



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
NÚCLEO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Anderson Meneses Brasileiro Borba

**ANÁLISE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS
HORIZONTAIS DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS**

Caruaru, 2016.

Anderson Meneses Brasileiro Borba

**ANÁLISE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS
HORIZONTAIS DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Coordenação do 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.

Área de concentração: Geotecnia
Orientador: Prof.Dr. José Moura Soares

Caruaru, 2016

.

Catálogo na fonte:
Bibliotecária – Simone Xavier CRB/4-1242

B726a Borba, Anderson Meneses Brasileiro.

Análise de fundações profundas submetidas a carregamentos horizontais de um edifício de múltiplos pavimentos. / Anderson Meneses Brasileiro Borba. - 2016.
93f. il. ; 30 cm.

Orientador: José Moura Soares.

Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2016.

Inclui Referências.

1. Fundações profundas. 2. Planilhas eletrônicas. 3. Geotecnia. I. Soares, José Moura. (Orientador). II. Título.

620 CDD (23. ed.)

UFPE (CAA 2016-025)

Anderson Meneses Brasileiro Borba

**ANÁLISE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS
HORIZONTAIS DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à
Coordenação do 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.

Área de concentração: Geotecnia
Orientador: Prof.Dr. José Moura Soares

Banca examinadora:

Prof. Dr. José Moura Soares

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientador)

Prof^ª. Roberto Evaristo de Oliveira Neto

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof^ª. Dra. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof^ª. Dra. Sylvana Melo dos Santos

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenador da disciplina)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por sempre ter me iluminado e me dado forças nas horas difíceis durante a grande jornada em minha graduação, fazendo com que eu nunca desistisse e para que eu pudesse em fim chegar a finalizar e realizar meu sonho.

Aos meus pais, Eduardo e Gláucia, pelos grandes esforços que fizeram todo tempo ao longo da minha vida, para dar uma educação de boa qualidade e preceitos.

Aos meus irmãos Diego e Priscila, por sempre estarem presentes em minha vida, pelo amor e ternura que recebo diariamente.

Agradeço a minha noiva Thalyta, por ter me apoiado nos momentos bons e ruins, a sua família pela paciência que tiveram durante todo o processo deste trabalho, e pelos ensinamentos.

Agradeço a todos os amigos que tive durante o curso na UFPE, em especial para Adélio José, Cássio Luiz, Geymison Erick, Vagner Emanuel, Álvaro Mafra, Evandro Guilherme, José Weslen, Maximiliano Felipe e Dario Heleno.

Agradeço a todos que diretamente e indiretamente contribuíram significativamente para esta formação.

Agradeço ao meu orientador professor José Moura Soares, pela paciência, confiança e disponibilidade para transmitir os conhecimentos necessários ao longo de todo este período.

Agradeço também por direitos de uso do programa educacional GEO4 da empresa FINE ao Professor Renato Pinto da Cunha da Geotecnia da Universidade de Brasília – UnB.

RESUMO

A crescente demanda da engenharia civil exige um conhecimento não só técnico, mas também de novas ferramentas computacionais disponíveis para o uso de problemas de engenharia. Para uma análise do sistema estrutural, é necessário um estudo do comportamento interativo entre as diversas partes que o compõe, entre eles, destaca-se a interação entre os elementos de fundação e o maciço e solos. O presente trabalho mostra a análise do comportamento de uma fundação profunda em estacas submetidas a carregamentos horizontais em um edifício de múltiplos pavimentos. Para o dimensionamento estrutural do edifício foi utilizado o software Eberick, já para a análise da interação estaca-solo foi utilizado o programa computacional GEOFINE 4 e uma planilha de Excel, onde na planilha se calcula a fundação por dois métodos: Diferenças Finitas e Solução exata. No GEO4 os dados utilizados foram do solo modelado por Soares (2004) e na planilha Excel os dados de entrada necessários, foram obtidos através dos resultados de dimensionamento do programa estrutural Eberick. Foi desenvolvido neste trabalho rotinas de avaliação do comportamento de uma estrutura de fundação profunda em estacas com o auxílio do GEO4 e planilha Excel baseados em métodos tradicionalmente utilizados na geotecnia, e estes foram em seguida comparados. Observou-se que os resultados obtidos pelo GEO4 e a planilha Excel através do método de Diferenças Finitas apresentaram uma boa aproximação para todos os casos analisados.

Palavras-chave: Fundações profundas em Estacas, GEO4, Planilha Excel.

Abstract

The increasing demand of civil engineering requires not only technical knowledge, but also new computational tools available for the use of engineering problems. For an analysis of the structural system, we need an interactive study of behavior enters the various parts that compose it, among them, there is the interaction between the foundation elements and the massive and soils. This work shows the analysis of the behavior of a deep foundation on piles subjected to horizontal loads in a multi-floor building. For the structural design of the building was used Eberick software, as for the analysis of pile-soil interaction we used the computer program GEOFINE 4:01 Excel spreadsheet where the spreadsheet calculating the foundation by two methods: Finite Difference and exact solution . GEO4 in the data used were soil modeled by Soares (2004) and in the Excel spreadsheet the required input data were obtained from the sizing results of structural Eberick program. It was developed in this work evaluation routines of behavior of a deep foundation structure on stilts with the help of GEO4 and Excel spreadsheet-based methods traditionally used in geotechnical, and these were then compared. It was observed that the results obtained by GEO4 and Excel worksheet through the finite differences method showed a good approximation for all examined cases.

Keywords: Deep foundations , piles , GEO4 , Excel Spreadsheet .

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Fundação profunda segundo a NBR 6122/1996.	14
Figura 2- Modelos de interação solo – estaca.	16
Figura 3-Estaca submetida a uma força transversal: reação do solo (a) real e (b) modelada pela Hipótese de Winkler.	18
Figura 4-Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca: (a) tensões despertadas e (b) mecanismo de ruptura.	19
Figura 5-Curva (p-y) para modelar o comportamento não-linear do solo.	20
Figura 6-Mecanismos de ruptura de uma estaca: (a) estaca longa com topo livre; (b) estaca curta com topo livre; (c) estaca longa com topo engastado; (d) estaca intermediária com topo engastado; (e) estaca curta com topo engastado	23
Figura 7-Mecanismos de ruptura, distribuição de pressões e diagramas de momentos fletores para estacas curtas.	25
Figura 8-Mecanismos de ruptura, distribuição de pressões e diagramas de momentos fletores para estacas longas.	26
Figura 9-Estacas em solos não-coesivos: (a) estacas curtas e (b) estacas longas.	27
Figura 10-Estacas em solos coesivos: (a) estacas curtas e (b) estacas longas.	29
Figura 11-Princípio da superposição no método Matlock e Reese (1961).	31
Figura 12-Coeficiente C_y para cálculo do deslocamento.	33
Figura 13-Convencções de sinais para o método de Matlock e Reese (1961).	34
Figura 14-Resultados do problema típico de estacas carregadas horizontalmente. (a) carregamento (b) deslocamento horizontal (c) rotação (d) momento fletor (e) esforço cortante (f) reação do solo (Matlock e Reese, 1961).	34
Figura 15- Base elástica.	36
Figura 16- Linhas de estacas longas.	36
Figura 17- Estaca carregada lateralmente.	37
Figura 18- Estacas- modulo elástico linear. Solo- molas de Winkler.	37
Figura 19- Esquema de diferenças.	38
Figura 20- Exemplo de tela do programa GEO4 para a entrada dos parâmetros de solo.	40
Figura 21- Interface do Programa EBERICK.	41
Figura 22- Interface do Programa EBERICK, dados da Fundação.	42
Figura 23-Exemplo de visualização 3D de uma estrutura no Eberick.	43
Figura 24-Localização do Município de Caruaru.	45

Figura 25-Pavimento Garagem.....	47
Figura 26- Pavimento Tipo	47
Figura 27- Pavimento Cobertura	48
Figura 28- Pavimento garagem.	48
Figura 29- Pavimento tipo.....	49
Figura 30-Pavimento cobertura.	49
Figura 31- Janela para criação de pavimentos.	50
Figura 32- Etapa de lançamento da estrutura no ambiente "Croqui" do software.	51
Figura 33- Verificação de erros de Linearidade geométrica.	51
Figura 34- Visualização do pórtico espacial da estrutura.....	52
Figura 35- Janela de definição de cobrimentos de armaduras, fck do concreto e bitolas máximas e mínimas das armaduras.....	52
Figura 36- Configuração da carga de vento.	53
Figura 37- Definição do tipo de análise estrutural a ser realizada.	54
Figura 38- Janela visível no instante do processamento da estrutura.	54
Figura 39- Relatório emitido pelo programa após conclusão do processamento.	55
Figura 40- Pilar da estrutura.....	56
Figura 41-Resultado das seções dos pilares pavimento Garagem e Tipo 1.	56
Figura 42-Resultado das seções dos pilares pavimento Tipo 2, Tipo 3, Tipo 4, Tipo 6 e Cobertura.....	57
Figura 43- Planta de locação das estacas.	58
Figura 44- Resultados das Cargas máximas e mínimas, momentos, esforço horizontal. ..	59
Figura 45- Tabela de dados fornecidos pelo Eberick.....	61
Figura 46-Interface do Módulo Piles.	62
Figura 47- Interface do GEO4- Profile	63
Figura 48- Interface do GEO4- Soils.....	63
Figura 49- Interface do GEO4- Loading	64
Figura 50- Interface do GEO4- Geometry.....	64
Figura 51- Interface do GEO4-Material	65
Figura 52-Interface do GEO4- Water	65
Figura 53-Interface do GEO4- Neg.skin frict	66
Figura 54- Deflexão da estaca 4 carregada lateralmente	67
Figura 55- Cortante da estaca 4 carregada lateralmente	67
Figura 56- Momento da estaca 4 carregada lateralmente.....	68

Figura 57- Deflexão, Cortante e momento da estaca 9 carregada lateralmente	69
Figura 58- Deflexão, Cortante e momento da estaca 14 carregada lateralmente	70
Figura 59- Deflexão, Cortante e momento da estaca 15 carregada lateralmente	71
Figura 60- Deflexão, Cortante e momento da estaca 23 carregada lateralmente	72
Figura 61- Deflexão, Cortante e momento da estaca 28 carregada lateralmente	73
Figura 62- Simulação da prova de carga do perfil da estaca 4 via GEO4	74
Figura 63- Simulação da prova de carga do perfil da estaca 9 via GEO4	74
Figura 64- Simulação da prova de carga do perfil da estaca 14 via GEO4	75
Figura 65- Simulação da prova de carga do perfil da estaca 15 via GEO4	75
Figura 66- Simulação da prova de carga do perfil da estaca 23 via GEO4	75
Figura 67- Simulação da prova de carga do perfil da estaca 23 via GEO4	76
Figura 68- Curva de transferência de carga ao longo da profundidade via GEO4	76
Figura 69- Deformação da estaca 4 via GEO4	77
Figura 70- Força cisalhante da estaca 4 via GEO4	77
Figura 71- Momento fletor da estaca 4 via GEO4	78
Figura 72- Deformação, Força Cisalhante e Momento Fletor referente a estaca 9 via GEO4	78
Figura 73- Deformação, Força Cisalhante e Momento Fletor referente a estaca 14 via GEO4	79
Figura 74- Deformação, Força Cisalhante e Momento Fletor referente a estaca 15 via GEO4	79
Figura 75- Deformação, Força Cisalhante e Momento Fletor referente a estaca 23 via GEO4	80
Figura 76- Deformação, Força Cisalhante e Momento Fletor referente a estaca 28 via GEO4	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Resumo das vantagens e desvantagens dos métodos de transferência de carga.....	16
Tabela 3-Valores indicados como coeficiente de segurança.....	24
Tabela 4-Coeficientes adimensionais (Matlock e Reese, 1961).	33
Tabela 5- Tabela de parâmetros do solo.	61
Tabela 6- Tabela com resumo dos resultados de deformação da estaca 4, via Cálculo analítico, Método das Diferenças Finitas e GEOFINE	81
Tabela 7- Tabela com resumo dos resultados de esforço cisalhante da estaca 4, via Cálculo analítico, Método das Diferenças Finitas e GEOFINE	82
Tabela 8- Tabela com resumo dos resultados de momento fletor da estaca 4, via Cálculo analítico, Método das Diferenças Finitas e GEOFINE	82

LISTA DE QUADROS

Quadro 1- valores de kh.....	21
Quadro 2-valores de nh.	22

LISTA DE SIMBOLOS

E_p – módulo de Elasticidade Longitudinal da estaca
 I_p – momento de inércia da estaca
 K_h – coeficiente de reação horizontal do solo
 q – tensão horizontal
 y – deslocamento horizontal da estaca
 K_h – módulo de reação horizontal da estaca
 n_h – coeficiente de reação horizontal do solo para areias ou argilas moles
 z – profundidade
 T – comprimento característico ou fator de rigidez estaca-solos para solos não coesivos
 $E_p I_p$ – rigidez à flexão da estaca
 S_t – rotação de uma seção qualquer da estaca
 M_t – momento fletor de uma seção qualquer da estaca
 Q_t – esforço cortante de uma seção qualquer da estaca
 P_t – reação do solo de uma seção qualquer da estaca
 p – reação do solo contra a parede da estaca
 L – comprimento da estaca
 B – diâmetro da estaca
 e – excentricidade da carga aplicada
 H – força horizontal aplicado no topo da estaca
 M – momento fletor aplicado no topo da estaca
 $M_{máx}$ – momento máximo de uma seção qualquer da estaca
 y_t – deslocamento horizontal total referente à força horizontal e ao momento fletor aplicado na estaca
 y_h – deslocamento horizontal na estaca referente à força horizontal aplicado na estaca
 y_m – deslocamento horizontal na estaca referente ao momento fletor aplicado na estaca
 C_H^y e C_M^y = Coeficientes adimensionais para os deslocamentos horizontais na estaca devidos à aplicação da força lateral e momento, respectivamente.
 C_H^S e C_M^S = Coeficientes adimensionais para as rotações na estaca devido à aplicação da força lateral e momento, respectivamente.
 C_H^M e C_M^M = Coeficientes adimensionais para os momentos fletores na estaca devido à aplicação da força lateral e momento, respectivamente.
 C_H^Q e C_M^Q = Coeficientes adimensionais para os esforços cortantes na estaca devido à aplicação da força lateral e momento, respectivamente.
 C_H^P e C_M^P = Coeficientes adimensionais para a reação do solo na estaca devido à aplicação da força lateral e momento, respectivamente.
 K_p – coeficiente de empuxo passivo de Rankine

θ – giro da estaca sob carregamento lateral

S_u – resistência ao cisalhamento não-drenada

M_u – momento fletor referente ao escoamento da estaca

m_h – taxa de crescimento de k_h

f_{ck} – resistência à compressão característica do concreto

SÚMARIO

1. INTRODUÇÃO	9
1.1 Justificativa.....	10
1.2 Motivação	11
1.3 Objetivos	12
1.3.1 <i>Objetivo geral</i>	<i>12</i>
1.3.2 <i>Objetivos específicos</i>	<i>12</i>
2. REFERENCIAL TEÓRICO.....	13
2.1. Considerações iniciais.....	13
2.2. Aspectos gerais das fundações profundas	13
2.3. Principais características das estacas	14
2.3.1. <i>Tipo de estaca</i>	<i>15</i>
2.3.2. <i>Métodos de transferência de cargas</i>	<i>15</i>
2.4. Capacidade de carga em estacas isoladas	17
2.5. Coeficiente de reação horizontal	18
2.6. Ocorrência da variação da reação horizontal com a profundidade	20
2.7. Método de Broms	22
2.7.1. <i>Coeficientes de majoração das cargas e de redução da resistência</i>	<i>23</i>
2.7.2. <i>Resistência lateral na ruptura.....</i>	<i>24</i>
2.7.3. <i>Mecanismos de ruptura</i>	<i>25</i>
2.7.4. <i>Resistência à ruptura (ou plastificação) da estaca</i>	<i>26</i>
2.7.5. <i>Carga na ruptura</i>	<i>26</i>
2.8. Método de Matlock e Reese.....	30
2.9. Método das diferenças finitas	34
2.9.1. <i>Resolução do modelo de Winkler.....</i>	<i>36</i>
2.10. Geofine	39

2.11. Programa de cálculo estrutural EBERICK	40
3. METODOLOGIA DO TRABALHO	44
4. RESULTADOS	46
4.1. Programa de Análise e Dimensionamento Estrutural (Eberick V8).	46
4.2. Programas utilizados para o Cálculo das Fundações (GEO4 e Planilha)	60
4.3. Resultados das fundações	66
4.3.1. Planilha Excel – Método das Diferenças Finitas	66
4.3.2. GEOFINE	73
4.3.3. Comparação dos resultados entre os modelos de Diferenças Finitas, Cálculo Analítico e o GEO4.	81
5. CONCLUSÕES	83
5.1. Sugestões para pesquisas futuras.	83
6. REFERÊNCIAS.....	84

ANÁLISE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS HORIZONTAIS DE UM EDIFÍCIO DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS

1. INTRODUÇÃO

No Brasil, os registros sobre as primeiras obras de fundações são escassas. De acordo com Vargas (1998), através de documentos localizados no Mosteiro de São Bento, no Rio de Janeiro que havia “a tradição dos alicerces das obras comuns constituídos por pedras socadas em valas escavadas ao longo das paredes”, isso utilizado nas construções do período colonial. Já no período do Império, a engenharia exercia a construções de estradas de ferro, com fundações em blocos, provavelmente de alvenaria de pedras, em cavas abertas no terreno firme.

Com o passar do tempo, as técnicas de fundações foram se aprimorando e assim grandes edificações passaram a ser construídas no Rio de Janeiro, São Paulo e Recife. O alicerce de pedra citado anteriormente nos documentos do Mosteiro de São Bento, deu lugar as sapatas e blocos de alvenaria de tijolos ou de pedra.

Sobre as fundações de edifícios, as informações mais precisas começaram a surgir a partir de 1930, quando os edifícios construídos em concreto armado já eram feito em fundações diretas, sendo do tipo sapatas de concreto armado ou blocos de concreto simples. Já nas situações em que eram utilizadas as fundações profundas, optava-se por utilizar estacas de madeira ou estacas pré-moldadas de concreto armado.

Segundo Gusmão Filho (2005), na região Nordeste do Brasil, existe um grande destaque para o pioneirismo da cidade do Recife, através de sua importância na região, como por exemplo, o registro de obras de fundações sobre o Forte das Cinco Pontas (1663) e do Teatro Santa Isabel (1840), este sendo erguido sobre fundações de pedra argamassada com cal e assente em terreno de areia média e fofa, material muito comum nos aterros antigos do Recife. Como existe uma grande presença de depósitos de argila mole orgânica na cidade, os avanços tecnológicos foram crescentes, com o uso de fundações profundas, destacando-se o emprego da estaca Strauss como o primeiro tipo de estaca usada no Nordeste.

Atualmente não é raro encontrar edificações cada vez mais esbeltas em execução, devido à diminuição de área disponível para sua construção. Deve-se, portanto analisar os riscos que essa esbeltez pode trazer as edificações, pois com as cargas horizontais

atuantes, como ventos e sismos (que influenciam no dimensionamento da estrutura de fundação), podem causar danos a fundação, de acordo com o aumento do número de pavimentos.

Com essa problemática, torna-se necessário a avaliação do comportamento da estrutura de fundação, para melhor compreensão dos deslocamentos, deformações e tensões nestas.

A falta dessa análise (estudo do comportamento das fundações) pode gerar grandes problemas na superestrutura. Em pontes, o resultado é a interrupção de tráfego em importantes vias, já no caso de edifícios, as consequências podem ser ainda mais graves, pois muitas vidas podem estar sujeitas a risco eminente.

Esses problemas gerados poderiam ser evitados se houvesse um estudo preliminar dos carregamentos máximos que a estrutura pode suportar, além disso, um melhor controle de execução e de materiais utilizados na obra.

Hoje em dia existem muitos programas computacionais que fazem esses cálculos de uma forma automática. Essas facilidades do uso de programas estruturais fizeram com que, a devida atenção fosse dada para melhor dimensionamento e entendimento das fundações profundas, garantindo e respeitando a análise do comportamento da estrutura.

Em resumo, deveriam ser feitos estudos e análises da estrutura de fundação e solo nas circunvizinhanças, tendo uma determinação mais confiável e realista do comportamento da fundação.

1.1 Justificativa

Com a crescente demanda de projetos de edifícios verticalizados em função do encarecimento do terreno, tem-se procurado área disponível para construções menores, surgindo então à necessidade de estudos mais detalhados sobre o comportamento da estrutura de fundação.

Um bom projeto, além de abranger a segurança, conforto e viabilidade econômica, deve satisfazer as exigências técnicas de projeto, quanto aos métodos de cálculo e executivos, além da introdução de novas tecnologias, adaptando-se as condições atuais de projeto e respeitando as normas vigentes (ABNT).

A localização e o pórtico da estrutura são de grande importância para melhores avaliações em relação aos esforços, pois ações horizontais, provocadas pela ação do vento, causam esforços que podem não terem sido previstos, e estes associados a outras combinações de carregamentos, podem levar a fundação ao colapso e podendo levar a um reforço de fundação.

Atualmente os programas comerciais de cálculo estrutural levam em consideração todos os requisitos das normas brasileiras vigentes (ABNT), e com algoritmos otimizados conseguem realizar análises diversas e mais confiáveis, tendo bom embasamento teórico/matemático em sua formulação. Assim, tem-se obtido resultados de análises via modelagens numéricas/computacionais cada vez mais eficientes, alguns dos resultados conseguidos são: edificações verticais mais altas, elementos estruturais cada vez mais esbeltos e, sobretudo, as edificações estão se tornando mais seguras.

Portanto, é justificável o estudo do comportamento de fundações profundas quando submetidas a carregamentos horizontais, quando se verifica os esforços atuantes e os resistentes para o caso de edificações de grande porte. Assim, as considerações ditas acima devem ser abordadas de maneira consistente, uma vez que são de grande importância tanto no que diz respeito ao projeto estrutural com o de fundações.

1.2 Motivação

A motivação principal deste trabalho é o conhecimento do comportamento de fundações profundas quando sujeitas a carregamentos horizontais, muito comuns nas edificações de múltiplos pavimentos, que muitas vezes não é abordado nos componentes curriculares obrigatórios de Fundações de algumas universidades brasileiras. Assim, será consolidado um conhecimento adicional ao já adquirido sobre fundações nesta universidade, possibilitando não só entender como os esforços são transferidos da

superestrutura (Lajes, vigas e pilares) para a infraestrutura (Estrutura de fundações + solo) e suas consequências.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

Analisar numericamente o comportamento das fundações profundas a partir de um projeto fictício proposto de um edifício de múltiplos pavimentos, onde são calculados os esforços resultantes de ações horizontais. Para estas avaliações, serão utilizados programas computacionais específicos, além do cálculo manual (via planilhas), para verificação possíveis diferenças entre eles.

1.3.2 Objetivos específicos

1. Analisar o comportamento das fundações profundas quando submetidas as ações horizontais, atendendo as instruções da ANBT NBR 6122 (ABNT 2010) e ABNT NBR 6118 (ABNT 2014);
2. Analisar os momentos e deslocamentos nas fundações decorrentes do carregamento horizontal atuante na superestrutura do edifício;
3. Analisar, os resultados obtidos por programas computacionais e pelo cálculo manual (via planilhas), comparando as diferenças nos resultados entre eles;
4. Realizar o cálculo estrutural utilizando o software Eberick.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. Considerações iniciais

Para se realizar um projeto estrutural a NBR 6118/14 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, estabelece os requisitos básicos exigíveis para o projeto de estruturas de concreto simples, armado e protendido, excluindo aquelas em que se empregam concreto leve, pesado ou outros especiais. Nela estão os requisitos gerais a serem atendidos pelo projeto como um todo, bem como os requisitos específicos relativos a cada uma de suas etapas. As estruturas de concreto tem que atender aos requisitos mínimos de qualidade contidos na norma, onde segundo NBR 6118/14 são classificados em:

- Capacidade Resistente: Consiste basicamente na segurança a ruptura;
- Desempenho em Serviço: Consiste na capacidade da estrutura manter-se em condições plena de utilização durante sua vida útil, não podendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada;
- Durabilidade: Consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.

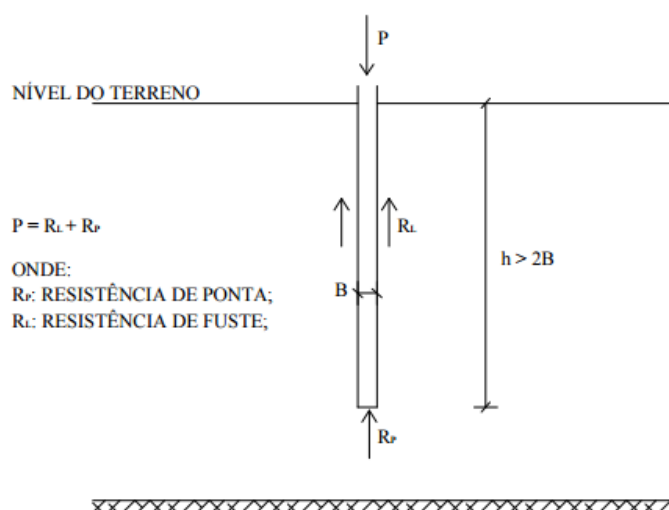
2.2. Aspectos gerais das fundações profundas

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 1996), as fundações profundas são aquelas em que a carga é transmitida ao terreno pela sua base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste), ou por uma combinação das duas (Figura 1), e que está assente em profundidade superior ao dobro da sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3m. Enquadram-se nesta definição:

- Tubulões: São elementos de fundação em que a carga é transmitida pela base (resistência de ponta), havendo descida de operário na escavação realizada pelo menos na fase final de execução;

- Estacas: São elementos de fundação executadas inteiramente por ferramentas ou equipamentos, não o correndo descida de operário em qualquer de suas fases de execução.

Figura 1- Fundação profunda segundo a NBR 6122/1996.



Fonte: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAfyW0AE/apostila-estacas-com-exercicios#>

Fundações profundas são normalmente utilizadas quando os solos superficiais não apresentam capacidade de suportar elevadas cargas, ou então podem estar sujeitos a processos erosivos, e também pode existir a possibilidade de escavação futura na proximidade da obra. Neste trabalho serão estudadas apenas as fundações profundas em estacas.

