

**COBRAMSEG 2024 - XXI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS
SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA**

24 A 27 DE SETEMBRO DE 2024 – BALNEÁRIO CAMBORIÚ/SC, BRASIL

**POÇOS DE GRANDE DIÂMETRO EM MEIO URBANO, RESERVATÓRIOS NADO 1 E VILARINHO 2, BELO
HORIZONTE - MODELO GEOTÉCNICO**

Miriam Figueiredo Lopes, Nuno Silva, André Henriques

**ANÁLISES DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO TRATAMENTO DE FUNDAÇÕES DE UMA BARRAGEM DE
REJEITO COM COLUNAS DE BRITA INJETADAS**

Fabio Marinho Silva, Miriam Lopes, Nuno Braz Da Silva

**NOVA LINHA CIRCULAR DO METROPOLITANO DE LISBOA: RECALÇAMENTO DE EDIFÍCIOS
CENTENÁRIOS**

Catarina Fartaria, Alexandre Pinto

**NOVA LINHA CIRCULAR DO METROPOLITANO DE LISBOA: RECALÇAMENTO DE EDIFÍCIOS, O CASO DA
OBRA ESPECIAL 3**

Carlos de Oliveira Martins, Catarina Fartaria, Rui Tomásio, Alexandre Pinto

SOLUÇÕES DE FUNDAÇÃO PERTO DO RIO TRANCAO, EM LISBOA

Inês Filipa Lopes Alveirinho Braz, Alexandre Pinto, Miriam Figueiredo Lopes

**TRATAMENTO DE SOLOS MOLES COM RECURSO A ATERROS DE PRÉ-CARGA NO LOTE 14 DA
PLATAFORMA LOGÍSTICA LISBOA NORTE**

Miriam Figueiredo Lopes, Alexandre Pinto

**ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA COM ELEMENTOS DE SUPORTE PASSIVOS DE CARACTER
DEFINITIVO NA BASE DE ENCOSTA**

Catarina Fartaria, Alexandre Pinto

**FUNDAÇÃO DE TANQUES DE ETANOL DE GRANDE PORTE COM RECURSO A MELHORAMENTO DE
SOLOS COM COLUNA DE BRITA**

Thais Maria Paludeto, Nuno Alexandre Braz da Silva

Poços de grande diâmetro em meio urbano, Reservatórios Nado 1 e Vilarinho 2, Belo Horizonte - Modelo geotécnico

Large diameter deep excavations in urban environment, Nado 1 and Vilarinho 2 reservoirs, Belo Horizonte – Geotechnical model

Miriam Lopes

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

Nuno Braz da Silva

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

André Henriques

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

RESUMO: O presente artigo trata o modelo geotécnico empregue nas análises tensão-deformação das obras de escavação profunda para a execução dos reservatórios “Nado 1” e “Vilarinho 2” inseridos no sistema de controle de cheias da cidade de Belo Horizonte, Minas Gerais. O cenário geológico nas áreas de influência dos referidos reservatórios caracteriza-se pela presença de depósitos recentes de origem antrópica, aluvionar e coluvionar que recobrem a unidade litoestatigráfica “Complexo Belo Horizonte”, composta por uma formação rochosa de gnaise, com vários estados de alteração. Neste enquadramento foram efetuadas campanhas de sondagens, bem como de ensaios *in situ* de palheta, PMT, DMT e de permeabilidade. Foi ainda executada prospecção geofísica, em particular, ensaios do tipo *crosshole* e o levantamento de perfis MASW. Em complemento, foram executados ensaios laboratoriais de caracterização e de resistência ao corte em solos. A análise conjunta desta informação permitiu a elaboração de dois modelos geológicos e geotécnicos tridimensionais, incluindo parametrização geomecânica, que serviram de base aos projetos de ambos os reservatórios, e que serão posteriormente ajustados tendo por base a informação coletada durante a fase de obra, em particular, pelas retroanálises a desenvolver com base nos resultados do monitoramento previsto.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaios *in situ*, Ensaios de laboratório, Prospecção geofísica, Escavação profunda, Meio urbano, BIM.

ABSTRACT: The present work deals with the geotechnical model considered in the stress-strain analysis of the deep excavation works for the construction of the “Nado 1” and “Vilarinho 2” reservoirs inserted in Belo Horizonte’s flood control system. The geological scenario in the areas of influence of the reservoirs is characterized by the presence of recent deposits of anthropogenic, alluvial and colluvial origin that cover the “Belo Horizonte Complex” lithostatigraphic unit, composed of a gneiss rock formation, with various degrees of weathering. In this context, geotechnical investigations were carried out, including mechanical boreholes, PMT, DMT and permeability *in situ* tests. Geophysical prospecting was also carried out, namely, crosshole tests and MASW profile surveys. In addition, laboratory tests were also carried out for soil characterization as well as evaluating shear strength in soils. The joint analysis of this information allowed the creation of two three-dimensional geological and geotechnical models, including geomechanical parameterization, which served as the basis for the designs of both reservoirs, and which will be subsequently confirmed and adjusted based on the information collected during the construction phase, in particular, through the retro-analyses to be developed based on the results of the planned monitoring.

KEYWORDS: *In situ* geotechnical investigations, Laboratory tests, Geophysical prospecting, Deep excavation, Urban environment, BIM.

1 INTRODUÇÃO

No presente artigo apresenta-se o modelo geotécnico elaborado no âmbito do projeto dos reservatórios subterrâneos “Nado 1” e “Vilarinho 2” inseridos no conjunto de obras de mitigação das inundações recorrentes dos córregos Vilarinho, Nado e Ribeirão Isidoro, integrados na bacia hidrográfica do Ribeirão do Onça. A presente obra insere-se na reestruturação do sistema de escoamento e macrodrenagem da cidade de Belo Horizonte, estado de Minas Gerais. Na Figura 1 e Figura 2, é possível identificar, respetivamente, a implantação dos reservatórios “Nado 1” e “Vilarinho 2”, bem como algumas das mais relevantes confrontações e condicionantes.



Figura 1. Vista aérea do local de intervenção – Reservatório “Nado 1” (imagem retirada do Google Earth, consultada a julho de 2021).



Figura 2. Vista aérea do local de intervenção – Reservatório “Vilarinho 2” (imagem retirada do Google Earth, consultada a julho de 2021).

A escavação de aproximadamente 3 500 m² e cerca de 35 m de profundidade necessária à construção de ambos os reservatórios, situada em uma área densamente povoada de Belo Horizonte, impõe um processo de dimensionamento caracterizado por uma interação solo-estrutura complexa. Diversos fatores devem ser considerados, como: a assimetria geológica, a simetria estrutural, as análises de fluxo e a estabilidade do fundo da escavação em formações permeáveis (ruptura hidráulica), o faseamento construtivo da obra e o controle da bacia de recalques na área circundante (Braz da Silva *et al*, 2022). Assim, são necessárias análises tridimensionais para obter resultados mais confiáveis, abordando adequadamente a interação solo-estrutura (Ou, 2006).

Neste enquadramento, procurando avaliar o efeito da assimetria geológica e da presença das estruturas e infraestruturas vizinhas, e, deste modo, estimar, da melhor forma possível, a variação espacial de impulsos atuantes nas paredes de contenção e, conseqüentemente, dos esforços e deformações atuantes na estrutura, procedeu-se à realização de análises de elementos finitos tridimensionais, recorrendo-se ao *software* PLAXIS 3D, simulando as principais fases construtivas. As referidas análises são descritas em (Braz da Silva *et al*, 2022) e (Henriques *et al*, 2022).

No presente artigo iremos abordar o modelo geotécnico desenvolvido com vista a alimentar corretamente a geometria e modelos constitutivos utilizados nas análises tensão deformação com vista a um correto dimensionamento da obra geotécnica e estrutural.

2 ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

De acordo com a Carta Geológica de Belo Horizonte (folha SE.23-Z-C-V1, escala 1:100 000), ilustrada na Figura 3, e sua Nota Explicativa, desenvolvidas pelo “Programa levantamentos geológicos básicos do Brasil”, a área de estudo está localizada em uma formação do período Arqueano, conhecida como “Complexo Belo Horizonte – Ab”. Esta formação é composta por gnaisses cinzentos, que frequentemente exibem bandamento composicional e características de migmatização. Na região metropolitana, esses gnaisses geralmente apresentam alto grau de intemperismo devido ao relevo arrasado, com boas exposições em pedreiras. Essas rochas frequentemente formam estruturas como cúpulas ou pães-de-açúcar, como observado na região de Ravena. Os solos dessa área variam de arenosos a argilo-arenosos róseos, sendo por vezes um saibro esbranquiçado nos estágios iniciais de meteorização (Brandalise, 1999).

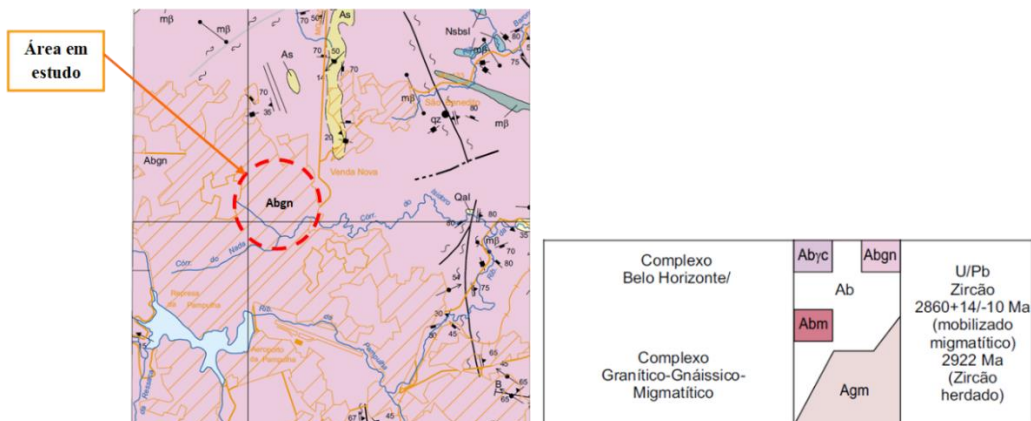


Figura 3. Extrato da Carta geológica Belo Horizonte SE.23-Z-C-V1, à escala 1:100 000 - CPRM - 2000 (Brandalise, 1999).

3 TRABALHOS DE PROSPECÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA REALIZADOS

Com o objetivo de identificar a natureza, espessura e estrutura geológica das formações que serão interceptadas pela escavação para a construção dos reservatórios "Nado 1" e "Vilarinho 2", bem como suas características geomecânicas, foi realizado um conjunto abrangente de trabalhos de prospecção nas áreas de interesse. Estes trabalhos incluíram prospecções mecânicas, geofísicas e ensaios *in situ*, especificamente: (14+9) sondagens percussivas e (18+18) sondagens mistas, ambas associadas a ensaios de penetração dinâmica do tipo SPT, atingindo uma profundidade de até 48m; ensaios de permeabilidade *in situ*, de infiltração em solos e de perda de água sob pressão em rocha; ensaios *in situ* de palheta (*Vane test*); ensaios *in situ* de pressiômetro (PMT); ensaios *in situ* de diatômetros de Marchetti (DMT); ensaios *in situ* do tipo *Crosshole*; e o levantamento *in situ* de perfis do tipo MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*).

Na Figura 4 e Figura 5, apresentam-se as plantas de implantação das investigações geotécnicas realizadas.

Em complemento, foi realizada uma campanha de ensaios de laboratório, incluindo a execução de ensaios de caracterização (análises granulométricas, determinação dos limites de Atterberg, avaliação da densidade específica e determinação do teor de humidade) e de ensaios de compressão triaxial do tipo adensado drenado (CID), sobre amostras indeformadas coletadas durante a furação associada às sondagens mecânicas.

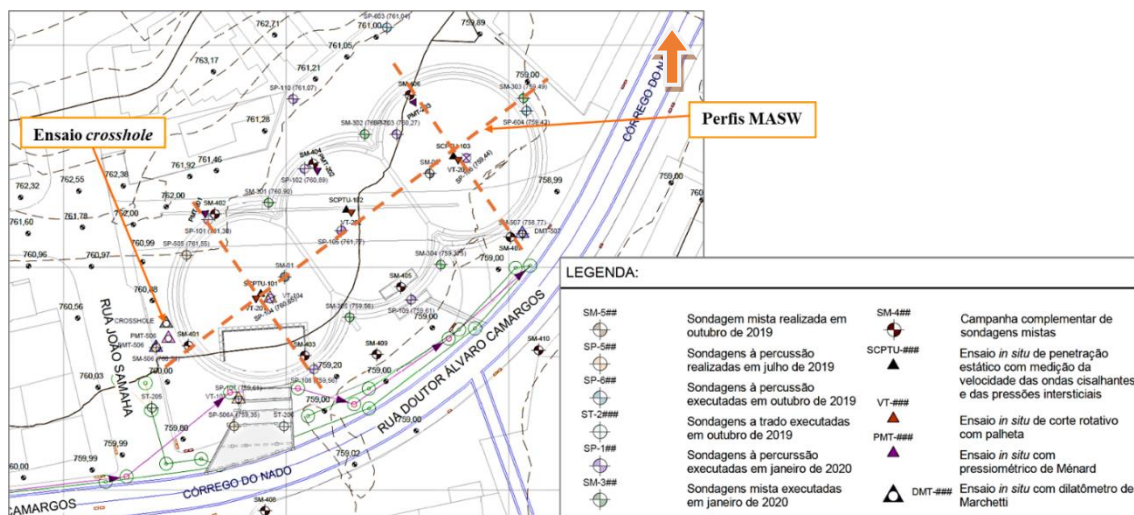


Figura 4. Planta de localização das investigações geotécnicas, na área de implantação do reservatório "Nado 1" (sem escala).

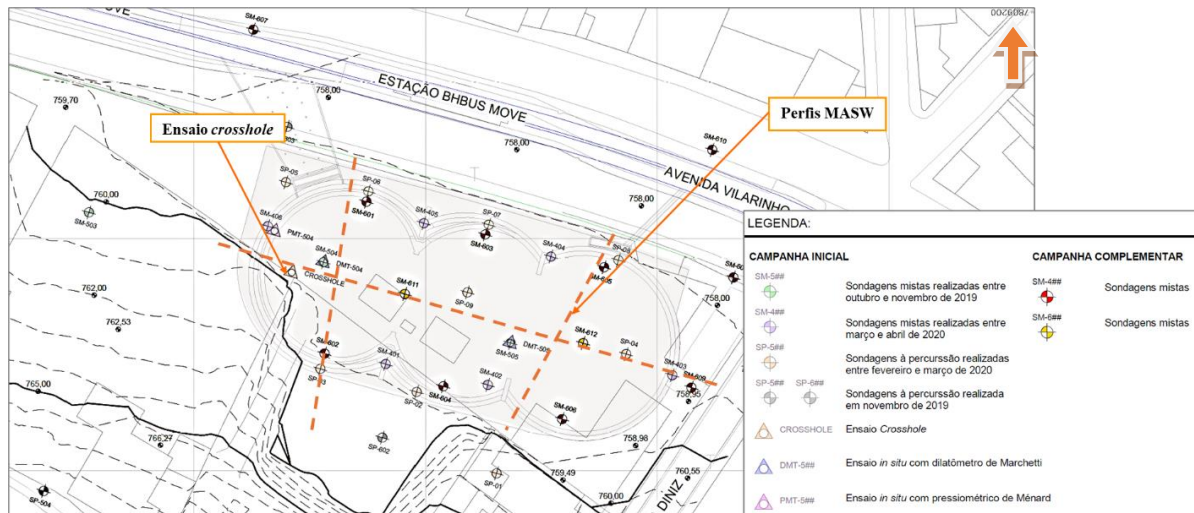


Figura 5. Planta de localização das investigações geotécnicas, na área de implantação do reservatório "Vilarinho 2" (sem escala).

4 MODELO GEOTÉCNICO

A análise do conjunto de informação proporcionada pelas campanhas de prospecção implementadas, convenientemente enquadrado pela consulta da carta geológica de Belo Horizonte, folha SE.23-Z-C-V1 (Brandalise, 1999), permitiu sistematizar as diferentes unidades lito-estratigráficas interferidas pelos terrenos onde se pretende proceder à implantação dos reservatórios "Nado 1" e "Vilarinho 2".

Verifica-se assim que o ambiente geológico local envolve, em geral, uma camada superficial de materiais modernos de origem antrópica, aluvionar e coluvionar, denominados como "depósitos de aterro" e "depósitos aluvionares/coluvionares" respetivamente. Subjacente a estas formações, encontra-se um substrato datado do Arqueano, representando a unidade lito-estratigráfica designada por "Complexo Belo Horizonte" (Ab), composto superficialmente por solos residuais/saprólitos que recobrem um maciço rochoso de gnaiss com um grau de alteração que varia de são a muito alterado.

4.1 Zonamento

Com base na análise e interpretação das informações obtidas no decorrer trabalhos de prospecção realizados nas áreas de implantação de ambos os reservatórios, foi definido um zonamento geotécnico considerando uma perspectiva uniformizadora e geotecnicamente coerente, centrada no objetivo central deste estudo: caracterizar as condições geológico-geotécnicas nos terrenos alvo de escavação e de fundação existentes nos locais de implantação dos reservatórios "Nado 1" e "Vilarinho 2".

Tal zonamento foi definido, como se referiu, com base nos resultados obtidos com os trabalhos de prospecção, na observação do local da obra e nos elementos bibliográficos existentes, ponderando todos estes dados juntamente com a tipologia das obras a construir, tendo sido individualizadas, genericamente, três zonas geotécnicas distintas, ZGA, ZGB e ZGC:

- i. ZGC – Depósitos recentes;
- ii. ZGB – Solos resultantes da alteração do maciço de rochoso (gnaisse);
- iii. ZGA – Maciço rochoso de gnaiss.

Relativamente às unidades geológicas geotécnicas adotadas, na sequência da análise dos dados disponíveis, optou-se por subdividir as unidades ZGA, ZGB e ZGC de modo a melhor adequar e otimizar as soluções desenvolvidas, constituindo-se um zonamento geológico-geotécnico, essencialmente baseado em critérios pedológicos e de resistência.

Neste sentido, subdividiu-se a unidade ZGC (depósitos recentes) em ZGC2 – depósitos de aterro e ZGC1 – depósitos aluvionares/coluvionares.

Os depósitos de aterro (ZGC2), na área de implantação do reservatório “Nado 1”, são constituídos por solos finos de consistência mole a dura, apresentando-se predominantemente como de consistência média. Na área de implantação do reservatório “Vilarinho 2”, estes materiais são constituídos por solos finos de consistência mole a rija, sendo predominantemente de consistência mole e média.

No que concerne aos depósitos de materiais aluvionares (ZGC1), verifica-se que os mesmos, na área de implantação do reservatório “Nado 1”, constituem materiais de consistência muito mole a duros, verificando-se, no entanto, tratar-se, na maior parte, de solos de consistência mole.

Relativamente à área de implantação do reservatório “Vilarinho 2”, os depósitos de material aluvionar/coluvionar, apresentam-se com uma consistência classificada como muito mole a muito rija, verificando-se, no entanto, tratar-se na maior parte de solos de consistência mole.

Os solos resultantes dos processos de alteração/meteorização do gnaiss subjacente, em ambas as áreas prospectadas, são constituídos por solos fofos a muito compactos, revelando-se predominantemente compactos, deste modo, a unidade ZGB (solos resultantes da alteração do maciço de rochoso) foi subdividida, em função do valor de N_{SPT} , em três zonas distintas. Nomeadamente, ZGB3 que aglomera o conjunto de solos em que foram detectados valores de N_{SPT} inferior ou igual a 30 golpes; ZGB2 a que correspondem os materiais em que os valores registados de N_{SPT} são superiores a 30 golpes, mas inferiores a 60 golpes; e ZGB1 a que correspondem os materiais para os quais ainda foram realizados ensaios de penetração dinâmica, mas para os quais foi atingida a nega (penetração inferior a 15cm para 60 golpes).

Os gnaisses identificados no local (ZGA), foram também subdivididos, respetivamente em ZGA2 e ZGA1, em função do grau de alteração. Assim sendo, ZGA2 corresponde aos gnaisses muito alterados (A4/C4) e ZGA1 aos gnaisses moderadamente alterados (A3/C3) a são (A1/C1).

Deste modo, no zonamento considerado, distinguiram-se um total de 7 zonas geotécnicas (ZGC2, ZGC1, ZGB3, ZGB2, ZGB1, ZGA2 e ZGA1) separando neste zonamento os diferentes complexos lito-estratigráficos atravessados pela obra e algumas subunidades individualizadas em função de distintas características mecânicas. A Tabela 1 resume o zonamento geológico-geotécnico considerado.

Tabela 1. Tabela síntese do zonamento geotécnico

I.D.	Descrição	Litologia
ZGC.2	Depósitos de aterro	Argilas areno-siltosas por vezes com fragmentos líticos
ZGC.1	Depósitos aluvionares/coluvionares	Argilas, por vezes com matéria orgânica, argilas arenosas, argilas siltosas, siltes arenosos, siltes argilo-arenosas e areias
ZGB.3	Solos de alteração ($N_{SPT} \leq 30$)	Siltes arenosos, siltes argilosos e areias com argila e silte
ZGB.2	Solos de alteração ($30 < N_{SPT} < 60$)	Siltes arenosos e siltes arenosos com argila
ZGB.1	Solos de alteração ($N_{SPT} \geq 60$) / Gnaiss (A5/C5)	siltes arenosos, areias siltosas e areias médias a grossas
ZGA.2	Gnaiss (A4/C4)	Maciço rochoso muito alterado
ZGA.1	Gnaiss (A3/C3) a (A1/C1)	Maciço rochoso são a moderadamente alterado

4.2 Parametrização geomecânica

4.2.1 Resistência

No que concerne à caracterização da resistência dos materiais interessados, procurou-se definir, para solos, envoltórias de resistência tendo por base os critérios de rotura de Mohr-coulomb e de Tresca. Para rochas recorreu-se a envoltórias de resistência definidas tendo por base o critério de rotura de Hoek-Brown.

As envoltórias de ruptura definidas em tensões totais, através do critério de ruptura de Tresca, caracterizado pela grandeza resistência não drenada, S_u , para ZGC1 e ZGC2, foram estimadas através dos resultados dos ensaios *in situ* de palheta, devidamente afetados pelo coeficiente de correção proposto por Bjerrum (1973) (Briaud, 2013), e a partir de correlações empíricas baseadas nos ensaios de penetração dinâmica (SPT), considerando a correlação $5 = [S_u/N_{60}]$, correspondente ao valor médio proposto (4 a $6 [S_u/N_{60}]$) por Stroud (1998) (Schnaid, 2012), respetivamente.

No que concerne às envoltórias de rotura de Mohr-Coulomb, em tensões efetivas, definidas pelo conjunto de parâmetros: ângulo de atrito interno, ϕ' , e coesão efetiva, c' , elas foram definidas tendo por base os resultados dos ensaios triaxiais bem como de informações presentes na literatura e de correlações baseadas nos ensaios de penetração dinâmica (SPT), em particular, propostas por Kulhawy & Mayne (1990), Hutanaka & Uchida (1996), Wolff (1989) e Teixeira (1996) (Schnaid, 2012; Kulhawy *et al*, 1990).

4.2.2 Rigidez

A estimativa dos valores do módulo de distorção inicial (na gama das muito pequenas deformações), partiu dos valores de velocidade de ondas cisalhantes aferidos por métodos geofísicos, em particular, tendo por base os resultados dos ensaios *crosshole* e levantamento de perfis MASW.

Os valores dos módulos de deformabilidade secante (E') e de compressão unidimensional (E_{oed}), para as zonas ZGB e ZGC, foram estimados com base nos resultados dos ensaios *in situ* realizados com pressômetro de Ménard (PMT) e dilatômetro de Marchetti (DMT). Por outro lado, o módulo de deformabilidade secante do maciço rochoso para a zona geotécnica ZGA foi estimado com base em informações encontradas na literatura.

4.2.1 Estado de tensão *in situ*

Os valores do coeficiente de empuxo em repouso (K_0) e razão de pré-adensamento (OCR) foram estimadas, para os depósitos recentes (ZGC), através de correlações tendo por base os resultados dos ensaios de dilatômetro de Marchetti (DMT).

Para a definição do estado de tensão inicial das camadas resultantes da alteração do maciço de gnaiss (ZGB) considerou-se, a equação 1 proposta por Jaky.

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi') \quad (1)$$

Relativamente aos materiais de natureza rochosa, a estimativa do coeficiente de empuxo em repouso foi realizada, recorrendo à expressão apresentada na equação 2, baseada na teoria da elasticidade, em que ν , corresponde ao coeficiente de poisson.

$$K_0 = \nu / (1 - \nu) \quad (2)$$

4.2.1 Permeabilidade

Na generalidade das zonas geotécnicas, com exceção de ZGC1 e ZGC2, a que correspondem, respetivamente, depósitos recentes de de origem sedimentar e antrópica, foi adoptada permeabilidade isotrópica. Para ZGC1 e ZGC2 foi adoptada uma relação de permeabilidade horizontal para vertical de dois. Os valores de permeabilidade horizontal estimados representam as médias dos valores obtidos nos ensaios de permeabilidade *in situ*, de infiltração em solos e de perda de água sob pressão em rocha.

Na Tabela 2 e Tabela 3, apresenta-se a síntese da parametrização geomecânica para rochas e solos respetivamente.

Tabela 2. Síntese de parametrização geomecânica para rochas

I.D.	Envoltória de rotura									Deformabilidade			Estado de	Parâmetros hidráulicos	
	Hoek-Brown												tensão <i>in</i>		
	γ_d	γ_{sat}	σ_{ci}	GSI	m_i	D	m_b	s	a	E_i	E'	ν	K_0	k_x	k_y
[kN/m ³]	[kN/m ³]	[Mpa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[cm/s]	[cm/s]	
ZGA.2	24	25	160	25	28	0	1,923	0,00024	0,53127	42000	2753	0,22	0,28	$2,81 \times 10^{-3}$	$2,81 \times 10^{-3}$
ZGA.1	26	27	160	37	28	0	2,951	0,00091	0,51393	42000	5979	0,22	0,28	$5,03 \times 10^{-3}$	$5,03 \times 10^{-3}$

Tabela 3. Síntese de parametrização geomecânica para solos

I.D.	γ		Mohr-Coulomb		Envoltória de rotura		Deformabilidade					Estado de tensão <i>in situ</i>		Parâmetros hidráulicos	
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	φ' [°]	c' [kPa]	S _u [kPa]	S _{u,r} [kPa]	E' [MPa]	E _{oed} [MPa]	ν [-]	V _s [m/s]	G ₀ [MPa]	K ₀ [-]	OCR [-]	k _x [cm/s]	k _y [cm/s]
ZGC.2	17	18	27	0	37,6	-	14	17,5	0,20	211	76	1	-	1,96x10 ⁻⁵	9,82 x10 ⁻⁶
ZGC.1	16	17	30	0	60	25	12,5	15,6	0,30	228	83	1	2 a 3	3,66 x10 ⁻⁵	1,83 x10 ⁻⁵
ZGB.3	18	19	31	0	-	-	54	70,9	0,30	279	140	0,48	-	3,28 x10 ⁻⁵	3,28 x10 ⁻⁵
ZGB.2	20	21	34	0	-	-	96	120	0,30	579	670	0,44	-	4,08 x10 ⁻⁵	4,08 x10 ⁻⁵
ZGB.1	21	22	39	0	-	-	1056	-	0,30	597	748	0,37	-	6,13 x10 ⁻⁴	6,13 x10 ⁻⁴

3 MODELAÇÃO GEOMÉTRICA TRIDIMENSIONAL

Para uma avaliação mais precisa dos materiais a interseção pelas paredes moldadas, assim como para determinar os volumes de escavação desses materiais e a posição do nível freático, optou-se por realizar uma modelagem tridimensional da estrutura geológica.

Essa modelagem foi desenvolvida utilizando a ferramenta de Estratigrafia do *software* GEO5, partindo das informações fornecidas pelo extenso plano de prospecção executado. A metodologia inclui a introdução de diversos dados de ensaios de campo pontuais (como sondagens, poços, CPT, DPT, SPT, DMT e PMT), que representam pontos de transição entre diferentes formações geológicas, juntamente com dados do levantamento topográfico. Isso permite interpretar e gerar um modelo geológico composto por superfícies de transição entre as várias formações que compõem o terreno na área dos reservatórios (ver Figura 6). A elaboração desse modelo é realizada de maneira iterativa, envolvendo a interpretação e análise contínuas do modelo obtido até que este apresente resultados confiáveis em conformidade com a interpretação do contexto geotécnico.

