
RELATÓRIO NIMA/PUC-RIO 190913

DIAGNÓSTICO DAS PRESENTES CONDIÇÕES DA ESTAÇÃO GÁVEA DO METRÔ DO RIO DE JANEIRO E ALTERNATIVAS PARA MINIMIZAÇÃO DE RISCOS ASSOCIADOS

Submetido ao

Governo do Estado do Rio de Janeiro

por

Núcleo Interdisciplinar de Meio Ambiente
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

Setembro de 2019

CONTEÚDO

1.	INTRODUÇÃO	1
2.	BREVE HISTÓRICO	5
2.1	Projeto da Estação Gávea	5
2.2	Desenvolvimento das Obras	7
3.	INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO	9
3.1	Marcos Superficiais e Tassômetros	10
3.2	Pinos de Recalques	12
3.3	Indicadores de Nível de Água e Piezômetros	15
3.4	Inclinômetros	17
4.	ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS E HIDROGEOLÓGICOS	18
5.	DIAGNÓSTICO SOBRE AS CONDIÇÕES ATUAIS	27
5.1	Evento Adverso	27
5.2	Mitigação do Problema via Monitoramentos Externos às Escavações	30
5.3	Consequências Potenciais do Evento Adverso	31
5.4	Riscos Envolvidos	34
6.	MEDIDAS DE ENGENHARIA	35
6.1	Propostas Constantes na Documentação Analisada	35
6.2	Fundações de Edificações Lindeiras	35
6.3	Estabilidade da Cava de Fundação da Estação	36
6.4	Rebaixamento do Nível de Água	36
6.5	Desativação da Estação Gávea	36
6.6	Alternativas Intermediárias de Mitigação de Riscos	38
6.7	Conclusão da Obra Bruta	39
7.	CONCLUSÕES	41
7.1	Diagnóstico Geotécnico das Condições Atuais	41
7.2	Medidas de Engenharia	43
7.3	Aspectos de Custos	45
	AGRADECIMENTOS	46
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	46
	ANEXO: Ações imediatas recomendadas e previsão de custos	48
	Cronograma estimado	49

1. INTRODUÇÃO

Este documento foi produzido em atendimento ao Termo de Cooperação Técnica firmado entre a Secretaria de Estado de Transportes do Rio de Janeiro e a Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro em 05/07/2019, que tem por finalidade a apresentação de um diagnóstico sobre as condições atuais das obras da Estação Gávea do Metrô do Rio de Janeiro, localizada dentro do Campus da Gávea da Universidade (ver Figura 1), bem como propor medidas de engenharia de curto prazo para a minimização de riscos existentes.

Em Anexo ao presente documento encontra-se um detalhamento das ações recomendadas, juntamente com uma previsão de custos.

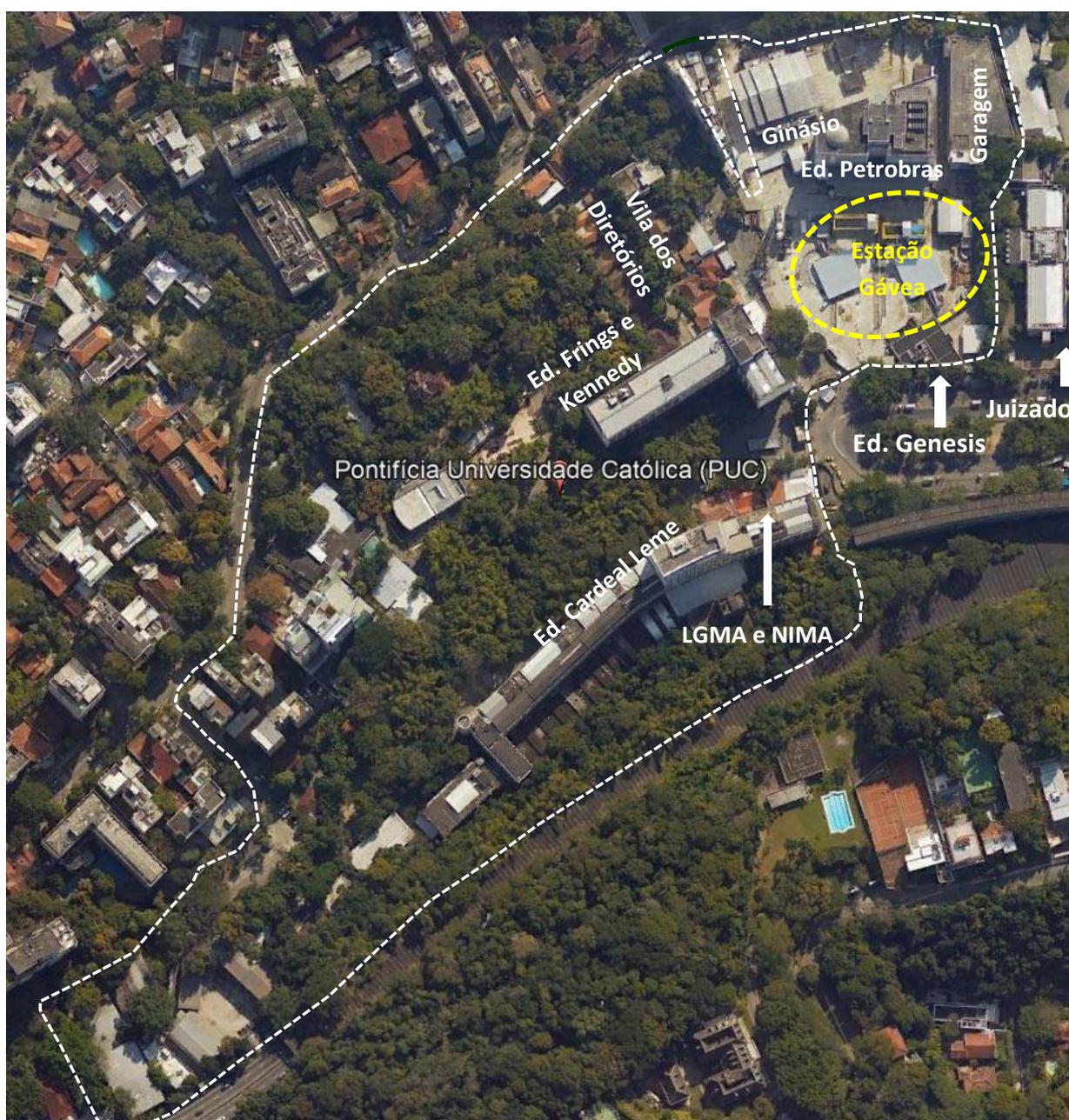


FIGURA 1: Localização da Estação Gávea do Metrô do Rio de Janeiro no Campus da PUC-Rio e de Estruturas Adjacentes (Imagem de base retirada do Google Earth)

No Quadro 1 encontram-se relacionados dados relativos aos professores que contribuíram para a emissão do presente documento, desenvolvido sob coordenação do Núcleo Interdisciplinar de Meio Ambiente da Universidade (NIMA).

No Quadro 2 encontram-se relacionados os documentos aos quais a equipe teve acesso e que foram analisados para a emissão deste parecer. Todos esses documentos foram fornecidos pela RIOTRILHOS.

QUADRO 1: Professores-pesquisadores da PUC-Rio envolvidos na emissão do Documento

Professor	Departamento	Observações
Equipe Principal		
Tácio M. P. de Campos	Engenharia Civil e Ambiental (DEC)	Ph.D. em Mecânica dos Solos pelo Imperial College, Londres, em 1984. Vice-Diretor do NIMA, Coordenador do Núcleo de Geotecnia Ambiental do DEC, Pesquisador 1A do CNPq, Pesquisador de Nosso Estado da FAPERJ.
Sérgio A.B. da Fontoura		Ph.D. em Mecânica das Rochas pela Universidade de Alberta, Canadá, em 1980. Vice-Presidente da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas para a América Latina.
Eurípedes do A. Vargas Jr.		Ph.D. em Mecânica das Rochas pelo Imperial College, Londres, em 1982. Pesquisador 1A do CNPq, Pesquisador de Nosso Estado da FAPERJ.
José Tavares Araruna Jr.		Ph.D. em Engenharia Civil pela Universidade de Newcastle.
Claudio P. do Amaral		Pós-Graduação em Geologia de Engenharia e Hidrogeologia pela Universidade de Tübingen, Alemanha, em 1990; D.Sc. em Geotecnia (Geologia de Engenharia) pela PUC-Rio, em 1997.
Equipe Complementar		
Antonio Roberto M.B. de Oliveira	Engenharia Civil e Ambiental (DEC)	Ph.D. em Ciências da Água pela Escola Nacional Superior de Minas de Paris, França, em 1982.
Flávio de A. Silva		D.Sc. em Engenharia Civil (Materiais de Construção) pela COPPE/UFRJ, em 2009. Pesquisador 1D do CNPq.
Daniel Carlos T. Cardoso		D.Sc. em Engenharia Civil (Estruturas) pela COPPE/UFRJ, em 2014. Pesquisador 2 do CNPq.
Ana Cristina M. G. de Carvalho		D.Sc. em Engenharia Civil (Geotecnia Ambiental) pela PUC-Rio, em 2001. Técnica pericial do GATE/MPRJ de 2006 a 2017
Denise Maria Mano Pessoa		D.Sc. em Ciências (Microbiologia de Solos) pela UFRJ, 1995.
Franklin dos S. Antunes		D.Sc. em Ciências (Físico-Química de Solos) pela UFRJ, em 1976. Professor aposentado do DEC/PUC-Rio.
Alessandro Cirone		M.Sc. em Engenharia Civil (Geotecnia) pela Politecnico di Milano em 2016. D.Sc. em andamento pela PUC-Rio.
José Marcus de O. Godoy	Química (QUI)	Ph.D. em Radioquímica pela Universidade Técnica de Munchen, Alemanha, em 1983.

QUADRO 2: Relação dos documentos analisados, fornecidos pela RIOTRILHOS

DOC	REFERÊNCIA	TÍTULO / ASSUNTO	RESPONSÁVEL
01	CD-01 - Item 1 - Vistorias Cautelares (realizadas em 2013/2014)	Laudos de vistorias prévias realizadas em 90 endereços envolvendo o Túnel Zuzú Angel, Av. Padre Leonel França, Rua Marquês de São Vicente e Rua Madre Jacinta.	Vieira Sampaio Proj. e Consultoria
02	CD-01 - Item 2 - Vistorias durante a obra (realizadas em 2013/2014)	Mapas de iso-recalques e de distorções	CJC / Rio Barra
03	CD-01 - Item 3 - Relatório fotográfico dos reparos (2018)	Fotos de reparos executados em diferentes estruturas	Carmelo Engenharia
04	CD-01 - Itens 4 e 5 - Perfil Geológico / Mapa de descontinuidades (2013)	Perfis geológicos de 5 sessões	CJC / Rio Barra
05	CD-01 - Itens 6 e 7 - Parâmetros geotécnicos / Perfis de sondagens	Dados de 22 sondagens (SondaOeste e SondaSolos) - 2012/2013	CJC / Rio Barra
06	R-4105-001-01 (09/03/2013)	Estação Gávea e Túnel de Via – PK 8340 – PK 9450 - Estudos Geológico-Geotécnicos – Relatório de Risco Geológico	MCLink Engenharia
07	R-4105-005-01 (22/12/2014)	Emboque Gávea – Relatório de consolidação do modelo geológico-geomecânico dos túneis de via (PK 0 à 461m)	Matra Engenharia e Consultoria
08	CD-01 - Item 08 - Memória de Cálculo da Estabilidade das Escavações (2013/2014)	01 Relatório com procedimentos para testes de jet-grouting e 21 Relatórios com Memórias de Cálculo, sendo: 01 para rebaixamento do N.A., 06 para vigas diversas, 01 para consolos dos poços piloto, 01 para contenções nos acessos no trecho entre túneis, 04 para revestimento primários e 08 para túneis diversos.	CJC / Rio Barra
09	CD-01 - Itens 09 e 10 - Relatórios de Água/pH	Análises da água do Poço 1 (2016) e de <i>poço artesiano</i> (2019)	Analytical Technology / Innolab
10	CD-01 - item 12 - Processo construtivo (2014)	108 Desenhos com detalhamentos de engenharia. Projeto Executivo da Estação Gávea (N ^{os} contínuos de A-4125-063 a A-4125-170)	CJC / Rio Barra
11	CD-01 - Item 13 - Projeto Básico (2013)	91 Desenhos com detalhes arquitetônicos de projeto da Estação Gávea (N ^{os} descontínuos de B-4138-115 a B-4138-218)	Promon
12	CD-01 - Item 14 - Projeto Executivo (2014)	138 Desenhos com detalhes geométricos de projeto da Estação Gávea (N ^{os} descontínuos de B-4104-086 a B-4104-232)	Promon
13	A-4130-008-02 – Jan. 2014	Mapa de Instrumentação de superfície e sub-superfície nas proximidades das escavações de tuneis e poços das Estação Gávea	CJC / Rio Barra
14	RT 105.131 - Estação Gávea janeiro 2015	Relatório de ensaios em tirantes	Falcão Bauer
15	RT 105.135 - Janeiro 2015	Relatório de ensaios em tirantes	Falcão Bauer
16	A-4115-001-01 - Maio 2015	Estação Gávea - Sistema de Suporte e Métodos Construtivos - Relatório de Paralisação Gávea	CJC / Rio Barra

QUADRO 2: Relação dos documentos analisados, fornecidos pela RIOTRILHOS (ctn)

17	A-4115-003-01 - Agosto 2016	Estação Gávea - Sistema de Suporte e Métodos Construtivos - Relatório de Paralisação Gávea - Situação em agosto/2016	CJC / Rio Barra
18	A-4115-002 – Outubro 2016	Estação Gávea - Sistema de Suporte e Métodos Construtivos - Paralisação das Obras - Recomendações	Promon
19	RE-ATO-016_GERAL_Inundação GAV-Rev02 – Agosto 2017	Estação Gávea - Preparação para Inundação - Agosto/2017 (Acompanhamento Técnico de Obras)	CJC / Rio Barra
20	Avenida Padre Leonel França, nº 248 - Fundação Saúde	Laudo de Vistoria Final - Julho 2018	Vieira Sampaio Proj. e Consultorias
21	Avenida Padre Leonel França, nº 248 - Secretaria de Estado de Saúde	Laudo de Vistoria Final - Julho 2018	Vieira Sampaio Proj. e Consultorias
22	Avenida Padre Leonel França, nº 248 - IV Juizado Especial Cível	Laudo de Vistoria Final - Julho 2018	Vieira Sampaio Proj. e Consultorias
23	Rua Marquês de São Vicente, nº 147 - Casa 1	Laudo de Vistoria Final - Julho 2018	Vieira Sampaio Proj. e Consultorias
24	Rua Marquês de São Vicente, nº 147 - Casa 2	Laudo de Vistoria Final - Julho 2018	Vieira Sampaio Proj. e Consultorias
25	Rua Marquês de São Vicente, nº 147 - Casa 3	Laudo de Vistoria Final - Julho 2018	Vieira Sampaio Proj. e Consultorias
26	Rua Marquês de São Vicente, nº 147 - Casa do zelador	Laudo de Vistoria Final - Julho 2018	Vieira Sampaio Proj. e Consultorias
27	Rua Marquês de São Vicente, nº 147 - Escola	Laudo de Vistoria Final - Julho 2018	Vieira Sampaio Proj. e Consultorias
28	Rua Marquês de São Vicente, nº 147 - Instituto Gênese	Laudo de Vistoria Final - Julho 2018	Vieira Sampaio Proj. e Consultorias
29	RE-ATO-023_GERAL_GAV	Estação Gávea - Acompanhamento Estação Inundada - Julho/2018 (Acompanhamento Técnico de Obras)	CJC / Rio Barra
30	RE-ATO-024_GERAL_GAV_R1	Estação Gávea - Avaliação do Nível de Segurança com a Paralisação das Obras da Estação (Set 2018)	CJC / Rio Barra
31	RE-ATO-024_GERAL_GAV_R2	Estação Gávea - Avaliação do Nível de Segurança com a Paralisação das Obras da Estação (Set 2018)	CJC / Rio Barra
32	Relatório final - Gávea	Estação Gávea Avaliação do Nível de Segurança com a Paralisação das Obras da Estação (Set 2018)	CJC / Rio Barra
33	INFORMAÇÕES GÁVEA (Fev. 2019)	Apresentação sobre a situação das obras nas imediações do campus da PUC-Rio	CJC / Rio Barra
34	RE-ATO-CRB_08_CJC_GERAL_GAV	Estação Gávea Acompanhamento Estação Inundada Março 2019 (Acompanhamento Técnico de Obras)	CJC / Rio Barra
35	RIS-SP-042-19	Monitoramento das Edificações e Maciço em Torno da Estação Gávea – Metrô Linha 4 – Rio de Janeiro, Março 2019	TUV SUD - Bureau de Projetos
36	Nota Técnica	Diagnóstico de Gávea - Março 2019	Rio Trilhos
37	02619-CRB-IT-RL-001-0	Relatório de Instrumentação - Abril de 2019	LPC Latina

QUADRO 2: Relação dos documentos analisados, fornecidos pela RIOTRILHOS (ctn)

38	RE-ATO - CRB_09_CJC_GERAL_GAV_Assinado	Estação Gávea Acompanhamento Estação Inundada Abril 2019 (Acompanhamento Técnico de Obras)	CJC / Rio Barra
39	INFORMAÇÃO TÉCNICA Nº 662/2019	Análise do documento técnico emitido pela RIOTRILHOS (Doc 34 acima)	GATE/MPRJ
40	Linha 4 – Metrô do Rio de Janeiro	Power point disponibilizado pela Assembleia Legislativa do Rio de Janeiro: audiência pública realizada em 26/06/2019	MPRJ
41	CD-02 - Dados de monitoramentos diversos	Planilhas diversas em Excel disponibilizadas em 2019	CJC / Rio Barra

2. BREVE HISTÓRICO

2.1 Projeto da Estação Gávea

Tendo como referências a Rua Marquês de São Vicente e a Rua Padre Leonel Franca, a Figura 2 mostra a localização das escavações da Estação Gávea, que envolve 15 níveis de pavimentos subterrâneos e contempla dois acessos. Duas estações, denominadas Estação Gávea Sul e Estação Gávea Oeste, interligadas entre si, propiciarão acessos a linhas do Metrô com denominações Direção General Osório Expansão e Direção Uruguai (Linha A na Fig. 2) e Direção Jardim Oceânico e Direção Carioca (Linha B na Fig. 2).

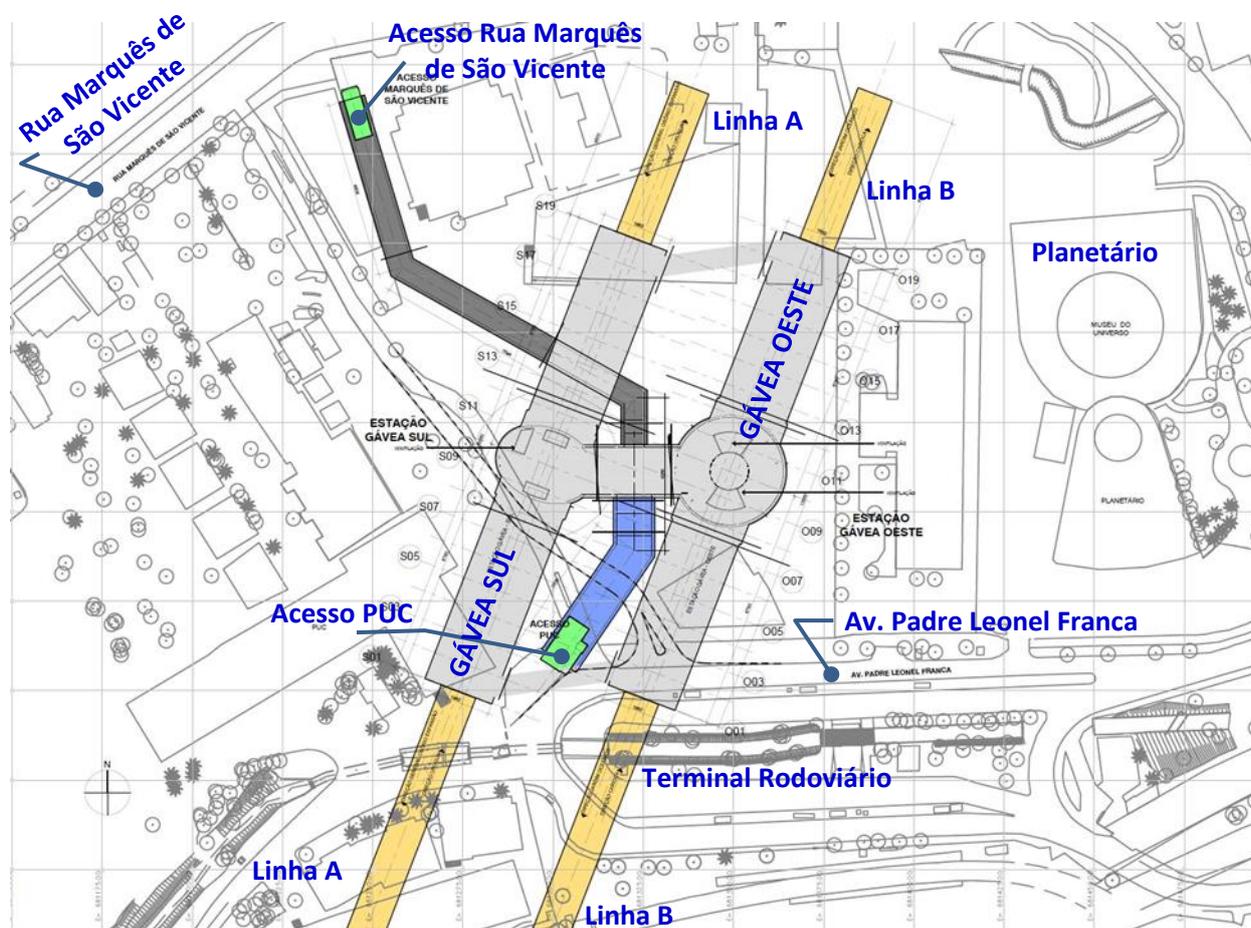


FIGURA 2: Localização das escavações da Estação Gávea (reproduzido do Doc 11).

