

TRATAMENTO DAS FUNDAÇÕES DO EDIFÍCIO FUNCHAL CENTRUM

GROUND IMPROVEMENT OF THE FUNCHAL CENTRUM BUILDING

Pinto, Alexandre, *JetSJ Geotecnia, Lda., Lisboa, Portugal, apinto@jsj.pt*

Câmara, José, *JSJ Estruturas, Lda., Lisboa, Portugal, jsj.consult@jsj.pt*

Cardoso, Duarte, *JetSJ Geotecnia, Lda., Portugal, dmeneses@jsj.pt*

Santos, Jorge, *Tecnasol FGE-Fundações e Geotecnia, S.A., Portugal, jmsantos@tecnasol-fge.pt*

Cabral, Miguel, *Tecnasol FGE-Fundações Geotecnia, S.A., Portugal, mcabral@tecnasol-fge.pt*

RESUMO

No presente artigo são descritos os principais critérios de concepção e de execução adoptados no tratamento das fundações do edifício Funchal Centrum, localizado no centro da cidade de Funchal, junto ao núcleo comercial, de serviços e de habitação da cidade. O novo espaço dispõe de uma área de implantação de aproximadamente 10.205m² e de uma área total de construção de cerca de 110.000m², com escavações que variam entre 22 e 30m de profundidade, permitindo a construção de 8 pisos enterrados. O projecto exigiu um vasto programa de caracterização geológica e geotécnica, que foi sendo desenvolvido e adaptado ao longo de várias fases, com o objectivo de estudar o maciço escavado e as condições de fundação. Da análise dos resultados ressaltaram contrastes significativos de resistência e permeabilidade, agravados por problemas de ordem hidrogeológica no fundo da escavação, os quais vieram a determinar a adopção de soluções de tratamento das fundações do edifício, recorrendo a colunas de jet-grouting.

ABSTRACT

The aim of this paper is to present the main design and execution criteria adopted for the foundation and ground improvement of the Funchal Centrum Building, located at the Funchal commercial, residential and services centre. The building has a plan area of about 10.205m² and a construction overall area of approximately 110.000m², including excavations with a total depth ranging from 22 to 30m, for the construction of 8 underground floors. The project demanded a wide program of geological and geotechnical characterization, developed and upgraded during the several excavation phases. The analysis of these results showed differences on both the resistance and the permeability of the excavated materials, worsen by hydrological problems at the foundation level, demanding the adoption of special solutions for the ground improvement at the foundations level, using jet grouting columns.

1. INTRODUÇÃO

A execução do empreendimento Funchal Centrum determinou a necessidade de uma escavação geral para a construção dos 8 pisos enterrados, abrangendo todo o quarteirão delimitado pela Rua Brito Câmara, Rua de São Lázaro, Rua Major Reis Gomes e Rua Conde Canavial, correspondente à localização do antigo edifício Leacock (figura 1). Esta zona apresenta uma área em planta de cerca de 10.205m², um desenvolvimento periférico poligonal, com um comprimento total de aproximadamente 410m, e uma altura média de escavação com cerca de 26,5m. A escavação iniciou-se a cotas altimétricas variáveis entre +28,5m (cruzamento da Rua Major Reis Gomes com a Rua Conde Canavial) e +17,0m (cruzamento da Rua Brito Câmara com a Rua de São Lázaro) e terminou à cota altimétrica geral de -3,17m, correspondente à cota

geral da face inferior do betão de limpeza da laje de fundo, do tipo fungiforme com capitéis invertidos, prevista no projecto de Estrutura e Fundações, desenvolvido pela JSJ Estruturas.

