

INSTITUTO POLITÉCNICO DE BRAGANÇA ESCOLAR
SUPERIOR DE TECNOLOGIA E GESTÃO MESTRADO
EM ENGENHARIA DA CONSTRUÇÃO

MARIANA CASTANHEIRO LAZARINI

**MODELAÇÃO COMPUTACIONAL E ESTUDO PARAMETRICO
DE GRUPOS DE ESTACAS**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

BRAGANÇA

2020

MARIANA CASTANHEIRO LAZARINI

**MODELAÇÃO COMPUTACIONAL E ESTUDO PARAMETRICO
DE GRUPOS DE ESTACAS**

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de mestre em Engenharia da Construção da Escola Superior de Tecnologia e Gestão – ESTIG, do Instituto Politécnico de Bragança. No âmbito do programa de Dupla Diplomação com a Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientadores: Professor Doutor António Miguel Verdelho Paula, Professor Doutor João Elias Abdalla Filho e Professor Doutor Manuel Teixeira Braz César.

BRAGANÇA

2020

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a minha mãe Zuleide, que esteve sempre ao meu lado em todos os momentos durante toda a graduação e minha vida, a qual devo toda a minha gratidão por ter me dado todos os ensinamentos e força para que eu pudesse concluir da melhor maneira possível esta etapa profissional e acadêmica.

Agradeço imensamente ao meu pai Inocencio, que mesmo não podendo estar presente nesta altura, sei que está a me acompanhar dentro do coração, dedico todas as minhas conquistas a ele, pois sei que se estivesse comigo neste momento estaria imensamente orgulhoso e grato, assim como eu.

Agradeço também aos meus padrinhos Milton e Rute, por sempre cuidarem de mim como uma filha e atuarem como suporte com muito amor durante a minha vida toda. Além, agradeço imensamente também a minhas irmãs de outros pais Juliana, que me presenteou com meus afilhados, e Roberta, que sempre me fizeram entender que o amor está acima de qualquer coisa.

Ademais, agradeço a todos os meus familiares que sempre se fizeram muito presentes em toda a minha trajetória, me apoiando em todos os momentos.

Agradeço imensamente ao orientador desta dissertação, Prof. Dr. António Miguel Verdelho Paula, por todo o suporte durante esses meses de desenvolvimento do trabalho, fazendo-se sempre presente. Ao coorientador Prof. Dr. João Elias Abdalla Filho, por mesmo a distância e com inúmeros empecilhos estar sempre presente em toda minha trajetória acadêmica e interessado em auxiliar na qualidade deste trabalho. Ao Engenheiro Giovani Lombardi pelos esclarecimentos e ensinamentos.

Agradeço também a todos os meus amigos, em especial a Karina Andrade, Rafael Palmeira e Issan Pereira, por todo suporte emocional, ideias indispensáveis de conteúdo e me proporcionarem inúmeros momentos inesquecíveis, guardarei vocês para sempre comigo.

Por fim, agradeço as instituições, IPB e UTFPR pelos recursos disponibilizados para elaboração desta dissertação e a todos que contribuíram mesmo que indiretamente para a conclusão desta etapa. A todos, muito obrigada!

RESUMO

A área da geotecnia é umas das áreas que mais utiliza de métodos empíricos para análises de distribuição de cargas e comportamento de fundações, isso se dá devido a alta heterogeneidade do solo, bem como a possibilidade de grande estratificação do mesmo. Assim, se faz cada vez mais necessária a comparação entre os métodos já existentes, bem como a realização de estudos práticos/experimentais. Neste sentido, este trabalho teve como objetivo a análise computacional de um modelo tridimensional de grupo de três estacas moldadas de concreto armado, carregadas transversal e axialmente (em simultâneo), em solo não coesivo (areia média e areia densa), em situação drenada. Para a sua análise foi usado o Software GEO5 (módulo "Pile Group"). Realizou-se alterações quanto aos parâmetros geométricos das estacas (comprimento, diâmetro e distância entre os elementos do grupo) e do ângulo de atrito interno da areia média, verificando-se a posteriori a sensibilidade dos valores de capacidade de carga, através do método NAVFAC DM 7.2, e dos valores de assentamento através do método dos elementos finitos e do método de Poulos & Davis (1980). Quanto à capacidade de carga, analisou-se a resistência de ponta e resistência ao cisalhamento no fuste do grupo, determinando a eficiência de transmissão de carga da fundação. Esta eficiência se mostra mais sensível frente a variação do distanciamento entre as estacas, sendo pouco sensível aos outros parâmetros. Por sua vez, quanto ao assentamento, observou-se que os valores obtidos para o método dos elementos finitos eram, em grande maioria, maiores que os resultantes obtidos pelo método de Poulos & Davis (1980), o que já era de se esperar devido ao MEF modelar melhor a interseção estaca-solo, obtendo assim resultados mais condizentes com o comportamento real da fundação. Para o MEF, a sensibilidade maior deu-se quanto ao aumento dos valores de diâmetro e comprimento, os quais reduziram consideravelmente os assentamentos máximos. Já para Poulos & Davis (1980), houve percentuais de variação dos resultados entre as simulações muito maior, sendo que o aumento do diâmetro causa grande redução nos valores totais de assentamento, e o aumento da distância entre os elementos de grupo causa grande aumento nos valores finais. Realizou-se também a análise de distribuição de esforços e deslocamentos horizontais através do método p-y, observando-se que a rotação na cabeça da estaca tem grande redução ao se aumentar o distanciamento entre estacas. Já o deslocamento horizontal também na cabeça da estaca reduz consideravelmente ao se aumentar o diâmetro das mesmas. Por fim, quanto ao momento fletor e força de corte, observou-se que a força de corte máxima em módulo aumenta unicamente quando se aumenta a distância entre estacas. O momento fletor condicionante para o dimensionamento é em 81% das simulações o valor máximo negativo, o qual também ocorre na cabeça da estaca e apresenta alta sensibilidade de aumento quando há aumento dos parâmetros geométricos da fundação.

Palavras-chave: Grupo de estacas. Análise computacional. Capacidade de carga axial. Assentamento. Eficiência de grupo. Deslocamentos horizontais.

ABSTRACT

The area of geotechnics is one of the areas that most uses empirical methods for analysis of load distribution and behavior of foundations, this is due to the high heterogeneity of the soil, as well as the possibility of great stratification of it. Thus, it is increasingly necessary to compare existing methods, as well as perform practical/experimental studies. In this sense, this work aimed at the computational analysis of a three-dimensional group model of three molded reinforced concrete piles, loaded transversally and axially (simultaneously), in non-cohesive soil (medium sand and dense sand), in a drained situation. For its analysis the GEO5 software (Pile Group module) was used. Changes were made to the geometric parameters of the piles (length, diameter and distance between the elements of the group) and to the internal friction angle of the medium sand, verifying a posteriori the sensitivity of the load capacity values through the NAVFAC DM 7.2 method and the settlement values through the finite elements method and the Poulos & Davis (1980) method. As for the load capacity, the tip resistance and shear strength at the group cost were analyzed, determining the load transmission efficiency of the foundation. This efficiency is more sensitive to the variation of the distance between the piles, being less sensitive to other parameters. In turn, as for the settlement, it was observed that the values obtained for the finite element method were, in great majority, greater than those obtained by the Poulos & Davis method (1980), which was already expected due to the FEM better modeling of the pile-ground intersection, thus obtaining results more consistent with the actual behavior of the foundation. For the FEM, the greatest sensitivity was to increase the diameter and length values, which considerably reduced the maximum settlements. For Poulos & Davis (1980), there was a much greater percentage variation in the results between the simulations, with the increase in diameter causing a large reduction in the total settlement values, and the increase in the distance between the group elements causing a large increase in the final values. The p-y method was also used to analyze the distribution of efforts and horizontal displacements, observing that the rotation in the pile head is greatly reduced by increasing the distance between piles. The horizontal displacement also in the pile head reduces considerably by increasing the diameter of the pile. Finally, as far as bending moment and cutting force are concerned, it has been observed that the maximum cutting force in module increases only when the distance between pile is increased. The maximum negative bending moment for sizing is in 81% of the simulations, which also occurs in the pile head and presents a high sensitivity of increase when there is an increase in the geometric parameters of the foundation.

Keywords: Pile group. Computational analysis. Axial load capacity. Settlement. Group efficiency. Horizontal displacements.

ÍNDICE DE TEXTO

1	INTRODUÇÃO.....	15
1.1	OBJETIVOS.....	15
1.2	ENQUANDRAMENTO TEÓRICO.....	15
1.3	ESTRUTURA DA TESE	16
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	17
2.1	FUNDAÇÕES	17
2.1.1	Fundações superficiais	17
2.1.2	Fundações profundas.....	19
2.1.3	Fundações mistas	21
2.2	INTERAÇÃO DO SOLO COM A FUNDAÇÃO	22
2.1.4	Capacidade de carga axial	24
2.1.5	Capacidade de carga horizontal e deslocamentos	32
2.1.5.1	Modelo de Winkler (Método da Mola).....	33
2.3	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	38
2.1.6	Fundamentos do MEF	41
2.4	MÉTODOS DE ANÁLISE DE ASSENTAMENTO.....	43
2.5	MÉTODO DE POULOS & DAVIS (1980).....	44
2.6	ASSENTAMENTO ATRAVÉS DO MEF.....	46
3	PROGRAMA DE TRABALHO – CASOS DE ESTUDO	48
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	59
4.1	CAPACIDADE DE CARGA AXIAL.....	59
4.1.1	Resistência de ponta (q_b)	60
4.1.2	Resistência de cisalhamento ou lateral (q_s)	63
4.1.3	Eficiência das estacas (η)	66
4.1.4	Valor de capacidade de grupo (R_g).....	70
4.2	ANÁLISE DO ASSENTAMENTO.....	71
4.2.1	Método dos elementos finitos	72
4.2.2	Método de Poulos & Davis (1980).....	74
4.3	DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS INTERNOS E DEFORMAÇÃO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MÉTODO P-Y) 76	
4.3.1	Rotação máxima das estacas	77
4.3.2	Deslocamento das estacas	80
4.3.3	Momento fletor (M) e força de corte (V)	81
4.3.4	Distribuição de forças normais (N)	88
	5 CONCLUSÕES E ESTUDOS FUTUROS	91
5.1	CONCLUSÕES.....	91
5.2	ESTUDOS FUTUROS.....	94
	BIBLIOGRAFIA	95

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Tipos de fundações superficiais..	19
Figura 2 - Esquema de vista lateral de grupo de estacas..	20
Figura 3 - Esquema de vista lateral e secção transversal de tubulões.	20
Figura 4 - Representação esquemática de fundação de caixão.	21
Figura 5 - Representação esquemática de fundações mistas.	22
Figura 6 - Distribuição de esforços na estaca.	23
Figura 7 - Ábaco de utilizado para o cálculo da profundidade critica.	27
Figura 8 - Bulbo de distribuições de tensões e interferência entre cada estaca.	31
Figura 9 - Deformações para estacas com cabeça fixa e livre	33
Figura 10 - Modelo de solo de Winkler..	34
Figura 11 - Exemplo de comportamento de gráfico p-y para comportamento não linear do solo.	35
Figura 12 - Opções de ligação entre estaca e maciço de encabeçamento.	36
Figura 13 - Exemplo de deflexão de estaca isolada com o método p-y.	37
Figura 14 - Aplicação do Método dos Elementos Finitos.	40
Figura 15 - Representação das propriedades geométricas do maciço de encabeçamento e estacas.	49
Figura 16 - Posicionamento das estacas e orientação positiva do sistema de eixos.	50
Figura 17 - Representação das propriedades geométricas do distanciamento das estacas.	50
Figura 18 - Representação da vista lateral de uma estaca e estratificação do terreno.	51
Figura 19 - Representação da vista lateral de uma estaca e estratificação do terreno.	52
Figura 20 - Representação da vista superior do grupo de estacas	54
Figura 21 - Ábaco para determinar a profundidade crítica de solos arenosos..	57
Figura 22 - Variações da tensão normal de ponta devido a alteração do comprimento das estacas.	60
Figura 23 - Variações da resistência normal de ponta devido a alteração do diâmetro das estacas.	61
Figura 24 - Variações da resistência normal de ponta devido a alteração da distância entre as estacas.	61
Figura 25 - Variações da resistência normal de ponta devido a alteração do ângulo de atrito interno da areia média.	62
Figura 26 - Variações da resistência de cisalhamento devido a alteração do comprimento da estaca.	63

Figura 27 - Variações da resistência de cisalhamento devido a alteração do diâmetro da estaca.	64
Figura 28 - Variações da resistência de cisalhamento devido a alteração da distância entre as estacas.	64
Figura 29 - Variações da resistência de cisalhamento devido a alteração do ângulo de atrito interno.	65
Figura 30 - Variações da eficiência devido a alteração do comprimento da estaca.	67
Figura 31 - Variações da eficiência devido a alteração do diâmetro da estaca.	67
Figura 32 - Variações da eficiência devido a alteração da distância entre as estacas.	68
Figura 33 - Variações da tensão de cisalhamento devido a alteração do ângulo de atrito interno.	69
Figura 34 - Variações do assentamento máximo com a variação dos parâmetros geométricos da estaca e do angulo de atrito interno da areia media através do método dos elementos finitos.	73
Figura 35 - Variações do fator de assentamento de grupo com a variação dos parâmetros geométricos da estaca e do angulo de atrito interno da areia media através do método de Poulos & Davis (1980).	74
Figura 36 - Variações do assentamento máximo com a variação dos parâmetros geométricos da estaca e do angulo de atrito interno da areia media através do método de Poulos & Davis (1980).	75
Figura 37 - Variações da rotação da estaca devido a alteração do comprimento e do diâmetro.	78
Figura 38 - Variações da rotação da estaca devido a razão s/d de distância entre estacas e o ângulo de atrito interno da areia mole.	79
Figura 39 - Variações do deslocamento máximo com a variação dos parâmetros geométricos da estaca e do angulo de atrito interno da areia media.	81
Figura 40 - Variações do momento fletor máximo positivo com a variação dos parâmetros geométricos da estaca e do angulo de atrito interno da areia media.	82
Figura 41 - Variações do momento fletor máximo negativo com a variação dos parâmetros geométricos da estaca e do angulo de atrito interno da areia media.	83
Figura 42 - Variações da cota que ocorre o momento máximo positivo devido a variação dos parâmetros geométricos das estacas e o ângulo de atrito interno da areia média.	84
Figura 43 - Variações da força de corte máxima positiva de acordo com a variação dos parâmetros geométricos das estacas e o ângulo de atrito interno da areia média.	85
Figura 44 - Variações da força de corte máxima negativa de acordo com a variação dos parâmetros geométricos das estacas e o ângulo de atrito interno da areia média.	86
Figura 45 - Gráficos referente a variação de cada estaca de momento fletor (A, B e C) e força de corte (D, E e F) em função da profundidade das estacas.	88
Figura 46 - Variações da força normal máxima para as estacas 1, 2 e 3 de acordo com a variação dos parâmetros geométricos das mesmas e o ângulo de atrito interno da areia média.	89
Figura 47 - Variações da força normal mínima para as estacas 1, 2 e 3 de acordo com a variação dos parâmetros geométricos das mesmas e o ângulo de atrito interno da areia média.	90

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Valor L3 de comprimento da estaca referente a areia densa.....	52
Tabela 2 - Estratificação entre areia média e areia densa para cada comprimento de estaca.	52
Tabela 3 - Cálculos de propriedades geométricas do maciço de encabeçamento.....	53
Tabela 4 - Cálculos referentes ao distanciamento entre estacas e medidas do maciço triangular..	53
Tabela 5 - Cálculos referentes aos valores de eficiência (fator de efeito de grupo) e respectivos carregamentos verticais e horizontais.....	54
Tabela 6 - Cálculos referentes aos valores mínimos de armadura para cada diâmetro utilizado..	55
Tabela 7 - Resumo de sensibilidade das Resistências quanto ao aumento das variáveis estudadas.. ..	66
Tabela 8 - Comparação entre estaca de menor e maior eficiências.	69
Tabela 9 - Valores adotados de Coeficientes de reação unitária do solo.....	76

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Coeficientes parciais de segurança para minoração de resistência de estacas conforme EC7.....	24
Quadro 2 - Coeficientes parciais de segurança para os parâmetros do solo	26
Quadro 3 - Valores do fator de capacidade de carga N_q	28
Quadro 4 - Ângulo de atrito entre solo e estaca	28
Quadro 5 - Coeficiente de impulso lateral K	28
Quadro 6 - Coeficiente de reação unitária de solos segundo Bowles	34
Quadro 7 - Eficiências de grupo em solos não coesivos	38

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGUAS

EC7: Eurocódigo 7, 2010

SPT: *Standart Penetration Test*

CPT: *Cone Penetration Test*

PMT: *Pressurement test*

NAVFAC DM 7.2: Naval Facilities Engineering Command- Design Manual 7.2

NBR: Norma Brasileira

MEF: método dos elementos finitos

FSAFEM, ANSYS, RFEM: softwares que se utilizam do método dos elementos finitos

PTV: Princípio dos Trabalhos Virtuais

LISTA DE SÍMBOLOS

A_b : Área da base da estaca

A_{si} : Área da superfície lateral da estaca

A_p : Área da secção transversal

c : Coesão do solo

c_a : Adesão entre solo e estaca unitária

C_N : Fator de correção do número de golpes

d : Diâmetro

E : Módulo de elasticidade da estaca

E_s : Média do módulo de elasticidade do solo

E_p : Módulo de elasticidade da estaca.

$E_{oed,i}$: Módulo endométrico da camada i .

E_{oed} : Módulo endométrico

E_{def} : Módulo de deformação do solo

E_{cm} : Módulo de elasticidade do concreto

f_{ck} : Resistência característica do concreto à compressão

f_{ct} : Resistência característica do concreto à tração

f_{yk} : Tensão de escoamento característica do aço

g_f : Fator de assentamento do grupo de estacas

G_e : Fator de eficiência de grupo

H : Profundidade da base da estaca

h_i : Espessura da camada i .

h : Altura do maciço de encabeçamento

H : Força horizontal aplicado

I : Momento de inércia da estaca

I_0 : Fator de influência de assentamento para estaca incompressível (Anexo A)

I : Fator de influência de assentamento no topo da estaca

k_h : Reação horizontal unitária do solo

k : Reação total do solo

k_{dc} : Profundidade crítica

K : Coeficiente de impulso lateral

L : Comprimento

L_3 : Comprimento inserido em areia densa

N_q, N_c e N_γ : Coeficientes relacionados respectivamente ao ângulo de atrito interno do solo, dimensões da estaca e método executivo

\bar{N} : Número de golpes corrigido do SPT

N : Número de golpes médio do SPT

η, η_g : Fator de eficiência de grupo

n : Número de estacas do grupo

n_x : Número de estacas na direção x

n_y : Número de estacas na direção y

N : Força axial aplicada

p : Perímetro da estaca

P : Carga axial aplicada na cabeça da estaca.

q_{bk} : Tensão normal limite na base da estaca

q_{si} : Tensão normal limite de cisalhamento ao longo do fuste

$Q_{u,G}$: Resistência lateral última de grupo de estacas

Q_u : Resistência lateral última de estaca isolada

q_b : Resistência normal na ponta

q_s : Resistência de cisalhamento ao longo do fuste

R_k, R_c : Capacidade de carga total de uma estaca

R_{sk}, R_s : Capacidade de carga lateral

R_{bk}, R_b : Capacidade de carga de ponta

$R_{k,G}$: Capacidade de carga do grupo de estacas

R_k : Fato de correlação referente a compressibilidade da estaca ao solo (Anexo A)

R_b : Fator de correlação que leva em conta a posição do estrato rígido (Anexo A)

R_ν : Fator de correlação que leva em conta o coeficiente de Poisson (Anexo A)

R_{bk} : Capacidade de carga de ponta

R_{sk} : Capacidade de carga lateral

R : Raio da circunferência que passa pelo centro das estacas com ponto central no centro do maciço

S : Espaçamentos entre os centros das estacas do grupo

S : Assentamento na cabeça da estaca.

$S_{máx}$: Assentamento máximo da estaca.

S_g : Assentamento total do grupo de estacas.

s_0 : Assentamento de uma estaca isolada

s_i assentamento na camada i

S_l : Superfície lateral.

V : Volume

V_i volume de subdomínios

γ : Peso volúmico do solo

y : Deslocamentos

γ_{sat} Peso específico saturado

σ'_n : Tensão horizontal da estaca

Φ : Ângulo de atrito formado entre o solo e a estaca

σ'_{v0} : Tensão vertical efetiva

σ'_v : Tensão vertical efetiva no fuste da estaca

ψ : Ângulo com tangente expresso em graus $tg\psi = \frac{d}{s}$, onde s é o espaçamento axial entre estacas e d é o diâmetro das estacas

α : Proporção de carga aplicada transferida pela base

$\sigma_{z,i}$: Componente vertical do aumento de tensão no centro da camada i

β : ângulo de dispersão do solo

ϑ : Coeficiente de Poisson

1 INTRODUÇÃO

A principal função do engenheiro calculista é garantir um dimensionamento eficiente para as solicitações dos carregamentos, evitando a ocorrência de falhas e levando em conta alterações atípicas no terreno, sem que a estrutura esteja sobredimensionada.

As fundações são parte destes projetos de dimensionamento, sendo estas extremamente fundamentais, responsáveis pela sustentação de toda a edificação acima. Em especial, as fundações profundas distribuem os esforços nas camadas de maiores profundidades do maciço rochoso ou terroso, utilizada no caso de os solos superficiais não apresentarem alta resistência. Ao se optar por esta solução estrutural, deve-se ter conhecimento sobre o comportamento da interação solo-fundação, sendo necessário saber a capacidade de carga vertical e horizontal, as distribuições dos esforços e deslocamentos máximos, entre outras variáveis de acordo com cada método escolhido para o dimensionamento.

1.1 OBJETIVOS

Esta dissertação tem como objetivo analisar a capacidade de carga vertical (através do método NAVFAC DM 7.2), assentamento (através do método dos elementos finitos e Poulos & Davis (1980), comparando os resultados de ambos) e eficiência do grupo de estacas, através do software de análise geotécnica GEO5 versão 2020, alterando os parâmetros geométricos das mesmas (diâmetro, comprimento e espaçamento entre estacas) e também o ângulo de atrito interno do solo e verificar a influencia destas alterações nos resultados obtidos. Além disso, também espera-se obter os padrões de alteração nos valores finais de capacidade de carga em cada caso nos modelos de estacas escavadas de betão armado.

1.2 ENQUANDRAMENTO TEÓRICO

Desde os tempos primórdios se tem conhecimento da importância do solo na evolução e no desenvolvimento do ser humano, e para a engenharia isso não se faz diferente. A geotecnia é definida como o estudo da relação entre o solo e as alterações nele sofridas, além disso, as análises in situ ajudam a determinar as características físicas e mecânicas no local da construção, facilitando os projetos relacionados a edificação.

Apesar do termo engenharia geotécnica ser utilizado desde muito anos atrás, esta área de estudo enfrenta grandes dificuldades para chegar em resultados precisos e consistentes. Isso ocorre devido ao solo se tratar de um material heterogêneo, se comportando sempre de maneiras diferentes mesmo em condições idênticas para amostras diferentes. Portanto, é de mais fácil acesso no meio acadêmico estudos que se utilizam de validação através de métodos empíricos, os quais consideram as propriedades dos solos constantes em toda análise, ou seja, utilizando amostras cujas características se estendem igualmente para todo o volume local.

Estes problemas em determinar as características do solo afetam diretamente a obtenção de fundações eficientes estruturalmente, em especial no caso das consideradas profundas, havendo a possibilidade de estarem contidas em inúmeras estratificações e camadas de solos com propriedades físicas e químicas diferentes, assim, grandes dificuldades de dimensionamento podem surgir ao se deparar com condições inesperadas de comportamento dos mesmos.

Por fim, é de suma importância a realização de projetos como este de simulações e análises computacionais, podendo gerar uma gama de informações cada vez mais útil, além de possibilitar a comparação de métodos e variáveis com seus respectivos graus de influência no comportamento estrutural da fundação e, assim, gerar economia tanto de tempo quanto financeira para o engenheiro projetista e organização a qual faz parte.

1.3 Estrutura da Tese

Neste trabalho serão apresentados 5 capítulos, sendo o primeiro referente a introdução, objetivos os quais serão abordados ao decorrer do texto, bem como um breve enquadramento teórico das dificuldades em se estudar o comportamento das fundações profundas.

No capítulo dois encontra-se as classificações de fundações como tema inicial e, posteriormente estado de arte oferecido pela literatura educacional existente referente à distribuição dos esforços solicitantes nas estacas, métodos de determinação da capacidade de carga vertical e horizontal e, por fim, de assentamento.

Ademais, no capítulo três está especificado os casos de estudo realizados para elaboração deste trabalho, e logo a seguir, no capítulo quatro, os resultados correspondentes ao que foi descrito bem como suas respectivas análises.

Por fim, no capítulo cinco é apresentado as conclusões e considerações finais de todo o processo, além de sugestões para trabalhos futuros. Finalmente, é referenciado o que é apresentado neste estudo, seguido pelos anexos auxiliares ao entendimento.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 FUNDAÇÕES

É denominada de fundação a estrutura de uma edificação responsável por transmitir as cargas solicitadas para o solo, além disso, atua também na estabilidade da construção, indicando através de deformações aceitáveis se há segurança ou necessidade de reparos.

Para determinar o tipo de fundação a ser utilizado, um estudo prévio quanto ao solo e as cargas atuantes é indispensável. Com isso, deve-se garantir que o tipo utilizado atenda os requisitos básicos que são: deve ser capaz de transmitir as cargas da edificação a todas as camadas do terreno sem que ultrapasse o estado limite último (sem ruturas), garantir que as deformações das camadas subjacentes de solo sejam compatíveis com as da estrutura (estado limite de utilização), não causar danos às estruturas vizinhas durante a execução e condizer com os limites econômicos do projeto (Braja 2016).

Os tipos de fundações podem ser divididos em dois grandes grupos: as fundações superficiais, também chamadas de rasas ou diretas, e as profundas conhecidas como indiretas, além disso, também pode-se utilizar uma junção das duas soluções, que nesse caso é caracterizada como fundação mista.

2.1.1 Fundações superficiais

As fundações superficiais, como sugerido pelo nome, são caracterizadas por transferirem as cargas solicitadas pela superfície nas primeiras camadas de solo, quando as mesmas possuem boa resistência, ou seja, não são necessárias grandes escavações para sua implantação, uma vez que não há necessidade de que as estruturas alcancem camadas mais profundas de solo. Além disso, a transmissão de cargas às camadas é feita exclusivamente através da base do elemento estrutural.

A restrição para a escolha dessa opção, é quando no terreno existe lençol freático em uma posição alta, neste caso deve-se optar pela utilização de fundações profundas ou o abaixamento do lençol freático.

Os tipos de fundações diretas mais utilizados estão listados abaixo.

- i. **Blocos:** São usualmente de betão, podendo ser também de alvenaria ou

bloco de rochas. Não necessariamente há necessidade de utilização de armaduras, uma vez que geralmente apresentam grandes alturas, conferindo assim considerável “rigidez”. Essa estrutura trabalha em estado de compressão simples (Figura 1a).

- ii. **Sapatas:** São estruturas de betão armado com pequena altura quando comparada com as dimensões de sua base, caracterizada também por ser “semiflexível”. Ao contrário dos blocos, a atuação das sapatas se dá através da flexão (Figura 1b).
- iii. **Vigas:** Existem três tipos de vigas utilizadas em situações diferentes. Quando se trata de receber as solicitações de dois pilares ou mais alinhados e constituída de betão armado, chama-se de viga de fundação, se não armada é denominada viga baldrame. Caso a viga sirva para conectar uma sapata com outra adjacente, chamamos de viga alavancada. Este último caso é utilizado quando o centro de gravidade do pilar não coincide com o centro de gravidade da sapata, sendo necessário para absorver o momento resultante dessa excentricidade de carga (Figura 1c).
- iv. **Radier:** É o elemento de betão armado que une todos os pilares, recebendo toda a carga transmitida por eles. É extremamente rígido, sendo assim evita que a edificação sofra grandes assentamentos. É utilizado em caso de a soma das áreas das sapatas ultrapassarem os 50% da área total da construção (Figura 1d).
- v. **Grelha:** É denominada gelha o conjunto de vigas de fundação que se cruzam nos pilares da edificação (Figura 1e).

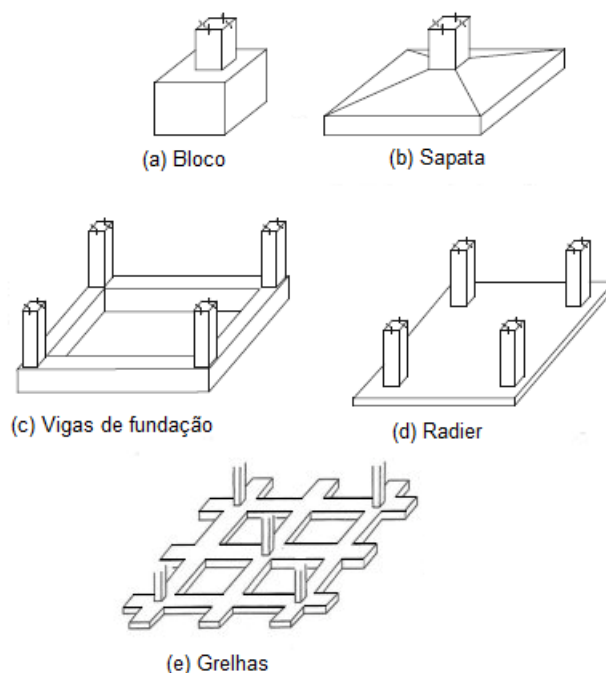


Figura 1-Tipos de fundações superficiais. Adaptado de DIRCEU, 2011.

2.1.2 Fundações profundas

As fundações profundas, também chamadas de indiretas, são estruturas que transmitem as cargas solicitantes da edificação às camadas mais profundas, quando as camadas mais superficiais não possuem resistência suficiente, sendo assim necessário uma escavação mais acentuada em busca da estabilidade, podendo às vezes chegar até a rocha-mãe a qual deu origem ao solo. Ademais, pode-se considerar que uma fundação é chamada de profunda quando a relação entre o comprimento e seu diâmetro é superior a 8.

Os principais tipos de fundações profundas são:

- i. **Estacas:** São peças cilíndricas ou prismáticas, alongadas que se cravam ou são produzidas diretamente no solo para transmitir as cargas para as camadas mais profundas e resistentes, podem agir isoladamente ou, com mais frequência de ocorrência, em grupos de estacas. Nesta categoria, pode existir muitos tipos, como por exemplo a estaca em hélice, a pré-moldada e a escavada, sendo muitas das variações de nomenclatura derivadas de sua forma de implantação.

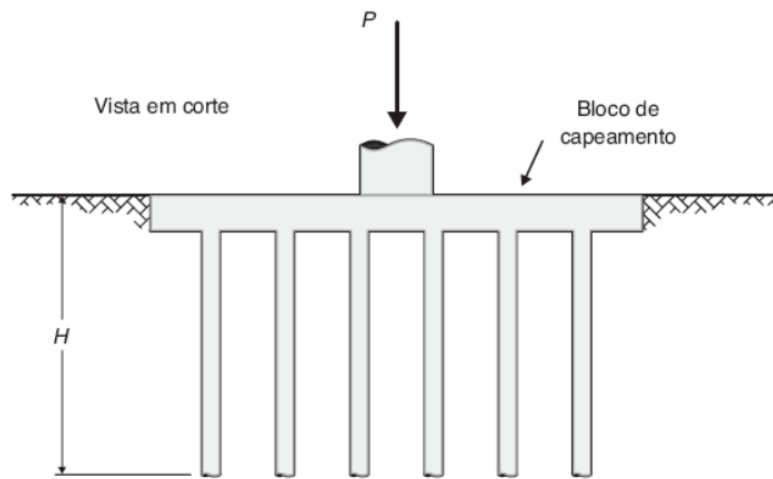


Figura 2-Esquema de vista lateral de grupo de estacas. Com a força P sendo o carregamento vertical cuja fundação é submetida. Albuquerque, 2020.

- ii. **Tubulões:** Utilizadas essencialmente pelo aumento da resistência de ponta, são fundações de forma cilíndrica, base alargada ou não.

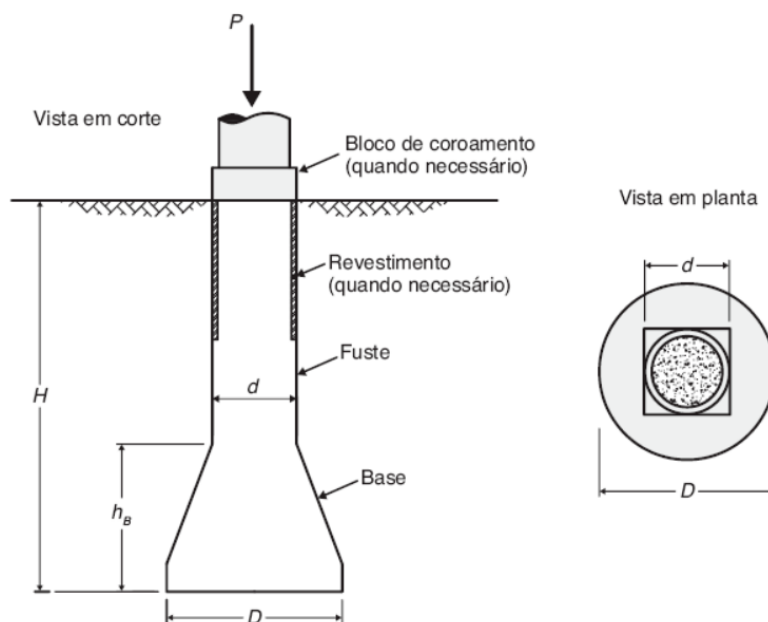


Figura 3 - Esquema de vista lateral e secção transversal de tubulões. Com a força P sendo o carregamento vertical cuja fundação é submetida. Albuquerque, 2020.

- iii. **Caixões:** Possui seção retangular ou prismático, com volumes muito maiores que os tubulões, é fixado com betão armado na superfície e

implantado através de escavação interna. Normalmente é escolhido no caso de construções com estruturas subaquáticas.

