# Análise - Método dos Elementos Finitos

No presente capítulo estão apresentados os resultados da análise do problema geotécnico ilustrado no capítulo 5 realizada a partir do método dos elementos finitos. Neste capítulo também estão descritos o procedimento utilizado para a seleção dos parâmetros geotécnicos e o dimensionamento detalhado dos elementos estruturais da cortina.

# 7.1 Investigação Geotécnica

No dimensionamento apresentado neste capítulo o SPT foi utilizado apenas para definir as espessuras das camadas e o nível d'água. Já os parâmetros geotécnicos foram determinados diretamente a partir de ensaios de laboratório (por exemplo, cisalhamento direto, triaxial, etc.).

A estratigrafia do terreno estudado foi definida ao agrupar valores próximos de  $N_{SPT}$  (Figura 5.10) e também levando em consideração a localização (profundidade) das amostras indeformadas retiradas do local estudado.

Assim, próximo à superfície (onde foi possível obter amostras com mais facilidade) as camadas foram divididas em espessuras menores, para se ter uma maior precisão. Já em profundidade maiores, a camada ficou com uma grande espessura por conta da dificuldade de se obter amostras do solo além da profundidade de 5,5m devido ao nível d'água. Logo, foi possível dividir o subsolo do local estudado em apenas 3 camadas (Figura 7.1).

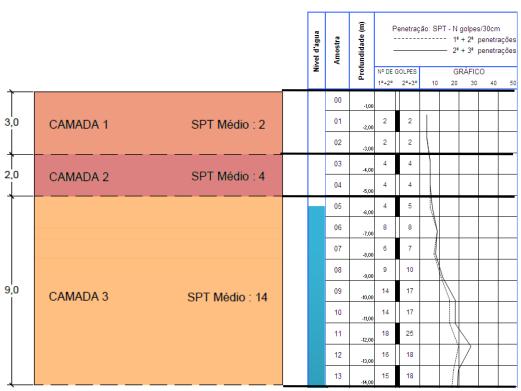


Figura 7.1 – Definição do perfil geotécnico.

## 7.2 Dados de Entrada - Plaxis

Os itens a seguir apresentam as propriedades e os parâmetros dos elementos estruturais e dos solos necessários para a análise no software Plaxis (Figura 7.2).

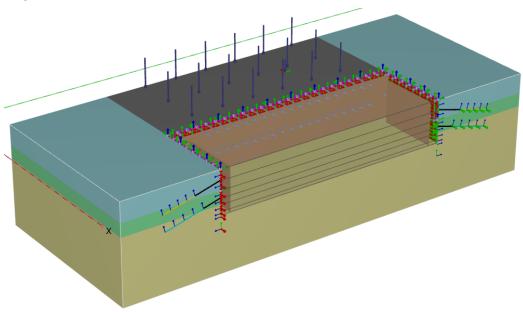


Figura 7.2 – Modelo numérico utilizado na presente análise.

### 7.2.1 Dados de Entrada - Solos

Os parâmetros e as propriedades exigidos no modelo constitutivo utilizado (HSM com rigidez a pequenas deformações) foram obtidos por avançados ensaios de laboratório (ver Capítulo 5). As propriedades e os parâmetros de resistência e rigidez estão apresentados nas Tabelas 7.1 e 7.2.

		Proprie	Resistência			
Camada	Peso Es	specífico	Índice de Vazios Inicial	Coeficiente de Empuxo em Repouso	Ângulo de	Coesão Efetiva
	Natural	Saturado			Atrito Efetivo	
Prof.	γunsat	γsat	e <sub>0</sub>	K <sub>0</sub>	$\phi$ '	c'
(m)	(kPa)	(kPa)	-	-	(°)	( kPa)
0,0 - 3,0	13,5	16,8	1,43	0,6	23	1
3,0 - 5,0	15,0	17,7	1,16	0,5	29	3
5,0 - 15,0	17,5	17,9	1,17	0,5	30	4

Tabela 7.1 – Propriedade e parâmetros de resistência.

