



ISEL

INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil



Escavações Profundas em Meios Urbanos

FERNANDO AUGUSTO SOLER DIAS

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil

Orientadores: Doutor, Filipe Manuel Vaz Pinto Almeida Vasques
Licenciado, Tiago Marcos Dias Gomes

Júri:

Presidente: Doutor, João Alfredo Ferreira dos Santos

Vogal: Doutora, Maria da Graça Dias Alfaro Lopes,
Doutor, Filipe Manuel Vaz Pinto Almeida Vasques

JANEIRO DE 2013

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer a todos aqueles que, de alguma forma, me ajudaram e tornaram possível a realização deste trabalho.

Em especial quero destacar as contribuições dadas pelo Engenheiro Filipe Vasques, Doutor em Engenharia, orientador principal do Trabalho Final de Mestrado, pelo seu apoio e inteira disponibilidade manifestados, pela sua orientação, críticas e sugestões.

Quero expressar o meu agradecimento à empresa Geofix na pessoa do Eng.º Tiago Gomes, licenciado em Engenharia Civil com 13 anos de experiência na área de geotecnia nas empresas Tecnasol FGE, Geocimenta e actualmente Geofix e do Dr. Nuno Dias, geólogo de engenharia, com 11 anos de experiência na área de geotecnia nas empresas Tecnasol FGE, Cenor, Geosolve, Geocimenta e actualmente Geofix.

Um agradecimento final à minha família, que além de me incentivar a realizar este trabalho, sempre me deu todo o apoio necessário.

Índice Geral

1. INTRODUÇÃO	1
PARTE I - Metodologias construtivas para escavações em meios urbanos	3
2. PROSPECÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA	5
2.1 Importância da prospecção	5
2.2 Definição de quantidades e profundidades	6
2.3 Métodos de prospecção	9
2.3.1 Sondagens	10
2.3.2 Poços	18
2.3.3 Galerias, valas e trincheiras	19
2.4 Ensaio mecânicos	20
2.4.1 Penetrómetro dinâmico normalizado (SPT)	20
2.4.2 Penetrómetro dinâmico leve (PDL)	21
2.4.3 – Ensaio de penetração dinâmica super-pesada (DPSH)	23
2.4.4 Outros ensaios	23
2.5 Água no solo	24
2.5.1 Piezómetro	25
2.5.2 Ensaio Lefranc	25
2.5.3 Ensaio Lugeon	26
2.5.4 Ensaio de bombagem	27
2.6 Relatório de prospecção	27
2.7 Considerações finais	29
3. ESCAVAÇÕES E CONTENÇÕES	31
3.1 Escavação em talude sem tratamento	31
3.2 Escavação em talude com tratamento	31
3.2.1 Revestimento com betão projectado pregado	32
3.2.2 Revestimento com redes de protecção pregadas	32
3.3 Muros de suporte	34
3.3.1 Tipos de muros de suporte	35
3.3.2 Dimensionamento de muros de suporte	38
3.4 Paredes de contenção	39
3.4.1 Paredes de contenção tipo “Munique” e “Berlim”	43
3.4.1.1 Processo construtivo	44
3.4.1.2 Dimensionamento	45
3.4.2 Cortina de Estacas	47
3.4.2.1 Processo Construtivo	52
3.4.2.2 Dimensionamento	53
3.4.3 Parede moldada	55
3.4.3.1 Faseamento Construtivo	56

3.4.3.2 Dimensionamento	57
4. INSTRUMENTAÇÃO	61
PARTE II - Relatório de acompanhamento de Obra "Palácio Condes de Murça"	67
5. ENQUADRAMENTO DA OBRA	69
5.1 Estudo prévio do solo	70
5.2 Condições de vizinhança e cuidados prévios	72
5.2.1 Antes da obra	72
5.2.2 Durante a obra	74
6. EXECUÇÃO DA CONTENÇÃO	81
6.1 Descrição geral	81
6.2 Faseamento construtivo	84
6.3 Alterações do processo construtivo durante a execução dos trabalhos	86
7. CONCLUSÃO	91

Índice de Quadros

Quadro 2.1 – Distância entre sondagens	8
----------------------------------------	---

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Exemplos de trados manuais (<i>pesquisa Internet</i>)	10
Figura 2.2 - Exemplos de trado oco (<i>cortesia Geofix</i>)	11
Figura 2.3 – Exemplo de sonda de percussão (<i>pesquisa Internet</i>)	12
Figura 2.4 - Sonda de rotação (<i>cortesia Geofix</i>)	13
Figura 2.5 - Coroas diamantadas e coroas de prismas	14
Figura 2.6 - Caroteiro (amostrador) duplo (<i>cortesia Geofix</i>)	15
Figura 2.7 - Descritivo de sondagem (<i>cortesia Geofix</i>)	16
Figura 2.8 - Poço de prospecção executado com meios mecânicos (<i>cortesia Geofix</i>)	18
Figura 2.9 - Aparelho de ensaios SPT - Terzaghi (<i>cortesia Geofix</i>)	20
Figura 2.10 - Faseamento de ensaio de penetração dinâmica SPT (<i>cortesia Geofix</i>)	21
Figura 2.11 - Aparelho manual de ensaios de penetração dinâmica ligeira (<i>cortesia Geofix</i>)	22
Figura 2.12 - Piezómetro de tubo aberto (<i>cortesia Geofix</i>)	25
Figura 2.13 - Esquema de ensaio Lugeon (<i>cortesia Geofix</i>)	26
Figura 3.1- Talude com betão projectado (<i>cortesia Geofix</i>)	32
Figura 3.2 - Pormenor de pregagem (<i>cortesia Geofix</i>)	32
Figura 3.3 - Maciço basáltico fracturado e protegido com redes de protecção (<i>cortesia Geofix</i>)	33
Figura 3.4 - Talude com aplicação de rede de dupla torção (<i>cortesia Geofix</i>)	33
Figura 3.5 - Principais tipos de muros de contenção (<i>cortesia Geofix</i>)	34
Figura 3.6 - Exemplos de muro de betão simples e muro de gabiões (<i>cortesia Geofix</i>)	35
Figura 3.7 - Dimensões de muros de gravidade e consola (<i>Tecnologia de Fundações, Silvério Coelho</i>)	36
Figura 3.8 - Drenagem em muros de suporte (<i>P314, Mecânica dos solos, M. Matos Fernandes</i>)	37
Figura 3.9 - Solicitações em muros de suporte (<i>Tecnologia de Fundações, Silvério Coelho</i>)	38
Figura 3.10 - Esquemas de entivações simples em função do tipo de terreno (<i>cortesia Geofix</i>)	41
Figura 3.11 - Cenários de rotura em muros de suporte (<i>Tecnologia de Fundações, Silvério Coelho</i>)	43
Figura 3.12 - Software de cálculo	45
Figura 3.13 - Esquema representativo de ancoragem (<i>cortesia Geofix</i>)	46
Figura 3.14 - Cortina de estacas (<i>cortesia Geofix</i>)	48
Figura 3.15 - Projecto de cortina de estacas com betão projectado (<i>cortesia Geofix</i>)	49
Figura 3.16 - Planta de estacas secantes (<i>cortesia Geofix</i>)	50
Figura 3.17 - Viga de coroamento com armadura de espera para a estrutura (<i>cortesia Geofix</i>)	51
Figura 3.18 - Pormenor de viga de coroamento (<i>cortesia Geofix</i>)	51
Figura 3.19 - Projecto de cortina de estacas (<i>cortesia Geofix</i>)	53
Figura 3.20 - Projecto de parede moldada (<i>cortesia Geofix</i>)	58
Figura 4.1- Alvo topográfico (<i>cortesia Geofix</i>)	61

Figura 4.2 - Aplicação de célula de carga hidráulica (cortesia Geofix)	62
Figura 4.3 - Esquema de inclinómetro (cortesia Geofix).....	63
Figura 4.4 - Esquema de extensómetro (cortesia Geofix)	65
Figura 4.5 - Gráfico de leitura de um extensómetro (cortesia Geofix)	66
Figura 4.6 - Gráfico de leitura de um inclinómetro (cortesia Geofix).....	66
Figura 5.1 - Planta de localização	69
Figura 5.2 - Caixa com amostras do terreno (cortesia Geofix)	70
Figura 5.3 - Resultados da sondagem	71
Figura 5.4 - Poço de prospecção	73
Figura 5.5 - Régua de fissuras.....	73
Figura 5.6 - Alvos topográficos colocados na obra.....	75
Figura 5.7 - Gráfico com os resultados das leituras de um alvo	76
Figura 5.8 - Célula de carga em ancoragem	76
Figura 5.9 - Gráfico de leitura de uma célula de carga (cortesia Geofix).....	77
Figura 5.10 - Escavadora giratória com martelo hidráulico.....	77
Figura 5.11 - Gráfico com o índice de vibração.....	78
Figura 5.12 - Fissurómetro.....	78
Figura 6.1 - Colocação de perfis metálicos verticais HEB	81
Figura 6.2 - Ancoragens provisórias	82
Figura 6.3 - Escoramentos de canto	82
Figura 6.4 - Viga de coroamento.....	83
Figura 6.5 - Sapata de fundação.....	83
Figura 6.6 - Recolha de águas de infiltração	87
Figura 6.7 - Travamento por lajes	88
Figura 6.8 - Aspecto final da zona.....	89

Anexos

- Anexo 1 – Esquema de contenção tipo Munique
- Anexo 2 – Esquema de contenção tipo Berlim

1. INTRODUÇÃO

Uma das áreas da Engenharia Civil que sempre se revelou fascinante e até algo enigmática está directamente associada à geotecnia.

Com efeito, a constituição tão variada que um solo pode apresentar, a presença de água no seu interior e os seus diferentes comportamentos sempre despertaram interesse.

Associando a heterogeneidade do solo às escavações que nos últimos anos se foi presenciando na região super povoada de Lisboa, facilmente é despertado um misto de fascínio e curiosidade pelos métodos de escavação em meios urbanos como Lisboa.

Pode recordar-se, por exemplo, a escavação que foi efectuada no Vale de Santo António, em Lisboa, cuja contenção ainda permanece visível neste momento e onde se pôde presenciar a utilização de equipamentos de porte considerável, embora sem a percepção do tipo de solução aplicada e dos motivos que levaram à sua utilização.

Ao ter a oportunidade de observar ocasionalmente obras deste tipo, surgem questões para as quais se pretendia responder. A solução de contenção adoptada é sempre a mesma? E, se não, que tipo de soluções de contenção existem? Quais os critérios que definem a sua escolha? A solução de contenção depende do tipo de solo existente no local? E sendo assim, como se obtêm esta informação? É seguro executar uma escavação vertical de 10, 15 ou mais metros junto a estruturas existentes, muitas delas algumas vezes com muitos anos e num estado de conservação deficiente? Como se controla o comportamento das estruturas circundantes a uma escavação durante a sua execução? E como se concretiza a fundação de um edifício ou outra estrutura, num solo com fraca resistência, como aqueles que todos sabemos existirem, por exemplo, na baixa de Lisboa, em que temos predominantemente areias e lodos?

Apesar de, durante a formação académica, se obterem respostas concretas a muitas destas questões, existe a necessidade de complementar este conhecimento, aliando-lhe a componente prática e analisando casos específicos. No âmbito do trabalho final de mestrado tentou assim complementar-se o conhecimento anteriormente adquirido juntando-lhe agora a vertente prática. Deste modo o tema seleccionado foi “ESCAVAÇÕES PROFUNDAS EM MEIOS URBANOS”.

O objectivo do trabalho é contribuir para uma resposta às questões acima enumeradas, em especial no âmbito da concretização prática, com a possibilidade de

acompanhar uma obra desta natureza, que decorre entre o nascimento de um projecto e a sua concretização, com escavações em zonas em que são necessárias medidas especiais de contenção.

Nesse sentido dividiu-se este trabalho em duas partes:

PARTE I – Metodologias construtivas para escavações em meios urbanos

Esta parte inicial de enquadramento integra um trabalho intenso de revisão de bibliografia desta área do conhecimento, com análise de diversos temas associados às escavações em meios urbanos – estudo dos solos, processos construtivos para escavação (com ou sem contenção) e fundações (superficiais e profundas). Esta parte do relatório integra assim uma compilação dos principais conhecimentos teórico-práticos revistos, sendo constituída pelos seguintes capítulos:

2. PROSPECÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA
3. ESCAVAÇÕES E CONTENÇÕES
4. INSTRUMENTAÇÃO

PARTE II – Acompanhamento de obra “Palácio Condes de Murça” em Lisboa

Esta parte correspondeu ao acompanhamento da execução de uma contenção periférica com 2 a 4 caves em Santos, Lisboa. Neste trabalho efectuar-se-á um relatório pormenorizado dos trabalhos acompanhados e processos construtivos adoptados.

Nesta medida, esta parte é constituída pelas seguintes secções:

5. ENQUADRAMENTO DA OBRA
6. EXECUÇÃO DA CONTENÇÃO

PARTE I

**METODOLOGIAS CONSTRUTIVAS PARA ESCAVAÇÕES PROFUNDAS EM
MEIOS URBANOS**

Trabalho Final de Mestrado
“Escavações Profundas em Meios Urbanos”

2. PROSPECÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

2.1 Importância da prospecção

Quando se pretende levar a cabo alguma construção em determinado local, previamente deverá ter-se conhecimento das características do terreno no local de intervenção. A prospecção deverá ser vista como um instrumento de partida e auxílio ao projecto de forma a rentabilizar e garantir que o mesmo seja executado em condições de segurança.

A informação necessária recolher deverá ser a mais detalhada possível e adequada à estrutura a implantar. Como exemplo, naturalmente que a construção de um edifício de 20 pisos elevados e 5 pisos enterrados obriga a uma prospecção com um grau de desenvolvimento completamente diferente da construção de uma moradia térrea.

Para a construção de estruturas ligeiras como a última mencionada, em muitos casos revela-se suficiente uma pesquisa preliminar, normalmente realizada por um geólogo, que, com base nas cartas geológicas existentes, conhecimento da geologia local e uma visita ao local, complementada com a análise das características topográficas do terreno, poderá emitir um relatório preliminar que seja suficiente para a definição do sistema de fundação a adoptar.

A pesquisa preliminar a efectuar com uma visita ao local poderá incidir sobre:

- ✓ Características topográficas;
- ✓ Sintomas localizados de acidentes geológicos;
- ✓ Tipo e estado de estruturas existentes;
- ✓ Sintomas de cheias com marcas de água em estruturas existentes;
- ✓ Níveis de água no subsolo, pela análise de escavações e/ou poços na zona;
- ✓ Afloramento de rochas
- ✓ Perfis geológicos de cortes naturais ou escavações existentes ou em curso na zona;
- ✓ Colheita de amostras de solo;
- ✓ Registo fotográfico;
- ✓ Outras informações relevantes resultantes de conversas com técnicos locais.

Para a maioria das zonas do país existe actualmente um conjunto de documentação que é utilizada para a elaboração de relatórios preliminares ou mais detalhados conforme se descreve em seguida:

- ✓ Cartas topográficas
- ✓ Cadastros
- ✓ Cartas geológicas
- ✓ Cartas de sismicidade
- ✓ Fotografias aéreas

Naturalmente que na maioria dos casos e para estruturas de outro porte e importância há que validar as informações existentes com uma prospecção geológico-geotécnica por meio de sondagens no solo ou outros métodos que se abordará em seguida.

2.2 Definição de quantidades e profundidades

Na definição do programa de prospecção a adoptar, há que ter em mente que, sendo as sondagens pontuais, não será possível uma caracterização exacta e abrangente quanto seria desejável. No entanto permite uma aproximação das condições a encontrar.

Embora o custo de uma prospecção seja pouco representativo no orçamento geral da construção de qualquer estrutura, haverá que ter em conta que se trata de um custo que surge habitualmente numa fase de estudo de um projecto e, como tal, será importante definir um programa de prospecção equilibrado que, não sendo demasiado oneroso, possibilite a recolha de informação necessária dentro de aceitáveis limites de custo e riscos.

Em muitos casos é definida uma campanha de prospecção mais simplificada e, com a análise dos resultados obtidos, é definida uma campanha de prospecção mais detalhada ou complementar, que poderá ser executada de seguida ou numa fase mais avançada de desenvolvimento do projecto.

A especificação LNEC E217-1968, a servir de referência no planeamento da prospecção, apresenta a seguinte recomendação relativamente a esta questão:

“A disposição e o espaçamento de poços e sondagens, ou outras operações de prospecção, devem ser tais que permitam revelar qualquer modificação importante na espessura, profundidade, estrutura ou propriedades das formações interessadas. O número e o tipo das operações de prospecção necessárias variarão com as dimensões e a natureza da estrutura a fundar, as características do terreno e a existência ou não de adequados registos geológicos. É geralmente difícil dar indicações definitivas sobre toda a prospecção a realizar e, por isso, o plano de

trabalhos deve ser flexível e permitir modificações à medida que se forem colhendo informações. Qualquer plano de sondagens deve começar por uma malha larga, de acordo com o conhecimento da zona a prospectar, que será depois apertada conforme o resultado dessas sondagens, de forma a esclarecer o problema posto. A zona a prospectar tem, por vezes, que abranger os terrenos da vizinhança da obra. Chama-se a atenção para a conveniência de estender a prospecção a todo o terreno susceptível de ser afectado pelas operações de construção”.

O EC7 estabelece que “para os estudos de caracterização geotécnica de obras da Categoria Geotécnica 2 aplica-se o seguinte:

- ✓ No caso de obras que cobrem uma grande área os pontos de prospecção podem ser dispostos segundo uma malha. A distância entre pontos deve normalmente situar-se entre os 20 e os 40 m. Em terrenos uniformes os furos ou poços de sondagem podem ser parcialmente substituídos por ensaios de penetração ou sondagens geofísicas.
- ✓ Para sapatas isoladas ou corridas, a profundidade das sondagens abaixo do nível previsto para a fundação deve estar normalmente compreendida entre 1 e 3 vezes a largura dos elementos da fundação. Em alguns dos pontos de prospecção poderá ser necessário atingir profundidades superiores, com o intuito de avaliar condições relativas a assentamentos e a eventuais problemas envolvendo águas subterrâneas.
- ✓ Para ensoleiramentos, as profundidades dos ensaios de campo e dos furos de sondagem devem ser normalmente superiores ou iguais à largura da fundação, a menos que se encontrem formações de elevada capacidade resistente a menor profundidade.
- ✓ Para fundações por estacas, devem ser normalmente realizados furos de sondagem e ensaios de penetração e outros ensaios de campo por forma a determinar as condições do terreno até uma profundidade que garanta a segurança, o que normalmente significa 5 vezes o diâmetro da estaca. No entanto, há casos em que se torna necessário levar a prospecção até profundidades substancialmente maiores. Constitui também um requisito que a profundidade da prospecção seja maior do que o lado menor do rectângulo que circunscreve o grupo de estacas que forma a fundação, ao nível das respectivas pontas.”

Existem alguns especialistas que apresentam indicações da ordem de grandeza dos espaçamentos entre sondagens a adoptar em função dos terrenos interessados e tipo de estrutura a construir.

A título de exemplo apresenta-se no quadro 2.1 a distância entre sondagens referida por Teng, tal como transcrito Coelho (1996):

Tipo de obra	Distância entre pontos de sondagem			Numero mínimo de sondagens
	Estratificação horizontal			
	Uniforme	Média	Errática	
Edifícios > 3 pisos	45	30	15	4
Edifícios 1 a 2 pisos	60	30	15	3
Pontes		30	7	1-2 por fundação
Auto-estradas	300	150	30	
Zonas de empréstimos	300-150	150-60	30-15	

(Fonte: Coelho, 1996)

Quadro 2.1 - Distância entre sondagens

Em relação à profundidade das sondagens, existem desde logo alguns critérios que deverão ser adoptados:

- ✓ Sondagens devem ser executadas até vencer toda a escavação eventualmente prevista na construção de uma estrutura
- ✓ Sondagens devem ser executadas até à obtenção de terrenos competentes

A maioria dos acidentes de fundações ocorre por deficiente informação do estudo geotécnico. Tal facto deve-se a uma execução de sondagens a profundidades insuficientes.

Citando a Norma Inglesa (BS 5930) *"em geral, a profundidade de prospecção deve ser conduzida abaixo de todos os depósitos que não são adoptados para propósitos de fundação (solos moles muito compressíveis), mesmo quando têm sobrejacente uma camada de mais elevada capacidade de carga. Esta prospecção deve envolver todos os estratos mais compressíveis em profundidade se estiverem sujeitos a tensões induzidas significativas que, deformando-se, possam ter reflexos nos assentamentos à superfície. Se se encontrar rocha e a menos que um conhecimento geológico do local o obvie, a penetração requerida é de, pelo menos, 3m em mais do que uma sondagem, para se saber se se está perante um bloco ou um pedregulho.*

Essa penetração pode ser maior em casos de rochas não brandas. Note-se que estas indicações assumem mais especificidades e são mais detalhadas em documentos mais direccionados (por ex., para edifícios ou obras de escavações).”

A especificação LNEC E217-1968 menciona que a “*profundidade da prospecção deve ser tal que permita o esclarecimento das questões que o reconhecimento tenha deixado em aberto... e que possam condicionar significativamente o comportamento da obra... A prospecção deve atingir uma profundidade em que o terreno, por si próprio ou como consequência das tensões induzidas pela obra, deixe de provocar significativos deslocamentos ou deformações... Devem ser prospectadas todas as formações recentes que se suspeite estarem em vias de consolidação sob a acção do peso próprio... A profundidade a atingir pela prospecção será então aquela para a qual as tensões induzidas pela construção deixem de ter efeitos significativos. Não é possível, em geral, fixar «a priori» qual a profundidade máxima de prospecção. Esta deve ser ajustada de acordo com os elementos que forem sendo obtidos. Por isso a prospecção deve ser acompanhada de perto pela respectiva interpretação. Pode porém dizer-se que, duma maneira geral, a prospecção deve atravessar todas as formações recentes até penetrar em formações mais antigas, a não ser que estas se encontrem a profundidades exageradas que a importância da obra não justifique atingir”.*

2.3 Métodos de prospecção

Para se proceder à caracterização dos terrenos devem utilizar-se métodos já consagrados, os quais devem ser efectuados de acordo com normas já reconhecidas. Aqui as sondagens constituem a base da prospecção, pois permitem a recolha de amostras representativas dos maciços atravessados.

Nalgumas situações as sondagens podem ser parcialmente substituídas ou complementadas por prospecção geofísica.

Caso a informação recolhida possa ser considerada insuficiente, poderão recorrer-se a ensaios “in situ” e em laboratório.

2.3.1 Sondagens

Para este caso consideram-se os furos abertos com trado, as sondagens de percussão e as sondagens de furação à rotação.

Sondagens a trado

Os trados são ferramentas de furação, geralmente de forma helicoidal, accionadas manual ou mecanicamente. Este tipo de furação é um processo destrutivo, que apenas permite a colheita de amostras remexidas ao longo da furação, para identificação do tipo e características do material presente. Por isso mesmo, este tipo de furação é essencialmente utilizado para prospecções onde prevalece a necessidade de uma identificação fiel e rápida dos tipos de materiais ocorrentes e das suas características geomecânicas, tais como obras viárias, reconhecimento de manchas de empréstimo para obras de terra, entre outras.

A furação a trado é, nos dias de hoje, frequentemente utilizada como o método de prospecção dominante em zonas de solos, pela sua rapidez de execução e, conseqüentemente, pelo facto de se mostrarem economicamente mais acessíveis e, quando necessário, complementadas com outros métodos de prospecção.

Dentro da furação a trado, existem vários tipos de equipamentos distintos, sendo a primeira distinção demarcada entre os equipamentos accionados manualmente e os de acção mecânica.

Os trados accionados manualmente (Figura 2.1) apresentam como grande vantagem a sua portabilidade e conseqüente rapidez de execução. Contudo também se mostram bastante condicionados, quer pela resistência do solo, quer pela profundidade de prospecção.



