

ESCORREGAMENTO DO TALUDE ADJACENTE À CORTINA DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA DO HIPERMERCADO DE MACHICO NA ILHA DA MADEIRA

FAILURE OF THE ADJACENT SLOPE OF THE PERIMETRAL PROVISIONAL WALL OF MACHICO HYPERMARKET IN MADEIRA ISLAND

Mateus de Brito, José; TPF - *Consultores de Engenharia e Arquitetura, S.A., Lisboa, jose.brito@tpf.pt*

RESUMO

A execução da cortina de contenção periférica e das escavações do hipermercado de Machico, com altura compreendida entre 6 e 15 m, abrangendo uma área de 4 000 m², provocou a instabilização de uma grande massa de depósitos de vertente numa superfície de 20 000 m². Os primeiros sinais da instabilização verificaram-se pouco tempo depois do início da execução da cortina de impermeabilização em colunas de jet grouting e dos primeiros painéis da cortina de contenção tipo Berlim definitiva e das respectivas ancoragens. Para minimizar o efeito desestabilizante provocado por estas técnicas executivas, foi alterada a solução de contenção para estacas moldadas com uma parede de forro em betão armado, mas não foi possível controlar a instalação de uma franca superfície de escorregamento cujo deslocamento máximo atingiu cerca de 30 cm e envolveu cerca de 30 habitações de 1 a 2 pisos e um conjunto de 3 edifícios de 5 pisos. O diagnóstico da situação obrigou a um período de paragem da obra de sete meses. Durante este período foram implementadas as medidas necessárias para o prosseguimento dos trabalhos em segurança incluindo o estudo geológico-geotécnico complementar, a revisão do plano de observação, a retroanálise da estabilidade da massa deslizante, a estimativa dos deslocamentos máximos admissíveis e a definição das necessárias alterações ao projeto. Com o retomar dos trabalhos verificou-se ainda a necessidade de introduzir alterações adicionais ao projeto por forma a controlar de forma efetiva os deslocamentos da massa instabilizada.

ABSTRACT

The execution of the provisional retaining wall and the excavations for Machico hypermarket, with a height between 6 and 15 m and covering an area of 4 000 m², caused the destabilization of a large mass of slope deposits, occupying a surface of 20 000 m². The first signs of the destabilization occurred shortly after the beginning of the construction of the waterproofing wall in jet grouting columns and the first panels of the definitive Berlin-type wall and the anchorages. In order to minimize the destabilizing effect of these techniques, the containment solution was modified for bored piles with a reinforced concrete wall, but it was not possible to control the installation of a sliding surface whose maximum displacement reached about 30 cm and involved about 30 houses, of 1 and 2 floors and also a set of 3 buildings of 5 floors. The diagnosis of the situation forced to stop the works for seven months. During this period, the necessary measures were taken to continue work in safety conditions, including the complementary geological-geotechnical study, revision of the observation plan, back-analysis of sliding mass stability, estimation of maximum allowable displacements and definition of necessary changes to the design. In the following phase of construction, there was also the need to introduce some additional changes to the design in order to effectively control the displacements of the sliding mass.

1 - INTRODUÇÃO

Em julho de 2008, quando decorria a execução das obras de escavação e contenção periférica do edifício destinado ao Hipermercado Sá na Cidade de Machico na Ilha da Madeira, verificou-se um agravamento muito significativo das anomalias que já se vinham a observar na envolvente da área de intervenção e que eram resultantes da instabilização de uma grande massa de depósitos de vertente. A zona instabilizada situa-se a nordeste, com a localização que se apresenta na Figura 1 sobre um extrato da Carta Geológica da Ilha da Madeira na escala 1/50 000 (2010) para evidenciar que o local da obra se insere numa extensa mancha de depósitos de vertente da encosta direita da ribeira de Machico, onde está, em grande parte, construída a cidade.

Na Figura 2 observa-se uma vista aérea do vale de Machico com a localização do hipermercado e do escorregamento. Na Figura 3 apresenta-se uma vista para poente do estado da obra e da massa instabilizada em julho de 2008. Neste escorregamento foram envolvidas mais de 30 habitações de um e de dois pisos, três edifícios de 5 pisos, um posto de abastecimento de combustíveis e vários arruamentos e outras infraestruturas.

2 - CARACTERÍSTICAS DA OBRA DE ESCAVAÇÃO E CONTENÇÃO PERIFÉRICA

A cortina de contenção abrange toda a área de 4 000 m² do hipermercado e tem altura variável entre 6 e 15 m. A parede de maior altura situa-se a poente do recinto e tem uma configuração irregular em planta, conforme se pode observar na Figura 4, sendo de cerca de 100 m o seu desenvolvimento segundo a direção longitudinal da escavação.

Em agosto de 2008 a superfície do terreno escavado no canto sul da parede encontrava-se à cota 9,50 m e subia na zona central para a cota 18,10 m (Fig. 3 e Fig. 5).

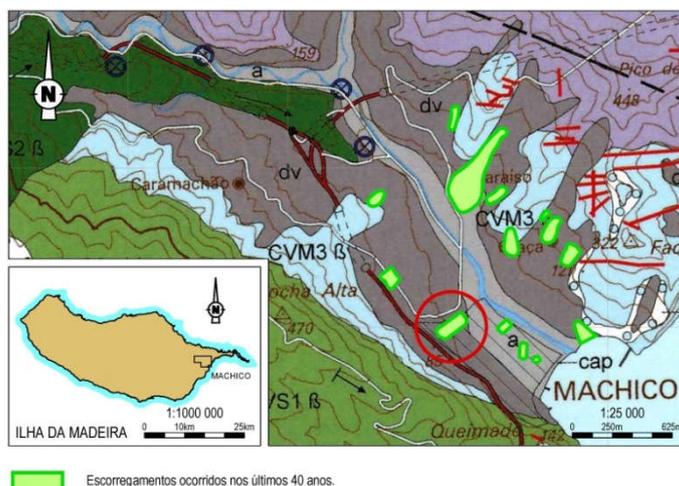


Figura 1 – Planta geológica da zona de Machico com a localização dos escorregamentos ocorridos nos últimos 40 anos



Figura 2 – Vista aérea de Machico e da localização do escorregamento do Hiper Sá

A solução inicial, que já era uma variante do projeto base de concurso, como se mostra na Figura 6, consistiu numa cortina de contenção tipo Berlim definitiva com 4 níveis de ancoragens, previamente impermeabilizada no tardoz por uma cortina em colunas de jet grouting. A execução da contenção iniciou-se em novembro de 2007. Os primeiros sinais de instabilização da cortina e dos depósitos de vertente suportados, evidenciados por deformações significativas na envolvente da obra, que afetavam algumas edificações e os pavimentos dos arruamentos, verificaram-se logo após o início da execução das colunas de jet grouting e dos primeiros painéis de betão e das respetivas ancoragens.

