



## Desempenho de uma escavação com parede diafragma e contrafortes: estudo de caso na região metropolitana de São Paulo.

Luiz Felipe Goulart Fiscina

Engenheiro Civil, ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, [luiz@zfsolos.com](mailto:luiz@zfsolos.com)

Virgínia Lucchesi Maset

Engenheiro Civil, ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, [virginia@zfsolos.com](mailto:virginia@zfsolos.com)

Luciana Martinez Borba Rocha

Engenheiro Civil, ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, [luciana@zfsolos.com](mailto:luciana@zfsolos.com)

Celso Nogueira Corrêa

Engenheiro Civil, ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, [celso@zfsolos.com](mailto:celso@zfsolos.com)

Efraim Zaclis

Engenheiro Civil, ZF & Engenheiros Associados, São Paulo, Brasil, [efraim@zfsolos.com](mailto:efraim@zfsolos.com)

**RESUMO:** Obras com escavação profunda, sobretudo com a presença do lençol freático a pouca profundidade, requerem o uso de paredes diafragma de contenção em conjunto com apoios provisórios, como por exemplo a utilização de tirantes. No entanto, na presença de edificações sensíveis à movimentação ou ainda na ocorrência de estruturas subterrâneas, a utilização de tirantes pode não ser uma opção viável. Uma opção eficiente para proteger construções adjacentes dos efeitos da escavação é o uso de parede diafragma com contrafortes. Esse trabalho apresenta um estudo de caso de dimensionamento desses elementos. Por meio da instrumentação de campo foi possível comparar os valores medidos de deslocamento horizontal com os estimados na fase de projeto. De forma complementar, foi possível comparar as deformações da parede diafragma com contrafortes com as deformações de um trecho da obra executado com tirantes provisórios.

**PALAVRAS-CHAVE:** Parede Diafragma; Contrafortes; Deformações Horizontais; Instrumentação.

**ABSTRACT:** Deep excavations, especially with the presence of the water table at a low depth, require the use of diaphragm retaining walls alongside temporary supports, such as ground anchors. However, in the presence of sensitive buildings or even in the presence of underground structures, the use of ground anchors may not be a feasible option. An efficient alternative to protect adjacent buildings from the effects of excavation is the use of a diaphragm wall with buttress (also called T-shaped diaphragm wall). This work presents a case study of designing these types of elements. Through field instrumentation, it was possible to compare the measured values of horizontal displacement with those estimated in the design phase. Complementarily, it was possible to compare the deformations of the T-shaped wall with the deformations of a diaphragm wall supported by temporary ground anchors, performed in the same construction site.

**KEYWORDS:** Diaphragm wall with buttress; T-shaped wall; Horizontal Displacement; Field Instrumentation.

Aponte a câmera do seu  
smartphone para o  
QR Code ao lado e salve o  
evento na sua agenda.





## 1 Introdução

A maioria dos projetos de escavação profunda em perímetro urbano utiliza como solução de contenção paredes estruturais com o auxílio de algum sistema de apoio lateral, com o propósito de absorver os empuxos de terra e água - quando houver. Em situações com a presença de nível de água elevado, a solução usualmente aplicada em perímetro urbano no Brasil é a utilização de parede diafragma (MILITITSKY, 2016). O tipo de sistema de apoio lateral a ser dimensionado depende diretamente da sequência executiva adotada (escavação do tipo *bottom-up* ou *top-down*). Para escavações do tipo *bottom-up*, os sistemas de apoio (usualmente provisórios) mais utilizados são os tirantes, podendo estes serem de cordoalhas ou monobarras, e as estroncas metálicas, instaladas do lado interno da escavação. Em resumo, a escavação do tipo *bottom-up* pode ser dividida em cinco fases: (1) execução da cortina; (2) escavações parciais para a execução dos tirantes/estroncas; (3) execução das fundações e, posteriormente, do sistema estrutural do edifício; (4) travamento da cortina com as lajes do edifício; (5) desligamento dos tirantes/estroncas metálicas. Vale destacar que em áreas densamente urbanizadas é comum a existência de construções subterrâneas no perímetro da obra (metrô, galerias, dutos, subsolos de edifícios vizinhos, etc), o que pode inviabilizar o uso de tirantes como sistema de apoio lateral. Para contornar esse impasse é possível utilizar a escavação do tipo *top-down*. Nesse tipo de sequência executiva, tanto a cortina como as fundações do empreendimento são executadas antes da escavação total da obra e os travamentos da cortina com as lajes do edifício são executadas à medida que a escavação da obra avança até a cota final de escavação. A limitação desse sistema construtivo normalmente se reflete na complexidade de sua execução podendo dessa forma aumentar o custo e o prazo da obra.

Uma terceira opção seria a execução de cortinas de contenção rígidas o suficiente para suportar elevados desníveis com deslocamentos horizontais e verticais aceitáveis, sem a necessidade do auxílio de sistema de apoios. Um sistema que vem se mostrando eficaz é a utilização de paredes diafragmas com contrafortes (HSIEH *et al.*, 2011; OU; HSIEH; Lin, 2011; HSIEH *et al.*, 2015; HSIEH; OU; HSIEH, 2016). Em resumo, os contrafortes são lamelas adicionais executadas perpendicularmente às lamelas principais da parede diafragma. Adicionalmente, os contrafortes podem ser instalados tanto para dentro da vala como para fora dela, se houver espaço dentro dos limites do terreno.

