UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO

CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE

NÚCLEO DE TECNOLOGIA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

ESTUDO COMPARATIVO DE FUNDAÇÕES SOBRE APOIOS ELÁSTICOS E SOBRE MODELOS CONSTITUTIVOS DE SOLOS

ÂNGELO WANDERLEY LOPES MÉLO

Caruaru, 2018.

ÂNGELO WANDERLEY LOPES MÉLO

ESTUDO COMPARATIVO DE FUNDAÇÕES SOBRE APOIOS ELÁSTICOS E SOBRE MODELOS CONSTITUTIVOS DE SOLOS

Trabalho de conclusão de curso apresentado o Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste – CAA, da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, como requisito para a disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II.

Orientador: Prof. DSc. José Moura Soares

Caruaru, 2018.

Catalogação na fonte:
Bibliotecária – Marcela Porfírio CRB/4 - 1878

M528e Mélo, Ângelo Wanderley Lopes.
Estudo comparativo de fundações sobre apoios elásticos e sobre modelos constitutivos de solos. / Ângelo Wanderley Lopes Mélo. – 2018.
110f.; il. : 30 cm.

Orientador: José Moura Soares.
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2018.
Inclui Referências.
Contém DVD-R com tabelas e gráficos dos resultados.

1. Fundações (Engenharia). 2. Método dos elementos finitos. 3. Solos. I. Soares, José Moura (Orientador). II. Título.

620 CDD (23. ed.) UFPE (CAA 2018-013)

ÂNGELO WANDERLEY LOPES MÉLO

ESTUDO COMPARATIVO DE FUNDAÇÕES SOBRE APOIOS ELÁSTICOS E SOBRE MODELOS CONSTITUTIVOS DE SOLOS

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste – CAA, da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, como requisito para a disciplina Trabalho de Conclusão de Curso II.

A banca examinadora, composta pelos professores abaixo, considera ao candidato ÂNGELO WANDERLEY LOPES MÉLO aprovado com NOTA _____.

Banca examinadora:

Prof. DSc. José Moura Soares _____
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientador)

Prof. DSc. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello _____
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Examinadora)

Prof. MSc. Roberto Evaristo de Oliveira Neto _____
Universidade Federal de Pernambuco –UFPE (Examinador)

Prof. DSc. Clessio Leão Silva Lima _____
Universidade Federal de Pernambuco (Coordenador da Disciplina)

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pela condição de chegar até aqui.

À minha mãe Maria Adeilda de Souza Lopes, que juntamente com demais familiares me acompanharam, incentivando e apoiando desde o início dessa caminhada.

À minha namorada, Laís Nácser Seabra de Lima, por todo seu apoio, sempre me incentivando a não desanimar, sendo minha companheira nos momentos difíceis e alegres.

Aos docentes do curso de Engenharia Civil - UFPE/CAA, em especial ao professor DSc. José Moura Soares, por sua paciência, dedicação e orientação, sempre prestativo.

Aos meus amigos com quem tive a oportunidade de conhecer e conviver, e que me acompanharam durante essa trajetória e tornando-a mais fácil.

Por fim, agradeço a todos que fizeram parte direta e indiretamente desta longa e difícil caminhada.

RESUMO

No projeto e execução de estruturas considera-se, na maioria das vezes, que os apoios são indeslocáveis, desconsiderando a deformabilidade do solo no estudo, assim, para se ter um estudo mais realístico torna-se necessário fazer a flexibilização dos apoios para representar a deformabilidade do solo, podendo ser feita a partir de modelos discretos (molas) e modelos contínuos (modelos constitutivos), e com essa flexibilização, passa-se a utilizar o conceito de Interação Solo-Estrutura (ISE). Para esse estudo inicialmente considerou-se os apoios como molas, estes apoios foram modelados no programa SAP2000 para se fazer uma análise matemática dos valores da rigidez das molas de modo a fornecer subsídios para verificar a ordem de grandeza da rigidez necessária para um determinado deslocamento. Fez-se, em seguida, a modelagem do modelo continuo, no programa Plaxis 3D Foundation, utilizando o modelo constitutivo de Mohr Coulomb, que necessita de parâmetros elásticos e também parâmetros de resistência, como coesão e ângulo de atrito, facilmente obtidos por ensaios de laboratórios de geotecnia. O estudo consistiu em se analisar diversas estruturas, desde uma simples viga à um conjunto de grelhas e como também a estacas sob carregamento transversal, e por fim uma fundação de um edifício real, o Edifício Confort Flat, que se localiza em Taguatinga, no Distrito Federal. Para esse estudo, variou-se os valores dos parâmetros de resistência do solo, de forma a observar as deformações do solo em função desses parâmetros e comparar os resultados obtidos no Plaxis 3D Foundation com os do SAP2000. Encontrou-se, assim, relações entre o coeficiente de reação vertical e horizontal com os parâmetros de resistência do solo, encontrando valores de recalque e esforços aproximados, sendo necessário, em alguns casos, fazer correções para os valores de rigidez das molas, encontrando diferenças menores que 1 milímetro entre os dois modelos. Com este estudo confeccionou-se tabelas e gráficos que fornecem ao projetista de fundação uma ideia inicial para valores de coeficiente de reação vertical e horizontal baseado nos parâmetros de resistência do solo.

Palavras-chave: Fundações; Coeficiente de Rigidez de Molas; Coeficiente de reação vertical e horizontal; Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT

In the design and execution of structures it is considered, in most cases, that the supports are indescribable, disregarding the deformability of the soil in the study, thus, to have a more realistic study it is necessary to make the support flexibilization to represent the deformability of the soil, and can be made from discrete models (springs) and continuous models (constitutive models), and with this flexibility, we use the concept of Soil-Structure Interaction (SSI). For this study, it was initially considered the spring supports, these supports were modeled in the SAP2000 program to make a mathematical analysis of the spring stiffness values in order to provide subsidies to verify the order of magnitude of the stiffness required for a given displacement. The modeling of the continuous model was then performed in the Plaxis 3D Foundation program, using the Mohr Coulomb constitutive model, which requires elastic parameters and also resistance parameters, such as cohesion and friction angle, easily obtained by tests of geotechnical laboratories. The study consisted in analyzing several structures, from a simple beam to a set of grillages and also to piles under transversal loading, and finally a foundation of a real building, the Confort Flat Building, located in Taguatinga, Distrito Federal. For this study, the values of soil resistance parameters were varied in order to observe soil deformations in function of these parameters and to compare the results obtained in Plaxis 3D Foundation with those of the SAP2000. It was found, therefore, relations between the vertical and horizontal reaction coefficient with the parameters of soil resistance, finding values of repression and approximate efforts, being necessary, in some cases, to make corrections for the stiffness values of the springs, finding differences smaller than 1 millimeter between the two models. With this study, tables and graphs were prepared that provide the foundation designer with an initial idea for vertical and horizontal reaction coefficient values based on soil resistance parameters.

Key words: Foundations; Rigidity Coefficient of Springs; Coefficient of Vertical and Horizontal Reaction; Finite Element Method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – modelo de Winkler (a) a (c) e modelo do meio continuo (d) a (e) 20
Figura 2 - tipos de ensaios de placa quanto (a) a localização, (b) ao tipo de placa e (c) - (e) ao modo de carregamento. 22
Figura 3 – Zona de influência de carcas concentradas em placas Flexíveis 24
Figura 4 – Principais tipos de fundação superficial 26
Figura 5 – Principais tipos de fundações profundas: (a) estacas, (b) tubulão e (c) caixão 27
Figura 6 – Alguns tipos de fundações mistas: (a) sapata associada à estaca, (b) sapata associada à estaca com material compressível entre elas; e radier sobre (c) estacas ou (d) tubulões. 28
Figura 7 - Viga infinita sobre base elástica: (a) deformada da viga, (b) distribuição de pressões de contato e (c) elemento da viga com esforços nele atuantes. 30
Figura 8 – Recalques, rotações e esforços internos em viga infinita sob carga vertical. 32
Figura 9 – Viga infinita sob momento aplicado: (a) carregamento e (b) recalques, rotações e esforços internos. 34
Figura 10 – Comprimento de influência a. 37
Figura 11 – Exemplo de uma grelha para o cálculo rigoroso pelo MEF. 38
Figura 12 – Interface SAP2000. 40
Figura 13 – Interface do Plaxis 3D Foundation 42
Figura 14 – Dimensões dos elementos estruturais utilizados, em metros. (a) Viga; (b) Estaca; (c) grelhas de um, dois, quatro e nove módulos. 46
Figura 15 – Viga a ser calculada. 47
Figura 16 – Viga sobre base elástica, submetida a três carregamentos 48
Figura 17 – Resultados Encontrados no SAP2000. (a)Diagrama de momento fletor, (b) Diagrama de esforço cortante e (c) Diagrama de deslocamento. 49
Figura 18 – Resultados da literatura, pelo Método Matricial 50
Figura 19 – Momento Fletor para viga sob carregamento distribuído de 100kN/m. ..51
Figura 20 – Viga sob carregamento distribuído de 100kN/m 52
Figura 21 – Viga sob três carregamentos pontuais de 1000kN 53
Figura 22 – Grelhas 54
Figura 23 – Grelhas 56

Figura 24 – Tensões no solo. 62
Figura 25 – Gráfico Coesão x Coeficiente de reação vertical para viga com carga distribuída. 65
Figura 26 – Gráfico Coesão x Coeficiente de reação vertical para viga com carga distribuída com coeficiente de correlação. 66
Figura 27 – Gráfico Coesão x Recalque para viga com carga distribuída. 67
Figura 28 – Gráfico Ângulo de Atrito x Coeficiente de reação vertical para viga com carga distribuída. 68
Figura 29 – Gráfico Ângulo de atrito x Recalque para viga com carga distribuída 68
Figura 30 – Gráfico Ângulo de atrito x Recalque para viga com cargas pontuais. 71
Figura 31 – Gráfico Ângulo de atrito x Recalque para viga com cargas pontuais. 72
Figura 32 – Gráfico Ângulo de atrito x Coeficiente de reação vertical para viga com cargas pontuais. 73
Figura 33 – Gráfico Ângulo de atrito x Recalque para viga com cargas pontuais. 73
Figura 34 – Gráfico do k_V ao longo do comprimento da grelha. 75
Figura 35 – Gráfico do k_V ao longo do comprimento da grelha. 77
Figura 36 – Gráfico da relação entre a coesão e o coeficiente de reação vertical na grelha. 78
Figura 37 – Gráfico com a relação entre a coesão e o recalque para grelhas. 79
Figura 38 – Gráfico com a relação entre a coesão e o recalque para grelhas. 80
Figura 39 – Gráfico com a relação entre a coesão e o recalque para grelhas. 80
Figura 40 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na argila rija. . 81
Figura 41 – Gráfico da tensão ao longo da profundidade na argila rija. 82
Figura 42 – Gráfico do coeficiente reação horizontal ao longo da profundidade na argila rija. 83
Figura 43 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na argila média. 84
Figura 44 – Gráfico da tensão ao longo da profundidade na argila média 84
Figura 45 – Gráfico do coeficiente reação horizontal ao longo da profundidade na argila média. 85
Figura 46 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na argila mole. 86
Figura 47 – Gráfico da tensão ao longo da profundidade na argila mole. 86

Figura 48 – Gráfico do coeficiente de reação horizontal ao longo da profundidade na argila média. 87
Figura 49 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na areia compacta. 88
Figura 50 – Gráfico tensão ao longo da profundidade na areia compacta. 88
Figura 51 – Gráfico do coeficiente de reação horizontal ao longo da profundidade na areia medianamente compacta. 89
Figura 52 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na areia medianamente compacta. 90
Figura 53 – Gráfico tensão ao longo da profundidade na areia medianamente compacta. 90
Figura 54 – Gráfico do coeficiente de reação horizontal ao longo da profundidade na areia medianamente compacta. 91
Figura 55 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na areia pouco compacta. 92
Figura 56 – Gráfico tensão ao longo da profundidade na areia pouco compacta. 92
Figura 57 – Gráfico do coeficiente de reação horizontal ao longo da profundidade na areia pouco compacta 93
Figura 58 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na argila rija. . 94
Figura 59 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na areia compacta. 95
Figura 60 – Modelagem do Edifício no SAP2000. 96
Figura 61 – Modelagem do Edifício no SAP2000. 97
Figura 62 – Fundações dos pilares P27 (esquerda) e P48 (direita). 99
Figura 63 – Deslocamentos na estaca da fundação de P27. 100
Figura 64 – Tensões na da estaca da fundação de P27. 100
Figura 65 – Coeficiente de reação estaca da fundação de P27. 101
Figura 66 – Deslocamentos na estaca da fundação de P48. 102
Figura 67 – Tensões na da estaca da fundação de P48. 102
Figura 68 – Coeficientes de reação horizontal estaca da fundação de P48. 103
Figura 69 – Resultados do SAP2000 para estaca da fundação de P27. 104
Figura 70 – Deslocamentos para estaca da fundação de P27. 104
Figura 71 – Resultados do SAP2000 para estaca da fundação de P48. 105
Figura 72 – Deslocamentos para estaca da fundação de P48. 106

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Valores de k_{s1} em kgf/cm³ (Terzaghi, 1955, apud Velloso e Lopes, 2004). 23
Tabela 2 - Resumo dos resultados das vigas sob carregamento distribuído de 100 kN/m. 53
Tabela 3 - Resumo dos resultados das vigas sob carregamentos pontuais de 1000 kN. 54
Tabela 4 - Resumo dos resultados das grelhas. 55
Tabela 5 - Resumo dos resultados das estacas. 57
Tabela 6 – Peso específicos e módulos de Elasticidade em função da classificação da NBR 7250/1982. 58
Tabela 7 – Peso específicos e módulos de Elasticidade em função da classificação da NBR 7250/1982. 59
Tabela 8 – Parâmetros do solo utilizado para as areias. 60
Tabela 9 – Parâmetros do solo utilizado para as argilas. 60
Tabela 10 – Resultado da viga sob carga distribuída sobre solo argiloso. 61
Tabela 11 – Resultado corrigido da viga sob carga distribuída sobre solo argiloso. . 62
Tabela 12 – Resultado da viga sob carga distribuída sobre solo arenoso. 63
Tabela 13 – Resultado corrigido da viga sob carga distribuída sobre solo arenoso. . 64
Tabela 14 – Resultado da viga sob cargas pontuais sobre solo argiloso. 69
Tabela 15 – Resultado corrigido da viga sob cargas pontuais sobre solo argiloso. .. 70
Tabela 16 – Resultado da viga sob cargas pontuais sobre solo arenoso. 70
Tabela 17 – Resultado corrigido da viga sob cargas pontuais sobre solo arenoso. .. 71
Tabela 18 – Resultado no Plaxis da grelha sobre solo argiloso. 74
Tabela 19 – Resultado corrigido da grelha sobre solo argiloso. 75
Tabela 20 – Resultado para grelha sobre solo arenoso. 76
Tabela 21 – Resultado para grelha sobre solo arenoso. 77
Tabela 22 – Resultado para grelha sobre solo arenoso. 98
Tabela 23 – Resultado corrigido da grelha sobre solo argiloso 99

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT.....Associação Brasileira de Normas Técnicas
CAA.....Centro Acadêmico do Agreste
ISE.....Interação Solo-Estrutura
MDF.....Método das Diferenças Finitas
MEF.....Método dos Elementos Finitos
NBR.....Norma Brasileira Regulamentadora
SAP .....Structural Analysis Program
UFPE.....Universidade Federal de Pernambuco

LISTA DE SÍMBOLOS

γ.....Peso específico
λ .....Rigidez relativa do solo-viga
v.....Coeficiente de Poisson
σ.....Tensão
φ.....Ângulo de atrito
a.....Distância da resultante à extremidade a da viga
B .....Menor dimensão da fundação
c.....Coesão
E.....Módulo de Elasticidade de Young
Ec.....Módulo de elasticidade de Young do material da viga
I .....Momento de inércia
Is.....Fator de forma da fundação
k_h.....Coeficiente de reação horizontal
k_v.....Coeficiente de reação vertical
k_{mola}.....Constante elástica da mola
K.....Coeficiente de reação vertical, incorporado a dimensão transversal da viga
L.....Comprimento da viga
l.....Comprimento de influência da viga
m.....Metro
M.....Momento fletor
q.....Pressão aplicada
R^2.....Coeficiente de determinação
y.....Deslocamento
w.....Recalque da fundação

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 15
2. JUSTIFICATIVA 17
3. MOTIVAÇÃO 18
4. OBJETIVOS 19
4.1 Objetivo Geral 19
4.2 Objetivos Específicos 19
5. REFERENCIAL TEÓRICO 20
5.1 Modelos de representação do solo 20
5.1.1 Modelo de Winkler 21
5.2 Fundações 25
5.2.1 Tipos 25
5.2.2 Vigas 28
5.2.3 Grelha 38
5.2.4 Estacas carregadas transversalmente 39
5.3 Softwares 40
5.3.1 SAP 2000 40
5.3.2 Plaxis 3D Foundation 41
5.4 Edifício Confort Flat – Taguatinga - DF 42
6. METODOLOGIA 43
7. RESULTADOS E ANÁLISES 45
7.1 Modelagem das vigas, grelhas e estacas 45
7.2 Análise do método aplicado junto à literatura clássica 47
7.3 Estudo paramétrico dos coeficientes de reação vertical, submetidas à esforços diferentes, estacas submetidas à esforços horizontais e grelhas 51
7.3.1 Vigas sob carregamento distribuído 52
7.3.2 Vigas sob carregamentos pontuais 53
7.3.3 Grelha 54
7.3.4 Estacas Carregamento Horizontal 56
7.4 Relação entre os coeficientes de mola com parâmetros de resistência do solo, coesão e ângulo de atrito. 57
7.5 Aplicação da análise em estacas carregadas transversalmente do Edifício Confort Flat – Taguatinga - DF. 96

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....107
8.1 Sugestões para pesquisas futuras.....108
REFERÊNCIAS.....109

1. INTRODUÇÃO

A estrutura de uma edificação consiste na união entre lajes, vigas e pilares, ligadas entre si de forma rígida ou apoiada, e tem o intuito de transferir as ações para o solo através das fundações, que é parte inferior da estrutura, também chamada de subestrutura ou infraestrutura, e esta geralmente está localizado abaixo do solo.

Nos projetos de edificações em geral, o cálculo da estrutura é feito considerando a hipótese simplificada onde a fundação está apoiada sobre um solo rígido (indeslocável), que difere da realidade, pois o solo, quando submetido às ações solicitantes, se deforma, ocasionando assim deslocamentos verticais e horizontais, e até mesmo rotação. Deve assim ser realizada uma análise de Interação Solo-Estrutura, que tem por objetivo fornecer esses deslocamentos reais da fundação e seus esforços internos (VELLOSO; LOPES, 2004).

No passado esta análise era inviável, tendo em vista o grande volume de cálculos impossíveis de serem realizados de forma manual. Porém, atualmente, mesmo com a utilização de computadores e softwares voltados a essa função, a hipótese simplista de solos rígidos ainda continua sendo utilizada pela maioria dos engenheiros (SOUZA; REIS, 2008).

Os tipos de fundações são divididos convencionalmente em dois grandes grupos: Fundações Superficiais e Fundações Profundas. Segundo a NBR 6122:2010, tem-se como fundação profunda aquelas cuja a ponta ou a base estão assentadas a uma profundidade de no mínimo 3m, superior ao dobro de sua maior dimensão em planta; e fundação superficial são aquelas cuja profundidade de assentamento é menor que duas vezes a menor dimensão da fundação.

A escolha do tipo de fundação a ser utilizada em uma edificação, é feita baseada nas informações geológicas. Os tipos de fundações superficiais são: bloco, sapata, sapata corrida, viga de fundação, grelha, sapata associada e radie. Já as fundações profundas podem ser estaca, tubulão ou caixão.

Existem dois modelos principais de representação do solo para o estudo de ISE: modelo discreto e o meio contínuo. No modelo discreto, conhecido como hipótese de Winkler, é um método simples de representar o solo como um conjunto de elementos isolados, por exemplo, como um conjunto de molas, cujo coeficiente de reação vertical, depende das propriedades do solo e são estabelecidos através de

ensaios, valores tabelados ou estimado a partir do cálculo do recalque da função real. O modelo de meio contínuo pode ser elástico ou elástico-plástico, o primeiro é feito pela Teoria da Elasticidade, e o segundo requer solução numérica, utilizando, por exemplo, o Método dos Elementos Finitos. Um dos modelos contínuos mais empregados é o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, para análise de resistência do solo, em função da coesão, da tensão normal e o ângulo de atrito.

Os diferentes modelos de representação do solo podem agir de forma diferente nas fundações, gerando diferentes reações. Com a utilização de ferramentas computacionais, pode-se fazer essa análise do comportamento da peça estrutural em cada um dos métodos, através de softwares para análise estrutural por elementos finitos, para os modelos discretos, e softwares específicos, para modelos contínuos.

Este trabalho apresenta um estudo comparativo entre fundações sobre dois diferentes modelos de representação de solos a “Hipótese de Winkler” e o “modelo constitutivo de solos de Mohr-Coulomb”. Este projeto foi realizado através de análise das reações, momento fletor e esforço cortante, em uma viga de fundação, uma estaca submetida a uma carga horizontal e uma grelha, utilizando diferentes parâmetros solos, para avaliação com diferentes valores dos parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito. Para essas análises foram utilizados os programas SAP2000 *(structural analysis program)*, programa de análise estrutural por elementos finitos, onde foi feita a análise para o modelo discreto, e o Plaxis 3D Foundation para o modelo continuo.

2. JUSTIFICATIVA

Os projetos de fundações, no Brasil, geralmente têm seguido a hipótese de que o solo é rígido, indeslocável, o que produz resultados falhos, não condizentes com a realidade física. Desconsiderar os recalques no projeto fará com que, quando estes ocorrerem, surjam patologias na edificação, gerando danos na estrutura, como trincas e rachaduras. Pilares com maiores recalques tendem a ceder parte da carga para os pilares vizinhos. Ao se considerar o apoio elástico, ocorrem menores recalques levando a pequenas alterações nos esforços solicitantes.

Verifica-se, assim, a importância de uma análise mais ajustada à realidade física, um estudo de Interação Solo-Estrutura, ISE, e que essa analise venha a se tornar uma prática comum nos escritórios de projetos.

Assim, decidiu-se fazer um estudo comparativo entre dois modelos de solos, o modelo de Winkler, mais simples e prático, e um modelo de solo mais criterioso, o de Mohr-Coulomb, e como elas atuam em diferentes tipos de fundações. Dessa maneira, espera-se verificar se o modelo de Winkler, apesar da simplicidade, obterá resultados próximos ao modelo de Mohr-Coulomb, e assim ser uma opção mais viável a ser aplicado em projetos de fundações, no estudo da ISE A análise será realizada para as seguintes estruturas:

- Viga de fundação;
- Grelha; e,
- Estaca submetida a carga horizontal.

3. MOTIVAÇÃO

O estudo de Interação Solo-Estrutura (ISE) é de relativa importância para o engenheiro geotécnico e estrutural, pois, ao considerar a hipótese de apoios indeslocáveis, como é feito calculado, os deslocamentos que ocorrem podem ocasionar problemas a estrutura. Faz-se necessário que se leve em consideração as deformações decorrentes do solo, pois estas geram uma redistribuição de esforços na estrutura. Com o avanço tecnológico, facilitou-se o estudo de ISE, através de programas que utilizam o MEF, como o programa de análise estrutural SAP2000 e o programa de análises de estabilidade e deformações do solo, Plaxis 3D Foundation.

Saber como as variações dos parâmetros dos solos podem influenciar nas reações solicitantes nas fundações, para vigas, grelhas e estacas, para o modelo de Winkler e para o modelo de Mohr-Coulomb, despertou o interesse para realização deste trabalho, de forma a compreender como a deformidade do solo vem a agir sobre a fundação, como também saber as semelhanças e as diferenças nos resultados obtidos nos dois modelos.

4. OBJETIVOS

4.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é um estudo comparativo entre fundações sobre bases elásticas, utilizando o modelo de solo de Winkler, e o modelo de Mohr Coulomb, utilizando os programas SAP2000, para o modelo discreto, e o Plaxis 3D Foundation, para o modelo continuo.

4.2 Objetivos Específicos

- Modelagem de vigas e estacas em programa de análise estrutural;
- Comparação entre os diferentes modelos de solos para análise de Interação Solo-Estrutura;
- Definição e análise de diferentes valores para coeficiente de reação vertical
- Análise das reações solicitantes às fundações para diferentes propriedades de solos.

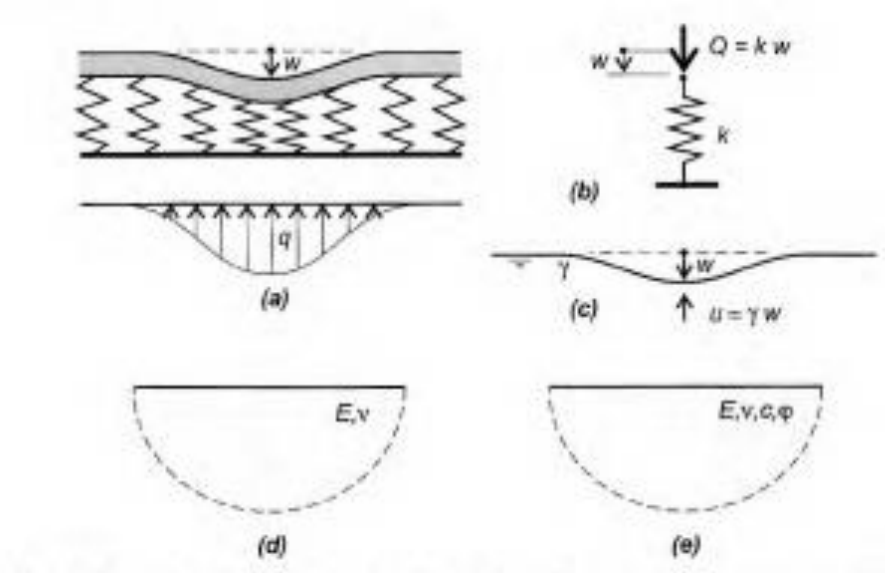
5. REFERENCIAL TEÓRICO

5.1 Modelos de representação do solo

O solo é um material considerado com comportamento elastoplástico não-linear, pois os seus parâmetros variam com o nível de tensões. Porém a aplicação da Teoria da Elasticidade e da Plasticidade é apenas uma forma simplificada da realidade, pois essas teorias consideram os solos como um contínuo, o que defere da realidade, sendo um aglomerado de partículas de tamanho variável, desde pequenos grãos de argila a grandes pedregulhos e matacões.

O comportamento do solo é não-linear e anisotrópico, dependente da tensão confinante, entre outros. Devido limitações dessas teorias, tem-se empregado a deformabilidade para os solos, por métodos discretos, ao invés de módulo de elasticidade. Na Figura 1 está demonstrado dois modelos de representação do solo, em (a) a (c) está o modelo de Winkler e em (d) e (e) o modelo continuo.

Figura 1 – modelo de Winkler (a) a (c) e modelo do meio continuo (d) a (e)



Fonte: Velloso e Lopes, 2004.

5.1.1 Modelo de Winkler

O modelo de Winkler, ou modelo discreto, consiste em representar de forma discreta, como um conjunto de peças isoladas ao invés de um meio continuo. Essa foi a primeira forma de representar o solo como um conjunto de molas, em que as pressões de contato aumentam proporcionalmente ao deslocamento do solo.

Segundo Velloso e Lopes (2004), esse comportamento é semelhante ao da mola, é também chamado de modelo de molas, cuja a resistência do solo é dependente do recalque no solo e do coeficiente de proporcionalidade $k_{v,}$ usualmente chamado de coeficiente vertical.

5.1.1.1 Coeficiente de proporcionalidade k_v

O coeficiente de proporcionalidade pode ser obtido de três formas: através de ensaios, tabelas de valores típicos ou correlações, ou pelo cálculo de recalque da função real.

5.1.1.1.1 Ensaio de placa

O ensaio de placa busca reproduzir o comportamento da fundação, submetida as ações provenientes da superestrutura. Esse ensaio consiste na aplicação um carregamento em uma placa metálica sobre o solo, na superfície ou em determinada profundidade, registrando a deformação em função da carga aplicada. Através dele pode-se obter parâmetros de deformação, parâmetros de resistência, o coeficiente de reação vertical e também prever o recalque de uma fundação.

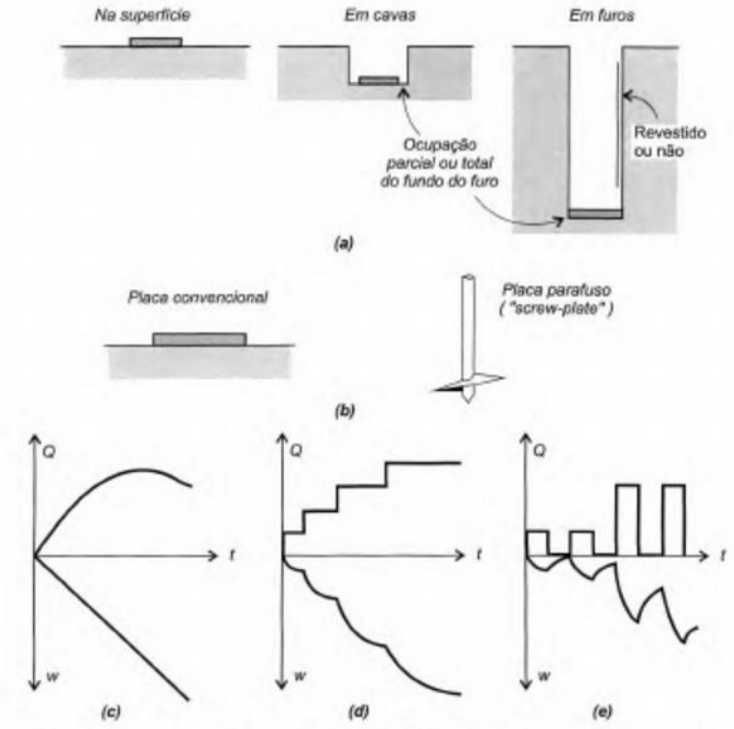
Os ensaios podem ser de vários tipos, ilustrados na Figura 2, sendo classificados quanto:

-À localização – podendo ser na superfície, em cavas ou em furos;

-Ao tipo de placa – Sendo de placa convencional ou parafuso; e,

-Ao modo de carregamento – carga controlada (incremental mantida ou cíclica) e deformação controlada.

Figura 2 - tipos de ensaios de placa quanto (a) a localização, (b) ao tipo de placa e (c) - (e) ao modo de carregamento.



Fonte: Velloso e Lopes, 2004.

Segundo a norma NBR 6489(1984), a placa deve ter uma área não inferior a 0,50m² e a relação entre largura e profundidade deve ser semelhante a largura e profundidade da fundação. A obtenção do coeficiente de reação será mostrada a seguir.

5.1.1.1.2 Determinação a partir de cálculo do recalque da fundação

O coeficiente de proporcionalidade também ser estimado através do cálculo do recalque da fundação, supondo que a relação pressão-recalque é linear, então tem-se que o coeficiente é dado por

$$k_v = \frac{q}{w} \qquad (1)$$

Sendo q a pressão aplicada e w a o recalque da fundação.

5.1.1.1.3 Relação entre o coeficiente de proporcionalidade e o modulo de Young do meio elástico

Existem algumas relações entre o modulo de Young e o coeficiente de proporcionalidade. Uma delas pode ser encontrada equiparando a equação de recalque com a placa em solo de Winkler (Velloso e Lopes), que resulta

$$k_v = \frac{E}{1-v^2}\,\frac{1}{I_s}\,\frac{1}{B} \qquad (2)$$

Onde B é a menor dimensão da fundação, v é o coeficiente de Poisson, E o módulo de elasticidade de Young e I_s o fator de forma da fundação. Logo, ao analisar essa equação, é possível notar que quanto maior a fundação e quanto menos ela se aproximar de uma geometria quadrada ou circular, menor será o valor de k_v.

5.1.1.1.4 Uso de tabelas de valores típicos ou correlações

Os valores do coeficiente de reação também podem ser encontrados através de correlações com tabelas encontradas nas literaturas. Porém, segundo Velloso e Lopes (2004), quando se comparado a ensaios *in situ,* algumas correlações entre eles podem ser fracas. Um exemplo é dado na Tabela 1, em que são apresentados os valores de k_v de uma placa quadrada de um 1 pés (k_{s1}), fornecidos por Terzaghi (1955, apud VELLOS e LOPES,2004).

Tabela 1 Valores de k_{s1} em kgf/cm³ (Terzaghi, 1955, apud Velloso e Lopes, 2004)

Argilas	**Rija**	**Muito rija**	**Dura**
q_u (kgf/cm²)	1 – 2	2 – 4	> 4
Faixa de Valores	1,6 – 3,2	3,2 – 6,4	> 6,4
Valor Proposto	2,4	4,8	9,6
Areias	Fofa	Med. Compacta	Compacta
Faixa de valores	0,6 – 1,9	1,9 - 9,6	9,6 – 32
Areia acima N. A.	1,3	4,2	16
Areia Submersa	0,8	2,6	9,6

Para os valores encontrados na literatura, como também aos valores encontrados através dos ensaios de placa, deve ser feito correções, devido a diferença das dimensões e de forma, entre as placas e a fundação, pois não é uma propriedade apenas do solo, mas está relacionada a resposta do solo a um carregamento aplicada sobre uma determinada estrutura.

Quando as propriedades de um determinado perfil forem constantes, pode ser associado a um meio elástico contínuo e semi-infinito, temos que:

$$k_{v,B} = k_{v,b}\,\frac{b}{B}\,\frac{I_{s,b}}{I_{,}} \qquad (3)$$

onde $k_{v,B}$ *e* $k_{v,b}$ são os coeficientes de proporcionalidade da fundação e da placa, respectivamente, e $I_{s,B}$ *e* $I_{s,b}$ os respectivos fatores de forma.

Outra forma de correção, segundo o American Concrete Institute (1988, apud Velloso e Lopes, 2004), o k_v pode ser corrigido a partir do k_{s1} obtido no ensaio de placa através da equação:

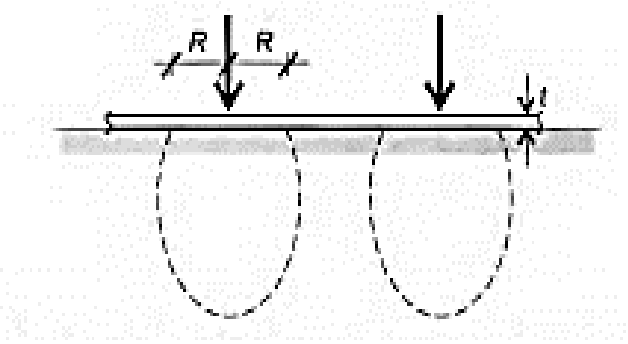
$$k_v = k_{s1}\left(\frac{b}{B}\right)^n \qquad (4)$$

Onde n varia entre 0,5 e 0,7.

Para radies a correção deve ser feita da mesma forma, utilizando o B do radie, o que gera um k_v pequeno, devido a sua dimensão. Porém, pode-se usar, em vez de B, uma largura de influência dada por $2R$, como ilustrado na Figura 3 caso as haja ocorrência de cargas concentradas e muito espaçadas ($1 > 2{,}5R$), onde R é dado por

$$R = \sqrt[4]{\frac{64\,E_c\,t^3}{3\,(1-v_c^2)\,k_v}} \qquad (5)$$

Figura 3 – Zona de influência de carcas concentradas em placas Flexíveis



Fonte: Velloso e Lopes, 2004.

