SOLUÇÕES GEOTÉCNICAS PARA A CONSTRUÇÃO DE UMA PLATAFORMA LOGÍSTICA EM LOURES

GEOTECHNICAL SOLUTIONS FOR THE CONSTRUCTION OF A LOGISTIC PARK IN LOURES

Tomásio, Rui, JETsj Geotecnia*, Lisboa, Portugal, rtomasio@jetsj.com**
Henriques, André, JETsj Geotecnia*, Lisboa, Portugal, ahenriques@jetsj.com*
Ramalho, Filipa, Norton EI*, Lisboa, Portugal, framalho@nortonei.com*
Dias, João, Triaxial, *Lisboa, Portugal, joao.dias@triaxial.pt*
**autor para correspondência*

RESUMO

No presente artigo são apresentadas as soluções geotécnicas adotadas para a construção de uma plataforma logística, localizada no concelho de Loures. Face à elevada área de implantação pretendida, aliada ao declive inicial do terreno e à envolvente viária existente, mostrou-se necessária a execução de um vasto conjunto de estruturas de suporte de terras, nomeadamente uma cortina de estacas multi-ancorada, um muro de gabiões de elevada altura e diversos muros de terra armada com paramento vertical em betão armado pré-fabricado. Descrevem-se os principais condicionamentos existentes, nomeadamente: antropomórficos, geológicos, hidrogeológicos, geotécnicos e de vizinhança, os quais determinaram fortemente a escolha das soluções de suporte de terras. Será ainda dado particular relevo à modelação das soluções e à sua comparação com os resultados da monitorização realizada durante o decorrer dos trabalhos.

ABSTRACT

This paper aims to describe the geotechnical and structural solutions employed for the construction of a logistics park situated in the municipality of Loures. Due to the vast surface area of the site, coupled with the initial slope of the land and the presence of nearby infrastructures, an extensive array of earth support structures was necessary, including a multi-anchored pile wall, a gabion wall, and several mechanically stabilized reinforced earth walls. The selection of these solutions was heavily influenced by a variety of factors, such as anthropogenic, geological, hydrogeological, geotechnical, and neighbourhood conditions. This paper will provide a detailed account of the design of these solutions and compare their performance against the results of the monitoring carried out during the construction phase.

1. INTRODUÇÃO

As soluções de contenção e suporte de terras desenvolvidas para a construção desta plataforma logística localizada no concelho de Loures (Figura 1) foram definidas de forma a possibilitar a materialização de uma superfície plana de 107.000 m^2, para a construção de um edifício com cerca de 55.000 m^2 de área de implantação.

A utilização deste local para a implantação de um edifício de grandes dimensões e com exigentes critérios de desempenho futuro, dado tratar-se de uma plataforma logística, mostrou-se extremamente desafiante, nomeadamente, porque o terreno original tinha anteriormente sido utilizado como uma pedreira de extração de rocha calcária e, posteriormente, como vazadouro de materiais diversos. Estas duas situações determinaram, durante a escavação, a ocorrência de transições geológicas muito bruscas e comportamentos geotécnicos totalmente distintos em distâncias muito reduzidas.

Figura 1 - Identificação do local da obra.

Após uma extensa caracterização geológico-geotécnica, consubstanciada por diversas campanhas de prospeção, foram adaptadas as melhores soluções de contenção e suporte de terras, tanto para as zonas em escavação como para as zonas em aterro.

Para o alçado Sul, adjacente à estrada nacional EN250, foi definida uma cortina de estacas moldadas, com uma altura máxima de 20 m, ancorada definitivamente e complementada com uma parede tipo Berlim Definitivo, nas zonas em que o maciço calcário aflorava, acima do fundo de escavação, com baixo grau de alteração e fracturação.

No alçado poente, considerando as cotas existentes, o espaço disponível e a necessidade de garantir a maior capacidade possível de armazenamento dos solos excedentários à plataforma de aterro, foi construído um muro de gabiões com cerca de 16 m de altura.

Por fim, ao longo dos alçados Norte e Nascente foram construídos muros de suporte, com alturas variáveis entre 3 m e 18 m, em terra armada com paramento em painéis de betão armado pré-fabricado. De forma a garantir a capacidade de carga do terreno de fundação dos muros e, simultaneamente, assegurar a verificação da segurança à estabilidade global dos mesmos, procedeu-se ao reforço do terreno de fundação com várias camadas de geotêxtis de alta resistência.

