



2023

Verificação da capacidade de carga do terreno de fundação reforçado com estacas granulares

Pedro Henrique Baldusco Pinto ^a; José Otávio Serrão Eleutério ^b

^a Aluno de Graduação em Engenharia Civil, baldusco_pinto@ufms.br

^b Professor Orientador, otavio.eleuterio@ufms.br

Faculdade de Engenharias, Arquitetura e Urbanismo e Geografia. Universidade Federal de Mato Grosso do Sul. Av. Costa e Silva, s/nº | Bairro Universitário | 79070-900 | Campo Grande, MS, Brasil.

RESUMO

Uma das técnicas de melhoramento de solo, consagrada pelo mundo, é a utilização de estacas de brita, pelo método de vibro-substituição. As estacas de areia, executadas pelo método de vibro-compactação, é uma variação desta técnica, que tem sido difundida no Brasil, por sua acessibilidade executiva e financeiramente. A técnica tem por objetivo melhorar os parâmetros do solo, promovendo um aumento na taxa de suporte. Por vezes, o uso desta técnica viabiliza técnica e economicamente a execução da base de silos planos sem necessitar de estaqueamento por estacas de concreto, ou alguma outra solução mais onerosa, sendo capaz de reduzir os recalques excessivos, que é de comum ocorrência quando fundações rasas, como os radiers, são apoiadas em camadas de baixa resistência. Este trabalho então, compatibilizou os estudos teóricos das estacas de brita com modelos numéricos com estacas de areia, analisando pelo software PLAXIS 2D, a validade dos métodos para ambas as técnicas. Com a implementação da técnica, registrou uma redução de 57% nos recalques e um aumento de ~1,5x na capacidade de carga do solo/fundação. Por fim, variando as análises foram determinadas relações entre a geometria do projeto com as possíveis melhorias alcançadas, ressaltando a recomendação de execução de ensaios que confirmem, ou aprimorem os resultados obtidos neste trabalho.

Palavras-chave: melhoramento de solo, capacidade de carga, recalque, estacas granulares, areia.

ABSTRACT

One of the globally recognized soil improvement techniques is the use of stone columns through the vibro-replacement method. The sand columns, executed through the vibro-compactation method, represent a variation of this technique that has gained popularity in Brazil due to its practical and cost-effective nature. The objective is this technique is to enhance soil parameters, leading to an increase in the bearing capacity. In certain scenarios, using this method makes it technically and economically feasible to construct flat-bottom silos without the need for concrete piling or other more expensive solution, it is capable of mitigating excessive settlements, a common issue when shallow foundation like rafts is supported on low-resistance layers. This study harmonizes theoretical investigations of stone columns with numerical modeling of sand columns, analyzing by PLAXIS 2D software was employed to assess the validity of methods for both techniques. The implementation of the technique resulted in a 57% reduction in settlements and a ~1,5x increase in soil/foundation bearing capacity. Finally, by varying the analyses, relationships were determined between the geometry and achievable improvements were determined, highlighting the recommendation for conducting tests to confirm or refine the results obtained in this study.

Keywords: soil improvement, bearing capacity, settlement, granular piles, sand.

1. INTRODUÇÃO

O crescimento do consumo de alimentos e seus derivados têm impulsionado o aumento da produção agrícola no Brasil. Segundo o Boletim Macro da Fundação Getúlio Vargas de 2023, está previsto um aumento na demanda interna no setor de alimentação, ao mesmo tempo em que a demanda externa vem se mantendo elevada ao longo de 2023. Esse crescimento implica diretamente no setor da construção civil, sendo necessária a construção de estruturas para dar suporte a produção, sobretudo no que se refere ao armazenamento dos produtos gerados na agricultura.

Em geral, o armazenamento dos produtos gerados pelo setor agrícola é feito por meio de silos (Figura 1). Dentre os tipos mais comuns, destacam-se os silos planos, cuja construção pode ser feita em estrutura metálica ou concreto armado. Já sua infraestrutura é de concreto armado, geralmente circular, podendo ser composta por uma base flexível, vigas e estacas, por exemplo.



Figura 1 - Unidade armazenadora de grãos. Fonte: Kepler Weber

Os silos transmitem as cargas da estrutura para o solo por meio de fundações diretas, profundas ou ambas. Dependendo das cargas transmitidas ao solo, as resistências das primeiras camadas do terreno de fundação podem não ser suficientes para suportar esse acréscimo de tensão. Partindo deste princípio, foram apresentadas as técnicas de melhoramento de solo para aumentar a sua capacidade de suporte e reduzir as magnitudes dos recalques. Dentre os diversos tipos de melhoramento do solo, destaca-se a técnica de melhoramento do terreno de fundação com estacas granulares.

Neste trabalho foi avaliada a validade das teorias e fórmulas utilizadas no dimensionamento de colunas de brita, pelo método de vibro-substituição, para o dimensionamento de colunas de areia pelo método de vibro-compactação.

Ambas as técnicas foram estudadas como melhoramento do terreno de fundação para silos planos, enfatizando sua funcionalidade, seus objetivos e suas melhorias. A capacidade de carga do terreno de fundação e recalques foram avaliados por meio das metodologias propostas por Terzaghi (1943), Vesic (1975), Braja (2016), Priebe (1995) e Etezzad (2015). Por último, foi efetuada modelagem numérica via método de elementos finitos por meio do software Plaxis 2D.

As metodologias de capacidade de carga da fundação analisadas apresentaram boa aplicabilidade para avaliação de terrenos melhorados com colunas granulares estudadas.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Silos

De acordo com Calil e Cheung (2007), silos são estruturas destinadas ao armazenamento das produções agrícolas, podendo ter diversos, sistemas construtivos, formatos e geometrias, a partir das necessidades específicas de cada estrutura. Com relação ao sistema construtivo, pode ser:

- i) silos de concreto;
- ii) silos metálicos;
- iii) silos de madeira.

Quanto ao formato, os silos são classificados como:

- i) silos planos;
- ii) silos elevados;
- iii) silos subterrâneos;
- iv) silos semienterrados.

Por fim, com relação a sua geometria, podemos classificar como:

- i) silos horizontais;
- ii) silos baixos, com $H/D < 1,0$;
- iii) silos esbeltos, com $H/D > 3,0$.

Neste trabalho será analisado um caso hipotético de um silo plano baixo, independente do sistema construtivo.

2.2 Técnicas de Melhoramento de Solo

Mitchell (1970) ressalta que o propósito das técnicas de melhoramento de solo, independente da técnica, é reduzir a possibilidade da ocorrência de recalque excessivos. Dentre as soluções de construção sobre terreno com baixa capacidade suporte, destaca-se as técnicas de vibro-substituição e vibro-compactação.

De acordo com Soares (2002) a técnica de vibro-substituição se desenvolve através de um furo prévio

por meio da vibração de uma agulha, e posteriormente a substituição do solo original pelo solo adicional, por meio das vibrações, de baixo para cima, semelhante a concretagem de uma estaca hélice contínua.

Essa técnica é conhecida mundialmente como vibroflotação, onde o equipamento para a execução é o “*Vibrofloat*” (Figura 2). A técnica descrita, atualmente, é mais difundida em países mais desenvolvidos, porém com algumas aparições no Brasil, sendo executada pelo equipamento vibrocompactador.



Figura 2 - Equipamento para vibro-substituição. Fonte: Liebherr

Visando expandir o uso das técnicas de melhoramento para países menos desenvolvidos, modificou-se a técnica de vibro-substituição, dando origem a técnica de vibro-compactação.

O processo de melhoramento do solo por vibro-compactação é relativamente simples. Nessa técnica é executado um furo prévio com compactação do terreno. Posteriormente o furo é preenchido por material essencialmente arenoso, seguida de compactação do solo, semelhante ao realizado no apiloamento do fundo de uma estaca Strauss, conforme descrito por Gusmão Filho (1998).

No meio prático, o controle do material compactado se faz de maneira empírica, limitando por vezes a camada de material adicionado, o número de golpes de acordo com a energia de compactação ou a altura da camada após compactação.

Essa técnica permite a utilização do equipamento “Strauss” (Figura 3) para sua execução, facilitando o acesso nos países menos desenvolvidos.



Figura 3 - Equipamento para vibro-compactação. Fonte: Solidifica Fundações

Soares (2002) sugere que as energias da compactação e vibração geram esforços dinâmicos que promovem melhorias nas propriedades geológicas no solo tratado.

Ambas as técnicas, vibro-substituição e vibro-compactação, têm por finalidade melhorar os seguintes parâmetros do terreno de fundação, a saber:

- a) Índice de vazios;
- b) Compacidade relativa;
- c) Ângulo de atrito interno;
- d) Módulo de deformabilidade;
- e) Resistência ao cisalhamento;
- f) Recalques;
- g) Capacidade de suporte.

Soares (2002) ressalta que materiais com excessos de finos terão menos eficiência pois a coesão do solo suprime parte das transmissões da vibração.

Ainda, Mitchell (1970) cita que até 20% de finos a melhoria não é prejudicada.

Já Glover (1985) afirma que em camadas argilosas ou siltosas, o projeto requer características especiais, como solos adicionais específicos e espaçamentos reduzidos para garantir as melhorias adequadas.

Por outro lado, Atkinson (1993) ressalta que estacas granulares em solos coesivos não geram uma melhoria isolada, porém quando formado uma malha de estacas, o sistema solo-estacas tem um aumento notável de 2 a 3 vezes a resistência original. Segundo Soares (2005), as estacas de areia funcionam como drenos verticais, acelerando o processo de adensamento.

Para solos não coesivos, Slocombe (1993) atribui a melhoria, pelo deslocamento das partículas de solos,

reduzindo o índice de vazios, aumentando a compacidade relativa e a capacidade de carga do terreno de fundação.

2.3 Capacidade de carga do terreno de fundação

2.3.2 Solo sem melhoramento

Em geral, a capacidade de carga do terreno de fundação é estimada como base de métodos teóricos e semiempíricos. A formulação mais utilizada para carregamento sem excentricidade é a proposta por Terzaghi (1943). Como o sistema estudado possui duas camadas de solo (apresentado mais a frente) foi utilizada também a formulação de Braja (2016), que considera ambas as camadas para a estimativa da capacidade de carga do solo sem melhoramento.

$$\sigma_{rup,total} = \sigma_{rup,1} + (\sigma_{rup,2} - \sigma_{rup,1}) * \left(\frac{H}{D}\right)^2$$

$$\sigma_{rup} = (c * N_c * S_c) + (q * N_q * S_q) + \left(\frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma * S_\gamma\right)$$

Onde:

$\sigma_{rup,1}$ = tensão de ruptura da primeira camada, com todos os parâmetros referente a mesma camada.

