

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO CIVIL

LUCAS BALIEIRO BENEDINI
RAFAELLA ZIMMERMANN OTANI

**ANÁLISE DE CONTENÇÕES FLEXÍVEIS ATIRANTADAS – ESTUDO
DE CASO: METRÔ DE CURITIBA**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA
2013

LUCAS BALIEIRO BENEDINI
RAFAELLA ZIMMERMANN OTANI

**ANÁLISE DE CONTENÇÕES FLEXÍVEIS ATIRANTADAS – ESTUDO
DE CASO: METRÔ DE CURITIBA**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação, apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2 , do Curso Superior de Engenharia de Produção Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil – DACOC – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, como requisito parcial para a conclusão de curso.

Professor Orientador: Prof. Dr. Rogério Francisco Küster Puppi

CURITIBA
2013

FOLHA DE APROVAÇÃO

ANÁLISE DE CONTENÇÕES FLEXÍVEIS ATIRANTADAS – ESTUDO DE CASO: METRÔ DE CURITIBA

Por

LUCAS BALIEIRO BENEDINI
RAFAELLA ZIMMERMANN OTANI

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia de Produção Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido e aprovado em 25 de setembro de 2013, pela seguinte banca de avaliação:

Prof. Orientador – Rogério Francisco Küster Puppi, Dr.
UTFPR

Prof. Ronaldo Luis S. Izzo, D.Sc
UTFPR

Prof. José Luiz Brandi, Dr.
UTFPR

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradecemos a Deus, por todas as oportunidades, realizações e por abençoar nossas vidas;

Aos nossos pais, Adalberto e Eny, Carlos e Elizabeth, e aos irmãos, Julia e Elisa, e Marcos, pela compreensão de nossas ausências e pelo apoio e incentivo durante toda esta longa jornada que se iniciou anos atrás;

Ao nosso orientador, Prof. Dr. Rogério Francisco Küster Puppi, pela oportunidade de realização deste trabalho, pelo tempo disposto, pela confiança e estímulo durante o trabalho;

Ao Engenheiro Civil Igor Dalmagro, pelos ensinamentos fornecidos no momento em que mais precisamos;

Ao Prof. José Luiz Brandi, pelo constante incentivo e encorajamento;

À Universidade Tecnológica Federal do Paraná e a todos os nossos demais professores pela oportunidade de aprendizado e ensinamentos prévios;

Aos amigos da faculdade, por dividir conosco todas as emoções e dificuldades da graduação, pela paciência e pelas sugestões feitas;

Em especial ao Diego Almeida e ao Thiago Vidoto, que dividiram este momento final de estresse e nos apoiaram em diversas situações;

A todos aqueles que de forma direta e/ou indireta contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho de conclusão de curso.

O nosso mais sincero, muito obrigado.

RESUMO

BENEDINI, Lucas Balieiro e OTANI, Rafaella Zimmermann. **Análise de contenções flexíveis atirantadas – Estudo de caso: Metrô de Curitiba**. 2013. 164p. Trabalho de Conclusão de Curso - Engenharia de Produção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba.

Esse trabalho apresenta uma análise de segurança e estabilidade de contenções flexíveis através do estudo de caso da implantação do metrô em Curitiba. Embasado em um forte referencial teórico sobre mecânica dos solos e com informações geotécnicas sobre a Formação Guabirota, principal base geológica do solo de Curitiba, o estudo mostra uma avaliação da estrutura de contenção prevista no pré-projeto apresentado pelo Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Curitiba às empresas candidatas ao processo de licitação para realização do projeto e posterior construção deste meio de transporte. Com o conhecimento prévio das características específicas do solo da região onde será implantado o metrô realizou-se uma simulação das etapas de escavação que farão parte do processo construtivo conhecido como *cut and cover* ou escavação à céu aberto e através do cálculo feito pela análise dos métodos de elementos finitos com os softwares utilizados, obteve-se resultados satisfatórios para determinação da validade dos parâmetros previamente estabelecidos para escolha das paredes atirantadas como método de contenção.

Palavras chave: Análise de segurança e estabilidade. Tirantes. Metrô de Curitiba. Formação Guabirota

ABSTRACT

BENEDINI, Lucas Balieiro e OTANI, Rafaella Zimmermann. **Analysis of flexible anchored containments - Case Study: Curitiba Subway**. 2013. 155p. Completion of course paper – Civil and production engineering, Federal Technological University of Parana, Curitiba, Brazil.

This paper presents an analysis of security and stability of flexible retaining systems through the case study of the deployment of the subway at Curitiba. Grounded in a strong theoretical framework on soil mechanics and geotechnical information on Formation Guabirota, main geological base soil of Curitiba, the study provides an evaluation of the retaining structure foreseen in the pre-project presented by the Institute for Research and Urban Planning of Curitiba to companies applying to the bidding process for the realization of the design and subsequent building of this mean of transportation. With prior knowledge of the specific soil characteristics of the region where the subway will be deployed a simulation was held of the stages of excavation that will be part of the construction process known as cut and cover and through the calculation made by the analysis of finite element methods with software was obtained result satisfactory to determine the validity of previously established parameters to select the retaining system method.

Key Words: Stability and security analysis. Anchors. Curitiba's subway. Formation Guabirota

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - DISTRIBUIÇÃO DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA NA RMC - REGIÃO METROPOLITANA DE CURITIBA.....	23
FIGURA 2 - SUPERFÍCIES DE APLAINAMENTO NA REGIÃO DE CURITIBA	25
FIGURA 3 - DISTRIBUIÇÃO DE FÁCIES NA BACIA DE CURITIBA	26
FIGURA 4 - PERFIL TÍPICO DE ALTERAÇÃO DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA ..	28
FIGURA 5- TENSÕES HORIZONTAIS E VERTICAIS DO SOLO.....	32
FIGURA 6 - DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES EM UM PLANO GENÉRICO, A PARTIR DAS TENSÕES PRINCIPAIS.	34
FIGURA 7 - DETERMINAÇÃO DAS TENSÕES NUM PLANO GENÉRICO POR MEIO DO CIRCULO DE MOHR.....	35
FIGURA 8 - EFEITO DA PRESSÃO NEUTRA NO ESTADO DE TENSÕES EM UM ELEMENTO DE SOLO.....	36
FIGURA 9 – REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DA EQUAÇÃO DE COULOMB	37
FIGURA 10 - ÁGUA PERCOLANDO EM PERMEÂMETRO DE CARGAS CONSTANTES (1) E DE CARGAS VARIÁVEIS (2).....	39
FIGURA 11 - ESQUEMA REFERENTE ÀS VELOCIDADES DE PERCOLAÇÃO E DE FLUXO.	41
FIGURA 12 - CARGAS EM PERMEÂMETRO	43
FIGURA 13 – (A) FLUXO DE ÁGUA EM UM PERMEÂMETRO; (B) TENSÕES NO SOLO CORRESPONDENTES A (A) FONTE: PINTO (2002).	43
FIGURA 14 - REPRESENTAÇÃO DE ELEMENTOS DA REDE DE PERCOLAÇÃO	45
FIGURA 15 - SUPERFÍCIE DE RUPTURA PLANA	48
FIGURA 16 - SUPERFÍCIE DE RUPTURA CIRCULAR.....	49
FIGURA 17 – CONTENÇÃO ESCORADA DE MADEIRA.....	51
FIGURA 18 - PERFIS METÁLICOS: (A)LARSEN E (B)HOESCH	53
FIGURA 19 - ESQUEMA TÍPICO DE TIRANTE.....	58
FIGURA 20 - ESQUEMA DE TIRANTES	61
FIGURA 21- TIPOS DE RUPTURA EM CORTINA ATIRANTADA: (A) RUPTURA DO TIRANTE; (B) INSUFICIÊNCIA DE ANCORAGEM DO BULBO; (C) INSUFICIÊNCIA DA PROTENSÃO NO TIRANTE; (D) BAIXA RIGIDEZ FLEXURAL DA CORTINA; (E) RUPTURA POR INSUFICIÊNCIA DO EMPUXO PASSIVO; (F) RUPTURA POR ROTAÇÃO-ANTES DA COLOCAÇÃO DO PRIMEIRO NÍVEL DE TIRANTE; (G) BAIXA CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO; (H) RUPTURA POR TOMBAMENTO; (I) RUPTURA POR CISALHAMENTO; (J) RUPTURA GLOBAL	65
FIGURA 22- MODELO DE WINKLER.....	68
FIGURA 23 - GRÁFICO DA “RESPOSTA” ELASTO-PLÁSTICA DO SOLO.....	72
FIGURA 24 - TRECHO DE ESCAVAÇÃO <i>CUT AND COVER</i>	74
FIGURA 25 - SEÇÕES DE ESCAVAÇÃO 1 E 2	75
FIGURA 26 - SEÇÕES DE ESCAVAÇÃO 3 E 4	76
FIGURA 27 - SEÇÕES DE ESCAVAÇÃO 5 E 6	77

FIGURA 28 - GRUPO 01 - ETAPA DE ESCAVAÇÃO 00 – SEÇÃO NATURAL (DADOS E PERFIL GEOLÓGICO MODIFICADO)	85
FIGURA 29 - GRUPO 01 - ETAPA DE ESCAVAÇÃO 01 (DADOS E PERFIL GEOLÓGICO MODIFICADO)	86
FIGURA 30 - GRUPO 01 - ETAPA DE ESCAVAÇÃO 02 (DADOS E PERFIL GEOLÓGICO MODIFICADO)	87
FIGURA 31 - GRUPO 01 - ETAPA DE ESCAVAÇÃO 00 E CARACTERÍSTICAS DO SOLO	90
FIGURA 32 - GRUPO 01 - ETAPA DE ESCAVAÇÃO 01	91
FIGURA 33 - GRUPO 01 - ETAPA DE ESCAVAÇÃO 02	91
FIGURA 34 - GRUPO 01 - ETAPA DE ESCAVAÇÃO 03 E CARACTERÍSTICAS DA PAREDE DIAFRAGMA E TIRANTES	92
FIGURA 35 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 01 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 01	93
FIGURA 36 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 01 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 02	94
FIGURA 37 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 02 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 01	94
FIGURA 38 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 02 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 02	95
FIGURA 39 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 02 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 03	95
FIGURA 40 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 03 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 01	96
FIGURA 41 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 03 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 02	96
FIGURA 42 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 03 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 03	97
FIGURA 43 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 03 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 04	97
FIGURA 44 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 04 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 01	98
FIGURA 45 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 04 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 02	98
FIGURA 46 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 04 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 03	99
FIGURA 47 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 04 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 04	99
FIGURA 48 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 04 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 05	100
FIGURA 49 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 05 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 01	100
FIGURA 50 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 05 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 02	101

FIGURA 51 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 05 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 03.....	101
FIGURA 52 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 05 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 04.....	102
FIGURA 53 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 05 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 05.....	102
FIGURA 54 - GRÁFICOS RESULTANTES PARA O GRUPO 05 - SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 06.....	103
FIGURA 55 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 01 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 01	104
FIGURA 56 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 01 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 02	104
FIGURA 57 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 01 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 03	105
FIGURA 58 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 01 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 04	105
FIGURA 59 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 02 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 01	106
FIGURA 60 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 02 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 02	106
FIGURA 61 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 02 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 03	107
FIGURA 62 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 02 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 04	107
FIGURA 63 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 02 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 05.....	108
FIGURA 64 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 03 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 01	108
FIGURA 65 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 03 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 02	109
FIGURA 66 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 03 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 03.....	109
FIGURA 67 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 03 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 04	110
FIGURA 68 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 03 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 05.....	110
FIGURA 69 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE FONTE: OS AUTORES.....	111
FIGURA 70 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE	
FIGURA 71 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 04 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 02	112
FIGURA 72 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 04 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 03.....	112

FIGURA 73 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 04 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 04	113
FIGURA 74 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 04 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 05	113
FIGURA 75 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 04 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 06	114
FIGURA 76 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 04 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 07	114
FIGURA 77 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 05 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 01	115
FIGURA 78 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 05 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 02	115
FIGURA 79 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 05 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 03	116
FIGURA 80 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 05 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 04	116
FIGURA 81 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 05 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 05	117
FIGURA 82 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 05 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 06	117
FIGURA 83 – SISTEMA SOLO-ESTRUTURA DEFORMADO E DIREÇÃO DE TENSÕES PRINCIPAIS. GRUPO 05 – SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 07	118

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - COEFICIENTES DO SOLO CURITIBA	29
TABELA 2 - DETERMINAÇÃO DO VALOR DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE.....	40
TABELA 3 - COEFICIENTE PARA BEYER.....	40
TABELA 4 - COEFICIENTE PARA SEILER.....	40
TABELA 5 - RELAÇÃO K E OS TIPOS DE SOLO.....	41
TABELA 6 – TABELA RESUMIDA PARA DIMENSIONAMENTO DO AÇO E ENSAIO DE TIRANTE PROVISÓRIO, PREPARADA SEGUNDO A NBR 5629/96	62
TABELA 7- COEFICIENTES DE ANCORAGEM.....	63
TABELA 8 - DISTRIBUIÇÃO SEÇÕES DE SOLO E GRUPOS DE ESCAVAÇÃO ...	74
TABELA 9 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DA SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 1	75
TABELA 10 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DA SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 2. ...	75
TABELA 11 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DA SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 3 ...	76
TABELA 12 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DA SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 4 ...	76
TABELA 13 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DA SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 5 ...	77
TABELA 14 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DA SEÇÃO DE ESCAVAÇÃO 6 ...	77
TABELA 15 - CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS DOS TIRANTES DAS CORTINAS DO METRÔ DE CURITIBA.	78

(CONTINUA)	78
TABELA 17 - PARÂMETROS GEOMÉTRICOS E CARACTERÍSTICAS DAS CORTINAS.....	80
TABELA 18 – RESULTADO DO CÁLCULO DO COMPRIMENTO DOS TIRANTES.	81
TABELA 19 - RESULTADO DO CÁLCULO DA VARIAÇÃO DE COMPRIMENTO MÁXIMA SEM ROMPIMENTO (Δl).....	82
TABELA 20 - DESCRIÇÃO DOS DADOS DE ENTRADA PARA O PROGRAMA <i>SHEET PILE WALL</i>	83
TABELA 21 - RESULTADO DO CÁLCULO DO COEFICIENTE DE PRESSÃO NEUTRA (KN).....	83
FONTE: OS AUTORES.....	83
TABELA 22 - RESULTADO DO CÁLCULO DO VALOR DO <i>STROKE</i> (D_w)	84
TABELA 23 - DADOS DA CORTINA PARA PLAXIS	88
TABELA 24 - DESCRIÇÃO DOS DADOS DE ENTRADA PARA O PROGRAMA PLAXIS 2D	89
TABELA 25 - RESULTADOS APRESENTADOS PELO SPW PARA O DESLOCAMENTO DO SISTEMA NO GRUPO 5.....	119
TABELA 26 - RESULTADOS APRESENTADOS PELO PLAXIS PARA O DESLOCAMENTO DO SISTEMA DO GRUPO 5.....	119

LISTA DE ABREVIATURAS

Av.	Avenida
R.	Rua

LISTA DE ACRÔNIMOS

IPPUC	Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Curitiba
MINEROPAR	Minerais do Paraná
Unifesp	Universidade Federal de São Paulo

LISTA DE SIGLAS

BR	Brasil – abreviatura para especificação de rodovias federais
CNU	Coefficiente de não uniformidade
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo
MEF	Método dos Elementos Finitos
NATM	<i>New Austrian Tunneling Method</i>
NBR	Norma Brasileira
RMC	Região Metropolitana de Curitiba
SPW	<i>Sheet Pile Wall</i>
SPT	<i>Standart Penetration Test</i>
TBM	<i>Tunneling Boring Machine</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

W	Teor de umidade natural
e	Índice de vazios natural
γ_n	Peso específico natural
ϕ	Ângulo de atrito Interno
σ_n	Tensão normal
N	Força normal
τ_n	Tensão cisalhante
T	Força cisalhante
γ	Peso específico aparente
z	Profundidade
σ_{vo}	Tensão normal vertical inicial
u	Pressão d'água ou neutra
z_w	Profundidade nível freático

γ_w	Peso específico da água
σ'	Tensão efetiva
K_0	Coeficiente de empuxo em repouso
σ'_v	Tensão efetiva vertical
σ'_h	Tensão efetiva horizontal
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
σ_k	Tensões em planos de tensão “ k ”
α	Ângulo
τ_r	Resistência ao cisalhamento
c	Coesão do solo
σ_n	Tensão normal total ou efetiva no plano de cisalhamento
Q	Vazão
k	Coeficiente de permeabilidade
h	Carga dissipada na percolação
L	Comprimento
A	Área
i	Gradiente hidráulico
v	Velocidade
t	Tempo
h_i	Altura inicial
h_f	Altura final
d_k	Função de diâmetro “ k ” requerido
G	Peso parcial dos grânulos de diâmetro d
χ_k	Fator de correção para k para Seiler
v_f	Velocidade final
A_f	Área final
n	Porosidade da areia
v_w	Velocidade da água
g	Gravidade
h_g	Altura hidráulica
F	Força
j	Força de percolação
$\bar{\sigma}$	Tensão efetiva na parte inferior de um trecho de solo
γ_{sub}	Peso específico submerso do solo
Δh	Perda de carga entre linhas equipotenciais
ΔH	Perda de carga total
n	Número de linhas equipotenciais
b	Distância entre linhas de fluxo
m	Número de linhas de fluxo
Δl	Distância entre linhas equipotenciais
α	Inclinação do terreno natural

β	Ângulo do plano de ruptura
σ'_v	Pressão efetiva vertical
σ'_h	Pressão efetiva horizontal
K	Coefficiente de empuxo
K_a	Coefficiente de empuxo ativo de Rankine
σ'_a	Pressão efetiva ativa
K_p	Coefficiente de empuxo passivo de Rankine
c'	Coesão efetiva do solo
σ'_p	Pressão passiva de Rankine
Ll	Comprimento do Trecho livre de um tirante
Lb	Comprimento do Trecho ancorado ou bulbo de um tirante
Lle	Comprimento do Trecho livre efetivo de um tirante
Lbe	Comprimento do Trecho ancorado efetivo de um tirante
σ'_z	Tensão efetiva no ponto médio da ancoragem
U	Perímetro médio da seção transversal da ancoragem
k_f	Coefficiente de ancoragem
α	Coefficiente redutor da resistência ao cisalhamento
s_u	Resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso
ε	Deformação específica de um material
E	Módulo de elasticidade de um material
k_s	Coefficiente de reação do solo ou coeficiente de mola
p	Pressão em um ponto da superfície
w	Deslocamento horizontal produzido pela aplicação da carga
E_s	Módulo de Elasticidade do solo
ν	Coefficiente de poisson
Δv	<i>Stroke</i>
F_x	Força horizontal
i	Raio de inércia
EI	Momento de Inércia
Δl ou dw	Variação de comprimento máxima
W_d	Peso seco do solo
W_s	Peso Saturado do solo
cap	Espessura da zona capilar acima do nível freático
q	Sobrecarga sobre uma camada de solo
D_w	" <i>Stroke</i> ", a diferença de deslocamento entre as pressões do solo ativa e passiva
ϕ	Ângulo de ruptura
ψ	Ângulo de dilatação

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
2	OBJETIVOS.....	20
2.1	GERAL	20
2.2	ESPECÍFICOS.....	20
3	JUSTIFICATIVA.....	21
4	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
4.1	ESTUDO DOS SOLOS.....	22
4.1.1	Introdução ao estudo dos solos	22
4.1.2	Formação e evolução geológica da Bacia de Curitiba	23
4.1.2.1	Formação Guabirotuba	25
4.2	TENSÕES INICIAIS NO SOLO	29
4.2.1	Tensões devidas ao peso próprio.....	30
4.2.2	Pressão Neutra e tensões efetivas	31
4.3	CISALHAMENTO DOS SOLOS	31
4.3.1	Coeficiente de empuxo	32
4.3.2	Tensões em planos genéricos.....	33
4.3.3	Circulo de Mohr	34
4.3.4	Tensões efetivas e o circulo de Mohr	35
4.3.5	Critérios de ruptura	36
4.4	HIDRÁULICA DOS SOLOS.....	37
4.4.1	Permeabilidade dos solos.....	38
4.4.2	Velocidade de descarga e velocidade real da água	41
4.4.3	Cargas Hidráulicas	42
4.4.4	Tensões no solo submetido à percolação	43
4.4.5	Linhas de fluxo.....	44
4.5	SEGURANÇA E ESTABILIDADE DE TALUDES.....	46
4.5.1	Principais problemas encontrados em taludes	47
4.5.1.1	Erosão	47
4.5.1.2	Escorregamento	47
4.5.1.3	Superfície de Ruptura.....	48
4.5.2	Segurança e Estabilidade na Formação Guabirotuba	49
4.6	SISTEMAS DE CONTENÇÃO.....	50

4.6.1	Sistemas construtivos.....	50
4.6.1.1	Contenções rígidas.....	50
4.6.1.2	Contenções flexíveis.....	51
4.6.1.2.1	Contenção de Madeira	51
4.6.1.2.2	Contenção Mista.....	52
4.6.1.2.3	Contenção Metálica	52
4.7	PRESSÕES EM CORTINAS	54
4.7.1	Forças laterais	54
4.7.2	Pressão de terra para terra em repouso.....	55
4.7.2.1	Solo Seco	55
4.7.2.2	Solo Parcialmente Submerso	55
4.7.3	Teoria de Rankine	56
4.7.3.1	Teoria de Rankine da Pressão Ativa	56
4.7.3.2	Teoria de Rankine da Pressão Passiva.....	56
4.7.3.3	Teoria de Rankine para muros de altura limitada	57
4.8	TIRANTES.....	58
4.8.1	Partes do tirante	59
4.8.1.1	Cabeça	59
4.8.1.1.1	Trecho livre.....	60
4.8.1.1.2	Trecho ancorado.....	60
4.8.2	Dimensionamento.....	61
4.8.2.1	Seção de aço.....	61
4.8.2.2	Bulbo ou trecho ancorado.....	62
4.8.2.3	Trecho livre.....	63
4.8.2.4	Variação de comprimento Δl	63
4.9	ESTABILIDADE DE CONTENÇÕES.....	64
4.10	METRÔ.....	65
4.10.1	Sistemas de escavação - Túneis.....	66
4.10.1.1	<i>Cut and Cover</i>	66
4.11	ESTUDOS DE PROJETOS GEOTÉCNICOS.....	67
4.11.1	Métodos de análise.....	67
4.11.1.1	Modelos Discretos	67
4.11.1.2	Método de Winkler.....	67

4.11.1.2.1	Coeficiente de reação do solo	68
4.11.1.3	Curvas p-y	69
4.11.2	Modelos Contínuos.....	69
4.11.3	Uso de <i>softwares</i>	70
4.11.3.1	Plaxis 2D	70
4.11.3.2	<i>SPW – Sheet Pile Wall</i>	70
5	PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	73
5.1	ESCOLHA DO PROCEDIMENTO	73
5.2	DESCRIÇÃO DO PROBLEMA PROPOSTO.....	73
5.3	<i>SOFTWARES</i> UTILIZADOS	79
5.3.1	<i>Software Sheet Pile Wall</i> do Prof. Verruijt	79
5.3.1.1	Dados de Entrada.....	79
5.3.1.1.1	Cargas	80
5.3.1.1.2	Cortina.....	80
5.3.1.1.3	Parâmetros dos Tirantes	80
5.3.1.1.4	Parâmetros Geotécnicos	82
5.3.1.2	<i>Layout</i> do programa.....	84
5.3.1	Plaxis 2D	88
5.3.1.2	<i>Layout</i> do programa.....	89
6	ANÁLISES E RESULTADOS.....	93
6.1	RESULTADOS APRESENTADOS COM A UTILIZAÇÃO DO <i>SOFTWARE SHEET PILE WALL</i>	93
6.1.1	Grupo 1 – Seção 6.....	93
6.1.2	Grupo 2 – Seção 5.....	94
6.1.3	Grupo 3 – Seção 5.....	96
6.1.4	Grupo 4 – Seção 1.....	98
6.1.5	Grupo 5 – Seção 1.....	100
6.2	RESULTADOS APRESENTADOS COM A UTILIZAÇÃO DO <i>SOFTWARE PLAXIS 2D</i>	103
6.2.1	Grupo 1 – Seção 6.....	104
6.2.2	Grupo 2 – Seção 5.....	106
6.2.3	Grupo 3 – Seção 5.....	108
6.2.4	Grupo 4 – Seção 1.....	111
6.2.5	Grupo 5 – Seção 1.....	115

6.3	análise dos resultados	118
8	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	121
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	122
	APÊNDICE A - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA SHEET PILE WALL PARA O GRUPO 2	125
	APÊNDICE B - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA SHEET PILE WALL PARA O GRUPO DE ESCAVAÇÃO 3	129
	APÊNDICE C - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA SHEET PILE WALL PARA O GRUPO DE ESCAVAÇÃO 4	134
	APÊNDICE D - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA SHEET PILE WALL PARA O GRUPO DE ESCAVAÇÃO 5	140
	APÊNDICE E - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA PLAXIS 2D PARA O GRUPO DE ESCAVAÇÃO 2	147
	APÊNDICE F - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA PLAXIS 2D PARA O GRUPO DE ESCAVAÇÃO 3	151
	APÊNDICE G - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA PLAXIS 2D PARA O GRUPO DE ESCAVAÇÃO 4	155
	APÊNDICE H - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA PLAXIS 2D PARA O GRUPO DE ESCAVAÇÃO 5	159

1 INTRODUÇÃO

A Mecânica dos solos e seus fundamentos fornecem imensa contribuição para o entendimento do mundo que nos cerca. O estudo básico da disciplina em vias práticas demanda condições controladas que podem ser encontradas por meio de equipamentos apropriados. Os sistemas de contenção de solo apresentam-se comumente em nosso cotidiano e, certamente, são integrantes do conhecimento a ser adquirido. Por isso considerou-se de suma relevância a pesquisa e a investigação destes.

O presente trabalho tem por objetivo analisar critérios de projeto de contenções flexíveis atirantadas tendo em vista a aplicabilidade ao projeto das contenções do Metrô de Curitiba.

Ao longo do trabalho buscou-se sucintamente introduzir a formação do solo de Curitiba e suas características na Formação Guabirotuba, juntamente com um breve estudo das tensões, cisalhamento e hidráulica dos solos, além das definições de sistemas de contenção e atirantamento. Critérios que foram usados para análise e cálculo de estruturas de contenções flexíveis de atirantamento e análise da solução adotada no pré-projeto do metrô de Curitiba.

2 OBJETIVOS

2.1 GERAL

Analisar critérios de projeto de contenções flexíveis atirantadas tendo por base a geometria e parâmetros de solos da Formação Guabirotuba e tendo em vista a aplicabilidade ao projeto das contenções do Metrô de Curitiba.

2.2 ESPECÍFICOS

- Analisar os parâmetros geotécnicos e características geométricas fornecidas pelo IPPUC no pré-projeto do metrô;
- Definir as características dos tirantes a serem utilizados através da NBR específica e conceitos aprofundados de atirantamento;
- Obter e comparar resultados de deslocamentos e pressões obtidos através de softwares da área;

3 JUSTIFICATIVA

O interesse em desenvolver tal estudo provém do fato de que o projeto de uma estrutura de fundação, em especial do caso de cortinas, diferentemente da superestrutura, depende da interação solo-estrutura e que, portanto, depende muito das características do local analisado.

Além desse exame considerando as características dos solos de Curitiba, a análise, por ser de natureza hiperestática e influenciada pelo processo construtivo, deve prever a evolução das pressões de solo contra a contenção durante a execução e o efeito de possível sobrecarga sobre linhas de tirantes já instalados.

A importância deste tipo de estudo pode, ainda, ser reforçada pela possibilidade de ocorrência de algum acidente com rompimento do sistema, cujas consequências podem ser desastrosas e de grande influência para uma grande população como a da cidade de Curitiba.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 ESTUDO DOS SOLOS

4.1.1 Introdução ao estudo dos solos

Segundo Ortigão (1995), “os solos são provenientes da deterioração da rocha através de um processo denominado *intemperismo*, ou seja, a ação do tempo”. E são constituídos por um conjunto de partículas com água (ou outro líquido) e ar nos espaços intermediários e essas partículas, de maneira geral, estão livres para deslocar entre si (PINTO, 2002).

Curitiba e grande parte de sua região metropolitana situa-se sobre uma bacia sedimentar, formada em sua grande parte pela denominada Formação Guabirota (KORMANN, 2002). Este nome foi dado aos sedimentos originados a partir da decomposição química das rochas pré-cambrianas, descritos primeiramente no bairro Guabirota, a leste de Curitiba por Salamuni em 1962 (FELIPE, 2011).

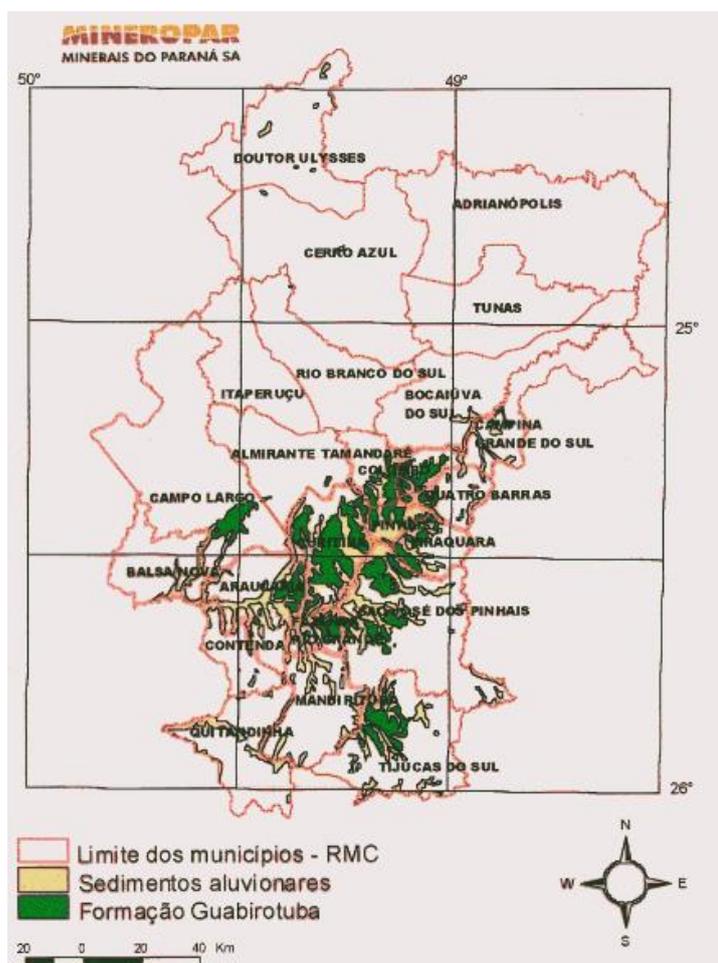


Figura 1 - Distribuição da Formação Guabirotuba na RMC - Região Metropolitana de Curitiba
 Fonte: Mapa Geológico do Estado do Paraná. DNPM/MINEROPAR – Minerais do Paraná (1989).

4.1.2 Formação e evolução geológica da Bacia de Curitiba

O estudo da evolução da Bacia de Curitiba pode ser útil para entender melhor o comportamento geotécnico dos solos da Formação Guabirotuba, pois algumas das principais propriedades do solo estão associadas a gênese dos sedimentos e aos fenômenos tectônicos e erosivos que se desenvolveram ao longo da história.

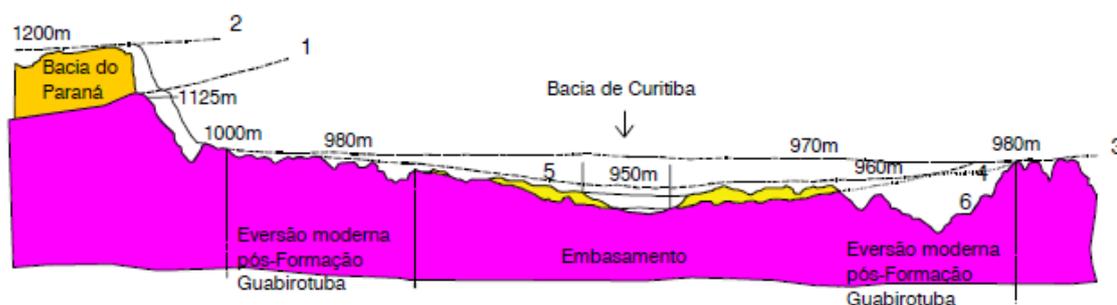
Segundo Kormann (2002), os primeiros trabalhos referentes aos sedimentos da Bacia Guabirotuba de Bigarella *et al* (1961) e Bigarella e Salamuni (1962), os atribuíram uma idade plio-pleistocênica. Porém, após mais alguns estudos e a descoberta de fosseis, Salamuni (1998 apud Kormann, 2002), sugere que a deposição pode ter se iniciado anteriormente, no Oligoceno-Mioceno e se alongado até o Plioceno ou Pleistoceno. Ainda antes da gênese dos depósitos terciários, a

remoção de alguns sedimentos da Bacia do Paraná acabou por expor o embasamento, o que resultou em uma superfície aplainada, chamada posteriormente de Alto Iguaçu por Canali e Muratori, 1981 apud Kormann, 2002.

Acredita-se ainda, que eventos tectônicos teriam originado uma série de hemi-grábens, cuja configuração se tornou favorável a deposição de sedimentos e também dado à calha da bacia uma forma romboédrica, ou seja, uma figura com faces limitadas por losangos. Além disso, alguns movimentos epirogenéticos acabaram por ser responsáveis pelo erguimento da Serra do Mar. Como consequência destes agentes, aliados a exposição e erosão do solo a Superfície do Alto Iguaçu sofreu um rebaixamento, tornando-se, assim, a Superfície Pré-formação Guabirota. (KORMANN, 2002)

Sob a ação de um clima inicialmente úmido, as rochas presentes na região desenvolveram um regolito, que apresenta material argiloso em abundância. Ao longo do tempo o clima úmido tornou-se árido e semiárido e a cobertura vegetal passou a ser pouco significativa, fazendo com que, quando da ocorrência de precipitações torrenciais, este regolito fosse transportado em direção ao interior da bacia e depositado em pequenos lagos (Bigarella e Salamuni, 1962, Becker, 1982 e Salamuni, 1998 apud Kormann, 2002). Este fenômeno teria favorecido a presença nos sedimentos de grãos de feldspato, com diferentes graus de alteração. Essas condições aliadas à natureza dos leques afluvionais, teriam dado origem a alguns depósitos de pequena extensão de arcósios e areias arcósias, sendo que, a sua deposição, ocorreria conforme o fluxo de detritos encontrasse menores gradientes no terreno. (Salamuni, 1998 apud Kormann, 2002)

Ainda, ocorreu a deposição de caliches, devido à saturação da água com carbonatos e presença de lagoas sazonais. A esmectita é o argilo-mineral predominante nos sedimentos da Formação Guabirota, porém o seu processo de formação ainda carece de estudos mais aprofundados.



1. Superfície pré-Devoniana; 2. Superfície do Purunã; 3. Superfície do Alto Iguaçu
4. Superfície pré-Formação Guabirota; 5. Superfície de Curitiba; 6. Superfície atual

Figura 2 - Superfícies de aplainamento na região de Curitiba

Fonte: Bigarella et al, 1961 (apud Salamuni, 1998 apud Kormann & Christopher, 2002).

Somente no final do Plioceno e início do Pleistoceno, o preenchimento da bacia entrou em sua fase final, tendo como resultado o término da deposição da Formação Guabirota e a formação da Superfície de Curitiba (Salamuni, 1998 apud Kormann, 2002).

A paisagem atual resultou de agentes erosivos e processos neotectônicos, que esculpíram o relevo e geraram basculamentos, escarpas e anomalias de drenagem. (KORMANN, 2002)

4.1.2.1 Formação Guabirota

Os sedimentos da Formação Guabirota estão situados sobre rochas do complexo cristalino e suas principais litologias podem ser divididas em argilas, arcósios e areias arcósianas, depósitos conglomeráticos (rudáceos) e depósitos carbonáticos (caliches). A gênese da Formação foi determinante na relação granulometria/local de depósito dos sedimentos, conforme se pode observar na figura 3. (SALAMUNI, 1998 apud KORMANN, 2002).

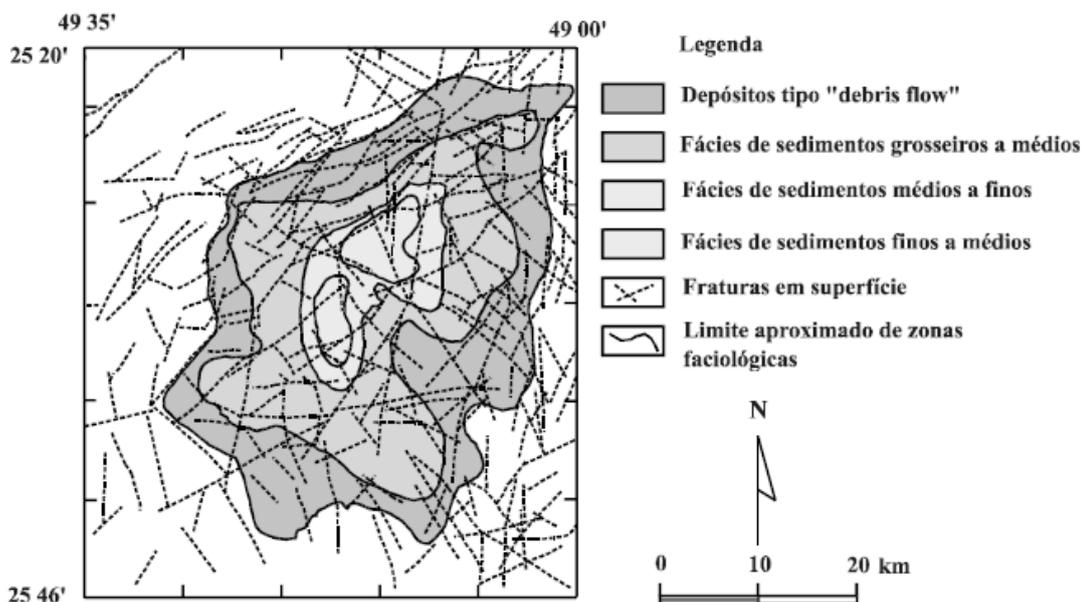


Figura 3 - Distribuição de fácies na Bacia de Curitiba
Fonte: E. Salamuni E R. Salamuni (1999 apud Kormann 2002).

A maior parte dos solos da Formação é composta de argilas siltosas ou siltes argilosos. Dentre elas, as cores encontradas são normalmente cinza com variações para o cinza-esverdeado ou azulado e marrom. Já os solos de tons vermelhos e amarelos são encontrados quando o solo sofreu intensa ação do intemperismo químico (FELIPE, 2011).

Os solos argilosos da Formação Guabirotuba apresentam como característica marcante uma consistência elevada devido aos valores de pré-adensamento já sofridos pelo solo ao longo da sua formação (FELIPE, 2011).

Os componentes do segundo grupo de sedimentos, os arcósios e as areias arcósianas, predominantemente compostos de grãos angulares de sub angulares de feldspato (20 a 40% da composição), quartzo e quartzito com granulometria variável, aparecem ocasionalmente em meio aos depósitos de argila, com formas lenticulares e em diferentes profundidades. A coloração do solo é bem variada, sendo encontrada em tons cinza, avermelhados ou esbranquiçados, quando o feldspato encontra-se alterado. (BECKER, 1982 e BIGARELLA & SALAMUNI, 1962 apud KORMANN, 2002).

Segundo alguns estudos, os depósitos de arcósios podem ser encontrados em grandes áreas, porém sua espessura é bastante irregular e não passa os 3m de profundidade. Podem ser encontradas também camadas arenosas compostas exclusivamente de quartzo, porém com espessura pequena e material mais

selecionado. (FELIPE, 1999, E. SALAMUNI E R. SALAMUNI, 1999 e SALAMUNI, 1998 apud KORMANN, 2002).

Os depósitos conglomeráticos, terceiro litotipo, consistem em materiais granulares com diâmetros médios entre 1 e 50 mm, podendo alcançar até 100 mm inseridos na matriz argilosa. A proporção deste material grosseiro na matriz é de aproximadamente 50%. São encontrados em afloramentos nas bordas das bacias, sendo que a oeste e nordeste sua composição tende a ser formada por quartzo e quartzito, enquanto a leste e sudeste, são mais arcossianos, com fragmentos de granitos, migmáticos, diabásicos e fragmentos ferruginosos. (FELIPE, 1999 E SALAMUNI, 1998 apud KORMANN, 2002).

O quarto e último litotipo são os caliches, depósitos carbonáticos que aparecem superficialmente no solo e em camadas de poucos metros de espessura. Os caliches estão associados aos minerais do grupo das terras raras, como lantanita, neodímio, samário e európio e seriam procedentes de áreas fonte graníticas. (BECKER, 1982 apud KORMANN, 2002).

Em 2011, a MINEROPAR- Minerais do Paraná representando o serviço geológico do Paraná divulgou através de Felipe (2011), um perfil genérico da Formação Guabirota (figura 4) e também uma série de resultados de ensaios mineralógicos feitos na Região Metropolitana de Curitiba. A revisão completa pode ser encontrada diretamente no trabalho de divulgação.

PERFIL TÍPICO DE ALTERAÇÃO DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA

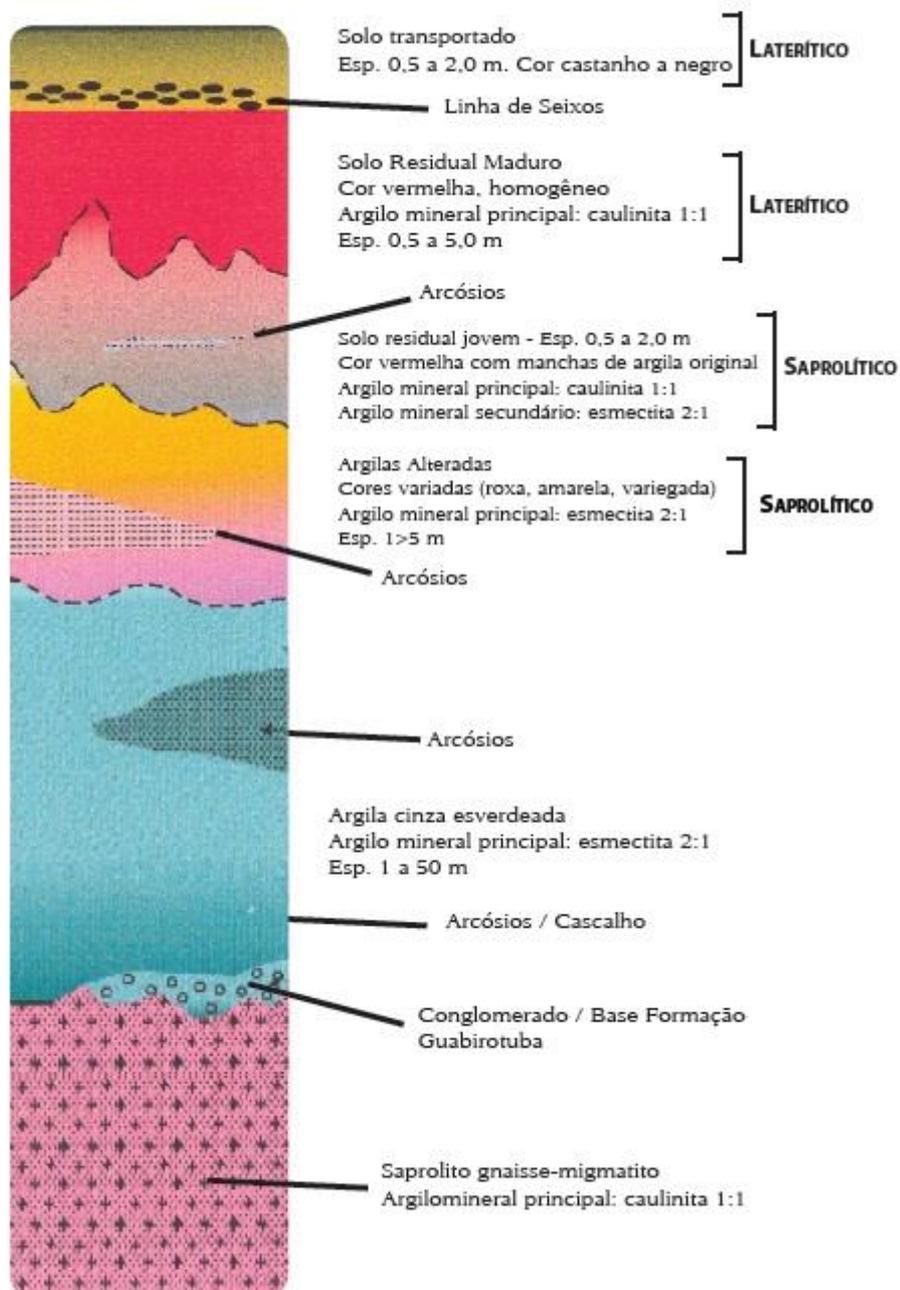


Figura 4 - Perfil Típico de Alteração da Formação Guabirota
Fonte: Felipe (2011).

Alguns dados dos tipos de solo presentes na composição da Formação Guabirota foram divulgados em uma pesquisa por Nascimento & Puppi (1999):

Tabela 1 - Coeficientes do Solo Curitiba

Amostra Indeformada	W (%)	e	γ_n (kN/m^3)	Velocidade (mm/min)	Coesão (kPa)	ϕ (°)
Argila siltosa (Batel – prof 12m) (*)	29,2	0,775	18	~ 0,13	30	30
Argila siltosa marrom e cinza (Batel prof 8m) (*)	35,5	1,010	18	~ 0,13	60	33
Argila siltosa cinza (A. Verde – prof 5m) (**)	28,2	0,731	19	-	-	-
Argila Cinza e Marrom (Centro – prof 7m) (**)	24,6	0,762	19,4	-	-	-
Argila siltosa pouco arenosa, marrom e cinza (Alto da Glória – prof 10m) (**).	28,9	0,820	18,2	-	-	-

Fonte: (NASCIMENTO & PUPPI, 1999)

Tal que:

(*) Nascimento et al (1994)

(**) Nascimento (1992)

W = teor de umidade natural

e = índice de vazios natural

γ_n = peso específico natural

ϕ = Ângulo de atrito interno.

4.2 TENSÕES INICIAIS NO SOLO

A partir do conceito de tensões, pode-se considerar, de maneira adequada, que a transmissão dos esforços no solo se dá partícula a partícula, sendo esta complexa e dependente do material. Em uma consideração em três dimensões, solos com partículas de dimensões aproximadamente iguais, como siltes e areias, a transmissão de forças se dará através do contato direto, mineral a mineral. Já no caso de solos argilosos, sendo as partículas presentes em grande quantidade, as forças em cada contato são muito pequenas e a transmissão pode ser feita através da água quimicamente adsorvida.

Supondo que conseguimos colocar uma placa em uma região do solo para análise das forças, mesmo que estas não consigam representar de fato a realidade, podemos ter uma boa noção das forças presentes e também decompô-las em forças normais e tangenciais à superfície da placa. Como é impossível o desenvolvimento

de modelos matemáticos baseados nessas inúmeras forças, a sua ação é substituída pelo conceito de tensões.

O conceito das tensões normais e cisalhantes é definido, respectivamente em (1) e (2), como a somatória das relativas forças, dividida pela área: (PINTO, 2002)

$$\sigma = \frac{\sum N}{\text{área}} \quad (1)$$

$$\tau = \frac{\sum T}{\text{área}} \quad (2)$$

Ainda segundo Pinto (2002), nos solos as tensões podem ocorrer pelo peso próprio ou ainda por cargas aplicadas.

4.2.1 Tensões devidas ao peso próprio

Em um solo com os parâmetros definidos por Ortigão (1995) - um terreno horizontal, onde não ocorre nenhum tipo de carga próximo à região considerada e o solo é seco e homogêneo sob uma visão macroscópica e γ é o peso específico aparente desse material -, considerar-se-á um ponto P qualquer em uma profundidade z e deseja-se achar a tensão normal vertical inicial σ_{vo} . Este pode ser obtido com o peso do solo acima de P, dividido pela área, considerada unitária:

$$\sigma_{vo} = \gamma \cdot z \quad (3)$$

Ainda segundo Ortigão (1995), em caso de o solo ser composto de várias camadas, o valor de σ_{vo} é dado pelo somatório das tensões nas camadas:

$$\sigma_{vo} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot z_i \quad (4)$$

4.2.2 Pressão Neutra e tensões efetivas

No item anterior foi considerado que o solo estava completamente seco, em caso do ponto analisado estar abaixo do nível de água, dever-se-á considerar também a presença de água no interior dos vazios do solo, cuja pressão não depende da porosidade do solo, mas somente da profundidade em relação ao nível freático (PINTO, 2002). Ainda segundo o autor, essa pressão ocasionada pela água em um determinado plano A é representada por:

$$u = (z_A - z_w) \cdot \gamma_w \quad (5)$$

Quando Terzaghi (apud Pinto, 2002) notou a diferença da natureza das forças atuantes, as dividiu em duas parcelas:

- (1) A tensão efetiva (σ') é caracterizada pela tensão transmitida pelos contatos entre partículas
- (2) A pressão neutra como a pressão feita pela água.

E, ainda, a partir disso, enunciou o Princípio das Tensões Efetivas, que segundo Terzaghi (apud Pinto, 2002) pode ser expresso em duas partes:

A tensão efetiva, para solos saturados, pode ser expressa por:

$$\sigma' = \sigma - u \quad (6)$$

sendo σ a tensão total e u a pressão neutra; e

Todos os efeitos mensuráveis resultantes de variações de tensões nos solos, como compressão, distorção e resistência ao cisalhamento são devidos a variações de tensões efetivas.

4.3 CISALHAMENTO DOS SOLOS

A resistência ao cisalhamento dos solos é definida como “a propriedade dos solos em suportar cargas e conservar a sua estabilidade” (BRANDI, 2006). Ainda segundo o autor, os problemas relacionados à ruptura são aqueles nos quais se procura determinar as forças ou pressões que provocam ou são provenientes de um estado de ruptura nos maciços terrosos.

4.3.1 Coeficiente de empuxo

No item 1.2 foram descritos os conceitos de tensões no solo e cálculo de tensões verticais iniciais totais e efetivas num plano horizontal B em uma profundidade qualquer em um terreno. Porém isto não é suficiente para se conhecer o estado de tensão inicial, pois o solo, em uma mesma situação, sofre também a ação de forças horizontais, sendo estas dependentes do coeficiente de empuxo em repouso K_0 , descrito como a relação entre tensão horizontal e vertical efetiva e depende da constituição do solo e do histórico de tensões ao qual já foi submetido (PINTO, 2002).

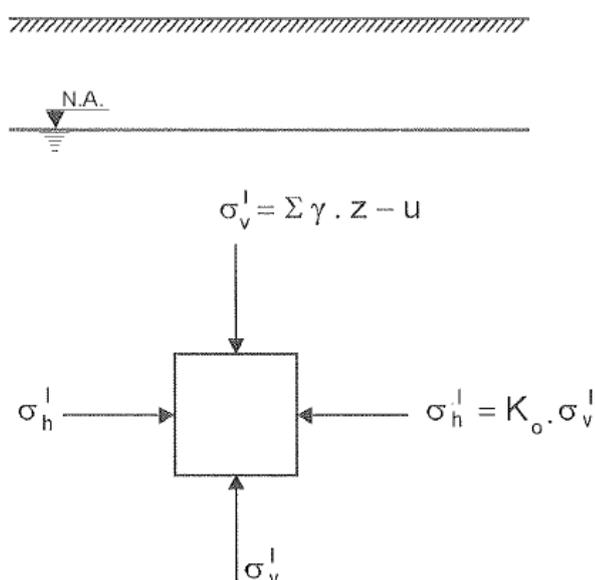


Figura 5- Tensões horizontais e verticais do solo
Fonte: Pinto (2002).

No caso de um solo ser composto por camadas de diferentes tipos, a pressão vertical aumenta de um valor igual ao produto do peso específico pela espessura da camada. As tensões horizontais também aumentam, mas não do mesmo valor, pois também é considerado o atrito entre partículas. O valor de K_0 será sempre menor que 1, variando entre 0,4 e 0,5 para areias e 0,5 a 0,7 para argilas. (PINTO, 2002)

Ainda segundo o autor, o cálculo deste coeficiente foi dado por um professor húngaro, que propôs empiricamente uma fórmula, que ficou conhecida como fórmula de Jaki:

$$K_0 = 1 - \operatorname{sen} \varphi' \quad (7)$$

sendo φ' o ângulo de atrito interno efetivo do solo.

