

PROJETO E CONSTRUÇÃO DA ESTAÇÃO SACOMÃ DA COMPANHIA DO METROPOLITANO DE SÃO PAULO

Arsenio Negro – Diretor

Bureau de Projetos e Consultoria Ltda. – Engenharia – Projetos
bureau@bureauprojetos.com.br

Marcus Guadagnin Moravia – Engenheiro

Bureau de Projetos e Consultoria Ltda. – Engenharia – Projetos
bureau@bureauprojetos.com.br

Victor Enrique León Bueno de Camargo – Engenheiro¹

Bureau de Projetos e Consultoria Ltda. – Engenharia – Projetos
bureau@bureauprojetos.com.br

Argimiro A. Ferreira – Gerente de Projeto

Companhia do Metropolitano de São Paulo – Engenharia – Projetos
alvarez@metrosp.com.br

RESUMO

A despeito do sistema de transporte metroviário na cidade de São Paulo ser o maior do país, com 65,3 quilômetros de rede em operação, ele é limitado para o tamanho e exigências da capital. Tendo isto em conta, o governo de São Paulo criou o projeto Expansão SP, que visa à implementação de novas linhas, modernização, conforto, segurança e agilidade principalmente no setor ferroviário. Neste contexto, foi projetada e construída a estação Sacomã, uma das mais modernas da América Latina na data de sua inauguração. Neste trabalho serão apresentados condicionantes locais observados no projeto da estação, especialmente no projeto das suas contenções. O sistema de impermeabilização também é discutido, tendo em conta premissas específicas do projeto. Por último serão descritos os desafios encontrados pelo projeto, principalmente, em virtude do exíguo prazo de construção.

ABSTRACT

The metropolitan transportation system of the Sao Paulo's city is the largest in the country, with 65.3 km of network in operation. Despite it, the subway system is still limited to the size and requirements of the capital city. Therefore, the government of São Paulo created the SP Expansion project, which aims to implement new meshes, modernization, comfort, safety and agility especially in the railway sector. In this context, one of the most modern subway stations in Latin America was designed and built: the Sacomã station. In this article local conditions are presented, retaining system, waterproofing system and challenges in the construction, primarily due to the extremely short time imposed by the subway company, are discussed.

INTRODUÇÃO

Com densidade demográfica estimada, pelo IBGE em 2011, de 7,4 mil habitantes por quilômetro quadrado, a cidade de São Paulo sofre com o congestionamento veículos em suas principais vias e possui um sistema de transportes públicos insuficiente para o seu tamanho e exigências. Em virtude deste problema, o governo do estado criou o projeto Expansão SP que, visa o crescimento dos transportes públicos na cidade. A estação Sacomã da CMSP, integrante da Linha 2 – Verde, é uma das mais modernas da América Latina e faz parte deste projeto. Neste trabalho será abordado o projeto desta estação, focalizando as condicionantes locais, as estruturas de contenção, o sistema de impermeabilização utilizado e os desafios encontrados.

CONDICIONANTES LOCAIS

¹ Atualmente diretor de G4U Engenharia Ltda.

A vizinhança de Sacomã é ocupada densamente por edifícios de uso comercial, residencial, religioso e educacional. A maioria dos edifícios na região tem estrutura de concreto de baixa altura (até 5 andares) e fundações em estacas de madeira ou concreto. Há também na vizinhança pequenas casas e armazéns construídos sobre sapatas, apoiados sobre a argila orgânica aluvionar. As ruas locais possuem fluxo de tráfego pesado e fazem a ligação do centro a cidades ao sul da região metropolitana. Sob estas ruas existem galerias de utilidades públicas como redes de água e sistemas de esgoto, de comunicações e de energia elétrica. Dadas as condições de traçado e de geologia, optou-se por implantar a estação em vala a céu aberto (Negro et al., 2012).

O espaço entre o contorno da vala da estação e os edifícios vizinhos foi restrito, devido à densa ocupação urbana. Dentre estes edifícios, pode-se citar um prédio de cinco andares da Agência dos Correios e uma escola municipal, tombada como patrimônio arquitetônico da cidade de São Paulo. A Figura 1 ilustra o bairro antes do início das obras, com a localização do contorno da estação.

Em virtude da baixa cobertura de solo resultante da elevada cota do topo do boleto na estação, optou-se pelo método construtivo em vala a céu aberto atirantada, em vez de escavação em túnel. Este método foi aplicado em toda a escavação da estação, salvo na região da Rua Bom Pastor. A projeção da vala da estação interferiu com esta rua, conforme ilustra a Figura 1. Por ser uma rua de intenso tráfego veicular, foi premissa de projeto o seu rápido restabelecimento, o que levou a execução do método invertido de escavação na região oeste da vala da estação.



Figura 1. Vista aérea da área de implantação da Estação Sacomã.