Conforme constante no Relatório B-4138-115-01 da Promon (**Doc 11**), a Estação Gávea envolverá 15 níveis a partir da superfície do terreno (Quadro 3). As Figuras 3 a 5 mostram, respectivamente, uma vista tridimensional da Estação, um corte transversal da mesma, indicando seus diferentes níveis, e um corte transversal das duas linhas de trens.

QUADRO 3: Níveis subterrâneos da Estação Gávea

Nível	Cota (m)	Nível	Cota (m)
• Superfície PUC	+10,53	• Intermediário 5	-23,95
• Superfície Marquês de São Vicente	+10,00	• Intermediário 6	-29,20
• Pavimento Técnico	+6,50	• Mezanino	-34,45
• Acesso	+2,30	• Plataforma	-39,00
• Intermediário 1	-2,95	• Canal de Cabos	-41,45
• Intermediário 2	-8,20	• Porão de Cabos	-43,90
• Intermediário 3	-13,45	• Porão de Ventilação	-46,35
• Intermediário 4	-18,70		

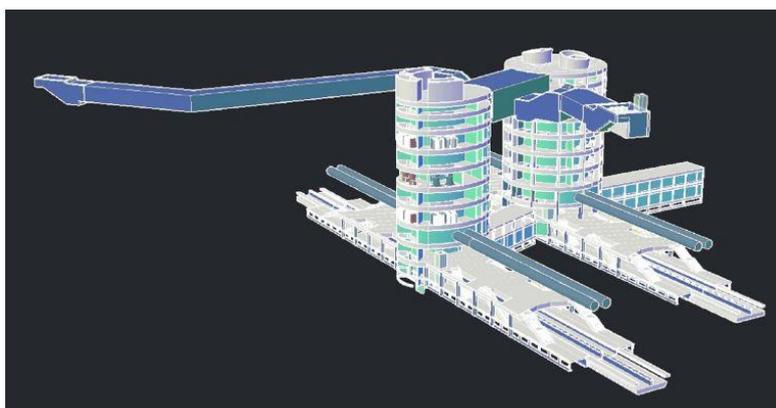


FIGURA 3: Vista tridimensional da Estação Gávea (reproduzido do **Doc 11**)

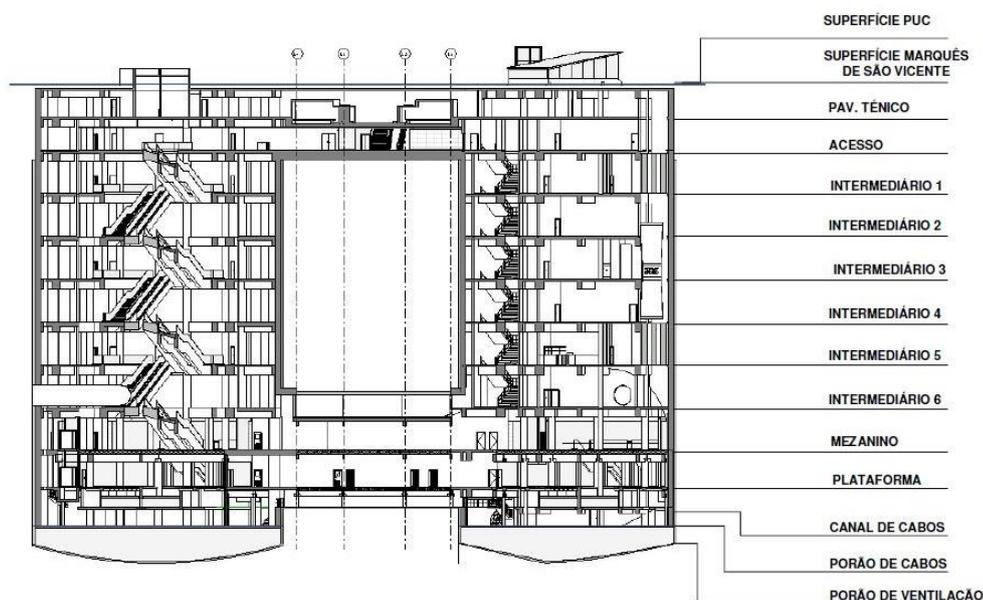


FIGURA 4: Corte transversal da Estação Gávea (reproduzido do **Doc 11**)

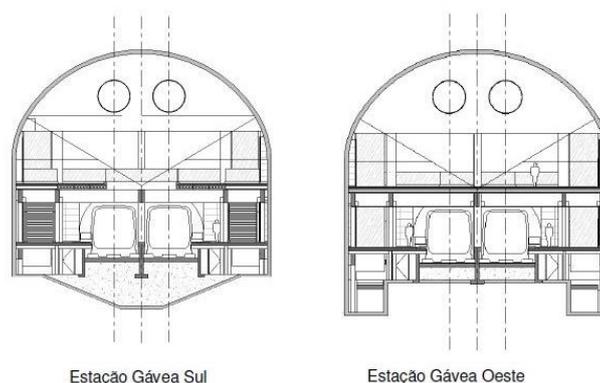


FIGURA 5: Corte transversal das duas linhas do Metrô (reproduzido do **DOC 11**)

2.2 Desenvolvimento das Obras

As obras da Estação Gávea foram iniciadas em 2013, a partir da execução de dois poços (sul e oeste), com diâmetros de 9 m cada que, hoje, alcançam uma profundidade de cerca de 35 metros a partir da superfície do terreno. Túneis, com diâmetros de cerca de 12 metros (ao chegar na galeria da estação) e de 5,0 metros (correspondente à ligação entre plataformas) complementam as escavações já executadas da Estação. Tais túneis também têm sua base em torno de 42 m de profundidade. As escavações das galerias (ainda incompletas) deverão ter um diâmetro da ordem de 24 metros cada. A Figura 6 mostra, em azul, um esquema, em planta, das escavações já realizadas. As linhas cheias, em vermelho, indicam escavações a serem ainda executadas.



FIGURA 6: Planta da Estação Gávea mostrando as escavações executadas e a executar (reproduzida do **Doc 36 - Riotrilhos**).

A Figura 7 mostra, em azul, uma visão das escavações já executadas, em um panorama tridimensional.

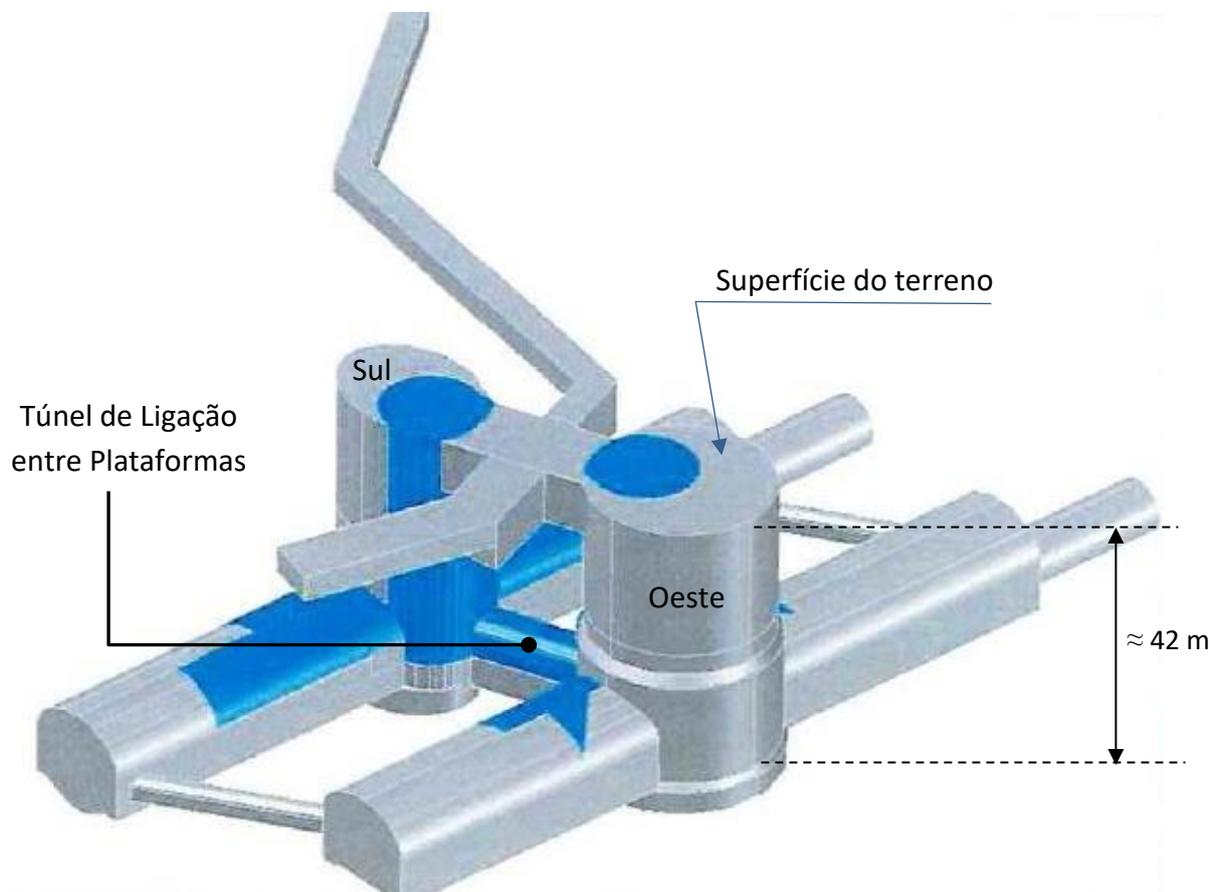


FIGURA 7: Panorama tridimensional da Estação Gávea mostrando as escavações executadas (em azul) e a executar (em cinza). (Modificado do **Doc 36 – Riotrilhos**).

As obras das escavações da Estação Gávea foram paralisadas em **fevereiro de 2015**, com todas as suas estruturas em rocha (poços e túneis) estando estabilizadas com **revestimento primário** (concreto projetado com fibra / tela metálica) e **tirantes provisórios**, com comprimentos variáveis de 6 a 9 metros (**Doc 17 – CJC**).

Em decorrência das escavações e do rebaixamento do lençol freático (ou nível d'água) requerido para a execução das mesmas, que atingiu cerca de 7 metros na região dos poços (pág. 5 do **Doc 18 – Promon**), edifícios lindeiros sofreram recalques, com os mais importantes ocorrendo nas estruturas com fundação rasa (Instituto Genesis e VI Juizado Especial Cível – vide localização na Figura 1).

Em **agosto de 2017** as bombas de rebaixamento do nível d'água local foram sendo paulatinamente desligadas, sendo iniciado um processo gradual de inundação das escavações. Depreende-se de diferentes relatórios, tais como o Relatório A4115-003-01, **Doc 17 – CJC** e o Relatório A4115-002, **Doc 18 – Promon**) que, do ponto de vista técnico, tal rebaixamento teria dois objetivos: (a) paralisar efeitos deletérios de infiltrações de águas nas paredes em concreto projetado (ver Figura 8), decorrentes das diferenças de pressões de água dentro das escavações (pressão atmosférica) e do maciço terroso circundante (pressões desconhecidas,

potencialmente localizadas, associadas a fraturas / juntas / falhas existentes na rocha) e (b) paralisar o desenvolvimento de recalques na superfície do terreno e de edificações lindeiras.

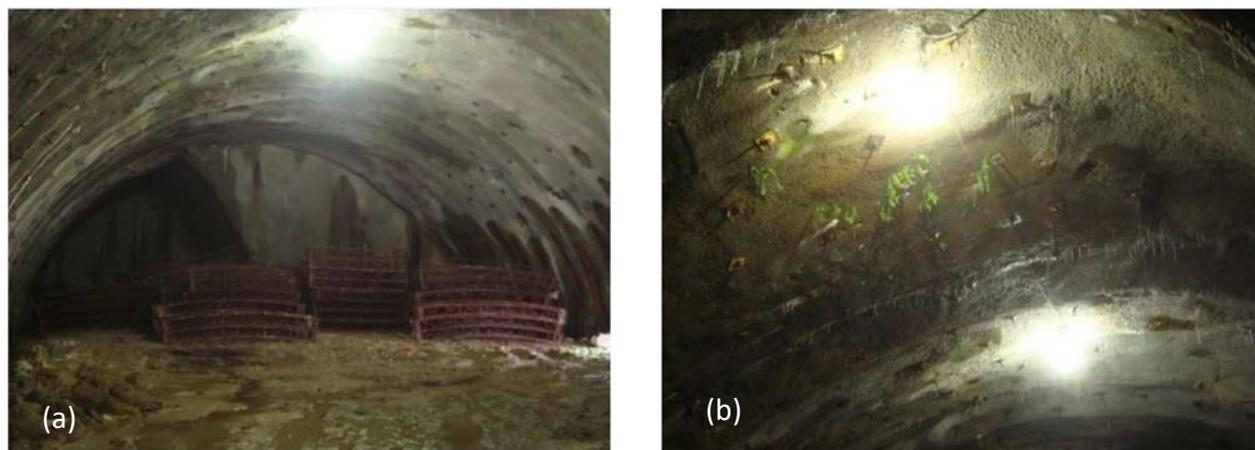


FIGURA 8: (a) Precipitação ferruginosa e pontos de infiltração em escavação na frente general Osório; (b) Estalactites e limo formados pela infiltração de água no concreto projetado (reproduzido do **Doc 17**)

Aproximadamente em fevereiro de 2018 condições plenas de equilíbrio de pressões de água foram atingidas e os recalques na superfície do terreno e de todas as estruturas lindeiras mantiveram-se estáveis, com tal situação permanecendo até a última data em que se obteve dados de monitoramento da instrumentação instalada (15/04/2019).

3. INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO

Quaisquer empreendimentos envolvendo escavações subterrâneas têm seu Projeto continuamente modificado em função do andamento da obra. Tal ocorre devido às sempre presentes incertezas quanto ao que irá ser realmente encontrado nas frentes de escavações e a possíveis comportamentos do maciço terroso, diferentes do previsto, nas seções escavadas. Neste processo, conforme internacionalmente reconhecido, é de fundamental importância o monitoramento da escavação em suas várias etapas construtivas.

Conforme consta no **Doc 37** da LPC Latina (que corrobora dados constantes no **Doc 35** da Bureau Projetos), em abril de 2019, ou seja, após a inundação das escavações, encontravam-se instalados e operacionais na Estação Gávea as quantidades e tipos de instrumentos indicados no Quadro 4.

Quadro 4: Instrumentação Instalada e Operacional em Abril de 2019

Tipo de Instrumento	Qtd	Medição
Marco Superficial	72	Deslocamentos verticais da superfície do terreno
Tassômetro	31	Deslocamentos verticais em profundidade
Inclinômetro	2	Deslocamento horizontais em profundidade
Piezômetro	9	Pressão na água dos poros do meio terroso
Pino de Recalque	190	Deslocamentos em estruturas na superfície
Indicador de Nível d'Água	18	Nível de Água

3.1 Marcos Superficiais e Tassômetros

Marcos superficiais foram instalados na superfície do terreno visando o monitoramento de deslocamentos verticais (recalques) desenvolvidos acima de seções das escavações efetuadas ou a serem executadas. Com o mesmo fim, tassômetros, que constituem medidores de recalques em subsuperfície, foram instalados em profundidades variáveis (31,7 a 35,0 metros), possivelmente logo acima do teto das escavações (**Doc 41**). Tais instrumentos são monitorados utilizando aparelhos de medição topográfica de alta precisão.

O Quadro 5 mostra a localização (tendo como referência setores do empreendimento) de instalação dos marcos superficiais (denominada instrumentação de seções externas), dos recalques máximos da superfície do terreno atingidos a partir dos processos de escavação e rebaixamento do nível de água executados, e após o desligamento das bombas de rebaixamento de nível de água (ver **Doc 37**).

Quadro 5: Seções Externas Monitoradas com Marcos Superficiais

#	Seção Externa	Recalques Máximos (mm)	
		Antes da Inundação	Após Inundação (hoje)
1	Ed. Garagem	16	13
2	TC (Túnel de Conexão entre Plataformas)	33	23
3	TL (Túnel de Ligação)	12	9
4	TST (Túnel de Ligação de Salas Técnicas)	29	30
5	PO (Poço Oeste)	27	25
6	PS (Poço Sul)	28	25
7	CES (Corpo da Estação Sul)	81	80
8	CEO (Corpo da Estação Oeste)	56	50
9	Eixo Via 2	0	0
10	Viga de Pórtico do Poço Sul	5	0

Os resultados de monitoramento com os tassômetros indicaram recalques de, no máximo, cerca de 1 mm ou, mesmo, levantamentos do topo das escavações em túneis de até cerca de 4 mm. Isto indica que o rebaixamento do N.A. foi o principal fator a contribuir para a ocorrência de importantes recalques na superfície do solo da área monitorada com os marcos superficiais.

A Figura 9 mostra que diversas edificações (ou estruturas enterradas das mesmas, tais como tubulações de água, gás e esgoto) são potencialmente afetadas pelos recalques monitorados na superfície do terreno. Observa-se, nesta figura, que os maiores recalques (cores amarronzadas/avermelhadas - 54 a 86 mm - e azuladas - 36 a 52 mm) ocorrem em áreas onde se encontram os Edifícios da Petrobrás, Edifício Garagem, Edifício do Juizado e Edifício Genesis.

A Figura 10 mostra um mapa de distorções (resultantes de recalques diferenciais, ou seja, deslocamentos verticais da superfície do terreno diferentes entre dois pontos de monitoramento) observadas no entorno da Estação Gávea. Nesta Figura, a cor amarela corresponde a distorções variando entre 1:500 e 1:200 e, a avermelhada, a distorções entre 1:200 e 1:50.