Numa fase em que os trabalhos de escavação se aproximavam da sua cota final foram observados, em particular junto ao canto “B” onde devido à existência de zonas técnicas no piso da fundação a escavação já tinha evoluído abaixo da cota -3,60, fenómenos de instabilidade determinados por uma rotura localizada do fundo da escavação. Neste enquadramento, foi decidido realizar uma nova campanha de prospecção com o objectivo de melhor interpretar as condições de fundação do edifício. Na sequência desta campanha detectada como principal razão para a situação verificada a existência de uma camada de brechas vulcânicas, com grande índice de vazios, localizada a uma profundidade variável, relativamente ao fundo da escavação e com evolução no sentido aproximado de NNW para SSE, de 5,1 a 11,0m, correspondendo, aproximadamente, às cotas -8,2 e -14,2. De acordo com o mesmo documento, estes materiais seriam alimentados directamente pela água do mar e encontravam-se confinados, devido à presença sobrejacente de tufos vulcânicos de muito menor permeabilidade. A escavação dos tufos reduzia o recobrimento / confinamento das brechas, determinando fenómenos de erosão / rotura do fundo da escavação. Assim, o fenómeno em causa resultou de ter sido posto em causa o equilíbrio hidrogeológico, uma vez que o mesmo era assegurado pelo peso e pela baixa permeabilidade dos tufos vulcânicos de matriz argilosa, localizados sobrejacentemente às brechas. Estas últimas, por serem muito mais permeáveis, permitiam a fácil circulação no seu interior de água, sob pressão, devido à presença sobrejacente dos referidos tufos vulcânicos (figura 2).

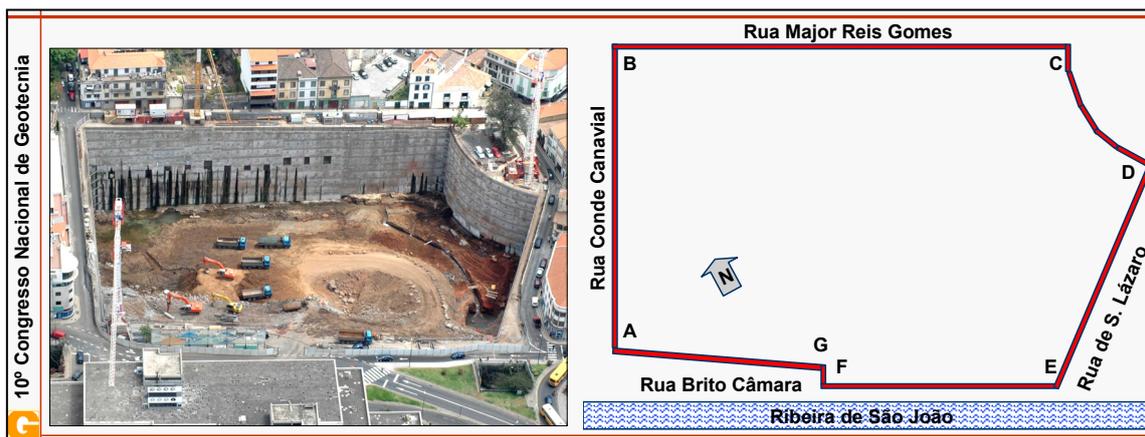


Figura 1 – Vista geral da escavação e planta de localização

2. PRINCIPAIS CONDICIONAMENTOS

2.1 Condicionamentos de natureza Geológica e Hidrogeológica

De acordo com as várias campanhas de prospecção geológica e geotécnica realizadas, foram detectados, a partir da superfície e sob aterros diversos, construções e pavimentos superficiais, sobretudo na zona central da obra, assim como depósitos colúvio-aluvionares, directamente relacionados com a proximidade da Ribeira de S. João e dos seus afluentes. Sob os referidos depósitos foram observados basaltos, com um grande desenvolvimento em profundidade, sob os quais foram, por sua vez, intersectados tufos vulcânicos de granulometrias diversas, brechas vulcânicas escoréáceas e, novamente, basaltos, cerca da cota -33,00 (figura 2).

A última campanha de prospecção que consistiu na execução de dez sondagens com recurso a sondas rotativas, série SF, vocacionadas para a análise das condições de fundação abaixo da cota -3,15, permitiu a definição de três zonas geotécnicas: ZG1, ZG2A e ZG2B, com a seguinte caracterização (figura 2):

