#### 4 ESTUDO DE CASO - ANÁLISES

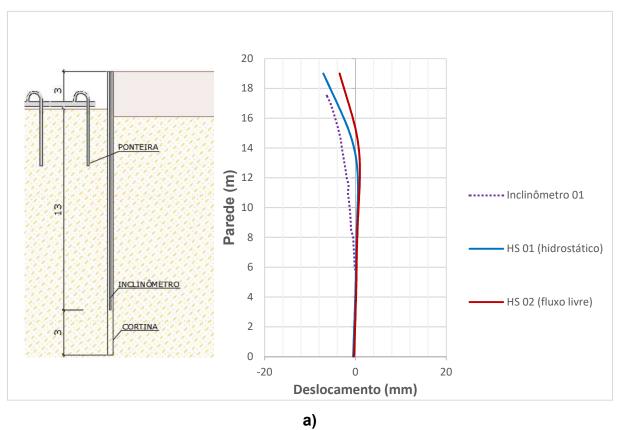
Esse capítulo tem por objetivo comparar os deslocamentos observados no monitoramento da parede através da instalação de inclinômetros no seu interior, com as análises realizadas pelo programa Plaxis 2D V8, para a situação do estudo de caso descrito no capítulo anterior.

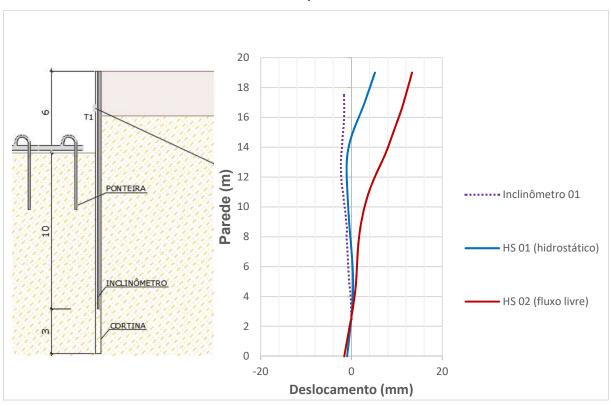
A situação da obra é de uma parede diafragma com profundidade de dezenove metros, sete a mais do que a extremidade inferior das ponteiras, ou seja, é uma situação com fluxo confinado, conforme item 1.5 desta pesquisa. Para a decepção deste autor, o software geotécnico escolhido para realizar as análises não se comportou de forma esperada, não conseguindo manter a água do lado de fora da parede constante, conforme consulta feita ao suporte técnico do Plaxis. O autor fez várias consultas aos técnicos holandeses de forma a melhor reproduzir, numericamente, as condições reais atuantes. Porém, o suporte técnico não soube orientar, talvez por não conhecer o assunto de forma apropriada.

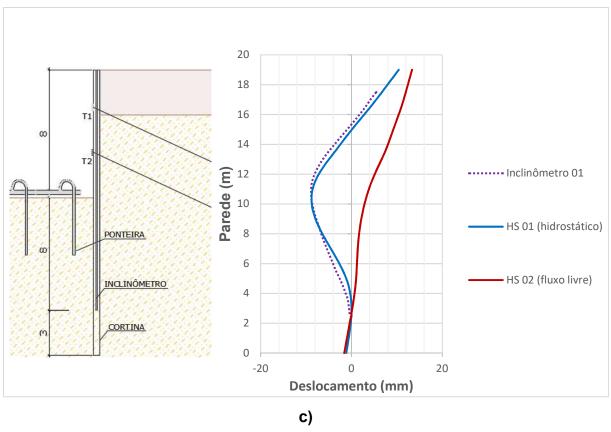
Com isso, o autor optou por realizar as duas análises possíveis no programa, que são: 1) Situação hidrostática; e 2) Situação com fluxo livre ou não confinado. A expectativa do autor é de que a situação hidrostática seja mais próxima da real, e a que foi a registrada pela inclinometria. O autor assim justifica uma vez que, mesmo para um empuxo de água superior, observou-se tendência desta situação se aproximar da situação de fluxo confinado.

A Figura 75 a seguir mostra a comparação entre os gráficos dos inclinômetros e das 2 situações estudadas no Plaxis, usando o modelo Hardening Soil (HS), para as 4 etapas de escavação:

É visivel a diferença na deformada da parede para as duas etapas finais da escavação. De fato, aumentando o desnível escavado os esforços aumentam e os deslocamentos aumentam de forma ainda mais significativa. Este comportamento é esperado, uma vez que os esforços de flexão são proporcionais à derivada segunda dos deslocamentos. Se os esforços já aumentam bastante com o nível da escavação, no caso dos deslocamentos horizontais este aumento é bem mais expressivo. Além deste aspecto, a fuga de material ocorrido neste trecho, já relatado anteriormente, pode ter contribuído bastante para amplificar esta diferença.







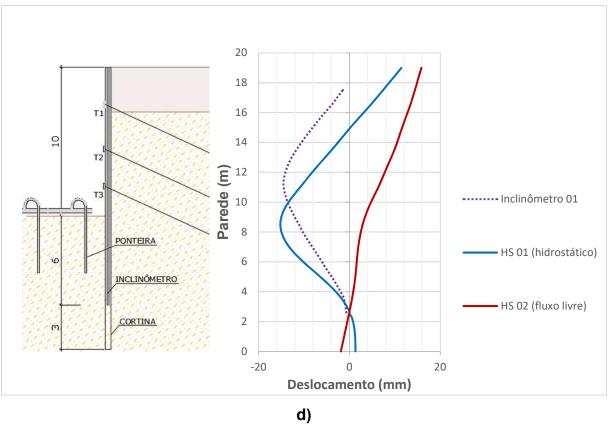


Figura 75 – Comparação entre os modelos HS do Plaxis e a instrumentação para as situações: a) em balanço; b) 1 apoio; c) 2 apoios; d) 3 apoios

Comparando-se as curvas apresentadas, é possível notar que, de uma maneira geral, os valores obtidos com a instrumentação foram semelhantes e da mesma ordem de grandeza dos valores previstos para o modelo hidrostático. Cabe observar que o deslocamento máximo do modelo hidrostático se deu ligeiramente abaixo do limite da escavação, enquanto que os inclinômetros mostraram um pouco acima, com um padrão semelhante de comportamento.

É visível pela comparação dos gráficos, que os modelos que consideram o fluxo livre na análise não estão de acordo com as leituras dos inclinômetros.

Pela análise do gráfico é possível concluir que o empuxo da água esteve atuando em sua plenitude na parede. Esta situação poderia ter sido facilmente comprovada com a instalação de medidores de nível dágua (MNA) no exterior da parede diafragma. O autor sugere que tal procedimento seja realizado em obra similar com as mesmas condições de contorno, para verificar o comportamento real do nível da água externamente à parede diafragma. De fato, o controle da água subterrânea tem muita influência no comportamento e é simples de ser realizado.

Este capítulo ilustra também que a análise numérica foi capaz de indicar deslocamentos bastante próximos aos ocorridos. Além deste aspecto, os resultados mostram que a importância da instrumentação no controle da qualidade da escavação.

#### 4.5 Considerações sobre a camada de argila mole

Como pode ser verificado, todas as sondagens apresentam uma camada de argila mole com espessura variando de 3 a 6 metros, com N<sub>SPT</sub> médio de 5 golpes, a aproximadamente 30 metros de profundidade e a 10 abaixo da parede. A Figura 76 mostra a diferença das deformadas da parede, contemplando e não contemplando a camada de argila mole.

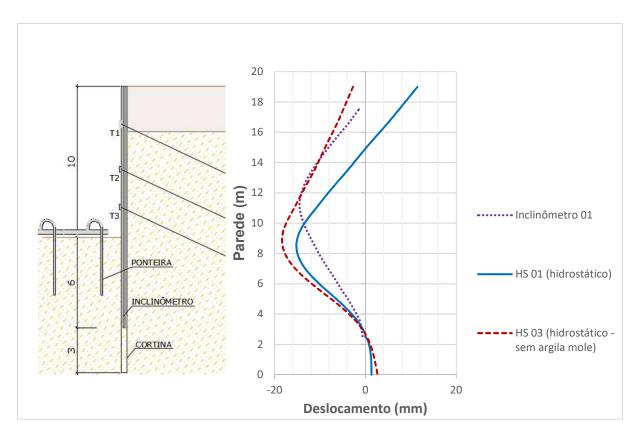


Figura 76 – Comparação entre os modelos considerando ou não a camada de argila mole para a situação com 3 apoios

Desconsiderando a camada de argila mole na análise, o deslocamento máximo não varia muito, mas a deformada da parede, em sua parte superior, desloca menos em direção ao vizinho, não estando assim, de acordo com as leituras dos inclinômetros.

Só é possível realizar a análise considerando a camada de argila mole, com o método que discretiza o solo em elementos finitos. No modelo de mola, por ter somente a parede discretizada, a presença da camada de argila mole a 10 metros abaixo do fundo da parede, não influencia em nada nos resultados. Esta é a maior limitação deste método.

Os deslocamentos máximos variaram de 18mm, para o modelo sem a presença da camada profunda de argila, contra 14mm, com o a presença da camada de argila, ambos ocorrendo do lado de dentro da escavação. Já na parte superior, o deslocamento desconsiderando a camada de argila mole profunda apresenta um deslocamento de 12mm para dentro da escavação, enquanto que o modelo com a inclusão da camada de argila 6mm para fora da escavação. Como pode ser verificado,

os deslocamentos apresentados pela leitura dos inclinômetros foram muito mais consistentes com o modelo que considera a presença da camada de argila mole.

### 4.6 Estudo de sensibilidade do ângulo de atrito do solo (φ')

Em um estudo para verificar a influência do ângulo de atrito do solo, foi realizada uma análise reduzindo o seu valor em 5º. O resultado está exposto na Figura 77.

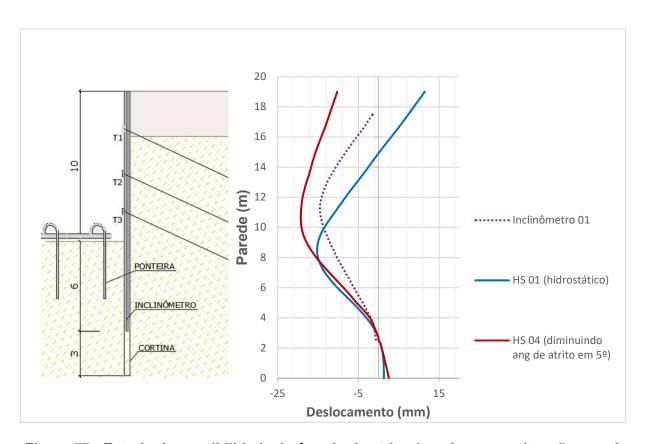


Figura 77 - Estudo de sensibilidade do ângulo de atrito do solo para a situação com 3 apoios

É possível verificar que uma pequena variação do ângulo de atrito do solo, altera bastante os deslocamentos sofridos pela estrutura, mostrando a importância da realização de ensaios de laboratório ao invés de estimar de acordo com fórmulas empíricas.

## 4.7 Estudo de sensibilidade do módulo de elasticidade do solo (Esolo)

Foi realizado um estudo de sensibilidade do módulo de elasticidade da areia, reduzindo seu valor para a metade. Os valores utilizados nos modelos estão resumidos na Tabela 18 e os resultados estão apresentados na Figura 78.