Há que se notar aqui que, além de recalques excessivos, é preocupante a ocorrência de recalques diferenciais, ou seja, aqueles que promovem distorções excessivas que podem levar

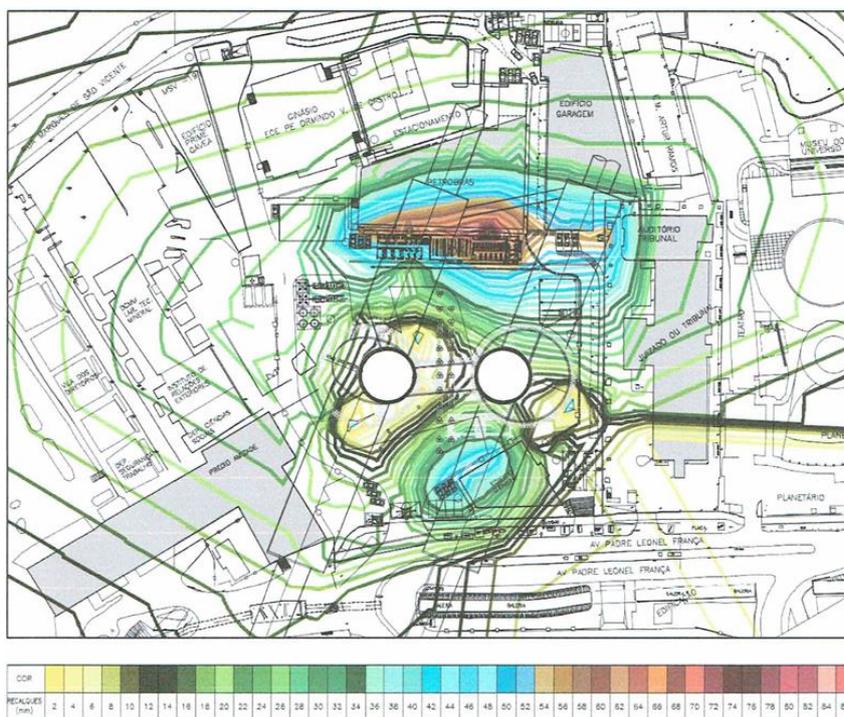


FIGURA 9: Curvas de iso-recalques resultante da análise dos recalques indicados pelos marcos superficiais até junho de 2018 (reproduzido do **Doc 33** – pág. 30)

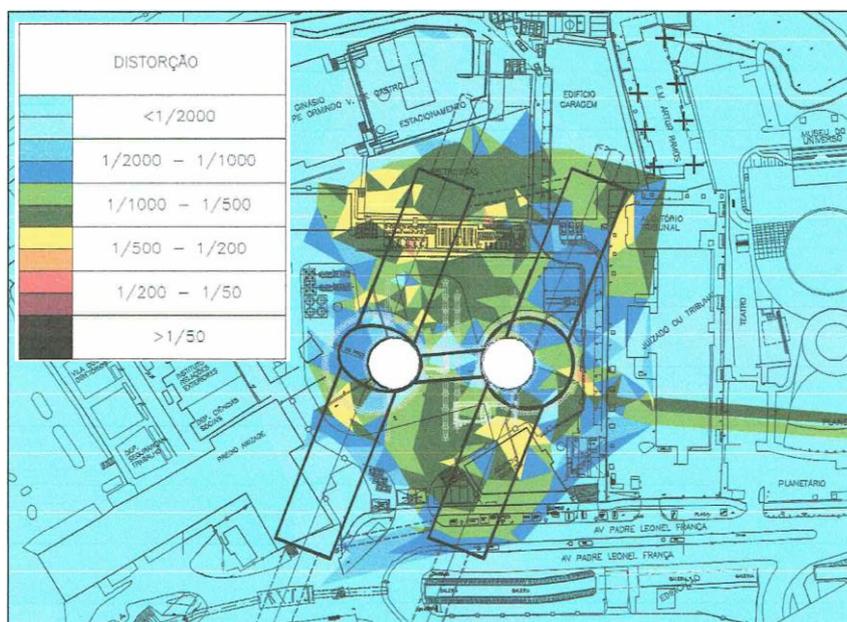


FIGURA 10: Mapa de iso-distorções no entorno da Estação Gávea em junho de 2018 (modificado do **Doc 33** – pág. 31)

uma dada estrutura (em particular com fundação superficial) à ruína, independentemente da magnitude de movimentos verticais. Preocupa, também, a possibilidade de ocorrência de atrito negativo nas estruturas com fundação profunda, com as suas estacas sofrendo carregamentos não previstos em projeto e, portanto, passíveis de gerar deformações não previstas nas superestruturas.

Tendo como base diferentes valores de recalques e distorções, níveis de alerta e de intervenção foram propostos no **Doc 33** para o caso dos Edifícios Genesis, Petrobrás, Juizado, Amizade e Garagem. Em todos os casos, distorções da ordem de 1:200 correspondem ao nível de alerta, enquanto distorções da ordem de 1:50 correspondem ao nível de intervenção. Valores de recalque *aceitáveis* variam de acordo com os níveis de recalques desenvolvidos em cada edificação, não estando claros, nesse documento, os critérios utilizados para a definição dos níveis de alerta e intervenção recomendados.

Levando-se em conta que os Edifícios Petrobras, Amizade e Garagem envolvem fundações profundas (em estacas) e os Edifícios Genesis e Juizado compreendem fundações superficiais, as informações relativas ao monitoramento de marcos superficiais constantes no **Doc 33** sugerem que estes últimos são os mais susceptíveis a questões de segurança na área.

3.2 Pinos de Recalques

Pinos de recalques foram instalados nas estruturas relacionadas no Quadro 6. Tal compreende procedimento usual envolvendo obras de escavações superficiais ou subterrâneas, visando avaliar eventuais efeitos de tais escavações (recalques absolutos e relativos) em estruturas lindeiras.

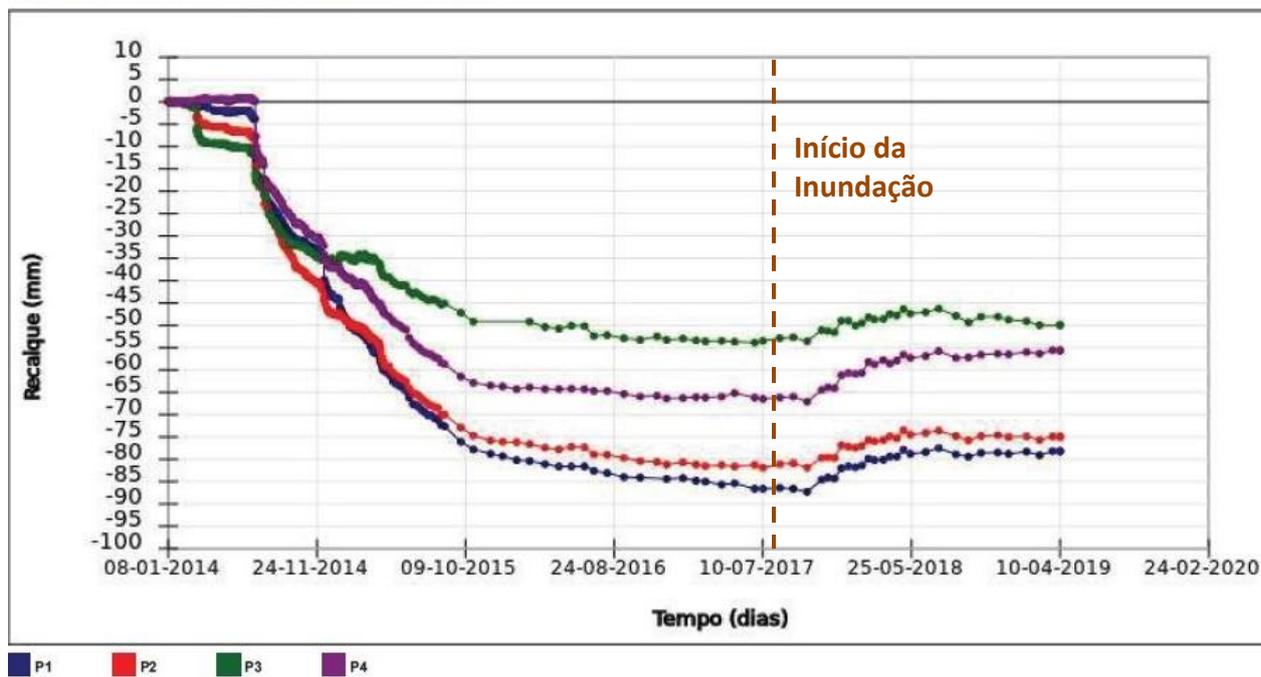
Encontram-se também indicados no Quadro 6 os deslocamentos verticais (recalques) máximos monitorados antes do desligamento das bombas de rebaixamento do nível d'água e os recalques observados após a estabilização de pressões de água decorrentes do desligamento de tais bombas (vide **Doc 37**).

QUADRO 6: Pinos de Recalques Instalados e Monitorados

#	Estruturas	Nº de Pinos	Recalques Máximos (mm)	
			Rebaixamento do N.A.	Após Inundação
1	Edifício da Amizade	21	22	17
2	Departamentos (?)	7	24	22
3	Vila dos Diretórios	24	3	3
4	Edifício Genesis	6	87	78
5	Maria Haydêe (Restaurante)	6	3	7
6	Planetário	11	8	0
7	Edifício Garagem	8	16	7
8	Escola Arthur Ramos	8	23	17
9	Juizado	12	70	50
10	Edifício Petrobras	10	17	6
11	Ginásio	11	20	12
12	Edifício Prime	8	7	3
13	Minhocão	14	2	-3
14	LGMA	3	13	4
15	Editora da PUC	4	0	4
16	NIMA	4	11	6
17	Cardeal Leme	33	9	6

As Figuras 11 e 12 mostram a variação dos deslocamentos verticais dos pinos de recalque instalados nos Edifícios Genesis e do Juizado, desde a instalação dos mesmos até a última data de monitoramento. Tais edifícios foram os que apresentaram maiores recalques absolutos e diferenciais em decorrência do rebaixamento do nível de água na área.

Grupo: PLF-480_01-04 - Edifício Gênesis P01 a 04.



Grupo: PLF-480_05-08 - Edifício Gênesis P05 a 08.

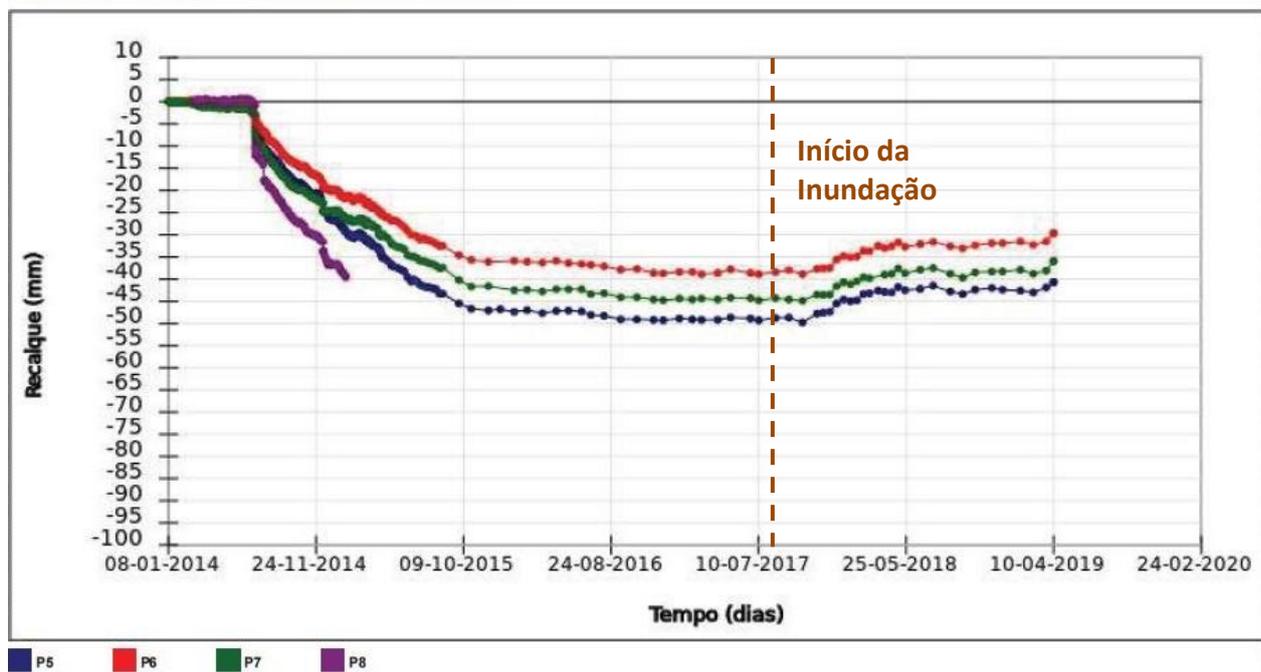


FIGURA 11: Deslocamentos verticais dos pinos de recalque instalados no Edifício Genesis (modificado do Doc 37)

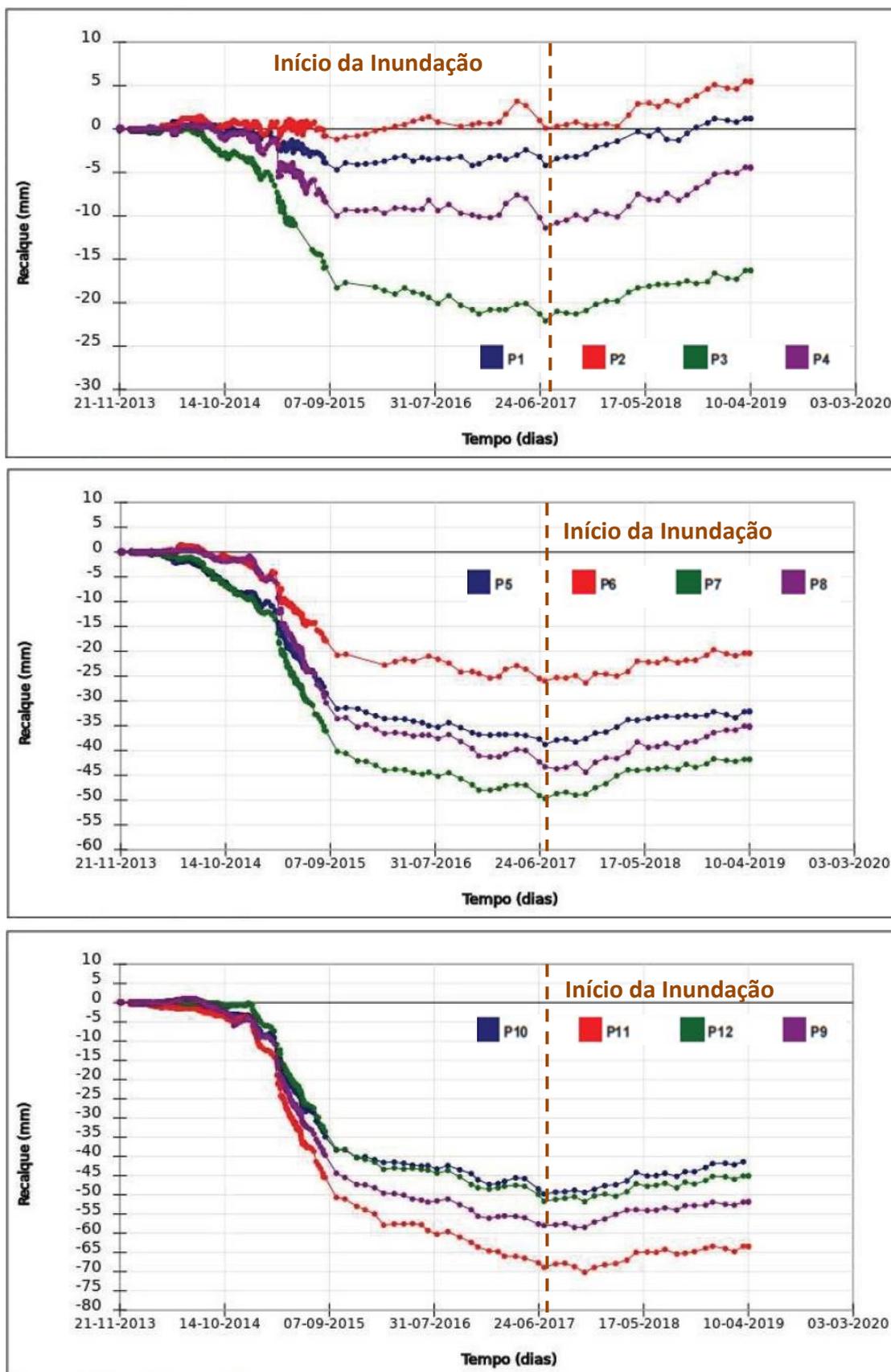


FIGURA 12: Deslocamentos verticais dos pinos de recalque instalados no Edifício Juizado (modificado do Doc 37)

De um modo geral, todos os edifícios lindeiros às escavações apresentaram o mesmo padrão de movimentos verticais mostrado nas Figuras 11 e 12, ou seja: desenvolvimento de recalques com o rebaixamento do nível de água e, após o desligamento das bombas, recuperação de deformações verticais. Deve-se notar que este tipo de comportamento é amplamente conhecido e esperado (e.g Taylor, 1948; Terzaghi & Peck, 1967). Com o rebaixamento do N.A. há um acréscimo gradual das tensões que comandam o comportamento de solos, denominadas tensões efetivas, implicando em um rebaixamento vertical da superfície do terreno (recalque). Com o desligamento das bombas estas tensões efetivas diminuem e ocorre uma recuperação de parte dessas deformações verticais (ocorre expansão vertical).

Nas Figuras 11 e 12 foram incluídas linhas verticais pontilhadas indicativas do início do processo de inundação das escavações. É aparente, nestas figuras, que tal processo foi iniciado após a estabilização dos recalques das estruturas que apresentaram maiores recalques absolutos em toda a área monitorada.

Analisando todos os dados de instrumentação disponibilizados no **Doc 37** fica claro que, realmente, o processo de desligamento das bombas de rebaixamento do nível de água local ocorreu após a estabilização dos recalques de todas as estruturas monitoradas. Tal constatação indica que a inundação das escavações foi executada visando, essencialmente, eliminar a infiltração de água no concreto projetado, ou seja, numa tentativa de preservar a integridade dessa parte da estrutura provisória de contenção das escavações em rocha.

3.3 Indicadores de Nível de Água e Piezômetros

Indicadores de nível de água (INA) e piezômetros do tipo Casagrande (Pz) foram instalados na área da Estação Gávea visando o monitoramento de aspectos associados à hidrogeologia local. Indicadores de nível de água propiciam informações sobre a posição do nível de água no local de instalação do instrumento. Piezômetros propiciam medições de pressões existentes nos vazios do meio poroso na profundidade de instalação dos mesmos.

Dezoito (18) indicadores de nível de água encontram-se presentemente operacionais na área da Estação Gávea. As Figuras 13 e 14 mostram exemplos de resultados de monitoramento de grupos de tais instrumentos desde suas instalações.

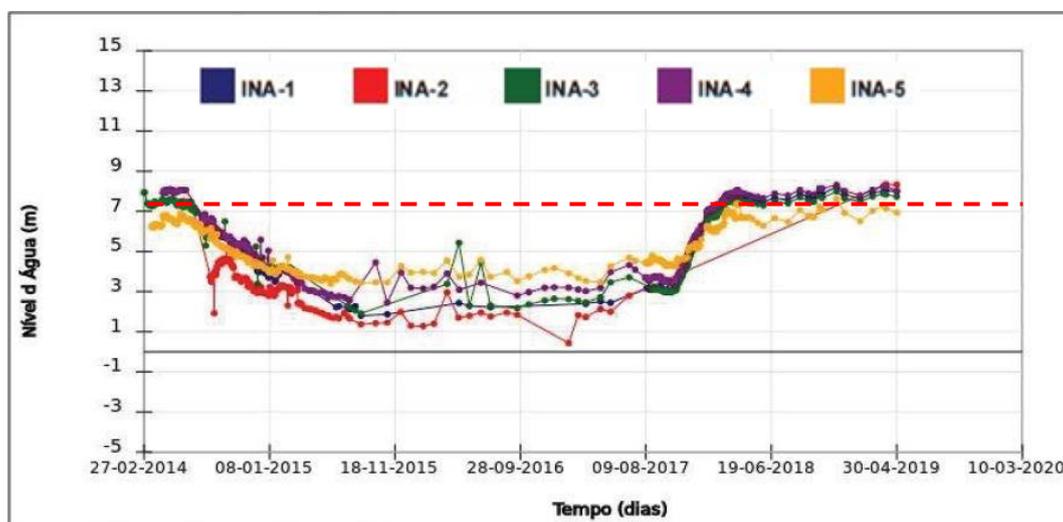


FIGURA 13: Variação do nível de água nos INAs 1 a 5 (adaptado do **DOC 37**)

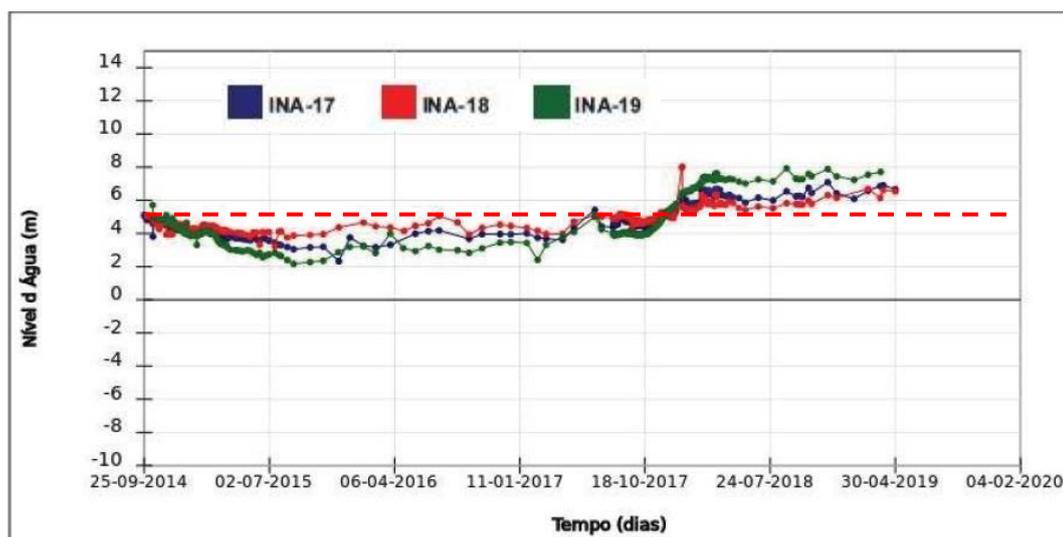


FIGURA 14: Variação do nível de água nos INAs 17 a 19 (adaptado do **DOC 37**)

Observa-se nas Figuras 13 e 14 uma clara diminuição do nível de água dentro dos INAs após o início do bombeamento em 2014. Esta diminuição não é igual em todos os instrumentos pois a altura do nível de água no INA depende de sua posição dentro da área de influência do cone de depleção formado no processo de rebaixamento. Observa-se também, em particular na Figura 14 que, após o desligamento das bombas, o nível de água passa a se situar acima do originalmente existente (aumento do N.A. variando de 1,5 a 3 metros de altura).

