

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS –UNIS/MG

BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

ELVIS LEONARDO SOARES

**ESTUDO DO EFEITO DE EMPUXO LATERAL DO SOLO EM ESTACAS DE
FUNDAÇÕES PROFUNDAS – Estudo de caso de um galpão industrial**

Varginha

2017

ELVIS LEONARDO SOARES

**ESTUDO DO EFEITO DE EMPUXO LATERAL DO SOLO EM ESTACAS DE
FUNDAÇÕES PROFUNDAS**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção do grau de bacharelado, sob orientação do Mestre Armando Belato Pereira.

Varginha MG

2017

ELVIS LEONARDO SOARES

**ESTUDO DO EFEITO DE EMPUXO LATERAL DO SOLO EM ESTACAS DE
FUNDAÇÕES PROFUNDAS**

Trabalho de conclusão de curso apresentada ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas (UNIS-MG), como pré-requisito para obtenção do grau de bacharelado pela banca examinadora compostas pelos membros:

Aprovado em / /

Me Armando Belato Pereira

OBS.:

DEDICATÓRIA

Eu dedico este trabalho a todos aqueles que acreditaram em mim, em especial minha família que sempre me apoiaram e me ajudaram a chegar aqui.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que contribuíram para a realização deste trabalho, em especial o professor e orientador Me Armando Belato. Agradeço aos meus pais pelo apoio e compreensão devido ao tempo que tive que abrir mão para dedicar a este trabalho. Aos meus irmãos por sempre estarem ao meu lado. A minha amada por sempre estar ao meu lado. E um agradecimento especial aos engenheiros Dalcir e Ângelo que me auxiliaram no desenvolvimento do trabalho e por disponibilizarem os dados para o estudo de caso.

EPÍGRAFE

“O passado é imutável, mas o futuro depende das nossas escolhas.”

Karen Soarele

RESUMO

O seguinte trabalho apresenta um estudo de caso de dimensionamento de uma fundação profunda por estacas, a qual será executada em um aterro acentuado sobre solos moles ou muito moles e portanto será exposta a esforços não oriundos da superestrutura, neste caso, esforços laterais em profundidade (empuxo lateral do solo). O projeto de fundação será realizado à partir da planta de cargas e os relatórios de sondagem SPT de um galpão ainda não existente que será executado na cidade de Taubaté SP, onde a fundação escolhida para a obra é do tipo hélice contínua monitorada. Neste estudo, busca-se conhecer os diversos métodos de cálculo para estimar os esforços laterais do solo, bem como as recomendações e hipóteses de cada autor, informações necessárias referentes ao local da implantação da fundação. Os métodos escolhidos para estimar o empuxo lateral de solo foram os de Tschebotarioff, de De Beer-Walays, Oteo e Ratton. Para o cálculo da carga admissível geotécnica da fundação aplicada aos métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt Quaresma (1978) e Teixeira (1996), para a carga admissível estrutural da estaca foi utilizado o catálogo da empresa Geofix fundações.

Palavras-chave: Fundações profundas. Empuxo lateral do solo. Aterro. Solos moles.

ABSTRACT

The following work presents a case study of scaffolding of a deep pile foundation, which will be performed in a landfill accentuated on soft or very soft soils and therefore will be exposed to stresses not coming from the superstructure, in this case, lateral stresses in depth (Lateral thrust of the ground). The foundation project will be carried out from the cargo plant and the SPT survey reports of a non-existent shed to be executed in the city of Taubaté SP, where the foundation chosen for the work is a continuous monitored propeller type. In this study, it is sought to know the different calculation methods to estimate the lateral efforts of the soil, as well as the recommendations and hypotheses of each author, necessary information regarding the location of the foundation's implantation. The methods chosen to estimate the lateral thrust of soil were those of Tschebotarioff, De Beer-Walays, Oteo and Ratton. In order to calculate the acceptable geotechnical load of the foundation applied to the methods of Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) and Teixeira (1996), for the permissible structural load of the stake was used the catalog of the company Geofix fundações.

Keywords: *Deep Foundations. Lateral buoyancy of soil. Landfill. Soft soil..*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 3.1: Execução de Estaca Hélice Contínua Monitorada.....	26
Figura 3.2 : Esquema de perfuração do solo.....	28
Figura 3.3: modelo idealizado pelo regime elástico.....	29
Figura 3.4: modelo idealizado pelo regime plástico perfeito.....	30
Figura 3.5: Comportamento tensão-deformação-tempo para material viscoso.....	31
Figura 3.6: Classificação de modelos de comportamento tensão-deformação em solos.....	32
Figura 3.7: Curva tensão x deformação para um modelo elasto-plástico.....	33
Figura 3.8: Ângulo de atrio interno.....	35
Figura 3.9: Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga.....	39
Figura 3.10: Modelo de Winkler.....	46
Figura 3.11: Definição do coeficiente de mola	47
Figura 3.12: Propagação de tensões devido a reação de ponta.....	49
Figura 3.13: Propagação de tensões devido a reação de ponta.....	50
Figura 4.1. Pressões horizontais segundo Tshebotarioff.....	52
Figura 4.2. Condições de contorno da estaca.....	53
Figura 4.3: Determinação do ângulo α	54
Figura 4.4: Considerações para camadas compressíveis espessas.	55
Figura 4.5: Trabalho conjunto bloco + estacas.....	56
Figura 4.6: Efeito sombra.....	56
Figura 4.7: Deslocamento do solo compressível sujeito a uma sobrecarga unilateral.....	57
Figura 4.8. Momento máximo atuante nas estacas.....	58
Figura 4.9. Modelo estudado por Ratton.....	59

Figura 4.10. Deslocamentos relativos das estacas $H_2/L = 0,57$	60
Figura 4.11. Momentos máximos nas estacas.....	61
Figura 4.12. Linhas de estado propostas por Miche.....	64
Figura 4.13. Estaqueamento simétrico.....	65
Figura 4.14. Cálculo para um grupo de estacas.....	66
Figura 4.15. Obtenção do comprimento de flambagem.....	67
Figura 4.16. Ábaco de flexão composta.....	69
Figura 4.17. Aterro sobre camada de argila mole.....	72
Figura 4.18. Ábaco de flexão composta	77
Figura 4.19. Perfil longitudinal do subsolo.....	78
Figura 4.20. Perfil longitudinal do subsolo.....	79
Figura 4.21. Perfil longitudinal do subsolo e carregamento.....	80
Figura 4.22. Diagrama de momento fletor $kN.m$	80
Figura 4.23. Diagrama de esforço cortante (kN).....	80
Figura 4.24. Deslocamento horizontal (cm).....	81
Figura 4.25. Perfil longitudinal do subsolo e carregamento.....	82
Figura 4.26. Diagrama de momento fletor ($kN.m$).....	83
Figura 4.27. Diagrama de esforço cortante (kN).....	83
Figura 4.28. Deslocamento horizontal (cm).....	83
Figura 5.1: Corte transversal do galpão.....	86
Figura 5.2: Perfil do solo.....	87
Figura 5.3: Detalhe do perfil do solo.....	87
Figura 6.1. Bloco sobre estacas em planta.....	96

Figura 6.2. Vista lateral das estacas do pilar P13.	97
Figura 6.3. Carregamento e diagrama de esforço cortante.....	100
Figura 6.4. Carregamento e diagrama de esforço cortante.....	101
Figura 6.5. Valores médios dos momentos fletores atuante nas estacas (kN.m).....	104
Figura 6.6. Valores médios dos esforços cortantes máximos atuante nas estacas (kN).....	106
Figura 7.1. Valores médios das armaduras das estacas de 30 cm (cm ²).....	119
Figura 7.2. Valores máximos das armaduras das estacas de 30 cm (cm ²).....	119
Figura 7.3. Valores médios das armaduras das estacas de 40 cm (cm ²).....	120
Figura 7.4. Valores máximos das armaduras das estacas de 40 cm (cm ²).....	120
Figura 7.5. Valores médios das armaduras das estacas de 40 cm (cm ²).....	121
Figura 7.6. Valores máximos das armaduras das estacas de 40 cm (cm ²).....	121
Figura 8.1. Modelo de Winkler.....	122
Figura 8.2. Simulação das reações.....	125
Figura 8.3. Simulação das reações nas estacas.....	125
Figura 8.4. Esquema de carregamento.	127
Figura 8.5. Momento fletor considerando hipótese 1.....	128
Figura 8.6. Momento fletor considerando hipótese 2.....	129
Figura 8.7. Momento fletor considerando hipótese 3.....	130
Figura 8.8. Momento fletor considerando hipótese 4.....	131
Figura 8.9. Esquema de carregamento.	132
Figura 8.10. Momento fletor considerando hipótese 1.....	133
Figura 8.11. Momento fletor considerando hipótese 2.....	134
Figura 8.12. Momento fletor considerando hipótese 3.....	135

Figura 8.13. Momento fletor considerando hipótese 4.....136

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Execução de Estaca Hélice Contínua Monitorada.....	27
Tabela 3.2. Coeficientes de ponderação das resistências.....	34
Tabela 3.3: Peso específico de solos argilosos.....	36
Tabela 3.4: Peso específico de solos arenosos.....	36
Tabela 3.5: Coeficiente K_s	37
Tabela 3.6: Coeficiente α_s	37
Tabela 3.7: Coeficiente de Poisson (ν).....	38
Tabela 3.8: Coeficiente de Poisson (ν).....	38
Tabela 3.9: Coeficiente K e razão de atrito.....	42
Tabela 3.10: Fatores de correção F1 e F2.....	42
Tabela 3.11: Coeficiente característico do solo C.....	43
Tabela 3.12: Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	44
Tabela 3.13: Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	44
Tabela 3.14: Valores do parâmetro α	45
Tabela 3.15: Valores do parâmetro β	45
Tabela 3.16. Valores do Atrito lateral r_L	45
Tabela 4.1. Valores limites de N_{SPT} para a parada das estacas.....	63
Tabela 4.2. Coeficientes de reação horizontal η_h	68
Tabela 4.3. Comparações dos resultados de cálculo.....	75
Tabela 4.4. Comparações dos resultados de cálculo.....	84
Tabela 5.1: Agrupamento de estacas pela carga geotécnica admissível.....	92
Tabela 6.1. Resultados dos momentos fletores máximos.....	92
Tabela 6.2. Resultados dos esforços cortantes máximos kN.....	104
Tabela 7.1. Resultados das reações nas estacas.....	104
Tabela 7.1. Resultados das reações nas estacas.....	107
Tabela 7.2. Resistência estrutural a compressão das estacas.....	109

LISTA DE SIMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

ϕ – ângulo de atrito interno

N_{SPT} – Índices de resistência a penetração

C – Coesão

Es – módulo de elasticidade do solo

K_S – coeficiente empírico

α_S – coeficiente empírico

ν – coeficiente de Poisson

$\xi_{transversal}$ – deslocamento vertical

$\xi_{longitudinal}$ – deslocamento horizontal

R_L – Resistência Lateral

R_p – Resistência de ponta

R – Resistência total

D – diâmetro da estaca

U – perímetro do fuste da estaca

r_L e r_p – incógnitas geotécnicas

q_c – resistência da ponta do cone

f_c – atrito lateral unitário da luva

F_1 e F_2 – fatores de correção de escala

K – coeficiente que depende do tipo de solo

α – razão de atrito

f_s – Atrito lateral

N_p – índice de resistência a penetração na cota de apoio da ponta da estaca

N_L – o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura

Δ_L – camada de variação do solo.

N_p – valor médio do índice de resistência à penetração na base da estaca

σ_U – tensão unitária

ρ_s – deslocamento do solo (recalque);

K_S^V – módulo de reação vertical.

C – coeficiente característico do solo ajustado por meio de provas de carga em estacas de concreto pré-moldadas.

α – fator de correção da parcela de resistência de base

β – fator de correção da parcela de resistência lateral

A_p – área da ponta do fuste em contato com o solo;

A – área da seção transversal da estaca;

E_c – é o módulo de elasticidade do concreto;

P – é o esforço normal nos seguimentos e L o respectivo comprimento

$\Delta\sigma$ – acréscimo de total de tensões

$\Delta\sigma_p$ – parcela de tensão na ponta da estaca

P_p – Esforço normal n ponta da estaca

H – espessura da camada subjacente;

h – distância vertical do ponto de aplicação da força no topo da camada

$\Delta\sigma_i$ – parcela de tensões devida a resistência lateral

E_o – módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca

σ_o – é a tensão geostática no centro da camada;

n – é o expoente que depende da natureza do solo

p_h – pressão horizontal

σ_z – variação de tensão no solo

d – espessura da camada compressível

M_m – momento na rótula

M_B – momento no engaste

q – pressão aplicada pelo aterro.

α – ângulo do talude fictício

h_1 – altura do aterro fictício

γ – peso específico do solo

L_e – comprimento equivalente

I – momento de inércia

E_{ci} é o módulo de elasticidade do solo

αE parâmetro de influência do agregado

E_{cs} é o módulo de deformação secante do concreto

K_H é o coeficiente de reação horizontal

K_{SL} é o coeficiente de reação vertical

m é fator de proporcionalidade

r_{inf} rigidez inferior

r_{sup} rigidez superior

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	20
1.1 Justificativa.....	20
1.2 Objetivo geral	21
1.3 Objetivos específicos.....	21
2. METODOLOGIA.....	22
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
3.1 Fundações	23
3.1.2 Tubulões	23
3.1.3 Estacas	24
3.2 Sondagem à percussão com penetração dinâmica (SPT)	27
3.3 Análise da tensão – deformação do solo	28
3.3.1 Modelo Elástico.....	29
3.3.2 Modelo Plástico	29
3.3.3 Modelo Viscoso.....	30
3.3.4 Modelos Combinados.....	31
3.3.5 Modelo Elásto-plástico	32
3.4 Parâmetros de resistência do solo.....	33
3.4.1 Coesão	34
3.4.2 Ângulo de atrito.....	35
3.4.3 Peso específico	36
3.4.4 Parâmetros de deformabilidade	36
3.4.5 Módulo de cisalhamento do solo.....	38
3.5 Capacidade de carga de uma estaca.....	39
3.5.1 Método de Aoki-Velloso (1975)	40
3.5.2 Método de Décourt-Quaresma (1978).....	42
3.5.3 Método de Teixeira (1996).....	44
3.6 Interação solo-estrutura	45
3.7 Recalque em estacas	48
4 METODOLOGIA DE CÁLCULO	51
4.1 Estacas carregadas lateralmente em profundidade	51
4.1.1 Método de Tschebotarioff	52
4.1.2 Método de De Beer-Wallavs	54
4.1.3 Método de Oteo	57
4.1.4 Método de Ratton	59
4.2 Metodologia de projeto.....	61
4.2.1 Primeira metodologia, considerando a carga de catálogo	62
4.2.2 Segunda metodologia, limitando o comprimento.....	62
4.2.3 Terceira metodologia, critério de parada.....	62

4.3 Carregamento lateral no topo da estaca	63
4.4 Reação nas estacas	64
4.5 Dimensionamento estrutural das estacas	66
4.6 Problemas práticos aplicados.....	71
4.6.1 Cálculo de momentos máximos do carregamento lateral em profundidade.....	71
4.6.2 Colapso de um edifício por ruptura das estacas (exemplo prático real).....	75
5 ESTUDO DE CASO	86
5.1 Caracterização	86
5.2 Perfil geotécnico	86
5.3 Capacidade de carga geotécnica método Aoki-Velloso (1975).....	88
5.4 Capacidade de carga geotécnica método Décourt-Quaresma (1978).....	90
5.5 Capacidade de carga geotécnica método Teixeira (1996).....	92
6 CÁLCULO DO EMPUXO LATERAL	96
6.1 Método de Tschebotarioff	99
6.2 Método de De Beer-Wallavs	100
6.3 Método de Rattton	101
6.4 Método de Otteo	103
6.5 Comparação dos resultados	103
7 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	107
7.1 Dimensionamento estrutural sem considerar o empuxo lateral do solo	108
7.2 Dimensionamento estrutural considerando o empuxo lateral do solo.....	114
7.2.1 Considerando o método de Tschebotarioff.....	114
7.2.2 Considerando o método de De Beers-Wallavs.....	115
7.2.3 Considerando o método de Rattton	115
7.2.4 Considerando o método de Otteo	116
7.2.5 Considerando valor médio dos métodos.....	116
7.2.6 Comparação dos resultados	117
8 MODELAGEM POR MEIO DE BASE ESLÁSTICA	122
8.1 Considerando o carregamento do método de Tschebotarioff.....	127
8.2 Considerando o carregamento do método de De Beer-Wallavs.....	132
8.3 Análise dos resultados da modelagens em base elástica	137
9 DISUSSÃO DOS RESULTADOS.....	138
10 CONCLUSÃO.....	140
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	143

ANEXO A – PLANTA DE CARGAS E LOCAÇÃO DAS ESTACAS E FUROS SPTS	145
ANEXO B – SONDAÇÃO SPT DO FURO S17.....	146
ANEXO C – CATÁLOGO DE ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA GEOFIX FUNDAÇÕES	148
ANEXO D – SONDAÇÃO SPT DO FURO S06	149

1 INTRODUÇÃO

O solo, por ser um material muito variável, possui um comportamento relativamente complexo, que muitas vezes não é representado adequadamente de acordo com a realidade do projeto. Um comportamento do solo que muitas vezes não é considerado ou é mal estimado é o empuxo lateral, que dependendo das condições pode levar a valores consideráveis, já que em fundações por estacas o foco do dimensionamento é a carga normal de compressão.

Com o passar dos anos, novos recursos vem sendo utilizados na engenharia, a fim de melhor representar as condições do ambiente. As fundações são uma parte extremamente importante em um elemento estrutural, sendo estas responsáveis por transmitirem os esforços da superestrutura para o solo. Uma vez que as fundações se encontram no subsolo, estas não se encontram visíveis como a superestrutura, por isso é difícil perceber a sua ruptura.

Alcançar o mais eficiente e viável dimensionamento na infraestrutura é fundamental para garantir o equilíbrio entre segurança e economia, sendo assim, neste trabalho, será feita uma breve revisão bibliográfica levando-se em consideração assuntos importantes no estudo das fundações, como por exemplo conceitos básicos, parâmetros dos solos e outros.

Devido à variabilidade dos tipos de fundação, metodologias de cálculo e técnicas de execução, faz-se necessário um estudo de caso desse tipo, onde os carregamentos laterais em profundidade nas estacas de fundações profundas, podem ter sido mal estimados ou superestimados. Assim o trabalho abordará assuntos referentes a metodologias de cálculo para estimar esses esforços laterais provenientes do solo. Destacando os métodos de análises elásto-plásticas, dos quais levam em consideração a interação solo-estrutura, onde os deslocamentos do solo influenciam no deslocamento das estacas.

1.1 Justificativa

Devido à grande variabilidade dos tipos de solo e seu comportamento, cabe ao engenheiro calculista responsável escolher os métodos e modelos de cálculo que melhor representem as condições reais do solo e que proporcionem segurança no dimensionamento

sendo assim é indispensável o conhecimento das características geotécnicas do local onde será implantado o projeto para estimar a capacidade de carga do solo e os possíveis esforços que este transmitirá a fundação. Por isto este trabalho apresenta conceitos, definições e ferramentas necessárias para o dimensionamento de fundações profundas.

1.2 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo realizar uma análise de caso de um galpão industrial que será executado sobre um aterro acentuado e sob o aterro se encontra uma camada de solo variando de mole a muito mole. Onde, a proposta deste trabalho é avaliar os esforços laterais ao longo do fuste das estacas e concluir se estes esforços são realmente significativos no dimensionamento das estacas.

1.3 Objetivos específicos

-Apresentar um estudo bibliográfico sobre os métodos semiempíricos de dimensionamento da capacidade de carga geotécnica de estacas.

-Apresentar um estudo bibliográfico sobre os métodos de dimensionamento estrutural das estacas, levando em consideração os esforços de flexão, tração, compressão e cisalhamento.

-Apresentar um estudo bibliográfico sobre os aspectos a serem analisados do empuxo lateral do solo em profundidade, bem como os métodos de cálculo para estimar esses esforços, as principais diferenças entre cada método.

-Apresentar um exemplo prático teórico dos métodos para estimar o carregamento lateral em profundidade, bem como comparar os valores de cada método.

-Apresentar um exemplo prático real do dimensionamento estrutural considerando o empuxo lateral do solo.

-De acordo com as características do solo e das cargas impostas as fundações, dimensionar o diâmetro, a profundidade e a quantidade de estacas.

2. METODOLOGIA

O trabalho apresenta uma análise de caso de um galpão industrial em um aterro acentuado sobre solos moles ou muito moles e portanto será exposta a esforços não oriundos da superestrutura, neste caso, esforços laterais em profundidade (empuxo lateral do solo), visando os métodos para estimar esses esforços.

Para o dimensionamento da capacidade de carga das estacas serão utilizados os métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996) e será utilizada uma média dos três métodos para determinar a carga admissível, utilizando planilhas eletrônicas para auxiliar nos cálculos.

Para a estimativa do empuxo lateral do solo, serão utilizados os métodos de Tshebotarioff, De Beer-Wallavs, Oteo e Ratton. Para uma melhor análise deste empuxo, será utilizado o programa GeoStudio (Geo-Slope International) módulo Sigma/W (para análise tensão – deformação), para estimar o carregamento lateral assim comparando os resultados dos esforços do método computacional com os métodos teóricos.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Fundações

Fundações são os elementos estruturais da infraestrutura que transmitem os esforços e as ações da superestrutura da edificação para o solo. Podendo ser dos tipos rasa ou direta e profundas ou indiretas.

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2010), as fundações rasas ou diretas são as a carga é transmitida ao terreno ao solo pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento ao terreno adjacente à fundação é menor que duas vezes a menor dimensão da fundação. Nesse grupo se encontram os blocos e as sapatas.

Fundações profundas ou indiretas as fundações que, como o próprio nome já diz, possuem uma certa profundidade, que de acordo com a ABNT NBR 6122 (2010), possui profundidade superior ao dobro da sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,00 metros. Essas fundações transmitem as cargas ao solo ou pela base ou pela superfície lateral (atrito lateral) ou por uma combinação das duas. Neste grupo se encontram as estacas, que se dividem em relação ao tipo de material e o seu método de execução.

3.1.2 Tubulões

De acordo com Alonso (1983) os tubulões são estruturas constituídas através da concretagem de um poço aberto no terreno, geralmente alargado na sua base. Possui diâmetros maiores do que as estacas. Por mais que os tubulões sejam fundações que alcançam grandes profundidades, o seu cálculo é semelhante ao de fundações rasas, pois o mesmo desconsidera a resistência lateral.

3.1.3 Estacas

De acordo com Alonso (1983), as estacas são elementos esbeltos (que possuem o comprimento muito maior em relação a sua seção), colocados no solo através de cravação ou escavação. A escolha do tipo de estaca irá depender das condições do solo e da quantidade de cargas que chegam na fundação.

3.1.3.1 Estacas pré-moldadas de concreto

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2010), as estacas pré-moldadas podem ser feitas em concreto armado ou protendido, protendido ou centrifugado, com forma de qualquer seção transversal, desde que a estaca suporte as cargas de estabelecidas em projeto. Sua execução é feita geralmente por cravação, e pode ser feita através de percussão, prensagem ou vibração.

3.1.3.2 Estacas escavadas com trado mecânico sem fluido estabilizante

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2010), esse tipo de estaca é moldada in loco por meio da concretagem de um furo executado por um trado espiral, sendo utilizados onde o solo possua condições de manter o furo estável sem a necessidade de revestimento ou fluido estabilizante. O comprimento dessas estacas é limitado pelo nível do lençol freático.

3.1.3.3 Estacas Hélice Contínua Monitorada

De acordo com Nuernberg (2014), pelas suas características da sua seção transversal, este tipo de estaca possui alta capacidade de trabalho, sendo utilizada em fundações de médio a grande porte. Podem ser executadas em locais abaixo do nível do lençol freático, além de não ser necessitado o uso de equipamentos de cravação a percussão, vibração ou prensagem.

A ABNT NBR 6122 (2010), define este tipo de estaca como sendo de concreto moldada “in loco”, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de um trado contínuo de grande comprimento de geometria helicoidal. A injeção de concreto é feita pela haste central do trado durante à sua retirada. A haste de perfuração é composta por uma hélice espiral e no seu centro há uma tubo central, equipada com dentes na extremidade inferior que possibilita a sua entrada no solo. A entrada de solo ou de água na parte central da haste é impedida por uma tampa de proteção recuperável, localizada na extremidade e esta mesma tampa de proteção é expulsa durante a concretagem. Esta estaca é moldada in loco e não deve ser executadas estacas com espaçamento inferior a cinco diâmetros num intervalo menor que 12 horas em função da maior estaca. A sua execução pode ser definida em três etapas: perfuração, concretagem e colocação da armadura como pode ser visto na figura 3.1.

Na perfuração o equipamento deve ser posicionado e nivelado para a centralização e verticalidade da esta, o diâmetro do trado deve ser de acordo com o estabelecido em projeto, a perfuração é de forma contínua por rotação até a cota desejada. A haste possui uma ponta fechada por uma tampa metálica recuperável, para que evitar a entrada de água e a contaminação do concreto pelo solo. O método de perfuração permite a execução em solos coesivos e abaixo ou acima do lençol freático.

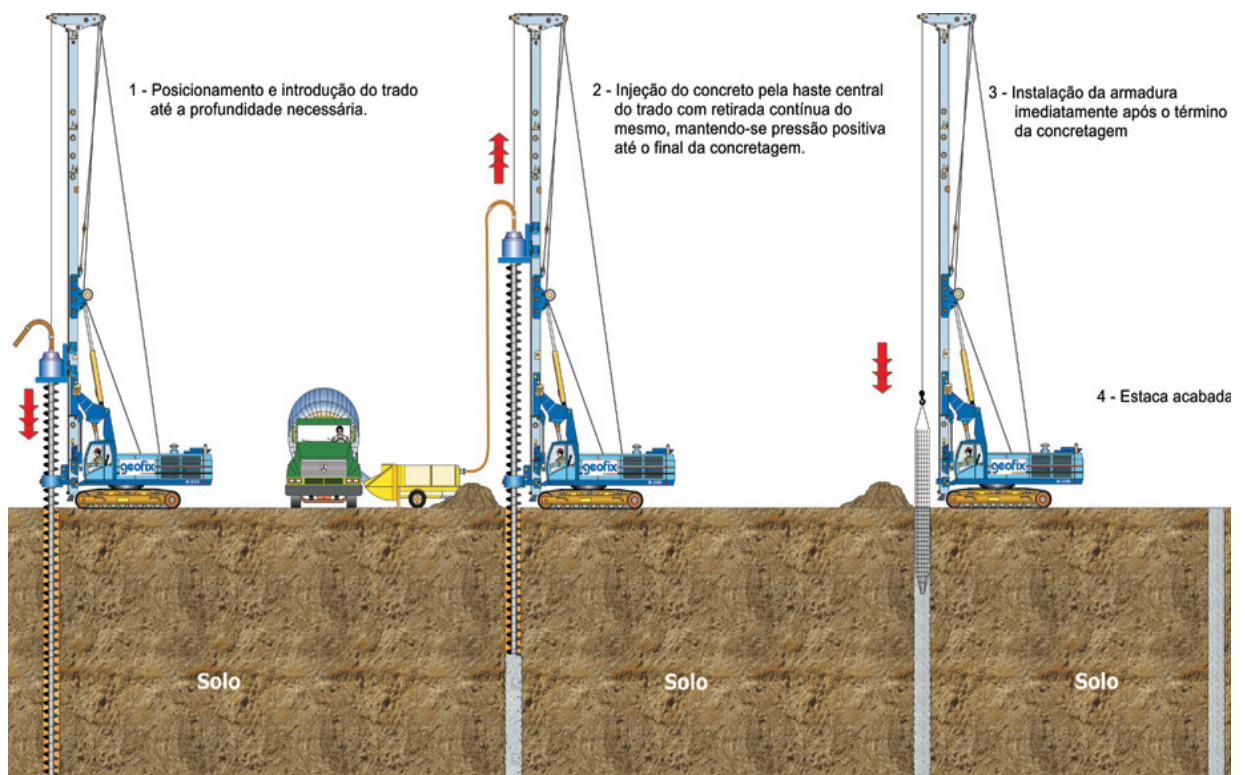
De acordo com Nuernberg (2014), é importante minimizar o desconfinamento causado pela remoção do solo durante a penetração. Isto é conseguido tomando o cuidado para que a velocidade de penetração do trado seja igual ou próxima ao produto da velocidade de rotação do trado pelo seu passo.

A ABNT NBR 6122 (2010), define que na concretagem, quando a profundidade desejada é alcançada, o concreto é bombeado através do tubo central, preenchendo o furo deixado pela hélice. Devido à pressão do concreto, a tampa metálica é removida ficando aprisionada ao equipamento através de um cabo mecânico. A hélice deve permanecer imóvel durante a sua retirada. A pressão no bombeamento do concreto deve ser sempre positiva para evitar a interrupção do fuste. O concreto normalmente utilizado nesse tipo de estaca deve apresentar resistência característica com $f_{ck} \geq 20$ MPa aos 28 dias, traço do tipo bombeado composto de areia, pedrisco e consumo de cimento não inferior a 400 kg/m^3 . Além disso, exige-se abatimento igual a 22 ± 3 cm,

De acordo com Nuernberg (2014), a armadura é colocada após a concretagem, o que faz necessário uma armadura mais rígida a fim de esta manter a sua forma quando estiver sendo

colocada. Este fator pode ser um limitador no comprimento da estaca, e impossibilitando o seu uso para fins de contenção ou quando sujeita a esforços de tração. Para maior precisão no posicionamento da armadura, esta possui formato de gaiola. A introdução da armadura é feita manualmente auxiliada através do próprio trado de perfuração ou qualquer equipamento disponível e empurrada até a cota desejada. A armadura deve conter espaçadores de modo a garantir o cobrimento mínimo e a colocação deve ser feita imediatamente após a concretagem a fim de facilitar a sua colocação.

Figura 3.1: Execução de Estaca Hélice Contínua Monitorada.



Fonte: Geofix (2013).

Como será tratado em capítulos posteriores, a capacidade de carga pode ser calculada através de métodos semiempíricos. Entretanto, para melhorar e facilitar projetos e cálculos algumas empresas que executam este tipo de estacas elaboram catálogos de capacidade de cargas. A tabela 3.1 apresentará uma tabela de relação entre diâmetro e resistência estrutural das estacas de tipo hélice contínua monitorada elaborado pela empresa Geofix.

Tabela 3.1: Execução de Estaca Hélice Contínua Monitorada

Descrição	Un.	Valores								
		25	30	35	40	50	60	80	100	140
Diâmetro (D)	cm	25	30	35	40	50	60	80	100	140
Carga admissível Estrutural (Pk)	tf	30	45	60	80	130	190	335	525	1035
Distância mínima entre eixos (c)	cm	65	75	90	100	125	150	200	250	350
Distância eixo-divisa (e)	cm	120	120	120	120	120	120	120	120	120
Área de seção transversal (Ac)	cm ²	491	707	962	1257	1963	2827	5027	7854	15394
Perímetro (U)	cm	79	94	110	126	157	188	251	314	440
Momento de Inércia (I)	cm ⁴ x10 ⁴	1,92	3,98	7,37	12,57	30,68	63,62	201,06	490,87	1885,74
Momento resistente (w)	cm ³ x10 ³	1,53	2,65	4,21	6,28	12,37	21,21	50,27	98,18	269,39
Raio de giração (i)	cm	6,2	7,5	8,8	10	12,5	15	20	25	35

Fonte: Geofix Fundações (2017)

3.2 Sondagem à percussão com penetração dinâmica (SPT)

De acordo com Souza (2003), o SPT (*Standart Penetration Test*) ou sondagem à percussão dinâmica, consiste na cravação de um amostrador padrão no solo, através da queda livre de um peso de 65 Kg a uma altura de 75 cm definido pela ABNT NBR 12069 (2014). Para iniciar a sondagem é montado um cavalete de três ou quatro pernas em cada ponto de perfuração. Por meio de um sistema de cabos e roldanas, o peso é orientado sobre o amostrador e solto em queda livre a altura definida.

Conta-se o número de golpes para cada 15 cm de perfuração, do total de 45 cm. A soma nos últimos 30 cm dos 45 cm será o índice de resistência a penetração. A sondagem progride até a profundidade desejada, sendo especificado pela ABNT NBR 8036 (1983) a sua profundidade, que varia de acordo com o tipo de solo e o tipo de edificação a ser construída, e a quantidade mínima de furos e a profundidade, sendo no mínimo um furo para área de planta de até 200 m², e acima de 1200 m² e menor que 2400 m² deve-se fazer um furo para cada 400 m² que excedem os 1200 m², e a profundidade varia de acordo com o tipo de solo e o tipo de edificação.

Figura 3.2 : Esquema de perfuração do solo.



Fonte: Persolo, perfurações do solo (2017)

3.3 Análise da tensão – deformação do solo

Segundo Porto (2010), é significativamente importante para o projetista conhecer o comportamento mecânico do material a ser estudado. As Teorias da Elasticidade e da plasticidade apresentam alguns modelos de idealização do comportamento do tensão – deformação. Na Teoria da Elasticidade é comum considerar que o material é isotrópico, homogêneo e possui uma relação tensão – deformação linear. Entretanto, os solos são materiais não-homogêneos, anisotrópicos, e que apresentam relação tensão – deformação não-linear.

Ainda segundo Porto, o modelo do comportamento de um determinado material é obtido através de uma combinação de modelos básicos, de tal modo a obter uma máxima aproximação com o comportamento real do material. Na continuação a seguir serão apresentados os modelos básicos e alguns comentários sobre os modelos combinados.

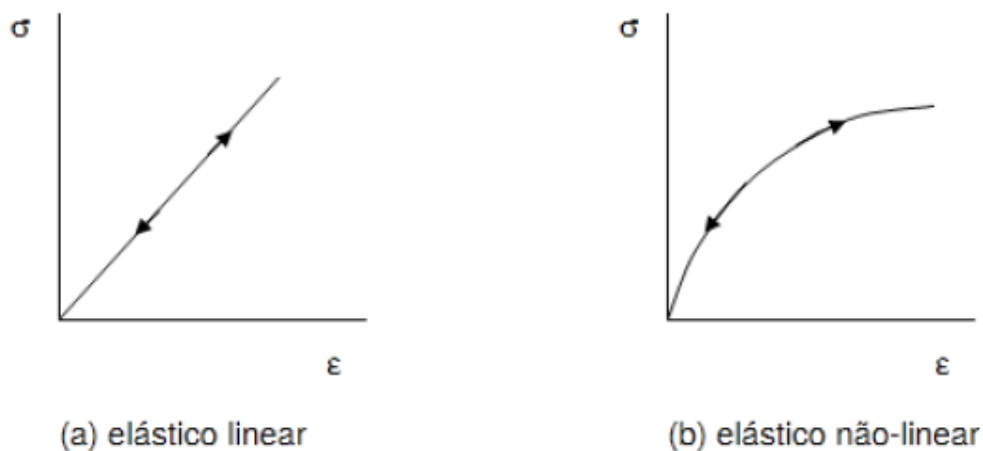
3.3.1 Modelo Elástico

Segundo Pereira (2016), para uma material elástico, o diagrama tensão – deformação caracteriza-se por deformações imediatas, ou seja deformação que não variam com o tempo. Considerando o material como sendo elástico linear, pode se observar que o material se comporta de acordo com a Lei de Hooke, em que a tensão é diretamente proporcional à deformação do material:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

Ainda segundo Pereira (2016) Conforme a figura 3.3 a seguir, pode-se observar que no comportamento linear existe uma proporcionalidade linear entre tensão e deformações específicas. Entretanto, no modelo elástico não linear não há essa proporcionalidade direta, mas mesmo assim existe modelo matemático que relaciona tensão e deformação.

Figura 3.3: modelo idealizado pelo regime elástico.

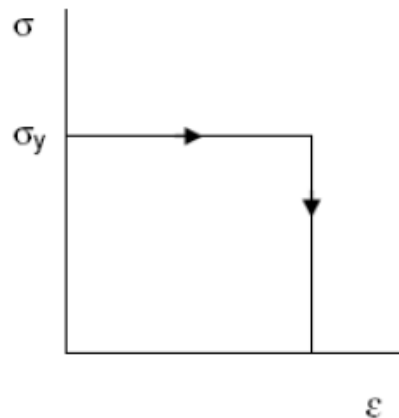


Fonte: (Porto 2010).

