



Universidade Estadual Paulista
"Júlio de Mesquita Filho"
Programa Interunidades



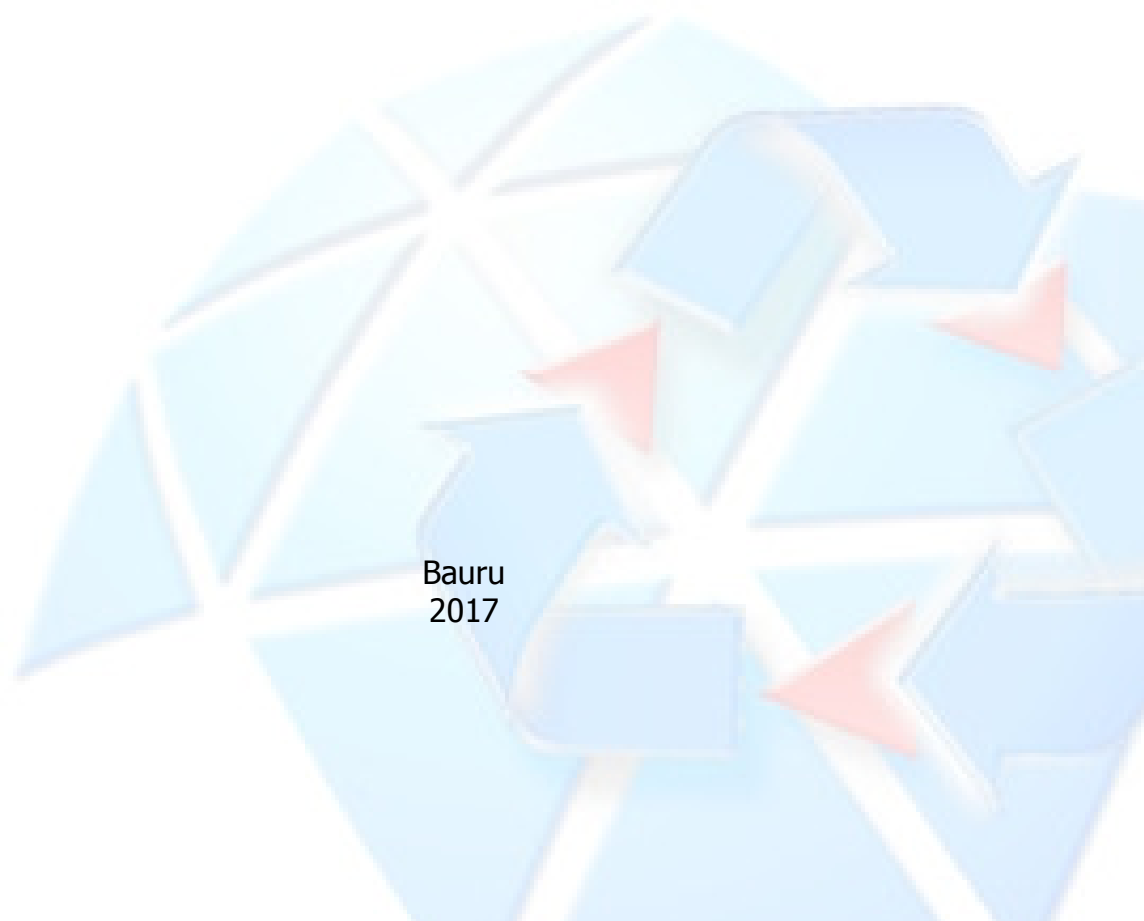
Mestrado

Engenharia Civil e Ambiental

GISELE MACHADO MOTA

**PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE ESCAVAÇÃO ATIRANTADA
A PARTIR DE UM MODELO NUMÉRICO DE ELEMENTO DE BARRA**

Bauru
2017

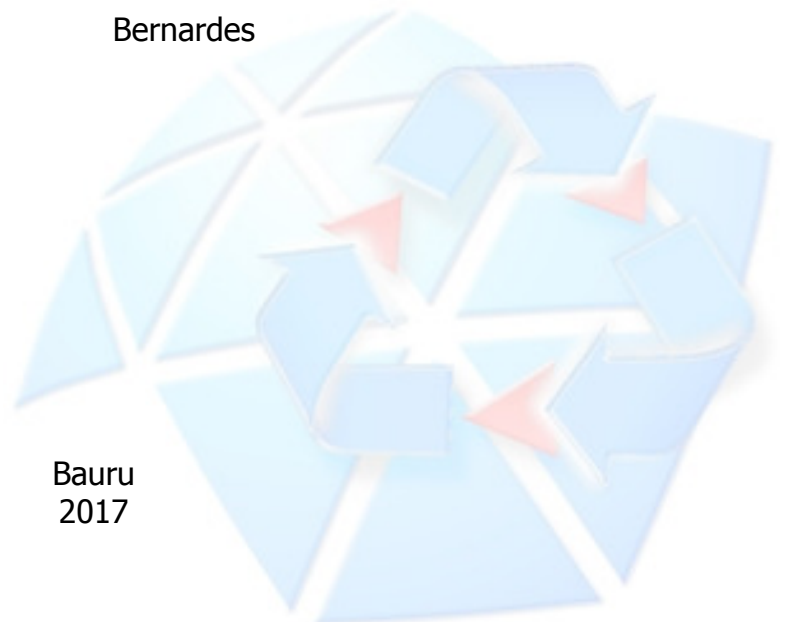


GISELE MACHADO MOTA

**PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE ESCAVAÇÃO ATIRANTADA
A PARTIR DE UM MODELO NUMÉRICO DE ELEMENTO DE BARRA**

Dissertação apresentada como requisito
para a obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil e Ambiental da
Universidade Estadual Paulista "Júlio de
Mesquita Filho", Área de Concentração
Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. George de Paula
Bernardes



Bauru
2017

Mota, Gisele Machado.

Previsão do comportamento de escavação atirantada a partir de um modelo numérico de elemento de barra / Gisele Machado Mota, 2017
167 f.

Orientador: George de Paula Bernardes

Dissertação (Mestrado)-Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia, Bauru, 2017

1. Escavação atirantada. 2. Coeficiente de reação do solo. 3. Deslocamentos horizontais. I. Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia. II. Título.

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE GISELE MACHADO MOTA, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 09 dias do mês de março do ano de 2017, às 10:00 horas, no(a) Anfiteatro da Seção Técnica de Pós-graduação da FEB/videoconferência, reuniu-se a Comissão Examinadora da Defesa Pública, composta pelos seguintes membros: Prof. Dr. GEORGE DE PAULA BERNARDES - Orientador(a) do(a) Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Guaratingueta, Prof. Dr. EDUARDO DELL'AVANZI do(a) Departamento de Construção Civil / Universidade Federal do Paraná, Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru - UNESP, sob a presidência do primeiro, a fim de proceder a arguição pública da DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de GISELE MACHADO MOTA, intitulada **MODELAGEM DE ESCAVAÇÕES ATIRANTADAS A PARTIR DO PROGRAMA FTOOL**. Após a exposição, a discente foi arguida oralmente pelos membros da Comissão Examinadora, tendo recebido o conceito final: APROVADA. Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelos membros da Comissão Examinadora.

Prof. Dr. GEORGE DE PAULA BERNARDES

Prof. Dr. EDUARDO DELL'AVANZI

Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI

PROPOSTA DE ALTERAÇÃO DO TÍTULO

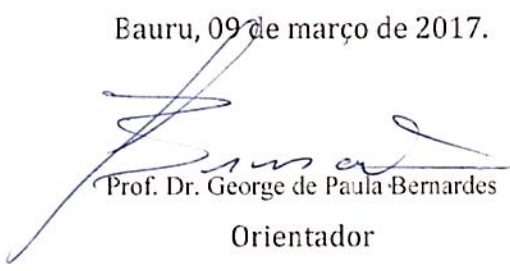
A BANCA EXAMINADORA PROPÕE A ALTERAÇÃO DO TÍTULO DO TRABALHO DA ALUNA:
Gisele Machado Mota

DE: "MODELAGEM DE ESCAVAÇÕES ATIRANTADAS A PARTIR DO PROGRAMA FTOOL"

PARA:

PREVISÃO DO COMPORTAMENTO DE ESCAVAÇÃO
ATIRANTADA A PARTIR DE UM MODELO NUMÉRICO
DE ELEMENTO DE BARRA.

Bauru, 09 de março de 2017.


Prof. Dr. George de Paula Bernardes

Orientador

À minha família.

AGRADECIMENTOS

Agradecer...

Primeiramente a Deus e N. Sra Aparecida, pela minha vida, saúde e graças recebidas. Pelas oportunidades de estudo, pelas portas que se fecharam e se abriram me conduzindo até aqui.

Aos meus pais Alcides e Fátima por todo amor, por sempre guiarem meus passos e pelo apoio em todas as fases de minha vida.

Ao Mateus, meu noivo, meu amor, meu porto seguro e meu grande apoiador. Por todo amor e paciência dedicados neste tempo.

Aos meus irmãos Renata e Rafael, meus sobrinhos Guilherme, Giovana e a mais nova sobrinha: Luiza, simplesmente por serem minha paixão e parte da minha motivação.

Aos professores do departamento de engenharia civil da FEB e da FEG por todo conhecimento transmitido, todas as lições dadas dentro e fora da sala de aula. Ao professor Eduardo Dell'Avanzi pelas estimadas contribuições e especialmente ao meu orientador George Bernardes pelas orientações e discussões fundamentais durante o desenvolvimento deste trabalho.

Por fim à Sabesp, nas pessoas do Engº Sidney e Engº Eugenio, pelos conhecimentos de engenharia transmitidos constantemente e pela compreensão, quando da minha ausência necessária à realização deste trabalho.

A todos, muito obrigada!

Resumo

As construções nos grandes centros urbanos requerem cada vez mais o uso do espaço subterrâneo. Diante dessa necessidade, são necessárias estruturas de contenção eficientes de modo a garantir uma escavação segura e sem comprometimento das estruturas vizinhas. Muitos são os métodos de dimensionamento de estruturas de contenção e os programas disponíveis para este dimensionamento são na maioria deles, comerciais e de interface mais complexa. Este trabalho avalia o potencial do programa Ftool, criado por Luiz Fernando Martha junto ao Tecgraf/PUC-Rio para análise de estruturas, como ferramenta preliminar para o dimensionamento de uma cortina atirantada, mostrando que o programa de computador com apelo em estruturas poderá ser aplicado em geotecnia.

O caso principal estudado foi de uma cortina atirantada executada na cidade de Curitiba, estado do Paraná, numa região onde o solo pertence da Formação Guabirota. Esta obra contava com instrumentação por inclinômetros posicionada na região mais crítica da estrutura onde foram observadas medidas de deslocamentos horizontais acima dos previstos em projeto.

Ao final das simulações chegou-se a uma curva de deslocamentos horizontais a qual foi comparada àquela obtida pela instrumentação (inclinômetro e carga dos tirantes). Para as análises adotou-se o módulo de elasticidade do solo igual a duas vezes e meia o número de golpes do SPT e uma extensão equivalente a distância entre os perfis metálicos da cortina. Os deslocamentos finais previstos ficaram dentro da faixa dos deslocamentos medidos.

Ao final, uma discussão é apresentada quanto à modelagem da cortina pelo Ftool no que diz respeito ao uso do elemento mola formando o modelo de Winkler.

Abstract

Building in urban centers increasingly requires the use of underground space. Faced with this, efficient Reinforced Walls are required to ensure safe excavation of neighboring structures. Several design methods for this structures and softwares are available, most of them commercial and with a complex interface. This study evaluates the potential of the software Ftool, created by Tecgraf / PUC-Rio for analysis of structures, as a preliminary tool for anchored wall's design.

The principal case studied here, is an anchored wall built in the city of Curitiba, state of Paraná, in a region where the soil belongs to the Guabirota Formation. This work counted with instrumentation by inclinometers positioned in the most critical region of the structure where bigger horizontal displacements measurements were observed those the predicted in project.

At the end of the simulations a horizontal displacement curve was reached which was compared to that obtained by the instrumentation. The expected final displacements were within the range of measured displacements.

A discussion is presented at the end regarding the modeling of the wall by Ftool, with respect to the use of the Winkler's spring element model.

Índice de Figuras

FIGURA 1: A) TIPOS DE PERFIL DE ESTACA PRANCHA B) EXECUÇÃO DA ESTACA PRANCHA (PINI, 2011).	5
FIGURA 2: PERFIL PRANCHADO COM PARAMENTO EM PLACAS DE CONCRETO (PINI, 2010).	6
FIGURA 3: ESTACAS HÉLICE JUSTAPOSTAS (SERKI, 2016).	6
FIGURA 4: CLAMSHELL (PINI, 2013).	7
FIGURA 5: PAREDE DIAFRAGMA (TECHNE, 2012).	7
FIGURA 6: CÁLCULO DO EMPUXO PELO MÉTODO DE COULOMB	8
FIGURA 7: CONDIÇÕES PARA APLICAÇÃO DA TEORIA DE RANKINE (DCC, UFPR)	10
FIGURA 8: COMPORTAMENTO DE CORTINA EM BALANÇO: A) DEFORMAÇÃO. B) PROVÁVEL DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES. C) DIAGRAMA DE PRESSÕES SIMPLIFICADO. (ADAPTADO DE BOWLES, 1982).	11
FIGURA 9: DIMENSIONAMENTO DE CORTINA EM BALANÇO PARA SOLO GRANULAR, ILUSTRANDO A POSSIBILIDADE DE DIFERENTES PROPRIEDADES DE SOLO ABAIXO DO NÍVEL DE ÁGUA (ADAPTADA DE BOWLES, 1982).	12
FIGURA 10: DIMENSIONAMENTO DE CORTINA EM BALANÇO PARA SOLO COESIVO (ADAPTADO DE BOWLES, 1982).	14
FIGURA 11: PAREDE DE CONTENÇÃO COM UM NÍVEL DE TIRANTE. A) SOLO GRANULAR. B) SOLO COESIVO ABAIXO DA LINHA DE DRAGAGEM COM SOLO GRANULAR NO ATERRO (ADAPTADO DE BOWLES, 1982).	16
FIGURA 12: DIMENSIONAMENTO DE CORTINA ATIRANTADA DE EXTREMIDADE APOIADA (BARROS, 2015).	17
FIGURA 13: CONFIGURAÇÃO DA DEFORMAÇÃO E LINHA ELÁSTICA NAS CORTINAS. I) EXTREMIDADE LIVRE. II) EXTREMIDADE FIXA: PONTO DE INFLEXÃO NA LINHA ELÁSTICA (GOMES, 2016).	18
FIGURA 14: RESISTENCIA DO SOLO ASSUMIDA (LINHA CHEIA) E PROVÁVEL (TRACEJADA), E PRESSÃO DE TERRA ATIVA PARA UMA CORTINA ATIRANTADA E ENGASTADA NA BASE (ADAPTADO DE BOWLES, 1996).	19
FIGURA 15: DIMENSIONAMENTO DE CORTINA ATIRANTADA DE EXTREMIDADE ENGASTADA (BARROS, 2015).	20
FIGURA 16: CORTINA COM MÚLTIPLOS APOIOS	21
FIGURA 17: TIRANTE (NBR 5629, 1996).	22
FIGURA 18: MÉTODO DE CÁLCULO DE DIAGRAMA DE PRESSÃO APARENTE A PARTIR DE MEDIDAS DE CARGAS, Q , NAS ESTRONCAS, EM ESCAVAÇÕES ABERTAS (ADAPTADO DE TERZAGHI E PECK, 1967).	25
FIGURA 19: DIAGRAMAS APARENTES DE PRESSÕES DE TERRA PARA QUATRO NÍVEIS DE ESCORAMENTO EM ESCAVAÇÃO ABERTA NO METRÔ DE BERLIM (ADAPTADO DE TERZAGHI E PECK, 1967).	25
FIGURA 20: COMPARAÇÃO ENTRE CARGA TOTAL MEDIDA E CALCULADA PARA ESCAVAÇÕES EM NOVA YORK, BERLIN E MUNIQUE (ADAPTADO DE TERZAGHI E PECK, 1967).	26
FIGURA 21: A) ENVELOPAMENTO DO DIAGRAMA DE PRESSÕES APARENTES MEDIDOS EM ESTRONCAS EM ESCAVAÇÕES EM AREIA. B) DIAGRAMA SUGERIDO (ADAPTADO DE TERZAGHI E PECK, 1967).	27
FIGURA 22: DIAGRAMAS APARENTES REPRESENTATIVOS PARA CARGAS DE ESTRONCAS DE VÁRIAS LOCALIDADES EM ARGILAS MOLES A MÉDIAS (ADAPTADO DE TERZAGHI E PECK, 1967).	28

FIGURA 23: DIAGRAMA DE PRESSÕES APARENTES PARA ARGILAS MOLES A MÉDIAS, PARA VALORES DE $M=1,0$ EXCETO PARA ARGILA NORMALMENTE ADENSADAS E QUANDO $N= YH/C$ EXCEDE 4, NESSE CASO $M=0,4$ (ADAPTADO DE TERZAGHI E PECK, 1967).	29
FIGURA 24: DIAGRAMA DE PRESSÕES APARENTES PARA ARGILAS RIJAS E FISSURADAS (ADAPTADO DE TERZAGHI E PECK, 1967).	30
FIGURA 25: A) APARATO PARA INVESTIGAÇÃO DO ARQUEAMENTO NUMA CAMADA DE AREIA SOBRE UMA PLATAFORMA HORIZONTAL COM UMA PEQUENA PORTA. B) PRESSÃO NA PLATAFORMA E NA PORTINHOLA ANTES E DEPOIS DE UM LIGEIRO ABAIXAMENTO DA PORTA (TERZAGHI E PECK, 1967).	31
FIGURA 26: ARQUEAMENTO DO SOLO (ADAPTADO DE BJERRUM ET AL., 1972).	33
FIGURA 27: PRINCÍPIOS DE ARQUEAMENTO EM TORNO DE UMA PAREDE DIAFRAGMA ATIRANTADA (BJERRUM ET AL., 1972).	34
FIGURA 28: DIMENSÕES DA PAREDE E PROPRIEDADES DOS SOLOS USADAS NAS ANÁLISES DAS PAREDES A, B E C (ADAPTADO DE BJERRUM ET AL., 1972).	35
FIGURA 29: RESULTADOS PAREDE A (ADAPTADO DE BJERRUM ET AL., 1972).	36
FIGURA 30: RESULTADOS PAREDE B (ADAPTADO DE BJERRUM ET AL., 1972).	37
FIGURA 31: RESULTADOS PAREDE C (ADAPTADO DE BJERRUM ET AL., 1972).	38
FIGURA 32: ANÁLISE DA REDISTRIBUIÇÃO DE PRESSÃO ATIVA CAUSADA POR UMA ÚNICA ETAPA DE ESCAVAÇÃO. A) MOSTRA O EFEITO DA DA REMOÇÃO DO SUPORTE LATERAL PELA ESCAVAÇÃO DO SOLO. B) MOSTRA O EFEITO DA REDUÇÃO NA PRESSÃO PASSIVA ABAIXO O NÍVEL DE ESCAVAÇÃO (ADAPTADO DE BJERRUM ET AL., 1972).	41
FIGURA 33: MUDANÇAS NA DEFORMAÇÃO E PRESSÕES DE TERRA NA PAREDE DIAFRAGMA DURANTE DOIS ESTÁGIOS DE ESCAVAÇÃO EM OSLO (ADAPTADO DE BJERRUM ET AL., 1972).	42
FIGURA 34: DEFORMAÇÕES EM PAREDE DIAFRAGMA E REDISTRIBUIÇÃO DA PRESSÃO ATIVA QUE OCORRE NUMA ESCAVAÇÃO EM AREIA Densa (A), OU SEM ARGILA MOLE (B). (ADAPTADO DE BJERRUM ET AL., 1972).	43
FIGURA 35: DISTRIBUIÇÃO DA PRESSÃO ATIVA E PASSIVA OBSERVADAS POR CÉLULAS DE CARGA EM ESCAVAÇÕES DO METRÔ DE OSLO (BJERRUM ET AL., 1972).	44
FIGURA 36: COMPARAÇÕES ENTRE DEFORMAÇÕES E PRESSÕES DE TERRA MEDIDAS E CALCULADAS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS, EM VATERLAND3, OSLO (BJERRUM ET AL., 1972).	46
FIGURA 37: ESQUEMA NUMÉRICO DE ACORDO COM PLAXIS (A), SAP (C) E A DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÃO ATIVA DE ACORDO COM O PLAXIS (B). (TOTSEV, 2016).	48
FIGURA 38: PAREDE ANCORADA (ESQUERDA). DISTRIBUIÇÃO DE CARGA ASSUMIDA (DIREITA).	48
FIGURA 39: A) VARIAÇÃO DE K_m EM FUNÇÃO DE ϕ E C . B) DETERMINAÇÃO DA CONSTANTE ELÁSTICA, C_A , DO TIRANTE (TOTSEV, 2016).	49
FIGURA 40: DISTRIBUIÇÃO DE K_z NA PROFUNDIDADE T (COMPRIMENTO DA FICHA) (TOTSEV, 2016).	50
FIGURA 41: SOLUÇÃO PARA SOLO COMPOSTO POR CAMADAS DE DIFERENTES PROPRIEDADES (TOTSEV, 2016).	50
FIGURA 42: A) PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DAS LINHAS DOS ESCORREGAMENTOS. B) LAYOUT DAS CONTENÇÕES PARA ESTABILIZAÇÃO DO TALUDE (SONG ET AL., 2006).	52
FIGURA 43: CORTINAS ATIRANTADAS INSTALADAS NO CORTE DO TALUDE (SONG ET AL., 2006).	52

FIGURA 44: VARIAÇÃO DA CARGA NOS TIRANTES (SONG ET AL., 2006).	53
FIGURA 45: VARIAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES HORIZONTAIS (SONG ET AL., 2006).	54
FIGURA 46: PRESSÕES DE TERRA MEDIDAS (SONG ET AL., 2006).	55
FIGURA 47: ESQUEMA DO DIAGRAMA APARENTE DE PRESSÃO DE TERRA (SONG ET AL., 2006).	55
FIGURA 48: COMPARAÇÃO ENTRE AS PRESSÕES EMPÍRICAS E A MEDIDA (SONG. ET AL, 2006).	56
FIGURA 49: ETAPAS DE PROCESSAMENTO NO FTOOL (BURGOS, 2005).	59
FIGURA 50: SUBSTITUIÇÃO DO SOLO DE SUPORTE DA FUNDAÇÃO POR UMA CAMADA DE MOLAS IGUALMENTE ESPAÇADAS E IGUALMENTE COMPRESSÍVEIS, INDEPENDENTES UMAS DAS OUTRAS (TERZAGHI, 1943).	64
FIGURA 51: DISCRETIZAÇÃO DO SOLO POR MOLAS, MODELO DE WINKLER. A) FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS. B) ESTACAS (SANTOS, 2008).	65
FIGURA 52: VIGA EM BASE ELÁSTICA, DEFORMADA (ADAPTADA DE SILVA, 2004).	68
FIGURA 53: VIGA EM BASE ELÁSTICA, COM BORDO ENGASTADO E CARGA CONCENTRADA	70
FIGURA 54: VIGA EM BASE ELÁSTICA, COM BORDO ENGASTADO E CARGA DISTRIBUÍDA.	70
FIGURA 55: VIGA ENGASTADA EXEMPLO 1	71
FIGURA 56: LINHA ELÁSTICA	72
FIGURA 57: CORTE DA VIGA NA POSIÇÃO X	72
FIGURA 58: MODELO DE VIGA DO EXEMPLO 1 INSERIDO NO FTOOL.	75
FIGURA 59: TELA DO FTOOL: CONFIGURAÇÃO DA DEFORMADA DA VIGA DO EXEMPLO 1.	75
FIGURA 60: VIGA ENGASTADA EXEMPLO 2	76
FIGURA 61: MODELO DE VIGA ESTUDADO INSERIDO NO FTOOL.	80
FIGURA 62: TELA DO FTOOL: CONFIGURAÇÃO DA DEFORMADA DA VIGA DO EXEMPLO 2.	81
FIGURA 63: EXEMPLO 3, VIGA EM BASE ELÁSTICA, COM CARGA CONCENTRADA.	82
FIGURA 64: MODELO DE VIGA ESTUDADO, INSERIDO NO FTOOL.	83
FIGURA 65: TELA DO FTOOL: CONFIGURAÇÃO DA DEFORMADA DA VIGA DO EXEMPLO 2.	84
FIGURA 66: EXEMPLO 4, VIGA EM BASE ELÁSTICA, COM CARGA DISTRIBUÍDA.	85
FIGURA 67: MODELO DE VIGA EXEMPLO 4, INSERIDO NO FTOOL	86
FIGURA 68: TELA DO FTOOL: CONFIGURAÇÃO DA DEFORMADA DA VIGA DO EXEMPLO 2.	87
FIGURA 69: FORÇA HORIZONTAL EQUIVALENTE (ADAPTADA DE SOUZA, 2012.	88
FIGURA 70: ELEMENTOS DE BARRA REPRESENTANDO O SOLO	89
FIGURA 71: REPRESENTAÇÃO DOS TIRANTES NO MODELO FTOOL (AUTORIA PRÓPRIA)	90
FIGURA 72: MODELO REPRESENTATIVO ADOTADO (FTOOL).	90
FIGURA 73: TESTE 3 FHWA. A) GEOMETRIA A PAREDE. B) GEOMETRIA DA VIGA DE AÇO. C) GEOMETRIA DA PRANCHA.	92
FIGURA 74: DESLOCAMENTO HORIZONTAL DA PAREDE E PRESSÃO LATERAL DE TERRA, TESTE4 (FHWA-IF-99- 015).	94
FIGURA 75: MODELO NO FTOOL, ANÁLISE I, TESTE 4.	97
FIGURA 76: LOCALIZAÇÃO DA BACIA SEDIMENTAR DE CURITIBA (SALAMUNI E SALAMUNI, 1999, APUD KORMANN, 2002).	107

FIGURA 77: ALGUMAS BACIAS DO RIFT CONTINENTAL DO SUDESTE DO BRASIL (SALAMINI, 1998, APUD KORMANN 2002).	108
FIGURA 78: VARIAÇÃO DO OCR COM A PROFUNDIDADE (KORMANN, 2002).	109
FIGURA 79: CORTINA ATIRANTADA EXECUTADA EM CURITIBA (IMAGEM CEDIDA PELO PROJETISTA).	114
FIGURA 80: MODELO ESTRUTURAL EMPREGADO (ADAPTADO DOS DADOS DO PROJETISTA).	115
FIGURA 81: PERSPECTIVA DO MODELO ESTRUTURAL (AUTORIA PRÓPRIA).	115

Índice de Tabelas

TABELA 1: VALORES DE K_A (ADAPTADO DE TERZAGHI E PECK, 1967).....	26
TABELA 2: MÓDULO DE REAÇÃO DO SOLO CORRIGIDO.....	66
TABELA 3: RESULTADOS DA DEFORMAÇÃO E INCLINAÇÃO DA LINHA ELÁSTICA ATRAVÉS DA SUA EQUAÇÃO, PARA EXEMPLO 1 E PONTOS ESCOLHIDOS.....	74
TABELA 4: RESULTADOS DA DEFORMAÇÃO E INCLINAÇÃO DA LINHA ELÁSTICA ATRAVÉS DA MODELAGEM EM FTOOL, PARA O EXEMPLO 1, PARA PONTOS ESCOLHIDOS.....	76
TABELA 5: RESULTADOS DA DEFORMAÇÃO E INCLINAÇÃO DA LINHA ELÁSTICA DA VIGA ATRAVÉS DAS EQUAÇÕES DO EXEMPLO 2, PARA PONTOS ESCOLHIDOS.	80
TABELA 6: RESULTADOS DA DEFORMAÇÃO E INCLINAÇÃO DA LINHA ELÁSTICA DA VIGA ATRAVÉS DA MODELAGEM DO EXEMPLO 2 EM FTOOL, PARA PONTOS ESCOLHIDOS.....	81
TABELA 7: RESULTADOS DA DEFORMAÇÃO E INCLINAÇÃO DA LINHA ELÁSTICA DA VIGA ATRAVÉS DAS EQUAÇÕES DO EXEMPLO 3, PARA PONTOS ESCOLHIDOS.	83
TABELA 8: RESULTADOS DA DEFORMAÇÃO DA LINHA ELÁSTICA ATRAVÉS DA MODELAGEM DO EXEMPLO 2 EM FTOOL, PARA PONTOS ESCOLHIDOS.....	84
TABELA 9: RESULTADOS DA DEFORMAÇÃO DA LINHA ELÁSTICA ATRAVÉS DAS EQUAÇÕES DO EXEMPLO 4, PARA PONTOS ESCOLHIDOS.	85
TABELA 10: RESULTADOS DA DEFORMAÇÃO DA LINHA ELÁSTICA ATRAVÉS DA MODELAGEM DO EXEMPLO 4 EM FTOOL, PARA PONTOS ESCOLHIDOS.....	87
TABELA 11: PRESSÕES LATERAIS E DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS, TESTE 4.	94
TABELA 12: CARGAS MEDIDAS NO TIRANTES, TESTE 4.	95
TABELA 13: RIGIDEZES DAS MOLAS NA PROFUNDIDADE, ANÁLISE I, CASO TESTE 4.	96
TABELA 14: DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS ANÁLISE I, TESTE 4.	98
TABELA 15: CARGAS NOS TIRANTES ANÁLISE I, TESTE 4.....	98
TABELA 16: DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS ANÁLISE II, TESTE 4.	99
TABELA 17: CARGAS NOS TIRANTES ANÁLISE II, TESTE 4.....	100
TABELA 18: CARGAS LATERAIS, ANÁLISE IIIA.....	101
TABELA 19: RIGIDEZ DA MOLA, ANÁLISE IIIA.	101
TABELA 20: DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS, ANÁLISE IIIA, TESTE 4.....	102
TABELA 21: CARGAS NOS TIRANTES, ANÁLISE IIIA, TESTE 4.....	102
TABELA 22: CARGAS LATERAIS, ANÁLISE IIIB.....	103
TABELA 23: DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS, ANÁLISE IIIB, TESTE 4.	104
TABELA 24: CARGAS NOS TIRANTES, ANÁLISE IIIB, TESTE 4.	104
TABELA 25: QUADRO RESUMO DOS POSSÍVEIS VALORES DO COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO, K_0 (BOSZCZOWSKI, 2001).....	110

TABELA 26: PROPRIEDADES DE SEDIMENTOS NÃO INTEMPERIZADOS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA (KORMANN, 2002).....	111
TABELA 27: PROPRIEDADES DE SEDIMENTOS INTEMPERIZADOS DA BACIA SEDIMENTAR DE CURITIBA (KORMANN, 2002).....	112
TABELA 28: GEOMETRIA DA PAREDE (FONTE: GERDAU).....	116
TABELA 29: DESLOCAMENTOS PROPORCIONAIS, CASO GUABIROTUBA.....	119
TABELA 30: COEFICIENTE DE RIGIDEZ DO SOLO, ANÁLISE I, CASO GUABIROTUBA.....	120
TABELA 31: DESLOC. HORIZ., ANÁLISE I, CASO GUABIROTUBA.....	121
TABELA 32: CARGAS NOS TIRANTES, ANÁLISE I, CASO GUABIROTUBA.....	121
TABELA 33: COEFICIENTE DE RIGIDEZ DO SOLO, ANÁLISE II, CASO GUABIROTUBA.....	122
TABELA 34: DESLOC. HORIZ., ANÁLISE II, CASO GUABIROTUBA.....	123
TABELA 35: CARGAS NOS TIRANTES, ANÁLISE II, CASO GUABIROTUBA.....	123
TABELA 36: DESLOC. HORIZ., ANÁLISE III, CASO GUABIROTUBA.....	126
TABELA 37: CARGAS NOS TIRANTES, ANÁLISE III, CASO GUABIROTUBA.....	126

Sumário

RESUMO.....	I
ÍNDICE DE FIGURAS.....	III
ÍNDICE DE TABELAS.....	VII
SUMÁRIO.....	IX
1 INTRODUÇÃO.....	1
2 OBJETIVOS.....	3
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
3.1 CORTINAS ATIRANTADAS E PRESSÕES LATERAIS	4
3.1.1 Contexto Geral: Cortinas atirantadas.....	4
3.1.2 Dimensionamento de cortinas	7
3.1.3 Suporte lateral em escavações escoradas com múltiplos apoios.....	23
3.1.4 Arqueamento do solo.....	30
3.1.5 Pressões de terra em estruturas flexíveis	31
3.1.6 Análises numéricas de uma parede diafragma ancorada através de coeficiente de reação do solo e elementos finitos	47
3.1.7 Pressões laterais atuando em paredes com múltiplos tirantes.....	51
3.1.8 Conclusão.....	56
3.2 MODELOS DE CÁLCULO.....	58
3.2.1 Introdução ao programa FTOOL.....	58
3.2.2 Análises disponíveis.....	59
3.2.3 Idealização do comportamento de vigas	62
3.2.4 Teoria x Ftool: aplicação	71
3.2.5 CONCEPÇÃO DO MODELO DE CORTINA ATIRANTADA NO FTOOL.....	87
4 MODELAGEM.....	91
4.1 DESCRIÇÃO DO MODELO ADOTADO (FHWA).....	91
4.2 DESCRIÇÃO DO PROCESSO DE MODELAGEM NO FTOOL	95
4.3 RESULTADOS: DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS E TENSÃO NO TIRANTE.....	97
4.3.1 Análise I.....	97
4.3.2 Análise II	99
4.3.3 Análise III.....	100
4.4 DISCUSSÃO DAS SIMULAÇÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	105

5	ESTUDO DE CASO	107
5.1	CARACTERÍSTICAS DO SOLO.....	107
5.2	DESCRIÇÃO DO CASO ESTUDADO	113
5.2.1	<i>Dados do Projeto</i>	114
5.3	MODELAGEM	120
5.3.1	<i>Análise I</i>	120
5.3.2	<i>Análise II</i>	122
5.3.3	<i>Análise III</i>	124
5.4	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	127
5.5	CONCLUSÃO.....	129
6	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	131
6.1	PRINCIPAL.....	131
6.2	ESPECÍFICAS	131
6.3	RECOMENDAÇÕES.....	132
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	133
9	ANEXOS	139

1 INTRODUÇÃO

Com o crescimento urbano e consequente expansão do mercado da construção civil, surge a necessidade de obras de escavações mais profundas ou obras de contenção mais altas, sejam em subsolos de edifícios para garagem, sejam em contenções de taludes em estradas. Desta forma surge também a necessidade do desenvolvimento e emprego de soluções em contenção de solo.

O conceito de melhorar as características mecânicas dos solos através da inserção de elementos resistentes à tração não é recente, ao contrário, data de antes de Cristo, quando materiais vegetais eram usados para dar maior resistência a tijolos de argila. Este conceito foi resgatado no início da segunda metade do século XX, com a utilização de tiras de aço interagindo com solos em obras de contenção (Maccaferri, 2008).

De acordo com um parecer técnico de Lafraia et al, 2010, para o Instituto de Engenharia, a história da moderna construção de escavações em centros urbanos iniciou-se nos anos 1920 e 1930 com escoramentos usuais de escavações em áreas densamente habitadas feitos de peças de madeira. Na barragem de Cheurfas, Argélia, 1932, Andre Coyne é creditado como o pioneiro no desenvolvimento das ancoragens em rocha trabalhando com os primeiros tirantes protendidos de alta capacidade em rocha. Apenas a partir dos anos 1960 começa a ser desenvolvida a técnica de injeção em solos. Os desenvolvimentos mais importantes aconteceram desde o final da segunda guerra mundial até o final dos anos 1970 e este foi um período de aceleração no surgimento de técnicas para contenção de maciços de solo, desenvolvimentos estes estimulados pela reconstrução de cidades destruídas pela guerra na Europa Ocidental.

As evoluções mais significativas foram a injeção de calda de cimento em solo, a melhoria dos aços para concreto protendido e o surgimento dos macacos hidráulicos Freyssinet para a protensão de fios e cordoalhas de aço. A evolução do tirante protendido acompanhou a evolução do concreto protendido.

O início da utilização do tirante protendido no Brasil é quase que simultânea com a introdução do concreto protendido na construção de pontes de concreto. De fato, a primeira ponte em concreto protendido foi a do Aeroporto do Galeão no Rio de Janeiro em 1949, ao passo que os primeiros tirantes protendidos em solo foram executados nas rodovias Rio-Teresópolis e Grajaú-Jacarepaguá por volta de 1957. Mas o grande impulso inicial ocorreu no início da década de 1970, com a construção do Metrô de São Paulo. Em seus primórdios os engenheiros geotécnicos brasileiros se beneficiaram da tecnologia europeia, trazida pelo consórcio HMD - Hochtief, Montreal De Consult, inicialmente encarregado do projeto da então denominada Linha Norte-Sul.

Os métodos de dimensionamento de estruturas de contenção, assim como a utilização do tirante, sofreram um processo evolutivo, iniciando-se com o uso de diagramas de empuxos mobilizados (obtidos a partir da retro-análise dos resultados da instrumentação de cortinas), à tendência atual de uso de programas computacionais baseados no método dos elementos finitos, que permitem simular o efeito do processo construtivo. Seguindo esta tendência de evolução, observa-se o desenvolvimento de programas computacionais de avaliação do comportamento de cortinas atirantadas, a maioria deles comerciais e, em muitos casos, de interface com o usuário consideravelmente mais complexa.

Visando possibilitar a iniciação de profissionais não familiarizados com o universo da simulação numérica na tendência de desenvolvimento da engenharia mundial, este trabalho tem por objetivo avaliar o potencial de uso de um programa educacional gratuito na simulação do comportamento de cortinas atirantadas. O programa, desenvolvido pelo Tecgraf/PUC-Rio e chamado FTOOL, possibilita desenvolver modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos unidimensional de materiais elásticos lineares. A versatilidade do programa possibilita a simulação de pórticos bidimensionais compostos por elementos de barra. No caso específico de simulação de cortinas, a massa de solo pode ser simulada através de um conjunto de elementos de barra ou através de molas (modelo de Winkler). Em ambos os casos, o desafio é estabelecer magnitudes dos coeficientes de rigidez e reação do solo de tal modo a quantificar os esforços e os deslocamentos horizontais de uma parede de contenção de modo mais acurado possível. É importante observar que, uma vez que o programa não envolve um critério de ruptura nas características mecânicas dos materiais, cabe ao engenheiro responsável pela simulação proceder com análises complementares para avaliação da ruptura ou não do conjunto solo-estrutura de contenção. O presente trabalho focará somente na capacidade de simulação do comportamento de estruturas de contenção atirantadas.

2 OBJETIVOS

Avaliar o potencial do programa Ftool como ferramenta de cálculo para realizar simulação de estrutura de contenção atirantada por meio de elementos de barra e do solo através de elementos de mola, vindo do modelo de Winkler, visando estabelecer um modelo adequado para quantificar os esforços e os deslocamentos horizontais de uma escavação atirantada.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 CORTINAS ATIRANTADAS E PRESSÕES LATERAIS

3.1.1 *Contexto Geral: Cortinas atirantadas*

O desenvolvimento econômico e a expansão dos grandes centros urbanos, aliado ao desenvolvimento tecnológico, têm possibilitado à construção civil de se desenvolver em locais onde o solo tem características geotécnicas menos favoráveis a intervenções. Outrossim, as construções adjacentes a obras de infraestrutura urbana ou residenciais, provocam a necessidade de reforço e melhoria de suas estruturas, de forma que a estabilidade seja garantida. Dentre as escolhas do tipo contenção para escavação destacam-se as cortinas.

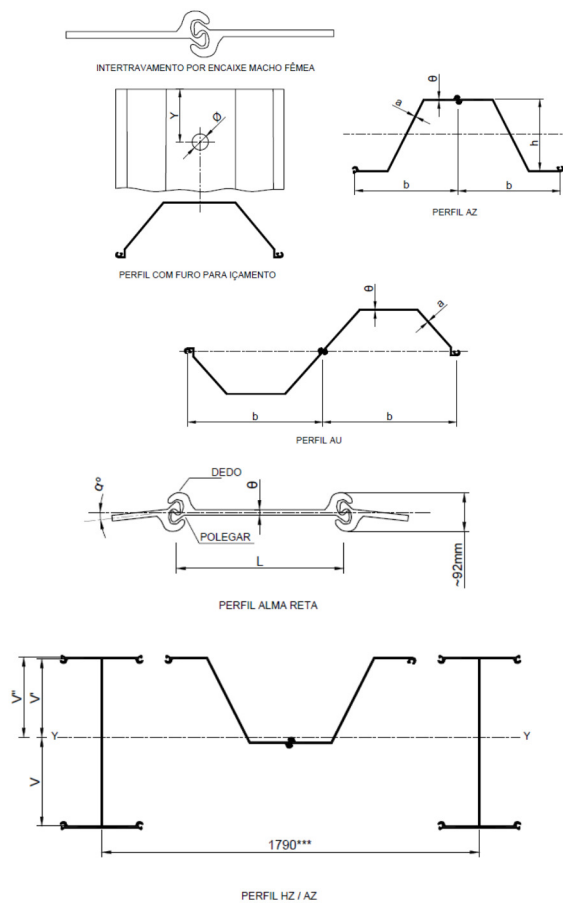
De acordo com Ortiz, 2011 cortinas de contenção são todas as estruturas destinadas a contrapor-se a tensões geradas em maciço de solo cuja condição de equilíbrio foi alterada. Elas são compostas por duas partes: paramento e escoramento. O paramento constituirá de uma estrutura com característica de fechamento da cortina podendo ser, por exemplo, estacas-prancha, perfis metálicos com pranchões de madeira, paredes diafragma, etc. Já os escoramentos constituem a parte estrutural que receberá a carga do terreno em corte e a transferirá ao solo, sendo composta por longarinas. As longarinas podem, por sua vez, receberem suporte adicional através de escoras do tipo estroncas ou através de tirantes instalados no maciço atrás da cortina.

Serão aqui ilustrados basicamente quatro tipos de cortinas: estacas prancha, perfil pranchado, estacas secantes (ou justapostas) e parede diafragma, os mais comumente utilizados.

Estacas prancha consistem de perfis metálicos cravados no terreno, formando uma contenção contínua e impermeável que pode ser aplicada de forma definitiva ou provisória. Usualmente são aplicadas em terminais portuários, valas para execução de dutos, acessos de túneis e passagens de nível. Os perfis podem ser tipo AU, AZ, combinados ou de alma

reta, conforme Figura 1a abaixo. Sua instalação se dá através do martelo vibratório (Figura 1b).

a)



b)



Figura 1: a) tipos de perfil de estaca prancha B) Execução da estaca prancha (PINI, 2011).

Perfil pranchado são estacas metálicas perfiladas (I ou H) associadas a painéis de concreto ou pranchas de madeira. São cravadas alinhadas e espaçadas de forma que ao se proceder a escavação os elementos de madeira ou concreto vão sendo instalados.



Figura 2: Perfil pranchado com paramento em placas de concreto (PINI, 2010).

Estacas secantes são estacas de concreto escavadas e executadas no local pretendido, lado a lado. Podem ser do tipo estacões, escavados com lama bentonítica e revestidos com camisas metálicas, ou estacas tipo hélice contínua (Ortiz, 2011).



Figura 3: Estacas hélice justapostas (SERKI, 2016).

Parede diafragma é uma estrutura composta por painéis de concreto armado, que podem ser moldados no local ou pré-moldados, instalados em escavações realizadas no terreno por máquinas específicas como o clamshell em conjunto com um guindaste.



Figura 4: Clamshell (Pini, 2013).



Figura 5: Parede diafragma (Techne, 2012).

3.1.2 ***Dimensionamento de cortinas***

A principal função de uma estrutura do tipo cortina, é conter o maciço existente na parte posterior da parede, garantindo sua estabilidade. Para isso, é necessário definir a profundidade de embutimento, medida que está relacionada à intensidade e a distribuição das pressões de terra sobre a parede. A pressão de terra que atua na parede depende, por sua vez, do tipo de distribuição de pressão, da geometria, da flexibilidade da parede, da interação solo-estrutura e do método de construção (Torradabella, 2013).

3.1.2.1 Determinação das pressões de terra

Além das tensões atuantes no solo contido pela estrutura, num projeto de estrutura de contenção, a estimativa da distribuição dessas pressões deve ser considerada. Muitas são as teorias disponíveis, as que são aplicadas em estruturas rígidas geralmente também são as aplicadas em cortinas atirantadas. As Teorias clássicas de Coulomb de 1776 e Rankine de 1857 são aceitas para o cálculo dessas pressões, e suas equações pressupõem contenções em solo não coesivo, homogêneo e drenado (Torradabella, 2013).

Teoria de Coulomb

Na Teoria de Coulomb, o terrapleno é considerado como um maciço indeformável, mas que se rompe segundo superfícies curvas, mas que são consideradas planas para facilitar o cálculo.

Nesta teoria são tomadas as seguintes hipóteses:

- a) o maciço é constituído por um solo não coesivo e homogêneo;
- b) o muro de suporte move-se o suficiente para mobilizar a totalidade da resistência ao cisalhamento ao longo da superfície potencial de deslizamento e ao longo da superfície de contato terrapleno/muro;
- c) a superfície potencial de deslizamento é plana e passa pelo pé do muro;
- d) o muro é suficientemente extenso para que sejam desprezados os efeitos tridimensionais.

A solução analítica do método de coulomb para solos granulares, se dará através do esquema mostrado na figura abaixo.

