



Soluções de Escavação e Contenção Periférica em Lisboa – Hotel Meliã

Deep excavation solutions in an urban environment in Lisbon – Meliã Hotel

Miriam Lopes

Engenheira Civil, JETsj Geotecnia Lda, Lisboa, Portugal, mlopes@jetsj.com

Alexandre Pinto

Engenheiro Civil, JETsj Geotecnia Lda, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com

Neuza Carvalho

Engenheira Civil, JETsj Geotecnia Lda, Lisboa, Portugal, ncarvalho@jetsj.com

Catarina Fartaria

Engenheira Civil, JETsj Geotecnia Lda, Lisboa, Portugal, cfartaria@jetsj.com

RESUMO: O presente artigo visa apresentar os principais critérios de conceção das soluções adotadas para uma escavação profunda em meio urbano, realizada no âmbito da construção dos 6 pisos enterrados do Hotel Meliã, a executar no centro de Lisboa. A construção compreende uma escavação de cerca de 22m de profundidade, intercetando, maioritariamente, camadas de aterro e os terrenos do Miocénico de Lisboa, bem como elementos de fundação de antigas estruturas pré-existentes no local. Os principais condicionamentos da solução estão relacionados com as condições de vizinhança, uma vez que o local é ladeado por duas infraestruturas importantes, o Túnel do Metropolitano de Lisboa, localizado sob a Avenida Fontes Pereira de Melo (lado Sul), e o Túnel do Marquês, situado sob a Avenida António Augusto Aguiar (lado Poente). Refere-se ainda o desnível de cerca de 12m que o lote apresenta entre estas avenidas e a Rua São Sebastião da Pedreira (lado Nascente). São descritos os principais aspetos de projeto e da construção, inerentes às soluções de contenção periférica adotadas, as quais consistiram, essencialmente, numa cortina de estacas em betão armado e, apenas em um dos alçados, numa contenção do tipo “Berlim definitivo”, com pré-tratamento do terreno a tardo com colunas de calda de cimento. Ambas as soluções foram travadas através de bandas de laje, em betão armado, até à profundidade de influência dos túneis e, abaixo desta, através de ancoragens provisórias.

PALAVRAS-CHAVE: Escavação, Contenção Periférica, Cortina de Estacas, Meio Urbano

ABSTRACT: This paper addresses the designed and built solutions for the peripheral earth retaining walls, required for the construction of the six underground floors of the Meliã Hotel located in Lisbon center. The construction demanded a 22m depth excavation, intersecting mainly fill layers and the Lisbon Miocene soils, as well as preexisting old structures foundations. The main conditions were related to the neighborhood conditions, as the site is surrounded by two important infrastructures the Lisbon Metro and the Marquês Tunnel, respectively, under the Fontes Pereira de Melo Avenue (south side) and António Augusto de Aguiar Avenue (west side). Furthermore, the São Sebastião da Pedreira Street (east side) is located about 12m under those avenues. To minimize the ground disturbance, as well as the deformations at the mentioned infrastructures, a reinforced concrete bored pile wall was built, braced by concrete slab bands and temporary ground anchors. Where the neighborhood conditions allowed it, reinforced concrete “Berlin type – King Post” walls solution was adopted, also braced by temporary ground anchors.

KEYWORDS: Excavation, Earth Retaining Wall, Bored Pile Wall, Urban Area

1 Introdução

No presente artigo são descritas as soluções adotadas para a escavação e contenção dos terrenos, necessárias para a execução dos 6 pisos enterrados do edifício do Hotel Meliã situado no centro de Lisboa, no cruzamento da Avenida Fontes Pereira de Melo e da Avenida António Augusto Aguiar. A conceção arquitetónica do edifício, cujo Projeto é da autoria do Atelier de Arquitetura João Paciência, prevê um edifício com uma forma em planta irregular, com uma área em planta de 1.321 m², com 15 pisos elevados, 3 pisos semi-enterrados e 3 pisos enterrados, estes últimos destinados essencialmente a estacionamento automóvel e para áreas técnicas.

Na vista aérea da área da Figura 1 é possível identificar a implantação da obra, bem como algumas das mais relevantes confrontações e condicionamentos. Destaca-se o facto de todos os edifícios existentes previamente no local de implantação terem sido demolidos antecipadamente, exceto o muro que confronta para a Rua São Sebastião da Pedreira, bem como as estruturas de fundação dos mesmos edifícios (que se encontravam enterrados), os quais foram demolidos de forma devidamente faseada e controlada no decorrer dos trabalhos de escavação.

Em função das condições de vizinhança e do ambiente geológico do local, consideraram-se duas tecnologias distintas para a realização das soluções de contenção periférica. Nos alçados Poente e a Sul, devido à espessura dos aterros, preconizou-se uma solução de cortina de estacas, em betão armado, moldadas no terreno. Em parte do alçado Nascente, face à pré-existência de um importante muro de suporte, foi considerada uma solução de contenção do tipo “Berlim definitivo”.



Figura 1. Simulação do futuro edifício [Atelier de Arquitetura João Paciência] (à esquerda) e vista aérea do recinto da escavação [Google Earth] (à direita)

2 Principais Condicionamentos

2.1 Condicionamentos Geológicos e Geotécnicos

Com o objetivo de caracterizar o comportamento geotécnico associado aos terrenos ocorrentes no local, foi executada uma campanha de prospeção, que englobou a realização de três furos de sondagem, acompanhados pela realização de ensaios SPT e recolha de amostragem para classificação macroscópica. Foram ainda instalados dois piezómetros hidráulicos de tubo aberto em dois dos furos de sondagem.

De acordo com os resultados obtidos o ambiente geológico do local é caracterizado pela ocorrência de substratos datado do Neocretácico, representado pelo Complexo Vulcano-Sedimentar de Lisboa, sob um substrato sedimentar datado do Miocénico, correspondente às Argilas e Calcários dos Prazeres (MPr), por sua vez, recoberto dos materiais modernos de origem antrópica, denominados como Depósitos Aluvionares (a) e Depósitos de Aterros (At), com uma espessura considerável. A camada de aterro poderá ter a sua génese em trabalhos de modelação e nivelamento topográfico, decorrentes da construção dos edifícios e muros de suporte pré-existent no local.



2.2 Condicionamento relativos às Condições de Vizinhança

O recinto da escavação insere-se numa zona fortemente urbanizada da cidade de Lisboa, encontrando-se na sua vizinhança imediata diversas edificações, arruamentos e importantes infraestruturas. Assim sendo, foi necessário desenvolver soluções compatíveis com a preservação da integridade das referidas estruturas e infraestruturas, assegurando, ainda, todas as condições de boa funcionalidade das mesmas. Em particular o recinto da escavação apresentava as seguintes principais confrontações:

- Hotel Fênix Urban com 11 pisos elevados e 6 pisos enterrados, localizado a Norte;
- Rua São Sebastião da Pedreira, localizada a Nascente;
- Av. António Augusto Aguiar, localizada a Poente, na qual se desenvolve, com secção em trincheira ou com secção em túnel, o Túnel rodoviário do Marquês;
- Av. Fontes Pereira de Melo, localizada a Sul, sob a qual se desenvolve a galeria, em betão simples, da linha amarela do Metropolitano de Lisboa.

2.3 Condicionamento relacionados com estruturas existentes

No recinto da obra, em particular no perímetro dos alçados confrontantes com a Av. Fontes Pereira de Melo e a Av. António Augusto Aguiar, previa-se a interseção das fundações dos edifícios pré-existentes. Durante os trabalhos de escavação foi, assim, necessário demolir e remover os elementos de fundação e os muros de suporte existentes no limite do recinto da intervenção (Figura 2), de forma devidamente faseada, controlada e compatibilizada com a execução das estruturas de contenção periférica.

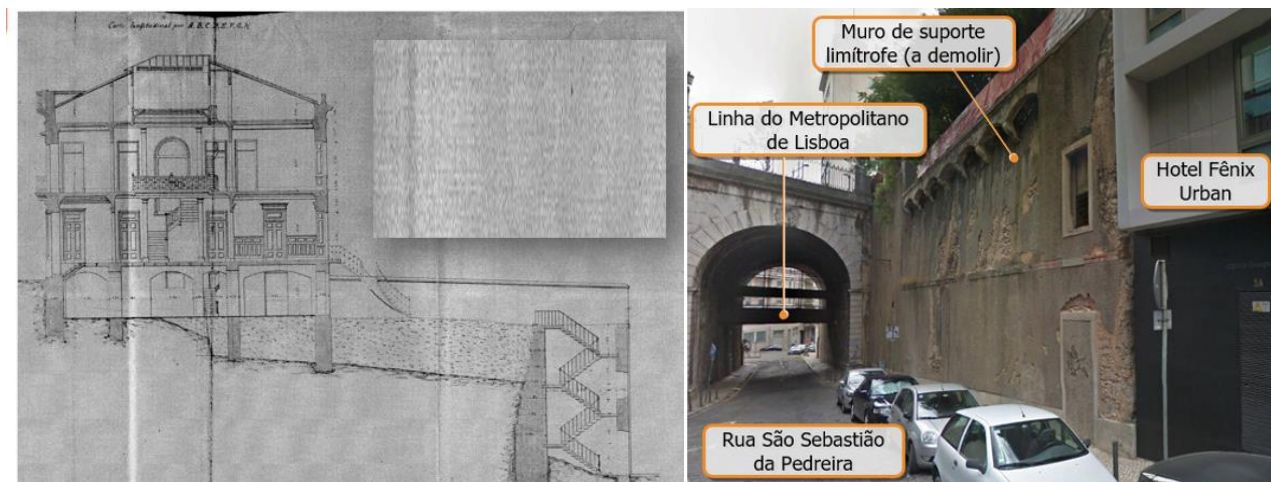


Figura 2. Corte das fundações do edifício pré-existente (à esquerda) e vista da Rua São Sebastião da Pedreira - Muro de suporte existente no interior do lote, a demolir (à direita)

3 Soluções Adotadas

Na conceção das soluções de contenção periférica adotadas procurou-se, para além da necessária contenção horizontal dos terrenos a escavar, controlar as deformações das estruturas de contenção e garantir a menor interferência possível com todas as estruturas e infraestruturas adjacentes.

Tendo em conta os diversos condicionamentos existentes, preconizou-se para a generalidade dos trabalhos de contenção periférica a adoção de uma solução de cortina de estacas moldadas, em betão armado, de 800mm de diâmetro afastadas de 1m, a eixos, nos alçados Sul e Poente (solução 1). Durante a fase de escavação, o terreno exposto entre estacas foi protegido por uma parede de revestimento em betão armado aferrolhada às estacas e devidamente drenada através de geodrenos. Em parte do alçado Nascente, dada a impossibilidade de executar estacas no alinhamento do muro existente junto foi adotada a tecnologia de “Berlim Definitivo”, executada após o tratamento prévio dos materiais de aterro com recurso a colunas de calda de cimento de pequeno diâmetro (solução 2).



Relativamente aos travamentos e atendendo à proximidade ao Túnel do Metropolitano de Lisboa e ao Túnel do Marquês, nos alçados Nascente, Sul, e Poente, procurou-se evitar o recurso a ancoragens para efeitos de travamento nos níveis superiores, de modo a minimizar a interferência com estas infraestruturas. Assim, e genericamente, a cortina foi travada por meio de bandas de laje, localizadas ao nível dos pisos 0, -1, -2 e -3, com função de garantia do equilíbrio horizontal da contenção na fase provisória da escavação. Estes elementos foram apoiados verticalmente, durante a fase de escavação, na parede de contenção e em perfis metálicos selados no interior de estacas. Na fase definitiva, as bandas foram integradas na estrutura definitiva do edifício.

Nos restantes níveis (pisos -4 e -5) preconizou-se o travamento da contenção com recurso a ancoragens provisórias, injetadas a pressões controladas através do sistema IRS (injeção repetida e seletiva), em terrenos com competência para o efeito. Na Figura 3 apresentam-se esquematicamente as plantas da estrutura de contenção periférica e dos travamentos dos pisos enterrados.

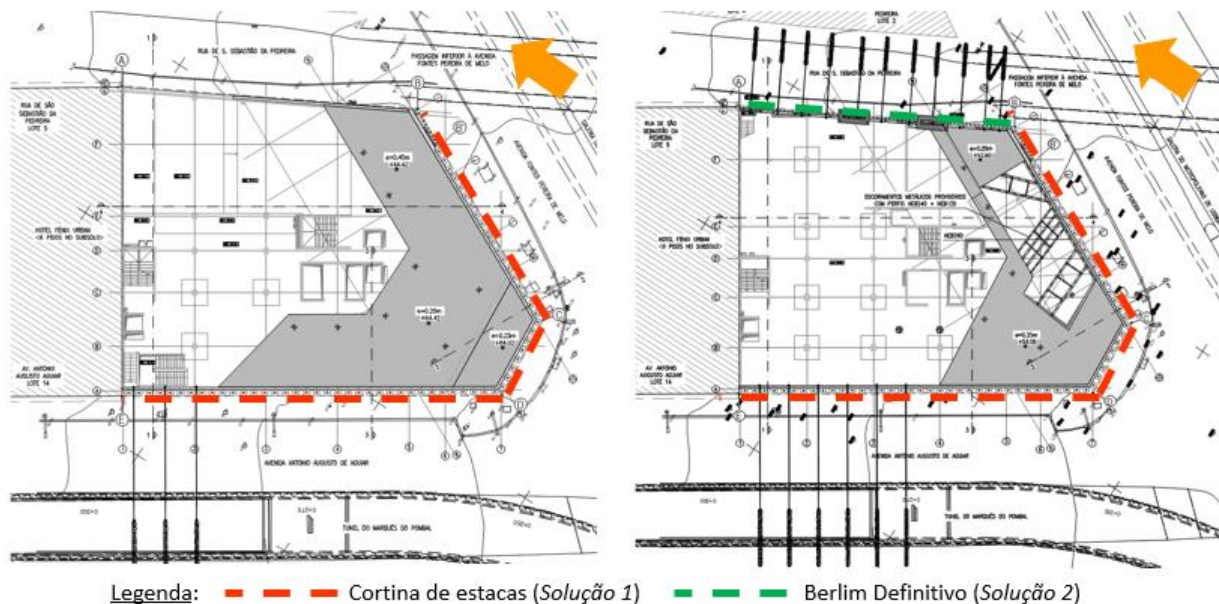


Figura 3. Planta de dimensionamento da contenção periférica e dos travamentos ao nível do piso 0 (à esquerda) e do piso -3 (à direita)

Na Figura 4 apresentam-se alçados fotográficos das soluções de contenção periférica adotadas.



Figura 4. Fotografias da estrutura de contenção periférica – virada para a Av. Fontes Pereira de Melo (à esquerda) e virado para a Av. António Augusto Aguiar (à direita)



Dada a geometria do recinto de escavação e o desnível de cotas entre a Av. Fontes Pereira de Melo, a Av. Antônio Augusto Aguiar e a Rua São Sebastião da Pedreira, nos troços de laje acima do piso -3, no alçado que confronta com este último arruamento, foi necessário acomodar as cargas horizontais através de um pórtico de travamento / reação, com função de transmissão das referidas reações para a estrutura de contenção localizada entre o referido pórtico e o edifício vizinho, a Norte. O referido pórtico foi constituído por pilares-parede em betão armado, apoiados em microestacas de fundação, e contraventados por escoramentos metálicos provisórios. Na Figura 5 encontra-se representada a solução de bandas de laje desenvolvida assim como o encaminhamento e equilíbrio das respetivas cargas para o pórtico de travamento.

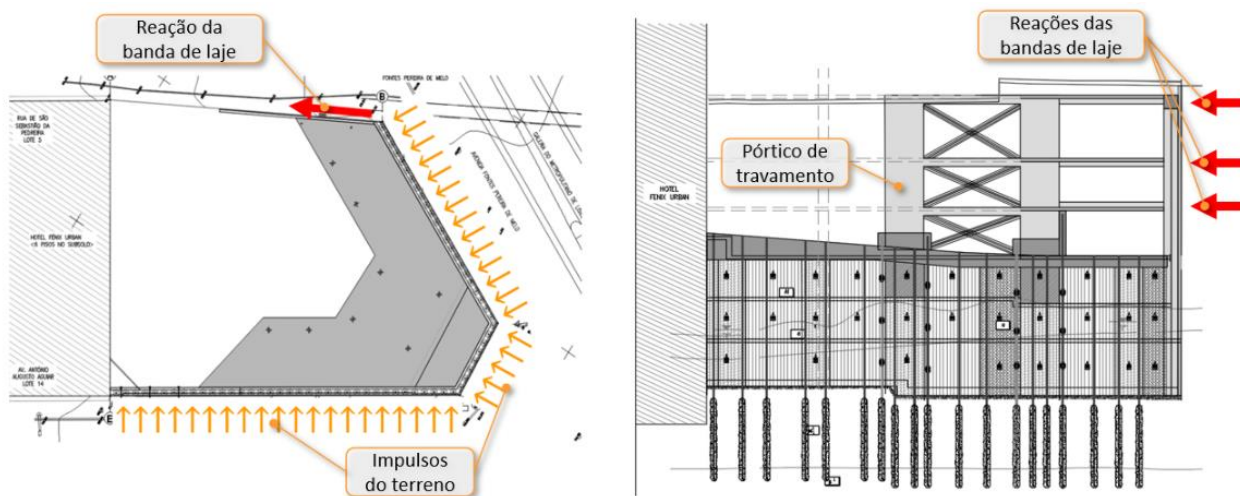


Figura 5. Solução de contenção periférica no alçado nascente, com representação de pórtico de travamento (à esquerda) e respetivo esquema de funcionamento (à direita)

O projeto previa a instalação do pórtico de travamento antes do início dos trabalhos de escavação a partir da execução de uma demolição localizada com 50cm de espessura no muro de suporte pré-existente que confrontava para Rua de São Sebastião da Pedreira. Para tal, foi necessário proceder à demolição controlada e parcial do muro de suporte existente. Na fase definitiva, a própria estrutura dos pisos enterrados será responsável pela estabilidade das paredes de contenção periférica, incluindo o desnível de impulsos global a que a estrutura do edifício terá que estar submetida, sendo as ancoragens e todos os elementos de natureza provisória desativados quando a referida estrutura se encontrar integralmente construída acima da cota da Avenida Antônio Augusto Aguiar.

2.1 Adaptações das Soluções em Fase de Obra

Com vista à adaptação às condições reais da obra, apenas passíveis de serem identificadas em fase de obra, assim como à otimização do prazo de execução dos trabalhos, foram realizadas algumas adaptações às soluções de contenção periférica inicialmente previstas

As principais adaptações consistiram, de forma genérica, na substituição da metade Norte da contenção periférica no alçado Nascente, sensivelmente entre o pórtico de travamento e o edifício vizinho. Prevista inicialmente com recurso à solução “Berlim Definitivo”, a solução alternativa consistiu na materialização de uma cortina de estacas Ø500mm afastadas, a eixos, de 0,75m, compatível com a demolição prévia, neste mesmo troço, do muro de suporte existente, bem como com os condicionamentos de Arquitetura, decisão que permitiu otimizar o prazo de execução da obra.