Figura 2.1 - Exemplos de trados manuais (*pesquisa Internet*)

Este tipo de equipamento é essencialmente utilizado para prospecções ligeiras, sobretudo para prospecções preliminares para desenvolvimento de planos de prospecção mais elaborados, de forma a otimizar os trabalhos.

O mais corrente é a utilização de trados accionados mecanicamente, existindo também neste caso uma distinção entre o tipo de equipamento utilizado. Dentro dos trados accionados mecanicamente existem dois tipos de trados, os cegos e os trados ocios. O primeiro tipo é mais utilizado apenas para verificação do tipo de material ocorrente e a resistência do terreno ao avanço do material, enquanto os trados ocios (Figura 2.2) (mais frequentemente utilizados) permitem a realização de diversos ensaios no terreno pelo facto do seu interior servir de tubo de acesso ao mesmo.

As grandes vantagens dos trados de acção mecânica são as profundidades de prospecção possíveis, acima dos 50 metros e a rapidez no processo de furação até essas profundidades. Têm ainda a vantagem de permitirem a furação em solos de maior resistência, praticamente impossíveis de atravessar com equipamentos manuais.



Figura 2.2 - Exemplos de trado oco (cortesia Geofix)

Sondagens de percussão

As sondagens de percussão, como o nome indica, são executadas através da acção dinâmica de um equipamento de furação sobre o terreno. O equipamento de furação é

geralmente um trépano suspenso por um cabo de aço num guincho e tripé (Figura 2.3).

A furação é feita através do golpeamento do terreno, numa série de sucessivas quedas livres do trépano sobre o mesmo, provocando a sua desagregação e conseqüente avanço. Sempre que necessário e de forma regular, faz-se a recolha do material resultante da desagregação através da utilização de uma limpadeira. À medida que o processo de furação avança são ainda cravados, também por percussão, tubos metálicos que garantem a estabilização das paredes do furo. Por vezes, mas menos frequente, são utilizadas lamas bentoníticas ou polímeros com o mesmo objectivo. O processo de furação, caso o terreno se mostre seco, é geralmente acompanhado da adição de água para facilitar o trabalho. Existe uma série de trépanos diferentes indicados para cada tipo de material consoante a sua resistência. As sondas de percussão podem ser accionadas manual ou mecanicamente, embora não seja vulgar a utilização de sistema manual, visto os equipamentos apresentarem geralmente dimensões e pesos consideráveis.

Este tipo de sondagem, tal como as sondagens a trado, apenas são utilizadas em solos e/ou pontualmente em rochas brandas e, da mesma forma, apenas permitem a obtenção de amostras remexidas. A opção de um ou outro método deve-se, geralmente, aos equipamentos disponíveis pelas empresas, uma vez que os resultados são semelhantes. De forma geral, a furação a trado é um pouco mais rápida do que a percussão. Contudo, os equipamentos de trado apresentam maior porte (por vezes limitativo) e maior complexidade, o que se traduz em investimentos superiores por parte das empresas.

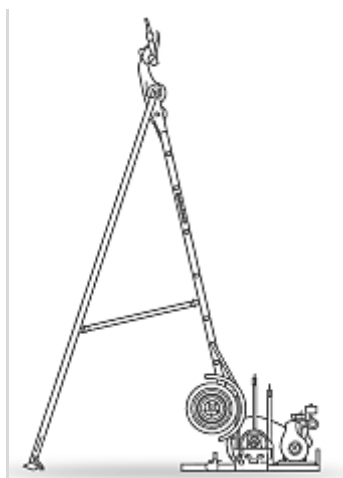


Figura 2.3 – Exemplo de sonda de percussão (pesquisa Internet)

Uma variante da furação à percussão é a roto-percussão, que é igualmente um sistema de furação destrutiva, contudo com rotação associada. Este sistema é bastante mais rápido que os anteriormente descritos e torna possível o atravessamento de níveis rochosos de elevada dureza. Contudo a roto-percussão é extremamente destrutiva, desintegrando e descaracterizando totalmente a amostra, permitindo uma caracterização mais pobre e menos fiável. Em trabalhos de prospecção é usualmente utilizada para a aferição de níveis de água e na identificação de possanças de níveis rochosos. Num âmbito mais alargado é utilizado para trabalhos de captação de águas subterrâneas e na execução de furos para tratamentos por injeções de cimento em maciços rochosos e outros trabalhos de fundações especiais (como microestacas e ancoragens).

Ainda no âmbito da prospecção geotécnica e com equipamentos electrónicos muito específicos associados ao equipamento de furação, é também utilizado na obtenção de diagrfias instantâneas, com registo informático dos parâmetros de furação que podem ser correlacionados com as características geotécnicas das formações atravessadas.

Qualquer um dos sistemas de furação anteriormente descritos pode ser conciliado com a execução de uma vasta variedade de ensaios *in situ* e em laboratório. Contudo, deve ter-se em conta que, em qualquer dos casos, com maior ou menor intensidade, o terreno sofre perturbações.

Sondagens de rotação

Por permitir a extracção de amostra de forma praticamente contínua, a furação à rotação (Figura 2.4) é o sistema que permite caracterizar de uma forma mais fidedigna os terrenos.



Figura 2.4 - Sonda de rotação (cortesia Geofix)

Neste tipo de sondagens, a ferramenta de furação é composta por um caroteiro (ou amostrador), com uma coroa frontal, vulgarmente de metais duros (por exemplo tungsténio) ou com diamantes. Para cada tipo de terreno, existe um tipo de coroa específica, sendo as coroas de metais duros utilizadas para solos ou rochas brandas e as diamantadas para materiais rochosos de elevada resistência (Figura 2.5). Dentro das coroas diamantadas e consoante a resistência da rocha a perfurar, existem diversas variedades, com densidades e granulometrias de diamantes impregnados.

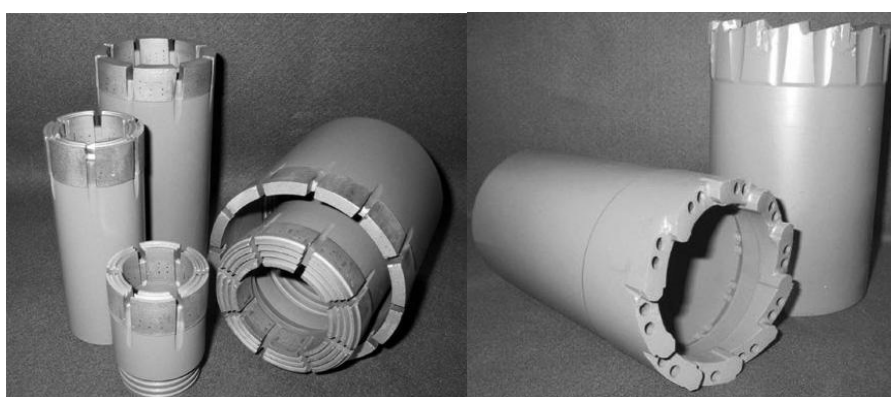


Figura 2.5 - Coroas diamantadas e coroas de prismas

No processo de furação, o caroteiro encontra-se ligado a um conjunto de varas metálicas, acopladas umas às outras, que para além de transmitirem a rotação desde a cabeça de rotação da máquina até à profundidade de prospecção, permitem ainda a circulação de fluidos pelo seu interior, com o objectivo de arrefecer as peças de furação e simultaneamente a limpeza do furo, trazendo à superfície os detritos resultantes da furação. Em trabalhos de geotecnia o fluido de circulação é, geralmente, água e o seu caudal e a pressão são vigiados de forma contínua, de modo a garantir que a ferramenta não trabalhe a “seco”, evitando danos na mesma, ou, por excesso de fluxo, danifique amostras mais frágeis.

Sempre que as condições do terreno o exijam, procede-se ao revestimento dos furos de sondagem, com tubos de características e diâmetros adequados ao diâmetro de furação, garantindo o avanço em profundidade em condições ideais. A velocidade de rotação, pressão sobre a cabeça e pressão do fluido de circulação, são adaptadas a cada tipo de terreno, diâmetro e matriz da respectiva coroa. Cada manobra (subida do caroteiro à superfície) é normalmente realizada para i) se proceder à recolha da

amostra, ii) para a execução de um ensaio, iii) por mudança de litologias com diferentes resistências ou iv) por encravamento da amostra no caroteiro.

A percentagem de recuperação do terreno varia consoante o tipo de material, sendo que em solos pouco coesivos se obtêm menores percentagens e em rochas com boa qualidade a razoável, percentagens próximas de 100%. Geralmente, para se obterem boas amostras, utilizam-se amostradores de parede dupla (Figura 2.6), no qual o tubo que retém a amostra está desligado do movimento de rotação da coroa, o que minimiza os efeitos de desagregação e desgaste devido à rotação e a fracturação das amostras. Em casos muito específicos de formações de fraca qualidade utilizam-se amostradores de parede tripla, que assim se designam por terem uma terceira parede, que é uma camisa interior (geralmente plástica) que acondiciona e acompanha a amostra na sua extracção do caroteiro.

Contudo, nem sempre amostradores com parede dupla ou tripla são os melhores. Existem casos em que a amostragem, apesar de mais deformada, é melhor garantida com amostradores de paredes simples (normalmente em terrenos coesivos mas pouco compactos).

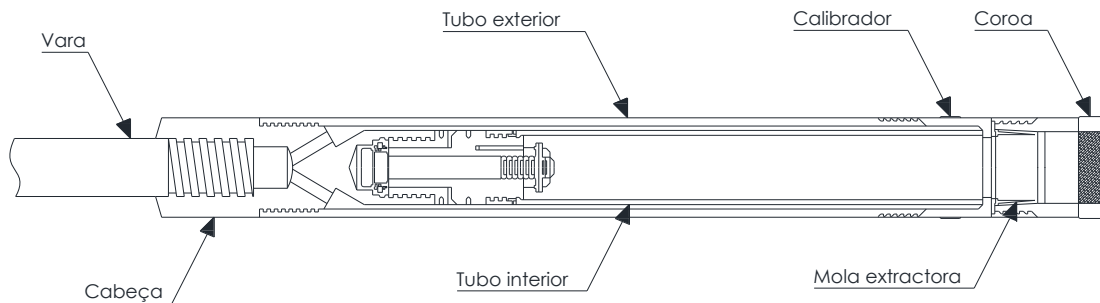


Figura 2.6 - Caroteiro (amostrador) duplo (cortesia Geofix)

Os amostradores apresentam, geralmente, comprimentos de 1.5 m e 3 m. O comprimento mais utilizado é de 1.5 m, que permite a realização de ensaios de penetração em intervalos regulares entre manobras.

O diâmetro escolhido para a furação deve ter em consideração o estado de alteração e fracturação, o tipo de terreno, bem como as profundidades que se pretendem atingir. Geralmente os furos iniciam-se com o maior diâmetro disponível, para que ao longo da furação se possa reduzir, face a quaisquer eventualidades que possam ocorrer (por exemplo aprisionamento do material) e sobretudo quando se prevê atingir elevadas

profundidades, uma vez que desta forma é possível reduzir o atrito no revestimento do furo e manter rendimentos.

No final da furação faz-se uma caracterização quantitativa da qualidade do terreno, através do cálculo da percentagem da amostra recuperada relativamente ao comprimento furado. Em rochas, para além da percentagem de recuperação, utiliza-se o indicador de R.Q.D. (Rock Quality Designation), que traduz a percentagem do comprimento de tarolos de amostra com dimensão igual ou superior a 10 cm. Ainda para o caso das rochas classifica-se qualitativamente, quer litologicamente quer em termos de índice o espaçamento entre fracturas (F) e grau de alteração (W).

Os resultados obtidos em cada sondagem são compilados e representados graficamente conforme Figura 2.7.

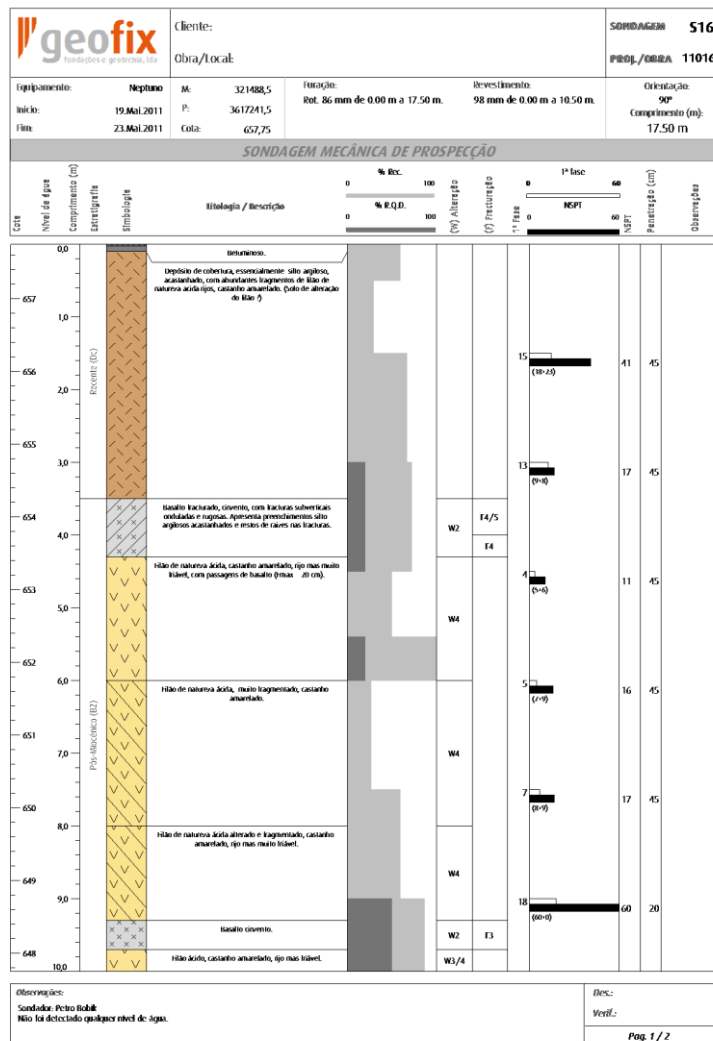


Figura 2.7 - Descritivo de sondagem (cortesia Geofix)

Este tipo de furação permite atingir profundidades de centenas e até milhares de metros (prospecção de águas, de petróleo e mineira), embora em obras de geotecnia, por ser desnecessário, raramente ultrapassem cerca de 40 metros.

É frequente, sobretudo em sondagens de elevada profundidade ou em sondagens inclinadas, os furos apresentarem desvios consideráveis e não desprezíveis para a finalidade requerida. Por tal facto ocorrer, existem sistemas de verificação de inclinação e direcção da furação que são introduzidos no furo de sondagem e que vão permitir a sua correcção. A correcção da orientação dos furos é feita através da cimentação do furo e posterior reorientação, se necessário com recurso a dispositivos de cunhas apropriadas que obrigam o caroteiro a seguir a orientação pretendida.

A utilização de sondagens tornou-se a forma mais usual e essencial de prospecção. Apesar da necessidade de serem acompanhadas de outros trabalhos de prospecção, tais como reconhecimento geológico de superfície, ou outros ensaios mais específicos, são o método mais fiável a utilizar em locais onde a profundidade solicitada é demasiado elevada para a execução de poços de reconhecimento, sobretudo em estudos de escavações/contenções em zonas urbanas.

Em obras de grandes dimensões e em campo aberto são geralmente executadas numa fase intermédia, após os trabalhos de prospecção preliminar com cartografia geológica e poços de reconhecimento e também numa fase mais tardia, designada de prospecção complementar, para aferição exacta de condições em locais muito específicos (tais como sapatas de fundação de viadutos).

Os trabalhos de sondagens geotécnicas em solos encontram-se geralmente associadas à execução de ensaios de penetração dinâmica SPT (Standard Penetration Test), que permitem a execução verificação da capacidade resistente do terreno e a obtenção, através de correlações conhecidas, de parâmetros geomecânicos.

Para além do referido são, frequentemente, realizados outros procedimentos complementares em furos de sondagem, tais como colheitas de amostras indeformadas para análise e ensaio (com amostradores adequados, sendo os mais comuns o *Moran* e o *Shelby*), ensaios com pressiómetro *Menard*, ensaios de corte rotativo (Vane test), ensaios com dilatómetro, entre outros.

Cada ensaio é específico para um objectivo próprio, e o plano de ensaios deverá sempre ser adaptado às necessidades, ao projecto e às condicionantes económicas do mesmo.

2.3.2 Poços

Os poços (Figura 2.8) são o tipo de prospecção directa, com avaliação visual do terreno, economicamente mais viáveis e de rápida execução. Geralmente precedem ou acompanham a execução dos trabalhos de sondagens, complementando-se, uma vez que permitem a observação *in situ*, dos estratos mais superficiais, bem como a colheita de amostras intactas ou remexidas. Encontram-se limitados pela profundidade de prospecção, que geralmente não ultrapassa a ordem dos 4 a 5 metros, havendo no entanto casos em que, com recurso a entivações (de forma a salvaguardar a segurança) poderão atingir valores da ordem das duas dezenas de metros. Para além da limitação da profundidade, não são exequíveis abaixo do nível de água.



Figura 2.8 - Poço de prospecção executado com meios mecânicos (cortesia Geofix)

São frequentemente utilizados em prospecções destinadas à construção de vias, e avaliação de manchas de empréstimo. Tornam-se bastante uteis na avaliação, quando possível, de problemas associados à estabilidade de taludes com sintomas de escorregamentos, na identificação de solos de cobertura para determinar volumes a sanear, identificação da interface solo-rocha a pouca profundidade, ou na execução de ensaios *in situ*.

Um caso particular da utilização de poços na geotecnia é também o reconhecimento de fundações existentes e identificação dos estratos de fundação.

Os poços de prospecção poderão ser executados de forma manual, com enxadas e picaretas, o que se encontra limitado a terrenos com baixa resistência e pequenas profundidades e apresenta rendimentos bastante baixos. No entanto os poços executados manualmente são frequentemente utilizados em locais com condicionantes de acesso onde um equipamento de escavação não chega.

Para poços executados de forma mecânica utilizam-se equipamentos de escavação com baldes adequados (retroescavadora ou giratória) que permitem a realização do trabalho em boas condições de segurança e rendimentos muito superiores.

Os poços são normalmente utilizados em solos ou rochas brandas.

2.3.3 Galerias, valas e trincheiras

Também com o intuito de permitir a avaliação directa dos terrenos, mas neste caso pelo seu interior, utiliza-se a escavação de galerias (em quase tudo semelhantes às galerias mineiras de pequena dimensão). São essencialmente destinadas ao estudo de taludes, encontros e fundação de barragens e túneis, embora a sua utilização não seja muito corrente nos dias de hoje, quer pelo tempo necessário para a sua escavação, que pelo investimento económico e segurança necessários. São frequentemente substituídas por sondagens e apenas utilizadas em casos muito particulares de obras sensíveis de dimensão considerável. Naturalmente que não são utilizadas em meios urbanos, sendo apenas indicadas como referência. A sua grande utilização prende-se com a necessidade de observação local das formações do interior dos maciços e de permitir a realização de ensaios mecânicos ‘in situ’ envolvendo grandes volumes de maciço.

Têm como vantagem a facilidade de poderem apresentar qualquer direcção e inclinação e de poderem, posteriormente, ser utilizadas para drenagem.

São geralmente executadas de forma manual, com recurso a martelos pneumáticos e eventualmente explosivos (quando em maciços rochosos). Tal como os poços, qualquer galeria necessita de ser acompanhada de trabalhos de entivação, contudo, neste caso, em maior escala.

Referem-se finalmente as valas e trincheiras, como uma variante dos poços de prospecção, que igualmente permitem a observação local das formações, mas em alinhamentos com comprimentos bastante variáveis. As valas são utilizadas em solos ou rochas muito brandas, para pequenas profundidades e na identificação de terrenos de cobertura ou do maciço rochoso são.

2.4 Ensaios mecânicos

2.4.1 Penetrómetro dinâmico normalizado (SPT)

Este tipo de ensaio de penetração é usualmente realizado no interior de furos de sondagem, com vista à caracterização geomecânica e geológica dos terrenos.

O ensaio é executado com equipamento específico, acoplado a uma sonda rotativa utilizada para a furação (Figura 2.9).

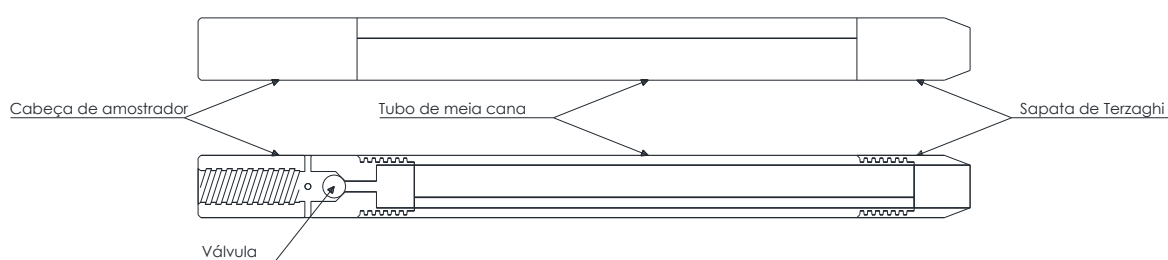


Fig. 1

Figura 2.9- Aparelho de ensaios SPT - Terzaghi (cortesia Geofix)

O ensaio consiste na cravação de uma ponteira standardizada, através da aplicação de uma energia dinâmica, produzida pela queda de um pilão (Figura 2.10). A altura de queda e o peso do pilão são igualmente medidas standard. O pilão tem um peso de 63.5 Kgf, sendo a altura de queda de 76cm. O furo de sondagem, é limpo de quaisquer detritos antes do início do ensaio, de modo a permitir que o amostrador possa ser encostado ao terreno natural sem perturbação. O amostrador, ligado a um conjunto de varas é descido até à profundidade de execução do ensaio. O amostrador é um tubo constituído por dupla cana de aço com um comprimento de 457 mm, e diâmetros exterior e interior de 51 mm e 35 mm, respectivamente. O ensaio inicia-se anotando o nº de pancadas necessárias para a penetração de 3 fases de 15 cm, registando-se o nº de pancadas necessárias para a penetração de cada fase de ensaio. Quando o amostrador não penetrar 15 cm para 60 pancadas na primeira fase ou 30 cm com 60 pancadas na soma das segunda e terceira fases, anota-se a penetração conseguida para as 60 pancadas. Em linguagem corrente diz-se que se obteve uma "nega". Após concluído o ensaio, o amostrador é aberto pelo operador, sendo registada a caracterização visual da amostra, eventuais zonas de transição, comprimento da amostra, etc. Os 30 cm finais de amostras são acondicionados em recipientes fechados e devidamente referenciados com o N^o e a designação da obra, a

data e designação da sondagem e a profundidade de recolha da amostra, bem como os resultados do ensaio (nº de pancadas nas diferentes fases e respectivas penetrações).