2.3. Principais características das estacas

A estaca é um elemento estrutural de fundação profunda, geralmente colocado no solo pelo processo de cravação, prensagem, vibração ou por escavação, ou podendo ser de forma mista, com dois ou mais processos.

Os tipos de matérias mais comuns utilizados neste tipo de estaca são: aço, madeira, pré-moldado, concreto armado.

Uma das funções da estaca é a transferência das cargas verticais da estrutura para as camadas mais profundas do maciço do solo, onde a capacidade de suportar é possível. Segundo KHOURI (2001) a maioria dos casos, a transferência de carga vertical para o solo resulta de uma combinação de resistência de ponta e atrito mobilizado ao longo do fuste da estaca.

2.3.1. Tipo de estaca

Neste item do trabalho só será apresentado comentário sobre a estaca de concreto armado, pois somente este tipo de material será utilizado no dimensionamento do edifício de múltiplos pavimentos.

a) Estaca de concreto armado

As principais vantagens estão: segurança na passagem de camadas de solos muito moles; os agentes agressivos encontrados no solo não agem sobre a cura do concreto; e boa qualidade do concreto. Principais desvantagens: dificuldades de adaptação às variações do terreno (corte e emendas de difícil execução); exigem uma grande área do canteiro (terreno firme e plano) para a estocagem e (ou) fabricação; maior dificuldade na execução e no transporte, exigindo equipamentos com maior capacidade de cargas e; limitadas em seção e comprimento, devido ao peso próprio e dificuldade de cravação em solos compactos, principalmente areia compactas (CAVALCANTE, 2005; CONSTANCIO, 2004).

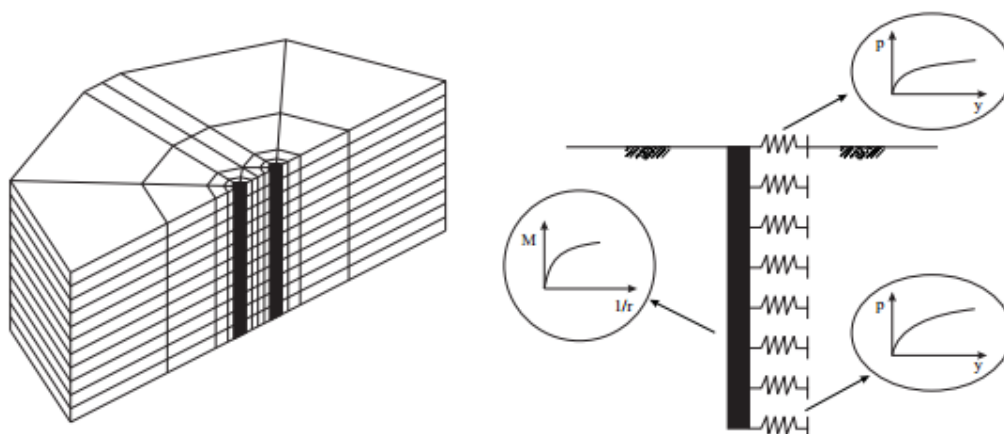
2.3.2. Métodos de transferência de cargas

Para o dimensionamento de estacas sujeitas a carregamento horizontais, foram desenvolvidos vários métodos, e nesses métodos a estaca é considerada como uma peça linear caracterizada por uma rigidez à flexão (EI). A principal diferença entre eles pode se dá na modelagem do solo envolvente. A modelagem do solo (Figura 2) pode se agrupar em dois tipos de modelos: (SANTOS, 2008)

- Modelos do meio contínuo, no qual o solo é considerado como um meio elástico contínuo. Nestes modelos é possível similar a interface solo – estaca e também admitir leis de comportamento elastoplástico para o solo envolvente;

- Modelos do meio discreto, no qual o solo é assimilado a uma série de mola independente com comportamento elástico linear (modelo de Winkler) ou elástico não linear.

Figura 2- Modelos de interação solo – estaca.



Fonte: (Gomes Correia e Santos, 1994).

Através de Prakash & Sharma (1990) foi retirada a Tabela 1, mostrando um resumo das vantagens e desvantagens das duas hipóteses.

Tabela 1- Resumo das vantagens e desvantagens dos métodos de transferência de carga.

Método	Vantagens	Desvantagens
Meio discreto (Winkler)	Método simples há muito tempo usado na prática.	Ignora a descontinuidade do solo.
	Pode incorporar não linearidades, variação do coeficiente de reação com a profundidade e pode ser aplicado em solos estratificados.	O coeficiente de reação não é uma propriedade do solo, pois depende das dimensões da estaca e do seu deslocamento.
Meio contínuo	É um método mais realista.	Na prática é difícil determinar as deformações e o módulo do solo que elas correspondem
	Pode fornecer soluções para módulo variável com a profundidade e solos estratificados.	Requer mais experiência de campo.

Fonte: (PRAKASH & SHARMA, 1990).

2.4. Capacidade de carga em estacas isoladas

Por conta da evolução das técnicas da construção civil, nos últimos anos assiste-se cada vez mais a execução de obras de grande porte. Nessas estruturas de grande porte, são muitas vezes fundadas em estacas e envolvem ações horizontais não desprezável que podem ser provocadas por diversas origens, tais como: vento, sismos, impulsos de terra.

Com a introdução das ações horizontais na superestrutura, elas são transmitidas até as fundações dando origem as cargas horizontais e momentos concentrados. Em grande parte quem suporta essas cargas é a reação do solo quando se opõe ao movimento das estacas, criando os esforços de interação.

Nas fundações é importante não só verificar a capacidade de carga do sistema solo-fundação, mas também os deslocamentos destas decorrentes dos carregamentos horizontais. A análise de uma estrutura de fundação solicitada por esforços laterais é feita em níveis do estado limite último de resistência e estado limite de serviço, pois se os estados limites forem atingidos, a estrutura não satisfaz os requisitos de segurança já previstos em projeto.

De acordo com Souza (2006) os dois estados limites citados acima precisam ser concebidos no dimensionamento de fundações profundas sujeitas a carregamentos horizontais. O problema engloba os seguintes aspectos:

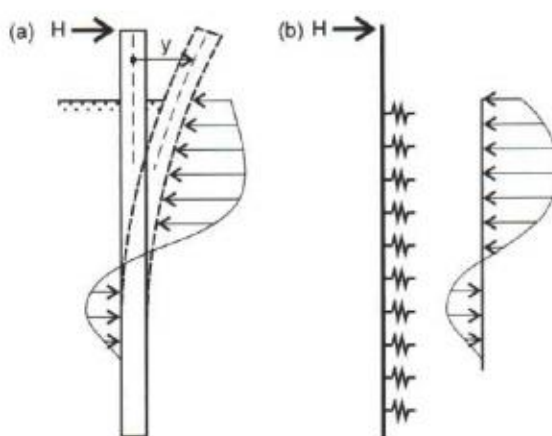
- Ruptura do solo;
- Ruptura estrutural das estacas por esforços internos excessivos;
- Deslocamentos ou rotações excessivas da cabeça da estaca de modo a comprometer o trabalho da estrutura suportada.

Na literatura técnica, a análise do comportamento de estacas isoladas sujeitas a carregamentos horizontais, ou seja, os deslocamentos, rotações e esforços gerados na estaca, pode-se seguir algumas abordagens como por exemplo (Fan e Long, 2005):

- Modelos baseados em equilíbrio limite;
- Modelos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo;
- Modelos elásticos;
- Modelos baseados no método dos elementos finitos (MEF).

Para os modelos baseados no coeficiente de reação horizontal do solo consideram a Hipótese de Winkler, proposta em 1867, formulada para o estudo das vigas de fundação. Esse autor admitiu uma possível solução sendo ela substituir o solo por molas, horizontais, independentes entre si, com espaçamentos equidistantes e de comportamento linear (Figura 3).

Figura 3-Estaca submetida a uma força transversal: reação do solo (a) real e (b) modelada pela Hipótese de Winkler.



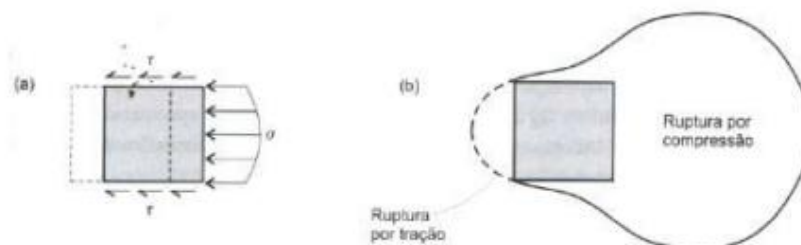
Fonte: (VELLOSO & LOPES, 2002).

2.5. Coeficiente de reação horizontal

O modelo baseado no conceito do coeficiente de reação foi proposto por Winkler, já citado no item 2.5. Neste modelo o solo é assimilado por uma série de molas independentes com comportamento elástico e linear.

No caso em que se considera uma viga de fundação, essa substituição solo por molas independentes é naturalmente compreendida, mas já para uma estaca imersa no solo está compreensão não é tão trivial. O solo vai resistir por tensões normais contra a estaca e por tensões cisalhantes atuando nas laterais, conforme vemos na Figura 4.

Figura 4-Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca: (a) tensões despertadas e (b) mecanismo de ruptura.



Fonte: (VELLOSO & LOPES, 2002).

Na expressão abaixo que correlaciona a tensão horizontal exercida pela fundação e o seu deslocamento sofrido, obtemos:

$$k_h = \text{tensão} \frac{\text{horizontal}}{\text{deslocamento horizontal}} = \frac{p}{\gamma} \quad (2.0)$$

Onde:

K_h = Coeficiente de reação horizontal do solo [FL^{-3}];

P = Tensão normal à estaca [FL^{-2}];

γ = Deslocamento horizontal ao eixo horizontal da estaca- deflexão [L].

Essa relação foi denominada por Terzaghi (1995) de coeficiente reação horizontal do solo (dimensão FL^{-3}).

As curvas (p-y) modelam o comportamento do solo até a sua ruptura, através de molas não lineares. As pesquisas realizadas para o estabelecimento das curvas (p-y) mostraram que a reação do solo desde o início da solicitação é não-linear, sendo que dois fatores contribuem para este comportamento, que são (VELLOSO & LOPES, 2002):

- O comportamento carga deslocamento do solo em torno da estaca. Mesmo que o comportamento da estaca como elemento estrutural seja linear, o comportamento do sistema solo-estaca não será e; 61

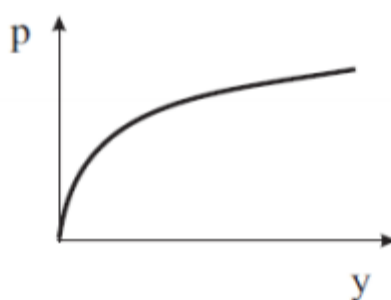
- À medida que a resistência do solo é mobilizada na parte superior da estaca, acréscimos de carga devem ser transferidos para maiores profundidades onde a

resistência do solo não fica totalmente mobilizada. O momento fletor cresce mais rapidamente que a força aplicada no topo da estaca.

As curvas (p-y) representam de forma mais realista o comportamento dos diferentes tipos de solos, e os resultados das análises efetuadas são próximos dos resultados das provas de carga. A dificuldade deste método é o grande tempo exigido para a preparação dos dados de entrada para a realização dos cálculos (VELLOSO & LOPES, 2002).

A lei de variação do deslocamento (y) com a reação do solo (p) não é linear, conforme mostra a Figura 5. A atuação de cargas concentradas no topo da estaca conduz frequentemente à plastificação do solo nessa região próxima do topo, mesmo para níveis de solicitação não muito elevados (SANTOS, 2008).

Figura 5-Curva (p-y) para modelar o comportamento não-linear do solo.



Fonte: SANTOS, 2008.

2.6. Ocorrência da variação da reação horizontal com a profundidade

Para análise do comportamento da estaca é preciso ter um conhecimento sobre a variação do módulo de reação horizontal do solo ao longo da estaca. Dependendo das características do solo, o módulo de reação horizontal do solo k_h , pode ser constante ou variável de acordo com a profundidade.

Segundo Terzaghi (1995) distinguiu duas possibilidades para o coeficiente de reação horizontal:

1. Para argilas sobre-adensadas, o módulo de reação horizontal do solo é constante com a profundidade:

$$k_h = \frac{p}{\gamma} = \text{constante} \quad (2.1)$$

2. Para as areias e argilas normalmente adensadas, o módulo de reação horizontal cresce com a profundidade. Onde a relação entre a reação do solo, q , o deslocamento, γ , é diretamente proporcional à profundidade z .

$$k_h = \frac{q}{\gamma} = m_h * z \quad (2.2)$$

$$k_h = n_h * \frac{z}{B} \quad (2.3)$$

Onde: m_h =taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal (dimensão FL^{-4})

n_h = taxa de crescimento do coeficiente de reação horizontal incluindo a dimensão transversal, ou seja, $n_h=m_h*B$ (dimensão FL^{-3}).

Para casos simples, segundo Terzaghi (1995) podem-se utilizar os valores de parâmetros para obtenção do coeficiente de reação horizontal, onde para argilas sobre-adensadas, considera-se o valor de k_h constante com a profundidade, sendo seu valor correlacionado com a resistência à compressão simples (RCS), conforme Quadro 1. E para areias e argilas normalmente adensadas, considera-se o valor de k_h crescente com a profundidade, de acordo com um fator n_h , apresentado no Quadro 2.

Quadro 1- valores de k_h .

Valores de $K_h = K_h B$ para argilas	Resistência à compressão simples (MN/m ²)	Faixa de valores de K_h (MN/m ²)	Valor recomendado para K_h (MN/m ²)
	0,02 - 0,04	0,7 - 4	0,8
sobre- adensadas	0,1 - 0,2	3 - 6,5	5
	0,2 - 0,4	6,5 - 13	10
	> 0,4	> 13	20

Fonte: VELLOSO & LOPES, 2002.

Quadro 2-valores de n_h .

Valores de n_h para areias	Compacidade	n_h (em kN/m ³)	
		Acima do NA	Abaixo do NA
	Fofa ($4 < N < 10$)	2200	1300
	Med. Compacta ($10 < N < 30$)	6600	4400
	Compacta ($30 < N < 50$)	18000	11000

Fonte: VELLOSO & LOPES, 2002.

Para areias e argilas normalmente adensadas, considera-se o valor de n_h

2.7. Método de Broms

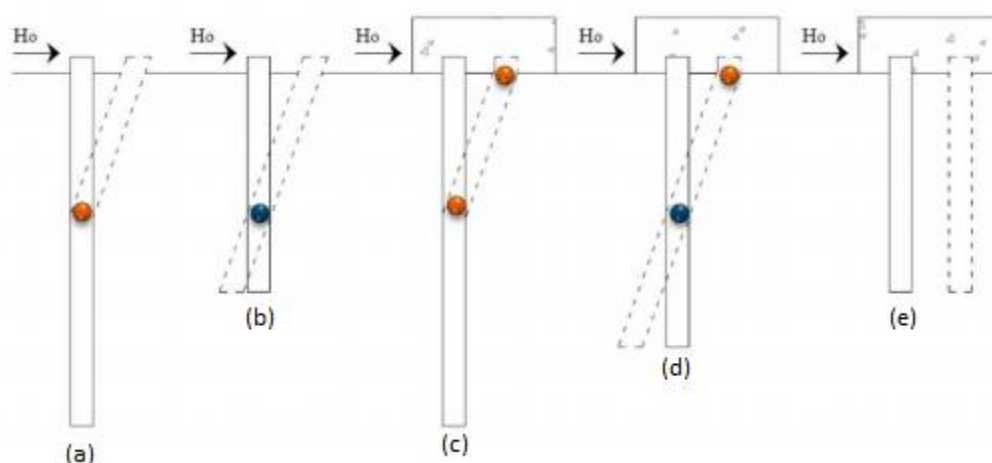
Broms aborda dois problemas, sendo o primeiro de estacas em argilas (solos coesivos), e o segundo em areias (solos não coesivos).

Segundo Rojas (2007) o método de Broms segue a filosofia dos chamados métodos de ruptura, estabelecendo que: o projeto de estacas, ou grupo de estacas, carregadas transversalmente é, governado pelas exigências de que a ruptura completa do grupo de estacas ou da estrutura de suporte não deve ocorrer sob as mais adversas condições e que as deformações, para a carga de trabalho, seja de tal ordem que não prejudiquem o funcionamento da fundação ou da superestrutura.

Assim, para um a estrutura em que apenas pequenos deslocamentos podem ser tolerados, o projeto será definido pelos deslocamentos sob as cargas de trabalho, enquanto que, no caso de estruturas que podem suportar deslocamentos relativamente grandes, o projeto será definido pela resistência à ruptura das estacas.

A ruptura de uma fundação em estacas ocorre quando um mecanismo de ruptura se forma em cada estaca do grupo. Exemplos de mecanismos de ruptura (Figura 6), onde os pontos em azuis representam rotação e os pontos em laranja indicam a formação de rotulas plástica nas estacas.

Figura 6-Mecanismos de ruptura de uma estaca: (a) estaca longa com topo livre; (b) estaca curta com topo livre; (c) estaca longa com topo engastado; (d) estaca intermediária com topo engastado; (e) estaca curta com topo engastado



Fonte: (Broms 1994).

Para as estacas longas com topo livre (Figura 6a), a ruptura ocorre com a plastificação do material que a compõe, na seção de momento fletor máximo; já para as estacas curtas com topo livre (Figura 6b), ocorre a rotação da estaca em relação a uma seção transversal, em profundidade, com ruptura apenas do solo.

Nas estacas longas com topo engastado (Figura 6c), a ruptura ocorre com a plastificação do material que a compõe em duas direções: uma na base do bloco de coroamento, e outra onde ocorre no momento fletor máximo positivo ao longo do elemento estrutural.

Já se as estacas forem intermediárias com topo engastado (Figura 6d), ocorrerá simultaneamente a sua rotação em relação a alguma seção transversal, em profundidade, e a plastificação do material que a compõe se dá na seção transversal do fundo do bloco de coroamento. Se forem curtas (Figura 6e), ocorre à translação da estaca.

2.7.1. Coeficientes de majoração das cargas e de redução da resistência

O que se pode ocorrer em um grupo de estacas ou de estacas isoladas carregadas lateralmente é:

- Se as cargas efetivamente atuantes ultrapassarem largamente as previstas no projeto;
- Se os parâmetros de resistência do solo ou do material da estaca foram superestimados;
- Se o método de cálculo superestima a resistência lateral da estaca.

De acordo com Broms, foi observado que as tensões na estaca não variam proporcionalmente com as cargas atuantes, e com isso, pode conduzir a um coeficiente de segurança variável em relação à carga aplicada, à resistência ao cisalhamento do solo, e à resistência estrutural da estaca. Recomenda, então, que o projeto de estacas carregadas lateralmente seja baseado no comportamento da fundação na ruptura, utilizando coeficientes de majoração das cargas e de redução da resistência para levar em conta as imprecisões na determinação das cargas, na determinação das propriedades do solo e no método de cálculo. Os valores indicados para esse coeficiente estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 2-Valores indicados como coeficiente de segurança.

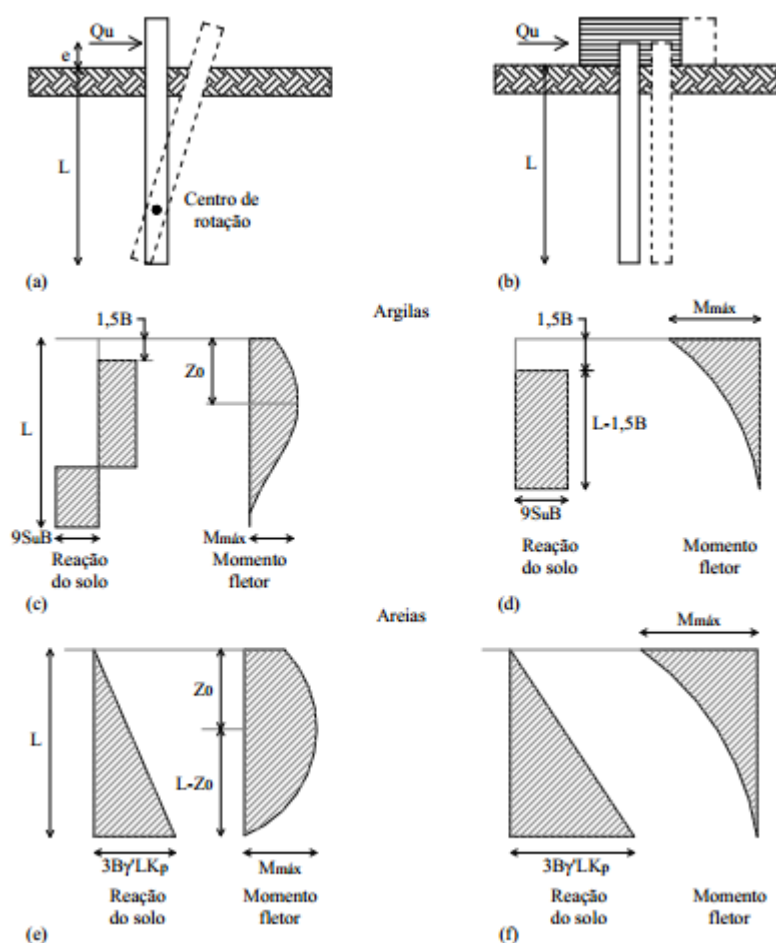
Majoração	Redução
Cargas permanentes: 1,50	Coesão – $C_{projeto} = 0,75 C_{projeto}$
Cargas acidentais: 2,00	
Profundidade de erosão: 1,25 a 1,50	$\phi: \phi_{projeto} = 0,75.tg\phi$

Fonte: VELLOSO & LOPES, 2002.

2.7.2. Resistência lateral na ruptura

Estão mostrados na Figura 7 os mecanismos de ruptura, as distribuições de pressões e os diagramas de momentos fletores para uma estaca curta e na Figura 8 os mesmo diagramas para uma estaca longa. Nas figuras, S_u = resistência não drenada, B = diâmetro ou largura da estaca; γ = peso específico do solo; k_p = coeficiente de empuxo passivo (Rankine).

Figura 7-Mecanismos de ruptura, distribuição de pressões e diagramas de momentos fletores para estacas curtas.



Fonte: VELLOSO & LOPES, 2002.

2.7.3. Mecanismos de ruptura

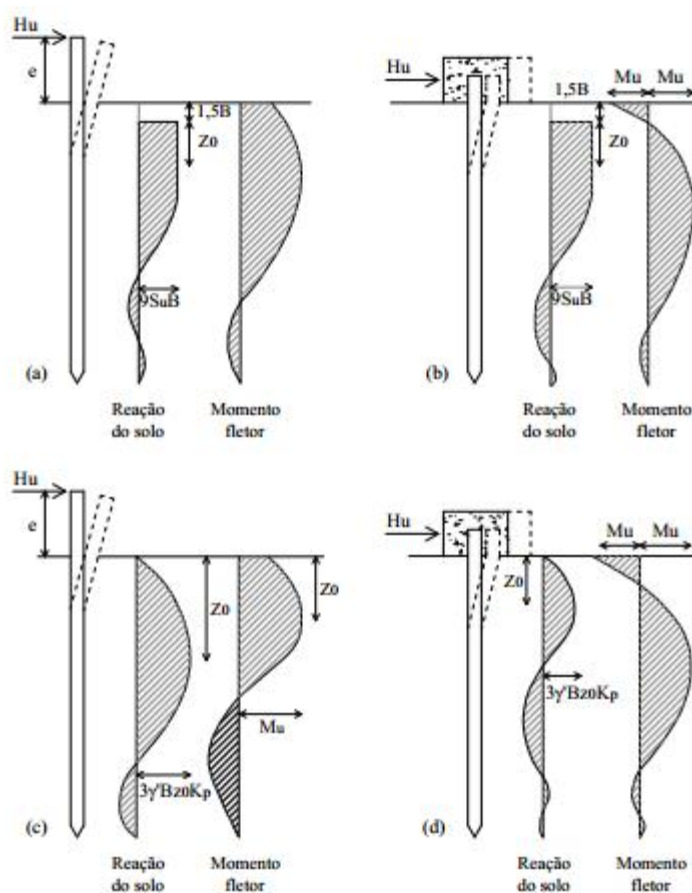
Estacas curtas livres – A ruptura ocorre quando a estaca, como um corpo rígido, gira em torno de um ponto localizado a uma certa profundidade (Figura 7a).

Estacas longas livres – A ruptura ocorre quando a resistência à ruptura (ou plastificação) da estaca é atingida a uma certa profundidade (Figura 8a,c).

Estacas curtas impedidas – A ruptura ocorre quando a estaca tem uma translação de corpo rígido (Figura 7b).

Estacas longas impedidas – A ruptura ocorre quando se formam duas rótulas plásticas: uma na seção de engastamento e outra a uma certa profundidade (Figura 8b,d).

Figura 8-Mecanismos de ruptura, distribuição de pressões e diagramas de momentos fletores para estacas longas.



Fonte: VELLOSO & LOPES, 2002.

2.7.4. Resistência à ruptura (ou plastificação) da estaca

No tipo de análise feita por Broms, é necessário que, no estado de ruptura, a capacidade de rotação das rótulas plásticas formadas ao longo do comprimento da estaca seja suficiente para: (a) desenvolver o empuxo passivo do solo acima da rótula plástica inferior; (b) provocar a redistribuição dos momentos fletores ao longo da estaca; (c) utilizar a total resistência à ruptura (ou plastificação) da estaca nas seções críticas.

2.7.5. Carga na ruptura

a) Em solos não coesivos

Estacas curtas com o topo livre: Para estacas curtas ($L/B \leq 2$), a carga de ruptura é dada por:

$$Hu = \frac{0,5\gamma BL^3 k_p}{e+L} \quad (2.4)$$

Desde que o momento fletor máximo que solicita a estaca seja menor que o momento de ruptura (ou plastificação) da estaca. O valor adimensional $H_u / K_p B^3 \gamma'$ está representado na Figura 9a em função da relação L/B .