3.3.2 Modelo Plástico

De acordo com Porto (2010), neste modelo, ao se aplicar um esforço externo em um corpo, este não se deformará até determinado limite de tensão, caracterizado pela tensão de escoamento σ_y , a partir do qual o corpo sofrerá deformações plásticas ou permanente conforme indicado na figura 3.4 a seguir:

Figura 3.4: modelo idealizado pelo regime plástico perfeito.



Fonte: (Porto 2010).

3.3.3 Modelo Viscoso

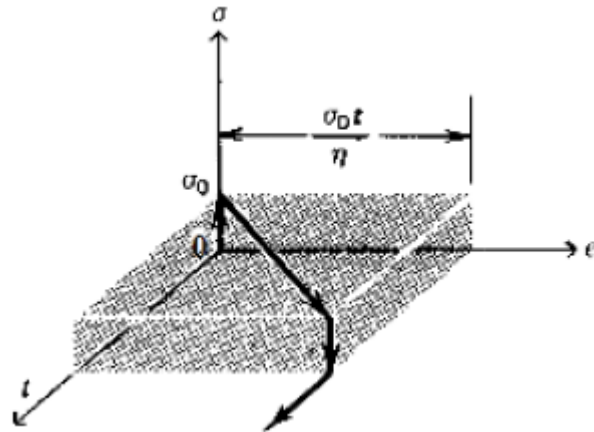
De acordo com Porto (2010), neste modelo, ao se aplicar uma força a um corpo, este sofrerá deformações que variam ao longo do tempo, sendo estas deformações irreversíveis, quando a carga for retirada do corpo. Em uma análise deste comportamento, pode-se admitir que a tensão é proporcional a uma taxa de deformação ao longo do tempo $d\varepsilon/dt$, de modo que no momento de aplicação da tensão a deformação é igual a zero. A relação fundamental deste modelo é:

$$\sigma = \eta \cdot \frac{d\varepsilon}{dt}$$

Onde η é o coeficiente de viscosidade do material.

Segundo Porto (2010), em uma situação em que exista apenas uma tensão atuante constante, a velocidade de deformação se mantém constante: logo, a deformação cresce de modo linear ao longo do tempo. No momento do descarregamento, quando a tensão se torna igual a zero, a velocidade de deformação se torna nula, por isso a deformação se torna constante com o tempo.

Figura 3.5: Comportamento tensão-deformação-tempo para material viscoso.



Fonte: (Porto 2010).

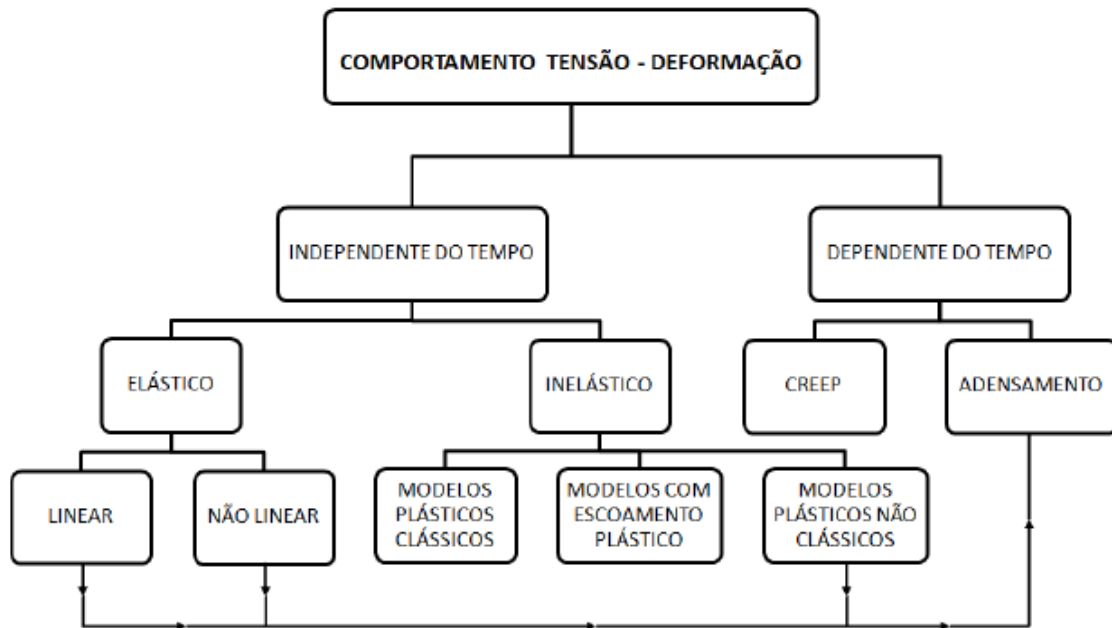
3.3.4 Modelos Combinados

Segundo Pereira (2016), para conseguir representar o comportamento de determinados materiais é necessário combinar os modelos apresentados anteriormente, desta forma temos quatro modelos:

- Modelo elásto-plástico;
- Modelo visco-elásto-;
- Modelo visco-plástico;
- Modelo elásto-visco-plástico;

Mongenster (1975, apud Pereira 2016), propôs um organograma indicando os modelos clássicos de comportamento tensão-deformação para os solos, conforme a figura a seguir:

Figura 3.6: Classificação de modelos de comportamento tensão-deformação em solos.

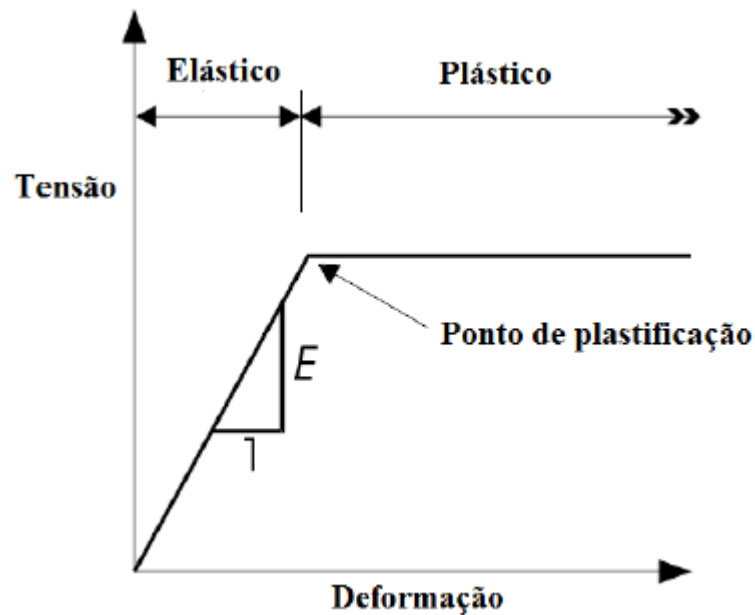


Fonte: (Morgenstern, 1975, adaptado por Porto, 2010).

3.3.5 Modelo Elásto-plástico

Para o estudo tensão – deformação do solo, será utilizado este modelo, que conforme Pereira (2016), é baseado na curva tensão deformação conforme a figura 3.7 . Pode se observar que a curva dscreve um modelo elástico em que o aumento de tensões é proporcional ao aumento de deformações e o módulo de elasticidade é constante até atingir o ponto de plastificação, onde a partir deste ponto inicia-se o processo de plastificação de uma região do maciço em que ocorre o aumento de deformações no mesmo sem o aumento de tensão, a qual, a região é conhecida como zona de plastificação.

Figura 3.7: Curva tensão x deformação para um modelo elasto-plástico



Fonte: GEO-SLOPE International Ltd, 2008, adaptado por Pereira 2016).

3.4 Parâmetros de resistência do solo

O solo é um conjunto constituído de partículas sólidas, partículas gasosas e partículas de água. A proporção dos volumes e massas dessas partículas estão diretamente relacionadas as características e propriedades dos solos, e principalmente a sua resistência. A compressão dos solos é a capacidade de reduzir o seu índice de vazios, ou seja, diminuir o volume de ar em uma porção do solo. O cisalhamento é a maior ou menor dificuldade das partículas se rearranjarem devido a coesão e ao atrito das partículas. A parte sólida do solo é incompressível, e é a parte responsável pela resistência de deslocamento do solo.

De acordo com Aoki e Cintra (2011), os parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito interno) dependem das condições de carregamento. Geralmente a condição crítica é para o carregamento com a condição não drenada (carregamento rápido), pois o carregamento tende a aumentar com a dissipação das pressões. Por este motivo, no cálculo de capacidade de carga é feito apenas com os valores não drenados de coesão de atrito.

Segundo Campos (2015), os grãos de argila que compõe a maior parte dos solos argilosos, são muito finos e os vazios entre as partículas são muito pequenos, o que gera uma

grande dificuldade na penetração da água. O que por sua vez também dificulta o seu escoamento uma vez que a água penetre no solo. Ao entrar em contato com a água os solos argilosos tendem a aumentar a sua plasticidade, o que diminui a sua resistência a deformação, portanto a quantidade de água no solo (teor de umidade) pode influenciar na sua resistência e estabilidade.

A antiga ABNT NBR 6122 (1996), colocava fatores de segurança conforme o método de como os parâmetros de resistência do solo eram obtidos. Isso devido ao fato que os valores encontrados pelos diferentes métodos divergiam muito entre si. Na atual ABNT NBR 6122 (2010) em vigor, esses coeficientes foram retirados.

Tabela 3.2. Coeficientes de ponderação das resistências

Parâmetro	In situ ^(A)	Laboratório	Correlações ^(B)
Tangente do ângulo de atrito interno	1,2	1,3	1,4
Cosão (estabilidade e empuxo de terra)	1,3	1,4	1,5
Coesão (capacidade de carga de fundações)	1,4	1,5	1,6

(A) Ensaios CPT, Palheta (Vane, Pressiômetro, conforme ABNT NBR 10905)

(B) Ensaios SPT, Dilatômetro.

Fonte: ABNT NBR 6122 (1996)

3.4.1 Coesão

De acordo com Aoki e Cintra. (2011), para estimar o valor da coesão não drenada, quando não há dados disponíveis de laboratório pode-se usar a correlação com o índice de resistência a penetração N_{SPT} .

$$c = 10N_{SPT}$$

Onde:

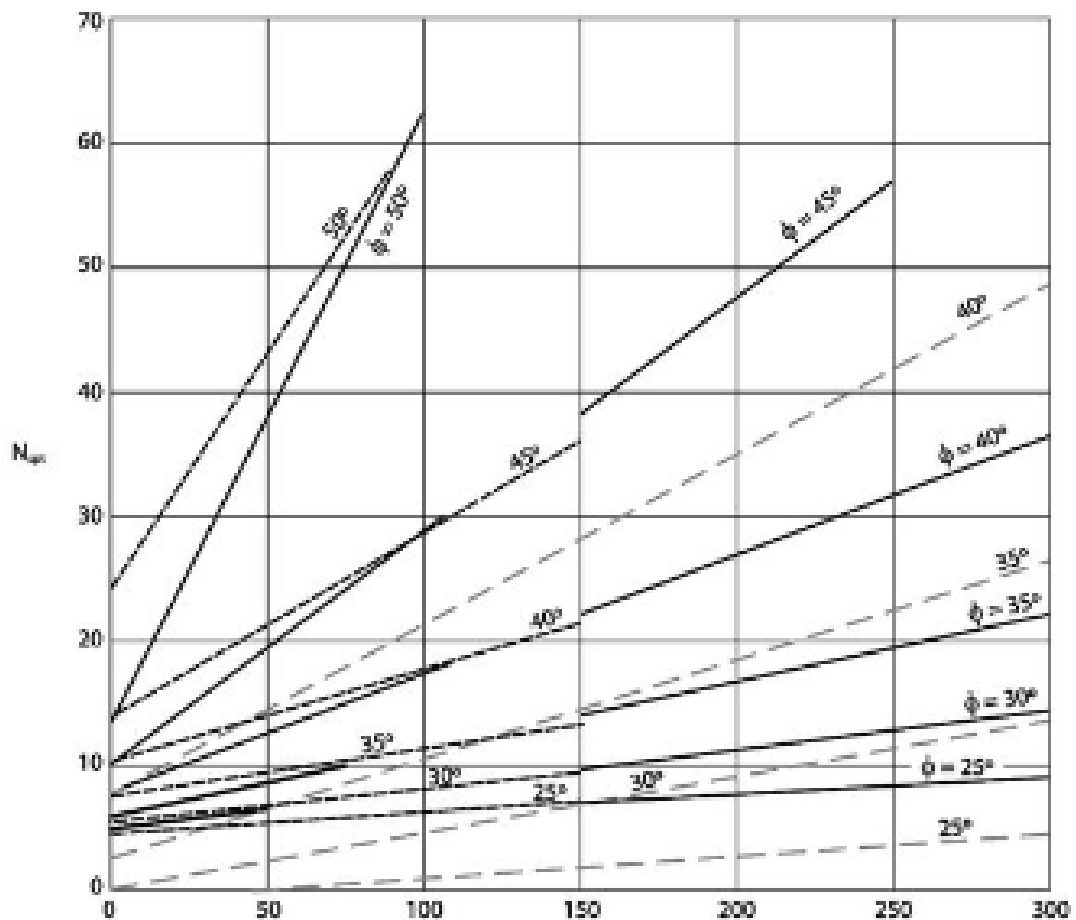
c é o valor da coesão;

N_{SPT} é o índice de resistência a penetração.

3.4.2 Ângulo de atrito

De acordo com Mello (1971, apud. Aoki e Cintra, 2011), para a estimativa do ângulo de atrito, pode se utilizar o ábaco da figura 3.8, que mostra as correlações estáticas entre os valores ($\sigma_v ; N_{SPT}$) e os prováveis valores de ϕ , em que σ_v é a tensão vertical efetiva à cota de obtenção do N_{SPT} .

Figura 3.8: Ângulo de atrito interno.



Fonte: Godoy, (1972 apud. Aoki e Cintra, 2011)

Para estimar os valores de ϕ , na condição não drenada, existem duas correlações com o SPT;

$$\text{Godoy (1983), } \phi = 28^\circ + 0,4N_{SPT}$$

$$\text{Teixeira (1996), } \phi = \sqrt{20N_{SPT}} + 15^\circ$$

3.4.3 Peso específico

De acordo com Godoy. (1971, apud. Aoki e Cintra 2011), quando não houver ensaios em laboratório, pode-se adotar o peso específico do solo a partir das tabelas 3.3 e 3.4, em função da consistência do da argila e da compactidade da areia. As consistências de solos finos e de compactidade de solos grossos são dados em função do N_{SPT} .

Tabela 3.3: Peso específico de solos argilosos.

N_{SPT}	Consistência	Peso específico (kN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3-5	Mole	15
6-10	Média	17
11-19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy. (1972, apud. Aoki e Cintra 2011)

Tabela 3.4: Peso específico de solos arenosos.

N_{SPT}	Consistência	Peso específico (kN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa	16	18	19
5-8	Pouco compacta	16	18	19
9-18	Medianamente compacta	17	19	20
19-41	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta	18	20	21

Em caso de areia saturada, o peso específico se refere ao peso específico submerso. Para o cálculo de capacidade de carga se utiliza o peso específico efetivo, então é necessário descontar o peso da água.

Fonte: Godoy. (1972, apud. Aoki e Cintra 2011)

3.4.4 Parâmetros de deformabilidade

Segundo Teles (2013), considerando a teoria de elasticidade linear, a deformabilidade dos solos se resume em dois parâmetros básicos: O módulo de elasticidade (E_o) e o coeficiente de Poisson (ν).

De acordo com Porto (2010), estimar o módulo de elasticidade do solo é bastante complexo, devido ao fato de que o solo sendo um material heterogêneo, o seu E_o varia muito conforme o carregamento aplicado, grau de saturação e a formação do maciço rochoso. Portanto, é recomendado que se realize ensaios de solo para estimar o módulo de elasticidade

e o coeficiente de Poisson. Entretanto, nem sempre dispomos desses ensaios, por isso alguns autores criaram correlações entre o módulo de elasticidade (E_s) e o índice de resistência a penetração N_{SPT} .

Para estimar os valores do módulo de elasticidade do solo (E_s), pode se usar a correlação proposta por Teixeira e Godoy (1996, apud. Porto 2011):

$$E_s = \alpha_s K_s N_{SPT}$$

Sendo N_{SPT} o índice de resistência a penetração,

E K_s e α_s são coeficientes empíricos, sendo encontrados nas tabelas 3.5 e 3.6.

Tabela 3.5: Coeficiente K_s .

Solo	K_s (MPa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Fonte: Teixeira e Godoy (1996 apud. Porto 2011).

Tabela 3.6: Coeficiente α_s

Solo	α_s
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Teixeira e Godoy (1996 apud. Porto 2011).

O cálculo do coeficiente de Poisson é determinado através da relação do deslocamento vertical e o deslocamento horizontal.

$$\nu = - \frac{\epsilon_{transversal}}{\epsilon_{longitudinal}}$$

Sendo o sinal negativo devido ao fato de os deslocamentos serem em direções opostas. Na falta de ensaios de laboratório para determinar o coeficiente de Poisson (ν) pode se usar a tabela 3.7 para estimar seu valor. Para uma análise mais completa pode se usar a tabela 3.8 que possui mais valores e uma relação mais definida com o SPT.

Tabela 3.7: Coeficiente de Poisson (ν).

Solos	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3 – 0,5
Argila saturada	0,4 – 0,5
Argila não saturada	0,1 – 0,3

Fonte: Teixeira e Godoy (1996 apud. Porto 2011).

Tabela 3.8: Coeficiente de Poisson (ν).

Solos	ν
Argila conforme SPT	*
Areia conforme SPT	*
Areia fofa (SPT \leq 4)	0,30
Areia pouco compacta (SPT 5 a 8)	0,29
Areia medianamente compacta (SPT 9 a 18)	0,28
Areia compacta (SPT 19 a 40)	0,27
Areia muito compacta (SPT $>$ 40)	0,26
Areia muito mole (SPT \leq 2)	0,24
Argila mole (SPT 2 a 5)	0,23
Argila média (SPT 6 a 10)	0,22
Argila rija (SPT 11 a 19)	0,21
Argila dura (SPT $>$ 19)	0,21

Fonte: Adaptado de Manual SISEs TQS (2017).

3.4.5 Módulo de cisalhamento do solo

De acordo com Falconi (apud. Alonso 2010) a deformabilidade do solo também pode ser definida através do módulo de cisalhamento (G), que pode ser definido através da relação entre uma tensão cisalhante aplicada e a distorção provocada por ela. O módulo de cisalhamento se relaciona aos parâmetros de deformabilidade abordados no item 3.4.4. Sendo definido por:

$$G = Es/2(1 + \nu)$$

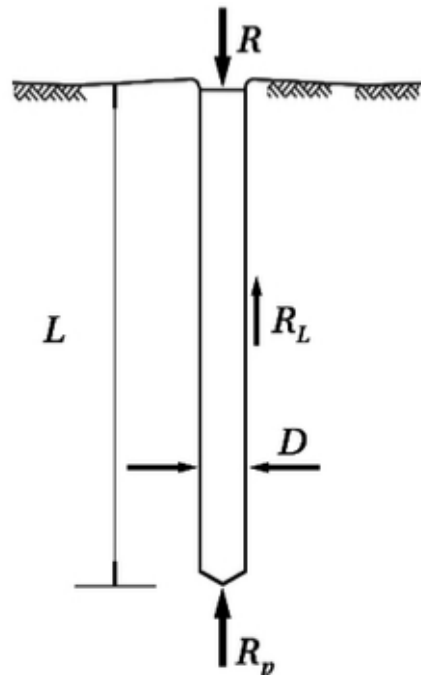
3.5 Capacidade de carga de uma estaca

De acordo com Aoki e Cintra (2011), a resistência trata-se do valor corresponde a força máxima resistente que o sistema pode oferecer. A capacidade de carga deve ser obtida pelo menor dos dois valores:

- Resistência estrutural da estaca;
- Resistência do solo que dá suporte;

De acordo com a figura 3.9 e a dedução da equação de capacidade de carga temos:

Figura 3.9: Parcelas de resistência que constituem a capacidade de carga.



Fonte: Aoki e Cintra, 2011.

$$R = R_L + R_P$$

Onde, R representa a resistência total;

R_L representa a resistência lateral;

R_P representa a resistência de ponta da estaca.

Com as parcelas de resistência lateral (R_L) e de resistência de ponta (R_P) dadas por:

$$R_L = U \sum (r_L \Delta_L)$$

E

$$R_p = (r_p \Delta_p)$$

Para o cálculo de resistência do solo que dá suporte pode-se usar métodos semiempíricos como o de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira.

3.5.1 Método de Aoki-Velloso (1975)

A capacidade de carga é dada por:

$$R = U \sum (r_L \Delta_L) + (r_p \Delta_p)$$

Sendo $U = \pi D$ ou $U = 4D$.

Onde r_L e r_p são incógnitas geotécnicas. Pelo método Aoki e Velloso, essas incógnitas são inicialmente correlacionadas com ensaios de penetração estática CPT, pelos valores da resistência da ponta do cone (q_c), e do atrito lateral unitário da luva (f_c):

$$r_p = \frac{q_c}{F_1}$$

$$r_L = \frac{f_c}{F_2}$$

Em que F_1 e F_2 são fatores de correção de escala, que levam em conta os efeitos de escala, ou seja, a diferença entre o comportamento do cone e a diferença do comportamento de uma estaca, e também a diferença do meio de execução de cada tipo de estaca. Entretanto, o método de CPT não é muito utilizado no Brasil, onde o mais usual é o método SPT, o valor de resistência de ponta pode ser substituído por uma relação com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}):

$$q_c = K N_{SPT}$$

Em que K é um coeficiente que depende do tipo de solo.

Essa substituição permite obter o atrito lateral em função de N_{SPT} , com a utilização da razão de atrito (α).

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c}$$

Portanto:

$$f_s = \alpha q_c = \alpha K N_{SPT}$$

Em que α é em função d tipo de solo.

De acordo com Aoki e Cintra (2011), a razão de atrito normalmente é representada por R_f , e é utilizada para identificar o tipo de solo. No método Aoki-Velloso, os autores agem de forma inversa, pois a partir do tipo de solo conhecido pelo SPT se encontram os valores para a razão de atrito.

Portanto, podemos reformular as expressões anteriores para r_L e r_P ,

$$r_P = \frac{K N_P}{F_1}$$

$$r_L = \frac{\alpha K N_L}{F_2}$$

Onde N_P e N_L , são o índice de resistência a penetração na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δ_L , obtido pela sondagem mais próxima do local da estaca. Logo a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação pode ser estimado pela equação semiempírica:

$$R = \frac{K N_P}{F_1} A_P + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha K N_L \Delta_L)$$

Com os valores de K e α dados na tabela 3.9, cujo os valores foram propostos pelos autores com base na sua experiência e em valores da literatura.

Os valores de correção F_1 e F_2 foram ajustados através de provas de cargas.

Tabela 3.9: Coeficiente K e razão de atrito.

Solo	K(Mpa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

Os valores de correção F_1 e F_2 foram ajustados através de provas de cargas.

Tabela 3.10: Fatores de correção F_1 e F_2 .

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	$2F_1$
Metálica	1,75	$2F_1$
Pré-moldada	$1+D/0,80$	$2F_1$
Escavada	3,0	$2F_1$
Raiz, Hélice contínua e ômega	2,0	$2F_1$

Fonte: Aoki e Velloso (1975).

3.5.2 Método de Décourt-Quaresma (1978)

As de resistência (R_L e R_p) da capacidade de carga (R) de um elemento de fundação por estaca é expresso por:

$$R_L = r_L U L$$

$$R_p = r_p A_p$$

A estimativa do atrito lateral (r_L) é obtida através de uma média do índice de resistência a penetração do SPT ao longo do fuste (N_L), de acordo com uma tabela apresentada pelos autores, sem considerações para com o tipo de solo. Para o cálculo de N_L , adota-se os limites de $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 15$ e não consideram valores que serão utilizados na análise de resistência de ponta.

Décourt (1982), modifica os valores da tabela na expressão:

$$r_L = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (KPa)$$

E aumenta-se o limite superior de $N_L = 15$ para $N_L = 50$, para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita, mas mantendo o $N_L \leq 15$ para estacas tipo Strauss e tubulões a céu aberto.

A capacidade de carga na base da estaca (r_p) é obtida pela equação:

$$r_p = C N_p$$

Em que:

N_p é o valor médio do índice de resistência à penetração na base da estaca, obtido com base em três valores: o do nível da base, o anterior e o posterior;

C é o coeficiente característico do solo (Tabela 3.11) ajustado por meio de provas de carga em estacas de concreto pré-moldadas.

Tabela 3.11: Coeficiente característico do solo C .

Tipo de solo	C (KPa)
Argila	120
Silte argiloso*	200
Silte arenoso*	250
Areia	400

*alteração de rochas (solos residuais)
Fonte: Aoki e Velloso (1975)

Décourt (1996) introduz os fatores α e β nas parcelas de resistência da base e lateral respectivamente, resultando em:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) U L$$

Os valores α e β são apresentados nas tabelas 3.11 e 3.12.

Tabela 3.12: Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipos de solo	Tipos de estacas				
	Esvada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1,0*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1,0*

*valores apenas orientados diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1996)Tabela 3.13: Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipos de solo	Tipos de estacas				
	Esvada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8*	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5*	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

*valores apenas orientados diante do reduzido número de dados disponíveis

Fonte: Décourt (1996)

Para estacas escavadas com lama bentonímica, estacas escavadas em geral, estacas tipos hélice contínua e raiz, e estacas injetadas sobre altas pressões. Para estacas pré-moldadas, metálicas e tipo Franki $\alpha = \beta = 1$.

3.5.3 Método de Teixeira (1996)

Teixeira (1996), propõe uma equação unificada para a capacidade de carga, em função dos parâmetros α e β :

$$R = R_p + R_L = \alpha N_p A_p + \beta N_L U L$$

Em que:

N_p é o valor médio do índice de penetração, medido no intervalo de 4 diâmetros acima da base da estaca e 1 diâmetro abaixo;

N_L é o valor médio do índice de resistência a penetração ao longo do fuste da estaca.

Os valores sugeridos para α são encontrados na tabela 3.13. Já os valores para o parâmetro β , é relativo ao tipo de solo, e seus valores são sugeridos pela tabela 3.14.

Tabela 3.14: Valores do parâmetro α .

Solo ($4 < N_{SPT} < 40$)	Tipos de estacas - α (KPa)			
	Pré- Moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	440	380	310	290

Fonte: Teixeira (1996)

Tabela 3.15: Valores do parâmetro β .

Tipo de estaca	β (KPa)
Pré-moldada e Perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira (1996)

Para estacas pré-moldadas em concreto flutuantes em espessas camadas de argilas moles, com N_{SPT} inferior a 3 Teixeira (1996), não recomenda este método. Nesse caso, o atrito lateral (r_L) é dado pela tabela 3.15 em função do sedimento argiloso.

Tabela 3.16. Valores do Atrito lateral r_L .

Sedimento	r_L (KPa)
Argila fluviolagunar (SFL)*	20 a 30
Argila tradicional (AT)*	60 a 80

*SFL: argilas fluvigunares e de baía, holocêntricas - camadas situadas até cerca de 20 a 25 m de profundidade, com valores de N_{SPT} inferiores a 3, de coloração cinza-escura, ligeiramente pré-adensada.

*AT: argilas transicionais, pleistocênicas – camadas profundas subjacentes ao sedimento SFL, com valores de N_{SPT} de 4 a 8, às vezes de coloração cinza-clara, com tensões de pré-adensamento maiores do que aquelas das SFL.

Fonte: Teixeira (1996)

3.6 Interação solo-estrutura

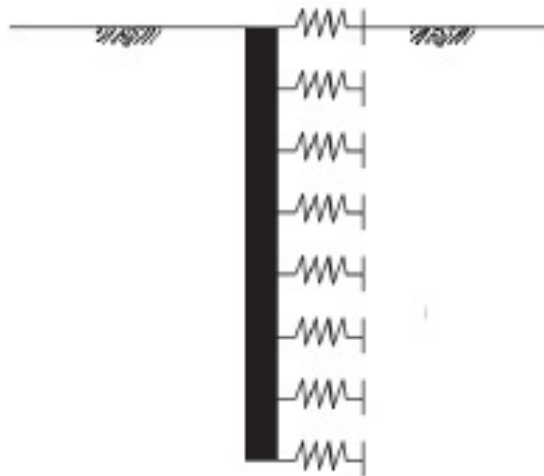
Com o passar dos anos, se tornou muito comum a utilização de computadores para auxiliar na resolução de problemas na engenharia. Isso fez com que os métodos numéricos (diferenças finitas, elementos finitos e outros) fossem empregados em cálculos estruturais.

Segundo Campos (2015), os métodos simplistas, que consideram o solo como meio rígido (sem deslocamento), deram espaço a modelos que seguem princípios de interação solo-estrutura. Elementos estruturais verticais e meio elástico, submetidos a esforços horizontais e momentos, possuem um comportamento complexo. Isso devido ao solo ser extremamente variável conforme sua profundidade e com isso os esforços não se distribuem linearmente.

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2010), em estruturas nas quais a deformação pode influenciar na distribuição dos esforços, deve-se considerar a interação solo-estrutura ou fundação-estrutura. A interação solo-estrutura, são mecanismos de análise estrutural que consideram a deformabilidade das fundações juntamente com a superestrutura.

O modelo mais utilizado nos sistemas de interação solo estrutura é o modelo de Winkler (1867, apud Porto 2010) que substitui o solo por uma série de molas linearmente elásticas e independentes, controladas e duramente espaçadas. A maior dificuldade deste método é determinar a rigidez das molas elásticas usadas para substituir o solo de fundação.

Figura 3.10: Modelo de Winkler.



Fonte: Adaptado de Alonso (2012).

$$K_S^V = \frac{\sigma_U}{\rho s}$$

Sendo σ_U a tensão unitária;

ρs o deslocamento do solo (recalque);

K_S^V é o módulo de reação vertical. Que segundo Cernica (1995, apud Porto 2010), pode ser obtido pela correlação com o N_{SPT} :

$$K_S^V = 1,8N_{SPT}$$

Segundo Alonso (2012), é mais prático utilizar o módulo de reação horizontal K , definido como a reação aplicada à estaca dividida pelo deslocamento (ρs)

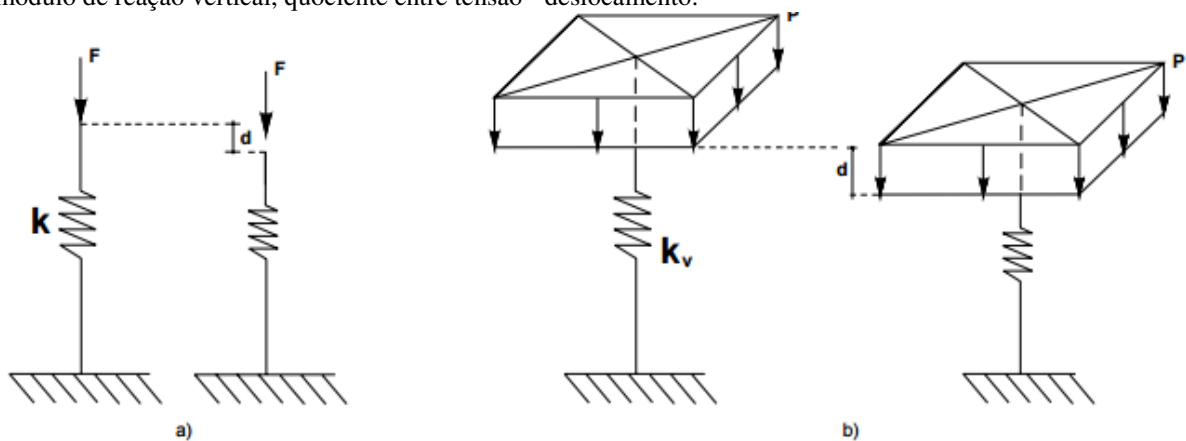
Alguns softwares de cálculo estrutural utilizam o conceito de interação solo-estrutura, como é o caso do programa TQS, na qual o seu sistema considera os recalques imediatos, sendo modelagem numérica elástica, na qual a estrutura elástica possui a rigidez que não depende da velocidade de progressão dos recalques, podendo ser rápidos ou lentos, não influenciando nos resultados.

O SISEs/TQS utiliza um modelo a partir da hipótese de Winkler, onde se estabelece que as tensões aplicadas no solo sejam proporcionais ao recalque movimentado. Estabelecendo uma relação pontual entre a fundação e o solo, por meio de uma constante de mola que representa a rigidez do solo. Portanto, é necessário definir o valor de K_S^V e K_S^h , sendo estes, o módulo de reação vertical e o módulo de reação horizontal.

$$F = K \times d$$

$$P = K_V \times d$$

Figura 3.11: a) definição do coeficiente de mola, quociente entre força - deslocamento, b) definição do módulo de reação vertical, quociente entre tensão - deslocamento.



Fonte: Manual teórico TQS SISEs.

3.7 Recalque em estacas

A maior parte das edificações sofrem recalques não planejados, entretanto em uma fração de milímetros, o que torna a hipótese de apoio fixo para pilares uma condição inconsistente com a realidade.

Segundo Aoki e Cintra (2011), estimar esses recalques deve se tornar parte da rotina na hora de projetar fundações para que estes recalques não ultrapassem valores máximos estipulados. O recalque em estacas pode-se dar de duas maneiras;

- O encurtamento elástico da própria estaca como uma peça estrutural submetida a cargas de compressão, (que são geradas principalmente em estacas cravadas),
- As deformações verticais de compressão dos estratos de solo subjacentes a base da estaca até o solo considerado “indeslocável” (superfície rochosa ou camada supostamente indeslocável).

Para o cálculo do encurtamento elástico (ρe) da estacas temos:

$$\rho e = \frac{1}{A \times E_c} \times \sum (P_i \times L_i)$$

Onde:

A é a área da seção transversal da estaca;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

P é o esforço normal nos seguimentos e L o seus respectivos comprimentos;

Segundo Aoki e Cintra (2011), o recalque do solo pode ser estimado pela teoria da elasticidade linear;

$$\rho s = \sum \left(\frac{\Delta \sigma}{E_s} \times H \right)$$

Em que:

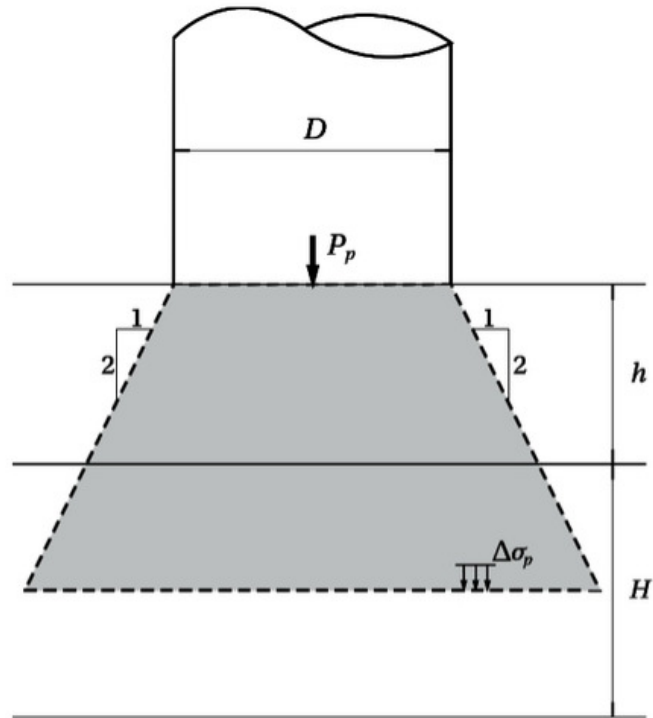
$\Delta \sigma$ é o acréscimo de total de tensões. Sendo este obtido por:

$$\Delta \sigma = \Delta \sigma p + \sum \Delta \sigma i$$

Em que $\Delta\sigma_p$ é a parcela de tensão na ponta da estaca, sendo obtida por:

$$\Delta\sigma_p = \frac{4 P_p}{\pi(D + h + H/2)^2}$$

Figura 3.12: Propagação de tensões devido a reação de ponta.



Fonte: Aoki e Cintra (2011).

