XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.4/51

Contenções e Sistema de Drenagem de Fundo do Shopping Manhattan em Brasília – Caso de Obra

Tayro Zonta Nascimento
Consultor, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil, tayro@geoconsult.com.br

Silvia Gomes Fernanades Polido Lemos
Consultora, Geoconsult Consultoria de Solos e Fundações Ltda., Vitória/ES, Brasil, silvia.polido@geoconsult.com.br

RESUMO: O trabalho apresenta o estudo de caso do empreendimento Shopping Manhattan, localizado em Brasília, composto por três Torres com 20 pavimentos e embasamento com 06 pavimentos sendo 03 subsolos, totalizando área construída de aproximadamente 65.000 m². A investigação geotécnica compreendeu sondagens SPT e Rotativas, ensaios de infiltração, ensaios de laboratório e geofísica por eletrorresistividade. O perfil geotécnico é basicamente de formação sedimentar, com camadas de solos silto-argilosos, de consistência média a dura, até atingir o impenetrável a percussão. Foi observada a ocorrência aleatória de veios de solo de manor resistência intercalados em camadas de siltito. A implantação dos subsolos envolveu escavaçãoes de até 11 m de profunidade, sendo cerca de 7 m abaixo do nível d'água, demandando contenção para o escoramento lateral do terreno. A solução de contenção foi em cortina de estacas secantes atirantada em três níveis com tirantes provisórios em cordoalhas. Cem razão das elevadas pressões hidráulicas, optou-se por um sistema de drenagem de fundo, composto por trincheiras dranantes associadas a poços equipados com bombas de acionamento automático. O dimensionamento da contenção e estimativa da vazão de projeto foram realizados através da uma modelagem numérica em elementos finitos utilizando o software PLAXIS 2D. O monitoramento das contenções foi realizado por meio de marcos topográficos e inclinômetros.

PALAVRAS-CHAVE: Contenções, Drenagem de Fundo, Modelagem Numérica.

ABSTRACT: This paper presents a case study of the Shopping Manhattan development, located in Brasília, comprising three 20-storey towers and a six-storey podium with three basement levels, totaling a built area of approximately 65,000 m². The geotechnical investigation included SPT and rotary boreholes, infiltration tests, laboratory testing, and geophysical surveys by electrical resistivity. The geotechnical profile basically consists of a sedimentary formation, with silty-clayey soil layers of medium to hard consistency, extending down to percussion refusal. The random occurrence of weaker soil seams interbedded with siltstone layers was observed. The basement construction involved excavations up to 11 m deep, approximately 7 m of which were below the groundwater table, requiring a retaining structure to provide lateral ground support. The adopted retaining solution consisted of a secant pile wall anchored at three levels with temporary strand anchors. Due to the high hydraulic pressures, an underdrainage system was adopted, consisting of drainage trenches connected to wells equipped with automatic pumps. The retaining structure design and the estimation of the design flow rate were carried out by finite element numerical modelling using PLAXIS 2D software. The retaining structures were monitored by means of survey markers and inclinometers.

KEYWORDS: Retaining Structures, Underdrainage, Numerical Modeling.

1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho apresenta o estudo de caso das contenções e drenagem de fundo do empreendimento Shopping Manhattan, abordando a metodologia adotada no projeto geotécnico e a verificação de desempenho por meio de monitoramento das contenções com marcos topográficos e inclinômetros.

O empreendimento está localizado no Bairro Aguas Claras em Brasilia - DF, sendo constituído por 03 (três) Torres de 20 (vinte) pavimentos e Embasamento com 06 (seis) pavimentos e 03 (três) subsolos, totalizando uma área construída de cerca de 65.000 m².

Para caracterização do perfil geotécnico foi realizada investigação geotécnica detalhada, compreendendo sondagens do tipo SPT e Rotativas, com obtenção de amostras de rochas brandas, ensaios de infiltração, ensaios de laboratório e ensaios geofísicos de eletrorresistividade. O perfil geotécnico foi caracterizado como sendo basicamente de formação sedimentar, com camadas de solos silto-argilosos, de consistência média a dura, até atingir o impenetrável a percussão, entre as profundidades de 9,0 e 15,0 m. O nível d'água apresentou sazonalidade significativa, quando se observam leituras feitas em diferentes períodos do ano, com elevação de até 2,50 m durante a época de chuvas.