Estacas longas com o topo livre: O mecanismo de ruptura está mostrado na Figura 8c. A ruptura ocorre quando uma rótula plástica se forma a uma profundidade Z_0 correspondente à localização do momento fletor máximo. São obtidos os valores:

$$Z_0 = 0,82 \sqrt{\frac{Hu}{\gamma B K_p}} \quad (2.5)$$

$$M_{max} = Hu(e + 0,67z_0) \quad (2.6)$$

Igualando esse momento fletor máximo ao momento de ruptura (ou plastificação) Um obtém-se:

$$Hu = \frac{Mu}{e + 0,55 \sqrt{\frac{Hu}{\gamma B K_p}}} \quad (2.7)$$

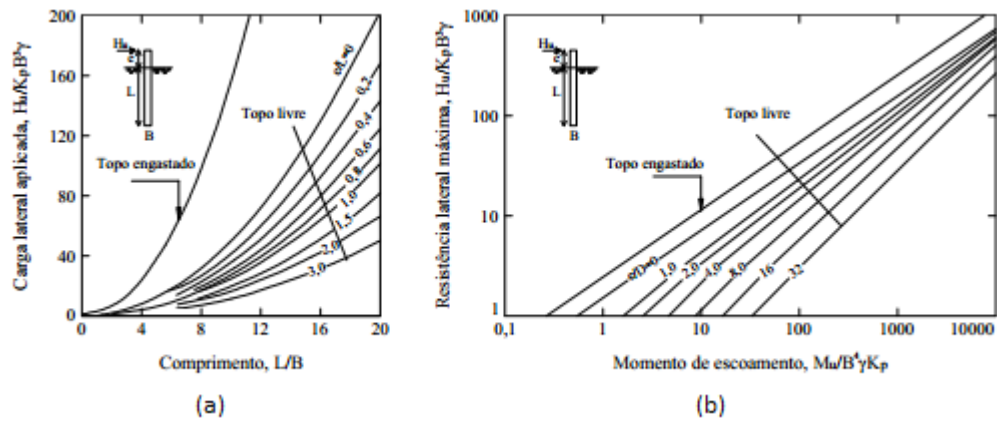
O valor adimensional $H_u / K_p B^3 \gamma$ está representado na Figura 9b em função de $M_u / K_p B^4 \gamma$ e de e/B .

Estacas curtas impedidas: A carga de ruptura é dada por:

$$Hu = 1,5L^2 B \gamma' K_p \quad (2.8)$$

Desde que o momento fletor negativo máximo, que ocorre na ligação de estaca com bloco, for menor que o momento de ruptura da estaca.

Figura 9-Estacas em solos não-coesivos: (a) estacas curtas e (b) estacas longas.



Fonte: VELLOSO & LOPES, 2002.

Estacas longas engastadas: Se a seção da estaca tiver momento de ruptura positivo (M_u^+) diferente do negativo (M_u^-) a carga de ruptura será dada por:

$$Hu = \frac{M_u^+ + M_u^-}{e + 0,54 \sqrt{\frac{Hu}{\gamma BK_p}}} \quad (2.9)$$

Se os dois momentos de ruptura forem iguais:

$$Hu = \frac{2 M_u}{e + 0,54 \sqrt{\frac{Hu}{\gamma BK_p}}} \quad (2.10)$$

Os valores de H_u podem ser obtidos da Figura 9.

b) Em solo coesivo

Estacas curtas ($L/B \leq 2$) com topo livre. Tem-se as seguintes equações:

$$M_{max} = H_u(e + 1,5B + 0,5z_0) \quad (2.11)$$

$$M_{max} = 2,25BS_u(L - 1,5B - z_0)^2 \quad (2.12)$$

$$Z_0 = \frac{H_u}{9S_u B} \quad (2.13)$$

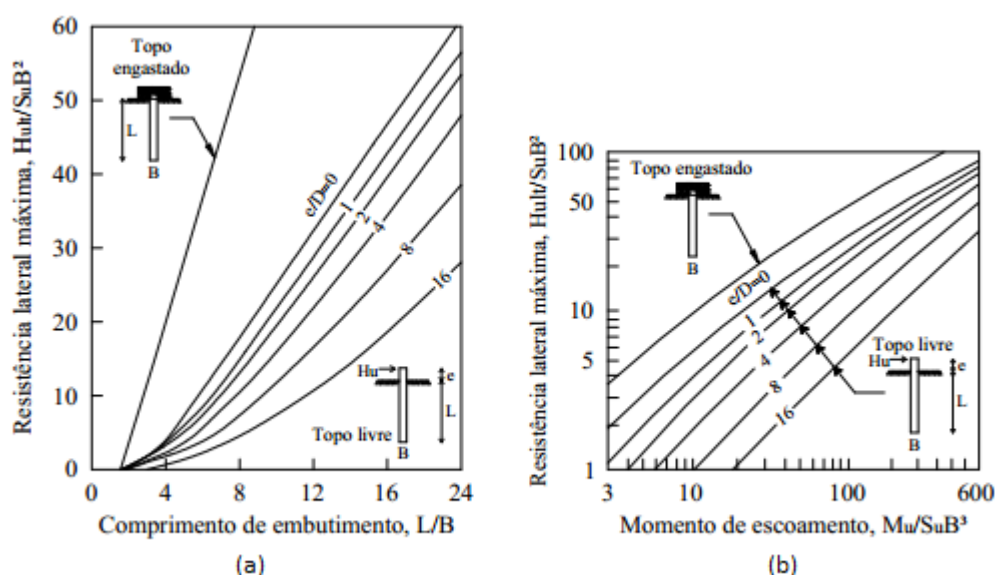
A Figura 10a fornece $H_u/S_u B^2$ em função de L/B e e/B .

Estacas longas ($L/B > 4$) com topo livre. A ruptura ocorre quando o momento fletor calculado pela equação $M_{\max} = 2,25BS_u(L-1,5B-Z_0)^2$ iguala o momento de ruptura da estaca. As distribuições da reação do terreno e dos momentos fletores estão mostradas na Figura 8a. É admitindo que os deslocamentos laterais sejam suficientemente grandes para mobilizar plenamente a resistência passiva do solo abaixo da profundidade em que ocorre o momento fletor máximo. A Figura 10b fornece $H_u/S_u B^2$ em função de $M_u/S_u B^3$.

Estacas curtas engastadas. Tal como no caso dos solos não-coesivos, na ruptura, a estaca experimenta uma translação de corpo rígido. Tem-se:

$$H_u = 9S_u B(L - 1,5B) \quad (2.14)$$

Figura 10-Estacas em solos coesivos: (a) estacas curtas e (b) estacas longas.



Fonte: VELLOSO & LOPES, 2002.

A fim do referido mecanismo de ruptura aconteça, é necessário que o momento fletor negativo máximo seja menor ou igual ao momento de ruptura da estaca:

$$H_u = (0,5L + 0,75B) < M_u \quad (2.15)$$

Estacas longas engastadas: A Figura 10b permite calcular a carga de ruptura H_u a partir de M_u .

2.8. Método de Matlock e Reese

MATLOCK E REESE (1961) propuseram este método para os casos em que K_h é variável com a profundidade. Para uma estaca sujeita a carga horizontal e um momento, Matlock e Reese fornecem um método simples, onde o deslocamento horizontal, o momento fletor, o esforço cortante, a rotação e a reação do solo, são calculados através de coeficientes adimensionais, isto para estacas com $L/T > 4$.

A vantagem deste método está na possibilidade de se obter uma solução analítica para os deslocamentos ao longo da estaca (Barros et al, 2010). Porém o método não leva em consideração o possível comportamento não linear do sistema estaca – solo, e essa não linearidade é provocada pelo deslocamento do solo ao longo da porção superior da estaca.

No método fornecido por Matlock e Reeses, o deslocamento y depende dos parâmetros abaixo:

$$Y=f(z, T, L, k_h, EI, H, M)$$

Onde:

z = profundidade de uma seção qualquer da estaca [L];

T = fator de rigidez relativa estaca – solo para não coesivos [L];

L = comprimento da estaca [L];

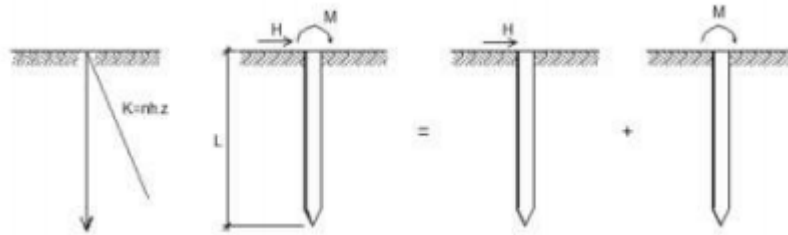
EI = rigidez flexional da estaca [FL^2];

H = força horizontal aplicada no topo da estaca [F];

M = momento fletor aplicado no topo da estaca [FL].

Primeiramente para se calcular os efeitos de H e M, devemos admitir que o comportamento da estaca seja elástico e que são relativamente pequenos em relação ao diâmetro da estaca, feito isso podemos utilizar o princípio da superposição (Figura 11)

Figura 11-Princípio da superposição no método Matlock e Reese (1961).



Fonte: Cintra, 1981.

Como o deslocamento total da estaca é a soma dos deslocamentos referentes à força horizontal y_H , e o momento y_M .

$$y_t = y_H + y_M \quad (2.16)$$

Com a aplicação dos princípios da análise dimensional, temos uma solução do deslocamento da estaca a uma certa profundidade z .

$$y_t = y_H + y_M = \frac{HT^3}{EI} C_H^y + \frac{M_0 T^2}{EI} C_M^y \quad (2.17)$$

Ou, para o valor de C_y está plotado na Figura 12,

$$y_t = C_y \frac{HT^3}{EI} \quad (2.18)$$

Com o valor de T ,

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{n_h}} \quad (2.19)$$

$$St(rotação) = S_H + S_M = \frac{HT^2}{EI} C_H^S + \frac{M_0 T^2}{EI} C_M^S \quad (2.20)$$

$$Mt(momento) = M_H + M_M = HT C_H^M + M_0 C_M^M \quad (2.21)$$

$$Qt(cortante) = Q_H + Q_M = H C_H^Q + \frac{M_0}{T} C_M^Q \quad (2.22)$$

$$Pt(reação do solo) = P_H + P_M = \frac{H}{T} C_H^P + \frac{M_0}{T^2} C_M^P \quad (2.23)$$

Onde:

C_H^y e C_M^y = Coeficientes adimensionais para os deslocamentos horizontais na estaca devidos à aplicação da força lateral e momento, respectivamente.

C_H^S e C_M^S = Coeficientes adimensionais para as rotações na estaca devido à aplicação da força lateral e momento, respectivamente.

C_H^M e C_M^M = Coeficientes adimensionais para os momentos fletores na estaca devido à aplicação da força lateral e momento, respectivamente.

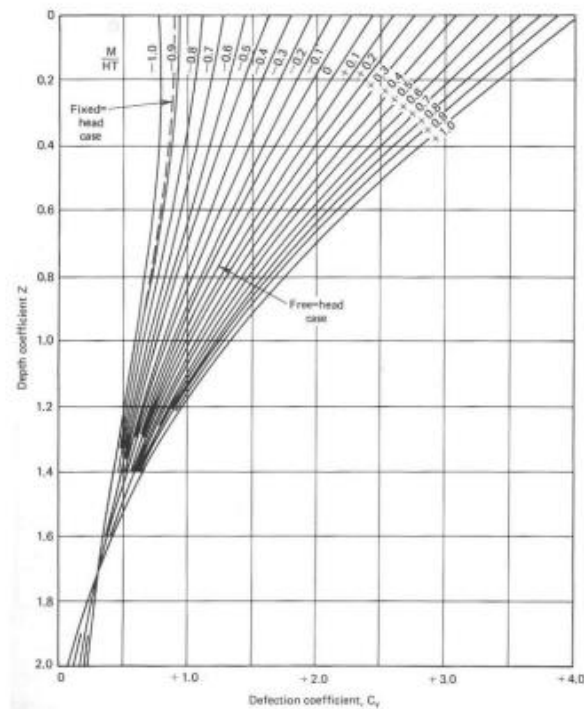
C_H^Q e C_M^Q = Coeficientes adimensionais para os esforços cortantes na estaca devido à aplicação da força lateral e momento, respectivamente.

C_H^P e C_M^P = Coeficientes adimensionais para a reação do solo na estaca devido à aplicação da força lateral e momento, respectivamente.

A tabela 4 mostra os valores dos coeficientes adimensionais.

Tabela 3-Coeficientes adimensionais (Matlock e Reese, 1961).

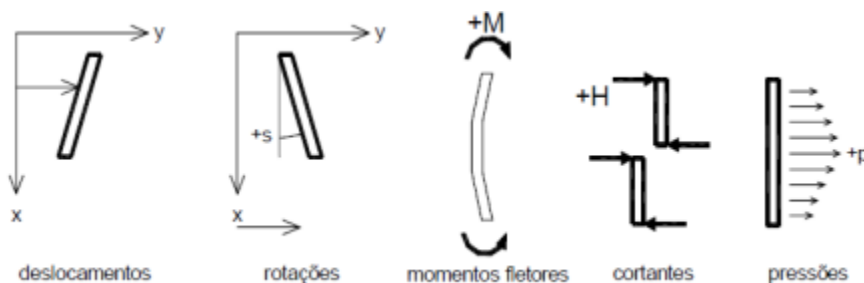
$Z=z/T$	C_H^y	C_H^s	C_H^M	C_H^Q	C_H^P	C_M^y	C_M^s	C_M^M	C_M^Q	C_M^P
0,0	2,435	-1,623	0,000	1,000	0,000	1,623	-1,750	1,000	0,000	0,000
0,1	2,273	-1,618	0,100	0,989	-0,227	1,453	-1,650	1,000	-0,007	-0,145
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,906	-0,586	1,143	-1,450	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,5	1,644	-1,503	0,459	0,764	-0,822	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
0,7	1,353	-1,397	0,595	0,585	-0,947	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977	0,448	-0,878	0,885	-0,312	-0,403
1,0	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,962	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,885	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761	0,112	-0,482	0,668	-0,456	-0,157
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,609	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,443	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,039	-0,213	0,268
4,0	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	-0,009	0,025	-0,033	0,013	0,046	0,000	0,011	-0,026	0,029	-0,002

Figura 12-Coeficiente C_y para cálculo do deslocamento.

Fonte: VELLOSO & LOPES, 2002.

A Figura 13 ilustra a convenção dos sinais.

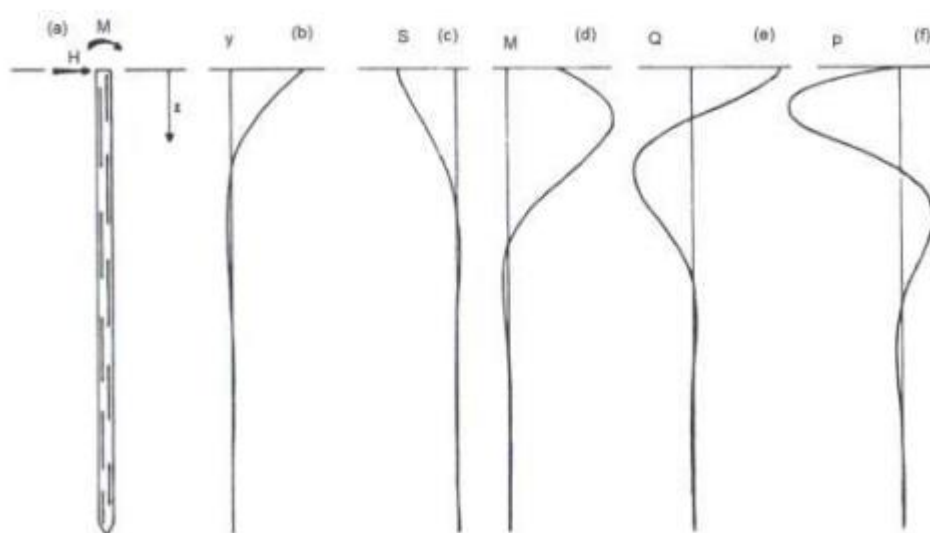
Figura 13-Convenções de sinais para o método de Matlock e Reese (1961).



Fonte: Arthur (2013).

A Figura 14 representa um resultado completo para um perfil típico do problema.

Figura 14-Resultados do problema típico de estacas carregadas horizontalmente. (a) carregamento (b) deslocamento horizontal (c) rotação (d) momento fletor (e) esforço cortante (f) reação do solo (Matlock e Reese, 1961).



Fonte: Arthur (2013).

2.9. Método das diferenças finitas

Os chamados métodos numéricos surgiram da limitação das soluções analíticas, que eram muito específicas para determinados problemas. Com isso, os mais diversos

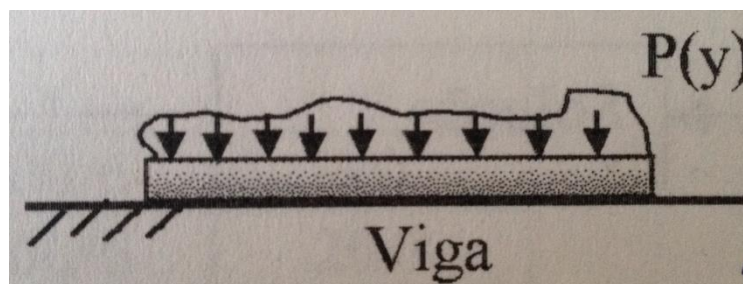
problemas puderam ser avaliados por meios mais abrangentes. Com a rápida evolução dos computadores, os métodos numéricos foram ganhando maior destaque no meio científico, com sua aplicação no meio prático, fazendo com que muitos problemas, antes extremamente complexos, pudessem ser analisados de forma simples e rápida.

O primeiro método aproximado a surgir foi o de Diferenças Finitas. Este método substitui equações diferenciais do problema em equações de diferenças finitas, transformando um sistema de equações diferenciais em um sistema algébrico usando valores de domínio. Segundo Rosa (2013) quem deu origem a este método foi SOUTHWELL (1946) e quem o utilizou pela primeira vez para problemas de elasticidade foi C. Runge, em 1908.

O Método das diferenças finitas (MDF) é uma das técnicas numéricas que pode ser aplicada para modelar alguns problemas de placas, inclusive em estruturas de fundações como as estacas. Este método quando aplicado às placas transforma a equação diferencial da superfície elástica em outra equação de diferenças finitas, ou seja, substitui as derivadas por quocientes entre intervalos finitos. Dessa forma a equação diferencial da elástica se transforma em um sistema de equações lineares algébricas com várias incógnitas em cada equação. Essas incógnitas representam o deslocamento da estrutura deformada. A solução deste sistema de equações lineares fornece os deslocamentos da estrutura que por meio das equações de diferenças finitas permite obter esforços internos como momento de flexão, o esforço cortante e a torção.

As estacas são consideradas como elementos flutuantes, pois a camada de solo incompressível encontra-se no infinito. O comportamento mecânico da estaca é modelado por meio de um elemento de viga, onde cada elemento é submetido a uma força horizontal uniformemente distribuída $P(y)$ (Figura 15), linearmente variável e aplicada ao longo do seu comprimento. Para a resolução de métodos das diferenças finitas pode-se utilizar do modelo elástico linear de Winkler.

Figura 15- Base elástica.

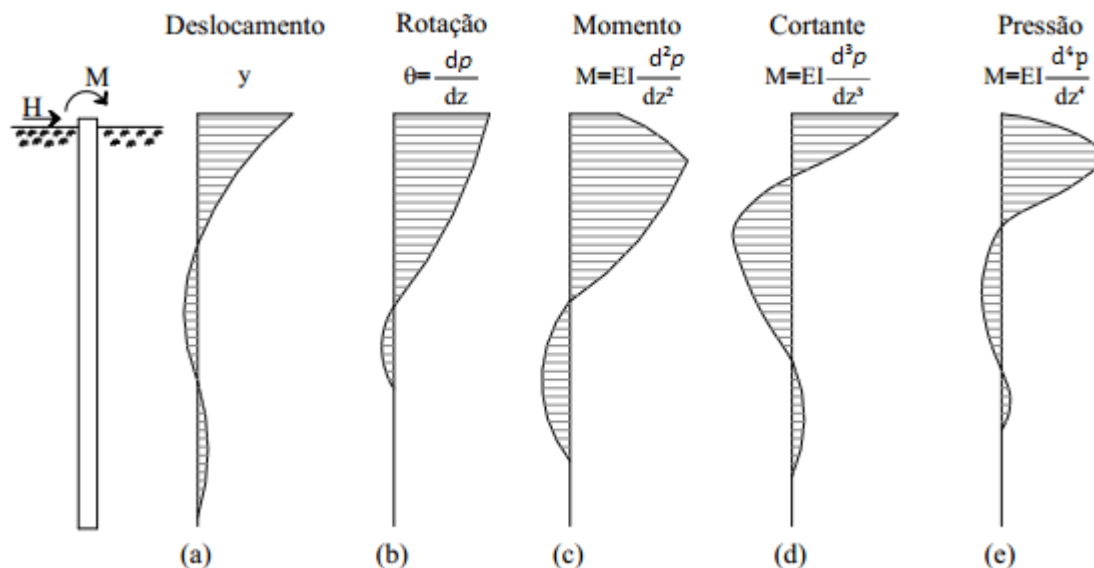


Fonte: do autor, 2015.

2.9.1. Resolução do modelo de Winkler

No modelo de Winkler, o momento fletor M , o esforço cortante S e a pressão do solo lateral H sobre uma estaca carregada lateralmente (Figura 16), podem ser calculadas pelas seguintes equações diferenciais:

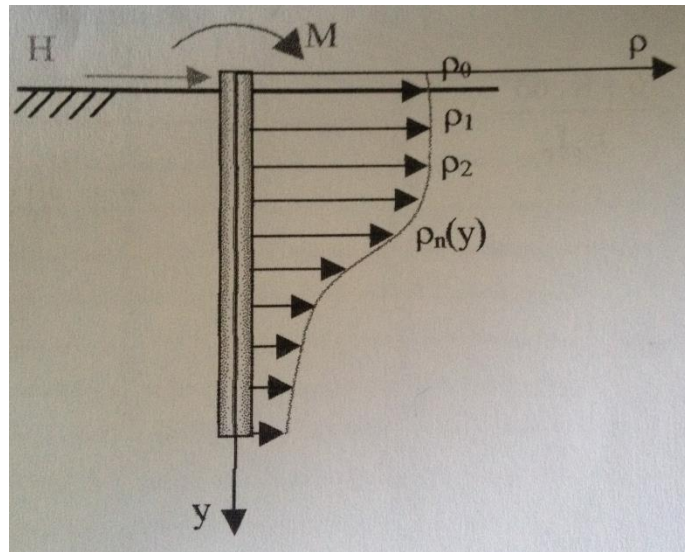
Figura 16- Linhas de estacas longas.



Fonte: Adaptado de Velloso, 2002.

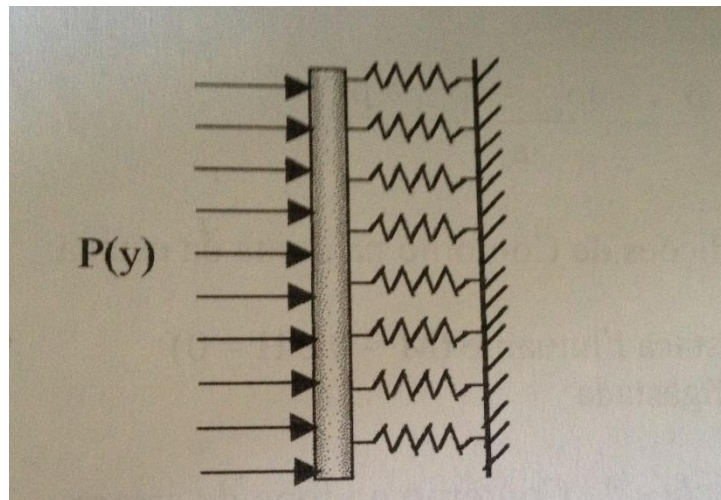
Equação diferencial para uma estaca longa imersa em meio elástico:

Figura 17- Estaca carregada lateralmente.



Fonte: do autor, 2015.

Figura 18- Estacas- modulo elástico linear. Solo- molas de Winkler.



Fonte: do autor, 2015.

$$P(y) = K_h p(y)$$

$$P: \frac{[F]}{[L]^2} \text{ (kPa)} \quad (2.24)$$

$$E_p I_p \frac{d^4 p}{dy^4} = -p d$$

$$I_p = \frac{\pi d^4}{64} \text{ (circular)}$$

$$I_p = \frac{bh^3}{12} \text{ (retangular)} \quad (2.25)$$

$$\frac{[F]}{[L]} [L]^4 [L] = [L]$$

Sendo:

K_h = Coeficiente de reação horizontal;

z = profundidade no solo;

$E_p I_p$ = Rigidez flexural.

$$P = -K_h p \quad (2.26)$$

$$E_p I_p \frac{d^4 p}{dz^4} + K_h p = 0 \quad (2.27)$$

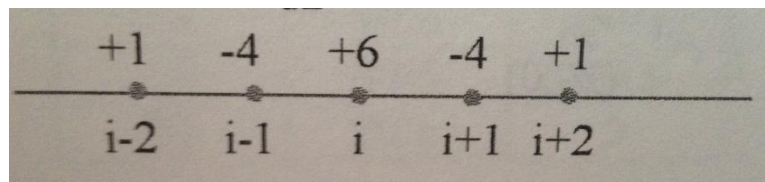
Condições de contorno: cargas e articulações

$$\theta(z) = \frac{dp}{dz} \text{ (rotação)} \quad (2.28)$$

$$-M(z) = E_p I_p \frac{d\theta}{dz} = E_p I_p \frac{d^2 p}{dz^2} \text{ (momento)} \quad (2.29)$$

$$-H(z) = E_p I_p \frac{d^3 p}{dz^3} \text{ (esforço horizontal)} \quad (2.30)$$

Figura 19- Esquema de diferenças.



