

Previsão de Deslocamentos em Estruturas de Contenção por meio de Métodos Numéricos Simplificados

Jeferson Barbosa de Freitas

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, jefersonbarbosafreitas@gmail.com

Carlos Alberto Lauro Vargas

Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil, carloslauro2010@gmail.com

RESUMO: A construção de subsolos em edifícios residenciais modernos é um componente que tem se tornado recorrente devido, por exemplo, a incorporação das vagas de garagens. Dessa forma o papel das contenções nas obras de engenharia torna-se mais relevante, fazendo-se necessário um estudo mais cuidadoso, com ferramentas adequadas de previsão e um bom monitoramento durante e após a construção. A previsão eficaz permite uma possível otimização do sistema de contenção e prevenção quanto às deformações excessivas, tornando-se uma ferramenta eficaz que é desprezada. Dessa forma o principal objetivo deste trabalho é estudar o comportamento mecânico de uma estrutura de contenção em parede-diafragma atirantada com 33m de comprimento de um subsolo de garagem com seis pavimentos em Goiânia, com 24m de profundidade. A partir da realização de ensaios de caracterização do solo, ensaios triaxiais CD e sondagens à percussão, determinou-se parâmetros confiáveis do solo e estrutura para a previsão dos deslocamentos por meio de um método numérico simplificado da estrutura de contenção, analisando também a influência do módulo de reação horizontal e nível d'água nos deslocamentos. Os resultados atestaram a viabilidade da obra com deslocamento máximo relativo de 0,03% e o comportamento da estrutura frente aos esforços e movimentações foi similar. Todos os casos analisados apresentaram valores relativos dentro dos padrões estabelecidos por pesquisas anteriores, mas exigem que o nível de qualidade construtiva, esteja entre excelente (Nível A) e médio (Nível B) (Ranzini e Negro JR; 1998).

PALAVRAS-CHAVE: Parede-Diafragma, Previsão de Deslocamentos, Contenção.

1 INTRODUÇÃO

A construção de subsolos em edifícios residenciais modernos é um componente essencial, devido a incorporação das vagas de garagens, posto que, a incorporação destas estruturas em pavimentos superiores é, na maioria das vezes, inadequada por utilizar um espaço de alto valor econômico. (PEARLMAN; WALKER; BOSCARDIN; 2004)

Segundo relatório da Prefeitura de São Paulo (2013) que analisou o impacto das áreas ocupadas pelos veículos nos edifícios residenciais, 25,8% da área construída na cidade era destinada para garagens.

Toda esta área construída de garagens, como

visto, é comportada pelo edifício. A melhor utilização, em muitos dos casos é o aproveitamento do subsolo, utilizando sistemas de contenção, como a parede-diafragma, muro de arrimo, ou cortina de estacas.

Desta forma, a presente pesquisa, de acordo com a maior exigência de obras subterrâneas e estruturas de contenções permanentes, para alojar, como por exemplo a garagem dos veículos automotores já citados, busca difundir o conhecimento de um aspecto tão importante como a previsão adequada e precisa, a fim de permitir que a ciência efetive-se promovendo melhorias econômicas, com a redução dos custos, e melhorias sociais, ao garantir a segurança e durabilidade das estruturas.

2 PAREDE-DIAFRAGMA

As paredes diafragmas são um sistema de contenção flexível e definitivo, podendo ser ou não escoradas. De uma forma geral podem ser moldadas in loco ou utilizando materiais pré-moldados, sendo o concreto o mais utilizado.

A parede diafragma moldada in loco consiste em paredes de concreto armado moldado in loco, de dimensões variáveis, podendo atingir mais de 50m de profundidade e 30 cm de espessura. A parede-diafragma pode perfurar solos muito resistentes, além de possuir grande resistência e pequena deformabilidade, que a torna propícia para áreas urbanas. (Monteiro; 2009).

A Figura 1 mostra a parede diafragma moldada in loco atirantada, ainda em processo de escavação, que será estudada no estudo de caso deste trabalho.



Figura 1. Parede Diafragma Moldada in loco atirantada em processo de escavação.

3 ANALISE SIMPLIFICADA DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO EM CORTINAS

Um muro de contenção ou cortina pode ser analisado como uma viga sobre base elástica. Este método, também conhecido como Hipótese de Winkler, resolve o problema da interação-solo estrutura, considerando a estrutura como rígida e a massa de solo como uma base elástica, na qual será substituída por uma série de molas a fim de simular a interação de forma simplificada.