O coeficiente de empuxo em repouso  $(K_0)$  foi determinado a partir de uma criteriosa avaliação dos resultados obtidos a partir das seguintes correlações:

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$
 Jâky (1944) (7.1)

$$K_0 = \frac{\sqrt{2} - \sin \phi_{'crit}}{\sqrt{2} + \sin \phi_{'crit}} \quad \text{Simpson (1992)}$$
 (7.2)

$$K_0 = \frac{1-\sin 0.64.\phi'}{1+\sin 0.64.\phi'}$$
 Federico (2008) (7.3)

Mesmo sabendo da importância do  $K_0$  nas análises numéricas e que as correlações acima podem não ser as mais precisas para solos tropicais residuais, infelizmente não foi possível (por falta de equipamentos prontamente disponíveis) realizar ensaios que poderiam indicar com mais precisão o  $K_0$ .

		Rigidez à Pequenas Deformações						
Solo	Tensão Confinante de Referência	Coeficiente de Poisson	Módulo de Elasticidade* - Triaxial	Módulo descarregamento/ recarregamento - Triaxial	Módulo Edométrico	Potência*	Módulo Cisalhante Inicial	Deformação Cisalhante***
Prof.	Pref	U	E50	Eur	Eoed	m	G <sub>0</sub>	<b>Y</b> 0,7
(m)	( kPa )	-	( kPa)	( kPa)	( kPa)	-	( kPa)	(%)
1,5 m	25	0,22	1400	18000	650	0,5	46 000	0,010%
3,5 m	30	0,2	2100	40000	850	0,5	52 000	0,014%
5,5 m	50	0,2	5000	19700	1900	1,0	78 000	0,007%

Tabela 7.2 – Parâmetros de rigidez.

Antes da análise numérica em si, os parâmetros obtidos nos ensaios de laboratório foram comparados e calibrados para o modelo constitutivo utilizado. E como pode-se observar nas Figuras 7.3 a 7.5, o modelo utilizado se ajustou muito bem ao comportamento real do solo, logo é de se esperar que os resultados (tensões e deslocamentos) encontrados no modelo numérico sejam próximos ao real.

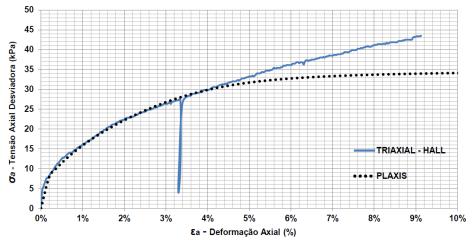


Figura 7.3 - Ensaio triaxia:l real vs. modelo numérico - Solo 1,5m.

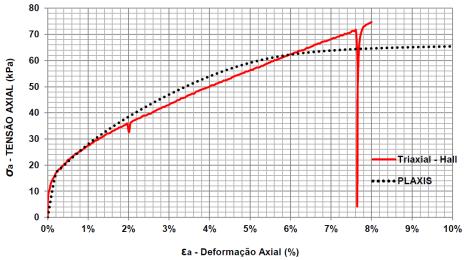


Figura 7.4 – Ensaio triaxial: real vs. modelo numérico – Solo 3,5m.

<sup>\*</sup> o parâmetro m: foi obtido por calibração do modelo constitutivo.

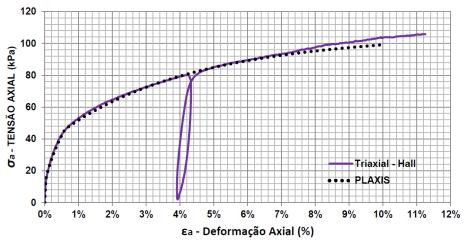


Figura 7.5 - Ensaio triaxial: real vs. modelo numérico - Solo 5,5m.

## 7.2.2 Dados de Entrada - Perfil Metálico

As propriedades do perfil metálico (Tabela 7.3) foram obtidas na tabela de bitolas Gerdau Aço Minas® (2008). No entanto, devido à limitação do programa em representar a seção em I do perfil metálico, foi realizado um ajuste sobre o módulo de elasticidade para manter a rigidez (*K* – Equação 7.4) do perfil à mesma.

$$K = E.I \tag{7.4}$$

#### Onde:

- E: módulo de elasticidade do perfil metálico (MPa);
- I: momento de inercia  $(m^4)$ ;

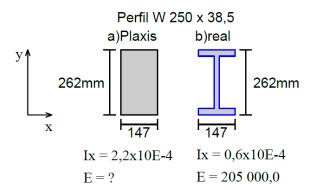


Figura 7.6 – Ajuste do módulo de Young do perfil metálico.

$$(E.I)_{Plaxis} = (E.I)_{real} \div (E.2,2.10^{-4}) = (205\ 000,0x0,6.10^{-4}) \div 5,5.10^{7} MPa$$

Já em relação à geometria utilizada na análise numérica, isto é, a altura e a seção transversal do perfil, essas foram determinadas a partir de tentativas e

erros, ou seja, foram assumidas diferentes alturas e seções e posteriormente verificadas qual seria a melhor solução.

