



INSTITUTO SUPERIOR DE TRANSPORTES E COMUNICAÇÕES

**Processo construtivo na execução de contenção periférica provisória tipo
Munique**

Caso de estudo: Edifício Niassa Residence

Frederico Maximiano Chilengue

Projecto Final do Curso

Licenciatura em Engenharia Civil e de Transportes

Supervisor:

Eng.º Roberto Napualo

Departamento de Tecnologias de Construção

Maio de 2014



INSTITUTO SUPERIOR DE TRANSPORTES E COMUNICAÇÕES

**Processo construtivo na execução de contenção periférica provisória tipo
Munique**

Caso de estudo: Edifício Niassa Residence

Frederico Maximiano Chilengue

Projecto Final do Curso

Licenciatura em Engenharia Civil e de Transportes

Supervisor:

Eng.º Roberto Napualo

Departamento de Tecnologias de Construção

Maio de 2014



**Processo construtivo na execução de contenção periférica provisória tipo
Munique**

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	4
DEDICATÓRIA	5
DECLARAÇÃO DE HONRA	6
ÍNDICE DE TABELAS	7
ÍNDICE DE FIGURAS.....	9
LISTA DAS ABREVIATURAS UTILIZADAS	11
RESUMO	12
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	13
1.1 Justificação do tema	13
1.2 Desenho teórico.....	13
1.2.1 Problemática.....	13
1.2.2 Problema de investigação.....	14
1.2.3 Objecto	14
1.2.4 Objectivo geral da investigação	14
1.2.5 Objectivos específicos da investigação	14
1.2.6 Perguntas de investigação	14
1.3 Metodologia	15
1.3.1 Abordagem da investigação	15
1.3.2 Desenho da investigação	15
1.3.4 Ideia a defender	15
1.3.5 Variáveis de investigação.....	15
1.3.6 Métodos de investigação	15
1.3.7 Resultados esperados de investigação.....	16
CAPÍTULO 2 - MARCO TEÓRICO-CONCEPTUAL DA INVESTIGAÇÃO.....	17
2.1. Conceitos.....	17
Resistência dos solos.....	17
Empuxo de terra	17
Coeficiente de empuxo.....	17
Empuxo Activo	18
Empuxo Passivo	19
Aspectos gerais que influenciam a determinação do empuxo.....	20
2.2 Influência das escavações nas construções vizinhas	21
2.2.1 Movimentos de terra devido a escavações	21
2.2.2 Transmissão dos movimentos do terreno às construções existentes	23

2.2.3 Estimativa de danos em edifícios provocados por movimentos do terreno	25
2.3 Movimentos nos edifícios devido a vibrações	30
2.4 Muros de Munique	33
2.4.1 Introdução	33
2.4.2 Processo construtivo de Muros de Munique	34
2.4.3 Controlo de execução	37
2.4.4 Aplicabilidade e comparação com outras técnicas de contenção	37
CAPÍTULO 3 - MARCO CONTEXTUAL DA INVESTIGAÇÃO	41
3.2 - Prospecção geológico-geotécnica	41
3.2.1 Características geológicas locais	41
3.2.2 Trabalhos realizados e resultados obtidos	43
3.2.3 Ensaios <i>in situ</i>	45
3.2.4 Níveis de água	47
3.2.5 Zonamento geotécnico	48
3.2.6 Considerações finais	50
CAPÍTULO 4 - METODOLOGIA DE RESOLUÇÃO DO PROBLEMA E APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS	53
4.1 Programa de instrumentação e monitorização	53
4.1.1 Instrumentação	53
4.1.2 Monitorização	54
4.1.3 Observações finais	55
4.2 Execução de escavações e contenção periférica provisória tipo Munique	55
4.2.1 Elementos De Base	55
4.2.2 Condicionamentos	56
4.2.3 Solução preconizada	56
4.2.4 Materiais	62
4.2.5 Acções	63
4.2.6 Modelos de cálculos	64
4.2.7 Verificação da segurança	65
4.3 Comportamento da contenção após a execução	70
Leitura dos alvos topográficos	71
4.4 Patologias resultantes dos deslocamentos registados e soluções propostas	73
Problema 4	79
CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	80
5.1 Conclusões	80

5.2 Sugestões e Recomendações	82
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	84
BIBLIOGRAFIA.....	86
ANEXOS 1 - SONDAGENS	87
ANEXO 2 – PROJECTO DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA TIPO MONIQUE PROVISÓRIO.....	I
ANEXO 3 – ALVOS TOPOGRÁFICOS	II

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todos que de maneira directa tornaram possível a realização deste estudo:

Em primeiro lugar e em especial ao Engº Roberto Napualo e ao Engº Radek Baduro que me orientaram e me deram as directrizes que conduziram ao sucesso desta dissertação.