Tabela 18 –	Estudo de	sensibilidade	do módulo	de	elasticidade do solo
i abcia io		JULISIDINGAGE	ao modulo	u	Clasticidade de solo

Solo	E (MPa)	E/2 (MPa)
Aterro	10	5
Areia 01	65	32,5
Areia 02	110	55
Areia 03	144	72

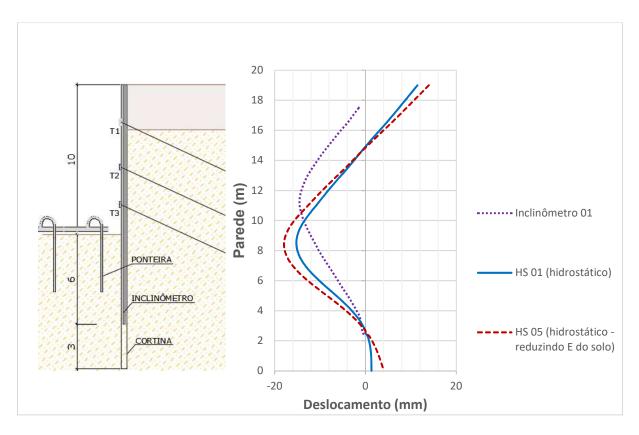


Figura 78 – Estudo de sensibilidade do módulo de elasticidade do solo para a situação com 3 apoios

Como pode ser visto, a redução do valor do módulo de elasticidade do solo pela metade não afetou muito os resultados e o padrão dos deslocamentos da parede. O autor considera natural este resultado, já que a influência da rigidez da parede é o aspecto mais significativo, já que o inclinômetro está posicionado no interior da parede.

## 4.8 Estudo de sensibilidade do valor da coesão (c')

Também foi feito um estudo de sensibilidade do valor da coesão, modificando de zero para 2 e 5kPa. Desta vez foi considerado somente o modelo hidrostático. De fato, dificilmente se encontra uma camada puramente arenosa (100% de areia), podendo apresentar um mínimo de cimentação. Os resultados estão expostos na Figura 79.

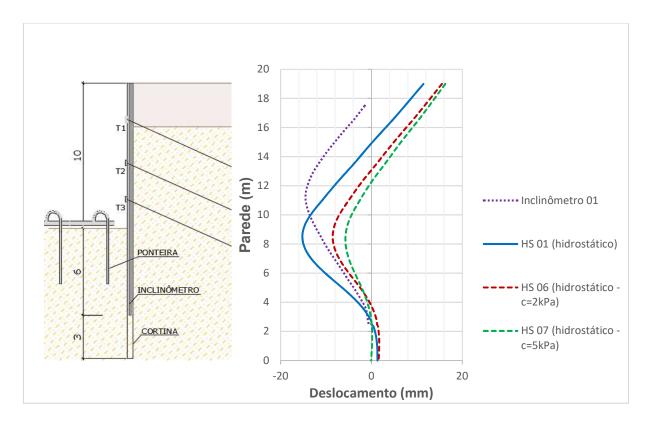


Figura 79 – Estudo de sensibilidade da coesão para a situação com 3 apoios

Os resultados apresentados são de certa forma surpreendentes. Uma pequena variação da coesão, resultou numa expressiva variação nos deslocamentos. Para valores de ordem de grandeza de engenharia, um valor de 2 kPa poderia ser facilmente considerado desprezível.

#### 4.9 Estudo de sensibilidade da interação solo-estrutura (R<sub>inter</sub>)

Realizando uma análise de sensibilidade do valor do atrito entre o solo e a parede, é possível verificar na Figura 80 que o valor do deslocamento máximo foi quase o mesmo, variando mais a deformada da parede, fugindo ao padrão registrado pelo inclinômetro.

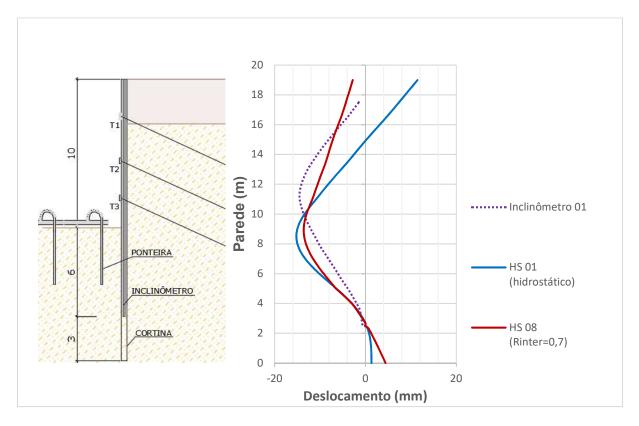


Figura 80 - Estudo de sensibilidade do atrito solo-muro (R<sub>inter</sub>) para a situação com 3 apoios

#### 4.10 Estudo de sensibilidade da rigidez dos tirantes

Como foi visto no item 3.3, existe uma diferença de mais de 200% na rigidez do tirante dependendo do material utilizado - cordoalha ou monobarra. Foi realizado um estudo de sensibilidade para comparar os deslocamentos da parede para cada tipo de material. Os resultados podem ser vistos na Figura 81.

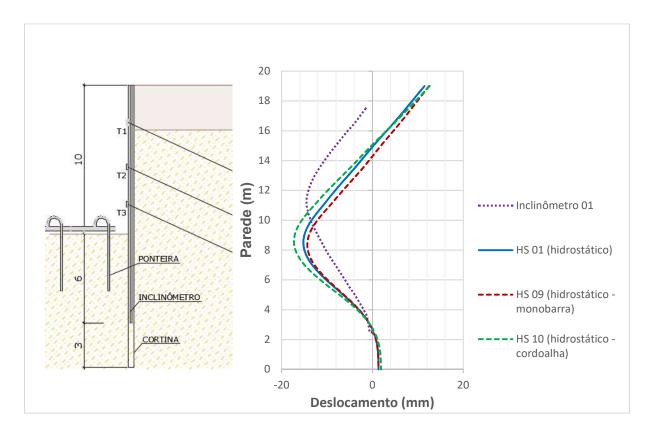


Figura 81 – Estudo de sensibilidade da rigidez do tirante para a situação com 3 apoios

Como pode ser observado, mesmo com uma diferença grande na rigidez do tirante, a deformada da parede variou muito pouco.

#### 4.11 Estudo de sensibilidade da sobrecarga

A Figura 82 mostra a comparação do modelo hidrostático com a sobrecarga variando de zero, 10kPa e 15kPa.

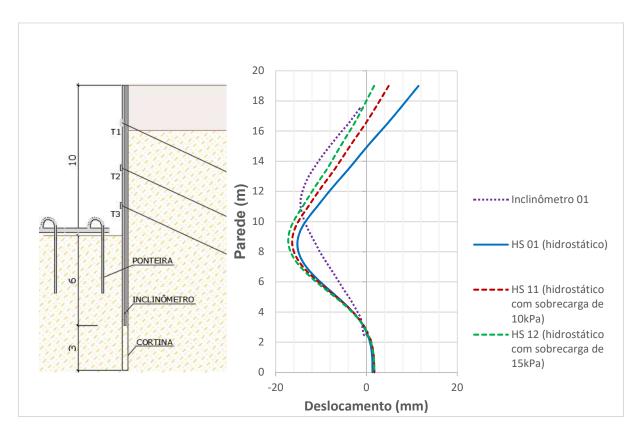


Figura 82 – Estudo de sensibilidade da sobrecarga para a situação com 3 apoios

Os deslocamentos máximos não tiveram variação sensível. Porém, o trecho superior da parede se deforma mais, se afastando cada vez mais da leitura dos inclinômetros. Cabe observar que a deformação do inclinômetro 01, que está instalado de frente para a Av. Olegário Maciel, foi maior que a do inclinômetros 02, instalado próximo ao vizinho, um acesso para dentro do lote. Com isso, é esperado que a parede realmente não tenha sido submetida a sobrecarga.

## 4.12 Estudo de sensibilidade do coeficiente de empuxo (k<sub>0</sub>) do solo

Por último, foi realizado um estudo de sensibilidade do valor do coeficiente do empuxo no repouso ( $K_0$ ), podendo ser visualizado na Figura 83, tendo sido considerados também os valores de  $k_0$ =1 e  $k_0$ =2.

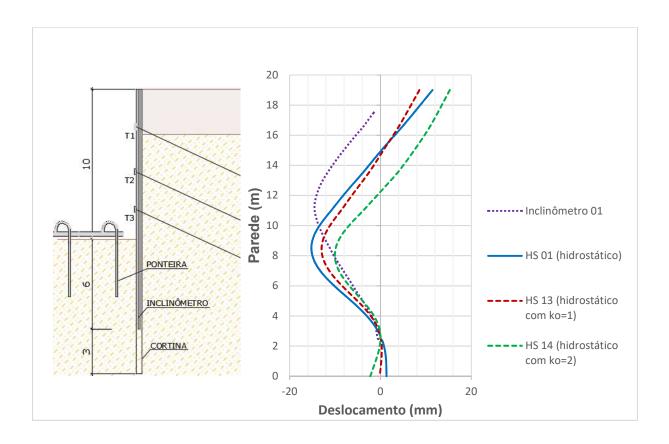


Figura 83 – Estudo de sensibilidade do valor do Ko para a situação com 3 apoios

Somente para valores de k<sub>0</sub>=2 que a deformada da parede apresentou um padrão de deslocamento com diferenças mais sensíveis.

#### 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Esta pesquisa teve como principal objetivo contribuir com o estudo das tensões que agem na parede, tanto tensões do solo quanto da poropressão, e estudar os diversos métodos de dimensionamentos existentes para o cálculo de uma escavação profunda com diferentes níveis de apoio, chegando às seguintes conclusões:

#### Quanto ao estudo bibliográfico e análises realizadas

- i. O estudo bibliográfico e as análises realizadas indicam que a redistribuição de tensões irá ocorrer dependendo do tipo de movimentação sofrido pela parede, e que devido ao princípio do arqueamento do solo, no caso de solos arenosos, as tensões são totalmente alteradas a partir da instalação do primeiro apoio. Dependendo da quantidade de apoios, observou-se que:
  - 1) Escavação em balanço a parede rotaciona por baixo, gerando um diagrama de tensões triangular conforme a teoria de Rankine.
  - 2) Escavação com 1 apoio a parede rotacional por cima, ocorrendo o arqueamento do solo e redistribuindo as tensões de forma máxima.
  - 3) Escavação com mais de um apoio ocorre uma movimentação translacional, ocorrendo a redistribuição de tensões, porém de uma forma menos acentuada do que no caso com 1 apoio;
- ii. As tensões no solo também são modificadas devido aos seguintes fatores: sequência executiva realizada, rigidez da parede, quantidade e espaçamento entre os apoios, entre outros fatores menos relevantes. Foi observado que estes fatores não são considerados na análise pelo método clássico, sendo contemplados somente pelos métodos numéricos.
- iii. A forma como é proposta a redistribuição de tensões na prática brasileira, transformando a área do diagrama de tensões da teoria clássica em um retângulo de área equivalente, apresenta excelentes resultados, tendo em

vista a facilidade na sua utilização para o cálculo analítico, no caso de paredes rígidas.