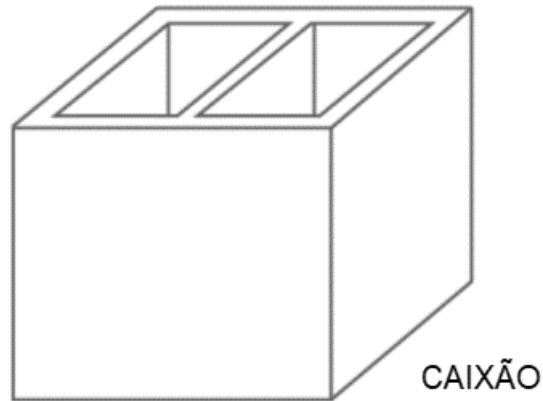


Figura 4 - Representação esquemática de fundação de caixaão. Adaptado de DIRCEU, 2011

2.1.3 Fundações mistas

As fundações mistas, como sugere o nome, é a associação entre as fundações profundas e rasas.

Abaixo segue dois exemplos de fundações mistas.

- i. **Sapatas sobre estacas:** A associação das soluções de estaca e sapada, sendo chamada também de “estaca T” (Figura 5a).
- ii. **Radiers estaqueados:** A associação entre estacas (ou tubulões) e radiers, transfere cargas parte por tensões de contato em sua base e parte por atrito lateral e parte pelas pontas das estacas (Figura 5 b e c).

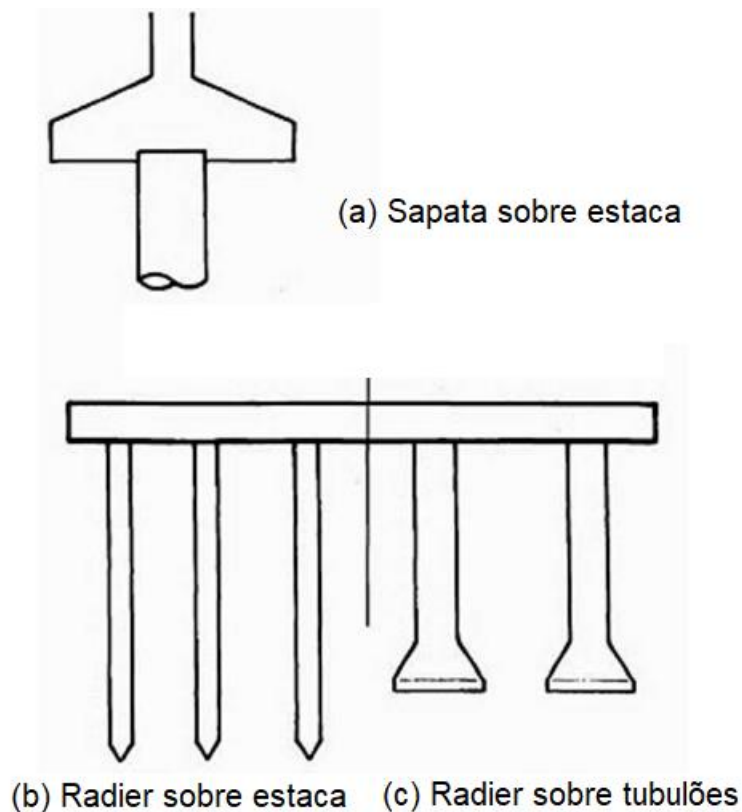


Figura 5 - Representação esquemática de fundações mistas. Adaptado de DIRCEU, 2011

2.2 INTERAÇÃO DO SOLO COM A FUNDAÇÃO

Para o estudo dessa interação, assume-se que a estaca se trata de um elemento rígido imerso em um meio parcialmente elástico (solo), dessa maneira, obtém-se o comportamento da estrutura resultante das características do solo em si e do processo de execução da utilizado para a inserção do elemento (Albuquerque, 2020).

A função estrutural das estacas é de transmitir as solicitações superficiais às camadas profundas do maciço natural a qual esta inserida, tais solicitações podem ser de natureza axial de compressão (podendo exercer também tração), sendo estas na grande maioria dos casos verticais, transversais (neste caso, horizontais) e também solicitações de momentos. Desta forma, pode-se verificar a maneira com que ocorre a transferência das solicitações, sendo esta dividida em uma parcela referente ao atrito lateral ao longo do fuste, chama de resistência lateral, e uma segunda parcela mobilizada pela resistência de base ou de ponta (Figura 6).

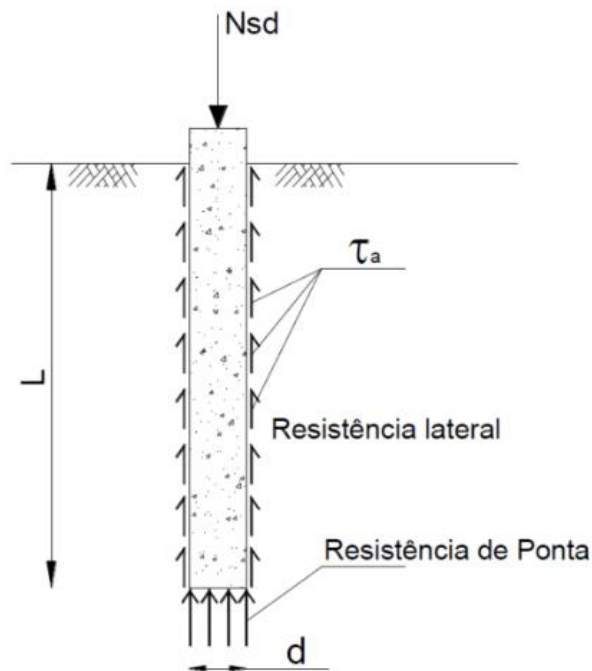


Figura 6 - Distribuição de esforços na estaca. Sendo L seu comprimento, d o diâmetro e τ_a o valor da tensão lateral. Adaptado de DIRCEU, 2011

As componentes de distribuição somadas constituem o equilíbrio estrutural do conjunto, tanto da fundação quanto do solo, uma vez que, para se determinar estas componentes, deve-se levar em conta a estratificação do meio cuja fundação esta inserida e suas propriedades mecânicas, bem como o método de calculo utilizado, a grandeza das solicitações atuantes e as propriedades geométricas da estaca.

Todos as estacas mobilizam esforços nas duas parcelas descritas anteriormente, porém há uma nomenclatura convencional, sendo chamadas **estacas flutuantes** as estacas cuja parcela de mobilização por atrito lateral ser de aproximadamente 80% do valor total, e de **estacas de ponta** no caso de esse mesmo percentual ser transferido através da resistência de ponta. Quanto mais profundas forem as estacas, maior é a possibilidade de se trabalhar com uma estaca flutuante, ou seja, maior o percentual da mobilização lateral, ao se tratar do fenómeno inverso, ou seja, estacas com menor comprimento, ocorre uma maior contribuição referente a ponta da fundação (estacas menores).

2.1.4 Capacidade de carga axial

De acordo com Rebello (2008), a capacidade de carga total de uma estaca (R_k) é derivado da soma das duas parcelas descritas acima, a referente a capacidade de carga lateral (R_{sk}) e a referente a suportada pela ponta (R_{bk}), como mostrado na Equação 1, tida como equação geral. Esta expressão considera que não há influencia entre os dois fatores, mesmo isto sendo uma convenção estritamente correta, na prática as diferenças são desprezíveis.

$$R_k = R_{bk} + R_{sk} \quad (1)$$

De acordo com as atribuições do Eurocódigo 7, deve-se considerar uma margem de segurança ao realizar o dimensionamento da estrutura, fazendo com que as resistências sejam reduzidas por coeficientes de minoração característicos aos métodos de implantação, mostrados no quadro abaixo. Após a redução, os valores respetivos são chamados de resistência de projeto.

Coeficientes parciais	γ_b (ponta)	γ_s (lateral)	γ_t (total)
Estacas cravadas	1,3	1,3	1,3
Estacas escavadas	1,6	1,3	1,5
Estacas por trado contínuo	1,45	1,3	1,4

Quadro 1 - Coeficientes parciais de segurança para minoração de resistência de estacas conforme EC7.

FONTE: Eurocódigo 7 – Parte 1, 2010. Anexo A (adaptado)

Por sua vez, os valores de R_{bk} e R_{sk} são determinados através das Equações 2 e 3 a seguir.

$$R_{bk} = A_b * q_{bk} \quad (2)$$

$$R_{sk} = \sum_i A_{si} * q_{si} \quad (3)$$

Em que: A_b : Área da base da estaca [m²]

q_{bk} : Tensão normal limite na base da estaca [kN/m²]

A_{si} : Área da superfície lateral da estaca [m²]

q_{si} : Tensão normal limite de cisalhamento ao longo do fuste [kN/m²]

Os valores correspondentes as tensões descritas acima podem ser obtidas através de inúmeros métodos, tanto empíricos como semiempíricos a partir de parâmetros obtidos em ensaios locais ou laboratoriais, respetivamente. Dentre as possibilidades de ensaios que se possa determinar as tensões reais, os mais conhecidos são: análise estática, sondagens (SPT, CPT e PMT) métodos dinâmicos e ensaios de carga. (Prakash & Sharma, 1989). Tais métodos geram entre si variações muito grandes de valores, sendo necessário o estudo do projeto em questão e determinação da formulação mais adequada.

2.1.4.1 Resistência de ponta

Genericamente, pode-se determinar o valor da tensão normal de base da estaca de acordo com a Equação 4 de Terzaghi (1943).

$$q_{bk} = cN_c + \gamma H N_q + \frac{1}{2} d \gamma N_\gamma \quad (4)$$

Em que: γ : Peso volúmico do solo [kN/m³]

c : Coesão do solo [kPa]

H : Profundidade da base da estaca [m²]

d : Diâmetro da estaca (ou lado em caso de estacas quadradas) [m]

N_q, N_c e N_γ : Coeficientes relacionados respetivamente ao angulo de atrito interno do solo, dimensões da estaca e método executivo [adimensional]

2.1.4.2 Resistência por atrito lateral

No caso da resistência ao cisalhamento, a equação generalizada é a de número 5 expressa abaixo. De acordo com o Eurocódigo 7, os parâmetros desta equação devem ser minorados de acordo com os coeficientes do Quadro 2, de modo a obter os valores de projeto.

$$q_{sk} = c_a + \sigma'_n \tan\delta = c_a + K \sigma'_{v0} \tan\Phi \quad (5)$$

Em que: c_a : Adesão entre solo e estaca unitária [kPa]

σ'_n : Tensão horizontal da estaca [kN/m²]

Φ : Ângulo de atrito formado entre o solo e a estaca (Quadro 4) [°]

K : Coeficiente de impulso lateral (Quadro 5) [-]

σ'_{v0} : Tensão vertical efetiva [kN/m²]

Ângulo de atrito interno do solo	γ_{Φ}	1,25*
Coesão efetiva	γ_{c}	1,25
Resistência ao corte não drenada	γ_{cu}	1,4
*Coeficiente aplicado a $\tan\Phi$		

Quadro 2 - Coeficientes parciais de segurança para os parâmetros do solo

FONTE: Eurocódigo 7 – Parte 1, 2010. Anexo A (adaptado)

2.1.4.3 Capacidade de carga em estaca isolada para solo não coesivo – Análise estática

O solo não coesivo designa-se como um solo cujas partículas possuem coesão entre si quase ou completamente inexistente, sendo este formado por partículas granulares maiores. Assim, devido a maior facilidade de movimentação das partículas deste solo, o método de construção da fundação pode gerar influencia positiva ou negativa na eficiência da capacidade resistente da estaca, podendo alterar propriedades do solo como por exemplo a densidade. No caso do dimensionamento, por questões de segurança, sempre se opta por considerar a pior hipótese, que neste caso seria assumir

que ocorreu a alteração.

Contudo, alterações nos solos são difíceis de se estimar, sendo estas compensadas através do coeficiente N_q da fórmula, cujos valores e base estão especificados no Quadro 3. Vale ressaltar ainda que, como se trata de um solo não coesivo, não há contribuição de capacidade de carga derivado do fator responsável pela coesão. Além disso, para fins de simplificação, a parcela referente a resistência de ponta é pequena e pode ser desprezada, passando então a ser utilizada para o cálculo as Equações 6 e 7 a seguir.

$$q_{bk} = \gamma D N_q = \sigma'_{vb} N_q \quad (6)$$

$$q_{sk} = \sigma'_n \tan \delta = K \sigma'_v \tan \delta \quad (7)$$

Em que: σ'_{vb} : Tensão vertical efetiva na base da estaca [kN/m²]

σ'_v : Tensão vertical efetiva no fuste da estaca [kN/m²]

De acordo com estudos de Meyherhof (1976), sabe-se que quando maior a profundidade no solo maior a capacidade de carga da estaca, contudo até certa cota, está é denominada de profundidade crítica, sendo a partir desta a posição cujos valores referentes à capacidade se tornam constantes.

Esta profundidade crítica é determinada através do abaco ilustrado na Figura 7, cujo valor depende diretamente do ângulo de atrito interno do solo o qual a fundação esta inserida (Prakash & Sharma 1989).

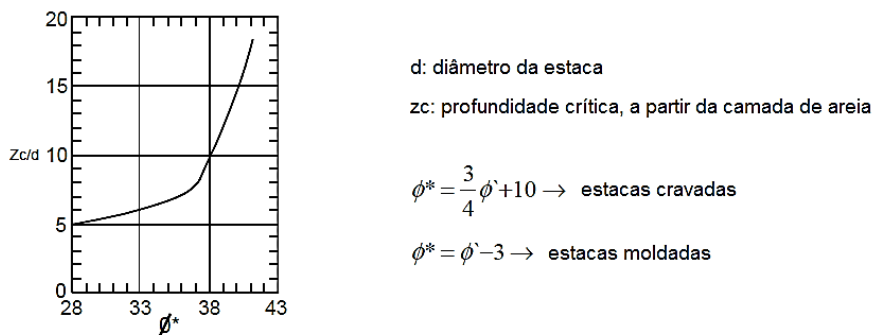


Figura 7 - Ábaco de utilizado para o cálculo da profundidade crítica. Meyherhof, 1976

Φ [°]	N_a	
	Estacas cravadas	Estacas Escavadas
26	10	5
28	15	8
30	21	10
31	24	12
32	29	14
33	35	17
34	42	21
35	50	25
36	62	30
37	77	38
38	86	43
39	120	60
40	145	72

Quadro 3 - Valores do fator de capacidade de carga N_q

FONTE: NAVFAC DM 7.2, 1986, pág. 194.

Estaca de aço	20°
Estaca de betão	$\frac{3}{4} \Phi$
Estaca de madeira	$\frac{3}{4} \Phi$

Quadro 4 - Ângulo de atrito entre solo e estaca

FONTE: NAVFAC DM 7.2, 1986, pág. 193.

Tipo de estaca	K	
	Estaca comprimida	Estaca tracionada
Secção H	0,5 – 1,0	0,3 – 0,5
Cravada	1,0 – 1,5	0,6 – 1,0
Escavada (B<24")	0,7	0,4

Quadro 5 - Coeficiente de impulso lateral K

FONTE: NAVFAC DM 7.2, 1986, pág. 193.

2.1.4.4 Análise empírica baseada no ensaio SPT

Quanto aos ensaios de sondagem no solo, podemos separar em duas grandes categorias: ensaios que analisam o solo através da retirada de amostra deformadas do mesmo (chamadas sondagens de reconhecimento), ou pela retirada de amostras indeformadas. A primeira, utiliza tubos de guia de geralmente 2" de diâmetro, já na segunda o diâmetro destes tubos é de geralmente 6" (Caputo, 2015).

O ensaio SPT (*Standart Penetration Test*) se encaixa no primeiro grupo destes ensaios, utilizando-se de um tubo de 2" de diâmetro que se abre longitudinalmente para a retirada da amostra. De acordo com a NAVFAC DM 7.2 (1986), este método deve ser utilizado única e exclusivamente no caso de projetos em solos granulares, auxiliando na determinação da estimativa de capacidade de suporte das estacas.

Para a determinação das componentes de ponta e atrito lateral das tensões atuantes na estaca, faz-se uso também das formulações de Meyherhof (1976) através das equações abaixo. Para o método NAVFAC DM 7.2 (1986), recomenda-se neste caso usar como fator de segurança os valores de 3 e 4,5 para estacas cravadas e escavadas, respectivamente.

$$q^*_{bk} = 0,4 \left(\frac{\bar{N}}{d} \right) L \leq 4\bar{N} \quad (8)$$

$$q^*_{sk} = \frac{\bar{N}}{50} \leq 1 \text{ tsf} \quad (9)$$

$$\bar{N} = C_N N \quad (10)$$

$$C_N = 0,77 \log_{10} \left(\frac{20}{\sigma'_v} \right); \sigma'_v \geq 0,25 \text{ tsf} \quad (11)$$

Em que: q^*_{bk} : valor dado em tsf.

q^*_{sk} : valor para estacas cravadas [tsf]

d : diâmetro da estaca ou menor lado do retângulo [pés]

L : comprimento da estaca [pés]

\bar{N} : número de golpes corrigido do SPT

N : número de golpes médio do SPT

C_N : Fator de correção do número de golpes (3 ou 4,5)

tsf : unidade de pressão em tonelada por pé quadrado ($\approx 95,8$ kPa)

$q *_{bk} \leq 3\bar{N}$, para solos não coesivos siltosos.

2.1.4.5 Capacidade de carga para grupo de estacas para solo não coesivo

Ao se analisar a capacidade de carga em estacas dentro do grupo, deve-se levar em conta a presença do maciço de encabeçamento o qual faz a interligação das estruturas individuais. Assim, pode-se diferenciar a análise em dois grupos, sendo um deles o que o maciço não está em contato com o terreno, e o segundo cujo maciço está em contato ou imerso nele.

No que se refere ao posicionamento das estacas em grupo, alguns autores como Prakash & Sharma (1989) e a própria norma brasileira NBR 6122, determinam que o valor do espaçamento entre as estacas de grupo deve ser de ao menos três vezes o valor do diâmetro entre elas, evitando que se comportem como um bloco.

O contrário ocorre no caso de a distância entre as estacas ser muito grande, para que uma estaca seja considerada um elemento isolado, o valor deve ser de ao menos sete vezes o diâmetro entre elas, número este que faz com que a tensão (tanto de ponta quanto de cisalhamento) de grupo, de acordo com Vesic (1977), seja o valor da tensão para uma estaca unitária multiplicado pelo número de elementos presentes no grupo. Todavia isto raramente é utilizado na prática, uma vez que o intuito da utilização de fundações em grupo, é garantir que os componentes trabalhem de maneira conjunta. Sendo assim, é necessário considerar um fator de eficiência (em geral negativo) de capacidade de carga total do grupo.

A Figura 8 mostra a influência das estacas de grupo uma sobre a outra de acordo com a distribuição das tensões.

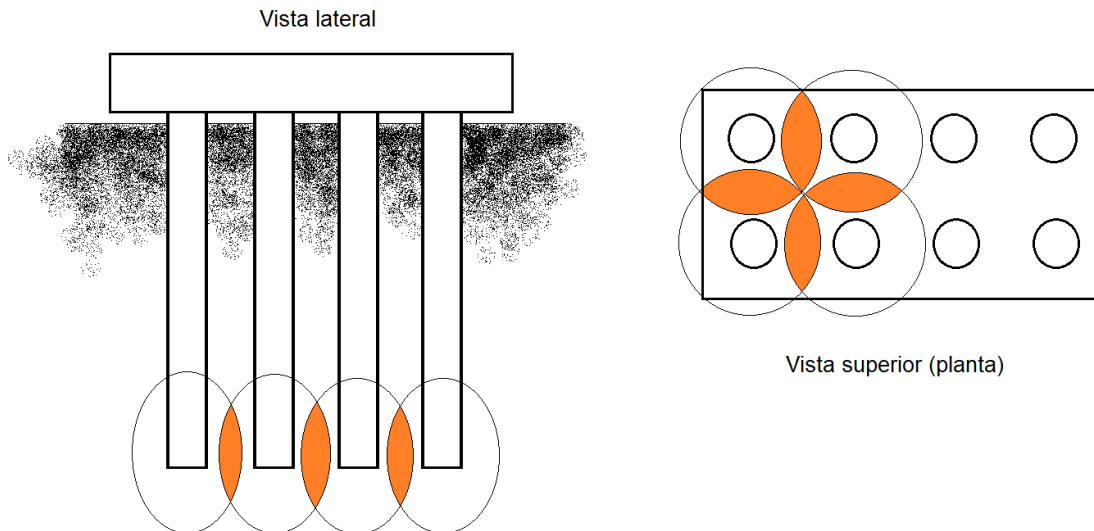


Figura 8 - Bulbo de distribuições de tensões e interferência entre cada estaca. Autoria própria.

Esta inter-relação entre as estacas é denominada de efeito de grupo, fazendo com que a estaca isolada não trabalhe com 100% da sua capacidade. Utiliza-se então um fator de redução que pode variar entre 0 e 1. Quanto maior a quantidade de estacas em um grupo e quanto mais próximas, menor o fator de redução, fazendo com que a fundação se comporte como um bloco, sem haver a distribuições das solicitações de acordo com um grupo, o que não é desejado.

Portanto, a capacidade de carga de grupo é determinada através da Equação 12 a seguir.

$$R_{k;G} = \eta * n * R_k \quad (12)$$

Em que: $R_{k;G}$: Capacidade de carga do grupo de estacas [kN]

η : Fator de eficiência de grupo [-]

n : Número de estacas do grupo

R_k : Capacidade de carga de uma estacas [kN]

Existem disponíveis inúmeras equações empíricas para a determinação da eficiência do grupo de estacas, podendo citar os métodos de Feld (cujo valor da resistência é reduzido 1/16 para cada estada adjacente, não se tratando de estacas específicas), o especificado pela norma UFC 3-220-01A (1997 - valores contantes de acordo com a distancia entre estacas do grupo), a formula de Seiler-Keeney (1944 - cuja equação depende diretamente do numero de estacas em cada eixo e seu distanciamento),

entre outros . Não há uma fórmula que seja irrefutavelmente confiável e estas devem ser utilizadas com cautela, pois podem não ser melhores do que um bom palpite (Venkatramaiah, 1995).

A mais usada na prática é a de Converse-LaBarré (1941), cuja eficiência de grupo é calculada através da Equação 13.

$$\eta_g = 1 - \psi \left[\frac{(n_x - 1)n_y + (n_y - 1)n_x}{90n_x n_y} \right] \quad (13)$$

Em que: η_g : Eficiência do grupo de estacas

ψ : Ângulo com tangente expresso em graus $tg\psi = \frac{d}{s}$, onde s é o espaçamento axial entre estacas e d é o diâmetro das estacas

n_x : Número de estacas na direção x

n_y : Número de estacas na direção y

2.1.5 Capacidade de carga horizontal e deslocamentos

Além de cargas axiais, as fundações estão sujeitas também a cargas transversais (horizontais) e momentos fletores gerados por estas. Tais solicitações podem ser criadas por ações internas do solo, como por exemplo abalos sísmicos, da ação das ondas do mar no continente, entre outros fenômenos. Para que a fundação seja adequada as solicitações, seu dimensionamento tem dois critérios considerados como cruciais: um fator de segurança que evite a rotura e o controle das deformações ao longo da estaca. É a cargo do engenheiro projetista que se realiza estudos dos critérios isoladamente, fazendo com que a estrutura resultante satisfaça ambos (Poulos & Davis, 1980).

Para realizar os cálculos referentes a esta capacidade de carga, duas vertentes de modelos matemáticos podem ser tomadas como as principais que são: os contínuos e os discretos. O primeiro considera o solo como um material elástico contínuo, sendo este uma abordagem mais geral dos problemas, aplicando formulações tridimensionais para analisar a interface entre a estaca e o solo. No segundo modelo, o solo é equiparado como uma serie de molas independentes, como comportamento elástico, podendo ser linear ou não linear, representado pela curva p-y (Santos, 2008).

Durante a realização de qualquer análise, pode-se associar a capacidade de carga horizontal de uma estaca ao estado limite último (situação a qual ocasiona a rutura

da fundação) ou o estado limite de serviço (situação a qual apresenta a máxima deflexão horizontal), sendo selecionado o menor valor dentre eles e realizando o dimensionamento para este.

Antes de se realizar o estudo da capacidade de carga horizontal da fundação, deve-se levar em conta a interação estaca-solo, que depende de inúmeros fatores tanto do solo quanto da construção da fundação. Deve-se identificar como ocorre o deslocamento da estaca, podendo ser diferente caso tenha a cabeça fixa ou livre para sua movimentação, como ilustrado na Figura 9 a seguir (Prakash & Sharma, 1989).

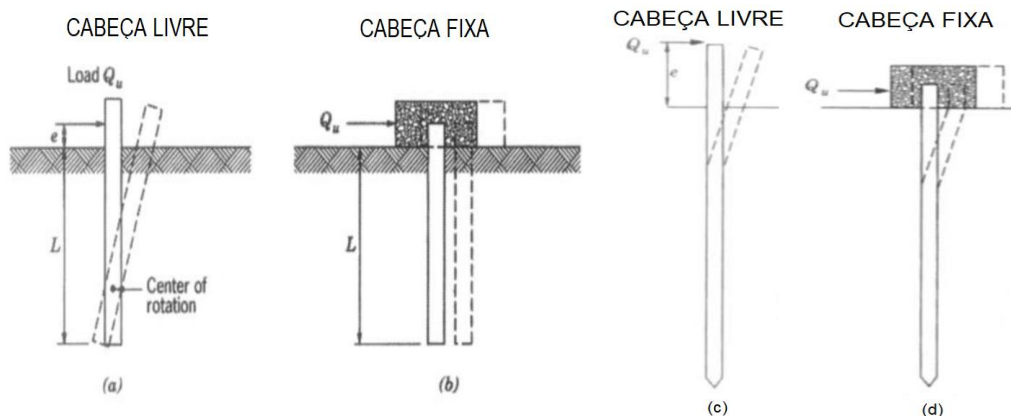


Figura 9 - Deformações para estacas com cabeça fixa e livre (a e b: curtas; c e d: longas). Adaptado de Prakash & Sharma (1989).

Quanto aos métodos de análise, existem inúmeros, como por exemplo: Blum (1932), Brinch Hansen (1961), Matlock & Reese (1956), dentre outros. Consoante a Jaime Santos (2008), com o passar dos anos verifica-se uma evolução tecnológica nos métodos que melhor representam a situação real das distribuições de carga, porém, simultaneamente ao avanço, o uso de métodos de análise complexos é discutível, contendo inúmeras variáveis as quais não se pode ter valores precisos, assim, cada vez mais se torna eficaz o uso de métodos mais simples que geram aproximações coerentes, como por exemplo os que tomam como base o modelo de Winkler. Sendo assim, neste trabalho será abordado o Método p-y (que se utiliza do método dos elementos finitos) e também do modelo de Winkler.

2.1.5.1 Modelo de Winkler (Método da Mola)

O modelo foi proposto de 1867, o qual assimila ao solo um conjunto infinito de molas independentes, que possuem comportamento elástico e linear. A rigidez da mola é considerada como o mesmo valor do coeficiente de reação horizontal unitária do solo (k_h).

Este valor corresponde a uma propriedade do solo estudado e significa a quantidade de pressão necessária para que ocorra um deslocamento unitário no mesmo, independente do eixo. Por conseguinte, ao se multiplicar este valor de k_h pelo diâmetro, obtém-se o módulo de reação total do solo k dado em força por metros cúbicos, como por exemplo MN/m^3 , o qual os valores para cada solo estão no quadro 6 abaixo. (Santos, 2008).

Tipo de solo	k [MN/m^3]
Cascalho arenoso denso	220 – 400
Cascalho médio denso	155 – 300
Areia média	110 – 280
Areia fina	80 – 200
Argila rijá	60 – 200
Argila rijá saturada	30 – 100
Argila plástica	40 – 140
Argila plástica saturada	10 – 80
Argila mole	2 – 40

Quadro 6 - Coeficiente de reação unitária de solos segundo Bowles

Fonte: Bowles, 1997. Tabela 16-4 (adaptada)

Para o desenvolvimento do modelo, considera-se uma viga (peça linear) que está apoiada em um meio elástico (Figura 10), considerando as mesmas equações já conhecidas da Resistência dos Materiais, geralmente desprezando a influência dos esforços normais. A equação final segue assim o padrão da Lei de Hooke, a análise é dada pela equação 14.

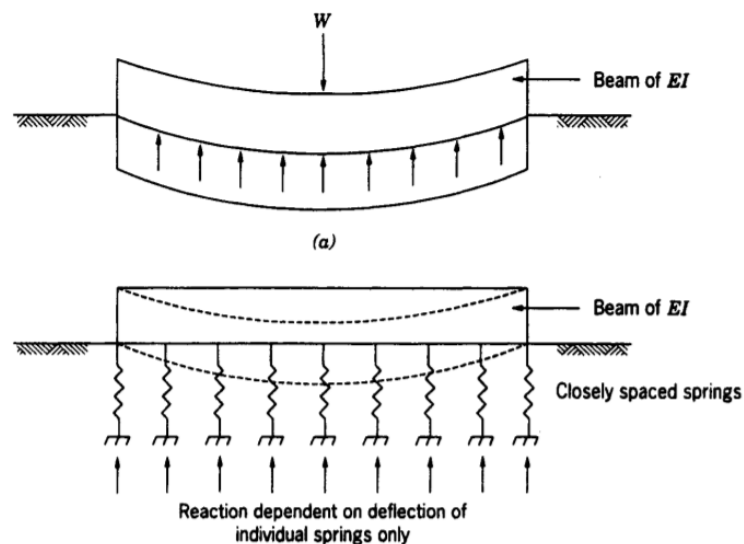


Figura 10 - Modelo de solo de Winkler. Prakash & Sharma, 1989 – figura 6.6.

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} = k(x)y \quad (14)$$

Em que: E : Módulo de elasticidade da estaca

I : Momento de inércia da estaca

k : Módulo de reação do solo (rigidez da mola)

y : Deslocamentos

A solução desta equação pode ser obtida através dos métodos analítico ou numérico, contudo foi realizado por Hentenyi (1946) a solução analítica em vários modelos apenas para o caso em particular o qual o valor de k é constante de acordo com a profundidade, sendo para os outros casos de valores de k uma solução mais complicada, priorizando assim a solução numérica simplificada (Souza, 2008).

Quanto ao comportamento de k ainda pode-se afirmar que, por mais que o modelo de Winkler considere um comportamento elástico linear, na realidade a função entre o deslocamento (y) em relação a carga aplicada na fundação (p) não é linear. Isso se dá devido a enorme sensibilidade que a variação do deslocamento apresenta em relação ao valor do módulo de rigidez, o que seguiria uma função como o que é mostrado na Figura 11. Porém, só é realmente necessário se considerar essa relação como não linear no caso de a capacidade de carga transversal ser estritamente importante no dimensionamento da fundação em questão, caso contrário, considerar o modelo com um comportamento elástico e linear é frequentemente satisfatório para se estimar os efeitos dos esforços nas estacas. (Souza, 2008).

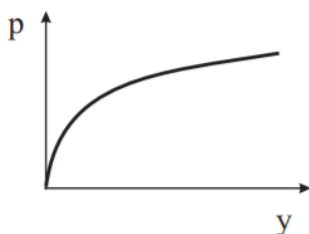


Figura 11 - Exemplo de comportamento de gráfico p-y para comportamento não linear do solo. Souza, 2008.

Vale ainda ressaltar que, para a determinação da rigidez das molas verticais, utiliza-se valores de estacas flutuantes, e esta rigidez pode ser determinada a partir dos

parâmetros inseridos do solo em estudo e das cargas inseridas nos modelos. Outro fator crucial para a análise, é determinar o tipo de ligação entre as estacas e o maciço de encabeçamento, podendo ser através de rótula (restringindo o valor do momento fletor) ou um apoio fixo (o qual gera valores de momento), como mostrado na Figura 12.

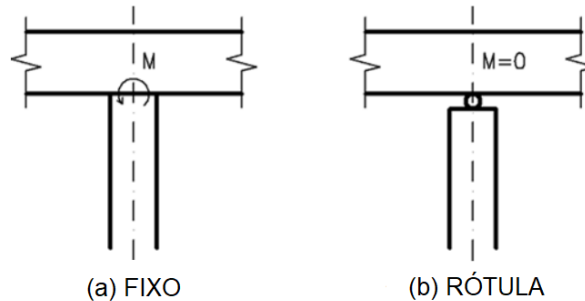


Figura 12 - Opções de ligação entre estaca e maciço de encabeçamento. Software GEO5, 2020 (adaptado).

Por fim, a análise deste método através do método dos elementos finitos (MEF), divide-se a estaca em segmentos iguais, definindo assim os valores das molas horizontais e verticais. Ademais, para uma melhor representação do comportamento real, ao se tomar como uma base o valor da rigidez de uma estaca unitária, para o grupo, deve-se reduzir o valor da rigidez de acordo com o posicionamento da estrutura no grupo. No caso da rigidez horizontal, o valor é reduzido em 0,5 e 0,25 para estacas exteriores e interiores, respectivamente. Já para a rigidez das molas verticais, a redução é de 0,5 e 0,1 para exteriores e interiores. Ademais, as molas posicionadas na base inferior das estacas não sofrem esta alteração (software GEO5, 2020).

2.1.5.2 Método p-y

O Método p-y é baseado no modelo massa-mola de Winkler, podendo assim ser utilizado em solos estratificados, além de permitir a projeção dos resultados obtidos a longo prazo. Esta análise gera curvas denominadas p-y, as quais representam a reação do subsolo em função do que ocorre quanto a deflexão lateral da estaca (Ruigrok, 2010).

A Figura 13 mostra como ocorre a deflexão em uma estaca unitária juntamente com a representação da curva p-y, no caso de uma estaca longa e com a cabeça livre.

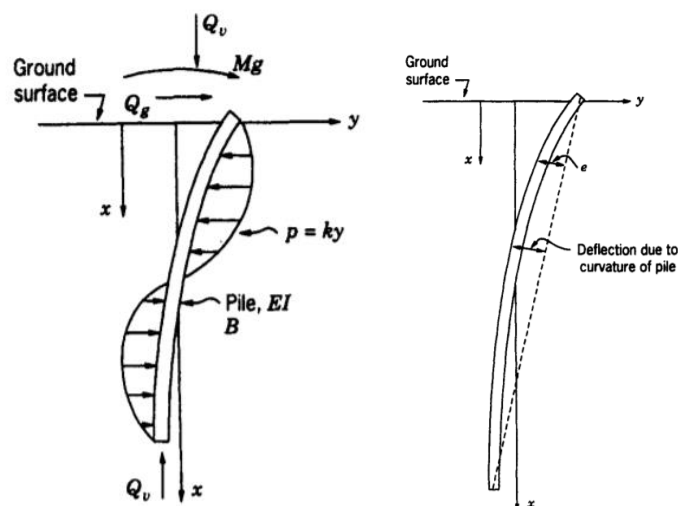


Figura 13 - Exemplo de deflexão de estaca isolada com o método p-y. Prakash & Sharma, 1989.