Sendo D o diâmetro da estaca;

H é a espessura da camada subjacente;

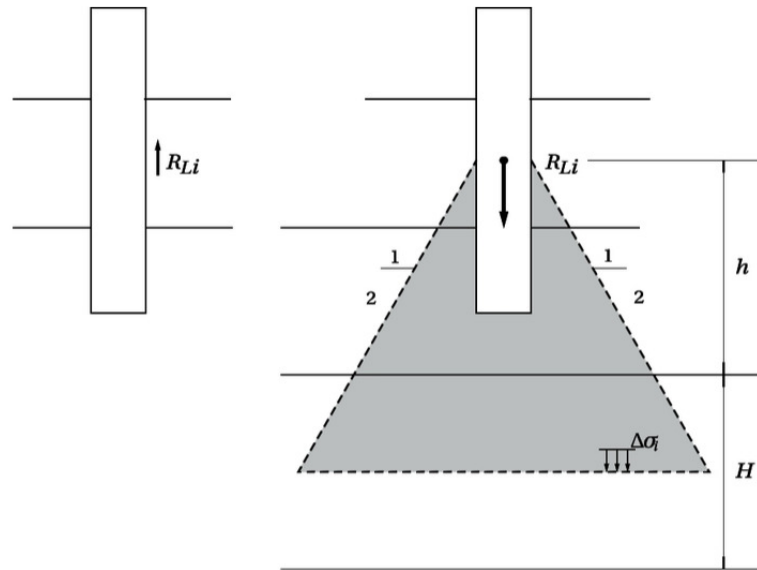
h é a distância vertical do ponto de aplicação da força no topo da camada;

P_p é a carga transmitida ao solo junto a sua base;

$\Delta\sigma_i$ é a parcela de tensões devida a resistência lateral, e é definida por:

$$\Delta\sigma_i = \frac{4 R_i}{\pi(D + h + H/2)^2}$$

Figura 3.13: Propagação de tensões devido a reação de ponta.



Fonte: Aoki e Cintra (2011).

Sendo R_i a força de reação lateral da estaca.

E_s é o módulo de deformabilidade do solo, sendo obtido através da expressão adaptada de Janbu (1963, apud Aoki e Cintra 2011).

$$E_s = E_o \left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma}{\sigma_o} \right)^n$$

E_o é o módulo de deformabilidade do solo antes da execução da estaca;

σ_o é a tensão geostática no centro da camada;

n é o expoente que depende da natureza do solo, $n = 0,5$ para solos granulares e $n = 0$ para argilas duras e rijas.

4 METODOLOGIA DE CÁLCULO

Para realizar os cálculos de capacidade de carga geotécnica serão utilizados os métodos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) e Teixeira (1996), os quais são os mais utilizados no país. Para estimar os carregamentos provenientes do empuxo lateral do solo serão abordados os métodos de Tschebotarioff, de De Beer-Walays, Oteo e Ratton.

4.1 Estacas carregadas lateralmente em profundidade

Usualmente, as estacas são dimensionadas para resistir aos esforços de compressão. Entretanto, em determinadas condições é necessário fazer o dimensionamento para resistir a esforços não oriundos dos esforços da edificação, como é o caso do empuxo lateral do solo, seja este causado por sobrecarga de utilização ou pelo deslocamento do solo.

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2010), quando estacas ou tubulões (isolados ou em grupos), implantados através de camadas de argila mole, submetidos a carregamentos de aterro assimétrico devem ser considerados no cálculo de dimensionamento das fundações.

De acordo com Alonso (2012), este carregamento ocorre em situações onde há uma camada de solo compressível e quando se aplica a ele um carregamento unilateral de compressão como no caso de escavação ou aterro. Mesmo a camada compressível possuindo um elevado fator de segurança para a carga máxima admissível, esses carregamentos em profundidade ainda podem acontecer e portanto devem ser sempre considerados no cálculo. Este efeito é muito comum em áreas litorâneas, devido a grande presença de argila com material orgânico.

Para estimar esses carregamentos laterais em profundidade são utilizados métodos empíricos, destacando o método de Tschebotarioff e De Beer-Walays, e métodos de análise elastoplástica, cujas formulas se baseiam na teoria da elasticidade e da plasticidade, destacando-se os métodos de Oteo e Ratton.

4.1.1 Método de Tschebotarioff

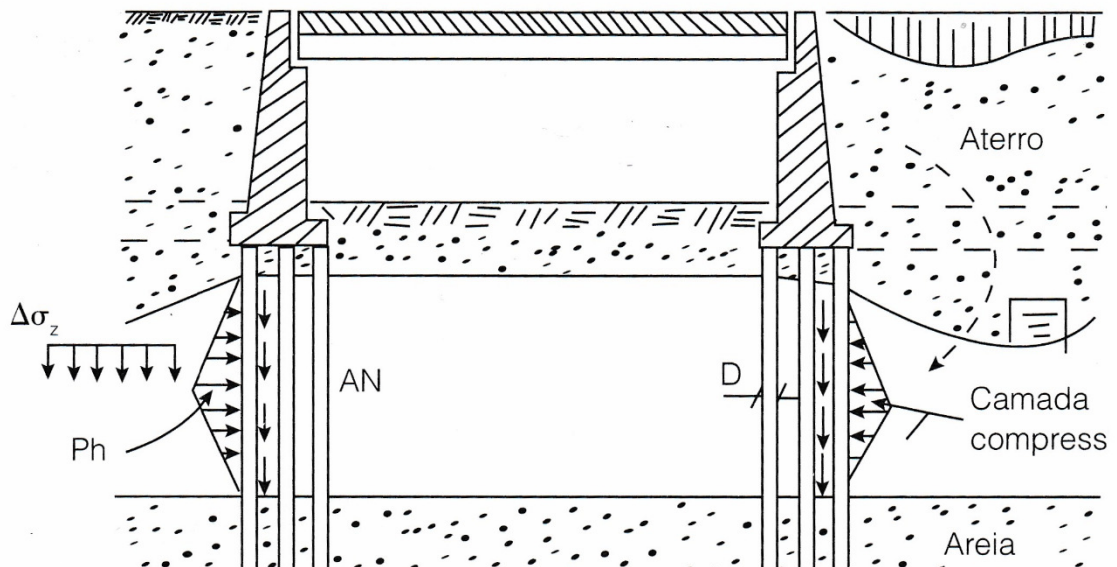
De acordo com Tschebotarioff (apud, Alonso 2012), este autor recomenda a utilização de um diagrama triangular de pressões atuando na estaca, como demonstra a figura 4.1, no qual o valor da metade da altura da camada compressível é dado por:

$$p_h = 0,4\Delta\sigma_z$$

Onde p_h é a pressão horizontal na estaca;

σ_z é a variação de tensão no solo;

Figura 4.1. Pressões horizontais segundo Tshebotarioff.



Fonte: Alonso (2012).

Para o cálculo dos momentos atuantes podem se distinguir duas condições de apoio:

- Estaca engastada no bloco e rotulada na interface da base da estaca com o solo, como demonstra o caso a da figura 1.6;

$$M_B = \frac{P_h \cdot D \cdot d^2}{256 \cdot l^2} \times (32l - 9d)$$

$$M_m = \frac{P_h \cdot D \cdot d^2}{8} \times \left(1,67 - \frac{3d}{2l} + \frac{9d^2}{64l^2}\right)$$

D= diâmetro da estaca

d = espessura da camada compressível

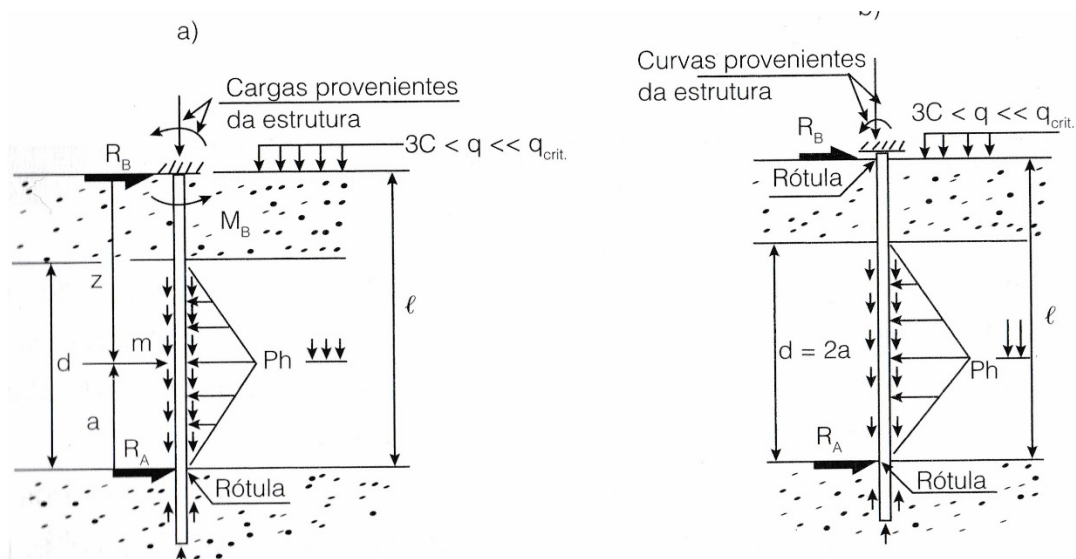
- Estaca birrotulada no bloco e no fim da camada de solo compressível, como indica o caso b da figura a seguir;

$$M_m = \frac{P_h \cdot D \cdot d^2}{8} \times \left(1,67 - \frac{d}{l}\right)$$

Sendo M_m o momento na rótula;

E M_B o momento no engaste.

Figura 4.2. Condições de contorno da estaca, a) considerando engaste no bloco e rótula na divisa com a camada compressível, b) considerando birrotulada.



Fonte: Alonso (2012).

Considerações sobre o método de Tschebotarioff;

- O método só se aplica a estacas “rígidas”;
- Não leva em conta os espaçamentos entre estacas;
- Não leva em consideração a diminuição da pressão horizontal nas estacas que estão mais afastadas do aterro;
- É proporcional a espessura da camada compressível, portanto tende a exagerar a partir de certa profundidade;

4.1.2 Método de De Beer-Wallavs

A pressão horizontal na primeira linha de estacas mais próximas do aterro é dada por:

$$ph = f \cdot q$$

Em que:

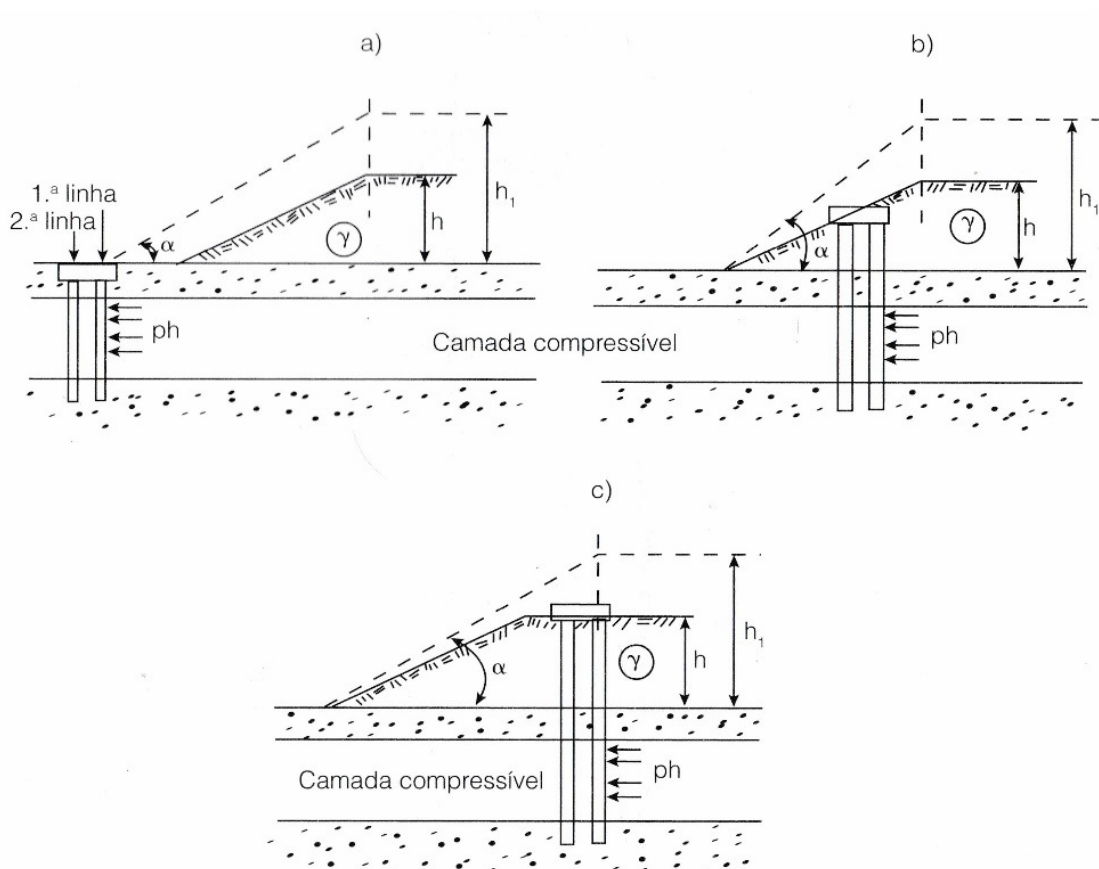
$$f = \frac{\alpha - \varphi/2}{\pi/2 - \varphi/2}$$

$q = \gamma h$ é a pressão aplicada pelo aterro.

α é o ângulo do talude fictício obtido conforme a figura 4.3 a seguir:

$$h_1 = \frac{\gamma}{18 \text{ KN/m}^2}$$

Figura 4.3: Determinação do ângulo α .

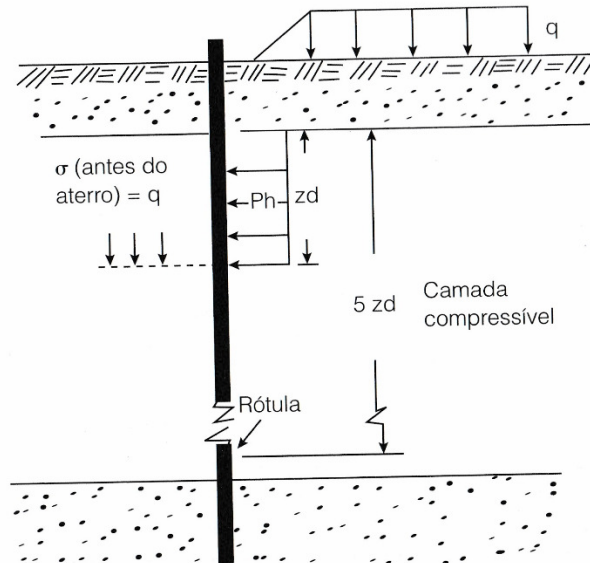


Fonte: Alonso (2012).

Considerações sobre o método de De Beer-Wallavs;

Para o caso de camadas de solo compressível espessas, os autores limitam a atuação de p_h , àquela em que a pressão efetiva do solo (antes do lançamento do aterro) seja igual a sobrecarga q , como mostra a figura 4.4.

Figura 4.4: Considerações para camadas compressíveis espessas.



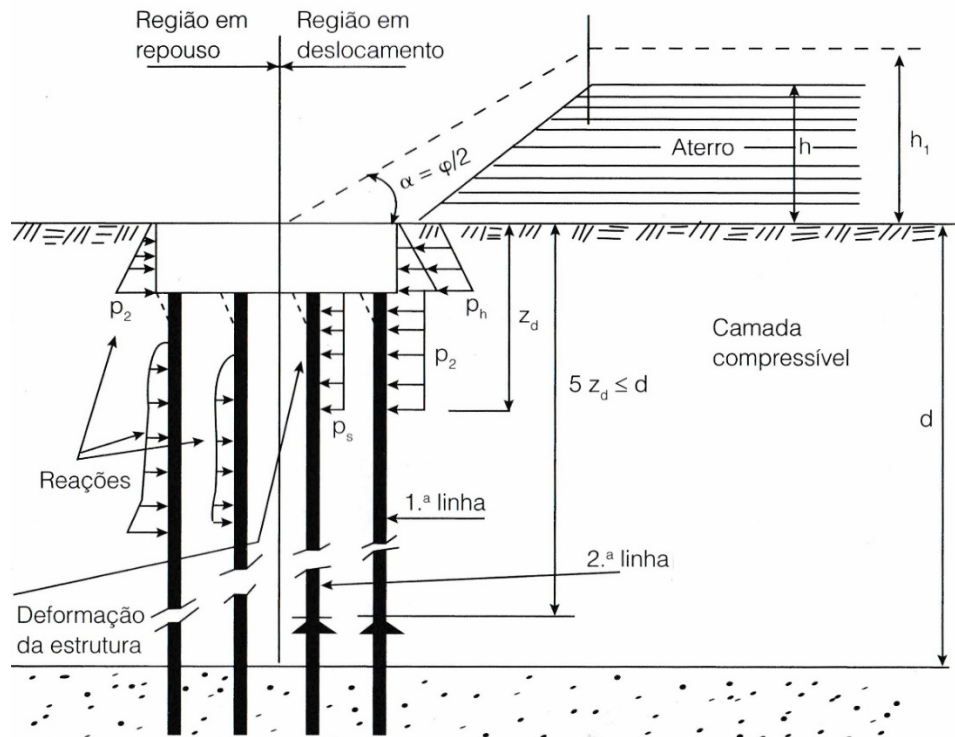
Fonte: Alonso (2012).

De acordo com De Beer e Wallavs, (apud, Alonso 2012) os autores definiram duas regiões como demonstra a figura 4.5.

- Região em repouso; As estacas e a face do bloco se opõem ao deslocamento provocado pelo aterro. Nas estacas desta região não atuam pressões horizontais devidas ao aterro, mas sim, pressões de reação contrárias à ação do aterro.
- Região em deslocamento; Tanto nas estacas como na face do bloco atuam pressões horizontais decorrentes da ação do aterro.

O plano que separa as duas regiões passa pela interseção das retas que definem a superfície horizontal do terreno, antes do lançamento do aterro, e aquela inclinação de $\alpha = \varphi/2$ com a horizontal, traçada a partir do topo do aterro fictício obtido de uma analogia como indicada na figura 4.5.

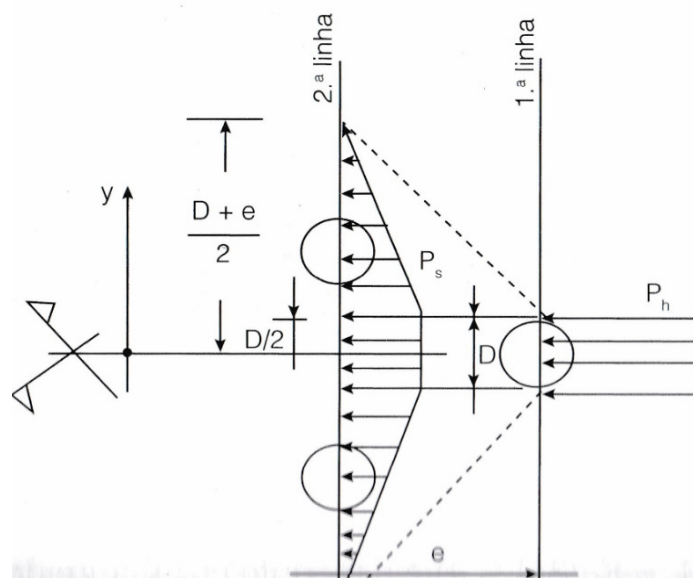
Figura 4.5: Trabalho conjunto bloco + estacas.



Fonte: Alonso (2012).

A pressão horizontal P_s que atua na segunda linha de estacas é inferior à pressão que atua na primeira linha devido ao chamado efeito sombra. Seu cálculo é feito de acordo com a figura a seguir:

Figura 4.6: Efeito sombra.



Fonte: Alonso (2012).

Sendo:

$$0 \leq y \leq D/2 \rightarrow P_s = P_{s(\text{máx.})} = \frac{1}{1 - (e/2D)} P_h$$

$$\frac{D}{2} \leq y \leq \frac{D+e}{2} \rightarrow P_s = P_{s(\text{máx.})} = \left(1 - \frac{y - D/2}{e/2}\right)$$

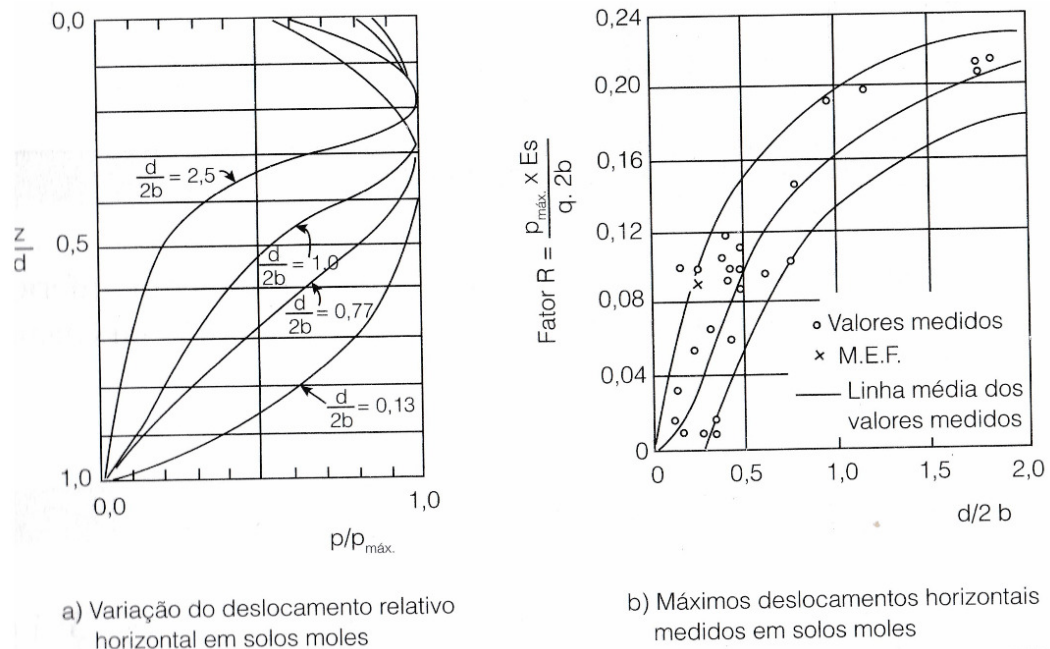
$$y \leq \frac{D+e}{2} \rightarrow P_s = 0$$

4.1.3 Método de Oteo

De acordo com Oteo (apud, Alonso 2012), o autor apresentou uma série de gráficos para a obtenção do momento máximo atuante nas estacas, que foram originados de várias análises de resultados publicados.

A figura a seguir pode ser usada para estimar os deslocamentos horizontais p que ocorrem na camada compressível de espessura d devido a ação de um aterro de camada $2b$.

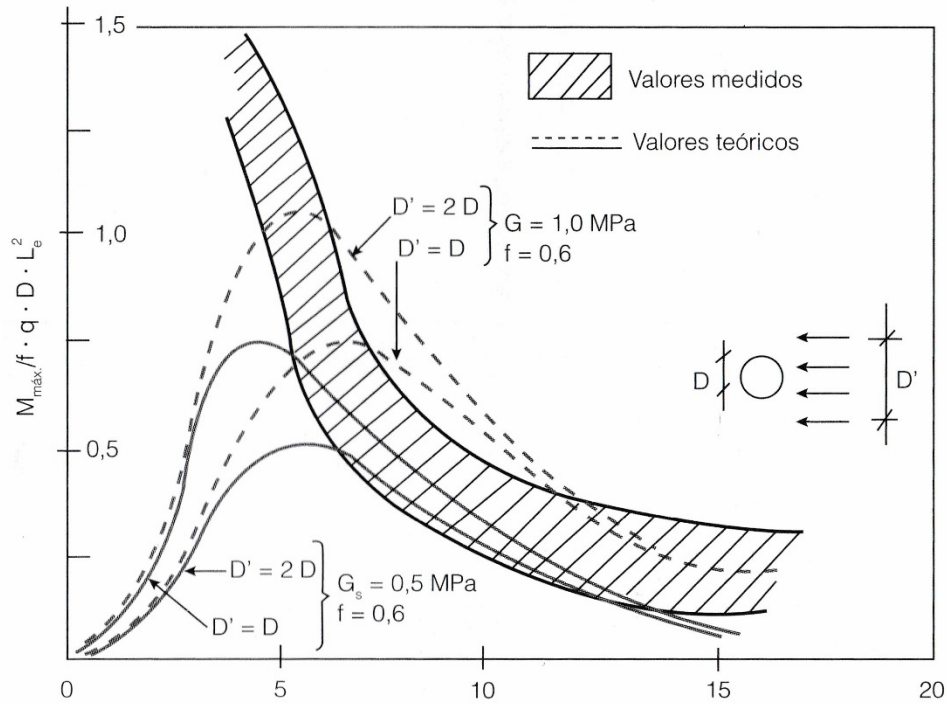
Figura 4.7: Deslocamento do solo compressível sujeito a uma sobrecarga unilateral.



Fonte: Alonso (2012).

O momento máximo atuante nas estacas é obtido a partir da figura a seguir.

Figura 4.8. Momento máximo atuante nas estacas.



Fonte: Alonso (2012).

Sendo $L_e = \sqrt[4]{\left(\frac{EI}{G_s}\right)}$ f o fator de transformação da carga horizontal, como foi definido por De Beer- Wallays, e $G_s = E_s/2 (2 + \theta)$.

Analisando a figura 4 podem se distinguir dois tipos de estacas, as rígidas e as flexíveis.

Estacas rígidas;

$$d/Le \leq 4 \text{ a } 5$$

Estacas flexíveis;

$$d/Le > 5$$

Considerações sobre o método de Oteo;

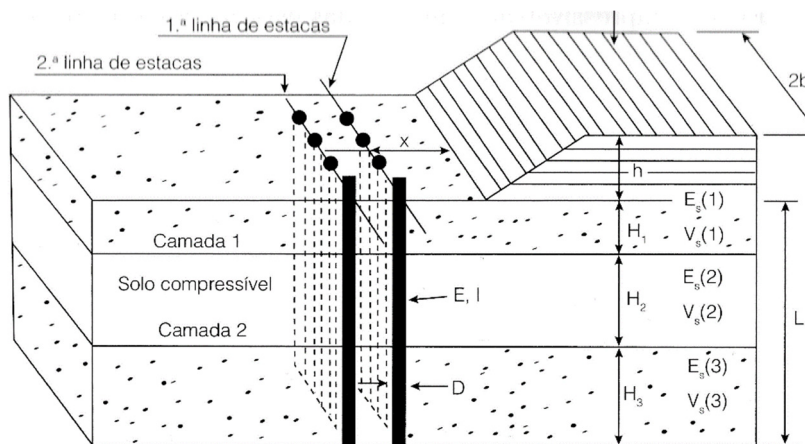
- Segundo o autor é importante diferenciar os tipos de estacas, uma vez que para as estacas rígidas não podem ser usados métodos de cálculo que em que ocorram a interação solo-estrutura;

- Segundo Oteo (apud, Alonso 2012), com base na Figura 4.8, pode se observar que, ao se adotar um valor de largura da camada compressível $D' = 2D$ em vez de $D' = D$, não significa dobrar o momento máximo atuante na estaca, como seria o caso se fossem utilizados métodos baseados nas pressões impostas (como Tschebotarioff ou De Beer-Wallys por exemplo). Na realidade, o momento aumenta cerca de 50% nas estacas flexíveis, por este motivo o autor aconselha a utilização de $D' = 2D$.

4.1.4 Método de Rattton

De acordo com Rattton (apud, Alonso 2012), este modelo utiliza do método dos elementos finitos a um modelo de três dimensões, compostos por três camadas de deformabilidades distintas, as quais são atravessadas por estacas, como demonstra a figura a seguir:

Figura 4.9. Modelo estudado por Rattton.



Fonte: Alonso (2012).

Os resultados são apresentados através de gráficos, nos quais se utilizam os parâmetros:

Comprimento elástico do sistema:

$$l_* = \frac{\sum l_{*i} H_i}{\sum H_i}$$

Comprimento elástico da estaca na camada i

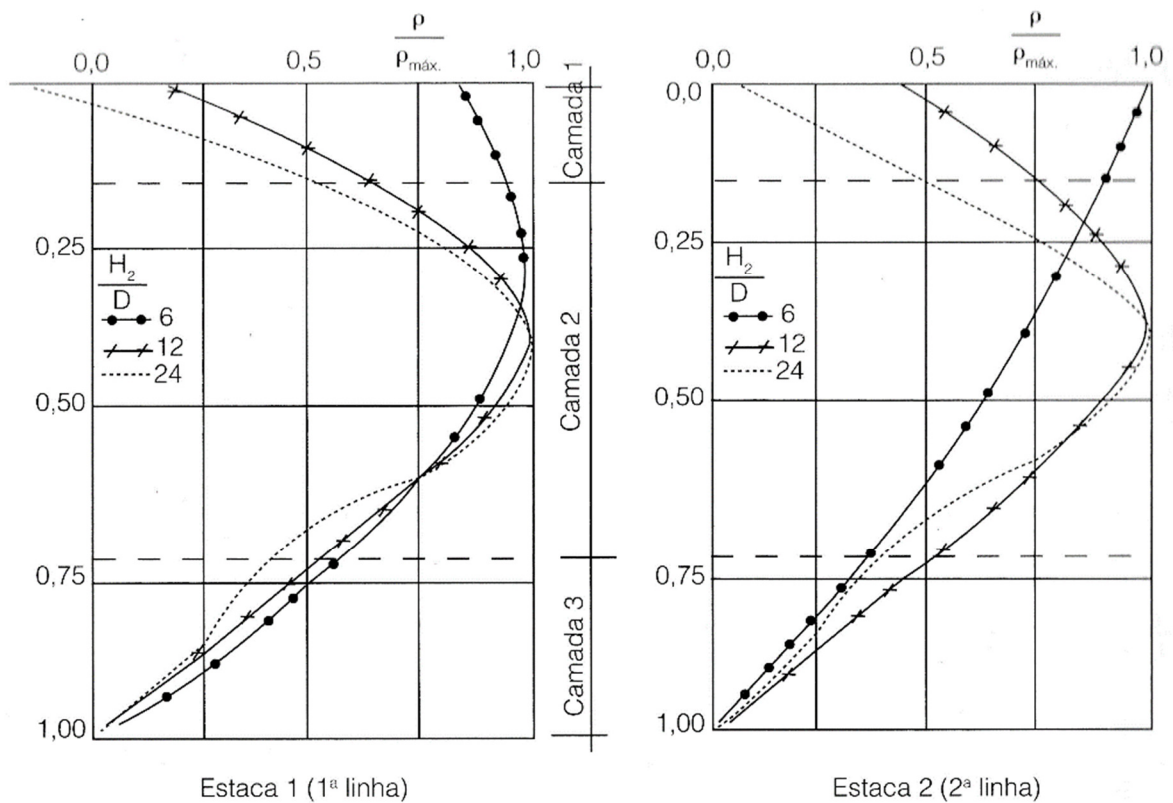
$$l_{*(i)} = \sqrt{\frac{4EI}{E_{s(i)}}}$$

Rigidez relativa solo-estaca

$$\frac{H}{l_*} = \frac{H_1}{l_{*1}} + \frac{H_2}{l_{*2}} + \frac{H_3}{l_{*3}} = \sum_1^3 \frac{H_i}{l_{*i}}$$

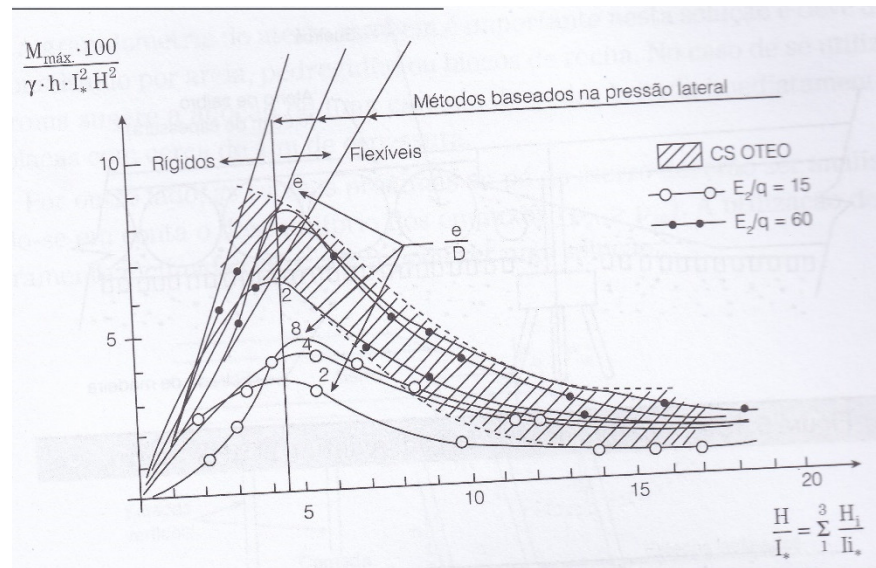
De acordo com Oteo (apud, Alonso 2012), as figuras 4.10 e 4.11 a seguir demonstram as variações dos deslocamentos relativos $\rho/\rho_{\text{máx}}$ para as estacas na primeira linha (estacas 1) e de segunda linha (estacas 2), para as respectivas espessuras relativas da camada compressível $H_2/L = 0,57$ e $0,4$.

Figura 4.10. Deslocamentos relativos das estacas $H_2/L = 0,57$.



Fonte: Alonso (2012).

Figura 4.11. Momentos máximos nas estacas.



Fonte: Alonso (2012).

Ainda de acordo com Raton (apud, Alonso 2012), com base na figura 4.11, pode-se concluir que:

- Para um grupo de estacas que possuem o afastamento relativo e/D , os deslocamentos destas estacas são função da rigidez relativa solo-estaca;
- Para estacas com o maior diâmetro $D \geq 100$ cm, os deslocamentos máximos são encontrados na superfície;
- Para estacas com o menor diâmetro $D < 100$ cm, os deslocamentos máximos se situam nas camadas mais profundas, tendo o limite definido pelo centro da camada compressível;
- Os deslocamentos máximos se desenvolvem em maiores profundidades nas estacas de primeira linha do que nas de segunda linha;

4.2 Metodologia de projeto

Segundo Aoki e Cintra (2011), o projeto de fundações só é finalizado quando as estacas alcançam a previsão da sua cota de parada e a fixação da carga admissível. Para estabelecer esses critérios pode-se utilizar três metodologias de projeto.

4.2.1 Primeira metodologia, considerando a carga de catálogo

Segundo Aoki e Cintra (2011), ao escolher o tipo de estaca e o diâmetro transversal do fuste, obtém-se a carga de catálogo. Então, adota-se a carga de catálogo como sendo a carga admissível. Após multiplicar a capacidade de carga por um coeficiente de segurança, procura-se um comprimento (L) compatível com essa capacidade de carga através dos métodos semiempíricos. A vantagem desse método é o maior aproveitamento da estaca.

4.2.2 Segunda metodologia, limitando o comprimento

Os equipamentos ou as características do solo em que a estaca esteja sendo executada podem limitar o comprimento destas, como o nível d'água por exemplo.

De acordo com Aoki e Cintra (2011), essa metodologia impõe um comprimento máximo, e através deste valor, calcula-se a capacidade de carga por métodos semiempíricos e chegamos a carga admissível.

4.2.3 Terceira metodologia, critério de parada

Aoki e Cintra (2011), estabeleceram que de acordo com a tabela 4.1, há uma variação dos valores de N_{SPT} que provocam a parada da estaca, por causa da ineficiência dos equipamentos. Portanto, utilizamos os valores de N_{SPT} que estão dentro do intervalo de seus limites (N_{lim}), dos quais indicam as prováveis cotas de parada das estacas e seus respectivos comprimentos. Para cada um desses comprimentos, calcula-se a capacidade de carga e a carga admissível.

Tabela 4.1. Valores limites de N_{SPT} para a parada das estacas.