Então, foi constatado que a melhor solução seria a utilização de perfis W 250 x 38,5 (ver item 7.4.1), com seção transversal de 147x262mm (base x altura), e com uma altura total de 10m.

		1 40014 1 10	Dadoo do	entrada de per	III IIIOtalioo.		
Identificação	Elemento	Espessura	Peso Específico	Comportamento	Módulo de Elasticidade	Coeficiente de Poisson	Módulo Cisalhante
		<b>d</b> (m)	$\gamma (kN/m^3)$		E (kPa)	υ	<b>G</b> (kPa)
Perfil Metálico	Placa	0,262	9,8	Linear Elastico	5,5x10 <sup>7</sup>	0,3	2,1x10 <sup>7</sup>

Tabela 7.3 - Dados de entrada do perfil metálico.

### 7.2.3 Dados de Entrada - Prancha Pré-Moldada

As propriedades das pranchas pré-moldadas (Tabela 7.4) foram determinadas a partir da norma de concreto armado (NBR 6118) e a geometria das pranchas foram determinadas a partir de tentativa e erro. Após várias análises, ficou claro que a melhor opção eram pranchas pré-moldadas com espessuras de 12cm entre a cota 0,0 e -2,0m (trecho 1) e pranchas de 15cm entre a cota -2,0 e -6,0m (trecho 2 e 3).

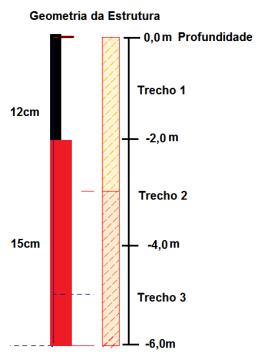


Figura 7.7 – Divisão da estrutura de contenção em trechos e espessuras adotadas das pranchas pré-moldadas.

				•	•		
Identificação	Elemento	Espessura	Peso Específico	Comportamento	Módulo de Elasticidade	Coeficiente de Poisson	Módulo Cisalhante
		<b>d</b> (m)	$\gamma (kN/m^3)$		<b>E</b> (kPa)	υ	<b>G</b> (kPa)
Prancha 12cm	Placa	0,12	25,0	Linear Elastico	$2,5 \times 10^7$	0,2	1,4x10 <sup>7</sup>
Prancha 15cm	Placa	0,15	25,0	Linear Elastico	$2,5 \times 10^7$	0,2	1,4x10 <sup>7</sup>

Tabela 7.4 – Dados de entrada da prancha pré-moldada.

# 7.2.4 Dados de Entrada - Tirantes

As propriedades dos tirantes (Tabela 7.5) foram obtidas a partir das especificações da norma NBR 7681:2013 (calda de cimento para injeção). Já em relação à geometria, os comprimentos ancorados dos tirantes foram determinados por tentativa e erro (Figura 7.8).

Tabela 7.5 – Dados de entrada dos tirantes.

		P	Resistência Lateral*				
Tirante	Elemento	Peso Específico	Seção	Diametro	Módulo de Elasticidade	Máx. Topo	Máx. Base
		$\gamma (kN/m^3)$		d (m)	E (kPa)	(kN/m)	(kN/m)
G1	Estaca Enterrada	24,0	Circular	0,1	2x10 <sup>7</sup>	18,0	20,0
G2	(tirante)	24,0	Circular	0,1	2110 <sup>7</sup>	20,0	20,0

<sup>\*</sup> A resistência lateral adotada foi a mesma do dimensionamento dos tirantes do capítulo 6.

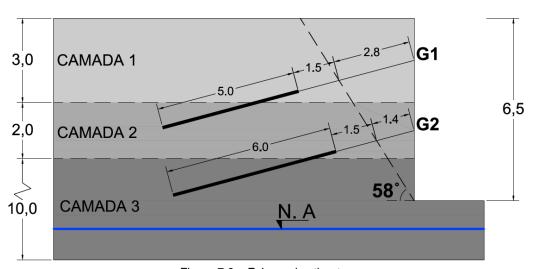


Figura 7.8 – Esboço dos tirantes.