Finalmente, o presente trabalho tem como objetivo apresentar um estudo de caso de dimensionamento desses elementos com o auxílio do software Geo5. Por meio da instrumentação de campo, foi possível comparar os valores medidos com os estimados na fase de projeto. De forma complementar, foi possível comparar as deformações da parede diafragma com contrafortes com as deformações de um trecho da obra executado com tirantes provisórios de forma a avaliar o comportamento de ambas as metodologias construtivas.

## 2 Caracterização do Local

Trata-se de um empreendimento localizado em Moema, na cidade de São Paulo – SP, que conta com a construção de duas torres contendo três subsolos com altura máxima de escavação variando entre 7,75 e 13,40 m. Para o desenvolvimento do projeto de contenções, foram executadas duas campanhas de sondagens, compostas por 08 ensaios do tipo SPT, além da instalação de 06 piezômetros para confirmação do nível de água no local de implantação. Foi verificado que o perfil do subsolo da região do empreendimento possui alta variabilidade, sendo composto basicamente por 6 camadas representativas, sendo elas (a partir da cota do terreno): 2,0 m de argila ora areno-siltosa ora silto-arenosa (porosa) com  $NSPT_{méd.} = 2$ ; 3,0 m de argila ora

Aponte a câmera do seu  
smartphone para o  
QR Code ao lado e salve o  
evento na sua agenda.



areno-siltosa ora silto-arenosa com  $NSPT_{méd.} = 10$ ; 5,0 m de areia silto argilosa ora argilo siltosa com  $NSPT_{méd.} = 15$ ; 5,0 m de argila ora areno-siltosa ora silto-arenosa com  $NSPT_{méd.} = 25$ ; 4,0 m de areia silto argilosa ora argilo siltosa com  $NSPT_{méd.} = 27$ ; e, por último, 9,0 m de argila ora areno-siltosa ora silto-arenosa com  $NSPT_{méd.} = 54$ . A cota do nível de água encontrado nos ensaios SPT's e nos Piezômetros ficou na faixa entre 742,00 e 745,00. Essa variação pode ser interpretada como um indicativo de lençol empoleirado visto que o terreno possui variações entre solos predominantemente arenosos e argilosos.

A Figura 1(a) a seguir apresenta os resultados de NSPT ao longo da profundidade (em conjunto com os valores mínimos, médios e máximos para cada metro), a cota máxima e mínima do nível de água e a cota final de escavação (cota do 3º subsolo) enquanto a Figura 1(b) ilustra a planta chave do empreendimento, os pontos de sondagens, piezômetros e cotas principais.