- Zona Geotécnica 2B (ZG2B): correspondente aos tufos vulcânicos de granulometrias variadas, detectados no local interessado pela escavação, com valores de N_{SPT} a variar entre as 8 e as 29 pancadas. Desenvolve-se desde a cota geral prevista alcançar pelo fundo da escavação (-3,17), até à cota máxima aproximada de -8,50 (sondagem SF2);
- Zona Geotécnica 2A (ZG2A): detectada sob a zona geotécnica anterior, entre as cotas -3,95 (sondagens SF8 e SF9) e -8,50 (sondagem SF2), e até à cota máxima aproximada -14,20 (sondagem SF10). A esta zona geotécnica correspondiam os tufos vulcânicos com granulometria variada e com valores característicos de N_{SPT} superiores a 32 pancadas;
- Zona Geotécnica 1 (ZG1): observada sob a zona geotécnica anterior, entre as cotas -8,20 (sondagem SF6) e -14,20 (sondagem SF10), até às profundidades máximas prospectadas, com excepção da sondagem SF1, em que foi atingida uma profundidade tal que foi possível detectar a ocorrência de basaltos compactos sob o horizonte de brechas (cerca da cota -33,0). Este horizonte era caracterizado pelas brechas vulcânicas muito alteradas (W_5), com valores característicos de N_{SPT} superiores a 30 pancadas.

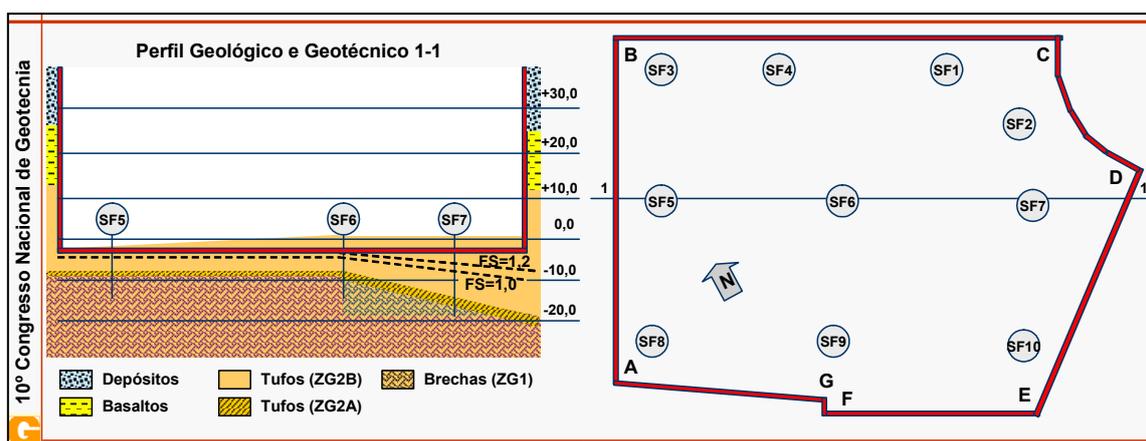


Figura 2 – Perfil geológico e geotécnico e planta de localização das sondagens

De acordo com os resultados da mesma campanha, a interpretação das leituras efectuadas à cota da água, assim como a sua relação com o nível das marés, reflectiu a ocorrência de água sob pressão ao nível das brechas vulcânicas, determinada pela baixa permeabilidade dos tufos sobrejacentes. Neste cenário, considerou-se como possível que na fase de exploração da obra o nível da água pudesse vir a atingir sensivelmente a cota +2,00, correspondente à cota máxima da maré, determinando a mobilização de uma subpressão na base da laje de fundação de aproximadamente 50 kN/m^2 . Acima da cota referida foram previstos dispositivos de drenagem nas paredes periféricas que permitissem a não ultrapassagem deste valor máximo da subpressão. A análise dos perfis geológicos permitiu ainda a definição das cotas das linhas associadas aos valores dos factores de segurança (FS) em relação à rotura do fundo da escavação (figura 2).

2.2 Condicionamentos relativos ao prazo de execução

Face ao aproximar das estações de maior pluviosidade no final do ano de 2004, assim como à existência de compromissos contratuais por parte do Dono da Obra relativamente aos prazos de conclusão da empreitada, considerou-se como importante que as soluções a adoptar fossem compatíveis com rendimentos de execução elevados, materializados através de equipamentos versáteis, que permitissem a criação de várias frentes de obra (figuras 5, 6, 7, 9 e 10).