Tipo de estaca	N_{lim}
Pré-moldada de concreto	$\varnothing < 30 \text{ cm}$ $15 < N_{SPT} < 25$ $\sum N_{SPT} = 80$
	$\varnothing \geq 30 \text{ cm}$ $25 < N_{SPT} \leq 35$
Perfil metálico	$25 < N_{SPT} \leq 55$
Tubada (oca, ponta fechada)	$20 < N_{SPT} \leq 40$
Strauss	$10 < N_{SPT} \leq 25$
Franki	em solos arenosos $8 < N_{SPT} \leq 15$
	em solos argilosos $20 < N_{SPT} \leq 540$
Estação e diafragma, com lama bentonítica	$30 < N_{SPT} \leq 80$
Hélice contínua	$20 < N_{SPT} \leq 45$
Ômega	$20 < N_{SPT} \leq 40$
Raiz	$N_{SPT} \geq 60$ (penetrada em rocha sã)

Fonte: Aoki e Cintra (2011)

4.3 Carregamento lateral no topo da estaca

As estacas carregadas no topo, são as que através de ações externas, transmitem esforços ao solo. Para o cálculo de reações horizontais do solo, será utilizado o métodos de Miche que tem como base o conceito do coeficiente de reação horizontal, para esses cálculos serem válidos, deve ser trabalhado no regime elástico.

Segundo Alonso (2012), Miche foi o primeiro autor a considerar no caso de uma estaca em solo elástico o módulo de reação horizontal variando linearmente com a profundidade.

Para o cálculo de deslocamento horizontal no topo da estaca temos:

$$y_0 = 2,4 \frac{T^3 P}{EI}$$

Onde:

P é força horizontal no topo da estaca;

E é o módulo de elasticidade do material da estaca;

I é o momento de inércia da seção transversal da estaca;

T é dado por:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{\eta_h}}$$

Onde η_h é dado na tabela 4.2.

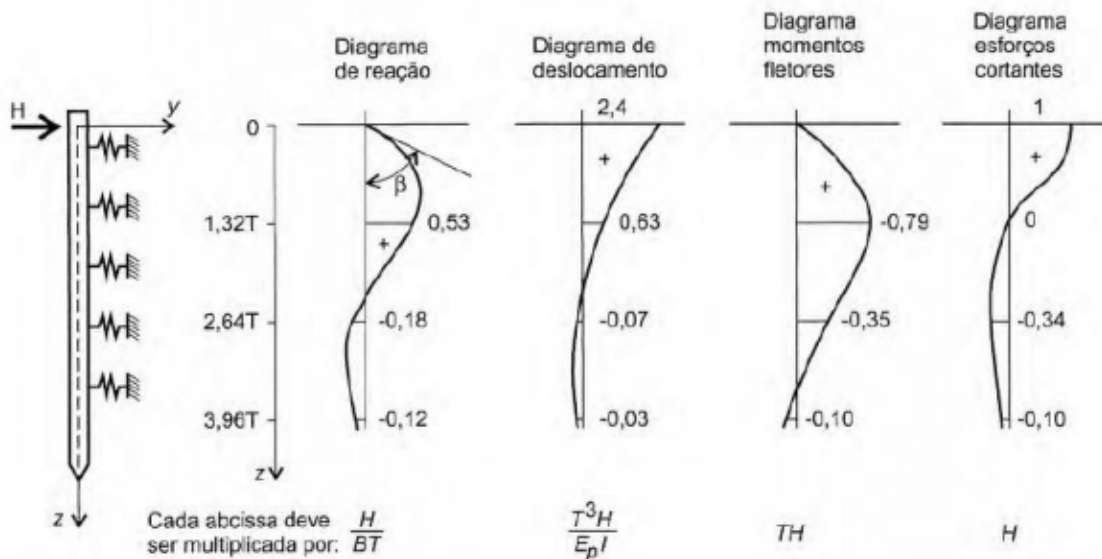
O momento máximo para estacas longas ($L \geq 4T$) obtido através de:

$$M_{m\acute{a}x} = 0,79HT$$

E para estacas curtas ($L < 4T$):

$$M_{m\acute{a}x} = 0,25HT$$

Figura 4.12. Linhas de estado propostas por Miche.



Fonte: Veloso; Lopes (2012)

4.4 Reação nas estacas

Segundo Alonso (2012), para distribuir melhor os esforços e quando há necessidade de mais de uma estaca para suportar as cargas, é inevitável o uso de um bloco de coroamento. O conjunto de estacas solidarizadas pelo bloco de coroamento é chamado de estaqueamento, podendo ser constituído por estacas verticais, inclinadas ou ambas. Para o estaqueamento foi considerado o método de Nökkentved.

De acordo com Nökkentved (apud, Alonso 2013), esse método segue as hipóteses de que o bloco de coroamento é rígido se comparado as estacas e suas deformações podem se

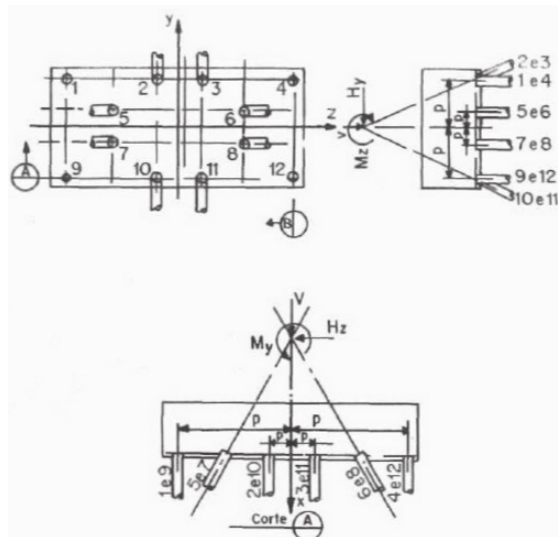
desprezadas diante da grandeza da deformação das estacas, considera que o material da estaca obedece a lei de Hooke e que a carga em cada estaca é proporcional à projeção do deslocamento do topo da estaca sobre o eixo da mesma, antes do deslocamento. Quando as estacas forem iguais e o estaqueamento for simétrico, a carga na estaca é obtida por:

$$N_i = V \frac{\cos \alpha_i}{\sum \cos^2 \alpha} + H \frac{\operatorname{sen} \alpha_i}{\sum \operatorname{sen}^2 \alpha} + M \frac{p_i}{\sum p^2}$$

O cálculo é feito projetando se dois planos de simetria, como indicado na figura (2.5 pag 33 livro Alonso). A parcela $\sum \cos^2 \alpha$ é obtida para todas as estacas do bloco, ao contrário de $\sum \operatorname{sen}^2 \alpha$, que só aplicada em estacas projetadas. Quando o estaqueamento possui mais de um grupo de estacas paralelas (Figura 4.13), trabalha-se com uma estaca fictícia (figura 4.14), passando pelo centro de gravidade do grupo de estacas. O cálculo é feito como se fosse um cavalete formado pelas estacas fictícias A e B aplicando os esforços externos V e H. a carga nas estacas é obtida dividindo-se PA e PB pelo número de estacas correspondentes. E sobrepõe-se o momento fletor com a expressão:

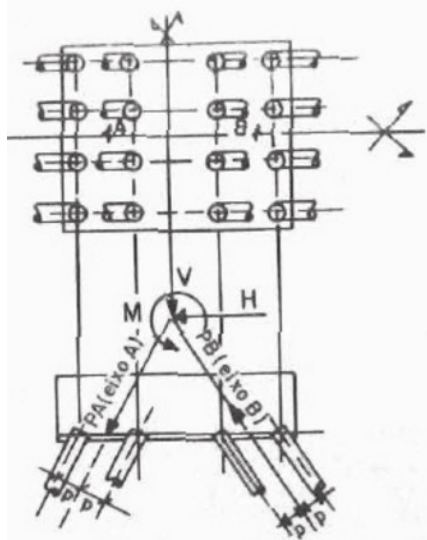
$$M \frac{p}{\sum p^2}$$

Figura 4.13. Estaqueamento simétrico.



Fonte: Alonso (2012).

Figura 4.14. Cálculo para um grupo de estacas.



Fonte: Alonso (2012).

4.5 Dimensionamento estrutural das estacas

Segundo Alonso (2012), se for verificado que a ruptura não se der por flambagem, o cálculo deve ser feito de acordo com o prescrito na ABNT NBR 6118 (2014), majorando a carga de compressão em $(1+6/h)$, não sendo menor que 1,1.

A expressão será:

$$Nd(1 + 6/h) = 0,85 \times Ac \times fcd + As' \times fyd$$

Em que:

$Nd = \gamma_f \times N$ onde $\gamma_f = 1,4$ e N sendo a carga de compressão;

$fcd = fck/\gamma_c$ onde $\gamma_c = 1,4$ e fck a resistência característica de compressão do concreto aos 28 dias;

$fyd = fyk/\gamma_s$ onde $\gamma_s = 1,15$ e fyk a resistência característica de compressão do aço.

Ac é a área da seção de concreto;

As' é a área de aço, sendo sua medida mínima igual a 0,5% da área de concreto $(0,5\%Ac)$;

h é a medida do menor lado do quadrado que circunscrita à seção da estaca (cm).

Alonso (2012), diz que quando as estacas tiverem sua cota de arrasamento acima do nível do terreno ou quando atravessarem camadas de solos moles é necessário verificar a flambagem. Para estacas parcialmente enterradas pode-se utilizar o método de Davisson e Robison (apud, Alonso 2012).

Neste método a estaca pode ser substituída por outra com comprimento equivalente com comprimento Le .

$$Le = Ls + Lu$$

$$Ls \cong 1,8T$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{E \cdot I}{\eta_h}}$$

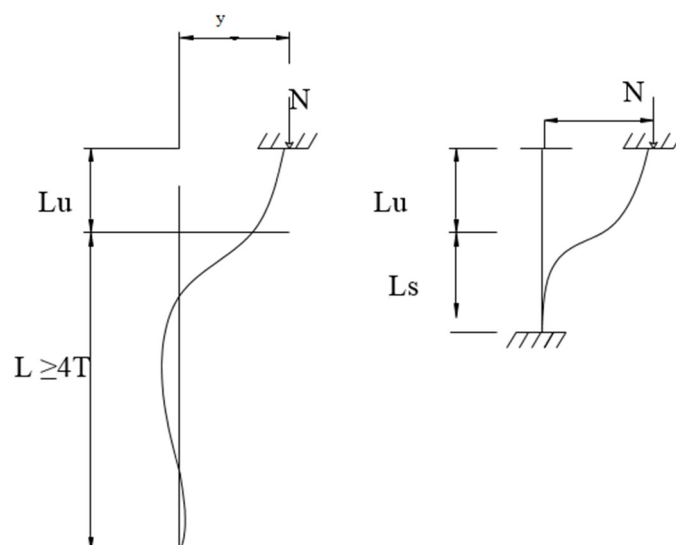
Onde:

E é o módulo de elasticidade da estaca;

I é a inércia da seção transversal;

η_h é dado na tabela 4.2:

Figura 4.15. Obtenção do comprimento de flambagem.



Fonte: Alonso (2012).

Tabela 4.2. Coeficientes de reação horizontal η_h

Valores constantes do coeficiente de reação horizontal η_h		
Compacidade da areia ou consistência da argila	Valor de n	Valor de η_h (MN/m ³)
	Seca	Submersa
Areia fofa	2,6	1,5
Areia medianamente	8,0	5,0
Areia compacta	20,0	12,5
Silte muito fofo	-	0,1 a 0,3
Argila muito mole	-	0,55

Fonte: Alonso (2012).

Conhecido o comprimento de flambagem, é calculado o índice de esbeltez (λ) conforme a ABNT NBR 6118 (2014):

$$\lambda = \frac{Le}{\sqrt{i}}$$

Sendo $i = \sqrt{I/A}$, I sendo o momento de inércia e A, a área da seção transversal.

Se $\lambda \leq 40$, o cálculo é feito pelo processo simplificado citado acima.

Se $40 < \lambda \leq 140$, o cálculo será feito introduzindo momentos de segunda ordem dado por:

$$M_{1d} = \gamma_f \times N \times \frac{h}{30}$$

Em que $h/30$ não será adotada menor do que 2 cm.

$$M_{2d} = \gamma_f \times N \times \frac{Le^2}{30} \times \frac{1}{r}$$

Em que:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,0035 + f_{yd}/E_s}{(\vartheta + 0,50)h}$$

$$\vartheta = \frac{\gamma_f \times N}{A \times f_{cd}}$$

Porém ∂ não será inferior a 0,5.

A peça então será dimensionada a flexão composta com uma carga normal de $N_d = \gamma_f \times N$ onde $\gamma_f = 1,4$, e um momento M_d dado por:

$$M_d = M_{1d} + M_{2d}$$

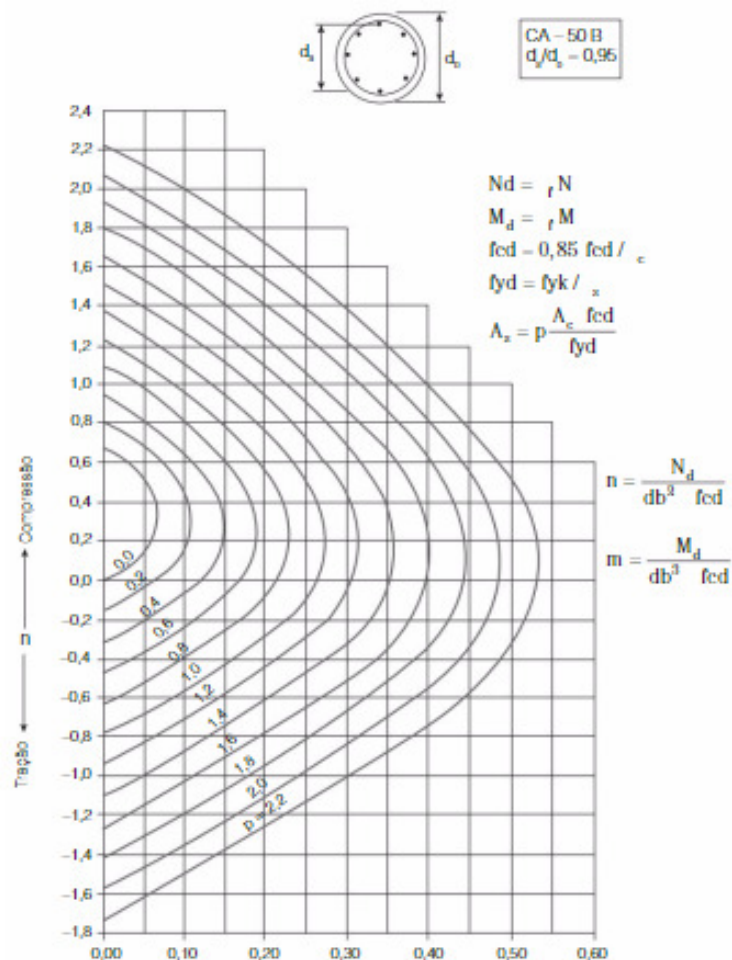
Para o caso de $140 < \lambda \leq 200$, o cálculo é feito da mesma forma já citada para o intervalo de $40 < \lambda \leq 140$, entretanto utiliza-se:

$$\gamma_f = 1,4 + 0,01(\lambda - 140)$$

Sendo que o índice de esbeltez (λ), em nenhum momento pode ser maior que 200. ($\lambda < 200$).

Para o cálculo de flexão composta, pode-se usar ábacos existentes, tornando o cálculo semelhante ao de um pilar.

Figura 4.16. Ábaco de flexão composta



Fonte: Alonso (2012)

Para o dimensionamento do esforço cortante, será usado como referência a ACI-343R.

Sendo:

$$\tau_d = \frac{Vd}{Ac}$$

$$\tau_u = 0,85 \times 2 \times \sqrt{0,007 \times fck}$$

Sendo Vd a força cortante;

Ac a área de concreto da seção transversal;

fck é a resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias.

Segundo Alonso (2012), no caso do dimensionamento para resistir a tração, à estaca será sempre armada, sendo a seção da armadura condicionada pela máxima abertura de fissuras permitida. Sendo a taxa de armaduras nas estacas geralmente reduzidas, pode-se usar a formula a seguir:

$$\omega = \frac{\emptyset}{2\eta_b - 0,75} \times \frac{3\sigma_s^2}{Es \times ftc}$$

Onde:

\emptyset é o diâmetro, em mm, das barras tracionadas;

η_b é o coeficiente de aderência, nunca superior a 1,8;

Es é o módulo de elasticidade do aço;

σ_s é a tensão máxima atuante no aço tracionado para garantir a abertura prefixada das fissuras;

ftc é a resistência característica do concreto à tração, que de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014) é dado por:

$$ftc = \frac{0,7 \times 0,3 \times fck^{2/3}}{1,4}$$

Os valores de ω são:

1 para estacas não protegidas em meio agressivo (fissuras até 0,1 mm);

2 para estacas não protegidas em meio não agressivo (fissuras até 0,2 mm);

3 para estacas protegidas (fissuras até 0,3 mm).

4.6 Problemas práticos aplicados

Para ajudar a ilustrar e demonstrar melhor os problemas sobre os carregamentos laterais em profundidade e em como estimá-los, já que dos métodos para estimar variam muito os valores entre si será apresentado dois casos, o primeiro é um exercício sobre carregamentos laterais em profundidade e o segundo é um estudo prático real.

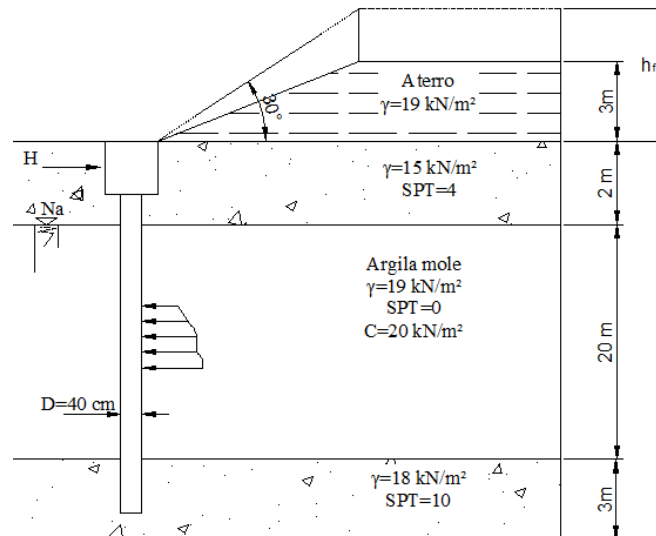
4.6.1 Cálculo de momentos máximos do carregamento lateral em profundidade

O exemplo a seguir foi retirado do livro *Dimensionamento de fundações profundas 2ª edição*, escrito pelo autor Urbano Rodriguez Alonso. O exemplo demonstra como são aplicados os métodos de cálculo para estimar os carregamentos horizontais em profundidade.

Enunciado:

Calcular a pressão horizontal e os momentos atuantes nas estacas de concreto com 40 cm de diâmetro indicados na Figura 4.13 abaixo. Admitir que o aterro tem extensão infinita no plano perpendicular à figura e o solo em que está imerso o bloco de coroamento das estacas tenha condições de resistir ao esforço horizontal H necessário para manter o equilíbrio de forças no sentido horizontal.

Figura 4.17. Aterro sobre camada de argila mole



Fonte: Alonso (2012).

Solução:

Inicialmente verificaremos se a estaca é rígida ou flexível. Para tanto, precisamos estimar os valores do módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson das diversas camadas envolvidas.

- Argila mole:

$$E_S \cong 100c = 100 \times 20 = 2000 \text{ KN/m}^2 \text{ ou } 2 \text{ MPa}$$

- Camadas superior e inferior à argila mole

$$E_S \cong 3 R_P \text{ em que } R_P = K \times \text{SPT}$$

Admitindo-se que essas camadas sejam constituídas por areias slitasas $K= 0,8$ MPa.

- Camada superior

$$E_S = 3 \times 0,8 \times 4 \cong 10 \text{ Mpa}$$

- Camada inferior

$$E_S = 3 \times 0,8 \times 10 \cong 24 \text{ Mpa}$$

O coeficiente de Poisson será admitido como $\nu = 0,4$.

Para se verificar se as estacas são rígidas ou flexíveis, podem-se usar os métodos de Oteo ou Rattou. Adotando o método de Oteo, temos:

$$G_s = \frac{E_s}{2 \times (2 + \partial)} = \frac{2}{2 \times (2 + 0,4)} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\left(\frac{21.000 \times 0,00126}{0,71}\right)} = 2,47 \text{ m}$$

$$\frac{d}{L_e} = \frac{20}{0,47} \cong 8 > 5 \rightarrow \text{estaca flexível}$$

Cálculo dos momentos

- Método de Tschebotarioff: não se aplica, pois a estaca é flexível.
- Método de De Beer-Wallays:

$$H_f = 3 \times \frac{19}{18} = 3,20 \text{ m}$$

$$f = \frac{30^\circ - 5^\circ}{45^\circ - 5^\circ} = 0,625$$

$$P_h = 0,625 \times 3 \times 19 = 35,6 \text{ KN/m}^2$$

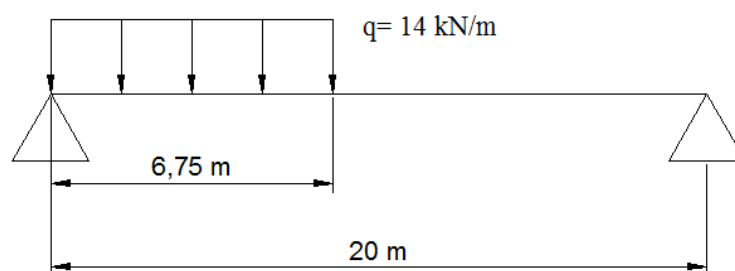
$$q = P_h \times D = 35,6 \times 0,4 \cong 14 \text{ KN/m}^2$$

Profundidade z_d ;

$$2 \times 15 + (14 - 10)z_d = 3 \times 19 \therefore$$

$$z_d = 6,75 \text{ m}$$

$$5z_d = 33,75 > 20 \text{ m adotado } 20 \text{ m}$$



$$M_{\text{máx.}} = \frac{qc^2}{2} (1 - \gamma + 0,25\gamma^2)$$

$$\gamma = \frac{c}{l} \frac{6,75}{20} = 0,34$$

$$M_{\text{máx.}} = \frac{14 \times 6,75^2}{2} (1 - 0,34 + 0,25 \cdot 0,34^2) = 200 \text{ kN.m}$$

Na posição $x_0 = 6,75(1 - 0,5 \times 0,34) = 5,6 \text{ m}$

c) Método de Oteo.

Em relação a $\frac{D}{L_e} = 8$ (acima calculados)

Obtém-se da figura 4.3.

$$\frac{M_{\text{máx.}}}{fqDL_e^2} \cong 0,6 \therefore$$

$$M_{\text{máx.}} = 0,6 \times 0,652 \times 0,57 \times 0,4 \times 2,47^2 = 52 \text{ KN.m}$$

d) Método de Ratton

1ª Camada: $E_S = 10 \text{ Mpa} \therefore l_{*1} = 1,80 \text{ m}$

2ª Camada: $E_S \cong 2 \text{ Mpa} \therefore l_{*2} = 2,70 \text{ m}$

3ª Camada: $E_S = 24 \text{ Mpa} \therefore l_{*3} = 1,45 \text{ m}$

$$l_* = \frac{\sum l_{*i} H_i}{\sum H_i} = \frac{1,8 \times 2 + 2,7 \times 20 + 1,45 \times 3}{25} \cong 2,5 \text{ m}$$

$$\sum \frac{H}{l_*} = \frac{2}{1,8} + \frac{20}{2,7} + \frac{3}{1,45} \cong 11$$

$$\frac{E_2}{q} = 2 \times \frac{10^3}{57} = 35$$

$$1,5 = \frac{M_{\text{máx.}} \times 100}{19 \times 3 \times 2,5^2 \times 20} \therefore M_{\text{máx.}} = 107 \text{ KN.m}$$

Resumo:

Tabela 4.3. Comparações dos resultados de cálculo.

Método	M_{máx.} (kN. m)
Tschebotarioff	Não se aplica
De beer-Wallays	200
Oteo	52
Ratton	107

Fonte: Alonso (2012)

Como pode-se observar na tabela 4.3, há uma grande variação nos resultados dos momentos máximos.

4.6.2 Colapso de um edifício por ruptura das estacas (exemplo prático real)

O problema a ser descrito a seguir foi abordado por Eduardo Gimenez de Souza, como dissertação à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Sousa (2003), estudou o bloco B do condomínio “*Anêmona*”, que se situa na Praia das Toninhas, na cidade de Ubatuba SP. Será abordado o Capítulo 3 da dissertação, onde o autor faz uma análise envolvendo as estacas de fundação e os esforços nesses elementos. A fundação foi executada com estacas pré-moldadas de concreto armado, com diâmetro de 30 cm, cravadas por marteletes mecânicos até a profundidade de 25 m abaixo do nível inicial do terreno. As vigas-baldrame descarregam diretamente as ações nas estacas, sem intermédio de blocos de transição.

Os resultados da investigação geológica evidenciaram uma primeira camada de solo arenoso, pouco compacto, com espessura variando de 10 m na frente do terreno a 2 m no fundo. Abaixo dessas cotas, o material predominante encontrado foi a argila marinha siltosa, muito mole e de cor escura. A aproximadamente 25 m de profundidade, o material encontrado foi caracterizado como areia fina siltosa, pouco argilosa, medianamente a muito compacta, e impenetrável à ferramenta de percussão. Para a demonstração do cálculo foi escolhida a estaca número 2, devido a esta se encontrar em condição mais desfavorável em relação ao aterro do solo.

Num primeiro momento, o dimensionamento será feito sem considerar o efeito do empuxo lateral, e depois será considerado o empuxo lateral do solo.

Dimensionamento sem considerar o empuxo lateral do solo:

Diâmetro 30 cm

Comprimento 25 m

E da estaca $21,287 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$

I $3,976 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

Para calcular os esforços máximos de momento fletor e força cortante Souza (2003) utilizou as equações a seguir:

$$\text{Momento} = C_H \times H_0 \times l_0$$

$$\text{Cortante} = C'_H \times H_0 \times l_0$$

Onde H_0 é o esforço lateral no topo da estaca, sendo igual a 0,54 kN,

M_0 é o momento no topo da esta, sendo este igual a 0 kN.m,

C_H é um valor de acordo com a profundidade, sendo igual a 0,78 a condição de maior momento,

C'_H é um valor de acordo com a profundidade, sendo igual a 1 na condição de

l_0 é o comprimento elástico da estaca, dado por:

$$l_0 = \sqrt[5]{\frac{EI}{C_y}}$$

Sendo C_y igual a 976 kN/m^3 e l_0 igual a 1,54 m.

Com isso o momento máximo e a cortante máxima foram iguais a 0,65 kN.m e 0,83 kN. Para verificar o cisalhamento, Sousa (2003) utilizou o procedimento do ACI-343R (1981), onde a tensão de cisalhamento de cálculo τ_d é comparada com a tensão última τ_u , sendo obtido por:

$$\tau_d = \frac{Vd}{Ac}$$

$$\tau_u = 0,85 \times 2 \times \sqrt{0,007 \times f_{ck}}$$

Sendo Vd a força cortante;

Ac a área de concreto da seção transversal;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias.

Sendo a máxima cortante ($V_{\text{máx}}$) igual a 0,83 kN.

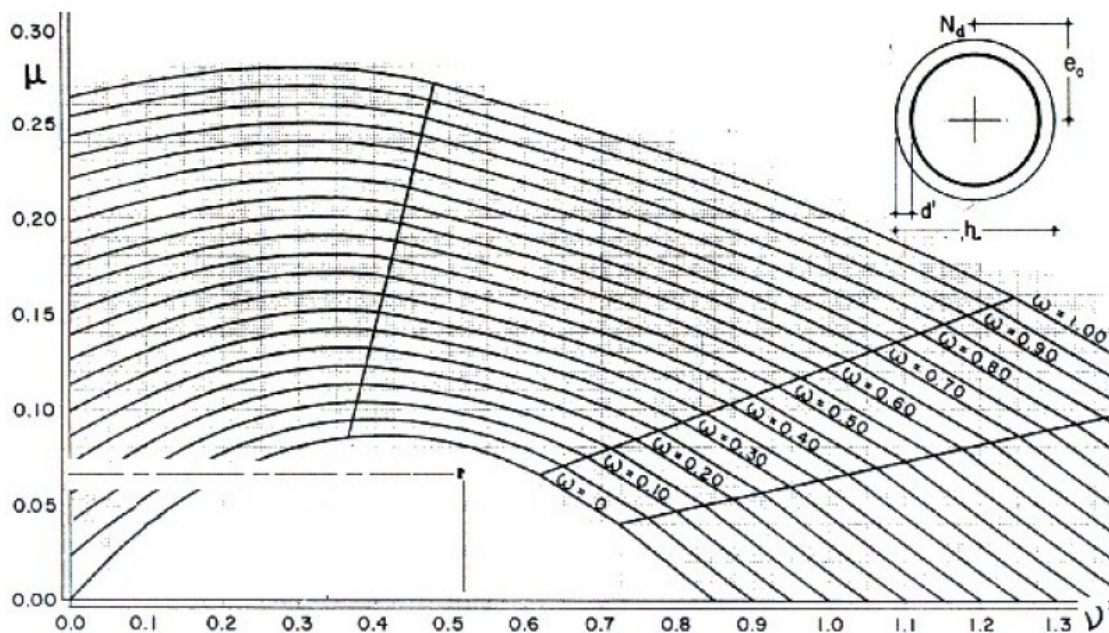
$$\tau_d = \frac{0,83 \times 1,4}{7,07 \times 10^{-2}} = 0,0164 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,85 \times 2 \times \sqrt{0,007 \times 20} = 0,636 \text{ MPa}$$

$$\therefore \tau_d < \tau_u$$

Para o cálculo da armadura longitudinal, Sousa (2003) e utilizou de ábacos de flexão do autor Montoia (2000) para $d'=0,15h$ da figura 4.18 a seguir:

Figura 4.18 Abaco de flexão composta



Fonte: Montoia (apud, Sousa 2003).

Com os valores de momento fletor máximo ($M_{\text{máx}}$) igual a 0,65 kN.m e força normal de compressão na estaca (N) igual a 266 kN.

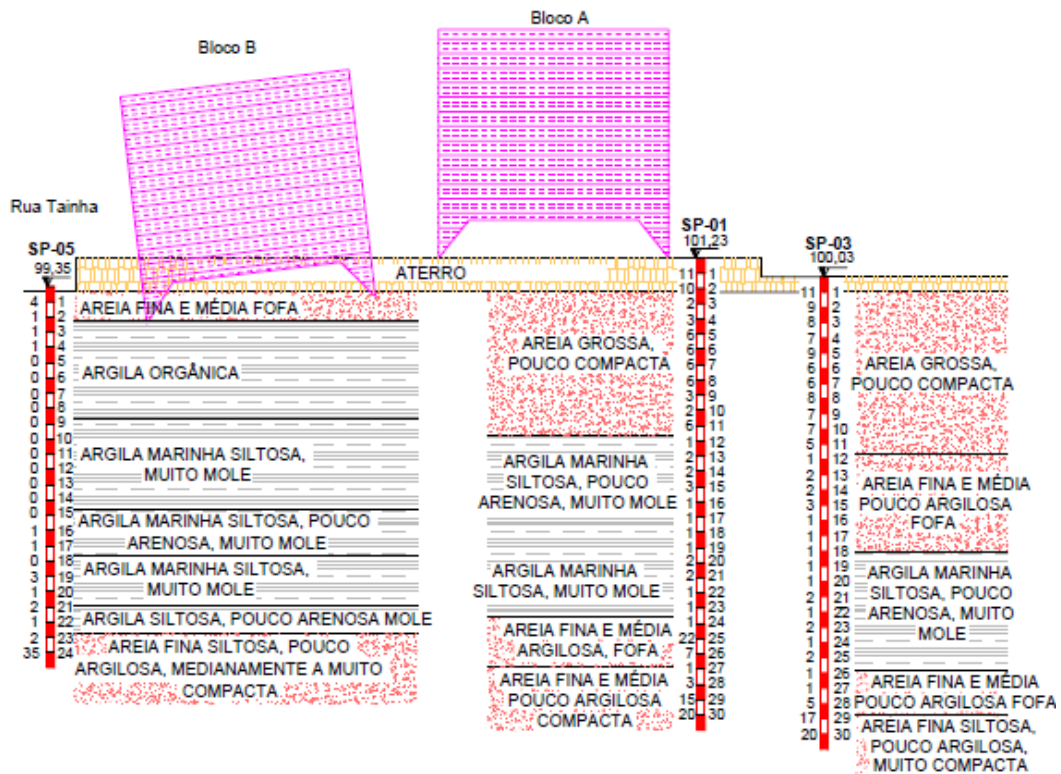
$$\nu = \frac{1,4 \times 266}{0,0707 \times (20 \times 10^3 / 1,6)} = 0,42$$

$$\mu = \frac{1,4 \times 0,65}{0,0707 \times 0,3 \times (20 \times 10^3 / 1,6)} = 0,00343$$

Logo jogando os valores de μ e ν no ábaco, encontramos o valor de ω , que possui valor aproximado de 0, sendo necessário apenas armadura mínima, sendo esta não podendo ser inferior a 0,5% da área de concreto, portanto:

$$A_{smínima} = 0,005 \times \frac{\pi \times 30^2}{4} = 3,54 \text{ cm}^2$$

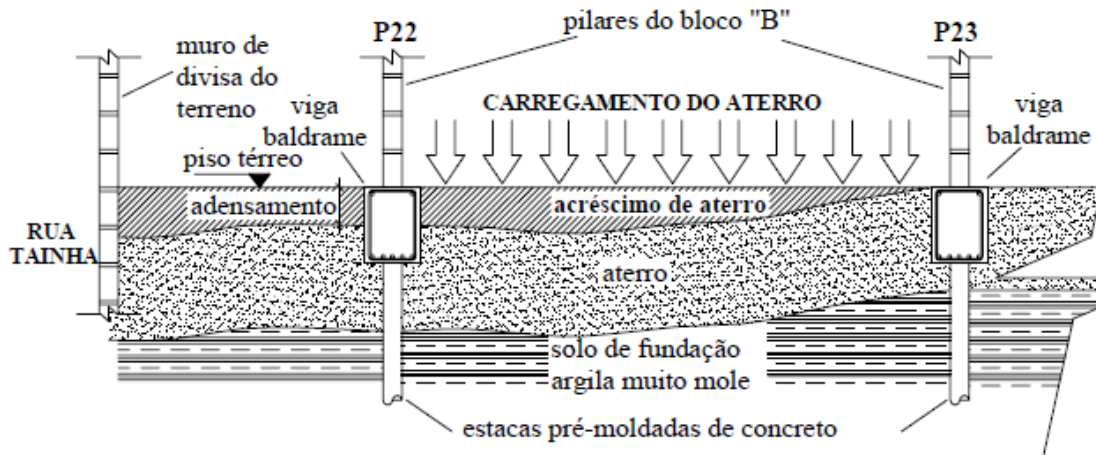
Figura 4.19. Perfil longitudinal do subsolo.



Fonte: Sousa (2003).

Meses antes do colapso, houve um grande deslocamento, de aproximadamente 30 cm, no piso do estacionamento sob o bloco B, o que levou a exposição da porção superior das vigas baldrame, causando transtornos aos moradores durante a utilização do estacionamento. Para resolver o problema o piso foi novamente nivelado, com o acréscimo de mais aterro como mostra a figura a seguir:

Figura 4.20. Perfil longitudinal do subsolo.



Fonte: Sousa (2003).

O empuxo lateral no solo de fundação, devido ao peso do aterro, solicitou lateralmente os elementos de fundação, que não estavam dimensionados para suportar este tipo de esforço, o que levou a ruptura de todas as estacas próximas ao fundo do terreno.

Na verificação do cálculo considerando o empuxo lateral, Sousa (2003), escolheu a estaca mais próxima ao pé do aterro, pois esta estava sofrendo o maior efeito do empuxo lateral. O autor considerou dois métodos para avaliar a pressão horizontal, o método de Tschebotarioff e o método de Beer e Wallays.

