

O BIM APLICADO A UM EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS EM LISBOA



Carlos de Oliveira Martins
Engenheiro Civil Projetista
JETsj Geotecnia, Lda.
Lisboa
cmartins@jetsj.com



Alexandre Pinto
Engenheiro Civil Projetista
JETsj Geotecnia, Lda.
Lisboa
apinto@jetsj.com



Francisco Leal
Engenheiro Civil
Ergicon Engenharia e Construção,
Lisboa
francisco.leal@ergicon.com

SUMÁRIO

O presente artigo tem como objetivo apresentar os desafios colocados pela aplicação da metodologia BIM no âmbito do projeto de execução de um edifício de escritórios localizado na zona oriental de Lisboa, futura sede de uma empresa multinacional em Portugal. O recurso ao BIM, no que toca ao intercâmbio de informação de especialidades, com maior foco nas de escavação e contenção periférica, estruturas e fundações, bem como a aplicação das normas regulamentares de dimensionamento, em particular do Eurocódigo 8, tem vindo a conquistar cada vez mais destaque no âmbito da conceção, projeto, revisão de projeto, construção e exploração dos empreendimentos.

Palavras-chave: BIM, Berlim Definitivo, Betão Armado, Escavações.

1. INTRODUÇÃO

O presente artigo descreve os principais desafios colocados pela aplicação da metodologia BIM no âmbito do projeto de execução de um edifício de escritórios, localizado na zona oriental de Lisboa, e como a sua utilização permite um eficiente intercâmbio de informação entre as diversas especialidades, em fase de conceção e projeto, detetando e corrigindo incompatibilidades, em fase de obra e de exploração do empreendimento.

No artigo são também apresentadas, com maior detalhe, as soluções idealizadas no âmbito dos projetos de demolições, de escavação e contenção periférica e de estruturas e fundações, cuja conceção e dimensionamento foi realizada à luz do sistema de Eurocódigos, sendo de destacar os citados nas referências [2, 3 e 4].

Na Figura 1 é possível identificar a implantação da obra, bem como algumas das mais relevantes confrontações e condicionamentos. O edifício em referência encontra-se limitado lateralmente por dois edifícios, a Norte e a Sul. Por sua vez a fachada principal, a Poente, confronta com a Avenida Infante Dom Henrique, e a fachada tardoz, a Nascente, com terrenos das Infraestruturas de Portugal (IP).

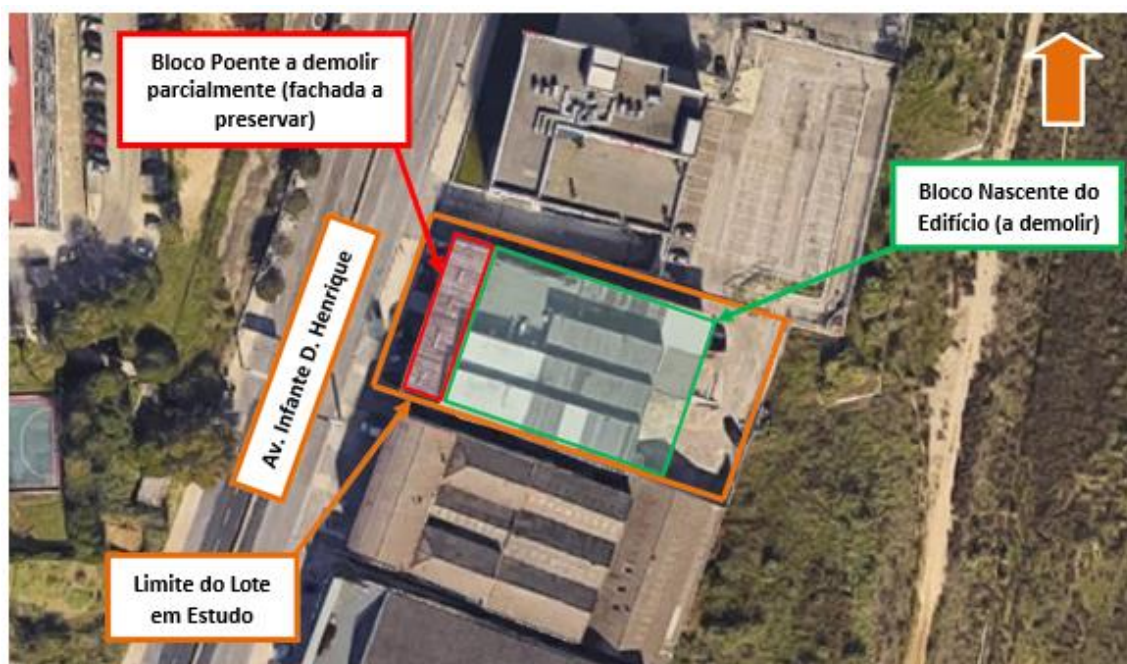


Figura 1. Vista aérea do local de intervenção (Fonte: Google Earth)

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1 Condicionamentos patrimoniais

No interior do lote a intervir encontrava-se um edifício constituído por dois blocos, divididos entre si por uma junta estrutural: o bloco Poente, que confronta com a Avenida Infante Dom Henrique, e o bloco Nascente. Dada a relevância histórica da fachada principal do edifício, a Câmara Municipal de Lisboa exigiu como requisito a manutenção da mesma e a sua integração no edifício a construir (Figura 2 e Figura 3).



Figura 2. Fachada principal do edifício, confrontante com a Avenida Infante Dom Henrique

Procedeu-se à demolição integral do bloco Nascente e parcial do bloco Poente, sendo esta compatibilizada com a manutenção da fachada do último, o que levou a necessidade de definir uma estrutura de contenção provisória da mesma.



Figura 3. Vista tridimensional do edifício a intervencionar (a verde o bloco a demolir integralmente e a encarnado o bloco a demolir parcialmente)

2.2 Condicionamentos relacionados às condições de vizinhança

Como já referido, o edifício encontra-se limitado lateralmente por dois edifícios, a Norte e a Sul, ambos com um piso enterrado, destinado a estacionamento automóvel. Por sua vez a fachada principal, a Poente, confronta com a Avenida Infante Dom Henrique, e a fachada tardoz, a Nascente, com terrenos da IP.

2.3 Condicionamentos arquitetónicos

Relativamente ao edifício a construir refere-se que este apresenta uma geometria retangular em planta de 20 m de largura e 53 m de comprimento, materializando uma área de cerca de 1060 m². O edifício apresenta 2 pisos parcialmente enterrados, piso térreo, 3 pisos elevados e cobertura (Figura 4).

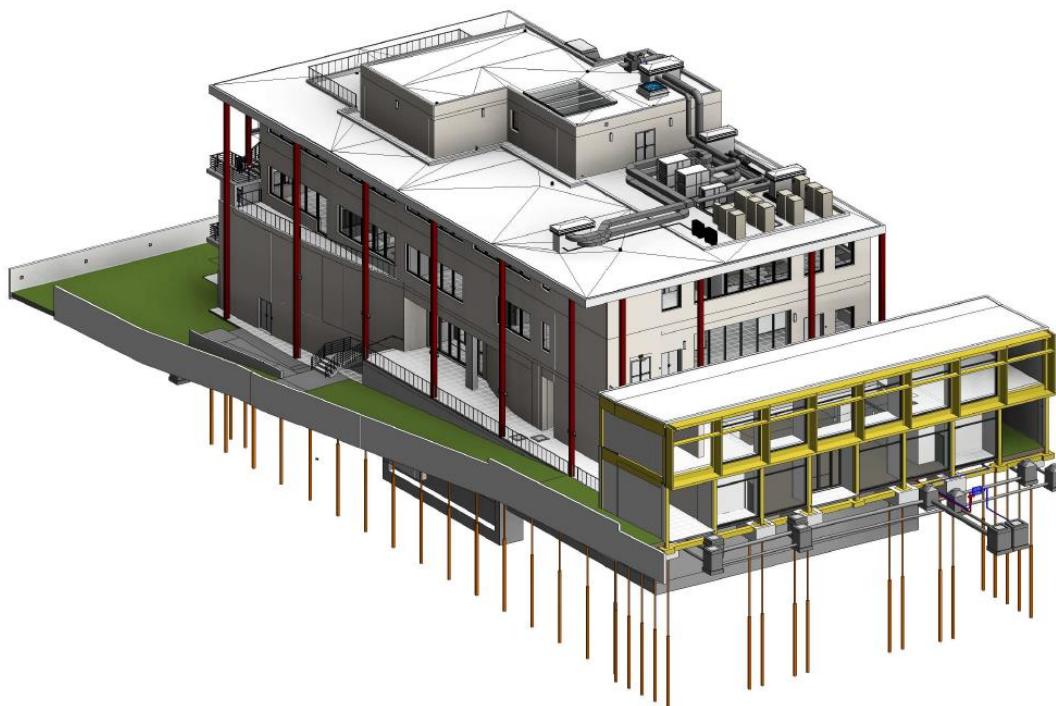


Figura 4. Vista tridimensional do modelo BIM integrando o conjunto de especialidades

Os 2 pisos parcialmente enterrados levaram à necessidade de um projeto específico de escavação e contenção periférica. Do ponto de vista do projeto de estruturas e fundações, destaca-se a zona particular de auditório, na qual se pretendia um vão livre de 16 m, desenvolvendo-se para o efeito uma solução de lajes com bandas pré-esforçadas (Figura 5).

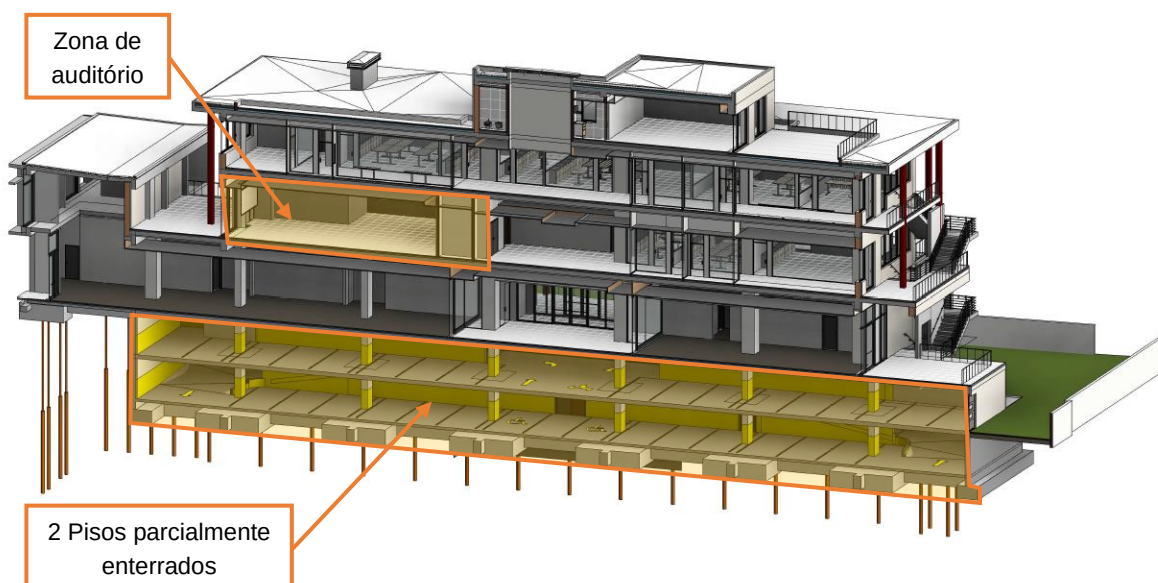


Figura 5. Corte longitudinal do modelo BIM elaborado (Estruturas + Arquitetura)

2.4 Condicionamentos geológico-geotécnicos

2.4.1 Litologia

O local em estudo enquadra-se, do ponto de vista geológico, na formação de idade miocénica, Areolas de Braço de Prata (M_{VIIa}^4), conforme representado na Folha 2 da Carta Geológica de Lisboa à escala 1:10 000, cujo extrato se apresenta na Figura 6.

De acordo com a Notícia Explicativa da Folha 34-D Lisboa da Carta Geológica de Portugal, à escala 1:50 000 (INETI, 2006), esta formação “é constituída por alternâncias de arenitos finos, areias finas e bancadas pouco espessas de calcários margosos e gresosos muito fossilíferos”.

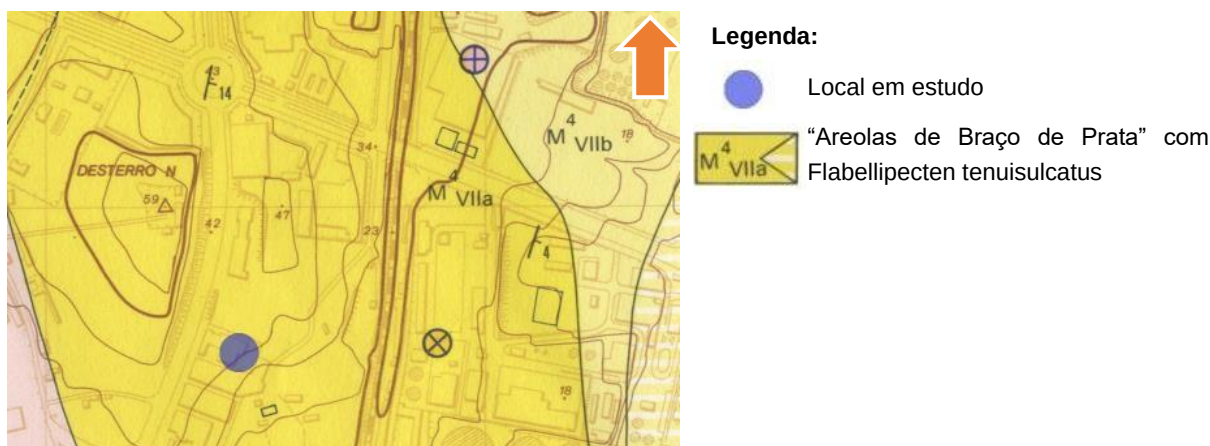


Figura 6. Enquadramento do local em estudo na Folha 2 da Carta Geológica de Lisboa (escala original 1:10 000) (Serviços Geológicos de Portugal, 1985)

2.4.2 Caracterização geotécnica

A campanha de prospeção realizada, envolveu a realização de seis furos, no interior dos quais foram executadas sondagens mecânicas, complementadas pela realização de ensaios SPT, instalação de dois piezómetros e recolha de amostras remexidas para ensaios laboratoriais de classificação e identificação (Figura 7).

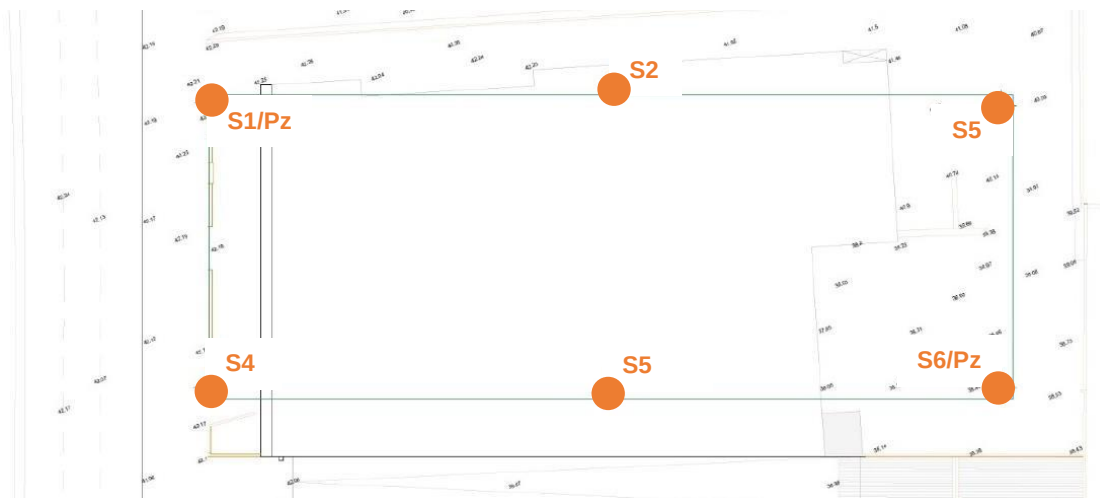


Figura 7. Planta da campanha de prospeção realizada: Localização dos furos das sondagens (S1 a S6)

Na Figura 8 apresentam-se as unidades litológicas detetadas em cada furo de sondagem.

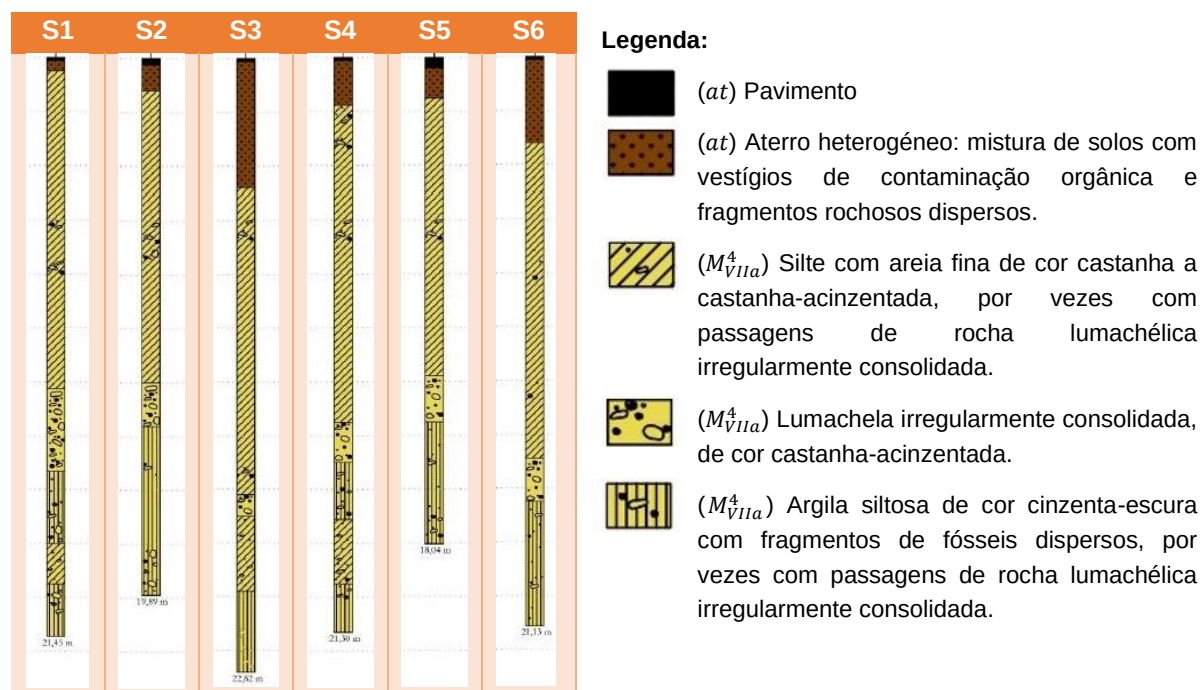


Figura 8. Unidades litológicas observadas nos furos de sondagem

Tendo por base as informações recolhidas nas sondagens e nos ensaios realizados, foram definidas seis zonas geotécnicas, que de seguida se apresentam, e cujas principais propriedades geomecânicas se encontram discriminadas no Quadro 1 e no Quadro 2.

Quadro 1. Valores estimados de parâmetros geomecânicos no domínio dos maciços terrosos

Zona Geotécnica	Formações	γ [kN/m ³]	c_u [KPa]	c' [KPa]	ϕ' [°]	E_u [MPa]	E' [MPa]
ZG6	Aterro heterogéneo	16 a 18	-	<5	<25	-	<3
ZG5	Silte com areia fina (9<NSPT<15)	18 a 19	50 a 100	<15	27 a 29	10 a 20	7 a 15
ZG4	Silte com areia fina (16<NSPT<30)	19 a 20	100 a 200	10 a 25	28 a 29	20 a 35	15 a 30
ZG2 e ZG2a	Argila siltosa e silte com areia fina (31<NSPT<53)	20 a 22	200 a 400	35 a 50	29 a 30	35 a 60	30 a 50
ZG1 e ZG1a	Argila siltosa e silte com areia fina (NSPT>60)	21 a 22	300 a 500	45 a 60	29 a 31	55 a 80	45 a 65

γ – peso volúmico; c_u – resistência ao corte não drenada; c' – coesão efetiva ϕ' – ângulo de resistência ao corte; E_u – módulo de deformabilidade para carregamento não drenado; E' – módulo de deformabilidade.

Quadro 2. Valores estimados de parâmetros geomecânicos no domínio dos maciços rochosos

Zona Geotécnica	Formações	RMR	σ_{ci} [MPa]	γ_{mr} [kN/m ³]	C_{mr} [MPa]	ϕ_{mr} [°]	E_{mr} [GPa]
ZG3	Lumachela irregular. consolidada (18<NSPT<60)	21 a 22	300 a 500	45 a 60	0.03 a 0.12	24 a 27	0.07 a 0.17

σ_{ci} – resistência à compressão uniaxial da rocha intacta; γ_{mr} - peso volúmico da massa rochosa; c_{mr} – coesão da massa rochosa; ϕ_{mr} – ângulo de atrito da massa rochosa; E_{mr} – módulo de deformabilidade da massa rochosa.

3. SOLUÇÕES ADOTADAS

3.1 Demolições e contenção da fachada Poente

Tendo em conta o tipo de estrutura em causa e a implantação do edifício numa zona urbana, algo movimentada e de acessos condicionados, assim como a proximidade dos edifícios vizinhos, foi adotado um processo de demolição tradicional, que consistiu no desmonte manual dos elementos construtivos a remover, de cima para baixo, piso a piso, dos elementos suportados para os elementos de suporte.

Na Figura 9 resumem-se as principais fases construtivas, desde o início dos trabalhos de demolição até ao fim dos trabalhos associados à construção da nova estrutura.

