



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Duílio Assunção Marçal de Araújo

**EFEITO DA DIMENSÃO DA PLACA EM RESULTADOS DE
PROVA DE CARGA EM AREIA**

Natal-RN

2016

Duílio Assunção Marçal de Araújo

**EFEITO DA DIMENSÃO DA PLACA EM RESULTADOS DE
PROVA DE CARGA EM AREIA**

Dissertação apresentada
ao Programa de Pós-
Graduação em Engenharia
Civil, da Universidade
Federal do Rio Grande do
Norte, como requisito
parcial à obtenção do título
de Mestre em Engenharia
Civil.

Orientadora: Prof. Dr^a. Carina Maia Lins Costa

Co-orientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

Natal-RN

2016

Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN
Sistema de Bibliotecas – SISBI
Catalogação da Publicação na Fonte - Biblioteca Central Zila Mamede

Araújo, Duílio Assunção Marçal de.

Efeito da dimensão da placa em resultados de prova de carga em areia /
Duílio Assunção Marçal de Araújo. - 2017.
113 f. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte,
Centro de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil.
Natal, RN, 2017.

Orientadora: Prof.^a Dr.^a Carina Maia Lins Costa.

Coorientador: Prof.^a Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa.

1. Fundações diretas - Dissertação. 2. Solos arenosos - Dissertação. 3.
Densidade relativa - Dissertação. 4. Efeito da dimensão - Dissertação. I.
Costa, Carina Maia Lins. II. Costa, Yuri Daniel Jatobá. III. Título.

RN/UF/BCZM

CDU 624.153.51

EFEITO DA DIMENSÃO DA PLACA EM RESULTADOS DE PROVA DE CARGA EM AREIA

Duílio Assunção Marçal de Araújo

Orientadora: Prof. Dr^a. Carina Maia Lins Costa

Coorientador: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

RESUMO

Provas de carga em placa representam uma ferramenta importante na elaboração de projetos de fundações, possibilitando estimativas tanto de tensão admissível quanto de recalques. Porém, quando se trata de prova de carga em solo arenoso, a extrapolação dos resultados obtidos do modelo (placa) para o protótipo (fundação) se torna mais complexa, em comparação com provas de carga sobre solo argiloso. Este trabalho apresenta um estudo realizado com o objetivo de avaliar o efeito da dimensão da placa nos resultados de provas de carga em placa realizadas em solo arenoso. Essa avaliação foi feita mediante análise de resultados de provas de carga realizadas em campo bem como mediante simulações numéricas de provas de carga. As provas de carga em campo analisadas foram executadas em solos arenosos, em condição de aterro, nas densidades relativas de 45 e 70%. Estes ensaios foram executados pelo método QML (*quick maintained load test*) com placas circulares de 0,30, 0,50 e 0,80 m de diâmetro. Para uma melhor avaliação do efeito da dimensão, as simulações numéricas foram conduzidas com placas de dimensões entre 0,15 e 3,0 m. A realização da simulação numérica foi possível através da ferramenta computacional baseada no método dos elementos finitos, Plaxis 2D, utilizando-se o modelo hiperbólico *Hardening Soil* para representar o comportamento do solo. Na investigação das tensões admissíveis, foram utilizados diferentes critérios de ruptura convencional, já que nenhuma curva apresentou ruptura nítida ou física. A influência da dimensão da placa na tensão admissível dependeu do critério de ruptura utilizado. A tensão admissível não se apresentou linearmente crescente com o aumento da dimensão, como previsto nos métodos teóricos. O recalque, para um mesmo nível de tensão, apresentou um crescimento não linear com o aumento da dimensão da placa. Por fim, analisou-se a influência da densidade relativa do solo no comportamento solo-placa para diferentes dimensões de placa. Foi percebido que a densidade relativa influencia na magnitude dos valores de tensão e recalque, entretanto, tem menor influência na variação das tensões e recalques com o aumento da dimensão.

Palavras-chave: fundações diretas, efeito da dimensão, densidade relativa, areia.

PLATE DIMENSION EFFECT ON PLATE LOAD TEST RESULTS IN SAND

Duílio Assunção Marçal de Araújo

Advisor: Prof. Dr^a. Carina Maia Lins Costa

Co-advisor: Prof. Dr. Yuri Daniel Jatobá Costa

ABSTRACT

Plate load tests represent an important tool on foundation design because it allows to define allowable stresses and settlements. However, when carried out on sand, the extrapolation of the results from the model (plate) to the prototype (foundation) becomes more complex, as compared to tests on clay. This work aims at evaluating the plate dimension effect on the result of plate load tests in sand. The study included analyses field in the test results and numerical simulation. The plate load tests in the field were carried out in sand deposits, with relative densities of 45% and 70%. These tests were executed with quick maintained load using plates with 0.30, 0.50, 0.80 m in diameter. In an attempt to better evaluate the effect of the dimension of the plate, the numerical simulations were carried out with plate dimensions ranging from 0.15 to 3.0 m. The main goal of this phase of the research was to assess the effect of the plate dimension on the allowable stress and the corresponding settlement of the plate. The numerical simulation was performed by using the finite element software Plaxis 2D and the behavior of the soil was represented by the hyperbolic model Hardening Soil. Since a clear failure pattern was not possible to be identified with the stress-settlement curves, different “conventional” failure criteria were used to find the corresponding allowable stress. Distinct allowable stress values were obtained with the different methods. The plate dimension effect on the allowable stress was found to be dependent on the assumed failure criterion. Differently from what the theoretical methods predict, the allowable stress followed a non-linear increase with plate dimension. Lastly, the influence of the soil relative density on the plate soil results was assessed for different plate sizes. It has been found that the relative density plays a low influence on stresses and settlement variation with the plate diameter.

Key-words: shallow foundations, dimension effect, relative density, sand.

“Ninguém ignora tudo.
Ninguém sabe tudo. Todos
nós sabemos alguma coisa.
Todos nós ignoramos
alguma coisa. Por isso
aprendemos sempre”.

- Paulo Freire

Aos meus pais Maria José e
Rosan, aos meus avós
Clotilde e Armando, dedico
este trabalho.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Rosan e Maria José, minha irmã Giovanna, meus avós Armando e Clotilde, por todo carinho, afeto, paciência, ensinamentos e pelos auxílios para tornar tudo isso possível.

Aos meus tios, Rosinaldo e Selma, por todo apoio, carinho e auxílio, não somente nesta fase, mas em toda minha vida.

A Rayanne, por tornar as barreiras mais fáceis de se ultrapassar, pela paciência, pelo carinho e compreensão durante toda essa caminhada.

A minha orientadora, professora Carina Maia Lins Costa, pela paciência, dedicação, confiança e disponibilidade para transmitir os conhecimentos necessários para a realização deste trabalho.

Ao meu coorientador, professor Yuri Daniel Jatobá Costa, pelos conhecimentos compartilhados, críticas e sugestões ao trabalho.

Ao professor Fagner França, pelos ensinamentos, entusiasmo, sugestões e apoio.

A Filipe Santos, pela amizade, pelo conhecimento compartilhado, apoio e encorajamento nas decisões difíceis durante essa jornada.

Aos colegas de turma, Charles Chaves e Emanuel Cunha, pelo companheirismo e conhecimentos compartilhados ao longo desse mestrado.

A Gustavo Pinheiro, pelo incentivo, amizade, companheirismo e apoio durante essa fase.

Aos grandes amigos, Gustavo Marques, Ana Clara Saraiva, Adriana Marques, Victor Albino, Pedro Medeiros, Bruno Terra, Matheus Rangel, Yriu Lourenço, Bruno Dias, pela amizade, apoio e momentos de alegria compartilhados que ajudaram a vencer momentos difíceis.

A todos os demais colegas, professores e funcionários do programa de pós-graduação em engenharia civil.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURA.....	xi
LISTA DE TABELAS.....	xvi
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xviii
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. RELEVÂNCIA.....	2
1.2. OBJETIVO GERAL.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1. EFEITO DA DIMENSÃO COM ÊNFASE NA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES DIRETAS.....	4
2.2. EFEITO DA DIMENSÃO COM ÊNFASE NO RECALQUE DE FUNDAÇÕES DIRETAS.....	19
2.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE O EFEITO DA DIMENSÃO DA PLACA.....	25
3. METODOLOGIA.....	27
3.1. PROVAS DE CARGA EM PLACA.....	27
3.2. SUBSOLO LOCAL.....	31
3.3. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DE ATERRO.....	33
3.4. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS REALIZADAS.....	35
3.4.1. Definição da geometria e malha utilizadas.....	36
3.4.2. Modelagem da placa simulada.....	37
3.4.3. Modelagem do solo e interfaces.....	37
3.5. PARÂMETROS ADOTADOS PARA A EQUAÇÃO DO ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN (AIJ).....	40
4. RESULTADOS E ANÁLISES.....	42
4.1. RESULTADOS E ANÁLISES DAS PROVAS DE CARGA NO CAMPO.....	42
4.1.1. Tensões de ruptura.....	42
4.1.2. Utilização da equação de capacidade de carga do AIJ.....	46

4.1.3. Recalques.....	48
4.2. RESULTADOS E ANÁLISES DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS.....	49
4.2.1. Definição do valor do módulo de deformabilidade para as simulações numéricas.....	49
4.2.1.1. Resultados das simulações com módulo de deformabilidade obtido a partir de ensaios triaxiais.....	50
4.2.1.2. Resultados das simulações com módulo de deformabilidade obtido a partir da formulação da teoria da elasticidade.....	51
4.2.1.3. Resultados das simulações com módulo de deformabilidade obtido a partir de dados da literatura técnica e correlação SPT.....	52
4.2.1.4. Resultados das simulações com módulo de deformabilidade a partir do método de três placas.....	53
4.2.1.5. Parâmetros de rigidez adotados.....	54
4.2.2. Simulações realizadas.....	55
4.2.3. Tensões de ruptura... ..	56
4.2.4. Normalização das curvas obtidas nas simulações numéricas.....	59
4.2.5. Análise de recalque.....	60
4.2.6. Comparação das tensões obtidas pelas simulações numéricas e as da equação do AIJ.....	66
4.2.6.1. Comparação das tensões obtidas pelo critério de Boston e pelo AIJ.....	67
4.2.6.2. Comparação das tensões obtidas pelo critério B/30 e pelo AIJ.....	68
4.2.6.3. Análise geral do AIJ.....	70
4.2.7. Reflexões sobre a extrapolação dos resultados de provas de carga em placa para fundações.....	71
4.2.7.1. Procedimentos para extrapolação de resultados de prova de carga.....	72
4.2.7.2. Avaliação dos procedimentos de extrapolação.....	80
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	86
5.1. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	89
REFERÊNCIAS.....	91

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Capacidade de carga em função da largura da sapata. (Vianna, 2005)

Figura 2.2.a. – Curvas tensão x recalque obtidas em provas de carga (adaptado Briaud e Jeanjean, 1994)

Figura 2.2.b – Curvas tensão x recalque normalizado (adaptado Briaud e Jeanjean, 1994)

Figura 2.3 – Curvas tensão x recalque (adaptado Cudmani, 1994).

Figura 2.4 – Normalização da curva de solo cimentado artificialmente (Consoli *et al.*, 2009)

Figura 2.5 – Curvas tensão x recalque para várias dimensões da sapata nas duas regiões analisadas (Briaud e Jeanjean, 1994)

Figura 2.6 – Curva capacidade de carga x diâmetro, caso de solo inundado (Vianna, 2005)

Figura 2.7 – Curva capacidade de carga x diâmetro, caso de solo não-inundado (Vianna, 2005)

Figura 2.8 – Curvas ângulo de atrito interno x densidade relativa para a areia Toyoura com diferentes valores de tensão efetiva (Tatsuoka *et al.*, 1986 *apud* Du *et al.*, 2016)

Figura 2.9 – Relação entre fator de capacidade de carga N_γ e ângulo de atrito interno (adaptado, Du *et al.*, 2016)

Figura 2.10 – Resultados de provas de carga em relação a linha de estado crítico (Fellenius e Altaee, 1994 *apud* Cerato e Lutenegeger, 2007)

Figura 2.11 – Curvas tensão x recalque de sapatas de diferentes larguras e com a mesma distância da linha de estado crítico (Fellenius e Altaee, 1994 *apud* Cerato e Lutenegeger, 2007)

Figura 2.12 – Relação entre recalque (p) e dimensão (B) de sapatas e placas rígidas para uma tensão constante aplicada (Gorbunov-Possadov e Dadidov, 1973 *apud* Reznik, 1993)

Figura 2.13 – Variação dos recalques com a dimensão da placa ou sapata (B) para níveis de tensão constantes, com solos inundado (Vianna, 2005)

Figura 2.14 – Variação dos recalques com a dimensão da placa ou sapata (B) para níveis de tensão constantes e sucção de 20 kPa (Vianna, 2005)

Figura 2.15 – Relação entre recalques e diâmetro da placa em vários níveis de tensão (Costa e Cintra, 1999)

Figura 2.16.a – Curvas tensão x recalque na areia *Brown Mortar*, $D_r = 13\%$ (Cerato e Luteneegger, 2007)

Figura 2.16.b – Curvas tensão x recalque na areia *Brown Mortar*, $D_r = 70\%$. (Cerato e Luteneegger, 2007)

Figura 2.17.a – Curvas tensão x recalque na areia *Winter*, $D_r = 24\%$ (Cerato e Luteneegger, 2007)

Figura 2.17.b – Curvas tensão x recalque na areia *Winter*, $D_r = 87\%$ (Cerato e Luteneegger, 2007)

Figura 2.18 – Variação do bulbo de tensões com a dimensão da placa

Figura 3.1 – Localização das áreas que foram pesquisadas (Araújo, 2013)

Figura 3.2 – Curva tensão x recalque na região Leste com $D=0,30$ m

Figura 3.3 – Curva tensão x recalque na região Leste com $D=0,50$ m

Figura 3.4 – Curva tensão x recalque na região Leste com $D=0,80$ m

Figura 3.5 – Curva tensão x recalque na região Norte com $D=0,50$ m

Figura 3.6 – Curva tensão x recalque na região Norte com $D=0,30$ m

Figura 3.7 – Caracterização do subsolo da região de solo medianamente compacto (região Leste). (adaptado Araújo, 2013)

Figura 3.8 – Caracterização do subsolo da região de solo compacto (região Norte). (adaptado Araújo, 2013)

Figura 3.9 – Curva granulométrica do aterro assentado nas regiões Leste e Norte (Araújo, 2013)

Figura 3.10 – Elementos de análise de tensão e deformação correspondentes a simulação da placa de 0,80 m.

3.11 – Interpretação de ensaio três placas, segundo Burmister (Velloso e Lopes, 2010)

Figura 4.1 – Curvas tensão x recalque, na região SMC.

Figura 4.2 – Curvas tensão x recalque, na região SC.

Figura 4.3.a – Valores de capacidade de carga obtidos pela equação de Terzaghi e pelo AIJ, na região SMC.

Figura 4.3.b – Valores de capacidade de carga obtidos pela equação de Terzaghi e pelo AIJ, na região SC.

Figura 4.4.a – Curvas tensão x recalque obtidos por prova de carga e Plaxis com E definido por ensaios triaxiais, na região SMC.

Figura 4.4.b – Curvas tensão x recalque obtidos por prova de carga e Plaxis com E definido por ensaios triaxiais, na região SC.

Figura 4.5.a – Curvas tensão x recalque obtidos por prova de carga e Plaxis com E definido pela Equação 3.2, na região SMC.

Figura 4.5.b – Curvas tensão x recalque obtidos por prova de carga e Plaxis com E definido pela Equação 3.2, na região SC.

Figura 4.6.a – Curvas tensão x recalque obtidos por prova de carga e Plaxis com E definido por dados na literatura e correlação SPT, na região SMC.

Figura 4.6.b – Curvas tensão x recalque obtidos por prova de carga e Plaxis com E definido por dados na literatura, na região SC.

Figura 4.7.a – Resultados do método de Burmister (1947), na região SMC.

Figura 4.7.b – Resultados do método de Burmister (1947), na região SC.

Figura 4.8.a – Curvas tensão x recalque obtidos por prova de carga e Plaxis com E definido pelo método de Burmister (1947), na região SMC.

Figura 4.8.b – Curvas tensão x recalque obtidos por prova de carga e Plaxis com E definido pelo método de Burmister (1947), na região SC.

Figura 4.9 – Curvas tensão x recalque obtidos por simulação numérica do modelo SMC.

Figura 4.10 – Curvas tensão x recalque obtidos por simulação numérica do modelo SC.

Figura 4.11.a – Relação da tensão e largura da placa, modelo SMC.

Figura 4.11.b – Relação da tensão e largura da placa, modelo SC.

Figura 4.12 – Curvas tensão x recalque/largura da placa no modelo SMC.

Figura 4.13 – Curvas tensão x recalque/largura da placa no modelo SC.

Figura 4.14.a – Relação recalque x largura da placa, no modelo SMC.

Figura 4.14.b – Relação recalque x largura da placa, no modelo SC.

Figura 4.15.a – Relação recalque normalizado x largura da placa, no modelo SMC.

Figura 4.15.b – Relação recalque normalizado x largura da placa, no modelo SC.

Figura 4.16.a – Relação do coeficiente de recalque e largura da placa, no modelo SMC.

Figura 4.16.b – Relação do coeficiente de recalque e largura da placa, no modelo SC.

Figura 4.17 – Curvas β x n , no modelo SMC.

Figura 4.18 – Curvas β x n , no modelo SC.

Figura 4.19 – Relação entre os valores de β das regiões SMC e SC, para uma tensão de 100 kPa.

Figura 4.20 – Relação entre os valores de β das regiões SMC e SC, para uma tensão de 200 kPa.

Figura 4.21 – Relação entre os valores de β das regiões SMC e SC, para uma tensão de 300 kPa.

Figura 4.22 – Relação entre os valores de β das regiões SMC e SC, para uma tensão de 400 kPa.

Figura 4.23.a – Curvas tensão de segurança à ruptura em função de B , obtidos pelos critérios de ruptura e AIJ, modelo SMC.

Figura 4.23.b – Curvas tensão de segurança à ruptura em função de B , obtidos pelos critérios de ruptura e AIJ, modelo SC.

Figura 4.24 – Procedimento inicial para análise de resultados de provas de carga

Figura 4.25 – Curvas tensão x dimensão, para vários valores de recalque, solo da região SMC.

Figura 4.26 – Curvas tensão x dimensão, para vários valores de recalque, solo da região SC.

Figura 4.27 – Ilustração do procedimento proposto

Figura 4.28 – Fluxograma do procedimento apresentado

Figura 4.29 – Variação de tensão em relação à tensão na placa de 0,80 m, no modelo SMC e SC ($\rho=2,5$ mm).

Figura 4.30 – Variação de tensão em relação à tensão na placa de 0,80 m, no modelo SMC e SC ($\rho=5,0$ mm).

Figura 4.31 – Variação de tensão em relação à tensão na placa de 0,80 m, no modelo SMC e SC ($\rho=10,0$ mm).

Figura 4.32 – Variação de tensão em relação à tensão na placa de 0,80 m, no modelo SMC e SC ($\rho=25,0$ mm).

Figura 4.33 – Variação de tensão em relação à tensão na placa de 0,80 m, no modelo SMC e SC ($\rho=40,0$ mm).

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Efeito da dimensão em resultados de ensaios de provas de carga reportados na literatura (Elaborado pelo autor).

Tabela 3.1 – Parâmetros de deformabilidade do solo superficial nas regiões Leste e Norte (Araújo, 2013).

Tabela 3.2 – Parâmetros de rigidez e resistência do modelo *Hardening Soil*.

Tabela 3.3 – Parâmetros de rigidez da placa.

Tabela 3.4 – Pesos específicos e parâmetros de resistência adotados.

Tabela 3.5 – Módulos de deformabilidade encontrados na literatura (Niyama *et al.*, 1996).

Tabela 3.6 – Parâmetros adotados para a equação do AIJ.

Tabela 4.1 – Valores de tensão admissível pelo critério de Boston e tensão de segurança à ruptura pelos critérios de Pré-adensamento e B/30.

Tabela 4.2 – Valores de tensão admissível pelo critério de Boston e tensão de segurança à ruptura pelo Pré-adensamento, B/30 e AIJ (2001).

Tabela 4.3 – Valores de coeficiente de recalque.

Tabela 4.4 – Dados determinados pelo método de Burmister (1947).

Tabela 4.5 – Parâmetros de rigidez adotados.

Tabela 4.6 – Valores de tensão admissível e de tensão de segurança à ruptura nas curvas simuladas, no modelo SMC.

Tabela 4.7 – Valores de tensão admissível e de tensão de segurança à ruptura nas curvas simuladas, no modelo SC.

Tabela 4.8 – Valores de tensão admissível pelo critério de Boston e de tensões de segurança à ruptura pelos critérios B/30 e AIJ, no modelo SMC.

Tabela 4.9 – Valores de tensão admissível pelo critério de Boston e de tensões de segurança à ruptura pelos critérios B/30 e AIJ, no modelo SC.

Tabela 4.10 – Tensões obtidas pelo critério de Boston e AIJ (2001), para o modelo SMC nas simulações.

Tabela 4.11 – Tensões obtidas pelo critério de Boston e AIJ (2001), para o modelo SC nas simulações.

Tabela 4.12 – Tensões obtidas pelo critério B/30 e AIJ (2001), para o modelo SMC nas simulações.

Tabela 4.13 – Tensões obtidas pelo critério B/30 e AIJ (2001), para o modelo SC nas simulações.

Tabela 4.14 – Recalques correspondentes às tensões de segurança à ruptura obtidas por AIJ.

Tabela 4.15 – Equações para determinação da tensão admissível.

Tabela 4.16 – Valores de tensões e recalques para a placa de 1,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SMC.

Tabela 4.17 – Valores de tensões e recalques para a placa de 1,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SMC.

Tabela 4.18 – Valores de tensões e recalques para a placa de 3,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SMC.

Tabela 4.19 – Valores de tensões e recalques para a placa de 3,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SMC.

Tabela 4.20 – Valores de tensões e recalques para a placa de 1,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SC.

Tabela 4.21 – Valores de tensões e recalques para a placa de 1,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SC.

Tabela 4.22 – Valores de tensões e recalques para a placa de 3,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SC.

Tabela 4.23 – Valores de tensões e recalques para a placa de 3,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SC.

LISTA DE SÍMBOLOS

$(N_{60})_1$ – número de golpes referente à 60% da energia teórica corrigida

$E_{50}^{ref}, E_{oed}^{ref}, E_{oed}^{ref}$ – módulos de deformabilidade (*Hardening Soil*)

R_f – relação de resistência de ponta e atrito lateral

d_{50} – diâmetro médio do grão

k_s – coeficiente de reação vertical do solo

q_t – resistência de ponta

ρ'_{aD} – recalque admissível referente à tensão admissível adotado pelo critério adotado

ρ_{80} – recalque admissível na prova de carga

ρ_f – recalque da fundação

ρ_p – recalque da fundação

σ'_{aD} – tensão admissível para dimensão obtidos pelos critérios adotados

σ_a – tensão admissível

σ_{a80} – tensão admissível na prova de carga

σ_{aD} – tensão admissível para dimensão extrapolada no método proposto

σ_r – capacidade de carga

σ_{r80} – capacidade de carga na prova de carga

$\Delta\sigma$ – variação de tensão

B – dimensão fundação ou placa

B_f – dimensão da fundação

B_o = placa de dimensão de referência

B_p – dimensão da placa

c – coesão do solo

E – módulo de deformabilidade

E_{50} – módulo de deformabilidade referente à 50% do valor da tensão máxima

i_c, i_q, i_y – fatores de carga inclinada

I_p – fator de influência

n – relação de dimensão modelo x protótipo

N_{60} – número de golpes referente à 60% da energia teórica

N_c, N_q, N_y – fatores de capacidade de carga

N_{spt} – número de golpes

q – sobrecarga na profundidade da base da fundação

β – fator de recalque

γ – peso específico do solo

Δ – parâmetro de distância entre o estado de tensões e estado de tensões crítico

η – fator de efeito da dimensão

K – fator de correlação entre q_c e N_{spt}

α – fator de correlação de E e q_c

μ – coeficiente de Poisson

ρ – recalque

ρ_i – recalque imediato

σ – tensão aplicada

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Desde Terzaghi (1943), muitos pesquisadores vêm tentando formular equações para previsão da capacidade de carga (tensão mobilizada na ruptura) de um sistema solo-sapata, além de equações para previsão do recalque gerado para um determinado nível de tensão. Entre os métodos para obtenção de capacidade de carga e recalque, destaca-se o ensaio de prova de carga em placa. Este ensaio é amplamente difundido na engenharia mundial, conseguindo reproduzir *in loco* o comportamento do sistema.

Os métodos convencionais consideram que a capacidade de carga cresce linearmente com o aumento da largura da fundação, quando os demais fatores que a influenciam são mantidos constantes. Entretanto, resultados de provas de carga vêm contrariando alguns conceitos dos métodos teóricos convencionais, como o proposto por Terzaghi (1943), por exemplo. Os resultados de provas de carga sobre solo arenoso, em alguns casos, apresentam um aumento de capacidade de carga com a diminuição da dimensão da placa (Cudmani, 1994; Briaud e Jeanjean, 1994). É possível perceber ainda, através de resultados de provas de carga (Vianna, 2005), que o crescimento da dimensão da placa gera um aumento menor de capacidade de carga quando comparado aos resultados de métodos teóricos (que apresentam um crescimento linear com o aumento da dimensão da placa).

O efeito da dimensão da fundação é influenciado por diversos fatores, o que torna bastante complexa a sua análise e previsão do comportamento da fundação. Contudo, mediante provas de carga em placa e simulações numéricas é possível avaliar o comportamento da dimensão e como esse parâmetro afeta os valores de capacidade de carga e recalque na fundação direta.

1.1. RELEVÂNCIA

Através de prova de carga em placa é possível prever valores importantes para projetos de fundações como a tensão admissível e o recalque. Porém, quando se trata de prova de carga em solo arenoso, a extrapolação dos resultados obtidos do modelo (placa) para o protótipo (fundação) se torna mais complexa, em comparação com provas de carga sobre solo argiloso. Isso se deve ao fato da existência do efeito da dimensão da placa, que é visto nos resultados de provas de carga com dimensões de placa diferentes.

O efeito da dimensão pode se apresentar de forma linear ou não-linear na capacidade de carga e no recalque. O efeito não-linear da dimensão é comumente verificado em provas de carga em solo arenoso e dificulta a extrapolação da tensão de ruptura e recalque obtidos em uma prova de carga direta para uma fundação por sapata.

Ademais, se a curva tensão x recalque não apresentar ruptura nítida, será necessária ainda a utilização de um critério de ruptura para adoção da capacidade de carga, o qual influencia diretamente as análises de efeito da dimensão.

Ao se perceber essas dificuldades, é vista a importância de avaliar quais são os mecanismos que causam o efeito da dimensão, uma vez que esses mecanismos são pouco abordados na literatura técnica. Também é importante avaliar o comportamento das tensões de ruptura em função da dimensão a depender do critério de ruptura adotado.

Em virtude do que foi mencionado, o presente trabalho analisa o efeito da dimensão nos resultados de prova de carga realizadas em um solo arenoso, a fim de avaliar a influência desse efeito nos resultados de capacidade de carga e recalque. Esse estudo também apresenta propostas para estimar tensão admissível e recalque, de forma a incorporar o comportamento não-linear do efeito da dimensão nesses resultados.

1.2. OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem por objetivo investigar a influência do efeito da dimensão da placa nos recalques e na capacidade de carga do sistema solo-placa para solos arenosos. Esse estudo foi conduzido mediante análise de resultados de provas de carga em placa realizadas em campo bem como através da realização de simulações numéricas de provas de carga com outras dimensões além das ensaiadas em campo.

1.1.1. Objetivos específicos

- Analisar o comportamento das curvas tensão x recalque e o modo de ruptura obtido nas provas de carga em campo;
- Definir os valores dos parâmetros necessários para a modelagem numérica, como parâmetros de resistência e rigidez do solo, validando os valores empregados mediante comparação dos resultados das simulações com as provas de carga em campo;
- Avaliar o comportamento em relação à capacidade de carga e recalque para placas com diferentes diâmetros através de simulações numéricas de provas de carga com diferentes valores de diâmetro da placa.
- Comparar os valores de tensão de segurança à ruptura obtidos através das simulações numéricas e os valores de tensão de segurança à ruptura obtidos através da equação do *Architectural Institute of Japan* (AIJ).
- Discutir procedimentos para extrapolação dos resultados de prova de carga em placa, a fim de estimar a capacidade de carga e recalque de fundação por sapata sobre areia.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. EFEITO DA DIMENSÃO COM ÊNFASE NA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES DIRETAS

A estimativa da capacidade de carga é extremamente importante para a engenharia de fundações. Para isso, tanto os métodos numéricos como métodos analíticos são empregados no intuito de quantificar esse valor fundamental para os projetos geotécnicos. Entretanto, essa estimativa depende de uma grande gama de fatores, dificultando a extrapolação dos resultados de um modelo para um protótipo. Na extrapolação, o modelo corresponde a uma representação de um protótipo em dimensões reduzidas. No caso de fundações, o modelo reduzido é a placa que é utilizada no ensaio de prova de carga e o protótipo seria a fundação real que será executada.

Um dos pioneiros a estudar o comportamento do sistema solo-sapata foi Terzaghi (1943), formulando sua teoria para fundações superficiais. O mesmo afirmou que o sistema não depende apenas do solo onde a sapata está apoiada, mas também das dimensões da área carregada, do formato da sapata e da profundidade onde a base está apoiada. Por fim, chegou-se à Equação 2.1.

$$\sigma_r = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde:

σ_r : capacidade de carga (em kPa)

c : coesão do solo (em kPa)

q : sobrecarga (em kPa)

γ : peso específico do solo (em kN/m³)

B : dimensão da fundação (em m)

N_c, N_q, N_γ : fatores de capacidade de carga

A Figura 2.1 apresenta a variação da capacidade de carga em relação a largura da fundação (B), considerando que a primeira e a segunda parcela da Equação 2.1 sejam constantes, ou seja, têm-se o mesmo solo e as fundações são assentadas a uma mesma profundidade. Com o aumento do valor de B é perceptível que a capacidade de carga cresce linearmente proporcional à largura da fundação.

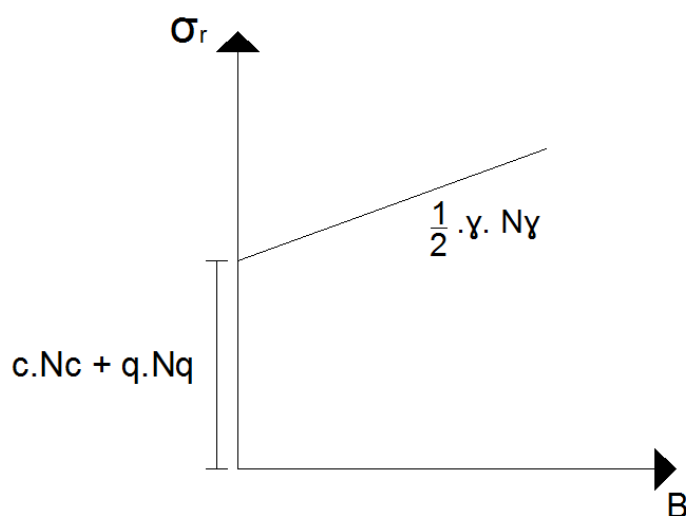


Figura 2.1 – Capacidade de carga em função da largura da sapata (Vianna, 2005).

Porém, outros autores por meio do ensaio de prova de carga direta, apresentaram resultados de sapatas com menores dimensões obtendo capacidade de carga maiores do que sapatas mais largas. Por exemplo, ao utilizar um penetrômetro manual com 28,4 mm de diâmetro em um solo poroso e não-saturado, Tsuha (2003) percebeu que apesar do diâmetro ser 50 vezes menor do que a placa que também analisava, obteve-se um resultado de capacidade de carga 5 vezes maior do que as de prova de carga na placa, quando comparado em situação de solo inundado, na mesma profundidade e no mesmo local.

As expressões “efeito da dimensão” e “efeito escala” são muitas vezes confundidas ou utilizadas com o mesmo sentido na literatura técnica. A expressão “efeito escala” surgiu no âmbito das análises de capacidade de carga por De Beer (1965), quando o mesmo estudava a variação do fator N_γ com a variação da dimensão B . Nesse contexto, os resultados de capacidade

de carga não proporcionais à variação da dimensão B eram causados pelo “efeito escala”.