Pode-se relacionar a força atuante sobre a viga (p) e seu deslocamento horizontal (δ), considerando a disposição vertical da viga, tal qual a adaptação proposta por Poulos e Davis (1980) para estacas, através do coeficiente da mola, que é chamado como coeficiente de

reação Horizontal do solo (k_v), conforme a equação (1).

$$k_h = \frac{p}{\delta} \quad (1)$$

A análise simplificada para contenções apresenta algumas diferenças significativas da proposta por Poulos e Davis (1980) para estacas, como a consideração do reforço estrutural por escoramento e empuxo dos dois lados da contenção antes da escavação, e apenas de um lado após a escavação.

O desequilíbrio das forças, que é a diferença entre o empuxo dos dois lados da contenção no estado em repouso é causado devido o desconfinamento da massa de solo, que ocasionará a deformação da cortina, e a mudança da distribuição do empuxo sobre a contenção, como mostra a Figura 2. (OU; 2006)

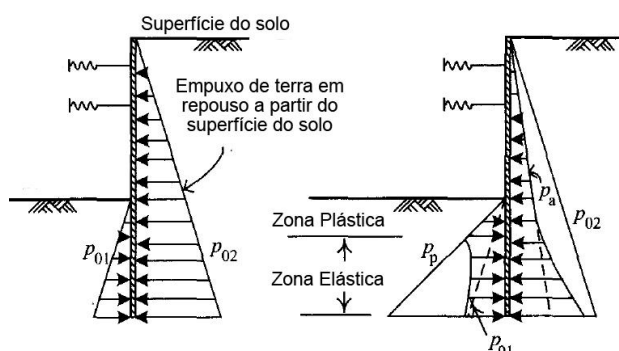


Figura 2. Distribuições dos empuxos na cortina após/durante a escavação. Fonte: Ou (2006)

Ou et al. (1993) relacionaram o deslocamento horizontal máximo (h_m) e a altura de escavação (H_e) de uma cortina a partir do monitoramento de deslocamentos de uma contenção na região de Taipé. A relação é apresentada na Figura 3, no qual percebe-se o crescimento da deformação com a altura de escavação, atingindo valores que se situam entre 0,2 e 0,5% da altura de escavação.

Ranzini e Negro Jr (1998) estabeleceram correlações entre a relação de deslocamento máximo e profundidade da escavação de acordo com a qualidade construtiva, em três níveis A, B e C, como mostra a Figura 4.

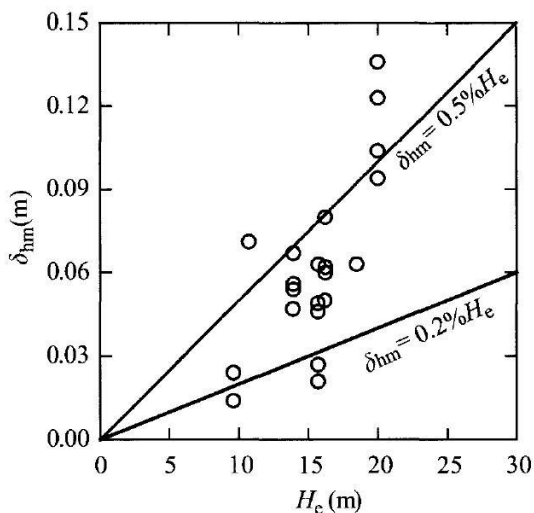


Figura 3. Relação entre a deflexão máxima e profundidade da escavação. Fonte: OU et al., (1993)

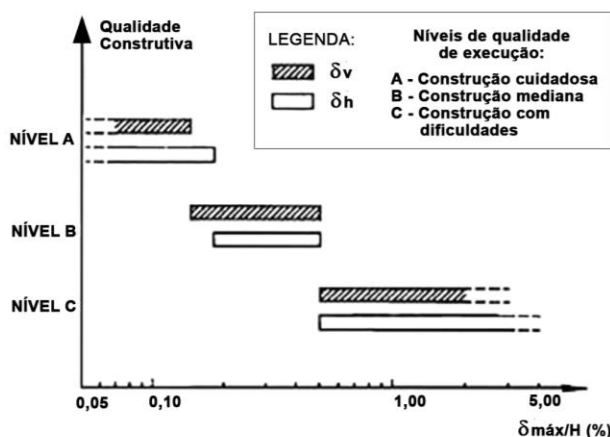


Figura 4. Deslocamentos horizontais e verticais máximos em escavações escordas em relação a qualidade construtiva. Fonte: Ranzini e Negro Jr (1998).