3. SOLUÇÕES ADOPTADAS

A interpretação dos resultados obtidos nas campanhas de prospecção realizadas determinou que os trabalhos de escavação, abaixo da cota +0,50, fossem realizados ao abrigo de medidas que minimizassem e compensassem os eventuais fenómenos de erosão determinados pela escavação de uma altura de tufos vulcânicos, cujo peso e baixa permeabilidade, garantia a estabilidade do fundo da escavação, relativamente à água que circulava sobre pressão nas brechas vulcânicas subjacentes. A realização de escavações abaixo desta cota, antes da execução do tratamento do terreno de fundação, poderia colocar em perigo a estabilidade do fundo da escavação, degradando o terreno sobre o qual iria ser betonada a laje de fundação, além de poderem determinar a necessidade de posterior reaterro para a execução da referida plataforma. Neste enquadramento e tendo por base os principais condicionamentos existentes, considerou-se que, à partida, a solução mais interessante do ponto de vista técnico, económico e de gestão do prazo, seria a do tratamento prévio de todo o terreno de fundação através de colunas de jet grouting, tipo 1, armadas com tubos metálicos do tipo TM-80 $\varnothing 127 \times 9 \text{mm}$, acomodando uma carga máxima de serviço de cerca de 800kN e dispoendo de uma entrega de 1m nos tufos vulcânicos, correspondentes à zona ZG2A (figura 3). A protecção contra a corrosão dos tubos é assegurada pelas próprias colunas. No seu topo, as colunas foram encastradas na laje de fundação, sobre a qual foi assente um tapete drenante e uma camada de massame armado. Estas colunas dispunham da dupla função de elemento que tanto poderia acomodar cargas de compressão, numa situação de não existência de subpressões e à actuação de sobrecargas em todos os pisos, como cargas de tracção, no caso de existência de subpressões (nível quase permanente da água à cota +2,00) e não actuação de sobrecargas de utilização (figura 4).

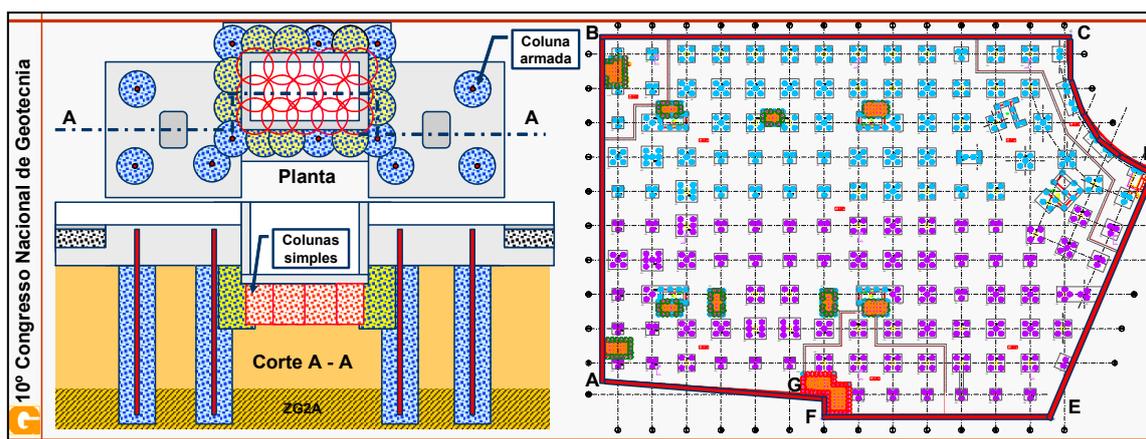


Figura 3 – Solução adoptada: pormenores tipo e planta

A proposta de execução do tratamento em toda a área apresentava igualmente um carácter preventivo, no sentido de tornar o prazo da obra mais previsível, pois a comprovação da efectiva necessidade deste tratamento só poderia ser obtida quando a escavação estivesse próximo da sua cota final. Caso, nesta última fase, se confirmasse a necessidade do tratamento, além da

degradação da capacidade de carga do terreno de fundação, seria ainda necessário voltar a aterrar o terreno entretanto escavado e a executar o tratamento agora proposto, pelo menos sob os elementos estruturais verticais. Nas zonas correspondentes a áreas técnicas e a caixas de elevadores, onde localmente a escavação teria que ser realizada abaixo da cota -3,17 e o factor de segurança em relação à estabilidade do fundo da escavação, determinado pelo peso dos tufos escavados, era próximo da unidade, foi proposto, pela razões anteriormente apontadas, a realização prévia de enscadeiras em colunas de jet grouting, não armadas (figura 3). Atendendo à especial importância da geometria destas colunas, a sua execução foi antecedida do pré-corte do terreno.