$\sigma_{rup,2}$ = tensão de ruptura da segunda camada, com todos os parâmetros referente a mesma camada.

c = coesão efetiva do solo;

q = carga equivalente gerada pelo embutimento;

γ = peso específico do solo;

B = lado maior da sapata

H = espessura do fundo da sapata até a segunda camada;

D = espessura do bulbo de tensões ($\approx B$, por Braja (2016))

N_c, N_q e N_γ = fatores de capacidade de carga;

S_c, S_q e S_γ = fatores de capacidade de forma;

Vesic (1975) apresentou novas contribuições para essa análise formulando um método racional, sendo uma evolução do método empírico de Terzaghi.

A formulação final de Vesic (1975), assemelha-se muito a de Terzaghi, alterando apenas os fatores de capacidade de carga (N_c, N_q, N_γ) obtidos na Tabela 1. Já os fatores de forma utilizados, foram os recomendados por Braja (2016) fornecidos na Tabela 2, ambas tabelas no Anexo A.

2.3.2 Solo com melhoramento

No estudo da capacidade de carga de solos melhorados por estacas granulares, os trabalhos mais difundidos são referentes a técnica de vibro-substituição, mais conhecida como “estacas de brita”.

A seguir são apresentadas duas teorias de dois pesquisadores que contribuíram para o tema.

PRIEBE (1995)

Os métodos de dimensionamento das colunas de brita atuais partem da obtenção de um fator de melhoria após a instalação das colunas, e de posse desse fator calculam parâmetros equivalentes para o sistema (solo + estacas granulares). Os fatores de melhoramento podem ser obtidos nas Figuras 32 a 35, no Anexo B deste trabalho, para a obtenção dos parâmetros utilizados em sua metodologia. A seguir será descrito o processo de dimensionamento proposto por Priebe.

Passo 1: Fator de melhoria (n_0), obtido a partir da Figura 31, onde:

$$\left(\frac{A_{eq}}{A_c}\right)_1 = \left(\frac{\pi * D_{eq}^2 / 4}{\pi * d^2 / 4}\right)$$

Em que:

d = diâmetro da estaca;

D_{eq} = diâmetro equivalente de melhoria (sendo dependente do tipo de malha utilizada);

A_{eq} = área equivalente da melhoria;

A_c = área da coluna (estaca);



Figura 4 - Exemplo de malhas triangulares. Fonte: Solidifica Fundações

- para malhas quadradas e retangulares:

$$D_{eq} = 1,13 * s$$

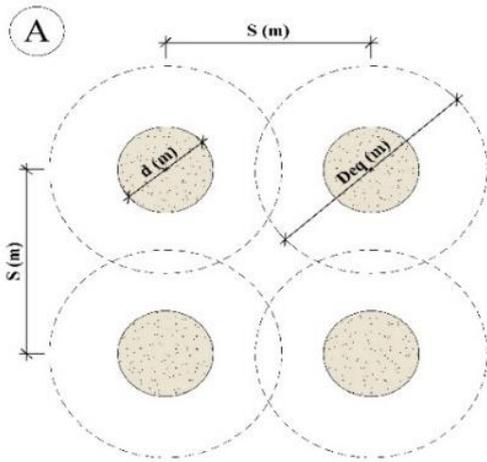


Figura 5 - Distribuição de malha quadrada e retangular. Fonte: Autor

- para malhas triangulares:

$$D_{eq} = 1,05 * s$$

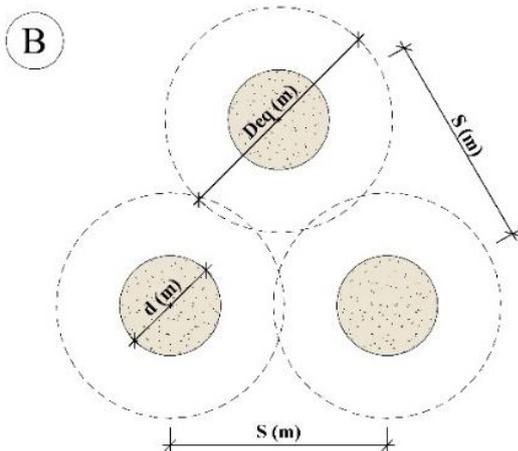


Figura 6 - Distribuição de malha triangular. Fonte: Autor

Sendo:

s = espaçamento entre estacas

Passo 2: Acréscimo na razão das áreas, pela Figura 32 devido a diferença entre os módulos de deformabilidade oedométrico, onde:

$$E_{eod} = \frac{E * (1 - \nu)}{(1 + \nu) * (1 - 2 * \nu)}$$

Com, $\nu \cong 0,3$ e E = módulo de deformabilidade do solo (kN/m²)

Passo 3: Fator de melhoria corrigido (n_1), obtido novamente pela Figura 31, porém com o acréscimo da razão das áreas, onde:

$$\left(\frac{A_{eq}}{A_c}\right)_2 = \left(\frac{A_{eq}}{A_c}\right)_1 + \Delta\left(\frac{A_{eq}}{A_c}\right)$$

Passo 4: Fator de influência y , obtido na Figura 33, que considera a diferença entre os pesos específicos, das estacas granulares e do solo original

Com y do passo 4, obtém-se parâmetro denominado f_d , que considera a profundidade da melhoria.

$$f_d = \frac{1}{\left(1 - y * \frac{\sum(\gamma_s * \Delta d)}{q}\right)}$$

Com,

γ_s = peso específico do solo;

Δd = espessura da camada melhorada;

q = tensão exercida no solo;

Realizando $\sum(\gamma_s * \Delta d)$, caso a melhoria esteja em mais de uma camada.

Passo 5: Implementação de controles de compatibilidade para acurar o método, minimizando os possíveis erros devido as simplificações e aproximações já feitas.

Valores limites de y são obtidos da Figura 34, para o valor máximo de f_d , onde:

$$f_d = y * \frac{E_{eod,c}}{E_{eod,s}}$$

$$f_d \geq 1$$

Com,

$E_{eod,c}$ = módulo de deformabilidade oedométrico da coluna granular;

$E_{eod,s}$ = módulo de deformabilidade oedométrico do solo original;

Passo 6: Fator de melhoria novamente corrigido (n_2), com:

$$n_2 = f_d * n_1$$

$$n_{max} = 1 + \frac{A_c}{A_{eq}} * \left(\frac{E_{eod,c}}{E_{eod,s}} - 1\right)$$

Passo 7: Parâmetros equivalente do sistema.

$$m = \frac{(n_2 - 1)}{n_2}$$

$$c_{comp} = (1 - m) * c_s$$

$$\tan \varphi_{comp} = m * \tan \varphi_c + (1 - m) * \tan \varphi_s$$

Passo 8: Capacidade de carga do solo melhorado, determinado pela largura corrigida, b_f , a partir da largura real B.

$$b_f = B * e^{\left(\arcsin\left(45^\circ - \frac{\varphi_{comp}}{2}\right) * \tan(\varphi_{comp})\right) - \left(\arcsin\left(45^\circ - \frac{\varphi_s}{2}\right) * \tan(\varphi_s)\right)}$$

$$* \left(\frac{\sin\left(45^\circ + \frac{\varphi_{comp}}{2}\right)}{\sin\left(90^\circ - \varphi_{comp}\right)}\right)$$

$$* \left(\frac{\sin\left(90^\circ - \varphi_s\right)}{\sin\left(45^\circ + \frac{\varphi_s}{2}\right)}\right)$$

Por fim, obtendo:

$$\sigma_{rup} = \left((c_s * N_c * S_c) + (q * N_q * S_q) + (\gamma_s * b_f * N_\gamma * S_\gamma) \right) * (b_f / B)$$

Com os fatores de capacidade de carga e fatores de forma, os mesmos propostos por Terzaghi e Vesic.

Etezad (2015)

Assim como Kitazume (2005), Michael Etezad parte seu dimensionamento com fator de melhoria após inserção das estacas, onde:

$$a_s = \left(\frac{\pi * d^2 / 4}{D_{eq}^2} \right)$$

a_s = fator de melhoria do solo;

d = diâmetro da estaca de areia

D_{eq} = influência do tipo de malha utilizada, conforme Figura 3 e 4.

Calculando então, os parâmetros equivalentes do sistema.

$$c_{comp} = A_s * c_s + (1 - A_s) * c_c$$

$$\gamma_{comp} = A_s * \gamma_s + (1 - A_s) * \gamma_c$$

$$\varphi_{comp} = \tan^{-1} \left(A_s * \mu_s * \tan\varphi_s + (1 - A_s) * \mu_c * \tan\varphi_c \right)$$

$$\mu_s = \frac{n}{1 + (n - 1) * A_s}$$

$$\mu_c = \frac{1}{1 + (n - 1) * A_s}$$

Com o fator n sendo uma relação, entre as tensões efetivas na estaca granular e no solo original. Esse valor varia de 2 a 6, como citado por Mitchell e Katti (1981), tendo como boa aproximação $n = 3$, com base nos estudos de McKelvey (2004).

Com isso, Etezad propôs uma formulação similar a de Terzaghi (1943) e Vesic (1975), porém considerando os parâmetros acima apresentados.

$$\sigma_{rup} = \frac{\gamma_{comp} * B * N_\gamma * S_\gamma}{2} + q * N_q * S_q + c_{comp} * N_c * S_c$$

No entanto, sua contribuição gerou novos valores de (N_c, N_q, N_γ), como observado na Tabela 1, no Anexo A, considerando φ_{comp} .

E os fatores de forma, utilizando os propostos por Terzaghi ou Vesic, para considerar as diversas geometrias.

Para solos melhorados, a análise dos modos de ruptura se torna mais complexa pela presença de solos com diferentes graus de melhoria, tendo assim parâmetros de solo diferentes para cada zona estudada, como na Figura 7.

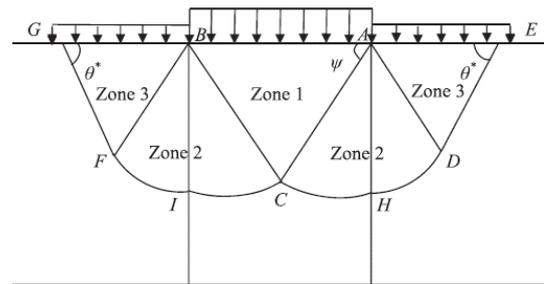
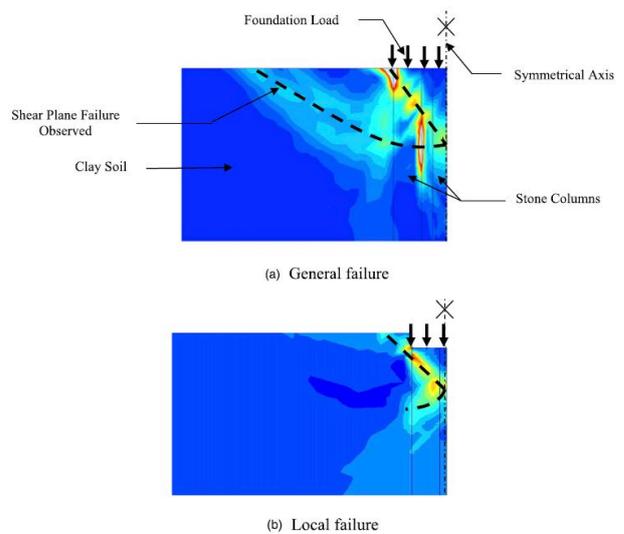


Figura 7 - Ruptura geral do solo melhorado. Fonte: Etezad

Etezad fez análises de equilíbrio de forças atuantes e resistentes, considerando cada zona, independentemente, obtendo assim, as formulações dos novos fatores de capacidade de carga, como já citados anteriormente.