Em seguida a agradecer a empresa *Dura Soletanche Bachy Moçambique, Lda*, e a empresa *SEI*, por autorizar o desenvolvimento do trabalho junto a sua obra e pela cessão dos dados utilizados nesta dissertação.

Ao Professor Ricardo Nicolas Director da *Dura Soletanche Bachy Moçambique, Lda*, que foi fundamental para a minha estadia na obra e para o meu interesse no trabalho de contenções.

Ao Engº Viriato Mugabe que me acompanhou passo a passo todos os dias na obra assim como o meu colega Rafique Matano e todos os funcionários da Obra.

Agradecer ao Instituto Superior de Transportes e Comunicações e a todo o corpo docente que participou activa e passivamente na minha formação.

A minha família pela força e coragem que me transmitiram no decurso da longa caminhada que tive.

DEDICATÓRIA

Este trabalho é dedicado aos meus pais Macanheza Maximiano Frederico Chilengue, a minha mãe Luísa José Macave Chilengue, a minha Namorada Aureliana Filomena Chambal, as minhas irmãs Ilda Maximiano Chilengue, Anabela Maximiano Chilengue, Sandra Joaquina Maximiano Chilengue e aos meus queridos sobrinhos, Kendy Charmila, Lércio, Enzel Ussene, Wami, Tércio e Lira Yuneisa.

DECLARAÇÃO DE HONRA

Eu, Frederico Maximiano Chilengue declaro por minha honra que o presente Projecto Final do Curso é exclusivamente de minha autoria, não constituindo cópia de nenhum trabalho realizado anteriormente e as fontes usadas para a realização do trabalho encontram-se referidas na bibliografia.

Assinatura: _____

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: Factores que influenciam movimentos do terreno devido a estruturas de contenção. (Fonte: Bauduin 2003, p.455)	22
Tabela 2: Valores limite de assentamentos e assentamentos diferenciais para estruturas. (Fonte: Bauduin, 2005, p. 449)	24
Tabela 3: Classificação de danos visíveis. (Fonte: Bouduin, 2003).....	25
Tabela 4: Extensões críticas de tracção correspondentes aos vários níveis de danos. (Fonte: Rankine, 1988).....	28
Tabela 5: Valores típicos de declives máximos em edifícios e assentamentos, para análise do risco de danos. (Fonte: Rankine, 1988).....	28
Tabela 6: Limites estabelecidos na NP 2074, para a velocidade da vibração de pico (mm.s-1). Fonte: Adaptado (Schiappa De Azevedo, 2001).....	31
Tabela 7: NP revista – Valores limite do valor da maior componente da velocidade da vibração na base da edificação (vi máx, mm/s). Fonte: Adaptado (Schiappa De Azevedo, 2001).....	32
Tabela 8: Danos: Valores limite da velocidade eficaz da vibração, no local. (Fonte: Schiappa De Azevedo, 2001).....	32
Tabela 9: Danos: valores limite da velocidade efectiva da vibração, no local. (Fonte: Schiappa De Azevedo, 2001).....	33
Tabela 10: Vantagens e desvantagens de soluções de contenção periférica em meio urbano. (Fonte: Adaptado de Gerra, 2003)	37
Tabela 11: Sondagens (Fonte: Tecnasol)	43
Tabela 12: Litologia (Fonte: Tecnasol).....	44
Tabela 13: Medições de níveis de água (Fonte: Adaptado de Tecnasol)	48
Tabela 14: Profundidades das zonas geológico – geotécnico (Fonte: Tecnasol)	49
Tabela 15: Características das zonas geotécnicas (Fonte: Adaptado de Tecnasol).....	50
Tabela 16: Dados da monitorização (Fonte: PAR)	54
Tabela 17: Valor de pré-esforço. (Fonte: o Autor).....	67
Tabela 18: Resistência a encurvadura dos perfis. (Fonte: O Autor)	69
Tabela 19: Variação de pré-esforço em células de varga. (Fonte : O Autor “ <i>DURA Soletanche Bachy</i> ”).....	70
Tabela 20: Paramentos de leitura das células de carga. (Fonte: PAR).....	71
Tabela 21: Primeiro grupo de Alvos (Nos edifícios). (Fonte: O Autor “ <i>DURA Soletanche Bachy</i> ”)..	72
Tabela 22: Segundo Grupo de alvos na contenção. (Fonte: O Autor “ <i>DURA Soletanche Bachy</i> ”)	72
Tabela 23: Terceiro Grupo de alvos na contenção. (Fonte: O Autor “ <i>DURA Soletanche Bachy</i> ”)	72