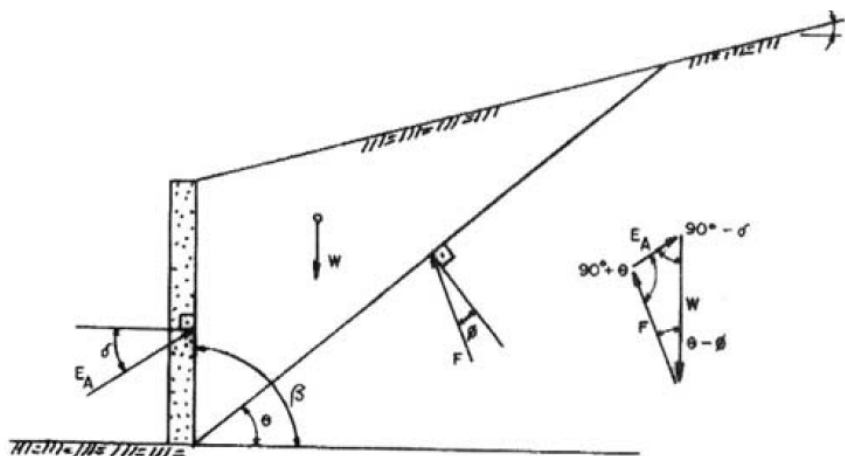


Figura 6: Cálculo do empuxo pelo método de Coulomb

Do polígono de forças é possível definir que:

$$\frac{E_a}{\text{sen}(\theta - \varphi)} = \frac{W}{\text{sen}(90 - \varphi)} \text{ então, } E_a = \frac{W \cdot \text{sen}(\theta - \varphi)}{\text{sen}(\varphi)}$$

Levando-se o valor de E_a ao máximo ($\partial E_a / \partial \Theta = 0$), o resultado será:

Equação 1: Empuxo ativo por Coulomb

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

e

Equação 2: Coeficiente de empuxo ativo por Coulomb

$$K_a = \left[\frac{\text{cosec} \beta \cdot \text{sen}(\beta - \varphi)}{\sqrt{\text{sen}(\beta - \delta)} + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - i)}{\text{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

Analogamente, o empuxo passivo será dado por:

Equação 3: Empuxo passivo por Coulomb

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

Onde, K_p :

Equação 4: Coeficiente de empuxo passivo por Coulomb

$$K_p = \left[\frac{\text{cosec} \beta \cdot \text{sen}(\beta + \varphi)}{\sqrt{\text{sen}(\beta - \delta)} - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi + i)}{\text{sen}(\beta - i)}}} \right]^2$$

Teoria de Rankine

A Teoria de Rankine, constitui um método que permite determinar as pressões sobre uma estrutura rígida, devido ao maciço que ela contém, num estado de equilíbrio limite. O autor impõe algumas hipóteses para seu desenvolvimento:

- a) O solo do terrapleno considerado é areia pura seca (sem coesão) homogênea;
- b) O atrito entre o terrapleno e o paramento vertical do plano de contenção é considerado nulo;
- c) O paramento é vertical e rígido;
- d) O terrapleno é constituído de uma camada única e contínua de mesmo solo e sua superfície superior é horizontal (solo homogêneo).

O estado limite de Rankine é um estado de tensões no equilíbrio plástico, onde as superfícies de ruptura ocorrem em duas direções, definindo a cunha de ruptura no caso passivo e ativo, conforme figura abaixo.

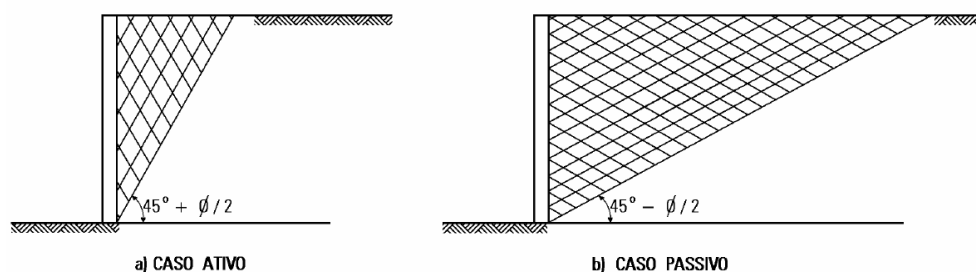


Figura 7: Condições para aplicação da Teoria de Rankine (DCC, UFPR)

A tendência da cunha, no caso ativo, é acompanhar o movimento com o afastamento, mas a resistência ao cisalhamento, desenvolvida ao longo do plano de ruptura, reduz sua ação de movimento diminuindo o esforço sobre o paramento vertical ao valor mínimo (Marangon, 2016).

Já para o caso passivo, a tendência da cunha é resistir ao movimento da estrutura, ao longo de toda a superfície de ruptura, por sua resistência interna ao cisalhamento. Assim, a ação do terrapleno sobre o paramento vertical aumenta (Marangon, 2016).

A partir das condições de equilíbrio são traçadas as envoltórias de resistência do círculo de Mohr e estabelecendo relações entre as tensões horizontais e verticais, o valor dos coeficientes de empuxo ativo (K_a) e passivo (K_p), serão definidos como:

Equação 5: Coeficiente de empuxo ativo por Rankine

$$K_a = \frac{\sigma_{ha}}{\sigma_v} = \frac{1 - \operatorname{sen}\phi}{1 + \operatorname{sen}\phi} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Equação 6: Coeficiente de empuxo passivo por Rankine

$$K_p = \frac{\sigma_{hp}}{\sigma_v} = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

É possível ainda, notar a relação entre os dois coeficientes, onde:

$$K_p = \frac{1}{K_a}$$

3.1.2.2 Dimensionamento

Cortinas em balanço

São estruturas que resistem ao empuxo devido seu engastamento no solo. Sua estabilidade depende apenas dos empuxos passivos mobilizados na parte frontal da cortina, ou seja, na sua ficha.

Uma cortina em balanço se comporta estruturalmente como uma viga em balanço e sua ficha mínima pode ser determinada através do método simplificado de Blum.

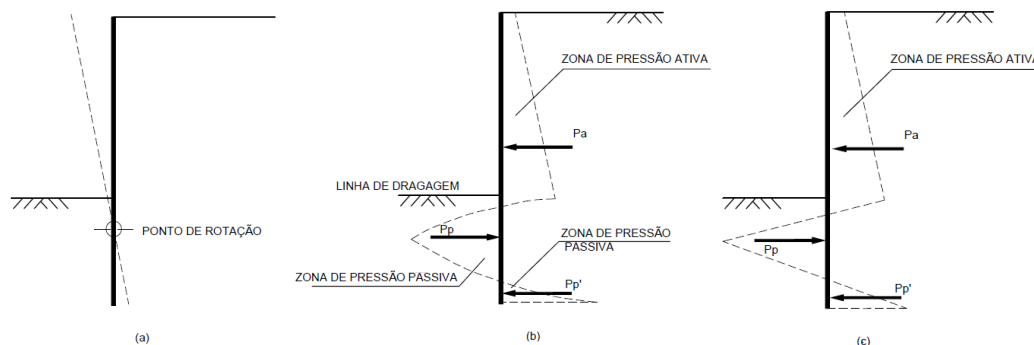


Figura 8: Comportamento de cortina em balanço: a) Deformação. b) Provável distribuição de pressões. c) Diagrama de pressões simplificado. (Adaptado de Bowles, 1982).

Cortina em balanço em solo granular

$$6R_a(Y + \bar{y}) + z^2(\bar{p}_p + \bar{p}''_p) - \bar{p}_p Y^2 = 0$$

Substituindo a equação c em d, e resolvendo para Y, a equação do quarto grau que é aplicável a problemas com ou sem presença do nível d'água, é encontrada:

Equação 7: Relação de Bowles para cortina em balanço, solo granular

$$Y^4 + Y^3 \frac{\bar{p}'_p}{C} - Y^2 \frac{8R_a}{C} - Y \left[\frac{6R_a}{C^2} (2\bar{y}C + \bar{p}'_p) \right] - \frac{6R_a \bar{y} \bar{p}'_p + 4R_a^2}{C^2} = 0$$

Bowles, 1982, propõe ainda para simplificar o processo, passos de solução para o caso descrito acima da seguinte forma:

- i. Elenque as condições dadas;
- ii. Calcule os coeficientes de pressão ativa e passiva;
- iii. Calcule as pressões $\bar{p}_p, \bar{p}'_p, \bar{p}''_p$, a distância a, e a resultante R_a e sua posição $\bar{y}$.
 $\bar{y}$ pode ser determinado se o diagrama de pressão é um triângulo de base $H+a$ e a altura de $\bar{p}_a$ é:

Equação 8: Embutimento da cortina em balanço por Bowles

$$\bar{y} = \frac{H + 2a}{3}$$

- iv. Insira os valores da etapa anterior na equação 13-1 e encontre o valor de Y.

O método de tentativa e erro para encontrar Y irá providenciar uma solução rápida, desde que soluções na casa de 0,15m sejam suficientes, e comece as tentativas por volta de 0,75H, a menos que a parede seja profunda e deva ser usado o valor de 0,75H a H;

- v. O comprimento da cortina será então dado por:

$$\begin{aligned} L &= H + D \\ D &= Y + a \end{aligned}$$

No ponto B, as pressões são a passiva, σ_p , agindo pela esquerda e a ativa, σ_a , agindo pela direita:

Equação j

$$\sigma_p = \bar{q} + \gamma_e D + 2c$$

e

Equação k

$$\sigma_a = \gamma_e D - 2c$$

Somando essas pressões, obtém-se:

Equação l

$$\gamma_e D + \bar{q} + 2c - (\gamma_e D - 2c) = 4c + \bar{q}$$

Fazendo o somatório das forças horizontais igual a zero e somando as áreas das pressões, tem-se:

Equação m

$$R_a + \frac{z}{2} (4c - \bar{q} + 4c + \bar{q}) - D(4c - \bar{q}) = 0$$

Então,

Equação n

$$z = \frac{D(4c - \bar{q} - R_a)}{4c}$$

Pelo equilíbrio, é possível também somar os momentos mesmo que nenhum ponto seja igual a zero. Tomando pela base, tem-se:

Equação m

$$R_a(\bar{y} + D) - \frac{D^2}{2} (4c - \bar{q}) + \frac{z^2}{3} (4c) = 0$$

Substituindo a equação n em m, e simplificando, tem-se:

Equação 9: Relação de Bowles para cortina em balanço, solo coesivo

$$D^2(4c - \bar{q}) - 2DR_a - \frac{R_a(12c\bar{y} + R_a)}{2c + \bar{q}} = 0$$

Cortinas atirantadas

São estruturas verticais amplamente usadas para se obter contenções mais altas ou mais profundas, como em terminais marítimos ou subsolos de edifícios, onde o emprego

dos tirantes reduz a deformação lateral, o momento e a profundidade de penetração da parede.

A sua estabilidade depende, além dos empuxos passivos mobilizados na parte da frente, de um ou mais sistemas de apoio intermediários (tirantes) instalados ao longo da parede, podendo ser construídas basicamente em dois modos: extremidade apoiada ou engastada.

I. Extremidade apoiada (livre)

Numa cortina atirantada de extremidade inferior livre, sua profundidade de cravação não é suficiente para restringir a movimentação.

De acordo com Bowles, 1982, a parede com extremidade livre assume que a parede é rígida e poderá rotacionar no nível do tirante, com ruptura provável por rotação do tirante. Pressões passivas desenvolvem no solo em frente a parede, e a pressão ativa atrás. Depois do embutimento teórico ser calculado, o valor deve ser aumentado de 20 a 40 por cento, ou K_p deve ser dividido por um fator de segurança apropriado antes do cálculo do embutimento. Os diagramas de pressões assumidos são mostrados na Figura 11.

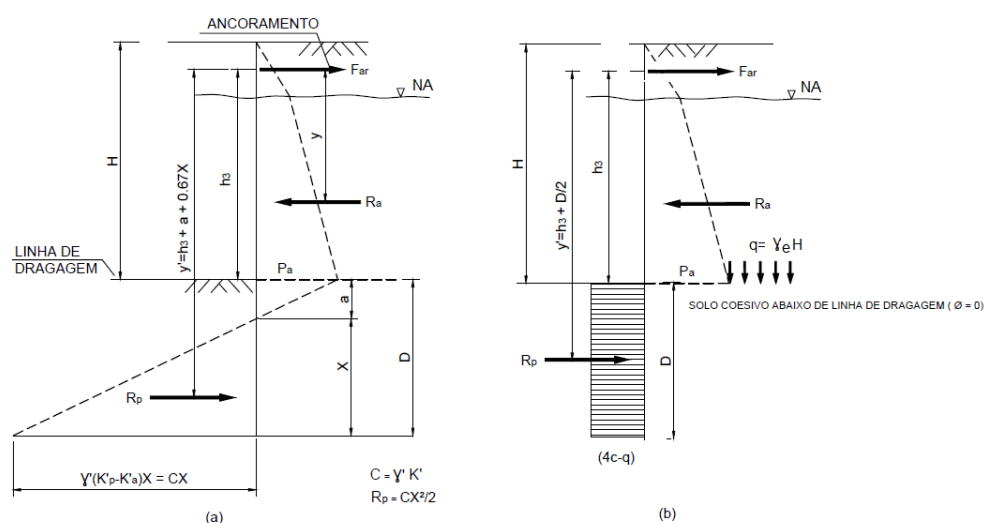


Figura 11: Parede de contenção com um nível de tirante. A) Solo granular. B) Solo coesivo abaixo da linha de dragagem com solo granular no aterro (Adaptado de Bowles, 1982).

O autor descreve a sequência de cálculo que segue, afim de determinar o valor de embutimento para solos granulares e coesivos.

Solo granular

Da Figura 11a, a distância de a ao ponto zero dá-se por:

Equação 0

$$a = \frac{\bar{p}_a}{\gamma' K'} = \frac{\bar{p}_a}{C}$$

Somando os momentos no nível do tirante e resolvendo para o valor de X, tem-se:

Equação p

$$2X^3 + 3X^2(h_3 + a) - \frac{6R_a\bar{y}}{C} = 0$$

A força no tirante é obtida pela soma das resultantes horizontais:

Equação q

$$F_a = R_a - R_p$$

O embutimento D, será então: $D=X+a$.

Solo coesivo

Da Figura 11b, onde o solo abaixo do nível dragado é coesivo ($\phi=0$ ou condições não drenadas), deve se somar os momentos no nível do tirante, obtendo-se:

Equação r

$$R_a\bar{y} - D(4c - \bar{q})\left(h_3 + \frac{D}{2}\right) = 0$$

Rearranjando em função da profundidade, D, tem-se:

Equação s

$$D^2 + 2Dh_3 - \frac{2\bar{y}R_a}{4c - q} = 0$$

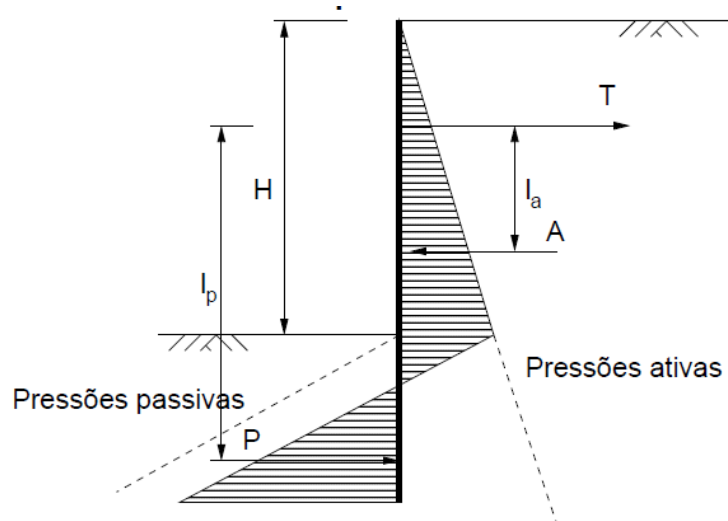


Figura 12: Dimensionamento de cortina atirantada de extremidade apoiada (Barros, 2015).

De forma mais simplificada Barros, 2015 propõe na Figura 12 o dimensionamento de uma cortina atirantada com extremidade livre da seguinte forma:

- a) Determina-se a ficha mínima por tentativas através do coeficiente de segurança contra o giro em torno do ponto de fixação do tirante, conforme equação:

Equação 10: Determinação da ficha mínima por Barros

$$FS = \frac{Plp}{Ala} \geq 2,0$$

Onde, A é a resultante da pressão lateral a direita;

P é a resultante da pressão lateral a esquerda.

- b) Obtém-se a força horizontal T aplicada ao tirante através do coeficiente de segurança contra o deslocamento, conforme equação:

Equação 11: Determinação da força do tirante

$$FS = \frac{T + P}{A} \geq 1,5 - 2,0$$

A força total no tirante é dada por:

Equação 12: Força no tirante

$$Td = \frac{T}{\cos\phi}$$

II. Extremidade engastada (fixa)

Numa cortina atirantada de extremidade inferior fixa, sua profundidade de cravação é suficiente para restringir a movimentação, ou seja, sua ficha provê seu engastamento. Desta forma, haverá um ponto de inflexão na elástica da cortina abaixo da superfície de escavação (Figura 13), onde o momento fletor será nulo (Barros, 2015).

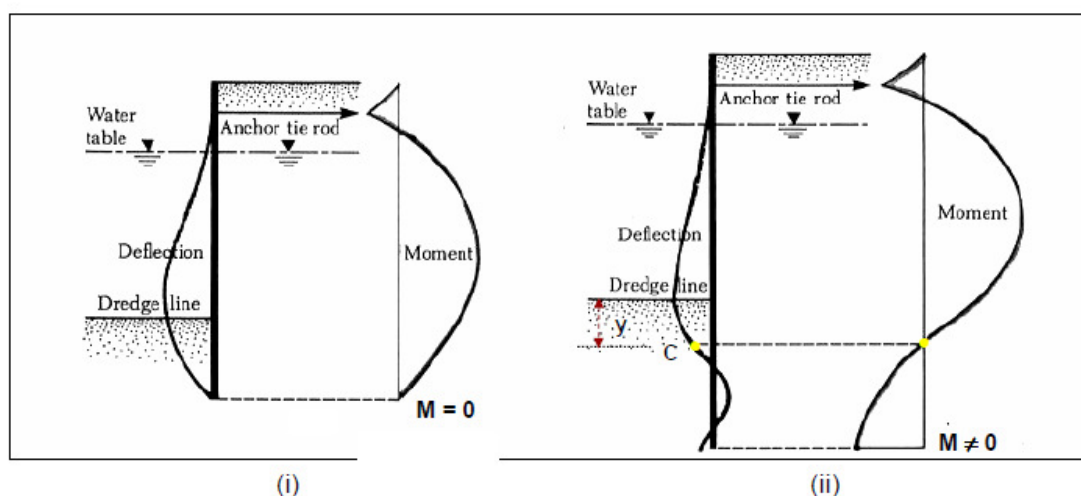


Figura 13: Configuração da deformação e linha elástica nas cortinas. i) Extremidade livre. ii) Extremidade fixa: Ponto de inflexão na linha elástica (Gomes, 2016).

Dimensionamento por Bowles

No dimensionamento através da teoria de Bowles, a cortina pode ser analisada supondo a ocorrência de rotação num ponto O, acima da base da parede. Abaixo deste ponto, a pressão de terra será passiva do lado escavado e ativa atrás da parede.

Mota, 2008, cita que para este método de cálculo alguns procedimentos devem ser adotados como, o estudo do equilíbrio da contenção sob a ação de tensões ativas e passivas, visando encontrar o comprimento da ficha, a determinação das tensões através de uma equação de equilíbrio de forças na direção horizontal, e uma equação de equilíbrio dos momentos na base da cortina. Após conhecidas as cargas atuantes e a geometria da contenção, o problema é estaticamente determinado, calculando então a distribuição dos momentos e seu máximo.

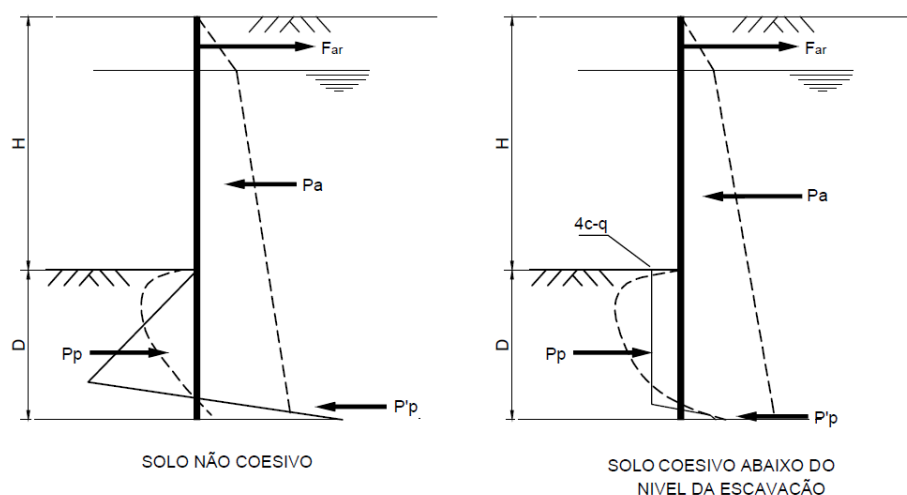


Figura 14: Resistência do solo assumida (linha cheia) e provável (tracejada), e pressão de terra ativa para uma cortina atirantada e engastada na base (Adaptado de Bowles, 1996).

Dimensionamento por Blum

Seu dimensionamento é realizado utilizando-se o método da viga equivalente, onde a cortina é dividida em dois trechos a partir do ponto de inflexão.

Esse método irá considerar o diagrama de tensões ao longo de toda a altura da parede, sendo no trecho escavado correspondente ao empuxo ativo, pois se admite que haverá em qualquer caso, deslocamentos suficientes para mobilizá-lo. Abaixo do nível de escavação, considera-se a existência de empuxo ativo e passivo, este último deverá ser integralmente mobilizado no intuito de se propor a menor ficha possível. A distribuição de tensões convencional será tomada como triangular (Mota, 2008).

A Figura 15 abaixo, ilustra essa distribuição de pressões ativas e passivas ao longo da parede.

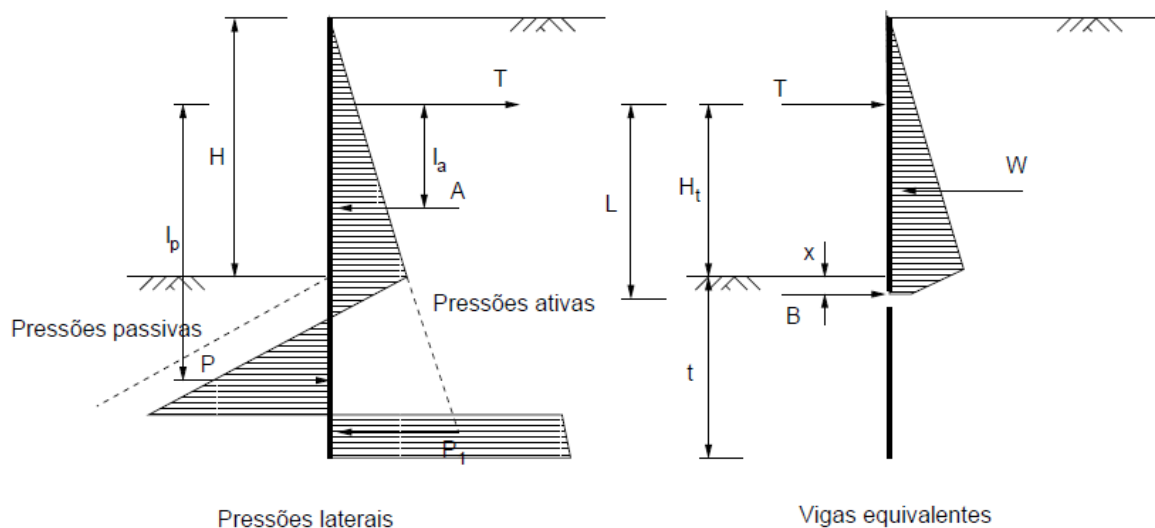


Figura 15: Dimensionamento de cortina atirantada de extremidade engastada (Barros, 2015).

O roteiro de dimensionamento para este caso, conforme Barros, 2015, é dado como segue:

- a) Determinar o comprimento x até o ponto de inflexão, sendo que esse valor depende do ângulo de atrito do solo, dado no quadro abaixo.

ϕ	x
25°	0,15H
30°	0,08H
35°	0,03H
40°	0

- b) Determinar o vão da viga equivalente superior entre o ponto de fixação do tirante e o ponto de inflexão, onde $L = H_t + x$;
 c) Determinar a carga total W sobre o vão, pela área do diagrama de pressões laterais;
 d) Calcular o momento máximo com a viga simplesmente apoiada e carga W no centro, pela equação:

Equação 13: Momento máximo, cortina atirantada engastada

$$M_{\max} = \frac{WL^2}{8}$$

- e) Calcular força cortante B no ponto de inflexão por equilíbrio de momentos em relação ao ponto de fixação do tirante.
 f) Calcular a ficha total t através de:

Equação 14: Cálculo da ficha, cortina atirantada engastada

$$t = x + 1,2 \sqrt{\frac{6B}{(Kp - Ka)\gamma}}$$

g) Calcular a força necessária no tirante T pelo coeficiente de segurança contra o deslocamento dado por:

Equação 15: Força no tirante, cortina atirantada engastada

$$FS = \frac{B + T}{W} \geq 1,5 - 2,0$$

Bowles, 1996, conclui que não há um método "exato" para analisar/projetar uma cortina. Ambas as observações, de campo e os modelos de laboratório, mostram que há uma interação complexa entre o método de construção, a profundidade de escavação, a rigidez da parede, tipo de solo e a resistência à pressão passiva. Em paredes atirantadas existe também a geometria do tirante, se há pré-tensão inicial ou não no tirante, os estágios de construção e sua instalação, e o comportamento da parede na parte acima do tirante. Portanto, os métodos descritos anteriormente, são simplificações de um problema extremamente complexo, baseiam-se totalmente na estática dos corpos rígidos, e na suposição de pressão de terra ativa acima da linha de dragagem, e pressão passiva abaixo.

Cortina com múltiplos apoios

Quando se pretende executar escavações de grande altura, a cortina atirantada pode ser empregada com mais de um nível de tirante, pois desta forma a resistência ao cisalhamento é aumentada e os deslocamentos do sistema serão menores. A Figura 16 ilustra esta estrutura.

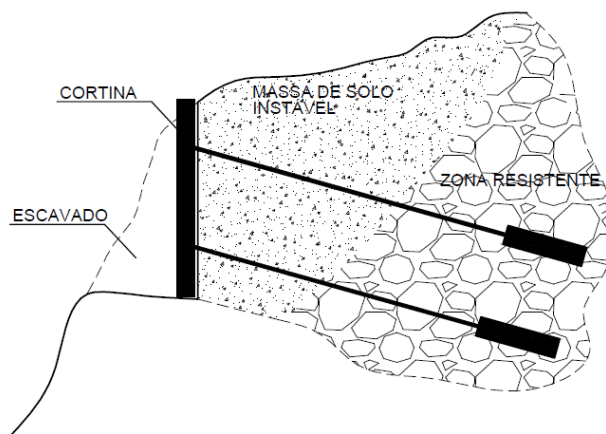


Figura 16: Cortina com múltiplos apoios

Terzaghi e Peck, 1967, definiram diagramas de pressões empíricos para o dimensionamento de escavações escoradas por estroncas, onde a pressão lateral máxima é determinada pelos diagramas em função do tipo de solo (arenoso, argiloso: mole ou rijo). Instrumentações em diversas obras foram realizadas para que os autores chegassem a esses diagramas.

Observa-se que esta estrutura (escavações estroncadas) têm comportamento semelhante ao das cortinas atirantadas por vários níveis de tirante e, portanto, são usados no dimensionamento das mesmas. Estes diagramas serão apresentados na sequência deste trabalho, na Seção 3.2.

3.1.2.3 Tirantes

A NBR-ABNT 5629-1996 define um tirante injetado como sendo “peças especialmente montadas, tendo como componente principal um ou mais elementos resistentes à tração, que são introduzidas no terreno em perfuração própria, nas quais por meio de injeção de calda de cimento (ou outro aglutinante) em parte dos elementos, forma um bulbo de ancoragem que é ligado à estrutura através do elemento resistente à tração e da cabeça do tirante”. E ela ainda frisa que a força que o tirante deve absorver deve ser transmitida ao terreno apenas pelo bulbo de ancoragem.

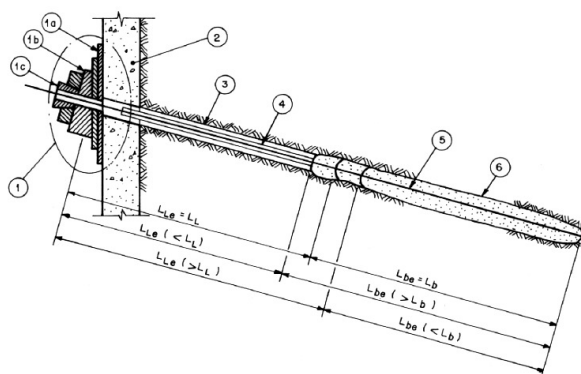


Figura 17: Tirante (NBR 5629, 1996).

Onde:

- 1 – representa a cabeça do tirante e seus componentes (1a- placa de apoio, 1b- cunha de grau e 1c- bloco de ancoragem);
- 2 – Estrutura a ser ancorada (parede de contenção);
- 3 – Perfuração do terreno;
- 4 – Bainha que receberá as barras de aço;

5 – Barras de aço que serão tracionadas;

6 – Bulbo de ancoragem;

L_b – comprimento ancorado ou bulbo: trecho do tirante responsável por transmitir a carga ao terreno;

L_L - comprimento livre: distância entre a cabeça do tirante e o ponto inicial de aderência do bulbo de ancoragem, observada na montagem do tirante e conforme previsto em projeto;

L_{be} - comprimento ancorado efetivo ou bulbo efetivo: trecho de transferência efetivo de carga ao solo. Pode ser igual, maior ou menor que o do projeto (L_b);

L_{Le} - comprimento livre efetivo: trecho efetivo de alongamento livre sob aplicação de carga, obtido através de ensaios de qualificação.

O dimensionamento do tirante deverá considerar a força de trabalho aplicada e dela será calculado o comprimento livre e do bulbo de ancoragem necessários para que este fique fora da cunha ativa.

A determinação da carga aplicada se dá através das pressões laterais calculadas na área de influência do tirante.

A determinação do comprimento do bulbo de ancoragem, necessário para transmitir os esforços ao terreno (por atrito) é dada, segundo Barros, 2015, por:

$$T_{lim} = \pi \cdot D_d \cdot L_s [c' + (\gamma h + \Delta p) \tan \phi]$$

Onde, D_d é o diâmetro do bulbo;

L_s é o comprimento do bulbo;

C' é a aderência entre calda de cimento e solo (pode ser tomada igual a coesão do solo);

H é a profundidade do entro do bulbo;

Δp é o aumento da tensão normal devido à pressão residual de injeção (pode ser tomada igual a 5 a 10 vezes γh).

Já o comprimento livre deve ser estimado de forma que o bulbo de ancoragem fique além da cunha de ruptura ativa no maciço de solo.

3.1.3 ***Suporte lateral em escavações escoradas com múltiplos apoios***

Visto na seção anterior a necessidade do cálculo das pressões laterais, é preciso fazer um estudo de como se dá o cálculo dessas pressões, pois diversos autores a definem

diferentemente, portanto será feita uma revisão bibliográfica buscando encontrar uma convergência para esse cálculo, especialmente em trabalhos relacionados a contenções ancoradas e escaoradas.

3.1.3.1 Escoramento em escavação profunda

Terzaghi e Peck, 1967, em suas considerações gerais no dimensionamento de escavações profundas, consideram que a distribuição de pressões laterais no solo podem ser grosseiramente comparadas a uma distribuição parabólica de pressão, onde o ponto máximo acontece à meia altura. Ou seja, conforme a escavação vai aumentando de profundidade escoramentos vão sendo inseridos na vala e no desenvolvimento desse procedimento o solo vai sofrendo movimento no sentido de adentrar a vala, nos dois lados. Já na superfície os movimentos são pequenos e na parte inferior ele aumenta no momento da instalação da estronca.

Sendo assim, a pressão lateral contra a parede aumenta proporcionalmente com a profundidade e a ruptura pode ocorrer em cada estronca isoladamente e/ou a cada grupo até atingir o sistema inteiro. Isso é diferente do que acontece numa estrutura de contenção convencional, onde normalmente ela se rompe como um bloco inteiro.

3.1.3.2 Pressão aparente

Muitas escavações profundas foram observadas por Terzaghi e Peck, 1967, em areias de Berlim, Munique e Nova Iorque, além de argilas em Chicago e Oslo. A partir desses casos reais observados, eles desenvolveram diagramas, através dos quais é possível determinar a distribuição de pressão lateral de uma escavação escorada. Esses diagramas são denominados: diagramas de pressão aparente.

Para isso, desenvolveram uma aproximação grosseira para o cálculo da pressão aparente onde é preciso assumir que a carga atuante em uma estronca é igual a pressão total de terra que atua na parede sobre uma área de influência (retangular) e a meia altura da próxima estronca (verticalmente e horizontalmente).

Essa definição pode ser observada na Figura 18, onde a carga Q é obtida diretamente na estronca, onde assume-se que a distribuição de pressão é uniforme e relativa à sua área de influência.

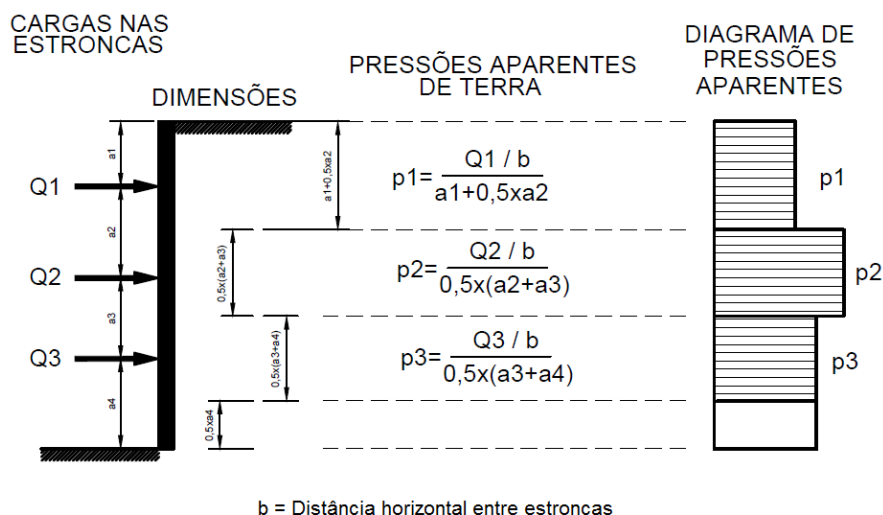


Figura 18: Método de cálculo de diagrama de pressão aparente a partir de medidas de cargas, Q , nas estroncas, em escavações abertas (Adaptado de Terzaghi e Peck, 1967).

3.1.3.3 Escavações profundas em AREIA

Outro caso, de construção do metrô de Berlim, foi tomado por Terzaghi em Peck, para o estudo em areias, onde medições foram executadas numa escavação em areia fina, bem uniforme, com 11,60m de profundidade. Através das medições, a pressão aparente foi calculada e mesmo a areia sendo bastante uniforme o diagrama mostrou variações (Figura 19). Estas variações foram atribuídas a variações nas propriedades do solo e por detalhes no procedimento de execução do escoramento.

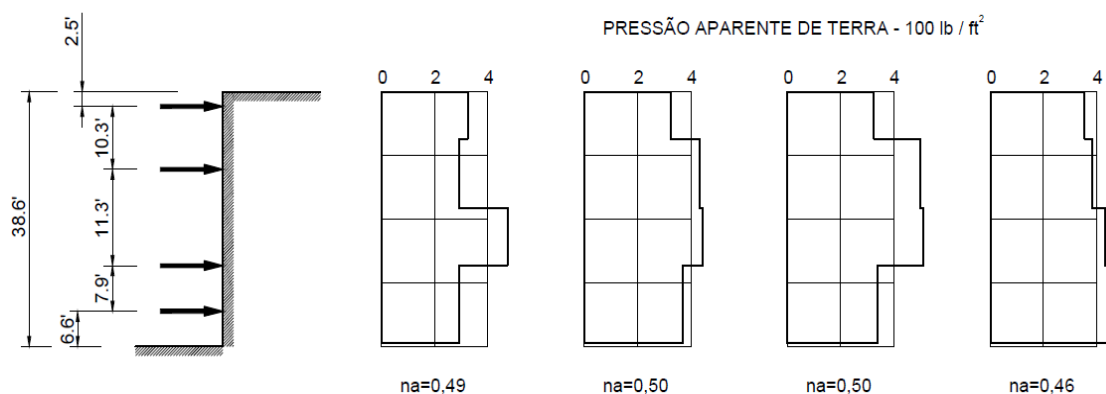


Figura 19: Diagramas aparentes de pressões de terra para quatro níveis de escoramento em escavação aberta no metrô de Berlim (Adaptado de Terzaghi e Peck, 1967).

O valor naH (razão entre a distância do “pé” da escavação até o ponto de aplicação da pressão lateral e a altura total da parede) obtido, ficou dentro de um intervalo de $0,46H$ até $0,50H$. Valores semelhantes foram medidos em obras em Munique e Nova Iorque num intervalo de $0,41$ a $0,55$. Os valores de na da ordem de $0,5$ foram obtidos para todas as

escavações em areia, correspondendo a uma distribuição de pressão com uma forma aproximadamente parabólica.

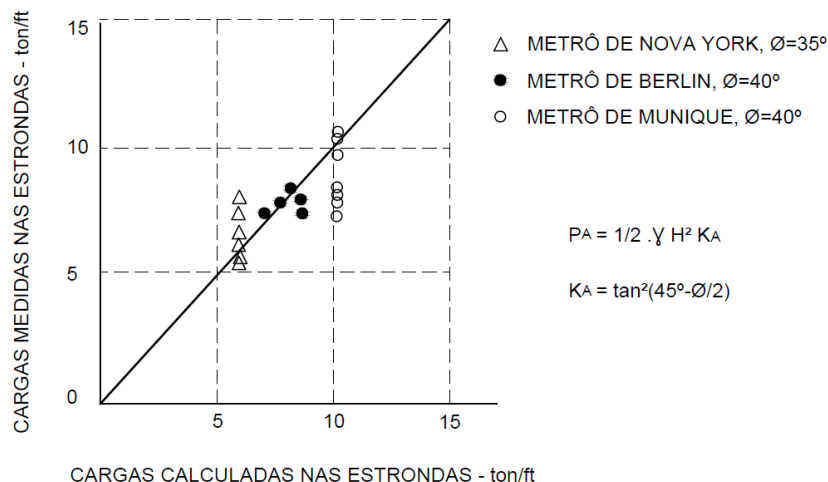


Figura 20: Comparação entre carga total medida e calculada para escavações em Nova York, Berlin e Munique (Adaptado de Terzaghi e Peck, 1967).

Da Figura 20 é possível observar uma proximidade entre os valores calculados através da equação da Teoria de Rankine e das cargas medidas nas escavações citadas. Os autores também compararam na

abaixo, que para valores do ângulo de atrito, ϕ , e para valores de n_a entre 0,4 e 0,6, os valores do coeficiente de pressão ativa, K_a , mostram-se similares.

Tabela 1: Valores de K_a (adaptado de Terzaghi e Peck, 1967).

VALORES DE COEFICIENTE DE PRESSÃO ATIVA, K_a , PARA ESCAVAÇÕES EM AREIA ($\delta=\phi/2$)			
n_a	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 35^\circ$	$\phi = 40^\circ$
0,4	0,311	0,238	0,202
0,5	0,340	0,257	0,217
0,6	0,391	0,282	0,235
Rankine	0,332	0,270	0,220

Baseados nos diagramas definidos, com uma estrutura calculada para aguentar a carga máxima, os cálculos foram executados pautando-se nos resultados que englobassem todos os casos estudados anteriormente. Assim, os três casos tomados foram plotados num mesmo diagrama e a partir daí foi possível aos autores estimar a pressão aparente com base na carga mais alta aplicada no escoramento, em cada nível. Esta pressão foi então, expressa em termos de quantidade de $K_A \gamma H$, onde K_A é o coeficiente de Rankine.

A melhor envoltória encontrada segundo Terzaghi e Peck, 1967, corresponde a uma pressão uniformemente distribuída ao longo da profundidade, de valor igual a $0,65 K_A \gamma H$, como pode ser visto na Figura 21.

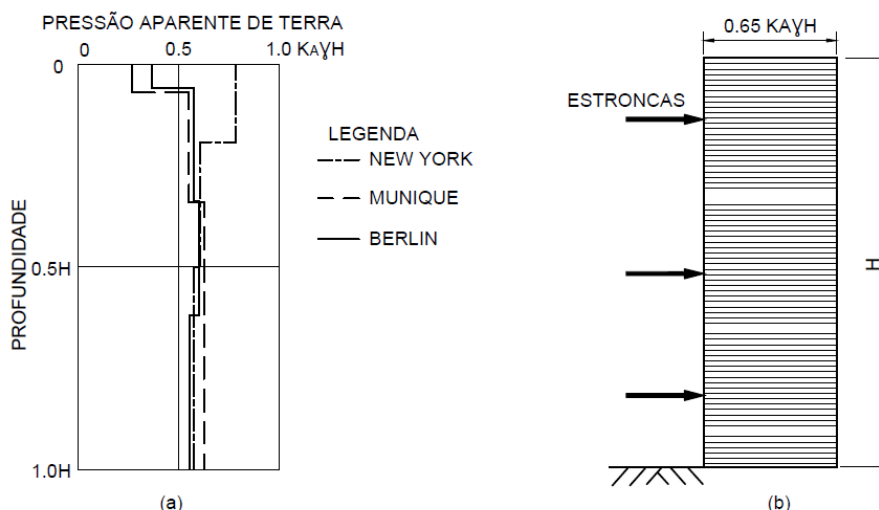


Figura 21: a) envolvimento do diagrama de pressões aparentes medidos em estroncas em escavações em areia. b) Diagrama sugerido (Adaptado de Terzaghi e Peck, 1967).

O coeficiente de empuxo ativo K_A será o dado pela Teoria de Rankine ($K_A = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$).

A partir desse diagrama é possível se obter a carga máxima em cada estronca, porém o mesmo deve ser usado com cautela para profundidades maiores, pois foi desenvolvido sobre escavações de 8,5 a 12,2m de profundidade.

Os autores alertam que é importante lembrar que o diagrama de pressões aparentes não é semelhante a distribuição real, mas trata-se de um artifício para obtenção de valores de carga nos escoramentos. O momento fletor atuando na parede também será menor na realidade do que o calculado a partir deste diagrama.

3.1.3.4 Escavação profunda em ARGILAS

Terzaghi e Peck, 1967, também investigaram o diagrama da de pressões para escavações realizadas em argila. Descrevem que diferentemente de escavações em areia, em argilas elas foram amplamente investigadas em Chicago, Oslo, Inglaterra e Japão. Sempre obtendo a tensão de cisalhamento nos ensaios.

Os diagramas de pressão aparente desenvolvidos para os casos tomados nessas cidades apresentaram diversas formas, com n_a médio de 0,39 (42 casos), variando num intervalo de 0,39 a 0,50, com um caso excepcional de 0,59.

A Figura 22 mostra a forma dos diagramas representativos nas diferentes cidades.

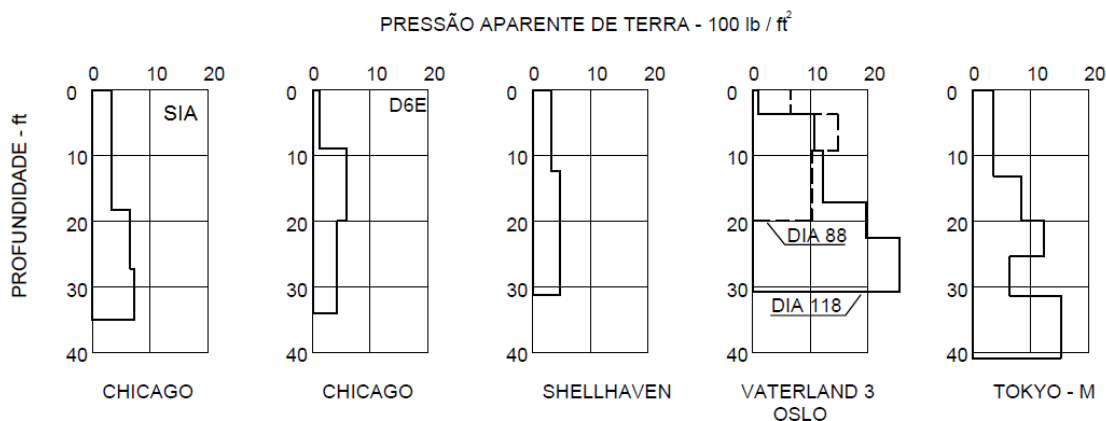


Figura 22: Diagramas aparentes representativos para cargas de estroncas de várias localidades em argilas moles a médias (Adaptado de Terzaghi e Peck, 1967).

Essa informação leva a perceber que qualquer variação no procedimento de construção ou do tempo de execução, torna-se um parâmetro importante na determinação da carga transferida ao escoramento.

Os autores discutem baseados em outros estudos próprios, que a pressão de terra numa escavação escorada em argila, pode ser calculada assumindo que a superfície de ruptura tem a forma de arco de círculo, além disso esta pressão depende não só de n_a que define o centro da pressão, mas também de uma razão ca/c , onde ca é a adesão entre parede e argila. Após plotarem os valores comparativos entre Teoria de Rankine e assumindo superfície de escorregamento circular, definiram o valor do coeficiente de empuxo ativo como sendo:

$$K_A = 1 - \frac{4c}{\gamma H}$$

Quando a escavação começava a ficar profunda, o risco de levantamento do fundo aumentava devido a carga do solo nas laterais da escavação, então os autores definiram um número de estabilidade N_c para o qual um fator de redução da coesão deverá ser adicionado ao cálculo de K_a .

O número de estabilidade é definido por:

$$N = \frac{\gamma H}{c}$$

Quando N exceder o valor 4 e houver argila mole abaixo do fundo da escavação, o coeficiente de redução m será igual a 0,4 e deverá ser adicionado à parcela da coesão, senão, para argilas plásticas m será igual a 1,0.

$$K_A = 1 - m \frac{4c}{\gamma H}$$

O diagrama de pressões aparentes desenvolvido por Terzaghi e Peck, 1967, para argilas mole a média e saturadas, assim como para areia, considerou um englobamento dos valores encontrados nos estudos realizados e ficou definido como $1.0K_A\gamma H$, distribuído conforme Figura 23.