## 7.2.5 Dados de Entrada – Viga de Coroamento

Na análise da estrutura de contenção foi considerada duas vigas de coroamento nas cotas 0,0m e -3,0m (Figura 5.8) e ambas têm a função de "travar" os perfis metálicos. A Tabela 7.6 mostra as propriedades (norma de concreto armado) e a seção adotada na análise.

Peso Módulo de Momento de Momento de Seção Comporta Área Identificação Elemento Específico Elasticidade Inercia em X Inercia em Y mento (cm) A (m²)  $\gamma (kN/m^3)$ E (kPa) I3  $(m^4)$ I2  $(m^4)$ Viga de Linear 0,08 25,0  $2,5 \times 10^7$  $1,1 \times 10^{-3}$  $0.3 \times 10^{-3}$ Viga 20x40 Coroamento Elastico

Tabela 7.6 – Dados de entrada da viga de coroamento.

#### 7.3 Resultados - Plaxis

Foram simulados todos os estágios da sequência construtiva (Figuras 5.5 a 5.8) no software Plaxis, com o objetivo de definir a situação mais crítica para o dimensionamento e também para levar em consideração a evolução dos deslocamentos e tensões ao longo da construção da cortina.

### 7.3.1 Coeficiente de Segurança

O coeficiente de segurança em análises numéricas é calculado pela redução do ângulo de atrito efetivo  $(\phi')$  e da coesão efetiva c'. Quando uma análise de segurança é realizada usando-se esse método, a  $\tan \phi'$  e c' são reduzidas de acordo com a Equação abaixo:

$$\sum Msf = \frac{\tan \phi'_{inserido}}{\tan \phi'_{reduzido}} = \frac{c'_{inserido}}{c'_{reduzido}}$$
(7.5)

Devido a "artificial" redução da resistência, serão introduzidas forças desestabilizadoras, que serão analisadas pelo programa (cálculo de *Kernel*), no entanto, para restabelecer o equilíbrio é necessário que haja deformações. Esses deslocamentos adicionais que são gerados não têm significado físico, mas os deslocamentos incrementais e/ou as deformações cisalhantes necessários para restabelecer o equilíbrio fornecem uma indicação do provável mecanismo de ruptura.

A ideia da redução de  $\phi'$  e c' é que a resistência do solo é gradualmente reduzida e quando a ruptura ocorrer o correspondente fator de redução da resistência ( $\sum Msf$ ) pode ser considerado como o fator de segurança. Pode-se admitir que a ruptura ocorre quando é aplicada uma pequena redução da resistência que leva a grandes deformações e deslocamentos (conceito de escoamento).

Então, utilizando-se o método descrito acima foi possível estimar que o fator de segurança é por volta de 1,5 no final da escavação (estágio 5) e 2,9 no estágio permanente (Figura 7.9), onde a estrutura de contenção já foi travada pelas lajes do térreo e subsolo.

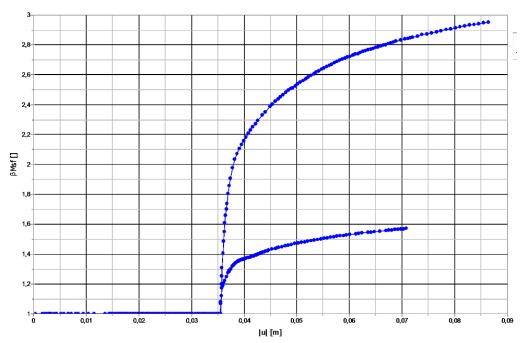


Figura 7.9 – Coeficiente de segurança.

#### 7.3.2 Resultados – Deslocamentos

Como já mencionado várias vezes ao longo desse trabalho, uma das principais vantagens do método dos elementos finitos é a capacidade do cálculo dos deslocamentos, isto possibilita que as deflexões na estrutura de contenção e os recalques na superfície do terreno sejam estimados.

As Figuras 7.10 a 7.12 mostram a malha deformada obtidas no software Plaxis, a partir das Figuras é possível observar os efeitos de canto, isto é, os deslocamentos são maiores no centro da escavação e menores nos cantos.

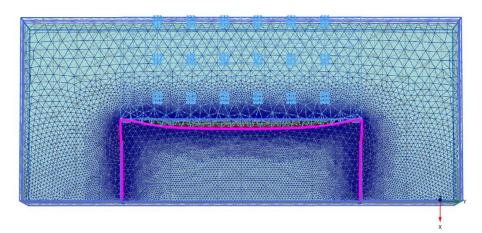


Figura 7.10 – Malha deformada – Estágio 1 (fator de escala = 100 vezes).