- iv. Outra importante contribuição da referência bibliográfica foi o estudo do comportamento da água no solo. Foi visto que existem 3 formas principais de considerar sua atuação no maciço do solo:
  - Hidrostática: É a situação com o maior empuxo da água. Ocorre quando se tem uma camada de alta permeabilidade superposta a uma camada de baixa permeabilidade. O fluxo só ocorre nesta última camada.
  - 2) Fluxo aberto ou não confinado: onde a ponteira está localizada abaixo da parede e o fluxo está livre para se desenvolver, abaixando o nível da água também do lado de fora da escavação
  - 3) Fluxo confinado: onde a parede é profunda o suficiente para confinar a ponteira apenas internamente, praticamente pouco influenciando a posição da água do lado de fora da parede, contudo o fluxo está ocorrendo normalmente.
- v. Foi verificado, como já esperado, e ressaltado na literatura, que no método do apoio fixo a ficha é longa o suficiente para promover uma restrição efetiva ao deslocamento inferior da cortina, introduzindo momentos fletores negativos na extremidade inferior. Esta é a solução mais econômica, que embora tenha um comprimento de cortina maior, apresenta um momento fletor inferior ao método do apoio livre.
- vi. Foram revisitadas as metodologias de cálculo para escavações profundas e realizada uma comparação entre os métodos, através da análise de uma situação hipotética. Os cálculos foram realizados nos softwares:
  - 1) Metodologia Clássica Analítica Excel e Ftool
  - Metodologia Clássica Geo5 Projeto de Contenções
  - 3) Método da Viga Sob Base Elástica Geo5 Verificação de Contenções
  - 4) Método dos Elementos Finitos Plaxis 2D v8

A comparação realizada entre a metodologia de cálculo analítica e o programa GEO5 - Projeto de Contenções apresentou valores praticamente coincidentes, em todas as fases de escavação. A concordância se deu tanto no cálculo do momento máximo, da força máxima no tirante e da ficha mínima necessária à estabilidade. A principal vantagem deste software é a facilidade da sua utilização em comparação com o cálculo analítico, para encontrar os mesmos resultados. Outras vantagens são a possibilidade de utilização de diversas teorias para avaliação do empuxo, a escolha da forma como irá ocorrer a redistribuição de tensões, a variação da geometria incluindo bermas de equilíbrio, a variação das condições de poropressão no solo, a inclusão da sobrecarga, entre diversas outras facilidades que tornam não só o cálculo, mas, principalmente, a análise de sensibilidade de muito mais simples realização.

- vii. A principal vantagem dos métodos numéricos sobre a metodologia clássica é a possibilidade de estimativa direta dos deslocamentos horizontais da cortina. No caso do MEF é possível verificar os deslocamentos em todos os pontos do modelo, o que torna a análise numérica muito superior ao modelo de viga sob base elástica, principalmente devido à introdução da plasticidade do solo. Comparando o diagrama de tensões de terra na parede, foi constatado diferenças em relação ao diagrama triangular de Rankine. Observou-se uma concentração de tensões próximo ao trecho superior da cortina, indicando que os softwares que usam os métodos numéricos realizam a redistribuição de tensões já após a instalação do primeiro apoio.
- viii. No caso do programa Geo5 não foi possível inserir a camada de argila mole, uma vez que o método utilizado só discretiza a parede, não influenciando em nada nos resultados a presença de uma camada subjacente de maior compressibilidade.
- ix. Foi também procedida uma análise no Plaxis comparando dois diferentes modelos constitutivos de comportamento do solo: o MC e o HS e chegou-se à conclusão que quanto maior o nível de carregamento, ou seja, mais próximo da ruptura, maior foi a aproximação entre os resultados, neste caso analisado.

x. Foi constatado, pelas análises do caso hipotético, que quanto maior a rigidez da parede, maior a redistribuição de tensões, principalmente para a situação com 1 apoio. Para a situação com mais de 1 apoio, o deslocamento translacional apresentado minimiza essa diferença.

#### Quanto à análise do caso de obra instrumentado

- i. Foi constatado que mesmo com a instalação do sistema de rebaixamento de água, a metodologia de cálculo do fluxo realizado pelo software Plaxis não consegue manter o nível de água constante do lado de fora da parede. Esta informação foi comprovada pela própria equipe de suporte técnico do Plaxis, tanto do Brasil como da Holanda. Os resultados foram totalmente incoerentes com o padrão dos inclinômetros, tornando o dimensionamento desta situação perigosa para um projetista inexperiente.
- ii. Tendo em vista que o software Plaxis não realiza o cálculo do fluxo do caso de obra, é possível concluir que a situação hidrostática, para a situação da obra analisada, foi uma aproximação adequada para o problema em questão, reproduzindo, de forma bastante aproximada, os deslocamentos que ocorreram, não apenas em seus valores máximos, mas em seu padrão de distribuição ao longo da profundidade da cortina.
- iii. Foi sugerido à equipe de suporte técnico do Plaxis uma análise futura detalhada desta limitação do software, uma vez que a situação com fluxo confinado é de ocorrência comum na prática de parede rígida de concreto.

#### Sugestões para pesquisas futuras

 Análise de outras obras instrumentadas para avaliação e confirmação das conclusões obtidas nesta pesquisa

- ii. Realização de ensaios e alta qualidade nas obras futuras, de forma a se poder melhor representar o modelo de solo e suas variáveis constituintes.
- iii. Instrumentar novas obras, incluindo não apenas os deslocamentos horizontais mas o estudo da variação das cargas dos tirantes com o tempo, a posição do NA durante a execução, os esforços na cortina.
- iv. Aprimorar os modelos de cálculo clássicos de forma a se aproximarem cada vez mais dos modelos numéricos refinados, para projetos mais rápidos e acurados.

#### **REFERÊNCIAS**

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118. (2014). Projeto de estruturas de concreto Procedimento, 238 p.
- \_\_\_\_\_. NBR 9061 (1995). Segurança ade escavação a céu aberto procedimento, 31p.
- ALONSO, U. R. . (2010). Exercício de fundações. 2ª Edição: Editora Blucher, São Paulo.
- ALONSO, U. R. . (1983). *Rebaixamento temporário de aquíferos*. Editora Blucher, São Paulo.
- BRINKGREVE, R. B. J. et al. (2002). *Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*.

  PLAXIS 2D user's Manual, Rotterdam, Netherlands, Balkema.
- CAPUTO H. P. (1983). *Mecânica dos solos e suas aplicações*. 5ª Edição: Editora LTC livros técnicos e científicos S.A, São Paulo.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO (2011). *Fundações diretas: projeto geotécnico*: Editora Oficina de Textos, São Paulo.
- DANZIGER, B. R. (2016). Notas de aula do curso de escavações. Rio de janeiro, RJ. PGECIV / UERJ.
- DECOURT, L. (1989). The Standard Penetartion Test State of the Art Report: In: XII ICSMFE, vol.4, Rio de Janeiro.
- DUNCAN, J. M.; CHANG, C.-Y., (1970). *Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil*. ASCE J. of the Soil Mech. and Found. Div. Vol. 96, pp. 1629-1653.
- EAB (2008). Recomendations on Excavations. 2nd Edition: Ernst & Sohn.
- EHRLICH, M. (1987). Um método de análise de escavações escoradas sujeitas a movimentação do fundo. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro, RJ. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

- FILHO, A. A. (2000). *Elementos finitos: a base da tecnologia CAE.* Editora Érica, São Paulo.
- FREITAS, A. C. (2010). Contribuição ao estudo do efeito tridimensional de instalação e de grupo em estacas cravadas em areia. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro, RJ. Universidade do Estado do Rio de Janeiro.
- GERSCOVICH, D.; DANZIGER, B. R.; SARAMAGO, R. (2016). *Contenções: teoria e aplicações em obras*: Editora Oficina de Textos, São Paulo.
- GOUW, T. L (2014). Common mistakes on the application of plaxis 2D in analyzing excavation problems. International Journal of Applied Engineering Research. V. 9 (21), pp 8291-8311.
- KAISER, P. K.; HEWITT, K. J. (1981). The effect of groundwater flow on the stability and design of retained excavations. Canadian geotechnical journal, v.19, p. 139-153, 1981.
- KULHAWY, F. W.; MAYNE, P. H. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. New York.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1969). Soil Mechanics. John Wiley & sons, New York.
- OLIVEIRA, F. S. (2015). Análise numérica de experimento para avaliação dos efeitos de sobrecargas assimétricas em estacas. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro, RJ. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- OU, C. Y. (2006). *Deep excavation: Theory and Pratice.* Taylor & Francis Group, London.
- PINI WEB (2014). Disponível em: <a href="http://blogs.pini.com.br/posts/normas-tecnicas-pericias/cancelamento-da-norma-de-seguranca-de-escavacao-a-ceu-aberto-304449-1.aspx">http://blogs.pini.com.br/posts/normas-tecnicas-pericias/cancelamento-da-norma-de-seguranca-de-escavacao-a-ceu-aberto-304449-1.aspx</a> Acesso em: 13/09/2016
- POTTS, D. M. (2003). *Numerical analysis: a virtual dream or practical reality?*Geotechnique 53, No. 6, p. 535-573.

- POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC, L. (2001). Finite element analysis in geotechnical engineering: Application. Thomas Telford, London.
- POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIC, L. (1999). Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory. Thomas Telford, London.
- POTTS, D. M.; FOURIE, A. B. (1984). The behaviour of a propped retaining wall: results of a numerical experiment. *Géotechnique 34*, *No. 3*, *383-404*.
- SANTOS, K. R. M. (2016). Contenções em cortinas com ficha descontínua um caso de obra contemplando instrumentação, modelagem numérica e métodos usuais de projeto. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro, RJ. Universidade do Estado do Rio de Janeiro.
- SANTOS, M. D. (2007). Contribuição ao estudo da influência de escavações nos recalques superficiais de construções vizinhas. Dissertação de Mestrado. Rio de Janeiro, RJ. Universidade do Estado do Rio de Janeiro.
- SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. (2012). Ensaios de campo e sua aplicação à engenharia de fundações. 2ª Edição: Editora Oficina de Textos, São Paulo.
- TEIXEIRA, A. H; GODOY, N. S. (1998). *Fundações: teoria e prática .* 2ª Edição: Editora PINI, São Paulo.
- TEIXEIRA, A. H. (1993). Um Aperfeiçoamento das Sondagens de Simples Reconhecimento à Percussão. Solos do Interior de São Paulo, ABMS, Capítulo 4, São Carlos, p. 75-93.
- VELLOSO, D.; MARIA, P. E. L. S.; LOPES, F. R. (1998). Fundações: teoria e prática . 2ª Edição: Editora PINI, São Paulo.
- VELLOSO, D.; LOPES, F. R. (1975) *Paredes moldadas no solo .* Manual interno da empresa Estacas Franki LTDA, São Paulo. p. 163 196
- VERDEYEN, J.; ROISIN, V. (1952). Nouvelle Theorie du soutenement des excavations profondes. In: Conference du 15 Janvier. Paris: Centre D'Etude superieures, Institute Technique du Batiment et des Travaux Publics.

WEISSENBACH, A.; HETTLER, A.; SIMPSON, B. (2002). "Stability of Excavations" chapter. Geotechnical Engineering Handbook - Volume 3: Elements and Structures. Ernst & Sohn.