Em paralelo, as características geométricas do mesmo muro de suporte, investigadas durante a obra, e a necessária compatibilização com a execução prévia do pórtico de travamento, determinaram a necessidade da reconfiguração da geometria deste último. Das alterações destacam-se a disposição dos escoramentos metálicos e, sobretudo, a construção de uma estrutura provisória em betão armado, com configuração em vela, anexa ao pilar principal, este último a integrar na estrutura final do edifício, que permitiram incrementar a rigidez da estrutura provisória (Figura 6). A demolição do muro de suporte, neste troço, apenas foi possível

devido à existência de um contraforte no troço não demolido, do lado oposto, Av. Fontes Pereira de Melo, e que permitia assegurar o bom desempenho do alçado perpendicular, que confrontava para a mesma Av. Fontes de Pereira de Melo, durante os trabalhos de escavação para a execução das duas primeiras bandas de laje.

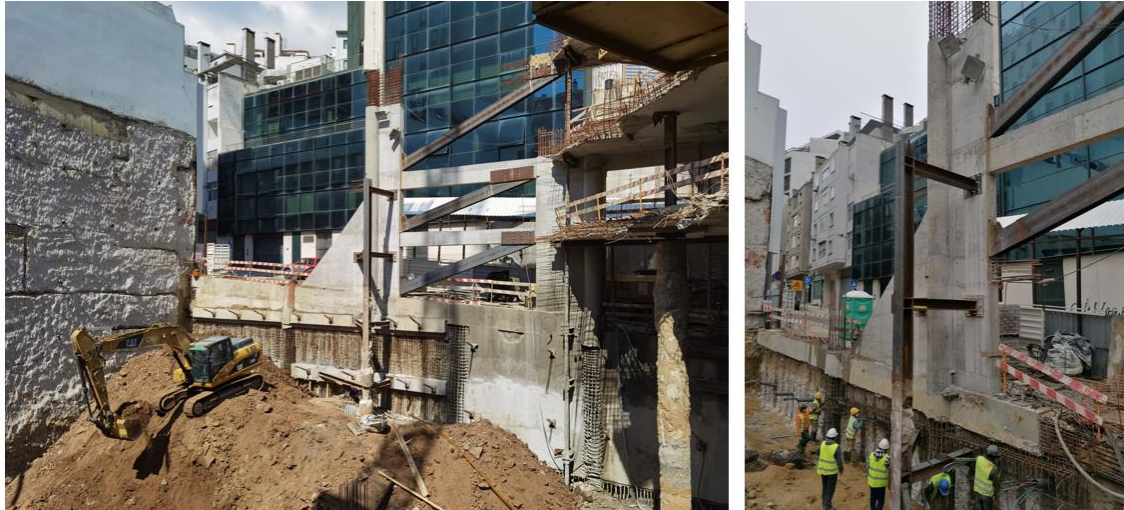


Figura 6. Adaptações da solução em fase de obra - alçado Nascente (à esquerda) e pormenor do pórtico de travamento (à direita)

4 Dimensionamento

O comportamento das estruturas de contenção periférica, em termos de esforços e de deformações, foi analisado, para todas as principais fases construtivas, através do programa de elementos finitos PLAXIS 2D, vocacionado para o efeito, considerando um modelo constitutivo para o terreno do tipo “*Hardening Soil*”, o qual considera uma relação constitutiva não linear e a variação da rigidez do solo com o estado de tensão aplicado. Para efeitos da modelação dos terrenos, foram utilizados os parâmetros apresentados no Quadro 1, os quais tiveram por base os resultados dos ensaios *in situ* e ensaios laboratoriais por meio de correlações empíricas habitualmente utilizadas neste tipo de estudos.

Complementarmente, para avaliação do comportamento conjugado da parede de contenção, travada através das bandas de laje, e o pórtico de travamento, foram desenvolvidos modelos no SAP2000.

Tabela 1. Parâmetros geomecânicos adotados

Descrição / ZG	N _{spt}	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	$E_{50}^{ref}/$ E_{ced}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	m (-)	R _f (-)
Areias silto-argilosas e calhaus / A_t	9-60	18	27	-	8	24	0,5	0,9
Areias e siltes com seixo abundante / a	60	18	30	-	10	30	0,5	0,9
Argilitos brandos a sub-rochosos com frequentemente passagens calco-margosas / M_1^I	>60	20	32	25	60	180	1	0,9
Argilas margosa com intercalações calco- margosas / M_1^I	53-60	20	30	20	50	150	1	0,9
Calco-arenito/ Calcário gresoso/ M_1^I	W ₅₋₄	21	36	25	60	180	1	0,9
Basalto decomposto (areias siltosas) / β	W ₅	21	34	20	60	180	1	0,9
Basalto / β	W ₄₋₃	21	40	35	70	210	1	0,9

O estudo das seções com bandas de laje foi efetuado tendo em conta a interação entre a cortina de estacas e os elementos de travamento. De modo a concretizar este objetivo foram introduzidos apoios elásticos no modelo de análise da contenção periférica, com rigidez equivalente às bandas de laje de travamento. Esta rigidez foi determinada por via da análise iterativa do modelo de elementos finitos dos troços de laje, implementado no programa SAP2000. As forças a que estes apoios elásticos do modelo da contenção ficam

sujeitos, no decorrer das análises levadas a cabo no estudo da cortina de estacas, foram posteriormente introduzidas no modelo das bandas de laje obtendo-se, assim, os esforços de dimensionamento dos elementos que constituem este sistema. Na Figura 7 encontra-se ilustrado de forma esquemática o processo acima descrito de interação entre os vários modelos de análise.

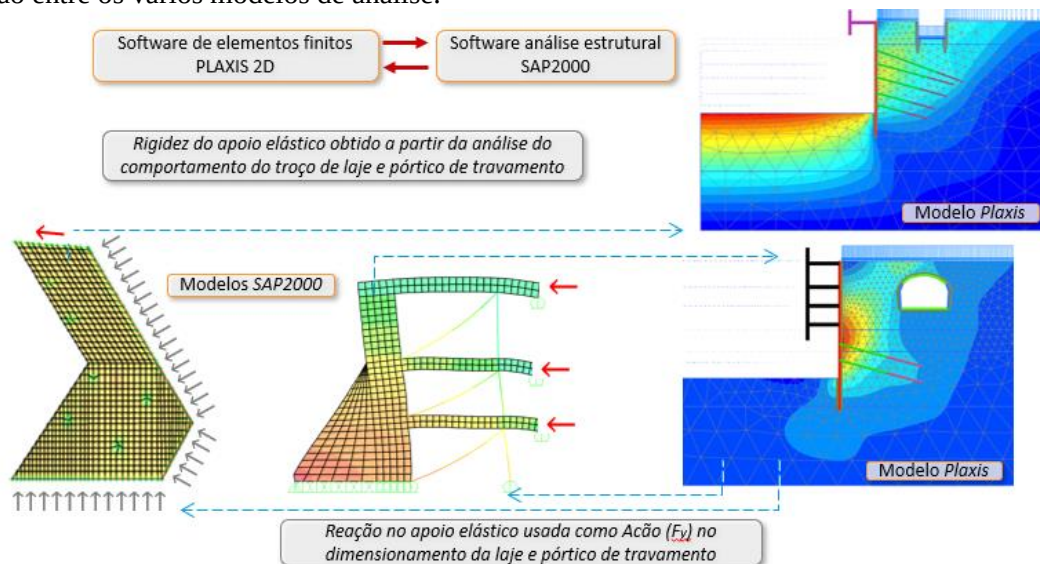


Figura 7. Esquema de modelos numéricos utilizados no dimensionamento da solução

O comportamento da estrutura de contenção periférica foi analisado para as principais fases de escavação, tendo-se avaliado os principais parâmetros de dimensionamento, nomeadamente, os esforços nas estruturas de contenção, deformações, estados de tensão e a estabilidade dos terrenos a conter, bem como ainda os incrementos de deformação em estruturas e infraestruturas vizinhas ao recinto de escavação.

5 Plano de Instrumentação e observação

Tendo por base o complexo enquadramento da obra, foi definido um Plano de Instrumentação e Observação com o objetivo de assegurar a realização dos trabalhos em condições de segurança para a obra e para as estruturas e infraestruturas vizinhas incluído a instalação dos seguintes dispositivos:

- Alvos topográficos;
- Células de carga, para aferição da carga instalada nas ancoragens;
- Inclínômetros, a tardo das estruturas de contenção periférica;
- Piezómetro, para controlo da cota do nível freático;
- Sismógrafo, para controlo de vibrações durante o processo de demolições.

Com base na modelação realizada, foram definidos os critérios de alerta e de alarme para todos os aparelhos e para todas as estruturas e infraestruturas monitorizadas. Na Figura 8 apresenta-se esquematicamente a localização dos dispositivos de instrumentação e alguns dos resultados obtidos mais notáveis, nomeadamente os registos dos inclinómetros nos alçados que confrontam para o Túnel do Metropolitano de Lisboa e para o Túnel do Marques de Pombal.

As secções de instrumentação instaladas nas referidas infraestruturas adjacentes permitiram confirmar o reduzido impacto da escavação nestas estruturas. A título de exemplo, refere-se que no alinhamento de instrumentação do Túnel do Marques de Pombal mais próximo do inclinómetro 2, o qual registou um máximo de 12mm de deformação horizontal, foi medido um movimento máximo de 4mm no sentido do interior da escavação. Por sua vez, no alinhamento de instrumentação do Túnel do Metropolitano de Lisboa mais próximo do inclinómetro 4, o qual registou um máximo de 8mm de deformação horizontal, foi medido um movimento máximo de 3mm associado a uma convergência na mesma secção de no máximo 1mm.

Os resultados dos deslocamentos máximos registados no interior da galeria do metropolitano foram inferiores aos critérios de alerta definidos pelo Metropolitano de Lisboa tanto em termos de convergências medidas na abobada da galeria como ao nível do assentamento relativo dos carris.

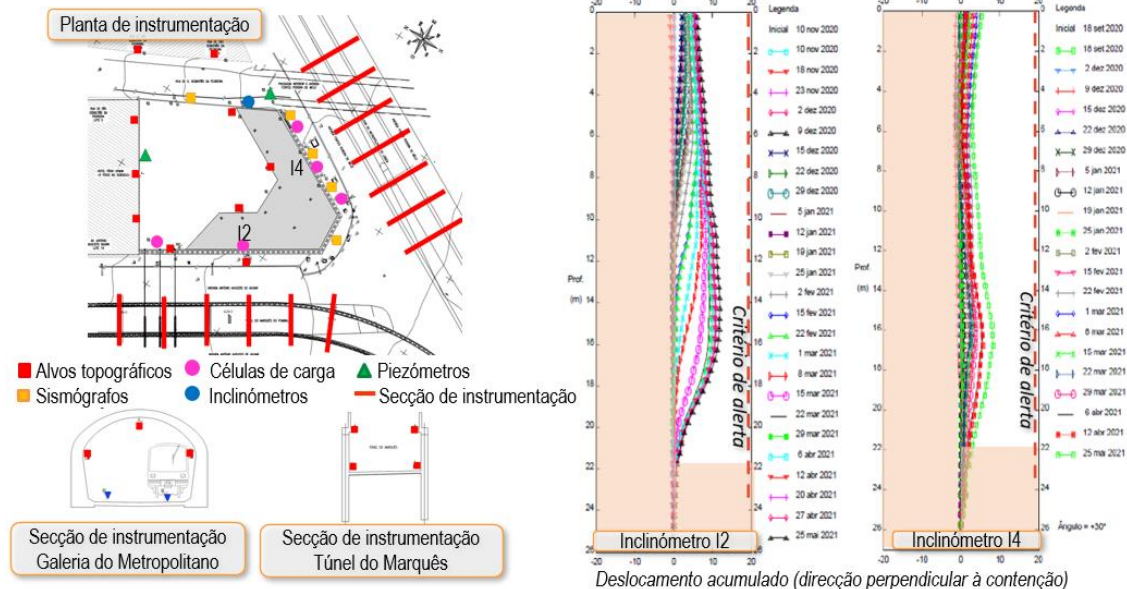


Figura 8. Planta e secções esquemáticas de instrumentação e resultados mais notáveis

Em todos os restantes dispositivos, as leituras estiveram sempre abaixo dos critérios de alerta definidos em projeto. Face ao exposto, e à presente data em que os trabalhos de escavação se encontram concluídos, os resultados obtidos pela instrumentação permitiram comprovar a adequabilidade das soluções propostas.

6 Considerações Finais

Na sequência de trabalhos semelhantes de escavações em meio urbano, Tomásio e Pinto (2019) e Pinto et al. (2017), o enquadramento da obra executada determinou a necessidade de desenvolver soluções devidamente compatibilizadas com os vários condicionamentos existentes, sem comprometer a segurança e a boa funcionalidade da obra e das estruturas e infraestruturas vizinhas.

A solução de travamento com recurso a laje foi concebida com o objetivo de ultrapassar a limitação encontrada nos alçados confrontantes com o Túnel do Metropolitano de Lisboa, sob a Avenida Fontes Pereira de Melo, e com o Túnel rodoviário do Marquês, sob a Avenida António Augusto Aguiar. A viabilidade da implementação deste tipo de solução requereu a coordenação e compatibilização com as diversas especialidades, em particular com a Arquitetura e com a Estabilidade, aspeto esse que, no presente caso, se considera ter sido muito bem conseguido.

Agradecimentos

Os autores agradecem à empresa Expspring, S.A., Dono de Obra, a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Consideram ainda importante sublinhar que as soluções implementadas resultaram de um trabalho de equipa, no âmbito do qual deve ser destacado o papel importante das empresas: Mota-Engil, construtora, Gapres, projeto de estruturas e fundações, e Engexpor, fiscalização.

Referências

- Tomásio, R. e Pinto, A. (2019). Retaining Wall Solutions for Underground Extension of Hospital da Luz in Lisbon – Portugal. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Reykjavik, Iceland. Discussion Section D5-5 (Soil Structure). ISBN 978-9935-9436-1-3.
- Pinto, A.; Fartaria, C.; Pita, X. e Tomásio, R. (2017). FPM41 high rise building in central Lisbon: innovative solutions for a deep and complex excavation. 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Seoul, Korea. pp 2029 – 2032, TC 207 (Soil Structure). ISBN 978-89-952197-5-1.



Estabilização e Reforço de Muro Cais na Doca 4 do Porto de Leixões, Portugal

Quay Wall Stabilization and Reinforcement at Leixões Harbour Dock n.º4, Portugal

Catarina Fartaria

Engenheira Civil, JETsj Geotecnia Lda, Lisboa, Portugal, cfartaria@jetsj.com

Marlene Dias

Engenheira Civil, MSW, Estudos e Projetos de Obras Marítimas, Lda., Lisboa, Portugal, mdias@msw-consultores.pt

Carlos Caxias

Engenheiro Civil, ANP-Systems GmbH, Elsbethen, Austria, carlos.caxias@anp-systems.at

RESUMO: O presente artigo visa apresentar os principais critérios de conceção das soluções de reforço adotadas no muro cais da Doca Sul n.º 4 do Porto de Leixões, em Matosinhos, Portugal. Na sequência do registo de movimentos que indiciavam a potencial instabilidade global do referido muro cais, constituído por blocos em betão simples sobrepostos, teve lugar o desenvolvimento e execução de um projeto de reforço da referida estrutura de suporte. A solução de estabilização foi implementada numa extensão de cerca de 380m, havendo lugar à execução de elementos de suporte ativos, do tipo ancoragens definitivas. A solução de ancoragens implementada incluiu a utilização de sistemas autoperfurantes, permitindo assim assegurar bons rendimentos de execução e capacidade de furação, mitigando a perturbação do terreno, bem como os movimentos em curso e, simultaneamente, contribuindo para o incremento do fator de segurança associado à rotura global da estrutura de suporte do muro cais.

PALAVRAS-CHAVE: Muro Cais, Ancoragens Definitivas, Sistema Autoperfurante

ABSTRACT: This paper addresses the main design criteria of the reinforcement solutions for a quay wall adopted at Leixões Harbour, Dock n.º4, at Matosinhos, Portugal. Following the monitored movements that indicated a potential global instability of the retaining quay wall, a reinforcement project was designed and implemented. The stabilization solution was applied over a length of about 380m with the execution of active support elements, mainly self-drilling permanent ground anchors. The implemented solution used self-drilling technologies leading to a higher productivity of the quay wall stabilization works, mitigating both the ground disturbance and the structure movements, leading to an increase of the safety factor associated with the retaining wall structure overall stability.

KEYWORDS: Quay Wall, Permanent Ground Anchors, Self-drilling System

1 Introdução

No presente artigo são descritas as soluções adotadas para o reforço de um troço de muro cais localizado na doca sul n.º4 do Porto de Leixões, em Matosinhos, Portugal (ver Figura 1). O muro cais em questão, constituído por blocos sobrepostos de betão simples, apresentou em certa fase da sua vida útil alguns



movimentos que indiciavam um possível fenómeno de instabilidade global. Na sequência, e com o objetivo de mitigar os referidos movimentos, foi equacionada uma solução de estabilização que minimizasse a perturbação do terreno e fosse de fácil implementação reduzindo o tempo necessário da intervenção, e em consequência, o impacto no normal funcionamento dos cais.



Figura 1. Localização da Doca Sul n.º4 do Porto de Leixões em Matosinhos, Portugal [fonte: Google Earth].

2 Principais Condicionamentos

2.1 Condicionamentos Geológicos e Geotécnicos

De acordo com a Carta Geológica de Portugal, Folha 9-C (Porto), à escala 1:50 000, dos serviços Geológicos de Portugal, no local de intervenção ocorrem os denominados “Granitos do Porto”, de composição alcalina (ver Figura 2). A referida unidade apresenta-se em duas manchas principais: uma na região SW, constituindo o prolongamento para norte, do “Granito do Porto”, outra na região setentrional, entre o granito monzonítico porfiroide e o silúrico. Estes maciços são caracterizados por apresentarem vários graus de meteorização, existindo assim uma elevada heterogeneidade, anisotropia e variabilidade lateral. Sobre estes materiais ocorrem depósitos aluvionares de cobertura, constituídos, tanto por materiais mais arenosos, como por lodos argilosos.



Figura 2. Extrato da Carta geológica de Portugal, folha 9A (Povoa do varzim) [fonte: LNEG-GeoPortal].



O enquadramento geológico local foi inicialmente avaliado por meio de consulta de elementos bibliográficos de geologia regional e da informação geotécnica disponível do local, sendo posteriormente complementado com a execução de prospeção local, incluindo a realização de quatro sondagens geotécnicas, acompanhadas de ensaios SPT visando, assim, a caracterização litológica e geomecânica dos materiais ocorrentes em profundidade, especialmente ao nível do maciço rochoso competente.

Do referido estudo concluiu-se que o cais se encontra fundado sobre uma ocorrência de depósitos de aterros, constituído e depositados estratigraficamente, de cima para baixo, por areias de grão fino a médio, material britado, com diâmetro máximo de 8 cm e pedras de enrocamento com diâmetro máximo de 50 cm. Sob os depósitos de aterro recentes (areias, britas e pedras de enrocamento), foram identificados depósitos aluvionares de cobertura, que por sua vez, estão assentes nos granitos do Porto, sob a forma de um solo residual decomposto.