Tabela 24: Análise da variação de pré-esforço. (Fonte: O Autor “DURA Soletanche Bachy”).....73

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Empuxo passivo em areia segundo Rankine. (Fonte: Magalhães, 2003)	19
Figura 2: Relação entre o nível de danos com a distorção angular e a extensão horizontal. (Fonte: Bouduin, 2003)	25
Figura 3: Estado de deformação num ponto, ou estado de deformação média, na distorção dum elemento da estrutura. (Fonte: Bosordin, 1989)	27
Figura 4: Fotografia aérea do local, 2532D3 – Maputo escala (1;50000). (Fonte: Direcção Nacional de Geologia da região de Maputo)	42
Figura 5: Extracto da carta Geológica (Fonte: PAR)	42
Figura 6: Pilotão (Fonte: Tecnasol)	46
Figura 7: Penetrómetro (Fonte: Tecnasol)	47
Figura 8: Furação vertical “h=11,1m” (Fonte: O autor)	57
Figura 9: Perfil HEB enterrado 0,9m do seu comprimento total 12 metros (Fonte: O autor).....	57
Figura 10: - Colocação de pranchões de madeira (Fonte: O autor)	58
Figura 11: Colocação de pranchões de madeira (Fonte: O autor).....	58
Figura 12: - Furação para colocação de ancoragens (Fonte: O autor)	59
Figura 13: - Perfis horizontais para travamento das ancoragens (fonte: o Autor)	59
Figura 14: - Aplicação da tensão com auxílio do macaco hidráulico (Fonte: o Autor)	60
Figura 15: - Medição da tensão (Fonte: o Autor).....	60
Figura 16: - Tensão máxima atingida (Fonte: o Autor)	60
Figura 17: - Perfis de canto (Fonte: o Autor).....	61
Figura 18: - Nível inferior de escavação (Fonte: o Autor).....	61
Figura 19: - Nível inferior de escavação (Fonte: o Autor).....	62
Figura 20: Simulação do efeito da carga do edifício adjacente (Fonte: o Autor).....	64
Figura 21: Deformação devido ao efeito da força do edifício adjacente (Fonte: o Autor)	64
Figura 22: Momento resultante (Fonte: o Autor).....	65
Figura 23: Representação da ancoragem aplicada (Fonte : O autor “ <i>DURA Soletanche Bachy</i> ”).....	68
Figura 24: Verificação da resistência dos pranchões de madeira. (Fonte: O Autor “ <i>DURA Soletanche Bachy</i> ”).....	69
Figura 25: Deslizamento de terras no tardoz. (Fonte: o autor)	73
Figura 26: Colocação de bico de pato e betão. (Fonte: o autor)	74
Figura 27: Cave alagada. (Fonte: O Autor).....	74
Figura 28: Buraco no lado da contenção (Fonte: o Autor)	75
Figura 29 e Figura 30: Buraco na rampa do edifício belver. (Fonte : O Autor)	75

Figura 31: Alagamento do lado escavado. (Fonte: O Autor).....	75
Figura 32: Colocação de betão. (Fonte: O Autor).....	76
Figura 33: Colocação de betão. (Fonte: O Autor).....	76
Figura 34: Caixa de visita reparada. (Fonte: O Autor)	77
Figura 35: Obra alagada. (Fonte: o Autor).....	77
Figura 36: Intervenção no local. (Fonte: O Autor)	78
Figura 37: Pranchões de madeira danificados (Fonte: o Autor)	78
Figura 38: Suporte do passeio com prumos aquando a realização dos trabalhos. (Fonte: o Autor)	78
Figura 39: União das tubagens danificadas. (Fonte: O autor).....	79

LISTA DAS ABREVIATURAS UTILIZADAS

E_a	Empuxo de terra activo
E_p	Empuxo de terra passivo
K_a	Coeficiente de empuxo activo
K_p	Coeficiente de empuxo passivo
E_r	Empuxo em repouso
K_o	Coeficiente de empuxo no repouso
Z ou H	Profundidade
H	Altura
NE	Norma Europeia
NP	Norma Portuguesa
CT	Comissão Técnica de Normalização Portuguesa
PVC	<i>Polyvinyl Chloride</i> (Policloreto de Vinil)
SPT	Ensaio de Penetração Dinâmica
PAR	Paulo Almeida Ribeiro (projectista)

RESUMO

A crescente ocupação do espaço urbano acarreta consequências para as edificações já existentes, que com frequência não são devidamente consideradas aquando da realização dos projectos envolvendo escavações e contenções periféricas. Deste modo, impõe-se a realização de estudos e análises que abordem esta questão, dotando de um fundamento científico os métodos construtivos, que têm origem essencialmente empírica e que dependem grandemente das condições geológico-geotécnicas existentes.