# APÊNDICE A - CÁLCULO ANALÍTICO DO ESTUDO DE CASO - ESCAVAÇÃO EM BALANÇO

# i. Método convencional, FS=1 (Gerscovich et al, 2016):

$$K_{a} = \frac{\cos^{2}(\phi - \alpha).\cos\delta}{\cos^{2}\alpha.\cos(\alpha + \delta).\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\phi + \delta).sen(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta).\cos(\alpha - \beta)}}\right]^{2}}$$

$$K_p = tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

#### Aterro:

$$k_a = 0.257$$

#### Areia 01:

$$k_a = 0.16$$

$$k_p = 4,60$$

$$K_R = k_p - k_a = 4,44$$

#### Cálculo das constantes a e r:

$$a = \frac{p_a}{\gamma_{sub}. K_R}$$

$$a = \frac{21,44}{10.4,44} = 0,48m$$

$$r = \sigma'_{Va}$$
.  $(K_P + K_A)$   
 $r = 40.(4,59 + 0,16) = 190,40 KP_a$ 

#### Cálculo do empuxo resultante:

Tabela 19 - Cálculo das tensões - Escavação em balanço

	CÁLCULO DAS TENSÕES				
Prof. (m)	σ'V (kN/m²/m)	σ'h (kN/m²/m)	σ'h + U (kN/m²/m)		
1,5	25,50	6,56	6,56		
2	20.00	7,72	12,72		
2	30,00	4,83	9,83		
3	40,00	6,44	21,44		

Tabela 20 - Cálculo do empuxo resultante - Escavação em balanço

CÁLCULO DO EMPUXO RESULTANTE			
	Força (kN/m)	Aplicação (m)	
Solo	14,13	1,68	
Solo	5,18	0,16	
Água	11,25	0,98	

$$R_a = 14,13 + 11,25 + 5,18$$
  
 $R_a = 30,56 \, kN/m$ 

$$y' = \frac{14,13.1,68 + 11,25.0,98 + 5,15.0,16}{30,56}$$
$$y' = 1,17m$$

#### Cálculo da ficha:

$$\gamma_{sub}^{2} . K_{R}^{2} . y^{4}$$
 $\gamma_{sub} . K_{R} . r . y^{3}$ 
 $-8R_{a} . \gamma_{sub} . K_{R} . y^{2}$ 
 $-6R_{a} (r + 2\gamma_{sub} . K_{R} . y') . y$ 
 $-2R_{a} (3ry' + 2R_{a}) = 0$ 

$$10^2 \cdot 4,44^2 \cdot y^4 = 1971,36 y^4$$

$$10.4,44.190,4 y^3 = 8453,76 y^3$$

$$-8.30,53.10.4,44.y^2 = 10844,26y^2.$$

$$-6.30,53(190,40 + 2.10.4,44.1,17)y = 53909,14y$$

$$-2.30,53(3.190,4.1,17+2.30,53) = 44534,97$$

$$y = 2,69$$

$$Ficha = (y + a) = 2,69 + 0,48$$

$$Ficha = 3,17m$$

#### **Cortante nulo:**

$$pp'_{esq} = \gamma_{sub} . K_R . y$$

$$pp'_{esq} = 44,4y$$

$$E_P = \frac{\gamma_{sub} . K_r . y^2}{2}$$

$$E_P = 22,2 y^2$$

$$R_a = E_P$$

$$30,56 = 22,2y^2$$

$$y'' = 1,17m$$

#### Momento máximo:

$$M_{m\acute{a}x} = R_a \cdot (y' + y) - E_{esq} \cdot \frac{y}{3}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 30,53 \; (1,17+1,17) - \frac{22,2 \cdot 1,17^3}{3}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 59,59 \text{ kNm/m}$$

#### ii. Método simplificado, (Caputo et al, 1998):

$$R_a$$
.  $(y' + y) = E_P$ .  $\frac{y}{3}$   
 $30,56$ .  $1,17 + 44,40y = 7,4y^3$   
 $y = 2,47$   
 $Ficha = 2,47$ .  $1,2 + 0,48$   
 $Ficha = 3,44m$ 

#### iii. Método convencional com redução do empuxo passivo:

#### Areia 01:

$$k_a = 0.16$$
  
 $k_p = \frac{4.60}{1.5} = 3.07$   
 $K_R = k_p - k_a = 2.90$ 

#### Cálculo das constantes a e r:

$$a = \frac{21,44}{10 \cdot 2,9} = 0,74m$$

$$r = \sigma'_{Va} \cdot (K_P + K_A)$$

$$r = 40 \cdot (3,07 + 0,16) = 238,83 \, KP_a$$

#### Cálculo do empuxo resultante:

Tabela 21 – Cálculo do empuxo resultante – Escavação em balanço com redução do passivo

CÁLCULO DO EMPUXO RESULTANTE				
Força Aplicação (kN/m) (m)				
Solo	14,13	1,94		
Solo	7,91	0,25		
Água	11,25	1,24		

$$R_a = 14,13 + 7,91 + 11,25$$

$$R_a = 33,29 \, kN/m$$

$$y' = \frac{14,13.1,94 + 7,91.0,25 + 11,25.1,24}{33,29}$$

$$y' = 1,30m$$

#### Cálculo da ficha:

$$10^2 \cdot 2.90^2 \cdot v^4 = 841 v^4$$

$$10.2,90.238,83 y^3 = 5521,6 y^3$$

$$-8.33,29.10.2,90.y^2 = 7082,96y^2$$

$$-6.33,29(238,83 + 2.10.2,90.1,30)y = 47308,07y$$

$$-2.33,29(3.238,83.1,30 + 2.33,29) = 44534,97$$

$$y = 3,33m$$

$$Ficha = (y + a)$$

$$Ficha = 4,07m$$

### **Cortante nulo:**

$$E_P = \frac{\gamma_{sub} . K_r . y^2}{2}$$

$$E_P = 14.5 y^2$$

$$R_a = E_P$$

$$33,29 = 14,5y^2$$

$$y = 1,51$$

#### Momento máximo:

$$M_{m\acute{a}x} = R_a \cdot (y' + x) - E_{esq} \cdot \frac{y}{3}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 33,29 (1,30 + 1,51) - \frac{14,5 \cdot 1,52^3}{3}$$

$$M_{m\acute{a}x} = 76,90 \text{ KNm/m}$$

# iv. <u>Método simplificado com redução do empuxo passivo</u>:

$$R_a$$
.  $(y' + y) = E_P$ .  $\frac{y}{3}$   
33,29 . 1,30 + 33,29y = 4,83y<sup>3</sup>  
 $y = 3,12m$ 

$$Ficha = 3,12.1,2 + 0,74$$

$$Ficha = 4,48m$$

# APÊNDICE B - CÁLCULO ANALÍTICO DO ESTUDO DE CASO - ESCAVAÇÃO COM 1 APOIO

#### Cálculo das tensões:

Tabela 22 - Cálculo das tensões - Escavação com 1 apoio

	CÁLCULO DAS TENSÕES				
Prof. (m)	σ'ν (kN/m²/m)	$\sigma 'h \\ (kN/m^2/m)$	U (kN/m²/m)	$\sigma$ 'h + U (kN/m²/m)	Empuxo (kN)
1,50	25,50	6,56	0,00	6,56	4,92
2,00	30,00	7,72	5,00	12,72	3,57
2,00	30,00	4,83	3,00	9,83	3,37
6,00	70,00	11,27	45,00	56,27	32,20
7,27	82,68	13,31	45,00	58,31	15,59

$$a = \frac{56,27}{10.4,44}$$
$$a = 1,27m$$

Empuxo efetivo ativo resultante = 56,28kN/m

Tensão Redistribuída = 7,74 kNm²/m

### Cálculo das reações – Programa Ftool:

Tabela 23 – Cálculo do carregamento – Escavação com 1 apoio

CARREGAMENTO			
Prof. (m)	U (kN/m²/m)	$\sigma$ 'r + U (kN/m²/m)	
1,50	0,00	7,74	
2,50	10,00	17,74	
6,00	45.00	52,74	
7,27	45,00	52,74	

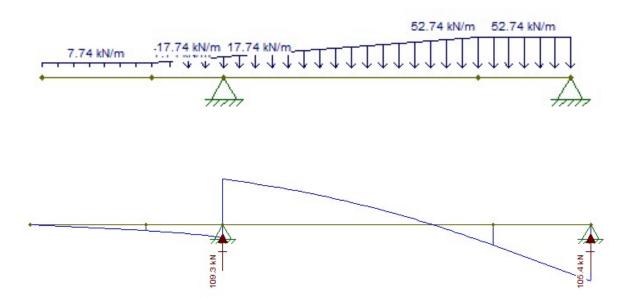


Figura 84 - Cálculo das reações no Ftool - Escavação com 1 apoios

$$R_{1} = \frac{(109,3.3,2)}{\cos 25}$$

$$R_{1} = 385,92 \text{ KN}$$

$$105,4y - 7,4y^{3} = 0$$

$$y = 3,77$$

$$Ficha = 3,77.1,2 + 1,27$$

Ficha = 5,79m

### Momento máximo:

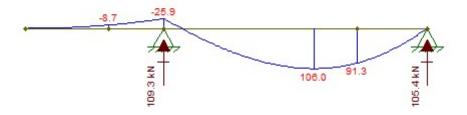


Figura 85 – Diagrama dos momentos fletores – Escavação com 1 apoio

 $M_{m \pm x} = 106 KNm/m$ 

# APÊNDICE C - CÁLCULO ANALÍTICO DO ESTUDO DE CASO - ESCAVAÇÃO COM 2 APOIOS

### Cálculo das tensões:

	CÁLCULO DAS TENSÕES EFETIVAS				
Prof. (m)	σ'ν (kN/m²/m)	σ'h (kN/m²/m)	U (kN/m²/m)	$\sigma$ 'h + U (kN/m²/m)	Empuxo (kN)
1,50	25,50	6,56	0	6,56	4,92
2,00	30,00	7,72	5	12,72	3,57
2,00	30,00	4,83	3	9,83	5,57
6,00	70,00	11,27	45	56,27	32,20
8,50	95,00	15,30	70	85,30	33,21
10,00	110,00	17,71	70	87,71	24.76
10,00	110,00	14,48	70	84,48	24,76
10,07	110,74	14,58	70	84,58	0,98

$$a = \frac{85,30 - 1,5.10.5,42}{11.5,42} + 1,5$$

a = 1,57m

Empuxo efetivo ativo resultante = 100,30kN/m

Tensão Redistribuída = 9,95kNm²/m

# Cálculo das reações – Programa Ftool:

Tabela 24 – Cálculo do carregamento – Escavação com 2 apoio

CARREGAMENTO			
Prof. (m)	U (kN/m²/m)	σ'r + U (kN/m²/m)	
1,5	0	9,90	
2,5	10	19,90	
5,5	40	49,90	
8,5	70	79,90	
10,07	70	79,90	

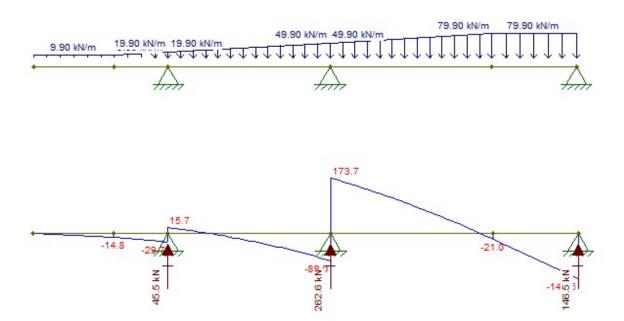


Figura 86 - Cálculo das reações no Ftool - Escavação com 2 apoios

## Momento máximo:

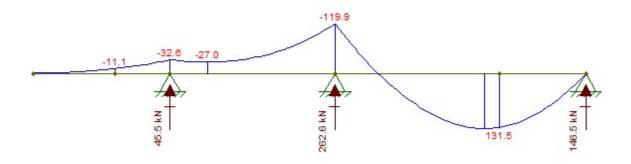


Figura 87 - Diagrama dos momentos fletores - Escavação com 2 apoios

 $M_{m\acute{a}x} = 131, 5~KNm/m$ 

# APÊNDICE D - CÁLCULO ANALÍTICO DO ESTUDO DE CASO - ESCAVAÇÃO COM 3 APOIOS

#### Cálculo das tensões:

Tabela 25 - Cálculo das tensões - Escavação com 3 apoios

	CÁLCULO DAS TENSÕES EFETIVAS				
Cota (m)	σ'v (kN/m²/m)	σ'h (kN/m²/m)	U (kN/m²/m)	σ'h + U (kN/m²/m)	Empuxo (kN)
1,50	25,50	6,56	0,00	6,56	4,92
2.00	20.00	7,72	F 00	12,72	2.57
2,00	30,00	4,83	5,00	9,83	3,57
6,00	70,00	11,27	45,00	56,27	32,20
8,50	95,00	15,30	70,00	85,30	33,21
10.00	110.00	17,71		102,71	24.76
10,00	110,00	14,48	85,00	99,48	24,76
11,67	126,69	16,68		101,68	26,01

$$a = \frac{99,48}{11.5,42}$$

a = 1,67m

Empuxo efetivo ativo resultante = 124,67kN/m

Tensão Redistribuída = 10,68kNm²/m

# Cálculo das reações – Programa Ftool:

Tabela 26 – Cálculo do carregamento – Escavação com 3 apoios

CARREGAMENTO			
Cota (m)	U (kN/m²/m)	σ'r + U (kN/m²/m)	
1,5	0	10,68	
2,5	10	20,68	
5,5	40	50,68	
8	65	75,68	
10	85	95,68	
11,67	85	95,68	