2.3 Situação de Referência

O troço de muro cais intervencionado, correspondente a 380m de comprimento (módulos 37 a 52), é composto por colunas de blocos pré-fabricados em betão simples, fundadas sobre um prisma de enrocamento e encimadas por uma superestrutura betonada in situ (ver Figura 3). Na restante extensão do cais, ao longo de cerca de 150m no sentido nascente, a estrutura de suporte encontra-se fundada em estacas de betão armado, não apresentando quaisquer patologias, nem evidências de fenómenos de instabilidade.

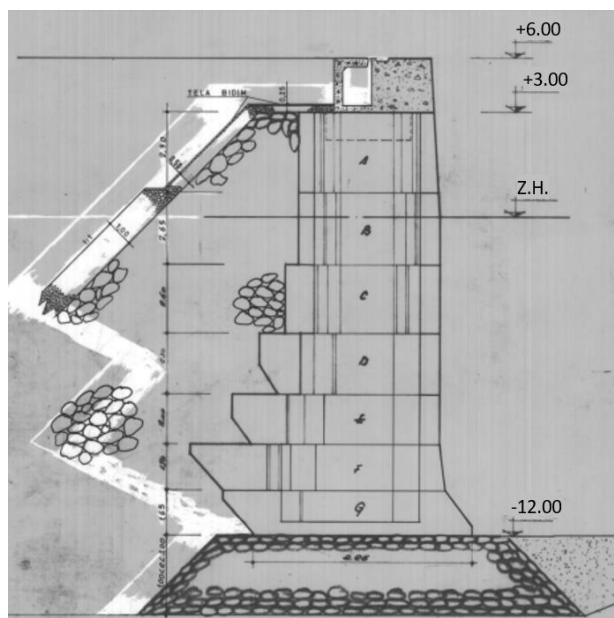


Figura 3. Cais Sul Doca n.º4 – Corte transversal tipo.

Na zona intervencionada, o muro cais encontra-se fundado à cota -12m (ZHL) sobre um prisma de enrocamento de altura variável, em função da geologia local e da profundidade a que se encontra o maciço granítico. A estrutura do cais é composta por colunas de blocos, pré-fabricados em betão simples, em forma de I em planta, com 3,4m de largura, comprimentos entre 5m e 9,25m e alturas entre 1,65m e 2,9m. Os espaços entre blocos são preenchidos por enrocamento e o conjunto é encabeçado por uma superestrutura em betão armado com 3,75m de largura e 2,2m de altura, onde se localiza a caleira para instalação do carril da grua que opera no cais, localizando-se o pavimento do cais à cota +6 m (ZHL). No ano de 2005, e na sequência da observação de algumas patologias, nomeadamente do deslizamento de blocos justapostos, foi efetuada uma intervenção no sentido de solidarizar os blocos de cada coluna, formando um elemento monolítico, tendo sido conseguido através da execução de furos verticais e posterior instalação e selagem de perfis metálicos.

Os trabalhos de inspeção realizados no passado recente permitiram concluir que se vinham a registar deslocamentos particularmente evidentes na zona de transição entre as duas soluções de fundação presentes.



Com efeito, utilizando testemunhos instalados ao nível do topo do muro cais, as medições efetuadas desde 2012 permitiram estimar um movimento cumulativo máximo de aproximadamente 29mm até 2018, com especial tendência crescente desde o ano de 2016. A análise conjunta dessa informação com a inspeção visual dos blocos constituintes do muro cais, permitiu concluir que os movimentos registados podiam de facto ser motivados por um movimento global da estrutura e não pelo deslocamento relativo entre blocos. A inspeção subaquática permitiu validar a existência de uma vala na frente do cais, e a perda de área de contacto na base do muro-cais de blocos, resultando assim a redução do confinamento do material da fundação e o aumento das tensões na fundação, o que poderia induzir a ocorrência de assentamentos ao nível da fundação e, por excentricidade de carregamento, motivar a rotação da estrutura no sentido do interior da doca.

Neste enquadramento, propôs-se a reposição da cota de fundo do cais de forma a prevenir futuramente o mesmo tipo de processos erosivos, através do preenchimento do vazio sob o bloco de fundação, com recurso a betão e à colocação de um colchão de betão na área onde se observava a depressão no terreno, prevenindo-se, desta forma, a erosão futura ao nível da fundação do muro cais. Complementarmente, visando o incremento da estabilidade global da estrutura do muro cais, e apesar de os movimentos não serem ainda excessivas, adotou-se como medida preventiva a execução de elementos de suporte ativos.

3 Soluções Adotadas

Por forma a promover o incremento da estabilidade global da estrutura, em complemento à intervenção na base do muro cais, foram prescritas ancoragens pré-esforçadas recorrendo ao sistema autoperfurante. Os referidos elementos, de carácter ativo, dispostos com um afastamento de 4.0m, foram, assim, instalados em profundidade, com inclinação tal que não intersectassem o filtro de tardoz e permitissem a sua selagem no maciço rochoso. A sua ligação à estrutura do muro cais foi realizada por meio de uma viga de betão armado de encabeçamento, ao nível do pavimento, por sua vez, ligada estruturalmente aos blocos subjacentes recorrendo a ferrolhos de aço selados com argamassa não retrátil. Dado o posicionamento anterior das ancoragens de carácter ativo, também a componente vertical das referidas ancoragens contribuiu para a estabilidade do muro cais promovendo um momento estabilizante em relação à base do mesmo. O comprimento livre foi ajustado para cada ancoragem em função das condições geológicas locais, nomeadamente da profundidade da camada competente, tendo-se instalado ancoragens com comprimentos livres de no máximo 50m, sendo o comprimento de selagem mínimo no maciço rochoso de 6,0m (ver Figura 4).

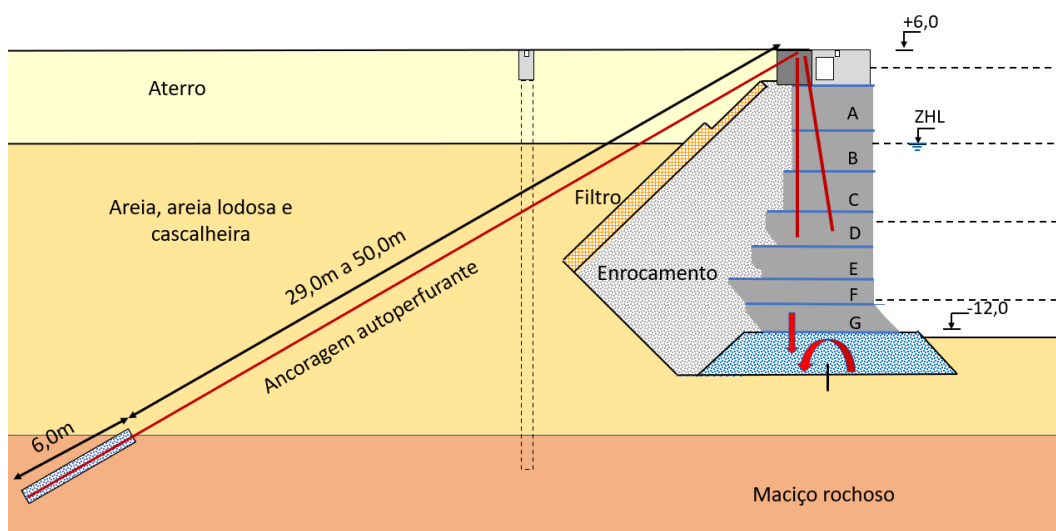


Figura 4. Solução de Estabilização - Corte transversal tipo.

A execução das ancoragens utilizou o sistema ‘combi self-drilling’ da ANP Systems, o qual consiste na combinação de uma microestaca de barra ôca, utilizada como elemento de perfuração com ponteira perdida, permitindo assim uma instalação com deslocamento controlado de solo e, portanto, sem extração do solo à

boca do furo, e a posterior instalação de cordões de ancoragem seu interior da barra oca e selagem com calda de cimento.

As ancoragens foram materializadas por 6 cordões 0,62" (fptk=1860 MPa) no interior de barra oca autoperfurante ANP H2400 - 108mm ($f_y > 680\text{N/mm}^2$), com um bit perdido de 200mm de diâmetro e botões balísticos de tungstênio. sendo pré-esforçada para um valor de carga útil de 700kN. Relativamente ao processo de injeção de calda de cimento, com pressão dinâmica mínima de 5 bar, utilizou-se uma calda com um rácio A/C de 0,7 durante a perfuração e com um rácio A/C de 0,4 para a selagem definitiva da ancoragem. A adequada instalação do sistema combinado incluiu ainda a utilização de centralizadores de barra e placa de cunhas com trompa metálica, selada contra a barra autoperfurante na zona de ligação à viga de encabeçamento.



Figura 5. a) Bit perdido com botões balísticos de tungstênio; b) Preparação das uniões entre troços de barra oca autoperfurante; c) trompa de ligação da barra autoperfurante à ancoragem de cordões; d) Placa de apoio de cunhas da ancoragem de cordões.

No que diz respeito à durabilidade do sistema, este compreende no global uma vida útil de mais de 100 anos. O elemento de barra não apresenta qualquer função estrutural, tendo apenas sido usado para possibilitar a instalação da ancoragem, funcionando como revestimento permanente e, portanto, a consideração de uma espessura de sacrifício não regulamentar não afetará o seu dimensionamento. Relativamente aos cordões de ancoragem, estes são mono-enbainhados e injetados com cera no comprimento livre e teriam uma vida útil bastante inferior se instalados diretamente no solo. Considerando que este elemento se encontra totalmente embainhado pela barra autoperfurante e selado com calda de cimento no interior da mesma, considera-se poder assim dispor de carácter definitivo.

A validação dos pressupostos de cálculo, especialmente no que diz respeito às tensões resistentes mobilizadas ao nível do maciço rochoso, foi efetuada por meio da execução de uma ancoragem teste e de um ensaio de carga detalhado (ver Figura 6).

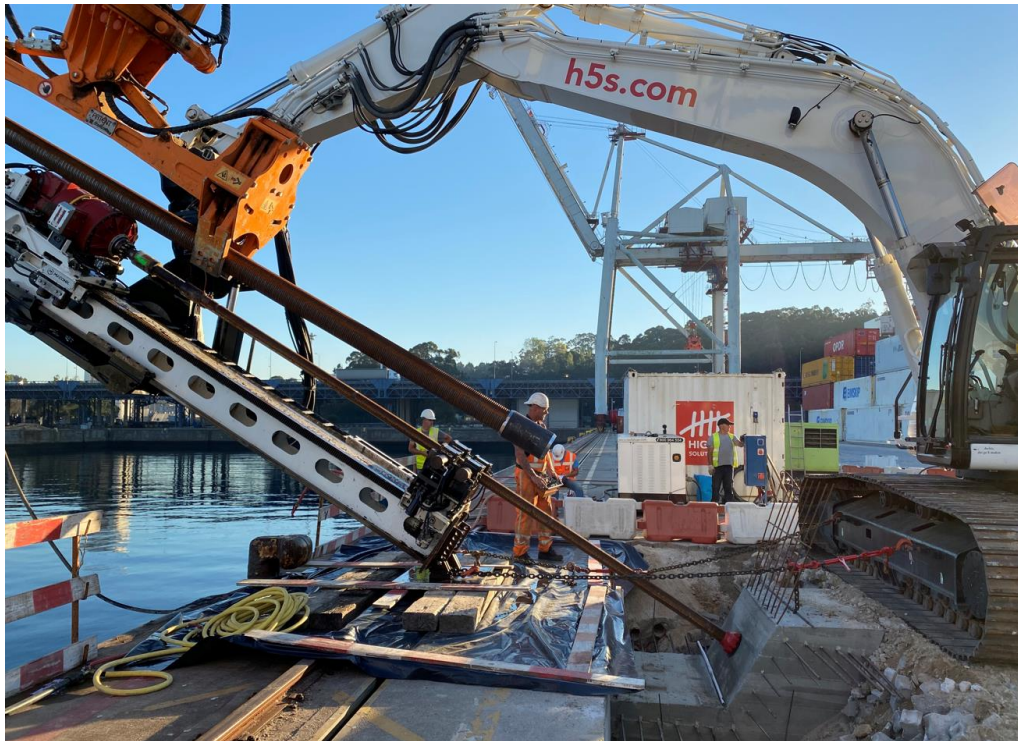


Figura 6. Execução da ancoragem autoperfurante teste, utilizando um troço de viga de encabeçamento como estrutura de reação.

4 Análises Numéricas e Dimensionamento

Por forma a quantificar o incremento de segurança relativamente à estabilidade global da estrutura do muro cais, tanto para as ações estáticas, como para a ação sísmica, foram realizadas análises numéricas com recurso ao *software* de elementos finitos PLAXIS 2D. Para o efeito, as várias unidades geológicas locais foram caracterizadas por meio de parâmetros geomecânicos, tendo por base os resultados da campanha de prospeção geológica e geotécnica realizada (ver Tabela 1).

Tabela 1. Parâmetros geomecânicos.

Zona Geotécnica	φ' (°)	c' (kPa)	E_{50}^{ref} (MPa)	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
Enrocamento	45	0	57	18	19
ZG4A – Aterro (emerso – compactado)	35	0	50	18	19
ZG4B – Aterro (submerso – não compactado)	30	0	35	18	19
ZG3 - Aluvião	18	10	5	16	17
ZG2 - Areias	38*	0	62	18	19
ZG1 - Maciço Granítico	40	40	100	20	23

As figuras seguintes apresentam a malha de elementos finitos do modelo desenvolvido e os principais resultados das análises realizadas, nomeadamente para as ações estáticas e para a ação sísmica. No que respeita à análise numérica para as ações estáticas, apresentam-se os resultados para a combinação que se revelou como mais condicionante, tendo-se obtido um fator de segurança de estabilidade global de 1,39, assim como para a combinação sísmica, para a qual se estimou um fator de segurança global de 1,22, valores superiores à unidade e, portanto, assegurando a verificação de segurança de acordo com o Eurocódigo7. Os resultados obtidos permitiram, assim, validar antecipadamente a adequabilidade das soluções propostas.

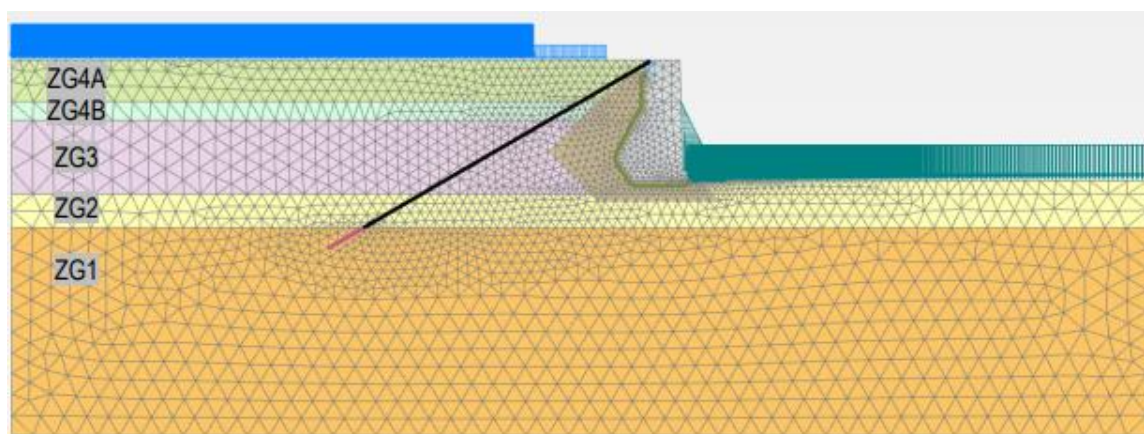


Figura 7. Modelo Numérico – Solução de Reforço – Malha de Elementos Finitos.

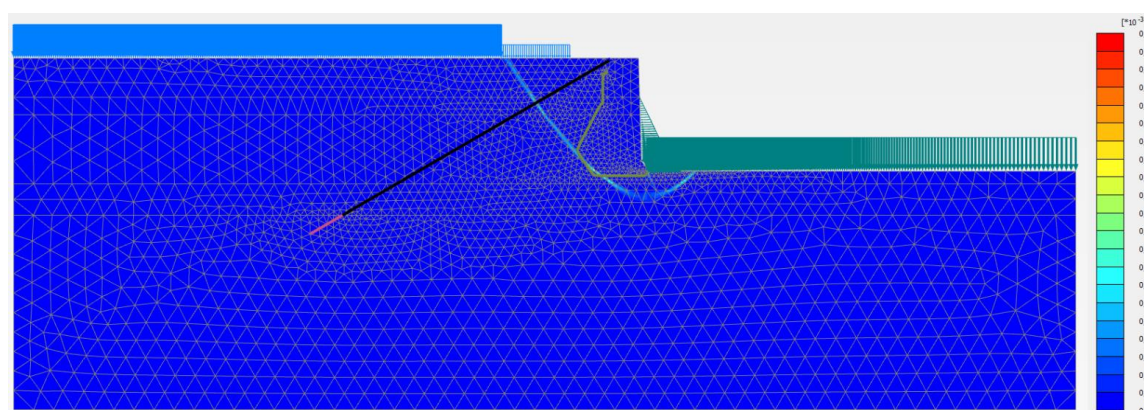


Figura 8. Modelo Numérico - Solução de Reforço – Incremento de Tensões Deviatóricas – Ação Estática – FS=1.39.

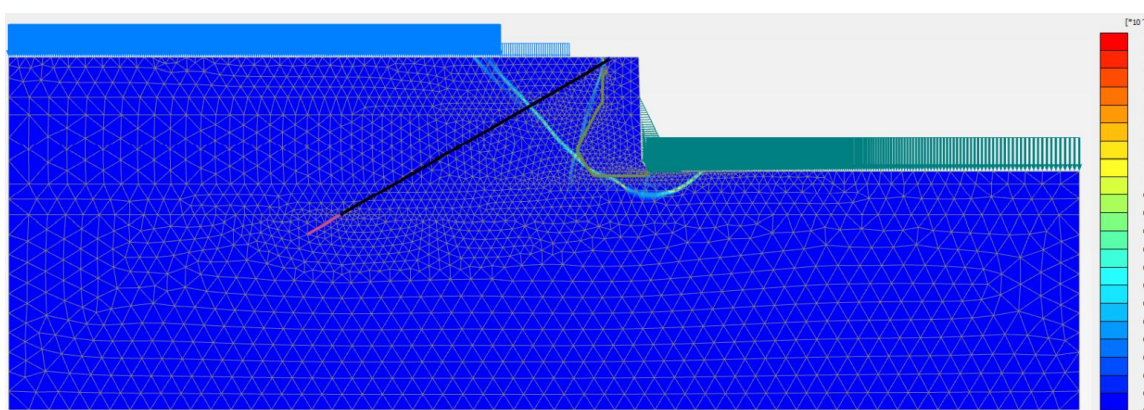


Figura 9. Modelo Numérico - Solução de Reforço – Incremento de Tensões Deviatóricas – Ação Sísmica – FS=1.22.

5 Plano de Instrumentação e Observação

O Plano de Instrumentação e Observação proposto teve como objetivo avaliar o comportamento do muro cais durante a execução da obra de reforço e, posteriormente, durante a sua vida útil, permitindo medir grandezas que validassem o seu adequado comportamento. Para tal, foram instaladas células de carga eléctricas em algumas das ancoragens para medição da variação da força instalada, assim como marcas topográficas, instaladas ao nível do pavimento, junto ao coroamento do muro cais, para medição dos movimentos altimétricos e planimétricos.