Considerando o método de Tschebotarioff:

$$p_h = 0,4 \Delta \sigma_z$$

Sendo:

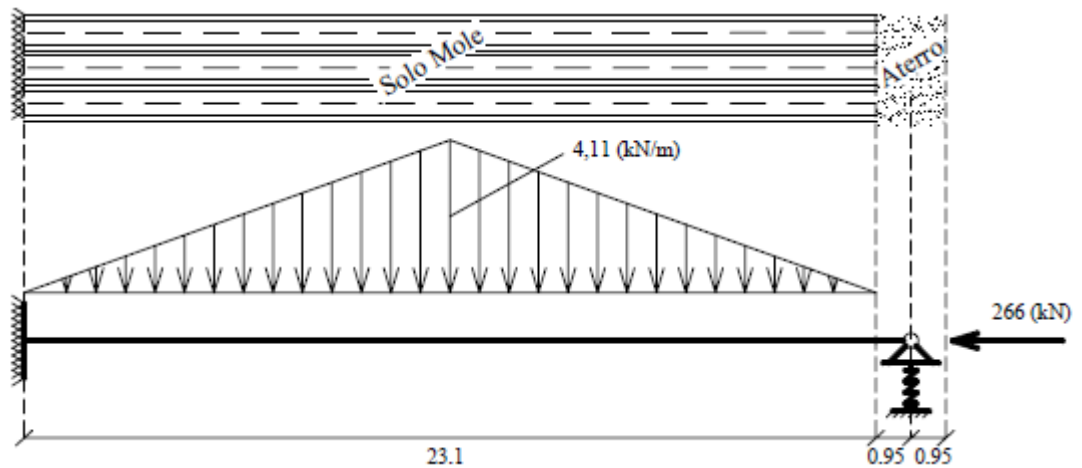
$$\Delta \sigma_z = \gamma_k \cdot H$$

Onde γ_k é o peso específico do material do aterro, (adotado por Sousa 18 kN/m³);

$$p_h = 0,4 \times 18 \times 1,9 \Rightarrow p_h = 13,68 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Multiplicando o carregamento pelo diâmetro da estaca pelo diâmetro da estaca se obtém o carregamento por unidade de comprimento da estaca, como demonstra a Figura 4.16.

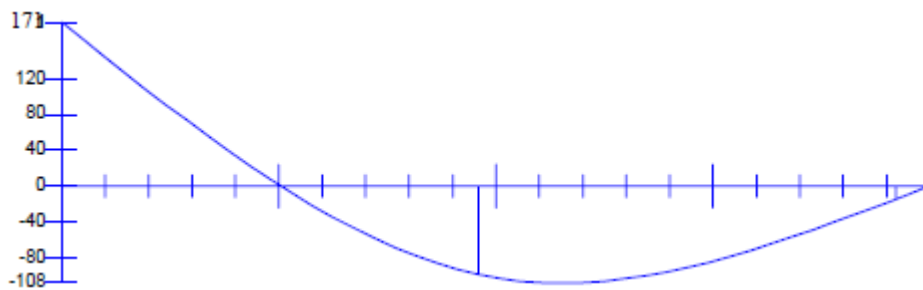
Figura 4.21. Perfil longitudinal do subsolo e carregamento.



Fonte: Sousa (2003).

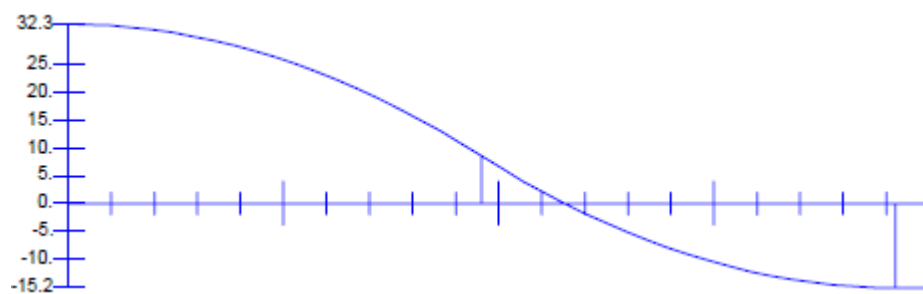
O autor considerou a estaca engastada no topo e apoiada na base em face ao solo. Os resultados dos esforços atuantes e deslocamentos horizontais estão apresentados nas figuras 4.21, 4.22 e 4.23.

Figura 4.22. Diagrama de momento fletor kN.m.



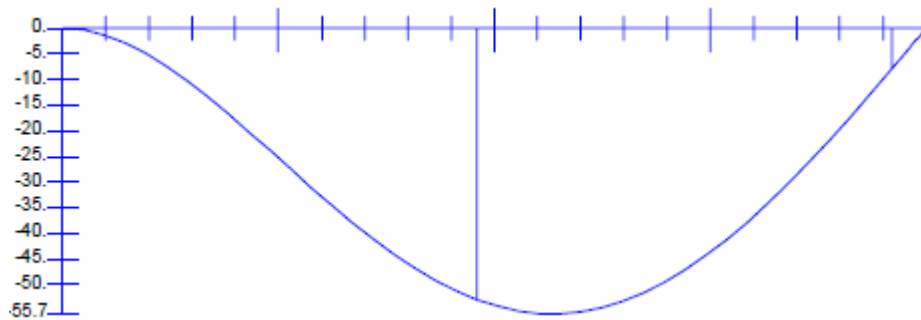
Fonte: Sousa (2003).

Figura 4.23. Diagrama de esforço cortante (kN).



Fonte: Sousa (2003).

Figura 4.24. Deslocamento horizontal (cm).



Fonte: Sousa (2003).

Sendo a máxima cortante ($V_{\text{máx}}$) igual a 32,2 kN.

$$\tau_d = \frac{32,2 \times 1,4}{7,07 \times 10^{-2}} = 0,637 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,85 \times 2 \times \sqrt{0,007 \times 20} = 0,636 \text{ MPa}$$

$$\therefore \tau_d > \tau_u$$

Considerando os valores acima, a estaca está trabalhando no seu limite.

Com os valores de momento fletor máximo ($M_{\text{máx}}$) igual a 108 kN.m e força normal de compressão na estaca (N) igual a 266 kN.

$$v = \frac{1,4 \times 266}{0,0707 \times (20 \times 10^3 / 1,6)} = 0,42$$

$$\mu = \frac{1,4 \times 108}{0,0707 \times 0,3 \times (20 \times 10^3 / 1,6)} = 0,57$$

Logo jogando os valores de μ e v no ábaco de flexão composta, encontramos o valor de ω , que possui valor aproximado de 2,8.

Substituindo na fórmula:

$$2,8 = \frac{A_s \times 500000 / 1,15}{0,0707 \times 20000 / 1,6} \Rightarrow A_s = 57 \text{ cm}^2$$

Considerando método de Beer e Wallays.

Adotando $\varphi = 20^\circ$.

γ_s peso específico do aterro real adotado igual a 15 kN/m^3

γ_k é o peso específico do aterro adotado por Beer e Wallays.

Sendo:

$$H_f = H \times \frac{\gamma_k}{\gamma_s}$$

$$H_f = 1,9 \times \frac{18}{15} = 2,28 \text{ m}$$

Assim encontrando o ângulo do aterro fictício suando a Figura 4.3 (Determinação do ângulo α do aterro fictício)

$$q = 18 \times 1,9 = 34,2 \text{ kN/m}^2$$

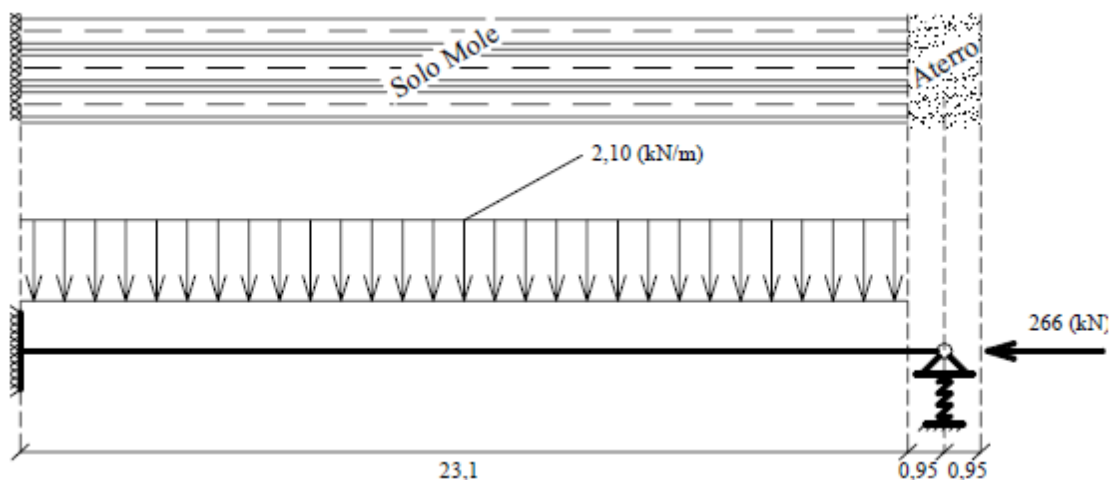
$$f = \frac{26,36 - 20/2}{180/2 - 20/2} = 0,205$$

$$ph = 34,2 \times 0,205 = 7,0 \text{ kN/m}^2$$

Multiplicando a pressão horizontal pelo diâmetro da estaca, obtemos o carregamento para cada unidade de comprimento da estaca.

$$ph = 7,0 \times 0,30 = 2,10 \text{ kN/m}$$

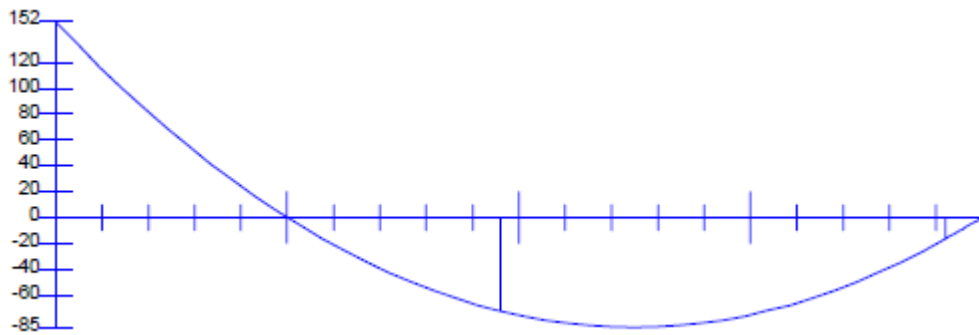
Figura 4.25. Perfil longitudinal do subsolo e carregamento.



Fonte: Sousa (2003).

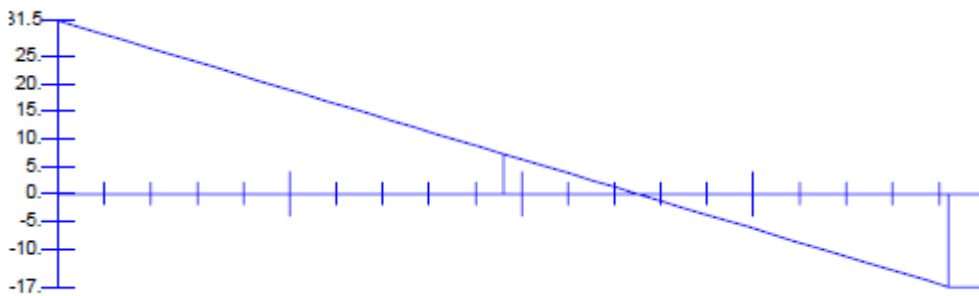
Com os carregamentos estimados obteve-se os diagramas de momento fletor, esforço cortante e deslocamentos, mostrados nas figuras 4.26, 4.27 e 4.28.

Figura 4.26. Diagrama de momento fletor ($kN.m$).



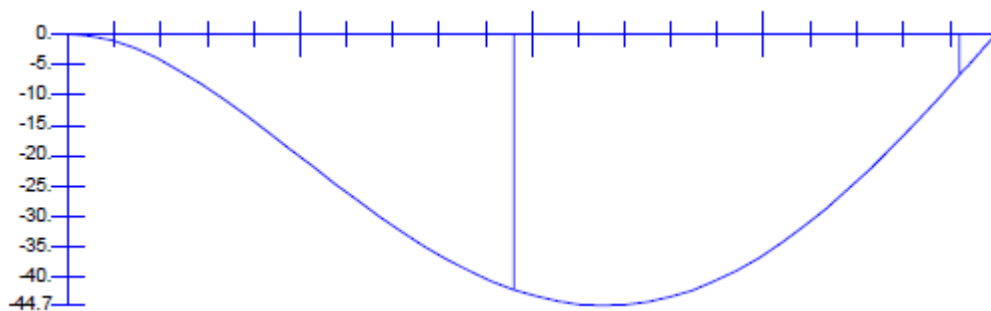
Fonte: Sousa (2003).

Figura 4.27. Diagrama de esforço cortante (kN).



Fonte: Sousa (2003).

Figura 4.28. Deslocamento horizontal(cm).



Fonte: Sousa (2003).

Sendo a máxima cortante ($V_{máx}$) igual a 31,5 kN .

$$\tau_d = \frac{315 \times 1,4}{7,07 \times 10^{-2}} = 0,623 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,85 \times 2 \times \sqrt{0,007 \times 20} = 0,636 \text{ MPa}$$

$$\therefore \tau_d > \tau_u$$

Com os valores de momento fletor máximo ($M_{\text{máx}}$) igual a 85 kN.m e força normal de compressão na estaca (N) igual a 266 kN.

$$v = \frac{1,4 \times 266}{0,0707 \times (20 \times 10^3 / 1,6)} = 0,42$$

$$\mu = \frac{1,4 \times 85}{0,0707 \times 0,3 \times (20 \times 10^3 / 1,6)} = 0,45$$

Logo jogando os valores de μ e v no ábaco, encontramos o valor de ω , que possui valor aproximado de 2,1.

Substituindo na fórmula:

$$2,1 = \frac{A_s \times 500000 / 1,15}{0,0707 \times 20000 / 1,6} \Rightarrow A_s = 43 \text{ cm}^2$$

Tabela 4.4. Comparações dos resultados de cálculo.

Método de analogia e cálculo	Momento Fletor máx. kN.m	Esforço Cortante máx. kN	Tensão admissível de cisalhamento (MPa)	Tensão Máxima de cisalhamento (MPa)	Armadura longitudinal necessária (cm ²)
Dimensionamento estrutural sem considerar o empuxo lateral.	0,65	0,83	0,636	0,0164	3,54 (Armadura mínima)
Dimensionamento estrutural considerando empuxo lateral (método de Tschebotarioff).	108	32,2	0,636	0,637	57
Dimensionamento estrutural considerando empuxo lateral (método de De Beer e Wallays).	85	31,5	0,636	0,623	43

Fonte. Autor.

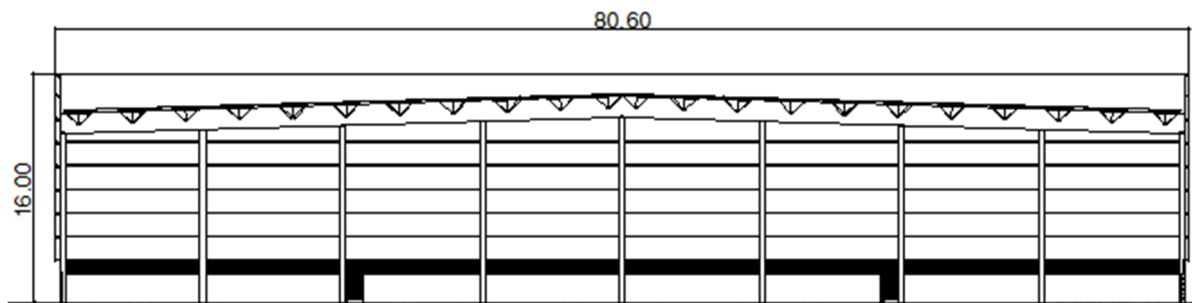
Comparando os resultados na tabela 4.4, pode-se observar que os esforços laterais ao longo do fuste são muito significantes no dimensionamento estrutural das estacas.

5 ESTUDO DE CASO

5.1 Caracterização

O estudo de caso é um galpão industrial que será construído na cidade de Taubaté SP. A planta com a localização dos pilares e suas respectivas cargas se encontram no Anexo A. A escolha da fundação projetada para o galpão foi hélice contínua monitorada, consistindo de blocos de coroamento constituído de grupos de uma, três, quatro e cinco estacas.

Figura 5.1: Corte transversal do galpão.



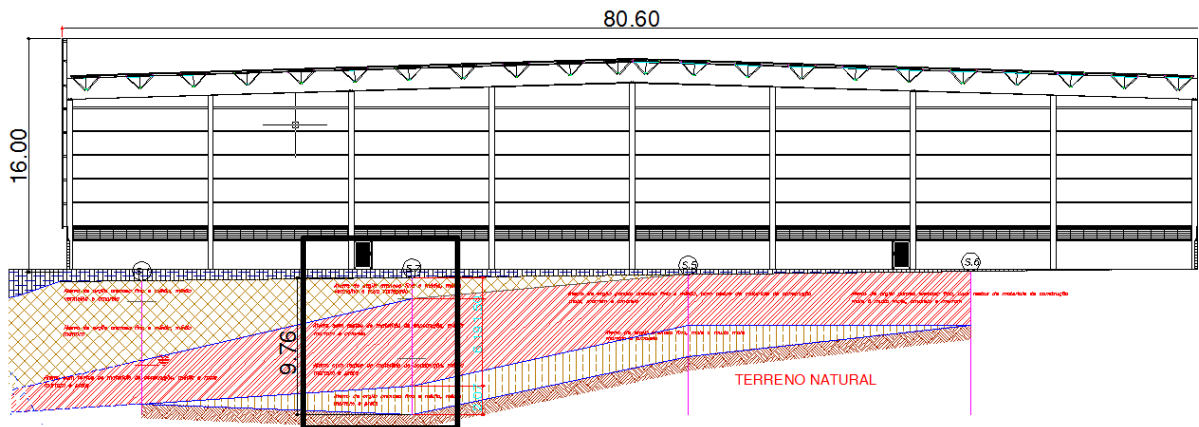
Fonte: Autor

5.2 Perfil geotécnico

Em tal relatório, pode-se basicamente observar que o terreno natural encontrava-se topograficamente em declive e, com o passar do tempo sofreu aterro de materiais diversos, incluindo “restos de materiais de construção”, para nivelamento. Esse “aterro para nivelamento” encontra-se disposto em camadas com espessuras variáveis, chegando em alguns pontos à espessura de até cerca de 12 metros, porém em obediência à declividade natural do terreno.

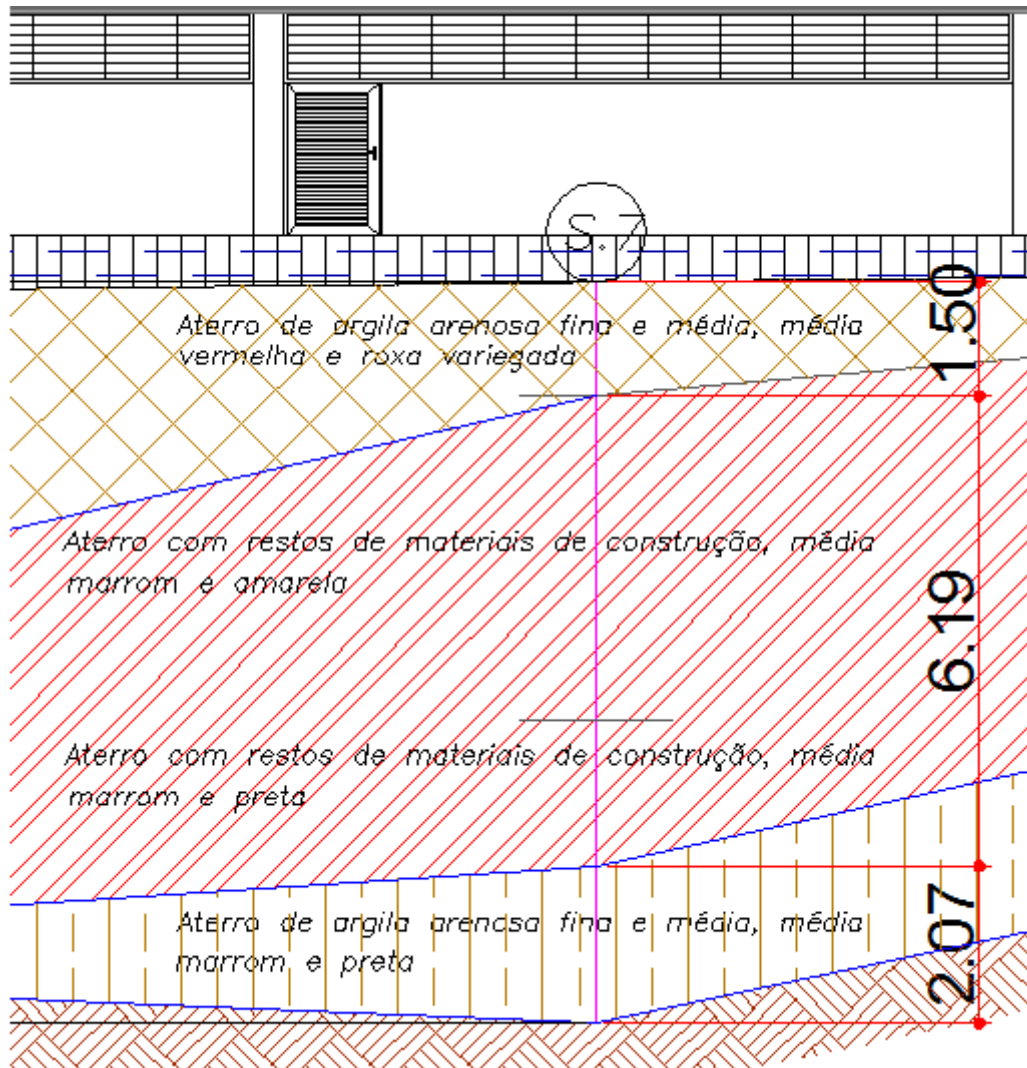
De acordo com os relatórios de sondagem SPT, observa-se no local onde será edificada a obra, a existência de uma camada superficial de aterro com espessura variável entre 0,76 a 11,86 metros, a qual se encontra sobreposta a uma camada de argila pouco arenosa, siltosa, que se aprofunda até os limites das sondagens efetuadas e fornecidas para análise. Nas figuras 5.2 e 5.3 pode-se observar o perfil do solo.

Figura 5.2: Perfil do solo.



Fonte: Autor

Figura 5.3: Detalhe do perfil do solo.



Fonte: Autor

Considerando a análise das sondagens , havendo um aterro com espessuras variáveis e composto por materiais diversos, dispostos em grande parte sem um controle de compactação mais aprofundado, e considerando ainda que o referido aterro se encontra sobreposto a camadas de solos com baixa resistência (muito mole a mole), para que se possa transmitir adequadamente os carregamentos provenientes das estruturas ao subsolo, faz-se recomendável que sejam adotadas fundações do tipo profundas compostas por estacas.

No entanto que, havendo um aterro de materiais diversos sobreposto a camadas naturais de solos moles e, estando esse aterro em declive acentuado por conta das espessas camadas que o constituem, deve-se atentar e prever que algum carregamento lateral em profundidade deva ocorrer nas estacas, o que pode ocasionar comprometimento futuro à funcionalidade de parte da estrutura a ser edificada.

Considerando as condições do solo e dos esforços envolvidos, o tipo de estacas escolhidas foi a do tipo hélice contínua monitorada.

Para a demonstração dos cálculos e dimensionamentos, foi escolhido a fundação do pilares P49, o qual possui a carga mais crítica dentre os pilares do projeto estudado, o furo mais próximo do local é o furo S17 presente no Anexo B.

5.3 Capacidade de carga geotécnica método Aoki-Velloso (1975)

Para o cálculo de capacidade de carga geotécnica foram utilizados os métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira. O comprimento da estaca do pilar P49 foi estabelecido com o objetivo de padronizar as estacas utilizadas em até 3 tipos diferentes, sendo estes: Estacas com 30 cm de diâmetro com 10 m de comprimento, 40 cm de diâmetro com 10 m de comprimento e 50 cm com 12 m de comprimento

Estaca: hélice contínua,

Diâmetro: 50 cm.

Carga de catálogo: 130 tf.

Comprimento: 12 m.

O primeiro passo é encontrar os valores de correção F_1 e F_2 , que dependem do tipo de estaca, esses valores podem ser encontrados na tabela 3.6.

$$F_1 = 2$$

$$F_2 = 2 \times F_1 \quad \therefore F_2 = 2 \times 2 = 4$$

O segundo passo é calcular a resistência lateral, que varia de acordo com a profundidade e o tipo de solo, para este cálculo foi utilizado o furo de sondagem S17.

Resistência lateral (R_L).

Profundidade de 1 a 3 m, para aterro de Argila.

O valor de N_L é a média do N_{SPT} da cota 1,55 até chegar na cota 3,65:

$$N_L = \frac{10 + 4}{2,1} = 6,67$$

O coeficiente K é em função do tipo de solo, da cota 1,55 até a cota 3,65, sendo Argila. Assim, através da tabela 3.5 encontramos os valores de K e a razão de atrito (α).

$K = 200$ kPa e $\alpha = 6 \%$

$$R_L = \frac{0,06 \times 200 \times 6,67}{4} \times (\pi \times 0,50) \times 2,1 = 66,01 \text{ kN}$$

Profundidade de 3,65 a 14, onde a ponta da estaca se situa, para aterro de Argila arenosa..

O valor de N_L é a média do N_{SPT} da cota 3,65 até chegar na cota 14:

$$N_L = \frac{6 + 4 + 4 + 8 + 8 + 10 + 12 + 10 + 11 + 8 + 4}{10,35} = 8,21$$

O coeficiente K é em função do tipo de solo, da cota 3,65 até a cota 14, sendo Argila arenosa. Assim, através da tabela 3.5 encontramos os valores de K e a razão de atrito (α).

$K = 350$ kPa e $\alpha = 2,4 \%$

$$R_L = \frac{0,024 \times 350 \times 8,21}{4} \times (\pi \times 0,50) \times 9,9 = 268,11 \text{ kN}$$

$$R_{Ltotal} = 66,01 + 268,11 = 334,12 \text{ kN}$$

O terceiro passo é calcular a resistência de ponta, que é de acordo com o tipo de solo e do tipo da estaca. Considerando a cota -14 m, e o solo tipo Argila arenosa com N_{SPT} igual a 8. Com o K igual a 350 kPa e $\alpha = 2,4 \%$.

$$R_p = \frac{350 \times 8}{2} \times \frac{\pi \times 0,50^2}{4} = 274,89 \text{ kN}$$

O quarto passo é fazer a soma da resistência lateral (R_L) e resistência de ponta (R_p), obtendo assim a resistência total (R).

$$R = 334,12 + 274,89 = 609,01 \text{ kN}$$

Entretanto, é necessário aplicar um fator de segurança de 50 % para encontrar a capacidade de carga geotécnica (P_{adm}).

$$P_{adm} = \frac{609,01}{2} = 304,51 \text{ kN}$$

5.4 Capacidade de carga geotécnica método Décourt-Quaresma (1978)

O cálculo a seguir será feito conforme citado em 3.5.2.

Cálculo da resistência lateral (R_L).

Estaca: hélice contínua,

Diâmetro: 50 cm.

Carga de catálogo: 130 tf.

Comprimento: 12 m.

O valor de N_L da cota 1,55 até chegar na cota 3,65:

$$N_L = \frac{0}{2,1} = 0$$

$$r_L = 10 \left(\frac{0}{3} + 1 \right) = 0$$

$$R_{L1} = 0 \text{ kN}$$

O valor de N_L da cota 3,65 até chegar na cota 14:

$$N_L = \frac{10 + 4 + 6 + 4 + 4 + 8 + 8 + 10 + 12 + 10 + 11 + 8}{12} = 7,91$$

$$r_L = 10 \left(\frac{7,91}{3} + 1 \right) = 36,37$$

$$R_{L2} = 36,37 \times 0,5 \times \pi \times 9 = 514,12 \text{ kN}$$

$$R_L = 514,12$$

Para o cálculo de resistência de ponta utiliza-se os dados do solo, e o coeficiente C é dado na tabela 3.7. Sendo o solo do tipo argila arenosa, o valor de C é igual a 120 kPa.

$$R_p = 0,3 \times 120 \times 7,66 \times \frac{\pi \times 0,5^2}{4} = 54,15 \text{ kN}$$

A resistência total é dada por, onde α e β são encontrados nas tabelas 3.8 e 3.9. Sendo $\alpha = 0,3$ $\beta = 1,0$.

$$R = 54,15 + 514,12 = 568,27 \text{ kN}$$

Utilizando a verificação de segurança do método:

$$P_{adm} = \frac{568,27}{2} = 284,14 \text{ kN}$$

$$P_{adm} = \frac{514,12}{1,3} + \frac{54,15}{4} = 409,01 \text{ kN}$$

∴

$$P_{adm} = 284,14 \text{ kN}$$

5.5 Capacidade de carga geotécnica método Teixeira (1996)

O cálculo a seguir será feito com citado em 3.5.3

Estaca: hélice contínua,

Diâmetro: 50 cm.

Carga de catálogo: 130 tf.

Comprimento: 12 m.

$$R_L = 4 \times 7,62 \times \pi \times 0,5 \times 12 = 596,9 \text{ kN}$$

$$R_P = 130 \times 9,67 \times \left(\frac{\pi \times 0,5^2}{4} \right) = 246,83 \text{ kN}$$

Aplicando o fator de segurança de 50% temos:

$$P_{adm} = \frac{843,73}{2} = 421,87 \text{ kN}$$

De acordo com os cálculos de capacidade de carga geotécnica pelos métodos de Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira, será obtida a capacidade de carga admissível através de uma média dos três métodos. Para dimensionar a quantidade de estacas em cada local o cálculo é feito dividindo-se a carga do pilar ou ponto de carga pela capacidade de carga.

$$N^{\circ} \text{estacas} = \frac{Fz}{P_{adm}}$$

$$P_{adm} = \frac{304,51 + 284,14 + 421,87}{3} = 336,84 \text{ kN}$$

Com o auxílio do programa Exel, foi criada uma planilha eletrônica para auxiliar os cálculos, os resultados estão presentes na tabela 5.1.

Tabela 5.1: Agrupamento de estacas pela carga geotécnica admissível.

Pilares	Carga kN	Capacidade geotécnica kN	Capacidade estrutural kN	Diâmetro da estaca cm	Nº de estacas necessárias	Comprimento das estacas (m)
P1	382	145,63	450	30	3	10
P2	237	145,63	450	30	2	10
P3	502	130,72	450	30	4	10

Pilares	Carga kN	Capacidade geotécnica kN	Capacidade estrutural kN	Diâmetro da estaca cm	Nº de estacas necessárias	Comprimento das estacas (m)
P4	236	130,72	450	30	2	10
P5	501	163,68	800	40	4	10
P6	236	114,08	450	30	3	10
P7	502	158,52	800	40	4	10
P8	237	108,34	450	30	3	10
P9	384	118,14	800	40	4	10
P10	502	145,63	450	30	4	10
P11	554	239,94	800	40	3	10
P12	553	163,68	800	40	4	10
P13	554	278,39	1300	50	2	12
P14	502	161,92	800	40	4	10
P15	479	213,97	800	40	3	10
P16	555	239,94	800	40	3	10
P17	554	157,36	800	40	4	10
P18	555	184,24	450	30	4	10
P19	479	161,92	800	40	3	10
P20	479	213,97	800	40	3	10
P21	555	159,3	800	40	4	10
P22	554	157,36	800	40	4	10
P23	555	184,24	450	30	4	10
P24	479	161,92	800	40	3	10
P25	479	166,54	800	40	3	10
P26	555	159,3	800	40	4	10
P27	554	159,3	800	40	4	10
P28	555	184,24	450	30	4	10
P29	479	168,34	800	40	3	10
P30	477	119,55	450	30	4	10
P31	557	159,3	800	40	4	10
P32	552	146,94	450	30	4	10
P33	559	171,39	450	30	4	10
P34	477	166,54	450	30	3	10
P35	557	166,54	800	40	4	10
P36	1319	333,93	1300	50	4	12
P37	1108	333,93	1300	50	4	12
P38	1251	395,16	1300	50	4	12
P39	511	146,94	450	30	4	10
P40	963	395,16	1300	50	3	12
P41	1318	320,8	1300	50	5	12
P42	558	168,34	800	40	4	10
P43	341	146,94	450	30	3	10
P44	347	146,94	450	30	3	10
P45	386	119,55	450	30	4	10

Pilares	Carga kN	Capacidade geotécnica kN	Capacidade estrutural kN	Diâmetro da estaca cm	Nº de estacas necessárias	Comprimento das estacas (m)
P46	215	142,98	450	30	2	10
P47	1235	333,93	1300	50	4	12
P48	1378	333,93	1300	50	5	12
P49	1521	336,	1300	50	5	12
P50	1343	320,8	1300	50	5	12
P51	1228	320,8	1300	50	4	12
P52	215	171,39	450	30	2	10
P53	386	171,39	450	30	3	10
Ponto de carga	Carga kN	Capacidade geotécnica kN	Capacidade estrutural kN	Diâmetro da estaca cm	Nº de estacas necessárias	Comprimento das estacas (m)
PC1	79	145,63	450	30	1	10
PC2	79	145,63	450	30	1	10
PC3	79	130,72	450	30	1	10
PC4	79	114,08	450	30	1	10
PC5	79	114,08	450	30	1	10
PC6	79	108,34	450	30	1	10
PC7	79	108,34	450	30	1	10
PC8	79	81,91	450	30	1	10
PC9	79	145,63	450	30	1	10
PC10	79	81,91	450	30	1	10
PC11	79	154,67	450	30	1	10
PC12	79	108,7	450	30	1	10
PC13	79	154,67	450	30	1	10
PC14	79	108,7	450	30	1	10
PC15	86	119,55	450	30	1	10
PC16	86	114,85	450	30	1	10
PC17	30	119,55	450	30	1	10
PC18	32	119,55	450	30	1	10
PC19	71	142,98	450	30	1	10
PC20	71	171,39	450	30	1	10
PC21	32	171,39	450	30	1	10
PC22	30	171,39	450	30	1	10
PC23	93	119,55	450	30	1	10
PC24	109	142,98	450	30	1	10
PC25	92	142,98	450	30	1	10
PC26	92	171,39	450	30	1	10
PC27	109	171,39	450	30	1	10
PC28	93	114,85	450	30	1	10
PC29	56	142,98	450	30	1	10
PC30	42	142,98	450	30	1	10
PC31	42	142,98	450	30	1	10
PC32	42	146,94	450	30	1	10

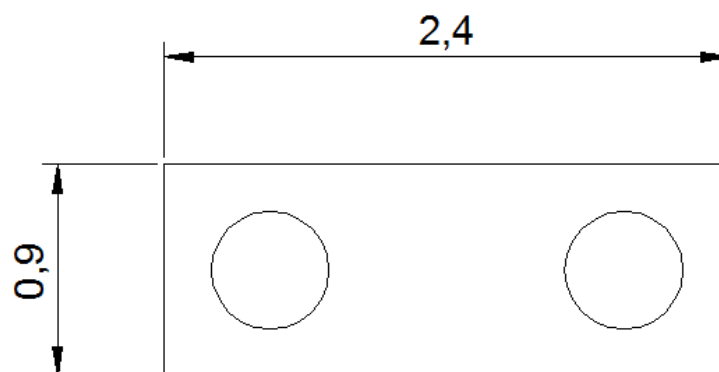
Pilares	Carga kN	Capacidade geotécnica kN	Capacidade estrutural kN	Diâmetro da estaca cm	Nº de estacas necessárias	Comprimento das estacas (m)
PC33	42	171,39	450	30	1	10
PC34	56	171,39	450	30	1	10

Fonte: O autor.

6 CÁLCULO DO EMPUXO LATERAL

Devido as condições do solo, as estacas mais afetadas pelo empuxo serão as presentes no pilar P13, por este motivo, será demonstrado a memória de cálculo desta estaca, para a caracterização o estudo foi feito um pré-dimensionamento do bloco, considerando apenas espaçamentos mínimos entre estacas recomendados pelo fabricante, como pode ser visto na figura 6.1.

Figura 6.1. Bloco sobre estacas em planta.



Fonte: O autor.