Por fim, Etezad realizou análises numéricas adaptando Hanna et al. (2013), e validando seus cálculos, resultando nas possíveis superfícies de ruptura (Figura 8), nas quais nota-se, grande semelhança com as rupturas de Terzaghi e Vesic.



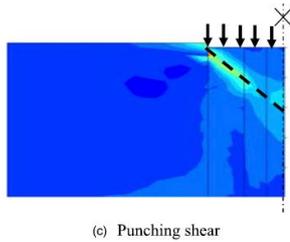


Figura 8 - Modos de ruptura por Etezzad. Fonte: Etezzad

2.4 Recalques

Cintra, Aoki e Albiero (2003) descreve recalque como um deslocamento vertical para baixo referenciado de um ponto indeslocável.

Eles são provenientes das deformações do maciço abaixo da fundação, seja pela diminuição do volume ou apenas mudança de forma.

Basicamente existem dois tipos de recalques gerais: (a) recalques por adensamento e (b) recalque imediato.

Ainda, os mesmos autores afirmam que a maioria das construções irão sofrer recalques, com ordem de grandeza de milímetros, sendo imperceptível a olho nu. Porém sua existência exige, na rotina de elaboração de um projeto de fundações a estimativa destes, e adequação do projeto para que estes sejam menores que os admissíveis, respeitando os estados limites de serviço.

Danziger et al. (2000) destaca uma prática brasileira no âmbito das fundações onde o controle ou preocupação com recalque se dá, após já terem ultrapassados seus valores admissíveis, promovendo manifestações patológicas.

Por fim, Velloso e Lopes (2011) afirma que a previsão dos recalques é um dos exercícios mais difíceis da geotecnia, logo toda formulação apresentada a seguir deverá ser interpretada como estimativa dos recalques.

2.4.1 Recalque sem melhoramento

O recalque do solo sem a melhoria pode ser calculado a partir da Teoria da Elasticidade:

Cintra, Aoki e Albiero (2003) fornece a fórmula abaixo considerando sapatas flexíveis.

$$r(mm) = \frac{\mu_0 * \mu_1 * B * \sigma}{E} * 1000$$

Em que:

H = profundidade da base da fundação até a camada indeslocável (m);

h = da base da fundação até a superfície (m)

B = maior lado da fundação (m);

E = módulo de deformabilidade do solo (kN/m²)

σ = tensão aplicada na fundação (kN/m²)

μ₀ e μ₁ = fatores obtidos nas Figura 9 e Figura 10, respectivamente.

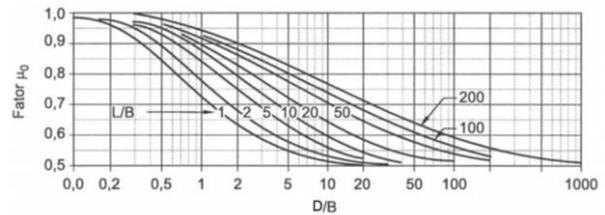


Figura 9 - Determinação μ₀. Fonte: Cintra

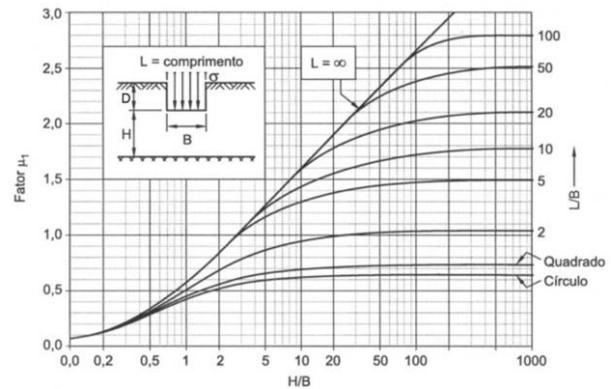


Figura 10 - Determinação μ₁. Fonte: Cintra

Já Velloso e Lopes (2011) estabelece uma fórmula para sapatas rígidas e flexíveis.

$$r(mm) = B * \sigma * \frac{1 - \nu^2}{E} * I_s * (I_d * I_h) * 1000$$

Onde:

B = maior lado da fundação (m);

E = módulo de deformabilidade do solo (kN/m²)

σ = tensão aplicada na fundação (kN/m²)

I_s = fator de forma da fundação, seguindo Figura 11;

(I_s * I_h) = relaciona o fator de forma e o fator de espessura da camada compressível, seguindo Figura 12

Forma	Flexível			Rígido
	Centro	Borda	Média	
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo				
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	
2	1,52	0,76	1,30	
3	1,78	0,88	1,52	
5	2,10	1,05	1,83	
10	2,53	1,26	2,25	
100	4,00	2,00	3,70	
1000	5,47	2,75	5,15	
10000	6,90	3,50	6,60	

Figura 11 - Determinação Is. Fonte: Velloso

h/a	Retângulo							
	Círculo	m = 1	m = 2	m = 3	m = 5	m = 7	m = 10	m = ∞
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,096	0,096	0,098	0,098	0,099	0,099	0,099	0,100
0,5	0,225	0,226	0,231	0,233	0,236	0,237	0,238	0,239
1	0,396	0,403	0,427	0,435	0,441	0,444	0,446	0,452
2	0,578	0,609	0,698	0,727	0,748	0,757	0,764	0,784
3	0,661	0,711	0,856	0,910	0,952	0,965	0,982	1,018
5	0,740	0,800	1,010	1,119	1,201	1,238	1,256	1,323
7	0,776	0,842	1,094	1,223	1,346	1,402	1,442	1,532
10	0,818	0,873	1,155	1,309	1,475	1,556	1,619	1,758
∞	0,849	0,946	1,300	1,527	1,826	2,028	2,246	∞

h = espessura do meio; a = B/2; m = L/B

Figura 12 - Determinação Is.Ih, com Id=1,0. Fonte: Velloso

Por fim Falconi et al. (2018) adota, dentre várias outras fórmulas, uma específica para placas circulares rígidas.

$$r(mm) = \frac{\sigma * R}{E} * I * 1000$$

Onde:

R = raio da fundação (m);

h = espessura da camada compressível (m)

E = módulo de deformabilidade do solo (kN/m²)

σ = tensão aplicada na fundação (kN/m²)

I = fator de forma da fundação, seguindo Figura 13;

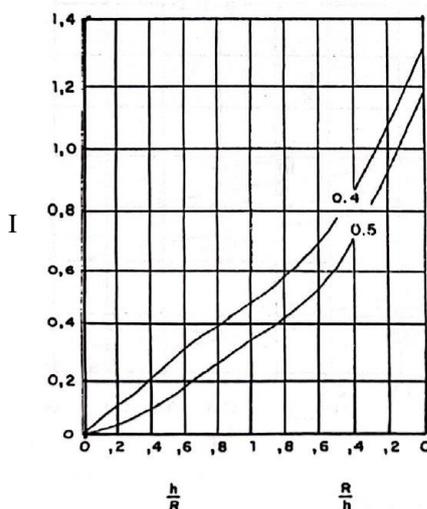


Figura 13 - Determinação I. Fonte: Falconi

Ainda existe a estimativa dos recalques pela Teoria do Adensamento, da mecânica dos solos, especialmente para argilas saturadas, porém esta metodologia não será abordada neste trabalho.

2.4.2 Recalque com melhoramento

Analisando os solos melhorados por estacas granulares alguns autores fizeram aproximações em seus estudos obtendo também estimativas dos recalques, após a execução da melhoria

Priebe (1995) propôs:

$$r(mm) = \sigma * \frac{d}{E_{eod,s} * n_2} * 1000$$

Onde:

d = profundidade das estacas (m);

$E_{eod,s}$ = módulo de deformabilidade oedométrico do solo (kN/m²)

σ = tensão aplicada na fundação (kN/m²)

n_2 = fator de melhoria;

Já Balaam e Booker (1981) propuseram, para placas rígidas, uma teoria estudando os parâmetros do solo equivalente (Figura 14).

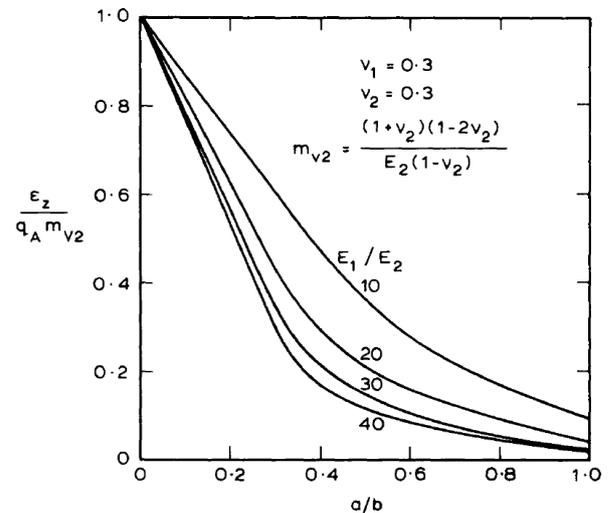


Figura 14 - Relação recalque melhorado/recalque original. Fonte: Balaam

Onde:

a = raio da estaca;

b = raio equivalente de melhoria;

q_A = pressão média aplicada na fundação;

m_{v2} = módulo de compressibilidade volumétrica do solo;

Sendo os índices (1) e (2) referentes aos parâmetros da estaca e do solo, respectivamente.

Disso obtém-se no gráfico o valor de $\frac{\epsilon_z}{q_A \cdot m_{v2}}$ que é a relação entre o recalque do solo melhorado com o solo não melhorado, assim para obter o recalque após a melhoria, é possível considerar a lei de Hooke que diz:

$$\Delta h = r_{original} = \frac{\sigma \cdot H_0}{E_{eod,2}}$$

Portanto, temos:

$$r_{melhorado} (mm) = \frac{\epsilon_z}{q_A \cdot m_{v2}} \cdot \frac{\sigma \cdot H_0}{E_{eod,2}} \cdot 1000$$

Por fim, é válido destacar que todas as teorias e fórmulas apresentadas, seja para capacidade de carga ou recalque, e independente do terreno melhorado ou não, tem suas aproximações, considerações e hipóteses, e nunca descreverão com 100% de precisão a realidade, porém servem como fonte para estimativa dos valores.

3. METODOLOGIA

Para análise das metodologias de capacidade de carga e estimativa dos recalques foi adotado um caso hipotético composto por um silo de 30m de altura, 30m de diâmetro, assente sobre um terreno de fundação composto por duas camadas, conforme apresentado nas Figura 15 e Figura 16.