4.3.2 Tensões em planos genéricos

Em um plano genérico no interior do solo “C”, as tensões atuantes não necessariamente serão normais ao plano. Para efeito de análise, considerar-se-á que esta força pode ser decomposta em uma componente normal e outra paralela ao plano, respectivamente chamadas de tensões normal (σ) e cisalhante (τ), embora cada uma delas não possa existir individualmente.

Para efeito de cálculo, em mecânica dos solos, as tensões normais são consideradas positivas quando de compressão e as de cisalhamento quando atuantes no sentido anti-horário, sendo que os ângulos serão também positivos quando no sentido anti-horário.

As tensões atuantes e sua inclinação em relação ao plano normal variam conforme o plano considerado. A partir disso, é possível demonstrar que sempre existem três planos em que a única tensão atuante é normal ao próprio plano, não existindo a componente de cisalhamento e, ainda, que estes planos são ortogonais entre si. Estes planos recebem o nome de planos de tensão principal e as tensões atuantes nele são chamadas de tensões principais, sendo a maior σ_1 , a menor σ_2 e a intermediária σ_3 (PINTO, 2002). De maneira geral:

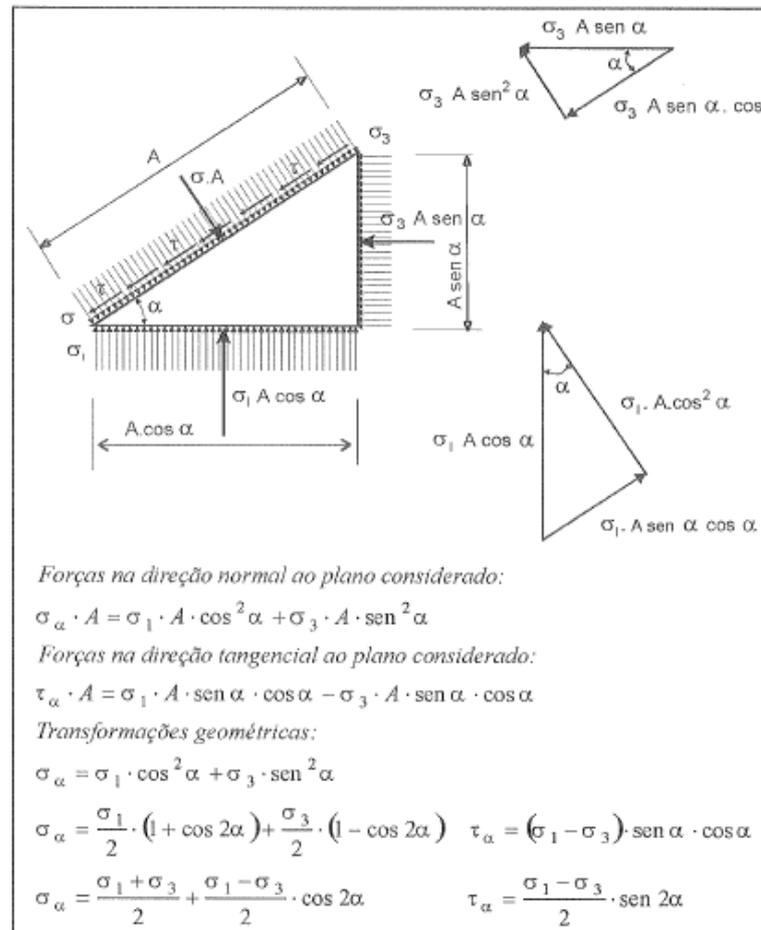


Figura 6 - Determinação das tensões em um plano genérico, a partir das tensões principais
Fonte: Pinto (2002).

4.3.3 Círculo de Mohr

Para análise da ruptura de solos, o Círculo de Mohr é uma ferramenta bastante utilizada e consiste em uma “representação gráfica do estado de tensão em um ponto do meio contínuo” (ORTIGÃO, 1995), a partir da consideração de que o estado de tensões em todos os planos pode ser representado num sistema de coordenadas e que as equações apresentadas no item acima definem um círculo (PINTO, 2002).

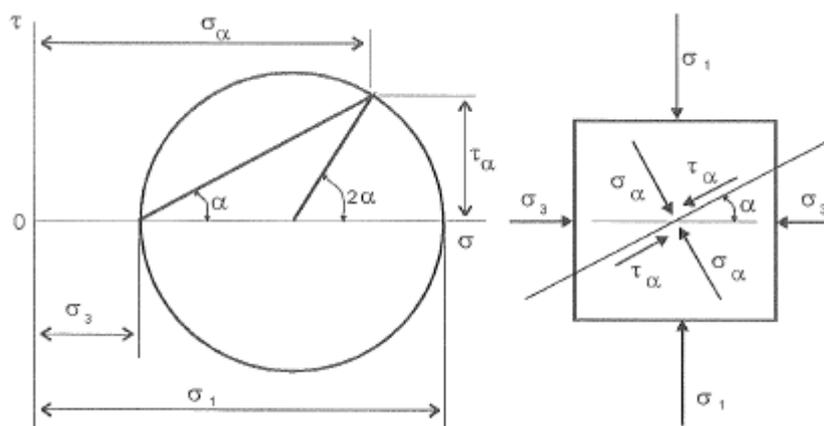


Figura 7 - Determinação das tensões num plano genérico por meio do círculo de Mohr
Fonte: Pinto (2002).

Identificado um plano que passa pelo ângulo α que forma com o plano principal, as componentes de tensão atuante são definidas pela interseção da reta que passa pelo centro do círculo e forma um ângulo de 2α com o eixo das abcissas.

Várias conclusões podem ser obtidas a partir da análise do círculo de Mohr, entre elas:

- 1) A máxima tensão pode ser obtida quando os planos formam 45° com os planos principais;
- 2) As tensões de cisalhamento serão iguais em módulo quando os planos são ortogonais entre si;
- 3) Em dois planos quaisquer, mas que formam o mesmo ângulo com o plano principal maior, com sentido contrário, as tensões normais e de cisalhamento também terão valores iguais, porém sinais contrários (PINTO, 2002).

4.3.4 Tensões efetivas e o círculo de Mohr

O estado de tensões efetivas no círculo de Mohr pode ser analisado deslocando-se o círculo de tensões totais para a esquerda ou direita em um valor igual ao da pressão neutra, dependendo dela ser respectivamente positiva e negativa. Isso decorre do fato da pressão neutra atuar hidrostáticamente e reduzir todas as tensões em igual valor. As tensões de cisalhamento não serão afetadas pela pressão neutra, pois a água não transmite esforços de cisalhamento (PINTO, 2002).

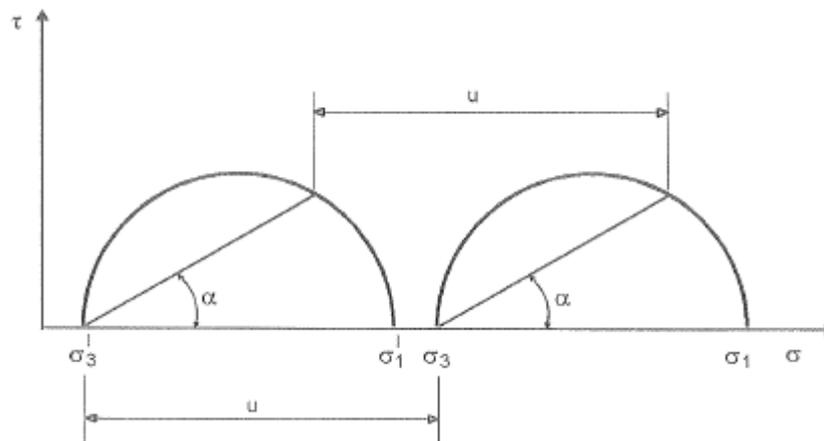


Figura 8 - Efeito da pressão neutra no estado de tensões em um elemento de solo
Fonte: Pinto (2002).

4.3.5 Critérios de ruptura

“A ruptura dos solos é quase sempre um fenômeno de cisalhamento... e só em condições especiais ocorrem rupturas por tensões de tração” (PINTO, 2002).

Como critérios de ruptura, a partir do círculo de Mohr, pode-se dizer que há a ruptura, num ponto genérico P de um determinado solo sujeito a tensões do peso próprio e/ou aplicadas, quando a tensão de cisalhamento, induzida num plano que passe por esse ponto, é igual à resistência ao cisalhamento disponível (BRANDI, 2006). Ou também “não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material” (PINTO, 2002)

Outra forma de se analisar a ruptura dos solos pode ser feita pelas equações e gráficos de Coulomb:

$$\tau = \tau_r = c + \sigma_n \tan \phi \quad (8)$$

Tal que:

τ_r = resistência ao cisalhamento (s)

c = coesão do solo

σ_n = tensão normal total ou efetiva no plano de cisalhamento

ϕ = Ângulo de atrito interno do solo

Sendo que, esta equação pode ser aplicada para pressões totais e efetivas e a coesão e o atrito interno do solo são parâmetros inconstantes e dependentes de uma série de fatores, entre os quais, as condições de drenagem, tempo de ruptura, grandeza das tensões aplicadas e grandeza das tensões existentes (BRANDI, 2006). Portanto, a representação gráfica desta equação terá formatos diferentes conforme o tipo de solo:

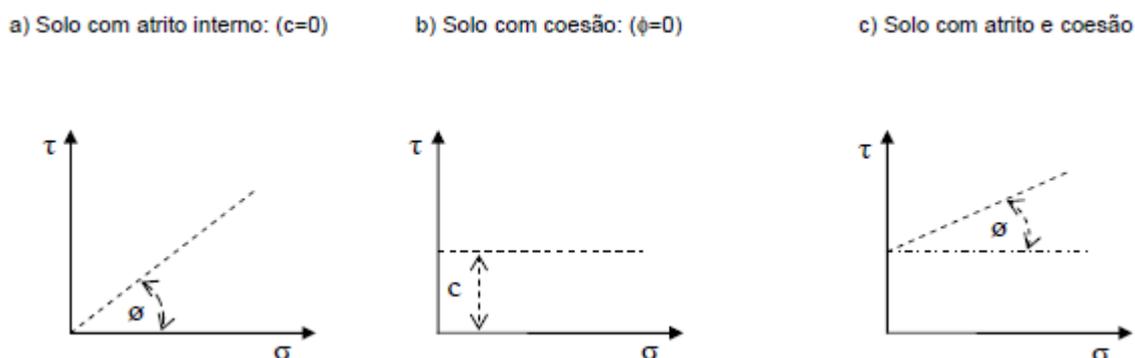


Figura 9 – Representação Gráfica da Equação de Coulomb
Fonte: Brandi (2006).

Como critério de avaliação pode-se utilizar o Mohr-Coulomb que, segundo (BRANDI, 2006) é um caso particular do critério de Mohr, no qual se supõe que os esforços apresentados na equação de Coulomb tem uma variação linear. Ainda segundo o autor, esta reta é assimilada à envoltória de Mohr, de forma que a ruptura será dada com os parâmetros c e ϕ , quando a tensão de cisalhamento for igual à resistência ao cisalhamento em cada ponto P da superfície.

No caso acima, quando o círculo de Mohr for tangente à reta de Coulomb, ele corresponde a um estado de equilíbrio limite ou estado plástico (BRANDI, 2006).

4.4 HIDRÁULICA DOS SOLOS

A água ocupa grande parte ou a totalidade dos vazios do solo, com grande frequência, e se desloca no seu interior quando submetida a diferenças de pressão. O estudo da percolação da água no solo é importante principalmente para os estudos de estabilidade, porque a tensão efetiva depende da pressão neutra, que depende das tensões provocadas pela percolação da água. Mas ela também influencia no cálculo das vazões e análise de recalques, porque o recalque está

relacionado com a diminuição dos vazios, que ocorre com a expulsão da água destes.

4.4.1 Permeabilidade dos solos

Em 1850, Darcy verificou experimentalmente (com ajuda de um permeâmetro) como os fatores geométricos influenciavam a vazão da água e deduziu uma equação com essa relação, que ficou conhecida com o seu nome:

$$Q = k \frac{h}{L} A \quad (9)$$

Tal que,

Q = vazão

k = uma constante para cada solo, que recebe o nome de *coeficiente de permeabilidade*.

h = Carga dissipada na percolação

L = Distância ao longo da qual a carga se dissipa

A = Área do permeâmetro

Ainda, a relação de h por L é chamada de gradiente hidráulico e é expressa pela letra i , ficando a Lei de Darcy com o seguinte formato:

$$Q = k i A \quad (10)$$

Da hidráulica, sabe-se que a vazão dividida pela área indica a velocidade de percolação v , então:

$$v = k i \quad (11)$$

Desta expressão podemos dizer que o coeficiente de permeabilidade indica a velocidade de percolação quando o gradiente hidráulico é igual a um. Portanto, sua unidade é a mesma da velocidade (m/s). Essa velocidade é muito baixa em solos, portanto, normalmente é indicada em potências de 10.

Para determinação deste coeficiente de permeabilidade, deve-se separar em duas diferentes situações: permeâmetro de cargas constantes e variáveis.

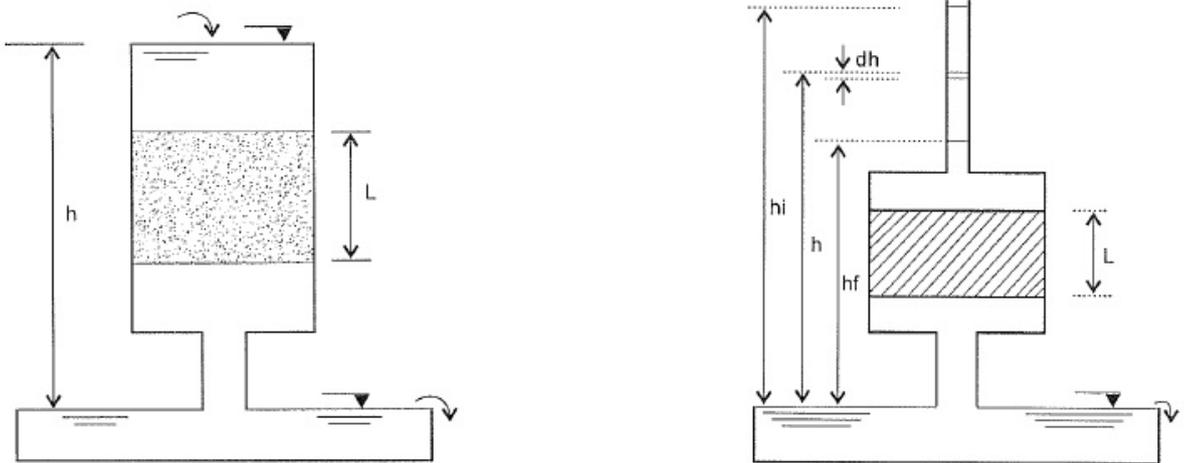


Figura 10 - Água percolando em permeâmetro de cargas constantes (1) e de cargas variáveis (2)

Fonte: Pinto (2002).

No caso da carga ser constante, o experimento se torna uma repetição do executado por Darcy, portanto, pode ser encontrado pela aplicação direta da Lei de Darcy:

$$k = \frac{Q}{i A} \quad (12)$$

Já para o permeâmetro de carga variável, normalmente utilizado quando o coeficiente de permeabilidade é muito baixo, é necessária uma análise mais específica dos componentes da equação através de derivadas, com as quais a equação para um instante t qualquer ficou assim: (PINTO, 2002)

$$k = 2,3 \frac{a L}{A t} \log \frac{h_i}{h_f} \quad (13)$$

Alguns autores chegaram a algumas correlações estatísticas que expressam o valor de k como Bialas: (KECK, 2012)

$$k = 0,036. d_{20}^{2,3} \quad (14)$$

Com d_{20} em mm d_{10} , ou ainda por alguma equação da tabela abaixo:

Tabela 2 - Determinação do valor do coeficiente de permeabilidade.

	Valor de k m/s	Válido para CNU $CNU = d_{60}/d_{10}$
Hazen (1893)	$0,016 d_{10}^2$	$CNU < 5$
Beyer (1964)	$c(U) d_{10}^2$	$1 < CNU < 20$
Sichard (1972) *	$0,006 d_k^2$ $d_k = \frac{1}{100} \sum_1^n \frac{d}{G}$	-
Seiler (1973)	$\frac{\chi_{10}(U)}{1000} d_{10}^2$	$5 < CNU \leq 17$
	$\frac{\chi_{25}(U)}{1000} d_{25}^2$	$17 \leq CNU \leq 100$

Fonte: (KECK, 2012)

Tal que, para Beyer:

Tabela 3 - Coeficiente para Beyer.

U	1,0 – 1,9	2,0 – 2,9	3,0 – 3,9	5,0 – 9,9	10,0 – 19,9	>20
C (U)	0,011	0,010	0,009	0,008	0,007	0,006

Fonte: (KECK, 2012)

 U sendo resultado da função disposta acima.

Para Sichard:

 d_k como função da variação do diâmetro requerido G = peso parcial dos grânulos de diâmetro d .

Para Seiler:

Tabela 4 - Coeficiente para Seiler.

	U										
	Dezena	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
χ_{10}	0						21,5	19,0	17,0	15,0	13,5
	1	12,0	10,5	9,4	8,4	7,5	6,7	6,1	5,7		
χ_{25}									0,88	0,88	0,89
	2	0,90	0,92	0,94	0,96	0,98	1,00	1,02	1,04	1,06	1,08
	3	1,10	1,13	1,16	1,19	1,22	1,25	1,28	1,31	1,34	1,37
	4	1,40	1,44	1,48	1,52	1,56	1,60	1,65	1,70	1,75	1,80
	5	1,85	1,90	1,95	2,00	2,05	2,10	2,18	2,26	2,34	2,42
	6	2,50	2,58	2,66	2,74	2,82	2,90	2,98	3,06	3,14	3,22
	7	3,30	3,40	3,50	3,60	3,70	3,80	3,92	4,04	4,16	4,28
	8	4,40	4,54	4,68	4,82	4,96	5,10	5,26	5,42	5,58	5,74
	9	5,90	6,08	6,26	6,44	6,62	6,80	7,02	7,46	7,46	7,68

 10 7,90

Fonte: (KECK, 2012)

Como relação entre o coeficiente k e os tipos de solo, genericamente, tem-se:

Tabela 5 - Relação k e os tipos de solo.

Tipo de Solo	Coeficiente k
Saibro arenoso	$k = 1.10^{-4}$ até 2.10^{-2}
Areia	$k = 1.10^{-5}$ até 1.10^{-3}
Areia siltosa	$k = 1.10^{-7}$ até 5.10^{-5}
Silte	$k = 1.10^{-8}$ até 5.10^{-6}
Argilas	$k = 1.10^{-12}$ até 2.10^{-8}

Fonte: (KECK, 2012)

4.4.2 Velocidade de descarga e velocidade real da água

A velocidade considerada na Lei de Darcy é a vazão dividida pela área total do permeâmetro, mas a água passa somente pelos vazios, portanto, ter-se-á que fazer algumas novas considerações:

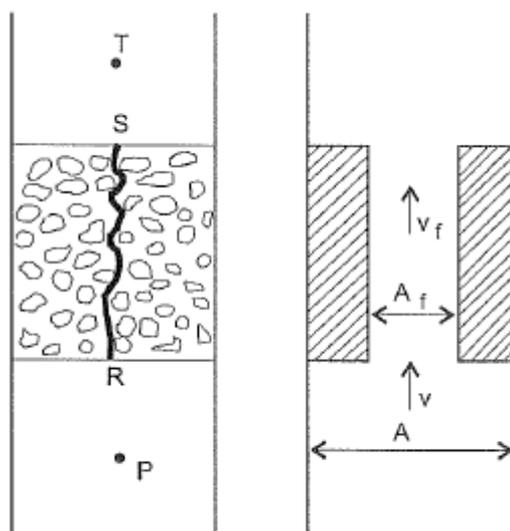


Figura 11 - Esquema referente às velocidades de percolação e de fluxo.

Fonte: Pinto (2002).

Conforme o esquema acima, a velocidade de percolação da água pode ser representada pela vazão entre os pontos P e R e S e T, sendo essa velocidade também chamada de velocidade de aproximação ou de descarga. Entre os pontos R e S (através do solo) a velocidade é maior, pois a área disponível é menor. Da hidráulica, sabe-se que a vazão em qualquer seção é:

$$Q = v A = v_f A_f \quad (15)$$

Como a relação entre a área de vazios e a área total é igual à relação entre os volumes correspondentes, que é a porosidade da areia n , então: (PINTO, 2002)

$$v_f = v \frac{A}{A_f} = \frac{v}{n} \quad (16)$$

4.4.3 Cargas Hidráulicas

Da hidráulica, ainda temos a equação demonstrada por Bernoulli, que descreve que a carga total ao longo de qualquer linha de fluxo em um fluido incompressível é constante:

$$H = \frac{v_w^2}{2g} + \frac{u}{\gamma_w} + h_g = \text{Carga Cinética} + \text{Carga Piezométrica} + \text{Carga Altimétrica} \quad (17)$$

Sendo:

v_w = velocidade da água (m/s)

g = gravidade (m/s²)

u = pressão neutra (kN/m²)

γ_w = peso específico da água (kN/m³)

h_g = Altura hidráulica – diferença entre as cotas do ponto considerado e a de referência.

Porém, como nos problemas estudados a velocidade de percolação da água é muito baixa, pode ser considerada desprezível, portanto: (PINTO, 2002)

$$H = \frac{u}{\gamma_w} + h_g = \text{Carga Piezométrica} + \text{Carga Altimétrica} \quad (18)$$

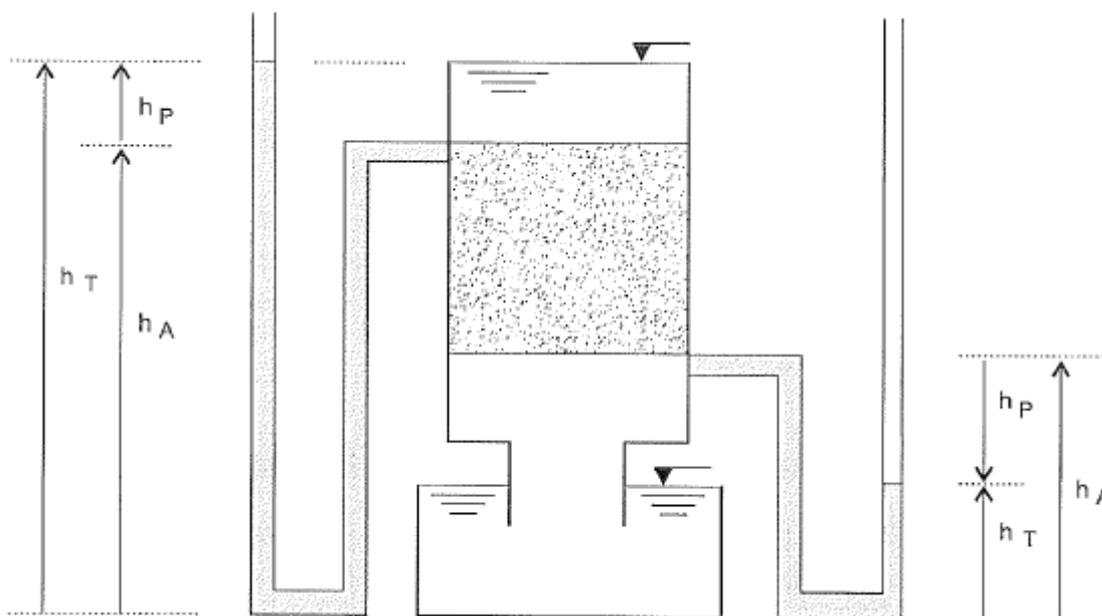


Figura 12 - Cargas em permeâmetro
Fonte: Pinto (2002).

4.4.4 Tensões no solo submetido à percolação

Na figura 13 está representada uma situação em que há a diferença de potencial, portanto, há fluxo:

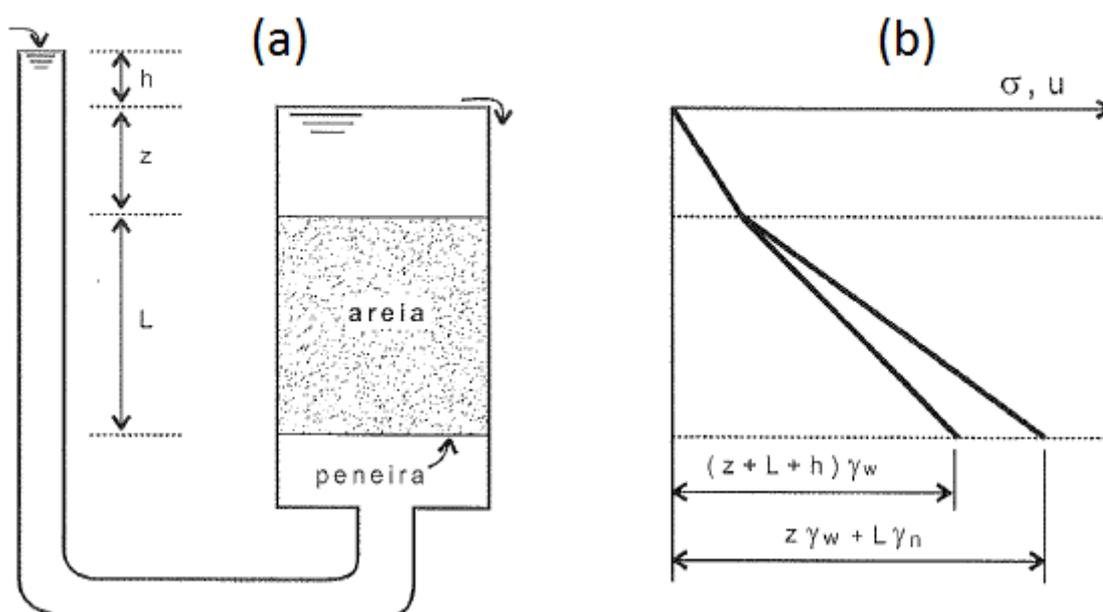


Figura 13 – (a) Fluxo de água em um permeâmetro; (b) Tensões no solo correspondentes a (a)
Fonte: Pinto (2002).

A diferença entre as cargas totais na entrada e na saída é representada por h , e corresponde a pressão $h\gamma_w$. Esta carga é a que se dissipa em atrito viscoso na percolação através do solo, ela provoca um esforço de arraste na direção do movimento. Só não move as partículas de solo, porque o peso destas se contrapõe, ou porque há a ação de forças externas. A força dissipada é:

$$F = h \gamma_w A \quad (19)$$

Em um fluxo uniforme, a força se dissipa igualmente em todo o volume de solo, de forma que a força por unidade de volume torna-se:

$$j = \frac{h \gamma_w A}{A L} = \frac{h}{L} \gamma_w = i \gamma_w \quad (20)$$

Sendo j a força de percolação.

Observando a figura 13b pode-se dizer que a tensão efetiva do solo varia linearmente com a profundidade, e na face inferior vale:

$$\bar{\sigma} = (z\gamma_w + L\gamma_n) - (z\gamma_w + L\gamma_w + h\gamma_w) \quad (21)$$

Que, com algumas alterações, se torna:

$$\bar{\sigma} = L (\gamma_{sub} \pm j) \quad (22)$$

Tal que:

γ_{sub} = peso específico submerso do solo

Portanto, a tensão efetiva pode ser calculada como a total menos a neutra ou pela equação acima. Porém deve-se atentar que, quando o fluxo é ascendente o sinal é positivo e negativo, quando descendente. (PINTO, 2002)

4.4.5 Linhas de fluxo

Quando o fluxo de água ocorre na mesma direção, como exemplo os permeâmetro, diz-se que o fluxo é unidimensional. Porém na maioria dos casos reais, a água segue caminhos curvos, porém paralelos, ou seja, em um fluxo

bidimensional, em outros, menos comuns, as partículas de argila se deslocam em infinitas direções, ou seja, tridimensionalmente.

Para o estudo dos fluxos, é importante conhecer os conceitos de linha de fluxo e linha equipotencial. Linha de fluxo é a “linha reta” a qual a água percorre deslocando-se entre 2 pontos. Já a linha equipotencial é uma linha que representa as iguais cargas ao longo da linha de fluxo, sendo considerada perpendicular a esta última. As perdas de carga entre equipotenciais podem ser representadas pela perda de carga total, dividida pelo número de linhas equipotenciais existentes, ou seja: (PINTO, 2002)

$$\Delta h = \frac{\Delta H}{n} \quad (23)$$

Já a vazão, pode ser representada como uma variação da equação (10): (KECK, 2012)

$$Q = i k A = \frac{\Delta h}{\Delta l} k b = \Delta h \cdot k \left[\frac{m^2}{s} \right] \quad (24)$$

Sendo que, para um fluxo que contenha m linhas de fluxo e n linhas equipotenciais:

$$Q = \frac{m}{n} \Delta H k \quad (25)$$

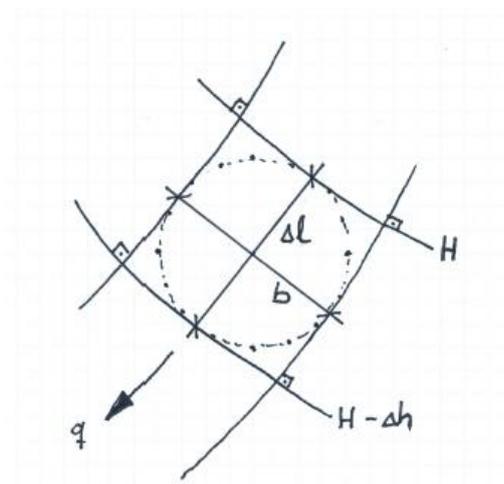


Figura 14 - Representação de elementos da rede de percolação
Fonte: Keck (2012).

Este estudo é importante para o estudo de solos, pois é com a consideração de fluxo bidimensional que se consegue calcular sistemas de estacas-prancha (ORTIGÃO, 1995).

4.5 SEGURANÇA E ESTABILIDADE DE TALUDES

Segundo Caputo (2003) taludes são quaisquer superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra, rocha ou os dois e podem ser naturais ou artificiais, como no caso de taludes mecanicamente executados, como os de corte e aterros.

Os movimentos em taludes podem ser classificados em 3 grandes grupos:

a) Desprendimento de terra ou rocha – quando umas porções de um maciço terroso ou de fragmentos de rocha se destacam do resto do maciço, caindo livre e rapidamente e se acumula no local da queda.

b) Escorregamento – quando há o deslocamento rápido de uma massa do solo ou rocha que desliza para o lado e para baixo, ao longo de uma superfície de escorregamento.

c) Rastejo - deslocamento lento e contínuo de camadas superficiais sobre as camadas mais profundas do solo, com ou sem limite definido da massa que se desloca pelo terreno. A velocidade de rastejo é cerca de 30cm/decênio, enquanto a de um escorregamento é 30cm/hora.

As principais causas de um escorregamento são por fatores externos, com o aumento do peso do talude e internos, com a diminuição da resistência ao cisalhamento do solo. Em estações chuvosas ou um pouco depois, essas situações se agravam devido ao aumento do peso específico do material e o excesso de umidade diminui a resistência ao cisalhamento. Outra causa comum de escorregamento é por ação humana com a escavação em áreas próximas ao pé do talude. (CAPUTO, 2003)

4.5.1 Principais problemas encontrados em taludes

4.5.1.1 Erosão

O fenômeno de erosão é caracterizado pela destruição da estrutura do solo e remoção, por ações de agentes, como a água da chuva, rios, geleiras, mares e ventos com depósito em áreas mais baixas do relevo. A ação desses agentes não é uniforme e dependem de uma série de fatores naturais, como o clima, geomorfologia, a natureza do terreno e a cobertura vegetal. (JUNIOR, D. 2003 e FELIPE, 2011).

O Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT) classifica a erosão de taludes de corte ou aterro da seguinte maneira:

a) Em sulcos – problema mais comum em solos saprolíticos, intensificando-se naqueles com predominância de material siltoso, acontece quando os sulcos escavados são aproximadamente paralelos, presentes normalmente nos taludes de maior declividade e sem proteção superficial, formados pelo escoamento de água superficial.

b) Diferenciada (em cortes) - ocorre normalmente em taludes constituídos de materiais que tenham diferentes suscetibilidades à erosão. Como o processo de erosão não ocorre homoganeamente é comum a ocorrência do descalçamento das partes superiores mais resistentes, em consequência de uma erosão mais intensa na camada inferior.

4.5.1.2 Escorregamento

Conforme já definido, os escorregamentos são movimentos rápidos de taludes e apresentam superfície de ruptura definida. Podem ocorrer devido a diversos fatores e situações: (JUNIOR, D., 2003)

a) Escorregamento em corte: A execução de cortes em uma encosta causa alterações no estado de tensões do solo e instabiliza a região a montante do corte do talude. Ainda, esses cortes podem provocar tensões de tração que poderão causar o aparecimento de trincas, que podem ser preenchidos de água, fatores

essenciais para a ocorrência de escorregamentos. Podem ser classificados em IPT (1991 apud JUNIOR, D., 2003):

- a.1) Devido à inclinação acentuada
- a.2) Devido à descontinuidade do maciço
- a.3) Devido à saturação do maciço
- a.4) Devido à evolução da erosão
- a.5) Escorregamento em corpo de tálus – corpos de tálus são encontrados em anfiteatros de encostas com baixa declividade e são compostos de uma grande heterogeneidade de materiais e apresentam alta porosidade. São muito instáveis quando submetidos a cortes, aterros e alterações no sistema de infiltração e circulação de água.

4.5.1.3 Superfície de Ruptura

A superfície de ruptura depende de uma série de fatores, como a geometria da seção, da estratigrafia, das características dos materiais e dos métodos de cálculo e podem ser classificados em três possíveis tipos (GUIDICINI & NIEBLE, 1984 apud FIAMONCINI, 2009):

- a) Superfície de ruptura plana – desenvolve-se ao longo da fratura com inclinação α próxima a 90°

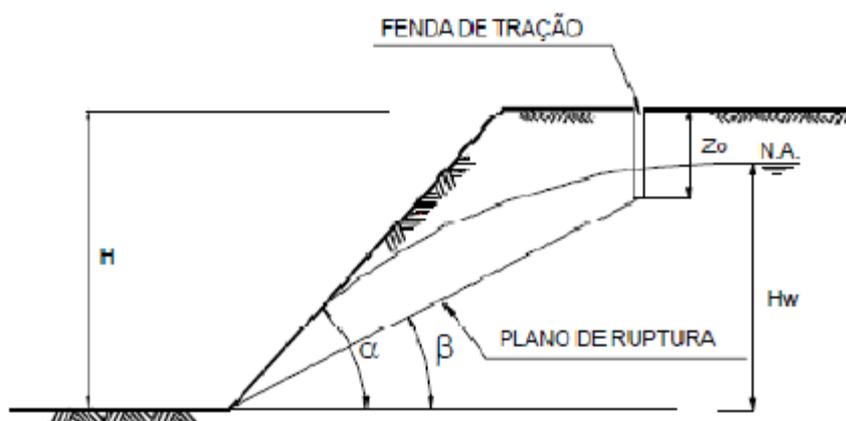


Figura 15 - Superfície de Ruptura Plana
 Fonte: Hoek, 1972 (apud Fiamoncini, 2009).

b) Superfície de ruptura circular – superfície em forma de arco, sua provável forma em solos homogêneos é circular ou cilíndrica.

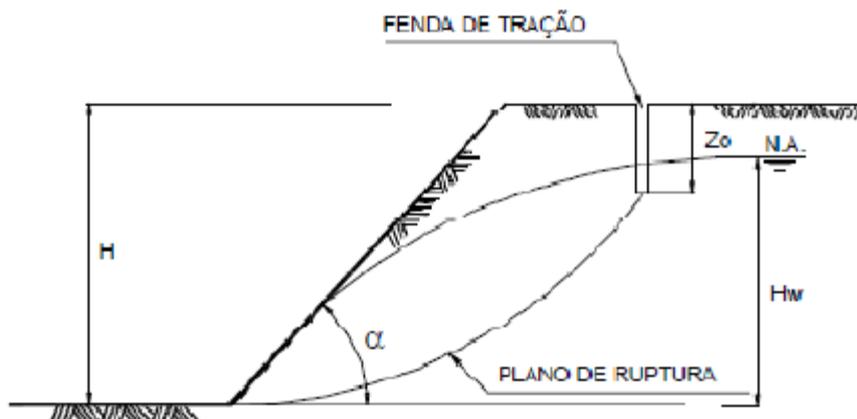


Figura 16 - Superfície de Ruptura Circular
 Fonte: Hoek, 1972 (apud Fiamoncini, 2009).

c) Superfície de ruptura qualquer – maior incidência em solos que tem baixa resistência e plano de fraqueza.

4.5.2 Segurança e Estabilidade na Formação Guabirotuba

Apesar de terem uma compressibilidade reduzida, os solos componentes da Formação Guabirotuba possuem características que tornam frequente a ocorrência de acidentes em obras (MASSAD et al apud FELIPE, 2011). Dentre elas, podemos destacar o resultado de uma análise mineralógica e química feita por difratometria de Raios-X nos laboratórios do IPT-SP, publicada por Duarte (1999), que indica a alta concentração de montmorilonita nos solos da Formação. Devido à presença desse argilo-mineral, as propriedades de plasticidade, resistência e variação de volumes podem ser influenciadas pelo tipo de cátion presente, no caso, o sódio provindo da água intersticial nos poros do solo. A montmorilonita admite cátions hidratados entre suas lamelas para suprir deficiências de cargas positivas. No caso, o sódio agrega uma maior quantidade de água e confere maior plasticidade, variação volumétrica e menor resistência ao solo, mantendo afastadas as partículas de argila e diminuindo as forças interparticulares de atração (DUARTE, 1999).

“Quando escavado, este solo pode se tornar potencialmente instável. (...) Em obras subterrâneas, cuidados especiais fazem-se necessários para evitar desmoronamentos” (FELIPE, 2011). Ainda, taludes de corte podem se mostrar muito

instáveis, mesmo com pequenas inclinações, como 1:3 e 1:4, sendo comum o desprendimento de blocos de solo em construções convencionais, como estacas escavadas e tubulões. Como tentativa de reduzir acidentes, na prática, adota-se a concretagem rápida, logo depois da escavação. Porém não é sempre que os problemas surgem, há obras em que tudo ocorre sem imprevistos.

4.6 SISTEMAS DE CONTENÇÃO

4.6.1 Sistemas construtivos

Segundo Hachich (1998) uma estrutura de contenção pode ser definida como a introdução de uma estrutura ou de elementos estruturais compostos que apresentam rigidez distinta daquela que o terreno conterá. Todo e qualquer elemento ou estrutura destinado a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em maciço cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação.

As estruturas de arrimo foram as primeiras obras de contenção a serem introduzidas no Brasil no século 17, com os fortes costeiros, e no século 18 tiveram seu uso expandido para obras portuárias e de contenções urbanas, na Bahia e no Rio de Janeiro, com a vinda da Corte portuguesa.

A difusão desse tipo de estrutura no Brasil só iria ocorrer no século 19, com a expansão das obras ferroviárias particulares (como a Estrada de Ferro de Petrópolis, em 1854), e estatais (como a Companhia Estrada de Ferro Dom Pedro II, em 1864).

Os sistemas de contenção podem ser classificados pelo seu funcionamento estrutural em contenções rígidas e contenções flexíveis.

4.6.1.1 Contenções rígidas

Contenções que apresentam deslocamentos desprezíveis são consideradas rígidas. As mais usuais são os muros de arrimo de massa, de concreto, de graute, entre outros.

4.6.1.2 Contenções flexíveis

As contenções flexíveis possuem uma pequena mobilidade, absorvendo deformações de solos vizinhos com maior facilidade, por outro lado, por conta dessa deformação, o solo vizinho também pode se deformar podendo gerar problemas como recalque, trincas e etc., se houver alguma construção sobre o terreno vizinho.

A grande maioria das contenções flexíveis é provisória.

São empregados três métodos construtivos que resultam em contenções flexíveis: contenções em madeira; contenções com perfis cravados e madeira e contenções com perfis metálicos justapostos. O mais simples deles, contenção de madeira, se encontra ilustrado na figura 17. (FERREIRA, 2002)

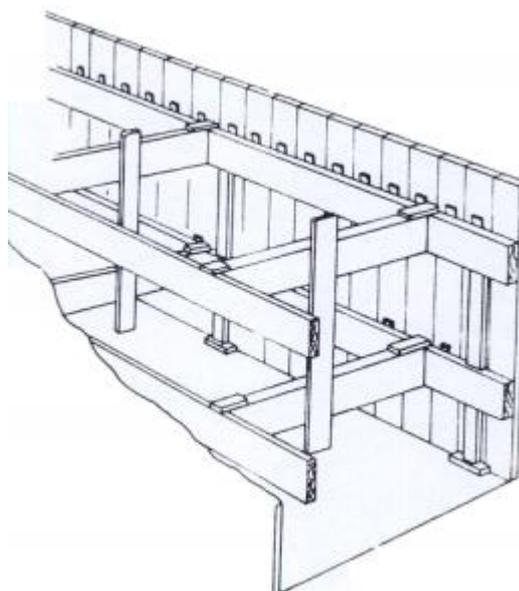


Figura 17 – Contenção escorada de madeira
Fonte: Cardoso (2002).

4.6.1.2.1 Contenção de Madeira

Normalmente utilizada em escavações manuais de pequenas alturas (entre 1,5 e 2,5m). O escoramento é feito conforme o avanço da escavação. As pranchas verticais possuem melhor comportamento quando dotadas de encaixes tipo macho e fêmea, principalmente em areias e terrenos argilosos muito moles, por vedarem melhor a passagem de água e partículas finas de solo. (SHIMIZU, 2002)

4.6.1.2.2 *Contenção Mista*

No caso de escavações mais profundas o processo torna-se técnica e economicamente mais recomendável quando da utilização de perfis metálicos e pranchas horizontais de madeira concomitantemente. O processo se inicia com a cravação de perfis “I” laminados de aço com distancia média de 1,5m e altura maior que a profundidade de escavação. Após este processo de cravação, inicia-se a escavação com a colocação das pranchas de madeira conforme a retirada do solo.

Esta contenção é considerada flexível, pois os pranchões de madeira estão apenas encunhados, permitindo que perfis sucessivos possam se deslocar na horizontal de forma diferenciada.

Neste tipo de contenção o peso do terreno age horizontalmente sobre os pranchões, que transferem a carga para os perfis, sendo que estes acabam funcionando como vigas em balanço engastadas no solo. (SHIMIZU, 2002)

4.6.1.2.3 *Contenção Metálica*

O uso de perfis metálicos ou “estacas-prancha” é mais indicado quando há a necessidade de executar uma contenção provisória em escavações de grandes profundidades, nas quais os esforços horizontais já não conseguem ser absorvidos pelos perfis e pranchões. Ainda assim, seu uso pode se estender à função de contenção definitiva como parede de canais, cais, barragens e proteções marginais de lagos e rios.

Tais perfis são obtidos por perfilação a frio de chapas de aço de diferentes espessuras e formas, capazes de resistir às cargas atuantes. Estes também possuem encaixes na sua extremidade, de modo que a parede é obtida pela cravação sucessiva de perfis encaixados uns aos outros formando uma parede contínua, mas ao mesmo tempo flexível.

Uma das vantagens dessa técnica é que depois da cravação dos perfis, pode-se iniciar a escavação sem a necessidade de execução de qualquer outro serviço, a não ser a eventual colocação de escoramentos, tirantes ou vigamento horizontal. Quando comparado ao sistema “perfil + pranchas” o sistema apresenta mais vantagens, como: (SHIMIZU, 2002) (THYSSEN...,2010)

- Os perfis podem ser reaproveitados mais de 10 vezes contra 3 da madeira;
- Os perfis possuem maior versatilidade: Diferentes geometrias e espessuras;
- Os perfis possuem a característica da soldabilidade, podendo com isso combinar perfis;
- Não há necessidade de nenhum equipamento especial para a cravação, aumentando a velocidade e facilidade de execução;
- Pode ser utilizado em terrenos fofos e saturados, já que sua cravação é feita antes da escavação.

Dois tipos de perfis que são muito utilizados para essa finalidade são os chamados Larssen e Hoesch e possuem a forma conforme ilustrado abaixo:

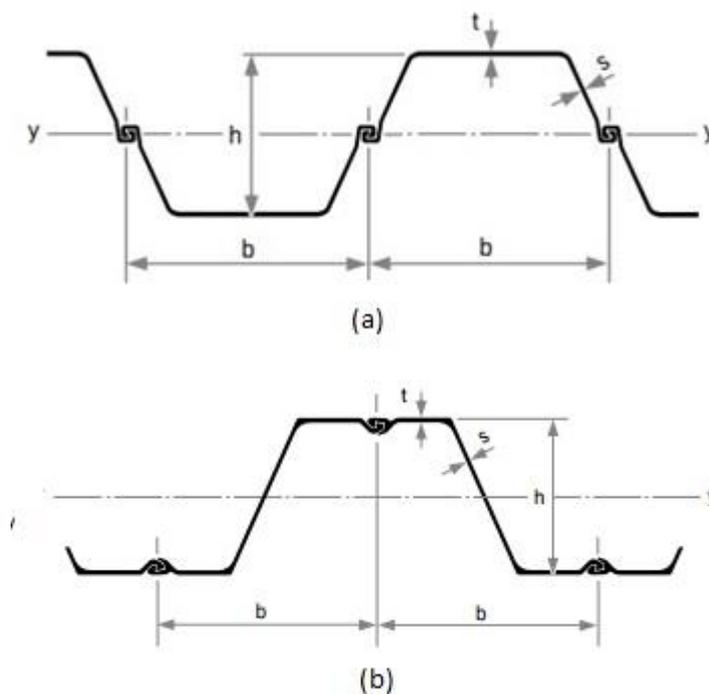


Figura 18 - Perfis Metálicos: (a)Larssen e (b)Hoesch
Fonte: Thyssen Krupp GfT Bautechnik (2010).

4.7 PRESSÕES EM CORTINAS

Quando há necessidade de construção de algum tipo de contenção em solos, como muros de arrimo e cortinas, o planejamento dessas estruturas deverá ser feito com conhecimento das forças laterais que atuam entre as estruturas de contenção e as massas de solo contidas. (DAS, 2011)

4.7.1 Forças laterais

Considerando uma massa de solo delimitada por um muro sem atrito de altura AB . Um elemento qualquer do solo, localizado a uma profundidade z é submetido a uma pressão efetiva vertical σ'_v e outra horizontal σ'_h e não há forças de cisalhamento aplicadas. A aplicação do coeficiente de empuxo K se dá da mesma forma que foi considerada anteriormente, como um ponto qualquer no solo: (DAS, 2011)

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (26)$$

Nesse caso, podem-se ter três situações que podem surgir com relação ao muro de arrimo: (DAS, 2011)

a) O muro não se movimenta em qualquer direção de sua posição inicial, a massa de solo apresentará estado de equilíbrio estático e este caso será chamado de pressão de terra em repouso:

$$K = K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (27)$$

Onde K_0 é o coeficiente de empuxo em repouso.

b) O muro sem atrito rotaciona sobre a sua fundação para uma posição $A'B$, a massa de solo triangular ABC' adjacente ao muro atinge um estado de equilíbrio plástico e romperá, deslizando para baixo sobre o plano BC' . Nesse momento, a tensão horizontal efetiva σ'_h será chamada de pressão ativa σ'_a e:

$$K = K_a = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_v} \quad (28)$$

c) O muro sem atrito rotaciona sobre sua fundação em direção contrária à anterior, a massa de solo também atinge um estado de equilíbrio plástico e se romperá seguindo o plano BC". Nesse caso, a tensão efetiva horizontal σ'_h será chamada de pressão passiva σ'_p e:

$$K = K_p = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} \quad (29)$$

4.7.2 Pressão de terra para terra em repouso

4.7.2.1 Solo Seco

O empuxo total por unidade de comprimento do muro P_o é igual à área do diagrama de pressão. Considerando um muro de altura H e um solo seco de peso específico γ : (DAS, 2011)

$$P_o = \frac{1}{2}K_o\gamma H^2 \quad (30)$$

4.7.2.2 Solo Parcialmente Submerso

Considerando um muro com altura H , e um solo parcialmente submerso, com a altura do nível d'água H_1 abaixo do nível do solo e sem compensação de água do outro lado. Para $z \leq H_1$, a pressão lateral de terra em repouso pode ser dada por: (DAS, 2011)

$$\sigma'_h = K_o\gamma z \quad (31)$$

Para $z \geq H_1$ a tensão no muro é determinada pela tensão efetiva e da poropressão:

$$\sigma_h = \sigma'_h + u = K_o(\gamma H_1 + \gamma'(z - H_1)) + \gamma_w(z - H_1) \quad (32)$$

O empuxo por unidade de comprimento do muro é também calculado pela área dos diagramas de pressão.

4.7.3 Teoria de Rankine

4.7.3.1 Teoria de Rankine da Pressão Ativa

Diz-se que um solo está em equilíbrio plástico quando cada ponto na massa de solo está no limite de ruptura. Rankine (1857, apud DAS, 2011) estudou as condições de tensão no solo a um estado de equilíbrio plástico.

Considerando-se um muro sem atrito de profundidade infinita AB. Se o muro não puder se mover, tem-se a situação considerada pelo círculo de Mohr (a) e $\sigma'_h = K_0 \sigma'_v$ (33). Porém se o muro puder se mover para longe da massa de solo gradualmente, a tensão será diminuída, tendo como final o estado o círculo de Mohr (b), representando o estado de equilíbrio plástico e a ruptura do solo. Essa última situação é também conhecida como o estado ativo de Rankine, e a pressão efetiva no plano vertical é a pressão ativa de terra. Estudos de Rankine apontaram para as seguintes equações para resolução de problemas geotécnicos (DAS, 2011)

$$\sin \phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC} \quad (34)$$

$$\sigma'_a = \gamma z \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (35)$$

$$K_a = \frac{\sigma'_a}{\sigma'_o} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (36)$$

Tal que K_a é o coeficiente de empuxo ativo de Rankine.

Com isso, podemos concluir que os planos de ruptura do solo formam ângulos de $\beta = \pm(45 + \phi'/2)$ (37) graus com a horizontal (plano principal maior). Estes planos são chamados de planos de deslizamento potenciais.

4.7.3.2 Teoria de Rankine da Pressão Passiva

A teoria de Rankine da pressão passiva segue a mesma linha da de pressão ativa, porém nesta, o muro é gradualmente empurrado contra a massa de solo, tendo como consequência o aumento da tensão efetiva principal. (DAS, 2011)

A pressão lateral de terra σ'_p , que é a tensão principal maior, é chamada de pressão passiva de terra de Rankine e tem pode ser calculada como:

$$\sigma'_p = \sigma'_0 \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) = \gamma z \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (38)$$

E o coeficiente de empuxo passivo K_p como:

$$K_p = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (39)$$

Os pontos D e D' no círculo de Mohr (b), correspondem aos planos de inclinação no solo. Para o caso passivo, esses planos formam $\beta = \pm(45 + \phi'/2)$ graus com a horizontal (plano principal menor). (DAS, 2011)

4.7.3.3 Teoria de Rankine para muros de altura limitada

Nos casos anteriores, era necessário somente que o muro de altura infinita se movimentasse para que o estado de equilíbrio plástico fosse atingido. Porém para muros de altura limitada, a distribuição lateral depende em grande parte pela maneira com a qual o muro se desloca, o que pode ocorrer por simples translação ou por rotação sobre a base. (DAS, 2011)

No item anterior foram considerados muros de arrimo rugosos e as superfícies de ruptura planas, porém na realidade a maioria das superfícies de ruptura são curvas, os muros de arrimo são rugosos e as forças de cisalhamento são geradas entre a superfície do muro e o aterro.

Em fundações ou estruturas de serviço público, que normalmente são constituídas de valas simples a céu aberto com paredes verticais, as faces de corte são apoiadas por algum tipo de escoramento ou atirantamento, mesmo que essas estruturas sejam de caráter temporário. Para esses casos, a magnitude dos empuxos de terra a várias profundidades é muito influenciada pelas deformações que a cortina sofre.

4.8 TIRANTES

As primeiras aplicações dessa técnica no Brasil foram realizadas em obras de contenções nas estradas Rio-Teresópolis e Grajaú-Jacarepaguá no Rio de Janeiro. A técnica de atirantamento teve um grande desenvolvimento após as chuvas catastróficas que ocorreram nesse estado em 1966 e 1967, sendo os tirantes utilizados em contenções de taludes para obras de restauração das encostas da cidade e das estradas vizinhas. (NUNES 1987 apud FIAMONCINI, 2009).