Um aspecto interessante do terreno, que mereceu investigação minuciosa, foi a ocorrência aleatória de veios de silte argiloso de consistência média, de cor branco, entremeado em camadas de siltito de elevada resistência, detectadas por meio de investigação compreendendo modelagem bidimensional com valores numéricos obtidos com geofísica por eletrorresistividade.

Para implantação dos três subsolos foram executadas escavações de até 11,0 m de profundidade, sendo que cerca 7,0 m ocorreu abaixo do nível d'água. A solução de contenção adotada para o escoramento lateral do terreno foi uma cortina estanque de estacas secantes, atirantada em três níveis por meio de tirantes provisórios em cordoalhas. Em razão das elevadas pressões hidráulicas atuantes, optou-se por um sistema de drenagem de fundo, composto por trincheiras drenantes associados a poços equipados com bombas de acionamento automático.

As fundações foram projetadas em sapatas isoladas apoiadas na camada de solo silto-argiloso de consistência dura, N_{SPT} na faixa de 40 a 50 golpes, e em algumas regiões apoiadas no impenetrável a percussão, composto pela camada de siltito ou argilito fraturado a muito fraturado (RQD de 0 a 70%), conforme detalhado em Lemos *et al* (2026).

O dimensionamento da contenção e estimativa da vazão de projeto foram realizados através da uma modelagem numérica em elementos finitos utilizando o software PLAXIS 2D. O monitoramento das contenções foi realizado por meio de marcos topográficos e inclinômetros.

2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Para caracterização do perfil geotécnico da obra foi realizada uma investigação geotécnica detalhada, compreendendo sondagens do tipo SPT e Rotativas, obtenção de amostras de rocha branda, ensaios geofísicos de eletrorresistividade, ensaios de infiltração e ensaios de laboratórios de caracterização e de resistência por compressão simples.

Os ensaios de infiltração foram do tipo carga variável executados no terreno logo abaixo do terceiro subsolo para determinação da permeabilidade horizontal do siltito. O coeficiente de permeabilidade variou de $k_h=10^{-5}$ a 10^{-4} cm/s, de acordo com a metodolgia estabelecida por NAVFAC DM-7 (1971). Considerando se tratar de uma rocha metasedimentar, formada por meio de deposição e cimentação de sucessivas camadas de solo siltoso, é de se prever que a permeabilidade vertical apresente valores inferiores a horizontal.

O perfil geotécnico é constituído basicamente de solos sedimentares, com camadas de solos silto-argilosos (Figura 1). A Tabela 1 apresenta para as camadas típicas os resultados dos ensaios de caracterização, o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) e a resistividad dos solos. Na profundidade em torno de 10,0 a 16,0 m, ocorre o impenetrável à percussão, $N_{SPT} > 40$ golpes para penetração de 10 cm, classificado como um siltito, uma rocha branda de formação sedimentar, com baixo grau de metamorfismo, grau de recuperação 0 a 70%, e resistividade >2.000 Ohm.m, denominada por Freitas e Campos (1999) e Silva (2011), como uma rocha de metassiltito. Os ensaios de compressão simples, realizados em corpos de prova talhados a partir de testemunhos da rocha branda, resultaram em valores de resistência a compressão simples superiores a 2,5 MPa.

O nível d'água (NA) apresentou sazonalidade significativa, quando se observam leituras feitas em diferentes períodos do ano, sendo detectado NA de 5,50 a 6,50 m de profundidade no período de estiagem e, de 3,0 a 4,0 m de profundidade, durante a época de chuvas.