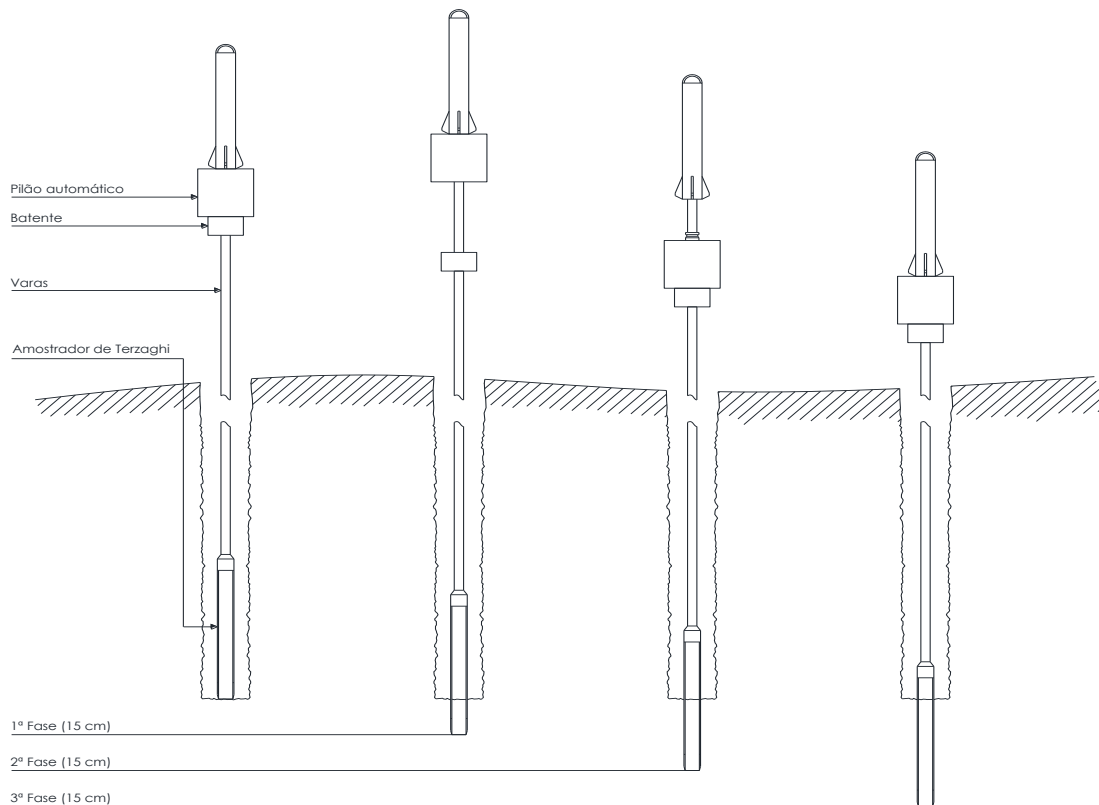


Figura 2.10 - Faseamento de ensaio de penetração dinâmica SPT (cortesia Geofix)

Os resultados dos ensaios são representados numericamente e graficamente nos diagramas individuais de sondagem.

2.4.2 Penétrometro dinâmico leve (PDL)

O ensaio de penetração dinâmica leve (Figura 2.11) é realizado com recurso a um equipamento leveiro (manual ou accionado por um pequeno motor), em solos relativamente brandos e para profundidades de penetração da ordem da dezena de metros, de forma a avaliar a capacidade resistente dos mesmos. Com o penetrómetro dinâmico leveiro raramente se pode atingir o "firme" sendo aconselhado pelo EC7 uma profundidade máxima de prospecção de 8m.

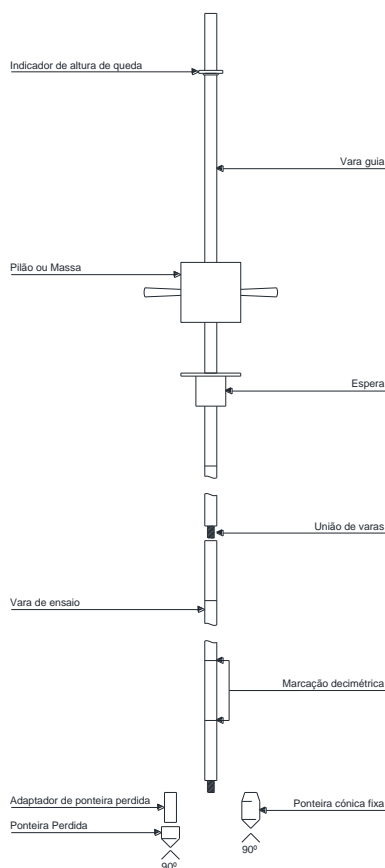


Figura 2.11 - Aparelho manual de ensaios de penetração dinâmica ligeira (cortesia Geofix)

É prática corrente a execução deste tipo de ensaio a acompanhar poços de reconhecimento geológico.

O ensaio consiste na cravação de um conjunto de ponteira e varas com pesos específicos e conhecidos, através do processo de queda de um pilão sobre um batente acoplado ao conjunto de ensaio. O ensaio é realizado em fases de 10 cm de penetração e poderá ser dado por concluído após a obtenção de 100 pancadas num comprimento igual ou inferior a 10 cm (N_{10}).

Os valores de N_{10} são registados em impresso próprio, com o N° e a designação da obra, a data e designação do ensaio, tipo de ensaio (ponteira fixa ou perdida) e profundidade atingida, bem como os resultados do ensaio (n° de pancadas por cada 10 cm e respectivas penetrações).

No final dos trabalhos, os valores obtidos são lançados em folhas de cálculo que permitem a obtenção da resistência de ponta dinâmica (R_d) sendo apresentados numericamente e graficamente em boletins de ensaio.

2.4.3 – Ensaio de penetração dinâmica super-pesada (DPSH)

O ensaio de penetração dinâmica super-pesada é realizado com recurso a um equipamento específico ou a um conjunto de varas e pilão acoplado a uma sonda rotativa. É aplicável a solos de resistência baixa a média e para profundidades de penetração da ordem da dezena de metros, de forma a avaliar a capacidade resistente dos mesmos.

O ensaio consiste na cravação contínua de uma ponteira cónica standardizada com área de 20 cm² e ângulo de 90°, através da aplicação de uma energia dinâmica, produzida pela queda de um pilão. A altura de queda e o peso do pilão são igualmente medidas standard: o pilão tem um peso de 63,5 Kgf, sendo a altura de queda de 75cm. O ensaio inicia-se com a penetração contínua da ponteira cónica, registando-se, em impresso próprio, o nº de pancadas necessárias para a penetração de 20 cm. Quando o amostrador não penetrar 20 cm para 100 pancadas dá-se por concluído o ensaio.

No final dos trabalhos, os valores obtidos são lançados em folhas de cálculo que permitem a obtenção da resistência de ponta dinâmica (Rd) sendo apresentados numericamente e graficamente em boletins de ensaio

2.4.4 Outros ensaios

Existem muitos outros ensaios, alguns dos quais que se descrevem sucintamente em seguida e que poderão ser utilizados para a caracterização dos terrenos de prospecção:

- ✓ *Penetrómetro estático (CPT e CPTU)* - o ensaio consiste em cravar estaticamente no solo uma haste metálica munida de uma ponteira cónica mecânica normalizada – ponteira de Begemann - medindo em intervalos de profundidade estabelecidos, a resistência à penetração total (Rt), a resistência de ponta (Rp) e a resistência lateral (Rl).
- ✓ *Molinete de corte rotativo (Vane Test)* – consiste em fazer penetrar no solo um molinete constituído por duas placas de aço formando quatro diedros ortogonais e solidários à haste de varas, na cabeça das quais se aplica o momento de torção necessário à ruptura do solo em torno do molinete.

- ✓ *Pressiómetro Menard* – consiste em introduzir no furo de sondagem uma sonda de medida cilíndrica dilatável radialmente, estabelecendo “in situ” a relação entre a tensão e a deformação.
- ✓ *Ensaios de carga* – consiste em aplicar uma carga por patamares na base de uma fundação com recurso a uma estrutura de carga a fim de avaliar a sua tensão de contacto admissível.

2.5 Água no solo

Um dos factores de maior importância na elaboração de uma prospecção é a identificação dos níveis de água, freáticos ou artesianos, a sua variação sazonal e as propriedades hidráulicas do solo, possíveis de identificar através de ensaios que veremos mais à frente.

A água existe no solo sob várias formas:

- ✓ Água de constituição ou que faz parte da composição química dos minerais
- ✓ Água adsorvida pelo solo, ou que é retida pela superfície sólida
- ✓ Água capilar que se encontra nos solos não saturados e que não pode escoar livremente
- ✓ Água livre que preenche os poros e vazios e que pode escoar livremente. Apresenta-se sob a forma de camada livre freática em contacto com o ar ou em camadas cativas, artesianas (entre duas formações “estanques”)

São estas duas últimas, a água capilar e a água livre, que interessam identificar e que são a origem de grandes problemas de estabilidade de obras e encostas.

Quando a água circula no solo, as partículas líquidas descrevem trajectórias chamadas linhas de corrente. A experiência mostra que a velocidade média de filtração entre dois pontos M e M' duma mesma linha de corrente, é proporcional à perda de carga (dh) entre esses dois pontos e inversamente proporcional ao caminho percorrido pelas partículas líquidas (ds), isto é:

$$v = k \times dh / ds$$

A relação $j = dh / ds$ é o gradiente hidráulico e assim:

$$v = k \times j \text{ (Lei de Darcy) , sendo } k \text{ o coeficiente de permeabilidade}$$

A fim de identificar os níveis de água e as propriedades hidráulicas do solo, existe um conjunto de dispositivos ou ensaios que se descrevem em seguida.

2.5.1 Piezómetro

Os piezómetros são dispositivos de medição de níveis de água e pressões hidrostáticas, podendo ser de vários tipos, nomeadamente, os de tubo aberto, os de pressão e os de corda vibrante.

Os piezómetros de tubo aberto (Figura 2.12) são instalados em furos previamente executados e compreendem um elemento poroso de adução da água colocado na zona requerida, o qual se encontra ligado à superfície por um tubo, onde a água entra e estabiliza no seu nível piezométrico. A leitura é efectuada introduzindo no tubo uma sonda eléctrica que é ligada à superfície por uma fita graduada. Os piezómetros de pressão são instalados em furos previamente abertos com os comprimentos pretendidos e são constituídos por uma câmara porosa ligado a um tubo cego selado exteriormente com calda de cimento, tendo na boca do furo elementos transdutores de pressão que permitem efectuar as leituras.

Os piezómetros de corda vibrante são instalados em furos previamente executados, sendo colocados ou directamente no terreno ou na câmara de tomada de água de um piezómetro, à profundidade requerida e ligados à superfície por um cabo condutor eléctrico, na extremidade do qual se obtêm as leituras, quando ligado a sistemas de aquisição/leitura de dados.

2.5.2 Ensaio Lefranc

O ensaio que está mais vulgarizado na determinação da permeabilidade “in situ” de formações terrosas é o ensaio designado por Lefranc, realizado em furos de sondagem e no decorrer da realização destas.

O ensaio Lefranc é feito normalmente a diversas profundidades. Consiste em introduzir ou bombear água numa cavidade, de forma e dimensões conhecidas, esta situada a uma determinada profundidade do terreno em relação ao qual se pretende

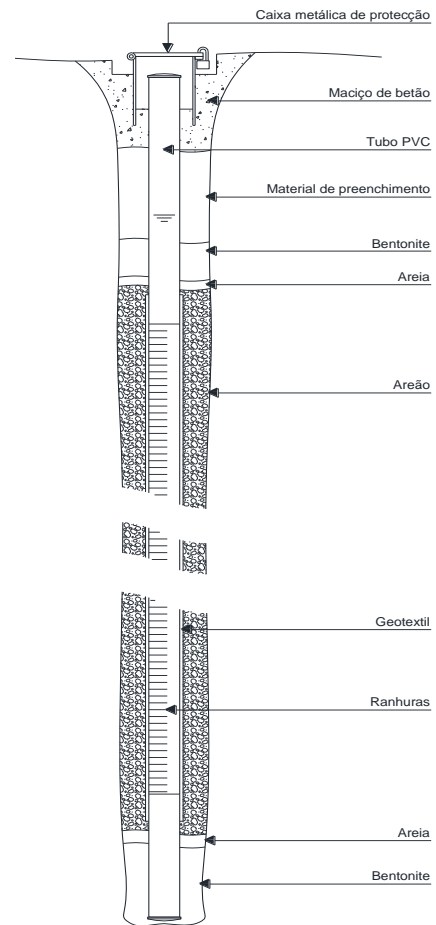


Figura 2.12- Piezómetro de tubo aberto (cortesia Geofix)

conhecer a permeabilidade. Este ensaio pode ser feito com carga hidráulica constante ou a carga variável.

2.5.3 Ensaio Lugeon

Os ensaios de absorção de água do tipo Lugeon são efectuados, habitualmente, em troços de 3 m ou de 5 m, permitindo deste modo uma apreciação geral do estado de fracturação do maciço, bem como da sua permeabilidade.

Este ensaio (Figura 2.13) consiste em injectar água sob pressão conhecida num troço do furo limitado por obturador(es) e medir a quantidade de água absorvida num determinado período de tempo (geralmente 10 min). A injeção de água é efectuada segundo patamares de pressão crescentes e decrescentes.

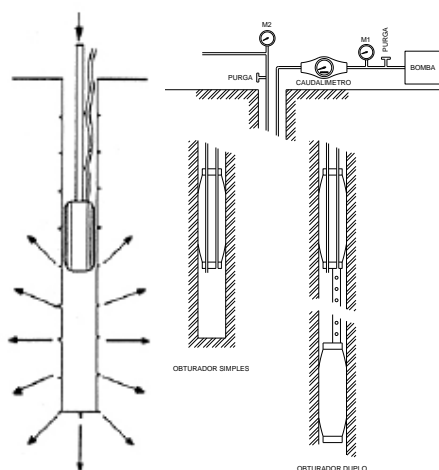


Figura 2.13- Esquema de ensaio Lugeon (cortesia Geofix)

Apareceu assim a unidade Lugeon que corresponde ao valor médio da absorção de 1 litro por minuto e por metro de furo, para um patamar de injeção com a duração de 10 minutos em que a pressão de injeção da água se mantém estabilizada no valor de 1 MPa. A 1 unidade Lugeon corresponde um valor de k entre 1×10^{-5} e 2×10^{-5} cm/s para sondagens de diâmetros entre 5 e 10 cm.

O ensaio referido é vulgarmente realizado em furos de sondagem em maciços rochosos e tem a designação de ensaio Lugeon em homenagem ao geólogo suíço Maurice Lugeon que o desenvolveu, no início do século XX, para responder aos problemas postos pela construção das primeiras barragens de certa importância.

2.5.4 Ensaio de bombagem

Este tipo de ensaio é o único que permite obter a medição global da permeabilidade. Método que consiste em bombear água de um furo a um caudal constante ou variável, seguindo a evolução dos níveis da água no furo de bombagem e furos de observação próximos – piezómetros - a distâncias crescentes do poço/furo de bombagem.

No ensaio de bombagem a água é bombada para fora do poço ou furo com um caudal constante, durante um período de tempo, até que o nível de água no poço se mantenha estacionário. À medida que decorre a bombagem, o nível de água é monitorizado no furo/poço e nos piezómetros.

Depois de parada a bombagem é necessário registar, em função do tempo, as subidas do nível de água dos piezómetros e do poço. Estas leituras sistemáticas permitem estimar as características de um aquífero, tais como a permeabilidade, transmissividade, coeficiente de armazenamento, existência de limites impermeáveis ou de recarga, etc.

2.6 Relatório de prospecção

A conjugação dos elementos existentes sobre o local ou proximidades, com os elementos do estudo geológico de superfície (fotografias aéreas e observações de campo) e com os obtidos a partir dos trabalhos de prospecção e ensaios, deve permitir elaborar um relatório que informe sobre as características geológicas e características geotécnicas dos terrenos, em termos que respondam às questões do projecto. Na sua realização devem ter-se em conta as eventuais normas ou especificações existentes no que diz respeito à realização dos trabalhos, à nomenclatura e simbologia utilizadas. O responsável pelo programa de prospecção, a par dos indispensáveis conhecimentos geológicos deverá, por um lado, dominar as técnicas de prospecção geotécnica actualmente disponíveis e, por outro, possuir o conhecimento das obras que irão ser implantadas no local.

Segundo o EC7 “os resultados dos estudos de caracterização geotécnica devem ser compilados num Relatório da Caracterização Geotécnica que serve de base ao Relatório do Projecto Geotécnico-Estrutural”. Este Relatório deve apresentar a informação geotécnica disponível, incluindo aspectos geológicos e outros dados relevantes e avaliar, do ponto de vista geotécnico, a informação disponível, indicando as hipóteses feitas para a determinação dos parâmetros geotécnicos.

O EC7 recomenda ainda que o relatório inclua a seguinte informação, caso tal seja relevante:

- ✓ objectivo e âmbito dos estudos de caracterização geotécnica;
- ✓ breve descrição da obra a que se destina o relatório geotécnico;
- ✓ datas e condições climáticas do início e da conclusão dos trabalhos de campo;
- ✓ procedimentos utilizados para amostragem, transporte e armazenagem;
- ✓ tipos de equipamento de campo utilizados e registos de velocidades efectivas de avanço da furação nos vários horizontes atravessados;
- ✓ reconhecimento geral de toda a área de implantação da obra, incidindo designadamente em:
 - ✓ evidência de água subterrânea;
 - ✓ comportamentos singulares de obras vizinhas;
 - ✓ existência de falhas;
 - ✓ áreas expostas, em pedreiras e zonas de empréstimo;
 - ✓ áreas de instabilidade;
 - ✓ dificuldades durante a realização de escavações (incluindo as realizadas para poços);
 - ✓ história e geologia do local;
 - ✓ informação obtida a partir de fotografias áreas disponíveis;
 - ✓ informação sobre a sismicidade da área;
 - ✓ mapa de quantidades dos trabalhos de campo e de laboratório bem como os comentários feitos pelo pessoal que supervisionou os trabalhos de prospecção;
 - ✓ informação sobre as flutuações do nível freático ao longo do tempo nos furos de sondagem durante a execução dos trabalhos de campo e em piezómetros depois de finalizado o trabalho de campo;
 - ✓ a compilação dos registos das sondagens, incluindo fotografias das amostras de terreno, com descrição das formações encontradas, tendo em conta as evidências de campo e os resultados de ensaios laboratoriais;
 - ✓ apresentação, em anexos, dos resultados dos ensaios laboratoriais e de campo.

O mesmo documento normativo refere ainda que a apreciação e a interpretação da informação geotécnica deve incluir, quando tal for relevante:

- ✓ a apresentação, sob forma de tabelas e gráficos, dos resultados dos ensaios de campo e de laboratório em relação com os requisitos da obra e ainda, se tal

for julgado necessário, histogramas ilustrativos da distribuição e da gama de valores dos dados mais significativos;

- ✓ a determinação da profundidade do nível freático e as suas flutuações sazonais;
- ✓ perfis interpretativos do terreno com a diferenciação das várias formações; descrição detalhada de todas as formações ocorrentes, incluindo as suas propriedades físicas e características de deformabilidade e de resistência; comentários relativos a irregularidades (bolsadas e cavidades); a apresentação da gama de valores dos dados geotécnicos para cada estrato; esta apresentação deve ser tão completa quanto possível, por forma a permitir uma escolha adequada dos valores dos parâmetros a usar no dimensionamento.

2.7 Considerações finais

Em jeito de síntese, poder-se-á dizer o seguinte em relação à prospecção geológico-geotécnica:

- ✓ Já existe muita informação (documentada ou não) sobre os terrenos previstos interceptar numa determinada construção
- ✓ Pese embora em alguns casos – construções ligeiras - seja suficiente a visita de um geólogo experiente ao local, complementada com a análise da documentação existente, na maioria das situações é necessária a definição e implementação de um plano de prospecção que permita identificar as características dos solos que se vão interceptar numa determinada escavação ou onde se vão fundar determinadas estruturas
- ✓ Existem algumas recomendações sobre o número e profundidade das sondagens de prospecção embora a definição de um plano de prospecção careça da análise de um conjunto de variáveis e deverá ser ajustável em função dos resultados que forem sendo obtidos
- ✓ Hoje em dia ainda existem alguns donos de obra, empreiteiros e fiscalizações que possuem pouca sensibilidade para a importância da prospecção geológico-geotécnica nomeadamente em obras privadas de menor dimensão, o que, amiúde, tem conduzido a alguns problemas durante a construção e a custos superiores aos que teriam caso tivessem efectuado uma prospecção prévia. Como mencionado por um especialista de geotecnia brasileiro numa das bibliografias consultadas, “todas as sondagens são caras mas as mais caras são as que não se fazem”.

3. ESCAVAÇÕES E CONTENÇÕES

As obras de contenção de terras estão normalmente associadas a escavações provisórias ou definitivas para a execução de estruturas, sejam elas edifícios, parques de estacionamento, pontes, vias ou quaisquer outras estruturas.

Infelizmente, a não execução de contenção ou entivação de terras ou a execução de uma contenção inapropriada ou insuficiente tem sido a causa de muitos acidentes com danos materiais e alguns dos quais com perdas de vida de trabalhadores usualmente envolvidos em trabalhos nas imediações.

3.1 Escavação em talude sem tratamento

Em determinados tipos de terreno e geometria de escavação é possível executar uma determinada escavação sem medidas de contenção.

Trata-se de situações em que é possível, dentro das características do solo e da vizinhança da zona a escavar, prever-se a escavação de um talude.

Naturalmente que quanto maior for a inclinação do talude tanto menor será o volume de sobre-escavação a executar e mais económica será a obra.

No entanto a inclinação permitida, dentro de níveis de segurança mínimos para um determinado talude, tem a ver com a maior ou menor resistência e coesão do solo. Por aqui se depreende a importância que a prospecção geotécnica, já abordada neste trabalho, tem como elemento essencial para a definição da geometria de escavação possível a utilizar numa determinada construção.

3.2 Escavação em talude com tratamento

Existem ainda um conjunto de soluções de estabilização que podem ser utilizadas na execução de uma escavação de um talude, ou mesmo para estabilização de um talude natural, cujo solo apresenta alterações e indícios de instabilidade.

Nesse sentido, as soluções mais utilizadas, referidas a título informativo, não sendo comum em meios urbanos, são as descritas em seguida:

3.2.1 Revestimento com betão projectado pregado

Trata-se de uma solução vulgarmente utilizada em taludes compostos por solos, cuja exposição provoca alteração significativa e rápida das suas características e como tal é necessário controlar a sua erosão superficial. O betão projectado funcionará como elemento protector e controlador da erosão do maciço (Figura 3.1). Em geral apresenta espessuras entre os 6 a 10 cm e é reforçado interiormente com uma armadura tipo malhasol ou fibras metálicas adicionadas no momento da projecção. Em complemento, é usual a utilização de pregagens ao solo (Figura 3.2) que solidarizem o revestimento em betão projectado e reforcem o interior do maciço, "cosendo" eventuais descontinuidades ou fracturas que este possa apresentar.



Figura 3.1 - Talude com betão projectado (cortesia Geofix)



Figura 3.2- Pormenor de pregagem (cortesia Geofix)

3.2.2 Revestimento com redes de protecção pregadas

Em taludes cuja constituição corresponde essencialmente a maciços rochosos, cuja constituição ou estado de fracturação potencia o desprendimento de pedras ou blocos, é vulgar a utilização de redes de protecção (Figura 3.3).



Figura 3.3- Maciço basáltico fracturado e protegido com redes de protecção (cortesia Geofix)

Estas redes poderão ser redes simples de encaminhamento para a base de materiais que se desprendam do talude e nestes casos são utilizadas redes hexagonais (denominadas de dupla ou tripla torção) (Figura 3.4), fixadas na crista do talude com recurso a pregagens ao solo e na base com recurso a um contra-peso ou tubo em aço fixo também com recurso a pregagens.



Figura 3.4- Talude com aplicação de rede de dupla torção (cortesia Geofix)

Em geral as redes são aplicadas com alguma folga na base, de forma a permitir o depósito dos materiais que se forem despendendo do talude, obrigando a periódicas inspecções e operações de limpeza da base.

Para todos os casos acima descritos é importante, durante a construção e posteriormente, o controlo dos movimentos do talude, através da instalação de aparelhos de leitura, que, periodicamente, comprovem a estabilidade do talude.

3.3 Muros de suporte

Quando uma determinada escavação apresenta limitações de ocupação da zona escavada e da zona por escavar e obriga à reposição ou materialização de um desnível de cotas com a redução mínima de áreas não sendo possível prever um talude devido ao espaço por este ocupado, torna-se necessária a execução de um muro de suporte.