Tirantes são elementos lineares capazes de transmitir esforços de tração entre suas extremidades. Nas aplicações geotécnicas de tirantes, a extremidade que fica fora do terreno é conhecida como “cabeça de ancoragem” e a extremidade que fica enterrada é conhecida por trecho ancorado e é designada por comprimento ou bulbo de ancoragem (L_b). O trecho que liga essas duas partes é conhecido por comprimento livre ou trecho livre (L_l). O trecho livre não pode ser inferior a 3 metros pela norma brasileira NBR-5629/96 – Estruturas de tirantes ancorados no terreno (JUNIOR, I., 2007)

O conceito exposto acima é apresentado na norma brasileira NBR-5629/96 e ilustrado pela Figura 19.

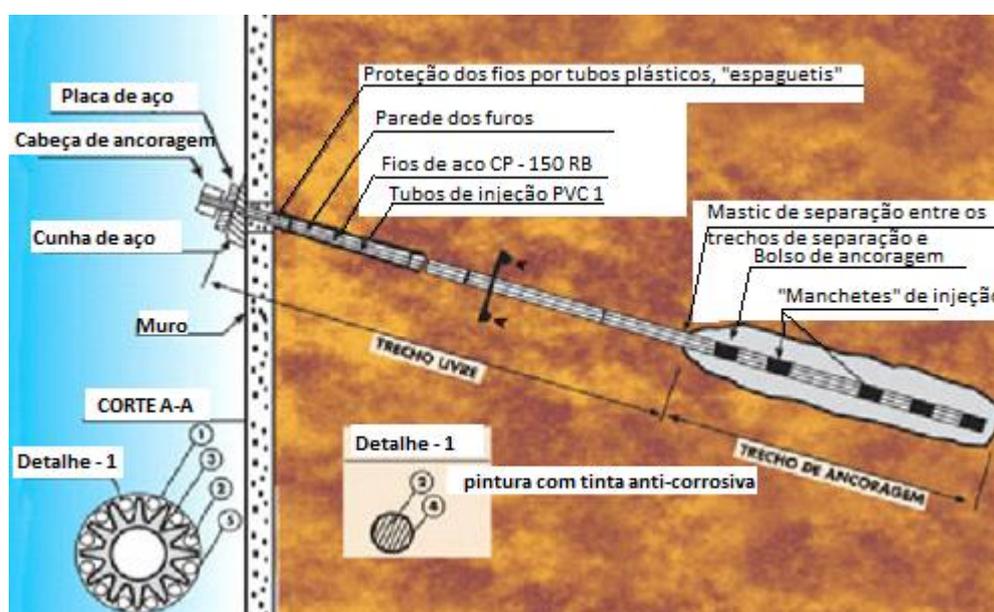


Figura 19 - Esquema típico de tirante
Fonte: Incotep (2008 apud Junior, I., 2007)

Segundo Junior, I. (2007), o aço, por ser o elemento mais eficiente quando solicitado à tração, constitui grande parte dos tirantes, seja em fios, cordoalhas ou o

mais utilizado, em barra. Alguns outros elementos já estão sendo testados para substituição do aço, como polímeros com alta capacidade de carga a tração e resistente a corrosão, porém seu uso ainda é pouco difundido e confiável.

Yassuda & Dias (1998) descrevem a função básica do tirante que é transmitir esforços externos de tração para o terreno através do bulbo. O atrito tolerado no trecho livre é baixo e praticamente toda a carga é transmitida para o bulbo através da barra de aço. O aço constituinte do tirante deve suportar os esforços com uma segurança adequada em relação ao escoamento e ter uma proteção contra corrosão, conforme especificado na norma brasileira.

O bulbo deve suportar os esforços por arrancamento sem se deformar demasiadamente devido às cargas de longa duração por efeito de influência tendo uma margem de segurança adequada. Os valores de segurança da NBR-5629/96 são de 1,75 e 1,50 com relação ao arrancamento para tirantes definitivos e provisórios respectivamente, e de 1,50 para fluência.

4.8.1 Partes do tirante

4.8.1.1 Cabeça

É a parte do tirante que suporta toda a estrutura e possui os seguintes componentes principais: placa de apoio, cunha de grau e bloco de ancoragem.

A placa de apoio tem como função distribuir as tensões sobre a estrutura e é geralmente formada por uma ou mais chapas metálicas de tamanho aceitável para transmitir as tensões de compressão sobre a estrutura de contenção.

A cunha de grau é o elemento que permite o alinhamento adequado do tirante em relação à sua cabeça e é composto normalmente por um cilindro ou chapas paralelas de aço. Se a carga de trabalho do tirante for baixa, a chapa de apoio e a cunha de grau podem formar uma peça única.

As peças que prendem o tirante na região da cabeça são denominadas genericamente de blocos de ancoragem pela norma NBR-5629/96. Na prática essas peças podem ser de três tipos:

- a) Porcas - usadas em tirantes de barra onde existem roscas;
- b) Cunhas - em tirantes com fios ou cordoalhas múltiplas ou;
- c) Botões - onde a ponta maior de cada fio é prensada num macaco para formar um bulbo com diâmetro maior e ser em seguida presa a uma peça de aço, com múltiplos furos de diâmetro praticamente igual ao dos fios.

4.8.1.1.1 Trecho livre

É a parte do tirante onde o aço encontra-se isolado da calda de injeção. Os fios ou cordoalhas são normalmente engraxados, envoltos individualmente por tubos plásticos e em algumas situações especiais o conjunto é ainda protegido no interior de um tubo adicional para garantir proteção extra. Na transição entre os trechos livre e ancorado os tubos são vedados com massa plástica para não permitir o contato da calda de cimento com o tirante no trecho livre. (YASSUDA & DIAS, 1998)

4.8.1.1.2 Trecho ancorado

É a parte encarregada de transmitir os esforços do tirante para o terreno e é constituída pela injeção de calda de cimento na proporção 0,5 entre os pesos de água e cimento. Por apresentarem características diferentes, tanto de dimensões como de aderência, devem ser considerados separadamente o comprimento necessário para ancorar o aço na calda de cimento e o comprimento para ancorar a calda de cimento ao terreno. (YASSUDA & DIAS, 1998)

De acordo com a norma NBR-5629/96, o aço deve apresentar proteção dupla anticorrosiva no trecho ancorado e no caso do solo ser muito agressivo, é sugerida a utilização de uma bainha de proteção no trecho ancorado. Para garantir que todo o aço seja envolto por uma camada de calda no trecho ancorado são empregados espaçadores plásticos, que mantém cada elemento a um distanciamento mínimo com o solo, que varia entre 3 a 5 mm.

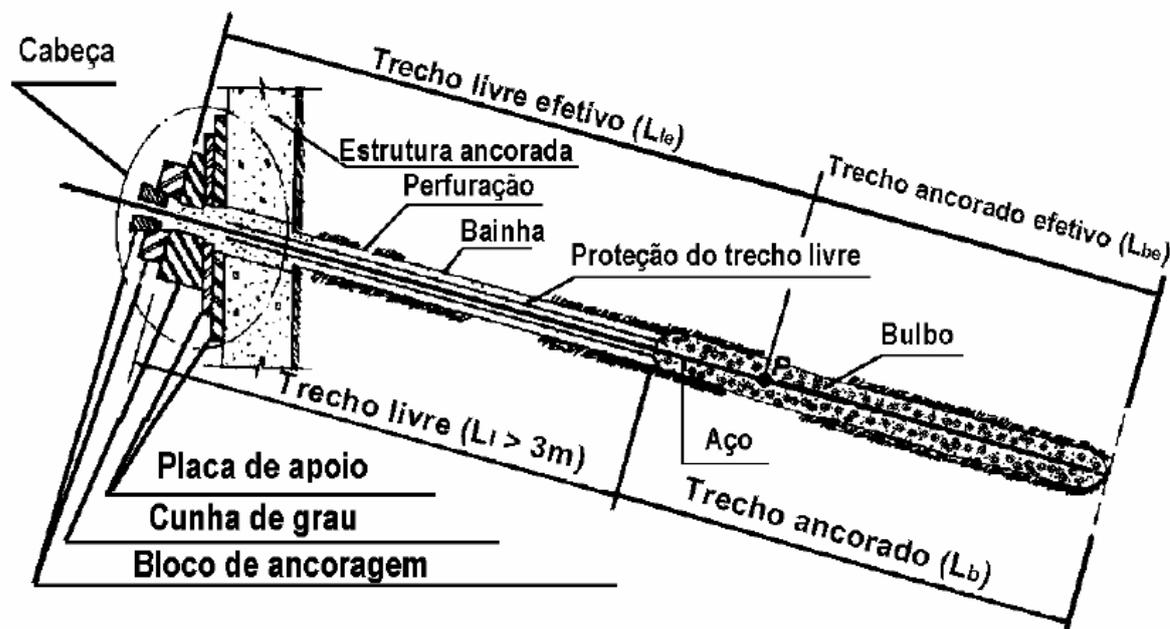


Figura 20 - Esquema de tirantes
Fonte: Yassuda & Dias (1998).

4.8.2 Dimensionamento

Segundo a NBR-5629/96, os esforços de solicitação dos tirantes são calculados de acordo com métodos da mecânica dos solos, levando-se em conta a natureza dos solos, a deslocabilidade da estrutura de contenção, o número de tirantes e a sequência executiva.

4.8.2.1 Seção de aço

Ainda segundo a norma, “a seção de aço dos tirantes deve ser calculada a partir do esforço máximo a que ele é submetido”, sendo que a seção de cada barra não deve ser inferior a 50mm².

Algumas empresas do ramo realizam ensaios em tirantes e preparam tabelas relacionando valores padrões de cargas de trabalho comerciais com informações como a área da seção, peso, módulo de elasticidade e tensões. Como exemplo, temos a tabela 6.

Tabela 6 – Tabela resumida para dimensionamento do aço e ensaio de tirante provisório, preparada segundo a NBR 5629/96

Cargas de Trabalho (kN)	Características do Aço						Tensões (σ) (kg/mm ²)	
	TIPO	Fornecedor	Bitola	Seção (mm)	Peso (Kg/m)	Módulo de Elasticidade (kg/mm ²)	σ	σ
							rutura	escoamento
70	Barra	ROCSOLO 5/8"	1 ϕ 5/8"	160,5	1,27	21.000	82	74
110	Barra	ROCSOLO 3/4"	1 ϕ 3/4"	235,9	1,85	21.000	83	74
150	Barra	ROCSOLO 7/8"	1 ϕ 7/8"	323,6	2,55	21.000	83	75
190	Barra	ROCSOLO 1"	1 ϕ 1"	425,7	3,34	21.000	83	75
240	Barra	ROCSOLO 1 1/8"	1 ϕ 1 1/8"	553	4,22	21.000	84	75
300	Barra	ROCSOLO 1 1/4"	1 ϕ 1 1/4"	674	5,3	21.000	83	75
440	Barra	ROCSOLO 1 1/2"	1 ϕ 1 1/2"	977,6	7,67	21.000	83	75
520	Barra	ROCSOLO 1 5/8"	1 ϕ 1 5/8"	1124	8,91	21.000	87	78
600	Barra	ROCSOLO 1 3/4"	1 ϕ 1 3/4"	1325	10,4	21.000	84	75
780	Barra	ROCSOLO 2"	1 ϕ 2"	1735	13,7	21.000	83	75
993	Barra	ROCSOLO 2 1/4"	1 ϕ 2 1/4"	2206,2	18,09	21.000	83	75
1230	Barra	ROCSOLO 2 1/2"	1 ϕ 2 1/4"	2734	21,56	21.000	83	75

Fonte: Adaptado do manual técnico de tirantes. (SOLOTRAT)

4.8.2.2 Bulbo ou trecho ancorado

Segundo a NBR-5629/96, a determinação do bulbo de ancoragem deve ser feito experimentalmente, porém fornece expressões para as estimativas preliminares. As equações dependem da região do solo onde se encontra o bulbo. Para solos arenosos, a resistência à tração (T) pode ser estimada pela equação:

$$T = \sigma'_z \cdot U \cdot L_b \cdot k_f \quad (40)$$

Onde:

σ'_z = Tensão efetiva no ponto médio da ancoragem

U = Perímetro médio da seção transversal da ancoragem

L_b = Comprimento do bulbo de ancoragem

k_f = Coeficiente de ancoragem indicado na Tabela 6

Tabela 7- Coeficientes de Ancoragem.

Solo	Compacidade		
	Fofa	Compacta	Muito Compacta
Silte	0,1	0,4	1,0
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2,0
Areia grossa e pedregulho	1,0	1,0	3,0

Fonte: NBR-5629/96 - Execução de tirantes ancorados no terreno

Para solos argilosos, a resistência à tração pode ser estimada por:

$$T = \alpha \cdot U \cdot L_b \cdot s_u \quad (41)$$

Onde:

α = coeficiente redutor da resistência ao cisalhamento

s_u = resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso

Sendo que:

- Para $s_u \leq 40kPa$, $\alpha = 0,75$
- Para $s_u \geq 40kPa$, $\alpha = 0,35$
- Entre estes valores, interpolar linearmente

4.8.2.3 Trecho livre

Como fator de estabilidade do tirante em questão, a NBR-5629/96 ainda indica que o centro das ancoragens em solo deve ser colocado sobre, ou além da superfície de deslizamento calculada pela equação (37), portanto, o comprimento final do trecho livre será este entre a superfície escavada da cortina até o trecho ancorado, levando-se em consideração sempre o ângulo de inclinação (empírico).

4.8.2.4 Variação de comprimento Δl

Ainda como importante fator de cálculo para tirantes, deve-se considerar a variação máxima de comprimento que o tirante pode sofrer sem o rompimento de sua estrutura, em sua fase de utilização. Esta pode ser calculada através da Lei de Hooke:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{\sigma}{E} \quad (42)$$

Tal que:

ε = deformação específica (-)

E = modulo de elasticidade (kN/m²)

4.9 ESTABILIDADE DE CONTENÇÕES

Segundo Caputo (2003), para a verificação de um muro de gravidade seja qual for a sua seção transversal, é necessário que sejam investigadas as seguintes condições de estabilidade:

- a) Segurança contra o tombamento
- b) Segurança contra o escorregamento
- c) Segurança contra a ruptura e deformação excessiva do terreno de fundação.
- d) Segurança contra ruptura do conjunto muro-solo

No caso de cortinas atirantadas o processo de ruptura ocorre de forma progressiva dos elementos constituintes da estrutura (MENDES, 2010 apud TEIXEIRA, 2011). Ainda segundo Mendes (2010), uma das verificações importantes no projeto é a estabilidade da cortina durante o processo de execução, devido aos vários movimentos que esse método construtivo impõe ao solo. Com a estrutura já finalizada, a ocorrência da ruptura pode ser de forma a apresentar deformações excessivas, com consequência a ruptura dos elementos constituintes ou global (TEIXEIRA, 2011).

Os diferentes tipos de rupturas para cortinas podem ser observadas na figura 21 e foram analisadas a partir de ensaios laboratoriais com modelos reduzidos:

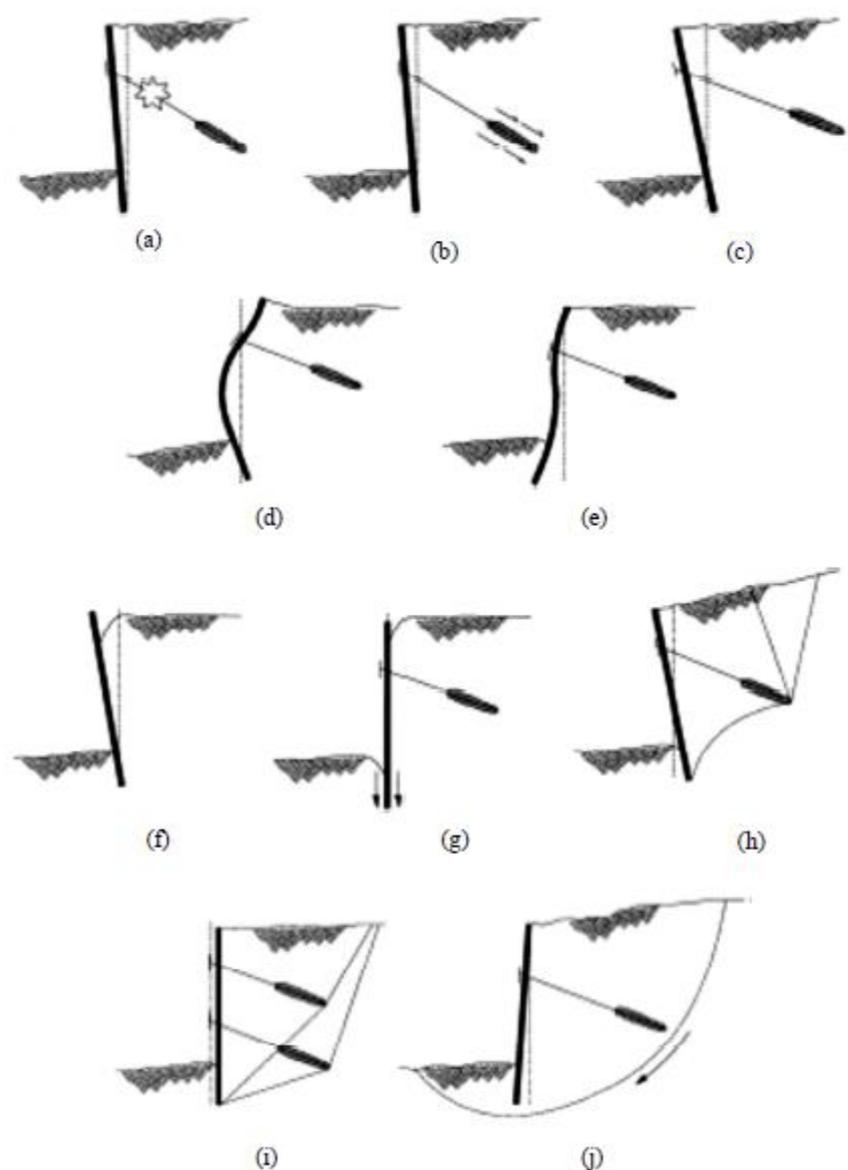


Figura 21- Tipos de ruptura em cortina atirantada: (a) Ruptura do tirante; (b) Insuficiência de ancoragem do bulbo; (c) Insuficiência da protensão no tirante; (d) Baixa rigidez flexural da cortina; (e) Ruptura por insuficiência do empuxo passivo; (f) Ruptura por rotação-antes da colocação do primeiro nível de tirante; (g) Baixa capacidade de carga da fundação; (h) Ruptura por tombamento; (i) Ruptura por cisalhamento; (j) Ruptura global
Fonte: Strom & Ebeling, 2002 (apud Mendes 2010 apud Teixeira, 2011).

4.10 METRÔ

Metrô, por definição do dicionário é um “sistema de transporte urbano, feito por composições de vagões que circulam em vias subterrâneas, elevadas ou de superfície; metropolitano” (BUENO, 1996) e é uma das soluções encontradas para os atuais problemas do sistema de transporte urbano, pois transporta grande

quantidade de pessoas em alta velocidade sem maiores interferências em outros meios de transporte (no caso da utilização de vias subterrâneas). Além disso, é um meio de transporte pouco poluidor, se comparado aos existentes, como mostrou uma pesquisa da Universidade Federal de São Paulo (Unifesp), divulgada em vários sites de jornalismo como o G1(2012) e a Revista Exame (2012), que relata que a cidade se São Paulo teria a sua poluição aumentada em 75% caso o metro não funcionasse durante um ano.

Por ser uma obra subterrânea, para a construção de túneis é necessário fazer uso de métodos de escavação.

4.10.1 Sistemas de escavação - Túneis

Os sistemas de escavação de túneis, que podem ser com valas a céu aberto, como *Cut and cover* e *Door-frame Slab Method* e por perfuração lateral, como *Drilling and Blasting*, NATM – *New Austrian Tunneling Method*, TBM – *Tunneling Boring Machine* e *Pipe-Jacking*. Sendo que cada um dos métodos é escolhido pela tecnologia disponível, tipo de solo e relevo e também pelo custo para escavação e construção. (TRAVAGIN, 2011)

Neste trabalho, será focado somente no tipo de escavação *cut and cover*, por ser o objeto de estudo no estudo de caso.

4.10.1.1 *Cut and Cover*

Na execução de fundações e obras publicas, como metrô, galerias e túneis é comum a execução de escavações a céu aberto, também conhecida como *cut and cover*. O método é um dos mais simplificados em termos de tecnologia e custo necessários para a escavação, pois para sua execução podem ser utilizados equipamentos convencionais. Porém tem como principais desvantagens uma elevada interferência com a superfície com restrição ao traçado do túnel, a influência de condições climáticas, maior emissão de ruído e poeira e grandes volumes de escavação (TRAVAGIN, 2011). Portanto, quando se tem a hipótese de escavar desta forma, deve-se pensar em uma série de fatores externos, que incluem a

vizinhança ao traçado e também no transporte do solo escavado e um local para o depósito.

Dentre os aspectos geotécnicos envolvidos que dependem fundamentalmente das propriedades do solo, condições no nível d'água, forma e dimensões da escavação, espaço disponível e situação das fundações vizinhas, estão as formas de contenção da obra.

4.11 ESTUDOS DE PROJETOS GEOTÉCNICOS

4.11.1 Métodos de análise

Devido ao comportamento não-linear, dependente do tempo e anisotrópico dos solos, e que ainda são multifásicos, faz-se necessária a utilização de procedimentos especiais para lidar com suas pressões hidrostáticas. (CHRISTAN, 2012) Para qualquer tipo de análise, é importante analisar a interação solo-estrutura do problema estudado, no qual dois modelos podem ser utilizados para modelagem do solo PORTO & SILVA (2010 apud CHRISTAN, 2012):

- Solo representado por um modelo contínuo, elástico linear ou não e;
- Solo representado por molas, com resposta linear (Modelo de Winkler) ou não linear (curvas p-y).

4.11.1.1 Modelos Discretos

Na representação discreta, os solos não são considerados contínuos, mas como molas independentes, ou seja, como um conjunto de elementos isolados. (CHRISTAN, 2012)

4.11.1.2 Método de Winkler

O modelo de Winkler é classificado como discreto, pois considera que a resposta do solo é caracterizada pelo conjunto de mecanismos discretos independentes entre si, e que as cargas aplicadas na superfície do solo geram deslocamentos somente no ponto de aplicação da mesma.

Para este método, Winkler (1867) propôs um modelo de viga sobre uma base elástica, através de um coeficiente de reação lateral do solo. (CHRISTAN, 2012) A deformação da fundação, devido ao carregamento, fica restrita à área de aplicação do mesmo, como mostra a figura 22 (SILVA, 2006):

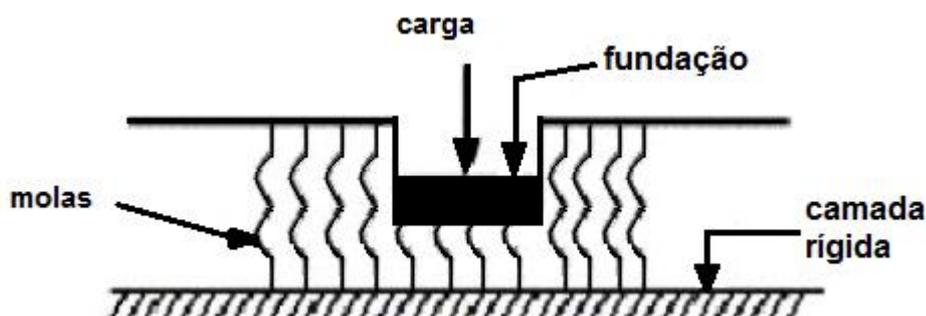


Figura 22- Modelo de Winkler
Fonte: Adaptado de Silva (2006).

Por ser o método mais simples, também é o mais utilizado. Para este tipo de solução, porém o problema torna-se a determinação da rigidez das molas elásticas usadas na substituição dos solos, ou seja, o coeficiente de mola do solo (k_s).

4.11.1.2.1 Coeficiente de reação do solo

O coeficiente de reação do solo ou coeficiente de mola (k_s) pode ser definido através da equação:

$$k_s = \frac{p}{w} \quad (43)$$

Tal que:

p = pressão em qualquer ponto da superfície

w = deslocamento vertical produzido pela aplicação da carga

E que, k_s depende do comportamento elástico do solo, das dimensões da fundação e também da profundidade do apoio (CHRISTAN, 2012) e (MARTINS, 2002).

Porém, para fins de cálculo, pode-se usar também a seguinte expressão (MARTINS, 2002):

$$k'_s = \frac{E_s}{1 - \nu^2} \quad (44)$$

Onde:

E_s = Módulo de Elasticidade do solo

ν = Coeficiente de Poisson

4.11.1.3 Curvas p-y

As mesmas considerações feitas por Winkler na proposição de seu modelo foram aplicadas para este método, porém a curva das molas consideradas é do modelo não linear. Este método é mais realista, porque estas curvas representam melhor o comportamento dos solos e os resultados das análises são próximos dos resultados das provas de carga. A principal dificuldade de aplicação é o grande tempo exigido para a preparação dos dados de entrada para a realização dos cálculos. (CHRISTAN, 2012)

4.11.2 Modelos Contínuos

Como exemplos de modelos contínuos, existem ainda evoluções do Modelo de Winkler, feitos por outros especialistas, no qual o solo continua sendo considerado composto por molas, mas são contínuas e sua deformação abrange também as áreas ao redor da de aplicação da carga.

Existe ainda o método numérico de modelagem, sendo que o mais comum é o método dos elementos finitos (MEF) no qual o contínuo é dividido em elementos de menores dimensões interligados entre si por pontos em seus contornos de maneira que o conjunto desses pequenos elementos se comporte de forma semelhante ao meio contínuo original (SILVA, 2006). O MEF é a base da maior parte dos *softwares* da área.

Devido a grande quantidade de graus de liberdade do problema, a utilização deste método exige a utilização de um computador, porém, também pela mesma característica, o método permite que sejam modeladas condições complexas com alto grau de realismo, tais como comportamento tensão-deformação não linear, condições não homogêneas de material e mudanças na geometria. Deve-se atentar com a interpretação dos dados para evitar a possibilidade de imprecisão surgida das limitações numéricas. (SILVA, 2006)

4.11.3 Uso de *softwares*

Grande parte das análises geotécnicas é feita através de *softwares*, que fazem uso dos conceitos de modelagem de solos para indicar ao usuário as interações do sistema solo–estrutura. Abaixo serão listados e explicados os *softwares* com base no MEF que serão utilizados no estudo de caso:

4.11.3.1 Plaxis 2D

O Plaxis 2D, conforme Brinkgreve, Engin & Swolfs (2012) descreveram em seu manual, traduzido pelos autores deste trabalho, é um pacote de elementos finitos destinado a análise em 2 dimensões de deformações e estabilidade de construções geotécnicas. Os procedimentos de entrada são gráficos e simples, permitindo uma rápida apresentação detalhada dos resultados. Ele também é equipado com recursos para lidar com vários aspectos de estruturas geotécnicas complexas. Pode-se, por exemplo, criar um modelo construtivo avançado capaz de simular elementos não lineares, e comportamentos anisotrópicos de solos ou rochas.

4.11.3.2 *SPW – Sheet Pile Wall*

Arnold Verruijt, professor de mecânica dos solos da Universidade de Tecnologia de Delft, na Holanda, criou juntamente com seus alunos, com objetivos acadêmicos, uma série de programas geotécnicos para análise de solos na linguagem Pascal, sendo que, para atingir os objetivos deste trabalho utilizou-se o programa “*Sheet Pile Wall*” ou simplesmente “*SPW*”, que segundo Verruijt (2002) (traduzido pelos autores do trabalho), faz a análise de uma parede metálica, com opções de escolha dos modelos “*Larsen*” e “*Hoeschen*”, em um solo de camadas diversas (máximo 20) com múltiplas escoras horizontais isoladas, utilizando a teoria da flexão de vigas, com apoio elasto-plástico pelo solo em ambos os lados do feixe. O resultado é dado em resposta ao modelamento através de molas. Uma das

particularidades do software é que ele faz suas análises com base em apenas uma direção no espaço, no caso, a horizontal.

Em seu programa, o autor faz uso de um termo “*stroke*”, para fazer esta consideração. O *stroke* (Δv) relaciona a mínima pressão ativa e a máxima passiva passivas laterais da cortina com os coeficientes de mola do solo em questão através da equação (VERRUIJT, 2002):

$$\Delta v = \frac{\sigma'_{pmax} - \sigma'_{amin}}{k_s} \quad (45)$$

Tal que:

$$\sigma'_{pmax} = K_p \sigma'_v + 2c\sqrt{K_p} \quad (46)$$

E

$$\sigma'_{amin} = K_a \sigma'_v - 2c\sqrt{K_p} \quad (47)$$

Sendo:

σ'_p = Máxima pressão passiva do solo

σ'_a = Mínima pressão ativa do solo

k_s = Coeficiente de mola do solo

K_p = Coeficiente de pressão passiva do solo

σ'_v = Pressão efetiva vertical

K_a = Coeficiente de pressão ativa do solo

c = coesão

O valor do *stroke* também pode ser determinado geometricamente através do gráfico:

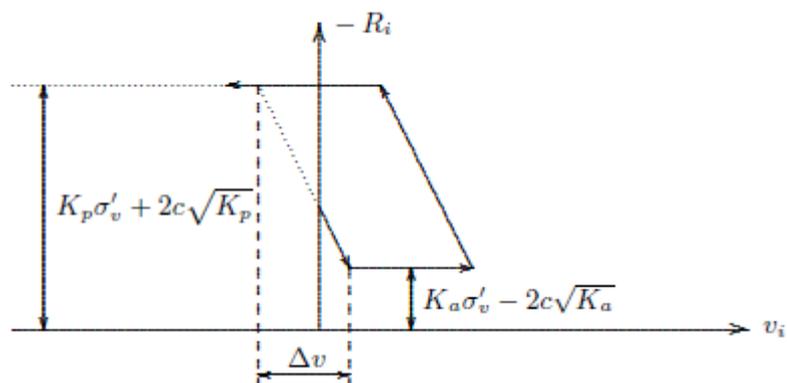


Figura 23 - Gráfico da “resposta” elasto-plástica do solo
Fonte: Verruijt (2002).

O programa encontra-se disponível no site do professor (<http://geo.verruijt.net/>) e é livre, ou seja, não há nenhuma restrição acerca de sua utilização desde que o mesmo não seja modificado em sua essência.

5 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

5.1 ESCOLHA DO PROCEDIMENTO

Estudo de caso, segundo GIL (2010 apud KAUARK, MANHÃES & MEDEIROS, 2010), é um procedimento técnico de pesquisa que “envolve o estudo profundo e exaustivo de um ou poucos objetos de maneira que se permita o seu amplo e detalhado conhecimento”. Este tipo de análise foi escolhido como proposta para o trabalho, pois se tem como objetivo o estudo aprofundado de um conhecimento específico, no caso, o de cortinas atirantadas. O estudo de caso é uma maneira de ilustrar um tema, de forma a se ter uma fácil compreensão acerca do assunto proposto.

5.2 DESCRIÇÃO DO PROBLEMA PROPOSTO

O estudo de caso proposto para este trabalho refere-se a uma análise através de *softwares* para as escavações do metrô de Curitiba. Para isso, utilizar-se-á, um material fornecido pelo Instituto de Pesquisa Planejamento Urbano de Curitiba (IPPUC) em seu *website* e, portanto, de livre utilização do público em geral. Nele estão descritos os parâmetros geotécnicos, geométricos, entre outras características.

Foram escolhidos, segundo o IPPUC os métodos NATM e o *Cut and Cover*. Ainda, será analisado apenas o trecho escavado a céu aberto pela necessidade de utilização de uma parede de contenção sendo ela atirantada.

O túnel *cut and cover* terá uma extensão aproximada de 7,3km, e profundidades que vão de 4 a 17m e compreenderá o trecho entre as estacas 121 a 504 - Intersecção da Av. Winston Churchill/R. André Ferreira com a BR-476 (Linha Verde) à Estação Água Verde. Conforme a figura 24.

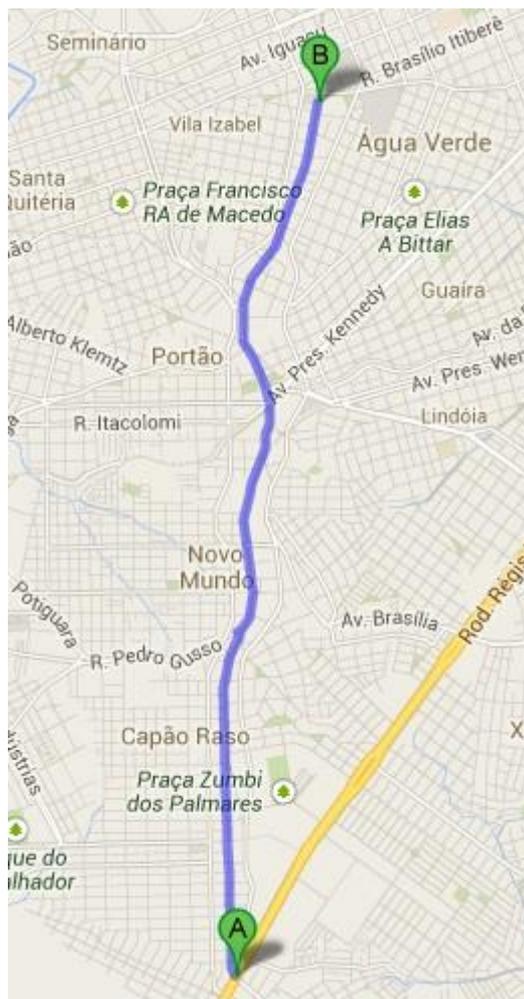


Figura 24 - Trecho de escavação *Cut and Cover*
Fonte: googlemaps

Devido a grande diferença de profundidade de escavação, para a análise geotécnica, as seções foram divididas em cinco grupos, com um total de seis perfis de solos, distribuídos da seguinte forma (os valores em destaque na tabela abaixo são os perfis detectados como críticos para dimensionamento):

Tabela 8 - Distribuição seções de solo e grupos de escavação

Grupo	Comprimento	Profundidade	Seções de solo
1	2x 84m	0 a 4m	5 e <u>6</u>
2	2x 439m	4 a 9m	<u>5</u> e 6
3	2x 1048m	9 a 12m	<u>5</u> e 6
4	2x 2734m	12 a 14m	<u>1</u> , 2, 3 e 4
5	2x 2557m	14 a 17m	<u>1</u> , 2, 3 e 4

Fonte: adaptado de (IPPUC, 2013)

As seções de solo foram apresentadas conforme as figuras 25, 26 e 27.

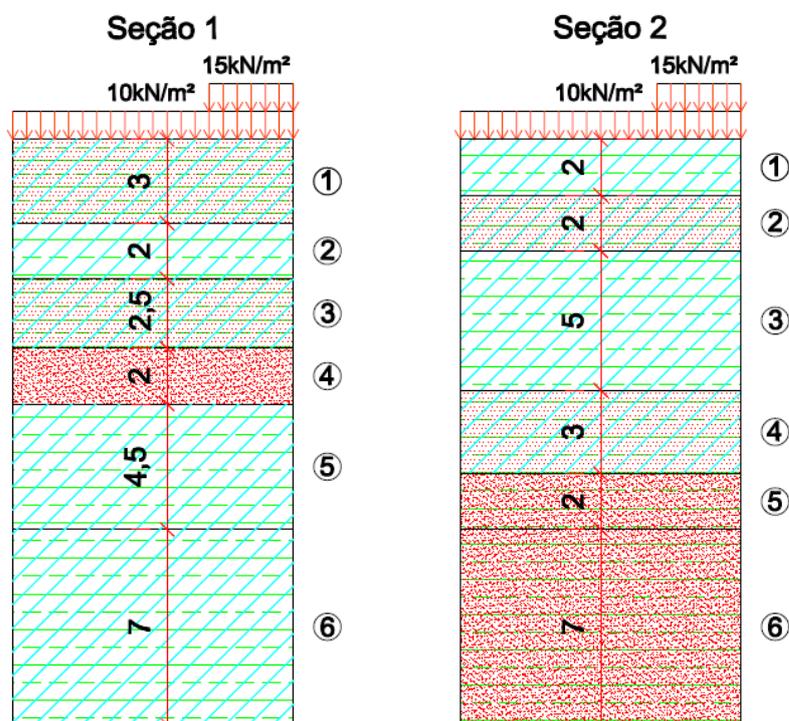


Figura 25 - Seções de Escavação 1 e 2
Fonte: Adaptado de IPPUC (2013).

Tal que:

Tabela 9 - Parâmetros geotécnicos da seção de escavação 1

Solo	Descrição do Solo	NSPT	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	K_a	K_p
1	Argila Silto Arenosa	4 a 10	17	15	20°	0,45	2,75
2	Argila Siltosa	2 a 5	17	10	18°	0,48	2,48
3	Argila Silto Arenosa	5 a 10	17	15	20°	0,45	2,75
4	Areia Argilosa	12 a 17	19	15	28°	0,33	4,6
5	Argila Siltosa	16 a 30	19	25	20°	0,45	2,75
6	Argila Siltosa	40 a 60	20	35	25°	0,37	3,8

Fonte: Adaptado de (IPPUC, 2013)

Tabela 10 - Parâmetros geotécnicos da seção de escavação 2.

Solo	Descrição do Solo	NSPT	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	K_a	K_p
1	Argila Siltosa	~3	17	10	18	0,48	2,48
2	Argila Silto Arenosa	6 a 10	18	20	20	0,45	2,75
3	Argila Siltosa	5 a 12	17	20	18	0,48	2,48
4	Argila Silto Arenosa	11 a 19	19	25	22	0,41	3,18
5	Areia Argilosa	10 a 14	19	15	28	0,33	4,6
6	Areia Argilosa	> 40	20	25	33	0,27	6,8

Fonte: Adaptado de (IPPUC, 2013)

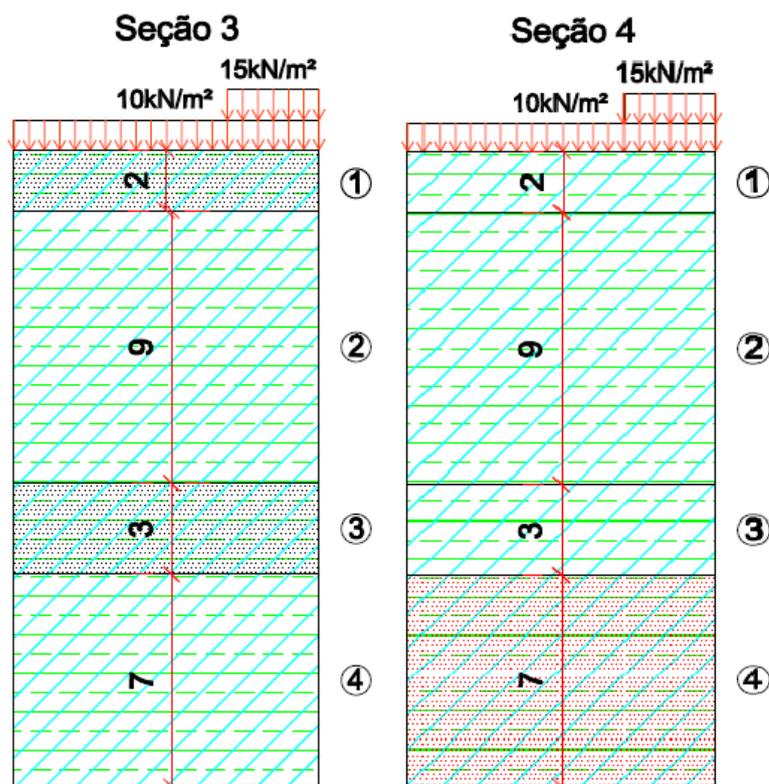


Figura 26 - Seções de Escavação 3 e 4
Fonte: Adaptado de IPPUC (2013).

Tal que:

Tabela 11 - Parâmetros geotécnicos da seção de escavação 3

Solo	Descrição do Solo	NSPT	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	K_a	K_p
1	Argila Silto Arenosa	2 a 6	17	10	18	0,48	2,48
2	Argila Siltosa	5 a 10	17	20	18	0,48	2,48
3	Argila Silto Arenosa	~ 25	19	25	23	0,40	3,32
4	Argila Siltosa	~40	20	35	25	0,37	3,80

Fonte: Adaptado de (IPPUC, 2013)

Tabela 12 - Parâmetros geotécnicos da seção de escavação 4

Solo	Descrição do Solo	NSPT	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	K_a	K_p
1	Argila Siltosa	5 a 7	17	15	18	0,48	2,48
2	Argila Siltosa	11 a 33	19	25	20	0,45	2,75
3	Argila Siltosa	~ 40	20	35	25	0,37	3,80
4	Argila Silto Arenosa	>40	20	35	25	0,37	3,80

Fonte: Adaptado de (IPPUC, 2013)

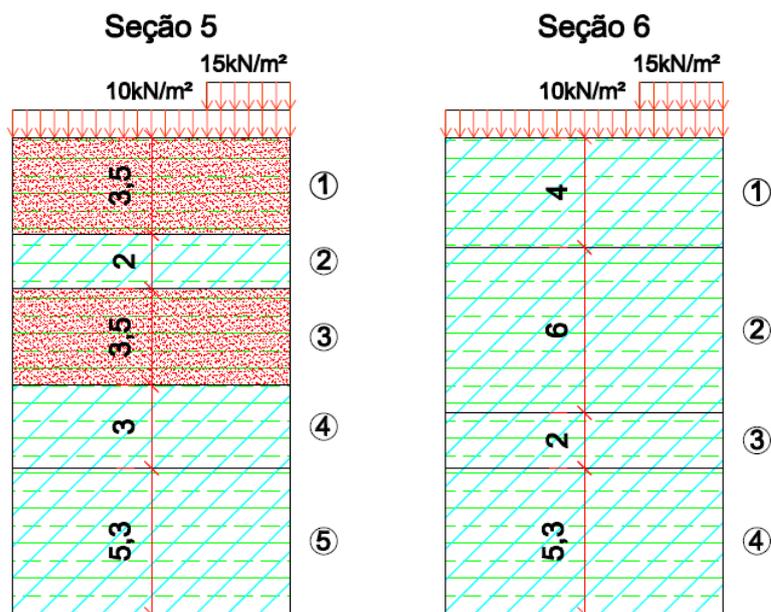


Figura 27 - Seções de Escavação 5 e 6
Fonte: Adaptado de IPPUC (2013).

Tabela 13 - Parâmetros geotécnicos da seção de escavação 5

Solo	Descrição do Solo	NSPT	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	K_a	K_p
1	Areia Argilosa	6 a 10	18	10	25	0,37	3,80
2	Argila Silto Arenosa	6 a 12	18	20	20	0,45	2,75
3	Areia Argilosa	10 a 14	19	15	28	0,33	4,60
4	Argila Silto Arenosa	~ 30	20	30	25	0,37	3,80
5	Argila Silto Arenosa	~ 40	20	35	25	0,37	3,80

Fonte: Adaptado de (IPPUC, 2013)

Tabela 14 - Parâmetros geotécnicos da seção de escavação 6

Solo	Descrição do Solo	NSPT	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	K_a	K_p
1	Argila Silto Arenosa	3 a 4	17	10	18	0,48	2,48
2	Argila Siltosa	7 a 14	17	20	18	0,48	2,48
3	Argila Siltosa	21 a 30	20	20	22	0,41	3,18
4	Argila Siltosa	> 40	20	35	25	0,37	3,80

Fonte: Adaptado de (IPPUC, 2013)

Para todas as seções de solo, foi adotado o nível do lençol freático coincidente com a superfície atual do terreno.

A cortina será metálica somente para o primeiro trecho de escavação, para os outros 4 a material escolhido foi a cortina chamada “parede diafragma” com concreto de $f_{ck} = 30\text{MPa}$ e 0,5m de espessura. Toda a sua extensão será atirantada

com linhas de 1 até 5 tirantes de espaçamentos regulares, porém diferentes entre as seções.

As forças dos tirantes foram determinadas no pré-projeto através de cálculos e *softwares* de estruturas, no qual também o solo foi considerado como composto por molas. Os resultados obtidos são forças de reação horizontais, serão utilizadas como valor de entrada nos *softwares* de análise e, estão mostradas em seu valor absoluto, por seção transversal e grupo de escavação, dados na tabela 15.

Tabela 15 - Características principais dos tirantes das cortinas do metrô de Curitiba.

(continua)

Seção escavação	Tirante	Prof (m)	Dist h (m)	α (rad)	Fx (kN)
<u>Grupo 1</u>					
2	1	1,50	3,00	0,44	34,4
<u>Grupo 2</u>					
2	1	1,50	2,50	0,44	142,8
3	1	1,50	2,50	0,44	104,8
	2	5,50	2,50	0,35	277,0
<u>Grupo 3</u>					
2	1	2,50	2,50	0,44	212,8
3	1	2,50	2,50	0,44	158,6
	2	6,50	2,50	0,35	323,1
4	1	2,50	2,50	0,44	151,8
	2	6,50	2,50	0,35	277,9
	3	9,50	2,50	0,35	347,5
<u>Grupo 4</u>					
2	1	2,00	2,50	0,44	157,8
3	1	2,00	2,50	0,44	106,1
	2	5,50	2,50	0,35	302,8
4	1	2,00	2,50	0,44	103,6
	2	5,50	2,50	0,35	253,5
	3	9,00	2,50	0,35	370,4
<u>Grupo 4</u>					
5	1	2,00	2,50	0,44	111,0
	2	5,50	2,50	0,35	234,2
	3	9,00	2,50	0,35	327,7
	4	11,50	2,50	0,35	384,4

Tabela 16 - Características principais dos tirantes das cortinas do metrô de Curitiba.

(continuação)

Seção escavação	Tirante	Prof (m)	Dist h (m)	α (rad)	Fx (kN)
<u>Grupo 5</u>					
2	1	2,00	2,50	0,44	157,8
3	1	2,00	2,50	0,44	106,1
	2	5,50	2,50	0,35	302,8
4	1	2,00	2,50	0,44	103,6
	2	5,50	2,50	0,35	253,5
	3	9,00	2,50	0,35	370,4
5	1	2,00	2,50	0,44	111,0
	2	5,50	2,50	0,35	234,2
	3	9,00	2,50	0,35	327,7
	4	11,50	2,50	0,35	384,4
6	1	2,00	2,50	0,44	120,7
	2	5,50	2,50	0,35	235,3
	3	9,00	2,50	0,35	315,5
	4	11,50	2,50	0,35	371,2
	5	14,00	2,50	0,35	438,8

Fonte: (IPPUC, 2013)

Neste trabalho, as seções escolhidas para a verificação, são as consideradas como críticas para dimensionamento.

5.3 SOFTWARES UTILIZADOS

5.3.1 *Software Sheet Pile Wall* do Prof. Verruijt

Este *software* será utilizado para verificação das cargas do pré-projeto do metrô de Curitiba por fase de escavação, já que dentre os dados de entrada estão os valores pré-determinados das forças e profundidade dos tirantes.

5.3.1.1 Dados de Entrada

A maior parte dos dados necessários para a utilização do *software* se encontrava disponível, porém alguns parâmetros sofreram adaptações para se

ajustar as necessidades do programa. Outros não estavam disponíveis no referido pré-projeto do IPPUC e, foram calculados através de tabelas.

5.3.1.1.1 Cargas

Não é possível inserir cargas distribuídas em apenas um trecho específico da superfície. Sendo assim, a carga distribuída de 15kN/m² somente nos 3 primeiros metros a partir da cortina, foram considerados como distribuídos por toda a superfície com metade da sua força, 7,5kN/m².

5.3.1.1.2 Cortina

O programa também tem como padrão a utilização de dois tipos de perfis metálicos (Hoesch e Larssen), porém como é possível editar seus valores, quando necessário – a partir do segundo grupo –, foi considerado como uma parede diafragma, conforme previsto, com as características apresentadas na tabela 16.

Uma outra particularidade deste programa é que não há possibilidade de determinação do comprimento total da cortina, sendo essa igual à profundidade previamente determinada através da inserção das camadas de solo.

Tabela 17 - Parâmetros geométricos e características das cortinas.

	Grupo 1	Demais Grupos
Parede	Metálica	Concreto
Tipo	Hoesch	Diafragma
Área (m²/2)	0,0274	1
Peso W (Kg)	78	24,5
E (GN/m²)	210	30,7
h (m)	0,34	0,5
Raio de Inercia i (m)	0,14	0,144338
EI (kNm²/m)	112778,4	639587,2

Fonte: os autores

5.3.1.1.3 Parâmetros dos Tirantes

A carga dos tirantes horizontal não precisou ser alterada, pois o *software* é simplificado e não leva em consideração o ângulo de inclinação do tirante.

Ainda para os tirantes, o cálculo do comprimento do trecho livre foi necessário para a determinação da variação de comprimento máxima que o tirante poderá atingir durante a sua extensão Δl ou D_w , como chama o autor. Para os seguintes cálculos as equações (37) e (42). Já para a escolha dos tirantes, foi escolhido apenas um fornecedor da tabela (21), pensando na facilidade da hipótese de execução.

Ainda, como obrigatoriedade da norma, o trecho livre não pode ser menor que 3m de comprimento.

Tabela 18 – Resultado do cálculo do comprimento dos tirantes.

Tirante	Escavação (m)	Angulo α (rad)	ângulo tirante (rad)	LI adotado (m)
Grupo 1				
1	5	0,6109	0,4363	3
Grupo 2				
1	12,8	0,6109	0,4363	7,5
2	12,8	0,6109	0,3491	5
Grupo 3				
1	17,3	0,6109	0,4363	9,5
2	17,3	0,6109	0,3491	6,5
3	17,3	0,6109	0,3491	5,5
Grupo 4				
1	22	0,6109	0,4363	12,5
2	22	0,6109	0,3491	10,5
3	22	0,6109	0,3491	8,5
4	22	0,6109	0,3491	7
Grupo 5				
1	25	0,6109	0,4363	14
2	25	0,6109	0,3491	12,5
3	25	0,6109	0,3491	10,5
4	25	0,6109	0,3491	9
5	25	0,6109	0,3491	7,5

Fonte: os autores

Tabela 19 - Resultado do cálculo da variação de comprimento máxima sem rompimento (Δl)

Carga de trabalho (kN)	Tirante Escolhido	Fornecedor	Área (mm ²)	E (kg/mm ²)	σ (kN/mm ²)	Dw (Δl) (m)
<u>Grupo 1</u>						
70,0	Tirante Tipo Barra	ROCSOLO 1 \varnothing 5/8"	160,5	21,0	214,3	0,031
<u>Grupo 2</u>						
70,0	Tirante Tipo Barra	ROCSOLO 1 \varnothing 5/8"	160,5	21,0	653,0	0,233
110,0	Tirante Tipo Barra	ROCSOLO 1 \varnothing 3/4"	235,9	21,0	1174,2	0,280
<u>Grupo 3</u>						
110,0	Tirante Tipo Barra	ROCSOLO 1 \varnothing 3/4"	235,9	21,0	643,5	0,291
150,0	Tirante Tipo Barra	ROCSOLO 1 \varnothing 7/8"	323,6	21,0	858,8	0,266
150,0	Tirante Tipo Barra	ROCSOLO 1 \varnothing 7/8"	323,6	21,0	1073,9	0,281
<u>Grupo 4</u>						
70,0	Tirante Tipo Barra	ROCSOLO 1 \varnothing 5/8"	160,5	21,0	691,6	0,412
150,0	Tirante Tipo Barra	ROCSOLO 1 \varnothing 7/8"	323,6	21,0	723,7	0,431
150,0	Tirante Tipo Barra	ROCSOLO 1 \varnothing 7/8"	323,6	21,0	1012,7	0,506
150,0	Tirante Tipo Barra	ROCSOLO 1 \varnothing 7/8"	323,6	21,0	1187,9	0,707
<u>Grupo 5</u>						
70,0	Tirante Tipo Barra	ROCSOLO 1 \varnothing 5/8"	160,5	21,0	752,0	0,501
150,0	Tirante Tipo Barra	ROCSOLO 1 \varnothing 7/8"	323,6	21,0	727,1	0,433
150,0	Tirante Tipo Barra	ROCSOLO 1 \varnothing 7/8"	323,6	21,0	975,0	0,487
150,0	Tirante Tipo Barra	ROCSOLO 1 \varnothing 7/8"	323,6	21,0	1147,1	0,492
190,0	Tirante Tipo Barra	ROCSOLO 1 \varnothing 1"	425,7	21,0	1030,8	0,368

Fonte: Os autores

5.3.1.1.4 Parâmetros Geotécnicos

Os dados necessários para a entrada no programa foram descritos na tabela 19. Tal que, K_n foi calculado com auxílio da equação (7), DW ou *Stroke* com auxílio das equações (44), (45), (46) e (47) e WS considerado apenas 4 unidades a mais que o WD . Tais valores foram calculados somente para os grupos de escavação considerados críticos (1, 5 e 6), apresentando os resultados nas tabelas 20 e 21.