Segundo Prakash & Sharma (1989), como uma vantagem do método pode-se citar que ele não depende da geometria e nem da rigidez da estaca, com estas simplificações, pode-se projetar os resultados de uma curva p-y conhecida para outros casos práticos, podendo assim estimar de maneira satisfatória a deflexão lateral da estaca juntamente com sua rotação, o momento fletor, a reação do subsolo e a força de corte atuante em qualquer cota da estaca.

Como um ponto negativo do método, Budhu (2013) destaca o fato de ele ignorar o efeito de continuidade do solo provindos de outros elementos estruturais ao redor da fundação, além de desconsiderar a resistência do solo ao cisalhamento, podendo fazer grande diferença nos valores finais dependendo da construção a ser estudada.

Ao se realizar o estudo para um grupo de estacas, o valor da resistência lateral total pode ser expresso através da equação 15 abaixo.

$$Q_{u,G} = G_e n Q_u \quad (14)$$

Em que: $Q_{u,G}$: Resistência lateral última de grupo de estacas

G_e : Fator de eficiência de grupo

n : Número de estacas no grupo

Q_u : Resistência lateral última de estaca isolada

Os valores para G_e para os solos não coesivos estão apresentados no quadro 7 a seguir.

S/D	G_e
3	0,5
4	0,6
5	0,68
6	0,70

S: *Espacamentos entre os centros das estacas do grupo (m)*; **D:** *Diâmetro das estacas do grupo (m)*

Quadro 7 - Eficiências de grupo em solos não coesivos

FONTE: Prakash & Sharma, 1989 (adaptado).

2.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Muitos dos métodos de análise utilizados na literatura são baseados no método dos elementos finitos, uma vez que se trata de um método matemático que é capaz de analisar a fundação de maneira completa, porém menos complexa, se utilizando de diferenças finitas. De acordo com Azevedo (2003), para o âmbito da engenharia estrutural, o Método dos Elementos Finitos (MEF) resulta na determinação da deformação e do estado de tensões de um sólido de geometria arbitrária, submetido a carregamentos exteriores. Este tipo de cálculo tem a função de análise de estruturas em geral, podendo ser utilizada em inúmeros casos como por exemplo, no estudo de edifícios, pontes, barragens, etc.

Este método divide a estrutura em um número finito de elementos, unidos entre si através de nós denominados pontos discretos. Pode-se realizar a divisão do sistema em quantos subdomínios se julgar necessário para que o resultado seja cada vez mais coerente com a realidade, quanto maior o número de nós, mais fiel e completo se torna os resultados, porém, ao passo que o se adiciona mais divisões, mais difícil e complexa se torna a análise, aumentando assim o numero de equações no sistema a ser resolvido (Lotti et al., 2006).

Consoante Soriano (2003), para o processo de transformação do modelo físico em modelo matemático, deve-se realizar o processo de discretização, o qual se defini a malha de pontos interligados, os quais gerarão matrizes de rigidez local com as

propriedades dos elementos individuais. Após as matrizes são agrupadas de maneira a formar o sistema global de equações (matriz global de rigidez) da estrutura, correspondendo ao comportamento do sólido de maneira contínua, considerando assim a influencia de cada integrante no todo. Por fim, com o sistema determinado pode-se então determinar o comportamento de cada elemento, a partir da aplicação das condições pré conhecidas, como restrições de deslocamento ou rotação, forças externas, propriedades geométricas, entre outros, e chegando aos valores nodais de deslocamento e/ou forças. Segundo Alves (2007), a relação de cada elemento adjacente é dada através da resultante entre as forças aplicadas em cada ponto discreto, substituindo assim o equilíbrio global estrutural pelo equilíbrio do elemento.

Logo, com a solução das equações se pode ter conhecimento dos esforços e deslocamentos referentes a cada segmento, podendo extrapolar os resultados para qualquer ponto da estrutura global através de interpolação das funções.

Para a resolução dessas equações, algumas simplificações devem ser consideradas. Assume-se a linearidade física e geométrica da estrutura, em outras palavras, considera-se que a estrutura segue uma deformação linear (segundo a Lei de Hooke) sem influencia dos deslocamentos (sempre em estado indeformado). Além disso, considera-se o comportamento da estrutura como um comportamento elástico, desconsiderando assim os efeitos gerados por forças de inercia ou amortecimentos estruturais. (Azevedo, 2003).

Vale ressaltar ainda que, se a estrutura global for considerada em equilíbrio estático, cada um dos segmentos também estará, de modo que a elaboração do diagrama de corpo livre é igual para ambas as partes (estrutura global ou local) (Soriano, 2003).

Com o intuito de ilustrar um típico estudo através do método dos elementos finitos, as figuras 14 de a até e mostram desde a discretização até a análise de tensões de uma estrutura do tipo consola curta de pequena espessura, sujeita a ações indicadas na figura 14. Esta estrutura foi dividida em 92 elementos finitos quadriláteros, estão assinalados na figura também os 10 nós ligados ao meio exterior (Azevedo, 2003).

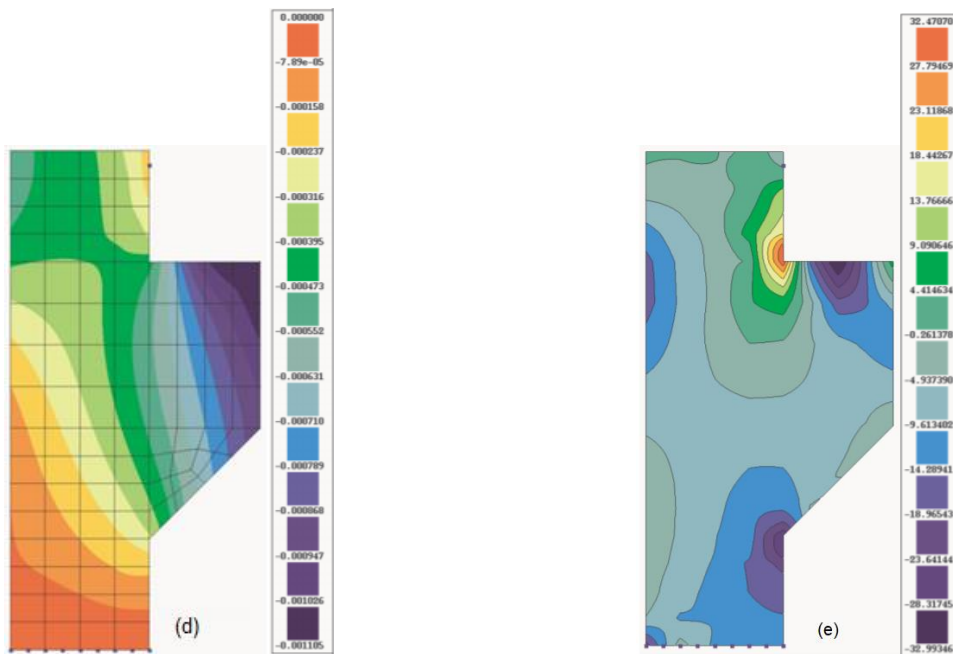
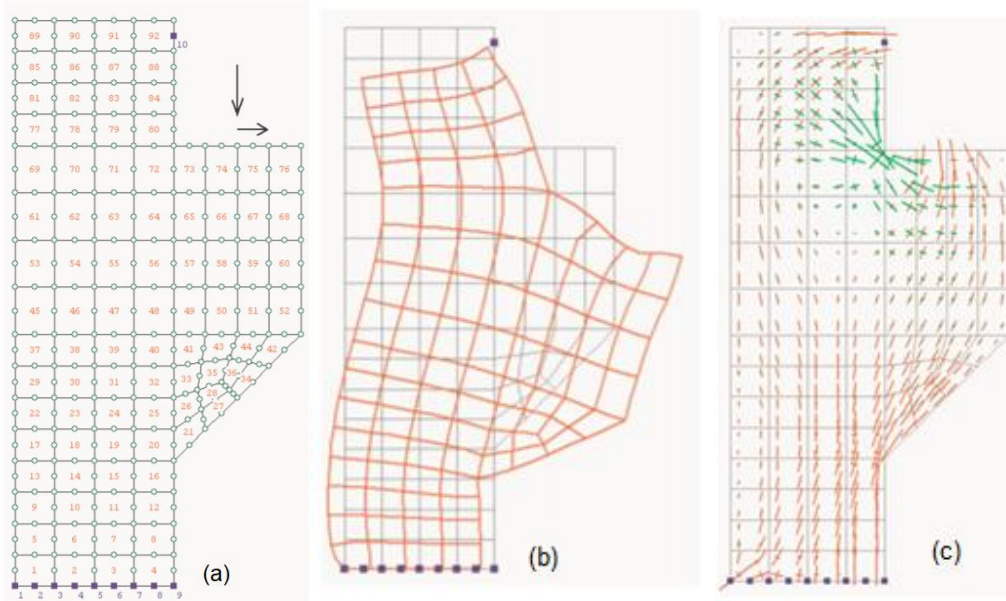


Figura 14 - Aplicação do Método dos Elementos Finitos.

- (a) Malha de elementos finitos e ação exterior;
- (b) Malha deformada representada sobre a estrutura indeformada;
- (c) Tensões principais e respectivas direções;
- (d) Campo de deslocamentos verticais;
- (e) Campo de tensões normais segundo um eixo vertical

FONTE: Azevedo, 2003 (adaptado).

2.1.6 Fundamentos do MEF

Segundo Azevedo (2003), a equação fundamental do método dos elementos finitos consiste em uma integral, a qual permite substituir a integral de um domínio complexo de volume igual a V para um conjunto somatório de integrais estendido sobre os segmentos de geometria simples, também com volume V . Esta técnica pode ser exemplificada através da integração da função de volume a seguir.

$$\int_V f dV = \sum_{i=1}^n \int_{V_i} f dV \quad (15)$$

Em que: V : Volume do domínio

Da equação acima, pressupõe-se que:

$$V = \sum_{i=1}^n V_i \quad (16)$$

Com a resolução de todos os integrais referentes aos subdomínios de V_i , pode-se então realizar o somatório e obter a integral resultante para todo o domínio. Cada um destes subdomínios corresponde a um elemento finito com geometria conhecida simples, assim, o somatório destes corresponde ao elemento global. No caso do MEF, a equação integral é proveniente do método dos resíduos pesados ou de algum princípio variacional, porém o princípio mais utilizado para a descrição destas formulações é o Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV) (Azevedo, 2003).

Para as análises de fundações profundas, o método dos elementos finitos é utilizado em inúmeros softwares de dimensionamento, podendo ser citado como exemplo o FSAFEM, o ANSYS, RFEM entre outros.

Para estacas, segundo o modelo de escoamento de Tresca (1865), pode-se dizer que dependendo do tipo de carregamento sofrido a análise deve ser escolhida, ou seja, quando se trata de uma estaca carregada apenas transversalmente, uma análise assimétrica já faz-se suficiente para determinar as deformações da estrutura. Porém no caso de haver outros tipos de carregamentos se torna essencial uma análise tridimensional.

Além disso, ao se tratar de estacas, deve-se dar mais atenção ao plano mais importante de análise, que é a interface entre a superfície da estrutura e o solo, nesta são apresentados os valores mais importantes referentes ao comportamento do sistema,

portanto, para evitar os erros é crucial a utilização de uma malha mais refinada nesta superfície de contato, isto é, com uma maior quantidade de nós. A escolha por não utilizar esses pontos discretos na interface dos materiais pode gerar resultados significativamente diferentes com o comportamento real, sendo o cálculo da resistência por atrito lateral o mais impactado por isso devido a posição de onde ocorre este esforço de cisalhamento (solo-estaca).

Porém, de acordo com Potts & Zdravikovic (2002), se a estaca for carregada apenas com esforços axiais, a falta de elementos na interface da fundação com o solo não demonstra grande variáveis, porém no caso de outros tipos de carregamento (horizontal e momento), a falta dos mesmos elementos pode acarretar diferenças significativas no comportamento estrutural.

A utilização dos elementos de interface também é indispensável para verificação da ocorrência de rotura de acordo com o carregamento, sendo comprovado através de estudo de Potts & Zdravikovic (2002) que, em certos modelos o desprezo na utilização dos elementos não mostra a ocorrência de roturas, mas quando se adiciona o refinamento da malha, a rotura se torna visível.

Por fim, no caso de um estudo de estacas em grupo, comumente se utiliza um estudo tridimensional não linear para uma única estaca e depois ocorre a sobreposição dos efeitos, buscando se estimar os resultados (rotação, deslocamentos, entre outros) de acordo com a influência que uma estaca tem ao estar próxima a outra (Potts & Zdravikovic, 2002).

Em suma, deve-se enfatizar quais seriam as vantagens e desvantagens na utilização do método dos elementos finitos para dimensionamento estrutural. Como pontos considerados como positivos, o método tornou-se extremamente utilizado pelo fato de que, por mais que gere inúmeras equações lineares para o sistema, essas equações são facilmente resolvidas através de programas computacionais, simplificando muito o estudo dos sistemas com continuidade os quais as soluções analíticas clássicas geram, por sua vez, equações mais complexas de se solucionar. Contudo, como pontos desfavoráveis ao uso deste modelo, temos a ocorrência de erros caso as escolhas de análise não sejam tomadas de maneira adequada, como por exemplo ao de escolher a quantidade de nós para a discretização, caso seja uma quantidade muito pequena, os resultados não serão satisfatórios, também podendo citar os erros de aproximação em valores geométricos, entre alguns outros que podem levar às diferenças entre análise e realidade (Pereira, 1996).

2.4 METODOS DE ANÁLISE DE ASSENTAMENTO

O assentamento nada mais é que o deslocamento do solo ao redor da estaca devido à transferência de solicitações, gerando assim uma deformação da fundação. Esta deformação pode ser atribuída a movimentação de partículas sólidas para os “espaços vazios” ao redor das mesmas (Gerscovich, 2016).

Segundo Bowles (1996), o assentamento real de uma fundação se dá pela somatória do assentamento elástico, chamado de imediato ou primário, juntamente com o assentamento de consolidação, também chamado de secundário. Cada um desses fatores apresenta maior contribuição no valor final dependendo do solo cuja fundação está inserida. Para um solo arenoso ou argilosos não saturados, por exemplo, os valores de assentamento aumentam rapidamente (a resposta imediatamente após a carga é conhecida como assentamento primário). Já no caso de argilosos saturados, a resposta é mais lenta (assentamento por consolidação, secundário) e estão diretamente ligados ao movimento das partículas de água e da permeabilidade do material, sendo também observado este comportamento quando se trata de um estudo de estacas flutuantes, ou seja, que mobilizam a maior parte de sua resistência através do atrito lateral.

Além disso, os valores de assentamento do solo podem variar entre os componentes da própria fundação, ou seja, de estaca para estaca, chamado este de assentamento diferencial. Esse fenômeno é comumente presenciado no caso de grupo de estacas, por haver uma inter-relação entre elas. O valor obtido para o grupo é em muitas vezes maior do que o de uma estaca isolada sob as mesmas solicitações, isso se dá pelo efeito de sobreposição de bulbos de tensão do grupo de estacas, se tornando assim uma diferença a qual se deve atender diante das análises. (Budhu, 2013)

Segundo Prakash & Sharma (1989), a previsão de assentamento estrutural é uma tarefa extremamente complexa não apenas pela fundação estar inserida em um meio heterogêneo (solo), mas também pela incerteza das suas reações de tensões e distribuições irregulares de esforços. Para isso, se torna necessária a escolha de métodos cujos estudos precursores acusam uma relação satisfatória entre os resultados obtidos no dimensionamento e o comportamento real da estrutura. Vale ressaltar também que o valor final do assentamento está diretamente ligado ao histórico de tensões do solo e a maneira com que ele transmite as solicitações.

Quanto aos métodos utilizados para a avaliação do assentamento de estacas, o considerado como mais simples é o cálculo linear elástico, os quais se relacionam diretamente os parâmetros elásticos do solo com o nível de deformação ocorrido. Porém, apesar de apresentar cálculos simplificados, não são representativos o suficiente quanto ao comportamento real estrutura, sendo a relação carga assentamento apenas uma

função linear e apresentando valores muito pequenos quanto às deformações (Alves, 2015).

Assim, se for realizado ensaio laboratorial de carga a fim de analisar o assentamento de acordo com o que é pré estabelecido nas normas do Eurocódigo 7, os valores resultantes podem tranquilamente ser considerados como representativos quanto ao comportamento real da estrutura para o assentamento de consolidação (longo prazo), sendo este a maneira mais confiável de se obter valores quanto ao comportamento do solo.

Existem inúmeros métodos para a estimativa do assentamento, como por exemplo os empíricos (Meyerhof (1959), Folque (1979), Braja (1990)), os Teóricos analíticos (Randolph (1977), Mayne e Zalava (2004), Bowles (1996), Poulos & Davis (1980)), os métodos avançados (Aoki & Lopes (1985)) entre outros. Porém, os mais utilizados são os empíricos, referentes aos métodos dos elementos finitos e os analíticos.

No caso de grupo de estacas, o valor total do assentamento pode ser obtido através da extrapolação dos resultados obtidos através de análises de uma das estacas isoladamente em praticamente todos os métodos supracitados.

2.5 Método de Poulos & Davis (1980)

Este método permite elaborar uma curva carga-assentamento para qualquer tipo de fundação por estacas (isolada e em grupo).

O método de Poulos & Davis (1980) é baseado na teoria da elasticidade, assim o cálculo considera algumas simplificações relacionadas ao solo, assumindo que este possui características constantes e não se alteram com a inserção da fundação, ou seja, o solo é homogêneo, isotrópico e elástico, sendo estas condições de um solo ideal.

Poulos e Davis (1980) consideram ainda que a tensão de cisalhamento ao longo do fuste das estacas é distribuída de maneira uniforme em toda a circunferência, sendo determinado o assentamento pela Equação 17. Porém, para que os resultados possam ser mais próximos da realidade, alguns ajustes são feitos através de medições in situ pela Equação 18.

$$S = \frac{IP}{E_s d} \quad (17)$$

$$I = I_0 R_k R_b R_v \quad (18)$$

Em que: S : Assentamento na cabeça da estaca.

I : Fator de influência de assentamento no topo da estaca

P : Carga axial aplicada na cabeça da estaca.

E_s : Média do módulo de elasticidade do solo

d : Diâmetro da estaca

I_0 : Fator de influência de assentamento para estaca incompressível (Anexo 1)

R_k : Fato de correlação referente a compressibilidade da estaca ao solo (Anexo 1)

R_b : Fator de correlação que leva em conta a posição do estrato rígido (Anexo 1)

R_v : Fator de correlação que leva em conta o coeficiente de Poisson (Anexo 1)

Para Poulos e Davis (1980) e também para a maioria dos métodos conhecidos, a estaca é dividida em segmentos iguais uniformemente solicitados, sendo as soluções para assentamento obtidas através da comparação do deslocamento que ocorre no elemento e do deslocamento que ocorre no solo adjacente a fundação. Consideram também que o assentamento é linearmente proporcional à carga solicitante, e por mais que isso seja verdadeiro para as solicitações que estão compreendidas entre os 50-70% da carga de rotura, acredita-se que os valores obtidos são satisfatórios quando extrapolado para o valor crítico.

Por fim, o método também oferece uma formulação (Equação 19) para estimativa do assentamento máximo da estaca, levando como base os valores de capacidade de carga lateral e de ponta da estrutura.

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{R_{bk}}{\alpha d E_s} + \left[R_{bk} - \frac{R_{sk}}{(1 - \alpha)} \right] \frac{L}{A_p E_p} \quad (19)$$

Em que: $S_{m\acute{a}x}$: Assentamento máximo da estaca.

R_{bk} : Capacidade de carga de ponta

R_{sk} : Capacidade de carga lateral

E_s : Média do módulo de elasticidade do solo

d : Diâmetro da estaca

α : Proporção de carga aplicada transferida pela base

A_p : Área da secção transversal

E_p : Módulo de elasticidade da estaca.

De acordo com Poulos & Davis (1980) a análise de grupo de estacas é uma extensão do que foi apresentado para o estudo de estaca atuando isoladamente. Assim,

o método considera as estacas do grupo como isoladas e o bloco de encabeçamento é tido como agente que controla o recalque diferencial entre os elementos da fundação e o efeito entre o solo e o bloco.

O valor obtido para o assentamento de uma estaca tem seu assentamento majorado através do fator de assentamento de grupo g_f . A Equação 20 expressa como esse fator é obtido.

$$s_g = g_f \cdot s_0 \quad (20)$$

Em que: s_g : Assentamento total do grupo de estacas.

g_f : Fator de assentamento do grupo de estacas

s_0 : Assentamento de uma estaca isolada

No que se refere ao fator de assentamento de grupo, algumas considerações podem ser feitas. Para grandes espaçamentos entre as estacas, o valor do fator aproxima-se 1, ou seja, quando mais afastadas as estacas estão no grupo, mais elas atuam como estacas isoladas. Além disso, o contrário ocorre para espaçamentos muito pequenos, podendo chegar a valores de g_f maiores de 10, fazendo as estacas trabalharem como um bloco único.

Ademais, uma das principais vantagens na utilização do método de Poulos & Davis (1980) é que, por mais que seja simplificado, os valores obtidos pelos estudos demonstram satisfatoriamente o comportamento real da fundação.

2.6 Assentamento através do MEF

Como já explicado anteriormente no item 2.3 deste trabalho, o método dos elementos finitos é utilizado para determinar deformações para cada segmento da estaca, o assentamento, em suma se trata do deslocamento vertical da estrutura, fazendo com que este possa ser determinado através das mesmas condições.

Além disso, para esta análise será também atribuída o método do módulo endométrico, que consiste em analisar a compressão que ocorre no solo na camada

estudada, podendo ser também um solo estratificado. A Equação 21 determina o valor do assentamento na camada s_i , com uma certa espessura h .

$$s_i = \sum \frac{\sigma_{z,i} h_i}{E_{oed,i}} \quad (21)$$

Em que: h_i : Espessura da camada i .

$\sigma_{z,i}$: Componente vertical do aumento de tensão no centro da camada i

$E_{oed,i}$: Módulo endométrico da camada i .

A obtenção do valor do módulo endométrico E_{oed} pode ser feito através da razão do módulo de deformação do solo E_{def} e o ângulo de dispersão β do solo, como mostrado na Equação 22.

$$E_{oed} = \frac{E_{def}}{\beta} \quad (22)$$

Em geral, os valores referentes aos métodos dos elementos finitos são maiores dos que os apresentados através de métodos analíticos, uma vez que se considera pontos de análise na superfície de intersecção estaca-solo, ampliando a aproximação dos resultados em relação ao comportamento real da fundação.

3 PROGRAMA DE TRABALHO – CASOS DE ESTUDO

Este trabalho foi desenvolvido com o intuito de analisar um grupo de três estacas com diâmetros de 0,4, 0,8 e 0,6 metros, maciço de encabeçamento, solicitadas a cargas verticais e horizontais, inseridas em solo de areia média em grande parte do comprimento e sua ponta inserida em areia densa, ambas em situação drenada (solos não coesivos). Pretende-se fazer um estudo de sensibilidade, o qual relaciona os valores de capacidade de carga axial, assentamento e eficiência do grupo com a variação das propriedades geométricas da fundação e dos parâmetros do solo. Para isto, será utilizado como ferramenta o software de análise geotécnica GEO5 versão 2020, sendo optado pelo método de análise da estrutura como um todo através do método da mola (Winkler) o qual se mostrou mais adequado e avançado em relação ao outro método disponibilizado pelo software (solução analítica) para a determinação de esforços internos da estrutura através da divisão das estacas em segmentos (método dos elementos finitos, MEF). Utiliza-se também o MEF e o de Poulos & Davis (1980) aplicados para determinar o assentamento, e o método NAVFAC DM 7.2 para determinação da capacidade de carga. Vale ressaltar que o detalhamento da teoria dos métodos citados acima está apresentado no capítulo de revisão bibliográfica deste trabalho (capítulo 2), com o intuito de facilitar a identificação das variáveis que foram alteradas e os fatores analisados no capítulo seguinte de resultados.

Ao se trabalhar com o módulo de Grupo de estacas do software GEO5, ocorre a análise tanto nessa frente quando no módulo de Estacas isoladas, uma vez que o próprio software direciona o usuário para a análise de capacidade de carga vertical das estacas com os valores correspondentes aos inseridos na simulação inicial no programa de grupo, analisando cada uma das estacas isoladamente e apresentando o resultando com o fator de minoração do efeito de grupo já aplicado na capacidade de carga total. Com isso pode-se constatar que as três estacas trabalham de maneira igual no que se refere a capacidade de carga.

No que se refere á capacidade de carga horizontal, não houve a possibilidade de análise aprofundada desta ação, sendo uma restrição do próprio programa Grupo de estacas. No programa GEO5, os efeitos da ação horizontal sobre a estaca são obtidos através da determinação dos esforços normais, transversos (cortante/cisalhamento) e momento fletor. Trata-se de uma análise conjunta destes três diagramas, que se traduz nos resultados dos mesmos e ao se dimensionar as armaduras no software, mostra se os valores são os necessários para a satisfação das solicitações.

Por fim, no que se refere ao assentamento, houve duas vertentes de análise, através do método dos elementos finitos (MEF) e também o método de Poulos & Davis (1980). No caso do MEF utiliza-se o módulo endométrico (E_{oed} , cujo valor é determinado através do modulo de deformação do solo E_{def} pela equação 22 do item 2.6) para a

determinação do assentamento máximo, além da rotação e deslocamento horizontal da base máximos. Já para Poulos, o assentamento foi determinado utilizando como limitante o menor valor entre o assentamento crítico da fundação ou o valor máximo pré-estabelecido de 25 mm.

O modelo tridimensional utilizado está apresentado na figura abaixo, ilustrando a disposição das estacas, das armaduras e do bloco de encabeçamento. A segunda ilustração descreve a disposição das estacas e numeração das mesmas para diferenciação na análise.

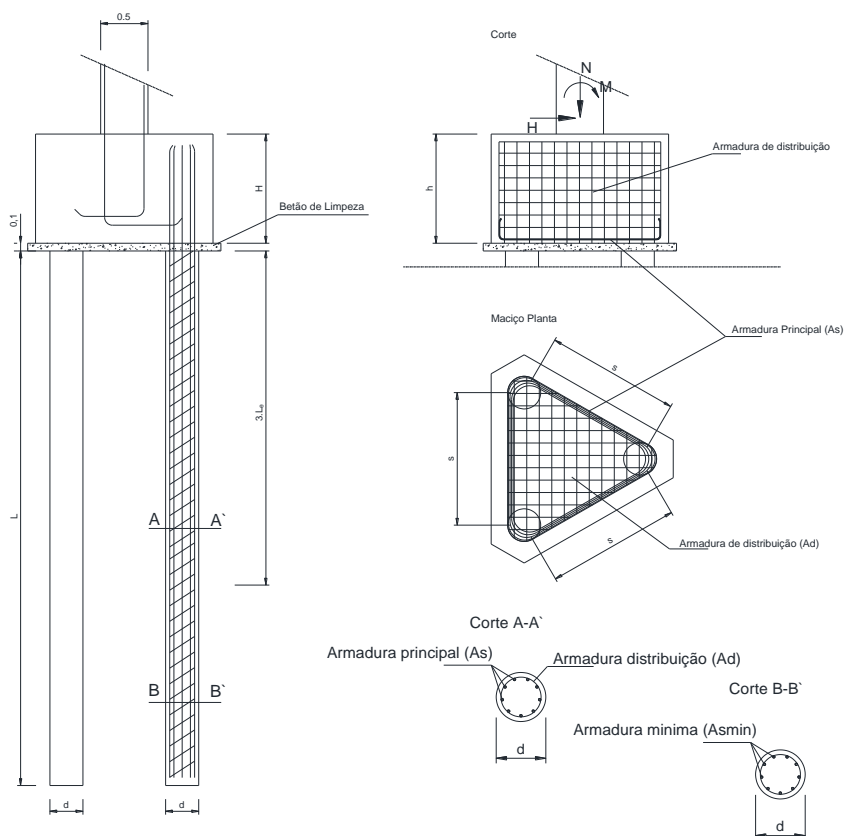


Figura 15 - Representação das propriedades geométricas do maciço de encabeçamento e estacas. Prof. Dr. António Miguel Verdelho Paula.

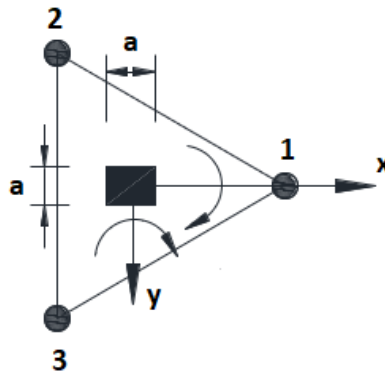


Figura 16 - Posicionamento das estacas e orientação positiva do sistema de eixos. Adaptado de Prof. Dr. António Miguel Verdelho Paula.

Para a determinação das características geométricas do maciço de encabeçamento teve-se em conta o número de estacas utilizado, nesta dissertação será utilizado um grupo de três estacas unidas pelo maciço, sendo as características geométricas do maciço obtidas pelas equações abaixo.

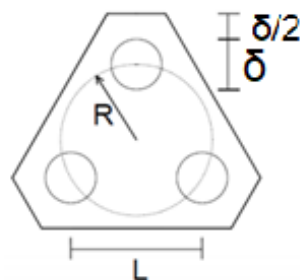


Figura 17 - Representação das propriedades geométricas do distanciamento das estacas. Adaptado de Prof. Dr. António Miguel Verdelho Paula.

$$R = \frac{L}{\sqrt{3}} \quad (4)$$

$$d = 4 \frac{R}{3} \quad (4)$$

$$h = d + (0,10 \text{ a } 0,15) \quad (4)$$

$$p = 3 \left(1 + \frac{4}{\sqrt{3}} \delta \right) \quad (4)$$

$$S_l = ph \quad (4)$$

Em que: R : Raio da circunferência que passa pelo centro das estacas com ponto central no centro do maciço

d : Diâmetro da estaca

h : Altura do maciço de encabeçamento

p : Perímetro da estaca

S_l : Superfície lateral.

Para as condições geotécnicas e das forças/ações aplicadas às estacas, é utilizado o esquema bidimensional a seguir.

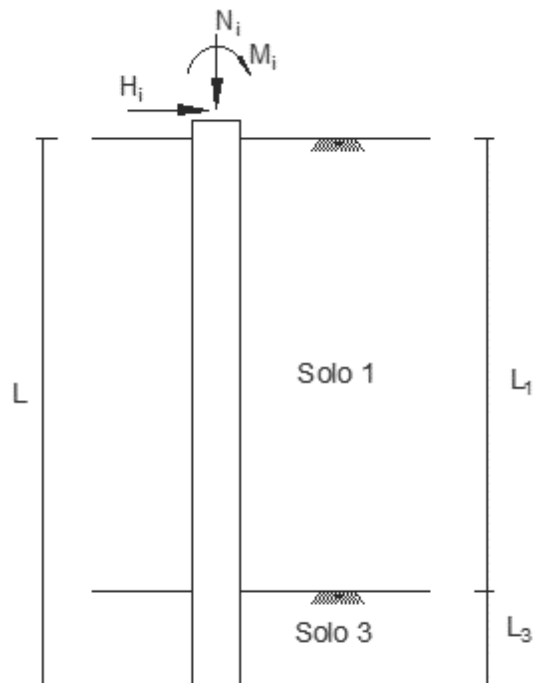


Figura 18 - Representação da vista lateral de uma estaca e estratificação do terreno.

No caso deste trabalho, verificou-se o comportamento do grupo de estacas em estratificação de dois solos, o solo 1 é caracterizado como areia média, e solo 3 é caracterizado como areia densa. A estratificação destes solos foi considerada para 3 vezes o diâmetro da estaca em questão. Assim, apresentam-se 3 tipos de valores diferentes para L_3 , sendo eles especificados na tabela a seguir.

d (m)	0.4	0.6	0.8
L3 (m)	1.2	1.8	2.4

Tabela 1 - Valor L3 de comprimento da estaca referente a areia densa. Autoria própria.

Além disso, optou-se por uma cota de arrasamento de 50 cm do nível do terreno, sendo esta a cota responsável por garantir que a estaca e o maciço penetrem no bloco e haja transferência dos esforços da estrutura para a fundação, sendo apresentado abaixo a configuração geométrica das estacas em grupo e também dos valores inseridos nas simulações.

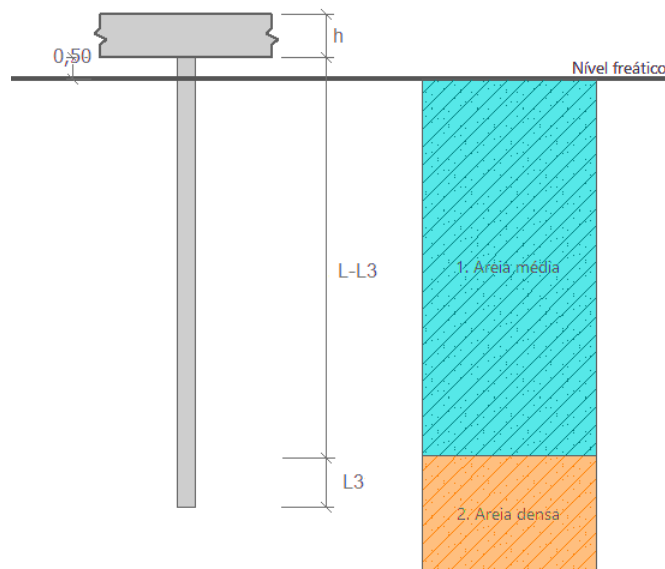


Figura 19 - Representação da vista lateral de uma estaca e estratificação do terreno. Interface do Software GEO5 (adaptado).

L estaca (m)	d (m)	Areia média (L-L3)	Areia densa (L3)
10	0.4	8.8	1.2
	0.6	8.2	1.8
	0.8	7.6	2.4
15	0.4	13.8	1.2
	0.6	13.2	1.8
	0.8	12.6	2.4
20	0.4	18.8	1.2
	0.6	18.2	1.8
	0.8	17.6	2.4

Tabela 2 - Estratificação entre areia média e areia densa para cada comprimento de estaca. Autoria própria.