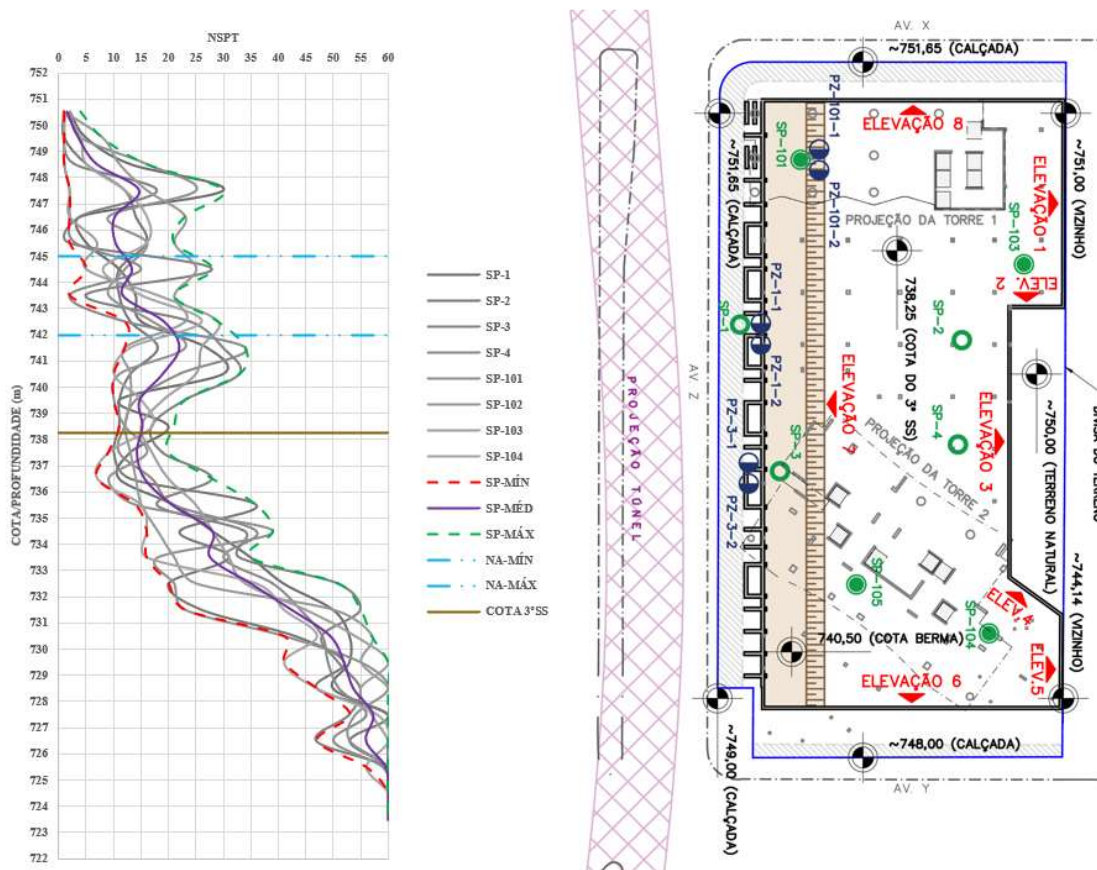


Figura 1 (a). Principais resultados da investigação geotécnica; Figura 1(b). Planta chave do empreendimento.

Com base nos resultados obtidos pela investigação geotécnica optou-se pela solução de contenção estanque, do tipo parede diafragma com apoios provisórios (tirantes e estroncas metálicas). No entanto, uma das faces do limite do empreendimento fica a uma distância média de 4,0 m paralela à geratriz lateral de um túnel do metrô de São Paulo, o que inviabilizaria a execução de tirantes nessa região. Adicionalmente, por questões de prazo, custo e planejamento de escavação, a incorporadora também vetou a utilização do método invertido de travamento da

Aponte a câmera do seu  
smartphone para o  
QR Code ao lado e salve o  
evento na sua agenda.





parede diafragma (escavação do tipo *top-down*). Logo, a solução apresentada pelos projetistas e aprovada pela incorporadora para esse trecho em específico, foi a execução de parede diafragma com contrafortes que depende, sozinha, de sua alta rigidez à flexão para suportar o desnível final de escavação. Vale ressaltar que o artifício dos contrafortes para vencer o vão escavado foi utilizado apenas na Elevação 7. A solução de contenção prevista para as demais elevações foi em parede diafragma com tirantes provisórios (e estroncas metálicas, quando necessário).

### 3 Dimensionamento da Parede Diafragma com Contrafortes

#### 3.1 Metodologia

Para o dimensionamento da parede diafragma com contrafortes foi utilizado o software Geo5, módulos de Projeto de Contensões e Verificação de Contensões. O primeiro módulo (Projeto de Contensões) foi utilizado como dimensionamento preliminar para encontrar uma ficha mínima que garantisse um Fator de Segurança (F.S.) igual a 1,5 (equilíbrio de esforços horizontais e momentos), isto é, de forma a prover o equilíbrio estático do sistema (Método Convencional de Cálculo de Cortina em Balanço). As dimensões da parede diafragma com contrafortes foram inseridas levando-se em consideração o limite do terreno, o limite interno da arquitetura e o processo executivo desse tipo de contenção. Detalhes sobre o método convencional podem ser vistos em GESCOVICH ET.AL (2016).

O segundo módulo (Verificação de Contensões) foi utilizado para determinar os esforços atuantes no elemento estrutural e as deformações horizontais ao longo da profundidade. O módulo Verificação de Contensões utiliza o método das pressões dependentes para simular o solo, rocha ou eventuais apoios como molas que assumem um comportamento elasto-plástico (Modelo de Molas ou Modelo de Winkler). De forma geral, a rigidez do subsolo é caracterizada pelo módulo de reação horizontal  $k_h$  de Winkler, isto é, à rigidez da mola que descreve a relação entre carga aplicada a uma base rígida sobre a deformação resultante do solo (OU, 2006). Além de caracterizar a deformação elástica do material, esse autor também enfatiza que o módulo  $k_h$  tem como função limitar as deformações adicionais tornando o modelo de fato elasto-plástico, isto é, para deformações que superem o equilíbrio-limite, o material assume um comportamento perfeitamente plástico. As duas principais premissas desse método são: (1) O empuxo que atua sobre uma cortina pode variar entre seu valor ativo e passivo, mas nunca ficar fora desses limites; (2) o empuxo em repouso atua sobre a estrutura não deformada, isto é, na fase que antecede qualquer tipo de escavação ou modificação do terreno. Vale ressaltar que o elemento estrutural da cortina é simulado como uma viga com base na teoria dos elementos finitos e discretizado em subelementos previamente inseridos pelo usuário. Para maiores detalhes sobre essa metodologia e suas formulações ver OU (2006).

Finalmente, como forma de limitar as deformações máximas na estrutura, foi considerado o estudo reportado por ST. JOHN, POTTS E JARDINE (1992) onde os autores observaram os deslocamentos de escavações em Londres utilizando diversos sistemas construtivos. Para estruturas sem travamentos, isto é, estruturas em balanço do tipo *cantilever*, as deformações no topo são da ordem de 0,4% da altura total escavada (enquanto para estruturas submetidas à escavação do tipo *bottom-up* esses valores são da ordem de 0,2% da altura total escavada). Portanto, no presente trabalho, buscou-se uma solução que restringisse o deslocamento de uma escavação em balanço de altura máxima igual a 13,4m, ou seja, garantisse uma deflexão lateral máxima de 54 mm, aproximadamente.