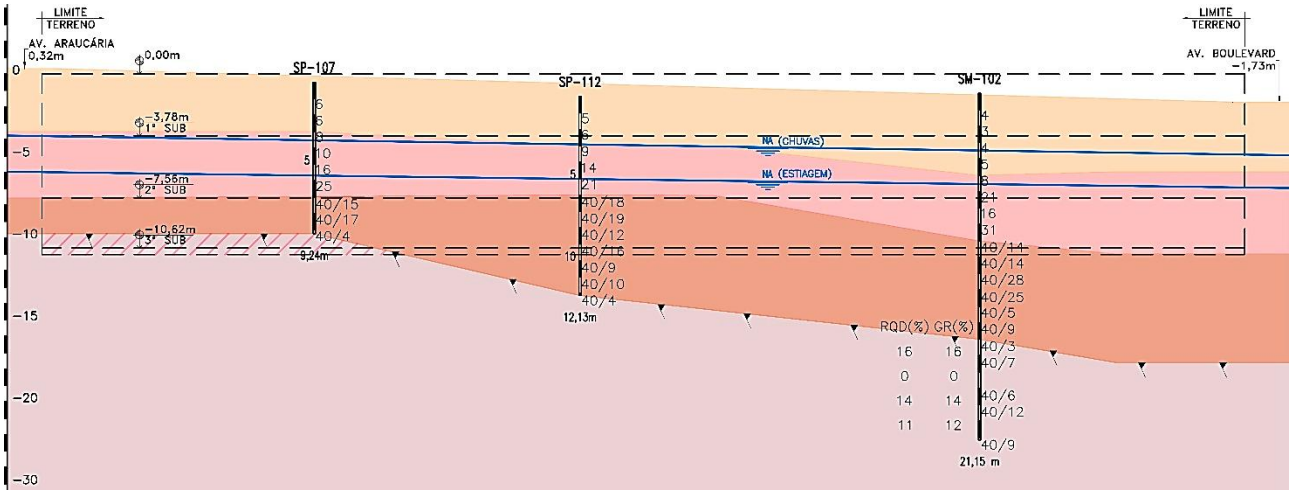


Figura 1.Perfil geotécnico típico.

Tabela 1. Caracterização das camadas de solo

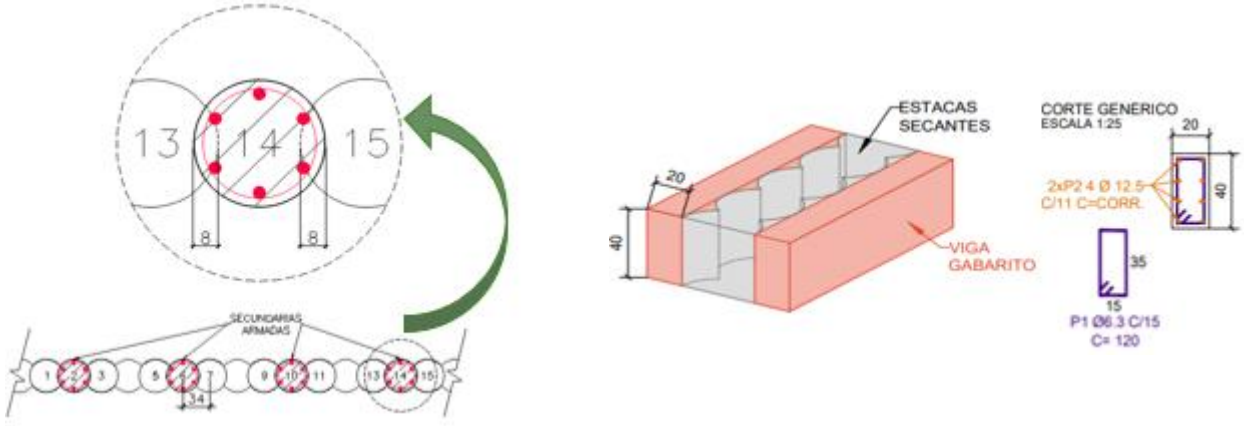
Identificação da Camada	Espessura (m)	N_{SPT}	w (%)	LL (%)	LP (%)	Resistividade (Ohm.m)
1ª camada: argila arenosa e silte argiloso	3,0 a 5,0	3 a 8	32	58	32	0 a 500
2ª camada: silte argiloso	3,0 a 4,0	10 a 30	17	36	22	500 a 1.000
3ª camada: silte argiloso	3,0 a 5,0	30 a 40	16	35	21	
4ª camada: siltito	-	> 40	-	-	-	>2.000

3 SOLUÇÃO PROJETADA

3.1 Escavações e Contenções

A implantação dos três subsolos envolveu escavações de até 11,0 m de profundidade, sendo cerca de 7,0 m abaixo do nível d'água. A solução de contenção adotada para o escoramento lateral do terreno consistiu em uma cortina estanque de estacas secantes com diâmetro de 42 cm e secância de 8 cm (Figura 2a), com comprimentos variando entre 14,0 m e 16,0 m e ficha mínima de 4,5 m, solidarizadas por viga de coroamento, totalizando 1.094 estacas. As estacas foram integralmente armadas com gaiolas de aço CA-50, compostas por seis barras de Ø25 mm e executada por meio de gabarito guia (Figura 2b). A cortina foi atirantada provisoriamente em três níveis com cordoalhas CP 190 RB Ø12,7 mm, com comprimentos livres (LL) e ancorados (LA) variando entre 6,0 m e 8,0 m. Os tirantes foram solidarizados por vigas de ancoragem em concreto armado e posteriormente desativados após o travamento definitivo pelas lajes do subsolo.