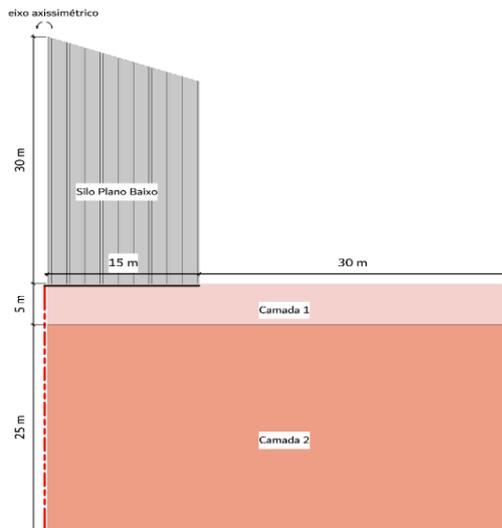


Figura 15 - Esquema geral sem melhoramento. Fonte: Autor

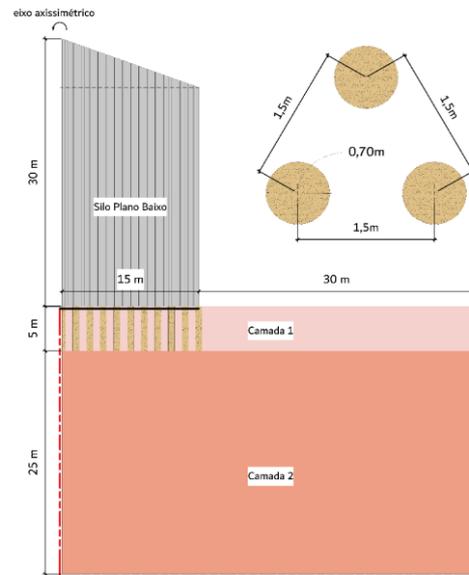


Figura 16 - Esquema geral com melhoramento. Fonte: Autor

Os parâmetros de resistência e deformabilidade, além dos índices físicos adotados são apresentados em continuidade, a saber:

Camada 1: (h = 5m)

- Argila arenosa mole ($N_{SPT} = 5$)
- Coesão: 5 kPa
- Ângulo de atrito: 22°
- Peso específico seco: 15 kN/m^3
- Módulo de deformabilidade: 10MPa

Camada 2: (h = 25m)

- Argila arenosa rija ($N_{SPT} > 30$)
- Coesão: 15 kPa
- Ângulo de atrito: 30°
- Peso específico seco: 19 kN/m^3
- Módulo de deformabilidade: 63MPa

Estacas de areia: (h = 5m)

- Areia muito compacta ($N_{SPT} > 30$)
- Coesão: 0 kPa
- Ângulo de atrito: 35°
- Peso específico seco: 20 kN/m^3
- Módulo de deformabilidade: 100MPa, proposto por Priebe (1995) e Alves (2000).

Partindo disso, iniciaram os cálculos para o terreno de fundação sem melhoramento, com o cálculo da capacidade de carga de ruptura do solo/fundação realizado utilizando as seguintes metodologias, a saber:

- 1) as formulações de Terzaghi, utilizando os fatores de capacidade de carga e fatores de forma do mesmo autor;
- 2) as formulações de Vesic, utilizando os fatores de capacidade de carga e fatores de forma do mesmo autor;
- 3) Modelagem numérica por meio do Plaxis 2D.

Para o terreno de fundação com melhoramento do solo, o cálculo da capacidade de carga de ruptura do solo/fundação foi feito a partir das seguintes metodologias, a saber:

- 1) as formulações de Priebe, utilizando os fatores de capacidade de carga e fatores de forma de Terzaghi;
- 2) as formulações de Priebe, utilizando os fatores de capacidade de carga e fatores de forma de Vesic;
- 3) as formulações de Etezad, utilizando os fatores de capacidade de carga e fatores de forma do mesmo autor.
- 4) Modelagem numérica por meio do Plaxis 2D.

Para os recalques do solo não tratado, calculou-se por:

- 1) As formulações de Velloso e Lopes (2011);
- 2) As formulações de Cintra, Aoki e Albiero (2003);
- 3) As formulações de Falconi et al (2018);
- 4) O resultado da modelagem dentro do Plaxis 2D.

No caso dos solos tratados, calculou-se por:

- 1) As formulações de Priebe (1995);
- 2) As formulações de Balaam e Booker (1981);
- 3) O resultado da modelagem dentro do Plaxis 2D.

3.1 Modelagem numérica

Segundo Bretas, (2020) a modelagem numérica, é um modelo matemático computacional, que tenta representar a realidade de uma estrutura ou uma obra com auxílio de um software, buscando obter os resultados mais realistas possíveis.

Com isso, neste trabalho foram efetuadas modelagens axissimétricas por meio do Plaxis 2D, visando representar mais fielmente a base de um silo plano. O modelo utilizado para representar o comportamento dos solos e das estacas granulares foi o modelo elasto-plástico Mohr-Coulomb.

As modelagens aqui propostas apoiaram-se em abordagens determinísticas, onde são fixados parâmetros de resistência, para determinação de um fator de segurança para o sistema, considerando a relação tensão-deformação.

As análises no Plaxis 2D são calculadas a partir do método dos elementos finitos (M.E.F), onde o modelo

é representado por uma malha, que por sua vez é constituída de elementos e nós.

Nas análises via M.E.F, a ideia de que, quanto mais refinada a malha, maior é a precisão do resultado, é válida até certo ponto.

A partir de um certo número de elementos finitos os resultados permanecerão constantes, independente do aumento do refinamento da malha.

Portanto, antes do início das modelagens elaborou-se um estudo da malha para o modelo, onde foram feitas inúmeras análises variando o número de elementos finitos e avaliando um determinado parâmetro de interesse. A variação dos recalques na base do silo em função do número de elemento é apresentada Figura 17.

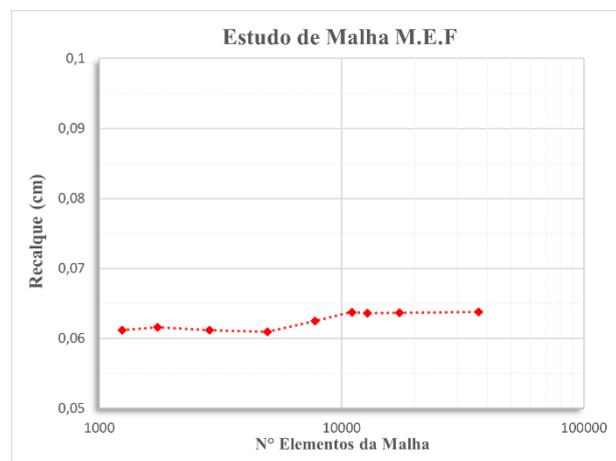


Figura 17 - Estudo de malha do modelo. Fonte: Autor

Do gráfico, nota-se convergência a partir de 10.000 elementos, assim determinou-se, que todas os modelos analisados terão um refinamento de malha de 10.000 a 30.000 elementos, na tentativa de se obter os resultados mais precisos possíveis.

Por fim, a malha de elementos finitos adotada nas análises apresentadas neste trabalho é apresentada na Figura 18.

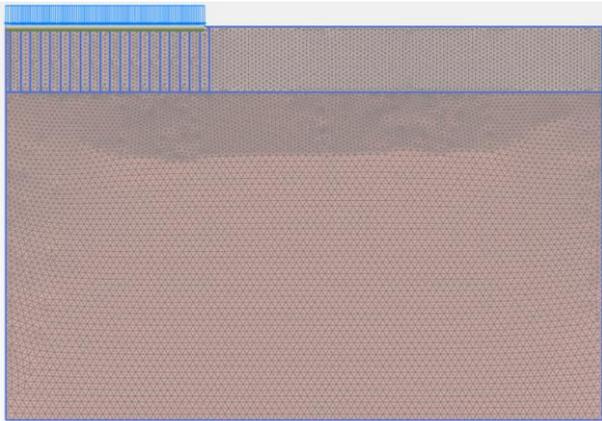


Figura 18 - Distribuição das malhas no modelo. Fonte: Autor

3.2 Fases de análise

Visando facilitar a separação e interpretação dos resultados, os modelos no Plaxis foram separados em diferentes análises onde foram obtidos diferentes resultados, são elas:

- **1ª Fase:**

É a fase inicial, onde foi modelado o sistema com e sem melhoria, e não foi considerado a tensão atuante na fundação. Essa fase visa obter o recalque no solo apenas devido ao peso próprio da fundação.

- **2ª Fase:**

Já nesta fase foi inserido a tensão vertical proveniente do carregamento do silo para obtenção dos recalques, desconsiderando os recalques da fase anterior.

- **3ª Fase:**

Nessa fase foi avaliado a capacidade de carga última do terreno de fundação para cada situação. Dentro do Plaxis 2D foi variando as tensões atuantes para obter $F.S = 1,0$, ou mais próximo disso, sendo a tensão responsável por esse $F.S$ a de ruptura.

Com os resultados das fases, será possível determinar, (a) tensão de ruptura do terreno de fundação e (b) recalque da camada compressível devido a carga adotada em projeto. Comparando então os resultados do solo com e sem melhoria.

3.3 Modelagem do solo sem melhoramento

Como citado anteriormente, as modelagens dentro do Plaxis 2D, foram elaboradas pelo método das abordagens determinísticas. Com isso foram feitas algumas simplificações, visando restringir o modelo, e tornando-o mais fiel aos estudos teóricos. E foram adotados parâmetros, como critério de projeto, visando entender o comportamento do sistema com

aqueles parâmetros específicos. A seguir são descritas todas as hipóteses adotadas para as modelagens.

Foi considerada que a segunda camada é rígida suficiente, para considerá-la indeslocável.

Para tensão atuante adotou-se 300kPa (30tf/m^2), por se tratar de um valor médio nas construções de silos de grande porte.

Já na fundação, como citado na introdução, adotou-se um radier, de 30m de diâmetro e 50cm de altura.

Vale ressaltar, que as teorias e fórmulas já apresentadas variam suas considerações quanto a flexibilidade e rigidez da fundação, porém neste trabalho a fundação será flexível devido a relação altura/comprimento.

De posse dos dados iniciais, a modelagem do sistema solo/fundação para o solo não tratado (Figura 19).

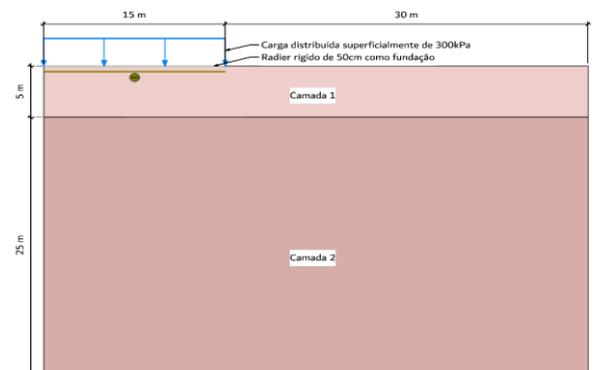


Figura 19 - Modelagem para o sistema original. Fonte: Autor

3.4 Modelagem do solo com melhoramento

Já para o solo melhorado, assim como o solo original, os parâmetros das estacas também foram previamente adotados, com base em correlações e na literatura sobre o uso de estacas granulares de areia.