Aponte a câmera do seu  
smartphone para o  
QR Code ao lado e salve o  
evento na sua agenda.



### 3.2 Parâmetros Geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos de entrada utilizados no software Geo5 foram obtidos a partir de correlações com o NSPT obtidas a partir da literatura clássica (NC-03, 1980; OU, 2006; GESCOVICH ET.AL, 2016) e da experiência dos autores. A Tabela 1 a seguir resume os principais parâmetros para as camadas representativas citadas no item anterior.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos das camadas representativas.

Prof.	Solo	NSPT <sub>méd</sub>	$\gamma_{nat}$	$\gamma_{sat}$	$\emptyset$	$\delta$	c	kh
0 a 2	Argila ora areno-siltosa ora silto-arenosa porosa	2	15	17	26	8,7	3	700
2 a 5	Argila ora areno- siltosa ora silto- arenosa	10	18	19	18	6	4	2000
5 a 10	Areia silto-argilosa ora argilo- siltosa	15	19	20	32	21	2	1500
10 a 15	Argila ora areno- siltosa ora silto-arenosa	15	19	19	20	8,3	6	2000
15 a 19	Areia silto-argilosa ora argilo-siltosa	27	20	21	35	23	3	1500
19 a 26	Argila ora areno-siltosa ora silto-arenosa	54	20	20	25	8,3	9	3000

\*  $\gamma_{nat}$  = peso específico natural (tf/m<sup>3</sup>);  $\gamma_{sat}$  = peso específico saturado (tf/m<sup>3</sup>);  $\emptyset$  = ângulo de atrito interno (°);  $\delta$  = ângulo de atrito solo-estrutura (°); c = coesão do solo (tf/m<sup>2</sup>);  $k_h$  = módulo de reação do subsolo (tf/m<sup>3</sup>).

### 3.3 Propriedades da Seção e dos Materiais (Parede Diafragma + Contraforte)

Como o Geo5 é um software de análise em duas dimensões foi necessário adaptar a rigidez do conjunto parede diafragma com contraforte (elemento estrutural tridimensional). A parede diafragma com contrafortes foi modelada como uma viga elástica com rigidez à flexão equivalente (estimativa conservadora, pois ignora o efeito 3-D da parede em forma de T). O próprio software já habilita uma opção de seção personalizada pelo usuário cujos parâmetros de entrada são: A = área da seção transversal por metro; I = momento de inércia por metro; E = módulo de elasticidade por metro e G = módulo cisalhante por metro. Como foi previsto uma viga de coroamento envolvendo todas as lamelas desse trecho (inclusive contrafortes), foi considerado que toda a contenção dessa elevação se comportasse como um elemento monolítico de 81,0 m de comprimento longitudinal, aproximadamente (Figura 2). Dessa forma, todos os parâmetros citados anteriormente foram extraídos desse elemento, dividido pelo seu comprimento total (Figura 3).

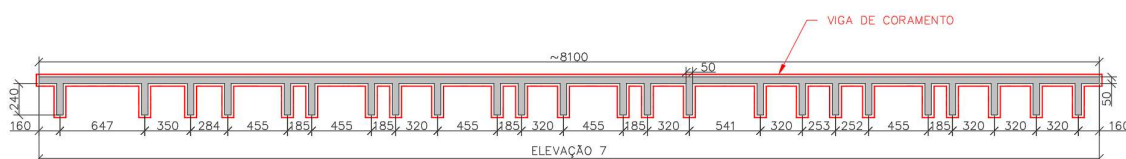


Figura 2. Parede diafragma com contrafortes – elemento monolítico.

Aponte a câmera do seu smartphone para o QR Code ao lado e salve o evento na sua agenda.



Editar seção

Tipo da parede: Personalizado (A, E, G)

Nome da seção transversal: definidos pelo usuário  Personalizado

Comprimento da seção:  $l = 24.00$  [m]

Coef. de redução de pressão abaixo do fundo da vala:  $1.00$  [-]

Geometria

Dimensionar seção transversal de aço

Área do perfil:  $A = 8.50E-01$  [m<sup>2</sup>/m]

Momento de inércia:  $I = 6.10E-01$  [m<sup>4</sup>/m] =  $I_y$

Módulo de elasticidade:  $E = 27000.00$  [MPa]

Módulo de deformação cisalhante:  $G = 11182.00$  [MPa]

Informação

$A = 8.50E-01$  [m<sup>2</sup>/m]  $I = 6.10E-01$  [m<sup>4</sup>/m]

$E = 27000.00$  [MPa]  $G = 11182.00$  [MPa]

Catálogo do usuário

RIGIDEZ RELATIVA POR METRO		
Área - A	69,23	m <sup>2</sup>
Perímetro	277,92	m
Comprimento	81	m
Profundidade	24	m
Ficha mínima*	12,6	m
Momento de Inércia - Ix	36980	m <sup>4</sup>
Momento de Inércia - Iy	50	m <sup>4</sup>
A/m	0,854691358	m <sup>2</sup> /m
Ix/m	456,5432099	m <sup>4</sup> /m
Iy/m	0,617283951	m <sup>4</sup> /m
E**	27000	MPa
G***	11182	MPa

\* Estimado pelo módulo Projeto de Contêntes (Geo5)  
\*\* Calculado com base na NBR 6118/2014  
\*\*\* Calculado com base na Teoria da Elasticidade

Figura 3. Propriedades da seção e dos materiais da parede diafragma com contrafortes.