PROJETO DA ESTAÇÃO

A estação foi projetada com eixo no alinhamento da Rua Greenfeld (vide Figura 2). Seu projeto compreende uma vala principal de 140 m x 20 m, com profundidades variando entre 19 m e 24 m, e duas valas auxiliares para os acessos Norte e Sul, com 10 m de profundidade cada, escoradas com estacas escavadas de concreto armado e tirantes. O método executivo foi em vala a céu aberto (“bottom up”), exceto na região oeste da estação onde sua projeção está inserida na Rua Bom Pastor. Tendo em conta a interferência das obras nesta via, aplicou-se o método invertido de escavação (“top down”) em uma área de 20 m x 20 m, no encontro da Greenfeld com a Bom Pastor. As Figuras 3 e 4 ilustram a reconstrução do trecho da Rua Bom Pastor, após execução da laje de cobertura da estação (método invertido).

O prazo para a conclusão da estação imposto pelo cliente foi de 30 meses. Foi especificada uma estação impermeável, o que demandou execução de colunas de CCP (“Cement Churning Pile”) entre estacas escavadas de contenção, para evitar fluxo de água subterrânea para o interior da estação e a instalação de sistema de impermeabilização definitivo composto por manta termoplástica de PVC bicolor, sobreposta a uma camada de geotêxtil não tecido para proteção mecânica ligada à laje de fundo em concreto de baixa condutividade hidráulica. Também foi condição de projeto a desativação dos tirantes após a conclusão da contenção definitiva (i.e., tirantes temporários). Esta condição pretendeu evitar interferências com obras vizinhas que venham a ser realizadas.

O projeto da estação foi desenvolvido embasado em investigações geológico-geotécnicas que possibilitaram a compartimentação da contenção da estação em regiões com características distintas e razoavelmente homogêneas (Negro et al., 2012) e em análises numéricas bidimensionais pelo Método dos Elementos Finitos. As Figuras 5 e 6 apresentam o perfil geológico-geotécnico desenvolvido para o perímetro da estação. A planta do projeto de contenção é apresentada nas Figuras 7 e 8. As condições geotécnicas ali encontradas, que envolvem solos moles quaternários e duros do neógeno abaixo do lençol freático, são descritas por Negro et al. (2012).



Figura 2. Alinhamento da estação na Rua Greenfeld, junto ao Acesso Norte, vista para leste.

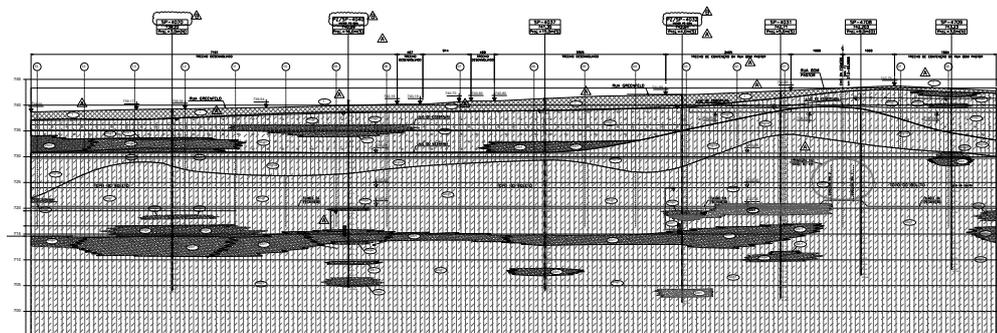


Figura 3. Reaterro sobre laje da estação na região da Bom Pastor com Greenfeld; vista para norte.

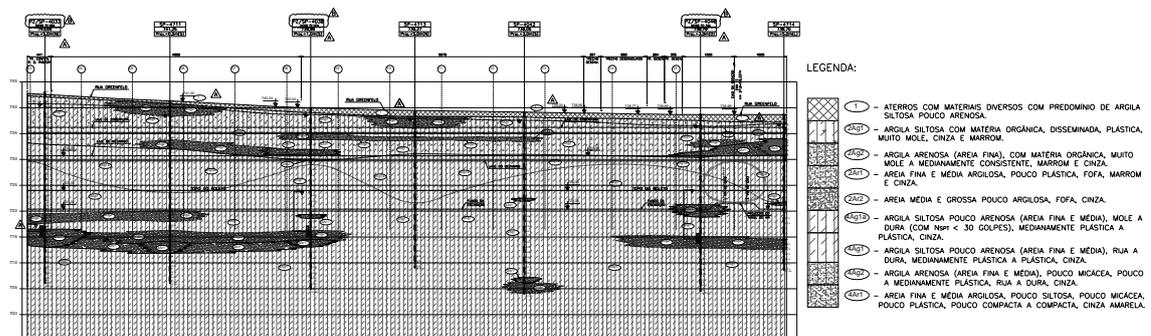


Figura 4. Devolução da Rua Bom Pastor com Greenfeld ao tráfego local, 45 dias após início das interações; vias ta para norte .

O projeto da Estação foi desenvolvido pela projetista com o apoio de diversas áreas especializadas, como a de remanejamento de interferências, de arquitetura, de escavação temporária, de impermeabilização, de monitoramento geotécnico, de estrutura final e de sistemas (água, esgoto, ventilação, segurança, comunicação, energia elétrica, sinalização etc). O presente trabalho enfoca os aspectos geotécnicos do projeto da estação Sacomã, especificamente o projeto da contenção da escavação.