Destaca-se, o ângulo de atrito das estacas, que além da estimativa pelas correlações com o N_{SPT} , considerou-se um valor sugerido por Priebe (1995) para fins comparativos.

Por fim, a variação da profundidade das estacas, é pouco estudada na literatura, assim considerou que as estacas terão o comprimento em toda camada compressível.

Quanto à disposição das estacas, adotou-se, malhas triangulares com estacas de $\varnothing 70\text{cm}$ e um espaçamento $S = 1,5\text{m}$. Modelando então o sistema para o solo tratado, conforme a Figura 20.

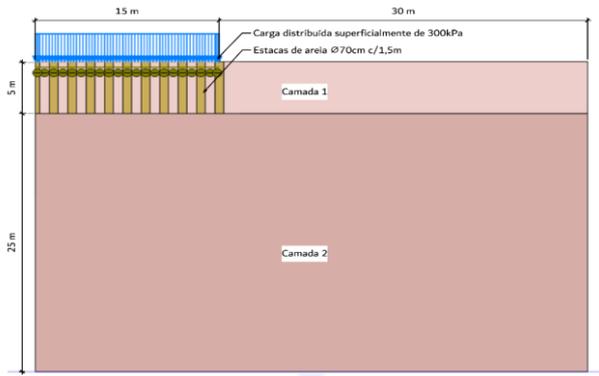


Figura 20 - Modelagem para sistema melhorado. Fonte: Autor

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Capacidade de carga

Para obter a tensão de ruptura do solo, foram realizadas análises sequenciais, aumentando a tensão atuante a cada análise, para obter (F.S = 1), ou mais próximo disso, caso o solo rompesse antes. Obtendo a Figura 21.

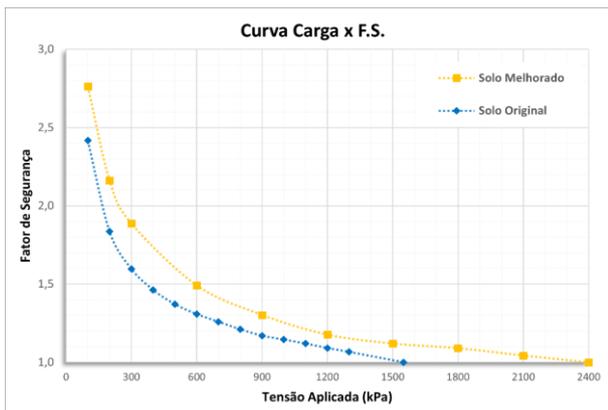


Figura 21 - Tensões de ruptura para ambos os sistemas. Fonte: Autor

Onde os dois últimos pontos, com F.S = 1,0 foram extrapolados seguindo a tendência da curva, para melhores interpretações. Juntando então todos os resultados, obtidos anteriormente, comparando a tensão de ruptura para cada método e sistema. (Figura 22 e Figura 23).

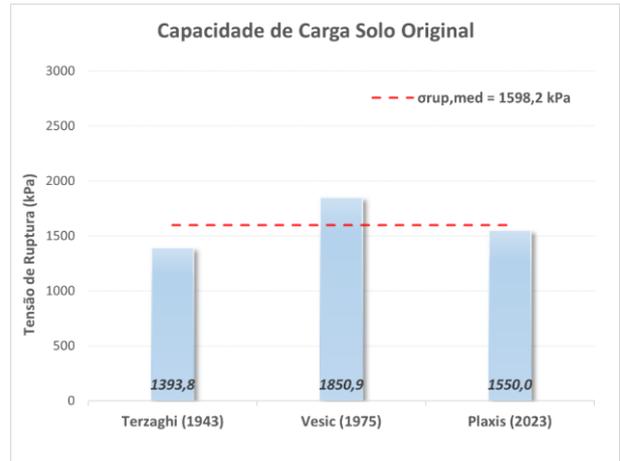


Figura 22 - Capacidade de ruptura média para solo original. Fonte: Autor

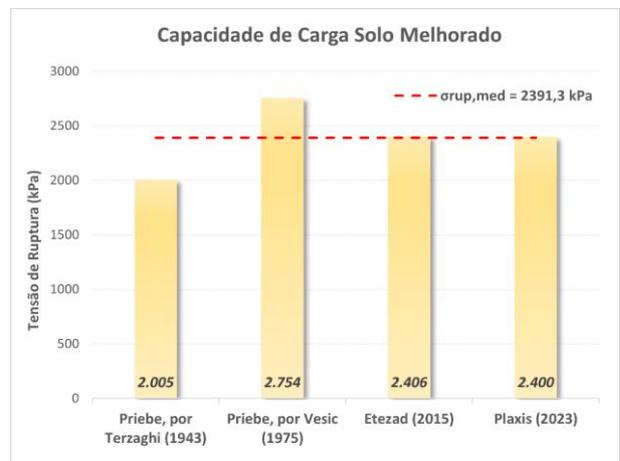


Figura 23 - Capacidade de ruptura média para solo melhorado. Fonte: Autor

Por fim variando o diâmetro das estacas e seu espaçamento, e fazendo uma média dos métodos teóricos (Priebe por Terzaghi, Priebe por Vesic e Etezad) obteve-se a seguinte relação mostrada na Figura 24.

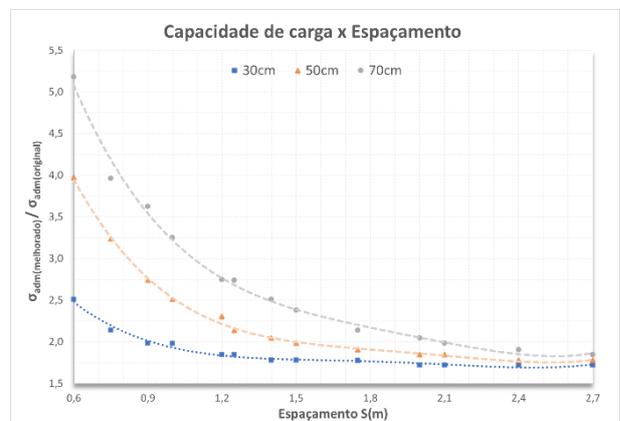


Figura 24 - Relação σ e S no aumento da capacidade de carga. Fonte: Autor

Analisando as Figuras 22 a 24, podemos ressaltar que:

- A modelagem no Plaxis, para o solo sem melhoramento, demonstrou um maior desvio padrão comparada aos resultados teóricos de Terzaghi e Vesic. Esse desvio se deu possivelmente, pela espessura do bulbo de tensões de cada teoria, as quais não estavam compatíveis.
- Já no solo com melhoramento, notou-se a diminuição desse desvio, ocasionado pelo aumento do ângulo de atrito do solo, e conseqüentemente a utilização dos novos fatores de capacidade de carga, listado na Tabela 1, no Anexo A.
- Destaca-se ainda, para o solo com melhoramento, a igualdade dos resultados na teoria de Etezad e a modelagem no Plaxis, comprovando aplicabilidade de ambas.
- Por fim analisando a Figura 24, é possível observar o efeito do diâmetro e do espaçamento das estacas no melhoramento, onde estacas de maiores diâmetros e menores espaçamentos promovem as maiores melhorias, que por sua vez, permanecem constantes se aumentar o espaçamento acima de 3 vezes o diâmetro.

4.2 Recalque

Para primeiras análises, juntamente com a variação da tensão atuante na obtenção as tensões de ruptura anotaram-se o recalque para cada tensão (Figura 25).

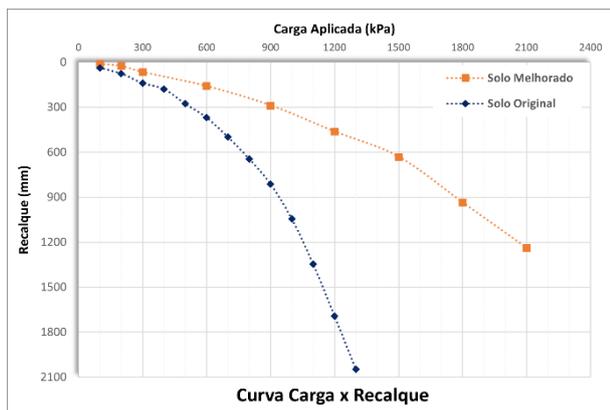


Figura 25 - Recalque para ambos os sistemas. Fonte: Autor

A Figura 26 e a Figura 27 apresentam os valores dos recalques verticais para a tensão vertical de 300 kPa, para o solo sem e com melhoramento, respectivamente.

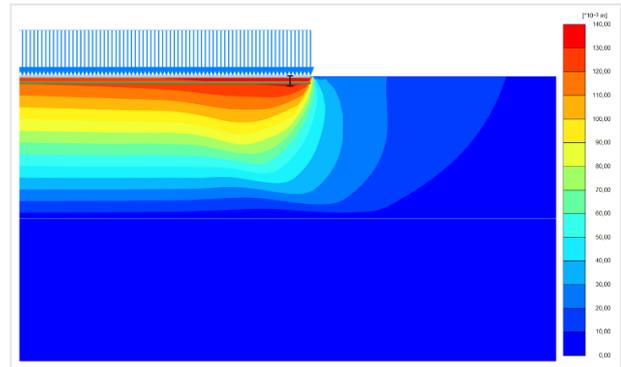


Figura 26 - Recalque para o solo sem melhoramento. Fonte: Autor

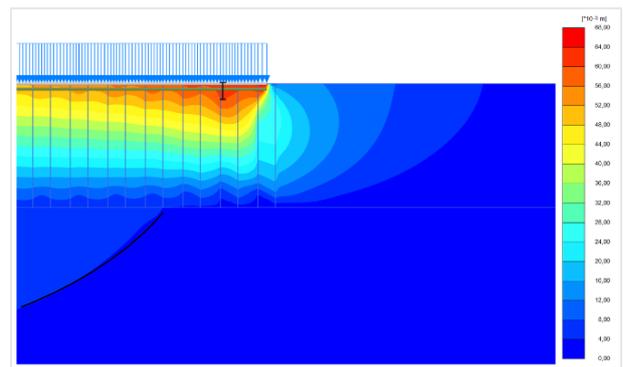


Figura 27 - Recalque para o solo com melhoramento. Fonte: Autor

Analisando a Figura 27, notamos pela linha preta arqueada, que há uma mobilização da tensão atuante para a segunda camada do solo, tal efeito não observado no sistema sem melhoramento (Figura 26). Essa mobilização se dá pelas estacas granulares compactas formarem elementos rígidos o suficiente que conseguem transmitir parte da carga para o solo abaixo delas.