### 3.4 Seção Crítica e Deslocamento Máximo Calculado

A Figura 4 a seguir ilustra a seção crítica analisada. Vale destacar que uma bermagem de ~2,5 m de altura e comprimento total de 6,0 m foi considerada no pé da contenção, com o objetivo de diminuir o nível de deformações na etapa final de escavação, antes do primeiro travamento com a laje do segundo subsolo. Em relação ao nível de água, foi considerado o pior cenário, isto é, o mesmo estando na cota 745,00 na fase provisória. Complementarmente, foi acrescentado ao modelo uma sobrecarga no topo da contenção de 1,0 tf/m<sup>2</sup> de forma a simular o tráfego na Av. Z. Para essa seção, o deslocamento máximo foi observado no topo (fase intermediária, sem o travamento com as lajes dos subsolos), o que já era previsto, visto que é uma cortina sem a presença de apoios intermediários. Os valores máximos de deslocamento, forças internas atuantes na estrutura e empuxos solicitantes ao longo da profundidade podem ser visualizados na Figura 5. Vale destacar que para a seção analisada, o empuxo passivo mobilizado ( $R_{mob} = 208,523$  tf/m) ficou abaixo do máximo disponível ( $R_{máx} = 516,336$  tf/m), garantindo um F.S. na utilização da pressão passiva de aproximadamente 2,5.

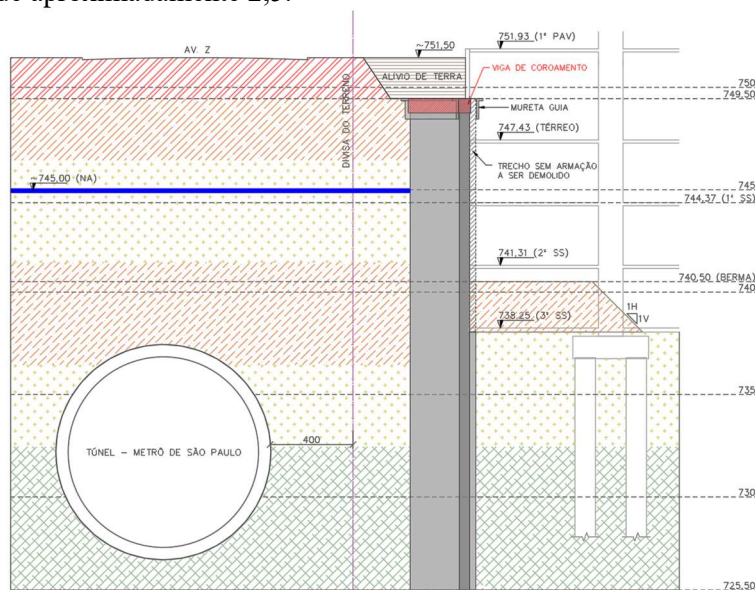


Figura 4. Seção crítica da parede diafragma com contrafortes.

Aponte a câmera do seu smartphone para o QR Code ao lado e salve o evento na sua agenda.



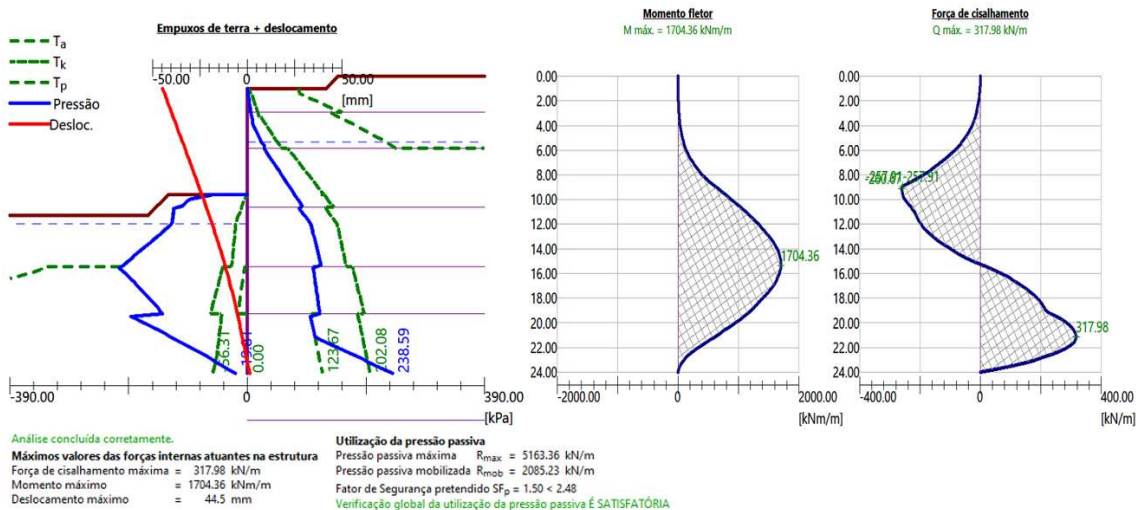


Figura 5. Máximos valores de deslocamento, forças internas atuantes na estrutura, e empuxos solicitantes ao longo da profundidade ( $T_a$  = ativo;  $T_k$  = repouso e  $T_p$  = passivo).