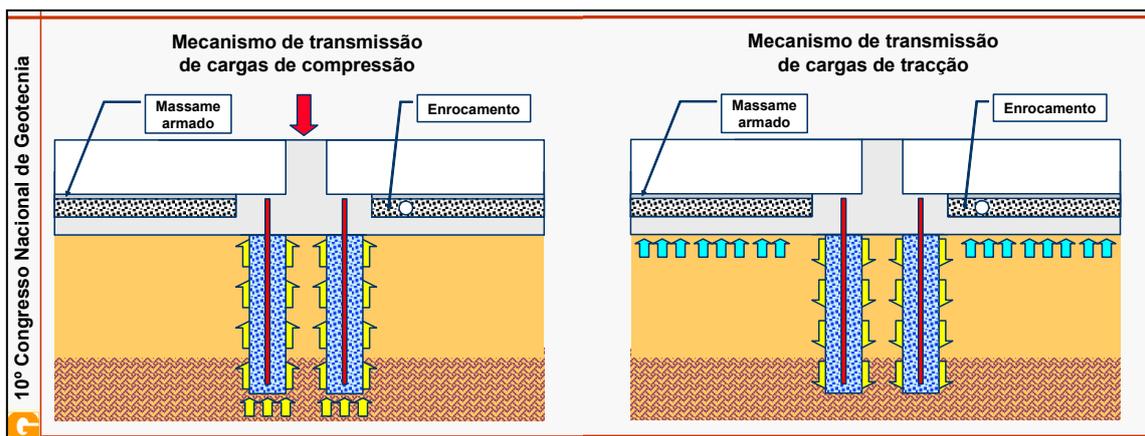


Figura 4 – Solução adoptada : funcionamento à compressão e à tracção em qualquer fase

Conforme já referido, as soluções adoptadas determinaram a necessidade de criação de uma plataforma de aterro para estabilização do regime hidrológico durante os trabalhos de furação e de injeção, com uma altura mínima de 3m, até à cota aproximada de +0,50. A realização desta plataforma permitiu incrementar as condições de confinamento e de segurança do fundo da escavação, assim como a execução simultânea de vários furos, sem aumentar rapidamente o caudal de água afluente ao recinto da escavação (figura 5).

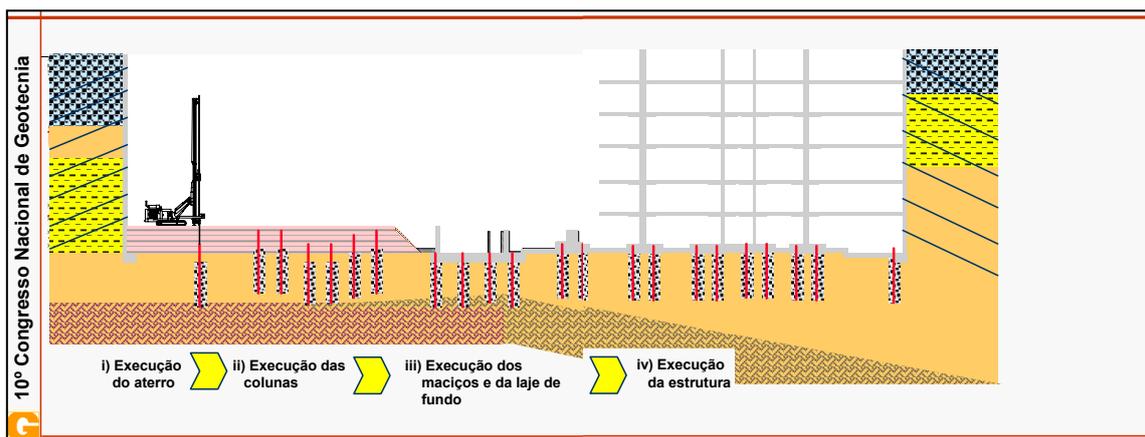


Figura 5 – Faseamento construtivo

Constituiu ainda uma preocupação a criação de condições para que nas zonas onde estivessem a ser realizadas colunas de jet grouting o eventual fluxo de água determinado pelas operações de bombagem fosse mínimo de forma a minimizar o risco de “lavagem” do cimento.