Figuras 5. Perfil geológico-geotécnico desenvolvido, emboque oeste na Rua Bom Pastor



Figuras 6. Perfil geológico-geotécnico desenvolvido, desemboque leste na Rua Greenfeld.

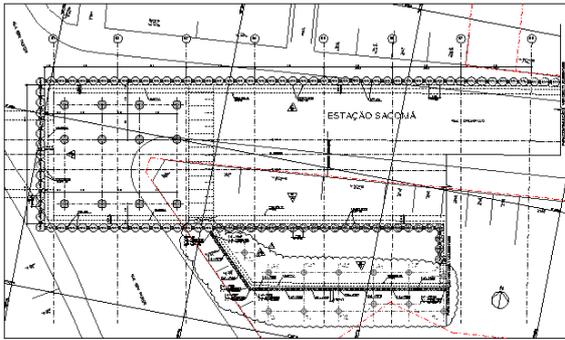


Figura 7. Porção oeste da contenção.

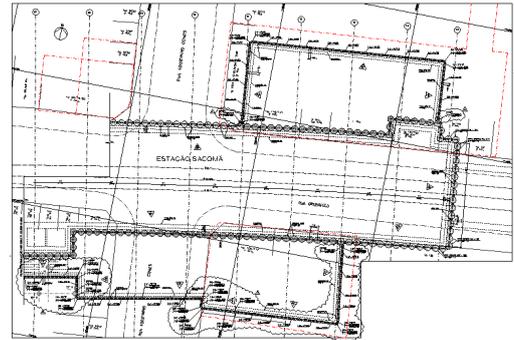


Figura 8. Porção leste da contenção.

PROJETO DA CONTENÇÃO

Para projeto da contenção foram realizadas análises numéricas bidimensionais e evolutivas pelo Método de Elementos Finitos (MEF), utilizando o programa PLAXIS V8. Os solos foram modelados utilizando modelo constitutivo linear elasto-plástico com fluxo não associado ao critério de Mohr-Coulomb. Os efeitos das propressões durante as fases construtivas (análise evolutiva) foram levados em consideração por meio de análises acopladas de fluxo do tipo estacionário, que possibilitaram o cálculo das pressões de água nos poros a cada etapa de cálculo.

Embora tal modelo constitutivo seja simplificado, cuidados especiais foram tomados na definição dos parâmetros de projeto a partir dos resultados das investigações geotécnicas. A análise do desempenho, por comparação entre o previsto pela modelagem numérica e o medido em campo, provou que, mesmos modelos simplificados, podem produzir resultados satisfatórios quando as condições de contorno são definidas com critério e coerência. Como exemplo, a razão das tensões efetivas *in situ* na argila neogênica obtida pelos ensaios dilatométricos foi estimada valer entre 1,0 a 4,0. Tendo em conta que os valores do coeficiente de empuxo em repouso (K_0) provocam significativo impacto nos momentos fletores atuantes no sistema de contenção, o projeto baseou-se em experiências anteriores, com solos da mesma formação, e admitiu o valor de 2,0 como o valor médio mais provável para K_0 . Os efeitos de desvios entre o valor adotado para as tensões “*in situ*” e o real foram estudados realizando-se análises paramétricas com a faixa de K_0 entre 1,0 a 4,0. Foi constatado que, para valores deste coeficiente superiores ao adotado no projeto, a parede de estacas escavadas poderia desenvolver uma rótula plástica em posição específica, porém o sistema de contenção manter-se-ia estável, apesar de um aumento teórico nos deslocamentos horizontais e verticais. Os deslocamentos horizontais da parede foram, então, correlacionados previamente com o valor de K_0 da argila neogênica, possibilitando abordagem observacional “*ab initio*” na construção da vala a céu aberto. Verificou-se, posteriormente, a partir dos deslocamentos horizontais da parede medidos em toda a estação, que o valor 2,0 adotado para K_0 era, afinal, o mais apropriado.

O sistema de contenção teve de lidar com solos de rigidez altamente contrastantes: a argila aluvionar quaternária orgânica muito mole e a argila do Neógeno muito dura. Como resultado, as soluções de engenharia e os equipamentos que foram adotados tiveram de ser igualmente flexíveis e aplicáveis aos dois tipos de solo. Desta forma, optou-se por executar a contenção da escavação principal com estacas de concreto armado escavadas com 1,2 m de diâmetro, espaçadas entre eixos a cada 1,5 m. As estacas foram encamisadas com tubos de aço ao longo de toda a camada aluvial e a estabilização do fundo foi garantida com uso de lama bentonítica. Foram usadas colunas de CCP (Cement Churning Pile) entre as estacas de concreto para minimizar a drenagem do maciço durante a escavação. Em função do sobreadensamento da argila neogênica e da sua baixa condutividade hidráulica (da ordem de 10^{-7} cm/s), as colunas de CCP penetraram apenas 1 m a 2 m na camada de argila dura. A seção transversal do sistema de contenção com estacas escavadas e colunas de CCP é apresentada na Figura 9.