4 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Descrição do Estudo de Caso

O estudo de caso foi realizado em uma obra na cidade de Goiânia, no setor Marista, no estado de Goiás. A obra é um empreendimento de uso misto, que aglutina em um só edifício: um hospital, área corporativa e um hotel, em uma área com mais de 6500 m², como mostra a Figura 5. Portanto, devido à dimensão do empreendimento, foi-se necessário a implantação de 400 vagas de garagens distribuídas em 6 subsolos, totalizando aproximadamente 24 metros de escavação. A Figura 6 ilustra o procedimento executado pela empresa responsável



Figura 5. Estudo de Caso: (a) Imagem de satélite do local da obra. Fonte: Google Earth (2016); (b) Layout Simplificado pela empresa responsável.



Figura 6. Figura 24. Processo executivo: (a) Escavação das paredes definidas pelas muretas-guia; (b) Concretagem das lamelas; (c) Escavação e atirantamento de cada nível; (f) Fundo da escavação

A escavação é contida definitivamente por uma parede-diafragma moldada in-loco atirantada de 33 m, constituída por 10 paredes, totalizando 70 lamelas de concreto armado moldado in loco de 30 cm.

Os Tirantes utilizados são do tipo Cordoalha com fios de 12,7 mm de diâmetro (Cord. CP 190 RB 12,5), montados in loco, com Módulo de elasticidade (E) igual a 19750 kgf/mm² e tensão de escoamento de 190 kfg/mm². São instalados com inclinação de 20° em 12 linhas distribuídas em profundidade. O comprimento dos tirantes da primeira linha é 33 m, com a redução de 1 m por linha, chegando a 22 metros na 12ª linha instalada.

3.2 Perfil do Solo e Características Adotadas.

O perfil geotécnico simulado foi definido com base nos ensaios realizados por empresa específica, tais como Granulometria e ensaios triaxiais do tipo CD nas profundidades de 9 a 21m no ponto SM01, e para as camadas até a

cota de 6m, o perfil adotado baseou-se em dados da literatura e correlações com N°spt. O perfil adotado, assim como o perfil obtido pela sondagem mista é apresentado na Figura 7.

PONTO SM01 - cota: 786,8				
Prof.	Análise Tatil-Visual	Perfil Adotado	N.A	NSPT
0	Aterro	Argila Arenosa	6,81	
1	Silte Argiloso com presença de mica	Silte Arenoso 1		7
2				6
3				3
4				2
5	Silte pouco argiloso, micáceo	Silte Arenoso 2 P: 3% S:44% M:15% C:15% SUCS - (MS)		10
6				12
7				6
8				20
9	 Coleta de Amostra	Areia Siltosa P: 3% S:71% M:22% C:4% SUCS - (SM)		19
10				16
11				20
12				23
13	 Coleta de Amostra			17
14				25
15				40
16				23
17	 Coleta de Amostra			26
18				55
19				48
20			43	
21			56	
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29	Micaxisto Vermelho e amarelo Acinzentado	Micaxisto Intemperizado		
30				

Figura 7. Perfil simplificado e adotado para o ponto estudado SM01.

Considerou-se a presença de um aterro compactado (CS) de 1m de profundidade, duas camadas de solos silto-arenosos (MS1 e MS2), com 6 e 7 m de espessura respectivamente, além de uma camada de areia siltosa (SM) com 9m de espessura e a presença de micaxisto intemperizado (GP) de coloração vermelha-amarela, composto basicamente por muscovita, argilominerais, quartzo, plagioclásio, feldspato e máficos, com xistossidade horizontal, a partir de 23m de profundidade

O perfil será calculado para 13 estágios considerando a escavação de 2 em 2 metros com a instalação e protensão de cada tirante. A Figura 8, exemplifica o perfil dos estágios selecionados a serem analisados.