A escavação a céu aberto foi executada em quatro etapas, sendo a primeira em balanço, com cerca de 3,0 m de altura, e as etapas subsequentes realizadas com a instalação progressiva das linhas de tirantes.



(a) (b)

Figura 2. (a) Detalhe do gabarito da guia de execução das estacas; (b) Detalhe da estaca e secância.

Durante a elaboração do projeto verificou-se que alguns furos de sondagem apresentavam impenetrável à percussão cerca de 1,0 m a 1,5 m acima da cota de escavação prevista. Inicialmente considerou-se a possibilidade de desmonte de rocha nessa região, bem como a eventual necessidade de utilização de estacas raiz caso não fosse possível executar a ficha das estacas secantes.

Para avaliação dessa condição foram realizados ensaios geofísicos de eletrorresistividade, que indicaram material com resistividade da ordem de 3.000 Ohm.m, característico de siltito, porém escavável. Também foram executadas perfurações piloto com trado mecanizado, de torque inferior ao utilizado na execução das estacas secantes. As perfurações atingiram satisfatoriamente as profundidades previstas em projeto, sendo observadas concreções de metassiltito que possivelmente dificultaram o avanço do trépano durante a execução das sondagens.

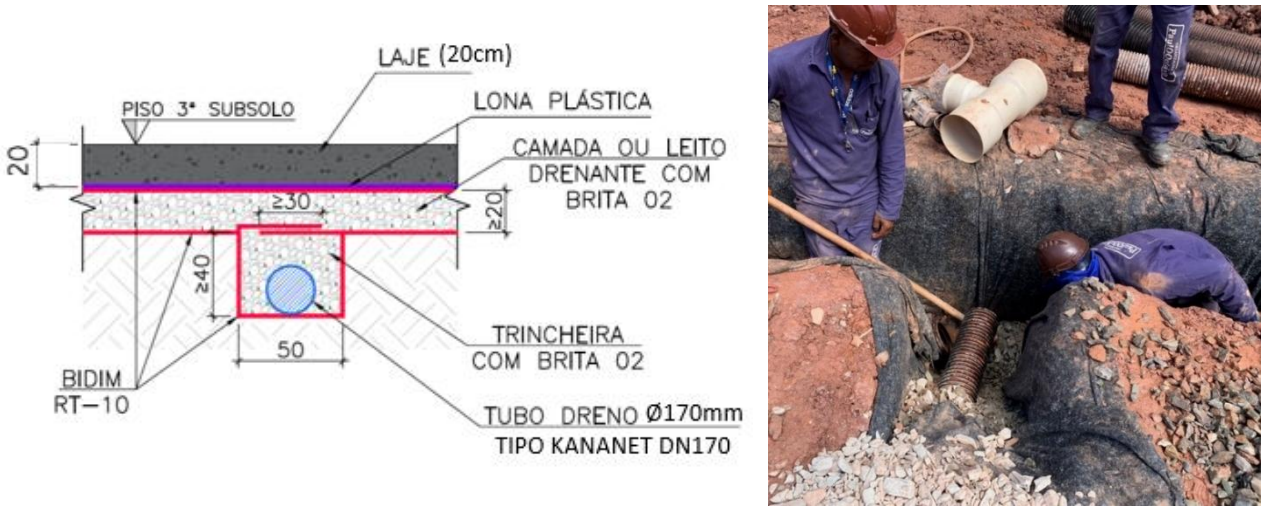
O dimensionamento da contenção foi realizado por meio de modelagem numérica em elementos finitos utilizando o software PLAXIS 2D. Os parâmetros geotécnicos foram definidos com base nos valores de N_{SPT}, nos ensaios de caracterização dos solos e nos ensaios de compressão simples realizados no siltito. As análises indicaram deslocamentos horizontais máximos estimados entre 10 mm e 25 mm.

Para o acompanhamento do comportamento da contenção foi especificado monitoramento por meio de instrumentação e controle topográfico, incluindo a instalação de pinos nas vigas de ancoragem, prumos ao longo da cortina e quatro inclinômetros verticais instalados em estacas secantes.