Como particularidade no programa, quando não se atinge a estabilidade do sistema, faz-se necessária a inserção de uma camada de solo com a profundidade mínima necessária, para assim, conseguir obter os resultados necessários.

Tabela 20 - Descrição dos dados de entrada para o programa *Sheet Pile Wall*.

Símbolo	Descrição	Unid
H	Espessura da camada	m
WD	Peso seco do solo	kN/m ³
WS	Peso Saturado do solo	kN/m ³
Zw	Nível zero (nível freático) de águas subterrâneas, abaixo da parte superior da parede.	m
Cap	Espessura da zona capilar acima do nível freático	m
q	Sobrecarga sobre a camada	kN/m ³
c	Coesão	kN/m ³
Ka	Coeficiente de pressão ativa do solo	-
Kp	Coeficiente de pressão passiva do solo	-
Kn	Coeficiente de pressão neutra do solo	-
DW	"Stroke", a diferença de deslocamento entre as pressões do solo ativa e passiva	m

Fonte: os autores

Tabela 21 - Resultado do cálculo do coeficiente de pressão neutra (Kn).

	Solo	θ (rad)	Kn (-)
Seção 1			
1	Argila Silto Arenosa	0,3491	0,6580
2	Argila Siltosa	0,3142	0,6910
3	Argila Silto Arenosa	0,3491	0,6580
4	Areia Argilosa	0,4887	0,5305
5	Argila Siltosa	0,3491	0,6580
6	Argila Siltosa	0,4363	0,5774
Seção 5			
1	Areia Argilosa	0,4363	0,5774
2	Argila Silto Arenosa	0,3491	0,6580
3	Areia Argilosa	0,4887	0,5305
4	Argila Silto Arenosa	0,4363	0,5774
5	Argila Silto Arenosa	0,4363	0,5774
Seção 6			
1	Argila Silto Arenosa	0,3142	0,6910
2	Argila Siltosa	0,3142	0,6910
3	Argila Siltosa	0,3840	0,6254
4	Argila Siltosa	0,4363	0,5774

Fonte: os autores

Tabela 22 - Resultado do cálculo do valor do *Stroke* (D_w)

Solo	H (m)	WS (kN/m ³)	Ka (-)	Kp (-)	σ'_v	σ'_p	σ'_a	E (kN/m ²)	ν (-)	ks (kN/m ²)	D_w (m)	
Seção 1												
1	Argila Silto Arenosa	3	21	0,45	2,75	33	140,50	-5,27	3.000	0,45	5,45E+03	0,027
2	Argila Siltosa	2	21	0,48	2,48	55	167,90	12,54	2.000	0,45	3,64E+03	0,043
3	Argila Silto Arenosa	2,5	21	0,45	2,75	83	276,62	17,00	3.000	0,45	5,45E+03	0,048
4	Areia Argilosa	2	23	0,33	4,6	109	563,44	18,57	70.000	0,30	1,00E+05	0,005
5	Argila Siltosa	4,5	23	0,45	2,75	167	542,17	41,61	6.000	0,45	1,09E+04	0,046
6	Argila Siltosa	7	24	0,37	3,8	265	1143,5	55,47	15.000	0,45	2,73E+04	0,040
Seção 5												
1	Areia Argilosa	3,5	22	0,37	3,8	42	198,59	3,37	50.000	0,30	7,14E+04	0,003
2	Argila Silto Arenosa	2	22	0,45	2,75	66	247,83	2,87	5.000	0,45	9,09E+03	0,027
3	Areia Argilosa	3,5	23	0,33	4,6	112	577,24	19,56	70.000	0,30	1,00E+05	0,006
4	Argila Silto Arenosa	3	24	0,37	3,8	154	700,26	20,30	8.000	0,45	1,45E+04	0,047
5	Argila Silto Arenosa	5,3	24	0,37	3,8	228	1001,7	41,67	15.000	0,30	2,14E+04	0,045
seção 6												
1	Argila Silto Arenosa	4	21	0,48	2,48	44	140,62	7,26	2.000	0,45	3,64E+03	0,037
2	Argila Siltosa	6	21	0,48	2,48	110	335,79	25,09	4.000	0,45	7,27E+03	0,043
3	Argila Siltosa	2	24	0,41	3,18	138	510,17	30,97	7.000	0,45	1,27E+04	0,038
4	Argila Siltosa	5,3	24	0,37	3,8	212	942,82	35,93	15.000	0,45	2,73E+04	0,033

Fonte: os autores

5.3.1.2 Layout do programa

O *layout* do programa é didático, e os valores base são inseridos em diferentes tabelas, conforme a sua necessidade. Através dele, o programa gera um desenho com todas as camadas de solo, etapas de escavações e tirantes, a especificidade do programa é que é necessária a divisão das camadas de solo para que possam ser realizadas as escavações e inserção dos tirantes. Para cada das divisões de camadas, o programa mostra com cores diferentes, porém, para melhor visualização e compreensão do problema, as figuras foram modificadas para

apresentar o solo como na seção original. Para cada uma das seções, o programa calcula e gera os gráficos e tabelas necessários à conclusão dos problemas.

O primeiro grupo de escavações e todas as suas etapas está ilustrado pelas figuras 27, 28 e 29. Os grupos de escavação dois a cinco, encontram-se nos apêndices do trabalho.

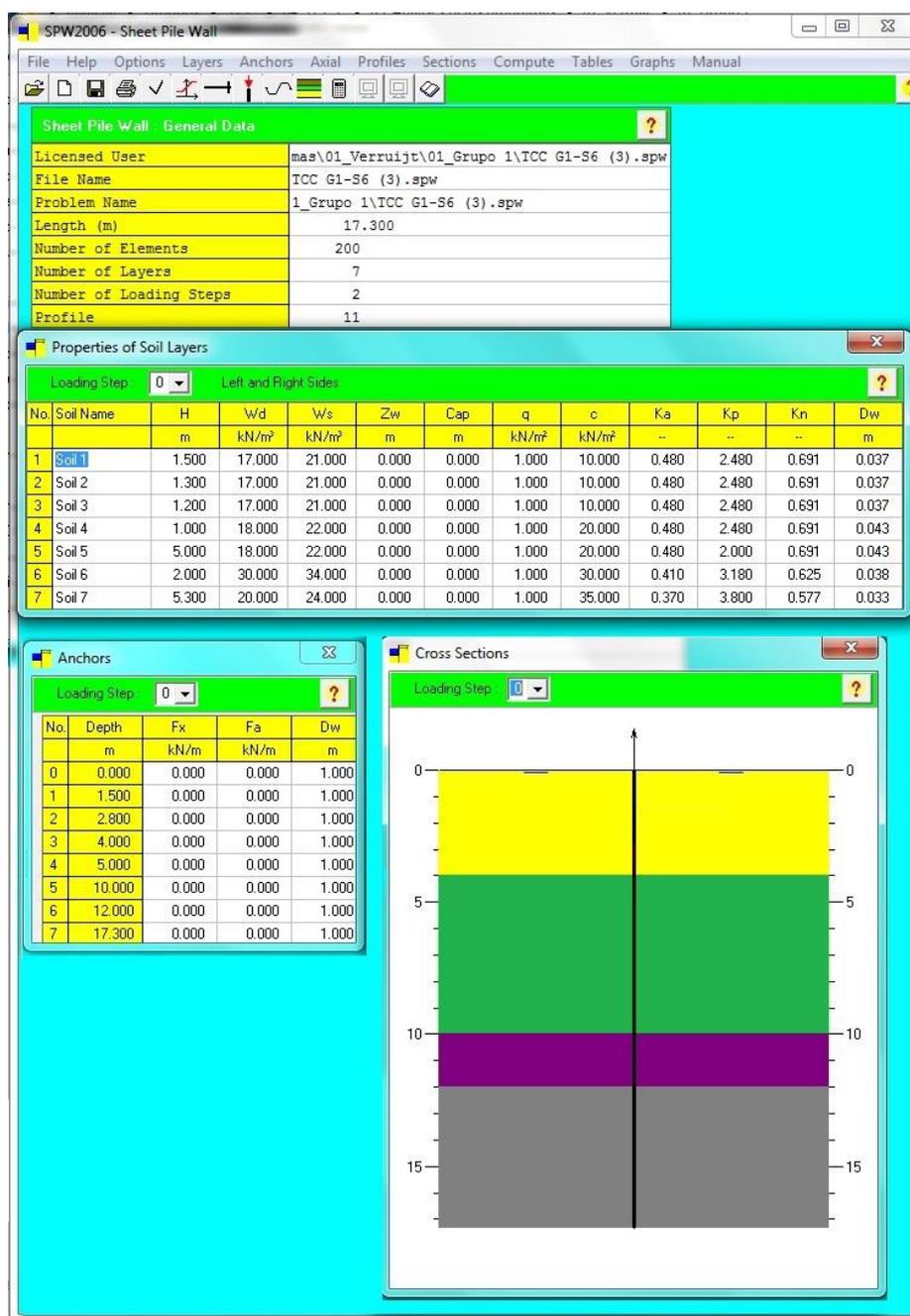


Figura 28 - Grupo 01 - Etapa de escavação 00 – Seção Natural (Dados e perfil geológico modificado)

Fonte: os autores

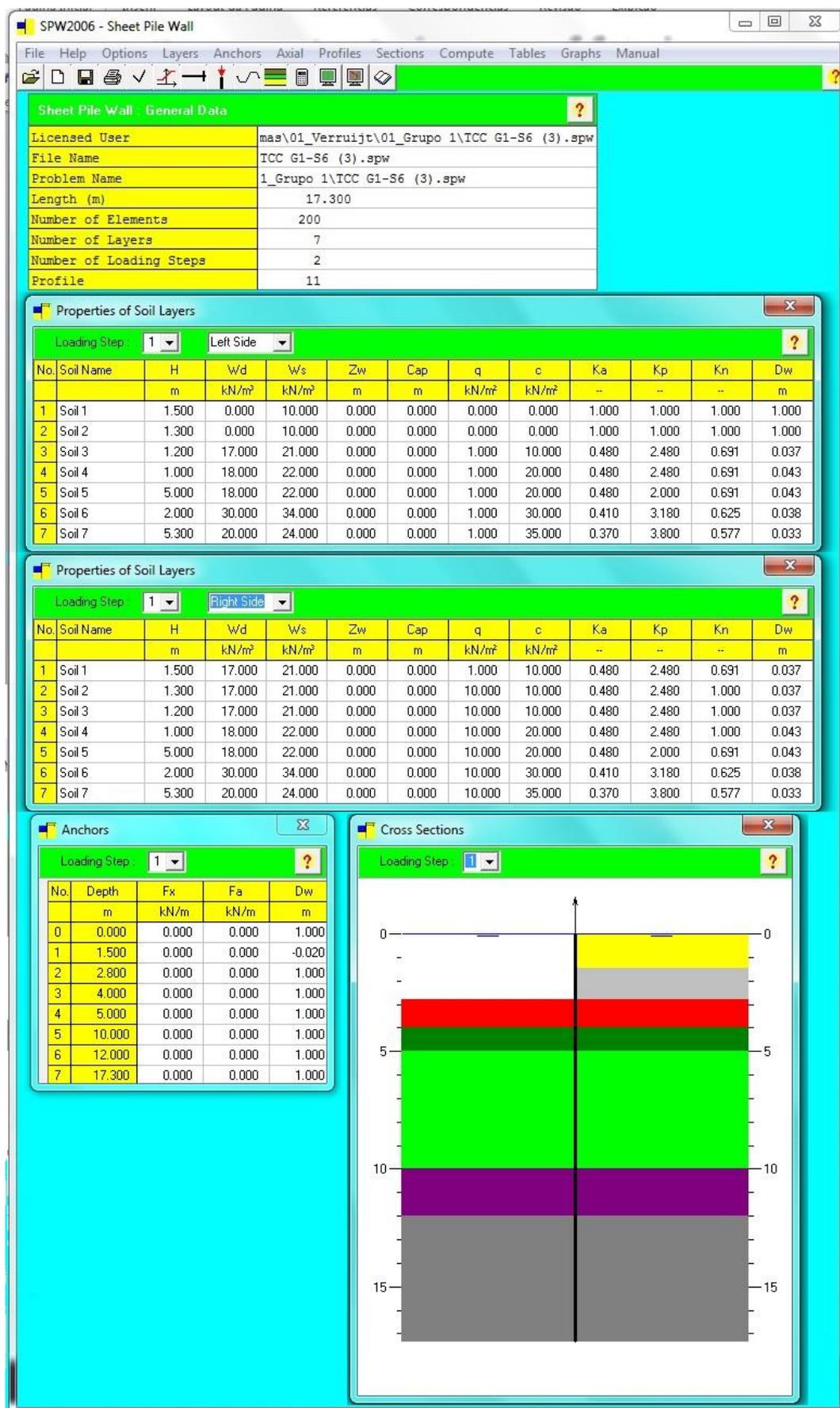


Figura 29 - Grupo 01 - Etapa de escavação 01 (Dados e perfil geológico modificado)
Fonte: os autores

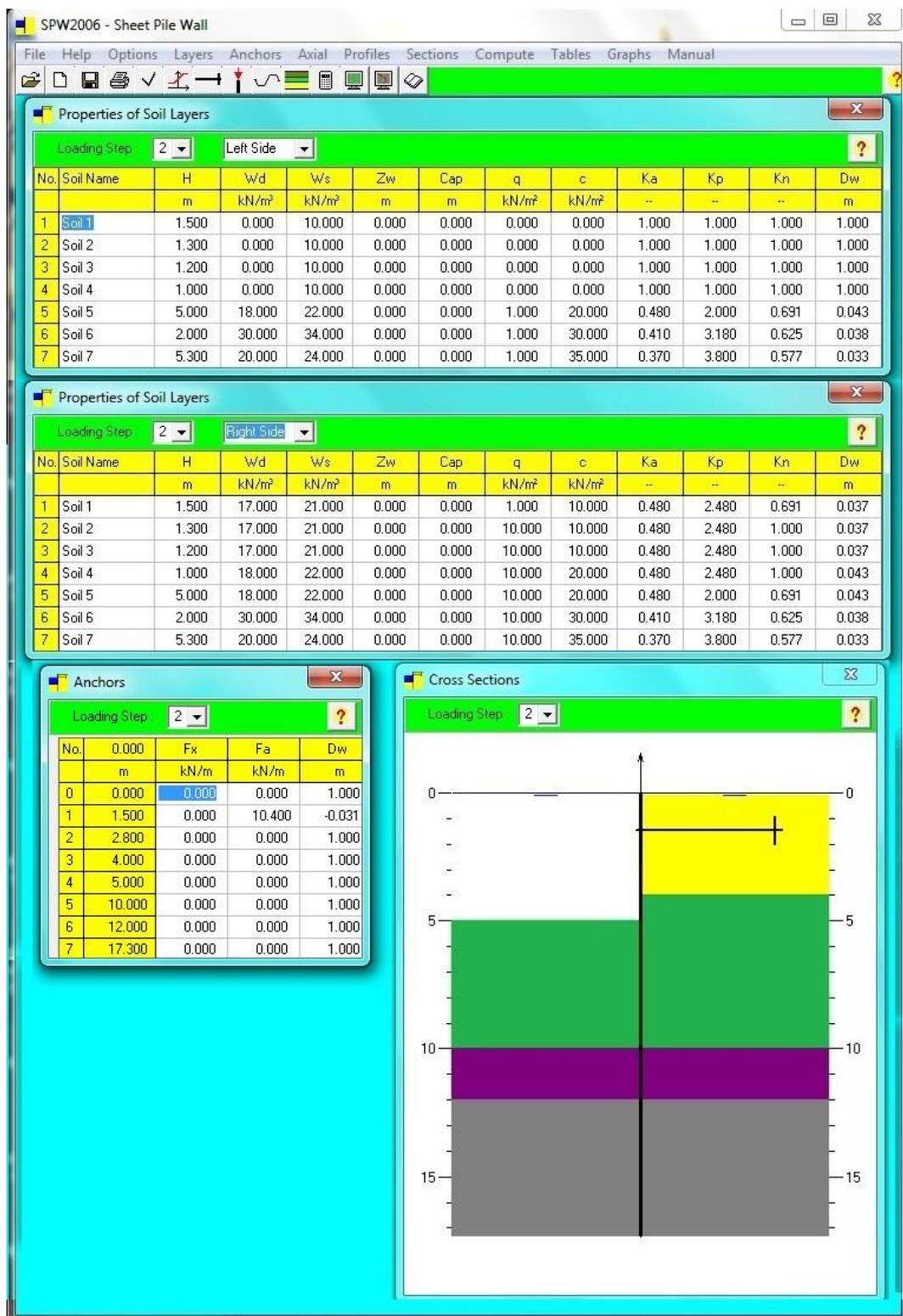


Figura 30 - Grupo 01 - Etapa de escavação 02 (Dados e perfil geológico modificado)
Fonte: os autores

5.3.1 Plaxis 2D

Este *software* será utilizado para verificação das cargas do pré-projeto do metrô de Curitiba por fase de escavação, já que dentre os dados de entrada estão os valores pré-determinados das forças e profundidade dos tirantes.

5.3.1.1 Dados de entrada

Assim como no programa citado anteriormente, a maior parte dos dados necessários para a utilização do *software* estava disponível. Os dados que não foram encontrados no pré-projeto do IPPUC foram calculados usando como bases outros dados disponíveis.

5.3.1.1.1 Cargas

Foram inseridas as cargas de acordo com o estabelecido no pré-projeto do IPPUC. Uma carga distribuída ao longo de todo o comprimento no valor de 10kN/m^2 e outra carga distribuída somente nos primeiros 3 metros a partir da cortina no valor de 15kN/m^2 .

5.3.1.1.2 Cortina

Foi considerado uma contenção com parede diafragma de concreto armado conforme previsto no pré-projeto, com as seguintes características:

Tabela 23 - Dados da cortina para Plaxis

Parede	Concreto
Tipo	Diafragma
Rigidez Normal (kN/m)	12.000.000
Rigidez a flexão (kNm²/m)	639587,2
Peso (kN/m/m)	8,3
Modulo de Poisson	0,15

Fonte: os autores

5.3.1.1.3 Parâmetros dos Tirantes

Juntamente com o solo, também incluímos os tirantes na modelagem do programa, sendo necessário para isso, o cálculo de seu tamanho total e sua inclinação. Todos os dados necessários estão mostrados na tabela 17.

Para cálculo do comprimento livre e comprimento ancorado dos tirantes, foram utilizados métodos usuais em empresas do ramo. Faltaram alguns dados que são de extrema importância para a modelagem ser fiel ao solo existente, por exemplo a Resistência ao cisalhamento não drenado do solo, necessitando portanto de mais ensaios geotécnicos. Estes valores foram arbitrados com a ajuda de projetistas da área.

5.3.1.1.4 Parâmetros geotécnicos

Os dados referentes ao solo foram todos disponibilizados no pré-projeto do IPPUC, facilitando a modelagem e separação das camadas de solo. Os dados que foram utilizados estão dispostos na tabela 24.

Tabela 24 - Descrição dos dados de entrada para o programa Plaxis 2D

Símbolo	Descrição	Unid
H	Espessura da camada	m
WD	Peso seco do solo	kN/m ³
WS	Peso Saturado do solo	kN/m ³
c	Coesão	kN/m ³
Kx e ky	Permeabilidade	m/dia
ν	Módulo de Poisson	-
E	Módulo de elasticidade	kN/m ²
Φ	Ângulo de ruptura	Rad
Ψ	Ângulo de dilatação	Rad

Fonte: os autores

5.3.1.2 Layout do programa

Diferentemente do programa citado anteriormente, o Plaxis 2D não possui uma interface muito simples, devido à complexidade do programa e por ser um *software* comercial.

Inicialmente determina-se a dimensão dos eixos cartesianos onde será desenhado o solo. Tendo feito isso, é necessário que sejam desenhadas linhas para separação das camadas do terreno, delimitar a localização da parede diafragma, colocação dos tirantes e sobrecarga. Por último, coloca-se em uma seção especial as características do solo, da parede diafragma, dos tirantes e dos bulbos de tirantes e atribui-se cada grupo de valores nos seus devidos lugares.

As figuras 31 a 34 mostram o primeiro grupo de escavações juntamente com todas as suas etapas. Os grupos de escavação dois a cinco encontram-se nos apêndices.

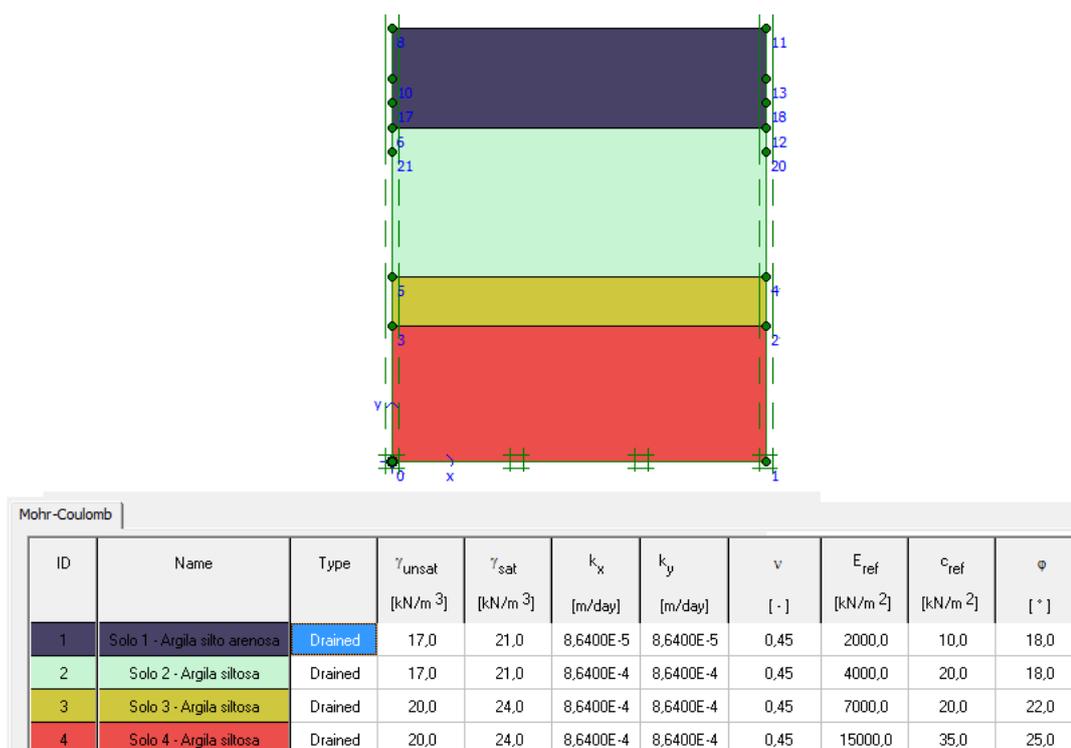


Figura 31 - Grupo 01 - Etapa de escavação 00 e características do solo
Fonte: os autores

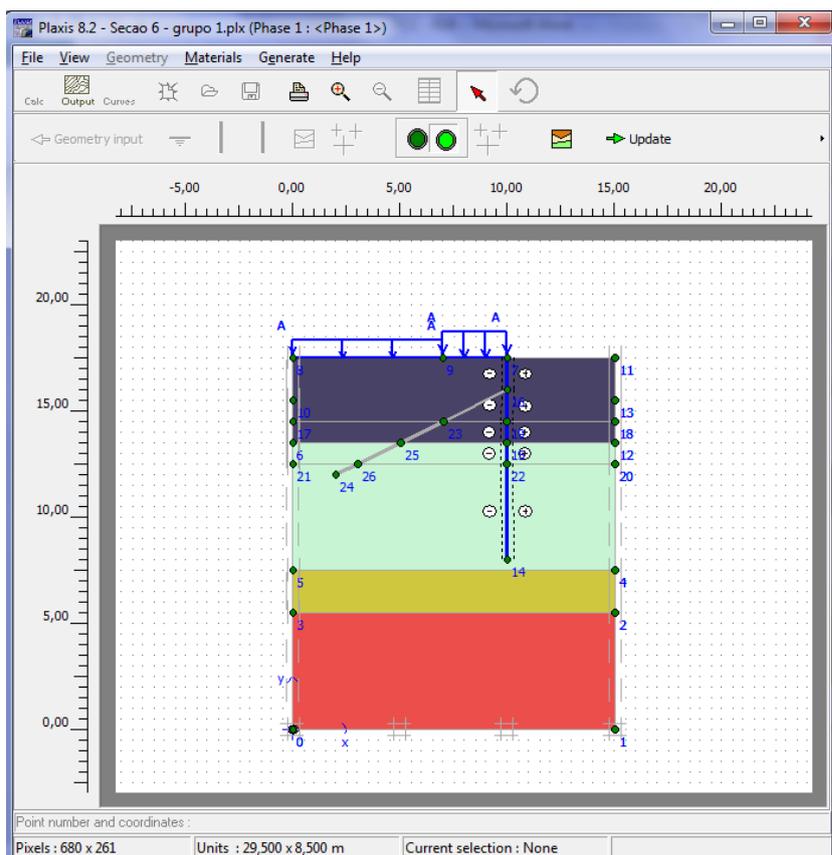


Figura 32 - Grupo 01 - Etapa de escavação 01
 Fonte: os autores

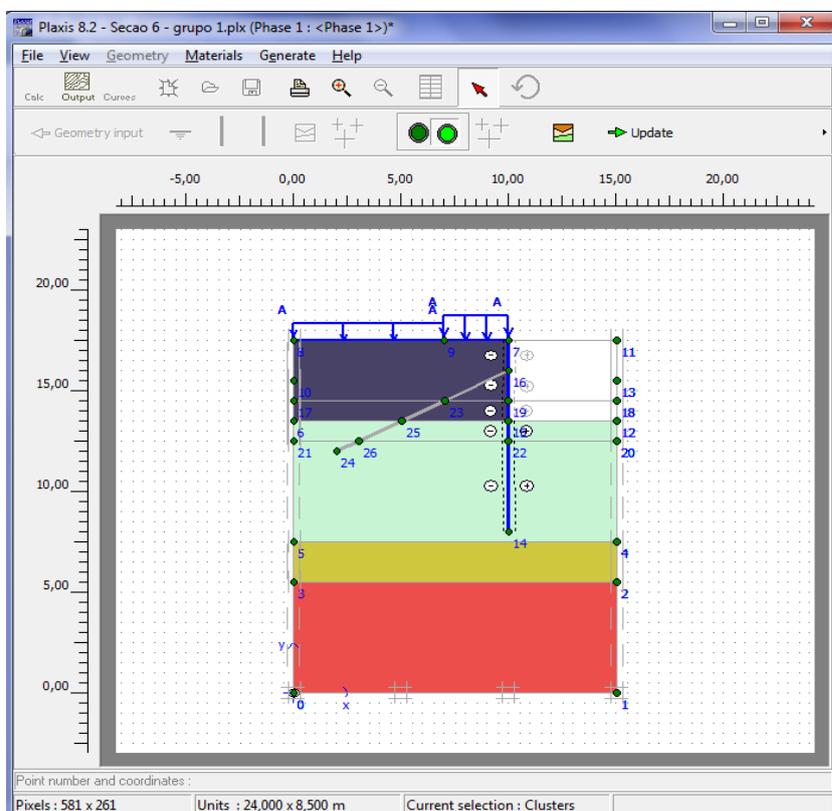
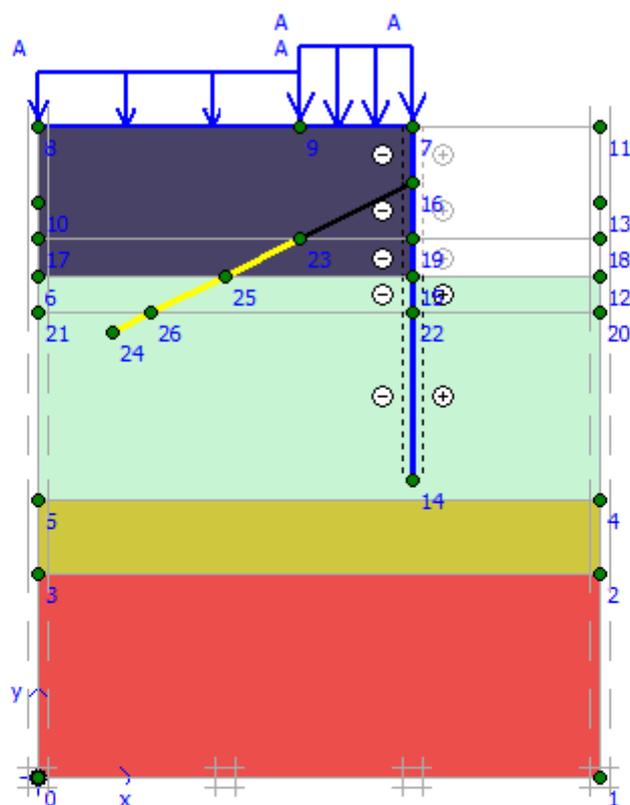


Figura 33 - Grupo 01 - Etapa de escavação 02
 Fonte: os autores



ID	Name	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m ²]	v [-]	M _p [kNm/m]	N _p [kN/m]
1	Parede	1,2E7	1,2E5	8,3	0,15	1E15	1E15
ID	Name	EA [kN/m]	IF _{max,comp} [kN/m]	IF _{max,tens} [kN/m]			
1	Tirantes	66667,0	3,3333E14	3,3333E14			

Figura 34 - Grupo 01 - Etapa de escavação 03 e características da parede diafragma e tirantes
Fonte: os autores

6 ANÁLISES E RESULTADOS

6.1 RESULTADOS APRESENTADOS COM A UTILIZAÇÃO DO SOFTWARE SHEET PILE WALL

Os gráficos de deslocamento (w), momentos fletores (M), forças cisalhantes (Q) e pressões resultantes do solo (f), respectivamente, obtidos por grupo e etapa de escavação estão ilustradas nas seções 6.1.1 a 6.1.5. Os valores máximos por gráfico estão indicadas na própria figura, logo abaixo do gráfico correspondente.

6.1.1 Grupo 1 – Seção 6

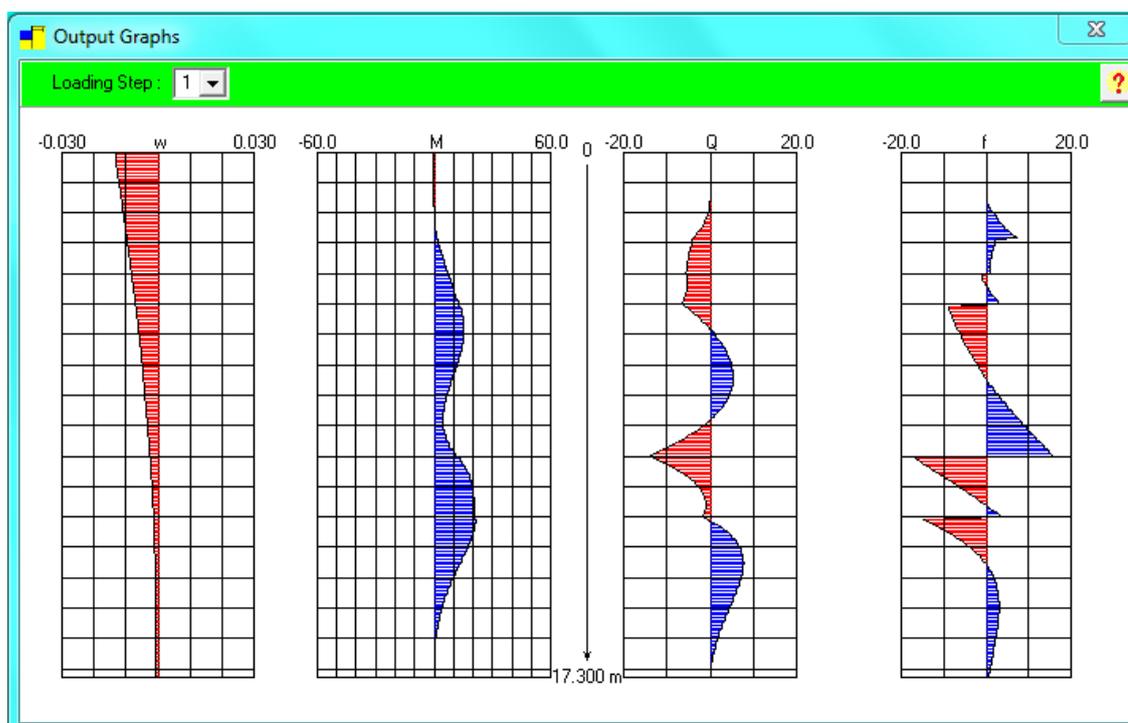


Figura 35 - Gráficos Resultantes para o Grupo 01 - Seção de escavação 01

Fonte: os autores

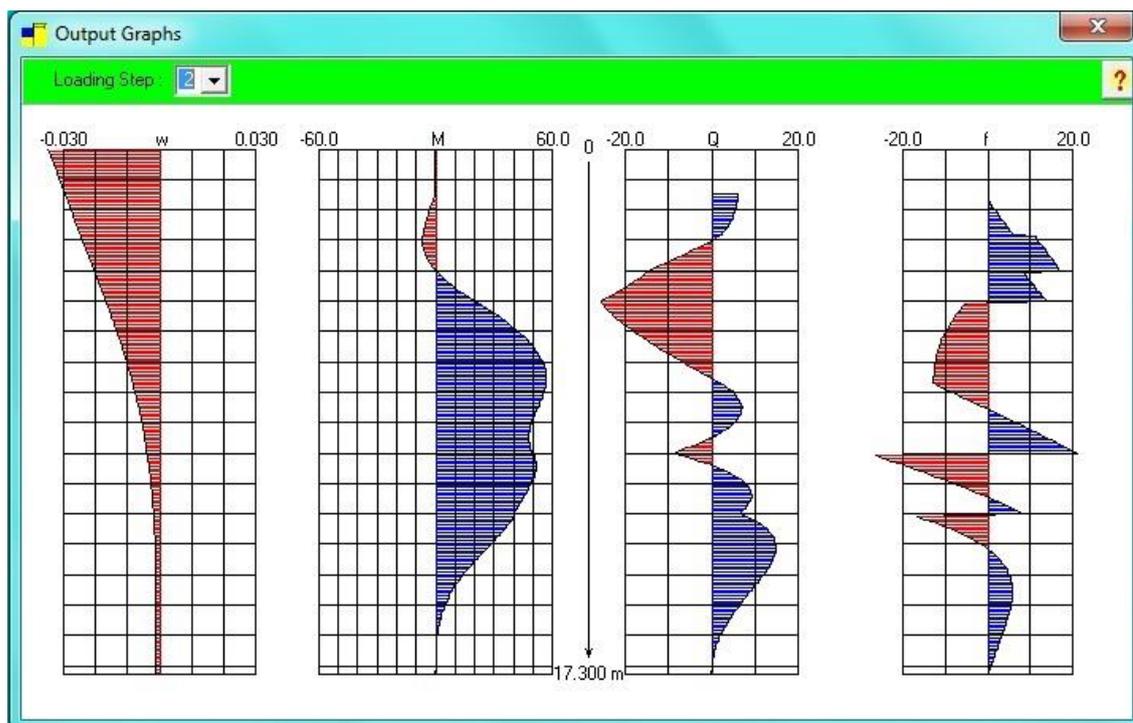


Figura 36 - Gráficos Resultantes para o Grupo 01 - Seção de escavação 02
Fonte: os autores

6.1.2 Grupo 2 – Seção 5

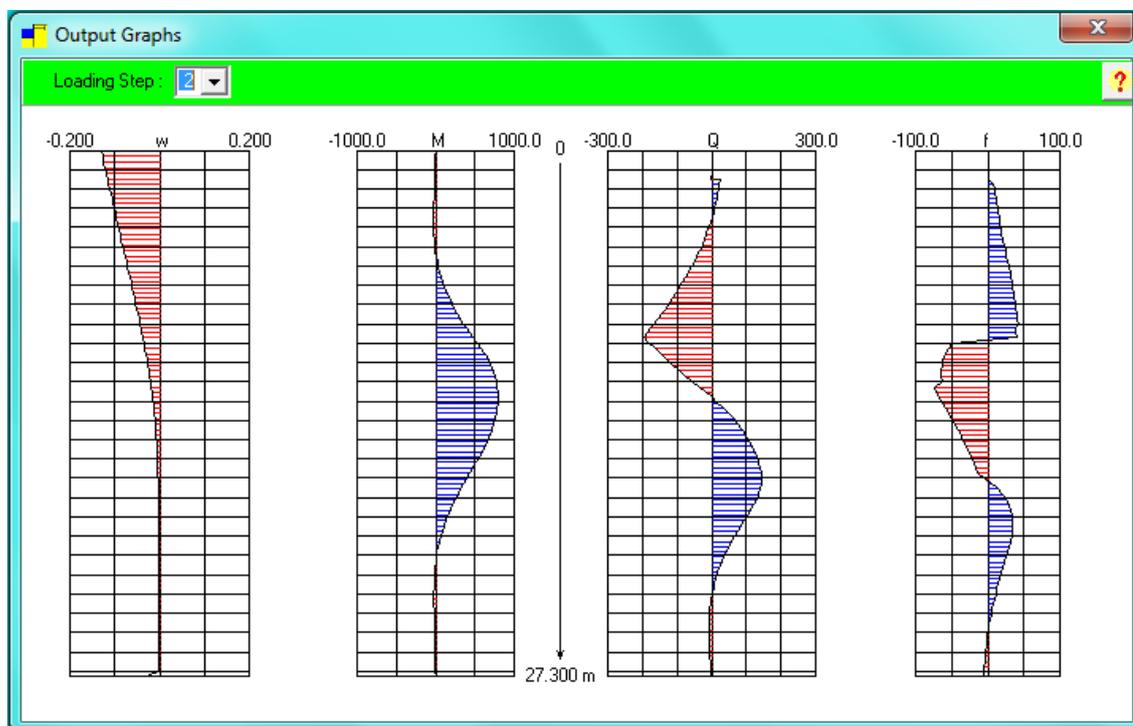


Figura 37 - Gráficos Resultantes para o Grupo 02 - Seção de escavação 01
Fonte: os autores

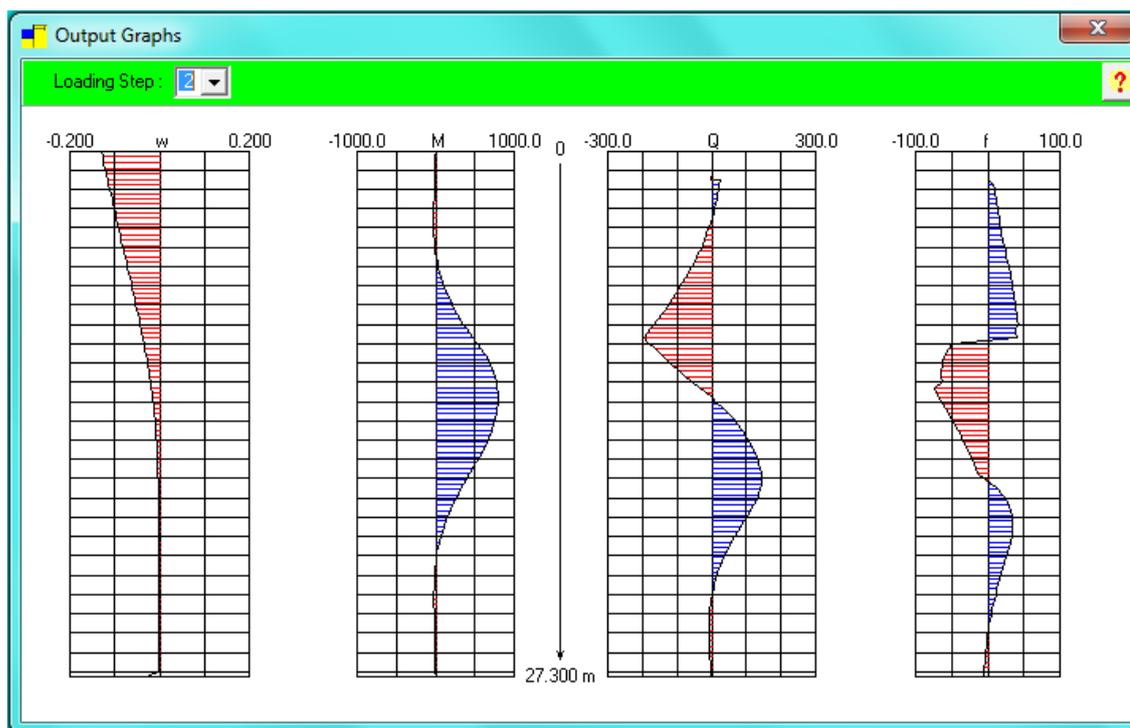


Figura 38 - Gráficos Resultantes para o Grupo 02 - Seção de escavação 02
 Fonte: os autores

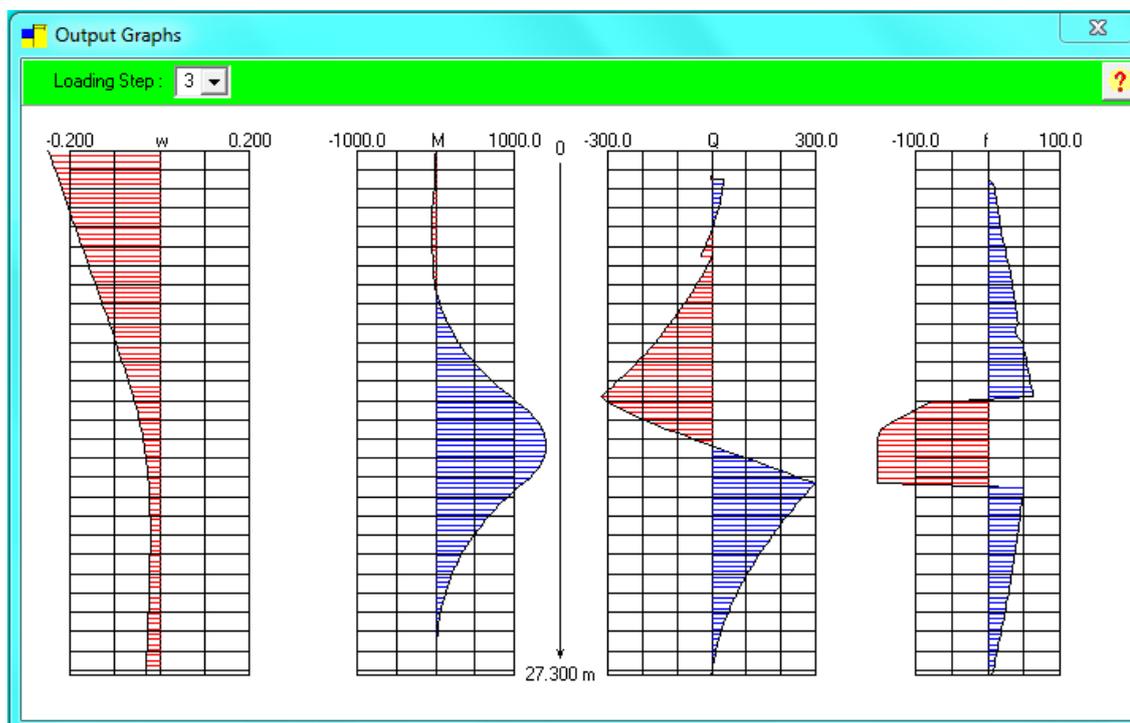


Figura 39 - Gráficos Resultantes para o Grupo 02 - Seção de escavação 03
 Fonte: os autores

6.1.3 Grupo 3 – Seção 5

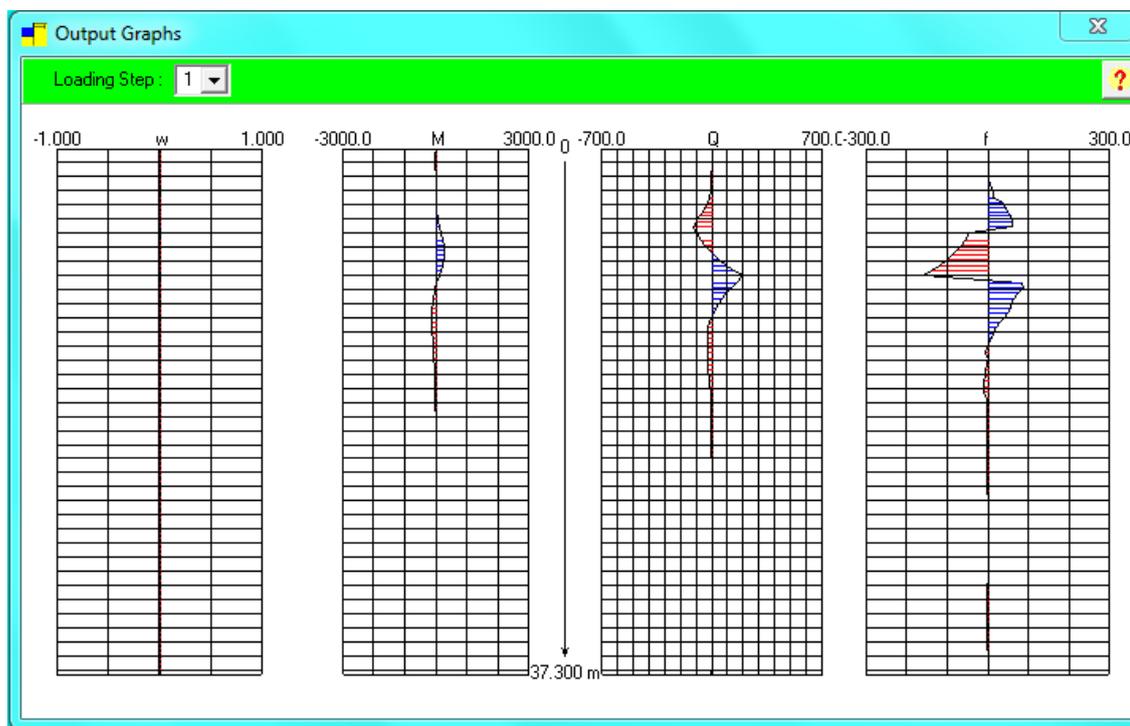


Figura 40 - Gráficos Resultantes para o Grupo 03 - Seção de escavação 01
Fonte: os autores

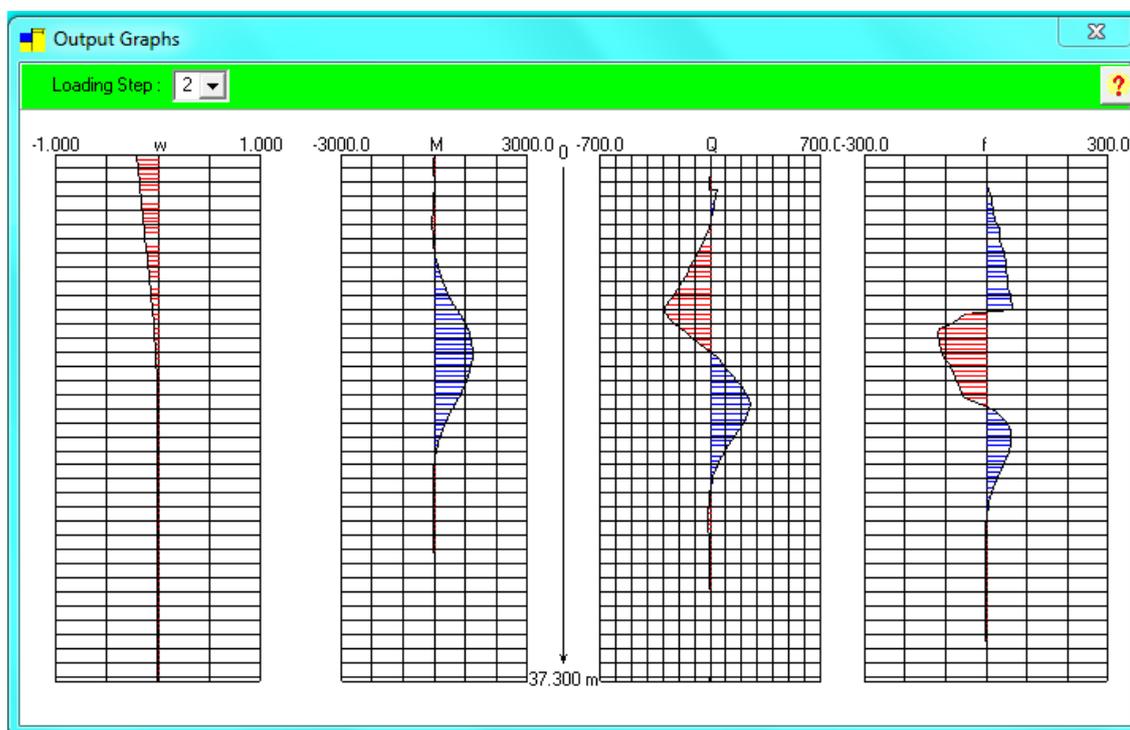


Figura 41 - Gráficos Resultantes para o Grupo 03 - Seção de escavação 02
Fonte: os autores

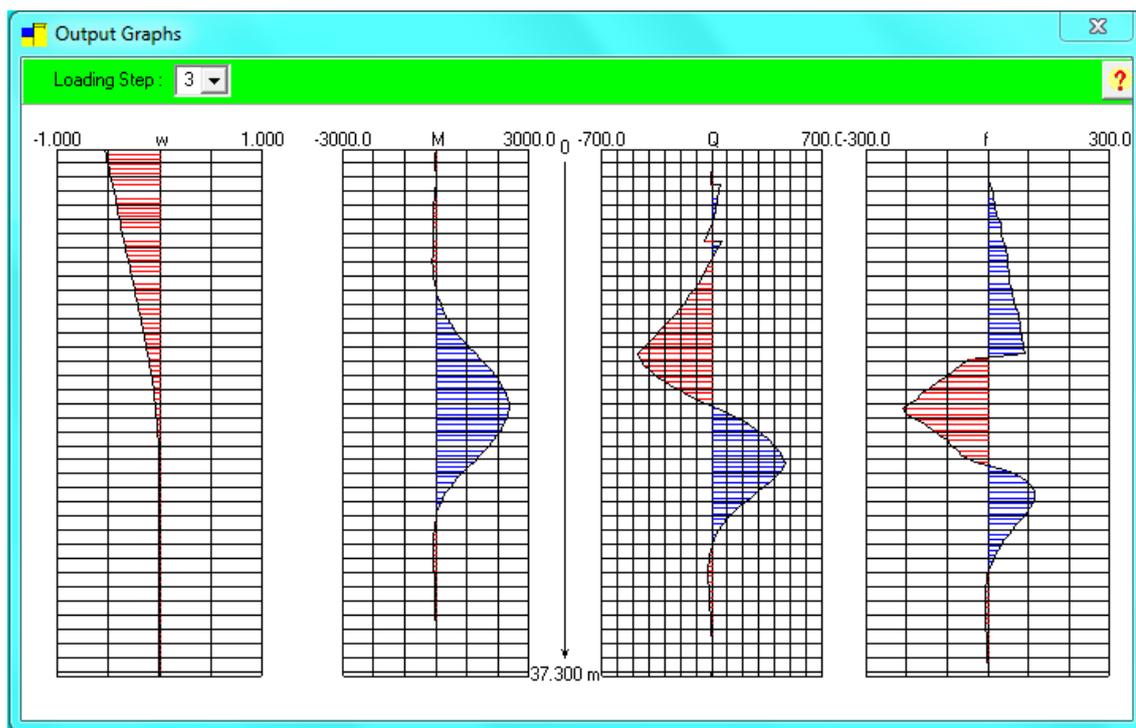


Figura 42 - Gráficos Resultantes para o Grupo 03 - Seção de escavação 03
 Fonte: os autores