O sistema de contenção incluiu a execução de tirantes temporários², com cargas de trabalho variando de 300 kN a 1.000 kN, e também a execução de camada de regularização em concreto projetado aplicada sobre estacas escavadas e colunas de CCP, logo após as fases de escavação. Após a conclusão da escavação, os tirantes foram sucessivamente desativados, iniciando pela linha inferior, a medida em que a estrutura definitiva de contenção foi sendo construída em estágios de baixo para cima. Também nesta fase foi

² Tirantes com múltiplas barras de aço CP190-RB, em furo de 5”, com ancoragem de calda de cimento injetada em dois estágios na argila neogênica e bainha. Ensaios de controle indicaram capacidade de ancoragem de 100 kN por metro de bulbo.

instalado o sistema de impermeabilização entre a contenção e a estrutura definitiva. Cabe destacar que, durante o desenvolvimento do projeto, foi verificado que se mantendo ativa a linha de tirantes junto à laje de fundo os deslocamentos horizontais e momentos fletores nas estacas escavadas durante a execução da estação seriam reduzidos. Assim sendo, estes tirantes foram mantidos ativados. Para controle da infiltração de água e do carreamento de solo na região dos tirantes, o projeto exigiu o uso de válvulas tipo “preventer” instaladas na cabeça dos tirantes. Este tipo de válvula é amplamente utilizado no controle de perda de groute durante a execução de colunas horizontais de CCP. Uma seção transversal da estação é mostrada na Figura 10.

As valas dos acessos Norte e Sul foram projetadas de forma semelhante, com a contenção em estacas escavadas secantes de 40 cm de diâmetro, espaçadas entre eixos a cada 38 cm e armadas, alternadamente, com perfil metálico “I” W310 x 28,3, aço ASTM, A-572, $f_{yk}=345$ MPa. As cargas de trabalho dos tirantes nos acessos variaram entre 300 kN e 600 kN. A Figura 11 ilustra a seção transversal deste sistema de contenção.

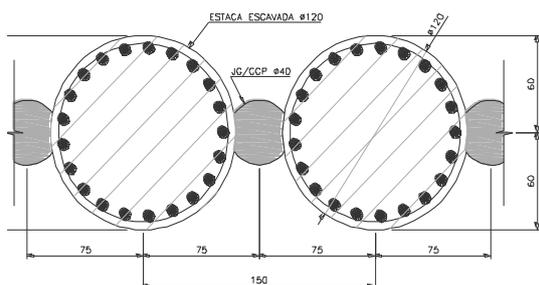


Figura 9. Seção transversal do sistema de contenção da vala principal, com estacas em concreto armado.

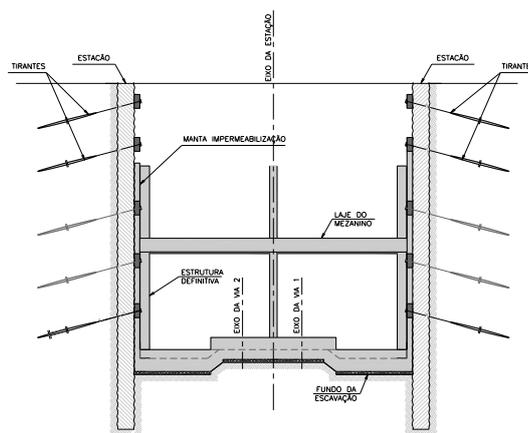


Figura 10. Seção transversal da vala principal da estação.

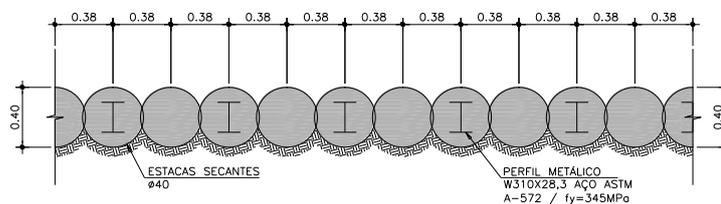


Figura 11. Seção transversal da contenção das valas de acesso com estacas de concreto e perfis de aço embutidos alternados.

SISTEMA DE IMPERMEABILIZAÇÃO

Um dos requisitos de projeto é a impermeabilização de todos os novos túneis em NATM e estações, limitando a vazão de infiltração de água pelas paredes a até 1 l/m²/dia. Dois conceitos são utilizados: o “sistema guarda-chuva” e o “sistema submarino”. O primeiro é normalmente aplicado em túneis e consiste na impermeabilização das paredes e do teto do túnel, enquanto que o segundo é aplicado principalmente nas estações e consiste na impermeabilização de toda a estrutura.