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1. Condicionamentos geológico-geotécnicos

Foram realizadas quatro campanhas de prospeção na zona da plataforma logística. A campanha de prospeção inicial, datada de junho de 2019, consistiu na execução de

vinte e sete sondagens a trado oco (S1 a S27) acompanhadas da realização de ensaios de penetração dinâmica do tipo SPT a cada 1,5 m e atingindo profundidades de 34 m, vinte e quatro poços de reconhecimento com recurso a giratória tendo atingido profundidades variáveis entre 0,70 e 4,90 m e dez perfis de refração sísmica.

Numa segunda fase, em fevereiro de 2020, executaram-se nove sondagens mecânicas à rotação (S28 a S36), com recolha de amostra e realização de ensaios de penetração dinâmica SPT a cada 1,50 m de furação do solo, apresentando-se na Figura 2 um perfil geotécnico interpretativo relativo a esta fase. A análise do mesmo permite confirmar a variabilidade dos terrenos intersetados, bem como as variações geológicas bruscas. As sondagens desta segunda fase, pela sua localização, foram identificadas como as mais representativas para o dimensionamento da cortina de estacas adjacente à estrada nacional EN250.

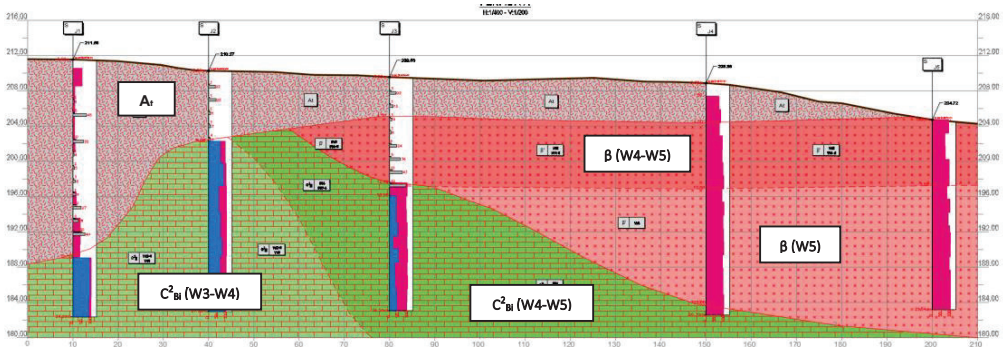

Figura 2 – Perfil geotécnico interpretativo ao longo do alinhamento da cortina de estacas.

Na terceira fase, realizada em agosto de 2021, executaram-se mais dezassete sondagens (S1B, S3B a S8B, S10B, S12B, S14B, S15 a S20, S1C e S2C), para melhor caracterização da zona junto aos muros de gabiões, muro de terra armada e uma zona específica do armazém onde as cargas eram mais elevadas.

Por fim, foi proposta uma última campanha complementar, realizada em setembro de 2021, com vista a refinar o zonamento no alinhamento da cortina de estacas e recolher amostras intactas para a realização de ensaios laboratoriais de caracterização da resistência e da deformabilidade dos materiais presentes no local. Esta campanha foi determinante para uma correta definição da solução de cortina de estacas, uma vez que o alinhamento da mesma ficava quase sobre o perímetro limítrofe da pedreira existente. Assim, nesta zona, numa distância de poucos metros, passava-se de um maciço rochoso perto da superfície, para um maciço rochoso abaixo do fundo da escavação (Figura 3).

Figura 3 – Vista das transições bruscas entre zonas de aterro e paramentos verticais do maciço calcário, resultantes da exploração anterior do local por pedreiras.

A Análise do dispositivo geológico-geotécnico resultante das campanhas de prospeção permitiu individualizar as 5 zonas geotécnicas que se identificam abaixo:

- **Zona Geotécnica ZG3:**
  Corresponde aos depósitos de aterros (A_t) com solos com fraca aptidão geotécnica, encontram-se na sua maioria e com maior espessura no sector ocidental, no topo das formações carbonatas correspondente à antiga pedreira.

- **Zona Geotécnica ZG2C:**
  Solos com aptidão geotécnica baixa, com N_{SPT} < 50 pancadas. Correspondem a brechas vulcânicas e formações vulcano-sedimentares decompostas (β W5).