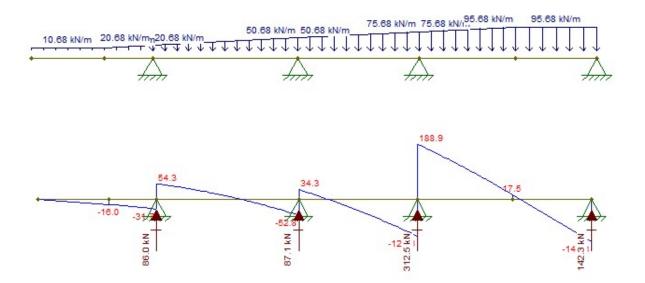


Figura 88 – Cálculo das reações no Ftool – Escavação com 3 apoios

## Momento máximo:

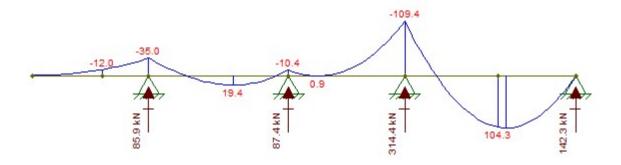


Figura 89 - Diagrama dos momentos fletores – Escavação com 3 apoios

# APÊNDICE E - FATORES QUE INFLUENCIAM A MODELAGEM NUMÉRICA

#### i. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA CORTINA

Potts e Day (1990), citados em Potts e Zdravkovic (2001), estudaram detalhadamente o efeito da variação da rigidez da cortina analisando pelo método numérico três situações e modificando a quantidade de apoios conforme Figura 90: Com um apoio (The Bell Comonn tunnel), dois apoios (George Green túnel) e 7 apoios (House of Commons car).

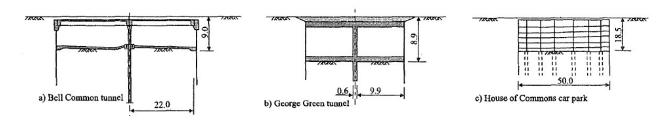


Figura 90 – Influência da rigidez da cortina em 3 situações variando a quantidade de apoios, adaptado de Potts e Zdravkovic, 2001

Cada situação foi estudada variando a rigidez da cortina e analisando a influência desta variação no deslocamento horizontal e momento máximo tanto para curto como para longo prazo. Como as propriedades do solo variam em cada caso, não foi possível definir relações entre eles. Os resultados normalizados estão apresentados nas Figura 91 e Figura 92.

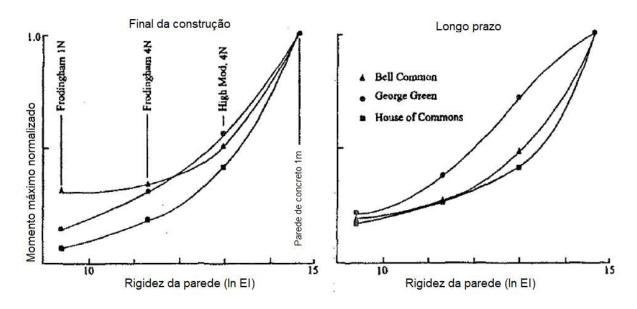


Figura 91 – Momento normalizado x Rigidez da parede (Potts e Zdravkovic, 2001)

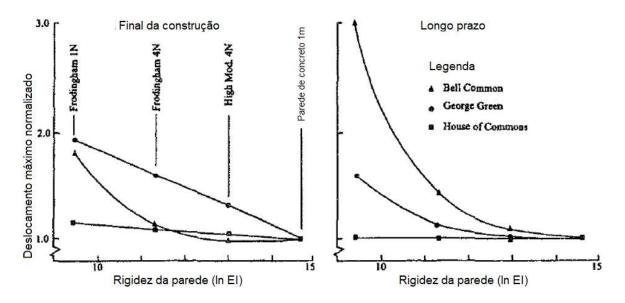


Figura 92 – Deslocamento normalizado x Rigidez da parede (Potts e Zdravkovic, 2001)

Pela análise dos gráficos, pode-se perceber que o diagrama de momentos fletores é extremamente dependente da rigidez do material. Há uma redução de 5 vezes o valor do momento máximo quando se altera a cortina de concreto de 1m de espessura para uma estaca prancha do tipo Frodingham 1N. Esta alteração ocorre para as 3 situações estudadas.

Em contrapartida, o deslocamento horizontal aumenta com a redução da rigidez da cortina. A magnitude deste aumento irá depender do caso em questão. Para o caso de 1 apoio, por exemplo, considerando a longo prazo, há uma redução de 3 vezes o

valor do deslocamento para o aumento da rigidez. Percebe-se também que este aumento é cada vez menor, quando se tem o número de apoios aumentado. No caso de 7 apoios, o aumento é muito pequeno.

Hight e Higgins (1994) citados por Potts e Zdravkovic (2001), realizaram um estudo em uma escavação em Londres, com parede diafragma de 1 metro de espessura. Para a mesma profundidade escavada, variou-se o módulo de elasticidade. O estudo mostrou que reduzindo a rigidez da parede em 100, o deslocamento máximo dobra de valor. Os resultados da análise estão apresentadas na Figura 93.

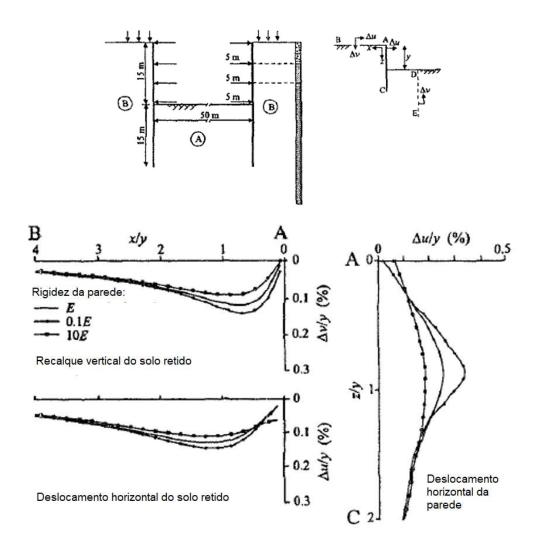


Figura 93 – Influência da variação da rigidez da cortina (Potts e Zdravkovic, 2001)

### Comportamento das tensões com a variação da rigidez da cortina

Conforme Caputo et. al. (1998), a distribuição de tensões horizontais (pa) e o empuxo ativo resultante (Ra), são dependentes da interação entre o solo e estrutura de contenção, em cada fase da obra. A ação de Ra implica em um deslocamento da estrutura que modifica o empuxo, fazendo-se então, extremamente dependente da rigidez do sistema estrutural. Admitindo que a magnitude de ações e reações estejam corretas, os resultados serão mais realísticos nas paredes isostáticas, onde os esforços dependem somente das equações de equilíbrio. No caso das paredes de comportamento hiperestático, os esforços são dependentes de outros inúmeros fatores, como o histórico da escavação, a rigidez do sistema de contenção, reologia do solo, etc.

Como foi visto no capítulo 1, a redistribuição das tensões efetivas horizontais ocorre, principalmente, devido a mudança da forma como se movimenta a parede e devido ao princípio do arqueamento do solo. Com a instalação do 1º apoio, a parede modifica a forma de rotacionar, passando a rotacionar por cima. Será visto a seguir que quanto maior for essa capacidade de rotacionar por cima, maior será a redistribuição de tensões.

Na Figura 94, pode ser vista a deformada da parede em duas situações extremas: 1) Parede rígida de concreto de espessura d = 30cm; 2) Parede extremamente rígida de concreto de d = 100cm. A diferença é bem nítida entre as duas deformadas. A parede menos rígida de d = 30cm, rotaciona por cima após a instalação do tirante. Já a parede de d = 100cm, com as deformações são muito pequenas, mesmo com a instalação do apoio, tende a se movimentar por inteira.

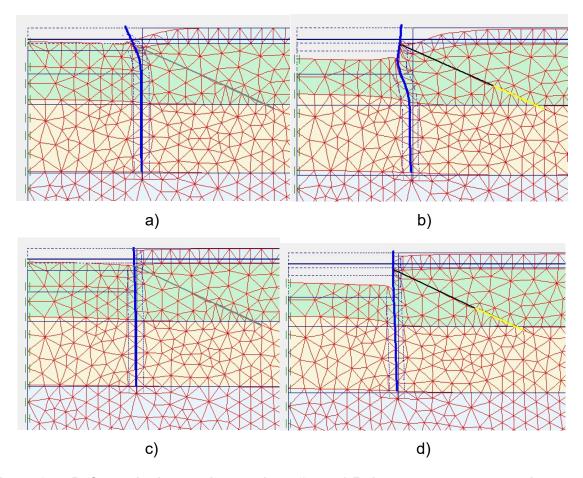


Figura 94 – Deformada da parede nas situações: a) Balanço com espessura da parede de d = 30cm; b) 1 Apoio d = 30cm; c) Balanço d = 100cm; d) 1 Apoio d = 100cm

A Figura 95 a seguir mostra os resultados apresentados pelo Plaxis, para a situação com 1 apoio, da deformada da parede, momentos fletores e tensões horizontais para 4 rigidezes diferentes da parede. É possível comprovar que, para a situação com 1 apoio, quanto mais rígida for a parede:

- Menor serão as deformações e deslocamentos apresentados, e menor será a tendência ao movimento de rotacionar por cima,
- ii. Menor será a redistribuição de tensões horizontais devido a instalação do tirante. A resultante das tensões horizontais, irá se localizar cada vez mais para baixo. Neste caso, a distância (d) entre a resultante, e o centro da escavação é:

Tabela 27 – Distância entre a resultante das tensões horizontais, e a metade da escavação (d).

Parede (cm)	d (cm)
30	+0,44
40	+0,19
60	-0,28
100	-0,61

iii. Maior serão os momentos fletores na parede. Neste caso, o valor do momento fletor máximo agindo na parede e sua variação em relação a da parede de 40cm são:

Tabela 28 – Momento fletor máximo agindo na parede, variação em relação à da parede de 40cm, situação de 1 apoio.

Parede (cm)	Momento (kN.m/m)	Δ (%)
30	75	-18
40	91	0
60	119	31
100	146	61

Para as situações com mais apoios, estas diferenças tendem a ser cada vez menores, tendo em vista que a movimentação da parede passa a ser paralela a situação inicial, e a resultante das tensões próxima ao centro da escavação. Observase que este resultado vai de encontro à prática usual de, no caso de vários apoios, se uniformizar o diagrama de pressões, situação em que a resultante estaria concentrada próximo ao centro do trecho escavado.

Cabe observar que a metodologia clássica não considera a rigidez da cortina nos cálculos. Dependendo da situação, a metodologia clássica poderia apresentar valores bem diferentes da previsão numérica.