Dados estaca do pilar P13:

Diâmetro 50 cm

Comprimento 12 m

Inércia 0,00306796 m⁴

Fck 20 MPa

Módulo de elasticidade calculado conforme ABNT 6118 (2014).

$$E_{ci} = \alpha E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$E_{cs} = \alpha_i * E_{ci}$$

$$\alpha E = 1$$

$$E_{ci} = 1 \times 5600 \times \sqrt{20} = 25043,96 \text{ MPa}$$

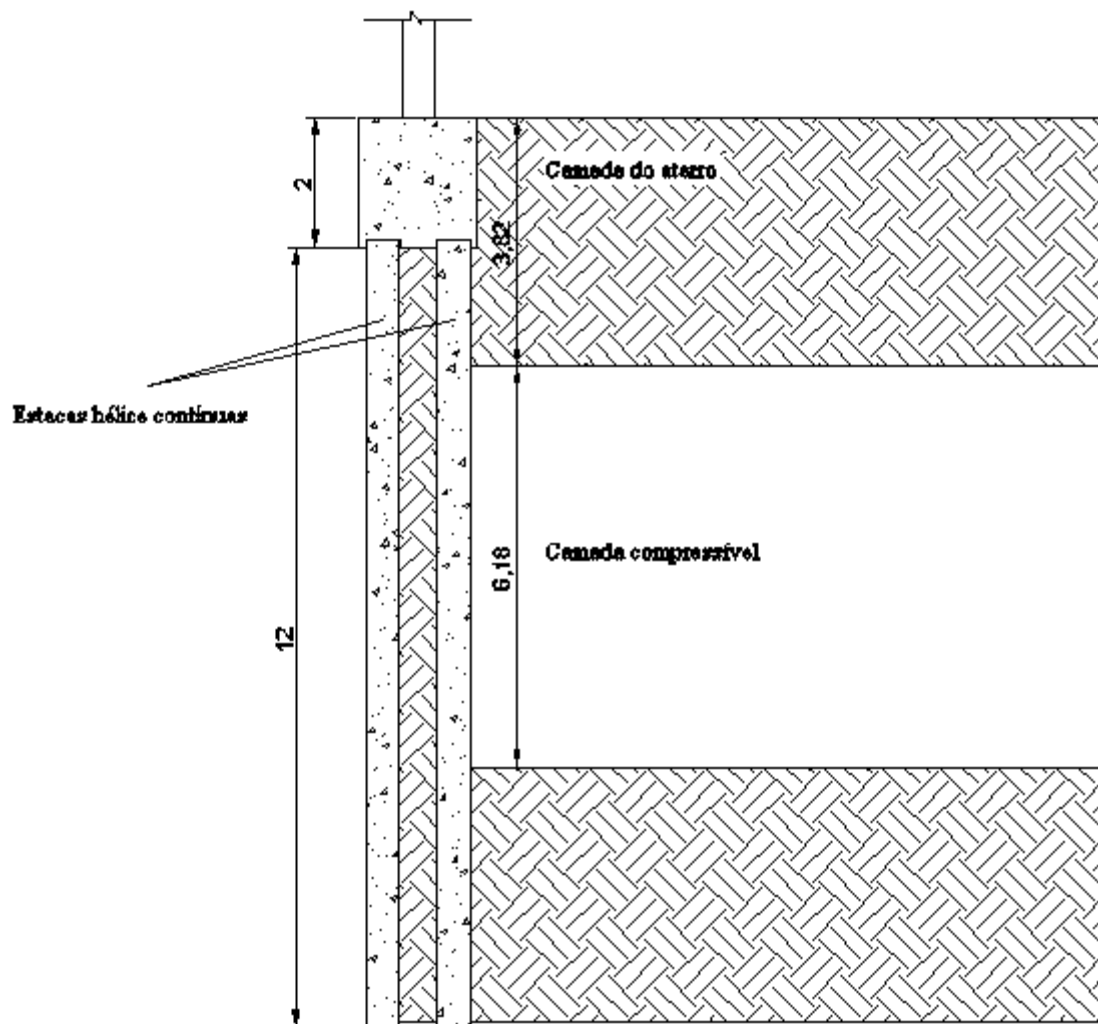
$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{20}{80} = 0,85$$

$$E_{cs} = 0,85 \times 25043,96 = 21287,37 \text{ MPa}$$

As características do solo a ser consideradas serão baseadas na sondagem S06, presente no anexo D. A figura 6.2 demonstra as dimensões das camadas de aterro e do solo:

Figura 6.2. Vista lateral das estacas do pilar P13.



Fonte: O autor.

O primeiro passo é determinar os parâmetros do solo conforme 3.4 (peso específico do aterro, ângulo de atrito da camada do aterro, módulo de elasticidade da camada compressível e coeficiente de Poisson da camada compressível). Esses parâmetros serão obtidos através de correlações com o N_{spt} médio.

$$N_{spt} \text{ médio aterro} = \frac{5 + 2 + 1 + 2}{4} = 2,5$$

Sendo o solo da camada caracterizado por uma argila mole, o seu γ pode ser obtido na tabela 3.3, sendo assim igual a 15 kN/m³.

O ângulo de atrito será obtido pela correlação de Teixeira em 3.4.2.

$$\phi = \sqrt{20 \times 2,5} + 15 = 22,07^\circ$$

Serão aplicados os fatores de redução sugeridos pela ABNT NBR 6122 (1996) presentes na tabela 3.2, para que os valores não sejam tão discrepantes dos valores reais.

$$\phi = \frac{22,07}{1,4} = 15,76^\circ$$

$$N_{spt} \text{ médio camada compressível} = \frac{2 + \frac{1}{30} + 2 + 2 + 4 + 4 + 5}{7} = 2,72$$

O módulo de elasticidade da camada compressível, será obtido como mostrado em 3.4.4, sendo o solo caracterizado por argila pouco porosa, assim os valores de K_S e α_S , sendo encontrados nas tabelas 3.5 e 3.6 respectivamente, sendo $E K_S = 0,3 \text{ MPa}$ e $\alpha_S = 7$.

$$E_s = 7 \times 0,3 \times 2,72 = 5,71 \text{ MPa}$$

O coeficiente de Poisson (ν) será obtido pela tabela 3.8, sendo igual a 0,23.

O módulo de cisalhamento do solo será obtido como demonstrado em 3.4.5.

$$G = \frac{5,71}{2(1 + 0,23)} = 2,32 \text{ MPa}$$

O segundo passo é calcular a rigidez da estaca, para isso será utilizada a formulação de Otteo, presente em 4.1.3.

$$L_e = \sqrt[4]{\left(\frac{21287,37 \times 0,00306796}{2,32}\right)} = 2,30 \text{ m}$$

$$\frac{6,18}{2,30} = 2,68$$

Como $2,58 < 4$ a 5, a estaca é considerada rígida.

$$\Delta \sigma_z = 3,82 \times 15 = 57,3 \text{ kN/m}^2$$

6.1 Método de Tschebotarioff

A seguir, será feito o cálculo do empuxo lateral do solo pelo método de Tschebotarioff como visto em 4.1.1.

$$P_h = 0,4 \times 57,3 = 22,92 \text{ kN/m}^2$$

Transformando em carregamento lateral,

$$P_h = 22,92 \times 0,5 = 11,46 \text{ kN/m}$$

Momento na condição de estaca rotulada na divisa inferior da camada compressível e engastada no bloco.

$$M_B = \frac{11,46 \times 6,18^2}{256 \times 10^2} \times (32 \times 10 - 9 \times 6,18) = 4,52 \text{ kN.m}$$

$$M_m = \frac{11,46 \times 6,18^2}{8} \times \left(1,67 - \frac{3 \times 6,18}{2 \times 10} + \frac{9 \times 6,18^2}{64 \times 10^2} \right) = 43,52 \text{ kN.m}$$

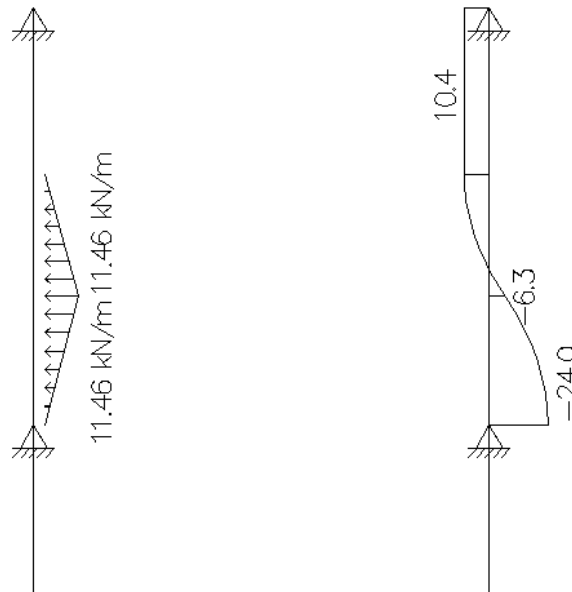
Condição birrotulada,

$$M_m = \frac{11,46 \times 6,18^2}{8} \times \left(1,67 - \frac{6,18}{10} \right) = 57,55 \text{ kN.m}$$

Como o método não fornece os resultados de cisalhamento, foi utilizado o programa Ftool para o cálculo dos esforços de cisalhamento. Sendo mostrado na figura 6.3.

Sendo o valor máximo de cisalhamento igual a 22,5 kN.

Figura 6.3. Carregamento e diagrama de esforço cortante.



Fonte: O autor.

6.2 Método de De Beer-Wallavs

A seguir será feito o cálculo do empuxo lateral do solo através do método de De Beer-Wallavs, como em 4.1.2.

$$h_1 = 3,82 \times \frac{15}{18} = 3,18 \text{ m}$$

Para o cálculo de α será considerado a condição c da figura 4.3.

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{3,18}{6} \right) = 27,92^\circ$$

$$f = \frac{27,92 - 15,76/2}{180/2 - 15,76/2} = 0,245$$

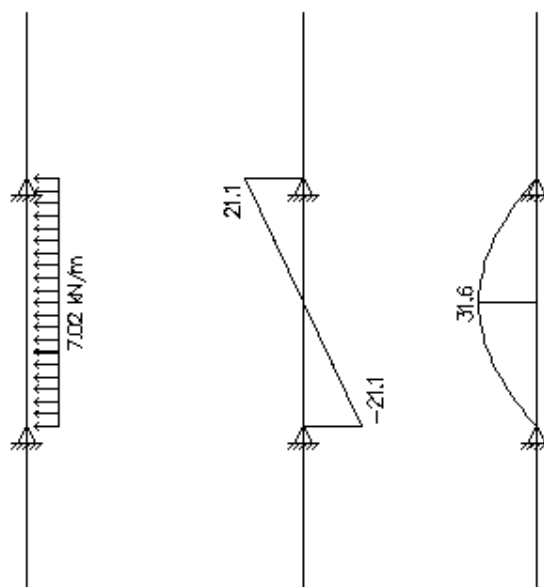
$$ph = 0,245 \times 57,3 = 14,04 \text{ kN/m}^2$$

Transformando o carregamento por metro de comprimento de estaca,

$$ph = 14,04 \times 0,5 = 7,02 \text{ kN/m}$$

Para o cálculo de momento fletor máximo e cisalhamento será utilizado o programa Ftool.

Figura 6.4. Carregamento e diagrama de esforço cortante.



Fonte: O autor.

Sendo o momento máximo igual a 33,1 kN.m e o cisalhamento máximo 21,5 kN.

6.3 Método de Ratton

A seguir será feito o cálculo do empuxo lateral do solo através do método de Ratton, como em 4.1.4.

Camada 1 (aterro)

Cálculo do módulo de elasticidade do aterro:

$$Es1 = 7 \times 0,3 \times 2,5 = 5,25 \text{ MPa}$$

Espessura da camada de aterro igual a 3,82 m

Comprimento elástico da camada 1:

$$l_1 = \sqrt{\frac{4 \times 21287,37 \times 0,00306796}{5,25}} = 7,05 \text{ m}$$

Camada 2 (camada compressível)

Espessura da camada igual a 6,18 m

$$l_2 = \sqrt{\frac{4 \times 21287,37 \times 0,00306796}{5,71}} = 6,76 \text{ m}$$

Camada 3 (camada abaixo da camada compressível)

$$N_{spt \text{ médio}} = \frac{5 + 6 + 11 + 14}{4} = 9$$

$$E_{s2} = 7 \times 0,3 \times 9 = 18,9 \text{ MPa}$$

$$l_2 = \sqrt{\frac{4 \times 21287,37 \times 0,00306796}{18,9}} = 3,31 \text{ m}$$

Espessura da camada igual a 4 m.

Cálculo da rigidez relativa solo-estaca do sistema:

$$\frac{H}{l_*} = \frac{3,82}{7,05} + \frac{6,18}{6,76} + \frac{4}{3,31} = 2,66$$

$$\frac{E_{s(2)}}{q} = \frac{5,96 \times 1000}{57,3} = 104,013$$

Comprimento elástico do sistema,

$$l_* = \frac{7,05 \times 3,82 + 6,76 \times 6,18 + 3,31 \times 4}{14} = 5,85 \text{ m}$$

Olhando no gráfico da figura 4.11 temos o valor igual a 1,8.

Assim:

$$M_{\text{máx}} = 1,79 \times 5,85^2 \times 57,3 \times \frac{6,18}{100} = 216,92 \text{ kN.m}$$

6.4 Método de Otteo

A seguir será calculado o empuxo lateral do solo utilizando o método de Otteo, como em 4.1.3.

Através dos valores já calculados de d/Le e do módulo de cisalhamento do solo (G), obtém-se através do gráfico da figura 4.8 o valor de 0,8.

Sendo assim:

$$M_{\text{máx}} = 0,8 \times 7,02 \times 2,3^2 = 29,70 \text{ kN.m}$$

6.5 Comparação dos resultados

A seguir será feita uma comparação com os resultados dos momentos fletores e esforços cortantes obtidos.

Tabela 6.1. Resultados dos momentos fletores máximos.

Estacas	Tschebotarioff (kN.m)	De Beer-Wallays (kN.m)	Ratton (kN.m)	Otteo (kN.m)
EP1	32,97	23,80	24,82	7,43
EP2	32,97	29,20	36,02	9,14
EP3	31,90	23,15	38,20	11,59
EP4	31,90	23,15	38,20	11,59
EP5	25,46	12,90	90,71	13,05
EP6	19,09	9,70	38,27	6,88
EP7	45,86	35,48	97,11	14,99
EP8	34,40	26,50	43,89	5,17
EP9	15,62	10,80	28,46	7,48
EP10	32,97	23,80	36,02	11,15
EP12	25,46	12,90	90,71	13,05
EP13	57,55	33,10	216,92	29,70
EP14	21,18	15,10	126,95	7,32
EP15	15,45	9,30	56,40	7,31
EP17	52,65	32,50	195,77	17,48
EP19	21,18	15,10	126,95	7,32
EP20	15,45	9,30	56,40	7,31

Estacas	Tschebotarioff (kN.m)	De Beer-Wallays (kN.m)	Ratton (kN.m)	Otteo (kN.m)
EP21	24,54	11,60	91,06	3,10
EP22	52,65	32,50	195,77	17,48
EP24	21,18	15,10	126,95	7,32
EP26	24,54	11,60	91,06	3,10
EP27	24,54	11,60	91,06	3,10
EP29	9,24	4,80	37,62	3,58
EP31	24,54	11,60	91,06	3,10
EP33	12,37	6,20	39,12	6,63
EP34	6,93	3,60	29,76	1,57
EP36	27,07	25,80	118,03	9,39
EP37	27,07	13,10	118,03	4,78
EP41	20,61	13,90	117,43	11,34
EP42	9,24	4,80	37,62	3,58
EP46	16,24	16,40	42,90	6,08
EP47	27,07	25,80	118,03	9,39
EP48	27,07	25,80	118,03	9,39
EP49	27,07	25,80	118,03	9,39
EP51	20,61	13,90	117,43	11,34
EP52	12,37	8,30	39,12	8,95
EP53	12,37	8,30	39,12	8,95

Fonte: O autor.

Tabela 6.2. Resultados dos esforços cortantes máximos kN

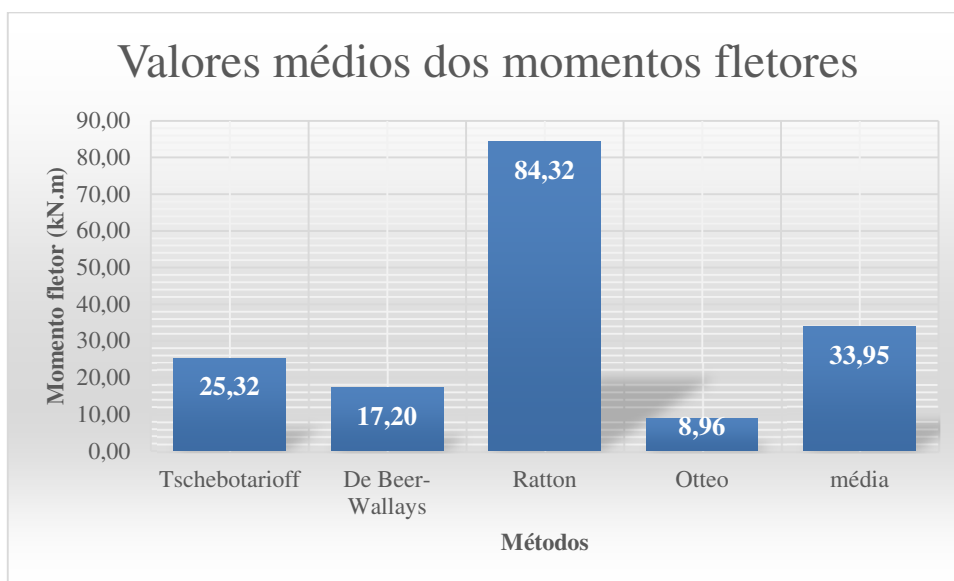
Estacas	Tschebotarioff (kN)	De Beers-Wallays (kN)
EP1	22,02	25,40
EP2	22,02	31,20
EP3	25,50	30,90
EP4	25,50	30,90
EP5	13,80	12,90
EP6	10,40	9,70
EP7	20,05	19,44
EP8	15,04	14,56
EP9	5,10	6,50
EP10	22,02	25,40
EP12	13,80	12,90
EP13	22,50	21,50
EP14	8,90	8,10
EP15	18,00	18,60
EP17	18,90	32,50
EP19	8,90	8,10
EP20	18,00	18,60

Estacas	Tschebotarioff (kN)	De Beers-Wallays (kN)
EP21	17,30	15,30
EP22	18,90	32,50
EP24	8,90	8,10
EP26	17,30	15,30
EP27	17,30	15,30
EP29	4,80	5,70
EP31	17,30	15,30
EP33	8,70	7,40
EP34	3,60	4,30
EP36	20,30	34,30
EP37	20,30	17,50
EP41	14,50	16,70
EP42	4,80	5,70
EP46	12,20	20,60
EP47	20,30	34,30
EP48	20,30	34,30
EP49	20,30	34,30
EP51	14,50	16,70
EP52	8,70	10,00
EP53	8,70	10,00

Fonte: O autor.

A figura 6.5 apresenta os valores médios dos momentos fletores máximos para uma análise geral.

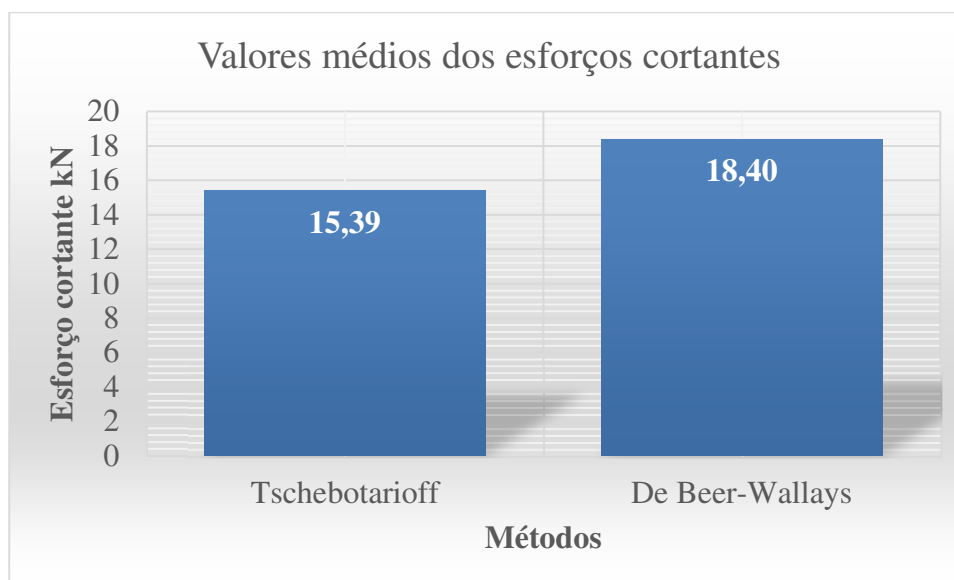
Figura 6.5. Valores médios dos momentos fletores atuante nas estacas (kN.m).



Fonte: O autor

A figura 6.6 apresenta uma média dos valores dos esforços cortantes máximos atuantes nas estacas.

Figura 6.6. Valores médios dos esforços cortantes máximos atuante nas estacas (kN).



Fonte: O autor

O gráfico apresenta valores dos métodos de Tschebotarioff e de De Beer-Wallays, devido aos métodos de Otteo e Rattton serem métodos de análise elastoplástica, que se baseiam na teoria da elasticidade e plasticidade não apresentam cálculos para os esforços cortantes.

7 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

O dimensionamento estrutural será feito como disposto em 4.5. O primeiro passo no dimensionamento estrutural é determinar as reações nas estacas. Para demonstrar os cálculos foi escolhida as estacas do pilar P13.

$$N = \frac{554}{2} \pm \frac{74 \times 0,75}{2 \times 0,75^2}$$

$$N_{m\acute{a}x} = 326,33 \text{ kN}$$

$$N_{min} = 227,67 \text{ kN}$$

Os resultados das reações nas estacas estão presentes na tabela 7.1 a seguir:

Tabela 7.1. Resultados das reações nas estacas.

Pilar	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Reação máx. (kN)	Reação min (kN)
EP1	382	14	250	380,81	-126,14
EP2	237	479	2	119,61	117,39
EP3	502	189	3	178,83	72,17
EP4	236	479	2	119,11	116,89
EP5	501	190	3	165,46	85,04
EP6	236	479	2	606,76	-449,43
EP7	502	193	3	166,33	84,67
EP8	237	479	2	607,09	-449,09
EP9	384	26	259	155,38	36,63
EP10	502	7	263	200,50	50,50
EP11	554	16	76	252,29	117,05
EP12	553	8	76	155,75	120,75
EP13	554	12	74	301,67	252,33
EP14	502	18	266	184,67	66,33
EP15	479	45	262	384,31	-64,98
EP16	555	16	70	248,33	121,67
EP17	554	9	71	155,17	121,83
EP18	555	12	71	161,81	115,69
EP19	479	57	260	392,88	-73,55
EP20	479	36	257	373,24	-53,90
EP21	555	16	64	155,42	122,08
EP22	554	9	68	154,54	122,46
EP23	555	12	68	160,97	116,53
EP24	479	24	248	356,81	-37,48

Pilar	N (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Reação máx. (kN)	Reação min (kN)
EP25	479	45	251	376,45	-37,48
EP26	555	16	58	154,17	123,33
EP27	554	9	65	153,92	123,08
EP28	555	13	65	160,42	117,08
EP29	479	57	237	376,45	-57,12
EP30	477	36	245	197,31	41,19
EP31	557	6	62	153,42	125,08
EP32	552	10	62	158,00	118,00
EP33	559	12	62	160,31	119,19
EP34	477	25	225	400,75	-82,75
EP35	557	38	244	198,00	80,50
EP36	1319	71	59	351,42	308,08
EP37	1108	248	10	320,00	234,00
EP38	1251	69	100	340,92	284,58
EP39	511	108	4	158,86	96,64
EP40	963	244	1	484,24	157,76
EP41	1318	66	68	274,77	252,43
EP42	558	36	223	193,46	85,54
EP43	341	142	11	280,13	-52,80
EP44	347	142	11	282,13	-50,80
EP45	386	178	29	154,00	39,00
EP46	215	574	6	110,83	104,17
EP47	1235	155	13	336,75	280,75
EP48	1378	76	27	284,18	267,02
EP49	1521	42	57	312,45	295,95
EP50	1343	71	55	279,10	258,10
EP51	1228	148	2	332,00	282,00
EP52	215	573	9	112,50	102,50
EP53	386	183	13	342,08	-84,74

Fonte: O autor.

7.1 Dimensionamento estrutural sem considerar o empuxo lateral do solo

A seguir será verificado o cálculo da capacidade estrutural sem considerar o empuxo lateral do solo, como disposto em 4.5.

Verificando capacidade de carga estrutural de compressão.

$$N \times 1,8 \times (1 + 6/50) = 0,85 \times \frac{\pi \times 50^2}{4} \times \frac{2}{1,4} + \frac{\pi \times 50^2}{4} \times 0,005 \times \frac{50}{1,15}$$

$$N = 1394,39 \text{ kN}$$

A capacidade estrutural presente no catálogo do fabricante apresenta resistência estrutural de compressão igual a 130 tf, um valor próximo do resultado calculado acima.

A tabela 7.2 a seguir mostra os valores calculados da capacidade de carga estrutural das estacas.

Tabela 7.2. Resistência estrutural a compressão das estacas.

Estacas	Diâmetro (cm)	Carga admissível (kN)
EP1	30	468,52
EP2	30	468,52
EP3	30	468,52
EP4	30	468,52
EP5	40	869,13
EP6	30	468,52
EP7	40	869,13
EP8	30	468,52
EP9	40	869,13
EP10	30	468,52
EP11	40	869,13
EP12	40	869,13
EP13	50	1394,39
EP14	40	869,13
EP15	40	869,13
EP16	40	869,13
EP17	40	869,13
EP18	30	468,52
EP19	40	869,13
EP20	40	869,13
EP21	40	869,13
EP22	40	869,13
EP23	30	468,52
EP24	40	869,13
EP25	40	869,13
EP26	40	869,13
EP27	40	869,13
EP28	30	468,52
EP29	40	869,13
EP30	30	468,52
EP31	40	869,13
EP32	30	468,52
EP33	30	468,52

Estacas	Diâmetro (cm)	Carga admissível (kN)
EP34	30	468,52
EP35	40	869,13
EP36	50	1394,39
EP37	50	1394,39
EP38	50	1394,39
EP39	30	468,52
EP40	50	1394,39
EP41	50	1394,39
EP42	40	869,13
EP43	30	468,52
EP44	30	468,52
EP45	30	468,52
EP46	30	468,52
EP47	50	1394,39
EP48	50	1394,39
EP49	50	1394,39
EP50	50	1394,39
EP51	50	1394,39
EP52	30	468,52
EP53	30	468,52

Fonte: O autor.

Dimensionamento a tração.

De acordo com a tabela 7.1, algumas estacas apresentaram carga mínima negativa, ou seja tração, o que é bem comum nesse tipo de edificação (galpão industrial). Portanto é necessário calcular a resistência das estacas para resistir a tração.

$$\omega = \frac{\phi}{2\eta_b - 0,75} \times \frac{3\sigma_s^2}{E_s \times f_{tk}}$$

$$f_{tk} = \frac{0,7 \times 0,3 \times 20^{2/3}}{1,4} = 1,105 \text{ MPa}$$

Considerando ω igual a 2 para estacas não protegidas em meio não agressivo (fissuras até 0,2 mm), as estacas são armadas com barras de 16 mm de aço CA-50.

$$F_{rt} = 0,005 \times \left(\frac{50^2 \times \pi}{4} \right) \times \sqrt{\frac{2 \times (2 \times 1,5 - 0,75) \times 21000 \times 0,1052}{3 \times 1,6}}$$

$$F_{rt} = 1448,16 \text{ kN}$$

A tabela 7.3 a seguir mostra os valores de resistência a tração nas estacas.

Tabela 7.3. Resistência a tração.

Estacas	D (cm)	Resistência a tração (kN)
EP1	30	521,34
EP2	30	521,34
EP3	30	521,34
EP4	30	521,34
EP5	40	926,82
EP6	30	521,34
EP7	40	926,82
EP8	30	521,34
EP9	40	926,82
EP10	30	521,34
EP11	40	926,82
EP12	40	926,82
EP13	50	1448,16
EP14	40	926,82
EP15	40	926,82
EP16	40	926,82
EP17	40	926,82
EP18	30	521,34
EP19	40	926,82
EP20	40	926,82
EP21	40	926,82
EP22	40	926,82
EP23	30	521,34
EP24	40	926,82
EP25	40	926,82
EP26	40	926,82
EP27	40	926,82
EP28	30	521,34
EP29	40	926,82
EP30	30	521,34
EP31	40	926,82
EP32	30	521,34
EP33	30	521,34
EP34	30	521,34
EP35	40	926,82
EP36	50	1448,16
EP37	50	1448,16
EP38	50	1448,16
EP39	30	521,34
EP40	50	1448,16

Estacas	D (cm)	Resistência a tração (kN)
EP41	50	1448,16
EP42	40	926,82
EP43	30	521,34
EP44	30	521,34
EP45	30	521,34
EP46	30	521,34
EP47	50	1448,16
EP48	50	1448,16
EP49	50	1448,16
EP50	50	1448,16
EP51	50	1448,16
EP52	30	521,34
EP53	30	521,34

Fonte: O autor.

Dimensionamento na flexocompressão, considerando $d^2=5$ cm.

$$\nu = \frac{1,4 \times 326,33}{0,8 \times 0,5^2 \times (20 \times 10^3 / 1,4)} = 0,16$$

$$\mu = \frac{1,4 \times 0}{0,8 \times 0,5^3 \times (20 \times 10^3 / 1,4)} = 0$$

$$p = 0$$

$$A_s = 0 \times \frac{50^2 \times \pi}{4} \times \frac{2/1,4}{50/1,15} = 0 \rightarrow A_s \text{ mín.}$$

$$A_s \text{ mín} = 0,005 \times A_c = 0,005 \times \frac{50^2 \times \pi}{4} = 9,81 \text{ cm}^2$$

A tabela 7.4 a seguir mostra os resultados das armaduras, ressaltando que apenas as estacas EP6 e EP8 tiveram uma armadura maior que a mínima.

Tabela 7.4. Armaduras das estacas.

Estacas	ν	μ	p	A_s (cm ²)
EP1	0,52	0	0	3,53
EP2	0,16	0	0	3,53
EP3	0,24	0	0	3,53
EP4	0,16	0	0	3,53
EP5	0,13	0	0	6,28
EP6	0,83	0	0,2	4,65

Estacas	ν	μ	p	As (cm ²)
EP7	0,13	0	0	6,28
EP8	0,83	0	0,2	4,65
EP9	0,12	0	0	6,28
EP10	0,27	0	0	3,53
EP11	0,19	0	0	6,28
EP12	0,12	0	0	6,28
EP13	0,15	0	0	9,82
EP14	0,14	0	0	6,28
EP15	0,29	0	0	6,28
EP16	0,19	0	0	6,28
EP17	0,12	0	0	6,28
EP18	0,22	0	0	3,53
EP19	0,30	0	0	6,28
EP20	0,29	0	0	6,28
EP21	0,12	0	0	6,28
EP22	0,12	0	0	6,28
EP23	0,22	0	0	3,53
EP24	0,27	0	0	6,28
EP25	0,29	0	0	6,28
EP26	0,12	0	0	6,28
EP27	0,12	0	0	6,28
EP28	0,22	0	0	3,53
EP29	0,29	0	0	6,28
EP30	0,27	0	0	3,53
EP31	0,12	0	0	6,28
EP32	0,22	0	0	3,53
EP33	0,22	0	0	3,53
EP34	0,55	0	0	3,53
EP35	0,15	0	0	6,28
EP36	0,17	0	0	9,82
EP37	0,16	0	0	9,82
EP38	0,17	0	0	9,82
EP39	0,22	0	0	3,53
EP40	0,24	0	0	9,82
EP41	0,13	0	0	9,82
EP42	0,15	0	0	6,28
EP43	0,38	0	0	3,53
EP44	0,38	0	0	3,53
EP45	0,21	0	0	3,53
EP46	0,15	0	0	3,53
EP47	0,17	0	0	9,82
EP48	0,14	0	0	9,82
EP49	0,15	0	0	9,82
EP50	0,14	0	0	9,82

Estacas	v	μ	p	As (cm ²)
EP51	0,16	0	0	9,82
EP52	0,15	0	0	3,53
EP53	0,47	0	0	3,53

Fonte: O autor.

7.2 Dimensionamento estrutural considerando o empuxo lateral do solo

A seguir será feito o dimensionamento estrutural na flexocompressão considerando o empuxo lateral do solo na estaca EP13.

7.2.1 Considerando o método de Tschebotarioff

A seguir será feito o dimensionamento na flexocompressão considerando o empuxo lateral do solo obtido pelo método de Tschebotarioff.

Dimensionamento na flexocompressão:

$$v = \frac{1,4 \times 326,33}{0,8 \times 0,5^2 \times (20 \times 10^3 / 1,4)} = 0,16$$

$$\mu = \frac{1,4 \times 57,55}{0,8 \times 0,5^3 \times (20 \times 10^3 / 1,4)} = 0,056$$

$$p = 0$$

$$As = 0 \times \frac{50^2 \times \pi}{4} \times \frac{2/1,4}{50/1,15} = 0 \rightarrow As \text{ mín.}$$

$$As \text{ mín} = 0,005 \times Ac = 0,005 \times \frac{50^2 \times \pi}{4} = 9,81 \text{ cm}^2$$

7.2.2 Considerando o método de De Beers-Wallavs

A seguir será feito o dimensionamento estrutural considerando o empuxo lateral do solo obtido pelo método de De Beers-Wallavs.

$$v = \frac{1,4 \times 326,33}{0,8 \times 0,5^2 \times (20 \times 10^3 / 1,4)} = 0,16$$

$$\mu = \frac{1,4 \times 33,1}{0,8 \times 0,5^3 \times (20 \times 10^3 / 1,4)} = 0,032$$

$$p = 0$$

$$As = 0 \times \frac{50^2 \times \pi}{4} \times \frac{2/1,4}{50/1,15} = 0 \rightarrow As \text{ mín.}$$

$$As \text{ mín} = 0,005 \times Ac = 0,005 \times \frac{50^2 \times \pi}{4} = 9,81 \text{ cm}^2$$

7.2.3 Considerando o método de Rattou

A seguir será feito o dimensionamento estrutural na flexocompressão considerando o empuxo lateral do solo obtido pelo método de Rattou.

$$v = \frac{1,4 \times 326,33}{0,8 \times 0,5^2 \times (20 \times 10^3 / 1,4)} = 0,16$$

$$\mu = \frac{1,4 \times 216,92}{0,8 \times 0,5^3 \times (20 \times 10^3 / 1,4)} = 0,213$$

$$p = 0,8$$

$$As = 0,8 \times \frac{50^2 \times \pi}{4} \times \frac{2/1,4}{50/1,15} = 51,61 \text{ cm}^2$$

7.2.4 Considerando o método de Otteo

A seguir será feito o dimensionamento estrutural na flexocompressão considerando o empuxo lateral do solo obtido pelo método de Otteo.

$$v = \frac{1,4 \times 326,33}{0,8 \times 0,5^2 \times (20 \times 10^3 / 1,4)} = 0,16$$

$$\mu = \frac{1,4 \times 29,7}{0,8 \times 0,5^3 \times (20 \times 10^3 / 1,4)} = 0,03$$

$$p = 0$$

$$As = 0 \times \frac{50^2 \times \pi}{4} \times \frac{2/1,4}{50/1,15} = 0 \rightarrow As \text{ mín.}$$

$$As \text{ mín} = 0,005 \times Ac = 0,005 \times \frac{50^2 \times \pi}{4} = 9,81 \text{ cm}^2$$

7.2.5 Considerando valor médio dos métodos

A seguir será feito o dimensionamento estrutural na flexo compressão, considerando o empuxo lateral. O momento fletor a ser utilizado será a média dos momentos dos métodos de Tschebotarioff, De Beer-Wallavs, Rattou e Otteo.

$$M_{\text{médio}} = \frac{57,55 + 33,1 + 29,7 + 216,92}{4} = 84,32 \text{ kN.m}$$

$$v = \frac{1,4 \times 326,33}{0,8 \times 0,5^2 \times (20 \times 10^3 / 1,4)} = 0,16$$

$$\mu = \frac{1,4 \times 84,31}{0,8 \times 0,5^3 \times (20 \times 10^3 / 1,4)} = 0,083$$

$$p = 0,2$$

$$A_s = 0,28 \times \frac{50^2 \times \pi}{4} \times \frac{2/1,4}{50/1,15} = 18,06 \text{ cm}^2$$

7.2.6 Comparação dos resultados

A seguir será feita uma comparação dos resultados

A tabela 7.5 a seguir compara os resultados do cálculo das armaduras das estacas.

Tabela 7.5. Comparação das armaduras das estacas.