3.2 Drenagem de Fundo do Subsolo

Considerando que as cortinas de estacas secantes são estanques e apresentam ficha entre 4,50 m e 5,00 m abaixo da laje do terceiro subsolo, com penetração na camada de siltito de baixa permeabilidade (10^{-4} a 10^{-5} cm/s), foi concebido um sistema de drenagem de fundo com finalidade de limitar a subpressão atuante na laje do terceiro subsolo a valores inferiores a 1,0 m de coluna d'água.

O sistema é composto por um colchão drenante de brita nº 2, com espessura de 20 cm, envolvido por geotêxtil tipo Bidim RT-10, disposto sobre um conjunto de trincheiras drenantes constituídas por tubos drenos perfurados de Ø170 mm e Ø230 mm, também envoltos em brita nº 2 e geotêxtil (Figura 3). As trincheiras são interligadas a quatro poços de concreto armado, os quais também se conectam entre si por tubulações de Ø230 mm, sendo dotados de bombas automáticas para o esgotamento da água acumulada.



(a) (b)

Figura 3. (a) Seção típica do sistema drenante; (b) Execução do sistema drenante na obra.

Através da modelagem numérica em elementos finitos utilizando o software PLAXIS 2D (Figura 4) foi possível determinar as redes de fluxo d'água e estimar as vazões a serem captadas pelo sistema de drenagem. As análises consideraram duas condições de nível d'água representativas do regime hidrológico local: período de estiagem e período chuvoso. Foram adotados coeficientes de permeabilidade para o siltito de $k_h = 1{,}0 \times 10^{-4}$ cm/s e $k_v = 1{,}0 \times 10^{-5}$ cm/s.

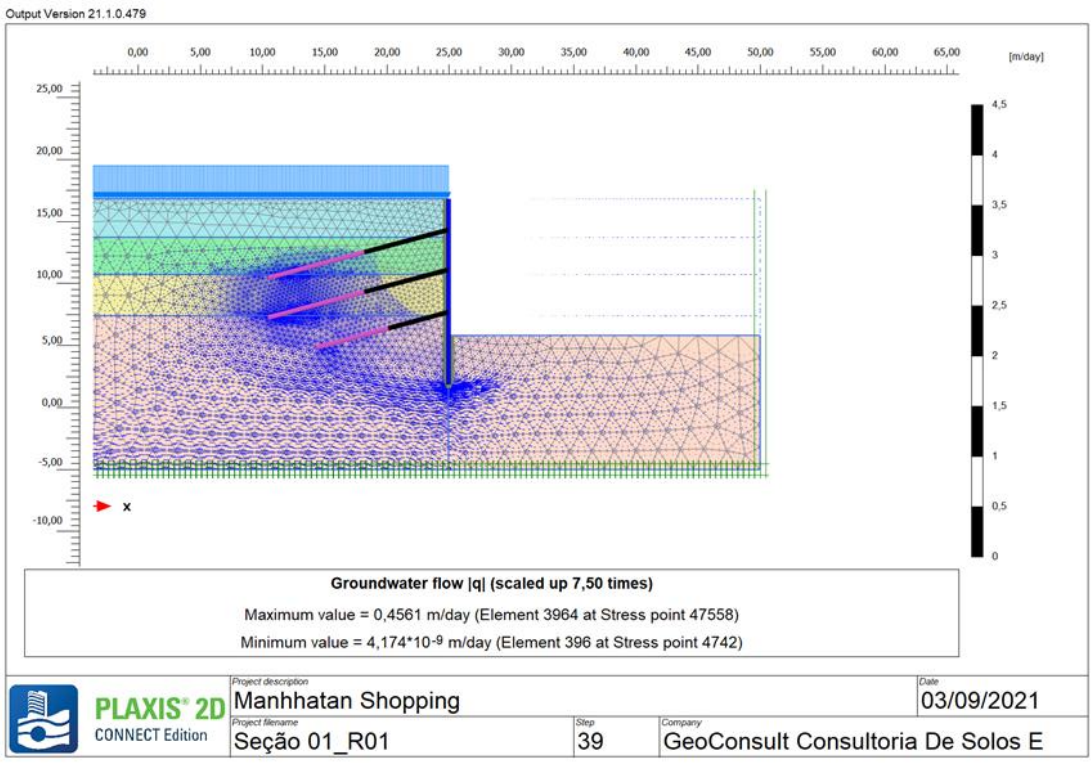


Figura 4. Redes de Fluxo, modelagem PLAXIS 2D.