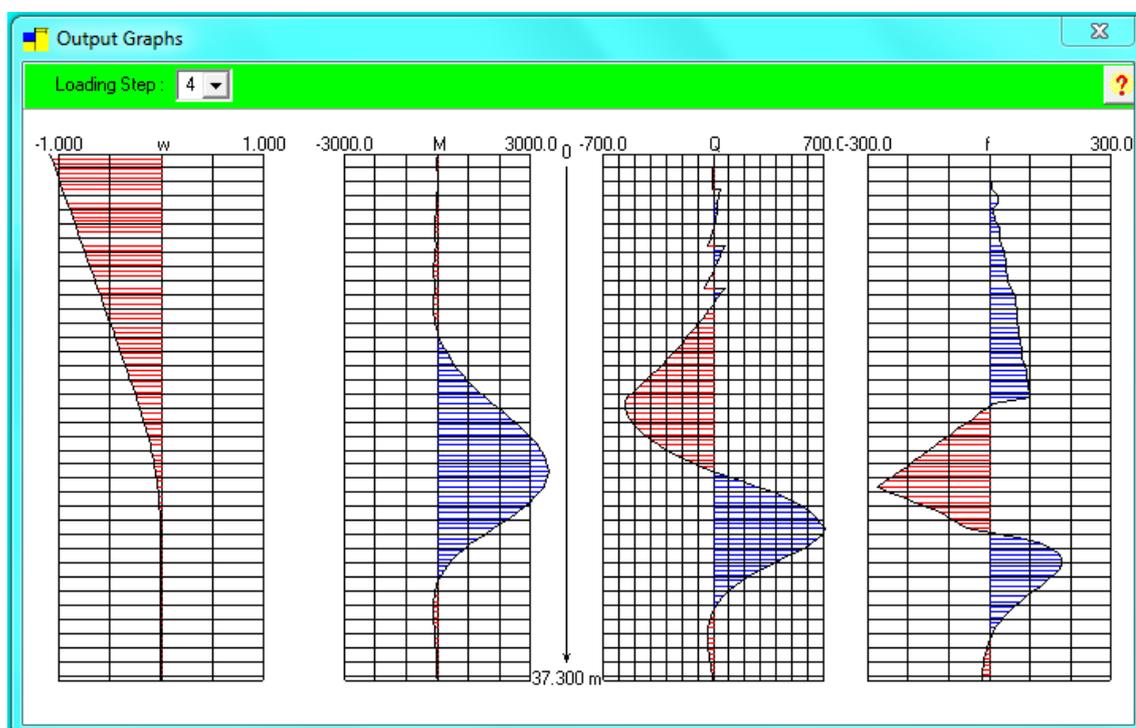


Figura 43 - Gráficos Resultantes para o Grupo 03 - Seção de escavação 04
 Fonte: os autores

6.1.4 Grupo 4 – Seção 1

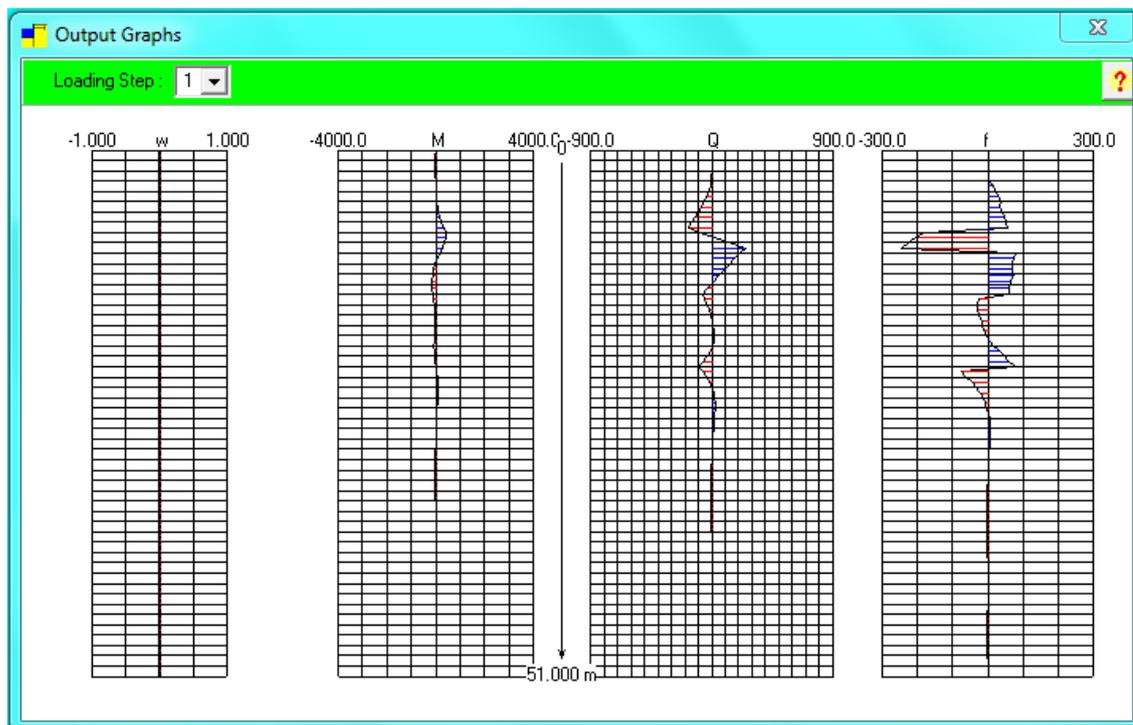


Figura 44 - Gráficos Resultantes para o Grupo 04 - Seção de escavação 01

Fonte: os autores

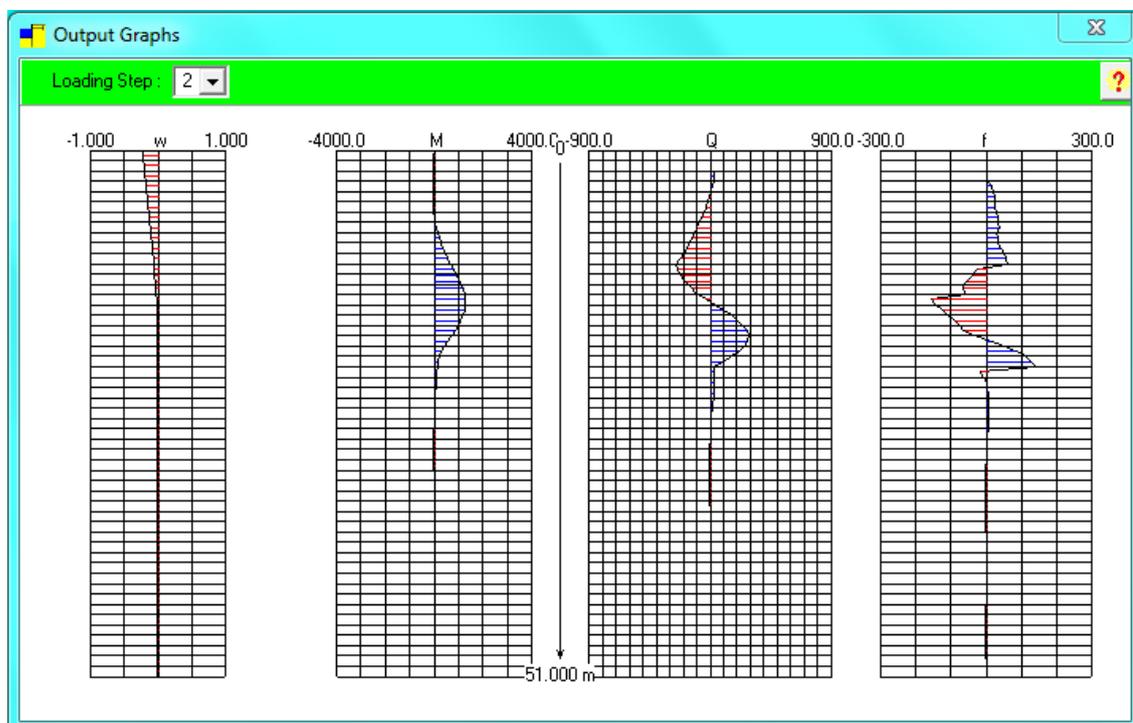


Figura 45 - Gráficos Resultantes para o Grupo 04 - Seção de escavação 02

Fonte: os autores

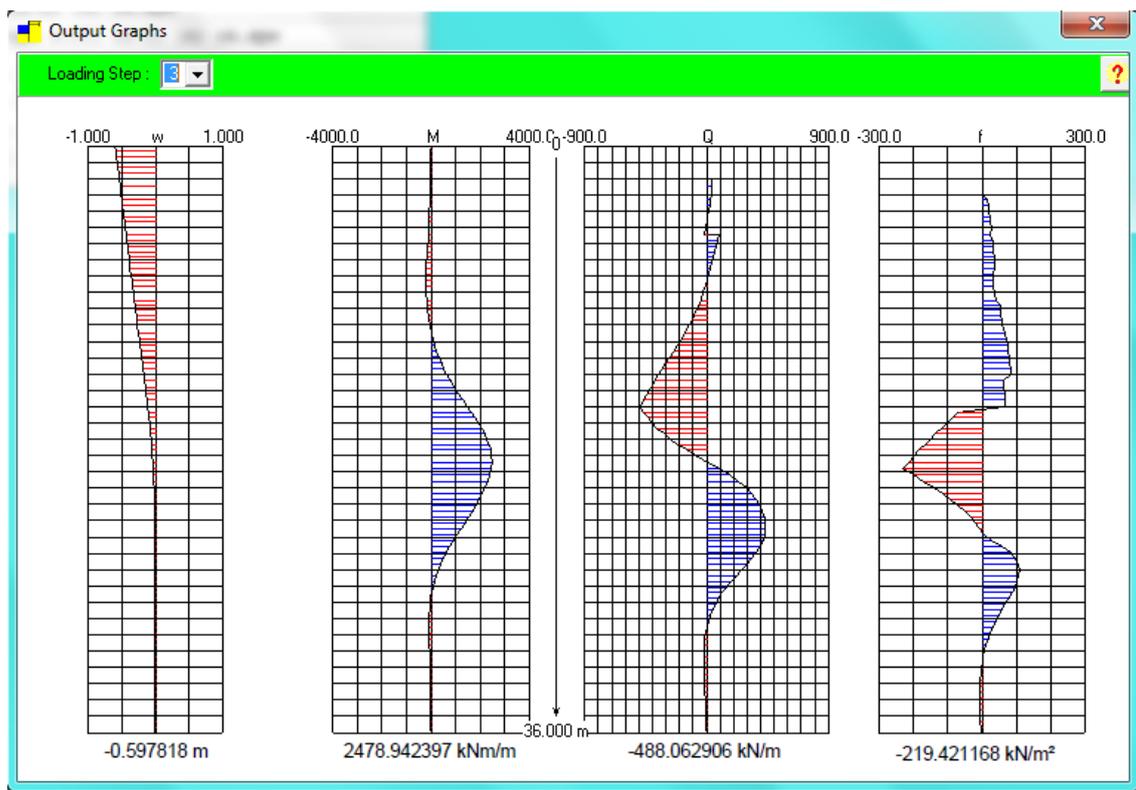


Figura 46 - Gráficos Resultantes para o Grupo 04 - Seção de escavação 03
Fonte: os autores

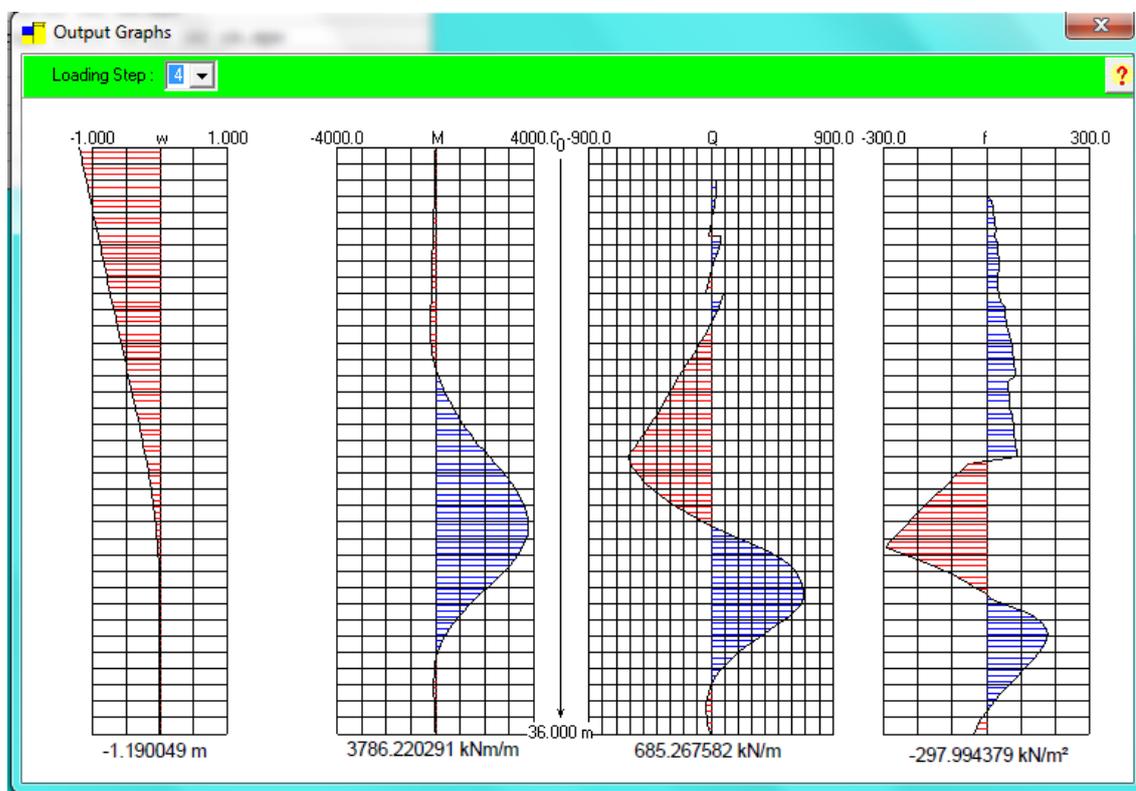


Figura 47 - Gráficos Resultantes para o Grupo 04 - Seção de escavação 04
Fonte: os autores

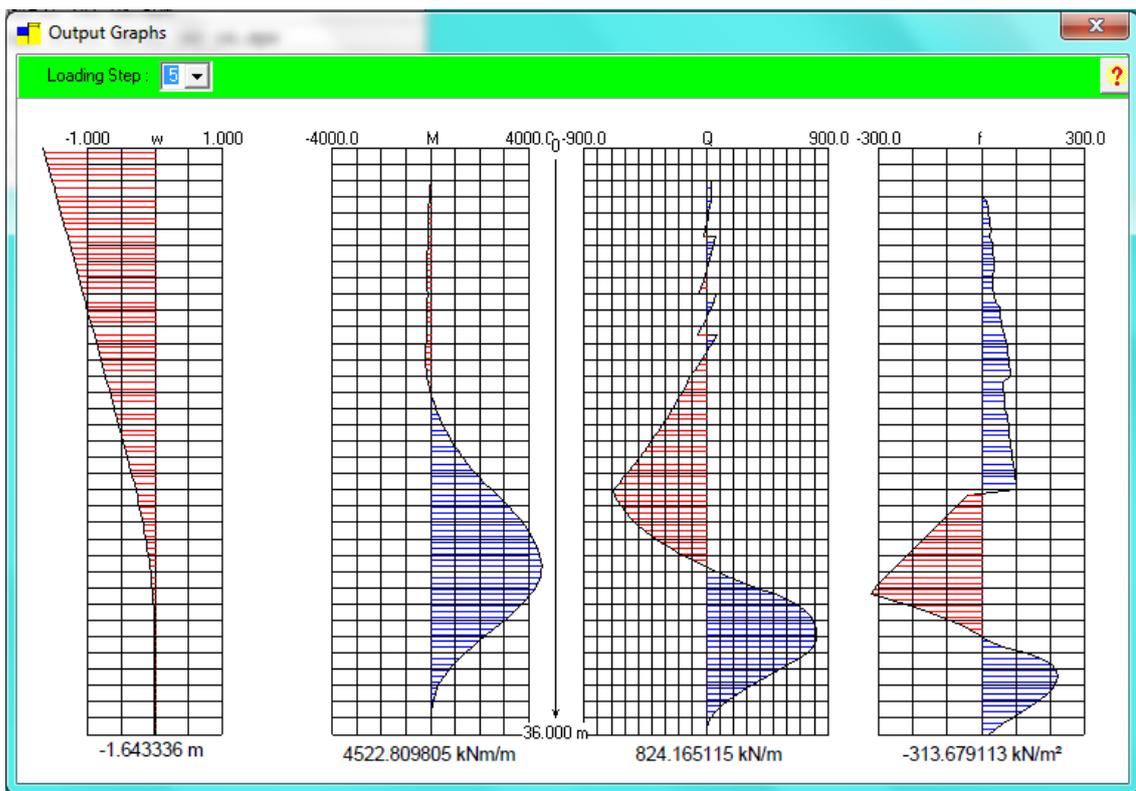


Figura 48 - Gráficos Resultantes para o Grupo 04 - Seção de escavação 05
 Fonte: os autores

6.1.5 Grupo 5 – Seção 1

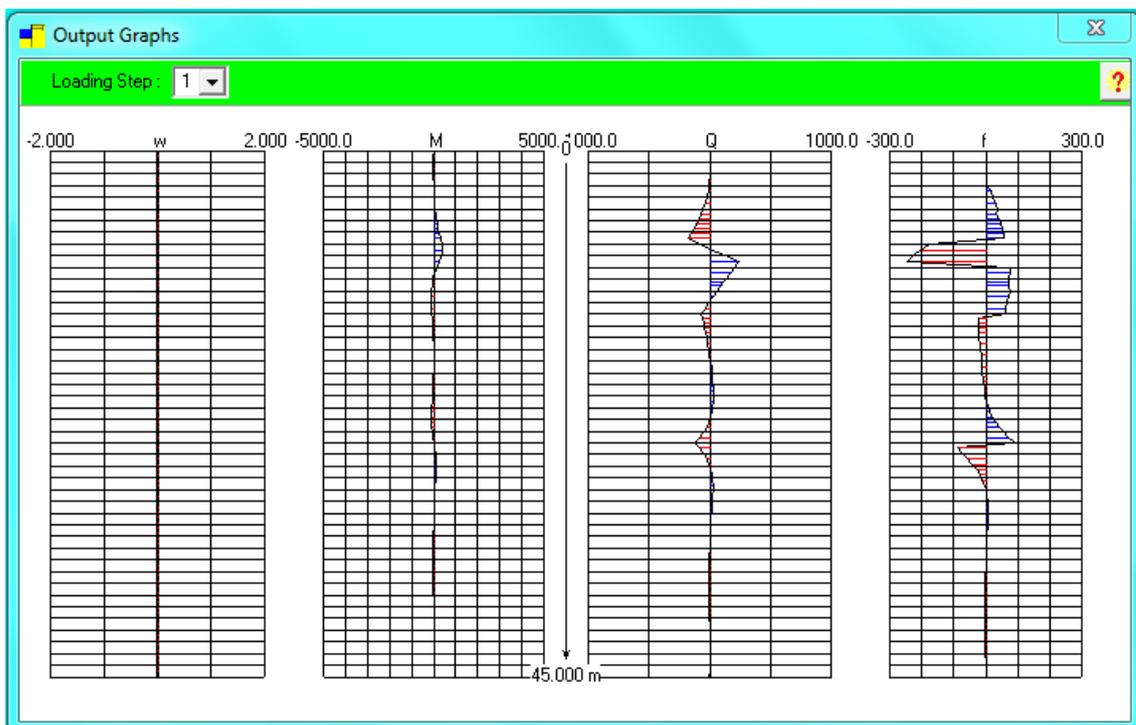


Figura 49 - Gráficos Resultantes para o Grupo 05 - Seção de escavação 01
 Fonte: os autores

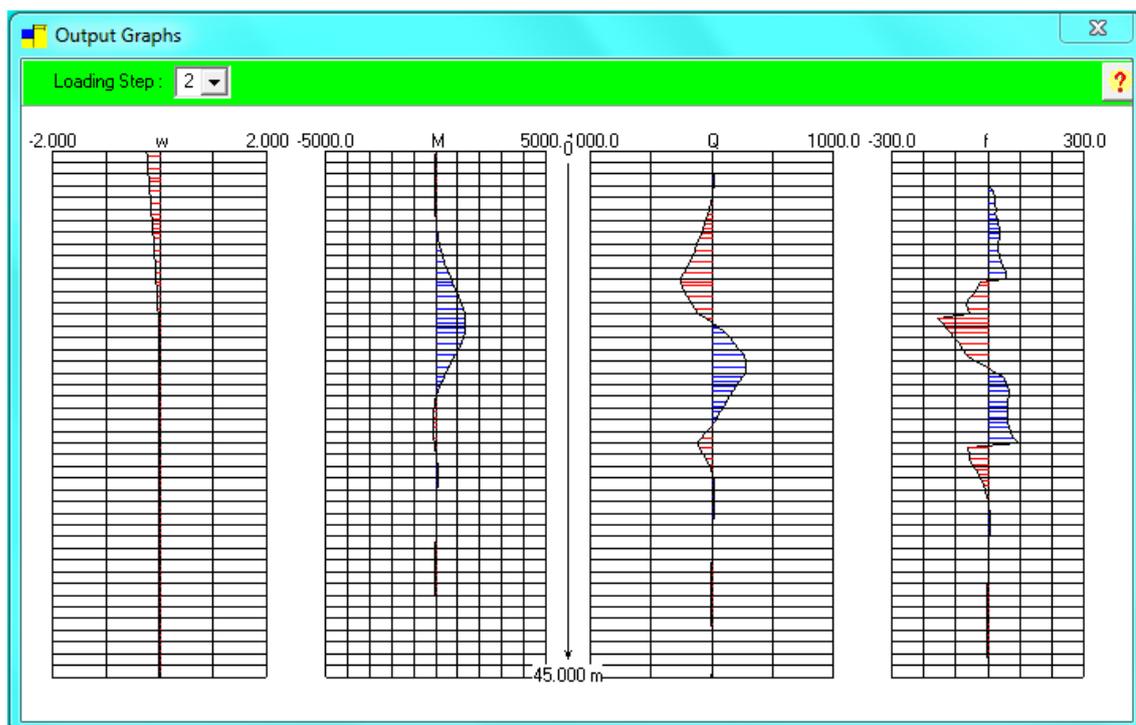


Figura 50 - Gráficos Resultantes para o Grupo 05 - Seção de escavação 02
 Fonte: os autores

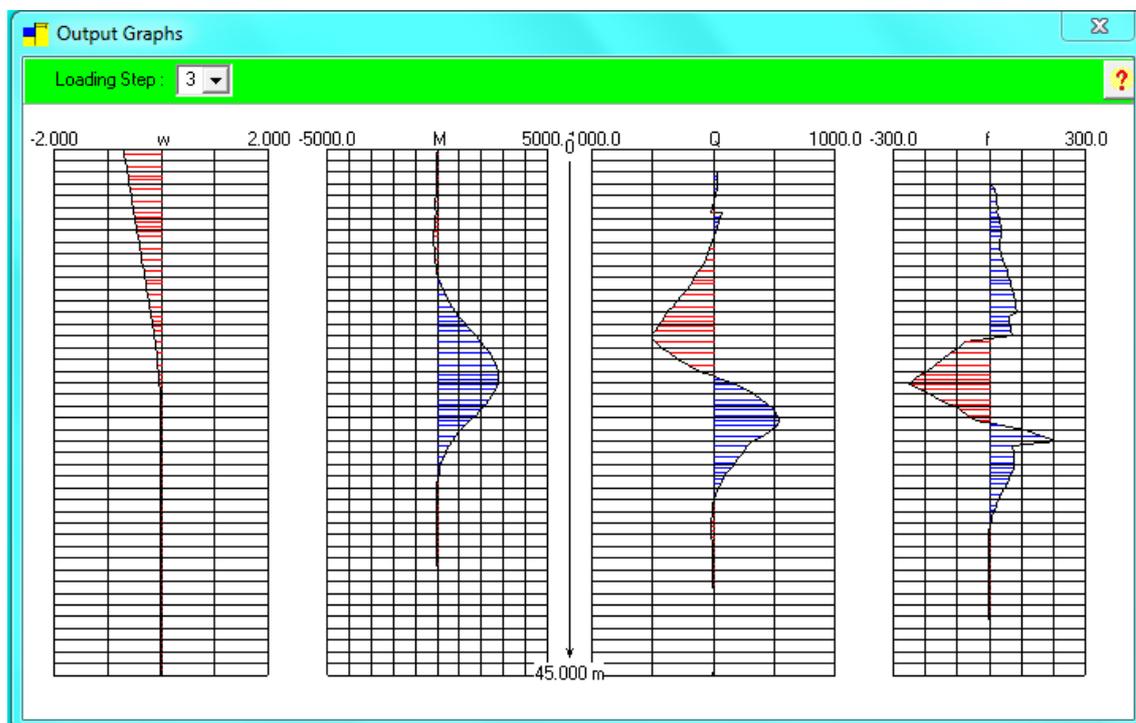


Figura 51 - Gráficos Resultantes para o Grupo 05 - Seção de escavação 03
 Fonte: os autores

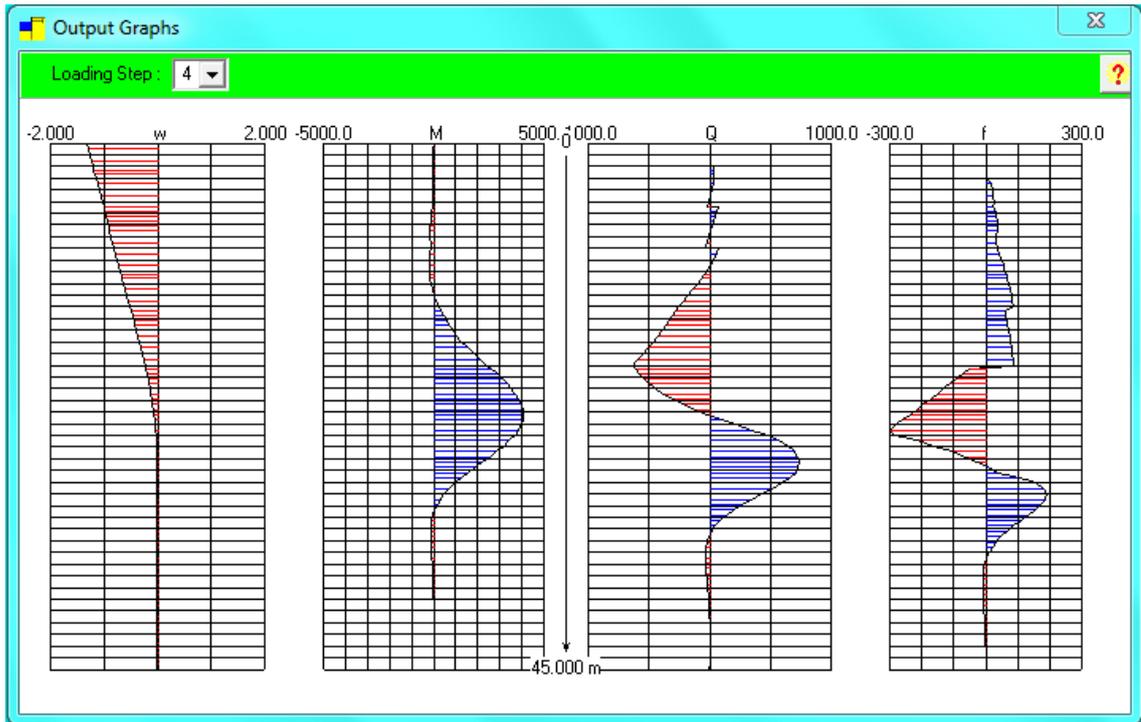


Figura 52 - Gráficos Resultantes para o Grupo 05 - Seção de escavação 04
Fonte: os autores

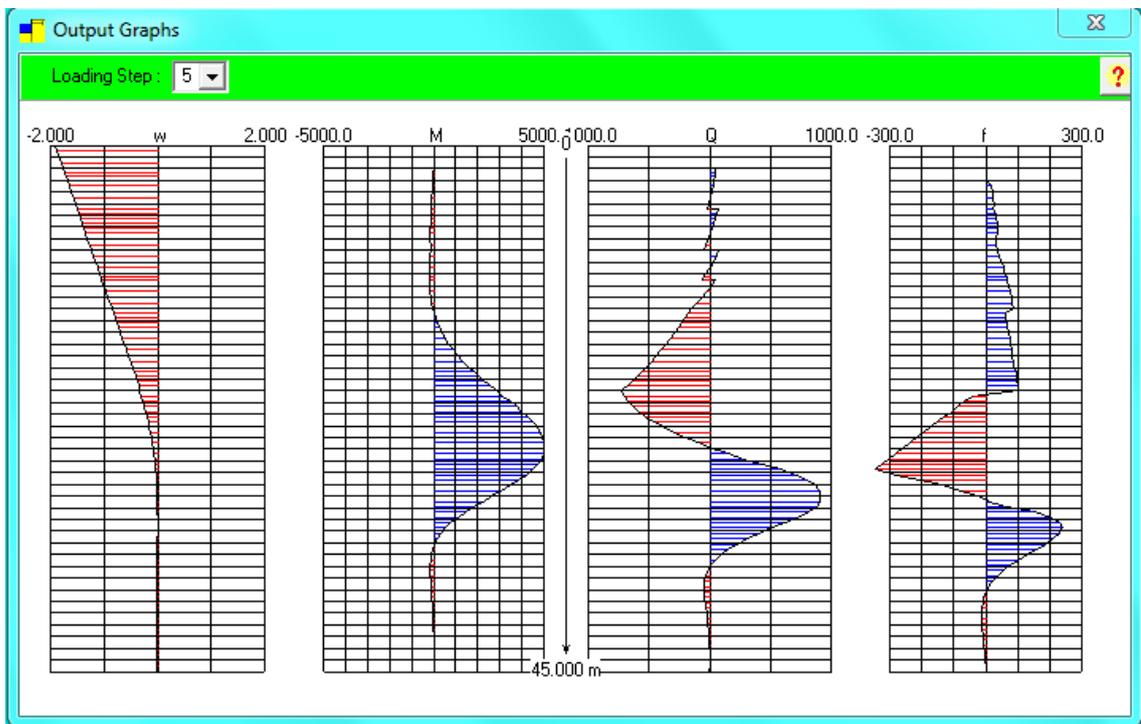


Figura 53 - Gráficos Resultantes para o Grupo 05 - Seção de escavação 05
Fonte: os autores

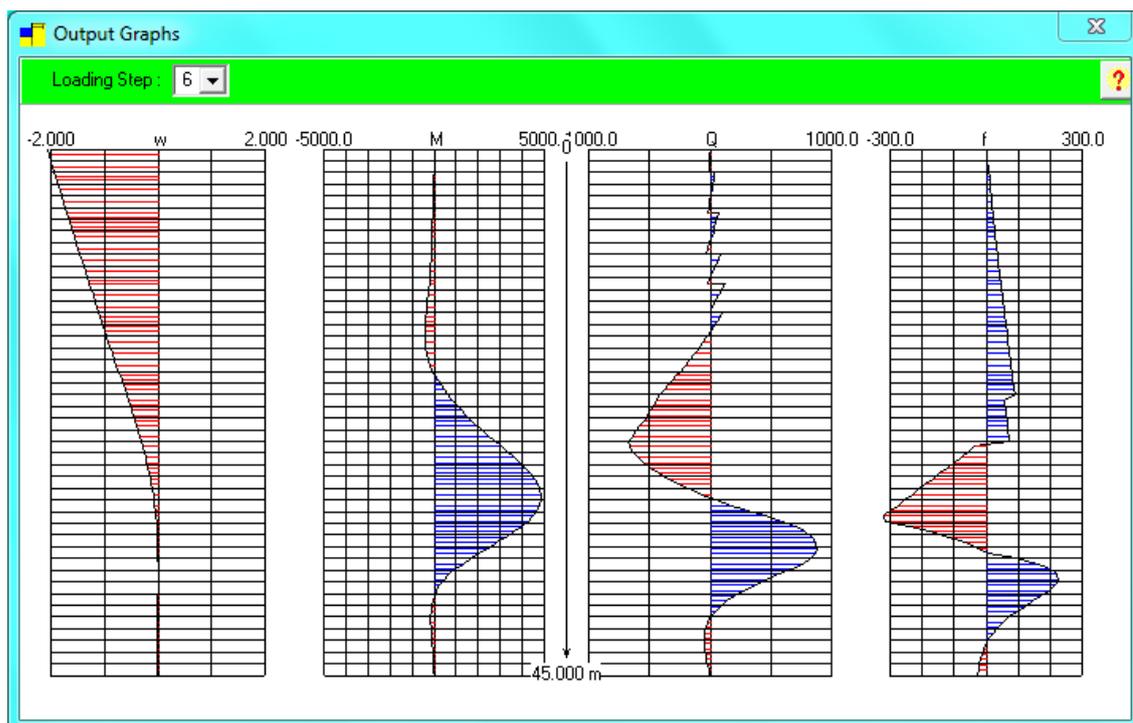


Figura 54 - Gráficos Resultantes para o Grupo 05 - Seção de escavação 06
Fonte: os autores

6.2 RESULTADOS APRESENTADOS COM A UTILIZAÇÃO DO SOFTWARE PLAXIS 2D

As figuras com a deformação do solo e as direções principais de tensões obtidas por grupo e etapa de escavação estão ilustradas nas seções de 6.2.1 à 6.2.5. As tabelas com valores de forças máximas solicitantes nos tirantes encontram-se nos apêndices, juntamente com a última fase de escavação de cada grupo.

6.2.1 Grupo 1 – Seção 6

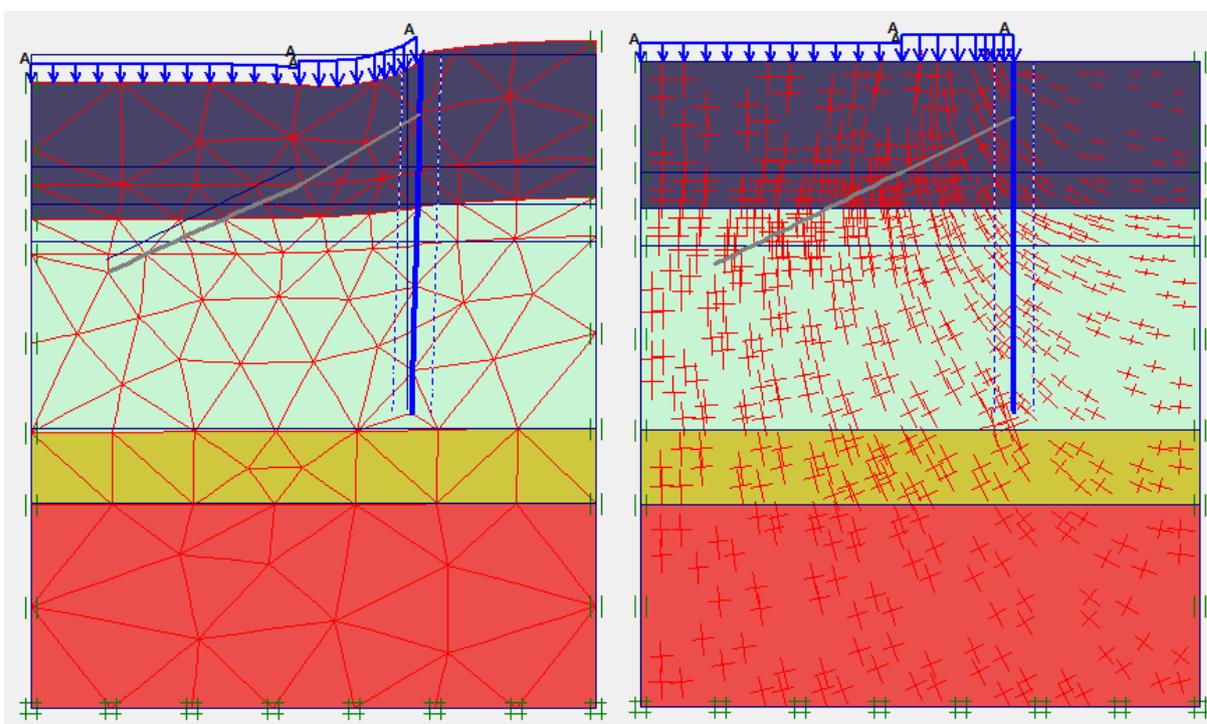


Figura 55 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 01 – seção de escavação 01

Fonte: os autores

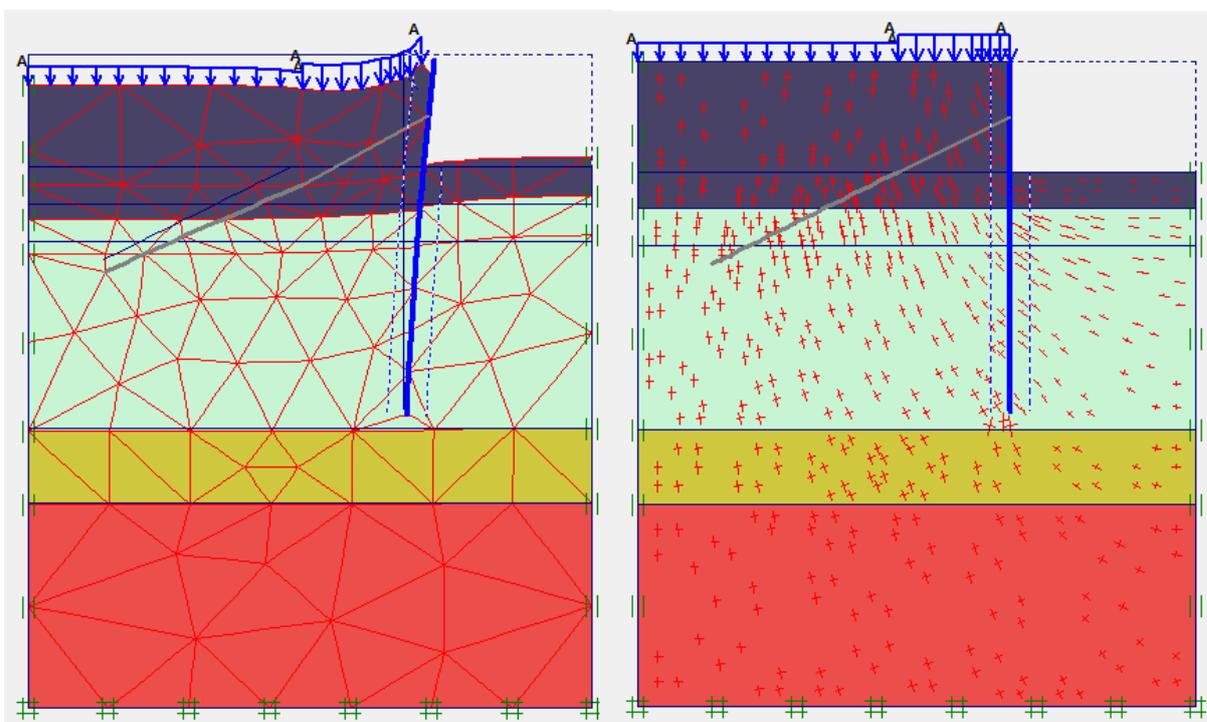


Figura 56 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 01 – seção de escavação 02

Fonte: os autores

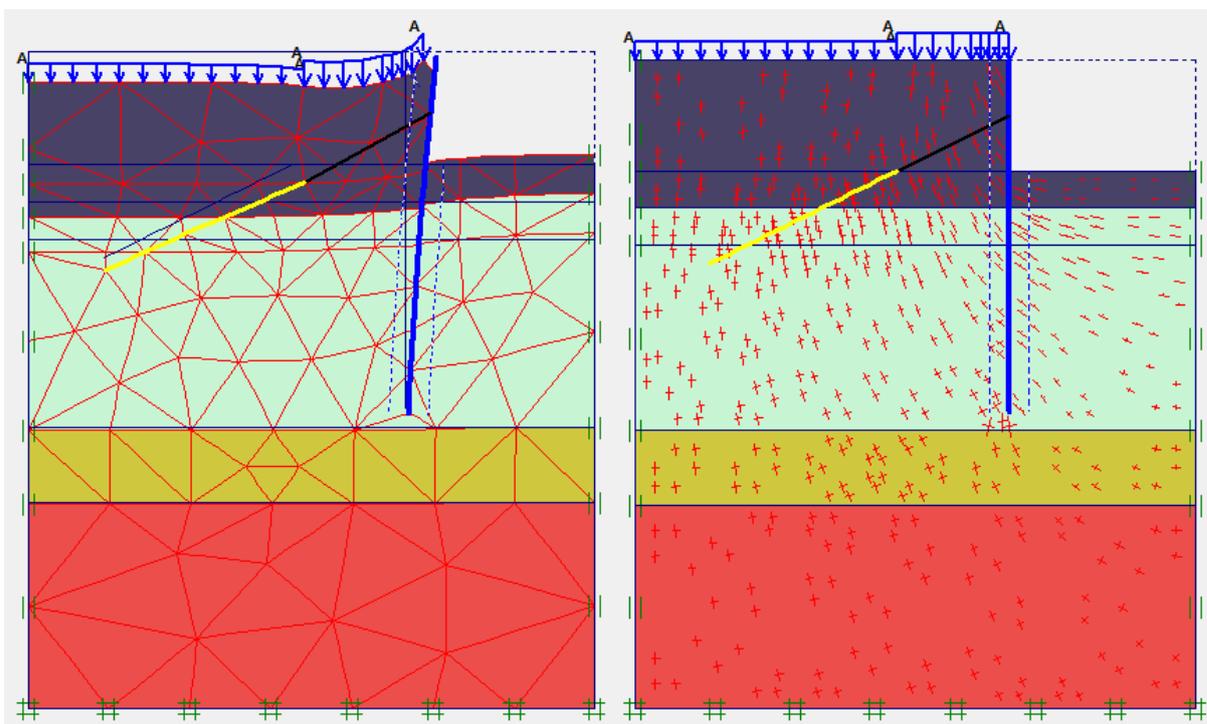


Figura 57 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 01 – seção de escavação 03

Fonte: os autores

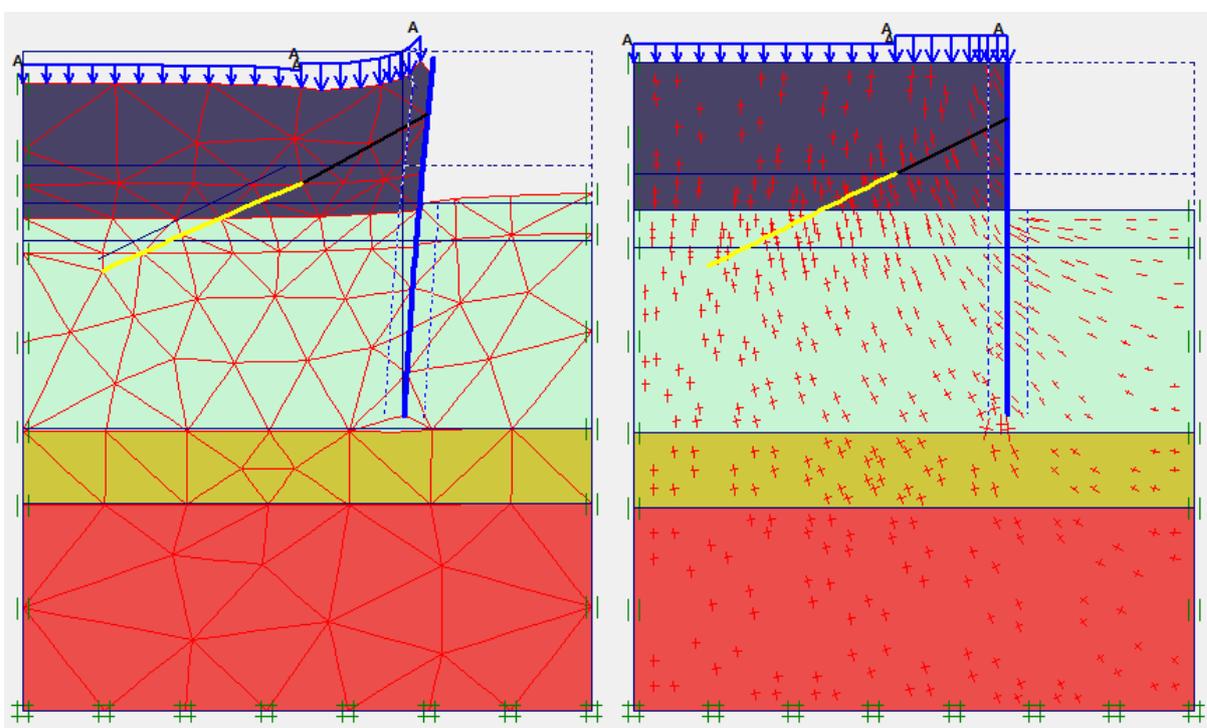


Figura 58 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 01 – seção de escavação 04

Fonte: os autores

6.2.2 Grupo 2 – Seção 5

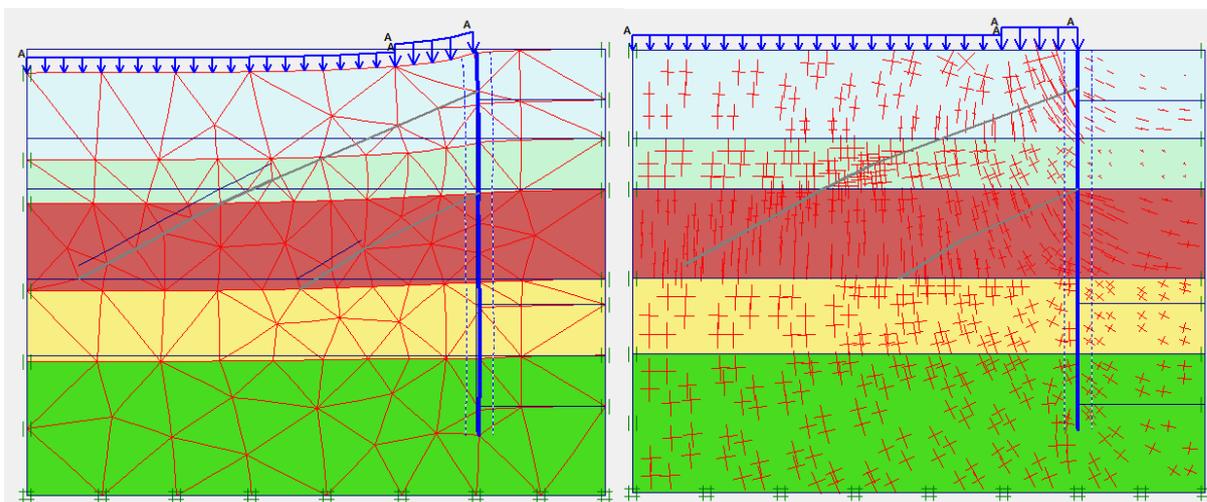


Figura 59 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 02 – seção de escavação 01
Fonte: os autores

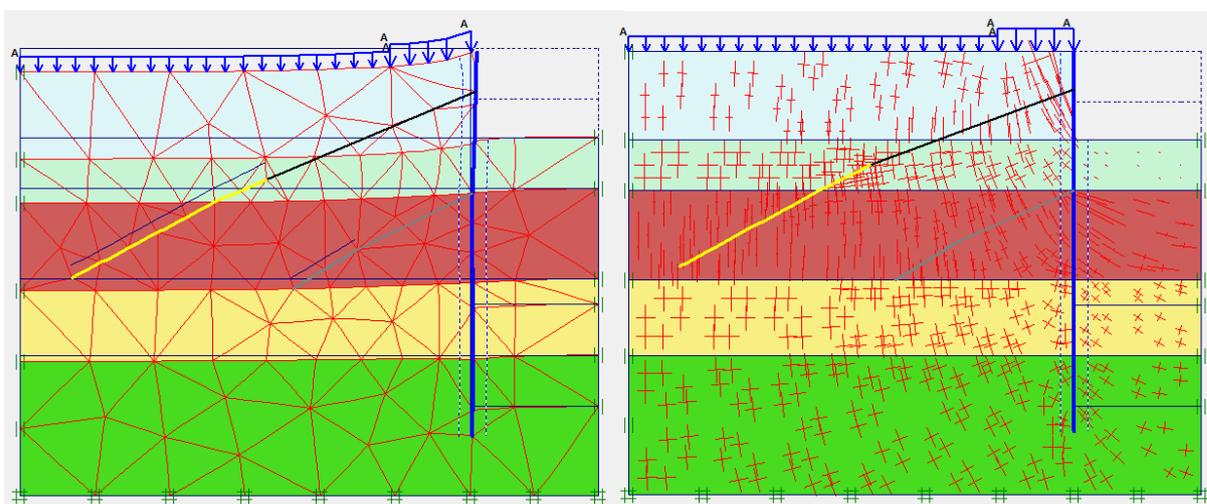


Figura 60 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 02 – seção de escavação 02
Fonte: os autores

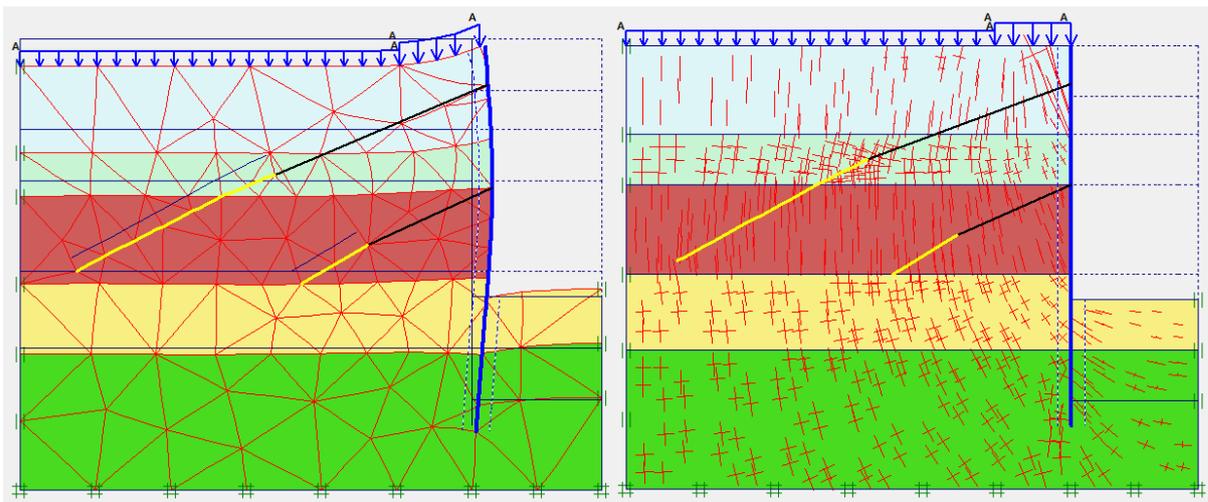


Figura 61 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 02 – seção de escavação 03
Fonte: os autores

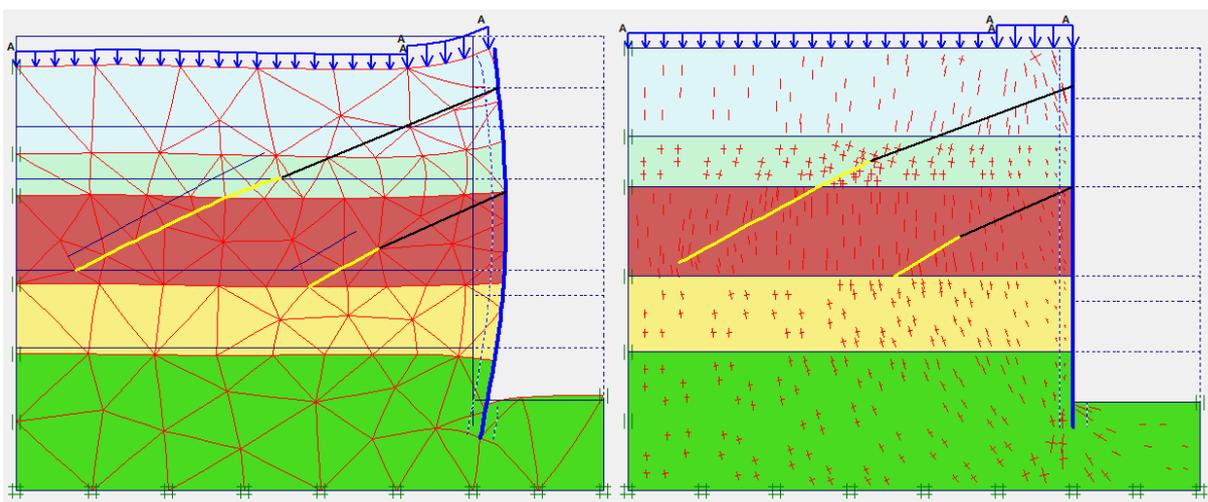


Figura 62 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 02 – seção de escavação 04
Fonte: os autores