Todavia, como destacado por Vianna (2005), a distinção entre as definições de “efeito escala” e “efeito da dimensão” foi expressa por Ovesen (1979). Segundo o autor, o efeito da dimensão ocorre quando um parâmetro adimensional é função dos resultados de uma estrutura de uma única dimensão variável para um mesmo campo gravitacional. Já o efeito escala, ocorre quando são comparados os resultados, expressos de forma adimensional, entre valores obtidos em campos gravitacionais distintos.

Ressalta-se que a definição de efeito escala e efeito da dimensão proposta por Ovesen (1979) será adotada no decorrer deste trabalho. Assim, para clareza do texto, mesmo que os autores das pesquisas relatadas na presente revisão tenham considerado de forma indevida em suas publicações o termo “efeito escala”, o mesmo foi corrigido no presente trabalho para “efeito da dimensão”.

Segundo De Beer (1965), é possível explicar o efeito da dimensão através do critério de ruptura de Mohr-Coulomb. A envoltória de Mohr-Coulomb, considerada uma reta, torna-se uma curva para altos níveis de tensão (ou seja, são obtidos menores valores de ângulo de atrito interno). Sendo assim, placas maiores gerariam tensões maiores no solo sob a placa causando uma quebra das partículas do solo, diminuindo o ângulo de atrito interno, e assim haveria uma perda de capacidade de carga do sistema.

Tatsuoka *et al.* (1994), que também analisaram o efeito escala em fundações superficiais, afirmaram que um dos motivos do alto efeito escala em pequenas placas devia-se à dimensão do grão em relação à dimensão da fundação (B/d_{50} , em que B é a largura da fundação ou placa, e d_{50} é o diâmetro médio do grão). Kusakabe (1995) verificou que o efeito da dimensão do grão é eliminado a partir da condição de $B/d_{50} > 100$.

Para “eliminar” o efeito da dimensão, gerando assim uma melhor análise dos resultados de prova de carga, alguns autores utilizaram o artifício da normalização da curva tensão x recalque (Briaud e Jeanjean, 1994; Décourt e Quarema Fº.1996; Consoli *et al.* 1998). Briaud e Jeanjean (1994) utilizaram uma analogia entre provas de carga e ensaios triaxiais, em que os autores mostram que as diferentes curvas geradas no gráfico tensão x recalque quando

transformadas em curvas tensão x deformação apresentam uma convergência de resultados. Os autores obtiveram a seguinte conclusão: em solos homogêneos e isotrópicos a normalização da curva tensão x recalque pode gerar resultados semelhantes independente da largura da placa, sugerindo então que as análises dos resultados dos ensaios de prova de carga em placa sejam realizadas após sua normalização, “eliminando” assim o efeito da dimensão. Contudo, é importante ressaltar que solos granulares não são homogêneos, pois o módulo de deformabilidade (E) é função da profundidade. Para retratar a análise realizada por Briaud e Jeanjean (1994) foi utilizado o termo “eliminado” entre aspas, uma vez que o efeito da dimensão não é realmente eliminado. Na verdade, o efeito da dimensão apresentado por solos homogêneos e isotrópicos (analisados pelos pesquisadores) ocorre de forma linear, possibilitando a convergência das curvas tensão x recalque quando normalizadas.

A Figura 2.2.a mostra as curvas tensão x recalque, obtidas em um ensaio de prova de carga em solo argilo-arenoso e a Figura 2.2.b apresenta os resultados das curvas tensão x recalque normalizado pela dimensão da fundação (p/B).

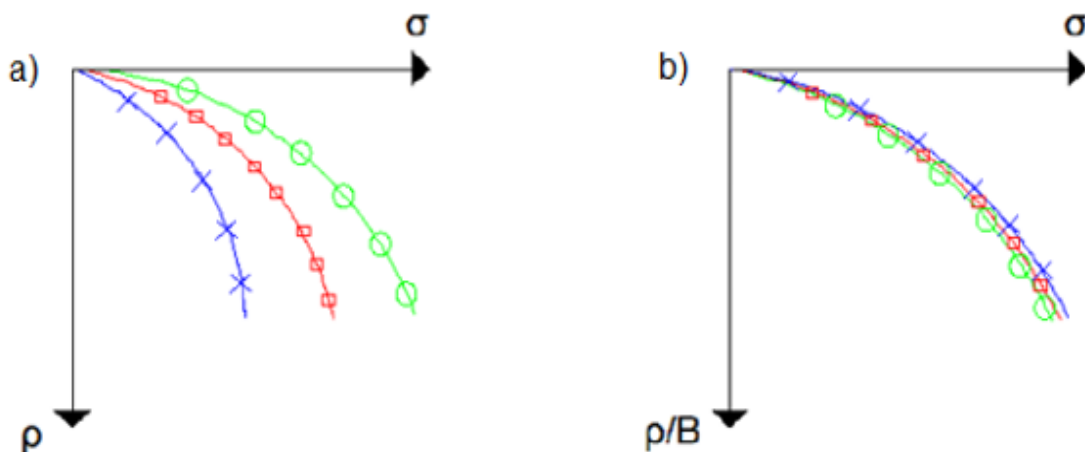


Figura 2.2 – a) Curvas tensão x recalque obtidas em prova de carga; b) curvas tensão x recalque normalizado (adaptado Briaud e Jeanjean, 1994).

Décourt e Quaresma F° (1996) utilizaram placas de 127 mm de diâmetro, denominadas “mini-placas”, e compararam com ensaios de provas de carga em placa com 0,8 m de diâmetro. Os autores afirmaram que não havia

necessidade de extrapolação dos resultados de prova de carga, uma vez que após adimensionalizar o eixo dos recalques (p/B) é possível interpretar os resultados de tensão e recalque sem a influência da dimensão.

Cudmani (1994) realizou prova de carga direta em placas com diâmetros de 0,30, 0,45 e 0,60 m em diferentes profundidades sobre um solo areno-argiloso não-saturado. Cudmani (1994) percebeu que as curvas tensão x recalque apresentavam um acréscimo de recalque com o aumento da dimensão da placa, para um mesmo nível de tensão aplicado. A partir das curvas obtidas, foi concluído que o aumento da dimensão resultava em uma diminuição da tensão admissível, para vários critérios de ruptura convencional. A Figura 2.3 apresenta as curvas obtidas em sua pesquisa.

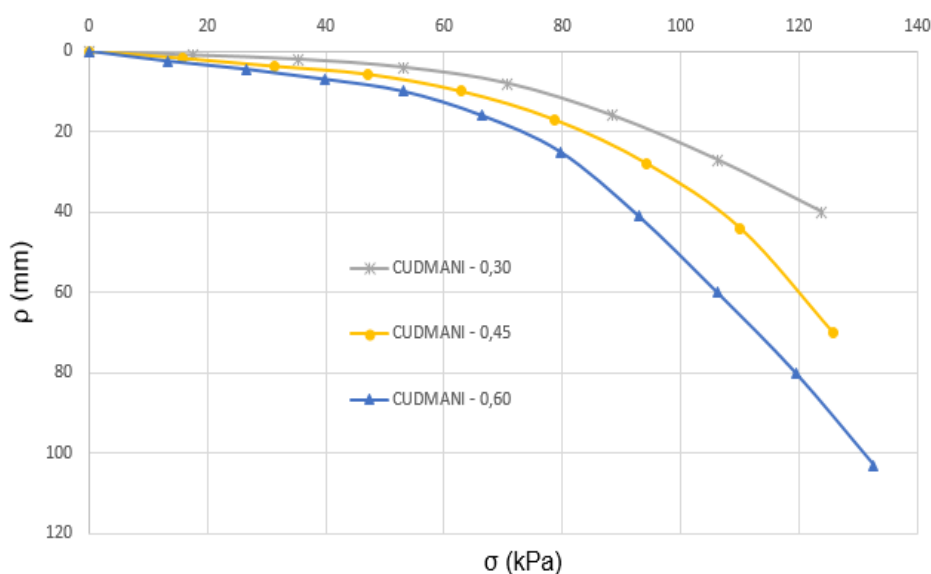


Figura 2.3 – Curvas tensão x recalque (adaptado Cudmani, 1994).

Cerato e Lutenegeger (2007) fizeram uma análise em um solo arenoso, através de provas de carga, com diâmetro de placas entre 2,5 a 10,1 cm (mini-placas), circulares e quadradas em diferentes densidades relativas, em uma caixa com dimensões 30x76x76 cm. Os autores afirmaram que o efeito da dimensão em areias é maior que em solos argilosos, devido a granulometria e a sua compactidade.

Consoli *et al.* (2009) realizaram uma pesquisa com solos cimentados artificialmente sobre solos residuais compressíveis. Os autores afirmaram que a normalização dos resultados em provas de carga pode estabelecer

tendências gerais do comportamento do sistema solo-sapata independente da dimensão, ou seja, diminuindo a dependência da dimensão nos resultados.

A Figura 2.4 mostra como os autores normalizaram as curvas tensão x recalque obtidas nas provas de carga em placa. Foram normalizados os dois eixos. No eixo das ordenadas o recalque foi normalizado pelo valor do diâmetro da placa e plotado no gráfico em forma de porcentagem. No eixo das abscissas, a tensão foi normalizada por uma tensão correspondente a 3% de p/B . Os valores indicados na legenda da figura após a nomenclatura “PLTD” significam os diâmetros da placa, e após “H” a profundidade de embutimento da placa em cm.

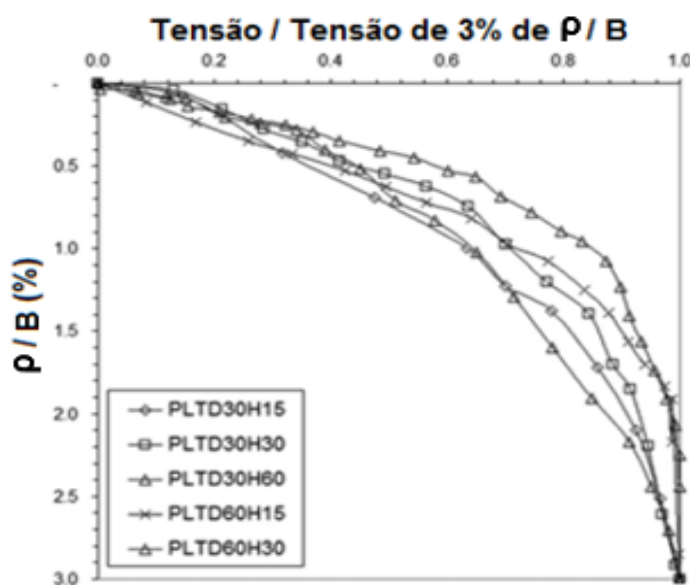


Figura 2.4 – Normalização da curva de solo cimentado artificialmente (Consoli *et al.*, 2009).

Para comparar os resultados apresentados na literatura, há também a pesquisa realizada por Briaud e Jeanjean (1994), em que foram executadas cinco provas de carga em sapatas quadradas de concreto, com largura de 1 a 3 m, em solo arenoso dividido em duas regiões com compacidades distintas (Norte e Sul). A Figura 2.5 apresenta as curvas tensão x recalque obtidas por Briaud e Jeanjean (1994). Nas duas regiões o aumento da dimensão refletiu em aumento dos valores de recalque (para uma mesma tensão aplicada) e diminuição da capacidade de carga.

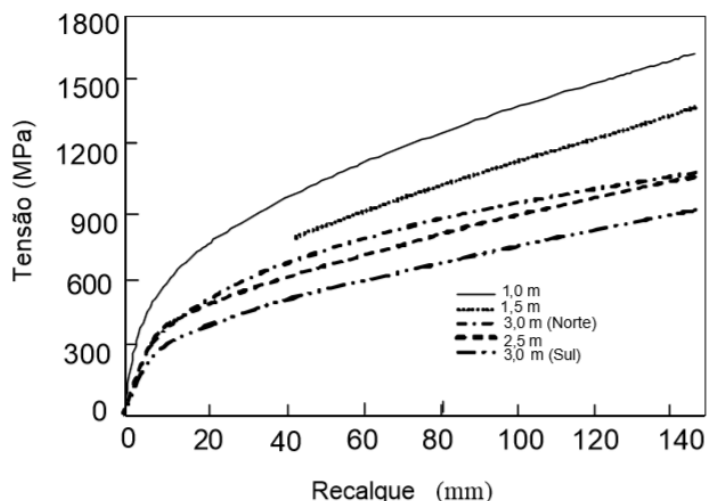


Figura 2.5 – Curvas tensão x recalque para várias dimensões da sapata nas duas regiões analisadas (Briaud e Jeanjean, 1994).

Vianna (2005) analisou 14 provas de carga em placa com diâmetros de 0,2, 0,4 e 0,8 m e uma sapata circular com diâmetro de 1,5 m, assentadas em uma profundidade de 1,5 metros sobre um solo areno-argiloso colapsível e não-saturado. Em sua pesquisa também foi medida a sucção durante as provas de carga. Para a análise de capacidade de carga Vianna (2005) utilizou 5 critérios para a determinação da capacidade de carga, assim designados de: “Terzaghi (1943)”, “Pré-adensamento”, “B/30”, “Leonards (1962)” e “B/10”.

A Tabela 2.1 apresenta uma compilação de resultados de provas de carga executadas por vários autores a fim de criar uma relação entre o comportamento das curvas obtidas na literatura e as obtidas nesse estudo. Nessa tabela é possível observar a faixa da dimensão de placa empregada pelo autor e o tipo de ruptura apresentada pela curva tensão x recalque. Também é apresentada na tabela a tendência de comportamento da capacidade de carga (σ_r) em função da largura B. Para os valores de capacidade de carga que crescem com o aumento de B existe a indicação “aumenta” na tabela. Em oposição, para valores de capacidade de carga que decrescem com o aumento da largura B, esse comportamento está indicado como “diminui”. Junto com essas informações, encontra-se indicado também na Tabela 2.1 se houve convergência ou não das curvas após a normalização.

Tabela 2.1 – Efeito da dimensão em resultados de ensaios de prova de carga reportados na literatura (Elaborado pelo autor).

Autor	Dimensão, B (m)	Tipo de ruptura	σ_r *	Normalização		Resultado da normalização
				Eixo tensão	Eixo recalque	
Briaud e Jeanjean (1994)	1,0 – 3,0	Convencional	Diminui	-	p/B	Convergiu
Cudmani (1994)	0,3 – 0,6	Convencional	Diminui	-	-	Não convergiu
Vianna (2005)**	0,2 – 0,8	Convencional	Aumenta	σ/σ_r	p/B	Não convergiu
Vianna (2005)**	0,8 – 1,5	Convencional	Diminui	σ/σ_r	p/B	Não convergiu
Vianna (2005)***	0,2 – 0,8	Convencional	Diminui	σ/σ_r	p/B	Não convergiu
Vianna (2005)***	0,8 – 1,5	Convencional	Aumenta	σ/σ_r	p/B	Não convergiu
Cerato e Lutenegeger (2007)	0,025 – 0,1	Nítida	Aumenta	-	-	Não convergiu
Consoli <i>et al.</i> (2009)	0,3 – 0,6	Convencional	Aumenta	$\sigma / \sigma (3\% \frac{p}{B})$	p/B	Não convergiu

*capacidade de carga

**ensaio inundado

***ensaio não-inundado

Percebe-se, através da Tabela 2.1, que não há concordância entre os resultados de prova de carga quanto à variação da capacidade de carga em função da dimensão B. Em algumas situações há um aumento de capacidade de carga com o aumento de B e em outros casos, o contrário. No caso de ruptura convencional, o critério adotado para determinar a tensão de ruptura pode interferir nos resultados de capacidade de carga em função do diâmetro da placa.

Quanto ao artifício da normalização da curva tensão x recalque, apenas Briaud e Jeanjean (1994) conseguiram convergir os resultados. A dificuldade de convergência entre as curvas tensão x recalque após a normalização pode ser considerada normal, já que para solos arenosos o efeito da dimensão envolve vários fatores que influenciam diretamente no comportamento das curvas obtidas em ensaios de prova de carga, dificultando sua convergência.

Vale ressaltar os resultados obtidos por Vianna (2005), que se apresentaram de maneira contrária quando avaliados em situação inundada e não-inundada (em que há o efeito da sucção sobre o sistema solo-placa). No caso do ensaio inundado, apresentado na Figura 2.6, os resultados de capacidade de carga aumentaram com o aumento da largura da placa até chegar à placa de 0,80 m, a partir desse ponto os valores de capacidade de

carga tiveram uma leve redução. O inverso ocorre na situação não-inundada, apresentada na Figura 2.7, os valores de capacidade de carga diminuem com o aumento do diâmetro B até o diâmetro 0,80 m e a partir desse ponto os valores de capacidade de carga se mantêm constantes ou aumentam, esse comportamento é mais visível para maiores níveis de sucção.

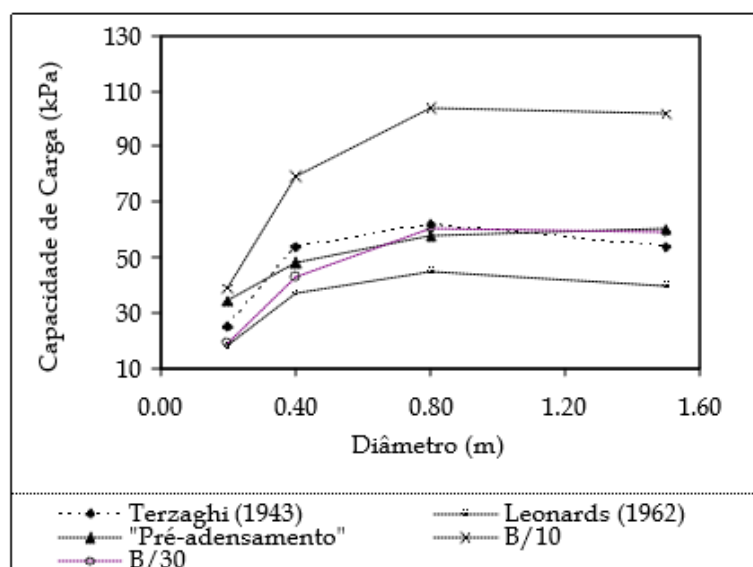


Figura 2.6 – Curva capacidade de carga x diâmetro, caso de solo inundado (Vianna, 2005).

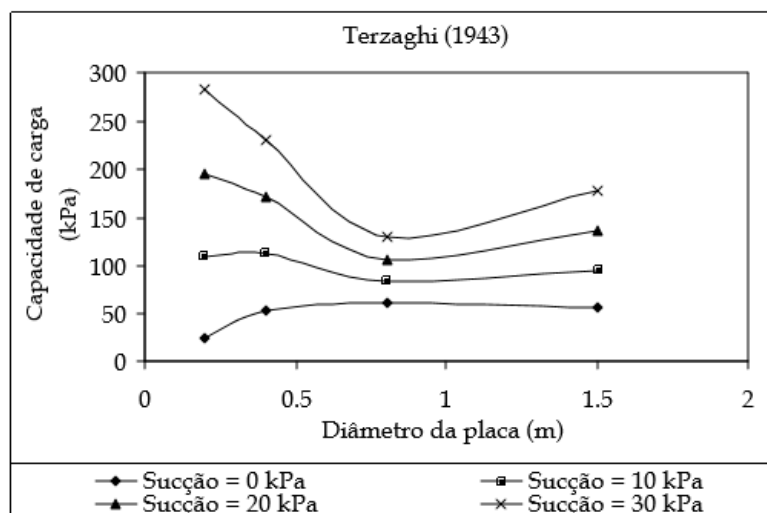


Figura 2.7 – Curva capacidade de carga x diâmetro, caso de solo não-inundado (Vianna, 2005).

Ueno *et al.* (1998) retrata que no passado o fator de capacidade de carga N_γ era considerado como um valor que dependia apenas do ângulo de atrito interno, e esse fator seria uma característica do solo, sendo completamente independente da dimensão da sapata. Os autores realizaram uma compilação com cerca de 80 materiais granulares, investigados por outros pesquisadores, em ensaios triaxiais. Como esperado, observou-se que o ângulo de atrito variava com o nível de tensão confinante aplicado e que a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb não era uma reta, ou seja, para maiores níveis de tensão a envoltória se comportava como uma curva. Como o nível de confinamento no maciço de solo que sofre acréscimo de tensão é maior para placas ou sapatas maiores, ocorre uma redução dos valores de ângulo de atrito com a dimensão, sendo este último relacionado diretamente com o fator N_γ . Com isso, é notável a dependência do fator N_γ com a dimensão da sapata, sendo essa dependência um dos motivos da ocorrência do efeito da dimensão.

Costa e Cintra (1999) realizaram simulações numéricas de provas de carga em placa com diversos diâmetros (0,2; 0,4; 0,6; 1,0; 1,4; 1,7; 1,9 e 2,5 m), considerando o solo como um material linear-elástico e homogêneo. A partir dessas simulações, perceberam que o efeito da dimensão produzia uma diminuição da tensão quando a dimensão da placa é aumentada. Dessa forma, placas com grandes dimensões quando variadas suas larguras (B) apresentavam uma variação de resposta de tensão muito pequena. Enquanto, placas de pequenas dimensões, a variação de sua largura refletia uma grande variação de tensão média. Através desses resultados, os autores perceberam que o efeito da dimensão era mais influente em placas com pequenas dimensões.

Siddiquee *et al.* (2001) realizaram uma série de simulações numéricas utilizando o método dos elementos finitos, de um solo arenoso com densidade relativa definida e fixada. O intuito da pesquisa era avaliar o efeito da dimensão, da forma, da profundidade da sapata e da carga sendo aplicada de forma inclinada na capacidade de carga. Os autores destacaram a importância de utilizar um modelo que leve em consideração o nível de tensões e que retrate dependência que a capacidade de carga tem quanto à tensão

confinante. Dessa forma, é possível simular o efeito da dimensão nos resultados das capacidades de carga obtidos pelas simulações.

Du *et al.* (2013 e 2016) avaliaram os valores de capacidade de carga através de simulações numéricas aplicando um modelo proposto pelos autores, com placas circulares variando o diâmetro entre 1,0 e 100,0 m sobre um solo arenoso, e ângulos de atrito interno entre 20° e 30°. Para validar sua proposta, os autores compararam os resultados de capacidade de carga simulados com os valores obtidos por uma equação semi-empírica desenvolvida pelo AIJ (2001) (*Architectural Institute of Japan*).

A equação do AIJ (2001), segundo Du *et al.* (2016), é muito utilizada no Japão, uma vez que essa formulação leva em consideração o efeito da dimensão. A Equação 2.2, proposta pelo AIJ (2001) é semelhante à de Terzaghi (1943), entretanto os fatores de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ e os fatores de carga inclinada i_c , i_q e i_γ descritos por Meyerhof (1963) são utilizados. O fator do efeito da dimensão η é definido pela Equação 2.3, em que B_0 é o valor da placa de referência igual a 1,0 m.

$$\sigma_r = i_c \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \gamma \cdot 0,5 \cdot N_\gamma \cdot B \cdot \eta + i_q \cdot q \cdot N_q \quad \text{Equação 2.2}$$

$$\eta = \left(\frac{B}{B_0} \right)^{-1/3} \quad \text{Equação 2.3}$$

Du *et al.* (2016) destacam a importância de que o modelo retrate a dependência dos resultados de capacidade de carga com a tensão confinante, ou seja, inclua o efeito da dimensão. Para apresentar esse efeito, chamado pelos autores de efeito da tensão confinante, os mesmos apresentaram resultados obtidos por Tatsuoka *et al.* (1986), em que comparam valores de ângulos de atrito interno com determinados valores de tensão confinante, variando a sua densidade relativa, esses resultados são apresentados na Figura 2.8.

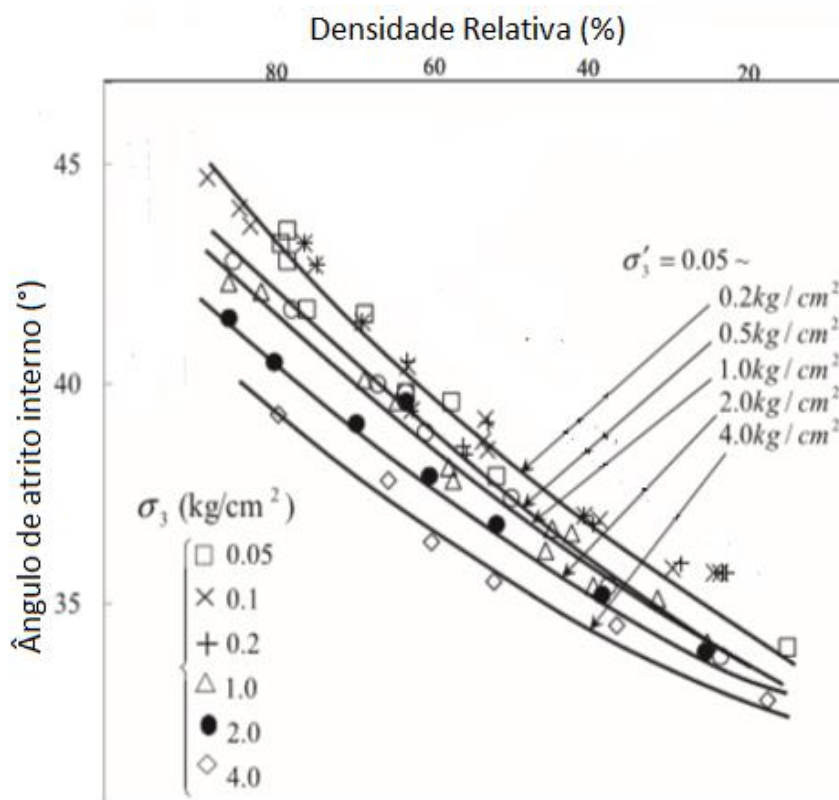


Figura 2.8 – Curvas ângulo de atrito interno x densidade relativa para a areia Toyoura com diferentes valores de tensão confinante (Tatsuoka *et al.*, 1986 *apud* Du *et al.*, 2016).

Du *et al.* (2016) fizeram uma retroanálise para obter o fator de capacidade de carga N_y , a partir dos resultados das simulações numéricas. Em seguida, compararam os valores obtidos com os valores de outros métodos de determinação de capacidade de carga, como: o método do Eurocode 7, Meyerhof (1963), AIJ (2001) e com um modelo numérico que não representasse o efeito da dimensão, ou seja, não considere a dependência do fator de capacidade de carga N_y com a tensão confinante. A Figura 2.9 apresenta as retroanálises realizadas pelos autores e a comparação entre elas quando plotadas em curvas fator N_y x ângulo de atrito interno.

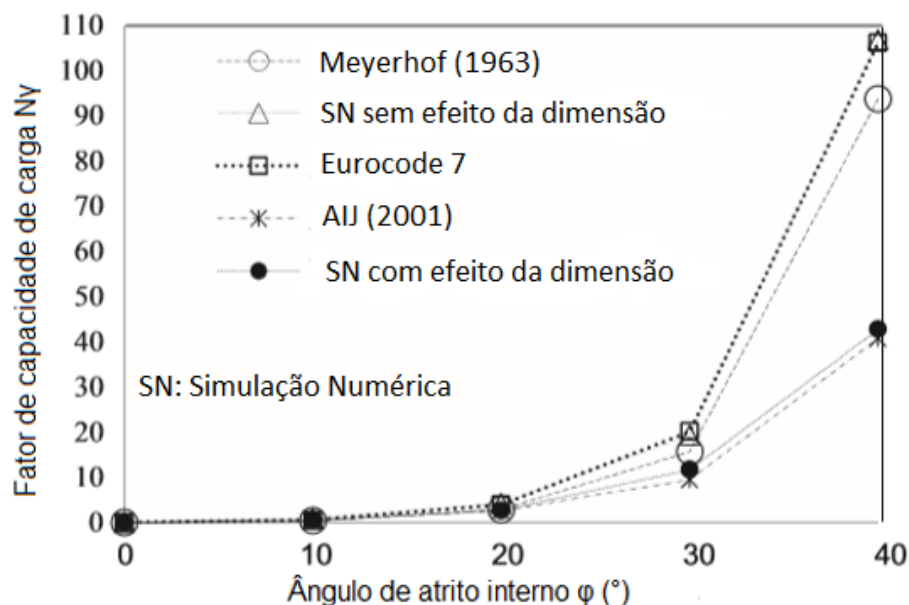


Figura 2.9 – Relação entre fator de capacidade de carga N_y e o ângulo de atrito interno (adaptado Du *et al.*, 2016).

Através da Figura 2.9, é possível observar que os valores de N_y , para o modelo com influência do efeito da dimensão e AIJ (2001), se apresentaram bem menores que os métodos analisados para valores de ângulo de atrito superiores a 30° . Os autores, então, concluíram que para baixos valores de ângulo de atrito o efeito da dimensão praticamente não tem influência nos resultados de capacidade de carga, já com ângulos de atrito acima de 30° o efeito da dimensão influencia consideravelmente nos valores de N_y , apresentando valores bem menores em relação aos métodos convencionais.

Segundo Cerato e Lutenegeger (2007) e Lee *et al.* (2013) a redução da capacidade de carga devido ao aumento da largura da fundação, em solos arenosos, é largamente atribuída à dependência do ângulo de atrito ao nível de tensão, quando se relaciona a envoltória de Mohr-Coulomb ao problema. Mas, também deve ser levado em consideração o conceito dos solos no seu estado crítico.

O conceito de estado crítico pode ser utilizado para definir o comportamento das fundações rasas combinando os efeitos de nível de tensão, densidade, compressibilidade e dimensão do grão. A linha de estado crítico, apresentada na Figura 2.10, é única para cada tipo de solo e define o estado em que não há mudança de volume.

A Figura 2.10 apresenta os resultados de um experimento realizado por Fellenius e Altaee (1994), em que os autores haviam definido uma linha de estado crítico para um solo com três densidades relativas conhecidas, plotando um gráfico índice de vazios e x tensão média. Na Figura 2.10 também há um parâmetro Δ criado por Been e Jefferies (1985), para quantificar a distância entre o estado de tensões atual e a linha do estado crítico. A pesquisa realizada por Fellenius e Altaee (1994) foi dividida em três etapas, apresentadas a seguir:

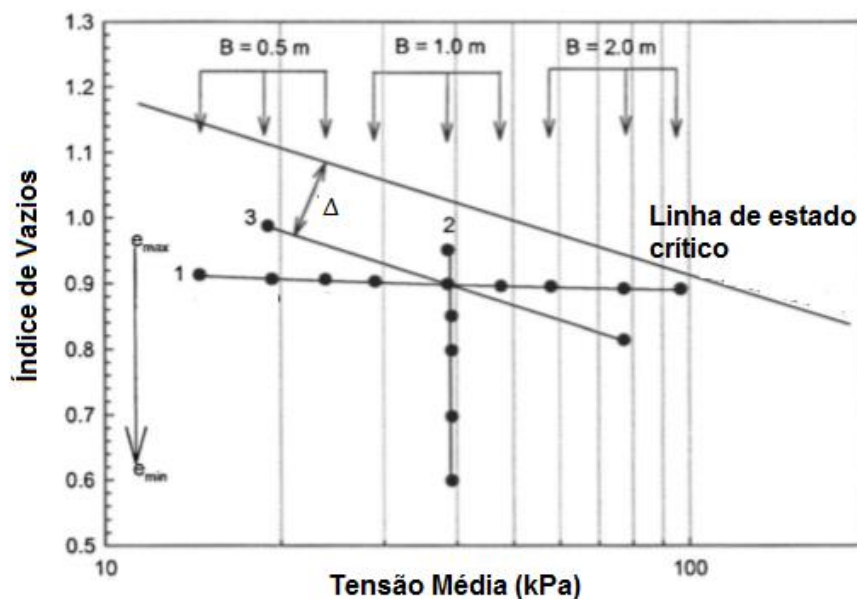


Figura 2.10 – Resultados de prova de carga em relação linha de estado crítico (Fellenius e Altaee, 1994 *apud* Cerato e Lutenegeger, 2007).

a) Na etapa número 1 foram testadas três sapatas com diferentes larguras ($B = 0,5$; $1,0$ e $2,0$ m) sobre o mesmo solo arenoso e com mesma densidade relativa, ou seja, mesmo índice de vazios. Para cada dimensão de sapata foram realizados ensaios em três posições de embutimento diferentes (na superfície, a uma profundidade igual ao diâmetro da sapata e a uma profundidade igual a duas vezes seu diâmetro). Com isso, foi observado pelos autores que a maior sapata apresentou maior tensão média se aproximando da linha do estado crítico e dessa forma obteve menores ângulos de atrito interno.

b) Na etapa número 2 foram testadas três sapatas de mesma dimensão sobre solos com mesma granulometria, porém com densidades relativas

diferentes. O solo com maior densidade relativa (menor índice de vazios) ficou mais distante da linha de estado crítico, resultando em um maior pico de resistência e um baixo valor de recalque, o que já era esperado.

c) Na etapa número 3, foi simulado para cada fundação (0,5;1,0 e 2,0 m) uma combinação com uma densidade relativa, tal qual todos coincidissem o mesmo valor de parâmetro Δ , ou seja, a mesma distância entre o estado de tensões atual e a linha de estado crítico. Após os ensaios, os autores perceberam que quando comparadas às situações de menor placa sobre um solo menos denso, a de placa com diâmetro intermediário sobre um solo com densidade relativa intermediária (em relação as outras estudadas) e a de maior placa sobre um solo mais denso, os resultados de curva tensão x recalque coincidiam. A Figura 2.11 apresenta os resultados das provas de carga da terceira etapa realizada por Fellenius e Altaee (1994).