Toda esta informação foi colocada no programa através da georreferenciação com coordenadas X, Y e Z, por forma a possibilitar a exportação posterior para os programas de modelação numérica e geométrica da estrutura através do formato universal IFC (Figura 7). Neste âmbito, importa destacar que o projeto de ambos os reservatórios 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. A descrição da metodologia BIM aplicada no presente Projeto encontra-se descrita em detalhe em (Henriques *et al*, 2024).

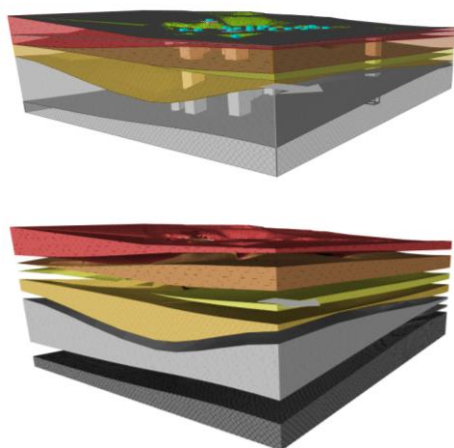


Figura 6. Modelo geológico tridimensional gerado pelo GEO5 após a inserção dos dados dos ensaios geotécnicos.

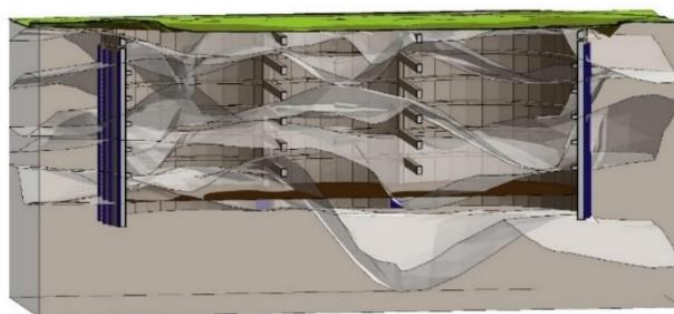


Figura 7. Interfaces entre unidades geotécnicas realizadas no GEO5 e exportadas para o modelo geométrico REVIT em formato IFC.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo abordou o modelo geotécnico elaborado no âmbito do projeto estrutural e geotécnico de dois reservatórios subterrâneos com cerca de 35 m de profundidade inseridos no sistema de controle de cheias da cidade de Belo Horizonte, no Brasil

No zonamento considerado, distinguiram-se um total de 7 zonas geotécnicas (ZGC2, ZGC1, ZGB3, ZGB2, ZGB1, ZGA2 e ZGA1) separando neste zonamento os diferentes complexos lito-estratigráficos atravessados pela obra e algumas subunidades individualizadas em função de distintas características mecânicas.

As características mecânicas das subzonas foram estimadas essencialmente a partir da observação dos boletins de sondagem e respectivas fotografias, bem como dos resultados dos ensaios *in situ*, dos testemunhos das sondagens e da sua classificação em termos de estados de alteração, espaçamento da fraturação, das percentagens de recuperação e RQD.

Os modelos geológico-geotécnicos realizados bem como a sua integração (de uma forma iterativa) com os modelos numéricos e geométricos permitiram tirar partido de uma melhor visualização e de uma análise mais completa dos dados geotécnicos, conduzindo a uma correta simulação da interação solo-estrutura e, conseqüentemente, a soluções mais realistas e otimizadas.

À data de redação do presente artigo, os trabalhos de escavação estão ainda numa fase inicial, não existindo, como tal, informação suficiente que permita validar os modelos geotécnicos apresentados neste momento. Esta validação será posteriormente realizada comparando os resultados da monitoramento com as estimativas do comportamento da escavação obtidas nos modelos numéricos de cálculo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à SUDECAP e ao consórcio CME a autorização para a publicação do presente artigo e a colaboração e disponibilidade no envio dos dados necessários para a elaboração do documento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Brandalise, Luíz 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.
- Braz da Silva, N., Lopes, M., Henriques, A. (2022) Execução de poços de grande diâmetro em meio urbano Reservatórios “Nado 1” e “Vilarinho 2”, em Belo Horizonte, Minas Gerais. In: ANAIS DO XX COBRAMSEG, 2022, Campinas. Anais eletrônicos... Campinas, Galoá, 2022. Disponível em: <<https://proceedings.science/cobramseg-2022/trabalhos/execucao-de-pocos-de-grande-diametro-em-meio-urbano-reservatorios-nado-1-e-vilar>?lang=pt-br> Acesso em: 14 Abr. 2024.
- Briaud, Jean Louis. Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, Inc, 2013. ISBN: 978-0-470-94856-9.
- Henriques, A., Silva, N., Lopes, M., (2024) Uso da metodologia BIM em projetos geotécnicos. Caso de estudo: Construção de reservatórios enterrados. In: 5º Congresso Português de Building Information Modelling, 2024, Lisboa. Atas da conferência.
- Henriques, A., Silva, N., Lopes, M., (2022) Reservatórios de grande diâmetro e profundidade em meio urbano, Brasil. In: 6as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estrutura, 2022, Lisboa. Atas da conferência.
- 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.
- Kulhawy, F H, and Mayne. Manual on estimating soil properties for foundation design. Ithaca, Nova Iorque: s.n., 1990.
- Ou, C.-Y. (2006). *Deep Excavation: Theory and Practice*, 1st ed., CRC Press. Londres.

Analises de Tensão-deformação do Tratamento de Fundações de uma Barragem de Rejeito com Colunas de Brita Injetadas

Fabio Silva

Gerente Técnico, JETsj Brasil, Belo Horizonte, Brasil, fsilva@jetsj.com

Miriam Lopes

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

Nuno Silva

Diretor Técnico, JETsj Brasil, Lisboa, Portugal, nsilva@jetsj.com

RESUMO: A presença de solos residuais de baixa resistência e elevada deformabilidade na projeção do futuro maciço de alteamento a jusante de uma barragem de rejeitos exigiu a implementação de tratamento para garantir a estabilidade da barragem e controlar os recalques diferenciais do futuro maciço. Os solos em questão têm matriz arenosa, com presença de material siltoso entremeado e pedregulhos, apresentando estrutura metaestável, corroborada pela baixa resistência identificada nos ensaios de campo, com $N_{SPT} < 2$ e resistência de ponta do piezocone, praticamente nula. Quatro soluções para o tratamento desse material foram estudadas e testadas em campo. No entanto, apenas uma foi bem-sucedida. A solução de tratamento adotada consistiu em colunas de brita associado a injeções cimentícias de baixo módulo de deformabilidade. Através de análises de tensão-deformação 2D e 3D, avaliou-se, por meio de 29 cenários, os efeitos da variabilidade de rigidez das colunas na eficiência da solução de tratamento. Os resultados dos modelos 3D demonstraram uma tendência de concentração de tensões nas colunas mais rígidas, especialmente nos cenários em que há maior contraste de rigidez entre uma ou mais colunas e aquelas do seu entorno, levando à plastificação destas colunas e consequente aumento dos recalques da fundação, quando comparado aos modelos bidimensionais.

PALAVRAS-CHAVE: barragem de rejeitos, colunas de brita, análise de sensibilidade, rigidez, tensão-deformação, injeções cimentícias

ABSTRACT: The presence of low-strength residual soils with high deformability in the projection of a tailings dam's future downstream slope, following its raising, imposed the implementation of ground improvement measures. These measures were crucial to ensure the stability of the dam and control differential settlements beneath the future embankment. The soils in question exhibit a sandy matrix interspersed with silty material and gravel, revealing a metastable structure. This metastability feature was corroborated by their low resistance observed during field tests, with $N_{SPT} < 2$ and very low cone penetration tip resistance. Four ground improvement solutions were thoroughly studied and field-tested for this material, but only one proved successful. The adopted ground improvement approach involved the use of Stone Columns combined with low-modulus cement injections. By conducting 2D and 3D stress-strain analyses, the impact of column stiffness variability on the ground improvement solution's efficiency across 29 scenarios was evaluated. Notably, the 3D model results indicated stress concentration tendencies in the stiffer columns, particularly in scenarios with significant stiffness contrast between one or more columns and their surrounding counterparts. This phenomenon led to the plastification of these columns and subsequent increased foundation settlements when compared to the 2D models.

KEYWORDS: tailings dam, stone column, sensitivity analysis, stiffness, stress-strain, cement injections

1 INTRODUÇÃO

A solução de colunas brita tem como objetivo restituir o confinamento aos solos residuais de dolomito, que se encontram em estado fofo na fundação do futuro maciço de alteamento a jusante de uma barragem de rejeitos no Quadrilátero Ferrífero e simultaneamente prover o melhoramento das propriedades mecânicas dos demais solos naturais por meio de substituição de material. Através do deslocamento lateral das partículas sólidas, induzido aquando da execução das colunas de brita e das injeções de alta e/ou baixa mobilidade, impõe-se um deslocamento radial na massa de solo, provocando uma redução do índice de vazios *in situ* e consequentemente a sua densificação.

A necessidade das análises aqui apresentadas advém da ocorrência de variações significativas nos módulos de deformabilidade das colunas injetadas em campo, comprovadas pelos resultados de ensaios realizados em amostras de colunas moldadas em laboratório, com os mesmos traços utilizados no campo. Esses ensaios indicaram módulos de deformabilidade e resistências à compressão não confinada até 4,5 vezes superiores àqueles previstos em projeto, o qual, originalmente considerava colunas de brita tradicionais, sem injeção cimentícia.

Dessa forma, visando avaliar se as referidas alterações nas propriedades do material poderiam vir a comprometer a eficácia e a eficiência da solução originalmente proposta, foram realizadas análises de sensibilidade sobre os modelos numéricos de projeto, considerando os valores médios e extremos do espectro de variação dos parâmetros obtidos na campanha de ensaios de laboratório. Desta forma, estabeleceu-se um programa de análises de tensão-deformação, no qual os parâmetros equivalentes dos solos tratados pelas colunas injetadas, cujo cálculo é baseado na taxa de substituição de material e advém de uma média ponderada dos parâmetros do solo não tratado e das colunas, são alterados proporcionalmente à variação dos parâmetros das colunas, que se alternam entre os valores extremos e o valor médio.

Com esta finalidade, foram elaboradas análises tensão-deformação 2D, nomeadamente, análises de elementos finitos, utilizando o *software* PLAXIS 2D, da seção transversal do talvegue da barragem, que intercepta os solos residuais inconsolidados. Além disso, foi elaborada um modelo 3D, utilizando o *software* PLAXIS 3D, de um trecho da referida seção transversal, com a finalidade de avaliar efeitos específicos que não podem ser observados em análises 2D.

2 PROGRAMA DE ANÁLISES

O programa de análises consiste na exploração de cenários nos quais os valores médios e extremos das propriedades dos materiais, que são variáveis em função da rigidez e da resistência das colunas, são combinados, de forma a simular os efeitos da variabilidade destes parâmetros nas diferentes colunas, ou em diferentes grupos de colunas em campo. Por se tratar de uma análise combinatória das diferentes possibilidades de valores para os parâmetros variáveis, se faz necessária a adoção premissas para controle do número de variáveis, haja vista que o número de análises cresce geometricamente com o número de variáveis.

Com essa finalidade foram adotadas inter-relações fixas, usualmente indicadas na literatura, entre os parâmetros de deformabilidade do constitutivo adotado nas modelagens, o *Hardening Soil* (Schanz; Vermeer e Bonnier, 1999). As inter-relações adotadas são indicadas na Equação 1 (Bentley 2024).

$$E_{50} = E_{\text{oed}} = E_{\text{ur}}/3 \quad (1)$$

Onde:

E_{50} – módulo secante a 50% da tensão de ruptura;

E_{oed} – módulo oedométrico;

E_{ur} – módulo de descarregamento/re-carregamento.

De forma análoga, considerou-se por dedução lógica do círculo de Mohr, a partir da fixação de um ângulo de atrito constante, uma relação direta entre a resistência à compressão uniaxial das colunas e a coesão efetiva do material. Expressa matematicamente pela Equação 2:

$$c' = \frac{q_u}{2} \tan\left(\frac{90-\phi'}{2}\right) \quad (2)$$

Onde:

- c' – coesão efetiva;
- q_u – resistência à compressão não confinada.

O terceiro parâmetro variável nas análises foi o coeficiente de empuxo no repouso (K_0), o qual foi alternado entre o valor natural, estimado pela conhecida fórmula de Jaky (Jaky, 1944), e um valor melhorado que considera o efeito de expansão de cavidade pela execução das colunas. O valor de K_0 , pós implantação das colunas, foi obtido por meio da simulação da implantação das colunas em um modelo axissimétrico de tensão-deformação. Desta forma, pelo princípio da contagem, obteve-se um total de 18 cenários de análise, conforme exposto na Figura 1.

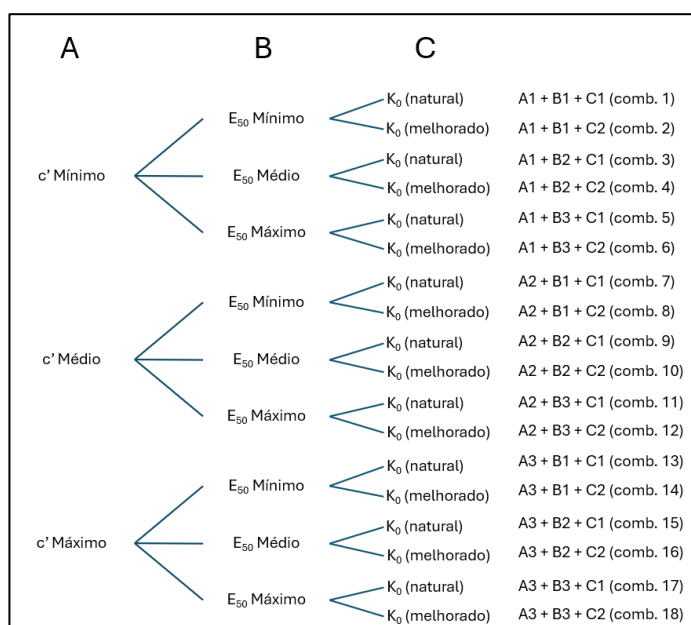


Figura 1. Espaço amostral do programa de análises 2D.

Os ensaios de laboratório demonstraram uma faixa de variação dos módulos secantes, E_{50} , de 91 a 381 MPa, enquanto os valores de q_u variaram de 1,23 a 2,38 MPa. Com esse intervalo e utilizando as taxas de substituição de material calibradas pelo sobreconsumo de brita, obtido em um campo experimental no local da obra, foram calculados os valores médios e extremos dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos equivalentes tratados pelas colunas, identificados pelos prefixos SEq.

A Figura 2 resume os intervalos de variação dos parâmetros variáveis do programa de análises. Destaca-se que a influência dos parâmetros das colunas nos parâmetros dos SEqs não é linear, pois as taxas de substituição não são constantes entre os diferentes materiais devido à expansão de cavidade.

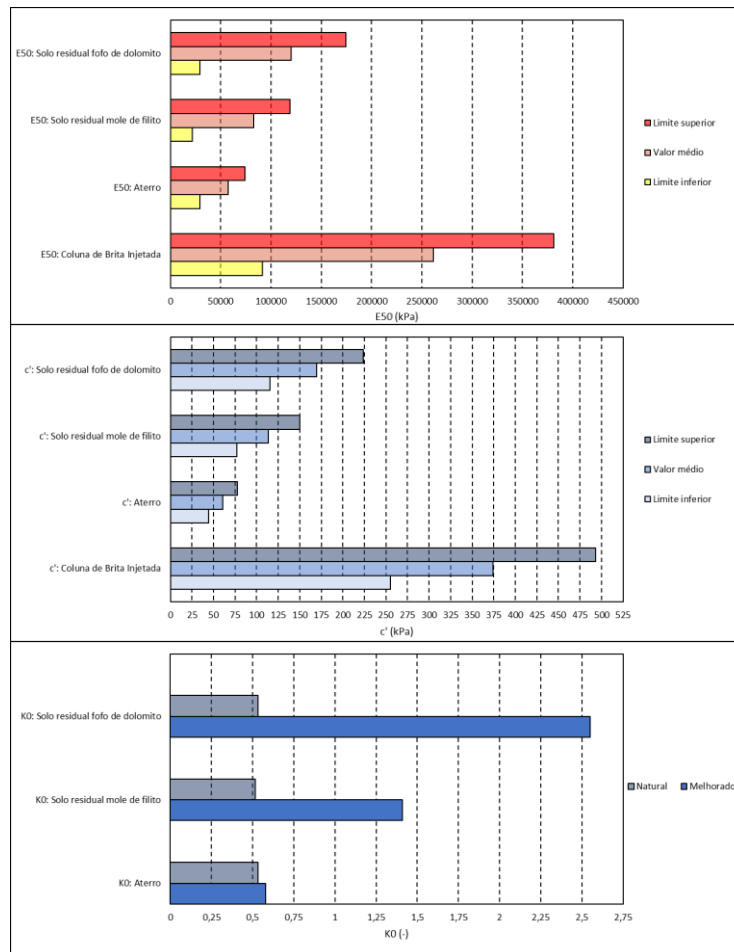


Figura 2. Intervalo de variação dos parâmetros variáveis da análise de sensibilidade.

Os dados brutos resultantes das análises, nomeadamente, a tensão de desvio q , a tensão cisalhante relativa τ_{rel} e os recalques no topo da fundação ρ foram processados por meio de uma rotina de cálculo programada pelos autores.

Diferentemente dos cenários de cálculo simulados nos modelos 2D, que exploram o efeito da variação dos parâmetros dos solos equivalentes, os cenários do programa de análises do modelo 3D buscam avaliar os mecanismos deformacionais e variações no estado de tensões da fundação em cenários nos quais os parâmetros de deformabilidade das colunas, modeladas como elementos discretos, variam de forma homogênea ou heterogênea dentro da malha. Para esta finalidade, fixou-se o intercepto coesivo das colunas discretas em seu valor mínimo e foram atribuídos sobre elas módulos secantes alternados entre o valor médio e seus valores extremos. Guiado por essa premissa basilar, foram construídos modelos com 3 tipos de configuração:

- Arranjo uniforme: todas as colunas discretas assumem um mesmo valor de E_{50} .
- Arranjo caótico: as colunas assumem valores alternados entre o valor médio e os valores extremos, sendo distribuídos de forma puramente aleatória;
- Arranjo estruturado: as colunas assumem valores alternados entre o valor médio e os valores extremos, sendo distribuídos de forma intencional para a simulação de condições desfavoráveis para a obra.

Adicionalmente foi simulado um cenário que considera a quebra da ligação cimentícia de todas as colunas. Neste cenário anulou-se o valor do intercepto coesivo e reduziu-se o módulo secante mínimo em 25%. A Tabela 1 sintetiza os cenários simulados nos modelos 3D.

Tabela 1. Síntese dos cenários de modelagem tridimensional.

Modelo 3D (colunas discretas)			
Cenário	Arranjo	c'	E ₅₀
A	Uniforme	min	E= E _{máx}
B	Uniforme	min	E= E _{mín}
C	Caótico	min	Aleatório ente E _{máx} e E _{mín}
D	Caótico	min	Aleatório ente E _{máx} e E _{mín}
E	Estruturado	min	Estruturado ente E _{máx} e E _{mín}
F	Estruturado	min	Estruturado ente E _{máx} e E _{mín}
G	Estruturado	min	Estruturado ente E _{máx} e E _{mín}
H	Estruturado	min	Estruturado ente E _{máx} e E _{mín}
I	Caótico	min	Aleatório ente E _{máx} e E _{mín}
J	Caótico	min	Aleatório ente E _{máx} e E _{mín}
CBI's plastificadas	Uniforme	zero	E= 75% E _{mín}

3 CONSTRUÇÃO DOS MODELOS

Os modelos desenvolvidos apresentam solos naturais, solos equivalentes (compósito de solos naturais e colunas de brita ou de jet grouting), aterros, rochas em estado natural e rochas injetadas com calda de cimento. São relacionados abaixo os modelos constitutivos utilizados na simulação destes materiais:

- Solos naturais e solos equivalentes tratados com colunas de brita - Modelo *Hardening Soil*.
- Solos reforçados com colunas de Jet Grouting – Modelo Mohr-Coulomb.
- Rochas em estado natural – Modelo Hoek-Brown (Hoek, 2002).
- Rochas injetadas – Modelo Mohr-Coulomb.

Os modelos 2D foram desenvolvidos em estado plano de deformação com N.A. em condição hidrostática de poropressão e a variação da elevação da superfície freática foi sequenciada com as etapas de alteamento do aterro da barragem. No que tange à simulação das etapas construtivas, todos os 18 cenários seguiram a mesma estruturação, variando-se apenas os parâmetros dos materiais tratados pelas colunas de brita. A sequência das fases de alteamento da barragem foi realizada com etapas plásticas de carregamento intercaladas com fases de adensamento de 90% do excesso de poropressão do modelo, efetivamente simulando uma construção lenta e controlada. Após o atingimento da elevação final da crista, simulou-se o enchimento do reservatório até a cota final, finalizando a sequência com uma etapa de dissipação total dos excessos de poropressão residuais.

A Figura 3 apresenta a seção transversal elaborada, com destaque para os 5 materiais tratados pelas colunas de brita. Destaca-se que os materiais SAP-FIL e SAP-DOL não tiveram seus parâmetros modificados nas análises de sensibilidade, por razões de controle de variáveis e por possuírem baixa representatividade para o problema em questão.

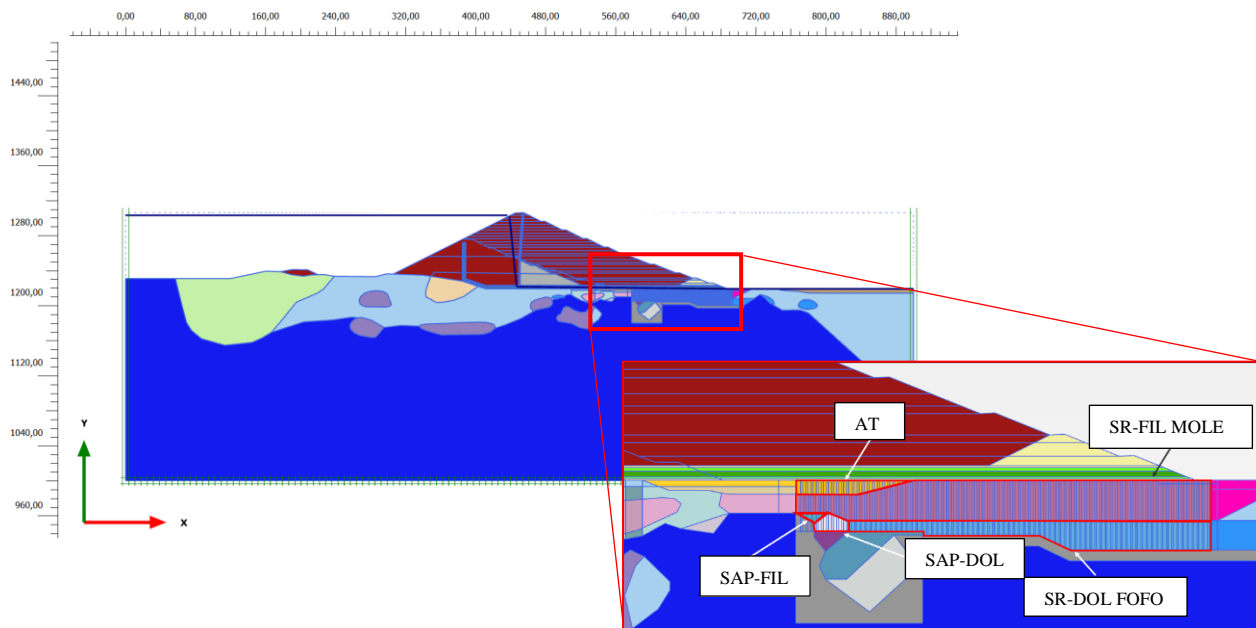


Figura 3. Seção transversal utilizada nos modelos 2D.

Nos modelos 3D, por sua vez, as colunas de brita foram simuladas como elementos discretos, com o objetivo de avaliar fenômenos como, distribuição de tensões entre o solo não tratado e as colunas, punção do tapete drenante da barragem, o qual será assente sobre as colunas, e possíveis recalques diferenciais dentro da malha de colunas em função de variações não uniformes de rigidez entre colunas na malha. Os modelos 3D foram restritos à zona onde foram constatadas as máximas tensões e recalques nos modelos 2D, consistindo em modelos de extrusão, onde a espessura fora do plano 2D abrange 3 linhas de colunas da malha e não há variação nas espessuras das camadas de solo nessa dimensão. A diferença na metodologia de modelagem dos modelos 2D e 3D impede que haja plena convergência dos estados de tensão dos materiais entre modelos, no entanto, para garantir uma aproximação adequada entre os modelos, foram definidas interfaces, nos modelos 2D, nas fronteiras da zona de tratamento que seriam representadas nos modelos 3D e, em seguida, extraiu-se os empuxos nos planos que equivalem a essas fronteiras para importação nos modelos 3D. Esse procedimento simplificado simula o empuxo horizontal exercido pelo aterro ascendente da barragem e a componente resistente do maciço a jusante (fronteiras horizontais). Simulou-se também o peso do maciço de alteamento, atuando na fronteira superior do modelo como uma carga trapezoidal. Essa abordagem teve o objetivo de aproximar o estado de tensões dos modelos, sem a necessidade de modelamento de toda a estrutura.

A Figura 4 exemplifica o processo de “transferência” de carregamentos de fronteira dos modelos 2D para os modelos 3D, enquanto a Figura 5 ilustra a geometria utilizada nos modelos 3D.

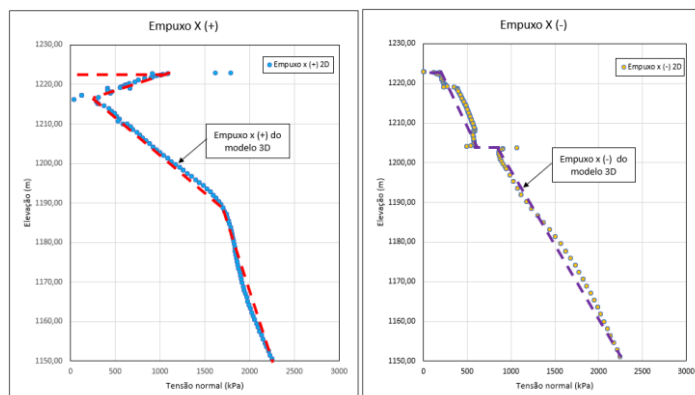


Figura 4. Comparação entre os empuxos e cargas verticais de modelos 2D e 3D.

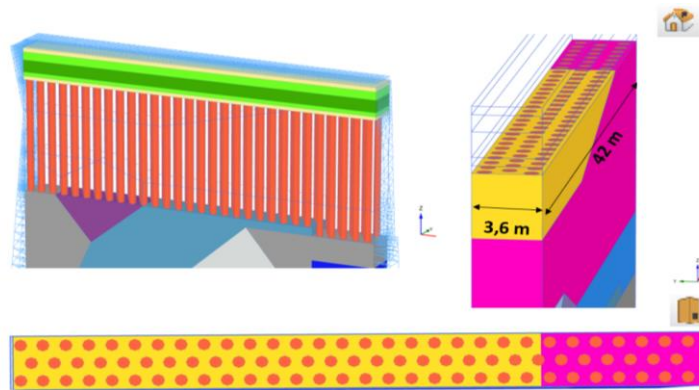


Figura 5. Geometria do modelo 3D de extrusão.

3 RESULTADOS

A Figura 6 apresenta a distribuição das tensões principais maiores em todos os cenários na interface entre o topo das colunas e o terreno natural, onde os quadrados azuis indicam as tensões no solo, os vermelhos as tensões nas colunas, os círculos roxos vazados as tensões no solo no cenário de plastificação de todas as colunas e os círculos roxos preenchidos as tensões nas colunas no cenário de plastificação de todas as colunas.

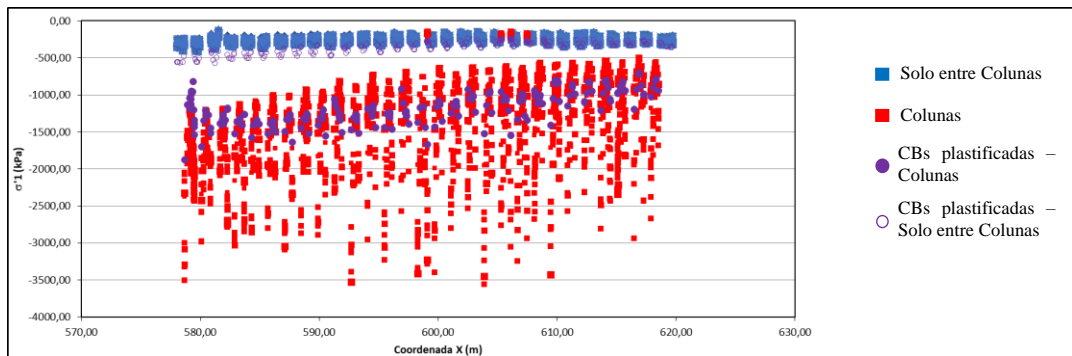


Figura 6. Tensões principais efetivas maiores σ'_1 no solo e nas colunas para todos os cenários de análise.