Verificando-se que a evolução das anomalias estava relacionada com a execução das colunas de jet, a solução de contenção foi alterada para uma solução alternativa, desenvolvida e projetada pelo empreiteiro, consistindo numa cortina também ancorada constituída por estacas de betão armado ϕ 800 afastadas entre eixos de 1,40 m e por uma parede de forro de betão armado com 0,30 m de espessura. Esta parede era executada, à medida do avanço da escavação, por painéis ancorados a 4 níveis por ancoragens provisórias com inclinações variáveis, de cima para baixo, entre 40° e 25°, afastadas de 2,80 m e pré-esforçadas a 700 kN (Fig. 6). Do lado norte, onde a parede poente está mais no interior do recinto a escavar e onde se situa a rampa de acesso, a estrutura de contenção é idêntica, mas na zona superior, com altura variável, é constituída por uma parede tipo Berlim com perfis verticais metálicos e uma fiada de ancoragens inclinadas a 35°, pré-esforçadas também a 700 kN.



Figura 3 – Vista do estado da obra em julho de 2008 e da localização da massa instabilizada

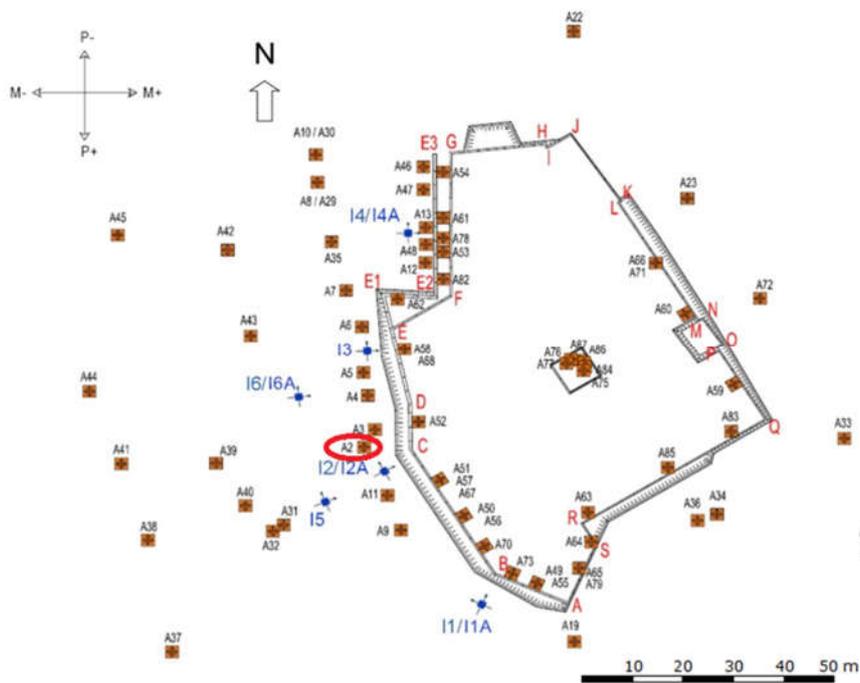


Figura 4 – Planta do recinto de escavação e de localização dos alvos topográficos e dos inclinómetros nas paredes de contenção e nas imediações



Figura 5 – Posição dos trabalhos da cortina de contenção poente em agosto de 2008

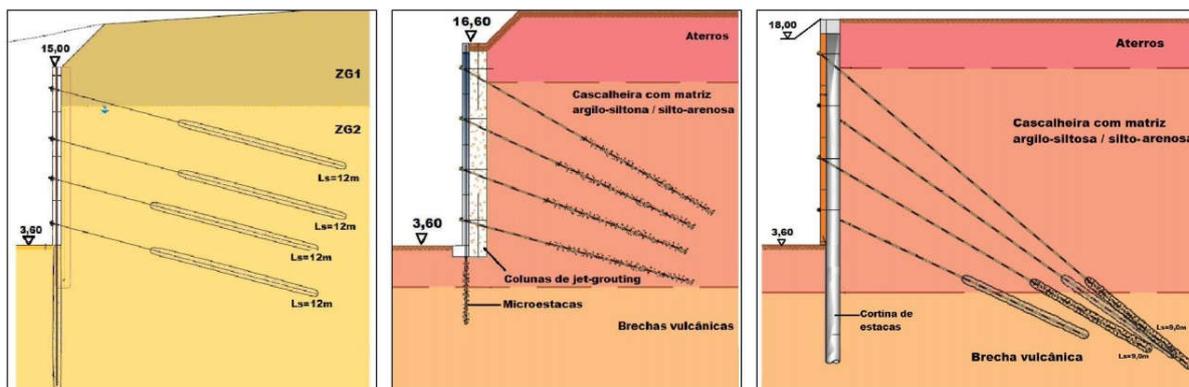


Figura 6 – Secções transversais da cortina de contenção do projecto base de concurso, do projecto de execução variante e da solução executada

A execução das estacas decorreu de março a junho de 2008. Ainda em junho iniciou-se a escavação e a execução da parede de forro e das ancoragens do lado sul. Em julho de 2008 a escavação no lado sudoeste entre o vértice A e a posição intermédia dos vértices B e C (Fig. 4), com um desenvolvimento de cerca de 30 m, estava concluída, como se pode observar na Figura 5. Da zona sul para a zona central da parede (entre a posição intermédia dos vértices B e C e o vértice D), a escavação estava em talude. Do vértice D até ao vértice E1 a escavação tinha cerca de 5,5 m de altura. No alinhamento E2E3 tinha sido realizada apenas parte da parede até à rampa de acesso (entre os vértices E3 e G).