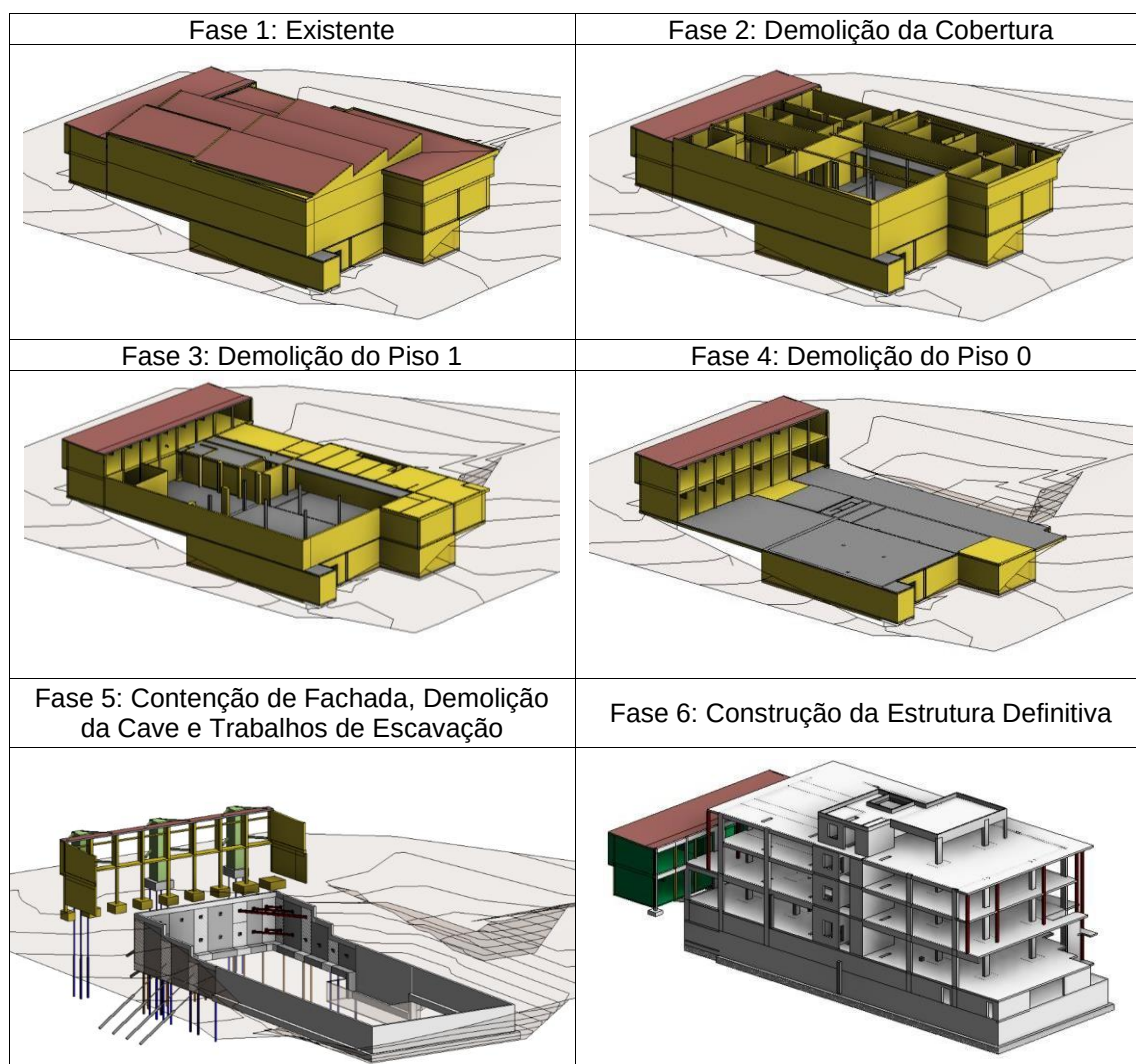


Figura 9. Vistas tridimensionais do modelo BIM das principais fases construtivas

A demolição foi realizada com recurso a ferramentas ligeiras, nas fronteiras com as estruturas a manter, e com recurso a equipamentos mecânicos, para as restantes situações.

Considerou-se ser este o processo mais apropriado, uma vez que minimizava as perturbações na vizinhança, bem como garantia a segurança dos operadores e

equipamentos na sua atividade, assim como o controlo acústico de todo o processo, evitando a queda descontrolada de elementos de dimensões significativas.

Uma vez que a estrutura do bloco Poente foi integralmente demolida e pretendendo-se a preservação da fachada, foi necessário recorrer a uma estrutura de contenção provisória da mesma, cuja instalação foi realizada previamente à demolição da estrutura porticada de betão armado existente.

Neste enquadramento, a solução de contenção de fachada foi materializada por via de três torres de escoramento, implantadas no interior do lote. Estas foram ligadas à fachada a preservar com recurso a escoras e vigas de distribuição metálicas, as últimas aferrolhadas aos elementos a preservar. Por sua vez, as torres foram fundadas indiretamente com recurso a microestacas (Figura 10), de forma a permitir otimização das dimensões dos maciços de fundação em betão armado.

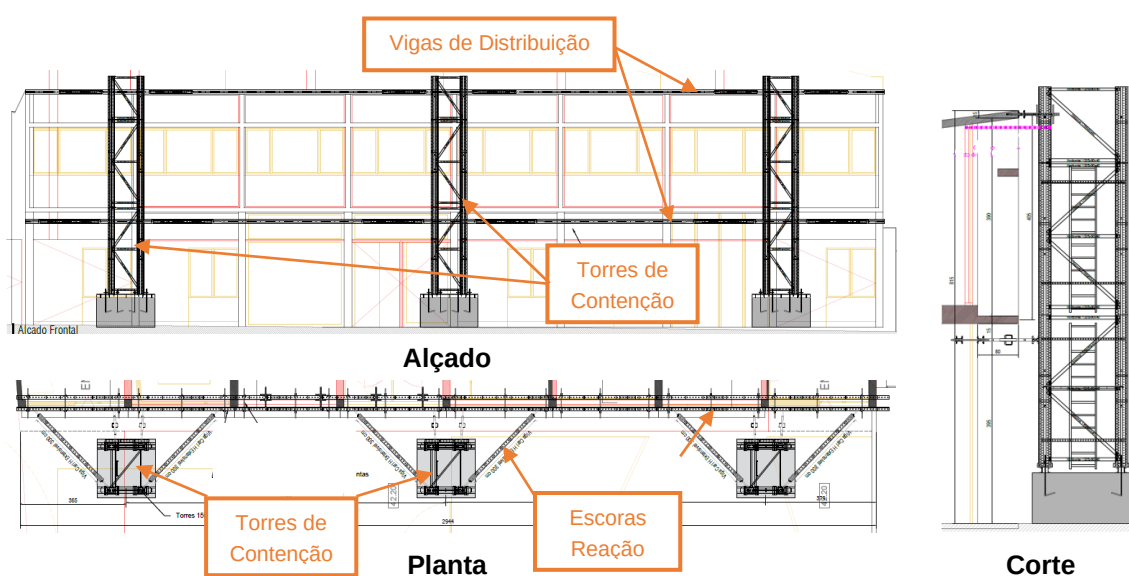


Figura 10. Solução de contenção de fachada desenvolvida: Corte, Alçado e Planta

3.2 Escavação e contenção periférica

De acordo com o previsto no projeto de Arquitetura foi necessário proceder à execução de 2 pisos parcialmente enterrados, ambos destinados a estacionamento automóvel.

Tendo por base os condicionamentos, em particular os de vizinhança e de natureza geológica – geotécnica, determinou-se a necessidade de realizar trabalhos de escavação ao abrigo de uma contenção periférica junto ao alçado confrontante com a Avenida Infante Dom Henrique, e dos respetivos fechos. Esta foi executada recorrendo à tecnologia do tipo “Berlim Definitivo”, que se revelou ser alternativa mais viável devido à sua versatilidade e adaptabilidade aos condicionamentos existentes.

No restante perímetro do recinto de escavação, foi possível executar escavações em talude no interior do lote, compatíveis com as propriedades geomecânicas dos terrenos interessados, e posterior execução de muros de suporte através do processo tradicionais.

Na Figura 11 resumem-se as soluções propostas e adotadas para os trabalhos de escavação e contenção periférica, devidamente compatibilizadas com os de contenção de fachada.

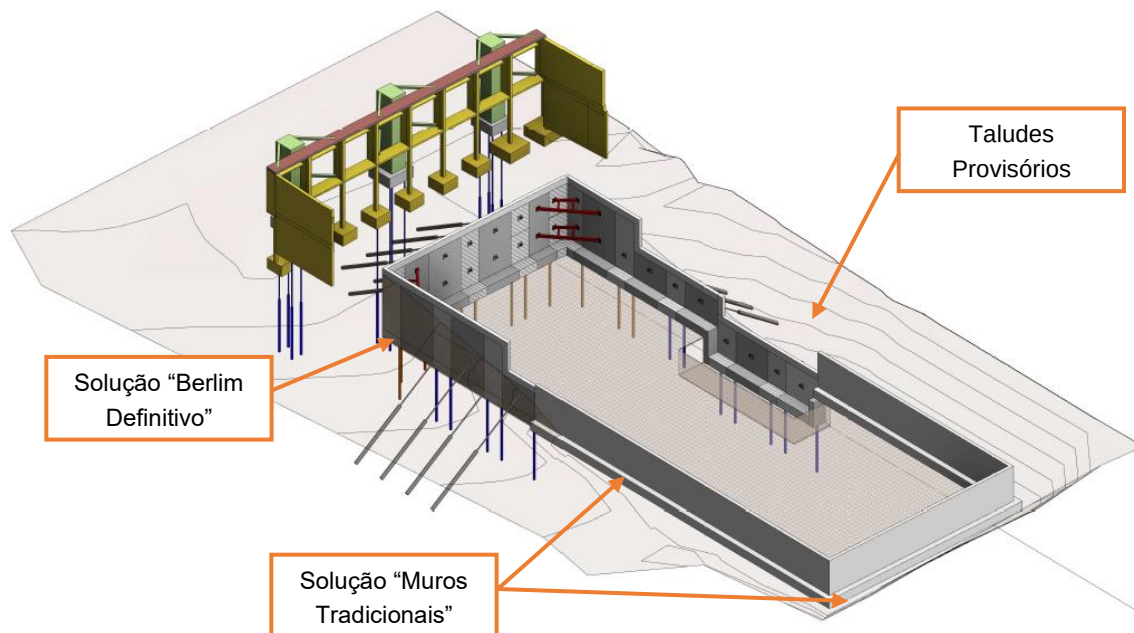


Figura 11. Vista do modelo BIM: soluções desenvolvidas

3.2.1 Parede de contenção periférica do tipo “Berlim definitivo”

Como já referido, de acordo com a prática corrente neste tipo de intervenções e tendo por base a avaliação dos principais condicionamentos existentes, foi executada uma parede de contenção periférica com recurso à tecnologia denominada de “Berlim Definitivo”.

A tecnologia de construção proposta consiste na execução faseada, de cima para baixo, de painéis de betão armado, que apoiam provisoriamente em microestacas verticais.

A Figura 12 ilustra a solução de estrutura de contenção periférica proposta e executada.

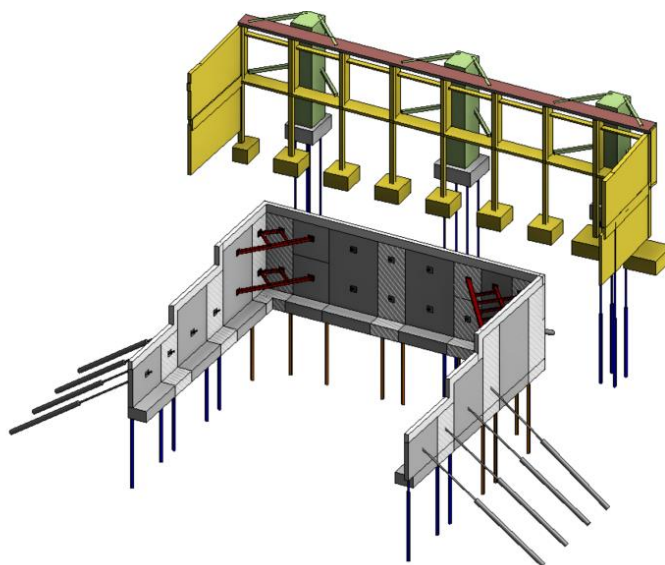


Figura 12. Vista do modelo BIM de escavação de contenção periférica e contenção de fachada

As microestacas tubulares foram executadas em primeira fase e solidarizadas por uma viga de coroamento de betão armado, cuja função era, também, a de solidarizar os painéis constituintes da parede de contenção periférica. O comprimento das microestacas foi condicionado à execução dos bolbos de selagem, com recurso ao sistema IRS, em terrenos competentes, com características de resistência e de deformabilidade compatíveis com N_{SPT} superior a 30 pancadas e geologicamente estáveis face à geometria da escavação.

O equilíbrio da parede de contenção na fase provisória, face aos impulsos provocados pelo terreno e pelas sobrecargas no seu tardo, foi garantido por via de ancoragens provisórias, complementadas por escoras metálicas de canto. O comprimento das ancoragens foi condicionado à execução do bolbo de selagem, com recurso ao sistema IRS [1], em formações competentes e geologicamente estáveis em relação à geometria da escavação.

Na fase definitiva, a estabilidade da parede de contenção periférica foi garantida pela estrutura do edifício, em particular pelas lajes dos pisos enterrados.

3.2.2 Modelos de análise e dimensionamento

O comportamento global das estruturas de contenção periférica, em termos de esforços e de deformações, foi analisado, para todas as fases construtivas, através de um programa de elementos finitos de comportamento não linear, *PLAXIS 2D*, vocacionado para o tipo de análises em causa, respeitando o critério de rotura de Mohr-Coulomb.

A análise realizada consistiu no estudo das seções representativas da contenção periférica, com o intuito de avaliar as deformações, estados de tensão e a estabilidade do maciço a conter, bem como de estimar os incrementos de deformação em estruturas vizinhas à escavação. Esta análise permitiu estimar a envolvente de esforços, utilizada no dimensionamento da parede, a deformação de acordo com o faseamento construtivo associado e, por fim, obter uma estimativa dos valores das cargas a que a parede e os travamentos estariam sujeitos, em fase provisória e definitiva.

Nos modelos desenvolvidos, simulou-se o comportamento do solo através do modelo constitutivo *Hardenig Soil*. As paredes da contenção periférica e as microestacas foram modeladas através de elementos do tipo *plate*, com comportamento elástico. Por sua vez, as ancoragens foram modeladas através de elementos do tipo tirante *node-to-node anchor*, enquanto os bolbos de selagem foram modelados com elementos do tipo *geogrid*.

O modelo de análise desenvolvido encontra-se exemplificado na Figura 13.

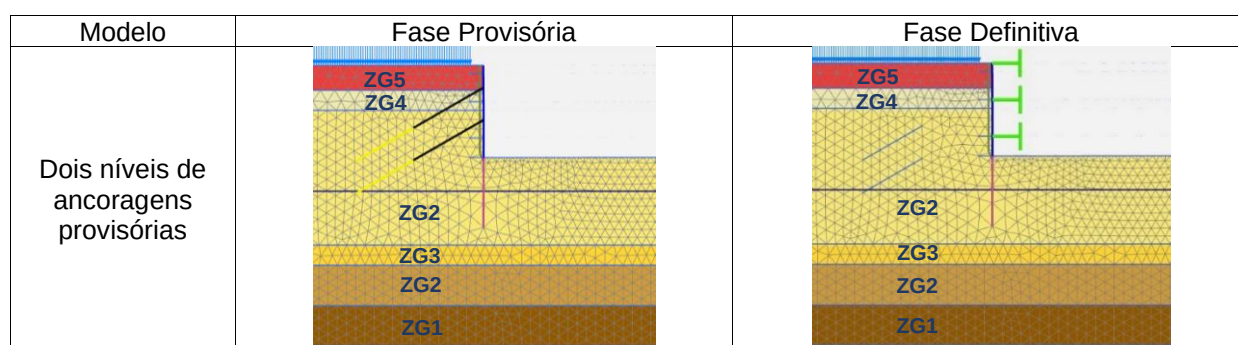


Figura 13. Modelo de análise da contenção periférica elaborado no programa *PLAXIS2D*

3.3 Estruturas e Fundações

A solução estrutural foi concebida para resistir às solicitações provocadas pelas ações regulamentares, de forma compatibilizada com os condicionamentos existentes, em particular os de natureza arquitetónica (Figura 14).

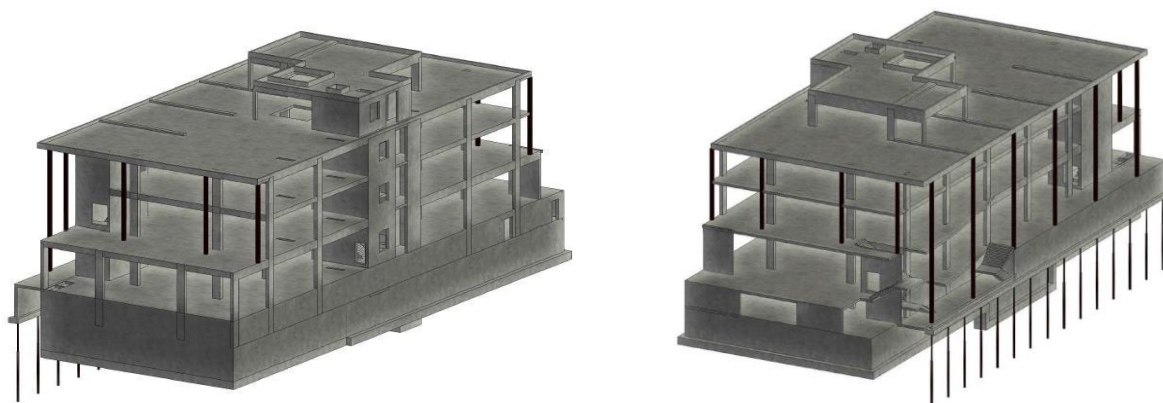


Figura 14. Modelo BIM elaborado - Vista Poente (à esquerda) e Vista Nascente (à direita)

A solução estrutural dos diferentes pisos foi definida de acordo com as restrições de funcionalidade dos espaços, mas igualmente numa perspetiva de assegurar a segurança, a qualidade do comportamento em serviço e a economia da obra.

A estrutura apresenta, na sua generalidade, lajes estruturais fungiformes maciças com 25cm de espessura, com exceção da cobertura, que apresenta uma laje de 30cm de espessura. Por sua vez, a laje do piso -2 é materializada por uma laje em massame armado de 15cm de espessura. As lajes dos pisos apoiam nos núcleos de escadas e de elevador, em pilares interiores e em pórticos de betão armado, dispostos na periferia, compostos por pilares e por vigas. Os núcleos e os pórticos de periferia encontram-se monoliticamente ligados às lajes dos pisos. Os pilares interiores, por sua vez, são dotados de um capitel com 50cm de espessura, permitindo assegurar uma ligação mais gradual às lajes dos pisos. Os capiteis, além de permitirem conduzir de forma mais eficiente os esforços provenientes das lajes para os elementos verticais, e assim prevenir fenômenos de punção, controlam com maior eficácia as deformações mobilizadas nas lajes.

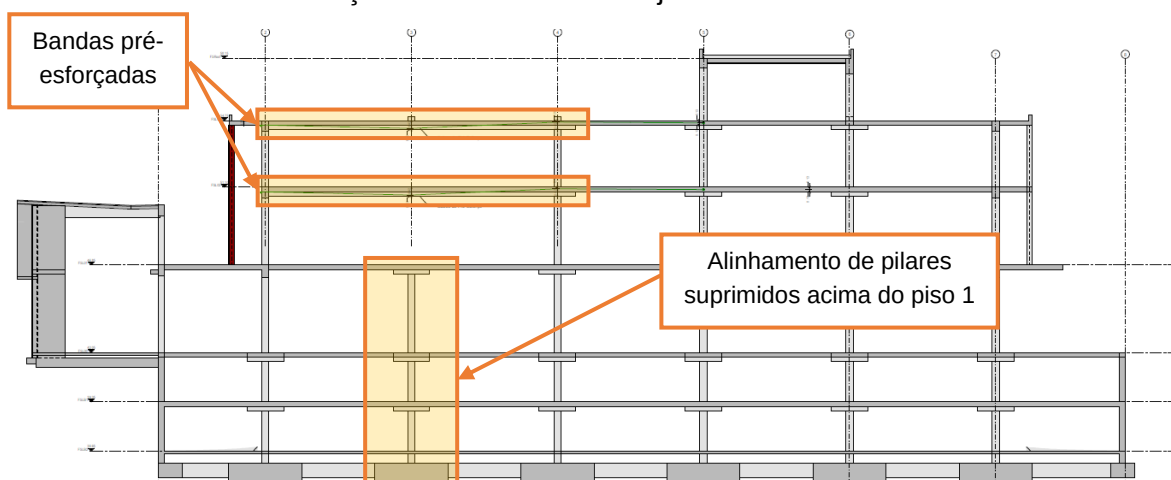


Figura 15. Localização do alinhamento de pilares suprimido e das bandas pré-esforçadas

Conforme referido no sub capítulo 2.3, devido à supressão de dois pilares ao nível do piso 1, local onde se pretendia uma zona aberta de auditório, definiram-se duas bandas de laje com 50cm de espessura, ao nível do piso 2 e 3, que tiveram que vencer um vão de cerca de 16m, sendo, para tal, dotadas de cabos de pré-esforço, tendo em vista um mais eficaz controlo de deformações, conforme indicado na Figura 15.

Do ponto de vista dos elementos verticais, refere-se que estes foram constituídos por pilares retangulares, dispostos no interior e na periferia do edifício, e por paredes constituintes dos núcleos de escadas e de elevadores. Em termos do comportamento às ações horizontais, refere-se que a estrutura responde com recurso aos pilares interiores e de periferia, contínuos em altura, e sobretudo às paredes do núcleo de escadas e de elevador.

3.3.1 Modelo de análise e dimensionamento

A estrutura do edifício foi modelada com recurso ao programa de elementos finitos *SAP2000*. As lajes, os capitéis, as bandas e as paredes de contenção foram modeladas com recurso a elementos finitos do tipo *shell*, já as paredes dos núcleos, os pilares e as vigas com elementos finitos do tipo *frame*. Por fim refere-se que o pré-esforço aplicado ao nível dos pisos 2 e 3, foi modelado recorrendo a elementos do tipo *tendon*.

Os pisos inferiores enterrados revelam-se poucos sensíveis a oscilações sísmicas, uma vez que a massa do edifício se encontra menos suscetível a vibração devido ao travamento conferido pelas paredes de contenção de elevada rigidez. Por esta razão, no modelo de análise os pisos referidos encontram-se travados horizontalmente.

Na Figura 16 apresenta-se o modelo de elementos finitos desenvolvido para o dimensionamento da estrutura.

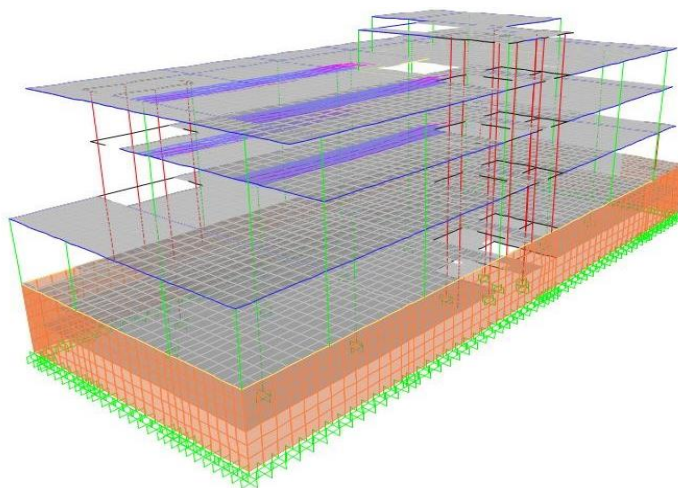


Figura 16. Modelo de análise de elementos finitos elaborado no programa *SAP2000*

O dimensionamento sísmico da estrutura foi efetuado utilizando uma abordagem com base em forças. Nesta, parte-se de uma análise dinâmica linear, por meio de espectros de resposta elásticos, aos quais se aplica um coeficiente de comportamento, que reflete a ductilidade da estrutura, permitindo, simplificadamente, converter a resposta linear em não linear.

O sistema estrutural é constituído por lajes fungiformes acopladas a núcleos de elevada rigidez e a pórticos de periferia. O sistema fungiforme isolado apresenta uma reduzida rigidez na zona de ligação pilar-laje, o que conduz a uma elevada deformabilidade, contudo a incorporação de paredes e de pórticos permite controlar a verificação de limitação de danos, bem como os efeitos $P-\Delta$.

Em complemento, outro aspeto ainda mais relevante neste tipo de sistema é o comportamento da zona de ligação pilar-laje, quando sujeito a ações horizontais. Para este tipo de ações, surgem nesta ligação elevados esforços de corte, associados ao punçoamento excêntrico que, em geral, predominam sobre os esforços de flexão. Está-se perante um comportamento frágil, não sendo, assim, possível explorar a ductilidade do sistema na resistência à ação sísmica. A incorporação de paredes e de pórticos procura solucionar esta questão. Dito isto, ao sistema fungiforme, designado secundário, foi atribuída a resistência às ações gravíticas e, por sua vez, ao sistema composto por paredes e pórticos, designado primário, foi atribuída como principal função a resistência à ação sísmica, mas contribuindo também para a resistência às ações gravíticas.