As simulações em elementos finitos indicaram vazões estimadas entre 2,0 m³/dia e 4,0 m³/dia por poço, respectivamente, para os períodos de estiagem e chuvas. Através do método analítico, descrito por Velloso (1988), foram estimadas vazões da ordem de 4,5 a 7,0 m³/dia por poço. Tendo em vista os resultados alcançados, os poços foram dimensionados para uma capacidade 7,5 m³ e as bombas com uma capacidade de

15m³ por hora. A programação de funcionamento das bombas foi feita para operar com intervalos de aproximadamente 48 horas no período de estiagem e 24 horas no período chuvoso. Cada poço foi equipado com uma bomba principal e uma bomba de reserva.

Como medida adicional de segurança, a laje de piso foi dimensionada para resistir a uma subpressão correspondente a 1,0 m de coluna d'água, considerando a hipótese extrema de falha simultânea do sistema de bombeamento. Nessas condições, com pressão da ordem de 0,5 m de coluna d'água, as tampas dos poços tenderiam a se deslocar, permitindo o extravasamento da água sobre o piso da laje.

3 EXECUÇÃO E DESEMPENHO

A sequência de execução da obra (Figura 5) compreendeu basicamente as seguintes fases: a) execução das estacas secantes; b) primeira etapa de escavação em balanço; c) execução da primeira linha de tirantes; d) segunda etapa de escavação; e) execução da segunda linha de tirantes; f) terceira etapa de escavação; g) execução da terceira linha de tirantes; h) quarta etapa de escavação; i) escavação localizada das cavas para execução das sapatas; j) implantação do sistema de drenagem de fundo; e k) execução da laje do terceiro subsolo. Após a conclusão das etapas principais de escavação e estabilização do maciço, procedeu-se à escavação localizada das cavas destinadas à execução das fundações cujo detalhamento pode ser obtido em Lemos *et al* (2026).

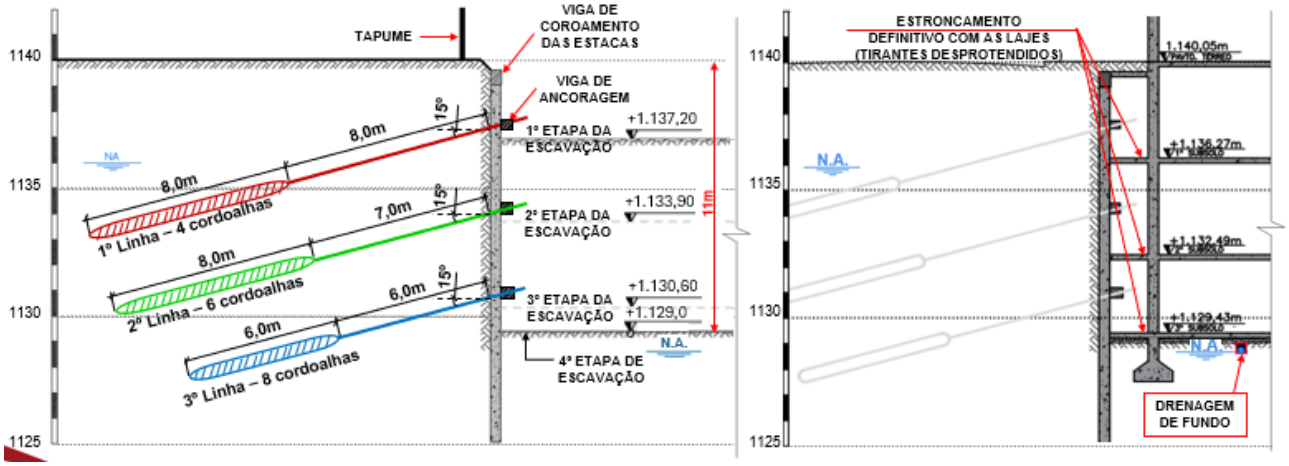


Figura 5. Sequência executiva simpliicada.

O monitoramento das contenções por meio de acompanhamento topográfico e leituras de inclinômetros indicou deslocamentos horizontais, de modo geral, compatíveis com os valores estimados em projeto. Uma exceção foi observada no inclinômetro IV-04, trecho considerado mais crítico da contenção. Durante a última etapa de escavação, já com a terceira linha de tirantes executada, esse instrumento registrou deslocamento horizontal máximo da ordem de 45 mm, ligeiramente superior ao previsto nas análises numéricas (Figura 6a).