O sistema de impermeabilização utilizado na estação consistiu em manta termoplástica de policloreto de vinila (geomembrana de PVC), com 2 mm de espessura e faces bicolores para controle visual de eventuais furos durante a sua instalação, superposta a um geotêxtil não tecido para proteção mecânica. O sistema de impermeabilização foi subdividido em compartimentos de 300 a 500 m² e largura inferiores a 10 m para criar áreas confinadas e estanques, permitindo a detecção e correção de possíveis infiltrações. Os compartimentos foram criados por meio de elementos complementares denominados juntas de compartimentação. Estes elementos são fabricados com o mesmo material da geomembrana e possuem ressaltos (“cut off”) na face de aplicação, que aumentam o caminho do fluxo, confinando as infiltrações no compartimento que circunscreve as avarias. A Figura 12 apresenta uma seção transversal ilustrando aplicação de juntas de compartimentação (ou compartimentadores) na região dos acessos. Na vala principal da estação a geomembrana de PVC

termina ancorada na laje de fundo. Na face externa da parede da estação, em cada compartimento, foram instaladas mangueiras de injeção de calda de cimento para a correção de eventuais vazamentos detectados nos compartimentos.

No caso da estação Sacomã, não foi possível aplicar o “sistema submarino”, pois o peso próprio da estrutura e do aterro que a recobre não seriam suficientes para equilibrar o empuxo de água, o que demandaria uso de tirantes verticais permanentes na laje de fundo. Esta solução possui duas desvantagens: a primeira é relacionada com os pontos onde os tirantes cruzam a geomembrana, que são locais potencialmente propensos a infiltração, a segunda é a utilização de tirantes permanentes.

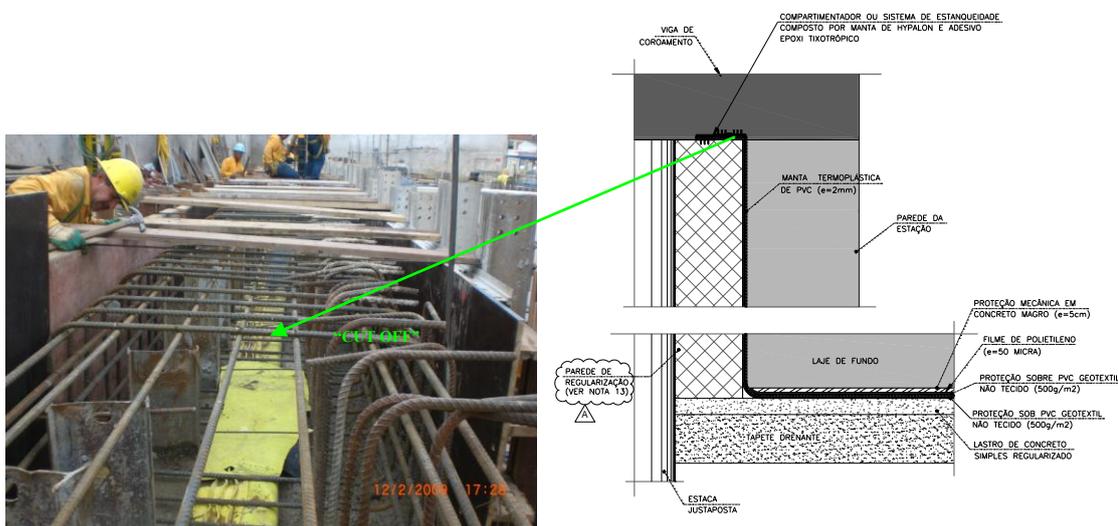


Figura 12. Seção transversal do sistema de impermeabilização com mantas termoplásticas de PVC e juntas de compartimentação, na região dos acessos.

A opção pelo “sistema guarda-chuva” permitiu que a estrutura permanente fosse vinculada às estacas escavadas da contenção, embutidas na camada de argila cinza rija, solucionando o problema da flutuação. Como efeito do emprego deste sistema, foi requerida a adoção de solução mista capaz de proporcionar um nível adequado de impermeabilização na região laje de fundo e evitar o rebaixamento do lençol freático. Isto foi alcançado por meio de uma laje com espessura de 2,0 m, vinculada às estacas escavadas e projetada para proporcionar grau de impermeabilização adequado na região de fundo da vala da estação. Esta concepção foi fundamentada em análises de percolação por elementos finitos. Foram realizadas análises objetivando verificar a depressão do N.A. associada a uma vazão de infiltração resultante do coeficiente de infiltração limite (i.e., 1 l/m²/dia). Para tanto, assumiu-se o sistema “guarda-chuva” sem defeitos, o geotêxtil para proteção da geomembrana funcionando como um caminho preferencial de drenagem e toda a vazão de infiltração entrando na estação por um defeito localizado na laje de fundo, admitindo-se que este defeito encontra um tubo-dreno posicionado na extremidade da manta impermeável.

O defeito e o tubo-dreno foram modelados como uma célula de material permeável com espessura igual a da laje de fundo e com condutividade hidráulica igual a 5.10⁻⁴ cm/s (ajustada para resultar em uma vazão de infiltração igual ou inferior a 1 l/m²/dia). O geotêxtil foi modelado por uma camada de material (solo), disposta ao longo da manta impermeável, com 50 cm de espessura e com condutividade hidráulica alta o suficiente (e.g., 10⁻⁴ cm/s) para simular o efeito de um caminho preferencial de percolação. Esta camada drenante também foi modelada sob a laje de fundo, para representar o caso mais crítico, já que lentes de areia podem ocorrer no fundo da escavação. A laje de fundo foi modelada com sua espessura de projeto (i.e., 2,0 m) e com um coeficiente de condutividade hidráulica de 10⁻⁹ cm/s, valor típico para um concreto executado com controle, sem fissuração severa e com fator água/cimento em torno de 0,45 (Neville, 1997). A Figura 13 ilustra o modelo numérico empregado e seus detalhes.