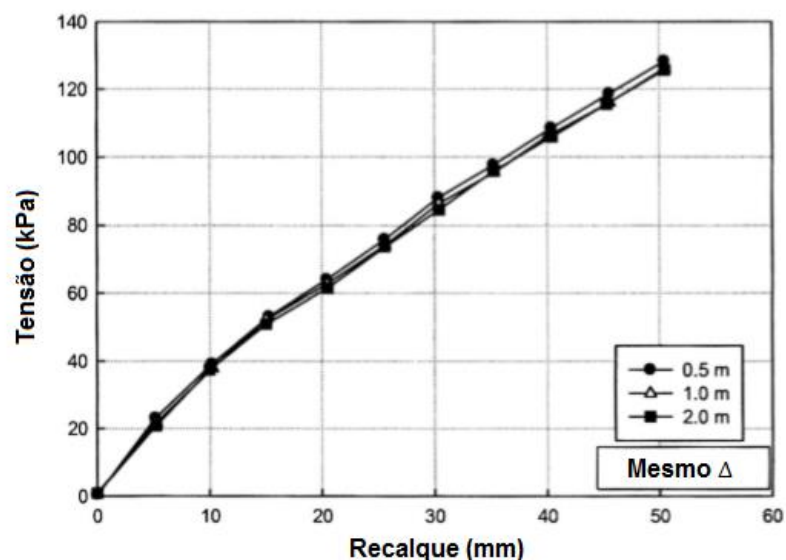


Figura 2.11 – Curvas tensão x recalque de sapatas de diferentes larguras e com mesma distância da linha de estado crítico (Fellenius e Altaee, 1994 *apud* Cerato e Lutenegeger, 2007).

Dessa forma, para Fellenius e Altaee (1994), seria possível minimizar a influência do efeito da dimensão nos resultados de prova de carga, realizando o ensaio da seguinte maneira: solos de baixa densidade relativa utilizaria placas com pequenos diâmetros, já solos com alta densidade relativa seria realizado o ensaio com placas de grandes diâmetros.

2.2. EFEITO DA DIMENSÃO COM ÊNFASE NO RECALQUE DE FUNDAÇÕES DIRETAS

A previsão de recalque ainda é algo bastante discutido na área da engenharia geotécnica, uma vez que para um mesmo problema e utilizando o mesmo método de previsão, se realizado por profissionais diferentes serão obtidos resultados diferentes. O que mostra que esses métodos ainda são muito subjetivos (Doherty e Wood, 2013).

De acordo com Doherty e Wood (2013) o método mais avançado para a previsão de recalques é um método numérico desenvolvido por Mayne (1994), que considera que a rigidez do solo diminui quando vai se aproximando da carga de ruptura do sistema. Esse método gera uma curva tensão-deformação não-linear por uma formação de série de análises linear-elásticas, utilizando uma rigidez elástica que diminui de acordo com uma função não-linear.

De toda forma, os métodos analíticos ainda são muito utilizados hoje, principalmente porque excelentes resultados podem ser obtidos para baixos níveis de tensão. O método de Schmertmann (1978), que inicialmente foi criado para recalques em solos arenosos e tem como parâmetros os dados fornecidos pelo ensaio SPT é amplamente utilizado pelos engenheiros (Cintra *et al.*, 2011).

Os procedimentos analíticos para previsão de recalque imediato foram divididos entre solos argilosos e solos arenosos, ambos seguindo a teoria da elasticidade linear. Os solos argilosos sobreadensados são considerados homogêneos, isotrópicos e com o seu módulo de deformabilidade (E_s) constante com a profundidade. Boussinesq (1885) *apud* Timoshenko e Goodier (1951) apresentam a Equação 2.4 para uma fundação direta em um meio elástico homogêneo para uma camada semi-infinita, cujo recalque é diretamente proporcional à largura B .

$$\rho_i = \sigma B \left[\frac{1-\mu^2}{E} \right] I_p \quad \text{Equação 2.4}$$

- ρ_i = recalque imediato;
- σ = tensão aplicada;
- B = largura da sapata;
- μ = coeficiente de Poisson;
- E = módulo de deformabilidade;
- I_p = fator de influência, depende da rigidez e da forma da sapata.

Em areias, mesmo sendo homogêneas em relação à sua granulometria e densidade relativa, o módulo de deformabilidade não é constante. As areias, teoricamente, possuem o módulo de deformabilidade aumentando com a profundidade devido ao efeito do confinamento, caracterizando o meio elástico não-homogêneo (Cintra *et al*, 2011).

A grande questão é a extrapolação dos resultados encontrados nas provas de carga em placa (modelo reduzido) para estimar o recalque da sapata (protótipo). Para o meio elástico homogêneo (MEH) a relação entre o recalque do modelo e o recalque do protótipo é observado na Equação 2.5 cujos recalques são diretamente proporcionais às dimensões. Na Equação 2.5 ρ_f é o recalque da fundação, ρ_p é o recalque da placa e “n” é o valor da razão entre as dimensões do protótipo (B_f) e do modelo (B_p). Nas areias já não é tão simples avaliar o recalque de um protótipo a partir de um modelo reduzido, já que o módulo de deformabilidade (E) cresce com a profundidade.

$$\frac{\rho_f}{\rho_p} = \frac{B_f}{B_p} \rightarrow \rho_f = n \rho_p \quad \text{Equação 2.5}$$

Contudo, enquanto os modelos teóricos apresentam uma continuidade crescente dos recalques com a dimensão B , Gorbunov-Possadov e Dadiddov (1973) *apud* Reznik (1993) fizeram uma compilação de resultados de vários solos, apresentada na Figura 2.12, criando uma curva com resultados de recalque em função da largura da fundação, para uma mesma tensão aplicada

(0,2 MPa). Por fim, os autores apresentam uma curva que não é esperada nos métodos teóricos, com o crescimento da largura B os valores de recalque se comportam de maneira diferente. De início, no trecho AB , os valores de recalque decrescem com o aumento da largura da fundação; no trecho BC , os valores de recalque encontram um valor mínimo e começam a crescer com o aumento de B ; no trecho CD o crescimento é praticamente linear, sendo esse trecho o que representa os valores estimados pelos métodos teóricos. A partir do ponto D , os valores de recalque variam muito pouco com o aumento da largura da placa, no trecho EF os valores de recalque já se apresentam estabilizados, ou seja, praticamente constantes com o aumento de B .

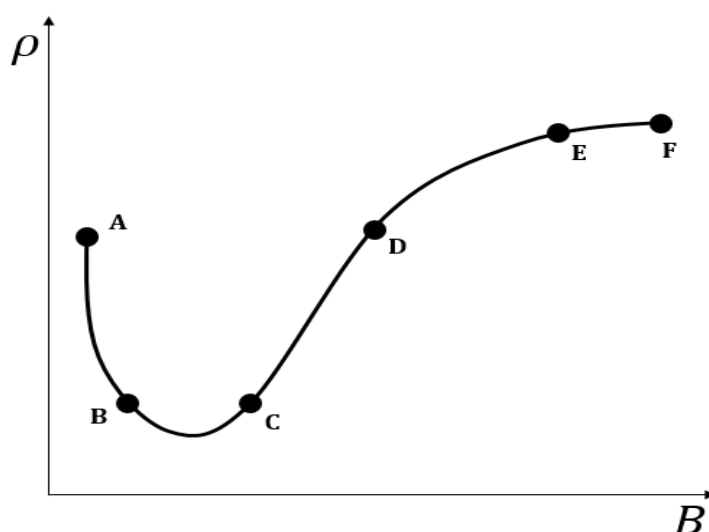


Figura 2.12 – Relação entre recalque (ρ) e dimensão (B) de sapatas e placas rígidas para uma tensão constante aplicada (Gorbunov-Possadov e Dadidov, 1973 *apud* Reznik, 1993).

Outros pesquisadores como Costa e Cintra (1999) e Vianna (2005), encontraram resultados semelhantes ao trecho BD da curva apresentada na Figura 2.12. A Figura 2.13 mostra as curvas de recalque em função da largura B , para vários níveis de tensão na condição de solo inundado, obtidas através das simulações numéricas realizadas por Vianna (2005) e que tem comportamento semelhante ao de Gorbunov-Possadov e Dadidov (1973). A Figura 2.14, da mesma forma, apresenta as curvas de recalque em função de B , porém para a condição de solo não-saturado, com um valor de sucção igual a 20 kPa.

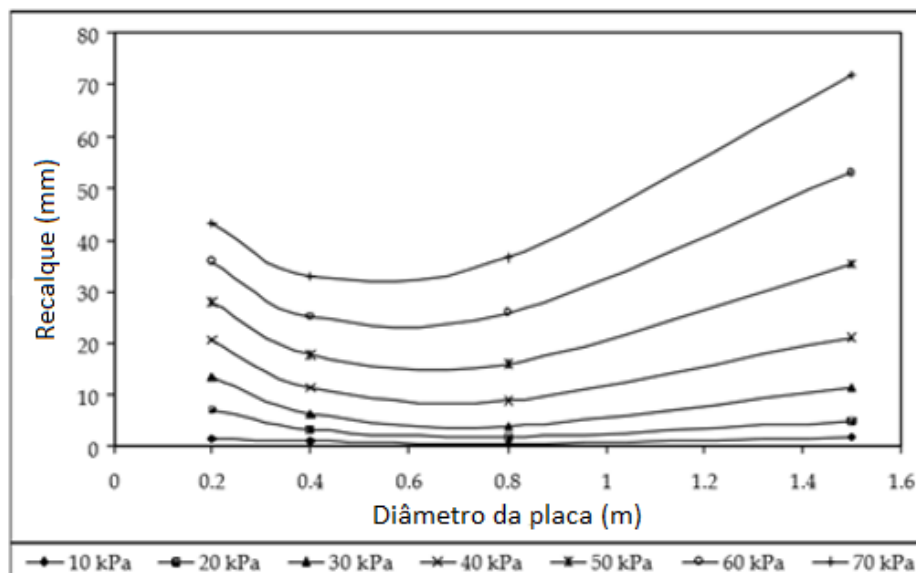


Figura 2.13 – Variação dos recalques com a dimensão da placa ou sapata (B) para níveis de tensão constantes, com solo inundado (Vianna, 2005).

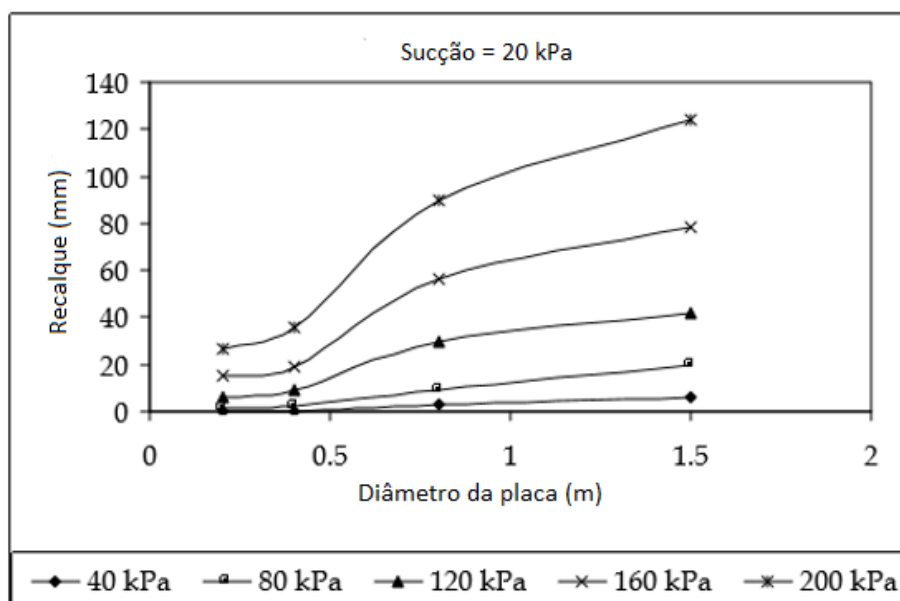


Figura 2.14 – Variação dos recalques com a dimensão da placa ou sapata (B) para níveis de tensão constantes e sucção=20 kPa (Vianna, 2005).

A Figura 2.15 apresenta os resultados da pesquisa realizada por Costa e Cintra (1999). Esta figura mostra curvas de recalques em função da largura da placa B normalizada (B/B_0), em que B_0 é o diâmetro de uma placa referencial adotada pelos autores (0,80 m), nesse gráfico cada curva é determinada para um nível de tensão vertical diferente. As curvas da Figura 2.15 mostram um comportamento bilinear do recalque em relação à dimensão B, que é mais visível com altos níveis de tensão aplicado. O gráfico apresenta também a

dependência dos valores de recalque com a dimensão B e o nível de tensão, ou seja, quanto maior B e o nível de tensão, maior é o recalque. Entretanto, para as tensões verticais de 80 e 90 kPa observou-se que há uma diminuição da variação de recalque com o aumento da dimensão, caracterizando uma diminuição da influência da dimensão nos valores de recalque mediante maiores níveis de tensão aplicados.

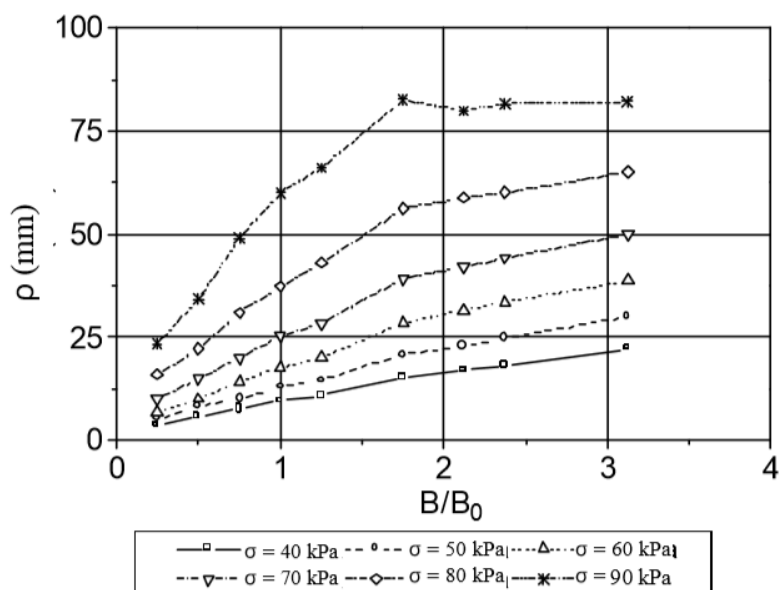


Figura 2.15 – Relação entre recalques e diâmetro da placa em vários níveis de tensão (Costa e Cintra, 1999).

Cerato e Lutenegeger (2007) também analisaram o efeito da dimensão em fundações diretas, avaliando o comportamento de solos granulares próximos ao estado de tensão crítica. Quando as dimensões das fundações se encontram fora do intervalo apresentado por Kusakabe (1995) ($B/d_{50} > 100$) e não há influência do efeito da dimensão do grão, o comportamento verificado por outros pesquisadores (Cudmani, 1994; Vianna, 2005; Wei e Zhou, 2014) é: sapatas maiores geram tensões maiores, obtendo altos valores de recalque e sapatas de menores dimensões geram tensões menores e menores recalques. Contudo, esse não foi o comportamento apresentado Cerato e Lutenegeger (2007).

As Figuras 2.16 e 2.17 mostram resultados de curva tensão x recalque de dois tipos de solo e para cada solo duas situações com densidades relativas

distintas. A Figura 2.16 mostra a areia *Brown Mortar* que é uma areia mal graduada e de grãos predominantemente arredondados. A Figura 2.17 mostra a areia *Winter* que é bem graduada e possui grãos angulares e sub-angulares, sendo capaz de obter maiores valores de capacidade de carga em comparação com a areia *Brown Mortar*.

Através das Figuras 2.16 e 2.17 é possível ver que para o mesmo solo e com diferentes densidades relativas, as curvas tanto para sapatas quadradas como para sapatas circulares mostraram uma diminuição dos valores de recalque com o aumento da densidade relativa.

Quando comparados os valores de recalque em função da largura da placa, tanto para o solo *Brown Mortar* como *Winter*, houve um aumento de rigidez do sistema solo-placa com o aumento da dimensão da placa, ou seja, o crescimento da dimensão reduziu os valores de recalque, para um mesmo nível de tensão. Esse comportamento é apresentado pelo trecho AB da Figura 2.12, em que há um aumento de rigidez com o crescimento da placa, na situação de diâmetros muito pequenos (mini-placas). Esse comportamento é provavelmente causado pelo efeito da dimensão do grão, já que a relação entre as dimensões das placas e o diâmetro do grão de referência estão dentro do intervalo proposto por Kusakabe (1995).

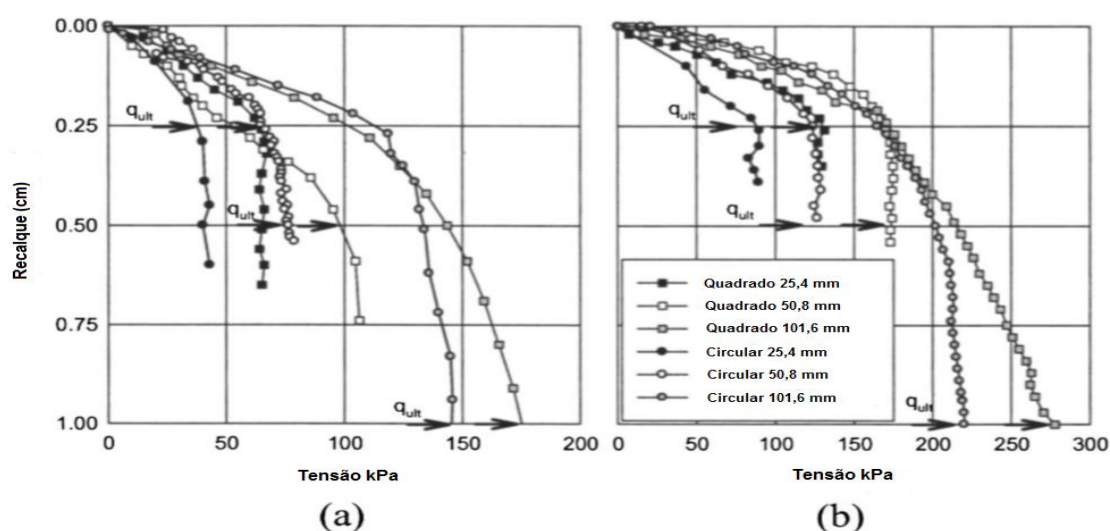


Figura 2.16 – Curvas tensão x recalque na areia *Brown Mortar*, a) $D_r = 13\%$ e b) $D_r = 70\%$ (Cerato e Lutenegeger, 2007)

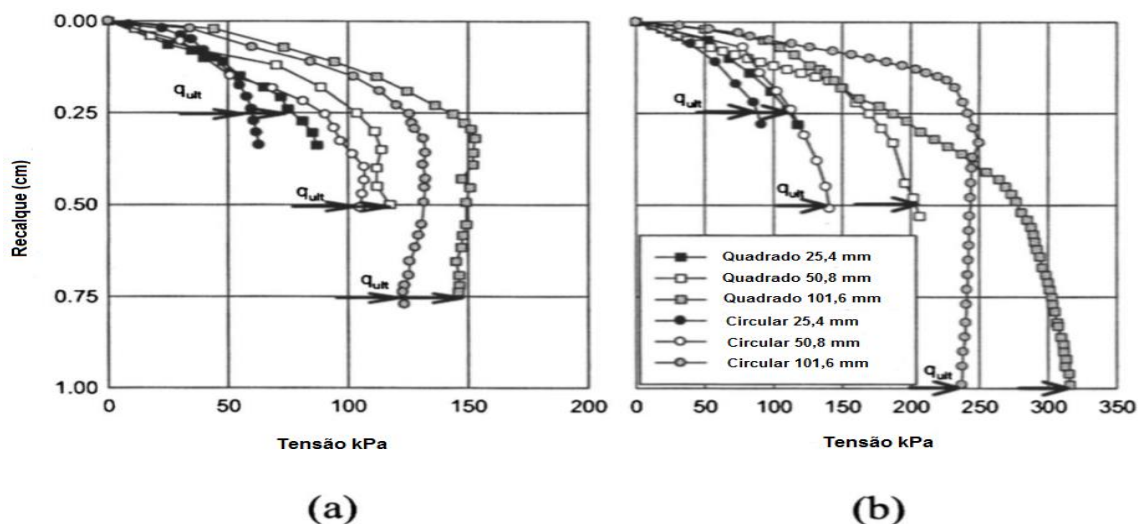


Figura 2.17 – Curvas tensão x recalque na areia *Winter*, a) $D_r = 24\%$ e b) $D_r = 87\%$
(Cerato e Luttenegger, 2007)

2.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS DO EFEITO DA DIMENSÃO DA PLACA

Diante de tudo que foi discutido sobre o efeito da dimensão e os fatores que influenciam seu mecanismo, percebe-se que nenhum autor apresenta uma justificativa conclusiva para a diminuição dos valores de recalque para placas de pequeno diâmetro, representado no intervalo AB da Figura 2.12. Entretanto, no intervalo de dimensões representado pelo trecho CE da Figura 2.12, nota-se crescimento dos valores de recalque com o aumento da dimensão, porém, de forma não-linear. Esse comportamento é encontrado comumente em resultados de provas de carga em solo arenoso.

Como visto, o efeito da dimensão ocorre tanto em solo arenoso como também em solo argiloso. Entretanto, o comportamento do efeito da dimensão é distinto para cada solo. No caso de solos arenosos, cujo efeito de confinamento ocorre, o efeito da dimensão pode-se apresentar não-linear, ou seja, a variação dos valores de recalque não é linearmente proporcional à variação da dimensão. Ao considerar um mesmo nível de tensão aplicada, o aumento da dimensão da placa torna maior o bulbo de tensões sob a placa. O aumento do bulbo de tensões alcança uma maior profundidade da camada de

solo, resultando no aumento do módulo de deformabilidade médio, que por sua vez diminui os valores de recalque. A Figura 2.18 retrata o crescimento do bulbo de tensões com o aumento da placa, sendo o ponto demarcado em cada bulbo a representação do centro do bulbo para o qual pode ser determinado um valor de módulo de deformabilidade médio.

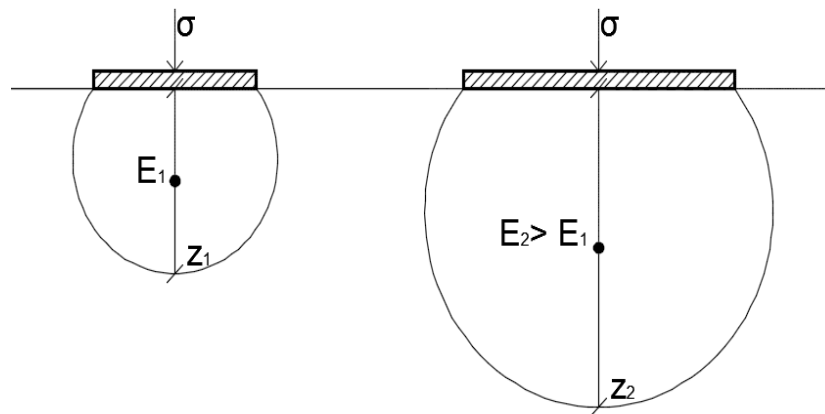


Figura 2.18 – Variação do bulbo de tensões com a dimensão da placa.

Contudo, o aumento do bulbo de tensões também aumenta o volume de solo afetado pela tensão aplicada, ou seja, uma maior massa de solo irá se deformar. Esse fator vai contribuir para o aumento dos valores de recalque no sistema. Portanto, entende-se que os dois fatores mencionados (aumento do módulo de deformabilidade e aumento da massa de solo afetada pela tensão aplicada) produzem efeitos opostos com relação aos recalques.

A variação de capacidade de carga com o aumento de B também apresenta comportamento não-linear. O aumento do bulbo de tensões também resulta no aumento da tensão confinante associada ao sistema solo-placa. O aumento da tensão confinante implica na diminuição do ângulo de atrito interno, considerando-se que a envoltória de resistência do solo seja na verdade uma curva. Dessa forma, a redução do ângulo de atrito interno com o aumento da tensão confinante reduz a capacidade de carga do sistema solo-placa em relação à capacidade de carga esperada caso o ângulo de atrito fosse constante com o aumento do confinamento.

CAPÍTULO 3

METODOLOGIA

A primeira etapa do presente trabalho abrangeu a análise dos resultados de ensaios de prova de carga em placa realizados em uma obra na cidade de Natal-RN e disponibilizada para o desenvolvimento da presente pesquisa. Foram investigados aspectos como capacidade de carga, modo de ruptura, comportamento em relação à variação de dimensão da placa e seus valores de recalque.

Em seguida, foi iniciada a etapa de simulação numérica com a utilização do *software* Plaxis 2-D. O primeiro passo nessa fase foi a calibração do modelo para a avaliação dos diferentes parâmetros necessários para a modelagem do sistema solo-placa. O segundo passo correspondeu à utilização dos parâmetros encontrados na calibração do modelo a fim de simular o comportamento do sistema considerando outras dimensões de placas, não utilizadas experimentalmente.

Maiores detalhes sobre as etapas desenvolvidas no presente trabalho são descritos a seguir.

3.1. PROVAS DE CARGA ESTÁTICA EM PLACA

As provas de carga foram realizadas em duas áreas com características diferentes, uma área ao norte do canteiro de obras e outra ao leste.

A região Leste é constituída por um aterro medianamente compacto, com densidade relativa de 45% e 3,00 m de espessura. Abaixo se encontram camadas de areia fina medianamente compacta. Na profundidade de aproximadamente 20,0 m é encontrada uma camada de argila arenosa dura.

A região Norte é constituída por uma camada do mesmo aterro da região Leste e de mesma espessura, porém com uma densidade relativa de 70%, nesse caso o material encontra-se compacto. Abaixo dessa camada, há uma

areia fina fofa à medianamente compacta. A Figura 3.1 mostra a área utilizada para as provas de carga e suas devidas locações no canteiro de obras.

Nas regiões Leste e Norte têm-se um total de cinco provas de carga em placa, das quais três na região Leste (solo medianamente compacto) e 02 na região Norte (solo compacto), variando seus diâmetros. O ensaio que foi realizado para obter os dados desse presente estudo foi o QML (*quick maintained load test*). Para o ensaio QML não existe uma norma específica para ensaios em fundações superficiais, apenas para estacas (NBR 12131/91). Este ensaio é realizado em estágios de tempo predeterminados, sem a necessidade da estabilização dos deslocamentos, esse tempo é de 10 minutos e cada estágio tem uma tensão máxima de 10% da carga de trabalho admitida inicialmente. As leituras são feitas no início e no fim de cada estágio. Já a fase de descarregamento é feita em 4 estágios de 5 minutos com as leituras realizadas no início e no fim dos estágios. A carga de trabalho foi definida de acordo com o sistema de reação utilizado. A prova de carga com placa de 0,30 m de diâmetro foi utilizada reação através de cargueira, e as provas de carga com placas de 0,50 e 0,80 m foram realizadas com estacas de reação.

A norma também afirma que podem ser realizados outros métodos desde que justificados previamente pelo projetista. Sendo assim, foi adotado o método apresentado por Fellenius (1975), em que a diferença é o tempo de cada estágio que será de 15 minutos e as leituras que são feitas no início e nos tempos 1,2,4,8 e 15 min de cada estágio.

As placas utilizadas foram de 0,30, 0,50 e 0,80 m de diâmetro assentadas a uma profundidade de 0,50 m em relação ao nível da superfície do terreno. Todas as placas tinham espessura igual a 25 mm e um reforço central de 25mm. As cargas foram aplicadas com um auxílio de um cilindro hidráulico de 500kN de capacidade, alimentado por uma bomba manual, e medidas por meio de uma célula de carga com capacidade de realizar leituras até de 500 kN. Os recalques na placa foram medidos através de quatro extensômetros mecânicos com resolução de 0,01 mm e curso de 50 mm, instalados diametralmente opostos com o auxílio de bases magnéticas articuláveis fixadas em vigas de referência rígidas, metálicas ou de madeira, de 3,00 m de comprimento, dispostas transversalmente à cava.

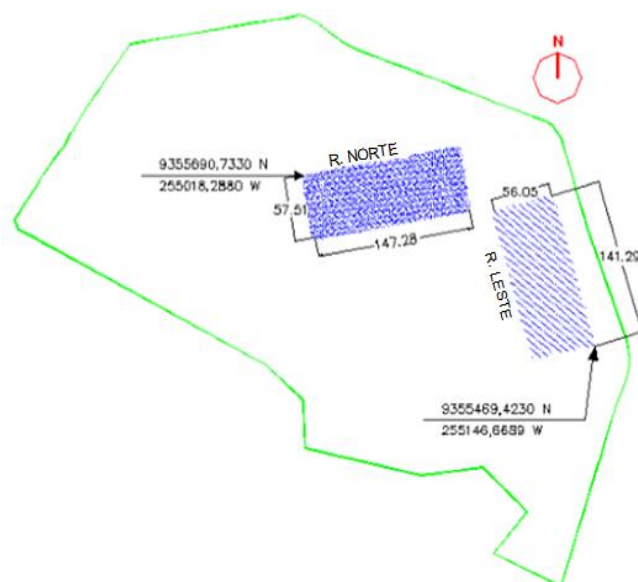


Figura 3.1 – Localização das áreas que foram pesquisadas (adaptado de Araújo, 2013).

Os resultados das prova de carga em placa são apresentados nas Figuras 3.2 a 3.6, que mostram as curvas tensão x recalque obtidas.

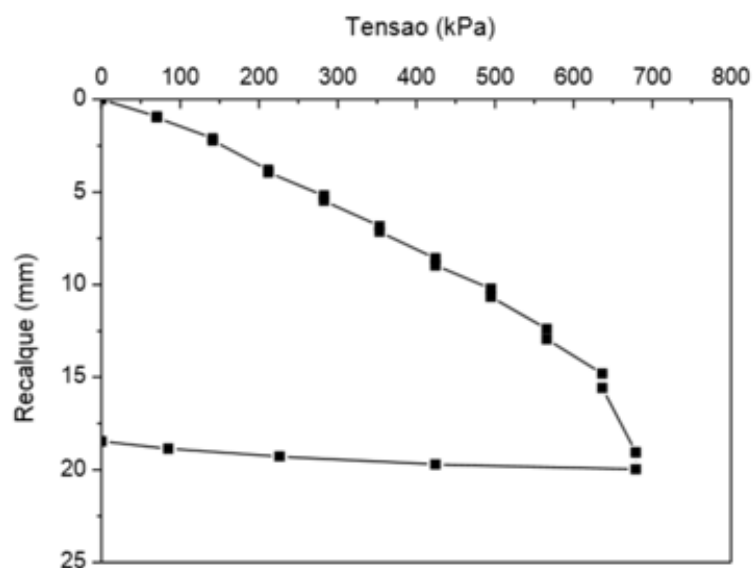


Figura 3.2 – Curva tensão x recalque na região Leste com D=0,30 m.