Face à desfavorável evolução das deformações da massa estabilizada, constatou-se que seria expectável que, com a continuação da execução da escavação e da contenção nos mesmos moldes, estas iriam continuar a evoluir de modo pouco previsível, pondo certamente em risco uma área mais significativa, envolvendo outras edificações, arruamentos e infra-estruturas. Assim, foi decidido interromper os trabalhos durante o tempo necessário à avaliação global da situação e à introdução das alterações ao projecto da contenção para controlar de forma efectiva os deslocamentos da massa estabilizada e ao projecto da estrutura definitiva para resistir aos esforços induzidos por esta massa.

Logo desde o início da execução dos trabalhos de contenção, em especial dos pré-furos para materialização das colunas de jet grouting, foram registados movimentos dos depósitos de vertente que provocaram a abertura de fendas antigas e de novas fendas nas edificações existentes na envolvente da obra. Estes movimentos aumentaram de forma mais pronunciada durante o período de execução das estacas, da contenção e da escavação do lado sul. A área estabilizada apresentava um desenvolvimento de cerca de 100 m, praticamente coincidente com a frente da obra, e um comprimento máximo segundo a linha de maior declive de cerca de 220 m. Atingia a cota 60, correspondendo a um desnível de 42 m em relação ao coroamento da contenção. As edificações e os pavimentos dos arruamentos mais afectados situavam-se, em geral, na proximidade dos bordos da massa de terreno estabilizado, onde ocorriam as maiores distorções. Algumas fendas observadas nos arruamentos, nos muros e nas paredes das habitações apresentavam aberturas superiores à dezena de centímetro (Fig. 7). Algumas das edificações encontravam-se em estado de pré-ruína, tendo sido evacuadas.

A obra foi interrompida em agosto, mas, até outubro de 2008, ainda foram realizados alguns trabalhos nas paredes E2E3 e FG, compreendendo alguns painéis de betão armado e ancoragens na parede E2E3 e a laje da rampa entre as duas paredes, o que ainda originou deslocamentos adicionais embora com menor taxa. A partir de novembro de 2008 verificou-se, quer nos dispositivos de observação, quer nas fendas dos pavimentos entretanto refechadas com argamassa, uma clara tendência para a estabilização dos movimentos.

3 - ACÇÕES IMPLEMENTADAS DURANTE O PERÍODO DE INTERRUPTÃO

Os trabalhos de escavação e de contenção acabaram por ficar interrompidos até dezembro de 2008, por forma a permitir a reavaliação global da situação e a realização das necessárias alterações ao projeto da contenção e da estrutura definitiva do edifício.

No âmbito desta reavaliação da situação desenvolveram-se as seguintes medidas, sugeridas no parecer elaborado pela Cenorgeo (2008):

- Levantamento, sobre uma planta topográfica atualizada à escala 1/5 000 de todas as anomalias existentes (fendas, abatimentos, etc.) e suas características, acompanhado de registo fotográfico e dos limites da massa estabilizada;

- Refechamento de todas as fendas existentes nos pavimentos, nos pátios e nos muros das habitações, para permitir uma melhor observação posterior da sua abertura e também para evitar a entrada de águas das chuvas;
- Adaptação do plano de observação existente para abranger toda a envolvente da obra e a massa instabilizada, constituída por alvos topográficos, fissurómetros e inclinómetros, incluindo a substituição dos que já estavam inoperacionais;
- Reconhecimento geológico de toda a área instabilizada, aproveitando os furos a realizar para a instalação dos inclinómetros;
- Realização de estudos de retroanálise da estabilidade da massa deslizante para avaliação da resistência mobilizada ao longo da superfície de deslizamento e reavaliação dos impulsos atuantes nas paredes de contenção;
- Definição das medidas a adotar para garantir as condições de segurança, quer das estruturas de contenção da fase provisória, quer da estrutura definitiva do edifício, tirando partido da resistência transversal da estrutura definitiva que é determinante para a transmissão dos impulsos laterais para as fundações da estrutura, quer na eventual utilização de ancoragens definitivas;
- Estimativa dos deslocamentos máximos expectáveis na envolvente da obra resultantes do prosseguimento dos trabalhos e a fixação dos deslocamentos máximos admissíveis e dos respetivos limites de alerta.



Figura 7 – Fendas nas habitações e nos arruamentos existentes em julho de 2008

4 - CONDIÇÕES GEOLOGICO-GEOTÉCNICAS E HIDROGEOLÓGICAS

O talude desenvolve-se na base da encosta direita do vale de Machico, ao longo de uma zona caracterizada por uma topografia muito declivosa (Fig. 1). Na parte superior da encosta são visíveis escoadas de basaltos compactos, por vezes fraturados, intercalados com níveis menos espessos de brechas, constituindo zonas escarpadas com grande declive. A erosão diferencial origina degradação mais rápida dos níveis mais brandos e desagregáveis, constituídos pelas brechas, o que leva a que fiquem em saliência as escoadas de rochas basálticas mais compactas e resistentes. Estas escoadas, por se encontrarem fraturadas, dão origem a condições favoráveis à queda de blocos ou a desmoronamentos, que conduzem à formação de depósitos de vertente. A base desta encosta apresenta um declive mais suave, verificando-se, em geral um aumento gradual da espessura do topo para a base dos depósitos, os quais chegam a atingir espessura superior à dezena de metros. São muito heterogéneos, constituídos por fragmentos e blocos de rocha, predominantemente basálticos, desde fragmentos angulosos ou sub-rolados até blocos de grandes

dimensões, que chegam a atingir cerca de 2 m, envolvidos por uma matriz argilo-siltosa, exibindo cor castanho-avermelhada escura (Fig. 8), verificando-se quase sempre um aumento gradual do número de blocos rochosos na base.



Figura 8 – Depósitos de vertente com matriz argilo-siltosa de cor castanho-avermelhada escura

A matriz é constituída essencialmente por argilas de alta plasticidade, com fração argila montemorilonítica. Sabe-se que, em geral, as argilas de cor escura acastanhada ou anegrada, resultantes da alteração de rochas basálticas em topografias com deficiente drenagem, apresentam um teor dominante de montemorilonite, o que lhes confere uma alta plasticidade e baixa resistência.

Em geral, estes escorregamentos dos depósitos de vertente têm como principal característica as velocidades lentas (poucos centímetros por ano), os declives suaves com inclinações entre 10° (1V/6H) e 20° (1V/3H), atingem espessuras máximas de 20 a 30 m, estão saturados e o nível freático situa-se, em geral, no contacto com o substrato mas pode chegar perto da superfície nos períodos de chuva mais intensos.