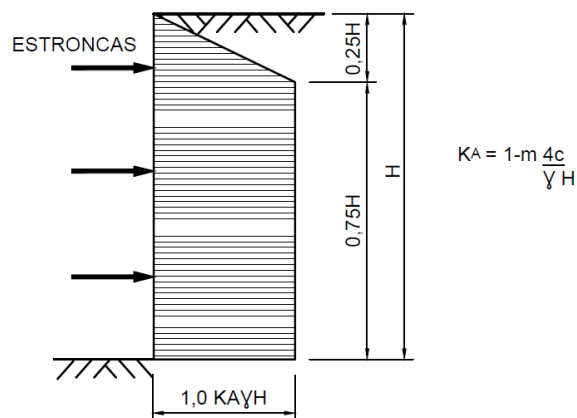


Figura 23: Diagrama de pressões aparentes para argilas moles a médias, para valores de $m=1,0$ exceto para argila normalmente adensadas e quando $N = \gamma H/c$ excede 4, nesse caso $m=0,4$ (Adaptado de Terzaghi e Peck, 1967).

Para argilas rijas e fissuradas, os autores perceberam que em dois testes realizados em Oslo e Londres, o valor de K_A era negativo se a coesão, c , fosse determinada em termos de ensaios não drenados e indeformados, entretanto os valores de pressão lateral desenvolvido eram consideráveis. Desta forma, considerando as informações disponíveis, propuseram um diagrama de pressões, onde as pressões máximas foram calculadas entre $0,2\gamma H$ e $0,4\gamma H$ (0,2 se os movimentos na estrutura se mantêm mínimos e a construção ocorre num espaço curto de tempo, e 0,4 para situação contrária). Este diagrama pode ser observado na Figura 24.

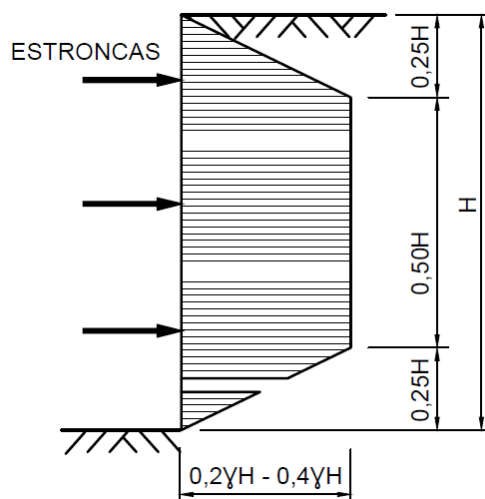


Figura 24: Diagrama de pressões aparentes para argilas rijas e fissuradas (Adaptado de Terzaghi e Peck, 1967).

Para o estudo de caso onde a escavação foi desenvolvida em argilas sobreadensadas da Formação Guabirotuba, este diagrama de distribuição aparente de pressões poderá ser útil.

3.1.4 Arqueamento do solo

Terzaghi e Peck, 1967, definiram também a teoria de arqueamento em solos a partir da observação do comportamento do mesmo quando submetido a uma pressão. Primeiramente observaram o efeito em escavações escoradas por estronca, depois através de um teste que pode ser observado na Figura 25.

Neste teste, uma camada de areia seca, com massa específica γ , foi posicionada sobre uma plataforma com uma portinhola no centro (pontos a e b na figura). A altura H desta camada era muitas vezes maior do que a largura da portinhola e era possível medir a pressão sobre o aparato.

Enquanto a porta estava fechada, a pressão sobre ela e sobre as bordas da plataforma era igual a γH por unidade de área. No entanto, quando a porta se moveu para baixo, a pressão sobre ela diminuiu a uma pequena fração da inicial, enquanto a pressão nas bordas da plataforma aumentou. Este efeito é causado devido a descida da porção de areia que está localizada sobre a parte móvel, esta decida é resistida pela tensão cisalhante ao longo da vizinhança desta porção de areia (representada pelos pontos ac e bd).

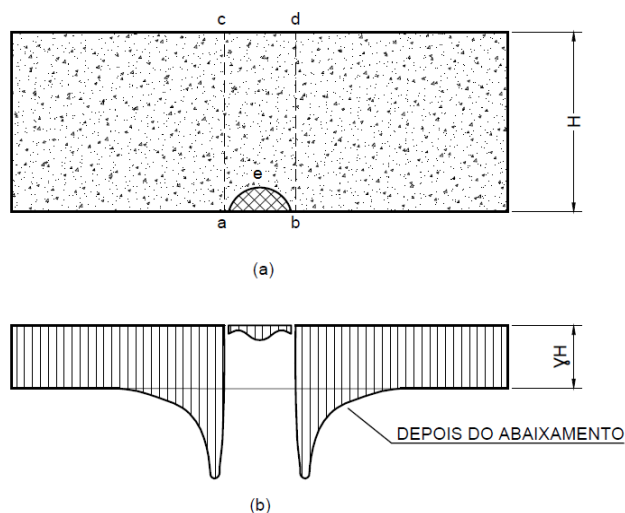


Figura 25: a) Aparato para investigação do arqueamento numa camada de areia sobre uma plataforma horizontal com uma pequena porta. B) Pressão na plataforma e na portinhola antes e depois de um ligeiro abaixamento da porta (Terzaghi e Peck, 1967).

Os autores confirmam ainda que baseado em experiências com obras em túneis, é sabido que a pressão última na porção que desloca, praticamente não depende da profundidade H da camada de areia, pois será muito pequena se assemelhando a área abe mostrada acima. Além disso, se esta areia possuir um traço de coesão, a portinhola poderá ser removida inteiramente que o solo não passará pelo vão aberto.

Esta teoria foi extensamente discutida por Bjerrum, et al, 1972 para o comportamento em escavações escoradas, também em Clough et al, 1972, observações em paredes atirantadas foram realizadas, e em ambos o efeito do arqueamento do solo é claro quando as pressões laterais atuantes nas estruturas são plotadas. Estes trabalhos serão apresentados na sequência.

3.1.5 Pressões de terra em estruturas flexíveis

Como o trabalho de BJERRUM, et al, 1972, traz uma estimada contribuição a este trabalho, esta seção será **toda** empenhada em descrever as discussões nele realizadas.

O objetivo dos autores neste trabalho, foi fazer uma revisão no desenvolvimento e melhoria no entendimento dos fatores que afetam a magnitude e distribuição das pressões de terra em estruturas flexíveis. Para isso, o comportamento de paredes diafragmas ancoradas foi examinado à luz de modelos testados, observações de campo e análises teóricas (também pelo método dos elementos finitos), providenciando entendimentos das **deformações, resistência da ancoragem e do arqueamento do solo.**

As revisões a partir de observações de campo por eles realizadas, indicam que as pressões totais de escavações em vala escorada geralmente são controladas pela tensão de cisalhamento do solo, enquanto a distribuição de pressão é determinada pelo arqueamento do solo.

Segue um apanhado deste trabalho.

3.1.5.1 Paredes diafragmas ancoradas

Princípios de dimensionamento: os autores comentam sobre os trabalhos apresentados na Conferência realizada em Rotterdam em 1948 sobre pressões de terra, estabilidade e deslocamentos em estruturas de contenção. Três contribuições importantes foram descritas:

1 – Rowe, 1952

Apresentou resultados de uma série de modelos teste desenvolvidos, onde pode mostrar o entendimento de problemas fundamentais: percebeu que a distribuição de pressão não deveria ser apenas triangular; que aumentando a flexibilidade da parede o momento fletor diminuiria e que esse efeito era mais acentuado para areia densa do que para areia fofa; Por fim, correlacionou a flexibilidade com momento máximo da seguinte forma, coeficiente de flexibilidade $= \rho = \frac{H^4}{E.I}$

2 – Brinch Hasen, 1953

Apresentou uma nova abordagem teórica racional para o problema de dimensionamento de parede diafragma. Obteve valores aproximados da pressão de terra e sua distribuição na ruptura, isso baseado numa extensão da Teoria da Elasticidade para a ruptura última.

Seus estudos foram compatíveis aos de Rowe no que diz respeito ao dimensionamento da seção de parede e da ancoragem, porém menor para o comprimento, ou a profundidade que se deveria instalar a parede.

3 – Terzaghi, 1953

Baseado nos estudos de Rowe, Terzaghi desenvolveu um procedimento de cálculo para parede diafragma aplicável a todo tipo de solo e para diversas situações possíveis de serem encontradas na prática. Ele recomendou o uso do fator de redução de Rowe para momento máximo quando a parede fosse construída em areia homogênea, enquanto que fatores de redução menores fossem usados para uso em areia siltosa e para areia siltosa fofa. Para silte e argila não era tolerado nenhum tipo de redução de momento.

Numa Conferência em Zurich (1953), cinco anos depois, novos avanços foram apresentados. Skempton, na ocasião, ficou incumbido de mostrar os avanços em “pressões de terra, paredes de contenção, túneis e escavações escoradas”, onde apresentou soluções práticas encontradas para muitos problemas, o que passou a abrir novos caminhos ao dimensionamento de estruturas em parede diafragma.

Nesta conferencia, Rowe continuou apresentando seus estudos em paredes diafragmas. Nas suas publicações de 1956 e 1957b mostrou que houve redistribuição de pressão abaixo da linha de ancoragem e abaixo do nível de dragagem. Também identificou uma deflexão da parede abaixo da linha de ancoragem e um aumento da pressão na região do tirante. Percebeu também que havia uma redução de 20% do momento fletor em paredes ancoradas e que isso era atribuído a um arqueamento de solo causado atrás da parede.

3.1.5.2 Mecanismos de arqueamento

Baseados na teoria de Terzahi, os autores, descrevem sobre o estudo de arqueamento do solo, onde deixam claro que esta teoria envolve duas partes:

- 1) Uma redução da pressão de terra na porção da estrutura que sofre deslocamento;
- 2) Um aumento da pressão de terra nas porções vizinhas a esse deslocamento.

Esses efeitos são responsáveis pela redistribuição de pressão envolta da parede quando ela sofre deflexão, e podem ser observados na Figura 26 abaixo.

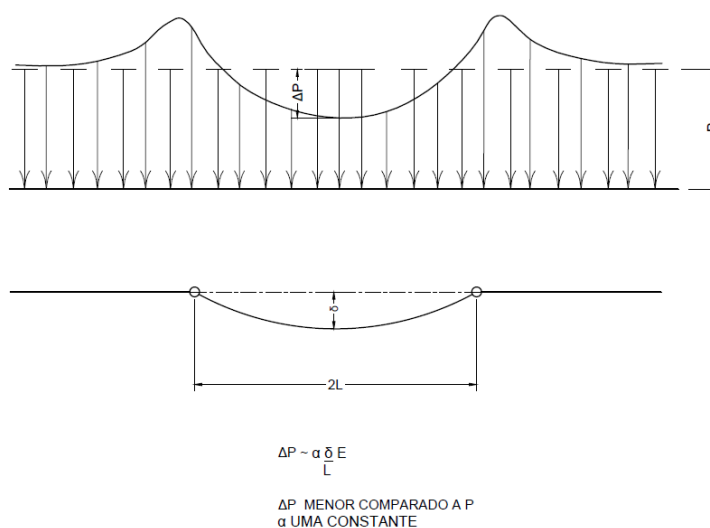


Figura 26: arqueamento do solo (Adaptado de Bjerrum et al., 1972).

Descrevem ainda que, diferentemente do que se esperava da distribuição clássica de pressões, ocorrem mudanças nas pressões em consequência das deformações que ela sofre. Com relação a distribuição de pressões influenciada pelo arqueamento, é possível observar na Figura 27, que na parte de trás da parede as pressões aumentam no topo e na base devido ao pequeno movimento da parede nesses pontos, enquanto que entre o nível da ancoragem e o da dragagem a pressão diminui devido à grande deformação que acontece nesse intervalo.

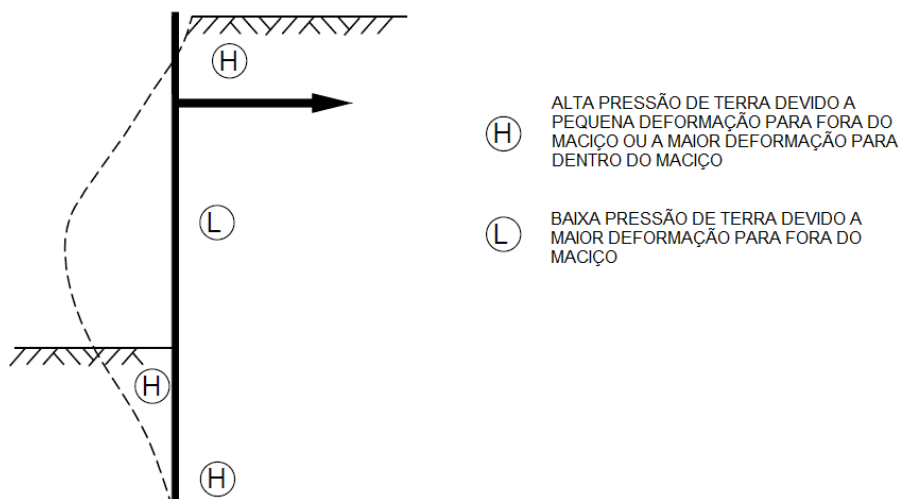


Figura 27: Princípios de arqueamento em torno de uma parede diafragma atirantada (Bjerrum et al., 1972).

A partir desses efeitos é apresentado o estudo de Rowe, que mostra três fontes de redução do momento fletor na parede: a primeira devido ao aumento de pressão no pé da parede na face anterior e posterior; na segunda ocorre um aumento de pressão acima da ancoragem e na terceira acontece a redução de pressão entre os níveis de ancoragem e dragagem, efeito esse chamado também de arqueamento.

Concluem então que, o tipo de arqueamento considerado em 1948 não foi tido como importante por Rowe, mas sim a causa mais importante foi a redução de momento identificada em seus testes, que por sua vez ocorreram devido ao arqueamento. Efeito que depende da flexibilidade da estrutura.

A luz de estudos de Chelapati, 1964, em soluções elásticas teóricas para arqueamento de faixas horizontais rijas, os autores dão uma aproximação simplificada das variações de pressão que ocorrem nos limites da porção de massa de solo que deforma, indicado na Figura 26, sendo a redução de pressão dada no centro da região deformada descrita na equação que segue:

Equação 17: Variação de pressão no arqueamento do solo

$$\Delta p = \alpha \frac{\delta}{l} E$$

Onde, δ/l é a razão de deformação, E é o Módulo de Elasticidade do solo, e α é um coeficiente que varia de 0,3 a 1,0 e depende da massa do solo e de seu coeficiente de Poisson.

Eles afirmam que o aumento de pressão no solo no limite onde há deformação é igual ou maior que a redução no trecho onde há a deformação da estrutura. Valores típicos da razão δ/l foram encontrados como sendo de 0,2 a 1,0%.

Observa-se que como a relação de variação de pressão depende do Módulo de Young, ela é maior em solos mais rijos.

Por fim, concluem que o montante de arqueamento será indubitavelmente controlado pela deformação da parede.

3.1.5.3 Análises por elementos finitos

Escolhendo uma parede estudada por Edelman et al, 1958, (Figura 28), desenvolveram análises em elementos finitos que apresentaram os resultados obtidos conforme as Figuras 34 a 36 abaixo.

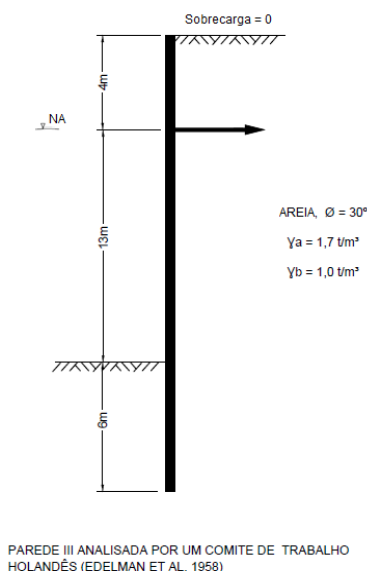


Figura 28: Dimensões da parede e propriedades dos solos usadas nas análises das paredes A, B e C (Adaptado de Bjerrum et al., 1972).

As paredes A e C foram consideradas como sendo mais rígidas, enquanto que a parede B era menos rígida, apresentando um valor de EI de apenas 43% de A. Com relação a deformação da ancoragem, para as paredes A e B, ela foi igual a $0,001H$, e para a parede C foi de $0,002H$.

Os resultados são apresentados para o cálculo original de parede com extremidade apoiada (tracejado) e para os valores calculados por elementos finitos (linha cheia).

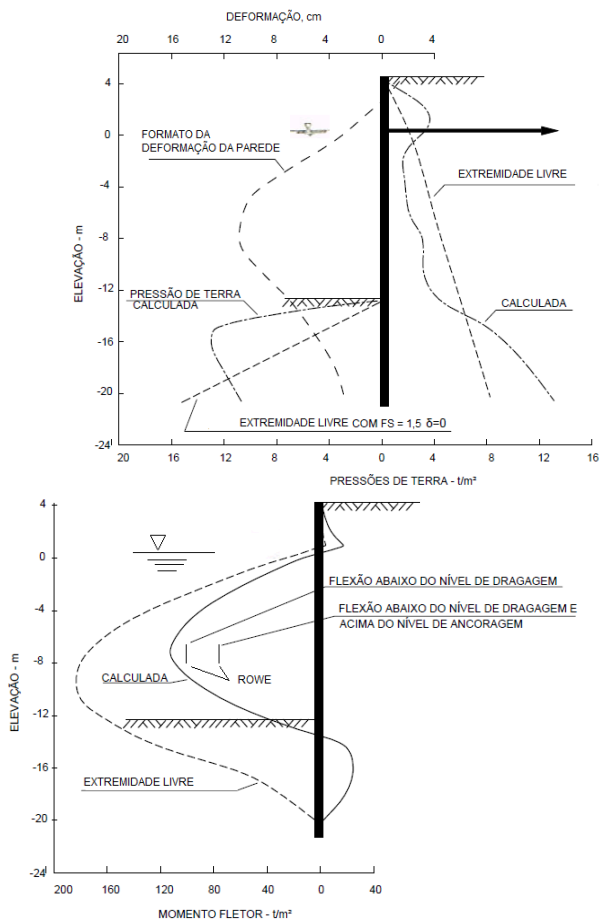


Figura 29: Resultados Parede A (Adaptado de Bjerrum et al., 1972).

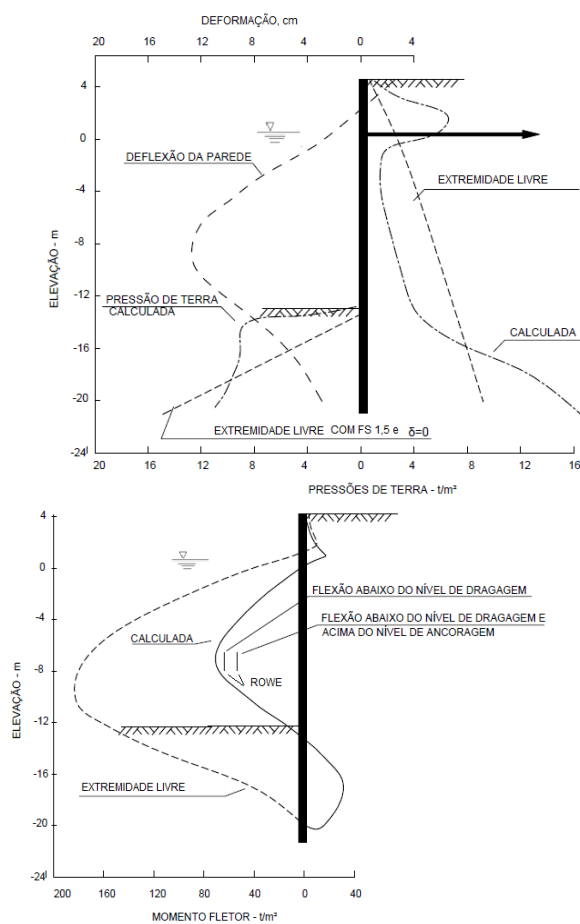


Figura 30: Resultados Parede B (Adaptado de Bjerrum et al., 1972).

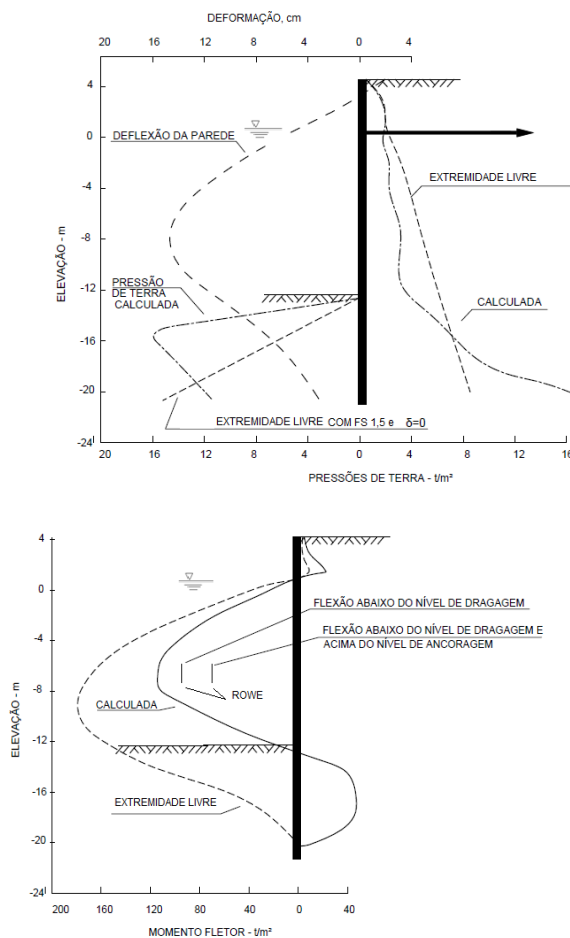


Figura 31: Resultados Parede C (Adaptado de Bjerrum et al., 1972).

Observaram que as curvas se diferem por dois motivos: primeiro é que devido a deformação da parede a mobilização da pressão passiva é maior próxima ao nível dragado (embutimento) e diminui com a profundidade; segundo, a deformação da parede acima do nível de ancoragem resultou em aumentos de pressão nessa área. Uma terceira observação foi feita percebendo que há uma redução de pressão entre o nível da ancoragem e o da dragagem, representando o efeito de arqueamento.

Concluíram que, baseados nos resultados das análises por elementos finitos, as pressões de terra em paredes flexíveis são muito diferentes das pressões previstas pelas teorias clássicas de distribuição de pressão e também que os momentos fletores na parede são menores que o esperado por essas teorias. E ainda que, a redistribuição de pressões em volta da parede pode ser entendida como resultado do arqueamento do solo o qual reduz as pressões em onde há deformação e aumenta onde a deformação é pequena.

3.1.5.4 *Distribuição de pressões em escavações escoradas*

Bjerrum et al, 1972, afirmam que quando se há a remoção de uma porção de solo em frente a uma parede de contenção, a deformação lateral da parede e do solo adjacente a ela é associada a uma deflexão e uma redistribuição das pressões. Afirmando ainda que o problema da distribuição de pressões que ocorre em uma escavação escorada é um problema de arqueamento que ocorre no solo adjacente a esta escavação.

Para compreender as deformações causadas pela mudança de tensão no solo durante a construção de uma escavação, serão considerados dois modelos onde os autores apresentam as etapas de escavação e as mudanças que ocorrem no conjunto, conforme descrito a seguir.

Modelo 1

Toma-se a Figura 32, que contém uma sequência de eventos de escavação em uma vala escorada por estroncas. A remoção do solo entre a etapa C e D apresenta dois efeitos:

A)

- Ocorre um desaparecimento do suporte lateral que previamente suportava a parede entre os níveis C e D;
- A parede agindo como uma viga suportada pela estronca e pelo solo imediatamente abaixo da escavação irá lançar esta carga para as novas reações e a estronca C irá receber uma primeira contribuição desta carga;
- Com a remoção do suporte horizontal o momento fletor na parede irá aumentar ocasionando uma deformação entre os níveis C e D;
- A consequência desta deformação será uma redistribuição local nas pressões atrás da parede. A pressão de terra irá diminuir nesta área onde a parede se deforma e aumentar na região da estronca C e abaixo do nível de escavação, e consequentemente a carga nesta estronca vai aumentar.
- O montante de redistribuição da pressão ativa devido esse efeito depende da rigidez da parede, da distância entre as estroncas e da rigidez do solo imediatamente abaixo o nível de escavação atrás da parede.

B)

- Ocorre uma redução da pressão vertical do solo abaixo da porção escavada (nível D) da mesma magnitude do peso de solo removido. Isso ocasiona uma redução na pressão passiva na parede em frente a ela e no solo abaixo dela e esta redução vai até uma profundidade compatível com a largura da escavação.
- Essa redução de pressão causa uma mudança no equilíbrio existente onde o bloco de solo existente abaixo daquele removido e uma parte da parede junto a esse bloco irão se deformar, causando o efeito do arqueamento neste trecho de solo atrás da parede.
- Da mesma forma que na etapa anterior a pressão ativa irá aumentar na parte de cima da parede suportada pela estronca e diminuir na região abaixo da última estronca até onde o solo abaixo permite deformação, voltando a aumentar na região de solo além desta.
- Se há uma camada firme abaixo da parede, esta camada funcionará como um suporte do arqueamento e as tensões serão transferidas a ela aumentando a tensão cisalhante nesta camada. Este efeito depende da deformação do solo que ocorre abaixo do nível de escavação e da compressão das estroncas. Quanto maior a deformação relativa, maior a quantia de pressão ativa carregada às estroncas.

A deformação que ocorre no solo abaixo do nível da escavação pode ser dada pela relação:

Equação 18: Deformação do solo no fundo da vala

$$\delta = \frac{YH}{E} \mu_1 \mu_2$$

Onde,

E é o Modulo de Young do solo;

μ_1 é um parâmetro que depende da razão entre largura e profundidade da escavação;

μ_2 é um parâmetro que depende da razão entre a profundidade até um estrato de solo firme e a largura da escavação.

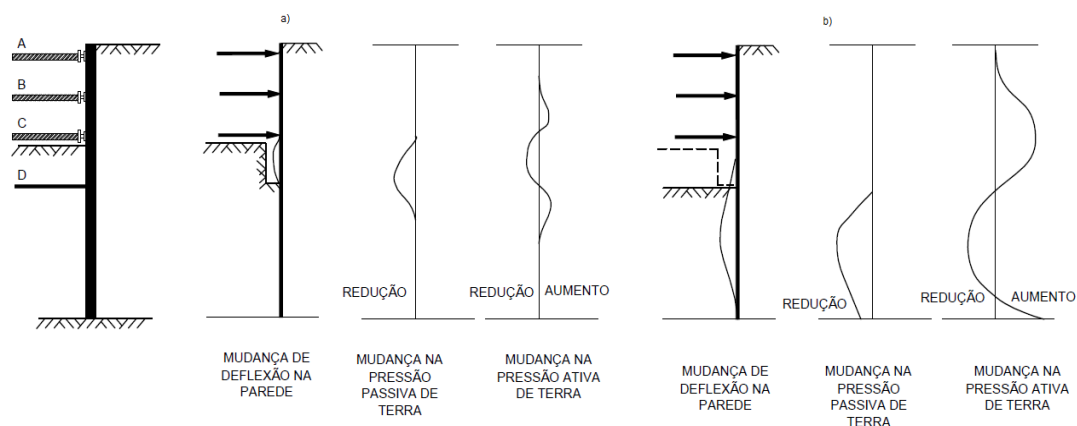


Figura 32: Análise da redistribuição de pressão ativa causada por uma única etapa de escavação. A) Mostra o efeito da remoção do suporte lateral pela escavação do solo. B) Mostra o efeito da redução na pressão passiva abaixo o nível de escavação (Adaptado de Bjerrum et al., 1972).

Modelo 2

Um outro exemplo é apresentado pelos autores sobre o efeito do arqueamento e mostra o resultado de medidas de pressão realizadas por células de carga instaladas numa parede diafragma.

Para uma escavação em uma argila mole numa obra do metro de Oslo, são apresentadas as mudanças na pressão passiva e ativa conforme na Figura 33. A parede foi cravada até uma rocha e a escavação ocorreu em cinco níveis com a instalação de estroncas de A a E.

O estágio de escavação mostrado na figura da esquerda, referente ao período do dia 35 ao 48, mostra a configuração das deformações e pressões ativas e passivas para parede até a escavação da estronca D (camadas de 2,0m).

Neste ponto são apresentadas as condições de uma escavação realizada numa camada mais rija de argila. O efeito na argila mole logo abaixo é bem limitado e pode-se ver pela leitura das células de pressão que há uma redistribuição local da pressão ativa ocorrendo logo abaixo da área que o suporte lateral foi removido.

Observa-se também que com a remoção da carga vertical há uma redução da pressão passiva na profundidade, causando um efeito de movimento lateral na parede logo abaixo da escavação, diminuindo a pressão ativa nesta região e aumentando no pé e na parte mais alta da parede.

A figura da direita mostra o estágio de escavação entre as estroncas D e E, no período do dia 48 ao 73 e também as variações na deformação e pressões laterais.

Na sequência procede-se a escavação entre D e E, e as variações são mostradas na figura da direita. A escavação atingiu a camada de argila mole e as mudanças nas pressões ativas são comandadas pelos movimentos da parede abaixo do nível de escavação. Esses movimentos causam o efeito do arqueamento no solo atrás da parede resultando numa diminuição da pressão ativa na região onde o deslocamento ocorreu, já na parte onde a parede é suportada pela última estronca há um aumento na pressão ativa bem como na região onde a parede está fixa na rocha. A tensão de cisalhamento é aumentada no contato entre argila e rocha.

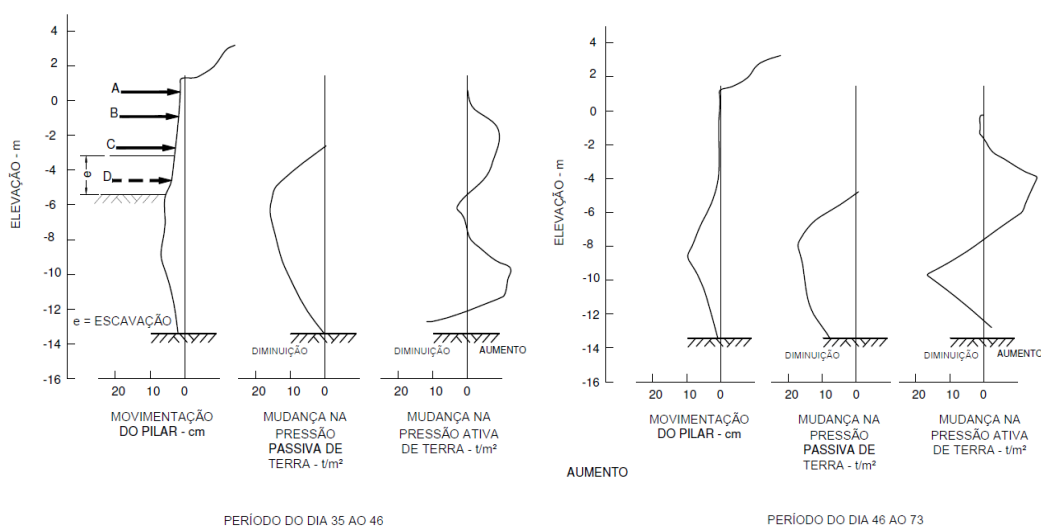


Figura 33: Mudanças na deformação e pressões de terra na parede diafragma durante dois estágios de escavação em Oslo (Adaptado de Bjerrum et al., 1972).

Dentre esses exemplos é possível observar o arqueamento do solo que ocorre na distribuição das pressões ativas, apresentando valores divergentes da teoria de Rankine.

Além dos modelos anteriores mais três serão apresentados, neles os autores passam a considerar o efeito de várias etapas de escavação.

Modelo 3

As escavações mostradas na Figura 34, serão usadas para ilustrar duas condições extremas, a primeira em uma areia densa, onde as deformações abaixo do nível de escavação não são importantes, e a segunda em uma argila mole, onde as deformações abaixo da escavação também têm importância.

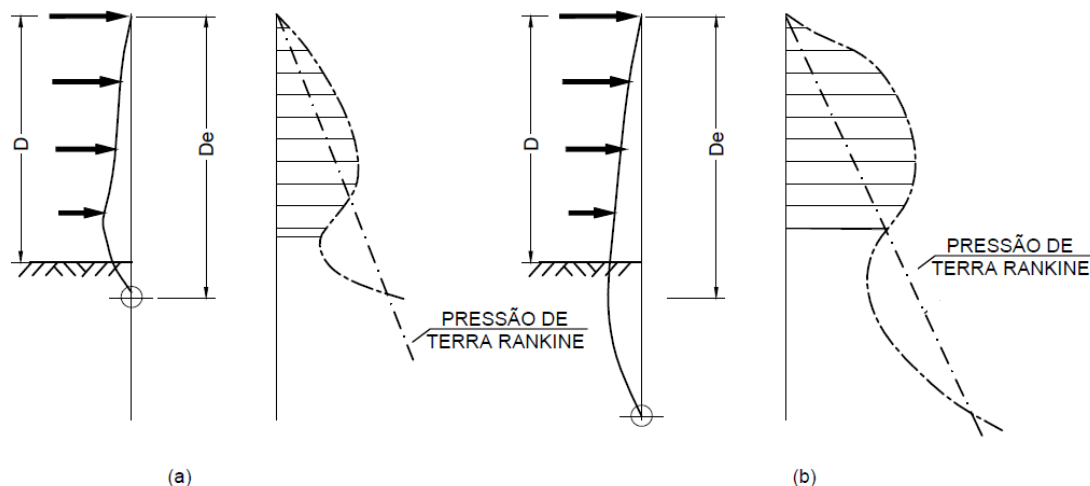


Figura 34: Deformações em parede diafragma e redistribuição da pressão ativa que ocorre numa escavação em areia densa (A), ou sem argila mole (B). (Adaptado de Bjerrum et al., 1972).

Para o caso A, areia densa, sendo os movimentos abaixo do nível de escavação pequenos, os efeitos na deformação da parede serão dados por uma convexidade na curva. Isto acontecerá durante a construção em cada nível de instalação de uma estronca, causando um movimento da parede para o interior da vala, acumulando na profundidade e gerando uma rotação na estronca superior. Na parte de trás da parede o movimento de arqueamento acontece e a pressão é ligeiramente maior que a de Rankine na parte de cima da parede, já entre a última estronca o nível de escavação a pressão passa a ser menor que a de Rankine. A soma das cargas nas estroncas serão próximas às teóricas, porém a distribuição dessas cargas será trapezoidal.

O efeito de arqueamento mostrado ocorre devido a uma redistribuição local de pressões entre a última estronca instalada e o nível da escavação, o desvio entre a pressão dada por Rankine para as estroncas só é mais significativa se o número de estroncas é pequeno, de 3 a 5. Senão, a distribuição será triangular na profundidade, exceto para o último nível de reforço.

O comportamento apresentado neste exemplo, é característico de solos com alto valor de Modulo de Young.

Para o caso da figura B, argila mole, é possível observar o efeito de arqueamento acumulado na região abaixo do nível de escavação, pois devido ao solo mole, a parede apresenta grande deformação nesta região.

A princípio não há diferenças entre o tipo de arqueamento que ocorre nos dois casos, apenas a dimensão das deformações e tensões atuantes é que serão diferentes. É

possível observar que para o caso de argila mole, a distribuição de pressão aumenta além do previsto por Rankine, na parte superior da estrutura, o que ocasionará maior carga nas estroncas deste caso.

Modelo 4

Os autores afirmam que o comportamento mostrado anteriormente para o caso em argila mole, foi encontrado em diversas seções de escavação para o metrô de Oslo, que é apresentado a seguir.

Trata-se de escavações que foram instrumentadas e seu resultado é apresentado na Figura 35.

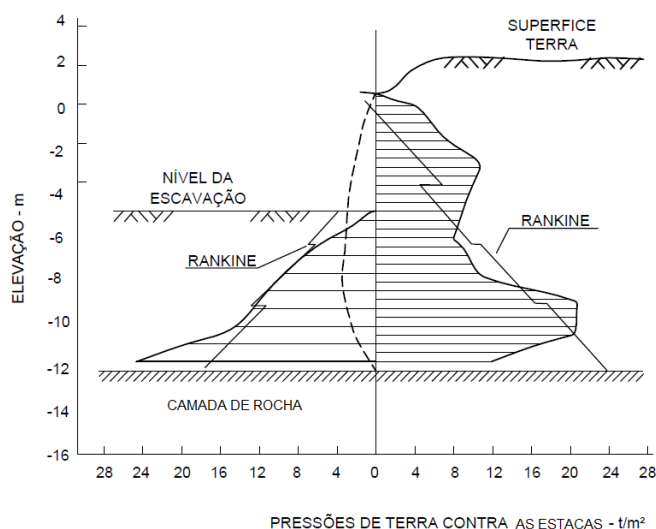


Figura 35: Distribuição da pressão ativa e passiva observadas por células de carga em escavações do metrô de Oslo (Bjerrum et al., 1972).

Na parte superior observa-se que a carga prevista para as estroncas foi cerca de duas vezes àquela prevista através de Rankine.

O comportamento ilustrado na Figura 34 e na Figura 35, além de ser comum para argilas moles, o é também para areia fofa, silte e argilas médias. Percebe-se ainda das análises anteriores que o efeito do arqueamento é mais acentuado em escavações mais amplas do que em escavações estreitas.

Em resumo, é possível observar que a carga nas estroncas serão maiores ou menores dependendo se as deformações que ocorrem abaixo do nível de escavação são maiores ou menores.

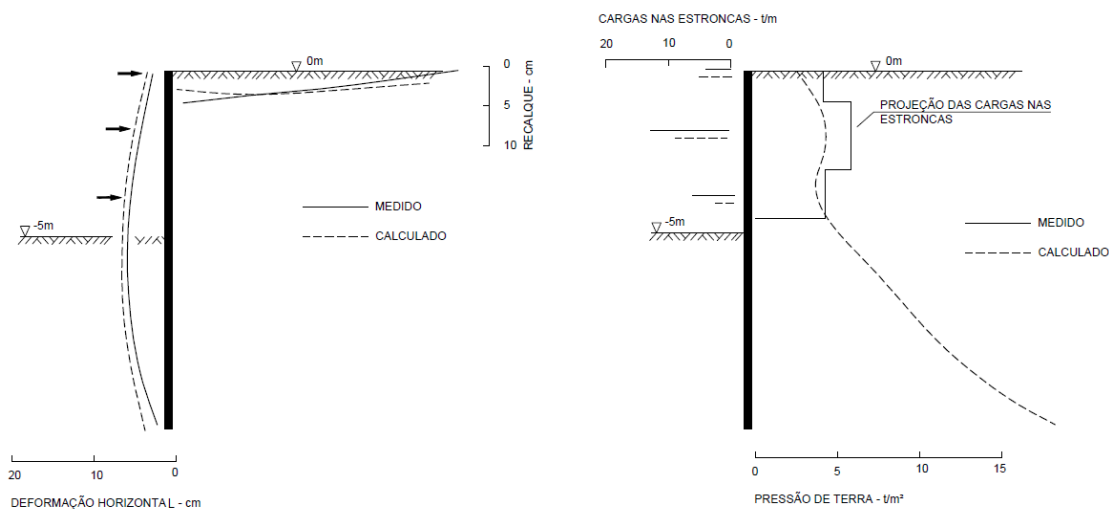
O formato da distribuição de pressão através das estroncas pode ser triangular, retangular ou trapezoidal. Trapezoidal e triangular ocorrerão em escavações onde o solo abaixo do nível da escavação deforma pouco, o que acontece para solos com alto Modulo de Young, ou para profundidades muito maiores que a largura. Retangular ocorrerá quando o solo abaixo do nível da escavação deforma bastante, como em argilas e siltes.

Exemplo 5

Um último caso em Vaterland 3, Oslo, é apresentado. Este caso foi analisado por meio de Elementos Finitos e trata-se de uma escavação em argila média sobre um depósito de argila normalmente consolidada com baixa plasticidade.

Uma camada de solo de 2,5m de espessura foi removida antes da escavação começar, e a argila foi considerada levemente sobreconsolidada.

Os resultados podem ser vistos na Figura 36, correspondentes a uma primeira fase de escavação até 5,0m e depois, uma segunda até 9,0m de profundidade. Nestas figuras são mostradas as deformações na parede, os recalques na superfície do terreno, as cargas nas escoras e a pressão de terra atuando na parede. É possível comparar os resultados estimados pela análise por elementos finitos e os medidos reais, sendo eles similares.



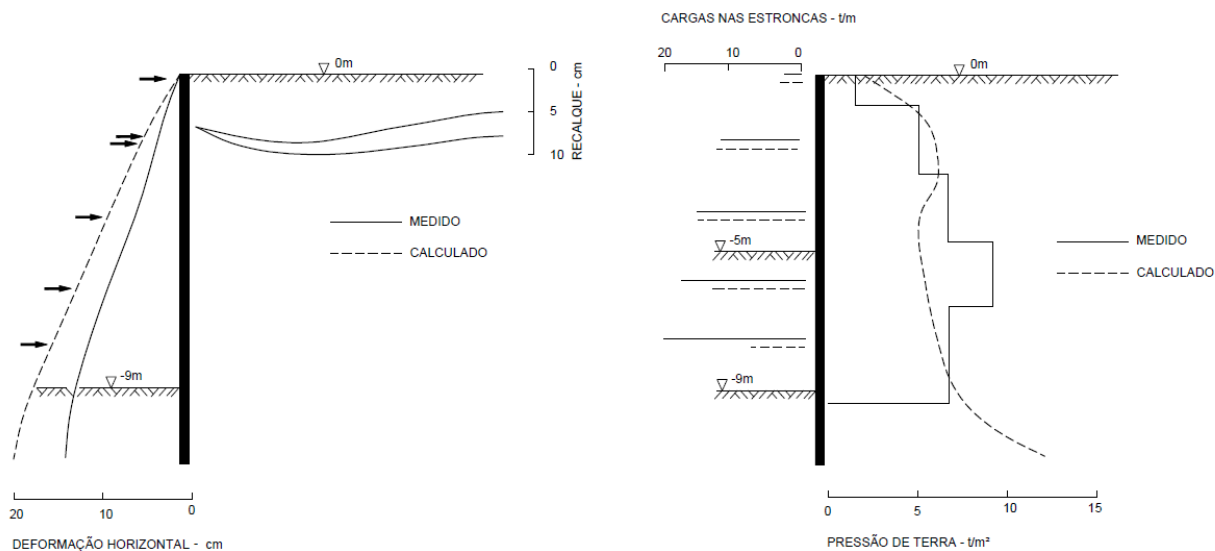


Figura 36: Comparações entre deformações e pressões de terra medidas e calculadas pelo método dos elementos finitos, em Vaterland3, Oslo (Bjerrum et al., 1972).

3.1.5.5 Conclusão

Por fim, os autores concluem que as cargas suportadas pelas escoras dependerão de dois fatores:

- Primeiro, da magnitude da pressão ativa total exercida pelo solo atrás da parede, até na profundidade onde o solo se movimenta, a qual depende exclusivamente da tensão cisalhante e do peso específico do solo atrás da parede.
- Segundo, da distribuição de pressão de terra, a qual determina o quanto a pressão ativa total será sofrida pelas estroncas. Esta distribuição depende do montante de arqueamento e é controlada pela magnitude de deformação no solo abaixo da escavação. Se a deformação do solo é pequena, o arqueamento também será, e a soma das cargas atuantes nas estroncas será próxima aquela calculada pela teoria. No entanto, se houver uma grande deformação no solo abaixo o nível de escavação, uma carga maior será sofrida pelas estroncas. A deformação do solo depende do Modulo de Young e do peso específico do solo abaixo o nível de escavação e atrás da parede, da largura e da profundidade da escavação e da profundidade de uma camada resistente.

Através do estudo deste trabalho, o comportamento da estrutura de contenção e do solo durante as etapas de escavação, pôde ser intensamente ilustrado, tornando bastante compreensível a distribuição das tensões laterais e ocorrência do arqueamento do solo na distribuição de pressões pela estrutura, sendo que este efeito depende da flexibilidade da parede e das características de elasticidade do solo. Por sua vez, foi visto que as cargas atuantes nas estroncas, ou nos tirantes, também serão influenciadas pelo efeito de arqueamento, e haverá casos, principalmente para solos moles, onde as cargas nas escoras serão maiores do que as previstas pela Teoria de Rankine.

Essas discussões contribuem de forma significativa para a modelagem das estruturas de contenção que se pretende realizar no Ftool.

3.1.6 Análises numéricas de uma parede diafragma ancorada através de coeficiente de reação do solo e elementos finitos

TOTSEV, 2016, em seu trabalho, buscou mostrar recomendações para o dimensionamento de paredes de contenção ancorada (apenas um nível) através da realização de múltiplas soluções usando os programas SAP (por Subgrade Reaction Model - SRM) e o PLAXIS (por Finite Element Method - FEM), para uma ampla gama de mudanças de parâmetros de entrada. Com os resultados e um tratamento estatístico o autor criou gráficos que relacionam os valores das variáveis procuradas.

As questões analisadas por ele foram:

- Determinação da distribuição e intensidade da pressão lateral ativa;
- Determinação da distribuição do coeficiente de Winkler proporcionalmente a profundidade e sua especificação precisa, de acordo com os dados experimentais obtidos sobre a massa do solo;

A solução encontrada por ele para os dois programas analisados é apresentada através dos modelos numéricos mostrados na Figura 37, para o SAP e para o PLAXIS.