Fonte: do autor, 2015.

$$\frac{d^4 p}{dz^4} \Big|_i = \frac{1}{\delta^4} (p_{i-2} - 4p_{i-1} + 6p_i - 4p_{i+1} + p_{i+2}) + K_h p_i = 0 \quad \times \left(\frac{d\delta^4}{E_p I_p} \right) \quad (2.31)$$

$$p_i = \frac{p_{i-2} - 4p_{i-1} + 4p_{i+1} - p_{i+2}}{a_i} \quad a_i = \frac{6 + K_h \delta^4}{E_p I_p} \quad (2.32)$$

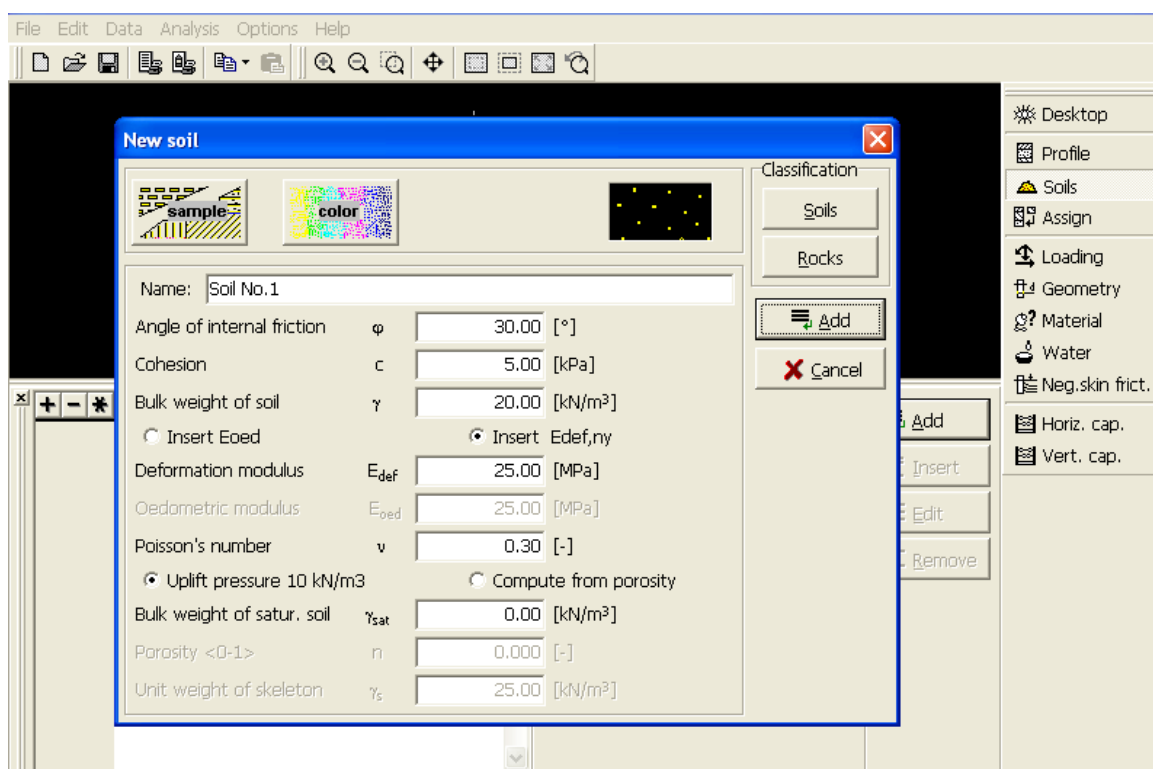
- Condições de contorno na pota da estaca:
 - Estaca Flutuante ($M = 0$ e $H = 0$);
 - Engastada.
- Condições de contorno no topo da estaca
 - Livre ($M = 0$ e $H = 0$);
 - Engastado ($\theta = 0$).

2.10. Geofine

O software Geofine 4 foi elaborado por uma empresa da República Tcheca com o objetivo de elaborar programas na área de geotecnia e estruturas. O programa é baseado em métodos analíticos e em métodos numéricos (Métodos dos Elementos Finitos). A estaca é modelada usando elementos de viga normalizados, enquanto o comportamento do solo circundante é descrito pela solução fundamental de uma camada de solo.

Este programa calcula a curva carga-recalque do topo da estaca carregada verticalmente, além da distribuição de forças normais e cisalhantes ao longo do fuste desta fundação. Para isso é necessário fornecer ao programa os seguintes parâmetros do solo ou rocha: ângulo de atrito interno, coesão, peso específico seco e saturado, coeficiente de Poisson, coeficiente de empuxo e o módulo de elasticidade. A Fig. 20 mostra um exemplo de tela do Geofine (Fine, 2001) para a entrada dos parâmetros de solo citados acima.

Figura 20- Exemplo de tela do programa GEO4 para a entrada dos parâmetros de solo.



Fonte: do autor (2015).

Este programa vem sendo bastante empregado na Europa, mostrando um grande potencial para emprego na prática na previsão dos parâmetros de deformabilidade das provas de carga. Sua utilização no Brasil é bem recente e o primeiro trabalho foi realizado por Cunha (2002), que retroanalísaram uma prova de carga em uma estaca hélice contínua na cidade de Brasília-DF e obtiveram um bom resultado.

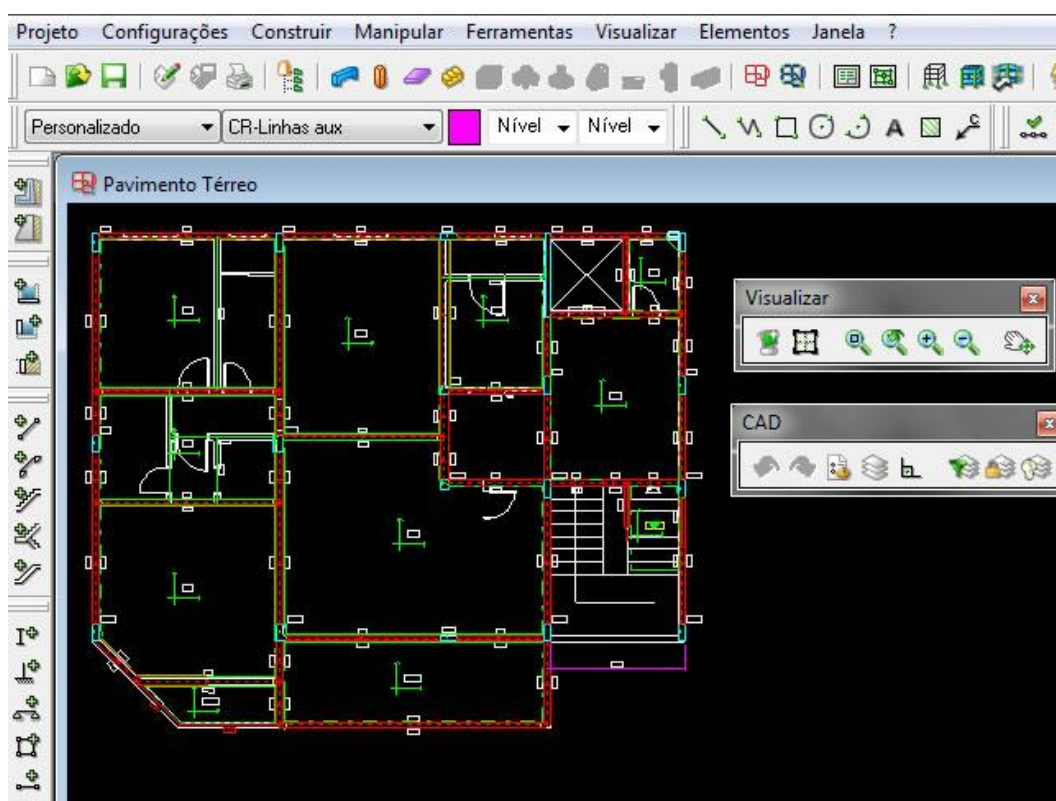
O programa GEOFINE foi desenvolvido para resolver as variedades de problemas geotécnicos, onde o próprio programa possui um pacote de programas individuais, com uma interface unificada, existindo assim um módulo de cálculo de muros de arrimo, taludes, cortinas atirantadas, fundações, etc.

2.11. Programa de cálculo estrutural EBERICK

O surgimento do software Eberick, começou em meados dos anos 90, quando a empresa ALTOQI Tecnologia em Informática Ltda., lança a linha Pro, através dos produtos PROVIGA, PROLAJE, PROPILAR e PROINFRA desenvolvida para ambiente

MS-DOS. Posteriormente em 1996, é lançado para o ambiente Windows, o Eberick propriamente dito. Este programa é utilizado para elaboração de projeto estruturas de edificações de concreto armado, que oferece a possibilidade de dimensionamento das vigas, lajes, pilares, blocos, sapatas e estacas, levando em conta as considerações da norma brasileira de projeto de estruturas de concreto armado NBR 6118/14. A interface do programa pode ser visualizado na Figura 21 e para a parte de informações de fundações pode ser visto na Figura 22.

Figura 21- Interface do Programa EBERICK.



Fonte: www.altoqi.com.br

Figura 22- Interface do Programa EBERICK, dados da Fundação.

The screenshot shows the 'Fundação' (Foundation) dialog box in the EBERICK software. It is divided into several sections:

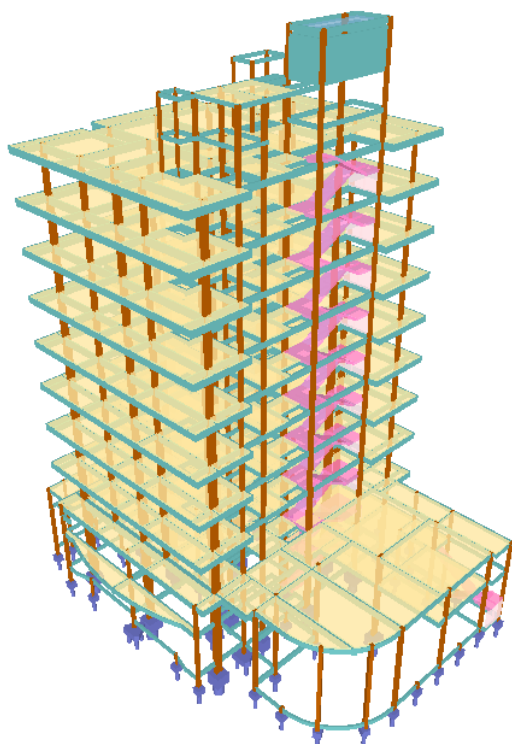
- Pilar (Column):**
 - Nome: P8
 - Ângulo de rotação: 0 °
 - Elevação: 0 cm
 - Altura: 150 cm
- Vínculos (Connections):**
 - Pilar: Engastado (Fixed)
 - Apoio: Rotulado (Rolled) with an ellipsis button
- Tipo da fundação (Foundation Type):**
 - ☐ Bloco (Block)
 - ☒ Sapata (Pad) with ☒ Divisa (Division)
 - Associação: [empty field] with an ellipsis button
- Seção do pilar (Column Section):**
 - Tipo: retangular (rectangular)
 - b: 30 cm, h: 40 cm
 - b1: 0 cm, h1: 0 cm
 - ☒ Seção constante na prumada (Constant section in the vertical)
 - A diagram of a rectangle with width 'b' and height 'h' is shown.
- Buttons:** Desenho... (Drawing...) and Cargas... (Loads...)

Fonte: www.altoqi.com.br

Os processos de cálculo e análise no qual o programa se baseia é a de modelar a estrutura através de um pórtico espacial composto por vigas e pilares. Neste processo, os elementos são representados por barras ligadas umas às outras através de nós. Cada pilar e cada trecho de viga são simulados por barras de pórtico, por meio dos quais são obtidos os esforços solicitantes para o dimensionamento.

Possui um sistema gráfico de entrada de dados voltado à forma, facilitando o lançamento, associado à análise da estrutura em modelo espacial e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos, além da visualização tridimensional da estrutura modelada, como por exemplo, na Figura 23.

Figura 23-Exemplo de visualização 3D de uma estrutura no Eberick.



Fonte: <http://www.escobar.eng.br/index.php/nossos-trabalhos/edificio-fly-travel/>

3. METODOLOGIA DO TRABALHO

Inicialmente na elaboração deste projeto não haveria a necessidade de se calcular estrutura do edifício em questão, pois a única informação que interessa para o cálculo da fundação submetida a carregamento horizontal é a própria carga, onde esta carga normalmente é transferida para a fundação mediante o carregamento obtido no cálculo estrutural. Se durante a execução deste trabalho fosse possível ter em mãos um projeto estrutural real, onde tivéssemos posse dos carregamentos nos diversos pilares da obra, já poderia dar início aos cálculos das fundações mediante essas informações. Como não foi possível, por isso partiu-se para o lançamento de uma estrutura de um edifício fictício.

Apesar do que foi informado anteriormente, optou-se por calcular um edifício fictício através do programa de cálculo estrutural EBERICK, pois seria um motivo de aprendizagem extra para se adquirir novos conhecimentos e habilidades no uso de ferramentas computacionais para cálculo de estruturas, onde no curso de graduação não é oferecido esta oportunidade.

Sendo assim, o presente trabalho foi realizado através das seguintes etapas apresentadas nas alíneas abaixo:

- a. Escolha da estrutura do prédio fictício a ser dimensionado e obtenção das cargas nas fundações;
- b. Uso do EBERICK para cálculo dos esforços na estrutura;
- c. Cálculo das fundações via métodos teóricos, empíricos e diferenças finitas.

- (a) Escolha da estrutura do prédio fictício a ser dimensionado e obtenção das cargas nas fundações

Neste trabalho será utilizada uma estrutura fictícia de um edifício de múltiplos pavimentos. Para fins de cálculos e somente por utilização de alguns dados, como por exemplo, da ação do vento de acordo ABNT NBR 6123/ 1998, o edifício será calculado no município de Caruaru (Figura 24), onde se levará em conta a velocidade do vento de 30 m/s. O município de Caruaru está localizado na região do semiárido pernambucano e é integrante do polo de desenvolvimento têxtil do Agreste.

Figura 24-Localização do Município de Caruaru.



Fonte: Adaptado de Santos *et al.* (2011).

(b) Uso do EBERICK para cálculo dos esforços na estrutura

Com o auxílio deste programa, calcularemos as armaduras necessárias para as fundações em estacas resistirem aos esforços atuantes, e também a carga que chega à fundação que estamos verificando.

(c) Cálculo das fundações via métodos teóricos, empíricos e diferenças finitas

Através de métodos empíricos citados no Referencial Teórico por meio computacional será observado o comportamento da estaca, e o mesmo será feito por meio teórico. No final será feita uma análise comparativa entre os resultados obtidos tanto pelo método teórico quando pelo computacional.

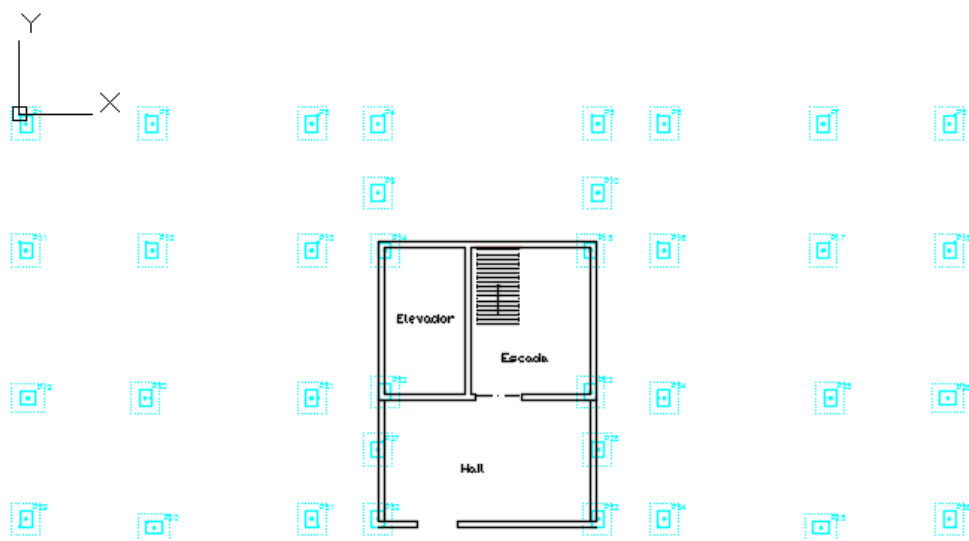
4. RESULTADOS

Serão mostrados os resultados obtidos conforme os procedimentos já adotados e citados no item da metodologia, ou seja, inicialmente serão apresentados os resultados relacionados ao cálculo estrutural do edifício e em seguida os resultados relacionados com os cálculos das fundações submetidas aos carregamentos previstos.

4.1. Programa de Análise e Dimensionamento Estrutural (Eberick V8).

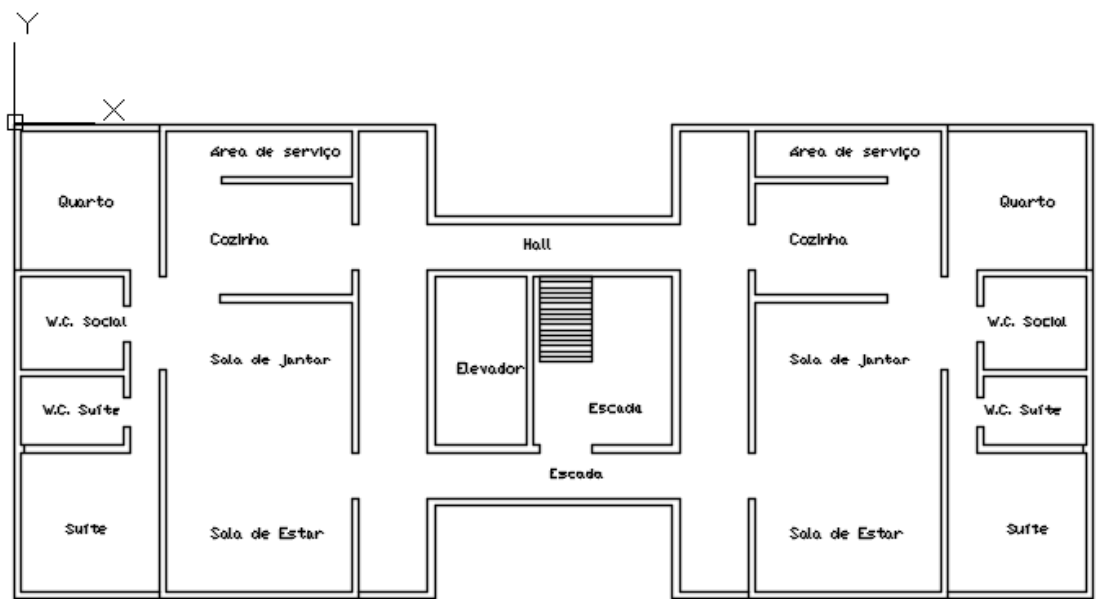
Foi elaborado pelo autor, um projeto arquitetônico que consiste nos seguintes elementos: garagem em pilotis (Figura 25), com sete pavimentos, sendo seis pavimentos-tipos (Figura 26) e uma cobertura (Figura 27). A geometria do edifício em estudo é fictícia, porém foi utilizado dados reais, no que diz respeito ao carregamento do vento, baseando-se na localização na cidade de Caruaru-PE. Além disso, foram considerados os carregamentos referentes as sobrecargas de utilização correntemente empregadas no cálculo estrutural de edifícios. Serão apresentadas a seguir as plantas de croqui para os principais pavimentos. A Figura 28 mostra o pavimento Garagem onde se observam as vigas baldrame, os blocos de fundações e suas locações. As Figuras 29 e 30 apresentam, respectivamente, os pavimentos Tipo e Cobertura, onde pode-se visualizar os elementos estruturais em cada um dos pavimentos (vigas, lajes e pilar), no Tipo é visível as paredes que foram consideradas como carregamento das lajes, e no centro do pavimento Cobertura está a laje do reservatório, a qual transfere sua carga para as vigas do reservatório, que por sua vez, transferem seus esforços para os pilares do núcleo central da edificação, composto pelo elevador e pela escada.

Figura 25-Pavimento Garagem



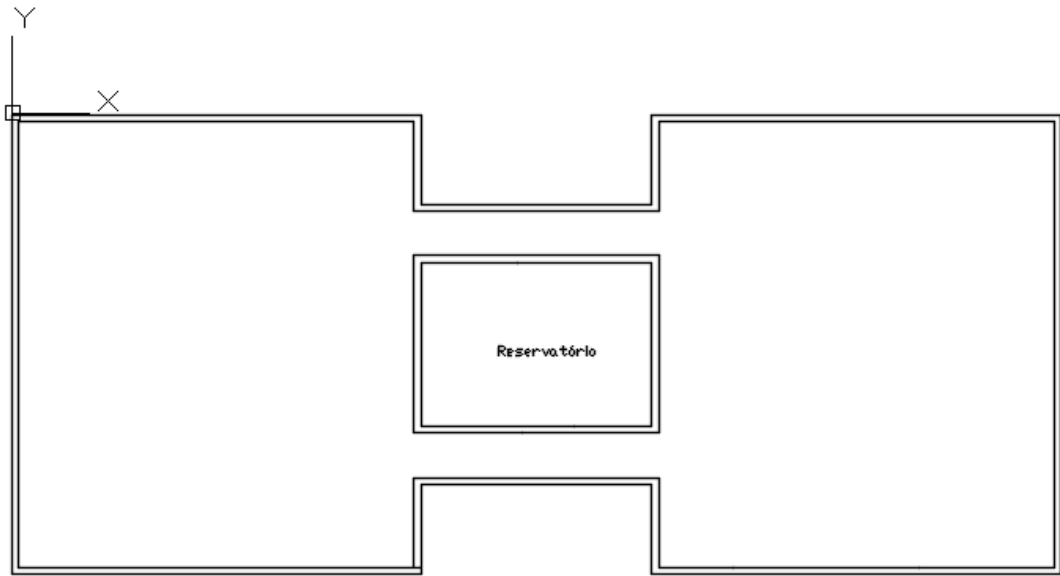
Fonte: do autor (2015).

Figura 26- Pavimento Tipo



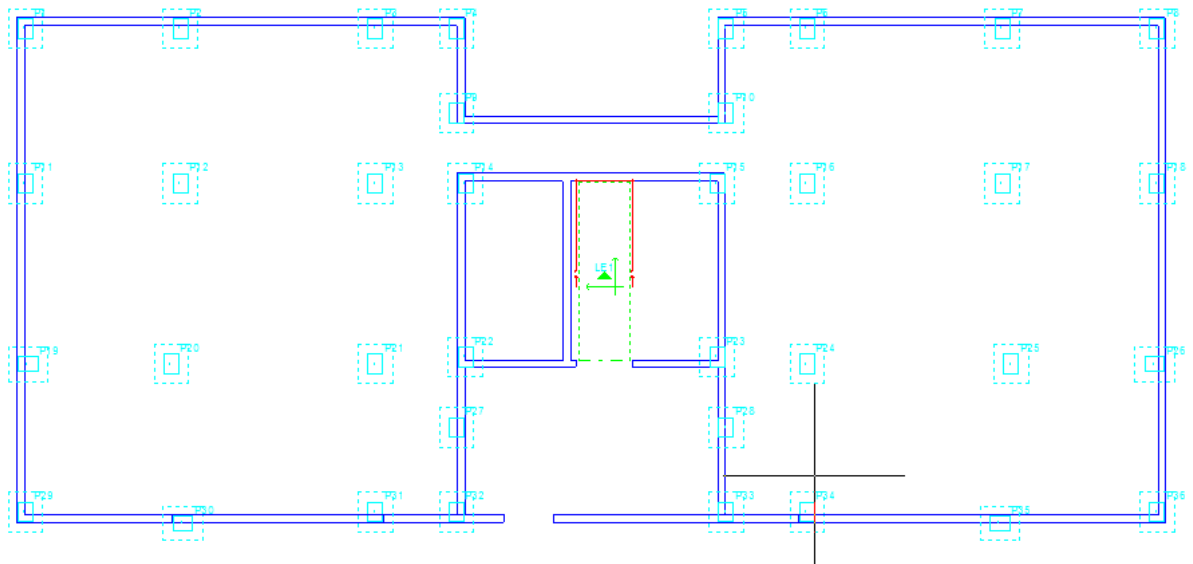
Fonte: do autor (2015).

Figura 27- Pavimento Cobertura



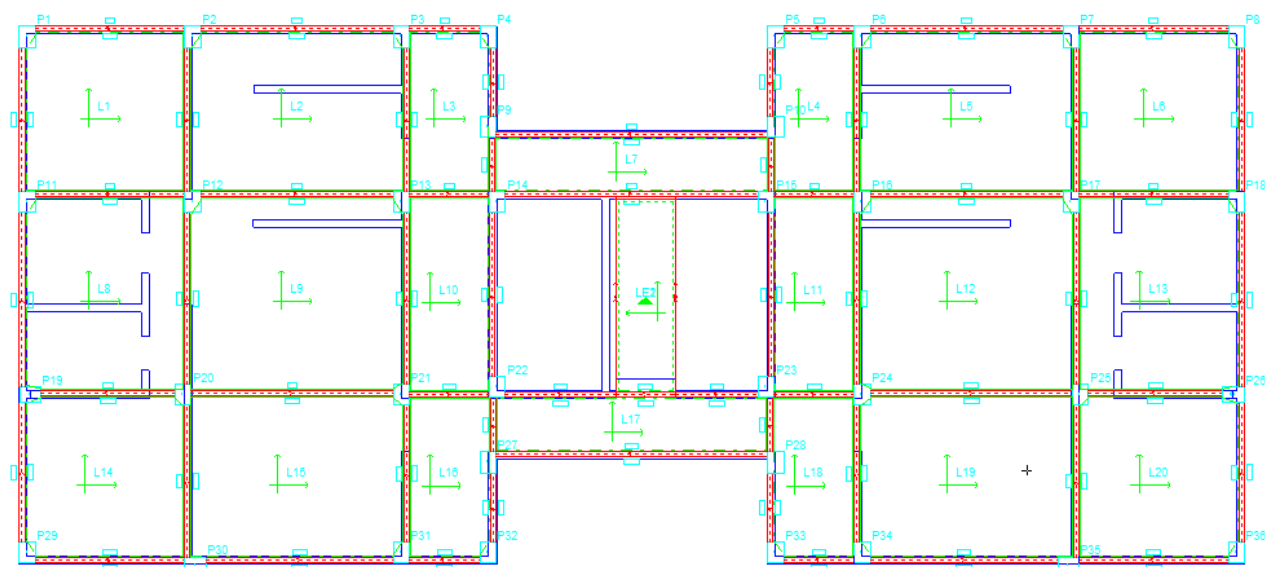
Fonte: do autor (2015).