Como condição de contorno, assumiu-se a existência de um nível de controle do N.A. a certa distância, L, representado pelo Rio Tamanduateí. As análises contemplaram a avaliação da influência da distância entre a estação e o Rio Tamanduateí na depressão do N.A. na região da estação (i.e., “Δ_{NA}”). A Tabela I resume os resultados obtidos, bem como os recalques, ρ, para cada valor de “Δ_{NA}”.

Para a estimativa dos recalques considerou-se que o aluvião argiloso mole que recobre o sedimento do Neógeno possui uma razão de sobreadensamento igual a 1,2 (i.e, levemente sobreadensado), que a profundidade inicial do N.A. na região da estação é de 2,0 m e que os edifícios vizinhos à estação aplicam

sobrecarga de 10 kPa no solo. Adotou-se $C_v/(1+e_0)=0,15$ e $C_r/(1+e_0)=0,015$, que são valores compatíveis com os solos encontrados na região da estação, conforme Massad et al. (1992).

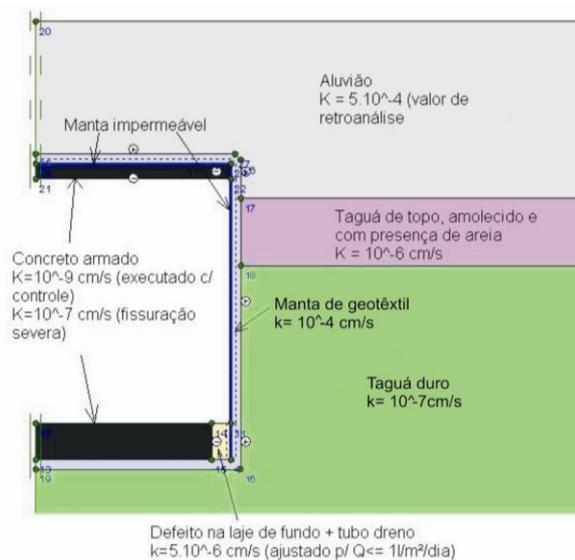


Figura 13. Modelo numérico empregado nas análises de percolação por elementos finitos.

Tabela I. Influência da distância “L” na depressão do lençol provocado por uma vazão de infiltração de 1 l/m²/dia na Estação.

L (m)	50	100	150	200	250
Δ_{NA} (m)	0,4	0,8	1,3	1,7	2,1
ρ (cm)	3,1	6,1	9,5	12,1	14,5

Foram também elaboradas duas análises adicionais, com valores distintos de condutividade hidráulica para o concreto, considerando a laje de fundo homogênea e sem defeitos, ou seja, eliminando o sistema “defeito + tubo-dreno”, e com avarias (trincas e/ou fissuras) homogeneamente distribuídas. Nas duas análises considerou-se a distância entre estação e o rio como 250 m, valor bastante próximo da realidade. Na primeira análise, considerou-se a condutividade hidráulica do concreto igual a 10^{-9} cm/s, valor que corresponde a um concreto executado com controle. Neste caso, a vazão de infiltração resultou em 3×10^{-3} l/m²/dia e a depressão do N.A. praticamente não ocorreu. Na segunda análise, considerou-se o concreto com trincas e fissuras distribuídas homogeneamente ao longo da laje de fundo, correspondendo a um valor de condutividade hidráulica cem vezes maior (i.e., 10^{-7} cm/s), considerado representativo para o concreto nestas condições (Neville, 1997). Nesta análise, a vazão de infiltração subiu para 0,3 l/m²/dia e a depressão do N.A. resultou em 60 cm, com recalque associado da ordem de 5 cm.

Estes estudos mostraram a importância do concreto da laje de fundo ser dosado e executado de maneira criteriosa, de modo a garantir baixa condutividade hidráulica, sob pena de provocar depressão do N.A. e conseqüentes recalques por adensamento na região da estação. O concreto comum possui porosidade e condutividade hidráulica não nula. Fissuras desenvolvidas durante a cura podem aumentar a condutividade hidráulica. Diante disso, o projeto especificou medidas para minimizar a fissuração do concreto: uso de armadura de pele externa, concretagem com refrigeração, cura submersa do concreto e controle do fator de água/cimento.

DESAFIOS DO PROJETO

Um dos principais desafios encontrados durante o desenvolvimento do projeto foi atingir um razoável equilíbrio entre os objetivos das partes envolvidas. O exíguo prazo de 30 meses para conclusão da estação, levou a construtora a sua máxima produtividade, o que, em alguns momentos, prejudicou o desempenho do sistema de contenção, estabelecido pelo projeto.