Subjacentes aos depósitos de vertente ocorrem os complexos vulcânicos pós-miocénico β^2 e mio--pliocénico β^1 , de constituição muito heterogénea. O primeiro é formado por alternâncias de escoadas de lavas basálticas com níveis de materiais piroclásticos brechóides e de tufos vulcânicos, enquanto no segundo predominam os níveis de tufos com bombas vulcânicas (Carta Geológica da Madeira, 1974).

5 - CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS DEPÓSITOS DE VERTENTE

5.1 - Informação disponível

Em face das limitações de tempo resultantes da dinâmica associada à execução da obra, não foi possível implementar uma campanha complementar de recolha de amostras remexidas e intactas e de ensaios laboratoriais de identificação e de caracterização geomecânica da massa instabilizada. Recorreu-se, por isso, à informação disponível de ensaios realizados na matriz fina dos depósitos de vertente do vale da ribeira de Machico. Um primeiro conjunto de ensaios foi realizado sobre seis amostras representativas recolhidas nos poços de prospeção efetuados no âmbito do estudo da Variante à ER101 na vertente direita da Ribeira do Machico (Cenor, 1991). Um segundo conjunto de ensaios foi realizado no âmbito do estudo Nó de Machico Sul da Via Rápida Machico-Caniçal (Cenorplan, 2002, Rosa et al 2004 e Brito et al 2008), com um traçado muito próximo do da Variante à ER101, mas apenas sobre duas amostras representativas da matriz fina que foi possível recolher devido à presença de muitos blocos de dimensão variada. Um terceiro conjunto de ensaios sobre duas amostras foi realizado no escorregamento que ocorreu no sítio do Poço do Gil em 1984. Um outro conjunto de ensaios respeita aos três locais de escorregamentos ocorridos na vertente esquerda de Machico (Misericórdia, Graça, Poço do Gil/Paraíso), estudados por Rodrigues (2005).

5.2 - Características de identificação

No que respeita às análises granulométricas verifica-se uma variabilidade granulométrica muito significativa dos depósitos de vertente. Esta é devida fundamentalmente à grande variabilidade da percentagem das partículas superiores a 2 mm. Se se excluírem as duas amostras com menor percentagem de argila, verifica-se que a percentagem passada no #200 se situa entre 80 e 95% e a percentagem de partículas de dimensão inferior à fração "argila" (2μ) fica compreendida no intervalo de 61 a 74%, parecendo ser estes os valores mais representativos da fração fina dos depósitos. Quanto aos limites de consistência obtiveram-se valores do limite de liquidez entre 56 e 122% e do índice de plasticidade entre 21 e 80%. Na Fig. 9 faz-se a respetiva representação na carta de plasticidade e também a representação dos resultados

dos ensaios dos depósitos de alguns dos escorregamentos referidos. Verifica-se que os depósitos de vertente se situam ao longo da linha A, abaixo e acima mas muito próximos desta. O teor em água, obtido em apenas 3 das amostras, é muito próximo do limite de plasticidade.

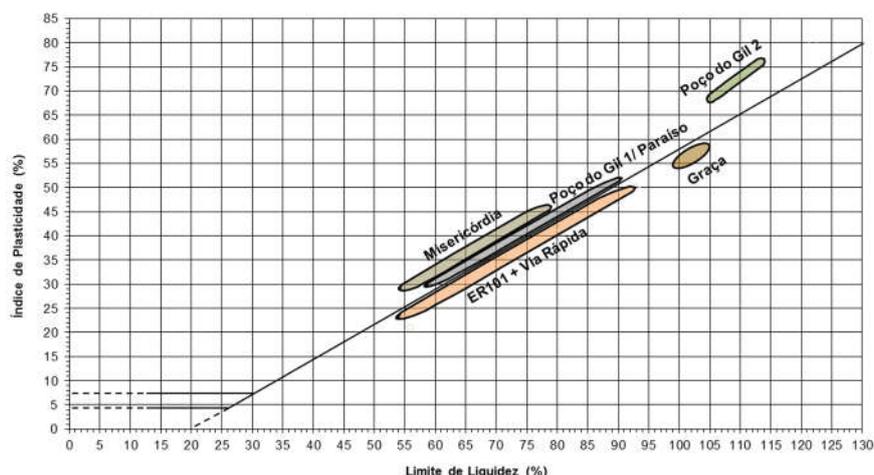


Figura 9 – Carta de plasticidade dos depósitos de vertente

A análise efetuada à fração argila de uma da amostra A3 pelo método da difração por raios X, mostrou que a fração argilosa é constituída essencialmente por montmorilonite (cerca de 95%), sendo os restantes minerais a caulinite e a clorite (cerca de 5%) e a ilite (vestígios). Nos quatro locais de escorregamento a determinação da mineralogia argilosa por difração dos raios X evidenciou a presença dominante de minerais do grupo da esmectite, a que pertence a montmorilonite, e em muito menor quantidade a caulinite e alguma ilite.

5.3 - Resistência ao corte residual

No âmbito da Variante à ER101 foi realizado um ensaio de corte direto alternado segundo a técnica de ensaio indicada em Blondeau e Josseume (1976). Estes ensaios forneceram os valores dos parâmetros de resistência máxima e residual, para o primeiro curso de 10 mm da caixa de corte e para o curso total alternado de 90 mm, que se indicam no Quadro 1. No âmbito do estudo do Nó de Machico Sul foram realizados apenas ensaios de corte direto lentos sobre as duas amostras. Obtiveram-se os parâmetros de resistência máxima indicados no Quadro 1. Neste quadro indicam-se ainda os valores das envolventes dos resultados dos ensaios de corte de amostras dos escorregamentos da Misericórdia, Graça e Poço do Gil/Paraíso.