- **Zona Geotécnica ZG2B:**
  Solos com aptidão geotécnica medianamente alta, com N_{SPT} > 50 pancadas. Correspondem a brechas vulcânicas e formações vulcano-sedimentares decompostas (β W4-W5).

- **Zona Geotécnica ZG2A:**
  Maciço com aptidão geotécnica alta. Correspondem a Basaltos, brechas vulcânicas e formações vulcano-sedimentares decompostas com N_{SPT} > 60, ou rocha muito alterada a medianamente alterada (β W3-W4)

- **Zona Geotécnica ZG1:**
  Maciço com aptidão geotécnica alta. Corresponde a calcários cristalinos esbranquiçados a calcários margosos acinzentados e ligeiramente fossilíferos pouco a medianamente alterados (C^2_{Bi} W2-W3).

No Quadro 1 identificam-se, para cada uma das zonas geotécnicas referidas, os intervalos de referência dos principais parâmetros geomecânicos.

Quadro 1 – Parâmetros geomecânicos utilizados no dimensionamento das estruturas.

	ɣ (kN/m³)	**C' (kPa)**	**Φ' (º)**	**E' (MPa)**	**v**
ZG3	18	0	27	12.5	0.3
ZA2C	17	5	27	40	0.25
ZG2B	19	15	27	60	0.25
ZG2A	20	40	30	80	0.25
ZG1	25	50	50	300	0.22

2.2. CONDICIONAMENTOS RELATIVOS A PRÉ-EXISTÊNCIAS

A zona de intervenção localiza-se, em parte, sobre antigas pedreiras de extração de calcário que foram posteriormente utilizadas como vazadouro. Neste contexto, existia uma elevada incerteza sobre a constituição dos materiais de aterro (antecipando-se a possibilidade de existência de alguns blocos de elevadas dimensões), mas também sobre a configuração/inclinação dos cortes de desmonte realizados aquando dos trabalhos de extração na pedreira.

2.3. CONDICIONAMENTOS TOPOGRÁFICOS

O terreno utilizado para a construção do entreposto logístico, encontrava-se com uma pendente para Norte, sendo a zona adjacente à Estrada Nacional EN250 a mais elevada e a zona adjacente a uma Linha de Água, no alçado contrário, a de cotas mais

baixas. Para a materialização da plataforma nivelada, conforme já referido, verificou-se a necessidade de construção de uma estrutura de contenção periférica em escavação ao longo do alçado Norte e parte do alçado Poente, mas também muros de suporte de gabiões e terra armada, no alçado Sul, em parte do alçado Poente e em parte do alçado Nascente.

3. SOLUÇÕES PROPOSTAS

Atendendo às características do terreno e por forma a reduzir o prazo de execução da obra, a soluções que foram implementadas em obra, desenvolvidas em parceria com o Empreiteiro (NORTON EI) no âmbito de um processo de conceção e construção, surgem como alternativas ao projeto original.

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE AS SOLUÇÕES PRECONIZADAS

Na conceção das soluções preconizadas procurou-se, para além da necessária contenção dos terrenos, respeitar os seguintes pressupostos de base:

- Controlar as deformações nos terrenos envolventes à escavação, permitindo ainda a fácil adaptação da solução a eventuais singularidades de natureza geológica e geotécnica;
- Garantir a menor interferência possível com todas as estruturas e infraestruturas adjacentes;
- Procurar garantir facilidade, rapidez e segurança de execução;
- Garantir a incorporação dos solos existentes em obra;
- Definir soluções que equilibrem da melhor forma o trinómio segurança / prazo de execução / custo.

Dada a dimensão da obra, os três últimos pressupostos adquirem especial importância, razão pela qual estiveram na base das soluções preconizadas

3.2. CORTINA DE ESTACAS

Tendo por base os condicionamentos existentes, em particular topográficos, geológico-geotécnicos, de ocupação da vizinhança e de rapidez de execução, preconizou-se a adoção de uma cortina de estacas moldadas, em betão armado, ∅800 mm afastadas de 1,5 m (Figura 4), para permitir a escavação e contenção definitiva de um desnível de terras de cerca de 20 m de altura máxima, necessária para materialização da plataforma logística. Estas estacas apresentaram comprimentos variáveis, consoante a variação da cota de coroamento e variação da cota de afloramento do maciço calcário.