Figura 6 – Vistas das fases de execução das colunas a partir da plataforma de aterro

No dimensionamento das colunas foram consideradas as acções gravíticas definidas no Projecto de Estruturas e Fundações, transmitidas pelos elementos estruturais às fundações. Conforme definido na última campanha de prospecção, considerou-se para a alimentação inferior a presença do nível freático à cota +2,00, correspondente aproximadamente à cota da praia-mar.

Foi ainda efectuado o estudo do comportamento das colunas para situações acidentais:

- i) correspondente à eventual ausência de sub-pressões sob a laje de fundo, devido a uma cota de baixa mar extrema;
- ii) correspondente à subida do nível freático por alimentação lateral até às cotas +4,5 e +7,0, respectivamente, no lado de menor altura, alçados CD e DE - Nascente, e no lado de maior altura da escavação, alçado AB - Poente. Esta situação poderia ser determinada por uma situação de cheia prolongada na ribeira de São João.

Estes últimos níveis correspondiam a coeficientes de segurança que afectavam o valor da coluna de água acima da base da laje de fundação de, respectivamente, 1,5 e 2,0 m. Considerou-se ainda que, no caso de eventual subida do nível da água acima destas mesmas cotas, a água deveria ser drenada para o interior da obra, através de drenos a instalar na zona da cabeça das ancoragens provisórias, localizadas nas paredes periféricas acima daquelas cotas.



Figura 7 – Escavação para a cota final e preparação da plataforma para a laje de fundação

4. PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

O Plano de Instrumentação e Observação (PIO) proposto teve como objectivo garantir a verificação das premissas consideradas, assim como a análise do comportamento do edifício na fase de exploração. O PIO foi assim definido a partir da análise dos principais condicionamentos que se considerou que, com maior probabilidade, poderiam vir a afectar o comportamento futuro da estrutura. O PIO foi assim quantificado de forma a permitir a medição prioritária da pressão da água sob a laje de fundo, tendo, para tal, sido proposta a instalação de manómetros ligados a torneiras, na extremidade de tubos, devidamente abertos abaixo da laje de fundação.

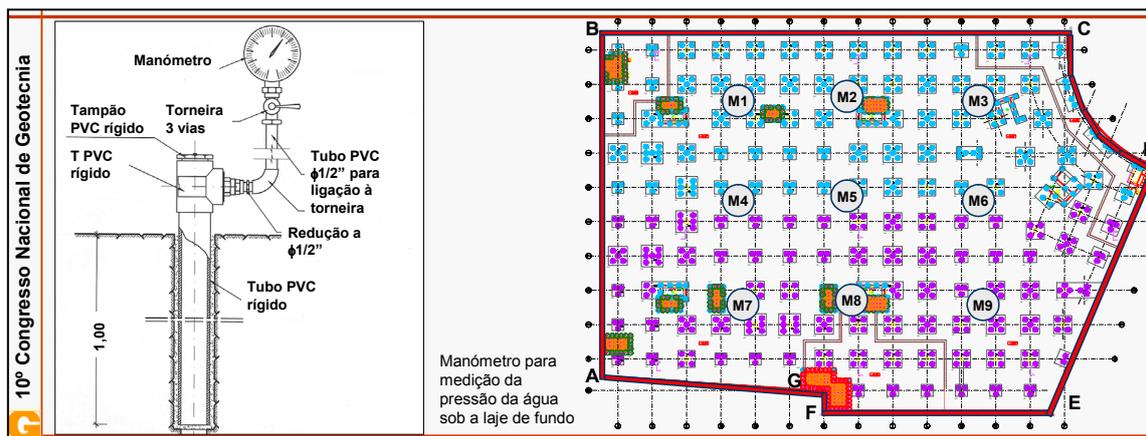


Figura 8 – PIO: pormenor e localização dos manómetros para medição da pressão da água