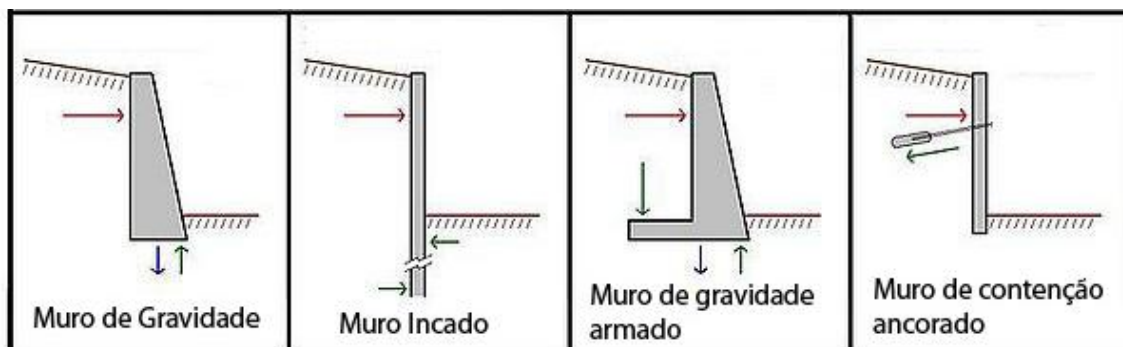


Figura 3.3 - Principais tipos de muros de contenção (cortesia Geofix)

É importante frisar que quando se fala de muro de suporte subentende-se a sua execução de baixo para cima. Ou seja, sendo um muro de suporte tradicional, composto por um paramento vertical ou quase vertical e uma sapata de fundação, significa que será primariamente executada a sapata e depois o paramento.

Esta noção, embora simples, é fundamental que esteja presente, porque está na origem de muitos acidentes. A execução de um muro de suporte tradicional pressupõe que seja possível escavar previamente em condições de segurança (conforme descrito no capítulo 2) e posteriormente efectuado um aterro para reposição das cotas anteriores ou cotas previstas a montante do muro de suporte. A falta de sensibilidade para esta realidade e a conseqüente permissividade com utilização de escavações verticais para construção de muros de suporte, com o pensamento de tratar-se de uma escavação provisória, que tem como objectivo a execução de um muro de suporte definitivo, tem originado diversos acidentes.

3.3.1 Tipos de muros de suporte

Basicamente existem dois tipos de muros de suporte (Figura 3.6):

- ✓ **Muros de gravidade** – trata-se de muros que asseguram a estabilidade do terreno por meio do seu peso próprio. Poderão ser dos seguintes tipos:
 - Muro de pedra ou alvenaria (utilizado antigamente)
 - Muro de betão simples
 - Muro de betão ciclópico (pedras ou blocos “argamassadas” com betão, habitualmente até 0.4 m³ de blocos por m³ de betão e sem blocos visíveis nos paramentos)
 - Muro de gabiões (caixas ou contentores de rede de aço em malha hexagonal preenchidas com pedra e convenientemente dispostos / sobrepostos)
- ✓ **Muros em betão armado** – trata-se de muros em betão armado, constituídos por uma parede ou paramento vertical e uma sapata de fundação



Figura 3.3 - Exemplos de muro de betão simples e muro de gabiões (cortesia Geofix)

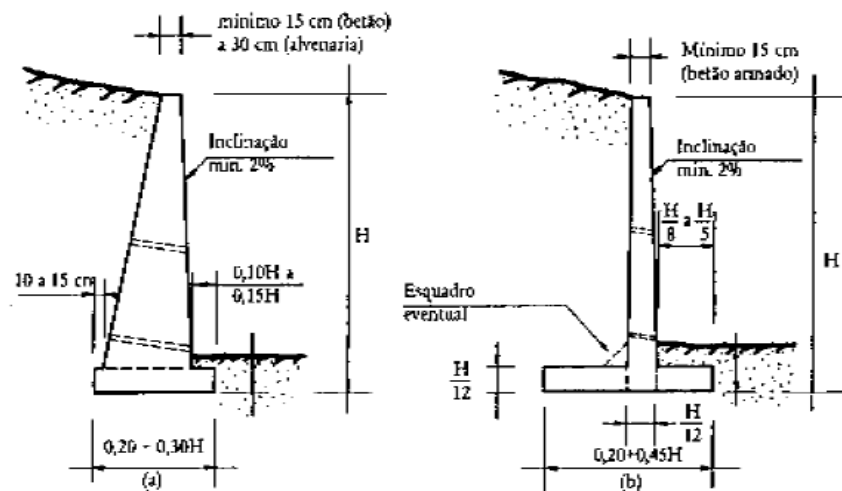


Figura 3.7 - Dimensões de muros de gravidade e consola (Coelho, 1996)

Os muros de alvenaria de pedra são das mais antigas estruturas de engenharia civil. Por exemplo, os socalcos realizados para cultivar terrenos, nas encostas que são visíveis de forma repetida na região do Douro e da Madeira, exigiram, desde tempos muito remotos, a construção de muros de suporte de alvenaria, aplicando regras empíricas transmitidas e aprimoradas de geração em geração, ao longo de séculos.

Os muros de gabiões, constituídos por caixas paralelepípedicas de rede de aço galvanizado preenchidas por brita, são a versão mais moderna dos muros de alvenaria antigos. A sua utilização é muito corrente em obras viárias, em resultado da sua fácil integração paisagística.

Os muros de betão são também vulgarmente utilizados: betão ciclópico para alturas modestas a moderadas e betão armado para alturas superiores. Os muros de betão armado, por meio do prolongamento da sapata para o lado das terras suportadas, são dimensionados de modo a contabilizar o peso destas na estabilidade.

Em utilização, este tipo de muros constitui uma barreira ou "barragem" ao escoamento das águas de tardo e por isso, se não forem adequadamente drenados, conduzirão à criação de pressões hidrostáticas elevadas e poderão originar acidentes graves, caso tal não tenha sido considerado ou não tenha sido previsto um sistema de drenagem eficiente (Figura 3.8).

Nesse sentido, para a drenagem do muro é fundamental que sejam previstos os seguintes mecanismos:

- ✓ Utilização de materiais permeáveis com baixa percentagem de finos no aterro no extradorso do muro;
- ✓ Utilização de tela geotêxtil impermeável na superfície de tardo do muro;
- ✓ Utilização de dreno a tardo na base do muro, que recolha água proveniente de tela e aterro filtrante e a encaminhe para um sistema de drenagem exterior;
- ✓ Utilização de um ou mais níveis de bueiros (ou também designados de "barbacãs") que funcionem como pontos de passagem de água no muro. Estes elementos habitualmente com 6 a 15 cm de diâmetro, devem, periodicamente, ser alvo de inspecção e eventual desobstrução resultante de depósito de matérias finas que tenham sido veiculados pelo escoamento das águas.

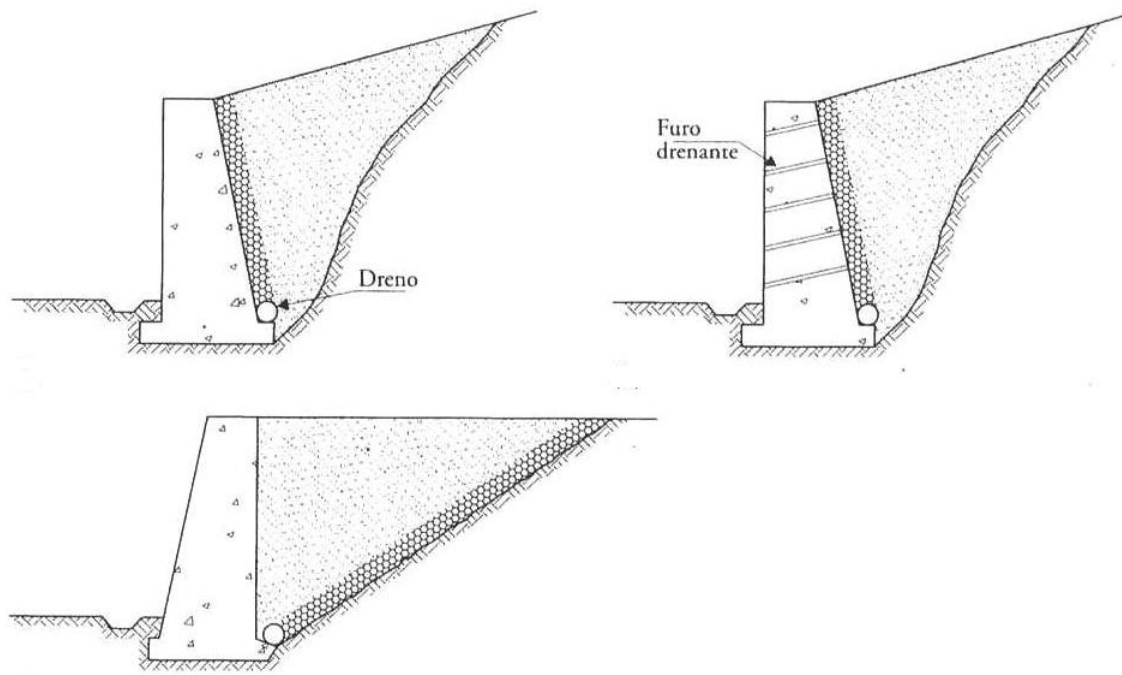


Figura 3.3 - Drenagem em muros de suporte (Matos Fernandes, 2011)

Em muitos casos e para precaver caudais instantâneos afluentes de grande montante resultante, por exemplo, de chuvas torrenciais súbitas, o talude ou terreno a montante do muro é impermeabilizado e é aplicada uma valeta de drenagem no topo do muro, para que a água afluente seja encaminhada e não se infiltre no terreno.

3.3.2 Dimensionamento de muros de suporte

De uma forma geral, um muro de suporte está sujeito às seguintes solicitações (Figura 3.9):

- ✓ Peso próprio do muro
- ✓ Peso de terra actuante sobre o troço de sapata de fundação implantado a tardo do muro
- ✓ Impulso de terras activo a tardo do muro
- ✓ Impulso activo resultante de carga existentes a tardo do muro
- ✓ Impulso de terras passivo a jusante do muro
- ✓ Reacção do solo de fundação
- ✓ Impulso de água (caso muro não seja drenado) ou pressão de percolação (caso muro seja drenado)

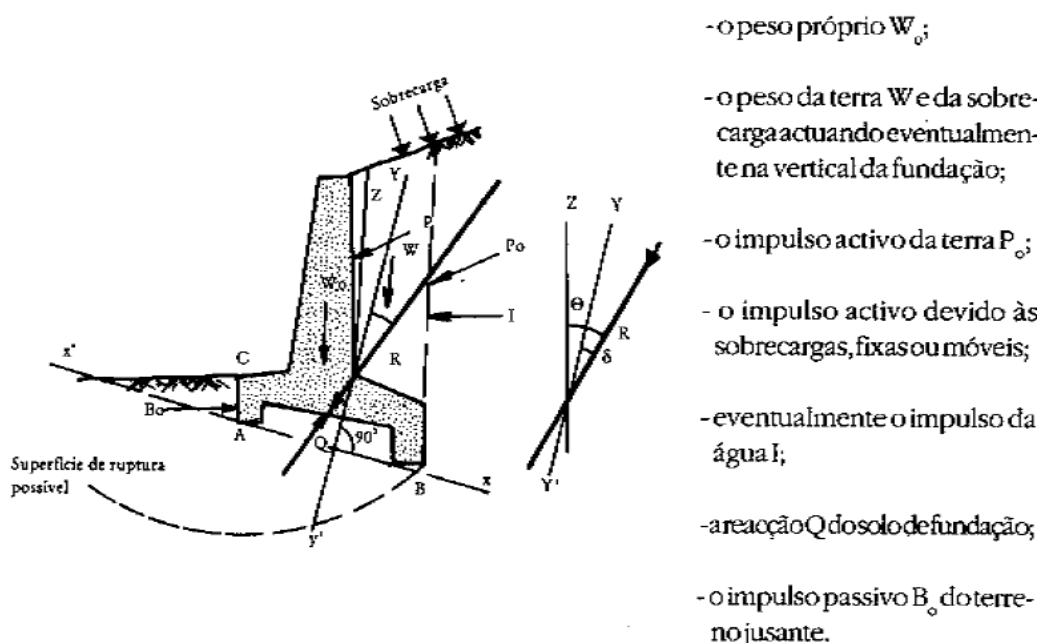


Figura 3.3 - Solicitações em muros de suporte (Coelho, 1996)

Para determinação e avaliação destas forças foram ao longo dos anos adoptadas soluções cientificamente sustentadas, como a teoria de Coulomb (1773), teoria de Rankine (1857), bem anteriores à formulação do princípio da tensão efectiva de Terzaghi (1925), considerada a pedra base da mecânica dos solos. Com efeito,

Rankine introduziu os conceitos de estado de equilíbrio limite activo e estado de equilíbrio limite passivo representando respectivamente o limite inferior e superior das tensões de interacção do terreno com a estrutura em determinado ponto e profundidade.

No dimensionamento dos muros de suporte existe um conjunto de verificações que necessitam ser efectuadas e que se descreve em seguida:

- ✓ Resistência do muro – verificação de tensões admissíveis de compressão e tracção, armaduras mínimas e outras de acordo com a regulamentação em vigor;
- ✓ Estabilidade do muro ao derrubamento por rotação ou basculamento do muro. Esta verificação depende essencialmente da natureza dos solos de fundação que quanto mais “moles” ou compressíveis tanto mais sujeito estará o muro ao derrubamento;
- ✓ Estabilidade do muro ao deslizamento sobre o terreno de fundação
- ✓ Estabilidade global ao escorregamento do conjunto muro e terreno suportado (precaendo eventuais superfícies de escorregamento “circulares” que se originem debaixo do muro).

Em relação ao dimensionamento de obras geotécnicas, importa referir que em 1975 a Comissão Europeia tomou a decisão de harmonizar as especificações técnicas de projecto de Engenharia Civil, o que mais tarde veio a resultar na elaboração de normas Eurocódigos onde se inclui o Eurocódigo 7 (C7) dedicado ao dimensionamento de obras geotécnicas. Já neste século foi aprovada a nova geração dos eurocódigos publicados como Normas Europeias (EN). Em Portugal o processo de publicação dos eurocódigos como Normas Portuguesas (NP) encontrava-se praticamente concluído em 2010 conforme Matos Fernandes (2011). De acordo com este autor, o actual Eurocódigo deve ser entendido como um ponto de partida e não de chegada contemplando diversas abordagens de dimensionamento.

3.4 Paredes de contenção

Importa lembrar a nota do capítulo 3 sobre os muros de suporte para que se entenda a necessidade deste tipo de soluções. Um muro de suporte pressupõe uma escavação

prévia em condições de segurança, seguida da construção do muro e por fim a execução do aterro a tardoz.

Quando os condicionamentos geotécnicos ou físicos (topografia ou estruturas existentes nas proximidades) não permitem a execução de uma escavação prévia em condições de segurança, torna-se necessário a escavação de cima para baixo com técnicas especiais de contenção.

Obviamente que nas zonas urbanas mais congestionadas e densamente povoadas, com grande concentração de estruturas e onde os limites de construção correspondem habitualmente aos limites do terreno passível de interferência com a obra, é maior a necessidade de medidas especiais de contenção.

Por outro lado, nas grandes cidades onde o tráfego automóvel é muito elevado e é necessário construir parques de estacionamento em profundidade, qualquer escavação pressupõe, em regra, a adopção de paredes de contenção.

Importa referir que as técnicas de contenção especiais que se irão descrever neste capítulo são relativamente recentes dado que até há alguns anos atrás não era usual a execução de escavações profundas dentro das cidades.

Antigamente, sempre que era necessário efectuar escavações acima dos 2.0 a 3.0 metros de profundidade e não era possível a escavação de taludes, eram habitualmente utilizadas entivações escoradas interiormente (Figura 3.10). A escavação era efectuada de cima para baixo com aplicação de pranchas de madeira ou elementos pré-fabricados metálicos ou betão escorados entre si com recurso a vigas de madeira ou metálicas. Esta metodologia era também muito utilizada para a execução de fundações de pontes ou edifícios em que era necessário implantar as sapatas de fundação em terreno competente localizado a uma profundidade que obrigava o recurso a medidas de contenção.

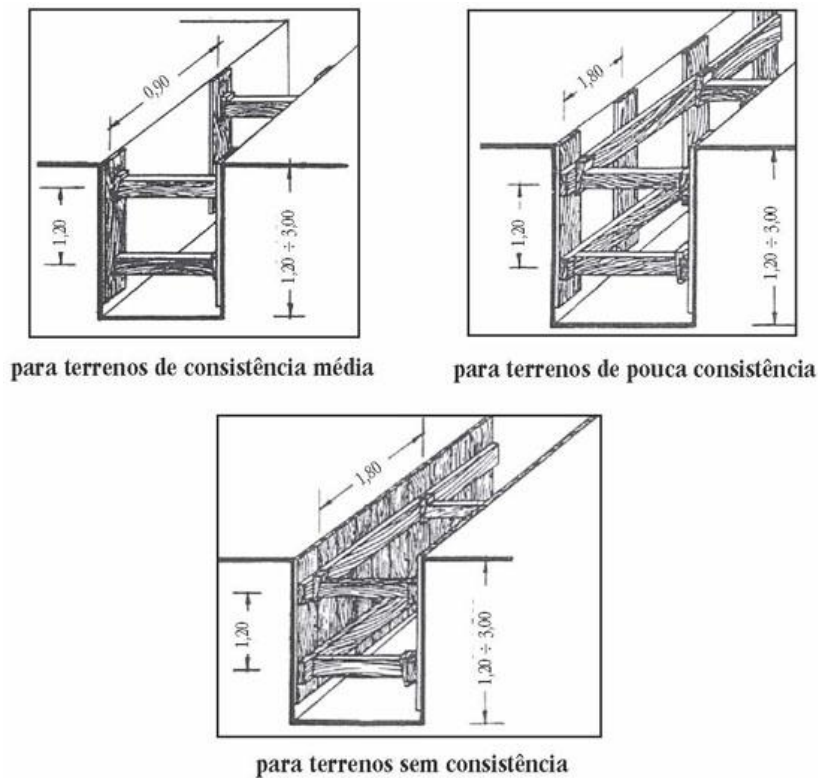


Figura 3.4 - Esquemas de entivações simples em função do tipo de terreno (cortesia Geofix)

Convém mencionar que as medidas adoptadas antigamente ou as utilizadas actualmente, que serão descritas mais à frente, não conseguem eliminar totalmente, mas sim minimizar dentro de parâmetros aceitáveis, as deformações laterais nos paramentos de escavação.

Naturalmente que uma obra deste tipo carece de uma prospecção geológico-geotécnica prévia, de um projecto detalhado elaborado por técnico da especialidade, de vistorias prévias às estruturas circundantes, da utilização de mecanismos eficientes de controlo das deformações e de uma intervenção pró-activa das companhias de seguro.

Entre os métodos de entivação utilizados actualmente, irão detalhar-se em seguida os dois mais usuais:

- ✓ Paredes de contenção tipo "Munique" (betão armado) e "Berlim" (madeira)
- ✓ Parede moldada e Cortina de Estacas

Qualquer uma das contenções mencionadas pressupõe a execução de ancoragens ou escoramentos para travamento dos impulsos horizontais em fase provisória ou definitiva.

Os métodos foram agrupados desta forma devido a critérios de aferição fundamentais para definição do método de entivação mais apropriado:

1º) Se a escavação interceptar o nível de água, dificilmente poderá ser adoptada uma solução de contenção tipo “Munique” ou “Berlim”. Nesse caso, teria forçosamente de se adoptar uma entivação com recurso a parede moldada ou cortina de estacas sobrepostas de forma a combater a entrada de água no recinto de escavação. Por outro lado, mesmo sem a presença de nível de água, caso os terrenos a atravessar ou abaixo da cota final de contenção mas próximos desta, apresentem características potenciadoras de superfícies de escorregamento, uma solução destas dificilmente poderá ser aplicada.

2º) Se o terreno apresentar suficiente resistência e coesão para que o paramento de escavação se mantenha vertical durante a operação de colocação de madeira ou betão armado (normalmente até 12 horas), poderá ser adoptada uma contenção tipo “Munique” ou “Berlim”. Caso contrário, deverá ser adoptada uma entivação com recurso a parede moldada ou cortina de estacas.

Importa mencionar que uma contenção tipo “Munique” ou “Berlim” é mais económica que uma contenção com recurso a parede moldada ou cortina de estacas.

Antes de pormenorizar cada uma das soluções descritas, importa mencionar que sendo contenções com uma utilização de apenas algumas dezenas de anos, os acidentes que já se verificaram permitiram identificar cenários-tipo de rotura e ir desenvolvendo os critérios de dimensionamento:

- ✓ Punçoamento da base – ficha insuficiente para a carga vertical actuante resultante do peso próprio da contenção e componente vertical das ancoragens
- ✓ Rotura por levantamento do fundo – ficha insuficiente em terrenos argilosos e/ou impulso de água actuante na base da escavação.
- ✓ Rotura global por criação de superfície de escorregamento resultante de ficha insuficiente e/ou comprimentos de ancoragens insuficientes.
- ✓ Rotura da ancoragem originando a rotação da parede.

Na Figura 3.11 apresentam-se desenhos esquemáticos dos cenários de rotura apresentados:

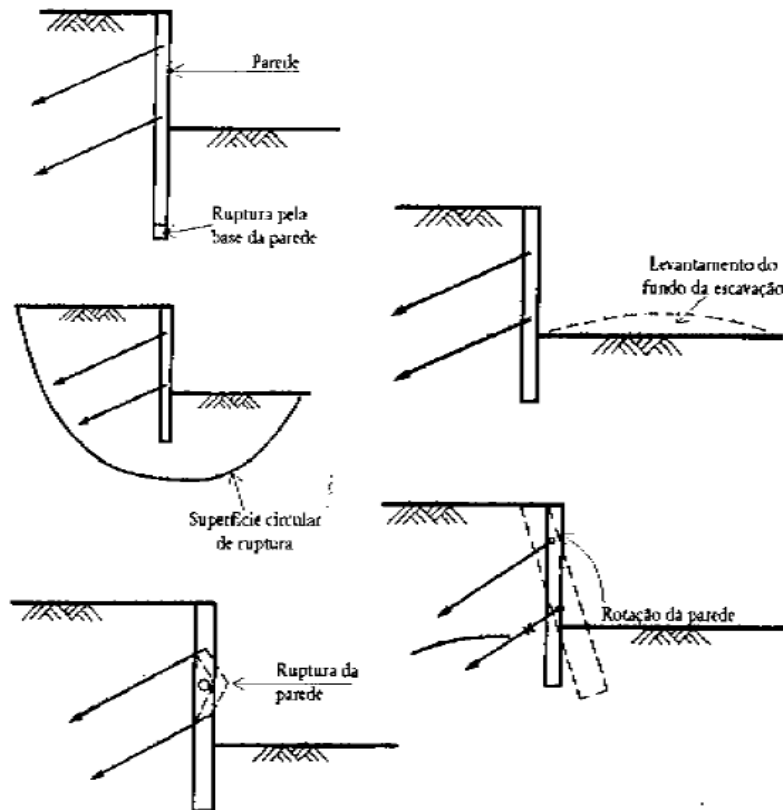


Figura 3.4 - Cenários de rotura em muros de suporte (Coelho, 1996)

3.4.1 Paredes de contenção tipo "Munique" e "Berlim"

Conforme já mencionado, a adopção deste tipo de contenção é executada de cima para baixo de forma faseada e pressupõe que o solo a escavar não apresenta nível freático e possui características de resistência e coesão que permitam a manutenção em segurança do paramento de escavação durante um período que usualmente se prolonga até 12 horas.

Este período é aquele em que se aplica o elemento que constitui a parede propriamente dita e aqui reside a diferença entre a parede tipo "Munique" (Anexo 1) e a parede tipo "Berlim" (Anexo 2). Na parede tipo "Munique", a parede é constituída por betão armado executado *in situ*, e na parede tipo "Berlim", a parede é constituída por elementos de madeira. Enquanto que a contenção tipo "Munique" pode ser provisória ou definitiva, a contenção tipo "Berlim" é sempre provisória.

3.4.1.1 Processo construtivo

À medida que estas paredes vão sendo executadas instalam-se nelas forças verticais (resultantes do seu peso próprio) e forças horizontais (resultantes da acção dos impulsos do terreno na parede).