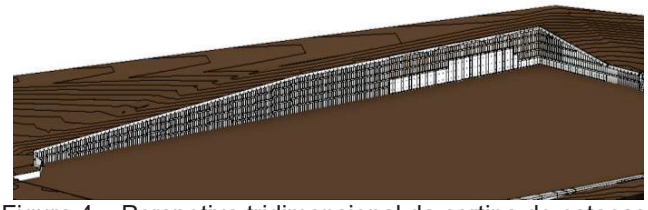

Figura 4 – Perspetiva tridimensional da cortina de estacas.

Atendendo às condições geológicas do local e ao comprimento das estacas, as mesmas foram integralmente realizadas com recurso a vara telescópica *Kelly*, pontualmente com recurso a entubamento provisório da boca do furo. Aquando da

interseção de blocos de maior dimensão, ou por forma a garantir um encastramento no maciço rochoso foi utilizado trépano, trado rocha e caroteiro. Conforme previsto no estudo geológico-geotécnico, junto ao canto da cortina ocorreu uma interseção das estacas da mesma com o maciço calcário pouco alterado, pelo que nesta zona a cortina de estacas foi recalçada com recurso a microestacas. A restante escavação foi realizada com avanços ao abrigo de uma contenção tipo Berlim Definitivo travada com pregagens.

De forma a garantir um maior rendimento nos trabalhos de escavação, materializou-se um travamento da cortina através de 2 a 5 níveis de ancoragens definitivas com afastamentos em planta de 3,0 m, as quais terão como principal função a garantia do equilíbrio horizontal provisório e definitivo da contenção face aos impulsos do terreno, em situação estática e em situação sísmica.

Por forma a garantir uma melhor distribuição dos esforços na cortina e a fim de evitar fenómenos de concentração excessiva de cargas, conferiu-se a materialização de vigas de distribuição de betão armado, devidamente aferrolhadas às estacas (Figura 5).

Figura 5 – Vista do andamento dos trabalhos de escavação juto à cortina de estacas.

Foram definidas ancoragens definitivas constituídas por 7 cordões de 0,6”, de modo a acomodarem uma tração máxima a longo prazo de 900 kN. Estes elementos foram sempre selados através de um sistema de injeção repetitiva (IR) definido especialmente para este projeto. O sistema recorria a obturador simples, sem possibilidade de injeção seletiva das válvulas, mas dispunha de três circuitos independentes de tubos multi-válvulas distribuídos ao longo do comprimento de selagem. Cada circuito contava com três válvulas, afastadas de cerca de 0,90 m, ao longo de 2,7 m e as válvulas de cada circuito eram dispostas de forma sequencial ao longo do comprimento de selagem, de modo a garantir uma uniformidade dos pontos de injeção e uma maior garantia de injeção integral de todo o bolbo de selagem. Este sistema de selagem foi posteriormente validado com a realização dos ensaios prévios nas ancoragens (Figura 6).

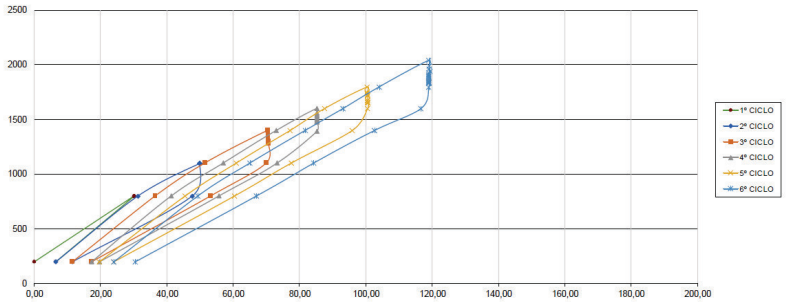

Figura 6 – Diagrama de carga (kN)/deslocamento (mm) dos vários ciclos de um ensaio prévio de uma ancoragem.

As ancoragens foram realizadas com diferentes inclinações com a horizontal (entre 15º e 30º) e com comprimentos livres variáveis (entre 9 m e 17 m), sendo o comprimento de selagem mínimo de 8 m.

Tendo em consideração o caracter definitivo das ancoragens, foram previstas as disposições constantes da NP EN 1537, no que respeita às características dos corrugados, das caldas de injeção das cabeças de ancoragens e dos componentes de proteção anti corrosão.