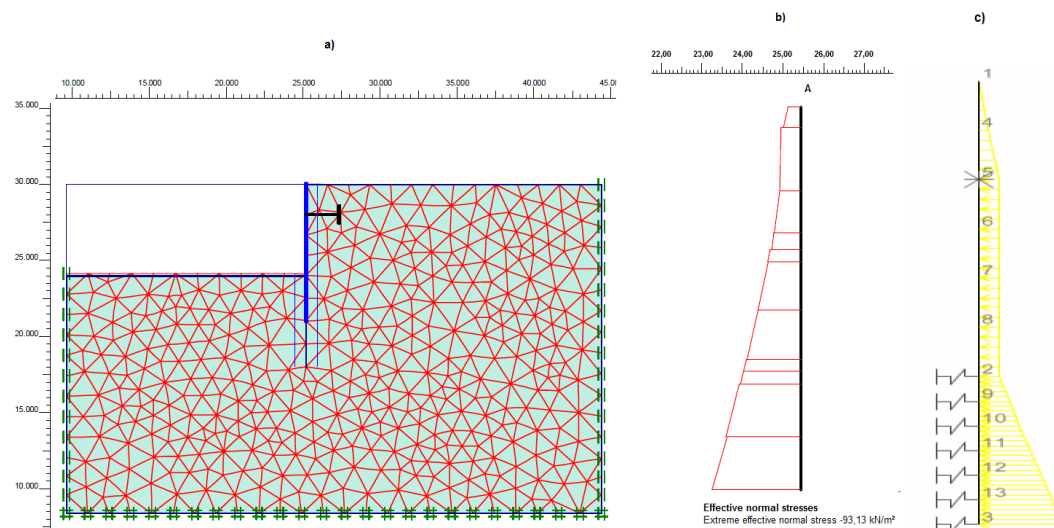


Figura 37: Esquema numérico de acordo com Plaxis (A), SAP (C) e a distribuição de pressão ativa de acordo com o Plaxis (B). (Totsev, 2016).

Através do método de SRM, o solo na região de pressão passiva é substituído por um modelo de interação entre o subsolo e a estrutura constituído de uma série de molas desconectadas com determinada rigidez conforme a profundidade (Vogt 1984 e Besler, 1998, apud Totsev, 2016). Em conformidade com os testes realizados pelos programas, o autor assumiu que a distribuição lateral de pressão ocorre de acordo ao gráfico apresentado na Figura 38.

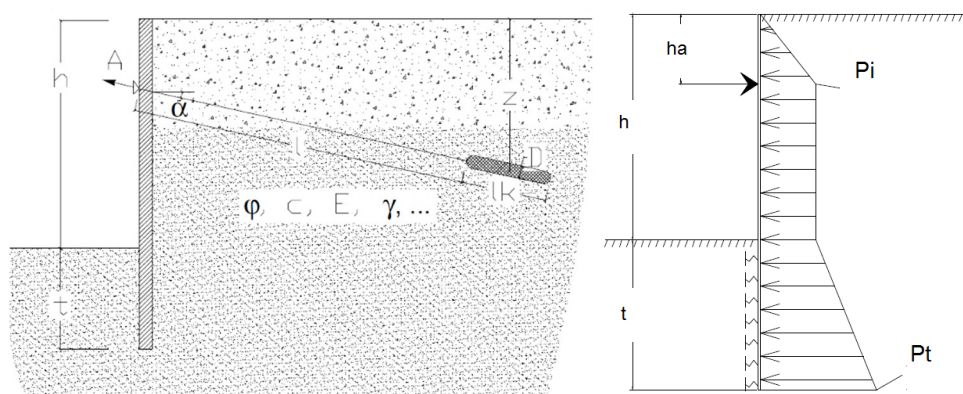


Figura 38: Parede ancorada (esquerda). Distribuição de carga assumida (direita).

A distribuição de carga é assumida como:

Equação 19: Distribuição lateral de carga por Totsev

$$P_i = \gamma * h_a * k_m$$

E

Equação 20: Distribuição lateral de carga no pé da contenção, por Totsev

$$Pt = 1,2 * \gamma(h + t) * k_a$$

O coeficiente de pressão lateral, K_m , é função do ângulo de atrito, ϕ , e da coesão, c , e pode ser obtido da Figura 39a.

A constante elástica determinada para o tirante relacionou diversas variáveis como: Módulo de Elasticidade, Tensão Vertical, Comprimento Ancorado e coesão, podendo ser determinado pelo nomograma apresentado na Figura 39b.

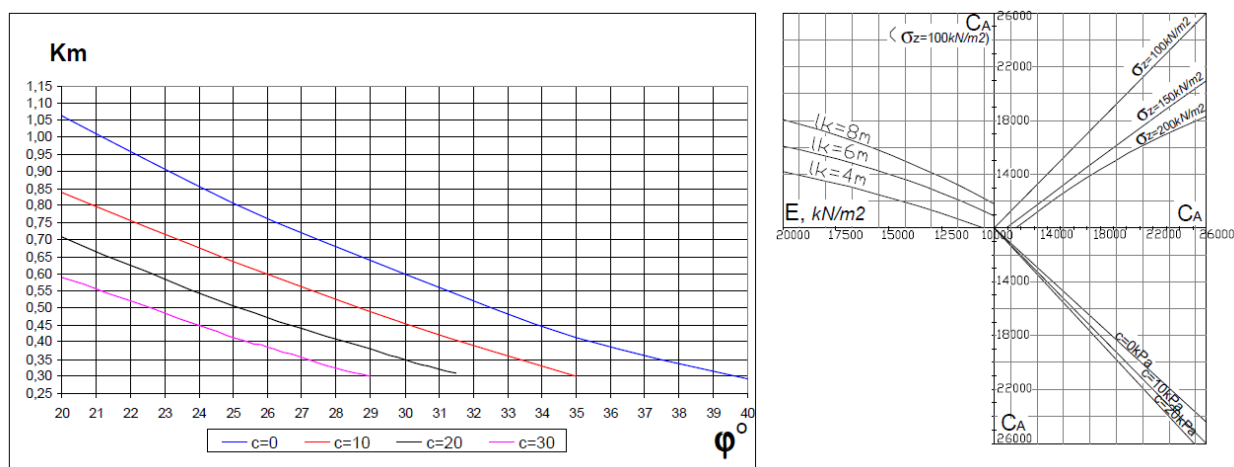


Figura 39: a) Variação de K_m em função de ϕ e c . B) Determinação da constante elástica, C_A , do tirante (Totsev, 2016).

O coeficiente de rigidez do solo é relacionado pelo autor com o coeficiente de rigidez da camada de mola que o substitui, de forma que o máximo valor de proporcionalidade entre eles é dado pela fórmula:

Equação 21: Coeficiente de rigidez máximo do solo, por Totsev

$$K_{z1,max} = \beta_1 E \frac{\Delta}{\Delta + 2}$$

Onde: E – Módulo de Young;

β_1 – Coeficiente de Correção de valor 4,2;

Δ - comprimento do elemento (finito) que substitui o solo (t/ n° de molas).

Após determinar máximo coeficiente de rigidez K_z do solo pela fórmula anterior, deve-se determinar as rigidezes de todas as molas adotadas. Cada mola, a cada nível terá

uma redução a partir de $K_{z1,max}$ dada por uma redução da rigidez para cada camada, está redução é determinada por Δ_k , dependendo do número de molas, n da seguinte forma:

Equação 22: Redução da rigidez K nas camadas de mola anteriores à máxima.

$$\Delta_k = \frac{K_{z1,max}}{n}$$

Ou seja, $K_i = K_{z1,max} - \Delta_k$ (Figura 40).

No entanto, os valores da primeira e última mola são menores levando em conta que na primeira camada sua profundidade é apenas $\frac{1}{4} K_{z1,max}$ do valor obtido, assumindo a descompactação do mesmo, e que a última camada será igual a $\frac{1}{2} K_{z1,max}$ porque substituirá o solo apenas até a metade da camada. Essa distribuição de K_z pode ser observada na Figura 40.

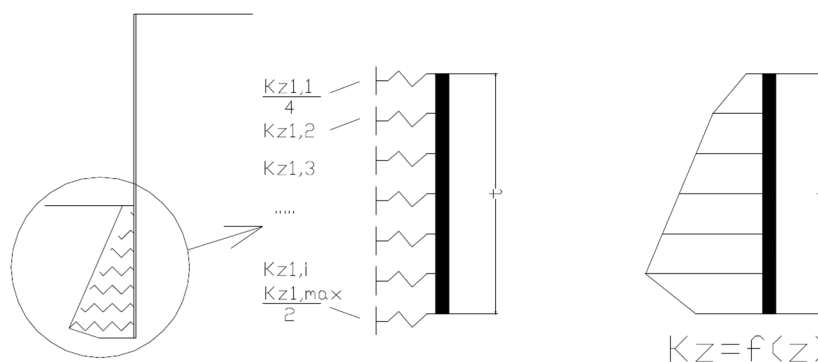


Figura 40: Distribuição de K_z na profundidade t (comprimento da ficha) (Totsev, 2016).

O autor define ainda nomogramas para correlações entre o embutimento mínimo e para determinação da constante elástica da ancoragem. Além disso, ele apresenta uma proposta da distribuição das tensões laterais atuantes na parede que pode ser observado na Figura 41.

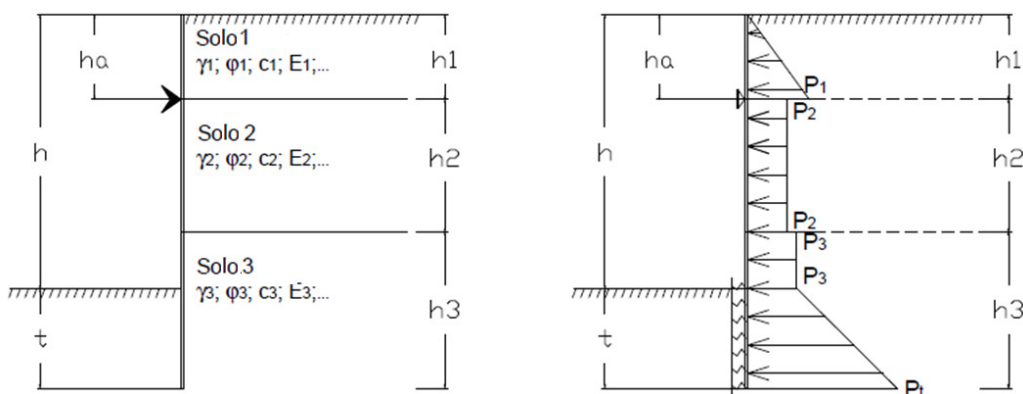


Figura 41: Solução para solo composto por camadas de diferentes propriedades (Totsev, 2016).

As pressões nos diferentes níveis foram definidas como:

Equação 23: Pressão de terra lateral à parede de contenção, por Totsev

$$P_i = \gamma_i h_a K_{m,i}$$

Para a região de embutimento da parede, percebeu-se que a adoção dos coeficientes comuns do solo (γ e K_a) não representavam os resultados encontrados pelo Plaxis, por esta razão o autor indicou a relação P_t para esta região, onde:

Equação 24: Pressão de terra lateral à parede de contenção na região do embutimento

$$P_t = 1,2\gamma_{cp}(h + t)K_{a,cp}$$

Com:

$$K_{a,cp} = \frac{K_{a,1} \cdot h_1 + K_{a,2} \cdot h_2 + \dots K_{a,i} \cdot h_i}{h + t}$$

E

$$\gamma_{cp} = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \dots \gamma_i \cdot h_i}{h + t}$$

A proposta desse trabalho foi analisar e apresentar as dependências entre os parâmetros do solo e da geometria da parede com relação às tensões e deformações da estrutura de contenção analisada. Pôde-se perceber que o autor atingiu seu objetivo, encontrando resultados satisfatórios capazes de permitir a transição das soluções realizadas num programa especializado (Plaxis) para as soluções num programa universal (SAP2000). Ele apresentou as recomendações sobre o tipo de distribuição das pressões laterais na estrutura e também nos elementos de mola utilizados, que poderão ser úteis ao modelo que será analisado a partir da ferramenta Ftool.

3.1.7 Pressões laterais atuando em paredes com múltiplos tirantes

Song et al, 2006, estudaram um caso de cortina atirantada construída em Pusan, Coreia, num terreno onde escorregamentos causados por fortes chuvas já tinham derrubado uma contenção ancorada existente. O solo presente no local foi definido como silte arenoso e numa camada de cerca de 10,3m abaixo, havia rocha intemperizada. A Figura 42 ilustra o problema encontrado e a Figura 43 mostra a contenção projetada para a estabilização do talude.

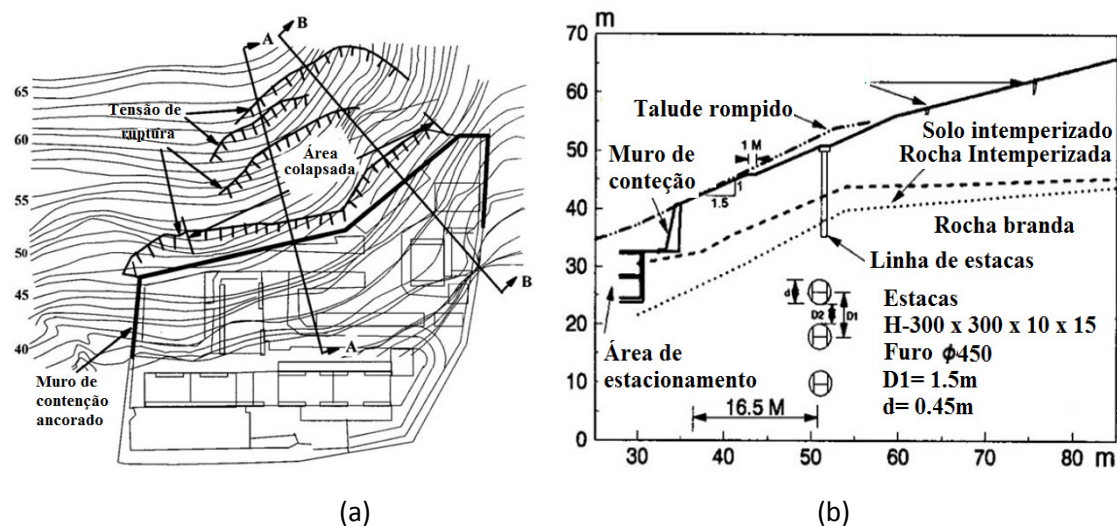


Figura 42: a) Planta de localização das linhas dos escorregamentos. B) Layout das contenções para estabilização do talude (Song et al., 2006).

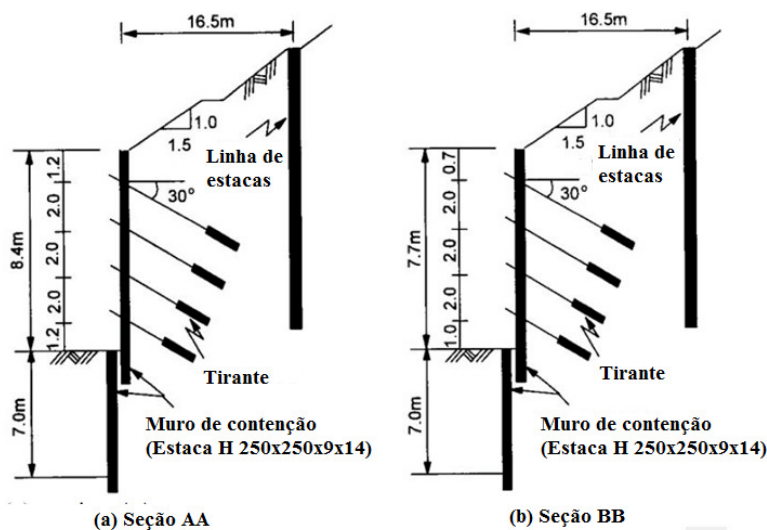


Figura 43: Cortinas atirantadas instaladas no corte do talude (Song et al., 2006).

Instrumentações com inclinômetros (nas vigas de aço), piezômetros no terreno e células de carga (nos tirantes) foram instaladas. Através delas, valores de pressões lateral de terra, deslocamentos horizontais e a carga atuante nos tirantes foram encontrados. As Figura 44 e 50 mostram os resultados obtidos para força nos tirantes e deslocamentos horizontais, respectivamente, de acordo com os estágios de escavação e o tempo decorrido.

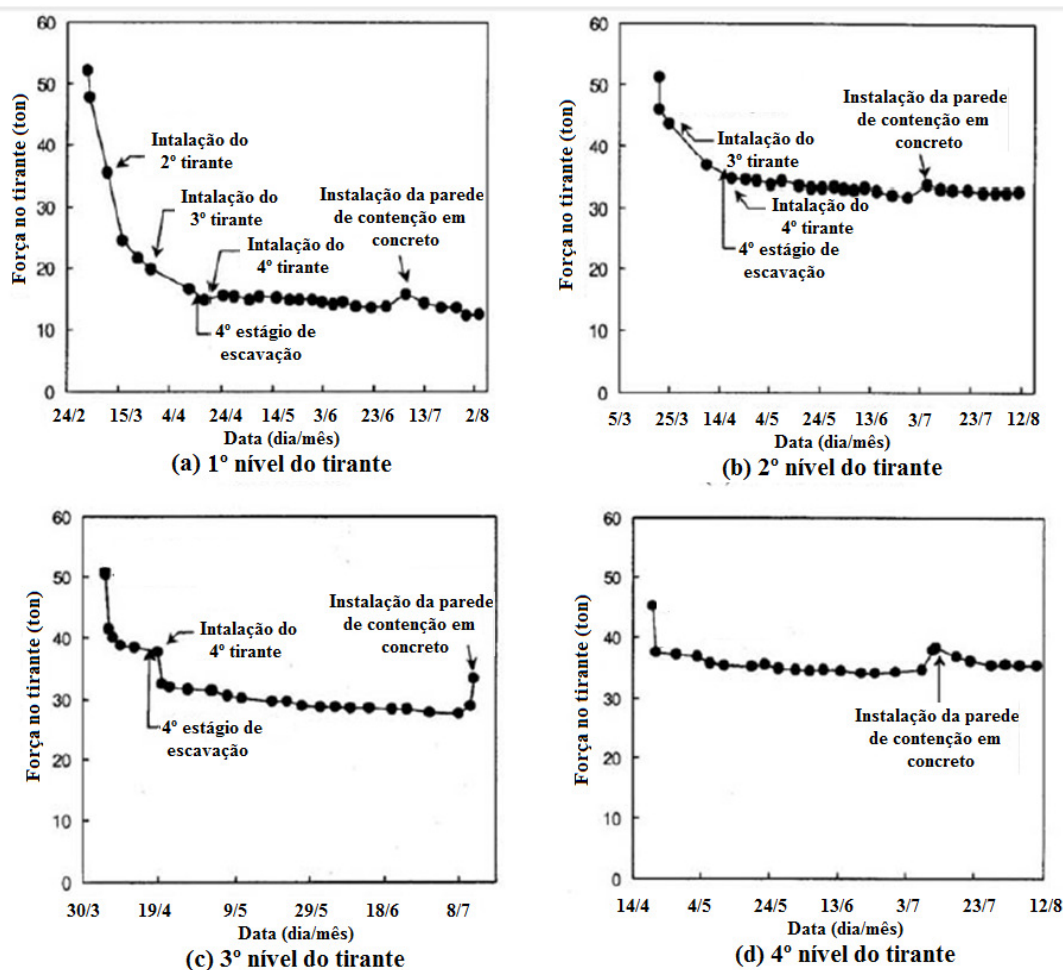


Figura 44: Variação da carga nos tirantes (Song et al., 2006).

Conforme mostrado na figura, a força de pré tensionamento do tirante decresceu durante as escavações e instalação dos próximos tirantes, e no quarto nível de tirantes ela permaneceu constante. Durante a instalação da parede de concreto em cada nível, as tensões variaram levemente devido a deformação da parede.

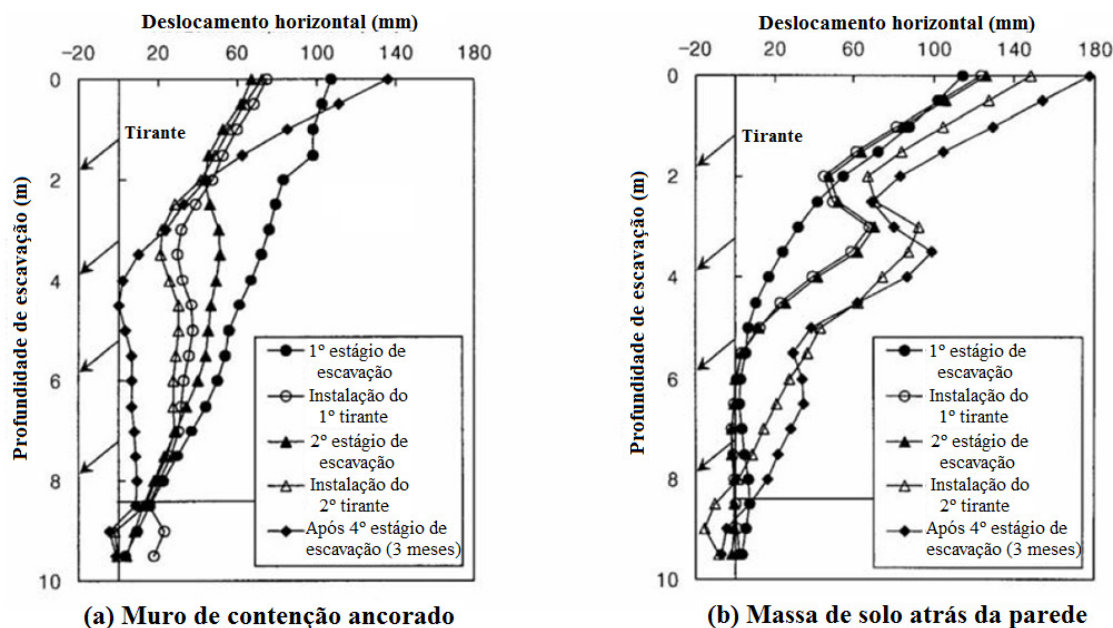


Figura 45: Variação das deformações horizontais (Song et al., 2006).

As deformações foram medidas através dos inclinômetros instalados na parede (Figura 50^a) e no maciço de solo atrás da parede (Figura 50b).

Observa-se que as deformações na parede são maiores para os primeiros estágios de escavação e conforme os tirantes vão sendo instalados, elas reduzem. Apenas os deslocamentos na superfície do terreno formam crescendo nos três meses seguintes à instalação.

Já as deformações no solo atrás da contenção aumentam conforme ocorre a escavação, porém não são influenciados pela instalação dos tirantes. Eles acontecem em toda a profundidade da estrutura.

Para o cálculo da pressão de lateral de terra, Song et al, 2006, usam os valores das cargas atuando nos tirantes, desenham o diagrama aparente de distribuição a partir desses valores, conforme observado na Figura 46 e na Figura 47 é feito um esquema da configuração final de pressões.

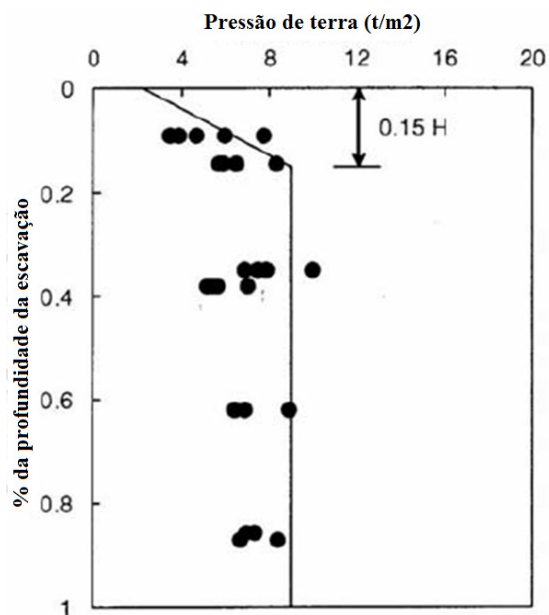


Figura 46: Pressões de terra medidas (Song et al., 2006).

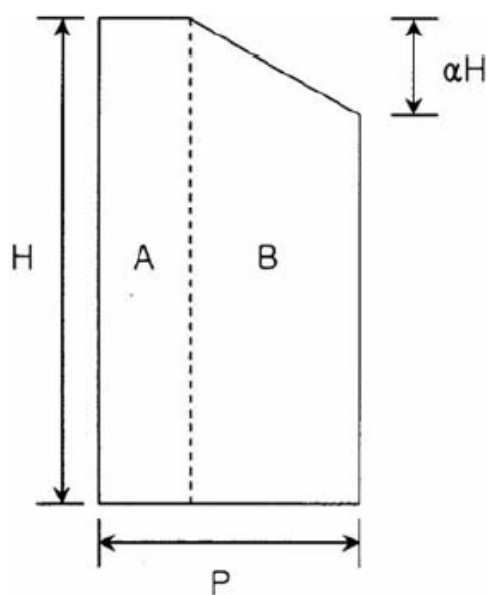


Figura 47: Esquema do diagrama aparente de pressão de terra (Song et al., 2006).

A pressão P é definida por:

Equação 25: Pressão de terra lateral à parede, por Song et al

$$P = \beta K_a (q + \gamma H)$$

Onde, β vale 1,0 para pressões medidas e 0,65 para pressões tomadas empiricamente;

q é a sobrecarga aplicada no terreno;

K_a é o coeficiente de empuxo ativo de Rankine;

γ é o peso específico do solo;

H é a altura da contenção.

α , mostrado no diagrama vale aproximadamente 0,15.

Por fim, os autores comparam a pressão medida com a pressão ativa de Rankine calculada, e ainda com a pressão empírica estimada através de Terzaghi e Peck, 1967. É possível observar na Figura 48 que a pressão medida através das células de carga foi maior do que a empírica, e igual a de Rankine, sendo encontrado como o coeficiente n_a do diagrama inicialmente dado por Terzaghi (solução empírica) para areias, o valor 1,0, ao invés de 0,65.

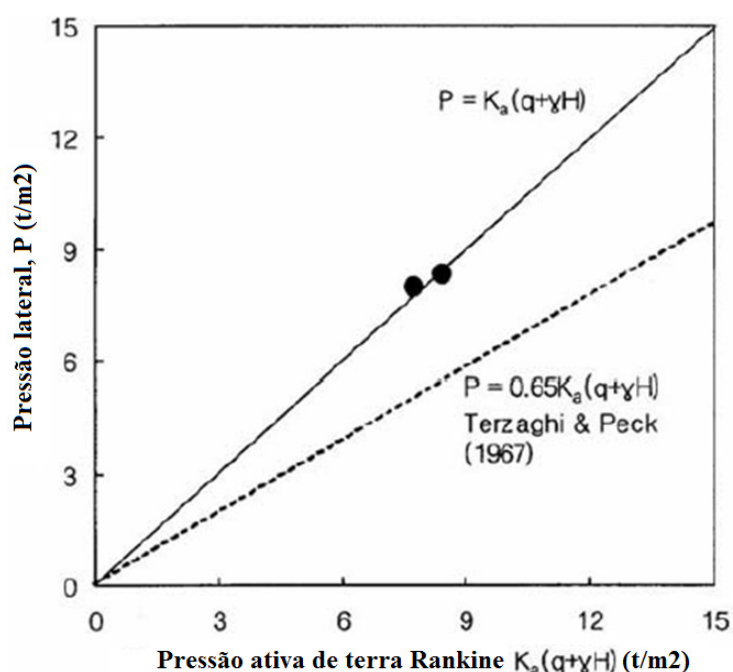


Figura 48: Comparação entre as pressões empíricas e a medida (Song. Et al, 2006).

3.1.8 Conclusão

Diante dos diversos casos ilustrados anteriormente, observa-se que existe grande variação no comportamento de uma estrutura de contenção de solo, sendo que seu comportamento é influenciado pelo método de construção, pela profundidade a ser atingida com a escavação, pelas rigidezes dos materiais do conjunto, tipo de solo e pressão que o mesmo exerce sobre a parede, incertezas essas que podem gerar dúvidas quanto a solução adotada. Além disso, conforme escreve Totsev, 2016, em cortinas atirantadas, a complexidade do problema vem também do fato de ser uma estrutura não somente apoiada

numa camada de solo (particularmente complicado e não homogêneo), mas que similarmente as cargas que atuam nesta estrutura são formadas por esse solo.

No entanto, foram vistos diversos casos reais onde as teorias aplicadas apresentaram bons resultados no que diz respeito ao dimensionamento e construção de estruturas resistentes. Foi possível observar que a teoria de Terzaghi, apesar de empírica e aproximada, contempla a distribuição real de pressões na parede para a maior parte dos casos. Já quando se procede o cálculo a partir do Método dos Elementos Finitos, resultados mais refinados são encontrados, aproximando-se dos resultados reais instrumentados, e configurando uma boa forma de dimensionamento a ser considerado.

Outro ponto importante foi a apresentação da influência do efeito de arqueamento do solo na distribuição de pressões laterais em escavações atirantadas, efeito esse que está diretamente relacionado com a flexibilidade da estrutura e, portanto, com sua deformação.

Isto posto, é possível fazer uso da experiência adquirida por estes autores sobre o dimensionamento das cortinas na otimização de projetos, garantindo qualidade e confiança à solução adotada em cortinas. Neste trabalho, as conclusões de cada caso também serão úteis para comparar a simulação realizada pelo programa adotado e seus resultados.

3.2 MODELOS DE CÁLCULO

3.2.1 *Introdução ao programa FTOOL*

Criado pelo professor Luiz Fernando Martha e desenvolvido em um projeto de pesquisa integrado junto ao Departamento de Informática da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-RIO) cujo coordenador foi o professor Marcelo Gattass, o Ftool é um programa gráfico interativo para análise de pórticos planos.

De acordo com Burgos, 2005, este programa é formado por dois componentes principais: o módulo FRAMOOOP e a interface gráfica propriamente dita. O FRAMOOOP é, na verdade, uma simplificação do FEMOOOP, um programa de análise estrutural baseado no Método dos Elementos Finitos, em que foram mantidos apenas os algoritmos necessários para a análise de pórticos planos. O FRAMOOOP é responsável por toda a análise numérica do FTOOL, não tendo interface gráfica. A entrada de dados neste programa é feita por um arquivo neutro (Neutral File) e a resposta é dada também em forma de arquivo. Finalizando a estrutura do programa, um sistema de interface com o usuário (IUP) é adotado juntamente com um sistema gráfico (CD) ambos também desenvolvidos no Tecgraf/PUC-Rio.

Tratando-se de uma ferramenta educacional, Kaefer et al., 2000, diz que manipulação no modelo no Ftool é feita através de entrada via mouse e/ou teclado. O programa integra todas as fases do processo de análise estrutural: criação e manipulação do modelo com aplicação de atributos (pré-processamento), resolução pelo método da rigidez direta e visualização de resultados (pós-processamento). Uma estrutura de dados bastante eficiente, baseada em topologia computacional, permite uma integração natural entre estas fases e uma poderosa capacidade de modelagem e visualização. Esta integração é o aspecto fundamental no processo de aprendizagem, permitindo ao estudante experimentar com rapidez diferentes concepções estruturais para uma estrutura e assim entender melhor o seu comportamento estrutural.

A figura abaixo descreve as etapas de processamento no programa:

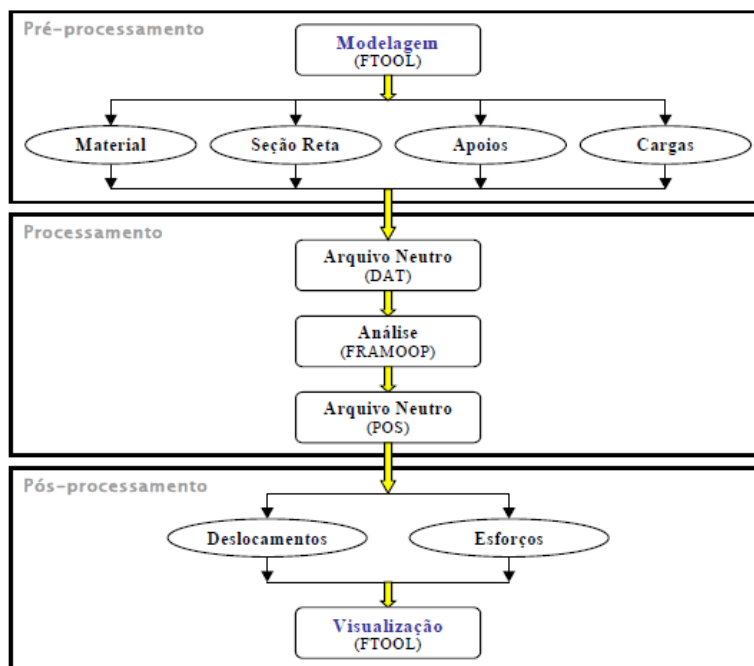


Figura 49: Etapas de processamento no Ftool (Burgos, 2005).

Esta ferramenta vem ocupando um espaço pouco explorado por programas educativos, que se preocupam mais com o ensino das técnicas numéricas de análise, ou por versões educacionais de programas comerciais, mais preocupados em introduzir os estudantes às suas interfaces (Martha, 2012).

A última versão do programa é a 3.00 (Versão Lisboa) que foi lançada em 02 de agosto de 2012 e sofreu uma última atualização em 08 de dezembro de 2012, versão está disponível para download no site < <http://webserver2.tecgraf.puc-rio.br/ftool/> > tanto para o sistema operacional Windows quanto para o Linux.

Neste mesmo site é possível encontrar ainda o manual de utilização do programa, exemplos de aplicação, histórico do seu desenvolvimento bem como a literatura relacionada.

3.2.2 Análises disponíveis

Para a inclusão da estrutura no Ftool, e posterior acesso aos resultados obtidos os passos a serem desenvolvidos (para o caso estudado) são:

Dados de entrada

- Criação da estrutura (parede, tirante, elementos de solo) a partir da inserção dos membros: barra e nós;

- Definição dos parâmetros dos materiais como: Módulo de Elasticidade (E), Coeficiente de Poisson (ν) e Coeficiente de Expansão Térmica (α);
- Definição das propriedades geométricas da seção como: profundidade, largura, diâmetro, etc., que serão usadas para o cálculo da área da seção, do momento de inércia, da posição do centro de gravidade e da área de cisalhamento efetivo;
- Definição das condições de apoio;
- Das condições das articulações
- Das restrições de deformação;
- Inserção dos elementos de força com definição da intensidade e direção;

Dados de saída

- Configuração da deformada, sendo possível obter os deslocamentos em cada nó proposto;
- Valores das reações de apoio nos suportes definidos;

O programa também calcula forças axiais, cortantes e momentos fletores, porém neste estudo esses resultados não serão analisados.

Quanto às cargas aplicadas nas barras dos tirantes, sua verificação será possível através do cálculo da decomposição das forças resultantes naquele ponto (nó) representando no apoio do tirante.

Análises estruturais

Com relação as análises estruturais, o FTOOL utiliza um resolvidor interno chamado FRAMOOOP, que é uma versão simplificada do FEMOOP somente capaz de realizar análises lineares elásticas (Martha, 1991 e Parente 2002 apud Del Savio, 2005).

Neste tipo de análise examina-se a estrutura a partir de uma configuração indeformada, ou seja, neste caso não são levados em consideração os efeitos de segunda ordem (análise que leva em conta os deslocamentos da estrutura para formular as condições de equilíbrio na configuração deformada). Na análise de primeira ordem, no caso do Ftool, são considerados apenas pequenos deslocamentos.

Martha, 2010, descreve as leis constitutivas dos materiais para análise linear, da seguinte forma:

“O modelo matemático do comportamento dos materiais é expresso por um conjunto de relações matemáticas entre tensões e deformações chamadas de leis constitutivas, tais relações contêm parâmetros que definem o comportamento dos materiais. A teoria da elasticidade estabelece que as relações da lei constitutiva são equações lineares com parâmetros constantes, dizendo-se então que o material trabalha em regime elástico-linear.

O comportamento é considerado elástico quando, ao se descarregar a estrutura, o material não apresenta deformação residual alguma, ou seja, ele retorna ao estado natural sem deformação. E linear quando existe proporcionalidade entre tensões e deformações. ”

Este comportamento é bastante simplificado, mas apesar disso é justificado, pelo autor pelos seguintes motivos:

- De maneira geral, as estruturas civis trabalham em regime elástico-linear. Por isso a maioria das estruturas é analisada adotando-se essa aproximação;
- Mesmo para projetos com base em estado de limite último, a determinação da distribuição de esforços internos, é em geral, feita a partir de uma análise linear, isto é, faz-se o dimensionamento local no estado último de resistência com o uso de coeficientes de majoração de carga e minoração de resistência, mas com esforços calculados através de uma análise global linear. Essa aproximação é razoável na maioria dos casos, mas o correto seria fazer uma análise global considerando o material em regime não linear (mais complexo);
- Na prática, uma análise não linear é executada por computadores de forma incremental, sendo que cada passo do processo é feita uma análise linear.

Martha, 2010, continua:

“O material considerado numa estrutura, apresentará comportamento elástico-linear quando as barras dessa estrutura estiverem submetidas apenas a esforços axiais de tração. As tensões σ_x e deformações ϵ_x que aparecem nesse caso serão normais às seções transversais das barras.

A lei constitutiva que relaciona tensões normais e deformações normais é conhecida como Lei de Hooke, dada por:

$$\sigma_x = E \varepsilon_x$$

Onde: E é o módulo de elasticidade do material;

σ_x é a tensão normal na seção transversal da barra (direção longitudinal);

ε_x é a deformação normal na direção longitudinal da barra.

No contexto de uma análise com pequenos deslocamentos, a tensão normal associada a um esforço axial é dada pela razão entre o valor do esforço e a área da seção transversal, e a deformação normal é a razão entre o alongamento da barra e seu comprimento original. Assim tem-se:

$$\frac{F}{A} = E \frac{\Delta l}{l},$$

Além das leis constitutivas dos materiais, uma análise estrutural considera dois outros grupos de condições básicas: condições de equilíbrio (garantem o equilíbrio estático da estrutura em partes ou como um todo) e de compatibilidade entre deslocamentos e deformações (condições geométricas que devem ser satisfeitas para garantir que a estrutura ao se deformar permaneça contínua e compatível com seus vínculos externos).

3.2.3 ***Idealização do comportamento de vigas***

Com o objetivo de entender o funcionamento da ferramenta de cálculo utilizada pelo Ftool para analisar deformações de uma estrutura, um estudo das equações que descrevem o comportamento de uma viga será realizado.

Sabe-se que o tipo de análise desenvolvida pelo programa trata-se da análise linear elástica. Dessa forma, pretende-se fazer uma analogia entre o comportamento de uma viga e de uma parede, através da teoria e no programa Ftool.

3.2.3.1 ***Equações de Navier***

O interesse deste trabalho está em analisar o comportamento de vigas à flexão. Este comportamento foi formalizado no início do século XIX por Navier, o qual formalizou a chamada Teoria de Vigas de Navier através das relações diferenciais de equilíbrio e compatibilidade para flexão, que serão mostradas neste capítulo.

Martha, 2010, apresenta essa teoria, a qual despreza deformações devidas ao efeito cortante e estabelece uma equação diferencial que relaciona os deslocamentos transversais $v(x)$ de uma viga com a taxa de carregamento distribuído transversalmente $q(x)$. Para se chegar nessa equação, primeiro é obtida uma relação entre o momento fletor na seção transversal e a segunda derivada do deslocamento transversal em relação a x . As equações da dedução desta Teoria estão relacionadas em anexo (ANEXO 01).

Considerando o caso geral de momento de inércia variável ao longo da barra, a partir de várias literaturas clássicas, tem-se a equação que relaciona a deformação $v(x)$ da elástica da viga com o seu momento fletor:

Equação 26: Equação da linha elástica de uma viga

$$\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{M(x)}{EI(x)}$$

Essa relação com a curvatura da viga, que é aproximada por d^2v/dx^2 pode ser empregada para casos de pequenos deslocamentos (Timoshenko & Gere 1994, White et al. 1976 apud Martha, 2010). Ou seja, para análise linear elástica de primeira ordem, tipo de análise empregada no Ftool.

Combinando-se as equações da dedução (ANEXO 01), chega-se a:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[EI(x) \frac{d^2v}{dx^2} \right] = q(x)$$

No caso em que a barra é prismática (momento de inércia, I , da seção transversal constante ao longo da barra), tem-se:

Equação 27: Equação de Navier

$$\frac{d^4v}{dx^4} = \frac{q(x)}{EI}$$

Esta equação para inércia constante, é chamada de Equação de Navier.

Pode ser considerada ainda, a relação que existe entre o deslocamento transversal e o esforço cortante em uma barra, considerando EI constante:

$$\frac{d^3v}{dx^3} = \frac{Q(x)}{EI}$$

Por fim, os deslocamentos axiais $u(x)$ (não estudados aqui), os deslocamentos transversais $v(x)$ e a rotação $\theta(x)$ de uma viga, definem portanto, a curva chamada

elástica. Esta curva é também conhecida como deformada, objeto de interesse nesse trabalho.

3.2.3.2 *Modelo de Winkler*

Para Ziaie-Moayed e Janbaz, 2009, o solo possui um complexo comportamento mecânico porque é não linear, propenso ao efeito de tensões, anisotrópico e heterogêneo. Consequentemente, ao invés de modelá-lo com toda sua complexidade, o mesmo é frequentemente substituído por um sistema mais simples chamado modelo de “*subgrade reaction*”, ou modelo de coeficiente de reação do solo.

Esse modelo foi proposto por Winkler em 1867 e posteriormente apresentado por Terzaghi, 1943, onde o comportamento do solo é caracterizado como uma série de molas elásticas lineares desconectadas, de tal modo que as deformações ocorrem somente onde o carregamento existe (Figura 50).

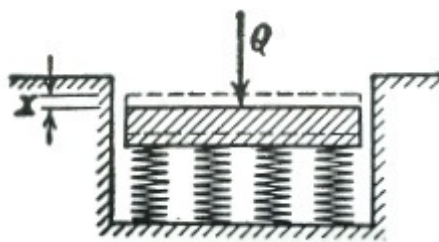
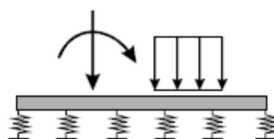


Figura 50: Substituição do solo de suporte da fundação por uma camada de molas igualmente espaçadas e igualmente compressíveis, independentes umas das outras (Terzaghi, 1943).

Terzaghi, 1943 ressalta que este conceito é altamente artificial, portanto, os processamentos baseados nele devem ser considerados como estimativas grosseiras. Todavia, muitos dos métodos para cálculos de fundação e estacas (individuais ou em grupo), adotam essa metodologia.

Santos, 2008, ilustra os casos onde o modelo pode ser usado para análise de fundações superficiais ou estacas sob ações laterais, conforme Figura 51:

a)



b)

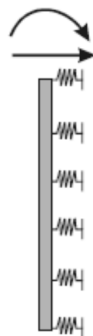


Figura 51: Discretização do solo por molas, Modelo de Winkler. a) Fundações superficiais. B) Estacas (Santos, 2008).

Assume-se neste modelo que a razão entre pressão de contato, P , em um dado ponto, e o assentamento vertical, y , associado a ele, é linear e dado por um coeficiente de rigidez, ou um módulo de reação, ou ainda coeficiente de recalque, chamado de k , mostrado na equação seguinte:

Equação 28: Hipótese de Winkler

$$P = k \cdot v$$

Ou

Equação 29: Coeficiente de reação do solo a partir da hipótese de Winkler

$$k = \frac{P}{v}$$

Onde, P é a tensão aplicada (pressão de contato), kN;

v é o deslocamento (recalque), m; e

k é o coeficiente de reação do solo, também conhecido por coeficiente de mola ou módulo de reação.

Porém, de acordo com Souza 2008, o coeficiente de reação através dessa relação é baseado em premissas bastante simplificadas, diante do fato que ele obedece a Lei de Hooke. Desta forma, Terzaghi, 1955 defende que afim de se obter valores para o coeficiente de reação razoavelmente acurados, o mesmo deve ser compatibilizado com as deformações potenciais do solo e a respectiva dimensão da área carregada. Terzaghi apresenta fatores que influenciam o valor do coeficiente de reação, tanto vertical quanto horizontal, tanto para solos arenosos quanto para solos argilosos.

O módulo de reação apresentado por Terzaghi, 1955 é crescente com a profundidade para solos arenosos e argilas normalmente adensadas. Já para argilas sobreadensadas, ele se mostra constante. A equação que expressa essa relação é:

Equação 30: Módulo de reação em função da variação de rigidez do solo com a profundidade

$$k = n_h \cdot z$$

Onde, k é o coeficiente de rigidez do solo;

n_h é uma constante do coeficiente de rigidez;

z é a profundidade.

Souza, 2008 apresenta valores indicativos para n_h de diversos autores conforme quadro abaixo.

Tabela 2: Módulo de reação do solo corrigido

Solos arenosos:		
módulo de reacção crescente em profundidade $k=n_h x$ Terzaghi (1955)		
Compacidade da areia	n_h (kN/m ³)	
	Seca ou húmida	Submersa
Solta	2300	1300
Média	6800	4500
Compacta	18000	11000
Solos argilosos:		
<u>Argilas normalmente consolidadas</u>		
módulo de reacção crescente em profundidade $k=n_h x$		
Argila mole		
$n_h = 160$ a 3450 kN/m ³ , Reese e Matlock (1956)		
$n_h = 270$ a 540 kN/m ³ , Davisson e Prakash (1963)		
Argila orgânica		
$n_h = 110$ a 270 kN/m ³ , Peck e Davisson (1962)		
$n_h = 110$ a 810 kN/m ³ , Davisson (1970)		
<u>Argilas sobreconsolidadas</u>		
módulo de reacção k constante em profundidade		
$k = 67 c_u$, Davisson (1970)		

Fonte: Souza, 2008

Relação entre coeficiente de reação do solo e coeficiente de rigidez da mola

Neste trabalho, conforme a teoria de Winkler, a camada de solo na região onde atua o empuxo passivo de uma cortina atirantada (embutimento), será substituída por uma camada de molas igualmente espaçadas e com rigidez definida.

Assumindo que o solo constitui-se de um material isotrópico e homogêneo, e que o mesmo se comporta como um material elástico linear, segundo a Lei de Hooke, a razão entre uma tensão, σ , nele aplicada e sua correspondente deformação, ε , é uma constante:

Equação 31: Lei de Hooke

$$\frac{\sigma}{\varepsilon} = E \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Esta constante é chamada módulo de elasticidade de Young.

