

XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas
IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
VI Conferência Sul Americana de Engenheiros Geotécnicos Jovens
XI Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia
23 a 26 de Agosto de 2022 – Campinas – SP



COBRAMSEG 2022
23 A 26 DE AGOSTO | CAMPINAS | SP | BRASIL
COBRAMSEG | SBMR | GEOJOVEM | CLBG

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

Nuno Braz da Silva

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

Miriam Lopes

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

André Henriques

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

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

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

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

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



2 Introdução

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



Figura 1. Reservatório Vilarinho



Figura 2. Reservatório Nado

2 Modelo Geológico e zonamento geotécnico

2.1 Geologia

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

2.2 Investigações geotécnicas realizadas

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



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

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

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

3 Parametrização Geomecânica

3.1 Envolvente de rotura

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

3.2 Módulo de deformabilidade

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

3.3 Estado de tensão *in situ*

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

3.4 Propriedades hidráulicas

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



Tabela 1. Tabela síntese de parametrização geomecânica para solos

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

Tabela 2. Tabela síntese de parametrização geomecânica para rochas

I.D.	Descrição	Envoltória de rotura													Estado de tensão <i>in situ</i>	Parâmetros hidráulicos			
		Hoek-Brown									Mohr-Coulomb		Deformabilidade						
		γ_{dry}	γ_{sat}	σ_{ci}	G SI	m_i	D	m_b	s	a	ϕ'	c'	E_i	E'		ν	K_0	kx	ky
		[kN/ m³]	[kN/ m³]	[M pa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[°]	[kPa]	[MPa]	[MPa]		[-]	[-]	[cm/s]	[cm/s]
ZGA.2	Gnaiss (A4/C4)	24	25	160	25	28	0	1,923	0,00 024	0,531 27	63,6	345	42000	2753	0,22	0,28	2,81 x10 ⁻³	2,81 x10 ⁻³	
ZGA.1	Gnaiss (A3/C3) a (A1/C1)	26	27	160	37	28	0	2,951	0,00 091	0,513 93	66,5	518	42000	5979	0,22	0,28	5,03 x10 ⁻³	5,03 x10 ⁻³	

4 Utilização de ferramentas BIM

4.1 Introdução

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

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

4.2 Modelação da geometria

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

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

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

1. Existente – Topografia existente;



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

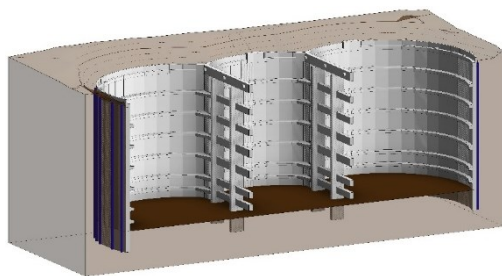


Figura 3. Corte longitudinal da estrutura do reservatório após toda a escavação do interior e execução dos anéis e estroncas.

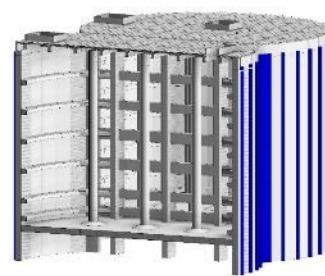


Figura 4. Corte transversal da estrutura do reservatório após execução da estrutura da cobertura.

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

4.3 Modelação da geologia

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

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

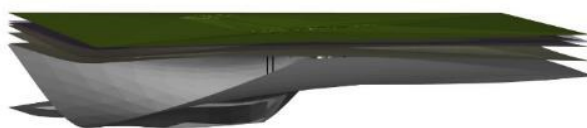


Figura 5. Estratigrafia gerada pelo GEO5 após a inserção dos dados dos ensaios geotécnicos.

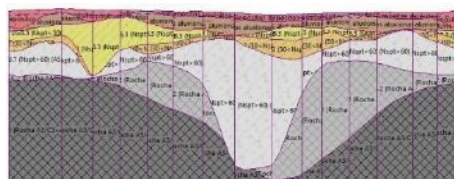


Figura 6. Corte longitudinal da estratigrafia existente na zona do reservatório.