Para a determinação da altura do maciço de encabeçamento, é seguida a formulação apresentada acima, sendo os valores apresentados abaixo.

nº de estacas	3								
S (distancia entre estacas m)	0.8	1.2	1.6	1.2	1.8	2.4	1.6	2.4	3.2
Raio (m)	0.5	0.7	0.9	0.7	1.0	1.4	0.9	1.4	1.8
d (m)	0.6	0.9	1.2	0.9	1.4	1.8	1.2	1.8	2.5
h (m)	0.7	1.0	1.3	1.0	1.5	1.9	1.3	1.9	2.6

Tabela 3 - Cálculos de propriedades geométricas do maciço de encabeçamento. Autoria própria.

Outra variável importante na análise de grupo de estacas é a sua eficiência. A análise de eficiência do grupo de estacas está diretamente relacionada com a distância entre as estacas e o seu diâmetro. Para tal, foi analisado a razão entre a distância das estacas pelo diâmetro nos valores de 2, 3 e 4. Com os valores de diâmetros estudados de 0,4, 0,6 e 0,8, obteve-se os valores de distanciamento. No software GEO5 a determinação faz-se através da escolha do lado do triângulo isósceles formado pelas estacas. Assim foi obtido através do cálculo entre a distância dos centros das estacas um valor que satisfizesse o mais adequado possível aos valores de s obtidos. A tabela a seguir mostra os valores utilizados nestes cálculos.

Razão S/D	2			3			4		
d (m)	0.4	0.6	0.8	0.4	0.6	0.8	0.4	0.6	0.8
S (distancia entre estacas m)	0.8	1.2	1.6	1.2	1.8	2.4	1.6	2.4	3.2
h (lado do triângulo)	1.5	2.25	3.00	1.90	2.85	3.80	2.30	3.45	4.60

Tabela 4 - Cálculos referentes ao distanciamento entre estacas e medidas do maciço triangular. Autoria própria.

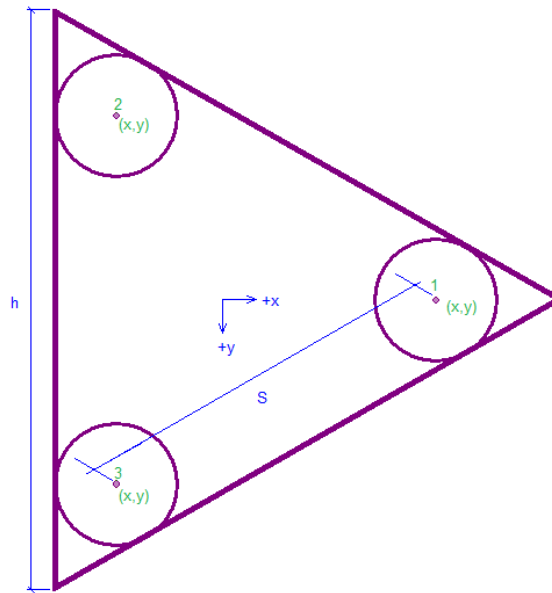


Figura 20 - Representação da vista superior do grupo de estacas. Interface do Software GEO5 (adaptado).

Para determinar as forças verticais e horizontais atuantes no grupo de estacas, foi tomada como base os valores do trabalho de Lombardi (2019), sendo inicialmente considerado 1.000 kN para o carregamento vertical para cada estaca (3.000 kN para o grupo) e 200 kN de carga horizontal (600 kN no total do grupo). Contudo deve-se considerar o fenômeno de efeito de grupo, calculando assim a eficiência do grupo de estacas η_g , sendo este um coeficiente que será multiplicado pelo valor total e o resultado, por sua vez, descartado do valor das cargas a serem utilizadas. Neste trabalho foi utilizado o método de La-Barré, cuja equação foi detalhada no capítulo 2. A tabela a seguir mostra os coeficientes utilizados, bem como o valor final para os carregamentos correspondentes.

Dimensões		Eficiência η_g	Cargas	
d	s		N (kN)	H (kN)
0.4	0.8	0.66	1980	396
0.6	1.2	0.66	1980	396
0.8	1.6	0.66	1980	396
0.4	1.2	0.76	2280	456
0.6	1.8	0.76	2280	456
0.8	2.4	0.76	2280	456
0.4	1.6	0.82	2460	492
0.6	2.4	0.82	2460	492
0.8	3.2	0.82	2460	492

Tabela 5 - Cálculos referentes aos valores de eficiência (fator de efeito de grupo) e respectivos carregamentos verticais e horizontais. Autoria própria.

Por fim, o dimensionamento estrutural utilizado teve como metodologia de verificação normalizado pelo Eurocódigo 7 (EN 1997), sendo as estruturas de concreto (utilizado o C20/25 neste estudo) verificadas pelo Eurocódigo 2 (EN 1992) e os de aço pelo Eurocódigo 3 (EN 1993). O próprio software analisa se os valores estão de acordo com a norma mostrando se os valores inseridos de armação são satisfatórios ou não de acordo o mínimo de aço especificado por norma. Abaixo segue a tabela das áreas mínimas de aço para cada um dos três diâmetros das estacas consideradas, neste trabalho foi usado o aço A500. Foi fixado o valor de 9 unidades de varões de aço para a armadura e 10 mm de recobrimento, alterando apenas o perfil do aço para se adequar à exigência da norma. Além disso, foi fixado também uma armadura transversal de 10mm de distância e diâmetro de 8 mm. A Tabela com os dimensionamentos usados está apresentada no Anexo B.

d (m)	Ac (m ²)	ρ mín	As mín (m ²)	ρ máx	As máx (m ²)	As min (mm ²)
0.4	0.13	0.005	0.0006	0.04	0.005	628.32
0.6	0.28	0.005	0.0014	0.04	0.011	1413.72
0.8	0.50	0.005	0.0025	0.04	0.020	2513.27

Tabela 6 - Cálculos referentes aos valores mínimos de armadura para cada diâmetro utilizado. Autoria própria.

Em relação condições geotécnicas, pretendia-se inicialmente estudar outros tipos de solo, bem como uma combinação entre eles, porém devido às inúmeras possibilidades e complexidade do estudo, restringiu-se apenas ao estudo dos solos não coesivos, a areia média e densa.

As tabelas apresentadas a seguir são referentes a todas as variáveis utilizadas neste trabalho, tanto das estacas quando dos solos.

Parâmetros da estaca	Símbolo	Unidade	Valor
Número de estacas	n	[-]	3
Comprimento	L	[m]	10, 15 e 20
Diâmetro	D	[m]	0,4, 0,6 e 0,8
Distância entre estacas	(s/D)	[-]	2; 3; 4
Estrato denso, L3 (areia densa)	L3	[m]	3xD

Quadro 8 - Parâmetros e variáveis geométricas da estaca.

FONTE: Prof. Dr. António Miguel Verdelho Paula (adaptado).

Módulo de deformabilidade do concreto	E _{def}	[GPa]	29
Coefficiente de Poisson do concreto	θ	[-]	0,2
Resist. característica do concreto à compressão	f _{ck}	[MPa]	20
Resist. característica do concreto à tração	f _{ct}	[MPa]	2,2
Módulo de elasticidade do concreto	E _{cm}	[GPa]	29
Tensão de escoamento característica do aço	f _{yk}	[MPa]	500
Módulo de elasticidade do aço	E	[GPa]	200

Quadro 9 - Parâmetros físicos e mecânicos do concreto e aço.

FONTE: Prof. Dr. António Miguel Verdelho Paula (adaptado).

Parâmetros do solo	Símbolo	Unidade	Valor	
			Areia média	Areia densa
Coefficiente de Poisson	θ	[-]	0,35	0,35
Peso específico seco	γ	[kN/m ³]	19	21
Peso específico saturado	γ _{sat}	[kN/m ³]	21	23
Módulo de deformabilidade do solo	E _{def}	[MPa]	50	150
Coefficiente de reação unitária	k ¹	[MN/m ³]	113, 128 e 143	240
Ângulo de atrito interno	Φ'	[°]	26, 28 e 30	40
Coesão do solo	c	[kPa]	0	0

¹: Valores projetados proporcionalmente de acordo com os valores dos ângulos de 35, 37 e 39 graus utilizados na dissertação de estaca unitária.

Observação: Os valores do coeficiente de impulso lateral K dos solos são calculados pelo programa de análise em função do Φ'.

Quadro 10 - Parâmetros físicos e mecânicos dos solos arenosos.

FONTE: Prof. Dr. António Miguel Verdelho Paula (adaptado).

Parâmetro / Fator	Símbolo	Unidade	Valor
Fator de capacidade de carga	N _q ¹	[-]	Obtido pelo programa
Ângulo de atrito entre a estaca e o solo	δ ¹	[°]	Obtido pelo programa
Profundidade crítica	k _{dc} ²	[-]	Figura 20

¹: parâmetros calculados pelo programa de análise em função do Φ' ;

²: parâmetro estabelecido em função do Φ'.

Quadro 11 - Demais parâmetros assumidos nos modelos de análise.

FONTE: Prof. Dr. António Miguel Verdelho Paula (adaptado).

O cálculo do parâmetro k_{dc} foi realizado considerando $\frac{K_{dc}}{d} = 5$ para os 3 ângulos estudados, portanto o valor deste parâmetro foi tomado como padrão de 12,5.

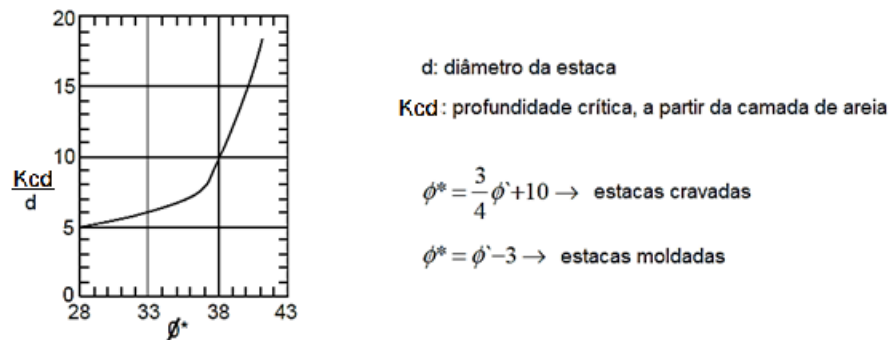


Figura 21 - Âbaco para determinar a profundidade crítica de solos arenosos. Meyherhof, 1976 (adaptado).

Por fim, após apresentados todos os parâmetros e variáveis utilizados neste trabalho, chegou-se a análise de um total de 81 simulações, divididas em 27 para cada comprimento de estaca, sendo elas combinações de diâmetros das estacas, espaçamentos e ângulos de atrito interno da areia media diferentes.

Vale ressaltar que, com o intuito de gerar as condições mais desfavoráveis para o cálculo da capacidade resistente, em todas as simulações assumiu-se o nível freático igual ao nível do terreno, o solo tem comportamento em condições drenadas. Além disso, não foi considerado o valor do peso próprio da estrutura, uma vez que os esforços internos em si não se alteram, alterando apenas a compressão mínima, uma vez que a compressão máxima se encontra na cabeça das estacas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para facilitar a apresentação das análises, ela será dividida por subcapítulos, sendo eles: capacidade de carga axial, assentamento, distribuição de força normal e, por fim, distribuição de esforços internos e deslocamentos pelo método dos elementos finitos.

Será estudada a influência da variação dos parâmetros geométricos do grupo de estacas, sua eficiência do grupo e ações aplicadas, além de também analisar as alterações do ângulo de atrito interno do solo. Sabe-se que esta alteração, bem como o modo de implantação da estaca interferem diretamente no solo nas regiões adjacentes à fundação. Tratando de um estudo teórico, essas modificações serão compensadas através do coeficiente de capacidade de carga N_q no valor de 72 para todas as simulações, sendo este o valor de coeficiente para o ângulo de atrito interno da areia densa de 40° . Este valor foi fixado pelo próprio software por se tratar do coeficiente referente ao maior ângulo de atrito interno tratado.

Vale ressaltar que relativamente aos modelos com comprimentos de estacas de 15 e 20 metros e com diâmetro de 0,4 metros, cujos distanciamentos entre estacas são de 2 e 3, apresentaram excesso de armadura, devido ao dimensionamento exigido para satisfazer as solicitações de flexão e compressão. Todavia, por mais que estas 12 simulações não sejam aceitáveis na prática, para fins teóricos, elas serão analisadas para reconhecimento dos padrões de alteração em percentual no estudo como um todo.

Por fim, para todas as comparações realizadas foi apresentado a variação percentual de acordo com a variável em análise. Nestas variações percentuais, o valor de referência é sempre relativamente à primeira análise, ou seja, com os menores valores do parâmetro em estudo.

4.1 CAPACIDADE DE CARGA AXIAL

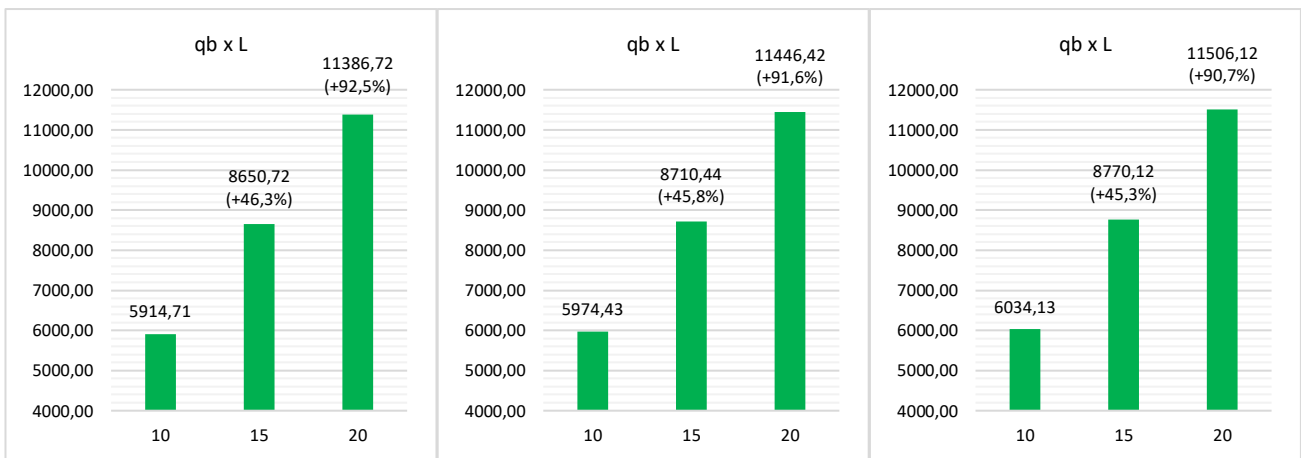
Para a capacidade de carga axial, as estacas em grupo se comportam da mesma maneira de estacas isoladas, portanto a análise será feita para um único elemento do grupo. Após, a análise será feita de acordo com a variação da capacidade de carga devido à eficiência observada ao se contabilizar o efeito de estar inserida ao grupo.

Nos modelos de casos de estudo foi considerado a estaca inserida em areia média e a ponta em areia densa, conforme referido no capítulo 3. As tabelas com os resultados obtidos pelo programa de análise geotécnica estão separadas por ângulo de atrito interno da areia média no anexo B.

A capacidade de carga axial será analisada de acordo com 3 parâmetros, a resistência normal na ponta (q_b), a resistência de cisalhamento ao longo do fuste (q_s) e a eficiência que é dada entre a razão da capacidade de carga total da estaca e o Volume teórico escavado (R_c/V). Por fim, é analisada a variação percentual de transmissão de carga e comportamento da estaca (flutuante ou de ponta).

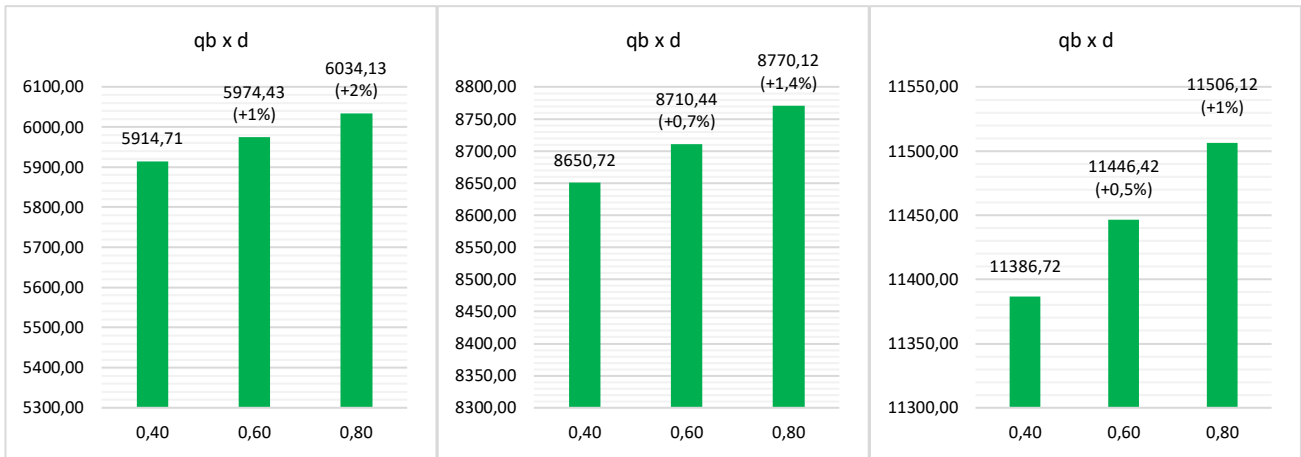
4.1.1 Resistência de ponta (q_b)

A resistência normal de ponta indica a quantidade de carga que é transmitida em função da área da secção transversal da estaca na ponta. Observou-se que, ao se aumentar o valor do comprimento da estaca (L), o aumento da resistência normal de ponta chegou a quase dobrar, sendo esse comportamento observado em todas as simulações. Por exemplo, ao fixar o valor da distância entre estacas como 3 e o ângulo de atrito interno igual a 28° , observamos que, para o diâmetro de 0,6 metros os valores são de 5.974,43 kPa, 8.710,44 kPa (+45,8%) e 11.446,42 kPa (+91,6%), sendo os valores correspondentes respetivamente aos comprimentos de 10, 15 e 20 metros (Figura 22 b).



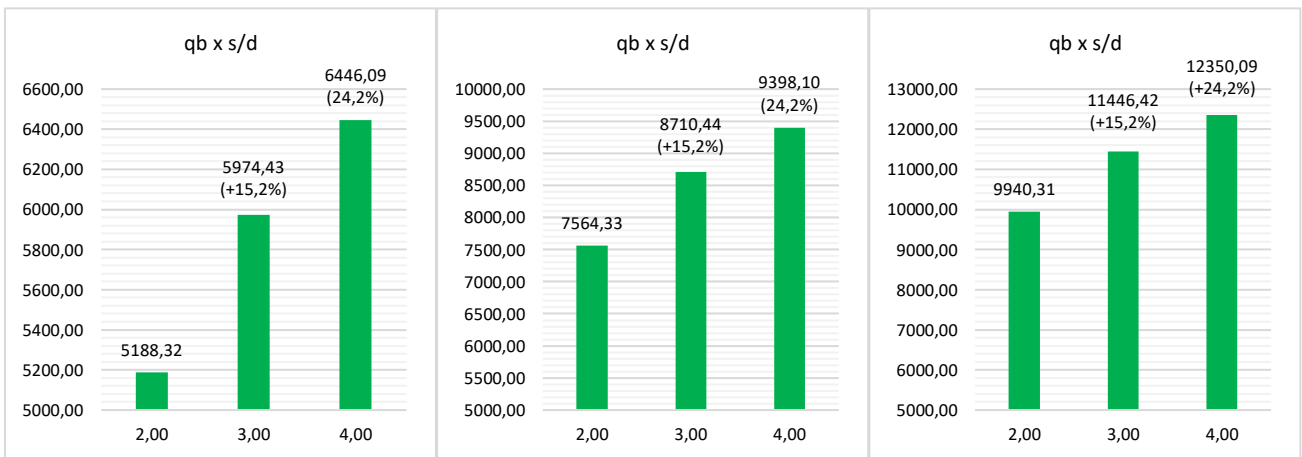
(a) $d=0,4$; $s/d=3$; $\Phi = 28^\circ$ (b) $d=0,6$; $s/d=3$; $\Phi = 28^\circ$ (c) $d=0,8$; $s/d=3$; $\Phi = 28^\circ$
 Figura 22 - Variações da tensão normal de ponta devido a alteração do comprimento das estacas.

Ao se alterar o diâmetro das estacas, nota-se um aumento quase que insignificante no valor da resistência. Para estacas com comprimento $L=15$ m, razão $s/d=3$, ângulo de atrito no valor de 28° e com os diâmetros de 0,4, 0,6 e 0,8 metros, as resistências normais de ponta são de 8.650,72 kPa, 8.710,44 kPa (+0,7%) e 8.770,12 kPa (+1,4%), respetivamente (ver Figura 23 b).



(a) $L=10$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$ (b) $L=15$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$ (c) $L=20$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$
 Figura 23 - Variações da resistência normal de ponta devido a alteração do diâmetro das estacas.

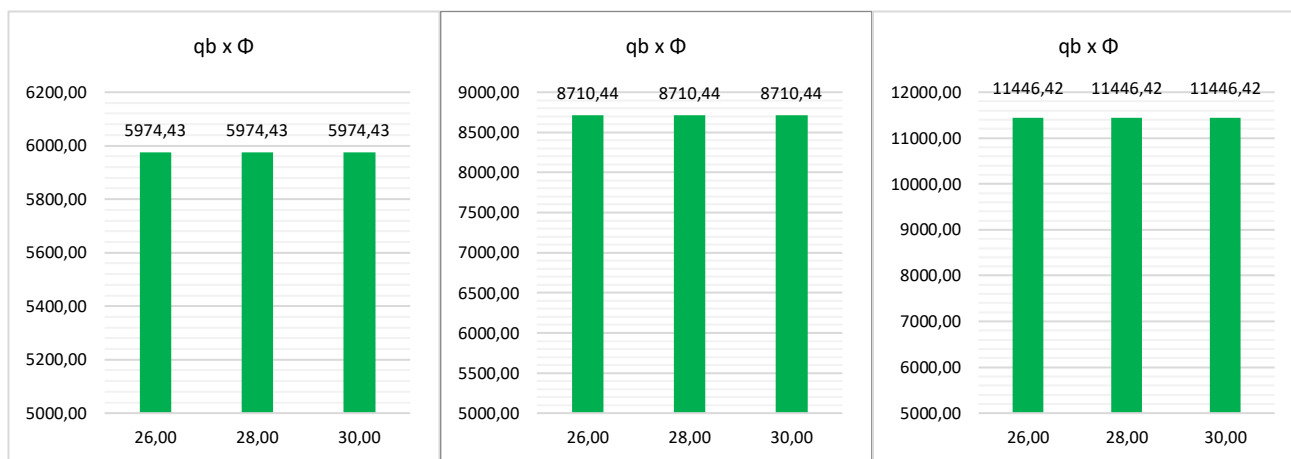
Por sua vez, um aumento mais significativo do que o corrido com a variação do diâmetro foi o observado quando se variar a distância entre as estacas. Porém, o aumento acontece em uma variação percentual menor quando se comparado com a alteração do comprimento anteriormente analisado. Para fins de comparação e exemplo, pode-se observar o ocorrido nas estacas com comprimento $L=15$ m, diâmetro de 0,6 m e ângulo de atrito de 28° , sendo as resistências de 7.564,33 kPa, 8.710,44 kPa (+15,2%) e 9.398,10 kPa (+24,2%) correspondentes sequencialmente as razões de s/d nos valores 2, 3 e 4, respectivamente (Figura 24 b).



(a) $L=10$ m; $d=0,6$ m; $\Phi =28^\circ$ (b) $L=15$ m; $d=0,6$ m; $\Phi =28^\circ$ (c) $L=20$ m; $d=0,6$ m; $\Phi =28^\circ$
 Figura 24 - Variações da resistência normal de ponta devido a alteração da distância entre as estacas.

Ainda, para a variação do ângulo de atrito interno da areia média, não houve

alteração alguma em relação a resistência normal de ponta. Como exemplo, o caso de comprimento $L=15\text{m}$, diâmetro de $0,6\text{ m}$ e razão de distanciamento $s/d=3$, com valores do ângulo de 26° , 28° e 30° as resistências normais de ponta são de $8.710,44\text{ kPa}$ (Figura 25 b). Quanto aos demais valores de comprimento, as resistências estão mostradas nas figuras abaixo.



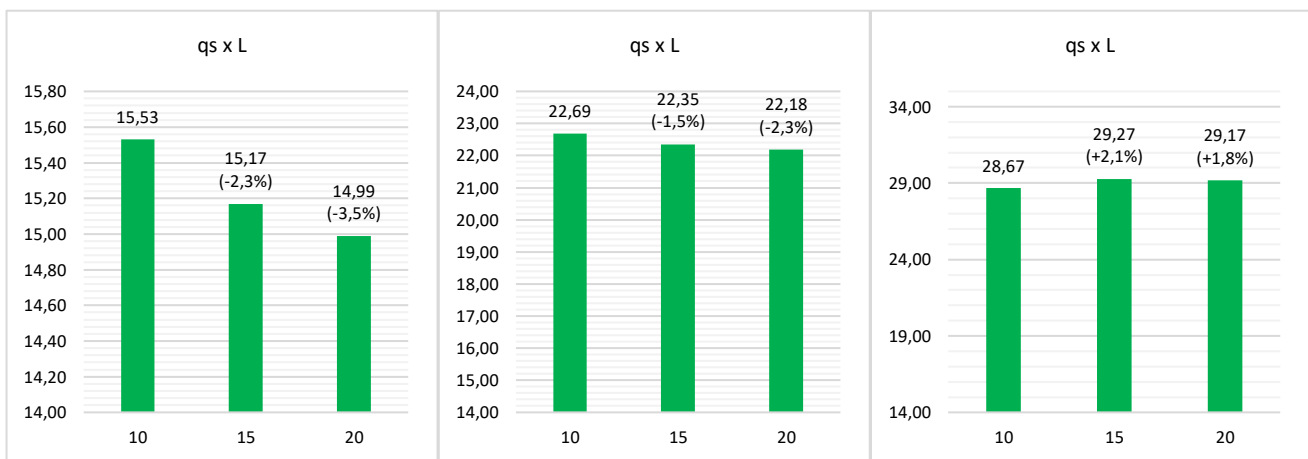
(a) $L=10\text{ m}$; $d=0,6\text{ m}$; $s/d=3$ (b) $L=15\text{ m}$; $d=0,6\text{ m}$; $s/d=3$ (c) $L=20\text{ m}$; $d=0,6\text{ m}$; $s/d=3$
 Figura 25 - Variações da resistência normal de ponta devido a alteração do ângulo de atrito interno da areia média.

Após analisar a resistência normal de ponta da estaca, face às alterações do ângulo de atrito interno, pode-se verificar que em nenhum modelo ocorre a redução nos valores obtidos, ou seja, quando se alteram os parâmetros geométricos das estacas ocorre sempre o aumento da resistência normal de ponta quando se comparado ao menor valor inserido (26°), mesmo que em baixos percentuais, e ao se alterar o ângulo de atrito interno do solo, o valor da resistência se mantém o mesmo para os diferentes ângulos inseridos.

Além disso, vale ressaltar que no caso da alteração do comprimento da estaca, o valor da tensão resistente na ponta apresentou acréscimos praticamente lineares. Na análise com aumento da distância entre as estacas, o aumento da resistência de ponta foi de percentuais iguais, seguindo assim um padrão cuja variação percentual deu-se de aproximadamente $15,2\%$ e $24,2\%$ para todos os casos com 15 m e 20 m de comprimento, quando comparados ao de 10 m .

4.1.2 Resistência de cisalhamento ou lateral (q_s)

A resistência de cisalhamento ou tensão lateral, indica a quantidade de carga que é transferida para o solo através da área do fuste da estaca, fazendo com que ocorra uma secção de cisalhamento entre a estaca e solo ao seu redor. Inicialmente observou-se que, com o aumento do comprimento da estaca, o valor da resistência de cisalhamento diminui com pequenas variações. Como exemplo, na estaca de diâmetro 0,4 metros, distância de estacas como 3 e ângulo de atrito interno fixado a 28° , obteve-se valores de resistência no fuste de 15,53 kPa, 15,17 kPa (-2,3%) e 14,99 kPa (-3,5%) respectivamente para comprimentos de 10, 15 e 20 metros de estaca (Figura 26 a). Porém, isso ocorre para os valores de diâmetro de 0,4 e 0,6 metros, mas para o diâmetro de 0,8 metros, nota-se uma variação igualmente pequena, porém de aumento da resistência ao longo do fuste. Sendo os valores de resistência lateral de 28,67 kPa, 29,27 kPa (+2,1%) e 29,17 kPa (+1,8%) para os comprimentos de 10, 15 e 20 respectivamente (Figura 26 c).



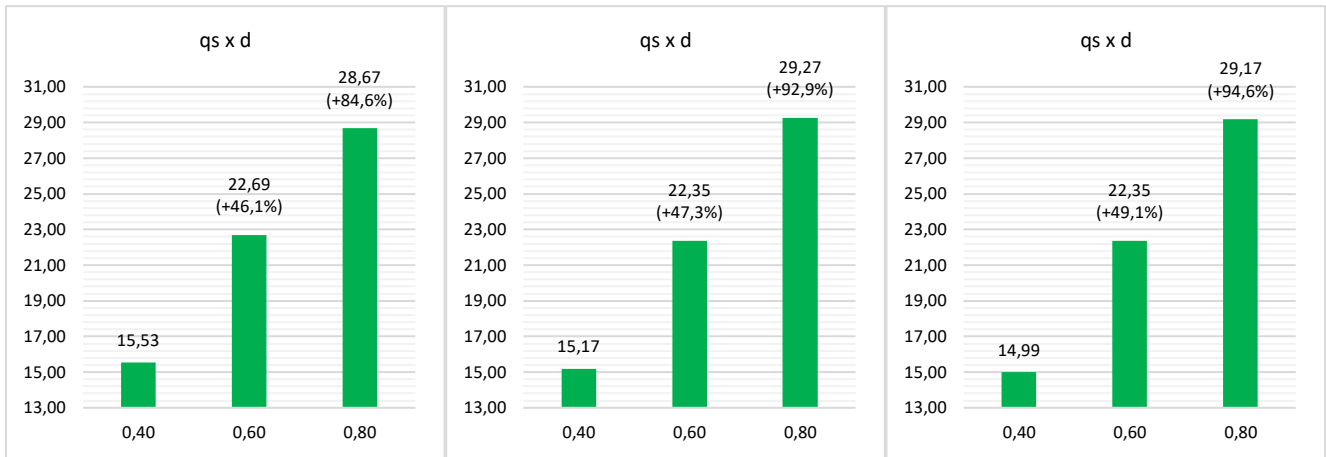
(a) $d=0,4$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$

(b) $d=0,6$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$

(c) $d=0,8$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$

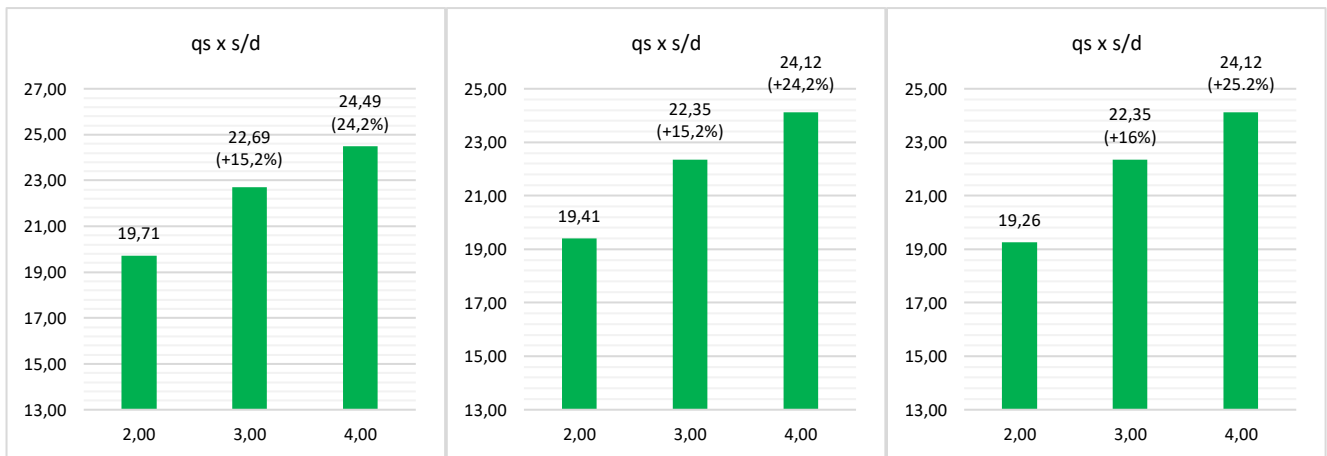
Figura 26 - Variações da resistência de cisalhamento devido a alteração do comprimento da estaca.

Ao passo que se aumenta o valor do diâmetro, observa-se que o valor da resistência de cisalhamento aumenta para quase o dobro. Para o caso de $L=15$ m de comprimento da estaca, razão de distância entre elas igual a 3 e o ângulo de atrito interno igual a 28° , obtêm-se os valores de 15,17 kPa, 22,35 kPa (+47,3%) e 29,27 kPa (+92,9%) para diâmetros de 0,4, 0,6 e 0,8 metros, respectivamente (Figura 27 b).



(a) $L=10$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$ (b) $L=15$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$ (c) $L=20$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$
 Figura 27 - Variações da resistência de cisalhamento devido a alteração do diâmetro da estaca.