A Figura 7 apresenta a comparação entre os recalques obtidos no nível do terreno nos cenários simulados nos modelos 2D (linhas pretas) e nos modelos 3D (linhas vermelhas e roxas), onde as linhas roxas indicam o cenário de plastificação de todas as colunas.

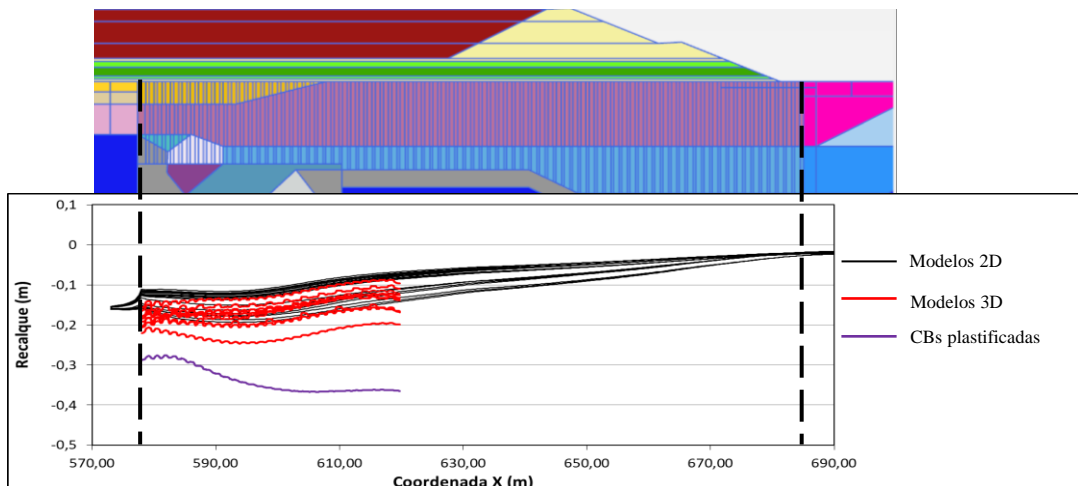


Figura 7. Recalques na zona de tratamento – comparação modelos 2D vs modelos 3D.

4 CONCLUSÕES

Os diversos modelos de tensão-deformação desenvolvidos permitiram traçar um panorama geral da influência que as colunas mais rígidas podem ter nos recalques totais e diferenciais esperados. Os cenários desenvolvidos nos modelos 2D não indicaram a ocorrência de pontos de plastificação nos clusters que simulam o solo tratado, tendo sido obtidas tensões cisalhantes máximas, no pior dos cenários, de 96% de τ_{\max} .

A inclusão dos modelos 3D no programa de análises trouxe luz para um fenômeno não reprodutível nos modelos bidimensionais, que é a plastificação progressiva das colunas discretas e do solo no entorno delas, particularmente intensificado nos cenários nos quais há contraste significativo de rigidez entre colunas individuais próximas. Nestes cenários, a concentração de tensões nas colunas mais rígidas promove sua plastificação e consequente redistribuição de tensões para o solo circundante e colunas próximas, efetivamente criando zonas de plastificação, onde espera-se que a resistência ao cisalhamento do compósito seja reduzida e ocorram maiores recalques. No entanto, mesmo nos cenários mais críticos, quando, por exemplo, uma coluna de rigidez máxima encontra-se circundada por colunas com rigidez mínima, o confinamento radial impede a formação de bandas de cisalhamento mais expressivas. O fato de os modelos 3D terem apresentado mais pontos de plastificação quando comparados aos modelos 2D, é também justificado pelo fato das colunas terem sido modeladas com seu diâmetro teórico nos modelos 3D, efetivamente reduzindo as taxas de substituição de material em relação aos modelos análogos bidimensionais. O efeito da menor taxa de substituição dos modelos 3D torna-se evidente pela comparação das curvas de recalque obtidas nos modelos 2D e 3D, que demonstra um claro deslocamento vertical negativo das curvas dos modelos 3D, o que vai no sentido contrário de comparações usuais entre modelos 2D e 3D, que tendem a indicar deslocamentos inferiores nos modelos 3D.

O cenário que representa o que seria uma consequência extrema do fenômeno de plastificação das colunas injetadas, o qual considera todas as colunas com rigidez 25% inferior à mínima e sem coesão, demonstra que os recalques totais podem atingir valores de até 37 cm, com distorções angulares dentro da área de tratamento de até 1:180.

Os resultados dos modelos 3D demonstraram de forma satisfatória que a possibilidade de puncionamento das colunas através do tapete drenante não é relevante, uma vez que mesmo no cenário mais propício para ocorrência do fenômeno (todas as colunas com máxima rigidez), a ocorrência de pontos de plastificação no tapete drenante foi praticamente nula. Além disso, os recalques diferenciais dentro da malha (ondulações) ficarem restritos ao primeiro metro de aterro acima do topo das colunas, não havendo propagação através do tapete.

AGRADECIMENTOS

A JETsj agradece a autorização da DF+ Engenharia para a publicação do presente artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017). NBR 8522. *Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão*
- Jaky, J. (1944). *The Coefficient of Earth Pressure at Rest*. Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, Hungary, pp. 355-358
- Hoek, Evert et al., *Hoek-Brown Failure Criterion*. NARMS-TAC Conference, Toronto, 2002, 1, 267-273.
- Schanz, T., Vermeer, P. A. & Bonnier P. G. (1999). *Formulation & Verification of the Hardening Soil Model*. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. First Edition.
- Bentley (2024). PLAXIS 2D 2024.1 : 3 - Material Models Manual. Disponível em <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/plaxis-soilvisionwiki/46137/manuals---plaxis>, acessado em 21/03/2024

Nova Linha Circular do Metropolitano de Lisboa: Recalçamento de Edifícios Centenários

Catarina Fartaria

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

Carlos Martins

Engenheiro, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, cmartins@jetsj.com

André Henriques

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

Rui Tomásio

Sócio-Gerente, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com

Alexandre Pinto

Sócio-Gerente, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com

RESUMO: A nova linha circular do Metropolitano de Lisboa atravessa uma área da cidade densamente urbanizada, promovendo a ligação entre a Estação do Rato, localizada numa das colinas da cidade e a Estação do Cais do Sodré localizada na margem direita do Rio Tejo. Deste modo, a escavação subterrânea intersecta diversos tipos de materiais desde maciços rochosos até materiais aluvionares. A nova Estação de Santos ficará localizada parcialmente sob um conjunto de edifícios centenários apresentando um recobrimento de apenas 15m. Os referidos edifícios, contruídos no século XIX, dispõe de uma elevada suscetibilidade a assentamentos diferenciais dada a sua composição em madeira e alvenaria de pedra e apresentam diversas patologias estruturais. Após estimativa dos assentamentos à superfície originado pela escavação subterrânea e considerando o estado de integridade dos edifícios e a elevada heterogeneidade do seu solo de fundação, foi decidida a necessidade de efetuar previamente um recalçamento dos edifícios por forma a mitigar os potenciais danos estruturais. A solução incluiu a realização de microestacas de elevado comprimento, verticais e subverticais, por forma a transmitir as cargas ao solo competente localizado abaixo da zona de influência da escavação subterrânea, conectadas ao edifício por meio de vigas de recalçamento em betão armado. O presente artigo descreve as soluções implementadas e o comportamento do edifício durante os trabalhos da escavação subterrânea.

PALAVRAS-CHAVE: Túnel, Recalçamento de edifícios, Edifícios centenários

ABSTRACT: The new Lisbon metro line will cross a densely urbanized part of the city, connecting Rato station located at one of the hills of the city and Cais do Sodré station at the Tagus River right bank. Thus, the underground excavation intersects a wide range of materials, from rock mass to soft soils. The new Santos Station will be located partially beneath XIX century buildings with a cover depth of about 15 m, being these structures highly sensitive to differential settlements given its masonry and timber composition with multiple structural pathologies. Given the building conditions, its heterogeneous soil foundation and the level of surface settlements induced by NATM excavation, an underpinning solution was needed aiming to mitigate the buildings potential damages. Hence, high length micropiles, concrete reinforced beams and walls were executed from the building ground floor aiming to transfer buildings loads to the soils located underneath the tunnel excavation. This paper presents an overall description of the adopted solutions, how they were implemented and the buildings' behavior during the underground works.

KEYWORDS: Metro, Building Underpinning, Centenary Buildings

1 INTRODUÇÃO

A nova linha circular do Metropolitano de Lisboa incluirá uma nova Estação na zona de Santos cujo seu átrio subterrâneo será materializado parcialmente sob um conjunto de edifícios centenários com um recobrimento de cerca de 15m. Estes edifícios são altamente sensíveis a fenómenos de assentamentos diferenciais dada sua composição em alvenaria de pedra e madeira e apresentam já diversas patologias estruturais.

A escavação subterrânea do túnel, que será materializada utilizando o método NATM (New Austrian Tunneling Method) foi analisada mediante modelos numéricos que permitiram estimar os assentamentos à superfície considerando as propriedades geomecânicas dos solos presentes.

Os resultados das referidas análises e o estado de conservação atual das estruturas serviram de base à realização de análises de danos e avaliação da vulnerabilidade dos edifícios à bacia de assentamentos, concluindo-se que os mesmos são capazes de suportar a os assentamentos diferenciais sem danos significativos. Dado o presente cenário, foi definida uma solução de recalçamento dos edifícios por forma a mitigar o impacto da escavação subterrânea na manutenção da sua integridade.

2 CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS

Considerando a análise de vulnerabilidade dos edifícios realizada, os dois edifícios com paredes de alvenaria de pedra e pisos de madeira foram classificados com um potencial de danos moderado induzido pela escavação subterrânea a realizar parcialmente sob estes. Os edifícios centenários apresentam 3 e 5 pisos elevados e uma fundação do tipo direta (ver Figura 1).



Figura 1. Edifícios a recalçar: Vista frontal (à esquerda) e localização em planta (à direita).

Os edifícios localizam-se numa zona onde no passado existia um convento que foi destruído no âmbito do terramoto de 1755. Deste modo, estima-se que a fundação superficial dos mesmos se encontre sobre materiais de aterro e detritos das derrocadas ocorridas nessa data, o que poderá justificar as patologias presentes. Considerando o presente cenário e as informações referentes à bacia de assentamentos estimada com base em modelos numéricos, segundo a classificação de Burland (1997) concluiu-se que a realização da obra subterrânea sem reforço dos edifícios conduziria a danos moderados a potencialmente severos, o que motivou a obra de recalçamento.

2 PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1 Condicionamentos Geológico-Geotécnicos

O desenvolvimento do projeto foi precedido pela realização de uma campanha de prospeção incluindo a realização de sondagens acompanhadas de ensaios SPT e ensaios laboratoriais. Tendo por base essa informação foi possível definir um zonamento geológico-geotécnico que serviu de base ao desenvolvimento

do projeto (ver Figura 2). Verificou-se que a presença de uma camada de aterros superficial com cerca de 10m de espessura apresentando detritos e elevada heterogeneidade e sob esta materiais do Miocénico e do Complexo Vulcânico de Lisboa com boas características de resistência e deformabilidade.

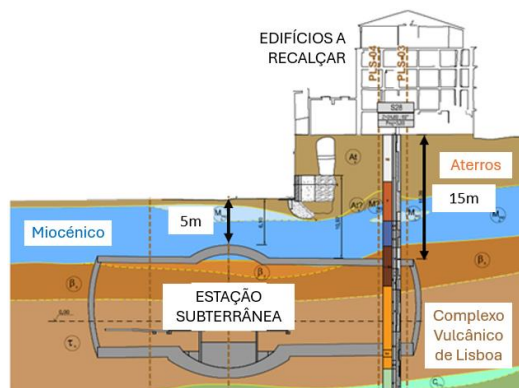


Figura 2. Perfil geológico-geotécnico.

2.2 Condicionamentos Relacionados com Tecnologias Construtivas

A escolha das soluções a implementar foi altamente condicionada pela acessibilidade de equipamentos. Considerando a necessidade de operar no interior dos edifícios, as soluções a implementar tiveram de ser compatíveis com a operação de equipamentos em pé-direito reduzido de cerca de 2,5m.

2.3 Condicionamentos aos trabalhos de escavação subterrânea

Os trabalhos de escavação subterrânea segundo a metodologia NATM utilizam elementos de reforço que incluem enfilagens em sistema troncocónico assim como geodrenos instalados nas laterais da escavação. O posicionamento das microestacas de recalçamento dos edifícios teve de considerar a posição da galeria subterrânea assim como de todos os elementos relativos ao suporte primário por forma a garantir a não intersecção entre os diversos elementos.

3 DESCRIÇÃO DAS SOLUÇÕES DE RECALÇAMENTO IMPLEMENTADAS

Por forma a materializar a solução de recalçamento e reforço dos edifícios foi proposta a execução dos seguintes trabalhos ao nível do piso térreo (ver Figura 3):

- Microestacas (tubo N80 127x9mm), verticais e subverticais, executadas junto às paredes de alvenaria e conectadas às vigas de recalçamento, com comprimentos de selagem de 6m materializado com injeção do tipo repetitiva e seletiva (IRS)
- Grelha de vigas de recalçamento em betão armado (60cmx80cm), conectadas às paredes de alvenaria através de barras pré-esforçadas (GEWI ϕ 32mm) por forma a promover uma efetiva transferência de carga;
- Paredes de revestimento em betão armado de 30cm de espessura conectadas por ferrolhos às paredes de alvenaria;
- Laje de betão armado apoiada nas vigas de recalçamento com 25cm de espessura;
- Reforço das paredes de alvenaria utilizando argamassa de alta resistência projetada e reforçada com malha de fibra de carbono (S&P ARMO-mesh | S&P ARMO-crete w);

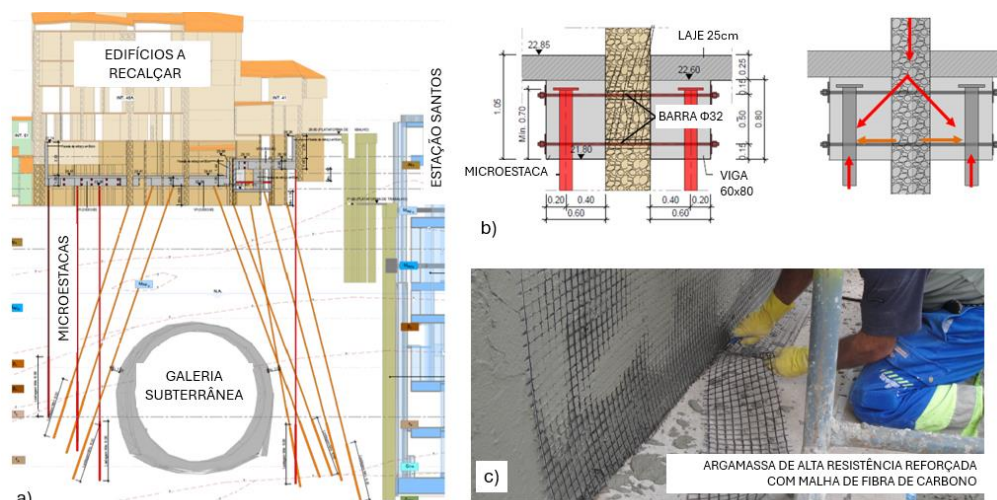


Figura 3. Solução de contenção e recalçamento: a) Seção transversal tipo; b) Sistema de transferência de carga; c) Reforço das paredes de alvenaria.

A solução de recalçamento foi dimensionada para transferir a totalidade das cargas dos edifícios para o solo do Complexo Vulcânico de Lisboa localizado fora da área de influência da escavação subterrânea através das microestacas de recalçamento com comprimentos entre 20m e 25m, totalizando cerca de 4000 metros lineares de tubos de microestaca utilizados na solução de recalçamento. A transferência de carga irá ocorrer assim que os trabalhos de escavação subterrânea induzam assentamento ao nível dos solos de fundação dos edifícios (ver Figura 4).

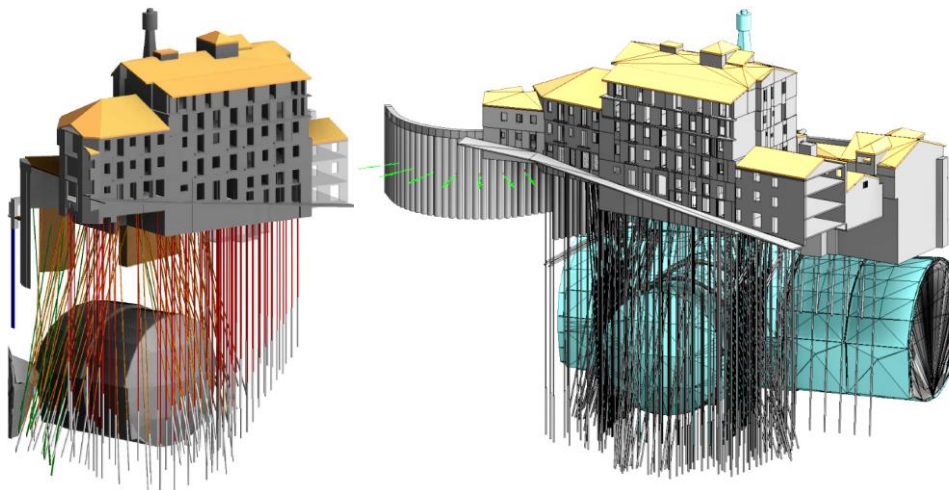


Figura 4. Vista do posicionamento das microestacas na proximidade da galeria subterrânea.

4 DIMENSIONAMENTO DA SOLUÇÃO

O dimensionamento da grelha de vigas de betão armado que irá permitir a transferência de cargas dos edifícios para as microestacas de recalçamento foi realizado utilizando o software SAP2000. Os apoios dos elementos lineares correspondentes às vigas foram colocadas na posição das microestacas considerando a sua inclinação, no caso das microestacas subverticais e também molas lineares por forma a considerar a rigidez axial do comprimento livre das mesmas. O referido modelo permitiu estimar os esforços atuantes nas vigas, as cargas a transmitir a cada microestaca e ainda a estimativa de deformações do sistema de recalçamento (ver Figura 5).

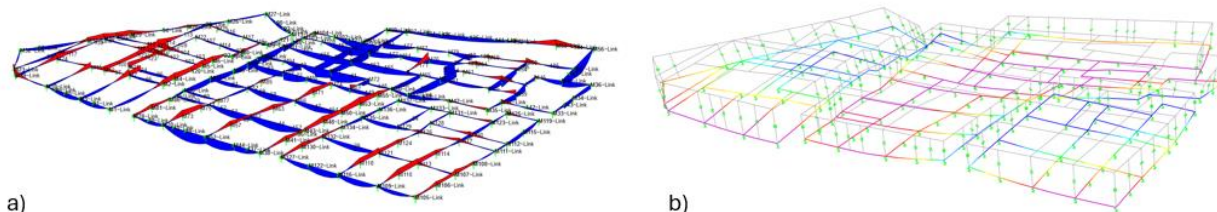


Figura 5. Modelo estrutural da grelha de vigas: a) Momentos fletores; b) Deformação elástica.

Considerando a estimativa das cargas axiais atuantes em cada microestaca obtida com base no modelo estrutural foi possível validar o dimensionamento dos comprimentos de selagem e das seções de tubo de microestaca. Dado que o comprimento livre das microestacas fica localizado na área de influência da escavação subterrânea foi necessário ter em consideração os efeitos de segunda ordem. Para tal foi considerado que os tubos das microestaca poderão estar sujeitos a uma excentricidade máxima de 20mm, sendo a verificação de segurança da secção de aço realizada para esse cenário de interação esforço axial/momento fletor. Os modelos numéricos realizados no âmbito da análise da escavação subterrânea permitiram confirmar que os as microestacas estarão sujeitas a deformações perpendiculares ao seu eixo inferiores a 20mm, sendo assim garantida a verificação de segurança (ver Figura 6).

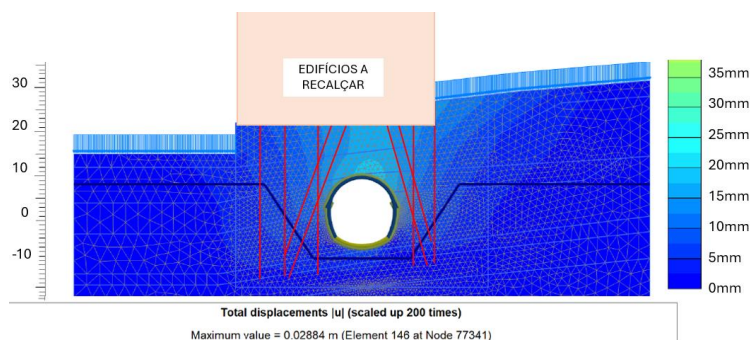


Figura 6. Modelo de análise Plaxis 2D – Deformação induzida pela escavação

5 PLANO DE MONITORIZAÇÃO

Dada a elevada complexidade da obra, assim como o cenário de risco geotécnico presente um sistema de monitorização foi implementado utilizando sistemas de aquisição automática de dados. Além dos dispositivos de instrumentação habitualmente instalados no âmbito de obras de escavação subterrânea que incluem marcas topográficas e inclinômetros instalados nos arruamentos e prismas topográficos nas fachadas dos edifícios, foram também instalados nos edifícios a recalçar tiltmeters, fissurometros e sensores de nível líquido. A utilização de sistemas de leitura automatizados, utilizando estações totais instaladas em zonas fora da influência da obra, permite o acompanhamento em tempo real do comportamento das estruturas sendo uma ferramenta essencial para gerir o risco da obra associado à escavação subterrânea.

O Plano de Monitorização implementado inclui a definição de valores de alerta e de alarme para cada um dos dispositivos instalados. A definição desses valores teve por base a estimativa das referidas grandezas obtida com base nos modelos numéricos desenvolvidos, sendo considerados os valores de 80% e de 130% dos valores de referência dos modelos como limites de alerta e de alarme, respetivamente. Assim, ao atingir o critério de alerta significa que o comportamento está a aproximar-se do estimado e ao atingir o critério de alarme significa que foi ultrapassado em 30% a grandeza em questão e, portanto, será necessário implementar medidas de reforço adicionais.

Até à data da redação do presente artigo, o Plano de Monitorização tem sido implementado com leituras diárias e o comportamento dos edifícios recalçados durante os trabalhos de recalçamento e depois durante a realização da escavação subterrânea têm se revelado, como espectável, com assentamentos reduzidos atingindo um máximo de 3mm (ver Figura 7).

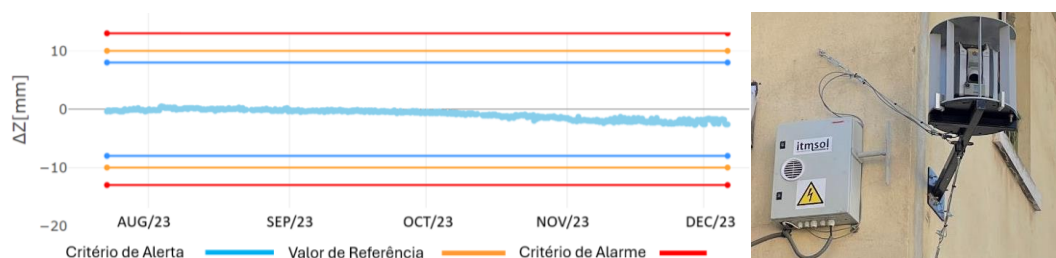


Figura 7. Monitorização: a) Prisma topográfico – Deslocamento vertical; b) Estação Total.

Dado que os edifícios recalçados se encontra numa colina, movimentos horizontais de massa do solo de fundação eram também uma preocupação dado que os trabalhos de escavação subterrânea para a execução da estação se localizam na base da referida colina. Neste enquadramento, foram instaladas calhas inclinométricas com 35m de comprimento no arruamento adjacente aos edifícios por forma a avaliar os movimentos horizontais em profundidade que pudessem indicar um problema de instabilidade global, registando-se até ao momento deformações reduzidas inferiores aos critérios de alerta considerados (ver Figura 8).

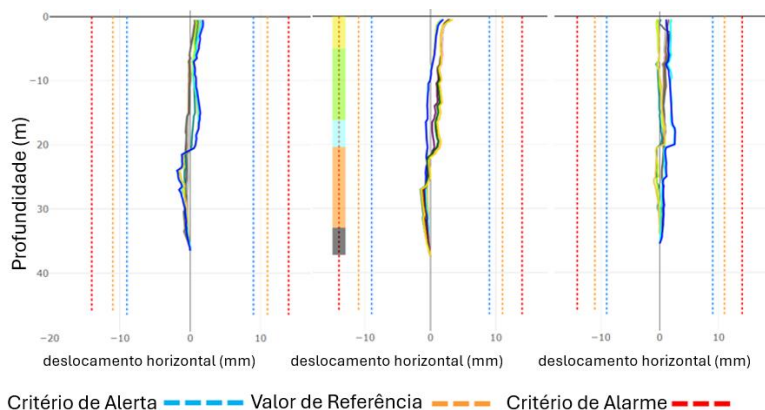


Figura 8. Monitorização: Inclinómetros – Deslocamento horizontal

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Escavações subterrâneas podem conduzir a assentamentos à superfície do terreno que podem colocar em causa a integridade dos edifícios, especialmente caso estes já apresentem patologias estruturais. O uso de modelos numéricos para estimativa da bacia de assentamentos, combinada com a aplicação da metodologia de Burland (1997) é essencial na avaliação do potencial de danos e da necessidade de implementar medidas de reforço. Para cenários extremos, como o apresentado, uma solução de recalçamento poderá assegurar a manutenção da integridade do edifício apesar deste tipo de intervenção ser onerosa e com implementação bastante condicionada em termos de acessibilidade de equipamentos. A implementação de um adequado Plano de Monitorização é fundamental para confirmar, durante os trabalhos de escavação subterrânea, a eficácia do sistema de recalçamento na transferência de carga do edifício e consequentemente a mitigação dos potenciais danos originados por assentamentos diferenciais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Metropolitano de Lisboa a autorização para a redação do presente artigo. Destacam ainda que os trabalhos descritos foram projetados pelo consórcio que integra as empresas COBA e JETsj e que se encontram a ser realizados pelo agrupamento constituído pelas empresas Mota Engil e Spie Batignolles. A fiscalização dos mesmos trabalhos é, por sua vez, assegurada pelo consórcio que integra as empresas Consulgal e Tecnoplano.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Burland, J.B. (1997). Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation. *Earthquake Geotechnical Engineering*, Balkema, pp. 1189-1201

Nova linha circular do Metropolitano de Lisboa: Recalçamento de edifícios, o caso da obra especial 3

Carlos Martins

Engenheiro, JETSJ Geotecnia, Lisboa, Portugal, cmartins@jetsj.com

Rui Tomásio

Engenheiro, JETSJ Geotecnia, Lisboa, Portugal, rtomasio@jetsj.com

Catarina Fartaria

Engenheira, JETSJ Geotecnia, Lisboa, Portugal, cfartaria@jetsj.com

Alexandre Pinto

Engenheiro, JETSJ Geotecnia, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com

RESUMO: A nova linha circular do Metropolitano de Lisboa atravessará uma zona densamente urbanizada da cidade de Lisboa, ligando a estação do Rato, localizada numa das colinas da cidade, à estação do Cais do Sodré, encostada à margem direita do rio Tejo. A escavação subterrânea intersecta uma grande variedade de materiais, desde maciço rochoso a solos moles. Nas zonas onde a construção do trecho do túnel se situa mais próximo do rio, com cerca de 20 m de profundidade, é utilizado um método de escavação Cut & Cover. Neste trecho o traçado da linha intersecta dois edifícios em betão armado, com 9 pisos elevados e fundações indiretas por estacas, determinando a necessidade de proceder ao recalçamento destas estruturas e proceder à transferência de cargas para um novo sistema de fundação. As condições geotécnicas e geológicas presentes neste trecho, associadas às condições de acesso e de trabalho muito limitadas, levaram à materialização de cortinas de contenção com recurso à tecnologia de jet grouting, combinada com a execução de microestacas. Estes elementos foram também utilizados como parte integrante do novo sistema de fundação dos edifícios, o qual passará a ser materializado por uma laje de betão armado (comprimento=50m, largura=11m e espessuras=1,4m e 1,8m) que recebe e distribui as cargas provenientes dos pilares da estrutura original, para as referidas cortinas de colunas de jet grouting armadas com microestacas. Neste processo complexo encontra-se prevista uma transferência controlada de cargas entre as estruturas existentes e a nova laje, a qual é executada com recurso a macacos hidráulicos, limitando os assentamentos diferenciais do edifício através da abertura gradual dos mesmos e da sua permanente monitorização. Este artigo apresenta uma descrição global das soluções adotadas, sua implementação e do comportamento dos edifícios impactados pelos trabalhos descritos.