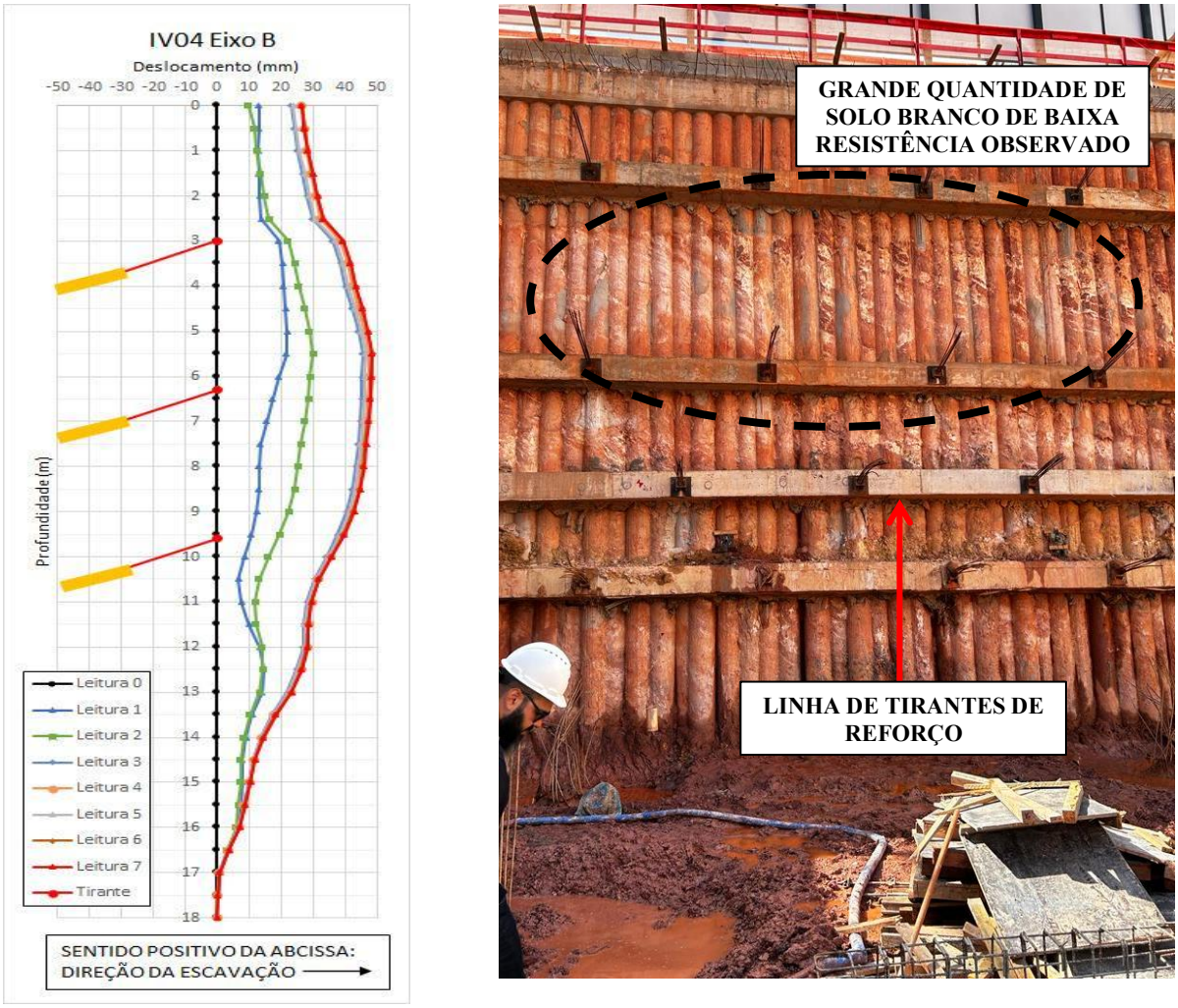
A explicação mais provável para esse comportamento foi a presença de veios inclinados de solo silto-argiloso de menor resistência, de coloração branca e maior grau de intemperismo, não identificados inicialmente nas sondagens. Esses materiais foram indentificados pela investigação geofísica por eletrorresistividade ao nível do terceiro subsolo, que apontaram uma resistividade inferior a 500 Ohm.m. O comportamento anisotrópico do terreno seria devido a uma maior intemperização dos veios de solo de cor branca (Cunha e Camapum de Carvalho, 1997 apud Silva, 2011). Durante a execução da escavação, a presença desses veios em maior intensidade foi confirmada pela observação de manchas esbranquiçadas na face da cortina de estacas nesse trecho da contenção (Figura 6b).