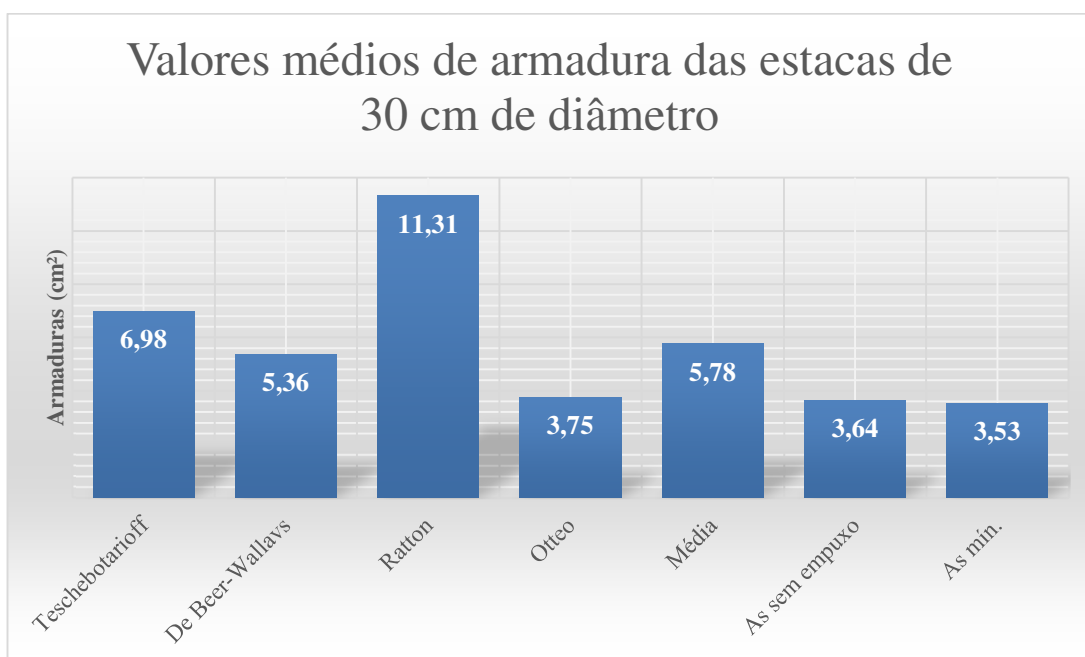
Estacas	D (cm)	Métodos para obter o empuxo lateral do solo				Utilizando a média dos valores de momento dos métodos (cm ²)	As sem considerar o empuxo do solo (cm ²)
		Tschebotarioff (cm ²)	De Beer-Wallavs (cm ²)	Ratton (cm ²)	Otteo (cm ²)		
EP1	30	13,94	7,43	7,43	3,53	6,97	3,53
EP2	30	11,61	9,29	13,94	3,53	4,65	3,53
EP3	30	9,75	4,65	18,12	3,53	5,81	3,53
EP4	30	11,61	13,94	16,26	3,53	5,81	3,53
EP5	40	6,28	6,28	28,90	6,28	7,85	6,28
EP6	30	15,33	9,29	27,87	4,65	13,94	4,65
EP7	40	8,26	6,28	30,97	6,28	8,26	6,28
EP8	30	23,23	13,94	27,87	6,97	18,12	4,65
EP9	40	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28
EP10	30	11,61	4,65	13,24	3,53	6,50	3,53
EP11	40	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28
EP12	40	6,28	6,28	24,77	6,28	6,28	6,28
EP13	50	9,82	9,82	51,61	9,82	18,0	9,82
EP14	40	6,28	6,28	41,29	6,28	7,85	6,28
EP15	40	6,28	6,28	9,50	6,28	6,28	6,28
EP16	40	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28
EP17	40	8,26	6,28	70,19	6,28	20,64	6,28
EP18	30	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53
EP19	40	6,28	6,28	45,42	6,28	9,50	6,28
EP20	40	6,28	6,28	9,91	6,28	6,28	6,28
EP21	40	6,28	6,28	32,21	6,28	6,28	6,28
EP22	40	8,26	6,28	82,58	6,28	20,64	6,28
EP23	30	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53

Estacas	D (cm)	Métodos para obter o empuxo lateral do solo				Utilizando a média dos valores de momento dos métodos (cm ²)	As sem considerar o empuxo do solo (cm ²)
		Tschebotarioff (cm ²)	De Beer-Wallavs (cm ²)	Ratton (cm ²)	Otteo (cm ²)		
EP24	40	6,28	6,28	41,29	6,28	7,43	6,28
EP25	40	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28
EP26	40	6,28	6,28	28,08	6,28	6,28	6,28
EP27	40	6,28	6,28	28,08	6,28	6,28	6,28
EP28	30	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53
EP29	40	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28
EP30	30	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53
EP31	40	6,28	6,28	28,90	6,28	6,28	6,28
EP32	30	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53
EP33	30	3,53	3,53	16,26	3,53	4,65	3,53
EP34	30	3,53	3,53	13,94	3,53	3,53	3,53
EP35	40	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28
EP36	50	9,82	9,82	16,77	9,82	9,82	9,82
EP37	50	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82
EP38	50	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82
EP39	30	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53
EP40	50	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82
EP41	50	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82
EP42	40	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28	6,28
EP43	30	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53
EP44	30	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53
EP45	30	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53	3,53
EP46	30	3,53	3,53	17,42	3,53	6,74	3,53
EP47	50	9,82	9,82	16,77	9,82	9,82	9,82
EP48	50	9,82	9,82	19,35	9,82	9,82	9,82
EP49	50	9,82	9,82	20,64	9,82	9,82	9,82
EP50	50	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82	9,82
EP51	50	9,82	9,82	19,35	9,82	9,82	9,82
EP52	30	3,53	3,53	17,19	3,53	5,81	3,53
EP53	30	3,53	3,53	16,26	3,53	6,97	3,53

Fonte: O autor.

O gráfico da figura 7.1 compara os valores médios de armaduras das estacas de 30 cm.

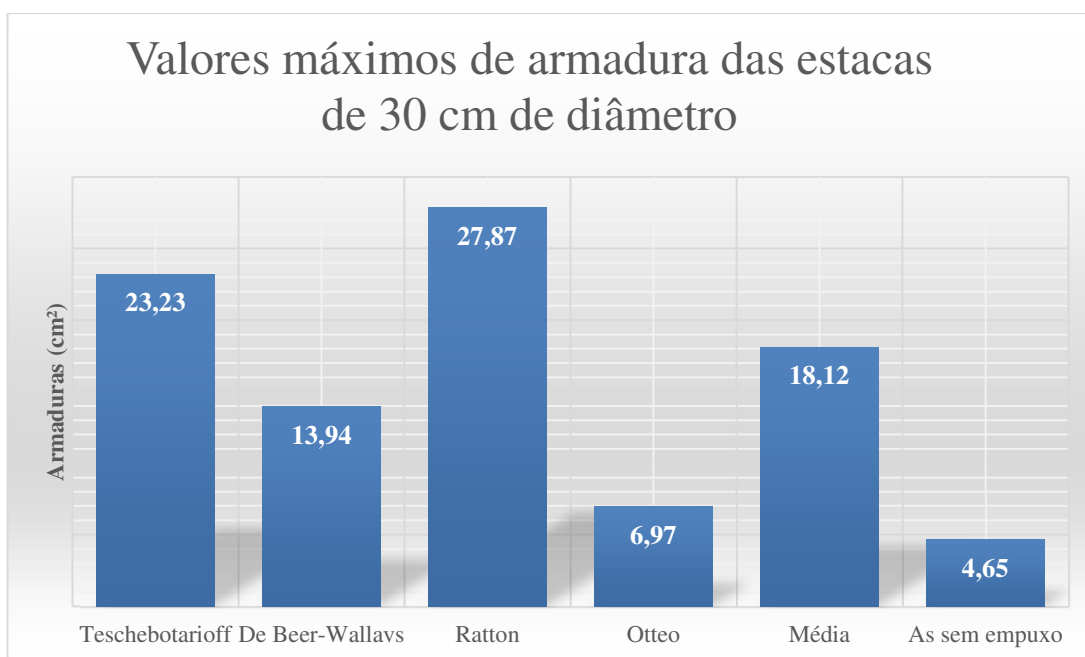
Figura 7.1. Valores médios das armaduras das estacas de 30 cm (cm²).



Fonte: O autor

O gráfico da figura 7.2 compara os valores máximos de armaduras das estacas de 30 cm.

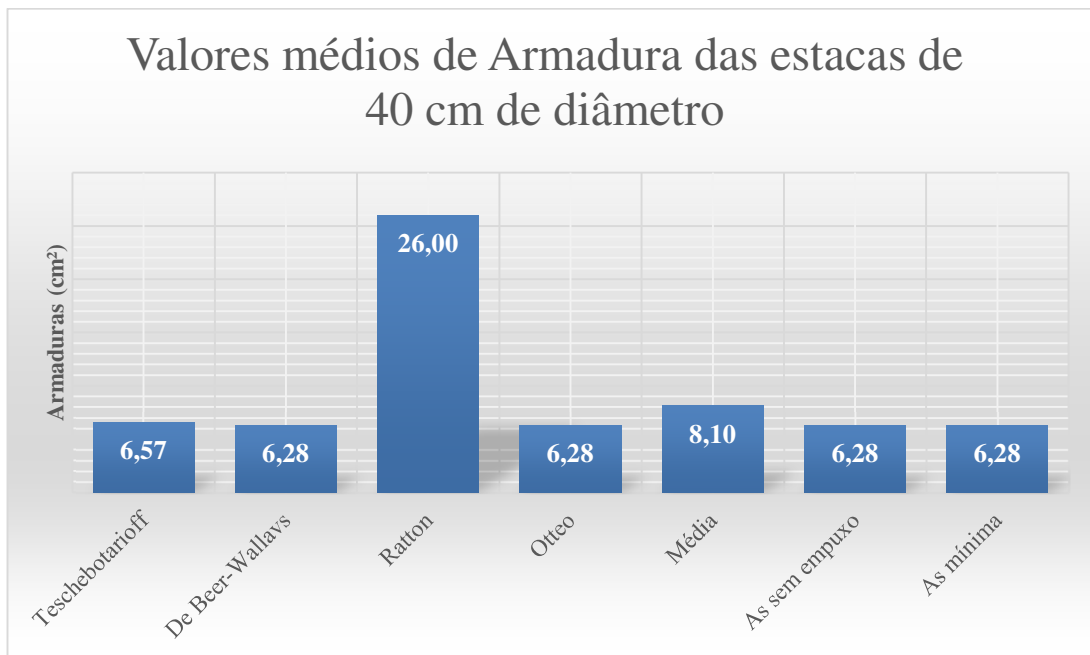
Figura 7.2. Valores máximos das armaduras das estacas de 30 cm (cm²).



Fonte: O autor

O gráfico da figura 7.3 compara os valores médios de armaduras das estacas de 40 cm.

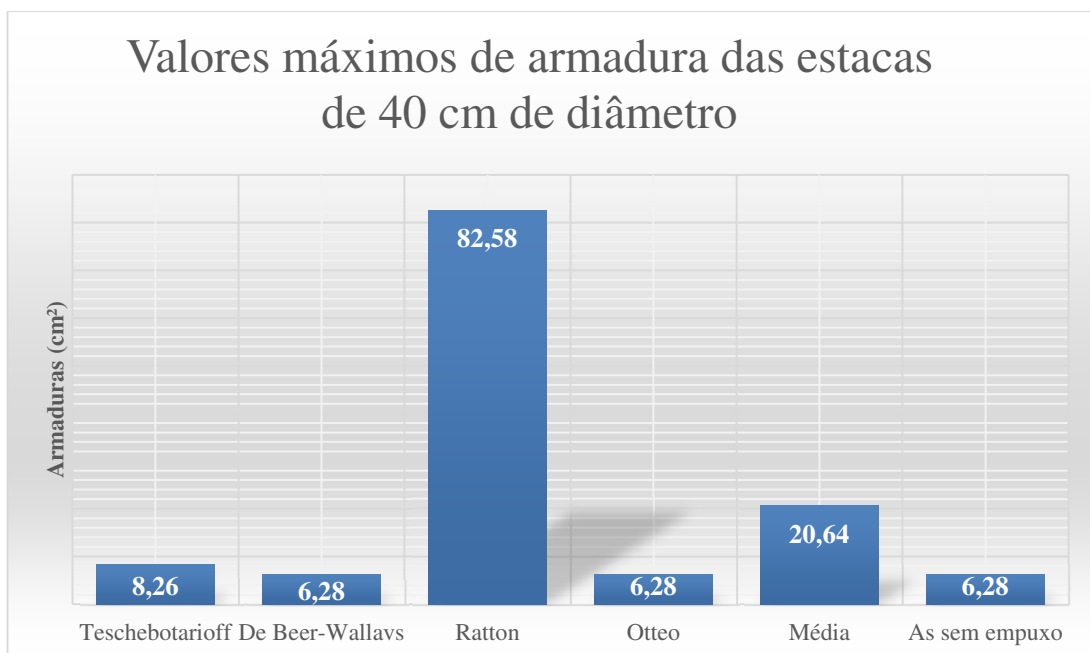
Figura 7.3. Valores médios das armaduras das estacas de 40 cm (cm²).



Fonte: O autor

O gráfico da figura 7.4 compara os valores máximos de armaduras das estacas de 40 cm.

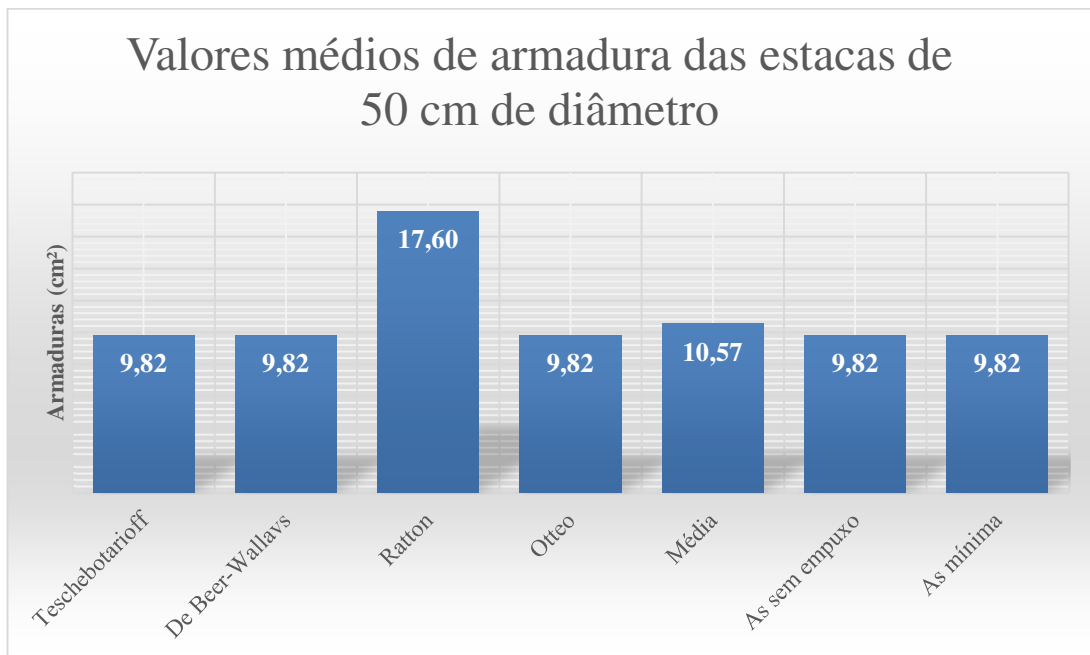
Figura 7.4. Valores máximos das armaduras das estacas de 40 cm (cm²).



Fonte: O autor

O gráfico da figura 7.5 compara os valores médios de armaduras das estacas de 50 cm.

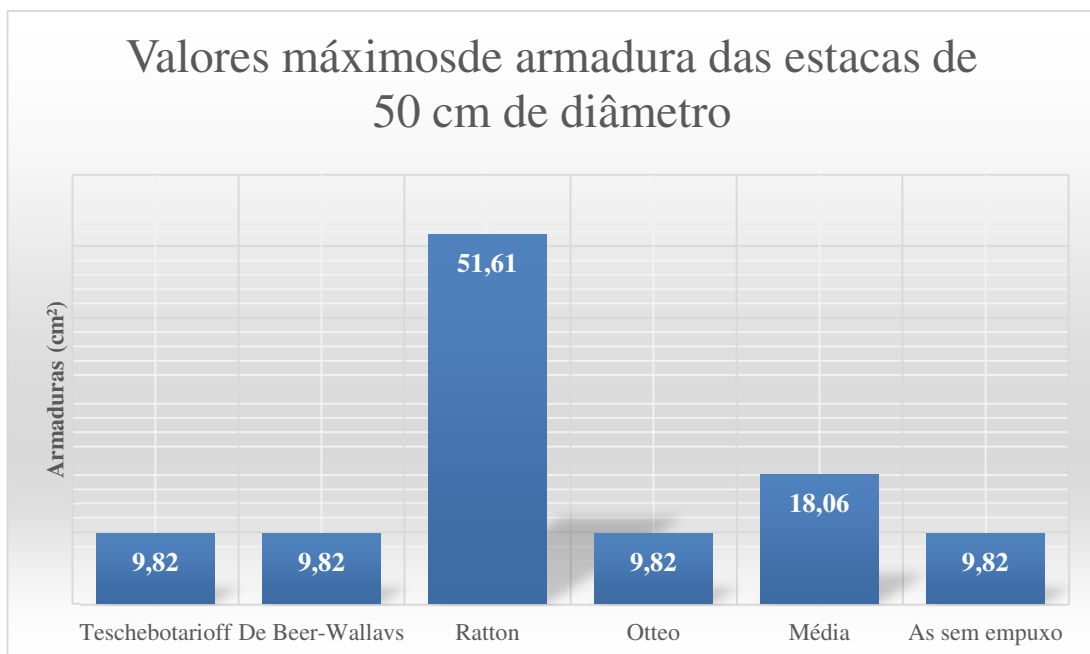
Figura 7.5. Valores médios das armaduras das estacas de 50 cm (cm²).



Fonte: O autor

O gráfico da figura 7.6 compara os valores máximos de armaduras das estacas de 50 cm.

Figura 7.6. Valores máximos das armaduras das estacas de 50 cm (cm²).

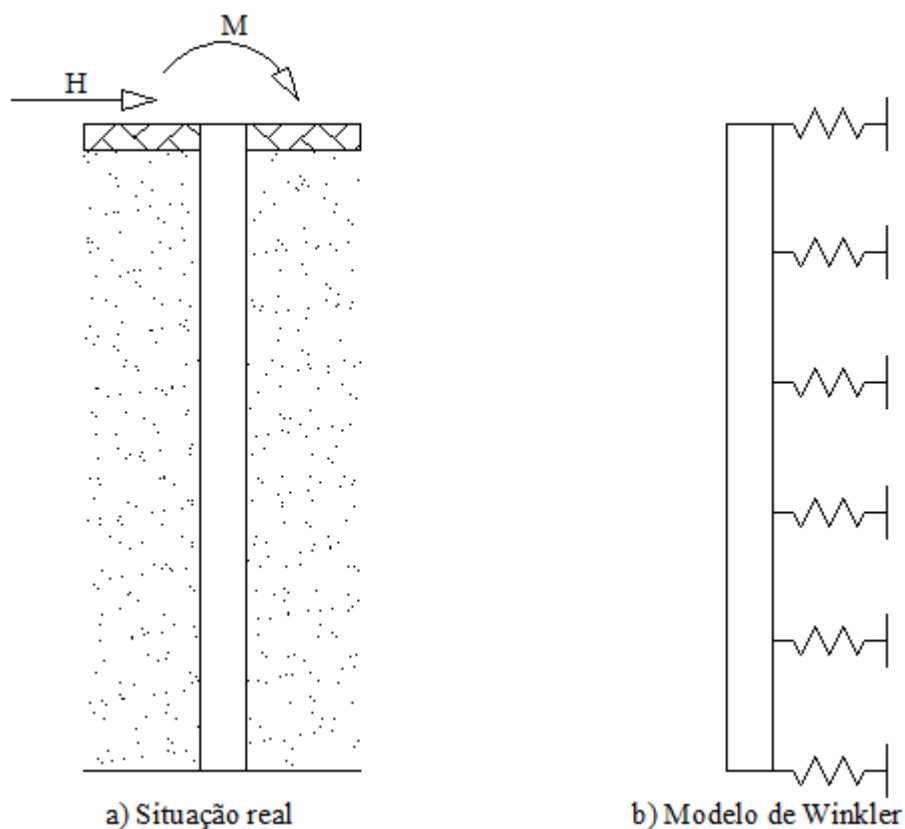


Fonte: O autor

8 MODELAGEM POR MEIO DE BASE ESLÁSTICA

A seguir será feita uma modelagem computacional considerando a proposta de Winkler, que segundo Alonso (2012), é um modelo de cálculo aonde as vigas sobre um apoio elástico, pelo qual o deslocamento de um elemento carregado é independente da carga e do deslocamento dos elementos subjacentes. Assim, possibilitando que o solo seja substituído por uma série de molas com um coeficiente de reação horizontal K representando o comportamento do solo como demonstra a figura .1 a seguir.

Figura 8.1. Modelo de Winkler.



Fonte: Alonso (2012).

Para a modelagem será utilizado à estaca EP13. Entretanto, se tratando de estacas, o coeficiente que será usado é o de reação horizontal (k_h), que é diferente do coeficiente de reação vertical (K_v), que varia em função do tipo de solo e também com a profundidade. Para encontrar o coeficiente de reação horizontal será usado a formula a seguir:

$$K_H = K_{SL} \times \frac{x}{L} = mx \quad \text{sendo } m = \frac{K_{SL}}{L} \text{ (kN/m}^4\text{)}$$

Onde, L é o comprimento da estaca, x é a profundidade da mola e m é o coeficiente de proporcionalidade. O coeficiente de proporcionalidade que será obtido em função do N_{spt} pela tabela 8.1 a seguir:

Tabela 8.1. Coeficientes de proporcionalidade em função do N_{spt} .

Solos	Consistência	SPT (n° de golpes)	Coeficiente de proporcionalidade $m=K_{SL}/L$
Lodo, turfa, etc	Meio líquida	0	0 – 500
Argila	Muito mole	< 2	500 – 1000
	Mole	2 – 4	1000 – 2000
	Média	4 – 8	2000 – 4000
	Rija	8 – 15	4000 – 6000
	Muito rija	15 – 30	6000 – 8000
	Dura	> 30	8000 – 10000

Fonte: Tietz (1976, apud. Campos 2015).

De acordo com o relatório de sondagem, a camada de aterro e camada compressível foram caracterizadas por um solo argiloso mole, sendo assim considerando o coeficiente de proporcionalidade igual a 1000 kN/m^4 , a camada abaixo da camada compressível foi caracterizado como argila rija com N_{spt} igual a 9, considerando assim o coeficiente de proporcionalidade igual a 4300 kN/m^4 . Para a modelagem será estabelecido um espaço entre molas de 50 cm. Sendo o diâmetro da estaca igual a 50 cm e seu comprimento igual a 12 m.

Calculando a primeira mola.

$$K_H = 1000 \times 0,5 = 500 \text{ kN/m}^3$$

Multiplicando pelo espaço entre molas:

$$K_H = 500 \times 0,5 = 250 \text{ kN/m}^2$$

Multiplicando pelo diâmetro da estaca:

$$K_H = 250 \times 0,5 = 125 \text{ kN/m}$$

Como o cálculo é feito de maneira análoga para as outras molas, foi feita uma planilha para agilizar os cálculos. A tabela 8.2 a seguir apresenta os resultados das molas.

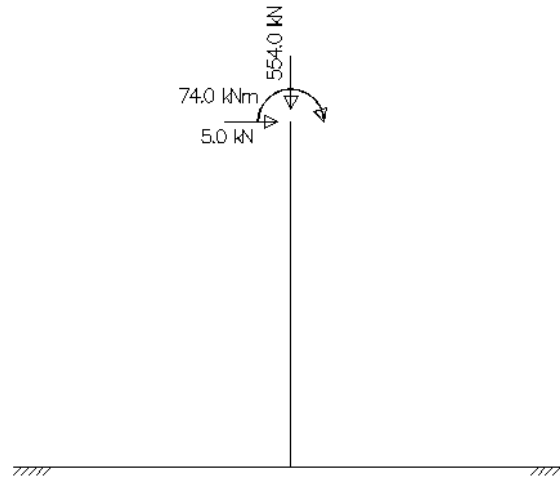
Tabela 8.2. Valores adotados

K_{SL} m (kN/m ⁴)	X (m)	KH final (kN/m)	Mola
1000	0,5	125,00	1
1000	1	250,00	2
1000	1,5	375,00	3
1000	2	500,00	4
1000	2,5	625,00	5
1000	3	750,00	6
1000	3,5	875,00	7
1000	4	1000,00	8
1000	4,5	1125,00	9
1000	5	1250,00	10
1000	5,5	1375,00	11
1000	6	1500,00	12
1000	6,5	1625,00	13
1000	7	1750,00	14
1000	7,5	1875,00	15
1000	8	2000,00	16
4300	8,5	9137,5	17
4300	9	9675	18
4300	9,5	10212,5	19
4300	10	10750	20
4300	10,5	11287,5	21
4300	11	11825	22
4300	11,5	12362,5	23
4300	12	12900	24

Fonte: O autor

Para uma modelagem mais completa será adicionada as cargas da superestrutura que chegam no bloco onde está a estaca EP13. Para isso é necessário saber o quanto de carga chega nas estacas, para saber isso foi feito uma simulação considerando o bloco engastado nas duas estacas. Para considerar a altura do bloco foi feito uma barra mais rígida onde no final desta será aplicado as cargas, como demonstra a figura

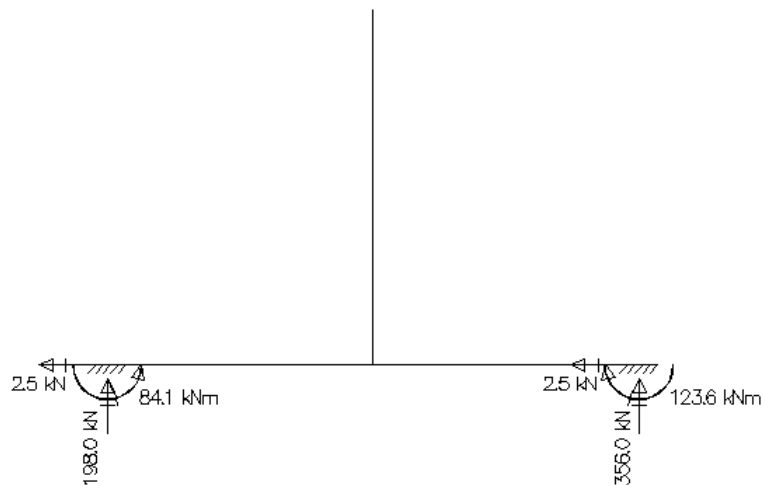
Figura 8.2. Simulação das reações



Fonte: O autor.

A figura 8.3 a seguir mostra os valores das reações nas estacas considerando um engastamento perfeito.

Figura 8.3. Simulação das reações nas estacas.



Fonte: O autor.

Lembrando que as cargas normais são muito pouco influentes nas modelagem. Os valores de momento foram 84,1 kN.m e 123,6 kN.m. Entretanto estes valores são para engastamento perfeito, o que na realidade não ocorre. A relação de apoio entre bloco e estaca é muito complexa de se definir, portanto será considerado o método da rigidez relativa de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014), considerando o bloco como uma viga e as estacas como pilares, limitando o comprimento L_e das estacas para 0,25 m por causa da influência das molas.

Este método consiste em multiplicar o momento de engastamento perfeito por um coeficiente, este coeficiente é dado por:

$$\text{Coeficiente viga} = \frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{inf} + r_{sup} + r_{viga}}$$

$$\text{Coeficiente tramo inferior} = \frac{r_{inf}}{r_{inf} + r_{sup} + r_{viga}}$$

Sendo r igual a:

$$r = \frac{Ii}{li}$$

I é o momento de inércia e l é o comprimento de flambagem e o vão da viga.

$$r_{bloco} = \frac{\frac{0,8 \times 1^3}{12}}{1,5} = 0,0444$$

$$r_{estaca} = \frac{\frac{\pi \times 0,5^4}{64}}{0,25} = 0,0123$$

$$\sum r = 0,0444 + 0,0123 = 0,0567$$

$$\text{Coeficiente estaca} = \frac{0,0123}{0,0567} = 0,2163$$

$$M_{estaca} = 123,6 \times 0,2163 = 26,74 \text{ kN.m}$$

Assim, com as reações nas estacas definidas e com os coeficientes de reações horizontais definidos, pode-se modelar o problema e com a ajuda do software ftool calcular os esforços na estaca.

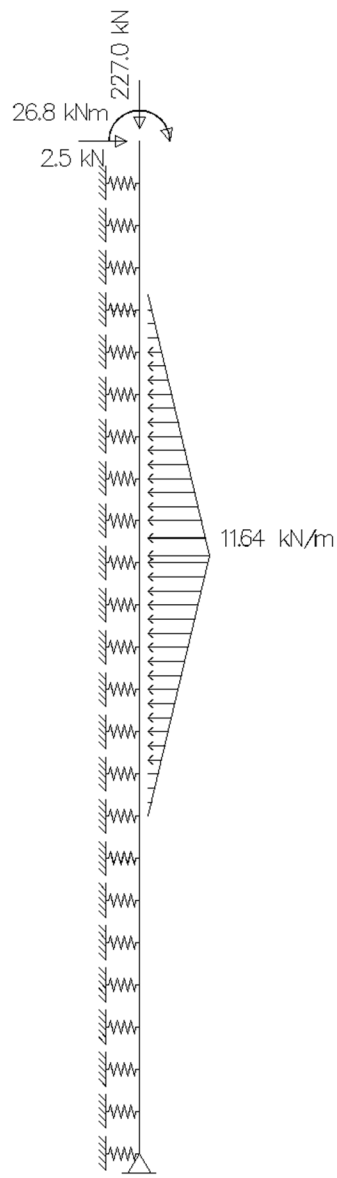
Para a análise foi utilizado os esquemas de carregamento dos métodos de Tscheborarioff e de De Beer-Wallavs, que foram calculados em 6.1 e 6.2 respectivamente. Para as análises foi estabelecido quatro hipóteses de carregamento, primeiro: considerando o empuxo do solo como o método apresenta e as cargas da superestrutura, segundo: considerando apenas o empuxo do solo como o método apresenta, terceiro: considerando a carga de empuxo como uma carga pontual concentrada no centro de cargas do carregamento apresentado pelo método (centro da camada compressível) e as cargas da superestrutura, e quarto considerando

apenas a carga do empuxo como uma carga pontual no centro de cargas do carregamento estabelecido pelo método.

8.1 Considerando o carregamento do método de Tschebotarioff

A seguir será demonstrado os resultados de momentos fletores aplicando quatro hipóteses de carregamentos diferentes. A figura 8.4 a seguir mostra o esquema de carregamento:

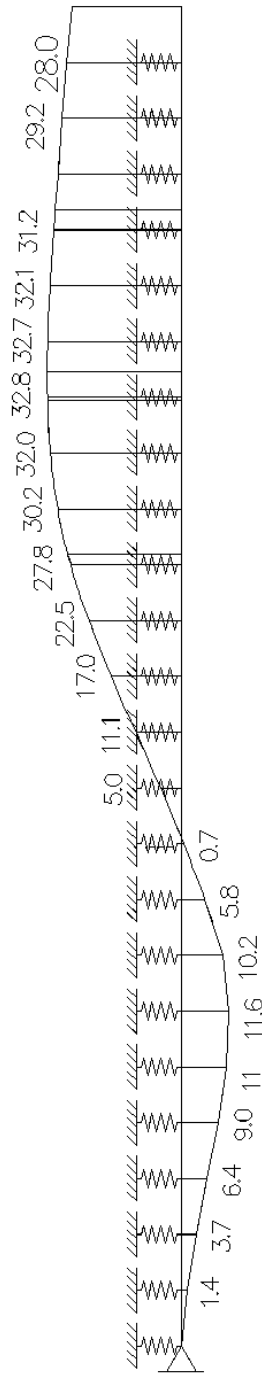
Figura 8.4. Esquema de carregamento.



Fonte: O autor.

A figura 8.5 a seguir mostra os resultados de momentos fletores considerando a primeira hipótese, que leva em consideração o carregamento do empuxo do solo de acordo com o proposto pelo método de Tschebotarioff e considerando as cargas da superestrutura.

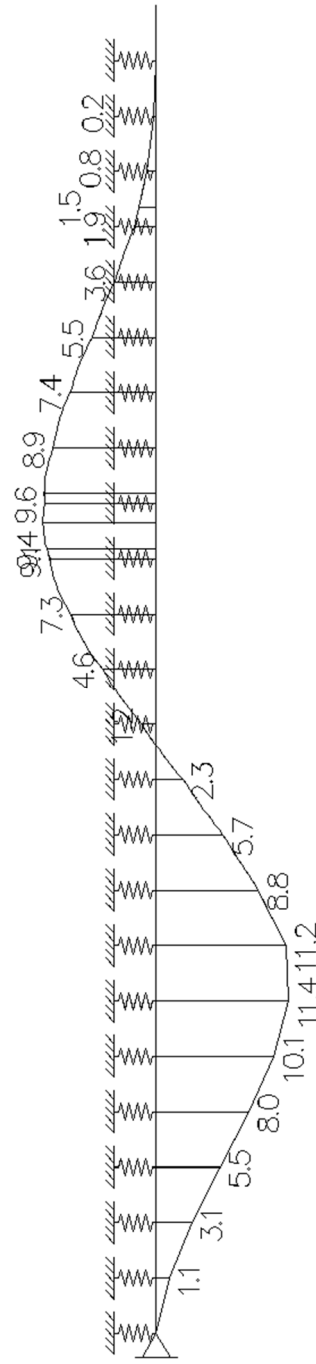
Figura 8.5. Momento fletor considerando hipótese 1.



Fonte: O autor.

A figura 8.6 a seguir mostra os resultados de momentos fletores considerando a segunda hipótese, que leva em consideração apenas o carregamento do empuxo do solo de acordo com o proposto pelo método de Tschebotarioff.

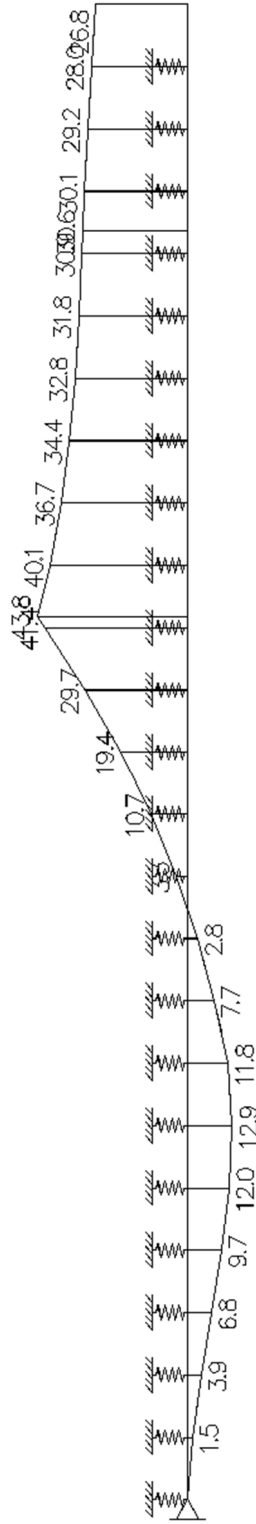
Figura 8.6. Momento fletor considerando hipótese 2.



Fonte: O autor.