Por isso, se a parede fosse executada por si só de cima para baixo sem mais nenhuns elementos, ela forçosamente acabaria por assentar e sofrer movimento para o interior da obra pondo em risco de imediato as estruturas vizinhas.

Assim, para o suporte das forças verticais são executados ainda antes do início da escavação, elementos verticais (normalmente perfis verticais metálicos HEB ou armaduras metálicas tubulares) afastados entre si habitualmente de cerca de 1.0 a 1.5 metros nas contenções tipo “Berlim” e de 3.0 metros nas contenções tipo “Munique” que são selados / encastrados com calda de cimento abaixo da cota de fundação.

Para o suporte das forças horizontais, são executadas ancoragens provisórias ou definitivas ao terreno que são seladas no sub-solo das estruturas vizinhas e que são tensionadas ou apertadas na sua cabeça contra a parede de contenção a fim de impor a esta uma carga contrária a que está ou estará sujeita pela acção dos solos e sobrecargas vizinhas. Estas ancoragens encontram-se normalmente afastadas entre si cerca de 3.0 metros quer em planimetria quer em altimetria e apresentam em geral cargas da ordem das 30 a 45 toneladas no caso das contenções tipo “Berlim”, e 45 a 90 toneladas nas contenções tipo “Munique”.

Enquanto que na contenção tipo “Munique” estas ancoragens reagem contra a parede em betão armado, na contenção tipo “Berlim” reagem habitualmente contra pares de vigas metálicas previamente soldadas aos perfis verticais ao nível das ancoragens.

Nos cantos da contenção, são habitualmente adoptados escoramentos de canto em perfil HEB, em substituição das ancoragens.

Face ao afastamento dos perfis e ancoragens e ao faseamento construtivo acima descrito, a escavação na parede tipo “Munique” é efectuada em troços de 3.0 x 3.0

metros. Já na contenção tipo Berlim é efectuada por níveis com altura habitualmente de 1.0 metros e colocação simultânea de pranchões de madeira.

A parede contenção em betão armado apresenta em geral espessuras da ordem dos 25 a 35 cm podendo em alguns caso ser superior.

Os pranchões de madeira em geral apresentam espessuras da ordem dos 10 a 12 cm. Em anexo apresentam-se desenhos esquemáticos da contenção tipo “Munike” (Anexo 1) e tipo “Berlim” (Anexo 2) com descrição de faseamento construtivo.

3.4.1.2 Dimensionamento

Conforme descrito anteriormente, existe um conjunto de cenários de rotura normalmente associados a uma entivação que deverão ser alvo de verificação pelo técnico da especialidade. Para esse efeito são efectuadas simulações do comportamento da contenção para determinados perfis de cálculo que sejam mais condicionantes e representativos da extensão total da contenção, calculando as suas deformações máximas em *softwares* desenvolvidos para este efeito. A partir destes modelos é possível simular o faseamento construtivo

da escavação e aplicação dos elementos de travamento, verificando-se quais as deformações e os esforços previstos para a contenção. Os *softwares* mais utilizados designam-se como Pláxis (Figura 3.12), Flac, Geoslope, Talren, Rockfall, entre outros.

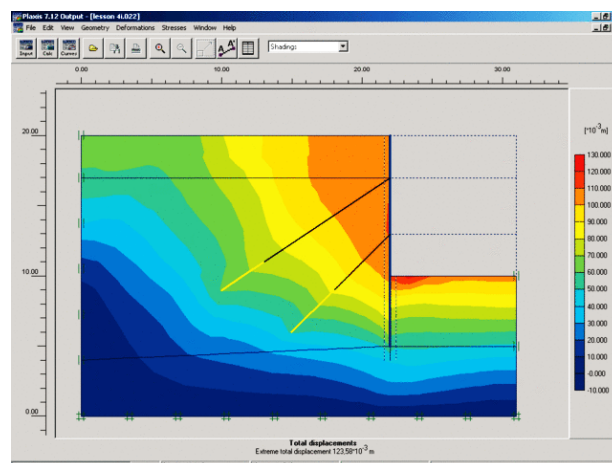


Figura 3.12 - Software de cálculo

Sem prejuízo das verificações mencionadas, no caso das contenções tipo “Berlim” e “Munike”, após cálculos dos impulsos actuantes na contenção são necessárias efectuar adicionalmente as seguintes verificações:

Verificação da segurança das ancoragens

Verificação da Segurança ao Estado Limite Último de Resistência à Tracção

Armadura que compõe as ancoragens (Figura 3.13) deverá ter capacidade superior à carga teórica actuante por ancoragem com factor de segurança de 1.2. Com base nesta verificação e sendo a ancoragem composta por cordões de pré-esforço com diâmetro e resistência conhecidos, é definido o número de cordões de cada ancoragem.

Verificação da Segurança ao Estado Limite Último de Capacidade de Carga do Terreno

Uma ancoragem é composta por um comprimento livre e um comprimento de bolbo de selagem onde é efectuada a reacção por atrito à carga aplicada. O comprimento deste bolbo é calculado em função da carga aplicada e do terreno que envolve o bolbo.

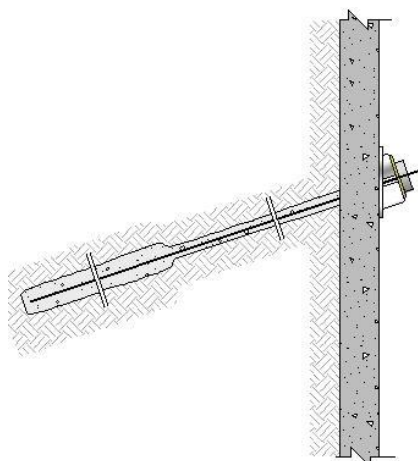


Figura 3.4 - Esquema representativo de ancoragem (cortesia Geofix)

Verificação da segurança dos perfis verticais

Estado Limite Último de Resistência de flexão e corte

Verificação do dimensionamento do perfil vertical aos esforços transversais e de flexão actuantes.

Verificação do Estado Limite Último de Capacidade de Carga do Terreno

Estando o perfil sujeito a uma carga vertical resultante do peso próprio da parede e da componente vertical das ancoragens, efectua-se o cálculo do comprimento de bolbo necessário abaixo da cota de fundação em função dos terrenos envolventes.

Verificação da segurança da parede de betão armado (contenção tipo "Munique")

Verificação da segurança ao estado limite último de resistência à flexão

Verificação do dimensionamento da parede aos esforços de flexão actuantes e consequente definição de armaduras mínimas.

Verificação da segurança ao estado limite último de resistência ao punçoamento

Verificação ao punçoamento das armaduras da parede de contenção na zona das ancoragens com definição de eventuais armaduras pontuais de reforço.

Verificação da segurança das vigas de distribuição horizontais (contenção tipo "Berlim")

Estado Limite Último de Resistência de flexão e corte

Verificação do dimensionamento do perfil horizontal aos esforços transversais e de flexão actuantes.

Verificação da segurança dos pranchões de madeira horizontais (contenção tipo "Berlim")

Estado Limite Último de Resistência de flexão e corte

Verificação do dimensionamento do pranchão de madeira aos esforços transversais e de flexão actuantes.

Verificação de segurança das escoras

Verificação da segurança ao Estado Limite Último de encurvadura por varejamento

Verificação do dimensionamento da escora à encurvadura

3.4.2 Cortina de Estacas

Ao contrário da contenção tipo "Munique" ou "Berlim" em que os elementos verticais se encontram espaçados de 1.5 a 3.0 metros e são constituídos por um perfil HEB (que em geral se trata de um perfil HEB 120, HEB 140 ou HEB 160) ou uma armadura tubular (que em geral apresenta diâmetros entre 73 a 127 mm e espessuras entre os 6 e os 10 mm), preenchidos com calda de cimento, numa cortina de estacas os elementos verticais são constituídos por estacas em betão armado com diâmetros em geral entre os 0.4m e os 1.2m que em geral se apresentam espaçadas no máximo de

1.5 diâmetros entre eixos, podendo em alguns casos serem executadas tangentes ou mesmo secantes.

Como facilmente se depreende, um elemento vertical de maior dimensão e com menor espaçamento entre si confere uma rigidez e uma resistência aos esforços de flexão muito superiores aos obtidos com os perfis HEB ou armaduras tubulares espaçados de 1.5 a 3.0m.

Foi já referido que uma contenção tipo "Berlim" ou "Munique" não teria aplicação caso os terrenos a atravessar na escavação ou abaixo da cota final de contenção, mas próximos desta, apresentassem características potenciadoras de superfícies de escorregamento. Neste cenário, o elemento vertical, para além de apresentar a função de suporte das cargas verticais da contenção, terá que garantir a pré-contenção do terreno antes da escavação. Em muitos casos deve ainda travar ou unir as potenciais superfícies de escorregamento que possam existir ou desenvolver-se até à cota final de escavação, ou mesmo abaixo desta, a profundidades que ponham em risco a estabilidade global da cortina de contenção. Neste último caso as estacas terão de ser dimensionadas e prolongadas até abaixo destas superfícies de escorregamento.



Figura 3.4 - Cortina de estacas (cortesia Geofix)

As superfícies de escorregamento mencionadas são identificadas na prospecção geológico-geotécnica prévia ou nos modelos de cálculo utilizados no dimensionamento da contenção periférica.

A utilização de uma cortina de estacas (Figura 3.14), em geral, encontra-se associada a terrenos com menores resistências e coesão.

Quando as estacas se encontram afastadas entre si é usual a projecção de betão no espaço existente entre as estacas. Este revestimento com betão projectado é habitualmente armado com uma armadura tipo malhasol ou fibras metálicas e complementado com a execução de bueiros ou geodrenos para drenagem de eventuais águas de infiltração que possam afluir à contenção e que, caso não tivesse

armada sendo primariamente executadas as estacas não armadas e posteriormente as estacas armadas que se sobrepõem lateralmente às anteriores.

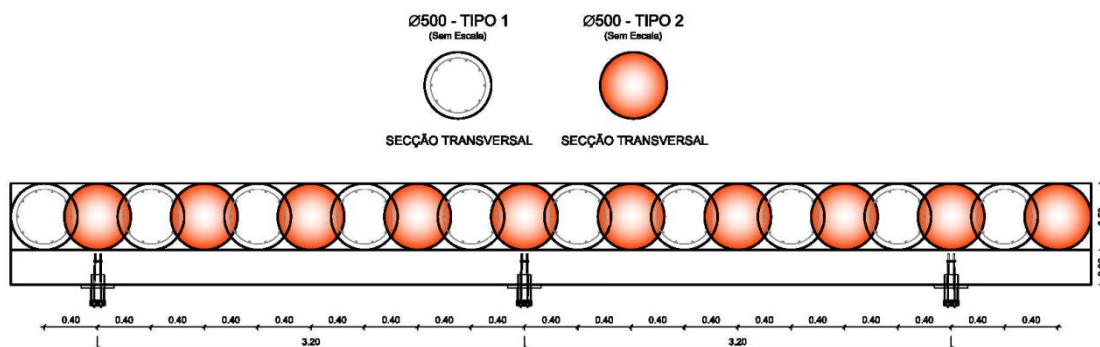


Fig. 2

Figura 3.4 - Planta de estacas secantes (cortesia Geofix)

Esta última solução é no entanto pouco usual devido aos desvios recorrentes na furação das estacas armadas que sobrepõem as estacas não armadas e que poderão não só obrigar a saneamentos ou demolições posteriores como também originar pontos em que a sobreposição das estacas não é totalmente eficiente gerando pontos de entrada de água a pressões cuja colmatação se reveste de grande dificuldade. Nestes casos é mais usual a utilização da solução de parede moldada que se analisará mais adiante.

Ao nível do coroamento da cortina de estacas, e por forma a interligar e compatibilizar o comportamento de todas as estacas, é habitual a execução de uma viga de coroamento em betão armado (Figura 3.17) em geral de 0.6m a 1.0m de altura e com largura igual ao diâmetro das estacas.



Figura 3.4 - Viga de coroamento com armadura de espera para a estrutura (cortesia Geofix)

Para o suporte das forças horizontais são executadas ancoragens provisórias ou definitivas ao terreno que são seladas no sub-solo das estruturas vizinhas e que são tensionadas ou apertadas na sua cabeça contra a parede de contenção a fim de impor a esta uma carga contrária a que está ou estará sujeita pela acção dos solos e sobrecargas vizinhas. Estas ancoragens encontram-se normalmente afastadas entre si cerca de 3.0m quer em planimetria quer em alimetria e apresentam em geral cargas da ordem das 45 a 90 toneladas. A fim de permitir a distribuição da carga das ancoragens por todas as estacas, são executadas vigas de distribuição habitualmente em betão armado (por vezes poderão ser executadas vigas metálicas com pares de perfis HEB ou UNP) com 0.3m a 0.4m de espessura e 0.6m a 0.8m de altura.

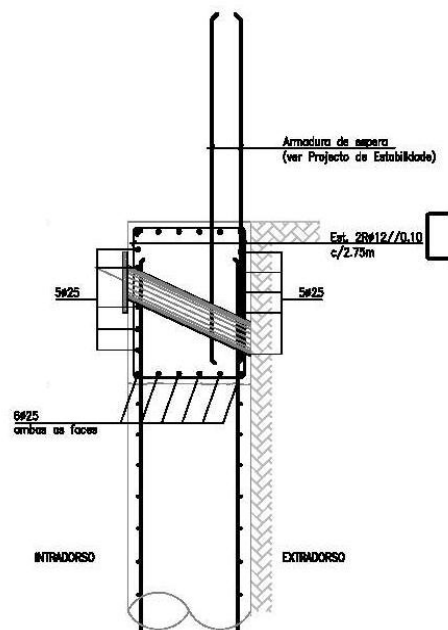


Figura 3.4 - Pormenor de viga de coroamento (cortesia Geofix)

Na execução de caves para edifícios, em muitos casos, as vigas de coroamento (Figura 3.18) são dispostas de forma a que a sua face superior coincida com a cota de “encosto” das lajes enterradas de forma a facilitar a entrega e ligação destas à contenção.

Por último importa referir que neste tipo de contenções para a execução de pisos enterrados de edifícios e parques de estacionamento, é usual prever a execução de uma parede de alvenaria de tijolo (ou por vezes de chapas metálicas) que sirva de acabamento da contenção e que permita no espaço existente entre esta e a contenção a recolha de eventuais águas de infiltração e o seu encaminhamento para o sistema de recolha e bombagem do edifício.

3.4.2.1 Processo Construtivo

O faseamento construtivo habitualmente utilizado na execução de uma cortina de estacas (Figura 3.19) é o descrito em seguida:

1. Preparação de plataformas de trabalho e identificação das confrontações e possíveis instalações enterradas existentes nos arruamentos confinantes.
2. Execução das estacas com o diâmetro, afastamento e profundidade definidas em projecto. Após a furação, procede-se à colocação das armaduras e betonagem das estacas. Na execução das estacas pelo método tradicional é aplicado primeiro a armadura e posteriormente efectuada de baixo para cima a betonagem das estacas. Na execução das estacas com recurso a trado continuo (apenas possível utilizar em terrenos facilmente desagregáveis), após a furação é efectuada de baixo para cima a betonagem pelo interior do próprio trado ou ferramenta de furação em simultâneo com a sua recolha e posteriormente é colocada a armadura habitualmente com recurso a um vibrador que no topo das armaduras facilite a sua introdução.
3. Saneamento ou demolição da cabeça das estacas por forma a sanear o betão “podre” e permitir executar o empalme ou ligação das armaduras das estacas com as armaduras da viga de coroamento.
4. Execução de viga de coroamento de cortina de estacas (por vezes a própria viga de coroamento é ancorada ao terreno).
5. Execução da escavação geral de cima para baixo de forma faseada e em simultâneo com o passo seguinte.

6. Execução de vigas de distribuição em betão armado, ancoragens e escoramentos de canto.
7. Execução das fundações e lajes e estrutura enterrada de edifício.
8. Desactivação das ancoragens provisórias e remoção dos escoramentos de canto.
9. Execução de parede de alvenaria de tijolo para acabamento final da contenção.

3.4.2.2 Dimensionamento

Conforme descrito anteriormente, existe um conjunto de cenários de rotura normalmente associados a uma entivação que deverão ser alvo de verificação pelo técnico da especialidade.

Para esse efeito são efectuadas simulações do comportamento da contenção para determinados perfis de cálculo que sejam mais condicionantes e representativos da extensão total da contenção calculando as suas deformações máximas em *softwares* próprios desenvolvidos para este efeito. A partir destes modelos é possível simular o faseamento construtivo da escavação e aplicação dos elementos de travamento, verificando-se quais as deformações e os esforços previstos para a contenção.

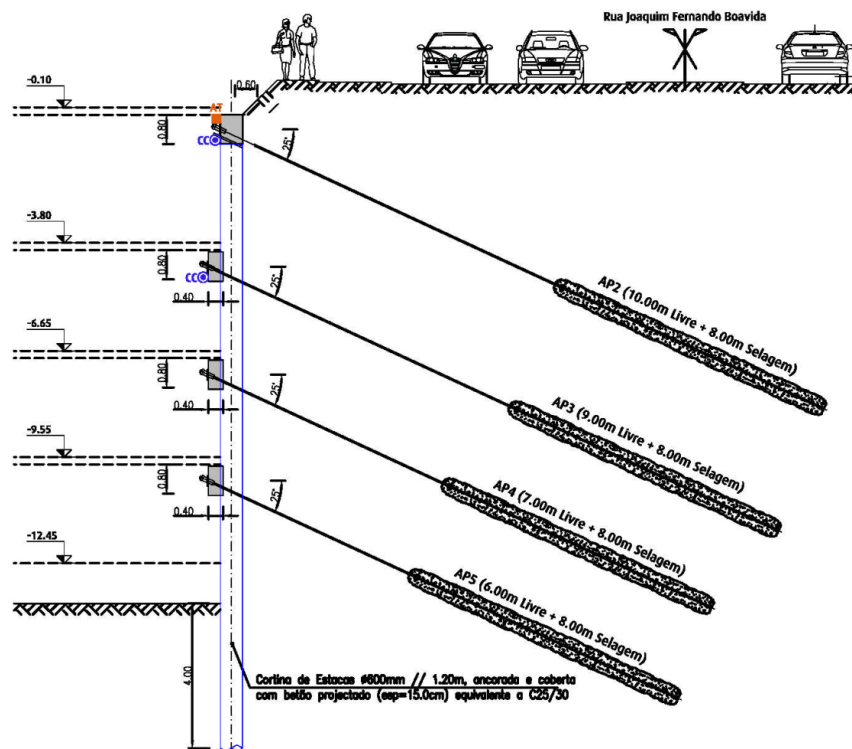


Figura 3.4 - Projecto de cortina de estacas (cortesia Geofix)

Sem prejuízo das verificações mencionadas, após cálculos dos impulsos actuantes na contenção, é necessário efectuar adicionalmente as seguintes verificações:

Verificação da segurança das ancoragens

Verificação da Segurança ao Estado Limite Último de Resistência à Tracção

Armadura que compõe as ancoragens deverá ter capacidade superior à carga teórica actuante por ancoragem com factor de segurança de 1.2. Com base nesta verificação e sendo a ancoragem composta por cordões de pré-esforço com 0.6” de diâmetro e com uma resistência conhecida, são definidos o número de cordões de cada ancoragem

Verificação da Segurança ao Estado Limite Último de Capacidade de Carga do Terreno

Uma ancoragem é composta por um comprimento livre e um comprimento de bolbo de selagem onde é efectuada a reacção por atrito à carga aplicada. O comprimento deste bolbo é calculado em função da carga aplicada e do terreno que envolve o bolbo.

Verificação da segurança das estacas

Estado Limite Último de Resistência de flexão e corte

Verificação do dimensionamento da estaca aos esforços transversais e de flexão actuantes.

Verificação do Estado Limite Último de Capacidade de Carga do Terreno

Estando a estaca sujeita a uma carga vertical resultante do peso próprio da cortina e da componente vertical das ancoragens, efectua-se o cálculo do comprimento de encastramento necessário abaixo da cota de fundação em função dos terrenos envolventes.

Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização

Nesta fase são calculados e analisados os assentamentos máximos da cortina de estacas e as suas deformações máximas verificando a sua compatibilidade com os níveis de exigência e funcionalidade exigidos para cada um dos casos. Como é facilmente compreensível e como exemplo, uma contenção junto a uma linha férrea possui níveis de exigência completamente distintos duma contenção para a execução de um parque de estacionamento numa zona sem confrontações ou com estruturas de pequeno porte afastadas da zona de escavação.

Verificação da segurança das vigas de betão armado

Verificação da segurança ao estado limite último de resistência à flexão e esforço transverso

Verificação do dimensionamento da viga aos esforços de flexão e transversos actuantes e consequente definição de armaduras mínimas.

Verificação da segurança ao estado limite último de resistência ao punçoamento

Verificação ao punçoamento das armaduras da viga na zona das ancoragens com definição de eventuais armaduras pontuais de reforço.

Verificação de segurança das escoras

Verificação da segurança ao Estado Limite Último de encurvadura por varejamento

Verificação do dimensionamento da escora à encurvadura.

3.4.3 Parede moldada

Tal como para uma cortina de estacas, numa parede moldada o elemento vertical, para além de apresentar a função de suporte das cargas verticais da contenção, terá que garantir a pré-contenção do terreno antes da escavação. Em muitos casos deverá travar ou unir as potenciais superfícies de escorregamento que possam existir ou desenvolver-se até à cota final de escavação ou mesmo abaixo desta, a profundidades que ponham em risco a estabilidade global da parede de contenção.

Quando se prevê a intercepção de nível freático durante a escavação, a solução de parede moldada é a mais utilizada dado que garante a estanquidade da parede de contenção. No fundo trata-se da execução antes de qualquer escavação de uma cortina em betão armado com espessuras habitualmente compreendidas entre 0.40 a 1.5m. É habitual o prolongamento desta parede até profundidades de terreno competente e de fraca permeabilidade de forma a controlar a afluência de água com elevadas pressões pelo fundo da escavação.

O encastramento da parede moldada em terrenos competentes e de fraca permeabilidade permitirá que um eventual caudal de água afluyente ao recinto de

escavação durante a fase construtiva seja mínimo e possa ser controlado através de dispositivos de bombagem adequados.

O facto de se criar um efeito de ensecadeira através das paredes moldadas tem como objectivo também permitir, em termos de solução definitiva, a execução na última cave da laje drenada, com o reencaminhamento da água afluyente através da fundação para o sistema de drenagem, o qual servirá também de recolha de eventuais águas de infiltração que passem através das próprias paredes de contenção.

Em geral, uma solução de parede moldada encontra-se associada a uma laje de fundo na fundação do edifício.

A parede moldada é executada de forma faseada através de painéis de betão armado com 2.5 a 5.0m de largura através da abertura de valas com baldes de maxilas desde a cota do terreno até à cota final do painel. Em geral esta tecnologia está associada a terrenos com fraca coesão e por isso são utilizadas suspensões bentoníticas para a estabilidade provisória das paredes laterais das valas. A betonagem é realizada após a colocação das armaduras, pela técnica do betão submerso, substituindo progressivamente a suspensão bentonítica.

3.4.3.1 Faseamento Construtivo

O faseamento construtivo habitualmente utilizado na execução de uma parede moldada é o descrito em seguida:

1. Preparação de plataformas de trabalho e identificação das confrontações e possíveis instalações enterradas existentes nos arruamentos confinantes.
2. Execução de muros guia em betão armado, à cota da plataforma de trabalho, com afastamento compatível com a espessura e tolerância de execução da parede. Os muros guia, que vão garantir a verticalidade e correcto posicionamento de cada painel, deverão ser, sempre que possível, betonados contra o terreno.
3. Execução da parede moldada através da escavação por painéis até à cota de fundação dos mesmos, com equipamento adequado, preenchendo-se a vala escavada com lamas bentoníticas de características apropriadas aos terrenos em questão e à profundidade de escavação. O recurso a lamas assegura a

estabilidade das paredes da vala. Após a escavação procede-se à colocação, em cada extremidade da vala de tubos junta, os quais delimitam a largura do painel escavado. Em seguida procede-se à colocação da gaiola de armadura no interior da vala, de forma compatível com o posicionamento e tolerâncias previstas no projecto. A gaiola de armadura é previamente fabricada no estaleiro. Em seguida procede-se à execução da betonagem de baixo para cima, com recurso a tubos "tremie", com comprimento compatível com a realização da betonagem a partir do fundo da vala. Durante o processo de betonagem, pelo facto de o betão possuir densidade superior à das lamas bentoníticas, estas são expulsas para a superfície, onde são recolhidas e recicladas de forma a poderem vir a ser reutilizadas. Finda a betonagem e durante o processo de presa do betão, procede-se à extracção dos tubos junta. A continuidade entre os vários painéis é assegurada pelas referidas juntas.