Quadro 1 – Resultados dos ensaios de corte

Local	Amostra	2 μ (%)	IP (%)	w (%)	Resistência de Pico		Resistência Residual		Tipo de ensaio
					c' (kPa)	Φ' (°)	c'_{res} (kPa)	Φ'_{res} (°)	
Via Rápida	AI1	66	47	39	20	16	-	-	
Machico – Caniçal	AI2	61	80	42	30	19	-	-	CDR
Variante à ER101	A2	71	36	38	30	16	12	14	
Misericórdia	Várias	72	28 a 47	76*	12,4	12,9	-	9,3	CR
Poço do Gil 1	Várias	50 a 65	19 a 56	67*	10,2	11,8	-	9,7	CR
Paraíso	Várias	60	25 a 49		-	-	-	13-14	CR

CDR – Corte direto reversível

CR – Corte rotativo

* Amostra remoldada

O ângulo de atrito residual pode ser correlacionado com índices físicos sendo as relações mais correntes com a percentagem de partículas de dimensão “argila” (%<2 μ) e com o índice de plasticidade. Para a relação de Skempton (1985) que se apresenta na Figura 10, verifica-se que os resultados obtidos se enquadram bem na banda proposta e que, para os valores mais representativos da percentagem de argila obtidos nos ensaios, situados entre 61 e 74%, se está perante corte deslizante, sendo razoável considerar o ângulo de atrito residual da matriz argilo-siltosa compreendido entre 9° e 14°.

Para além da fração argila, a mineralogia da argila também tem influência na resistência residual, sendo esta é tanto maior quanto maior é a fração argila (o que em certa medida é traduzido pelo IP). Segundo a relação de Kanji, que se apresenta na Figura 11, verifica-se que para os valores médios de IP entre 36 e 38% correspondentes a cada ensaio de corte, os valores de Φ'_{res} se enquadram bem na banda proposta, situando-se também entre 9° e 14°.

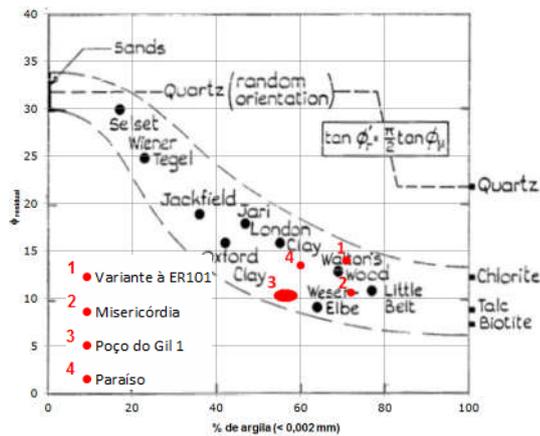


Figura 10 – Relação entre ângulo de atrito residual e porcentagem de argila da matriz argilo-siltosa dos DV

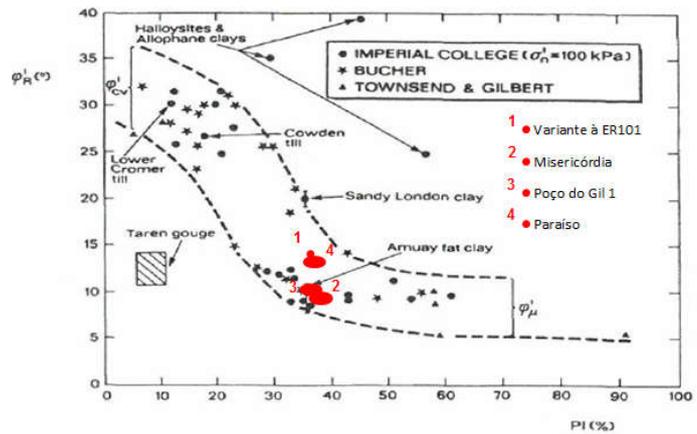


Figura 11 – Relação entre ângulo de atrito residual e índice de plasticidade da matriz argilo-siltosa dos depósitos de vertente (adaptado de Lancellotta, 1995)

6 - ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS DISPOSITIVOS DE OBSERVAÇÃO

A obra começou a ser observada no início de 2008. Foram instalados inicialmente os seguintes dispositivos de observação (Fig. 4): 6 inclinômetros no tardo da parede de contenção poente, alvos topográficos na envolvente da contenção do lado poente e dos lados norte e sul, alvos topográficos na parede do forro e células de carga nas ancoragens. A análise dos deslocamentos observados nos inclinômetros até agosto de 2008, mostrou um estado já avançado de deformações na envolvente da obra e a existência de uma superfície de escorregamento localizada a cerca de 10,5 m de profundidade na zona central da parede (inclinômetros I2 e I3 adjacentes à parede e I6 mais afastado da parede na direção de I3). No inclinômetro I5, mais afastado da parede na direção do I2, a superfície de escorregamento situava-se a 6,5 m de profundidade e no inclinômetro I1 a superfície de escorregamento situava-se a 4,5 m de profundidade. A importância dos deslocamentos e da superfície de escorregamento foi evidenciada pelos alvos e pelos inclinômetros logo nas leituras iniciais, não tendo sido dada a devida importância à situação, tendo prosseguido a execução da obra. Os deslocamentos máximos horizontais registados pelos inclinômetros foram observados à superfície, tendo-se obtido valores máximos superiores a 20 cm. No inclinômetro I3 o deslocamento observado à superfície foi de 23 cm (dos quais 15 cm ocorreram desde junho) e no inclinômetro I2 obteve-se, até 12 de junho, data em ficou obstruído, um deslocamento à superfície de 19 cm. Em agosto praticamente todos os inclinômetros estavam inoperacionais. Em setembro e outubro foram instalados os novos inclinômetros I1A, I2A, I4A e I6A em substituição dos inclinômetros inoperacionais.

Os alvos topográficos localizados na envolvente da obra conduziram a deslocamentos idênticos aos dos inclinômetros. Na Figura 12 apresenta-se o gráfico dos deslocamentos horizontais nas duas direções M e P e dos assentamentos (Z) no alvo topográfico A2, cuja localização consta da Figura 4, que é representativo das deformações na zona central da parede. Em agosto de 2008, o alvo A2 atingiu o máximo deslocamento observado de 25 cm e um assentamento de 6 cm. Na Figura 12 pode ainda observar-se os deslocamentos correspondentes às fases de obra mais importantes, o que permite verificar que a fase de obra C foi a responsável por maiores deslocamentos, onde foi determinante a execução das ancoragens. De facto, verifica-se que neste alvo A2, situado na zona de influência da parede AC, onde a escavação já tinha sido praticamente realizada até ao fundo em agosto de 2008, o deslocamento correspondente à fase C foi da ordem de 12,5 cm.