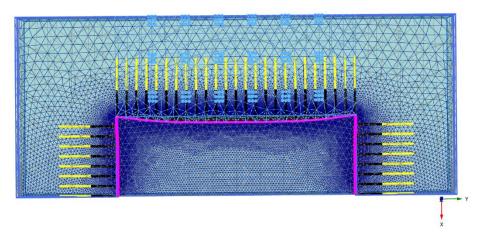


Figura 7.11 – Malha deformada – Estágio 3 (fator de escala = 50 vezes).

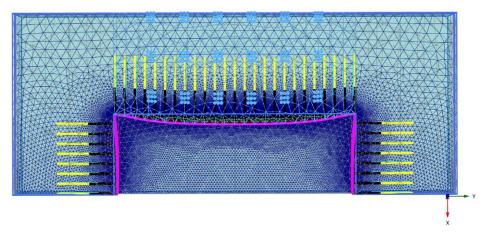


Figura 7.12 – Malha deformada – Estágio 5 (fator de escala = 50 vezes).

Então, sabendo-se que a região crítica fica no centro da escavação, a seção A-A (ver Figura 5.2) foi escolhida para a avaliação dos recalques e as deflexões na estrutura. As Figuras 7.13 a 7.15 mostram a deflexão da estrutura e os recalques ao nível das fundações do prédio vizinho (isto é, na cota -1,0m) nos estágios 1, 3 e 5.

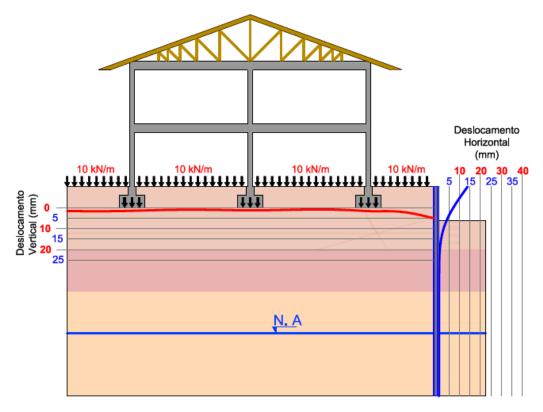


Figura 7.13 – Recalque e deflexão da estrutura – Estágio 1.

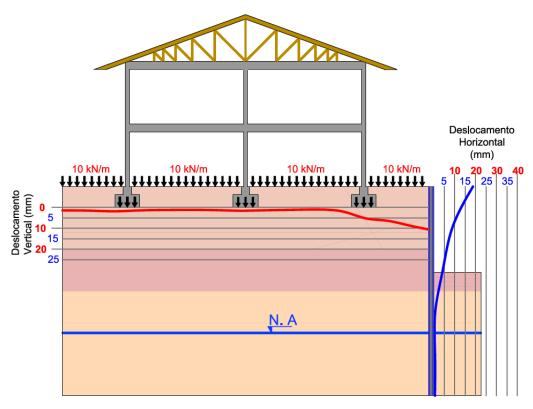


Figura 7.14 – Recalque e deflexão da estrutura – Estágio 3.

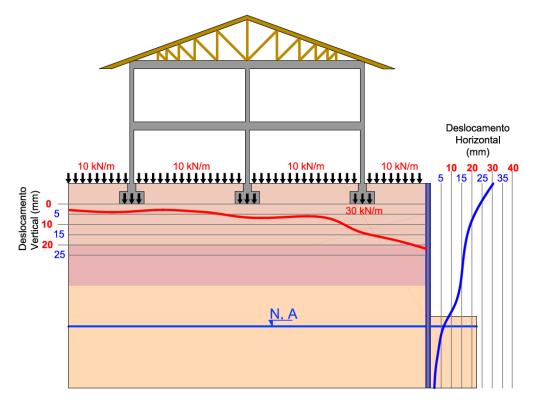


Figura 7.15 – Recalque e deflexão da estrutura – Estágio 5.

Analisando as Figuras pode-se concluir que o estágio crítico para a análise dos recalques é o estágio 5. Os recalques ao nível das fundações do prédio vizinho no estágio 5 estão indicados na Figura 7.16. A fundação número 3 (a mais próxima da escavação) apresentou o maior recalque absoluto  $\delta_3 = 15,8mm$ .