Por forma a materializar, a metodologia atrás referida, foi necessário elaborar quatro modelos de cálculo com ligeiras distinções entre si:

1. Análise e dimensionamento a ações gravíticas:

a. **Modelo Global:** Estrutura modelada com a rigidez real, utilizado para:

- i. Esforços de Dimensionamento ao ELU Fundamental;
- ii. Deformações para verificação ao ELS.

2. Análise e dimensionamento a ações sísmicas:

a. **Modelo Primário Dúctil:** Atribui-se aos elementos secundários rigidez nula e aos elementos primários 50% da rigidez (EC8), e adotou-se o coeficiente de comportamento calculado, utilizado para:

- i. Definição do coeficiente de comportamento;
- ii. Análise modal da estrutura;
- iii. Esforços de dimensionamento dos elementos primários;
- iv. Deslocamentos para calibração de esforços dos elementos secundários.

b. **Modelo Global Elástico:** Atribui-se a todos os elementos, primários e secundários, 50% da rigidez (EC8), e adotou-se um coeficiente de comportamento unitário, utilizado para:

- i. Esforços de dimensionamento dos elementos secundários ao sismo.

c. **Modelo Global Dúctil:** Atribui-se a todos os elementos, primários e secundários, 50% da rigidez (EC8), e adotou-se o coeficiente de comportamento calculado, utilizado para:

- i. Deslocamentos para calibração de esforços dos elementos secundários.

O facto de se recorrer a um modelo primário dúctil tem como principal função associar apenas aos elementos primários o respetivo coeficiente de comportamento e garantir que estes dispõem de capacidade para acomodar os esforços induzidos pelo sismo. Além disso, o facto de a análise modal ser efetuada sobre este mesmo modelo, permite uma abordagem mais conservativa, pois a limitação de danos, bem como os efeitos $P-\Delta$, são analisados num

modelo mais deformável (uma vez que a contribuição de rigidez dos elementos secundários, por mais reduzida que fosse, não foi contabilizada).

Por sua vez, o modelo global elástico tem como principal função garantir que os elementos secundários apresentam resistência para permanecer em regime elástico.

3.3.2 Consideração e dimensionamento do pré-esforço

O efeito do Pré-Esforço foi considerado no modelo de cálculo recorrendo a elementos do tipo *tendon*. Por uma questão de uniformização de deslocamentos, optou-se por modelar 3 elementos do tipo *tendo*, por cada banda, alinhados por entre os elementos *shell* (Figura 17).

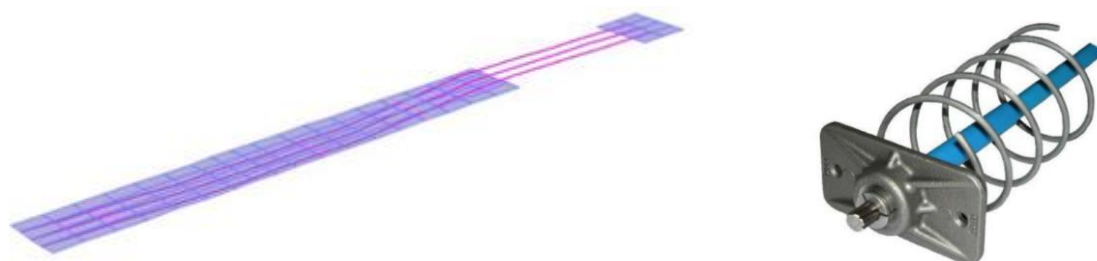


Figura 17. Elementos do tipo *tendon* modelados por entre os elementos *shell* da banda (à esquerda) e sistema de monocordões auto-embainhados não aderentes (à direita)

Na materialização do pré-esforço optou-se por recorrer à alternativa de monocordões auto-embainhados, uma vez que esta permite alcançar maiores excentricidades, menores perdas por atrito e maior flexibilidade dos traçados.

4. APLICAÇÃO DO BIM NA COORDENAÇÃO DE ESPECIALIDADES

Conforme já referido, o trabalho das diversas especialidades foi desenvolvido em ambiente BIM, no qual se realizou a definição geométrica da obra em modelos REVIT. Deste modo foi possível integrar as diferentes especialidades e fases construtivas num ambiente colaborativo singular, compatibilizando-as, desde o início da fase de projeto, facilitando os trabalhos de revisão de projeto e de obra, mantendo-as disponíveis para a fase de exploração, com maior utilidade para operações de manutenção de equipamentos.

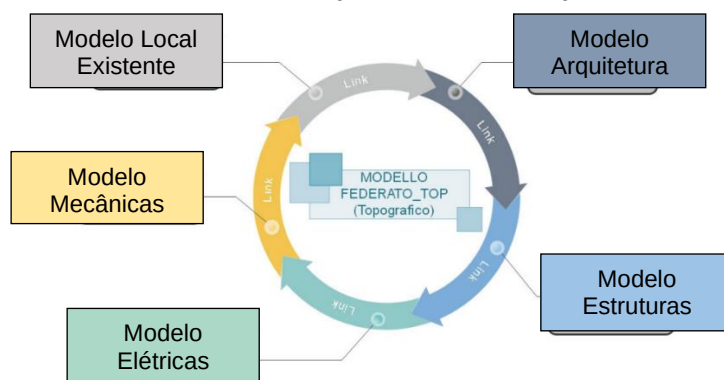


Figura 18. Organização do ambiente trabalho BIM360 Docs e *Workflow* definidos no BEP

A integração e coordenação das especialidades realizou-se na plataforma Autodesk BIM 360 Docs e, para uma coordenação mais eficaz e uniformizada, a modelação foi realizada

ao abrigo de um BEP (*BIM Execution Plan*), documento que visa definir os critérios de modelação e de tolerância, por via do LOD (*Level of Development*), bem como esclarecer as diretrizes para o sistema de coordenadas, nomenclatura e sistema de classificação.

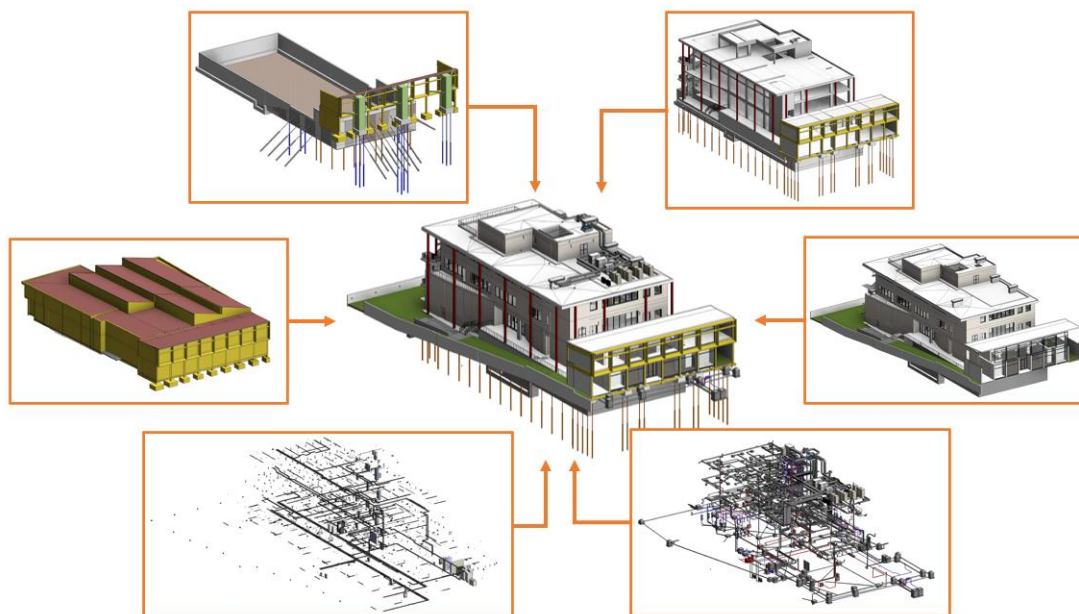


Figura 19. Organização ambiente trabalho BIM360 Docs

No processo de intercâmbio de informação proveniente dos modelos das diversas especialidades foi possível detetar atempadamente *clashes* entre elementos e proceder à sua resolução de forma mais exata e automatizada logo em fase de projeto, evitando desta forma eventuais não conformidades e incoerências em fase de construção e/ou exploração, onde se revela ser mais moroso e oneroso a sua mitigação.

4.1 Desenvolvimentos futuros: Modelação BIM de armaduras (LOD400)

A modelação BIM de armaduras, atividade em crescimento no mercado nacional e, sobretudo, internacional, tem como objetivos melhorar a visualização nos modelos, possibilitar a partilha de informação entre o projeto, a produção e a montagem, bem como produzir mapas de quantidades e desenhos técnicos de forma mais automatizada e rigorosa.

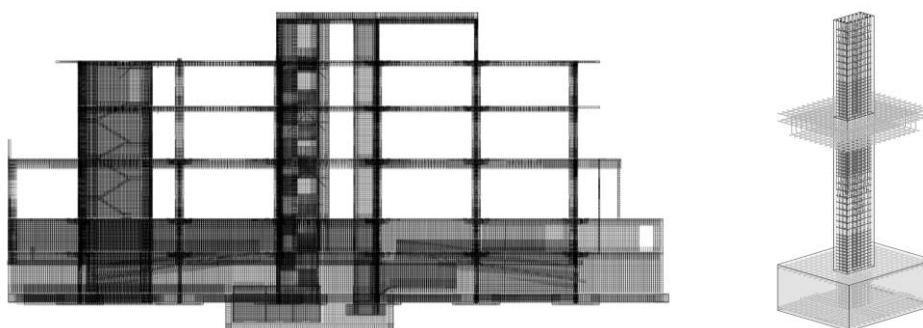


Figura 20. Modelo BIM de armaduras elaborado

No âmbito do projeto, foram realizados exercícios de modelação de armaduras dos elementos estruturais, com o principal propósito de extração de quantidades e permitir a comparação destas com a metodologia tradicional de medição.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo abordou os desafios e as potencialidades associadas à aplicação da metodologia BIM no âmbito do projeto de execução de um edifício de escritórios, localizado na zona oriental de Lisboa. Foram apresentadas em maior detalhe as soluções idealizadas no âmbito dos projetos de demolições, de escavação e contenção periférica e de estruturas e fundações. Além dos modelos BIM, elaborados com recurso a ferramenta Revit®, para cada uma destas especialidades, descreveram-se brevemente os modelos de análise de elementos finitos desenvolvidos e utilizados no dimensionamento, efetuado segundo a regulamentação Europeia, sendo de destacar os Eurocódigos [2, 3 e 4].

De seguida, apresentaram-se algumas considerações sobre a metodologia de trabalho em ambiente BIM, exemplificando-se a integração de diferentes especialidades, bem como a sua conexão com as diversas fases construtivas. Este ambiente colaborativo singular, possibilita a compatibilização das diversas informações desde o início da fase de projeto, o que permite evitar incongruências em fases posteriores como a de obra ou de exploração do empreendimento. Em complemento, existe a possibilidade do empreiteiro e do dono de obra poderem utilizar os modelos, respetivamente, em fase de produção (execução e planeamento) e de exploração, incluindo, no último caso as operações de manutenção e de exploração de equipamentos.

Por fim, revelou-se a intenção de implementar de forma mais frequente a modelação BIM de armaduras (aplicação do *LOD400*), referindo-se as vantagens que esta tecnologia poderá trazer ao nível de detalhe do projeto e interação com a produção e a montagem de armaduras, automatizando e tornando mais rigorosos processos como a elaboração de desenhos técnicos de pormenores, mapas de quantidades, produção e colocação em obra de armaduras.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono de Obra a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Consideram ainda relevante sublinhar que as soluções implementadas resultaram de um trabalho de equipa, no âmbito do qual deve ser destacado o papel importante do empreiteiro geral, ERGICON - Engenharia e Construção.

REFERÊNCIAS

- [1] Bustamante, M. e Doix, B. (1985) - “Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés” em Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Ministère de L'Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, 1985, Paris. nº140, pp.75-92.
- [2] NP EN 1992-1-1:2010. Eurocódigo 2 – Projeto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.
- [3] NP EN 1997-1:2010. Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico – Parte 1: Regras gerais. Instituto Português da Qualidade
- [4] NP EN 1998-1:2010. Eurocódigo 8 – Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas, e regras para edifícios. Instituto Português da Qualidade.

SOLUÇÕES DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA EM EMPREENDIMENTO PARCIALMENTE LOCALIZADO SOBRE A GALERIA DO METROPOLITANO DE LISBOA



Ricardo Justiniano

Engenheiro Civil
JETsj Geotecnia
Lisboa
rjustiniano@jetsj.com



Alexandre Pinto

Engenheiro Civil
JETsj Geotecnia
Lisboa
apinto@jetsj.com

Ana Moura

Engenheira Civil
FICOPE*
Oeiras
amoura@ficope.pt

Tiago Gomes

Engenheiro civil
Geosol – Fundações e
Geotécnica
Lisboa
tgomes@geosol-fg.com

* À data da obra colaboradora da FICOPE.

SUMÁRIO

No presente artigo são apresentadas as principais soluções dimensionadas e implementadas no âmbito da execução das estruturas de escavação e contenção periférica de um empreendimento residencial, construído em Lisboa, na proximidade e sobre a galeria do Metropolitano de Lisboa (ML). Nestas mesmas zonas condicionadas pela proximidade da galeria do ML, onde não foi possível executar as soluções de contenção periférica convencionais, foram desenvolvidas soluções de contenção periférica do tipo Berlim Misto e Berlim Definitivo Suspenso. A intervenção incidiu em dois lotes, com 2 caves enterradas no lote 1 e 3 caves enterradas no lote 2. Durante todo o processo de escavação foi implementado um plano de instrumentação e observação, cujos resultados confirmaram o bom desempenho da solução.

Palavras-chave: Contenção Periférica, Berlim Misto, Berlim Definitivo Suspenso, Microestacas.

1. INTRODUÇÃO

O presente artigo descreve as soluções de escavação e de contenção periférica, concebidas e executadas num empreendimento residencial, em Lisboa, cuja cota de fundo de escavação se encontrava a cerca de 4m da abóbada do túnel do Metropolitano de Lisboa

2.2 Condicionamentos relativos às confrontações com o túnel do ML

Atendendo a localização do túnel do ML, a cerca de 4m abaixo de toda a parede de contenção periférica Norte do Lote 1, não foi possível executar a mesma parede de contenção periférica na posição da parede dos pisos enterrados do edifício. De igual modo, no Lote 2, numa extensão de cerca de 20m, não foi possível a execução de estacas ou de microestacas, devido à necessidade de respeitar a distância cautelar de 3m ao túnel do ML.

Segundo as normas do ML [1,2], além da necessidade de respeitar a distância cautelar de 3m, no decorrer dos trabalhos de escavação e contenção periférica, eram ainda impostos os seguintes critérios de deformação máxima, a comprovar pela instrumentação:

- i) A estrutura do túnel do ML não poderia vir a sofrer deslocamentos superiores a 7mm na vertical e ou na horizontal;
- ii) Nos carris do ML não poderia ser verificado uma variação de deslocamento relativo, entre troços de 8m, superior a 3mm.

Estas regras são aplicadas para qualquer escavação que decorra a menos de 25m do túnel do ML.

2.3 Condicionamentos relativos às condições geológicas-geotécnicas

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

A classificação do terreno, para efeitos de análise sísmica, foi de classe C, de acordo com o Eurocódigo 8. Os trabalhos realizados permitiram a construção de um modelo geotécnico, o qual inclui perfis geotécnicos, zonamento geotécnico e correspondentes parâmetros geomecânicos, resistência e deformabilidade, indicados no Quadro 1.

Quadro 1. Parâmetros geomecânicos dos terrenos intercetados.

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

3. SOLUÇÕES DE CONTENÇÃO PERIFERICA

3.1 Lote 1

As soluções de escavação e contenção periférica adotadas no lote 1 diferenciam-se das soluções tradicionais devido à proximidade ao ML, o que, no caso concreto do lote 1 determinou desviar a contenção no alçado norte, com execução de uma solução de Berlim Misto.

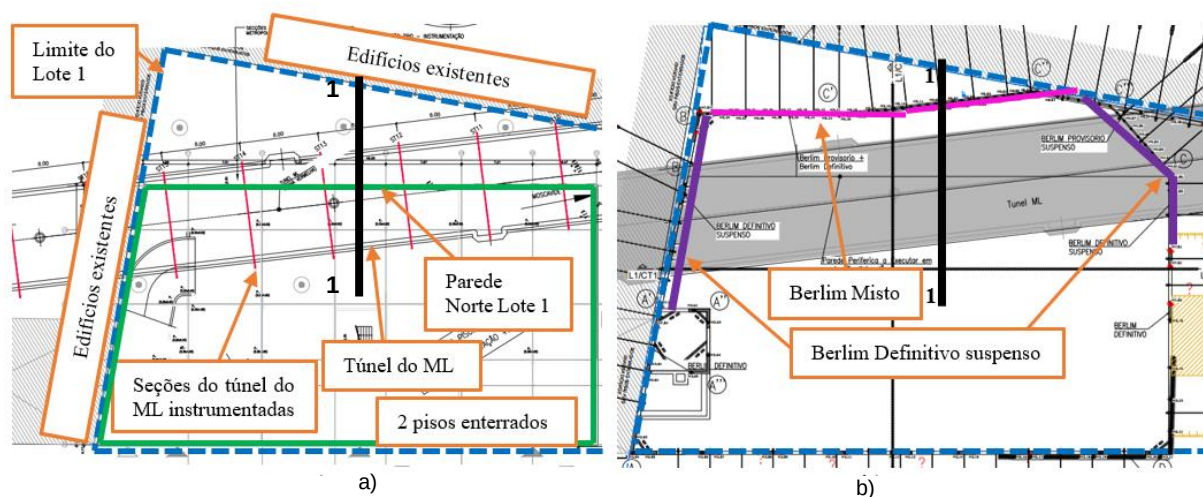


Figura 2. a) Planta de envoltório de condicionamentos do Lote 1. b) Soluções de escavação e contenção periférica – Lote 1

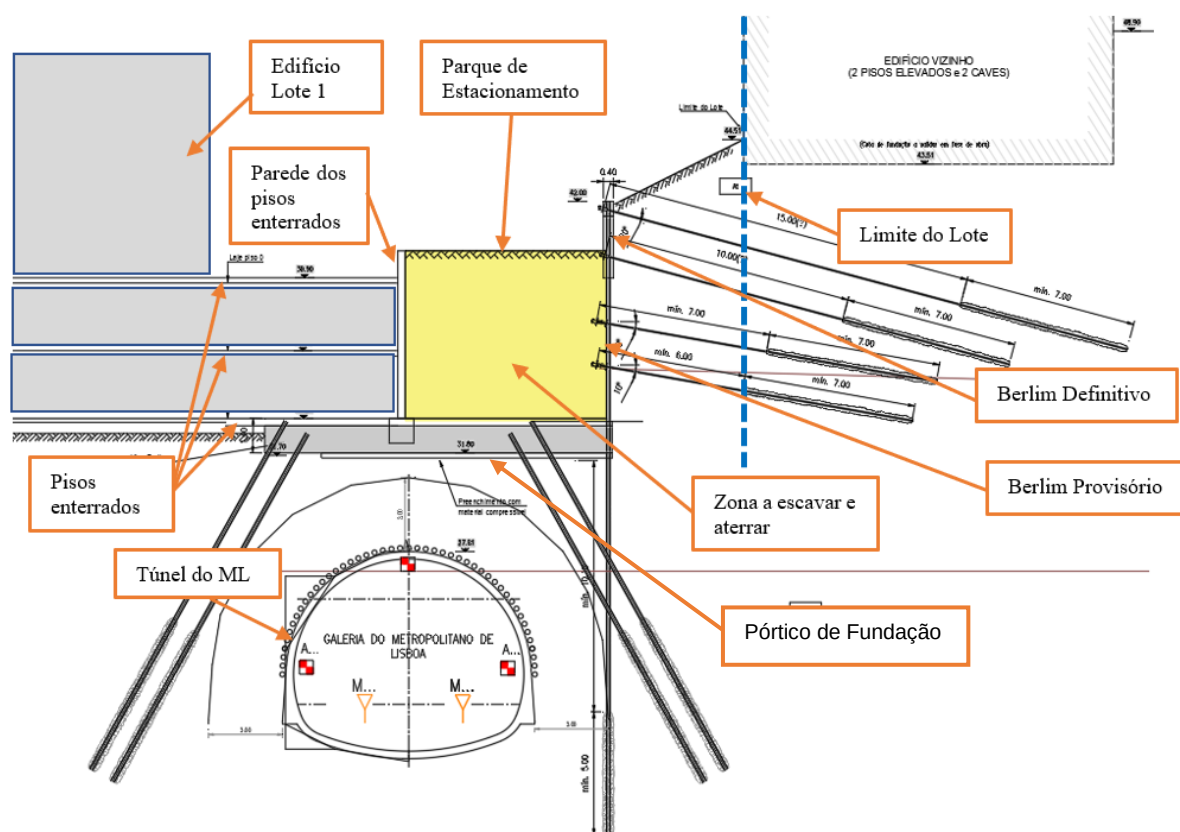


Figura 3 – Corte Tipo 1 – Lote 1

A solução de contenção periférica do Berlim Misto é constituída pela execução de uma solução de contenção periférica do tipo Berlim Definitivo nos troços superiores, seguido da execução de uma solução do tipo Berlim Provisório nos tramos inferiores. A solução advém de um conjunto de fatores, em particular: i) necessidade de construir a parede de contenção não coincidente com a parede definitiva; ii) conferir proteção e confinamento às fundações dos edifícios adjacentes; iii) compatibilizar com o projeto de arquitetura.

A execução da parede é realizada com recurso a microestacas em perfis laminares, que funcionam de fundação para as paredes superiores em betão armado. Estas paredes, por sua vez, são travadas por microestacas subhorizontais definitivas. São elementos passivos de elevada rigidez, mobilizados para pequenas deformações. Nos troços inferiores, e atendendo que a título definitivo a zona é aterrada, foi executado uma solução do tipo Berlim Provisório, com recurso a vigas de distribuição metálicas, pranchas de madeira e ancoragens provisórias. Aquando do aterro da zona as vigas e as pranchas são reaproveitadas.

Ao nível das fundações da parede definitiva norte, foi desenvolvida uma solução em pórtico, fundado em microestacas sub verticais, para sustentar as cargas da parede em fase definitiva, compatibilizado com os critérios normativos.

3.2 Lote 2

As principais soluções de escavação e contenção periférica adotadas no lote 2 encontram-se ilustradas na figura 4.