Quinze (15) piezômetros, do tipo Casagrande, encontram-se presentemente operacionais na área da Estação Gávea. As Figuras 15 e 16 mostram exemplos de resultados de monitoramento de grupos de tais instrumentos desde suas instalações. Observa-se nestas Figuras uma diferença acentuada entre as cotas do nível de água em cada piezômetro após o rebaixamento, o que é função do local e profundidade de instalação de cada instrumento. Por outro lado, chama a atenção o fato de que grande parte dos piezômetros instalados ter

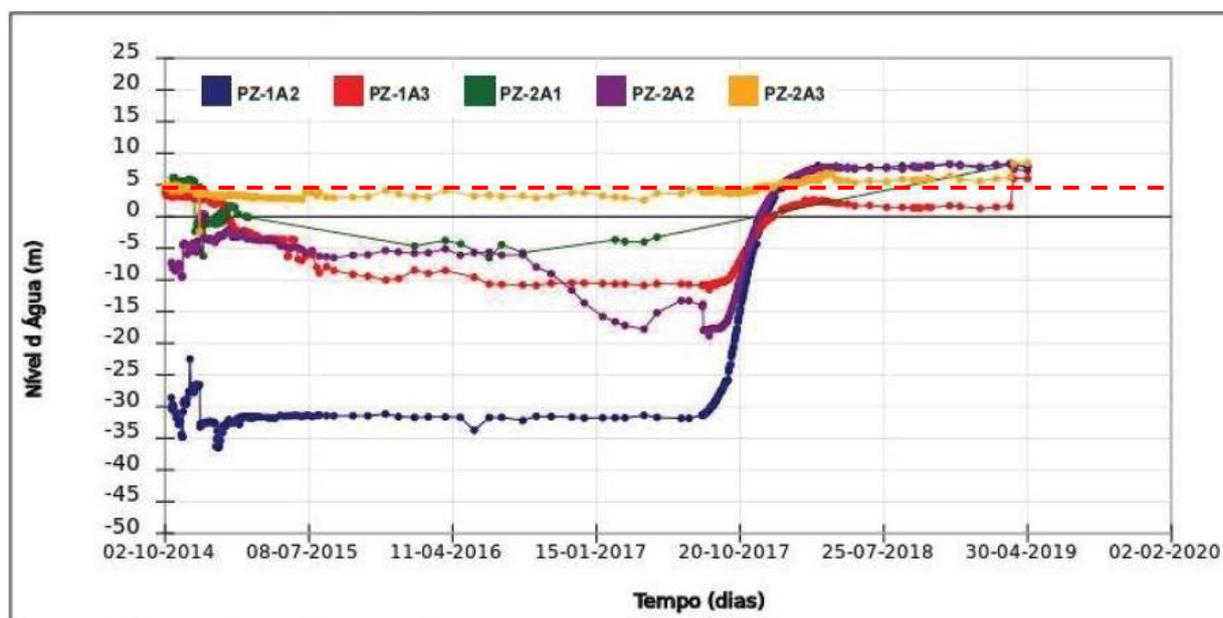


FIGURA 15: Variação da cota do N.A. dentro dos piezômetros do Grupo A (adaptado do **DOC 37**)

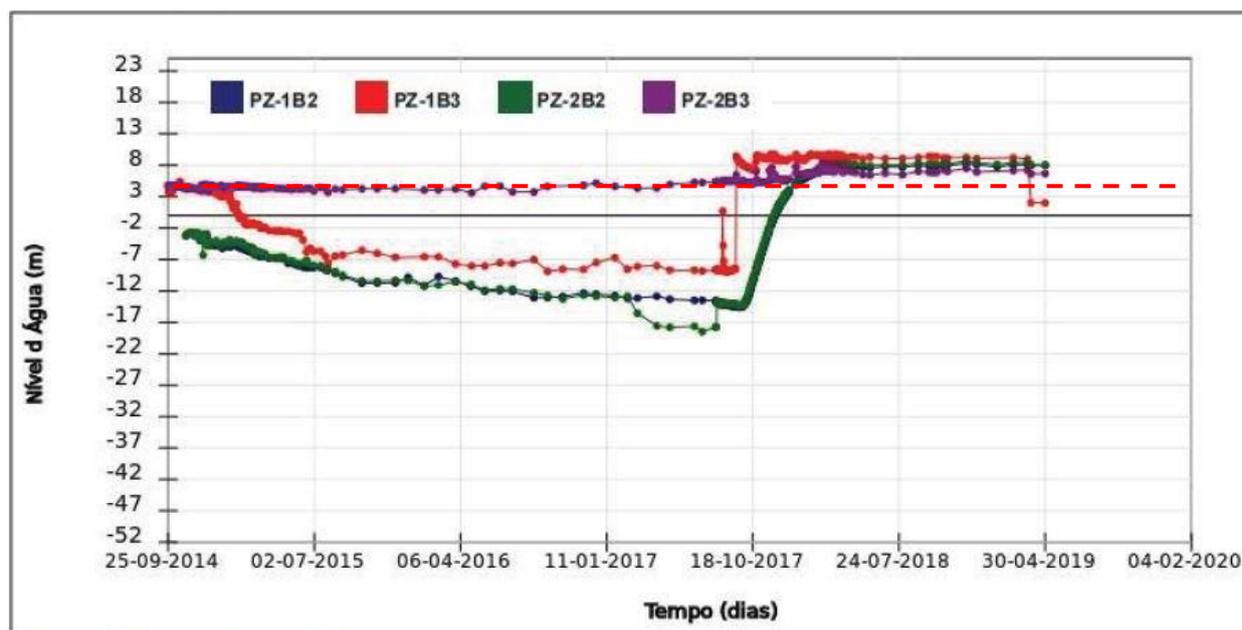


FIGURA 16: Variação da cota do N.A. dentro dos piezômetros do Grupo B (adaptado do **DOC 37**)

mostrado leituras, após o desligamento das bombas, acima das originalmente observadas em 2014. No caso dos piezômetros dos Grupos A e B, tais aumentos variaram de cerca de 1 a 5 metros de altura de coluna de água após os processos de inundação, o que corresponde a aumentos de pressão de água nos pontos de instalação dos instrumentos variando de cerca de 10 a 50 kPa.

Os relatórios RE-ATO-CRB-08 e 09 da CJC (**Doc 34** e **Doc 38** respectivamente) não comentam sobre as variações observadas nos níveis dos medidores de nível de água e dos piezômetros após o desligamento das bombas de rebaixamento do nível d'água, informando que, na condição atual, há *manutenção de estabilidade do NA natural*. Por sua vez, o relatório RIS-SP-042 da Bureau (**Doc 35**) menciona, em sua Introdução, que o lençol freático estabilizou no início de 2018, *sendo que o lençol freático também subiu nas estações de chuvas*. Ora, mesmo considerando a complexidade da geologia local, onde é de se esperar que zonas de fraturas nas rochas interfiram de forma relevante na variação tanto do nível de água quanto de pressões de água em pontos localizados, não há como dizer, sem um estudo aprofundado, que as variações em medidas de INA e Pzs antes e após o desenvolvimento das obras simplesmente refletem variações em condições meteorológicas (chuvas). Por outro lado, pode-se afirmar que as mudanças em condições de contorno introduzidas pelas obras de escavação (incluindo suas estruturas de contenção) não só podem como devem ter afetado as características de fluxo de águas subterrâneas locais. Assim, considera-se que as variações observadas nas medidas tanto dos INAs quanto Pzs constituem indicadores de mudanças de ordem hidrogeológica decorrentes das obras executadas.

3.4 Inclinômetros

Inclinômetros compreendem instrumentos que possibilitam o monitoramento de deslocamentos horizontais, ao longo da profundidade, em um dado local. Dois tubos de monitoramento (INC 1 e 2) encontram-se instalados na área da Estação Gávea (ver Figura 17).

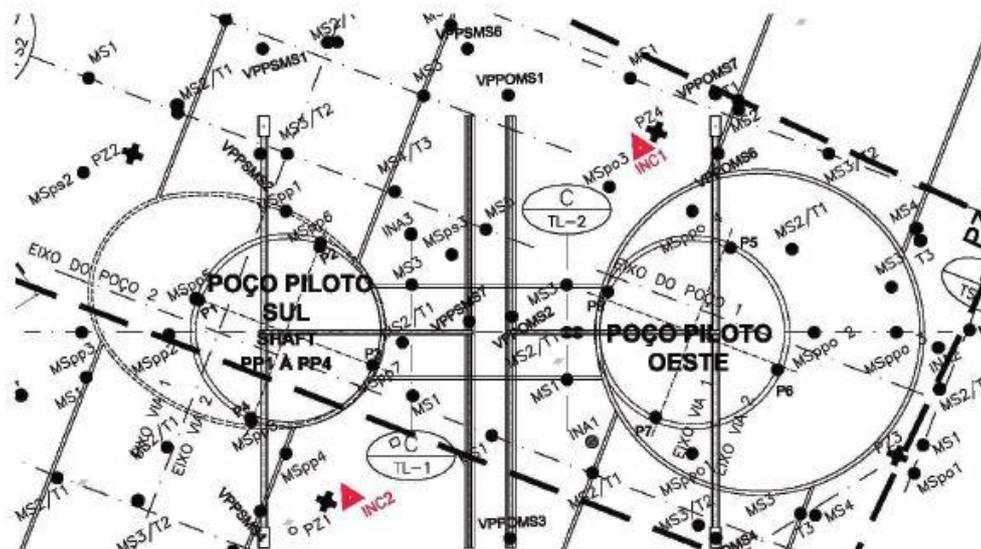


FIGURA 17: Locais de instalação dos tubos de inclinômetro

Resultados de monitoramentos efetuados a partir de 2016 indicam que as mudanças de condições hidrogeológicas locais introduzidas pelo desligamento das bombas de rebaixamento do lençol freático não produziram deformações horizontais relevantes ao longo do perfil de solo monitorado.

4. ASPECTOS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS E HIDROGEOLÓGICOS

Dentro do contexto geológico-geotécnico, a documentação disponibilizada compreendeu: (a) 1 Relatório da MCLink Engenharia, que apresenta resultados de estudos geológico-geotécnicos realizados até março de 2013 (**Doc 06**); (b) 1 Relatório da Matra Engenharia e Consultoria, de dezembro de 2014, que compreende consolidação do modelo geológico-geomecânico dos túneis de via, ou seja, só envolve de forma indireta a área da Estação Gávea (**Doc 07**); (c) 11 perfis completos de sondagens mistas (SPT e rotativa), 8 resumos descritivos de perfis de sondagens e 3 documentos com fotos de testemunhos de rochas (**Doc 5**); (d) 3 (três) perfis geológicos (**Doc 4**) e (e) dados estimados de parâmetros geomecânicos de solos e rochas (**Doc 08**).

Considerando as descrições dos perfis de sondagens (**Doc 5**) e os **Docs 06 e 07**, verifica-se ser complexa a geologia da área da Estação Gávea, com o maciço rochoso sendo constituído por *gnaises de composição granítica e biotítica, alternados em bandas contínuas de espessuras e espaçamentos variáveis*. Mais especificamente, são encontradas na área litologias envolvendo Gnaiss Facoidal, Gnaiss Kinzigítico, Gnaiss-Granítico e Biotita Gnaiss, além de diques de Diabásio, com zonas de cisalhamento envolvendo sistemas de fraturas tipicamente subverticais, com preenchimentos carbonático ou sericítico. Observa-se também a presença de veios pegmatíticos, cortando discordantemente e concordantemente a foliação das rochas gnáissicas. Sotopostos ao embasamento rochoso encontram-se solos de origens diversas.

As Figuras 18 a 22 mostram perfis geológicos da área da Estação Gávea. Na parte inferior dessas figuras encontram-se classificações geomecânicas do substrato rochoso de acordo com Bieniawski (1989). Os Quadros 7 e 8 mostram legendas que acompanham os perfis.

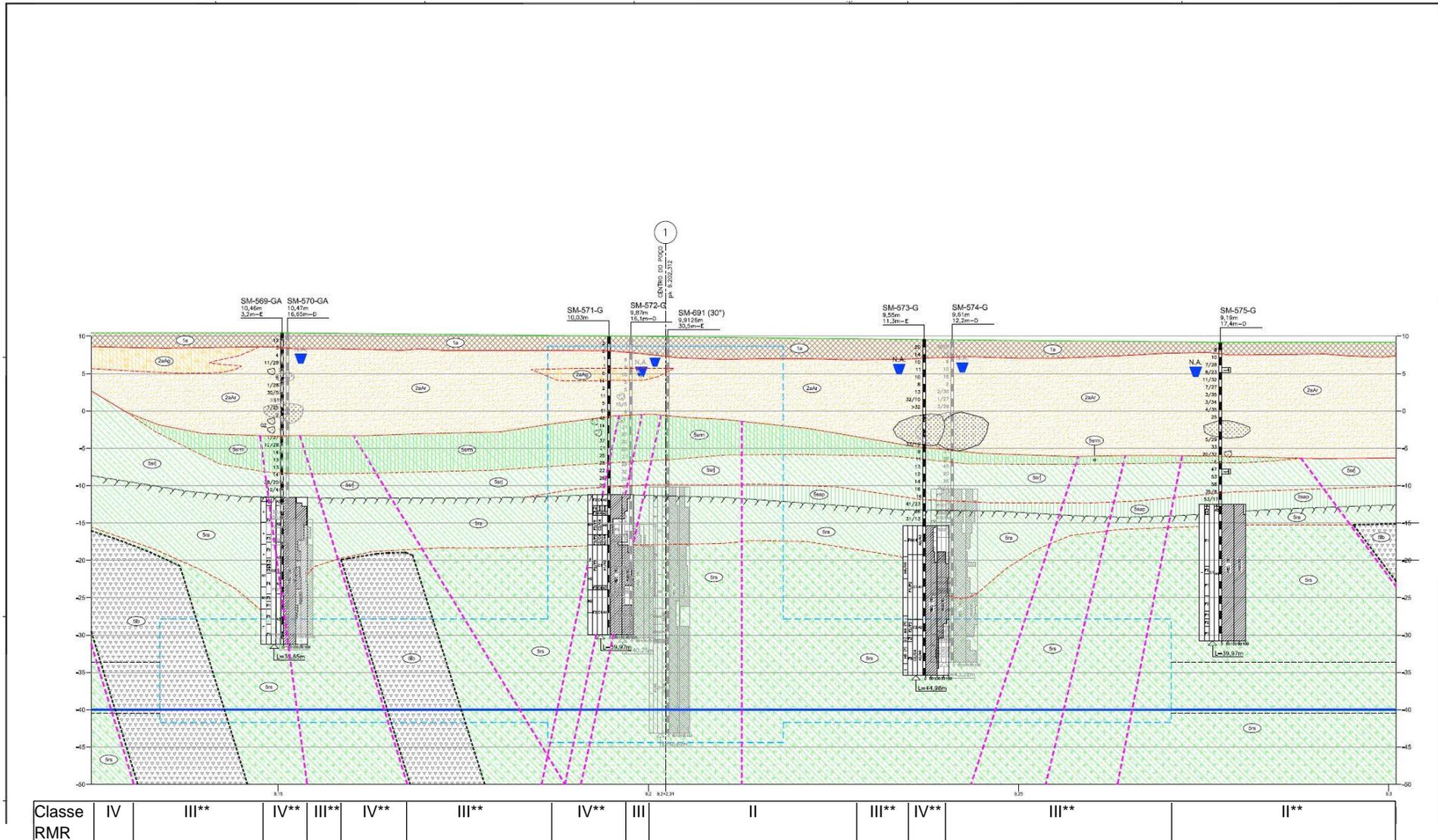


FIGURA 19: Perfil Geológico – Poço 1 – Reproduzido do documento R-4102-016, constante no **Doc 04**

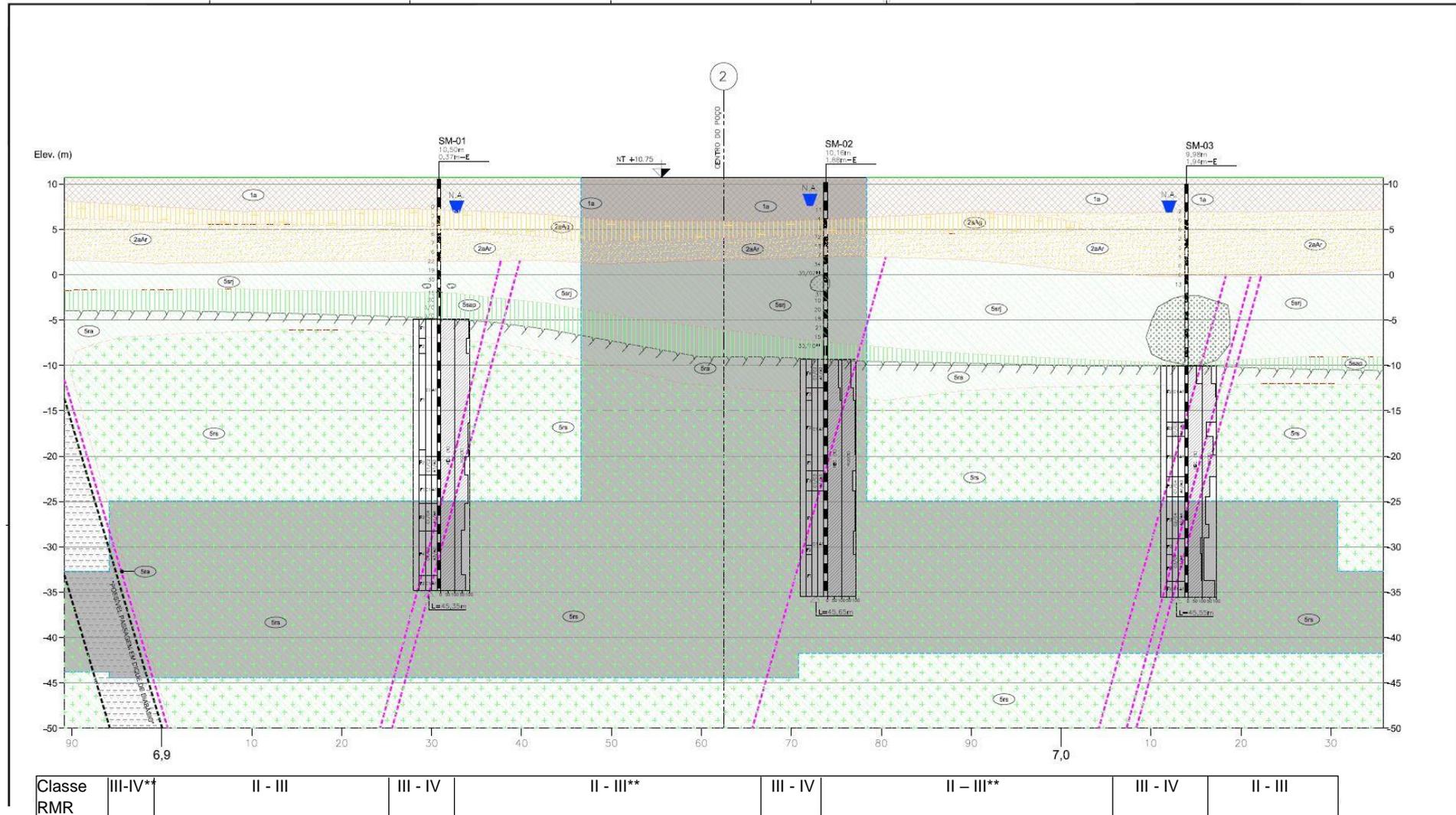


FIGURA 20: Perfil Geológico – Poço 2 – Reproduzido do documento R-4102-015, constante no **Doc 04**