Figura 28- Pavimento garagem.



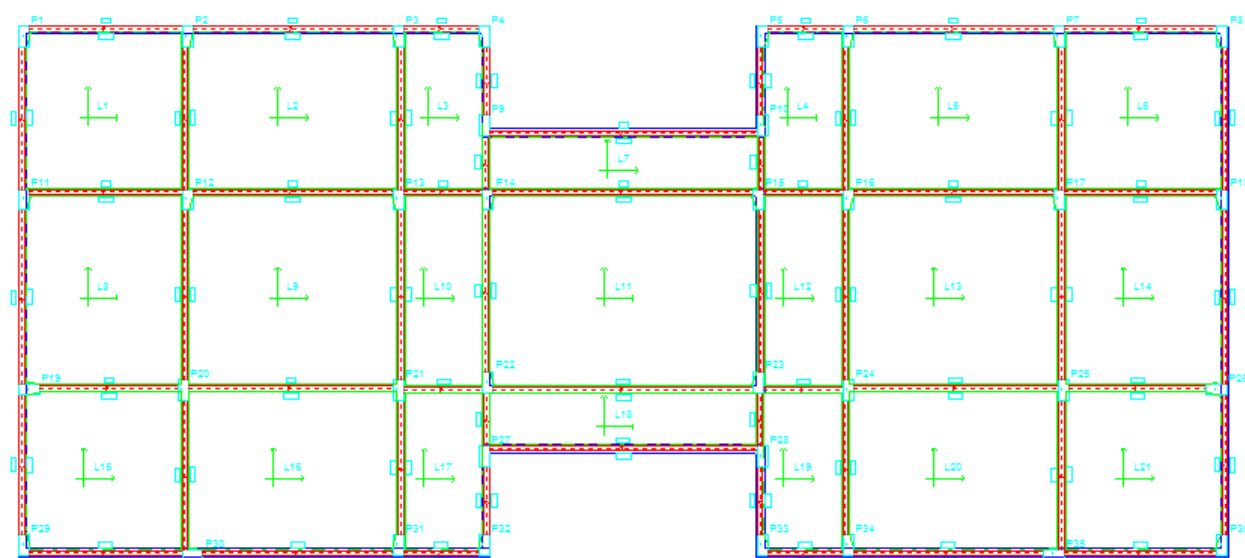
Fonte: do autor, 2015.

Figura 29- Pavimento tipo.



Fonte: do autor, 2015.

Figura 30- Pavimento cobertura.



Fonte: do autor, 2015.

No programa Eberick, inicialmente foi feita a importação das plantas-baixas arquitetônicas dos pavimentos, de modo a fornecer a geometria do edifício para posterior lançamento dos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes). Os pré-dimensionamentos destes elementos foram feitos por este autor, mediante o uso do próprio programa, que

nos possibilita arbitrar os valores das dimensões dos referidos elementos, redimensionando os mesmos de acordo com as premissas de dimensionamento da norma ABNT NBR 6118/ 2014. Serão descritas a seguir, de uma maneira geral, as etapas inerentes para realização do projeto estrutural no programa Eberick.

Etapa 1 - Definição do número de pisos, bem como suas características, tais como, cotas, pé-direito e nomenclatura, conforme pode-se observar na Figura 31.

Figura 31- Janela para criação de pavimentos.

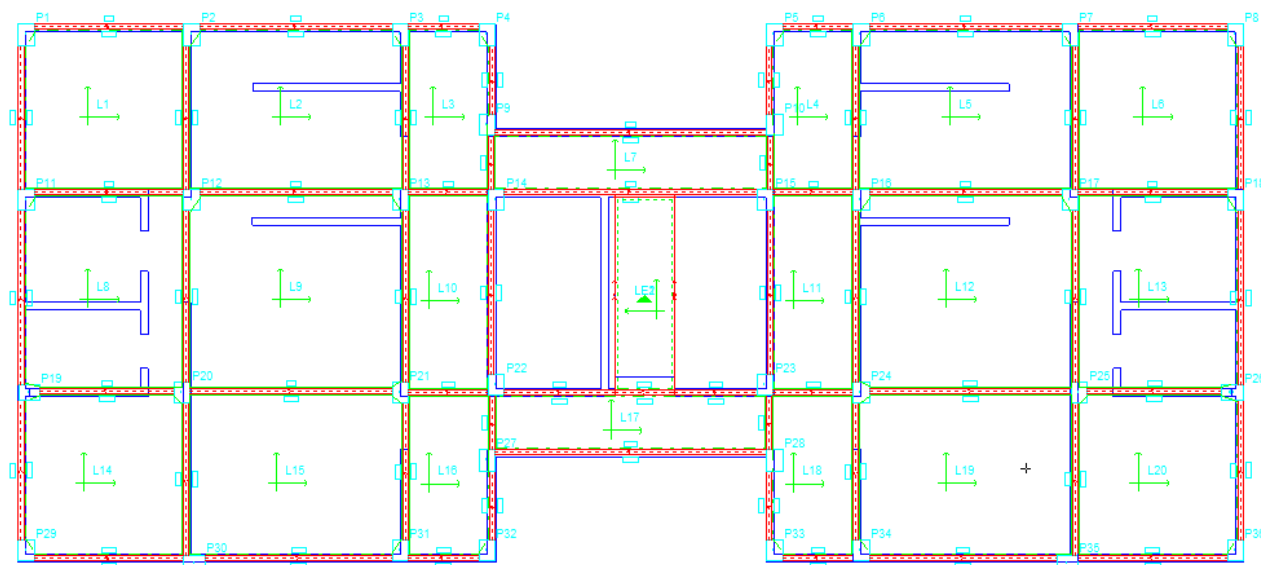
	Pavimento	Altura (cm)	Nível (cm)	Lance
1	COBERTURA	280.00	1960.00	8
2	TIPO 6	280.00	1680.00	7
3	TIPO 5	280.00	1400.00	6
4	TIPO 4	280.00	1120.00	5
5	TIPO 3	280.00	840.00	4
6	TIPO 2	280.00	560.00	3
7	TIPO 1	280.00	280.00	2
8	GARAGEM	80.00	0.00	1

Título: Nível inferior: 0 cm Lance inicial: 1

Fonte: do autor, 2015.

Etapa 2- Definição do posicionamento dos elementos estruturais, e inserção de cargas (cargas acidentais, e de paredes) no ambiente de “Croqui” do programa, neste ambiente é possível o uso de uma mascara DXF, para o lançamento de pilares, vigas e lajes, em função da geometria de planta arquitetônica. Este procedimento foi feito para cada piso da estrutura, por exemplo na Figura 32.

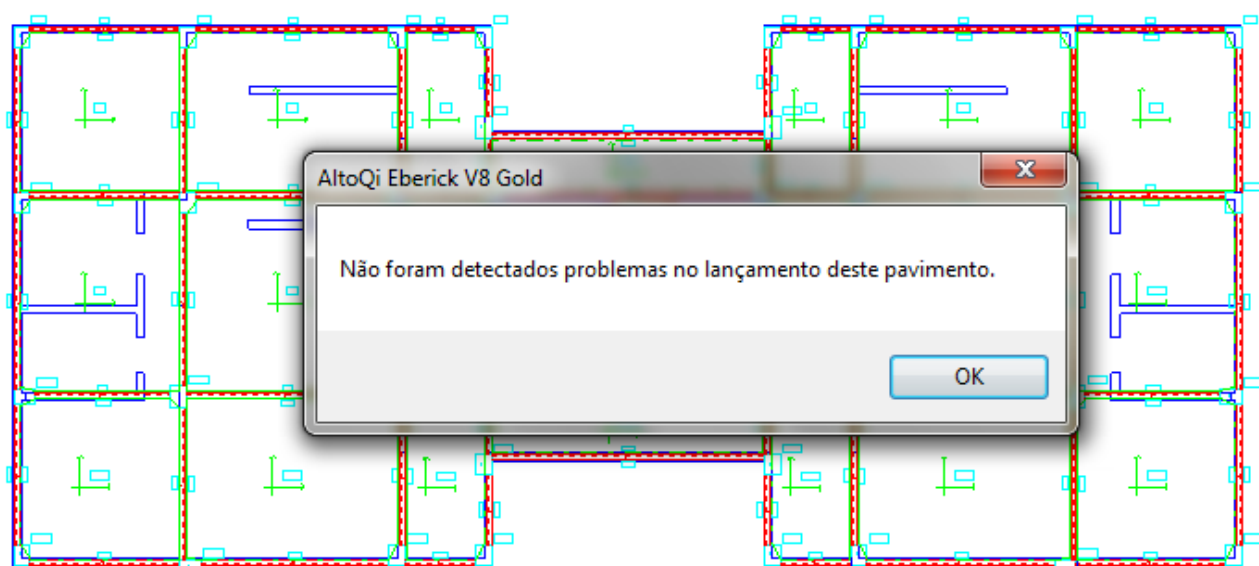
Figura 32- Etapa de lançamento da estrutura no ambiente "Croqui" do software.



Fonte: do autor, 2015.

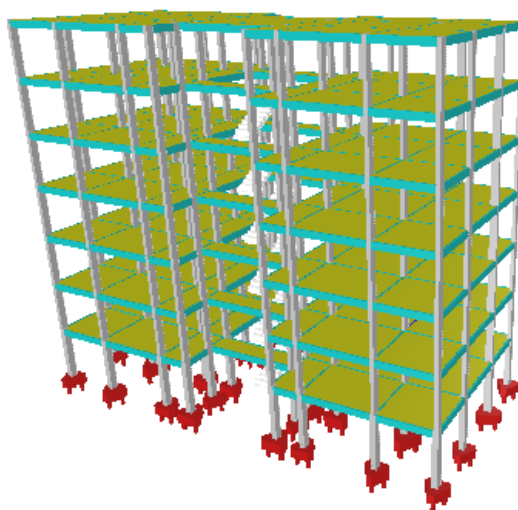
Etapa 3- Verificação de erros de linearidades geométricas na Figura 33 (alinhamento e vigas e prumadas de pilares) e visualização do pórtico espacial da estrutura Figura 34.

Figura 33- Verificação de erros de Linearidade geométrica.



Fonte: do autor, 2015.

Figura 34- Visualização do pórtico espacial da estrutura.



Fonte: do autor, 2015.

Etapa 4- Pré-configuração das propriedades dos materiais conforme a Figura 35, tais como fck, bitolas máximas e mínimas de aço, cobrimentos, classe de agressividade. Tudo isso podendo ser definido para pavimentos isolados ou elementos estruturais específicos, neste caso as configurações dos pavimentos são as mesmas.

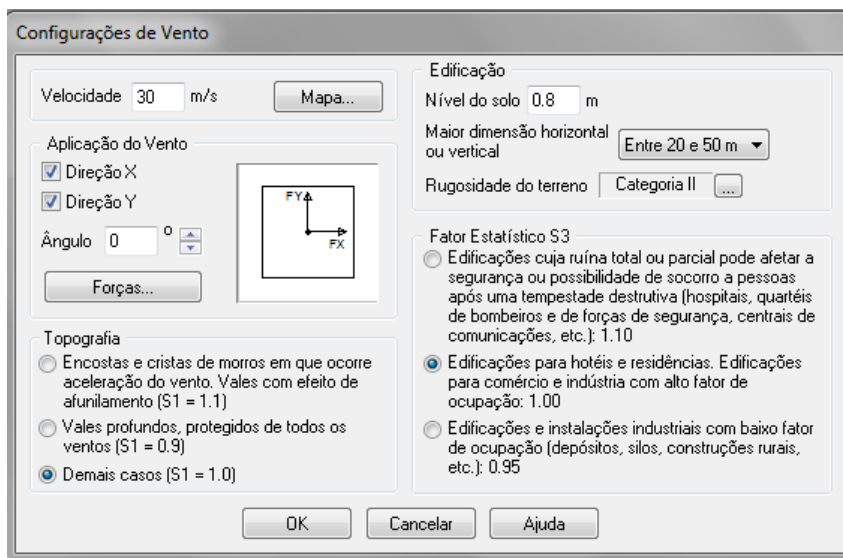
Figura 35- Janela de definição de cobrimentos de armaduras, fck do concreto e bitolas máximas e mínimas das armaduras.

Elementos	Concreto	Cobrimento (peças externas)	Cobrimento (peças internas)	Bitolas...
Vigas	C-30	3 cm	2.5 cm	Bitolas...
Pilares	C-30	3 cm	2.5 cm	Bitolas...
Lajes	C-30	2.5 cm		Bitolas...
Reservatórios	C-30	3 cm		Bitolas...
Blocos	C-30	3 cm		Bitolas...
Sapatas	C-30	3 cm		Bitolas...
Tubulões	C-30	3 cm		Bitolas...
Muros	C-30	3 cm		Bitolas...
Radier	C-30	3 cm		Bitolas...

Fonte: do autor, 2015.

Etapa 5- Configuração da carga de vento preenchendo de acordo com a Figura 36, através da localidade em que se encontra a obra, neste caso Caruaru-PE.

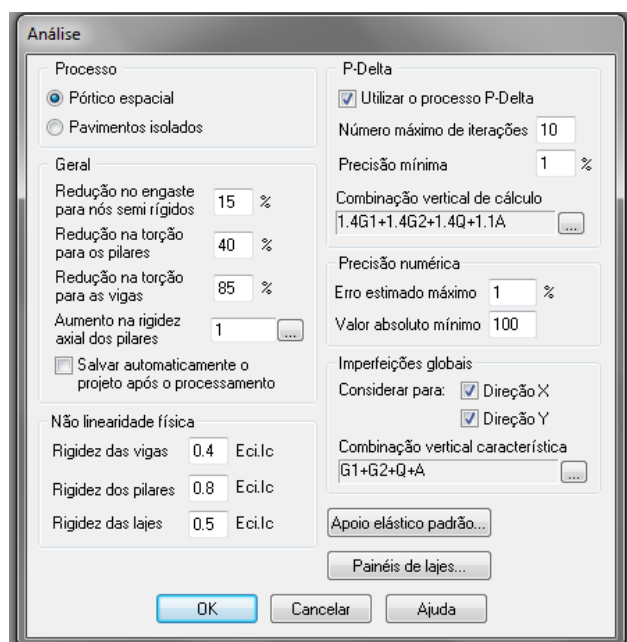
Figura 36- Configuração da carga de vento.



Fonte: do autor, 2015.

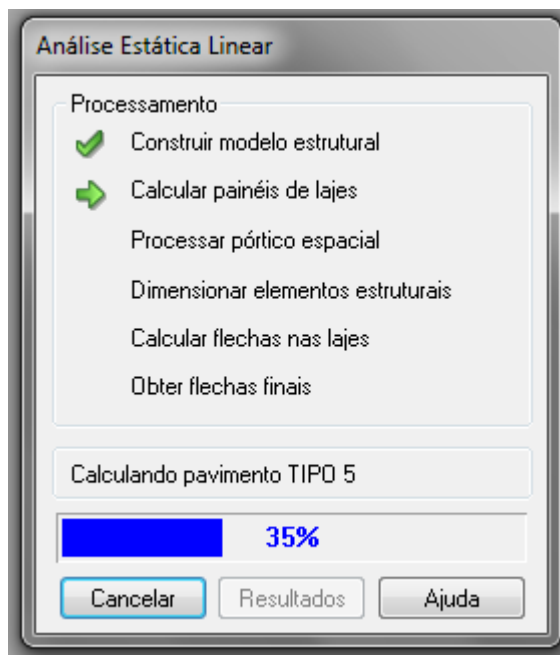
Etapa 6- Processamento de esforços da estrutura, sendo que nesta etapa pode-se definir o tipo de modelo utilizado na análise estrutural. Neste caso o modelo usado foi de pórtico espacial, porque o mesmo vai possibilitar com que tenhamos todos os esforços nas estruturas sem simplificações que se faz quando o cálculo é feito através de pavimentos isolados (grelha), muito semelhantes ao cálculo manual feito antigamente. A Figura 37 apresenta o quadro de dialogo quando da a execução do cálculo do edifício.

Figura 37- Definição do tipo de análise estrutural a ser realizada.



Fonte: do autor, 2015.

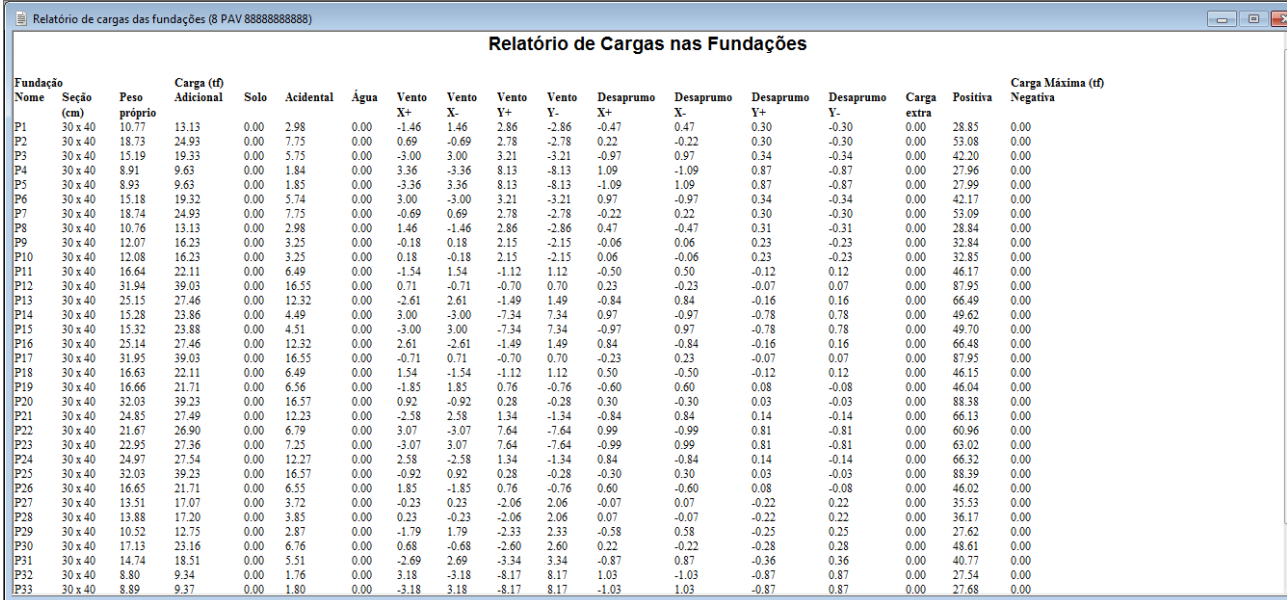
Figura 38- Janela visível no instante do processamento da estrutura.



Fonte: do autor, 2015.

Etapa 7- Verificação dos resultados gerais da estrutura, tais como, deslocamentos e esforços para cada um dos elementos estruturais, a Figura 38 apresenta por exemplo esse resultados gerais para as fundações do projeto em estudo.

Figura 39- Relatório emitido pelo programa após conclusão do processamento.

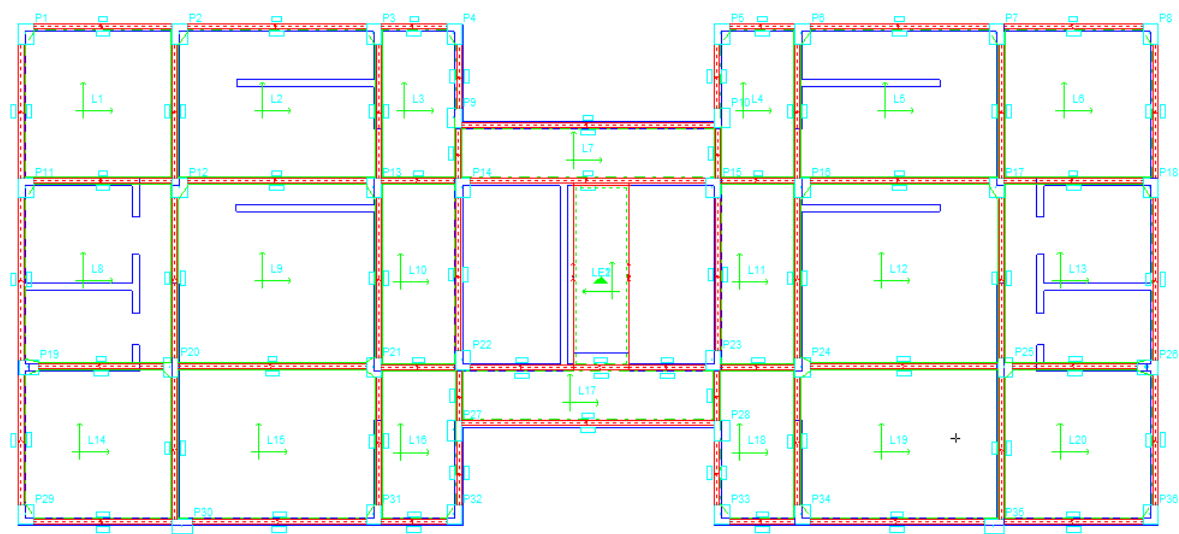


Fundação	Seção	Peso	Carga (tf)	Solo	Acidental	Água	Vento	Vento	Vento	Vento	Desaprumo	Desaprumo	Desaprumo	Desaprumo	Carga	Positiva	Carga Máxima (tf)
Nome	(cm)	próprio	Adicional				X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	extra		Negativa
P1	30 x 40	10.77	13.13	0.00	2.98	0.00	-1.46	1.46	2.86	-2.86	-0.47	0.47	0.30	-0.30	0.00	28.85	0.00
P2	30 x 40	18.73	24.93	0.00	7.75	0.00	0.69	-0.69	2.78	-2.78	0.22	-0.22	0.30	-0.30	0.00	53.08	0.00
P3	30 x 40	15.19	19.33	0.00	5.75	0.00	-3.00	3.00	3.21	-3.21	-0.97	0.97	0.34	-0.34	0.00	42.20	0.00
P4	30 x 40	8.91	9.63	0.00	1.84	0.00	3.36	-3.36	8.13	-8.13	1.09	-1.09	0.87	-0.87	0.00	27.96	0.00
P5	30 x 40	8.93	9.63	0.00	1.85	0.00	-3.36	3.36	8.13	-8.13	-1.09	1.09	0.87	-0.87	0.00	27.99	0.00
P6	30 x 40	15.18	19.32	0.00	5.74	0.00	3.00	-3.00	3.21	-3.21	0.97	-0.97	0.34	-0.34	0.00	42.17	0.00
P7	30 x 40	18.74	24.93	0.00	7.75	0.00	-0.69	0.69	2.78	-2.78	-0.22	0.22	0.30	-0.30	0.00	53.09	0.00
P8	30 x 40	10.76	13.13	0.00	2.98	0.00	1.46	-1.46	2.86	-2.86	0.47	-0.47	0.31	-0.31	0.00	28.84	0.00
P9	30 x 40	12.07	16.23	0.00	3.25	0.00	-0.18	0.18	2.15	-2.15	-0.06	0.06	0.23	-0.23	0.00	32.84	0.00
P10	30 x 40	12.08	16.23	0.00	3.25	0.00	0.18	-0.18	2.15	-2.15	0.06	-0.06	0.23	-0.23	0.00	32.85	0.00
P11	30 x 40	16.64	22.11	0.00	6.49	0.00	-1.54	1.54	-1.12	1.12	-0.50	0.50	-0.12	0.12	0.00	46.17	0.00
P12	30 x 40	31.94	39.03	0.00	16.55	0.00	0.71	-0.71	-0.70	0.70	0.23	-0.23	-0.07	0.07	0.00	87.95	0.00
P13	30 x 40	25.15	27.46	0.00	12.32	0.00	-2.61	2.61	-1.49	1.49	-0.84	0.84	-0.16	0.16	0.00	66.49	0.00
P14	30 x 40	15.28	23.86	0.00	4.49	0.00	3.00	-3.00	-7.34	7.34	0.97	-0.97	-0.78	0.78	0.00	49.62	0.00
P15	30 x 40	15.32	23.88	0.00	4.51	0.00	-3.00	3.00	-7.34	7.34	-0.97	0.97	-0.78	0.78	0.00	49.70	0.00
P16	30 x 40	25.14	27.46	0.00	12.32	0.00	2.61	-2.61	-1.49	1.49	0.84	-0.84	-0.16	0.16	0.00	66.48	0.00
P17	30 x 40	31.95	39.03	0.00	16.55	0.00	-0.71	0.71	-0.70	0.70	-0.23	0.23	-0.07	0.07	0.00	87.95	0.00
P18	30 x 40	16.63	22.11	0.00	6.49	0.00	1.54	-1.54	-1.12	1.12	0.50	-0.50	-0.12	0.12	0.00	46.15	0.00
P19	30 x 40	16.66	21.71	0.00	6.56	0.00	-1.85	1.85	0.76	-0.76	-0.60	0.60	0.08	-0.08	0.00	46.04	0.00
P20	30 x 40	32.03	39.23	0.00	16.57	0.00	0.92	-0.92	0.28	-0.28	0.30	-0.30	0.03	-0.03	0.00	88.38	0.00
P21	30 x 40	24.85	27.49	0.00	12.23	0.00	-2.58	2.58	1.34	-1.34	-0.84	0.84	0.14	-0.14	0.00	66.13	0.00
P22	30 x 40	21.67	26.90	0.00	6.79	0.00	3.07	-3.07	7.64	-7.64	0.99	-0.99	0.81	-0.81	0.00	60.96	0.00
P23	30 x 40	22.95	27.36	0.00	7.25	0.00	-3.07	3.07	7.64	-7.64	-0.99	0.99	0.81	-0.81	0.00	63.02	0.00
P24	30 x 40	24.97	27.54	0.00	12.27	0.00	2.58	-2.58	1.34	-1.34	0.84	-0.84	0.14	-0.14	0.00	66.32	0.00
P25	30 x 40	32.03	39.23	0.00	16.57	0.00	-0.92	0.92	0.28	-0.28	-0.30	0.30	0.03	-0.03	0.00	88.39	0.00
P26	30 x 40	16.65	21.71	0.00	6.55	0.00	1.85	-1.85	0.76	-0.76	0.60	-0.60	0.08	-0.08	0.00	46.02	0.00
P27	30 x 40	13.51	17.07	0.00	3.72	0.00	-0.23	0.23	-2.06	2.06	-0.07	0.07	-0.22	0.22	0.00	35.53	0.00
P28	30 x 40	13.88	17.20	0.00	3.85	0.00	0.23	-0.23	-2.06	2.06	0.07	-0.07	-0.22	0.22	0.00	36.17	0.00
P29	30 x 40	10.52	12.75	0.00	2.87	0.00	-1.79	1.79	-2.33	2.33	-0.58	0.58	-0.25	0.25	0.00	27.62	0.00
P30	30 x 40	17.13	23.16	0.00	6.76	0.00	0.68	-0.68	-2.60	2.60	0.22	-0.22	-0.28	0.28	0.00	48.61	0.00
P31	30 x 40	14.74	18.51	0.00	3.51	0.00	-2.69	2.69	-3.34	3.34	-0.87	0.87	-0.36	0.36	0.00	40.77	0.00
P32	30 x 40	8.80	9.34	0.00	1.76	0.00	3.18	-3.18	-8.17	8.17	1.03	-1.03	-0.87	0.87	0.00	27.34	0.00
P33	30 x 40	8.89	9.37	0.00	1.80	0.00	-3.18	3.18	-8.17	8.17	-1.03	1.03	-0.87	0.87	0.00	27.68	0.00

Fonte: do autor, 2015.