5.2Fundações

As fundações são elementos estruturais cuja finalidade é transmitir as cargas da superestrutura ao solo. Os tipos de fundações são divididos convencionalmente em dois grandes grupos: Fundações Superficiais e Fundações Profundas.

5.2.1 Tipos

As fundações se dividem em dois grandes grupos, superficiais e profundas, sendo diferenciadas por uma relação entre sua geometria e a profundidade. Segundo a NBR 6122:2010, tem-se como fundação profunda aquelas cuja a ponta ou a base estão assentadas a uma profundidade de no mínimo 3m, superior ao dobro de sua maior dimensão em planta; e fundação superficial são aquelas cuja profundidade de assentamento é menor que duas vezes a menor dimensão da fundação.

As fundações superficiais podem ser:

Blocos - podem ter formas de bloco escalonado, pedestal ou até mesmo um tronco de cone, são constituído de concreto simples, com alturas relativamente grandes, para resistirem principalmente por compressão, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura.

Sapata - diferente do bloco, as sapatas são feitas em concreto armado, e resistem principalmente por flexão, assim consegue ser feito com uma altura menor que o bloco, utilizando armadura para resistir aos esforços de tração. Elas podem ser circulares, quadradas, retangulares ou corridas;

Viga de fundação - é um elemento de fundação que recebe pilares alinhados, geralmente de concreto armado; pode ter seção transversa, tipo bloco (sem armadura transversal), quando são frequentemente chamadas de *baldrames,* ou tipo sapata, armadas;

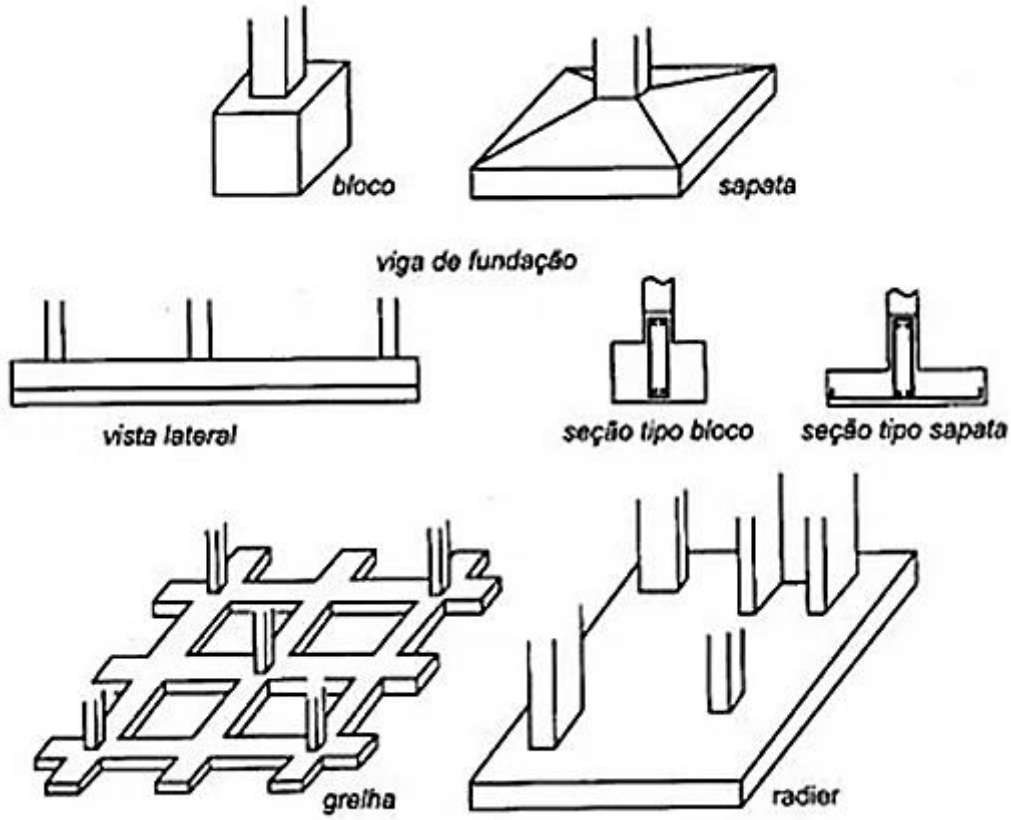
Grelha - é um elemento de fundação que é formado por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares;

Sapata associada – é uma sapata que recebe uma parte dos pilares, sendo esses não alinhados, o que diferencia dos radiers e da giga de fundação;

Radier - é uma sapata que recebe todos os pilares da obra, distribuindo as cargas por todo o terreno. Esse tipo de fundação pode elevar o custo da obra e é de difícil execução, sendo aplicável apenas quando a área das sapatas ocuparem maior parte do terreno.

Na Figura 4 está representada as principais fundações superficiais, citadas anteriormente.

Figura 4 – Principais tipos de fundação superficial



Fonte: Velloso e Lopes, 2004.

As fundações profundas são separadas em três tipos:

Estaca – é um elemento de fundação bem esbelto, ou seja, grande comprimento e pequena seção transversal, que é executado por ferramentas ou equipamentos à superfície, podendo ser por cravação a percussão ou prensagem, ou por escavação, ou ainda, mista. São geralmente utilizadas em grupo, solidarizadas por um bloco de concreto armado, chamado de bloco de coroamento. A sua

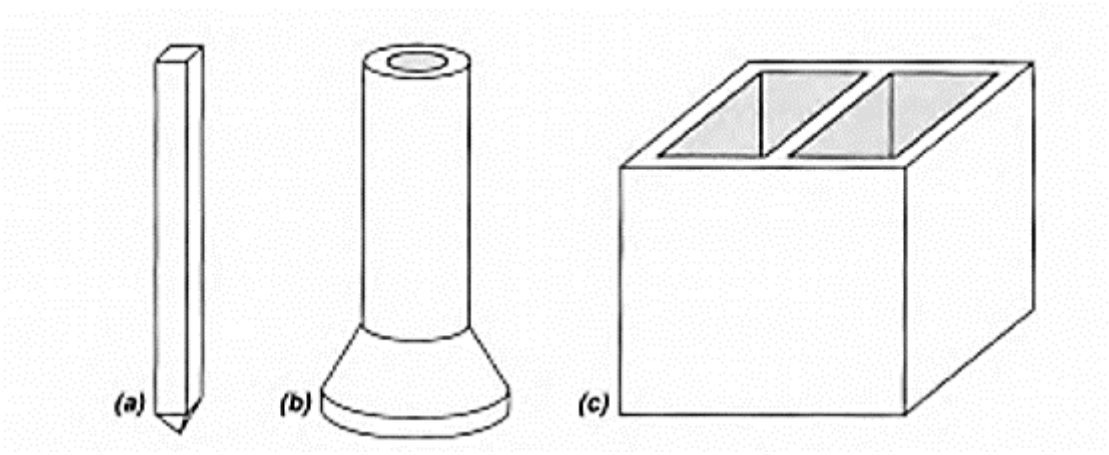
resistência se dá pela soma da resistência lateral (atrito) e resistência de ponta, sendo muitas vezes a primeira a maior delas. Podem ser feitas de concreto, madeira ou aço.

Tubulão – é uma fundação profunda de forma cilíndrica com diâmetros relativamente grandes, se comparado as estacas, e se faz necessário a decida de um operário em sua etapa final para completar a geometria ou fazer a limpeza, sendo essa a última a diferença entre elas. São construídos concretando-se um poço aberto no terreno, geralmente dotado de base alargada. Quando é necessário executar abaixo do NA utiliza-se o recurso do ar comprimido. Segundo a norma NBR 6122/96 deve-se evitar alturas H superiores a 2m e o trabalho simultâneo em bases alargadas de tubulões, cuja distância, seja inferior o diâmetro da maior base.

Caixão – elemento de fundação profunda de forma prismática concretado na superfície instalado por escavação interna.

Os tipos principais de fundações profundas esta ilustrada na Figura 5.

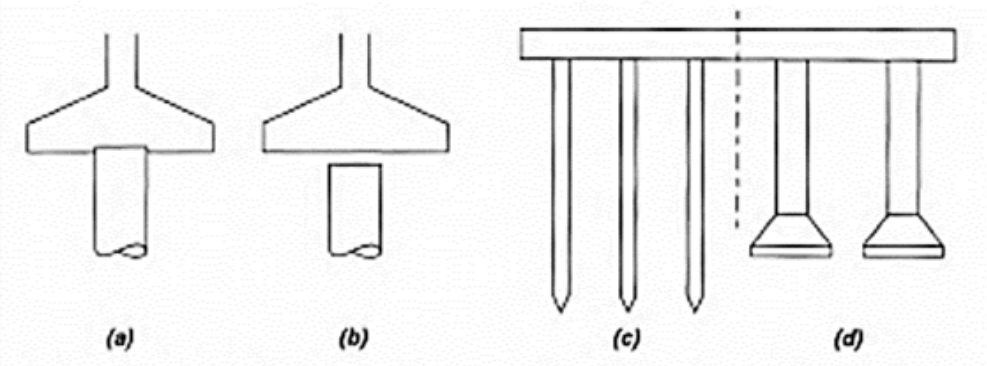
Figura 5 – Principais tipos de fundações profundas: (a) estacas, (b) tubulão e (c) caixão



Fonte: Velloso e Lopes, 2004.

Há também as fundações mistas, formada pela associação de fundação superficial e profunda, trabalhando em conjunto. Na figura 6 são mostrados alguns exemplos.

Figura 6 – Alguns tipos de fundações mistas: (a) sapata associada à estaca, (b) sapata associada à estaca com material compressível entre elas; e radier sobre (c) estacas ou (d) tubulões.



Fonte: Velloso e Lopes, 2004.

5.2.2 Vigas

As vigas são elementos de fundação que associa dois ou mais pilares alinhados. Pode-se considerar, caso a viga tenha grande rigidez e carregamento centrado, que os pontos de ligação dos pilares terão o mesmo recalque. Mas isso nem sempre acontece, pois geralmente a viga tem flexibilidade que, ao considerar no cálculo, pode levar a esforços internos diferentes, logo, ocorrerá recalques desiguais. (Velloso e Lopes, 2004)

Para as vigas é feita a analise considerando um elemento bidimensional, com a viga como elemento unidimensional. Os métodos de solução de vigas são classificados como: métodos estáticos, métodos baseados na Hipótese de Winkler e métodos baseados no meio elástico continuo. Nesse trabalho será abordada apenas o método baseado na Hipótese de Winkler.

Hetenyi (1946, apud Velloso e Lopes, 2004) definiu a rigidez relativa do solo-viga como

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k_v\, B}{4\, E_c\, I}} \qquad (6)$$

Onde k_v é o coeficiente de reação vertical (corrigido para a forma da viga), B é a dimensão transversal da viga, E_c o modulo de elasticidade de Young do material da viga e I o momento de inercia da seção transversal da viga.

A partir dos valores encontrados, Hetenyi classificou a viga de acordo com a rigidez relativa viga-solo como:

- $\lambda < \pi/4L$ viga de rigidez relativa alta;
- $\pi/4L < \lambda < \pi/L$viga de rigidez relativa média;
- $\lambda > \pi/L$ viga de rigidez relativa baixa.

Para o primeiro caso pode ser resolvida como rígida, no segundo e terceiro caso deve ser analisada como flexível. Há quatro métodos para o cálculo das vigas baseadas na hipótese de Winkler, o método: de vigas rígidas, vigas de comprimento infinito, vigas de comprimento finito, e os métodos numéricos.

5.2.2.1 Vigas rígidas

Quando a viga tem rigidez elevada pode ser considerada como rígidas sem grandes prejuízos quanto a precisão. Assim os recalques variam de forma linear ao longo da viga, e obedece à expressão:

$$w = \frac{2\,R}{KL}\left[-3\left(1-2\frac{a}{L}\right)\frac{x}{L}+\left(2-3\frac{a}{L}\right)\right] \qquad (7)$$

onde K é o coeficiente de reação vertical, incorporado a dimensão transversal da viga (K=k B). Pela Hipótese de Winkler, as pressões de contato também variam linearmente ao longo da viga.

A equação (7) vem da equação da hipótese de variação linear das pressões de contato, que considera a pressão de contato como uma resultante do carregamento, obedecendo a expressão

$$q = \frac{2\,R}{L}\left[-3\left(1-2\frac{a}{L}\right)\frac{x}{L}+\left(2-3\frac{a}{L}\right)\right] \qquad (8)$$

Onde R é a resultante do carregamento, a é a distância da resultante à extremidade da viga com origem no eixo x, e L é o comprimento da viga.

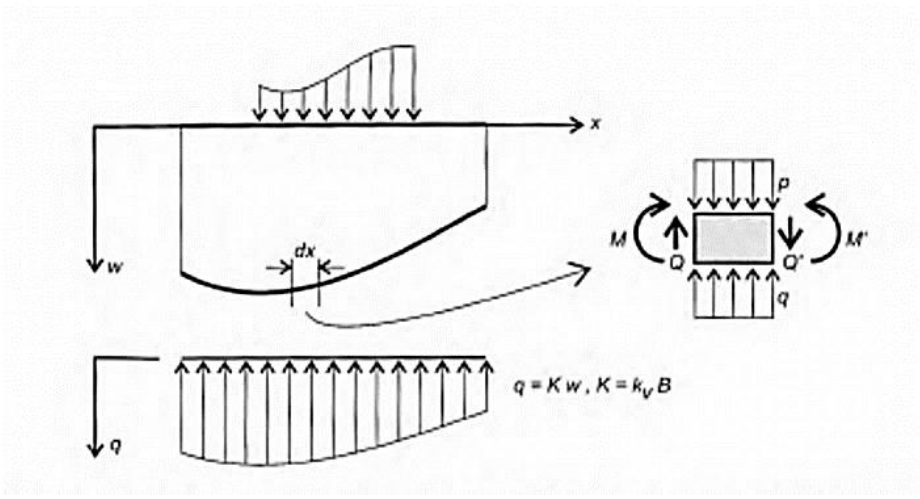
5.2.2.2 Vigas de comprimento infinito

- Equação diferencial da viga sobre apoio elástico

Velloso e Lopes (2004), estabelece a equação diferencial para vigas sobre apoio elástico, de acordo com a hipótese de Winkler. Na Figura 7 encontra-se ilustrada um elemento de viga de comprimento dx, que atua na extremidade esquerda M, e Q, e na direita

$$M' = M + dM \quad \text{e} \quad Q' = Q + dQ$$

Figura 7 - Viga infinita sobre base elástica: (a) deformada da viga, (b) distribuição de pressões de contato e (c) elemento da viga com esforços nele atuantes.



Fonte: Velloso e Lopes, 2004.

Como o somatório de forças ΣV=0, tem-se

$$Q - p\,dx - q\,dx - (Q + dQ) = 0 \quad \text{ou} \quad dQ/dx = -p + q$$

Como $Q = dM/dx$ e lançando mão da equação elástica da viga:

$$EI\frac{d^2w}{dx^2} = -M \qquad (9)$$

Tira-se:

$$EI\frac{d^4w}{dx^4} = p - q \qquad (10)$$

Introduzindo $q = Kw$ (hipótese de Winkler), onde $K = k_v B$, verifica-se:

$$EI\frac{d^4w}{dx^4} = p - Kw \qquad (11)$$

No trecho não carregado da viga ($p = 0$), tem-se

$$EI\frac{d^4w}{dx^4} = -q = -Kw \qquad (12)$$

Integrando a equação anterior, tem-se

$$w = e^{\lambda x}\,(C_1 \cos \lambda x + \ C_2\ sen\lambda x) + e^{-\lambda x}\,(C_3 \cos \lambda x + \ C_4\ sen\lambda x) \qquad (13)$$

Onde λ é definido na Equação (12). Já as constantes C_1, C_2, C_3, C_4, irão depender das condições de contorno da viga.

As condições constantes para os esforços cortantes Q e ângulo da deformada serão derivadas das equações da viga:

$$EI\frac{d^3w}{dx^3} = Q \qquad (14)$$

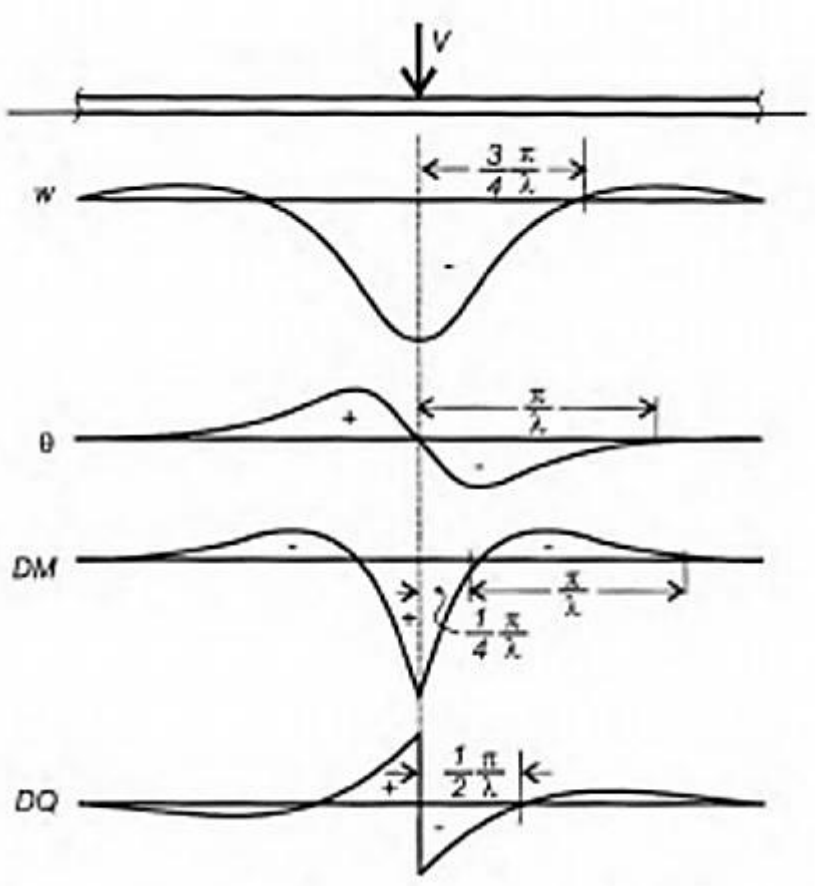
$$\frac{dw}{dx} = tan\theta \qquad (15)$$

- Caso de uma carga concentrada no meio do vão

Velloso e Lopes (2004), estabelece agora a equação diferencial para o caso de uma carga concentrada vertical, como pode ser vista na Figura 8, tem-se x = ∞, w = 0; então $C_1 = C_2 = 0$. Como para x = 0, dw/dx = 0, então $C_3 = C_4$. Assim, com $C_3 = C_4 = C$, a equação (12) se reduz a

$$w = Ce^{-\lambda x}(\cos \lambda x + sen\lambda x) \qquad (16)$$

Figura 8 – Recalques, rotações e esforços internos em viga infinita sob carga vertical.



Fonte: Velloso e Lopes, 2004.

Como o somatório de forças ΣV=0, tem-se

$$2\int_0^{\infty} q\, dx = V \qquad (17)$$

Substituindo

$$2\ K\ C\ \int_0^{\infty} e^{-\lambda x}\ (\cos \lambda x + sen\lambda x)\ dx = 2KC\ \frac{1}{\lambda} \tag{18}$$

Logo

$$2KC\ \frac{1}{\lambda} = V \tag{19}$$

$$C = \frac{V\lambda}{2K} \tag{20}$$

Então

$$w = \frac{V\lambda}{2K}\ e^{-\lambda x}\ (\cos \lambda x + sen\lambda x) = \frac{V\lambda}{2K}\ A \tag{21}$$

$$\theta = \frac{dw}{dx} = -\frac{V\lambda^2}{K}\ e^{-\lambda x}\ sen\lambda x = -\frac{V\lambda}{K}\ B \tag{22}$$

$$M = -EI\ \frac{d^2w}{dx^2} = \frac{V}{4\lambda}\ e^{-\lambda x}\ (\cos \lambda x - sen\lambda x) = \frac{V}{4\lambda}\ C \tag{23}$$

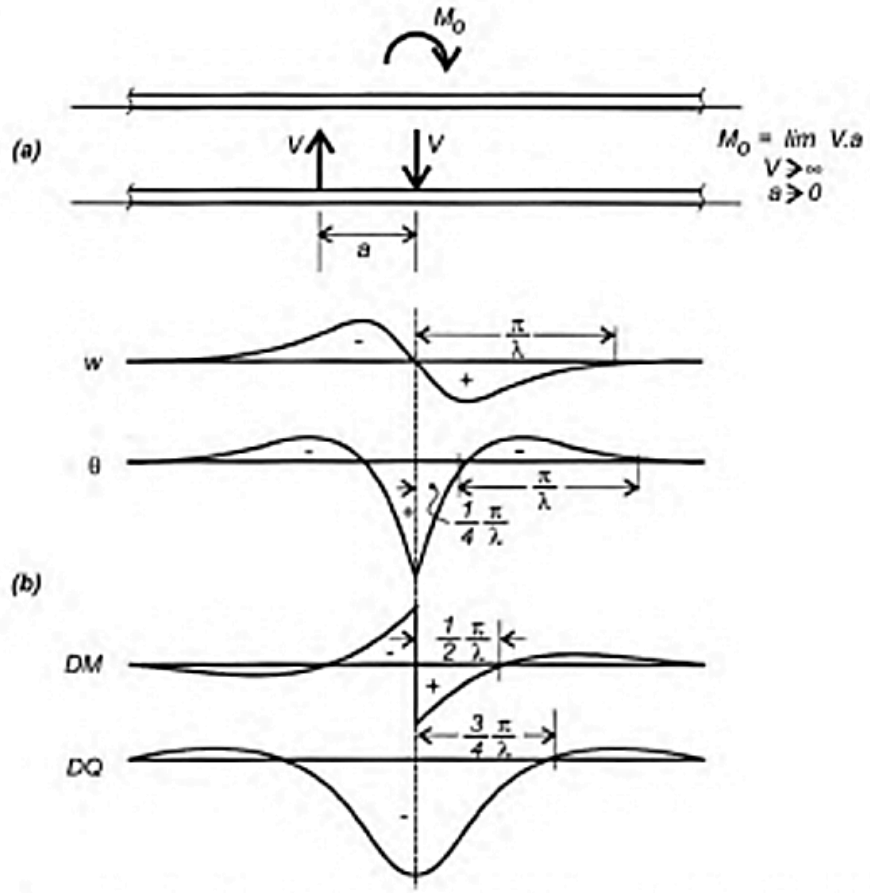
$$Q = -EI\ \frac{d^3w}{dx^3} = -\frac{V}{2}\ e^{-\lambda x} \cos \lambda x = -\frac{V}{2}\ D \tag{24}$$

Os diagramas de momento fletor e esforço cortante estão ilustradas na Figura 8, assim como os deslocamentos e rotações.

- Caso do momento aplicado

Para o caso do momento aplicado, Velloso e Lopes (2004) substitui por duas forças verticais, como visto na Figura 9. A equação do recalque então fica:

Figura 9 – Viga infinita sob momento aplicado: (a) carregamento e (b) recalques, rotações e esforços internos.



Fonte: Velloso e Lopes, 2004.

$$w = \frac{V\lambda}{2K}\, A(x) - \frac{V\lambda}{2K} A(x+a) \qquad (25)$$

$$w = -\frac{(Va)\lambda}{2K}\, \frac{A(x+a) - A(x)}{a} \qquad (26)$$

Então fazendo a tender a zero e V ao infinito, de forma que o produto V.a tenda para M_0, tem- se que

$$w = -\frac{M_0\lambda}{2K}\, (-2\lambda B) = \frac{M_0\lambda^2}{K} B \qquad (27)$$

Então as outras equações ficam

$$\theta = \frac{dw}{dx} = \frac{M_0 \lambda^3}{K} C \qquad (28)$$

$$M = \frac{M_0}{2} D \qquad (29)$$

$$Q = -\frac{M_0 \lambda}{2} A \qquad (30)$$

Os diagramas com os deslocamentos e rotações, momento fletor e esforço cortante estão ilustradas na Figura 9.

5.2.2.3 Vigas de comprimento finito

Para esse tipo de viga, pode-se aplicar o Método de Hetenyi (1946, apud Velloso e Lopes, 2004), que consiste em resolver a viga como se fosse infinita, entretanto, aplica-se esforços auxiliares onde se encontram as extremidades, para que se anulem os esforços da viga infinita. As equações que determinam esses esforços que correspondem as extremidades são dados por:

$$M_A + \frac{V'_A}{4\lambda} + \frac{M'_A}{2} + \frac{V'_B}{4\lambda} C + \frac{M'_B}{2} D = 0 \qquad \text{(Momento em A = 0)} \qquad (31)$$

$$Q_A - \frac{V'_A}{2} - \lambda \frac{M'_A}{2} + \frac{V'_B}{2} D + \lambda \frac{M'_B}{2} A = 0 \qquad \text{(Cortante em A = 0)} \qquad (32)$$

$$M_B + \frac{V'_A}{4\lambda} C + \frac{M'_A}{2} D + \frac{V'_B}{4\lambda} + \frac{M'_B}{2} = 0 \qquad \text{(Momento em B = 0)} \qquad (33)$$

$$Q_B - \frac{V'_A}{2} D - \lambda \frac{M'_A}{2} A + \frac{V'_B}{2} + \lambda \frac{M'_B}{2} = 0 \qquad \text{(Cortante em B = 0)} \qquad (34)$$

São, assim, quatro equações com quatro incógnitas: V'_A, M'_A, V'_B e M'_B.

Quando a viga é classificada como de comprimento médio, deve ser resolvido como descrito acima, porém, no caso de vigas denominadas longas os esforços de uma extremidade não afetam a outra, logo as equações ficam:

$$M_A + \frac{V'_A}{4\lambda} + \frac{M'_A}{2} = 0 \quad (35)$$

$$Q_A - \frac{V'_A}{2} - \lambda\frac{M'_A}{2} = 0 \quad (36)$$

$$M_B + \frac{V'_B}{4\lambda} + \frac{M'_B}{2} = 0 \quad (37)$$

$$Q_B + \frac{V'_B}{2} + \lambda\frac{M'_B}{2} = 0 \quad (38)$$

Logo, o sistema passa a ser dois sistemas de duas equações e duas incógnitas, cada um.

5.2.2.4 Métodos Numéricos

Os métodos mais utilizados na análise de vigas de fundação são o Método das Diferenças Finitas (MDF) e o Método dos Elementos Finitos (MEF). O método utilizado nesse trabalho será o MEF, através dos programas SAP2000 e Plaxis 3D Foundation (que serão melhor abordados adiante).

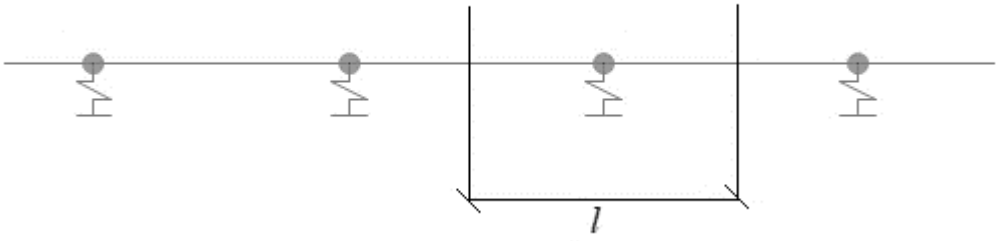
O Método dos Elementos Finitos (MEF) é o método mais utilizado na engenharia, principalmente em analise estrutural, pois trata-se de uma ferramenta numérica que permite solucionar os problemas mais complexos, onde na maioria das vezes não é possível encontrar a solução analiticamente.

O MEF consiste em representar o meio continuo como um conjunto de subdivisões chamados de elementos finitos, e esse conjunto é chamado de malha de elementos finitos. O método produz solução do problema em alguns pontos selecionados, aplicando as equações diferenciais em cada elemento, assim, quanto maior o número de subdivisões, maior a precisão da solução, porém, o aumento do número de subdivisões leva ao aumento do trabalho computacional.

Para utilização dos métodos computacionais, deve-se fazer o cálculo da rigidez das molas a serem utilizadas na discretização, k_{mola}, uma vez que estas diferem do coeficiente de reação vertical, para isso multiplica-se largura da viga pelo comprimento

de influência da viga, l, demonstrado na Figura 10, e divide-se pelo número de molas a ser utilizada, chegando assim a seguinte equação

Figura 10 – Comprimento de influência l.



$$k_{mola} = k_v \, x \, B \, x \, l \tag{39}$$

onde k_{mola} é a constante da mola, k_v o coeficiente de reação vertical, B a largura da viga e l o comprimento de influência. Outra forma de se encontrar um valor aproximado é utilizando a equação usada na resistência dos materiais, encontrando um valor aproximado através da equação 40, dada por

$$k_{mola} = \frac{EA}{L} \tag{40}$$

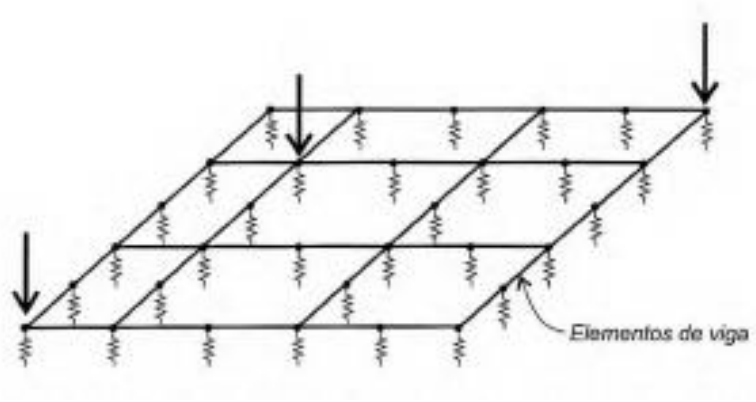
onde E é o modulo de elasticidade do solo, A a área em contato com o solo e L o comprimento da viga.

5.2.3 Grelha

Existem duas maneiras de se calcular grelhas, através de um cálculo rigoroso ou aproximado. O método rigoroso é feito com a grelha como um todo, enquanto o método aproximado faz a análise das vigas separadamente.

Para o método rigoroso requer o uso de métodos numérico, como será realizado nesse trabalho pelo Método dos Elementos Finitos, com as vigas representadas por elementos unidimensionais e o solo como molas, pela hipótese de Winkler, como pode ser visto na Figura 11, de forma semelhante a que foi feita para viga.

Figura 11 – Exemplo de uma grelha para o cálculo rigoroso pelo MEF.



Fonte: Velloso e Lopes, 2004.

Para o método aproximado, segundo A. C. I. (1996, apud Velloso e Lopes, 2004), é feito a partição dos pilares das cargas dos pilares, e distribuídas nas vigas que os cruzam, de acordo com a rigidez dessas. Para um dimensionamento mais seguro esse tipo de dimensionamento deve ser descartado.

5.2.4 Estacas carregadas transversalmente

As estacas são muito utilizadas quando se tem um solo com baixa capacidade de suportar cargas elevadas, e esse se estende a uma profundidade considerável. A estacas resistem aos movimentos verticais, com sua resistência dada pela soma da resistência lateral (atrito) e resistência de ponta. Porém, quando usadas em certos casos como sob edifícios muito elevados, torres de televisão, chaminés altas, são submetidas a elevadas cargas laterais, devendo essas resistir também aos movimentos horizontais.

Os modelos utilizados para estacas carregadas transversalmente, na sua maioria, são baseados na suposição de Winkler, com o conceito de coeficiente de reação horizontal k_h, considerando o solo como uma serie de molas independentes. Esse problema está intimamente relacionado com a viga sobre base elástica, porem a viga pode ser carregada em um ou mais pontos ao longo do seu comprimento, enquanto na estaca são aplicados apenas na extremidade, na superfície do solo ou acima desta (Murthy, 2003).

O coeficiente de reação horizontal, k_h, é definido como a relação entre a pressão unitária, σ, e o deslocamento sofrido pelo solo, y, como na equação 41, ou seja,

$$k_h = \frac{\sigma}{y} \qquad (41)$$

Para as estacas, tem-se que esse coeficiente tem seu valor variando de acordo com a profundidade. Em alguns casos, com variações mais simples, pode-se considera-lo constante. Segundo Alonso (1989) isso ocorreria em solos que apresentam características de deformação mais ou menos independentes entre si, como nas argilas rijas e duras. Nos outros casos, em solos que apresentam características de deformação proporcionais com a profundidade, como solos arenosos e argilas moles, o k_h também é proporcional a profundidade.

Os valores de k_h, como também de sua variação com a profundidade, são de difícil previsão, pois estes dependem de vários fatores, que vão além da própria natureza do solo, entretanto esses erros têm pouca influência nos cálculos (Alonso, 1989).

5.3Softwares

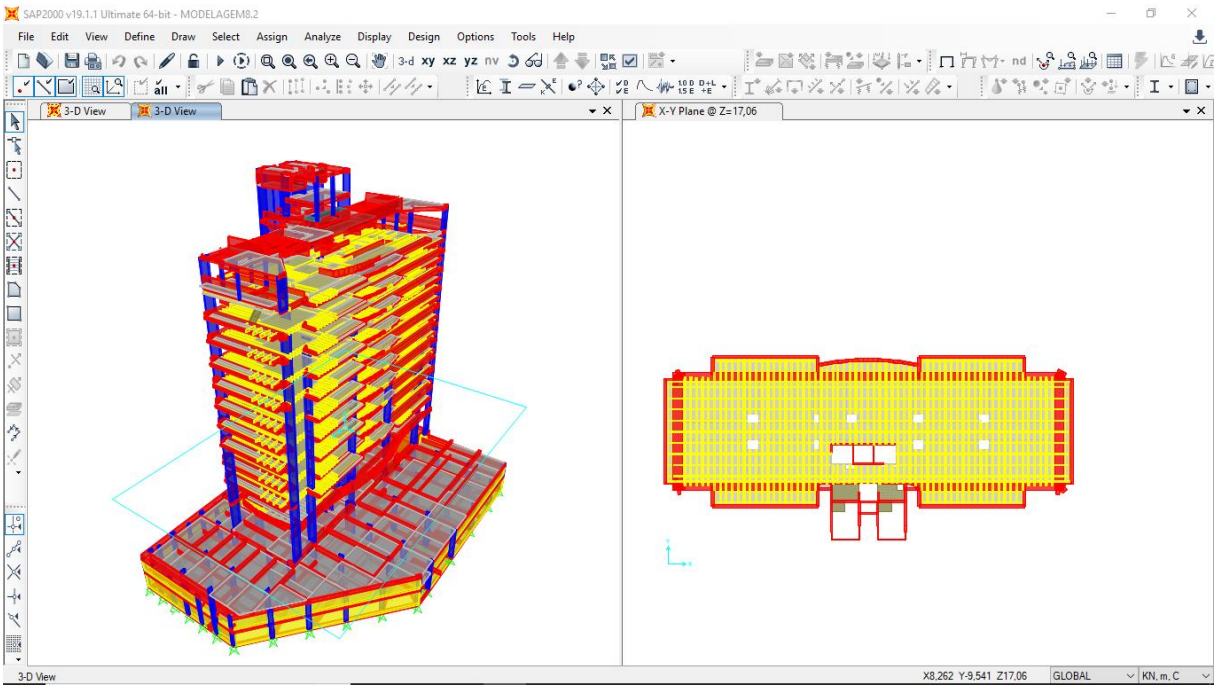
Aqui será abordado os softwares, programas que serão utilizados para auxilio e resolução esse trabalho.