Isso evidencia que o melhoramento de solo por estacas de compactação não melhora apenas superficialmente o terreno de fundação e devido essa transmissão de esforços a demanda da camada menos competente pode ser reduzida.

Por fim, os resultados dos recalques obtidos anteriormente, assim como nas capacidades de carga, foram comparados os resultados teóricos com os obtidos na modelagem pelo Plaxis 2D (Figura 28 e Figura 29)

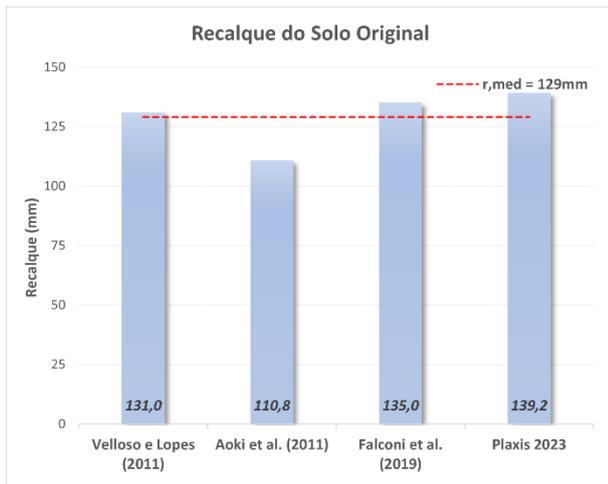


Figura 28 - Recalque médio para solo sem melhoramento.
Fonte: Autor

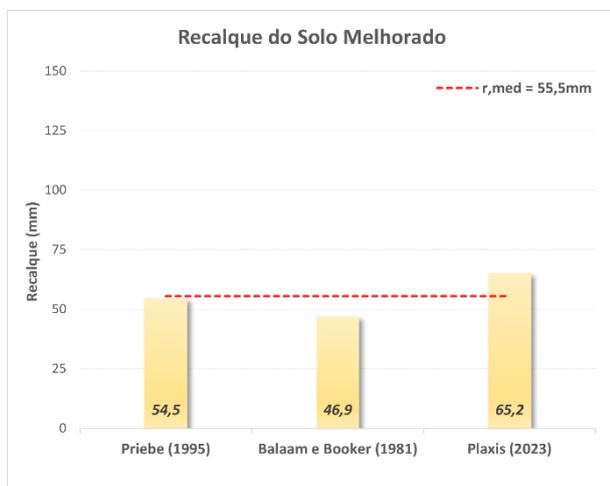


Figura 29 - Recalque médio para solo com melhoramento.
Fonte: Autor

Por fim, semelhante a capacidade de carga, foram variados o diâmetro da estaca e o espaçamento entre elas, e fazendo uma média dos três resultados (Priebe, Balaam e Plaxis) obteve-se a Figura 30.

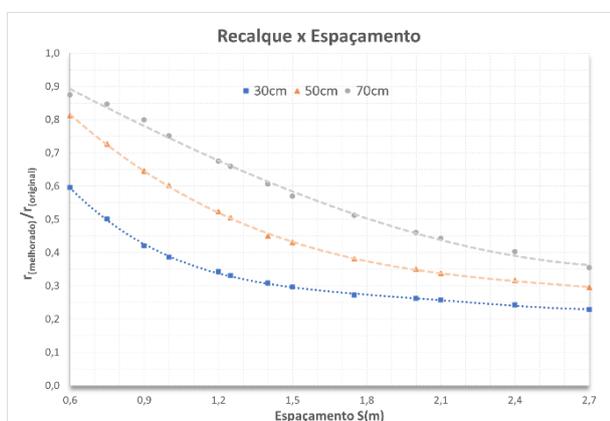


Figura 30 - Relação ϕ e S, na redução dos recalques.
Fonte: Autor

Analisando agora as Figuras 28 a 30, ressalta-se:

- Os valores de recalque para solo sem e com melhoramento apresentaram baixos desvios entre as teorias aplicadas, reforçando a aplicabilidade das fórmulas utilizadas.
- Os resultados das modelagens estão próximos aos valores teóricos, o que reforça a confiabilidade na mesma.
- Existe a relação do diâmetro e do espaçamento das estacas na redução dos recalques, onde também quanto maiores os diâmetros com menores espaçamentos tem se as maiores reduções.
- E por fim, foi possível relacionar a diferença ($s - a$), onde s é o espaçamento e a o diâmetro das estacas com a eficiência do sistema mostrada na Tabela 3, no Anexo C.

5. CONCLUSÕES

Dos resultados, tem-se que o melhoramento de solo por estacas de compactação reduziu em média 57% dos recalques, e aumentou em $\sim 1,5$ vezes a capacidade de carga do solo/fundação.

Em relação ao espaçamento das estacas, pela Tabela 3, no Anexo C, adotou-se um valor limite de 2% para a coluna (% de redução). Esse valor relaciona o espaçamento, o diâmetro das estacas e porcentagem de melhoria do recalque. Ainda, é um valor mínimo, onde abaixo deste não há mudanças significativas no sistema, dispensando a necessidade da técnica, e acima dele há melhorias significativas, variando com a redução do mesmo parâmetro, conforme necessidade. Com isso, um valor médio, para os diâmetros estudados, é de ($s - a = 1,2$).

Vale ressaltar que, mesmo com as simplificações feitas e os diferentes critérios adotados, a existência das estacas, promove uma melhoria no sistema como um todo, enfatizando sua eficácia.

Por fim, as teorias aqui apresentadas, utilizadas a priori para o método de vibro-substituição, com estacas de brita, servem como ferramenta para a estimativa dos parâmetros citados acima, para o método de vibro-compactação, com estacas de areia.

Reforçando que os resultados devem ser entendidos como estimativas, e sempre que possível devem ser realizados ensaios para confirmá-los.

6. AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus pela oportunidade. Agradeço aos meus pais e minha família pela

confiança e respaldo em toda minha vida. Agradeço a Alane, por acreditar em mim, e me apoiar, ao longo do processo, e agradeço meus amigos ao longo da jornada. Por fim, agradeço ao meu orientador, professor Dr. José Otávio pelo incentivo, auxílio e apoio nas pesquisas acerca do trabalho. E agradeço a UFMS e ao curso de graduação que abriram as portas para a construção do meu futuro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ALVES, A. M. L.; LOPES, F. R.; ARAGÃO, C. J. G. (2000). **Proposta de método de projeto de fundações superficiais em solos granulares melhorados por estacas de compactação**. In: 4o SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, São Paulo, vol. 2, p. 102 -112.
- ALVES, A.M.L. **Contribuição ao Estudo de Estacas de Compactação em Solos Granulares**. COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1998
- ATKINSON, M. F. **Structural foundations manual, for low-rise buildings**. E & FN SPON, 1993.
- BALAAM N. P.; BOOKER J. R. **Analysis of rigid rafts supported by granular piles**. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. vol. 5, 1981.
- BIANCHIN, D. **Fundações para bases de silos metálicos de fundo plano**. 2013. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Departamento de Ciências Exatas e Engenharias, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2013.
- BRAJA, M. **Principles of Foundation Engineering**. 8ªed, Cengage Learning, 2016.
- CALIL, C. J.; CHEUNG, A. B. **Silos: pressões, fluxo, recomendações para o projeto e exemplos de cálculo**. São Carlos: EESC, 2007.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo, Oficina de Textos, 2011.
- CINTRA, J. C. A. AOKI, N. ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos. RIMA, 2003.
- DANZIGER, B. R. LOPES, F. R. **Fundações em Estacas**. Rio de Janeiro, LTC, 2022.
- ETEZAD, M. et al. **Bearing Capacity of a Group of Stone Columns in Soft Soil**. ASCE, vol,15, 2015.
- GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações – Do Conhecimento Geológico à Prática de Engenharia**. Editora Universitária, UFPE, Recife, Brasil, 1998.
- KEPLER WEBER. **Silos Planos**. Disponível em: <https://www.kepler.com.br/produtos/silos-1/silos-planos>. Acesso em 22 de novembro de 2023.
- KITAZUME, M. **The sand compaction pile methods**. Port and Airport Research Institute. A. A. Balkema Publisher, 2005.
- LIEBHERR. **Equipamento Vibrofloat**. Disponível em: <https://www.liebherr.com/en/int/start/start-page.html>. Acesso em: 22 de novembro de 2023.
- MITCHELL, J. K. **In-place treatment of foundation soils**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 96, n. SM1, p. 73-110, 1970.
- MCKELVEY, D. et al. **Modelling vibrated stone columns in soft clay**. Geotechnical Engineering, Vol. 157, pg. 137–149, 2004.
- PASSOS, P. G. O. **Contribuição ao estudo do melhoramento de depósitos arenosos através de da utilização de ensaios in situ**. Campina Grande, UFPB, 2001.
- PRIEBE, H. J. **Design of vibro replacement**. Ground Eng., 38(1), 25–27, 2005.
- SOARES, W.C. **Análise de recalques de edifícios em solos melhorados com estacas de compactação**. Dissertação de mestrado. São Carlos: EESC, 2005.
- SOARES, W.C. **Estacas de compactação para melhoria de solo**. Dissertação de mestrado. São Carlos: EESC, 2002.
- SLOCOMBE, B. C. **Dynamic compaction**. In: MOSELEY, M. P., ed. Ground improvement. Glasgow, Chapman & Hall. Cap. 2, p. 20-39, 1993.

ANEXO A

Tabela com os fatores de capacidade de carga propostos por Terzaghi (1943), Vesic (1975), Etezad (2015) e a tabelas com os fatores de forma propostos por Terzaghi (1943), Vesic (1975).