Para a planta-baixa do pavimento tipo do projeto em questão, foram inseridos 36 pilares como mostra a Figura 40. O seu dimensionamento foi feito de maneira que se faz usualmente, onde se utiliza na medida do possível a mesma seção do pilar para os todos pavimentos. Os pilares do Pavimento Garagem, e Tipo 1 foram dimensionados com a mesma seção e o resultado obtido foi de 30cm x 40xm, como mostra a Figura 41. Para os demais pavimentos Tipo 2, Tipo 3, Tipo 4, Tipo 5, Tipo 6 e Cobertura foram dimensionados com a mesma seção, onde está mostrado na Figura 42. As vigas utilizadas foram e 10cm x 35cm, e as lajes utilizados foram de 10 cm de espessura.

Figura 40- Pilar da estrutura.



Fonte: do autor, 2015.

Figura 41-Resultado das seções dos pilares pavimento Garagem e Tipo 1.

	GARAGEM	TIPO 1
Pilares	Seção (cm)	Seção (cm)
P1	30 x 40	30 x 40
P2	30 x 40	30 x 40
P3	30 x 40	30 x 40
P4	30 x 40	30 x 40
P5	30 x 40	30 x 40
P6	30 x 40	30 x 40
P7	30 x 40	30 x 40
P8	30 x 40	30 x 40
P9	30 x 40	30 x 40
P10	30 x 40	30 x 40
P11	30 x 40	30 x 40
P12	30 x 40	30 x 40
P13	30 x 40	30 x 40
P14	30 x 40	30 x 40
P15	30 x 40	30 x 40
P16	30 x 40	30 x 40
P17	30 x 40	30 x 40
P18	30 x 40	30 x 40
P19	30 x 40	30 x 40
P20	30 x 40	30 x 40
P21	30 x 40	30 x 40
P22	30 x 40	30 x 40
P23	30 x 40	30 x 40
P24	30 x 40	30 x 40
P25	30 x 40	30 x 40
P26	30 x 40	30 x 40
P27	30 x 40	30 x 40
P28	30 x 40	30 x 40
P29	30 x 40	30 x 40
P30	30 x 40	30 x 40
P31	30 x 40	30 x 40
P32	30 x 40	30 x 40
P33	30 x 40	30 x 40
P34	30 x 40	30 x 40
P35	30 x 40	30 x 40
P36	30 x 40	30 x 40

Fonte: adaptado pelo autor, 2015.

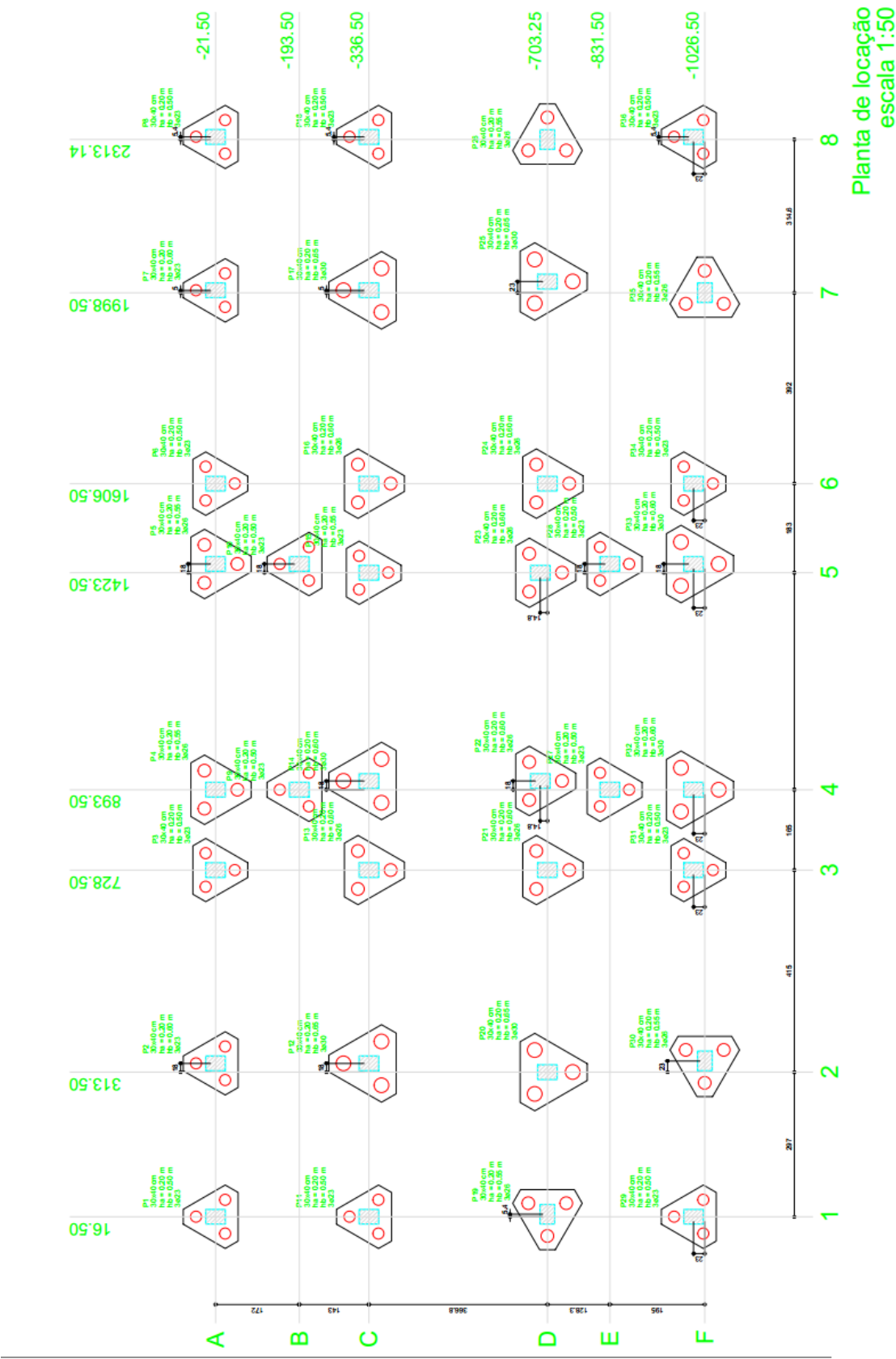
Figura 42-Resultado das seções dos pilares pavimento Tipo 2, Tipo 3, Tipo 4, Tipo 5, Tipo 6 e Cobertura.

	TIPO 2	TIPO 3	TIPO 4	TIPO 5	TIPO 6	COBERTURA
Pilares	Seção (cm)	Seção (cm)	Seção (cm)	Seção (cm)	Seção (cm)	Seção (cm)
P1	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P2	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P3	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P4	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P5	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P6	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P7	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P8	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P9	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P10	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P11	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P12	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P13	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P14	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P15	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P16	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P17	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P18	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P19	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P20	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P21	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P22	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P23	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P24	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P25	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P26	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P27	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P28	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P29	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P30	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P31	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P32	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P33	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P34	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P35	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
P36	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40

Fonte: adaptado pelo autor, 2015.

A planta de locação das estacas deste projeto encontra-se na Figura 43. Na Figura 44 pode-se observar os valores das cargas atuantes nas fundações, onde é possível ver os valores dos momentos, esforços horizontais e normais.

Figura 43- Planta de localização das estacas.



Fonte: adaptada do autor, 2015.

Figura 44- Resultados das Cargas máximas e mínimas, momentos, esforço horizontal.

	Nome	Carga (kN)	Carga Min. (kN)	MB (kN.m)	MH (kN.m)	FB (kN)	FH (kN)
1	B1	288.50	206.00	10.70	27.82	3.19	8.01
2	B2	530.80	404.40	15.97	29.10	6.71	8.70
3	B3	421.98	308.61	14.00	28.95	5.39	8.68
4	B4	279.57	99.60	11.95	28.81	4.09	8.75
5	B5	279.90	99.86	11.93	28.81	4.08	8.75
6	B6	421.69	308.39	13.97	28.95	5.38	8.68
7	B7	530.89	404.46	15.99	29.10	6.71	8.69
8	B8	288.36	205.87	10.71	27.81	3.19	8.00
9	B9	328.36	256.92	19.85	33.61	9.55	11.99
10	B10	328.50	257.02	19.83	33.61	9.55	11.99
11	B11	461.66	367.56	11.08	27.84	3.38	7.87
12	B12	879.46	698.14	18.55	27.95	8.32	7.58
13	B13	664.89	495.49	14.40	28.54	5.55	8.18
14	B14	496.24	313.57	13.62	31.32	5.15	10.29
15	B15	496.96	314.16	13.66	31.32	5.16	10.30
16	B16	664.80	495.42	14.37	28.54	5.54	8.18
17	B17	879.53	698.20	18.58	27.94	8.32	7.57
18	B18	461.48	367.42	11.10	27.84	3.38	7.86
19	B19	460.43	360.73	17.60	16.90	6.14	4.30
20	B20	883.83	698.95	23.70	27.23	11.92	7.11
21	B21	661.27	493.14	12.74	27.12	4.43	8.16
22	B22	609.61	404.77	13.89	30.14	5.28	9.37
23	B23	630.24	422.19	13.84	30.21	5.24	9.40
24	B24	663.24	494.73	12.76	27.13	4.47	8.16
25	B25	883.86	698.97	23.67	27.22	11.91	7.11
26	B26	460.24	360.58	17.61	16.87	6.15	4.30
27	B27	355.32	260.69	20.21	31.30	9.85	11.06
28	B28	361.73	285.76	20.28	31.23	9.90	11.11
29	B29	276.16	204.90	10.87	25.26	3.41	7.20
30	B30	486.13	372.40	25.63	16.95	11.73	4.38
31	B31	407.71	294.66	13.44	26.53	5.10	7.97
32	B32	275.38	95.21	11.76	27.70	4.06	8.05
33	B33	276.81	96.40	11.77	27.69	4.07	8.05
34	B34	407.70	294.67	13.41	26.53	5.09	7.97
35	B35	486.18	372.43	25.63	16.91	11.73	4.37
36	B36	275.96	204.73	10.89	25.28	3.41	7.21

Fonte: adaptado do autor, 2015.

4.2. Programas utilizados para o Cálculo das Fundações (GEO4 e Planilha)

Uma vez obtido os resultados referente aos carregamentos atuantes nas fundações mediante o uso do software Eberick, serão feitas as análises do comportamento das fundações em estacas via método GEO4 modulo Piles utilizando o solo obtido por Soares (2004) e planilha do Excel.

Para a análise do comportamento das estacas de fundações, tanto no modulo do GEO4 Piles e planilha do Excel, foi levado em conta a seguinte opção. Como são 36 blocos de fundações em estacas, para ter uma boa comparação de resultados, foram escolhidos seis blocos de fundações, sendo esses seis os mais desfavoráveis possíveis, pois assim temos uma melhor análise do comportamento das fundações em estacas. Com isso as estacas a serem analisadas e verificadas no projeto serão as Estaca 4, Estaca 9, Estaca 14, Estaca 15, Estaca 23 e Estaca 28. O restante das estacas que não foram analisados neste projeto ficará em anexo num CD junto ao projeto.

Na utilização da planilha do Excel para a verificação do comportamento de uma estaca carregada horizontalmente, onde a mesma realiza esta operação através de métodos já citados na revisão bibliográfica, sendo utilizado neste projeto o Método das Diferenças Finitas e o cálculo analítico (Exata).

Os parâmetros necessários para a análise do conjunto estaca-solo, que serão usados na planilha Excel, são decorrentes do resultado gerado pelo programa computacional Eberick,. Os dados iniciais para a utilização da planilha do Excel são os seguintes relacionados abaixo.

- Carregamento horizontal aplicado à estaca;
- Momento aplicado à estaca;
- Diâmetro da estaca;
- Comprimento da estaca;

As informações referentes aos dados das estacas estudadas neste projeto, podem ser vistos na Figura 45, e estes mesmos dados foram aplicados na planilha Excel para obter os resultados referentes às deflexões das estacas, causada pelo carregamento horizontal e momento fletor aplicado na estaca.

Figura 45- Tabela de dados fornecidos pelo Eberick

	Nome	Carga (kN)	Carga Min. (kN)	MB (kN.m)	MH (kN.m)	FB (kN)	FH (kN)
4	B4	279.57	99.60	11.95	28.81	4.09	8.75
9	B9	328.36	256.92	19.85	33.61	9.55	11.99
14	B14	496.24	313.57	13.62	31.32	5.15	10.29
15	B15	496.96	314.16	13.66	31.32	5.16	10.30
23	B23	630.24	422.19	13.84	30.21	5.24	9.40
28	B28	361.73	285.78	20.28	31.23	9.90	11.11

Fonte: adaptado pelo autor (2015).

Já para utilizar o programa computacional, GEO4 modulo Piles é necessário definir alguns parâmetros do solo que compõe o perfil do terreno, como peso específico, ângulo de atrito, coesão, coeficiente de Poisson, módulo de elasticidade, módulo de deformabilidade, diâmetro e comprimento da estaca.

Os parâmetros do solo necessário para este trabalho foram retirados de Soares (2004), onde o mesmo na ocasião executou uma prova de carga tipo hélice contínua de 40cm de diâmetro e 18,5 m de comprimento, esta fundação seria executada na obra de construção do edifício San Pietro, que está localizado na Asa Norte em Brasília.

Esses parâmetros necessários para alimentar o programa encontram-se disponível na Tabela 5.

Tabela 4- Tabela de parâmetros do solo.

	Prof. (m)	ϕ' (°)	c' (kPa)	E (MPa)	ν	$\gamma_d(\text{kN/m}^3)$	$\gamma_n(\text{kN/m}^3)$
Camada 1	0 – 4	25	10	30	0,3	16,5	18
Camada 2	4 – 8	27	15	25	0,3	16,5	18
Camada 3	8 – 15	27	5	25	0,3	16,5	18
Camada 4	15 – 25	27	5	30	0,3	16,5	18

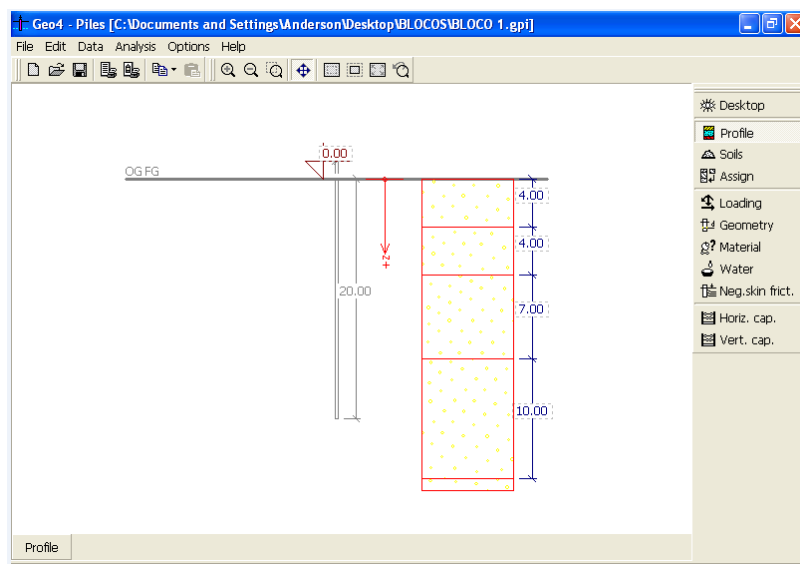
Fonte: Soares, 2004.

Os parâmetros referentes a estaca utilizados no GEO4 foram os mesmos utilizados na planilha do Excel, sendo estes da Figura 45.

Com a posse de todos os dados necessários, tanto os das estacas, quanto o do solo modelado por Soares (2004), iniciou-se simulação no GEO4 modulo Piles, onde o mesmo trabalha na condição de deformações controlada. A interface gráfica do módulo Piles está mostrada na Figura 46.

No programa GEO4, foi-se necessário se utilizar de dados já pré-estabelecidos pelo próprio programa, pois como é necessário esses dados na utilização do programa para sua geração de resultados, e como não tínhamos posse desses dados, utilizou-se dos dados fornecidos pelo GEO4.

Figura 46-Interface do Módulo Piles.

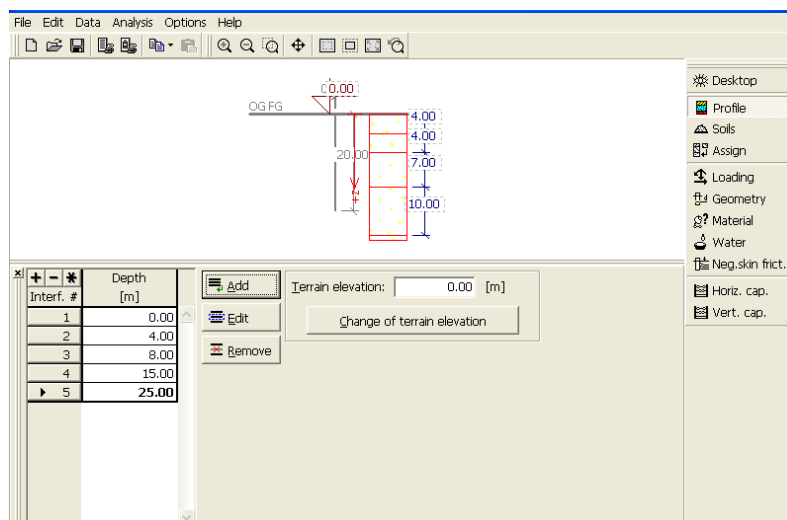


Fonte: do autor, 2015.

Para o uso do Programa GEO4, as seguintes etapas foram:

Etapa 1- Inicialmente na aba Profile do programa GEO4 módulo Piles, foram fornecidas as camadas de solo e suas respectivas profundidades, onde pode ser visto na Figura 47.

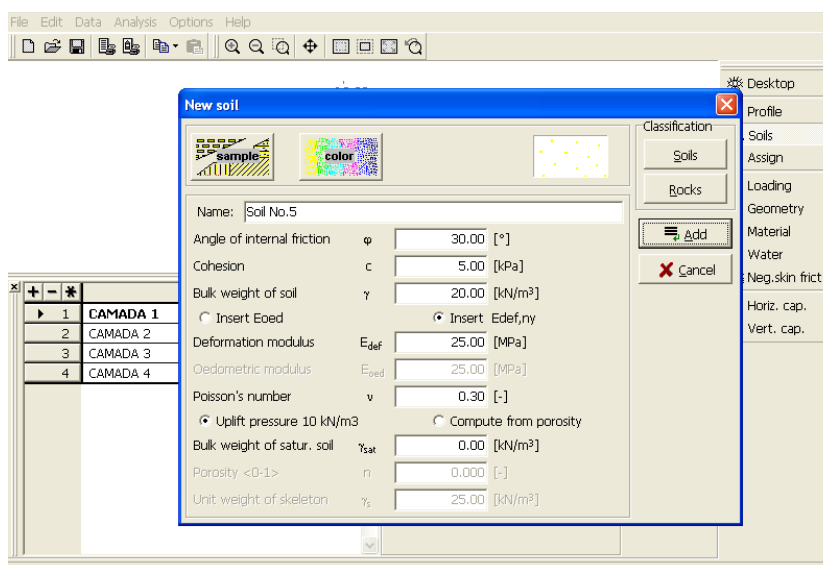
Figura 47- Interface do GEO4- Profile



Fonte: do autor (2015).

Etapa 2- Depois foram inseridos os parâmetros do solo modelado por Soares (2004) (Figura 48).

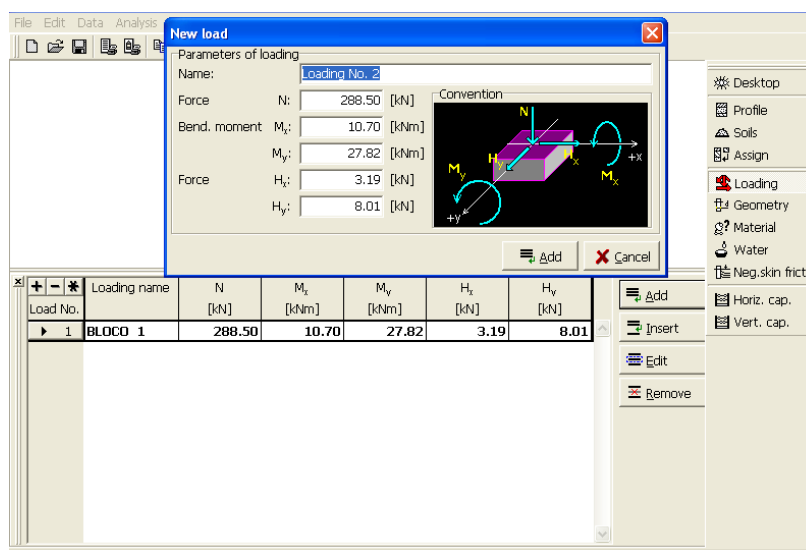
Figura 48- Interface do GEO4- Soils.



Fonte : do autor (2015).

Etapa 3- Em seguida as cargas de esforço normal N , momento fletor M nas direções x e y , carregamento horizontal H nas direções x e y , foram adicionadas conforme a Figura 49.

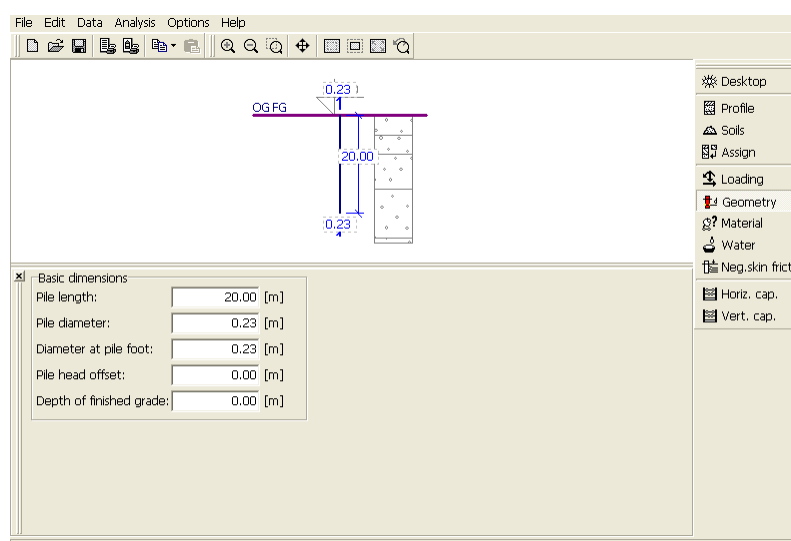
Figura 49- Interface do GEO4- Loading



Fonte: do autor (2015).

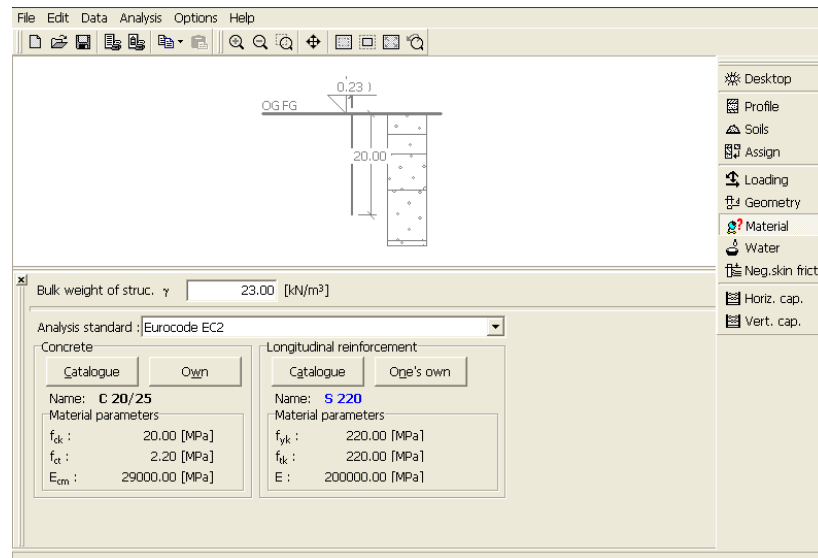
Etapa 4- Seguindo-se foram inseridos os parâmetros geométricos da estaca ao programa em questão conforme a Figura 50. Na aba do material da estaca foi utilizado um dado do próprio programa, pois como já citado anteriormente, a versão é educacional, logo não temos total acesso para mudança. Assim no dado de análise padrão (Analysis standard) foi utilizado o Eurocode EC2 (Figura 51).

Figura 50- Interface do GEO4- Geometry



Fonte: do autor (2015).