5.3.1 SAP 2000

O SAP 2000 *(structural analysis program)*, é um programa de análise estrutural que realiza a analise através do método dos elementos finitos, que realiza de forma totalmente integrada, a modelação, análise e dimensionamento de problemas de engenharia de estruturas.

No SAP2000 é feita a modelagem da peça estrutural a ser analisada. O programa tem uma grande versatilidade em modelar e dimensionar estruturas, podendo ser utilizadas para vigas, até grandes edifícios, pontes, barragens. No programa pode ser realizado a análise de simples modelos estáticos utilizados em análises 2D, a modelos mais complexos e de grandes dimensões que requerem análises avançadas não lineares. Na Figura 12 pode ser visto a interface do SAP2000.

Figura 12 – Interface SAP2000.



Fonte: autor, 2018.

5.3.2 Plaxis 3D Foundation

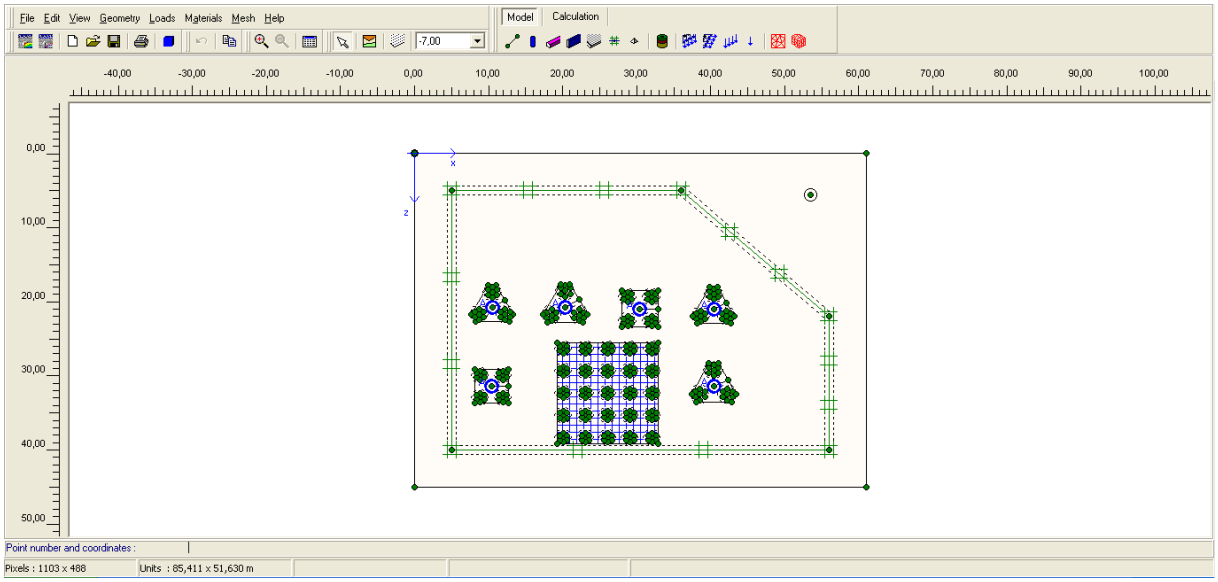
O Plaxis 3D Foundation é um programa de cálculo por elementos finitos e foi desenvolvido para realização de análise de estabilidade, deformações do solo e também definir o fluxo de água pelo maciço. Segundo SILVA (2011), “Trata-se de um programa bidimensional em que, para a realização do cálculo, se pode considerar estado plano de deformação ou estado axissimétrico.”

Nele pode ser criada a geometria através de pontos e linhas no plano x-z, onde ao fazê-lo, é, automaticamente, gerada a malha de elementos finitos, podendo ser quadrangulares ou triangulares, porém, essa malha pode ser editada conforme a necessidade para a análise do problema, aumentando ou diminuindo a precisão, a Figura 13 mostra a interface do Plaxis 3D Foundation. No programa pode ser adotado alguns modelos de representação do solo, o utilizado para este trabalho será o de Mohr-Coulomb.

O software Plaxis 3D Foundation é constituído por uma estrutura subdividida em quatro rotinas:

- Input – onde é definida a geometria, elementos de suporte, geração de malha de elementos finitos e as condições iniciais;
- Calculations – onde é iniciado o cálculo definindo o tipo de análise a realizar. Aqui pode-se introduzir várias fases de construção, que corresponderão a etapas de cálculo faseadas, onde será e definido o tipo de cálculo pretendido: cálculo plástico, análise de consolidação ou análise de estabilidade;
- Output – é a saída do programa, onde pode-se analisar os resultados provenientes do cálculo, numéricos ou gráficos, como deformações e tensões;
- Curves – onde pode-se gerar gráficos como carga-deslocamento e tensão deformação.

Figura 13 – Interface do Plaxis 3D Foundation



Fonte: autor, 2018.

5.4Edifício Confort Flat – Taguatinga - DF

O Edifício Confort Flat localiza-se em Taguatinga, no setor D. É um edifício do tipo comercial constituído por dois subsolos, um pavimento térreo, um mezanino, um primeiro pavimento, sete pavimentos-tipo, nono pavimento, cobertura e ático. O edifício apresenta um total 88 pilares, dentre eles 29 pertencem ao edifício, e 59 correspondem ao avanço das garagens. Os dados do solo foram obtidos na tese de Soares (2004). Esse edifício foi utilizado apenas para aplicação do estudo, não sendo este o foco principal do trabalho, mas foi de grande aprendizado para na utilização do SAP2000.

6. METODOLOGIA

Esse trabalho consiste em um estudo comparativo entre os cálculos de fundações baseadas no modelo de Winkler, com modelos contínuos, que se baseiam no modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Primeiramente foi realizado o estudo para vigas, visto que a modelagem é mais simplificada e é um dos elementos mais utilizados para os estudos baseados nos modelos de Winkler.

O estudo foi feito com comparações, modelando as vigas de fundação, submetidas a diferentes carregamentos, carga distribuída e cargas pontuais, e posteriormente, as grelhas e as estacas submetidas à esforços horizontais, para entender o comportamento do solo e das fundações, analisando os esforços solicitantes e os deslocamentos em ambos elementos.

Esse trabalho foi dividido em 5 etapas. Na primeira etapa foi feita a modelagem das vigas, das grelhas e da estaca em um programa computacional, o SAP2000, para realização dos estudos comparativos, de forma que se possa estabelecer diferentes relações, visto que a reação do solo não depende apenas das propriedades do mesmo, mas também da geometria dos elementos postos sobre eles. Para esse objetivo, se fez necessário o estudo e compreensão sobre o programa utilizado: como modelar os elementos de fundações estudados, atribuir as propriedades do solo nos coeficientes de rigidez das molas, pois o solo será representado como molas, de acordo com o modelo de Winkler, os carregamentos, os coeficientes de rigidez das molas de acordo com o solo estudado, como gerar e analisar os resultados pelo programa.

Na segunda etapa realizou-se a validação do método aplicado nesse estudo, através da análise de vigas já resolvidas, abordados na literatura clássica que tratam desse assunto, verificando a eficiência do método utilizado.

Na terceira etapa iniciou-se o estudo paramétrico dos coeficientes de reação vertical, submetidas à esforços diferentes, e às grelhas, atribuindo diferentes valores aos coeficientes de reação vertical, simulando diferentes tipos de solos e aplicado às diferentes fundações. Assim foi possível analisar como a estrutura se comporta quando submetida à solos com diferentes propriedades, simulando diferentes realidades, o que se justifica pelo fato da grande variabilidade e aleatoriedade que há nos solos, e na escolha e dimensionamento das fundações. Esse estudo é necessário

para entender como os solos se comportam, para realização de um trabalho com coerência. Para as estacas, aplicou-se o que foi feito anteriormente, porém aplicando os carregamentos de forma diferente, analisando o comportamento do solo e a interação solo estrutura, quando submetidas à esforços não mais verticais, mas esforços horizontais. Fez-se um estudo sobre como as cargas horizontais irão agir na fundação e como será estabelecido os coeficientes de reação horizontal do solo.

Na quarta etapa estabeleceu-se a relação entre os coeficientes encontrados com os parâmetros de resistência do solo do modelo continuo, coesão e ângulo de atrito. Para essa etapa, foi utilizado outro programa para modelagem do solo, o Plaxis 3D Foundation, programa para análise de solos, por meio de diferentes modelos, através do MEF, porém para esse trabalho será utilizado apenas para o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, afim de encontrar uma relação entre eles, através de uma análise estatística, para as diferentes fundações submetidas a variados tipos de carregamentos sobre diferentes tipos de solos. Assim como na primeira etapa, aqui se fez necessário o estudo e compreensão do programa: como realizar a modelagem dos problemas a serem analisados, como atribuir os valores e propriedades do solo, como modelar as fundações e suas propriedades e dimensões, e como gerar e analisar os resultados dado pelo programa.

Na quinta etapa, foi realizado um estudo de um caso real, do Edifício Confort Flat, onde este foi modelado no SAP2000 para a obtenção das cargas na fundação, e escolhida duas estacas com geometrias diferentes de duas fundações distintas para o estudo de ISE, pelos dois modelos, discreto e continuo.

7. RESULTADOS E ANÁLISES

Aqui foram realizadas as análises dos resultados obtidos das vigas, grelhas e estacas. As análises foram feitas com o intuito de entender o comportamento do coeficiente de reação vertical como também o comportamento da estrutura sobre base elástica.

7.1 Modelagem das vigas, grelhas e estacas

Com o programa SAP2000, foi realizada a modelagem das vigas a serem utilizadas no estudo. No primeiro momento é necessário a introdução do tipo e propriedades do material a ser utilizado. O material escolhido foi o concreto CA 30, cujas propriedades adotadas foram

$E = 25GPa$

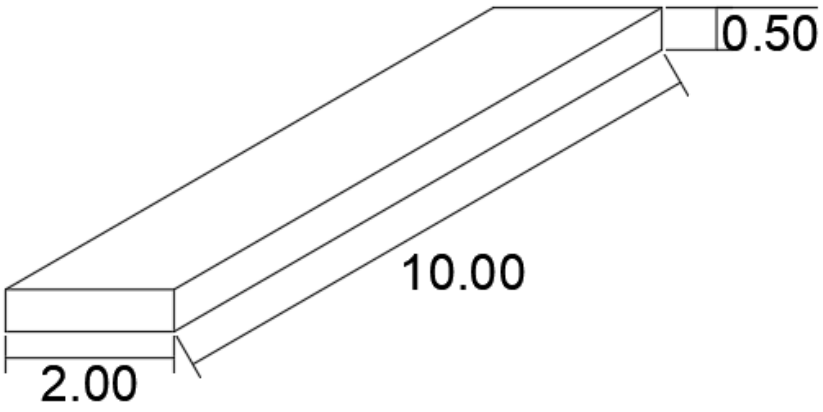
$\nu = 0{,}2$

$\gamma = 25\frac{kN}{m^3}$

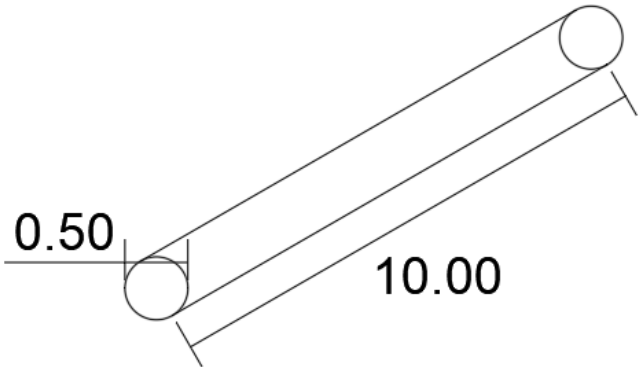
onde E é o módulo de elasticidade, ν é o coeficiente de Poisson e γ o seu peso específico.

Em seguida se faz necessário a inserção da geometria, que a princípio foi utilizada uma viga de perfil retangular com seção 2mx0,5m, com 10 metros comprimento. Com o mesmo material, foi feita a modelagem de uma estaca de seção circular com diâmetro de 0,5 metros, também com o mesmo comprimento anterior. Foram também modeladas grelhas com diferentes módulos, com vigas de 5 metros de comprimento, com seção retangular de 0,20 metros de largura e 0,40 metros de altura. Ambas geometrias estão demonstradas na Figura 14, onde em (a) está representada a geometria da viga utilizada, em (b) a geometria da estaca, e em (c) as grelhas.

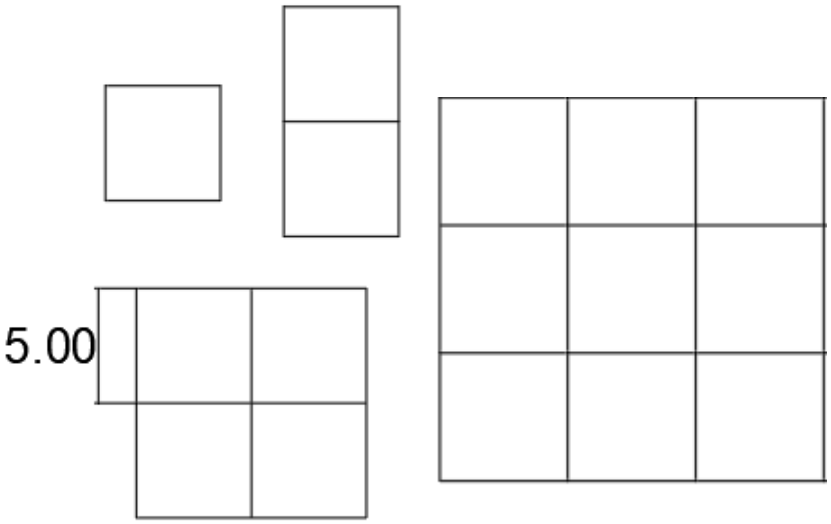
Figura 14 – Dimensões dos elementos estruturais utilizados, em metros. (a) Viga; (b) Estaca; (c) grelhas de um, dois, quatro e nove módulos.



(a)



(b)



(c)

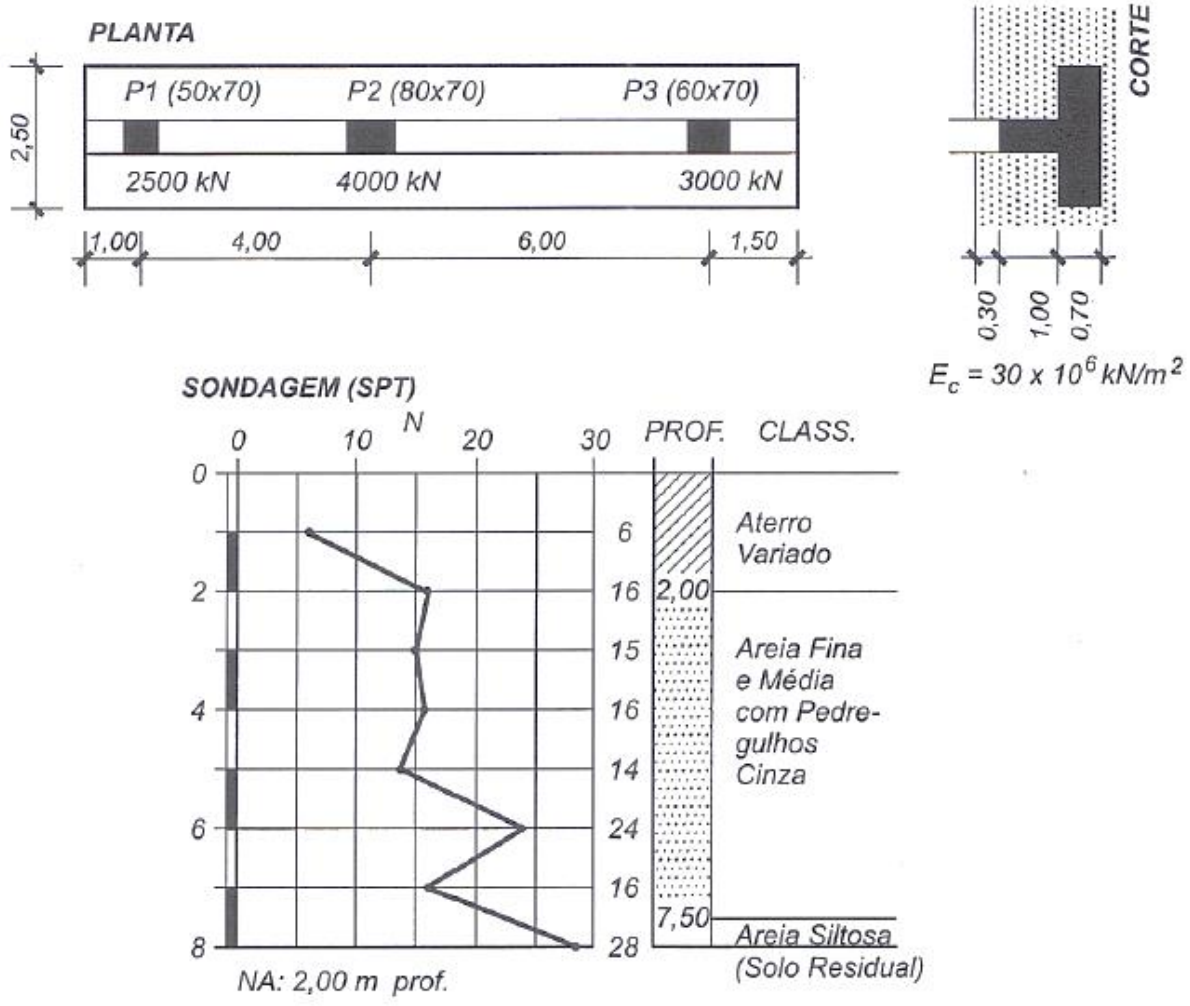
Fonte: autor, 2018.

Além dessas peças estruturais, foi modelada a viga dada no exemplo resolvido do apêndice 4, do livro de Fundações de Velloso e Lopes (2004). O exemplo será demonstrado a seguir.

7.2Análise do método aplicado junto à literatura clássica.

Na literatura clássica é possível encontrar exemplos da aplicação do modelo de Winkler. Afim de validar o método aqui utilizado, optou-se por refazer um exemplo dado no livro de Fundações de Velloso e Lopes (2004). O problema trata de uma viga de concreto armado com três carregamentos pontuais, com o intuito de prever os esforços internos e deslocamentos da viga. As propriedades do solo e da viga são mostradas na Figura 15.

Figura 15 – Viga a ser calculada.



Fonte: Velloso e Lopes, 2004.

Através dos dados do solo, o autor estabelece os parâmetros a serem utilizados para a resolução do problema, considerando

$$q = \frac{2500 + 4000 + 3000}{2{,}5x12{,}5} = 304\frac{kN}{m^2}$$

e a partir dos métodos de Alpan e o de Burland e Burbidge, estabelece recalque, sendo este a média dos valores encontrado nos dois métodos, chegando ao valor de $w \approx 0{,}028m$. Através desses valores, pode-se calcular o coeficiente de reação vertical através da Equação (1),

$$k_v = \frac{304}{0{,}028} = 10857{,}14 \sim 10{,}8\ x\ 10^3 kN/m^3$$

Sendo esse valor o coeficiente de reação vertical, faz-se necessário encontrar os valores de constante de mola a ser empregado, considerando que as molas foram distribuídas a cada 0,50 metros de viga. Então tem-se que

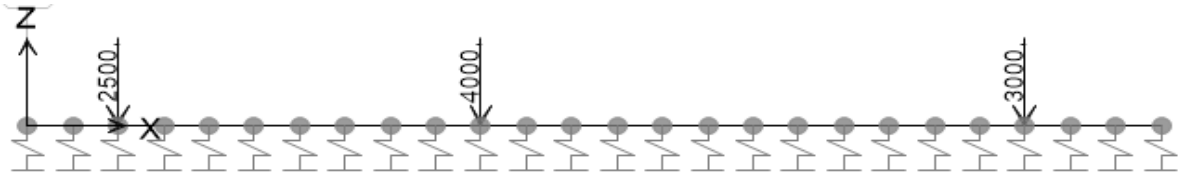
$$k_{mola} = 10{,}8\ x\ 10^3 \frac{kN}{m^3}\ x\ 2{,}5\ m\ x\ 0{,}5\ m = 13500\ \frac{kN}{m}$$

e nas extremidades

$$k_{mola_extremidade} = \frac{13500}{2} = 6750\ \frac{kN}{m}$$

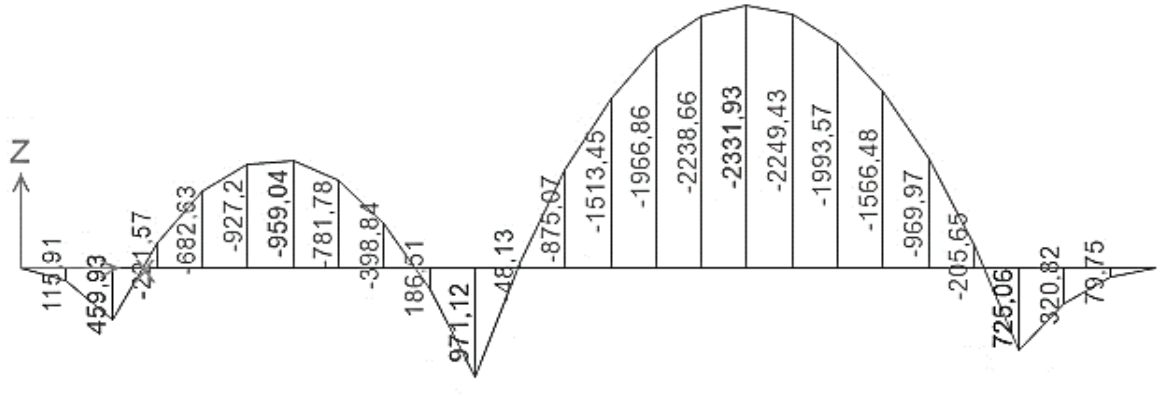
Com posse desses dados, foi modelada a viga no SAP2000, como ilustrado na Figura 16, e os resultados obtidos na Figura 17.

Figura 16 – Viga sobre base elástica, submetida a três carregamentos

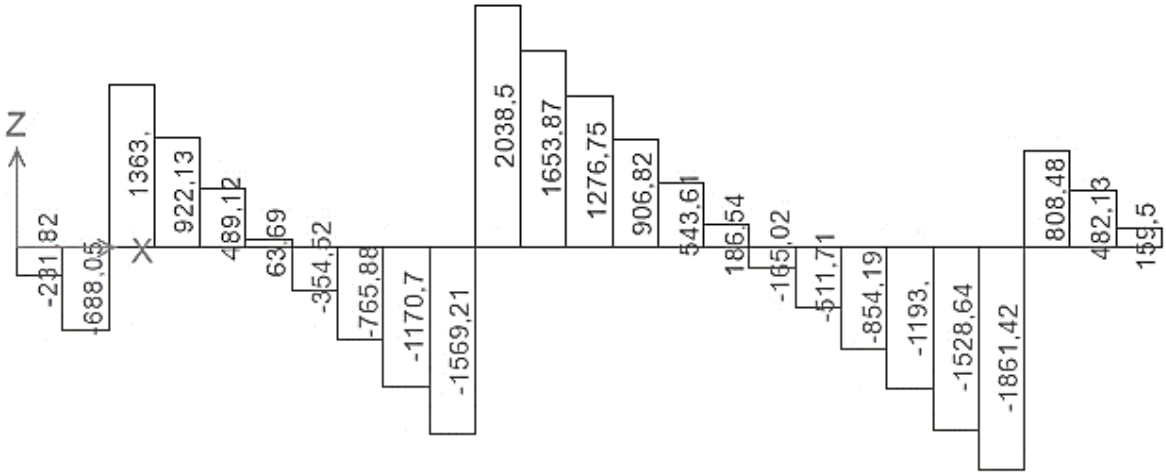


Fonte: autor, 2018.

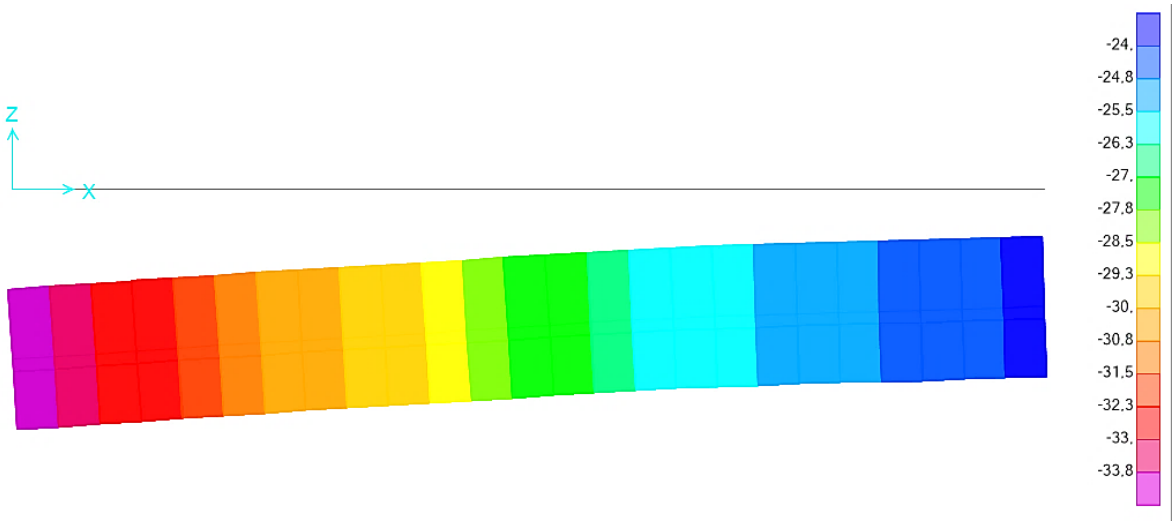
Figura 17 – Resultados Encontrados no SAP2000. (a)Diagrama de momento fletor, (b) Diagrama de esforço cortante e (c) Diagrama de deslocamento.



(a)



(b)

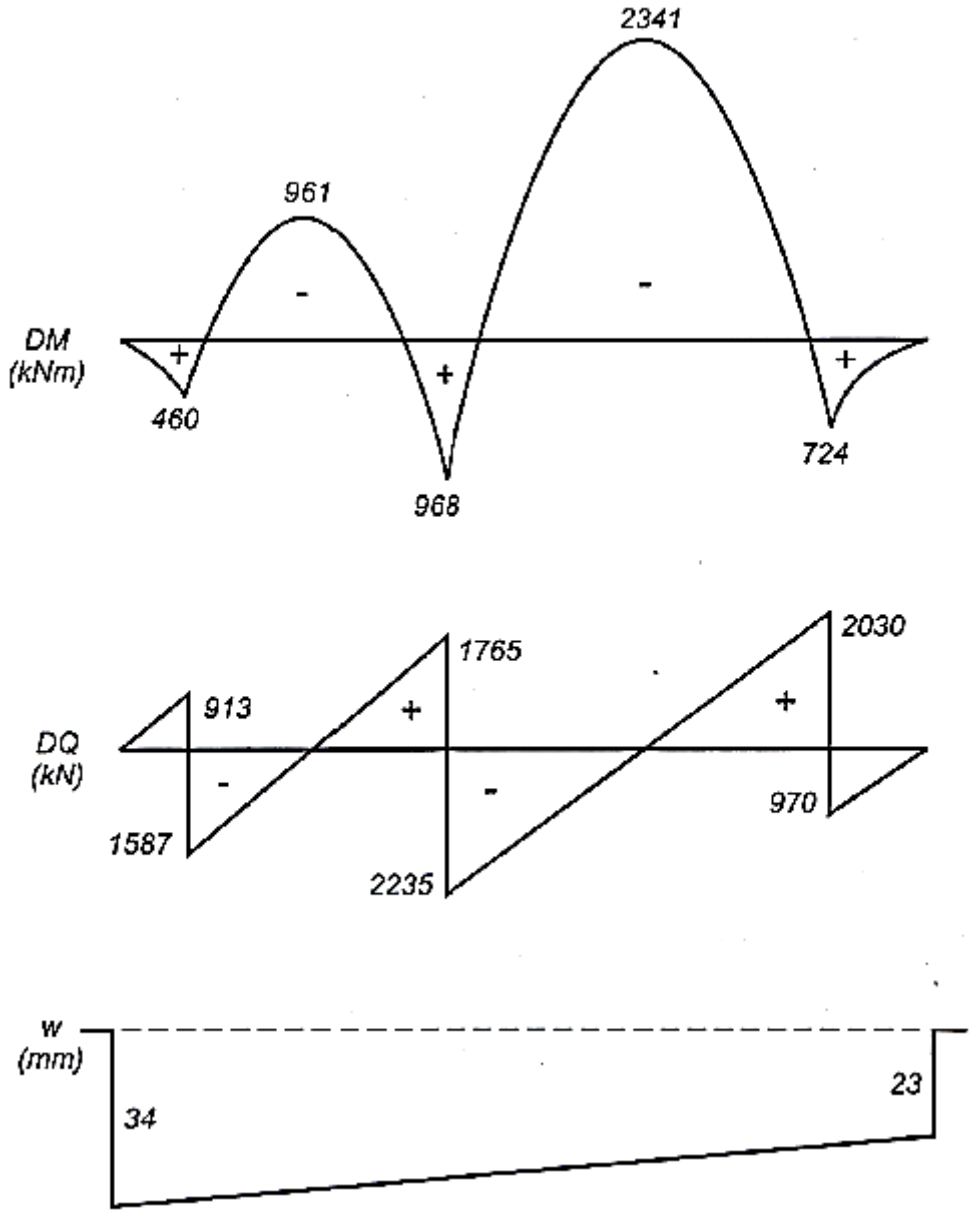


(c)

Fonte: autor, 2018.

Esse resultado é semelhante aos encontrados na literatura, onde foi resolvido por diversos métodos. Na Figura 18 está demonstrada o resultado do exercício pelo método matricial. É importante ressaltar que diagramas de esforço cortante estão inversos, isso ocorreu devido apenas a convenção de sinais.

Figura 18 – Resultados da literatura, pelo Método Matricial



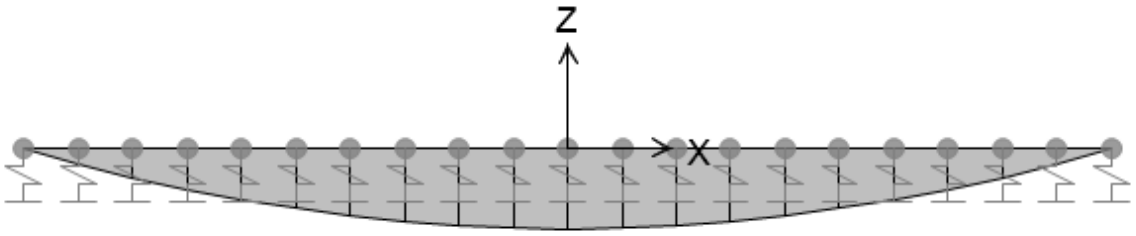
Fonte: Velloso e Lopes, 2004.

7.3Estudo paramétrico dos coeficientes de reação vertical, submetidas à esforços diferentes, estacas submetidas à esforços horizontais e grelhas

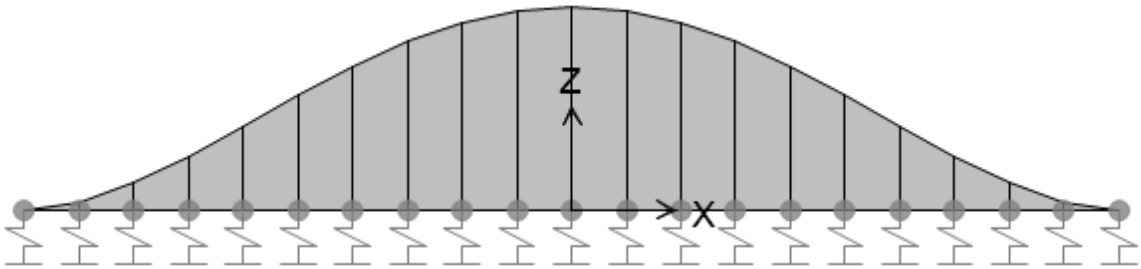
No SAP2000 foram atribuídos diferentes valores de coeficiente de mola, em diferentes tipos de estruturas para analisar o comportamento quanto aos esforços internos e os deslocamentos.

Segundo Velloso e Lopes (2004), as molas nos extremos da viga devem ter uma rigidez diminuída pela metade, devido seu comprimento de influência ser metade dos demais. A Figura 19, apresenta o digrama do momento fletor de uma viga em ambas situações, no caso (a) mostra a situação onde as molas têm igual rigidez e no caso (b) mostra a situação onde a rigidez das molas nas extremidades foram reduzidas pela metade.

Figura 19 – Momento Fletor para viga sob carregamento distribuído de 100kN/m.



(a)



(b)

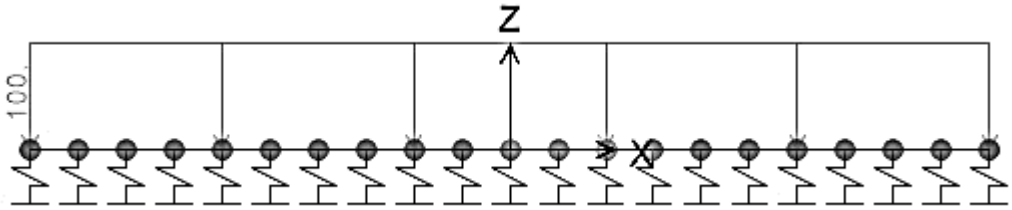
Fonte: autor, 2018.

Pode-se então perceber a semelhança da primeira situação com uma viga bi-apoiada, o que pode se dar pelo fato de que, por ter um comprimento de influência menor, sua rigidez sobressai as demais. Os resultados são apresentados a seguir.

7.3.1 Vigas sob carregamento distribuído

Para essa análise, foi colocada a viga, com a geometria dada no início do capítulo, sob uma carga de 100kN/m, como visto na Figura 20, com molas a cada 0,5m, com o coeficiente variando entre 1kN/m e 10^8kN, sendo as molas das extremidades com metade da rigidez das demais.

Figura 20 – Viga sob carregamento distribuído de 100kN/m



Fonte: autor, 2018.

Os Diagramas de Momento Fletor, Esforço Cortantes e deslocamentos estão dispostos em arquivo digital que acompanha este trabalho. A Tabela 2 traz um resumo dos valores extraído dos resultados dados no SAP2000, para os diferentes valores de coeficiente de reação vertical, e o valor ∞ corresponde a viga sobre apoios.

É importante ressaltar aqui que o coeficiente de reação vertical tem mesmo valor da rigidez devido a geometria, e foi obtida através da Equação (38), ou seja, considerando a área em contato com o solo igual a

$$l = 0{,}5 \text{ m}$$

$$B = 2\ m$$

sendo 21 o número de molas, n_{molas} , tem-se que

$$k_v = k_{mola} x\ B\ x\ l = k_{mola} \text{ x } 2 \text{ x } 0{,}5$$

$$k_v = k_{mola}$$

Tabela 2 - Resumo dos resultados das vigas sob carregamento distribuído de 100 kN/m.