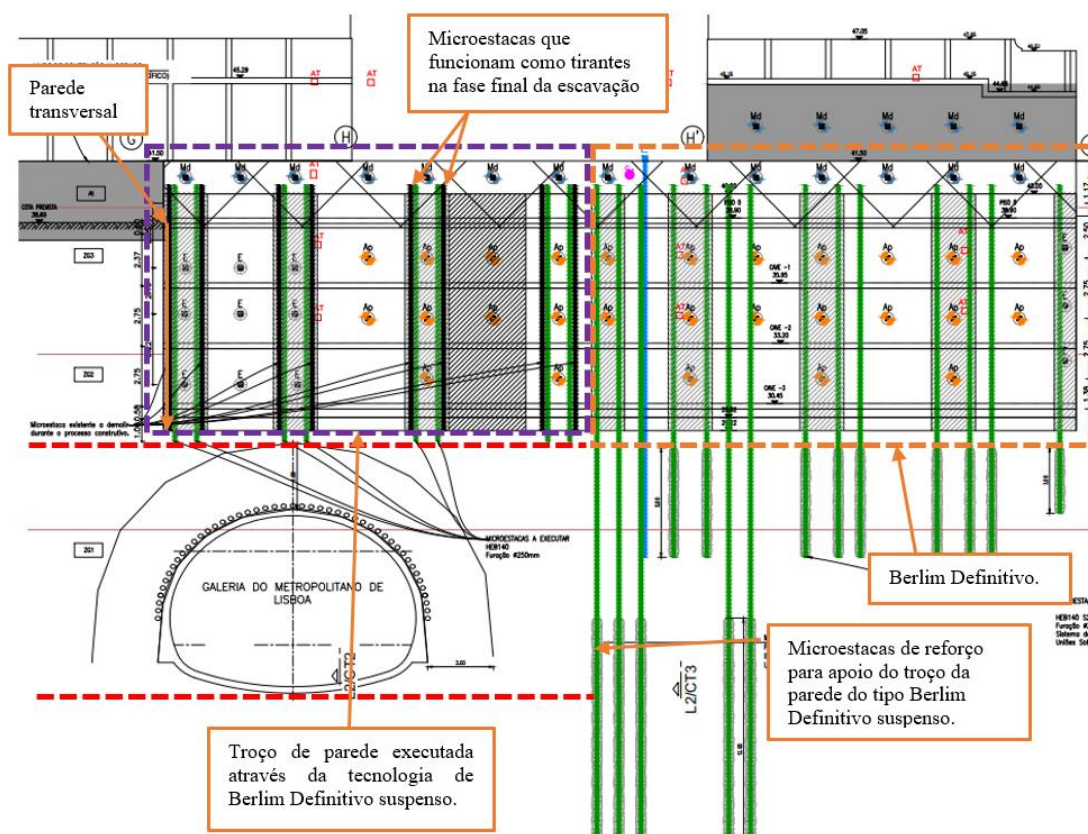


Figura 4 – Corte Tipo 2 – Lote 2

A solução de contenção periférica do tipo Berlim Definitivo Suspenso caracteriza-se pela execução de uma viga-parede, de coroamento, com capacidade resistente para sustentar todo o primeiro nível de parede a executar posteriormente. Dada a impossibilidade de executar microestacas com bolbo de selagem (devido à proximidade ao ML), são executadas microestacas com bolbo de selagem compatíveis apenas com a execução dos primeiros níveis de parede de contenção periférica, que funcionam como tirantes, encaminhando as cargas das paredes, quando betonadas para os elementos superiores resistentes. O comportamento da parede de contenção é assim de viga-parede, com as cargas a serem reencaminhadas para as extremidades, executadas através da tecnologia do tipo Berlim Definitivo. Para poder fazer face as cargas adicionais de reação nas extremidades foi necessário executar um reforço das microestacas nas extremidades.

4. EXECUÇÃO

No presente capítulo são apresentadas figuras com a evolução dos trabalhos de escavação e de contenção periférica, em particular das zonas onde foram executadas as soluções do tipo Berlim Definitivo Suspenso e Berlim Misto durante a fase intermedia e final.

4.1 Lote 1

Nas figuras 5 a 7 são apresentadas vistas da evolução da escavação do lote 1.

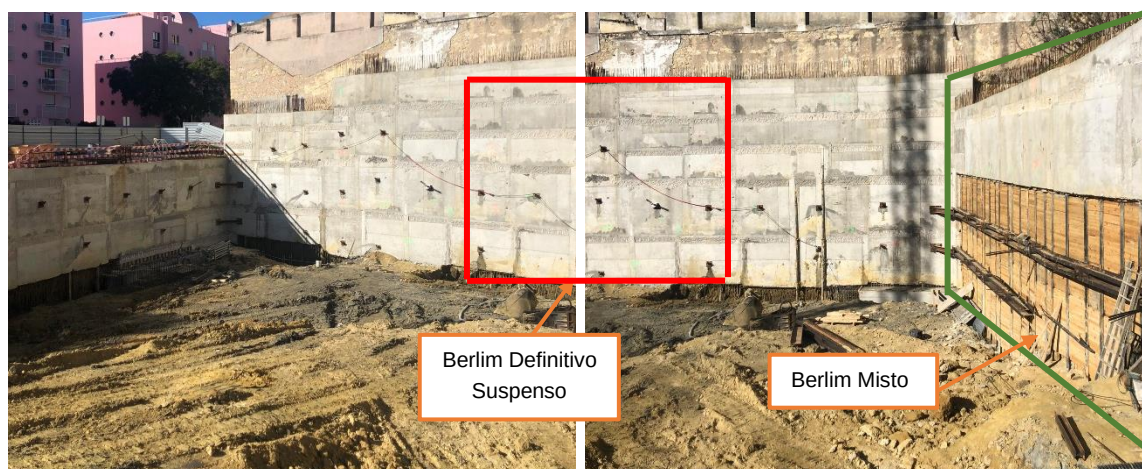


Figura 5 – Vista dos trabalhos de chegada ao fundo de escavação – Lote 1



Figura 6 – Vista do início do aterro entre parede do lote 1 e a parede de contenção periférica



Figura 7 – Vista do aterro na zona da contenção do Lote 1 do tipo Berlim Misto finalizado até à cota do piso 0

4.2 Lote 2

Nas figuras 8 a 10 são apresentadas vistas com evolução da escavação do lote 2.



Figura 8 – Vista dos trabalhos junto ao fundo de escavação – Lote 2



Figura 9 – Vista da betonagem da laje do piso -2 do lote 2



Figura 10 – Vista da construção da superestrutura do lote 1(lado direito) e do lote 2 (lado esquerdo)

5. INSTRUMENTAÇÃO

O Plano de Instrumentação e Observação da obra incorpora um conjunto alargado de dispositivos, dos quais se destacam:

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

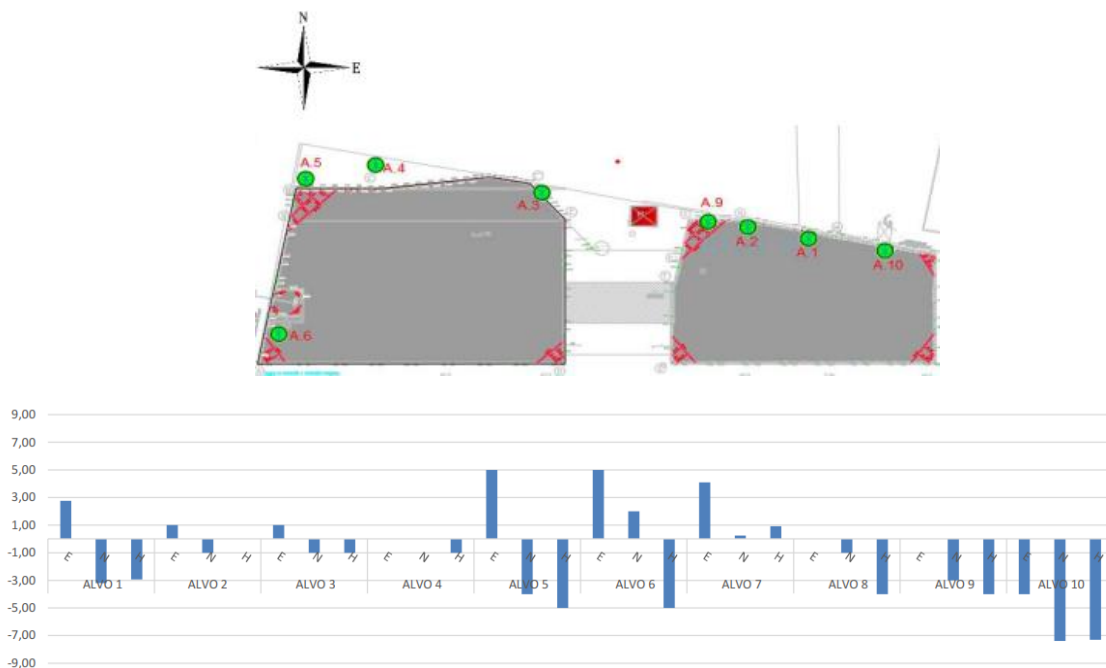


Figura 11 – Deformações das estruturas existentes.

Relativamente às estruturas existentes verificou-se um bom comportamento durante toda a fase de escavação, com valores observados em linha com a expectativa.

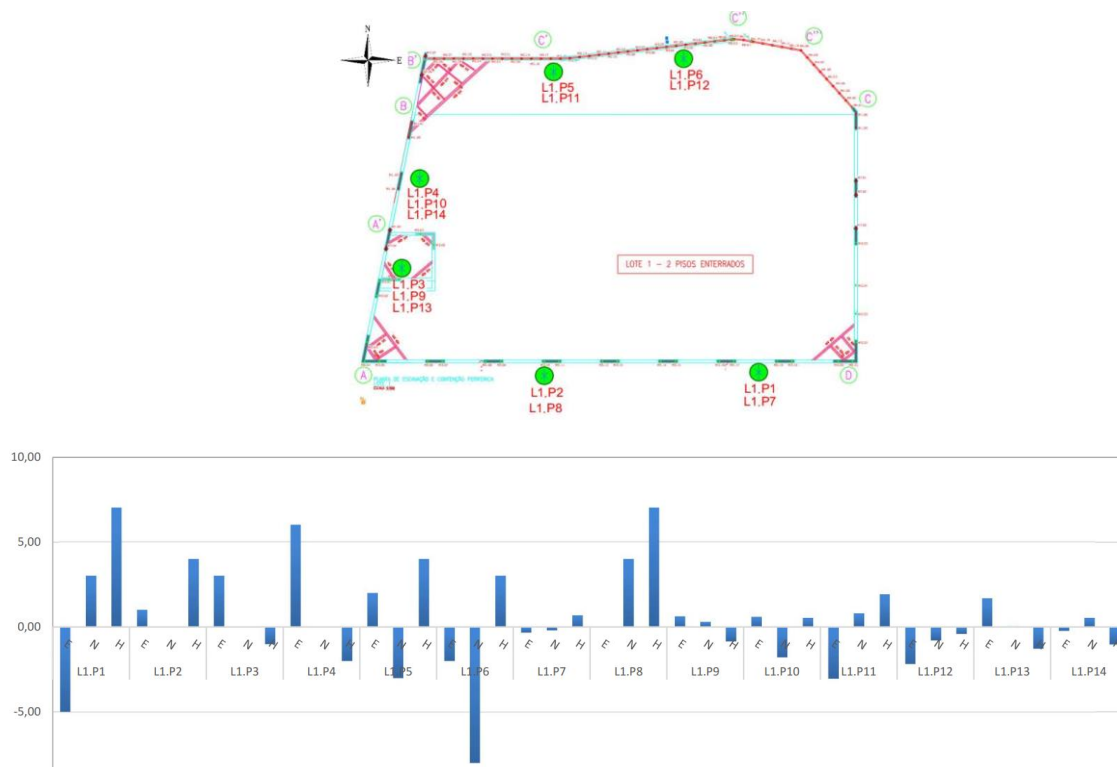


Figura 12 – Deformação das paredes de contenção periférica – Lote 1.

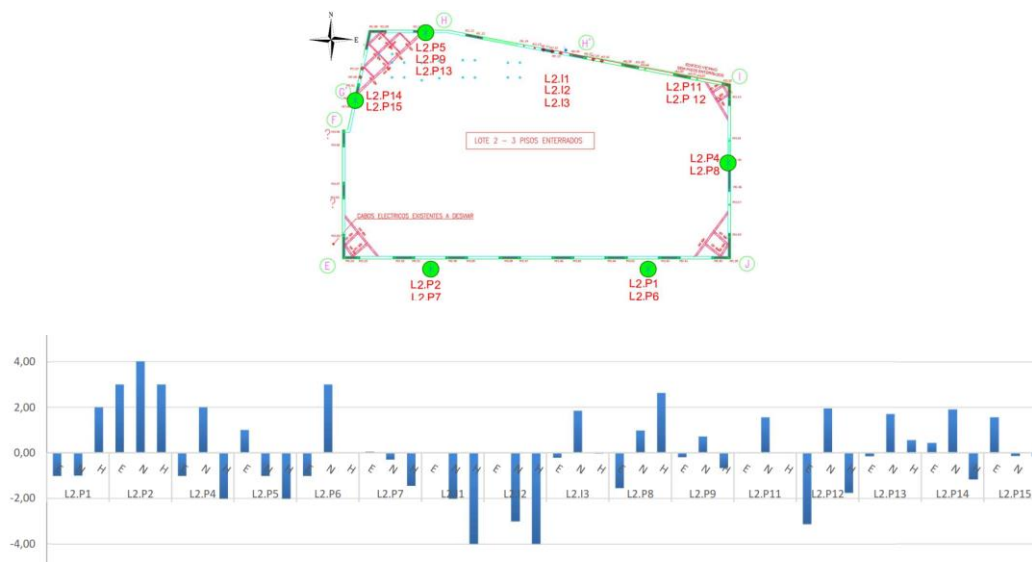


Figura 13 – Deformação das paredes de contenção periférica – Lote 2.

Relativamente às estruturas de contenção periférica verificou-se um bom desempenho, tendo em conta o cruzamento da informação dos alvos, inclinómetros e células de carga.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

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

AGRADECIMENTOS

Os autores do artigo agradecem à empresa Mexto S.A., Dono de Obra, a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Consideram ainda importante sublinhar que as soluções implementadas resultam de um trabalho de equipa, no âmbito do qual devem ser destacadas as empresas: Grupo Cofrasilvas, empreiteiro geral; Geosol, empreiteiro de geotecnia e fundações especiais e Pecnon, responsável pelo projeto de estruturas.

REFERÊNCIAS

- [1] Metropolitano de Lisboa – Interferência de Terceiros em Estruturas ML em Exploração – Procedimentos – Inspeção Técnica às Estruturas do Metropolitano de Lisboa, E.P.E., 2010.
- [2] Metropolitano de Lisboa – Interferência de Terceiros em Estruturas ML em Exploração – Procedimentos – Projeto e Monitorização das Estruturas do Metropolitano de Lisboa, E.P.E., 2010.

RESERVATÓRIOS DE GRANDE DIÂMETRO E PROFUNDIDADE EM MEIO URBANO, BRASIL



André Henriques
Engenheiro Projetista
JETsj Geotecnia
Lisboa
ahenriques@jetsj.com



Miriam Lopes
Engenheira Projetista
JETsj Geotecnia
Lisboa
mlopes@jetsj.com



Nuno Braz da Silva
Engenheiro Projetista
JETsj Geotecnia
Lisboa
nsilva@jetsj.com

SUMÁRIO

O presente artigo tem como objetivo apresentar os desafios geotécnicos e estruturais no âmbito do projeto para a execução de dois reservatórios subterrâneos no Brasil. Cada reservatório é composto por três poços circulares secantes, com um comprimento total de cerca de 95 m, materializados por painéis de paredes moldadas, compreendendo uma escavação de aproximadamente 33 m de profundidade.

As análises geotécnicas e estruturais foram desenvolvidas através de modelos numéricos tridimensionais no *PLAXIS 3D* e a estrutura da cobertura dos reservatórios, maioritariamente pré-fabricada, foi analisada utilizando o programa de elementos finitos *SAP2000*.

O trabalho foi desenvolvido em ambiente BIM, tendo sido utilizados os programas *GEO5*, *REVIT* e *TEKLA*.

Palavras-chave: Escavações profundas, Reservatórios, Paredes moldadas, BIM

1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

No presente artigo apresenta-se o desenvolvimento dos projetos de execução de fundações e estruturas, com forte componente de interação solo-estrutura, para a implantação dos reservatórios “Vilarinho 2” e “Nado 1” inseridos no conjunto de obras de mitigação das inundações recorrentes dos Córregos Vilarinho, Nado e Ribeirão Isidoro, integradas na

bacia hidrográfica do Ribeirão do Onça. A presente obra insere-se na reestruturação do sistema de escoamento e macro drenagem da cidade de Belo Horizonte, estado de Minas Gerais, Brasil (Figura 1).

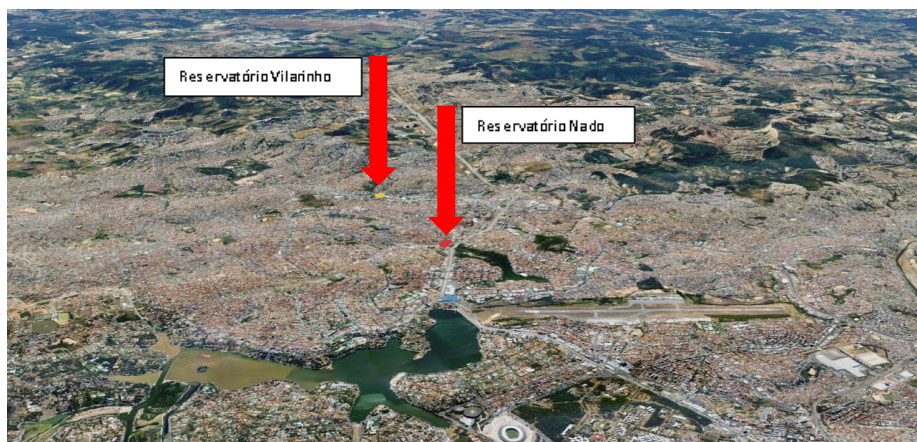


Figura 1. Município de Belo Horizonte e localização dos dois reservatórios.

A cidade tem aproximadamente 90 áreas de risco, classificadas de acordo com o número de pontos por município, sendo a região de Venda Nova, onde se inserem ambos os reservatórios, a região de maior incidência de registros de inundação, com aproximadamente 20 pontos classificados (Figura 2).

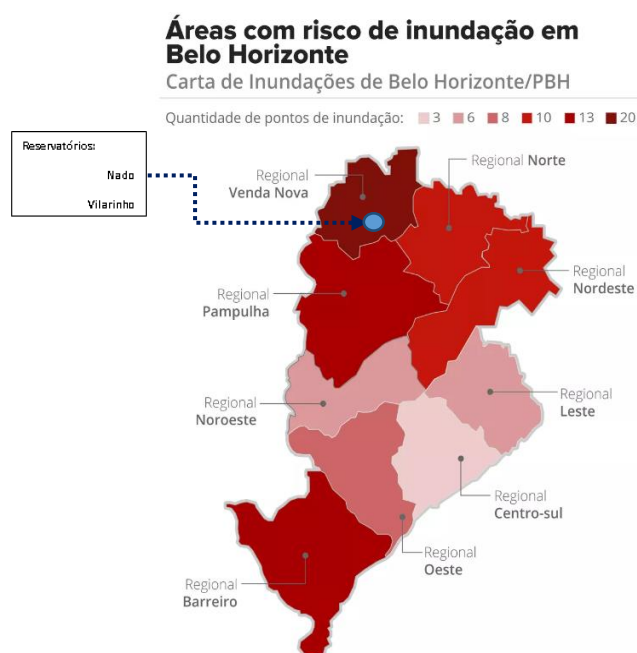


Figura 2. Mapa de Risco de inundações, fonte: Globo G1: 19/09/2018.

As escavações de grande profundidade ($h > 30\text{m}$) introduzem uma significativa alteração do estado de tensão em repouso do solo, onde por vezes as principais referências de dimensionamento e controlo dos resultados obtidos em diversos modelos de cálculo não são suficientes para garantia da segurança estrutural e geotécnica da obra, bem como para o adequado controlo de danos nas estruturas confinantes.

A execução de dois reservatórios de grandes dimensões (cerca de 3500 m²) na área de Vilarinho (Figura 3) e Nado (Figura 4), inseridos numa região densamente ocupada da cidade de Belo Horizonte, resulta num processo de dimensionamento marcado por uma complexa interação solo-estrutura influenciada por diversos fatores tais como: simetria estrutural, assimetria geológica-geotécnica, análise de fluxo e estabilidade do fundo de escavação (rotura hidráulica) através de formações permeáveis, faseamento construtivo da obra e um exigente controlo da bacia de assentamentos do espaço envolvente. Neste contexto foram realizadas análises tridimensionais de modo a obter resultados com maior confiabilidade, capturando a interação solo-estrutura de um modo adequado.

No presente artigo abordam-se os modelos numéricos de cálculo tensão-deformação realizados em ambiente *PLAXIS 3D* e a sua análise e interpretação com vista a um correto dimensionamento, tendo em conta a interação solo-estrutura, simulando o processo construtivo e avaliando o seu impacto nas soluções adotadas.



Figura 3. Reservatório Vilarinho e envolventes.



Figura 4. Reservatório Nado e envolventes.

1.2 Solução estrutural

A conceção base para o projeto teve como objetivo o controlo de deformações na área de influência da escavação, visando a minimização do impacto da mesma nas infraestruturas existentes, bem como nos edifícios vizinhos.

Assim e, dada a elevada profundidade de escavação projetada e natureza das formações geológicas atravessadas (solos aluvionares, residuais e rochas fraturadas), optou-se por uma solução em paredes moldadas, materializada por 3 poços circulares que se intersectam. Nos pontos de interseção prevê-se a execução de dois pórticos em betão armado, materializados por um conjunto de pilares e escoras travados em diversos níveis procurando reduzir os respetivos comprimentos de encurvadura.

Visando garantir um adequado funcionamento da estrutura de contenção na presença de eventuais desvios da verticalidade dos painéis de parede moldada, foram projetados diversos anéis de travamento, igualmente em betão armado, ao longo do perímetro da parede, afastados entre si de 5,0 e 3,0 m, responsáveis por transmitir por esforço axial cargas para os diferentes níveis de escoras dos pórticos (Figura 5).

Os impulsos e sobrecargas regulamentares atuantes sobre a face das paredes moldadas são por sua vez transmitidas por flexão/corte para os anéis e, igualmente, por esforços axiais dos anéis e plano da parede para os dois pórticos de betão armado.

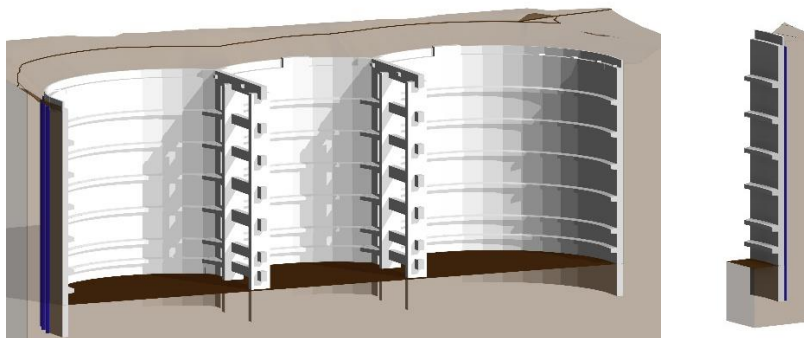


Figura 5. Pórticos e anéis de travamento dos reservatórios.

A estrutura da cobertura do reservatório consiste essencialmente em pré-lajes apoiadas em vigas pré-fabricadas, que por sua vez apoiam em pilares de betão armado com a altura igual à altura do reservatório (Figura 6).