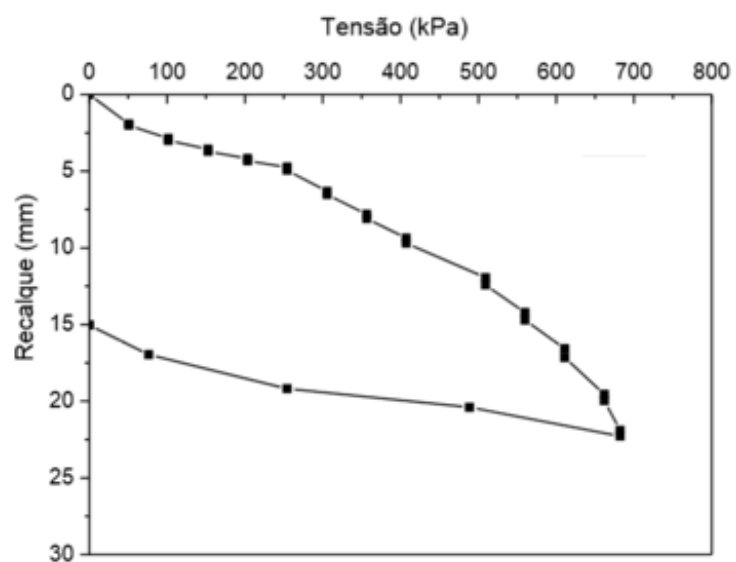


Figura 3.3 – Curva tensão x recalque na região Leste com D=0,50 m.

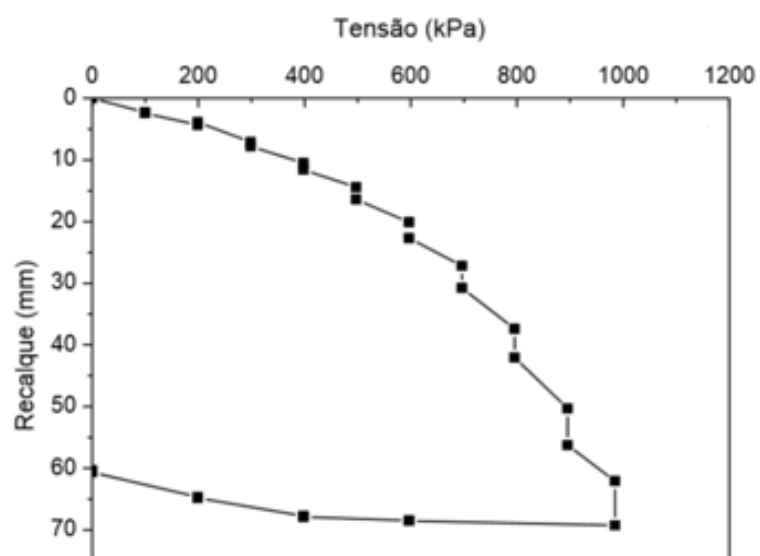


Figura 3.4 – Curva tensão x recalque na região Leste com D= 0,80 m.

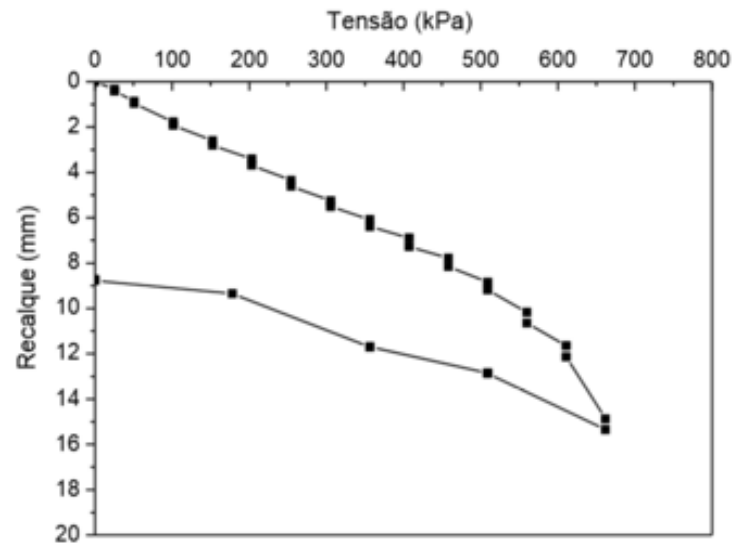


Figura 3.5 – Curva tensão x recalque na região Norte com D= 0,50 m.

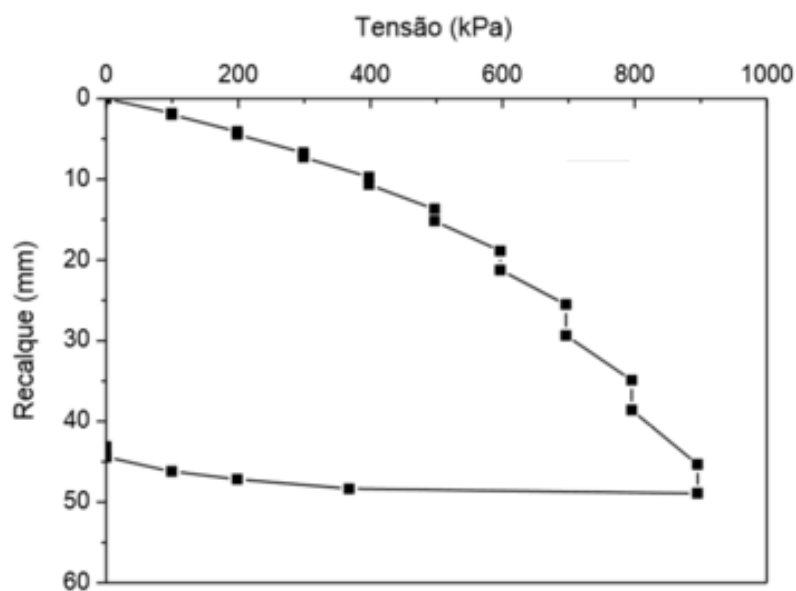


Figura 3.6 – Curva tensão x recalque na região Norte com D= 0,80 m.

3.2. SUBSOLO LOCAL

As Figuras 3.7 e 3.8 mostram o perfil do subsolo referente ao local de realização das provas de carga. Podem-se observar resultados de ensaios SPT e CPT para as regiões Leste e Norte. A região compacta não tem resultados dos ensaios nos três primeiros metros, porque o aterro foi executado depois

dos ensaios SPT e CPT. Araújo (2013) também apresenta os valores de SPT com base no padrão americano N_{60} , ou seja, a energia liberada da queda do martelo referida a 60% da energia teórica. Araújo (2013) também realizou uma correção recomendada para solos granulares, em que leva em consideração o nível médio de tensões na profundidade onde o ensaio foi executado, chamando o resultado final de $(N_{60})_1$. As Figuras 3.7 e 3.8 também apresentam a resistência de ponta (q_t) e a razão de atrito (R_f) determinados no ensaio CPT.

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

Figura 3.7 – Caracterização do subsolo da região de solo medianamente compacto (região Leste) (Araújo, 2013).

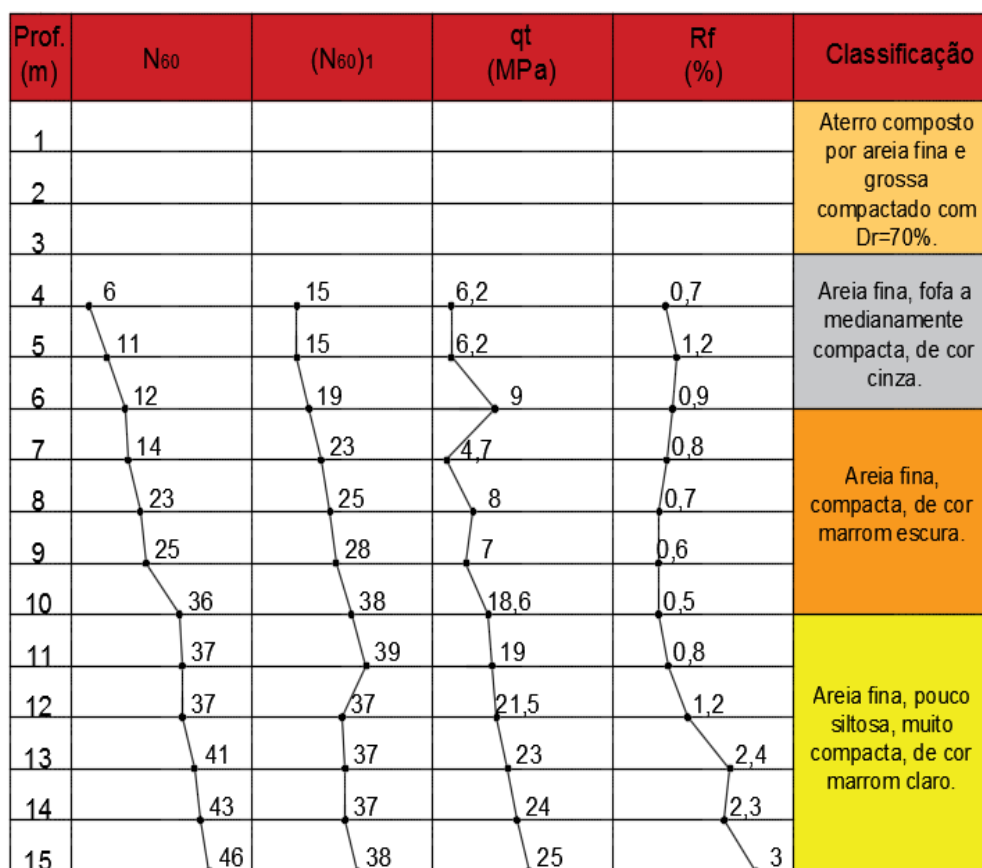


Figura 3.8 – Caracterização do subsolo da região de solo compacto (região Norte) (Araújo, 2013).

3.3. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DE ATERRO

A análise granulométrica foi feita no aterro arenoso disposto nas duas regiões, conforme a NBR 7181/84. A Figura 3.9 apresenta a curva granulométrica que resultou do ensaio, apresentando uma fração predominante de areia média. Ensaio complementares em laboratório foram realizados por Araújo (2013) para caracterizar o solo estudado, dessa forma obteve-se o índice de vazios máximo igual a 0,83 e o mínimo igual a 0,60. Para o solo medianamente compacto (região Leste) e solo compacto (região Norte) os valores de peso específico aparente, respectivamente, são 17 kN/m³ e 18 kN/m³.

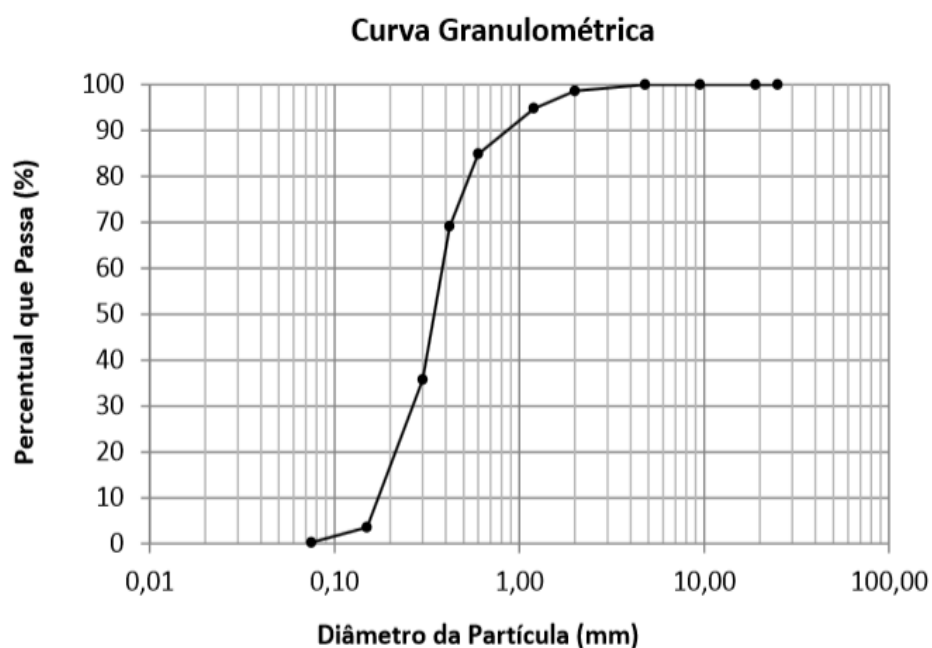


Figura 3.9 – Curva granulométrica do aterro assentado nas regiões Leste e Norte (ARAÚJO, 2013).

Para o ensaio triaxial consolidado drenado, foram realizadas duas séries com três corpos de prova cada, moldados a densidade relativa de 45% e 70%, acordando com as densidades relativas encontradas nos aterros da região Leste e Norte, respectivamente.

Os valores de módulo de deformabilidade (E) e ângulo de atrito interno são apresentados na Tabela 3.1. Os valores de E apresentados correspondem ao módulo secante referente a 50% do valor da máxima tensão desviadora (E_{50}).

Tabela 3.1 – Parâmetros de deformabilidade do solo superficial nas regiões Leste e Norte (Araújo, 2013).

SÉRIE	Dr (%)	σ_3 (kPa)	E_{50} (MPa)	Φ' (°)
A	45	50	3,0	32
		100	7,3	
		200	15,7	
B	70	50	13,8	35
		100	38,4	
		200	82,1	

3.4. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS REALIZADAS

O modelo constitutivo utilizado nas simulações deste trabalho foi o *Hardening Soil*, que é baseado na teoria da plasticidade e foi criado inicialmente para simular solos arenosos. Atualmente esse modelo também pode ser empregado de forma adequada para solos argilosos rígidos e moles.

O modelo *Hardening Soil* é semelhante ao modelo hiperbólico, entretanto, possui algumas vantagens quando simuladas situações envolvendo solos arenosos, como: é considerada a teoria da plasticidade; inclui a dilatação do solo; por fim, permite um modelo com os parâmetros de rigidez (E_{50}^{ref} e E_{oed}^{ref}) independentes (Khanal, 2013).

A Tabela 3.2 apresenta os principais parâmetros de resistência e de rigidez utilizados no modelo constitutivo *Hardening Soil*.

Tabela 3.2 – Parâmetros de rigidez e resistência do modelo *Hardening Soil*.

PARÂMETROS DE RIGIDEZ	E_{50}^{ref}	módulo de deformabilidade secante no triaxial drenado
	E_{oed}^{ref}	módulo de deformabilidade secante no adensamento primário
	E_{ur}^{ref}	módulo de deformabilidade no descarregamento e recarregamento
PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA	c'_{ref}	coesão efetiva
	ϕ'	ângulo de atrito interno efetivo
	ψ	ângulo de dilatação

3.4.1. Definição da geometria e malha utilizadas

O programa Plaxis 2-D possibilita dois tipos de análise: “deformação plana” ou axissimetria. Para todos os ensaios foi utilizada a axissimetria do problema, já que simula apenas uma seção da geometria do subsolo e com os mesmos resultados, reduz a quantidade de dados simulados, e assim reduzindo o tempo de processamento.

Foi visto também o refinamento de malhas, ou seja, a densidade de elementos que criam pontos de tensão e deformação, sendo cada elemento possuindo 15 nós. Quanto mais denso o modelo simulado, mais pontos serão analisados deixando a simulação muito lenta, sendo assim, deve-se utilizar uma malha com uma quantidade suficiente de elementos nas zonas de interesse. A fim de determinar uma malha única para as simulações, foram avaliadas curvas reproduzidas por malhas com densidades distintas nas placas com pequenas dimensões, já que nestas placas a influência da malha é maior.

Foram executadas cavas de 0,50 m de profundidade *in loco* para a reprodução das provas de carga, e isso foi recriado nas simulações. Como geometria do modelo simulado foi utilizado uma área com 15,0 metros de base e 20,50 metros de altura. A geometria foi adotada mediante tentativa e erro, em que a partir dessas dimensões os resultados apresentavam-se os mesmos, caracterizando a ausência da influência dos bordos na malha. A Figura 3.10 apresenta a malha de elementos refinada.

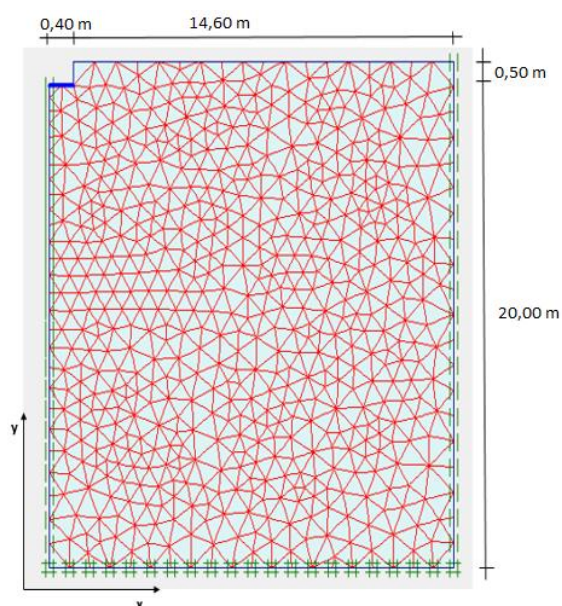


Figura 3.10 – Elementos de análise de tensão e deformação correspondentes a simulação da placa de 0,80 m.

3.4.2. Modelagem da placa simulada

Os parâmetros da placa simulada foram adotados com base nas suas características em campo, ou seja: placas de aço com 25 mm de espessura, e diâmetros de 0,30; 0,50 e 0,80 m. A Tabela 3.3 apresenta os dados exigidos pelo *software* para caracterizar as placas, que são os parâmetros de rigidez à flexão (EI) e rigidez axial (EA). Esses parâmetros foram obtidos considerando a placa com 25 mm de espessura.

Tabela 3.3 – Parâmetros de rigidez da placa.

PLACA (cm)	EI (kN.m ² /m)	EA (kN/m)
30	82,03	1,575E+06
50	136,71	2,62E+06
80	218,40	4,20E+06

3.4.3. Modelagem do solo e interfaces

No intuito de realizar simulações que representassem de forma semelhante os ensaios em campo, como dito anteriormente, foi adotado o modelo constitutivo *Hardening Soil*. Esse modelo é o que melhor representa solos granulares, entre os que oferecem o *software* Plaxis-2D.

Durante a calibração do modelo foram considerados como parâmetros de resistência os dados obtidos pelos ensaios triaxiais realizados por Araújo (2013) e mais quatro abordagens para adotar os parâmetros de rigidez. Foi definido o valor de coesão efetiva (c'_{ref}) igual a 1 kPa, já que o *software* exigia um valor mínimo de coesão para não apresentar erro.

O ângulo de dilatância foi adotado a partir do ângulo de atrito crítico de uma areia conhecida e que apresentava características granulométricas semelhantes às da areia analisada neste trabalho. Bolton (1986) realizou uma compilação de vários solos arenosos apresentando as características granulométricas e seus respectivos ângulos de atrito crítico (ϕ' crítico). Para determinar o ângulo de dilatância a partir do ângulo de atrito crítico foi utilizada uma equação proposta por Ortigão (2007) (Equação 3.1), que relaciona o

ângulo de atrito de pico (ϕ') e o ângulo de atrito crítico. A Tabela 3.4 apresenta os pesos específicos e parâmetros de resistência adotados para cada modelo.

$$\psi = \phi' - \phi'_{\text{crítico}} \quad \text{Equação 3.1}$$

Tabela 3.4 – Pesos específicos e parâmetros de resistência adotados.

SOLO	γ_{unsat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c'_{ref} (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)
MEDIANAMENTE COMPACTO	17,00	20,00	1,0	32	3,0
COMPACTO	18,00	21,00	1,0	35	5,0

Para os parâmetros de rigidez, foram adotadas as seguintes abordagens:

a) Dados de ensaios triaxiais: os resultados dos ensaios triaxiais realizados por Araújo (2013) apresentados na Tabela 3.1 foram utilizados na primeira abordagem para as simulações;

b) Dados de provas de carga: a partir dos resultados obtidos nos ensaios de prova de carga em placa, foi utilizada a Equação 3.2, destacada por Niyama *et al.* (1996), para encontrar por retroanálise o módulo de deformabilidade (E_{50}), que é o valor de módulo correspondente a 50% da tensão aplicada no ensaio de prova de carga direta.

$$E_{50} = \frac{\pi \cdot \sigma \cdot B \cdot (1 - \mu^2)}{4 \cdot \rho} \quad \text{Equação 3.2}$$

Onde:

σ = tensão aplicada (em kPa);

B = dimensão da placa (em m);

μ = coeficiente de Poisson;

ρ = recalque na tensão aplicada (em m).

c) Dados da literatura: através de tabelas simplificadoras para anteprojetos geotécnicos encontrados na NBR-7250/82 e na literatura, foi possível utilizar intervalos de módulo de deformabilidade. A Tabela 3.5 apresenta uma das

tabelas utilizadas como referência para adoção dos valores de módulo de deformabilidade, de acordo com a densidade relativa.

Tabela 3.5 – Módulos de deformabilidade (Niyama *et al.*, 1996).

SOLO	CONSISTÊNCIA OU COMPACIDADE	MÓDULO DE DEFORMABILIDADE (MPa)
AREIA	FOFA	5
	POUCO COMPACTA	10-25
	MEDIANAMENTE COMPACTA	25-50
	COMPACTA	50-100
	MUITO COMPACTA	100-120

Quando não se dispõem de ensaios laboratoriais e nem de provas de carga em placa, a determinação do módulo de deformabilidade do solo pode ser feita através de correlações empíricas com a resistência de ponta do cone (q_c) em um ensaio CPT ou com o índice de resistência à penetração (N) do ensaio SPT, apresentados por Teixeira e Godoy (1996).

Para a região Leste, onde foi realizado o ensaio SPT na camada de aterro, foram utilizadas as Equações 3.3 e 3.4 que relacionam o módulo de deformabilidade e os coeficientes dos ensaios SPT e CPT. Os parâmetros α e K (em MPa) são determinados por Teixeira e Godoy (1996) de acordo com a classificação do solo investigado, no caso de areia pura os valores de α e K são 3,0 e 0,9, respectivamente.

$$E = \alpha \cdot q_c \quad \text{Equação 3.3}$$

$$E = \alpha \cdot K \cdot N_{spt} \quad \text{Equação 3.4}$$

d) Para determinação do módulo de deformabilidade, há também o método proposto por Burmister (1947), que relaciona os resultados obtidos de provas de carga realizadas com placas de diâmetros diferentes. A proposta do autor, parte da hipótese de que o solo apresenta um módulo crescente e linear ($E = E_0 + K \cdot z$). A Figura 3.11 retrata como é a relação do crescimento do módulo de deformabilidade com a profundidade, e que no ponto em $z = B$ (largura da

placa) é considerado um módulo de deformabilidade equivalente ao meio homogêneo. A Figura 3.11 apresenta também o gráfico em que há uma relação linear entre os valores de $\frac{\sigma}{\rho} \cdot (1 - \mu^2) \frac{\pi}{4}$ e $1/B$, onde é possível obter os valores de K e E_0 . Com os valores de K e E_0 é possível encontrar o recalque que sofrerá a fundação (circular), através da Equação 3.5.

$$\rho = \sigma \cdot B \frac{1 - \mu^2}{E_0 + K \cdot B} \cdot \frac{\pi}{4} \quad \text{Equação 3.5}$$

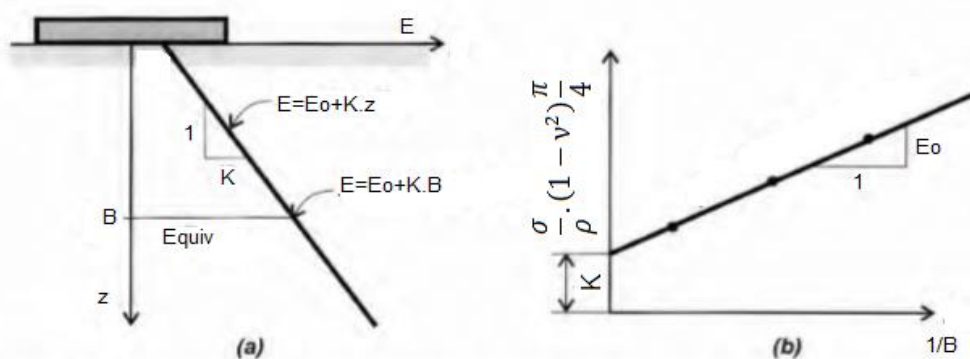


Figura 3.11 – Interpretação de ensaio três placas, segundo Burmister (Velloso e Lopes, 2010).

Através do método de Burmister (1947), foram utilizados os resultados das placas de 0,30; 0,50 e 0,80 para criar uma reta conforme a Figura 3.11, utilizando um nível de tensão equivalente a 200 kPa. A partir dessa reta foi possível determinar o módulo de deformabilidade equivalente à determinada região. Vale ressaltar, que na região Norte (solo compacto) foram realizados apenas ensaios com as placas de 0,50 e 0,80 m, o que torna o resultado desse método menos representativo.

3.5. PARÂMETROS ADOTADOS PARA A EQUAÇÃO DO ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN (AIJ)

Como mencionado no Capítulo 2, a equação do AIJ (2001) é uma equação semi-empírica que considera o efeito da dimensão em seus resultados. Para fundações com pequenas áreas de base é determinada uma capacidade de

carga mais alta que a prevista em equações teóricas convencionais, e para placas maiores que o diâmetro de referência (1,0 metro), a equação apresenta valores menores que os valores apresentados nas equações teóricas convencionais.

A Tabela 3.6 apresenta os valores adotados nas considerações iniciais em cada região, para a determinação da capacidade de carga, considerando ruptura generalizada nas duas regiões. Os valores de N_q , N_γ , S_q e S_γ foram adotados de acordo com as proposições de De Beer (1967) e Vesic (1975).

Tabela 3.6 – Parâmetros adotados para a equação do AIJ.

PARÂMETROS	SOLO MEDIANAMENTE COMPACTO	SOLO COMPACTO
C	0 kPa	0 kPa
γ_n	17,00 kN/m ³	18,00 kN/m ³
Φ	32°	35°
$\text{tg } \phi$	0,64	0,7
Q	8,50 (kN/m ²)	9,00 (kN/m ²)
N_q	24,64	33,30
N_γ	32,70	48,03
S_q	1,64	1,70
S_γ	0,60	0,60

Com os valores de capacidade de carga determinados pela equação do AIJ (2001) foi utilizado um fator de segurança igual a três para determinar então a tensão de segurança à ruptura. Após determinar as tensões para cada dimensão de placa nas duas regiões analisadas, foram comparadas com os valores determinados por critérios de ruptura convencional.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo serão apresentadas as análises dos resultados de provas de carga em placa e os resultados obtidos mediante simulações numéricas de placas com diferentes diâmetros. Apresenta-se ainda o resultado da utilização da equação do AIJ (2001) como ferramenta de determinação de capacidade de carga.

4.1. RESULTADOS E ANÁLISES DAS PROVAS DE CARGA NO CAMPO

4.1.1. Tensões de ruptura

Inicialmente, foi analisado o comportamento das curvas tensão x recalque determinadas nas provas de carga, para cada região investigada. As Figuras 4.1 e 4.2 apresentam as curvas tensão x recalque separadas por região, solo medianamente compacto e solo compacto, respectivamente. A região de solo medianamente compacto está identificada como SMC e o solo compacto está identificada como SC.

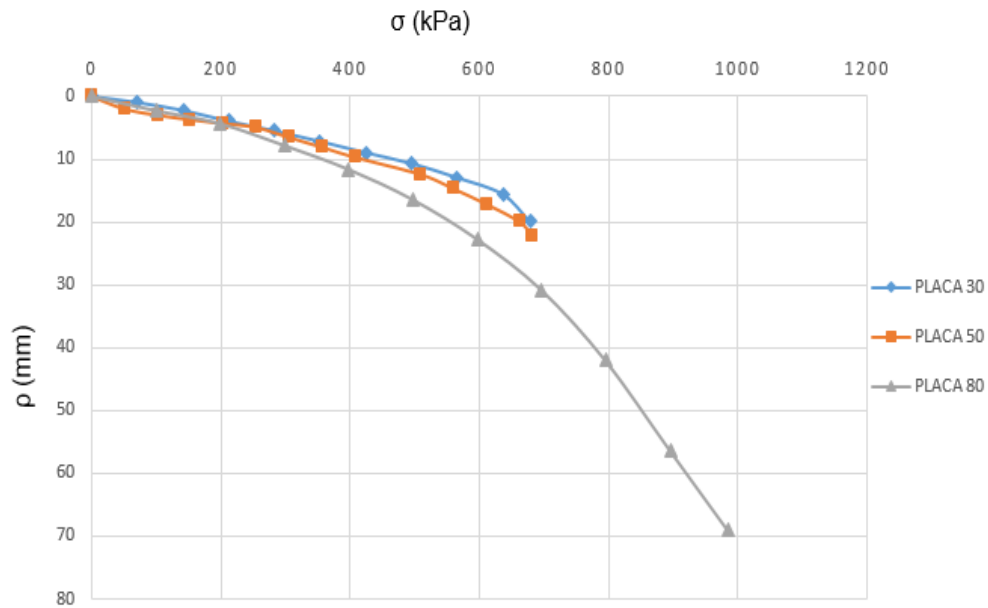


Figura 4.1 – Curvas tensão x recalque, na região SMC.

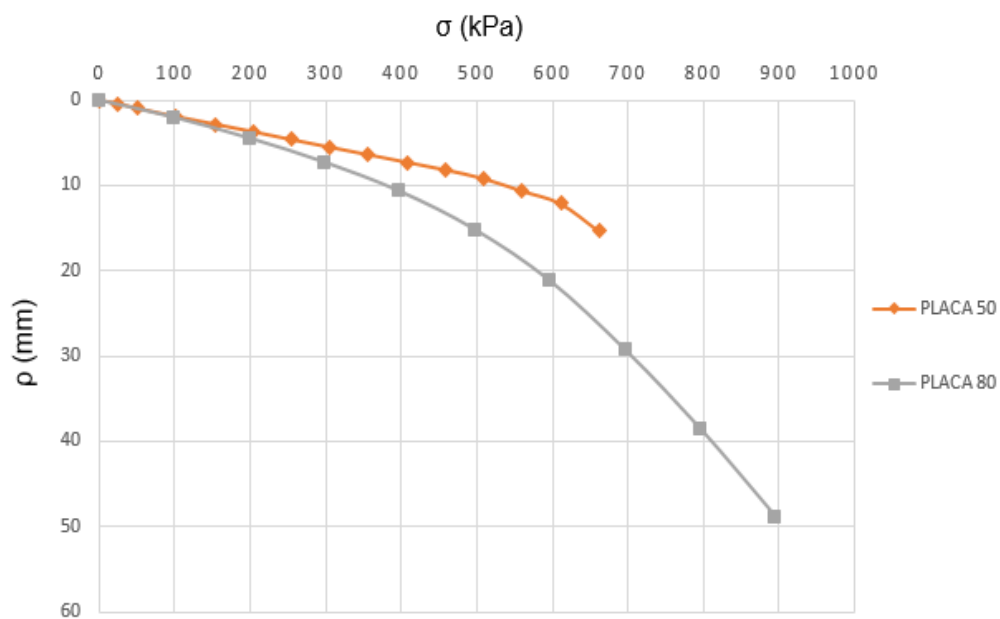


Figura 4.2 – Curvas tensão x recalque, na região SC.

A partir das Figuras 4.1 e 4.2 é possível perceber que, para um mesmo nível de tensão aplicada, há crescimento dos valores de recalque com o aumento do diâmetro da placa, principalmente na região SC. Esse comportamento já foi apresentado em resultados de provas de carga realizadas por outros pesquisadores (Cudmani, 1994; Briaud e Jeanjean, 1994; e Vianna, 2005).

Nenhuma das curvas obtidas apresentou ruptura nítida, todas apresentaram um comportamento de encruamento, que é a evolução crescente dos valores de tensão com o aumento de recalque. A partir disso, foram considerados dois critérios para prever a tensão de ruptura, sendo eles: o método de Pacheco e Silva para determinar a tensão de pré-adensamento e o recalque de $B/30$, em que B é o diâmetro da placa. Para esses critérios foi adotado um fator de segurança igual a dois, para determinar a tensão de segurança à ruptura.