Tabela 1 - Fatores de capacidade de carga. Fonte: Autor

ϕ°	Terzaghi (1943)			Vesic (1975)			Etezad (2015)			ϕ°	Terzaghi (1943)			Vesic (1975)			Etezad (2015)		
	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ		N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ
15	12,86	4,45	1,52	10,98	3,94	2,65	10,96	3,96	2,90	28	31,61	17,81	13,70	25,80	14,72	16,72	25,8	14,72	18,43
16	13,68	4,92	1,82	11,63	4,34	3,06	11,62	4,33	3,39	29	34,24	19,98	16,18	27,86	16,44	19,34	27,86	16,44	21,37
17	14,60	5,45	2,18	12,34	4,77	3,53	12,34	4,79	3,94	30	37,16	22,46	19,13	30,14	18,40	22,40	30,11	18,4	24,85
18	15,12	6,04	2,59	13,10	5,26	4,07	13,08	5,27	4,51	31	40,41	25,28	22,65	32,67	20,63	25,99	32,67	20,63	28,91
19	16,57	6,70	3,07	13,93	5,80	4,68	13,92	5,79	5,17	32	44,04	28,52	26,87	35,49	23,18	30,22	35,46	23,18	33,76
20	17,69	7,44	3,64	14,83	6,40	5,39	14,82	6,39	5,95	33	48,09	32,23	31,94	38,64	26,09	35,19	38,6	26,06	39,47
21	18,92	8,26	4,31	15,82	7,07	6,20	15,79	7,06	6,82	34	52,64	36,50	38,04	42,16	29,44	41,06	46,13	29,44	36,33
22	20,27	9,19	5,09	16,88	7,82	7,13	16,88	7,82	7,83	35	57,75	41,44	45,41	46,12	33,30	48,03	46,12	33,27	54,49
23	21,75	10,23	6,00	18,05	8,66	8,20	18,02	8,65	9,00	36	63,53	47,16	54,36	50,59	37,75	56,31	50,55	37,75	64,33
24	23,36	11,40	7,08	19,32	9,60	9,44	19,30	9,59	10,37	37	70,01	53,80	64,27	55,63	42,92	66,19	55,69	42,95	76,22
25	25,13	12,72	8,34	20,72	10,66	10,88	20,71	10,64	11,95	38	77,50	61,55	78,61	61,35	48,93	78,03	61,36	48,93	90,61
26	27,09	14,21	9,84	22,25	11,85	12,54	22,24	11,87	13,78	39	85,97	70,61	95,03	67,87	55,96	92,25	67,87	55,95	108,2
27	29,24	15,90	11,60	23,94	13,20	14,17	23,93	13,19	15,92	40	95,66	81,27	115,31	75,31	64,20	109,41	75,31	64,19	129,6

Tabela 2 - Fatores de forma. Fonte: Braja

Tabela 4.6 Meyerhof's Shape and Depth Factors

Factor	Relationship
Shape	
For $\phi = 0$,	
F_{cs}	$1 + 0.2 (B/L)$
$F_{qs} = F_{\gamma s}$	1
For $\phi' \geq 10^\circ$,	
F_{cs}	$1 + 0.2 (B/L) \tan^2(45 + \phi'/2)$
$F_{qs} = F_{\gamma s}$	$1 + 0.1 (B/L) \tan^2(45 + \phi'/2)$

ANEXO B

Figuras 31 a 34 para seguir a rotina de dimensionamento para elaboração de um projeto de colunas de brita proposto por Priebe (1995).

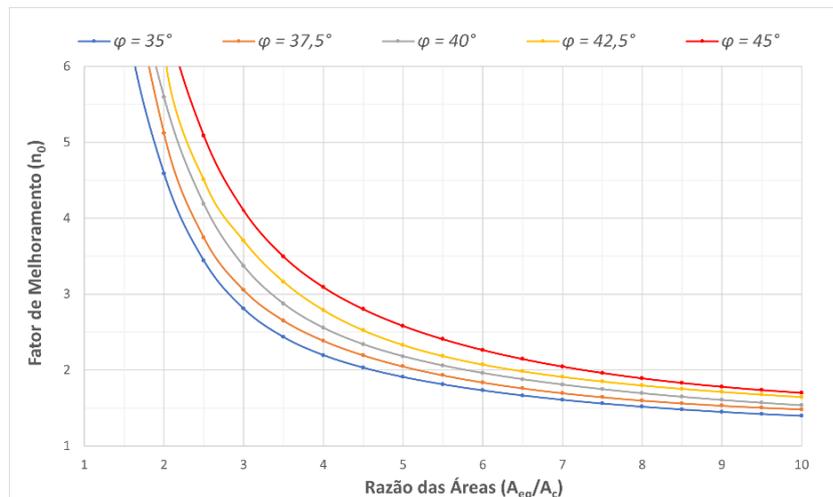


Figura 31 - Determinação n_0 . Fonte: Autor

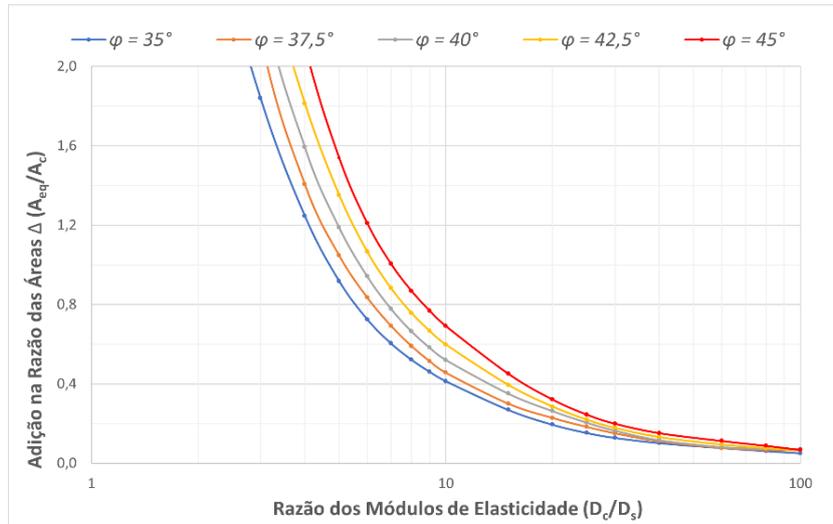


Figura 32 - Determinação $\Delta(A_{eq}/A_c)$. Fonte: Autor

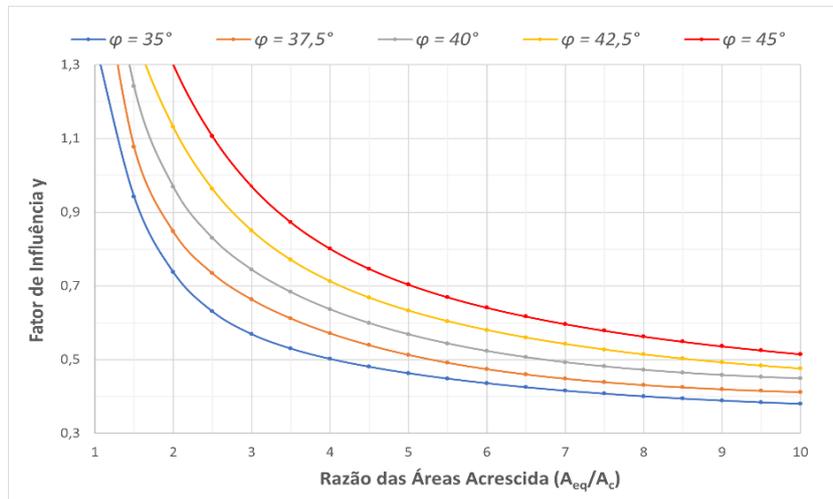


Figura 33 - Determinação y . Fonte: Autor

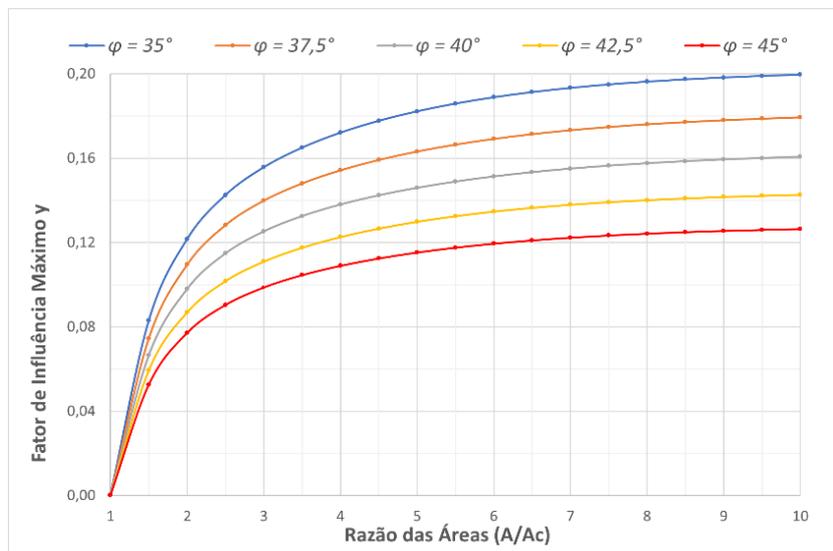


Figura 34 - Determinação y_{max} . Fonte: Autor

ANEXO C

Tabela com variação do parâmetro ($[s = \text{Espaçamento}] - [a = \text{Diâmetro da estaca}]$), e como se relaciona com a redução dos recalques.

Tabela 3 - Relação do parâmetro (s - a) na redução dos recalques.

s (m)	\varnothing (m)								
	0,3			0,5			0,7		
	(s-a)	$r_{(melhor.)}/r_{(orig.)}$	% de redução	(s-a)	$r_{(melhor.)}/r_{(orig.)}$	% de redução	(s-a)	$r_{(melhor.)}/r_{(orig.)}$	% de redução
0,6	0,3	59,5%		0,1	81,5%				
0,7	0,4	52,7%	-6,8%	0,2	75,3%	-6,2%	0	85,4%	
0,8	0,5	47,1%	-5,6%	0,3	69,6%	-5,7%	0,1	81,7%	-3,7%
0,9	0,6	42,5%	-4,5%	0,4	64,5%	-5,1%	0,2	78,1%	-3,6%
1	0,7	38,9%	-3,6%	0,5	59,9%	-4,6%	0,3	74,5%	-3,6%
1,1	0,8	36,0%	-2,9%	0,6	55,7%	-4,2%	0,4	71,1%	-3,5%
1,2	0,9	33,8%	-2,3%	0,7	52,0%	-3,7%	0,5	67,7%	-3,3%
1,3	1	32,0%	-1,8%	0,8	48,7%	-3,3%	0,6	64,5%	-3,2%
1,4	1,1	30,6%	-1,4%	0,9	45,8%	-2,9%	0,7	61,4%	-3,1%
1,5	1,2	29,5%	-1,1%	1	43,2%	-2,6%	0,8	58,4%	-3,0%
1,6	1,3	28,7%	-0,9%	1,1	41,0%	-2,2%	0,9	55,6%	-2,8%
1,7	1,4	28,0%	-0,7%	1,2	39,1%	-1,9%	1	52,9%	-2,7%
1,8	1,5	27,3%	-0,6%	1,3	37,4%	-1,7%	1,1	50,3%	-2,5%
1,9	1,6	26,8%	-0,6%	1,4	36,0%	-1,4%	1,2	48,0%	-2,4%
2	1,7	26,2%	-0,6%	1,5	34,8%	-1,2%	1,3	45,8%	-2,2%
2,1	1,8	25,6%	-0,6%	1,6	33,8%	-1,0%	1,4	43,8%	-2,0%
2,2	1,9	25,1%	-0,6%	1,7	32,9%	-0,9%	1,5	42,0%	-1,8%
2,3	2	24,5%	-0,6%	1,8	32,1%	-0,8%	1,6	40,4%	-1,6%
2,4	2,1	23,9%	-0,5%	1,9	31,4%	-0,7%	1,7	39,0%	-1,4%
2,5	2,2	23,4%	-0,5%	2	30,8%	-0,6%	1,8	37,9%	-1,2%
2,6	2,3	23,1%	-0,4%	2,1	30,2%	-0,6%	1,9	37,0%	-0,9%
2,7	2,4	22,8%	-0,2%	2,2	29,7%	-0,6%	2	36,3%	-0,7%
2,8	2,5	22,8%	0,0%	2,3	29,1%	-0,6%	2,1	35,9%	-0,4%

ANEXO D

Tabela com todos os parâmetros considerados no trabalho com seus respectivos valores.