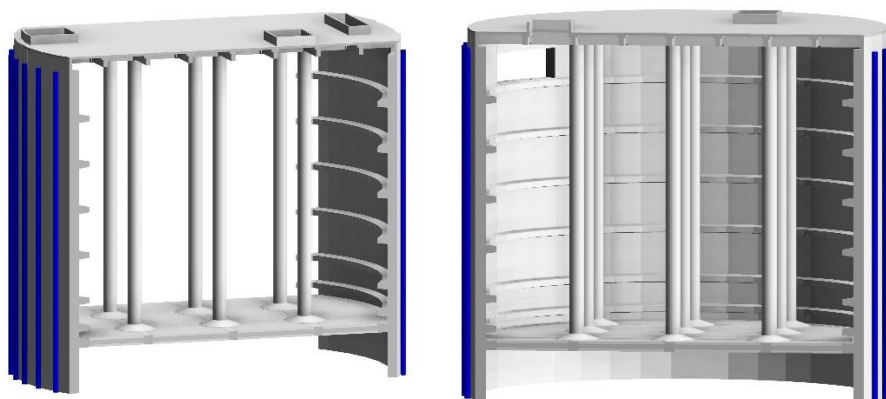


Figura 6. Pilares de apoio à cobertura do reservatório.

As vigas principais assentam nos pilares interiores, simplesmente apoiadas, e na viga de coroamento perimetral do reservatório (Figura 7). Transversalmente às vigas principais, existem as vigas secundárias, em forma de T, que apoiam nas vigas principais e nos pilares interiores, bem como na viga de coroamento da parede moldada.

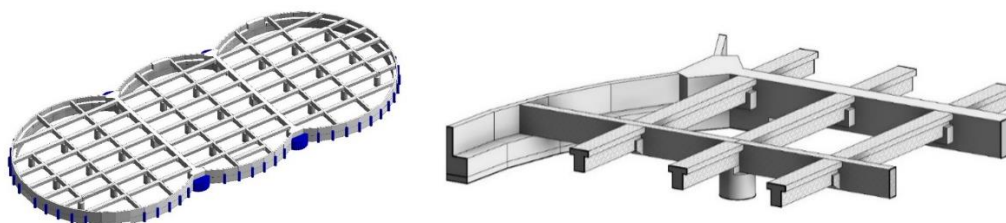


Figura 7. Vista 3D das vigas da cobertura do reservatório.

As pré-lajes de 15 cm de espessura e comprimento variável encontram-se dispostas segundo o eixo perpendicular ao alinhamento das vigas secundárias apoiando no topo das mesmas em 20 cm bem como na viga de coroamento da parede moldada em 25 cm (Figura 8).

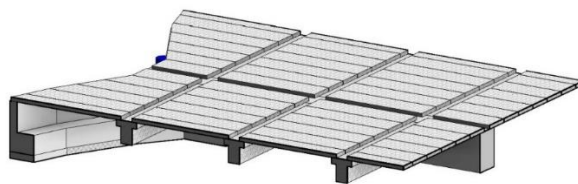


Figura 8. Vista 3D do apoio das pré-lajes da cobertura do reservatório.

2. ANÁLISE ESTRUTURAL E GEOTÉCNICA

2.1 Modelo geológico-geotécnico

Visando a identificação da natureza, da possança e estrutura das formações geológicas constituintes do substrato a intersectar pela escavação associada à construção de ambos os reservatórios, bem como das suas características geomecânicas, foram realizadas, em ambos os locais interessados, campanhas de prospeção compreendendo a realização de sondagens mecânicas, prospeção geofísica (MASW e ensaios *crosshole*), ensaios *in situ* e de laboratório.

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

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

De um modo geral, para efeitos de dimensionamento, a cada uma das unidades geológicas existentes no terreno estudado, fez-se corresponder uma zona geotécnica, permitindo uma fácil associação dos resultados dos ensaios com as variações geológicas detetadas nas sondagens, constituindo-se, assim, o zonamento geológico-geotécnico apresentado no Quadro 1, essencialmente baseado em critérios litológicos e de resistência.

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

Esta modelação foi desenvolvida através da ferramenta de Estratigrafia do *software* GEO5, a qual permite, através da introdução de diversos dados de ensaios de campo pontuais (sondagens, poços, CPT, DPT, SPT, DMT e PMT), representando um conjunto de pontos

que assinalem transições entre as várias formações, interpretar e gerar um modelo geológico composto por um conjunto de superfícies de transição entre as diversas formações que constituem o terreno na zona dos reservatórios (Figura 9 e Figura 10).

Quadro 1. Zonamento geológico-geotécnico.

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

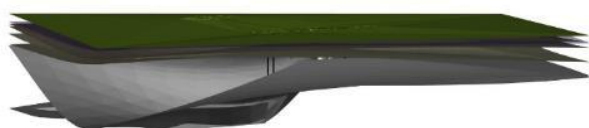


Figura 9. Estratigrafia gerada pelo GEO5 após a inserção dos dados dos ensaios geotécnicos.

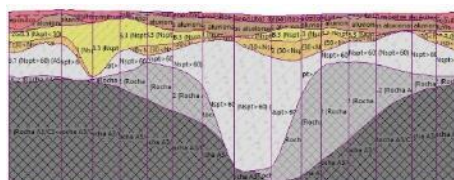


Figura 10. Corte longitudinal da estratigrafia existente na zona do reservatório.

2.2 Modelo numérico/estrutural do reservatório

2.2.1 Considerações gerais

Como primeira abordagem, o estudo da solução de escavação e contenção periférica, consistiu na realização de análises de elementos finitos bidimensionais, recorrendo-se ao *software PLAXIS 2D*, consistindo no estudo de secções tipo, correspondentes a cada um dos poços secantes.

Posteriormente, procurando avaliar o efeito da assimetria geológica-geotécnica, da assimetria estrutural e da presença das estruturas e infraestruturas vizinhas, e deste modo estimar da melhor forma possível a variação espacial de impulsos atuantes nas paredes de contenção e, conseqüentemente, dos esforços e deformações atuantes na estrutura, procedeu-se também à realização de análises de elementos finitos tridimensionais, recorrendo-se ao *software PLAXIS 3D*, simulando as principais fases construtivas.

As referidas análises consistiram na realização de modelos tridimensionais que englobam a totalidade da estrutura de contenção, bem como as estruturas e infraestruturas vizinhas. A geometria dos modelos de cálculo numérico, em particular, no que concerne à definição

espacial da estrutura geológica, foi definida tendo por base os modelos geológicos 3D apresentados no capítulo 2.1.

Para este efeito, visando a geração de malhas de elementos finitos adequadas, as superfícies de transição entre as diversas formações que constituem o terreno na zona dos reservatórios, foram convertidas em superfícies NURBS (*Non Uniform Rational Basis Spline*) e incorporadas nos modelos de cálculo.

O domínio de análise, em planta, corresponde a uma área de 385 m x 365 m, alcançando uma profundidade máxima de 133 m, garantido assim uma distância de 94 m da face inferior do modelo à cota final de escavação. Refere-se que a dimensão dos modelos de cálculo foi definida de modo a anular os efeitos das fronteiras para os resultados das análises. A malha de elementos finitos utilizada resultou de um refinamento progressivo de forma a avaliar os efeitos da mesma para os resultados, fazendo uso de ferramentas de refinamento local por forma a reduzir o tempo computacional.

Na Figura 11 apresenta-se a geometria e malha de elementos finitos dos modelos 3D desenvolvidos.

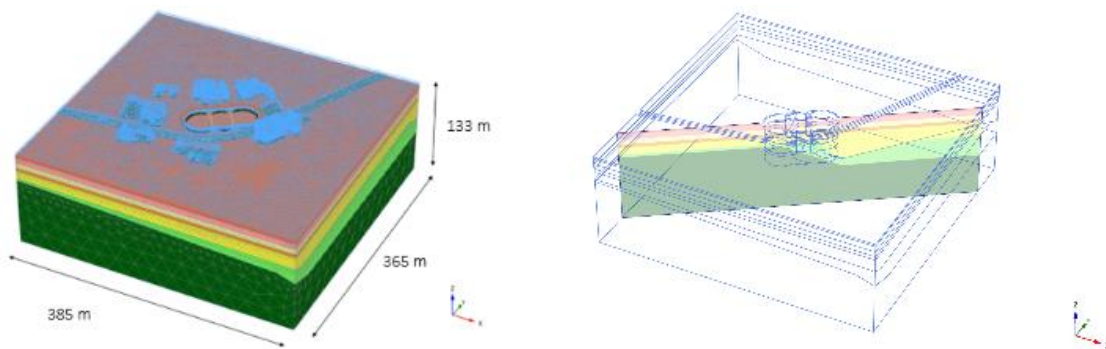


Figura 11. Geometria e malha de elementos finitos do modelo tridimensional de cálculo de um reservatório (PLAXIS 3D).

As paredes de contenção, anéis, pilares e sapatas foram modeladas através de elementos do tipo *Plate*, com comportamento linear elástico. Por outro lado, as escoras, viga de coroamento e vigas de fundação foram modelados através de elementos tipo *Beam*, igualmente com comportamento linear elástico (Figura 12).

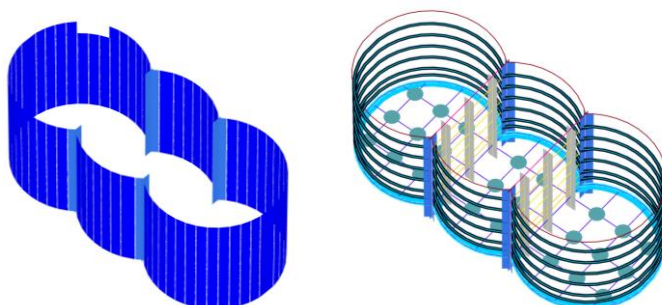


Figura 12. Geometria do modelo tridimensional de cálculo (PLAXIS 3D) – Elementos estruturais: parede de contenção, viga de coroamento, anéis, pórticos, vigas de fundação e sapatas.

Na modelação desenvolvida, simulou-se o comportamento do solo através do modelo constitutivo *Hardening Soil* e do maciço rochoso através do modelo constitutivo *Hoek-Brown*.

O cálculo da distribuição das poro-pressões foi efetuado recorrendo a análises em condições de escoamento permanente – regime laminar, tendo por base os níveis de água verificados aquando da realização das sondagens mecânicas, considerando o rebaixamento do nível de água no interior do recinto de escavação.

Para efeitos de dimensionamento dos elementos da estrutura de contenção foi ainda considerado a instalação do impulso hidrostático.

2.2.2 Dimensionamento dos painéis de parede moldada

Tendo em conta que a tecnologia construtiva das paredes moldadas impõe uma conexão, no sentido horizontal, não monolítica entre os sucessivos painéis, a mesma foi modelada como rotulada entre os elementos do tipo *plate*.

No que concerne ao dimensionamento dos painéis destaca-se que os mesmos estarão sujeitos esforços de compressão na direção radial significativos, pelo que a existência de eventuais desvios construtivos de verticalidade resultarão numa redução da espessura de contacto de parede entre painéis adjacentes. Como tal o dimensionamento destes elementos, teve em consideração um acréscimo, face aos valores estimados no software de cálculo automático (apresentados na Figura 13), de momentos fletores resultante de um desvio geométrico de 1% face à posição teórica do painel.

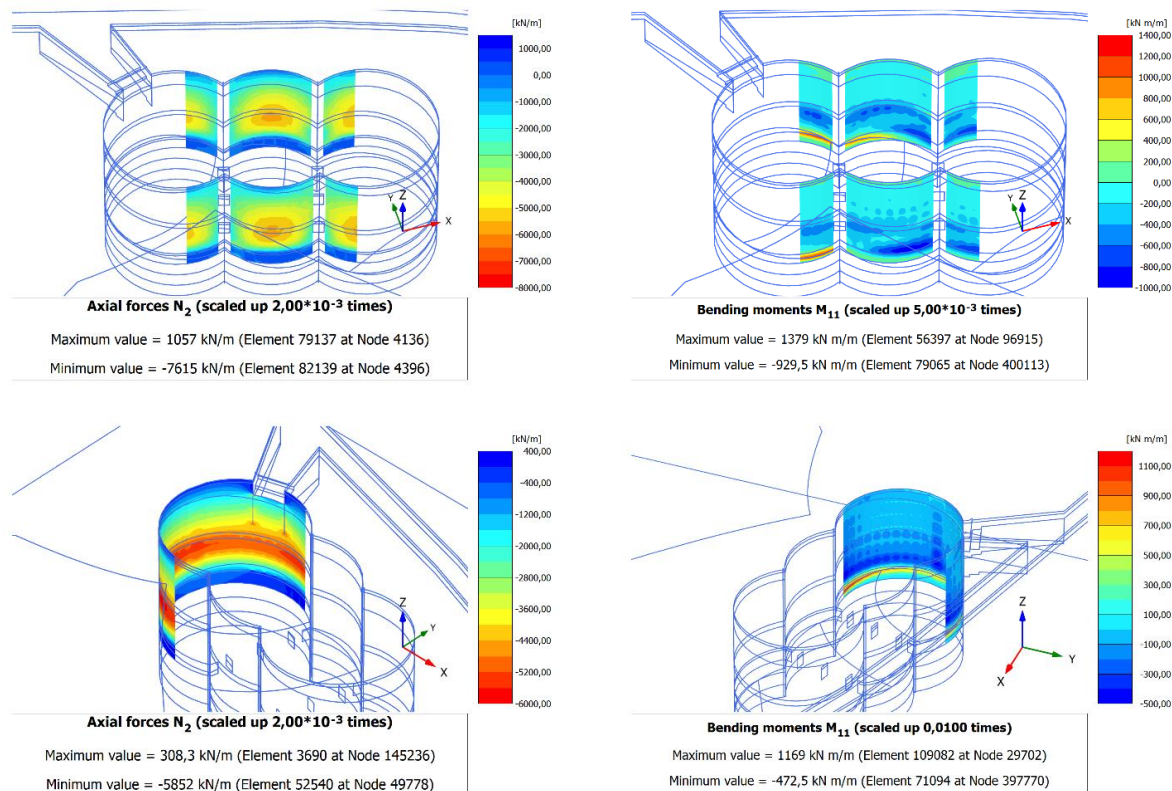


Figura 13. Esforços estimados no programa de cálculo automático (PLAXIS 3D) – Parede de contenção.

Encontrando-se estes elementos sujeitos a esforços de compressão e flexão significativos em ambas as direções, o seu dimensionamento teve por base a situação de flexão composta. Adicionalmente, o valor absoluto do momento torsor foi totalmente adicionado aos momentos fletores em ambas as direções. Os valores absolutos do corte vertical e horizontal foram combinados para a obtenção de um esforço transversal resultante.

A análise da distribuição de esforços permite constatar que os mesmos são consideravelmente variáveis ao longo da estrutura, não só em profundidade, mas também ao longo da periferia, verificando-se que os mesmos se assemelham aos obtidos em condições bidimensionais de axissimetria nos poços de extremidade, nas zonas mais afastadas dos pórticos, mas consideravelmente distintos junto dos mesmos, comprovando assim a necessidade de realização de um modelo tridimensional para dimensionamento deste tipo de estruturas.

Destaca-se também a possibilidade de, no modelo 3D, se avaliar os efeitos nos esforços da parede junto da abertura para as galerias de ligação do reservatório aos córregos existentes.

2.2.1 Dimensionamento dos pórticos

Os pórticos são elementos vitais no funcionamento estrutural da contenção, na medida em que são responsáveis por garantir o equilíbrio de forças na interceção dos poços secantes, recebendo a totalidade das forças de compressão horizontais na direção radial transmitidas pela parede moldada e conduzindo-as, através do recinto de escavação, entre alçados opostos. Consequentemente, quer os pilares, quer as escoras horizontais encontram-se sujeitos a esforços de magnitude elevada.

Adicionalmente, refere-se ainda que os pilares de extremidade dos pórticos encontram-se sujeitos a forças de desvio significativas, como resultado da variabilidade espacial dos impulsos atuantes, decorrente, principalmente, da assimetria geológica existente.

Os referidos pilares, materializados por três painéis de parede moldada, serão betonados em conjunto, garantindo assim uma ligação monolítica entre os mesmos. Deste modo, o dimensionamento dos pilares de extremidade foi realizado considerando uma secção única em Y, avaliando, no entanto, e em paralelo, a análise dos esforços de cada uma das barretas, acautelando assim a estabilidade “global” e local da secção.

As ligações entre escoras e os pilares do pórtico, com exceção da escora a executar ao nível da viga de coroamento, foram consideradas como rotuladas.

Estando os pilares sujeitos a esforços de flexão em ambas as direções, o seu dimensionamento teve por base a situação de flexão composta desviada, considerando o efeito das imperfeições geométricas (Figura 14).

Por outro lado, as escoras estarão sujeitas predominantemente a esforços axiais de compressão, estimando-se um esforço máximo de $N_{Sd, max}=57\,402\text{ kN}$, pelo que as mesmas foram dimensionadas para a situação de flexão composta. Destaca-se que, fruto do elevado esforço de compressão, estes elementos estarão sujeitos a esforços de segunda ordem consideráveis, tendo motivado a construção de um número de pilares previamente à fase de

escavação, visando reduzir o comprimento de encurvadura das escoras e consequentemente os momentos fletores de segunda ordem.

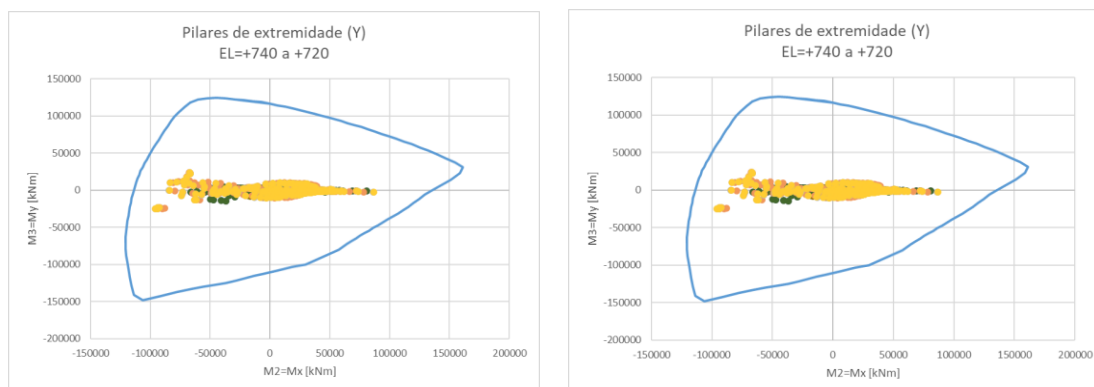


Figura 14. Diagrama de interação M2-M3 dos pilares de extremidade dos pórticos.

2.3 Modelo numérico da cobertura

2.3.1 Dimensionamento dos elementos da cobertura

A estrutura da cobertura dos reservatórios, maioritariamente pré-fabricada, foi analisada utilizando o programa de elementos finitos *SAP2000* (Figura 15). Para o dimensionamento dos diversos elementos constituintes da cobertura foram utilizadas as regulamentações vigentes no Brasil. De referir que uma vez que em fase de exploração, sobre a cobertura, serão materializadas uma estrada municipal e uma praça pública, foram consideradas para o dimensionamento da cobertura, as cargas do aterro correspondente e de um camião tipo TB-450 de 3 eixos [2].

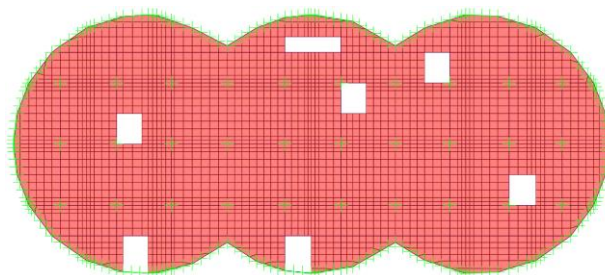


Figura 15. Modelação da cobertura do reservatório em *SAP2000*.

No programa de cálculo as pré-lajes foram modeladas com recurso a elementos finitos do tipo *shell* e as vigas com elementos finitos do tipo *frame*. Os apoios da cobertura, nomeadamente as vigas de coroamento da parede moldada e os pilares interiores do reservatório foram modelados como *restraints*.

Todos os elementos da cobertura foram modelados de acordo com as teorias clássicas das peças lineares, à exceção dos dentes e das consolas das vigas de betão, os quais foram dimensionados por modelos de escoras e tirantes para aferição das armaduras.

Para além do estado limite último foram ainda verificados os estados limites de utilização, nomeadamente da deformação a longo prazo e da fissuração das pré-lajes e das vigas de betão de acordo com a NBR 6118 [3].

2.3.2 Dimensionamento dos pilares circulares de apoio à cobertura

Devido à dimensão e relevância estrutural dos pilares circulares de betão armado de apoio à cobertura, os quais possuem um vão de cerca de 30 m em consola com cargas axiais significativas, foi dada uma especial importância ao dimensionamento destes elementos.

Estes elementos foram modelados no programa *SAP2000* como elementos finitos do tipo *frame* (Figura 16) tendo-se aplicado as reações dos apoios do modelo estrutural da cobertura referido no capítulo 2.3.1.

Sendo a ligação entre as vigas de cobertura e os pilares simplesmente apoiada, considerou-se que não existe transmissão de momentos fletores entre estes elementos. Na base dos pilares considerou-se um encastramento perfeito, sendo as vigas de fundação e o solo do fundo do reservatório os elementos responsáveis por impedir a rotação dos pilares na base.

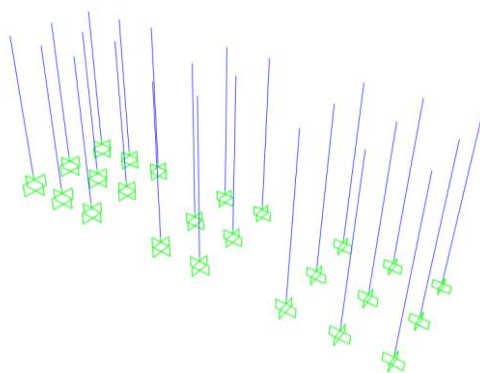


Figura 16. Modelação dos pilares de apoio à cobertura.

Para além das reações dos apoios do modelo estrutural da cobertura foi ainda considerada uma excentricidade no topo dos pilares, a qual teve em conta as imperfeições geométricas, a fluência e os efeitos de 2ª ordem, requisitos obrigatórios para a geometria e dimensão dos pilares de acordo com a NBR 6118 [3].

Com base nesta análise foram obtidos os esforços de dimensionamento dos pilares e estes foram dimensionados para a flexão composta desviada (Figura 17) e para o esforço transversal.

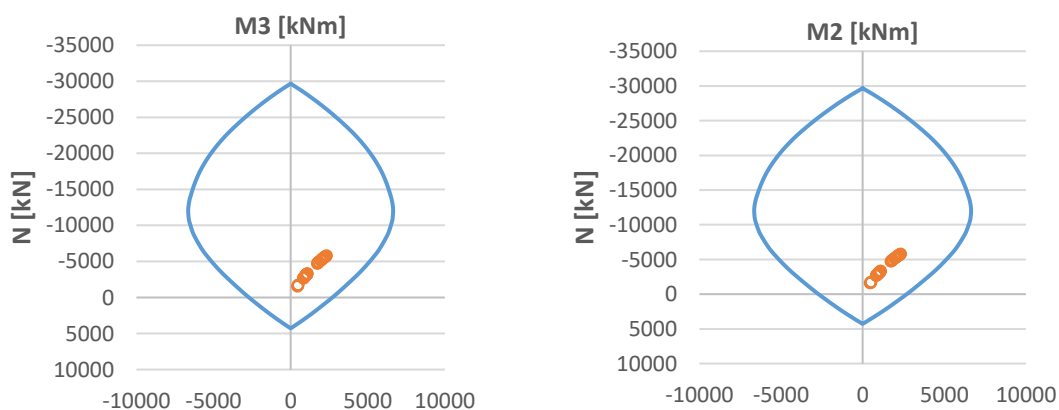


Figura 17. Diagrama de interação N-M2 e N-M3 dos pilares de apoio da cobertura.