Os valores de tensão de segurança à ruptura foram comparados com os valores de tensão admissível determinadas pelo critério previsto no código de obras da cidade norte-americana de Boston. Essa comparação se faz possível se for considerado que os valores de recalque, referentes às tensões de segurança à ruptura, são inferiores a um valor de recalque considerado como admissível.

- Critério “Pré-adensamento”, que foi utilizado por Vianna (2005) e faz referência ao método para determinar a tensão de pré-adensamento de Pacheco e Silva;
- Critério $B/30$, que faz referência ao critério adotado pela NBR 6122/2010 para fundações profundas. No caso, a tensão de ruptura adotada será aquela correspondente a um recalque igual a $B/30$, em que B é a dimensão da placa;
- Critério de Boston, critério que leva o nome da cidade americana de Boston, que estipula a obtenção da tensão admissível (σ_a) da seguinte forma, sendo considerado o menor valor:
 - $\sigma_a \leq \sigma$, onde σ representa a tensão correspondente a um recalque de 10 mm;
 - $\sigma_a \leq \sigma/2$, onde σ é a tensão correspondente a um recalque de 25 mm.

Para as curvas tensão x recalque que não obtiveram os valores de recalque necessários para aplicação dos critérios foram realizadas extrapolações das mesmas.

A Tabela 4.1 apresenta os valores de tensão admissível obtidos pelo critério de Boston e os valores de tensão de segurança à ruptura pelos critérios adotados, nas duas regiões estudadas.

Tabela 4.1 – Valores de tensão admissível pelo critério de Boston e tensão de segurança à ruptura pelos critérios de Pré-adensamento e B/30

ENSAIO	BOSTON (kPa)	“PRÉ-ADENSAMENTO” (kPa)	B/30 (kPa)
SMC30	475	290	235
SMC50	350	225	290
SMC80	315	225	315
SC50	530	270	340
SC80	375	250	345

Através da Tabela 4.1 nota-se que a variação da tensão em função do diâmetro da placa ocorre de forma diferente entre os critérios. Para o critério de Boston e de “Pré-adensamento” os valores de tensão diminuem com o aumento do diâmetro da placa, porém para o critério B/30 os valores aumentam com o crescimento do diâmetro da placa. A razão para essa discrepância é o fato do critério de Boston tomar valores de recalque fixos para diferentes diâmetros de placa. Já, o critério B/30 tem seu parâmetro de recalque em relação ao diâmetro B, ou seja, varia com a dimensão da placa. Com o aumento do diâmetro da placa, o critério adota um valor de recalque maior e por isso encontra maiores níveis de tensão.

Pelos critérios de Boston e “Pré-adensamento” ocorreu uma redução da tensão admissível com o crescimento do diâmetro da placa. Esse comportamento é contrário ao previsto por métodos teóricos, uma vez que as formulações teóricas apresentam um crescimento linear da capacidade de carga em função da dimensão da fundação.

O critério B/30 corresponde a recalques maiores que os do critério de Boston, e resultam em maiores níveis de tensão. Na região SMC, à medida que a placa aumenta, os valores de tensão ficam mais próximos, entre a placa 0,50 e a placa 0,80 m. Na região SC, ocorre uma aproximação ainda maior entre os valores de tensão determinados para as placas 0,50 e 0,80 m.

Em relação às tensões de segurança à ruptura e tensões admissíveis entre as duas regiões, como esperado, os valores da região de maior densidade relativa são maiores que os valores de tensão da região com menor compactidade, para todos os critérios analisados.

4.1.2. Utilização da equação de capacidade de carga do AIJ

A Equação 2.2 apresentada no item 2.1.4 aborda a previsão de capacidade de carga recomendada pelo AIJ (2001). Essa equação leva em consideração o efeito da dimensão, através do parâmetro η . A partir dos valores de capacidade de carga determinados através da Equação 2.2, foi utilizado um fator de segurança igual a 3 para determinar os valores de tensão de segurança à ruptura. Dessa forma, pode-se avaliar se houve ou não alguma aproximação entre os valores de tensão de segurança à ruptura da equação e os valores encontrados pelos critérios adotados.

Para somar a essa análise, também foi realizada uma comparação entre os valores de capacidade de carga determinados pela equação de Terzaghi (Equação 2.1) e a equação do AIJ (2001), no intuito de avaliar seu comportamento em relação ao crescimento do diâmetro da placa e comparar com o comportamento apresentado pela equação de Terzaghi. Para as duas equações foram utilizados os parâmetros apresentados na Tabela 3.4. O comportamento dos valores de cada equação com o crescimento de B é mostrado na Figura 4.3.

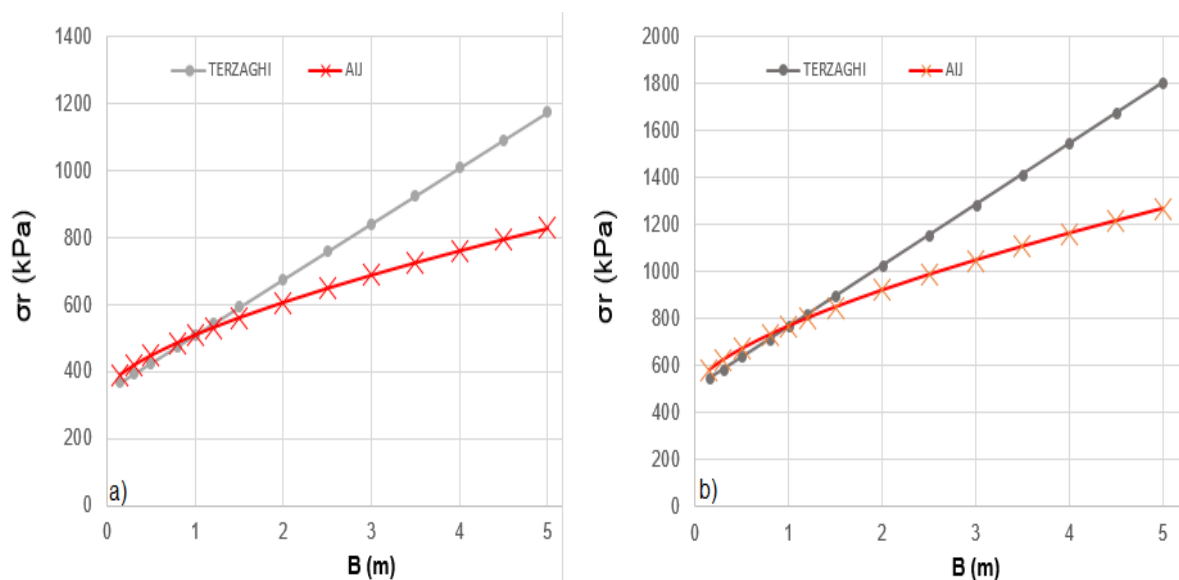


Figura 4.3 – Valores de capacidade de carga obtidos pela equação de Terzaghi e pelo AIJ – a) região SMC, e b) região SC.

Mediante a Figura 4.3 observa-se que os valores obtidos na equação de Terzaghi apresenta um comportamento linear com o crescimento da largura da placa. Já o comportamento dos valores do AIJ (2001) é não-linear, ou seja, mesmo com o aumento da largura da placa os valores de capacidade de carga não apresentam um crescimento linearmente proporcional à dimensão.

A Tabela 4.2 apresenta os valores de tensão admissível obtidos pela equação do AIJ e os valores de tensão de segurança à ruptura determinados nas curvas tensão x recalque, pelos critérios já mencionados.

Tabela 4.2 – Valores de tensão admissível pelo critério de Boston e tensão de segurança à ruptura pelo Pré-adensamento, B/30 e AIJ (2001).

ENSAIO	BOSTON (kPa)	“PRÉ- ADENSAMENTO” (kPa)	B/30 (kPa)	AIJ(2001) (kPa)
SMC30	475	290	235	140
SMC50	350	225	290	150
SMC80	315	225	315	165
SC50	530	270	340	225
SC80	375	250	345	245

Primeiramente, ao analisar os resultados obtidos pela equação do AIJ (2001) nota-se um aumento dos valores de tensão com o aumento do diâmetro da placa, ou seja, se comporta como outros métodos teóricos. Entre os critérios

adotados para previsão de tensão de segurança à ruptura, apenas B/30 tem esse mesmo comportamento. Quando comparado os valores apresentados na Tabela 4.2 é visto que os valores da equação do AIJ são bem menores em relação aos valores previstos pelos critérios Boston, “Pré-adensamento” e B/30, porém, na região SC os valores de AIJ e os do critério de “Pré-adensamento” ficaram próximos.

4.1.3. Recalques

Como dito anteriormente, no caso de solos arenosos há uma dificuldade para extrapolar os resultados das provas de carga para uma fundação real, já que os solos arenosos sofrem o efeito de confinamento, variando seu módulo de deformabilidade com a profundidade. Esse aumento do módulo de deformabilidade, causado pelo efeito de confinamento, é um dos fatores do efeito da dimensão que interfere no cálculo dos recalques.

Para avaliar o comportamento de recalques em relação ao efeito da dimensão das placas, foi utilizado como parâmetro de comparação o coeficiente de reação vertical do solo (k_s) ou coeficiente de recalque. Esse parâmetro é uma razão entre um valor de tensão e o seu recalque correspondente, expresso em MPa/m.

A Tabela 4.3 apresenta os valores de coeficiente de recalque para três níveis de tensão adotados, em todas as provas de carga. Sendo assim, foram adotados os valores de 200, 400 e 600 kPa de tensão aplicada, para avaliar o comportamento para diferentes níveis de tensão.

Tabela 4.3 – Valores de coeficiente de recalque.

σ (kPa)	COEFICIENTES DE RECALQUE (MPa/m)				
	SMC30	SMC50	SMC80	SC50	SC80
200	54	47,60	44,0	52,60	44,50
400	48,80	42,10	34,20	56,30	37,00
600	42,85	36,15	26,08	51,3	27,9

Ao serem comparados os valores de coeficiente de recalque entre as placas, pode-se observar que com o aumento do diâmetro da placa há uma diminuição do coeficiente de recalque, e isso é devido ao bulbo de tensões gerado pela placa. Quanto maior o diâmetro da placa maior será o bulbo de tensões criado, sendo assim, a tensão alcança uma maior profundidade, atuando sobre um volume maior do solo e obtendo maiores valores de recalque. Por outro lado, se for levado em consideração somente o efeito de confinamento, deve ser esperado que o aumento da dimensão da placa gere uma diminuição dos valores de recalque, já que alcançaria maiores profundidades e maiores valores de módulo de deformabilidade. Esse comportamento foi representado pela Figura 2.18. A partir dessas considerações e dos valores apresentados na Tabela 4.3, percebe-se que realmente há um aumento de recalque com o aumento da dimensão da placa, entretanto, esse crescimento não é linear em função do aumento da dimensão, sinalizando que os dois efeitos mencionados não variam da mesma forma, inferindo uma não-linearidade dos valores de recalque.

4.2. RESULTADOS E ANÁLISES DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

4.2.1. Definição do módulo de deformabilidade para as simulações numéricas

Para validar o modelo numérico foram utilizadas diferentes abordagens para adoção dos parâmetros de rigidez, sendo eles: os dados obtidos nos ensaios triaxiais realizados por Araújo (2013), formulações que consideram a teoria da elasticidade, dados encontrados na literatura técnica e o método de Burmister (1947).

4.2.1.1. Resultados das simulações com módulo de deformabilidade obtido a partir de ensaios triaxiais

Inicialmente, foram utilizados os valores de módulo de deformabilidade encontrados nos ensaios triaxiais realizados por Araújo (2013), para uma tensão confinante igual a 100 kPa. A Figura 4.4 mostra a comparação entre os resultados obtidos pelas provas de carga e o resultado obtido por simulação numérica para a placa de 0,5 m nas duas regiões (SMC e SC).

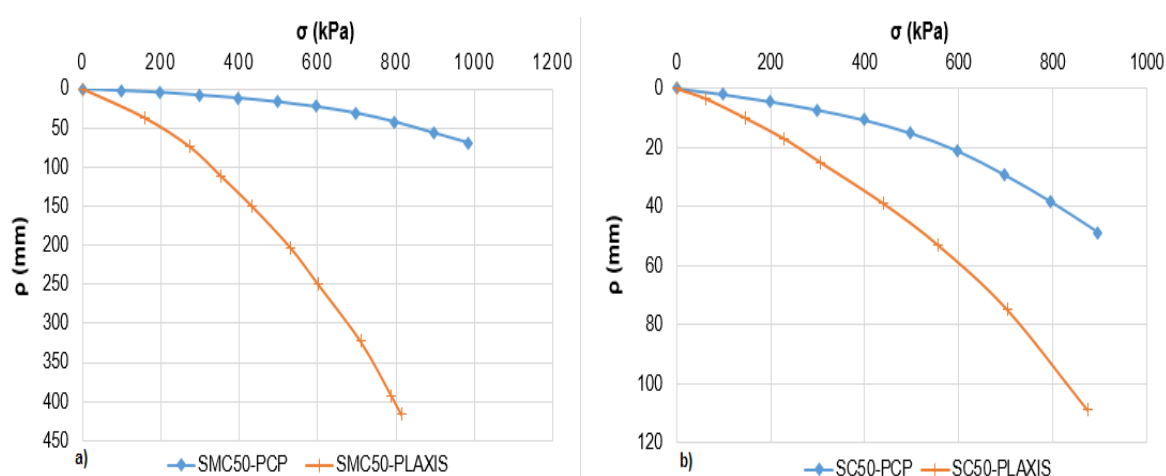


Figura 4.4 – Curvas tensão x recalque obtidas por prova de carga e pelo Plaxis com E definido por ensaios triaxiais - a) região SMC e b) região SC.

Ao analisar a Figura 4.4 é possível visualizar que as curvas simuladas apresentaram grandes valores de recalques. No modelo SMC, o valor de recalque para o nível de tensão aplicada de 600 kPa, por exemplo, chegou a ser 10 vezes maior que o recalque obtido no ensaio de prova de carga. As curvas da Figura 4.4.b se aproximam mais do que as curvas apresentadas na Figura 4.4.a, entretanto, a diferença ainda é considerável. Com isso, decidiu-se não utilizar os dados dos ensaios triaxiais devido à divergência quanto aos valores de recalque.

4.2.1.2. Resultados das simulações com módulo de deformabilidade obtido a partir de formulação da teoria da elasticidade

Esta abordagem foi realizada através da utilização de formulações que levam em consideração a teoria da elasticidade, ou seja, utilizando-se a Equação 3.2. A Figura 4.5 apresenta as curvas obtidas pelas provas de carga e por simulação numérica em que os parâmetros de rigidez são determinados através desta abordagem.

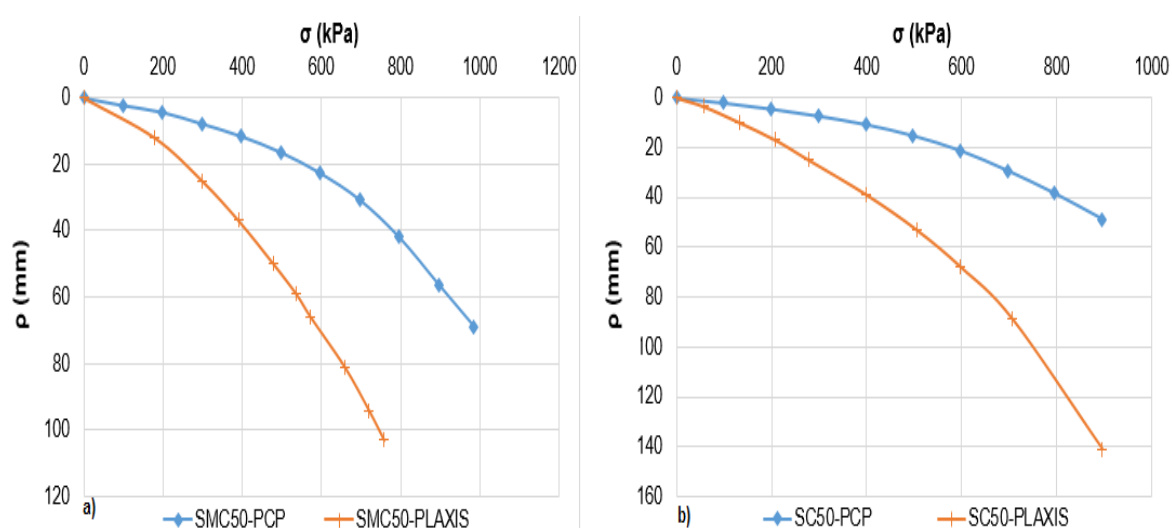


Figura 4.5 – Curvas tensão x recalque obtidas por prova de carga e pelo Plaxis com E definido pela Equação 3.2 - a) região SMC e b) região SC.

Da mesma forma do módulo de deformabilidade determinado com os dados obtidos por ensaio triaxial, as curvas simuladas continuaram com altos valores de recalque, em relação aos valores de recalque obtidos nas provas de carga. Com isso, foi concluído que o módulo de deformabilidade deste método também não deveria ser adotado.

4.2.1.3. Resultados das simulações com módulo de deformabilidade obtido a partir de dados da literatura técnica e correlação SPT

Neste caso, foram utilizados intervalos de módulos de deformabilidade encontrados para solos arenosos na literatura técnica, como também a utilização da correlação com o N_{spt} destacada por Teixeira e Godoy (1996). Como essa abordagem é analisada por meio de intervalo de valores, é possível encontrar valores para parâmetros de rigidez que se adequem melhor às curvas obtidas pelos ensaios de prova de carga. A Figura 4.6 apresenta as curvas das provas de carga nas duas regiões para placa de 0,5 m e as curvas obtidas pela simulação numérica, adotando os parâmetros de rigidez de acordo com as correlações SPT e valores encontrados na literatura, anteriormente citados no Capítulo 3.

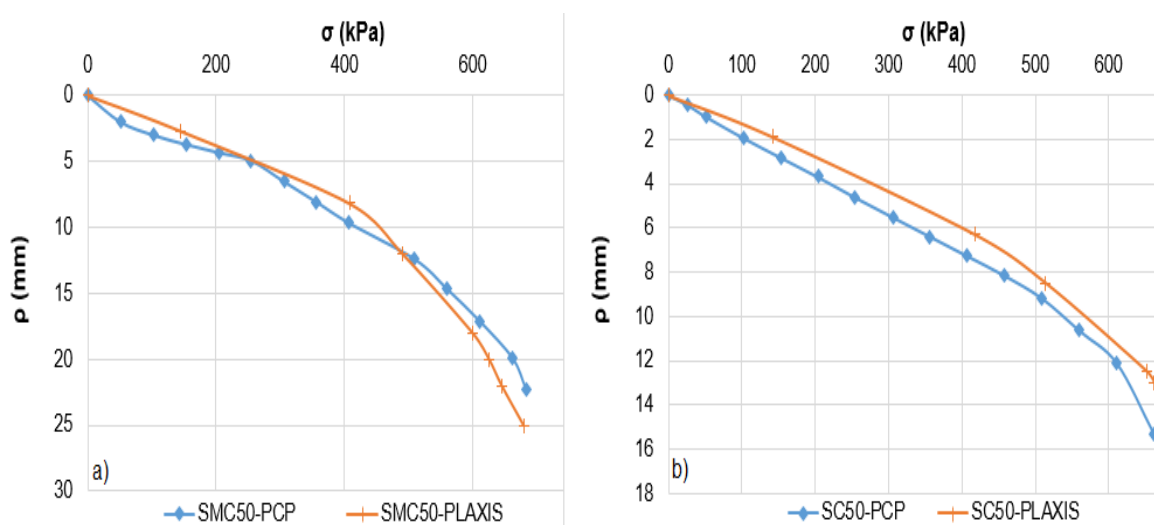


Figura 4.6 – Curvas tensão x recalque obtidas por prova de carga e pelo Plaxis com E definido por dados da literatura e correlação SPT – a) para a região SMC e b) para região SC.

É possível notar que os resultados obtidos por essa abordagem já possuem um maior ajuste aos resultados das provas de carga, em relação às outras abordagens. Para a região SMC foi possível a utilização da Equação 3.4 e os valores da Tabela 3.5, já para a região SC em que não houve ensaio SPT no aterro estudado, foi possível somente a utilização de valores encontrados na Tabela 3.5.

4.2.1.4. Resultados das simulações com módulo de deformabilidade obtido a partir do método de três placas

Nesta abordagem foi utilizado o método de três placas, mais especificamente o método de Burmister (1947). No caso da região SC, mesmo possuindo apenas dois ensaios de prova de carga foi executado o método de Burmister (1947) na tentativa de determinar a ordem de grandeza do módulo de deformabilidade desta região. A Figura 4.7 apresenta os resultados do método de ensaio de três placas, em que E_z é o módulo de deformabilidade na profundidade z .

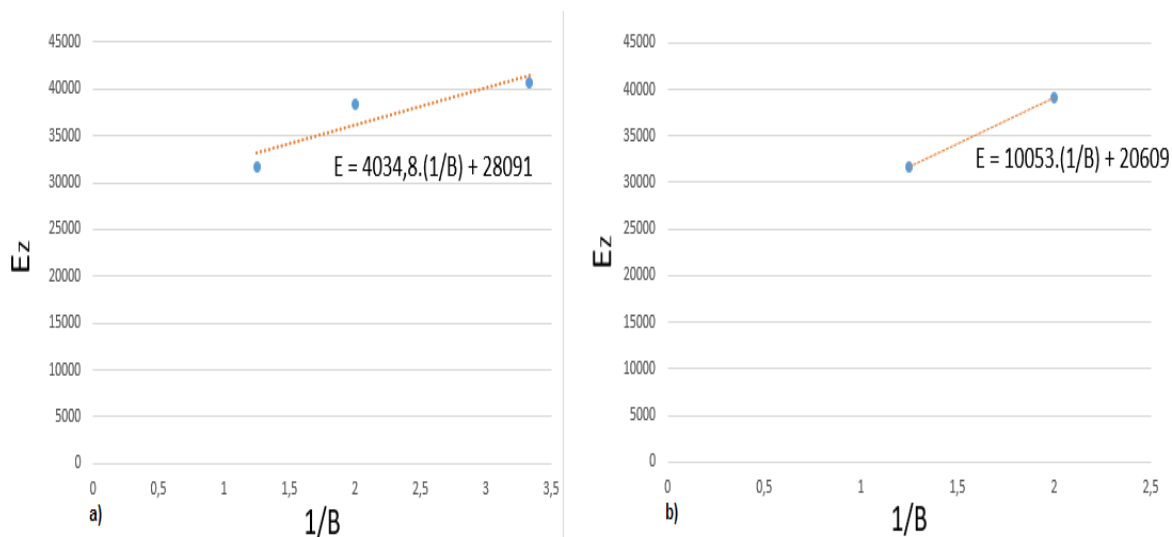


Figura 4.7 – Resultados do método de Burmister (1947) - a) para a região SMC e b) para a região SC.

Os parâmetros determinados através do método de três placas são apresentados na Tabela 4.4. Com esses valores foi possível encontrar os módulos de deformabilidade das duas regiões. Os parâmetros de rigidez encontrados são semelhantes aos parâmetros encontrados pelo ensaio triaxial, portanto, é esperado que as simulações numéricas resultassem em um comportamento semelhante à primeira abordagem, ou seja, altos valores de recalque. As curvas tensão x recalque resultadas da simulação, em que se

utilizam os dados obtidos pelo método de Burmister (1947) estão apresentadas na Figura 4.8.

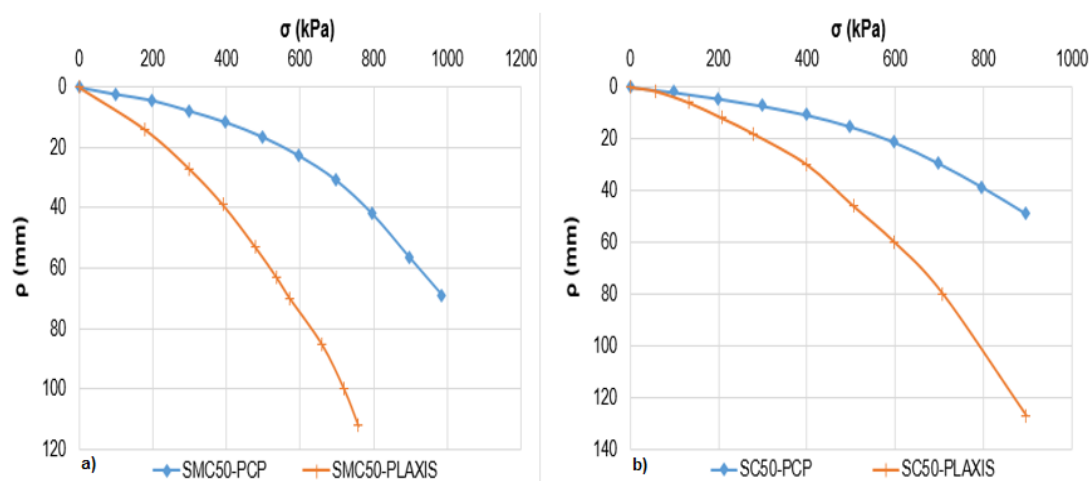


Figura 4.8 – Curvas tensão x recalque obtidas por prova de carga e pelo Plaxis com E definido pelo método de Burmister (1947) – a) para a região SMC e b) para região SC.

Tabela 4.4 – Dados determinados pelo método de Burmister (1947).

REGIÃO	E_o (kPa)	K (kPa)
SMC	$4,0 \cdot 10^3$	$2,8 \cdot 10^4$
SC	$1,0 \cdot 10^4$	$2,0 \cdot 10^4$

4.2.1.5. Módulos de deformabilidade adotados

Tendo em vista os resultados das abordagens utilizadas para definir o módulo de deformabilidade, foram adotados os valores obtidos na literatura técnica e correlações SPT para as simulações com outros diâmetros de placa. Essa abordagem foi adotada, pois as curvas simuladas se apresentaram com um maior ajuste às curvas das provas de carga em placa, em relação às outras abordagens. A Tabela 4.5 apresenta os valores dos módulos de deformabilidade adotados que são exigidos pelo *software*, as definições desses parâmetros estão indicadas na Tabela 3.2. O E_{50}^{ref} é o valor adotado mediante a abordagem definida, o módulo E_{oed}^{ref} foi definido como um valor igual ao E_{50}^{ref} (que é a definição padrão do *software*) e o módulo E_{ur}^{ref} foi utilizado um valor

arbitrado de maneira que resultasse em maior ajuste entre a curva da prova de carga e a curva simulada, obedecendo o limite mínimo de duas vezes o valor de E_{50}^{ref} .

Tabela 4.5 – Módulos de deformabilidade adotados.

SOLO	E_{50}^{ref} (kPa)	E_{oed}^{ref} (kPa)	E_{ur}^{ref} (kPa)
MEDIANAMENTE COMPACTO	6,0E+04	6,0E+04	1,4E+05
COMPACTO	8,0E+04	8,0E+04	2,2E +05

4.2.2. Simulações realizadas

Foram realizadas simulações numéricas para as placas de 0,15; 0,30; 0,50; 0,80; 1,0; 1,20 e 1,40, 2,0 e 3,0 m. As Figuras 4.9 e 4.10 apresentam as curvas tensão x recalque obtidas dos modelos SMC e SC, respectivamente.

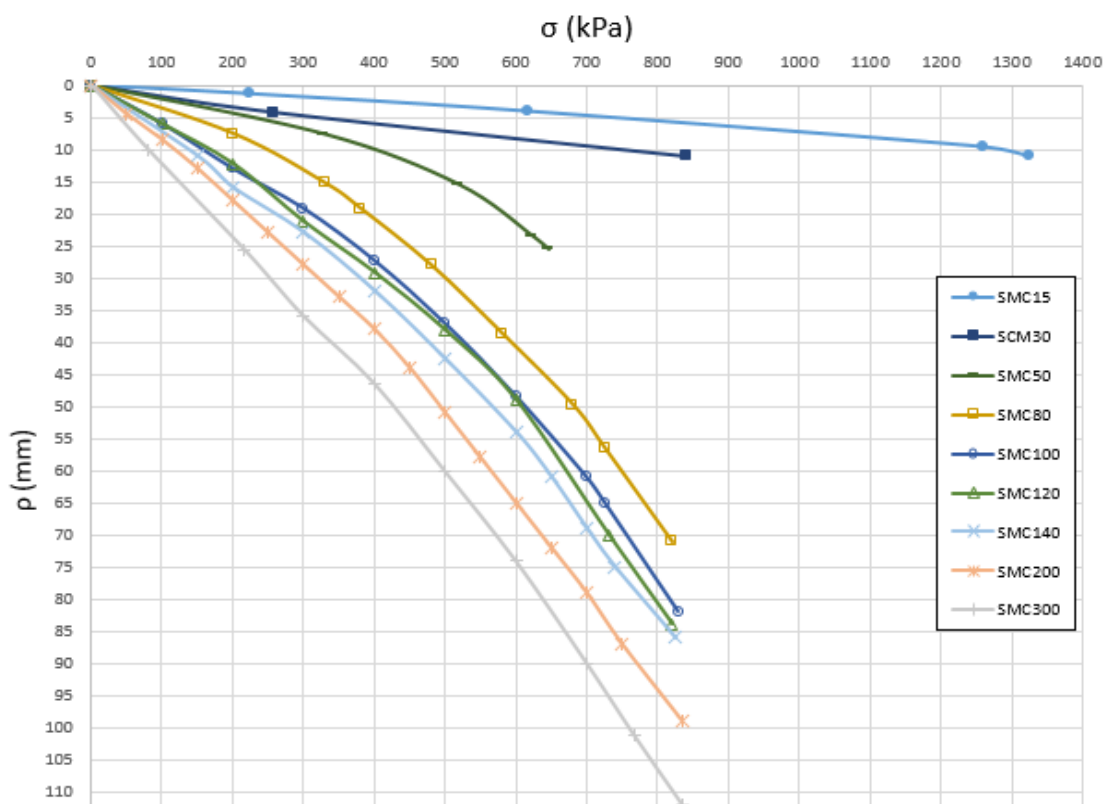


Figura 4.9 – Curvas tensão x recalque obtidas por simulação numérica do modelo SMC.

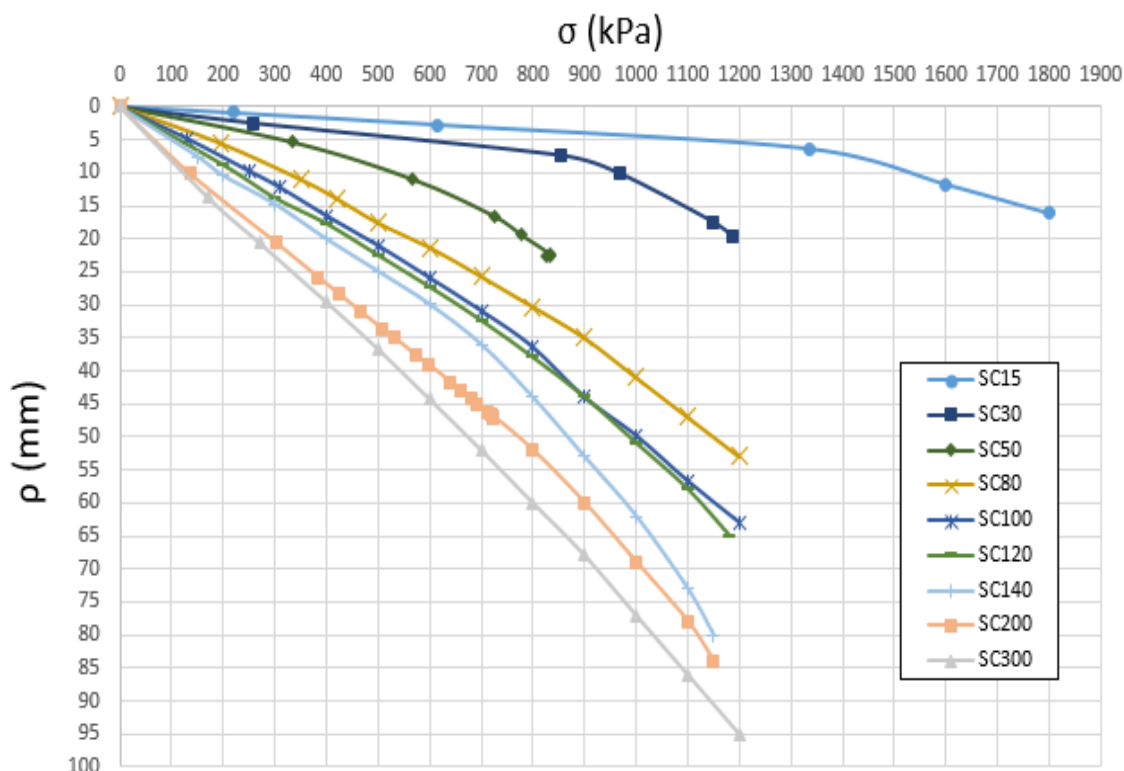


Figura 4.10 – Curvas tensão x recalque obtidas por simulação numérica do modelo SC.