O terreno exposto entre estacas foi protegido com um revestimento de betão projetado com 10 cm de espessura mínima, aplicado em duas camadas e reforçado com fibras metálicas, devidamente drenado através de geodrenos e aferrolhado às estacas através de ferrolhos Ø12//0,50 m.

3.3. PAREDE DE BERLIM DEFINITVO

Conforme referido no capítulo 3.2, tendo em conta os afloramentos rochosos ocorrentes num troço da cortina de estacas, preconizou-se o recalçamento da mesma e o avanço da escavação ao abrigo de uma contenção periférica executada de acordo com a tecnologia de “Berlim Definitivo”, adequada para este tipo de intervenções, no cenário geológico e geotécnico avaliado.

Neste tipo de solução, a parede de contenção é realizada por níveis, de cima para baixo. Cada nível da parede de contenção é realizado através da execução de painéis de betão armado (primeiro os painéis primários e depois os secundários), sendo estes apoiados em microestacas afastadas em média de 3 m, executadas antes do início dos trabalhos de escavação, e cuja função é suportar as cargas verticais a que a contenção está sujeita. Os painéis, com uma espessura teórica de 30 cm, são betonados contra o paramento vertical aberto no maciço calcário, e ligados no topo através de uma viga de coroamento com ancoragens pré-esforçadas, que garante simultaneamente o recalçamento da base da cortina de estacas e a transferência parcial das cargas verticais para as microestacas.

No que se refere ao travamento horizontal desta parede, previu-se a execução de pregagens em aço de alta resistência A500/550 com 32 mm de diâmetro, galvanizadas, com 10 m de comprimento, furação de Ø150 mm e selagem através de injeção global unitária (IGU).

3.4. MUROS DE GABIÕES

Num troço de alçado poente foi prevista a execução de um muro de gabiões, com alturas variáveis entre 3 m e 16 m e larguras variáveis entre 2 m e 10,5 m (Figura 7).

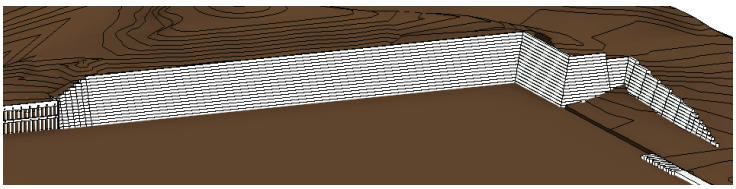

Figura 7 – Perspetiva tridimensional do Muro de gabiões.

Ao longo dos 150 m de extensão do muro de gabiões, as condições de fundação variavam significativamente, entre zona com o maciço rochoso muito acima da cota de

fundação (em que foi possível reduzir a largura da base do muro) e zonas em que o maciço calcário se encontrava abaixo do fundo da escavação e foi necessário proceder à remoção do aterro e preenchimento prévio com betão ciclópico (Figura 8).

Figura 8 – Vista dos trabalhos de enchimento da base do Muro de gabiões com betão ciclópico.

3.5. MUROS DE TERRA ARMADA

Ao longo dos alçado Sul e Nascente, foram executados 3 muros de suporte da plataforma de aterro (MTA01, MTA02 e MTA03), recorrendo a uma solução de terra armada com reforços poliméricos e paramento em painéis de betão pré-fabricado (Figura 9 e Figura 10).

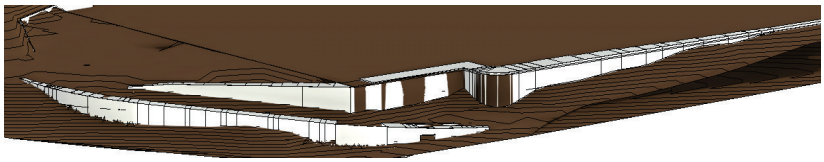

Figura 9 – Perspetiva tridimensional dos Muros de Terra Armada.

Foi adotado o sistema de muros de solos reforçados VSoL® EPV, da empresa VSL, que consiste num paramento vertical formado por painéis de betão pré-fabricado, material de aterro com solo granular e reforços com bandas poliméricas. Para as alturas dos muros foram definidos painéis de betão pré-fabricado com duas a três ligações de bandas poliméricas e com uma largura das mesmas variável entre 4 m e 13 m.

Figura 10 – Vista dos trabalhos de montagem dos muros de terra armada.