Conhecendo-se da teoria da elasticidade que a tensão corresponde a uma força, P , por unidade de área, A , e que a deformação indica uma variação de comprimento, ΔL , por unidade de comprimento, L , numa dada direção, a equação anterior pode ser reescrita como:

$$\frac{P}{A} \cdot \frac{L}{\Delta L} = E \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Reescrevendo esta equação:

Equação 32: Lei de Hooke em função de força aplicada, área e comprimento do elemento

$$\frac{P}{\Delta L} = \frac{E \cdot A}{L} \text{ (kN/m)}$$

Tomando-se a relação do coeficiente de reação do solo apresentado por Winkler, Equação 29, e considerando o deslocamento v [m] desta relação semelhante ao deslocamento ΔL [m] obtido da deformação do material pela Lei de Hooke, Equação 32, tem-se a relação:

Equação 33: Coeficiente de reação do solo em função do Módulo de Young, área e comprimento do elemento de solo

$$k = \frac{E \cdot A}{L} \text{ (kN/m)}$$

Onde, k é o coeficiente de reação do solo (kN/m);

E é o Módulo de Young (MPa);

A é a área de contato entre elemento de solo e parede (m²);

L é o comprimento do elemento de solo, definido pela distância entre a parede e o plano de ruptura passivo de Rankine, $\Theta = 45^\circ - \phi/2$, (m).

3.2.3.3 Viga em base elástica

A teoria de flexão de vigas sobre base elástica, desenvolvida em 1867 por Winkler, conforme dito anteriormente, segue o modelo da Lei de Hooke, pois as forças reativas da base, em um ponto da viga, são proporcionais à deflexão naquele ponto. Hetényi em 1946, partindo da hipótese de Winkler, chegou à equação diferencial da linha elástica de vigas sobre base elástica, proporcionando o desenvolvimento de diversas equações analíticas e consequentemente, solução para vários problemas (Silva, 2004).

Dada a seguinte situação:

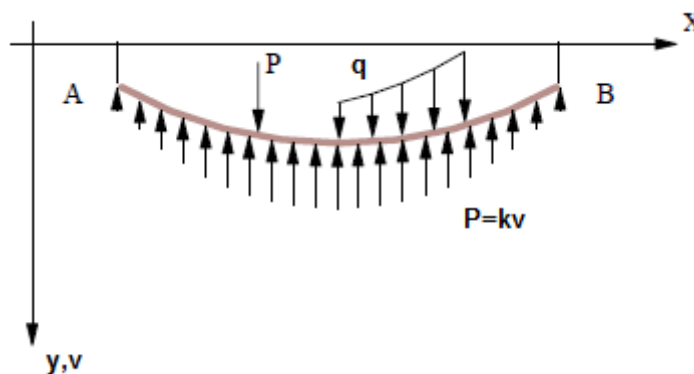


Figura 52: viga em base elástica, deformada (adaptada de Silva, 2004).

Devido às forças atuantes na viga, esta se deformará produzindo uma distribuída reação de forças contínuas e no meio de suporte. A intensidade dessas forças em qualquer ponto será proporcional a deflexão da viga, $v(x)$, através da constante k . Observa-se então a hipótese de Winkler:

$$P = k \cdot v$$

Seguindo a Lei de Hooke, pois o meio de suporte é linear, a elasticidade da base é caracterizada por uma força contrária que reage à deformação imposta, distribuída sobre uma unidade de área, que causará uma deformação unitária, porém essa força será caracterizada por uma constante do meio de suporte chamada módulo de fundação, K_0 [N/m³].

Supondo uma viga de seção transversal constante e de largura, b , em contato com o solo, a constante de Winkler, k , também poderá ser dada por:

Equação 34: Coeficiente de reação do solo em função do módulo de fundação e largura da base do elemento

$$k = bK_0$$

Conforme descrito em Sussekund, 1979, a equação diferencial fundamental de Hetényi para estudo da viga em base elástica com atuação de carga concentrada p e a reação do apoio elástico k_v , será definida por:

Equação 35: Equação da elástica da viga em base elástica para carga concentrada

$$\frac{d^4 v}{dx^4} + 4\lambda^4 v = 0$$

Onde, $\lambda^4 = \frac{k}{4EI}$

Já para a viga em base elástica com atuação de carga distribuída, q , será dada por:

Equação 36: Equação da elástica da viga em base elástica para carga distribuída

$$EI \cdot \frac{d^4 v}{dx^4} = q(x) - k \cdot v$$

Neste estudo, a viga engastada com carga concentrada e/ou distribuída serão importantes no entendimento do modo como a ferramenta Ftool realiza seus cálculos. Portanto, serão as suas equações de solução apresentadas a seguir.

Viga semi-infinita com bordo engastado e carga concentrada

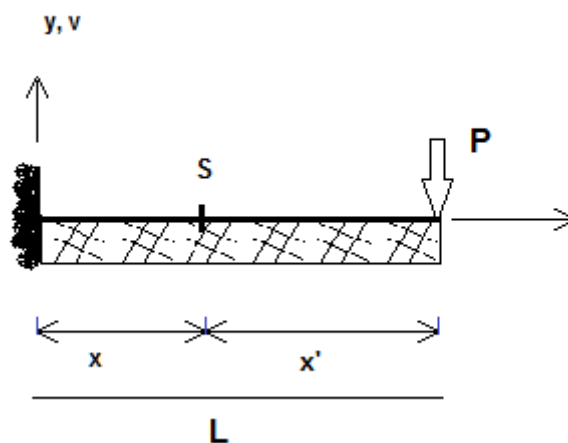


Figura 53: Viga em base elástica, com bordo engastado e carga concentrada

Para este caso, de acordo com Sussekind, 1979, a solução da equação de deslocamento $v(x)$ é:

Equação 37: Solução da equação da viga em base elástica, engastada em um bordo e carga concentrada

$$v(x) = \frac{2P \cdot \lambda}{k} \cdot \frac{(\sinh \lambda x \cosh \lambda x' \cosh \lambda L - \sinh \lambda x \cosh \lambda x' \cos \lambda L)}{\cosh^2 \lambda L + \cos^2 \lambda L}$$

Onde λ vale: $\lambda = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}$

Viga semi-infinita com bordo engastado e carregamento uniforme

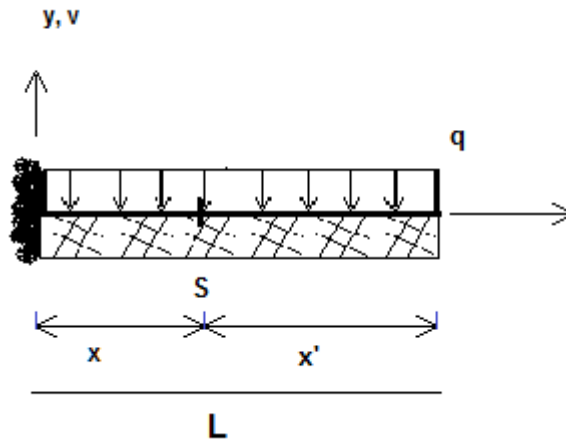


Figura 54: Viga em base elástica, com bordo engastado e carga distribuída.

Para o caso de carregamento uniforme, de acordo com Sussekind, 1979, é definida a equação de solução de deslocamento $v(x)$ como:

Equação 38: Solução da equação da viga em base elástica, engastada em um bordo e carga distribuída

$$v(x) = \frac{q}{k} \cdot \left[1 - \frac{1}{\cosh^2 \lambda L + \cos^2 \lambda L} \cdot (\cosh \lambda L \cdot (\sinh \lambda x \sinh \lambda x' + \cos \lambda x \cosh \lambda x')) - \cos \lambda L \cdot (\sinh \lambda x \sinh \lambda x' - \cos \lambda x' - \cosh \lambda x \cos \lambda x') \right]$$

3.2.4 Teoria x Ftool: aplicação

A deformada de uma viga será agora calculada através das equações descritas acima e também através do Ftool, com o propósito de identificar o modo como esta ferramenta computacional aplica a teoria no desenvolvimento dos cálculos para obtenção da curva elástica.

Diversas são as formas de carregamento e condições de suporte possíveis e mostradas na literatura, com suas respectivas equações. Neste estudo, a viga engastada com carga concentra e/ou distribuída, em base elástica ou não, serão importantes, portanto os mesmos serão apresentados a seguir.

Exemplo de aplicação 1: viga emgastada com carga concentrada

Dada a viga engastada conforme figura abaixo, determinar-se-á sua deformada de dois modos: aplicando-se a equação diferencial da curva elástica que relaciona Deslocamentos Transversais com Momento Fletor, e aplicando-se o modelo no programa Ftool.

$$P = 30,0 \text{ kN}$$

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

$$E = 200 \text{ GPa}$$

$$I = 84,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

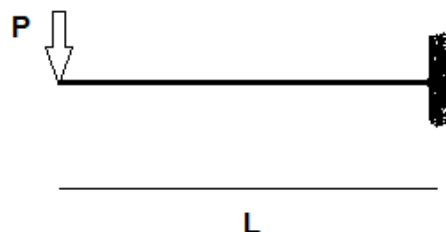


Figura 55: Viga engastada exemplo 1

As informações mostradas abaixo, na Figura 56, serão necessárias ao cálculo dos deslocamentos, onde v é a deformação na direção do eixo y , o é a origem da direção x definida e θ é o ângulo de rotação da seção transversal (inclinação da tangente da elástica):

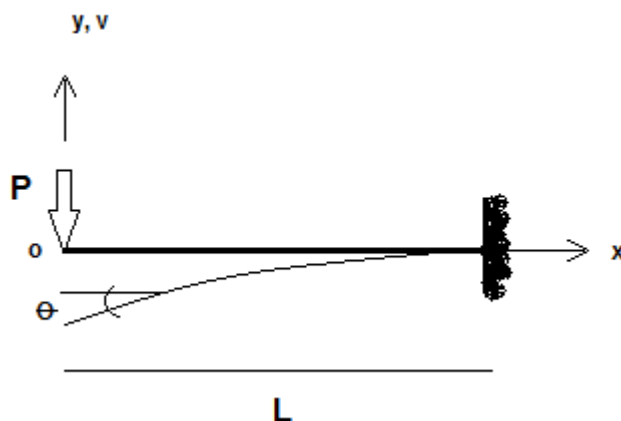


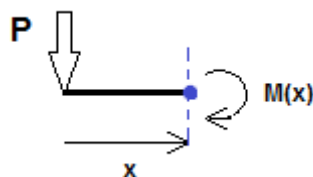
Figura 56: Linha elástica

- 1) Resolução a partir da Equação da linha elástica característica

Dada a Equação 26:

$$\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{M(x)}{EI(x)}$$

Calcula-se o momento variando em x . Um corte é simulado no trecho definido para a viga acima, conforme o esquema abaixo:

Figura 57: Corte da viga na posição x

Fazendo a soma dos momentos no corte, com sentido positivo anti-horário, tem-se:

$$\sum M = 0 \rightarrow P \cdot x - M(x) = 0 \rightarrow M(x) = P \cdot x$$

Substituindo na equação característica:

$$EI \frac{d^2v}{dx^2} = P \cdot x$$

Resolvendo a equação, integrando-se a primeira vez:

$$EI \frac{d}{dx} \left[\frac{dv}{dx} \right] = P \cdot x$$

$$EI \int d \left[\frac{dv}{dx} \right] = P \int x \, dx$$

$$EI \frac{dv}{dx} = P \frac{x^2}{2} + C_1$$

Como, das definições tem-se que dv/dx é igual ao ângulo θ , encontra-se assim a equação da inclinação da linha elástica:

$$EI \theta = P \frac{x^2}{2} + C_1$$

Integrando a segunda vez:

$$EI \frac{dv}{dx} = P \frac{x^2}{2} + C_1 \rightarrow EI \int dv = P \int \frac{x^2}{2} dx + C_1 \int dx$$

Encontra-se a equação da linha elástica $v(x)$:

$$EI v = P \frac{x^3}{6} + C_1 x + C_2$$

Aplicando-se as condições de contorno, afim de encontrar as constantes de integração da equação definida anteriormente, tem-se:

Se $x = L$, então $\theta = 0$, e

Se $x = L$, então $v=0$.

Desta forma:

$$EI \theta = P \frac{x^2}{2} + C_1 \rightarrow EI \cdot 0 = P \frac{L^2}{2} + C_1 \rightarrow C_1 = -P \frac{L^2}{2}$$

e

$$EI v = P \frac{x^3}{6} + C_1 x + C_2 \rightarrow EI \cdot 0 = P \frac{L^3}{6} + \left(-P \frac{L^2}{2} \cdot L \right) + C_2 \rightarrow C_2 = P \frac{L^3}{3}$$

Substituindo os valores das constantes e reescrevendo as equações:

Equação da inclinação da linha elástica:

Equação 39: equação da inclinação da linha elástica, exemplo 1

$$EI \theta = P \frac{x^2}{2} + \left(-P \frac{L^2}{2} \right)$$

$$\theta = \frac{P}{2EI} (x^2 - L^2)$$

Equação da linha elástica:

Equação 40: equação da linha elástica, exemplo 1

$$EI v = P \frac{x^3}{6} + \left(-\frac{PL^2}{2} \right) x + \frac{PL^3}{3}$$

$$v = \frac{P}{2EI} \left(\frac{x^3}{3} - L^2 x + \frac{2L^3}{3} \right)$$

Substituindo os valores numéricos:

Em $x = 0$,

$$\theta = \frac{P}{2EI} (x^2 - L^2) \rightarrow \theta = \frac{-30 \cdot 10^3}{2(200 \cdot 10^9) \cdot (84,4 \cdot 10^6 \cdot 10^{-3^4})} \cdot (0^2 - 5^2) \rightarrow \theta$$

$$= 0,0222 \text{ rad}$$

$$v = \frac{P}{2EI} \left(\frac{x^3}{3} - L^2 x + \frac{2L^3}{3} \right) \rightarrow v$$

$$= \frac{-30 \cdot 10^3}{2(200 \cdot 10^9) \cdot (84,4 \cdot 10^6 \cdot 10^{-3^4})} \cdot \left(\frac{0^3}{3} - 5^2 \cdot 0 + \frac{2 \cdot 5^3}{3} \right) \rightarrow$$

$$v = -0,0741 \text{ m}$$

Cálculo para outros pontos em x

Com o auxílio do programa Excel, pode ser facilmente calculado os valores da deformada em outros pontos da viga, como em x igual a 1, 2, 3, 4 e 5 m, tem-se os valores de deformação e inclinação:

Tabela 3: Resultados da deformação e inclinação da linha elástica através da sua Equação, para exemplo 1 e pontos escolhidos.

Equação da linha elástica		
x	v (m)	θ (rad)
0	-0,074	0,022
1	-0,052	0,021
2	-0,032	0,019
3	-0,015	0,014
4	-0,004	0,008
5	0	0

2) Resolução a partir do Ftool:

Pré-Processamento

- É incluído no programa o elemento de barra que representa da viga em estudo;
- Seus parâmetros de material e a seção geométrica são inseridos;
- A condição de suporte por engastamento é selecionada na extremidade direita;
- A carga concentrada é instalada na extremidade esquerda.

A seguinte imagem pode então ser observada:



Figura 58: Modelo de viga do exemplo 1 inserido no Ftool.

Processamento

- O botão “deformed configuration” é acionado e os devidos cálculos em análise linear elástica são processados.

Pós-Processamento

- A deformada (linha elástica) da viga é mostrada (Figura 59).

Ao ser calculada a deformada no programa, pontos ao longo da viga podem ser selecionados para que sejam dados os valores de deformação e rotação em cada um deles, conforme a necessidade. A figura abaixo apresenta os resultados de v e θ para a extremidade livre da viga.

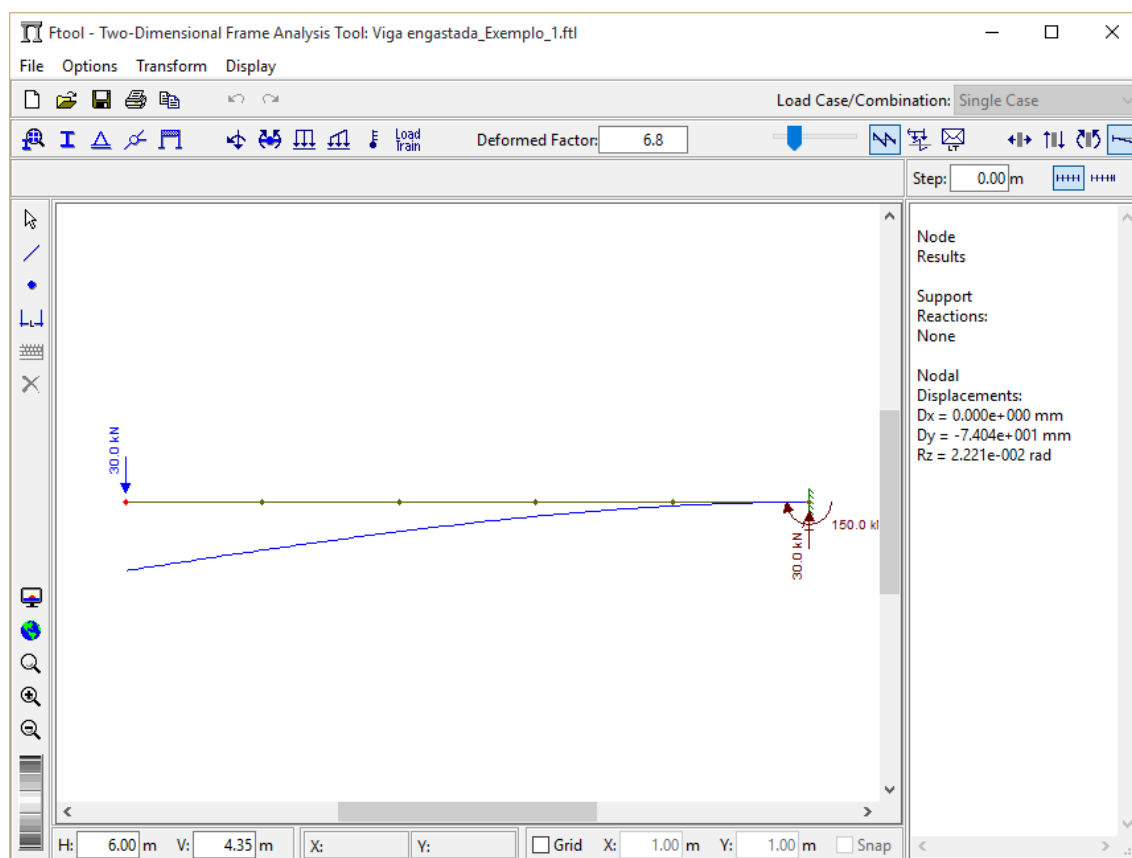


Figura 59: Tela do Ftool: Configuração da deformada da viga do exemplo 1.

Observa-se (lado direito da figura acima, D_y e R_z) o valor de $v = 0,07404\text{m}$ e $\theta = 0,0221\text{ rad}$.

Aplicando-se os deslocamentos nos pontos 4, 3, 2, 1 e 0m, tem-se os seguintes valores:

Tabela 4: Resultados da deformação e inclinação da linha elástica através da modelagem em Ftool, para o exemplo1, para pontos escolhidos.

FTOOL		
x	v (m)	θ (rad)
0	-0,07404	0,02221
1	-0,05213	0,02132
2	-0,03199	0,01866
3	-0,0154	0,01422
4	-0,004146	0,007997
5	0	0

É possível observar que os valores obtidos na Tabela 3 e Tabela 4 são os mesmos, de forma que os cálculos realizados tanto manualmente pelas equações, como computacionalmente pelo Ftool, chegaram ao mesmo valor.

Exemplo de aplicação 2: viga engastada com carga distribuída

Dada a viga engastada, submetida a uma carga distribuída junto ao engastamento e uma carga concentrada na extremidade livre, conforme figura abaixo, da mesma forma que no exemplo anterior, determinar-se-á sua deformada de dois modos mostrados abaixo.

Dados da viga e carregamentos

$$P = -30,0 \text{ kN}$$

$$Q = 10,0 \text{ kN}$$

$$L = 10,0 \text{ m}$$

$$a = 4,0 \text{ m}$$

$$b = 6,0 \text{ m}$$

$$E = 200 \text{ GPa}$$

$$I = 84,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

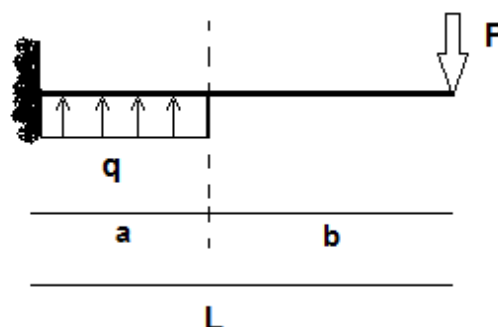
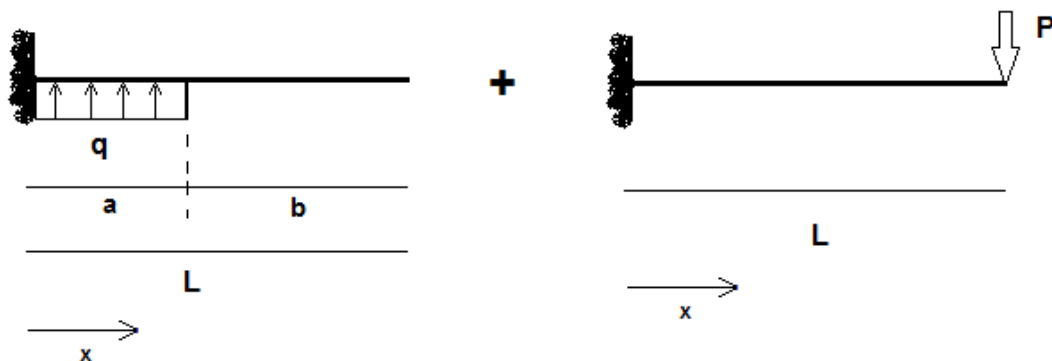


Figura 60: Viga engastada exemplo 2

1) Resolução a partir das Equações da linha elástica características:

Neste exemplo, conforme indicado na literatura clássica, pode ser considerada a superposição de efeitos para dedução da equação que caracterizará a deformada. Desta forma a viga em estudo será dividida em duas principais, cujas equações serão somadas, conforme segue:



Equações

Após solução da Equação 36, e tomando a solução da equação do caso anterior, tem-se as equações da elástica e da inclinação:

Para a situação de carga distribuída:

Para $x: 0 \leq x \leq a$

$$v = \frac{qx^2}{24EI} (6a^2 - 4ax + x^2)$$

$$\theta = \frac{qx}{6EI} (3a^2 - 3ax + x^2)$$

Para $x: a \leq x \leq L$

$$v = \frac{qa^3}{24EI} (4x - a)$$

$$\theta = \frac{qa^3}{6EI}$$

Para $x: x=a$

$$v = \frac{qa^4}{8EI}$$

$$\theta = \frac{qa^3}{6EI}$$

Para a situação de carga concentrada

$$v = \frac{Px^2}{6EI} (3L - x)$$

$$\theta = \frac{Px}{2EI} (2L - x)$$

Aplicando a soma sugerida pela superposição de efeitos:

Para x: $0 \leq x \leq a$

$$\theta = \frac{qx}{6EI} (3a^2 - 3ax + x^2) + \frac{Px}{2EI} (2L - x)$$

$$v = \frac{qx^2}{24EI} (6a^2 - 4ax + x^2) + \frac{Px^2}{6EI} (3L - x)$$

Para x: $a \leq x \leq L$

$$\theta = \frac{qa^3}{6EI} + \frac{Px}{2EI} (2L - x)$$

$$v = \frac{qa^3}{24EI} (4x - a) + \frac{Px^2}{6EI} (3L - x)$$

Para x: $x=a$

$$\theta = \frac{qa^3}{6EI} + \frac{Px}{2EI} (2L - x)$$

$$v = \frac{qa^4}{8EI} + \frac{Px^2}{6EI} (3L - x)$$

Substituindo os valores:

Para x = 2, por exemplo: $0 \leq x \leq a$

$$\theta = \frac{qx}{6EI} (3a^2 - 3ax + x^2) + \frac{Px}{2EI} (2L - x)$$

$$\theta = \frac{10000.2}{6 \cdot (200 \cdot 10^9) \cdot (84,4 \cdot 10^6 \cdot 10^{-34})} (3 \cdot 4^2 - 3 \cdot 4 \cdot 2 + 2^2) + \frac{-30000.2}{2 \cdot (200 \cdot 10^9) \cdot (84,4 \cdot 10^6 \cdot 10^{-34})} (2 \cdot 10 - 2)$$

$$\theta = -0,02646 \text{ rad}$$

$$v = \frac{x^2}{24EI} (6a^2 - 4ax + x^2) + \frac{Px^2}{6EI} (3L - x)$$

$$v = \frac{2^2}{24 \cdot (200 \cdot 10^9) \cdot (84,4 \cdot 10^6 \cdot 10^{-34})} (6 \cdot 4^2 - 4 \cdot 4 \cdot 2 + 2^2) + \frac{-30000 \cdot 2^2}{6 \cdot (200 \cdot 10^9) \cdot (84,4 \cdot 10^6 \cdot 10^{-34})} (3 \cdot 10 - 2)$$

$$v = -0,02646 \text{ m}$$

Para $x = 6$, por exemplo: $a \leq x \leq L$

$$\theta = \frac{qa^3}{6EI} + \frac{Px}{2EI}(2L - x)$$

$$\theta = \frac{10000 \cdot 4^3}{6(200 \cdot 10^9) \cdot (84,4 \cdot 10^6 \cdot 10^{-34})} + \frac{-30000 \cdot 6}{2(200 \cdot 10^9) \cdot (84,4 \cdot 10^6 \cdot 10^{-34})}(2 \cdot 10 - 6)$$

$$\theta = -0,06833 \text{ rad}$$

$$v = \frac{qa^3}{24EI}(4x - a) + \frac{Px^2}{6EI}(3L - x)$$

$$v = \frac{10000 \cdot 4^3}{24(200 \cdot 10^9) \cdot (84,4 \cdot 10^6 \cdot 10^{-34})}(4 \cdot 6 - 4) + \frac{-30000 \cdot 6^2}{6(200 \cdot 10^9) \cdot (84,4 \cdot 10^6 \cdot 10^{-34})}(3 \cdot 10 - 6)$$

$$v = -0,22433 \text{ m}$$

Para $x=4$: $x=a$

$$\theta = \frac{qa^3}{6EI} + \frac{Px}{2EI}(2L - x)$$

$$\theta = \frac{10000 \cdot 4^3}{6(200 \cdot 10^9) \cdot (84,4 \cdot 10^6 \cdot 10^{-34})} + \frac{-30000 \cdot 4}{2(200 \cdot 10^9) \cdot (84,4 \cdot 10^6 \cdot 10^{-34})}(2 \cdot 10 - 4)$$

$$\theta = -0,05055 \text{ rad}$$

$$v = \frac{qa^4}{8EI} + \frac{Px^2}{6EI}(3L - x)$$

$$v = \frac{10000 \cdot 4^4}{8(200 \cdot 10^9) \cdot (84,4 \cdot 10^6 \cdot 10^{-34})} + \frac{-30000 \cdot 4^2}{6(200 \cdot 10^9) \cdot (84,4 \cdot 10^6 \cdot 10^{-34})}(3 \cdot 10 - 4)$$

$$v = -0,10427 \text{ m}$$

Com o auxílio do programa Excel, pôde ser facilmente calculado o valor da deformada em outros pontos da viga, como em x igual a 0, 2, 4, 6 e 10 m, tem-se os valores de deformação e inclinação:

Tabela 5: Resultados da deformação e inclinação da linha elástica da viga através das equações do exemplo 2, para pontos escolhidos.

Equação da linha elástica		
x	v (m)	θ (rad)
0	0	0
	-	-
2	0,02646	0,02646
	-	-
4	0,10427	0,05055
	-	-
6	0,22433	0,06833
	-	-
10	0,53555	0,08254

2) Resolução a partir do Ftool:

Pré-Processamento

- Idem exemplo anterior

A seguinte imagem pode então ser observada:

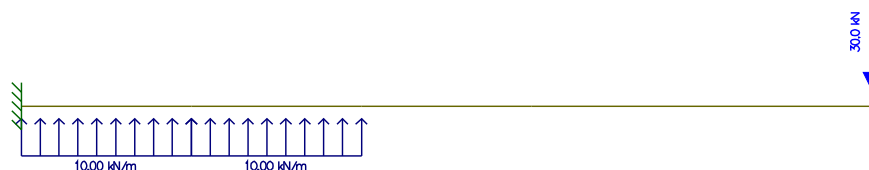


Figura 61: Modelo de viga estudado inserido no Ftool.

Processamento

- O botão “deformed configuration” é acionado e os devidos cálculos em análise linear elástica são processados.

Pós-Processamento

- A deformada (linha elástica) da viga é mostrada (Figura 62).

Ao ser calculada a deformada no programa, pontos ao longo da viga podem ser selecionados para que sejam dados os valores de deformação e rotação em cada um deles, conforme a necessidade. A figura abaixo apresenta os resultados de v e θ para a extremidade livre da viga.

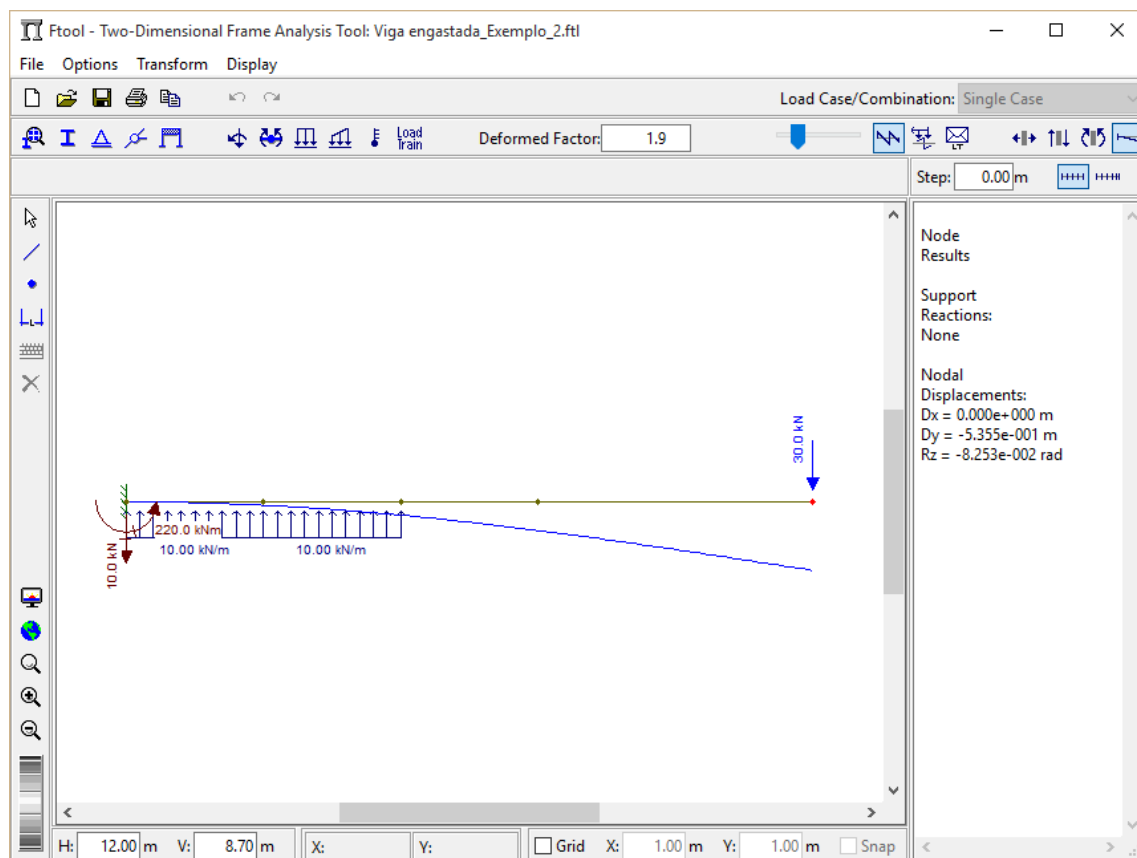


Figura 62: Tela do Ftool: Configuração da deformada da viga do exemplo 2.

Aplicando-se os deslocamentos nos pontos 0, 2, 4, 6 e 10m, tem-se os seguintes valores:

Tabela 6: Resultados da deformação e inclinação da linha elástica da viga através da modelagem do exemplo 2 em Ftool, para pontos escolhidos.

FTOOL		
	v	θ
x	(m)	(rad)
0	0	0
	-	-
2	0,02646	0,02646
	-	-
4	0,1043	0,05055
	-	-
6	0,2243	0,06832
	-	-
10	0,5355	0,08253

É possível observar que os valores obtidos das tabelas 5 e 6 são os mesmos, de forma que os cálculos realizados tanto manualmente pelas equações, como computacionalmente pelo Ftool, chegaram ao mesmo valor.

Exemplo de aplicação 3: viga engastada e em base elástica, com carga concentrada

Este exemplo, retirado de (Silva, 2004) será considerado como uma viga apoiada numa base elástica, engastada em uma extremidade, submetida a uma carga concentrada na extremidade livre, conforme figura abaixo. O objetivo é determinar sua deformada através das equações definidas e do Ftool.

Dados da viga e carregamentos

$$P = 10^2 \text{ kN.}$$

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

$$EI_{\text{viga}} = 10^4 \text{ kN.m}^2$$

$$K_0 = 10,0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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

$$x' = 0,0 \text{ m}$$

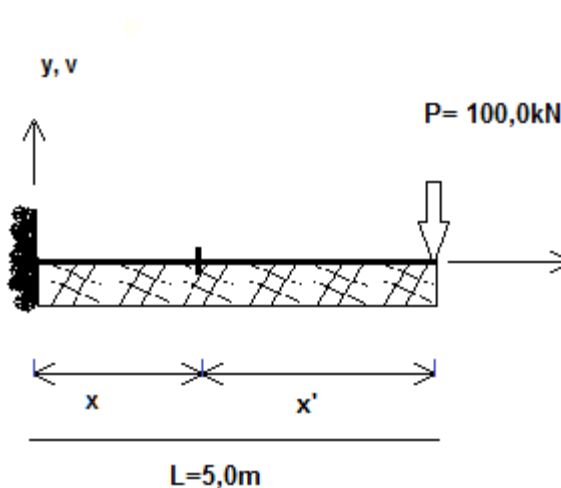


Figura 63: Exemplo 3, viga em base elástica, com carga concentrada.

1) Resolução a partir das Equações da linha elástica características:

Aplicando-se a Equação 37 da teoria e com o auxílio do programa excel, o valor do deslocamento, v , é encontrado:

$$v(x) = \frac{2P \cdot \lambda}{k} \cdot \frac{(\sinh \lambda x \cosh \lambda x' \cosh \lambda L - \sinh \lambda x \cosh \lambda x' \cos \lambda L)}{\cosh^2 \lambda L + \cos^2 \lambda L}$$

$$v(x) = 0,3972 \text{ m}$$

A tabela a seguir, apresenta resultados dos deslocamentos em três pontos da viga: 0; 2,5 e 5,0m:

Tabela 7: Resultados da deformação e inclinação da linha elástica da viga através das equações do exemplo 3, para pontos escolhidos.

Equação da linha elástica	
x	v (m)
0	0
2,5	0,1236
5,0	0,3972

2) Resolução a partir do Ftool:

Pré-Processamento

- Idem exemplo 1.

São assumidos para a viga em estudo, os seguintes valores:

$$E_{\text{viga}} = 75\text{GPa};$$

$$b = 0,2 \text{ m};$$

$$h = 0,2\text{m};$$

$$K_{\text{mola}} = K_0 * b = 2,0 \text{ KN/m}$$

Quando o modelo é inserido no Ftool, a base elástica (solo) será considerada como um conjunto de molas independentes e igualmente espaçadas (Winkler), com rigidez definida, k, conforme pode ser observado na seguinte imagem:

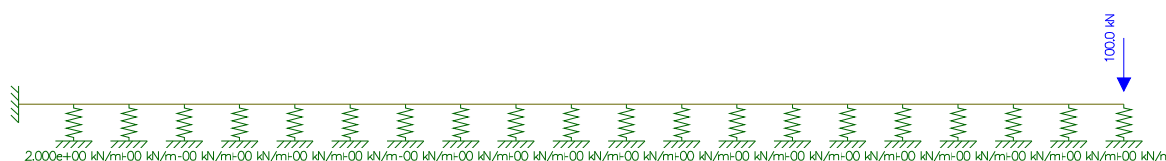


Figura 64: Modelo de viga estudado, inserido no Ftool.

Processamento

- O botão “deformed configuration” é acionado e os devidos cálculos em análise linear elástica são processados.

Pós-Processamento

- A deformada (linha elástica) da viga é mostrada (Figura 65).

Ao ser calculada a deformada no programa, pontos ao longo da viga podem ser selecionados para que sejam dados os valores de deformação e rotação em cada um deles, conforme a necessidade. A figura abaixo apresenta os resultados de v e θ na extremidade livre da viga.

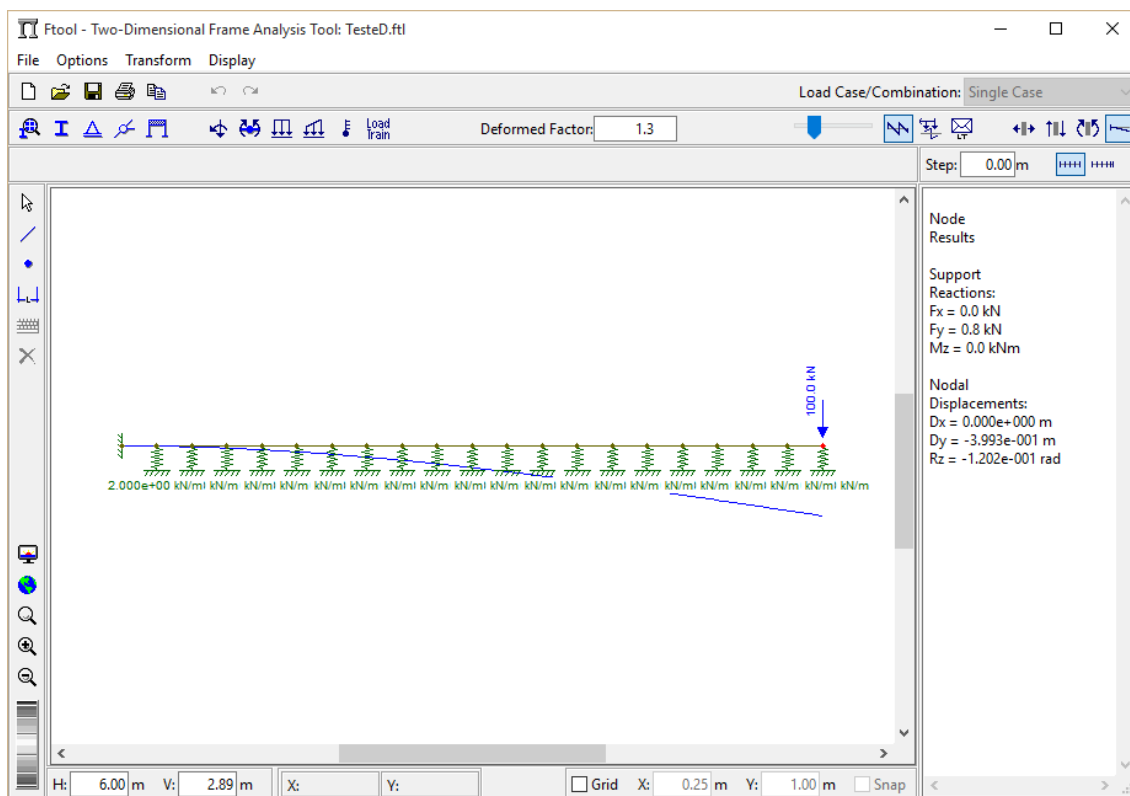


Figura 65: Tela do Ftool: Configuração da deformada da viga do exemplo 2.

Aplicando-se os deslocamentos nos pontos 0; 2,5 e 5m, tem-se os seguintes valores:

Tabela 8: Resultados da deformação da linha elástica através da modelagem do exemplo 2 em Ftool, para pontos escolhidos.

FTOOL	
x	v (m)
0	0
2,5	0,1244
5,0	0,3993

É possível observar que os valores obtidos das tabelas 7 e 8 são os mesmos, de forma que os cálculos realizados tanto manualmente pelas equações, como computacionalmente pelo Ftool, chegaram ao mesmo valor.

Exemplo de aplicação 4: viga engastada e em base elástica, com carga distribuída

Este exemplo foi criado a partir do exemplo anterior, porém considerando uma carga, Q , distribuída ao longo da viga.

Dados da viga e carregamentos

$$P = 10^2 \text{ kN.}$$

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

$$EI_{\text{viga}} = 10^4 \text{ kN.m}^2$$

$$K_0 = 10,0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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

$$x' = 0,0 \text{ m}$$

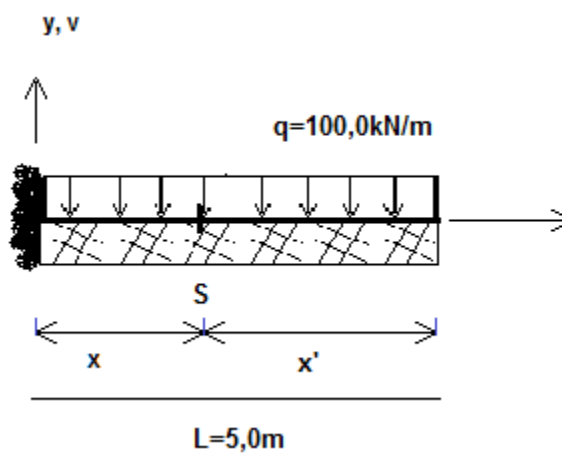


Figura 66: Exemplo 4, viga em base elástica, com carga distribuída.

1) Resolução a partir das Equações da linha elástica características:

Aplicando-se a Equação 38 da teoria, o valor do deslocamento, v , é encontrado para x igual a 0; 2,5 e 5,0m, conforme apresentado na abaixo.

$$v(x) = \frac{q}{k} \cdot \left[1 - \frac{1}{\cosh^2 \lambda L + \cos^2 \lambda L} \cdot (\cosh \lambda L \cdot (\sen \lambda x \senh \lambda x' + \cos \lambda x \cosh \lambda x') - \right.$$

$$\left. \cos \lambda L \cdot (\senh \lambda x \sen \lambda x' - \cos \lambda x' - \cosh \lambda x \cos \lambda x')) \right]$$

$$v(x) = 10 \left[1 - \frac{1}{1,45 + 0,64} (0,97 + 0,97) \right] = 0,74 \text{ m}$$

Tabela 9: Resultados da deformação da linha elástica através das equações do exemplo 4, para pontos escolhidos.

Equação da linha

elástica	
x	v (m)
0	0
2,5	0,2638
5,0	0,7432

2) Resolução a partir do Ftool:

Pré-Processamento

- Idem exemplo 1.

São assumidos para a viga em estudo, os seguintes valores:

$E_{\text{viga}} = 75\text{GPa}$;

$b = 0,2\text{ m}$;

$h = 0,2\text{m}$;

$Q = 100\text{KN}$

$K_{\text{mola}} = K_0 * b = 2,0\text{ KN/m}$

Quando o modelo é inserido no Ftool, pode ser observado na figura abaixo:

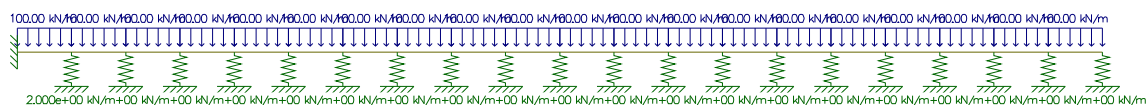


Figura 67: Modelo de viga Exemplo 4, inserido no Ftool

Processamento

- O botão “deformed configuration” é acionado e os devidos cálculos em análise linear elástica são processados.

Pós-Processamento

- A deformada (linha elástica) da viga é mostrada (Figura 68).

Ao ser calculada a deformada no programa, pontos ao longo da viga podem ser selecionados para que sejam dados os valores de deformação e rotação em cada um deles, conforme a necessidade. A figura abaixo apresenta os resultados de v e θ na extremidade livre da viga.

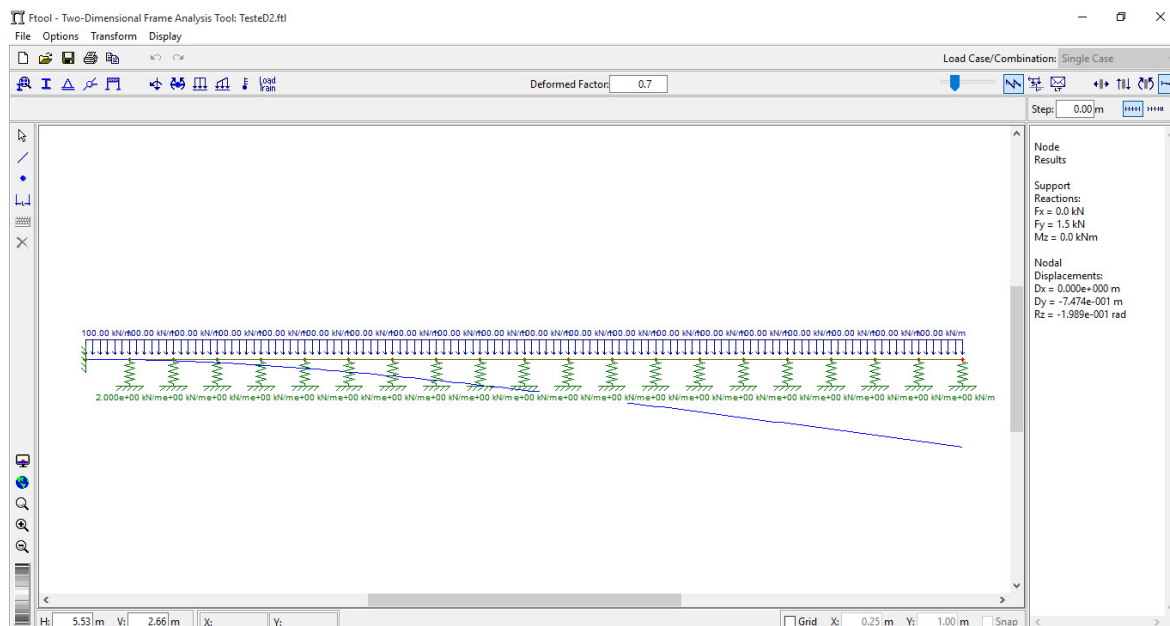


Figura 68: Tela do Ftool: Configuração da deformada da viga do exemplo 2.