4. Saneamento ou demolição de muro guia por forma a sanear o betão “podre” e permitir executar o empalme ou ligação das armaduras da parede moldada com as armaduras da viga de coroamento.
5. Execução de viga de coroamento (por vezes a própria viga de coroamento é ancorada ao terreno).
6. Execução da escavação geral de cima para baixo de forma faseada e em simultâneo com o passo seguinte.
7. Execução de vigas de distribuição em betão armado, ancoragens e escoramentos de canto.
8. Execução das fundações e lajes e estrutura enterrada de edifício.
9. Desactivação das ancoragens provisórias e remoção dos escoramentos de canto.
10. Execução de parede de alvenaria de tijolo para acabamento final de contenção.

3.4.3.2 Dimensionamento

Conforme descrito anteriormente, existe um conjunto de cenários de rotura normalmente associados a uma entivação que deverão ser alvo de verificação pelo técnico da especialidade.

Para esse efeito são efectuadas simulações do comportamento da contenção para determinados perfis de cálculo que sejam mais condicionantes e representativos da

extensão total da contenção calculando as suas deformações máximas em *softwares* próprios desenvolvidos para este efeito. A partir destes modelos é possível simular o faseamento construtivo da escavação e aplicação dos elementos de travamento, verificando-se quais as deformações e os esforços previstos para a contenção. Os *softwares* mais utilizados são os já referidos em 3.4.1.2.

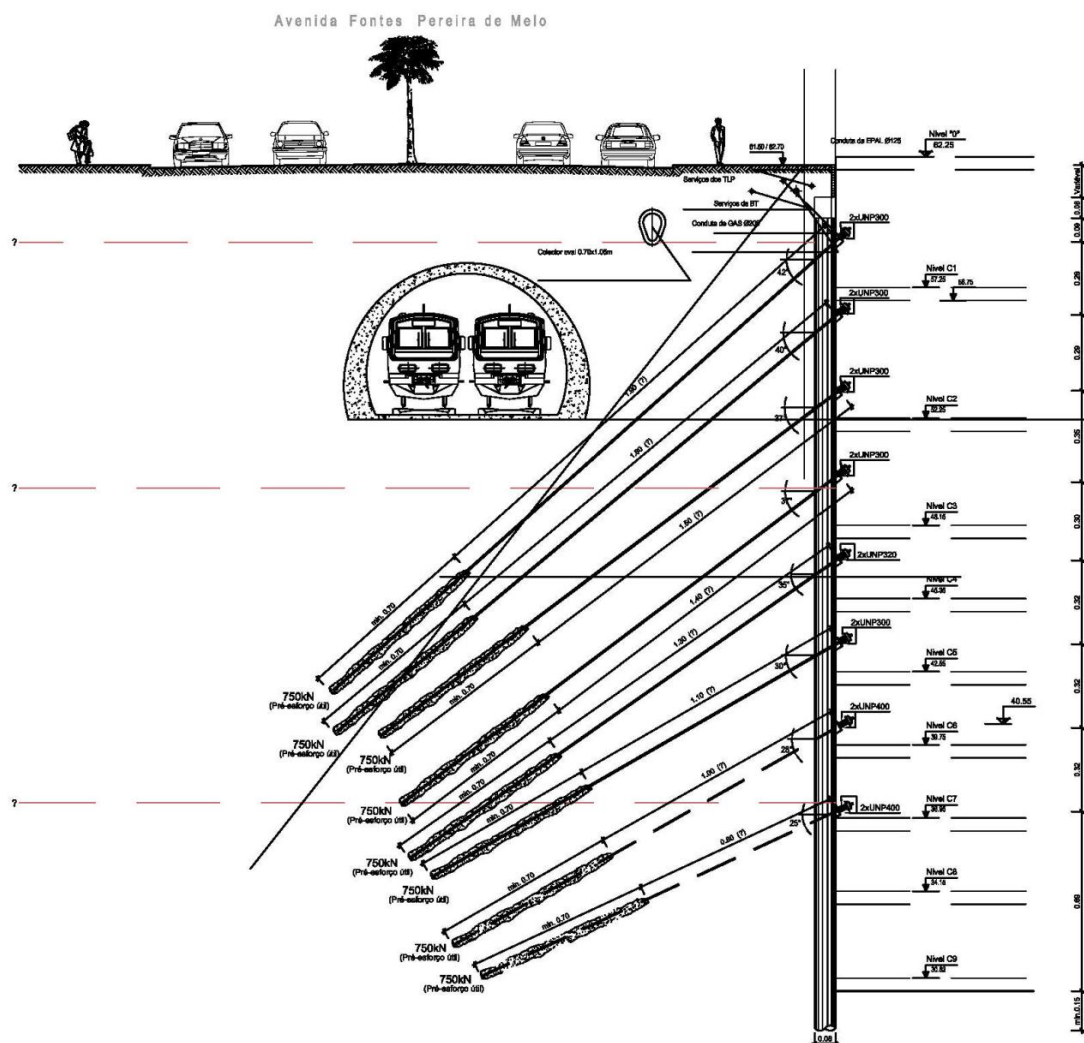


Figura 3.4 - Projecto de parede moldada (cortesia Geofix)

Após os cálculos dos impulsos actuantes na parede moldada (Figura 3.20) é necessário efectuar adicionalmente as seguintes verificações:

Verificação da segurança das ancoragens

Verificação da Segurança ao Estado Limite Último de Resistência à Tracção

Armadura que compõe as ancoragens deverá ter capacidade superior à carga teórica actuante por ancoragem com factor de segurança de 1.2. Com base nesta verificação e sendo a ancoragem composta por cordões de pré-esforço com 0.6" de diâmetro e com uma resistência conhecida, são definidos o número de cordões de cada ancoragem.

Verificação da Segurança ao Estado Limite Último de Capacidade de Carga do Terreno

Uma ancoragem é composta por um comprimento livre e um comprimento de bolbo de selagem onde é efectuada a reacção por atrito à carga aplicada. O comprimento deste bolbo é calculado em função da carga aplicada e do terreno que envolve o bolbo.

Verificação da segurança da parede moldada

Estado Limite Último de Resistência de flexão e corte

Verificação do dimensionamento da parede moldada aos esforços transversais e de flexão actuantes.

Verificação do Estado Limite Último de Capacidade de Carga do Terreno

Estando a estaca sujeita a uma carga vertical resultante do peso próprio da parede e da componente vertical das ancoragens, efectua-se o cálculo do comprimento de encastramento necessário abaixo da cota de fundação em função dos terrenos envolventes.

Verificação da segurança ao estado limite último de resistência ao punçoamento

Verificação ao punçoamento das armaduras da parede moldada na zona das ancoragens com definição de eventuais armaduras pontuais de reforço.

Verificação da Segurança ao Estado Limite de Utilização

Nesta fase são calculados e analisados os assentamentos máximos da parede moldada e as suas deformações máximas verificando a sua compatibilidade com os níveis de exigência e funcionalidade exigidos para cada um dos casos.

Verificação de segurança das escoras

Verificação da segurança ao Estado Limite Último de encurvadura por varejamento

Verificação do dimensionamento da escora à encurvadura.

4. INSTRUMENTAÇÃO

Sem prejuízo de uma campanha de prospecção prévia que indique com rigor os terrenos previstos interceptar, de um levantamento rigoroso de todas as estruturas contíguas à zona de escavação e da elaboração de um projecto de execução por um técnico especialista em geotecnia, qualquer obra de escavação carece em fase de execução de um controlo rigoroso e sistemático do comportamento da contenção e das estruturas vizinhas à obra.

Neste sentido compete ao projectista da contenção a definição dos mecanismos de controlo a instalar antes e durante a execução dos trabalhos assim como a periodicidade de leituras e os critérios ou intervalos de deformação admissíveis e limites de alerta e alarme bem como eventuais medidas a tomar em cada um dos casos.

Por aqui facilmente se depreende que a execução de um projecto geotécnico exige um acompanhamento atento à obra durante a sua execução e vai muito mais além do que a entrega de peças escritas e desenhadas antes do início dos trabalhos. Aliás é vulgar entre os especialistas da área a expressão de que em geotecnia "não existe projectos de execução".

Apesar de existirem variadíssimos mecanismos de controlo numa escavação, descrevem-se em seguida aqueles que são mais vulgarmente utilizados.

Alvos topográficos

Estes alvos (Figura 4.1) permitem controlar as deformações do ponto de instalação em cada um dos três eixos coordenados (X,Y e Z), permitindo aferir se existe translação, rotação ou assentamento das estruturas e são habitualmente aplicados em chapas fixas aos edifícios ou à estrutura de contenção através da aplicação de uma resina / cola.

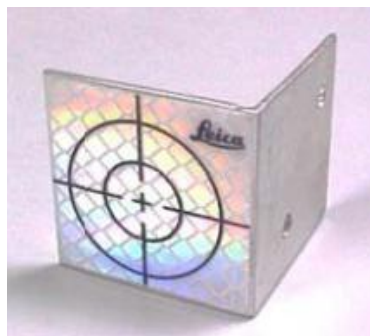


Figura 4.1 - Alvo topográfico (cortesia Geofix)

Os trabalhos de instrumentação topográfica são iniciados pela materialização de sistema de referência, externo à Obra, correntemente designado de “benchmarks” (alvos de referência) que serve de apoio a todas as leituras a realizar e teoricamente se mostram invariáveis ao longo do tempo de controlo.

As leituras são efectuadas por uma equipa de topografia recorrendo a uma estação total com um grau de precisão e fiabilidade compatível com a distância aos pontos de leitura.

Os resultados das leituras são depois tratados e apresentados graficamente.

Além dos alvos topográficos, existem mecanismos de controlo idênticos que complementam a informação destes – marcas e réguas topográficas – cuja leitura é efectuada da mesma forma.

Células de carga

As células de carga (Figura 4.2) são instrumentos que se instalam na cabeça das ancoragens e permitem monitorizar o comportamento das ancoragens durante a execução da obra ou após a sua conclusão.



Figura 4.2 - Aplicação de célula de carga hidráulica (cortesia Geofix)

Estas células poderão ser hidráulicas com manómetro de leitura directa (em KN) ou eléctricas, sendo instaladas após a execução do ensaio de recepção da ancoragem.

Inclinómetros

Os inclinómetros são instrumentos de medição de deformações horizontais de um furo vertical entubado com calha de plástico ou alumínio, com guias (Figura 4.3). O tipo de calha e respectivas uniões devem garantir a melhor transmissão possível dos

movimentos do terreno, isto é, as características de deformabilidade do conjunto calha / união devem ser idênticas às características de deformabilidade do terreno.

As leituras são executadas com recurso a um torpedo inclinométrico digital que passa no interior da calha. O torpedo contém transdutores sensíveis à gravidade e que medem a inclinação em relação à vertical. Os torpedos inclinométricos portáteis, permitem efectuar medições de deformação horizontal, geralmente, em duas direcções ortogonais (inclinómetros biaxiais). Poderão também ser instalados sistemas inclinométricos constituídos por um conjunto de torpedos que se encontram permanentemente instalados no interior da calha, estando preparados para leituras remotas que podem ser automatizadas.

As dimensões das calhas e uniões (caso aplicáveis) estão dependentes da dimensão das deformações expectáveis e precisão necessária ao projecto/obra.

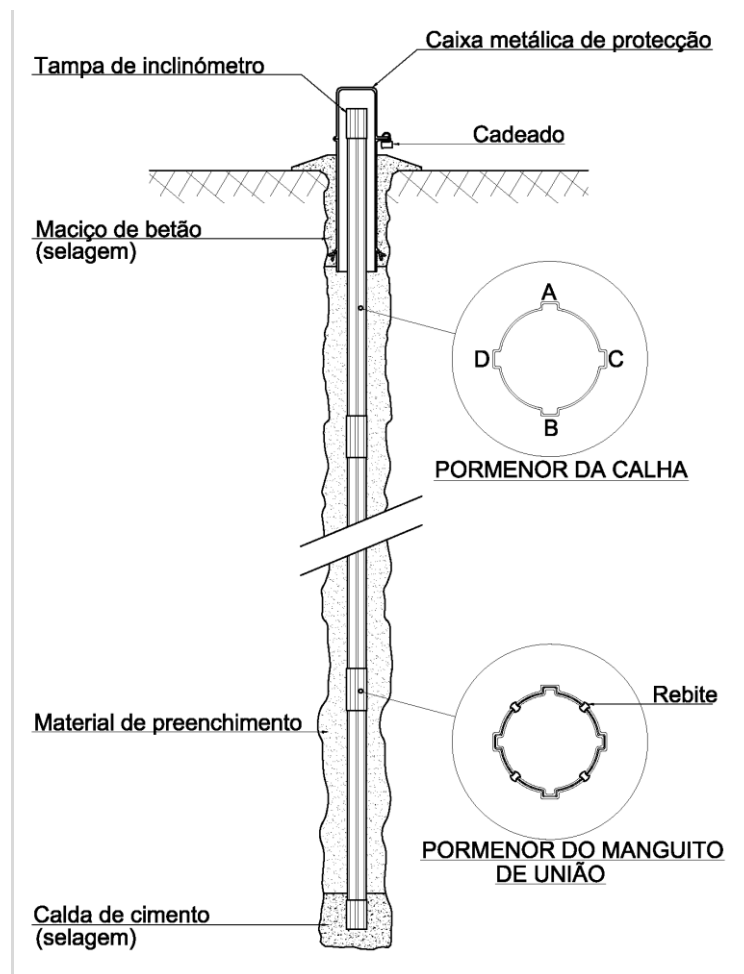


Figura 4.3 - Esquema de inclinómetro (cortesia Geofix)

Extensómetros

Estes instrumentos aplicam-se para medição da variação da distância entre dois ou mais pontos (extensómetros múltiplos ou multiponto) ao longo do eixo de um furo, para observação de deformações verticais. Os extensómetros (Figura 4.4) fornecem informações importantes com respeito à localização de zonas de rotura, separação de estratos, compressão ou descompressão de terrenos.

Existem dois tipos principais de extensómetros, os de leitura magnética e os de cabo ou varas.

Os extensómetros magnéticos são instalados em furos de sondagem e constituídos por "alvos" magnéticos (anéis magnéticos) que poderão ser de referência (Datum), tipo aranha ou tipo placa, que são colocados a profundidades específicas de controlo. Os alvos são colocados no exterior de um tubo de acesso para uma sonda magnética, tubo esse que poderá ser rígido e/ou telescópico, quando se prevê deformações elevadas. Neste tipo de extensómetros, a referência é feita ao alvo mais profundo colocado, teoricamente, em estratos estáveis.

Os extensómetros de cabos ou varas rígidas ou flexíveis, também instalados em furos de sondagem, são constituídos por ancoragens colocadas às profundidades solicitadas ao controlo, varas/cabo e uma cabeça de leitura equipada com o mesmo número de transdutores (de corda vibrante ou analógicos) que o número de ancoragens. Nestes extensómetros, a referência é feita à cabeça de leitura. Caso exista a possibilidade de ocorrência de movimentos nas cabeças dos extensómetros, torna-se necessário medi-los topograficamente.

Quando a localização de um ponto de medida é determinada em relação a um ponto fixo, os valores medidos correspondem a valores de deformação absolutos.

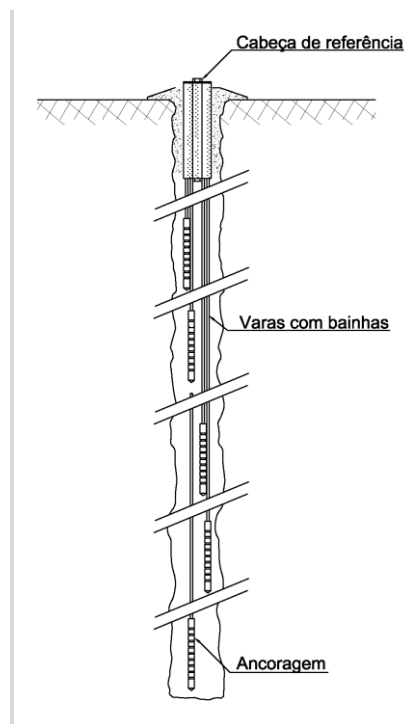


Figura 4.4 - Esquema de extensómetro (cortesia Geofix)

Piezómetros

Os piezómetros são elementos instalados no solo que permitem controlar a existência e evolução dos níveis de água durante a execução de uma escavação e após a sua conclusão.

No capítulo 2.5 foi apresentada uma descrição detalhada destes aparelhos de medição.

A informação recolhida nas campanhas de leitura é tratada em bases de dados estruturadas de forma sequencial e interactiva e deverá circular, com a máxima rapidez, entre as entidades envolvidas no projecto e na obra e ser do conhecimento atempado da Fiscalização.

O processamento dos dados inclui habitualmente a elaboração de quadros de leitura rápida e gráficos interpretativos (exemplos nas Figuras 4.5 e 4.6).

Em geral é preparada uma planta da obra com localização de todos os aparelhos instalados.

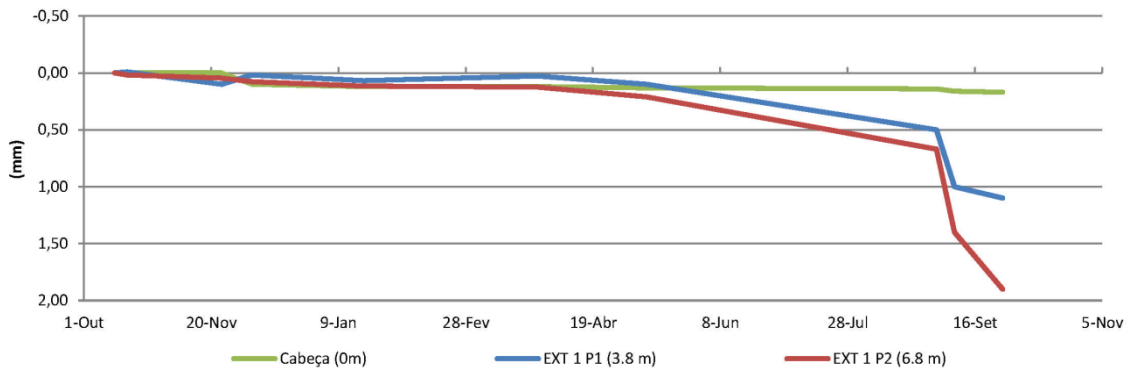


Figura 4.5- Gráfico de leitura de um extensómetro (cortesia Geofix)

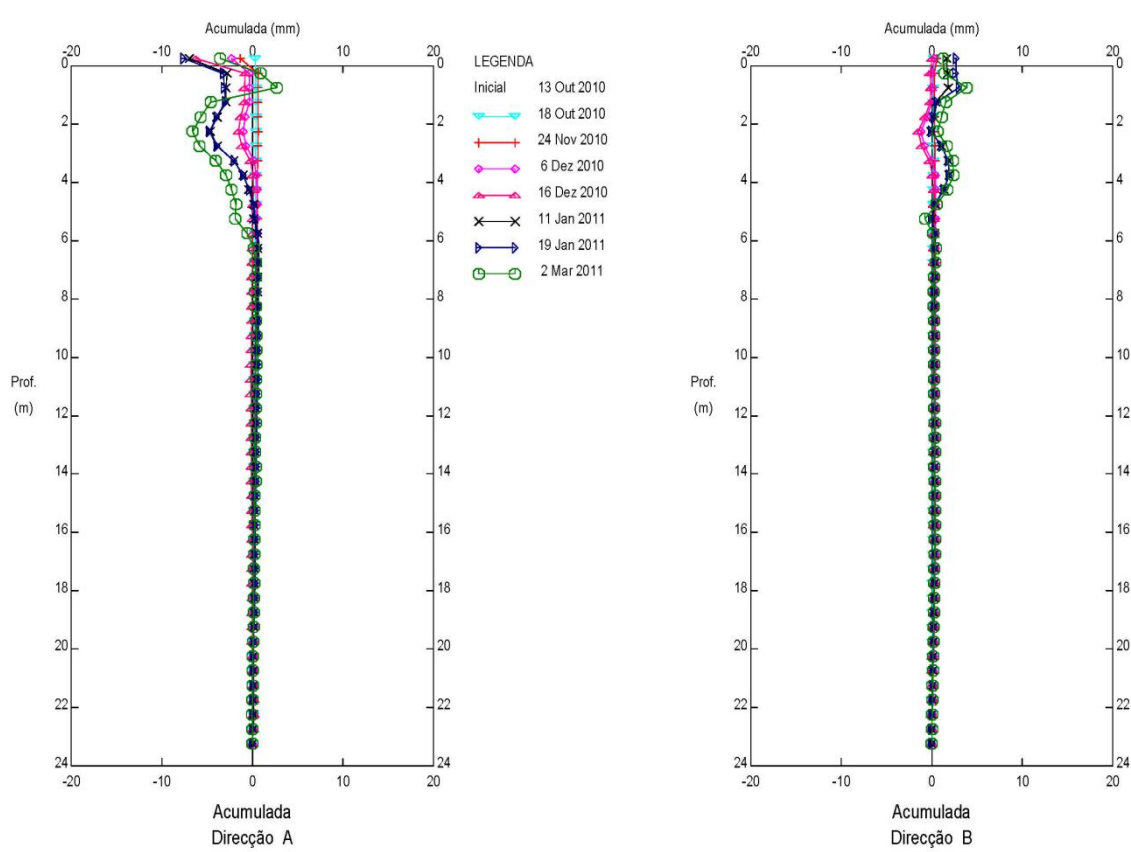


Figura 4.6 - Gráfico de leitura de um inclinómetro (cortesia Geofix)

PARTE II

RELATÓRIO DE ACOMPANHAMENTO DE OBRA “PALÁCIO CONDES DE MURÇA”

5. ENQUADRAMENTO DA OBRA

A obra acompanhada correspondeu à escavação e contenção periférica necessárias para a execução dos pisos enterrados previstos no empreendimento “Palácio Condes de Murça” em Santos, Lisboa.



Figura 5.1 - Planta de localização

O empreendimento é promoção da Artepura e o empreiteiro geral a quem foi adjudicado a sua construção é a construtora Concreto Plano. A subempreitada de geotecnia foi adjudicada à Geofix.

Antes do início dos trabalhos, o Dono de Obra previamente havia contratado a empresa Geoma para efectuar um estudo do solo que mais à frente se descreverá. Com base nesse estudo, o Dono de Obra entregou a execução do projecto de escavação e contenção periférica à AFA Consult que é também a projectista da estrutura do edifício.

No entanto e de acordo com as informações fornecidas, a Geofix associou-se à JetSJ e em conjunto estudaram uma solução variante de escavação e contenção que, sem pôr em causa as condições de segurança e mantendo a filosofia da solução estudada pela AFA Consult, permitisse uma optimização significativa no custo da obra de forma a satisfazer os melhores interesses do promotor.

5.1 Estudo prévio do solo

Ainda antes da elaboração dos projectos, o Dono de Obra havia contratado a Geoma para efectuar um estudo do terreno a interceptar na escavação dos pisos enterrados e fundação do edifício.

Foi assim efectuada uma campanha de prospecção exaustiva que compreendeu a execução de 10 sondagens ao terreno.

As sondagens foram executadas através de um equipamento de furação que recolheu amostras / tarolos contínuos do terreno em toda a altura de escavação e abaixo da cota de fundação do edifício. Estas amostras foram posteriormente dispostas em caixas e foram analisadas e classificadas no que diz respeito à sua composição e características geomecânicas.