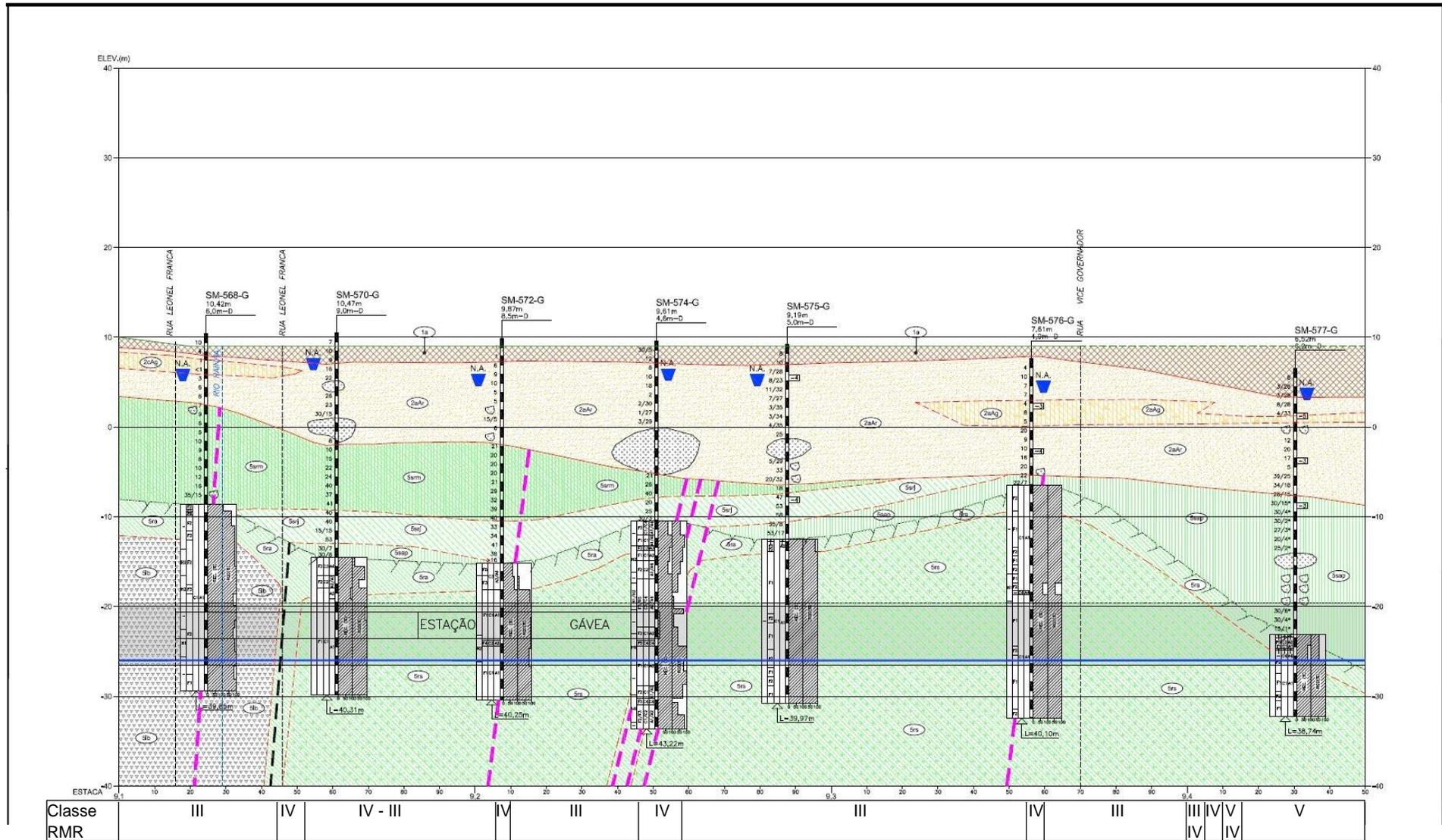


FIGURA 21: Perfil Geológico – PK 9100 a 9450 – Reproduzido do documento R-4102-003, constante no **Doc 04**

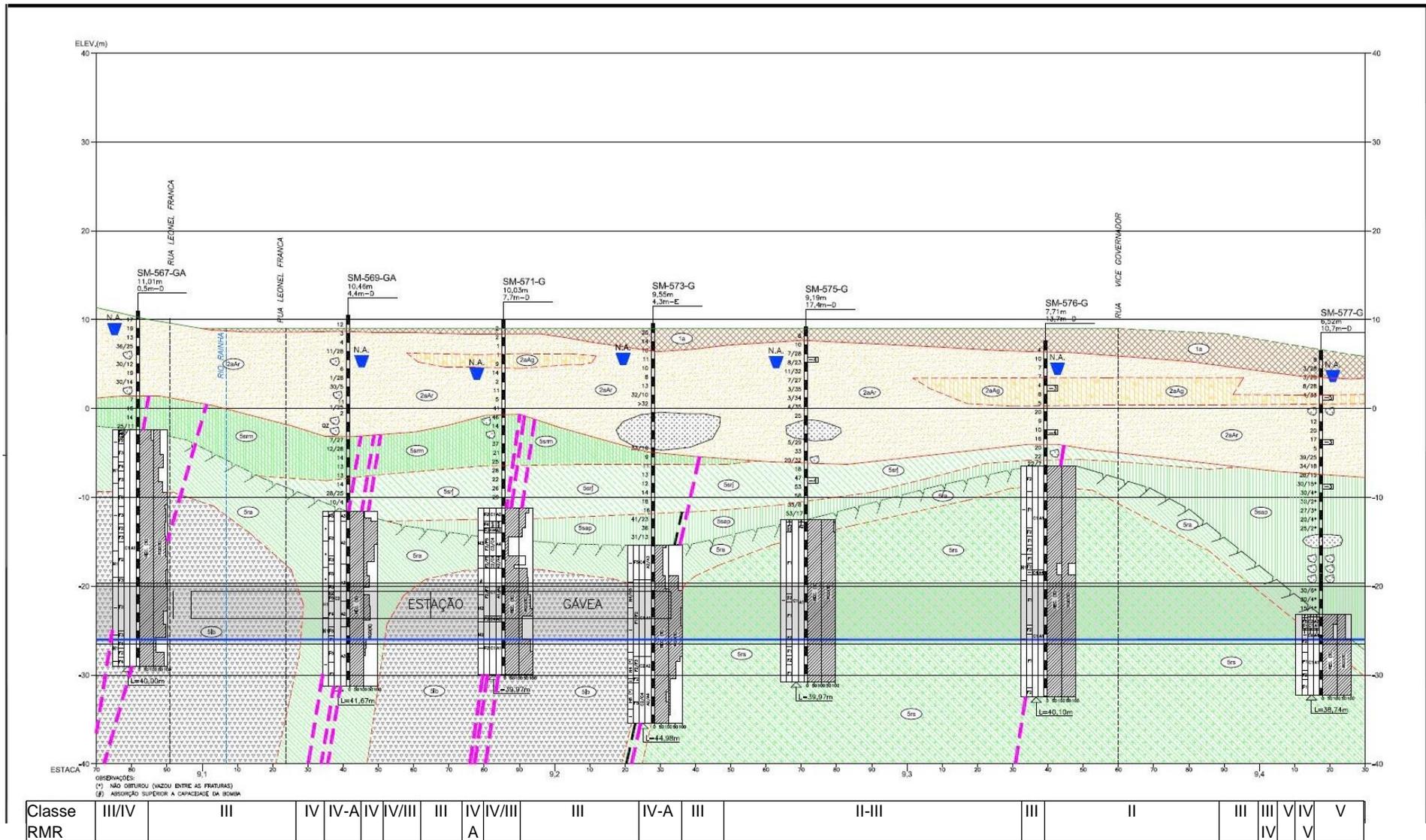
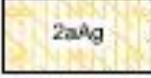
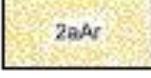
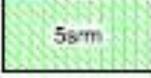
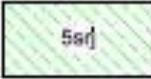
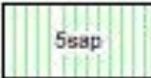
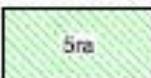
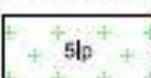
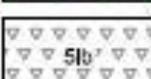


FIGURA 22: Perfil Geológico – PK 8970 a 9430 – Reproduzido do documento R-4102-004, constante no **Doc 04**

QUADRO 7: Legenda associada às Figuras 18 a 20 (reproduzido do **Doc 04**).

NOTAS:	
1	MEDIDAS EM METROS, EXCETO ONDE INDICADO.
2	CLASSE DO MACIÇO ESTIMADA A SER CONFIRMADA POR FUIROS TÁTICOS DURANTE A ESCAVAÇÃO OU INVESTIGAÇÕES A SEREM PROGRAMADAS.
3	A COMPARTIMENTAÇÃO GEOMECÂNICA NA TABELA REFERE-SE A FAIXA ENTRE AS COTAS -27,00 / -42,00 (NÍVEL DOS TONEIS DE VIA).
4	OCORREM FRATURAS FREQUENTES SUB-PARALELAS (5°) AO PLANO DESTA SEÇÃO; RESULTANDO EM DESCONTINUIDADES PASSÍVEIS DE DESPLACAMENTO (MERGULHO ~70° PARA NW-NE).
5	(#) INDICA TRECHOS ONDE OS ENSAIOS DE PERDA D'ÁGUA NÃO FORAM CONCLUÍDOS: DEVIDO A ROCHA MUITO FRATURADA OU VAZÃO SUPERIOR A CAPACIDADE DO EQUIPAMENTO.
LEGENDA:	
1 - ATERROS	
	1a Materiais diversos de granulação fina a grossa: Argilas, Siltes e Areias, com pedregulhos, com/sem Matéria Orgânica, concreto, asfalto e blocos de Rocha
2 - DEPÓSITOS SEDIMENTARES (QUATERNÁRIO)	
	2aAg COLUVIONARES - Argila silto-arenosa, com pedregulho, marrom avermelhada, porosa, mole.
	2aAl ALUVIONARES - Argila, silteosa, com ou sem areia fina ou matéria orgânica, cinza escura a preta, muito mole a mole.
	2aAr ALUVIONARES - Areia fina média a grossa, amarela ou acinzentada, pouco compacta a muito compacta com pedregulhos e blocos de rocha (dimensões métricas).
5 - SUITE RIO DE JANEIRO E ROCHAS INTRUSIVAS	
	5sm SOLO RESIDUAL MADURO - Areia silteosa/Silte argiloso, pouco micáceo, marrom alaranjado fofo a muito compacto.
	5sj SOLO RESIDUAL JOVEM - Areia fina a média, pouco silteosa com pedregulhos esparsos, micáceo, marrom acinzentado, compacta a muito compacta com estruturas reliquias nítidas.
	5sap SAPROLITO - Areia média-grossa com pedregulhos, muito silteosa. Bem estruturado e com fragmentos de rocha, cinza amarelado.
	5ra ROCHA (GNAISSE / DIABÁSIO) - Muito a medianamente alterada, recuperada em fragmentos ou blocos descontinuos (muito fraturada) Fraturas normalmente alteradas ou com material de preenchimento.
	5rs ROCHA (GNAISSE FACOIDAL) - Rocha porfírica, xã a pouco alterada, pouco fraturada, rosa acinzentada, com estruturas oftálmicas (3-5cm) de microclino.
	5lp ROCHA Sã (PEGMATITO) - Sã medianamente a muito fraturada. Ocorre em diques de orientação muito variada, e dimensão centimétrica-dicimétrica, cor rosa acinzentado.
	5lb ROCHA Sã (DIABÁSIO) - Medianamente a pouco fraturada. Ocorre em dique sub-verticais orientadas NE extenso e espessura métrica, cor cinza escura, gerando metamorfismo de contato.
	CONTATO LITOLÓGICO DETECTADO OU INFERIDO
	DESCONTINUIDADE ESTRUTURAL DETECTADA OU INFERIDA
	CONTORNO DAS ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS

QUADRO 8: Legenda associada às Figuras 21 a 22 (reproduzido do **Doc 04**).

LEGENDA:	
1 – ATERROS	
	1a Materiais diversos de granulação fina grossa: Argilas, Siltes e Areias, com pedregulhos, com/sem Matéria Orgânica, concreto, asfalto e blocos de rocha
2 – DEPÓSITOS SEDIMENTARES (QUATERNÁRIO)	
	2cAg COLUVIONARES – Argila Silte-arenosa, com pedregulho, marrom avermelhada, porosa, mole.
	2aAg ALUVIONARES – Argila, silteosa, com ou sem areia fina ou matéria orgânica, cinza escura a preta, muito mole a mole.
	2aAr ALUVIONARES – Areia fina média a grossa, amarela ou acinzentada, pouco compacta a muito compacta com pedregulhos e blocos de rocha (dimensões métricas).
5 – SUITE RIO DE JANEIRO E ROCHAS INTRUSIVAS	
	5sm SOLO RESIDUAL MADURO – Areia silteosa/Silte argiloso, pouco micáceo, marrom alaranjado feto a muito compacto.
	5sj SOLO RESIDUAL JOVEM – Areia fina a média, pouco silteosa com pedregulhos esparsos, micáceo, marrom acinzentada, compacta a muito compacta com estruturas reliquias nítidas.
	5sap SAPROLITO – Areia média-grossa com pedregulhos, muito silteosa, bem estruturada e com fragmentos de rocha, cinza amarelada.
	5ra ROCHA ALTERADA (GNAISSE / DIABÁSIO) – Muito a medianamente alterada, recuperada em fragmentos ou blocos descontínuos (muito fraturada) Fraturas normalmente alteradas ou com material de preenchimento.
	5rs ROCHA Sã A POUCO ALTERADA – Rocha porfírica, rosa acinzentada, com estruturas orbitólicas (3–5cm) de microclina.
	5rp ROCHA Sã PEGMATÍTICA – Medianamente a muito fraturada. Ocorre em diques de orientação muito variada, e dimensão centimétrica-dimétrica, cor rosa acinzentada.
	5rb ROCHA Sã (DIABÁSIO) – Medianamente a pouco fraturada. Ocorre em dique sub-verticais orientados NE extenso e espessura métrica, cor cinza escura, gerando metamorfismo de contato.
6 – GRUPO SÃO FIDÉLIS E ROCHAS INTRUSIVAS	
	6sm SOLO RESIDUAL MADURO – Areia fina-média / silte arenoso, pouco argiloso, micáceo, marrom avermelhada / amarelada. Estruturas reliquias ausentes ou incipientes.
	6sj SOLO RESIDUAL JOVEM – Areia fina-média com pedregulhos esparsos, micáceo, marrom amarelada / acinzentada. Estruturas reliquias nítidas.
	6sap SAPROLITO – Areia média-grossa com pedregulhos, micáceo, marrom acinzentada. Estruturas nítidas e eventual fragmentos de rocha.
	6raf ROCHA ALTERADA (GRANADA-GNAISSE) – Rocha bandada, rica em granadas e sillimanita, com veios de quartzo, cor cinza.
	6rsf ROCHA Sã (GRANADA-GNAISSE) – Rocha bandada, rica em granadas e sillimanita, com veios de quartzo, cor cinza.
	6rq ROCHA Sã (QUARTZO) – Pouco a muito fraturada. Ocorre em veios esbranquiçados, decimétricos e orientação variada.
	CONTATO LITOLÓGICO DETECTADO OU INFERIDO
	DESCONTINUIDADE ESTRUTURAL DETECTADA OU INFERIDA
NOTAS:	
1 – MEDIDAS EM METROS, EXCETO ONDE INDICADO.	
2 – CONTATOS GEOLÓGICOS INFERIDOS DE MAPEAMENTOS ADJACENTES A SEREM CONFIRMADOS COM INVESTIGAÇÕES PROGRAMADAS A SEREM EXECUTADAS.	
3 – EMISSÃO PRELIMINAR – INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA EM ANDAMENTO. CLASSE DO MACIÇO ESTIMADA A SER CONFIRMADA POR FUROS TÁTICOS DURANTE A ESCAVAÇÃO OU INVESTIGAÇÕES A SEREM PROGRAMADAS.	

Conforme indicado nas Figuras 18 a 20, o topo rochoso, localizado a profundidades variáveis entre 14 e 27 metros abaixo da superfície do terreno, apresenta classificações variando de II a V de acordo com Bieniawski (1989), ou seja, com comportamento geomecânico variando entre bom (II) e muito fraco (V). É interessante ressaltar aqui que foi observada, nos processos de escavações executadas, a presença de materiais esverdeados em fraturas da rocha (pág. 14 do Relatório R-9805-003). Tal sugere a ocorrência de minerais expansivos em algumas das fraturas expostas durante as escavações, o que é sempre preocupante pelo fato de tais tipos de minerais poderem propiciar, em maciços rochosos, o desenvolvimento de processos de instabilização localizados (e.g. Amaral, 2002).

O perfil de solo sotoposto ao embasamento rochoso compreende, a partir da superfície do terreno, um aterro com espessura variável de 2 a 4 metros, seguido de um solo sedimentar com espessura variando entre 4 e 15 metros e um solo residual (maduro e jovem ou saprolítico) com espessura variando entre 4 e 12 metros. Blocos de rocha de dimensões centimétricas a métricas são encontrados tanto no material sedimentar quanto residual.

O solo sedimentar existente na área compreende tanto materiais oriundos da antiga planície de inundação do Rio Rainha (solos aluvionares, potencialmente argilosos) quanto materiais oriundos de escorregamentos pretéritos das encostas vizinhas (solos coluvionares, potencialmente areno-siltosos ou silto-arenosos e/ou materiais de talus, compreendendo blocos de rochas inseridos em matrizes de solos). O solo residual jovem, areno-siltoso ou silto arenoso, torna-se preocupante em virtude da presença de mica. Tal tipo de mineral interfere negativamente, de forma importante, nas características de resistência de solos (e.g. Sandroni, 1981).

Nenhum ensaio de laboratório ou de campo foi realizado visando a definição de propriedades geomecânicas dos diversos materiais existentes na área da Estação Gávea. No Quadro 8 encontram-se resumidos os parâmetros adotados em estudos de estabilidade das escavações, realizados pela CJC (Relatórios A-4124-048-03, A-4124-074-05, A-4124-075-05 e A-4124-110-01 do **Doc 08**). A grande variabilidade de valores adotados, em particular para os parâmetros de resistência coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ') reflete a falta de ter sido definido um modelo geomecânico único, tendo como base resultados de ensaios laboratoriais.

QUADRO 8: Parâmetros Geomecânicos Adotados em Análises de Estabilidade das Escavações

Material	γ_t (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (graus)	K_0	E' (MPa)	ν
Aterro	17,5 a 18,0	5 a 10	20 a 30	0,50 a 0,66	20 a 30	0,25 a 0,38
Solo com SPT de 0 a 4	16,0	0	26	0,56	10	0,35
Solo com SPT de 5 a 20	18,5	0	30	0,50	20	0,33
Solo com SPT > 20	19,5	10	34	0,44	70	0,31
Areia média a grossa	17,0 a 17,5	0 a 5	30 a 38	0,50 a 0,65	120 a 160	0,33
Solo residual maduro	19,0	40	23	0,50	60	0,33
Solo residual jovem	19,0	20 a 100	23 a 35	0,50	80 a 100	0,33
Saprolito	20,0	15 a 170	32 a 38	0,50 a 0,70	120 a 310	0,20
Rocha alterada	22,0	120	38 a 50	0,50	500 a 5.000	0,33
Gnaisse facoidal classe V	20,0	20	20	0,50	5.000	–
Gnaisse facoidal classe III	25,0 a 26,0	120 a 150	50 a 55	0,50 a 0,70	20.000 a 35.000	–
Rocha Sã / Gnaisse facoidal classe II	26,0	300	62	0,50	40.000	–
Diabásio classe III	25,0	150	52	0,50	30.000	–

Nenhuma investigação especificamente direcionada a avaliações de ordem hidrogeológica foi aparentemente executada na área da Estação Gávea. Entretanto, a partir de informações envolvendo resultados de ensaios de perda de água executados em furos de sondagens (**Doc 06**) depreende-se que águas oriundas de fraturas das rochas contribuem de forma relevante para o desenvolvimento do lençol freático no local.