PALAVRAS-CHAVE: Metropolitano de Lisboa, Recalçamento, Jet-grouting, Escavação, Fundações

ABSTRACT: The new circular Lisbon metro line will cross a densely urbanized part of the Lisbon city, connecting Rato Station located at one of the hills of the city and Cais do Sodré Station, at the Tagus River right bank. The underground excavation intersects a wide range of materials, from rock mass to soft soils. Where the construction of the tunnel section is closer to the river, with about 10 m of cover, a Cut & Cover method is used. In this metro the tunnel intersected a pile foundation of two reinforced concrete buildings with 9 upper floors, determining the need to underpin the structures and change permanently its foundation system. The geotechnical and geological conditions present in this metro, associated to highly limited access and working conditions, led to the execution of the retaining walls using jet-grouting technology. Those elements were also used as the building deep foundations, which consists of a reinforced concrete slab (length=50m, width=13m and thicknesses=1.4m and 1.8m), being also responsible for the structure underpinning. In this complex process is defined a controlled load transfer between the structure and the new slab, which was executed using hydraulic jacks, limiting the building differential settlements through gradual jacks opening and according with monitoring. This paper presents an overall description of the solutions, how they were implemented and the buildings' behaviour during the underground works.

KEYWORDS: Lisbon Metro, Underpinning, Jet-grouting, Excavation, Foundations

1 INTRODUÇÃO

A nova linha circular do metro de Lisboa atravessará uma zona densamente urbanizada da cidade, ligando a estação do Rato, situada numa das colinas da cidade de Lisboa, à estação do Cais do Sodré, na margem direita do rio Tejo.

Nos casos em que a construção da secção do túnel está mais próxima do rio, é utilizado o método Cut & Cover. Neste troço, o traçado da linha intersecta a fundação indireta por estacas de dois edifícios de betão armado com 9 pisos elevados e 1 cave, determinando a necessidade de proceder à reformulação da solução de fundações existente, transferindo as cargas para novas fundações e demolindo as existentes.

As condições geotécnicas e geológicas deste troço, associadas às condições de acesso e de trabalho muito limitadas, levaram à execução de cortinas de contenção com recurso à tecnologia jet grouting armadas com microestacas metálicas tubulares. Estes elementos foram também utilizados como fundações profundas de uma laje de betão armado com 1,4m e 1,8m de espessura, construída para receber as cargas das fundações existentes e permitir a sua transferência para os novos elementos de fundação.

Neste complexo processo de transferência de cargas, foi definido o processo de gradual de transferência com recurso a macacos hidráulicos sob todos os pilares e a dispositivos de monitorização altimétrica permanente para controlar os assentamentos de cada apoio e, deste modo, minimizar a ocorrência de distorções de pudessem causar patologias aos edifícios.

2 EDIFÍCIOS AFECTADOS

O túnel da linha do metro intersecta os edifícios nº 42 e nº 44 na Avenida D. Carlos I. Ambos os edifícios foram construídos no século XX, apresentando uma estrutura em betão armado e fundações em estacas moldadas. Os edifícios têm 9 pisos elevados e 1 cave (ver Figura 1).



Figura 1. Edifícios de betão armado situados por cima do túnel.

O edifício nº42 foi recentemente objeto de obras de reabilitação para reconversão em uso habitacional. Como resultado dessa reconversão, foram realizados trabalhos de reforço da estrutura e das fundações originais, estes últimos com recurso a microestacas. O edifício nº44, por outro lado, encontra-se nas suas condições originais, utilizado para escritórios, e apresenta um bom estado de conservação. Na Figura 2 apresenta-se a planta de fundações dos edifícios, sobreposta com o traçado do túnel do metro, evidenciando a necessidade de transferir a carga de vários pilares ao longo da área de intervenção, devido às estacas intersectarem o túnel.

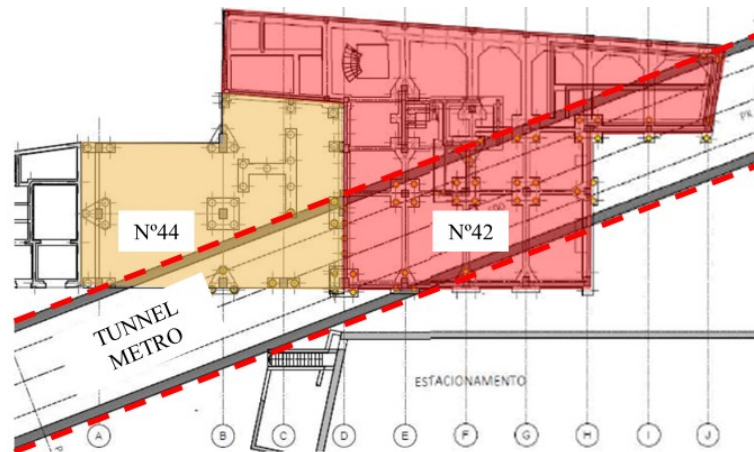


Figura 2. Vista em planta dos edifícios e projeção da estrutura do túnel.

3 PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

3.1 Condicionamentos geológicos e geotécnicos

A campanha de investigação geológico-geotécnica realizada incluiu a execução de múltiplas sondagens que permitiram a caracterização das unidades de solo e de rocha interessadas ao longo da extensão do túnel Cut & Cover sobre a qual se localizam os edifícios em análise (ver Figura 3). Foi possível constatar que, no sentido crescente da quilometragem do túnel, se verifica um aumento progressivo da espessura dos materiais recentes (aterros e aluviões - essencialmente do tipo arenoso) em paralelo com a diminuição da espessura da camada Miocénica subjacente às unidades do Complexo Vulcânico de Lisboa.

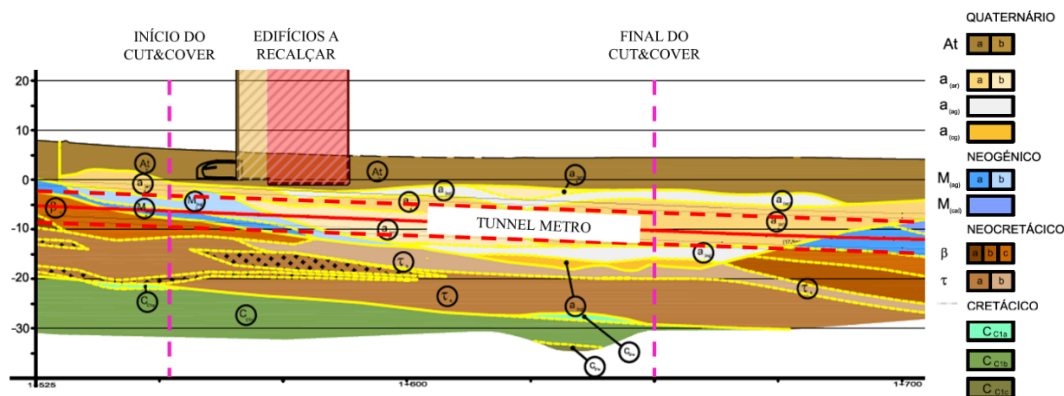


Figura 3. Cenário geológico.

3.2 Condicionamentos relativos às tecnologias construtivas

As soluções tiveram de respeitar os condicionamentos locais no que respeita à acessibilidade dos equipamentos. Tendo em conta a necessidade de trabalhar no interior das caves dos edifícios, as soluções tiveram de ser compatíveis com equipamentos de pequeno porte, compatíveis com o funcionamento num pé-direito mínimo de cerca de 3,0m.

3.3 Procedimento de transferência de carga

Para minimizar a ocorrência de patologias nos edifícios, determinadas por assentamentos diferenciais, as soluções e as fases de construção foram definidas de modo a permitir um processo de transferência de carga ativo. Este processo recorreu a um circuito integrado de macacos hidráulicos e sensores de nivelamento que permitem o registo e a compensação sistemática de eventuais assentamentos resultantes da demolição das estacas que interseção o túnel do metro e da consequente transferência dessa carga para a nova laje de recalçamento.

4 DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO

A solução de recalçamento, contenção e escavação consiste na transferência das cargas, dos pilares localizados sobre do alinhamento do túnel, para uma laje de recalçamento, de modo a permitir o corte das estacas de fundação, sem afetar a funcionalidade da estrutura do edifício. Depois de realizado este processo, será realizada a escavação sobre a laje de recalçamento que, por sua vez, está fundada em cortinas de jet grouting com função simultânea de elementos de fundação definitiva e elemento de contenção provisória.

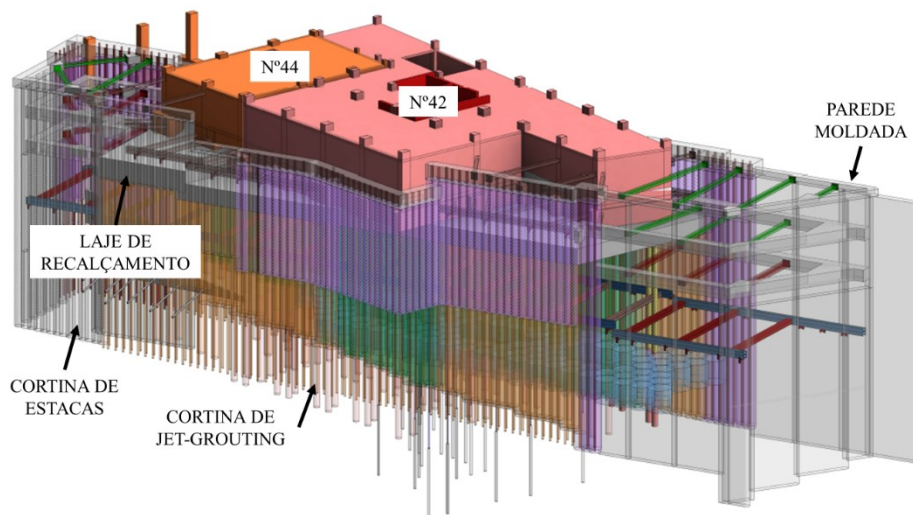


Figura 4. Vista 3D: Solução de escavação e escoramento Cut & Cover.

4.1 Descrição da solução de escavação Cut & Cover

A solução de escavação Cut & Cover é realizada, genericamente, ao abrigo de uma cortina dupla de colunas de jet-grouting com 1000mm de diâmetro, espaçadas de 700mm, e reforçadas com perfis tubulares de aço, que têm uma dupla função de fundação da laje de recalçamento e de contenção das terras e das águas para permitir a escavação necessária à construção do túnel do metro. Adicionalmente, para atingir o nível da laje de recalçamento, foi executada uma terceira fiada de colunas de jet-grouting, também reforçadas com perfis metálicos (ver Figura 5).

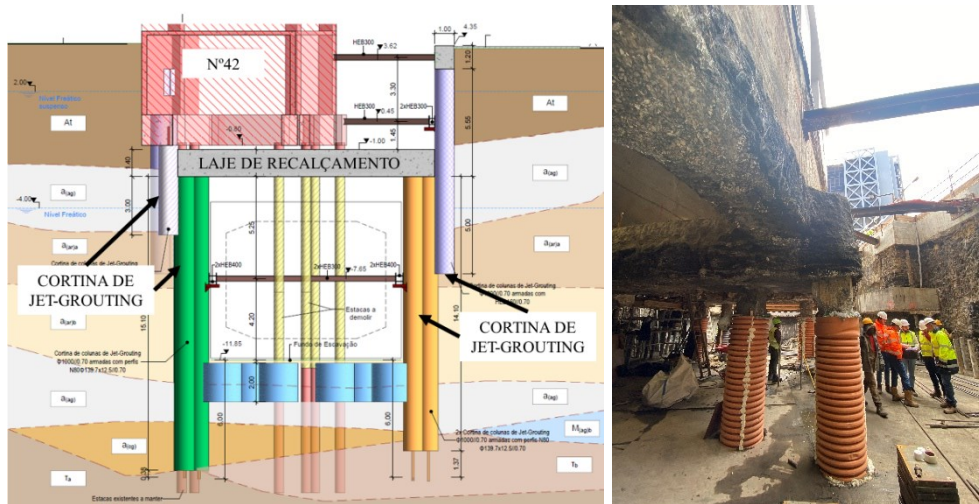


Figura 5. Secção: Escavação Cut & Cover e solução de escoramento (modelo e local).

Refere-se ainda que as cortinas de contenção foram provisoriamente escoradas umas às outras utilizando 3 níveis de escoras de aço, distanciados 5 m entre si, ligados a vigas de distribuição de aço ou de betão armado, e 1 nível materializado pela laje de recalçamento. Por fim, sempre que as formações existentes ao nível do fundo da escavação não eram rochosas, optou-se pela materialização de uma grelha de travamento com colunas de jet grouting com 2000mm de diâmetro, de modo a minimizar a deformabilidade da ficha das cortinas de contenção.

4.2 Descrição da solução de recalçamento do edifício

A solução de recalçamento dos edifícios consiste a construção de uma laje de betão armado, apoiada indiretamente em cortinas de colunas de jet-grouting, reforçadas com perfis de aço de forma a aumentar a sua ductilidade e rigidez, colocadas ao longo dos alinhamentos exteriores do túnel do metro. A laje de recalçamento foi posicionada no espaço disponível entre a base dos maciços de encabeçamento das estacas e a laje de cobertura do túnel do metro, com uma geometria de aproximadamente 50,0m de comprimento, por 13,0m largura e uma espessura variável entre 1,40m e 1,80m (ver Figura 7).

No seu conjunto, estes elementos permitem alterar o sistema de fundação dos edifícios, transferindo as cargas dos pilares estruturais para a nova laje de recalçamento que, por flexão cilíndrica, as transmite às duas fiadas de colunas de jet grouting, que finalmente transmitem as reações às camadas de solo competentes situadas abaixo da laje de fundo do túnel.

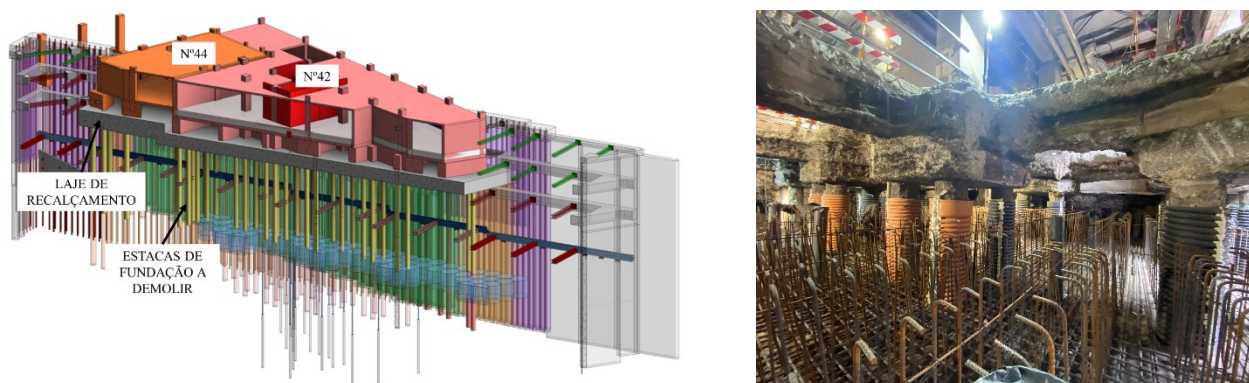


Figura 6. Vista 3D: A solução de escoramento e as estacas são desativadas.

Com esta solução implementada, é possível demolir as estacas de fundação existentes, que se localizam sobre o alinhamento do túnel do metro, bem como proceder aos trabalhos de escavação para a construção do referido túnel (ver Figura 6).

4.3 Descrição do procedimento de transferência de carga

De modo a garantir que uma transferência de cargas gradual entre os pilares dos edifícios e a laje de betão armado de recalçamento, permitindo assim um maior controlo dos assentamentos que ocorrem neste processo e, em particular, dos assentamentos diferenciais que podem provocar patologias nos edifícios, foi instalado um sistema de macacos hidráulicos e de monitorização de assentamentos. Os macacos hidráulicos, posicionados entre a laje de recalçamento e os maciços de encabeçamento de estacas, serão responsáveis por aliviar as cargas das atuais estacas de fundação, transferindo a carga para a nova laje e, deste modo, permitindo que as estacas tenham uma carga residual quando forem demolidas.

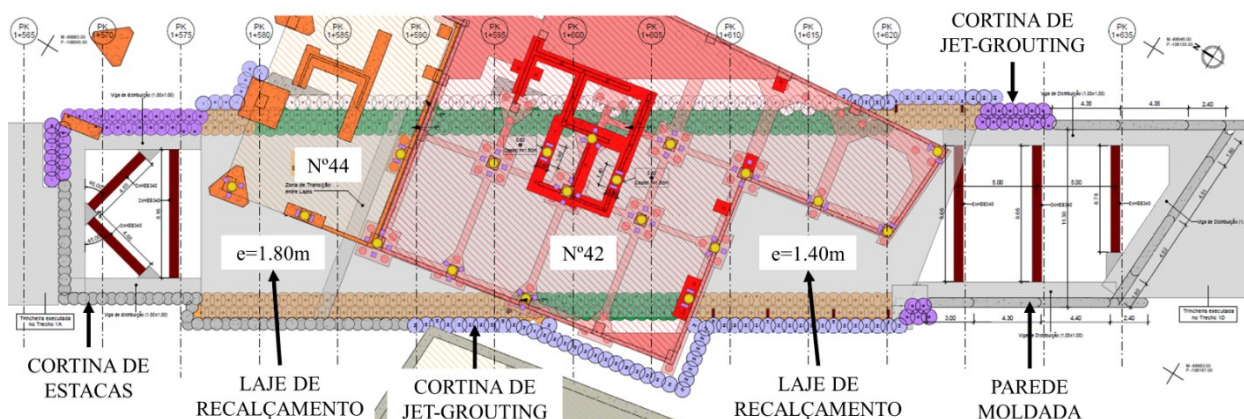


Figura 7. Vista em planta: Solução de escavação e escoramento Cut & Cover.

As fases relacionadas com a transferência de carga são resumidas abaixo e ilustradas na Figura 8:

1. Instalação do sistema de instrumentação nos pilares;
2. Escavação até ao nível inferior da laje;
3. Encamisamento das estacas seguido da construção da laje e da instalação dos macacos hidráulicos;
4. Escavação sob a laje, seguida de ativação dos macacos hidráulicos e posterior demolição das estacas existentes, gerida pela análise dos dados de monitorização.

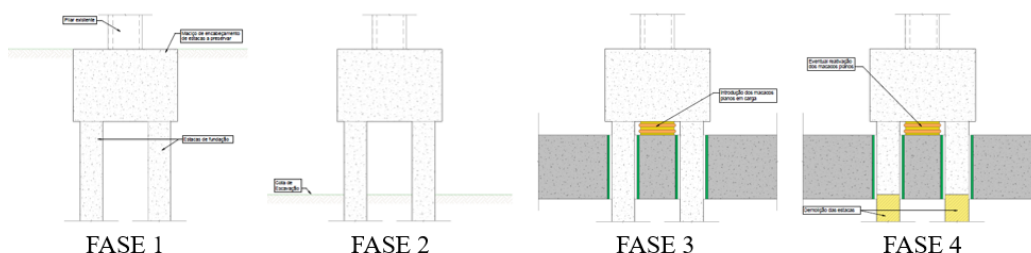


Figura 8. Solução de recalçamento – Sistema de transferência de carga.

5 CONCEPÇÃO DA SOLUÇÃO

A solução de recalçamento foi dimensionada utilizando modelos estruturais no software *SAP2000*.

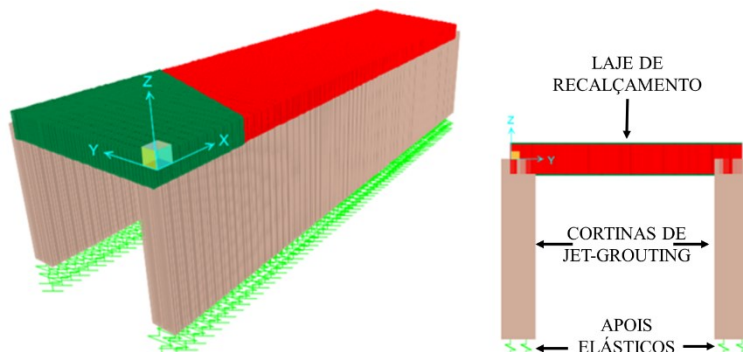


Figura 9. Modelo de análise SAP2000 para a laje de fundação.

A laje de recalçamento, bem como as cortinas de colunas de jet grouting, foram modelados com elementos do tipo casca e, no caso destes últimos, apoiados em molas que tentaram reproduzir a rigidez do terreno de fundação. Este modelo permitiu estimar os esforços estruturais da laje (ver, por exemplo, os momentos fletores na Figura 10), bem como a sua deformação elástica (ver Figura 11).

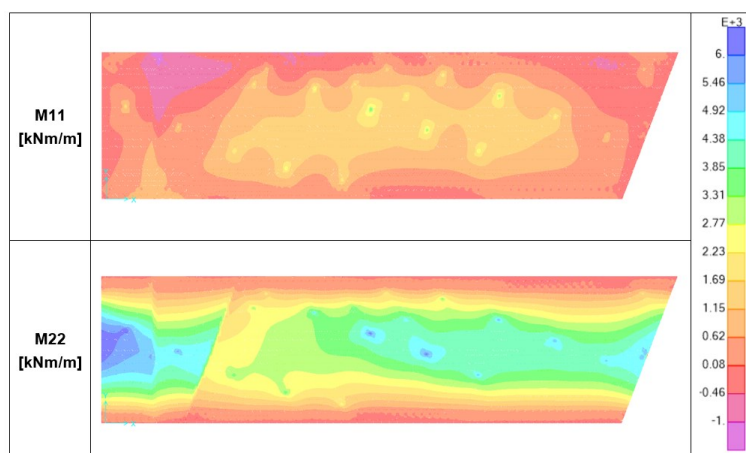


Figura 10. Modelo de análise SAP2000 para laje de fundação - Momentos fletores.

Considerando as rigidezes dos apoios do modelo estrutural, foi estimada a carga axial máxima de projeto em cada coluna de jet-grouting, permitindo, em análise paralela com o modelo geotécnico para a solução Cut & Cover, a validação da segurança desses elementos, simultaneamente para a fase provisória e para a fase definitiva.

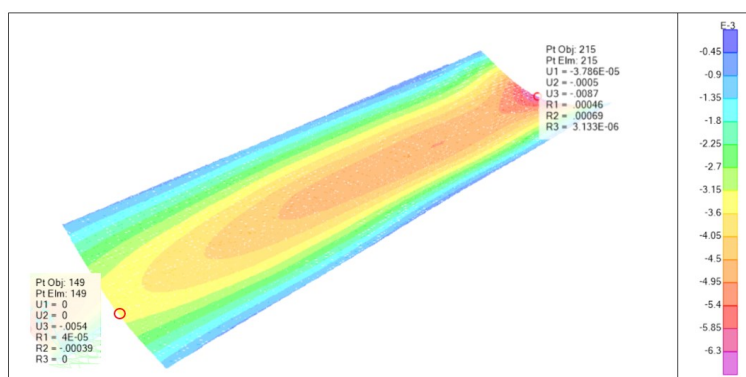


Figura 11. Modelo de análise SAP2000 para a laje de fundação - Deslocamentos.

6 PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Durante os trabalhos de transferência de cargas e, posteriormente, durante os trabalhos de escavação e construção do túnel, foi implementado um plano de monitorização com sensores de nível de líquido e extensômetros para medir os movimentos altimétricos da laje de recalçamento e dos pilares dos edifícios, bem como a interação entre eles (ver Figura 12).

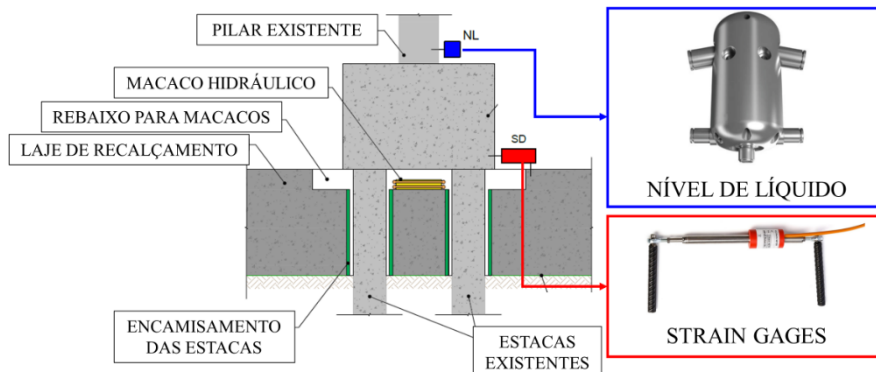


Figura 12. Dispositivos de controlo: Sensores de nível de líquido e strain gages

O plano de monitorização estabelece ainda valores-limite para cada dispositivo, para cada fase da transferência de carga. Os resultados das análises numéricas foram utilizados para determinar os valores de referência dos parâmetros medidos, que foram utilizados para fixar valores de alerta, para 80% dos valores de referência, e de alarme, para 120% dos referidos valores.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A definição e implementação de uma nova linha de metro numa zona densamente urbanizada pode conduzir a interferências com estruturas existentes. Para cenários como o apresentado neste trabalho, a solução de recalçamento das fundações foi a mais adequada para permitir manter a integridade das estruturas existentes, embora este tipo de solução apresente muitas vezes múltiplas restrições ao nível do acesso e operação dos equipamentos.

Para o sucesso de intervenções com a complexidade da presente, considera-se essencial a implementação de um plano de monitorização adequado, o qual ajudará a garantir uma eficaz transferência de cargas entre os elementos de fundação existentes e os novos elementos de recalçamento.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Metropolitano de Lisboa a autorização para a apresentação deste trabalho.

Soluções de fundação perto do rio Trancão, em Lisboa

Inês Braz

Engenheira Civil, JETsj, Lisboa, Portugal, ibraz@jetsj.com

Alexandre Pinto

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

Miriam Lopes

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

RESUMO: No presente artigo são apresentadas as soluções implementadas para as fundações do palco instalado no Parque Tejo, perto do Rio Trancão, em Lisboa, para a missa papal, no âmbito do evento Jornadas Mundiais da Juventude 2023. O palco localiza-se sobre um aterro de resíduos sólidos urbanos que se encontra selado superiormente através de uma geomembrana de PEAD, o que condicionava, numa fase inicial, o recurso a soluções de fundações indiretas. Subjacente aos depósitos de resíduos sólidos urbanos, localiza-se a formação aluvionar composta por solos lodosos muito compressíveis, com fracas características mecânicas, com espessura variável, atingindo os 12m, por sua vez, repousando sobre o substrato Miocénico. De modo a diminuir a amplitude de deslocamentos diferenciais que pudessem condicionar a boa utilização do palco, foi realizado um aterro de pré-carga com tempo de permanência de 3 meses. Para as fundações da cobertura do palco, devido à necessidade de transmitir cargas de tração ao terreno motivadas pela ação do vento, foi adotada uma solução de microestacas cravadas tubulares em ferro fundido dúctil, reforçadas interiormente com uma microestaca de varão, do tipo auto perfurante, devidamente selada no substrato Miocénico.

PALAVRAS-CHAVE: Aterro de Pré-Carga, Microestacas Cravadas, Microestacas Autoperfurantes, Fundações.

ABSTRACT: This paper describes the foundations solutions of a stage that was installed at the Tejo Park, near the Trancão river in Lisbon, for the papal mass during the World Youth Day 2023. The stage is located over an urban solid waste landfill, sealed at the upper face by a PEAD geomembrane, which brought restraints to the use deep foundations solutions at an early stage. Underlying the urban solid waste landfill, is an alluvial layer with 12m of maximum thickness, with very compressible soils, resting over the Miocene bedrock. To reduce the amplitude of differential settlements that could impact the stage performance, a preload landfill was carried out, to minimize the settlements that could occur at the time of the papal mass. Due to the wind tension loads to be transmitted to the foundations, the solution for the stage cover foundation was defined with driven ductile iron micropiles pipes at the urban solid waste landfill and alluvial layers, reinforced with self-drilling rod in the center, sealed at the Miocene bed rock.

KEYWORDS: Preload Landfill, Ductile Iron Driven Micropiles, Self-Drilling Micropiles.