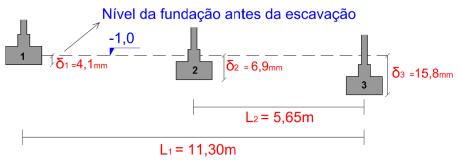


Figura 7.16 – Recalque das fundações do edifício vizinho.

Então, conhecendo todos os recalques das fundações é possível determinar a distorção angular máxima (Figura 3.39), e, então, avaliar se essa distorção pode vir a gerar danos a estrutura vizinha.

A distorção angular entre a fundação 1 e 3 é  $\beta=1/966$  e a distorção angular entre a fundação 2 e 3 é  $\beta=1/635$ .

$$\beta = \Delta \delta / L \tag{7.6}$$

$$\beta_1 = \frac{15,8 - 4,1}{11300} :: \frac{1}{966}$$

$$\beta_2 = \frac{15,8 - 6,9}{5650} :: \frac{1}{635}$$

10

20

30

Então, a distorção angular máxima é  $\beta = 1/635$ . E note-se que, utilizando os critérios da Tabela 3.2, é possível dizer que provavelmente as distorções geradas pela escavação não vão causar danos à estrutura do prédio vizinho.

# 7.3.3 Resultados – Esforços no Perfil Metálico

Ao simular todos os estágios da sequência construtiva no programa Plaxis constatou que o estágio 6 (estágio permanente) foi o que apresentou os maiores esforços no perfil metálico. A Figura 7.17 apresenta o diagrama de momento em X e em Y no perfil metálico, já a Figura 7.18 mostra o diagrama de esforço cisalhante na estrutura.

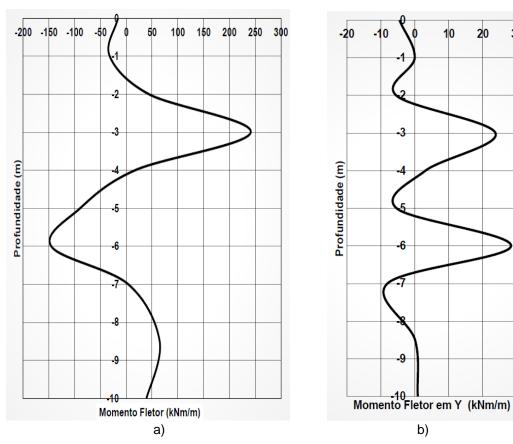


Figura 7.17 – Esforços no perfil metálico-a) Momento fletor em X -b) Momento fletor em Y.

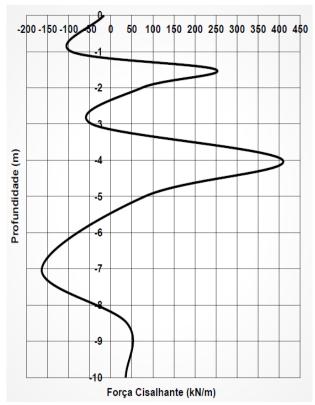


Figura 7.18 – Força cisalhante no perfil metálico.

Os esforços máximos, isto é,  $M_x^{M\acute{a}x}=250~kN.m/m,~M_y^{M\acute{a}x}=30~kN.m/m$  e  $Q_{m\acute{a}x}=410~kN/m$ , apresentados nas Figuras 7.18 e 7.19, foram utilizados para o dimensionamento do perfil metálico.

### 7.4. Dimensionamento Estrutural

Na prática, é necessário majorar os esforços calculados no software Plaxis para o dimensionamento estrutural da cortina. Logo, na presente análise, os esforços foram majorados por um fator de  $\gamma_G = 1,35$  (Eurocódigo, 1994).

#### 7.4.1 Perfil Metálico

Os perfis metálicos foram dimensionados a partir do software Visual Metal, programa que segue as especificações da norma NBR 8800:2008 (dimensionamento de estruturas metálicas). As cargas de projeto consideradas para o dimensionamento foram obtidas depois que os esforços máximos no perfil (Figuras 7.18 e 7.19) foram multiplicados pelas dimensões da seção transversal do perfil (0,147 x 0,262mm) e por um fator de segurança (FS=1,35).

Ì	CARGAS ATUANTES								
	CARGA ESFORÇO CORTANTE MÁXIMO		MOMENTO MÁXIMO EM X	MOMENTO MÁXIMO EM Y					
N (kN)		V	Mx	My					
		(kN/m)	(kN.m/m)	(kN.m/m)					
•	50	410	250	30					

Tabela 7.7 – Esforços máximos atuantes sobre a estrutura.