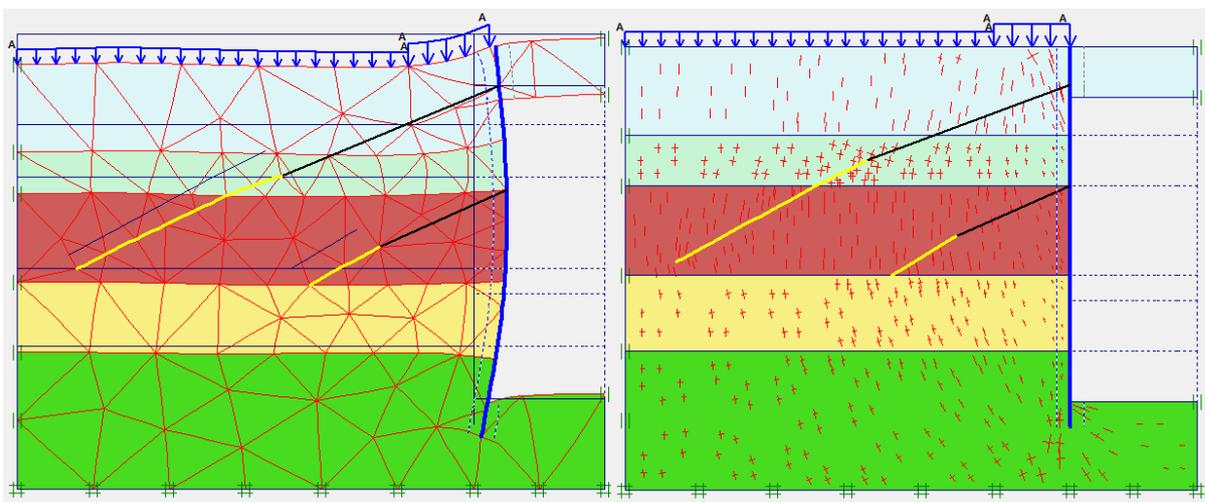


Figura 63 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 02 – seção de escavação 05
Fonte: os autores

6.2.3 Grupo 3 – Seção 5

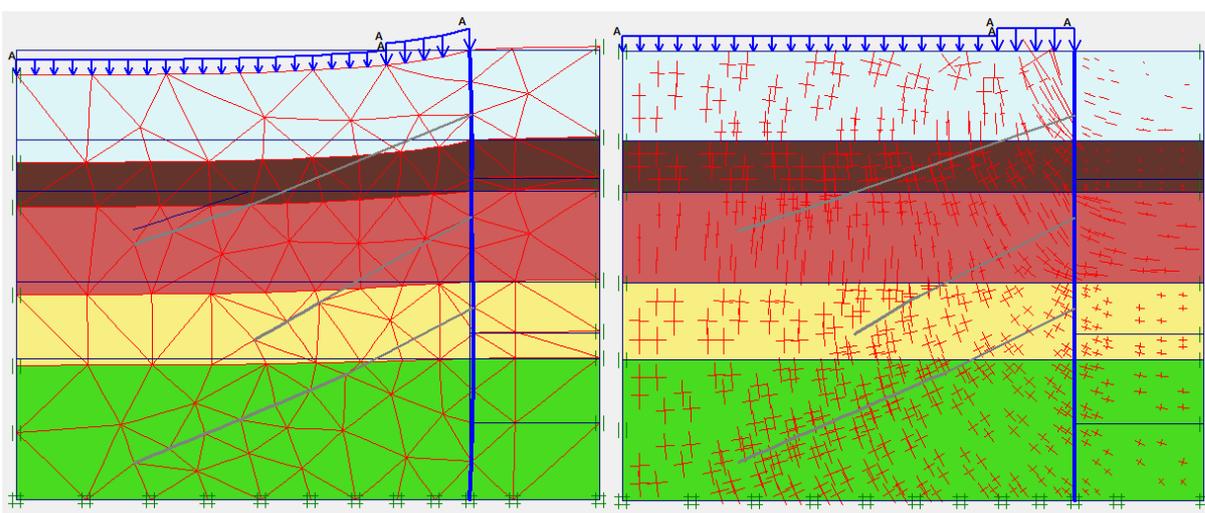


Figura 64 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 03 – seção de escavação 01
Fonte: os autores

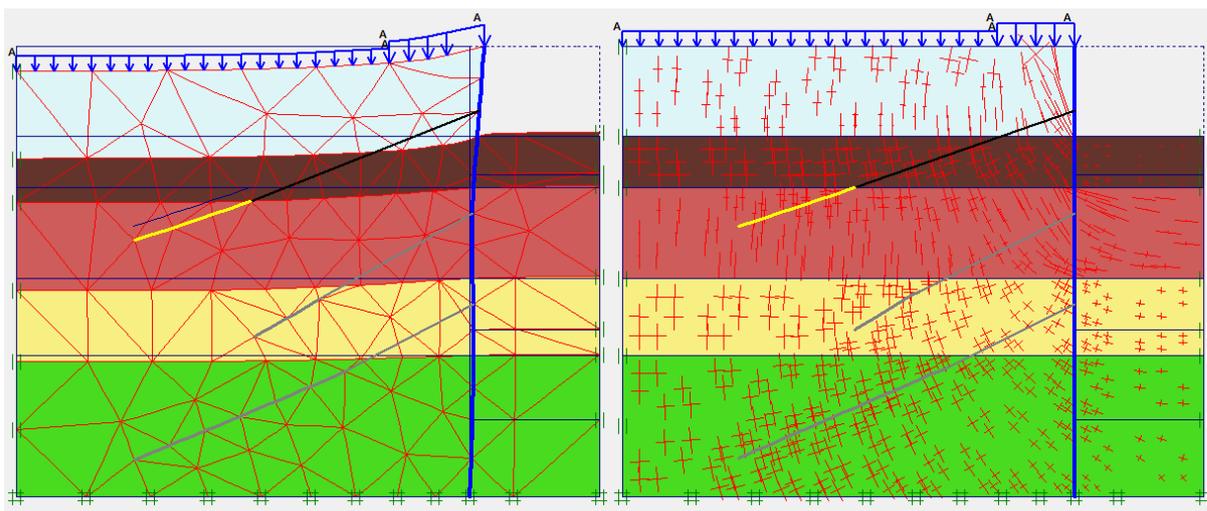


Figura 65 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 03 – seção de escavação 02

Fonte: os autores

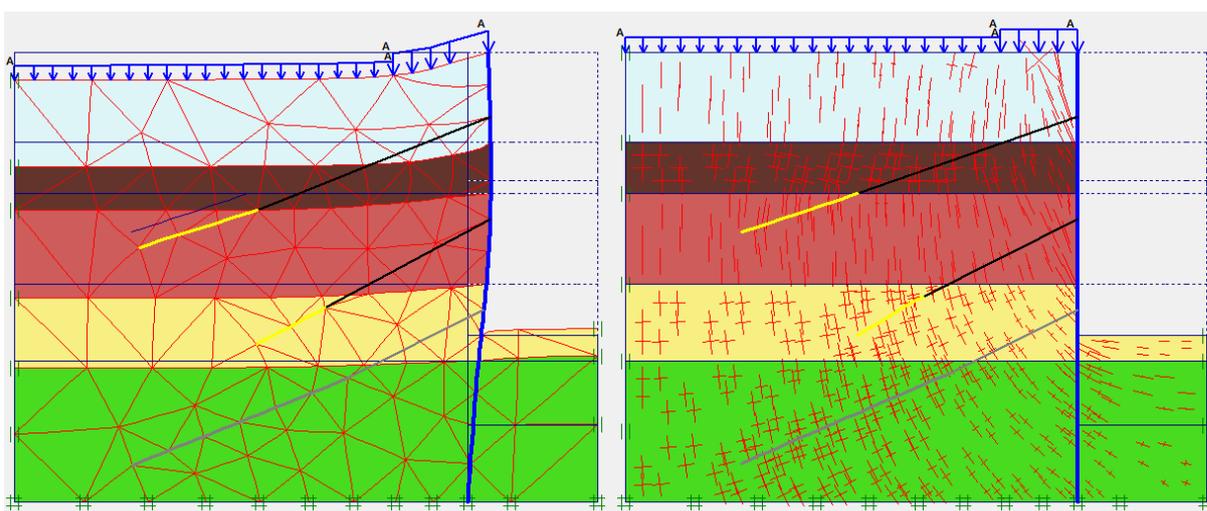


Figura 66 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 03 – seção de escavação 03

Fonte: os autores

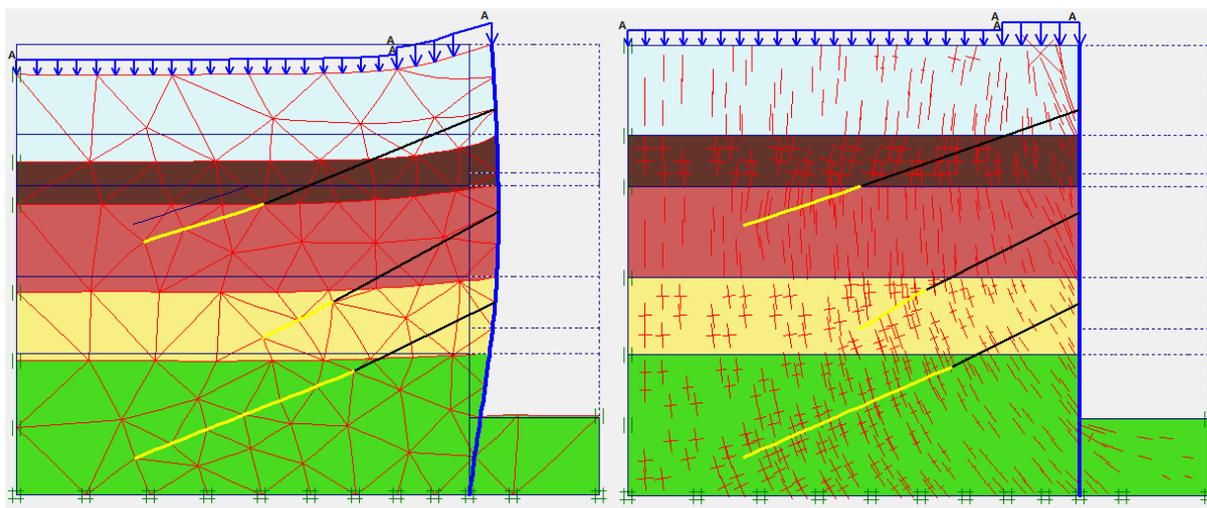


Figura 67 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 03 – seção de escavação 04
Fonte: os autores

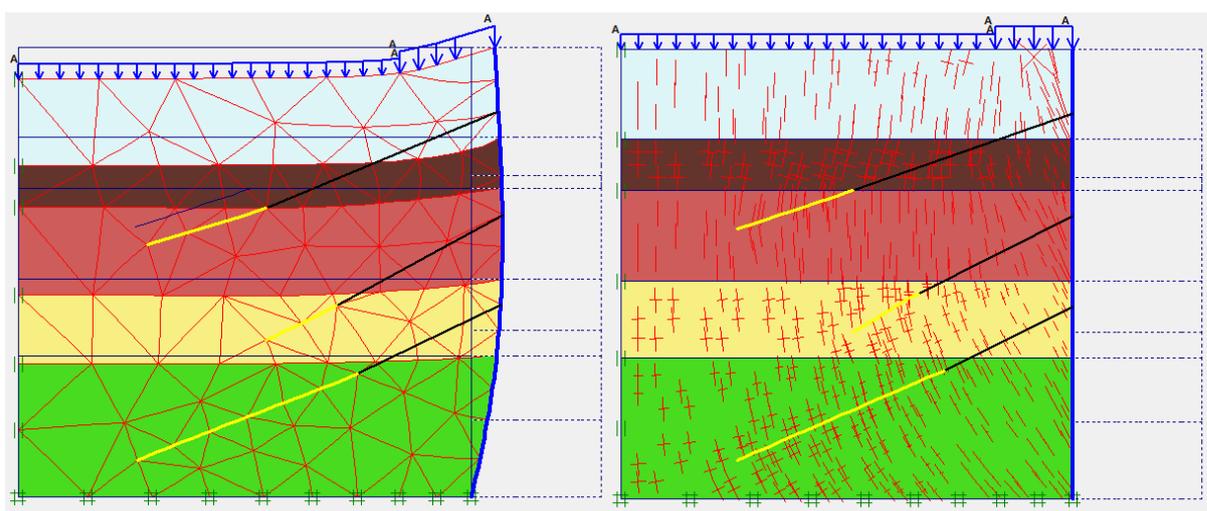


Figura 68 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 03 – seção de escavação 05
Fonte: os autores

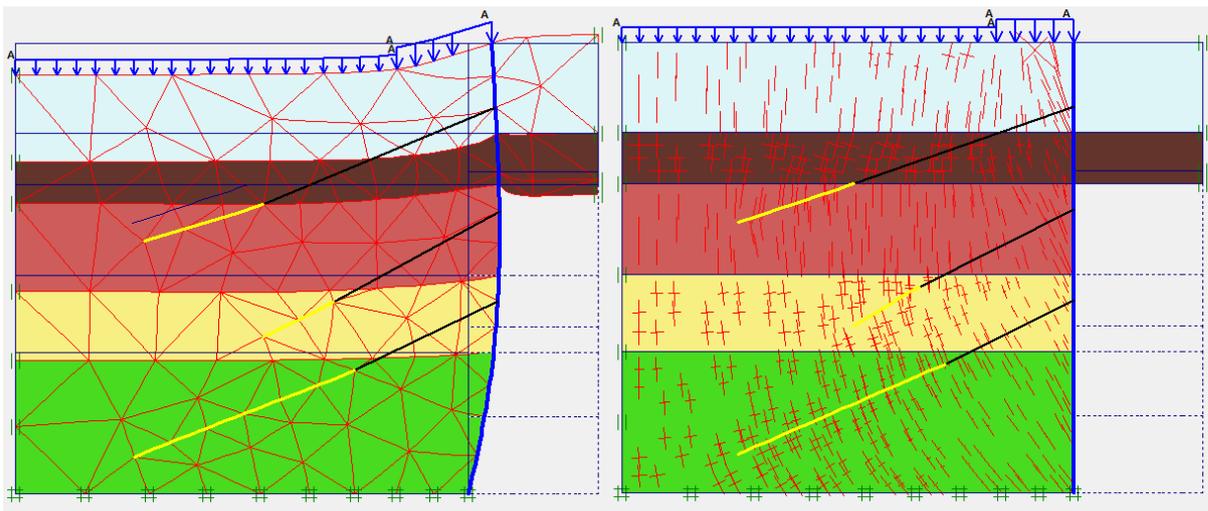


Figura 69 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 03 – seção de escavação 06
Fonte: os autores

6.2.4 Grupo 4 – Seção 1

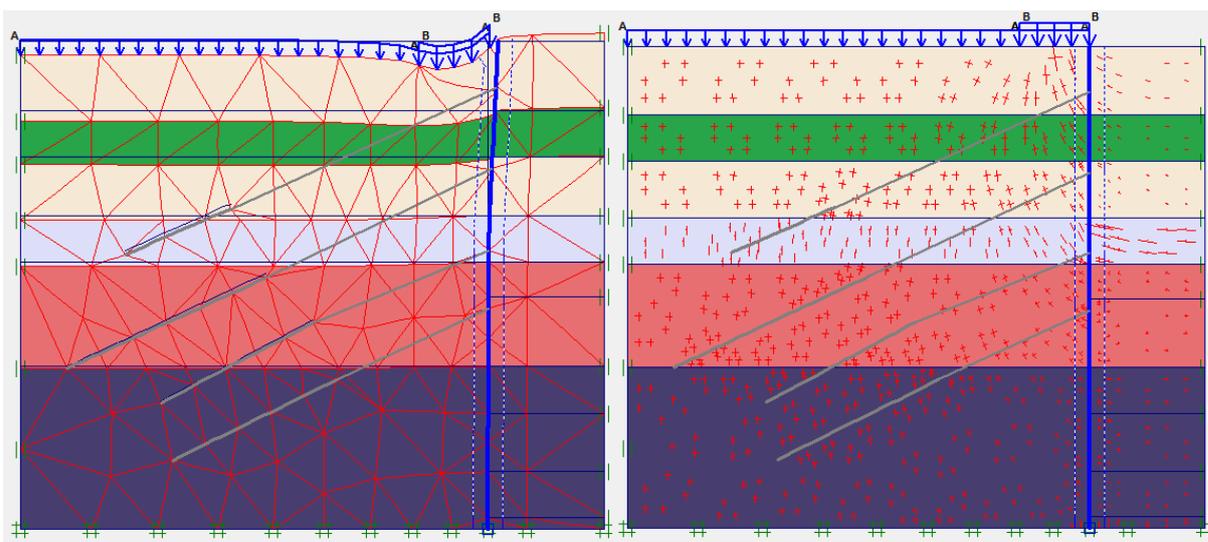


Figura 70 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 04 – seção de escavação 01
Fonte: os autores

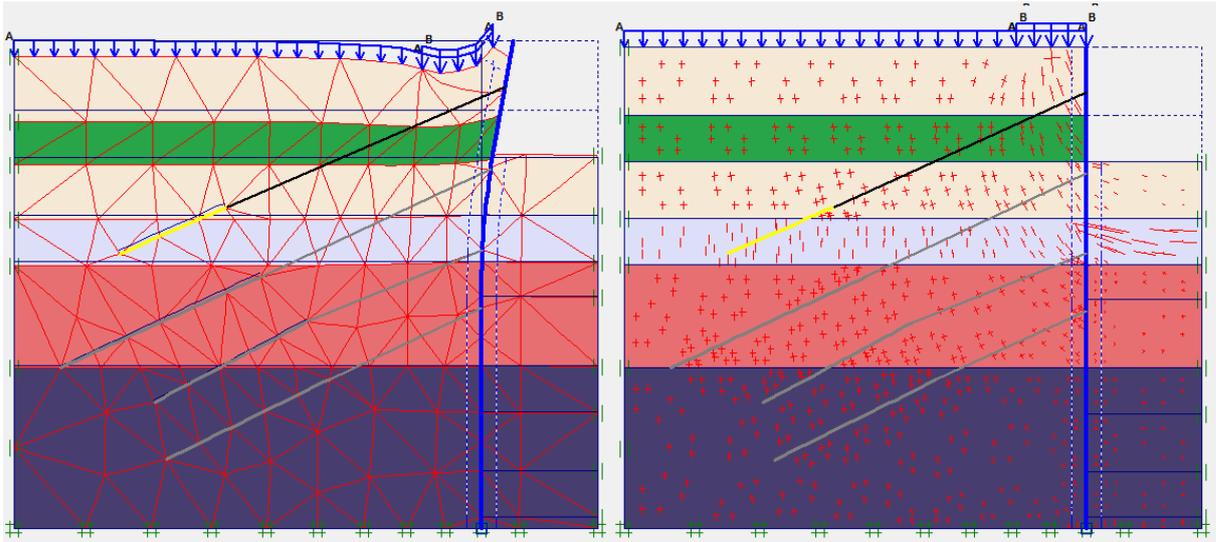


Figura 71 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 04 – seção de escavação 02
 Fonte: os autores

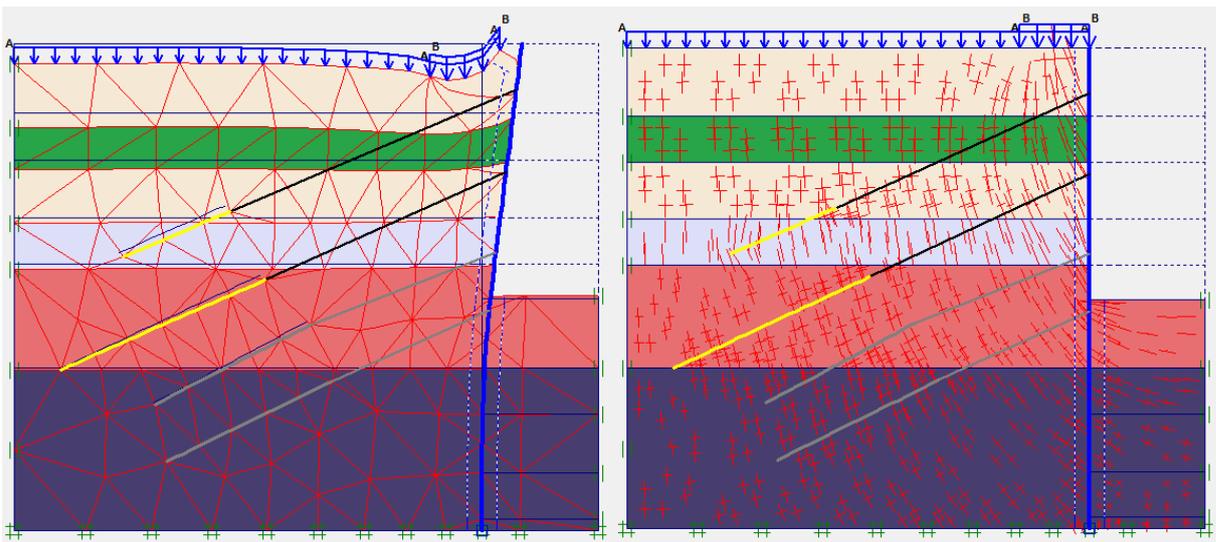


Figura 72 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 04 – seção de escavação 03
 Fonte: os autores

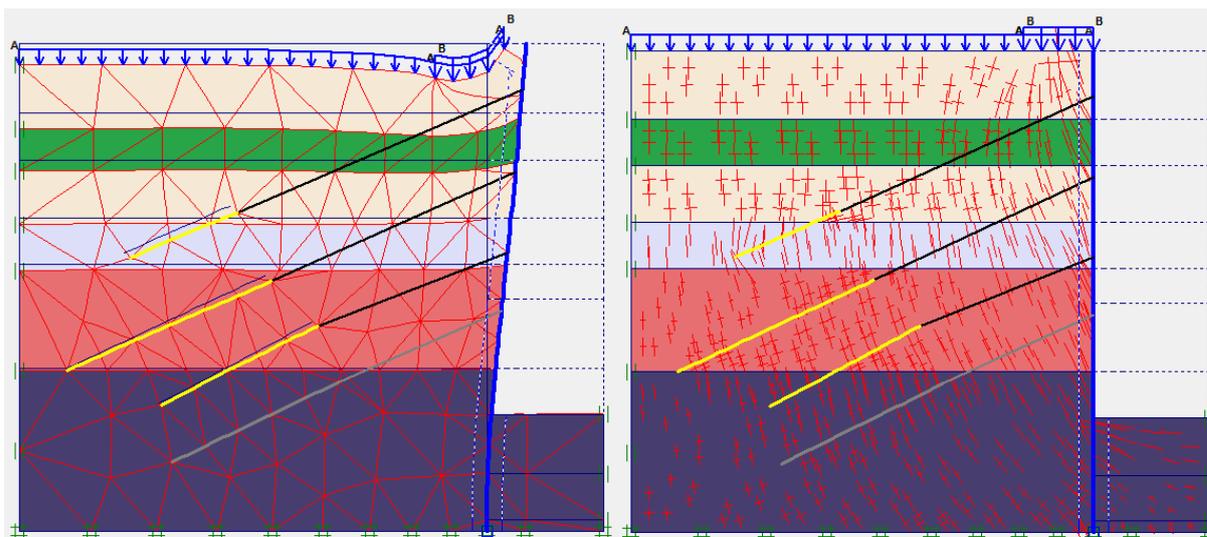


Figura 73 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 04 – seção de escavação 04

Fonte: os autores

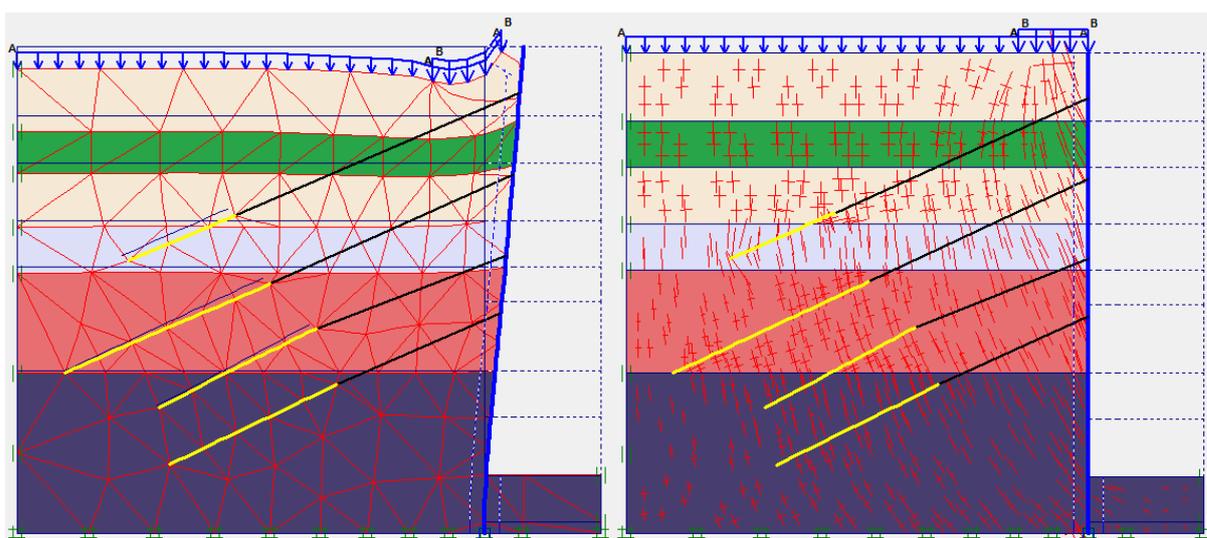


Figura 74 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 04 – seção de escavação 05

Fonte: os autores

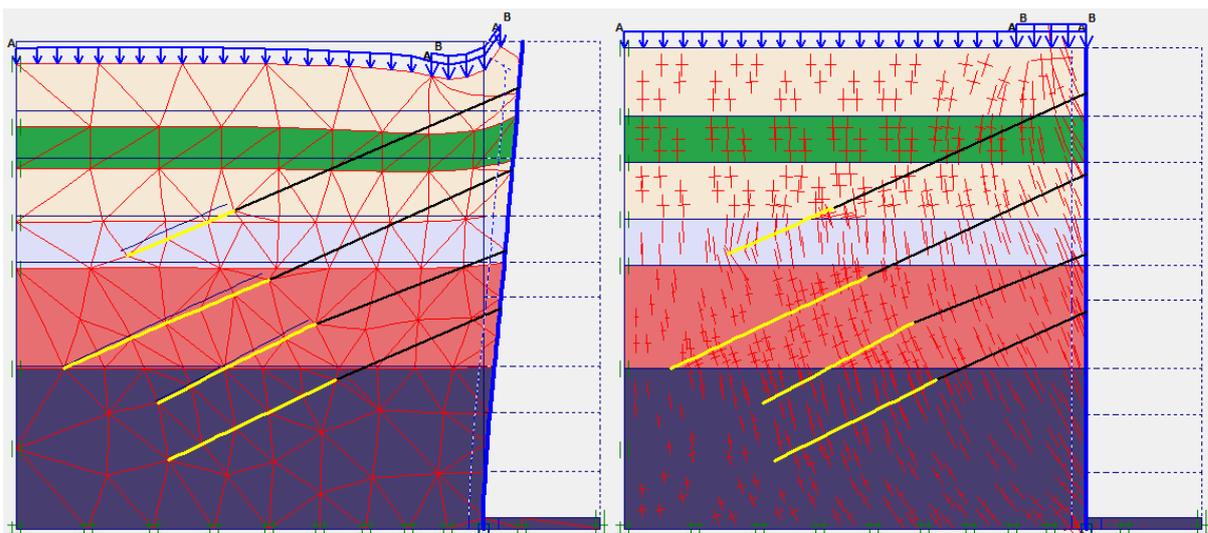


Figura 75 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 04 – seção de escavação 06

Fonte: os autores

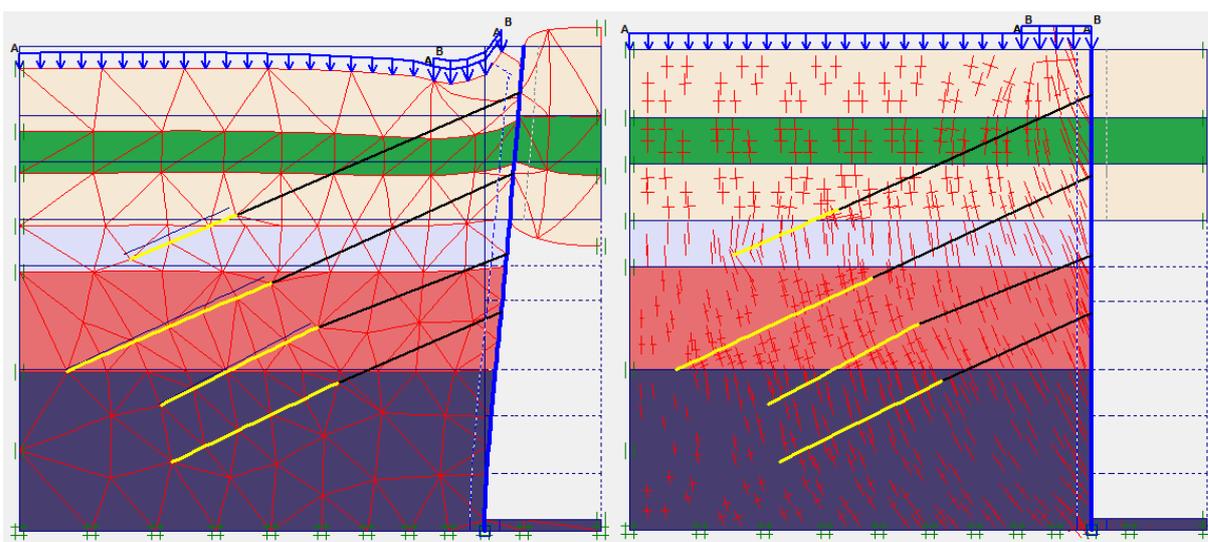


Figura 76 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 04 – seção de escavação 07

Fonte: os autores

6.2.5 Grupo 5 – Seção 1

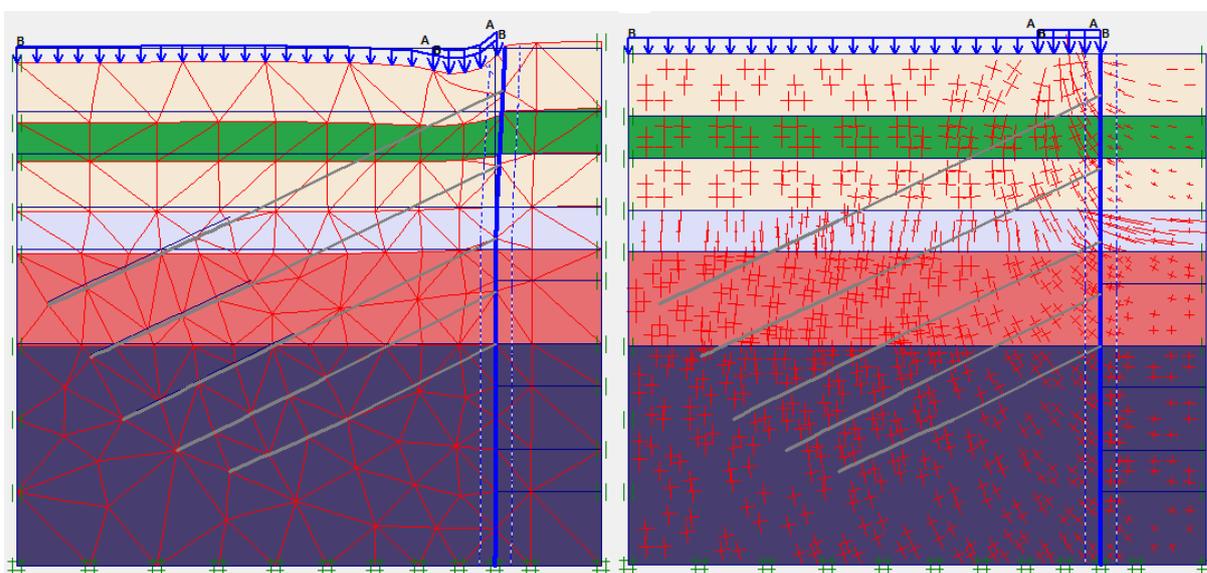


Figura 77 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 05 – seção de escavação 01

Fonte: os autores

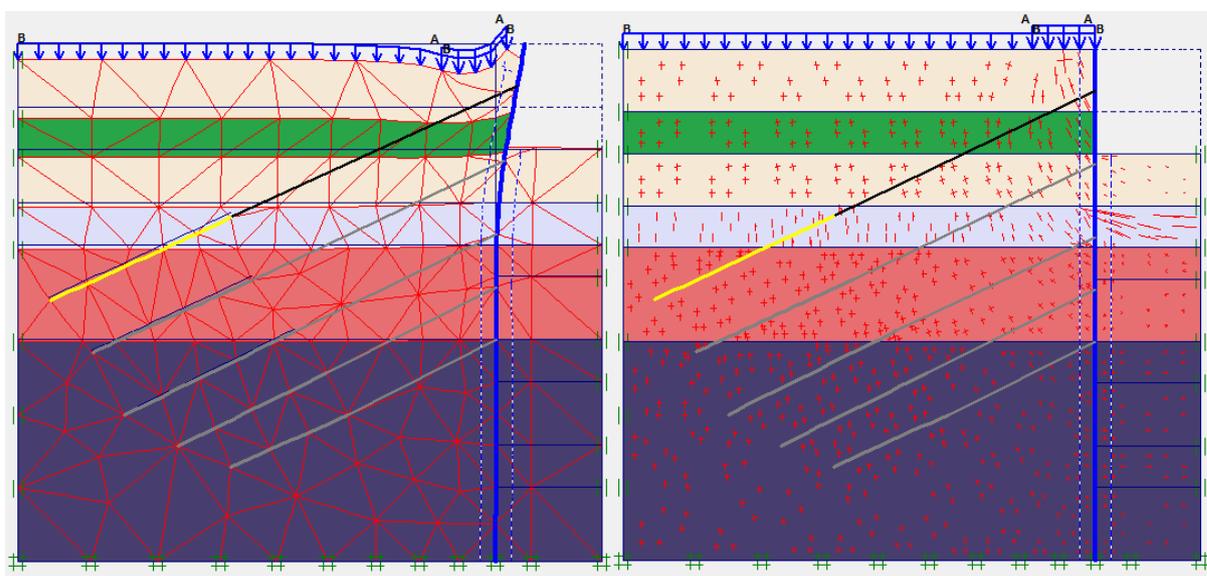


Figura 78 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 05 – seção de escavação 02

Fonte: os autores

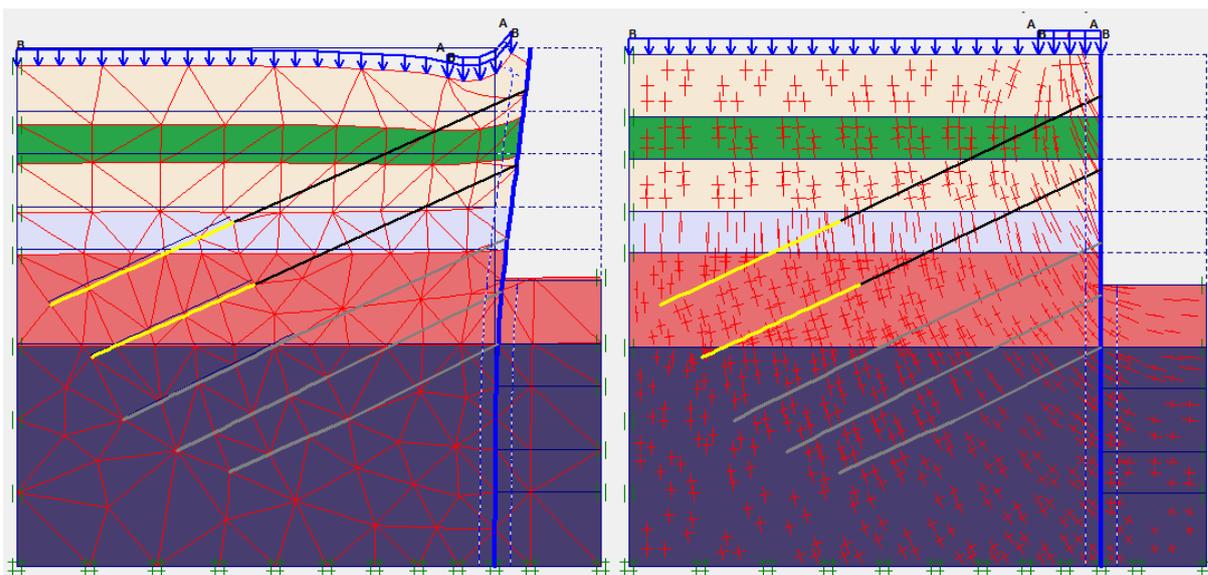


Figura 79 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 05 – seção de escavação 03

Fonte: os autores

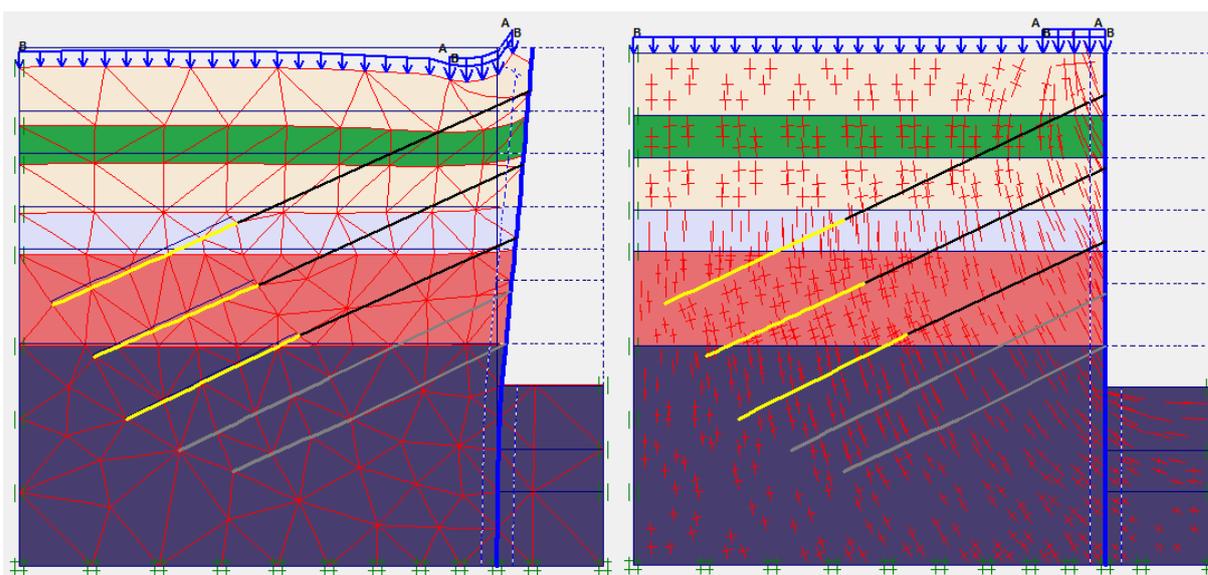


Figura 80 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 05 – seção de escavação 04

Fonte: os autores

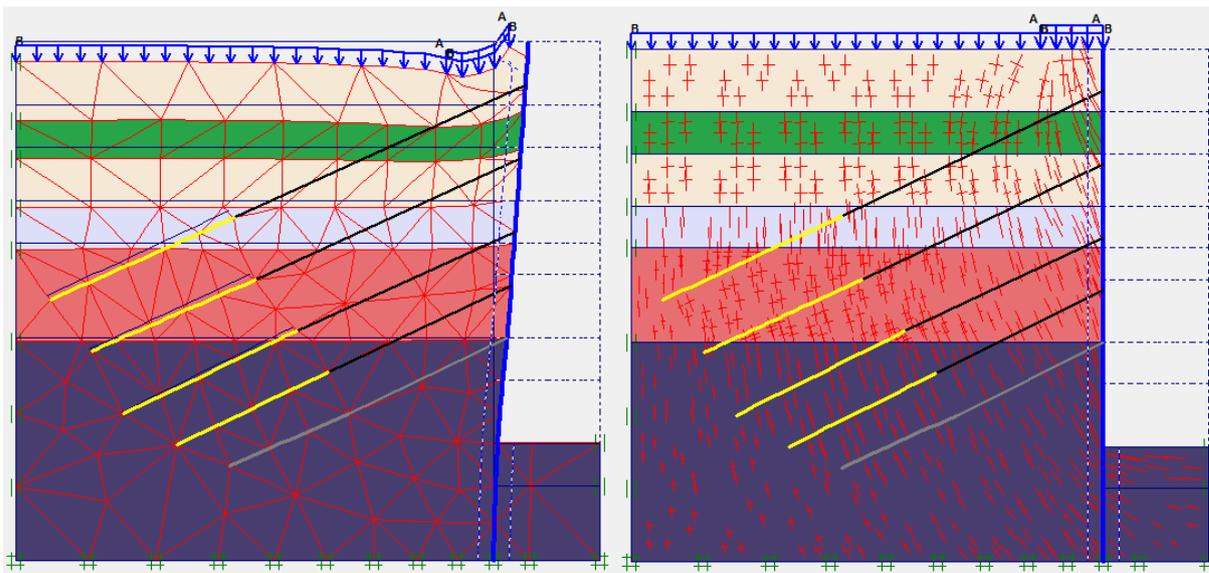


Figura 81 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 05 – seção de escavação 05

Fonte: os autores

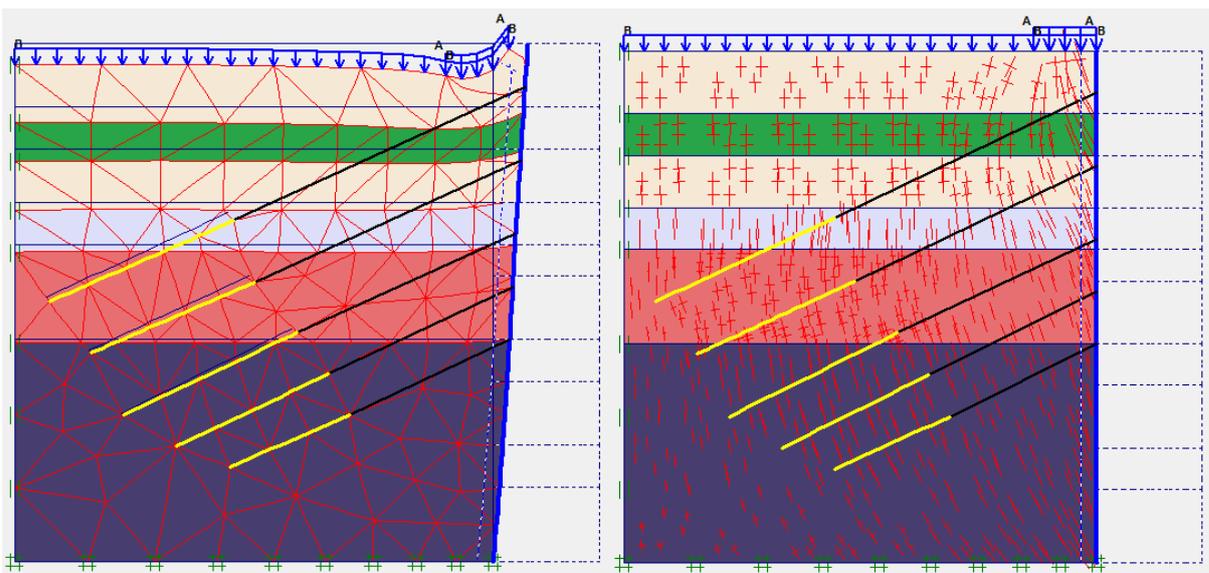


Figura 82 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 05 – seção de escavação 06

Fonte: os autores

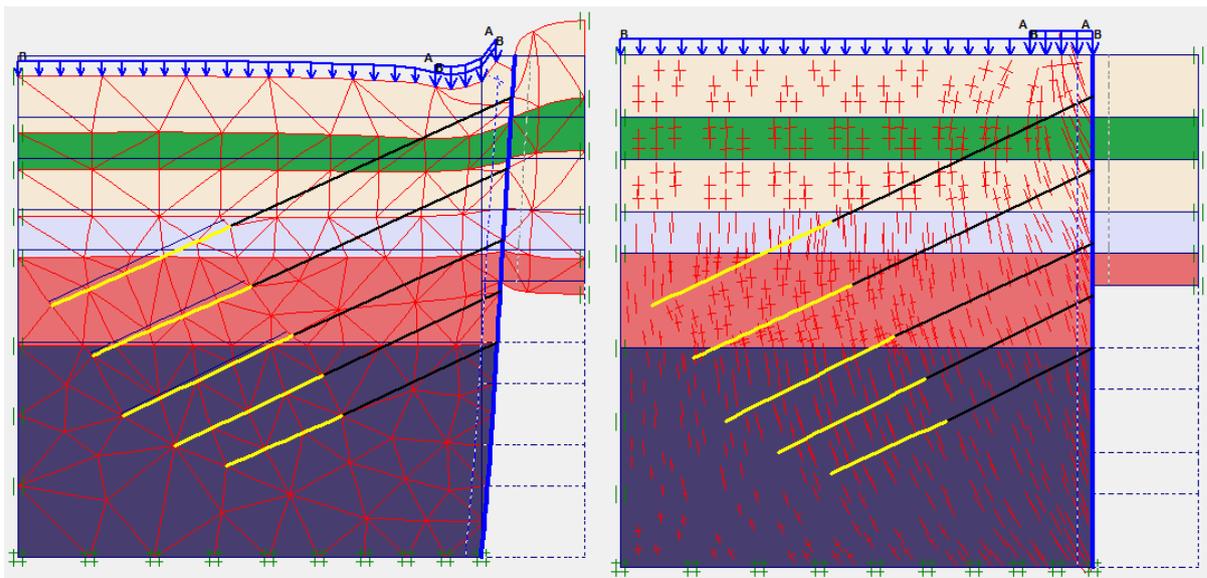


Figura 83 – Sistema solo-estrutura deformado e direção de tensões principais. Grupo 05 – seção de escavação 07

Fonte: os autores

6.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Em ambos os programas, os resultados obtidos foram satisfatórios, pois demonstraram, através de seus cálculos e resultados a segurança e estabilidade das contenções previstas no pré-projeto apresentado pelo IPPUC.

Pode-se observar através dos gráficos do *software Sheet Pile Wall* que as forças e momentos que atuam no sistema solo-estrutura estão condizentes com suas resistências características. Os gráficos demonstram a evolução das tensões no sistema conforme progredem as escavações. Durante as etapas de escavação, pode-se observar o aumento da pressão do solo sobre a parede, gerando a necessidade da implantação gradual do sistema de atirantamento, que auxilia na contenção do sistema como um todo.

Por meio dos gráficos, obtêm-se os valores de força cortante em todos os pontos. A seção de maior valor é crítica para cálculo dos tirantes, pois essa é força que ele precisará resistir.

O *software Plaxis 2D* apresenta resultados que complementam os obtidos com o *software SPW* pois apresenta de uma forma de mais fácil compreensão as principais linhas de tensão no solo e mostra as deformações do sistema como um todo. Juntamente com isso, o programa também nos fornece uma tabela

discriminando o deslocamento ponto a ponto do sistema e as variações de tensões em todos os pontos dos solos.

Com o auxílio das tabelas geradas pelo Plaxis e os gráficos gerados pelo *SPW*, foi feita uma comparação dos resultados para verificar a validade de ambos os programas. Devido ao tamanho das tabelas, ficaria inviável colocar no trabalho a comparação completa dos resultados, ficando limitado apenas ao resultado mais crítico do grupo de escavação mais profundo – grupo 5.

Tabela 25 - Resultados apresentados pelo SPW para o deslocamento do sistema no grupo 5

Tirante	z (m)	w (m)
1	2,00	-1,531685
2	5,50	-1,3432510
3	9,00	-1,154044
4	11,50	-1,017745
5	14,00	-0,879621

Fonte: os autores

Tabela 26 - Resultados apresentados pelo Plaxis para o deslocamento do sistema do grupo 5

Tirantes	z (m)	dx (m)	dy (m)
1	2,00	0,030393	-0,004332
2	5,50	0,025897	-0,001919
3	9,00	0,021437	-0,000153
4	11,50	0,018486	-0,000568
5	14,00	0,015537	-0,000137

Fonte: os autores

Comparando os resultados apresentados nas tabelas 25 e 26 pode-se observar que os resultados divergem, porém, conforme observado no resultados acima, isso não influencia na segurança e estabilidade do sistema, visto que os programas analisam os dados de forma diferente.

O programa *SPW* faz uma análise unidimensional do sistema solo-estrutura, considerando apenas o eixo das abcissas, para entrada de dados, cálculos de forças aplicadas, deslocamentos e demais resultados. Enquanto que, o programa Plaxis 2D faz uma análise geotécnica considerando a geometria total do sistema em duas dimensões.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As principais conclusões são:

- Faltam dados para uma análise mais precisa e conclusiva a respeito dos comprimentos e inclinações dos tirantes. É necessária a realização de ensaios mais específicos para melhor compreensão do comportamento geotécnico do solo para o uso ideal dos programas de modelagem;

- Devido à falta de dados a respeito dos tirantes utilizados no material fornecido pelo IPPUC, calculou-se as dimensões levando em consideração critérios de norma e conhecimentos obtidos ao longo do desenvolvimento do trabalho e com isso, puderam ser definidos alguns tirantes reais para cada situação;

- Os programas apresentaram valores divergentes para deslocamentos e pressões no solo. Essa diferença existe pelo fato dos programas utilizarem dados de entrada diferentes e alguns desses dados terem sido arbitrados e/ou calculados através de outros parâmetros. Vê-se a importância dos ensaios para obtenção de todos os dados necessários;

Finalmente, podemos concluir que o sistema de contenção previsto no pré-projeto do metrô de Curitiba mostrou-se estável de acordo com a análise feita pelos programas. Em momento algum o sistema solo-estrutura rompeu, nem mesmo mostrou-se instável. Os deslocamentos e pressões foram absorvidos pela estrutura em todas as fases de escavação.