Ao observar as Figuras 4.9 e 4.10, nota-se que para as duas regiões, para o mesmo nível de tensão aplicada, o aumento de diâmetro da placa gerou um aumento dos valores de recalque, o que é esperado pelo crescimento do bulbo de tensões.

4.2.3. Tensões de ruptura

Para avaliar de maneira quantitativa os resultados obtidos nas simulações numéricas, foram adotados os mesmos critérios de ruptura convencional utilizados nas curvas das provas de carga, já que nenhuma curva simulada apresentou ruptura nítida. As Tabelas 4.6 e 4.7 apresentam os valores de tensão determinados pelos critérios de Boston, “Pré-adensamento” e B/30. Os valores mostrados nas Tabelas 4.6 e 4.7 para a placa de 0,15 m foram determinados por extrapolação, tanto no modelo SMC como no modelo SC.

Tabela 4.6 – Valores de tensão admissível e de tensão de segurança à ruptura nas curvas simuladas, no modelo SMC.

SIMULAÇÃO	BOSTON (kPa)	“PRÉ- ADENSAMENTO” (kPa)	B/30 (kPa)
SMC15	1400	520	410
SMC30	515	390	320
SMC50	360	310	275
SMC80	260	285	260
SMC100	190	210	260
SMC120	150	220	270
SMC140	140	210	280
SMC200	120	170	310
SMC300	100	130	380

Tabela 4.7 – Valores de tensão admissível e de tensão de segurança à ruptura nas curvas simuladas, no modelo SC.

SIMULAÇÃO	BOSTON (kPa)	“PRÉ- ADENSAMENTO” (kPa)	B/30 (kPa)
SC15	1900	615	660
SC30	750	515	490
SC50	490	400	360
SC80	350	285	370
SC100	275	285	400
SC120	240	245	440
SC140	220	200	460
SC200	205	150	500
SC300	130	75	600

Através das Tabelas 4.6 e 4.7 nota-se que cada critério utilizado gerou um comportamento diferente de variação de tensão em função do crescimento da largura B. Os critérios de Boston e “Pré-adensamento” tiveram uma redução da tensão com o aumento de B. O critério B/30 mostrou uma redução da tensão com o aumento do diâmetro até a placa de 0,50 m, mas a partir desta há um aumento de tensão com o aumento da dimensão da placa.

Ao visualizar a Figura 4.11 é possível analisar de maneira gráfica os resultados apresentados nas Tabelas 4.6 e 4.7. Nessa Figura é apresentado o comportamento da tensão de segurança à ruptura e da tensão admissível em função de B.

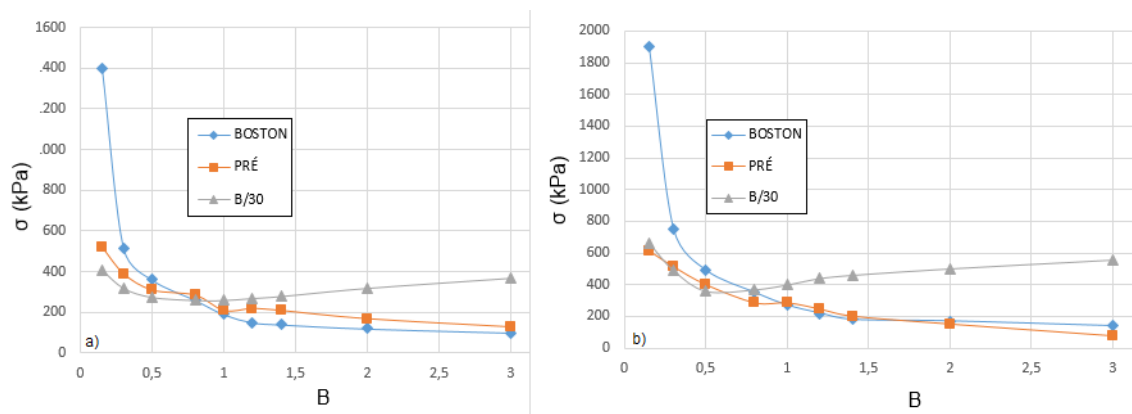


Figura 4.11 – Relação da tensão e largura da placa – a) modelo SMC e b) modelo SC.

Como visto, na etapa de análise das tensões dos resultados de provas de carga realizadas, o comportamento de cada critério com o aumento do diâmetro da placa é diferente. O critério de Boston apresentou uma redução da tensão admissível com o aumento de B . Contudo, a partir da placa de 0,80 m, o comportamento apresentado é de uma diminuição da variação de tensão admissível com o aumento de B , ou seja, há uma diminuição da influência da dimensão nas placas maiores.

Para o critério B/30 houve uma redução de tensão de segurança à ruptura até a placa de 0,50 m e depois houve um aumento. O comportamento dos resultados com o critério B/30 é semelhante com Boston, no fato de também apresentar uma redução na variação dos valores de tensão em placas de maior diâmetro, refletindo, nesse critério também, uma diminuição da influência da dimensão nas placas de maior diâmetro.

Diante dessas análises, percebe-se que, em solo arenoso, a capacidade de carga não cresce linearmente com o aumento da dimensão, podendo até diminuir. Ademais, os comportamentos apresentados na Figura 4.11 refletem, por exemplo, a dependência do critério de ruptura adotado na determinação da tensão de segurança à ruptura em um projeto de fundações.

4.2.4. Normalização das curvas obtidas nas simulações numéricas

Foi realizada a normalização das curvas tensão x recalque, transformando-as em curvas tensão x recalque/largura da placa. Essa abordagem é utilizada na literatura técnica para a avaliação do efeito da dimensão. Sendo assim, é apresentado nas Figuras 4.12 e 4.13 as curvas tensão x recalque/largura da placa para os modelos SMC e SC, respectivamente.

Nos dois modelos, as curvas não apresentaram convergência. Para maiores valores de tensão (acima de 500 kPa para o modelo SMC e 1000 kPa para modelo SC) menores valores de recalque normalizado foram encontrados para placas de maior diâmetro ao se considerar uma mesma tensão aplicada. Essa tendência não foi observada para as placas de 0,15; 0,30 e 0,5 m. A não convergência das curvas reflete o crescimento não linear dos valores de recalque em função do aumento da dimensão.

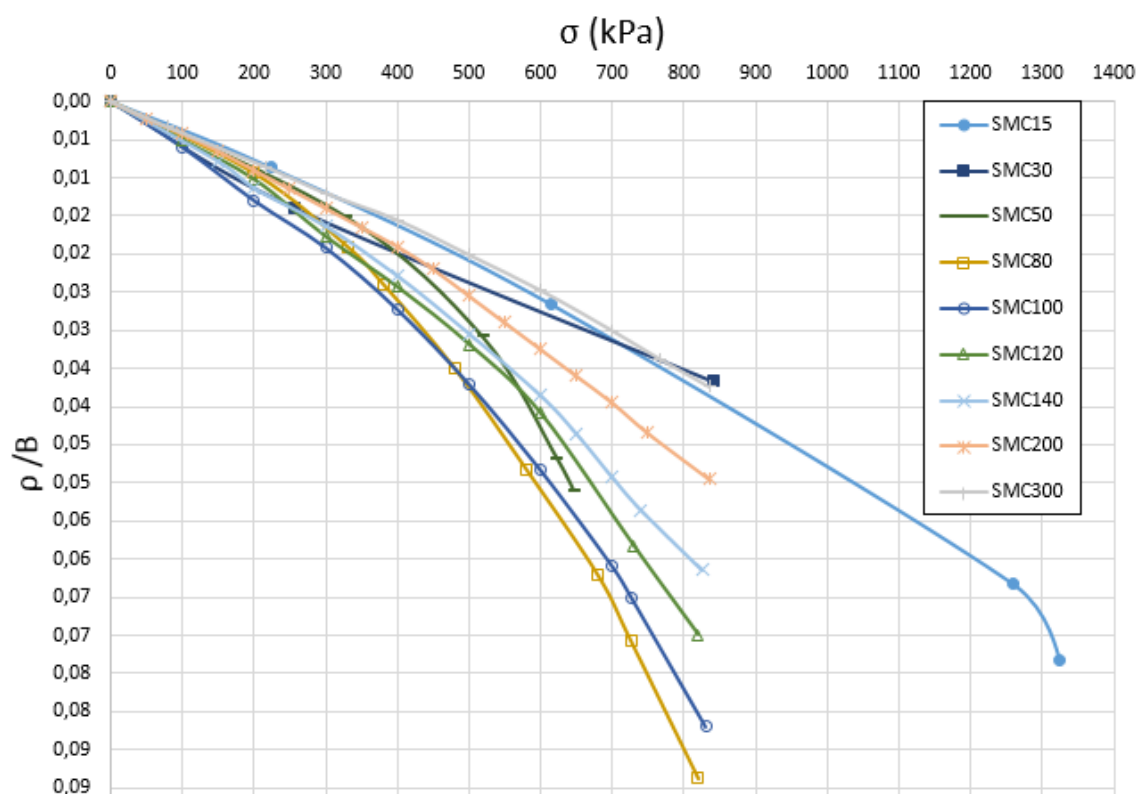


Figura 4.12 – Curvas tensão x recalque/largura da placa no, modelo SMC.

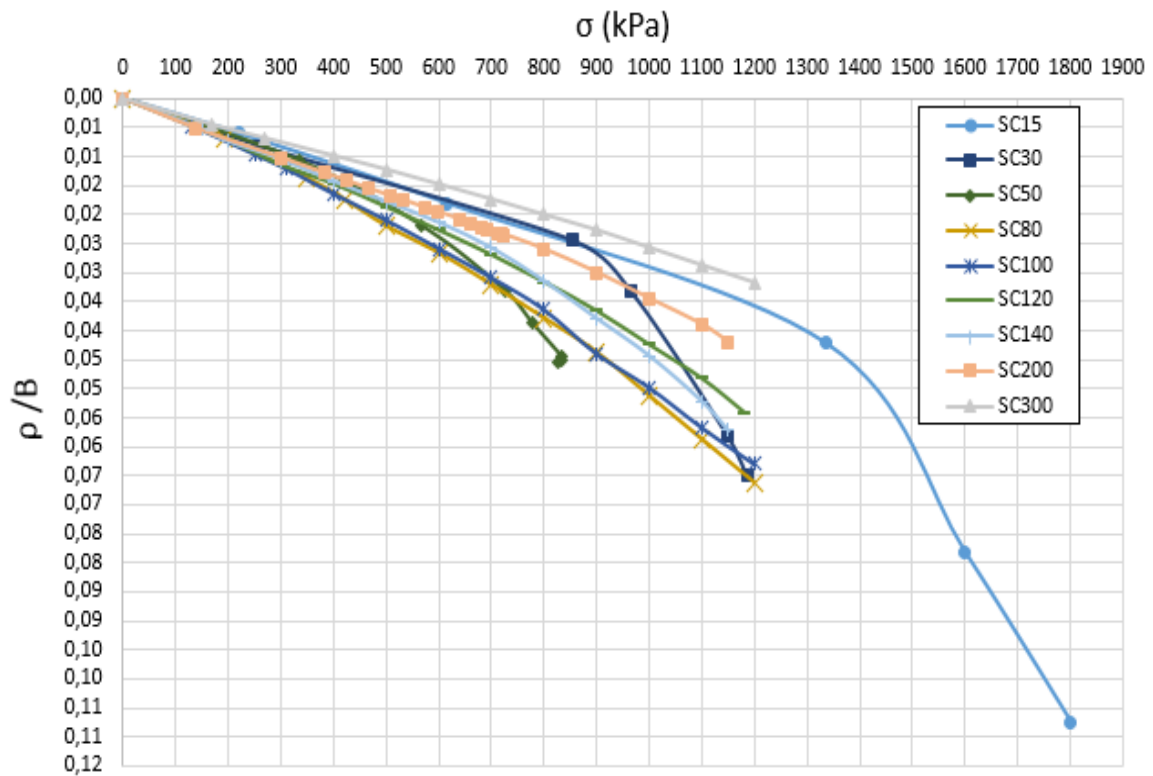


Figura 4.13 – Curvas tensão x recalque/largura da placa, no modelo SC.

4.2.5. Análise de recalque

Com os resultados das simulações numéricas com placas de várias dimensões foi possível avaliar o comportamento dos valores de recalque com a variação da largura da placa. A Figura 4.14 apresenta os gráficos recalque x B, para os níveis de tensão aplicada de 200, 400, 600 e 800 kPa nos dois modelos.

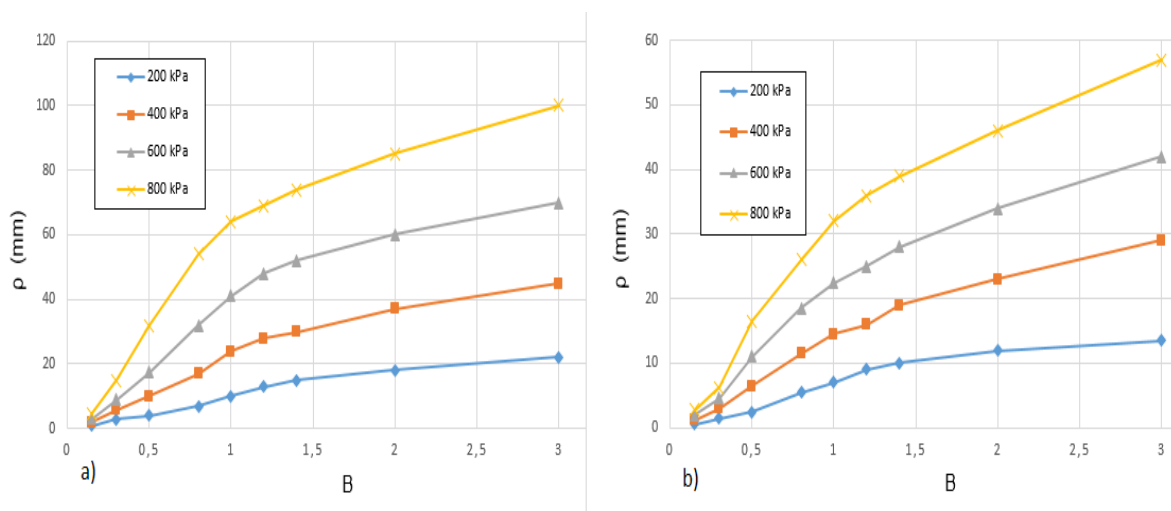


Figura 4.14 – Relação recalque x largura da placa – a) no modelo SMC, e b) no modelo SC.

Ao observar a Figura 4.14, nota-se que entre as placas 0,15 e 1,0 m há uma relação quase linear entre recalque e diâmetro. Após 1,0 m, percebe-se uma diminuição no desenvolvimento de recalques em função do crescimento do diâmetro da placa, em relação às placas com menor diâmetro. Essa tendência de diminuição mostra uma redução da influência da dimensão sobre os valores de recalque. Outros autores como Gorbunov-Possadov e Dadidov (1973), Costa e Cintra (1999) e Vianna (2005), também encontraram comportamento semelhante ao apresentado na Figura 4.14. Entretanto, ao comparar com os resultados de Gorbunov-Possadov e Dadidov (1973), apresentado na Figura 2.12, a semelhança se encontra somente no trecho CE.

Também foi realizada uma comparação do recalque normalizado em função de B , para analisar a linearidade do desenvolvimento de recalques quanto à dimensão da placa. A Figura 4.15 apresenta o gráfico do recalque normalizado em função do diâmetro da placa para os dois modelos analisado, SMC e SC.

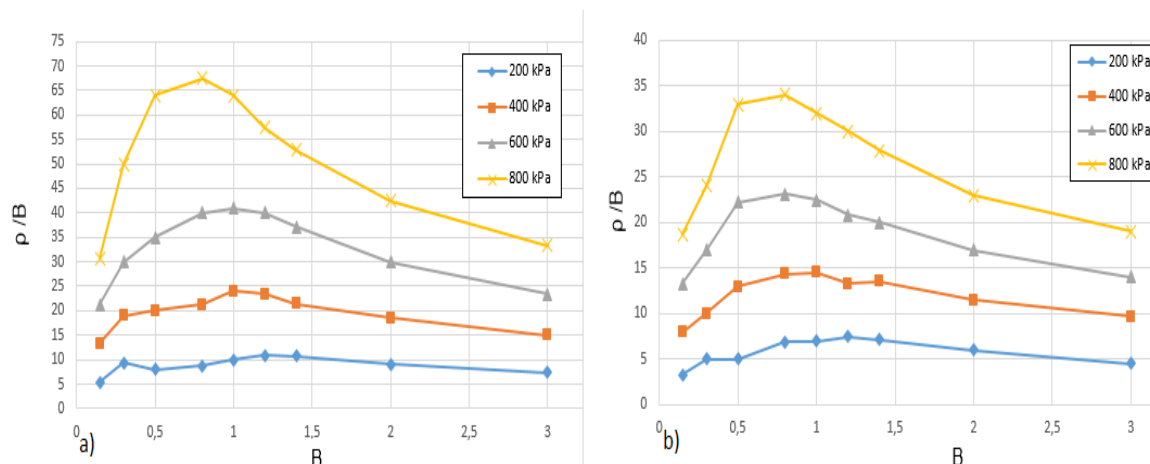


Figura 4.15 – Relação recalque normalizado x largura da placa – a) no modelo SMC, e b) no modelo SC.

Diante da Figura 4.15 percebe-se comportamentos de variação do recalque normalizado em função de B semelhantes entre as duas regiões com compacidades distintas. O comportamento apresentado foi de aumento do recalque normalizado até a placa de 0,80 ou 1,0 m, dependendo da curva analisada, depois uma redução desse recalque normalizado. Esse resultado reflete que os valores de recalque apresentam variações diferentes para faixas de dimensões diferentes.

Também foi avaliado o comportamento de recalque em relação à dimensão da placa utilizando o coeficiente de recalque como parâmetro de comparação entre os resultados de cada placa. A Figura 4.16 apresenta a variação do coeficiente de recalque em função da dimensão.

É possível visualizar mediante a Figura 4.16 uma redução de coeficiente de recalque com o aumento da tensão e com o aumento do diâmetro da placa, esses resultados são esperados devido ao crescimento do bulbo de tensões gerado. A variação de k_s em função de B é bem maior entre as placas de 0,15 a 0,80 m. A partir da placa de 0,80 m há uma redução da variação de k_s com o aumento da dimensão, principalmente entre as placas de 2,0 e 3,0 m.

Estes comportamentos foram identificados nas simulações dos dois modelos (SMC e SC), ou seja, mesmo havendo densidades relativas diferentes o comportamento do recalque com a variação do diâmetro da placa foi o mesmo. Em placas com maiores diâmetros, os coeficientes de recalque são bastante próximos para os três níveis de tensão analisados.

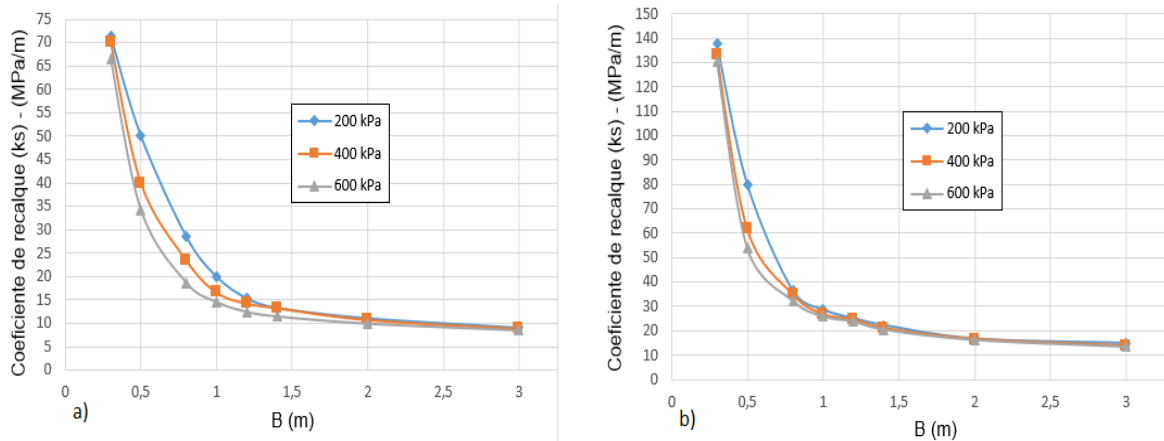


Figura 4.16 – Relação do coeficiente de recalque e largura da placa – a) região SMC; b) região SC.

Outra abordagem para a investigação do comportamento de recalque em função da dimensão é a relação entre os valores β e n . O parâmetro β é a razão entre o recalque da fundação real (protótipo) e o recalque da placa (modelo) de 0,80 m de diâmetro, e n é a razão entre a dimensão da fundação real e a da placa. Essa relação é utilizada para realizar a extrapolação de recalque (Perloff e Baron, 1976). As Figuras 4.17 e 4.18 apresentam as curvas $\beta \times n$ para os modelos SMC e SC, respectivamente, sendo cada curva relacionada a uma tensão aplicada. Para obtenção das curvas foi realizado um ajuste mediante regressão logarítmica.

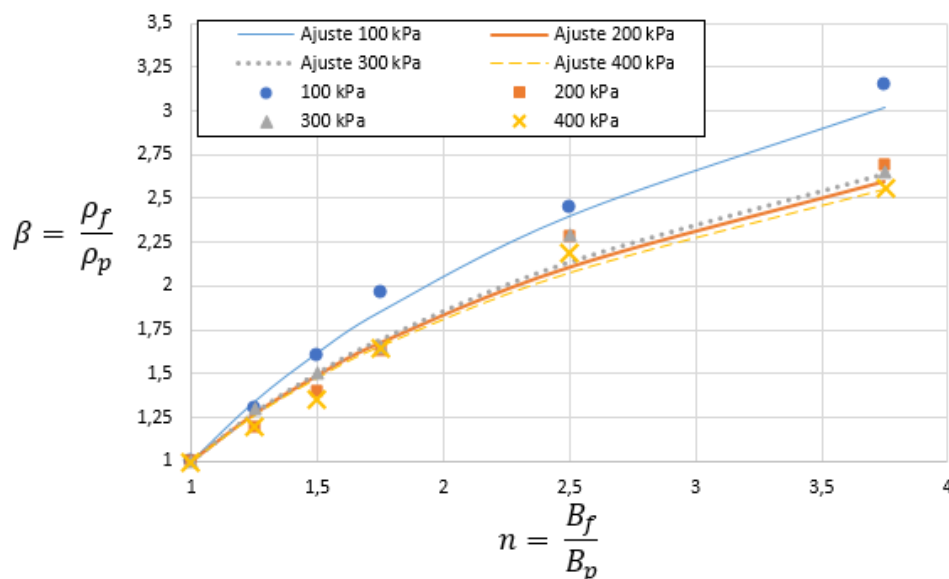


Figura 4.17 – Curvas $\beta \times n$, no modelo SMC.

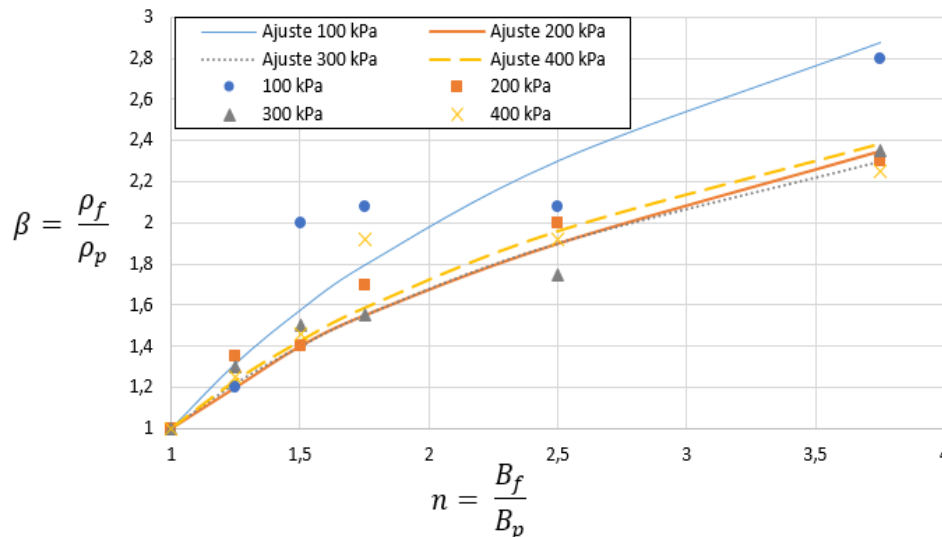


Figura 4.18 – Curvas β x n , no modelo SC.

As curvas apresentadas nas Figuras 4.17 e 4.18, revelam a variação do recalque em função de um recalque obtido na placa de 0,80 m. Os comportamentos apresentados pelas curvas reforçam as análises obtidas até o momento, cujos recalques aumentam com o crescimento da dimensão, porém essa variação do recalque não é linear em função de B .

Para uma completa avaliação desse comportamento, também é válido comparar os resultados de variação de recalque em função de B entre os dois modelos simulados. Para isso, foram comparados os valores de β entre os dois modelos. As Figuras 4.19 a 4.22 retratam a relação entre os valores de β_{SMC} e β_{SC} , para cada nível de tensão.

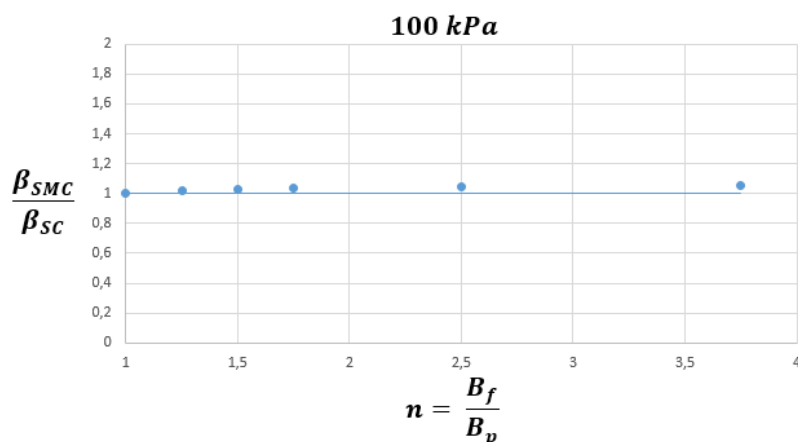


Figura 4.19 – Relação entre os valores de β das regiões SMC e SC, para uma tensão de 100 kPa.

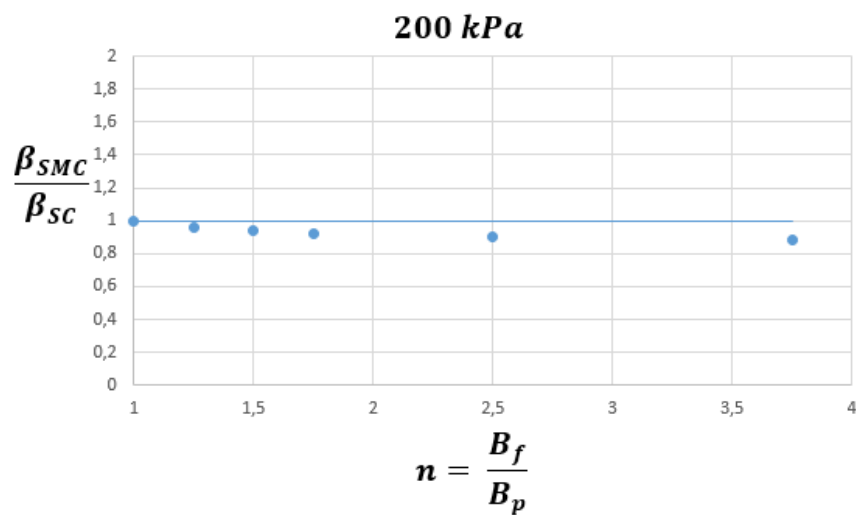


Figura 4.20 – Relação entre os valores de β das regiões SMC e SC, para uma tensão de 200 kPa.

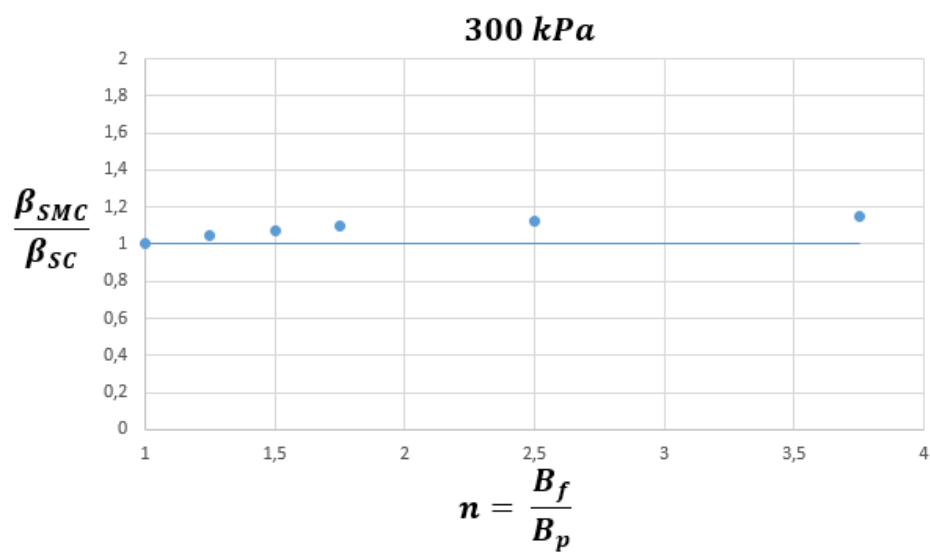


Figura 4.21 – Relação entre os valores de β das regiões SMC e SC, para uma tensão de 300 kPa.

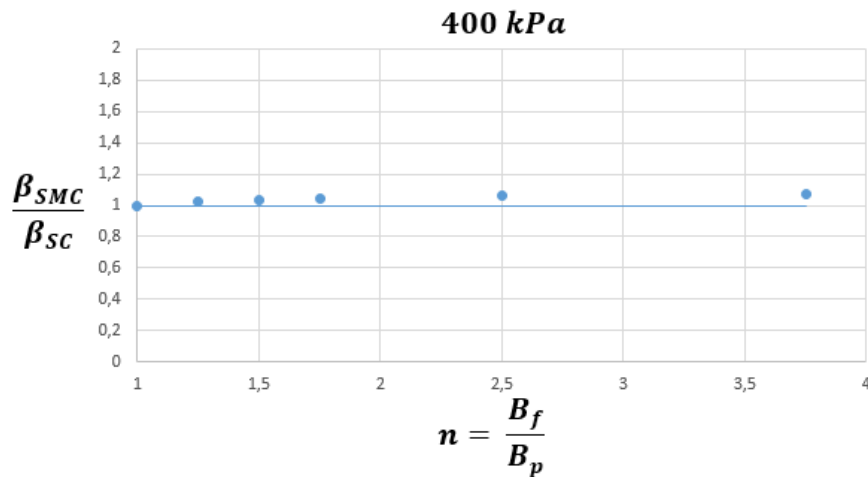


Figura 4.22 – Relação entre os valores de β das regiões SMC e SC, para uma tensão de 400 kPa.

Mediante análise das Figuras 4.19 a 4.22, nota-se pouca variação entre os valores de β_{SMC} e β_{SC} . Portanto, somando às outras análises deste item, pode-se considerar que a magnitude dos recalques sofre influência da compacidade do solo. Entretanto, o comportamento dos recalques em função da dimensão praticamente independe da compacidade do solo.