Atendendo às características da obra, preconizou-se que o conjunto de aparelhos instalados no muro cais e na viga de encabeçamento fossem lidos, durante a execução dos trabalhos, com uma frequência quinzenal. Posteriormente, no decorrer da vida útil da obra as leituras passariam a ser trimestrais nos seguintes três anos após o término da obra, sendo a sua frequência passível de ajuste em qualquer altura em função dos resultados observados. No que respeita aos critérios de alerta e de alarme, tendo em consideração o tipo de estrutura e o carácter definitivo dos elementos de reforço instalados, prescreveram-se os valores apresentados na Tabela 2.

Tabela 2. Plano de Instrumentação e Observação – Critérios de Alerta e de Alarme.

	Critério de Alerta	Critério de Alarme
Deslocamentos horizontais do muro cais	25mm	40mm
Deslocamentos verticais do muro cais	25mm	40mm
Variação de carga nas ancoragens	10%	20%

Caso se verificassem eventuais movimentos do muro cais ou alterações no valor da carga das ancoragens que o justifiquem deverá ser equacionada e avaliada a necessidade de aplicação de medidas de reforço. As medidas de reforço que tenham de vir a ser implementadas, deverão ser analisadas individualmente, mas poderão compreender, entre outras, a execução de ancoragens adicionais. A viga de encabeçamento executada dispõe, assim, de negativos de dimensões e posicionamento adequados à eventual necessidade de instalação futura de ancoragens adicionais.

Até à data de redação do presente artigo, todas as campanhas de leituras realizadas, tanto referentes às células de carga, quanto às marcas topográficas, registaram valores inferiores aos critérios de alerta definidos, confirmando a adequabilidades das soluções de estabilização e de reforço implementadas.

6 Considerações Finais

O projeto de estabilização e reforço do Muro Cais, com estrutura em blocos, da Doca 4 do Porto de Leixões teve por objetivo a estabilização global dos deslocamentos observados nesta estrutura de gravidade, ao longo dos seus cerca de 380m de comprimento. O reforço consistiu na reposição do fundo do cais, erodido pela ação das hélices dos navios, e na execução de ancoragens definitivas ativas, do tipo autoperfurante, visando o aumento da estabilidade global da estrutura. A inovadora tecnologia utilizada para a execução das ancoragens permitiu a execução dos referidos elementos a partir do terrapleno, com a minimização da perturbação do terreno e a máxima compatibilização dos trabalhos com a permanência de navios no cais durante a empreitada.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à APDL-Administração dos Portos do Douro, Leixões e Viana do Castelo, S.A, Dono de Obra, a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Consideram ainda importante sublinhar que as soluções implementadas resultaram de um trabalho de equipa, no âmbito do qual deve ser destacado o papel importante das empresas: Conduril – Engenharia, S.A., construtora civil, Geonorte – Geotecnia e Fundações Especiais, Lda., entidade executante das ancoragens, e VHM – Coordenação e Gestão de Projetos, responsável pela fiscalização dos trabalhos em obra.



Soluções de escavação e contenção periféricas adotadas no Lidl Belenenses em Lisboa – aplicação da metodologia BIM

André Henriques

Engenheiro Civil, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, ahenriques@jetsj.com

Rui Tomásio

Engenheiro Civil, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, artomasio@jetsj.com

RESUMO: No presente artigo são apresentadas as soluções de escavação e contenção periférica, necessárias à execução de 2 pisos semienterrados do empreendimento da nova loja Lidl Belenenses, localizado junto ao estádio do Restelo, com uma vista privilegiada sobre Belém e sobre o Tejo. A construção deste empreendimento requereu a execução de uma escavação do lote em cerca de 8 m, intersetando essencialmente formações da unidade do Cretácico e aterros recentes, decorrentes da construção do estádio. Por forma a possibilitar a escavação sem comprometer o bom funcionamento das zonas adjacentes, preconizou-se uma solução em talude com a execução de muros de contenção do tipo “Munique”. Tendo em conta a complexidade da geometria da estrutura, a qual se adapta à forma do estádio, e à necessidade de compatibilização do projeto de escavação com o das restantes especialidades, optou-se por realizar este projeto através de ferramentas BIM, as quais possibilitam a conceção de um projeto com uma maior qualidade. Por fim são apresentados os principais resultados do plano de instrumentação e observação proposto para a estrutura de contenção e infraestruturas vizinhas, os quais possibilitaram a adoção de soluções que permitiram minimizar o prazo da intervenção.

PALAVRAS-CHAVE: Escavação, Muro de Munique, BIM

ABSTRACT: The present paper describes the solutions of excavation and peripheral retaining walls required for the construction of two semi-underground floors of the upcoming Lidl Belenenses store, located next to Restelo stadium with a privileged view over Belém and the Tagus River. The construction of this enterprise comprises an 8 m depth excavation intersecting mainly Cretacic soils and backfill, the latter due to the construction of the nearby stadium. To perform the excavation without disturbing the surrounding area, a retaining wall solution was adopted using “Munich” technology. In a provisional stage, these walls will be braced by anchors and steel struts. Given the complexity of the structure’s geometry and the need to reconcile both excavation and structural projects, the project was modeled using BIM tools, enabling the design of a higher quality project. In addition to the design criteria, the main results of the proposed instrumentation and observation plan for the retaining structure and the nearby infrastructures are also presented, which allowed to minimize the intervention period.

KEYWORDS: Excavation, Munich wall, BIM

1 Introdução

No presente artigo descrevem-se as soluções de escavação e contenção periférica, necessárias à execução de 2 pisos semienterrados do empreendimento da nova loja Lidl Belenenses, localizado junto ao estádio do Restelo, em Lisboa, com uma vista privilegiada sobre Belém e sobre o Tejo.

O edifício a construir apresenta uma área de implantação de cerca de 4800 m², delimitada pela linha a vermelho apresentada na Figura 1, e será composto por 3 pisos, sendo dois semienterrados e um último de cobertura ajardinada.



Figura 1. Localização da nova loja Lidl junto às imediações do estádio do Belenenses.

2 Principais condicionamentos

2.1 Condicionamentos relativos à zona de implantação da obra

A zona de implantação da obra era ocupada maioritariamente por um parque de estacionamento, pelo posto de abastecimento de combustível da Repsol e por algumas infraestruturas pertencentes ao clube de futebol “Os Belenenses” (bilheteiras e edifício com posto de transformação), as quais necessitaram de ser removidas antes da execução dos trabalhos de escavação e contenção periférica.

2.2 Condicionamentos relativos às confrontações da obra

A área em estudo apresenta-se numa zona sem edificações vizinhas muito próximas, estando delimitada por algumas infraestruturas e arruamentos, as quais condicionaram as soluções de contenção desenvolvidas (Figura 2):

- A Norte encontra-se limitada, em todo o seu desenvolvimento, pelo estádio do Belenenses, destacando-se a proximidade das torres de iluminação do mesmo. Nesta mesma frente encontra-se também um arruamento muito próximo da zona de escavação, o qual se manteve transitável durante toda a execução da obra;
- A Sul encontra-se delimitada pela avenida do Restelo e pelo parque de estacionamento existente;
- A Este encontra-se delimitada pela rua dos Jerónimos e a avenida da Ilha da Madeira;
- A Oeste encontra-se delimitada pelo campo de futebol pertencente ao Belenenses e por uma escadaria de acesso às imediações do estádio, a qual teve que ser reposta após a execução dos trabalhos de escavação.



Figura 2. Limitação da área em estudo. Da esquerda para a direita e de cima para baixo: vista Norte, vista Sul, vista Este e vista Oeste.



As soluções propostas foram desenvolvidas com base neste enquadramento, prevendo-se um comportamento das soluções desenvolvidas compatíveis com as confrontações e infraestruturas existentes, durante e após a execução da escavação.

2.3 Condicionamentos geológicos-geotécnicos

O reconhecimento geológico-geotécnico e hidrogeológico da área em estudo foi realizado através de duas campanhas de prospeção geotécnica, as quais contemplaram ao todo a execução de 7 sondagens mecânicas, acompanhadas de ensaios de caracterização in situ SPT.

De acordo com o relatório geológico-geotécnico da prospeção realizada em complemento com a carta geológica do concelho de Lisboa, identificou-se um ambiente geológico composto essencialmente por um substrato calcário, quer em estado rochoso como arenoso, com diferentes graus de alteração e fracturação, atribuído à unidade cretácea, designada na literatura de especialidade por “Formação da Bica” (C^2_{Bi}), recoberto por aterros contemporâneos (A_t).

A prospeção realizada permitiu identificar espessuras de aterro variadas entre 1.00 m e 5.50 m, associadas à construção do estádio, parque de estacionamento e posto de abastecimento. Estes materiais apresentam características heterogêneas, sendo maioritariamente compostos por areias siltosas revestido por pedra da calçada ou pavimento betuminoso, elementos pétreos de basalto e calcário ou argamassa de dimensões variadas. Subjacente a estes depósitos de aterro surge um substrato da “formação da Bica”, sendo este constituído por siltes argilosos em zonas mais próximas da superfície com N_{SPT} variáveis entre 11 e 32 pancadas, mas também por maciços rochosos em profundidade, mediantemente a muito alterados e com carsificação generalizada, denotando um incremento gradual de resistência em profundidade. Esta formação possui alguma heterogeneidade em profundidade, apresentando quer rocha a partir de 3.50 m, quer terrenos de mediana capacidade até aos 8.50 m, com registos de N_{SPT} acima das 60 pancadas.

Apesar da zona de implantação da loja se localizar numa zona em vale, a prospeção realizada não encontrou qualquer nível de água, pelo que a estrutura de contenção não teve interferência no regime hidrogeológico local.

A análise do dispositivo geológico-geotécnico resultante da campanha de prospeção permitiu individualizar 4 horizontes geotécnicos, com base na caracterização macroscópica da amostragem recolhida através das sondagens. Na Tabela 1 apresentam-se os parâmetros geomecânicos adotados na modelação do comportamento das diferentes zonas geotécnicas consideradas.

Tabela 1. Parâmetros geomecânicos dos horizontes geotécnicos identificados.

Horizonte geotécnico	Formação	N_{SPT}	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E_s [MPa]
ZG1A	Maciços calcários alterados	>60	21.0	30	33	100
ZG1B	Maciços calcários muito alterados	>60	19.0	20	30	75
ZG1C	Calcários decompostos	11-32	18.0	5	27	30
ZG2	Aterro	<10	17.5	1	26	5

3 Soluções propostas

Na conceção das soluções preconizadas no âmbito da presente obra procurou-se, para além da necessária contenção dos terrenos a escavar, respeitar os seguintes pressupostos de base:

- Controlar as deformações nos terrenos e infraestruturas envolventes à escavação, permitindo ainda a fácil adaptação da solução a eventuais singularidades de natureza geológica e geotécnica;
- Procurar garantir facilidade, rapidez e segurança de execução;
- Definir soluções com o maior equilíbrio técnico-económico, integrando para tal e sempre que viável, os elementos necessários para a fase provisória na solução da fase definitiva.

Tendo em conta os condicionamentos existentes, em particular topográficos, geológicos-geotécnicos e de ocupação de vizinhança, preconizou-se para a generalidade dos trabalhos de contenção periférica, a adoção de uma solução em talude com a execução de muros tipo “Muniqué” travados por ancoragens e escoras



metálicas, numa fase provisória, e pela estrutura do pavimento da loja, composta por lajes “PI” pré-fabricadas, numa fase definitiva. Esta solução foi concebida para as zonas 1, 2 e 3, correspondendo estas à implantação da nova loja Lidl e à nova escadaria de acesso ao estádio e à cobertura ajardinada.

Para as zonas 4 e 5 de acesso ao estádio preconizou-se a realização de um muro de betão armado em consola apoiado em microestacas para compatibilização dos arranjos exteriores com o estádio do Belenenses.

Apresenta-se na Figura 3 a identificação das diversas zonas de escavação na zona de implantação da nova loja Lidl.

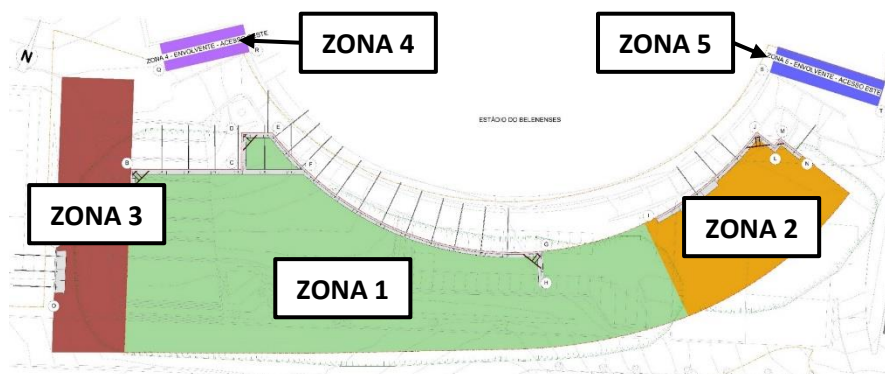


Figura 3. Divisão das zonas de escavação e contenção periférica da loja Lidl e envolvente.

3.1 Zona 1, 2 e 3 – Contenção do tipo muros de “MunIQUE”

A solução em causa apresenta uma grande versatilidade e tem como principal vantagem o facto de permitir executar, durante a escavação, a parede definitiva, podendo o número de travamentos, ser redefinidos em fase de obra, em função das reais características dos terrenos escavados, assim como dos resultados do plano de instrumentação e observação proposto. Esta tecnologia consiste na execução, de cima para baixo, de uma parede em betão armado constituída por painéis primários e secundários, os quais se encontram suportados por microestacas provisórias executadas antes do início dos trabalhos de escavação. A estabilidade da parede face aos impulsos do terreno e sobrecargas é garantida, na fase de escavação, pela colocação de elementos provisórios como ancoragens e escoras metálicas nos cantos e, na fase definitiva, pelas lajes da própria estrutura.

No presente caso definiu-se uma parede com uma espessura teórica mínima de 40 cm, permitindo assim acomodar o apoio das “lajes PI” pré-fabricadas, assim como o apoio dos pilares pré-fabricados de betão. Os painéis constituintes da parede de contenção apoiaram provisoriamente em microestacas verticais com secção tubular, em aço de alta resistência N80 (API 5A) de perfis Ø 88,9x7.5 mm e Ø 88,9x9.0 mm e, embebidas no interior da parede. Estes elementos foram colocados em furos de 6" (150 mm) de diâmetro e selados, através de injeção repetitiva e seletiva (IRS) com válvulas antirretorno e obturador duplo, no comprimento correspondente ao bolbo de selagem, localizado abaixo da cota final de escavação, no substrato competente ($N_{SPT} \geq 60$) e geologicamente estável. Foram obtidos bolos de selagem de 3 e 4 m (Bustamante e Doix, 1985).

Foram preconizados um a dois níveis de travamentos, consoante a altura de escavação e as zonas geotécnicas no tardo, materializados por escoras metálicas e ancoragens (Figura 4). As escoras metálicas foram materializadas por perfis do tipo HEB180 e HEB200 de aço S275 e as ancoragens, constituídas por 4 cordões de 0,60", foram definidas para um pré-esforço útil de 350 e 450 kN. Estes elementos foram também inseridos em furos de diâmetro 6" (150 mm) de diâmetro e selados, através de injeção repetitiva e seletiva (IRS) com válvulas antirretorno e obturador duplo, no comprimento correspondente ao bolbo de selagem de 5 m, localizado no substrato competente ($N_{SPT} \geq 60$) e geologicamente estável.

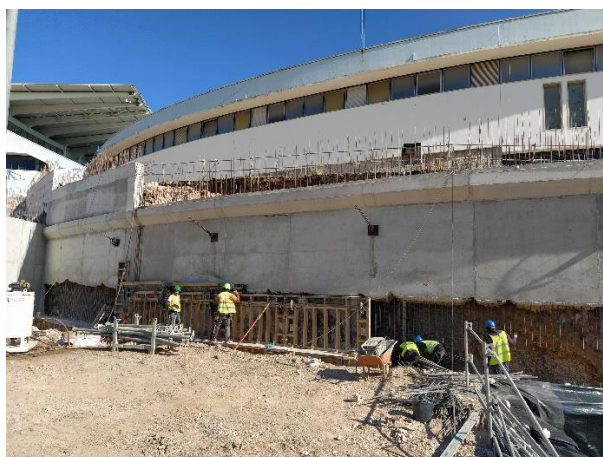


Figura 4. Execução da solução do tipo muros de "Munique".

Em conjunto com este tipo de solução, preconizou-se também, nas zonas onde não havia interferências com infraestruturas, uma solução em talude de escavação (Figura 5). A geometria dos taludes proposta regeu-se por inclinações do tipo 2/3 (V/H) por forma a verificar a estabilidade da mesma.

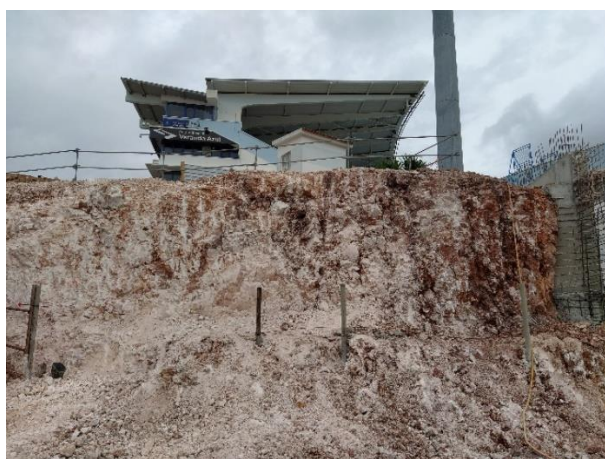


Figura 5. Solução em talude e microestacas para a execução da solução do tipo muros de “Munique”.

4 Utilização de ferramentas BIM

Tendo em conta a complexidade geométrica da estrutura, a qual se adapta à forma do estádio (Figura 6), e à necessidade de compatibilização logo em fase de projeto das diversas especialidades, optou-se pela produção de projeto e compatibilização/coordenação em ambiente BIM, utilizando ferramentas fornecidas pela Autodesk, nomeadamente o *Revit* para modelação dos elementos, e o *BIM360* para compatibilização das especialidades.

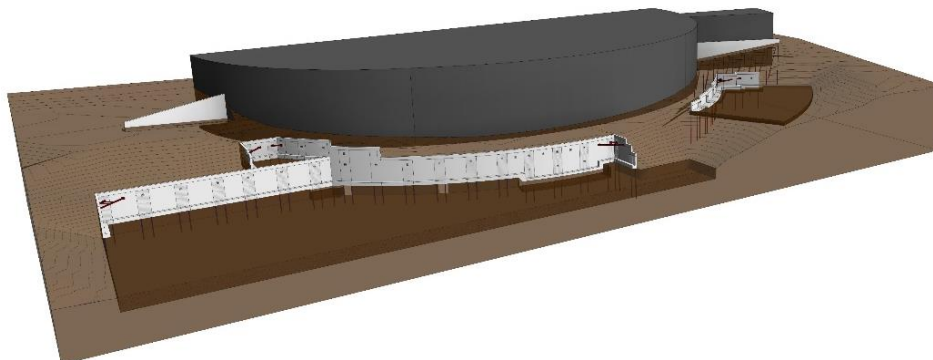


Figura 6. Modelo *Revit* do projeto de escavação e contenção periférica realizado no *Revit*.