3.3 Simulação dos Deslocamentos

Primeiramente será verificada estabilidade global da contenção por meio do programa computacional Sheeting Design do pacote Geo5

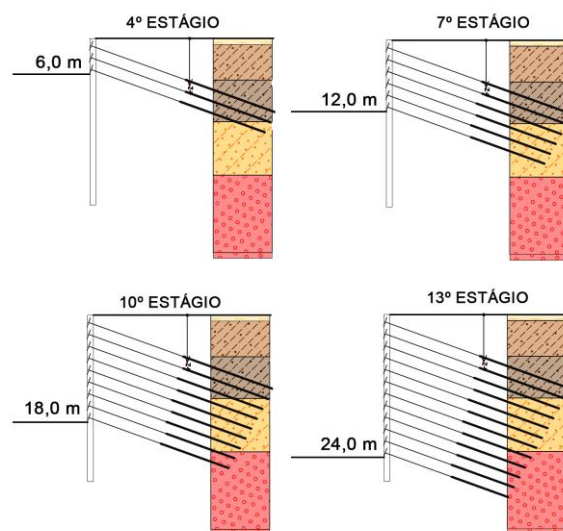


Figura 8. Estágios de Escavação analisados.

versão 8.1 (GEOFINE, 2012), e posteriormente, para os estágios e características descritas na seção anterior, a verificação dos deslocamentos e análise do projeto com o programa computacional Sheeting Check do pacote Geo5, versão 8.1 (GEOFINE, 2012), que usa o método simplificado de viga sobre base elástica, como exposto anteriormente, os parâmetros de deformabilidade do concreto da parede diafragma (E , v) e os coeficientes de reação do solo (k_s).

3.4 Influência do Módulo de Reação Horizontal do solo.

A influência da variação do módulo de reação horizontal do solo será avaliada de acordo com as formulações de Vesic e Schmitt, como mostra a Tabela 1.

Tabela 1. Formulações para o cálculo do coeficiente de reação horizontal do solo

MÉTODO	EQUAÇÃO
Vesic (1961)	$k_s = 0,65 \times 12 \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_b I}} \frac{E_s}{B(1 - v_s^2)}$
Schmitt (1995)	$k_s = 2,1 \cdot \left(\frac{E_{oed}^{4/3}}{(E_b I)^{1/3}} \right)$

3.4.2 Influência da Variação do Nível D'água

A influência da variação do nível d'água será analisada para cinco profundidades do nível

d'água, considerando os estágios que serão analisados, no qual a máxima escavação será de 24m, como mostra a tabela.

Tabela 2. Casos analisados de Variação do nível d'água.

Caso	Prof. N.A (m)
1	-
2	24
3	18
4	12
5	7

4 RESULTADOS

4.1 Parâmetros do solo adotados e obtidos

Nesta seção apresentaremos os parâmetros obtidos e adotados para o perfil em análise. Para as camadas com coleta de material, priorizou-se a média dos valores obtidos em laboratório, e para as demais camadas utilizou-se correlações empíricas com N_{spt} , valores típicos e formulações da literatura especializada.

Os valores de massa específica foram adotados em conformidade com as faixas ensaiadas e sugestões de Bowles (1997). O ângulo de atrito interno efetivo e módulo de elasticidade para as camadas ensaiadas foi obtido através da análise dos ensaios triaxiais CD para as amostras coletadas. A Figura 9 apresenta o gráfico de Mohr para os 4 corpos de provas ensaiados para a profundidade de 9 a 11 m e a Figura 10 mostra a curva tensão desviadora x Deformação específica.

Para as demais camadas observou-se algumas correlações com o N_{spt} , propostas por Godoy (1983), assim como valores indicativos de Bowles (1997) e GeoFine(2012). A Tabela 3 apresenta todos os valores considerados para o ângulo de atrito interno efetivo e o adotado para as camadas.

O Coeficiente de Poisson foi adotado como constante e igual a 0,3 (Bowles;1997). O ângulo de atrito entre solo e muro foi adotado conforme correlações com o ângulo de atrito interno efetivo propostas por Terzaghi (1943), Potyondy (1961) e NAVFAC DM7 (1971), considerando a parede diafragma em concreto liso. A Tabela 4 mostra o resumo das considerações adotadas e a Tabela 5 apresenta

um resumo de todos os parâmetros adotados para o perfil em estudo

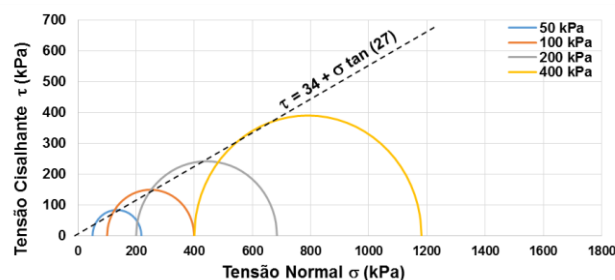


Figura 9. Círculos de Mohr do Ponto SM01 (9-11m)