1 INTRODUÇÃO

Tendo em conta a localização das estruturas a executar e os vários condicionamentos relacionados com o solo de fundação, foi necessário proceder à execução de um aterro de pré-carga no local em que o palco dispunha de fundações diretas e proceder à realização de ensaios de carga de microestacas cravadas, reforçadas com varão autoperfurante no seu interior, de modo a validar a solução de fundações das estruturas mais pesadas – cobertura e zona traseira do Palco (a sul). O recinto onde se realizou o evento dispõe de cerca de 38 hectares e apresenta uma forma sensivelmente retangular, orientado no sentido Norte-Sul, com aproximadamente 770 m de comprimento e 603 m de largura. Durante a missa papal acomodou cerca de um milhão de pessoas.

Este lote confina a Norte com o arruamento público - Rua Roald Amundsen e Passeio do Trancão, a Sul com o arruamento público - Rua Chen Ho, e a Oeste com o arruamento público - Passeio dos Heróis do Mar, todos estes que permitem o acesso tanto pedonal como de veículos ao interior do mesmo. Do lado Este o

terreno confina com o Rio Tejo - que permite o acesso pedonal ao interior do mesmo através do passadiço existente (Passeio do Sapal).

Na Figura 1 apresenta-se, a vermelho, o local de implantação do palco.



Figura 1 - Vista aérea do local. Google Earth.

2 PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1 Condicionamentos geológicos e geotécnicos

A área alvo de intervenção localizava-se numa área baixa e plana, na margem direita do estuário do rio Tejo. O palco foi fundado sobre o aterro sanitário de Beirolas, constituído por depósitos de solos contaminados e de resíduos urbanos, localizados, por sua vez, sobre uma camada de aterro heterogéneo, contendo materiais silto-argilosos misturados com areia e entulho, de origem artificial. Com a aproximação ao rio, a espessura do aterro sanitário reduz-se, até desaparecer na zona abrangida pela maré. Subjacente à camada de aterro, surge a formação aluvionar composta por solos lodosos compressíveis, com espessura muito variável na área do aterro sanitário de Beirolas. Na zona do Palco, a profundidade dos solos lodosos aumenta em direção ao rio de 2m até 25m, sendo praticamente constante na direção norte-sul. Subjacente a esta camada de lodos argilosos, encontra-se a formação Miocénica, constituída por arenitos, calcarenitos e calcários, mais ou menos margosos.

Na Figura 2 apresenta-se um corte esquemático da zona do palco com a identificação do zonamento descrito anteriormente.

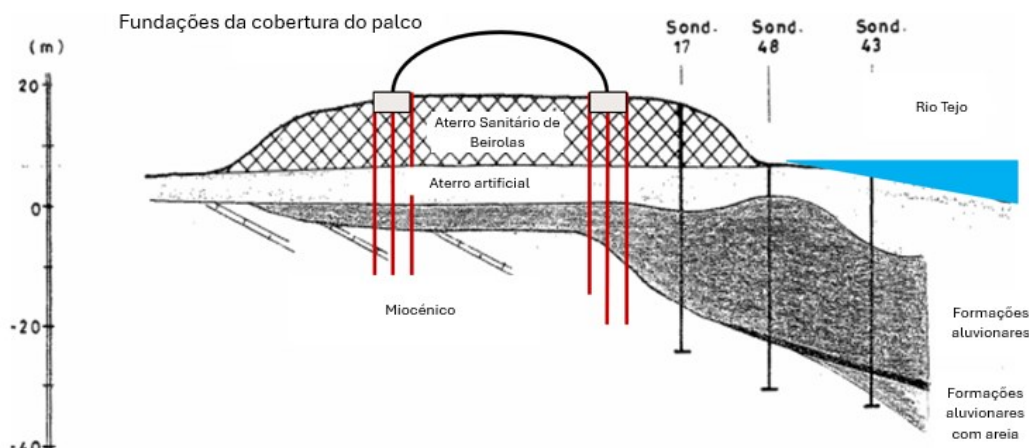


Figura 2 - Corte esquemático, Nascente – Poente, da zona do palco.

2.2 Condicionamentos relacionados com infraestrutura existente

Na definição das soluções de fundação do palco teve-se como premissa inicial o facto de não ser viável recorrer a fundações indiretas devido à existência da geomembrana de proteção da face superior do aterro sanitário cuja furação não seria possível. Este pressuposto foi mantido para a generalidade da área de intervenção, tendo sido exceção a zona traseira do palco, zona Sul, assim com o a cobertura do palco, devido ao tipo e valor das cargas a transmitir à fundação.

2.3 Condicionamentos relacionados com o tipo de estrutura da cobertura do palco

Na definição das soluções de fundação da estrutura metálica da cobertura do palco teve-se presente que a leveza da mesma, associada ao elevado vão e, em consequência, ao reduzido número de apoios, a tornava particularmente sensível à ação do vento, determinando a transmissão de elevadas cargas de tração às fundações, conforme Figura 3. A eventual execução de maciços com função de contra-peso não se afigurava realista, face à dimensão dos mesmos, associada ao respetivo peso. Na Figura 4 apresenta-se uma imagem com a preparação do local para início dos trabalhos de betão armado das correspondentes às fundações da cobertura.



Figura 3 - Vista da cobertura do palco. (Fonte: Observador)



Figura 4 – Microestacas de fundação da cobertura do palco.

3 SOLUÇÕES ADOTADAS

3.1 Aterro de pré-carga

A solução executada consistiu na realização de um aterro de pré-carga com 3,20m de altura, na zona de implantação do palco. O aterro foi realizado com material proveniente das proximidades com peso volúmico de aproximadamente 20kN/m^3 . A execução deste aterro de pré-carga teve como objetivo minimizar os assentamentos que iriam ocorrer aquando da montagem e utilização do palco. O aterro de pré-carga permaneceu no local durante um período de 90 dias, tendo ocorrido um assentamento máximo de 25cm. Na Figura 5 apresenta-se a evolução temporal dos assentamentos na zona de implantação do aterro de pré-carga. A localização das marcas topográficas apresenta-se na Figura 6.

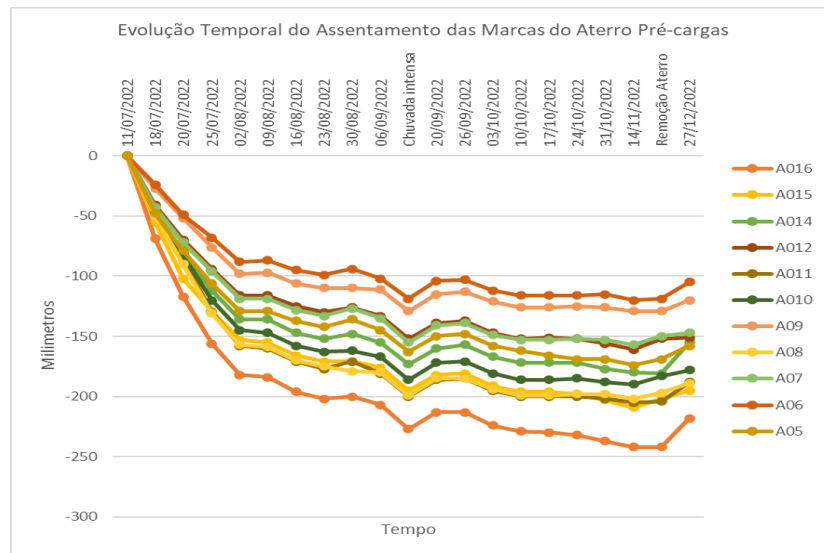


Figura 5 - Gráfico tempo-deformação. Instrumentação da zona do aterro de pré-carga.

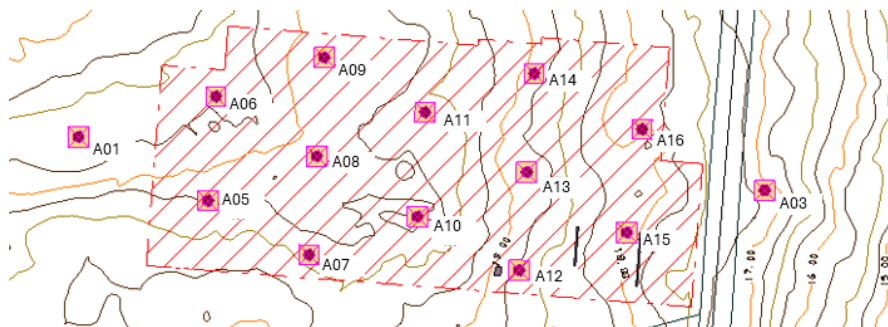


Figura 6 - Localização das marcas de assentamentos na zona do palco.

3.2 Fundações do palco

De forma a maximizar a uniformidade da transmissão das cargas ao terreno, a solução preconizada consistiu na execução de uma laje de fundação constituída por lajes alveolares pré-fabricadas, com 30cm de espessura mínima. Devido do aumento da amplitude das cargas em determinados alinhamentos, assim como da geometria irregular dos maciços de encabeçamento das microestacas de fundação da cobertura, foi necessário preconizar uma solução de fundação betonada in situ nessas zonas. Deste modo, a solução divide-se em 4 tipos de solução diferentes:

- Zona corrente: solução em lajes alveolares simplesmente apoiadas em vigas periféricas pré-fabricadas com secção em L ou retangular, de acordo com o desnível existente;
- Periferia dos maciços de fundação da cobertura: solução constituída por uma laje betonada in situ com espessura de 30cm;
- Alinhamentos traseiros – zona Nascente e Poente: solução constituída por uma laje betonada in situ com espessura de 25cm;
- Alinhamentos traseiros – zona central: viga de fundação com secção $1,65 \times 1,20 \text{ m}^2$, apoiada em microestacas cravadas, em ferro fundido dúctil, com secção tubular $\phi 170 \times 7,5 \text{ mm}$ preenchidas com betão C35/45 e reforçadas 3 varões $\phi 32 \text{ mm}$ no seu interior para prevenir eventuais fenómenos de encurvadura, sem necessidade de entrega no substrato Miocénico, pois apenas acomodavam esforços de compressão. A solução de fundação nesta zona foi compatibilizada com a solução de fundação da cobertura do palco.

3.3 Fundações da cobertura do palco

Atendendo às elevadas cargas de tração a transmitir às fundações foi adotada uma solução constituída por microestacas cravadas, em ferro fundido dúctil, com seção tubular $\phi 170 \times 7,5 \text{mm}$, preenchidas com betão C35/45 e reforçadas interiormente com uma microestaca constituída por um varão oco, executada através da tecnologia auto perfurante. Ou seja, os tubos em ferro fundido dúctil, cravados por via seca apenas ao nível dos materiais brandos que materializam o aterro sanitário e a camada aluvionar subjacente funcionavam como um encamisamento perdido, permitindo a execução, pelo interior, da microestacas de varão, selada no substrato Miocénico.

Na Figura 7 apresenta-se o modelo 3D de toda a solução. Na Figura 8 é visível a solução definida para a zona corrente, em fase de obra.

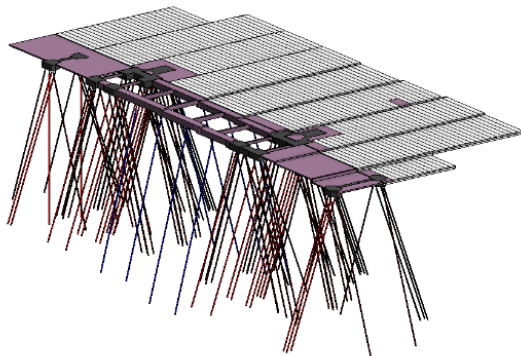


Figura 7 - Modelo 3D das fundações do palco e da cobertura do palco.



Figura 8 - Fotografia aérea da fundação do palco - zona de fundação direta constituída por lajes alveolares.

3 ENSAIOS DE CARGA À ESCALA REAL DE MICROESTACAS

Tendo em conta as características do dispositivo geológico do local, associada ao tipo e aos condicionantes da obra, foram executados ensaios de carga, cujos resultados pretendiam validar os pressupostos de dimensionamento.

Para o efeito, foram realizados 2 ensaios de carga prévios à escala real, um ensaio à compressão e um ensaio à tração.

As microestacas cravadas de ensaio foram executadas com recurso a um martelo hidráulico de alta frequência, conforme apresentado na Figura 9. A cravação foi efetuada por via seca até ser cumprido o critério de nega de entrega no substrato Miocénico. Na microestaca ensaiada à tração, foi utilizado um equipamento de perfuração com martelo de superfície para materialização de bolbo do varão oco interior, instalado através da tecnologia auto perfurante, no substrato Miocénico. Para a instalação desta mesma microestaca de varão, a furação foi efetuada com bit perdido $\phi 130 \text{mm}$ à rotopercussão utilizando os próprios varões como elemento de perfuração. A progressão da furação fez-se através da colocação de conjuntos de varões até ser atingida a profundidade pretendida. À medida que a furação prosseguia introduziu-se pelo interior dos varões calda de cimento que tinha como função promover tanto a limpeza e remoção dos detritos de furação para a superfície, como a selagem final da microestaca. Em ambas as microestacas de ensaio, o interior ficou totalmente preenchido com calda de cimento tipo I 42.5. Para ambas as microestacas de ensaio, a instrumentação interior foi aplicada através de strain gauges introduzidos com recurso a um varão $\phi 16 \text{mm}$.

3.2 Ensaio de carga à tração

A estrutura de reação foi materializada através de um maciço de betão armado, com cerca de $2,5 \text{m} \times 2,5 \text{m}$ e 1m de altura, apresentado na Figura 9. O tubo exterior da microestaca ensaiada, cravado nos solos brandos por via seca, em ferro fundido dúctil teve um comprimento de $30,5 \text{m}$ nos solos brandos. O varão oco interior

instalado através da tecnologia autoperfurante possuiu 40,5m, com selagem no substrato Miocénico de, aproximadamente, 10m (Bustamante e Doix, 1985). A carga de ensaio inicialmente prevista era 850kN. O ensaio de carga foi realizado com 4 ciclos de carga até à carga máxima de 922kN. Adicionalmente foi realizado um 5º ciclo de carga até 1598kN, de modo a testar a capacidade resistente da selagem no estrato Miocénico. Mesmo após atingir a carga de 1598kN não se verificou rotura.

Os principais resultados do ensaio de tração realizado apresentam-se na Figura 10 e na Figura 11.



Figura 9 - Ensaio de carga de tração.

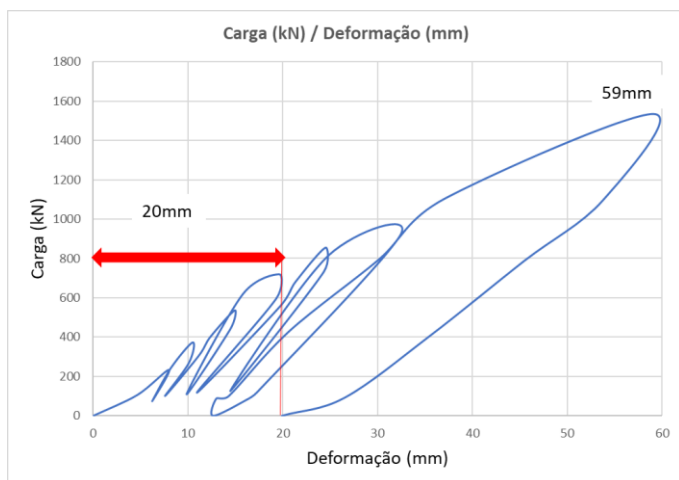


Figura 11 - Gráfico carga-deslocamento na cabeça. Ensaio de carga de tração.

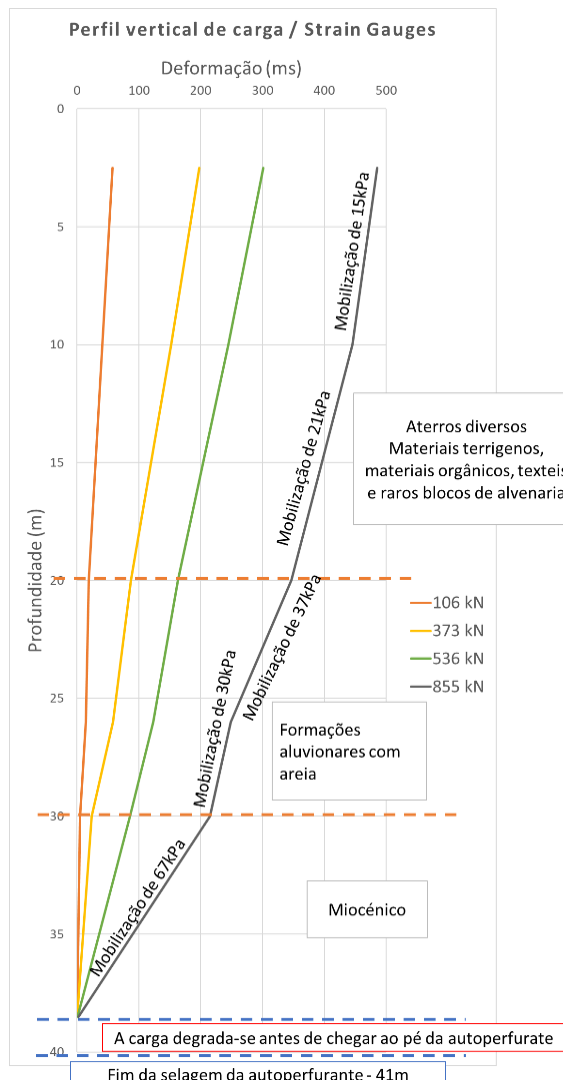


Figura 10 - Gráfico strain gauges - ensaio prévio à tração.

Para a carga de ensaio de 922kN, verificou-se uma resposta forte em todos os ciclos de carga, com uma deformação plástica da ordem dos 13mm e de uma deformação máxima de 33mm. No 5º ciclo de carga, verificou-se uma deformação total da ordem dos 59mm com uma deformação residual de 20mm. Foram instalados um conjunto de “strain gauges” à profundidade de 2.5m, 10m, 20m, 26m, 30m e 38,5m nomeadamente na transição entre o aterro e o estrato aluvionar.

Foi possível verificar com clareza, que o topo do estrato aluvionar se situava à profundidade de 20m, compatível com os resultados da prospeção realizada no local. Verificou-se que cerca de 50% da carga foi transmitida ao aterro, assim como que cerca de 30% do comprimento de selagem não foi mobilizado. No entanto, devido à grande heterogeneidade do material constituinte do aterro, considerou-se que o comprimento de selagem não deveria ser inferior aos 10m (Bustamante e Doix, 1985), de modo a, por prudência, poder acomodar a totalidade da carga de tração.

3.2 Ensaio de carga à compressão

A estrutura de reação foi executada com recuso a um pórtico constituído por perfis metálicos apoiado em 4 microestacas semelhantes à microestaca ensaiada à tração. A referida estrutura encontra-se ilustrada na Figura 12. A microestaca ensaiada possuía um comprimento de 34m, atingindo o substrato miocénico. A carga de ensaio prevista era 1820kN. Apesar do extremo cuidado em colocar o macaco alinhado com o eixo da microestaca, verificou-se instabilidade do maciço de encabeçamento da microestaca acima de uma carga de 1400kN com o deslocamento horizontal do maciço. Apesar da rotação do maciço, quando se ultrapassou a carga aproximada de 1400kN, verificou-se um aumento contínuo de capacidade de carga em aproximadamente 320kN até aos 1723kN.

Os principais resultados do ensaio de tração realizado apresentam-se na Figura 13 e na Figura 14.



Figura 12 - Ensaio de carga de compressão.

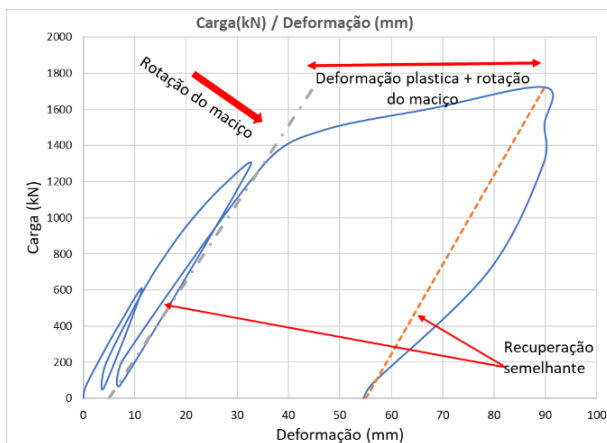


Figura 14 - Gráfico carga-deslocamento na cabeça. Ensaio de carga de compressão.

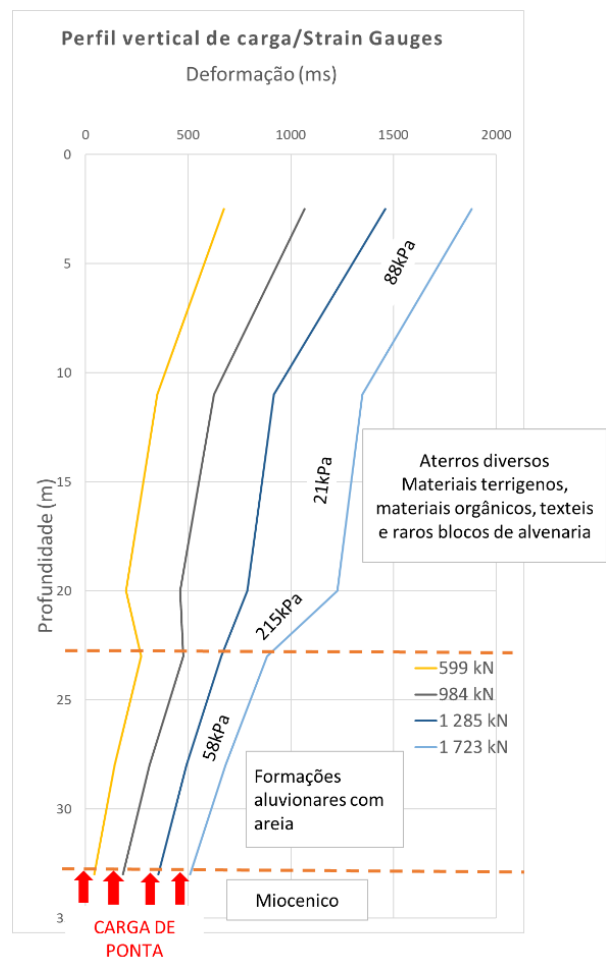


Figura 13 - Gráfico strain gauges - ensaio prévio à compressão.

Foram instalados um conjunto de “strain gauges” às profundidades de 2,5m, 11m, 20m, 23m, 28m e 33m, nomeadamente na transição entre o aterro e a camada aluvionar. Foi possível verificar com clareza que o topo da camada aluvionar se situava a cerca de 23m de profundidade, o que era compatível com a informação resultante da prospeção geológica e geotécnica realizada no local. Verificou-se uma capacidade de transmissão de carga significativa ao aterro com resposta efetiva entre o 2,5m e 11m e muito boa entre os 20 e 23m de profundidade. Entre a profundidade de 11 a 20m a transmissão de carga ao aterro foi negligenciável. Estimase que a carga de ponta mobilizada seja da ordem dos 600kN para uma carga da ordem dos 1700 kN. Destacou-se igualmente a não mobilização de qualquer fenómeno de instabilidade lateral por encurvadura.

3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo teve como objetivo apresentar a solução de fundações do palco principal das Jornadas Mundiais da Juventude, que se realizou no Parque Tejo, perto do Rio Trancão, em Lisboa, apresentando os diversos condicionamentos que estiveram na base das escolhas e decisões tomadas.

Tendo por base os condicionamentos já descritos, assim como os resultados dos ensaios de carga descritos, é destacado o excelente desempenho das duas soluções adotadas:

- i. Fundação do palco com necessidade de acomodar apenas cargas de compressão: laje de fundação constituída por lajes alveolares pré-fabricadas, com 30cm de espessura mínima, assentes diretamente no terreno. Nos alinhamentos mais carregados a solução passou de fundação direta para fundação indireta com recurso a microestacas cravadas, tubos em ferro fundido dúctil com ligeira entrega no substrato Miocénico.
- ii. Fundação da cobertura do palco com necessidade de acomodar esforços de compressão e, sobretudo, de tração: microestacas cravadas, tubos em ferro fundido dúctil, apenas ao nível dos solos brandos, situação que determinou a necessidade de reforçar os referidos tubos interiormente com uma microestaca constituída por um varão oco, executada através da tecnologia auto perfurante, devidamente selada no substrato Miocénico.

De modo a validar os pressupostos de dimensionamento das microestacas de fundação, foram realizados dois ensaios de carga no local de implantação do palco, um de compressão e um de tração. Os resultados obtidos permitiram validar antecipadamente os principais pressupostos de projeto, garantindo a adequação da solução ao contexto geológico-geotécnico local.

As questões ambientais foram tidas em conta, tendo-se adotado uma solução que evitasse a necessidade de remover os solos contaminados do local, com o recurso à utilização de microestacas tubulares, cravadas por via seca, em ferro fundido dúctil, este último destacando-se igualmente por ser um material reciclado das siderurgias.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono de Obra, a autorização para publicação do presente artigo. Agradecem igualmente à equipa que realizou os trabalhos descritos, nomeadamente as empresas Oliveiras S.A, empreiteiro geral, e Geosol S.A, empreiteiro dos trabalhos de geotecnia, assim como à empresa que fiscalizou a obra, Engexpor – Consultores de Engenharia S.A.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

<https://observador.pt/2023/10/06/onde-esta-o-palco-da-jmj-no-parque-tejo-estrutura-foi-retirada-e-camara-de-lisboa-garante-que-foi-guardada/>, acedido em 15/04/2024

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.

Tratamento de solos moles com recurso a aterros de pré-carga no lote 14 da Plataforma Logística Lisboa Norte

Ground improvement solutions implemented at plot 14 of the Northern Lisbon Logistic Platform

Miriam Lopes

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

Alexandre Pinto

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

RESUMO: O presente artigo aborda as soluções de melhoramento de solos adotadas nos terrenos de fundação do futuro armazém industrial, a construir no lote 14 da Plataforma Logística Lisboa Norte, em Castanheira do Ribatejo, Vila Franca de Xira, Portugal, compreendendo uma área de aproximadamente 47 975 m². Efetua-se uma descrição dos condicionamentos existentes, particularmente de índole geológica-geotécnica, destacando-se a presença de solos moles aluvionares de natureza argilo-lodosa, de espessuras significativas (aproximadamente 20 m), com fracas características de resistência e de rigidez, bem como reduzida capacidade de suporte perante a imposição de incrementos de cargas verticais. A solução adotada consiste na execução de aterros de pré-carga associados a (i) colunas de brita, executadas na área prevista para a implantação da nave industrial, e (ii) geodrenos verticais, nos pavimentos exteriores, nos locais previstos para estacionamento e circulação automóvel. No presente artigo descrevem-se os critérios e métodos de dimensionamento dos aterros de pré-carga para a aceleração do processo de adensamento primário na fase de construção, visando a obtenção de recalques totais e diferenciais compatíveis com o adequado desempenho em serviço do futuro armazém industrial, durante a vida útil da obra. Apresenta-se ainda o Plano de Monitoramento geotécnico e respetivos resultados.

PALAVRAS-CHAVE: Solos moles, Aterros de pré-carga, Colunas de brita, Geodrenos verticais, Adensamento primário.

ABSTRACT: The present work addresses the ground improvement solutions adopted for the soft soils as foundation of the future industrial warehouse, to be built at the plot 14 of the Northern Lisbon Logistic Platform, at Castanheira do Ribatejo, Vila Franca de Xira, Portugal, comprising an area of 49 813 m². A description of the existing conditions is made, particularly of the geological-geotechnical scenario, highlighting the existence of an alluvial layer, with clayed soft soils, with low characteristics of strength and stiffness as well as very low average permeability. The solution adopted consists in the execution of preload embankments associated with (i) stone columns, executed at the area of the warehouse indoor pavements, and (ii) vertical prefabricated geodrains, at the area of the outdoor pavements, in the places designed for car parking and circulation of light and heavy vehicles. This article describes the criteria and methods used at the design of the preload fills, seeking to reduce the hydrodynamic consolidation schedule. The Monitoring and Survey Plan and respective results are also presented.

KEYWORDS: Soft soils, Preloading embankments, Stone columns, Prefabricated vertical drains, Hydrodynamic consolidation.

1 INTRODUÇÃO

A Plataforma Logística Lisboa Norte (PLLN) localiza-se em Castanheira do Ribatejo, Vila Franca de Xira, Portugal, numa área de aproximadamente 100 hectares. Esta plataforma foi construída visando

materializar um ponto de interligação dos fluxos logísticos internacionais, nacionais e regionais com a região de Lisboa e Vale do Tejo.

No lote 14 da referida plataforma, prevê-se a construção de uma nova nave industrial, com uma área de aproximadamente 32 968 m². Na vista aérea presente na figura 1, é possível identificar a área alvo de intervenção, bem como os limites da PLLN.