Tabela 7.8 – Esforços considerados para o dimensionamento.

CARGAS DE PROJETO							
CARGA VERTICAL	ESFORÇO CORTANTE MÁXIMO	MOMENTO MÁXIMO EM X	MOMENTO MÁXIMO EM Y				
Nd	Vd	Mx.d	My.d				
(kN)	(kN)	(kN.cm)	(kN.cm)				
50	81	4961	1061				

Utilizando-se os dados da Tabela 7.8 foi determinado que o perfil indicado para a obra em questão é o W 250 x 38,5 (Figura 7.20).

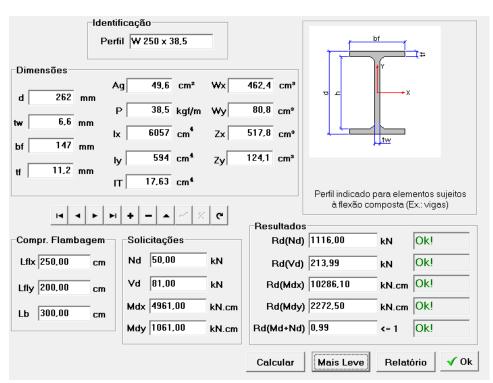


Figura 7.20 – Verificação do perfil metálico pelo software Visual Metal.

## 7.4.2 - Prancha Pré-Moldada

Para o dimensionamento das pranchas pré-moldadas de concreto, a cortina foi dividida em três trechos (Figura 7.7), o empuxo máximo de cada trecho

calculado pelo software (Figura 7.21) foi multiplicado por um fator de majoração de 1,35 ( $\gamma_G = 1,35$ ).

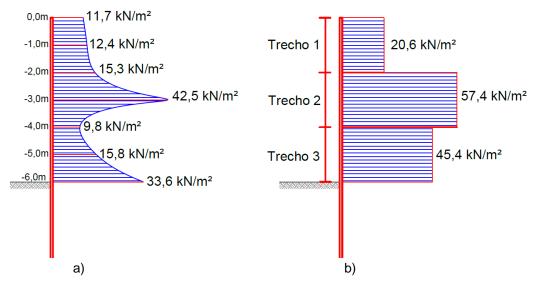


Figura 7.21 – Distribuição dos empuxos – a) Empuxo sobre as pranchas pré-moldadas obtido na análise numérica – b) Empuxo considerado para o dimensionamento das pranchas pré-moldadas.

Portanto, para o trecho 1 (0,0 a -2,0m) foi considerado um empuxo de 20,6  $kN/m^2$  (isto é, 15,3  $kN/m^2$  x 1,35 = 20,6  $kN/m^2$ ). Seguindo o mesmo procedimento do trecho 1, foi determinado que o empuxo de projeto para o trecho 2 é de 57,4  $kN/m^2$  e no trecho 3 é de 45,4 $kN/m^2$ .

A partir dos valores apresentados na Figura 7.21 as pranchas pré-moldadas foram dimensionadas. Para o trecho 1 foi adotado pranchas com 12cm de espessura (0,0 a -2,0m) e para o trecho 2 e 3 (-2,0 a -6,0m) pranchas com 15cm de espessura.

## 7.5 Avaliação da Força de Percolação no Fundo da Escavação

Foi assumido na análise que o nível d'água encontra-se a 5m de profundidade, essa condição não é permanente e sim uma condição extrema. Algumas modificações no projeto são necessárias, tais como a instalação de filtros, drenos e uma laje mais reforçada no fundo da escavação, pois haverá um fluxo de água do nível mais alto (-5,0m) para o nível mais baixo (-6,0m, nível da escavação).

Na análise numérica foi possível estimar que haverá uma sobre pressão de 10 kN/m² no fundo da escavação devido à força de percolação (Figura 7.22).

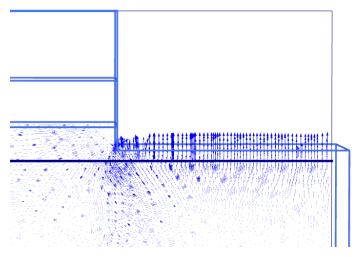


Figura 7.22 – Fluxo de água através da estrutura de contenção e no fundo da escavação.