As deformações mais pronunciadas provocaram o aparecimento de trincas no terrapleno adjacente, o que motivou a adoção imediata de medidas corretivas. Inicialmente foi executada uma berma de solo no local e, em seguida, instalou-se uma linha adicional de tirantes como reforço da contenção (Figura 6b). Após a

adoção dessas medidas, as deformações se estabilizaram, conforme indicado pelas leituras subsequentes realizadas semanalmente.

Esse episódio evidenciou a importância do monitoramento sistemático das deformações durante a escavação e reforçou a utilidade da investigação geofísica por eletrorresistividade na identificação de heterogeneidades do maciço em terrenos sedimentares desse tipo.

No que tange ao sistema de drenagem de fundo, foram feitas medidas de vazão nos poços durante o período de fortes chuvas, chegando-se a vazões da ordem de 5,0 m³ por dia, valor esse abaixo do limite superior estimado em projeto.



(a) (b)

Figura 6: (a) Registro de leituras do inclinômet IV-04; (b) Linha adicional de tirantes para reforço.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou o estudo de caso compreendendo projeto, execução e monitoramento das contenções e do sistema de drenagem de fundo do empreendimento Shopping Manhattan, em Brasília – DF, implantado em terreno de formação sedimentar constituído por camadas de solos silto-argilosos sobrejacentes a um horizonte de siltito.

A investigação geotécnica detalhada, envolvendo sondagens SPT e rotativas, ensaios laboratoriais, ensaios de infiltração e levantamentos geofísicos por eletrorresistividade, permitiu caracterizar adequadamente o perfil do subsolo e identificar a ocorrência localizada de veios de silte argiloso de menor resistência.

Para a implantação dos três subsolos foi adotada uma solução de contenção constituída por cortina de estacas secantes atirantadas em três níveis, executadas em escavações de até 11 m de profundidade, sendo cerca de 7 m abaixo do nível d'água. O dimensionamento da contenção foi realizado por meio de modelagem numérica em elementos finitos utilizando o software PLAXIS 2D, que indicou deslocamentos horizontais estimados entre 10 mm e 25 mm.

Devido à presença de nível d'água elevado e à baixa permeabilidade do siltito, foi adotado um sistema de drenagem de fundo constituído por colchão drenante, trincheiras com tubos perfurados e poços de bombeamento, cujas vazões foram estimadas por meio de método analítico e de modelagem numérica, servindo de base para o dimensionamento do sistema de bombeamento.

O monitoramento da contenção por meio de marcos topográficos e inclinômetros indicou comportamento global compatível com as previsões de projeto. Em um dos pontos instrumentados foram observados deslocamentos ligeiramente superiores aos estimados, associados à presença de veios localizados de solo de menor resistência. A adoção de medidas corretivas, incluindo execução de berma e instalação de linha adicional de tirantes, permitiu a estabilização das deformações.

De forma geral, os resultados obtidos demonstram que as soluções adotadas para contenção e drenagem de fundo mostraram-se adequadas para as condições geotécnicas do local, destacando-se a importância da investigação geotécnica detalhada, da modelagem numérica e do monitoramento durante a execução em obras de escavação profunda em terrenos sedimentares heterogêneos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Freitas-Silva, F. H.; Campos, J. E. G. (1999) *Geologia do Distrito Federal*. In: Inventário hidrogeológico e dos recursos hídricos superficiais do Distrito Federal. Brasília, SEMATEC; IEMA; MMA-SRA.

Lemos, S.G.F.P., Nascimento, T.Z, Polido, U.F. (2026) Fundações do Shopping Manhattan em Brasília – Caso de Obra. In: Trabalho submetido ao XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG 2026, Brasília. *Anais*... ABMS.

NAVFAC (1971) *Design Manual: Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures (DM-7)*. Department of the Navy, Washington, D.C.

Silva, C. M. (2011) *Energia e confiabilidade aplicadas aos estaqueamentos tipo hélice contínua*. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, 311 p.

Velloso, P. P. C., Araújo, S. F. (1988) *Teoria e prática de rebaixamento do lençol d'água*. Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.