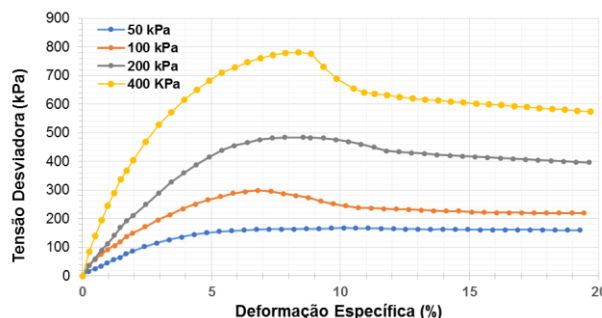


Figura 10. Tensão Desviadora X Deformação Específica Ponto SM01 (9-11m)

Tabela 3. Correlações, Valores medidos e adotados para o ângulo de atrito efetivo.

Camada	ϕ (°)	ϕ (°)	ϕ (°)	ϕ (°)	ϕ (°)
	Godoy (1983)	Bowles (1997)	GEO5	Medido	Adot.
CS	-	20-42	22-27	-	24
MS1	31	27-30	24-29	-	25
MS2	35	30-35	24-29	27	27
SM	44	43-50	28-30	32	32

Tabela 4. Correlações, Valores medidos e adotados para o ângulo de atrito solo-muro.

Camada de solo	δ (°)	δ (°)	δ (°)	δ (°)
	Terzaghi (1943)	Potyondy (1961)	NAVFAC (1971)	Adot.
CS	7,3	14,7	11,4	17-19
MS1	8,3	16,7	24,8	19-24
MS2	9,0	18,0	26,7	19-24
SM	10,7	21,3	26,9	17-19
GP	12,8	25,7	-	24-29

Tabela 5. Parâmetros adotados.

Camada	γ	γ_{sat}	ϕ'	c'	δ	ν	E
	KN/m³	KN/m³	°	KPa	°	-	MPa
CS	18,5	19	24	13	13	0,3	8
MS1	19,2	20	25	32	24	0,3	11
MS2	19,2	20	27	34	24	0,3	11
SM	18,4	19	32	8	18	0,3	18
GP	20	21	39	0	25	0,2	210

4.2 Previsão dos Deslocamentos

A previsão dos deslocamentos e das forças internas sobre a estrutura de contenção para os quatro estágios selecionados são mostradas na Figura 12 e os valores máximos na Tabela 6.

Essa análise foi realizada com o cálculo do módulo de reação horizontal de Schmitt, e mostra uma evolução gradual dos deslocamentos com o processo construtivo, e as curvas no formato característico determinado como côncavo, tal como descrito por Ou (2006), no qual as deformações ocorrem nos últimos estágios de construção, com os deslocamentos máximos sempre próximos ao fundo da escavação, como pode ser visto na Figura 12.a.

A estrutura apresenta um deslocamento máximo ao final da escavação inferior a 0,03% da altura. A Figura 11 também apresenta os valores mínimos da variação dos deslocamentos máximos com a profundidade de escavação para as três obras de metrô mostradas na Tabela 1. Os valores ficaram entre os deslocamentos relativos de 0,02% do metrô de Baltimore (EUA) segundo Wirth et al (1982) e 0,04% do metrô de São Paulo (Brasil) conforme Massad (1978). Entretanto são valores abaixo dos apresentados pelo metrô Washington (EUA) com 0,07% segundo Mansur et al (1970), e muito menores do que os valores médios encontrados por OU et al., (1993), que se situam entre 0,2% e 0,3% para contenções na região de Taipé na Índia.

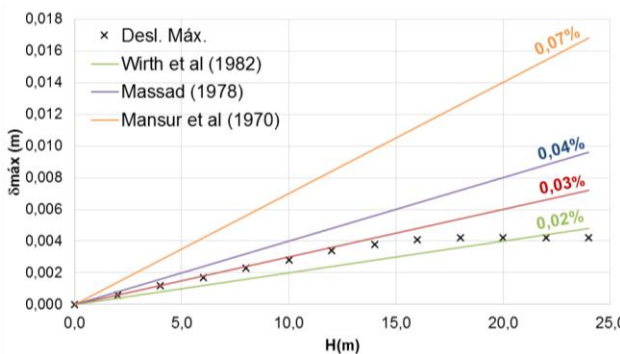


Figura 11. Comparação com outros casos da literatura.