8 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestões para trabalhos futuros, podemos citar:

- Estudo de viabilidade técnica da troca do sistema de contenção no trecho analisado para o estroncamento;
- Análise financeira das opções tecnicamente viáveis de construção de contenções;
- Estudo da viabilidade técnico-econômica dos outros tipos de escavação escolhidos pelo IPPUC, incluindo das estações do metrô.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 5629.96**: Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, 1996.
- Meio ambiente e energia. Exame. São Paulo: Abril, jun. 2012. Acesso em 14 de 07 de 2013, disponível em <http://exame.abril.com.br/meio-ambiente-e-energia/noticias/sem-metro-poluicao-aumenta-75-em-sao-paulo>
- BRANDI, J. L. **Mecânica dos Solos**. Notas de Aula. Curitiba, 2006
- BRINKGREVE, R., ENGIN, E., & SWOLFS, W. **PLAXIS: PLAXIS 2D Geotechnical Software (info)**. 2012. Acesso em 18 de Junho de 2013, disponível em PLAXIS: <http://www.plaxis.nl/files/files/2D2012-0-Gen-Info.pdf>
- BUENO, F. d. **Minidicionário da Língua Portuguesa**. São Paulo: Editora FTD S.A, 1996.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações vol.2**. Rio de Janeiro: Livros técnicos e científicos editora, 2003
- CHRISTAN, Priscila d. **Estudo da Interação Solo-estada sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos**. 2012. Dissertação (Engenharia Civil) - Programa de pós-graduação, Universidade Tecnológica Federal do Paraná Curitiba, 2012.
- DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: CENGAGE Learning (2011).
- DUARTE, J. M. A Resistência Residual dos Solos da Formação Guabirotuba e sua Importância na Estabilidade de Taludes. In: CARACTERÍSTICAS GEOTECNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA. 1999. Anais de mesa redonda (pp. 77-91). Curitiba: AMBS - NP - PR/SC - UFPR.
- FELIPE, R. d. **Características Geológico-Geotécnicas na Formação Guabirotuba**. Curitiba: MINEROPAR - Serviço Geológico do Paraná, 2001.
- FERREIRA, F. C. **Sistemas de contenção**. São Paulo, São Paulo, Brasil: USP, 2002
- FIAMONCINI, C. M. **Estabilização de Talude através da técnica de cortina atirantada - Estudo de Caso**. 2009. TCC (Curso de Engenharia Civil) - Universidade do Extremo Sul Catarinense Criciúma, 2009.
- G1. *Globo Natureza*. São Paulo. Junho 2012. Acesso em 14 de 07 de 2013, disponível em G1: <http://g1.globo.com/natureza/noticia/2012/06/sao-paulo-teria-poluicao-75-maior-se-metro-parasse-por-um-ano-diz-estudo.html>

- HACHICH, W. **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: PINI, 1998
- IPPUC. **Metrô Curitibano**. Curitiba. Acesso em 2013, disponível em <http://metro.curitiba.pr.gov.br/>
- JUNIOR, I. J. **Fundações e contencões em edifícios**. São Paulo: PINI, 2007
- JUNIOR, D. d. **Estabilidade de Taludes**, 2003. Acesso em 8 de Abril de 2013, disponível em Sonia Afonso Arquitetura e Urbanismo: <http://soniaa.arq.prof.ufsc.br/maq1206/2003/Temba/EstabilidadedeTaludes.pdf>
- KAUARK, F. d., MANHÃES, F. C., & MEDEIROS, C. H. **Metodologia da Pesquisa: Um guia prático**. Itabuna: Via Literarum, 2010
- KECK, D. **Lehrveranstaltung: Geotechnik 2 - Kapitel: Wasser in Boden**. Berlin: Notas de Aula Beuth Hochschule für Technik Berlin, 2012.
- KORMANN, M. A. (27 de Setembro de 2002). **Comportamento geomecânico da Formação Guabirotuba: estudos de campo e laboratório**. 2002. Tese de Doutorado (Engenharia de Solos) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.
- MARTINS, J. B. **Fundações**. Braga, Portugal: Universidade do Minho, 2002
- MORE, J. Z. **Análise Numérica do Comportamento de Cortinas Atirantadas em Solos**. 2003. Dissertação de Mestrado - PUC Rio. Rio de Janeiro:, 2003.
- NASCIMENTO, N. A., & PUPPI, R. F. Formação Guabirotuba: Algumas Características e Comentários sobre Fundações e Contencões. In: CARACTERÍSTICAS GEOTECNICAS DA FORMAÇÃO GUABIROTUBA. 1999. Anais de mesa redonda (pp. 189-195). Curitiba: ABMS - NP - PR/SC - UFPR.
- ORTIGÃO, J. A. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos AS, 1995
- PINTO, C. d. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2002
- PLAXIS 2D Versão 8.0. Empresa: Plaxis B.V. Koxhi Yoki Kabuto, Japão, 2002.
- SPW2006. Autor: Arnold Verruijt. Delft, Holanda, 2002. Disponível em : <http://geo.verruijt.net/>
- SHIMIZU, J. Y. **Sistemas de Contenção**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2002
- SILVA, N. U. *Dissertação: Análise de Tensoes Verticais em Edifícios de Alvenaria Estrutural Considerando a Interação Solo-Estrutura*. 2006.

123p. Dissertação (Programa de pós-graduação e engenharia de estruturas) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2006.

SOLOTRAT. (s.d.). **Manual Técnico de Tirantes**.

TEIXEIRA, Í. J. Estudo Comparativo de duas alternativas para contenção de taludes verticais: solo grampeado e cortina atirantada. 2011. 123p. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil) - Departamento de tecnologia. Universidade Estadual de Feira de Santana, Feira de Santana, 2011.

Feira de Santana: Thyssen Krupp GfT Bautechnik. **Sheet Piling Handbuch - 3rd Edition**. Catálogo. Essen, Renânia do Norte-Vestfália, Alemanha, 2010.

TRAVAGIN, V. **Túneis: Aspectos Básicos e Métodos Construtivos**. Notas de Aula. Curitiba, 2011.

VERRUIJT, A. **Geotechnical Software by Arnold Verruijt**. 2002. Acesso em 2013, disponível em Website of Arnold Verruijt: <http://geo.verruijt.net/>

YASSUDA, C., & DIAS, P. **Capítulo 17 - Tirantes**. In: C. YASSUDA, & P. DIAS, *Fundações: Teoria e Prática. Tirantes* (pp. 603-640). São Paulo: ABMS, 1998.

APÊNDICE A - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA SHEET PILE WALL PARA O GRUPO 2

SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Sheet Pile Wall : General Data

Licensed User	01_Verruijt\02_Gr2_Grupo 2\ICC G2-S5 (5).spw
File Name	ICC G2-S5 (5).spw
Problem Name	2_Grupo 2\ICC G2-S5 (5).spw
Length (m)	27.300
Number of Elements	100
Number of Layers	9
Number of Loading Steps	3
Profile	1

Properties of Soil Layers

Loading Step: 0 Left and Right Sides

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	1.500	18.000	22.000	0.000	0.000	0.000	10.000	0.370	3.800	0.577	0.003
2	Soil 2	2.000	18.000	22.000	0.000	0.000	0.000	10.000	0.370	3.800	0.577	0.003
3	Soil 3	2.000	18.000	22.000	0.000	0.000	0.000	20.000	0.450	2.750	0.658	0.027
4	Soil 4	3.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.330	4.600	0.531	0.006
5	Soil 5	0.700	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	30.000	0.370	3.800	0.577	0.047
6	Soil 6	2.300	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	30.000	0.370	3.800	0.577	0.047
7	Soil 7	0.800	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.045
8	Soil 8	4.500	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.045
9	Soil 9	10.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.557	0.045

Anchors

Loading Step: 0

No.	Depth m	Fx kN/m	Fa kN/m	Dw m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	1.500	0.000	0.000	1.000
2	3.500	0.000	0.000	1.000
3	5.500	0.000	0.000	1.000
4	9.000	0.000	0.000	1.000
5	9.700	0.000	0.000	1.000
6	12.000	0.000	0.000	1.000
7	12.800	0.000	0.000	1.000
8	17.300	0.000	0.000	1.000
9	27.300	0.000	0.000	1.000

Cross Sections

Loading Step: 0

SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Properties of Soil Layers

Loading Step: 1 Left Side

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	1.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	Soil 2	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	Soil 3	2.000	18.000	22.000	0.000	0.000	0.000	20.000	0.450	2.750	0.658	0.027
4	Soil 4	3.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.330	4.600	0.531	0.006
5	Soil 5	0.700	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	30.000	0.370	3.800	0.577	0.047
6	Soil 6	2.300	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	30.000	0.370	3.800	0.577	0.047
7	Soil 7	0.800	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.045
8	Soil 8	4.500	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.045
9	Soil 9	10.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.557	0.045

Properties of Soil Layers

Loading Step: 1 Right Side

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	1.500	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	10.000	0.370	3.800	1.000	0.003
2	Soil 2	2.000	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	10.000	0.370	3.800	1.000	0.003
3	Soil 3	2.000	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	20.000	0.450	2.750	1.000	0.027
4	Soil 4	3.500	19.000	23.000	0.000	0.000	17.500	15.000	0.330	4.600	1.000	0.006
5	Soil 5	0.700	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
6	Soil 6	2.300	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
7	Soil 7	0.800	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045
8	Soil 8	4.500	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.045
9	Soil 9	10.000	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	35.000	0.370	3.800	0.557	0.045

Anchors

Loading Step: 1

No.	Depth m	Fx kN/m	Fa kN/m	Dw m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	1.500	0.000	0.000	1.000
2	3.500	0.000	0.000	1.000
3	5.500	0.000	0.000	1.000
4	9.000	0.000	0.000	1.000
5	9.700	0.000	0.000	1.000
6	12.000	0.000	0.000	1.000
7	12.800	0.000	0.000	1.000
8	17.300	0.000	0.000	1.000
9	27.300	0.000	0.000	1.000

Cross Sections

Loading Step: 1

SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Properties of Soil Layers (Left Side)

Loading Step: 2

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	1.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	Soil 2	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	Soil 3	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	Soil 4	3.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5	Soil 5	0.700	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
6	Soil 6	2.300	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	30.000	0.370	3.800	0.577	0.047
7	Soil 7	0.800	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.045
8	Soil 8	4.500	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.045
9	Soil 9	10.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.557	0.045

Properties of Soil Layers (Right Side)

Loading Step: 2

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	1.500	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	10.000	0.370	3.800	1.000	0.003
2	Soil 2	2.000	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	10.000	0.370	3.800	1.000	0.003
3	Soil 3	2.000	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	20.000	0.450	2.750	1.000	0.027
4	Soil 4	3.500	19.000	23.000	0.000	0.000	17.500	15.000	0.330	4.600	1.000	0.006
5	Soil 5	0.700	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
6	Soil 6	2.300	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
7	Soil 7	0.800	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045
8	Soil 8	4.500	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.045
9	Soil 9	10.000	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	35.000	0.370	3.800	0.557	0.045

Anchors

Loading Step: 2

No.	Depth m	Fx kN/m	Fa kN/m	Dw m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	1.500	0.000	51.800	-0.041
2	3.500	0.000	0.000	1.000
3	5.500	0.000	0.000	1.000
4	9.000	0.000	0.000	1.000
5	9.700	0.000	0.000	1.000
6	12.000	0.000	0.000	1.000
7	12.800	0.000	0.000	1.000
8	17.300	0.000	0.000	1.000
9	27.300	0.000	0.000	1.000

Cross Sections

Loading Step: 2

SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Properties of Soil Layers (Left Side)

Loading Step: 3

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	1.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	Soil 2	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	Soil 3	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	Soil 4	3.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5	Soil 5	0.700	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
6	Soil 6	2.300	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
7	Soil 7	0.800	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
8	Soil 8	4.500	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.045
9	Soil 9	10.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.557	1.000

Properties of Soil Layers (Right Side)

Loading Step: 3

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	1.500	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	10.000	0.370	3.800	1.000	0.003
2	Soil 2	2.000	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	10.000	0.370	3.800	1.000	0.003
3	Soil 3	2.000	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	20.000	0.450	2.750	1.000	0.027
4	Soil 4	3.500	19.000	23.000	0.000	0.000	17.500	15.000	0.330	4.600	1.000	0.006
5	Soil 5	0.700	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
6	Soil 6	2.300	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
7	Soil 7	0.800	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045
8	Soil 8	4.500	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.045
9	Soil 9	10.000	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	35.000	0.370	3.800	0.557	0.045

Anchors

Loading Step: 3

No.	Depth m	Fx kN/m	Fa kN/m	Dw m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	1.500	0.000	38.000	-0.041
2	3.500	0.000	0.000	1.000
3	5.500	0.000	104.100	-0.039
4	9.000	0.000	0.000	1.000
5	9.700	0.000	0.000	1.000
6	12.000	0.000	0.000	1.000
7	12.800	0.000	0.000	1.000
8	17.300	0.000	0.000	1.000
9	27.300	0.000	0.000	1.000

Cross Sections

Loading Step: 3

APÊNDICE B - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA SHEET PILE WALL PARA O GRUPO DE ESCAVAÇÃO 3

SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Sheet Pile Wall : General Data

Licensed User	\01_Verruijt\03_Grupo 3\TCC G3-S5 (5) ok.spw
File Name	TCC G3-S5 (5) ok.spw
Problem Name	3_Grupo 3\TCC G3-S5 (5) ok.spw
Length (m)	37.300
Number of Elements	100
Number of Layers	12
Number of Loading Steps	4
Profile	1

Properties of Soil Layers

Loading Step: 0 Left and Right Sides

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	2.500	18.000	22.000	0.000	0.000	0.000	10.000	0.370	3.800	1.000	0.003
2	Soil 2	1.000	18.000	22.000	0.000	0.000	0.000	10.000	0.370	3.800	1.000	0.003
3	Soil 3	1.300	18.000	22.000	0.000	0.000	0.000	20.000	0.450	2.750	1.000	0.027
4	Soil 4	0.700	18.000	22.000	0.000	0.000	0.000	20.000	0.450	2.750	1.000	0.027
5	Soil 5	1.000	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.006
6	Soil 6	2.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.006
7	Soil 7	0.500	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
8	Soil 8	1.500	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
9	Soil 9	1.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
10	Soil 10	2.500	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045
11	Soil 11	2.800	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045
12	Soil 12	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045

Anchors

Loading Step: 0

No.	Depth m	Fx kN/m	Fa kN/m	Dw m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	2.500	0.000	0.000	1.000
2	3.500	0.000	0.000	1.000
3	4.800	0.000	0.000	1.000
4	5.500	0.000	0.000	1.000
5	6.500	0.000	0.000	1.000
6	9.000	0.000	0.000	1.000
7	9.500	0.000	0.000	1.000
8	11.000	0.000	0.000	1.000
9	12.000	0.000	0.000	1.000
10	14.500	0.000	0.000	1.000
11	17.300	0.000	0.000	1.000
12	37.300	0.000	0.000	1.000

Cross Sections

Loading Step: 0

SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Properties of Soil Layers (Left Side)

Loading Step: 1 Left Side

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	2.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	Soil 2	1.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	Soil 3	1.300	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	Soil 4	0.700	18.000	22.000	0.000	0.000	0.000	20.000	0.450	2.750	1.000	0.027
5	Soil 5	1.000	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.006
6	Soil 6	2.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.006
7	Soil 7	0.500	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
8	Soil 8	1.500	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
9	Soil 9	1.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
10	Soil 10	2.500	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045
11	Soil 11	2.800	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045
12	Soil 12	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045

Properties of Soil Layers (Right Side)

Loading Step: 1 Right Side

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	2.500	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	10.000	0.370	3.800	1.000	0.003
2	Soil 2	1.000	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	10.000	0.370	3.800	1.000	0.003
3	Soil 3	1.300	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	20.000	0.450	2.750	1.000	0.027
4	Soil 4	0.700	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	20.000	0.450	2.750	1.000	0.027
5	Soil 5	1.000	19.000	23.000	0.000	0.000	17.500	15.000	0.330	4.600	1.000	0.006
6	Soil 6	2.500	19.000	23.000	0.000	0.000	17.500	15.000	0.330	4.600	1.000	0.006
7	Soil 7	0.500	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
8	Soil 8	1.500	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
9	Soil 9	1.000	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
10	Soil 10	2.500	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045
11	Soil 11	2.800	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045
12	Soil 12	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045

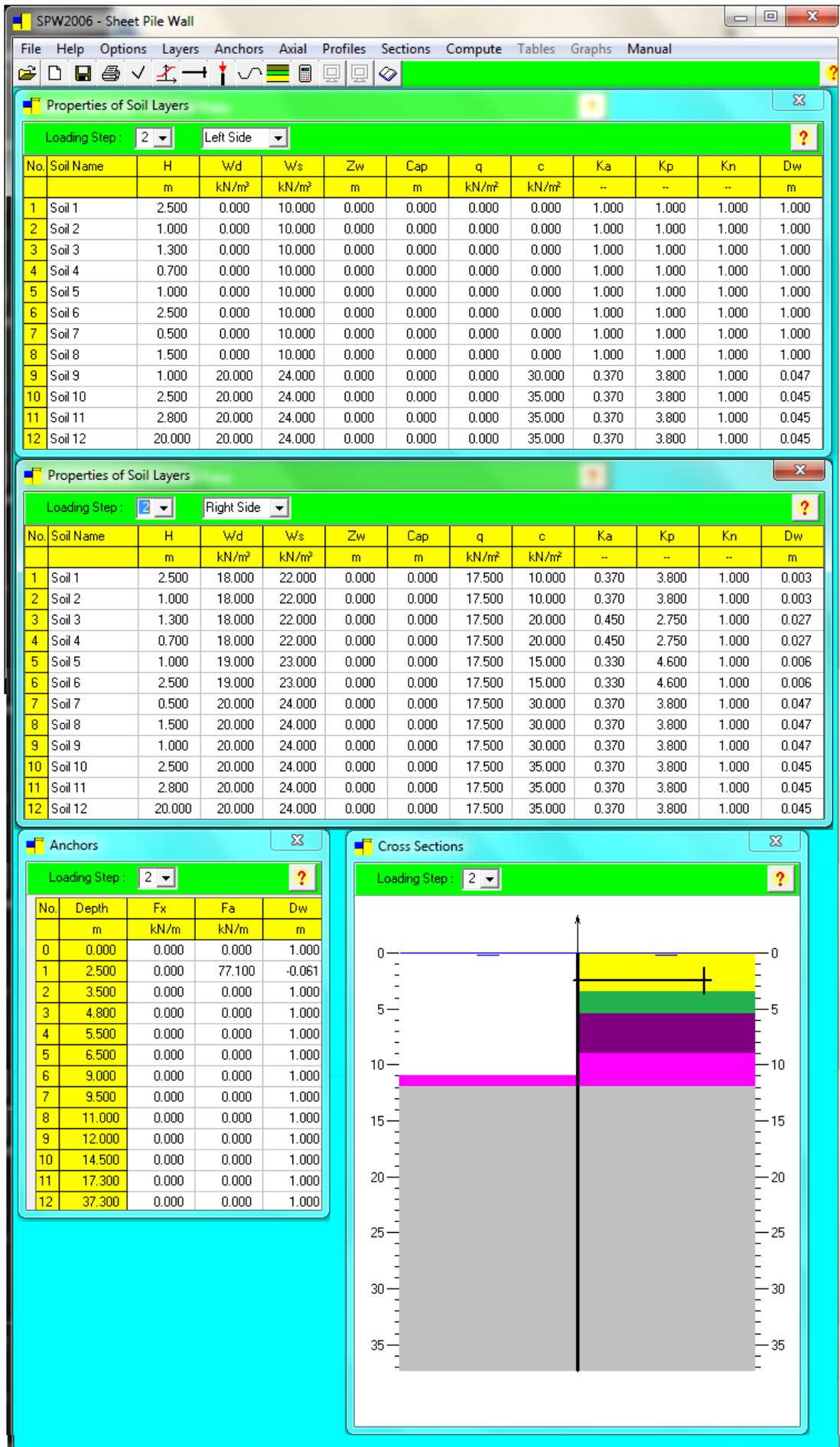
Anchors

Loading Step: 1

No.	Depth m	Fx kN/m	Fa kN/m	Dw m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	2.500	0.000	0.000	1.000
2	3.500	0.000	0.000	1.000
3	4.800	0.000	0.000	1.000
4	5.500	0.000	0.000	1.000
5	6.500	0.000	0.000	1.000
6	9.000	0.000	0.000	1.000
7	9.500	0.000	0.000	1.000
8	11.000	0.000	0.000	1.000
9	12.000	0.000	0.000	1.000
10	14.500	0.000	0.000	1.000
11	17.300	0.000	0.000	1.000
12	37.300	0.000	0.000	1.000

Cross Sections

Loading Step: 1



SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Properties of Soil Layers (Left Side)

Loading Step: 3 Left Side

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	2.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	Soil 2	1.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	Soil 3	1.300	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	Soil 4	0.700	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5	Soil 5	1.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
6	Soil 6	2.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
7	Soil 7	0.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
8	Soil 8	1.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
9	Soil 9	1.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
10	Soil 10	2.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
11	Soil 11	2.800	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045
12	Soil 12	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045

Properties of Soil Layers (Right Side)

Loading Step: 3 Right Side

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	2.500	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	10.000	0.370	3.800	1.000	0.003
2	Soil 2	1.000	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	10.000	0.370	3.800	1.000	0.003
3	Soil 3	1.300	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	20.000	0.450	2.750	1.000	0.027
4	Soil 4	0.700	18.000	22.000	0.000	0.000	17.500	20.000	0.450	2.750	1.000	0.027
5	Soil 5	1.000	19.000	23.000	0.000	0.000	17.500	15.000	0.330	4.600	1.000	0.006
6	Soil 6	2.500	19.000	23.000	0.000	0.000	17.500	15.000	0.330	4.600	1.000	0.006
7	Soil 7	0.500	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
8	Soil 8	1.500	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
9	Soil 9	1.000	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
10	Soil 10	2.500	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045
11	Soil 11	2.800	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045
12	Soil 12	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045

Anchors

Loading Step: 3

No.	Depth m	Fx kN/m	Fa kN/m	Dw m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	2.500	0.000	57.500	-0.061
2	3.500	0.000	0.000	1.000
3	4.800	0.000	0.000	1.000
4	5.500	0.000	0.000	1.000
5	6.500	0.000	121.400	-0.034
6	9.000	0.000	0.000	1.000
7	9.500	0.000	0.000	1.000
8	11.000	0.000	0.000	1.000
9	12.000	0.000	0.000	1.000
10	14.500	0.000	0.000	1.000
11	17.300	0.000	0.000	1.000
12	37.300	0.000	0.000	1.000

Cross Sections

Loading Step: 3

SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Properties of Soil Layers (Left Side)

Loading Step: 4 Left Side

No.	Soil Name	H	W/d	W/s	Zw	Cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
		m	kN/m ²	kN/m ²	m	m	kN/m ²	kN/m ²	--	--	--	m
1	Soil 1	2.500	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	Soil 2	1.000	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	Soil 3	1.300	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	Soil 4	0.700	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5	Soil 5	1.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
6	Soil 6	2.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
7	Soil 7	0.500	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
8	Soil 8	1.500	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
9	Soil 9	1.000	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
10	Soil 10	2.500	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
11	Soil 11	2.800	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
12	Soil 12	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045

Properties of Soil Layers (Right Side)

Loading Step: 4 Right Side

No.	Soil Name	H	W/d	W/s	Zw	Cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
		m	kN/m ²	kN/m ²	m	m	kN/m ²	kN/m ²	--	--	--	m
1	Soil 1	2.500	18.000	22.000	1.000	0.000	17.500	10.000	0.370	3.000	1.000	0.003
2	Soil 2	1.000	18.000	22.000	1.000	0.000	17.500	10.000	0.450	3.000	1.000	0.003
3	Soil 3	1.300	18.000	22.000	1.000	0.000	17.500	20.000	0.450	2.750	1.000	0.027
4	Soil 4	0.700	18.000	22.000	1.000	0.000	17.500	20.000	0.450	2.750	1.000	0.027
5	Soil 5	1.000	19.000	23.000	1.000	0.000	17.500	15.000	0.330	4.600	1.000	0.006
6	Soil 6	2.500	19.000	23.000	1.000	0.000	17.500	15.000	0.330	4.600	1.000	0.006
7	Soil 7	0.500	20.000	24.000	1.000	0.000	17.500	30.000	0.370	3.000	1.000	0.047
8	Soil 8	1.500	20.000	24.000	1.000	0.000	17.500	30.000	0.370	3.800	1.000	0.047
9	Soil 9	1.000	16.000	24.000	1.000	0.000	17.500	30.000	0.333	3.000	1.000	0.047
10	Soil 10	2.500	16.000	24.000	1.000	0.000	17.500	35.000	0.333	3.000	1.000	0.045
11	Soil 11	2.800	16.000	24.000	1.000	0.000	17.500	35.000	0.333	3.000	1.000	0.045
12	Soil 12	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	17.500	35.000	0.370	3.800	1.000	0.045

Anchors

Loading Step: 4

No.	Depth	Fx	Fa	Dw
	m	kN/m	kN/m	m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	2.500	0.000	55.000	-0.061
2	3.500	0.000	0.000	1.000
3	4.800	0.000	0.000	1.000
4	5.500	0.000	0.000	1.000
5	6.500	0.000	104.500	-0.034
6	9.000	0.000	0.000	1.000
7	9.500	0.000	130.600	-0.034
8	11.000	0.000	0.000	1.000
9	12.000	0.000	0.000	1.000
10	14.500	0.000	0.000	1.000
11	17.300	0.000	0.000	1.000
12	37.300	0.000	0.000	1.000

Cross Sections

Loading Step: 4

APÊNDICE C - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA SHEET PILE WALL PARA O GRUPO DE ESCAVAÇÃO 4

SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Sheet Pile Wall : General Data

Licensed User	\01_Verruijt\04_Grupo 4\ICC G4-S1 (4) ok.spw
File Name	ICC G4-S1 (4) ok.spw
Problem Name	4_Grupo 4\ICC G4-S1 (4) ok.spw
Length (m)	51.000
Number of Elements	100
Number of Layers	14
Number of Loading Steps	5
Profile	1

Properties of Soil Layers

Loading Step: 0 Left and Right Sides

No.	Soil Name	H	Wd	Ws	Zw	Cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
		m	kN/m ²	kN/m ²	m	m	kN/m ²	kN/m ²	--	--	--	m
1	Soil 1	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
2	Soil 2	1.000	17.000	21.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
3	Soil 3	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	0.000	10.000	0.480	2.480	1.000	0.043
4	Soil 4	0.500	17.000	21.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
5	Soil 5	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
6	Soil 6	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
7	Soil 7	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
8	Soil 8	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
9	Soil 9	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
10	Soil 10	2.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
11	Soil 11	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
12	Soil 12	3.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
13	Soil 13	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
14	Soil 14	30.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040

Anchors

Loading Step: 0

No.	Depth	Fx	Fa	Dw
	m	kN/m	kN/m	m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	2.000	0.000	0.000	1.000
2	3.000	0.000	0.000	1.000
3	5.000	0.000	0.000	1.000
4	5.500	0.000	0.000	1.000
5	7.500	0.000	0.000	1.000
6	9.000	0.000	0.000	1.000
7	9.500	0.000	0.000	1.000
8	11.000	0.000	0.000	1.000
9	11.500	0.000	0.000	1.000
10	14.000	0.000	0.000	1.000
11	16.000	0.000	0.000	1.000
12	19.000	0.000	0.000	1.000
13	21.000	0.000	0.000	1.000
14	51.000	0.000	0.000	1.000

Cross Sections

Loading Step: 0

SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Properties of Soil Layers

Loading Step: 1 Left Side

No.	Soil Name	H	Wd	Ws	Zw	Cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
		m	kN/m ²	kN/m ²	m	m	kN/m ²	kN/m ²	--	--	--	m
1	Soil 1	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	Soil 2	1.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	Soil 3	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	Soil 4	0.500	17.000	21.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.450	2.750	0.658	0.048
5	Soil 5	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.450	2.750	0.658	0.048
6	Soil 6	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.330	4.600	0.531	0.005
7	Soil 7	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.330	4.600	0.531	0.005
8	Soil 8	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.450	2.750	0.658	0.046
9	Soil 9	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.450	2.750	0.658	0.046
10	Soil 10	2.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.450	2.750	0.658	0.046
11	Soil 11	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040
12	Soil 12	3.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040
13	Soil 13	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040
14	Soil 14	30.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040

Properties of Soil Layers

Loading Step: 1 Right Side

No.	Soil Name	H	Wd	Ws	Zw	Cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
		m	kN/m ²	kN/m ²	m	m	kN/m ²	kN/m ²	--	--	--	m
1	Soil 1	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
2	Soil 2	1.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
3	Soil 3	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	10.000	0.480	2.480	1.000	0.043
4	Soil 4	0.500	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
5	Soil 5	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
6	Soil 6	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
7	Soil 7	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
8	Soil 8	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
9	Soil 9	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
10	Soil 10	2.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
11	Soil 11	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
12	Soil 12	3.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
13	Soil 13	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
14	Soil 14	30.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040

Anchors

Loading Step: 1

No.	Depth	Fx	Fa	Dw
	m	kN/m	kN/m	m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	2.000	0.000	0.000	-0.020
2	3.000	0.000	0.000	1.000
3	5.000	0.000	0.000	1.000
4	5.500	0.000	0.000	1.000
5	7.500	0.000	0.000	1.000
6	9.000	0.000	0.000	1.000
7	9.500	0.000	0.000	1.000
8	11.000	0.000	0.000	1.000
9	11.500	0.000	0.000	1.000
10	14.000	0.000	0.000	1.000
11	16.000	0.000	0.000	1.000
12	19.000	0.000	0.000	1.000
13	21.000	0.000	0.000	1.000
14	51.000	0.000	0.000	1.000

Cross Sections

Loading Step: 1

SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Properties of Soil Layers

Loading Step: 2 Left Side

No.	Soil Name	H	Wd	Ws	Zw	Cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
		m	kN/m ²	kN/m ²	m	m	kN/m ²	kN/m ²	--	--	--	m
1	Soil 1	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	Soil 2	1.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	Soil 3	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	Soil 4	0.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5	Soil 5	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
6	Soil 6	1.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
7	Soil 7	0.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
8	Soil 8	1.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
9	Soil 9	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.450	2.750	0.658	0.046
10	Soil 10	2.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.450	2.750	0.658	0.046
11	Soil 11	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040
12	Soil 12	3.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040
13	Soil 13	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040
14	Soil 14	30.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040

Properties of Soil Layers

Loading Step: 2 Right Side

No.	Soil Name	H	Wd	Ws	Zw	Cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
		m	kN/m ²	kN/m ²	m	m	kN/m ²	kN/m ²	--	--	--	m
1	Soil 1	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
2	Soil 2	1.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
3	Soil 3	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	10.000	0.480	2.480	1.000	0.043
4	Soil 4	0.500	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
5	Soil 5	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
6	Soil 6	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
7	Soil 7	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
8	Soil 8	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
9	Soil 9	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
10	Soil 10	2.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
11	Soil 11	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
12	Soil 12	3.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
13	Soil 13	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
14	Soil 14	30.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040

Anchors

Loading Step: 2

No.	Depth	Fx	Fa	Dw
	m	kN/m	kN/m	m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	2.000	0.000	57.200	-0.122
2	3.000	0.000	0.000	1.000
3	5.000	0.000	0.000	1.000
4	5.500	0.000	0.000	1.000
5	7.500	0.000	0.000	1.000
6	9.000	0.000	0.000	1.000
7	9.500	0.000	0.000	1.000
8	11.000	0.000	0.000	1.000
9	11.500	0.000	0.000	1.000
10	14.000	0.000	0.000	1.000
11	16.000	0.000	0.000	1.000
12	19.000	0.000	0.000	1.000
13	21.000	0.000	0.000	1.000
14	51.000	0.000	0.000	1.000

Cross Sections

Loading Step: 2

SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Properties of Soil Layers

Loading Step: 3 Left Side

No.	Soil Name	H	Wd	Ws	Zw	Cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
		m	kN/m ²	kN/m ²	m	m	kN/m ²	kN/m ²	--	--	--	m
1	Soil 1	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	Soil 2	1.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	Soil 3	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	Soil 4	0.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5	Soil 5	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
6	Soil 6	1.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
7	Soil 7	0.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
8	Soil 8	1.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
9	Soil 9	0.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
10	Soil 10	2.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
11	Soil 11	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
12	Soil 12	3.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040
13	Soil 13	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040
14	Soil 14	30.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040

Properties of Soil Layers

Loading Step: 3 Right Side

No.	Soil Name	H	Wd	Ws	Zw	Cap	q	c	Ka	Kp	Kn	Dw
		m	kN/m ²	kN/m ²	m	m	kN/m ²	kN/m ²	--	--	--	m
1	Soil 1	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
2	Soil 2	1.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
3	Soil 3	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	10.000	0.480	2.480	1.000	0.043
4	Soil 4	0.500	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
5	Soil 5	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
6	Soil 6	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
7	Soil 7	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
8	Soil 8	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
9	Soil 9	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
10	Soil 10	2.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
11	Soil 11	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
12	Soil 12	3.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
13	Soil 13	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
14	Soil 14	30.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040

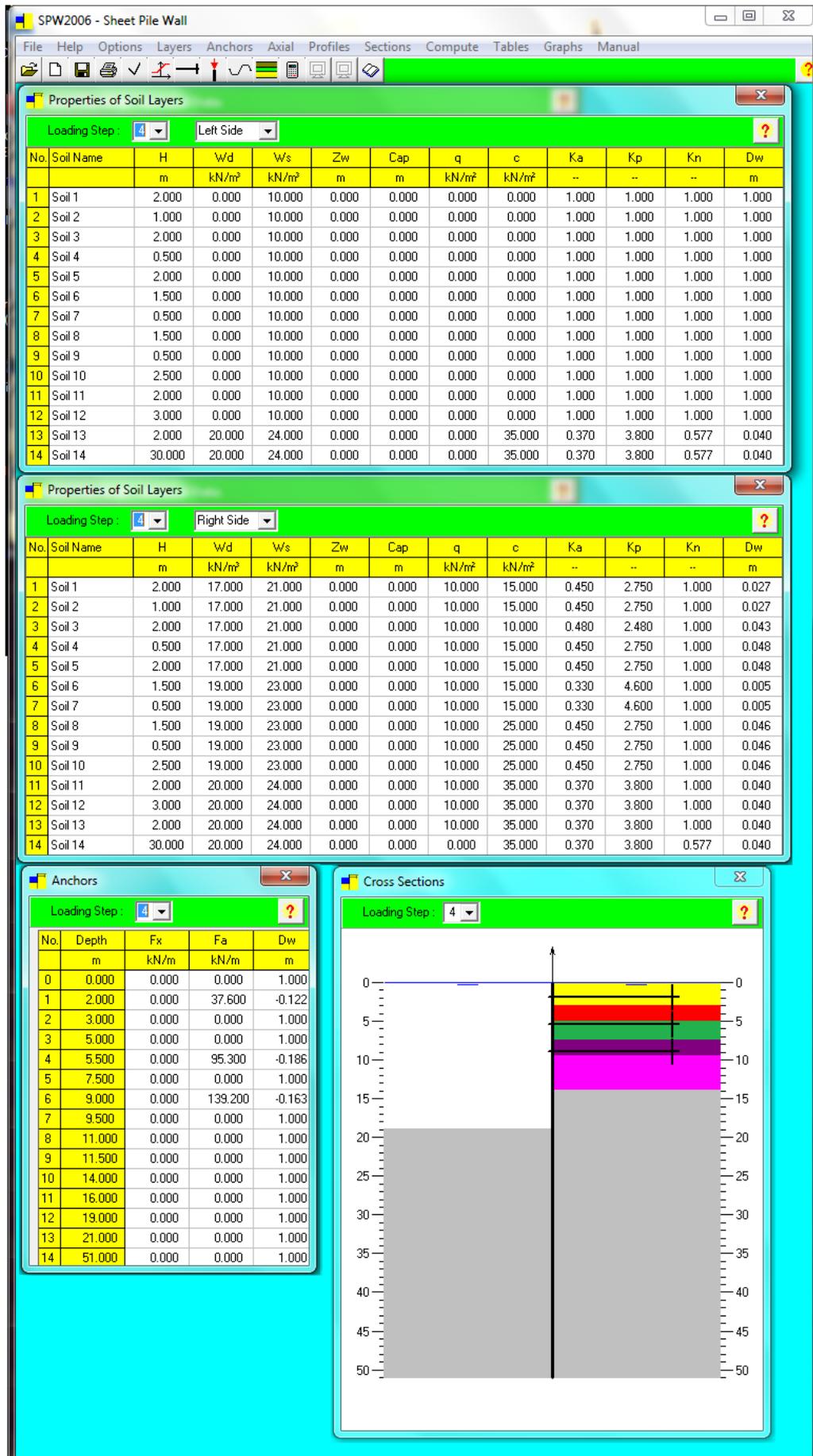
Anchors

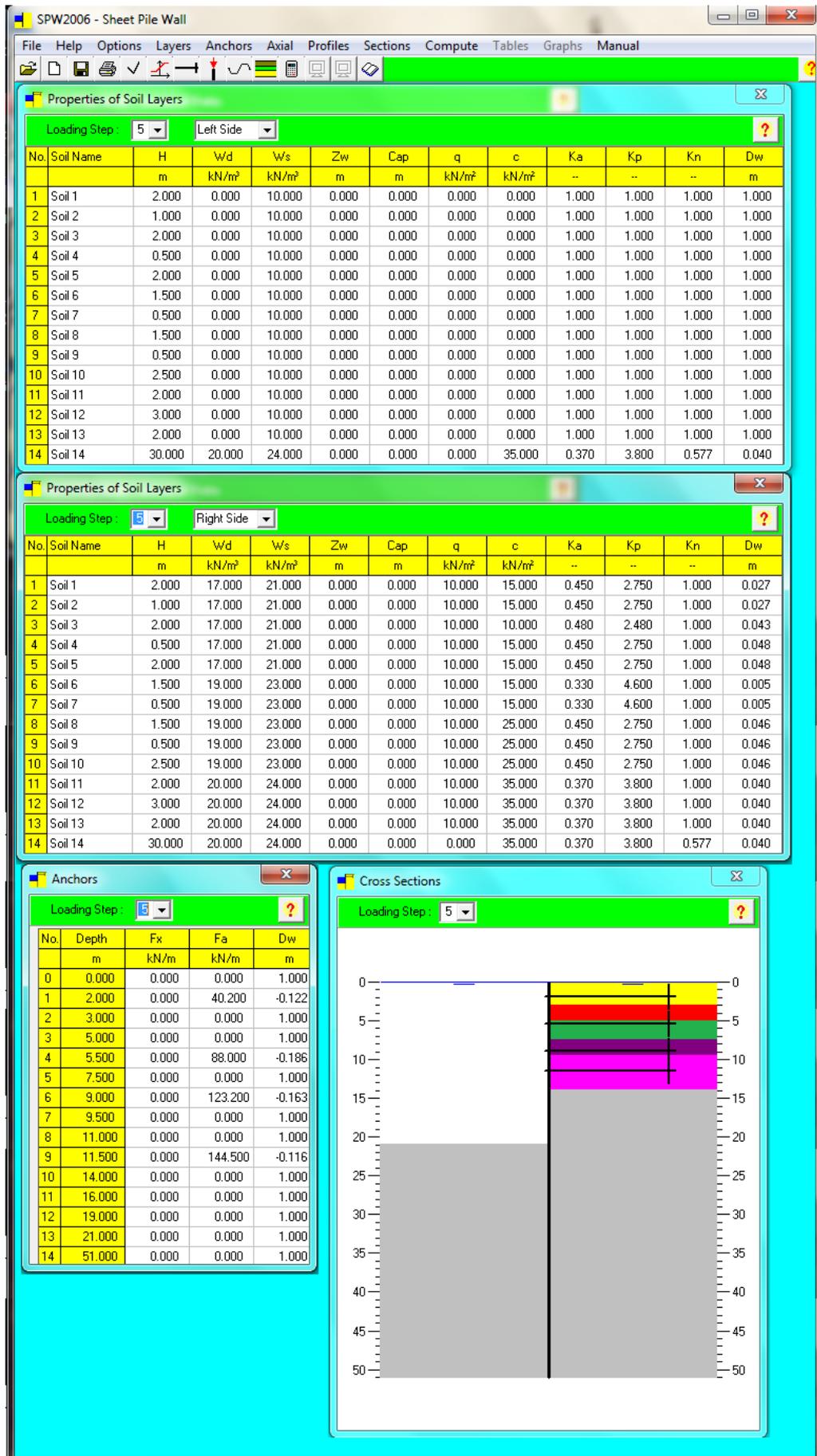
Loading Step: 3

No.	Depth	Fx	Fa	Dw
	m	kN/m	kN/m	m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	2.000	0.000	38.500	-0.122
2	3.000	0.000	0.000	1.000
3	5.000	0.000	0.000	1.000
4	5.500	0.000	113.800	-0.186
5	7.500	0.000	0.000	1.000
6	9.000	0.000	0.000	1.000
7	9.500	0.000	0.000	1.000
8	11.000	0.000	0.000	1.000
9	11.500	0.000	0.000	1.000
10	14.000	0.000	0.000	1.000
11	16.000	0.000	0.000	1.000
12	19.000	0.000	0.000	1.000
13	21.000	0.000	0.000	1.000
14	51.000	0.000	0.000	1.000

Cross Sections

Loading Step: 3





APÊNDICE D - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA SHEET PILE WALL PARA O GRUPO DE ESCAVAÇÃO 5

SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Sheet Pile Wall : General Data

Licensed User	\01_Verruijt\05_Grupo 5\ICC G5-S1 (5) ok.spw
File Name	ICC G5-S1 (5) ok.spw
Problem Name	5_Grupo 5\ICC G5-S1 (5) ok.spw
Length (m)	45.000
Number of Elements	100
Number of Layers	15
Number of Loading Steps	6
Profile	1

Properties of Soil Layers

Loading Step: 0 Left and Right Sides

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
2	Soil 2	1.000	17.000	21.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
3	Soil 3	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	0.000	10.000	0.480	2.480	1.000	0.043
4	Soil 4	0.500	17.000	21.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
5	Soil 5	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
6	Soil 6	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
7	Soil 7	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
8	Soil 8	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
9	Soil 9	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
10	Soil 10	2.500	19.000	23.000	0.000	0.000	0.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
11	Soil 11	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
12	Soil 12	3.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
13	Soil 13	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
14	Soil 14	4.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
15	Soil 15	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.557	0.040

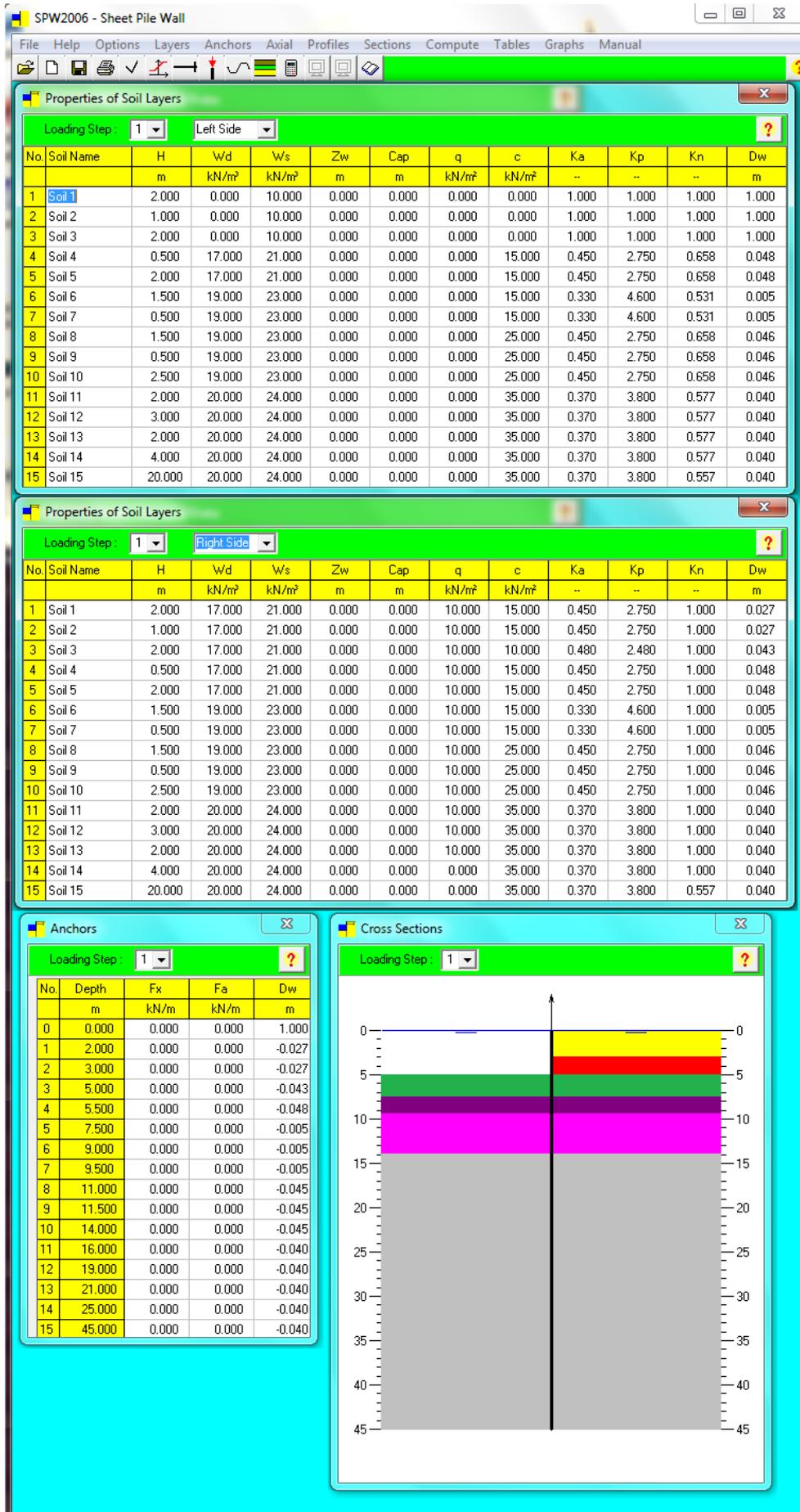
Anchors

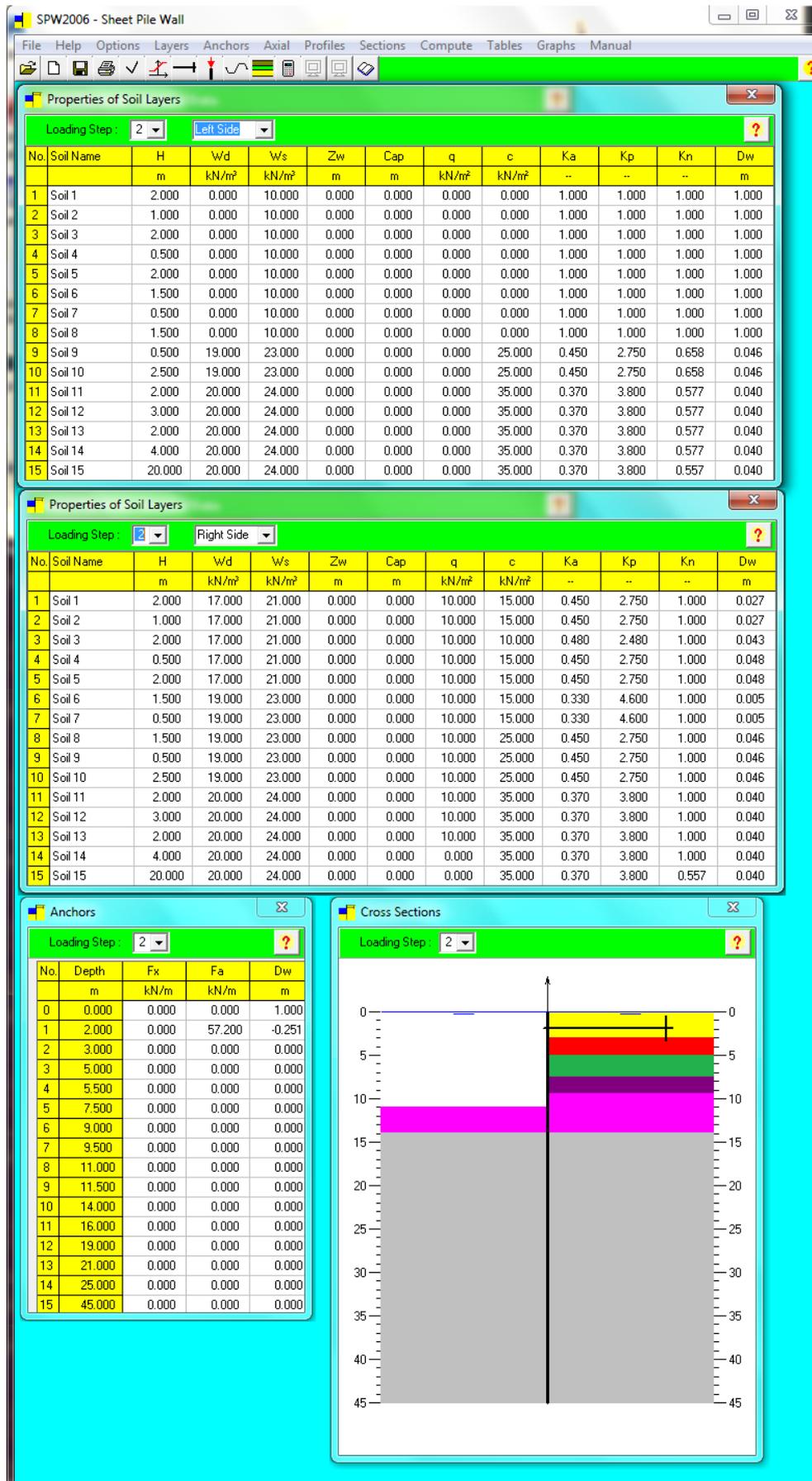
Loading Step: 0

No.	Depth m	Fx kN/m	Fa kN/m	Dw m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	2.000	0.000	0.000	-0.027
2	3.000	0.000	0.000	-0.027
3	5.000	0.000	0.000	-0.043
4	5.500	0.000	0.000	-0.048
5	7.500	0.000	0.000	-0.005
6	9.000	0.000	0.000	-0.005
7	9.500	0.000	0.000	-0.005
8	11.000	0.000	0.000	-0.045
9	11.500	0.000	0.000	-0.045
10	14.000	0.000	0.000	-0.045
11	16.000	0.000	0.000	-0.040
12	19.000	0.000	0.000	-0.040
13	21.000	0.000	0.000	-0.040
14	25.000	0.000	0.000	-0.040
15	45.000	0.000	0.000	-0.040

Cross Sections

Loading Step: 0





SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Properties of Soil Layers (Left Side)

Loading Step: 3 Left Side

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	Soil 2	1.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	Soil 3	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	Soil 4	0.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5	Soil 5	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
6	Soil 6	1.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
7	Soil 7	0.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
8	Soil 8	1.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
9	Soil 9	0.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
10	Soil 10	2.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
11	Soil 11	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
12	Soil 12	3.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040
13	Soil 13	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040
14	Soil 14	4.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040
15	Soil 15	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.557	0.040

Properties of Soil Layers (Right Side)

Loading Step: 3 Right Side

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
2	Soil 2	1.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
3	Soil 3	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	10.000	0.480	2.480	1.000	0.043
4	Soil 4	0.500	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
5	Soil 5	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
6	Soil 6	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
7	Soil 7	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
8	Soil 8	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
9	Soil 9	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
10	Soil 10	2.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
11	Soil 11	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
12	Soil 12	3.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
13	Soil 13	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
14	Soil 14	4.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
15	Soil 15	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.557	0.040

Anchors

Loading Step: 3

No.	Depth m	Fx kN/m	Fa kN/m	Dw m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	2.000	0.000	38.500	-0.251
2	3.000	0.000	0.000	0.000
3	5.000	0.000	0.000	0.000
4	5.500	0.000	113.800	-0.057
5	7.500	0.000	0.000	0.000
6	9.000	0.000	0.000	0.000
7	9.500	0.000	0.000	0.000
8	11.000	0.000	0.000	0.000
9	11.500	0.000	0.000	0.000
10	14.000	0.000	0.000	0.000
11	16.000	0.000	0.000	0.000
12	19.000	0.000	0.000	0.000
13	21.000	0.000	0.000	0.000
14	25.000	0.000	0.000	0.000
15	45.000	0.000	0.000	0.000

Cross Sections

Loading Step: 3

SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Properties of Soil Layers

Loading Step: 4 Left Side

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	Soil 2	1.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	Soil 3	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	Soil 4	0.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5	Soil 5	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
6	Soil 6	1.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
7	Soil 7	0.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
8	Soil 8	1.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
9	Soil 9	0.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
10	Soil 10	2.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
11	Soil 11	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
12	Soil 12	3.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
13	Soil 13	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040
14	Soil 14	4.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040
15	Soil 15	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040

Properties of Soil Layers

Loading Step: 4 Right Side

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
2	Soil 2	1.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
3	Soil 3	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	10.000	0.480	2.480	1.000	0.043
4	Soil 4	0.500	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
5	Soil 5	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
6	Soil 6	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
7	Soil 7	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
8	Soil 8	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
9	Soil 9	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
10	Soil 10	2.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
11	Soil 11	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
12	Soil 12	3.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
13	Soil 13	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
14	Soil 14	4.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
15	Soil 15	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.557	0.040

Anchors

Loading Step: 4

No.	Depth m	Fx kN/m	Fa kN/m	Dw m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	2.000	0.000	37.600	-0.251
2	3.000	0.000	0.000	0.000
3	5.000	0.000	0.000	0.000
4	5.500	0.000	95.300	-0.057
5	7.500	0.000	0.000	0.000
6	9.000	0.000	139.200	-0.061
7	9.500	0.000	0.000	0.000
8	11.000	0.000	0.000	0.000
9	11.500	0.000	0.000	0.000
10	14.000	0.000	0.000	0.000
11	16.000	0.000	0.000	0.000
12	19.000	0.000	0.000	0.000
13	21.000	0.000	0.000	0.000
14	25.000	0.000	0.000	0.000
15	45.000	0.000	0.000	0.000

Cross Sections

Loading Step: 4

SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Properties of Soil Layers (Left Side)

Loading Step: 5 Left Side

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	Soil 2	1.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	Soil 3	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	Soil 4	0.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5	Soil 5	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
6	Soil 6	1.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
7	Soil 7	0.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
8	Soil 8	1.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
9	Soil 9	0.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
10	Soil 10	2.500	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
11	Soil 11	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
12	Soil 12	3.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
13	Soil 13	2.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
14	Soil 14	4.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.577	0.040
15	Soil 15	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.557	0.040

Properties of Soil Layers (Right Side)