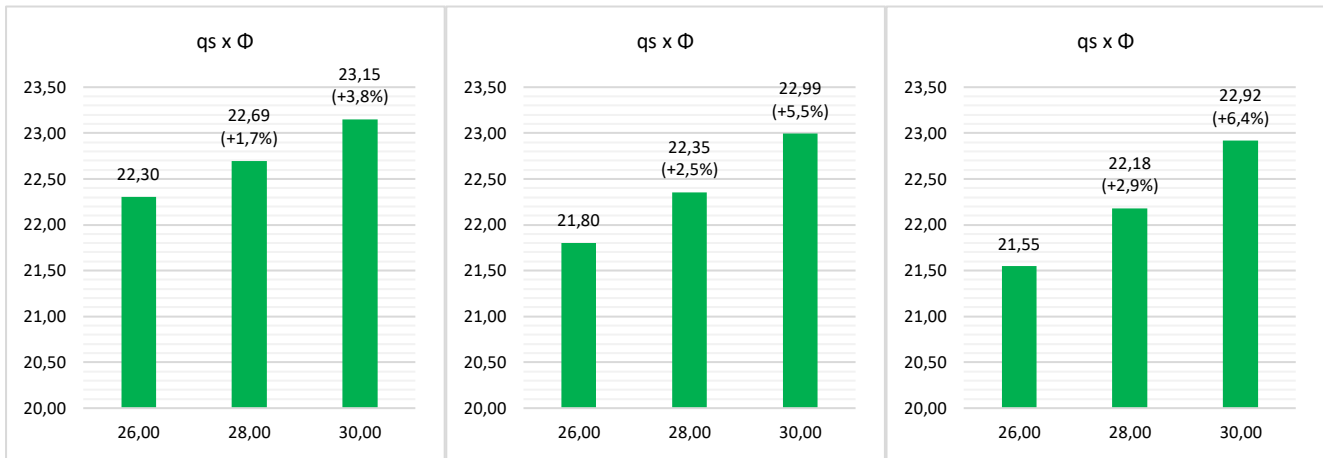
Alterar a distância entre as estacas, ou seja, o valor da razão s/d , há um aumento significativo da resistência de cisalhamento, contudo com uma percentagem menos significativa do que a que apresentada quando há variação do diâmetro. Para exemplificar, para estacas com comprimento $L=15$ m, diâmetro de 0,6 m e ângulo de atrito de 28° , as resistências laterais são de 19,41 kPa, 22,35 kPa (+15,2%) e 24,12 kPa (+24,2%) correspondentes sequencialmente as razões de s/d nos valores 2, 3 e 4 (Figura 28 b).



(a) $L=10$ m; $d=0,6$ m; $\Phi =28^\circ$ (b) $L=15$ m; $d=0,6$ m; $\Phi =28^\circ$ (c) $L=20$ m; $d=0,6$ m; $\Phi =28^\circ$
 Figura 28 - Variações da resistência de cisalhamento devido a alteração da distância entre as estacas.

Por fim, para a análise do aumento do ângulo de atrito interno da areia média, houve um pequeno aumento no valor da resistência de cisalhamento. Assim, para o exemplo de estaca com comprimento $L=15$ m, diâmetro de 0,6 m, distanciamento $s/d=3$ e valores para ângulo de 26° , 28° e 30° apresentam respetivamente valores da resistência

lateral de 21,80 kPa, 22,35 kPa (+2,5%) e 22,99 kPa (+5,5%). É observado na figura a seguir que o percentual aumenta de acordo com a mudança de comprimento da estaca.



(a) L=10 m; d=0,6 m; s/d=3 (b) L=15 m; d=0,6 m; s/d=3 (c) L=20 m; d=0,6 m; s/d=3
 Figura 29 - Variações da resistência de cisalhamento devido a alteração do ângulo de atrito interno.

Em suma, quanto à resistência ao longo do fuste diante as variações estudadas, apenas o aumento de comprimento da estaca causou redução nos valores calculados, porém apenas nos comprimentos de 10 e 15 metros. No caso de comprimento da estaca de 20 metros um pequeno aumento foi observado. Quando há o aumento dos outros parâmetros ocorre sempre também aumento dos valores de resistência lateral, mesmo que baixos, que é o caso da alteração do ângulo de atrito.

Por fim, cabe agora relacionar a influência da alteração dos parâmetros referidos tanto nos valores de resistência normal de ponta (q_b), estudado no tópico anterior, quanto na resistência de cisalhamento (q_s) deste tópico. A tabela a seguir resume a análise realizada e a variação geral da resistência de ponta de lateral ao longo do fuste para cada parametrização.

A tabela 7 a seguir tem o intuito de ilustrar que os valores de resistências seguem um padrão de alteração quando se comparado ao aumento das variáveis, pode-se notar que as alterações de comprimento e de diâmetro são inversas, ou seja, quando há aumenta o comprimento a variação de resistência de ponta é alta (50%) e a variação de resistência lateral é baixa (2%). O contrário ocorre quando se observa o aumento do diâmetro, o qual varia resistência lateral tem uma taxa de variação de 50% e resistência de ponta de 2%. Ademais, vale ressaltar que ambas as tensões alteram de maneira muito semelhante quando se varia a distância entre as estacas do grupo, e pouco se nota na alteração de ambas quando modificado o ângulo de atrito interno da areia média.

Parâmetro	Qb	% média	Qs	% média
aumento de L	umenta	50%	diminui e aumenta	2%
aumento de d	umenta	2%	aumenta	50%
aumento de s/d	umenta	15%	aumenta	15%
aumento de Φ	igual	-	aumenta	2,5%

Tabela 7 - Resumo de sensibilidade das Resistências quanto ao aumento das variáveis estudadas. Autoria própria.

4.1.3 Eficiência das estacas (η)

Neste item será analisado a eficiência da estaca através da razão entre a capacidade de carga total da estaca e o volume escavado teórico (volume da estaca) mostrado na Equação x a seguir.

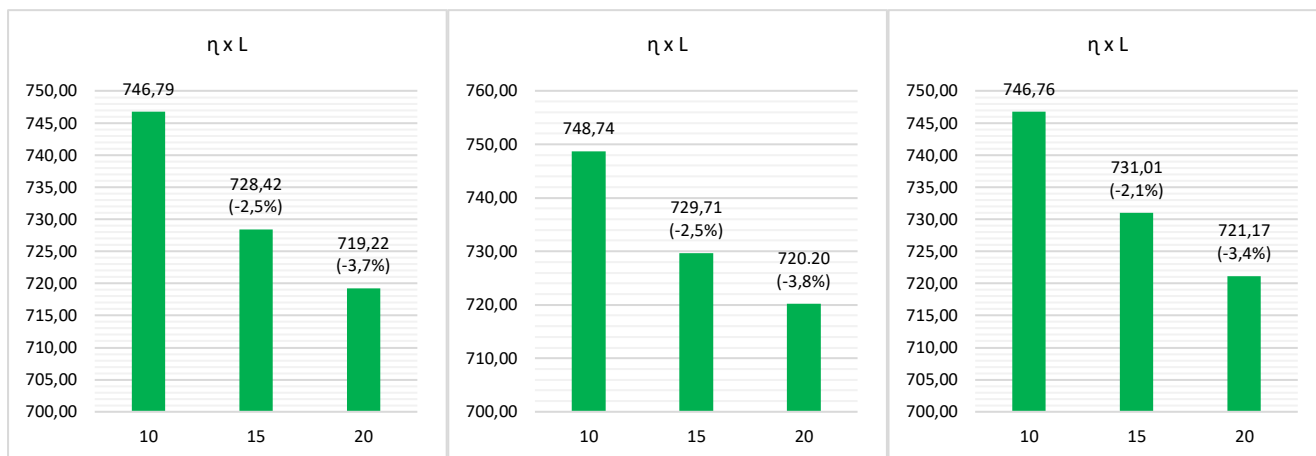
$$\eta = \frac{R_c}{V} \quad (3)$$

Em que: η : Eficiência das estacas

R_c : Resistência total do grupo de estacas

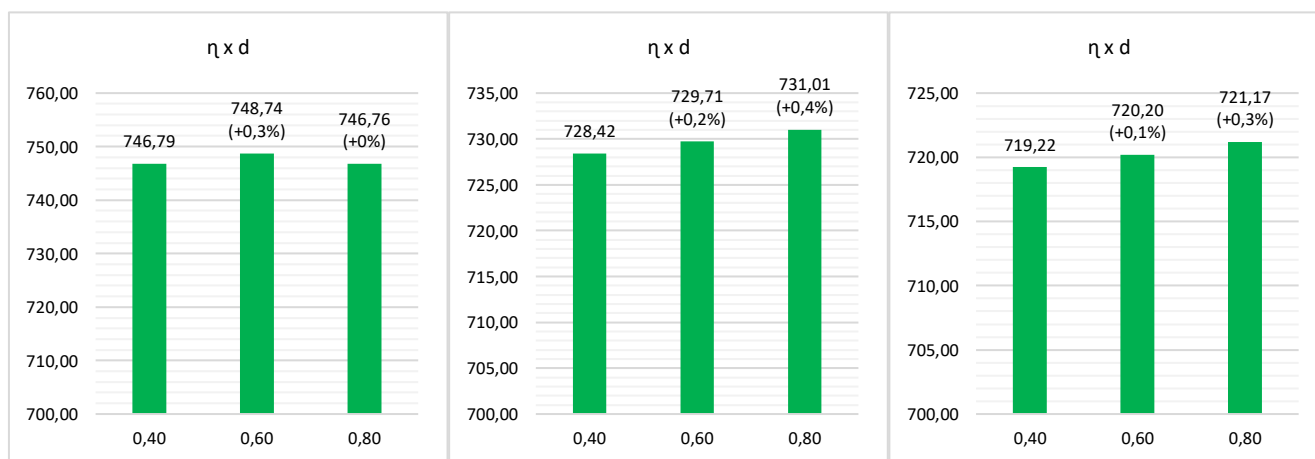
V : Volume escavado teórico para implantação do grupo de estacas

Assim como as análises anteriores, inicialmente será estudado o comportamento da eficiência em relação ao comprimento. Pode-se notar que, aumentar o valor L da estaca, a eficiência diminui em proporções muito baixas: Assim, para diâmetro de 0,6 metros, distância entre estacas igual a 3, ângulo de atrito interno 28° e para os valores de L=10, 15 e 20, obtém-se os valores da capacidade de carga por volume escavado de 748,74 kN/m³, 729,71 kN/m³ (-2,5%) e 720,20 kPa (-3,8%) respectivamente (Figura 30 b).



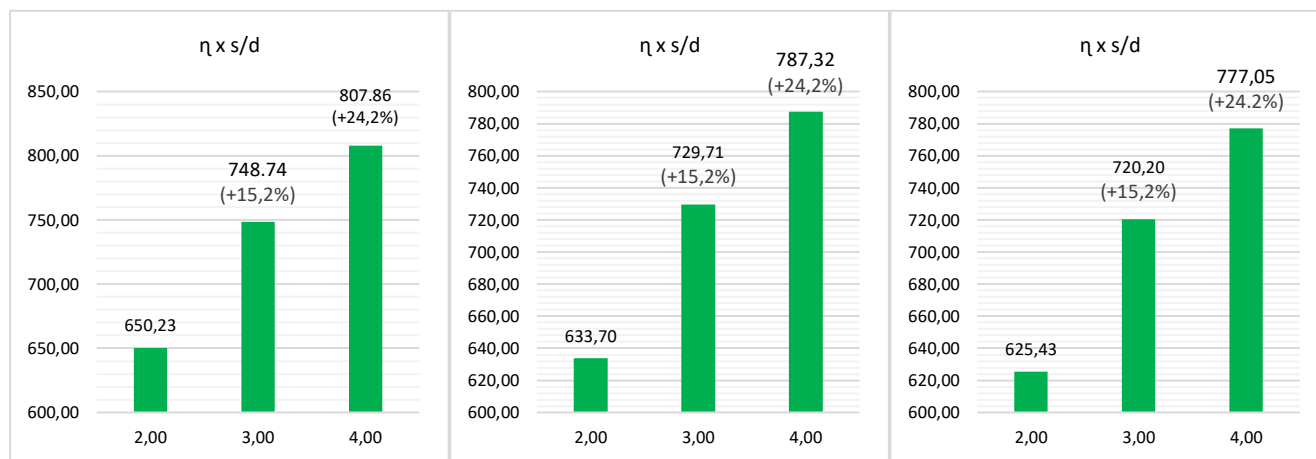
(a) $d=0,4$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$ (b) $d=0,6$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$ (c) $d=0,8$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$
 Figura 30 - Variações da eficiência devido a alteração do comprimento da estaca.

O comportamento da eficiência com relação a variação do diâmetro mostra que quanto maior o diâmetro, maior o valor de capacidade de carga por volume, porém esse aumento é muito pequeno, não chegando nem a 1%. Isso pode-se observar com a estaca de 15 metros de comprimento, com ângulo de atrito interno de 28° e razão de distância entre estacas igual a 3, tendo os valores de eficiência de $728,42 \text{ kN/m}^3$, $729,71 \text{ kN/m}^3$ (+0,2%) e $731,01 \text{ kPa}$ (+0,4%) respectivamente para os diâmetros de 0,4, 0,6 e 0,8 metros. Essas variações percentuais se repetem para as distâncias entre estacas de 2 e 4 com mesmo ângulo de atrito.



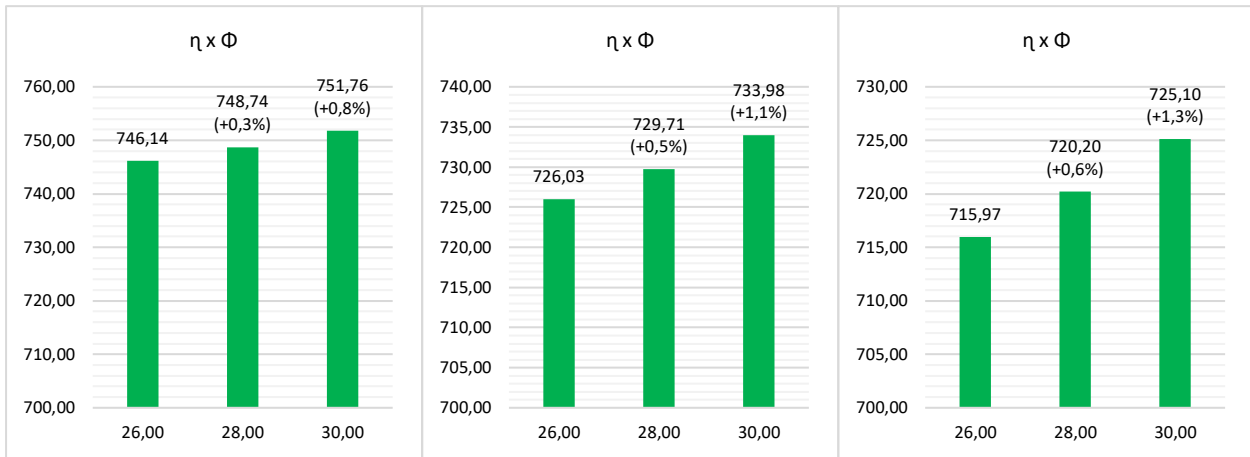
(a) $L=10$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$ (b) $L=15$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$ (c) $L=20$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$
 Figura 31 - Variações da eficiência devido a alteração do diâmetro da estaca.

Ademais, a variação de distância entre estacas faz com que os valores de capacidade de carga por volume aumentem em um percentual considerável. Como exemplo, para a estaca de diâmetro 0,6, com comprimento de 10 metros e ângulo de atrito interno no valor de 28° , apresentam-se valores de eficiência de 650,23 kN/m³, 748,74 kN/m³ (+15,2%) e 807,86 kPa (+24,2%) em sequência para os valores da razão da distância entre estacas de 2, 3 e 4 (Figura 32 a). O mesmo se observa tanto para valores de comprimento de 15 e 20 metros, quanto para diâmetros de 0,4 e 0,8 metros, e também pra ângulos de atrito interno de 26° e 30° , ou seja, a variação é sempre com a mesma taxa percentual.



(a) L=10 m; d=0,6 m; Φ =28° (b) L=15 m; d=0,6 m; Φ =28° (c) L=20 m; d=0,6 m; Φ =28°
 Figura 32 - Variações da eficiência devido a alteração da distância entre as estacas.

Por fim, ao se analisar o que ocorre nesta análise com a alteração do ângulo de atrito interno da areia, contata-se que é muito semelhante com o que foi apresentado com a variação do diâmetro das estacas. Os valores percentuais de aumento são quase que insignificantes, não chegam a ultrapassar 1,5%. Para ilustrar este facto, pode-se analisar a estaca de 0,6 metros de diâmetro, comprimento de 20 metros, valor da razão da distância de 3 e para os ângulos internos do solo de 26° , 28° e 30° , os respectivos valores são de 715,97 kN/m³, 720,20 kN/m³ (+0,6%) e 725,10 kPa (+1,3%), ver Figura 33 c.



(a) L=10 m; d=0,6 m; s/d=3

(b) L=15 m; d=0,6 m; s/d=3

(c) L=20 m; d=0,6 m; s/d=3

Figura 33 - Variações da tensão de cisalhamento devido a alteração do ângulo de atrito interno.

Após todas as análises, observou-se que a estaca que apresentou menor eficiência foi a de L=20 m, d=0,4 m, distância entre estacas igual a 2 e ângulo $\phi=26^\circ$, cujo valor de capacidade de carga por volume foi de 620,45 kN/m³. Já a que obteve o maior valor para esta eficiência foi a de L=10 m, d=0,6 m, distância entre estacas igual a 4 e $\phi=30^\circ$ com um valor de 811,11 kN/m³. Assim este caso uma eficiência de 30% maior, quando se comparada ao pior caso. Pode-se assim analisar estas estacas em separado dos outros modelos, com o intuito de ver os principais motivos do seu desempenho distinto. A tabela a seguir indica os parâmetros analisados anteriormente, em cada uma das situações.

	L	d	s/d	Φ areia med	R_s	q_s	R_b	q_b	R_c	R_c/V	R_s/R_c	R_b/R_c
	[m]	[m]	-	[°]	[kN]	[kN/m ²]	[kN]	[kN/m ²]	[kN]	[kN/m ³]	[%]	[%]
A	10	0.6	4	30	470.77	24.98	1822.59	6446.09	2293.36	811.11	20.5%	79.5%
B	20	0.4	2	26	316.73	12.60	1242.62	9888.47	1559.36	620.45	20.3%	79.7%

Tabela 8 - Comparação entre estaca de menor e maior eficiências.

FONTE: Autoria própria.

Desta comparação pode-se constatar que o valor de L para a pior situação é o máximo (20 m), o diâmetro é o mínimo (0,4 m) assim como o ângulo de atrito interno da areia média (26°) e a razão da distância entre as estacas (2), ou seja, quanto menor o comprimento, menor o diâmetro, menor a relação s/d e menor o ângulo de atrito interno no solo, pior é a eficiência da estaca.

Já para a estaca de melhor eficiência, o valor de L é mínimo (10 m), o diâmetro é o intermediário (0,6 m), a razão s/d é máxima (4) assim como o ângulo de atrito interno

também é máximo (30°), portanto conclui-se que, quanto menor o comprimento, maior o valor de distância entre estacas e maior o ângulo de atrito melhor se desempenha a capacidade de carga por volume escavado da estaca. Como estudado anteriormente a mudança do diâmetro implica uma contribuição para a eficiência da fundação muito reduzida.

Além do mais, pode-se observar a relação de distribuição da capacidade de carga total em lateral e ponta. Ao se analisar as porcentagens, nota-se pouca mudança de uma em relação a outra, sendo a que apresenta menor eficiência (estaca B da tabela) uma contribuição de atrito lateral de 20,3% e de resistência de ponta de 79,7%, já a estaca com melhor desempenho (estaca A) apresenta os valores de 20,5% e 79,5%, respectivamente. Todavia, a grande diferença está nas distribuições das tensões, nota-se que o valor da tensão normal de A é de 6.446,09 kPa e a estaca B possui uma tensão de ponta de 9.888,47 kPa, ou seja, 53,4% maior que a anterior. Já quanto a tensão ao longo do fuste observa-se a relação inversa, sendo o valor em A de 24,98 kPa e em B é de 12,60 kPa, ou seja, 49,5% menor que a anterior. Conclui-se assim que, uma tensão de base menor, combinada com uma tensão de cisalhamento maior, contribui para um melhor desempenho de capacidade de carga axial das estacas.

Por fim, vale sempre lembrar que cada projeto de fundação necessita especificamente de sua análise financeira, de solicitações de projeto e de solo in situ, para que se possa atender corretamente as necessidades, não gerando supra dimensionamentos ou, ao contrário, colocando em risco a estabilidade estrutural e do solo, obtendo-se assim a melhor solução construtiva.

4.1.4 Valor de capacidade de grupo (R_g)

O valor de capacidade de carga vertical do grupo nada mais é do que o valor da capacidade de carga de uma estaca (R_c) multiplicado pelo número de estacas que compõe o conjunto, no caso igual a 3, e também pelo valor da eficiência de grupo das estacas, especificadas para cada caso no capítulo 3 deste trabalho. De acordo com os valores obtidos para esta eficiência, o grupo que teria maior capacidade de carga vertical seria o de diâmetro 0,8 metros, comprimento de 20 metros, ângulo de atrito interno com sendo 30° e razão de distância entre estacas com valor igual a 4, com um valor total de capacidade carga de grupo (R_g) igual a 23.606,16 kN. Porém, não é o valor obtido de R_g que determina o grupo mais eficiente na prática, sendo este estudado no item 4.1.3 deste capítulo.

De acordo com a análise do item supracitado, o grupo com melhor desempenho é o de $L=10$ m, $d=0,6$ m, distância entre estacas igual a 4 e $\phi=30^\circ$ cujo valor de R_g é igual a 6.880,08 kN, sendo este valor 71% menor, porém que é melhor distribuído devido ao

volume escavado cuja a carga vertical atua.

Portanto, os valores deste parâmetro estão apresentados em anexo, porém não foi considerada a análise do mesmo no trabalho, uma vez que não é ele que determinaria o grupo de estacas mais adequado às solicitações de serviço.

4.2 ANÁLISE DO ASSENTAMENTO

Para a análise dos assentamentos foram utilizados dois métodos, o método dos elementos finitos, o qual calcula o assentamento máximo através do método da mola, e o método de Poulos e Davis (1994), sendo utilizado neste um assentamento limite de 25 mm ou o assentamento crítico da estrutura (assentamento que corresponde a rutura da fundação). Vale ressaltar que, ao utilizar o método da mola como análise, não é gerado o gráfico de carga-assentamento, sendo este um resultado da simulação quando se utiliza a solução analítica, porém os valores são gerados normalmente para as estacas que não ultrapassam o assentamento crítico. Além disso, ainda neste segundo método, todas as estacas são consideradas como flutuantes, ou seja, o valor da capacidade de carga da base é igual a zero e as cargas são distribuídas apenas ao longo do fuste, com o intuito de transmitir todas as cargas lateralmente.

Ademais, como dito anteriormente no início das análises, alguns modelos apresentaram rácio de armadura, ou seja, a área de aço era muito maior do que a permitida, assim essas simulações não serão consideradas na análise de assentamento, uma vez que não gera resultados para o método de Poulos e Davis (1980), impossibilitando a comparação entre os métodos, além de não ser aceita na prática, são estas as estacas de $L=15$ m, $d=0,4$ m e $s/d=3$ e 4 , e também as de $L=20$ m, $d=0,4$ m e $s/d=3$ e 4 .

Além dos modelos citados, outro grupo de simulações não poderá ser analisado, uma vez que sem motivo aparente o programa não gerou resultados para o método de Poulos e Davis, são as estacas de $L=10$ m, $d=0,4$ m e $s/d=3$ e 4 .

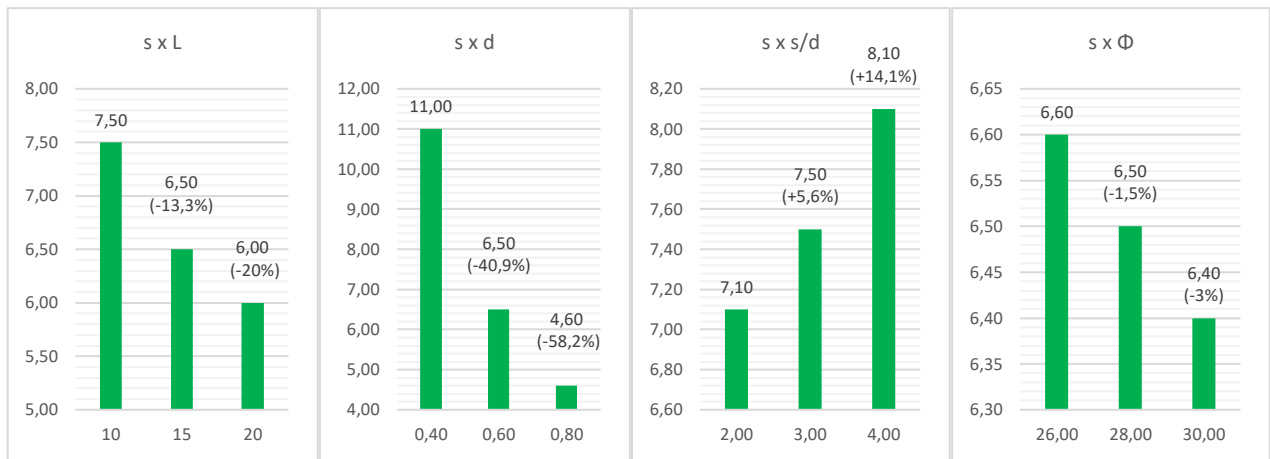
Após estes esclarecimentos, torna-se possível a análise nos três valores de comprimentos para o diâmetro $0,4$ m apenas para a razão de distância entre estacas pelo seu diâmetro no valor igual a 2 .

4.2.1 Método dos elementos finitos

Assim como na análise de capacidade de carga, será analisado aqui o comportamento do assentamento das estacas em relação a variação do comprimento da estaca, diâmetro, distância entre estacas e ângulo de atrito interno da areia média.

Para o assentamento de acordo com o método dos elementos finitos, é fornecido apenas o valor máximo cuja fundação esta sujeita (caso mais desfavorável), uma vez que o cálculo é realizado através de segmentos, e o valor de assentamento é calculado para todos eles. observou-se que, com a variação do comprimento das estacas, há uma diminuição percentual considerável, sendo esse aumento mais significativo para a estaca de diâmetro 0,4 metros do que para as estacas com 0,6 e 0,8 metros. Como os valores obtidos para o diâmetro 0,4 apresentaram resultados quase sempre que fora do padrão observado (muito mais elevado que os outros), será exemplificado esta redução para o diâmetro de 0,6 m, com um valor de ângulo de atrito interno igual a 28° e razão s/d igual a 3. Assim, os valores de assentamento máximo verificados são de 7,50 mm, 6,50 mm (-13,3%) e 6,00 mm (-20%) respectivamente para os valores de comprimento 10, 15 e 20 m (Figura 34 a).

Por sua vez, no caso da alteração do diâmetro, ocorre em todos os casos diminuição do valor do assentamento máximo em percentuais altamente expressivos em todos os casos, com os valores mais altos (maiores que o padrão) observados na estaca de comprimento igual a 10 metros (redução de em média 65% a 75%). Porém este comportamento será exemplificado através da estaca cujo padrão numérico de percentual de variação possui o mesmo que nos outro casos. Assim, para a estaca para comprimento igual a 15 metros, ângulo $\Phi=28^\circ$ e razão de distancia entre estacas no valor igual a 3, obteve-se os valores de 11,00 mm, 6,50 mm (-40,9%) e 4,60 mm (-58,2%) de assentamento, respetivos aos diâmetros de 0,40 m, 0,60 m e 0,80 m (Figura 34 b).



(a) $d=0,6\text{ m}$; $s/d=3$; $\Phi=28^\circ$

(b) $L=15\text{ m}$; $s/d=3$; $\Phi=28^\circ$

(c) $L=10\text{ m}$; $d=0,6\text{ m}$; $\Phi=28^\circ$

(d) $L=15\text{ m}$; $d=0,6\text{ m}$; $s/d=3$

Figura 34 - Variações do assentamento máximo com a variação dos parâmetros geométricos da estaca e do ângulo de atrito interno da areia média através do método dos elementos finitos.

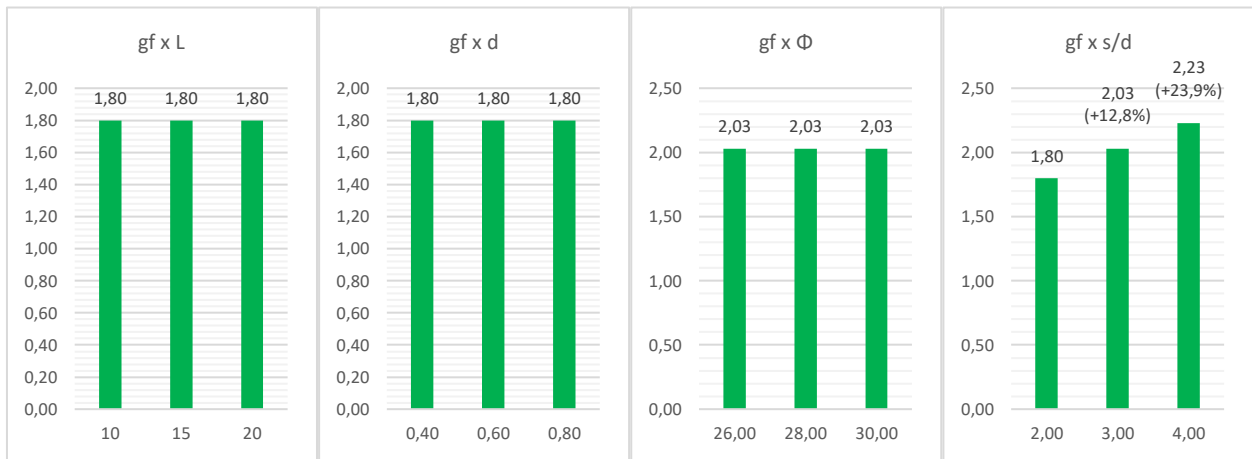
Ademais, no caso em que se altera a razão de distância entre estacas pelo seu diâmetro, observa-se uma alteração decrescente de acordo com o comprimento analisado, isto é, para os valores estudados de comprimento da estaca de 10 metros, ocorre o aumento do assentamento de acordo com o aumento da razão s/d (alterações em média de 5% a 14%), no caso de $L=15$ metros, o assentamento passa a diminuir em percentuais quase insignificantes (ocorrendo alterações próximas de 1%). Por fim, para o valor de $L=20$ metros, ocorre uma diminuição de assentamento máximo de acordo com o aumento de s/d em percentuais um tanto mais significantes (de 3% a 5% de redução). Portanto, mesmo não se observando um padrão de comportamento com a variação desta variável e para fins de comparação com o método seguinte, será representado graficamente as grandezas do caso mais desfavorável para a fundação, sendo este por conseguinte o de $L=10$ metros, estaca com diâmetro de 0,60 metros e $\Phi=28^\circ$. Neste caso apresentam os valores de 7,10 mm, 7,50 mm (+5,6%) e 8,10 mm (+14,1%) de assentamento máximo respectivo aos valores de s/d de 2, 3 e 4 (Figura 34 c).

Por fim, para o aumento do ângulo de atrito interno, o comportamento observado foi de diminuição do assentamento máximo, como era esperado. Isto pode ser verificado por exemplo para estaca de comprimento igual a 15 metros, $s/d=3$ e diâmetro igual a 0,6 metros, sendo os valores resultantes de 6,60 mm, 6,50 mm (-1,5%) e 6,40 mm (-3%), para os valores de Φ de 26° , 28° e 30° sequencialmente (Figura 34 d). Vale ressaltar que as outras simulações seguiram o mesmo padrão de variação.

4.2.2 Método de Poulos & Davis (1980)

Neste método foram observados valores mais elevados em relação ao método anterior, tanto de assentamento quanto de percentagem de variação. Além disso, aqui é gerado o fator de assentamento de grupo, g_f (parâmetro adimensional), e é assim analisado como os outros parâmetros apresentados nesta dissertação.

Para este fator g_f , o único parâmetro que faz com ele apresente alteração é o aumento da razão da distância entre as estacas pelo seu diâmetro, causando percentuais positivos (ver figura X). Como exemplo está a estaca de $L=15$ metros, 0,6 metros de diâmetro e ângulo de atrito interno de 28° , nesta os valores de g_f são de 1,80, 2,03 (+12,8%) e 2,23 (+23,9%) para os respectivos valores de 2, 3 e 4 (Figura 35).



(a) $d=0,6$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$

(b) $L=15$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$

(c) $L=10$ m; $d=0,6$ m; $\Phi =28^\circ$

(d) $L=15$ m; $d=0,6$ m; $s/d=3$

Figura 35 - Variações do fator de assentamento de grupo com a variação dos parâmetros geométricos da estaca e do ângulo de atrito interno da areia média através do método de Poulos & Davis (1980).

Para os valores referentes ao assentamento neste método, observou-se uma variação muito alta, com poucos padrões reconhecidos. Porém ainda assim é um estudo válido e que permite comparações com o método anterior, sendo as estacas apresentadas aqui como exemplo as mesmas apresentadas anteriormente para melhor entendimento e clareza na divergência de resultados.

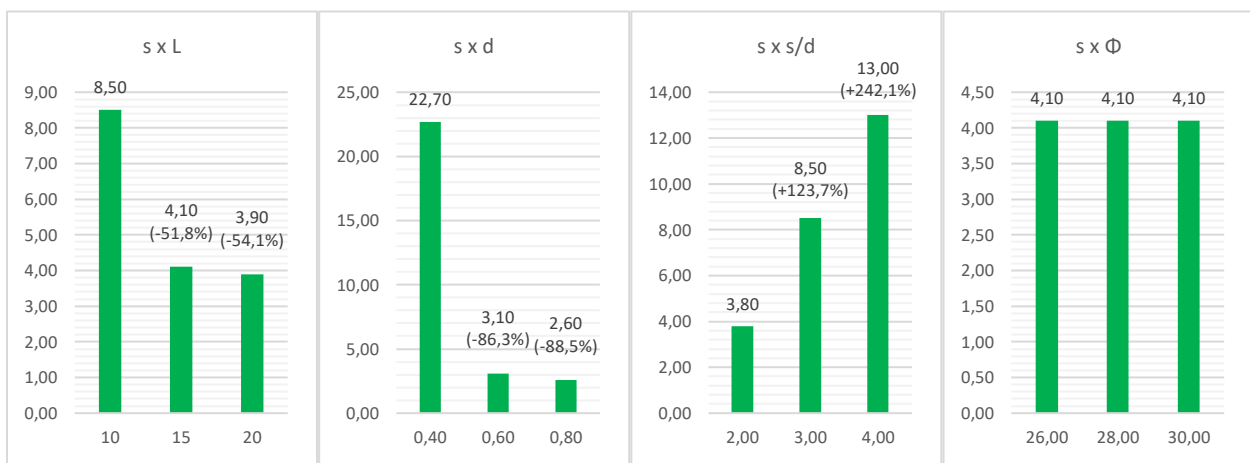
Ao se alterar o valor do comprimento da estaca L , observou-se redução no valor de assentamento, sendo utilizado como exemplo a estaca de diâmetro de 0,6 m, com um valor de ângulo de atrito interno igual a 28° e razão s/d igual a 3, os valores de assentamento máximo verificados são de 8,50 mm, 4,10 mm (-51,8%) e 3,9 mm (-54,1%) respectivamente para os valores de comprimento 10, 15 e 20 m (Figura 36 a).