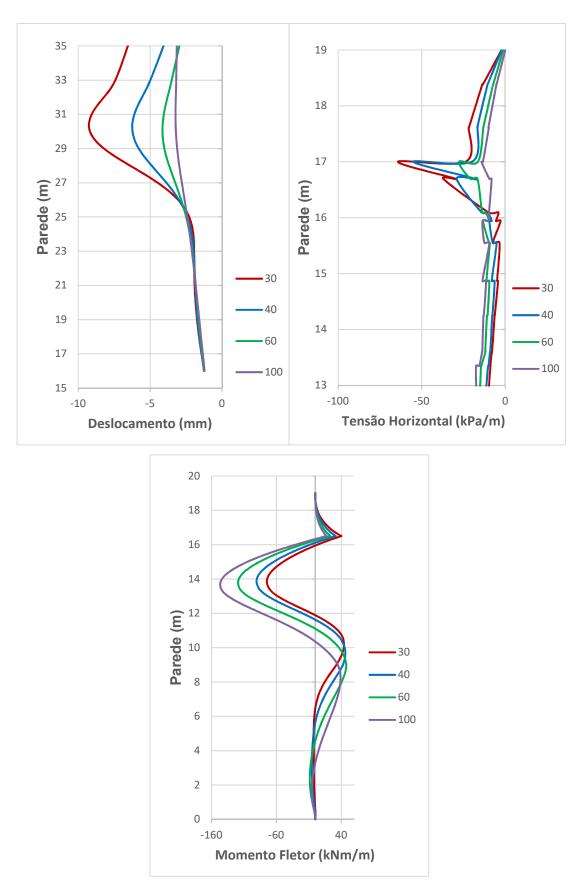


Figura 95 - Comparação entre a rigidez da parede de espessura d = 30cm, d = 40cm, d = 60cm e d = 100cm, para situação com 1 apoio

# ii. INFLUÊNCIA DA INTERFACE

Em qualquer situação de interação solo-estrutura, poderá existir uma movimentação diferente entre o maciço de solo e o elemento estrutural de contenção, gerando um atrito no contato solo-muro. Este atrito implica em um ganho de resistência, que aumenta com o aumento da rugosidade da parede. No caso da parede diafragma, mesmo com a execução utilizando fluido estabilizador (lama bentonítica ou polímero), a concretagem submersa expulsa o fluido para fora da escavação devido ao peso específico do concreto ser muito maior. A alta pressão ao que o concreto fica submetido faz com que ele pressione o solo que se deforma mais nos pontos mais fracos (mesmo em uma escala infinitesimal), deixando a parede extremamente rugosa.

Pela teoria dos elementos finitos, o uso de elementos contínuos não permite movimentos relativos entre o solo e a estrutura, pois eles se movimentam juntos, em razão da condição imposta de compatibilidade dos deslocamentos.

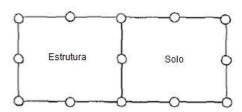


Figura 96 – Compatibilidade dos deslocamentos não permite movimento relativos entre o solo e a estrutura (Potts e Zdravkovic, 2001)

Para modelar a fronteira entre o solo e a estrutura, é necessário criar elementos de interface em torno da cortina. De acordo com Potts e Zdravkovic (2001), diversos métodos foram propostos para modelar a descontinuidade entre o solo e a estrutura e estão listados a seguir:

Pandle e Sharma (1979), assim como Griffiths (1985), citados por Potts e Zdravkovic (2001), consideraram o uso de elementos contínuos com pequena espessura (Figura 97).

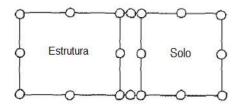


Figura 97 – Interface através do uso de elementos contínuos de pequena espessura (Potts e Zdravkovic, 1999)

Hermann (1978) e Frank et al. (1982) citados por Potts e Zdravkovic (2001), consideraram elementos de ligação em que apenas as conexões entre nós opostos são consideradas, conectadas através do uso de molas descontínuas.

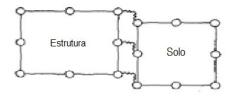


Figura 98 – Interface através do uso de molas descontínuas (Potts e Zdravkovic, 1999)

Goodman et al. (1968), Ghaboussi et al. (1973), Carol e Alonso (1983), Wilson (1977), Desai et al. (1984) e Beer (1985) citados por Potts e Zdravkovic (2001), consideraram uma interface especial com espessura zero.

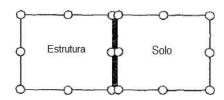


Figura 99 – Interface com elemento de espessura zero (Potts e Zdravkovic, 1999)

Nos métodos híbridos, o solo e a estrutura são modelados separadamente e conectados através de equações matemáticas, de forma a manterem a compatibilidade de forças e deslocamentos na interface.

Dessas alternativas, Potts e Zdravkovic (2001) considera que o uso de uma interface com espessura zero seja a mais utilizada e funciona bem para a situação apresentada em escavações. A rigidez do elemento de interface é extremamente difícil de se determinar precisamente, mas a variação deste parâmetro influencia

pouco nos resultados. Contudo, a variação do ângulo de dilatância dos elementos de interface implicam em uma efeito significativo na movimentação do solo.

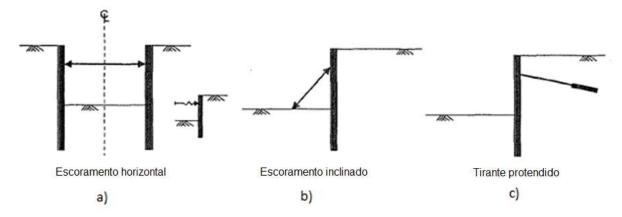
### iii. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO APOIO

A instalação de apoios irá modificar totalmente o comportamento da estrutura. Os apoios deverão ser modelados corretamente, considerando todos os detalhes da conexão. Em travamentos com escoras ou laje, a restrição ao movimento é intrínseca. Em contrapartida, grampos, tirantes ou solo reforçado mobilizam a tensão no maciço, para conter a estrutura. A alteração de condicionantes como, por exemplo, a drenagem, pode reduzir a capacidade de suporte. (Potts e Zdravkovic, 2001).

Quando a parede é escorada horizontalmente (Figura 100a), o apoio pode ser considerado rígido, não apresentando deslocamentos na parede na posição de instalação do apoio, ou como molas deformáveis devido ao encurtamento elástico do elemento estrutural, Potts e Zdravkovic (2001).

No caso de a escora estar apoiada diretamente contra o terreno (Figura 100b), a escora também promove uma complexa interação solo-estrutura. Parte da carga de empuxo é transferida para o solo de fundação. A magnitude da carga no apoio, portanto, é dependente da interação entre a parede, o solo atrás da cortina e o solo de fundação. Dependendo da posição do apoio, tensões adicionais serão geradas na frente da parede e a resistência ao movimento será ditada pelo comportamento do solo, Potts e Zdravkovic (2001).

Nos tirantes (Figura 100c), existe um sistema complexo de interação do solo com o bulbo. Há de se esperar que o comportamento da parede será totalmente diferente de quando se utiliza o travamento com escora.



# Figura 100 – Tipos de apoios que diferem na rigidez, adaptado de Potts e Zdravkovic, 2001

O tipo de ligação entre a parede e o apoio também irá afetar o comportamento. O apoio pode ser simples, resistindo somente a esforços horizontais; fixo, resistindo a esforços horizontais e verticais; engastes, resistindo tanto as forças horizontal e vertical como a momentos, Figura 101.

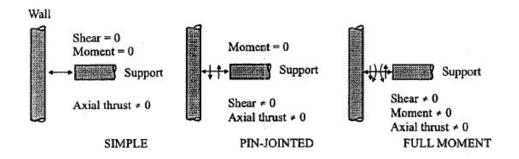


Figura 101 – Tipos de conexão entre a parede e o apoio, adaptado de Potts e Zdravkovic, 2001

O tipo de ligação considerada terá uma enorme influência na resultante dos momentos, forças e deslocamentos. É considerado que qualquer sistema de apoio irá se movimentar junto com a estrutura. O tipo de movimento irá depender do tipo de apoio e pode ser considerado diferencial ou absoluto. (Potts e Zdravkovic, 2001)

Para ilustrar a importância do tipo de ligação, a Figura 102 mostra dois exemplos de ligações diferentes, fixa e engaste, onde é possível ver claramente a influência no deslocamento da parede.

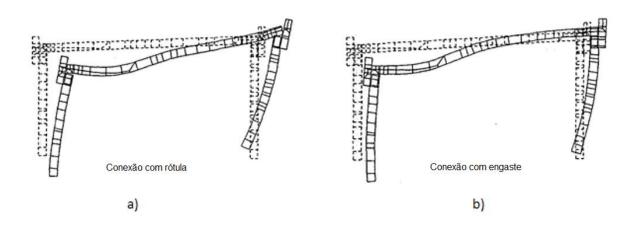


Figura 102 – Deslocamentos em ligações: a) fixa; b) engaste, adaptada de Potts e Zdravkovic, 2001

A Figura 103 mostra a comparação entre os diagramas de momentos fletores para os mesmos casos, fixo e engaste. Potts e Zdravkovic (2001).

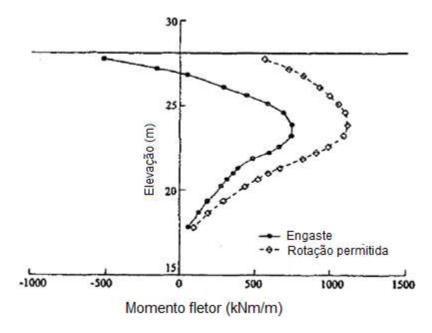


Figura 103 – Variação do momento para diferentes ligações, (Potts e Zdravkovic, 2001)

Hight e Higgins (1994), citados por Potts e Zdravkovic (2001), também verificaram para a situação da Figura 93 apresentada anteriormente, a influência da rigidez dos apoios. A Figura 104, mostra os resultados da variação da rigidez do apoio, que inicialmente foi considerado de K=50MN/m/m e foi variado em 0,2K, 5K e 10K. Pode ser verificada uma relação não linear entre a rigidez do apoio e o deslocamento apresentado. Como os deslocamentos são diferentes, os momentos máximos na parede serão diferentes. Percebe-se então, que a variação da rigidez do apoio influi bastante no comportamento da parede e deve ser modelado corretamente.

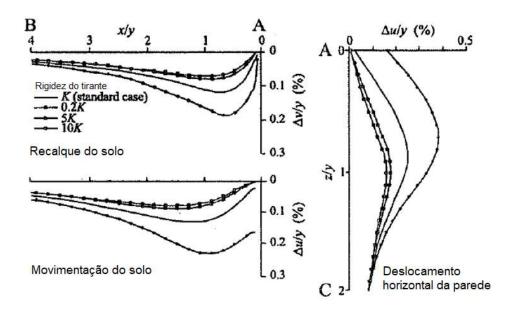


Figura 104 – Variação da rigidez do apoio, adaptado de Potts e Zdravkovic, 2001

# iv. INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO Ko

Para verificar a influência do  $K_0$  em escavações, Potts e Fourie (1984), realizaram um experimento utilizando o modelo hipotético apresentado na Figura 105. O solo foi assumido como um material elástico-perfeitamente plástico, com superfície de plastificação de Mohr-Coulomb. Os parâmetros do solo são  $\gamma$  = 20 KN/m³, c'=0,  $\phi$  = 25°,  $\psi$  =  $\phi$ , E=6000Z (kN/m²) e  $\mu$  = 0,2. A cortina foi modelada como linear elástica com módulo de Young de E = 28GPa e  $\mu$  = 0,15, valores típicos do concreto armado. No topo da escavação foi instalado apoio (escora), sendo modelado através aplicação de uma restrição horizontal ao deslocamento neste ponto.

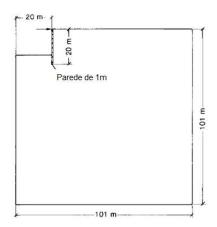


Figura 105 – Geometria do caso hipotético, adaptado de Potts e Fourie, 1984

# Análise de Estabilidade:

Usando o método do apoio livre, a profundidade máxima escavada é de 15,30m o que corresponde a um fator de segurança unitário. Para assegurar um fator de segurança igual a dois (FS = 2), a profundidade escavada deverá ser menor do que 13,30m, Potts e Fourie (1984).