Este tipo de soluções comportam-se como um maciço de gravidade (corpo rígido) que contém os impulsos e resiste às cargas exteriores atuantes. O referido maciço,

constituído essencialmente por solo, é estável internamente devido à presença de uma armadura (bandas poliméricas) que lhe confere resistência à tração (Tomásio *et al.*, 2016).

No que respeita à estabilidade externa, nomeadamente na verificação da segurança da capacidade de carga da fundação e da estabilidade global, verificou-se a necessidade de prever o reforço do solo de fundação com diversas camadas de geotêxtil de alta resistência, com uma resistência à tração mínima de 400 kN/m^2, orientado no sentido transversal do muro. No caso do muro MTA01, por este ter uma maior altura máxima, foram instalados 4 níveis de geotêxtil de reforço, espaçados de 0,90 m de altura e no caso do muro MTA02 foram instalados 3 níveis, com o mesmo espaçamento. Por fim, por forma a evitar a danificação do geotêxtil preconizou-se que o espalhamento e compactação do aterro sobre o geotêxtil fosse realizado no sentido transversal da aplicação e desenrolamento do mesmo.

4. MODELOS DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO

De forma a analisar comportamento das estruturas de contenção, no que se refere a esforços e deformações, foram utilizados diversas metodologias. Desde modelos de elementos finitos recorrendo ao programa *PLAXIS 2D*, como caso da cortina de estacas, até modelos de equilíbrio limite recorrendo ao programa *SLIDE* e *GEO5*, no caso dos taludes, muros de gabiões e muros de terra armada.
As análises desenvolvidas consistiram, em geral, no estudo de diversas seções consideradas como mais representativas das diversas geometrias existentes ao longo das extensões de aplicação de cada uma das soluções construtivas utilizadas.

4.1. CORTINA DE ESTACAS / PAREDE TIPO BERLIM DEFINITIVO

O comportamento geomecânico dos solos foi simulado por modelos constitutivos de *Hardening-Soil*, enquanto que nos materiais de natureza mais rochosa, o seu comportamento foi simulado com recurso a modelos constitutivos elasto-plásticos de *Mohr-Coulomb* e, portanto, sem endurecimento.

No que respeita aos elementos estruturais, nomeadamente a cortina de estacas, a parte do tipo Berlim definitivo e as ancoragens, foram modelados por meio das suas propriedades elásticas (limitando-se a sua resistência máxima aos estados limite últimos, de forma a poderem ser corridas fases de avaliação do fator de segurança global máximo).

As fronteiras dos modelos foram definidas de modo a abranger a totalidade da zona onde se faz sentir a alteração do estado de tensão e deformação causada pela abertura da escavação. Em cada fase de escavação foram retirados os elementos correspondentes à escavação e, subsequentemente instaladas as medidas de suporte preconizadas (ancoragens pré-esforçadas ou pregagens), de modo a reproduzir o faseamento construtivo previsto. Após a última fase de escavação, foi realizada uma análise sísmica pseudo-estática a qual permitiu determinar os esforços e o campo de deslocamentos imposto à estrutura definitiva aquando da ocorrência desta ação.

Apresenta-se na Figura 11, a título de exemplo, o modelo de cálculo elaborado para a secção de maior altura da cortina de estacas (5 níveis de ancoragens).

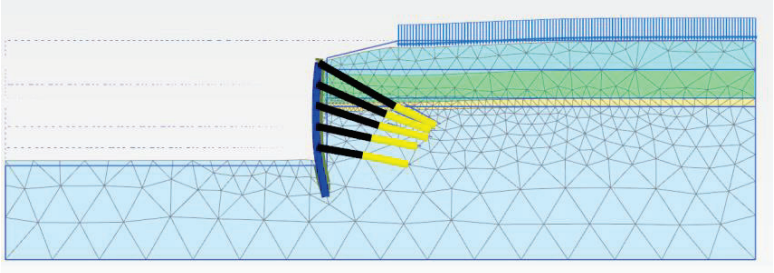

Figura 11 – Modelo de cálculo de uma secção tipo da cortina de estacas.

4.2. MUROS DE GABIÕES

Os muros de gabiões foram modelados nos programas *GEO5* e *GAWAC* de modo a assegurar a verificação da segurança aos estados limite de resistência externa (*GEO5*) e aos estados limite de resistência interna, nomeadamente ao nível das forças nas malhas de rede dos cestos dos gabiões (*GAWAC*). Apresenta-se na Figura 12, a título de exemplo, o modelo de cálculo elaborado para a secção de maior altura e largura do muro de gabiões, 16 m e 10,5 m, respetivamente.