5. DIAGNÓSTICO SOBRE AS CONDIÇÕES ATUAIS

Presentemente, todas as edificações lindeiras à obra encontram-se estáveis, com recalques totais e diferenciais estabilizados, sugerindo não existirem riscos potenciais caso as condições atuais de inundação das escavações sejam mantidas por tempo indeterminado. Possivelmente seguindo esta linha de raciocínio, apesar de ser reconhecido que somente o término das obras poderia garantir condições de segurança adequadas, em diversos dos relatórios da CJC Engenharia e Projetos afirma-se que a presente condição das obras não apresenta risco iminente. Nenhuma análise de risco que possa corroborar qualquer conclusão neste sentido consta, entretanto, dos documentos disponibilizados.

Conforme amplamente conhecido, o risco, R , é dado pelo produto da probabilidade, p_r , de um dado evento adverso acontecer e das consequências, N , advindas da ocorrência deste evento adverso, ou seja: $R = p_r \times N$.

5.1 Evento Adverso

Conforme amplamente conhecido e constante em qualquer livro de Mecânica dos Solos (p.ex. Taylor, 1948; Terzaghi e Peck, 1967; Lambe e Whitman, 1979; Pinto, 2006; Fernandes, 2016), o comportamento de solos é governado por tensões denominadas tensões efetivas (σ'), definidas, no caso de solos saturados, como sendo igual a tensões totais (σ) menos a pressão de água nos vazios do solo (poropressão, u), ou seja: $\sigma' = \sigma - u$. Considerando tensões verticais, em um dado ponto de uma massa terrosa homogênea, a tensão vertical total corresponde ao peso específico médio do material sobrejacente, γ , vezes a espessura do material terroso acima do ponto considerado, h , ou seja, $\sigma = \gamma h$. De uma forma simplificada, a poropressão corresponde ao peso específico da água, γ_w , vezes a espessura da massa de água acima do ponto considerado, h_w , ou seja, $u = \gamma_w h_w$. Assim, em um dado local onde as tensões totais são mantidas constantes, quando o lençol de água é rebaixado, a tensão efetiva aumenta e, quando ele retorna à sua condição original, as tensões efetivas diminuem. Por outro lado, um aumento de tensões efetivas verticais implica na ocorrência de deformações verticais do substrato terroso (contração do solo) e, uma diminuição das mesmas, em um processo de expansão do solo (recuperação de deformações verticais).

Para ilustrar os conceitos básicos resumidos no parágrafo anterior, seja o ponto A na Figura 23, que corresponde à tensão vertical efetiva atuando em uma amostra de solo retirada de um ponto qualquer no interior da massa de solo da Estação Gávea, antes do rebaixamento do nível de água. Com o rebaixamento do N.A. as tensões efetivas verticais aumentam até o ponto B. Em resposta a este aumento de tensões efetivas, ocorrem deformações verticais na amostra, que podem ser associadas a recalques na superfície do terreno (ou das fundações das estruturas existentes). Com o desligamento das bombas de rebaixamento, o nível de água retorna para uma condição próxima à original (o N.A. sobe novamente, ocorrendo um processo de inundação das cavas). Com isto, as tensões efetivas verticais diminuem, tendendo para o

valor inicial, e o solo expande. Devido à ocorrência de deformações permanentes no processo de recalque anterior, o solo recupera somente uma pequena parcela de deformações verticais, atingindo o ponto C. No caso de um novo rebaixamento do nível de água, as tensões efetivas vão aumentar novamente, mas o solo não sofre mais deformações relevantes, passando do ponto C para o ponto D conforme mostrado.

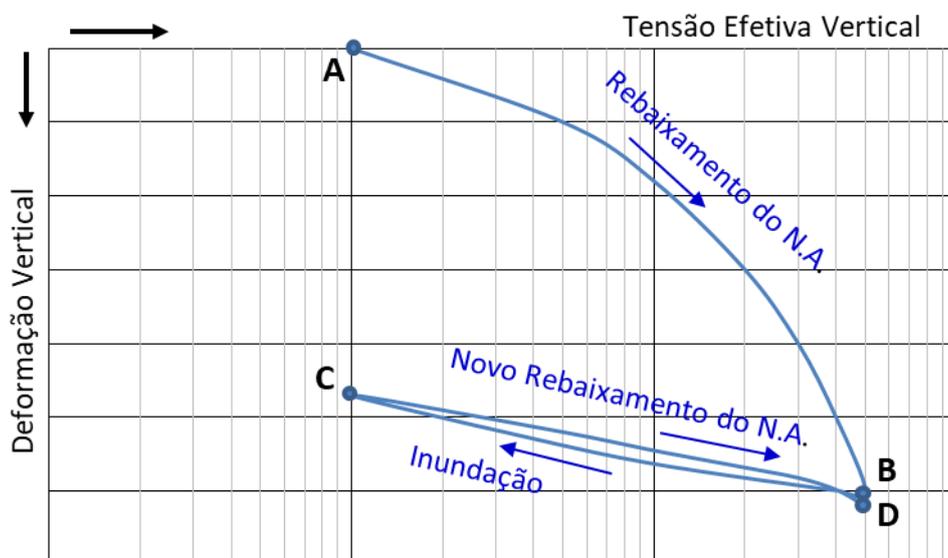


FIGURA 23: Comportamento tensão vertical – deformação vertical (recalque) esquemático de uma amostra de solo representativa do perfil de solo da Estação Gávea submetida a um ensaio de laboratório envolvendo rebaixamento do nível de água, seguido de um processo de retorno à condição inicial de N.A (inundação) e, subsequentemente, submetido a um novo processo de rebaixamento do N.A.

Tendo como base a Figura 23, mesmo considerando que um novo rebaixamento de nível de água seja imposto no local, verifica-se que o evento adverso presentemente passível de ocorrer na Estação Gávea não está mais relacionado com problemas de recalques das estruturas lindeiras às escavações ou do teto das escavações. O evento adverso, agora, é mais sério, estando relacionado à ruptura, potencialmente abrupta, de parte ou partes das estruturas de contenção das escavações executadas, em particular as que suportam o teto de tais escavações.

As estruturas de contenção presentemente existentes na obra são provisórias, compreendendo, essencialmente, concreto projetado e tirantes. A parcela em concreto de tais estruturas não foi, entretanto, dimensionada para garantir, sozinha, a estabilidade das escavações. Assim sendo, os tirantes provisórios constituem um componente estrutural fundamental para que se possa garantir tal estabilidade.

É importante notar aqui que, conforme o item 3.2 da recentemente revista Norma Brasileira que trata da execução de tirantes ancorados no terreno, ABNT NBR 5629: 2018, a vida útil de tirantes provisórios é de 2 anos, a contar da data de instalação dos mesmos. Ora, como as obras foram paralisadas em 2015, as condições atuais da principal parcela resistente das estruturas de contenção das escavações subterrâneas já contrariam uma recomendação da Associação Brasileira de Normas Técnicas.

Afora este aspecto, os seguintes fatores contribuem, potencialmente, para uma aceleração de processos de deterioração, ao longo do tempo, das estruturas provisórias de contenção das escavações:

- a) Medidas de pH (potencial hidrogeniônico) efetuadas pelo Consórcio (ver, por exemplo, o **Doc 9**) indicaram valores de pH da água dos poços do empreendimento da ordem de 6.0. Tal magnitude está de acordo com valores de pH determinados rotineiramente em Laboratório da PUC-Rio em dois poços de abastecimento de água da Universidade. Este valor de pH, ligeiramente ácido, obtido a partir da coleta de águas de poços pode, entretanto, não ser representativo daquele associado à água que percola pelas descontinuidades do maciço rochoso. Como exemplo, medidas de pH da água percolada em fraturas do substrato rochoso local, realizadas por pesquisador da PUC-Rio, indicaram valores de pH da ordem de 5.0. Tal magnitude de pH já se torna altamente preocupante pois águas ácidas atacam tanto o aço quanto o concreto, contribuindo, portanto, para uma deterioração mais rápida das estruturas provisórias instaladas, que se encontram diretamente afetadas pela água percolada pelas descontinuidades do maciço rochoso. Além disto, existem evidências na literatura corrente (e.g. Little et al, 1992; Makhlouf & Botello, 2018) de que microrganismos podem promover deteriorações acentuadas (corrosão) do aço, mesmo em condições anaeróbias, ou seja, sem a presença de oxigênio. Assim sendo, mesmo na condição atual de inundação das escavações, os tirantes podem, potencialmente, ser adicionalmente degradados em decorrência de ações microbianas.
- b) Medidas da qualidade da água de poços de abastecimento de água da PUC-Rio, realizadas no Laboratório de Caracterização de Águas da Universidade, têm sistematicamente indicado a presença de sulfato em sua composição química. Conforme amplamente conhecido, tal tipo de espécie química tende a atacar o concreto. Assim, o potencial de deterioração do concreto projetado que constitui parte das estruturas de contenção das escavações é ampliado.

As observações precedentes tornam-se mais relevantes em presença do abaixo transcrito, constante às páginas 45 / 46 do documento RE-ATO-024_GERAL_GAV_R2 da CJC / Rio Barra (**Doc 31**):

- *Caso a paralisação da obra se estenda por tempo incompatível com a vida útil dos tirantes provisórios, passa a ocorrer diminuição do nível de segurança da estação;*
- *A degradação do sistema de suporte não está associada com a inundação da estação e sim com o tempo de paralisação que pode se estender em tempo superior à vida útil dos elementos do suporte, como os tirantes, por exemplo.*

Há que se considerar, ainda, a possibilidade de que as condições de as *built* das escavações não correspondam às previstas em projeto executivo, ou seja, as estruturas de contenção das escavações executadas não correspondam às previstas em projeto ou, pior, tais estruturas sigam as previstas em projeto sem, entretanto, considerar peculiaridades de ordem geológica não previstas, identificadas durante a execução da obra (existência de trechos métricos, ou mesmo centimétricos, com parâmetros de resistência menores devido a graus de faturamento maiores do que os previstos nos projetos). Tal possibilidade é comum em obras de escavações subterrâneas em execução, em particular as que envolvem condições geológicas complexas como as existentes na área da Estação Gávea. Naturalmente, a ocorrência de tais possibilidades é passível de correção quando da instalação de estruturas definitivas de contenção das escavações.

Deve-se ainda destacar que processos de hidrotermalismo têm sido identificados pela equipe da PUC-Rio em escavações subterrâneas executadas no Rio de Janeiro envolvendo rochas metamórficas de caráter gnáissico (p. ex. Castro et al, 2016). Como consequência de tais tipos de processos, minerais que ocorrem em paredes de fraturas se transformam em argilominerais que, quando apresentam uma coloração esverdeada, sugerem a presença de minerais expansivos. Tal tipo de ocorrência, observada no local (ver pág. 14 do Relatório R-9805-003), constitui um fator adicional, negativo, a ser considerado na estabilidade das estruturas de contenção das escavações. A mesma, entretanto, não é levada em conta na classificação de Bieniawski (1989), que foi utilizada nos projetos das estruturas de contenção das escavações da Estação Gávea. Da mesma forma, tal sistema de classificação não leva em conta o fato das rochas locais serem extremamente anisotrópicas em decorrência do bandamento gnáissico inerente às mesmas. Isto implica que as propriedades de resistência das rochas variam conforme a orientação preferencial dos seus minerais. A depender de tal orientação, uma rocha classificada como Classe II pode, perfeitamente, apresentar características de resistência de uma rocha Classe III ou, mesmo, Classe IV. Naturalmente, tal aspecto pode ser corrigido a partir do momento em que observações efetuadas em campo, na abertura das escavações, produzam mudanças no projeto executivo da obra.

5.2 Mitigação do Problema via Monitoramentos Externos às Escavações

As questões anteriormente colocadas seriam passíveis de ser contornadas desde que fosse possível manter vistorias sistemáticas de todas as estruturas de contenção provisórias. Entretanto, a inundação das escavações tornou tal processo, se não impossível, inadequado ou insuficiente para prevenir a ocorrência de qualquer evento adverso, tendo em vista que:

- i) Diferentemente de processos de recalques (afundamentos do terreno ou deslocamentos verticais de edificações), que se desenvolvem de forma relativamente lenta ao longo do tempo, processos de ruptura podem ocorrer subitamente, ou seja, sem avisos prévios;
- ii) Medidores de Nível de Água não constituem instrumentos indicadores de qualquer possibilidade de ocorrência de um evento adverso tal qual o que pode ocorrer;
- iii) Piezômetros tipo Casagrande, por si próprios, não possibilitam, também, qualquer informação em tempo de possibilitar medidas mitigadoras de qualquer processo de ruptura em profundidade, em particular se tal ruptura ocorrer de forma repentina (eventos não drenados);
- iv) Inclinômetros, por propiciarem informações sobre deslocamentos horizontais ao longo da profundidade, constituem instrumentos adequados na avaliação de movimentações em solos. Não constituem, entretanto, instrumentos adequados a movimentos envolvendo rochas;
- v) Instrumentos tais como tassômetros e placas e pinos de recalque seriam passíveis de servir como indicadores de inicializações de possíveis deslocamentos verticais, por exemplo, do teto das escavações. Para tal, entretanto, tais instrumentos teriam que ser automatizados, ou seja, teriam que possibilitar não somente informações em tempo real, mas também possibilitar a análise de tais informações também em tempo real. Mais ainda, mesmo que tais condições fossem atendidas, seria impossível a tomada de quaisquer medidas preventivas quanto à ocorrência de um evento adverso. Tal se deve a que seria necessário rebaixar o nível de água dentro das escavações para que qualquer medida adequada pudesse ser efetivada.

Há que se notar, aqui, o abaixo transcrito, constante às páginas 45 / 46 do documento RE-ATO-024_GERAL_GAV_R2 da CJC / Rio Barra (**DOC 31**):

- *A inundação, embora aumente o nível de segurança da obra, dificulta a realização de inspeção visual e de leitura da instrumentação interna dos poços e túneis;*
- *A dificuldade de realização de inspeção visual e leitura interna da instrumentação pode caracterizar situação de risco caso a paralisação perdure por tempo superior ao da vida útil dos tirantes;*

Finalizando este tópico, é importante notar que, às páginas 46 /47 do documento acima referido encontram-se as seguintes observações:

Durante a paralisação das obras da estação é possível fazer uma avaliação indireta da integridade dos tirantes mediante inspeção visual e tátil da cabeça (exposta) dos tirantes instalados no Túnel de Via já executado nas proximidades da Estação Gávea.

Deve ser levado em consideração que os tirantes da Estação Gáveas estão em condições mais favoráveis do que a cabeça dos tirantes do Túnel de Via, por dois aspectos relevantes:

- *Os tirantes da Estação Gávea estão totalmente protegidos por resina e as cabeças dos tirantes do Túnel de Via não possuem proteção com resina;*
- *Os tirantes da Estação Gávea estão submersos e as cabeças dos tirantes do Túnel de Via estão submetidos à ação oxidante da atmosfera do túnel.*

Independentemente de qualquer diferença existente em termos de proteção da cabeça dos tirantes instalados na área inundada e no Túnel de Via, considera-se essas observações inapropriadas, por um único motivo: a geologia do local é altamente complexa e variável. Assim, sugerir ser possível avaliar o comportamento de tirantes instalados em um dado local com outros instalados em locais diferentes do primeiro não é aceitável, no presente caso, do ponto de vista técnico-científico.

5.3 Consequências Potenciais do Evento Adverso

O desenvolvimento de processos de ruptura em um ou mais pontos das escavações da Estação Gávea pode desencadear um processo, conhecido na Geotecnia, como de subsidência (p. ex. ABGE, 1998; Santos, 2009). Neste processo, mudanças no estado de tensões em profundidade (tipicamente, no substrato rochoso) envolvendo a ruptura do teto de cavidades, implicam no desenvolvimento de deformações verticais e horizontais que atingem a superfície do terreno de forma catastrófica.

Um exemplo de tal tipo de consequência encontra-se ilustrado na Figura 24. Esta figura mostra fotos de uma cratera (e deslizamentos de terra associados) desenvolvida na superfície do terreno em decorrência da ruptura de escavações subterrâneas (abertura de um túnel) executadas em um trecho da Serra de Petrópolis, dentro de um projeto de duplicação da BR-040 (rodovia Rio-Juiz de Fora), próximo à saída para a Escola Municipal Leonardo Boff (km 81 da subida da Serra).

O fenômeno ocorreu em Novembro de 2017, sem nenhum sinal evidente de que um processo de subsidência estaria sendo desenvolvido, a partir do colapso de um



FIGURA 24: Consequências da ruptura de um túnel rodoviário na região Serrana do Rio de Janeiro

túnel que se encontrava com suas obras paralisadas desde Julho de 2016. Apesar de não se poder, de nenhuma forma, comparar quaisquer aspectos de projeto e execução das obras deste túnel com os associados às escavações da Estação Gávea, três similaridades devem ser consideradas:

- (a) as obras encontravam-se paralisadas, aparentemente por ordem judicial;
- (b) as estruturas de contenção das escavações compreendiam obras provisórias e
- (c) o tipo de embasamento rochoso e a espessura de solos acima da rocha são equivalentes.

As Figuras 25 e 26 mostram outros exemplos de danos decorrentes do desenvolvimento de processos de subsidência ocorridas no país que, apesar de não estarem relacionados à execução de escavações subterrâneas, demonstram o elevado potencial de destruição que um fenômeno geológico iniciado em profundidade pode provocar na superfície do terreno.

No caso mostrado na Figura 25, o fenômeno decorreu de variações do estado de tensões em profundidade devido à exploração de água subterrânea em terreno envolvendo rochas cársticas (calcárias) na cidade de Cajamar, São Paulo, (p.ex. IPT, 1997; Nakazawa et al, 1987). A Figura 26 mostra outro exemplo de súbito abatimento da superfície do terreno em decorrência, também, do desenvolvimento de um processo de exploração de água subterrânea, em um bairro da cidade de Teresina, PI (Pimentel, 2008).



FIGURA 25: Efeitos, na superfície do terreno, de um processo de subsidência ocorrida no Bairro de Lavrinhas, cidade de Cajamar, São Paulo, em 12/08/1996 (dos Santos, 2009).



FIGURA 26: Efeito de subsidência ocorrida em 1999 na rua Simplício Mendes, Teresina, PI (Pimentel, 2008).

Tendo como base o potencial de danos associados a um evento de subsidência, pode-se esperar que uma eventual ruptura de uma ou mais partes das escavações da estação Gávea possam vir a provocar:

- (a) desabamentos de estruturas lindeiras em fundação superficial (Edifício Genesis da PUC-Rio e Edifício do Juizado);
- (b) danos estruturais sérios nos Edifícios da Petrobrás e Garagem da PUC-Rio e no Prédio Residencial adjacente, que têm suas fundações em estacas e, em um caso mais extremo,
- (c) fechamento da rua Marquês de São Vicente.

5.4 Riscos Envolvidos

As informações disponibilizadas não incluem nenhuma análise de riscos envolvendo a manutenção do *status quo* das obras da Estação Gávea. Na realidade, inexistem informações mínimas que permitam avaliar, utilizando critérios cientificamente embasados, qual a probabilidade de ocorrência de um evento adverso no local. Existem evidências, entretanto, de que tal probabilidade não pode ser minimizada, independentemente do fator tempo envolvido. Por outro lado, em particular considerando que pelos menos 100 pessoas ocupam, diariamente, os Edifícios Genesis e do Juizado, torna-se claro ser inadmissível aceitar as consequências potenciais associadas à ocorrência de um evento adverso no local.

Conclui-se, aqui, que a paralização das obras sem que tivesse sido dada a oportunidade para que fossem introduzidas, pelo menos, as estruturas permanentes de contenção das escavações, ou seja, que fossem concluídas as obras brutas de caráter geotécnico (concretagem) da Estação, implicou no desenvolvimento de riscos inaceitáveis, que só tendem a aumentar com o passar do tempo.

6. MEDIDAS DE ENGENHARIA

6.1 Propostas Constantes na Documentação Analisada

Na documentação analisada encontram-se as propostas abaixo resumidas que, em princípio, visam minimizar riscos estruturais às edificações lindeiras à obra:

- a. Manter as escavações inundadas e, a cada 5 anos, rebaixar o nível do lençol freático e avaliar, in loco, as condições de funcionamento das estruturas provisórias existentes. Efetuar monitoramento por vídeo do estado geral dos revestimentos, com frequência semestral (ver DOC 16 - Promon);
- b. Rebaixar o nível do lençol freático, esgotar totalmente as águas da área escavada, avaliar as condições das paredes e dos tirantes, e preencher todas as escavações presentemente inundadas utilizando materiais ou misturas diversas (terra, areia, coulis, etc), com suporte suficiente, os quais deverão ser avaliados mais detalhadamente, considerando a disponibilidade, o custo e, principalmente, aspectos ambientais de uso e de descarte (ver item 3.2 do DOC 34 - Riotrilhos);
- c. Rebaixar o lençol freático, drenar a água dos poços e realizar eventuais serviços de escoramento; terminar a escavação em rocha da alça Oeste que falta para chegar à Estação e escavar o restante do volume das duas naves que comporão a mesma; realizar a obra bruta (concretagem) do corpo da estação Gávea e construir uma laje para cobrir os poços (ver item 3.1 do DOC 34 – Riotrilhos).