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

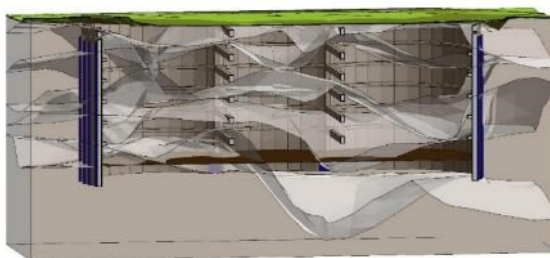


Figura 7. Interfaces entre unidades geotécnicas realizadas no GEO5 e exportadas para o Revit em formato IFC.



4.4 Modelação do aço

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

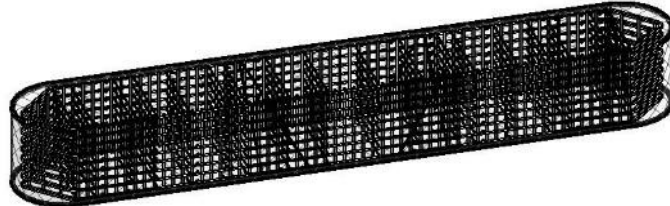


Figura 8 - Modelação em Revit das lamelas da parede diafragma.

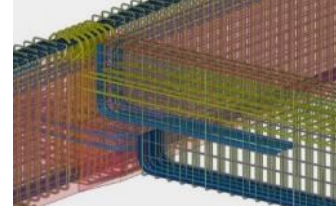


Figura 9. Modelação da cobertura do reservatório em TEKLA.

5 Modelos numéricos

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

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

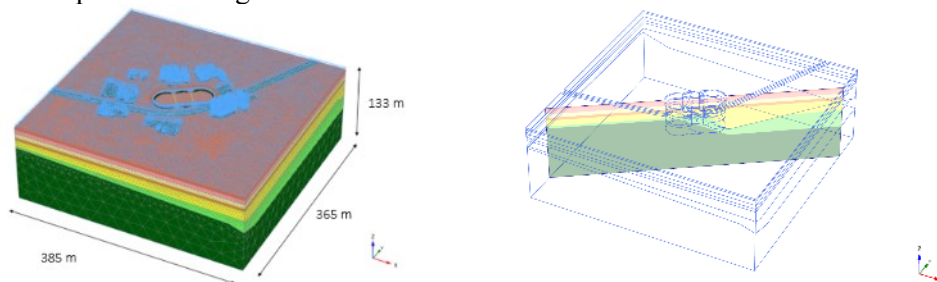


Figura 10 - Geometria e malha de elementos finitos do modelo tridimensional de cálculo (PLAXIS 3D)

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

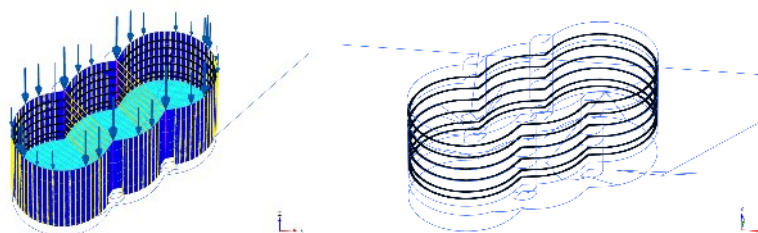


Figura 11 - Geometria do modelo tridimensional de cálculo (PLAXIS 3D) – Elementos estruturais: parede de contenção, anéis, pórticos e laje de fundo

6 Resultados dos modelos numéricos

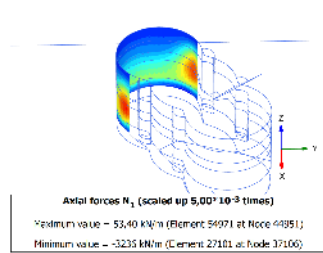


Figura 12 - Esforço axial N1 (PLAXIS 3D) – Lamelas – Célula Sul – Última fase de escavação