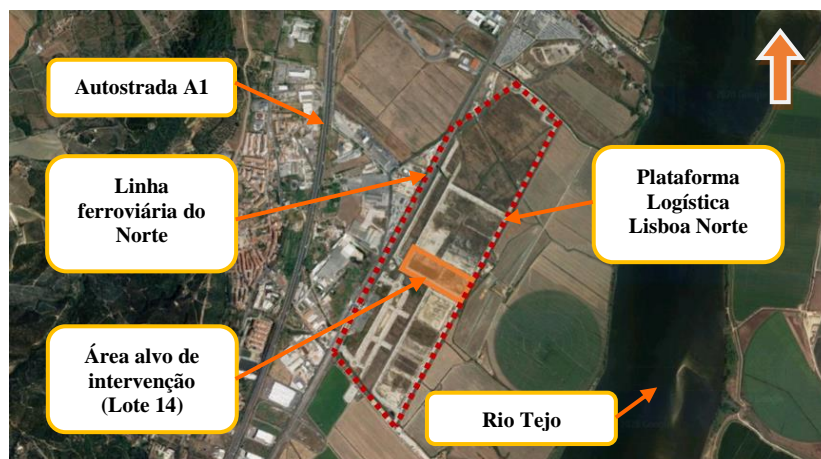


Figura 1. Vista aérea do local de intervenção (imagens retiradas do Google Earth).

2 CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

O local em estudo insere-se, do ponto de vista geológico, em formações aluvionares, de idade Holocênica, conforme se encontra representado na Folha 30-D - Alenquer da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000, cujo extrato constitui a figura 2.

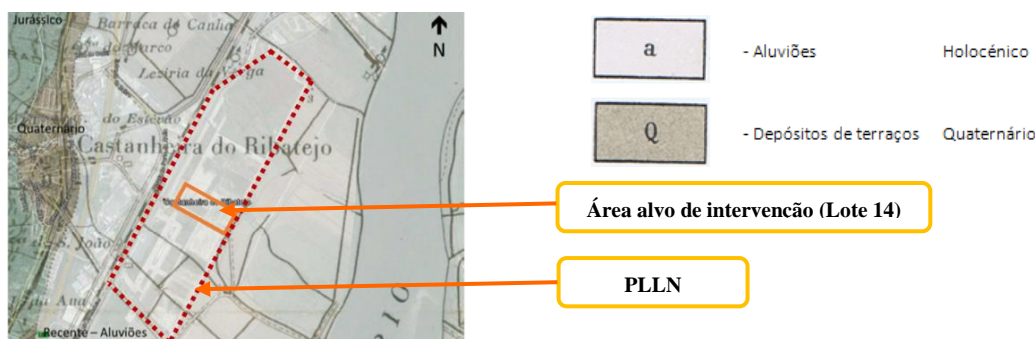


Figura 2. Enquadramento do local em estudo na Folha 30-D – Alenquer da Carta Geológica de Portugal (escala original 1:50 000).

A área encontra-se na margem direita do rio Tejo, sendo dominada pelos terrenos aluvionares do Baixo Tejo, depósitos antigos de terraços fluviais e, em profundidade, por terrenos datados do Miocénico.

De acordo com a informação obtida no decorrer dos trabalhos de prospecção geológica e geotécnica efetuados na área, confirma-se que o cenário geológico-geotécnico local é caracterizado, superficialmente, por uma camada de aterros, desenvolvendo-se desde a superfície do terreno até uma profundidade variável entre 1,1m e 3,4m. Trata-se, de acordo com a amostragem disponível, de uma camada heterogénea constituída por siltes, de cor castanho-alaranjada, com cascalho de natureza calcária.

Imediatamente abaixo da camada de aterros, encontram-se depósitos aluvionares, constituídos, essencialmente, por lodos e argilas lodosas, de alta plasticidade, cinzentos-escuros, de consistência mole, com alto teor de matéria orgânica e fragmentos de conchas.

Subjacentes aos depósitos lodosos, identificam-se as formações coluvionares, compostas por argilas arenosas de consistência média e cor castanha, por vezes com veios acinzentados, com cascalho heterométrico arredondado de natureza essencialmente quartzítica.

A posição do nível freático é dependente do nível de água no Rio Tejo, sendo influenciado, não só por variações sazonais, como também pelos ciclos de maré diários sentidos no estuário.

No decorrer dos trabalhos de prospecção, detectou-se a presença do nível freático a uma profundidade variável entre os 1,3m e 3,4m, ocorrendo, de um modo geral, ao nível da interface do terreno natural e dos aterros sobrejacentes.

3 SOLUÇÕES DE MELHORAMENTO DE SOLOS PROPOSTAS

Atendendo à presença, nos terrenos de fundação, de solos moles de natureza argilo-lodosa, com fracas características de resistência e de rigidez, bem como reduzida capacidade de suporte perante a imposição de incrementos de cargas verticais, e tendo por base o prazo alargado disponível para a execução da obra, preconizou-se a realização de um tratamento dos terrenos de fundação, ambicionando o acréscimo das características geomecânicas do maciço, proporcionando, assim, condições favoráveis à implementação de soluções de fundação compatíveis com a obtenção de recalques totais e diferenciais reduzidos. Neste âmbito, adotou-se uma solução de tratamento por adensamento forçado com recurso a aterros de pré-carga.

De modo a acelerar o processo de adensamento hidrodinâmico/primário dos materiais compressíveis (solos moles), considerou-se a introdução de elementos drenantes, nomeadamente, colunas de brita e drenos verticais pré-fabricados (PVD). Esta redução do tempo de adensamento é conseguida através da substancial otimização do trajeto de drenagem da água presente nos interstícios do esqueleto sólido do solo, deixando de ser vertical e mobilizando toda a espessura da camada compressível para passar a ser horizontal e mobilizando apenas o afastamento entre drenos/colunas de brita.

3.1 Situação de referência

O lote 14 foi, anteriormente, objeto de um tratamento de fundação com recurso a vibrosubstituição, por meio de instalação de colunas de brita, associadas a aterros de pré-carga, cujas características se apresentam sucintamente na tabela 1.

Tabela 1. Resumo das características dos tratamentos por vibrosubstituição.

Zona	Altura de aterro (m)	Diâmetro médio (m)	Malha geral (m ²)	Malha perimetral (m ²)	Comprimento (m)
NW	≈5,55	0,95	3,0 x 3,0	3,15 x 3,15	15 a 19,5
SE	≈3,30	0,95	3,0 x 3,0	3,15 x 3,15	17 a 23

A execução dos referidos aterros de pré-carga iniciou-se em abril de 2010 e janeiro de 2011 na zona noroeste (NW) e sudeste (SE) do lote 14, respetivamente. Na tabela 2 apresenta-se a síntese dos principais resultados do monitoramento geotécnico efetuado no âmbito dos tratamentos por vibrosubstituição desenvolvidos no lote 14.

Tabela 2. Síntese dos resultados do monitoramento dos tratamentos por vibrosubstituição.

Zona	Tempo de construção da pré-carga	Tempo de adensamento primário	Recalque imediato e de adensamento primário (cm)
NW	98 dias ≈3,3 meses	288 dias ≈9,6 meses	50 a 110
SE	50 dias ≈1,7 meses	261 dias ≈8,7 meses	35 a 67

3.2 Pavimentos interiores

Dado que os terrenos onde se prevê implantar a estrutura da nave foram previamente objeto de um tratamento de fundação com recurso a vibro substituição, por meio de instalação de colunas de brita, associadas

a aterros de pré-carga, que, no entanto, se afigurava insuficiente, atendendo ao incremento da magnitude da sobrecarga de utilização prevista, propôs-se a execução de novos aterros com 8,00 m de altura (superior à altura de aterro de 3,30 e 5,50 m considerados nas pré-cargas anteriores), compatíveis com uma nova sobrecarga de utilização de 50 kN/m², considerando taludes com inclinações H=1,5; V=1.

Nesta solução, conforme referido anteriormente, as colunas de brita atuam como elementos verticais de aceleração do processo de drenagem e de adensamento primário. Adicionalmente, dado que a solução de vibrosubstituição consiste na introdução, sem extração do solo existente, de um material (brita) com melhores características de resistência e de rigidez, reconhece-se um efeito de melhoramento das características do solo de fundação, às quais se associa também o efeito de compactação radial do solo mole em torno da coluna de brita motivado pelos efeitos de instalação (Priebe, 1998).

3.3 Pavimentos exteriores

Nos locais previstos para estacionamento automóvel e para a circulação de veículos ligeiros e pesados, preconizou-se a instalação de drenos verticais pré-fabricados.

Os drenos verticais são constituídos por bandas drenantes pré-fabricadas, instaladas no terreno por um processo de cravação (figura 3). Correspondem assim a elementos do tipo linear, instalados segundo a direção vertical e com uma seção da ordem de 100 mm por 3 mm. Em geral apresentam um núcleo central flexível que é revestido por um filtro de elevada permeabilidade. A estrutura deste núcleo central permite que as águas que acedam, em trajetória horizontal, aos drenos verticais (na sequência do processo de adensamento dos solos moles) possam ser conduzidas à superfície e depois encaminhadas para o exterior da obra.

Os drenos foram instalados segundo uma malha triangular regular com 1,20 m de lado, até uma profundidade média estimada de 20,00 m, em relação à cota da plataforma de trabalho.

Os aterros de pré-carga nesta zona, foram executados com 4m de altura, compatíveis com uma sobrecarga de 20 kN/m², considerando taludes com inclinações H=1,5; V=1,0, possibilitando a sua estabilidade durante a fase construtiva.

Atendendo à presença de uma camada superficial de aterro, a execução dos drenos verticais careceu da realização prévia de pré-furos (figura 4).

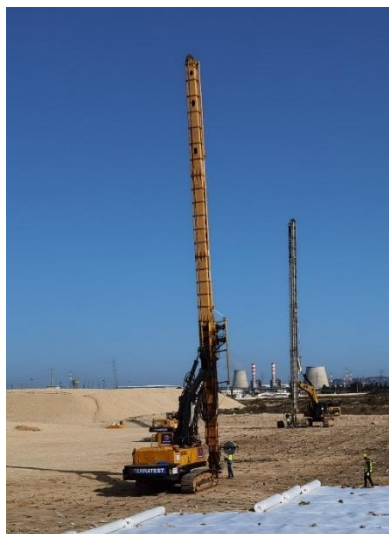


Figura 3. Execução de drenos verticais pré-fabricados (torre de cravação).



Figura 4. Execução de drenos verticais pré-fabricados (pré-furos).

Após a instalação dos geodrenos, e previamente à execução dos aterros de pré-carga, procedeu-se à limpeza e saneamento da plataforma de trabalho, seguida da aplicação de um geocompósito drenante responsável por encaminhar a água afluyente aos geodrenos verticais, aos coletores que, por sua vez, se encontram conectados à rede drenagem de águas pluviais existente no local (figura 5).



Figura 5. Aplicação do geocompósito drenante na base do aterro de pré-carga.

Na figura 6, apresenta-se uma seção tipo da solução de tratamento por adensamento primário forçado (acelerado).

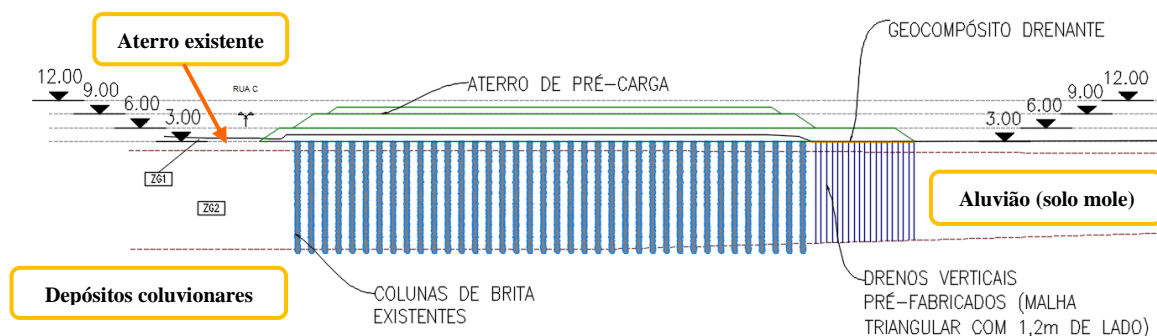


Figura 6. Seção tipo da solução de tratamento por adensamento acelerado (sem escala).

Na figura 7, apresenta-se uma fotografia aérea dos aterros de pré-carga construídos.



Figura 7. Fotografia aérea dos aterros de pré-carga.

4 DIMENSIONAMENTO

4.1 Recalques

O recalque total do solo compressível por incremento de tensão vertical pode ser estimado através da soma das parcelas correspondentes i) ao recalque imediato, produzido durante a construção em condições não drenadas, portanto sem variação de volume; ii) ao recalque primário, decorrente da expulsão da água devido à dissipação do excesso de pressões intersticiais, aquando do desenvolvimento do processo de adensamento primário; iii) e ao recalque secundário, correspondente à prossecução da deformação do solo após conclusão do adensamento primário, correspondente ao adensamento secundário ou por fluência.

Para o problema em estudo, contabilizaram-se os recalques imediatos e por consolidação primária.

O valor do recalque imediato (s_0) foi estimado, adotando, simplificadamente, para o solo de fundação, um comportamento elástico linear isotrópico a volume constante (coeficiente de poisson, ν , igual a 0,5) e escolhendo criteriosamente o módulo de deformabilidade em condições não drenadas, E_u . Para este efeito recorre-se à expressão ilustrada na equação 1.

$$s_0 = \frac{\sigma B}{E_u} (1 - \nu^2) I \quad (1)$$

Em que, σ corresponde ao incremento de tensão vertical aplicado; B é a largura da área carregada; E_u é o módulo de deformabilidade em condições não drenadas; e I é o coeficiente de recalque.

A metodologia de cálculo dos recalques por adensamento primário, ou hidrodinâmico, contemplou a aplicação da teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi, associada a uma distribuição bidimensional das cargas transmitidas ao terreno.

Para este efeito, o recalque por adensamento primário foi estimado com base nos parâmetros obtidos nos ensaios edométricos, através da equação 2, discretizando o estrato compressível em camadas, e estimando o recalque total tendo em conta a variação das tensões efetivas (σ'_{v0}) em profundidade.

$$s_{c,i} = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot h \cdot \log \left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (2)$$

Em que, $s_{c,i}$ é o assentamento em cada uma das camadas; h a espessura da referida camada; C_c é o índice de compressibilidade; e_0 é o índice de vazios do solo antes do início do processo de adensamento primário; σ'_{v0} é a tensão efetiva inicial; e σ'_{vf} é a tensão efetiva estimada no final do adensamento primário.

Os incrementos de tensão para o cálculo supracitado e, como tal, para a definição da altura dos aterros de pré-carga, foram determinados, considerando o peso próprio dos aterros (provisórios e definitivos), o peso próprio da laje do pavimento e as distintas sobrecargas de utilização. Destaca-se que nesta estimativa foram considerados os efeitos de segunda ordem, associados aos espetáveis recalques dos aterros.

A estimativa da duração do processo de adensamento primário, passou pelo cálculo da estimativa dos tempos de adensamento vertical e horizontal e posteriormente pelo valor total resultante destes dois mecanismos.

Tendo conhecimento da magnitude do recalque total associado a uma determinada altura de aterro, assim como da lei que rege a sua evolução ao longo do tempo, foi possível estimar as curvas de evolução dos recalques com o tempo, apresentadas na figura 8.

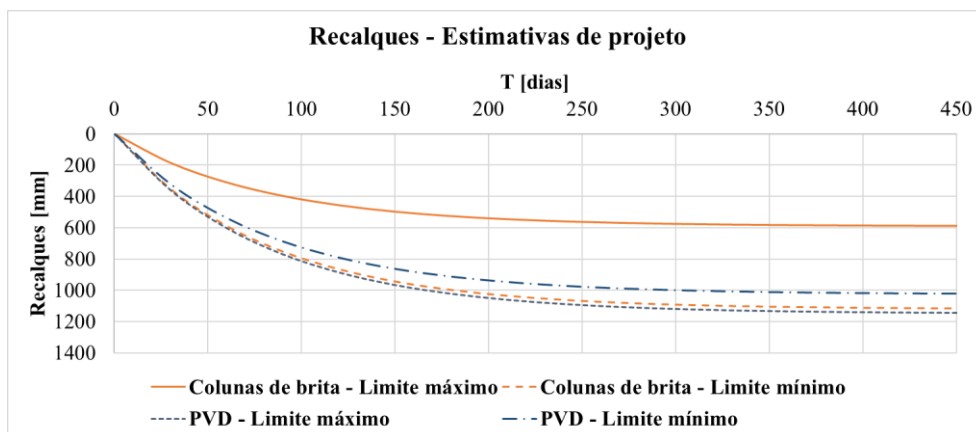


Figura 8. Recalques por adensamento primário estimados em projeto.

4.2 Estabilidade dos taludes dos aterros de pré-carga

No âmbito da verificação de estabilidade global dos taludes dos aterros de pré-carga e da capacidade de carga da fundação, contemplando a quantificação dos fatores de segurança, foi utilizado um programa de

cálculo automático vocacionado para o efeito: SLIDE (V6.0) que permite efetuar análises em regime de equilíbrio limite. Este *software* permitiu realizar uma análise de estabilidade, recorrendo a superfícies de rotura circulares, com base no Método de Bishop-Simplificado. Realizaram-se ainda, em paralelo, análises de elementos finitos bidimensionais recorrendo ao *software* PLAXIS 2D, particularmente vocacionado para o efeito. Na figura 9 e 10, apresentam-se dois dos modelos desenvolvidos.

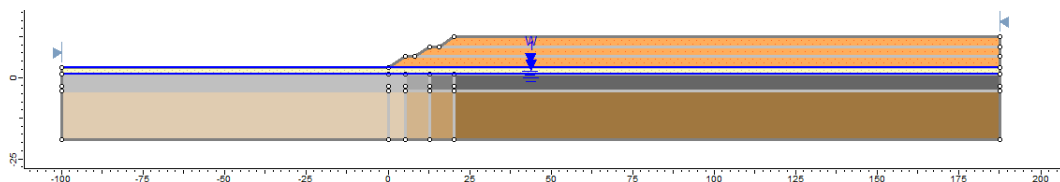


Figura 9. Modelo de verificação de estabilidade por meio de análise limite.

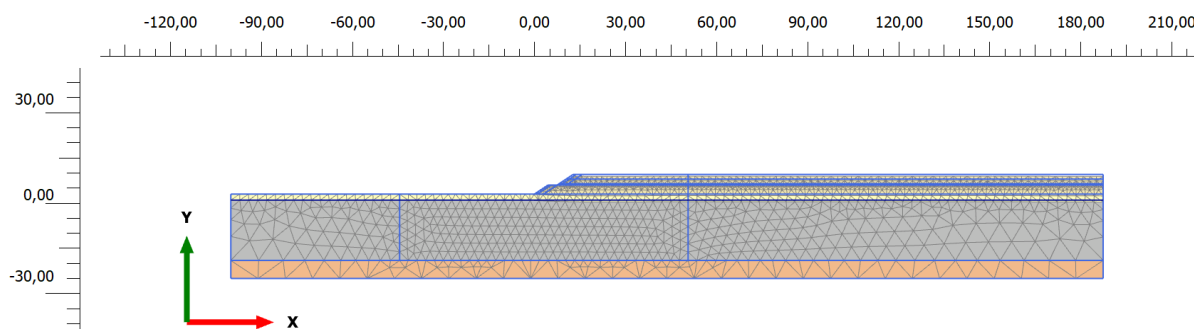


Figura 10. Modelo de verificação de estabilidade por meio de análise de elementos finitos.

5 PLANO DE MONITORAMENTO GEOTÉCNICO

Visando garantir a realização, em condições de segurança e de economia, dos trabalhos de tratamento dos terrenos de fundação e de terraplenagem, em particular no que concerne à estabilidade dos aterros/fundação e à evolução dos recalques/grau de adensamento, implementou-se um Plano de Monitoramento geotécnico. Neste âmbito considerou-se fundamental o monitoramento das seguintes grandezas:

- Nível de água instalado no terreno, através da instalação de 72 sensores piezométricos de corda vibrante, dispostos, no total de 18 pontos, em 4 profundidade distintas;
- Movimentos horizontais do terreno na zona dos aterros de pré-carga, medidos através de 6 calhas inclinométricas, dispostas na periferia dos aterros;
- Recalques superficiais do terreno natural e dos aterros/plataformas, através da medição de marcas topográficas apoiadas em 52 placas de recalque instaladas na base dos aterros de pré-carga.

Nas figuras 11 e 12, apresentam-se, respetivamente, os deslocamentos verticais medidos nas placas de recalque, registados até 9 de março de 2023, na área onde foram executadas as colunas de brita e os drenos verticais pré-fabricados.

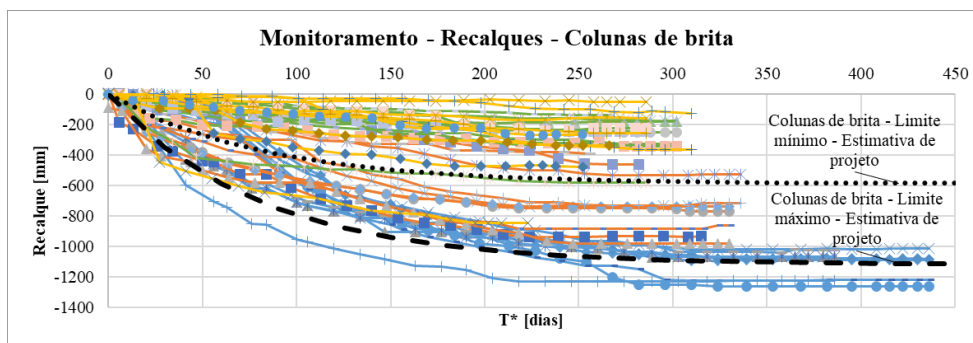


Figura 11. Deslocamentos verticais medidos nas placas de recalque – Solução de colunas de brita.

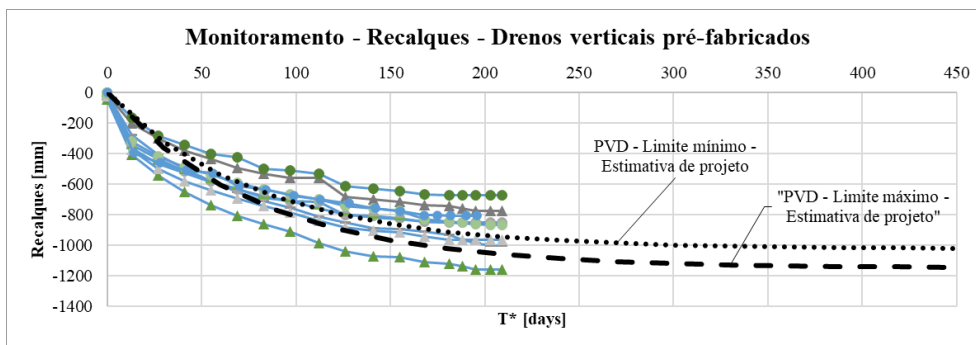


Figura 12. Deslocamentos verticais medidos nas placas de recalque – Solução de drenos pré-fabricados.

No que às medições dos níveis de água e dos deslocamentos horizontais diz respeito, importa referir que a instalação tardia dos piezômetros e das calhas inclinométricas não permitiu obter o registo completo destas grandezas desde o início da construção dos aterros de pré-carga. Não obstante, a evolução registada, encontra-se de acordo com a previsão de projeto, nomeadamente no que se refere à redução, com o tempo, das pressões intersticiais tendendo para valores que se aproximam da distribuição hidrostática. No que se refere ao registo de deslocamentos horizontais, verificou-se a mobilização de deslocamentos de magnitude superior nas profundidades correspondentes à existência do estrato argiloso mole, com uma taxa de evolução mais elevada, durante o período de construção, mas que estabilizou após término da construção dos aterros, durante o período em que decorre o processo de adensamento hidrodinâmico.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O enquadramento da obra descrita, incluindo o prazo disponível para execução dos trabalhos, determinou a necessidade de desenvolver soluções de tratamento de solos visando proporcionar condições favoráveis à implementação de soluções de fundação económicas, mas compatíveis com o adequado comportamento da estrutura em serviço.

Neste âmbito, destaca-se o facto de as soluções adotadas permitirem mitigar, durante o período de vida útil da futura estrutura industrial, os recalques de magnitude elevada, decorrentes do processo de adensamento primário, desenvolvido ao nível camadas aluvionares argilosas moles.

Salienta-se a importância do Plano de Monitoramento geotécnico na gestão do comportamento da obra, permitindo a interpretação dos recalques observados e o estabelecimento, com maior rigor, dos tempos necessários à obtenção do grau de adensamento especificado. Sendo, como tal, uma ferramenta indispensável numa obra geotécnica, com as características da presente.

Refere-se que a magnitude dos recalques estimada em projeto, na generalidade, aparenta estar em linha com os valores efetivamente medidos em obra. Exceção a esta afirmação, são os valores registados na zona NW da parcela, onde se encontram instaladas as colunas de britas, e onde se observam assentamentos de magnitude consideravelmente inferior aos valores registados e estimados para a zona SE. Atribui-se esta diferença ao efeito da presença prolongada dos aterros de pré-carga previamente construídos, assim como ao efeito de reforço do terreno conferido pelas colunas de brita.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono de Obra a autorização para a redação e apresentação do presente artigo. Destaca-se ainda o facto de os trabalhos de terraplenagem terem sido realizados pela empresa “Iranzo Excavaciones” e os trabalhos relativos à execução dos geodrenos pela empresa “Terratest”.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Priebe, et al. (1995) The design of vibro replacement. *Ground Engineering*, GT07-13 E, p.31-37.

Escavação e Contenção Periférica com Elementos de Suporte Passivos de Carácter Definitivo na Base de Encosta

Catarina Fartaria

Engenheira Geotécnica, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, cfartaria@jetsj.com

Alexandre Pinto

Sócio-Gerente, JETsj Geotecnia, Lisboa, Portugal, apinto@jetsj.com

RESUMO: O presente artigo visa descrever as soluções implementadas para a realização da escavação, com uma altura máxima de 20m, para materialização dos pisos enterrados de um novo edifício de grande porte localizado na base de uma encosta em Leiria, Portugal. A realização de obras de escavação e contenção periférica para materialização de caves de edifícios em meio urbano, utilizam habitualmente elementos de suporte horizontal de carácter provisório sendo, em fase definitiva, o equilíbrio horizontal assegurado pela estrutura do edifício. No presente caso, em particular no alçado da escavação adjacente à encosta, os primeiros dois pisos enterrados correspondem a um logradouro o que determinou a necessidade de implementar medidas de travamento que com carácter definitivo. Neste enquadramento, o suporte horizontal da contenção em cortina de estacas foi materializado por tirantes pré-esforçados provisórios nas contenções que futuramente serão travadas pelo edifício enquanto nos primeiros níveis de travamento da contenção adjacente à encosta foram instalados tirantes passivos que terão carácter definitivo. A materialização dos referidos elementos, considerando as exigências de durabilidade para a vida útil da obra, teve lugar com a instalação de barras de 50mm de diâmetro com até 28m de comprimento e com dupla proteção contra a corrosão, alcançada pelo embainhamento do tirante com uma bainha corrugada e posterior injeção no seu interior com calda de cimento. A materialização da selagem dos referidos tirantes com 6m de comprimento é realizada utilizando um sistema multiválvulas e uma injeção do tipo seletiva e repetitiva. Serão apresentadas as soluções implementadas e analisado o comportamento da contenção durante os trabalhos de escavação no âmbito do Plano de Instrumentação e Observação implementado, o qual se veio a revelar como crucial na gestão do risco geotécnico.

PALAVRAS-CHAVE: Escavação Profunda, Contenção Periférica, Estacas Moldadas, Tirantes Passivos

ABSTRACT: These abstract aims to describe the retaining wall deep excavation solutions with a maximum height of 20 m, to materialize the buried floors of a new building located at an hill base in Leiria, Portugal. Usually, the retaining wall solutions in urban areas use constructive horizontal supports that can be latter be uninstalled while the horizontal support is ensured by the building structure bellow soils surface. In the present scenario, the retaining wall located at the hill base needs to support earth pressures at the first two levels permanently, since the building is adjacent to the retaining wall only in the three deeper levels. Thus, while the general horizontal support is achieved using temporary ground anchors, the horizontal support of the two first levels use 50mm diameter tie rods as passive ground anchors, with lengths up to 28 m, and using a double protection against corrosion achieved by sheathing the tie rod with a sheath corrugated and subsequent injection inside with cement grout. The materialization of a 6 m bond length, for both tie rods and pre-stressed ground anchors, is accomplished using a multi-valve system and an IRS injection procedure. The implemented solutions will be presented and the retaining wall behavior during the excavations works analyzed within the scope of the Monitoring Plan which turned out to be crucial on the geotechnical risk management.