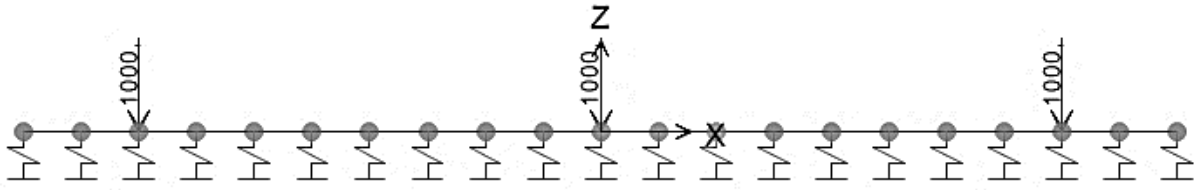
K_v (kN/m³)	K_{mola} (kN/m³)	Cortante (kN)	Momento (kN/m)	Flecha na viga (m)	Deslocamento Total, w (m)
1,00	**1**	-31,2500	-2,66E-04	6,20E-05	62,5000
10,00	**10**	-31,2510	-2,70E-03	6,20E-05	6,2500
100,00	**100,00**	31,2580	-0,0264	6,20E-05	0,6250
1000,00	**1000,00**	-31,3250	-0,2461	5,80E-05	0,0625
1,00E+04	**1,00E+04**	31,6960	-1,4743	3,60E-05	0,0063
1,00E+05	**1,00E+05**	32,1900	-2,7806	9,47E-06	6,27E-04
1,00E+06	**1,00E+06**	32,8600	-2,6914	2,75E-06	6,30E-05
1,00E+07	**1,00E+07**	-33,9760	-2,6642	6,73E-07	6,38E-06
1,00E+08	**1,00E+08**	-35,5900	-2,6185	1,214E-07	6,60E-07
∞	∞	-3,124	-2,6042	0	0

Fonte: autor, 2018.

7.3.2 Vigas sob carregamentos pontuais

A viga sob carregamentos pontuais, tem a mesma geometria da anterior, porém com 3 cargas pontuais ao longo do seu comprimento, uma no centro e as outras a um metro de distância das extremidades, todas com carga de 1000kN, como pode ser visto na Figura 21.

Figura 21 – Viga sob três carregamentos pontuais de 1000kN



Fonte: autor, 2018.

Através dos resultados encontrados, foi elaborada uma tabela semelhante a anterior, com os coeficientes de rigidez das molas utilizadas, apresentando os esforços internos em cada situação e os respectivos deslocamentos, a Tabela 3.

Tabela 3 - Resumo dos resultados das vigas sob carregamentos pontuais de 1000 kN.

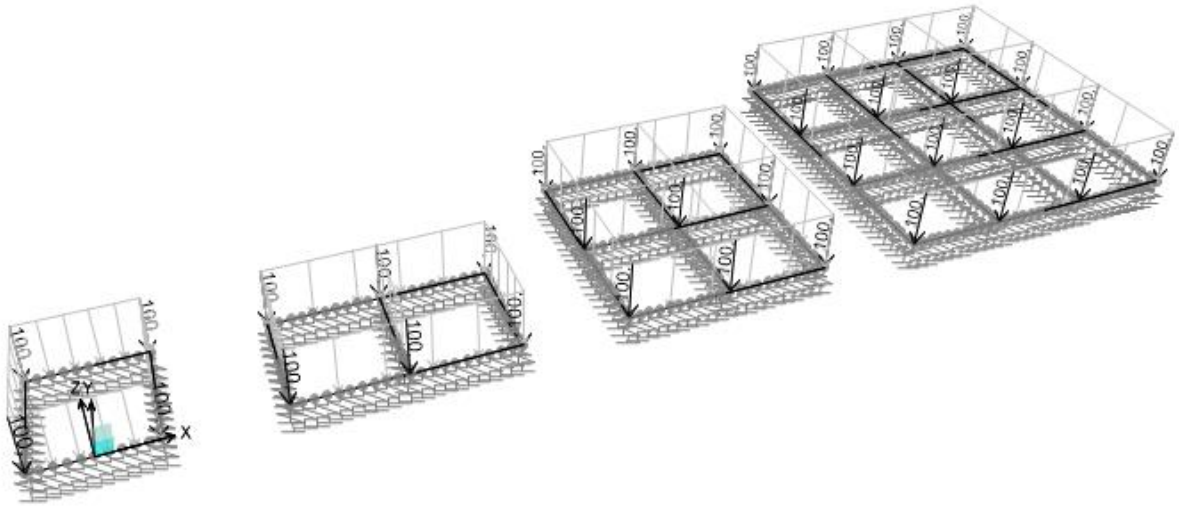
K_V (kN/m³)	k_{mola} (kN/m³)	Cortante (kN)	Momento (kN/m)	Flecha Viga (m)	w (m)
1,00	**1**	631,2370	-662,4549	-0,0112	162,51
10,00	**10**	631,1190	-662,0788	-0,0112	16,26
100,00	**100,00**	629,9500	-658,3179	-0,0111	1,623
1000,00	**1000,00**	-619,0840	-623,4109	-0,0135	0,1692
1,00E+04	**1,00E+04**	-556,6540	-447,7915	-6,17E-03	0,0203
1,00E+05	**1,00E+05**	463,5290	290,9768	-1,30E-03	2,49E-03
1,00E+06	**1,00E+06**	381,5300	233,3841	-1,61E-04	2,96E-04
1,00E+07	**1,00E+07**	-253,5900	107,4765	5,50E-05	5,40E-05
1,00E+08	**1,00E+08**	-80,1620	25,9005	8,97E-06	8,66E-06

Fonte: autor, 2018.

7.3.3 Grelha

As grelhas, com as geometrias dadas anteriormente no item 7.1, foram submetidas a um carregamento contínuo de 20kN/m em toda sua extensão e cargas pontuais em cada encontro e extremidade, como pode ser visto na Figura 22.

Figura 22 – Grelhas



Fonte: autor, 2018.

Os resultados obtidos no SAP2000 são dados na Tabela 4, com molas a cada 0,5m, com o coeficiente variando entre 1kN/m e 10^8kN, e no encontro das vigas no centro da grelha com o k_{mola} com o dobro do valor, e nos encontros das vigas nas laterais multiplicados por 1,5.

Tabela 4 - Resumo dos resultados das grelhas.

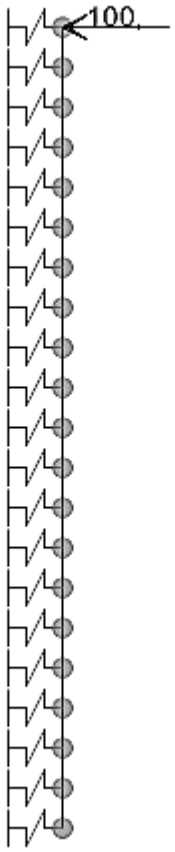
		1 módulo			**2 módulos**		
k_V (kN/m³)	**k_{mola} (kN/m)**	**M_{33} positivo (kNm)**	**M_{33} negativo (kNm)**	**w (m)**	**M_{33} positivo (kNm)**	**M_{33} negativo (kNm)**	**w (m)**
0,10	**1,00**	-	-62,49	21,00	-	-94,59	19,59
1,00	**10,0**	-	-62,43	2,104	-	-91,09	1,978
10,0	**100**	-	-61,80	0,214	-	-70,32	0,211
100	**1000**	-	-56,10	0,025	19,16	-40,06	0,026
1000	**10000**	-	-27,80	4,08E-03	30,18	-25,59	4,06E-03
10000	**1,00E+05**	-	-11,63	6,45E-04	14,73	-11,62	6,41E-04
1,00E+05	**1,00E+06**	-	-5,26	9,00E-05	5,55	-5,26	9,00E-05
1,00E+06	**1,00E+07**	-	-1,38	1,10E-05	0,78	-1,38	1,10E-05
1,00E+07	**1,00E+08**	-	-0,57	1,09E-06	-	-0,57	1,09E-06
∞	∞	-	-0,46	0,00	-	-0,46	0,00
		4 módulos			**9 módulos**		
k_V (kN/m³)	**k_{mola} (kN/m)**	**M_{33} positivo (kNm)**	**M_{33} negativo (kNm)**	**w (m)**	**M_{33} positivo (kNm)**	**M_{33} negativo (kNm)**	**w (m)**
0,10	**1,00**	-	-82,82	18,53	-	-122,83	17,78
1,00	**10,0**	-	-80,23	1,882	-	-106,82	1,861
10,0	**100**	-	-65,93	0,209	-	-57,07	0,218
100	**1000**	18,51	-42,43	0,027	24,88	-42,10	0,027
1000	**10000**	30,15	-25,11	4,04E-03	28,50	-25,11	4,04E-03
10000	**1,00E+05**	14,73	-11,36	6,38E-04	14,67	-11,36	6,38E-04
1,00E+05	**1,00E+06**	5,55	-5,23	9,00E-05	5,55	-5,23	9,00E-05
1,00E+06	**1,00E+07**	0,78	-1,38	1,10E-05	0,78	-1,38	1,10E-05
1,00E+07	**1,00E+08**	-	-0,57	1,09E-06	-	-0,57	1,09E-06
∞	∞	-	-0,46	0,00	-	-0,46	0,00

Fonte: autor, 2018.

7.3.4 Estacas Carregamento Horizontal

A estaca com geometria dada no início desse capitulo foi modelada no SAP2000 e submetida a um carregamento horizontal na extremidade superior de 100 kN, e disposto ao longo de seu comprimento molas a cada 0,5 metros, como está na Figura 23.

Figura 23 – Grelhas



Fonte: autor, 2018.

A molas tiveram seus valores variando entre 1 e 10^8 kN/m, para entender o comportamento da estaca sob tais condições e os valores que são próximos a realidade para o k_{mola}. Os resultados obtidos estão na Tabela 5, com o k_V correspondente.

Tabela 5 - Resumo dos resultados das estacas.

k_V (kN/m³)	k_{mola} (kN/m)	Cortante (kN)	M33 (kNm)	flecha (m)	w (m)
4,00	**1,00**	-82,24	137,8057	0,016405	-17,760
40,00	**10,00**	-82,142	137,1522	0,016315	-1,7858
400,0	**100,0**	-81,207	130,9879	0,015466	-0,1879
4000	**1000**	-75,031	96,5811	0,010234	-0,0250
40000	**10000**	-60,167	4,98E+01	0,002749	-0,0040
4,00E+05	**1,00E+05**	-40,134	2,30E+01	0,000498	-0,0006
4,00E+06	**1,00E+06**	-18,845	9,42E+00	7,30E-05	-8,10E-0
4,00E+07	**1,00E+07**	-4,635	2,32E+00	8,88E-06	-9,54E-06
4,00E+08	**1,00E+08**	-0,592	2,96E-01	9,33E-07	-9,94E-07

Fonte: autor, 2018.

Com esse estudo preliminar, é possível saber o comportamento das estruturas aqui utilizadas, considerando os diferentes módulos de reação vertical, tendo assim uma ideia da ordem de grandeza para o deslocamento e esforços nas estruturas em cada situação. E também pode-se notar alguns valores que são irreais, que tiveram recalques de até 162,5 metros.

7.4Relação entre os coeficientes de mola com parâmetros de resistência do solo, coesão e ângulo de atrito.

Nessa etapa utilizou-se o *software* Plaxis 3D Foundation, para simulação do comportamento do solo e cálculo dos esforços nas estruturas vistas anteriormente, utilizando os parâmetros do solo, ou seja, ângulo de atrito, coesão, peso específico, módulo de Estabilidade e coeficiente de Poisson.

Os parâmetros de solo aqui utilizados foram retirados das notas de aula professor M. Marangon (2009) e adaptados para os casos feitos aqui. Essas tabelas são apenas para um estudo, pois para cada solo se faz necessário ensaios para determinação de tais parâmetros.

A Tabela 6 apresenta os parâmetros de peso específico e módulos de elasticidades, para as areias e argilas, em função da classificação segundo a norma

na norma da ABNT, NBR 7250/1982. Na Tabela 7 é dada a coesão, ângulo de atrito e coeficiente de Poisson em função do N_{spt}.

Tabela 6 – Peso específicos e módulos de Elasticidade em função da classificação da NBR 7250/1982.

Tipo	**Tipo (NBR 7250/1982)**	**N_{spt}**	**Peso especifico (kN/m³) Não saturado - Saturado**	**Módulo de elasticidade (kPa)**
Areia	Fofa	< 4	18 – 19	1000 a 5000
	Pouco compacta	5 a 8	18 – 19	5000 a 14000
	Medianamente compacta	9 a 18	19 – 20	14000 a 40000
	Compacta	19 a 40	20 – 21	40000 a 70000
	Muito compacta	> 40	20 – 21	>70000
Argila	Muito mole	< 2	13 – 13	300 a 1200
	Mole	3 a 5	15 – 15	1200 a 2800
	Média	6 a 10	17 – 17	2800 a 5000
	Rija	11 a 19	19 – 19	5000 a 15000
	Dura	> 19	21 – 21	>15000

Fonte: M. Marangon. 2009(adaptada pelo autor).

Tabela 7 – Peso específicos e módulos de Elasticidade em função da classificação da NBR 7250/1982.

Tipo	N_{spt}	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito	Coeficiente de Poisson
Areia	< 4	0	25 a 30	0,2 a 0,4
	4 a 10	0	30 a 35	
	10 a 30	0	35 a 40	
	30 a 50	0	40 a 45	
	> 50	0	> 45	
Argila	< 2	< 10	0	0,4 a 0,5
	2 a 4	10 a 25	0	
	4 a 8	25 a 50	0	
	8 a 15	50 a 100	0	
	15 a 30	100 a 200	0	
	> 30	> 200	0	

Fonte: M. Marangon. 2009 (adaptada pelo autor).

Com essas informações, foi elaborada uma tabela para cada tipo de material, a ser utilizada no programa. A Tabelas 8 contém os valores dos parâmetros utilizados nas análises no Plaxis 3D Foundation para areias. Já a Tabela 9 estão os parâmetros utilizado para as argilas.

Tabela 8 – Parâmetros do solo utilizado para as areias.

Classificação	Parâmetro de entrada - PLAXIS						
	N_{spt}	γ_{uns} (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)	E (kPa)	v	c (kPa)	φ
Fofa	<4	18	19	<5000	0,4	0	<30
Pouco compacta	5	18	19	5000	0,3	0	30
	6			8058			32,07
	7			11134			33,15
	8			14000			35
Medianamente compacta	9	19	20	17058	0,3	0	34,91
	12			25375			36,92
	15			33007			38,49
	18			40000			40,00
Compacta	19	20	21	42119	0,2	0	40,14
	26			55139			42,34
	33			64434			44,01
	40			70000			45,00
Muito compacta	>40	20	21	>70000	0,2	0	>45

Fonte: autor, 2018.

Tabela 9 – Parâmetros do solo utilizado para as argilas.

Classificação	Parâmetro de entrada - PLAXIS						
	Nspt	γuns (kN/m³)	γsat (kN/m³)	E (kPa)	v	c (kPa)	φ
Muito Mole	<2	13	13	<1200	0,5	<10	0
Mole	3	15	15	1667	0,5	17,332	0
	4			1971		24,113	
	5			2800		25,000	
Média	6	17	17	2788	0,4	37,673	0
	7			3302		44,454	
	8			3886		50,000	
	9			4541		58,015	
	10			5000		64,795	
Rija	11	19	19	6061	0,4	71,575	0
	13			7863		85,136	
	15			9946		100,000	
	17			12310		112,258	
	19			15000		125,819	
Dura	>40	21	21	>15000	0,4	>268,207	0

Fonte: autor, 2018.

Assim foram modeladas as vigas, grelhas e estacas no Plaxis 3D Foundation, utilizando esses parâmetros para o solo.

A primeira modelagem foi da viga sob carga distribuída de 100 kN/m, com a mesma geometria utilizada anteriormente. Os resultados obtidos no Plaxis 3D Foundation foram tensão, momento fletor e a deformação ao longo da viga, de acordo com a discretização dos elementos fintos. Assim, foi calculado a reação vertical, k_V em cada ponto, que consiste na razão da tensão pela deformação, e então foi feita a média dos valores de k_V, e a partir dele foi calculado o k_{mola} para ser utilizado no SAP2000. Os resultados para as argilas podem ser vistos na Tabela 10.

Tabela 10 – Resultado da viga sob carga distribuída sobre solo argiloso.

Argilas									
Tipo	**Parâmetros**		**Resultado Plaxis**				**Resultado SAP2000**		
	c (kPa)	**φ**	**w(m)**	**K_v médio (kN/m³)**	**M_{22} (kNm)**	**Q_{23} (kN)**	**K_{mola} (kN/m)**	**w(m)**	**M_{33} (kNm)**
Mole	17,3	0	-14,131	34,33	65,67	-138,95	34,3	-1,8220	-0,009
	24,1		-0,536	349,08	41,69	-104,70	349,1	-0,1791	-0,090
	25,0		-0,305	579,00	41,03	-103,44	579,0	-0,1080	-0,147
Média	37,7	0	-0,074	1348,45	14,65	-93,32	1348,5	-0,0463	-0,323
	44,5		-0,061	1793,14	13,16	-88,90	1793,1	-0,0349	-0,417
	50,0		-0,051	2135,13	12,09	-88,92	2135,1	-0,0293	-0,482
	58,0		-0,044	2494,72	11,83	-88,85	2494,7	-0,0251	-0,550
	64,8		-0,040	2747,11	11,67	-88,80	2747,1	-0,0228	-0,596
Rija	71,6	0	-0,033	3335,73	11,31	-88,67	3335,7	-0,0188	-0,698
	85,1		-0,025	4327,46	10,75	-88,48	4327,5	-0,0145	-0,856
	100,0		-0,020	5474,14	10,18	-88,25	5474,1	-0,0114	-1,011
	112,3		-0,016	6775,82	9,63	-88,00	6775,8	-0,0092	-1,167
	125,8		-0,013	8257,07	9,08	-87,72	8257,1	-0,0076	-1,321

Fonte: autor, 2018.

Como visto na tabela, os valores encontrados no Plaxis 3D Foundation diferem dos obtidos no SAP2000. Isso ocorre pelo fato do solo ter comportamento elasto-plástico não linear, pois, como dito no início deste trabalho, os parâmetros do solo variam com o nível de tensões, enquanto as molas têm comportamento elástico linear. Ainda é possível notar que os valores encontrados têm mesma ordem de grandeza, e é possível fazer uma pequena correção desses valores multiplicando os valores para o k_{mola} por um fator de correção, com valor igual a 0,574.

Outra coisa que chama atenção é o momento fletor na viga, que difere em valor e em sinal. Isso se dá pela consideração feita inicialmente, em que nas extremidades o valor dos coeficientes de rigidez da mola deve ser a metade das demais, dessa forma considera-se a influência solo apenas abaixo da viga, porém o solo na lateral também em influência sobre a viga, como demonstrado na Figura 24. Assim foi encontrado um valor de correção também para as molas da extremidade, que ao invés de utilizar a metade, utiliza-se um fator de correção de 0,594. Os resultados obtidos com a correção estão dispostos na Tabela 11.

Figura 24 – Tensões no solo.

Fonte: autor, 2018.

Tabela 11 – Resultado corrigido da viga sob carga distribuída sobre solo argiloso.

Argilas								
Classificação	**Parâmetros**		**Resultado Plaxis**		**Correção**		**Resultado SAP2000 corrigido**	
	c (kPa)	**φ**	**w(m)**	**M_{22} (kNm)**	**Kmola (kN/m)**	**Kmola ext (kN/m)**	**w(m)**	**M_{33} (kNm)**
Mole	17,33	0	-14,131	65,67	19,62	11,65	-	-
	24,11		-0,536	41,69	199,48	118,49	-	-
	25,00		-0,305	41,03	330,85	196,53	-	-
Média	37,67	0	-0,074	14,65	770,54	457,70	-0,080	13,39
	44,45		-0,061	13,16	1024,65	608,64	-0,061	13,03
	50,00		-0,051	12,09	1220,08	724,72	-0,051	12,71
	58,01		-0,044	11,83	1425,55	846,78	-0,044	12,50
	64,80		-0,040	11,67	1569,78	932,45	-0,040	12,32
Rija	71,58	0	-0,033	11,31	1906,13	1132,24	-0,033	11,90
	85,14		-0,025	10,75	2472,84	1468,86	-0,025	11,25
	100,00		-0,020	10,18	3128,08	1858,08	-0,020	10,55
	112,26		-0,016	9,63	3871,90	2299,91	-0,016	9,83
	125,82		-0,013	9,08	4718,32	2802,68	-0,013	9,09

Fonte: autor, 2018.

Para as argilas moles, os fatores de correção se distanciaram dos valores encontrados no Plaxis, porém esses valores de recalques são irreais, para construção de vigas de fundação, com recalques superiores a 0,3 metros, chegando a 14,13 metros.

Na Tabela 12 estão os resultados desse mesmo caso, porém sobre areia.

Tabela 12 – Resultado da viga sob carga distribuída sobre solo arenoso.

Areia									
Tipo	**Parâmetro**		**Resultado Plaxis**				**Resultado SAP2000**		
	c (kPa)	**φ**	**w (m)**	**K_V médio (kN/m³)**	**M_{22} (kNm)**	**Q_{23} (kN)**	**K_{mola} (kN/m)**	**w (m)**	**M_{33} (kNm)**
Pouco compacta	0	30,0	-0,989	263,9	30,7	109,25	263,9	-0,237	-0,07
		32,1	-0,315	706,5	25,9	106,89	706,5	-0,088	-0,18
		33,2	-0,252	944,8	28,4	-103,84	944,8	-0,066	-0,23
		35,0	-0,119	1683,5	25,6	-98,94	1683,5	-0,037	-0,39
Mediana-mente Compacta	0	34,9	-0,090	2043,4	20,6	-93,53	2043,4	-0,031	-0,47
		36,9	-0,042	3811,3	14,9	-88,02	3811,3	-0,016	-0,78
		38,5	-0,027	5545,0	14,2	-87,33	5545,0	-0,011	-1,02
		40,0	-0,022	6592,5	12,7	-87,48	6592,5	-0,009	-1,15
Compacta	0	40,1	-0,021	7166,7	13,6	-81,33	7166,7	-0,009	-1,21
		42,3	-0,014	10030,1	13,4	-84,40	10030,1	-0,006	-1,48
		44,0	-0,010	13497,8	13,2	-86,22	13497,8	-0,005	-1,72
		45,0	-0,009	15037,6	13,3	-86,66	15037,6	-0,004	-1,81

Fonte: autor, 2018.

Aqui, como esperado, ocorre o mesmo com os resultados do SAP2000, porém para correção destes foi utilizado um fator de correção de 0,4 para o k_v e 0,64 para o k_{mola} das extremidades. Os resultados corrigidos estão na Tabela 13.

Tabela 13 – Resultado corrigido da viga sob carga distribuída sobre solo arenoso.

Areia									
Tipo	**Parâmetros**		**Resultado Plaxis**		**Correção**			**Resultado SAP2000 corrigido**	
	c (kPa)	**φ**	**w(m)**	**K_V médio (kN/m³)**	**M_{22} (kNm)**	**K_{mola} (kN/m)**	**K_{mola} ext (kN/m)**	**w(m)**	**M_{33} (kNm)**
Pouco Compacta	0	30,0	-0,989	263,9	30,7	-0,40	-0,25		-
		32,1	-0,315	706,5	25,9	-0,13	-0,08	-	-
		33,2	-0,252	944,8	28,4	-0,10	-0,06	0,163	20,74
		35,0	-0,119	1683,5	25,6	-0,05	-0,03	0,092	20,12
Mediana-mente Compacta	0	34,9	-0,090	2043,4	20,6	-0,04	-0,02	0,756	19,82
		36,9	-0,042	3811,3	14,9	-0,02	-0,01	-0,041	18,48
		38,5	-0,027	5545,0	14,2	-0,01	-0,01	-0,028	17,30
		40,0	-0,022	6592,5	12,7	-0,01	-0,01	-0,024	16,63
Compacta	0	40,1	-0,021	7166,7	13,6	-0,01	-0,01	-0,022	16,29
		42,3	-0,014	10030,1	13,4	-0,01	0,00	-0,015	14,71
		44,0	-0,010	13497,8	13,2	0,00	0,00	-0,011	13,07
		45,0	-0,009	15037,6	13,3	0,00	0,00	-0,010	12,42

Fonte: autor, 2018.

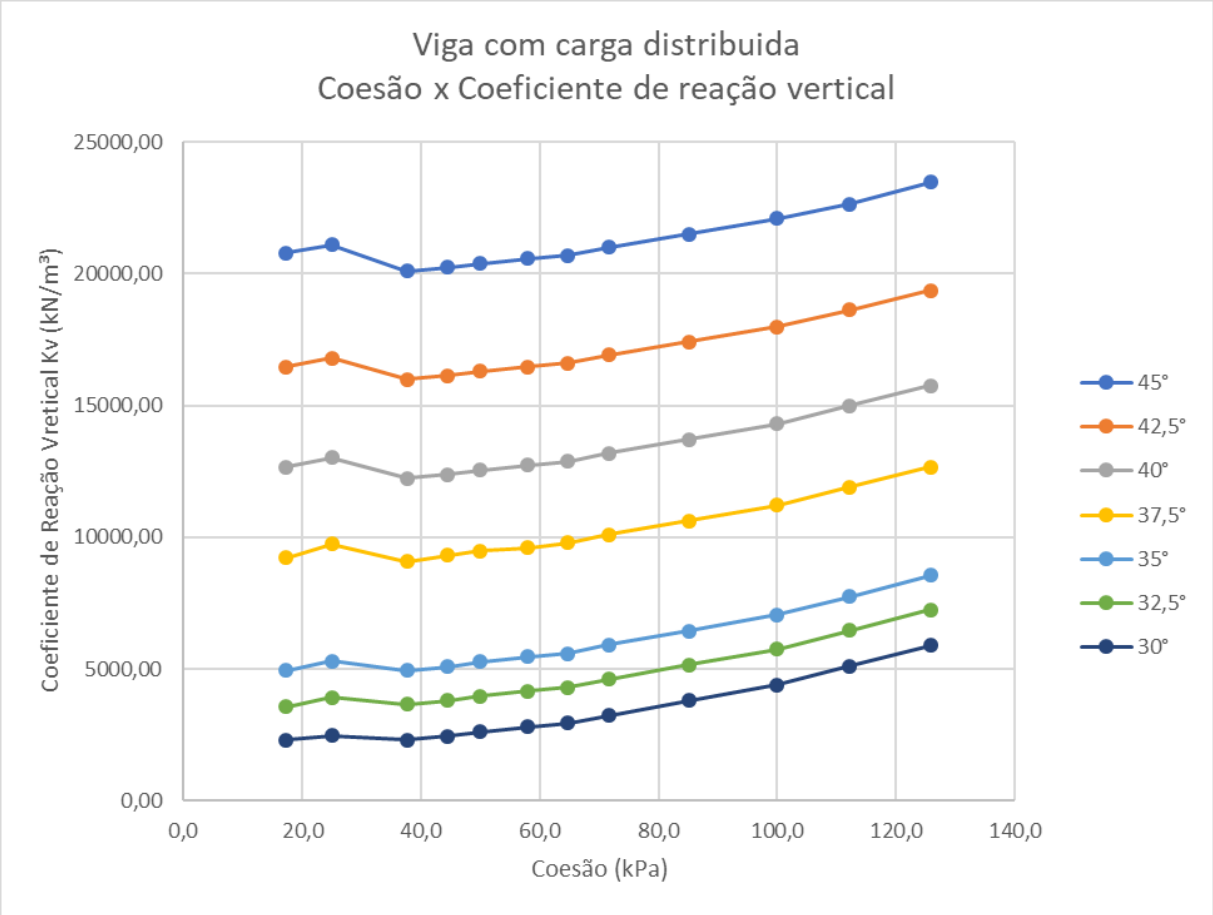
Com esses fatores os valores de deformação do solo se aproximam do real, porém, o momento se distancia, por ser sempre decrescente no SAP2000 enquanto no Plaxis ele decresce, mas depois volta a crescer.

Além desses dois casos, areia e argila, foi feita a variação desses parâmetros considerando um solo coesivo-friccional, que apresenta ângulo de atrito e de coesão, combinando os valores dados nas tabelas 12 e 13, e utilizando os valores médios para o módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e pesos específicos. Ressaltando mais uma vez que essas são relações empíricas, podendo ser usado para estudos preliminares, devendo ser feita os ensaios para valores reais.

Como se obteve muitos resultados, estes foram resumidos em duas tabelas, as quais encontram-se em arquivo digital que acompanha este trabalho, sendo aqui apresentados apenas os gráficos gerados a partir destas tabelas para análise e discussão dos resultados.

Na figura 25 apresenta-se o gráfico com a relação entre coesão e coeficiente de reação vertical para cada valor de ângulo de atrito.

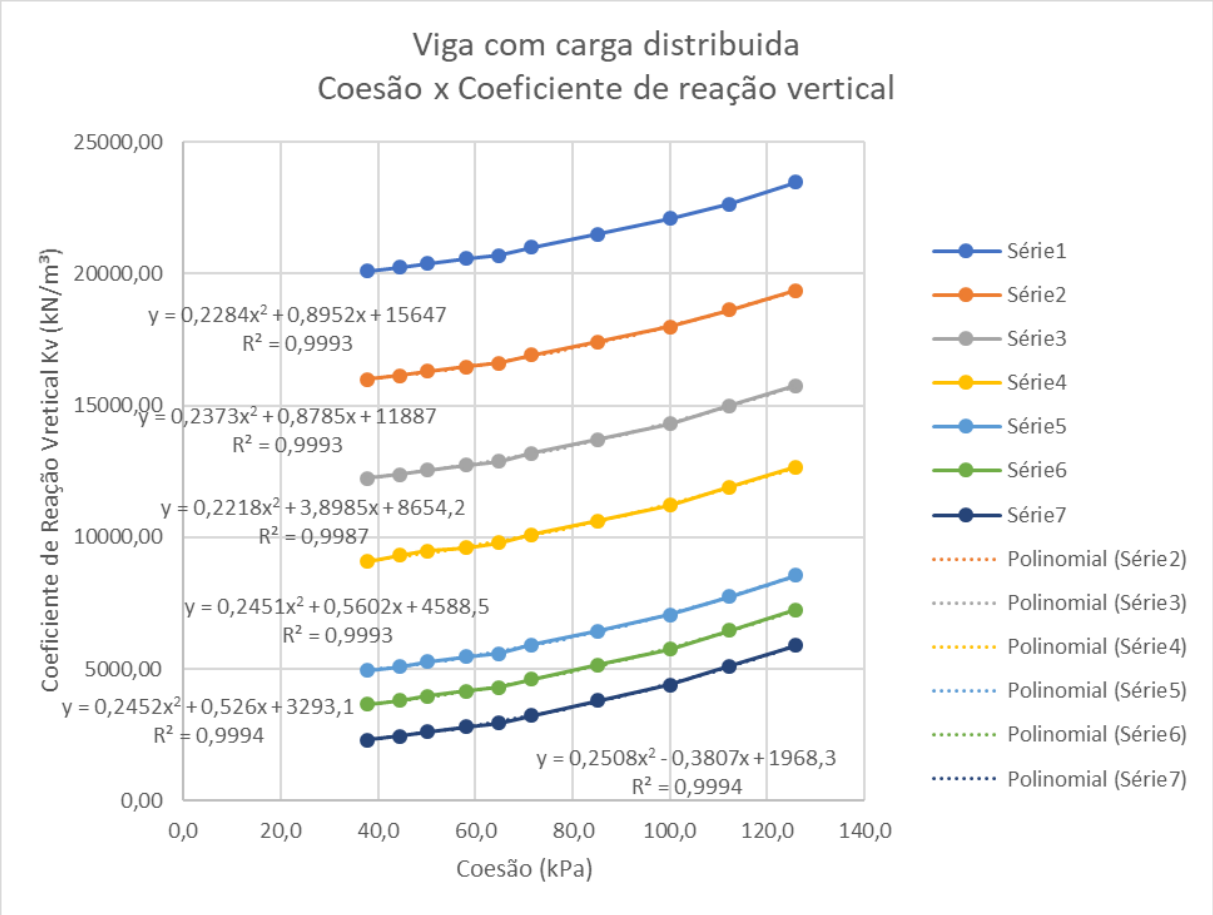
Figura 25 – Gráfico Coesão x Coeficiente de reação vertical para viga com carga distribuída.



Fonte: autor, 2018.

É possível observar que existe uma tendência da relação entre a coesão e os valores de coeficientes de reação vertical se aproxima à uma função quadrática, exceto para valores de coesão abaixo de 38 kPa, e isto ficou evidenciado quando se gerou linhas de tendências polinomial de grau 2 que conduziu a um coeficiente de determinação, R^2, próximo de 1,0. O R^2 é uma medida que nos mostra a correlação entre os parâmetros estudados, se ajusta estatisticamente de forma satisfatória. Pode-se observar também a influência da coesão na determinação do cálculo de k_V, onde tem uma variação de cerca de 3000 kN/m³ para um determinado ângulo de atrito. Na Figura 26 está o gráfico com o coeficiente de determinação e a equação que mais se aproxima de cada curva, desconsiderando o comportamento dos dois primeiros valores de coesão.

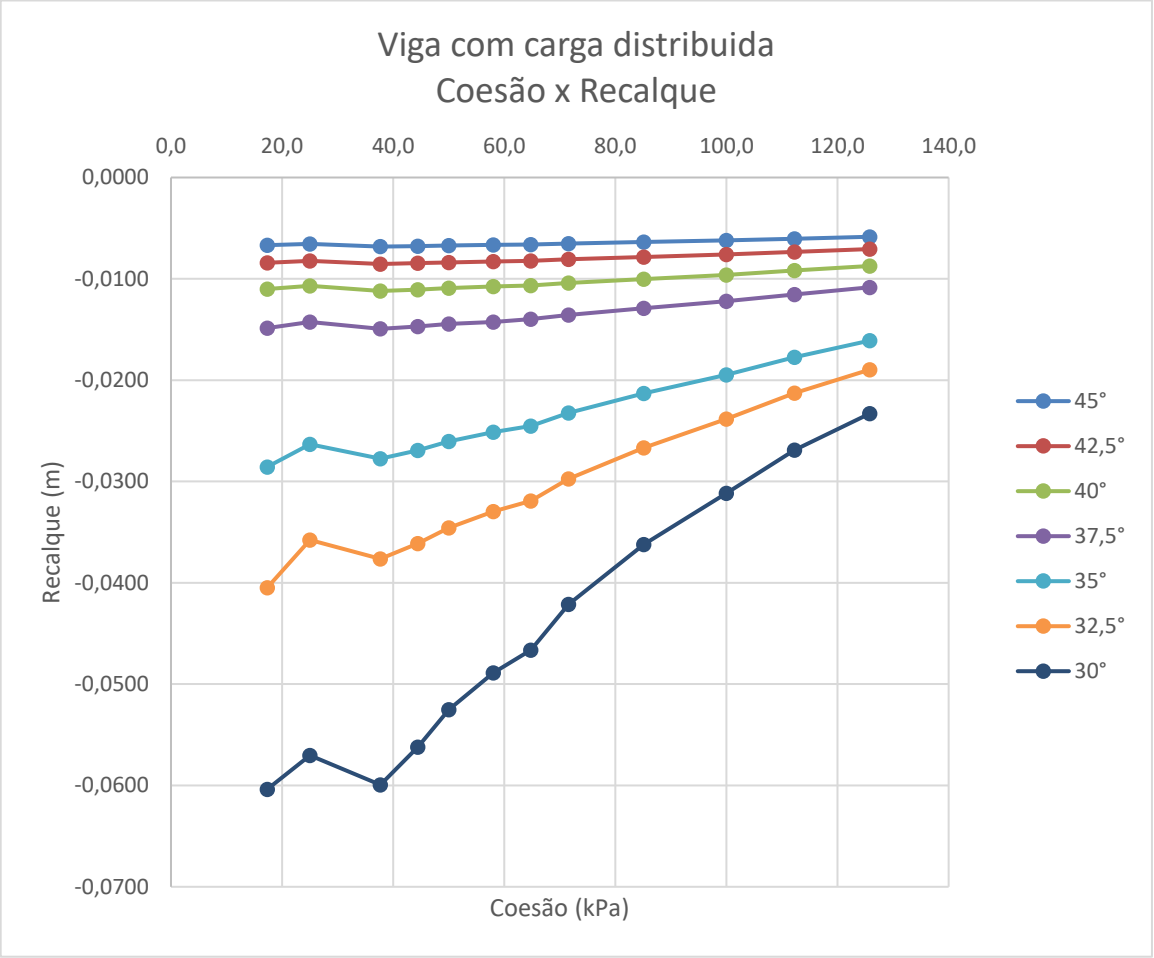
Figura 26 – Gráfico Coesão x Coeficiente de reação vertical para viga com carga distribuída com coeficiente de correlação.