4.2.6. Comparação das tensões obtidas pelos critérios de ruptura convencional e pela equação do AIJ

Para avaliar os resultados obtidos pela equação do AIJ (2001) foi realizada uma comparação com os critérios de Boston e B/30. Não foi realizada a comparação com os valores de tensão de segurança à ruptura obtidos por meio do critério de “Pré-adensamento”, já que este apresentou o mesmo comportamento obtido por Boston, como também valores bastante próximos. Para determinar valores de tensão de segurança à ruptura pela equação do AIJ foi considerado que ocorre no sistema uma ruptura generalizada e um fator de segurança igual a 3. As Tabelas 4.8 e 4.9 apresentam os valores de tensão de segurança à ruptura e admissível obtidos pelos critérios e pelo AIJ nos modelos SMC e SC, respectivamente.

Tabela 4.8 – Valores de tensão admissível pelo critério de Boston e de tensões de segurança à ruptura pelos critérios B/30 e AIJ, no modelo SMC.

SIMULAÇÃO	BOSTON (kPa)	B/30 (kPa)	AIJ (2001) (kPa)
SMC15	1400	410	130
SMC30	515	320	140
SMC50	360	275	150
SMC80	260	260	165
SMC100	190	260	170
SMC120	150	270	177
SMC140	140	280	184
SMC200	120	310	200
SMC300	100	380	230

Tabela 4.9 – Valores de tensão admissível pelo critério de Boston e de tensões de segurança à ruptura pelos critérios B/30 e AIJ, no modelo SC.

SIMULAÇÃO	BOSTON (kPa)	B/30 (kPa)	AIJ (2001) (kPa)
SC15	1900	660	195
SC30	750	490	210
SC50	490	360	225
SC80	350	370	245
SC100	275	400	255
SC120	240	440	265
SC140	220	460	278
SC200	205	500	310
SC300	130	600	350

4.2.6.1. Comparação das tensões obtidas pelo critério de Boston e pelo AIJ

Em relação ao critério de Boston os valores de tensão obtidos por AIJ se apresentaram inferiores até a placa de 1,0 m, a partir desse ponto os valores de AIJ são superiores aos obtidos por Boston, para as regiões SMC e SC. Este resultado deve-se ao fato dos dois métodos apresentarem comportamentos contrários (os valores de tensão por Boston reduzem com o aumento da dimensão e por AIJ aumentam).

As Tabelas 4.10 e 4.11 apresentam a diferença entre os valores obtidos pela equação do AIJ (2001) em relação do critério de Boston, para os modelos SMC e SC, respectivamente.

Tabela 4.10 – Tensões obtidas pelo critério de Boston e AIJ (2001), para o modelo SMC nas simulações.

SIMULAÇÃO	σ_{BOSTON} (kPa)	σ_{AIJ} (kPa)	$\sigma_{AIJ}/\sigma_{BOSTON}$ (%)
SMC15	1400	130	9,30
SMC30	515	140	27,00
SMC50	360	150	41,60
SMC80	260	165	63,50
SMC100	190	170	89,50
SMC120	150	177	118,00
SMC140	140	184	131,50
SMC200	120	200	166,00
SMC300	100	230	230,00

Tabela 4.11 – Tensões obtidas pelo critério de Boston e AIJ (2001), para o modelo SC nas simulações.

SIMULAÇÃO	σ_{BOSTON} (kPa)	σ_{AIJ} (kPa)	$\sigma_{AIJ}/\sigma_{BOSTON}$ (%)
SC15	1900	195	10,30
SC30	750	210	28,00
SC50	490	225	46,00
SC80	350	245	70,00
SC100	270	255	94,50
SC120	220	265	120,50
SC140	180	278	154,50
SC200	170	310	180,00
SC300	140	350	250,00

Mediante as Tabelas 4.10 e 4.11, nota-se que para as placas 0,15 a 0,50 m os valores são bastante discrepantes. Para a faixa de valores acima de 1,0 m os valores de AIJ são maiores que os de Boston, ou seja, para dimensões relativas a fundações reais o critério de Boston é mais conservador.

4.2.6.2. Comparação das tensões obtidas pelo critério B/30 e pelo AIJ

Os valores de tensão de segurança à ruptura obtidos por B/30 apresentaram um comportamento em que crescem com o aumento de B, porém, de uma forma não-linear. Esse comportamento também é visto nos valores determinados pela equação do AIJ.

As Tabelas 4.12 e 4.13 apresentam os valores de tensão obtidos pela equação do AIJ (2001) em relação aos valores determinados pelo critério B/30,

em porcentagem. As Tabelas 4.12 e 4.13 retratam os valores dos modelos SMC e SC, respectivamente.

Tabela 4.12 – Tensões obtidas pelo critério B/30 e AIJ (2001), para o modelo SMC nas simulações.

SIMULAÇÃO	$\sigma_{B/30}$ (kPa)	σ_{AIJ} (kPa)	$\sigma_{AIJ}/\sigma_{B/30}$ (%)
SMC15	410	130	31,70
SMC30	320	140	44,00
SMC50	275	150	55,00
SMC80	260	165	63,50
SMC100	260	170	65,40
SMC120	270	177	65,60
SMC140	280	184	65,70
SMC200	310	200	64,50
SMC300	380	230	60,50

Tabela 4.13– Tensões obtidas pelo critério B/30 e AIJ (2001), para o modelo SC nas simulações.

SIMULAÇÃO	$\sigma_{B/30}$ (kPa)	σ_{AIJ} (kPa)	$\sigma_{AIJ}/\sigma_{B/30}$ (%)
SC15	660	195	29,50
SC30	490	210	43,00
SC50	360	225	62,50
SC80	370	245	65,00
SC100	400	255	63,80
SC120	440	265	60,20
SC140	460	278	60,40
SC200	500	310	62,00
SC300	600	350	58,30

Diante dos valores apresentados nas Tabelas 4.12 e 4.13, a partir da placa de 0,80 m, percebe-se que para as duas regiões há uma relação em torno de 63%, entre os métodos comparados. Para as placas de 0,15 e 0,30 m os valores da razão não estão em torno de 63%, uma vez que nesse intervalo de dimensão os valores obtidos por B/30 reduzem com o aumento de B e AIJ o contrário. Portanto, pode-se afirmar que tanto os valores de tensão de segurança à ruptura por AIJ como por B/30 apresentam o mesmo comportamento em relação à variação da dimensão, para dimensões superiores a 0,80 m.

4.2.6.3. Análise geral do AIJ

Para a análise do comportamento das tensões em função da dimensão apresentados pelos critérios e pelo AIJ, foi definida a Figura 4.23, que apresenta graficamente a variação de tensão de segurança à ruptura com o aumento da dimensão. A partir da Figura 4.23, foi possível perceber os valores de tensão obtidos por AIJ são intermediários em relação aos que apresentam os critérios de Boston e B/30, para placas com dimensões superiores a 1,0 m. Sendo assim, o critério de Boston se comporta como um limite inferior de tensões e o critério B/30 sendo um limite superior, ou seja, o máximo valor de tensão para uma respectiva dimensão.

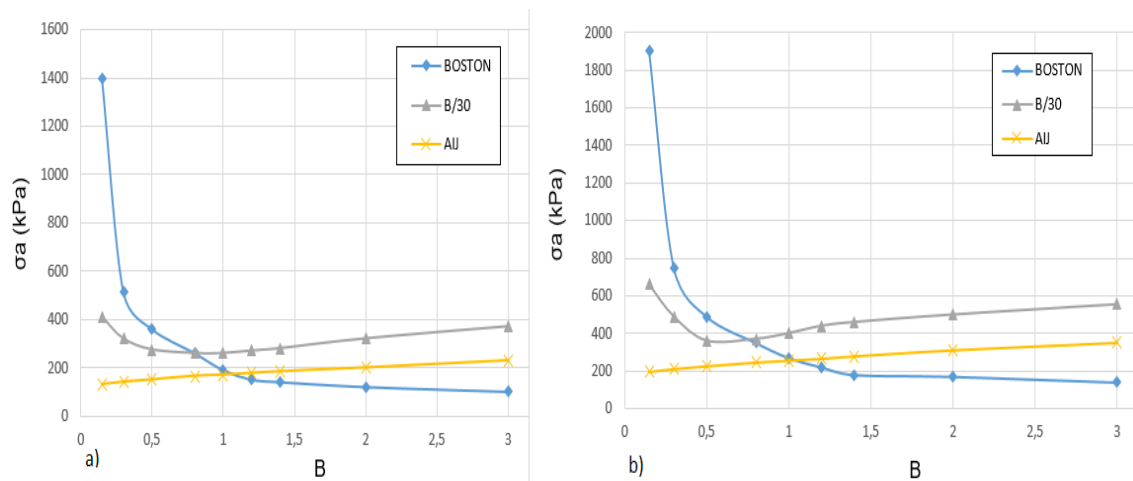


Figura 4.23 – Variação de tensão de segurança à ruptura em função de B , obtidos pelos critérios de ruptura e AIJ – a) modelo SMC, b) modelo SC.

Tendo em vista os aspectos observados, o fato dos valores do AIJ se apresentarem intermediários aos critérios de ruptura convencional adotados indica que a equação do AIJ pode representar uma alternativa na ausência de prova de carga para determinação de tensão admissível.

Entretanto, não é interessante avaliar somente a tensão de segurança à ruptura. Para uma completa investigação do comportamento do sistema solo-placa deve-se também analisar os valores de recalque. Dessa forma, foram verificados os valores de recalque correspondentes às tensões de segurança à ruptura obtidas pelo AIJ nas curvas simuladas. A Tabela 4.14 apresenta os

valores de recalque determinados nas curvas simuladas mediante as tensões obtidas pelo AIJ.

Tabela 4.14 – Recalques correspondentes às tensões de segurança à ruptura obtidas pelo AIJ.

SMC			SC		
PLACA	TENSÃO ADM (kPa)	RECALQUE (mm)	PLACA	TENSÃO ADM (kPa)	RECALQUE (mm)
1,0 m	170	8,0	1,0 m	255	9,5
1,2 m	177	11,5	1,2 m	265	12,0
1,4 m	184	14,0	1,4 m	278	14,0
2,0 m	200	18,5	2,0 m	310	18,0
3,0 m	230	25,5	3,0 m	350	25,5

Ao adotar a recomendação de Terzaghi e Peck (1967), que considera o recalque admissível máximo de 25,0 mm, para uma sapata isolada em areia, foi possível notar através dos valores da Tabela 4.14 que esse valor máximo só é ultrapassado na placa de 3,0 m. Sendo assim, para as condições avaliadas e contemplando a avaliação de recalques, o método do AIJ apresentou bons resultados até a dimensão de 3,0 m. Ou seja, dimensões acima de 3,0 m não respeitam a condição de tensão admissível.

4.2.7. Reflexões sobre a extrapolação dos resultados de provas de carga em placa para fundações

Diante dos resultados e suas análises realizadas neste Capítulo, verifica-se a complexidade na determinação de tensão de ruptura e recalque correspondente em solo arenoso. Essa complexidade é causada primordialmente pelo efeito da dimensão, dificultando assim, a extrapolação dos resultados de um modelo para um protótipo.

Ademais, mesmo realizando uma prova de carga, se a ruptura do sistema não for nítida, os valores das tensões de segurança à ruptura em relação à variação da dimensão podem ser dependentes do critério de ruptura adotado. Sendo assim, a dependência do critério de ruptura adotado também dificulta a extrapolação dos resultados, já que alguns critérios apresentam um

crescimento da tensão admissível com o crescimento da dimensão da fundação e outros o contrário.

4.2.7.1. Procedimentos para extrapolação de resultados de prova de carga

Como mencionado anteriormente há procedimentos para determinação de tensão de ruptura que resultam em crescimento com o aumento da dimensão e outros o contrário. Sendo assim, é interessante realizar uma comparação entre esses procedimentos, avaliando os valores de tensão determinados e os recalques correspondentes.

- Procedimentos que aumentam a tensão de ruptura com a dimensão

Com relação a essa dependência dos critérios, no caso de adoção de critérios que apresentem crescimento da tensão de ruptura com B , diferentes abordagens seriam possíveis com relação à utilização dos resultados de provas de carga, como por exemplo: adotar a tensão de segurança à ruptura obtida para a placa como o valor para o protótipo (limite inferior) e avaliar recalques pela prova de carga. Ou ainda, adotar um método teórico como o AIJ para determinação da tensão de segurança à ruptura e novamente avaliar os recalques com auxílio da prova de carga. Nos dois casos, a avaliação de recalques da fundação poderia ser conduzida mediante estimativa do parâmetro β considerando a relação entre diâmetro da placa e do protótipo (utilizando dados como os mostrados nas Figura 4.17 e 4.18, por exemplo).

- Procedimentos que diminuem a tensão de ruptura com a dimensão

No caso de se admitir o comportamento mostrado por critérios de ruptura convencional que mostram diminuição da tensão de ruptura com B , apresenta-se a seguir uma possibilidade para a determinação da tensão admissível de uma fundação a partir de uma prova de carga realizada com uma placa de 0,80 m de diâmetro.

Sendo assim, deve-se determinar inicialmente uma tensão de ruptura convencional a partir do critério de ruptura selecionado. A Figura 4.24 ilustra

esse procedimento. Após definir a tensão de ruptura, σ_{r80} (ver figura 4.24), aplica-se o fator de segurança recomendado pela NBR-6122/2010, e assim determina-se a tensão de segurança à ruptura para a placa de 0,80 m (σ_{80}). Ao voltar à curva tensão x recalque obtida pela prova de carga deve-se determinar o recalque (ρ_{80}) correspondente à tensão de segurança à ruptura anteriormente adotada, conforme apresentado na Figura 4.24.

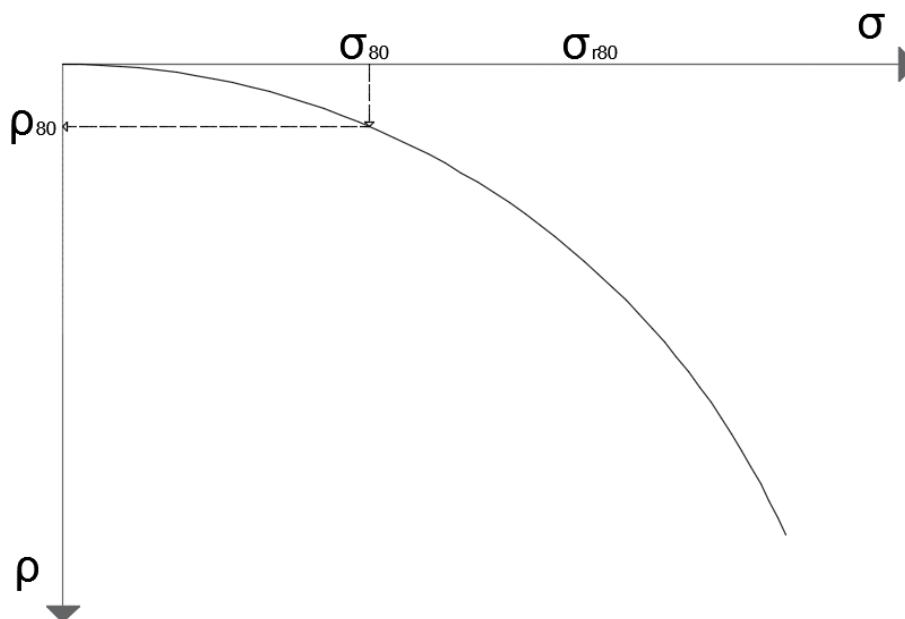


Figura 4.24 – Procedimento inicial para análise de resultados de provas de carga.

Com o valor de recalque adotado com base na Figura 4.24, deve-se encontrar a curva correspondente a esse valor nas curvas apresentadas nas Figuras 4.25 ou 4.26. A Figura 4.25 apresenta curvas tensão aplicada x dimensão para vários valores de recalque, referente ao solo da região SMC ($Dr=45\%$). Já na Figura 4.26, foram utilizados os dados da região SC ($Dr=70\%$). Os valores utilizados para definir as curvas das Figuras 4.25 e 4.26 foram determinados pelas curvas tensão x recalque obtidas na simulação e apresentadas neste Capítulo.

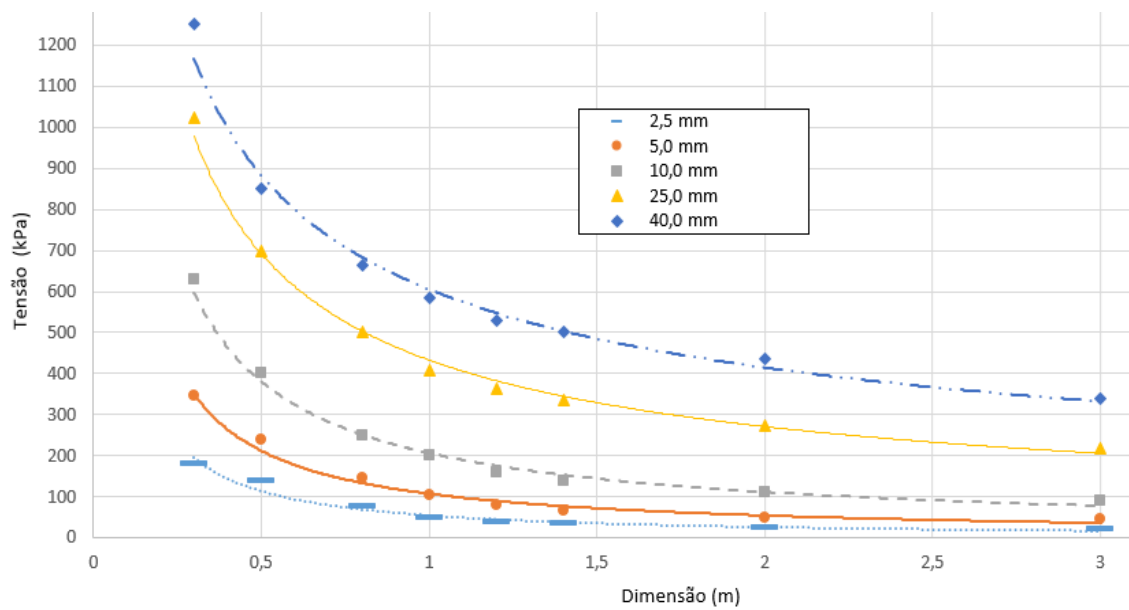


Figura 4.25 – Curvas tensão x dimensão, para vários valores de recalque, solo da região SMC.

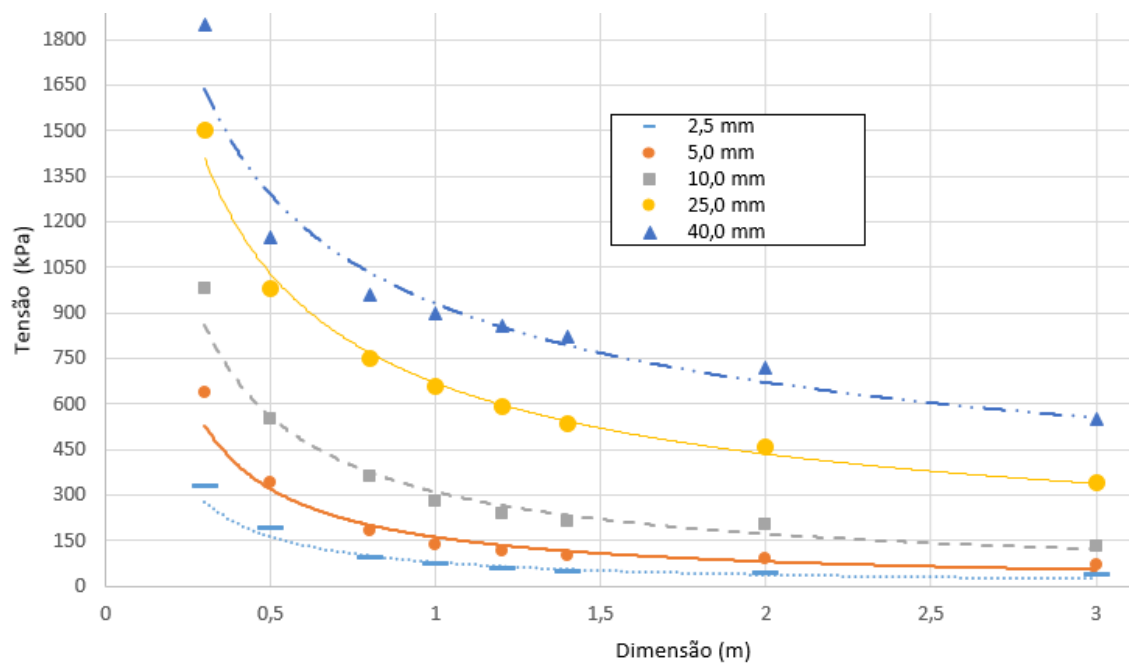


Figura 4.26 – Curvas tensão x dimensão, para vários valores de recalque, solo da região SC.

Nas Figuras 4.25 e 4.26, o eixo das abscissas indica possíveis valores de dimensões para uma fundação. Deve-se então, partindo da dimensão da fundação inicialmente considerada encontrar a curva correspondente ao recalque (p_{80}). O valor no eixo das ordenadas correspondente à tensão

admissível associada à dimensão B. A Figura 4.27 ilustra o procedimento que deve ser realizado mediante as Figuras 4.25 ou 4.26. No caso ilustrado, parte-se de uma fundação com dimensão igual a 2 metros de diâmetro e um recalque (ρ_{80}) igual a 25,0 mm, em areia com $D_r=45\%$.

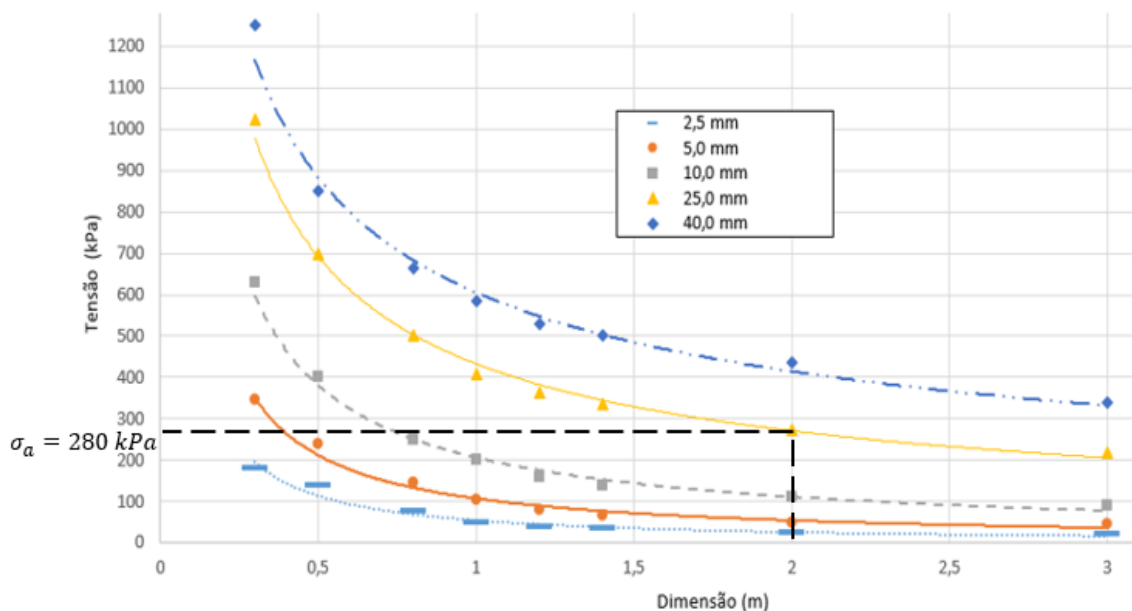


Figura 4.27 – Ilustração do procedimento proposto.

A Figura 4.28 sintetiza a interpretação dos resultados da prova de carga no caso de diminuição da tensão de ruptura com B em forma de fluxograma. O parâmetro FS apresentado na figura é o fator de segurança recomendado pela norma NBR-6122/2010.

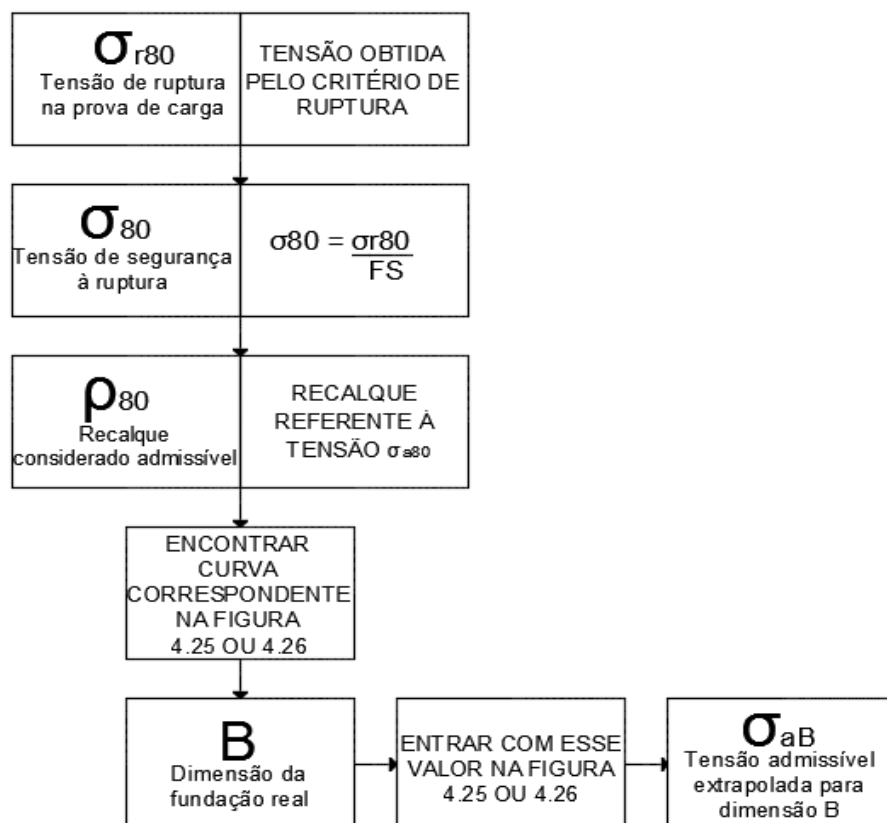


Figura 4.28 – Fluxograma do procedimento apresentado.

Como citado anteriormente, as Figuras 4.25 e 4.26 são especificamente para compacidades relativas de 45 e 70%. Dessa forma, foi realizada uma comparação, entre as duas regiões, quanto à variação de tensão em função da dimensão da placa, partindo da placa de referência ($B=0,80$ m). Para isso, foi utilizada a expressão 4.1 apresentada a seguir. Através dessa comparação foi possível avaliar se a perda de tensão comportava-se de maneira independente ou não da compacidade do solo.

$$\Delta\sigma = \frac{\sigma_B - \sigma_{80}}{\sigma_{80}} \times 100\% \quad \text{Equação 4.1}$$

Onde:

$\Delta\sigma$: variação de tensão;

σ_B : tensão apresentada na dimensão B (em kPa), para determinado valor de recalque;

σ_{80} : tensão apresentada na dimensão 0,80 m de diâmetro (em kPa), para determinado valor de recalque.

As Figuras 4.29 a 4.33 apresentam a variação de tensão em porcentagem em função da dimensão para os recalques utilizados, nas regiões SMC e SC. Essas figuras foram plotadas no intuito de avaliar o comportamento das tensões em função da dimensão em solos com densidades relativas diferentes.

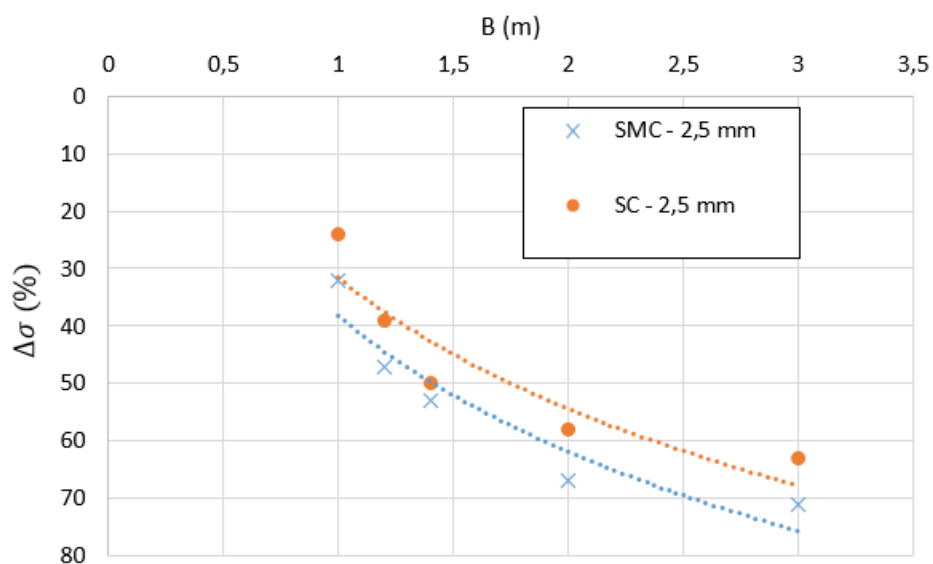


Figura 4.29 – Variação de tensão em relação à tensão na placa de 0,80 m, no modelo SMC e SC ($\rho=2,5$ mm).

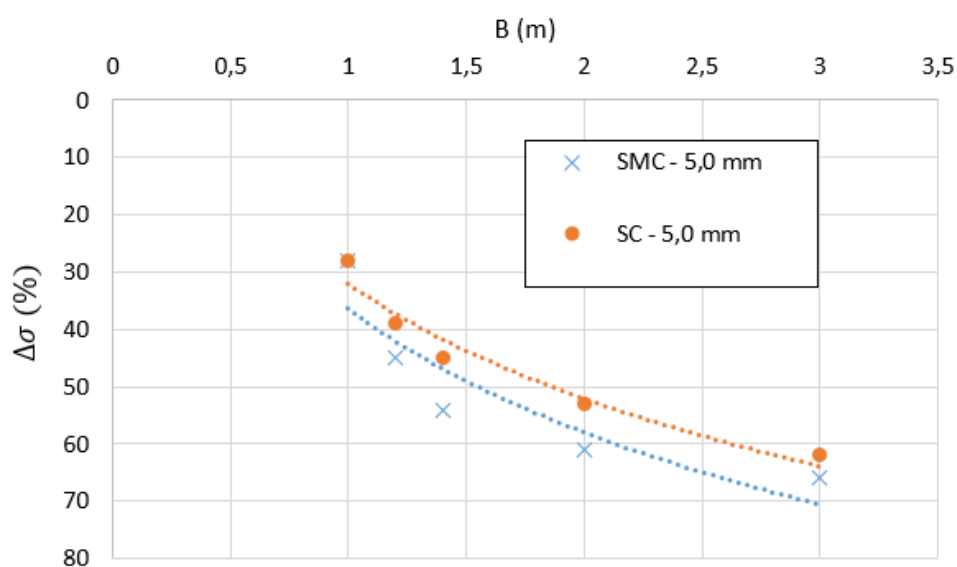


Figura 4.30 – Variação de tensão em relação à tensão na placa de 0,80 m, no modelo SMC e SC ($\rho=5,0$ mm).

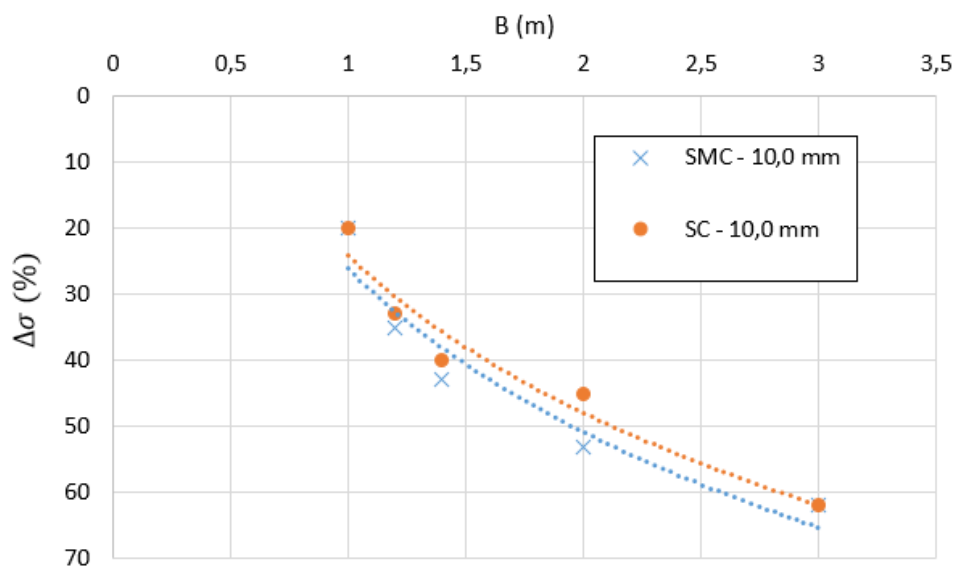


Figura 4.31 – Variação de tensão em relação à tensão na placa de 0,80 m, no modelo SMC e SC ($\rho=10,0$ mm).