Aplicando-se os deslocamentos nos pontos 0; 2,5 e 5m, tem-se os seguintes valores:

Tabela 10: Resultados da deformação da linha elástica através da modelagem do exemplo 4 em Ftool, para pontos escolhidos.

FTOOL	
x	v (m)
0	0
2,5	0,2653
5,0	0,7474

É possível observar que os valores obtidos das duas formas apresentadas, equação da linha elástica e Ftool são semelhantes, mostrando que o modo de inserir o modelo de viga em base elástica, considerando o solo formado por molas é compatível com a forma na qual o programa realiza seus cálculos.

3.2.5 CONCEPÇÃO DO MODELO DE CORTINA ATIRANTADA NO FTOOL

Um dos primeiros aspectos a ser considerado na elaboração de um modelo no Ftool, é o fato de que o programa simula o comportamento de pórticos planos considerando a inércia real dos elementos (função da sua geometria tridimensional). Ou seja, há a necessidade de se definir uma seção transversal ao plano de análise, muito embora esta não

seja apropriadamente identificada pela imagem da tela do computador. Em outras palavras, procede-se com uma "extrusão" hipotética do modelo através da consideração indireta das respectivas cargas, inércias compostas e áreas equivalentes de todos os elementos envolvidos.

Para análise das forças atuantes serão considerada somente na região de corte de solo, ou seja, somente na região de localização do paramento cujas tensões horizontais no solo são desbalanceadas pelo processo de escavação e há tendência de diminuição das tensões horizontais.

Assume-se que a tensão horizontal, σ_h , gerada pela carga de solo agindo na parede, numa determinada área de influência, A , compreendida entre a metade da distância ao ponto superior até a metade da distância ao ponto inferior, será representada por uma força horizontal, F , equivalente conforme figura:

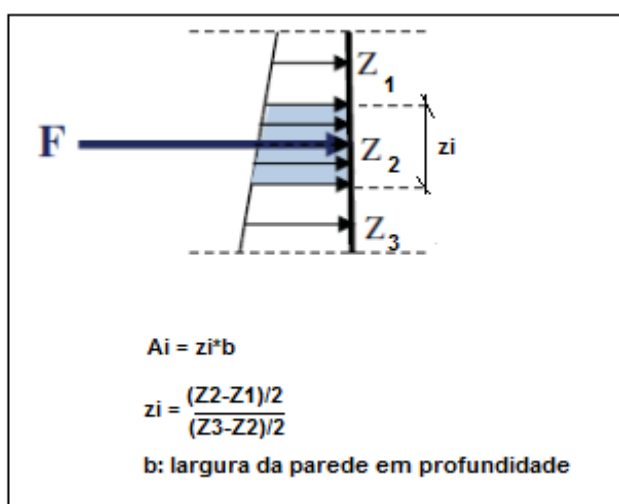


Figura 69: Força horizontal equivalente (adaptada de Souza, 2012).

Ou seja, $F = \sigma_h \cdot A_i (kN)$

No entanto, a distribuição das tensões horizontais (quantitativamente), conforme visto no Capítulo 3, é complexa sendo interpretada de diversas formas pelos autores apresentados. Desta forma, será assumida para as modelagens que serão desenvolvidas a seguir, a distribuição proposta por Terzaghi e Peck, 1967, considerando o efeito do arqueamento.

A região da ficha de embutimento é modelada através da adoção da simulação do solo por meio de molas (modelo de Winkler), cuja rigidez é ditada pelo comprimento do

trecho compreendido entre parede e plano de ruptura passivo, pelo Módulo de Elasticidade do solo e da área definida pela distância entre elementos e a respectiva largura dos mesmos dependendo do tipo de ficha da cortina. Para cortinas com ficha discreta, utiliza-se uma largura de elemento igual à largura da mesa do perfil metálico. Para cortinas com ficha contínua, a largura do elemento solo deve ser igual à profundidade de extrusão do paramento.

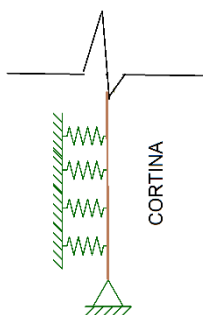


Figura 70: Elementos de barra representando o solo

Os tirantes são simulados por elementos de barra posicionados na elevação e inclinação de projeto, com inércia igual a barra de aço ou conjunto de cordoalhas a serem utilizadas no campo. Somente o comprimento livre de ancoragem é simulado, portando, estes podem ser representados por meio de barras com apoio fixo na extremidade relativa ao início do trecho de ancoragem com articulação junto ao paramento, ou através de barras biarticuladas em ambas as extremidades (paramento e início do trecho de ancoragem).

As cargas solicitadas pelo tirante serão analisadas no sentido de verificar se elas estão dentro da faixa de valor da carga admissível estipulada em projeto, ou mesmo, pelo fabricante da peça.

As cargas nos pontos onde os tirantes estão posicionados serão dadas automaticamente pelo Ftool ao final da análise da deformada, bastando apenas calcular-se a resultante das forças atuantes na reação de apoio dos tirantes com o solo para o ângulo de inclinação que se deseja avaliar.

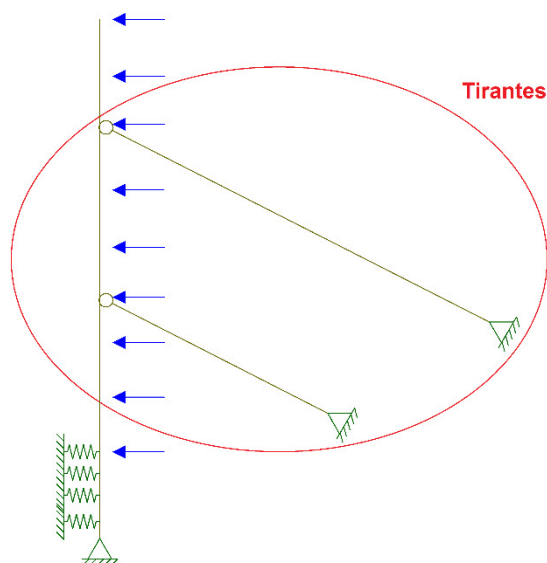


Figura 71: Representação dos tirantes no modelo Ftool (autoria própria)

Um resumo do processo de modelagem envolve, portanto, as seguintes etapas:

- Inclusão do modelo no Ftool, definindo geometria, materiais, nós e apoios;
- Inserção dos elementos das forças;
- Verificação da deformação da cortina;
- Ajuste das rigidezes da estrutura e reanálise da deformada da cortina;

Diversos modelos podem ser analisados a partir dessas definições, onde serão descartados os modelos não representativos, adotando-se o modelo mais acurado.

O modelo adotado no trabalho, trata-se de molas que representam o solo apenas no local da cortina onde ele é comprimido (altura da ficha, lado escavado), e as forças pontuais horizontais agindo na cortina.

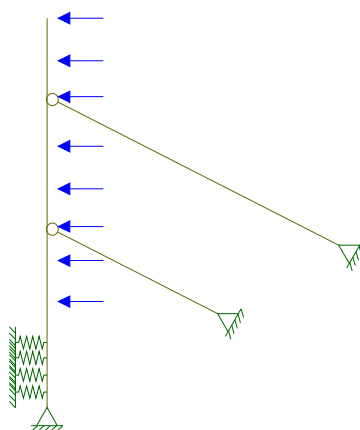


Figura 72: Modelo Representativo adotado (FTOOL).

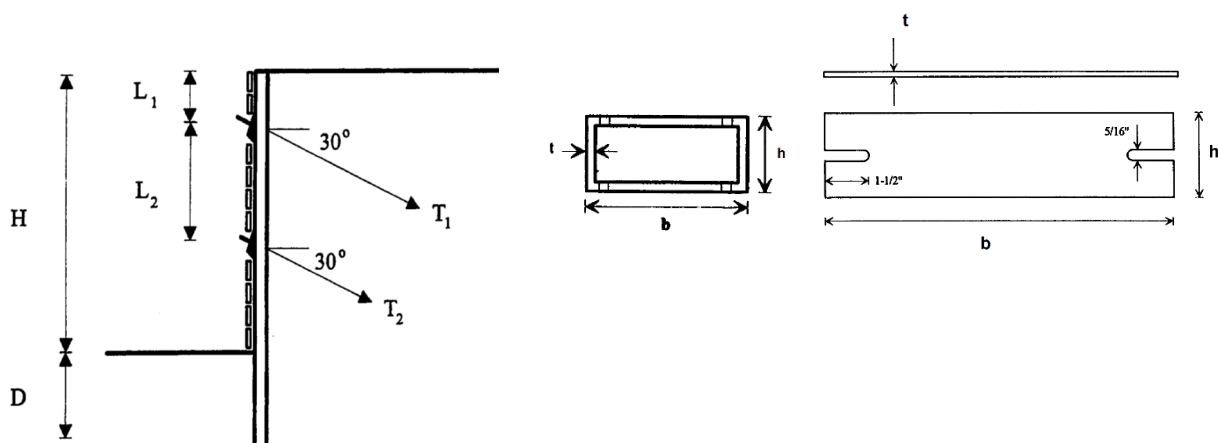
4 MODELAGEM

Antes de modelar no Ftool um caso real de cortina atirantada, será modelado um caso desenvolvido em um teste de laboratório pela Federal Highway Administration, nos Estados Unidos, o qual foi controlado por diversas instrumentações. Este modelo apresenta-se como um bom caso para ser calculado pelo Ftool, onde pretende-se definir uma rotina de cálculo para uma análise preliminar de cortinas atirantadas.

4.1 Descrição do modelo adotado (FHWA)

Neste teste que aconteceu na Universidade de Illinois, quatro modelos foram construídos em viga e pranchões de aço, ancorados por tirantes, construídos em areia com geometria e características estruturais adequadas a promover uma resposta consistente comparado a um caso real. Movimentos na superfície do terreno, pressões laterais e cargas axiais foram observadas e o comportamento desses testes foi mostrado no Relatório Técnico FHWA-RD-98-067.

Para este trabalho apenas o modelo de nº 4 (Teste 4) será usado. Este modelo era composto de uma parede em viga de aço e pranchões também de aço, com duas linhas de tirantes. Suas características são descritas através das figuras e tabelas a seguir:



a

b

c

Figura 73: Teste 3 FHWA. a) Geometria a parede. b) Geometria da viga de aço. c) Geometria da prancha.

GEOMETRIA DA PAREDE				
TESTE	H(m)	D(m)	L1 (m)	L2 (m)
4	1,90	0,38	0,46	0,76

GEOMETRIA DA VIGA			
h (mm)	b (mm)	t (mm)	Espaçamento horizontal (mm)
25,4	63,50	2,10	609,6

GEOMETRIA DA PRANCHA DE REVESTIMENTO		
h (mm)	b (mm)	t (mm)
76,20	571,5	3,18

PROPRIEDADES DO SOLO				
TIPO	γ (kN/m ³)	Φ (°)	Dr %	E (MPa)
Areia	15,7	44	45-55	55,0*

*Módulo de elasticidade assumido da literatura para areia seca, fina a média e uniforme (SP), não disponibilizado no Relatório.

PROPRIEDADE DOS TIRANTES			
Tirante	Φ (mm)	L (m)	Carga de Projeto (kN)
T1	6,35	1,92	7,78
T2	6,35	1,12	7,78

Instrumentação

Duas das vigas foram equipadas com um tipo de strain gages colados ao longo de todo o comprimento da viga, com espaçamento de 15,0cm, e no embutimento de 7,6cm.

Os tirantes também receberam strain gages posicionados próximos a cabeça de cada ancoragem. Extensômetros também foram colados nas barras.

O recalque na superfície do terreno foi medido através de strain gages (dial gages), e os movimentos laterais e verticais no maciço de areia foram medidos através de sensores do tipo DC-DC LVDT posicionados dentro de uma proteção de PVC.

Etapas de escavação desenvolvida no Teste 4.

O teste seguiu os seguintes estágios de construção:

1. Escavação até o primeiro nível de tirantes a 0,46m de profundidade;
2. Carregamento do tirante (120% da carga de projeto que posteriormente decresceram até 75%);
3. Escavação até o segundo nível de tirante a 1,2m de profundidade;
4. Carregamento do tirante (120% da carga de projeto que posteriormente decresceram até 75%);
5. Escavação até o nível de embutimento a 1,9m de profundidade.

Quando a escavação atinge a profundidade de 1,90m, são dadas as deformações laterais na parede, assim como a pressão horizontal agindo na parte posterior da parede. Essas informações podem ser vistas na figura abaixo:

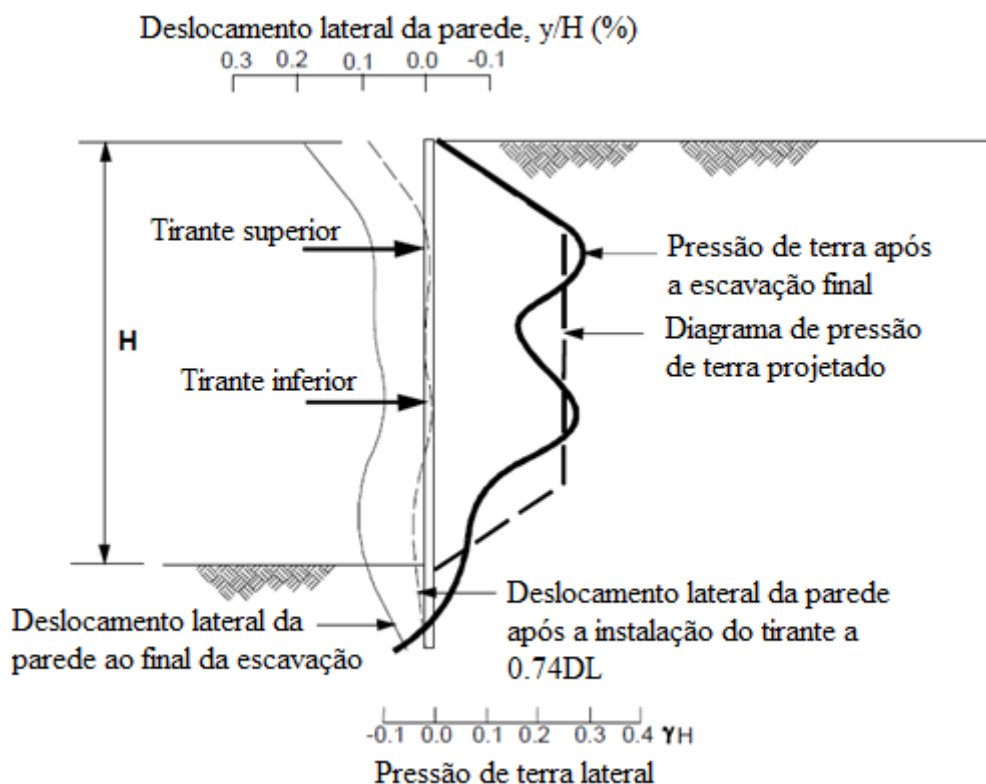


Figura 74: Deslocamento horizontal da parede e pressão lateral de terra, Teste4 (FHWA-IF-99-015).

Diretamente da Figura 74, tem-se os resultados de deslocamentos e tensões laterais na parede. Através da tensão lateral, é também calculada a força horizontal atuando na parede, em função da área de influência.

Tabela 11: Pressões laterais e deslocamentos horizontais, Teste 4.

	DESLOCAMENTOS	PRESSÕES LATERAIS	
Prof. (m)	x (mm)	σ_h (kN/m ²)	F (kN)*
0,00	3,71	0,00	0,0
0,25	2,71	2,98	0,5
0,46	1,71	8,65	1,3
0,75	1,62	5,97	0,9
1,00	1,71	4,77	0,7
1,22	1,52	8,35	1,3
1,50	1,90	4,47	0,7
1,75	2,28	2,98	0,5
1,9	1,90	2,09	0,3
2,1	0,80	-	-
2,28	0,76	-	-

*F equivale a tensão horizontal aplicada na área de influência, ou seja, $F = \sigma_h \cdot A_i$.

A_i equivale ao comprimento do trecho no qual a parede foi subdividida (0,25m) pela distância horizontal entre vigas, ou entre tirantes (0,6096m), ou seja, $A_i = 0,1524\text{m}^2$.

Os valores das cargas encontradas para o tirante no primeiro e no segundo nível de escavação (T1 e T2 respectivamente), foi de:

Tabela 12: Cargas medidas no tirantes, Teste 4.

	TENSÕES NO TIRANTE	
	Th (kN)	Tv (kN)
T1	2,5	1,44
T2	2,56	1,48

4.2 Descrição do processo de modelagem no Ftool

Para modelagem do problema na ferramenta de cálculo Ftool, foram utilizadas todas as características geométricas e estruturais descritas anteriormente. Além disso foi necessário calcular o valor da rigidez das molas a serem empregadas na região de embutimento do solo, conforme mostrado a seguir.

Rigidez das molas

Dados:

$$E_{\text{solo}} = 55,0\text{MPa}$$

$$\text{Ângulo de atrito } (\phi') = 44^\circ$$

$$\text{Plano de ruptura passivo } (\theta) = 23^\circ$$

$$\text{Distância vertical entre molas} = 0,25\text{m}$$

$$\text{Largura da base da viga de aço } (b) = 0,064\text{m}$$

Tem-se, através desses valores e da Equação 33, as rigidezes k:

Tabela 13: Rigidezes das molas na profundidade, Análise I, caso Teste4.

Profundidade (m)	A (m ²)	L (m)	K (kN/m)
1,90	0,003	0,895	374
2,09	0,051	0,436	12.420
2,28	0,003	0,010	28.389

Depois de reunidos os dados, o modelo foi criado no Ftool seguindo os passos abaixo:

- 1) Inseriu-se a barra que representa a parede, dividindo-a em nós a cada 0,25m;
- 2) Definiu-se as propriedades para o material que compõe a parede e sua geometria;
- 3) Definiu-se apoio móvel para base da cortina (permite deslocamentos em x);
- 4) Inseriu-se a barra que representa os tirantes, definindo articulação junto a parede e apoio fixo na extremidade oposta;
- 5) Definiu-se as propriedades para o material que compõe o tirante e sua geometria;
- 6) Inseriu-se as forças horizontais atuantes na face posterior da parede;
- 7) Inseriu-se as molas que representam o solo na região de embutimento da cortina (face anterior da parede);
- 8) Procedeu-se o cálculo da deformada ao ser acionado o botão “deformed configuration” na barra de ferramentas do programa;
- 9) Resultados para deformação horizontal da cortina e tensões nos tirantes foram obtidos, anotados e posteriormente foram criados gráficos de deformação horizontal pela profundidade.

4.3 Resultados: deslocamentos horizontais e tensão no tirante

4.3.1 *Análise I*

A primeira análise considerou a estrutura descrita anteriormente, com sua respectiva pressão lateral de terra, conforme pode ser visto na figura abaixo:

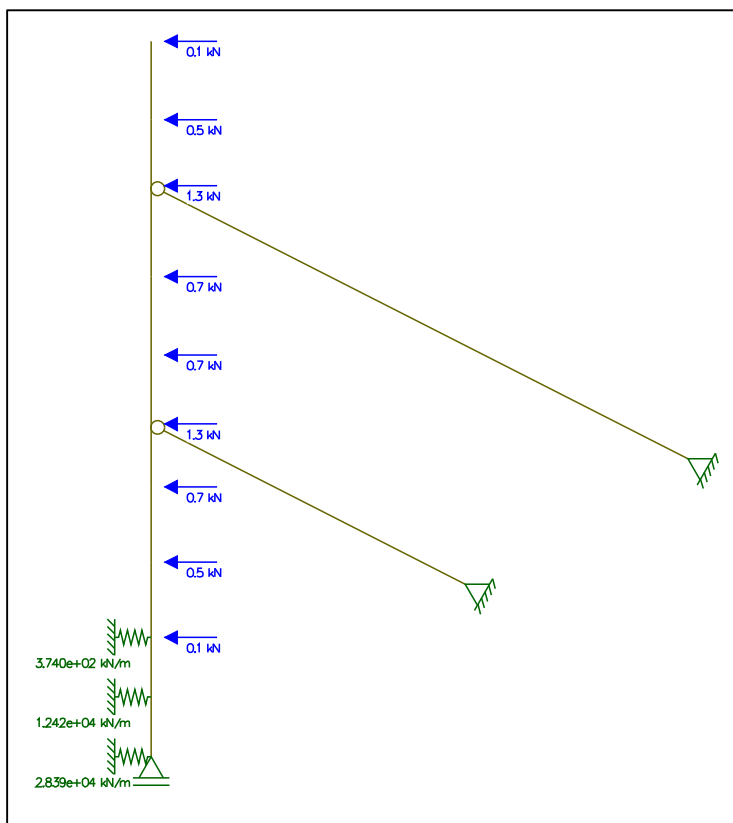


Figura 75: Modelo no Ftool, Análise I, Teste 4.

Resultados

Tabela 14: Deslocamentos Horizontais Análise I, Teste4.

	Teste 4	FTOOL
Prof. (m)	Deslocamento Hor. (mm)	
0,00	3,71	2,77
0,25	2,71	1,74
0,47	1,71	1,10
0,75	1,62	1,05
1,00	1,71	0,93
1,25	1,52	0,71
1,42	1,90	0,83
1,75	2,28	0,80
1,90	1,90	0,37
2,09	0,80	0,06
2,28	0,76	0,01

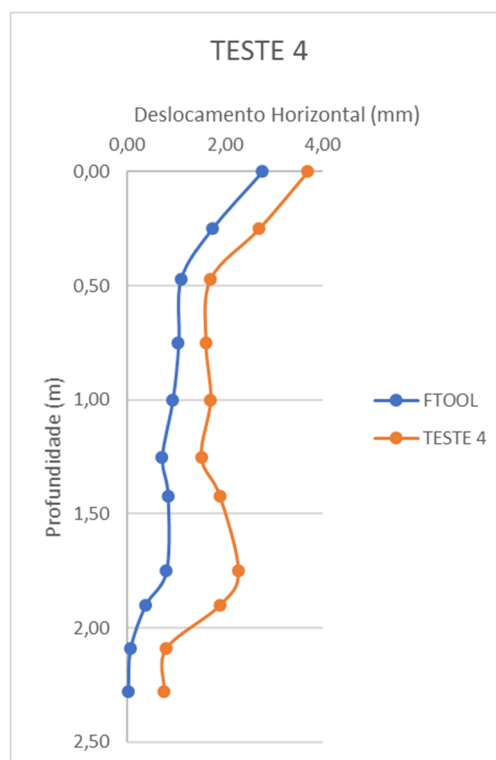


Gráfico 1: Deslocamentos Horizontais Análise I, Teste4

Tabela 15: Cargas nos tirantes Análise I, Teste4

CARGA NOS TIRANTES		
	Th (kN)	Tv (kN)
T1	2,6	1,3
T2	2,8	1,4

Percebe-se uma semelhança entre as curvas de deslocamentos horizontais, porém com valores diferentes.

4.3.2 *Análise II*

Na segunda análise foram feitos alguns ajustes na estrutura visando modificar sua rigidez e observar a reação nos deslocamentos horizontais.

1º ajuste: reduzir a rigidez da parede diminuindo em 20% a seção da viga.

Procedeu-se o ajuste, no entanto esse ajuste não gerou grandes modificações. Procedeu-se então diminuição em 30% a qual também não provocou grandes efeitos, mas foi possível perceber a necessidade de fazer modificações nos tirantes;

2º ajuste: manter característica original da parede e modificar tirantes.

Foi diminuído o diâmetro do Tirante 1 em 20% e do Tirante 2 em 30%. Para este caso, os deslocamentos horizontais foram maiores na região entre tirantes apenas;

3º ajuste: os dois ajustes anteriores foram combinados, modificando geometria da parede (em 20%) e dos tirantes. Este resultado, entre outros ajustes testados (mas não mostrados aqui), foi o qual mais aproximou os deslocamentos do real, sendo o modelo inserido no Ftool apresentado em anexo (Anexo 02) e abaixo os resultados.

Resultados

Tabela 16: Deslocamentos Horizontais Análise II, Teste4.

Prof. (m)	Teste 4 Com Ajustes	FTOOL
	Deslocamento Hor. (mm)	
0,00	3,71	5,17
0,25	2,71	2,90
0,47	1,71	1,60
0,75	1,62	1,96
1,00	1,71	1,97
1,25	1,52	1,56
1,42	1,90	1,91
1,75	2,28	1,80
1,90	1,90	0,72
2,09	0,80	0,05
2,28	0,76	0,01

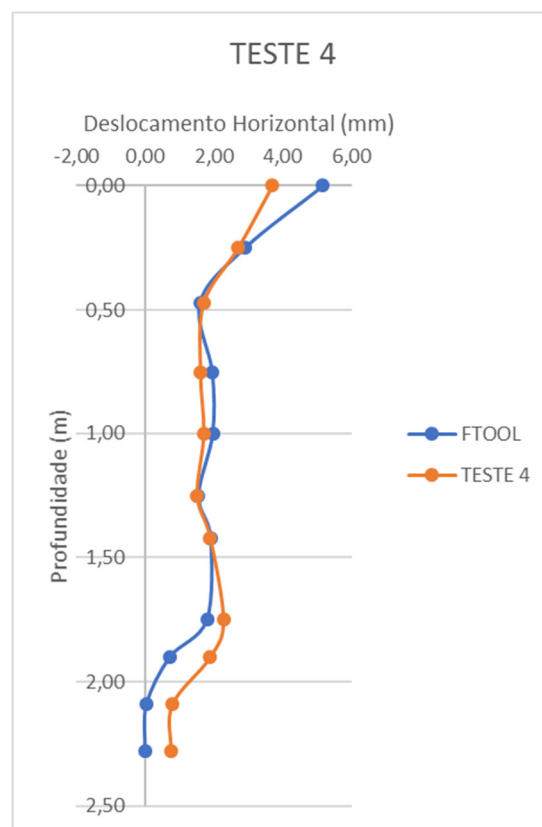


Gráfico 2: Deslocamentos Horizontais Análise II, Teste 4

Tabela 17: Cargas nos tirantes *Análise II, Teste4*

CARGA NOS TIRANTES		
	Th (kN)	Tv (kN)
T1	2,6	1,3
T2	2,8	1,4

Percebe-se que a rigidez relativa entre parede, pranchões e tirante teve que ser modificada, ficando cerca de 20% menor para parede testada e 25% para tirantes (comparados aos valores do modelo original). No entanto, a rigidez da mola representando o solo na região passiva, ficou alta e não permitiu movimentação da parede nesta região.

4.3.3 *Análise III*

Com o objetivo de verificar o comportamento do modelo com outra proposta de distribuição de pressões laterais de terra, esta terceira, e última análise, foi desenvolvida tomando a teoria apresentada por Totsev, 2016, no Capítulo 3.

Uma primeira análise é realizada, tomando a tensão lateral calculada através da Equação 19 e Equação 20 (Figura 38) e depois multiplicando-se pela área de influência de 0,1525m² do modelo, obtendo-se a carga lateral para o modelo Ftool. Numa segunda análise outra consideração foi realizada, tomando a tensão lateral calculada diretamente como sendo a carga lateral no modelo Ftool, ou seja, considerando uma área de influência de atuação da tensão lateral igual a 1,0m². Duas análises portanto, serão apresentadas: IIIa e IIIb.

Esta teoria não previa o arqueamento do solo entre tirantes, portanto foi considerado para as duas análises a redução de 30% da carga na região entre tirantes para considerar este efeito nesta região.

O cálculo das rigidezes das molas, de acordo com a teoria proposta pelo do autor, foi realizado, no qual aplicou-se a Equação 21.

Análise III-a

Cargas laterais e rigidezes das molas foram aplicadas no Ftool conforme tabelas abaixo:

Tabela 18: Cargas laterais, Análise IIIa.

CARGAS LATERAIS	
Prof. (m)	P (kN)
0,00	0,00
0,25	0,14
0,47	0,28
0,75	0,19
1,00	0,19
1,25	0,28
1,42	0,28
1,75	0,28
1,90	0,28
2,09	0,73
2,28	1,18

Tabela 19: Rigidez da mola, Análise IIIa.

RIDIGEZ DA MOLA	
Prof. (m)	k (kN/m)
1,90	1.105
2,00	5.892
2,10	7.856
2,19	10.475
2,28	5.237

A configuração do modelo no Ftool pode ser observada em anexo (Anexo 03).

Resultados

Tabela 20: Deslocamento s Horizontais, Análise IIIa, Teste4.

Teste 4		FTOOL
Prof. (m)	Deslocamento Hor. (mm)	
0,00	3,71	0,30
0,25	2,71	0,25
0,47	1,71	0,23
0,75	1,62	0,30
1,00	1,71	0,27
1,25	1,52	0,23
1,42	1,90	0,36
1,75	2,28	0,40
1,90	1,90	0,20
2,09	0,80	0,10
2,28	0,76	0,16

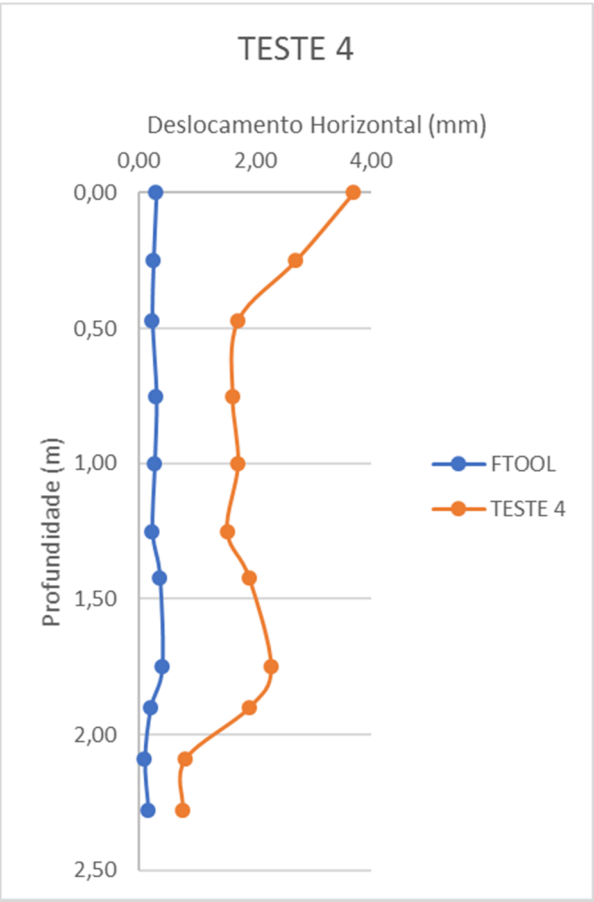


Gráfico 1: Deslocamentos Horizontais Análise II,

Teste 4

Tabela 21: Cargas nos tirantes, Análise IIIa, Teste 4.

CARGA NOS TIRANTES		
	Th (kN)	Tv (kN)
T1	0,5	0,3
T2	0,9	0,5

Observa-se que os baixos valores de carga lateral atuando na parede, não proporcionam grandes movimentações, ficando também o tirante pouco carregado.

Análise III-b

Cargas laterais aplicadas no Ftool conforme tabelas abaixo:

Tabela 22: Cargas laterais, Análise IIIb

PRESSÕES LATERAIS	
Prof. (m)	P (kN)
0,00	0,00
0,25	0,90
0,47	1,81
0,75	1,26
1,00	1,26
1,25	1,81
1,42	1,81
1,75	1,81
1,90	1,81
2,09	4,77
2,28	7,73

As rigidezes das molas são as mesmas da análise anterior.

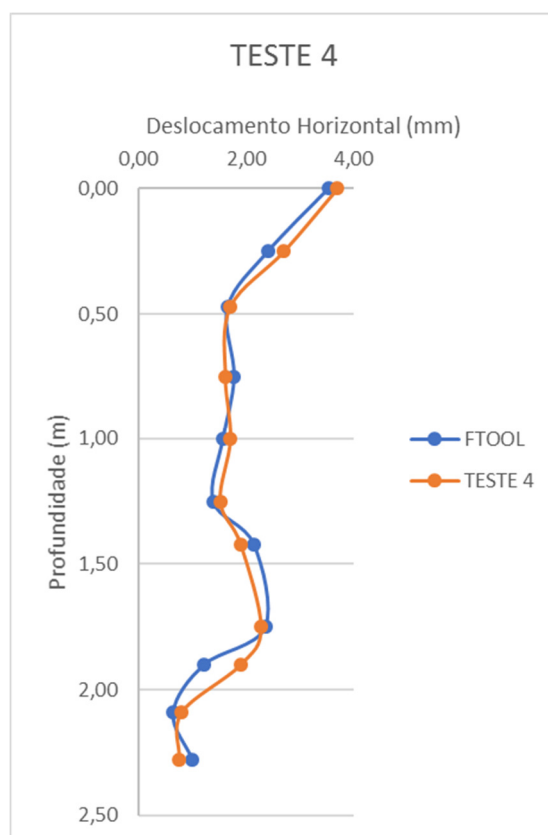
A configuração do modelo no Ftool pode ser observada em anexo (Anexo 04)

Resultados

Tabela 23: Deslocamentos horizontais, Análise IIIb, Teste 4.

Teste 4		FTOOL
Prof. (m)	Deslocamento Hor. (mm)	
0,00	3,71	3,54
0,25	2,71	2,41
0,47	1,71	1,66
0,75	1,62	1,78
1,00	1,71	1,57
1,25	1,52	1,39
1,42	1,90	2,15
1,75	2,28	2,36
1,90	1,90	1,21
2,09	0,80	0,64
2,28	0,76	1,01

Gráfico 2: Deslocamentos horizontais, Análise IIIb,



Teste 4.

Tabela 24: Cargas nos tirantes, Análise IIIb, Teste 4.

CARGA NOS TIRANTES		
	Th (kN)	Tv (kN)
T1	3,9	2,0
T2	5,6	2,8

Observa-se para este caso, que o comportamento da estrutura modelada no Ftool apresentou-se próximo ao comportamento da estrutura real testada em laboratório. Para isso foram necessárias aplicações de cargas laterais de maior intensidade (pressões ativas), inclusive na região de embutimento da parede, próximo ao pé. Com isso, as molas também reagiram de forma a permitir deslocamentos horizontais no pé da estrutura.

4.4 Discussão das simulações e considerações finais

Na primeira análise, o modelo inserido no Ftool possui as características geométricas e estruturais e pressão lateral de terra originais tomados do Teste 4 apresentado no relatório da FHWA usado como exemplo, além dos valores dimensionados para as rigidezes das molas.

No resultado apresentado para este estudo, é possível perceber a regularidade da forma entre a curva de deslocamento horizontal real e do modelo testado através do Ftool, porém esta encontra-se com valores menores.

Na região entre o topo da contenção até a região no segundo tirante, os valores dos deslocamentos testados estão cerca de 35% menores que os reais. Abaixo desse ponto os deslocamentos começam a ficar bastante divergentes até o pé da estrutura.

Observa-se a necessidade de proceder modificações nas características do conjunto a fim de diminuir sua rigidez, e, portanto, sua flexibilidade, permitindo maiores deslocamentos. Esses ajustes foram apresentados na segunda análise.

Com relação às cargas sofridas pelos tirantes, nesse estudo elas foram praticamente as mesmas identificadas no teste real, permanecendo com segurança dentro da carga de projeto que era de 7,78 kN.

Na segunda análise realizada, modificações foram feitas na estrutura a fim de aumentar sua flexibilidade. As dimensões da viga de aço que representa a parede da contenção foram diminuídas em 20% (apenas seção transversal) e também os tirantes sofreram modificações, ficando o diâmetro do tirante T1 menor em 20% e T2 em 30%.

Através desses ajustes é possível perceber que as curvas de deformação horizontal ficam muito próximas, especialmente na região entre tirantes. No entanto na região do pé da estrutura elas permanecem divergentes.

Nota-se que a dificuldade está em ajustar a curva na região da base da contenção. Nota-se também que no caso tomado como exemplo, o Teste 4, não foi considerada a ação de pressão lateral ativa nesta região, mas no entanto, ele apresenta deformações nesses pontos. Já as cargas dos tirantes permanecem semelhantes às do caso real.

Através das observações realizadas no Capítulo 3 também é possível verificar que na maioria dos casos apresentados, a pressão lateral varia ao longo da estrutura em função da profundidade e do arqueamento do solo, mas tem valor considerável na região da base

da contenção. Isso como reação à alta pressão passiva gerada na parede na região do embutimento.

Desta forma, é proposta a terceira análise, onde a teoria apresentada por Andrei Totsev, é aplicada. Nesta última análise as pressões laterais e rigidezes das molas são redimensionadas segundo a proposta do autor, apresentada no Capítulo 3. Além disso é proposto uma correção do arqueamento do solo na região entre tirante, diminuindo em 30% as cargas laterais que atuam na parede. Duas análises são realizadas, primeiro tomando-se a pressão lateral do modelo em função da área de influência da estrutura, segundo considerando a área de influência igual a $1,0\text{m}^2$, e tomando diretamente os valores de tensão lateral.

Os resultados para os deslocamentos horizontais para a análise III-a apresentaram-se consideravelmente menores que no caso real, mas com curvatura semelhante. Já na análise III-b, ficaram próximos aos do caso real, sendo possível perceber grande semelhança entre as curvas. Quanto às cargas nos tirantes, na análise II-a, foram pequenas, enquanto que na III-b elas apresentaram valor maior que os reais, ficando cerca de 50% maiores no tirante T1 e 100% no T2, mas dentro do valor de projeto (7,78kN).

Diante dos resultados obtidos nestas análises, o comportamento do modelo foi verificado e poderá ser aproveitado para o teste principal deste trabalho, o qual representa uma estrutura real de cortina atirantada, a ser apresentado no próximo capítulo.

5 ESTUDO DE CASO

5.1 Características do solo

A obra em estudo foi executada na cidade de Curitiba, estado do Paraná. A Formação Guabirotuba, é a unidade geológica de ampla abrangência presente nesta área e na Região Metropolitana (Nascimento e Puppi, 1999), pertencentes à Bacia Sedimentar de Curitiba. De acordo com Kormann, 2002, esta bacia pertence ao *Rift* Continental do Sudeste do Brasil (RCSB), cujos sedimentos terciários caracterizam-se, aproximadamente, por intercalações de sedimentos argilosos e granulares, apresentando comportamento semelhante entre diversas bacias do mesmo *Rift* (Figura 77).

Esta Formação ocupa uma área de aproximadamente 3000 km², originada sobre embasamento de rochas do Complexo Cristalino. Sua espessura é irregular e varia de 1 a 80m, com topografia pouco acidentada, sendo sua altitude média de 870 m (Boszczowski, 2001).

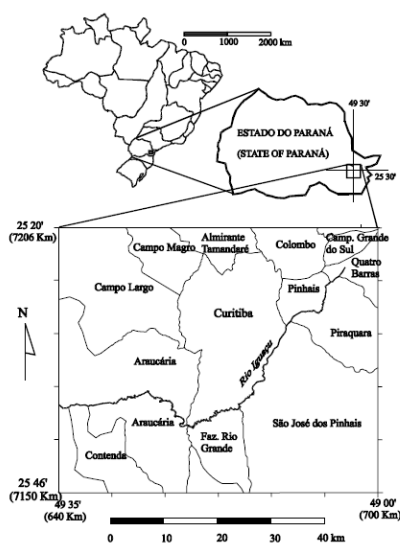


Figura 76: Localização da Bacia Sedimentar de Curitiba (Salamuni e Salamuni, 1999, apud Kormann, 2002).

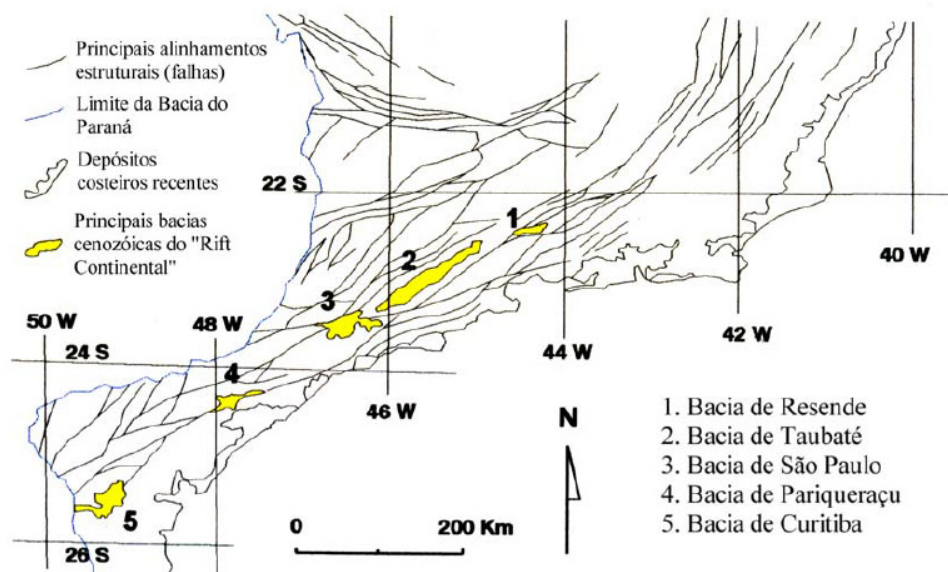


Figura 77: Algumas bacias do Rift Continental do Sudeste do Brasil (Salamini, 1998, apud Kormann 2002).

O solo é popularmente conhecido como “sabão de caboclo” (se torna liso quando umedecido). Sua formação ocorreu da deposição de sedimentos finos, compostos predominantemente por argilitos e siltitos, com intercalações de areias arcóssias, arcósios, depósitos rudáceos e caliches (mais raro). Apresentam-se normalmente bem compactados e com estrutura maciça (Boszczowski, 2001).

Suas peculiaridades de acordo com Nascimento e Puppi, 1999, são: cor cinza esverdeada, marrom e avermelhada, é descrito como argila siltosa ou silte argiloso de boa consistência, com resistência predominantemente elevada, rigidez alta, o que define baixa compressibilidade e alto pré-adensamento, com alta expansibilidade diante de inundação ou desconfinamento, e empastilhamento devido ao desconfinamento, a molhagem e a secagem.

A composição mineralógica, estudadas por diversos autores e apresentadas por Kormann, 2002, mostra que o argilo-mineral principal presente na formação Guabirotuba é a esmectita em cerca de 80%, montmorilonita 16%, e em menor proporção micas e caulinitas. É possível ainda a presença de quartzo sendo associada a frações de silte e areia.

Conforme Kormann (1999) observam-se com frequência nos ensaios de SPT, números de golpes na faixa de 15 a 30 para os primeiros metros de sondagem, e valores de pressão de pré adensamento entre 400 a 1000 kPa com razões de sobreadensamento (RSA) da ordem de 25, valores esses associados em parte à remoção de camadas e parte a ciclos

de secagem e umedecimento. Boszczowski, 2001, diz que o RSA pode chegar a 32, e que o sobreadensamento pode estar associado também à ação de agentes cimentantes. A razão de sobreadensamento diminui com a profundidade (Figura 78).

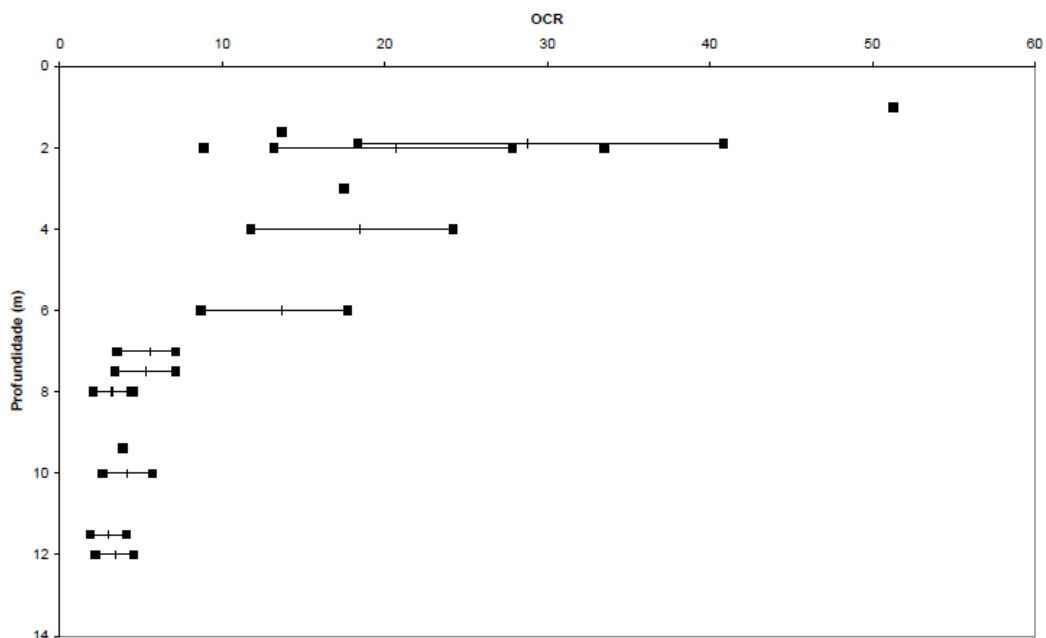


Figura 78: Variação do OCR com a profundidade (Kormann, 2002).

O lençol freático tem posição variável, podendo estar raso, próximo à superfície ou entre 10 a 15 metros de profundidade. Testes da Mineropar em 1994, mostraram profundidades da ordem de 3,4 a 4,4m na parte leste da bacia. Essa característica pode estar associada à baixa permeabilidade do solo argiloso que constitui a bacia (Kormann, 2002).

Kormann (1999) cita que a partir dos valores de ângulo de atrito e de razões de sobreadensamento da Formação Guabirotuba, para qualquer combinação de parâmetros, o coeficiente de empuxo no repouso, K_0 , resultaria em valor maior que 1,0, informação essa importante no dimensionamento de obras de contenção em que o processo construtivo visa impedir deslocamentos horizontais do terreno. Boszczowski, 2001, em seu trabalho emprega diversos métodos para avaliação da tensão lateral em solo da Formação Guabirotuba e encontra valores para o coeficiente de empuxo no repouso que podem ser observados na tabela de resumo abaixo.

Tabela 25: Quadro resumo dos possíveis valores do Coeficiente de Empuxo no Repouso, K_0 (Boszczowski, 2001).