Já para o aumento do diâmetro das estacas, nota-se uma redução em percentuais

muito altos em todos os modelos. Como se observa na estaca de comprimento igual a 15 metros, ângulo $\Phi=28^\circ$ e razão de distancia entre estacas no valor igual a 3, os valores dos assentamento são de 22,70 mm, 3,10 mm (-86,3%) e 2,60 mm (-88,5%), respectivos aos diâmetros de 0,40 m, 0,60 m e 0,80 m (Figura 36 b).

Ademais, o comportamento do valor de assentamento no método de Poulos & Davis para a variação da distancia entre estacas foi de aumento em todos os casos, porém o aumento ocorrido para o comprimento de 10 metros da estaca apresentou valores extremamente alto em relação a quaisquer outro, portanto, como no método anterior também foi o escolhido por ser a situação mais desfavorável para a estrutura. Como exemplo, para a estaca com diâmetro de 0,60 metros, $\Phi=28^\circ$ e o referido comprimento anterior, apresenta valores de 3,80 mm, 8,50 mm (+123,7%) e 13,00 mm (+242,1%) para o assentamento quando os valores de s/d são iguais a 2, 3 e 4, respectivamente (Figura 36 c). As outras simulações apresentaram valores na ordem de 35% de aumento, com aproximadamente 1 mm de aumento de acordo com o aumento do distanciamento.

Por fim, com o aumento do ângulo de atrito interno da areia media, percebeu-se uma redução na ordem de 4,5% na estaca de L=10 metros e nos de 15 e 20 metros manteve-se constante. Como no método anterior, na estaca de comprimento igual a 15 metros, s/d= 3 e diâmetro igual a 0,6 metros, o valor do assentamento é de 4,10 mm, constante para os valores de Φ de 26° , 28° e 30° (Figura 36 d).



(a) d=0,6 m; s/d=3; $\Phi=28^\circ$

(b) L=15 m; s/d=3; $\Phi=28^\circ$

(c) L=10 m; d=0,6 m; $\Phi=28^\circ$

(d) L=15 m; d=0,6 m; s/d=3

Figura 36 - Variações do assentamento máximo com a variação dos parâmetros geométricos da estaca e do angulo de atrito interno da areia media através do método de Poulos & Davis (1980).

Ao se comparar os dois métodos algumas considerações podem ser feitas. O método dos elementos finitos apresenta valores independente da atribuição de um assentamento máximo de 25 mm, apresentando valores maiores ou muito próximos ao limite, sendo o método de Poulos limitado pelo valor inserido como o máximo, não gerando assim os resultados correspondentes. Além disso, o único parâmetro que apresentou

percentuais próximos de variação entre os dois métodos foi quando ocorreu a variação do ângulo de atrito interno da areia média, no entanto a variação de ambos foi baixa.

Ademais, na maioria das simulações (já se descartando os modelos que não foram analisados aqui, ou seja, que não geraram os valores para o método de Poulos & Davis) com um total de 81% delas, o valor apresentado pelo método dos elementos finitos é maior. Todos os valores para maior detalhamento estão presentes no Anexo B.

4.3 DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS INTERNOS E DEFORMAÇÃO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MÉTODO P-Y)

O programa de análise geotécnica também gera como resultados das simulações a distribuição de esforços, deformações e rotação do grupo de estacas inserido. Neste estudo utilizou-se o método p-y de análise, o qual se baseia pelo método dos elementos finitos, dividindo as estacas em segmentos e resultando em uma tabela com os valores para estes. O módulo de reação do subsolo (kh) foi estimado automaticamente através de uma abordagem linear, o qual se insere para cada tipo de solo o coeficiente de reação unitária k (depende do valor de ϕ e foi estimado através dos valores conhecidos para os ângulos utilizados, mostrado na tabela 9 a seguir), e o ângulo de dispersão β que foi constante em todos os modelos no valor de $17,5^\circ$.

Ângulo de atrito interno	k
[°]	[MN/m ³]
26	113
28	128
30	143

Tabela 9 - Valores adotados de Coeficientes de reação unitária do solo.

FONTE: Autoria própria.

Como dito anteriormente, os resultados obtidos foram analisados com o comportamento de acordo com as variações de propriedades geométricas do grupo de estacas (comprimento, diâmetro e distância entre as estacas) e do parâmetro mecânico do solo, ângulo de atrito interno da areia média (consequentemente, as consequências da

variação do k também foram observadas). Os valores obtidos foram apresentados com a subdivisão das estacas em 10 elementos finitos, sendo este valor fixado pelo programa, sem que o usuário possa alterar e sem que o próprio software altere com a variação das dimensões dos modelos. Considerando a cota de arrasamento acima do solo de 50 cm, os segmentos têm comprimentos de 1,05 m, 1,55 m e 2,05 m, respectivamente para os valores de comprimentos das estacas de 10, 15 e 20 metros.

As análises neste item serão feitas com os seguintes critérios: momento fletor (M), esforço transversal (V), deslocamento (y) e rotação na base superior da estaca (θ) e suas respectivas cotas. Nos casos de V , θ e y , os valores máximos sempre ocorrem na base superior das estacas, já para o M as cotas correspondentes ao valor máximo serão analisadas. Já para os valores mínimos de M , eles ocorrem sempre na cabeça da estaca, no caso de y e V , as cotas podem ser analisadas, mas para a rotação θ , não há descrição por segmento disponível, portanto será apenas analisado a variação do seu valor máximo numérico e graficamente.

Por fim, vale ressaltar que as análises inconsistentes serão consideradas neste tópico, com o intuito de identificação de padrões de comportamento das variáveis a nível teórico.

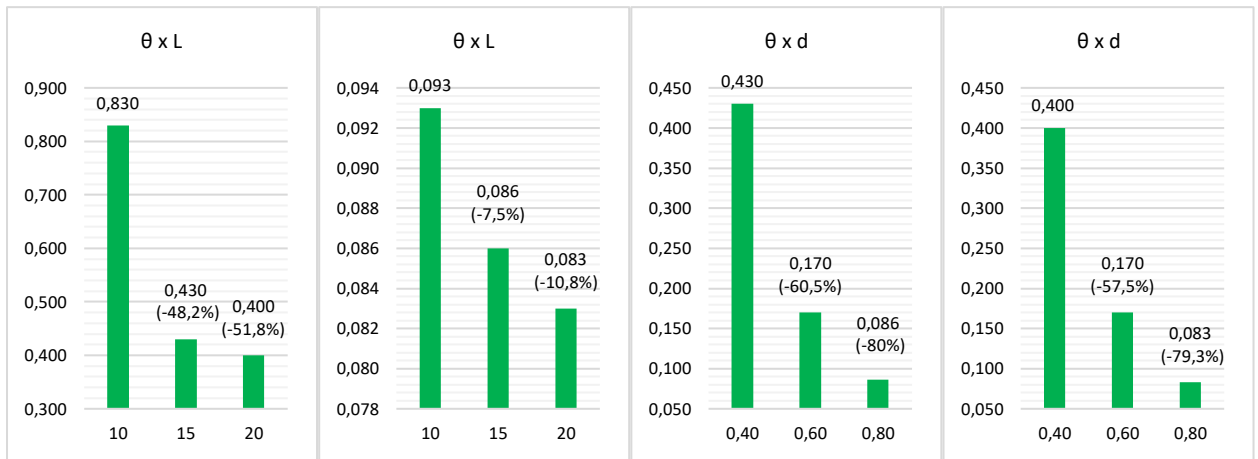
4.3.1 Rotação máxima das estacas

Para analisar a variação referente a rotação, será considerada a mesma metodologia utilizada na capacidade de carga axial, uma vez que não é gerado pelo programa de análise a rotação por segmento das estacas. Vale lembrar que todos os valores aqui estudados são referentes ao topo da estaca.

Pode-se notar que tanto o aumento dos parâmetros geométricos da estaca (comprimento, diâmetro e distância entre as estacas) quanto ao aumento do ângulo de atrito interno fazem com que a rotação da estaca diminua, porém, os percentuais de alteração são diferentes. No caso do aumento do comprimento L da estaca, os valores de rotação da estaca se alteram de maneira significativa. Para 0,4 de diâmetro, razão s/d igual a 3 e ângulo de atrito interno 28° (Figura Xa) e valores de $L=10, 15$ e 20 m a rotação é de $0,83^\circ, 0,43^\circ$ (-48,2%) e $0,40^\circ$ (-51,8%), respectivamente. Já nas mesmas condições, para o diâmetro de 0,6 e 0,8 m os percentuais são menores, sendo para 0,8 m os valores de $0,093^\circ, 0,086^\circ$ (-7,5%) e $0,083^\circ$ (-10,8%) e comprimentos de 10, 15 e 20 metros sequencialmente (Figura 37 b).

Ademais, quando se altera o diâmetro, a rotação se altera em percentagens muito

altas. No caso de $L=15$ m, razão de distância entre estacas igual a 3 e ângulo de atrito de 28° , foram obtidos os valores de rotação de $0,43^\circ$, $0,17^\circ$ (-60,5%) e $0,086^\circ$ (-80%) para os respectivos valores de 0,4, 0,6 e 0,8 m de diâmetro (Figura 37 c). Ao contrário do que ocorre com a rotação na variação do comprimento, neste caso os outros modelos seguem as mesmas grandezas de percentuais, como por exemplo o de $L=20$ m, nas mesmas condições citadas anteriormente, com valores de $0,40^\circ$, $0,17^\circ$ (-57,5%) e $0,083^\circ$ (-79,3%), correspondentes respectivamente aos diâmetros de 0,4, 0,6m e 0,8 m (Figura 37 d).



(a) $d=0,4$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$

(b) $d=0,8$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$

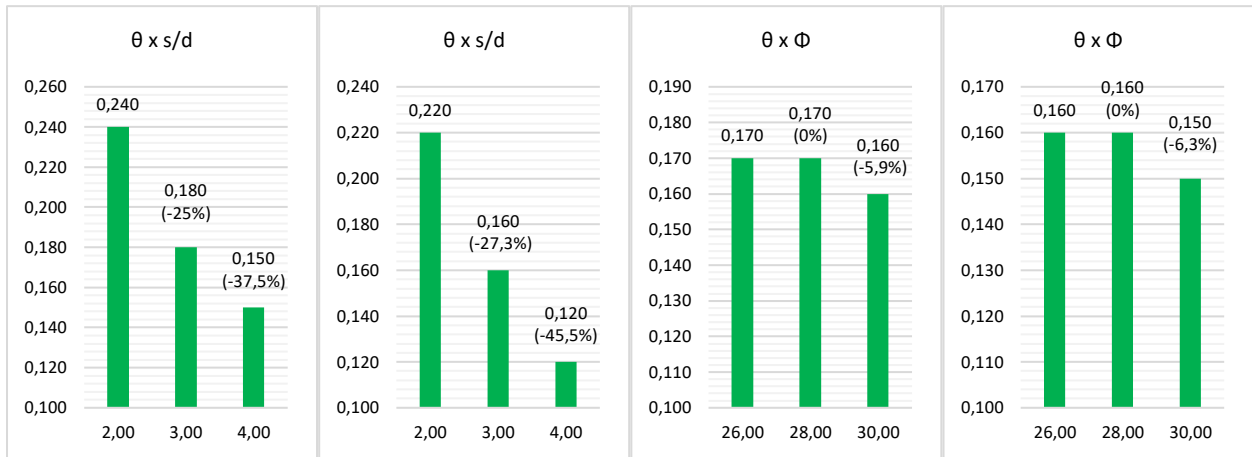
(c) $L=15$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$

(d) $L=20$ m; $d=0,6$ m; $\Phi =28^\circ$

Figura 37 - Variações da rotação da estaca devido a alteração do comprimento e do diâmetro.

Por sua vez, para a alteração da razão de distância entre as estacas, o percentual de alteração da rotação tem valores consideráveis. Como exemplo, a estaca com diâmetro de 0,6 m, $L=10$ m e ângulo de atrito interno de 28° , os valores relativos a rotação são de $0,24^\circ$, $0,18^\circ$ (-25%) e $0,15^\circ$ (-37,5%) para os valores de s/d igual a 2, 3 e 4 respectivamente (Figura 38 a). Também é apresentado graficamente a solução para $L=20$ m e as mesmas condições para as demais variáveis, sendo os valores de rotação, para s/d igual a 2, 3 e 4 respectivamente, de $0,22^\circ$, $0,16^\circ$ (-27,3%) e $0,12^\circ$ (-45,5%) (Figura 38 b).

Em oposição ao que se observa com a variação do distanciamento, quando ocorre o aumento do valor do ângulo de atrito interno da areia média, os valores percentuais de redução da rotação são quase que insignificantes. Exemplificado para a estaca de comprimento de 15 m, $d=0,6$ m e $s/d=3$, os valores de rotação são de $0,17^\circ$, $0,17^\circ$ (0%) e $0,16^\circ$ (-5,9%) para os ângulos de 26° , 28° e 30° respectivamente (Figura 38 c). Também foi ilustrado graficamente a seguir (Figura 38 d), o caso para $L=20$ m e demais variáveis com o mesmo valor, sendo a rotação de $0,16^\circ$, $0,16^\circ$ (0%) e $0,15^\circ$ (-6,3%) para os ângulos de 26° , 28° e 30° em sequência.



(a) d=0,4 m; s/d=3; $\Phi =28^\circ$

(b) d=0,8 m; s/d=3; $\Phi =28^\circ$

(c) L=15 m; s/d=3; $\Phi =28^\circ$

(d) L=20 m; d=0,6 m; $\Phi =28^\circ$

Figura 38 - Variações da rotação da estaca devido a razão s/d de distância entre estacas e o ângulo de atrito interno da areia mole.

Em suma, se o intuito do projeto estrutural for a redução da rotação de máxima, o que mais surtiria efeito seria o aumento do diâmetro das estacas, porém isso poderia trazer problemas de execução da fundação e até mesmo económicos, exigindo uma maior área de escavação e provavelmente alterando o dimensionamento da armadura da estrutura. Vale lembrar que, em comparação a análise realizada no tópico 4.1.3, o aumento do diâmetro das estacas possui quase nenhuma influencia em melhorar o desempenho de capacidade de carga das mesmas, portanto uma análise mais elaborada deve ser realizada para cada caso de aplicação, chegando a conclusão específica do melhor método construtivo para a edificação.

Por fim, uma análise que valida os resultados na prática é quando há a comparação do valor de momento fletor na estaca de acordo com a sua rotação. Para valores com maior rotação, ocorre maior deflexão na estaca, fazendo com que o momento fletor diminua, isso pode ser observado como exemplo na estaca com comprimento igual a 10 metros, diâmetro de 0,4 metros e espaçamento entre estacas s/d=2, a qual é a estaca que apresenta maiores valores de rotação, para a qual estão apresentados os valores de rotação de $0,96^\circ$, $0,90^\circ$ e $0,84^\circ$ (para os respetivos valores de angulo de atrito interno de 26° , 28° e 30°), para as quais observa-se valor de momento fletor máximos positivos à mesma cota de 165,88 kNm, 158,65 kNm (-4%) e 151,39 kNm (-9%), validando o comportamento acima esperado. Os outros modelos seguem o mesmo padrão de análise e refletem esta conclusão.

4.3.2 Deslocamento das estacas

O programa de análise geotécnico gera os gráficos correspondentes a deformação da estrutura de acordo com o carregamento solicitado, e nos relatórios finais gera o valor máximo de deslocamento, que sempre está localizado na cabeça da estaca. Os valores destas deformações aumentam de acordo com a variação do aumento do comprimento da estaca para os diâmetros de 0,6 metros e 0,8 metros seguindo assim um padrão de alteração. No comportamento para o diâmetro de 0,4 metros não ocorre o mesmo, devido ao problema de rácio da armadura e assentamento excessivo em praticamente todos os modelos deste diâmetro. Já nos casos de variação para aumento de diâmetro, distância entre estacas e variação do ângulo de atrito interno da areia média, os valores de deslocamento máximo diminuem. Vale ressaltar que todos os valores máximos são negativos devido ao sentido de aplicação das cargas horizontais, porém nas análises os sinais serão omitidos para uma verificação mais clara dos padrões de alteração.

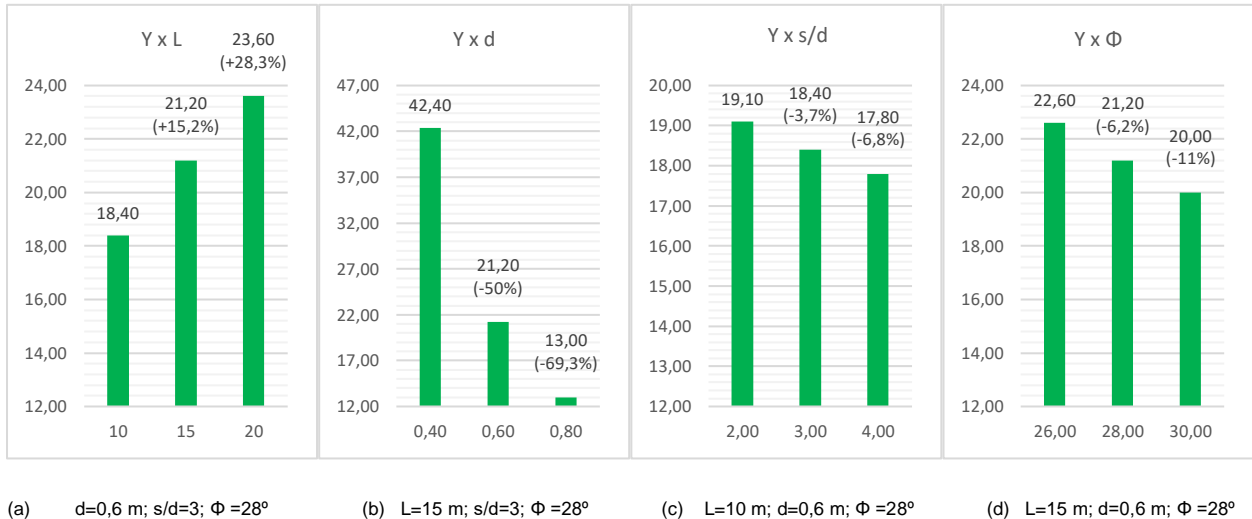
Para o aumento do comprimento, o padrão de aumento pode ser exemplificado com a estaca de 0,6 metros, com a razão da distância entre estacas igual a 3 e ângulo de atrito interno igual a 28° , nesta os valores de deslocamento horizontal são 18,40 mm, 21,20 mm (+15,2%) e 23,60 mm (+28,3%) para os comprimentos de 10, 15 e 20 metros, respetivamente (Figura 39 a).

Por sua vez, para o aumento do diâmetro, ocorre uma variação mais padronizada, sendo as reduções nos valores do deslocamento máximo de cada estaca apresentados percentuais realmente significativos. Isto pode ser demonstrado com os valores referentes a estaca de 15 metros de comprimento, com razão $s/d=3$ e ângulo $\phi=28^\circ$, os valores referentes a y máximo neste caso são de 42,40 mm, 21,20 mm (-50%) e 13 mm (-68,2%) correspondentes aos diâmetros de 0,40 m, 0,60 m e 0,80 m sequencialmente (Figura 39 b).

Para a análise de variação do valor da razão s/d de distancia entre as estacas, observou-se que o aumento gerou uma redução quase que insignificante nos valores dos deslocamentos, padrão este que segue para todos os modelos, e que pode ser observado com a simulação cuja a estaca possui 10 metros de comprimento, 0,6 m de diâmetro e angulo $\phi=28^\circ$ (Figura 39c). Nesta os valores máximos dos deslocamentos são dados para as razões $s/d= 2, 3$ e 4 , respetivamente de 19,10 mm, 18,40 mm (-3,7%) e 17,80 mm (-6,8%). No caso das outras estacas, seguiram as mesmas grandezas de percentual de redução.

Por fim, com o aumento do ângulo de atrito interno observou-se uma redução consideravelmente baixa nos valores de y máximo. Na estaca de 15 metros de comprimento, diâmetro de 0,6 e razão $s/d=3$, os valores de 22,60 mm, 21,20 mm (-6,2%)

e 20 mm (-11,5%) foram obtidos para os respectivos ângulos de 26 °, 28 ° e 30 ° (Figura 39 d). No caso das outras comparações, os valores percentuais seguiram-se praticamente iguais aos do exemplo.



(a) $d=0,6\text{ m}$; $s/d=3$; $\Phi=28^\circ$ (b) $L=15\text{ m}$; $s/d=3$; $\Phi=28^\circ$ (c) $L=10\text{ m}$; $d=0,6\text{ m}$; $\Phi=28^\circ$ (d) $L=15\text{ m}$; $d=0,6\text{ m}$; $\Phi=28^\circ$

Figura 39 - Variações do deslocamento máximo com a variação dos parâmetros geométricos da estaca e do ângulo de atrito interno da areia média.

4.3.3 Momento fletor (M) e força de corte (V)

Neste item, além da análise do comportamento dos esforços de acordo com a variação dos parâmetros já estipulados, será também estudada a variação da cota cujo valor corresponde, nas estacas, ao momento fletor máximo positivo. Vale ressaltar que todas as 3 estacas do grupo apresentaram comportamento igual para estes esforços, ou seja, os valores são os mesmos para as 3. Ademais, também é importante nesta seção o fato de que o momento fletor máximo negativo sempre ocorre na cabeça da estaca, ou seja, cota zero em relação ao solo, ponto este que também ocorre o valor da força de corte máxima, não ocorrendo variações quaisquer nestas cotas.

Inicialmente, para o estudo do comportamento do momento fletor máximo positivo e negativo, com a alteração do comprimento da estaca, ocorre o reconhecimento de um padrão de comportamento decrescente, sendo os maiores percentuais de alteração para o diâmetro de 0,4 m, um percentual mediano para o de 0,6 m e baixo para o de 0,8 m. Todavia o que difere quanto ao máximo positivo e negativo é que, para os valores positivos, o aumento do comprimento gera redução no momento, e nos valores de momentos negativos, esta variação causa o aumento. Como existe este comportamento, os percentuais serão representados graficamente pelos valores médios, com estacas

caracterizadas nas figuras 40 a e 41 e a seguir.

No caso da alteração do diâmetro, o aumento desta variável causa também percentuais de aumento tanto nos valores positivos quanto nos negativos, sendo a grande maioria variações muito altas. Nas figuras 40 b e 41 f estão expressas graficamente também os percentuais de estacas com valores médios.



(a) $d=0,6$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$

(b) $L=15$ m; $s/d=3$; $\Phi =28^\circ$

(c) $L=15$ m; $d=0,6$ m; $\Phi =28^\circ$

(d) $L=15$ m; $d=0,6$ m; $\Phi =28^\circ$

Figura 40 - Variações do momento fletor máximo positivo com a variação dos parâmetros geométricos da estaca e do ângulo de atrito interno da areia média.

Além, observa-se que o aumento da razão de distância entre as estacas faz com que o momento positivo apresente redução em seus valores, em percentuais baixos. Por sua vez, no caso dos valores de momento fletor negativos, ocorrem altos percentuais de aumento, fazendo com que o valor quase dobre em grande parte das simulações. Para a demonstração gráfica destas análises, foram utilizadas estacas também com parâmetros médios especificados nas figuras 40 c e 41 g.

Por fim, para a variação de aumento do ângulo de atrito interno da areia média, observou-se variações muito pequenas nos valores de momento fletor de máximo positivo e negativo, porém em ambos os extremos de momento fletor ocorreram redução de seus valores. Com as mesmas considerações dos parâmetros anteriores, a representação gráfica esta nas figuras 40 d e 41 h.



(e) $d=0,6\text{ m}$; $s/d=3$; $\Phi=28^\circ$ (f) $L=15\text{ m}$; $s/d=3$; $\Phi=28^\circ$ (g) $L=15\text{ m}$; $d=0,6\text{ m}$; $\Phi=28^\circ$ (h) $L=15\text{ m}$; $d=0,6\text{ m}$; $\Phi=28^\circ$
 Figura 41 - Variações do momento fletor máximo negativo com a variação dos parâmetros geométricos da estaca e do ângulo de atrito interno da areia média.

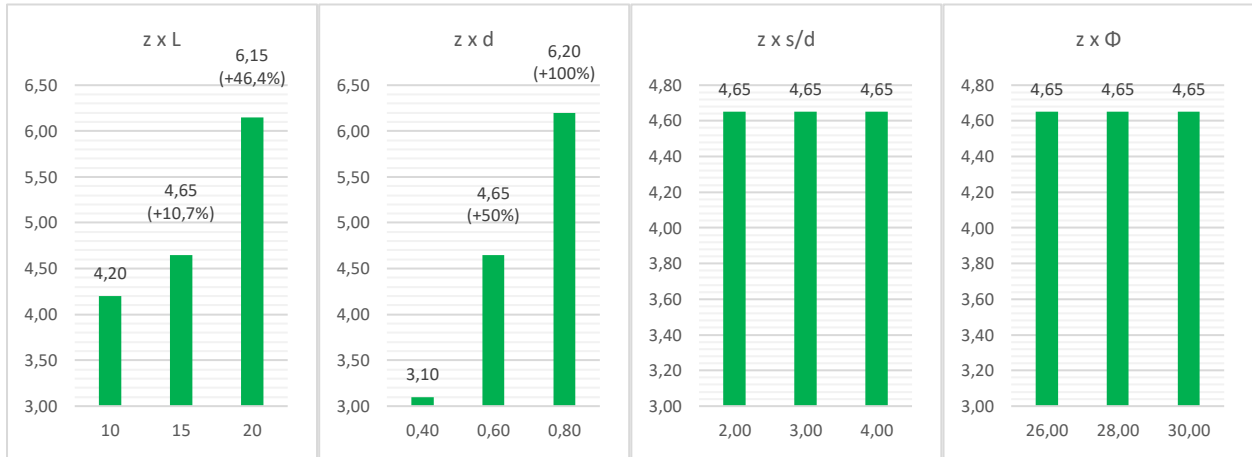
Após a verificação dos valores obtidos, por fim, vale ressaltar que para o dimensionamento de fundações o valor utilizado é o valor máximo do momento fletor em módulo. Pode-se então observar que na grande maioria das simulações (78% das 81 simulações), o valor do momento máximo negativo foi maior que o valor do momento máximo positivo.

Voltando a análise de momento fletor máximo positivo, cabe aqui a inclusão cota da estaca que o mesmo ocorre. Ao se realizar a variação de aumento do comprimento L da estaca, apresenta-se em geral um aumento da cota cujo valor ocorre, ou seja, o valor máximo positivo passa a ocorrer cada vez mais próximo da ponta da estaca. Isto pode ser exemplificado na estaca de 0,6 m de diâmetro, com valor de razão de distancia entre estacas $s/d=3$ e ângulo de atrito interno igual a 28° , neste as cotas as quais ocorrem valores máximo de momento são de 4,20 metros para um $L=10\text{ m}$, para $L=15\text{ m}$ o valor passa a 4,65 m (+10,7%) e, por fim, para $L=20\text{ m}$ o valor da cota é de 6,15 m (+46,4%), graficamente representados pela figura 42 a.

No caso do aumento do diâmetro das estacas, ocorre também o aumento no valor da cota correspondente ao momento positivo, porém não apresentasse exatamente um padrão de aumento, sendo que para o comprimento de 10 metros, os aumentos são de aproximadamente 30%, no caso de um comprimento de 15 metros, a variação vai para 50%, sendo esta representada graficamente a seguir (Figura 42 b), e para o comprimento de $L=20$ metros o valor da cota se altera em 50% ao se passar do diâmetro 0,4 m para o de 0,6 m. Quando aumenta para o diâmetro de 0,8 m não apresenta alteração.

Por fim, para a variação da distância entre estacas e do ângulo de atrito interno da areia média, o valor da cota não apresenta quaisquer percentuais de variação, sendo

visível este comportamento para as estacas representadas graficamente nas figuras 42 c e 42 d.



(a) $d=0,6\text{ m}$; $s/d=3$; $\Phi=28^\circ$

(b) $L=15\text{ m}$; $s/d=3$; $\Phi=28^\circ$

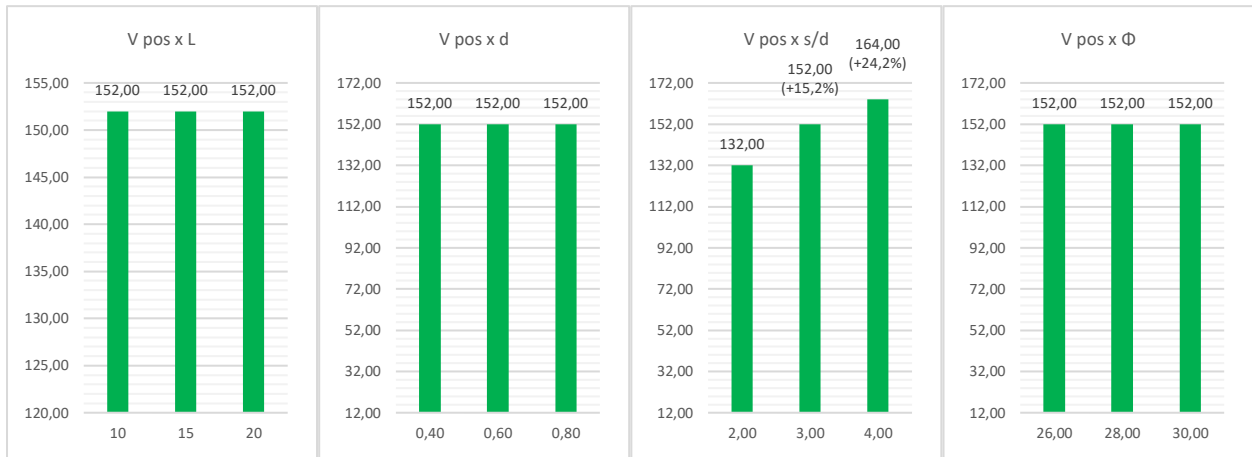
(c) $L=15\text{ m}$; $d=0,6\text{ m}$; $\Phi=28^\circ$

(d) $L=20\text{ m}$; $d=0,6\text{ m}$; $s/d=3$

Figura 42 - Variações da cota que ocorre o momento máximo positivo devido a variação dos parâmetros geométricos das estacas e o ângulo de atrito interno da areia média.

Quanto a cota do momento fletor máximo negativo, verificou-se que ele sempre ocorre na cabeça da estaca, ou seja, na interface entre a estaca e o maciço de encabeçamento, não sendo necessária a análise de variação da mesma quanto ao aumento dos parâmetros geométricos da estaca ou o aumento do ângulo de atrito interno da areia média.

Para a análise da força de corte máxima positiva, só foi observada variação quando se faz o aumento da distância entre as estacas de grupo, sendo este aumento igual para todos os modelos de comparação. Exemplificado para a estaca de comprimento igual a 15 metros, diâmetro igual a 0,6 m e ângulo de atrito interno de 28° , os valores de V máximos positivos são de 132 kN, 152 kN (+15,2%) e 164 kN (+24,2%) respectivamente para as razões de distancia entre estacas s/d iguais a 2, 3 e 4 (Figura 43 a). Para as alterações do comprimento da estaca, diâmetro e ângulo de atrito interno não há quaisquer alterações nos valores máximos positivos de força de corte, mantendo-se assim constantes (Figuras 43 b, c e d).



(a) $d=0,6\text{ m}$; $s/d=3$; $\Phi=28^\circ$

(b) $L=15\text{ m}$; $s/d=3$; $\Phi=28^\circ$

(c) $L=15\text{ m}$; $d=0,6\text{ m}$; $\Phi=28^\circ$

(d) $L=20\text{ m}$; $d=0,6\text{ m}$; $s/d=3$

Figura 43 - Variações da força de corte máxima positiva de acordo com a variação dos parâmetros geométricos das estacas e o ângulo de atrito interno da areia média.

Por sua vez, para os valores máximos negativos de força de corte, na variação do comprimento observa-se redução do esforço. Este comportamento será exemplificado através da estaca com diâmetro de 0,8 m, valor de $s/d=3$ e ângulo de atrito interno igual a 28° , sendo a que apresenta valores percentuais médios de alteração, com forças de corte iguais a -53,22 kN, -36,22 kN (-31,9%) e -33,64 kN (-36,8%) respectivos aos comprimentos de 10, 15 e 20 metros (Figura 44 a).

No caso do aumento do diâmetro, em geral ocorre aumento da força cortante máxima positiva, sendo este comportamento representado pelos maiores percentuais de variação ocorridos na estaca de 15 metros de comprimento, com $s/d=3$ e ângulo $\Phi=28^\circ$, sendo os valores respectivos aos diâmetros de 0,4 m, 0,6 m e 0,8 m de -32,43 kN, -35,62 kN (+9,8%) e -36,24 kN (+11,7%) com representação gráfica na Figura 44 b.

Ademais, no caso da alteração da razão s/d determinante da distância entre estacas, ocorre redução do valor máximos negativos do esforço em percentuais não muito significantes. Para comparação gráfica utiliza-se a estaca de comprimento $L=15\text{ m}$, 0,6 metros de diâmetro, e ângulo $\Phi=28^\circ$ para areia média, cujos valores de força de corte são de -36,03 kN, -35,62 kN (-1,1%) e -34,98 kN (-2,9%), respectivos sequencialmente aos valores de s/d iguais a 2, 3 e 4 (Figura 44 c).

Por fim, com o aumento do ângulo de atrito interno da areia média, ocorre ligeiro aumento para o comprimento no valor de 10 metros, e ligeira redução nos comprimentos de 15 e 20 metros. Como os percentuais são muito pequenos em ambos os casos, será utilizado o valor intermediário de comprimento igual a 15 metros, 0,6 metros de diâmetro e $s/d=3$, sendo os respectivos valores para os ângulos de atrito 26° , 28° e 30° de -35,78 kN, -35,62 kN (-0,4%) e -35,23 kN (-1,5%), representado graficamente na Figura 44 d. As variações dos outros modelos seguem em média a mesma variação em questão de

significância de percentual de mudança.