Por último, foi possível também constatar que a deformação máxima obtida no modelo (45,0 mm) ficou abaixo da premissa inicial estimada conforme o trabalho de ST. JOHN, POTTS E JARDINE (1992), estando dessa forma validado para execução. Complementarmente, como forma de reduzir as deformações e assegurar as escavações para execução dos blocos, foi previsto um enrijecimento da estrutura em alguns trechos críticos com lamelas de fechamento entre contrafortes (Figura 6). Foi solicitado ao projetista de estruturas que essas lamelas também fossem envoltas pela viga de coroamento de forma a incorporar esses elementos no comportamento da cortina principal.

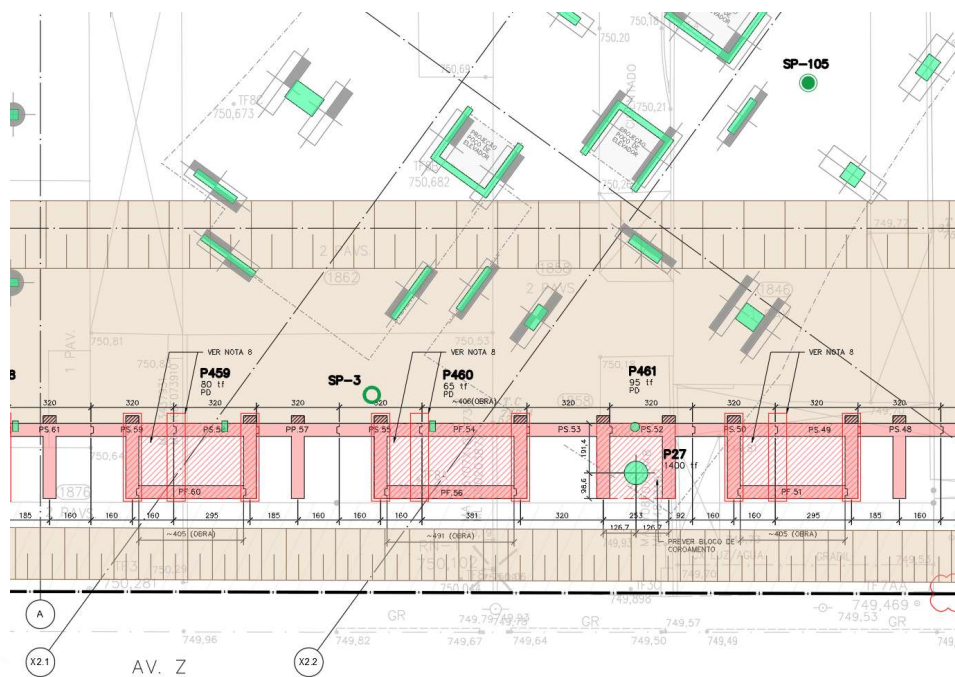


Figura 6. Sistema de fechamento entre contrafortes para minimizar os deslocamentos.

Aponte a câmera do seu  
smartphone para o  
QR Code ao lado e salve o  
evento na sua agenda.





Por último, a Figura 7 e 8 a seguir ilustram o tardoiz da estrutura resultante da Elevação 7 (em três dimensões) e a vista frontal da mesma após a última fase de escavação.

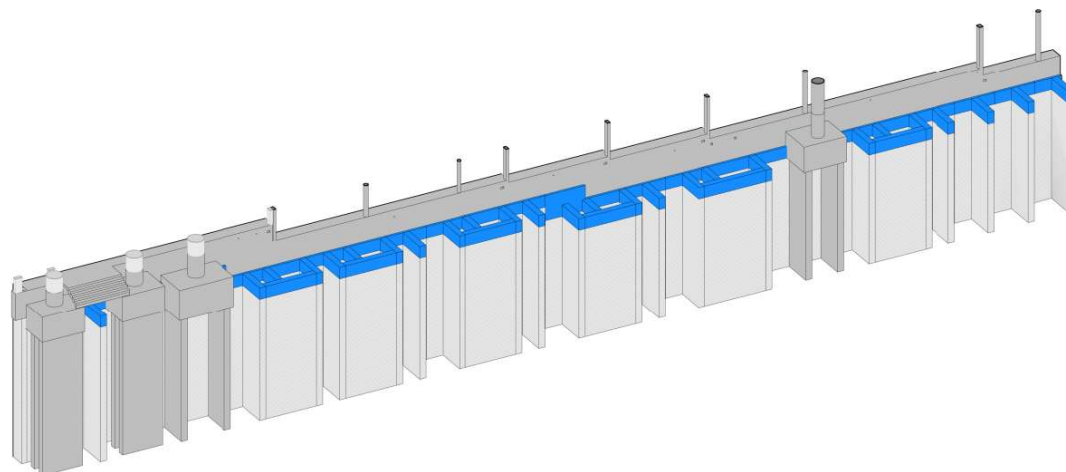


Figura 7. Tardoiz da parede diafragma com contrafortes e lamelas de fechamento (França & Associados Projetos Estruturais).