A variação prevista para o máximo deslocamento sofrido pela cortina, com o aumento da profundidade em uma análise de escavação com  $k_0$  = 0,5 está apresentada na Figura 106a. O resultado para  $K_0$  = 2,0, considerando que o desnível ocorreu não por escavação, mas por aterro, está apresentada na mesma figura no item b). As duas situações indicam que a ruptura irá ocorrer para a altura de contenção de aproximadamente 15,30m. Portanto, a análise em elementos finitos indica que o limite de altura de material retido é independente da metodologia construtiva ou do valor da tensão inicial do solo  $K_0$ . Os autores realizaram os cálculos analiticamente e concluíram que o valor encontrado pelo método dos elementos finitos está em concordância com os resultados apresentados pela análise através do método do equilíbrio limite.

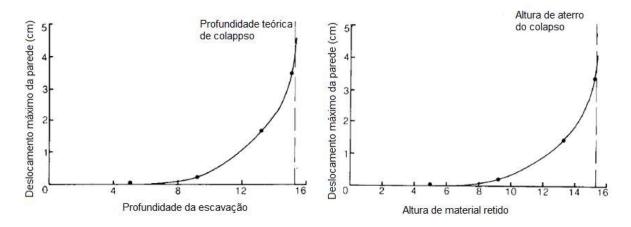


Figura 106 – Variação do deslocamento horizontal com a profundidade em uma (a) escavação com  $K_0$  = 0,5 e (b) aterro com  $K_0$  = 2,0 (Potts e Fourie, 1984)

#### Efeito do K<sub>0</sub>:

Quando um depósito de solo, com propriedades elásticas isotrópicas é escavado sob condições drenadas tem-se:

$$\Delta \sigma_{\rm h}' = \frac{\mu}{(1-\mu)} \Delta \sigma_{\rm v}' \tag{19}$$

onde  $\mu$  é o coeficiente de Poisson. Para  $0 < \mu < 0,5$  essa equação implica que mudanças na tensão efetiva horizontal são de mesmo sinal, mas são menores do que mudanças na tensão efetiva vertical. Escavações resultam em uma redução das duas tensões ( $\sigma'_v$  e  $\sigma'_h$ ), e um eventual aumento da tensão desviadora  $|\sigma_h' - \sigma_v'|$ , com o estado de tensões se movendo em direção ao estado passivo. Isso ocorre no parte superior do fundo do maciço escavado, caso tenha se retirado material suficiente. A profundidade da escavação irá depender da quantidade de material retirado e do valor do  $K_0$ . Quanto maior o valor de  $K_0$ , menor é o valor da escavação necessário para promover o estado passivo. Para escavações não drenadas em solos saturados ( $\mu$  = 0,5),  $\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_h$ , a tensão desviadora permanece constante. Contudo, condições equivalentes a drenada irão ocorrer com subsequente equilíbrio da poro pressão e expansão, Potts e Fourie (1984).

#### Deslocamentos Horizontais da Cortina:

Os resultados dos deslocamentos horizontais estão plotados na Figura 107 para as escavações de 5,00m, 9,26m e 13,26m. Verifica-se que os deslocamentos horizontais são totalmente dependentes do valor do  $K_0$ , com valores para  $K_0$  = 2,0 sendo aproximadamente oito vezes maiores do que para  $K_0$  = 0,5, considerando a profundidade de 13,26m (FS = 2,0). Para profundidades menores essa diferença apresenta valores ainda maiores. Para  $K_0$  = 2,0, o valor do deslocamento horizontal no pé da cortina é significativo, mesmo para pequenas profundidades escavadas. Isto não ocorre para  $K_0$  = 0,5, onde o pé da cortina continua sem se deslocar para as três profundidades analisadas, Potts e Fourie (1984).

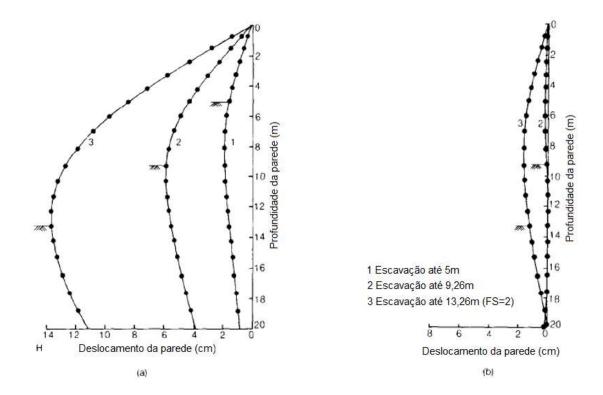


Figura 107 – Deslocamentos horizontais para (a)  $K_0$  = 2,0 e (b)  $K_0$  = 0,5, adaptado de Potts e Fourie, 1984

# Momentos Fletores na Cortina:

Assim como nos deslocamentos, a variação do  $K_0$  tem enorme influência nos momentos fletores, conforme mostrado na Figura 108. Para escavação de 13,26m (FS = 2,0) o momento máximo para a análise de  $K_0$  = 2,0 é de aproximadamente quatro vezes maior do que na análise  $K_0$  = 0,5. Nas duas análises o valor do momento máximo ocorre aproximadamente a 9m abaixo do topo da cortina, Potts e Fourie (1984).

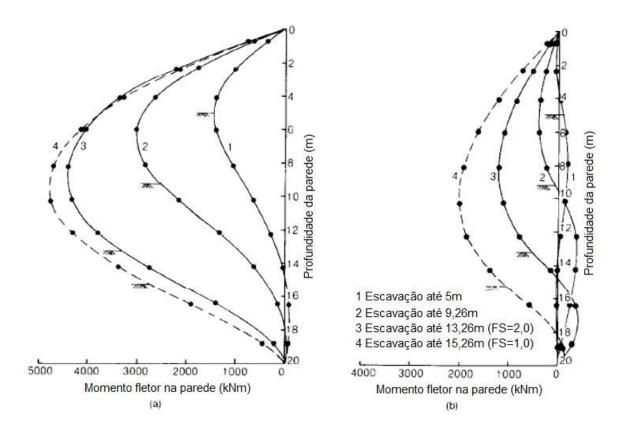


Figura 108 – Momentos fletores na parede para (a)  $K_0$  = 2,0 e (b)  $K_0$  = 0,5, adaptado de Potts e Fourie, 1984

#### Deslocamento do Solo

Os resultados da movimentação do solo atrás da cortina estão apresentados na Figura 109. Novamente a magnitude dos valores são maiores no caso  $K_0$  = 2,0, mas nos dois casos é previsto um levantamento do terreno. Isso ocorre como resultado da remoção da tensão vertical do solo na frente da parede, o que promove a elevação da escavação. A parede, portanto, move-se para cima e induz o solo por trás dele a fazer o mesmo. Em um primeiro momento, esse resultado parece ser surpreendente. Contudo, tal comportamento pode ser explicado considerando a distribuição de tensões que atuam atrás do topo da parede. Esta previsão resulta da suposição de um comportamento linear elástico próximo à ruptura. A adoção de um modelo constitutivo em que a rigidez elástica é dependente do nível de tensões pode superar este problema, até certo ponto, segundo ressaltam Potts e Fourie (1984).

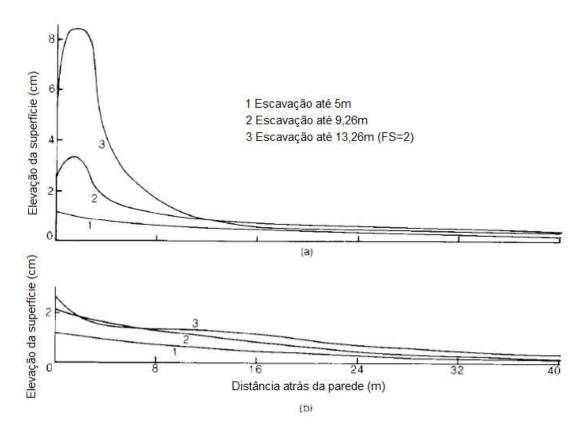


Figura 109 – Movimentação do solo atrás da parede para (a)  $K_0$  = 2,0 e (b)  $K_0$  = 0,5, adaptado de Potts e Fourie, 1984

Vetores de deslocamentos globais associados à profundidade escavada de 13,26m são ilustrados na Figura 110. Na análise com  $K_0$  = 0,5, o movimento do solo é predominantemente vertical. Para  $K_0$  = 2,0 há uma grande componente horizontal, especialmente atrás da parede. Uma comparação dessas figuras indica claramente a diferença no padrão geral dos movimentos e na magnitudes dos deslocamentos, sendo que para  $K_0$  = 2,0 são consideravelmente maiores, Potts e Fourie (1984).

# Níveis de Tensões:

A proporção da tensão cisalhante mobilizada, está mostrada na Figura 111 para a profundidade escavada de 15,26m (FS = 1). As zonas com as tensões entre 0,99 < S < 1,00 estão hachuradas. Nos dois casos os mecanismos envolvidos são completamente diferentes.

No caso de  $K_0$  = 2,0, a área plastificada é consideravelmente maior e é estendida a uma profundidade bem abaixo da parede. Nessa profundidade, o solo na

frente da parede já plastificou. No entanto, o estado ativo ainda não se desenvolveu atrás da parede. De fato, existe uma pequena zona passiva próxima do apoio. Para escavações mais profundas, o solo na frente da parede continua no estado passivo, mas devido a diminuição da ficha, provê uma menor força de resistência. Isso permite que a parede se movimente e a tensão ativa diminua até que essa redução não seja mais possível e a ruptura da parede ocorra.

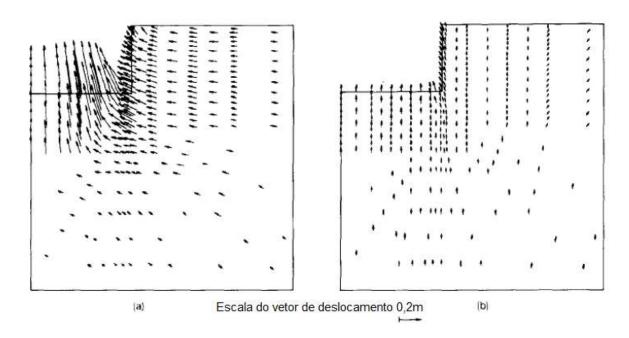


Figura 110 – Vetores de deslocamentos para profundidade de 13,26m para (a)  $K_0$  = 2,0 e (b)  $K_0$  = 0,5 (Potts e Fourie, 1984)

No caso de  $K_0$  = 0,5, o oposto se aplica. O estado ativo está totalmente mobilizado atrás da parede e o estado passivo não está totalmente desenvolvido na frente da parede. Com uma escavação mais profunda, a força ativa permanece constante e a parede se movimenta. Para manter o equilíbrio, há um aumento na tensão na frente da parede até que o estado passivo seja totalmente mobilizado e a ruptura ocorra.

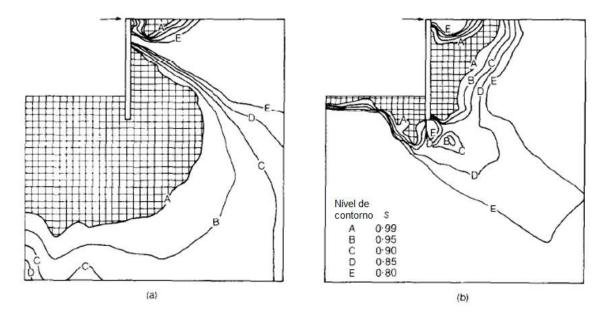


Figura 111 - Contornos do nível de tensão S para profundidade escavada de 15,26m para (a)  $K_0 = 2,0$  e (b)  $K_0 = 0,5$ , adaptado de Potts e Fourie, 1984

# Tensão de Terra:

A tensão efetiva horizontal agindo atrás da parede está mostrada na Figura 112. Os valores finais das tensões, de acordo com a teoria clássica, também estão apresentados para os ângulos de atrito  $\Box = 0^{\circ}$  e  $\Box = \Box$ '. O aumento linear da tensão previsto pela teoria clássica só é válida caso não haja restrições ao movimento. O que não é o caso em questão, devido a instalação do apoio rígido. A medida que a escavação progride, a pressão ativa de terra atrás da parede se aproxima da teoria clássica, mas sempre excede próximo do apoio. Esse efeito é bem pronunciado para o caso de K0 = 2,0, e quando a escavação se aproxima da ruptura a pressão próxima ao apoio excede o valor original de k0. Para K0 = 0,5 esse efeito é menos evidente, Potts e Fourie (1984).