Figura 5.1 - Caixa com amostras do terreno (cortesia Geofix)

Após análise das amostras recolhidas, um Geólogo efectuou a classificação dos solos dentro dos parâmetros e designações padrão definidas nas normas da especialidade. Além da recolha contínua de amostra, foram sequencialmente efectuados ensaios para aferição da resistência do solo. Aos resultados obtidos são associadas resistências ao solo com base em gráficos / tabelas de correlação existentes na bibliografia da especialidade.

Os resultados obtidos na sondagem, nos ensaios SPT e na classificação dos solos foram representados graficamente, conforme apresentado em seguida.

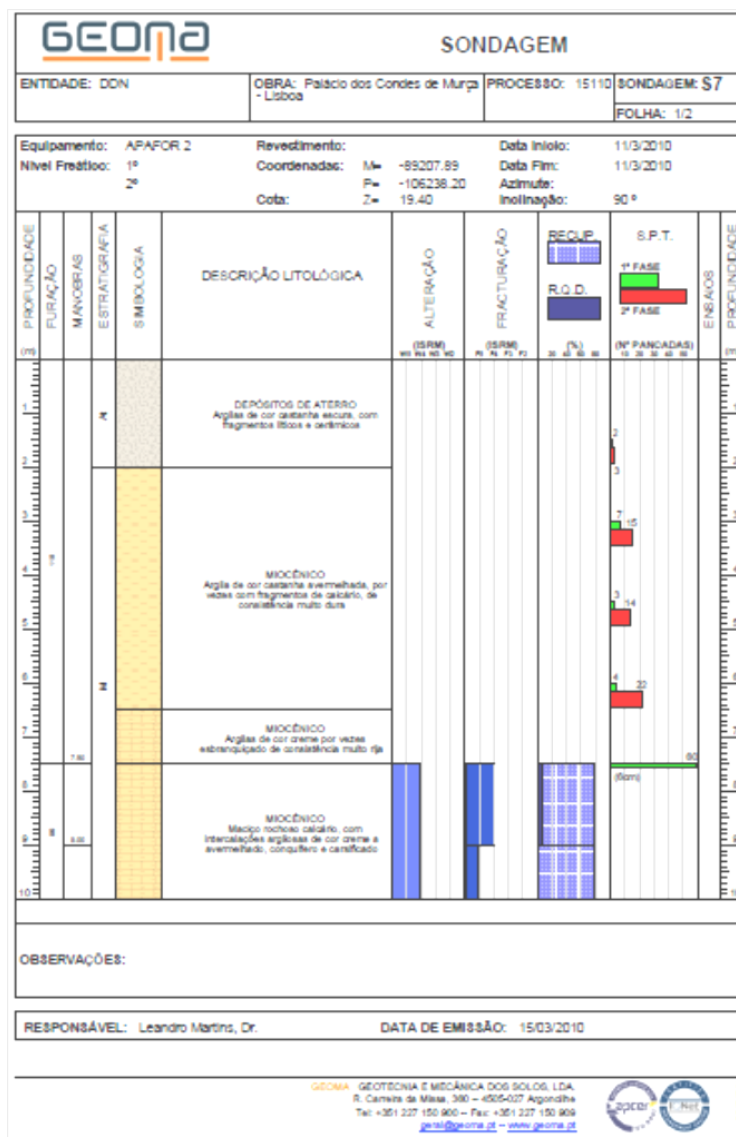


Figura 5.1 - Resultados da sondagem

Pelas sondagens efectuadas foram assim identificadas três principais (unidades de terreno) tipos litológicos:

- Aterros - camada superficial presente em toda a obra com alturas variadas
- Argilas (denominadas em relatório por Miocénico 1) – camada subjacente aos aterros composta por argila vermelha existente até aos 6 a 10 metros de profundidade
- Calcários (denominados em relatório por Miocénico 2) – Rocha calcária branca compacta existente abaixo da camada de argila

Nas sondagens efectuadas não foi detectada a presença de quaisquer níveis de água. A análise previa do solo revestiu-se de extrema importância dado que permitiu ao Dono de Obra e projectistas desde logo terem a percepção de:

1. Não é previsível a presença de água nas caves previstas executar
2. O edifício a construir ficará assente no maciço calcário
3. Os terrenos a escavar apresentam uma constituição nos primeiros metros (aterros e argila) que obrigam à utilização de sistemas de contenção especiais
4. Os edifícios à volta encontrar-se-ão fundados na camada inicial de aterros ou subjacente de argilas

5.2 Condições de vizinhança e cuidados prévios

5.2.1 Antes da obra

A área de intervenção enquadra-se numa zona urbana e por isso delimitada por arruamentos e estruturas vizinhas.

Assume por isso especial importância nestas situações, além da definição cuidadosa da solução de contenção a adoptar, um prévio levantamento rigoroso das estruturas circundantes nomeadamente no que diz respeito a cotas de fundação e estado de conservação.

Nesse sentido foram efectuados poços de prospecção (Figura 5.4) junto a estas estruturas antes do início dos trabalhos.



Figura 5.2 - Poço de prospecção

Foi também efectuado um levantamento rigoroso dos serviços afectados ao longo da Rua de São João da Mata com base em poços de prospecção manuais e a sua confrontação com as plantas de cadastro solicitadas às entidades públicas que gerem cada um dos serviços levantados.

Além disso, foram previamente efectuadas vistorias aos edifícios e estruturas vizinhas que se localizassem no exterior do perímetro da obra mas com possibilidade de virem a ser afectadas pela escavação a realizar.

Nestas vistorias foi efectuado um registo fotográfico exaustivo das estruturas e cada um dos edifícios foi alvo de um relatório final contendo a descrição das inspecções realizadas e a reportagem fotográfica feita.

Com esse objectivo, o Promotor primeiro e depois o empreiteiro Concreto Plano contratou a Spybuilding para a realização destas vistorias.

A título de exemplo, mostra-se como foram efectuados alguns registos (Figura 5.5) e que constam no relatório final de um dos edifícios.



Figura 5.2 - Régua de fissuras

Os relatórios emitidos foram por fim assinados notarialmente pelo Dono de Obra e pelo(s) proprietário(s) do edifício. Foram emitidos 3 exemplares, ficando um depositado no Notário e os restantes na posse do Dono de Obra e Proprietário.

Em complemento e procedimento obrigatório antes da saída de qualquer licença de construção, foi necessário que o Dono de Obra ou o Empreiteiro procedessem à contratação de um seguro de obra que cobrisse os danos que se pudessem vir a verificar nas estruturas circundantes à obra.

Foi por isso também exigência da companhia de seguros ter acesso às vistorias mencionadas a fim de juntamente com o tipo de escavação e contenção a efectuar aferir o risco associado da intervenção e calcular o valor do prémio a cobrar.

Por outro lado, as vistorias servem também para, após a conclusão dos trabalhos, avaliar os danos efectivamente resultantes da obra e que recaem na responsabilidade do Dono de Obra ou Empreiteiro.

Estes danos, em regra, e desde que não ponham em risco a boa utilização das estruturas, são apenas reparados no final dos trabalhos.

Como é natural, quer no projecto quer na execução da obra, foram tomadas todas as diligências no sentido de minimizar a existência de quaisquer perturbações nas estruturas circundantes à obra.

No entanto, importa referir que em qualquer obra deste tipo, em que são utilizados equipamentos de alguma envergadura e onde existe uma incerteza geotécnica associada, é muito difícil mitigar por completo as perturbações na vizinhança. O objectivo fundamental é que estas sejam mínimas e não ponham em risco a integridade das estruturas.

Em muitos casos, revelam-se necessários ajustes no projecto e processo construtivo de forma a garantir a manutenção das condições de segurança. Isto aconteceu nesta obra, conforme veremos mais à frente.

5.2.2 Durante a obra

Face ao descrito em 5.2.1, assume especial importância durante a execução dos trabalhos o controlo rigoroso e sistemático das estruturas vizinhas à obra.

Este plano foi definido pelo projectista JetSJ, não só no que respeito aos aparelhos a instalar mas também no que diz respeito à periodicidade de leituras e critérios de alerta e alarme, bem como eventuais medidas a tomar nesses casos.

Para acompanhamento das estruturas existentes foram instalados diversos mecanismos de controlo, no interior e proximidades da obra, pela Geofix, que através de leituras com periodicidade variável de semanal a diária, neste último caso numa altura em que se verificaram alguns deslocamentos tendenciais e preocupantes tendenciais, permitiram o acompanhamento da evolução da deformação das estruturas de contenção e edifícios contíguos.

No essencial, foram instalados alvos topográficos nas empenas dos edifícios vizinhos que confrontavam com a obra e na própria parede de contenção em betão armado que foi sendo executada de cima para baixo. Estes alvos foram aplicados em chapas fixas aos edifícios ou à estrutura de contenção através da aplicação de uma resina epóxi. No total foram instalados 43 alvos conforme planta que se apresenta na Figura 5.6.

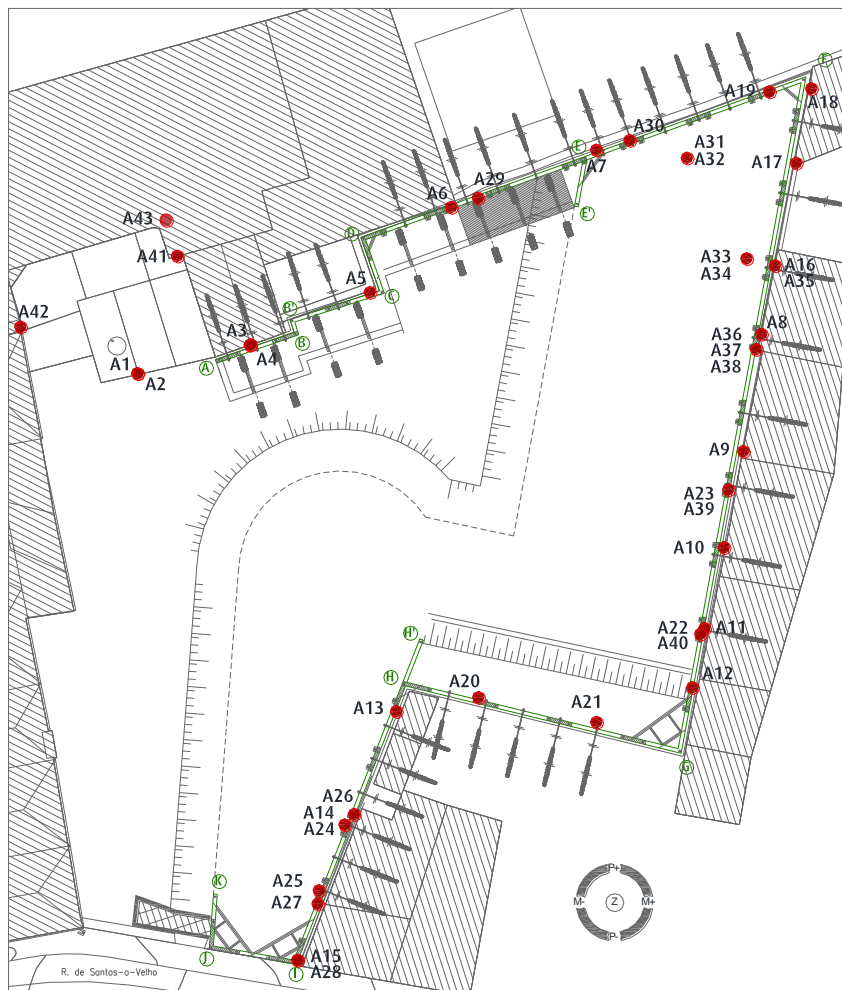


Figura 5.2 - Alvos topográficos colocados na obra

Estes alvos permitem controlar as deformações do ponto de instalação em cada um dos três eixos coordenados (X,Y e Z) permitindo aferir se existe translação, rotação ou assentamento das estruturas.

Os trabalhos de instrumentação topográfica foram iniciados pela materialização de sistema de referência, externo à Obra, correntemente designado de "benchmarks" (alvos de referência), o qual serviu de apoio a todas as leituras a realizar e teoricamente se mostraria invariável ao longo do tempo de controlo.

As leituras foram efectuadas por uma equipa de topografia recorrendo a uma estação total com um grau de precisão e fiabilidade que fosse compatível com a distância aos pontos de leitura.

Os resultados das leituras são depois tratados graficamente e representados conforme gráfico abaixo.

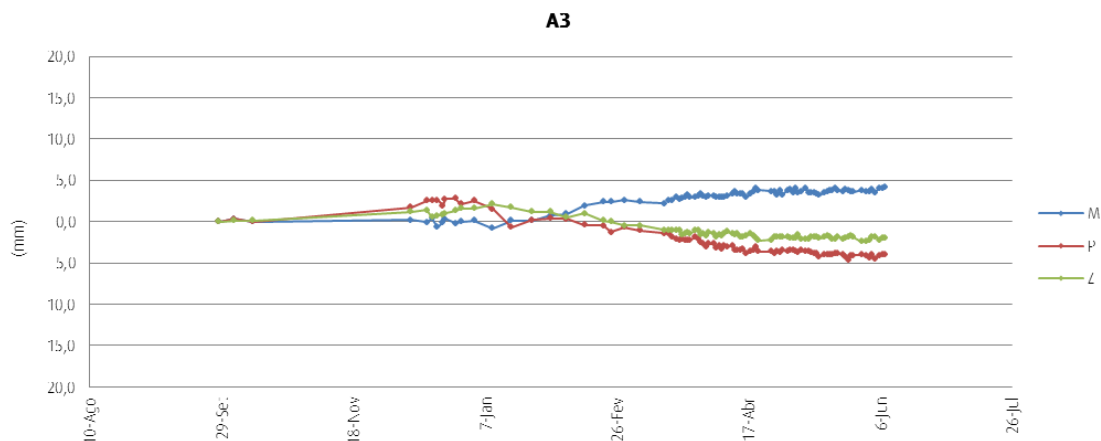


Figura 5.2 - Gráfico com os resultados das leituras de um alvo

Adicionalmente, foram instaladas células de carga nas ancoragens ao terreno, executadas para suporte horizontal da parede de contenção. Mais à frente será abordada a função destas ancoragens mas as células de carga instaladas na sua cabeça permitiriam controlar o seu comportamento.



Figura 5.2 - Célula de carga em ancoragem

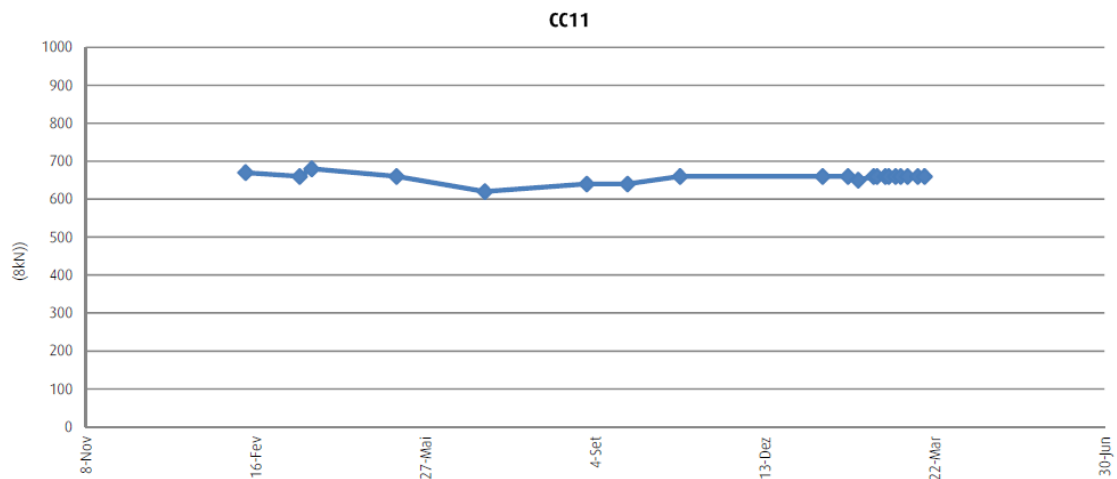


Figura 5.2 - Gráfico de leitura de uma célula de carga (cortesia Geofix)

Após o início dos trabalhos e por recomendação da Câmara de Lisboa, foram instalados sismógrafos para medição dos níveis de vibração resultantes da escavação no maciço calcário com recurso a martelo hidráulico acoplado na escavadora giratória.

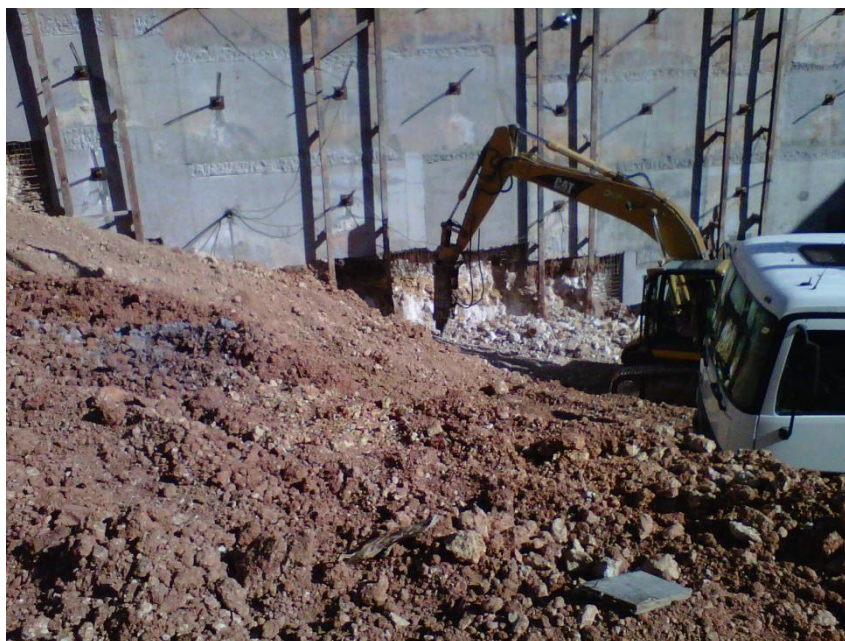


Figura 5.2 - Escavadora giratória com martelo hidráulico

Foram efectuadas leituras periódicas a fim de verificar que os índices de vibração não ultrapassavam o valor limite definido pela norma existente.

Os resultados das leituras foram sendo representados conforme gráfico abaixo.

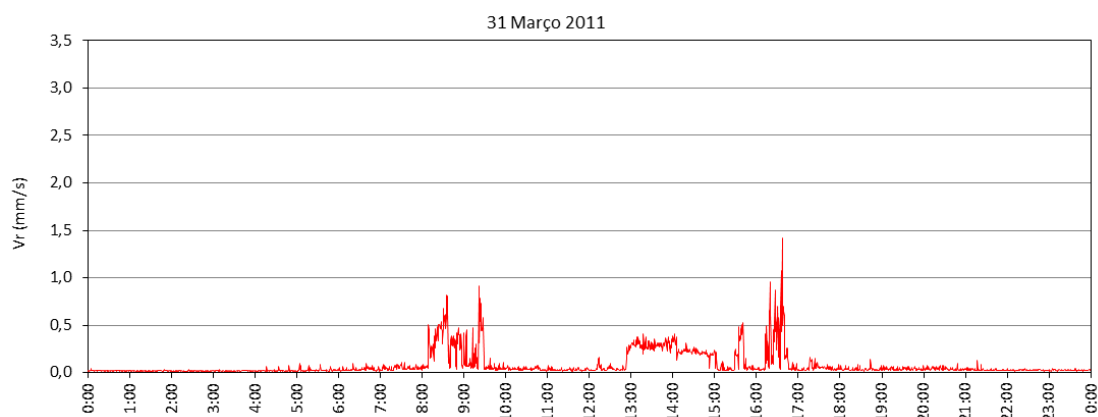


Figura 5.2 - Gráfico com o índice de vibração

No caso particular desta obra e face à existência contígua à obra de uma Igreja, um Infantário e o edifício da Embaixada da Bélgica que, devido à sua constituição e idade, apresentavam já alguns problemas, foram adicionalmente instalados aparelhos de controlo das fissuras existentes a fim de avaliar eventuais progressos alarmantes que se pudessem verificar e medidas de resposta necessárias adoptar.

Com esse objectivo, foram instalados pela Spybuilding diversos Fissurómetros / Gauges para controlo milimétrico da evolução das fissuras.

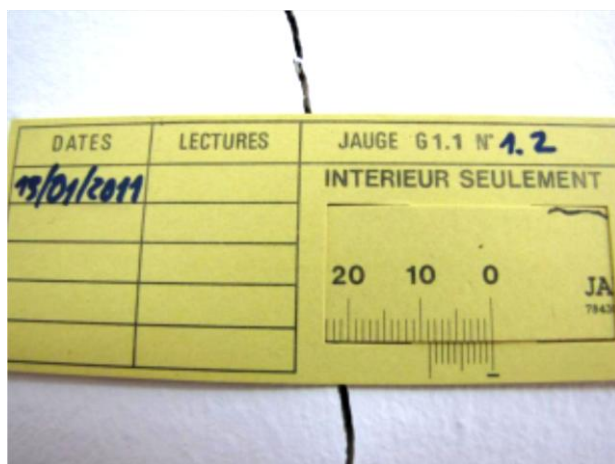


Figura 5.2 - Fissurómetro

As leituras efectuadas no conjunto de aparelhos anteriormente descrito foram objecto de um relatório final contendo os dados actualizados o qual foi enviado ao projectista a fim deste avaliar eventuais medidas necessárias adoptar ou ajustes no processo construtivo.

Por sua vez, o projectista da contenção periodicamente emitia um relatório síntese da instrumentação instalada que enviava ao departamento de geologia da Câmara de Lisboa.

A circulação de informação por todos os intervenientes ligados directa ou indirectamente à obra fez com que em qualquer momento todos tivessem conhecimento do andamento dos trabalhos e da sua influência ao redor da zona de intervenção.

6. EXECUÇÃO DA CONTENÇÃO

6.1 Descrição geral

Para a escavação das 2 a 4 caves enterradas, face aos terrenos presentes na zona de intervenção e às estruturas existentes imediatamente junto ao paramento de escavação, facilmente se depreende que uma escavação tradicional simples colocaria em risco a integridade dessas estruturas.

Isto obriga a que a parede de contenção seja executada de cima para baixo e não tradicionalmente de baixo para cima.

Foi exactamente este o método adoptado – execução faseada e por painéis alternados da parede de contenção em betão armado de cima para baixo.

À medida que esta parede vai sendo executada instalam-se nela forças verticais (resultantes do seu peso próprio) e forças horizontais (resultantes da acção dos impulsos do terreno na parede).

Por isso, se a parede fosse executada por si só de cima para baixo sem mais nenhuns elementos, ela forçosamente acabaria por assentar e sofrer movimento para o interior da obra pondo em risco de imediato as estruturas vizinhas.

Assim, para o suporte das forças verticais foram executados, ainda antes da execução da parede, perfis verticais metálicos HEB afastados entre si de cerca de 3.0 metros, que ficaram embebidos ou ligados à futura parede e que foram selados / encastrados com calda de cimento abaixo da cota de fundação.



Figura 6.1 - Colocação de perfis metálicos verticais HEB

Para o suporte das forças horizontais foram executadas ancoragens provisórias ao terreno que são seladas no sub-solo das estruturas vizinhas e que são tensionadas ou apertadas na sua cabeça contra a parede de contenção a fim de impor a esta uma carga contrária a que está ou estará sujeita pela acção dos solos e sobrecargas vizinhas. Estas ancoragens encontravam-se afastadas entre si de cerca de 3.0 metros quer em planimetria quer em altimetria.



Figura 6.2 - Ancoragens provisórias

Em alguns dos cantos da contenção foram, por questões económicas, adoptados escoramentos de canto em perfil HEB em substituição das ancoragens (escora é mais económica que ancoragem).