No seguimento do trabalho realizado por Gondar *et al.* (2019), constatou-se que o desenvolvimento do projeto de escavação e contenção periférica em ambiente BIM apresentou grandes mais-valias pois permitiu:

- Desenvolver um projeto com uma maior qualidade, na medida que foi possível detetar numa fase muito preliminar erros de compatibilização entre especialidades, particularmente entre a estrutura de contenção provisória e a estrutura definitiva (Figura 7). Garantiu-se assim que não existiam interferências entre os elementos de travamento das paredes na fase provisória (escoras e ancoragens) e a estrutura pré-fabricada definitiva (lajes, vigas e pilares). A deteção destes erros antes da execução da obra foi importantíssima uma vez que no que diz respeito à estrutura pré-fabricada, qualquer milímetro pode fazer a diferença e implicar um aumento indesejado dos custos da obra;
- Compatibilizar as estruturas de contenção, em especial a localização dos bolbos de selagem das microestacas e ancoragens, com o ambiente geológico-geotécnico circundante (Figura 8);
- Aferir de uma forma simples e precisa as quantidades de materiais, nomeadamente betão, cofragem, metros de microestacas e ancoragens, através da extração de quantidades geradas pelo Revit (Figura 9), aumentando a eficiência na execução do projeto;
- Compreender efeitos de alterações solicitadas pelo cliente em termos de quantidades de materiais de uma forma imediata através das tabelas de quantidades geradas pelo Revit;
- Compreender de uma forma mais simples a estrutura como um todo, bem como de ter em atenção todos os pormenores, devido à componente 3D do BIM (Figura 10).

As microestacas da contenção foram modeladas como elementos do tipo *Structural Column*, as paredes de contenção foram modeladas como elementos do tipo *Wall*, as ancoragens, escoras e vigas de coroamento foram modeladas como elementos do tipo *Structural Framing* e as sapatas da parede de contenção foram modeladas como elementos do tipo *Structural Foundation*. Foram ainda modelados alguns edifícios adjacentes como elementos do tipo *Mass*, nomeadamente o estádio do Belenenses, por forma a compreender eventuais incompatibilizações com os elementos subterrâneos (microestacas e ancoragens).

Por forma a tornar o projeto mais completo, extrair de uma forma mais simples as quantidades de materiais dos diversos elementos constituintes e apresentar o faseamento construtivo da obra, foram criadas diversas fases, simulando de forma simplista a construção do empreendimento.

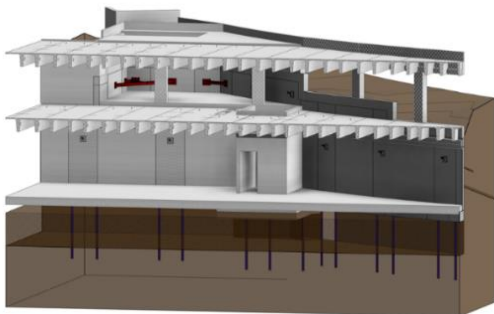


Figura 7. Compatibilização dos projetos de escavação e contenção periférica e de estruturas.

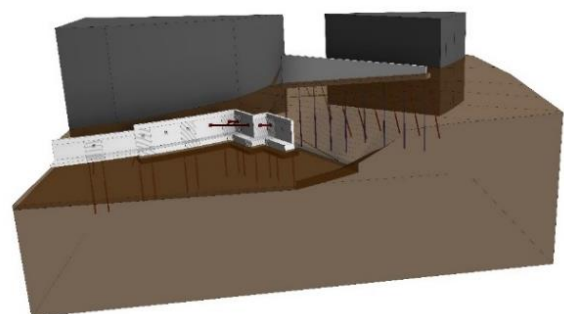


Figura 8. Compatibilização das microestacas com o terreno circundante.

<MICROESTACAS>	
A	B
TIPO	COMPRIMENTO
Microestacas N80 (API5A) Ø88.9x7.5mm Furação Ø150mm Injeção IRS Lselagem=3m	62.1 m
Microestacas N80 (API5A) Ø88.9x7.5mm Furação Ø150mm Injeção IRS Lselagem=4m	96.2 m
Microestacas N80 (API5A) Ø88.9x9.0mm Furação Ø150mm Injeção IRS Lselagem=4m	255.7 m

<ESCORAS>	
A	B
TIPO	MASSA
HE120B	354.3 kg
HE180B	278.7 kg
HE200B	1284.7 kg
TOTAL	1917.7 kg

Figura 9. Exemplo da extração de quantidades de microestacas e de escoras metálicas do projeto.

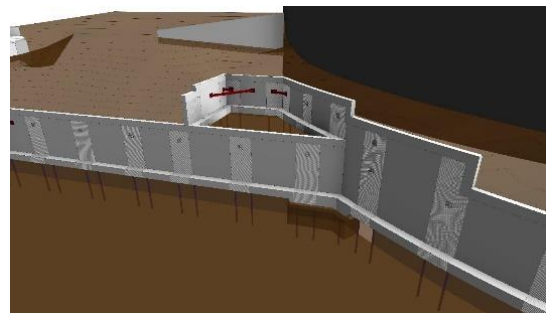


Figura 10. Pormenor da contenção na zona técnica do Lidl Belenenses.



5 Plano de instrumentação e observação

Tendo por base o enquadramento da obra, e conforme prática corrente neste tipo de intervenções, foi definido um plano de instrumentação e observação com o objetivo de garantir a realização, em condições de segurança e de economia, dos trabalhos relativos à escavação e à construção das estruturas de contenção, assim como a análise do comportamento das estruturas e infraestruturas vizinhas durante a execução desta fase de obra. Neste enquadramento, foram propostos os seguintes aparelhos, definindo, sempre que possível, seções de instrumentação:

- 13 alvos topográficos, distribuídos pelos vários alçados da contenção periférica e pela fachada do estádio do Belenenses e torres de iluminação;
- 1 célula de carga, para aferição da carga instalada numa ancoragem;
- 4 inclinômetros, distribuídos pelos vários alçados da contenção periférica;
- 1 sismógrafo com localizações variáveis para aferição de vibrações nas construções vizinhas, durante os trabalhos de escavação em rocha.

Com base na modelação realizada através do programa de elementos finitos *Plaxis 2D*, foram definidos os critérios de alerta e de alarme para todos os aparelhos e para todas as estruturas e infraestruturas monitorizadas. Foram igualmente definidas medidas de reforço, caso os referidos critérios viessem a ser ultrapassados.

Os resultados obtidos permitiram comprovar a adequação das soluções implementadas e dos parâmetros geomecânicos considerados na modelação das mesmas soluções. O plano de instrumentação e observação permitiu ainda identificar que os terrenos intersetados, em algumas zonas, correspondiam a um maciço rochoso com características melhores que as definidas em projeto, possibilitando assim a redução do número de travamentos a realizar, a realização de taludes com uma maior inclinação e a abertura de painéis da parede de contenção de maiores dimensões, sem comprometer a estabilidade da escavação e das infraestruturas vizinhas.

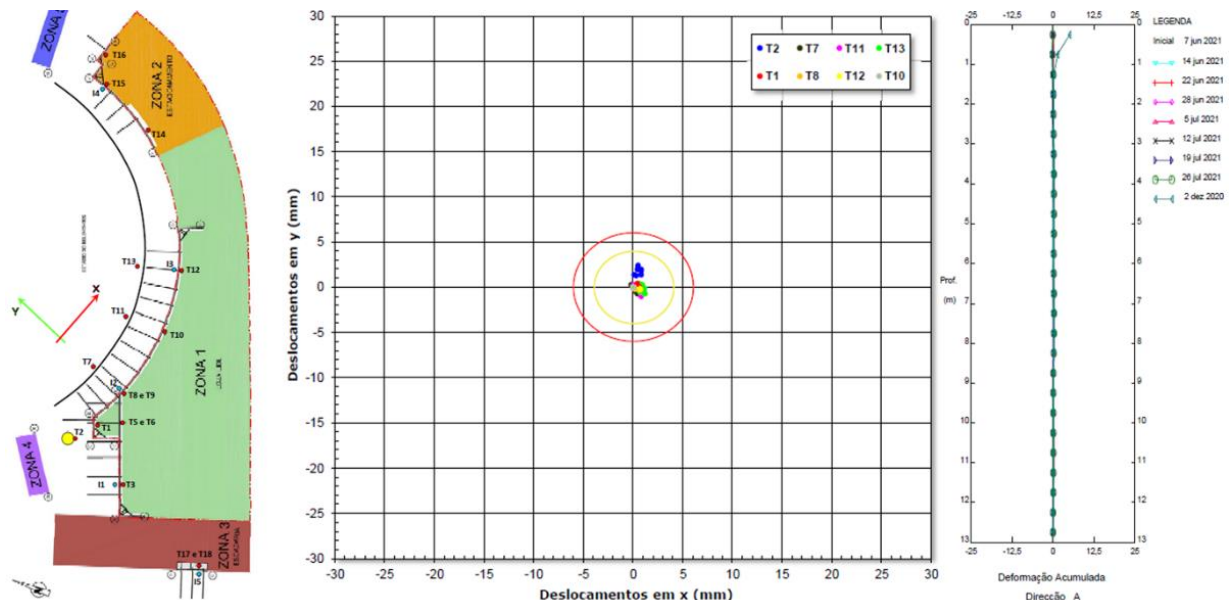


Figura 11. Resultados da instrumentação da obra de escavação (alvos topográficos e inclinômetro I1).

Pela análise dos resultados da instrumentação da obra apresentados na Figura 11 é possível constatar que todos os alvos topográficos instalados apresentam deformações em x e em y inferiores aos critérios de alerta e alarme definidos e que a deformação horizontal medida no topo do inclinômetro I1 de cerca de 6 mm é perfeitamente compatível com o bom desempenho de todas as estruturas e infraestruturas vizinhas.

As medições das vibrações resultantes do desmantelamento de rocha apresentam-se inferiores ao limite de alarme, sendo que, na sua maioria, os valores ficam abaixo do limite de alerta (Figura 12). Os dois valores de velocidade de pico superiores ao limite de alarme são atribuídos a erros relacionados com o aparelho, pelo que deverão ser desconsiderados.

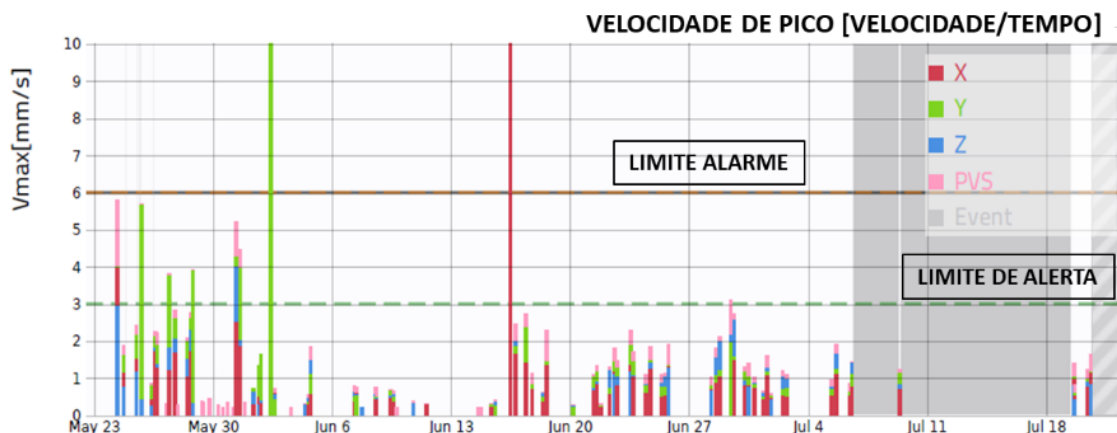


Figura 12. Resultados da instrumentação da obra de escavação (medição da vibração pelo sismógrafo).

6 Considerações finais

O artigo em questão pretende apresentar vantagens do uso da tecnologia de muros de “Munique” para a execução de contenções periféricas de escavações, em especial a sua versatilidade e adaptabilidade às condições reais da obra. Este tipo de solução permite a realização de alterações à solução inicialmente preconizada, no que diz respeito à painelização e ao número de travamentos provisórios a realizar, reduzindo a prazo de intervenção e, conseqüentemente, o seu custo.

Ainda, de salientar que o uso de ferramentas BIM em projetos de escavação e contenção periférica é crucial no desenvolvimento de um projeto mais completo, com menos erros e, conseqüentemente, com uma maior qualidade final em obra, garantindo-se que em fase de obra não existem quaisquer incompatibilidades entre as diversas especialidades. Esta ferramenta permite aos projetistas compreender de uma forma mais simples a estrutura como um todo e ter atenção aos diversos pormenores, aferir as quantidades de materiais de uma forma simples e compreender de forma imediata as alterações das quantidades face a solicitações do cliente e compatibilizar as estruturas de contenção com as infraestruturas e o ambiente geológico-geotécnico circundante.

Por último, no contexto do imprescindível acompanhamento de uma obra com as características da presente, destaca-se o papel do plano de instrumentação e observação proposto, como ferramenta pró-ativa na implementação atempada de medidas que possam assegurar a execução e manutenção da obra em condições de segurança e de economia.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à empresa Lidl Portugal a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Consideram ainda importante sublinhar que as soluções implementadas resultaram de um trabalho de equipa, no âmbito do qual deve ser destacado o papel importante das empresas: AOC, empreiteiro geral e responsável pela coordenação das diversas especialidades envolvidas no projeto, Geosol, empreiteiro dos trabalhos de geotecnia e Concremat, autora do projeto de estabilidade da estrutura pré-fabricada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bustamante, M. e Doix, B. (1985). Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Ministère de L'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, Paris. n°140, pp.75-92.

Gondar, J.; Pinto, A.; Fartaria, C. - “The use of BIM Technology in Geotechnical Engineering” - 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, September 2019, Reykjavik, Iceland, Invited Plenary Paper. ISBN 978-9935-9436-1-3.



Soluções de CONTENÇÃO e de FUNDAÇÃO de Empreendimento localizado sobre o Túnel do Metropolitano de Lisboa

Ricardo Justiniano

Engenheiro Civil, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, rjustiniano@jetsj.com

Andre Henriques

Engenheiro Civil, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, ahenriques@jetsj.com

RESUMO: O presente artigo é referente às soluções de escavação e contenção periférica e de fundações de um empreendimento residencial situado em Lisboa, em que parte da escavação e das fundações se encontra a cerca de 4m da abóboda do túnel do Metropolitano de Lisboa (ML). São abordados os condicionamentos relativos à execução das soluções de contenção periférica, com recurso à tecnologia do tipo Berlim Definitivo e do tipo Berlim Provisório, devidamente adaptadas aos condicionamentos existentes. Relativamente as fundações, em particular na zona de proximidade do túnel do ML, são apresentadas os condicionamentos relativos à execução sobre ou junto ao túnel do ML, respetivamente, por meio de pórticos de betão armado, fundados em microestacas sub-verticais, e por microestacas verticais. Os solos interessados pela obra correspondem ao Miocénico de Lisboa, em particular, argilas siltosas e siltes arenosos. Por fim, é comentada a importância do Plano de Instrumentação e Observação durante toda a obra de escavação e de execução das fundações, o qual constituiu uma ferramenta indispensável para gestão do risco associado a uma obra de elevada complexidade geotécnica, localizada na proximidade de estruturas sensíveis, como o túnel do ML.

PALAVRAS-CHAVE: Muro Berlim, Túnel do ML, Instrumentação e Observação.

ABSTRACT: This paper refers to the excavation and retaining wall and foundations solutions for a residential development located in Lisbon, whose foundations are located 4m above the Lisbon Metro (ML) tunnel crest. The constraints related to the execution of peripheral retaining wall are discussed, using the technology of Definitive Berlin Walls and Temporary Berlin Walls. Regarding the foundations, particularly in the area over or close to the ML tunnel, the constraints lead to solutions of reinforced concrete frames over sub-vertical micropiles and vertical micropiles. The intercepted soils correspond to the Lisbon Miocene silty clays and sandy silts. Finally, the results of the Monitoring and Survey Plan are pointed out, confirming its importance as risk management tool in a work of high geotechnical complexity and located very close from sensitive structures, as it was the ML tunnel.

KEYWORDS: Berlin Wall, ML Tunnel, Monitoring and Survey.

1 Introdução

Na sequência de trabalhos anteriores de âmbito semelhante (Pinto, A. et al. (2017) e Tomásio, R. e Pinto, A. (2019)), o presente artigo descreve as soluções de escavação e contenção periférica e de fundações, concebidas e executadas num empreendimento residencial, localizado em Lisboa, cuja cota final de escavação e de fundação se encontra a apenas cerca de 4m da abóboda do túnel do Metropolitano de Lisboa (ML), correspondente ao troço da Linha Vermelha, localizado entre as estações de Moscavide e de Encarnação, executado com recurso à tecnologia de NATM. A obra integra dois edifícios (Lote 1 e Lote 2), sendo o Lote 1 constituído por 8 pisos superiores e 2 pisos enterrados e o Lote 2 por 8 pisos superiores e 3 pisos enterrados. Na Figura 1 é apresentada uma vista aérea com a localização da obra.

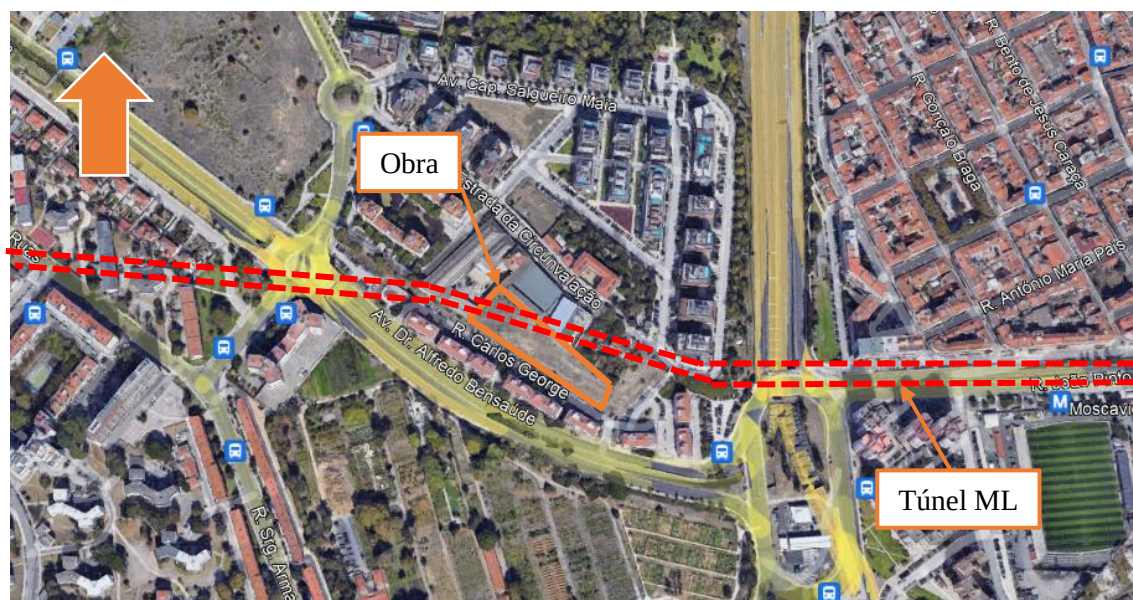


Figura 1. Localização da obra.