3. UTILIZAÇÃO DE FERRAMENTAS BIM

3.1 Introdução

Tendo em conta o desenvolvimento e a importância do uso de ferramentas BIM na construção civil optou-se, desde início, em realizar este projeto em ambiente colaborativo, integrando e compatibilizando a geometria da estrutura do reservatório e estruturas anexas com a sua armadura, e compatibilizando a estrutura com o ambiente geológico-geotécnico circundante (Figura 18).

O desenvolvimento do projeto em ambiente BIM permitiu ainda identificar diversas incompatibilizações entre as diversas estruturas constituintes do reservatório, as quais foram atempadamente corrigidas em projeto, previamente à execução em obra.

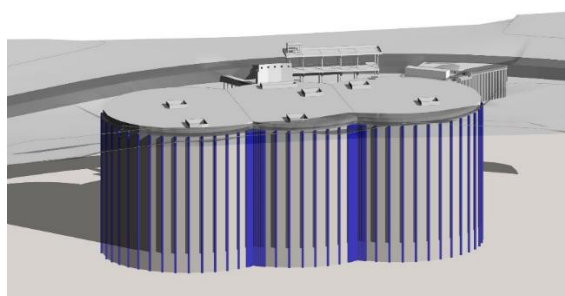


Figura 18. Integração dos modelos BIM das diversas estruturas e infraestruturas adjacentes.

3.2 Modelação geométrica

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

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

Por forma a tornar o projeto mais completo, ajudar a ter uma melhor percepção de todos os elementos constituintes dos modelos e a extrair de uma forma mais simples as quantidades de materiais dos diversos elementos constituintes do reservatório, nomeadamente a cofragem, o betão e as armaduras, foram criadas diversas fases, simulando de uma forma simples a construção do reservatório. Assim, foram definidas as seguintes fases:

1. Existente (Figura 19a) – Topografia existente modelada no *Civil3D* e importada no *Revit*;
2. Escavação (Figura 19b) – Escavação necessário para atingir a plataforma de trabalho de execução dos painéis da parede moldada;
3. Muro guia (Figura 19c) – Escavação da zona do muro guia e execução do mesmo por forma a guiar a execução dos painéis da parede moldada no troço inicial e, assim, garantir uma maior verticalidade;

4. Painéis e *jet grouting* (Figura 19d) – Execução dos painéis da parede moldada e das colunas de *jet grouting*;
5. Viga de coroamento (Figura 19e) – Execução da viga de coroamento que liga todos os painéis da parede moldada e permite um funcionamento em conjunto dos mesmos;
6. Anéis e escoras (Figura 19f) – Execução faseada dos anéis de contenção dos vários níveis e respectivas escoras;
7. Fundações e pilares (Figura 19g) – Execução das fundações e respectivos pilares interiores de apoio à cobertura;
8. Vigas de cobertura (Figura 19h) – Colocação das vigas de cobertura pré-fabricadas;
9. Lajes de cobertura (Figura 19i) – Colocação das pré-lajes e betonagem da lâmina de compressão.

De referir ainda que a realização do modelo utilizando estas fases foi fundamental para que todos os intervenientes na execução dos reservatórios (projetistas, construtores, fiscalização e dono de obra) pudessem entender de uma forma clara o planeamento e a execução da obra.

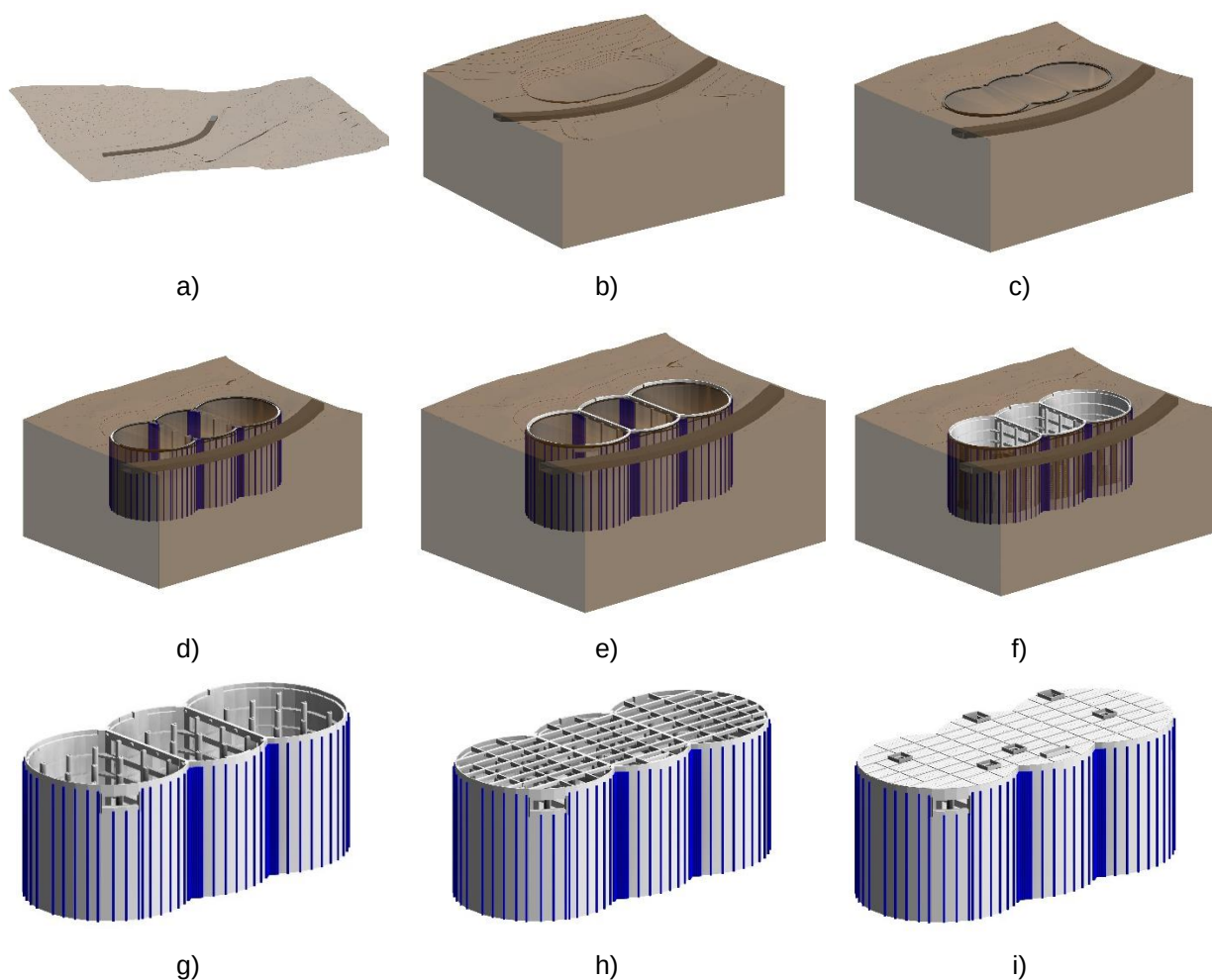


Figura 19. Fases para a execução da estrutura: a) existente; b) escavação; c) muro guia; d) painéis e *jet grouting*; e) viga de coroamento; f) anéis e estroncas; h) vigas de cobertura; i) lajes de cobertura.

3.3 Modelação das armaduras

Os varões dos elementos constituintes do reservatório foram modelados nos *softwares* *REVIT* e *TEKLA* possibilitando a perfeita e total compatibilização entre elementos para que, em fase de obra, não existissem quaisquer dúvidas ou erros na montagem das armaduras

A modelação dos elementos mais simples e com um maior desenvolvimento em comprimento, como os painéis da parede moldada foi desenvolvida no *REVIT* (Figura 20) enquanto a modelação dos elementos mais complexos como as vigas e lajes da cobertura foi executada no *TEKLA* (Figura 21).

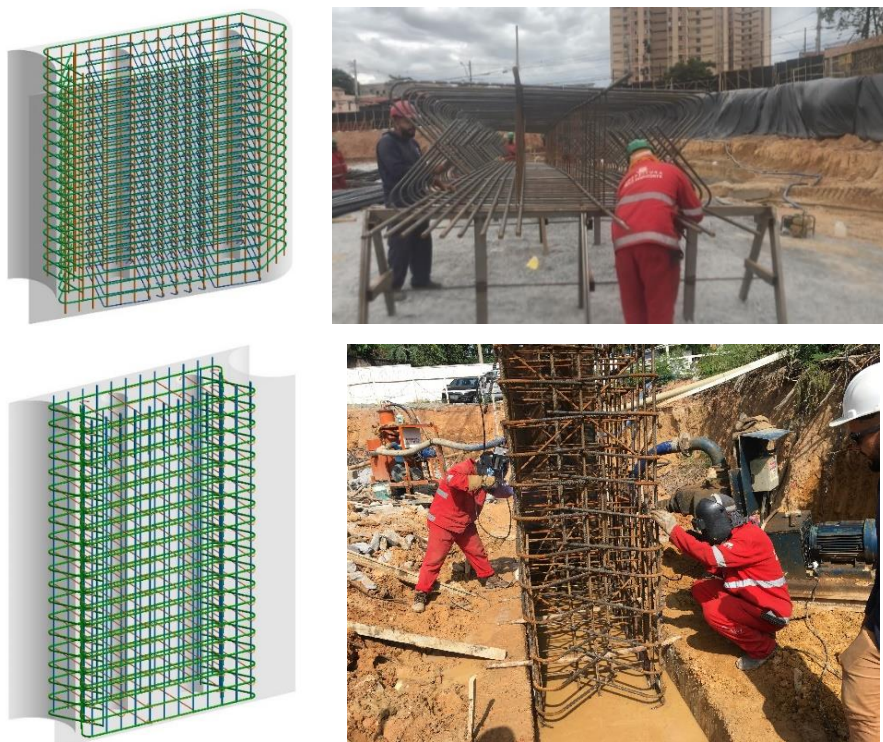


Figura 20. Modelação das armaduras de diferentes painéis e montagem das mesmas em obra.

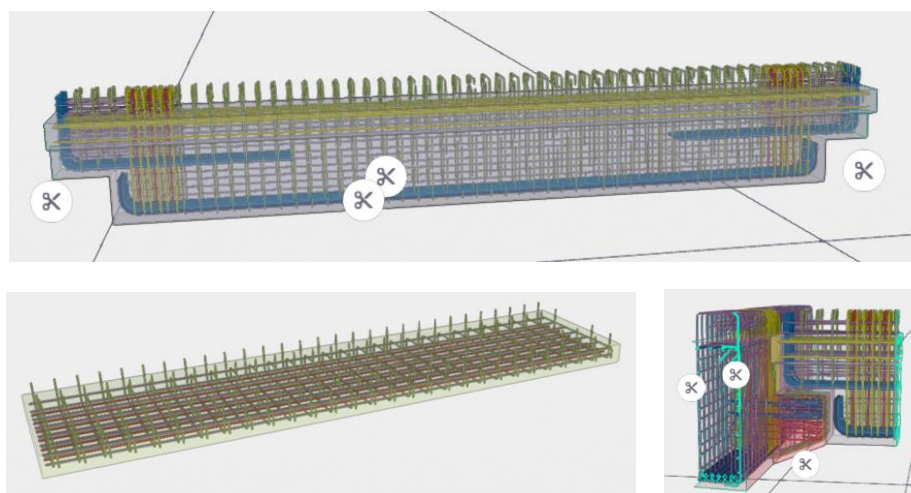


Figura 21. Modelação das armaduras das vigas, pré-lajes e cachorros da cobertura.

Para cada tipo de elemento foram representados todos os tipos de varões utilizados, incluindo o diâmetro, comprimento, quantidade e ainda uma tabela resumo com as quantidades de aço para cada diâmetro (Figura 22).

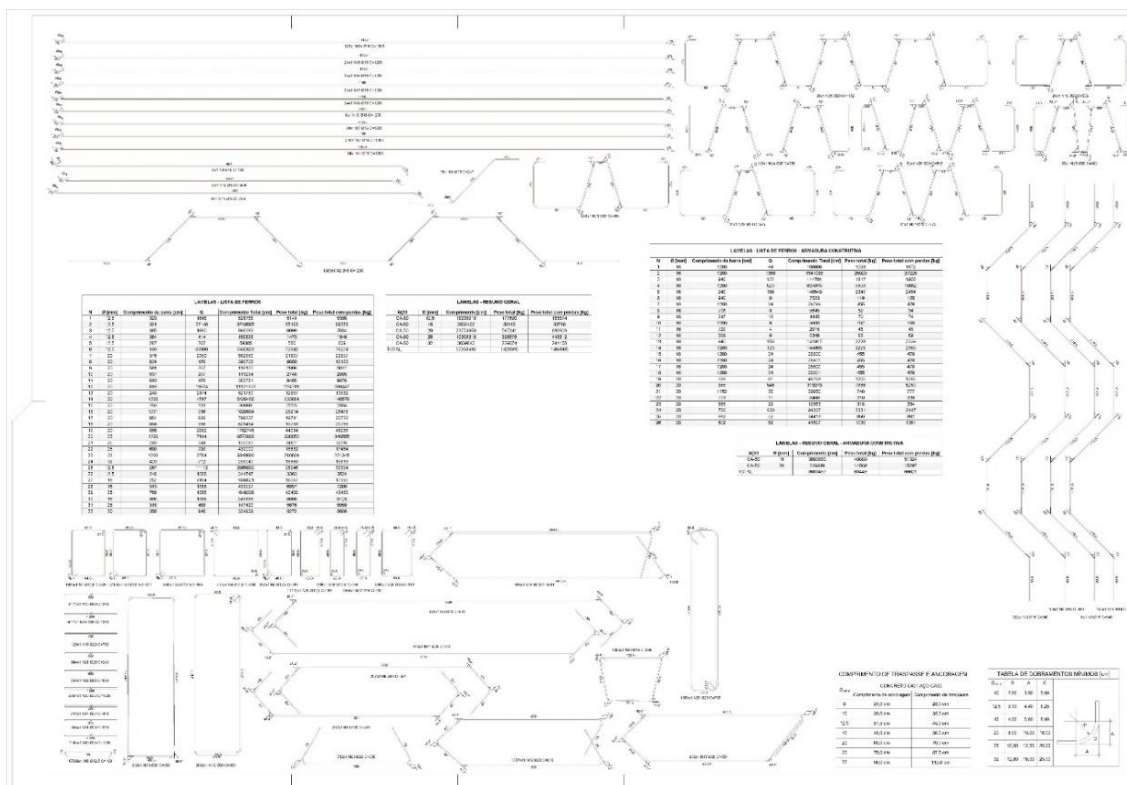


Figura 22. Representação das armaduras dos painéis da parede moldada nas folhas.

Esta modelação, apesar de morosa, apresenta inúmeras vantagens, em especial para os projetistas e para os construtores, nomeadamente:

- Redução dos desperdícios de aço da obra;
- Redução do tempo despendido na apresentação e medição das armaduras quando comparado com os métodos tradicionais via CAD;
- Correção dos erros e incompatibilizações entre armaduras numa fase preliminar;
- Avaliação de todos os detalhes necessários para uma boa execução;
- Medições adaptativas e automáticas;
- Otimização do transporte das armaduras;
- Otimização do espaço necessário no estaleiro para a colocação das armaduras.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo abordou as soluções para a execução do projeto de fundações e estruturas de dois reservatórios subterrâneos com cerca de 33 m de profundidade inseridos no sistema de controlo de cheias da cidade de Belo Horizonte, no Brasil.

Apresentaram-se os modelos de elementos finitos 3D desenvolvidos com o objetivo de simular o efeito de uma escavação profunda, em termos de tensões e deformações, os

quais permitiram uma correta simulação da interação solo-estrutura e respectivo impacto nas soluções adotadas. O modelo realizado no *PLAXIS 3D* foi particularmente útil na análise de alguns elementos estruturais particulares como os painéis da parede moldada e os pórticos centrais.

A estrutura da cobertura dos reservatórios, maioritariamente pré-fabricada, foi analisada utilizando o programa de elementos finitos *SAP2000*, de onde se extraíram os esforços para análise dos pilares circulares de apoio à cobertura, sujeitos a efeitos de segunda ordem elevados devido ao vão de aproximadamente 33 m.

O trabalho foi desenvolvido em ambiente BIM, utilizando a integração geotécnica e estrutural a partir da interpolação dos modelos geológicos definidos no programa *GEO5*, a definição geométrica da obra em modelo *REVIT* e a modelação de armaduras no programa *TEKLA*. Deste modo foi possível integrar as diferentes especialidades num ambiente colaborativo singular, compatibilizando-as, desde o início da fase de projeto.

AGRADECIMENTOS

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

REFERÊNCIAS

- [1] Brandalise, Luíz Alberto. Folha SE.23-Z-C-VI. Estado de Minas Gerais. Escala 1:100 000. *Programa Levantamentos Geológicos Básicos do Brasil. Belo Horizonte*. Brasília : s.n., 1999
- [2] ABNT – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. NBR 7188, 2021.
- [3] ABNT – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. NBR 6118, 2021

SOLUÇÕES DE REFORÇO DE FUNDAÇÕES DO EDIFÍCIO AUSTRAL, QUARTEIRA



Ricardo Justiniano
Engenheiro Civil
JETsj Geotecnia
Lisboa
rjustiniano@jetsj.com



Neuza Carvalho
Engenheira Civil
JETsj Geotecnia
Lisboa
ncarvalho@jetsj.com



Alexandre Pinto
Engenheiro Civil
JETsj Geotecnia
Lisboa
apinto@jetsj.com

Carlos Martins
Engenheiro civil
Cadipro Consultoria e
Projetos
Faro
cadipro@gmail.com

SUMÁRIO

No presente artigo são apresentadas as soluções implementadas no âmbito da execução do reforço de fundações do Edifício Austral, em Quarteira. O edifício Austral é composto por uma semicave e por 8 pisos acima do solo, tendo sido fundado com recurso a fundações diretas. Verificou-se ao longo do tempo um deslocamento em bloco do edifício para o lado poente, com uma deformação horizontal máxima no topo do edifício na ordem dos 25cm. De forma travar os deslocamentos, desenvolveram-se um conjunto de soluções de reforço de fundações, em particular: i) Recalçamento de todas as sapatas do lado poente com recurso a vigas em betão armado, complementadas por varões GEWI, encabeçando microestacas, cujos bolbos de selagem se localizam em formações competentes. ii) Reforço das vigas de fundação com execução de novas vigas de fundação em betão armado a solidarizar as vigas de recalçamento. iii) Reforço dos pilares na zona da semicave, com recurso a encamisamento dos mesmos pilares com betão armado. iv) Tratamento de fendas e fissuras desenvolvidas no âmbito dos assentamentos mobilizados. As soluções de reforço de fundações estudadas e implementadas foram fortemente condicionadas pela exiguidade dos acessos e dos espaços disponíveis, pelo facto do edifício continuar em utilização durante os trabalhos de reforço e ainda pelo impacto da ação sísmica.

Palavras-chave: Reforço; Fundações; Microestacas.

1. INTRODUÇÃO

O presente artigo descreve as soluções de reforço de fundações, concebidas e executadas num empreendimento residencial, localizado em Quarteira, que, previamente ao início dos trabalhos, apresentava no topo da fachada poente um deslocamento horizontal na ordem dos 25cm. O edifício Austral dispõe de uma semicave, com fundações diretas. Na figura 1 é apresentada a localização do mesmo.



Figura 1 - Localização da Obra

O presente artigo visa abordar em maior detalhe as soluções de recalçamento e reforço de fundações executadas em condições de difícil acesso, em particular, o pé direito da semicave, que corresponde a 2,2m de altura, limitando os equipamentos a utilizar na obra.

2. CONDICIONAMENTOS

2.1 Condicionamentos relativos às estruturas existentes

Tendo em atenção as deformações que o edifício apresentava, verificou-se o desenvolvimento de assentamentos diferenciais, com o lado poente do edifício a assentar em relação ao lado nascente. Este assentamento provocou em paralelo uma rotação do edifício, notoriamente visível, com o topo da fachada poente a deslocar-se aproximadamente 25cm face ao edifício vizinho geminado, com as mesmas altura e da mesma geometria.

Face ao fenómeno ocorrido, tornou-se imperioso estabilizar o edifício, minimizando o desenvolvimento de mais deformações. A intervenção, realizada ao nível das fundações, via semicave, estava limitada a um pé direito de 2,2m sobre os eixos das vigas, condicionando fortemente as soluções adotadas.