Nesta fase de obra parece que a execução das ancoragens com martelo de fundo de furo e com utilização de água e ar foi o fator mais perturbador dos depósitos de vertente com grandes reflexos nas anomalias ocorridas. Após a interrupção dos trabalhos, em que decorreu ainda a execução de alguns trabalhos registaram-se deslocamentos de 2 a 3 cm, como se pode verificar na mesma figura.

Na sequência de interrupção dos trabalhos foram instalados novos dispositivos de observação na massa instabilizada e na área limítrofe, constituída por 20 alvos topográficos instalados em edifícios localizados na massa deslizante e na área limítrofe e 6 inclinômetros, cuja localização se apresenta na Figura 13. Na furação para a instalação dos inclinômetros foram reconhecidas as espessuras dos depósitos de vertente, que se situaram entre 22 m e 29 m.

Desde a data de instalação (outubro e novembro de 2008) os inclinômetros I21 a I24 registaram deslocamentos à superfície da ordem de 5 a 7 mm, mas nos dois meses seguintes mostraram tendência para a estabilização. Estes inclinômetros situados perto da crista da massa instabilizada revelaram que a

superfície de escorregamento se situava a 4 m de profundidade. Os inclinómetros situados numa posição intermédia da massa instabilizada revelaram que a profundidade da superfície de escorregamento para 5 m (I24), 7 m (I23) e 8 m (I25 e I26) atingindo cerca de 10,5 m junto à contenção. Os alvos topográficos foram observados a partir de outubro e forneceram nos dois primeiros meses deslocamentos máximos entre 4 e 7 mm em 9 alvos situados sobre a massa deslizante. Todos os alvos apresentaram em novembro e dezembro de 2008 uma tendência para a estabilização.

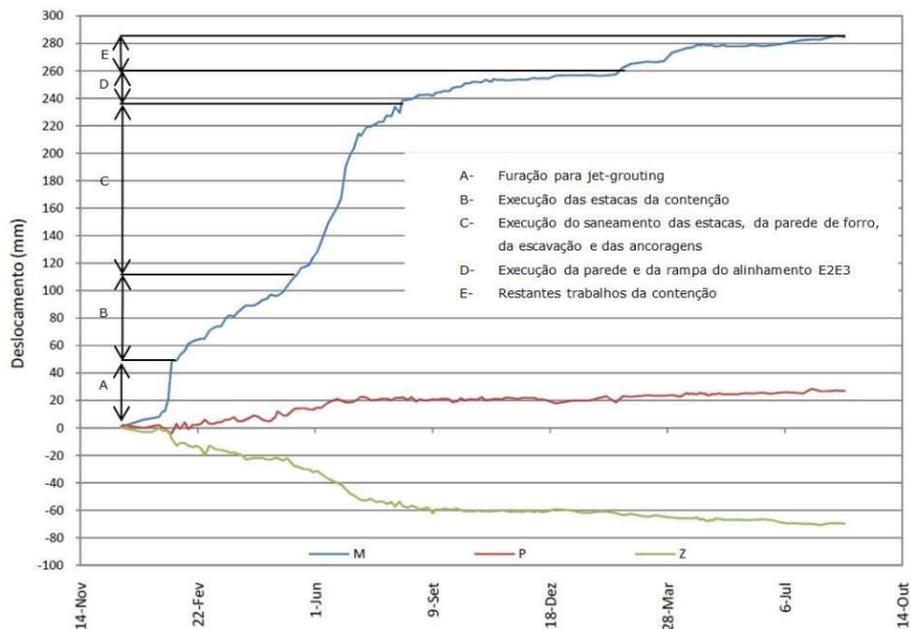


Figura 12 – Evolução dos deslocamentos com o tempo no alvo A2



Figura 13 – Planta de localização dos alvos topográficos e dos inclinómetros adicionais na massa deslizante

Em face dos elementos disponíveis relativos à observação da obra e das anomalias de superfície foi possível constatar que, praticamente desde o início da execução dos trabalhos, se verificou a ocorrência de

movimentos associados à instalação de uma superfície de deslizamento. A massa deslizante, determinada por esta superfície, tem uma largura da ordem de 100 m, correspondente ao desenvolvimento longitudinal do recinto da obra, e um desenvolvimento segundo o talude da ordem de 235 m. A espessura da massa deslizante apresenta um valor máximo da ordem de 10,5 m na zona central adjacente à parede de contenção oeste (alinhamento AG) e diminui progressivamente para 4 m até perto da crista como se mostra no corte longitudinal da Figura 15 segundo os inclinómetros I25, I23 e I21 na zona central do escorregamento. À área instabilizada de cerca de 20 000 m², corresponde um volume de cerca de 150 000 m³. A inclinação do terreno neste corte varia entre 11° e 12,5°.

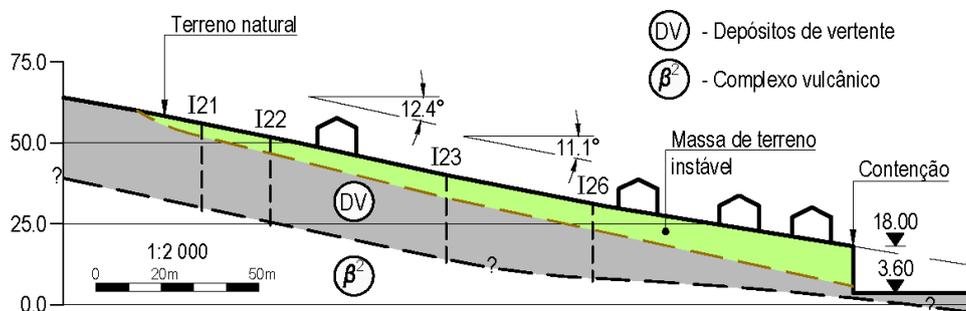


Figura 14 – Corte longitudinal na zona central do escorregamento

Tendo em vista a avaliação do valor de ϕ'_{res} instalado na superfície de escorregamento e do correspondente impulso na parede de contenção, fez-se uma análise paramétrica utilizando o programa de cálculo SlopeW da Geostudio (Fig. 15). Fez-se variar o valor de ϕ'_{res} e determinou-se a força horizontal necessária na contenção para um coeficiente de segurança ao deslizamento unitário. À força de 800 kN/m, que se estimou estar instalada na contenção, corresponde ϕ'_{res} da ordem de 11,5°. Para o prosseguimento dos trabalhos considerou-se ajustado adoptar um coeficiente de segurança de 1,3, a que corresponde uma força na contenção de 2000 kN/m.