Loading Step: 6 Right Side

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
2	Soil 2	1.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.027
3	Soil 3	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	10.000	0.480	2.480	1.000	0.043
4	Soil 4	0.500	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
5	Soil 5	2.000	17.000	21.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.450	2.750	1.000	0.048
6	Soil 6	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
7	Soil 7	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	15.000	0.330	4.600	1.000	0.005
8	Soil 8	1.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
9	Soil 9	0.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
10	Soil 10	2.500	19.000	23.000	0.000	0.000	10.000	25.000	0.450	2.750	1.000	0.046
11	Soil 11	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
12	Soil 12	3.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
13	Soil 13	2.000	20.000	24.000	0.000	0.000	10.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
14	Soil 14	4.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
15	Soil 15	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.557	0.040

Anchors

Loading Step: 6

No.	Depth m	Fx kN/m	Fa kN/m	Dw m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	2.000	0.000	40.200	-0.251
2	3.000	0.000	0.000	0.000
3	5.000	0.000	0.000	0.000
4	5.500	0.000	88.000	-0.057
5	7.500	0.000	0.000	0.000
6	9.000	0.000	123.200	-0.061
7	9.500	0.000	0.000	0.000
8	11.000	0.000	0.000	0.000
9	11.500	0.000	144.500	-0.063
10	14.000	0.000	0.000	0.000
11	16.000	0.000	0.000	0.000
12	19.000	0.000	0.000	0.000
13	21.000	0.000	0.000	0.000
14	25.000	0.000	0.000	0.000
15	45.000	0.000	0.000	0.000

Cross Sections

Loading Step: 5

SPW2006 - Sheet Pile Wall

File Help Options Layers Anchors Axial Profiles Sections Compute Tables Graphs Manual

Properties of Soil Layers

Loading Step: 6 Left Side

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	2.000	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	Soil 2	1.000	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	Soil 3	2.000	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
4	Soil 4	0.500	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
5	Soil 5	2.000	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
6	Soil 6	1.500	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
7	Soil 7	0.500	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
8	Soil 8	1.500	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
9	Soil 9	0.500	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
10	Soil 10	2.500	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
11	Soil 11	2.000	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
12	Soil 12	3.000	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
13	Soil 13	2.000	0.000	10.000	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
14	Soil 14	4.000	0.000	10.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
15	Soil 15	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.557	0.040

Properties of Soil Layers

Loading Step: 6 Right Side

No.	Soil Name	H m	Wd kN/m ²	Ws kN/m ²	Zw m	Cap m	q kN/m ²	c kN/m ²	Ka	Kp	Kn	Dw m
1	Soil 1	2.000	17.000	21.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.027
2	Soil 2	1.000	17.000	21.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.027
3	Soil 3	2.000	17.000	21.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.043
4	Soil 4	0.500	17.000	21.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.048
5	Soil 5	2.000	17.000	21.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.048
6	Soil 6	1.500	19.000	23.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.005
7	Soil 7	0.500	19.000	23.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.005
8	Soil 8	1.500	19.000	23.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.046
9	Soil 9	0.500	19.000	23.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.046
10	Soil 10	2.500	19.000	23.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.046
11	Soil 11	2.000	20.000	24.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.040
12	Soil 12	3.000	20.000	24.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.040
13	Soil 13	2.000	20.000	24.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.040
14	Soil 14	4.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	1.000	0.040
15	Soil 15	20.000	20.000	24.000	0.000	0.000	0.000	35.000	0.370	3.800	0.557	0.040

Anchors

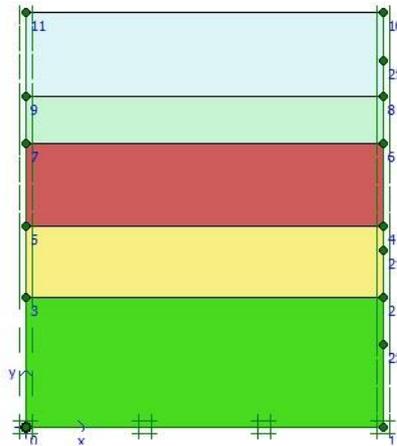
Loading Step: 6

No.	Depth m	Fx kN/m	Fa kN/m	Dw m
0	0.000	0.000	0.000	1.000
1	2.000	0.000	43.800	-0.251
2	3.000	0.000	0.000	0.000
3	5.000	0.000	0.000	0.000
4	5.500	0.000	88.400	-0.057
5	7.500	0.000	0.000	0.000
6	9.000	0.000	118.600	-0.061
7	9.500	0.000	0.000	0.000
8	11.000	0.000	0.000	0.000
9	11.500	0.000	139.500	-0.063
10	14.000	0.000	164.900	-0.056
11	16.000	0.000	0.000	0.000
12	19.000	0.000	0.000	0.000
13	21.000	0.000	0.000	0.000
14	25.000	0.000	0.000	0.000
15	45.000	0.000	0.000	0.000

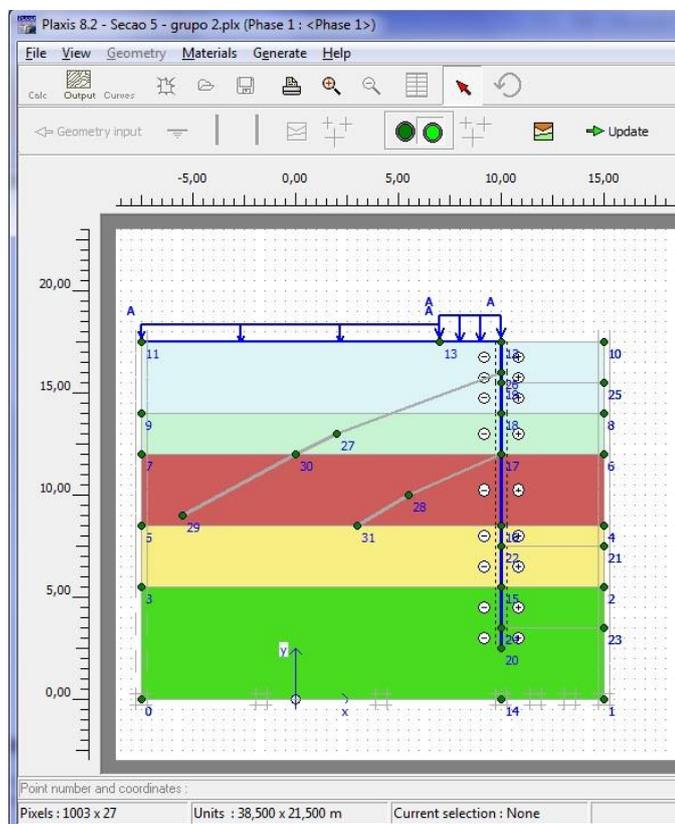
Cross Sections

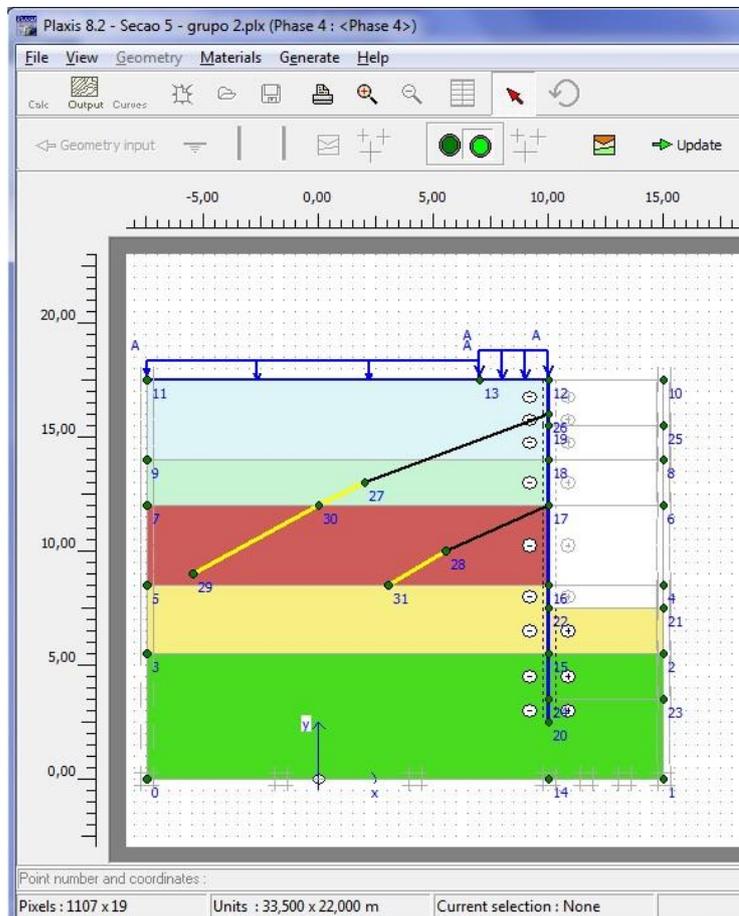
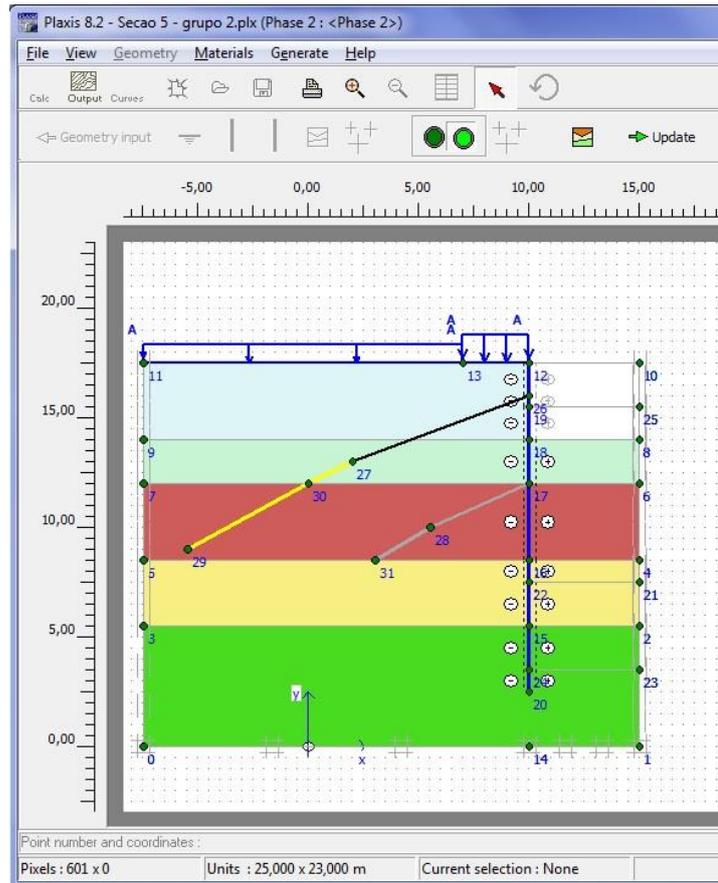
Loading Step: 6

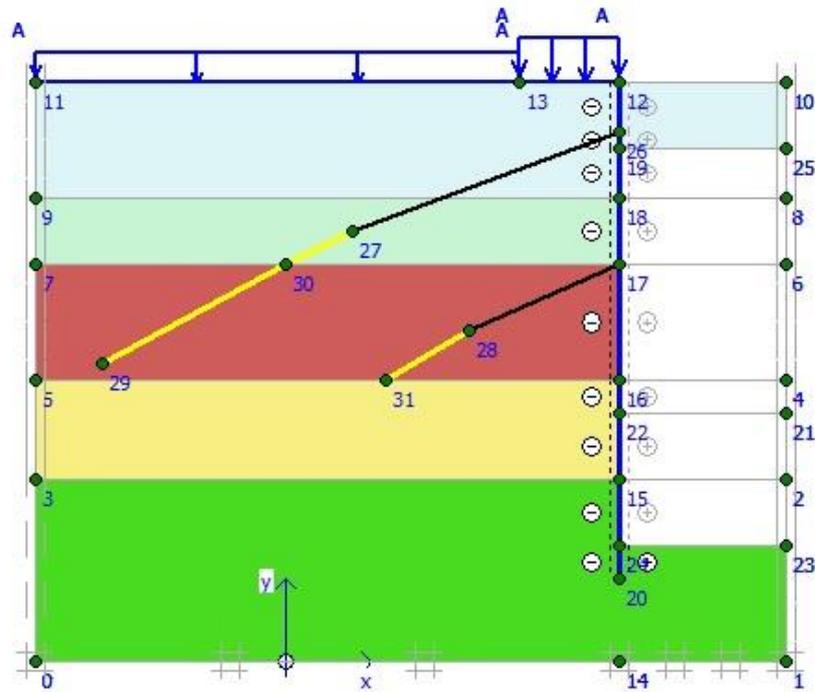
APÊNDICE E - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA PLAXIS 2D PARA O GRUPO DE ESCAVAÇÃO 2



ID	Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	ν [·]	E_{ref} [kN/m ²]	c_{ref} [kN/m ²]	ϕ [°]
1	Areia argilosa - Solo 1	Drained	18,0	22,0	0,0086	0,0086	0,30	50000,0	10,0	25,0
2	Argila silto arenosa - Solo 2	Drained	17,0	21,0	8,6400E-5	8,6400E-5	0,45	4000,0	17,0	20,0
3	Areia argilosa - Solo 3	Drained	19,0	23,0	0,0086	0,0086	0,30	70000,0	15,0	28,0
4	Argila silto arenosa - Solo 4	Drained	20,0	24,0	8,6400E-5	8,6400E-5	0,45	8000,0	30,0	25,0
5	Argila silto arenosa - Solo 5	Drained	20,0	24,0	8,6400E-5	8,6400E-5	0,45	15000,0	35,0	25,0

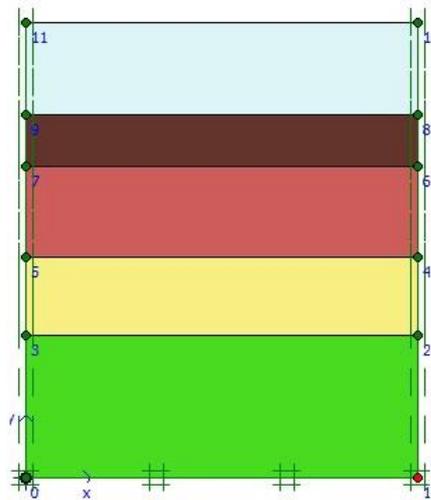






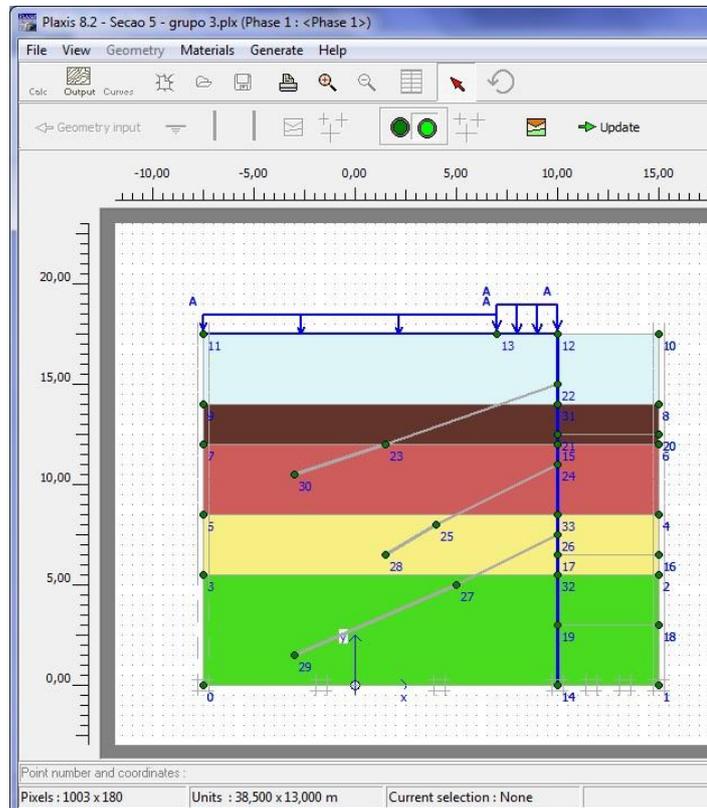
ID	Name	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m ²]	v [-]	M _p [kNm/m]	N _p [kN/m]
1	diaphragm wall	1,2E7	1,2E5	8,3	0,15	1E15	1E15
ID	Name	EA [kN/m]	F _{max,comp} [kN/m]	F _{max,tens} [kN/m]			
1	Tirantes	80000,0	4E14	4E14			

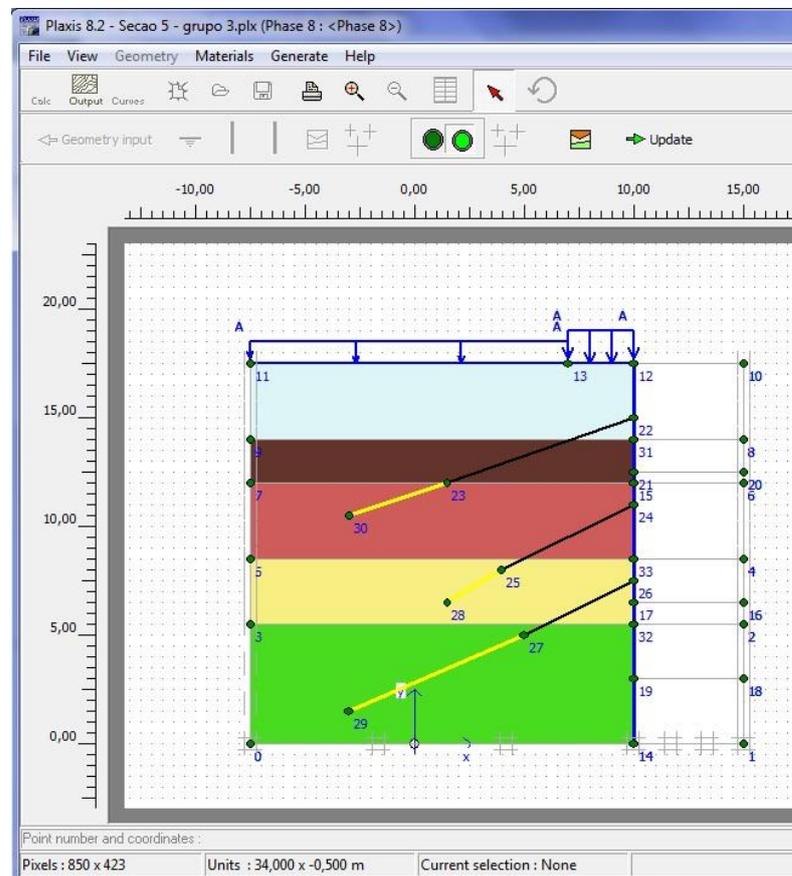
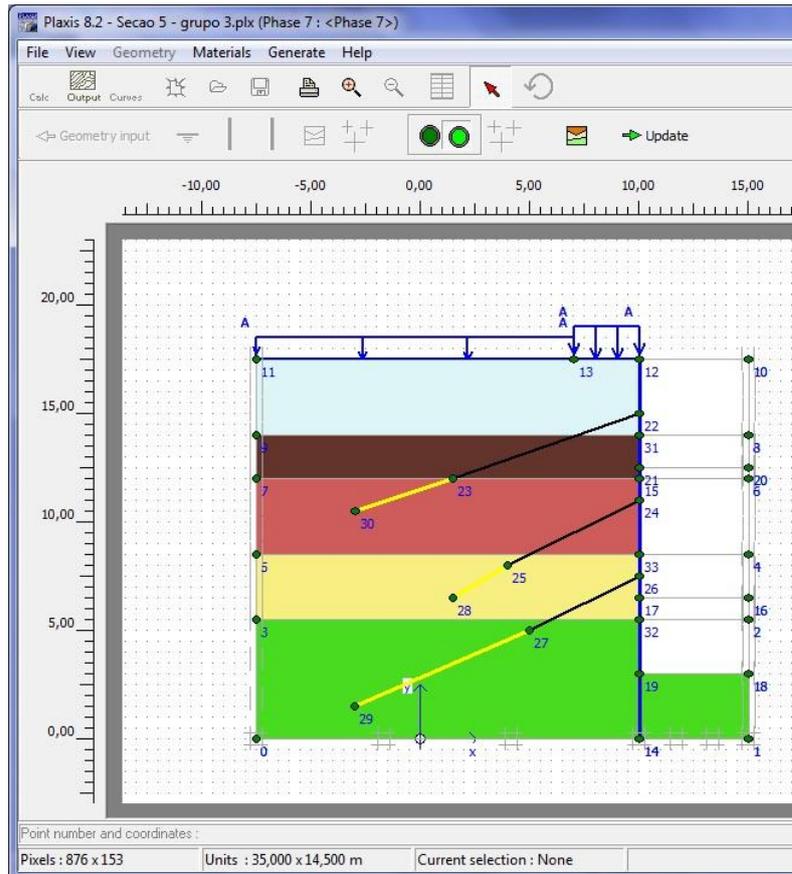
APÊNDICE F - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA PLAXIS 2D PARA O GRUPO DE ESCAVAÇÃO 3

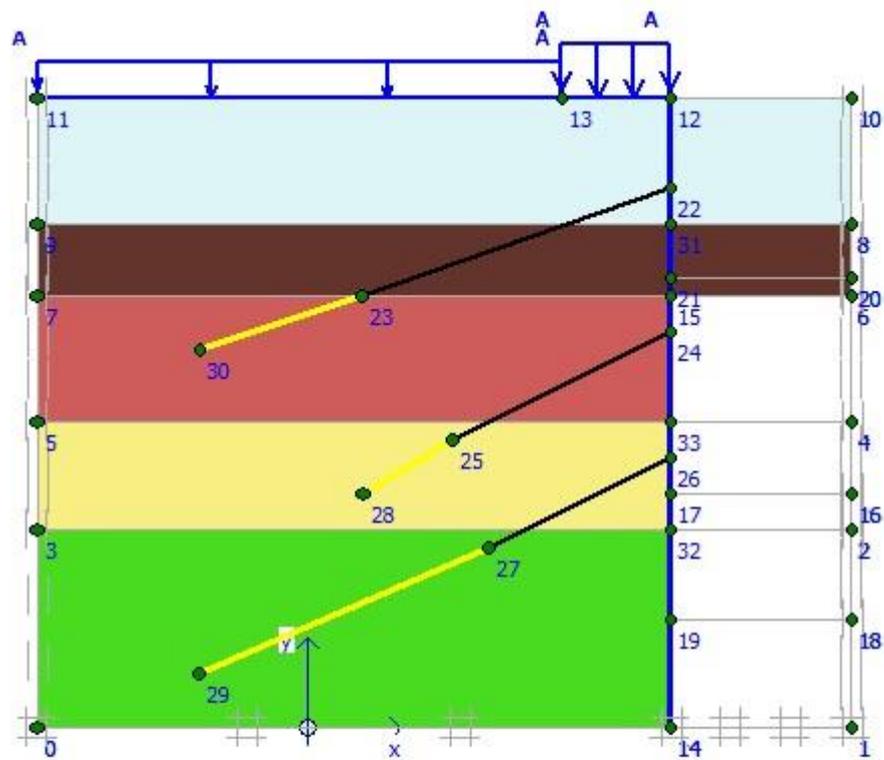


Mohr-Coulomb

ID	Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	ν [.]	E_{ref} [kN/m ²]	c_{ref} [kN/m ²]	ϕ [°]
1	Areia argilosa - Solo 1	Drained	18,0	22,0	0,0086	0,0086	0,30	50000,0	10,0	25,0
2	Argila silto arenosa - Solo 2	Drained	17,0	21,0	8,6400E-5	8,6400E-5	0,45	4000,0	17,0	20,0
3	Areia argilosa - Solo 3	Drained	19,0	23,0	0,0086	0,0086	0,30	70000,0	15,0	28,0
4	Argila silto arenosa - Solo 4	Drained	20,0	24,0	8,6400E-5	8,6400E-5	0,45	8000,0	30,0	25,0
5	Areia silto arenosa - Solo 5	Drained	20,0	24,0	8,6400E-5	8,6400E-5	0,45	15000,0	35,0	25,0



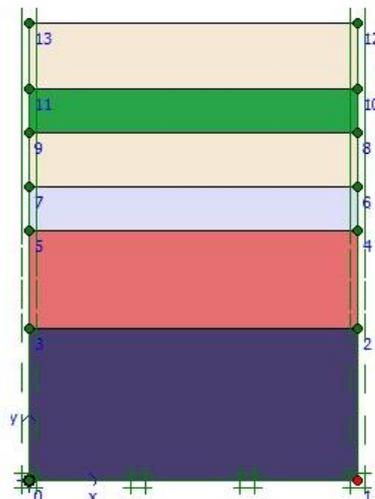




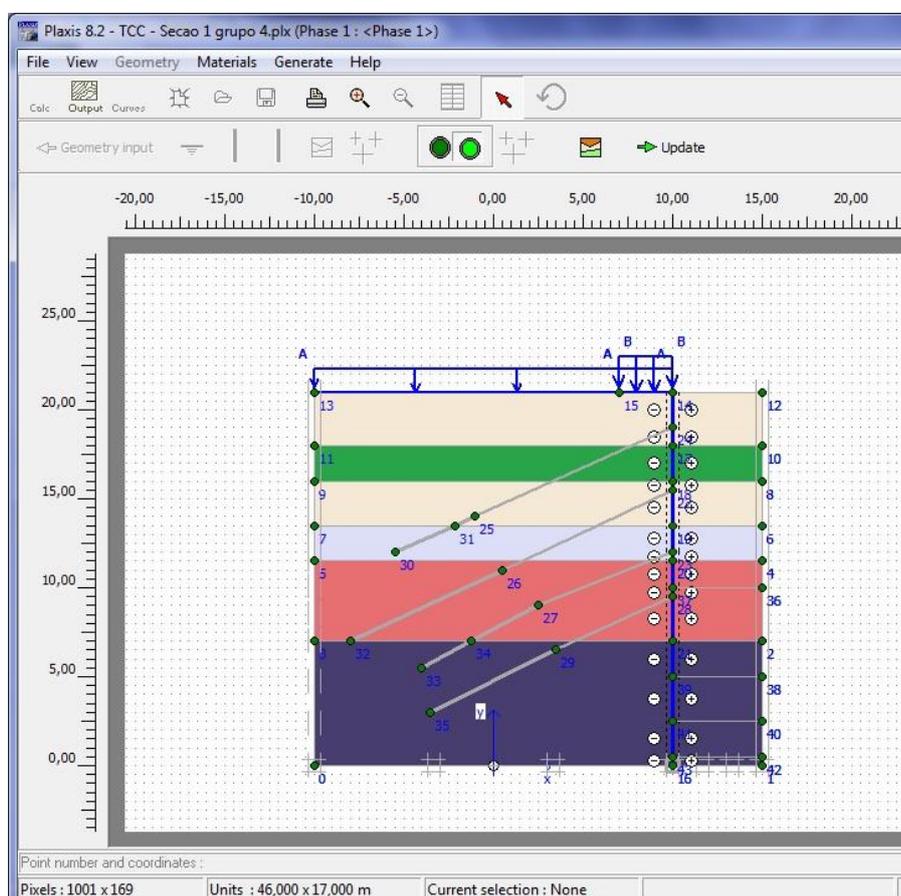
ID	Name	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m ²]	v [-]	M _p [kNm/m]	N _p [kN/m]
1	diaphragm wall	1,2E7	1,2E5	8,3	0,15	1E15	1E15

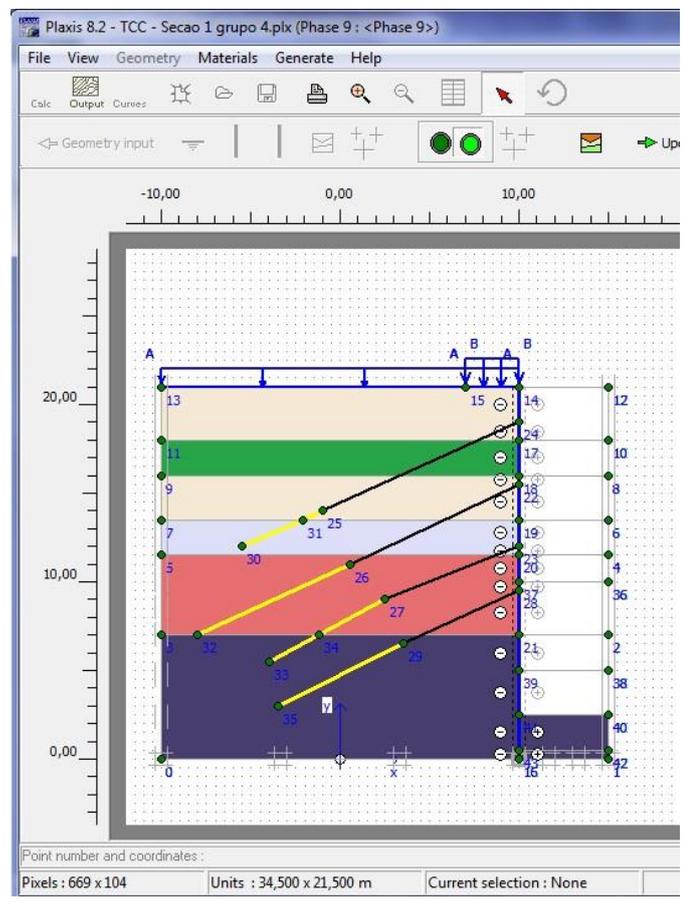
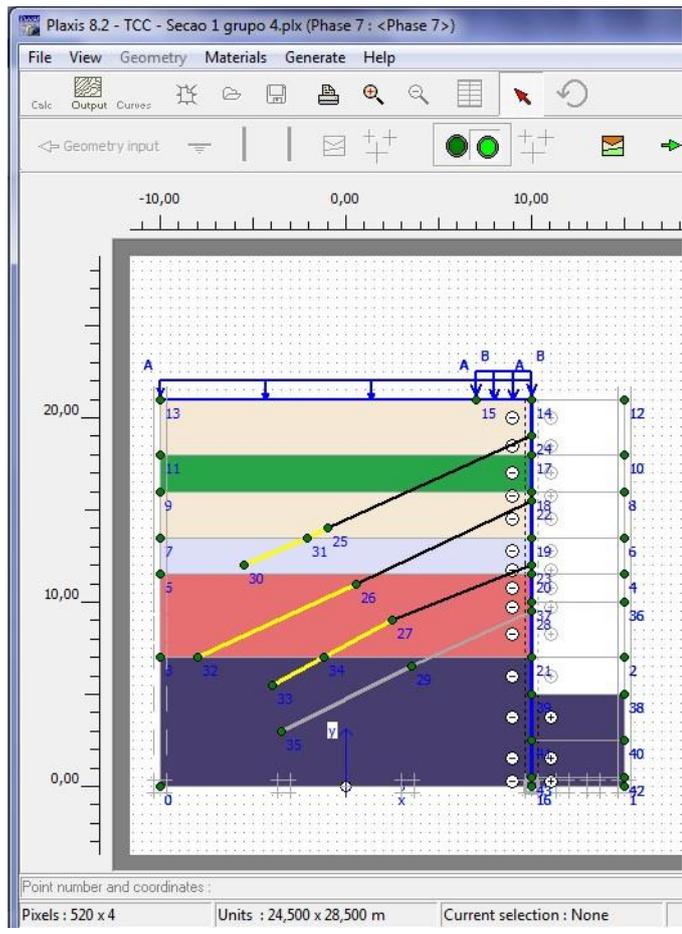
ID	Name	EA [kN/m]	F _{max,comp} [kN/m]	F _{max,tens} [kN/m]
1	Tirantes	80000,0	4E14	4E14

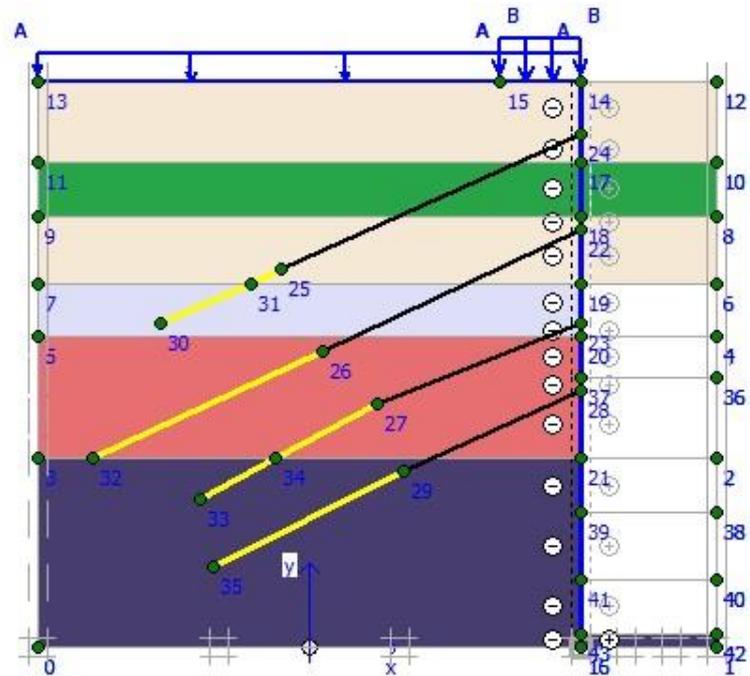
APÊNDICE G - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA PLAXIS 2D PARA O GRUPO DE ESCAVAÇÃO 4



ID	Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	ν [-]	E_{ref} [kN/m ²]	c_{ref} [kN/m ²]	φ [°]
1	Solo 1 - Argila silto arenosa	Drained	17,0	20,0	0,0000	0,0000	0,30	5,0	15,0	20,0
2	Solo 2 - Argila siltosa	Drained	17,0	21,0	8,6400E-4	8,6400E-4	0,45	2000,0	10,0	18,0
3	Solo 4 - Areia argilosa	Drained	19,0	23,0	0,0086	0,0086	0,30	70000,0	15,0	28,0
4	Solo 5 - Argila siltosa 2	Drained	19,0	23,0	8,6400E-4	8,6400E-4	0,45	6500,0	23,0	21,0
5	Solo 6 - Areia siltosa 3	Drained	20,0	24,0	8,6400E-4	8,6400E-4	0,45	15000,0	35,0	25,0



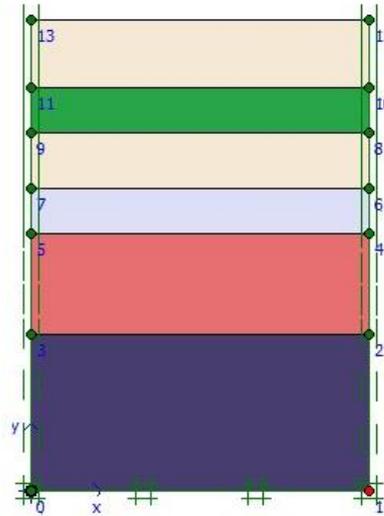




ID	Name	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m ²]	v [-]	M _p [kNm/m]	N _p [kN/m]
1	Parede	1,2E7	1,2E5	8,3	0,15	1E15	1E15

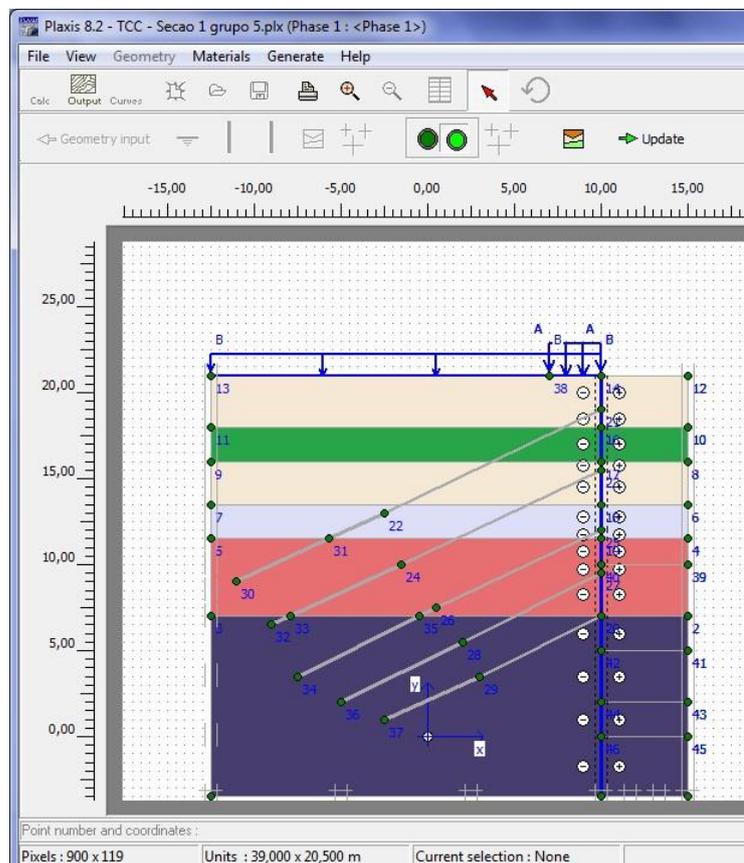
ID	Name	EA [kN/m]	F _{max,comp} [kN/m]	F _{max,tens} [kN/m]
1	Tirante	40000,0	4E14	4E14

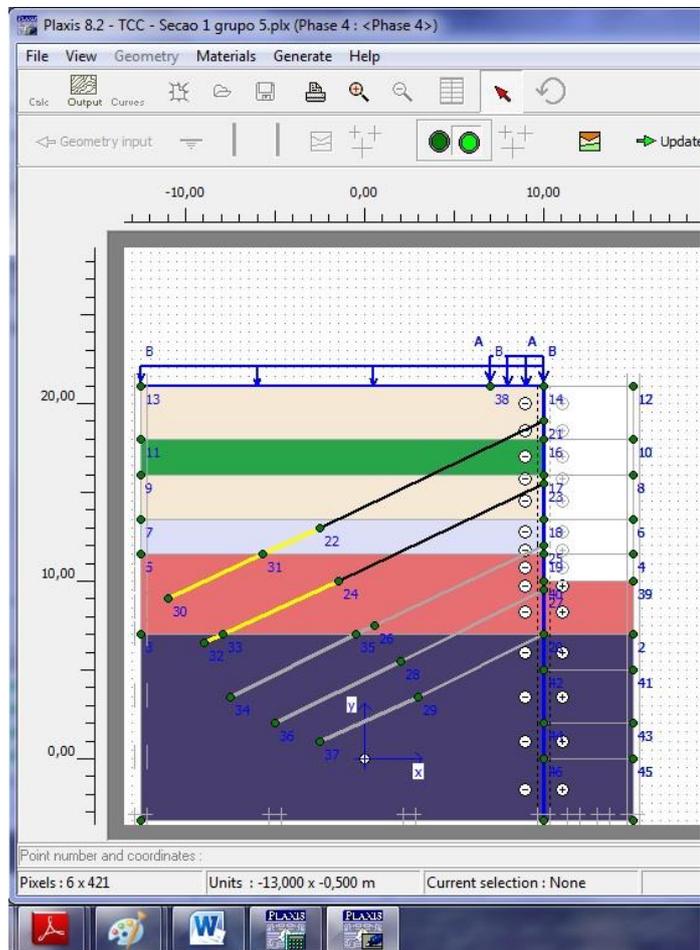
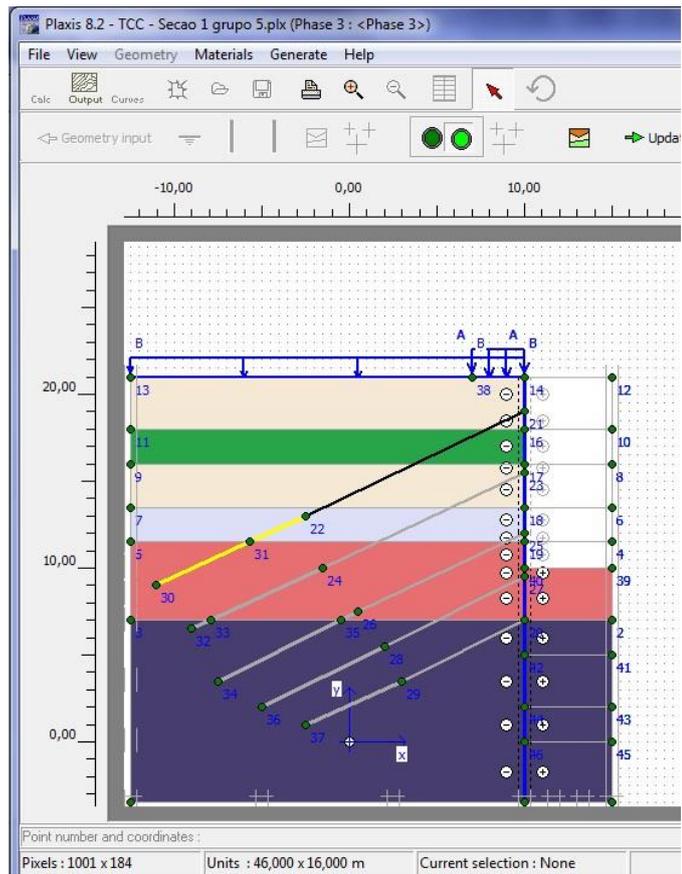
APÊNDICE H - ETAPAS DE ESCAVAÇÃO OBTIDAS PELO PROGRAMA PLAXIS 2D PARA O GRUPO DE ESCAVAÇÃO 5

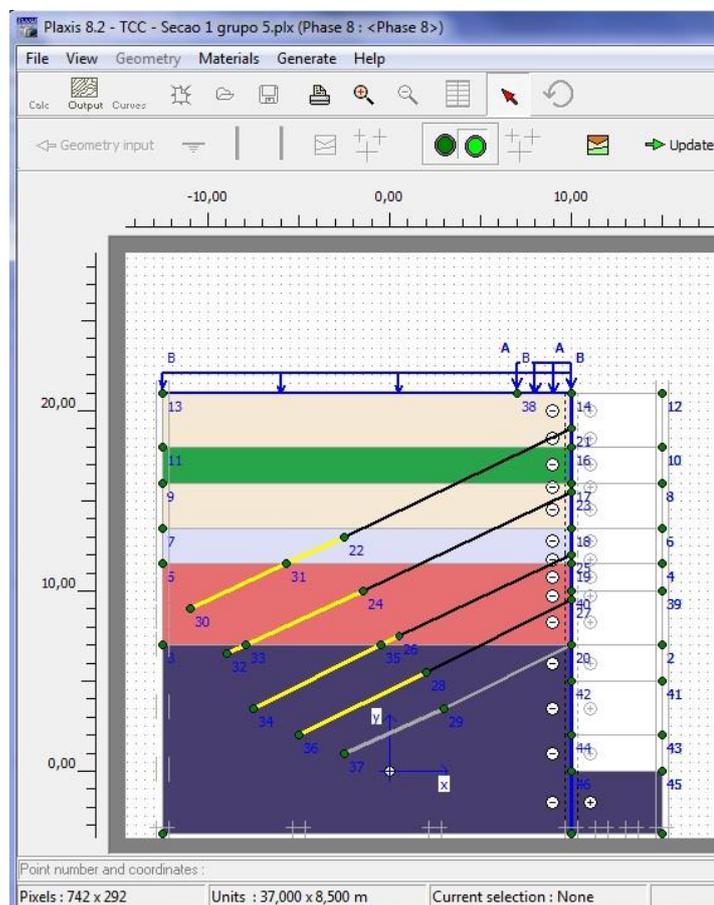
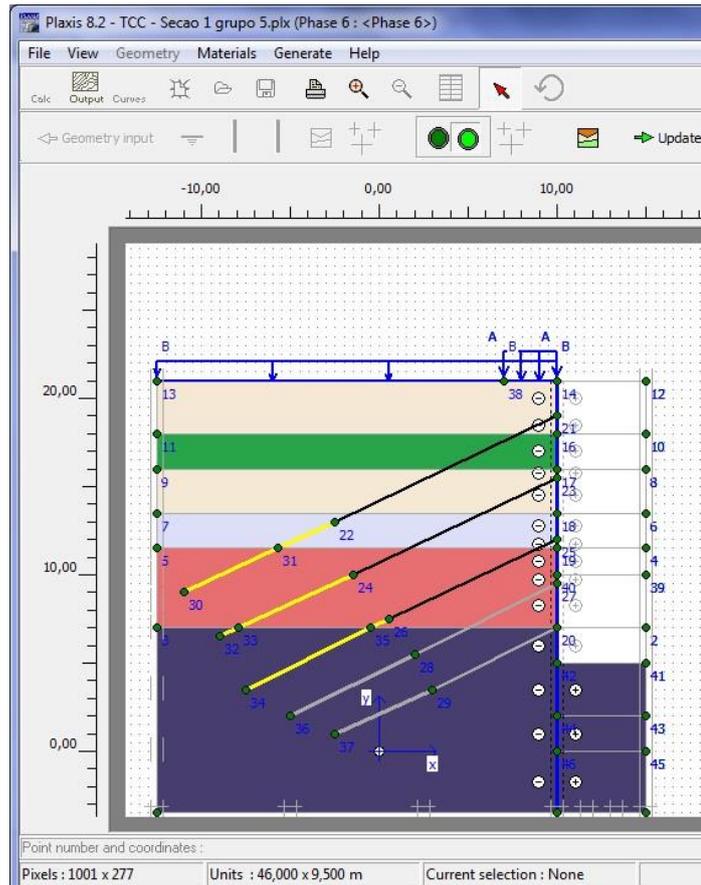


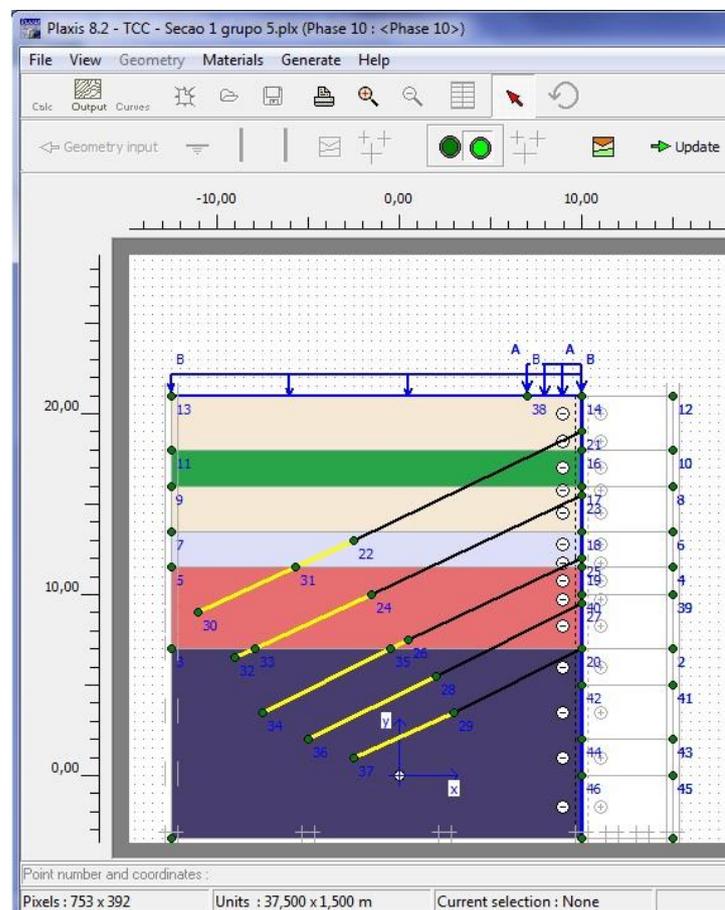
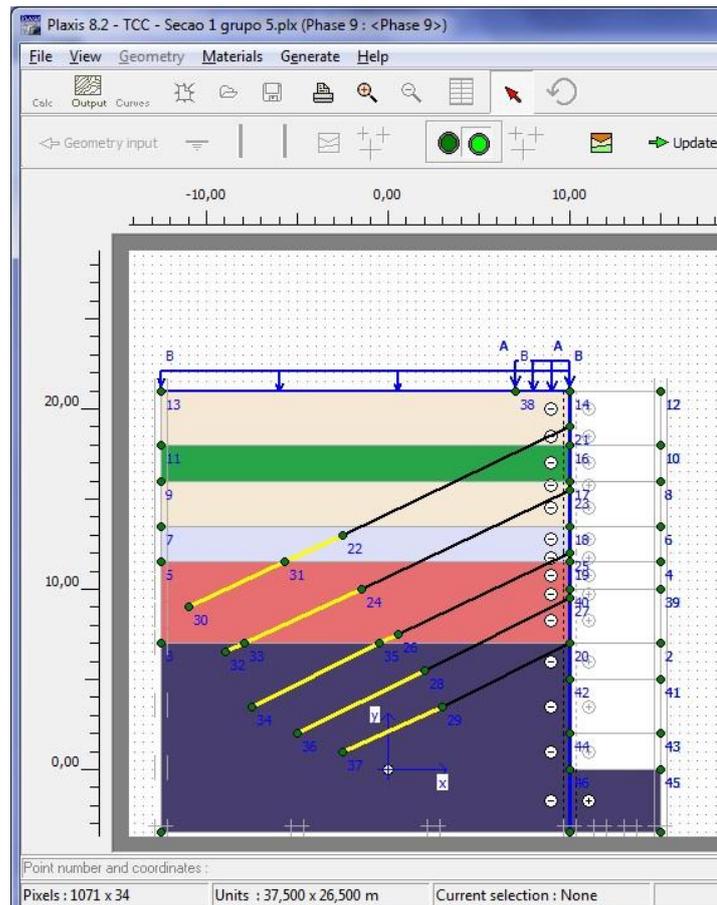
Mohr-Coulomb

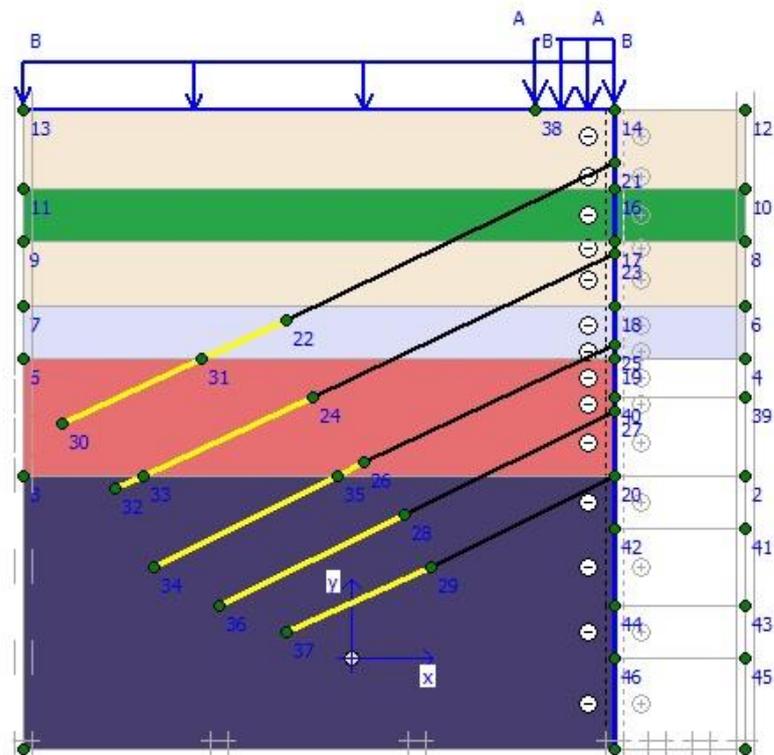
ID	Name	Type	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	k_x [m/day]	k_y [m/day]	ν [·]	E_{ref} [kN/m ²]	c_{ref} [kN/m ²]	φ [°]
1	Solo 1 - Argila silto arenosa	Drained	17,0	20,0	0,0000	0,0000	0,30	5,0	15,0	20,0
2	Solo 2 - Argila siltosa	Drained	17,0	21,0	8,6400E-4	8,6400E-4	0,45	2000,0	10,0	18,0
3	Solo 4 - Areia argilosa	Drained	19,0	23,0	0,0086	0,0086	0,30	70000,0	15,0	28,0
4	Solo 5 - Argila siltosa 2	Drained	19,0	23,0	8,6400E-4	8,6400E-4	0,45	6500,0	23,0	21,0
5	Solo 6 - Argila siltosa 3	Drained	20,0	24,0	8,6400E-4	8,6400E-4	0,45	15000,0	35,0	25,0











ID	Name	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m ²]	v [-]	M _p [kNm/m]	N _p [kN/m]
1	Parede	1,2E7	1,2E5	8,3	0,15	1E15	1E15

ID	Name	EA [kN/m]	F _{max,comp} [kN/m]	F _{max,tens} [kN/m]
1	Tirante	40000,0	4E14	4E14