Fonte: autor, 2018.

Na Figura 27 está demonstrado o recalque em função da coesão, para os diferentes valores de ângulos de atrito, onde é possível notar a tenuidade do recalque em valores mais elevados de ângulos de atrito, onde em 45° tem-se que a coesão tem pouca influência, ao contrário de valores mais baixos como de 30° onde vê-se uma influência mais significante.

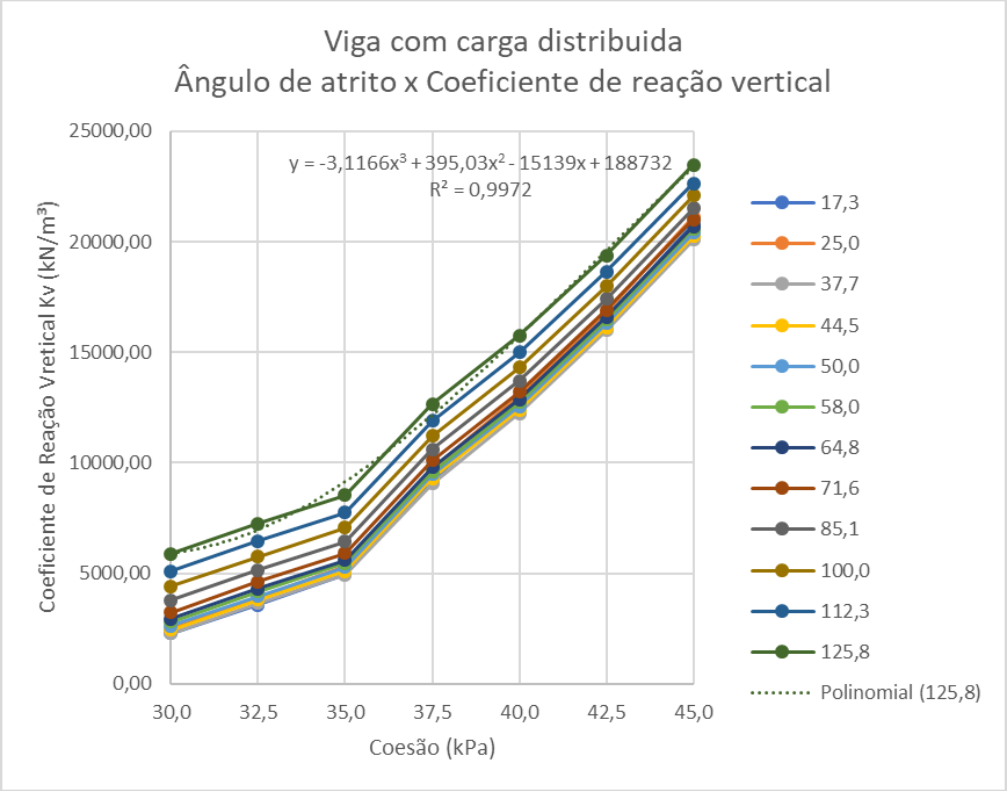
Figura 27 – Gráfico Coesão x Recalque para viga com carga distribuída.



Fonte: autor, 2018.

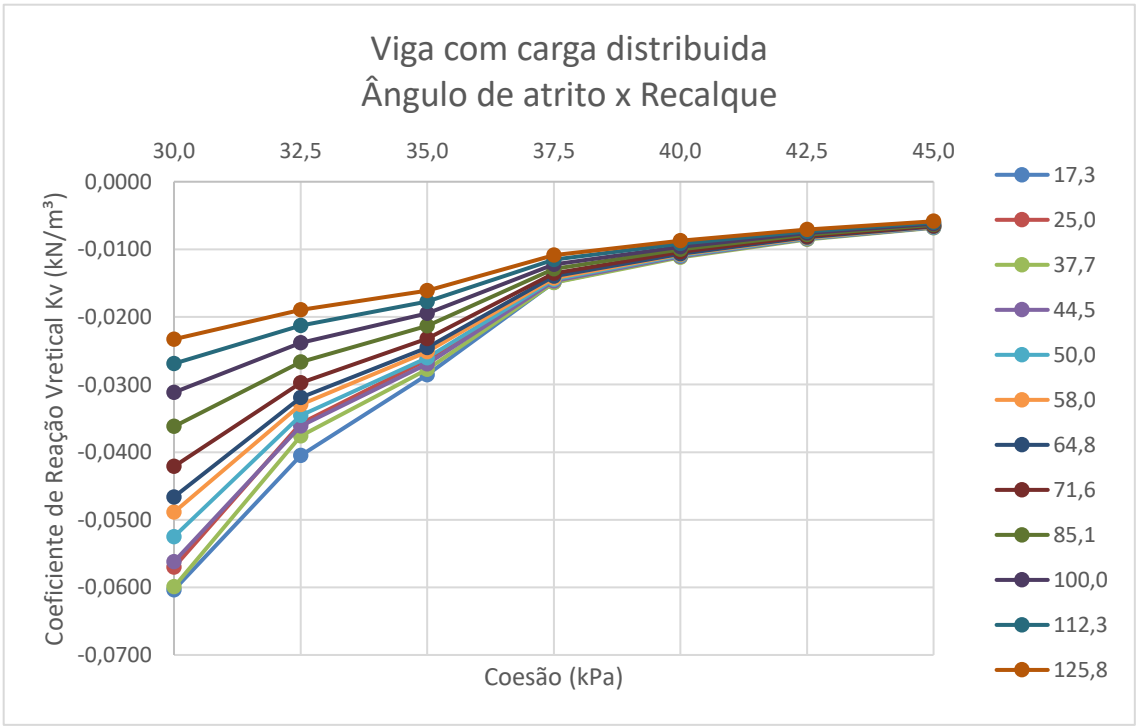
Na Figura 28 está o gráfico com a relação entre o ângulo de atrito e o coeficiente de reação vertical. Nele é possível perceber um comportamento mais íngreme, mostrando uma maior influência na variação do k_V onde para uma determinada coesão, o coeficiente de reação vertical pode variar em até 20000 kN/m³. Como visto no gráfico, a equação que mais se aproxima é a função cúbica, neste gráfico apresentou-se apenas a equação para coesão de 125,8 kPa, e as demais não foram plotadas no gráfico para não sobrecarregar o mesmo. Ocorrendo também na Figura 29 onde é visto o gráfico do recalque em função do ângulo de atrito para cada valor de coesão, em que a mudança de ângulo de atrito tem uma considerável influência de em todos os valores de coesão.

Figura 28 – Gráfico Ângulo de Atrito x Coeficiente de reação vertical para viga com carga distribuída.



Fonte: autor, 2018.

Figura 29 – Gráfico Ângulo de atrito x Recalque para viga com carga distribuída



Fonte: autor, 2018.

Para a viga com cargas pontuais, o comportamento foi semelhante, porém, por ter uma carga total mais elevada, com o triplo do valor usado anteriormente, não se obteve resultado para todos os casos, pois as argilas moles e algumas médias não suportaram essa carga para estrutura analisada. O mesmo aconteceu com os solos arenosos pouco e medianamente compactos. Os resultados obtidos para argila estão na Tabela 14.

Tabela 14 – Resultado da viga sob cargas pontuais sobre solo argiloso.

Argila									
Tipo	Parâmetros		Resultado Plaxis				Resultado SAP2000		
	c (kPa)	φ	w(m)	k_V médio (kN/m³)	M_{22} (kNm)	Q_{23} (kN)	k_{mola} (kN/m)	w (m)	M_{33} (kNm)
Mole	17,33	0	-	-	-	-	-	-	-
	24,11		-	-	-	-	-	-	-
	25,00		-	-	-	-	-	-	-
Média	37,67		-	-	-	-	-	-	-
	44,45		-	-	-	-	-	-	-
	50,00		-9,792	20,41	243,9	-648,0	20,4	-7,971	-661,64
	58,01		-1,785	93,15	151,6	-592,8	93,1	-1,752	-658,89
	64,80		-0,781	212,43	108,5	-566,9	212,4	-0,772	-653,69
Rija	71,58		-0,384	415,20	79,2	-553,5	415,2	-0,398	-645,55
	85,14		-0,171	1263,37	45,5	-537,6	1263,4	-0,135	-614,04
	100,00		-0,065	4365,26	18,3	520,0	4365,3	-0,046	533,09
	112,26		-0,045	6520,02	15,6	515,4	6520	-0,029	-473,80
	125,82		-0,036	8401,16	14,2	513,4	8401,2	-0,017	-467,47

Fonte: autor, 2018.

Para os valores de coesão entre 85,14 e 125,82 kPa fez-se necessário a correção com o mesmo fator usado anteriormente (0,57), que tal fator pode ser fixo para o tipo de solo. Entretanto, para valores abaixo desse intervalo, não se faz necessário corrigir, pois os valores obtidos para o recalque já são próximos. Isso ocorre porque quando se tem um material elastoplástico o material tem comportamento elástico até atingir a tensão de escoamento, onde passa a ter um comportamento plástico, ou seja, os valores não precisam de correção, pois para esses valores, a tensão não atingiu a tensão de escoamento. Assim, na Tabela 15 está a correção apenas para a coesão entre 85,14 e 125,82 kPa. Nesse caso não se encontrou um fator de correção que tenha influencia para momento fletor.

Tabela 15 – Resultado corrigido da viga sob cargas pontuais sobre solo argiloso.

Argila							
Classificação	**Parâmetros**		**Resultado Plaxis**			**Resultado SAP2000 corrigido**	
	c (kPa)	**φ**	**w(m)**	**k_V médio (kN/m³)**	**M_{22} (kNm)**	**k_{mola} corrigido (kN/m)**	**w(m)**
Média	50,00	0	-9,792	20,41	243,9	-	-
	58,01		-1,785	93,15	151,6	-	-
	64,80		-0,781	212,43	108,5	-	-
Rija	71,58	0	-0,384	415,20	79,2	-	-
	85,14		-0,171	1263,37	45,5	745,3875	0,212
	100,00		-0,065	4365,26	18,3	2575,504	0,064
	112,26		-0,045	6520,02	15,6	3846,811	-0,044
	125,82		-0,036	8401,16	14,2	4800,66	-0,035

Fonte: autor, 2018.

Para solos arenosos, na tabela 16 estão os resultados do obtidos no Plaxis, e no SAP2000. Aqui faz-se necessário a correção para todos os casos, e o valor do fator de correção foi o mesmo encontrado para o caso da viga sob carga distribuída, reforçando que este fato está relacionado ao tipo de solo, como visto na Tabela 17.

Tabela 16 – Resultado da viga sob cargas pontuais sobre solo arenoso.

Areia								
Tipo	**Parâmetros**		**Resultado Plaxis**			**Resultado SAP2000**		
	c (kPa)	**φ**	**w (m)**	**k_V médio (kN/m³)**	**M_{22} (kNm)**	**k_{mola} (kN/m)**	**w (m)**	**M_{33} (kNm)**
Pouco compacta	0	30,0	-	-	-	-	-	-
		32,1	-	-	-	-	-	-
		33,2	-	-	-	-	-	-
		35,0	-	-	-	-	-	-
Mediana-mente Compacta	0	34,9	-	-	-	-	-	-
		36,9	-	-	-	-	-	-
		38,5	-	-	-	-	-	-
		40,0	-	-	-	-	-	-
Compacta	0	40,1	-0,219	2849,56	51,40	2849,56	0,063	-566,35
		42,3	-0,075	6545,08	44,46	6545,08	-0,030	-494,30
		44,0	-0,046	9775,24	44,16	9775,24	-0,021	-450,39
		45,0	-0,038	11503,16	44,51	11503,16	-0,018	-431,60

Fonte: autor, 2018.

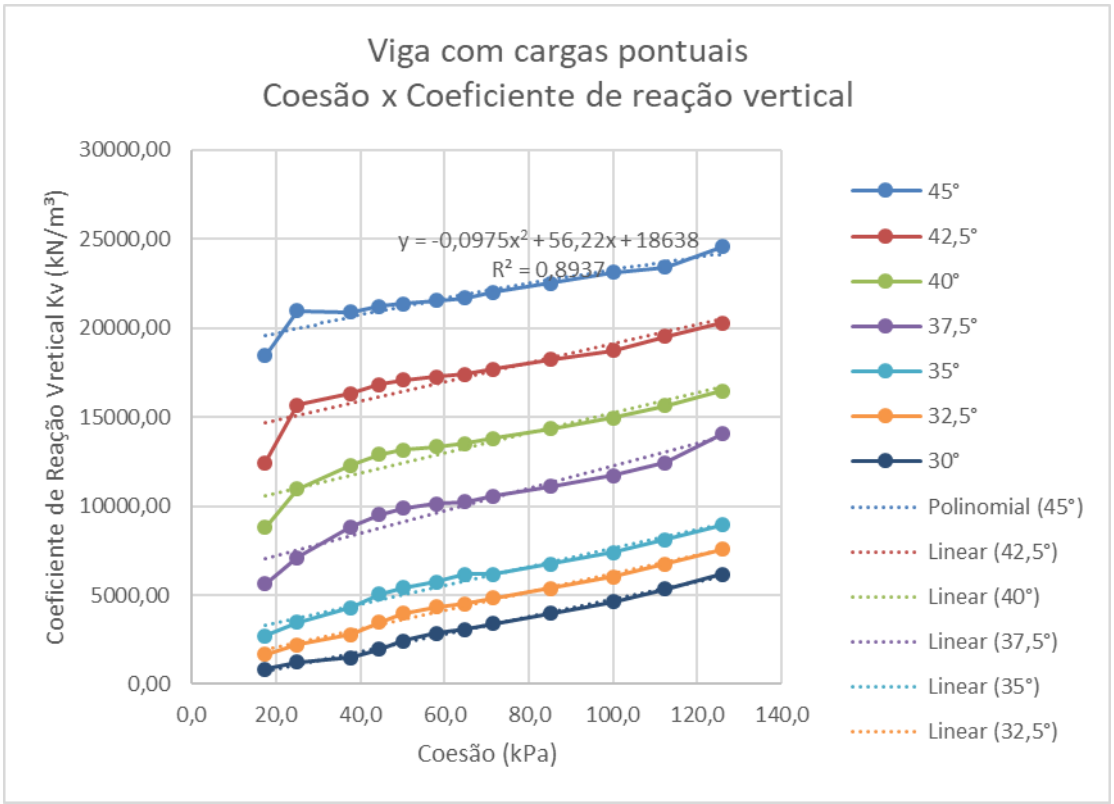
Tabela 17 – Resultado corrigido da viga sob cargas pontuais sobre solo arenoso.

Areia							
Tipo	**Parâmetros**		**Resultado Plaxis**		**Resultado SAP2000 corrigido**		
	c (kPa)	**φ**	**w(m)**	**k_V médio (kN/m³)**	**k_{mola} (kN/m)**	**k_{mola} ext (kN/m)**	**w(m)**
Compacta	0	40,1	-0,219	2849,56	1139,82	729,49	-0,146
		42,3	-0,075	6545,08	2618,03	1675,54	-0,066
		44,0	-0,046	9775,24	3910,1	2502,46	-0,046
		45,0	-0,038	11503,16	4601,27	2944,81	-0,037

Fonte: autor, 2018.

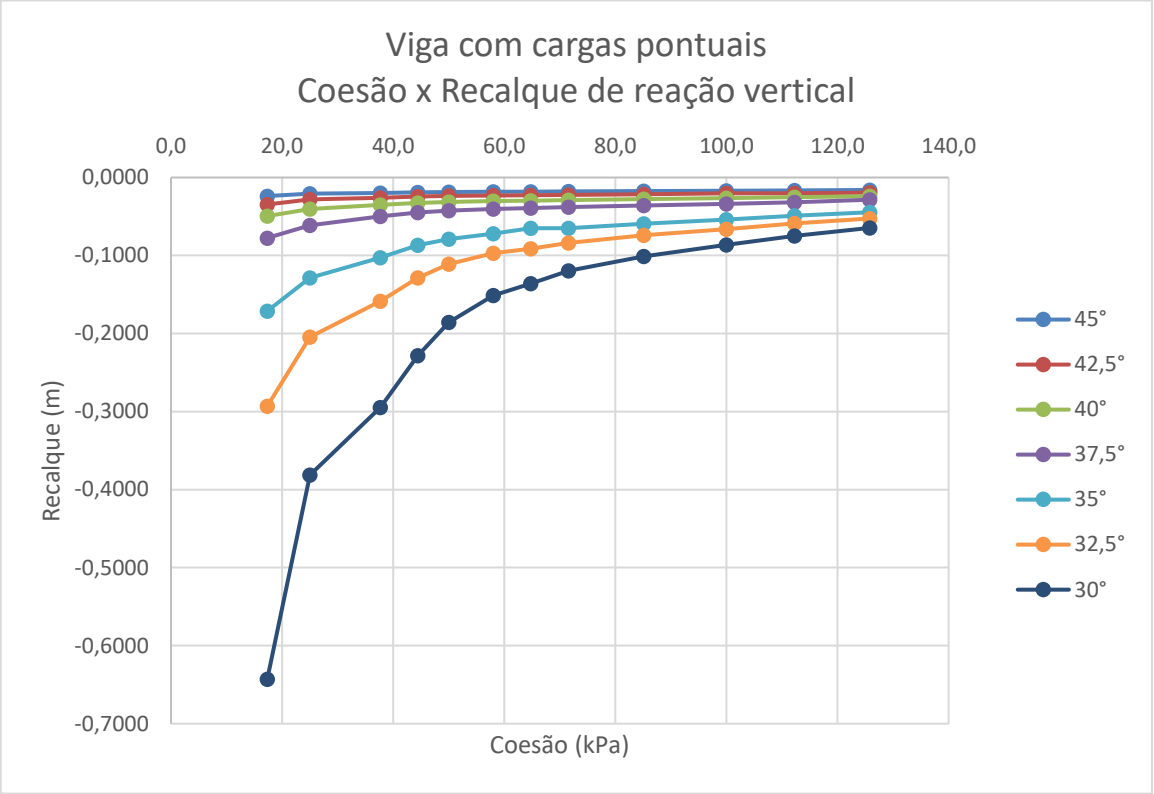
Na Figura 30 está o gráfico com a relação entre coesão e coeficiente de reação vertical onde é possível ver um resultado semelhante aos resultados da viga sob carregamento distribuído, inclusive o comportamento da coesão abaixo de 25 kPa que difere do restante. Para não se tornar um texto repetitivo optou-se por não apresentar no gráfico a correlação para todos os casos estudados. Na Figura 31 está o gráfico com a relação entre a coesão e o recalque para cada valor de angulo de atrito.

Figura 30 – Gráfico Ângulo de atrito x Recalque para viga com cargas pontuais.



Fonte: autor, 2018.

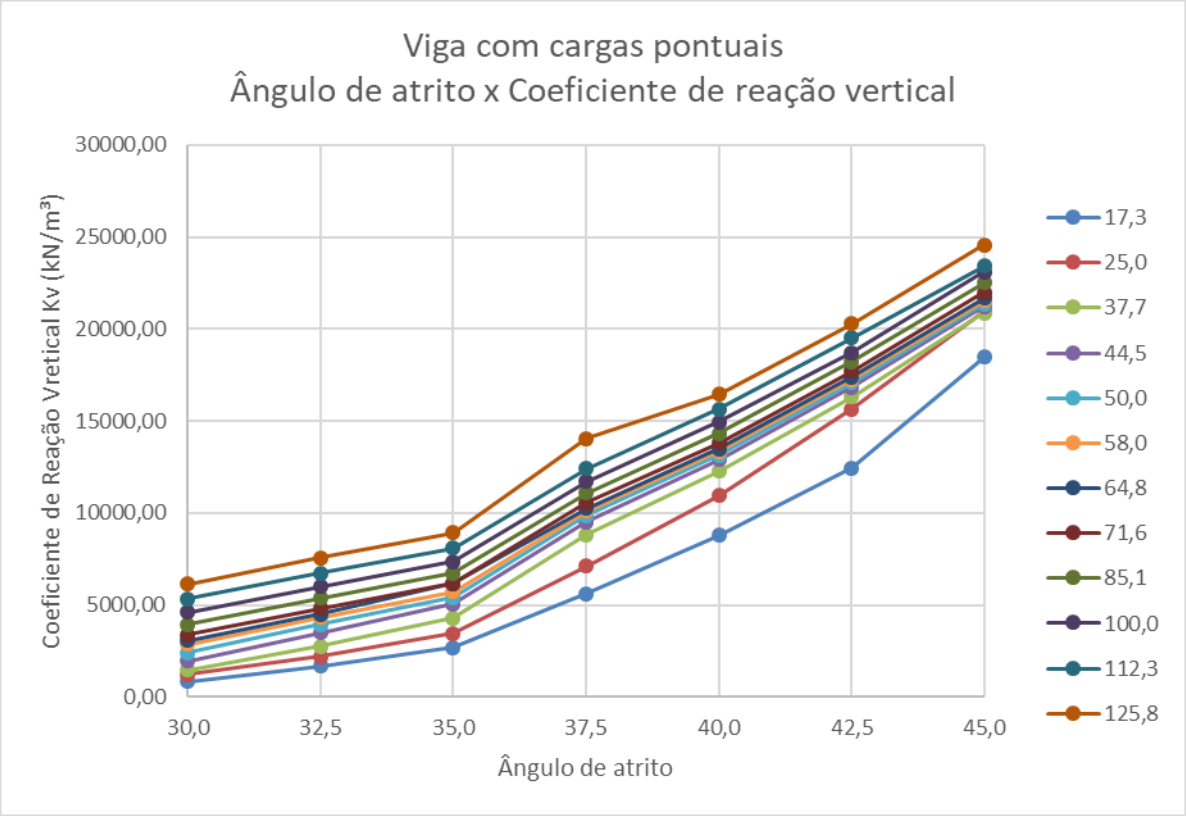
Figura 31 – Gráfico Ângulo de atrito x Recalque para viga com cargas pontuais.



Fonte: autor, 2018.

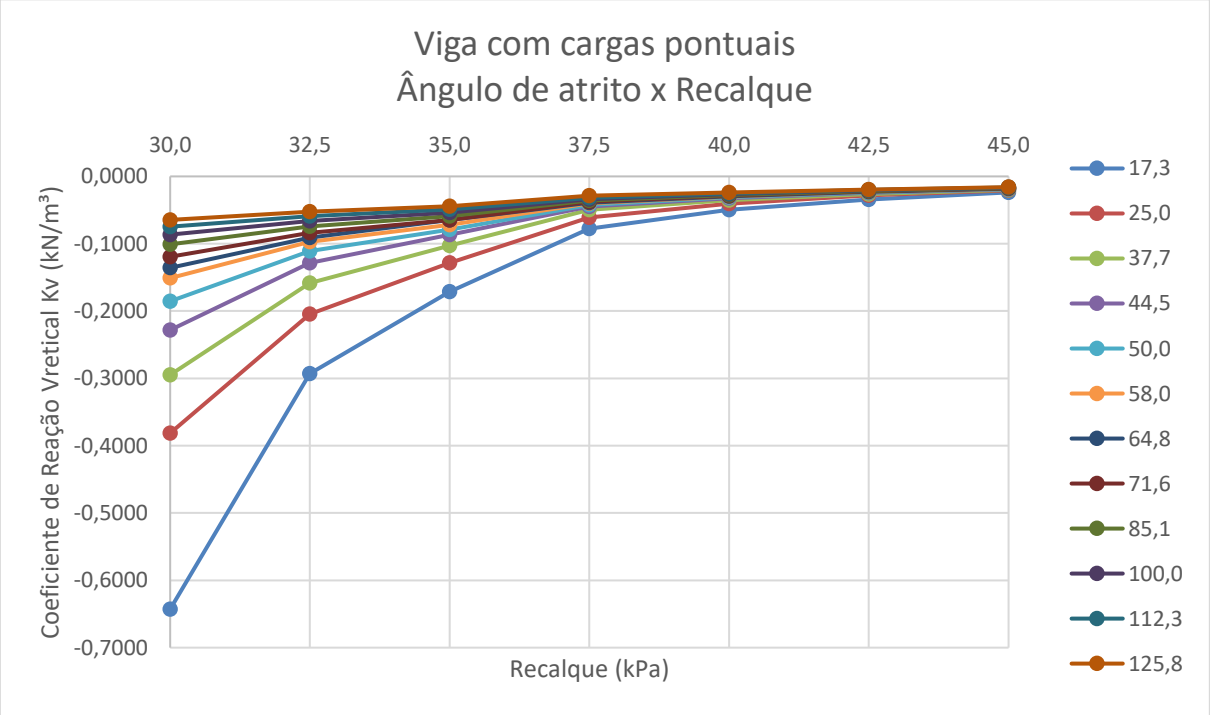
Na Figura 32 está o gráfico com a relação entre o ângulo de atrito e o Coeficiente de reação vertical, onde, como na viga anterior, tem-se uma maior influência na variação de k_V, com uma variação de quase 20000 kN/m³ para cada valor de coesão. Na Figura 33 está o gráfico com a relação entre o ângulo de atrito e o recalque, para cada valor de coesão.

Figura 32 – Gráfico Ângulo de atrito x Coeficiente de reação vertical para viga com cargas pontuais.



Fonte: autor, 2018.

Figura 33 – Gráfico Ângulo de atrito x Recalque para viga com cargas pontuais.



Fonte: autor, 2018.

Em seguida, foi feita a modelagem das grelhas. Como pode ser visto na seção do estudo paramétrico, os valores são semelhantes de deslocamentos e esforços foram semelhantes para todos os casos, de um, dois, quatro e nove módulos. Assim optou-se por fazer a análise apenas para a grelha de nove módulos por ser mais próxima às grelhas utilizadas e ser representativa às demais, quanto aos esforços. Os resultados obtidos no Plaxis estão presentes na Tabela 18, para a grelha sobre solo argiloso.

Tabela 18 – Resultado no Plaxis da grelha sobre solo argiloso.

Tipo	**Parâmetro**			**Resultados**			
	c (kPa)	**φ**	**w(m)**	**k_V médio (kN/m³)**	**M_{22} positivo (kNm)**	**M_{22} negativo (kNm)**	**Q_{23} max(kN)**
Mole	17,332	0	0,037	946,743	14,912	-13,284	50,298
	24,113		0,032	1123,498	14,424	-12,952	49,587
	25,000		0,023	1608,498	13,185	-12,084	-48,430
Média	37,673	0	0,022	318,849	13,129	-12,457	-48,444
	44,454		0,019	380,006	12,492	-11,945	-47,714
	50,000		0,016	450,136	11,771	-11,544	-46,474
	58,015		0,014	529,494	11,275	-10,885	-46,122
	64,795		0,013	585,510	10,868	-10,514	45,422
Rija	71,575	0	0,011	682,575	9,773	-9,691	44,043
	85,136		0,0083	893,600	8,540	-8,564	42,576
	100,000		0,0067	1140,984	7,383	-7,504	41,243
	112,258		0,0055	1425,245	6,319	-6,530	40,050
	125,819		0,0046	1752,412	5,396	-5,636	38,970

Fonte: autor, 2018.

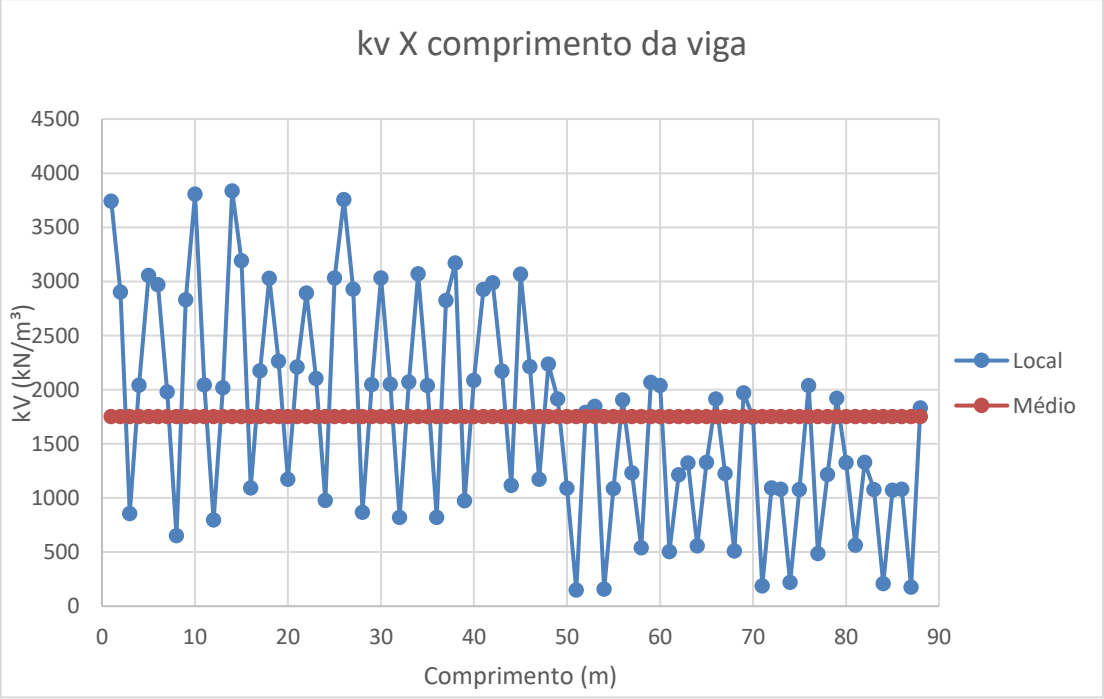
Na tabela 18 tem-se que ao fazer uso da equação o valor do recalque excedeu muito o obtido do Plaxis. Um valor próximo desse recalque é obtido quando multiplicado o k_V encontrado no Plaxis por 5, como visto na mesma tabela 19. É possível notar também a grande diferença entre os momentos negativos, mantendo essa média mesmo com k_{mola} corrigido, enquanto na maioria dos casos não houve momentos positivos ou eram muito pequenos. Isso se dá pela grande variação do k_V ao longo do comprimento da grelha, com valores distantes do k_V médio, como visto no gráfico da Figura 34, onde mostra o k_V ao longo da grelha sobre a argila rija de coesão 125,819 em azul, e o k_V médio em vermelho.

Tabela 19 – Resultado corrigido da grelha sobre solo argiloso.

Tipo	Resultado Plaxis				Resultado SAP2000			
	w(m)	M_{pos} (kNm)	M_{neg} (kNm)	k_{mola} (kN/m)	w(m)	M_{pos} (kNm)	k_{mola} corrigido (kN/m)	w(m)
Mole	0,037	14,912	-13,284	94,674	0,2319	-56,57	662,72	0,0391
	0,032	14,424	-12,952	112,350	0,1980	-55,18	786,45	0,0335
	0,023	13,185	-12,084	160,850	0,1423	-52,43	1125,95	0,0244
Média	0,022	13,129	-12,457	31,885	0,6363	-72,43	1594,24	0,0180
	0,019	12,492	-11,945	38,001	0,5401	-72,38	1900,03	0,1548
	0,016	11,771	-11,544	45,014	0,4614	-68,37	2250,68	0,0134
	0,014	11,275	-10,885	52,949	0,3968	-64,45	2647,47	0,0117
	0,013	10,868	-10,514	58,551	0,3150	-62,01	2927,55	0,0108
Rija	0,011	9,773	-9,691	68,257	0,3137	-59,34	3412,87	0,0949
	0,0083	8,540	-8,564	89,360	0,2445	-57,05	4468,00	0,0076
	0,0067	7,383	-7,504	114,098	0,1952	-55,06	5704,92	0,0063
	0,0055	6,319	-6,530	142,524	0,1590	-53,33	7126,22	0,0053
	0,0046	5,396	-5,636	175,241	0,1315	-51,81	8762,06	0,0045

Fonte: autor, 2018.

Figura 34 – Gráfico do k_V ao longo do comprimento da grelha.



Fonte: autor, 2018.

Os resultados obtidos no Plaxis para a grelha sobre solo arenoso estão na Tabela 20.

Tabela 20 – Resultado para grelha sobre solo arenoso.

Tipo	Parâmetro de entrada - PLAXIS		Resultado Plaxis				
	c (kPa)	φ	W (m)	k_V médio (kN/m³)	M_{pos} (kNm)	M_{neg} (kNm)	Q_{23} (kN)
Pouco compacta	0	30	0,031974	868,37	4,11	-5,08	-48,64
		32,1	0,019873	1515,27	1,90	-2,41	46,68
		33,2	0,014520	2171,59	1,70	-2,02	-44,79
		35,0	0,011366	2924,99	2,44	-2,76	-43,43
Medianamente compacta	0	34,9	0,010997	2938,81	2,90	-3,19	-42,02
		36,9	0,007264	4680,75	2,77	-3,02	-39,03
		38,5	0,005454	6426,83	2,77	-2,96	-37,07
		40,00	0,004392	8160,73	2,73	-2,90	-35,66
Compacta	0	40,14	0,005258	6570,53	3,58	-3,85	-35,61
		42,34	0,003747	9260,94	3,12	-3,22	-33,44
		44,01	0,003053	11505,74	2,87	-2,94	-32,32
		45,00	0,002745	15551,28	2,74	-2,81	-31,73

Fonte: autor, 2018.