Tabela 4 - Valores usados no estudo

Parâmetro	Valor
Diâmetro das estacas, \varnothing (m)	0,3; 0,5; 0,7
Espaçamento das estacas, s (m)	0,6; 0,7; 0,8; 0,9; 1,0; 1,1; 1,2; 1,3; 1,4; 1,5; 1,6; 1,7; 1,8; 1,9; 2,0; 2,1; 2,2; 2,3; 2,4; 2,5; 2,6; 2,7; 2,8
Profundidade das estacas, L (m)	5
Altura do radier, h (m)	0,5
Diâmetro do radier, D (m)	30
Tensão atuante, σ (kPa)	300
Peso específico, γ (kN/m ³)	15; 19; 20; 25
Coesão, c (kPa)	0; 5; 15
Ângulo de atrito, ϕ (°)	22; 30; 35
Módulo de deformabilidade, E (MPa)	10; 63; 100; 28980

ANEXO E

Rotina de cálculo utilizada neste trabalho para o dimensionamento referente a teoria de Priebe (1995).

Passo 1: Cálculo do fator de melhoria inicial

- Entrada de dados:

$d = 0,70\text{m}$ (diâmetro da estaca)

$s = 1,50\text{m}$ (espaçamento das estacas)

$D_{eq} = 1,05 * s = 1,05 * 1,5 = 1,575\text{m}$ (diâmetro equivalente melhorado)

- Saída de dados:

$$\left(\frac{A_{eq}}{A_c}\right)_1 = \left(\frac{\pi * D_{eq}^2 / 4}{\pi * d^2 / 4}\right) = \left(\frac{\pi * 1,575^2 / 4}{\pi * 0,7^2 / 4}\right) = 5,06$$

De posse deste valor, pela Figura 31, plota-se 5,06 no eixo das abscissas obtendo (com $\varphi = 35^\circ$) no eixo das ordenadas o valor para n_0 de **1,89**.

Passo 2: Cálculo do acréscimo de área

- Entrada de dados:

$\nu = 0,30$ (coeficiente de Poisson)

$E_e = 100\text{MPa}$ (módulo de deformabilidade da estaca de areia)

$E_s = 10\text{MPa}$ (módulo de deformabilidade da primeira camada de solo)

- Saída de dados:

$$E_{eod,s} = \frac{E_s * (1 - \nu)}{(1 + \nu) * (1 - 2 * \nu)} = 13,46\text{MPa}$$

$$E_{eod,e} = \frac{E_e * (1 - \nu)}{(1 + \nu) * (1 - 2 * \nu)} = 134,6\text{MPa}$$

$$\frac{E_{eod,e}}{E_{eod,s}} = 10$$

De posse deste valor, pela Figura 32, plota-se 10 no eixo das abscissas obtendo (com $\varphi = 35^\circ$) no eixo das ordenadas o valor para $\Delta\left(\frac{A_{eq}}{A_c}\right)$ de **0,41**.

Passo 3: Cálculo do fator de melhoria corrigido

- Entrada de dados:

$$\left(\frac{A_{eq}}{A_c}\right) = 5,06 \text{ (razão das áreas)}$$

$$\Delta\left(\frac{A_{eq}}{A_c}\right) = 0,41 \text{ (adição na razão das áreas)}$$

- Saída de dados:

$$\left(\frac{A_{eq}}{A_c}\right) + \Delta\left(\frac{A_{eq}}{A_c}\right) = 5,48$$

De posse deste valor, novamente pela Figura 31, plota-se 5,48 no eixo das abscissas obtendo (com $\varphi = 35^\circ$) no eixo das ordenadas o valor para n_1 de **1,81**.

Passo 4: Cálculo do fator de profundidade inicial

- Entrada de dados:

$$\left(\frac{A_{eq}}{A_c}\right) + \Delta\left(\frac{A_{eq}}{A_c}\right) = 5,48 \text{ (razão das áreas com acréscimo)}$$

- Saída de dados:
De posse deste valor, pela Figura 33, plota-se 5,48 no eixo das abscissas obtendo (com $\varphi = 35^\circ$) no eixo das ordenadas o valor para y de **0,45**.

Passo 4.1: Cálculo do parâmetro f_d

- Entrada de dados:
 $\gamma_s = 15 \text{ kN/m}^3$ (peso específico do solo a ser melhorado)
 $\Delta_d = 5 \text{ m}$ (profundidade de solo a ser melhorado)
 $q = 300 \text{ kN/m}^2$ (tensão atuante sobre o solo a ser melhorado)
 $y = 0,45$ (fator de influência da profundidade da melhoria)
- Saída de dados:

$$f_d = \frac{1}{\left(1 - y * \frac{\sum(\gamma_s * \Delta d)}{q}\right)} = \frac{1}{\left(1 - 0,45 * \frac{(15 * 5)}{300}\right)} = 1,126$$

Passo 5: Cálculo do fator de profundidade máximo

- Entrada de dados:
 $\left(\frac{A_{eq}}{A_c}\right) = 5,06$ (razão das áreas)
- Saída de dados:
De posse deste valor, pela Figura 34, plota-se 5,06 no eixo das abscissas obtendo (com $\varphi = 35^\circ$) no eixo das ordenadas o valor para y_{max} de **0,18**.

Passo 5.1: Verificação do parâmetro f_d

- Entrada de dados:
 $f_d = 1,126$
 $\frac{E_{eod,e}}{E_{eod,s}} = 10$ (relação entre os módulos oedométrico)
 $y_{max} = 0,18$
- Saída de dados:
De posse do valor inicial de f_d conferir se o mesmo entre os valores máximos e mínimos estabelecidos por Priebe.
 $f_{d,min} \geq 1$
 $f_{d,max} < y_{max} * \frac{E_{eod,e}}{E_{eod,s}}$
Como $f_d = 1,126 > f_{d,min} = 1$ e $f_d = 1,126 < f_{d,máx} = 1,8$.
Utiliza-se f_d calculado no **Passo 4.1**.

Passo 6: Cálculo e verificação do fator de melhoria final

- Entrada de dados:
 $f_d = 1,126$
 $n_1 = 1,81$
 $\frac{E_{eod,e}}{E_{eod,s}} = 10$ (relação entre os módulos oedométrico)
 $A_c = \pi * d^2 / 4 = 0,38 \text{ m}^2$ (área da coluna de areia)

$$A_{eq} = \frac{\pi * D_{eq}^2}{4} = 1,95m^2 \text{ (área equivalente da melhoria)}$$

➤ Saída de dados:

De posse do valor inicial de n_1 conferir, corrigir outra vez para o fator n_2 , utilizando o menor valor das duas fórmulas.

$$n_2 = 1 + \frac{A_c}{A_{eq}} * \left(\frac{E_{eod,e}}{E_{eod,s}} - 1 \right) = 2,75$$

$$n_2 = f_d * n_1 = 2,04$$

Passo 7: Cálculo dos parâmetros equivalentes

➤ Entrada de dados:

$$n_2 = 2,04$$

$$c_s = 5kPa \text{ (coesão do solo a ser melhorado)}$$

$$\varphi_s = 22^\circ \text{ (ângulo de atrito do solo a ser melhorado)}$$

$$\varphi_c = 35^\circ \text{ (ângulo de atrito da coluna de areia)}$$

➤ Saída de dados:

$$m = \left(\frac{n_2 - 1}{n_2} \right) = 0,51$$

$$c_{comp} = (1 - m) * c = 2,45kPa$$

$$\varphi_{comp} = \tan^{-1}(m * \tan \varphi_c + (1 - m) * \tan \varphi_s) = 29^\circ$$

Passo 8: Cálculo da base efetiva da fundação

➤ Entrada de dados:

$$\varphi_{comp} = 29^\circ \text{ (ângulo de atrito do solo melhorado)}$$

$$\varphi_s = 22^\circ \text{ (ângulo de atrito do solo a ser melhorado)}$$

$$B = 30m \text{ (base da fundação)}$$

➤ Saída de dados:

$$b_f = B * e^{\left(\frac{\text{arc}(45^\circ - \frac{\varphi_{comp}}{2}) * \tan(\varphi_{comp}) \right) - \left(\text{arc}(45^\circ - \frac{\varphi_s}{2}) * \tan(\varphi_s) \right)} * \left(\frac{\text{sen}(45^\circ + \frac{\varphi_{comp}}{2})}{\text{sen}(90^\circ - \varphi_{comp})} \right) * \left(\frac{\text{sen}(90^\circ - \varphi_s)}{\text{sen}(45^\circ + \frac{\varphi_s}{2})} \right) = 34,9m$$

Passo 8.1: Estimativa da capacidade de carga

➤ Entrada de dados:

$$c_s = 5kPa \text{ (coesão do solo a ser melhorado)}$$

$$\gamma_s = 15 kN/m^3 \text{ (peso específico do solo a ser melhorado)}$$

$$B = 30m \text{ (base da fundação)}$$

$$b_f = 34,9m \text{ (base efetiva da fundação)}$$

$$q = 0kPa \text{ (pressão devido ao embutimento da sapata)}$$

$$\varphi_s = 22^\circ \text{ (ângulo de atrito do solo a ser melhorado)}$$

$$N_c / N_q / N_s = 20,27 / 9,19 / 5,09 \text{ (fatores de capacidade de carga por Terzaghi, 1943)}$$

$$N_c / N_q / N_s = 16,88 / 7,82 / 7,13 \text{ (fatores de capacidade de carga por Vesic, 1975)}$$

$$S_c / S_q / S_s = 1,20 / 1,00 / 0,60 \text{ (fatores de forma por Terzaghi, 1943)}$$

$S_c / S_q / S_s = 1,46 / 1,40 / 0,60$ (fatores de forma por Vesic, 1975)

➤ Saída de dados:

$$\sigma_{rup, \text{ por Terzaghi}} = \left((c_s * N_c * S_c) + (q * N_q * S_q) + (\gamma_s * b_f * N_\gamma * S_\gamma) \right) * (b_f / B) \\ = 2005,06 kPa$$

$$\sigma_{rup, \text{ por Vesic}} = \left((c_s * N_c * S_c) + (q * N_q * S_q) + (\gamma_s * b_f * N_\gamma * S_\gamma) \right) * (b_f / B) = 2754,09 kPa$$

Passo 9: Estimativa do recalque

➤ Entrada de dados:

$\sigma = 300 kPa$ (tensão atuante na fundação)

$n_2 = 2,04$ (fator de melhoria final)

$E_{eod,s} = 13,46 MPa = 13.460 kPa$

$d = 5,0m = 5000mm$ (profundidade da melhoria)

➤ Saída de dados:

$$r = \sigma * \frac{d}{E_{eod,s} * n_2} = 54,52mm$$