Um exemplo foi a utilização de equipamentos de perfuração com água sob pressão combinado com a não adoção de válvulas “preventers” durante perfurações para os tirantes, gerando perdas de solo e de água

em certas regiões do sistema de contenção. Em um galpão lindeiro à obra, foram observados danos consideráveis, requerendo sua subfundação. Danos menores foram notados em outras construções no entorno da obra. A Figura 14 mostra recalques medidos no referido galpão, associando-os à instalação dos tirantes.

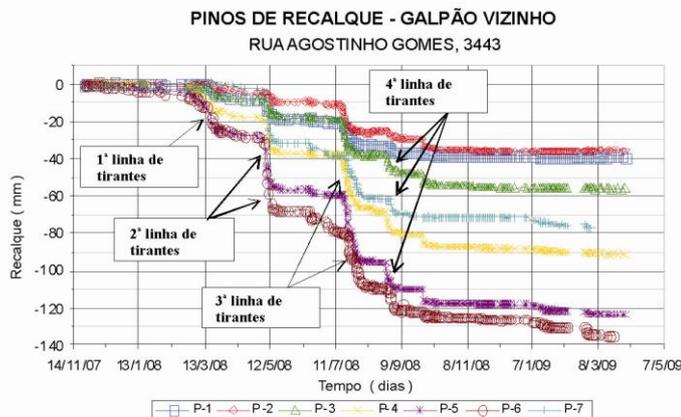


Figura 14. Recalques em galpão junto à vala de acesso norte da estação associados às perfurações dos tirantes

Uma tentativa para controlar perdas de água através dos tirantes foi a instalação de vedação nas cabeças dos tirantes com espuma expansiva de poliuretano, aplicada após a instalação do tirante. A solução forneceu bons resultados, reduzindo mas não eliminando infiltrações de água que encontrou caminhos de fluxo alternativos. A Figura 15 mostra uma cabeça de um tirante, logo após a aplicação da espuma expansiva. As Figuras 16 e 17 apresentam um esquema e a vista do compartimento Bom Pastor que ilustram caminhos de fluxo alternativos observados após a vedação da cabeça de tirantes.



Figura 15. Cabeça de tirante tratada com espuma expansiva de poliuretano.



Figura 16. Fluxo de água atrás da vedação da cabeça do tirante.



Figura 17. Fluxo de água através da vedação da cabeça do tirante.

Drenagem não intencional do lençol freático foi também induzida por problemas executivos ocorridos nas estacas escavadas, relacionados com falhas de concretagem e desaprumos. Leituras de indicadores do nível d'água confirmaram o rebaixamento do lençol freático em alguns locais (Figura 18). Apesar do rebaixamento ocorrido, danos maiores não foram registrados ao redor da estação. Isto se deve, em parte, ao fato da maioria das construções vizinhas possuírem fundações em estacas e, também, ao ligeiro sobreadensamento do solo aluvionar.

Outro desafio deveu-se ao fato das construções vizinhas serem antigas, não tendo sido possível a recuperação de seus projetos de fundações. O desconhecimento da posição das fundações dos edifícios, implicou em paralisações, decorrentes de interferências de fundações profundas, com a perfuração das linhas superficiais de tirantes. Em função disto, foram elaborados modelos localizacionais tridimensionais para otimizar perfurações e minimizar interferências (Figura 19).

Perda de carga de trabalho dos tirantes, por atrito ao longo do trecho livre de ancoragem, foi registrada em valor acima de limites permitidos pela NBR 5629 (ABNT, 2006). Para corrigir este problema, o subcontratante responsável pelos tirantes realizou várias ações com sucesso apenas relativo. A solução encontrada envolveu o monitoramento regular das cargas nos tirantes, por meio de células de carga, e elaboração de um plano de ação caso fosse verificado qualquer comportamento que pudesse pôr em risco a integridade da obra. Felizmente, tais ações não precisaram ser implementadas.

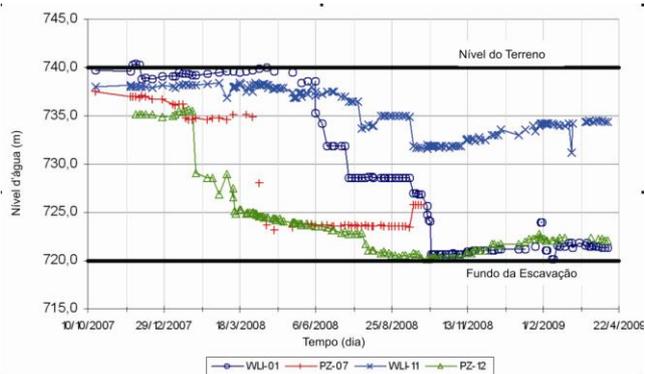


Figura 18. Variação do nível d'água ao longo do tempo.