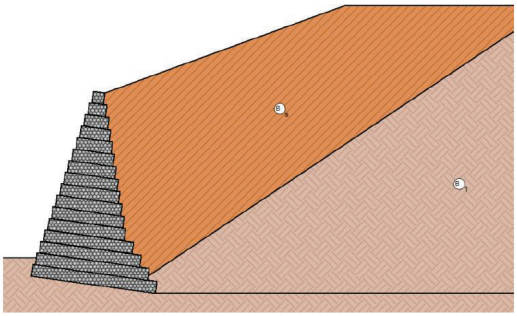

Figura 12 – Modelo de cálculo de uma secção tipo do muro de gabiões (*GAWAC*).

4.3. MUROS DE TERRA ARMADA

Os muros de terra armada com elementos poliméricos foram verificados aos estados limite de resistência interna através de folhas de cálculo desenvolvidas pelo aplicador (VSL). Contudo, no que se refere às verificações de segurança aos estados limite de resistência externa, nomeadamente estabilidade global dos muros fundados em materiais de aterro reforçados com geotêxtis de alta resistência, considerou-se fundamental proceder a uma análise de elementos finitos com recurso ao programa *PLAXIS 2D* (Figura 13).

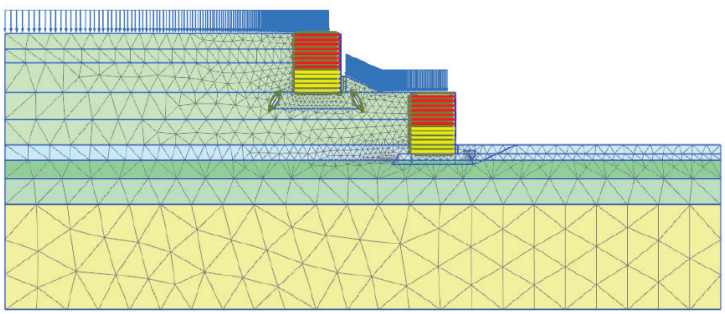

Figura 13 – Modelo de cálculo de uma secção tipo dos muros de terra armada.

5. MONITORIZAÇÃO E ENSAIOS

O Plano de Instrumentação e Observação implementado teve como objetivo garantir a realização, em condições de segurança e de economia, dos trabalhos relativos à escavação, contenção periférica e muros de suporte, assim como a análise do comportamento da envolvente durante a execução desta fase de obra, pelo que foi sendo adaptado em fase de obra, em função dos resultados obtidos em cada momento.
Os dispositivos instalados permitiram medir, com uma frequência semanal, as seguintes grandezas:

- Deslocamentos horizontais e verticais das estruturas de contenção com recurso a alvos topográficos;
- Deslocamentos horizontais do maciço a tardoz das estruturas de contenção com recurso a inclinómetros;
- Medição da tensão/carga instalada nas ancoragens executadas com recurso a células de carga;
- Nível de água no interior do maciço a conter, com recurso a piezómetros.

Com as leituras disponíveis até à presente data não se registaram desvios significativos face às estimativas de projeto, registando-se movimentos máximos horizontais nos alvos e nos inclinómetros de cerca de 15 mm e incrementos de carga nas ancoragens inferiores a 10%.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em consideração os resultados favoráveis do plano de monitorização definido bem como os rendimentos obtidos no decurso dos trabalhos de escavação, considera-se que as soluções alternativas desenvolvidas no âmbito do processo de conceção e construção realizado em parceria entre o projetista, JET_{SJ} e o empreiteiro, NORTON EI, têm-se mostrado extremamente versáteis e ajustadas aos condicionamentos locais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao 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 desenvolvido em parceria com o empreiteiro, subempreiteiros e fiscalização.

REFERÊNCIAS

Tomásio, R.; Pinto, A.; Aleixo, V.; Olivença, P. (2016). *Estabilização de Taludes e Fundações de uma Plataforma Logística*. 15º Congresso Nacional de Geotecnia, Portugal, junho 2016.

CT 156 (LNEC). *Execução de obras geotécnicas especiais. Ancoragens no terreno*. NP EN 1537, 2016.