Os principais pontos a abordar no presente artigo correspondem a: 1) Soluções de escavação e contenção periférica na proximidade ao túnel do ML; 2) Soluções de fundações na proximidade do túnel do ML. Por imposição do ML não era possível a execução de qualquer elemento de fundação, incluindo microestacas, a menos de 3m, distância cautelar, do referido túnel. São abordados os condicionamentos geológicos-geotécnicos da intervenção, as condicionantes relacionadas com a envolvente, em particular a necessidade de elevar as contenções periféricas acima da cota da laje do piso 0 devido às cotas de fundação dos edifícios vizinhos e outros condicionamentos decorrentes do processo de construção.

2 Condicionamientos

2.1 Condicionamentos relativos às confrontações dos edifícios vizinhos

O terreno intersetado apresenta um desnível considerável, com a Rua Carlos George à cota +39m (Sul) e as fundações dos edifícios vizinhos (Norte) às cotas +44,5 e +42m. Nos restantes edifícios (Poente) as cotas de fundação são progressivamente superiores às da Rua Carlos George, variando entre +42m e +44,5m. Atendendo a proximidade do alçado Norte do Lote 2 aos edifícios adjacentes, e atendendo que as lajes do piso 0 do Lote 1 e do Lote 2 se localizam à cota +39, foi necessário compatibilizar as soluções de contenção periférica com os edifícios existentes, de modo a salvaguardar as fundações dos mesmos durante todo o processo de escavação e contenção periférica.

2.2 Condicionamentos relativos às confrontações com o túnel do ML

Atendendo à localização do túnel do ML, a cerca de 4m abaixo de toda a parede Norte dos pisos enterrados do Lote 1, não foi possível executar a contenção periférica na posição da parede dos pisos enterrados do edifício. De igual modo, no Lote 2, numa extensão de cerca de 20m, não foi possível a execução de estacas ou microestacas, devido à distância cautelar ao túnel do ML, estipulada nos documentos de procedimento de projetos do ML.

Segundos estes documentos, além da necessidade de respeitar a distância cautelar de 3m, no decorrer dos trabalhos de escavação e contenção periférica, eram ainda impostos os seguintes critérios, a comprovar pela instrumentação: i) a estrutura do túnel do ML não poderia vir a sofrer deslocamentos superiores a 7mm; ii) nos carris do ML não poderia ser verificado uma variação de deslocamento relativo, entre troços de 8m,



superior a 3mm. Estas regras são aplicadas na cidade de Lisboa para qualquer escavação que decorra a menos de 25m do túnel do ML (Metropolitano de Lisboa (2010a e 2010b).

2.3 Condicionamentos relativos às condições geológicas-geotécnicas

A campanha de prospeção geológica-geotécnica realizada envolveu a execução de um conjunto de 4 furos para a execução de ensaios SPT e recolha de amostras. Foram ainda aproveitados os furos de duas sondagens para instalação de piezómetros e medição do nível freático. O nível freático foi apenas detetado num dos furos, a uma profundidade de cerca de 13m.

A classificação do terreno, para efeitos de análise sísmica, foi de classe C, de acordo com o Eurocódigo 8. Os trabalhos realizados permitiram a construção de um modelo geotécnico, o qual inclui perfis geotécnicos, zonamento geotécnico e correspondentes parâmetros geomecânicos, resistência e deformabilidade, indicados na tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros geomecânicos dos estratos intercetados obtidos tendo por base as sondagens realizadas.

Estrato	Tipo de Terreno	γ_t (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kN/m ²)	E' (MN/m ²)
At	Aterro silto-arenoso	18	26	2	5
Mt	Miocénico – siltes arenosos	20	33	19	40
Mt	Miocénico – argilas siltosas	21	33	23	50
Mt	Miocénico – Areias siltosas com casão	21	36	5	60

3 Soluções de Escavação e Contenção Periférica na proximidade ao Túnel do ML

3.1 Lote 1

Na Figura 2 é apresentado o principal condicionamento da execução das estruturas de escavação e contenção periférica do Lote 1. Em particular o facto de toda a parede Norte do Lote 1 se localizar sobre o túnel do ML, com uma distância entre as fundações e a abóboda do túnel de cerca 4m. Em paralelo, as fundações dos edifícios na proximidade do limite do lote apresentavam cotas de +44,5m, associado ao facto de a laje do piso 0 se encontrar à cota +39m. No tardoz do edificio encontra-se prevista a construção de um parque de estacionamento.

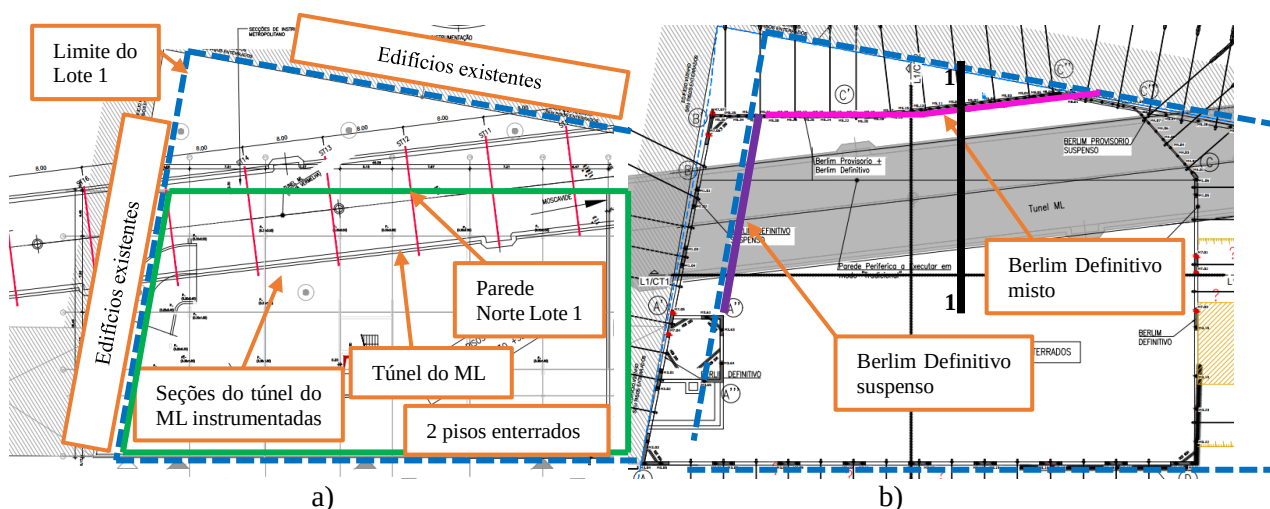


Figura 2. a) Planta de envolvente de condicionamentos do Lote 1. b) Soluções de escavação e contenção periférica para os alçados Poente e Norte.

Ao nível do alçado Norte, atendendo que não era possível executar a contenção na posição da parede dos pisos enterrados do edifício, considerou-se uma contenção do tipo Berlim Provisório, com recurso a pranchas de madeira e perfis metálicos laminares, executada a uma distância de 3m, em planta, ao túnel do



ML. O espaço entre a contenção provisória e a parede definitiva, será aterrado em fase definitiva, acompanhado da desativação das ancoragens provisórias da contenção do tipo Berlim Provisório.

Por outro lado, ao nível das cotas superiores da contenção, seria necessário executar uma contenção definitiva entre a cota do parque de estacionamento, no tardo do edifício e a cota do terreno existente. Foi realizado um poço de inspeção que verificou que as fundações dos edifícios na proximidade do Lote 1 dispunham de fundações à cota +44,5m, o que corresponde a um desnível de 4,5m, face à cota do parque de estacionamento (+40).

De modo a conciliar a necessidade das duas contenções, admitiu-se a execução de uma solução do tipo Berlim Misto, isto é, as contenções acima da cota +39 são executadas em Berlim Definitivo, travadas horizontalmente por microestacas sub horizontais, funcionando como pregagens de elevada inércia axial. Estas microestacas sub horizontais apresentam um comportamento do tipo pregagem, sem aplicação de pré-esforço. Abaixo da cota +40, foi executado uma contenção do tipo Berlim Provisório, com recurso a pranchas de madeira, perfis metálicos em aço laminado, ligados por vigas de distribuição do tipo UNP, e travados por ancoragens provisórias. As ancoragens são desativadas com o avanço da execução do aterro entre a parede definitiva e a parede de contenção provisoria. Na Figura 3 é apresentado um corte tipo da solução.

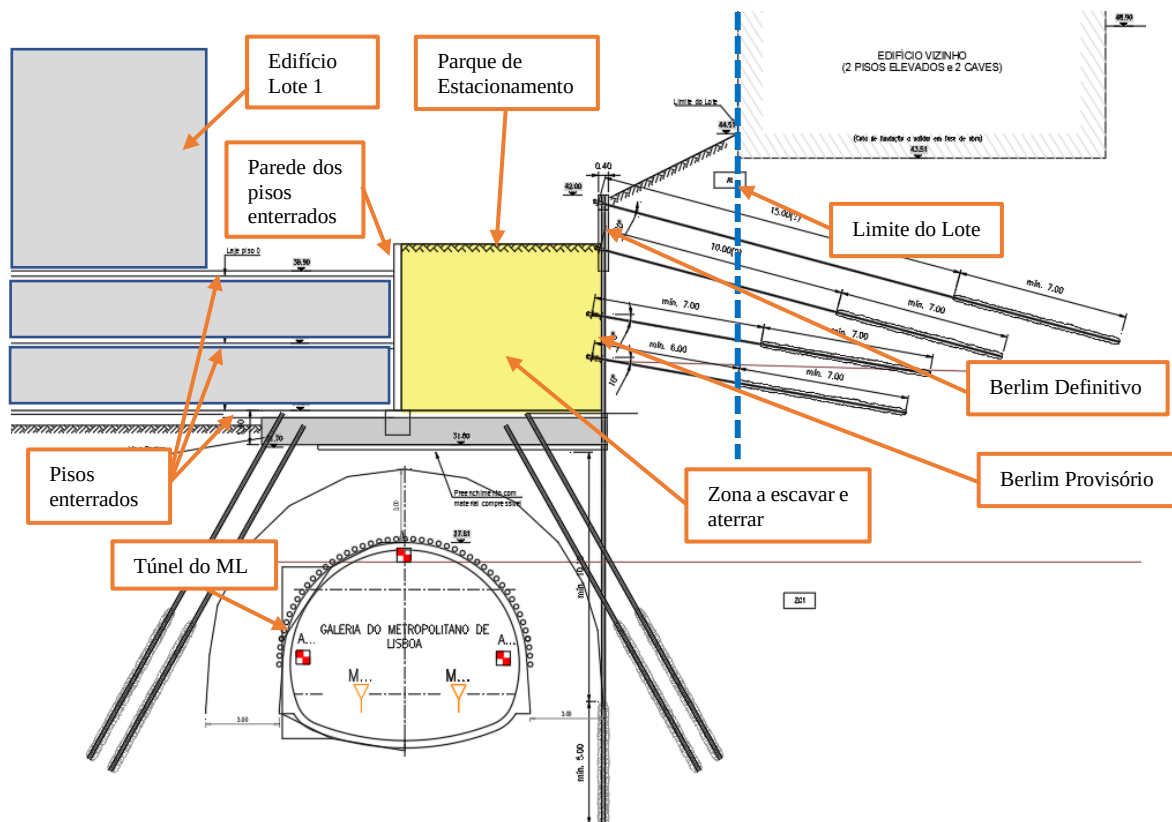


Figura 3. Corte tipo 1-1 no Lote 1, conforme localização na Figura 2b).

Considera-se importante referir que solução de escavação e contenção periférica tinha de ser compatibilizada com a solução de fundação definitiva. Para as fundações da parede Norte dos pisos enterrados foi considerado um conjunto de pórticos em betão armado, fundados em microestacas tubulares sub verticais. Para permitir a execução dos pórticos de fundação, a contenção do tipo Berlim Misto teria de ser executada a uma distância superior a 3m do túnel do ML. Deste modo, outro tipo de soluções para a execução da contenção, como por exemplo com a execução de taludes pregados, apresentavam maiores desafios. Complementarmente, verificou-se que a solução de taludes pregados potenciava uma maior descompressão dos terrenos, não sendo compatível com os exigentes padrões de controlo de deformações requeridos pelo ML. Assim, recorreu-se à solução do tipo Berlim Misto, conforme ilustrado na Figura 4.



Figura 4. Contenção periférica do tipo Berlim Misto (definitivo em cima e provisório em baixo) no Lote 1.

3.2 Lote 2

Relativamente ao Lote 2, verificou-se que o túnel do ML se localizava na proximidade de uma parte significativa do alçado Norte, adjacente aos edifícios existentes. Conforme estipulado nos procedimentos do ML, não era possível a execução de quaisquer elementos estruturais a uma distância inferior a 3m do túnel do ML. Esta restrição significava que em cerca de 20m de desenvolvimento do alçado Norte não era possível a execução de microestacas ou outro tipo de fundação indireta, atendendo que o fundo de escavação se encontrava a cerca de 4m da abóboda do túnel do ML. Na Figura 5 são apresentados os principais condicionamentos associados à execução da parede de contenção periférica.

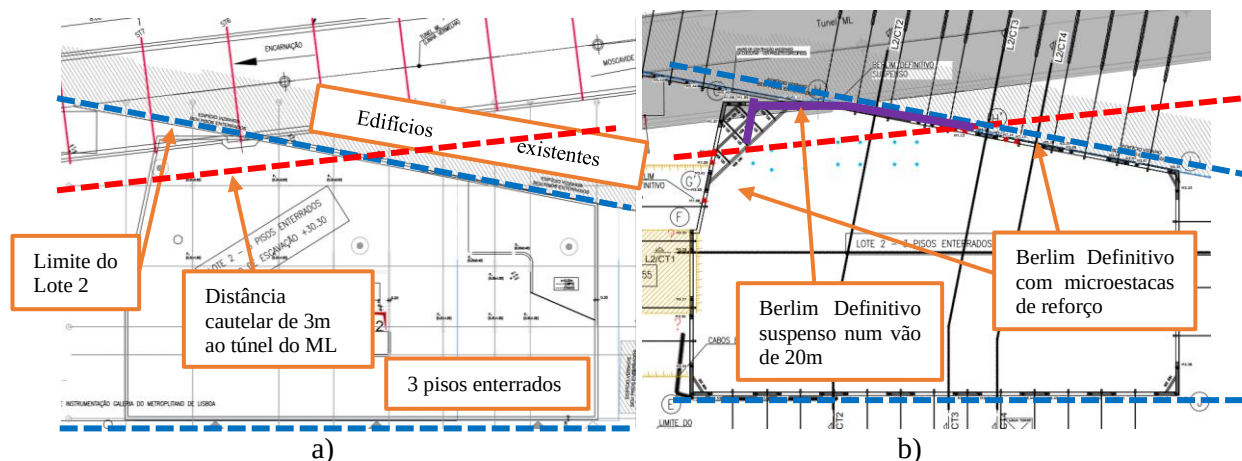


Figura 5. a) Condicionamentos existentes no Lote 2. b) Solução de escavação e contenção periférica para zona Norte do Lote 2.

No Lote 2, ao nível das estruturas de contenção periférica, existia a restrição da impossibilidade de executar apoios verticais ao longo de 20m de desenvolvimento de parede de contenção, associado ao desnível entre as fundações dos edifícios vizinhos (+44,5) e a cota do parque de estacionamento no tardoz do edifício 2 (+40). A solução adotada passou pela adaptação da tecnologia do tipo Berlim Definitivo para Berlim Definitivo Suspenso. Isto é, admitiu-se um comportamento de viga-parede para a parede de contenção periférica vencendo um vão de 20m. Os travamentos horizontais, na fase provisória, seriam assegurados por escoras metálicas ou ancoragens provisórias. Na fase definitiva, os mesmos travamentos são assegurados pelas



lajes dos pisos enterrados e ou por microestacas sub horizontais, executadas nos muros de contenção periférica localizados acima da cota da laje do piso 0. Relativamente às cargas verticais, em particular o peso próprio da contenção periférica e a componente vertical das ancoragens, o dimensionamento da parede teve em conta as mesmas no faseamento construtivo, isto é:

- O dimensionamento da viga de coroamento, para um vão de 20m, teve em conta a necessidade de acomodar o peso dos painéis do 1º nível da parede de Berlim definitivo, assim como a componente vertical das respetivas ancoragens provisórias;
- O dimensionamento da viga de coroamento e do 1º nível de painéis da parede de Berlim definitivo teve em conta a necessidade de acomodar o peso dos painéis do 2º nível da parede de Berlim definitivo, bem como da componente vertical das respetivas ancoragens provisórias.

Este procedimento foi adotado até ter sido atingido o fundo de escavação. As cargas verticais são transmitidas aos painéis e vigas superiores por meio de microestacas tubulares previamente executadas, sem bolbo de selagem, funcionando, sobretudo, como tirantes. As cargas na viga-parede são encaminhadas para as extremidades, onde painéis são igualmente executados ao abrigo da tecnologia do tipo Berlim Definitivo. De modo a acomodar o elevado nível de cargas, foram consideradas um conjunto de microestacas de reforço nas zonas de extremidade. As zonas de extremidade encontram-se a uma distância superior a 3m do túnel do ML. Na Figura 6 é apresentado um alçado da solução.

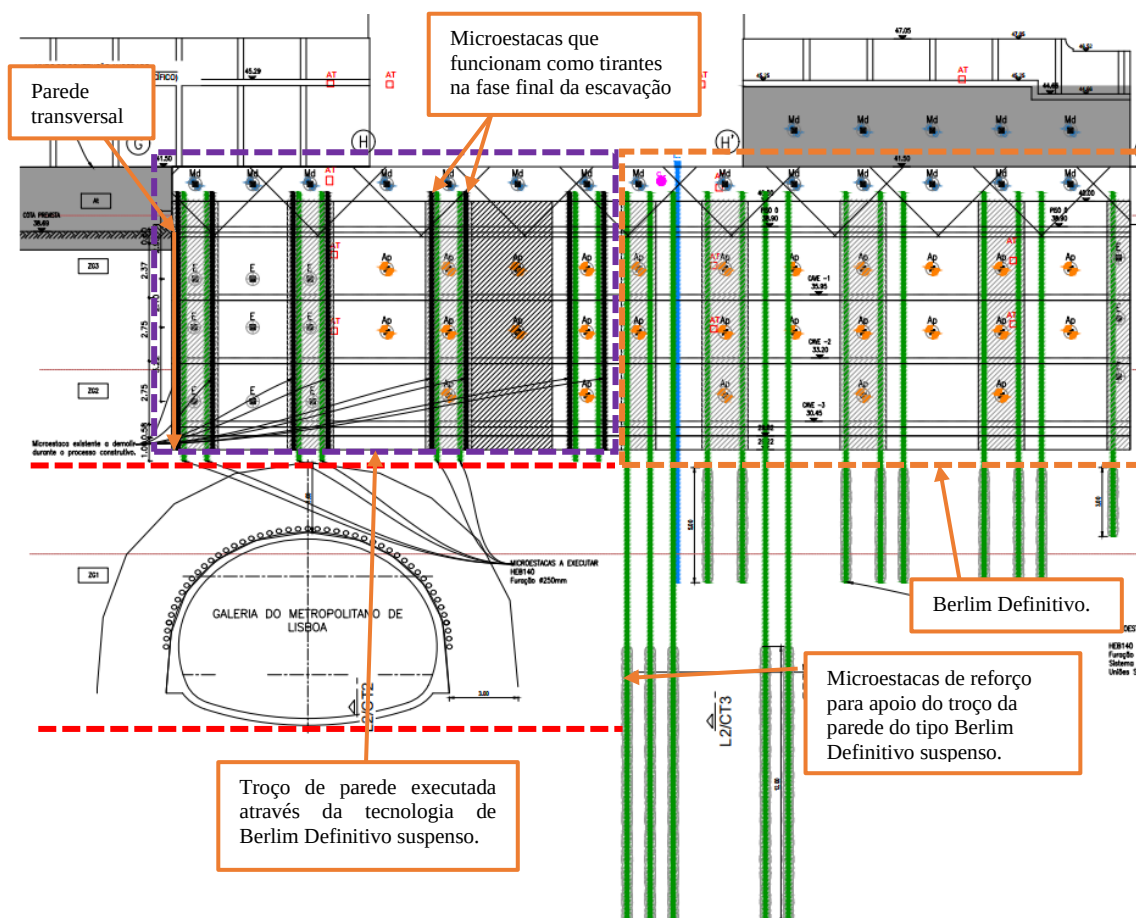


Figura 6. Alçado Norte do Lote 2.