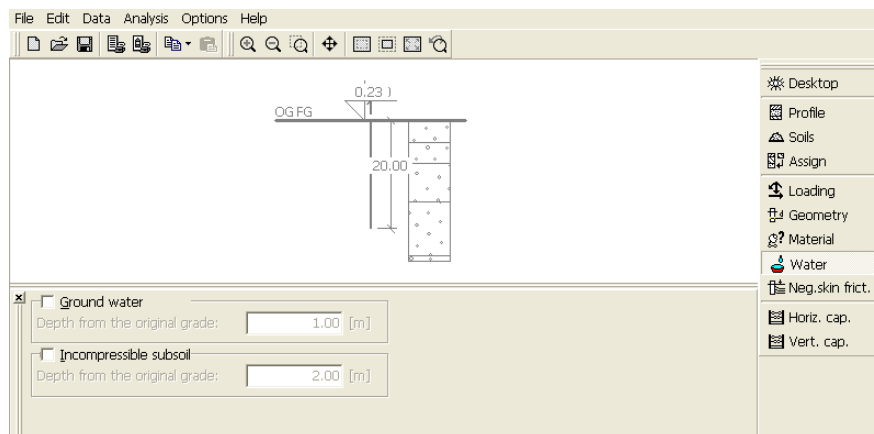
Figura 51- Interface do GEO4-Material



Fonte: do autor (2015).

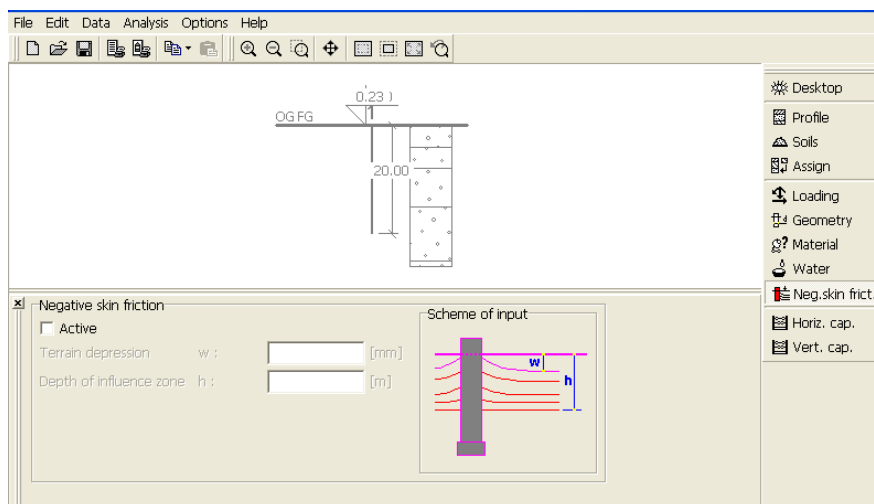
Etapa 5- Nas abas de Water (água subterrânea) e Neg.skin.fric. (atrito negativo), não foram preenchidas, pois não foram consideradas no projeto em questão. Figuras 52 e 53.

Figura 52-Interface do GEO4- Water



Fonte: do autor (2015).

Figura 53-Interface do GEO4- Neg.skin frict



Fonte: do autor (2015).

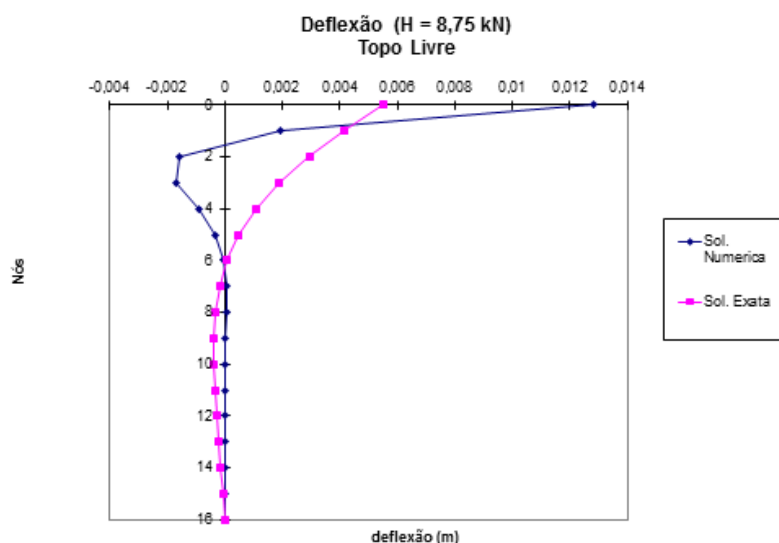
Etapa 6- Com todos os dados preenchidos no programa GEO4, foram gerados os resultados.

4.3. Resultados das fundações

4.3.1. Planilha Excel – Método das Diferenças Finitas

A Figura 54 apresenta um gráfico que mostra o resultado comparativo entre os Métodos de Diferenças Finitas e Cálculo Analítico (Exata), referentes a estaca 4. Quando comparados os métodos utilizados na planilha Excel, verifica-se uma diferença do resultado do comportamento da estaca, que está acontecendo possivelmente devido ao método de cálculo analítico ser baseado no modelo de Winkler, onde o solo pode ser substituído por uma série de molas, tendo o comportamento de uma viga, sendo assim este modelo não representa na totalidade, a realidade física do problema. Já o método de Diferenças Finitas, divide a estaca em 16 segmentos iguais, onde nestes segmentos é possível obter os deslocamentos em cada ponto, tendo resultados mais precisos para valores de deslocamentos máximos e mínimos. Com isso o método de diferenças finitas gera resultados mais próximos a realidade, por motivos de incorporar vários dos fatores que afetam a interação estaca-solo.

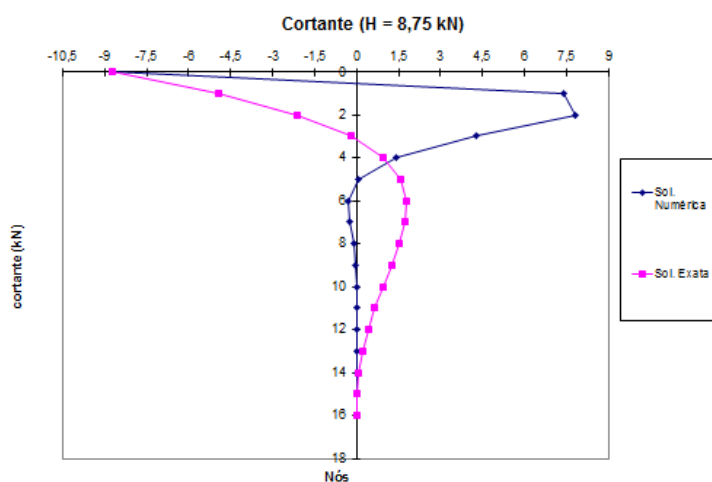
Figura 54- Deflexão da estaca 4 carregada lateralmente



Fonte: do autor (2015).

Para os gráficos da força de cisalhamento da estaca 4, temos que na Figura 55, os valores entre os métodos foram bastante próximos. Verifica-se no gráfico que tanto o método das diferenças finitas quanto o de cálculo analítico deram perto de -9kN para o valor mínimo, já para o cisalhante máximo os valores deram diferentes.

Figura 55- Cortante da estaca 4 carregada lateralmente

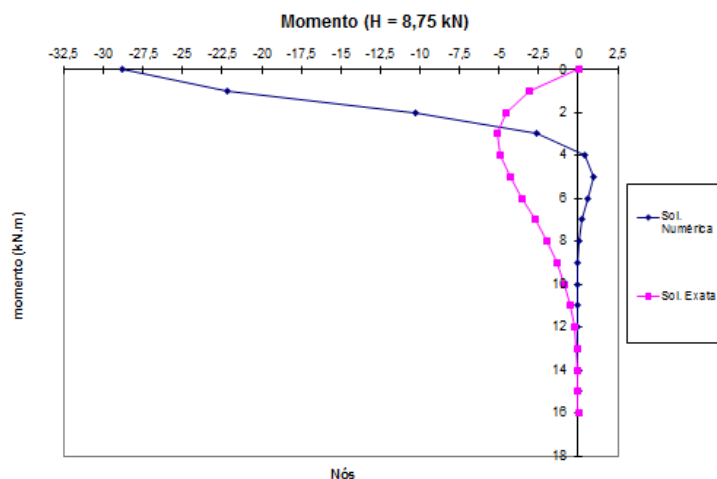


Fonte: do autor (2015).

No gráfico dos momentos fletores da estaca 4, a Figura 56 verifica-se uma diferença entre os resultados nos métodos, que possivelmente é pelo motivo do cálculo analítico na planilha Excel ser para estacas de topo livre, sendo assim o momento no topo será zero ,

e no método de diferenças finitas, o cálculo é feito de maneira mais refinada, gerando um resultado mais preciso.

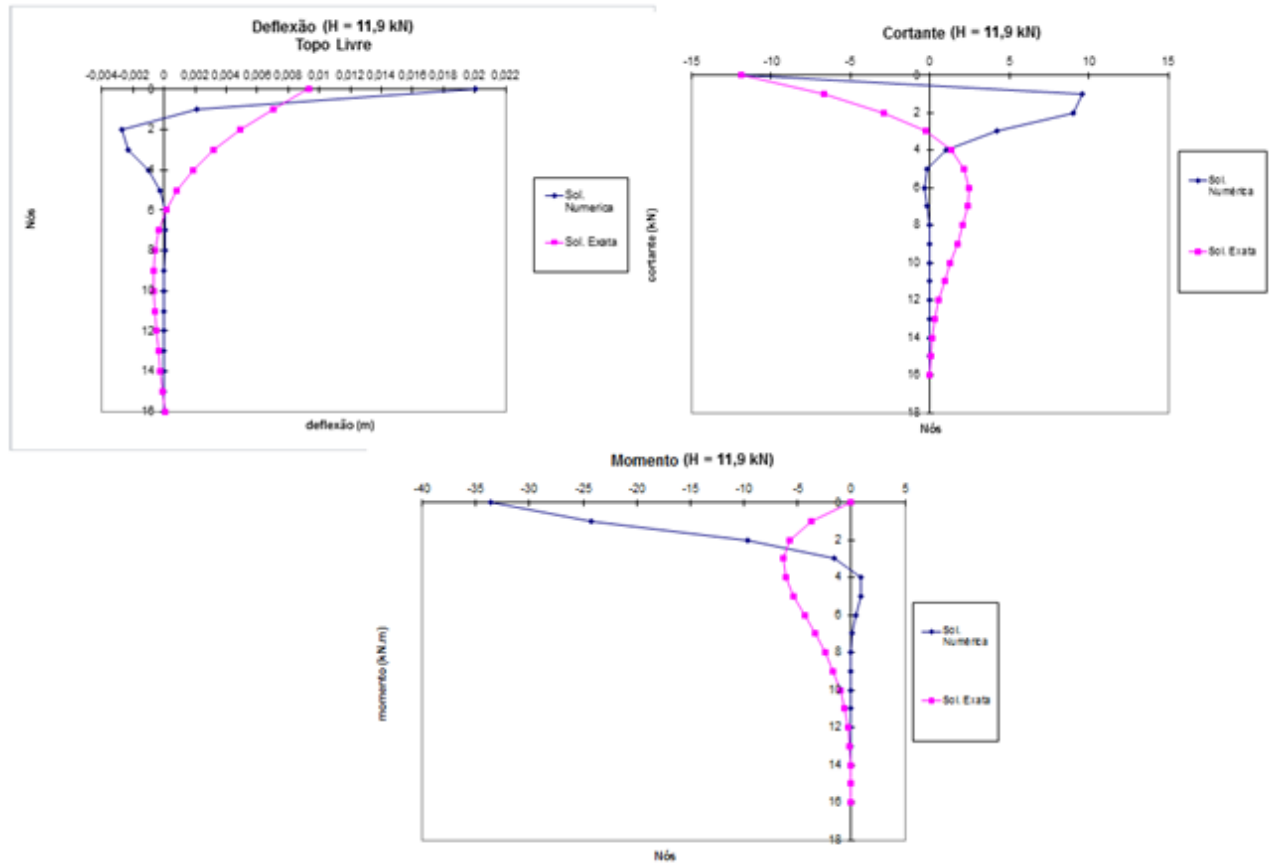
Figura 56- Momento da estaca 4 carregada lateralmente



Fonte: do autor (2015).

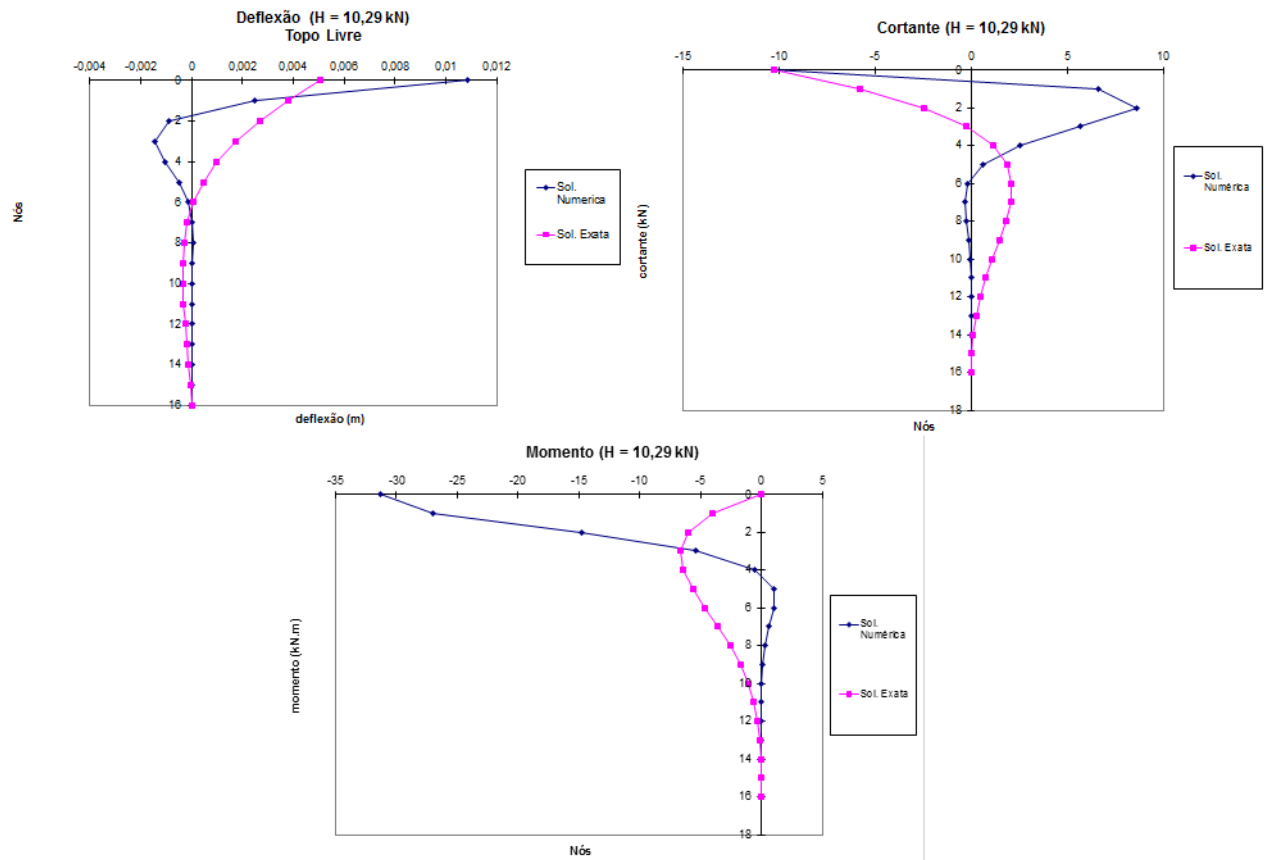
Para as demais estacas analisadas ocorreram o mesmo caso da estaca 4, em relação aos três casos, deflexão, cisalhamento e momento fletor. Como podem ser vistos nas Figuras 57, 58, 59, 60 e 61, onde se verifica uma diferença nos resultados dos métodos de diferenças finitas e cálculo analítico, devido a mesma teoria usada para a estaca 4.

Figura 57- Deflexão, Cortante e momento da estaca 9 carregada lateralmente



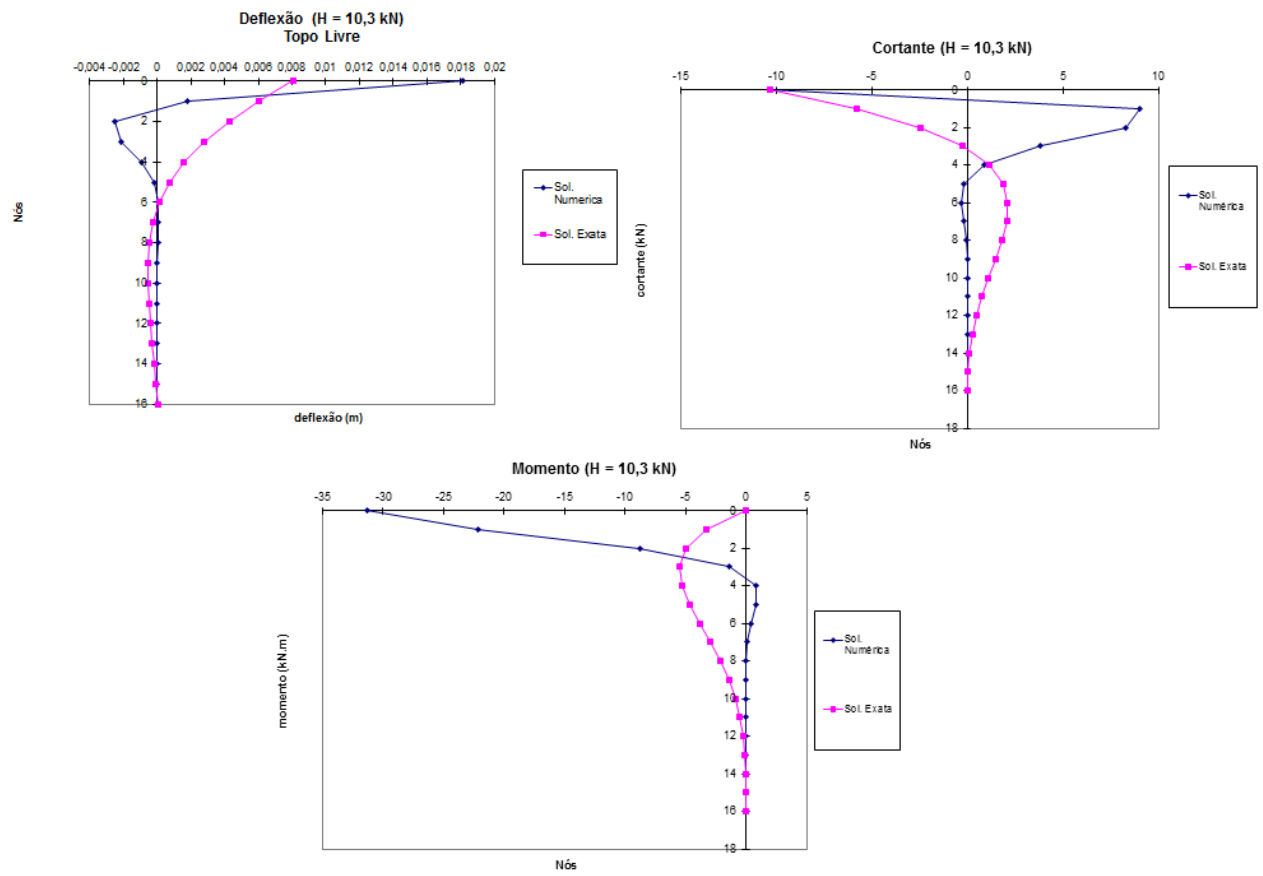
Fonte: do autor (2015).

Figura 58- Deflexão, Cortante e momento da estaca 14 carregada lateralmente



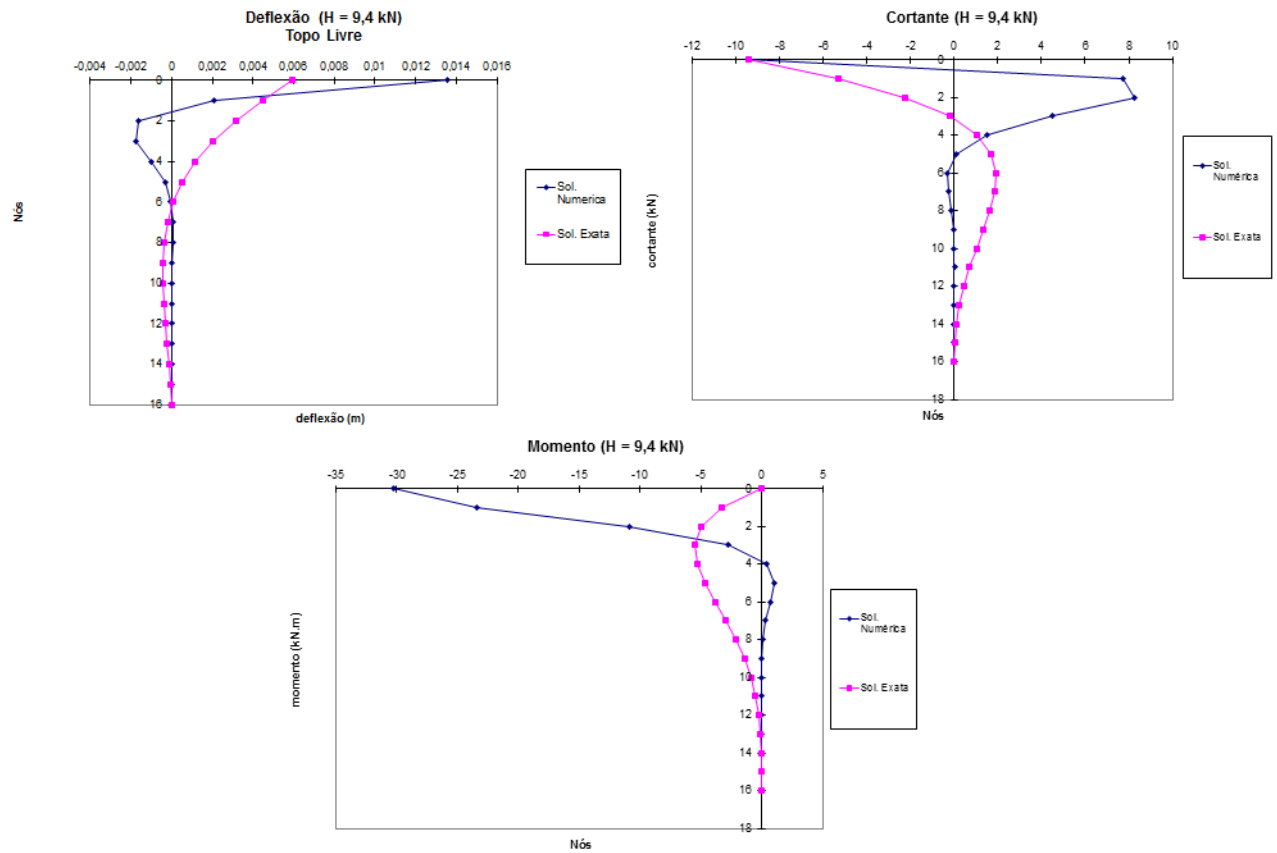
Fonte: do autor (2015).

Figura 59- Deflexão, Cortante e momento da estaca 15 carregada lateralmente



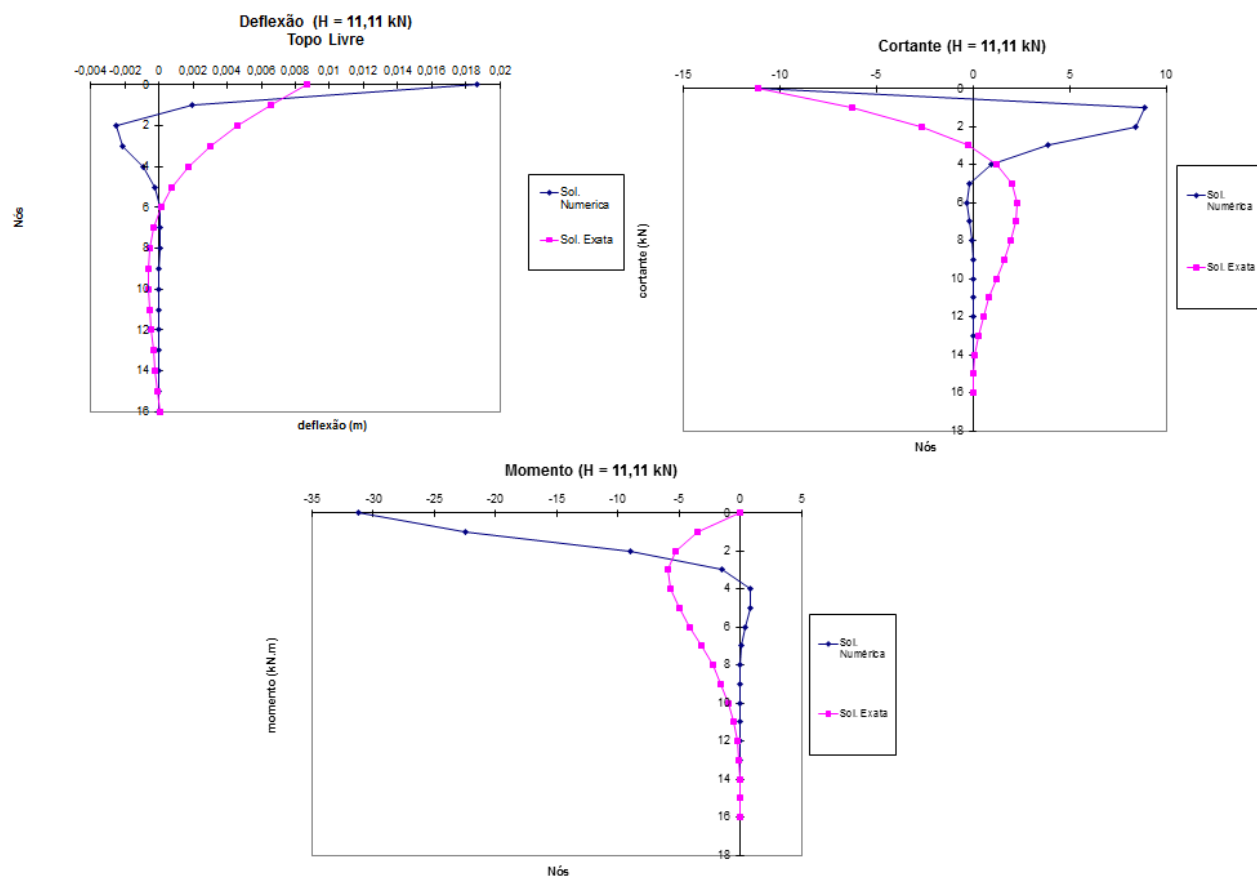
Fonte: do autor (2015).