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O caso de obra apresentado no presente artigo vem revelar a importância da caracterização geológica e geotécnica em fase de projecto, a qual não deverá, independentemente da qualidade da informação recolhida, dispensar a confirmação permanente das características dos materiais furados e escavados no decorrer deste tipo de obras geotécnicas. Tendo por base o risco geotécnico, em geral, existente nestes cenários, associado à confirmação dos pressupostos admitidos na fase de projecto, deverá poder ser equacionada, em qualquer fase da obra, a eventual necessidade de implementação de adaptações às soluções inicialmente previstas.



Figura 9 – Montagem das armaduras e vista da primeira fase da laje de fundo já betonada

Este princípio será ainda mais importante quando as mesmas obras correspondem a escavações de grande profundidade em materiais do Complexo Vulcânico, caracterizados por condições geotécnicas e hidrogeológicas muito heterogêneas. Considera-se ainda que deve ser destacado nesta intervenção o recurso a soluções de tratamento do terreno suficientemente versáteis e devidamente adaptáveis aos principais condicionamentos existentes, permitindo a realização dos trabalhos nas indispensáveis condições de segurança e em várias frentes (figura 10), minimizando os eventuais desvios de prazo e de orçamento da obra.

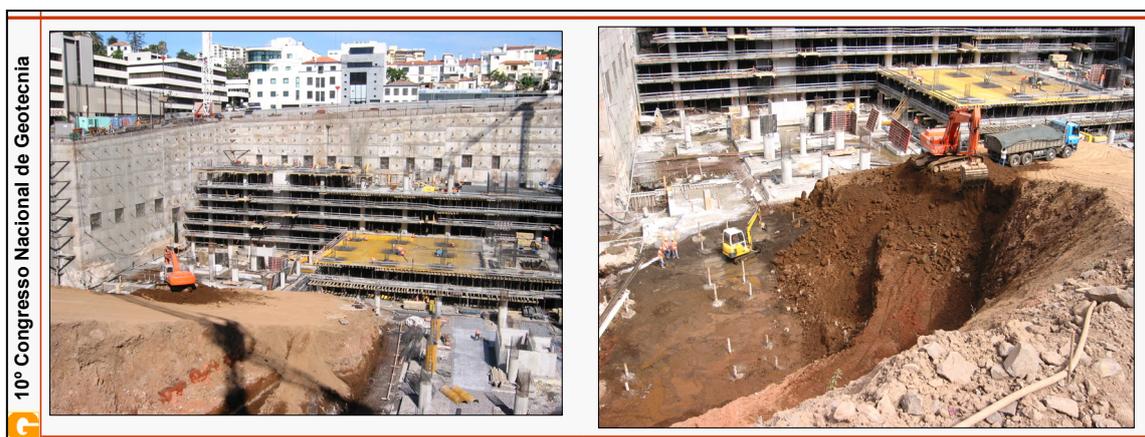


Figura 10 – Vista das várias frentes de execução da obra

6. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Dono de Obra a autorização para a redacção e publicação do presente artigo. A empreitada geral foi realizada pelo consórcio Concretoplano - Somague Madeira.

7. REFERÊNCIAS

- [1] Pinto, A.; Falcão, J.; Barata, C.; Ferreira, S.; Cebola, D.; Pacheco, J. - “Case Histories of Ground Treatment with Vertical Jet Grouting Solutions” – Grouting and Ground Treatment, February 2003, New Orleans - Louisiana, pp. 401-412, Proceedings of the Third International Conference – Volume 1.
- [2] Pinto, A.; Falcão, J.; Pinto, F.; Barata, C.; Ferreira, S.; Pacheco, J.; Durão, J. – “Soluções de Tratamento de Terrenos através de Colunas de Jet Grouting” – XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Outubro 2002, São Paulo – Brasil, pp. 1825-1834 – Vol. 3, Tema – Fundações: Perspectivas de Evolução.