Na Figura 7 é apresentada a execução dos trabalhos na proximidade do fundo de escavação do Lote 2, em particular na zona do troço da parede de contenção periférica executada através da tecnologia do tipo Berlim Definitivo Suspenso.



Figura 7. Vista do alçado Norte do Lote 2.

4 Solução de fundações na proximidade do túnel do ML

No âmbito da execução das fundações da zona Norte do edifício do Lote 1, seria necessário desenvolver soluções compatíveis com as restrições impostas pelo ML. Deste modo, foi considerada para os elementos localizados sobre o túnel do ML, parede periférica e pilares do primeiro alinhamento interior do edifício, uma solução de pórticos em betão armado, afastados entre si de cerca de 7m, fundados em microestacas tubulares sub horizontais. Para os elementos localizados nos alinhamentos imediatamente junto ao mesmo túnel do ML, foi considerada uma solução de fundação por microestacas verticais. Estas soluções foram implementadas de forma faseada, de modo a controlar as deformações do terreno no fundo de escavação e, assim, controlar a descompressão dos terrenos sobre o túnel do ML. Na Figura 8 são apresentadas as soluções adotadas.

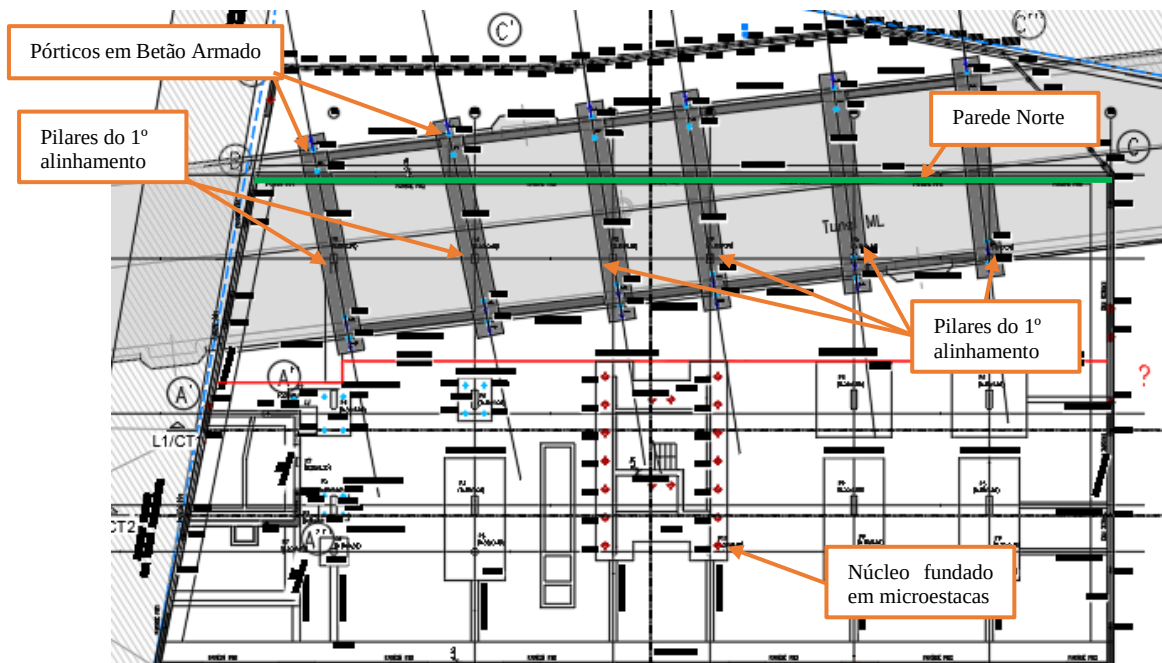


Figura 8. Planta do Lote 1 – Solução de Fundações.

Verificou-se em fase de obra, em particular, durante a execução das microestacas e durante o processo de escavação, de que os terrenos intercetados apresentavam propriedades geomecânicas superiores às



estimadas no âmbito do relatório geológico-geotécnico. Esta constatação foi complementada pelos resultados da instrumentação.

De forma a mitigar os efeitos das cargas a transmitir aos terrenos adjacentes ao túnel do ML em fase definitiva, em particular o núcleo de escadas e de elevadores e os pilares do segundo alinhamento interior, foi, como já referido executada uma solução de fundações em microestacas tubulares, com os respectivos bolbos de selagem localizados abaixo da cota da soleira do túnel do ML. Os restantes elementos estruturais, mais afastados do túnel do ML, foram fundados diretamente através de sapatas. Para compensar a diferença de rigidez das diversas soluções de fundações, foram adotadas vigas de fundação de elevada rigidez.

5 Instrumentação e Observação

A instrumentação da obra foi implementada por meio de um Plano de Observação e Instrumentação, constituído por um conjunto alargado de dispositivos, dos quais se destacam:

- Alvos topográficos nas estruturas de contenção periférica, a colocar durante a execução das mesmas,
- Alvos topográficos nas estruturas vizinhas, a colocar antes dos inícios dos trabalhos de escavação,
- Piezómetros, para controlar a posição da cota do nível freático;
- Inclínómetros, para controlar a evolução dos deslocamentos horizontais do terreno em profundidade;
- Células de carga, para avaliar as cargas nas ancoragens provisórias.
- Alvos topográficos e marcas topográficas no interior do túnel do ML, para controlar as deformações relativas (convergências) e absolutas da abóboda e dos carris.

Verificaram-se deformações nas contenções do lote 1 de até 10mm, do lote 2 de até 14mm, nos edifícios vizinhos de até 4mm e no túnel do ML de até 3mm, tendo verificado todos os critérios estabelecidos.

6 Considerações Finais

O presente artigo abordou as soluções de contenção periférica e de fundações adotadas numa obra complexa, condicionada pela proximidade a estruturas e infraestruturas muito sensíveis, como foi o caso do túnel do ML. Foram descritas soluções adaptadas a partir de soluções convencionais, de modo a assegurar a adequada compatibilização com todos os condicionamentos existentes. A gestão do risco da obra, incluindo a confirmação atempada de todos os pressupostos de conceção, bem como do bom comportamento da obra, apenas foi possível com a implementação de um adequado Plano de Instrumentação e Observação.

Agradecimentos

Os autores do artigo agradecem a empresa Mexto S.A., Dono de Obra, a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Consideram ainda importante sublinhar que as soluções implementadas resultam de um trabalho de equipa, no âmbito do qual devem ser destacadas as empresas: Grupo Cofrasilva, empreiteiro geral, Geosol, empreiteiro de geotecnia, e Pecnon, projetista da nova estrutura.

Referências

- Metropolitano de Lisboa (2010a) *Interferência de Terceiros em Estruturas ML em Exploração - Procedimentos – Inspeção Técnica às Estruturas do Metropolitano de Lisboa, E. P.E.* Lisboa.
- Metropolitano de Lisboa (2010b) *Interferência de Terceiros em Estruturas ML em Exploração - Procedimentos – Projeto e Monitorização das Estruturas do Metropolitano de Lisboa, E. P. E.*, Lisboa.
- Pinto, A.; Fartaria, C.; Pita, X. e Tomásio, R. (2017). FPM41 high rise building in central Lisbon: innovative solutions for a deep and complex excavation. 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Seoul, Korea. pp 2029 – 2032, TC 207 (Soil Structure). ISBN 978-89-952197-5-1.
- Tomásio, R. e Pinto, A. (2019). Retaining Wall Solutions for Underground Extension of Hospital da Luz in Lisbon – Portugal. 17th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Reykjavik, Iceland. Discussion Section D5-5 (Soil Structure). ISBN 978-9935-9436-1-3.



Execução de poços de grande diâmetro em meio urbano Reservatórios “Nado 1” e “Vilarinho 2”, em Belo Horizonte, Minas Gerais

Nuno Braz da Silva

Coordenador de Projeto, JETsj, Belo Horizonte, Brasil, nsilva@jetsj.com

Miriam Lopes

Engenharia Geotécnica, JETsj, Lisboa, Portugal, mlopes@jetsj.com

André Henriques

Engenharia Estrutural, JETsj, Lisboa, Portugal, ahenriques@jetsj.com

RESUMO: O presente artigo tem como objetivo apresentar o desafio geotécnico e estrutural, de projeto, para a execução de dois reservatórios inseridos no sistema de controle de cheias da cidade de Belo Horizonte. Trata-se de uma obra de escavação profunda em meio urbano, compreendendo a escavação de três poços secantes com cerca de 33m de profundidade, numa área de implantação de aproximadamente 3.500,00m². Foram realizados modelos de tensão-deformação em ambiente Plaxis 3D considerando uma parametrização geotécnica estimada a partir da análise conjunta de ensaios in situ e de laboratório. O projeto foi desenvolvido em ambiente BIM, contemplando a integração geotécnica e estrutural a partir da interpolação dos modelos geológicos definidos no GEO5, a definição geométrica da obra em REVIT e a modelagem do aço em TEKLA. Deste modo foi possível integrar as diferentes especialidades num ambiente colaborativo singular, compatibilizando-as, desde o início, em fase de projeto. As análises geotécnicas e estruturais foram desenvolvidas num modelo de interação solo-estrutura único, onde os esforços desenvolvidos, nas diversas fases de escavação, são função da evolução da deformabilidade do conjunto “estrutura + solo”. Posteriormente, durante a execução da obra, serão realizadas as retroanálises onde serão comparados os resultados obtidos através dos diferentes instrumentos instalados no campo com os obtidos dos modelos numéricos (método observacional).

PALAVRAS-CHAVE: Escavações profundas, Meio urbano, Paredes diafragma, Análise Plaxis 3D, BIM, Método observacional

ABSTRACT: This paper aims to present the geotechnical and structural design challenge for the construction of two reservoirs inserted in Belo Horizonte's flood control system. It is an urban excavation comprising the execution of three secant circular shafts around 33m deep, in an area of approximately 3,500.00 m². Stress-strain models were performed in Plaxis 3D with a geotechnical parameterization estimated from the combined analysis of in situ and laboratory tests. The project was developed in a BIM environment, considering geotechnical and structural integration from the interpolation of geological models defined in GEO5, the geometric definition in REVIT and the steel modelling in TEKLA. Thus, it was possible to integrate the different engineering subjects in a unique collaborative environment, making them compatible, from the beginning, in the design stage. Geotechnical and structural analyses were developed in a single model, where the stress-strains estimated in the various excavation phases are a function of the evolution of the stiffness of the “structure + soil” interaction. Later, during the field works, retro-analysis will be carried out comparing the results obtained through the different monitoring instruments installed in the field with those obtained from the numerical models (observational method).

KEYWORDS: Deep excavations, Urban environment, Diaphragm walls, Plaxis 3D analysis, BIM, Observational method



2 Introdução

As escavações de grande profundidade ($h > 30\text{m}$) introduzem uma significativa alteração do estado de tensão em repouso do solo, onde por vezes, as principais referências de dimensionamento e controle dos resultados obtidos em diversos modelos de cálculo não são suficientes para a segurança estrutural e geotécnica da obra tal como o controle de danos nas estruturas confinantes. A execução de dois reservatórios de grandes dimensões na área de Vilarinho (Figura 1) e Nado (Figura 2), inseridos numa região densamente povoada da cidade de Belo Horizonte, resultou numa complexa interação solo-estrutura tendo em conta diversos fatores tais como: simetria estrutural, assimetria geológica-geotécnica, análise de fluxo e estabilidade do fundo de escavação (rotura hidráulica) através de formações permeáveis, faseamento construtivo da obra e controle da bacia de recalques da envolvente. Nesse contexto faz-se necessário análises tridimensionais de modo a obter resultados com maior confiabilidade e uma interação solo-estrutura adequada (Hou et al, 2009). No presente artigo iremos abordar as investigações geotécnicas mais adequadas com vista a alimentar corretamente os parâmetros de resistência e deformabilidade dos modelos constitutivos hiperbólicos com enrijecimento plástico (Hardening Soil Model, HSM Plaxis 2021) tal como os modelos de tensão deformação realizados em Plaxis 3D e sua análise e interpretação com vista a um correto dimensionamento da obra geotécnica e estrutural. Por fim abordaremos o Plano de Instrumentação e Monitoramento da obra de modo a aplicarmos o método observacional e termos um pleno controle da obra durante a evolução do seu faseamento construtivo.



Figura 1. Reservatório Vilarinho

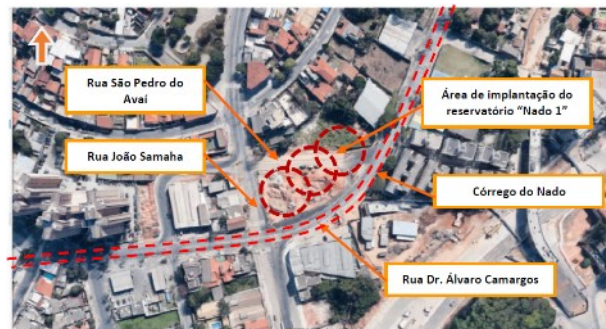


Figura 2. Reservatório Nado

2 Modelo Geológico e zonamento geotécnico

2.1 Geologia

Com base na Carta Geológica de Belo Horizonte, folha SE.23-Z-C-V1, à escala 1:100 000, e respetiva Nota Explicativa, desenvolvida no âmbito do “Programa levantamentos geológicos básicos do Brasil” (1), constata-se que a zona de estudo se localiza numa formação datada do Arqueano, designado por “Complexo Belo Horizonte – Ab”. Segundo (1), a unidade litoestatigráfica “Complexo Belo Horizonte” é constituído por “(...) gnaisses cinzentos frequentemente com um bandamento composicional e feições de migmatização.” “Os gnaisses do Complexo Belo Horizonte em geral mostram-se bastante intemperizados, mormente em se tratando da região metropolitana, onde o relevo é arrasado, ocorrendo boas exposições em pedreiras. Muitas vezes essas rochas formam cúpulas ou pães-de-açúcar, conforme observado na região de Ravena. O solo é arenoso a argilo-arenoso róseo, às vezes um verdadeiro saibro esbranquiçado, nos estágios iniciais de meteorização.”

2.2 Investigações geotécnicas realizadas

De forma a obtermos o pleno conhecimento das formações geológicas de ambos os locais de escavação, tendo com premissa a carta geológica da região, foram realizados diferentes tipos de prospeção visando a identificação da natureza, da possança e estrutura geológica das formações constituintes do substrato a intersectar pela escavação associada à construção dos reservatórios “Nado 1” e “Vilarinho 2”, bem como das



suas características geomecânicas, foram realizados, em ambas as áreas de intervenção, um conjunto de trabalhos de prospecção mecânica, prospecção geofísica, e de ensaios *in situ*. Nomeadamente:

- a. Sondagens percussivas associadas a ensaios de penetração dinâmica do tipo SPT (*Standard Penetration Test*);
- b. Sondagens mistas associadas a ensaios de penetração dinâmica do tipo SPT (*Standard Penetration Test*);
- c. Ensaios de permeabilidade *in situ*, de infiltração em solos e de perda de água sob pressão em rocha;
- d. Ensaios *in situ* de palheta (*Vane test*);
- e. Ensaios *in situ* de pressômetro (PMT);
- f. Ensaios *in situ* de dilatômetros de Marchetti (DMT);
- g. Ensaios *in situ* do tipo *Crosshole*;
- h. Ensaios *in situ* do tipo *MASW* (*Multichannel Analysis of Surface Waves*).

Em função dos resultados obtidos, foram definidas as seguintes zonas geotécnicas com características e comportamento semelhante:

3 Parametrização Geomecânica

3.1 Envolvente de rotura

As envolventes de rotura de Tresca, definidas para ZGC1 e ZGC2, foram estimadas através dos resultados dos ensaios *in situ* de palheta, e a partir de correlações empíricas baseadas nos ensaios de penetração dinâmica (SPT), apresentadas no relatório nº1, respetivamente.

3.2 Módulo de deformabilidade

Refere-se que os valores do módulo de distorção inicial (na gama das muito pequenas deformações), partiu dos valores de velocidade de ondas cisalhantes aferidos por métodos geofísicos. Relativamente aos valores dos módulos de deformabilidade secante (E') e de compressão unidimensional (E_{oed} , refere-se que, no que concerne às zonas ZGB e ZGC, a sua estimativa, teve por base os resultados dos ensaios *in situ* de pressômetro de Ménard (PMT) e dilatômetro de Marchetti (DMT). Já a estimativa do módulo de deformabilidade secante do maciço rochoso (zona geotécnica ZGA), partiu de informação reportada na bibliografia da especialidade.

3.3 Estado de tensão *in situ*

Os valores do coeficiente de empuxo em repouso e razão de pré-adensamento foram estimadas através dos ensaios de dilatômetro de Marchetti (DMT), para os depósitos de solos de origem aluvionar/coluvionar (ZGC1).

3.4 Propriedades hidráulicas

As permeabilidades horizontais correspondem aos valores médios obtidos nos ensaios de permeabilidade *in situ*, para cada uma das zonas geotécnicas consideradas. Para os solos de origem sedimentar e antrópica (ZGC1 e ZGC2), considerou-se um rácio entre a permeabilidade na direção horizontal e vertical de dois. Para as restantes zonas geotécnicas adoptou-se uma permeabilidade isotrópica.