A proposta de Ranzini e Negro JR (1998), mostrada na Figura 4, afirma que cortinas com deslocamento máximo inferior a 0,2% tiveram seu processo construtivo classificado como Classe A, ou seja, muito cuidadoso, mostrando que tais valores dependem da boa execução e

monitoramento do processo executivo. Esse é um dos motivos, pelos quais os métodos numéricos falham, pois ou possuem dificuldade de incorporar o fator qualidade de execução na simulação numérica ou não exigem do processo construtivo, com monitoramento e boas práticas, o nível de qualidade que o método numérico exige para determinada previsão.

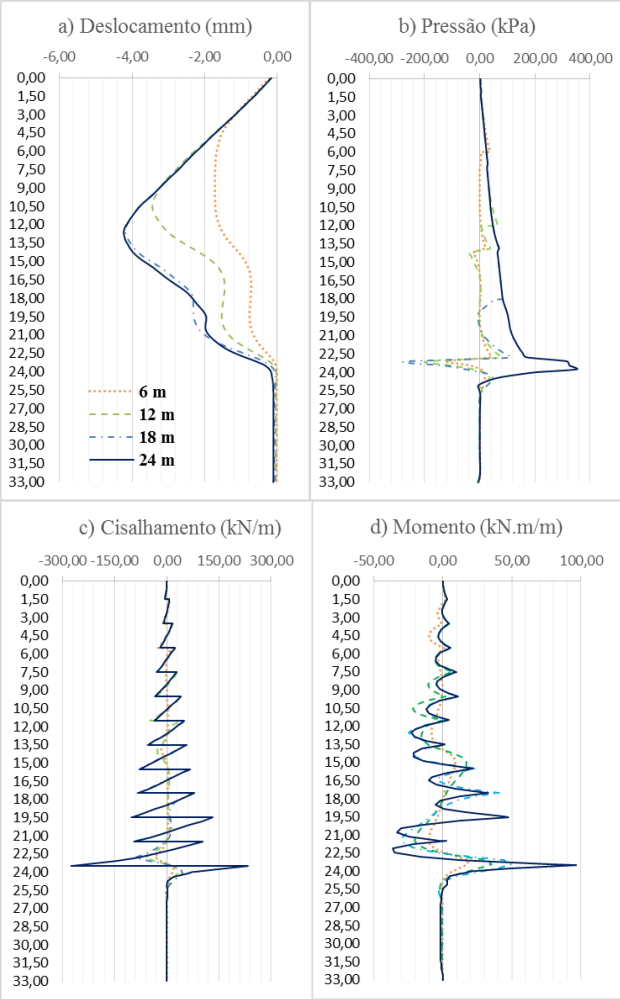


Figura 12. Previsão dos deslocamentos e esforços internos sobre a estrutura.

Tabela 6. Máximos valores das forças internas agindo sobre a estrutura.

Estágio	Desl. Máx mm	Mom. Max kN.m/m	Cis. Máx. kN/m
4	1,7	18,53	34,4
7	3,4	35,08	64,17
10	4,2	49,02	91,96
13	4,2	96,72	275,45

O formato das curvas de momento e cortante com picos específicos são devidas as 12 linhas de tirantes que são instaladas de acordo com o avanço dos estágios da escavação, desta forma

percebe-se o aumento dos esforços absorvidos ao longo dos estágios em função da instalação de um elemento resistente que possa transmitir as cargas ao solo.

4.3 Influência do Módulo de Reação Horizontal do solo

Verificou-se a influência do módulo de reação horizontal reanalizando todos os casos até aqui mostrados, no qual foram utilizados o coeficiente de reação horizontal do solo de Schmitt (1995), com o coeficiente proposto por Vesic (1961).

Percebe-se que os valores da teoria de Schmitt (1995), são majoritariamente menores do que os calculados pela teoria de Vesic (1961), pois o coeficiente de reação horizontal de Schmitt (1995), é inversamente proporcional a rigidez da estrutura, desta forma os valores tendem a ser minorados quanto mais robusta e rígida for a estrutura, que consequentemente também absorverá maiores esforços, como pode ser visto na Figura 13.

As previsões baseadas em ambas hipóteses são quase idênticas com uma diferença percentual do deslocamento máximo de 2%. Essa correlação se explica, pois apesar de formulações distintas, baseiam-se nos mesmos parâmetros elásticos do solo.