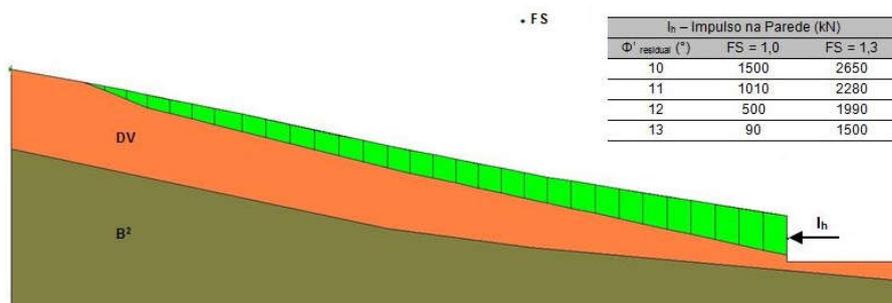


Figura 15 – Variação do impulso na parede da contenção em função de ϕ'_{res} para FS=1 e FS=1,3

7 - CARACTERÍSTICAS DO PROJECTO REVISTO

Conforme referido, o projeto de reforço designado "Aditamento ao Projeto de Execução, Escavação, Contenção Periférica e Fundações Indiretas" foi concluído em outubro de 2008. Este projeto de reforço partiu do pressuposto de base que a magnitude da força atuante sobre a cortina de contenção relativa à ação da massa deslizante seria de 1300 kN/m, valor que pareceu ajustado em função das análises de estabilidade efetuadas e que foram objeto de análise aprofundada pelos intervenientes em obra.

Este projeto previu as seguintes alterações:

- Passagem de todas as ancoragens por executar na contenção periférica a definitivas com 700 kN de capacidade;
- Introdução na contenção de 2 níveis adicionais de ancoragens definitivas de reforço com 700 kN de capacidade;
- Execução de reforço com 45 cm de forro de betão armado na parede de contenção já executada anteriormente com 30 cm (alinhamentos AB e BC) executado de baixo para cima;
- Execução do forro em betão armado em falta ao nível do alinhamento AG através com um aumento da espessura de 30 cm para 50 cm;
- Passagem da frequência mínima das leituras da instrumentação a bissemanal, devendo ser controlados rigorosamente os deslocamentos da contenção, tendo como critério de atenção um incremento de deslocamento máximo da ordem de 4 cm, ou seja, cerca de 1 a 2 cm por nível da contenção, e a continuação da tendência de estabilização na zona sul da contenção onde a escavação já atingiu o fundo.

A solução proposta pareceu ser suficientemente ajustada em função do valor do impulso transmitido pela massa deslizante. Atendendo a que se pretendia reduzir, o mais possível, as deformações associadas à execução dos painéis e das escavações, foi ainda decidido reduzir o comprimento dos painéis e prever um faseamento de execução em que em nenhuma situação existissem painéis em escavação e betonagem sem que as ancoragens dos painéis adjacentes já tivessem sido tensionadas.

Foi recomendado que o faseamento contemplasse o desenvolvimento dos trabalhos de forma progressiva do vértice A (Sudeste) para o vértice G (Nordeste) contemplando numa 1.ª fase a execução das ancoragens de reforço definitivas no alçado AB e metade do desenvolvimento do alçado BC e a execução da estrutura definitiva nesse alçado, conforme definido na Figura 16. Por outro lado, considerou-se que a estrutura fosse executada de nascente para poente, enquanto decorresse a execução das ancoragens de reforço.

Deveria seguir-se uma 2ª fase, até ao vértice E, escavando-se o mínimo possível o terreno ainda existente as paredes EF e FG. Também nesta 2ª fase a estrutura definitiva deveria ser executada de nascente para poente, enquanto decorresse a execução das ancoragens de reforço. Finalmente, seria executada a 3.ª fase numa sequência idêntica à das outras duas fases. Sendo a execução das ancoragens um fator muito perturbador dos depósitos de vertente, foi proposta a revisão do modo executivo das ancoragens, nomeadamente com a minimização do efeito do ar através da utilização de aditivos ou a utilização da furação à rotação com bit destrutivo, eventualmente perdido.

A previsão de 1 cm a 2 cm de deslocamento por cada nível de ancoragem foi considerada muito otimista tendo em conta que na zona da parede ABC já totalmente escavada e ancorada se verificaram deslocamentos de 12 cm na fase C de execução de escavação e das ancoragens. De igual modo se considerou que deveriam ser definidos os deslocamentos máximos admissíveis na parede de contenção e as cargas máximas das ancoragens e definidos os limites de alerta (atenção e alarme) associados a cada uma das fases de execução da obra, os quais, a verificarem-se, obrigariam necessariamente à reanálise global da situação e, eventualmente, à alteração destes limites ou à interrupção dos trabalhos.