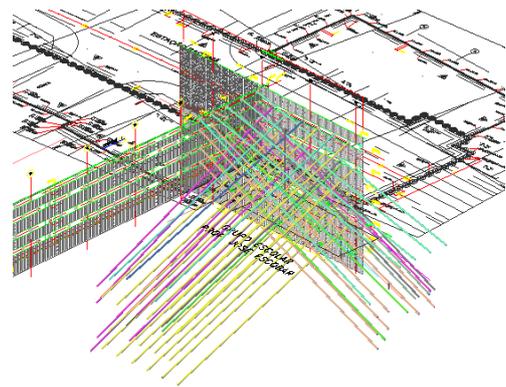


Figura 19. Modelo 3D de localização de tirantes no compartimento Grupo Escolar.

CONCLUSÃO

A estação Sacomã, uma das maiores da cidade, construída em vala a céu aberto, representou um caso típico de desafios encontrados por engenheiros geotécnicos em megacidades. O projeto da contenção teve de lidar com solos de rigidez muito contrastantes. Desta forma, soluções de engenharia e equipamentos empregados tiveram de ser flexíveis e aplicáveis a horizontes de contrastantes rigidez. A ocupação urbana da região resultou em pouco espaço entre a vala e edifícios vizinhos, além da interferência de parte da vala com a Rua Bom Pastor, com intenso tráfego. Em virtude desta interferência, foi condição imposta ao projeto o rápido restabelecimento do tráfego nesta via.

Os cálculos do sistema de contenção foram realizados por análises numéricas, bidimensionais e evolutivas, pelo Método de Elementos Finitos. Mostrou-se que a seleção cuidadosa dos parâmetros geotécnicos requeridos e a adequada representação dos sistemas de contenção permitem satisfatória antecipação do comportamento da escavação, mesmo usando-se modelos constitutivos simples na modelagem dos solos envolvidos. Resultados das análises indicaram que o critério de infiltração limite de 1 l/m²/dia é muito elevado para casos como o presente, e mostraram a importância de adoção de sistema de impermeabilização, sob pena de provocar depressão do N.A. e induzir recalques por adensamento no solo aluvionar.

O exíguo prazo imposto para conclusão da estação demandou processo de perfuração dos tirantes muito produtivo, mas gerador de perdas de solo e de água do subsolo para o interior da vala da estação, através das perfurações. Tais perdas demandaram medidas mitigadoras de recalque, como o uso de colunas CCP entre as estacas escavadas, o uso de vedação na cabeça dos tirantes com espuma de poliuretano e execução cuidadosa da laje de fundo para minorar fissuração. Não obstante tais cuidados, a drenagem de águas subterrâneas para o interior da estação, confirmada pela instrumentação geotécnica, se deu por imperfeições nas perfurações dos tirantes e entre estacas secantes escavadas.

As investigações geotécnicas para o projeto da estação geraram incertezas quanto ao valor da razão das tensões in situ na argila neogênica ($K_0=1,0$ a $4,0$). Em virtude disto, o projeto optou por abordagem pelo método observacional “*ab initio*”, que, mais tarde, confirmou que o valor mais representativo de K_0 adotado pelo projeto (i.e., $K_0=2,0$) era correto (Negro et al., 2012).

As rigorosas especificações de desempenho foram de maneira geral atendidas, a despeito de algumas deficiências, particularmente as relacionadas à execução dos tirantes, o que acabou agravando danos em galpão lindeiro. Todavia, a metodologia proposta por Boscardin e Cording (1989), empregada juntamente com os perfis de deslocamentos estimados pelo projeto, mostrou-se adequada (ver Negro et al., 2012), levando a intervenções reveladas necessárias e garantindo as condições de segurança exigidas.

As Figuras 20 a 23 ilustram a estação concluída no final de 2010.



Figura 20. Acesso aos bloqueios.



Figura 22. Fachada do Acesso Sul.



Figura 21. Vista geral da plataforma.



Figura 23. Fachada do Acesso Norte.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Companhia do Metropolitano de São Paulo por permitir a publicação dos dados aqui incluídos. A Bureau de Projetos foi a empresa responsável pelo projeto, pela instrumentação de campo e pelo acompanhamento técnico da obra. A Camargo Correa foi a contratante principal e responsável geral pela construção da obra. A CMSP foi responsável pela inspeção dos trabalhos de todos os contratos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Boscardin, M. D.; Cording, E. J. (1989). Building response to excavation induced settlement. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, 115, 1, 1-21.

Neville, A. M. **Propriedades do Concreto** (tradução). São Paulo, Ed. PINI, 1997.

Massad, F. ; Pinto, C. S. ; Nader, J. J. Resistência e Deformabilidade. In: A. Negro Jr.; A. A. Ferreira; U. R. Alonso; P. A. C. Luz. (Org.). **Solos da Cidade de São Paulo**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1992, v. , p. 141-179.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 5629**: Execução de tirantes ancorados no terreno. Rio de Janeiro, abr. 2006. 32 p.

Negro, A. Jr.; Hatori, A. C. A.; Yassuda, A. J.; Rocha, H. C. Investigações para o Projeto e Previsão de Desempenho da Estação Sacomã da Companhia do Metropolitano de São Paulo. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 7., 2012. **Anais...** São Paulo: ABEF, SINABEF, DFI, ABMS, ABEG, 2012.