Metodologia		Tensão Horizontal Efetiva de Campo (kPa)	Tensão Vertical Efetiva de Campo (kPa)	Coeficiente de Empuxo no Repouso K_0		
Becker et al. (1987)		600 a 800	600 a 800	≈ 1		
		Pressão de Capilaridade (kPa)	Tensão Vertical Efetiva de Campo (kPa)	Coeficiente de Empuxo no Repouso K_0		
Skempton (1961)	Ensaio CIU	673,38	600 a 800 (Becker et al. 1987)	0,75 a 1,19		
		681,75	600 a 800 (Becker et al. 1987)	0,79 a 1,19		
	Medida de Sucção	600	600 a 800 (Becker et al. 1987)	0,65 a 1,0		
		q	p'	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	Coeficiente de Empuxo no Repouso K_0
Ensaio Experimental		-40 a -50	585 a 620	527 a 567	608 a 653	1,14 a 1,18

Boszczowski, 2001, ao final de suas análises e baseada nos resultados, conclui que a faixa de ocorrência do coeficiente de empuxo no repouso, seria entre os valores de **0,75 a 1,20**, e que considerando a média dos valores, K_0 seria aproximadamente igual a 1.

Com relação ao módulo de elasticidade (E), Neto et al. (1999) em seus estudos de uso do Ensaio de Placa num caso de obra de fundação direta na Formação Guabirotuba, extraem valores indiretamente a partir das provas de carga e de duas formulações derivadas da teoria da elasticidade, onde a primeira gera valores médios de E entre 9 e 25 MPa e a segunda valores entre 14 a 40 MPa. Kormann, 2002, apresenta valores de $E_{u50\%}$ (módulo de elasticidade não drenado, secante, considerando 50% da resistência) de valor entre 25 a 35 MPa, obtidos de curvas tensão x deformação, em ensaios não drenados realizados por Massad et al., 1981, cujas tensões confinantes foram de 49, 98 e 297 kPa. O autor apresenta ainda valores de $E_{u50\%}$ de 10 a 150 MPa obtidos por Boszczowski, 2001 para tensões de confinamento entre 189 a 541 kPa.

Kormann, 2002, reúne em seu trabalho, em duas tabelas, dados pesquisados a partir de 29 amostras de diferentes profundidades e localidades de Curitiba e arredores, a fim de ilustrar um quadro com **os principais aspectos geotécnicos da Formação Guabirotuba**. As tabelas estão divididas em dois conjuntos, sendo o primeiro relacionado ao solo de estado pouco alterado (não intemperizado) e o segundo com solos que apresentam indícios de maior ação de intemperismo. Essas tabelas podem ser observadas a seguir.

Tabela 26: Propriedades de sedimentos não intemperizados da Formação Guabirotuba (Kormann, 2002).

Nº	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	COTA (m)	w (%)	LP (%)	LL (%)	IP (%)	% < 2µm	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	δ (kN/m³)	S (%)	e ₀	c' (kPa)	ϕ'	σ'_{vm} (kPa)	C _c
1	Argila siltosa cinza, dura, prof. 1,6 m, São José dos Pinhais ¹	903,9	34,7	31	85	52	57	18,7	13,9	27,3	-	0,960	47,0 (c. dir.)	28,0 (c. dir.)	> 410	> 0,329
2	Argila siltosa cinza, prof. 3,0 m, Araucária ⁴	-	33,1	29	84	55	67	19,0	14,3	26,9	98,6	0,917	18,4 (c. dir.)	25,2 (c. dir.)	1000	0,313
3	Argila siltosa cinza, dura, prof. 2,0 m, Centro Politécnico ³	907,8	27,0	35	65	30	64	19,1	15,0	26,6	96,0	0,735	22,0 (c. dir.)	23,9 (c. dir.)	1280	-
4	Argila cinza clara, média a dura, prof. 2,0 m, Araucária ⁶	-	39,9	34	87	53	58	17,4	12,4	26,5	-	1,120	5,0 (triax.)	28,0 (triax.)	310	0,47
5	Argila siltosa cinza-azulada, dura, prof. 11,5 m, Batel ⁷	917,1	29,2	26	53	27	-	19,0	14,7	26,0	99,8	0,775	-	-	500	0,12
6	Argila siltosa cinza-azulada, dura, prof. 12,0 m, Batel ⁷	917,1	33,5	26	53	27	-	18,3	13,7	26,0	100,0	0,873	-	-	400	0,08
7	Argila silto-arenosa roxa e cinza, média, prof. 0,5 m, C. Industrial ⁷	945,2	27,0	27	59	32	-	17,6	13,9	25,8	81,6	0,871	-	-	-	-
8	Argila siltosa cinza escura, média, prof. 0,5 m, C. Industrial	945,2	27,4	24	43	19	-	17,3	13,6	26,0	79,1	0,917	-	-	-	-
9	Argila siltosa cinza e marrom, rija, prof. 2,0 m, C. Industrial	920,0	32,4	25	61	36	-	18,6	14,0	26,5	99,0	0,881	-	-	490	0,14
10	Argila arenosa cinza, dura, prof. 1,0 m, C. Industrial Araucária ⁷	880,0	22,6	24	58	34	-	19,5	15,9	26,5	99,5	0,608	-	-	1000	0,16
11	Argila siltosa marrom e cinza, dura, prof. 8,0 m, Batel ⁷	930,8	35,5	38	88	50	-	18,3	13,5	27,4	97,8	1,007	-	-	> 300	> 0,10
12	Argila siltosa marrom e cinza, dura, prof. 8,0 m, Batel ⁷	930,8	32,9	37	85	48	-	18,1	13,6	27,4	87,6	1,032	-	-	> 300	> 0,12
13	Argila siltosa cinza e marrom, dura, prof. 2,5 m, Capanema ⁷	903,0	34,8	-	-	-	-	18,3	13,6	-	-	-	-	-	-	-
14	Argila siltoosa cinza, dura, prof. 4,0 m, Capanema ⁷	903,0	36,3	-	-	-	-	17,8	13,1	-	-	-	-	-	-	-
15	Argila siltosa marrom, prof. 1,5 m, Batel ⁷	932,0	33,9	-	-	-	-	18,1	13,5	-	-	-	-	-	-	-
16	Argila siltosa cinza, rija, prof. 4,0 m, Água Verde ⁷	914,1	28,2	27	58	31	-	19,1	14,9	25,9	100,0	0,730	-	-	900	0,08
17	Argila siltosa cinza, rija, prof. 6,0 m, Água Verde ⁷	914,1	29,3	27	58	31	-	19,2	14,8	25,9	100,0	0,731	-	-	1000	0,16

Tabela 25: Propriedades de sedimentos não intemperizados da Formação Guabirotuba (Kormann, 2002) - Continuação

Nº	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	COTA (m)	w (%)	LP (%)	LL (%)	IP (%)	% < 2µm	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	δ (kN/m³)	S (%)	e_0	c' (kPa)	ϕ'	σ'_{vm} (kPa)	C _c
18	Argila siltosa cinza, dura, prof. 1,9 m, Centro Politécnico ⁷	910,0	32,8	-	-	-	-	17,8	13,4	26,3	89,3	0,985	-	-	620	0,41
19	Argila siltosa, marrom e cinza, dura, prof. 10,0 m, Alto da Glória ⁷	916,5	28,9	27	88	61	-	18,2	14,1	25,8	92,7	0,820	-	-	480	0,16
20	Argila siltosa, marrom e cinza, dura, prof. 12,0 m, Cabral ⁷	924,3	-	34	94	60	-	-	-	26,2	-	-	-	-	-	-
21	Argila cinza e marrom, prof. 7,0 m, Centro ⁷	922,0	24,6	-	-	-	-	19,4	15,6	27,5	90,1	0,751	-	-	>>> 300	>>> 0,09
22	Argila siltosa marrom e cinza, dura, prof. 7,5 m, Centro ⁸	-	37,5	37	96	59	-	-	-	-	-	1,127	5,0 (triax.)	22,0 (triax.)	640	0,23
23	Argila siltosa marrom e cinza, dura, prof. 10,0 m, Centro ⁸	-	40,9	36	110	74	-	-	-	-	-	1,170	-	-	-	-
24	Argila marrom e cinza com areia fina, rija, prof. 9,4 m ⁹	-	30,7	22	60	38	-	-	-	-	-	0,830	-	-	> 708	> 0,217
MÉDIA		-	31,9	30	73	43	-	18,4	14,1	26,5	94,1	0,892	-	-	646	0,20
DESVIO PADRÃO		-	4,6	5,1	18,3	14,6	-	0,7	0,8	0,6	6,8	0,147	-	-	295	0,12

Tabela 27: Propriedades de sedimentos intemperizados da Bacia Sedimentar de Curitiba (Kormann, 2002).

Nº	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	COTA (m)	w (%)	LP (%)	LL (%)	IP (%)	% < 2µm	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	δ (kN/m³)	S (%)	e_0	c' (kPa)	ϕ'	σ'_{vm} (kPa)	C _c
25	Silte vermelho, Araucária ²	-	-	37	60	23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
26	Argila siltosa cinza e amarela, dura, prof. 1,0 m, C. Politéc. ³	-	50,0	49	76	21	-	16,7	11,1	26,6	-	1,570	-	-	470	0,445
27	Argila siltosa vermelha, (Form. Tinguis), prof. 1,5 m, Araucária ⁴	-	-	39	81	42	62	-	-	26,4	-	-	-	-	-	-
28	Argila vermelha e cinza, mole a média, prof. 0,45 m, Araucária ⁶	-	30,2	34	66	32	42	18,8	14,4	27,3	-	0,860	40,0 (triax.)	23,0 (triax.)	600	0,28
29	Argila variegada, média a dura, prof. 3,5 m, Batel ¹⁰	-	53,0	73	86	13	78	17,0	11,1	26,6	100	1,350	-	-	888	0,295

Notas (Tabelas 3.1 e 3.2):

w - umidade natural, LP - Limite de plasticidade, LL - Limite de liquidez, IP - Índice de plasticidade, γ_{nat} - peso específico natural, γ_d - peso específico aparente seco, δ - peso específico real dos grãos, S - grau de saturação, e_0 - índice de vazios natural, c' - coesão efetiva, ϕ' - ângulo de atrito efetivo, σ'_{vm} - pressão de pré-adensamento, C_c - índice de compressãoReferências:¹Antonijutti Neto et al. (1999),²Chamecki et al. (1998)³Massad et al. (1981)⁴Tavares (1986)

Ligocki e Druszc (1999)

⁵Duarte (1986, 1999)⁶Nascimento (1992)¹⁰Boszczowski (2001)⁷Brazetti (1999)⁸Kormann et al. (1999d)⁹Nascimento et al. (1994)

Módulo de Elasticidade e coeficiente de empuxo adotados

A partir do levantamento realizado sobre o solo da Formação Guabirota e dos dados de SPT do projeto (ANEXO 08), além da informação de que se trata de um solo sobreadensado e rijo, o módulo de elasticidade do solo será definido de acordo com Décourt (1995), que diz que o módulo de elasticidade, E , de um solo argiloso pode ser correlacionado com o N (número de golpes) do ensaio SPT a partir da seguinte relação:

Equação 41: Módulo de elasticidade da correlação com o N_{SPT} , por Décourt

$$E = 2,5 \cdot N_{72}(\text{MPa})$$

Tomado o valor de N para o ponto estudado, conhecido e com valor médio igual a 50, tem-se que o módulo de elasticidade adotado inicialmente para o solo do modelo será **$E=125,0\text{MPa}$** .

Além dos valores observados na literatura, para solos sobreadensados, o coeficiente de empuxo no repouso pode ser estimado a partir da extensão da fórmula de Jaky, onde K_0 é obtido da seguinte forma:

Equação 42: coeficiente de empuxo no repouso para argilas sobreadensadas

$$k_0 = (1 - \sin \phi'). RSA^{\sin \phi'}$$

Onde, RSA é a razão de sobreadensamento.

Para o solo argiloso estudado, de acordo com o estudo bibliográfico realizado, poderá ser tomado o valor de RSA igual a 25 e do ângulo de atrito, ϕ' , de $23,9^\circ$. Logo, tem-se um valor para o coeficiente de empuxo no repouso, K_0 igual a 2,19.

Desta forma, a faixa de **0,75 a 2,19** poderá ser considerada para os dimensionamentos.

5.2 Descrição do caso estudado

Com o objetivo de implementar uma rotina de dimensionamento padrão realizou-se além do dimensionamento do Teste 4, visto no capítulo anterior, também o dimensionamento deste caso de cortina atirantada executado em solo da Formação Guabirota, em Curitiba, (Figura 79).

O modelo foi desenvolvido baseado em dados do projeto da cortina disponíveis, procurando se obter deslocamentos compatíveis com aqueles medidos na instrumentação por inclinômetro que foi instalada nessa estrutura, cujas curvas são apresentadas adiante.

Procurou-se otimizar o modelo através da variação de parâmetros de entrada como a tensão lateral, elasticidade do solo e engaste do tirante.

As tensões laterais primeiramente foram calculadas por Terzaghi e Peck para um estado final de construção. Depois também foi testado o modelo desenvolvido por Totsev para comparação na situação final da escavação.

Outra alternativa escolhida foi desenvolver o modelo por etapas de escavação, sendo considerada três etapas até o nível da ficha da cortina. Sempre tendo como balizador os deslocamentos obtidos da instrumentação realizada na cortina durante a obra.



Figura 79: Cortina atirantada executada em Curitiba (imagem cedida pelo projetista).

5.2.1 Dados do Projeto

O modelo inserido no Ftool tem as características mostradas na figura e descrições abaixo:

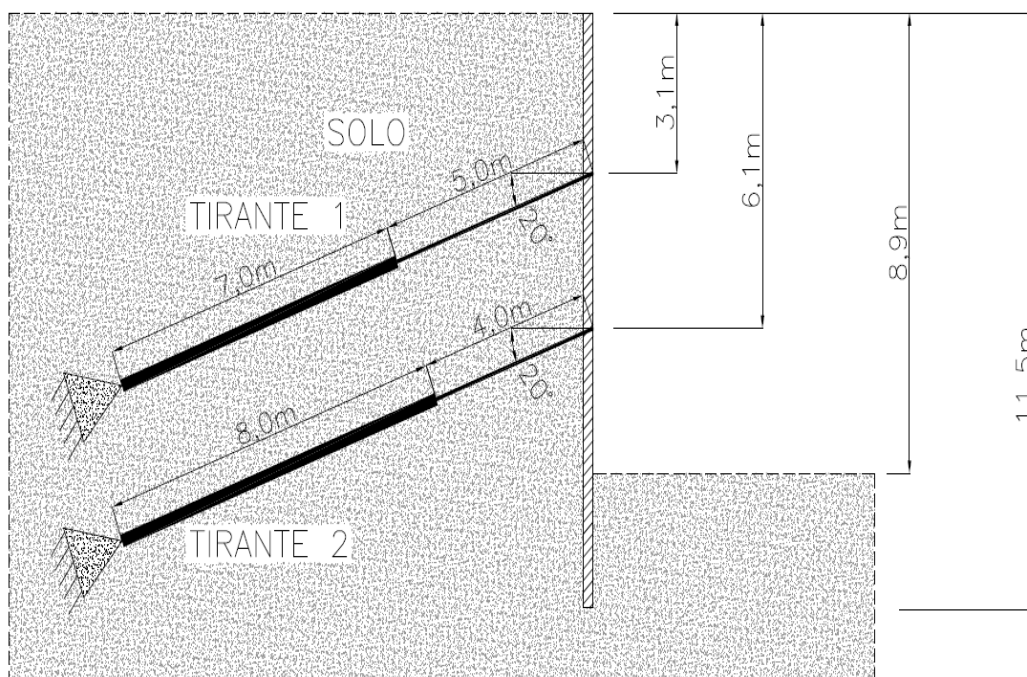


Figura 80: Modelo estrutural empregado (Adaptado dos dados do Projetista).

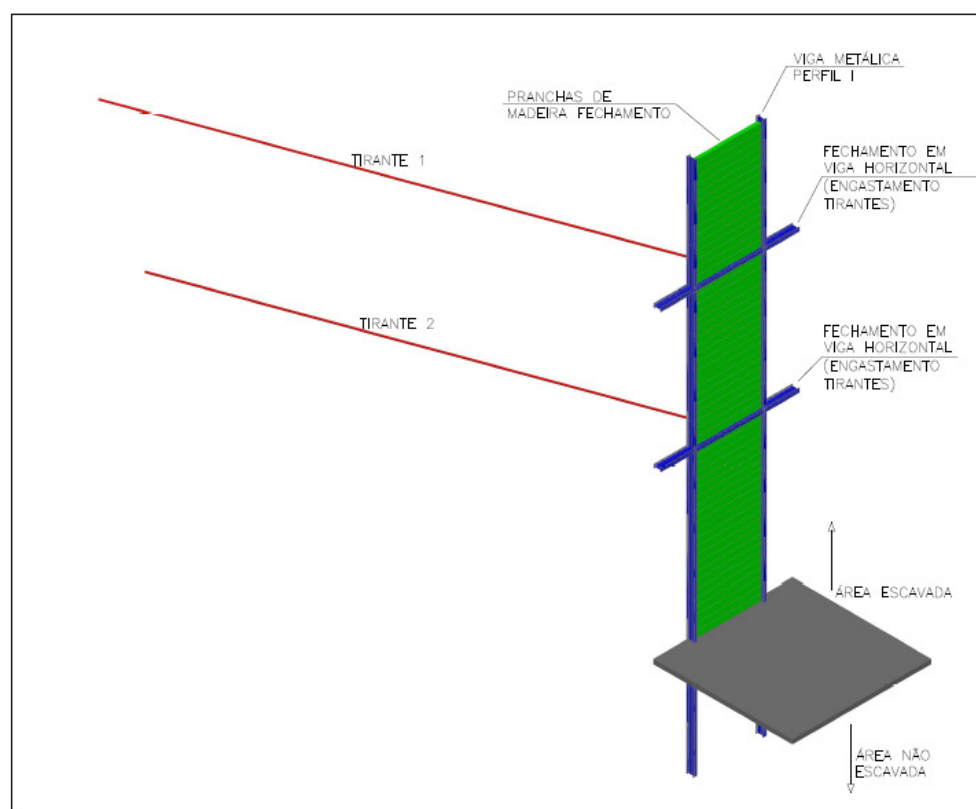


Figura 81: Perspectiva do modelo estrutural (Autoria própria).

Cortina:

- Parede de 11,50m de altura;
- Largura da base tomada a cada conjunto perfil/madeira média de 1,77m;
- Viga em aço A 572, Perfil I: W250x44,8;
- Dimensões da viga:

Tabela 28: Geometria da parede (Fonte: Gerdau).

GEOMETRIA DA VIGA	
W 250x44,8	
d (mm)	266
b (mm)	148
tw (mm)	7,6
tf (mm)	13
I (mm⁴)	7,08E+07

- Módulo de elasticidade, E, 210GPa;
- Coeficiente de Poisson, ν , 0,30;
- No modelo: nós espaçados a cada 0,5m para aplicação das forças.
- Fixação em apoio móvel ou fixo na extremidade em contato com o solo;

Tirantes:

- Barras de aço de seção circular;
- Módulo de Elasticidade, E, de 210GPa;
- Coeficiente de Poisson, ν , de 0,30;
- Fixação articulada à cortina;
- Fixação em apoio fixo na extremidade em contato com o solo;
- Tirante 1: comprimento livre: 5,0m, comprimento ancorado: 7,0m instalado na profundidade de 3,1m, com diâmetro nominal de 40mm (INCO 34 TD);
- Tirante 2: comprimento livre: 4,0m, comprimento ancorado: 8,0m instalado na profundidade de 3,1m, com diâmetro nominal de 50mm (INCO 51 TD);
- Cargas de trabalho (provisória) de 40tf e 60tf respectivamente;
- Dimensionados para resistir a esforços de 25tf e carga limite de 50tf;

Solo:

- Argila cinza e marrom rijas e duras;
- Molas com rigidez definida de acordo com a Equação 33, em função da área, comprimento e Módulo de Elasticidade;
- Para cálculo da área:

- Espessura de 0,5cm;
- Seção da base variando de acordo com a base da parede/viga considerada;
- $N_{SPT} = 50$ (ANEXO 10);
- Módulo de elasticidade, E , de 125MPa, calculado de acordo com Décourt (1995) para o SPT de projeto;
- Nível de água: não encontrado na sondagem realizada;
- Comprimento variando conforme plano de ruptura passivo.
- Coeficiente de Poisson, ν , de 0,37;

Propriedades geotécnicas do solo:

- Peso específico, γ , 19,1 kN/m³;
- Coesão, c' , 22 kPa;
- Ângulo de atrito, ϕ' , 23,9°;
- Coeficiente de empuxo no repouso, K_0 de 0,75 a 2,19;
- Coeficiente de empuxo ativo, K_a de 0,42;
- Coeficiente de empuxo passivo, K_p de 2,36.

Deslocamentos

Os deslocamentos da cortina, obtidos através de inclinômetros podem ser observados no gráfico abaixo (Gráfico 3). Porém, a cortina em estudo sofreu deslocamentos expressivos antes da instalação dos tirantes, em torno de 20,0mm. Para considerar esses deslocamentos, foi feita uma distribuição proporcional de valores ao longo da profundidade, originando novos valores, listados na Tabela 29.

Gráfico 3: Deslocamentos da cortina atirantada, Souza, 2012.

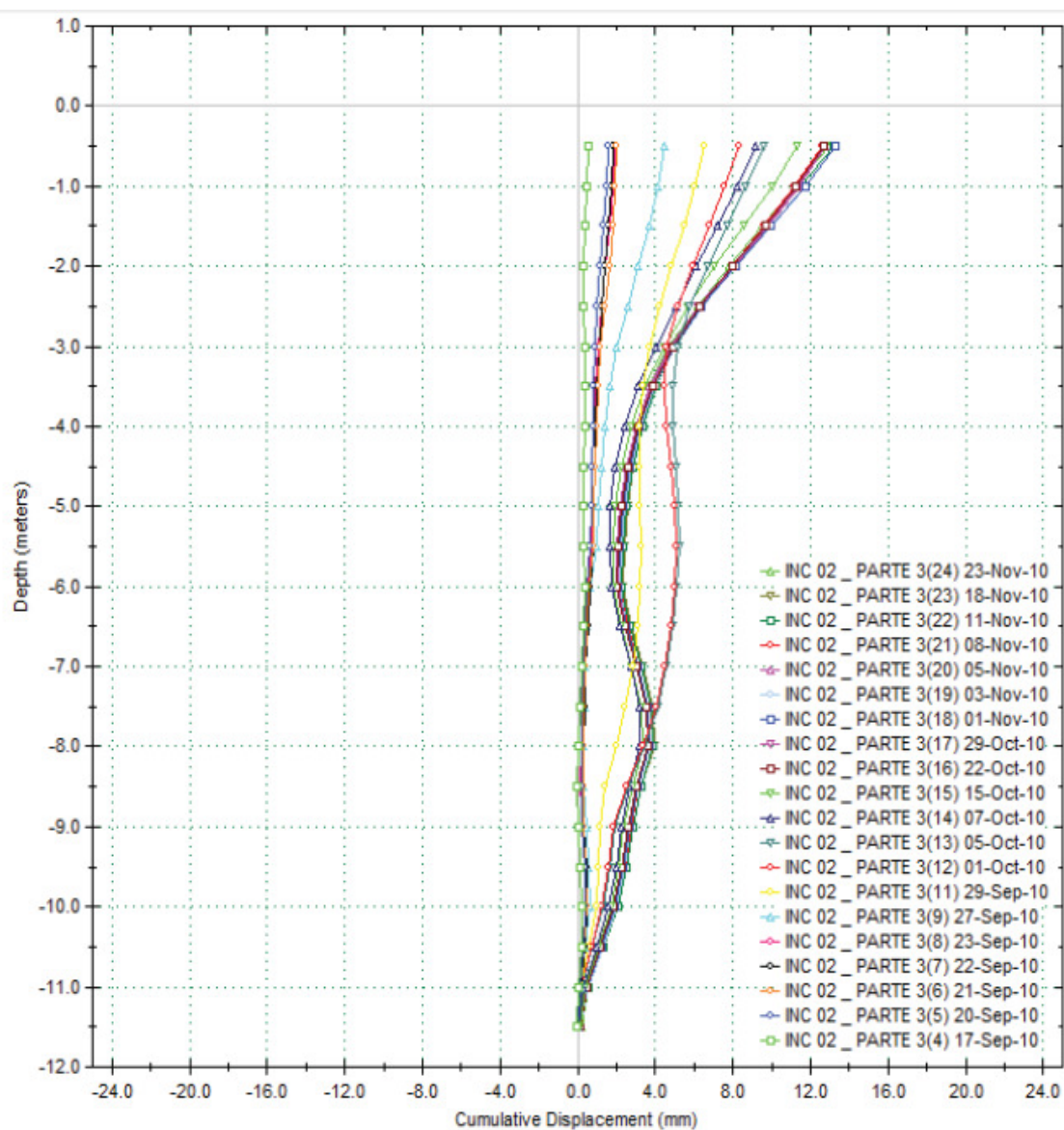


Tabela 29: Deslocamentos proporcionais, Caso Guabirota

PROF.	DESLOCAMENTOS PROPORCIONAIS
(m)	(mm)
0,0	93,5
0,5	81,0
1,0	69,3
1,5	58,9
2,0	42,2
2,5	34,6
3,0	27,7
3,5	20,8
4,0	17,3
4,5	17,3
5,0	13,9
5,5	13,9
6,0	17,3
6,5	15,2
7,0	26,3
7,5	27,7
8,0	20,8
8,5	17,3
9,0	13,9
9,5	10,4
10,0	6,9
10,5	3,5
11,0	0,0
11,5	0,0

5.3 Modelagem

5.3.1 *Análise I*

Tomou-se a cortina projetada (dados listados no item 5.2.1) e a situação final de escavação, propondo a distribuição lateral de tensões baseada em Terzaghi e Peck, 1967 (Capítulo 3, seção 3.1.3.4, Figura 24), os quais propõem uma distribuição trapezoidal para argilas rijas, com $\sigma_h = (0,2 \text{ a } 0,4) \cdot \gamma \cdot H$. Neste caso foi tomado 0,4 como índice, considerando a pior situação.

Além disso, foi considerado um modelo com o efeito do arqueamento. Para a carga lateral na região de arqueamento (entre tirantes) foi proposta redução de 30% de seu valor.

As rigidezes das molas foram obtidas conforme Equação 33, cujos valores podem ser observados na tabela abaixo:

Tabela 30: Coeficiente de rigidez do solo, Análise I, Caso Guabirota.

COEFICIENTE DE RIGIDEZ DO SOLO	
Prof. (m)	k (kN/m)
9,0	2.403
9,5	3.003
10,0	4.005
10,5	6.007
11,0	12.014

A partir desses valores, o modelo foi inserido diretamente no Ftool e em uma única etapa calculou-se os deslocamentos horizontais sofridos pela estrutura (dimensionamento para estrutura na situação final de escavação).

A configuração do modelo e a distribuição de tensões pode ser observada em anexo (Anexo 05), os deslocamentos podem ser observados no gráfico e na figura abaixo.

Resultados: Análise I

Deslocamentos:

Tabela 31: Desloc. Horiz., Análise I, Caso Guabiro tuba

DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS (mm)		
Prof. (m)	REAL	Análise I
0	93,50	102,2
0,5	81,03	87,7
1,0	69,26	73,3
1,5	58,87	59,1
2,0	42,25	45,5
2,5	34,63	33,1
3,0	27,70	23,3
3,5	20,78	16,9
4,0	17,31	13,2
4,5	17,31	11,1
5,0	13,85	9,9
5,5	13,85	9,4
6,0	17,31	9,5
6,5	15,24	10,6
7,0	26,32	11,8
7,5	27,70	12,3
8,0	20,78	11,8
8,5	17,31	10,4
9,0	13,85	8,4
9,5	10,39	6,0
10,0	6,93	3,7
10,5	3,46	1,4
11,0	0,00	0,8
11,5	0,00	0,0

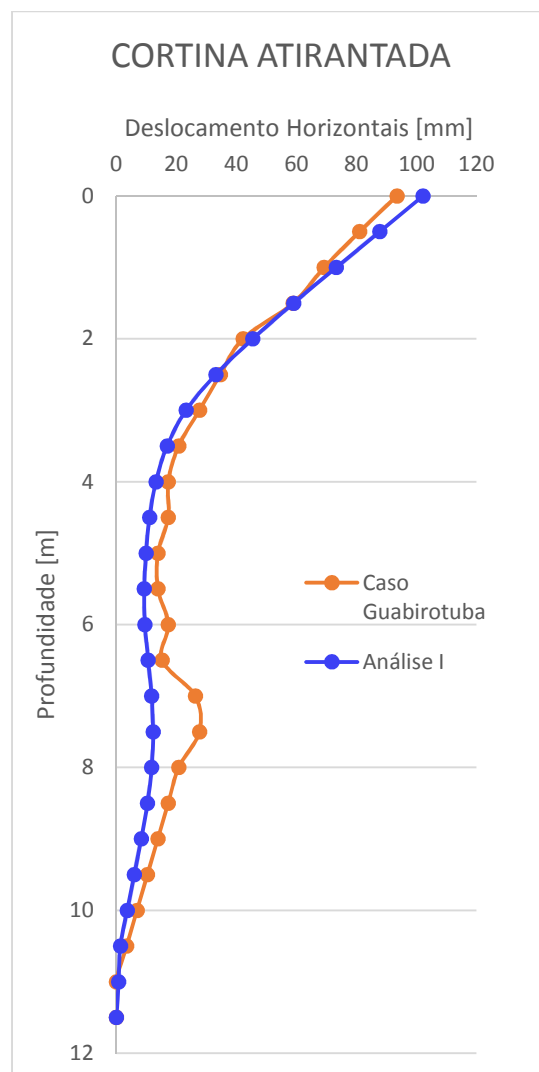


Gráfico 4: Desloc. Horiz. Análise I, Caso Guabiro tuba

Cargas nos tirantes:

Tabela 32: Cargas nos tirantes, Análise I, Caso Guabiro tuba.

CARGA NO TIRANTE	
	Análise I
FT1 [kN]	466,3
FT2 [kN]	291,4

5.3.2 *Análise II*

Esta segunda análise, foi desenvolvida tomando a teoria apresentada por Totsev, 2016, no Capítulo 3.

A distribuição de tensões laterais e rigidez do solo foram calculadas de acordo com este autor (Equação 19, Equação 20 e Equação 22), e também foram tomadas considerando a cortina na situação final de projeto.

Para esta análise as rigidezes da mola serão:

Tabela 33: Coeficiente de rigidez do solo, Análise II, Caso Guabirota.

COEFICIENTE DE RIGIDEZ DO SOLO	
Prof. (m)	k (kN/m)
9,0	56.676
9,5	66.122
10,0	77.143
10,5	90.000
11,0	105.000

Da mesma forma que o modelo anterior, foi inserido diretamente no Ftool e em uma única etapa calculou-se os deslocamentos horizontais sofridos pela estrutura (dimensionamento para estrutura na situação final de escavação).

A configuração do modelo e a distribuição de tensões podem ser observadas em anexo (Anexo 06), os deslocamentos podem ser observados no gráfico e na figura abaixo.

Resultados

Deslocamentos:

Tabela 34: Desloc. Horiz., Análise II, Caso Guabiro tuba

DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS (mm)		
Prof.	REAL	Análise II
0,0	93,5	54,7
0,5	81,0	47,4
1,0	69,3	40,1
1,5	58,9	33,0
2,0	42,2	26,2
2,5	34,6	20,1
3,0	27,7	15,4
3,5	20,8	12,7
4,0	17,3	11,2
4,5	17,3	10,2
5,0	13,9	9,3
5,5	13,9	8,4
6,0	17,3	7,7
6,5	15,2	7,7
7,0	26,3	7,8
7,5	27,7	7,3
8,0	20,8	6,1
8,5	17,3	4,4
9,0	13,9	2,6
9,5	10,4	1,4
10,0	6,9	0,9
10,5	3,5	0,6
11,0	0,0	0,4
11,5	0,0	0,0

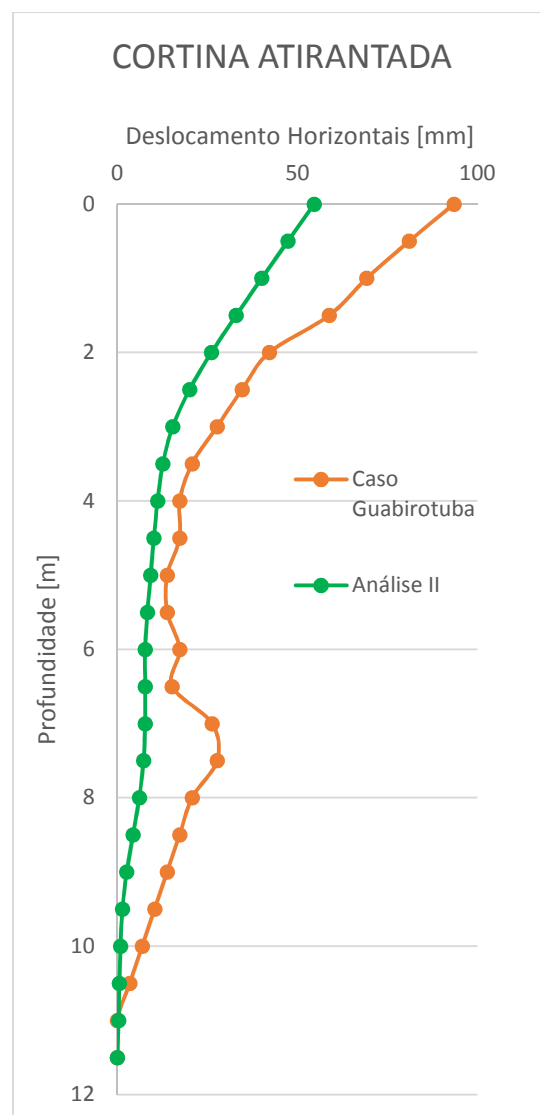


Gráfico 5: Desloc. Horiz., Análise II, Caso Guabiro tuba

Tabela 35: Cargas nos tirantes, Análise II, Caso Guabiro tuba.

CARGA NO TIRANTE	
Análise II	
FT1 [kN]	307,9
FT2 [kN]	238,07

5.3.3 *Análise III*

Nesta análise, foram simuladas três etapas de escavação:

- Etapa 1: até 3,1m de profundidade;
- Etapa 2: até 6,1m de profundidade;
- Etapa 3: até 8,9m de profundidade;

A distribuição de tensões laterais foi modificada nesta terceira análise. Na primeira etapa, foi considerada a tensão horizontal (σ_h) em função da tensão vertical (σ_v) e do coeficiente de empuxo no repouso (k_0) de valor igual a 0,72 (respeitando a faixa sugerida por Boszczowski, 2001, e tomando-se o menor valor, haja visto que para a primeira etapa de escavação os deslocamentos foram bem maiores que os deslocamentos reais do caso estudado).

Na segunda etapa de escavação, depois do atirantamento, as tensões laterais voltaram a ser estimadas baseando-se na distribuição trapezoidal de Terzaghi e Peck, 1967.

Na última etapa as tensões ainda foram estimadas baseando-se na distribuição trapezoidal de Terzaghi e Peck, 1967, considerando-se agora, a aplicação do efeito do arqueamento do solo entre tirantes.

Os dados da cortina, do solo e tirantes, com suas rigidezes, permaneceram os mesmos aplicados na Análise I.

Com relação a aplicação do modelo no Ftool em etapas, tornou-se necessário do auxílio do programa Excel, pois Ftool apresenta os deslocamentos gerados na estrutura apenas para a etapa dimensionada, não “guardando” as informações no decorrer da modelagem. A cada etapa de escavação e atirantamento registravam-se os deslocamentos desta etapa, somavam-se os da etapa anterior e representava-se a condição da etapa seguinte.

Uma planilha foi desenvolvida para proceder os registros necessários. Ela contém colunas que representam as etapas da seguinte forma:

- 1ª Escavação:
 - Etapa 1-0: anota-se os deslocamentos gerados na primeira escavação;
 - Etapa 1-1: volta-se para o Ftool e se procede a correção da forma da parede para esses deslocamentos.
- 2ª Escavação:

- Etapa 2-0: após redesenhar todo o modelo e proceder a simulação da escavação, anotam-se os novos deslocamentos;
 - Soma 1+2: deve ser somado os deslocamentos das etapas 1 e 2 anteriores;
 - Etapa 2-1: volta-se para o Ftool e se procede nova correção da forma da parede para os deslocamentos da soma efetuada.
-
- 3ª Escavação:
 - Etapa 3-0: após redesenhar todo o modelo e proceder a simulação da escavação, anota-se os novos deslocamentos;
 - Etapa 4: soma 1+2+3, nesta etapa somam-se os deslocamentos encontrados nas 3 etapas de escavação anteriores. O valor aqui obtido será o deslocamento final da face da estrutura estudada.

Esta planilha pode ser verificada em anexo (ANEXO 07).

Resultados

Deslocamentos:

Tabela 36: Desloc. Horiz., Análise III, Caso Guabirotuba

DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS (mm)		
Prof. (m)	REAL	Análise III
0,0	93,5	310,3
0,5	81,0	268,0
1,0	69,3	226,4
1,5	58,9	184,2
2,0	42,2	145,2
2,5	34,6	108,5
3,0	27,7	77,9
3,5	20,8	56,2
4,0	17,3	42,0
4,5	17,3	32,8
5,0	13,9	27,8
5,5	13,9	23,5
6,0	17,3	19,4
6,5	15,2	15,7
7,0	26,3	12,6
7,5	27,7	9,9
8,0	20,8	8,4
8,5	17,3	5,8
9,0	13,9	4,1
9,5	10,4	2,4
10,0	6,9	1,1
10,5	3,5	0,7
11,0	0,0	0,2
11,5	0,0	0,0

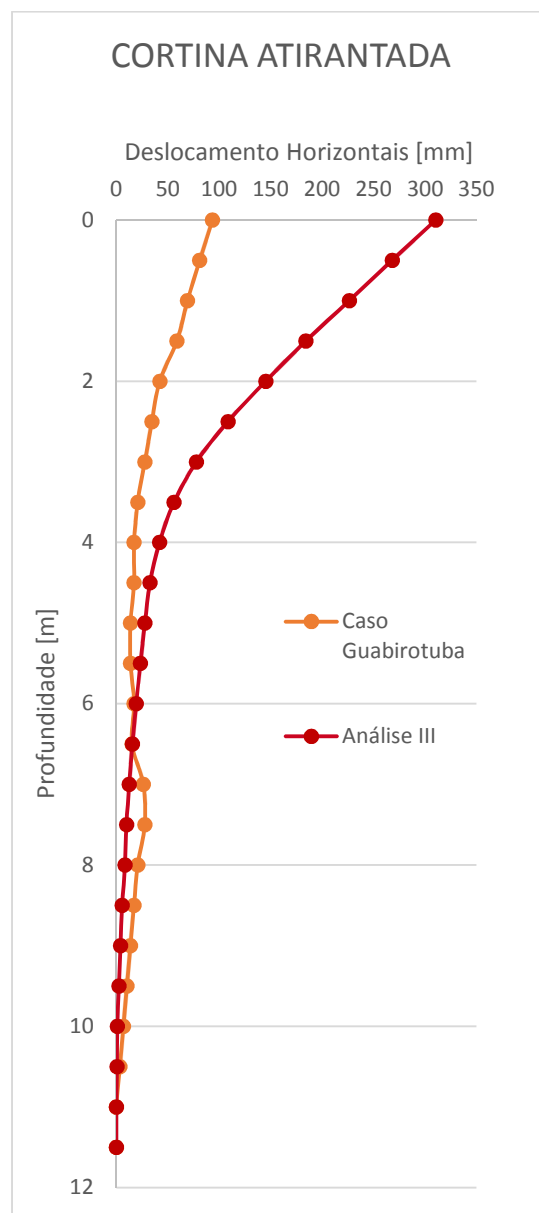


Gráfico 6: Desloc. Horiz., Análise III, Caso Guabirotuba

Carga nos tirantes:

Tabela 37: Cargas nos tirantes, Análise III, Caso Guabirotuba.

CARGA NO TIRANTE	
Análise III	
FT1 [kN]	479,8
FT2 [kN]	277,2

5.4 Discussão dos Resultados

Diante dos dados reais de uma estrutura de contenção em cortina atirantada, executada em solo da Formação Guabirota, os estudos deste Capítulo 5 foram realizados.

Para inserir o modelo no Ftool, além dos dados da estrutura da cortina, foi necessário também inserir os dados do solo e da distribuição de tensão lateral atuando na face interior da cortina, sendo estes dois últimos passíveis de variações.

A representação do solo se deu através do uso de elemento de mola, cuja rigidez foi calculada para um solo com Módulo de Elasticidade de 125,0MPa, valor característico do solo da Formação Guabirota. Já para as tensões laterais, a representação foi feita através de forças horizontais aplicadas na face interna da cortina, calculadas a partir da teoria apresentada no Capítulo 2, ora distribuição proposta por Terzaghi e Peck, 1967 para argilas rijas e fissuradas (Análise I), ora por Totsev, 2016 (AnáliseII), e ainda pela teoria que relaciona tensão vertical e coeficiente de empuxo no repouso combinada à teoria de Terzaghi e Peck, 1967, de acordo com as etapas (Análise II).

A distribuição de tensões laterais foi calculada pelas teorias e seguida da transformação dessas tensões em forças pontuais através da área de influência relacionada à distância entre perfis e também das distâncias entre nós estipulada no modelo Ftool para a barra que representa a parede. Essas forças foram aplicadas nestes nós.

A rigidez das molas que representam o solo foi calculada em função da posição do plano de ruptura passivo na região do embutimento da cortina (para definição do comprimento dessa mola) e também da área de influência (contato solo/parede) e Módulo de Elasticidade do solo.

Com esses parâmetros definidos procedeu-se as três principais análises.

Análise I

Nesta primeira análise, foram consideradas as dimensões da cortina real estudada, com a distribuição de tensões laterais dimensionadas por Terzaghi e Peck. As molas foram dimensionadas para o solo com Módulo de Elasticidade de 125,0MPa, e os tirantes tomados com seu comprimento total.

Este modelo foi inserido no Ftool e os deslocamentos foram calculados diretamente com a estrutura em situação de final de projeto.

Os resultados para deslocamentos horizontais do modelo foram comparados aos deslocamentos da cortina do caso real obtido dos inclinômetros. Desta comparação observa-se a semelhança entre as curvas (Gráfico 4). Na região do topo da estrutura os valores são próximos. Na região ao redor dos tirantes, os resultados de deslocamento no modelo são menores que os valores da curva dada pelo inclinômetro, diferença essa que pode ser atribuída a dificuldade de o modelo representar a mobilização de tensões nos tirantes, que ocorrem durante o processo de escavação, pois tratam-se de tirantes passivos. Uma forma de representar essa mobilização poderia ser testada variando-se o comprimento dos tirantes.

Na região de embutimento da ficha da cortina, observam-se valores menores nos deslocamentos do modelo, pois considerou-se um solo rijo com alto valor de Módulo de Elasticidade para representar o solo do Guabirota. Ao se testar valores menores para a elasticidade foi possível, como para $E = 40,0 \text{ MPa}$ por exemplo, notar-se uma variação da curva de deslocamento, aproximando-se ao valor medido nessa região (ANEXO 11).

Com relação a carga atuante nos tirantes, é possível verificar que na primeira linha ela teve um valor alto além do projetado de 250kN, mas dentro do valor de carga de teste que foi de 480kN e do limite de 500kN. Já na segunda linha de tirantes o valor ficou bem abaixo da carga de teste de 720kN e mais próximo ao valor de projeto. No entanto, esse valor pequeno pode não estar representando bem a realidade, haja visto a questão da mobilização das tensões nesta linha de tirantes.

Análise II

Na segunda análise a teoria de distribuição de tensões laterais adotada foi a de Totsev. Nela os valores da elasticidade da mola que representam o solo também foram dimensionados de forma diferente da análise anterior, porém para o mesmo Módulo de Elasticidade. Já os dados da estrutura continuaram iguais ao real.

Dos deslocamentos obtidos, é possível observar que os mesmos ficaram cerca de 40% menores que os reais até a região do Tirante 2, aumentando a diferença para a região da base da cortina. No entanto, a forma como a curva se apresenta, é semelhante à da curva real, percebendo-se uma relação entre ambas.

Os valores da carga atuante no Tirante 1, ficaram dentro do valor de teste e do valor limite, porém cerca de 20% maior que o valor de projeto. Para o Tirante 2, a observação é semelhante à Análise I, onde o valor obtido é próximo ao valor de projeto e consideravelmente menor que a carga de teste e a carga limite.

Análise III

Nesta última análise, a proposta foi verificar o efeito das etapas de escavação no modelo inserido no programa Ftool: foram realizadas três etapas de escavação. No entanto, pelos dados de deslocamento obtidos e da análise do Gráfico 6, percebe-se uma grande disparidade entre ambos, especialmente na região do topo da estrutura.

Para este caso, a primeira etapa de escavação foi dimensionada com tensões laterais a partir da condição de repouso, e nesta etapa os deslocamentos já atingiram o valor próximo a 100,0mm. Ao se proceder as próximas duas etapas e a soma dos deslocamentos em cada uma delas o valor foi se sobrepondo chegando ao triplo do esperado. Desta forma percebe-se que este procedimento não condiz com a realidade e não deve ser explorado neste formato de modelagem, restando aos estudos futuros, desenvolver uma nova forma de representar as etapas de construção da cortina.

5.5 Conclusão

O modelo adotado neste capítulo, mostrou-se um caso interessante do ponto de vista da Geotecnia, pois pertence ao solo da Formação Guabirotuba, apresentando desafios relacionados a definição dos parâmetros geotécnicos, em especial o seu Módulo de Elasticidade.

Foi experimentada principalmente variação na tensão lateral aplicada na face interior da cortina, da qual pode ser observada as respostas causadas nos deslocamentos horizontais da estrutura e nas reações no tirante. Essas variações mostraram-se compatíveis no que se diz respeito ao comportamento dos materiais elásticos lineares e, portanto, válidas.