Na figura 2 é ilustrada a planta da zona intervencionada. Na figura 3 é representado o desalinhamento na fachada poente

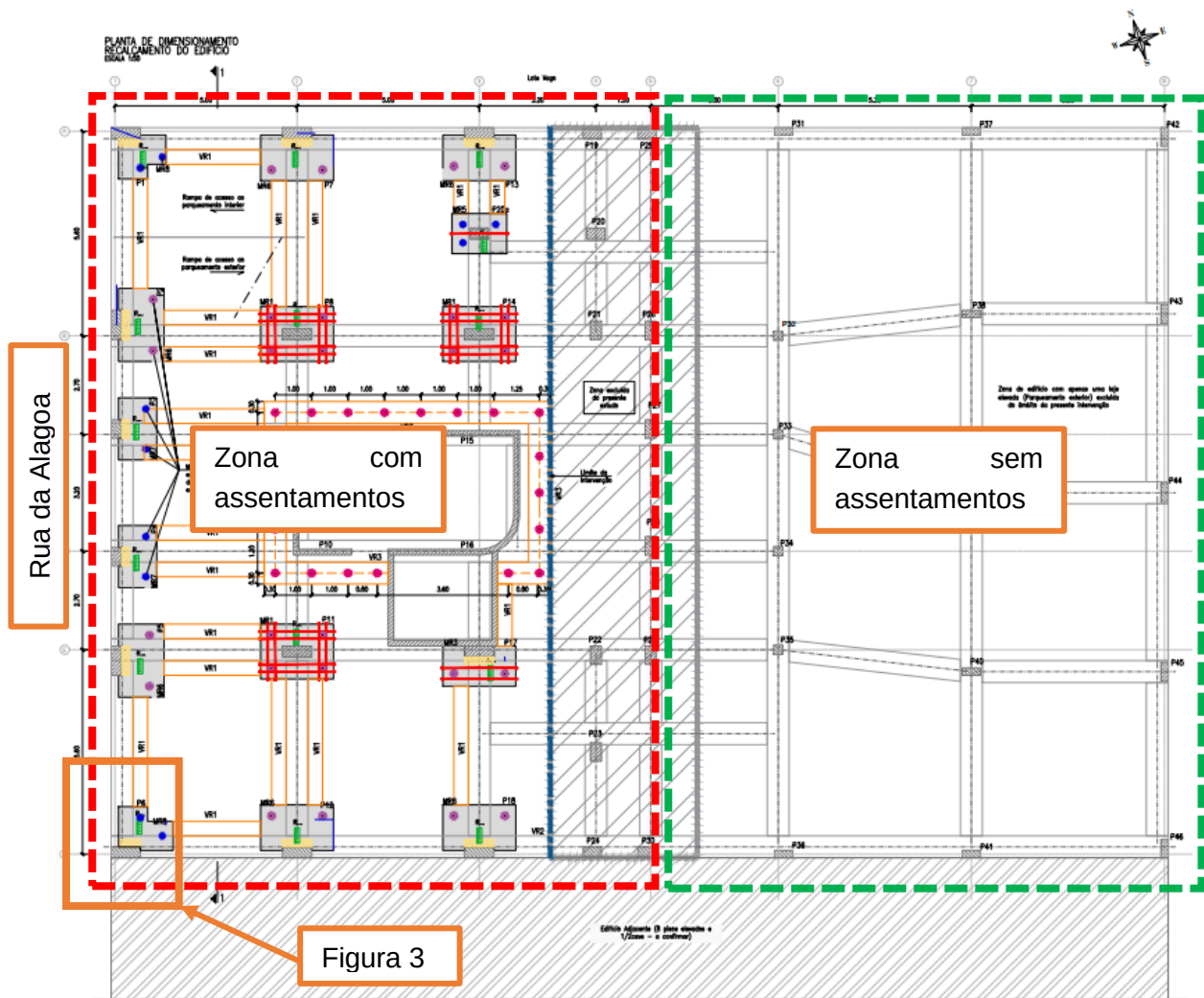


Figura 2 – Planta do Edifício Austral

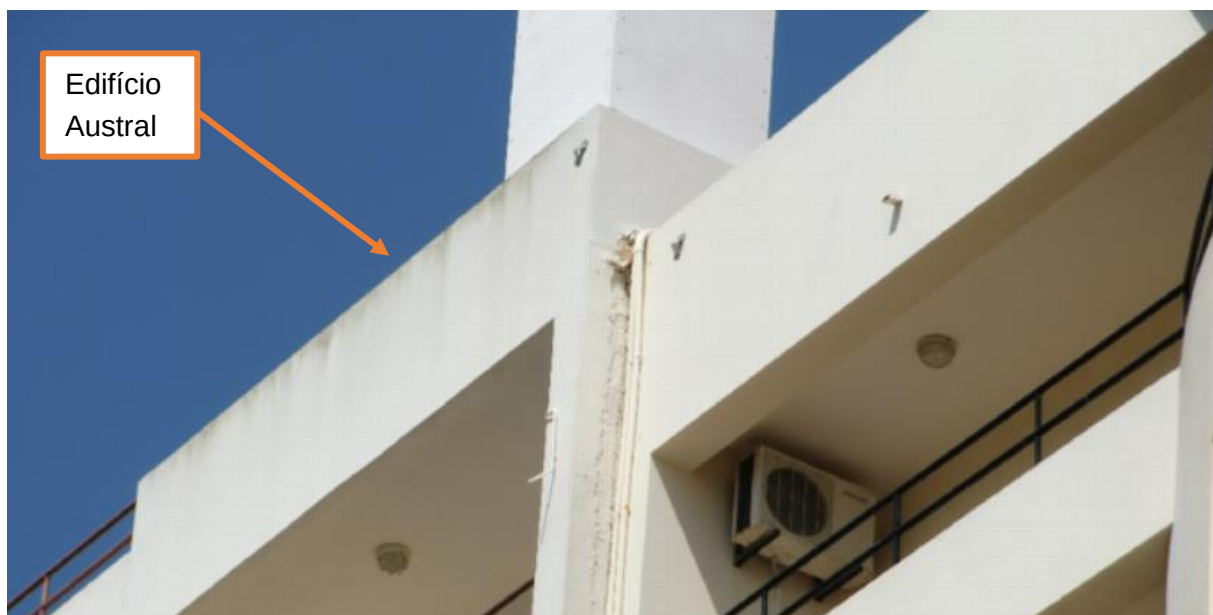


Figura 3 – Deslocamento de 25cm do topo da fachada poente vs edifício vizinho

2.2 Condicionamentos relativos às condições geológicas-geotécnicas

Após a realização de duas campanhas de prospeção geológica geotécnica, verificou-se que o edifício foi executado em fundações diretas sobre materiais aluvionares, constituídos por areias lodosas com fracas propriedades geomecânicas [1].

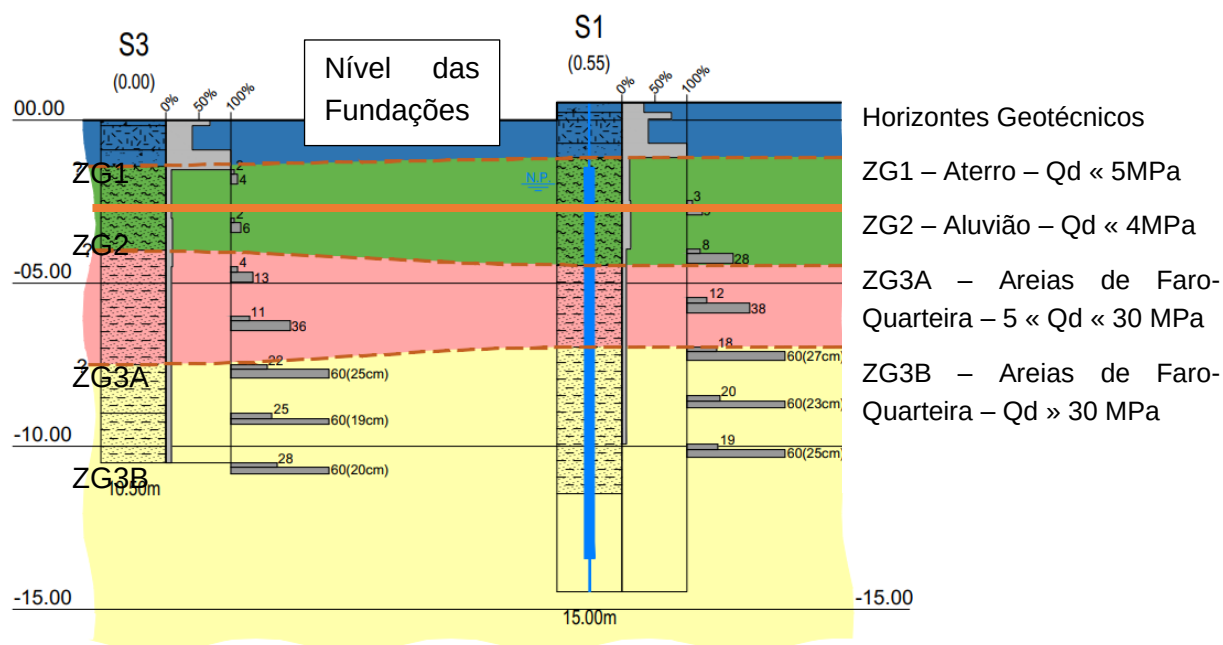


Figura 4 – Corte geológico

2.3 Condicionamentos relativos ao executado

No âmbito de perícias estruturais realizadas, confirmaram-se algumas anomalias da execução do projeto, como vigas de fundação não executadas bem como a não execução da laje ensoleiramento geral. Ao invés da laje, prevista com 35cm de espessura, verificou-se a existência de um massame armado com malha electro soldada apenas na face inferior, e com espessura variável entre os 7cm e os 15cm, informação recolhida das carotes realizadas.

3. SOLUÇÕES DE REFORÇO DE FUNDAÇÃO

As soluções de reforço de fundação foram condicionadas pelo espaço disponível para atuar, pelo facto de o edifício continuar em utilização e pela necessidade de verificar a segurança à ação sísmica, situação muito condicionante no dimensionamento.

As soluções de reforço de fundação incluíram os seguintes princípios de trabalho:

1. Recalçamento das fundações do lado poente, com execução de maciços de recalçamento, solidarizados com as fundações por meio de barras GEWI, fundados

em microestacas com bolbos de selagem localizados em terrenos competentes (ZG3B);

2. Reforço das vigas de fundação, com execução de vigas de fundação em betão armado paralelas às existentes;
3. Reforço dos pilares ao nível da semicave, com encamisamento dos mesmos com execução de uma lamina de betão armado, solidarizada aos maciços de recalçamento e às vigas de fundação reforçadas;
4. Preenchimento e tratamento de todas as fendas e fissuras existentes.

Nas figuras seguintes são expostas as soluções desenvolvidas.

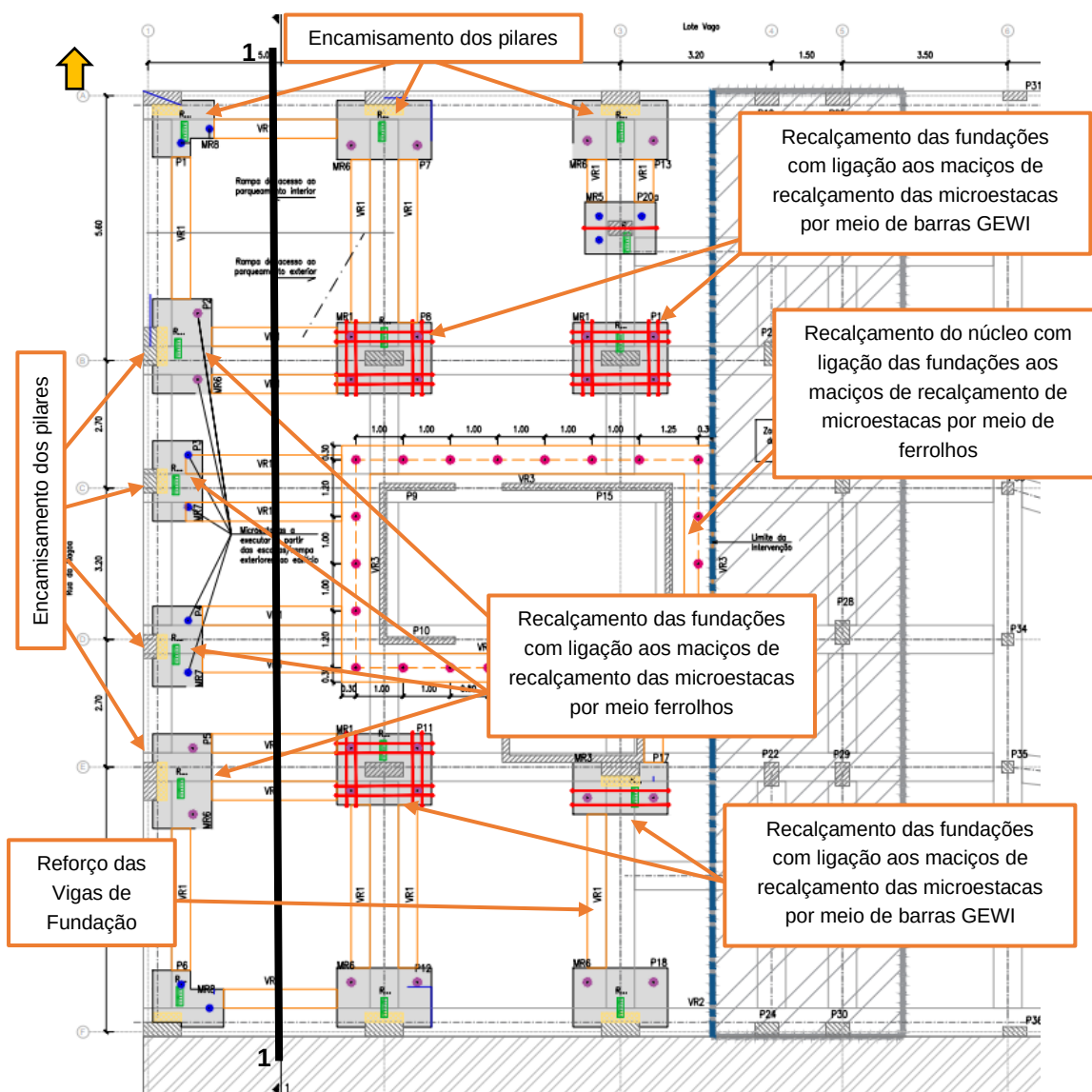


Figura 5 – Planta da solução de reforço de fundações

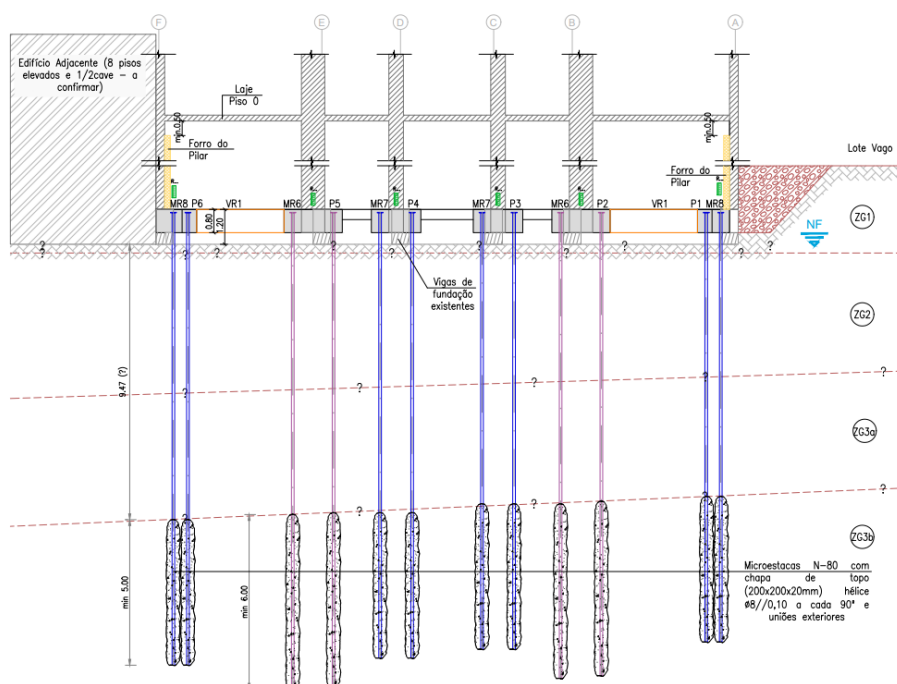


Figura 6 – Corte 1-1

4. EXECUÇÃO

Durante a fase de execução dos reforços de fundação identificaram-se mais incongruências entre o realmente executado face ao definido no projeto original, conduzindo a diversas revisões do projeto em fase de obra, tanto ao nível das armaduras das vigas de fundação existente, como da geometria das sapatas.



Figura 7 – Vista dos poços de inspeção das fundações existentes.

Como já referido os trabalhos de execução (figuras 7 e 8) das microestacas de reforço foram igualmente bastante condicionados pelo baixo pé direito da semicave, o que determinou a

necessidade de recurso a equipamento de reduzida dimensão, funcionando com microestacas com tubo com 1m de comprimento máximo.



Figura 8 – a) Vista da semicave durante a intervenção b) Vista da picagem de viga de fundação.

5. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

Durante a execução dos trabalhos, foi implementado um plano de instrumentação e observação que permitiu comprovar que os trabalhos de reforço estrutural, conforme ilustrado nas figuras 9, 10 e 11, tiveram um impacto reduzido no agravamento das deformações da estrutura existente.



Figura 9 – Localização de alvos topográficos.

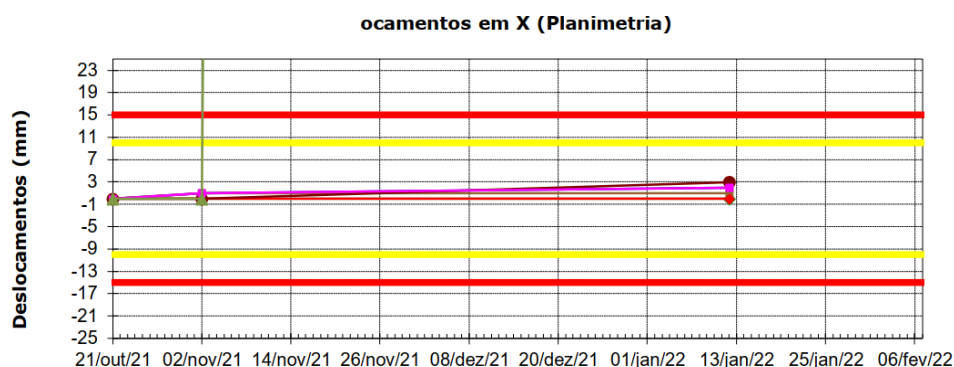


Figura 10 – Deslocamentos para fora do plano da fachada poente

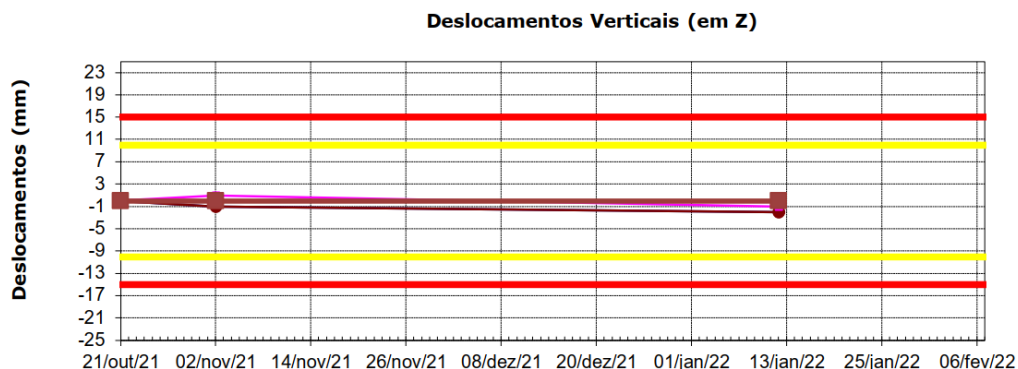


Figura 11 – Assentamentos da fachada

Durante os 4 meses que decorreram os trabalhos comprovou-se o comportamento estável do edifício.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo abordou as principais soluções de reforço de fundações adotadas numa obra complexa, condicionada pela limitação de espaço e tendo como objetivo estabilizar a evolução das elevadas deformações e de melhorar o comportamento das fundações face às ações sísmicas. Foram descritas as soluções adoptadas, de modo a assegurar a adequada compatibilização com todos os condicionamentos existentes. A gestão do risco da obra, incluindo a confirmação atempada de todos os pressupostos de conceção, bem como do bom comportamento da obra, apenas foi possível com a implementação de adequado Plano de Instrumentação e Observação.

AGRADECIMENTOS

Os autores do artigo agradecem à Camara Municipal de Loulé, Dono de Obra, a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Consideram ainda importante sublinhar que as soluções implementadas resultam de um trabalho de equipa, no âmbito do qual devem ser destacas as empresas: Cadripro Lda, responsável pela fiscalização de obra e Drill Go S.A., empreiteiro.

REFERÊNCIAS

- [1] Drill Go – Intervenção de Recalçamento das Fundações do Edifício Austral – Quarteira - Loulé – Prospeção geológica-Geotécnica Complementar, 2021.

REFORÇO DAS FUNDAÇÕES DE EDÍFÍCIO DE HABITAÇÃO, OEIRAS



André Henriques

Engenheiro Projetista
JETsj Geotecnia
Lisboa
ahenriques@jetsj.com



Rui Tomásio

Engenheiro Projetista
JETsj Geotecnia
Lisboa
rtomasio@jetsj.com

SUMÁRIO

O presente artigo tem como objetivo apresentar as soluções de recalçamento das fundações de um edifício de habitação em Oeiras. O edifício em estudo data de 1998 e possui uma área de implantação de 380 m², sendo composto por R/C e 3 pisos elevados.

O edifício apresentava um razoável estado de conservação no exterior. Contudo, no interior, observavam-se graves patologias, provavelmente causadas pela descompressão das camadas superficiais de aterro e de aluviões e/ou pelo assentamento das fundações interiores.

A solução proposta teve por base a análise das patologias referidas, a tipologia e volumetria do edifício, o cenário geológico-geotécnico e a necessidade de transmitir às fundações as cargas provenientes da nova laje estrutural do R/C. Como tal, preconizou-se o recalçamento de fundações por microestacas encabeçadas por maciços de betão armado ligados aos pilares existentes através de varões de costura do tipo GEWI.

Palavras-chave: Reforço, Recalçamento, Fundações, Microestacas

1. INTRODUÇÃO

No presente artigo descrevem-se as soluções reforço e recalçamento das fundações de um edifício de habitação situado em Caxias, Oeiras.

O edifício em estudo é limitado a Norte/Noroeste pela Ribeira de Barcarena, a Sul pela Avenida João de Freitas Branco, a Este pela Estrada do Murganhal e a Oeste/Sudoeste por um edifício de habitação com estrutura idêntica (Figura 1).

Dados os condicionamentos existentes, tipo de terreno, geometria do edifício e solução estrutural do edifício, a solução concebida consistiu na substituição do massame do R/C por uma laje composta por vigotas pré-fabricadas e pré-esforçadas. Esta laje apoia-se num sistema de novas vigas de fundação e maciços de betão armado apoiados em microestacas e cosidos às fundações originais.



Figura 1 - Localização do edifício em estudo (a laranja).

2. CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA

2.1 Solução estrutural original

O edifício em estudo data de 1998, apresenta uma área de implantação de cerca de 380 m² e uma planta em forma de T, sendo composto por R/C e 3 pisos elevados (Figura 2). A estrutura em betão armado é composta por lajes fungiformes maciças com 15 cm de espessura e vigas em toda a periferia com 40 cm de altura. Estes elementos apoiam em pilares, em geral, com secções de 0.20x0.30 m, que possuem sapatas de fundação superficiais com secções variáveis e com localização em profundidade indefinida no projeto original da estrutura do edifício.

A definição da profundidade das fundações apenas foi conseguida após a realização de poços de prospeção no âmbito do estudo geológico-geotécnico, tendo-se constatado que as sapatas da periferia do edifício se encontram localizadas sensivelmente a três metros abaixo do R/C.

De acordo com o projeto de estabilidade original do edifício, estas sapatas encontram-se ligadas por vigas de fundação (lintéis) com altura variável, as quais servem de remate da laje do R/C do tipo massame (não estrutural).

Todos os elementos estruturais são compostos por betão do tipo B25 (atual C20/25 [1]) e por um aço do tipo A400 NR.



Figura 2 - Imagem do alçado principal do edifício em estudo.

2.2 Patologias existentes

O edifício, em geral, aparentava ter um razoável estado de conservação no seu exterior, denotando-se alguns empolamentos e pequenas fissuras em todo o edifício, caracterizados por problemas que se pressupõem estarem relacionados com infiltrações pontuais, variações de temperatura e deterioração normal da envolvente exterior do edifício.

É de referir que na zona de entrada do edifício (alçado Sul) e no alçado Este existiam algumas zonas onde tinha ocorrido o abatimento do pavimento. Considerou-se que este fenómeno possa ter sido provocado pela abertura de uma vala de esgoto em 2015/2016, a qual pode ter originado uma descompressão das camadas superficiais de aterro e de aluvião e, consequentemente, o assentamento dos pavimentos circundantes (Figura 3b e Figura 3d).

Na entrada do edifício observava-se ainda um destacamento do muro existente, não havendo quaisquer indícios de rotura estrutural (Figura 3a).

Refere-se também a existência de uma fenda horizontal no alçado Oeste, podendo esta ter sido originada pela escavação, não entivada, da vala para instalação da rede de esgotos (Figura 3c) e, conseqüentemente, por movimentos do massame existente.



Figura 3 - Patologias/danos exteriores do edifício em estudo: a) destacamento do muro; b) assentamento dos pavimentos; c) fenda horizontal na fachada; d) assentamento dos pavimentos.

O interior do edifício apresentava diversas patologias graves (Figura 4), entre as quais se destacam as seguintes:

1. Fissuração horizontal acentuada nas paredes interiores do R/C, tendo em alguns casos aberturas superiores a 1 cm;
2. Abatimento do piso do R/C em várias frações.

Considerou-se que estas patologias teriam sido provocadas pelo assentamento do massame interior e/ou, apesar de menos provável, pelo assentamento das fundações interiores, as quais poderão não ter sido construídas numa camada com características resistentes necessárias para resistir às cargas provenientes dos pilares.