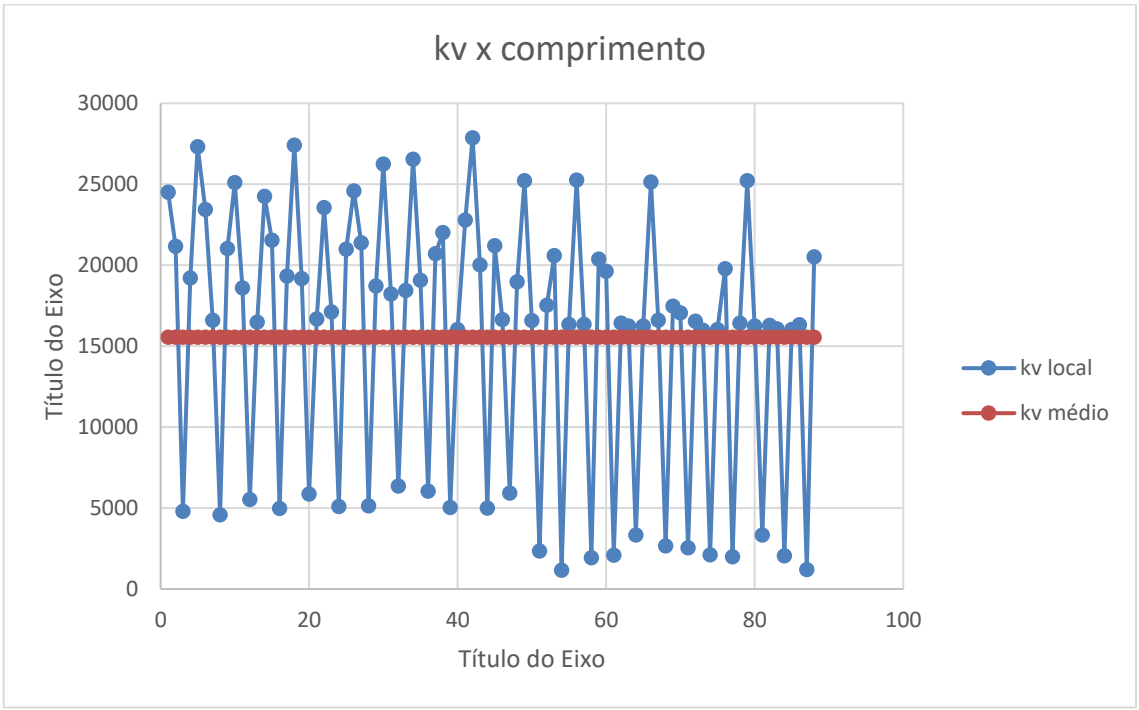
Na tabela 21 estão os resultados obtidos no SAP. Primeiramente estão os resultados obtidos com o k_{mola} de acordo com a equação (39), porém os valores de recalque com tal rigidez, excederam os valores de recalque em quase 7 vezes. Valores mais próximos do obtido no Plaxis foi utilizando os valores de k_{mola} iguais aos valores médios de k_V e também pelo valor aproximado dada pela equação (40). Assim como para as argilas, os momentos ficaram muito distantes para todos os casos. O gráfico dado na figura 35 mostra o k_V ao longo da grelha sobre a areia compacta de ângulo de atrito 45° em azul, e o k_V médio em vermelho.

Tabela 21 – Resultado para grelha sobre solo arenoso.

Resultado SAP2000							
km (kN/m)	**w (m)**	**M_{pos} (kNm)**	**M_{neg} (kNm)**	**$k_{mola} = k_V$ (kN/m)**	**w(m)**	**k_{mola} Aprox. (kN/m)**	**w (m)**
86,837	0,2511	-	-50,10	868,37	0,0306	1000,00	0,0271
151,527	0,1503	3,34	-52,87	1515,27	0,0188	1611,60	0,0178
217,159	0,1079	10,12	-50,30	2171,59	0,0138	2226,83	0,0135
292,499	0,0821	15,04	-48,33	2924,99	0,0108	2800,00	0,0112
293,881	0,0818	15,11	-48,30	2938,81	0,0107	3411,68	0,0095
468,075	0,0535	21,50	-46,11	4680,75	0,0073	5074,94	0,0069
642,683	0,0401	24,97	-44,69	6426,83	0,0057	6601,38	0,0056
816,07	0,0324	27,16	-43,55	8160,73	0,0047	8000,00	0,0048
657,05	0,0393	25,19	-44,58	6570,53	0,0056	8423,80	0,0046
926,09	0,0289	28,18	-42,92	9260,94	0,0043	11027,76	0,0037
1150,57	0,0239	29,71	-41,76	11505,74	0,0036	12886,83	0,0033
1555,13	0,0184	31,41	-39,98	15551,28	0,0029	14000,00	0,0289

Fonte: autor, 2018.

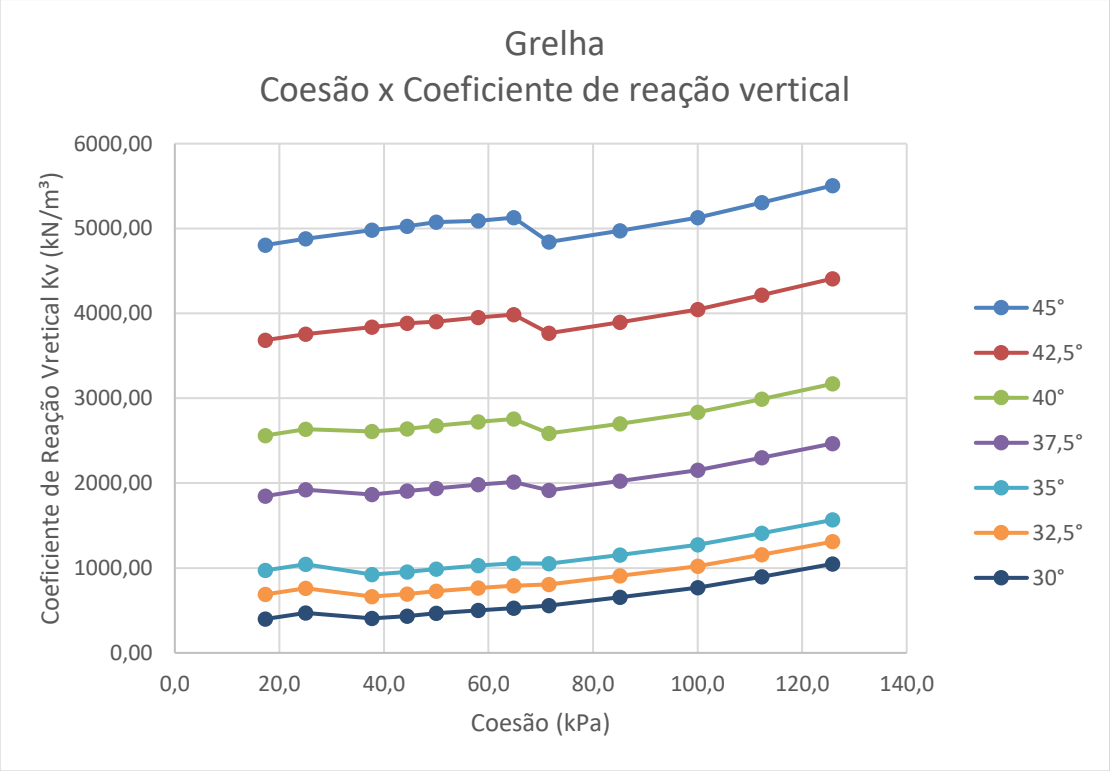
Figura 35 – Gráfico do k_V ao longo do comprimento da grelha.



Fonte: autor, 2018.

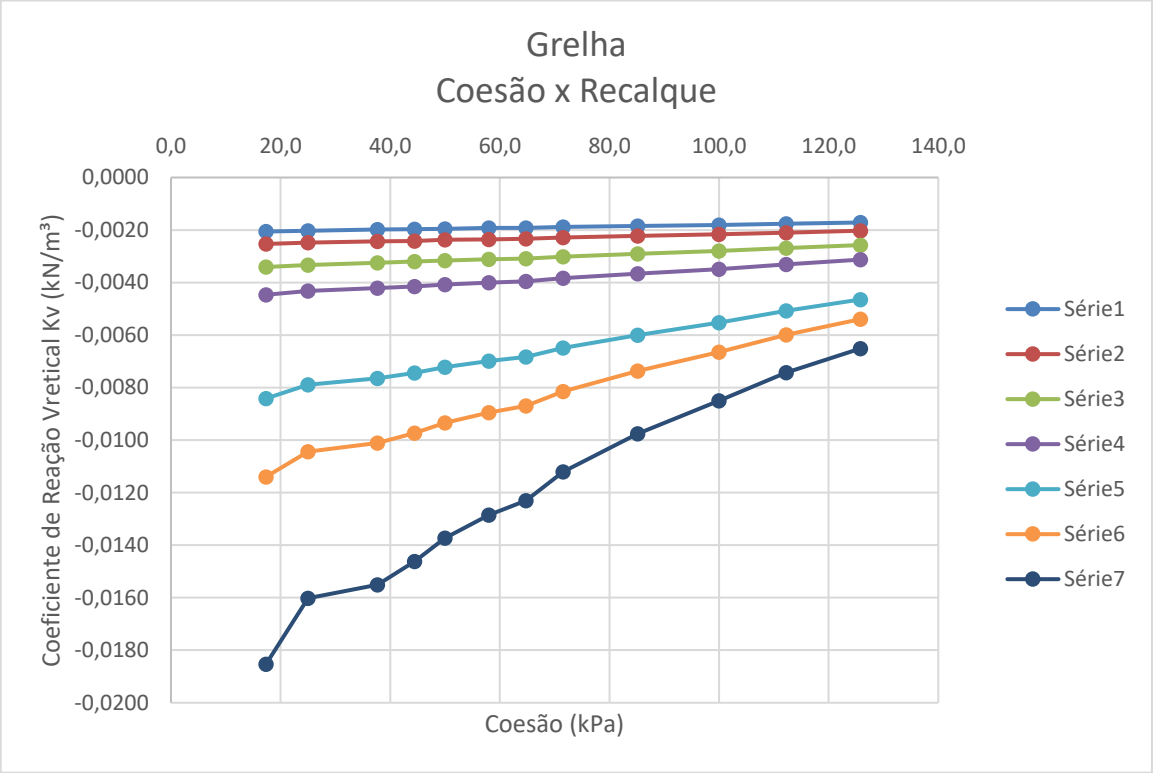
Na Figura 36 está o gráfico com a relação entre a coesão e o coeficiente de reação vertical onde pode-se ver um resultado semelhante aos resultados das vigas, porém com uma variação no comportamento para valores de coesão entre 60 e 80kPa. Para cada valor de ângulo de atrito tem-se uma variação de cerca de 800kN/m³ no k_V. Na Figura 37 está o gráfico com a relação entre a coesão e o recalque, para cada valor de ângulo de atrito.

Figura 36 – Gráfico da relação entre a coesão e o coeficiente de reação vertical na grelha.



Fonte: autor, 2018.

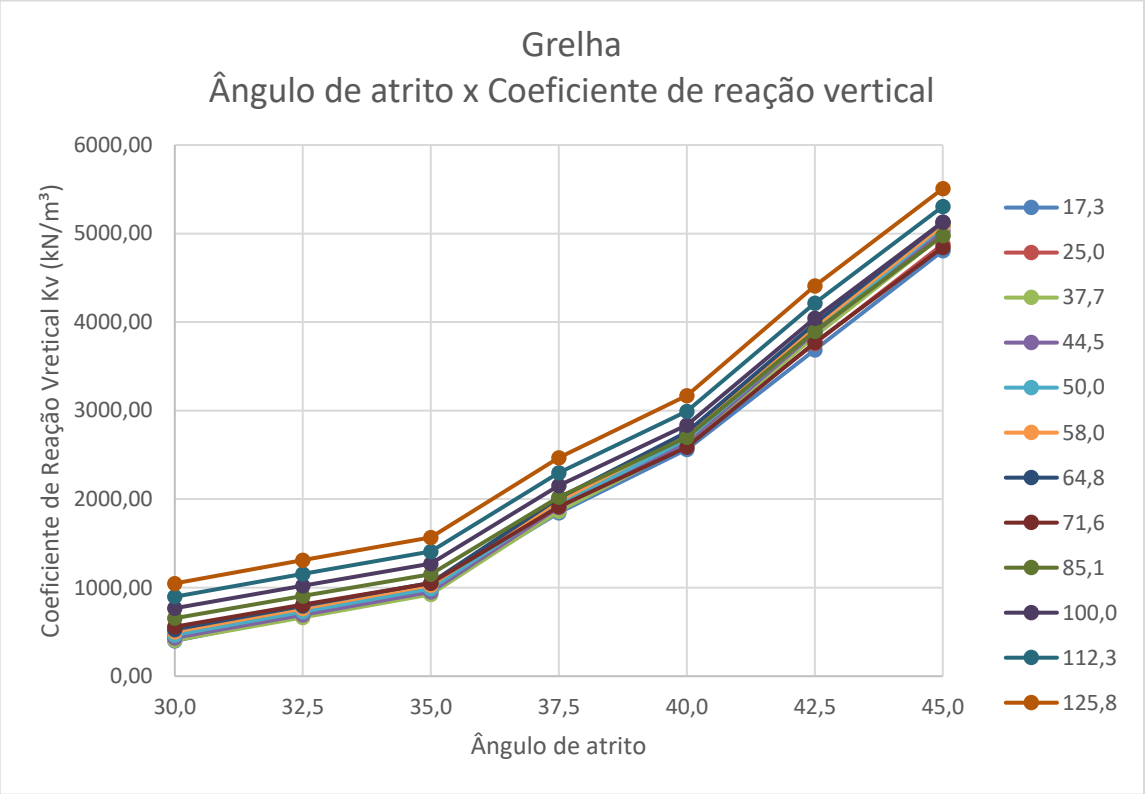
Figura 37 – Gráfico com a relação entre a coesão e o recalque para grelhas.



Fonte: autor, 2018.

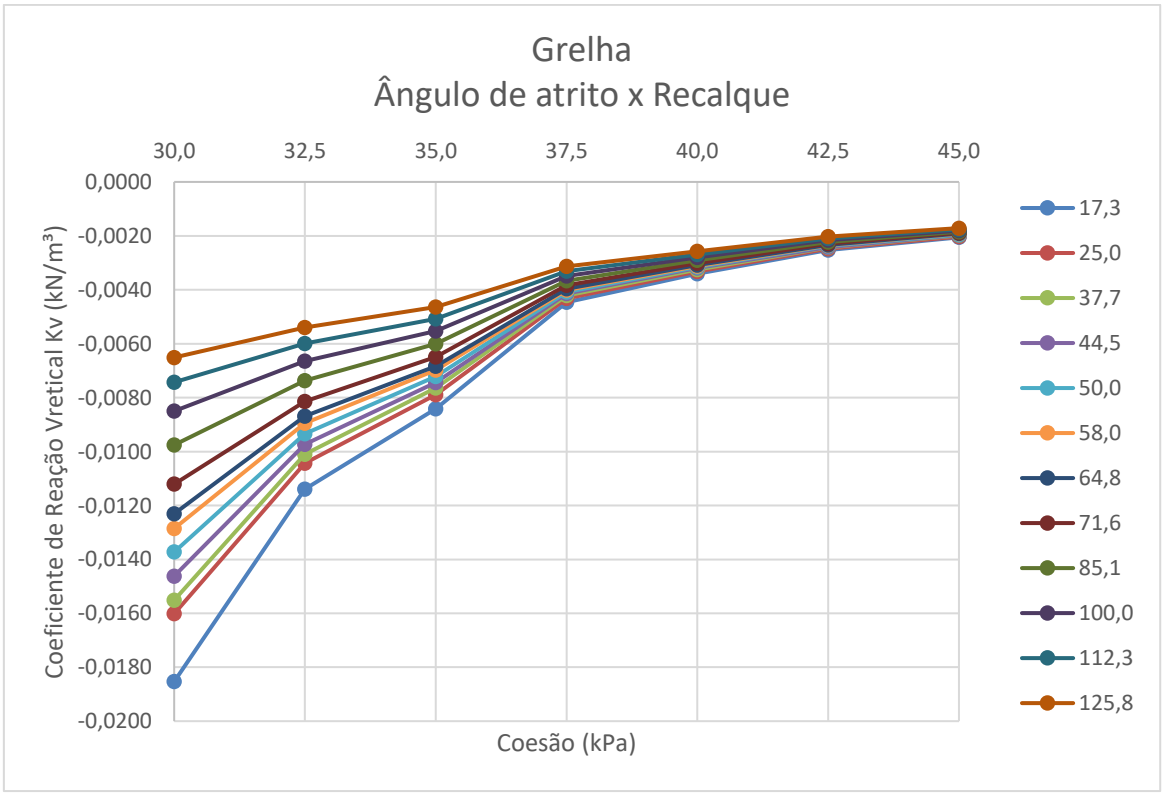
Na Figura 38 está o gráfico com a relação entre o ângulo de atrito e o Coeficiente de reação vertical, onde, como nas vigas, tem-se uma maior influência na variação de k_V, com uma variação de quase 4500 kN/m³ para cada valor de coesão. Na Figura 39 está o gráfico com a relação entre o ângulo de atrito e o recalque, para cada valor de coesão, com valores muito abaixo dos valores de recalque nas vigas devido um menor valor de carga aplicada e a geometria, que distribui melhor as cargas sobre o solo.

Figura 38 – Gráfico com a relação entre a coesão e o recalque para grelhas.



Fonte: autor, 2018.

Figura 39 – Gráfico com a relação entre a coesão e o recalque para grelhas.

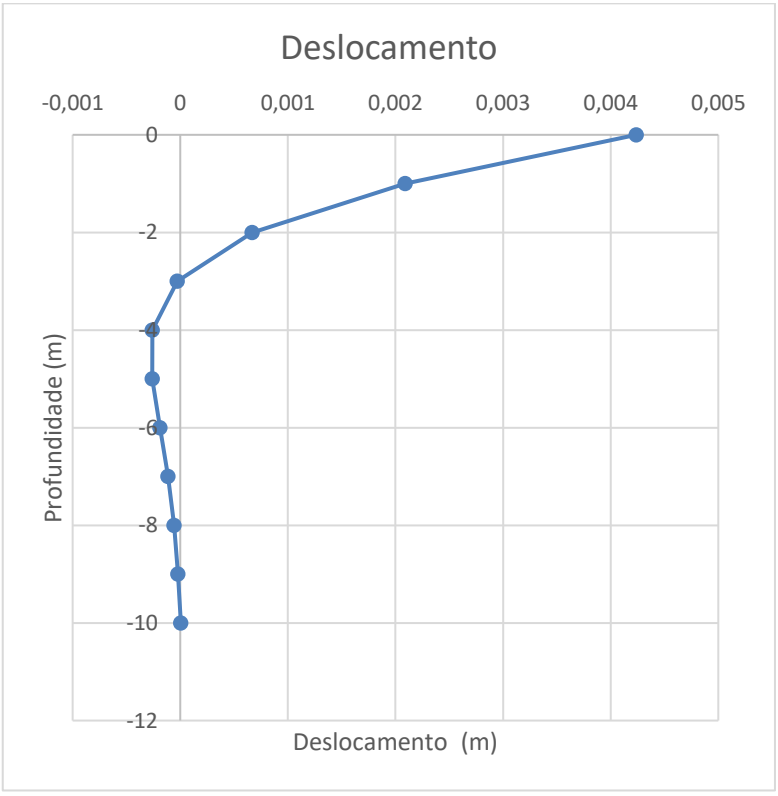


Fonte: autor, 2018.

Para as estacas submetidas às cargas horizontais, tem-se a variação do valor do coeficiente de reação horizontal ao longo da profundidade. Assim ficaria muito extenso mostrar todos os resultados, preferindo-se apresentar um exemplo para cada classificação e tipo de solo. Os resultados obtidos para todas as análises com as estacas estão presentes em arquivo digital que acompanha este trabalho.

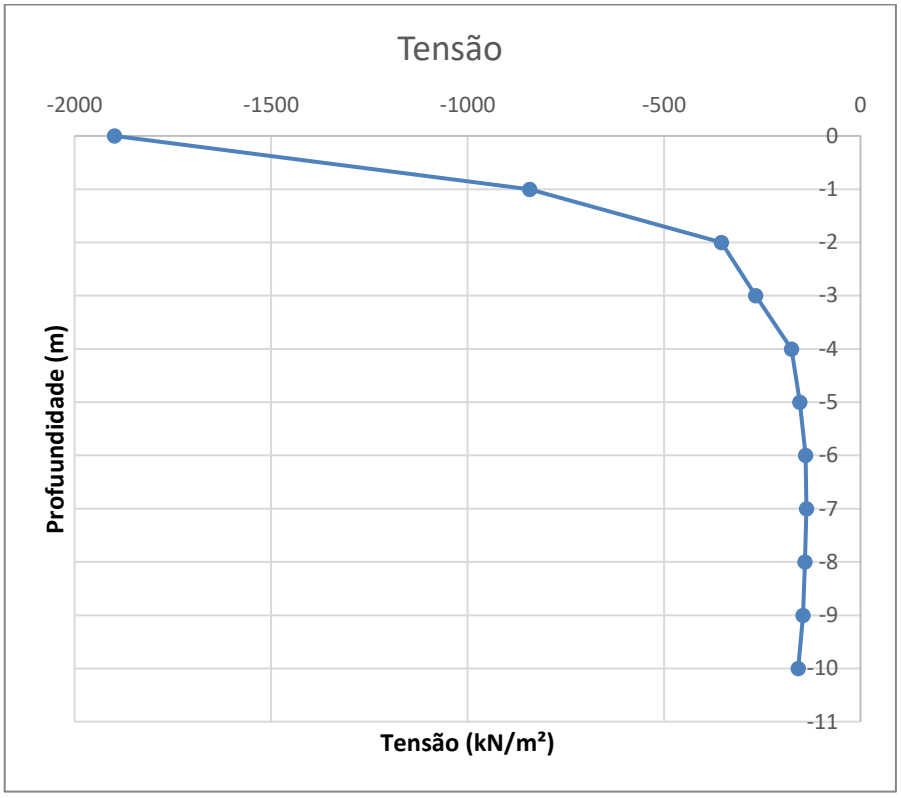
Para argila rija com coesão de 125 kPa tem-se o gráfico do deslocamento da estaca ao longo da profundidade como mostrado na Figura 40. Na Figura 41 tem-se o gráfico da tensão ao longo da profundidade.

Figura 40 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na argila rija.



Fonte: autor, 2018.

Figura 41 – Gráfico da tensão ao longo da profundidade na argila rija.



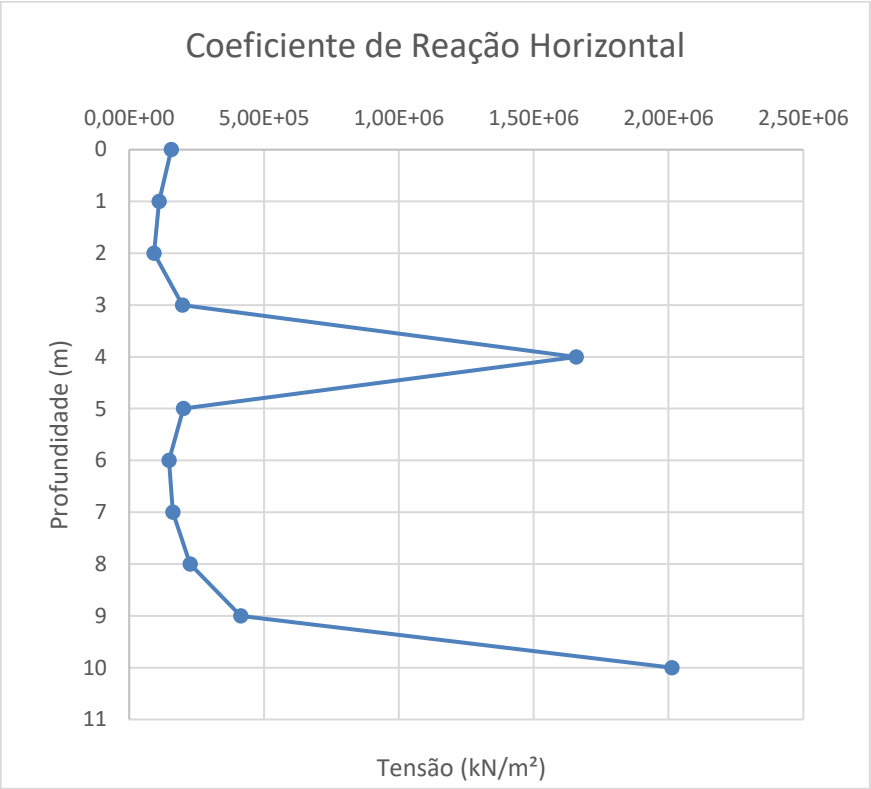
Fonte: autor, 2018.

Como visto na equação (41) tem-se que

$$k_h = \frac{\sigma}{y}$$

Assim obteve-se os valores de k_h ao longo da profundidade dado no gráfico mostrado na Figura 42.

Figura 42 – Gráfico do coeficiente reação horizontal ao longo da profundidade na argila rija.

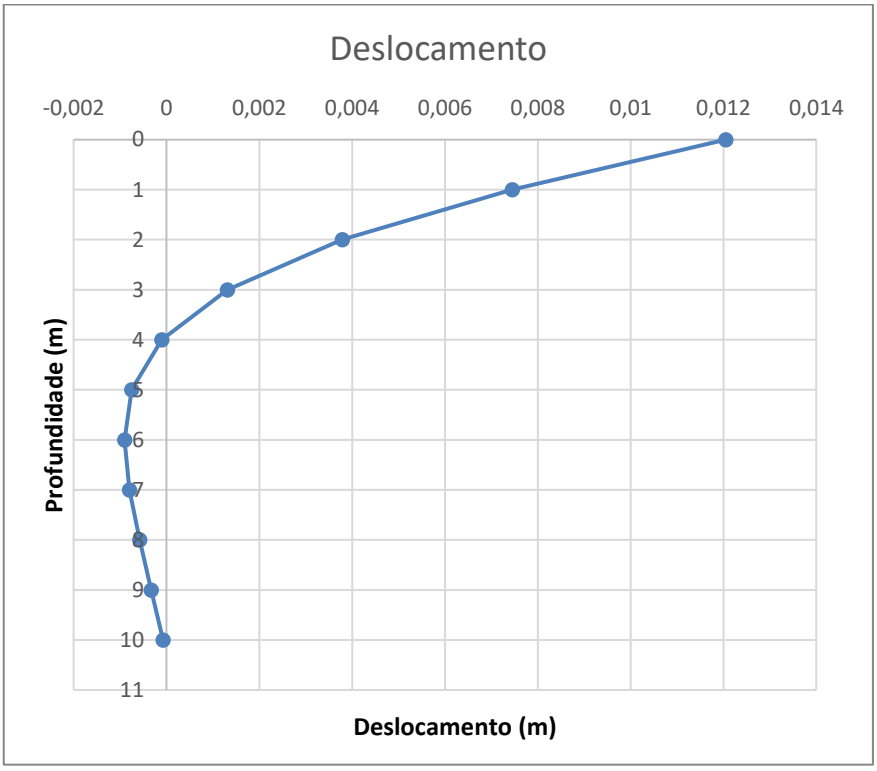


Fonte: autor, 2018.

É possível perceber um pico na profundidade de 4 metros, isso se dá porque nesse ponto o deslocamento é quase nulo como visto no gráfico de deslocamento, isso pode ser por questões numéricas, visto que o solo é homogêneo, não havendo nenhuma transição entre tipos de solos, fazendo com que o valor de k_h aumente consideravelmente. Além disso, vários autores fizeram estudos para saber o comportamento do coeficiente de reação horizontal no solo, e esse se assemelha, quando desconsiderado o valor a 4 metros de profundidade, ao comportamento encontrado por Sherif (apud Alonso, 1989), no qual exerce um comportamento de função quadrática, uma parábola. Os demais resultados para coeficiente de reação horizontal têm comportamentos semelhantes, sendo esse comentário também aplicável aos demais.

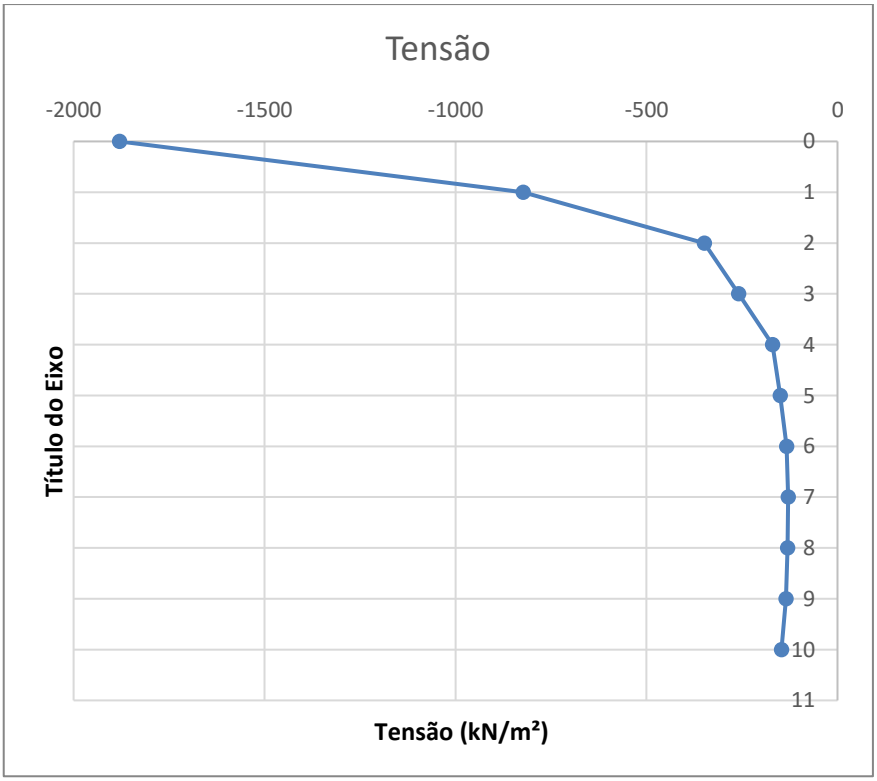
Para argila média com coesão de 50 kPa tem-se o gráfico do deslocamento da estaca ao longo da profundidade como mostrado na Figura 43. Na Figura 44 tem-se o gráfico da tensão ao longo da profundidade.

Figura 43 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na argila média.



Fonte: autor, 2018.

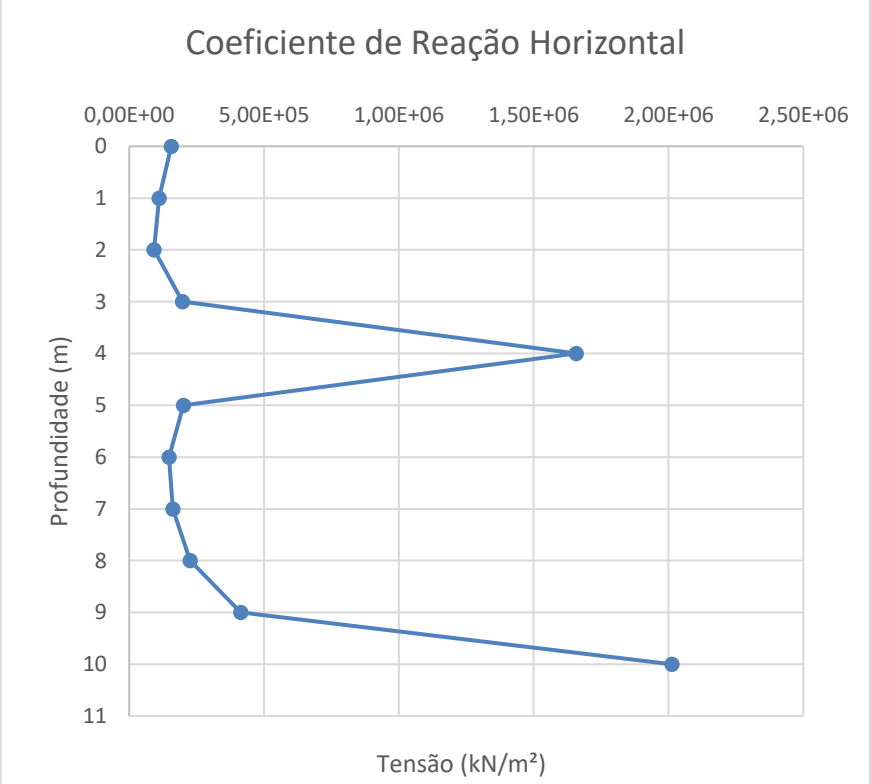
Figura 44 – Gráfico da tensão ao longo da profundidade na argila média



Fonte: autor, 2018.

A partir desses obteve-se os valores para o coeficiente de reação vertical dados no gráfico mostrado na Figura 45.

Figura 45 – Gráfico do coeficiente reação horizontal ao longo da profundidade na argila média.

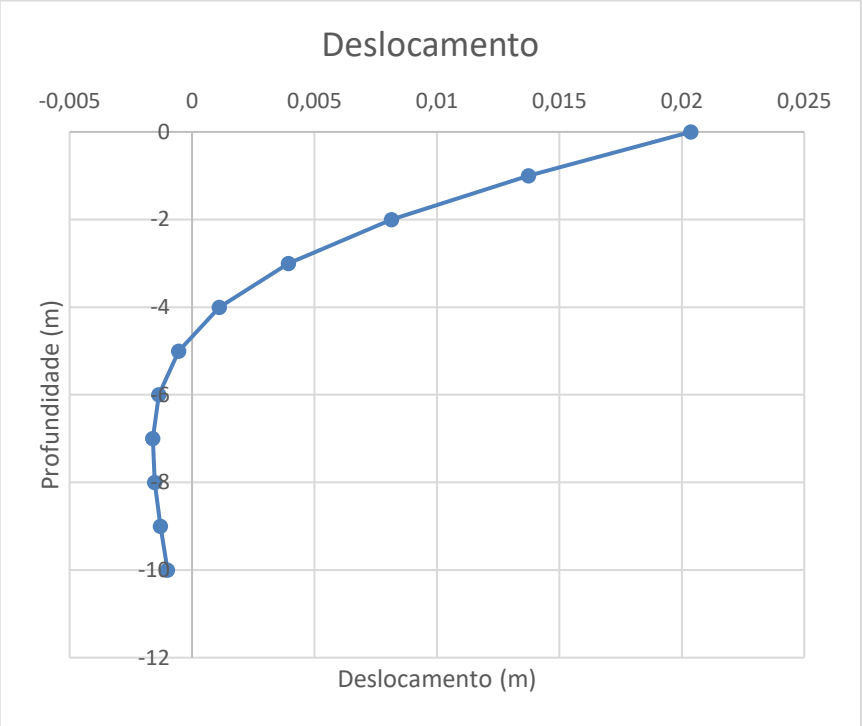


Fonte: autor, 2018.

Vê-se aqui o mesmo pico na profundidade de 4m, como no solo anterior.

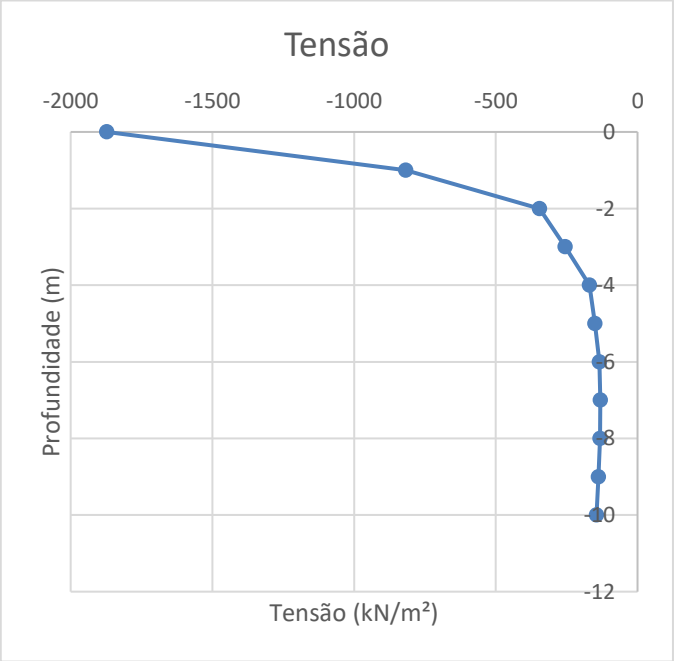
Para argila mole com coesão de 24,11 kPa tem-se o gráfico do deslocamento da estaca ao longo da profundidade como mostrado na Figura 46. Na Figura 47 tem-se o gráfico da tensão ao longo da profundidade.