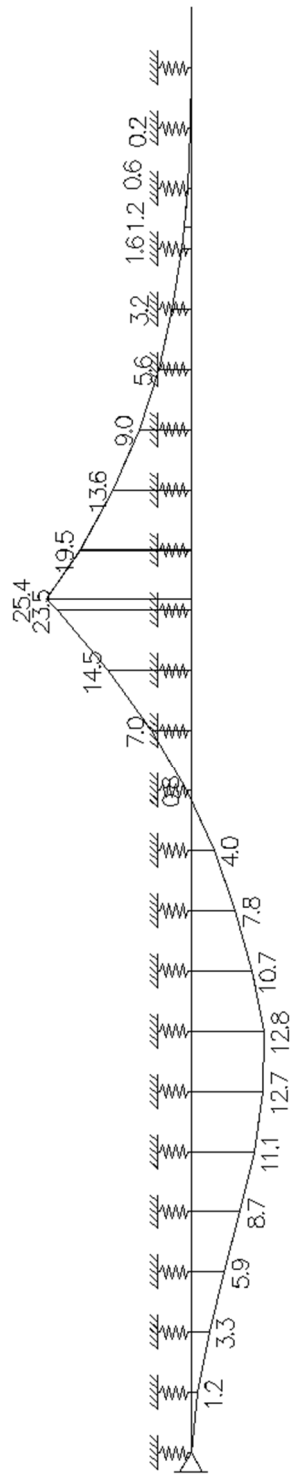
A figura 8.7 a seguir mostra os resultados de momentos fletores considerando a terceira hipótese, que leva em consideração o empuxo do solo como uma carga pontual concentrada no centro de carga do carregamento proposto pelo método de Tschebotarioff.

Figura 8.5. Momento fletor considerando hipótese 3.



A figura 8.8 a seguir mostra os resultados de momentos fletores considerando a quarta hipótese, que leva em consideração apenas o empuxo do solo como uma carga pontual concentrada no centro de carga do carregamento proposto pelo método de Tschebotarioff.

Figura 8.8. Momento fletor considerando hipótese 4.

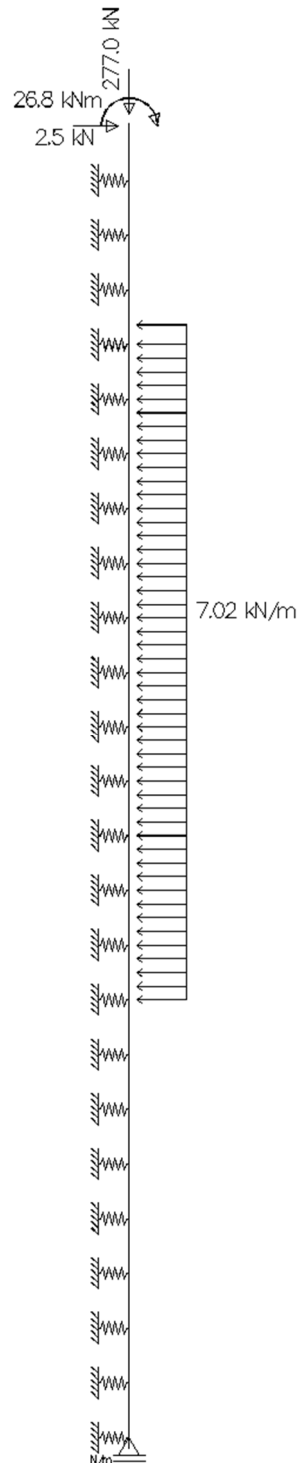


Fonte: O autor.

8.2 Considerando o carregamento do método de De Beer-Wallavs

A seguir será demonstrado os resultados de momentos fletores aplicando quatro hipóteses de carregamentos diferentes. A figura 8.9 a seguir mostra o esquema de carregamento:

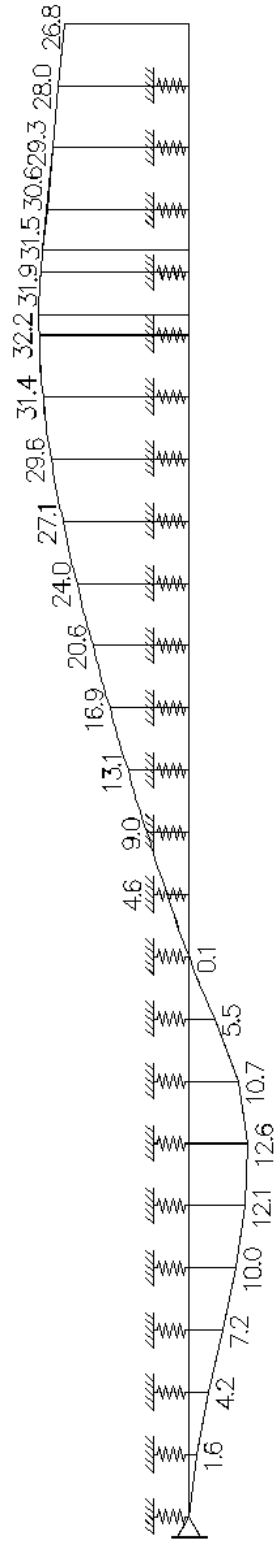
Figura 8.9. Esquema de carregamento.



Fonte: O autor.

A figura 8.10 a seguir mostra os resultados de momentos fletores considerando a primeira hipótese, que leva em consideração o carregamento do empuxo do solo de acordo com o proposto pelo método de De Beer-Wallavs e considerando as cargas da superestrutura.

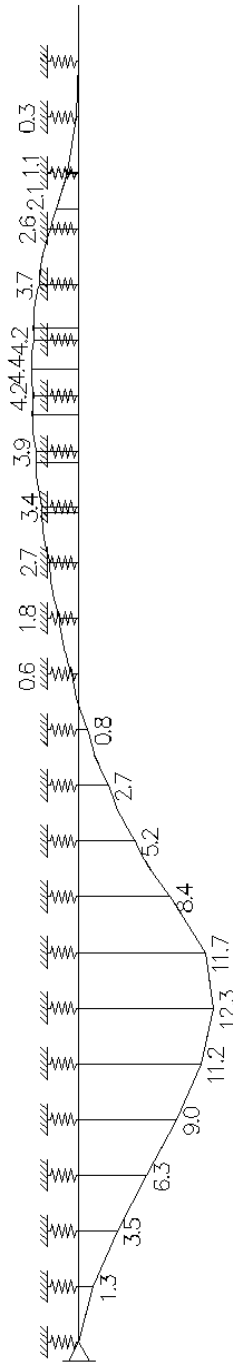
Figura 8.10. Momento fletor considerando hipótese 1.



Fonte: O autor.

A figura 8.11 a seguir mostra os resultados de momentos fletores considerando a segunda hipótese, que leva em consideração apenas o carregamento do empuxo do solo de acordo com o proposto pelo método de De Beer-Wallavs.

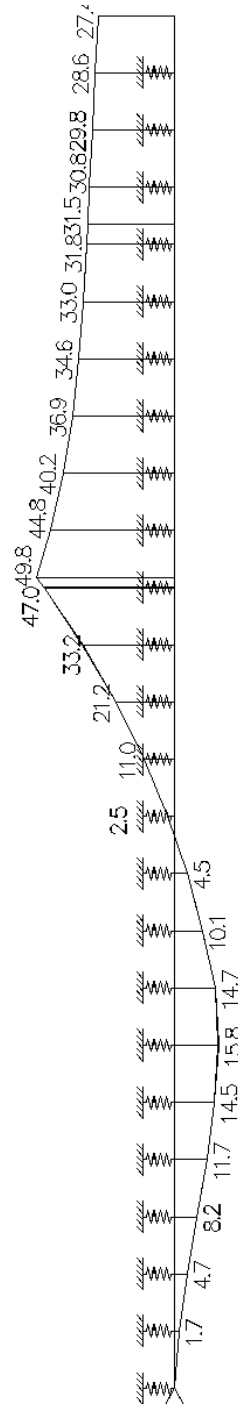
Figura 8.11. Momento fletor considerando hipótese 2.



Fonte: O autor.

A figura 8.12 a seguir mostra os resultados de momentos fletores considerando a terceira hipótese, que leva em consideração o empuxo do solo como uma carga pontual concentrada no centro de carga do carregamento proposto pelo método de De Beer-Wallavs.

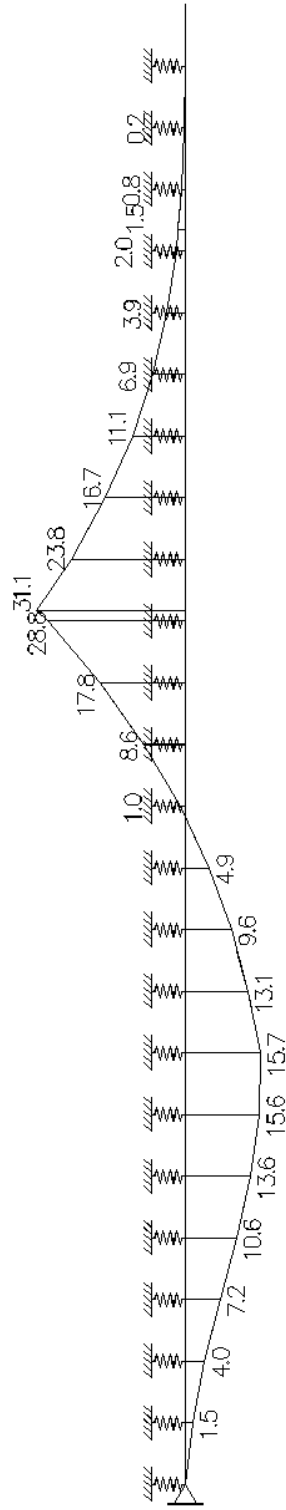
Figura 8.12. Momento fletor considerando hipótese 3.



Fonte: O autor.

A figura 8.13 a seguir mostra os resultados de momentos fletores considerando a quarta hipótese, que leva em consideração apenas o empuxo do solo como uma carga pontual concentrada no centro de carga do carregamento proposto pelo método de De Beer-Wallavs.

Figura 8.13. Momento fletor considerando hipótese 4.



Fonte: O autor.

8.3 Análise dos resultados da modelagens em base elástica

A seguir será feito uma análise e comparação dos resultado dos momentos máximos atuantes nas estacas obtidos na modelagem em base elástica. Para a análise dos resultados, será levado as hipóteses de carregamento dos itens anteriores (8.1 e 8.2). A tabela 8.3 a seguir compara os resultados dos momentos fletores das hipótese de carregamento.

Tabela 8.3. Resultados de momentos fletores máximos atuantes na estaca.

Método/hipótese	(hipótese 1) Considerando o empuxo lateral como carga distribuída estabelecida pelo método e as cargas da superestrutura (kN.m)	(hipótese 2) Considerando apenas o empuxo lateral como carga distribuída estabelecida pelo método (kN.m)	(hipótese 3) Considerando o empuxo lateral como carga centrada no centro de cargas do carregamento estabelecida pelo método e as cargas da superestrutura (kN.m)	(hipótese 4) Considerando apenas o empuxo lateral como carga centrada no centro de cargas do carregamento estabelecida pelo método (kN.m)
Tschebotarioff	32,8	11,4	43,8	25,4
De Beer-Wallavs	32,3	12,3	49,8	31,1

Fonte: O autor

Analisando os resultados, os momentos dos métodos tiveram valores muito próximos e os momentos fletores variaram muito de hipótese para hipótese.

9 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

No cálculo dos momentos fletores considerando o empuxo lateral do solo, os resultados variaram extremamente entre os métodos, com os valores médios variando de 8,96 kN.m a 84,32 kN.m.

No dimensionamento estrutural sem considerar o empuxo lateral, todas as estacas, exceto a EP6 e EP8 tiveram armadura mínima, considerando que as estacas hélice contínua possuem armadura pouco acima da mínima devido a necessidade de se ter uma maior rigidez na sua armadura devido a sua execução (como demonstra a tabela 9.1 a seguir),

Tabela 9.1. Armaduras padrão das estacas.

Diâmetro (cm ²)	As mín. (cm ²)	As padrão estaca (cm ²)
30	3,53	8
40	6,28	8
50	9,82	12

Fonte: O autor.

Sendo as armaduras de EP6 e EP8 iguais a 4,65 cm² e sendo estacas de 30 cm, possuem armadura mais que suficientes para resistirem aos esforços sem considerar o empuxo lateral.

No dimensionamento estrutural das estacas de 30 cm considerando o empuxo lateral, apenas o método de Rattton teve armadura acima de 8 cm² nos valores médios de armadura e apenas o método de Otteo teve armaduras abaixo de 8 cm² nos valores máximos de armadura.

No dimensionamento estrutural de estacas de 40 cm considerando o empuxo lateral, apenas os métodos de Rattton tiveram valores de armadura acima de 8 cm² nos valores médios, e os métodos de Tschebotarioff e de Rattton tiveram valores acima de 8 cm² nos valores máximos.

No dimensionamento estrutural de estacas de 50 cm considerando o empuxo lateral, apenas o método de Rattton teve armaduras acima de 12 cm² nos valores médios e máximos.

Considerando os resultados das armaduras, as piores situações de empuxo lateral foram nas estacas de 30 cm, cujo as armaduras dos valores máximos deram maiores até que as estacas de 50 cm, dentre as quais, estava à estaca com os maiores valores de empuxo lateral do solo. A estaca EP8 (diâmetro de 30 cm) teve os maiores valores nos métodos de Tschebotarioff e De Beer-Wallavs sendo 23,23 cm² e 13,94 cm² respectivamente. A estaca EP22 (diâmetro de

40 cm) teve os maiores valores nos métodos de Rattton e na média dos valores, sendo 82,58 cm² e 20,64 cm².

Na modelagem por meio de base elástica, os resultados de momentos máximos dos carregamentos impostos pelos métodos de Tschebotarioff e de De Beer-Wallavs, considerando cada hipótese de carregamento separadamente, ficaram relativamente próximos.

As hipóteses 1 e 3, 2 e 4 de carregamento (tanto para o método de Tschebotarioff quanto para o método de De Beers-Wallavs), teriam tecnicamente as mesmas cargas, já que o centro de carga dos métodos nem a sua intensidade foram mudados, entretanto, deram resultados de momentos diferentes.

Em todas as hipóteses houve um momento abaixo da camada compressível, mesmo está possuindo um coeficiente de reação horizontal mais alto que as demais. Este momento se manteve aproximadamente em torno de 11 a 15 kN.m. Entretanto, nenhum dos métodos (Tschebotarioff e De Beer-Wallavs) levou em consideração que haveria esforço de momento abaixo da camada compressível.

10 CONCLUSÃO

Com a análise dos de dimensionamento, fica evidenciado a importância do estudo dos esforços laterais em profundidade oriundos do solo, já que existem poucos trabalhos publicados deste assunto e os métodos de cálculo variam muito entre si. Por isso é muito importante conhecer o perfil geotécnico, pois as fundações trabalham em conjunto com o solo e a superestrutura.

A análise entre a capacidade de carga estrutural e a capacidade geotécnica é de extrema importância para o dimensionamento das estacas, devido ao fato de que, as duas divergem entre si. No estudo de caso, a capacidade de carga geotécnica se mostrou menor que a capacidade estrutural, sendo este uma indicação da baixa resistência do solo.

Observando os resultados dos cálculos do empuxo lateral, pode-se concluir que existe uma variação dos resultados dos métodos apresentados para estimar os esforços laterais em profundidade no item 6, e que esta variação é razoavelmente grande. Já no item 7.1 pode-se observar que, sem considerar o efeito do empuxo lateral do solo a maioria das estacas necessitariam apenas de armadura longitudinal menor do que a armadura padrão da estaca hélice contínua. Entretanto, com a verificação, a armadura longitudinal mostrou-se elevada, o que aponta a necessidade de se estudar os efeitos do empuxo lateral do solo.

De acordo com os valores das armaduras das estacas, a pior condição de empuxo lateral do solo não foi à estaca (EP13) mais solicitada pelos momentos fletores atuantes e sim por outras estacas que tiveram momentos menores. Para reduzir as armaduras das estacas existem 3 opções, a primeira aumentar o diâmetro das estacas, o que vai aumentar a sua rigidez e por consequência a resistência a flexocompressão, a segunda é aumentar o número de estacas, o que reduzirá o carregamento normal nas estacas e diminuirá as armaduras no dimensionamento a flexocompressão. A terceira é aumentar a armadura padrão das estacas.

Os métodos de Ratton, mostrou resultados que ficaram distantes da média e dos outros métodos. Isso pode ser um reflexo da utilização de correlações para a obtenção de parâmetros do solo, já que este método utiliza o módulo de elasticidade de cada camada nos cálculos de momento máximo atuante.

Na modelagem por molas, os resultados dos métodos de Tschebotarioff e de De Beer-Wallavs ficaram relativamente próximos, o que não acontece no cálculo utilizando os métodos, que variaram razoavelmente. Isso, pode se dar ao fato de que nenhum dos dois métodos considera algum parâmetro do solo que envolve as estacas, o que indica que as características e o comportamento do solo nas camadas acima e abaixo da camada compressível pode influenciar os esforços de momento fletor na estaca.

As hipóteses 1 e 3, 2 e 4 de carregamento (no método de Tschebotarioff e no método de De Beers-Wallavs), teriam tecnicamente as mesmas cargas, já que o centro de carga dos métodos nem a sua intensidade foram mudados, entretanto, todas deram resultados de momentos diferentes. Isto ocorre devido ao fato de que o coeficiente de reação horizontal varia em função da profundidade, isso implica dizer que a forma e o posicionamento do carregamento, mesmo não alterando sua intensidade e nem seu centro de carga, influência nos esforços atuantes de momento fletor na estaca.

Em todas as hipóteses de carregamento, houve um esforço de momento fletor abaixo da camada compressível, onde variou cerca de 11 a 15 kN.m nas quatro hipóteses de carregamento, variando relativamente pouco que implica dizer que as cargas da superestrutura tem pouca influência nesse esforço de momento fletor. Portanto, dependendo das condições de empuxo lateral e do carregamento, pode ser que o momento fletor se encontre na camada abaixo da camada de solo compressível. Entretanto os métodos de Tschebotarioff e de De Beer-Wallavs não levam em consideração que há momento fletor abaixo da camada compressível, o que mostra ser uma falha destes dois métodos.

Até o presente momento não há como definir qual método para estimar o empuxo lateral do solo é o mais preciso e seguro, mas considerando a discrepância dos valores obtidos, o método de Raton não é aconselháveis para ser utilizado individualmente, sem outros métodos para uma análise comparativa. Considerando a falha nos métodos de Tschebotarioff e de De Beer-Wallavs em analisar apenas a camada compressível e acima desta, esses métodos não devem ser utilizados sem um outro método que utilize parâmetros do solo em sua análise. Recomenda-se o uso de pelo menos dois métodos de cálculo de empuxo lateral do solo, sendo um destes dois um método que utilize parâmetros do solo em sua análise.

Mesmo os métodos de estimar o empuxo lateral do solo variando muito entre si, a média entre seus valores é um bom indicativo para calcular as armaduras necessárias para resistir a esses esforços. Uma solução para poder usar apenas um dos métodos seria a utilização

de um fator de segurança para este tipo de carregamento, entretanto, são necessárias pesquisas e estudos para determinar um valor razoável para este fator de segurança.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1981), ACI 343R-81 – **Analysis and design of reinforced concrete bridg structures**, ACI, Detroit;

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS – ABNT (2014). Projeto de estruturas de concreto – NBR6118/14.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS – ABNT (2010). Projeto e execução de fundações – NBR6122/10.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS – ABNT (1996). Projeto e execução de fundações – NBR6122/96.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS – ABNT (2001). Solo – Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio – NBR6484/01.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS – ABNT (1983). Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios – NBR8036/83.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS – ABNT (2014). Solo - Ensaio de penetração de cone in situ (CPT)– NBR12069

ALONSO, URBANO RODRIGUEZ. **Dimensionamento de fundações profundas**, 2. ed. São Paulo: Bluncher, 2012.

ALONSO, URBANO RODRIGUEZ. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Bluncher, 1983.

CAMPOS, JOÃO CARLOS DE. **Elementos de fundações de concreto por estacas**, São Paulo: Oficina de texto, 2015.

CINTRA, JOSÉ CARLOS A. **fundações por estacas: projeto geotécnico** José Carlos A.Cintra, Nelson Aoki, José Henrique Albiero, São Paulo: Oficina de texto, 2011. 142p.

CINTRA, JOSÉ CARLOS A. **fundações por estacas: projeto geotécnico** José Carlos A.Cintra, Nelson Aoki, José Henrique Albiero, São Paulo: Oficina de texto, 2010. 92p.

GEOFIX FUNDAÇÕES. CATÁLOGO HÉLICE CONTÍNUA MONITORADA, disponível em: < http://www.estacas.com.br/catalogo_helice_continua.pdf>. Acessado em: 25. Abril. 2017.

HACHICH, W.; et al. **Fundações teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

NUERNBERG, MARCOS FELIPE. **Estacas do tipo hélice contínua monitorada (EHC): Dimensionamento através de métodos semi-empíricos**. 2014. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia civil) – UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA CENTRO TECNOLÓGICO – CTC, Santa Catarina, 2014.

PEREIRA, ARMANDO BELATO. **Estudos numéricos do comportamento tensão-deformação de estruturas em solo grampeado**. 2016. Monografia (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – ESCOLA DE MINAS DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO, Ouro Preto MG, 2016.

PERSOLO, perfurações do solo, disponível em: < <http://www.persolo.com.br>>. Acessado em: 23. Abril. 2017.

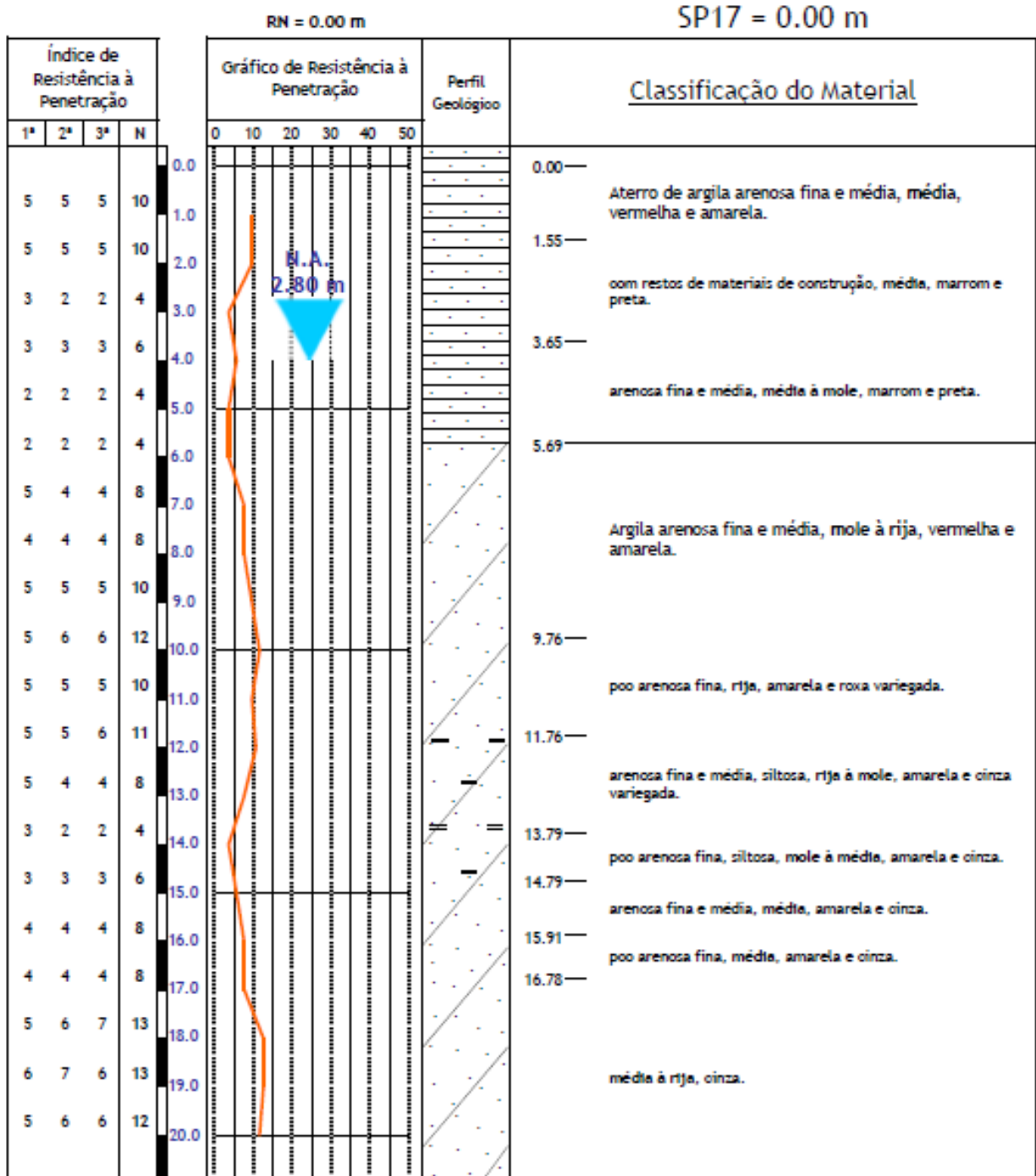
PORTO, THIAGO BOMJARDIM. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação**. 2010. Monografia (Pós-graduação em engenharia de estruturas) – ESCOLA DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS, Belo Horizonte, 2010. Disponível em: < <http://www.bibliotecadigital.ufmg.br/dspace/handle/1843/PASA-875JDA> >. Acessado em: 18. Maio. 2017.

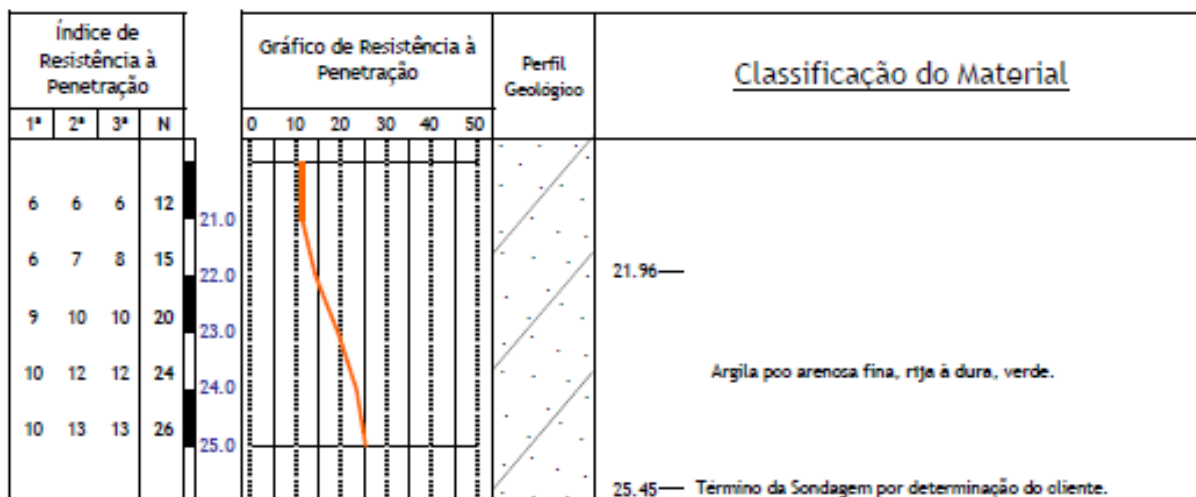
SOUZA, EDUARDO GIMENEZ DE. **Colapso de edifício por ruína: Estudo das causas e recuperação**. 2003. Monografia (Mestrado em engenharia de estruturas) – ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO, São Carlos, 2003. Disponível em: < <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-10062008-083850/pt-br.php> >. Acesso em: 19. Mar. 2017.

TELES, GEORGE LÍCIO VIEIRA. **ESTUDO SOBRE OS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DEFORMABILIDADE DA AREIA DE HOKKSUND**. 2013. Trabalho de conclusão de curso (Engenharia civil) – UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO, Rio de Janeiro, 2013. < <http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10006507.pdf> >. Acessado em: 18. Maio. 2017.

ANEXO A – Planta de cargas e locação das estacas e furos SPTs

ANEXO B – Sondagem SPT do furo S17





Nível da água (NA): 2.80 m 09 de fevereiro de 2017. Avanço: Trado: 0.00 m a 6.00 m.
 Lavagem: 6.45 m a 25.45 m.

Início da Sondagem: 09 de fevereiro de 2017.

Término da Sondagem: 09 de fevereiro de 2017. Profundidade do Revestimento: 7.00 m.

ANEXO C – Catálogo de estacas hélice contínua monitorada Geofix fundações

CARGA ESTRUTURAL ADMISSÍVEL CARACTERÍSTICA

a) Compressão

A carga admissível estrutural à compressão das estacas hélice contínua não armadas (exceto na região da cabeça, pelas razões acima citadas) é obtida analogamente à carga de um pilar com seção nula de aço, ou seja:

$$P_k = \frac{0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck}}{\gamma_f \cdot \gamma_c} \quad (1)$$

em que:

A_c é a área da seção transversal da estacas

f_{ck} é resistência característica máxima do concreto permitida pela NBR 6122:2010, ou seja, 20 MPa (200 kgf/cm²)

γ_f é o coeficiente de majoração das cargas = 1,8

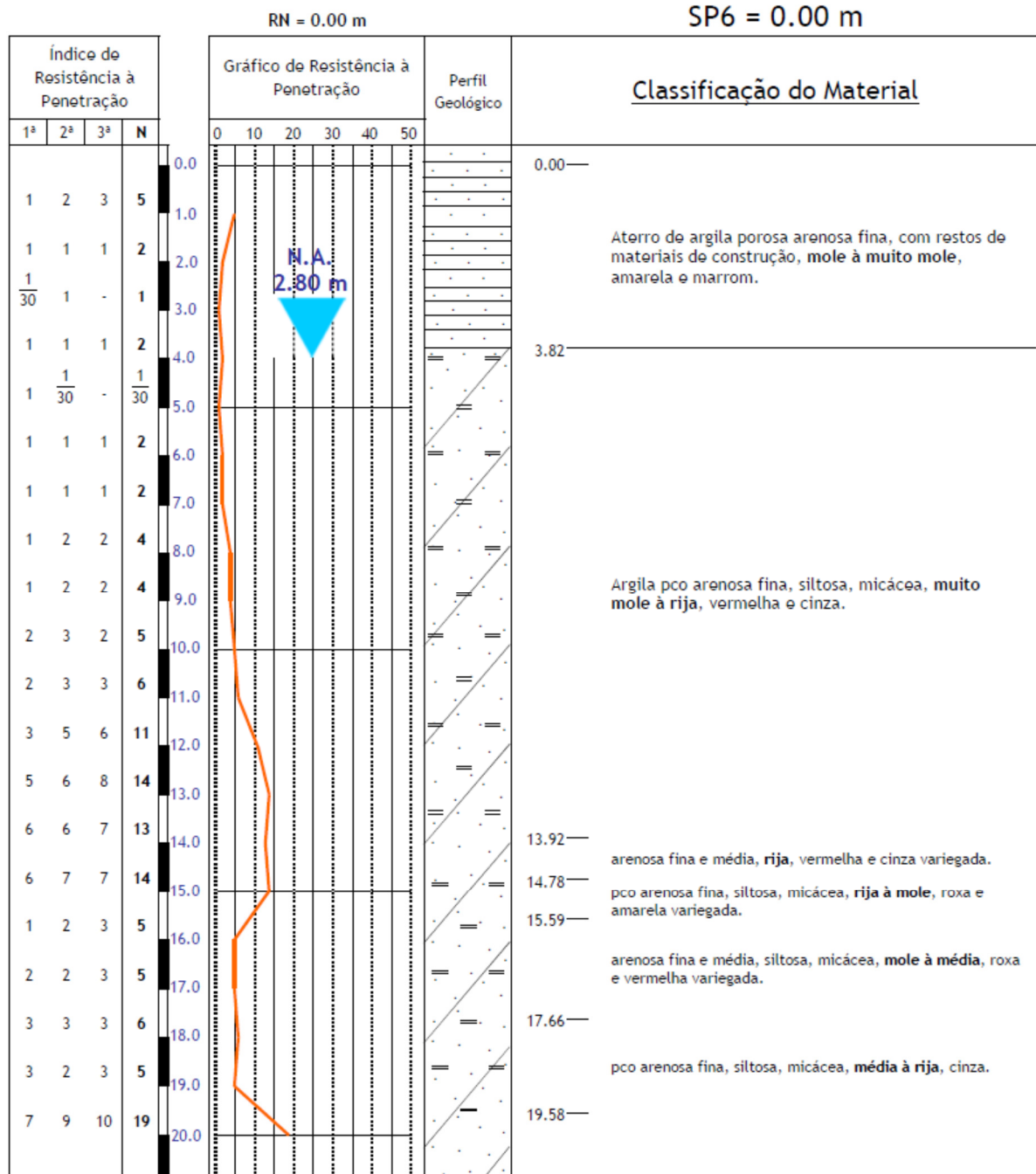
γ_c é o coeficiente de minoração da resistência do concreto = 1,4

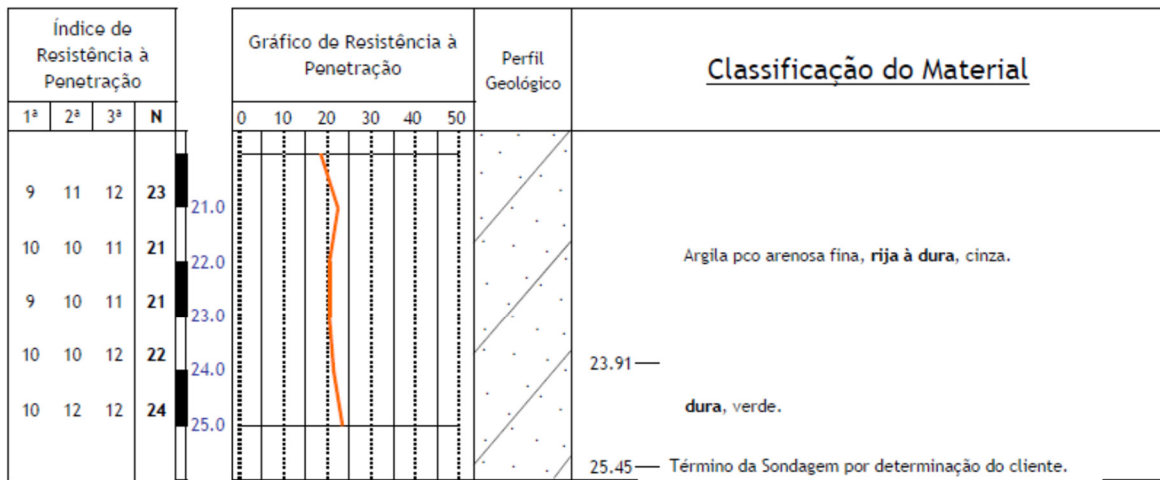
Com base na expressão (1) elaborou-se a Tabela 2 que fornece as cargas máximas à compressão das estacas hélice contínua, não armadas e totalmente enterradas (sem flambagem).

Tabela 2 - Cargas máximas de compressão das estacas hélice contínua não armadas

DESCRIÇÃO	UN.	VALORES													
		25	30	35	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
DIÂMETRO (D)	cm	25	30	35	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
CARGA ADMISSÍVEL ESTRUTURAL (PK)	tf	30	45	60	80	130	190	255	335	425	525	640	760	895	1035
DESTÂNCIA MÍNIMA ENTRE EIXOS (c)	cm	65	75	90	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350
DESTÂNCIA EIXO-DIVISA (e)	cm	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120
ÁREA DE SEÇÃO TRANSVERSAL (Ac)	cm ²	491	707	962	1.257	1.963	2.827	3.848	5.027	6.362	7.854	9.503	11.310	13.273	15.394
PERÍMETRO (U)	cm	79	94	110	126	157	188	220	251	283	314	346	377	408	440
MOMENTO DE INÉRCIA (I)	cm ⁴ 10 ⁸	1,92	3,98	7,37	12,57	30,68	63,62	117,86	201,06	322,06	490,87	718,69	1.017,88	1.401,98	1.885,74
MOMENTO RESISTENTE (W)	cm ³ 10 ⁸	1,53	2,65	4,21	6,38	12,27	21,21	33,67	50,27	71,57	98,18	130,67	168,65	215,69	268,39
RAIO DE GIRAÇÃO (i)	cm	6,2	7,5	8,8	10,0	12,5	15,0	17,5	20,0	22,5	25,0	27,5	30,0	32,5	35,0

ANEXO D – Sondagem SPT do furo S06





Nível da água (NA): 3.00 m 28 de janeiro de 2017.

2.80 m 30 de janeiro de 2017.

Início da Sondagem: 28 de janeiro de 2017.

Término da Sondagem: 30 de janeiro de 2017.

Avanço: Trado: 0.00 m a 7.00 m.

Lavagem: 7.45 m a 25.45 m.

Profundidade do Revestimento: 9.00 m.