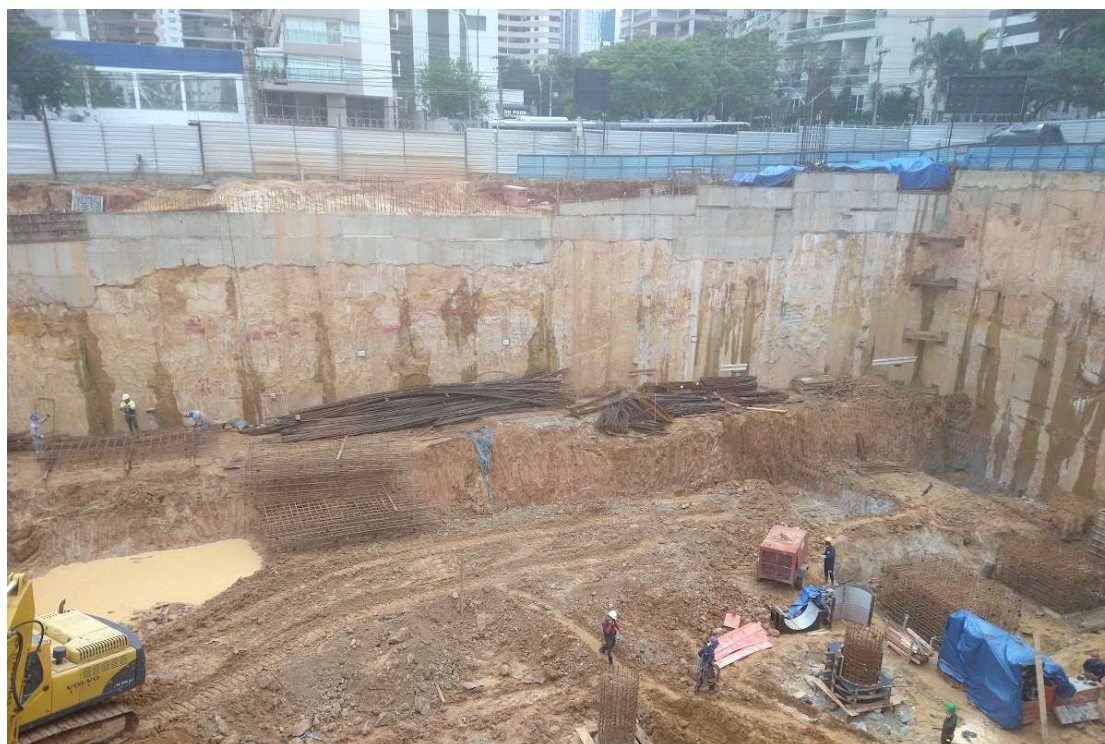


Figura 8. Vista frontal da parede diafragma com contrafortes após última fase de escavação.

Aponte a câmera do seu  
smartphone para o  
QR Code ao lado e salve o  
evento na sua agenda.





#### 4 Instrumentação de Campo e Discussões

A instrumentação de campo para o monitoramento dos deslocamentos horizontais da parede diafragma foi feita com base em marcos reflexivos, miniprismas (ambos instalados na face da contenção do lado interna à escavação) e inclinômetros (instalados no solo, no tardo da parede diafragma com contrafortes). A Elevação 7 foi monitorada com base nos três instrumentos citados enquanto as outras elevações foram monitoradas apenas com marcos reflexivos e miniprismas. A Figura 9 apresenta o monitoramento crítico de cada instrumento, isto é, aqueles que apresentaram maior nível de movimentação no sentido interno à escavação.