Figura 46 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na argila mole.



Fonte: autor, 2018.

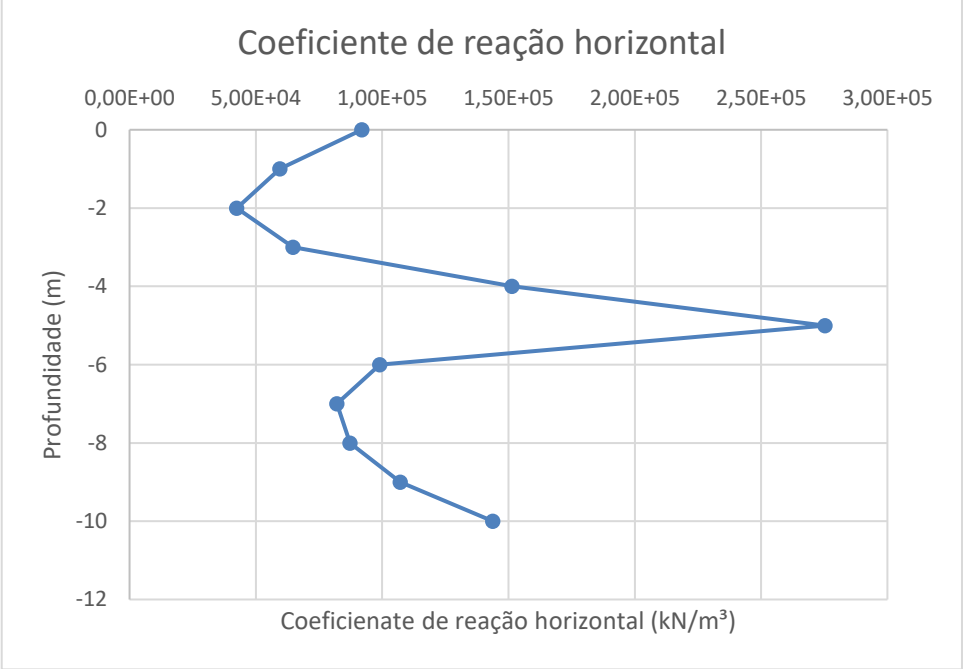
Figura 47 – Gráfico da tensão ao longo da profundidade na argila mole.



Fonte: autor, 2018.

A partir desses obteve-se os valores para o coeficiente de reação vertical dados no gráfico mostrado na Figura 48.

Figura 48 – Gráfico do coeficiente de reação horizontal ao longo da profundidade na argila média.

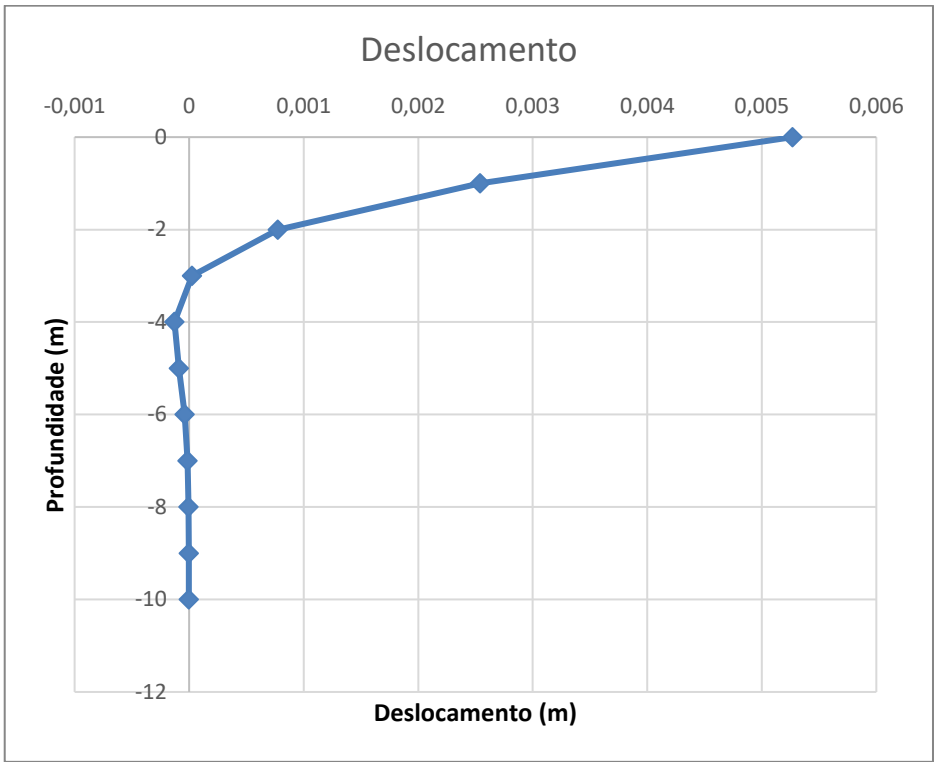


Fonte: autor, 2018.

Vê-se aqui um comportamento mais irregular para o coeficiente de reação horizontal entre os valores dados entre 4 e 6 metros de profundidade.

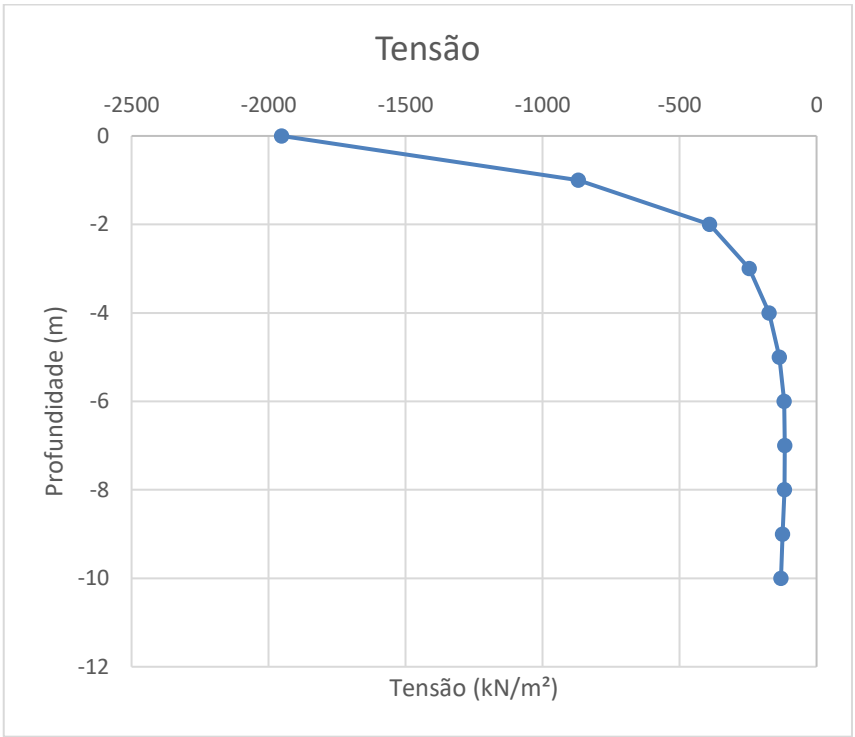
Para areia compacta com ângulo de atrito 45° tem-se o gráfico do deslocamento da estaca ao longo da profundidade como mostrado na Figura 49. Na Figura 50 tem-se o gráfico da tensão ao longo da profundidade.

Figura 49 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na areia compacta.



Fonte: autor, 2018.

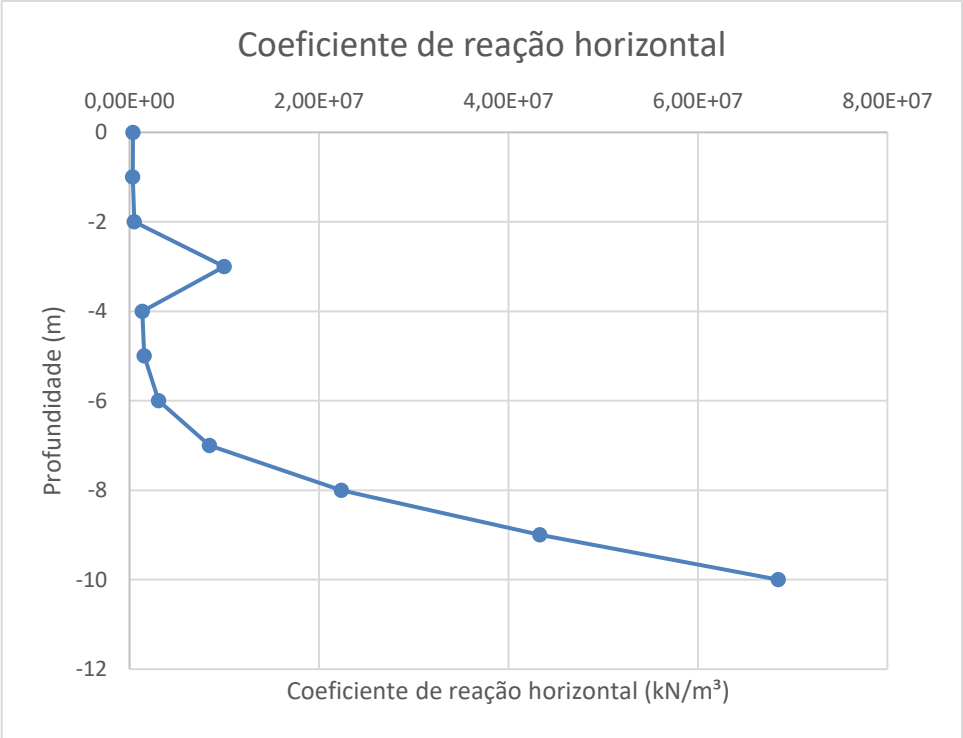
Figura 50 – Gráfico tensão ao longo da profundidade na areia compacta.



Fonte: autor, 2018.

Com esses dados obteve-se os valores para o coeficiente de reação horizontal mostrado no gráfico da Figura 51.

Figura 51 – Gráfico do coeficiente de reação horizontal ao longo da profundidade na areia medianamente compacta.

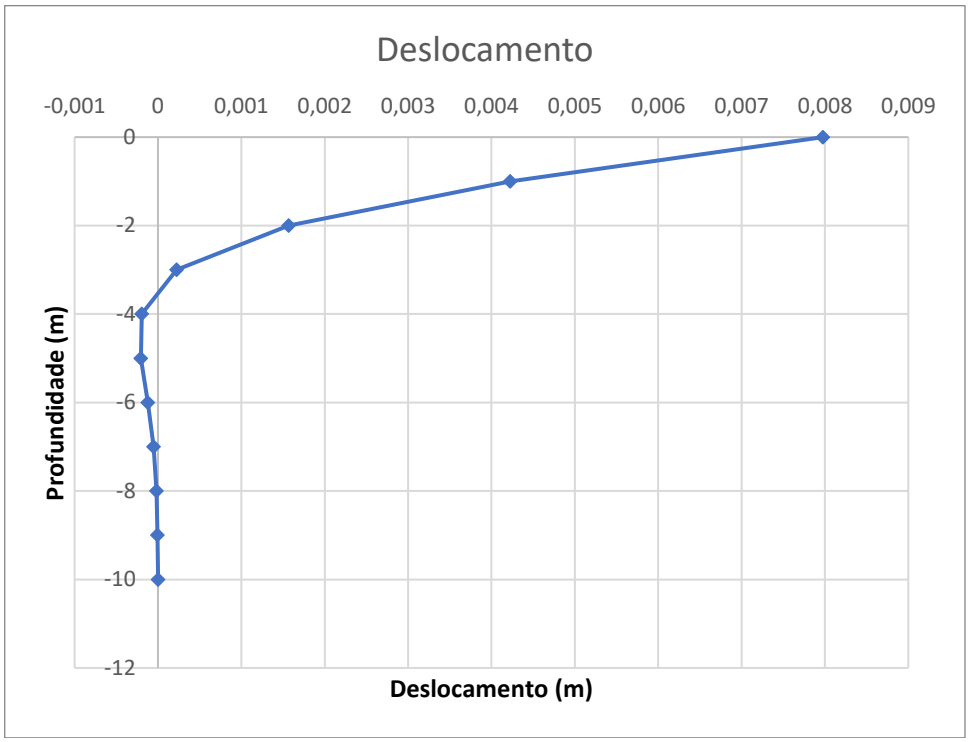


Fonte: autor, 2018.

Aqui o pico fica na profundidade de 3 metros, mas seu valor é mais baixo do que o valor dado nas argilas, tendo uma maior conformidade da tensão com o deslocamento.

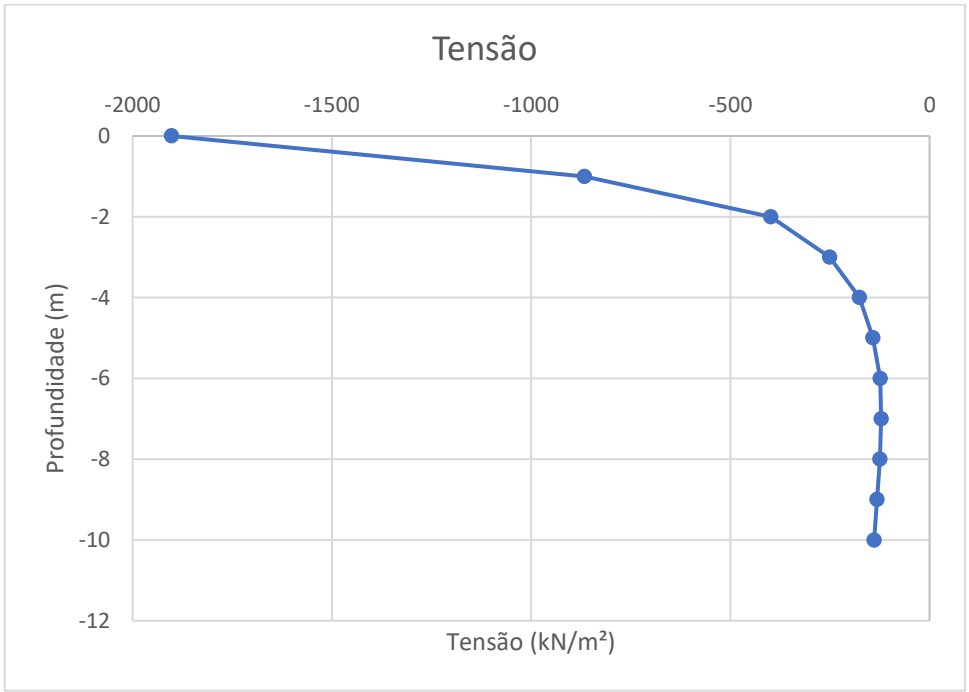
Para areia compacta com ângulo de atrito 40° tem-se o gráfico do deslocamento da estaca ao longo da profundidade como mostrado na Figura 52. Na Figura 52 tem-se o gráfico da tensão ao longo da profundidade.

Figura 52 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na areia medianamente compacta.



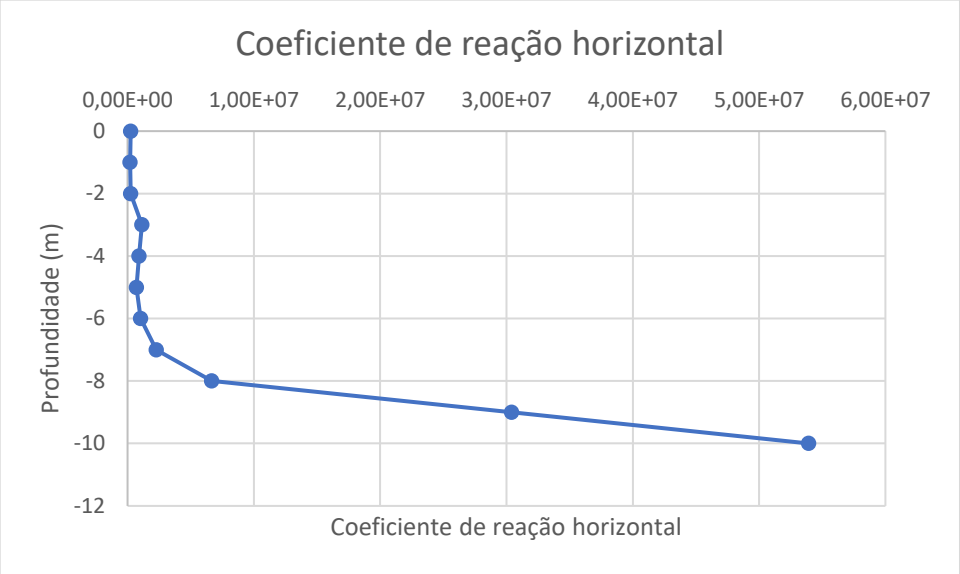
Fonte: autor, 2018.

Figura 53 – Gráfico tensão ao longo da profundidade na areia medianamente compacta.



Fonte: autor, 2018.

Figura 54 – Gráfico do coeficiente de reação horizontal ao longo da profundidade na areia medianamente compacta.

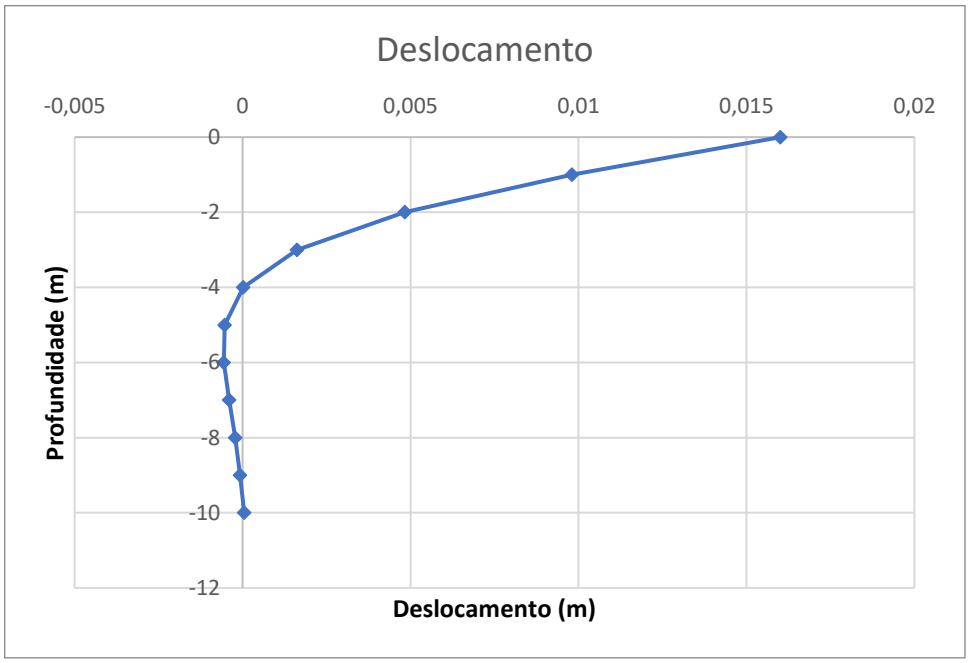


Fonte: autor, 2018.

Na Figura 54, diferente dos demais, a perturbação na profundidade de 3 metros é quase imperceptível, tendo assim uma maior conformidade da tensão com o deslocamento, sendo ainda melhor que a areia compacta.

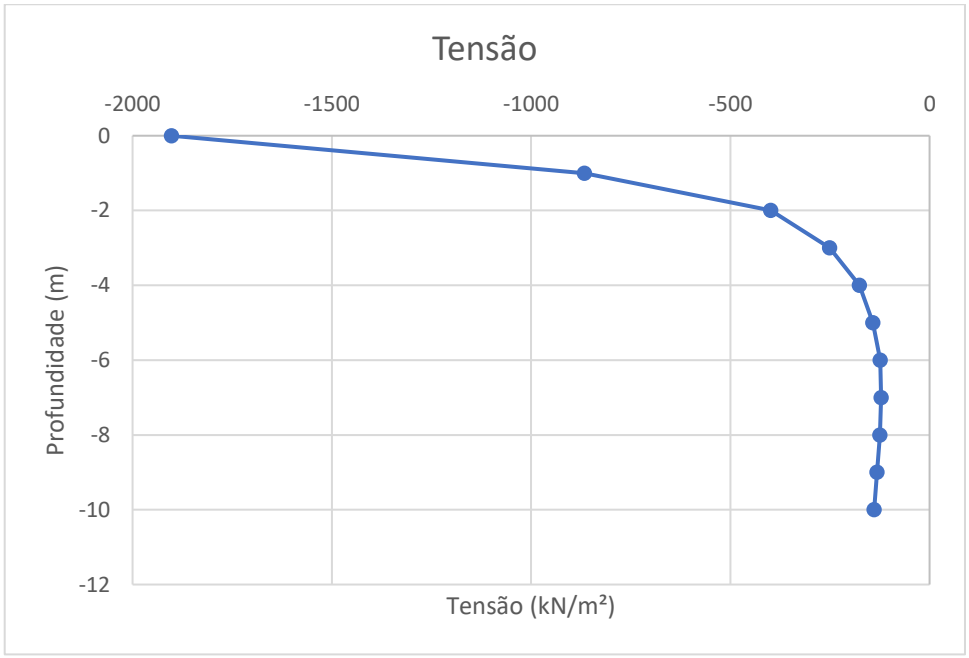
Para areia compacta com ângulo de atrito 35° tem-se o gráfico do deslocamento da estaca ao longo da profundidade como mostrado na Figura 55. Na Figura 56 tem-se o gráfico da tensão ao longo da profundidade.

Figura 55 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na areia pouco compacta.



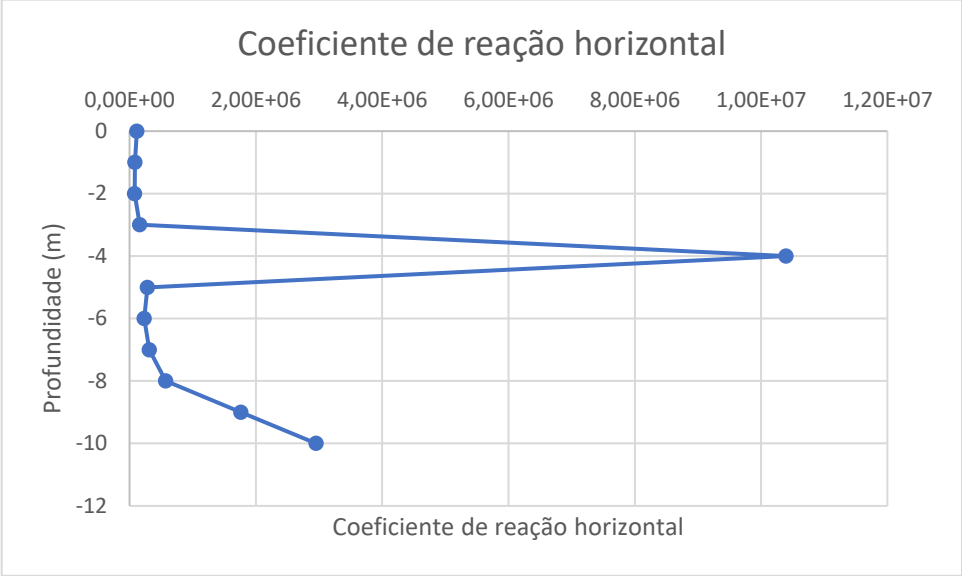
Fonte: autor, 2018.

Figura 56 – Gráfico tensão ao longo da profundidade na areia pouco compacta.



Fonte: autor, 2018.

Figura 57 – Gráfico do coeficiente de reação horizontal ao longo da profundidade na areia pouco compacta



Fonte: autor, 2018.

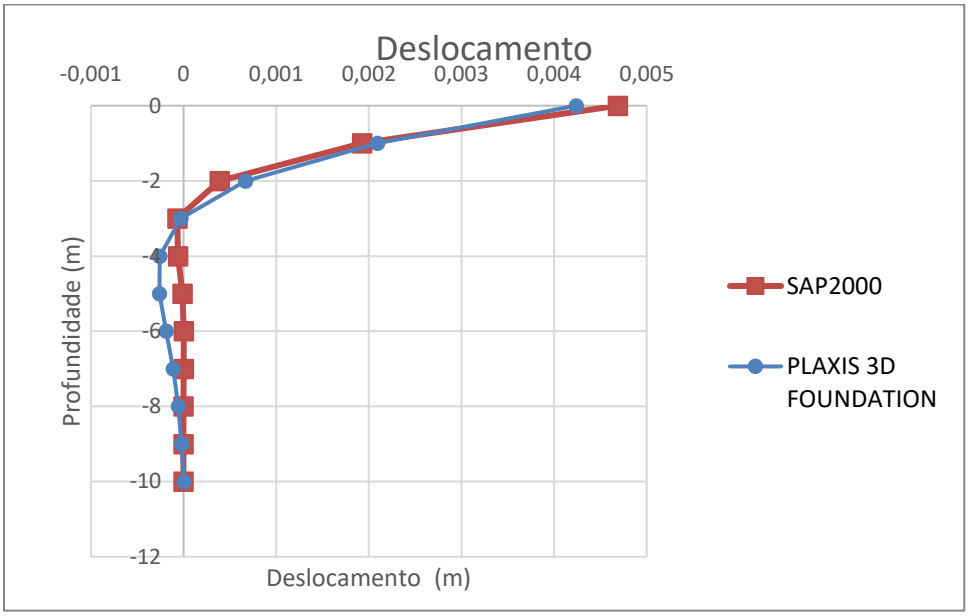
Vê-se na Figura 57 um comportamento mais irregular para o coeficiente de reação horizontal em 4 metros de profundidade.

Para as estacas deve-se fazer um estudo mais aprofundado para a determinação do coeficiente de reação horizontal, para melhor entendimento dessas variações que houveram, e para determinação da relação k_h com a profundidade e com geometria da estaca, que não foi realizado dado o tempo necessário para realização deste.

Utilizando os resultados encontrados para argila rija e para areia compacta, foi colocado no SAP a média dos valores encontrados de k_h a cada 3 metros de profundidade.

Para a argila rija com 125 kPa de coesão, além de multiplicar pelo comprimento de influência, e pelo diâmetro, foi utilizado um fator de redução de 0,09 para a rigidez das molas, para que os valores de deslocamento fossem próximos do que calculado pelo Plaxis. A Figura 58 mostra em azul o deslocamento da estaca dada pelo Plaxis e em vermelho o valor obtido no SAP2000.

Figura 58 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na argila rija.

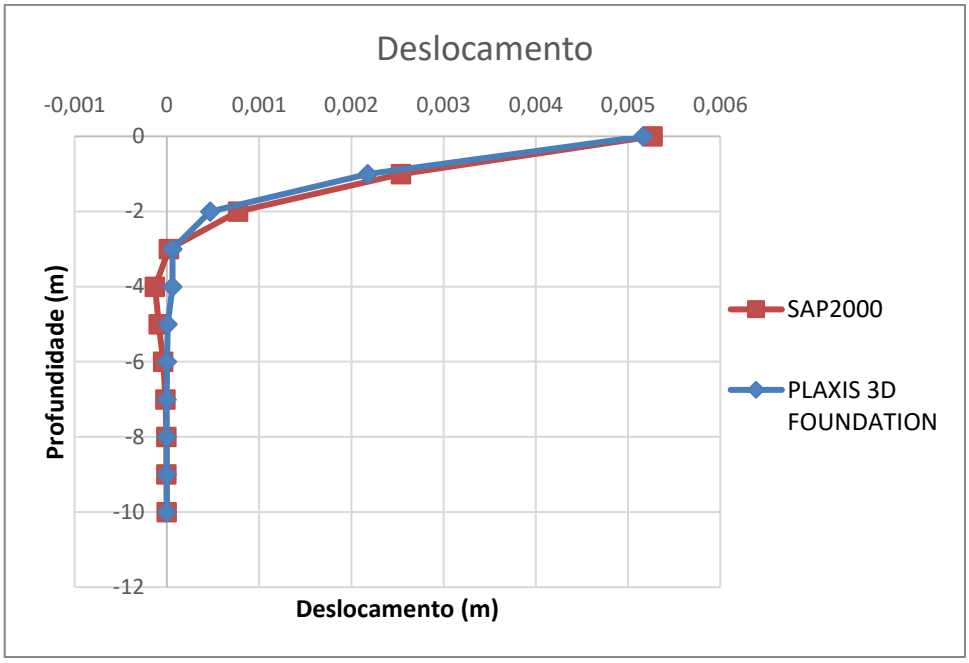


Fonte: autor, 2018.

É possível notar a proximidade dos valores encontrados, a diferença ocorre porque no SAP2000 foram utilizados valores médios de k_h.

Para a areia compacta com 45° de ângulo de atrito, foi utilizado o mesmo fator de redução de 0,09 para a rigidez das molas para que os valores de deslocamento fossem próximos do que calculado pelo Plaxis. A Figura 59 mostra em azul o deslocamento da estaca dada pelo Plaxis e em vermelho o valor obtido no SAP2000.

Figura 59 – Gráfico do deslocamento horizontal com a profundidade na areia compacta.

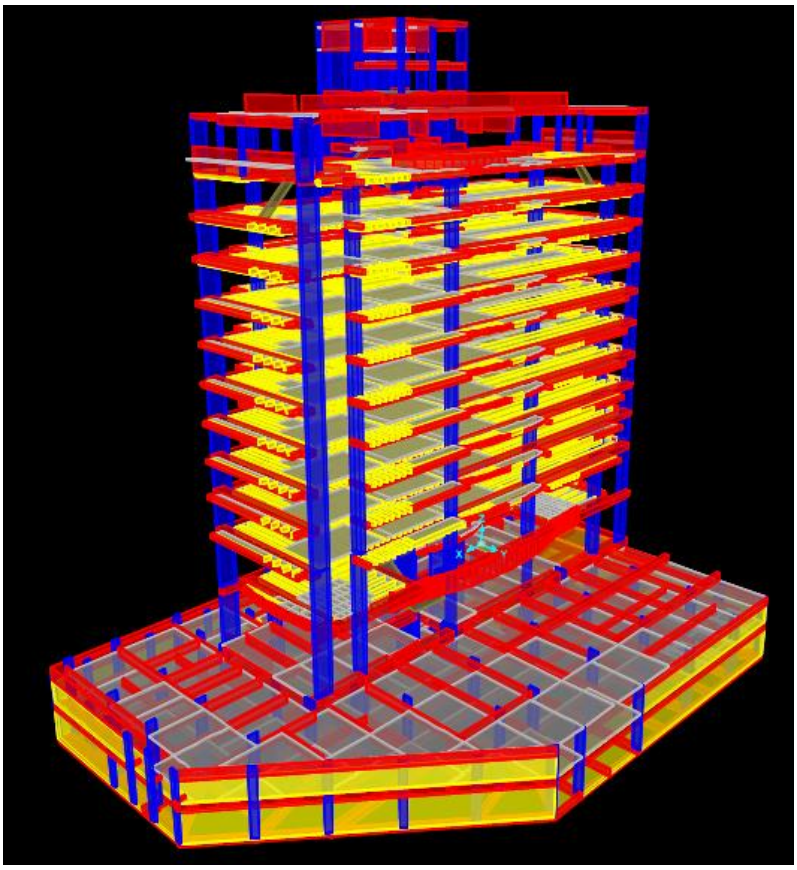


Fonte: autor, 2018.

7.5Aplicação da análise em estacas carregadas transversalmente do Edifício Confort Flat – Taguatinga - DF.

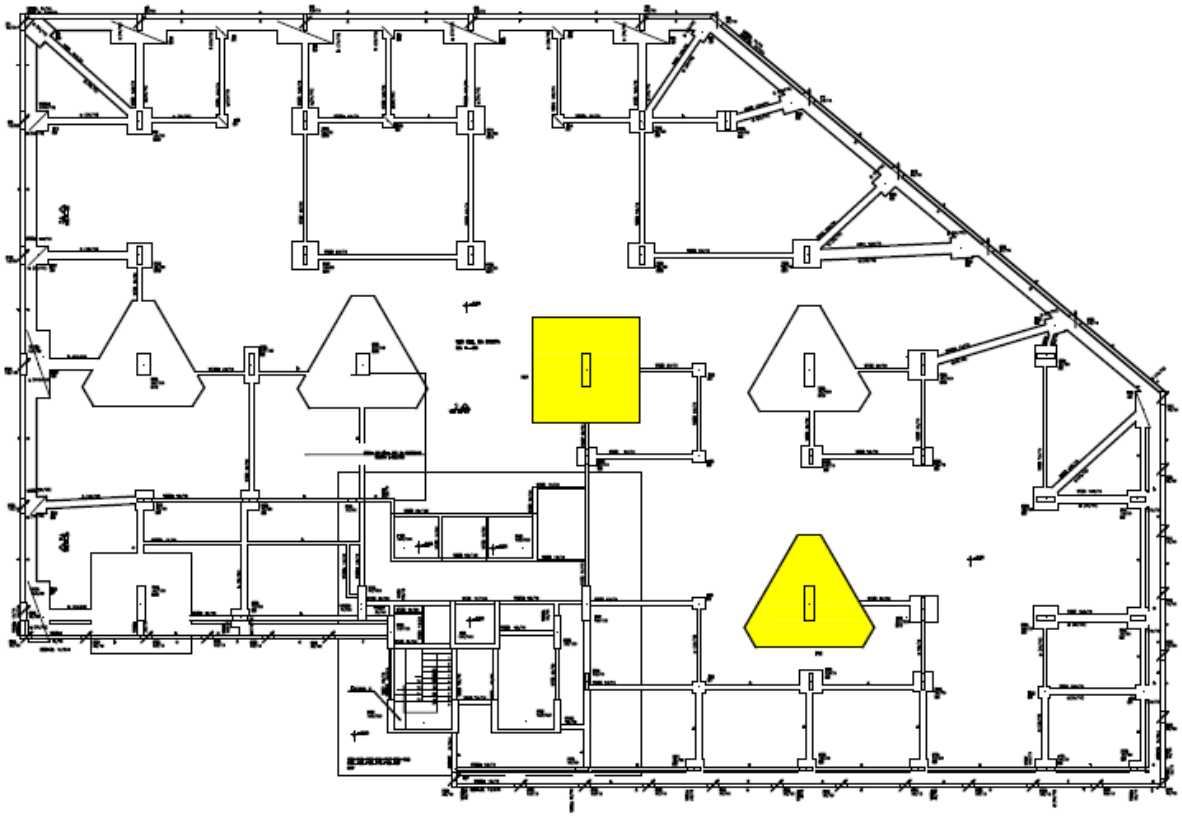
Para o edifício, fez-se a modelagem no SAP2000, conforme pode ser visto na Figura 60, para obtenção dos esforços na fundação. A Figura 61 mostra a planta baixa das fundações do edifício onde está em destaque a que aqui foram analisadas. A tabela 22 apresenta as cargas para os pilares com maior solicitação, em que está em destaque os valores utilizados para a verificação.

Figura 60 – Modelagem do Edifício no SAP2000.



Fonte: autor, 2018.

Figura 61 – Modelagem do Edifício no SAP2000.



Fonte: autor, 2018.