Figura 60- Deflexão, Cortante e momento da estaca 23 carregada lateralmente



Fonte: do autor (2015).

Figura 61- Deflexão, Cortante e momento da estaca 28 carregada lateralmente

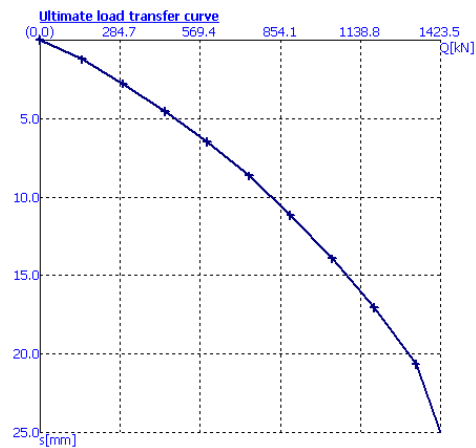


Fonte: do autor (2015).

4.3.2. GEOFINE

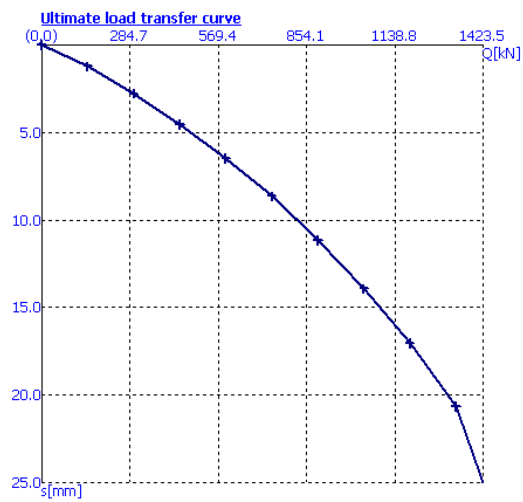
As Figuras 62, 63, 64, 65, 66 e 67 mostram a curva p x y, de onde foi extraída da simulação no GEO4 para a situação com o perfil do solo modelado por Soares (2004) de acordo com as estacas 4, 9, 14, 15, 23 e 28 respectivamente.

Figura 62- Simulação da prova de carga do perfil da estaca 4 via GEO4



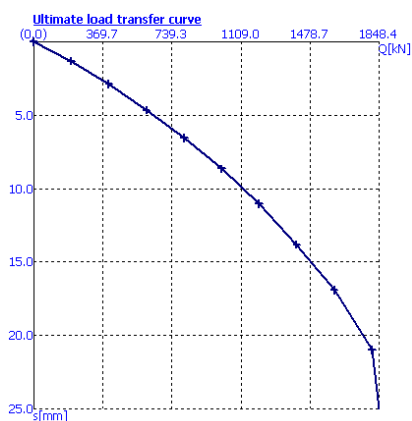
Fonte: do autor (2015).

Figura 63- Simulação da prova de carga do perfil da estaca 9 via GEO4



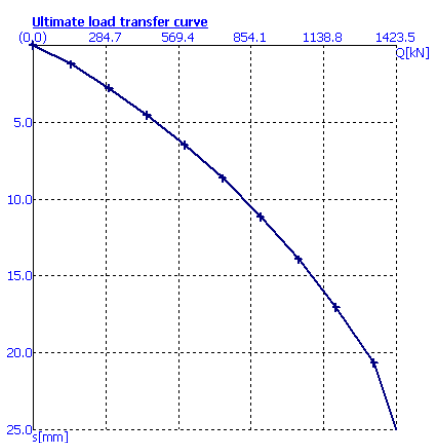
Fonte: do autor (2015).

Figura 64- Simulação da prova de carga do perfil da estaca 14 via GEO4



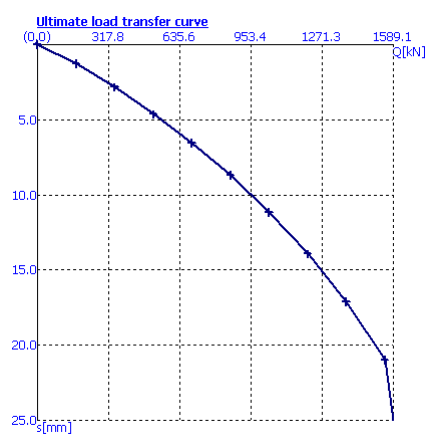
Fonte: do autor (2015).

Figura 65- Simulação da prova de carga do perfil da estaca 15 via GEO4



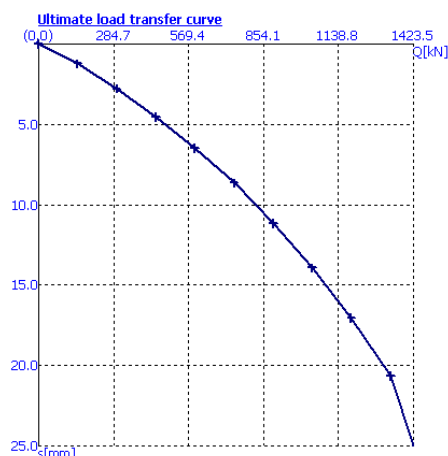
Fonte: do autor (2015).

Figura 66- Simulação da prova de carga do perfil da estaca 23 via GEO4



Fonte: do autor (2015).

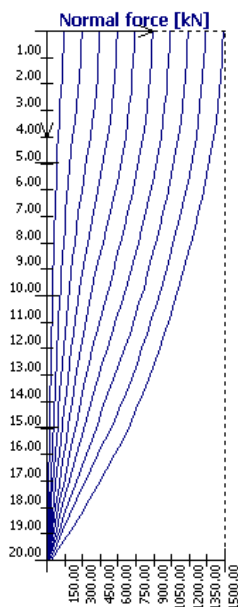
Figura 67- Simulação da prova de carga do perfil da estaca 23 via GEO4



Fonte: do autor (2015).

Outra informação importante obtida no programa GEO4 apresenta-se na Figura 68, que são as curvas de transferência de cargas da estaca 4, que são fundamentais para o entendimento da capacidade de carga de ponta e lateral da fundação.

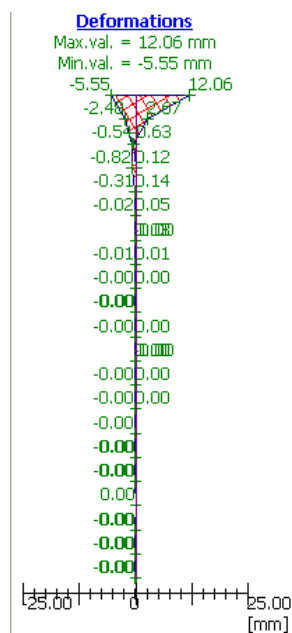
Figura 68- Curva de transferência de carga ao longo da profundidade via GEO4



Fonte: do autor (2015).

A Figura 69 mostra a deformação da estaca 4, obtidos através do programa computacional GEO4 módulo Piles, onde se observa os valores máximos e mínimos de deformação para a estaca em questão.

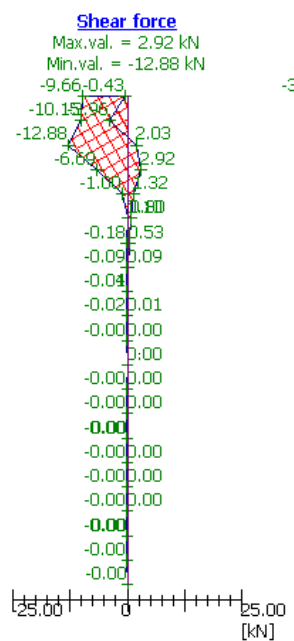
Figura 69- Deformação da estaca 4 via GEO4



Fonte: do autor (2015).

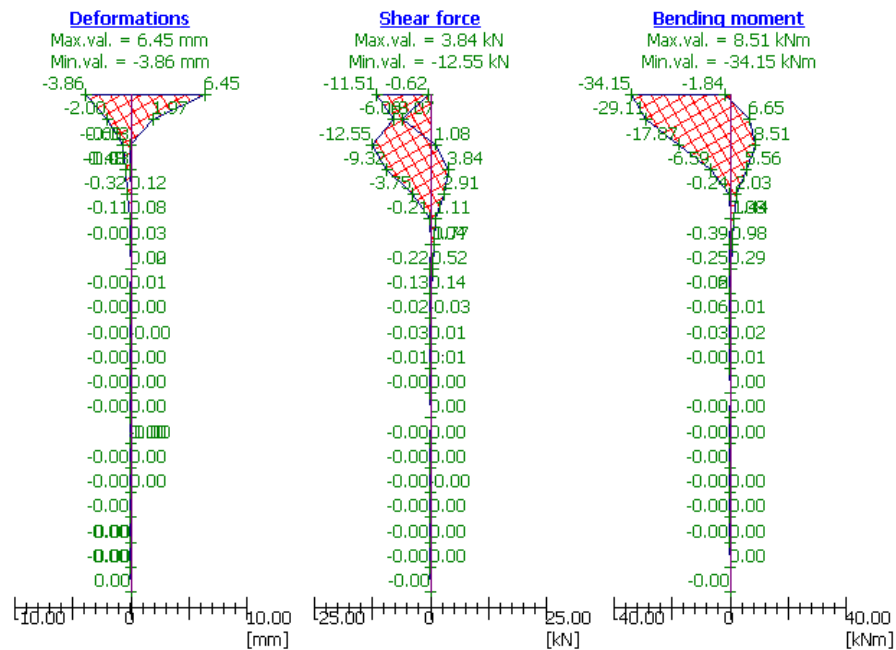
Na Figura 70 apresentam-se os valores do comportamento da estaca 4 decorrente do esforço cortante e na Figura 71 encontra-se os valores do momento fletor na estaca 4.

Figura 70- Força cisalhante da estaca 4 via GEO4



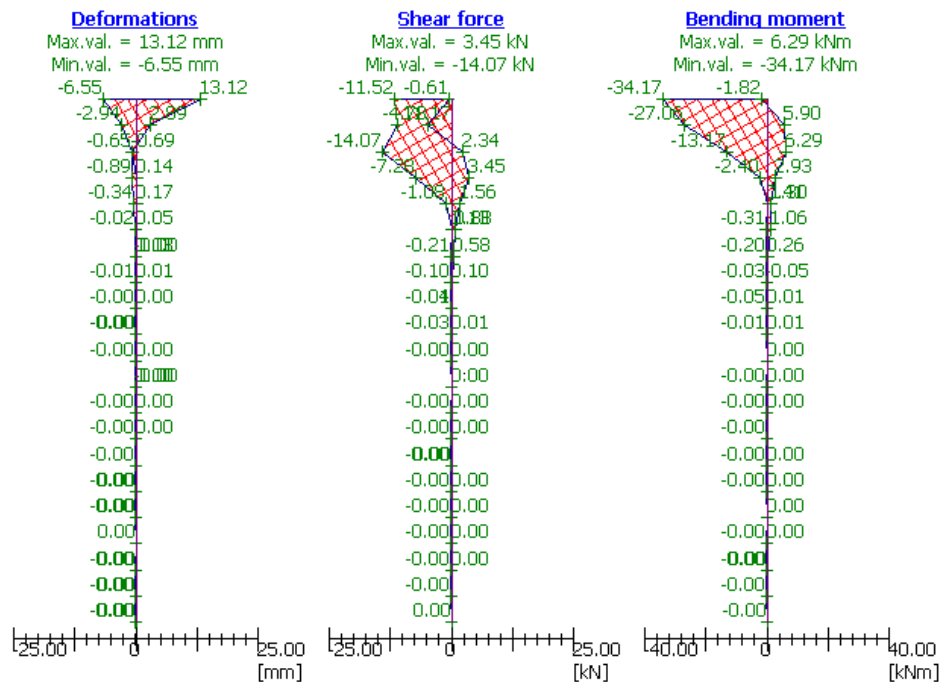
Fonte: do autor (2015).

Figura 73- Deformação, Força Cisalhante e Momento Fletor referente a estaca 14 via GEO4.



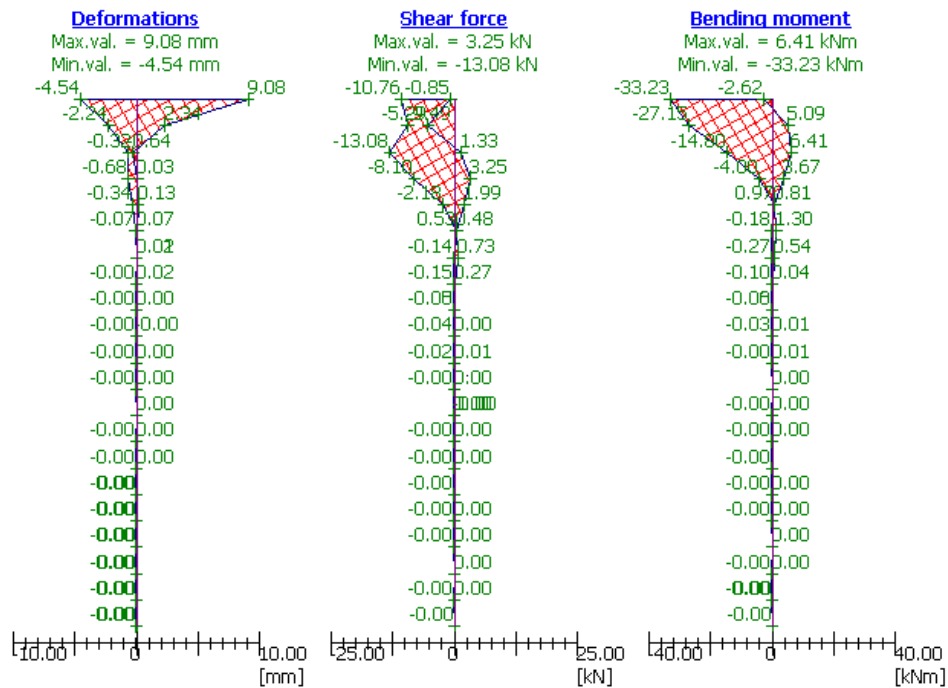
Fonte: do autor (2015).

Figura 74- Deformação, Força Cisalhante e Momento Fletor referente a estaca 15 via GEO4.



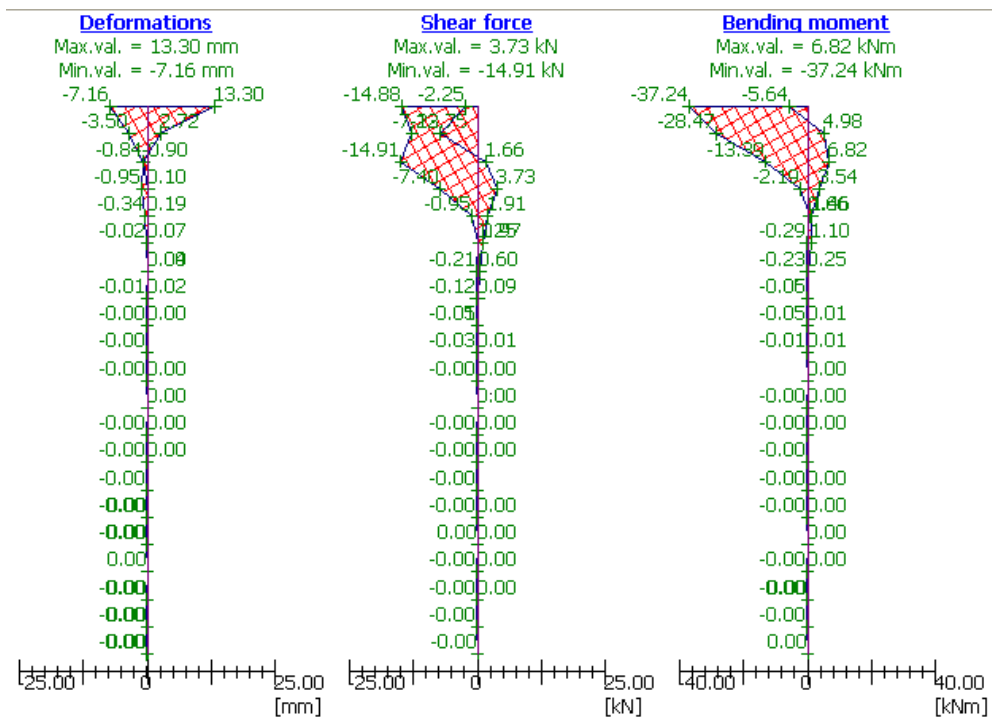
Fonte: do autor (2015).

Figura 75- Deformação, Força Cisalhante e Momento Fletor referente a estaca 23 via GEO4.



Fonte: do autor (2015).

Figura 76- Deformação, Força Cisalhante e Momento Fletor referente a estaca 28 via GEO4.



Fonte: do autor (2015).

4.3.3. Comparação dos resultados entre os modelos de Diferenças Finitas, Cálculo Analítico e o GEO4.

O trabalho apresentado teve como proposta analisar o comportamento de estacas submetidas à carregamento horizontal e dimensionamento estrutural das fundações do projeto em estudo através do emprego do software Eberick. A partir dos resultados de carregamento obtidos neste software, na sequência, analisou-se as fundações profundas (estacas) submetidas a estes carregamentos. Com vistas a se obter informações relacionadas a deflexões, momentos fletores e esforços cortantes, partindo desde o cálculo analítico destas fundações, a utilização do programa computacional GEO4 e da planilha com o Método das Diferenças Finitas Implementado para o cálculo destas variáveis. Deste modo, chegou-se aos seguintes resultados:

Em termos de deflexões verificou-se através da Tabela 6, que os resultados obtidos via GEO4 e os resultados obtidos via planilha Excel com diferenças finitas implantada foram próximos, por isso os resultados podem ser considerados satisfatórios, mas comparando-se esses dois métodos em relação ao analítico, verificou-se que os resultados das deflexões foram diferentes. Isto possivelmente se deve ao fato do modelo de cálculo analítico utilizado MATLOCK e REESE, possui hipóteses simplificadoras, onde o deslocamento horizontal (deflexão) é calculado através de coeficientes adimensionais, que dependem principalmente das características do solo. Assim, por exemplo, o método não leva em consideração o comportamento não-linear do sistema estaca-solo, e essa não linearidade é decorrente do deslocamento do solo ao longo da porção superior da estaca.

Tabela 5- Tabela com resumo dos resultados deformação da estaca 4, via Cálculo analítico, Método das Diferenças Finitas e GEOFINE

Estaca 4		
	Deformação (m)	
Método	Máxima	Mínima
Sol. Exata	0,0055	0,0004
Sol. Numérica	0,013	0,0017
GEOFINE	0,012	0,0055

Fonte: do autor (2015).

Em termos de Esforços cortantes, Tabela 7, encontraram-se resultados bastante próximos em relação aos valores de esforço cortante mínimo, para os três métodos que estão sendo analisados, mas comparando separadamente os resultados dos esforços máximos e mínimos obtidos via GEO4 e cálculo analítico (Solução exata), o resultado do cálculo analítico pode ser considerado bom, pois deu muito próximo dos resultados obtidos através do programa GEO4.

Tabela 6- Tabela com resumo dos resultados de esforço cisalhante da estaca 4, via Cálculo analítico, Método das Diferenças Finitas e GEOFINE

Estaca 4		
	Esforço Cisalhante (kN)	
Método	Máxima	Mínima
Sol. Exata	1,8	-8,75
Sol. Numérica	7,83	-8,75
GEOFINE	2,92	-12,88

Fonte: do autor (2015).

Em termos de Momentos Fletores constatou-se na Tabela 8, que dos resultados obtidos através do GEO4, pela planilha elaborada para este trabalho e do cálculo analítico, observou-se que os resultados mais próximos foram os dos métodos via GEO4 e diferenças finitas no que diz respeito ao momento fletor mínimo, já no máximo deram diferentes, e o método de cálculo analítico deu bastante diferente dos outros métodos, tanto no momento fletor mínimo quanto no máximo. Os métodos do GEO4 e diferenças finitas tiveram resultados mais próximos devido a terem uma metodologia de cálculo mais refinada em comparação com o cálculo analítico, onde o analítico considera no cálculo do momento o topo da estaca livre, tendo momento nulo na ponta da estaca. O método de diferenças finitas também leva em consideração o topo da estaca livre, porém existem as condições de contorno já citadas na revisão bibliográfica.

Tabela 7- Tabela com resumo dos resultados de momento fletor da estaca 4, via Cálculo analítico, Método das Diferenças Finitas e GEOFINE

Estaca 4		
	Momento Fletor (kN.m)	
Método	Máxima	Mínima
Sol. Exata	0	-5,1
Sol. Numérica	0,96	-28,81
GEOFINE	5,33	-31,19

Fonte: do autor (2015).

5. CONCLUSÕES

No estudo do comportamento de fundações profundas submetidas a carregamentos horizontais, a utilização do software GEO4 e da Planilha Excel com método de diferenças finitas implementada, se mostraram bastante eficientes. Quando solicitados a execução da simulação do comportamento das estacas no GEO4 e na planilha excel, os resultados obtidos foram muito próximos. Sendo assim, o software e a planilha excel tem grande aplicabilidade para estudo do comportamento de fundações profundas carregadas horizontalmente, pois são de fácil aplicação e obtêm-se respostas com grande proximidade de valores.

5.1. Sugestões para pesquisas futuras.

De modo a dar continuidade ao avanço dos estudos nesta área, é sempre interessante, se verificar o mesmo problema utilizando outras ferramentas de cálculo, assim, podem-se fazer análises comparativas para verificação de diferenças nos resultados obtidos de acordo com os modelos e métodos utilizados pelos softwares aplicativos.

Assim, sugere-se aqui, a utilização, por exemplo, de um segundo software para cálculo de estrutura de mofo a verificar possíveis diferenças do ponto de vista do cálculo dos esforços nos elementos estruturais (laje, vigas e pilares), bem como as cargas que chegam ao nível das fundações evidenciando possíveis diferenças de modo a fornecer o suporte necessário para a análise desejadas.

Também podem ser utilizados outros programas para análise do ponto de vista Geotécnico para o cálculo das fundações, atualmente existem diversas soluções comerciais de software que podem ser usados tanto para as fundações e como o modelo de solo, mediante consulta em sites, e também em consultas a artigos da área de fundações, verificou-se a existência de um programa que pode auxiliar neste tipo de estudo chamado Plaxis 3D Foundation. Outra sugestão é estudar outros problemas geotécnicos, mediante uso do GEO4 (utilizado neste trabalho), visto que o mesmo possui diversos módulos de cálculo de estruturas geotécnicas.

6. REFERÊNCIAS

Albuquerque, P.J.R.; Carvalho, D.; Miranda Jr, G.; Zammataro, B. B. (2004) Análise de Estacas Escavadas e Hélice Contínua, Carregadas Transversalmente no Topo, em Solo Não Saturado de Diabásio. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. São Carlos, São Paulo.

Almeida, M. A. de (2008) Análise do Comportamento de Estacas Strauss Submetidas a Carregamento Horizontal no Solo da Região de Londrina – PR. Dissertação (Mestrado)- Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 167p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR-6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR-6502: Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR-8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

CINTRA, J.C. Ângelo. Carregamento Lateral em Estacas. Oficina de Textos. Departamento de Geotécnica, São Carlos, 2002.

CINTRA, J.C. Ângelo; AOKI, Nelson. Fundações por Estacas – Projeto Geotécnico. São Paulo, 2011.

CONSTANCIO, Douglas. Fundações Profundas - Estacas. Notas de aula. Pontifícia Universidade Católica de Campinas - PUC. Americana, 2004.

DINIZ, R. A. C. Análise de Esforços em Estruturas Aporticadas com Fundações em Estacas (dissertação). Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE, Rio de Janeiro, 1972.

Fan, C.C; Long, J.H. (2005) Assessment of Existing Methods for Predicting Soil Response of The Laterally Loaded Piles in Sanda. Computers and Geotechnics. P.274-289.

FILHO, J.A.; OLIVEIRA, J.T.R.; MAIA, G.B. (Org.). Geotecnia no Nordeste. Recife: GUSMÃO FILHO, J.A. História da geotecnia no Nordeste. In: GUSMÃO, A.D.; GUSMÃO KHOURI, Magid Elie. Contribuição ao projeto de estacas de pontes de concreto armado com consideração das não-linearidades física e geométrica e interação solo-estrutura (tese). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Curso de Engenharia Civil. São Paulo, 2001.

POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. Pile Foundation Analysis and Design. The University of Sydney.

PROENC – Programa de Ensino de Ciências. Instituto de Química. Disponível em: <http://www.proenc.iq.unesp.br/index.php/ciencias/34-textos/50-o-solo>. Acessado em: 09 de Jul. 2015.

SILVA, Apolino José Nogueira da; CARVALHO, Fabíola Gomes de. Coesão e resistência ao cisalhamento a atributos físicos e químicos de latossolo amarelo de tabuleiro costeiro. Scielo. R. Bras. Ci. Solo, 31:853-862, 2007

SOARES, J. M. Estudo Numérico-Experimental da Interação Solo-Estrutura em Dois Edifícios do Distrito Federal. Doutorado, UnB, Brasília, 2004.

Sousa, C.T. (2006) Ensaios e Análise de Respostas de Estacas em Solo Residual do Granito Sob Ações Horizontais. Dissertação (Mestrado)- Faculdade de Engenharia do Porto, Portugal. 266p.

Teixeira, A. H. (1996) Projeto de Execução de Fundações. In.: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 3., 1996, São Paulo. V.1, p.33-50. UFPE, 2005. p. 29-57.

Velloso, D.A; Lopes, F.R. (2010) Fundações: Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos. 582p.