Tabela 1. Tabela síntese de parametrização geomecânica para solos

				Envoltória de rotura				Deformabilidade					Estado de tensão <i>in situ</i>		Parâmetros hidráulicos	
				Mohr-Coulomb		Tresca		Grandes deformações		Muito pequenas deformações						
I.D.	Descrição	γ_{dry}	γ_{sat}	ϕ'	c'	S_u	$S_{u,r}$	E'	E_{oed}	ν	V_s	G_0	K_0	OCR	k_x	k_y
		[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[m/s]	[MPa]	[-]	[-]	[cm/s]	[cm/s]
ZGC.2	Depósitos de aterro	17	18	27	0	37,6	-	14	17,5	0,20	211	76	1	-	$1,96 \times 10^{-5}$	$9,82 \times 10^{-6}$
ZGC.1	Depósitos aluvionares/coluvionares	16	17	30	0	60	25	12,5	15,6	0,30	228	83	1	2 a 3	$3,66 \times 10^{-5}$	$1,83 \times 10^{-5}$
ZGB.3	Solos de alteração (N<30)	18	19	31	0	-	-	54	70,9	0,30	279	140	0,48	-	$3,28 \times 10^{-5}$	$3,28 \times 10^{-5}$
ZGB.2	Solos de alteração (30<N<60)	20	21	34	0	-	-	96	120	0,30	579	670	0,44	-	$4,08 \times 10^{-5}$	$4,08 \times 10^{-5}$
ZGB.1	Solos de alteração (N>60) / Gnaiss (A5/C5)	21	22	39	0	-	-	1056	-	0,30	597	748	0,37	-	$6,13 \times 10^{-4}$	$6,13 \times 10^{-4}$

Tabela 2. Tabela síntese de parametrização geomecânica para rochas

I.D.	Descrição	Envoltória de rotura													Estado de tensão <i>in situ</i>	Parâmetros hidráulicos		
		Hoek-Brown									Mohr-Coulomb		Deformabilidade					
		γ_{dry} [kN/ m³]	γ_{sat} [kN/ m³]	σ_{ci} [M pa]	G SI [-]	m _i [-]	D [-]	m _b [-]	s [-]	a [-]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E _i [MPa]	E' [MPa]		ν [-]	K ₀ [-]	kx [cm/s]
ZGA.2	Gnaiss (A4/C4)	24	25	160	25	28	0	1,923	0,00 024	0,531 27	63,6	345	42000	2753	0,22	0,28	2,81 x10 ⁻³	2,81 x10 ⁻³
ZGA.1	Gnaiss (A3/C3) a (A1/C1)	26	27	160	37	28	0	2,951	0,00 091	0,513 93	66,5	518	42000	5979	0,22	0,28	5,03 x10 ⁻³	5,03 x10 ⁻³

4 Utilização de ferramentas BIM

4.1 Introdução

Tendo em conta o desenvolvimento e a importância do uso de ferramentas BIM na construção civil optou-se, desde início, em realizar este projeto em ambiente colaborativo, integrando e compatibilizando a geometria da estrutura do reservatório e estruturas anexas com a sua armadura, e compatibilizando a estrutura com o ambiente geológico-geotécnico circundante. O desenvolvimento do projeto em ambiente BIM permitiu identificar

O desenvolvimento do projeto em ambiente BIM permitiu ainda identificar diversas incompatibilizações, as quais foram atempadamente corrigidas antes do projeto passar a obra.

4.2 Modelação da geometria

Tendo por base os desenhos do projeto básico estrutural realizado em AutoCAD, optou-se por realizar a modelação geométrica da estrutura do reservatório e estruturas acessórias no Revit.

As paredes diafragma do reservatório foram modeladas como elementos do tipo *Generic Model*, as vigas de coroamento, vigas de cobertura estroncas e anéis como *Structural Framing* os pilares interiores e as colunas de jetgrouting como *Structural Column*, as pré-lajes como elementos do tipo *Floor* e as fundações dos pilares como elementos do tipo *Structural Foundation*.

Por forma a tornar o projeto mais completo e a extrair de uma forma mais simples as quantidades de materiais dos diversos elementos constituintes do reservatório, nomeadamente a forma, o concreto e o aço, foram criadas diversas fases, simulando de uma forma simplista a construção do reservatório. Assim, foram definidas as seguintes fases:

1. Existente – Topografia existente;



2. Terraplenagens – Terraplenagem necessária para atingir a cota de trabalho;
3. Mureta guia – Execução da mureta guia para auxiliar a execução das paredes diafragma;
4. Lamelas + JET – Execução das lamelas das paredes diafragma e das colunas de jetgrouting;
5. Viga de Coroamento – Execução da viga de coroamento que liga todas as paredes diafragma;
6. Anéis + Estroncas – Execução faseada dos anéis da contenção e respectivas estroncas (Figura 3);
7. Fundações + Pilares – Execução das fundações e respectivos pilares interiores de apoio à cobertura;
8. Vigas de cobertura – Colocação das vigas de cobertura pré-moldadas;
9. Lajes de cobertura – Colocação das pré-lajes e concretagem da lâmina de compressão (Figura 4).

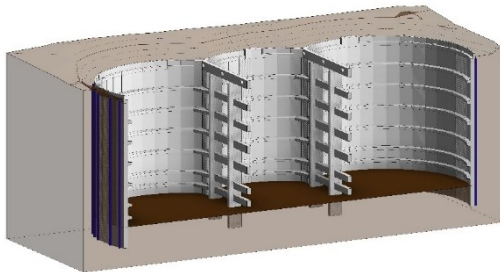


Figura 3. Corte longitudinal da estrutura do reservatório após toda a escavação do interior e execução dos anéis e estroncas.

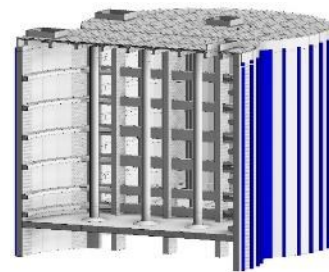


Figura 4. Corte transversal da estrutura do reservatório após execução da estrutura da cobertura.

A modelação da estrutura conseguiu ser rápida e eficiente dada a simetria do reservatório em relação aos dois eixos principais e à repetição de diversos elementos ao longo da altura.

4.3 Modelação da geologia

Por forma a realizar uma avaliação mais correta dos materiais intersetados pelas paredes diafragma, assim como aferir os diversos volumes de escavação desses materiais e a posição do nível freático existente, optou-se por efetuar uma modelação tridimensional da estrutura geológica tendo por base o plano de prospeção realizado.

Esta modelação foi feita através da ferramenta de Estratigrafia do GEO5, a qual permite, através da introdução de diversos dados de ensaios de campo pontuais (sondagens, poços, CPT, DPT, SPT, DMT e PMT), interpretar e gerar um modelo geológico composto por um conjunto de superfícies que forma o terreno na zona dos reservatórios (Figura 5 e Figura 6).



Figura 5. Estratigrafia gerada pelo GEO5 após a inserção dos dados dos ensaios geotécnicos.

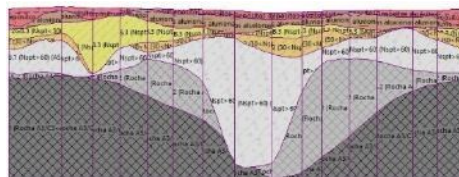


Figura 6. Corte longitudinal da estratigrafia existente na zona do reservatório.

Esta informação é colocada no programa através da georreferenciação com coordenadas X, Y e Z, por forma a possibilitar a exportação posterior do GEO5 para o Revit através do formato universal IFC (Figura 7).



Figura 7. Interfaces entre unidades geotécnicas realizadas no GEO5 e exportadas para o Revit em formato IFC.



4.4 Modelação do aço

As barras dos elementos constituintes do reservatório foram modeladas no Revit e no Tekla possibilitando a perfeita e total compatibilização entre elementos para que, em fase de obra, não existissem quaisquer dúvidas ou erros na montagem das barras (Figura 8 e Figura 9). Esta modelagem, apesar de morosa, apresenta inúmeras vantagens para o executante, pois permite avaliar de uma forma muito clara e precisa todos os detalhes de barras necessários no projeto, bem como as quantidades para cada tipo de elemento.

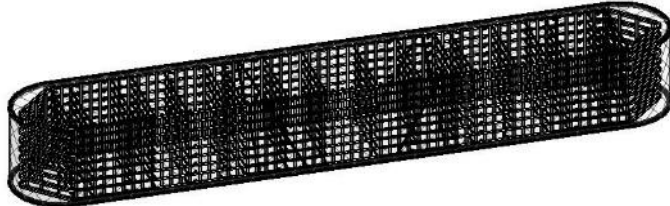


Figura 8 - Modelação em Revit das lamelas da parede diafragma.

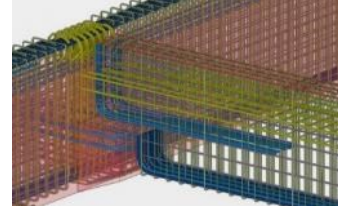


Figura 9. Modelação da cobertura do reservatório em TEKLA.

5 Modelos numéricos

A análise efetuada consistiu na realização de um modelo tridimensional que engloba a totalidade da estrutura de contenção, bem como as estruturas e infraestruturas vizinhas. A geometria do modelo de cálculo numérico, foi definida atendendo à interpretação da informação proporcionada pelos trabalhos de prospeção geológica e geotécnica. O domínio de análise, em planta, corresponde a uma área de 385m (direção x) x 365m (direção y). Em altura (direção z), refere-se que o modelo apresenta uma dimensão de 133m, garantido assim uma distância de 94m da face inferior do modelo à cota final de escavação. Refere-se que a dimensão do modelo de cálculo foi definida de modo a anular os efeitos das fronteiras para os resultados das análises. A malha de elementos finitos utilizada resultou de um refinamento progressivo de forma a avaliar os efeitos da mesma para os resultados.

Na Figura 10 apresenta-se a geometria e malha de elementos finitos do modelo desenvolvido.

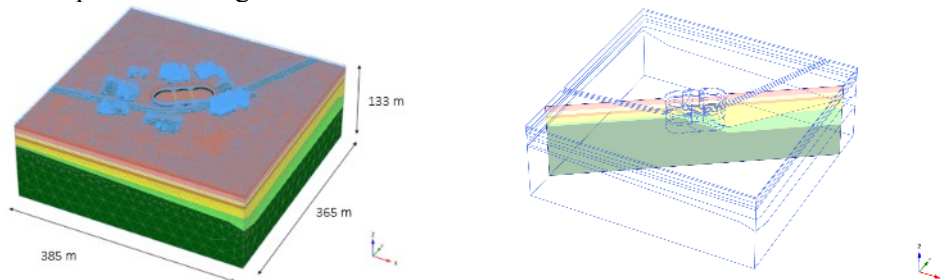


Figura 10 - Geometria e malha de elementos finitos do modelo tridimensional de cálculo (PLAXIS 3D)

As paredes de contenção, anéis e laje de fundo foram modeladas através de elementos do tipo “Plate”, com comportamento linear elástico. As ligações entre painéis de parede diafragma foram consideradas rotuladas. No que aos pórticos de travamento diz respeito, refere-se que as estroncas e pilares foram modelados através de elementos tipo “Beam”, igualmente com comportamento linear elástico. As ligações entre estroncas e os pilares do pórtico foram consideradas como rígidas (“engastadas”).

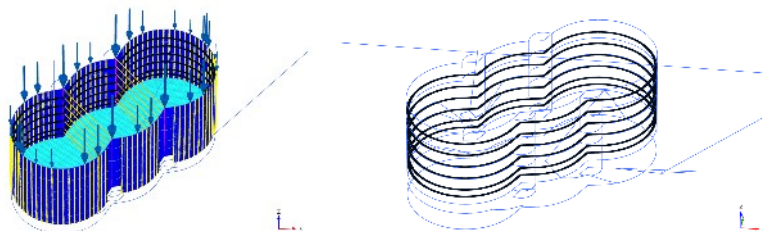


Figura 11 - Geometria do modelo tridimensional de cálculo (PLAXIS 3D) – Elementos estruturais: parede de contenção, anéis, pórticos e laje de fundo

6 Resultados dos modelos numéricos

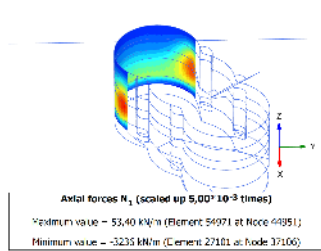


Figura 12 - Esforço axial N1 (PLAXIS 3D) – Lamelas – Célula Sul – Última fase de escavação

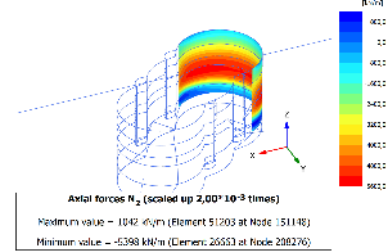


Figura 13 - Esforço axial N2 (PLAXIS 3D) – Lamelas – Célula Sul – Última fase de escavação

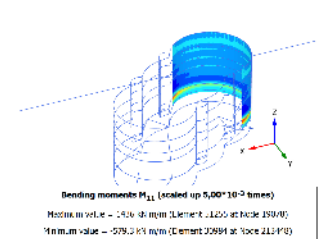


Figura 14 – Momento flector M11 (PLAXIS 3D) – Lamelas – Célula Sul – Última fase de escavação

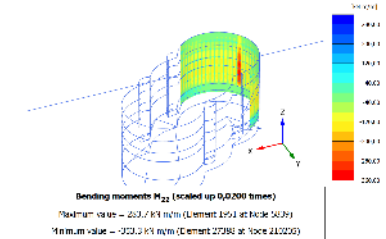


Figura 15 - Momento flector M22 (PLAXIS 3D) – Lamelas – Célula Sul – Última fase de escavação

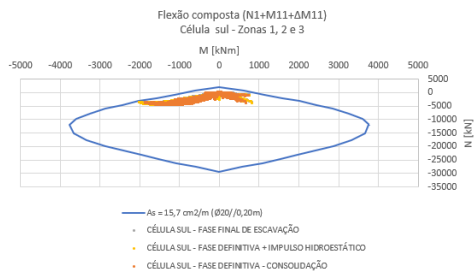


Figura 16 - Verificação ao estado limite último de resistência à flexão composta normal (N1+M11) - Célula sul, Zona A Zonas 1, 2 e 3

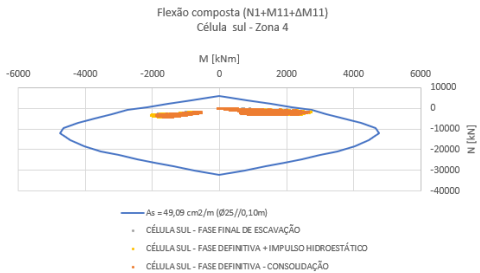


Figura 17 - Verificação ao estado limite último de resistência à flexão composta normal (N1+M11) - Célula sul, Zona A - Zona 4

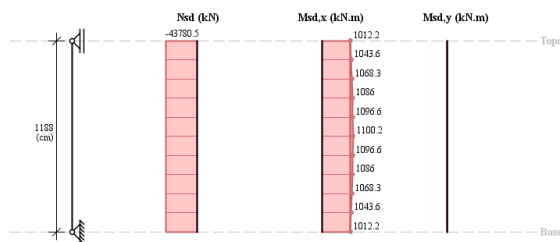


Figura 18 - Esforços de dimensionamento - Estroncas - Secção 1,70x1,00m

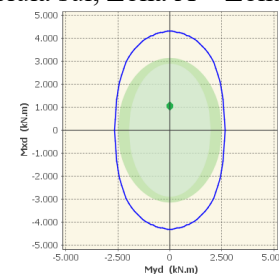


Figura 19 - Verificação ao estado limite último de resistência à flexão composta normal (N+M) - Estroncas - Secção 1,70x1,00m

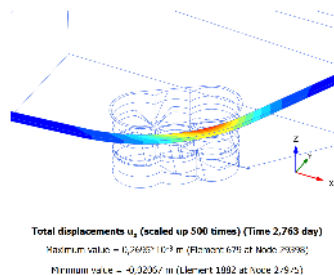


Figura 20. Recalques córrego

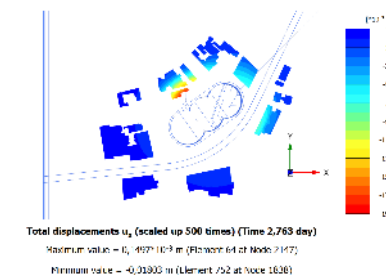


Figura 21. Recalques edificios vizinhos



7 - CONCLUSÕES

Diversos modelos de elementos finitos 2D e 3D foram desenvolvidos com o objetivo de simular o efeito de uma escavação profunda, em termos de tensões e deformações, e do bombeamento de água necessários para a execução de um poço para o controle de cheias da cidade do Rio de Janeiro. Numa primeira abordagem, as análises das estruturas de contenção foram realizadas com base em modelos de elementos finitos 2D. Devido à assimetria geológica, foi necessário estudar a estabilidade global e o comportamento da estrutura, o que não seria possível com modelos 2D. Com este objetivo em vista foi desenvolvido um modelo global 3D. O modelo 3D foi particularmente útil na análise de alguns elementos estruturais particulares, permitindo um melhor entendimento do comportamento global da estrutura, tal como a análise de percolação global de toda a envolvente da obra. No momento da elaboração do presente artigo, iniciaram-se os trabalhos de furação das paredes diafragma, pelo que ainda não é possível efetuar as retro-análises a partir dos resultados da instrumentação e sua comparação com os modelos numéricos.

AGRADECIMENTOS

A JETsj agradece a autorização da SUDECAP e ao consórcio CME para a publicação do presente artigo e a colaboração e disponibilidade no envio dos dados necessários para a elaboração do documento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Brandalise, Luiz Alberto. Folha SE.23-Z-C-VI. Estado de Minas Gerais. Escala 1:100 000. Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil. Belo Horizonte. Brasília : s.n., 1999.
- Briaud, Jean Louis. Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils. Hoboken, New Jersey : John Wiley & Sons, Inc, 2013. ISBN: 978-0-470-94856-9.
- Bell, F. G. Engineering Geology, 2nd edition. Oxford, UK : Elsevier, 2007. ISBN: 978-0-7506-8077-6.
- Hoek, Evert et al. Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 EDITION. 2002.
- Hoek, E. e Diederichs, M.S. Empirical estimation of rock mass modulus. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. 2005, Vol. 43.
- ISO 22476-3:2005, Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 3: Standard penetration test. 2005.
- Kitazume, M. e Terashi, M. The Deep Mixing Method. 2013.
- Kulhawy, F H, and Mayne. Manual on estimating soil properties for foundation design. Ithaca, Nova Iorque : s.n., 1990.
- Marinos, P and Hoek, E. GSI – A geologically friendly tool for rock mass strength estimation. Proc. GeoEng2000 Conference, Melbourne. 2000.
- NP EN 1997-1, Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico – Parte 1: Regras gerais. 2016.
- NP EN 1998-1, Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. 2011.
- NBR 6484, Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. 2001.
- Obrzud, R. F. e A. Truty. The hardening soil model - A practical guidebook. Suíça : s.n., 2018.
- PLAXIS2D CONNECT Edition V21.01 - Material Models Manual. 2021.
- Schnaid, Fernando. In Situ Testing in Geomechanics: The Main Tests. New York : Taylor & Francis, 2009.
- Schnaid, Fernando e Odebrecht, Edgar. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações, 2ª edição. São Paulo : Oficina de textos, 2012. ISBN: 978-85-7975-059-5.
- Teixeira, A. H. Improvement of Soft Clays by Jet grouting. PCSMFE. 1987.