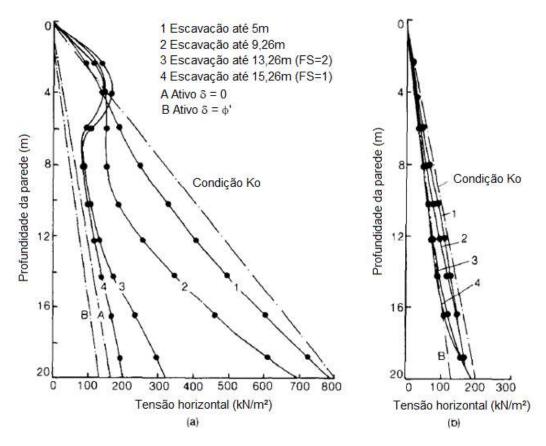


Figura 112 – Distribuição da tensão horizontal atrás da parede para (a)  $K_0$  = 2,0 e (b)  $K_0$  = 0,5, adaptado de Potts e Fourie, 1984

# APÊNDICE F - ANÁLISE GEOLÓGICA DA REGIÃO

A obra está localizada na região da baixada de Jacarepaguá, uma planície costeira de aproximadamente 120Km² de área, sendo limitada ao sul pelo Oceano Atlântico, a noroeste pelo Maciço da Pedra Branca e a Nordeste pelo Maciço da Tijuca.

A pesquisa de Oliveira (2015) apresentou uma caracterização detalhada da formação geológica da baixada de Jacarepaguá, que será aqui reproduzida em alguns aspectos mais relevantes à área específica da obra. O autor recomenda a leitura da pesquisa de Oliveira (2015), muito interessante para projetos e elaboração de trabalhos científicos na área.

Segundo Roncarati e Neves (1976), citados em Oliveira (2015), a região é dividida em 4 províncias geomórficas descritas a seguir e visualizada na Figura 113, na qual o autor situou a área em estudo nesta dissertação.

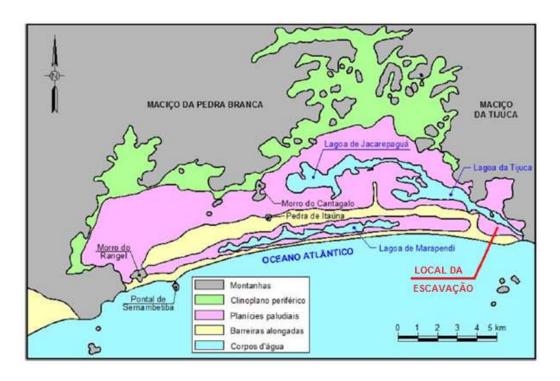


Figura 113 – Províncias geomorfológicas da região da Barra da Tijuca e Jacarepaguá

 Montanhas: Constituída pelo Maciço da Pedra Branca, Maciço da Tijuca e diversos afloramentos como a Pedra de Itaúna ou Pontal de Sernambetiba, espalhados pelas outras províncias.

- ii. Cinoplano periférico: Zona de transição entre as montanhas e as planícies paludiais. Formada por sedimentos continentais, onde a variação do nível do mar não influenciou sua formação.
- iii. Planícies paludiais: Planícies com cotas variando do nível do mar até 4m acima. Divididas principalmente em depósitos de Areias lagunares, turfas ou mangues. Destaca-se que a obra em estudo está localizada em planície paludial.
- iv. Barreiras alongadas: Depósitos arenosos paralelos a linha da costa, de forma alongada, formada por depósitos de sedimentos marinhos devido a ação das ondas e das correntes marinhas. As cotas variam entre 3m e 11m acima do mar.

O processo de sedimentação do solo ao longo do tempo pode ser dividido resumidamente em 3 grandes fases de acordo com as condições climáticas de cada Época. A primeira fase, na época Pliocênica (5.322.000 anos atrás), os vales fluviais foram inicialmente preenchidos por conglomerados basais contendo seixos de rochas ígneas e metamórficas e posteriormente por areias com matriz argilosa. Esses depósitos ocorreram devidos as fortes chuvas de curta duração e grande intensidade, através de corridas de lama, tendo a forma de leques aluviais (Figura 114).

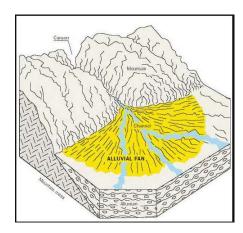


Figura 114 - Formação em leque aluviais

Após um período de erosão intensa que modificou tanto o embasamento cristalino como os depósitos, ocorreu o segundo ciclo de sedimentação, na época Pleistocênica (1.806.000 anos atrás), com o recuo considerável do nível do mar,

depósitos de sedimentos fluviais constituídos por conglomerados e areias de canais fluviais, ao lado de argilas de planície de inundação. Durante a corrida de lama, depositaram-se leques aluviais sobre os sedimentos anteriores.

No início da época do Holoceno (aproximadamente 11.500 anos atrás) houve uma elevação considerada do nível do mar que modificou totalmente a camada superficial dos sedimentos depositados. Maia e outros (1984), também citado em Oliveira (2015), dividiu esta época em quatro estágios evolutivos.

No 1º estágio da época do Holoceno, o nível do mar atingiu seu ápice. Há cerca de 6.500 anos atrás, foi formada a 1ª ilha barreira, criando uma extensa laguna. Conforme o nível do mar ia avançando, a ilha barreira ia retrocedendo em direção ao continente estabilizando-se a cerca de 5.100 anos na posição ocupada hoje pela restinga interna.

A cada fase de transgressão do mar, são formados cordões de praia que são erodidos a medida que o nível aumenta. Na planície de Jacarepaguá é possível encontrar esses cordões entre a cota 4m e 6m, visualizando o nível máximo atingido pelo mar. No 2º estágio, após atingido o nível máximo há cerca de 5.100 anos, o mar novamente retrocedeu formando a restinga interna.

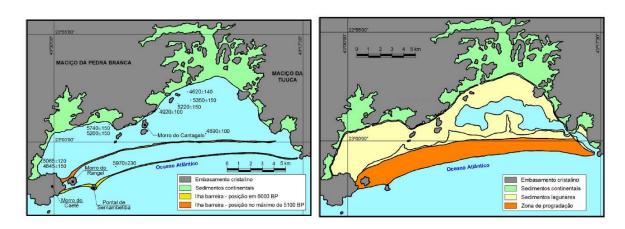


Figura 115 – 1º e 2º Estágios do Holoceno (Maia et al., 1984)

No 3º estágio, há cerca de 3.500 anos, novamente ocorreu uma elevação do nível do mar. Durante essa subida, a restinga interna foi parcialmente erodida. Antes da subida máxima do mar, se formou a 2ª ilha barreira e a criação da segunda laguna, com dimensões bem inferiores a primeira. A oeste próximo ao Morro do Rangel, a restinga foi arrombada pelo mar, formando depósitos de leques de arrombamento.

No 4 estágio, o mar retrocedeu até o nível atual. A segunda ilha-barreira também sofreu uma pequena progradação (processo natural de ampliação das praias, provocado pelo mar) que resultou na formação da restinga externa.

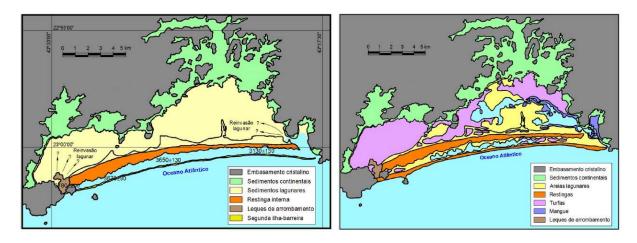


Figura 116 – 3º e 4º Estágios do Holoceno (Maia et al., 1984)

# APÊNDICE G – FORMULAÇÃO DO MODELO HIPERBÓLICO DE DUNCAN & CHANG (1970)

# i. <u>Módulo de elasticidade inicial e tensão desviadora máxima</u>:

No modelo hiperbólico a tensão se relaciona com a deformação de acordo com uma hipérbole descrita matematicamente pela equação:

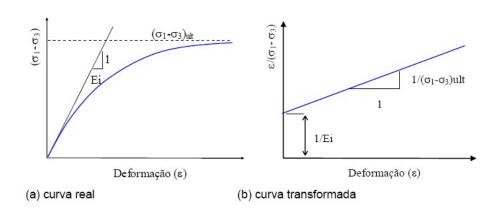
$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \cdot \varepsilon}$$

Inicialmente, para facilitar a obtenção dos parâmetros do solo, escreve-se a equação acima de forma linear, em função de  $\epsilon/(\sigma_1-\sigma_3)$  e  $\epsilon$ , e desenha-se o gráfico da função:

$$\frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$$

#### Onde:

- a = 1/Ei Coeficiente linear da reta
- b =  $1/(\sigma_1 \sigma_3)_{ult}$  Coeficiente angular da reta



Através da curva plotada, retira-se os valores de a e b, e calcula-se o módulo de elasticidade e a tensão desviadora máxima.

# ii. Variação do módulo de elasticidade com a tensão confinante:

Janbu (1963) estabeleceu uma relação entre o módulo de elasticidade inicial e a tensão confinante conforme equação abaixo:

$$E_i = KP_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n$$

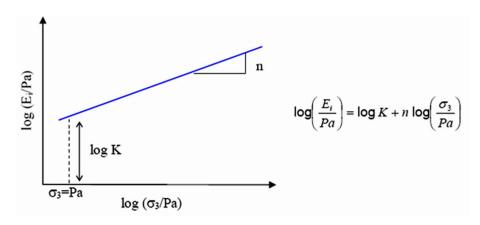
Onde:

K = módulo número (adimensional);

n = módulo expoente (adimensional);

Pa = pressão atmosférica (=101,3kPa).

Plotam-se os valores de Ei/Pa e  $\sigma$ 3/Pa em escala logarítmica e obtêm-se os valores de K e n. Com estes valores é possível determinar o valor de Ei para diferentes níveis de confinamento.



# iii. <u>Variação da resistência ao cisalhamento com a tensão confinante</u>:

A variação da resistência ao cisalhamento,  $(\sigma_1-\sigma_3)$ f com a tensão confinante  $\sigma_3$  é representada pela equação de Mohr-Coulomb da seguinte forma:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2\cos\phi + 2\sigma_3\sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

onde:  $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  = resistência ao cisalhamento do solo

c = intercepto coesivo

 $\phi$  = ângulo de atrito do solo

 $\sigma_3$  = tensão de confinamento

O valor da resistência ao cisalhamento do solo  $(\sigma_1 - \sigma_3)f$ , relaciona-se com o valor assintótico da tensão desviadora  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ ult, através do coeficiente de ruptura  $R_f$ , definido por:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_r}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$$

# iv. Previsão da curva tensão x deformação:

A previsão da curva tensão x deformação para diferentes níveis de tensão confinante pode ser feita através da expressão:

$$\sigma_{1} - \sigma_{3} == \frac{\varepsilon_{a}}{\frac{1}{K Pa \left(\frac{\sigma_{3}}{Pa}\right)^{n}} + \frac{\varepsilon_{a}}{\left[\frac{2c\cos\phi + 2\sigma_{3} \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi}\right]}}$$

Os parâmetros necessários para a análise são:

Parâmetro	Função
K, n	Relacionam Ei com σ3
С, ф	Relacionam (σ1-σ3)f com σ3
Rf	Relaciona (σ1-σ3)f com (σ1-σ3)ult

#### ANEXO A - SONDAGENS.