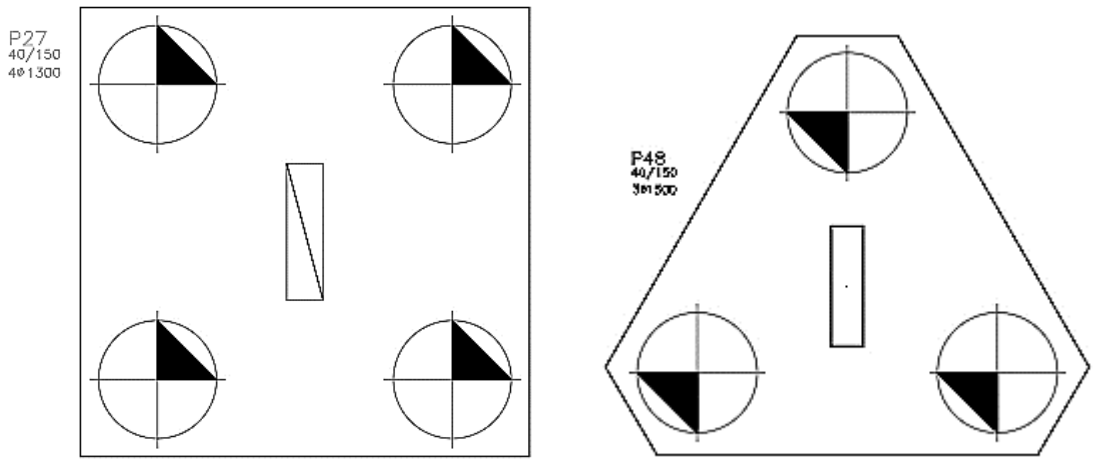
Tabela 22 – Resultado para grelha sobre solo arenoso.

Pilares	Reações														
	Carga total			Carga total + vento na fachada 1			Carga total + vento na fachada 2			Carga total + vento na fachada 3			Carga total + vento na fachada 4		
	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
P24	-4	-2	1186	-4	-6	1183	-4	-3	1180	-4	2	1189	-3	-1	1191
P26	-5	-6	1356	-5	-9	1354	-5	-7	1356	-5	-4	1357	-4	-6	1355
P27	0	14	1388	0	9	1383	-1	15	1388	0	-20	1393	0	14	1388
P28	0	1	1195	0	-5	1188	0	3	1201	0	7	1202	1	-1	1189
P45	2	-3	1219	2	-9	1226	2	-4	1218	2	4	1213	2	-2	1221
P48	2	-8	1385	2	-13	1383	2	-7	1391	2	-3	1387	2	-9	1379
P42	-8	3	434	-8	-6	383	-13	5	466	-8	12	484	-3	2	401
P43	-10	-10	350	-15	-17	283	-14	-11	309	-5	-2	418	-8	-5	392
P46	0	-8	849	1	-12	811	0	-9	861	0	-4	886	1	-7	836
P50	-3	38	629	-4	23	480	-9	37	632	-2	52	778	3	39	626
P62	0	7	168	1	3	143	0	7	180	0	10	194	0	7	156
P88	0	12	231	0	8	192	0	12	218	0	16	270	0	12	244
P47	-2	-12	878	-2	-15	815	-2	-12	865	-1	-10	941	-1	-13	891
P68	-3	10	274	3	-2	482	-13	9	306	-9	22	66	7	10	242
P69	-9	10	299	-9	1	515	18	9	272	-8	19	82	0	10	325

Fonte: autor, 2018.

Foram então escolhidas as fundações dos pilares P27 e P48, como mostra a Figura 62, para análise. As estacas da fundação do pilar 27 tem 1,30 m de diâmetro, enquanto as estacas da fundação do pila P48 tem 1,50 metros de diâmetro, ambas com 14 metros de comprimento.

Figura 62 – Fundações dos pilares P27 (esquerda) e P48 (direita).



Fonte: autor, 2018.

Para simplificação, fez-se divisão das cargas atuantes para cada estaca, para analisar uma estaca de cada fundação isoladamente, assim para a estaca da fundação do pilar P27 foi submetida a uma carga horizontal 5 kN, e a do pilar P48 a uma carga horizontal de -4,3 kN, ambas na direção do eixo y. Os parâmetros do solo foram retirados da tese de Soares (2004). Outra simplificação feita foi nos parâmetros do solo, pois este trabalho foi feito com solos homogêneos, assim, foi feita a média ponderada dos parâmetros dos dois tipos de solos, em função da profundidade, para se utilizar um solo homogêneo. Os parâmetros do solo utilizado estão apresentados na Tabela 23.

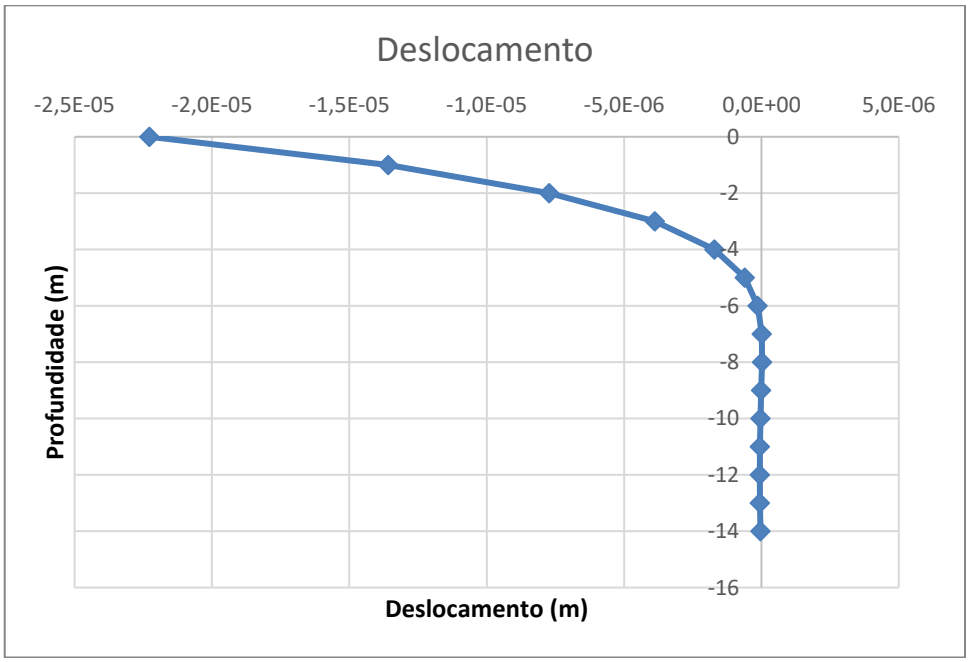
Tabela 23 – Resultado corrigido da grelha sobre solo argiloso

Solo	γ_{uns} (kN/m³)	γ_{sat} (kN/m³)	E (kPa)	v	c (kPa)	φ	Profundidade do nível da estaca(m)
Solo 1	13,8	18	60000	0,3	12	5	3,4
Solo 2	17	18	120000	0,3	5	27	10,6
Utilizado	16,22	18	105428,6	0,3	6,7	21,66	14

Fonte: autor, 2018.

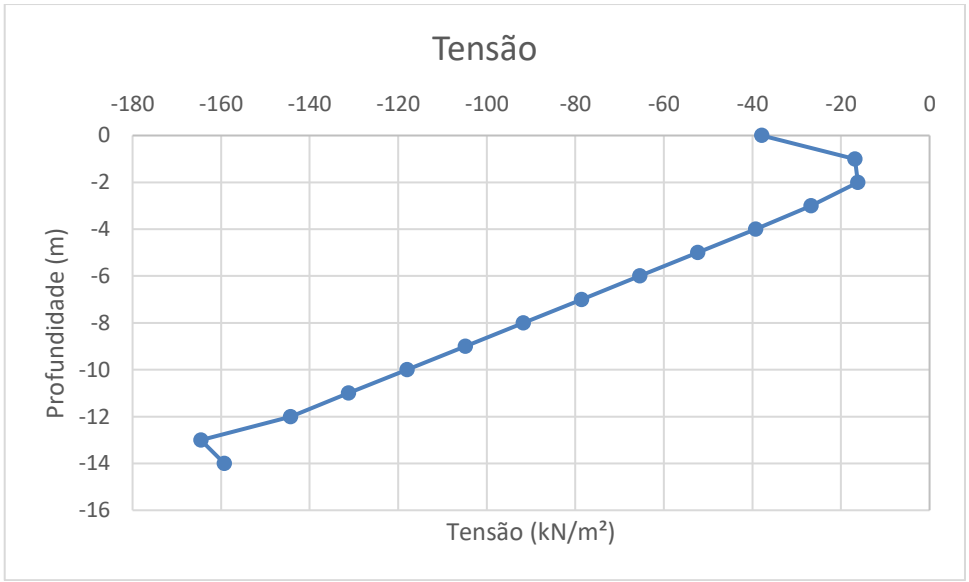
As estacas foram modeladas no Plaxis, para análise dos deslocamentos e tensões para o cálculo de k_h. Para a estaca da fundação do pilar P27 tem-se o gráfico do deslocamento da estaca ao longo da profundidade como mostrado na Figura 63. Na Figura 64 tem-se o gráfico da tensão ao longo da profundidade, onde nota-se valores apenas negativos indicando a compressão do solo ao longo da profundidade.

Figura 63 – Deslocamentos na estaca da fundação de P27.



Fonte: autor, 2018.

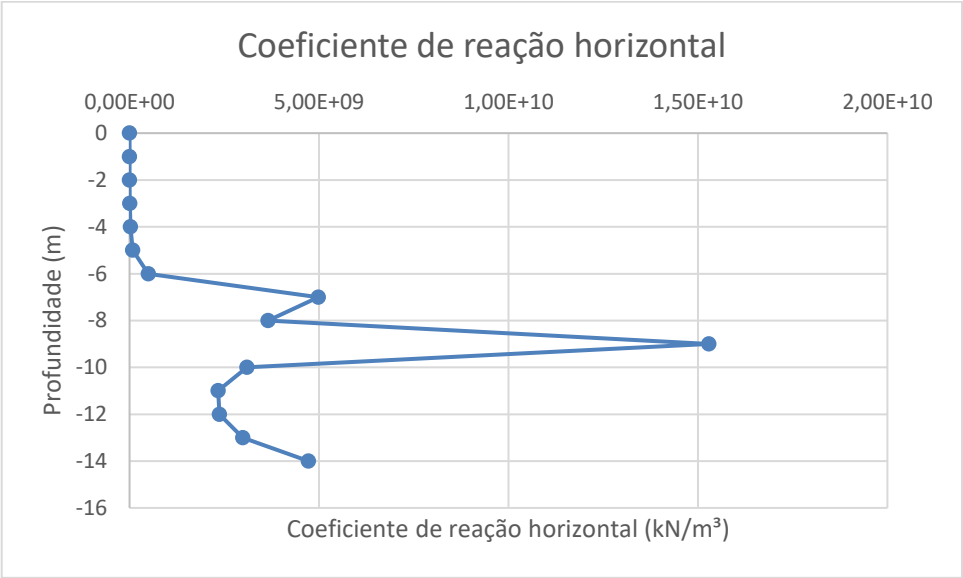
Figura 64 – Tensões na da estaca da fundação de P27.



Fonte: autor, 2018.

Assim calculou-se o coeficiente de reação horizontal. O gráfico do coeficiente de reação horizontal está demonstrado na Figura 65.

Figura 65 – Coeficiente de reação horizontal estaca da fundação de P27.

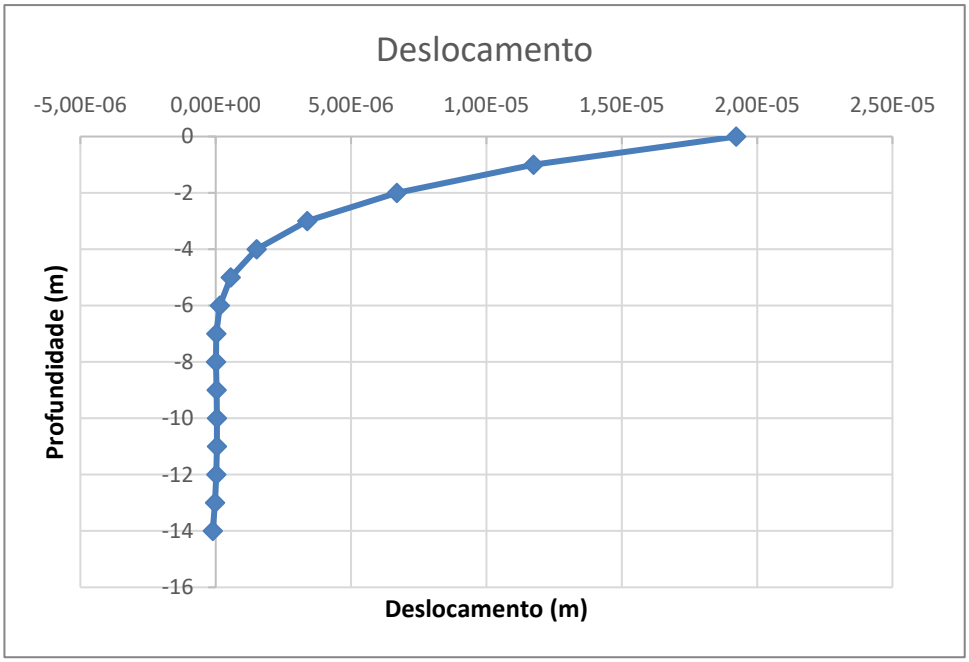


Fonte: autor, 2018.

Nota-se quão irregular está o coeficiente para valores abaixo de 6 metros de profundidade, isso ocorre porque há uma variação de tensões ao longo da estaca para uma pequena variação deslocamento da ordem de 10^{-8}, fazendo com que tenha um elevado e variável valor de k_h no solo.

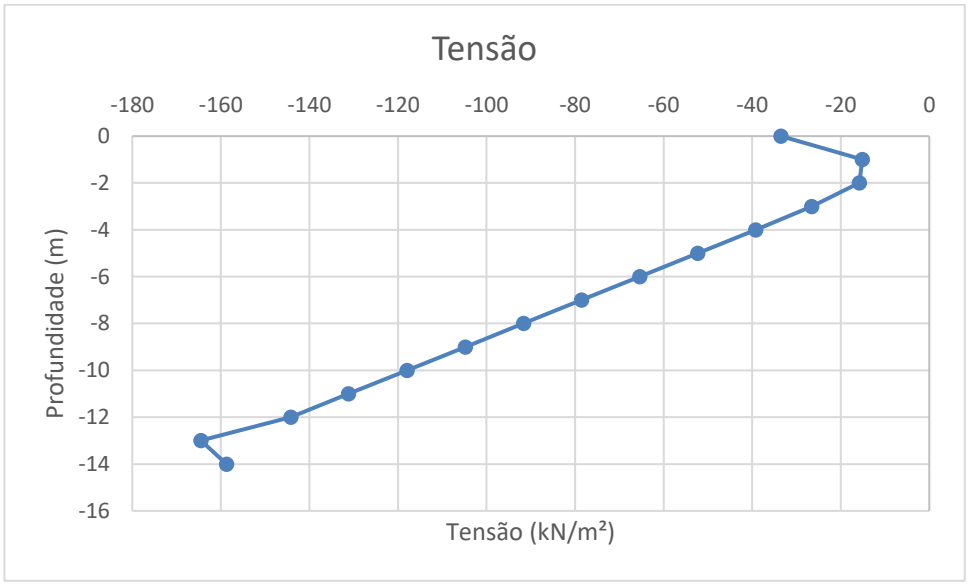
Para a estaca da fundação do pilar P48 tem-se o gráfico do deslocamento da estaca ao longo da profundidade como mostrado na Figura 66. Na Figura 67 tem-se o gráfico da tensão ao longo da profundidade.

Figura 66 – Deslocamentos na estaca da fundação de P48.



Fonte: autor, 2018.

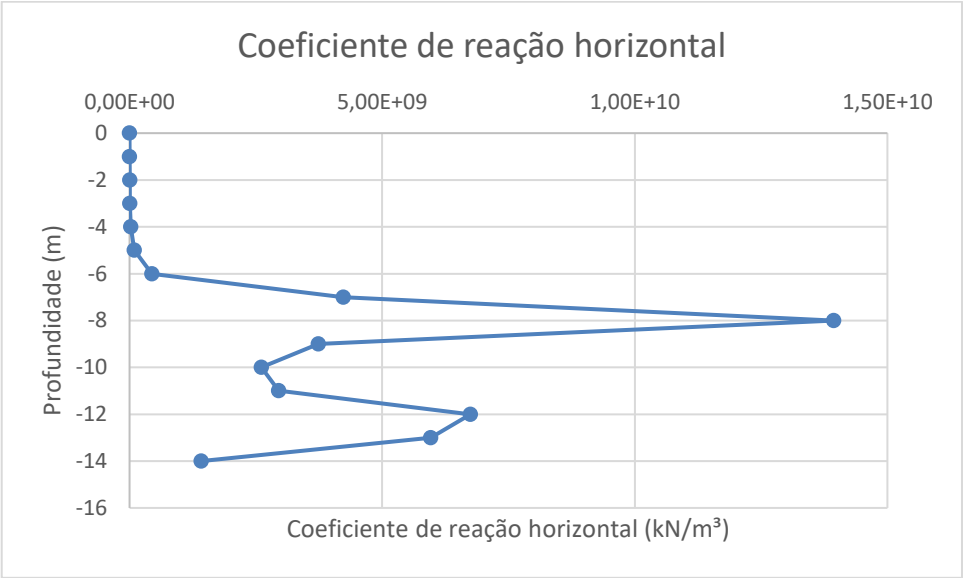
Figura 67 – Tensões na da estaca da fundação de P48.



Fonte: autor, 2018.

Com isso, calculou-se o coeficiente de reação horizontal. O gráfico do coeficiente de reação horizontal está demonstrado na Figura 68.

Figura 68 – Coeficientes de reação horizontal estaca da fundação de P48.

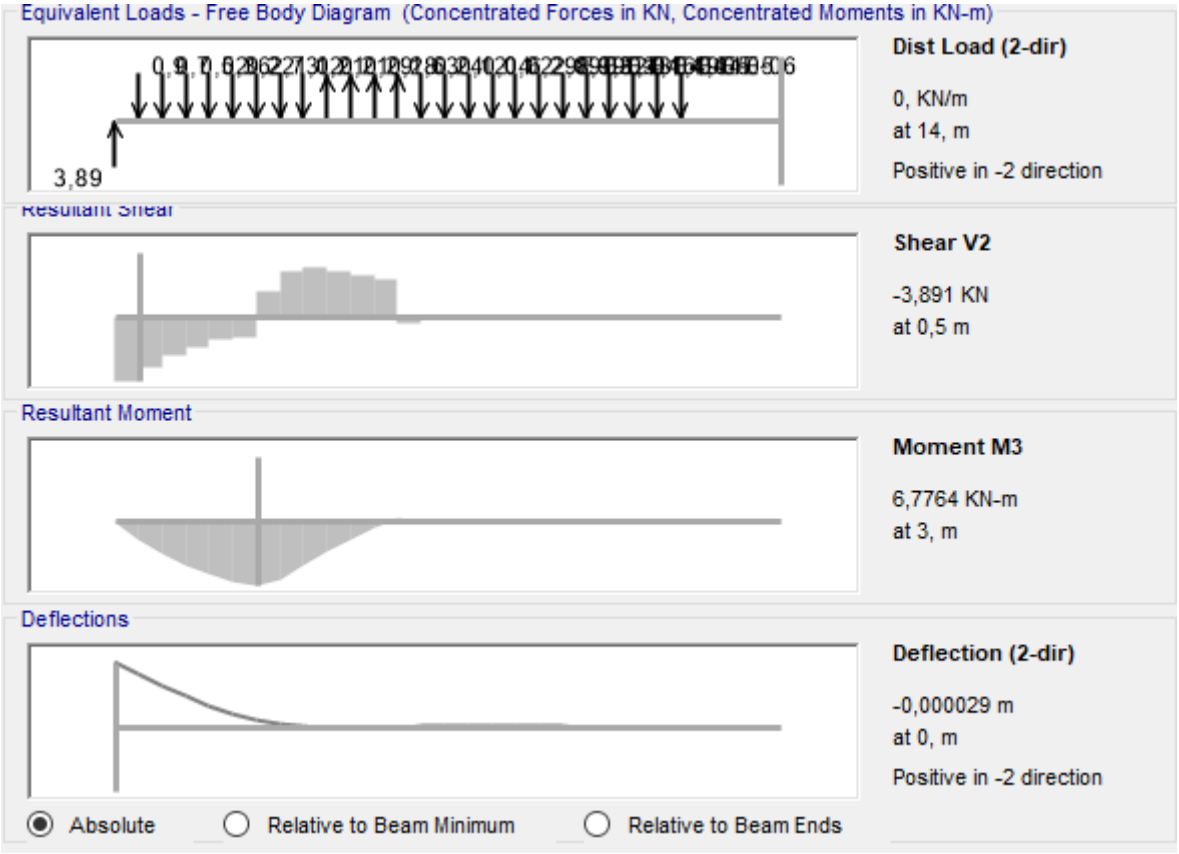


Fonte: autor, 2018.

Os coeficientes de reação horizontal aqui encontrados têm valores bastante irregulares, e se faz necessário um estudo mais aprofundado para saber as causas, e como considerar isso no cálculo. Aqui, para simplificação, será tomada a média dos valores a cada 3 metros de profundidade para o cálculo pelo SAP2000.

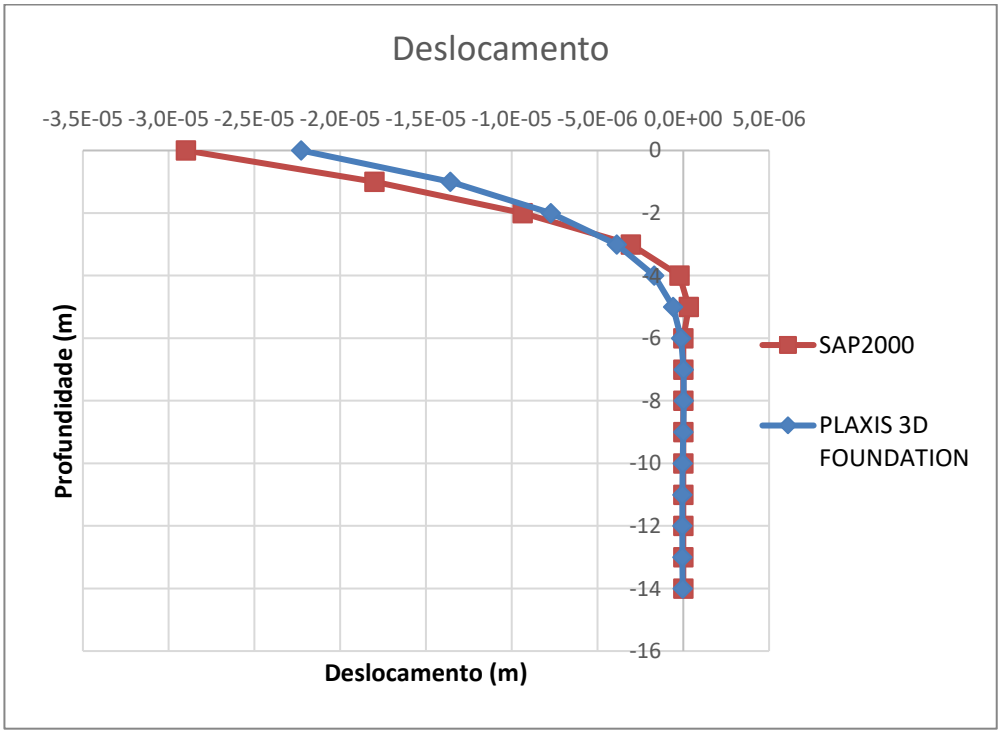
No SAP2000, além de multiplicar pelo comprimento de influência, de 0,5m, e pelo diâmetro, foi necessário utilizar para o k_{mola} um fator de redução de 0,035, na estaca de P27, e 0,022 estaca do pilar P48, para obter valores de deslocamentos próximos aos obtidos no Plaxis. Na Figura 69 está o resultado obtido no SAP2000, onde é possível ter os valores dos esforços e do deslocamento na estaca de P27, que foi submetida a uma carga horizontal de 5kN, e na Figura 70 está o gráfico do deslocamento obtido no Plaxis, em azul, e do deslocamento obtido no SAP2000, em vermelho.

Figura 69 – Resultados do SAP2000 para estaca da fundação de P27.



Fonte: autor, 2018.

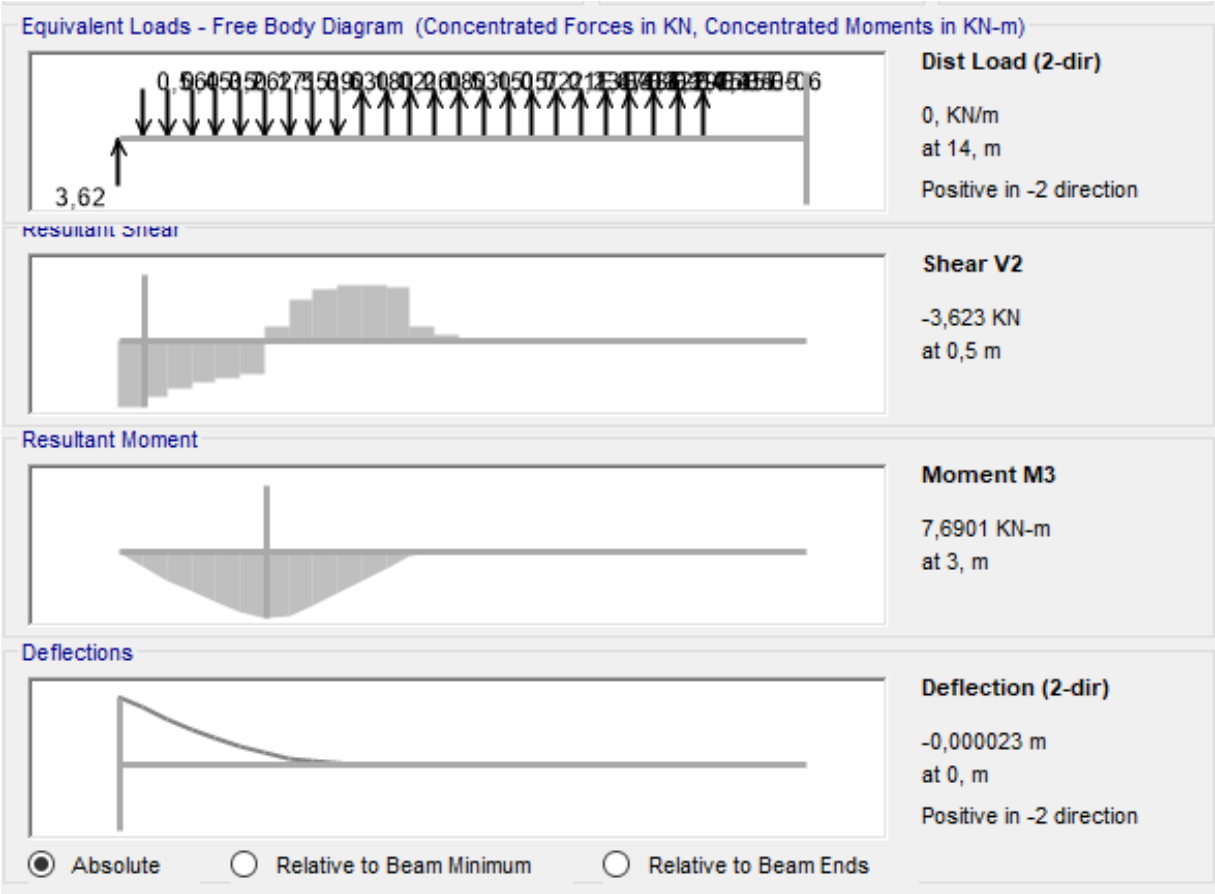
Figura 70 – Deslocamentos para estaca da fundação de P27.



Fonte: autor, 2018.

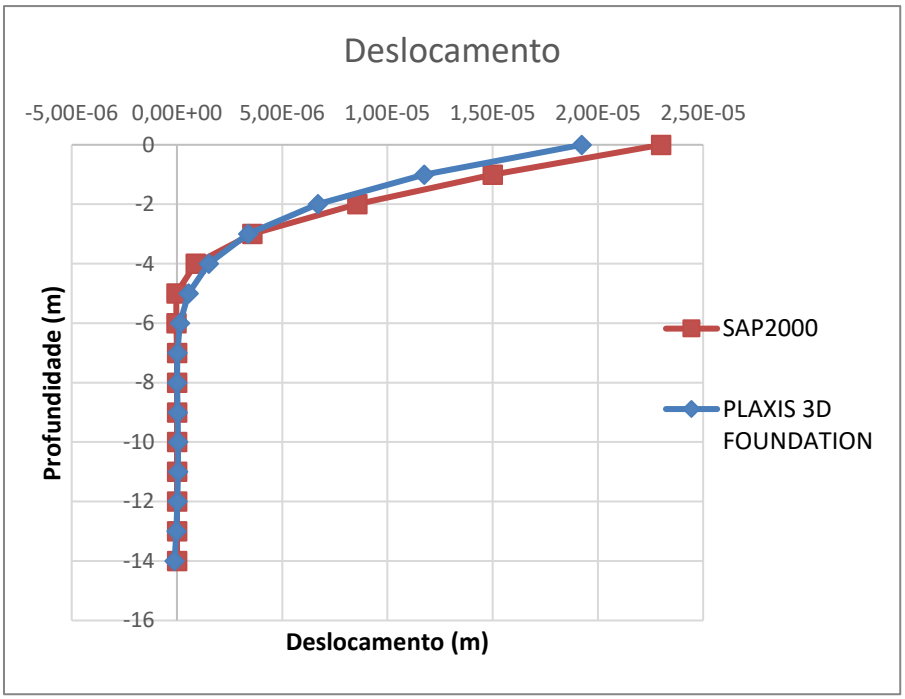
Na Figura 71 está o resultado obtido no SAP, onde é possível ter os valores dos esforços e do deslocamento na estaca de P48, que foi submetido a uma carga horizontal de 4,3kN, e na Figura 72 está o gráfico do deslocamento obtido no Plaxis, em azul, e do deslocamento obtido no SAP2000, em vermelho.

Figura 71 – Resultados do SAP2000 para estaca da fundação de P48.



Fonte: autor, 2018.

Figura 72 – Deslocamentos para estaca da fundação de P48.



Fonte: autor, 2018.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo de interação solo estrutura é de relativa importância para o engenheiro geotécnico e estrutural, pois, geralmente a estrutura é calcula considerando a hipótese de apoios indeslocáveis, o que não é verdade. É importante que se leve em consideração as deformações decorrentes do solo, pois estas geram uma redistribuição de esforços na estrutura, por isso a importância o estudo da interação solo-estrutura.

O presente trabalho foi desenvolvido com o objetivo de encontrar a relação entre o coeficiente de reação do solo, vertical e horizontal, e os parâmetros de resistência do solo, entendendo melhor como as variações desse parâmetros influenciam nas solicitações da fundação, como eles vêm a modificar o coeficientes de reação, como estabelecer valores para a rigidez da mola a ser utilizada em programas de análises estruturais, e assim fornecer um suporte com tabelas semi-empíricas para auxiliar em estudos preliminares de Interação Solo-Estrutura, dando ao calculista uma base de valores genéricos de deslocamentos e esforços nas fundações.

Incialmente foi feita a modelagem das estruturas estudas no SAP2000, fazendo a distribuição das molas a cada 0,5 metros, e assim realizado um estudo paramétrico dos coeficientes, analisando os deslocamentos e esforços, para ter o conhecimento de valores próximos aos reais, como também valores que não condiz com a realidade.

São descritas a seguir as principais conclusões em relação aos coeficientes de rigidez das molas e o coeficiente de reação vertical obtidas nas análises feitas, apresentados de acordo com as estruturas estudas.

Para as vigas foi necessário um valor de correção para o coeficiente de reação vertical de 0,574 para as argilas e 0,4 para as areias, encontrando assim valores de recalques próximos aos dados pelo modelo de Mohr Coulomb. Nos esforços encontrou-se valores próximos para as vigas de carregamento distribuído quando utilizado um fator de correção para as molas da extremidade, no valor de 0,594 para as argilas e 0,64 para as areias, porém, para a viga de cargas pontuais, não foi possível encontrar valores de esforços próximos dos obtidos no Plaxis.

Para as grelhas foi encontrado valores de recalque próximos aos calculados pelo modelo de Mohr Coulomb quando utilizado para o coeficiente de rigidez das

molas o mesmo valor de coeficiente de reação vertical encontrados com os valores de tensão e deslocamentos obtidos no Plaxis, como também com valores aproximados pela equação usada na resistência dos materiais. Porém, assim como nas vigas sob cargas pontuais, não foi possível estabelecer valores de esforços próximos dos valores dado no Plaxis.

Para as estacas, foi feita a média dos valores de coeficientes de reação horizontal encontradas a cada três metros de profundidade para simplificação dos cálculos, e assim foi utilizado um fator de correção de 0,09 para o coeficiente de rigidez das molas encontrando valores de deslocamento próximos dos calculados no Plaxis. O mesmo foi feito para duas estacas do edifício, porém, os valores de redução utilizados foram de 0,022 para a estaca da fundação do pilar P48 e 0,035 para a estaca do pilar P27. Para grelhas e estacas faz-se necessário um aprofundamento no estudo para entender melhor o comportamento do solo, como este age nas estruturas quanto aos esforços internos, como também o estabelecimento dos coeficientes de reação, vertical e horizontal.

Foram elaboradas tabelas e gráficos demonstrando os valores encontrados para cada tipo de fundação e de solo, mostrando a relação entre os dois modelos e a variação dos coeficientes de reação em função dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito, onde encontrou-se valores de k_V para diversos tipos de solos e correções para utiliza-los no modelo discreto, podendo estes serem utilizados para os estudos iniciais de Interação Solo-Estrutura.

8.1 Sugestões para pesquisas futuras

Para continuidade deste estudo são apresentadas aqui como sugestões de pesquisas futuras:

- Fazer o estudo com solos heterogêneos;
- Aprofundar os estudos para grelhas;
- Aprofundar os estudos para as estacas;
- Realizar o estudo com vigas de geometria diferentes;
- Realizar estudo com combinações de cargas distintas;
- Realizar estudos de casos reais para comprovação do método.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.**NBR 6122 - Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 2010.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 6489 - Prova de carga direta sobre terreno de fundação.** Rio de Janeiro,1984.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 7250 - Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Rio de Janeiro, 1982

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Dimensionamento de fundações profundas.** São Paulo: Editora Blucher, 1989.

HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: teoria e prática 2 ed.** São Paulo, BMS/ABEF. Ed. PINI, 1998.

MARAGON, M. **Parâmetros dos Solos para Cálculo de Fundações.** Disponível em: http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF03-Par%C3%A2metros-dos-Solos-para-C%C3%A1lculo-de-Funda%C3%A7%C3%B5es.pdf>. Acesso em 15/02/2018.

MURTHY, V. N. S. **Geotechnical engineering: principles and practices of soil mechanics and foundation engineering.** New York: Marcel Dekker, 2003.

SILVA, João Paulo Moreira da. **Os métodos de equilíbrio limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes.** Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011.

SOUZA, Rafael Alves de; REIS, Jeselay Hemétrio Cordeiro dos. **Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas.** Maringá, 2008

SOARES, J.M. **Estudo Numérico-Experimental da Interação Solo-Estrutura em Dois Edifícios do Distrito Federal.** Tese de Doutorado, Publicação G.TD-023A/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília 2004.

VELLOSO, Dirceu A., LOPES, Francisco R. **Fundações, Volume 1.** São Paulo: Oficina de Textos, 2004.