A proposta (a) é totalmente inadequada tendo em vista tanto a inexistência de qualquer garantia de que estruturas provisórias de contenção de escavações possam se manter efetivas por tempo indeterminado, quanto os aspectos relativos ao rebaixamento do nível de água discutidos no que se segue.

A proposta (b) é também considerada inadequada pois o preenchimento das escavações com qualquer tipo de material não vai impedir a deterioração das estruturas provisórias ao longo do tempo e, conforme discutido no que se segue, poderá implicar em uma desativação definitiva da Estação Gávea. Se tal for a proposta a ser seguida, outras alternativas de ações devem ser consideradas.

Levando em conta exclusivamente aspectos de segurança quanto à estabilidade das escavações, a proposta (c) é a mais indicada, por envolver a introdução dos sistemas de contenção permanentes em todas as escavações da Estação. Ações adicionais são, entretanto, recomendáveis conforme discutido no que se segue.

6.2 Fundações de Edificações Lindeiras

Conforme destacado em itens anteriores, a preocupação, hoje, não está relacionada a aspectos de recalques das fundações lindeiras, mas, sim, ao desenvolvimento de um fenômeno muito mais sério, qual seja, a ocorrência de um processo de subsidência, que pode ser seguido por processos de escorregamentos progressivos da camada de solo acima do substrato rochoso, com alcances de difícil previsão.

Em um processo de subsidência, edificações com fundações rasas são potencialmente mais susceptíveis a colapso. Entretanto, edificações com fundações profundas (em estacas ou tubulões) podem também vir a ruir, a depender da forma como sejam desenvolvidos os

processos de subsidência e escorregamentos de terra geralmente associados ao mesmo. Assim sendo, desenvolver projetos de reforço de fundações, sejam rasas ou profundas, constitui, no caso, algo totalmente ineficaz e, portanto, inapropriado. Assim, tal aspecto não foi, aqui, minimamente considerado.

6.3 Estabilidade da Cava de Fundação da Estação

Partindo do pressuposto de que a *estabilidade da cava de fundação* se refere à estabilidade das escavações já executadas na área de influência direta da Estação Gávea, é esta a principal preocupação a ser considerada no desenvolvimento de qualquer proposta de mitigação de riscos de engenharia de curto prazo. Em outras palavras, são necessários procedimentos de curto prazo que possibilitem minimizar os riscos de desenvolvimento de um processo de subsidência no local, que são inicializados a partir de rupturas do teto / paredes das cavas executadas.

Neste contexto, conforme apresentado em itens que se seguem, diferentes alternativas devem ser avaliadas. Levando em conta, entretanto, que as cavas existentes se encontram inundadas, devem ser considerados, primeiro, aspectos relacionados ao rebaixamento do nível de água no local.

6.4 Rebaixamento do Nível de Água

O desligamento das bombas de rebaixamento do lençol freático em 2017, que culminou com a inundação das escavações da Estação Gávea, propiciou não somente uma garantia de cessação de recalques das estruturas localizadas na superfície do terreno, mas, também, o desenvolvimento de pressões hidrostáticas (pressões normais) que atuam a favor da estabilidade das escavações. No caso, considerando a altura dos poços escavados e a posição do N.A. dentro dos mesmos, bem como a existência de intercomunicações entre todas as escavações, estima-se que tais pressões hidrostáticas sejam, no mínimo, de 300 kPa dentro dos túneis. Entretanto, como a água não oferece resistência a tensões cisalhantes, tal garantia desaparece em presença do desenvolvimento de processos de ruptura, em particular, do teto das cavas. Daí as preocupações quanto ao desenvolvimento de um processo de subsidência, mesmo com as cavas inundadas, e a necessidade de serem tomadas providências de curto prazo para garantir a estabilidade definitiva das escavações.

Todas as propostas constantes no item 6.1 indicam, em uma primeira etapa, a necessidade de um novo rebaixamento do nível de água. Ora, conforme já destacado em estudos efetuados pela CJC / Rio Barra (ver relatórios sobre avaliação do nível de segurança com a paralização das obras da Estação datados de setembro de 2018 – Docs 32, 33 e 34), o valor do coeficiente de segurança das escavações cai, de valores aceitáveis na condição de cavas inundadas, para valores preocupantes (ou mesmo, inadmissíveis) no caso de uma nova etapa de rebaixamento do nível de água. Tal se deve exclusivamente ao fato, acima mencionado, de que a água no interior das cavas exerce pressões hidrostáticas que atuam em favor da estabilidade das escavações. Assim, para minimizar riscos, devem ser consideradas soluções alternativas que não requeiram o rebaixamento do nível de água ou que possibilitem que tal seja efetuado com segurança.

6.5 Desativação da Estação Gávea

Conforme constante na proposta da Riotrilhos resumida na parte (b) do item 6.1, uma alternativa de curto prazo para assegurar a estabilidade das escavações seria o preenchimento das mesmas com algum material sólido (terra, areia, *coulis*, etc). Como qualquer material sólido

terroso natural, ou qualquer material industrializado que possa se solidificar por ações tixotrópicas (por exemplo, geocompostos cimentícios), apresenta resistência ao cisalhamento, esta seria uma solução potencialmente adequada para garantir a estabilidade das cavas. Conforme colocado, entretanto, tal proposta envolve a *substituição* de toda a água presente nas cavas pelo novo material, a partir do rebaixamento do nível de água, o que constitui, conforme anteriormente exposto, uma situação crítica. Além disto, mesmo considerando que fossem subsequentemente providenciados reforços das estruturas provisórias instaladas, subentende-se que os mesmos compreenderiam também estruturas provisórias, ou seja, com vida útil limitada. Assim, mesmo com o preenchimento da cava por um material passível de resistir a processos de cisalhamento, o problema seria mantido. Em outras palavras, a partir do momento em que se adote uma solução de substituição da água por qualquer material que possua resistência ao cisalhamento, resolve-se o problema. Entretanto, como não haveria mais possibilidades de avaliar o comportamento das estruturas provisórias (o que requereria a retirada de todo o novo material de preenchimento das cavas), tal solução, claramente, implica em uma *desativação* da Estação Gávea e, conseqüentemente, na necessidade do desenvolvimento de um novo Projeto de expansão das Linhas 4 e 1 do Metrô.

No caso de se optar por uma desativação definitiva da Estação, a melhor alternativa seria utilizar alguma técnica de preenchimento das cavas existentes sem que seja necessário um novo rebaixamento do nível de água. Por exemplo, pode ser utilizada a técnica de injeção LMG (low mobility grouting ou limited mobility grouting - USACE, 2017). Tal técnica, que envolve o preenchimento de uma cavidade subterrânea por um material mais pesado que a água, a partir da superfície do terreno (vide Figura 27), tem sido empregada, com sucesso, na manutenção, por exemplo, da estabilidade de cavas de minas abandonadas contra processos de subsidência. Desconhece-se, entretanto, a aplicação de tal tipo de metodologia em escavações urbanas no país. Conseqüentemente, custos associados à mesma são desconhecidos, em particular no caso em pauta, onde edificações lindeiras existentes podem interferir no processo de injeção da calda cimentícia.



FIGURA 27: Exemplos de injeção LMG em minas abandonadas. (a) Enchimento de uma caverna - reprodução da Figura 22-2 de USACE, 2017 (b) Sequência de enchimento de um túnel – reprodução da Figura 22-3 de USACE, 2017, O material injetado é mais pesado que a água e, portanto, permite o preenchimento definitivo de cavidades submersas.

6.6 Alternativas Intermediárias de Mitigação de Riscos

Alternativas intermediárias de intervenções de engenharia, que não envolveriam o rebaixamento do lençol freático, compreenderiam, em princípio:

- a. Introdução de reforço em partes críticas do teto das escavações a partir da superfície do terreno;
- b. Construção de estacas injetadas a partir da superfície do terreno, apoiadas na base das escavações, em áreas de rocha de má qualidade;
- c. Introdução de reforços dos tetos das escavações em trechos críticos das mesmas, a partir de processos de concretagem submersa.

Para o desenvolvimento de projetos de engenharia envolvendo qualquer uma dessas alternativas se requer, antes de qualquer coisa, o conhecimento das condições reais (*as built*) de ordem geológico-geotécnica das escavações já executadas, de forma a ser possível identificar trechos críticos das cavas. Como as informações disponibilizadas não possibilitam tal identificação, ações preliminares, incluídas no próximo item, devem ser desenvolvidas.

Considerando a alternativa (a), reforços do teto das escavações poderiam ser introduzidos utilizando técnicas de *jet grouting*, amplamente dominadas por empresas nacionais. Naturalmente, o emprego desta alternativa deve levar em conta tanto a possibilidade de se poder reforçar trechos em rochas fraturadas e em solo, quanto o fato de que os poços (shafts) das Estações Sul e Oeste presentemente existentes deverão ter suas escavações ampliadas no futuro.

Para a implantação da alternativa (b) será necessário o desenvolvimento de técnicas de introdução de fôrmas nos túneis submersos em água, posicionados de modo a possibilitar a injeção, a partir da superfície do terreno, de um produto viscoso, tixotrópico, que apresente condições de resistência adequadas. Em princípio, as fôrmas requeridas devem possibilitar o desenvolvimento de uma coroa ou capitel posicionado no topo da escavação. Alternativamente, poder-se-á implantar painéis que venham a ser posteriormente integrados às obras definitivas. Neste caso, o emprego da técnica de Hidrofresa para escavação em rocha, utilizada pela Brasfond na Estação Jardim do Alah, poderia ser empegada (<http://www.brasfond.com.br/site/hidrofresa.html>). Empresas que trabalham com fôrmas modulares, tais como a Temec (www.temec.com.br) podem, potencialmente, produzir elementos reutilizáveis que possam vir a ser adaptados às diferentes geometrias dos túneis existentes. Empresas tais como a Ilha Sub Atividades Subaquáticas Ltda (www.ilhasub.com.br) e a Atlântico Serviços Técnicos Submarinos Ltda (www.atlanticosts.com.br) podem suprir mergulhadores que venham a instalar as fôrmas desenvolvidas e acompanhar a injeção da argamassa.

A alternativa (c) compreende uma variante da alternativa (b), com a diferença que concreto submerso seria utilizado para reforçar o teto das escavações. Um exemplo de aplicação de concreto submerso é dado por Farias et al (2009). Neste caso, o concreto poderia vir a ser disponibilizado a partir do uso de mangotes descendo pelos dois poços existentes e chegando até os pontos a serem reforçados. Fôrmas especiais teriam que ser também desenvolvidas, neste caso.

Uma quarta alternativa intermediária requerendo, agora, o rebaixamento prévio do lençol freático, seria a introdução de reforços ou de revestimentos definitivos somente nas escavações executadas. Para tal, além do conhecimento das condições *as built* de ordem geológico-geotécnica já mencionadas, seriam necessárias outras ações, conforme detalhado a seguir.

6.7 Conclusão da Obra Bruta

A conclusão da obra bruta, constante na proposta da Riotrilhos, resumida na parte (c) do item 6.1, constitui a situação ideal por possibilitar o desenvolvimento de ações definitivas que atendem tanto aspectos de segurança quanto de continuidade, sem desperdício adicional de recursos, de uma obra civil relevante para a cidade do Rio de Janeiro. O desenvolvimento de tal solução, entretanto, passa pela necessidade de se realizar um novo rebaixamento do lençol freático. Isto, conforme destacado no item 6.4, compreende uma condição crítica, que não pode ser desprezada e, portanto, deve ser realizada de forma criteriosamente avaliada.

Levando em conta o nível de complexidade da geologia local, que compreende:

(i) sedimentos envolvendo argilas moles, areias marinhas, depósitos de corridas de massa pretéritos e perfis de solos residuais micáceos, e

(ii) diferentes litologias de rochas envolvendo falhas e fraturas tectônicas subverticais e, também, de alívio,

a modelagem geomecânica disponibilizada na documentação analisada, que envolve trechos com a mesma qualidade geomecânica (II a V) de extensões consideradas excessivas, aparentemente reflete condições de ante-projeto, o que não é adequado. Para que seja possível desenvolver qualquer alternativa de projeto que vise a manutenção da Estação Gávea é mandatório ter-se um Modelo Geomecânico que retrate, da forma o mais fiel possível, as reais condições da área das escavações e de seus entornos.

De forma a viabilizar a execução de análises numéricas envolvendo seções bidimensionais diversas do local, na realidade é necessário ter-se em mãos um Modelo Geomecânico Tridimensional (MGM-3D). Para tal, requer-se a disponibilização de:

- a. Todos os laudos de sondagens executadas na área da Estação Gávea, incluindo os associados à instalação dos tassômetros, medidores de nível d'água, piezômetros e tubos de inclinômetros, com indicações de coordenadas e cotas de desenvolvimento de todas as perfurações;
- b. Relatórios originais de acompanhamento de obras gerados durante as escavações na área da Estação.

Para o pleno desenvolvimento do Modelo, a ser implantado tendo como base o software GOCAD ou equivalente, considera-se ser relevante a participação dos geólogos que acompanharam, no campo, o desenvolvimento das escavações executadas.

No caso de permanecerem dúvidas no desenvolvimento do MGM-3D (o que é previsível em função do nível das informações disponibilizadas), deverão ser executadas investigações geofísicas ao longo de caminhamentos que sigam, o mais próximo possível, as linhas das escavações existentes. A Figura 28 mostra um esquema de tal malha, a ser definida levando em conta, de forma apropriada, o posicionamento das sondagens mistas executadas e dos edifícios lindeiros.

Em princípio, os levantamentos geofísicos deverão compreender sondagens tipo tomografia sísmica que, conforme descrito em Rinaldi et al (2019), propiciam uma detecção, com relativa precisão, de descontinuidades em rochas até cerca de 120 metros de profundidade. No caso de não haver tal tipo de levantamento disponível no país, ou de não

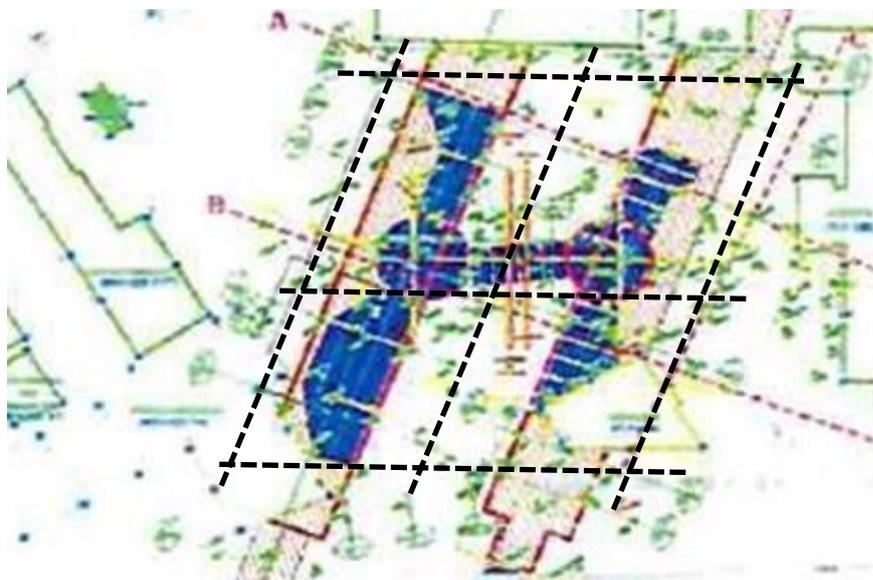


FIGURA 28: Esquema de malha de caminhamentos geofísicos (linhas pontilhadas em preto)

haver ainda experiência adequada na interpretação de resultados de tal tipo de levantamento, combinações de técnicas tais como as de sísmica de refração, *cross-hole*, eletrorresistividade e potencial espontâneo devem ser consideradas. Uma definição da técnica ou técnicas a serem empregadas deverá, entretanto, ser efetuada a partir de consulta a empresas especializadas levando em conta, em particular, o interesse em se identificar zonas de fraturas em rochas.

Novas sondagens mistas deverão também ser programadas de forma a consubstanciar a modelagem, com retirada de testemunhos a serem adequadamente ensaiados em laboratório, de forma a se poder determinar parâmetros de resistência e deformabilidade representativos do maciço rochoso. Neste sentido, ensaios em testemunhos já existentes de rocha, eventualmente preservados de forma adequada, devem também ser previstos. Além disto, se deve prever a execução de poços ao longo do perfil de solo, com retirada de amostras indeformadas, visando também a obtenção de parâmetros de deformabilidade e resistência dos materiais envolvidos.

No caso dos testemunhos em rocha, deve-se prever a execução de ensaios de compressão simples, com medidas de deformações axiais e radiais, bem como uma avaliação das condições da superfície das fraturas presentes, incluindo a rugosidade e a resistência do material das paredes das fraturas. Neste último caso, deve-se prever a execução de ensaios de cisalhamento direto.

No caso de solos, além de ensaios de caracterização básica, envolvendo ensaios de granulometria conjunta (peneiramento e sedimentação), determinação de limites de consistência (limites de liquidez e de plasticidade) e determinação do teor de umidade e de densidade relativa dos grãos, deve-se prever a execução de ensaios triaxiais adensados, não drenados, em amostras saturadas, com medidas de poro-pressão, além de ensaios para a determinação de módulo cisalhante utilizando bender elements.

A partir da implementação de um Modelo Geomecânico Tridimensional confiável, as seguintes ações adicionais devem ser desenvolvidas antes de serem iniciados os processos de rebaixamento do lençol freático:

a) Tentativa de avaliação das condições dos revestimentos provisórios existentes a partir do uso de mergulhadores especializados utilizando câmeras de vídeo com transmissão de imagens para a superfície do terreno. As empresas citadas no item 6.6, que têm experiência em investigações subaquáticas na área de barragens, podem, em princípio, executar tal tipo de tarefa. Naturalmente, isto dependerá das condições de turbidez da água de inundação das galerias / túneis existentes;

b) Execução de análises numéricas das escavações, tais como as descritas em Belleza et al (2017), visando simular as condições presentes das cavas inundadas e, a partir disto, avaliar efeitos potenciais do novo rebaixamento do nível de água no comportamento tensão-deformação dos trechos críticos das escavações. A execução de tais análises, bidimensionais, permitirá avaliar a necessidade ou não de serem adotadas medidas adicionais de forma a garantir a estabilidade das cavas durante o processo de rebaixamento do lençol freático. Um exemplo de uma de tais medidas seria a execução do novo rebaixamento isolando dadas partes dos túneis a partir, por exemplo, da implantação de painéis envolvendo emulsões de baixa resistência.

No caso de se verificar a necessidade de emprego de estruturas de reforços adicionais a dadas partes das escavações inundadas, novas análises numéricas deverão ser programadas visando avaliar a efetividade das diferentes técnicas de reforço subaquático aqui consideradas, levando-se em conta aspectos de custo-benefício.

7. CONCLUSÕES

As conclusões que se seguem derivam tanto da análise de toda a documentação disponibilizada e de informações existentes na literatura técnico-científica especializada quanto de conhecimentos próprios da equipe da PUC-Rio envolvida.