A rigidez da mola que representa o solo e do tirante são duas grandezas passíveis de serem variadas para que se verifique a reação causada no modelo, porém neste trabalho foi possível proceder apenas variação na rigidez da mola que pode ser observada no Anexo 11, onde verifica-se a resposta positiva causada no modelo.

As curvas de deslocamento horizontais obtidas na Análise I, embora não tenham representado perfeitamente os valores dos deslocamentos reais, chegaram bem próximos e apresentaram comportamento muito semelhante ao comportamento das curvas apresentadas na instrumentação por inclinômetros. Este fato mostra que é preciso ainda desenvolver ajustes no modelo estrutural a ser inserido no Ftool, mas que, contudo, ele representa bem o caso real, tornando-se uma ferramenta adequada no desenvolvimento de uma análise preliminar ao dimensionamento de cortinas atirantadas.

A representação do solo através de molas, conforme sugere o modelo de Winkler, foi aqui empregada considerando sua rigidez em função das dimensões da região que o solo ocupa na base da parede, e do ângulo do plano de ruptura passivo formado nesta região. Pôde ser observado que estas considerações resultaram em configurações de molas rígidas, que não permitiram grandes movimentos aos solos tomados no exemplo, exceto àquele tomado com Módulo de Elasticidade reduzido no Anexo 10. No entanto, verificou-se válida a possibilidade da substituição do solo por molas.

6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 Principal

Diante dos resultados obtidos neste trabalho se conclui que o programa Ftool é um bom aliado na modelagem de escavações atirantadas visando alcançar uma estimativa preliminar de seus deslocamentos horizontais em final de plano. Também foi possível verificar a aplicabilidade do modelo de Winkler como ferramenta para a adaptação do modelo real ao software, tratando o solo como molas com geometria e rigidez definida, atingindo o objetivo inicial proposto.

6.2 Específicas

O caso adotado a partir de um teste de laboratório, desenvolvido nos Estados Unidos, apresentou-se como bom ponto de partida para as modelagens no Ftool, pois a grande maioria de suas informações estavam disponíveis. Os resultados nos deslocamentos horizontais deixaram dúvidas (para distribuição de pressões baseadas em Terzaghi e Peck), na região de embutimento, pois embora tenha sido permitido o descolamento horizontal no modelo, os mesmos não alcançaram os valores reais. Também ficou dúvida em não conseguir os deslocamentos reais com os parâmetros adotados inicialmente, já que eles eram conhecidos. Foi necessário diminuir a rigidez da parede e dos tirantes para chegar aos deslocamentos reais, o que indica que deverá ser melhor estudada a influência relativa entre geometria e interação viga/pranchão/tirante.

Com o caso da cortina em solo da Formação Guabirotuba, pôde verificar-se a aplicabilidade do modelo para a situação de final de construção pois os valores de deslocamento encontrados e a curva gerada, para a Análise I, ficou próxima aos valores do gráfico de resultados gerados pelos inclinômetros num período final das medições, tornando possível compará-los, permitindo a validação do modelo. No entanto, ficaram

dúvidas com relação ao comportamento do modelo na região entre tirantes, devido a mobilização de tensões que não foi corretamente representada neste formato de análise. Caberá ainda, aos trabalhos futuros, estudar os outros casos reais para uma melhor validação do modelo adotado.

6.3 Recomendações

Postas as divergências encontradas, entende-se que o modelo deve ser testado para novos casos reais, com maior quantidade de informações, e também deve ser aprimorada a distribuição de tensões laterais, afim de se refinar o processo e chegar a um modelo de entrada no programa Ftool que forneça maior confiança.

Outro ponto a ser melhor explorado deverá ser quanto ao comportamento do modelo em relação a interação cortina/tirantes, pois para o processo adotado eles não permitiram os deslocamentos reais observados devendo, portanto, haver um melhor entendimento do funcionamento da estrutura a ser inserida para simulação na ferramenta, visando otimizar o modo de estimar seu comportamento.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BARROS, P. L. A. Disciplina Estruturas de Contenção. Pós-Graduação-Unicamp/2015. Disponível em <http://www.fec.unicamp.br/~persio/ic523/solo_reforcado_cortinas.pdf> Acesso em 16/01/2016.

BJERRUM, L. FRIMANN CLAUSEN, C. J. e DUNCAN, J. M. Earth pressures on flexibles structures – A state of the art report. Proceedings of 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engeneerings. Vol 2, Madrid, Spain, 1972.

BOSZCZOWSKI, R. B. Avaliação da tensão lateral de campo de argilas sobreadensadas: ensaios de laboratório com um solo da Formação Guabirotuba. Dissertação de Mestrado. PUC/Rio de Janeiro. 2001.

BOWLES, J. E. Foundation analysis and design. 3ª Ed. Editora McGraw-Hill. Nova Iorque, 1982.

BOWLES, J. E. Foundation analysis and design. 3ª Ed. Editora McGraw-Hill. Nova Iorque, 1996.

BURGOS, Rodrigo B. Avaliação de Cargas Críticas e Comportamento Pós-Crítico Inicial de Pórticos Planos. Dissertação de Mestrado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil (PUC/Rio), 2005.

DÉCOURT, L. (1995). Prediction of load Settlement Relationships for Foundation on the Basis on the SPT-T. Ciclo de Conferências Internacionais Leonard Zeevart: 87-104, México;

CLOUGHT, G.W. WABER, P.R e LAMONT, J. Design and observation of a tied back wall. Specialty Conference on Performance of Earth and Earth Supported Structures, Purdue University Vol 1 Part 2, June 1972.

GERSCOVICH, Denise M. S. Tensões em solo. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. UERJ. Disponível em <www.eng.uerj.br/~denise/pdf/tensoes.pdf> Acesso em 22/12/2016.

GOMES, R. C. Disciplina de Obras de Terra. Graduação-UFOP/2016. Disponível em <<http://www.em.ufop.br/deciv/departamento/~romerocesar/Aula15.pdf>> Acesso em 13/11/2016.

HACHICH W., FALCONI, F. F., SAES, J. L., FROTA, R. G. Q., CARVALHO, C. S. E NIYAMA. Fundações: Teoria e Prática. Pini. São Paulo, 1998.

KAEFER, L. F., MARTHA, L. F. C. R e BITTENCOURT, T. N. Ftool: ensino de comportamento de estruturas com múltiplos casos e combinações de carregamento. Em: Anais do IV Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, ano de 2000. Disponível em <http://www.tecgraf.puc-rio.br/publications/artigo_2000_ftool_multiplos_casos.pdf> Acesso em 19/11/2016.

KORMANN, A. C. M. Comportamento de argilas rijas: aspectos geotécnicos da Formação Guabirotuba. Em Anais da Mesa Redonda: Características Geotécnicas da Formação Guabirotuba. ABMS e UFPR, Curitiba, 1999.

KORMANN, A. C. M. Comportamento geomecânico da Formação Guabirotuba: estudos de campo e laboratório. Tese de Doutorado. POLI/USP. São Paulo, 2002.

LAFRAIA, Eduardo F. Amorim, Edemar de S. Kochen, Roberto. *Parecer técnico de tirantes em áreas urbanas*. Instituto de Engenharia, 2010. Disponível em <<http://ie.org.br/site/ieadm/arquivos/arqnot128.pdf>> Acesso em 02/11/2014.

MACCAFERRI. *Manual de Reforço e estabilização de solos, necessidade e soluções*. Maccaferri do Brasil, 2008. Disponível em <http://www.aecweb.com.br/cls/catalogos/maccaferri/refor%C3%A7o_e_estabilizacao_de_solos.pdf> Acesso em 02/11/2014.

MARANGON, M. Empuxos de Terra. Faculdade de engenharia, UFJF. Disponível em <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/ms2_unid06.pdf> Acesso em 16/01/2016.

MARTHA, L. F. C. R. *Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos*. Editora Elsevier. Rio de Janeiro, 2010.

MARTHA, L. F. C. R. FTOOL Um Programa Gráfico-Interativo para Ensino de Comportamento de Estruturas. Manual de uso. Disponível em < <http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool>> Versão de Agosto de 2012.

MARTHA, L. F., PARENTE, E. Jr. (2002): “An Object-Oriented Framework for Finite Element Programming”. In: WCCM V – Fifth World Congress on Computational Mechanics, Vienna, Austria.

MOTA, R. J. *Análise da interação solo-estrutura de uma obra de contenção na cidade de Goiânia*. Dissertação de mestrado em Geotecnia da UNB. Brasília, 2008.

MUELLER, CG., LONG, J.H., WEATHERBY, D. E., CORDING, E. J., POWERS III, W. F. e BRIAUD, J. L.. *FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION: Relatório técnico FHWA-RD-98-067. Summary Report of research on permanent ground anchor walls, Volume III, model-scale wall tests and ground anchor tests..* Virgínia, 1998.

NASCIMENTO, N. A. e PUPPI, R. F. K. *Algumas características e comentários sobre fundações e contenções*. Anais da Mesa Redonda: Características Geotécnicas da Formação Guabirotuba. ABMS e UFPR, Curitiba, 1999.

NBR 5629. *Execução de tirantes ancorados no terreno*. ABNT-Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. Agosto/1996.

NETO, L. A. FERREIRA, C. C., KORMANN, A. C. M., CHAMEKI, P. R. e NETO, L. R. Fundações diretas na Formação Guabirotuba: Caso de Obra com o uso do ensaio de placa. Anais da Mesa Redonda: Características Geotécnicas da Formação Guabirotuba. ABMS e UFPR, Curitiba, 1999.

ORTIZ, E. G. Análise dos procedimentos metodológicos de dimensionamento e execução de parede diafragma. Trabalho de Graduação em Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista. Guaratinguetá, 2011.

PINTO, C. S. Curso básico de mecânica dos solos. Oficina de textos. São Paulo, 2006.

PRATES, Celso. Algumas considerações técnicas sobre fundações na camada de argila siltosa da Formação Guabirotuba. Anais da Mesa Redonda: Características Geotécnicas da Formação Guabirotuba. ABMS e UFPR, Curitiba, 1999.

Revista PINI Infraestrutura Urbana. Fundações e contenções. Publicação Maio/2011. Disponível em <<http://infraestruturaurbana.pini.com.br/solucoes-tecnicas/3/artigo215092-1.aspx>> Acesso em 13/11/2016.

Revista PINI Técnica. Cortina Pronta. Publicação Julho/2010. Disponível em <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/160/artigo285487-1.aspx>> Acesso em 13/11/2016.

Revista PINI Equipe de obra. Parede diafragma. Publicação Março/2013. Disponível em <<http://equipededeobra.pini.com.br/construcao-reforma/57/parede-diafragma-confira-todas-as-etapas-de-construcao-desse-tipo-278120-1.aspx>> Acesso em 13/11/2016.

Revista PINI Técnica. Contenção monitorada. Publicação Junho/2012. Disponível em <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/186/artigo287986-1.aspx>> Acesso em 13/11/2016.

SANTOS, Jaime A. Fundações por estacas ações horizontais. Elementos teóricos. Obras Geotécnicas. Notas de aula IST-UTL, Portugal. 2008. Disponível em <<http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/EstacasH.pdf>> Acesso em 28/07/2014.

SILVA, Lucas Furtado. Cálculo dos esforços internos e deflexões de vigas sobre base elástica não linear usando o método da flexibilidade. Dissertação de Mestrado/UFOP. Ouro Preto, 2004. SABATINI, P.J., PASS, D.G., BACHUS, R.C. FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION: Relatório técnico FHWA-IF-99-015. Geotechnical Engineering Circular nº4, Ground Anchors and Anchored Systems.. Washington D. C., 1999.

SERKI. Estacas hélice. Disponível em <<http://serki.com.br/servicos/contencao-com-estacas-justapostas/#conteudo>> Acesso em 13/11/2016.

SOUZA, Ana Júlia do A. *Previsão do comportamento de estruturas de contenção atirantadas utilizando o software Ftool*. Trabalho de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Engenharia de Guaratinguetá, 2012.

SONG, Y. YUN, J. M. e CHAE, B. G. Lateral Earth pressure acting on th anchored walls installed in cut slopes. The 10th IAEG (International Association for Engineering Geology and the Environment) International Congress, Nottingham, United Kingdom, September 2006. Paper number 175. Disponível em <http://iaeg2006.geolsoc.org.uk/cd/PAPERS/IAEG_175.PDF> acesso em 16/01/2016.

SUSSEKIND, José Carlos. Curso de análise estrutural. Volume II. Editora Globo. Porto Alegre, 1979.

TERZAGHI, Karl. *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Nova York. 1943

TERZAGHI, K. Evaluation of coefficients of subgrade reaction. *Géotechnique* 4: 297-326, 1955.

TERZAGHI, K. PECK, R. B. Soil Mechanics in Engineering Practice. Ed. John Wiley and Sons. Urbana, Illinois. 1967.

TORRABADELLA, A. G. Numerical analysis of cantilever and anchored sheet pile walls at failure and comparison with classical methods. Dissertação de Mestrado. Escola de

Camins. Barcelona, 2013. Disponível em
<<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/18387/FINAL%20DOC.pdf>>
Acesso em 25/11/2016.

TOTSEV, A. Numerical analysis of anchored diaphragm walls (Relationship between FEM and SRM). Universidade de ACEG, Sofia, Bulgária. Disponível em
<http://www.uacg.bg/filebank/acadstaff/userfiles/publ_bg_626_13.pdf> Acesso em
19/05/2016.

ZIAIE-Moayed, R. e JANBAZ, M. 2009. *Effective Parameters on Modulus of Subgrade Reaction in Clayey Soils*. Journal of Applied Sciences, 9: 4006-4012. Disponível em < http://scialert.net/fulltext/?doi=jas.2009.4006.4012#41693_b > Acesso em
25/04/2015.

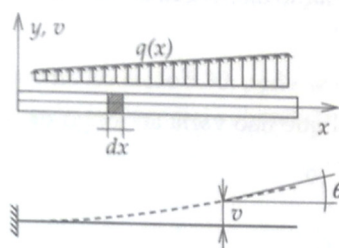
9 ANEXOS

ANEXO 01: Deduções da Equação de Navier

TEORIA DE VIGAS DE NAVIER

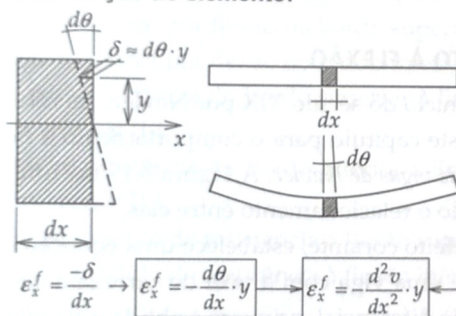
Hipóteses básicas:

- Deslocamentos são pequenos em relação às dimensões da seção transversal.
- Desprezam-se deformações por cisalhamento (barras longas, isto é, comprimento é bem maior do que a altura da seção).
- Seções transversais permanecem planas e normais ao eixo da barra quando esta se deforma (hipótese de Bernoulli).
- Material tem comportamento elástico-linear (lei de Hooke).



Pequenos deslocamentos: $\theta = \tan(\theta) \rightarrow \frac{dv}{dx} = \theta(x)$

Deformação do elemento:



Relação tensão vs. deformação:

$$\sigma_x^f = E \epsilon_x^f \rightarrow \sigma_x^f = E \cdot \left(-\frac{d\theta}{dx} \cdot y \right)$$

$$M = \int_A (-y) \cdot E \cdot \left(-\frac{d\theta}{dx} \cdot y \right) dA$$

$$M = E \cdot \left(\int_A y^2 dA \right) \frac{d\theta}{dx} \rightarrow M = EI \cdot \frac{d\theta}{dx}$$

$$d\theta = \frac{M}{EI} dx$$

$$\frac{d^2 v}{dx^2} = \frac{M(x)}{EI(x)}$$

Equação de Navier:

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[EI(x) \frac{d^2 v}{dx^2} \right] = q(x) \rightarrow \frac{d^4 v}{dx^4} = \frac{q(x)}{EI} \quad (\text{momento de inércia constante})$$

Parâmetros envolvidos:

$E \rightarrow$ módulo de elasticidade do material

$A \rightarrow$ área da seção transversal

$dA \rightarrow$ área infinitesimal de uma fibra da seção transversal em relação ao eixo z

$q \rightarrow$ taxa de carregamento distribuído transversal ao eixo da barra (positiva na direção de y)

$Q \rightarrow$ esforço cortante (positivo quando entrando pela esquerda for na direção de y, ou quando entrando pela direita for contrário a y)

$M \rightarrow$ momento fletor (positivo quando traciona as fibras inferiores da seção transversal)

$v \rightarrow$ deslocamento transversal (positivo na direção de y)

$\theta \rightarrow$ rotação da seção transversal por flexão (positiva no sentido anti-horário)

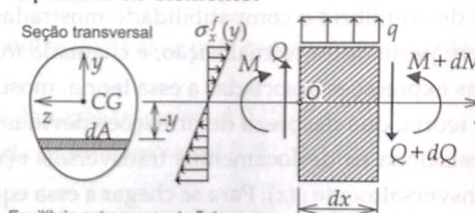
$d\theta \rightarrow$ rotação relativa interna por flexão de um elemento infinitesimal de barra

$\delta \rightarrow$ variação de comprimento de uma fibra genérica dada por y

$\epsilon_x^f \rightarrow$ deformação normal na direção longitudinal de uma fibra devida ao efeito de flexão

$\sigma_x^f \rightarrow$ tensão normal na direção longitudinal da barra devida ao efeito de flexão

Equilíbrio do elemento:



Equilíbrio entre momento fletor e tensões normais:

$$M = \int_A (-y) \cdot \sigma_x^f dA$$

$$\sum F_y = 0 \rightarrow \frac{dQ}{dx} = q(x)$$

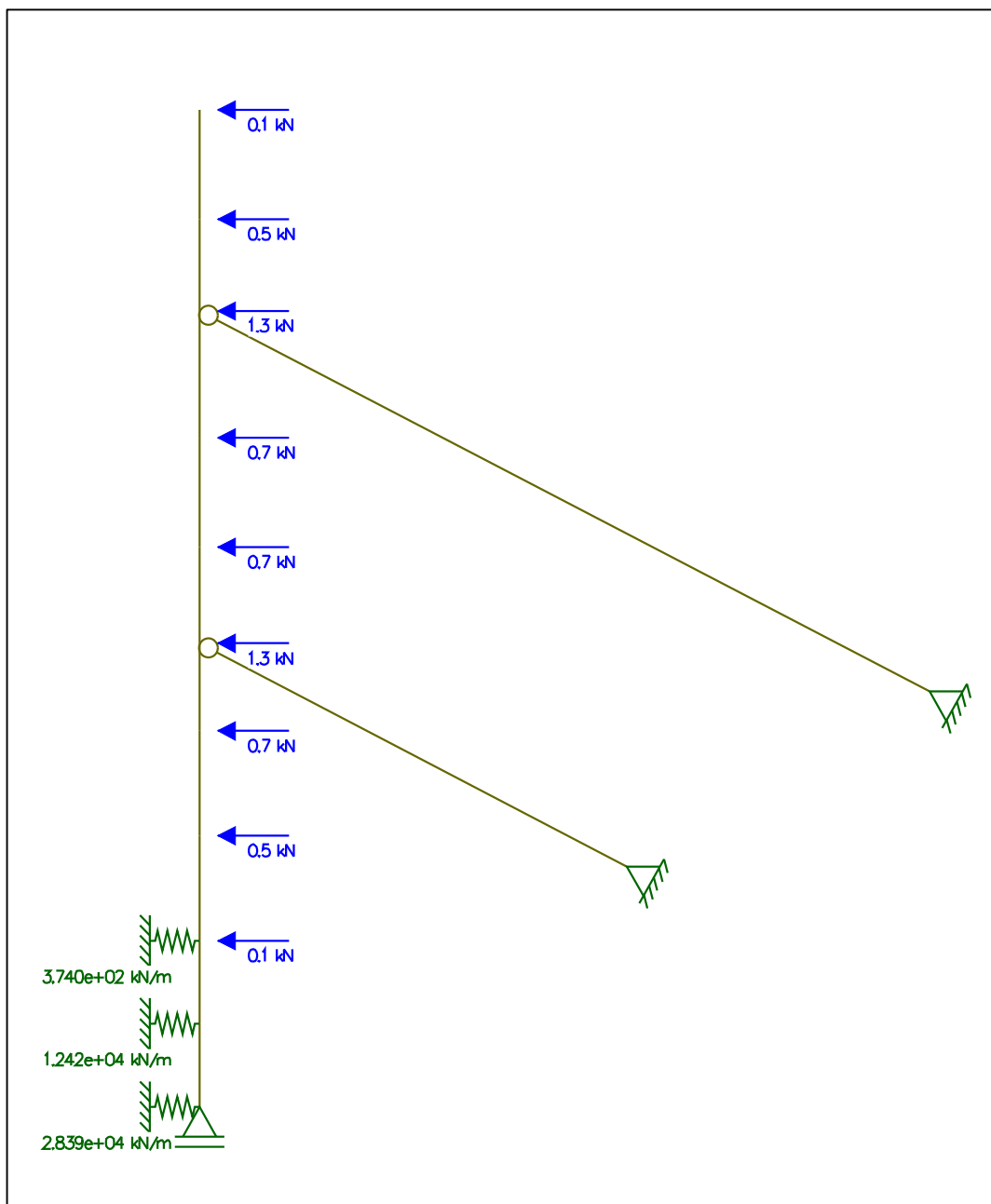
$$\sum M_O = 0 \rightarrow \frac{dM}{dx} = Q(x)$$

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = q(x)$$

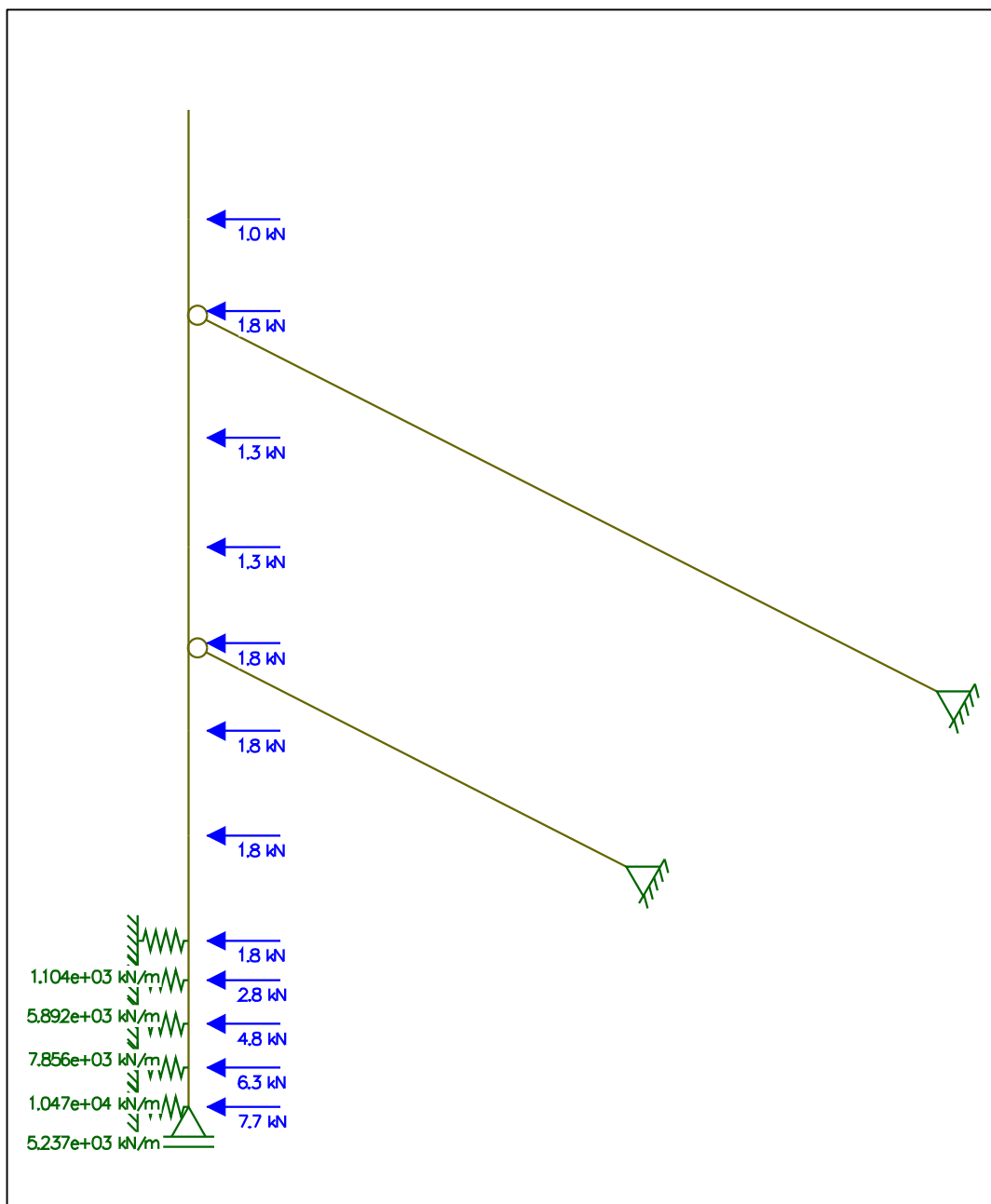
Figura 5.19 – Resumo da teoria de vigas de Navier.

Fonte: Martha, 2010.

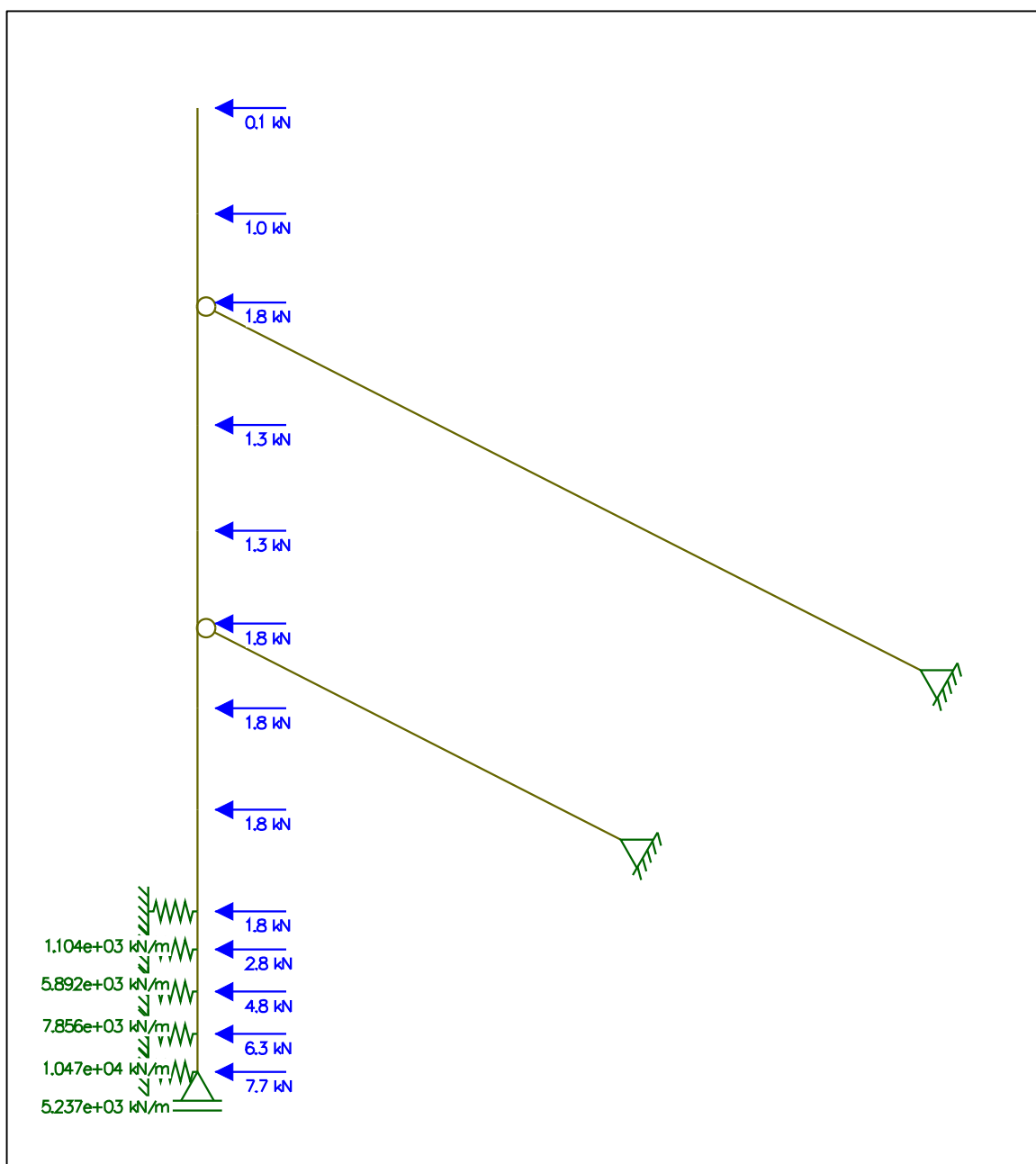
ANEXO 02: Modelo no Ftool, Análise II, Teste 4.



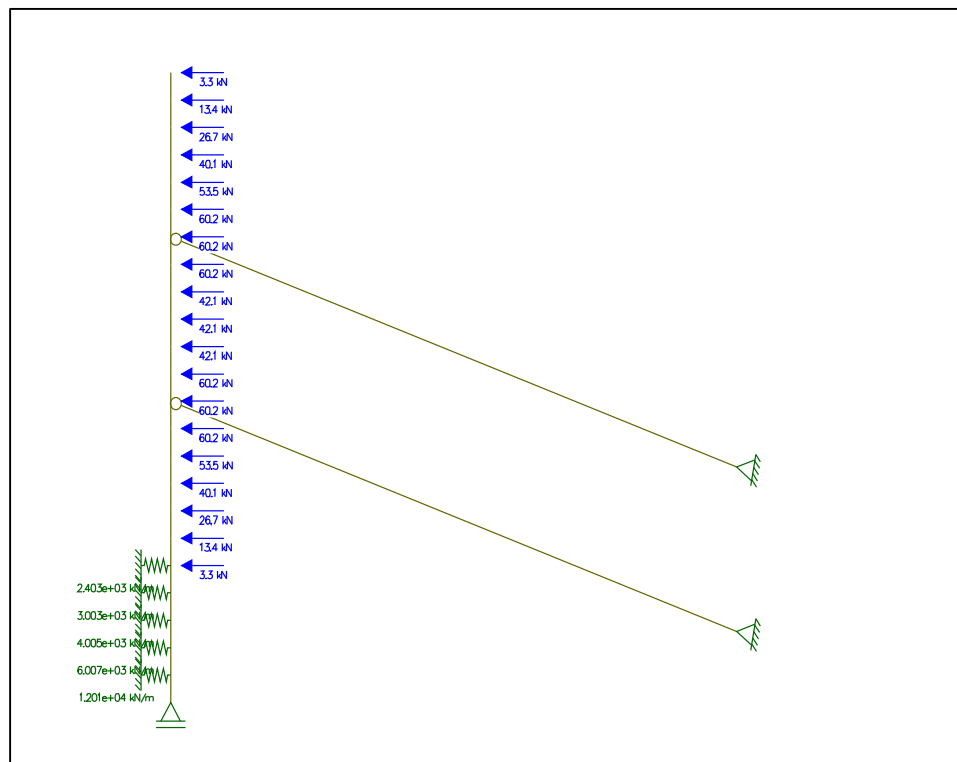
ANEXO: 03 Modelo no Ftool, Análise IIIa, Teste 4.



ANEXO 04: Modelo no Ftool, Análise IIIb, Teste 4.



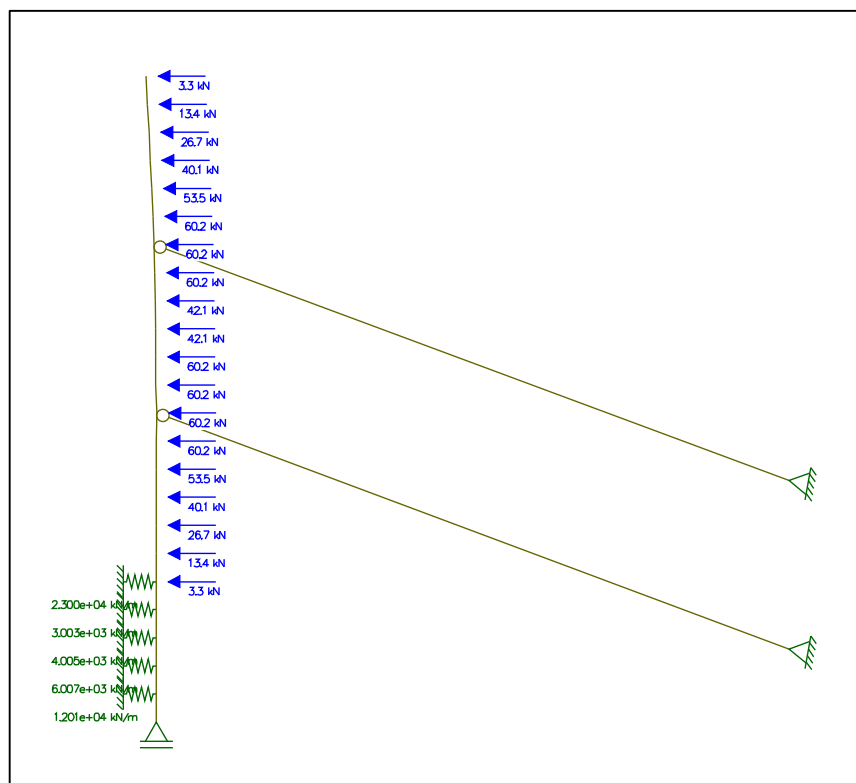
ANEXO 05: Modelo no Ftool, Análise I, com efeito de arqueamento, Caso Guabirota.



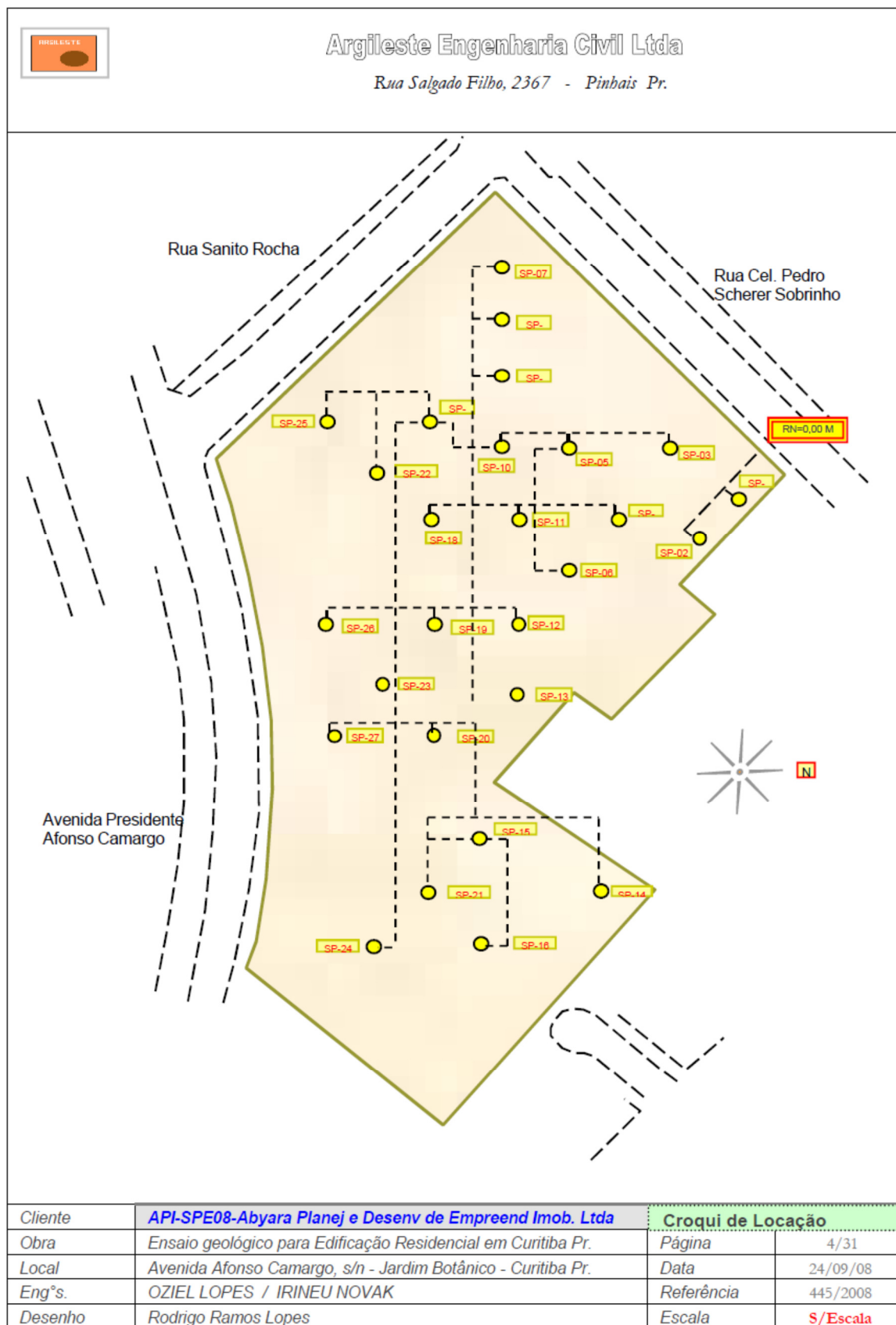
ANEXO 07: Planilha de deslocamentos, Análise III

DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS (mm)								
Prof. (m)	REAL	1ª Etapa de escavação		2ª Etapa de escavação		3ª Etapa de escavação		Soma: Etapas 1+2+3
		1-0	1- 1	2-0	Soma: Etapas 1+2	2- 1	3-0	
0,0	93,5	115,6	c	93,1	208,7	c	101,6	310,3
0,5	81,0	100,0	o	80,6	180,6	o	87,3	268,0
1,0	69,3	85,0	r	68,2	153,2	r	73,1	226,4
1,5	58,9	69,0	r	56,1	125,1	r	59,2	184,2
2,0	42,2	54,9	e	44,5	99,4	e	45,8	145,2
2,5	34,6	40,6	ç	34,2	74,8	ç	33,7	108,5
3,0	27,7	27,4	ã	26,4	53,8	ã	24,1	77,9
3,5	20,8	16,2	o	22,0	38,2	o	18,0	56,2
4,0	17,3	7,8		19,8	27,6		14,4	42,0
4,5	17,3	2,3	da	18,2	20,5	da	12,3	32,8
5,0	13,9	0,6		16,4	17,0		10,9	27,8
5,5	13,9	0,0	p	13,7	13,7	p	9,7	23,5
6,0	17,3	0,0	a	10,3	10,3	a	9,1	19,4
6,5	15,2	0,0	r	6,6	6,6	r	9,1	15,7
7,0	26,3	0,0	e	3,5	3,5	e	9,1	12,6
7,5	27,7	0,0	d	1,4	1,4	d	8,5	9,9
8,0	20,8	0,0	e	1,2	1,2	e	7,2	8,4
8,5	17,3	0,0		0,5	0,5		5,4	5,8
9,0	13,9	0,0		0,7	0,7		3,4	4,1
9,5	10,4	0,0		0,6	0,6		1,8	2,4
10,0	6,9	0,0		0,5	0,5		0,6	1,1
10,5	3,5	0,0		0,3	0,3		0,4	0,7
11,0	0,0	0,0		0,1	0,1		0,1	0,2
11,5	0,0	0,0		0,0	0,0		0,0	0,0

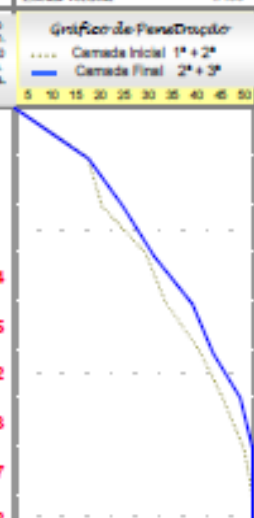
ANEXO 08: Modelo no Ftool, Análise III, Caso Guabirota.

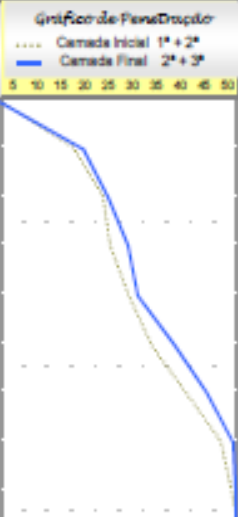


ANEXO 09: Planta de Localização da sondagem por SPT, apresentados para a obra em estudo, doados pelo projetista.



ANEXO 10: Boletins de SPT, SP14 e SP15 (pontos de interesse) apresentados para a obra em estudo, doados pelo projetista.

 Argileste Engenharia Civil Ltda Rua Salgado Filho, 2367 - Pinheir Pr.										
CLIENTE		API-SPE08-Abyara Planejamento e Desenvolvimento Empreend Imob. Ltda				PERFIL Nº		08-146		
OBRA		Ensaios Geotécnicos para Edificação Residencial em Curitiba Pr.				PÁGINA Nº		18/31		
LOCAL		Avenida Afonso Camargo, s/n - Jardim Botânico - Curitiba-Pr				REFERÊNCIA		445/08		
Amostra seca (dinâmica)		0,45 m		Ø interno amostrador		34,90 mm		Data inicial		30/09/08
Profundidade do investimento		1,00 m		Norma de Identificação		7250/1982		Data final		30/09/08
Nível d'água após ensaio		N.E		Norma de execução		6484/2001		Cota do (RN)		917,058 m
Nível d'água 6:00 hr. após ensaio		N.E		Escala vertical		1/100		Cota do furo		915,047 m
Nº de golpes 600 cm/s	Número de amostras	Cota (m)	Número de Golpes Penetração 600 cm/s			Σ do atôm. 30,00 cm/s final	Gráfico de Penetração		Prof. Camada	IDENTIFICAÇÃO DO SOLO
			1ª 15,00 cm/s	2ª 15,00 cm/s	3ª 15,00 cm/s		 Camada Inicial 1ª + 2ª Camada Final 2ª + 3ª			
0	0,45 m	7	8	8	18		<u>Argila, marrom variegada, rija.</u> <u>Idem, marrom e cinza com presença de material orgânico, dura.</u> <u>Idem, marrom avermelhada.</u> <u>Idem, com presença de material orgânico.</u>			
1	1,45 m	8	10	12	38					
2	2,45 m	13	14	15	87					
3	3,45 m	13	18	19	104					
4	4,45 m	18	20	21	145					
5	5,45 m	20	23	24	192					
6	6,45 m	23	25	26	243					
7	7,45 m	25	27	27	297					
8	8,45 m	27	28	27	352	8,45 m	<u>Idem, cinza amarelada.</u>			
9	9,45 m						Interrompido na cota: 8,45 metros.			
10	10,45 m									
11	11,45 m									
12	12,45 m									
13	13,45 m									
14	14,45 m									
15	15,45 m									
16	16,45 m									
17	17,45 m									
18	18,45 m									
19	19,45 m									
20	20,45 m									
21	21,45 m									
22	22,45 m									
Obs: O furo se manteve estável durante este ensaio para diâmetro compatível ao do amostrador de barilete. Não foi possível determinar o nível d'água.										
Eng. Resp.	GIEL LOPES - Crea 154590/D-SP			Desenho	Rodrigo Ramos Lopes			Sondador	Jorge Riedel	

 Argileste Engenharia Civil Ltda Rua Salgado Filho, 2367 - Pinheir Pr.									
CLIENTE	API-SPE08-Abyara Planejamento e Desenvolvimento Empreend Imob. Ltda					PERFIL Nº	08P-18		
OBRA	Ensaios Geotécnicos para Edificação Residencial em Curitiba Pr.					PÁGINA Nº	19/31		
LOCAL	Avenida Afonso Camargo, s/n - Jardim Botânico - Curitiba-Pr					REFERÊNCIA	445/08		
Amostra seca (dinâmica)	0,45 m		Ø interno amostrador		34,90 mm		Data inicial	29/09/08	
Profundidade do revestimento	1,00 m		Norma de identificação		7250/1982		Data final	29/09/08	
Nível d'água após ensaio	N.E		Norma de execução		6484/2001		Cota do (RN)	917,058 m	
Nível d'água 6,00 hs. após ensaio	N.E		Escala vertical		1/100		Cota do furo	915,390 m	
Nº de amostras	Cota	Número de Golpes Penetrômetros, cm			S do acum. 30,00 cm, finais	Gráfico de Penetração	Profundidade	IDENTIFICAÇÃO DO SOLO	
		1ª 15,00 cm	2ª 15,00 cm	3ª 15,00 cm					
0	0,45 m	7	8	9	17		<u>Argila, marrom avermelhada com presença de material orgânico, rija à dura.</u> <u>Idem, marrom e cinza com presença de material orgânico, dura.</u> <u>Idem, marrom e cinza.</u> <u>Idem, com presença de material orgânico.</u> <u>Idem, cinza e marrom.</u> <u>Idem, cinza.</u> <u>Interrompido na cota: 8,36 metros.</u>		
1	1,45 m	10	11	11	39				
2	2,45 m	10	13	14	88				
3	3,45 m	12	14	15	86				
4	4,45 m	15	17	20	132				
5	5,45 m	19	20	23	176				
6	6,45 m	22	24	25	224				
7	7,45 m	24	25	27	278				
8	8,45 m	26	28	28	332				
9	9,45 m								
10	10,45 m								
11	11,45 m								
12	12,45 m								
13	13,45 m								
14	14,45 m								
15	15,45 m								
16	16,45 m								
17	17,45 m								
18	18,45 m								
19	19,45 m								
20	20,45 m								
21	21,45 m								
22	22,45 m								

Obs: O furo se manteve estável durante este ensaio para diâmetro compatível ao do amostrador de barrilete. Não foi possível determinar o nível d'água.

Eng. Resp.	OZIEL LOPES - Crea 154590D-SP	Desenho	Rodrigo Ramos Lopes	Sondador	Jorge Reded
------------	-------------------------------	---------	---------------------	----------	-------------

ANEXO 11: Modelo no Ftool, Análise I para solo com $E=40,0\text{MPa}$, Caso Guabirota.