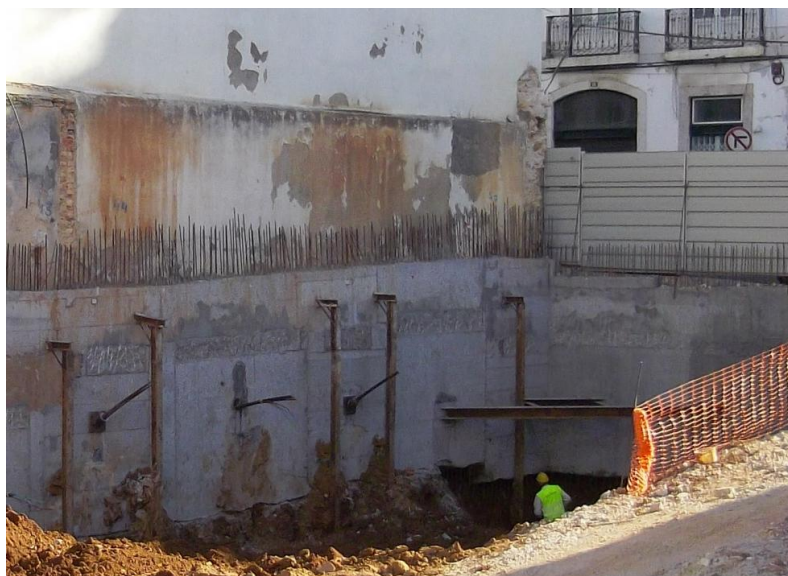


Figura 6.3 - Escoramentos de canto

Face ao afastamento dos perfis e ancoragens e ao faseamento construtivo acima descrito, facilmente se depreende que os painéis da parede executados de forma alternada apresentam uma dimensão aproximada de 3.0 x 3.0 metros. A sua espessura neste caso foi de 0.3 metros.

Após a execução dos perfis verticais e com o objectivo de uniformizar o comportamento global da contenção, a construção da parede inicia-se pela execução de uma viga de coroamento a ligar todos os perfis verticais.



Figura 6.4 - Viga de coroamento

No final da parede de contenção é executada a sapata de fundação periférica.



Figura 6.5 - Sapata de fundação

O projecto de contenção elaborado pela Geofix / JetSJ continha a definição pormenorizada de todos elementos acima descritos, nomeadamente:

- Pormenores de betão armado incluindo definição geométrica, materiais e armaduras (viga, parede, sapata)
- Definição de perfis verticais HEB (tipo, comprimentos e implantação)
- Definição de ancoragens ao terreno (tipo, comprimentos, carga a aplicar e implantação)
- Definição de escoras de canto (tipo, comprimentos, implantação e sistema de ligação à parede de contenção)

O sistema de contenção adoptado e acima descrito é denominado “Munike”.

6.2 Faseamento construtivo

Neste tipo de trabalhos assume especial importância o cumprimento escrupuloso do faseamento construtivo previsto em projecto sob pena de surgirem problemas graves nas estruturas circundantes à obra.

Na solução adoptada, a sequência de operações preconizada pelo projectista foi a descrita:

- a) Instalação de alvos topográficos e restantes aparelhos de leitura definidos no plano de instrumentação;
- b) Leitura de zero dos aparelhos de leitura;
- c) Desmatação e criação de plataformas de trabalho para circulação e posicionamento de equipamento de furação;
- d) Execução de perfis verticais HEB:
 - ✓ Implantação topográfica de eixo do furo;
 - ✓ Furação com diâmetro de 200 a 250mm sempre que possível no eixo da parede
 - ✓ Introdução de perfis HEB
 - ✓ Selagem com calda de cimento de perfis ao terreno abaixo da cota de fundação
- e) Execução de viga de coroamento em betão armado apoiada nos perfis HEB;
- f) Execução de cima para baixo e por níveis, dos painéis da parede de contenção em betão armado:
 - ✓ Painéis primários
 - Execução de painéis em betão armado;

- Escavação localizada com cerca de 3.0x3.0 metros;
- Colocação de armaduras previstas em projecto;
- Aplicação de cofragem;
- Betonagem de painel contra o terreno;
- Execução de ancoragem ao terreno:
 - Furação por meio de negativo / abertura existente no painel;
 - Introdução de cabos de ancoragem;
 - Selagem com calda de cimento;
 - Tensionamento após cura de calda de cimento (5 a 7 dias);
- ✓ Idem para painéis secundários e terciários (eventual);

g) Execução da sapata da parede de contenção;

No Anexo 1 apresenta-se uma representação esquemática do faseamento construtivo adoptado.

Além do cumprimento rigoroso do faseamento anteriormente descrito, existiram algumas recomendações adicionais preconizadas pelo projectista que se descreve em seguida:

- ✓ Os painéis foram todos betonados contra o terreno. O objectivo foi minimizar assim qualquer descompressão a tardoz da contenção;
- ✓ O intervalo entre cada escavação e betonagem de painel não deveria ser superior a 12 horas. O objectivo com esta medida é impedir que a demora entre a escavação e a betonagem não provoque a alteração do paramento do terreno e a sua queda pontual ou generalizada;

De referir que quer os perfis verticais quer as ancoragens / escoras possuem função provisória.

Em fase definitiva, a sapata de fundação da contenção assegura a transmissão das forças verticais e as lajes enterradas devidamente encastradas na parede de contenção asseguram o travamento horizontal.

Sendo assim, após a conclusão da estrutura enterrada, as ancoragens foram desactivadas (remoção da sua cabeça ficando cabos perdidos no sub-solo vizinho) e foram removidos os escoramentos de canto e perfis verticais que eventualmente não tenham ficado embebidos na parede e se encontram visíveis (isto aconteceu porque o equipamento de furação não conseguiu em alguns casos e por limitações existentes no local efectuar a furação no eixo da parede).

6.3 Alterações do processo construtivo durante a execução dos trabalhos

Conforme mencionado pelo projectista na memória descritiva de projecto, a solução de contenção adoptada foi desenvolvida “a partir dos elementos base.... Neste contexto, conforme prática corrente em intervenções com o enquadramento da presente, todos os elementos de base e todos os pressupostos considerados deverão ser confirmados em fase de obra. Qualquer rectificação dos mesmos determinará a necessidade de averiguar as suas consequências ao nível da segurança das soluções propostas e, se justificável, proceder à sua revisão.”

Após a execução dos trabalhos verificou-se junto ao edifício da embaixada da Bélgica uma evolução significativa e preocupante nos resultados dos aparelhos de leitura instalados e a evolução das fissuras existentes e aparecimento de novas fissuras.

Os fenómenos detectados foram identificados como tendo tido origem nas seguintes situações:

- a) Presença de águas pluviais nos logradouros do edifício que ao infiltrarem-se no terreno provocavam a lavagem e arrastamento de materiais mais finos pelas frentes de escavação que foram efectuadas nessa zona para a construção dos primeiros painéis da contenção;
- b) Vibrações induzidas pela furação das ancoragens nessa zona. Estando o bolbo de selagem das ancoragens localizado no maciço calcário, a furação para instalação das ancoragens obrigava à utilização de ferramentas de corte com percussão (martelo de fundo de furo) accionadas de forma pneumática por meio de ar comprimido a pressões elevadas. Quer a percussão do martelo no calcário quer as pressões de ar elevadas induziram vibrações e aumento dos fenómenos de fissuração nas estruturas localizadas a tardo da parede.

O ocorrido obrigou inclusive à suspensão momentânea dos trabalhos nessa zona enquanto se analisavam os procedimentos a adoptar.

Perante o ocorrido e os fenómenos verificados, optou-se por alterar a solução de contenção nessa zona.

Inicialmente procedeu-se à canalização e recolha das águas de infiltração pluvial para o interior da obra (Figura 6.6).



Figura 6.6 - Recolha de águas de infiltração

Face ao efeito indesejado da furação das ancoragens ao terreno, concluiu-se que o travamento horizontal teria de passar por elementos que evitassem a furação do terreno.

Foi assim equacionada a execução de uma estrutura metálica que, pelo interior da obra e no canto em questão, assegurasse o travamento horizontal em fase provisória e até à execução das lajes enterradas.

Concluiu-se no entanto que a estrutura metálica e a posterior execução das lajes tornaria muito difícil as operações de escavação, aplicação de armadura e cofragem, em face do espaço exíguo que restava.

Foi então preconizada pelo projectista a execução de troços da laje definitiva de cima para baixo que assegurassem desde logo o travamento da contenção, continuando esta a ser executada por painéis e por níveis e também de cima para baixo.

Tendo em conta a extensão da zona em causa e dos troços de laje a executar, foi necessário, à semelhança do efectuado para a parede de contenção, proceder-se à execução de perfis metálicos verticais HEB para transmissão das forças verticais em fase provisória. Estes perfis foram posicionados de forma a poderem ser removidos após a execução de baixo para cima dos pilares localizados nas suas proximidades.

A escavação posterior decorreu sem que a instrumentação instalada revelasse resultados alarmantes, o que validou a eficácia da solução adoptada.

Naturalmente que uma solução deste tipo apresentou desvantagens que fizeram com que não fosse adoptada inicialmente.

A principal desvantagem teve a ver, desde logo, com o prazo de execução resultante do tempo de cura do betão das lajes e de espera até à remoção do escoramento da cofragem e posterior avanço dos trabalhos.



Figura 6.7 - Travamento por lajes

Com efeito, após a execução da betonagem e mesmo recorrendo a um betão aditivado que permitisse a obtenção de mais rápidas resistências, apenas foi possível remover os escoramentos da cofragem de cada laje passados 15 dias.

Por outro lado, esta solução acarretou diversos constrangimentos construtivos:

- Condicionamentos na escavação entre troços de laje obrigando à utilização de equipamentos mais ligeiros;
- Trabalhos adicionais nas ligações entre troços de laje e parede de contenção e posteriores pilares da estrutura.

Na Figura 6.8 apresenta-se o aspecto final nesta zona.



Figura 6.8 - Aspecto final da zona

7. CONCLUSÃO

O objectivo deste trabalho foi o de aliar a componente prática, com acompanhamento de obra, à vertente teórica, obtida na parte lectiva e complementada com pesquisa bibliográfica.

Sendo certo que, do ponto de vista teórico, todas as soluções já tinham sido abordadas, o acompanhamento de uma obra permite tomar consciência de problemas e de novas situações não consideradas previamente em projecto.

A realização deste trabalho permitiu constatar que, neste tipo de intervenções, a solução inicialmente prevista em projecto pode carecer de alteração. Por contingências que ocorrem durante a obra pode existir a necessidade de melhor adequação de meios e de intervenção técnica, implementando as alterações mais convenientes. Por vezes, como foi o caso ocorrido nesta obra, a solução final implementada foi mais dispendiosa, tendo tardado bastante mais tempo do que inicialmente estava previsto.

As escavações de terrenos e as correspondentes contenções são processos dinâmicos, com acompanhamentos sistemáticos e com possíveis variações de soluções em função dos elementos que se recolhem durante o período de obra.

Neste tipo de intervenções é de realçar a importância do estado do tempo, quer para o avanço da obra, quer para as dificuldades que ocorrem quando qualquer intempérie surge. No decurso da obra foi também possível presenciar alguns problemas que surgem com as zonas envolventes.

Nesta obra houve cuidados acrescidos na contenção junto à estrada, principalmente devido ao grande volume de tráfego na zona.

A contenção na zona do portão de acesso à obra obrigou à mudança do acesso para cerca de 12 metros a sul.

A escavação da zona a sul da entrada foi efectuada com recurso a talude, tendo a parede sido edificada de acordo com o método tradicional de construção em betão armado.

A zona onde se teve de alterar o processo construtivo previsto e onde os trabalhos estiveram suspensos configurou uma situação de urgência na rápida eliminação dos factores que originaram o problema. Foi necessária a mobilização rápida de meios por parte do empreiteiro de forma a minorar os efeitos do assentamento nos edifícios vizinhos. Foi necessário recorrer a terras de empréstimo para aterrar a zona afectada. Estas terras de empréstimo vieram de outra obra que a empresa estava a realizar em Paço de Arcos.

A Câmara Municipal de Lisboa foi notificada da ocorrência, tendo pedido para serem colocados mais deflectómetros. Em consequência do ocorrido a Câmara Municipal de Lisboa exigiu que se fizesse um acompanhamento da zona referida durante um período de cinco anos, acompanhamento esse que deveria ocorrer com leituras trimestrais.

Apesar do ocorrido e devido à forma do edifício foi possível libertar a zona onde ocorreu o referido problema para começar os trabalhos de super-estrutura.

A execução das lajes para travamento na zona afectada tornou-se bastante complexa e morosa, atendendo a que o trabalho foi realizado de cima para baixo. A cofragem foi colocada no terreno, o qual depois teve de ser retirado quando o betão obteve presa. Apesar de se terem utilizado aceleradores de presa no betão, a construção de cada laje demorou cerca de 21 dias. Como já suposto, veio a verificar-se ser um processo de grande complexidade técnica, não só na construção mas também na escavação, com recurso a escavação manual, a máquinas giratórias de pequena dimensão e a escavadoras tipo Bobcat.

Nesta obra foram postos em prática vários tipos de trabalhos geotécnicos, designadamente, utilizando micro-estacas, ancoragens, escoramentos, taludes e paredes Munique. A contenção tipo Munique foi efectuada com recurso a vários métodos construtivos, que, apesar de usuais foram interessantes pela variedade verificada num só local.

De realçar o aspecto da contenção tipo Munique ser de execução mais melindrosa quando feita junto a edifícios antigos, como foi o caso desta obra, em que alguns deles tinham uma construção pouco cuidada, designadamente pavilhões antigos de betão e alvenaria.

Devido ao elevado número de viaturas existentes nas grandes cidades, tem existido cada vez mais a necessidade de criação de lugares de estacionamento, designadamente de estacionamento subterrâneo. Em cidades como Lisboa é, desde há largos anos, obrigatória a construção de parqueamentos subterrâneos em todos os novos edifícios. Para a construção destes parqueamentos subterrâneos é usual o recurso a métodos de contenção tipo Munique, como foi o caso desta obra.

Pela experiência vivida em obra, consta-se a importância da existência de profissionais experientes, de forma a conseguirem ultrapassar situações imprevistas. Atendendo ao risco existente nestes trabalhos, todas as intervenções, desde as do profissional de engenharia até às do manobrador de equipamento, têm de ser bastante cuidadas, cumprindo com todas as normas de segurança.

Durante a obra existiu sempre um grande cuidado no cumprimento do projecto e na obtenção de todos os elementos necessários ao bom acompanhamento dos trabalhos.

Considera-se que os objectivos propostos foram alcançados, tendo proporcionado uma visão mais completa das particularidades de uma escavação num meio urbano.

Aconselha-se a quem pretenda fazer qualquer estudo nesta área que o complemento sempre com a parte prática. Certamente identificará muitas situações em que o inicialmente previsto em projecto não se vem a verificar no final da obra. O seu estudo sairá, certamente, valorizado.

A escavação profunda em meio urbano é, sem dúvida, um dos temas em que o acompanhamento sistemático da Engenharia é fundamental para a realização de um trabalho de acordo com as regras de bem construir.

BIBLIOGRAFIA

British Standards Institution, Londres, *BS 5930 "Code of Practice for Site Investigation"*, 1981

Price, D.J., *Engineering Geology - Principles and practice*, 2009

LNEC, Lisboa, "*Fundações Directas Correntes. Recomendações*", 1968

EC7 (1994). "*Projecto Geotécnico. Regras Gerais*". Eurocódigo 7 - Parte 1. *Pré-norma europeia, ENV 1997-1: 1995 PT*.

Comissão Europeia de Normalizações, Bruxelas.

Gonzalez de Vallejo, L.I., *Ingenieria Geológica*, Madrid, 2002

Matos Fernandes, M., *Mecânica dos Solos, Volume 2*, 2011

Projecto de Execução de Escavação e Contenção Periférica

Palácio Condes de Murça em Lisboa

JetSJ, Setembro de 2010

Relatórios de Leituras de Monitorização (Alvos topográficos)

Palácio Condes de Murça em Lisboa

Geofix

Relatórios de Leituras de Monitorização (Gauges)

Palácio Condes de Murça em Lisboa

Spybuilding

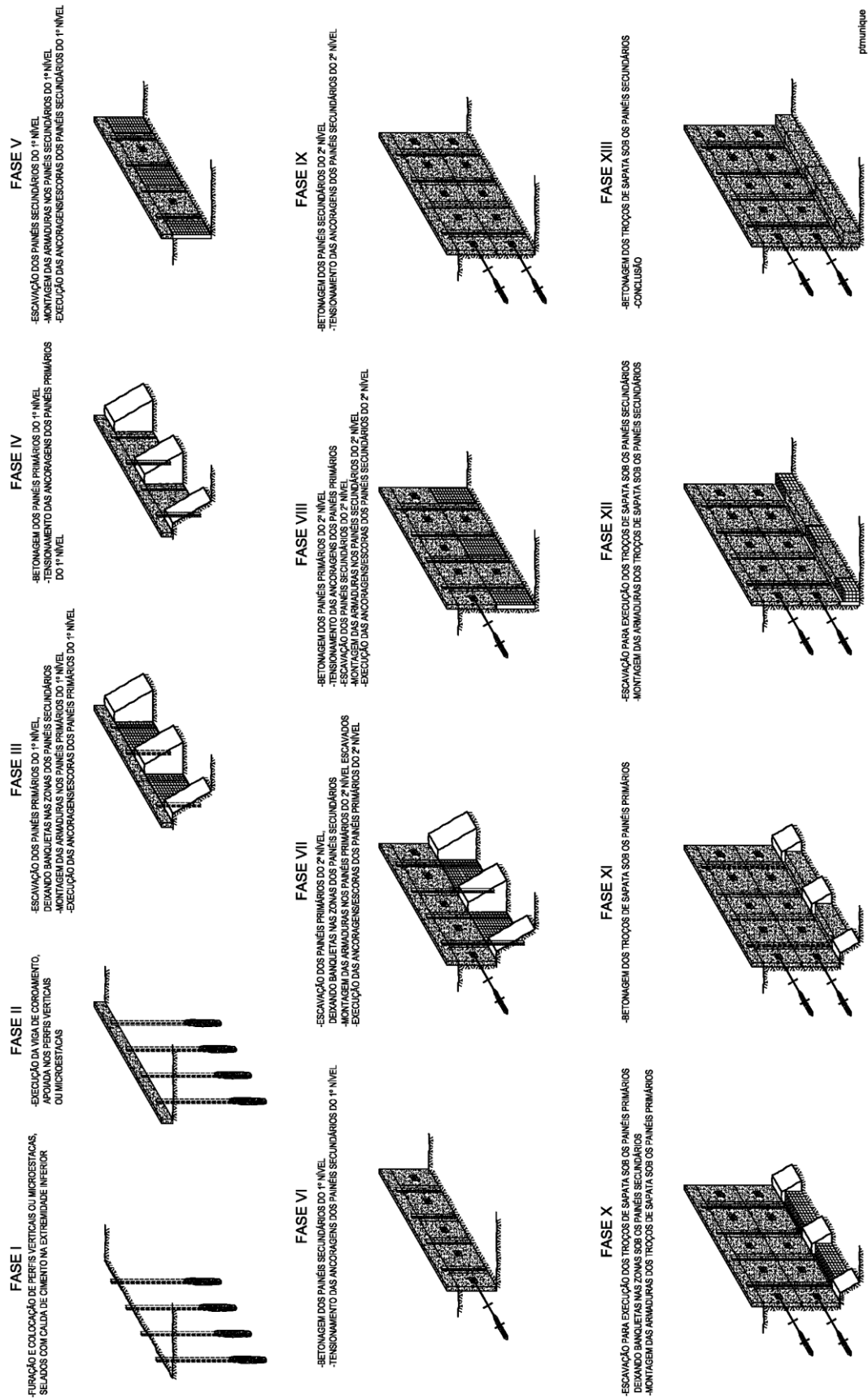
Relatórios de Leituras de Monitorização (Sismógrafos)

Palácio Condes de Murça em Lisboa

Geofix

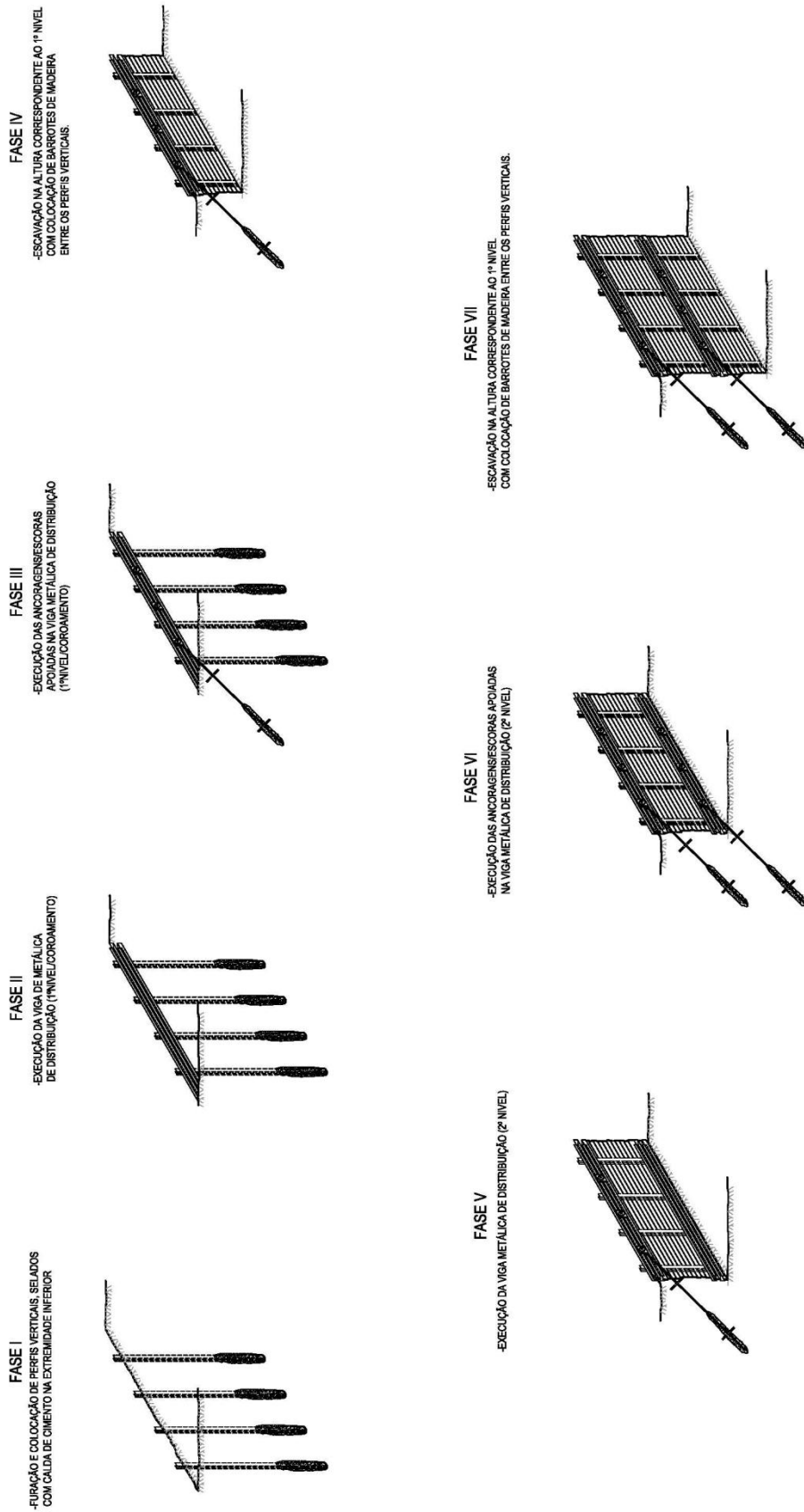
Brazão Farinha, J.S., Correia dos Reis, A., *Tabelas Técnicas*, 2000

Coelho, S., *Tecnologia de Fundações*, Edições E.P.G.E., Setembro 1996



Anexo 1 - Esquema de contenção tipo Munique (cortesia Geofix)

Trabalho Final de Mestrado
 “Escavações Profundas em Meios Urbanos”



Anexo 2 - Esquema de contenção tipo Berlim (cortesia Geofix)