KEYWORDS: Deep Excavation, Retaining Wall, Bored Piles, Passive Tie Rods

1 INTRODUÇÃO

O presente artigo visa descrever as soluções de escavação e contenção periférica implementadas para a construção dos pisos enterrados de um edifício. O edifício em questão apresenta a particularidade de se localizar na base de uma encosta, havendo a necessidade de executar a escavação correspondente a 5 pisos enterrados no alçado adjacente à encosta e de apenas 2 pisos enterrados no alçado oposto (ver Figura 1). Habitualmente, as soluções de escavação e contenção que utilizam tirantes pré-esforçados são de carácter definitivo sendo o equilíbrio horizontal dos impulsos do solo equilibrado pelas lajes da estrutura definitiva. No presente caso, dada a presença de um logradouro na parte tardoz do edifício, a estrutura de contenção materializada na fase contrativa terá de equilibrar os impulsos do solo numa altura equivalente a dois pisos durante toda a vida útil da obra.

Para tal, dado que os tirantes pré-esforçados com carácter definitivo apresentam maiores exigências de monitorização e manutenção e, em consequência, maiores riscos associados, foram previstos, para o presente caso e para os dois primeiros níveis de travamento, tirantes materializados por barras de aço que mobilizam carga de forma passiva e que apresentam maiores garantias de durabilidade. Os três níveis de travamento inferiores foram realizados com recurso a tirantes pré-esforçados de carácter provisório, ao nível das lajes dos pisos enterrados que na fase definitiva irão assegurar o travamento horizontal definitivo.

Durante a realização dos trabalhos de escavação foi implementado um Plano de Monitorização que permitiu avaliar o comportamento da estrutura. Quando os trabalhos de escavação se encontravam próximos da cota final verificou-se a presença de comportamentos anómalos nas placas de cunhas dos dois primeiros níveis de tirantes ativos o que motivou o registo de maiores deformações da estrutura de contenção e maior incremento de carga nos restantes tirantes. Neste enquadramento, tendo sido ultrapassados os critérios de alerta estabelecidos no Plano de Monitorização e por forma a gerir o risco associado, foram preconizadas medidas de mitigação das deformações da contenção e alteração ao faseamento construtivo previsto para viabilizar os términos dos trabalhos de escavação em condições de segurança.

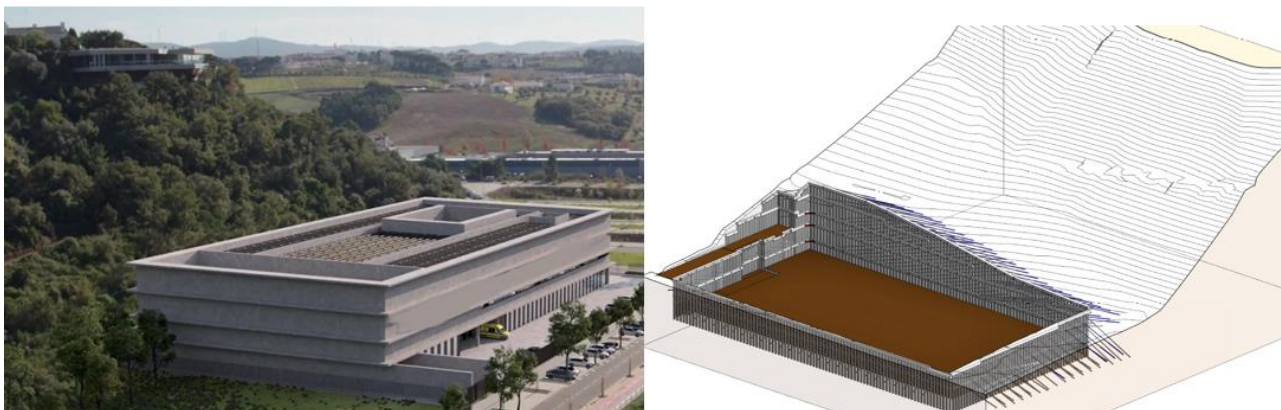


Figura 1. Representação gráfica do edifício (à esquerda) e representação gráfica da estrutura de contenção à direita).

2 CENÁRIO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO

De acordo com a Folha 23-C (Leiria) da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000 na área em estudo ocorrem Calcários dolomíticos e margas de Dagorda (J1 ab) datados do Jurássico (Hetangiano-Reciano). Próximo da área de estudo, a Poente, associado a um dos afluentes do rio Lis, o rio Lena, ocorrem depósitos modernos de aluviões (a) que se distribuem pela região de Leiria ao longo de outras linhas de água. Por sua vez, a Nascente, identifica-se na carta geológica o afloramento de Doloritos e Rochas Afins (δ). A Figura 2 apresenta a localização aproximada da área em estudo sobre o extrato da Carta Geológica de Portugal à escala 1:50 000.



Figura 2. Extrato da Carta Geológica de Portugal à Escala 1:50000 – Localização da área de intervenção.

Por forma aprofundar o conhecimento sobre as formações geológicas interessadas foi realizada uma campanha de prospeção a qual incluiu a realização de sondagens de reconhecimento, acompanhadas de ensaios SPT em profundidade e de ensaios laboratoriais. Os resultados da referida campanha serviram de base ao Estudo Geológico-Geotécnico no qual foram caracterizados do ponto de vista das suas propriedades geomecânicas os materiais interessados assim como desenvolvidos os perfis de zonamento geológico-geotécnico que serviram de base ao desenvolvimento do projeto.

O referido estudo refere a presença em profundidade dos seguintes solos, do topo para a base: i) ZG3 - Aterro argiloso, arenoso e areno argiloso com elementos líticos da dimensão do seixo miúdo a grosseiro apresentando valores dos ensaios SPT entre 13 e 47 pancadas e uma espessura da ordem dos 2m a 3m; ii) ZG2 - Argilas avermelhadas com laivos acinzentados, identificadas como margas de Dagorda, e passagens mais arenosas, apresentando-se superficialmente com menor consistência ($35 < \text{SPT} < 60$), de espessura variável entre 4,5m e 9,0m; iii) ZG1 - Argilas avermelhadas com laivos acinzentados, identificadas como margas de Dagorda, e passagens mais arenosas, apresentando-se com elevada consistência ($\text{SPT} > 60$). A Figura 3 apresenta o perfil geológico-geotécnico caracterizado, verificando-se que a escavação do alçado localizado na zona mais elevada intersectará as três unidades geológico-geotécnicas identificadas.

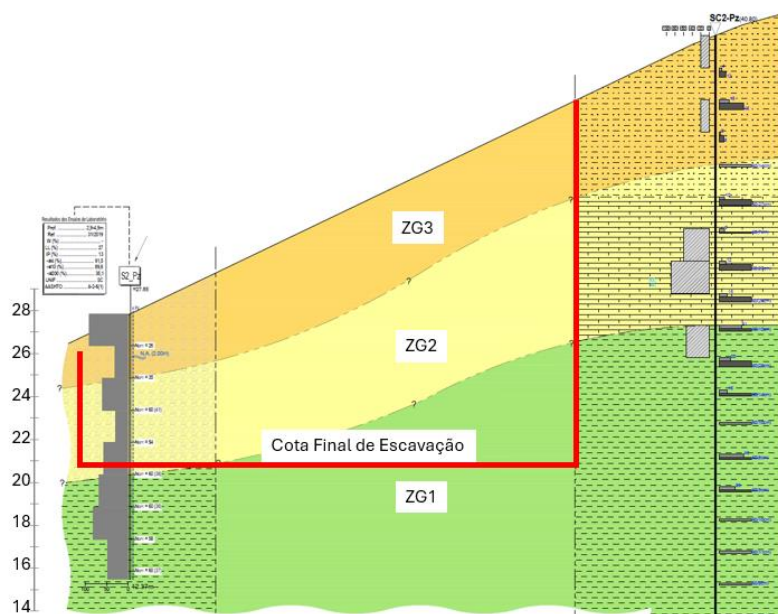


Figura 3. Perfil Geológico-Geotécnico – Limites da escavação.

No que diz respeito à parametrização geomecânicas das unidades identificadas, o referido estudo estimou os parâmetros que se apresentam na Tabela 1.

Tabela 1. Parametrização geomecânicas dos solos interessados.

I.D	Descrição	NSPT	Peso Volúmico	Ângulo de Atrito (°)	Coesão (kPa)
ZG3	Depósitos de cobertura	6 a 45	17	25	-
ZG2	Margas (argila siltosa e argilito)	51 a 60	22	35	100
ZG1	Argila por vezes siltosa	>60	22	40	350

3 SOLUÇÕES DE ESCAVAÇÃO E DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA

As soluções de escavação e contenção periféricas incluíram a realização de uma cortina de estacas em concreto armado (estacas $\phi 600\text{mm}$ afastadas de 1,20m) em todo o perímetro da escavação. Durante os trabalhos de escavação a contenção do solo exposto entre estacas foi assegurada pela aplicação de um revestimento em concreto projetado armado no qual são instalados pontualmente geodrenos para mitigar a geração de impulsos hidrostáticos no tardo do concreto projetado encaminhando eventuais águas afluentes ao sistema de drenagem interno do edifício.

O travamento da estrutura de contenção é assegurado pela execução de vigas de distribuição ao nível dos vários pisos enterrados e tirantes pré-esforçados provisórios (6 cordões de pré-esforço de 0,60''), sendo apenas nos dois primeiros níveis de travamento da contenção, no alçado de maior desnível, que esse travamento é assegurado tirantes passivos do tipo barras GEWI com 50mm de diâmetro. Ambos os tipos de tirante se encontram selados na camada ZG1 ao longo de 6m de selagem materializada por um tubo multiválvulas e injeção repetitiva e seletiva (ver Figura 4).

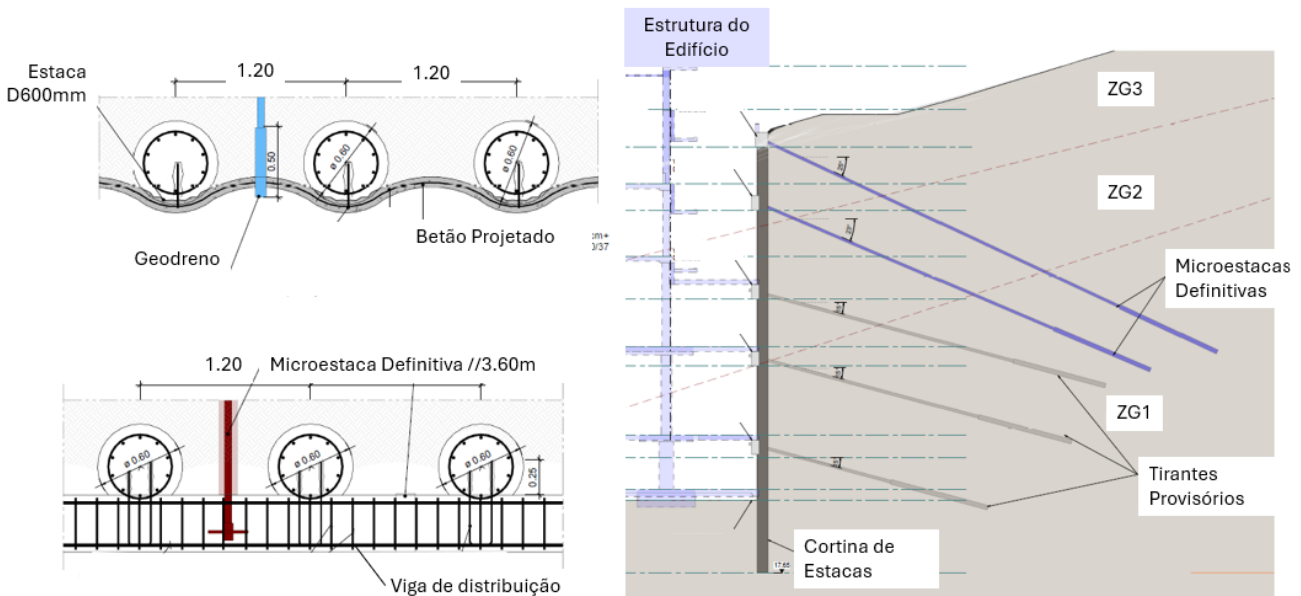


Figura 4. Seção transversal da estrutura de contenção na zona entre pisos e na zona da viga de distribuição (à esquerda) e Seção transversal na zona de maior desnível (à direita).

No que diz respeito aos tirantes passivos de carácter definitivo, foram utilizados sistemas certificados com dupla proteção contra a corrosão. A garantia de durabilidade é assegurada pela utilização de uma bainha corrugada em todo o comprimento para materializar uma pré-injeção com calda de cimento entre a barra de aço e a mesma que é realizada antes da instalação do elemento. A utilização de uma segunda bainha exterior de parede lisa, permite materializar o comprimento livre do tirante, assegurando que as cargas axiais serão transmitidas apenas ao nível do bolbo de selagem (ver Figura 5).

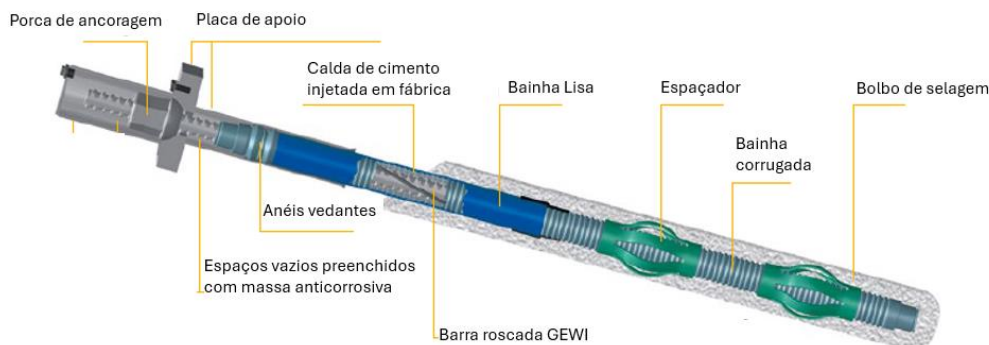


Figura 5. Sistema certificado de tirantes de carácter definitivo em barra de aço do tipo GEWI.

4 PLANO DE MONITORIZAÇÃO

A implementação de um Plano de Monitorização, indispensável numa obra da complexidade da presente, é uma ferramenta fundamental na validação dos pressupostos de projeto e na gestão do risco da obra. Para a presente obra foram prescritos diversos dispositivos de monitorização incluindo; i) piezómetros para medição do nível freático; ii) inclinómetros para medição dos deslocamentos horizontais em profundidade; iii) prismas topográficos para medição dos movimentos planimétricos e altimétricos e iv) células de carga para medição da carga instalada nos tirantes pré-esforçados e nos tirantes passivos (ver Figura 6).

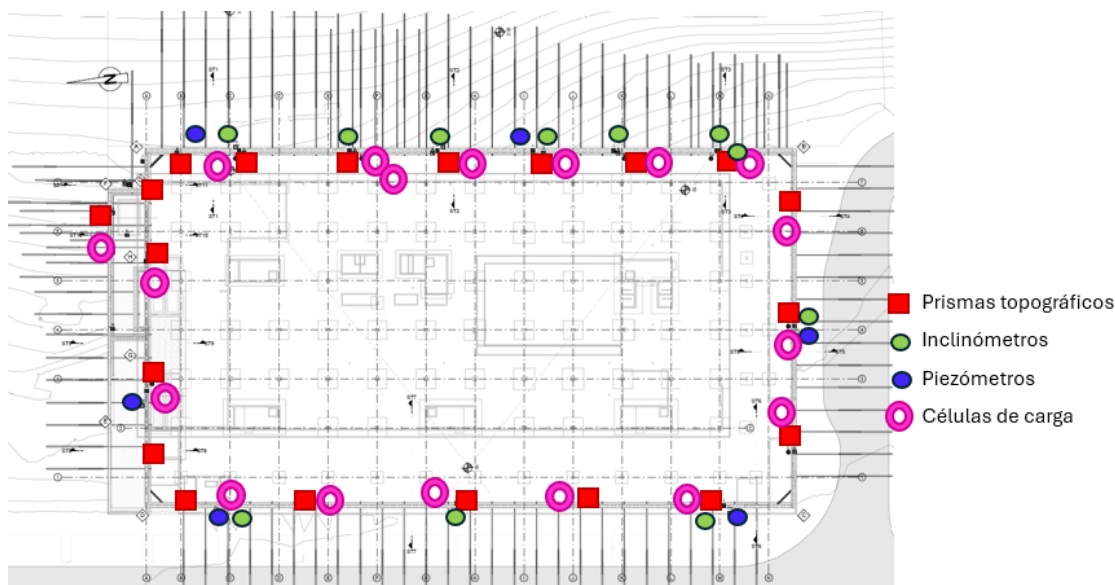


Figura 6. Localização em planta dos dispositivos de monitorização.

O projeto previu a realização de campanhas de leitura com periodicidade semanal e estabeleceu, para cada uma das grandezas a monitorizar, os critérios de alerta e de alarme a considerar no decorrer da obra no âmbito da avaliação do risco geotécnico.

No decorrer dos trabalhos de escavação as campanhas leituras que vinham sendo realizadas com uma periodicidade semanal, tendo sido identificado de forma gradual um aumento das grandezas a monitorizadas em particular um aumento das deformações da estrutura de contenção do alçado de maior desnível. As referidas deformações eram esperadas dado que os dois primeiros níveis de tirantes apenas entram em carga de forma passiva e, portanto, à custa de alguma deformação (ver Figura 7). Contudo, próximo da última etapa dos trabalhos de escavação identificou-se a presença de anomalias no sistema de cunhas dos tirantes pré-esforçados instalados nos níveis inferiores, motivadas pela utilização de materiais com desempenho não adequado, que determinaram a perda de carga em diversos tirantes e, conseqüentemente, conduzindo ao aumento das

deformações da estrutura de contenção (ver Figura 8). Este desempenho anômalo dos tirantes provisórios e pré esforçados, foi compensado pela excelente resposta dos tirantes passivos e de caráter definitivo.

Nessa altura, tendo os valores registados atingido o critério de alerta estabelecido em fase de projeto para algumas das grandezas, em particular nos inclinómetros e células de carga, foi analisado o risco geotécnico associado e decidida a necessidade de efetuar medidas de reforço e alterar o processo construtivo da obra.

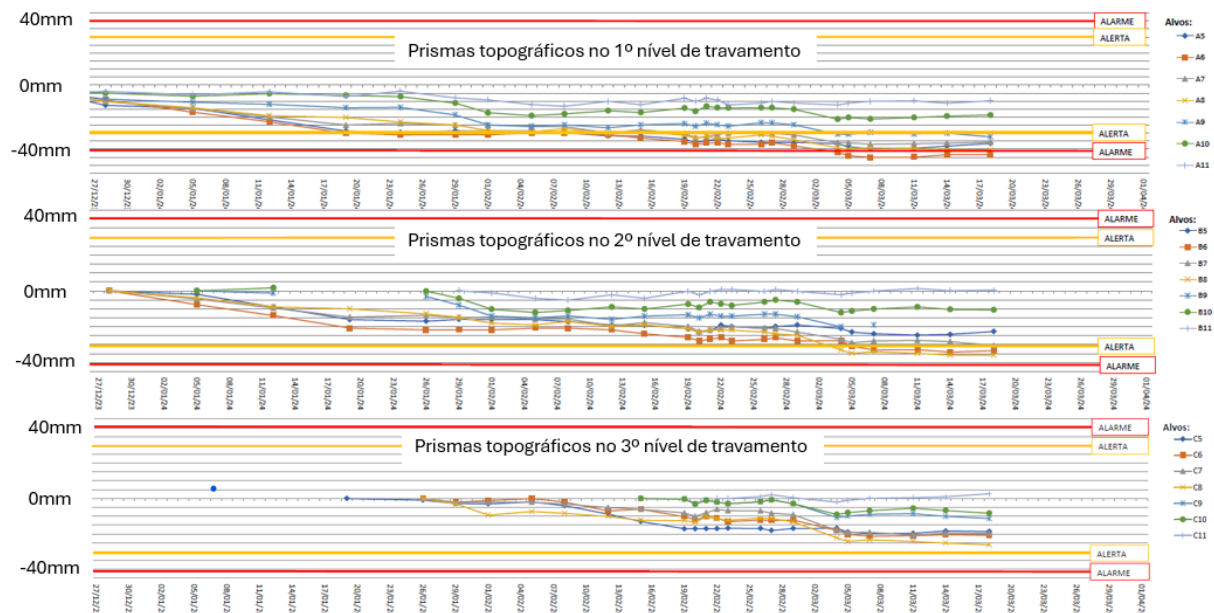


Figura 7. Movimentos horizontais no sentido do interior da escavação registados nos prismas topográficos instalados na estrutura de contenção.

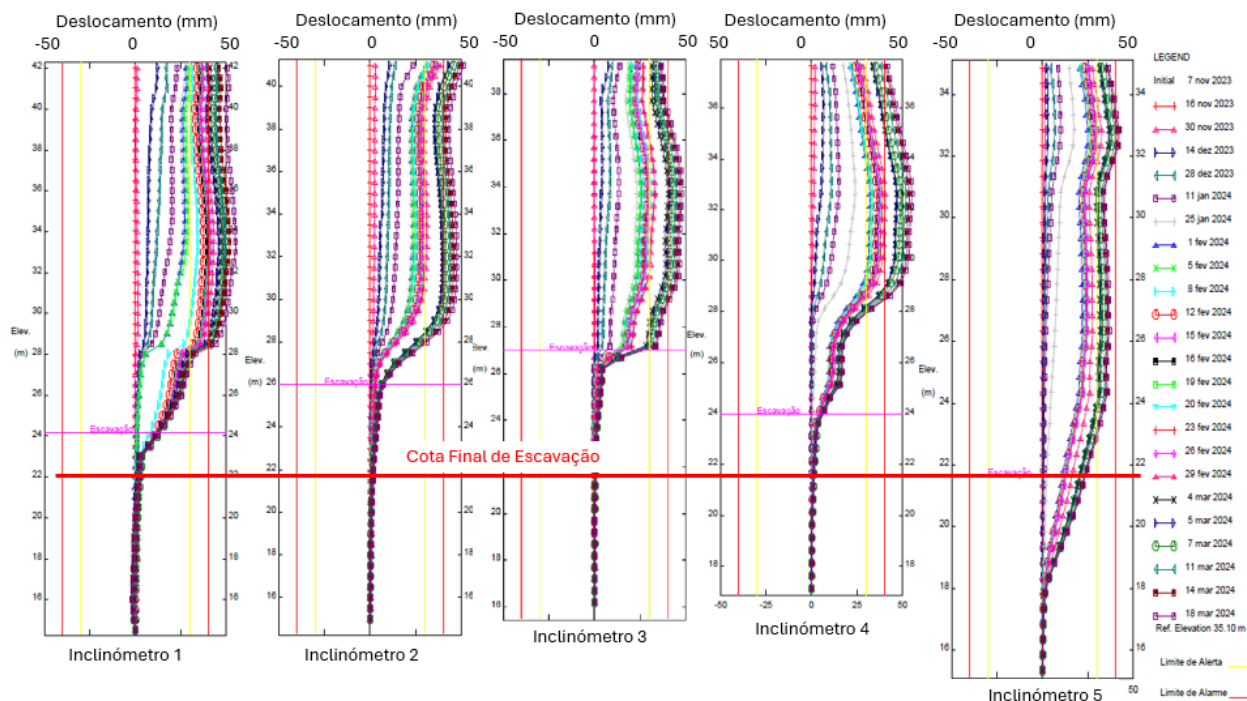


Figura 8. Movimentos horizontais no sentido do interior da escavação registados nos inclinómetros instalados na estrutura de contenção.

4 SOLUÇÕES DE REFORÇO

No enquadramento descrito no capítulo anterior, foram implementadas duas medidas por forma a mitigar o cenário de deformações excessivas que se verificava na estrutura de contenção no alçado de maior desnível.

A primeira medida, de implementação imediata correspondeu à realização de um aterro na base da estrutura de contenção até à cota do piso 0 (aterro com uma altura correspondente a dois pisos) com o objetivo de promover um maior impulso passivo ao nível da base da estrutura de contenção e ainda viabilizar a realização da segunda medida de mitigação do risco geotécnico (ver figura 8).

A segunda medida correspondeu à alteração do faseamento construtivo com a realização de uma solução em *top-down* parcial junto à contenção de maior desnível. Para tal, foi definida a execução de bandas de laje ao nível dos últimos dois pisos, betonadas contra o terreno, as quais poderão transmitir a carga horizontal por meio de escoramentos metálicos aos núcleos do edifício, sendo estes igualmente executados de forma antecipada (ver Figura 9). A solução determinou a necessidade de executar microestacas não previstas inicialmente, dispendo da função de apoio vertical provisório das bandas de laje, assim como fundação indireta dos núcleos para acomodar as cargas resultantes da utilização dos mesmos como apoio provisório da estrutura de contenção.



Figura 8. Vista da fase final de execução do aterro implementado como primeira medida de reforço.

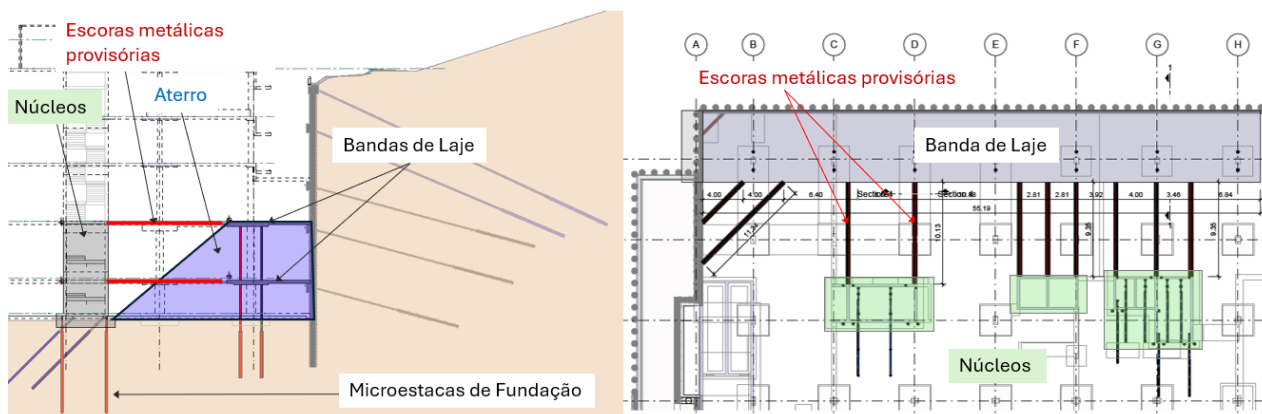


Figura 9. Medidas de reforço implementadas.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo visou mostrar as soluções de escavação e contenção periférica necessárias à escavação de 2 a 5 pisos enterrados para a execução de um edifício de médio porte localizado na base de uma encosta, com recurso a tirantes passivos de caráter definitivo. Na obra descrita o Plano de Monitorização, definido em fase de projeto para a validação dos pressupostos considerados e para a gestão do risco geotécnico associado, revelou-se particularmente eficaz na confirmação do excelente desempenho dos tirantes passivos de caráter definitivo e na identificação, em tempo útil, da presença de um cenário de risco associado ao deficiente comportamento das placas de cunhas dos tirantes provisórios, constituídos por cordões pré-esforçados. Esta obra comprovou que a solução em tirantes passivos, para obras de caráter definitivo, poderá ser uma alternativa real, em termos de redução de exigências de observação e de manutenção na fase de exploração, à solução convencional de tirantes ativos, desde que a rigidez axial dos tirantes passivos seja compatível com a mobilização de reduzidas deformações aquando da sua entrada em carga.

A implementação do Plano de Monitorização, que previa campanhas de leituras semanais desde o início dos trabalhos, foi ajustada para uma maior frequência durante a realização da substituição das placas de cunhas que apresentavam comportamento não adequado. O referido Plano, ajustado às medidas de reforço e alteração do faseamento construtivo, permitiu o controlo do comportamento da estrutura de contenção até ao final dos trabalhos permitindo a gestão do risco geotécnico associado, revelando-se uma ferramenta indispensável em obras geotécnicas, em particular em obras de escavação profunda.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CUF, Grupo José de Mello, a autorização para a redação do presente artigo. Destacam ainda que os trabalhos descritos foram realizados pelas empresas Alves Ribeiro, empreiteiro geral, e Ancopor, empreiteiro dos trabalhos de geotecnia. A fiscalização dos mesmos trabalhos foi, por sua vez, assegurada pela empresa CPM.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Fartaria, C; Pinto, A.; Silva, C. (2021) *Soluções de Escavação e Contenção Periférica adotadas no Hotel Avedon, em Lisboa*. Apresentado no XVII Congresso Nacional de Geotecnia, novembro de 2021, Laboratório Nacional de Engenharia Civil - Lisboa, Portugal.
- Pinto, A.; Fartaria, C.; Pita, X.; Veloso, F. (2018) *Soluções de Escavação e Contenção Periférica em Meio Urbano – Edifício FPM41*. Apresentado no XVI Congresso Nacional de Geotecnia, maio 2018, Universidade dos Açores – Ponta Delgada, Portugal, publicado em CD, Tema 3 - Fundações, Escavações e Obras Subterrâneas. ST/CNG/2.3.