7.1 Diagnóstico Geotécnico das Condições Atuais

- a. Tanto as fundações das estruturas lindeiras às escavações, sejam elas rasas ou profundas, quanto a superfície do terreno na área da Estação encontram-se estáveis, com recalques ou deformações verticais totais e diferenciais estabilizados;
- b. Um novo rebaixamento do nível de água no local não deverá alterar, de forma significativa, a magnitude das máximas deformações verticais observadas. Assim, recalques não constituem, à priori, um evento crítico a ser considerado em avaliações de risco; e, desta forma, torna-se vazia a necessidade de se considerar qualquer forma de reforço de fundações, sejam elas rasas ou profundas;
- c. Em virtude de mudanças graduais no estado de tensões decorrentes dos processos de escavação, associados a uma geologia complexa e ao fato das estruturas de contenção das cavas executadas serem todas provisórias, o evento crítico a ser considerado em avaliações de risco passa a ser o de subsidência;
- d. Não existem dados que permitam quantificar a probabilidade de ocorrência de um fenômeno de subsidência na área da Estação Gávea. Tal probabilidade, entretanto, não é baixa tendo em vista que as estruturas de contenção das escavações são provisórias e estarem instaladas em um ambiente potencialmente agressivo do ponto de vista bioquímico;

- e. As consequências de um processo de ruptura em qualquer porção das escavações são alarmantes por poderem incluir a ruína de edifícios lindeiros e perdas de vidas humanas, não contabilizáveis;
- f. Apesar de não ser possível quantificar a probabilidade de ocorrência de um processo de subsidência, as consequências potenciais do desenvolvimento de tal fenômeno natural, particularmente quando associado a subsequentes processos de escorregamentos no perímetro da cavidade formada, justificam a afirmativa de que a manutenção das presentes condições da Estação Gávea é inadmissível;
- g. A partir do momento em que se constate haver risco não desprezível com a manutenção do *status quo* da Estação Gávea, perde o sentido qualquer tentativa de se temporalizar tal risco. Ele existe e, independentemente se for iminente ou não, é inaceitável;
- h. A instrumentação instalada no local, ainda que fosse totalmente automatizada, não constituiria um sistema de alerta no caso de ocorrência de um fenômeno de subsidência, tipicamente súbito. Assim, a menos que tal fenômeno envolva, no local, um processo progressivo, não usual, a mesma é totalmente ineficaz. Seguindo este raciocínio, não se justifica introduzir qualquer tipo de alteração nas condições e características da instrumentação implantada no local;
- i. Mesmo que fosse possível identificar aberturas graduais de trincas no terreno ou um lento processo de deslocamentos verticais localizados em estruturas, passíveis de serem associados ao desenvolvimento de um processo de ruptura em subsuperfície, não haveria condições de se tomar quaisquer providências para minimizar quaisquer tipos de efeitos danosos nas estruturas lindeiras. No caso, seriam necessárias ações em subsuperfície, o que é hoje impossibilitado pelo fato das escavações estarem inundadas;
- j. Diferentemente do que consta na maior parte dos documentos analisados, a inundação das cavas não visou a estabilização de recalques na área de influência das escavações. As bombas de rebaixamento do lençol freático só foram desligadas após praticamente todos os pinos e placas de recalque indicarem valores de deslocamentos verticais constantes no tempo;
- k. A inundação propiciou um aumento da segurança global das escavações em virtude da introdução de pressões hidrostáticas não desprezíveis no interior das cavas. Tal, entretanto, além de impossibilitar um necessário acompanhamento do comportamento das suas estruturas provisórias de contenção, não impede a ocorrência de processos de cisalhamento localizados e rupturas em zonas de fraqueza do substrato rochoso;
- l. Considerando medições efetuadas no início das obras, após o desligamento das bombas de rebaixamento o lençol freático na área monitorada por piezômetros e medidores de nível de água subiu, indicando que as intervenções já realizadas na implantação da Estação Gávea afetaram características hidrogeológicas locais, com consequências, em particular para edificações localizadas a montante da Rua Marquês de São Vicente, não analisadas.

7.2 Medidas de Engenharia

- a) Foram elencadas três tipos de alternativas de medidas de engenharia passíveis de serem desenvolvidas: Desativação da Estação Gávea; Alternativas Intermediárias e Conclusão da Obra Bruta;
- b) Qualquer alternativa que envolva o preenchimento das cavas com qualquer tipo de material que apresente alguma resistência ao cisalhamento é potencialmente efetiva no sentido de garantir a estabilidade das escavações e, conseqüentemente, tende a eliminar riscos associados a processos de subsidência;
- c) Independentemente do tipo de material e técnica utilizada, o pleno preenchimento das cavas, que tem que ser garantido, não elimina a possibilidade das estruturas provisórias de contenção continuarem a se degradar ao longo do tempo. Assim, tal alternativa implica, em princípio, na desativação da Estação Gávea;
- d) No caso de ser definida a Desativação da Estação Gávea, recomenda-se o emprego da técnica de injeção LMG mencionada no item 6.5, que não requer um novo rebaixamento do lençol freático. Para tal, deverão ser consultadas empresas nacionais especializadas, tais como as que trabalham com *jet grouting*. Especificações potenciais quanto ao emprego desta técnica encontram-se descritas em FAS (2016). Depreende-se, das mesmas, que deverão ser necessários estudos específicos quanto à composição da calda cimentícia a ser injetada, que deve ser compatível com as características da água subterrânea local. Mais ainda, há que se avaliar como dever-se-á proceder em locais onde ocorram edificações à superfície do terreno para que se consiga utilizar a técnica conforme originalmente desenvolvida;
- e) Há que se notar, entretanto, que tal alternativa implicará na necessidade de ser desenvolvido um novo Projeto que propicie o pleno desenvolvimento das Linhas 1 e 4 do Metrô. Desta forma, aos custos já contabilizados e aos novos custos associados à Desativação da Estação, dever-se-á acrescentar os relativos ao desenvolvimento do novo Projeto que, necessariamente, envolverá um novo traçado de túneis das vias e desativação permanente (também com preenchimento de material que apresente resistência ao cisalhamento), do já executado em túneis de vias;
- f) Com base no exposto até aqui, a equipe da PUC-Rio considera que a alternativa de Desativação da Estação Gávea, apesar de tecnicamente viável, não é recomendada em virtude dos demais aspectos envolvidos (com ênfase no desperdício de recursos públicos já executados e interferência direta, negativa, na interligação das Linhas 1 e 4 do Metrô);
- g) As Alternativas Intermediárias (b) e (c) do item 6.6 (estaca injetada e concreto submerso), que não requerem um novo rebaixamento do lençol freático, por envolverem o uso de fôrmas especiais, constituem soluções que não são corriqueiramente utilizadas na engenharia geotécnica. Na realidade, possivelmente, nenhuma dessas soluções já foi utilizada no país. Assim, os custos de implantação das mesmas poderão ser tão ou mais elevados do que os das demais alternativas. Uma estimativa de tais custos, entretanto, dependerá da qualidade do Modelo Geomecânico que deve ser desenvolvido;

- h) A Alternativa Intermediária (a) do item 6.6 (reforço do subsolo com *jet grouting*), apesar de constituir uma técnica que tem sido largamente utilizada no país, deve ser avaliada com cuidado, tendo em vista que:
- (I) as pressões de injeção nas regiões de rocha fraturada ou de falhas devem ser tais que não provoquem faturamento hidráulico no maciço. Se tal ocorrer, o próprio processo de injeção poderá provocar rupturas do teto das escavações e, conseqüentemente, induzir o desenvolvimento de um processo de subsidência. Conforme discutido em Byle (1997), o uso de um fluido de injeção de baixa mobilidade pode, eventualmente, minimizar tal risco. Este aspecto deve, entretanto, ser discutido com especialistas que atuam no ramo, que devem garantir o resultado de seus serviços;
 - (II) efeitos de arqueamento induzidos em camadas de solo localizadas acima do topo rochoso, reforçadas por *jet grouting*, podem, eventualmente, minimizar os riscos de ocorrência de subsidência a partir da ruptura de uma ou mais partes do teto das escavações em rocha. Análises numéricas têm, entretanto, que serem executadas para que se possa comprovar ou não tal possibilidade. No caso de se verificar que tal possibilidade existe, há que se considerar, quando da composição de custos, a possibilidade de se ter que escavar camadas de solo reforçado quando das ampliações dos dois poços (shafts) da Estação e execução dos seus acessos.
- i) A Alternativa Intermediária incluída no item 6.6, que envolve rebaixamento do lençol freático e reforço, se necessário, somente das escavações existentes, constitui uma variante da proposta de Conclusão da Obra Bruta. A única diferença, no caso, está relacionada a custos de execução de '*estruturas de contenção definitivas*' em uma obra inacabada, que tem somente cerca de 25% de suas escavações executadas. Tais custos, obviamente, são menores do que os envolvendo a conclusão de todas as escavações previstas e introdução, nas mesmas, de estruturas de contenção definitivas. Naturalmente, como as '*estruturas de contenção definitivas*' terão que ser ou serão substituídas em virtude das mudanças de geometria das escavações definitivas, tal alternativa (bem como as demais incluídas no item 6.6) constitui um paliativo temporal, motivado exclusivamente por aspectos de ordem econômica;
- j) Os modelos geomecânicos retratados nos perfis constantes na documentação disponibilizada não refletem, de forma adequada, condições esperadas para o local;
- k) Para a Conclusão da Obra Bruta, solução provisória que, porém, é considerada como sendo a solução ideal em presença da inexistência de recursos que possibilitem a conclusão definitiva da Estação, requer-se, conforme detalhado no item 6.7:
- (I) o desenvolvimento de um Modelo Geomecânico Tridimensional, (MGM-3D), representativo de condições *as built* de toda a área de influência da estação Gávea. Novas investigações geotécnicas (sondagens geofísicas e diretas), incluindo amostragens indeformadas e ensaios de laboratório, deverão ser programadas para consubstanciar o desenvolvimento do MGM-3D do terreno;
 - (II) execução de análises numéricas visando avaliar o efeito de um novo rebaixamento do lençol freático no comportamento tensão-deformação-resistência das escavações existentes na área da Estação.

7.3 Aspectos de Custos

Em virtude de ter sido identificado que processos de subsidiência são os que colocam em risco todas as estruturas localizadas no entorno das escavações da Estação, diferentes medidas de engenharia foram propostas visando uma minimização ou eliminação do problema a curto prazo.

Considerando a medida mais radical, qual seja, a Desativação Definitiva da Estação, que seja do conhecimento da equipe da PUC-Rio, inexistem parâmetros passíveis de serem utilizados para que se possa orçar, de forma adequada, custos envolvidos no uso da técnica LMG, que é a única aqui recomendada. Por outro lado, pesquisas deverão ser desenvolvidas para definir composição e traços da mistura cimentícia a ser injetada nas escavações. Mais ainda, alternativas executivas deverão ser estudadas para fins de implementações seguras da técnica no local. Assim, acredita-se que os custos envolvidos serão elevados, podendo, inclusive, ultrapassar os associados a outros tipos de intervenções. Tal torna-se particularmente relevante ao se considerar que não se pode, *à priori*, esquecer que a Desativação da Estação Gávea impossibilitará qualquer tentativa de se dar prosseguimento, a médio prazo, às ampliações previstas das Linhas 1 e 4 do Metrô do Rio de Janeiro. Pior ainda, poderá implicar na necessidade de serem revistas e modificadas, a custos não quantificáveis no momento, de mudanças importantes em projetos e obras já existentes.

Considerando as medidas de engenharia propostas, que não envolvem a necessidade de um novo rebaixamento do lençol freático, pode-se afirmar que:

- i) Não há como avaliar, de forma adequada, custos de tais medidas sem, antes, ter sido desenvolvido um modelo Geomecânico confiável, representativo de condições *as built*;
- ii) Com base, entretanto, nas informações existentes, é de se esperar que diferentes setores das escavações que poderão requerer reforços. Neste caso, como todas as medidas de engenharia aventadas não são corriqueiras, é de se esperar que os custos das mesmas sejam elevados, podendo ultrapassar, em muito, os relativos a quaisquer outros tipos de intervenções.

As duas medidas de engenharia que envolvem o rebaixamento do nível do lençol freático, quais sejam, a que compreende somente o reforço das estruturas existentes, ou a que envolve a finalização de todas as escavações prioritárias e introdução das estruturas permanentes de reforço, constituem as alternativas que a equipe da PUC-Rio considera que envolverão menores custos globais. Tais custos são, no momento, difíceis de serem previstos de forma adequada, tendo em vista o desconhecimento das reais condições de segurança das estruturas provisórias de contenção das escavações e do número de eventuais intervenções a serem requeridas.

Por outro lado, considerando os custos de investigações prévias ao rebaixamento do lençol freático (variável entre cerca de R\$ 800.000,00 e R\$ 1.000.000,00), de manutenção do equipamento *Tatuzão* (estimado em R\$ 2.900.000,00/mês) e que:

- (a) só faltam 15 metros de escavação em rocha utilizando a técnica de explosivos para se chegar, na Linha B, à cava da Estação Oeste (vide Figura 2), e
- (b) mesmo que com características de estruturas permanentes, estruturas provisórias serão implantadas nas escavações já existentes (tendo em vista que as mesmas terão

que ser descomissionadas quando da execução definitiva das escavações remanescentes),

a equipe da PUC-Rio avalia que a conclusão das obras em definitivo constitui a melhor solução do ponto de vista de custo-benefício. Na condição de inexistirem, hoje, recursos suficientes, a melhor alternativa de solução a curto prazo ao problema é o de término das obras brutas da Estação Gávea.

AGRADECIMENTOS

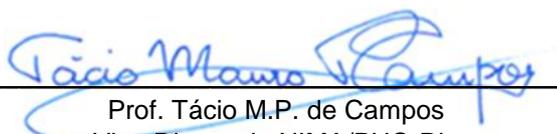
A Equipe da PUC-Rio agradece o Engenheiro de Furnas, M.Sc. Marco Antônio Ramidan, pelas valiosas informações prestadas envolvendo o emprego de técnicas alternativas de reforço de escavações / estruturas em condições submersas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABGE (1998). Geologia de Engenharia – Oliveira, A.M.S. & Brito, S.N.A. (Ed). São Paulo, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia.
- Amaral, C. (2002). Investigações geológicas e intervenções recentes para redução do risco de acidentes associados a quedas de lascas no Túnel do Joá, Rio de Janeiro. In: 10º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, Ouro Preto. CD-ROM - ABGE-MG.
- Belleza, V.C.; Vargas Jr, E.A. & Palmeiro do Amaral, C. (2017). A numerical study of the influence of mechanical properties of discontinuities in the behavior of tunnels: a case study in the southeastern region of Rio de Janeiro, Brazil. 51st US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium. San Francisco, California, USA. CD-Rom, American Rock Mechanics Association.
- Bieniawski, Z.T. (1989). Engineering Rock Mass Classifications. Wiley-Interscience, New York.
- Byle, M.J. (1997). Limited mobility displacement grouting: when “compaction grout” is not compaction grout. Proceedings of the Geo-Logan '97 Conference: Compaction, Remediation and Testing, pp. 32-42.
- Castro, J.S.M.; Vargas Jr, E.A.; Porto Jr, R.; Amaral, C.P. & Antunes, F.S. (2016). A influência da alteração hidrotermal na estabilidade de maciços rochosos no Rio de Janeiro. Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, Belo Horizonte, MG. CD-Rom – SBMR/ABMS e ISRM.
- FAS (2016). Minimum Guidelines for the Design and Use of Limited Mobility Displacement Grout Injection when Performing Subsurface Soil Stabilization in Florida Karst Environments: SDA-16. Florida Association of Soil Stabilization Specialists – LMDG-16, 19p.
- Farias, L.A.; Lopes, A.N.M.; de Carvalho, C.L. & Dias Sobrinho, C.A. (2009). Concreto para lançamento submerso: estudos para aplicação na ponte do Rio Turvo. Anais do 51º Congresso Brasileiro de Concreto – CBC2009 - IBRACON, 13 p.
- Fernandes, M.M. (2016). Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais. Oficina de Textos.

- IPT (1987). Diagnóstico do abatimento do terreno em Cajamar - SP e definição de modelos e diretrizes para a resolução do problema. Relatório 25.053 do Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo.
- Lambe, T.W. & Whitman, R.V. (1979). Soil Mechanics. Wiley, New York.
- Little, B.; Wagner, P. & Mansfeld, F. (1992). An overview of microbiologically influenced corrosion. *Electrochimica Acta*, Vol. 37, No. 12, pp. 2185-2194.
- Makhlouf, A.S.H. & Botello, M.A. (2018). Failure of the metallic structures due to microbiologically induced corrosion and the techniques for protection. *Handbook of Materials Failure Analysis*. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-101928-3.00001-X>.
- Nakazawa, V.A.; Prandini, F.L.; Avila, I.G.; Ponçano, W.L.; Braga, A.C.O; Botiura, J.A. & Santoro, E. (1987). Cajamar-carst e urbanização: investigação e monitoramento. In: *Anais do 5º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia*, São Paulo, ABGE. v.2, p.443-460.
- Pimentel, J. (2008). Contribuição para o entendimento dos processos de colapso e subsidência de solo em Teresina. CPRM - Serviço Geológico do Brasil – DEGET/DHT.
- Pinto, C.S. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos. 3ª. Ed., Oficina de Textos.
- Rinaldi, V.A.; Ibarra, H.V.; Viguera, R.F. & Harasimiuk, J.C. (2019). Application of seismic tomography for detecting structural faults in a tertiary formation. *Proc. 7th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, IS-Glasgow 2019*. Tarantino, A. & Ibraim, E. ed., Environmental, Energy & Earth Sciences, EDP Sciences, Vol. 92, doi.org/10.105/e3sconf/20199218008.
- Sandroni, S.S. (1981). Solos residuais: pesquisas realizadas na PUC-RJ. *Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia*, COPPE/UFRJ, V. 2, pp. 30-65.
- Santos, A.R. (2009). *Geologia de Engenharia: Conceitos, Métodos e Prática*. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE).
- Taylor, D.W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Willey & Sons, Inc. New York.
- Terzaghi, K. & Peck, R. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd Edition, John Wiley, New York.
- USACE (2017). *Grouting Technology - Manual No. 1110-2-3506 - U.S. Army Corps of Engineers* - https://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-2-3506.pdf

Rio de Janeiro, 13 de setembro de 2019



Prof. Tácio M.P. de Campos
Vice-Diretor do NIMA/PUC-Rio
DEC/PUC-Rio

ANEXO

#	AÇÕES RECOMENDADAS	ESTIMATIVA DE CUSTOS				
		Unid.	Qtd.	Custo (R\$)		
				Unit.	Total	
1	Modelagem Geomecânica 3D					
1.1	Análise de dados iniciais e montagem de modelo geológico preliminar	Consultor Geologia (1)	h/h	60	350,00	21.000,00
		Consultor Geotecnia (1)	h/h	48	350,00	16.800,00
		Engenheiro / Geólogo (3)	h/h	720	200,00	144.000,00
		Estagiário (6)	h/h	720	25,00	18.000,00
Sub-Total 1					199.800,00	
1.2	Investigações geofísicas (4 a 6 linhas de 80 metros cada)	verba	1	150.000,00	150.000,00	
1.3	Sondagens mistas (6, com 15 m em solo e 25 m em rocha)	verba	1	140.000,00	140.000,00	
1.4	Abertura de poços em solo (até 8 m)	un.	2	25.000,00	50.000,00	
1.5	Retirada de blocos indeformados de 30cm de lado	un.	8	400,00	3.200,00	
1.6	Ensaio triaxiais de compressão simples em rocha, instrumentados	un.	8	750,00	6.000,00	
1.7	Medidas de rugosidade em fraturas de rocha	un.	12	100,00	1.200,00	
1.8	Ensaio de cisalhamento direto em fraturas de rocha	un.	12	700,00	8.400,00	
1.9	Ensaio de caracterização geotécnica em solos (completa)	un.	8	680,00	5.440,00	
1.10	Ensaio triaxiais CIU em solos, com mínimo de três pontos por solo	un.	12	650,00	7.800,00	
1.11	Avaliação de módulos em solos com <i>bender elements</i>	un.	12	150,00	1.800,00	
Sub-Total 2					373.840,00	
1.12	Interpretação de resultados de investigações e montagem de modelo geomecânico 3D	Consultor Geologia (1)	h/h	32	350,00	11.200,00
		Consultor Geotecnia (solos)	h/h	60	350,00	21.000,00
		Consultor Geotecnia (rochas)	h/h	60	350,00	21.000,00
		Engenheiro / Geólogo (2)	h/h	480	200,00	96.000,00
		Estagiário (4)	h/h	480	25,00	12.000,00
Sub-Total 3					161.200,00	
2	Modelagem Numérica (Rebaixamento do N.A.)					
2.1	Montagem de Banco de Dados	Consultor Geotécnico (1)	h/h	24	350,00	8.400,00
		Engenheiro (1)	h/h	96	200,00	19.200,00
2.2	Execução de Análises	Consultor Geotécnico (1)	h/h	44	350,00	15.400,00
		Engenheiro (1)	h/h	176	200,00	35.200,00
Sub-Total 4					78.200,00	
3	Modelagem Numérica (Avaliação de ações adicionais)					
3.1	Montagem de Bancos de Dados	Consultor Geotécnico (1)	h/h	30	350,00	10.500,00
		Engenheiro (2)	h/h	120	200,00	24.000,00
3.2	Execução de Análises	Consultor Geotécnico (1)	h/h	140	350,00	49.000,00
		Engenheiro (2)	h/h	560	200,00	112.000,00
Sub-Total 5					195.500,00	
TOTAL GERAL MÍNIMO ESTIMADO					813.040,00	
TOTAL GERAL MÁXIMO ESTIMADO					1.008.540,00	



CRONOGRAMA ESTIMADO																			
Ítem	Dia Útil																		
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	
	Mês																		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9										
1.1	█																		
1.2 a 1.11	█																		
1.12								█											
2											█								
3														█					