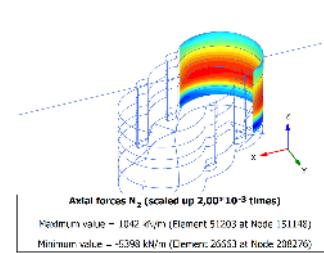


Figura 13 - Esforço axial N2 (PLAXIS 3D) – Lamelas – Célula Sul – Última fase de escavação

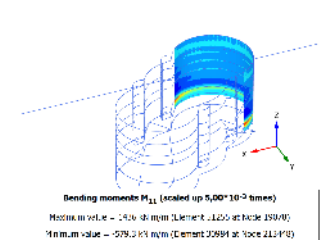


Figura 14 – Momento flector M11 (PLAXIS 3D) – Lamelas – Célula Sul – Última fase de escavação

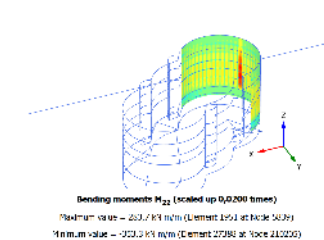


Figura 15 - Momento flector M22 (PLAXIS 3D) – Lamelas – Célula Sul – Última fase de escavação

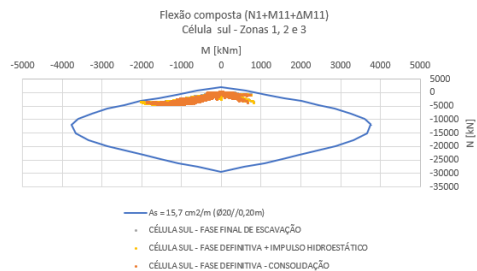


Figura 16 - Verificação ao estado limite último de resistência à flexão composta normal (N1+M11) – Célula sul, Zona A Zonas 1, 2 e 3

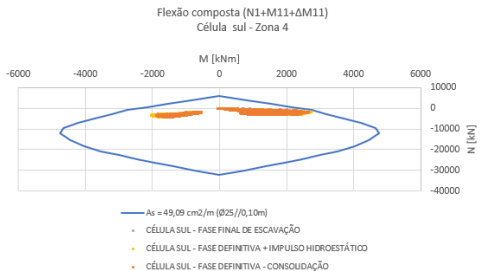


Figura 17 - Verificação ao estado limite último de resistência à flexão composta normal (N1+M11) – Célula sul, Zona A – Zona 4

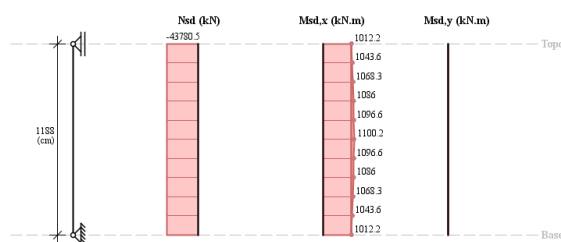


Figura 18 - Esforços de dimensionamento - Estroncas - Secção 1,70x1,00m

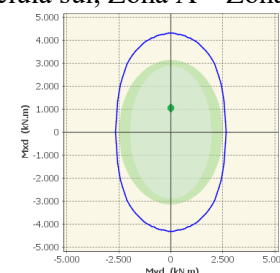


Figura 19 - Verificação ao estado limite último de resistência à flexão composta normal (N+M) - Estroncas - Secção 1,70x1,00m

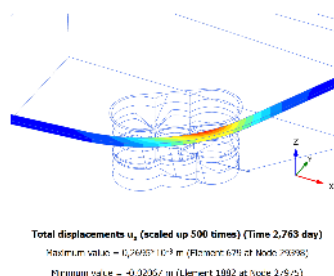


Figura 20. Recalques córrego

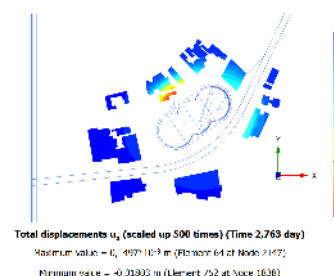


Figura 21. Recalques edificios vizinhos



7 - CONCLUSÕES

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

AGRADECIMENTOS

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

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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