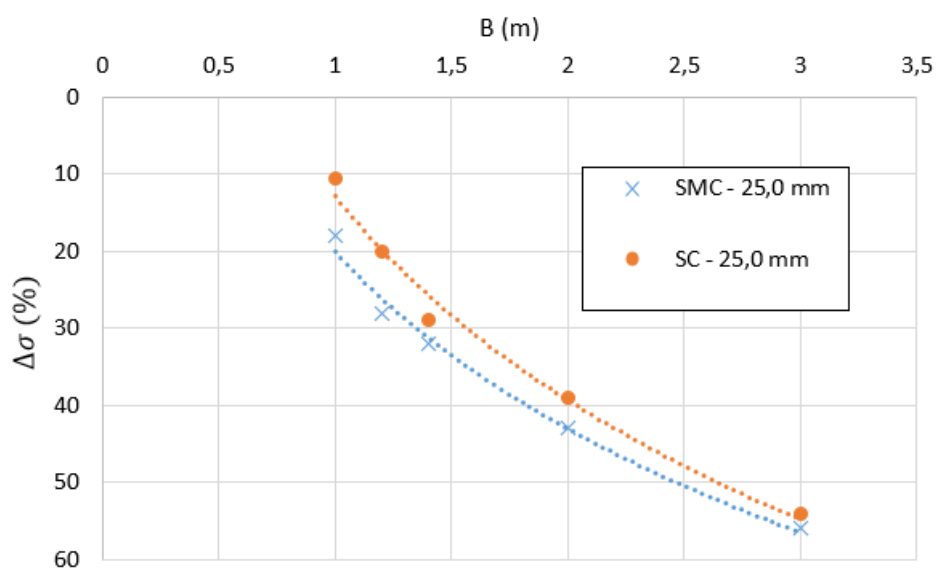


Figura 4.32 – Variação de tensão em relação à tensão na placa de 0,80 m, no modelo SMC e SC ($\rho=25,0$ mm).

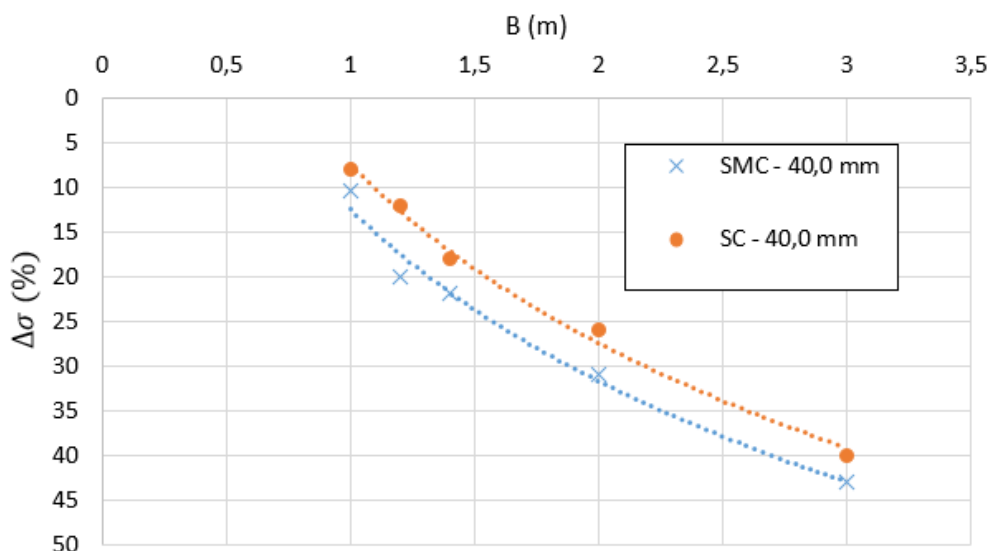


Figura 4.33 – Variação de tensão em relação à tensão na placa de 0,80 m, no modelo SMC e SC ($\rho=40,0$ mm).

Diante das Figuras 4.29 a 4.33, é possível notar que o comportamento das curvas é o mesmo, como também os valores de variação ficaram próximos em todos os níveis de recalque analisados. Sendo assim, os resultados apresentados nestas figuras concordam com as conclusões obtidas no item 4.2.5, ou seja, que a compactidade somente interfere de forma mais significativa na magnitude dos recalques, mas não no comportamento dos recalques em função de B. Dessa forma, pode-se concluir que o comportamento de variação da tensão em função da dimensão sofre pouca influência das compactidades. A partir dessas considerações, a utilização das Figuras 4.25 e 4.26 referentes às densidades relativas de 45 e 70%, respectivamente, pode ser realizada em solos com densidades relativas intermediárias mediante interpolação de valores.

Na necessidade de extrapolar para fundações com dimensões superiores a 3 metros (limite das Figuras 4.25 e 4.26), como também tornar mais simples a interpolação para solos com densidades relativas distintas das apresentadas neste trabalho, são apresentadas na Tabela 4.15 as equações referentes às curvas mostradas nas Figuras 4.25 e 4.26.

Tabela 4.15 – Equações para determinação de tensão admissível.

RECALQUE (mm)	Dr (%)	EQUAÇÃO
2,5	45%	$\sigma = 54,75. B^{-1,052}$
	70%	$\sigma = 79,79. B^{-1,039}$
5,0	45%	$\sigma = 107,45. B^{-0,98}$
	70%	$\sigma = 162,02. B^{-0,98}$
10,0	45%	$\sigma = 206,50. B^{-0,88}$
	70%	$\sigma = 311,11. B^{-0,84}$
25,0	45%	$\sigma = 433,08. B^{-0,67}$
	70%	$\sigma = 669,61. B^{-0,62}$
40,0	45%	$\sigma = 605,10. B^{-0,54}$
	70%	$\sigma = 930,37. B^{-0,49}$

4.2.7.2. Avaliação dos procedimentos de extrapolação

Para avaliar os possíveis procedimentos discutidos anteriormente para extrapolação de dados de uma prova de carga com 0,80 m de diâmetro, foram comparados os valores obtidos tanto para o caso de recalque quanto para valores de tensão (de segurança à ruptura ou de tensão admissível) entre várias abordagens empregadas. Nessa avaliação foram consideradas placas de 1,0 e 3,0 m para as regiões SMC e SC. Foram utilizadas quatro abordagens distintas para se determinar os valores de tensão e recalque correspondente:

- Abordagem 1

No caso da primeira abordagem, foi considerado que o valor de tensão de segurança à ruptura, para as placas de 1,0 e 3,0 m de diâmetro, é o mesmo que foi determinado no ensaio de prova de carga realizado com placa de 0,80 m de diâmetro por qualquer critério de ruptura. Ao se admitir o crescimento da tensão admissível com a dimensão, o valor de tensão de segurança à ruptura obtido na prova de carga (placa de 0,80 m) corresponde a um valor a favor da segurança. O recalque obtido para a prova de carga foi extrapolado para as placas de maior dimensão com o emprego do parâmetro β (Figuras 4.17 e 4.18).

- Abordagem 2

Foi considerado o valor de tensão de segurança à ruptura determinado pela equação do AIJ para as placas de 1,0 e 3,0 m, sendo o recalque obtido de forma semelhante à primeira abordagem (parâmetro β). Vale ressaltar que essa abordagem considera o aumento da tensão de ruptura com B.

- Abordagem 3

Na terceira abordagem, foi considerado o valor de tensão admissível obtido através do procedimento apresentado na Figura 4.28. Nesse caso, é considerada a redução da tensão admissível com o aumento da dimensão.

- Abordagem 4

Por fim, na quarta abordagem foi determinado um valor de tensão admissível através das Figuras 4.25 ou 4.26, adotando-se um determinado valor de recalque para definição de tensão admissível. Neste caso, foi utilizado o maior recalque determinado entre os três procedimentos anteriores, limitado ainda ao valor de recalque admissível 25,0 mm.

As Tabelas 4.16 a 4.19 mostram os valores de tensão e recalque obtidos para cada uma das abordagens consideradas, para a região SMC. As Tabelas 4.16 e 4.17 apresentam os valores determinados para a placa com dimensão de 1,0 m adotando os critérios de Boston e B/30, respectivamente, nas abordagens 1 e 3. As Tabelas 4.18 e 4.19 apresentam os valores determinados para a placa com dimensão de 3,0 m adotando os critérios de Boston e B/30, respectivamente, nas abordagens 1 e 3.

Tabela 4.16 – Valores de tensão e recalques para placa de 1,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SMC.

Abordagem	Tensão (σ_{100})			Recalque (ρ_{100})	
	Procedimento	Critério de ruptura	Valor (kPa)	Procedimento	Valor (mm)
1	Igual à placa de 0,80	Boston	260	Utilização de β Figura 4.17	12,5
2	Fórmula AIJ	-	170	Utilização de β Figura 4.17	8,2
3	Procedimento da Figura 4.28	Boston	200	Utilizar a Figura 4.25	10
4	Tensão para recalque igual a 12,5 mm	-	235	Maior entre as abordagens 1,2 e 3	12,5

σ_{100} – tensão para a placa de 1,0 m.

Tabela 4.17 – Valores de tensão e recalques para placa de 1,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SMC.

Abordagem	Tensão (σ_{100})			Recalque (ρ_{100})	
	Procedimento	Critério de ruptura	Valor (kPa)	Procedimento	Valor (mm)
1	Igual à placa de 0,80	B/30	265	Utilização de β Figura 4.17	13,5
2	Fórmula AIJ	-	170	Utilização de β Figura 4.17	8,2
3	Procedimento da Figura 4.28	B/30	240	Utilizar a Figura 4.25	13
4	Tensão para recalque igual a 13,5 mm	-	250	Maior entre as abordagens 1,2 e 3	13,5

σ_{100} – tensão para a placa de 1,0 m.

Tabela 4.18 – Valores de tensão e recalques para placa de 3,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SMC.

Abordagem	Tensão (σ_{300})			Recalque (ρ_{300})	
	Procedimento	Critério de ruptura	Valor (kPa)	Procedimento	Valor (mm)
1	Considerada igual à placa de 0,80	Boston	260	Utilização de β Figura 4.17	27,5
2	Fórmula AIJ	-	230	Utilização de β Figura 4.17	25,5
3	Procedimento da Figura 4.28	Boston	100	Utilizar a Figura 4.25	10
4	Tensão para recalque igual a 25,0 mm	-	220	Maior entre as abordagens 1,2 e 3	25,0

σ_{300} – tensão para a placa de 3,0 m.

Tabela 4.19 – Valores de tensão e recalques para placa de 3,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SMC.

Abordagem	Tensão (σ_{300})			Recalque (ρ_{300})	
	Procedimento	Critério de ruptura	Valor (kPa)	Procedimento	Valor (mm)
1	Considerada igual à placa de 0,80	B/30	265	Utilização de β Figura 4.17	30,5
2	Fórmula AIJ	-	230	Utilização de β Figura 4.17	25,5
3	Procedimento da Figura 4.28	B/30	115	Utilizar a Figura 4.25	12
4	Tensão para recalque igual a 25 mm	-	220	Maior entre as abordagens 1,2 e 3	25,0

σ_{300} – tensão para a placa de 3,0 m.

Os valores de tensão apresentaram-se bem diferentes entre as abordagens, em alguns casos. A segunda abordagem em todos os casos determinou valores de tensão inferiores aos obtidos pela primeira abordagem. Os valores de recalque correspondentes às tensões não foram muito diferentes nas abordagens 1 e 2. Sendo assim, considerando as duas primeiras abordagens, seria melhor adotar a primeira abordagem, uma vez que os valores são obtidos por um ensaio de prova de carga direta, que melhor retrata o comportamento do sistema, ou seja, o comportamento apresentado em campo, além de maiores valores de tensão.

Da mesma forma, para a região SC também foram avaliados os procedimentos anteriormente citados. Os resultados dos valores de tensão obtidos para as condições da região SC estão apresentados nas Tabelas 4.20 a 4.23.

Tabela 4.20 – Valores de tensões e recalques para placa de 1,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SC.

Abordagem	Tensão (σ_{100})			Recalque (ρ_{100})	
	Procedimento	Critério de ruptura	Valor (kPa)	Procedimento	Valor (mm)
1	Igual à placa de 0,80	Boston	350	Utilização de β Figura 4.18	12,5
2	Fórmula AIJ	-	255	Utilização de β Figura 4.18	9,0
3	Procedimento da Figura 4.28	Boston	300	Utilizar a Figura 4.26	10
4	Tensão para recalque igual a 12,5 mm	-	340	Maior entre as abordagens 1,2 e 3	12,5

σ_{100} – tensão para a placa de 1,0 m.

Tabela 4.21 – Valores de tensões e recalques para placa de 1,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SC.

Abordagem	Tensão (σ_{100})			Recalque (ρ_{100})	
	Procedimento	Critério de ruptura	Valor (kPa)	Procedimento	Valor (mm)
1	Igual à placa de 0,80	B/30	370	Utilização de β Figura 4.18	13,5
2	Fórmula AIJ	-	255	Utilização de β Figura 4.18	9,0
3	Procedimento da Figura 4.28	B/30	330	Utilizar a Figura 4.26	12
4	Tensão para recalque igual a 13,5 mm	-	365	Maior entre as abordagens 1,2 e 3	13,5

σ_{100} – tensão para a placa de 1,0 m.

Tabela 4.22 – Valores de tensões e recalques para placa de 3,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SC.

Abordagem	Tensão (σ_{300})			Recalque (ρ_{300})	
	Procedimento	Critério de ruptura	Valor (kPa)	Procedimento	Valor (mm)
1	Considerada igual à placa de 0,80	Boston	350	Utilização de β Figura 4.18	27,5
2	Fórmula AIJ	-	350	Utilização de β Figura 4.18	27,5
3	Procedimento da Figura 4.28	Boston	135	Utilizar a Figura 4.26	10
4	Tensão para recalque igual a 25,0 mm	-	340	Maior entre as abordagens 1,2 e 3	25,0

σ_{300} – tensão para a placa de 3,0 m.

Tabela 4.23 – Valores de tensões e recalques para placa de 3,0 m obtidos por diferentes abordagens para região SC.

Abordagem	Tensão (σ_{300})			Recalque (ρ_{300})	
	Procedimento	Critério de ruptura	Valor (kPa)	Procedimento	Valor (mm)
1	Considerada igual à placa de 0,80	B/30	370	Utilização de β Figura 4.18	30,5
2	Fórmula AIJ	-	350	Utilização de β Figura 4.18	27,5
3	Procedimento da Figura 4.28	B/30	150	Utilizar a Figura 4.26	11
4	Tensão para recalque igual a 25 mm	-	340	Maior entre as abordagens 1,2 e 3	25

σ_{300} – tensão para a placa de 3,0 m.

Mediante os valores de tensão determinados pelas quatro abordagens, foi notado comportamento semelhante entre as duas regiões (SMC e SC). Esses resultados reforçam a conclusão de que a densidade relativa tem baixa influência no comportamento das tensões de segurança à ruptura em função da dimensão.

A terceira abordagem (que considera a diminuição da tensão admissível com a dimensão) apresentou-se muito conservadora. Entretanto, ao considerar um valor de recalque correspondente ao máximo valor obtido pelas abordagens anteriores um maior valor de tensão admissível foi obtido (abordagem 4). Neste caso (abordagem 4), um resultado de tensão admissível semelhante à primeira abordagem foi obtido.

Portanto, como conclusão geral, foi percebido que embora os critérios de ruptura convencional gerem comportamentos distintos com relação ao crescimento da tensão em função da dimensão (B), do ponto de vista prático, resultados semelhantes são previstos ao se considerar uma análise de recalques. Assim, as abordagens 1 e 4 poderiam ser utilizadas para a extrapolação dos resultados de uma prova de carga. Entretanto, a quarta abordagem depende da existência das curvas apresentadas nas Figuras 4.25 ou 4.26, que são restritas aos solos analisados nesse trabalho (areias com densidades relativas de 45 e 70%, em condições de aterro). Portanto, recomenda-se a abordagem tradicional para extrapolação dos resultados de prova de carga para areias, ou seja, a primeira abordagem.

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em vista os resultados analisados e as considerações efetuadas no decorrer do trabalho as seguintes conclusões podem ser destacadas:

- No que diz respeito ao comportamento das curvas obtidas por provas de carga em placa, as curvas tensão x recalque apresentaram, para o mesmo nível de tensão, um aumento de recalque com o aumento da dimensão. Esse comportamento ocorreu para as duas regiões analisadas;
- Não houve ruptura nítida nas provas de carga, adotando-se critérios de ruptura convencional para obtenção da tensão de ruptura. Para o critério de “Pré-adensamento” o maior valor de tensão de segurança à ruptura foi obtido para a placa de menor diâmetro. O mesmo ocorreu em relação à tensão admissível determinada pelo critério de Boston. Porém, para o critério de B/30, o maior valor de tensão de segurança à ruptura foi obtido para a placa de maior diâmetro. A razão para essa discrepância é o fato do critério de Boston tomar valores de recalque fixos para diferentes diâmetros de placa. Já, o critério B/30 considera o valor de recalque em relação ao diâmetro B, ou seja, varia com a dimensão da placa;
- A relação dos valores de tensão de segurança à ruptura e de tensão admissível, obtidos nas provas de carga, entre as regiões apresentou-se da seguinte maneira: a região SC, de maior densidade relativa, resultou em maiores valores de tensão em todos os critérios analisados, em relação à região SMC;
- Na investigação dos recalques nos resultados de prova de carga, foi averiguado que o crescimento dos valores de recalque não é linearmente proporcional ao aumento da dimensão, como esperado nos métodos analíticos. Na verdade, há um aumento não linear dos valores de recalque com o aumento da dimensão;
- Para definição e validação dos parâmetros do solo necessários nas simulações numéricas, foram utilizados os parâmetros de resistência obtidos

por ensaios triaxiais e quatro abordagens para determinar os parâmetros de rigidez do solo. Entre as abordagens utilizadas, aquela que apresentou melhor resultado foi a adoção de valores de módulo de deformabilidade encontrados na literatura técnica relacionados às densidades relativas;

- Nas simulações numéricas, os valores de tensão admissível obtidos por critérios de ruptura convencional se comportaram como os obtidos nas provas de carga, ou seja, apresentando valores diferentes em função da dimensão. O critério de “Pré-adensamento” apresentou uma redução de tensão de segurança à ruptura com o aumento da dimensão. No caso do critério de Boston, o mesmo comportamento foi obtido para a tensão admissível. Já o critério de B/30 apresentou um aumento de tensão com o aumento da dimensão.

- A normalização das curvas tensão x recalque, dividindo os valores de recalque pela dimensão da placa, resultou na não convergência das curvas. Esse comportamento reflete o caráter não-linear do efeito da dimensão nos resultados de prova de carga;

- A avaliação dos recalques, das curvas simuladas, apresentou que a evolução dos recalques, para um mesmo nível de tensão, não é linearmente proporcional à dimensão da placa, como esperado pelos métodos analíticos. Na verdade, em placas de menor dimensão (0,15 a 1,0 m) há uma maior variação de valores de recalque com o aumento da dimensão, já placas de maior diâmetro (1,0 a 3,0 m) apresentam menor variação de valores de recalque com o aumento da dimensão;

- Foi realizada uma investigação da relação dos valores de β (razão entre o recalque da fundação e o da placa de 0,80 m) da região SMC e SC. Com isso, foi possível avaliar a influência da densidade relativa no comportamento dos valores de recalque em função da dimensão. Sendo assim, foi percebido que a densidade relativa influencia na magnitude dos recalques, entretanto, o comportamento dos recalques em função da dimensão apresentou-se independente da compactidade do solo para as densidades avaliadas no trabalho;

- Para dimensões de B maiores que 1,0 m, os valores de tensão de segurança à ruptura determinados pelo método do AIJ apresentaram-se intermediários aos valores obtidos pelos critérios de ruptura convencional (Boston e B/30). Em relação ao comportamento em função da dimensão, foi

verificado que o AIJ apresentava a mesma tendência de crescimento da tensão de ruptura com a dimensão que o critério de $B/30$;

- Mediante os valores de tensão de segurança à ruptura obtidos pela equação do AIJ, foram verificados os valores de recalque referentes a essas tensões. Como resultado, percebeu-se que os valores de tensão determinados pela equação do AIJ corresponderam a valores de recalque inferiores ao recalque admissível até um diâmetro de cerca de 3,0 m. A partir desse diâmetro os valores de recalque superam o recalque máximo adotado de 25,0 mm;
- Com base no comportamento obtido nas simulações, foram discutidos procedimentos para extrapolação dos resultados de provas de carga em placa para fundações. No que diz respeito ao procedimento que considera a diminuição da tensão de ruptura com o diâmetro da placa, os valores de tensão de ruptura apresentaram-se menores do que os valores determinados pelo AIJ. Nesse caso, na comparação da variação de tensão em função de B para a condição SMC e SC percebe-se que a densidade relativa não influenciou de forma significativa. Na verdade, a densidade relativa tem grande influência na magnitude dos valores das tensões e não na variação de tensão com o aumento da dimensão.

Diante dessas conclusões, foi visto que o dimensionamento de fundações diretas sobre solos arenosos deve ser realizado por métodos que considerem o efeito da dimensão, e ainda considerando que o comportamento de tensões e recalques não são linearmente proporcionais à dimensão da fundação.

Na presença de provas de carga sem ruptura física, os valores das tensões de segurança à ruptura em relação à variação da dimensão podem ser dependentes do critério de ruptura convencional adotado. Sendo assim, a dependência do critério de ruptura adotado pode dificultar a extrapolação dos resultados, já que alguns critérios apresentam um crescimento da tensão de ruptura com o crescimento da dimensão da fundação e outros o contrário. Esse comportamento foi observado no presente trabalho e, nesse caso, a dependência da tensão de ruptura com a dimensão da placa foi analisada de diferentes formas.

Como conclusão geral em relação à extrapolação de resultados de provas de carga, foi percebido então que embora os critérios de ruptura convencional gerem comportamentos diferentes de crescimento da tensão de ruptura com B, do ponto de vista prático, resultados semelhantes são previstos ao se considerar a análise de recalques. Assim, mesmo com essa divergência em função do critério de ruptura, recomenda-se que a tensão de segurança à ruptura para fundação seja adotada como a correspondente à tensão da placa de 0,80 m de diâmetro.

No caso da ausência de provas de carga, o método do AIJ se mostrou como uma alternativa a ser empregada para estimar a capacidade de carga de uma fundação considerando o efeito da dimensão. Entretanto, vale salientar que para utilização da fórmula do AIJ é preciso adotar alguns parâmetros, como de resistência do solo, que pode impor dificuldade muitas vezes pela inexistência de ensaios específicos para determinação dos mesmos. Essa realidade torna a utilização da fórmula do AIJ mais suscetível a erros em relação a uma prova de carga na qual valores de tensão já são diretamente obtidas *in loco*. Vale ressaltar ainda que a utilização da fórmula do AIJ limita-se à obtenção da capacidade de carga e não permite análise de recalques como em uma prova de carga.

5.1. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Realização de um maior número de provas de carga em placa em solo arenoso para melhorar a validação dos resultados. Nesse caso, incluir o monitoramento da sucção em campo a fim de incorporar o efeito dessa variável no problema. Considerar ainda a realização de provas de carga em solos com densidades relativas distintas das utilizadas neste trabalho;
- No caso de simulações numéricas de provas de carga, avaliar o mecanismo de ruptura para diferentes dimensões de placa;
- Investigar o comportamento do efeito da dimensão em fundações com diferentes formas;
- Investigar o comportamento do efeito da dimensão em fundações assente em profundidades diferentes, a fim de avaliar o comportamento do efeito da dimensão em diferentes níveis de embutimento;

- Analisar os trabalhos indicados nas sugestões anteriores mediante comparação com resultados de provas de carga em areia realizadas por outros pesquisadores.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, A. G. D. (2013). Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia. Dissertação de mestrado Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRN, Natal/RN.

ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN – AIJ (2001). Recommendations for design of building foundations. p. 430.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). NBR 7250 – Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7181 – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1991). NBR 12131 – Estacas – prova de carga estática. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2010). NBR 6122 – Projeto e execução de fundação. Rio de Janeiro.

BEEN, K. e JEFFERIES, M.G. (1985). A state parameter of sands. Geotechnique. Vol. 35. 99-112.

BOLTON, M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. Geotechnique. Vol. 36. 65-78.

BOUSSINESQ, J. (1885). Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Paris, Gauthier-Villard.

BRIAUD, J. – L. e JEANJEAN, P. (1994). Load settlement curve method for spread footings on sand. In: SETTLEMENT '94 SPECIALITY CONFERENCE, ASCE, Special Publication, n° 40, p. 1774 – 1804, New York.

BURMISTER, D.M. (1947). General discussion. Symposium on Load Tests and Bearing Capacity of Soils. ASTM Publication. n. 79.

CERATO, A. B. e LUTENEGGER, A. J. (2007). Scale effects of shallow foundation bearing capacity on granular soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, v. 133, p. 1192-1202.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. (2011). *Fundações diretas: projeto geotécnico*. São Paulo, Oficina do texto.

CONSOLI, N. C.; ROSA, F. D.; FONINI, A. (2009). Plate load tests on cemented soil layers overlaying weaker soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, v. 135, p. 1846-1856.

CONSOLI, N.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. (1998). Interpretation of plate load test on residual soil site. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 124, n° 9, p. 857-867.

COSTA, Y. D. J. e CINTRA, J. C. A. (1999). On the scale effect of plate load tests through numerical simulations. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XI, v. 3, p. 1555-1561, Foz do Iguaçu, Brasil.

CUDMANI, R. (1994). *Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa*. Dissertação de mestrado, UFRGS, Porto Alegre/RS.

DE BEER, E. E. (1965). Bearing Capacity and settlement of foundations. In: SYMPOSIUM ON BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF FOUNDATIONS – HELD AT DUKE UNIVERSITY, Proceedings, p. 15-34, Durham.

DE BEER, E. E. (1967). Proefondervindelijke bijdrage tot de studie van het grensdraag vermogen van zand onder funderingen op staal. *Tijdschrift der Openbar Werken van Beigie Nos*.

DÉCOURT, L. e QUARESMA, A. R. F°. (1996). Estabelecimento das curvas carga-recalque de fundações através de provas de carga em mini-placa. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTÉCNIA, 3., São Paulo, 1996. Anais. São Paulo, ABMS/ABEF, v.2, p. 225-235.

DOHERTY, J.P., WOOD, M.D. (2013). An extended Mohr-Coulomb (EMC) model for predicting the settlement of shallow foundations on sand. *Geotechnique*. Vol. 63. 661-673.

DU, N.L., OHTSUKA, S., HOSHINA, T., ISOBE, K. (2016). Discussion on size effect of footing in ultimate bearing capacity of sandy soil using rigid plastic finite element method. *Soils and Foundations*. Vol. 56. 93-103.

DU, N.L., OHTSUKA, S., ISOBE, K., KANEDA, K. (2013). Ultimate bearing capacity analysis of ground against inclined load by taking account of nonlinear property of shear strength. *Geomate*. Vol. 5. 678-684.

EUROCODE 7. (2013). *Geotechnical Design Worked Examples*. European Commission. Luxembourg.

FELLENIUS, B. H. (1975). The load of piles and new proof testing procedure. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 101, n° 9, p. 855-869.

FELLENIUS, B. H., ALTAEE, A. (1994). Stress and settlement of footing in sand. Vertical and horizontal deformations of foundations and embankments. *GSP*.

GORBUNOV-POSSADOV, M. I.; DADYDOV, S. S. (1973). Interaction of soil bases and structures (prediction of settlement, design of massive foundations bases on the limiting state, design flexible foundations beams and slabs). In: *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, VIII, Moscow, 1973*, v. 3, p. 46-92.

KHANAL, S. (2013). Backcalculation of plate loading tests using Plaxis 2D and the hardening soil model. Master Thesis. Norwegian.

KUSAKABE, O. (1995). Chapter 6: Foundations. *Geotechnical centrifuge technology*. R. N. Taylor, ed., Blackie Academic e Professional, Londres, 118-167.

LEE, K.K., CASSIDY, M.J., RANDOLPH, M.F. (2013). Bearing capacity on sand overlying clay soils: experimental and finite-element investigation of potential punch-through failure. *Geotechnique*. Vol. 63. 1271-1284.

MAYNE, P.W. (1994). CPT-based prediction of footing response. In: Predicted and measured behavior of five spread footings on sand. GSP. Vol. 41. 214-218.

MEYERHOF, G.G. (1963). Some recente research on the ultimate bearing capacity of foundations. Can. Geotech. Vol. 1. 243-256.

NIYAMA, S.; AOKI, N.; CHAMECKI, P. M. (1996). Verificação de desempenho. In: HACHICH et al. eds. Fundações Teoria e Prática. São Paulo, PINI. Cap. 20, p. 723-751.

ORTIGÃO, J.A.R. (2007). Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos. LTC e Terratek. Rio de Janeiro.

OVESEN, N. K. (1979). Panel discussion: the scaling law relationship. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, VII, Proceedings, v. 4, p. 319-323, Brighton.

PERLOFF, W. H. e BARON, W. (1976). Soil mechanics: principles and applications. John Wiley and Sons. New York.

RESNIK, Y. M. (1993). Plate load tests of collapsible soils. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 119, n° 3, p. 608-615.

SCHMERTMANN, J. H. (1978). Estimating settlements. In: Guidelines for cone penetration test – performance and design, cap. 6, p. 49-56.

SIDDIQUEE, M.S.A., TATSUOKA, F., TANAKA, T., TANI, K., YOSHIDA, K., MORIMOTO, T. (2001). Model tests and FEM simulations of some factors affecting the bearing capacity of a footing on sand. Soils and Foundations. Vol. 41. 53-76.

TATSUOKA, F., GOTO, S., SAKAMOTO, M. (1986). Effects of some factors on strength and deformation characteristics of sand at low pressures. Soils and Foundations. Vol. 26. 79-97.

TATSUOKA, F., SIDDIQUEE, M.S.A., TANAKA, T. (1994). Link among design, model tests, theories and sand properties in bearing capacity of footing on sand. 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, New Delhi, India, Vol. 1, 87-88.

TEIXEIRA, A. H., GODOY, N. S. (1996). Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W. Fundações: teoria e prática. São Paulo: Pini, cap. 7. 227-264.

TERZAGHI, K (1943). Theoretical soil mechanics. 1 ed. New York, John Wiley & Sons.

TERZAGHI, K. e PECK, R. B. (1967). Soil mechanics in engineering practice. John Wiley and Sons. New York.

TIMOSHENKO, S. e GOODIER, J. N. (1951). Theory of elasticity. New York, McGraw Hill Book.

TSUHA, C. H. C. (2003). Utilização de penetrômetro manual em solo colapsível e comparação com resultados de provas de carga em placa e sapata. Dissertação de mestrado, EESC/UNP, São Carlos/SP.

UENO, K., MIURA, K., MAEDA, Y. (1998). Prediction of ultimate bearing capacity of surface footing with regard to size effects. Soils and Foundations. Vol. 38. 165-178.

VELLOSO, D. A., LOPES, F. R. (2010). Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. Oficina de Textos. São Paulo.

VESIC, A. S. (1963). Bearing capacity of deep foundations in sand. Highway Research Record, 39. National Academy of Sciences, National Research Council. p. 112-153.

VESIC, A. S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. In: WINTERKORN, H. F. e FANG, H.Y. Foundation Engineering Handbook. New York. Cap. 3. 121-147.

VIANNA, A. P. F. (2005). Influência da dimensão e da sucção matricial no comportamento de fundações superficiais assentes em solo arenoso não-saturado. Tese de doutorado, EESC/USP, São Carlos/SP.

WEI, J., ZHOU, Z. (2014). Analysis of ultimate bearing capacity of shallow circular foundation. Journal of Highway and Transportation Research and Development. Vol. 8. 18-22.