Pela análise dos relatórios técnicos realizados nos anos de 2018 [4] e 2019 [5], nos quais consta o diagnóstico e inspeção visual do edifício, constatou-se que estes assentamentos poderão ter sido provocados por uma das seguintes razões ou pela conjunção das duas ou de outras desconhecidas:

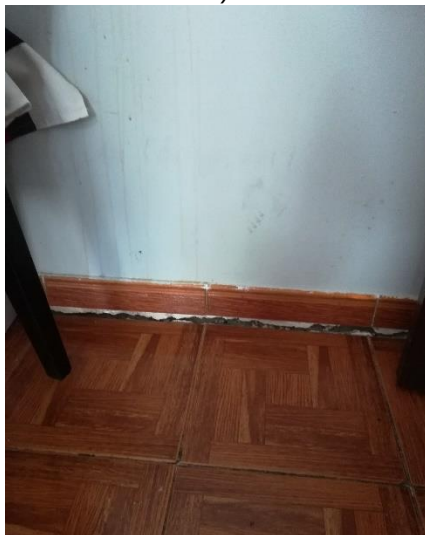
- Abertura de uma vala de esgoto em 2015/2016, a qual pode ter provocado a descompressão dos aterros e das formações aluvionares e, consequentemente, o assentamento do massame;
- Rotura da coluna de rede de abastecimento de água em 2015, a qual pode ter provocado a percolação de água no solo subjacente ao edifício, o arrastamento de finos e, consequentemente, o amolecimento das formações aluvionares. Este fenómeno pode ter originado uma diminuição da capacidade resistente do terreno subjacente ao massame e às fundações, tendo conduzido a um assentamento do massame e, consequentemente, ao surgimento de fendas horizontais;



a)



b)



c)



d)

Figura 4 - Patologias/danos interiores do edifício em estudo: a) fissuração horizontal; b) fissuração horizontal; c) abatimento do pavimento; d) fissuração horizontal.

3. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

3.1 Condicionamentos Geológico-geotécnicos

O reconhecimento geológico-geotécnico e hidrogeológico da área em estudo foi realizado através de uma campanha de prospeção geotécnica [6], a qual contemplou a execução de três sondagens mecânicas à rotação, acompanhadas de ensaios de caracterização in situ SPT e um ensaio de penetração dinâmica ligeira (PDL).

Como referido no subcapítulo 2.1, foram ainda realizados 4 poços de inspeção por forma a avaliar a profundidade e geometria de algumas fundações existentes apenas na periferia do edifício, dado não ser possível a realização de poços nas fundações interiores.

De acordo com o relatório geológico-geotécnico da prospeção realizada em complemento com a carta geológica 34-C - Cascais, à escala 1:50 000, identificou-se um ambiente geológico composto pelas seguintes unidades geotécnicas:

- Atual - Aterros (A_t) - Materiais de aterro e depósitos de cobertura com espessura variável entre 1.5 m e 3.0 m na sua maior parte constituído por argilas silto-arenosas;
- Holocénico - Aluviões (a) - Aluviões subjacentes às formações de aterro, relacionados com a proximidade de uma linha de água (ribeira de Barcarena), com uma espessura máxima de 2.7 m, constituídos por argilas silto-arenosas, com seixos e calhaus;
- Cretácio - Calcários cristalizados com rudistas (C^3_c):
 - Argilas margosas com uma espessura entre 0.75 m e 2.70 m;
 - Calcários margosos, por vezes fraturados e desagregados, subjacentes aos aluviões ou intercalados nas argilas margosas, com espessuras a variar entre 0.3 m e 2.1 m;
 - Margas intercaladas nas argilas margosas ou subjacentes aos calcários margosos, com espessuras variáveis entre 0.5 m e 2.8 m;
 - Calcários subjacentes aos calcários margosos e às margas, desenvolvendo-se em toda a profundidade prospetada.

No que se refere à presença de água, de acordo com as informações recolhidas nas medições dos níveis de água e no piezómetro instalado, não existia um nível de água estabilizado até às profundidades prospetadas.

A análise do dispositivo geológico-geotécnico resultante da campanha de prospeção permitiu individualizar 4 horizontes geotécnicos com base na caracterização macroscópica da amostragem recolhida através das sondagens. No Quadro 1 apresentam-se os parâmetros geomecânicos adotados na modelação do comportamento das diferentes zonas geotécnicas consideradas.

Quadro 1 – Valores estimados dos parâmetros geomecânicos para cada zona geotécnica.

Zona Geotécnica	Formações	N _{SPT}	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E' [MPa]
ZG3	Aterros, depósitos de cobertura e aluviões	< 6	15	25	-	10
ZG2	Argilas margosas descomprimidas	< 30	20	30	30	20
ZG1B	Argilas margosas	30 - 60	22	35	100	50
ZG1A	Margas, calcário margoso e calcário	≥ 60	23	45	200	>200

3.2 Condicionamentos arquitetónicos e funcionais

As soluções propostas para o presente edifício foram desenvolvidas tendo por base o mínimo de impacto no normal funcionamento do edifício a intervir, garantindo o acesso permanente ao mesmo. De referir que o objetivo do presente reforço era que todos os pisos elevados pudessem continuar a ser habitados durante a intervenção, com exceção do R/C, o qual teria de ser integralmente desocupado e os respetivos acabamentos reconstruídos no final da intervenção. Por forma a garantir esta condição previu-se a instalação de uma escada metálica exterior ligada ao patamar da escada de betão do edifício permitindo que os moradores pudessem aceder às suas habitações.

De referir ainda que antes do início da obra foi realizado um levantamento, inspeção e desvio das redes de serviços que podiam vir a interferir com a zona de intervenção, em particular: coletores unitários e pluviais, rede de gás, rede de telecomunicações, rede de eletricidade e rede de águas. Esta realocação das redes permitiu garantir o seu normal funcionamento durante e após a realização dos trabalhos.

As soluções de reforço foram ainda preconizadas tendo em vista a preservação da integridade das fachadas, antes e depois dos trabalhos de reforço e de todas as estruturas e infraestruturas localizadas no redor do edifício em estudo.

4. SOLUÇÃO DE REFORÇO ADOTADA

Tendo por base o cenário geológico do local da obra, a tipologia estrutural, a volumetria do edifício, as patologias/danos existentes no edifício, a cota de fundação das fundações existentes, assim como a necessidade de transmitir às fundações as cargas provenientes do “novo” R/C, que se traduz num aumento de carga de 33% face à carga atual da estrutura do edifício, propôs-se a realização de uma solução de recalçamento de fundações por microestacas tubulares em aço N80 (API 5A).

Estes elementos acomodam a totalidade das cargas axiais a transmitir às fundações, sendo encabeçados por maciços em betão armado com diferentes alturas que, por sua vez, são contraventados por vigas de fundação, funcionando estas últimas também como apoio das vigotas pré-fabricadas e pré-esforçadas previstas para a laje do R/C. Esta solução (Figura 5) foi concebida de forma a assegurar que todos os elementos estruturais dos edifícios ficassem

fundados, em condições de segurança, ao nível de substratos competentes, em terrenos não afetados por fenómenos de erosão e/ou degradação provocados pela ação da água.

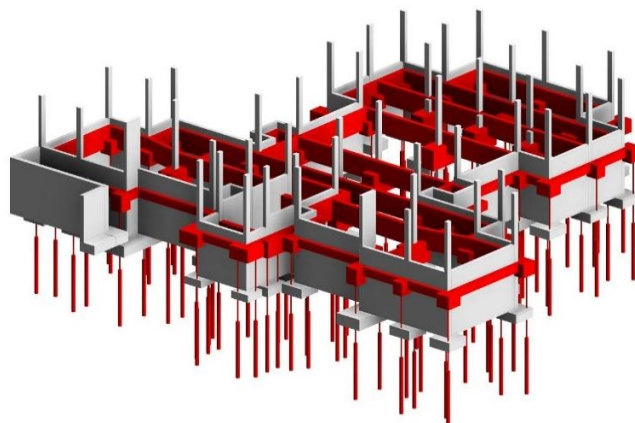


Figura 5 - Solução proposta para o edifício em estudo.

O comprimento total das microestacas foi definido por forma a ser compatível com os critérios de encastramento definidos para as formações competentes ($N_{SPT} > 30$) e garantindo a sua estabilidade, traduzindo-se em 3.0 m para as microestacas do tipo Ø73x5.5 mm e 4.0 m para as Ø88.9x6,5 mm (Figura 6). Preconizou-se que as microestacas fossem colocadas no interior de furos de 8" (200 mm) de diâmetro e seladas com recurso ao sistema IRS com obturador duplo e válvulas antirretorno no comprimento correspondente ao bolbo de selagem [2].

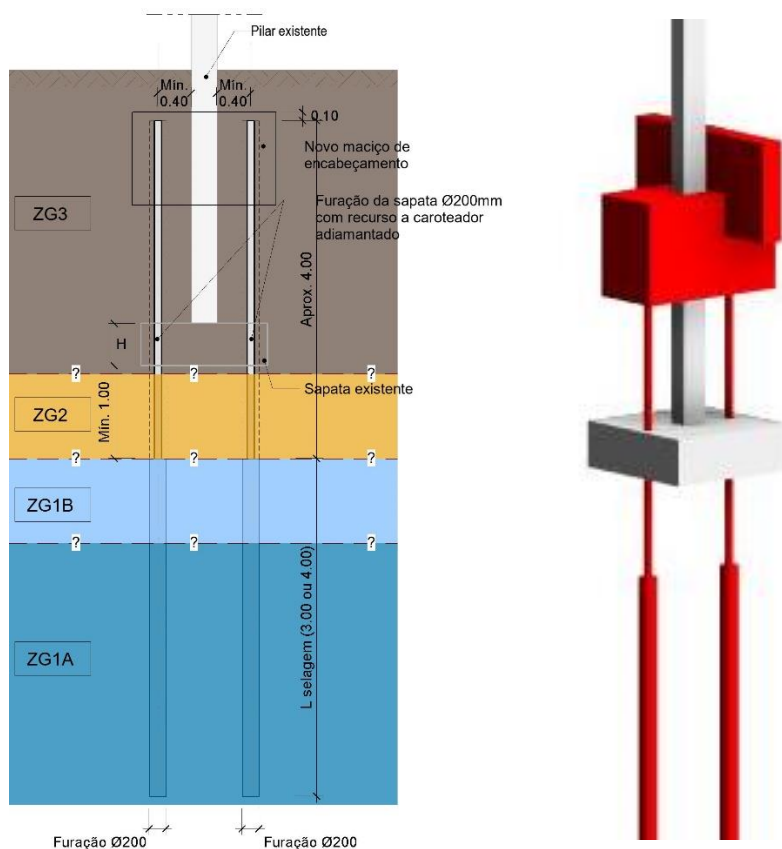


Figura 6 – Execução e selagem das microestacas.

Nas sapatas onde o recalçamento não é simétrico, considerou-se que os momentos gerados pelas excentricidades das microestacas face ao ponto de aplicação das cargas dos pilares são acomodados pelas vigas de fundação.

Preconizou-se também a execução de vigas de fundação exteriores ao edifício ligadas às vigas interiores através de ferrolhos, para que, em conjunto, recebam as cargas correspondentes às paredes de alvenaria das fachadas do edifício (Figura 7).

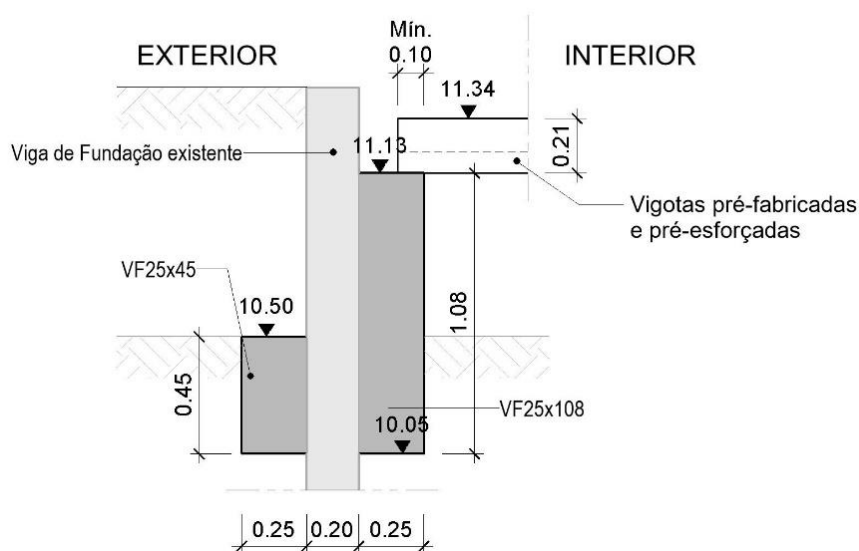


Figura 7 - Vigas de fundação da periferia.

Previu-se ainda a picagem das faces dos pilares a recalçar e dos lintéis existentes que vão estar em contacto com os novos maciços e vigas de fundação, por forma a aumentar a resistência da ligação betão antigo-betão novo e assim transmitir de uma forma mais eficiente as cargas provenientes destes elementos (Figura 8).



Figura 8 - Pormenor da picagem dos pilares e das vigas de fundação existentes.

Para transmitir as cargas dos pilares aos novos maciços de fundação e, conseqüentemente, às microestacas, foi preconizada a furação carotada dos pilares com a posterior instalação e selagem de varões roscados tipo GEWI com chapas de ancoragens próprias devido à falta de comprimento de amarração nos maciços. Apresenta-se na Figura 9 a colocação destas armaduras em obra para a execução do maciço.



Figura 9 - Colocação da armadura do maciço e das vigas de fundação para execução.

Como referido acima, no que se refere ao pavimento do piso térreo, propôs-se que este fosse constituído por uma laje estrutural composta por vigotas pré-fabricadas e pré-esforçadas e abobadilhas cerâmicas, apoiadas nas vigas de fundação interiores e solidarizadas através de uma lâmina de compressão com armadura.

A solução preconizada para o caso em estudo permitiu minimizar o impacto no normal funcionamento do edifício uma vez que todos os pisos elevados poderiam continuar a ser habitados durante a intervenção, com exceção do R/C, o qual deveria ser integralmente desocupado. A solução possibilitou ainda a manutenção de todas as fachadas (Figura 10) e a reutilização de alguns dos equipamentos retirados para a execução das fundações, nomeadamente portas, mobiliário cozinha e casa de banho. Contudo, no decorrer da obra, foi decidido proceder à substituição integral de todos estes equipamentos por se encontrarem excessivamente deteriorados.



Figura 10 - Remoção do interior do R/C do edifício e manutenção das fachadas.

5. DIMENSIONAMENTO

Para a análise do comportamento dos elementos pertencentes à estrutura de recalçamento, no que se refere a esforços e deformações, foram utilizados modelos simplificados, recorrendo para tal aos conceitos associados à teoria das peças lineares, bem como aos modelos de escoras e tirantes para a análise dos maciços de betão armado. As resistências dos elementos foram calculadas com base em fórmulas de cálculo de acordo com os códigos em vigor.

Foram também consideradas as cargas apresentadas no projeto original de estabilidade do edifício, datado de 1998, assim como as cargas provenientes dos elementos de betão armado a executar e das lajes compostas por vigotas pré-fabricadas e pré-esforçadas.

As cargas axiais dos diversos pilares foram definidas, simplificada e conservativamente, com base nas áreas de influência dos mesmos, as quais serviram posteriormente para a análise das microestacas de fundação, maciços e vigas de betão armado.

Face ao complexo cenário geológico-geotécnico, ao elevado nível de intrusão de qualquer solução de reforço implicado e à incerteza do comportamento evolutivo dos terrenos de fundação, as referidas microestacas foram dimensionadas para a totalidade das cargas provenientes da estrutura original e para a carga suplementar da nova laje estrutural construída ao nível do R/C (+33%). Apesar de esta premissa de projeto aparentar ser conservadora, uma vez que os pisos elevados do edifício permaneceram em funcionamento e, como tal, as sapatas existentes continuaram a ser solicitadas, considerou-se que seria prudente manter esta abordagem.

Acrescenta-se que, apesar de, numa fase inicial, as microestacas resistirem apenas às cargas provenientes da laje estrutural do R/C, dado o seu comprimento reduzido e a sua elevada rigidez axial, um aumento da carga do pilar conduzirá ao aumento da carga na microestaca.

Importa referir que a presente solução apenas pretendia dotar o edifício de uma maior capacidade resistente às ações verticais, não tendo sido alterada de forma substancial a conceção da estrutura nem o seu comportamento. Assim, considerou-se que o comportamento do edifício ao sismo se manteve semelhante, antes e após a intervenção.

6. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

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

Neste enquadramento, foram propostos os seguintes aparelhos (Figura 11):

- 20 alvos topográficos distribuídos pelas fachadas da estrutura para medição de movimentos horizontais e verticais;

- 48 réguas topográficas distribuídas nos pilares a recalçar do edifício para medição de movimentos verticais.

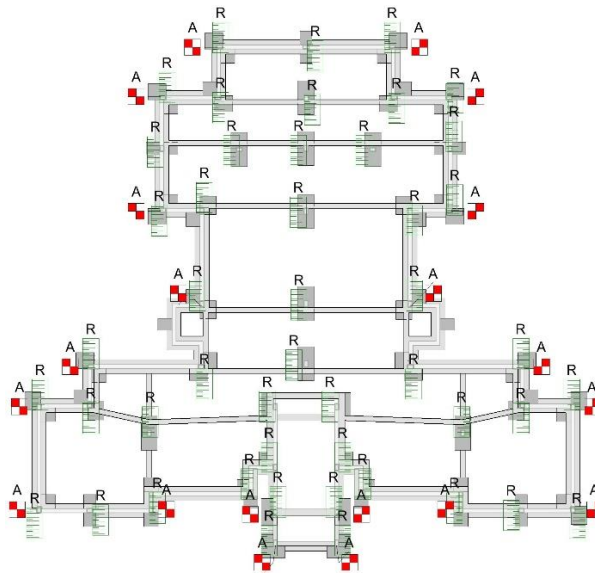


Figura 11 - Instrumentação instalada no edifício no âmbito do plano de instrumentação e observação.

Foram definidos os critérios de alerta e de alarme para todos os aparelhos e para todas as estruturas e infraestruturas monitorizadas com base nos critérios definidos no Eurocódigo 2 [3]:

- a) Critério de alerta: deslocamentos máximos da ordem de 15 mm no sentido vertical;
- b) Critério de alarme: deslocamentos máximos da ordem de 30 mm no sentido vertical.

Foram igualmente definidas medidas de reforço, caso os referidos critérios viessem a ser ultrapassados, nomeadamente:

- a) Execução adicional de microestacas, com comprimento de selagem localizado em substratos localizados a uma maior profundidade;
- b) Verificação e adaptação do faseamento executivo das microestacas, de forma a minimizar a interferência da execução no comportamento do edifício a recalçar.

Os resultados obtidos permitiram comprovar a adequação das soluções implementadas. A título de exemplo apresentam-se na Figura 12 os resultados obtidos para um alvo topográfico instalado na fachada do edifício.

Pela análise dos resultados da instrumentação é possível constatar que o alvo topográfico instalado apresenta deformações em x, y e z inferiores aos critérios de alerta e alarme definidos.

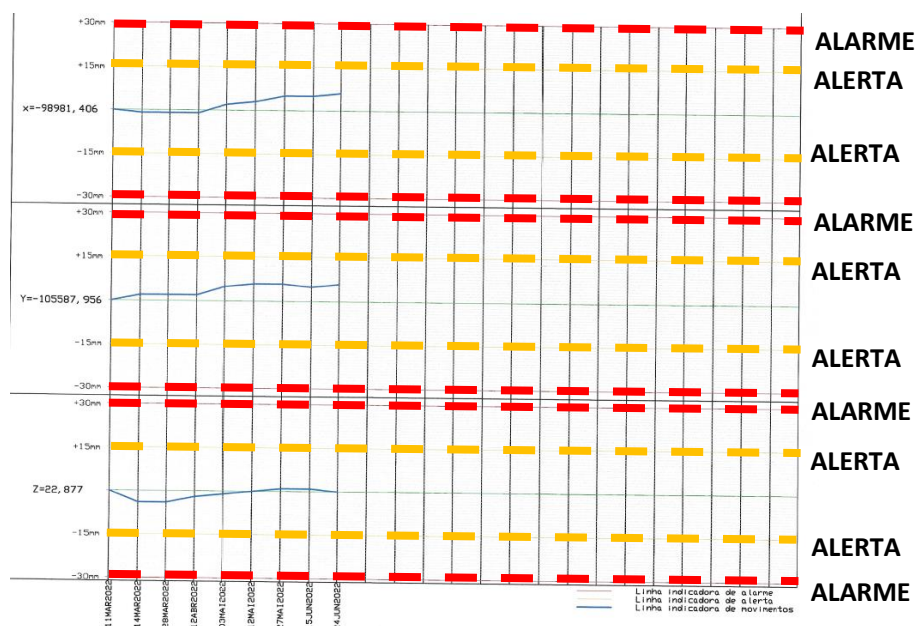


Figura 12 - Resultados de um alvo topográfico colocado na fachada do edifício.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente artigo abordou as soluções de recalçamento das fundações de um edifício de habitação situado em Caxias, Oeiras.

Tendo por base o cenário geológico do local da obra, a tipologia estrutural, a volumetria do edifício, as patologias/danos existentes no edifício, a cota de fundação das fundações existentes e a necessidade de transmitir às fundações as cargas provenientes da nova laje estrutural do R/C, a solução adotada traduziu-se no recalçamento de fundações por microestacas tubulares em aço N80 (API 5A), encabeçadas por maciços de betão armado ligados por vigas de fundação. Esta solução permitiu assegurar que todos os elementos estruturais dos edifícios ficariam fundados, em condições de segurança, ao nível de substratos competentes, em terrenos não afetados por fenómenos de erosão e/ou degradação provocados pela ação da água.

A solução preconizada permitiu ainda minimizar o impacto no normal funcionamento do edifício, uma vez que todos os pisos elevados puderam continuar a ser habitados durante a intervenção, tendo ainda sido possível manter as fachadas existentes e reaproveitar alguns materiais e equipamentos para posterior colocação nas frações.

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

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono de Obra a autorização para a redação e publicação do presente artigo. Consideram ainda importante sublinhar que as soluções implementadas resultaram de um trabalho de equipa, no âmbito do qual deve ser destacado o papel importante do empreiteiro geral, STAP – Reparação, consolidação e modificação de estruturas.

REFERÊNCIAS

- [1] CT 104(ATIC) – *Betão. Especificação, desempenho, produção e conformidade*. NP EN 206, 2021.
- [2] Bustamante, M. e Doix, B. (1985) - “Une méthode pour le calcul de tirants et des micropieux injectés” em *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Ministère de L’Équipement, du Logement, des Transports et de la Mer, 1985, Paris. nº140, pp.75-92.
- [3] CT 115 (LNEC) – *Eurocódigo 2 – Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras de edifícios*. NP EN 1992, 2010.
- [4] Câmara Municipal de Oeiras. Departamento de habitação e de reabilitação urbana. Divisão de habitação - *Relatório Técnico Av. João Freitas Branco nº39. Laveiras/Caxias*, 2018
- [5] Câmara Municipal de Oeiras. Departamento de habitação e de reabilitação urbana. Divisão de habitação - *Relatório Técnico Av. João Freitas Branco nº39. Laveiras/Caxias*, 2019
- [6] Tecnasol - *Estudo Geológico e Geotécnico, Edifício Laveiras Av. João Freitas Branco, Caxias*, 2020