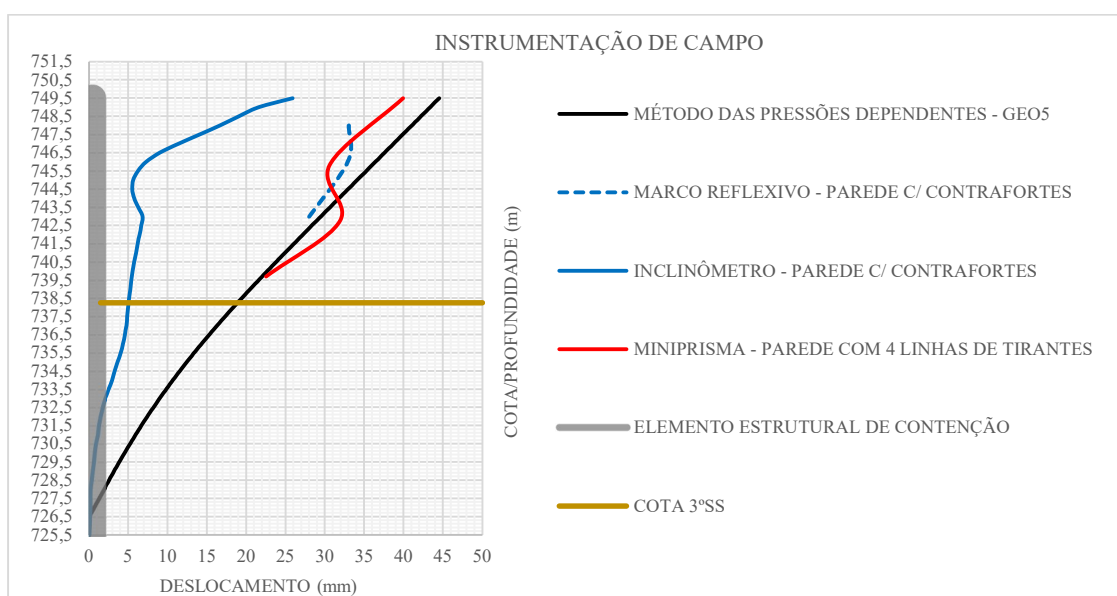


Figura 9. Instrumentação de Campo (medições críticas).

Apesar da discrepância dos valores medidos entre o inclinômetro ( $\delta_{h\_m\acute{a}x} \sim 26\text{mm}$ ) e os marcos reflexivos ( $\delta_{h\_m\acute{a}x} \sim 33\text{ mm}$ ), é possível observar que a deflexão máxima obtida em campo para a parede com contrafortes foi inferior tanto ao simulado pelo software Geos5 como também aos valores observados por ST. JOHN, POTTS E JARDINE (1992) para estruturas em balanço. Além disso, foi possível observar que o deslocamento máximo ocorreu no topo da estrutura, como já previsto para esse tipo de estrutura. Adicionalmente, a parede diafragma com contrafortes mostrou-se mais rígida que a parede diafragma com tirantes provisórios, sendo assim uma potencial solução de contenção em áreas urbanas com deformações em níveis aceitáveis e com uma execução célere, limpa e econômica (sem a necessidade de fases de escavações provisórias para execução de tirantes ou ainda escavações sob lajes, típicas do método *top-down*). Finalmente, é relevante citar que nenhum tipo de patologia foi observado na Av. Z e no metrô de São Paulo durante a execução da contenção.

Aponte a câmera do seu smartphone para o QR Code ao lado e salve o evento na sua agenda.



## 5 Conclusões

O presente trabalho apresentou um estudo de caso de dimensionamento de paredes diafragmas com contrafortes, alto portantes, para vencer um desnível de 13,40 m, sem afetar estruturas vizinhas (Av. Z e túnel do metrô de São Paulo). O método de dimensionamento utilizado foi o de pressões dependentes com o auxílio do software Geo5. O elemento estrutural (parede diafragma + contraforte) foi simulado como elemento de viga, discretizado por elementos finitos com rigidez aproximada da seção transversal. A partir de dados da instrumentação de campo foi possível concluir que:

- Os deslocamentos medidos pela instrumentação de campo foram inferiores aos previstos pelo método das pressões dependentes e pela experiência internacional;
- Os deslocamentos medidos no topo da parede diafragma com contrafortes foi inferior ao observado na parede diafragma com quatro linhas de tirantes;
- Nenhuma patologia foi observada nas estruturas vizinhas durante a execução da contenção (Av. Z e túnel do metrô de São Paulo), mostrando que os níveis de deformações medidos são aceitáveis para esse tipo de estrutura.

## AGRADECIMENTOS

À equipe técnica da ZF & Engenheiros Associados pelo apoio e colaboração.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Gerscovich, D., Saramago, R., & Danziger, B. R. (2019). Contenções: teoria e aplicações em obras. Oficina de Textos.
- Hsieh, H. S., Wu, L. H., Lin, T. M., Cherng, J. C., & Hsu, W. T. (2011). Performance of T-shaped diaphragm wall in a large-scale excavation. *Journal of GeoEngineering*, 6(3), 135-144.
- Hsieh, P. G., Ou, C. Y., Lin, Y. K., & Lu, F. C. (2015). Lessons learned in design of an excavation with the installation of buttress walls. *Journal of GeoEngineering*, 10(2), 63-73.
- Hsieh, P. G., Ou, C. Y., & Hsieh, W. H. (2016). Efficiency of excavations with buttress walls in reducing the deflection of the diaphragm wall. *Acta Geotechnica*, 11, 1087-1102.
- Milititsky, J. (2016). Grandes escavações em perímetro urbano. Oficina de Textos.
- Normas Técnicas Complementares (1980). NC-03. Companhia do Metropolitano de São Paulo.
- Ou, C. Y., Hsieh, P. G., & Lin, Y. L. (2011). Performance of excavations with cross walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(1), 94-104.
- Ou, C. Y. (2006). *Deep excavation: Theory and practice*. Crc Press.
- St John, H. D., Higgins, K. G., Potts, D. M., & Jardine, R. J. (1992). Prediction and performance of ground response due to construction of a deep basement at 60 Victoria Embankment. In *Predictive soil mechanics: Proceedings of the Wroth Memorial Symposium held at St Catherine's College, Oxford, 27-29 July 1992* (pp. 581-608). Thomas Telford Publishing.

Aponte a câmera do seu  
smartphone para o  
QR Code ao lado e salve o  
evento na sua agenda.