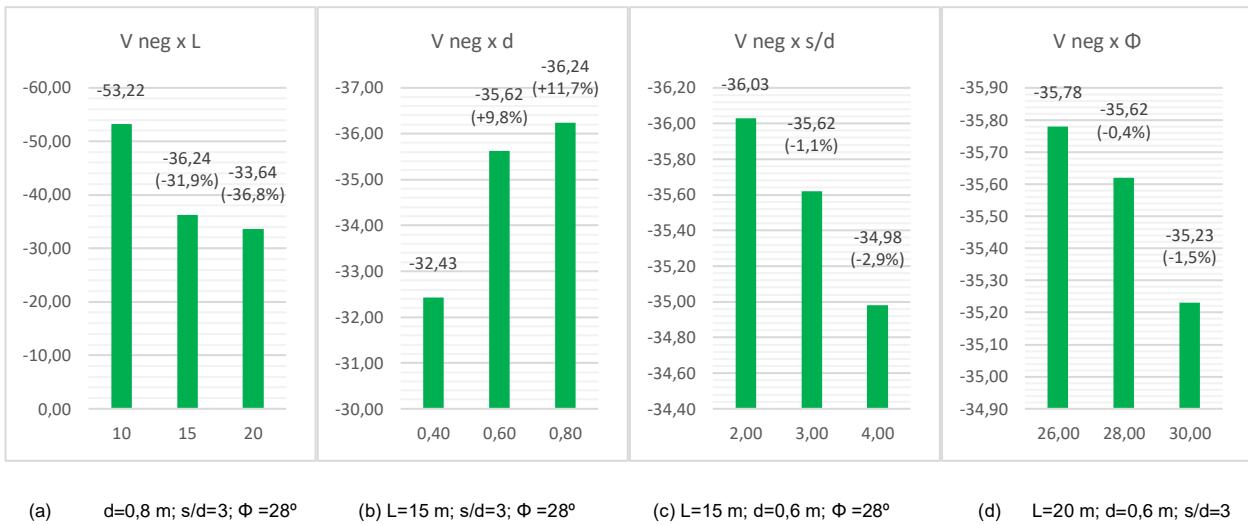
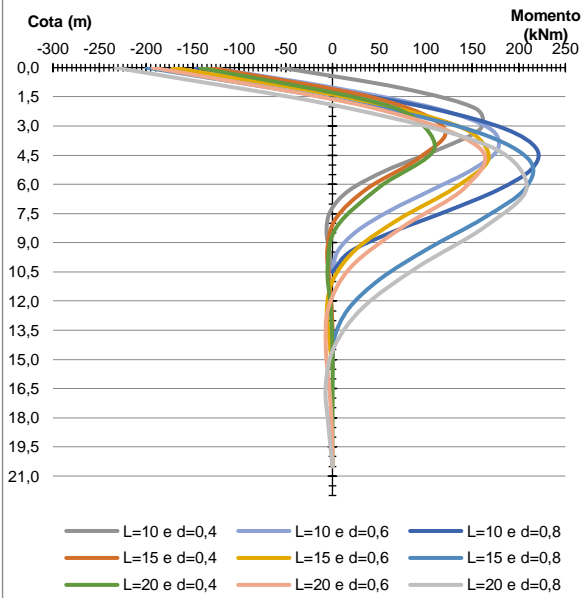


Figura 44 - Variações da força de corte máxima negativa de acordo com a variação dos parâmetros geométricos das estacas e o ângulo de atrito interno da areia média.

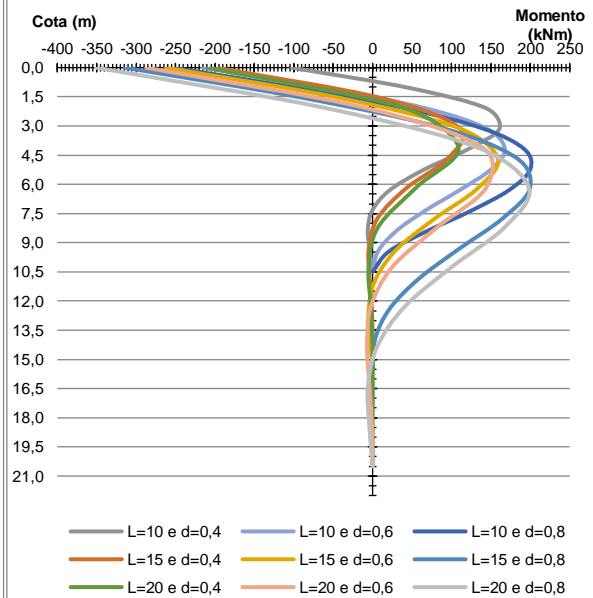
Vale ressaltar que, assim como o momento fletor o dimensionamento real da fundação é realizado com o máximo valor de módulo para a força de cisalhamento, assim em 100% das simulações utiliza-se o valor máximo positivo que ocorre na cabeça da estaca.

Com o intuito do melhor entendimento da alteração do momento fletor, nas figuras a seguir estão os gráficos referentes a distribuição do momento fletor e força de corte pelo segmento das estacas. Para que a quantidade de gráficos não seja excessiva, optou-se por fixar o parâmetro do ângulo de atrito como $\phi=28^\circ$, que gera pequena alteração tanto para o momento quanto para a força de corte. Dos gráficos pode-se verificar agrupamentos de 3 em 3 simulações para o momento fletor, isso se dá através dos valores de comprimento, sendo cada um dos 3 grupos referentes aos comprimentos 10, 15 e 20 metros respectivamente.

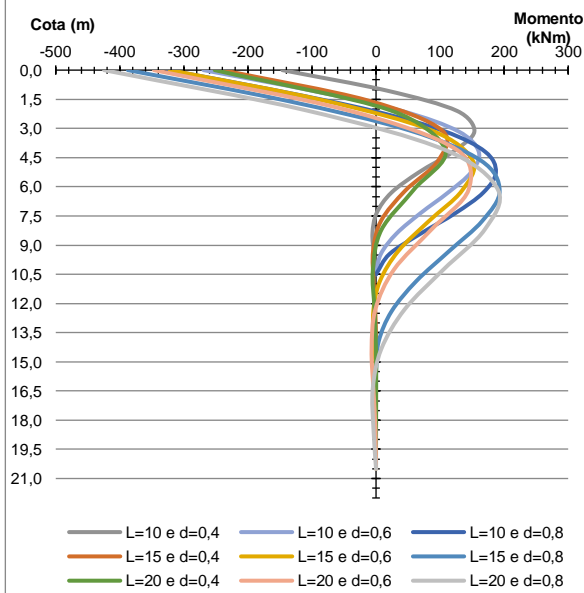
(A) Momento Fletor x profundidade ($\Phi=28$, $s/d=2$)



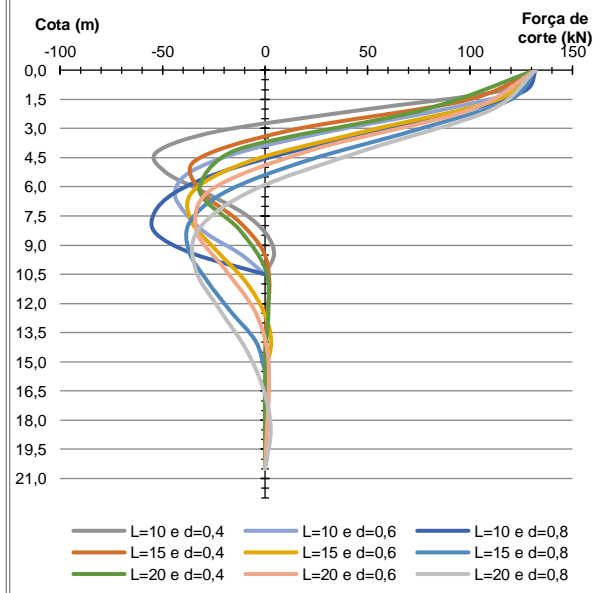
(B) Momento Fletor x profundidade ($\Phi=28$, $s/d=3$)



(C) Momento Fletor x profundidade ($\Phi=28$, $s/d=4$)



(D) Força de corte x profundidade ($\Phi=28$, $s/d=2$)



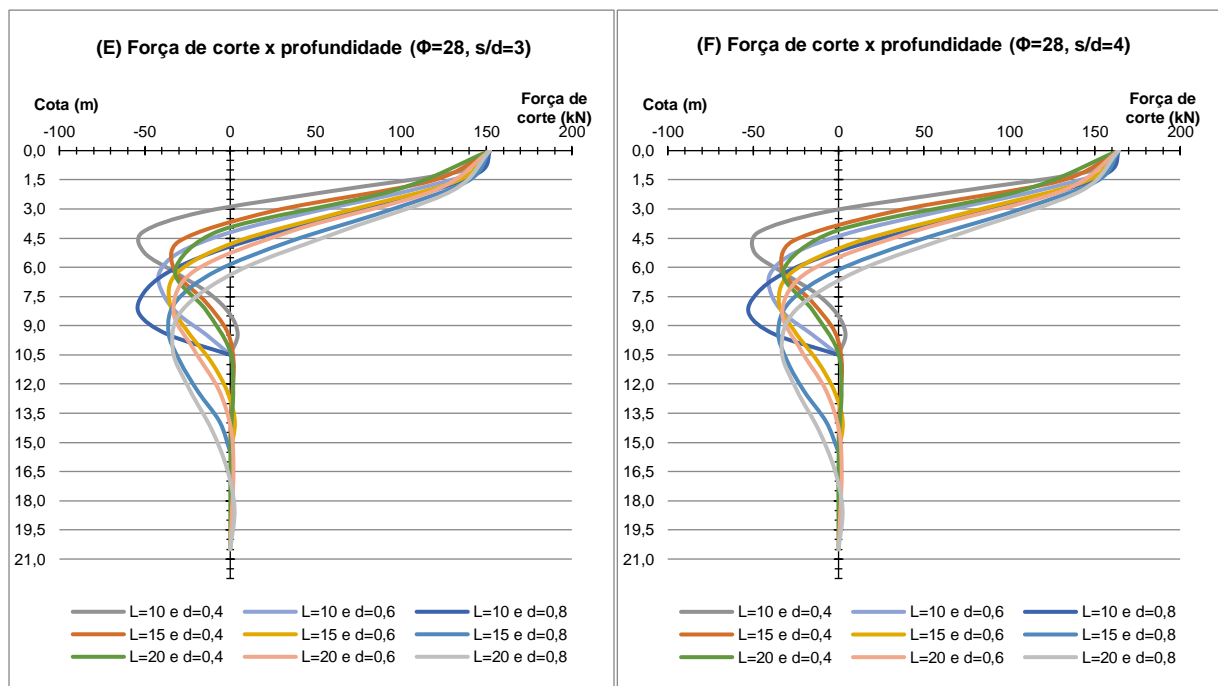


Figura 45 - Gráficos referente a variação de cada estaca de momento fletor (A, B e C) e força de corte (D, E e F) em função da profundidade das estacas.

4.3.4 Distribuição de forças normais (N)

Ao se analisar as forças de compressão máxima e mínima de cada estaca no grupo, constatou-se que esta foi a única força que se comportou de maneira diferente em cada uma das estacas. Foi observado que em uma das estacas do grupo (estaca 1) os valores foram maiores que nas outras duas (estaca 2 e 3), sendo estas últimas apresentando valores iguais entre si. Esse comportamento se explica pela aplicação da força horizontal nas simulações, a qual sempre foi adotada no sentido positivo do eixo x, gerando um momento horário o qual aumenta a reação vertical na estaca 1 e diminui nas outras duas.. Ademais, para melhor análise de comportamento, dever-se-ia aplicar o carregamento horizontal no sentido negativo do eixo x, alteração essa que faria com que as estacas 2 e 3 fossem solicitadas por uma maior reação vertical. O comportamento da compressão máxima e mínima será apresentado para as estacas separadamente e, ao final, uma comparação da diferença de distribuição deste esforço.

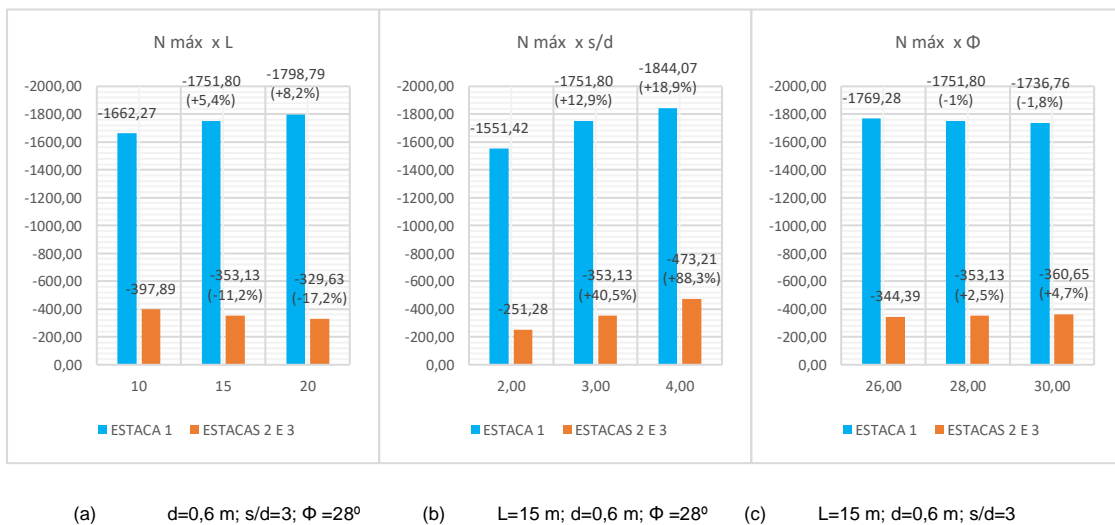
Para a estaca 1, com maior força normal, pode-se observar que, com o aumento do valor do comprimento L, a força de compressão máxima aumenta com percentuais mais expressivos para o valor de 0,4 m de diâmetro, e um pouco menos para os diâmetros de 0,6 e 0,8 metros. O contrário ocorre no caso das estacas 2 e 3, sendo que para o aumento do comprimento L, o valor da compressão máxima diminui, com valores mais significativos para o diâmetro de 0,4 metros e um pouco inferiores para os de 0,6 e 0,8 metros. Isso é exemplificado com a estaca padrão de 0,6 de diâmetro, com ângulo de atrito interno de 28° e distância entre estacas de 3, sendo os valores para a estaca 1, 2 e 3 apresentados na Figura 46 a.

No que se refere ao comprimento de 10 metros, na estaca 1 apresenta percentuais de redução em ordem decrescente de acordo com o diâmetro, sendo a redução para o valor de 0,4 m na ordem dos 40%, para o de 0,6 m em média 9% e a redução para o diâmetro de 0,8 m na média de 1,5%. Para as estacas 2 e 3 ocorre redução expressiva em todos os modelos, em ambos os casos será exemplificado a força de compressão mínima através da estaca com as mesmas características dos valores máximos (Figura 46 d).

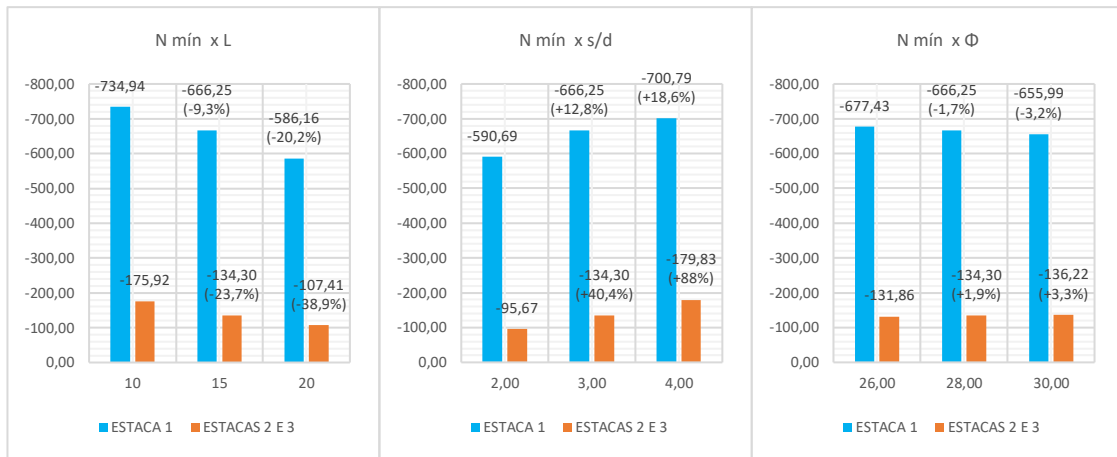
Para a alteração do diâmetro, nos casos das estacas 1, 2 e 3 e para as forças de compressão máxima e mínima, não foi possível estabelecer uma relação entre as variações, ou seja, não esta a seguir nenhum tipo de padrão, resultando tanto em redução quanto em aumento, assim não será possível analisar a relação com a alteração do diâmetro.

Ademais, para a análise do aumento do distanciamento entre estacas, tanto para estaca 1 quanto para as estacas 2 e 3, quanto a compressão máxima e mínima, os valores aumentam em percentuais significativos, porém pode-se observar valores maiores para as estacas 2 e 3. Os valores máximos bem como os percentuais de variação estão demonstrados graficamente na Figura 46 b, e os mínimos na Figura 47 e.

Por fim, para a alteração de ângulo de atrito interno da areia média, verificou-se padrões também para máximo e mínimo e para as estacas 1, 2 e 3 de valores percentuais de alteração pequenos, porém no caso da estaca 1, ocorre aumento da compressão de acordo com o aumento do ângulo, e para as estacas 2 e 3 ocorre redução. Ambas as análises estão representadas graficamente nas figuras 46 c (valores máximos) e 47 f (valores mínimos).



(a) $d=0,6\text{ m}; s/d=3; \Phi=28^\circ$ (b) $L=15\text{ m}; d=0,6\text{ m}; \Phi=28^\circ$ (c) $L=15\text{ m}; d=0,6\text{ m}; s/d=3$
 Figura 46 - Variações da força normal máxima para as estacas 1, 2 e 3 de acordo com a variação dos parâmetros geométricos das mesmas e o ângulo de atrito interno da areia média.



(d) $d=0,6\text{ m}$; $s/d=3$; $\Phi=28^\circ$ (e) $L=15\text{ m}$; $d=0,6\text{ m}$; $\Phi=28^\circ$ (f) $L=15\text{ m}$; $d=0,6\text{ m}$; $s/d=3$
 Figura 47 - Variações da força normal mínima para as estacas 1, 2 e 3 de acordo com a variação dos parâmetros geométricos das mesmas e o ângulo de atrito interno da areia média.

5 CONCLUSÕES E ESTUDOS FUTUROS

5.1 CONCLUSÕES

Esta dissertação teve como objetivo o estudo de grupo de estacas as quais foram realizadas alterações de seus parâmetros geométricos e ângulo de atrito interno do principal solo a qual está inserida (areia média), analisando a sensibilidade da capacidade de carga, assentamento, eficiência de grupo, distribuição de esforços e deformações frente à variação destas variáveis.

A partir disso, foram elaborados 81 modelos de grupo de três estacas escavadas de concreto armado, com maciço de encabeçamento, carregadas verticais e horizontalmente, que foram analisados através dos métodos NAVFAC DM 7.2 (capacidade de carga), Método dos elementos finitos e Poulos & Davis (1980), e para deslocamentos e deformações o método da mola.

Quando aos valores de resistência de ponta, pode-se notar que a medida que aumenta o comprimento e a distância entre as estacas os valores de resistência aumentam de maneira significativamente. Porém, quando se aplica um aumento no diâmetro e no ângulo de atrito interno da areia média, a variação é de aumento quase insignificante ou nenhuma nos valores de resistência.

Já quando se trata da resistência lateral ou de cisalhamento observa-se que, quanto maior os valores de diâmetro e distanciamento entre as estacas, ocorre aumento nos valores da resistência. No caso de aumento do comprimento das estacas e ângulo de atrito interno, ocorre alteração muito baixa nos valores correspondentes a resistência lateral.

Um dos parâmetros mais significativos deste estudo é a eficiência das estacas, neste determina-se qual a capacidade que a fundação tem de distribuição dos esforços para o meio inserido (solo). Para este, constatou-se que a única variação que apresenta redução da eficiência, é quando a estaca é submetida ao aumento de comprimento. Para o aumento do diâmetro, distanciamento entre estacas e aumento do ângulo de atrito interno, ocorre sempre aumento, sendo a alteração que gera percentuais de aumentos mais significativos é a distância entre as estacas.

Pode-se concluir também que a estaca que se mostrou menos satisfatória quanto esta análise foi a de 20 metros de comprimento (maior comprimento), com diâmetro de 0,4 m (menor diâmetro), razão s/d igual a 2 e ângulo de atrito interno de 26° (menor ângulo de atrito). Por outro lado, a mais eficiente foi a de 10 metros de comprimento (menor comprimento), diâmetro de 0,6 m, razão s/d igual a 4 e angulo de atrito interno igual a 30°, apresentando uma eficiência de aproximadamente 31% maior quando comparada ao da

menos satisfatória.

Para a análise de assentamento de acordo com o método de Poulos & Davis (1980), observou-se que apenas o aumento da distância entre estacas fez com que o valor máximo aumentasse, sendo o aumento das outras variáveis (comprimento, diâmetro e ângulo de atrito interno) provocando uma diminuição nos valores totais.

Por sua vez, na análise através do método dos elementos finitos, em todos os casos de análise ocorreram a diminuição do valor máximo de assentamento, ou seja, ao se aumentar quaisquer das quatro variáveis, ocorre a diminuição dos valores de assentamento.

Ao se comparar um método em relação ao outro, observou-se que em aproximadamente 81% dos casos, os valores de assentamento apresentados pelo método dos elementos finitos são maiores do que os apresentados pelos métodos de Poulos & Davis (1980). Isso é uma conclusão já esperada e confirmada no decorrer do trabalho, uma vez que o MEF leva em consideração análises nas interfaces entre solo-estaca, sendo este mais condizente com o comportamento real da estrutura em teoria.

Quanto as análises de esforços e deformações, foram realizados estudos referentes a rotação na cabeça das estacas Θ , os deslocamentos horizontais máximos Y_x , que ocorre também na cabeça da estaca, o momento fletor M máximo positivo e negativo, a força de corte V máxima positiva e negativa e, por fim, as forças de compressão N máximas e mínimas.

Primeiramente, no que se refere a rotação, o aumento de todas as variáveis analisadas neste trabalho faz com que os valores dos resultados diminuam, sendo o que tem maior influência o aumento do diâmetro das estacas. Já para o deslocamento Y_x , o único fator que faz com que ele aumente é o aumento do comprimento das estacas, sendo o aumento de todas as outras variáveis responsáveis por diminuição consideráveis de Y_x .

Para os esforços observa-se que, no caso do momento fletor, o único fator que ocasionou o aumento do máximo positivo foi o aumento do diâmetro, sendo este responsável por alterações muito significativas. Para o máximo negativo ocorreu aumento do resultado para o aumento de quase todas as variáveis, exceto para o aumento do ângulo de atrito interno da areia média, o qual implicou em reduções não muito significativas.

Ainda quanto ao momento fletor, foi analisado o valor de cota cujos extremos ocorrem. Para os valores máximos negativos, constatou-se que todos ocorrem na cabeça da estaca. No caso dos valores máximos positivos, observou-se que, quanto maior o comprimento e o diâmetro das estacas, mais afastado da cabeça da estaca o valor máximo ocorre, sendo que o aumento da distância entre as mesmas e do valor do ângulo de atrito interno não influencia em nada no valor da cota.

Ademais, quanto aos valores de força de corte, para os máximos positivos não ocorreram alterações ao se aumentar as variáveis, exceto quando se realizou o aumento da distância entre as estacas. Para os valores máximos negativos, quanto maior o diâmetro das estacas, maiores foram os resultados para esta ação, porém em percentuais não muito significativos. Quanto ao aumento do comprimento, razão s/d e ângulo de atrito interno da areia média, observou-se redução nos valores negativos.

Vale ressaltar que, por mais que tenha sido realizado o estudo de ambos os extremos no momento fletor e força de corte, o valor utilizado na prática para o dimensionamento da fundação é o máximo valor em módulo. Quanto ao momento fletor o que se observa é que em 81% das simulações tem como valor máximo em módulo o momento máximo negativo, o qual ocorre na cabeça da estaca. Já no caso da força de corte, em 100% das simulações o valor máximo positivo é o utilizado, sendo este também verificado na cabeça da estaca.

Por fim, no que se refere ao estudo de força de compressão, houve distinção de estacas, para uma delas os valores foram muito maiores do que para as outras duas, esta cujos valores foram exacerbadamente altos, deve-se ao facto de se encontrar em frente do grupo de acordo com a orientação cartesiana adotada. Isso se justifica pela orientação da força horizontal aplicada, que gera um momento que aumenta a carga axial nesta estaca. Quanto aos valores finais, por mais que analisados nesta dissertação, não se destacam como uma análise crucial ao dimensionamento da fundação, devido a maneira cujas forças foram aplicadas.

5.2 ESTUDOS FUTUROS

Recomenda-se como sugestões para trabalhos futuros, ainda em grupos de três estacas, a análise da sensibilidade do grupo para outras configurações de solos não coesivos, bem como a análise através de outros métodos ou softwares disponíveis no mercado, buscando validação dos resultados obtidos nesta dissertação. Ainda com relação ao método dos elementos finitos utilizados, pode-se através de outros softwares realizar um estudo com um maior refinamento da malha, comparando os resultados obtidos para que se determine a segmentação mais prática.

Pode-se também optar pela análise em solo coesivo, como a argila por exemplo, bem como a inserção de estratificação do solo, coexistindo solos coesivos e não coesivos (solos mistos), alterando os valores de propriedades internas dos mesmos, como por exemplo a coesão, que não foi estudada neste trabalho.

Outrossim, é de extrema importância estender este estudo para grupos de estacas compostos por mais elementos, podendo assim analisar a influência que a configuração das estacas pode oferecer à distribuição das solicitações, além dos diferentes efeitos de grupo que se pode obter.

Além disso, seria de grande valia realizar ensaios práticos referentes a grupo de estacas, sabe-se que para realizar um estudo prático demanda-se grande área e valores substanciais financeiros, portanto uma solução seria a realização de ensaios em modelos reduzidos, podendo projetar os resultados obtidos para as escalas reais.

Por fim, quanto a uma análise econômica, pode-se verificar as variações nos orçamentos de acordo com a alteração dos parâmetros das estacas e de acordo com a necessidade de implantação na prática.

BIBLIOGRAFIA

ALVES, L. M. **Método dos Elementos Finitos**. Universidade Federal do Paraná, Curitiba (PR), 2007.

ALVES, J. M. G. S. **Dimensionamento de estacas em solos argilosos moles**. Universidade do Porto, 2015.

AZEVEDO, A. F. **Método dos Elementos Finitos**. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Portugal), 2003.

ALBUQUERQUE, P. J. R. de. **Engenharia de Fundações**. Grupo GEN, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6122: Rochas e Solos: Terminologia. Rio de Janeiro (RJ), 2010.

BARNES, Graham. **Mecânica dos Solos - Princípios e Práticas**. Grupo GEN, 2016. [Minha Biblioteca].

BARROS, M. **Fundações**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo (SP), 2003.

BOLIN, H.W. (1941). **The Pile Efficiency Formula of the Uniform Building Code**. Building Standards Monthly, Vol.10, No.1, p 4-5.

BOTELHO, Manoel Henrique C. **Princípios da mecânica dos solos e fundações para a construção civil**. Editora Blucher, 2014. [Minha Biblioteca].

BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design**. 5th ed. McGraw-Hill International Editions, Singapura, 1996.

BUDHU, M. **Fundações e Estruturas de Contenção**. LTC, Rio de Janeiro, 2013.

CAMPOS, J. C. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo, 2015.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 7ª ed., vol. 1. LTC, Rio de Janeiro (RJ), 2015.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 7ª ed., vol. 2. LTC, Rio de Janeiro (RJ), 2015.

CINTRA, J. C. A. & AOKI, N. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. Oficina de Textos, São Paulo (SP), 2010.

EN 1997-1. **Eurocódigo 7 – Projetos Geotécnico**. Portugal, março de 2010.

DAS, Braja M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo, Thomson Learning, 2007.

Das, Braja M. **Princípios de engenharia de fundações: Tradução e adaptação da 8ª edição norte-americana**. Cengage Learning Brasil, 2016. [Minha Biblioteca].

DÉCOURT, L., ALBIERO, J. H., CINTRA, J. C. A. **Fundações Teoria e Prática: Análise e Projeto de Fundações Profundas**, 2ª ed. Editora Pini, São Paulo (SP), 1998.

GERSCOVICH, D. M. S. **Recalques em Solos Argilosos**. Universidade do Estado do Rio de Janeiro Faculdade de Engenharia Departamento de Estruturas e Fundações, 2016.

GONÇALVES, C.; BERNARDES, G.P. DE; NEVES, L.F.S. **Estacas pré-fabricadas de concreto: teoria e prática**. São Paulo (SP), Oficina de Textos, 2007.

HACHICH, W. et al. **Fundações: Teoria e Prática**, 2ª ed. Editora Pini, São Paulo (SP), 1998.

LOTTI, R. S. et al. **Aplicabilidade científica do método dos elementos finitos**, 2006. Disponível em: <<http://www.scielo.br/pdf/dpress/v11n2/a06v11n2>> Acesso em: 25 maio 2018.

MARANGON, M. **Capacidade de Carga dos Solos**, 2013. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/09-MS-Unidade-07-Capacidade-de-Carga-2013.pdf>> Acesso em: 26 junho 2018.

MENESES, P. J. B. de S. **Grupos de Estacas sob Acções Horizontais**. Universidade técnica de Lisboa, 2007

MELHADO et al. **Fundações**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo (SP), 2002.

MEYERHOF, G. G. (1976). **Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations**, 11ª Palestra Terzaghi, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, p. 195 – 228.

MORAES, A. J., **O Método dos Elementos Finitos e a Engenharia Civil**, Cuiabá 2015, MBA Projeto, Execução e Controle de Estruturas e Fundações. Instituto de Pós-Graduação – IPOG.

NAVAL FACILITIES ENGINEERING COMAND – NAVFAC. Foundations and Earth Structures:

Design Manual 7.02. **NAVFAC Publications Transmittal**, Alexandria/VA (Estados Unidos), 1986. NEVES, I. C. Princípio dos Trabalhos Virtuais. Instituto Superior Técnico, Lisboa (Portugal), 2002.

PEREIRA, O. J. B. A. **Utilização de Elementos Finitos de Equilíbrio em Refinamento Adaptativo**. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa (Portugal), 1996.

PEREIRA, Caio. **Fundações Rasas ou Superficiais**. Escola Engenharia, 2017. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/fundacoes-rasas/>. Acesso em: 21 de novembro de 2020.

POULOS, H. G. & DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. Rainbow-Bridge Book Co., Sydney (Australia), 1980.

POTTS, D. M. & ZDRAVKOVIC, L. **Finite element analysis in geotechnical engineering** – application. Thomas Telford Ltda. Londres (Reino Unido), 2002.

PRAKASH, S. & SHARMA, H. D. **Pile Foundations in Engineering Practice**. Wiley-Interscience Publication, Nova Iorque (Estados Unidos da América), 1989.

REBELLO, Y. C. P. **Fundações: Guia Prático de Projeto, Execução e Dimensionamento**. Ziguarte Editora, São Paulo (SP), 2008.

RUIGROK, J. A. T. Laterally Loaded Piles - **Models and Measurements**. Faculdade de Engenharia Civil e Geociência da Universidade Técnica de Delft, Delft (Países Baixos), 2010.

SANTOS, J. **Estacas sob acções verticais** Importância do controlo de qualidade. Instituto Superior Técnico, Lisboa (Portugal), 2002.

SORIANO, H. L. **Método dos Elementos Finitos em Análise de Estruturas**. Editora da Universidade de São Paulo, São Paulo (SP), 2003.

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

VENKATRAMAIAH, C.: **Geotechnical Engineering**. Second edition, New Delhi (India): New Age International Publishers, 1995.