Fundação de Tanques de Etanol de Grande Porte com Recurso de Melhoramento de Solos com Coluna de Brita

Thaís Maria Leite Paludeto
Engenheira Geotécnica, JETsj, Lisboa, Portugal, tpaludeto@jetsj.com

Nuno Braz da Silva
Coordenador de Projeto, JETsj, Belo Horizonte, Brasil, nsilva@jetsj.com

RESUMO: A existência de solos com fracas características de resistência de deformabilidade no horizonte de fundação de diversos tanques de etanol no Mato Grosso levou à necessidade de promover o melhoramento dos solos de fundação até a profundidade média de 9,0m com recursos à tecnologia de vibrosubstituição com colunas de brita no sistema bottom-feed. A melhoria ocorre quer pela substituição das areias com um densidade relativa baixa por brita com melhores características de resistência, gerando assim um aumento do ângulo de atrito e prespectivos módulos de deformabilidade tal como o efeito de expansão de cavidade pelo deslocamento das partículas sólidas do solo e, assim, um aumento da densidade relativa entre colunas de brita.

PALAVRAS-CHAVE: Melhoramento de Solos, Colunas de Brita, Vibrosubstituição.

ABSTRACT: The existence of inadequate soils, with low characteristics of deformability resistance in the foundation ground of ethanol tanks in Mato Grosso led to the need to promote the improvement of foundation ground up to an average depth of 9.0m using vibro replacement technology with stone columns in the bottom-feed system. The improvement occurs by replacing sand with a low relative density with crushed stone with better resistance characteristics, thus generating an increase in the friction angle and respective deformability modules such as the cavity expansion effect due to the placement of solid soil particles and an increase in the relative density between stone columns.

KEYWORDS: Ground Improvement, Stone columns, Vibro Replacement

1 INTRODUÇÃO

O presente trabalho apresenta a definição e dimensionamento da solução de tratamento do solo de fundação de 4 tanques de etanol de 25m de diâmetro TF-500-01, TF-500-02, TF-500-03 e TF-500-04 da nova planta de biocombustível localizada na estrada MT-130, a 25 km de Primavera do Leste, Mato Grosso, Brasil. A Figura 1 apresenta a planta de identificação dos tanques. Dada a fraca capacidade portante dos solos coesivos ocorrentes no local, preconiza-se um tratamento por meio da execução de uma malha de colunas de brita. Para a definição da solução levou-se em consideração a geologia local e as condicionantes económicas e de prazo de execução.

Entre as várias as técnicas de melhoramento e de reforço de solos em condições in situ, as que recorrem à não retirada do material original e sim à instalação de elementos lineares preenchidos com material mais rígido e resistente do que o solo apresentam maior versatilidade, maior produtividade na execução e, conseqüentemente, são economicamente mais vantajosas (Domingues, 2006). Como não há a retirada de solo com a introdução de um material com melhores características de resistência, o melhoramento das características geomecânicas do solo natural é devido ao efeito de compactação deste solo em torno da coluna de brita, a qual quando introduzida compacta lateralmente o solo natural que passa a ocupar um menor volume (Priebe, 1995,1998).

Dentre as técnicas disponíveis, a técnica de melhoramento de solo com colunas de brita é uma das mais utilizadas quando se pretende aumentar a capacidade de carga, reduzir ou acelerar recalques, melhorar a estabilidade global ou reduzir liquefação (Domingues, 2006). As inclusões de brita são flexíveis e não coesivas, apresentam elevado módulo de deformabilidade e permeabilidade, portanto, são capazes de reduzir o período de assentamento pela concentração e redistribuição das cargas aplicadas, de aumentar a capacidade de carga do solo e diminuir os recalques (Felix, 2012).

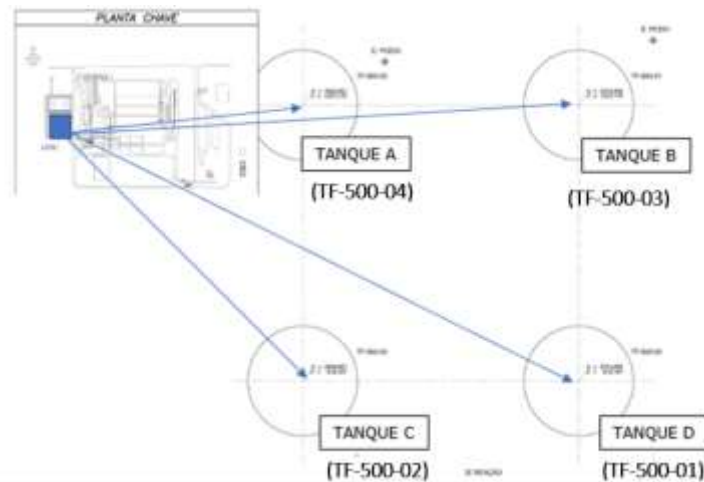


Figura 1. Identificação dos Tanques de Etanol

2 PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A definição e o dimensionamento da solução apresentada tiveram por base a informação recolhida na campanha de prospeção geotécnica por meio ensaio tipo SPT (Standard Penetration Test). Para o dimensionamento, foi considerado para cada um dos tanques, a sondagem mais condicionante executada na proximidade. As sondagens de referência consideradas para cada tanque estão indicadas na Tabela 1 e a Figura 2 apresenta a planta de localização das sondagens em relação aos tanques.

O perfil do subsolo prospectado nas sondagens é composto por uma primeira camada de silte arenoso, fofo, marrom, com espessura entre 3,0m a 4,5m. Segue a esta primeira uma camada de silte argiloso vermelho, mole a rijo até a cota final das sondagens, aproximadamente, 25,0m de profundidade. O nível d'água foi encontrado em todas as sondagens em 12,0m de profundidade.

Tabela 1 – Sondagens de Referência para cada tanque

I.D.	Sondagem de Referência	Cota de topo sondagem (m)	Cota de base do Tanque (m)	Espessura Camada a Escavar (m)
TANQUE A (TF-500-04)	SP-05	580,5	577,5	3,0
TANQUE B (TF-500-03)	SP-04	578,5	577,5	1,0
TANQUE C (TF-500-02)	SP-05	580,5	577,5	3
TANQUE D (TF-500-01)	SP-06	579,0	577,5	1,5



Figura 2. Planta de sondagens locais

2.1 Zoneamento Geotécnico e Parametrização

Para cada uma das sondagens de referência foram definidas quatro zonas geológica-geotécnicas. Para cada zona foram estimadas as propriedades geomecânicas através de correlações com o valor médio do ensaio SPT. As Tabelas 2, Tabela 3 e Tabela 4, a seguir, apresentam para cada uma das sondagens, o referido zonamento e parametrização.

Tabela 2 – Zonamento Geotécnico – Sondagem S4 (Cota boca furo +578,5)

ZG	Prof. topo camada	Prof. base camada	Cota topo camada	Cota base camada	N_SPT médio	γ	c'	ϕ'	E'
-	[m]	[m]	[m]	[m]	[golpes]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]
ZG1	0	8	578,5	570,5	4	16	0	22	7
ZG2	8	14	570,5	564,5	9	17	5	25	13
ZG3	14	17	564,5	561,5	13	18	5	30	21
ZG4	17	-	561,5	-	25	19	10	38	39

Tabela 3 – Zonamento Geotécnico – Sondagem S5 (Cota boca furo +579,0)

ZG	Prof. topo camada	Prof. base camada	Cota topo camada	Cota base camada	N_SPT médio	γ	c'	ϕ'	E'
-	[m]	[m]	[m]	[m]	[golpes]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]
ZG1	0	7	579,0	572,0	3	16	0	22	4
ZG2	7	11	572,0	568,0	9	17	5	25	13
ZG3	11	16	568,0	563,0	15	18	5	30	22
ZG4	16	-	563,0	-	25	19	10	38	39

Tabela 4 – Zonamento Geotécnico – Sondagem S6 (Cota boca furo +580,5)

ZG	Prof. topo camada	Prof. base camada	Cota topo camada	Cota base camada	N_SPT médio	γ	c'	ϕ'	E'
-	[m]	[m]	[m]	[m]	[golpes]	[kN/m ³]	[kPa]	[°]	[MPa]
ZG1	0	7	580,5	573,5	4	16	0	22	6
ZG2	7	12	573,5	568,5	9	17	5	25	13
ZG3	12	15	568,5	565,5	16	18	5	30	25
ZG4	15	-	565,5	-	30	19	10	38	46

3 A SOLUÇÃO

A solução de tratamento do solo de fundação dos tanques consiste em uma malha de colunas de brita executada por vibrosubstituição de 900mm de diâmetro configurando uma porcentagem de substituição em área de 24% (Figura 3). O comprimento das referidas colunas será variável em função da profundidade das camadas mais competentes.

Para cada um dos tanques, o comprimento das colunas de brita foi definido tendo em consideração a informação em profundidade de cada uma das sondagens de referência, de forma a que a base das colunas de brita ficassem apoiadas ao nível de materiais caracterizados por valores do ensaio SPT superiores a 10 golpes. A Tabela 5 resume a solução de tratamento adotada para cada um dos tanques incluindo o comprimento das colunas de brita.

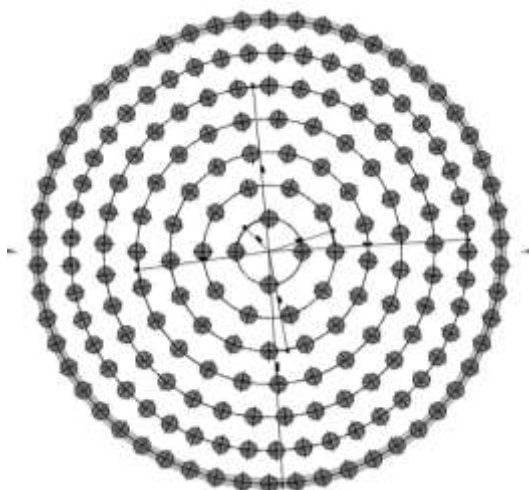


Figura 3. Solução de Tratamento do Solo – Colunas brita D900mm

Tabela 5 – Solução de tratamento de solo com colunas de brita

I.D.	Sondagem de Referência	Diâmetro Colunas (mm)	Nº colunas (un)	Taxa de substituição (%)	Comprimento Colunas (mm)
TANQUE A (TF-500-04)	S5	900	186	24%	8
TANQUE B (TF-500-03)	S4	900	186	24%	13
TANQUE C (TF-500-02)	S5	900	186	24%	8
TANQUE D (TF-500-01)	S6	900	186	24%	10

Previamente ao início da execução das colunas de brita de melhoramento do solo, foram realizadas colunas teste, próximas a cada sondagem de referência, de modo a aferir o controle eletrônico dos equipamento de vibrosubstituição por resistência, medida em Amperagem (A), e o número de golpes do ensaios SPT modelado em projeto ($NSPT \geq 10$). Atingiu-se uma boa concordância entre a resistência de compactação/vibração e o número de golpes (base da coluna de brita) do ensaio $NSPT \geq 10$, com exceção do tanque TF-500-02, onde obteve-se um valor limite de 200A aos 8,0m de profundidade, ou seja, um diferencial superior a 5,0m ao previsto de acordo com a sondagem SP-04 ($L=13,0m$). Considerou-se como tolerância admissível, variações de até 1,50m para o comprimento previsto das colunas de brita, em fase de projeto.

4 MODELO NUMÉRICO

A validação das soluções preconizadas teve por base a realização de modelos numéricos tridimensionais, utilizando para tal o software PLAXIS 3D, permitindo determinar o adequado comportamento do tanque para a fase de teste hidrostático tendo em consideração os requisitos da norma N270 Petrobrás, a qual determina os critérios admissíveis para os recalques absolutos e diferenciais durante e após o Hidroteste.

Foram executados 3 modelos numéricos, um para o tanque A e C (sondagem S5), um modelo para o tanque B (sondagem S4) e um terceiro modelo para o tanque D (sondagem S6). As cargas aplicadas nos modelos estão apresentadas na Tabela 6.

Para as colunas de brita foi estimado, como parâmetros para a modelagem, um módulo de elasticidade de 80MPa, ângulo de atrito de 40° e coesão nula.

Tabela 6 – Modelo Numérico – Cargas

Tanque	Diâmetro (m)	Carga Periférica (kN/m)	Carga Enchimento (kN/m ²)
Etanol	25,45	24	210

A malha de elementos finitos foi gerada a fim de se obter uma discretização e refinamento adequados próximo à interface solo-estrutura. Na Figura 4 e Figura 5 estão apresentadas a discretização da malha em uma perspectiva geral e em uma perspectiva aproximada, respectivamente.

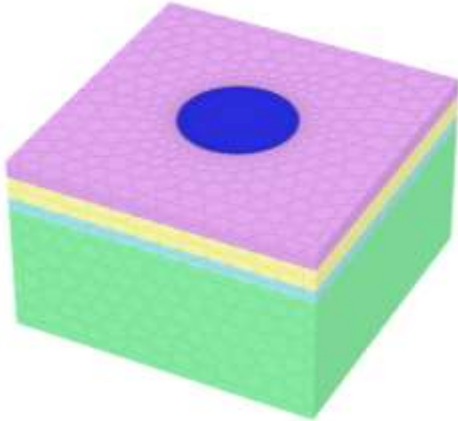


Figura 4. Malha de Elementos Finitos – Vista Geral

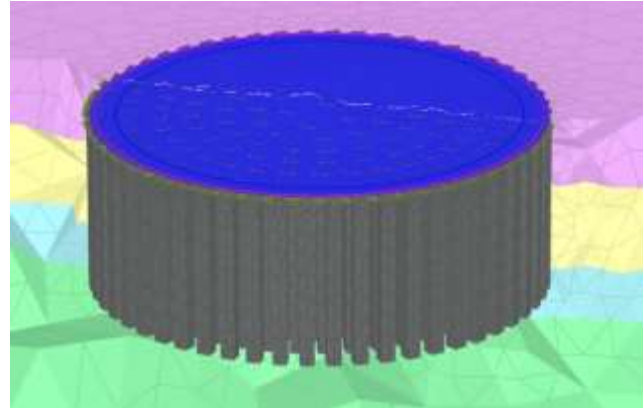


Figura 5. Malha de Elementos Finitos – Vista Aproximada

A Tabela 7 resume o faseamento construtivo considerado nas análises dos modelos numéricos. Na Figura 6 a Figura 11 estão apresentadas o modelo numérico em cada uma das etapas do faseamento construtivo.

Tabela 7 – Modelo Numérico - Faseamento Construtivo

I.D.	Descrição
0	Fase inicial – Geração das tensões iniciais
1	Escavação e execução das colunas brita
2	Execução da Laje de Fundo do tanque
3	Execução da parede periférica do tanque
4	Enchimento do tanque
5	Esvaziamento do tanque



Figura 6. Fase 0

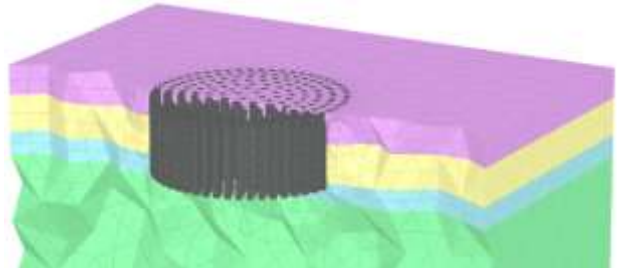


Figura 7. Fase 1

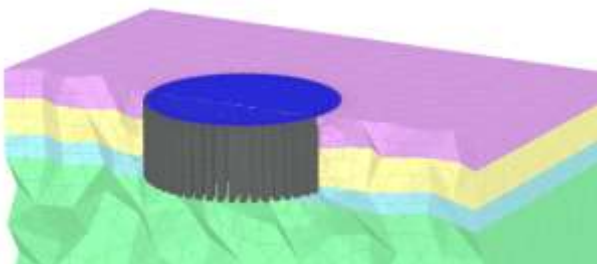


Figura 8. Fase 2

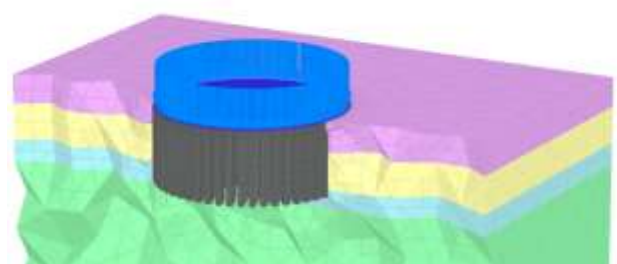


Figura 9. Fase 3

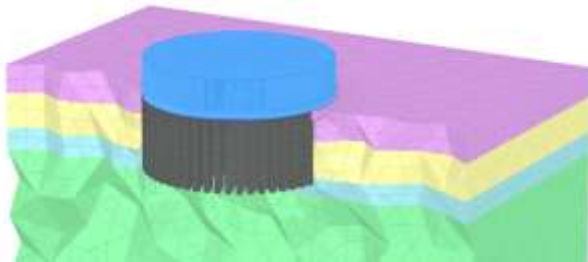


Figura 10. Fase 4

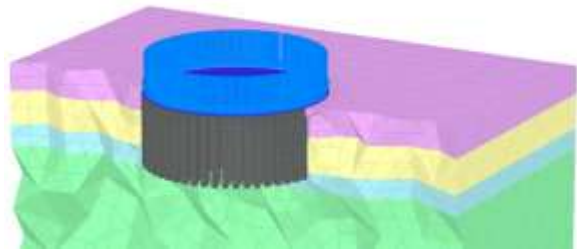


Figura 11. Fase 5

4.1 Resultados - Modelos Numéricos

Para cada um dos modelos numéricos desenvolvidos foram analisados os assentamentos e as tensões atuantes ao nível das colunas para a fase de carga e para a fase de descarga. As Figura 12 a Figura 17 apresentam os resultados obtidos para os deslocamentos verticais dos tanques e das lajes de fundo.

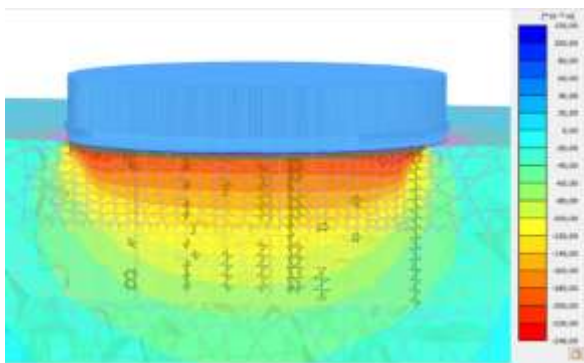


Figura 12. Deslocamentos verticais – Tanque B – Sondagem S4 – Fase 4 [uz,máx = -232mm]

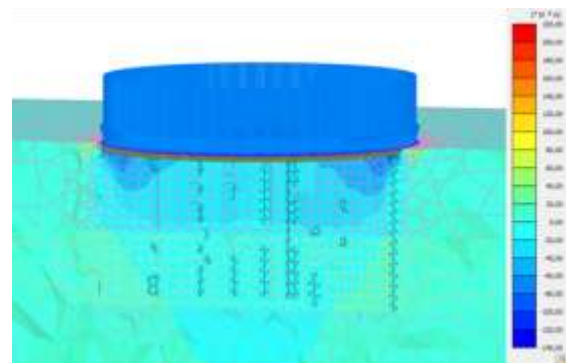


Figura 13. Deslocamentos verticais – Tanque B – Sondagem S4 – Fase 5 [uz,máx = -125mm]

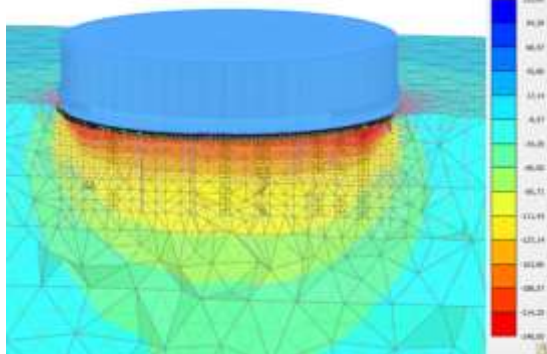


Figura 14. Deslocamentos verticais – Tanque A e C – Sondagem S5 – Fase 4 [uz,máx = -278mm]

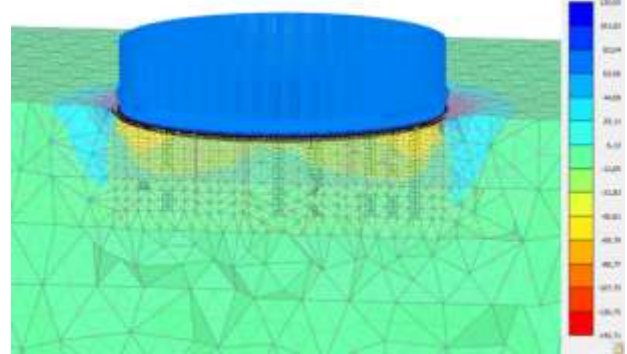


Figura 15. Deslocamentos verticais – Tanque A e C – Sondagem S5 – Fase 5 [uz,máx = -146mm]

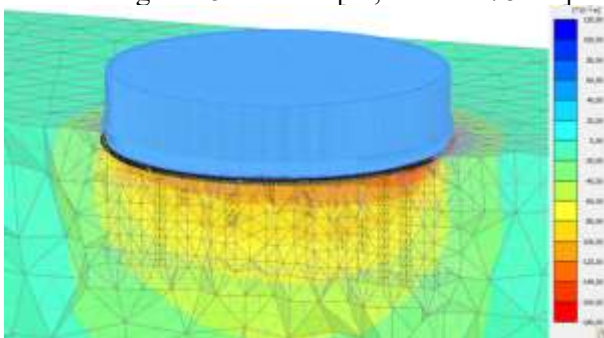


Figura 16. Deslocamentos verticais – Tanque D – Sondagem S6 – Fase 4 [uz,máx = -179mm]

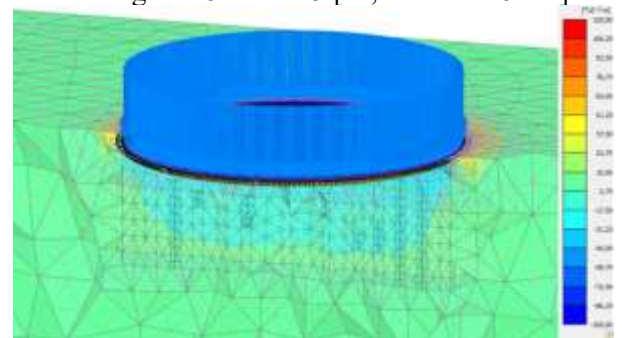


Figura 17. Deslocamentos verticais – Tanque D – Sondagem S6 – Fase 5 [uz,máx = -93mm]

A Tabela 8 e a Tabela 9 resumem os assentamentos absolutos obtidos, por meio dos modelos numéricos, para as fases de carga e descarga, ao nível da laje de fundo do tanque e ao nível da periferia da laje de fundo dos 4 tanques, respectivamente.

Tabela 8 – Análise Numérica – Resumo Resultados – Assentamentos Laje Fundo

Tanque	Sondagem Referência	Comprimento Colunas (m)	Assentamento Fase 4 (carga)			Assentamento Fase 5 (descarga)		
			uy,máx (mm)	uy,mín (mm)	Δ uy (mm)	uy,máx (mm)	uy,mín (mm)	Δ uy (mm)
A	5	8	-273	-256	17	-84	-14	70
B	4	13	-228	-216	12	-85	-20	65
C	5	8	-273	-256	17	-84	-14	70
D	6	10	-175	-167	8	-51	-2	53

Tabela 9 – Análise Numérica – Resumo Resultados – Assentamentos na Periferia da Laje Fundo

Tanque	Sondagem Referência	Comprimento Colunas (m)	Assentamento Fase 4 (carga)			Assentamento Fase 5 (descarga)		
			uy,máx (mm)	uy,mín (mm)	Δ uy (mm)	uy,máx (mm)	uy,mín (mm)	Δ uy (mm)
A	5	8	-270	-272	2	-83	-82	1
B	4	13	-227	-223	4	-83	-82	1
C	5	8	-270	-272	2	-83	-82	1
D	6	10	-175	-173	2	-50	-49	1

Apresenta-se na Tabela 10 a verificação ao estado limite de utilização de acordo com os critérios indicados em relação aos recalques admissíveis pela norma N270 Petrobrás.

Tabela 10 – Verificação ao Estado Limite de Utilização

Critério N270 Petrobrás	Recalque Admissível	Tanque B (Sondagem 4)	Tanque A e C (Sondagem 5)	Tanque D (Sondagem 6)
Recalque absoluto em qualquer ponto da periferia durante o teste hidrostático	$uz \leq 300\text{mm}$	227 mm	270 mm	175 mm
Recalque diferencial entre dois pontos da periferia durante o teste hidrostático	$\Delta uz \leq 38\text{mm}$ ao longo de 900mm	2 mm	1 mm	1 mm
Recalque diferencial entre dois quaisquer pontos da periferia durante o teste hidrostático	$\Delta uz \leq 50\text{mm}$	4 mm	2 mm	2 mm
Recalque diferencial entre um qualquer ponto da periferia e um ponto interno a 1150mm do longo do raio após o teste hidrostático	$\Delta uz \leq 70\text{mm}$	7mm	8mm	7mm
Recalque diferencial entre um qualquer ponto da periferia e o centro do tanque durante o teste hidrostático	$\Delta uz \leq 100\text{mm}$	12mm	17mm	8mm

5 RESULTADOS DE CAMPO

As colunas de brita teste foram executadas próximas as sondagens de referência para avaliação dos comprimentos previstos para as colunas de brita. Com a execução das colunas testes próximas as sondagens de referência foi possível calibrar o controle eletrônico dos equipamento de vibrosubstituição e validar os comprimentos previstos em projeto, e assim, seguir com a execução das colunas de brita do melhoramento de

solo. A Tabela 11 apresenta os comprimentos finais das colunas de brita para cada tanque, após a validação dos comprimentos e calibração da persistência de vibrocompactação, comparadas com os comprimentos previstos em projeto.

Tabela 11 – Solução de tratamento de solo – As Built

I.D.	Comprimento Previsto das Colunas (m)	Comprimento Colunas AS-BUILT (m)
TANQUE A (TF-500-04)	8	7 - 9
TANQUE B (TF-500-03)	13	11 - 13
TANQUE C (TF-500-02)	8	6 - 9
TANQUE D (TF-500-01)	10	8 - 9

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A solução de tratamento do solo com colunas de brita por vibrosubstituição para a fundação dos tanques foi proposta considerando-se as grandes vantagens desta técnica em relação a outros métodos de tratamento de solos. Entre as vantagens estão a expressiva redução no prazo de execução da obra, devido à alta produtividade do método. Além disso, trata-se de um processo que não agride o meio ambiente, já que a brita é um material mineral natural e inerte.

De acordo com os resultados apresentados, a solução de tratamento dos solos fofos e moles, superficiais, com recurso a colunas de brita vibrocompactadas permitem o cumprimento dos critérios de recalques absolutos e diferenciais de acordo com a norma N270 Petrobrás.

Analisando-se os comprimentos finais das colunas de brita, verifica-se que a campanha de prospeção complementar permitiu atestar a qualidade da solução executada, tal como a adequabilidade dos comprimentos das colunas de brita definidos no projeto.

AGRADECIMENTOS

A JETsj agradece à Tecnogeo Ground pela colaboração e disponibilidade no envio dos dados necessários para a elaboração deste artigo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Felix, M. (2012) Melhoria de solo com coluna de brita. *Revista Techne*, Edição 187.

Petrobras (2014). N270: *Projeto de Tanque de Armazenamento Atmosférico*.

PLAXIS2D CONNECT Edition V21.01 - Material Models Manual. 2021

Priebe, H. J. (1995). *The design of vibro replacement*. *Ground Engineering*. Vol. 28, nº 10.

Priebe, H. J. (1998). Vibro replacement to prevent earthquake induced liquefaction. *Ground Engineering Revue*.