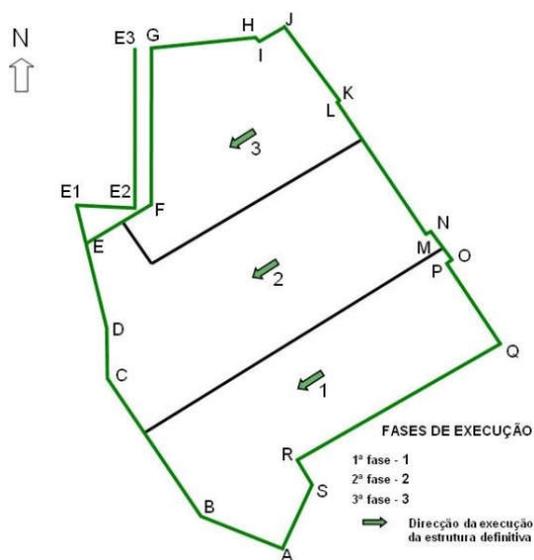


Figura 16 – Faseamento executivo



Figura 17 – Execução em socalcos e com contrafortes

8 - REINÍCIO E CONCLUSÃO DOS TRABALHOS

Os trabalhos foram retomados em meados de fevereiro de 2009. Continuou a escavação, a execução de alguns painéis e a furação para as ancoragens (que neste período foi em número de 24) tendo ocorrido deslocamentos de algum significado, e sido atingida a tensão de serviço nas ancoragens A18 e A63. Só com o pré-esforço das ancoragens destes painéis se verificou a tendência para a estabilização dos alvos situados na parede e nas imediações desta, mas os restantes alvos mantiveram a mesma taxa de deformação. Neste período verificou-se um acréscimo de deslocamento na massa deslizante entre cerca de 10 e 20 mm, tendo-se ultrapassado o deslocamento máximo de 10 mm por nível de contenção. A contenção voltou a ser interrompida em meados de abril de 2009, face ao não cumprimento dos limites de alerta estabelecidos devido à continuação da desfavorável evolução dos deslocamentos, os quais resultavam claramente do processo executivo das ancoragens, tendo-se verificado logo de seguida tendência para a estabilização das deformações. Entretanto foi concluída a estrutura definitiva na zona sul correspondente à 1.ª fase de execução. Foi reconhecido que executar mais ancoragens agravaria muito a situação face ao elevado risco associado, tanto mais que se estava próximo de se atingir o limite da capacidade de carga das ancoragens bem como o nível de alarme de vários alvos. Foi, assim, decidido

pelos intervenientes na obra que deveriam ser implementadas soluções alternativas que deveriam passar não só pela execução de cima para baixo com recurso ao reforço dos elementos estruturais com contrafortes com capacidade para resistir às forças transmitidas pelas paredes de contenção e para as transmitir às fundações e a microestacas inclinadas (2.^a fase), mas também pela redução das áreas de estacionamento do lado noroeste (3.^a fase) por forma a minimizar a escavação mantendo o terreno em rampa do lado do alinhamento EFG e a executar a estrutura em socolos com contrafortes abrangendo os pisos -2, -1 e 0 (Fig. 17). Os trabalhos foram retomados em agosto de 2009 e a estrutura acabou por ser concluída no início de 2010.

9 - CONCLUSÕES

A área instabilizada insere-se numa zona já bem identificada como zona muito vulnerável e de elevado risco de instabilização de taludes, com margens de segurança muito reduzidas em relação ao equilíbrio limite dos taludes, pelo que a conceção e o projeto do Hipermercado de Machico deveria ter tido em conta estas condições locais, no que se refere quer ao valor dos impulsos a adotar no dimensionamento das paredes de contenção, quer às dificuldades executivas resultantes dos efeitos adversos da destruturação dos terrenos devido aos processos executivos.

Com os trabalhos a decorrer e com todos os meios mobilizados, foi muito difícil convencer a entidade executante e as restantes entidades envolvidas da necessidade de interrupção dos trabalhos, tendo estes sido prolongados até situações extremas com elevado risco de colapso, tendo sido necessária a interrupção dos trabalhos por duas vezes, durante o período de paragem total de 10 meses, para fazer a reavaliação global da situação e do projeto da contenção e da estrutura definitiva. E evitar maiores danos.

Verificados os problemas surgidos na fase de obra, esta deveria ter sido interrompida mais cedo, com a consequente controlo e limitação dos deslocamentos na massa instabilizada e nas edificações e infraestruturas a valores admissíveis e a evitar os elevados custos associados à reconstrução e reabilitação de dezenas de habitações.

O modo como foram executados os trabalhos e os respetivos procedimentos executivos foram os fatores responsáveis pelas deformações ocorridas. A execução das ancoragens foi o fator mais agravante uma vez que só por si originou mais de um terço dos deslocamentos observados.

REFERÊNCIAS

- Blondeau, F. e Josseume, H. (1976) - *Mesure de la résistance au cisaillement résiduelle en laboratoire*. Bulletin du Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Numéro Spécial II. Março.
- Brito, J. A. Mateus, Rosa, S. P., Santos, J. A. e Baião, C. O. (2008) - *Fundações em formações geológicas da Ilha da Madeira*. Congresso sobre fundações. Funchal.
- Pereira, A., Baião, C. O., Freitas, A., Sousa, F. e Brito, J. A. Mateus (2004) - *Estruturas de Suporte e Consolidação de Taludes do Nó de Machico/Caniçal na Ilha da Madeira*. 9º Congresso Nacional de Geotecnia. Aveiro.
- Direção Geral de Minas e Serviços Geológicos (1974) - *Carta Geológica da Ilha da Madeira na escala 1/50 000*. Serviços Geológicos de Portugal.
- Brum da Silveira, A., Madeira, J., Ramalho, R., Fonseca, P.E., Rodrigues, C.F. e Prada, S. (2007) - *Carta Geológica da Ilha da Madeira na escala 1/50 000*. Universidade da Madeira.
- Cenor (1991) - *Variante à ER101 em Machico. Estudo geológico-geotécnico*. Secretaria Regional do Equipamento Social.
- Cenorgeo (2008) - *Hipermercado Sá. Machico. Parecer sobre as anomalias observadas no talude adjacente à contenção periférica*. Secretaria Regional do Equipamento Social. Direcção Regional de infra-estruturas e Equipamentos.
- Cenorgeo (2009) - *Hipermercado Sá. Machico. Parecer sobre as repercussões do retomar dos trabalhos no talude adjacente à contenção periférica*. Secretaria Regional do Equipamento Social. Direcção Regional de infra-estruturas e Equipamentos.
- Cenorplan (2002) - *Via rápida Machico-Caniçal. Nó de Machico sul. Projecto de execução. Volume 4. Estudo geológico-geotécnico*. Secretaria Regional do Equipamento Social. Direcção Regional de Estradas.
- Carvalho, D.M. (2010) - *Patologias das fundações. Fundações em depósitos de vertente na cidade de Machico*. Dissertação de Mestrado. Universidade da Madeira, Funchal.
- Lancellotta, R. (1995) - *Geotechnical Engineering*. Taylor & Francis.
- Rodrigues, D. (2005) - *Análise de risco de movimento de vertente e ordenamento do território na Madeira – Aplicação ao caso de Machico*. Dissertação de Doutoramento. Universidade da Madeira, Funchal.
- Rosa, S., Baião, C. O., Brito, J. A. Mateus e Rodrigues, V. (2004) - *Condições Geológico-Geotécnicas do Lanço da Via Rápida Machico-Caniçal*. In 9º Congresso Nacional de Geotecnia. Aveiro.
- Skempton, A. W. (1985) - *Residual strength of clays in landslides, folded strata and laboratory*. Géotechnique. Vol. 35. No. 1.