4.4 Influência da Variação do Nível D'água.

A previsão dos deslocamentos durante os estágios construtivos apresentada anteriormente foi realizada considerando o nível d'água em posição inferior ao fundo da escavação, tal que não influenciasse seu desempenho, como mostra a Figura 14, que também ilustra a previsão de deslocamento para os outros quatro casos de variação do nível d'água.

Conforme esperado os deslocamentos horizontais permaneceram estáveis até a condição de projeto com nível d'água a 18 m de profundidade, com pequeno acréscimo dos esforços absorvidos pela parede-diafragma, pois com o empuxo d'água adicionado nas camadas inferiores a pressão sobre a cortina é elevada e consequentemente os esforços sobre a estrutura. Entretanto para a previsão com os níveis d'água

a 12 e 7m, que é a condição de campo, o deslocamento máximo da estrutura atingiu valores de deformação relativa da ordem de 0,25% de deformação relativa à altura de escavação, dez vezes o valor máximo obtido para a condição com nível d'água a 18m.

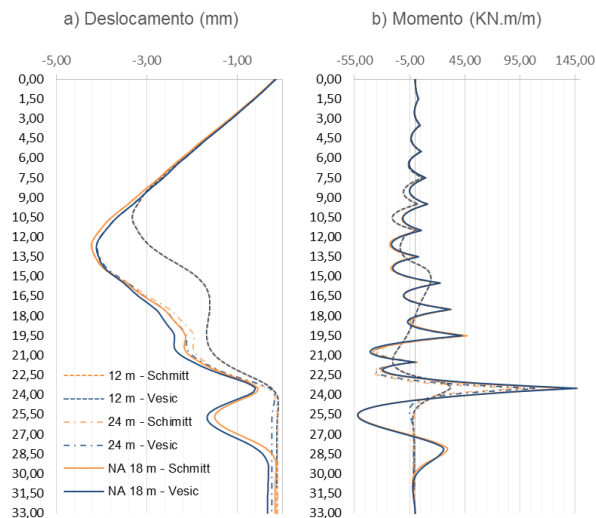


Figura 13. Influência do módulo de kh sobre a previsão dos deslocamentos e momentos sobre a estrutura

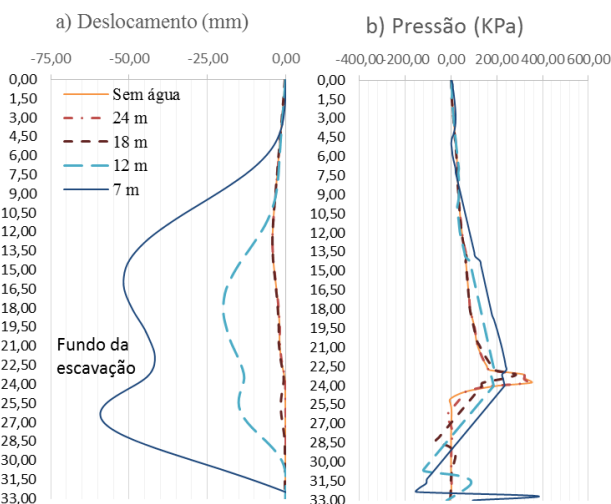


Figura 14. Influência da Variação do Nível d'água sobre o deslocamento horizontal e pressão sobre a parede.

Todavia, mesmo que situando-se entre valores considerados aceitáveis por Ou et al (1993), o deslocamento máximo da parede mobilizou a estrutura abaixo do solo, podendo torná-la instável, e mesmo que seja classificada como estável ainda se dependerá de uma execução Nível A de qualidade de construção para garantir a confiabilidade da previsão tal como exposto por Ranzini e Negro Jr. (1998)

5 CONCLUSÃO

Os resultados apresentados demonstram como a previsão é uma ferramenta eficaz, não apenas verificando a estabilidade e confiabilidade da estrutura, mas em outros dois aspectos relevantes: permitir a otimização da estrutura ao longo do processo construtivo e servir como ferramenta de controle e suporte ao monitoramento eficaz da obra.

Pois tal como exposto anteriormente pelos métodos semi-empíricos de Ranzini e Negro Jr. (1998), baixos níveis de deslocamentos relativos requerem um alto nível de qualidade construtiva, caso contrário, o método de previsão falha ao não incorporar ou exigir este fator de qualidade na construção.