ANEXO A – ABACOS AUXILIARES

A.1 Estimativa do assentamento de estacas isoladas (Poulos & Davis, 1980)

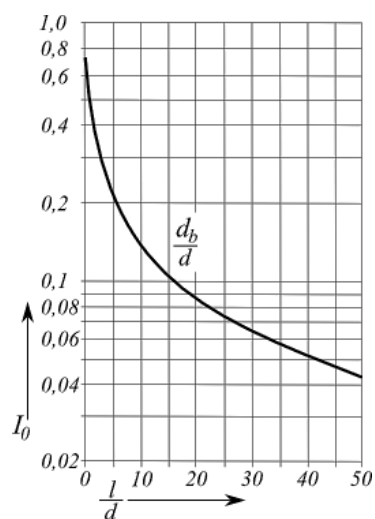


Figura A.1 – Fator de influência do assentamento para estaca incompressível (I_0) Fonte: <https://www.finesoftware.eu/help/geo5/en/basic-settlement-influence-factor-io-01/>

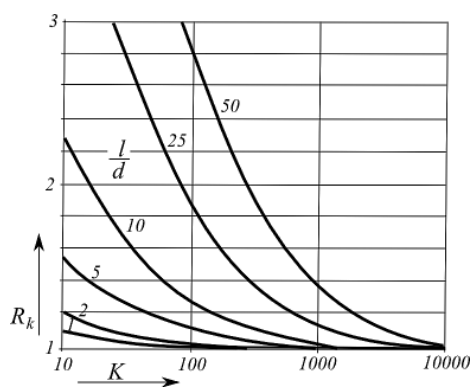


Figura A.2 – Fator de correção da compressibilidade real da estaca (R_k)
Fonte: <https://www.finesoftware.eu/help/geo5/en/correction-factor-for-pile-compressibility-rk-01/>

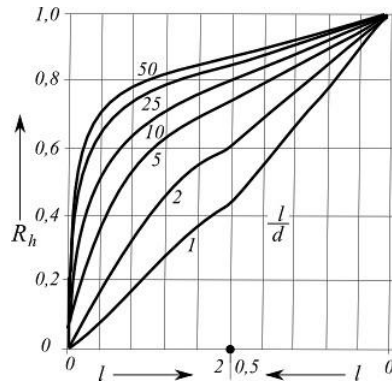


Figura A.3 – Fator de correção da espessura finita da camada de solo da base (R_h)

Fonte: <https://www.finesoftware.eu/help/geo5/en/correction-factor-for-finite-depth-of-layer-on-a-rigid-base-rh-01/>

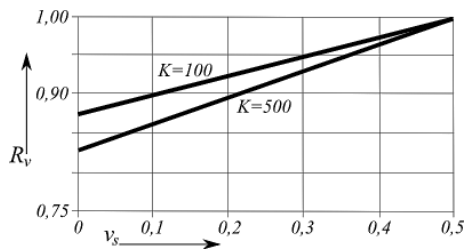


Figura A.4 – Fator de correção do coeficiente de Poisson (R_v)

Fonte: <https://www.finesoftware.com.br/ajuda-online/geo5/pt/fator-de-correcao-para-o-coeficiente-de-poisson-do-solo-rv-01/>

ANEXO B – TABELAS DE RESULTADOS

B.1 - TABELAS CAPACIDADE DE CARGA AXIAL

Tabela B. 1 - Ø areia média de 26 graus

s/d	L	d	Rs	qs	Rb	qb	Rc	Rc/V	Rs/Rc	Rb/Rc
-	[m]	[m]	[kN]	[kN/m ²]	[kN]	[kN/m ²]	[kN]	[kN/m ³]	[%]	[%]
2	10	0.4	165.48	13.17	645.47	5136.46	810.95	645.33	20.4%	79.6%
		0.6	365.11	19.37	1466.96	5188.32	1832.08	647.97	19.9%	80.1%
		0.8	618.37	24.60	2633.99	5240.16	3252.36	647.04	19.0%	81.0%
	15	0.4	241.11	12.79	944.04	7512.47	1185.16	628.75	20.3%	79.7%
		0.6	535.27	18.93	2138.76	7564.33	2674.04	630.50	20.0%	80.0%
		0.8	938.76	24.90	3828.30	7616.15	4767.06	632.25	19.7%	80.3%
	20	0.4	316.73	12.60	1242.62	9888.47	1559.36	620.45	20.3%	79.7%
		0.6	705.44	18.71	2810.56	9940.31	3516	621.77	20.1%	79.9%
		0.8	1241.28	24.69	5022.61	9992.16	6263.88	623.08	19.8%	80.2%
3	10	0.4	190.55	15.16	743.26	5914.71	933.82	743.11	20.4%	79.6%
		0.6	420.43	22.30	1689.23	5974.43	2109.66	746.14	19.9%	80.1%
		0.8	712.06	28.33	3033.08	6034.13	3745.14	745.07	19.0%	81.0%
	15	0.4	277.64	14.73	1087.08	8650.72	1364.72	724.01	20.3%	79.7%
		0.6	616.38	21.80	2462.82	8710.44	3079.19	726.03	20.0%	80.0%
		0.8	1081.00	28.67	4408.34	8770.12	5489.35	728.05	19.7%	80.3%
	20	0.4	364.72	14.51	1430.90	11386.72	1795.63	714.46	20.3%	79.7%
		0.6	812.33	21.55	3236.40	11446.42	4048.72	715.97	20.1%	79.9%
		0.8	1429.35	28.44	5783.61	11506.12	7212.96	717.49	19.8%	80.2%
4	10	0.4	205.60	16.36	801.94	6381.66	1007.54	801.77	20.4%	79.6%
		0.6	453.62	24.07	1822.59	6446.09	2276.22	805.05	19.9%	80.1%
		0.8	768.27	30.57	3272.54	6510.51	4040.81	803.89	19.0%	81.0%
	15	0.4	299.56	15.89	1172.90	9333.67	1472.47	781.17	20.3%	79.7%
		0.6	665.04	23.52	2657.25	9398.10	3322.29	783.35	20.0%	80.0%
		0.8	1166.34	30.94	4756.37	9462.50	5922.72	785.53	19.7%	80.3%
	20	0.4	393.52	15.66	1543.86	12285.67	1937.39	770.86	20.3%	79.7%
		0.6	876.46	23.25	3491.90	12350.09	4368.36	772.50	20.1%	79.9%
		0.8	1542.19	30.68	6240.21	12414.50	7782.4	774.13	19.8%	80.2%

Em que: Rs: capacidade de carga por atrito lateral qs: tensão de cisalhamento (atrito lateral)
 Rb: capacidade de carga pela ponta qb: tensão normal (ponta)
 Rc: capacidade de carga total V: volume escavado teórico

Tabela B. 2 - Φ areia média de 28 graus

s/d	L	d	Rs	qs	Rb	qb	Rc	Rc/V	Rs/Rc	Rb/Rc
-	[m]	[m]	[kN]	[kN/m ²]	[kN]	[kN/m ²]	[kN]	[kN/m ³]	[%]	[%]
2	10	0.4	169.50	13.49	645.47	5136.46	814.97	648.53	20.8%	79.2%
		0.6	371.50	19.71	1466.96	5188.32	1838.47	650.23	20.2%	79.8%
		0.8	625.74	24.90	2633.99	5240.16	3259.73	648.50	19.2%	80.8%
	15	0.4	248.32	13.17	944.04	7512.47	1192.37	632.57	20.8%	79.2%
		0.6	548.84	19.41	2138.76	7564.33	2687.61	633.70	20.4%	79.6%
		0.8	958.17	25.42	3828.30	7616.15	4786.47	634.83	20.0%	80.0%
	20	0.4	327.14	13.02	1242.62	9888.47	1569.76	624.59	20.8%	79.2%
		0.6	726.18	19.26	2810.56	9940.31	3536.75	625.43	20.5%	79.5%
		0.8	1273.44	25.33	5022.61	9992.16	6296.05	626.28	20.2%	79.8%
3	10	0.4	195.18	15.53	743.26	5914.71	938.45	746.79	20.8%	79.2%
		0.6	427.79	22.69	1689.23	5974.43	2117.02	748.74	20.2%	79.8%
		0.8	720.55	28.67	3033.08	6034.13	3753.63	746.76	19.2%	80.8%
	15	0.4	285.94	15.17	1087.08	8650.72	1373.03	728.42	20.8%	79.2%
		0.6	632.00	22.35	2462.82	8710.44	3094.82	729.71	20.4%	79.6%
		0.8	1103.35	29.27	4408.34	8770.12	5411.14	717.67	20.4%	81.5%
	20	0.4	376.71	14.99	1430.90	11386.72	1807.6	719.22	20.8%	79.2%
		0.6	836.21	22.18	3236.40	11446.42	4072.62	720.20	20.5%	79.5%
		0.8	1466.38	29.17	5783.61	11506.12	7249.99	721.17	20.2%	79.8%
4	10	0.4	210.59	16.76	801.94	6381.66	1012.54	805.75	20.8%	79.2%
		0.6	461.56	24.49	1822.59	6446.09	2284.16	807.86	20.2%	79.8%
		0.8	777.43	30.93	3272.54	6510.51	4049.97	805.72	19.2%	80.8%
	15	0.4	308.52	16.37	1172.90	9333.67	1481.43	785.92	20.8%	79.2%
		0.6	681.90	24.12	2657.25	9398.10	3339.15	787.32	20.4%	79.6%
		0.8	1190.45	31.58	4756.37	9462.50	5946.82	788.72	20.0%	80.0%
	20	0.4	406.45	16.17	1543.86	12285.67	1950.31	776.00	20.8%	79.2%
		0.6	902.23	23.93	3491.90	12350.09	4394.14	777.05	20.5%	79.5%
		0.8	1582.15	31.48	6240.21	12414.50	7822.36	778.10	20.2%	79.8%

Em que: Rs: capacidade de carga por atrito lateral qs: tensão de cisalhamento (atrito lateral)
Rb: capacidade de carga pela ponta qb: tensão normal (ponta)
Rc: capacidade de carga total V: volume escavado teórico

Tabela B. 3 - Φ areia média de 30 graus

s/d	L	d	Rs	qs	Rb	qb	Rc	Rc/V	Rs/Rc	Rb/Rc
-	[m]	[m]	[kN]	[kN/m ²]	[kN]	[kN/m ²]	[kN]	[kN/m ³]	[%]	[%]
2	10	0.4	174.1674	13.8598	645.4668	5136.4616	819.64	652.25	21.2%	78.8%
		0.6	378.9126	20.10194	1466.962	5188.3175	1845.88	652.85	20.5%	79.5%
		0.8	634.2996	25.23798	2633.994	5240.1646	3268.28	650.20	19.4%	80.6%
	15	0.4	256.6872	13.61768	944.0442	7512.465	1200.73	637.01	21.4%	78.6%
		0.6	564.5838	19.96807	2138.763	7564.3267	2703.35	637.41	20.9%	79.1%
		0.8	980.6676	26.01302	3828.297	7616.1549	4808.97	637.81	20.4%	79.6%
	20	0.4	339.207	13.49662	1242.622	9888.4685	1581.83	629.39	21.4%	78.6%
		0.6	750.255	19.90113	2810.557	9940.3127	3560.81	629.69	21.1%	78.9%
		0.8	1310.753	26.07661	5022.607	9992.1583	6333.36	629.99	20.7%	79.3%
3	10	0.4	200.5564	15.95977	743.2648	5914.7133	943.82	751.07	21.2%	78.8%
		0.6	436.3236	23.14769	1689.229	5974.4262	2125.56	751.76	20.5%	79.5%
		0.8	730.398	29.06161	3033.084	6034.1289	3763.48	748.72	19.4%	80.6%
	15	0.4	295.5792	15.68096	1087.081	8650.7173	1382.66	733.52	21.4%	78.6%
		0.6	650.1268	22.99353	2462.818	8710.4369	3112.94	733.98	20.9%	79.1%
		0.8	1129.254	29.95438	4408.342	8770.1178	5537.6	734.45	20.4%	79.6%
	20	0.4	390.602	15.54156	1430.898	11386.721	1821.5	724.75	21.4%	78.6%
		0.6	863.93	22.91645	3236.399	11446.421	4100.33	725.10	21.1%	78.9%
		0.8	1509.352	30.02761	5783.608	11506.122	7292.96	725.44	20.7%	79.3%
4	10	0.4	216.3898	17.21975	801.9436	6381.6644	1018.33	810.36	21.2%	78.8%
		0.6	470.7702	24.97513	1822.589	6446.0914	2293.36	811.11	20.5%	79.5%
		0.8	788.061	31.35595	3272.538	6510.5075	4060.59	807.83	19.4%	80.6%
	15	0.4	318.9144	16.91893	1172.903	9333.6687	1491.82	791.44	21.4%	78.6%
		0.6	701.4526	24.80881	2657.251	9398.1029	3358.7	791.93	20.9%	79.1%
		0.8	1218.405	32.3192	4756.369	9462.4955	5974.78	792.43	20.4%	79.6%
	20	0.4	421.439	16.76853	1543.863	12285.673	1965.3	781.97	21.4%	78.6%
		0.6	932.135	24.72565	3491.904	12350.085	4424.04	782.34	21.1%	78.9%
		0.8	1628.512	32.39821	6240.208	12414.5	7868.72	782.72	20.7%	79.3%

Em que: Rs: capacidade de carga por atrito lateral qs: tensão de cisalhamento (atrito lateral)
Rb: capacidade de carga pela ponta qb: tensão normal (ponta)
Rc: capacidade de carga total V: volume escavado teórico

B.2 - TABELAS ASSENTAMENTO

Tabela B. 4 - Φ areia média de 26 graus

s/d	L	L	d	MEF	Poulos	
				S máximo	Sv	
2	10		0.40	21.20	19.40	
	10		10.00	0.60	7.30	4.10
	10			0.80	5.10	3.10
	15	15.00	0.40	11.50	13.60	
	15		0.60	6.60	3.10	
	15		0.80	4.70	2.60	
	20	20.00	0.40	10.80	18.10	
	20		0.60	6.30	2.90	
	20		0.80	4.50	2.40	
3	10	10.00	0.40	25.60	x	
	10		0.60	7.80	8.90	
	10		0.80	5.50	4.20	
	15	15.00	0.40	11.20	x	
	15		0.60	6.60	4.10	
	15		0.80	4.80	3.60	
	20	20.00	0.40	10.20	x	
	20		0.60	6.10	3.90	
	20		0.80	4.50	3.30	
4	10	10.00	0.40	27.60	x	
	10		0.60	8.60	13.30	
	10		0.80	5.90	5.50	
	15	15.00	0.40	10.80	x	
	15		0.60	6.50	5.10	
	15		0.80	5.10	4.70	
	20	20.00	0.40	9.70	x	
	20		0.60	6.00	4.80	
	20		0.80	4.70	4.30	

Em que: S máximo: Assentamento máximo pelo Método dos Elementos Finitos
 Sv: Assentamento total pelo Método de Poulos & Davis (1980)

Tabela B. 5 - Φ areia média de 28 graus

s/d	L	L	d	MEF	Poulos
				S máximo	Sv
2	10	10.00	0.40	19.70	19.10
	10		0.60	7.10	3.80
	10		0.80	5.00	3.10
	15	15.00	0.40	11.00	22.70
	15		0.60	6.50	3.10
	15		0.80	4.60	2.60
	20	20.00	0.40	10.50	16.20
	20		0.60	6.20	2.90
	20		0.80	4.40	2.40
3	10	10.00	0.40	24.20	x
	10		0.60	7.50	8.50
	10		0.80	5.40	4.20
	15	15.00	0.40	10.80	x
	15		0.60	6.50	4.10
	15		0.80	4.90	3.60
	20	20.00	0.40	10.00	x
	20		0.60	6.00	3.90
	20		0.80	4.50	3.30
4	10	10.00	0.40	26.20	x
	10		0.60	8.10	13.00
	10		0.80	5.80	5.50
	15	15.00	0.40	10.40	x
	15		0.60	6.40	5.10
	15		0.80	5.00	4.70
	20	20.00	0.40	9.50	x
	20		0.60	5.90	4.80
	20		0.80	4.60	4.30

Em que: S máximo: Assentamento máximo pelo Método dos Elementos Finitos
 Sv: Assentamento total pelo Método de Poulos & Davis (1980)

Tabela B. 6 - Φ areia média de 30 graus

s/d	L	L	d	MEF	Poulos
				Ass máximo	sv
2	10	10.00	0.40	18.20	18.80
	10		0.60	7.00	3.40
	10		0.80	4.90	3.10
	15	15.00	0.40	10.70	21.60
			0.60	6.30	3.10
			0.80	4.50	2.60
	20	20.00	0.40	10.20	14.10
			0.60	6.10	2.90
			0.80	4.30	2.40
3	10	10.00	0.40	22.70	x
	10		0.60	7.30	8.10
	10		0.80	5.30	4.20
	15	15.00	0.40	10.50	x
			0.60	6.40	4.10
			0.80	4.70	3.60
	20	20.00	0.40	9.70	x
			0.60	6.00	3.90
			0.80	4.40	3.30
4	10	10.00	0.40	24.80	x
	10		0.60	7.70	12.50
	10		0.80	5.70	5.50
	15	15.00	0.40	10.10	x
			0.60	6.30	5.10
			0.80	5.10	4.70
	20	20.00	0.40	9.30	x
			0.60	5.80	4.80
			0.80	4.60	4.30

Em que: S máximo: Assentamento máximo pelo Método dos Elementos Finitos
 Sv: Assentamento total pelo Método de Poulos & Davis (1980)

B.3 – TABELAS ROTAÇÃO DA CABEÇA DA ESTACA

Tabela B. 7 – Comprimento da estaca de 10 metros.

d	s/d	Φ areia média	θ base
0,4	2	26	0.960
		28	0.900
		30	0.840
	3	26	0.880
		28	0.830
		30	0.790
	4	26	0.760
		28	0.720
		30	0.680
0,6	2	26	0.240
		28	0.240
		30	0.230
	3	26	0.190
		28	0.180
		30	0.180
	4	26	0.160
		28	0.150
		30	0.140
0,8	2	26	0.120
		28	0.120
		30	0.120
	3	26	0.096
		28	0.093
		30	0.091
	4	26	0.075
		28	0.073
		30	0.072

Em que: Φ : Ângulo de atrito interno da areia média
 θ : Rotação na cabeça da estaca em graus.

Tabela B. 8 – Comprimento da estaca de 15 metros.

d	s/d	Φ areia média	θ base
0,4	2	26	0.610
		28	0.590
		30	0.570
	3	26	0.440
		28	0.430
		30	0.410
	4	26	0.330
		28	0.310
		30	0.310
0,6	2	26	0.230
		28	0.230
		30	0.220
	3	26	0.170
		28	0.170
		30	0.160
	4	26	0.130
		28	0.120
		30	0.120
0,8	2	26	0.120
		28	0.120
		30	0.110
	3	26	0.088
		28	0.086
		30	0.085
	4	26	0.067
		28	0.066
		30	0.067

Em que: Φ : Ângulo de atrito interno da areia média
 θ : Rotação na cabeça da estaca em graus.

Tabela B. 9 – Comprimento da estaca de 20 metros.

d	s/d	Φ areia média	θ base
0,4	2	26	0.580
		28	0.560
		30	0.540
	3	26	0.410
		28	0.400
		30	0.390
	4	26	0.300
		28	0.290
		30	0.290
0.6	2	26	0.230
		28	0.220
		30	0.220
	3	26	0.160
		28	0.160
		30	0.150
	4	26	0.120
		28	0.120
		30	0.110
0.8	2	26	0.120
		28	0.110
		30	0.110
	3	26	0.085
		28	0.083
		30	0.081
	4	26	0.063
		28	0.062
		30	0.061

Em que: Φ : Ângulo de atrito interno da areia média
 θ : Rotação na cabeça da estaca em graus.

B.4 – TABELAS ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS

Tabela B. 10 – Comprimento da estaca de 10 metros.

d	s/d	Φ areia média	Yx (cabeça)	z (M pos)	M	Q	z (M neg)	M	Q
m	-	[°]	[mm]	[m]	[kNm]	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]
0,4	2	26	51.4	3.15	165.88	132	0	-53.39	-52.37
		28	47.4		158.65			-55.43	-52.73
		30	43.9		151.39			-58.8	-52.47
	3	26	52.3		166.7	152		-103.26	-51.79
		28	48.5		160.81			-102.75	-51.41
		30	45.2		154.87			-103.5	-51.92
	4	26	50.3		158.16	164		-148.69	-50.22
		28	46.8		153.57			-146.33	-49.09
		30	43.7		148.83			-145.26	-48.05
0,6	2	26	20.3	4.2	181.31	132	0	-136.36	-43.81
		28	19.1		177.41			-131.1	-43.98
		30	15		173.57			-126.72	-43.92
	3	26	19.7		170.99	152		-221.76	-41.19
		28	18.4		167.74			-215.86	-41.62
		30	17.3		164.65			-210.58	-41.84
	4	26	19.3		164.82	164		-272.98	-41.38
		28	17.8		160.42			-269.41	-39.83
		30	16.7		157.02			-265.08	-40.03
0,8	2	26	12.4	5.25	219.34	132	0	-153.6	-55.84
		28	11.6		219.36			-146.31	-54.08
		30	10.9		219.15			-139.68	-53.67
	3	26	11.9		201.42	152		-262.26	-55.41
		28	11.2		199.74			-252.38	-53.22
		30	10.5		197.56			-244.07	-51.05
	4	26	11.4		187.56	164		-336.02	-54.26
		28	10.7		187.16			-324.61	-52.38
		30	10.1		186.08			-314.96	-50.47

Em que: Y_x: Deslocamento horizontal na cabeça da estaca
 Z: Cota da estaca a qual ocorre o respetivo momento
 M: Valor de Momento fletor
 Q: Valor de força de corte

Tabela B. 11 – Comprimento da estaca de 15 metros.

d	s/d	Φ areia média	Yx (cabeça)	z (M pos)	M	Q	z (M neg)	M	Q
m	-	[°]	[mm] (-)	[m]	[kNm]	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]
0,4	2	26	46.8	3.1	121.44	132	0	-135.85	-32.96
		28	13.7		119.75			-131.5	-33.99
		30	41.1		118.26			-127.31	-35.22
	3	26	45.4		110.53	152		-203.83	-33.5
		28	42.4		110.01			-197.96	-32.43
		30	39.8		109.33			-192.79	-31.35
	4	26	44.2		102.8	164		-246.52	-33.65
		28	41.2		102.9			-239.94	-32.73
		30	38.8		102.8			-234.08	-31.73
0,6	2	26	23.4	4.65	170.95	132	0	-178.4	-36.57
		28	21.9		167.72			-171.36	-36.03
		30	20.7		164.48			-165.36	-36.24
	3	26	22.6		160.52	152		-271.86	-35.78
		28	21.2		158.75			-262.71	-35.62
		30	20		156.74			-254.84	-35.23
	4	26	21.8		152.18	164		-331.76	-34.95
		28	20.4		151.02			-321.99	-34.98
		30	19.3		149.74			-313.19	-34.78
0,8	2	26	14.3	6.2	212.82	132	0	-208.72	-37.54
		28	13.5		209.37			-199.51	-37.18
		30	12.9		209.15			-191.54	-37.72
	3	26	13.8		203.77	152		-325.78	-36.24
		28	13		199.55			-314.27	-36.24
		30	12.3		195.41			-304.1	-36.05
	4	26	13.3		196.56	164		-399.71	-35.17
		28	12.5		193			-387.48	-35.34
		30	11.9		189.57			-376.39	-35.32

Em que: Y_x: Deslocamento horizontal na cabeça da estaca
Z: Cota da estaca a qual ocorre o respetivo momento
M: Valor de Momento fletor
Q: Valor de força de corte

Tabela B. 12 – Comprimento da estaca de 20 metros.

d	s/d	Φ areia média	Yx (cabeça)	z (M pos)	M	Q	z (M neg)	M	Q
m	-	[°]	[mm] (-)	[m]	[kNm]	[kN]	[m]	[kNm]	[kN]
0,4	2	26	50.3	4.1	113.66	132	0	-147.49	-32.57
		28	46.9		109.78			-141.72	-31.98
		30	44.1		106.1			-136.82	-31.25
	3	26	49.2		112.07	152		-217.16	-32.45
		28	45.9		109			-209.77	-32.2
		30	43.1		106.02			-203.36	-31.76
	4	26	45.2		108.44	164		-250.84	-32.31
		28	45		108.1			-251.77	-32.21
		30	42.3		105.51			-244.62	-31.94
0.6	2	26	25.9	6.15	157.03	132	0	-201.29	-33.93
		28	24.3		157.17			-193.05	-33.54
		30	22.9		156.88			-185.95	-32.98
	3	26	25.2		150.09	152		-297.59	-33.34
		28	23.6		144.35			-287.31	-33.3
		30	22.3		140.23			-278.39	-33.04
	4	26	24.6		149.87	164		-357.85	-32.77
		28	23		144.55			-346.72	-32.93
		30	21.7		139.54			-336.94	-32.83
0.8	2	26	16.1	6.15	212.38	132	0	-242.95	-34.36
		28	15.1		208.51			-233.02	-33.88
		30	14.3		204.56			-224.54	-33.87
	3	26	15.6		200.21	152		-363.47	-33.77
		28	14.6		198.07			-350.97	-33.64
		30	13.8		195.63			-340.16	-33.28
	4	26	15.2		191.54	164		-438.34	-33.24
		28	14.3		190.37			-424.56	-33.31
		30	13.4		188.77			-412.61	-33.12

Em que: Y_x: Deslocamento horizontal na cabeça da estaca
Z: Cota da estaca a qual ocorre o respetivo momento
M: Valor de Momento fletor
Q: Valor de força de corte

B.5 – TABELAS FORÇAS NORMAIS DE COMPRESSÃO

Tabela B. 13 – Comprimento da estaca de 10 metros (ESTACA 1)

d	s/d	Φ areia média	Nmáx	Nmín
m	-	o	kN	kN
0.4	2	26	-1 282.94	-781.87
		28	-1 291.67	-738.54
		30	-1 306.13	-694.62
	3	26	-1 506.91	-1 007.99
		28	-1 505.43	-959.97
		30	-1 507.59	-911.60
	4	26	-1 628.42	-1 134.33
		28	-1 623.33	-1 084.69
		30	-1 621.00	-1 034.69
0.6	2	26	-1 451.39	-636.12
		28	-1 436.39	-621.58
		30	-1 423.86	-607.92
	3	26	-1 673.54	-760.02
		28	-1 662.27	-734.94
		30	-1 652.19	-714.33
	4	26	-1 773.72	-835.88
		28	-1 768.60	-802.92
		30	-1 762.39	-779.98
0.8	2	26	-1 418.96	-647.92
		28	-1 403.35	-636.36
		30	-1 389.16	-627.61
	3	26	-1 688.92	-768.82
		28	-1 674.74	-756.85
		30	-1 662.81	-745.75
	4	26	-1 907.81	-866.83
		28	-1 895.54	-855.48
		30	-1 885.17	-844.81

Em que: N: forças normais de compressão

Tabela B. 14 – Comprimento da estaca de 15 metros (ESTACA 1)

d	s/d	Φ areia média	Nmáx	Nmín
m	-	º	kN	kN
0.4	2	26	-1 636.33	-516.29
		28	-1 617.71	-496.81
		30	-1 599.75	-483.37
	3	26	-1 794.25	-587.77
		28	-1 777.49	-565.64
		30	-1 762.69	-547.69
	4	26	-1 839.57	-619.43
		28	-1 825.37	-593.56
		30	-1 812.71	-573.70
0.6	2	26	-1 571.53	-603.06
		28	-1 551.42	-590.69
		30	-1 534.27	-579.51
	3	26	-1 769.28	-677.43
		28	-1 751.80	-666.25
		30	-1 736.76	-655.99
	4	26	-1 858.10	-714.55
		28	-1 844.07	-700.79
		30	-1 831.44	-691.51
0.8	2	26	-1 537.09	-665.77
		28	-1 517.34	-655.77
		30	-1 500.28	-647.01
	3	26	-1 780.10	-758.28
		28	-1 763.57	-748.96
		30	-1 748.98	-741.40
	4	26	-1 976.29	-838.77
		28	-1 963.15	-827.14
		30	-1 951.22	-819.78

Em que: N: forças normais de compressão

Tabela B. 15 – Comprimento da estaca de 20 metros (ESTACA 1)

d	s/d	Φ areia média	Nmáx	Nmín
m	-	o	kN	kN
0.4	2	26	-1 686.22	-370.45
		28	-1 661.52	-360.08
		30	-1 640.50	-350.60
	3	26	-1 832.33	-406.47
		28	-1 811.22	-396.65
		30	-1 792.89	-387.93
	4	26	-1 848.89	-416.97
		28	-1 850.88	-407.34
		30	-1 835.45	-399.38
0.6	2	26	-1 636.90	-541.49
		28	-1 613.38	-531.71
		30	-1 593.10	-522.86
	3	26	-1 818.45	-594.52
		28	-1 798.79	-586.16
		30	-1 781.75	-578.61
	4	26	-1 895.54	-617.17
		28	-1 879.58	-608.98
		30	-1 865.53	-602.52
0.8	2	26	-1 610.44	-663.54
		28	-1 589.16	-651.80
		30	-1 570.98	-641.43
	3	26	-1 834.19	-742.08
		28	-1 816.25	-732.02
		30	-1 800.74	-722.92
	4	26	-2 017.84	-808.91
		28	-2 003.02	-800.15
		30	-1 990.17	-792.10

Em que: N: forças normais de compressão

Tabela B. 16 – Comprimento da estaca de 10 metros (ESTACA 2 e 3)

d	s/d	Φ areia média	Nmáx	Nmín
m	-	o	kN	kN
0.4	2	26	-360.04	-219.42
		28	-355.67	-203.37
		30	-348.44	-185.31
	3	26	-412.92	-263.78
		28	-413.66	-263.78
		30	-412.58	-249.48
	4	26	-466.04	-324.64
		28	-468.58	-313.10
		30	-469.75	-299.84
0.6	2	26	-301.30	-132.05
		28	-308.80	-133.63
		30	-315.06	-134.52
	3	26	-392.26	-178.14
		28	-397.89	-175.92
		30	-402.93	-174.21
	4	26	-508.39	-239.58
		28	-510.95	-231.96
		30	-514.05	-227.51
0.8	2	26	-366.01	-167.13
		28	-373.82	-169.51
		30	-380.92	-172.09
	3	26	-496.02	-225.79
		28	-503.11	-227.36
		30	-509.07	-228.31
	4	26	-678.10	-308.10
		28	-684.24	-308.80
		30	-689.42	-308.95

Em que: N: forças normais de compressão

Tabela B. 17 – Comprimento da estaca de 15 metros (ESTACA 2 e 3)

d	s/d	Φ areia média	Nmáx	Nmín
m	-	o	kN	kN
0.4	2	26	-183.35	-57.85
		28	-192.65	-59.16
		30	-201.63	-60.92
	3	26	-269.26	-88.20
		28	-277.63	-88.35
		30	-285.03	-88.56
	4	26	-360.47	-121.38
		28	-367.57	-119.52
		30	-373.90	-118.33
0.6	2	26	-241.23	-92.57
		28	-251.28	-95.67
		30	-259.86	-98.15
	3	26	-344.39	-131.86
		28	-353.13	-134.30
		30	-360.65	-136.22
	4	26	-466.20	-179.28
		28	-473.21	-179.83
		30	-479.53	-181.06
0.8	2	26	-306.95	-132.95
		28	-316.82	-136.92
		30	-325.36	-140.31
	3	26	-450.43	-191.87
		28	-458.69	-194.80
		30	-465.99	-197.53
	4	26	-643.86	-273.27
		28	-650.43	-274.05
		30	-656.40	-275.78

Em que: N: forças normais de compressão

Tabela B. 18 – Comprimento da estaca de 20 metros (ESTACA 2 e 3)

d	s/d	Φ areia média	Nmáx	Nmín
m	-	º	kN	kN
0.4	2	26	-158.40	-34.80
		28	-170.75	-37.00
		30	-181.26	-38.74
	3	26	-250.21	-55.51
		28	-260.77	-57.11
		30	-269.93	-58.41
	4	26	-355.81	-80.24
		28	-354.81	-78.09
		30	-362.52	-78.88
0.6	2	26	-208.54	-68.98
		28	-220.30	-72.60
		30	-230.44	-75.63
	3	26	-319.80	-104.55
		28	-329.63	-107.41
		30	-338.15	-109.81
	4	26	-447.48	-145.69
		28	-455.46	-147.57
		30	-462.48	-149.37
0.8	2	26	-270.27	-111.36
		28	-280.91	-115.22
		30	-290.00	-118.41
	3	26	-423.38	-171.29
		28	-432.35	-174.25
		30	-440.11	-176.68
	4	26	-623.09	-249.78
		28	-630.50	-251.87
		30	-636.92	-253.50

Em que: N: forças normais de compressão

B.6 – TABELAS COM OS DIMENSIONAMENTO UTILIZADOS DE AÇO PARA CASA MODELO.

Tabela B. 19 – Comprimento da estaca de 10 metros

L	d	s/d	Φ areia med	Armadura			Armadura transversal		Rácio	
				Quantidade (pçs)	Cobrimento (mm)	Perfil (mm)	Perfil (mm)	Distância (mm)		
m	m	-	ø						%	
10	0.4	2	26	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	14.2	
			28	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	14.2	
			30	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	22.2	
		3	26	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	14.2	
			28	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	14.2	
			30	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	14.2	
		4	26	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	14.2	
			28	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	14.2	
			30	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	14.2	
		0.6	2	26	9.0	10.0	16.0	8.0	10.0	78.1
				28	9.0	10.0	16.0	8.0	10.0	78.1
				30	9.0	10.0	16.0	8.0	10.0	78.1
	3		26	9.0	10.0	16.0	8.0	10.0	78.1	
			28	9.0	10.0	16.0	8.0	10.0	78.1	
			30	9.0	10.0	16.0	8.0	10.0	78.1	
	4		26	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	50.0	
			28	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	50.0	
			30	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	50.0	
	0.8		2	26	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4
				28	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4
				30	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4
		3	26	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4	
			28	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4	
			30	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4	
4		26	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4		
		28	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4		
		30	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4		

Tabela B. 20 – Comprimento da estaca de 15 metros

L	d	s/d	Φ areia med	Armadura			Armadura transversal		Rácio	
				Quantidade (pçs)	Cobrimento (mm)	Perfil (mm)	Perfil (mm)	Distância (mm)	%	
15	0.4	2	26	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	14.2	
			28	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	14.2	
			30	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	22.2	
		3	26	9.0	10.0	32.0	8.0	10.0	1000.0	
			28	9.0	10.0	32.0	8.0	10.0	1000.0	
			30	9.0	10.0	32.0	8.0	10.0	1000.0	
		4	26	9.0	10.0	32.0	8.0	10.0	1000.0	
			28	9.0	10.0	32.0	8.0	10.0	1000.0	
			30	9.0	10.0	32.0	8.0	10.0	1000.0	
		0.6	2	26	9.0	10.0	16.0	8.0	10.0	78.1
				28	9.0	10.0	16.0	8.0	10.0	78.1
				30	9.0	10.0	16.0	8.0	10.0	78.1
	3		26	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	50.0	
			28	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	50.0	
			30	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	50.0	
	4		26	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	32.0	
			28	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	32.0	
			30	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	32.0	
	0.8		2	26	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4
				28	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4
				30	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4
		3	26	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4	
			28	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4	
			30	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4	
		4	26	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4	
			28	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4	
			30	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4	

Tabela B. 21 – Comprimento da estaca de 20 metros

L	d	s/d	Φ areia med	Armadura			Armadura transversal		Rácio										
				Quantidade (pçs)	Cobrimento (mm)	Perfil (mm)	Perfil (mm)	Distância (mm)	%										
20	m	-	ø	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	14.2										
										2	26	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	14.2		
											28	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	14.2		
											30	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	14.2		
										0.4	3	26	9.0	10.0	32.0	8.0	10.0	1000.0	
												28	9.0	10.0	32.0	8.0	10.0	1000.0	
												30	9.0	10.0	32.0	8.0	10.0	1000.0	
											4	26	9.0	10.0	32.0	8.0	10.0	1000.0	
												28	9.0	10.0	32.0	8.0	10.0	1000.0	
												30	9.0	10.0	32.0	8.0	10.0	1000.0	
										0.6	2	26	9.0	10.0	16.0	8.0	10.0	78.1	
												28	9.0	10.0	16.0	8.0	10.0	78.1	
												30	9.0	10.0	16.0	8.0	10.0	78.1	
											3	26	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	50.0	
												28	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	50.0	
												30	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	50.0	
											4	26	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	32.0	
												28	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	32.0	
												30	9.0	10.0	25.0	8.0	10.0	32.0	
											0.8	2	26	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4
													28	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4
													30	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4
										3		26	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4	
												28	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4	
												30	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4	
										4		26	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4	
												28	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4	
												30	9.0	10.0	20.0	8.0	10.0	88.4	