Estes resultados apenas atestam o caráter dinâmico do processo de previsão por métodos numéricos, que sempre devem estar ancorados na prática e recomendações executivas. E atestam a necessidade da realização de monitoramento afim de realizar retroanálises dos parâmetros adotados e melhorar a previsão dos resultados, além de verificar a qualidade dos processos executivos adotados em campo.

Verificou-se o mesmo comportamento da estrutura frente aos deslocamentos e esforços resultantes, estando os deslocamentos máximos dentro dos limites considerados usuais para obras de tipologias semelhantes entre 0,02 e 0,4%, como propostos por Ou et al (1993), Wirth et al (1992), Massad (1978) e Mansur et al (1970), todavia há a exigência de níveis de qualidade construtiva entre nível A, padrão excelente, e nível B, padrão médio.

Devido ao caráter de estudo preliminar aconselha-se a realização de ensaios extras nas camadas já ensaiadas e realização de ensaios de caracterização e comportamento mecânico nas camadas acima do nível d'água, aqui estimadas por correlações e valores típicos, e análise de outras teorias para a determinação do coeficiente horizontal do solo.

Além da realização de um levantamento e compilação de dados de deslocamento relativo e classificação do processo executivo, a fim de montar relações específicas como as propostas por Ranzini e Negro Jr. (1995) para os solos e obras da região Centro-oeste do Brasil.

REFERÊNCIAS

- BOWLES, J. E.; Foundation Analysis and Design. Fifth Edition. New York: The MacGraw-Hill Companies, Inc., 1997. 1207p.
- GEOFINE: Geotechnical Software Suite GEO5: USER'S GUIDE. Version 14. FINE LTD, 2012. 1092p.
- GODOY, J. M. Entwicklung einer Analysenmethode für Bestimmung von-238, U- 234, Th-232, Th-230, Th-228, Ra-226, Pb-210 und Po-210 und ihre Anwenltproben. KFK Report 3503, 1983.
- MANSUR, C. I.; ALIZADEH, M. Tie-Backs in clay to support sheeted excavation. J. Soil Mech. & Found. Div. ASCE, Vol. 96, Mar. 1970. 495-509 p.
- MASSAD, F. Escavações a Céu Aberto em Solos Tropicais: Regiões Centro-Sul do Brasil. São Paulo: Oficina de Textos, 2005. 96p.
- MONTEIRO, F. G.; Parede Diafragma atirantada e moldada in loco. Monografia – Universidade Anhembi, São Paulo, 2009
- NAVFAC DM7. Design Manual: Soil Mechanics, foundations and earth structures. U.S. Department of the Navy, Washington, D. C. 1971.
- OU, C. Y., SHIAU, W. D., Characteristics of consolidation and strenght of Taipei silty clay, Journal of the Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering, vol. 5, n4, p. 337-346, 1993
- OU, C.Y., Deep Excavation: Theory and Prattice. London: Taylor & Francis Group, 2006. 527p.
- PEARLMAN, S., Walker, M., Boscardin, M. Deep Underground Basements for Major Urban Building Construction. Orlando, Florida, 2004.
- POTYONDY, J. G., 1961. "Skin friction between various soils and construction materials" Geotechnique, V.11 (4), pp. 339-353.
- POULOS, H. G., DAVIS, E. Piles Foundations Analysis and Design. 1980. John Wiley & Sons Ins., New York.
- PREFEITURA DE SÃO PAULO. Área de garagens chega a 50% da área privativa nos novos lançamentos imobiliários. Informes Urbanos Nº 17 – Novembro. (2013)
- RANZINI, S. M. T; NEGRO JR., A. Obras de Contenção: Tipos, Métodos Construtivos, Dificuldades Executivas. In: HACHICH ET AL. Fundações Teoria e Prática. 2º Edição. São Paulo: Pini, 1998. p.497-516.
- SCHMITT, P.: Estimating the coefficient of subgrade reaction for diaphragm wall and sheet pile wall design, in French. Revue de Géotechnique, N. 71, 1995
- TERZAGHI, K. – "Theoretical soil mechanics". John Wiley and Sons Co., New York, 1973. 510 p.
- VESIC, A.B.. Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid. J.of the Engg. Mech. Divn. 87, 1961
- WIRTH, J. L.; ZEIGLER, E. J. Soil stabilisation by grouting on Baltimore Subway. Proceedings of the American Socitey of Civil Engineers Conference on Grouting in Geotechnical Engineering, New Orleans, 1982. 576-59p.