Pretende-se com este trabalho efectuar um contributo para o objectivo descrito e para isso foi realizado um acompanhamento do processo construtivo de Muros de Munique num caso de estudo real, adaptado na execução da contenção periférica do empreendimento “*Niassa Residence*”, em Maputo. Com base nos dados recolhidos no campo e na monitorização efectuada, foi elaborada uma análise da instrumentação, relacionando-a com os principais acontecimentos presenciados em obra, incluindo a aplicação das medidas de reforço que foram necessárias em virtude dos deslocamentos observados.

O estudo efectuado demonstrou que na técnica de Muros de Munique, o comportamento da contenção é condicionado essencialmente pela sequência construtiva, características de rigidez e resistência do solo, condições atmosféricas e sua influência no terreno. As deformações do terreno são transmitidas às construções vizinhas, cuja resposta depende naturalmente do seu sistema estrutural e respectivo estado de conservação. A minimização de eventuais consequências negativas na vizinhança da contenção passou assim por um investimento na monitorização, possibilitando a aplicação de medidas de reforço em tempo útil, com resultados positivos no que respeita à segurança e economia da solução.

PALAVRAS-CHAVE: Muros de Munique, deformações, resistência dos solos.

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 Justificação do tema

Em Moçambique, bem como noutros países africanos, a expansão das cidades vem sendo um fenómeno que tende a aumentar, assim este fenómeno vem sendo satisfeito com a remoção de edifícios na horizontal e a construção de edifícios na vertical. As construções na vertical exigem as mais modernas tecnologias de construção e têm sido feitas em zonas habitadas, neste caso, zonas com edifícios circunvizinhos, posto isto, há uma necessidade de se ter em conta algumas exigências, ou seja, alguns trabalhos que possam salvaguardar o estado dos edifícios.

Dentre os diversos problemas o que mais destaca-se é a danificação estrutural que por vezes leva à total inutilização de um dos edifícios afectados.

Há um grande interesse em analisar alguns fenómenos relacionados com os assentamentos diferenciais que ocorrem quando construído dentro de espaços urbanos junto a edifícios existentes, como preveni-los, como conter os edifícios adjacentes e também como podemos proceder caso se verifique uma situação de quase inutilização de algum edifício danificado.

É importante ter-se uma abordagem dos aspectos directamente ligados à execução de contenção periférica, podendo resolver-se problemas eminentes de edifícios recentemente construídos que ao assentar danificam os circunvizinhos.

1.2 Desenho teórico

1.2.1 Problemática

A cidade de Maputo encontra-se em constante desenvolvimento, oferecendo grandes oportunidades de crescimento económico tanto para pessoas de nacionalidade moçambicana como estrangeira, facto que tem feito com que as infra-estruturas existentes já não respondam à demanda existente.

Para responder a esta demanda tem-se substituído construções horizontais por construções verticais, ou seja, construções em grande altura.

Estas novas edificações na vertical com grandes alturas são feitas no limite com o lote dos edifícios adjacentes o que tem trazido diversos problemas estruturais aos mesmos, pois estes novos edifícios implantados têm grande peso, o que faz com que tenha também grandes assentamentos nas fundações. Estes novos edifícios ao assentarem afectam directamente os edifícios circunvizinhos e, em alguns casos, levam à sua inutilização.

1.2.2 Problema de investigação

Como resolver os problemas que provêm da execução de contenção periférica provisória tipo Munique?

1.2.3 Objecto

O objecto da presente investigação é o muro de Munique, elemento base para execução de contenção periférica provisória.

1.2.4 Objectivo geral da investigação

O objectivo da presente investigação é implementar a contenção periférica provisória tipo Munique.

1.2.5 Objectivos específicos da investigação

- Explicar o processo completo de execução de contenção periférica provisória tipo Munique.
- Analisar a causa dos danos nos edifícios existentes em função dos assentamentos ocorridos;
- Medir e analisar os assentamentos dos edifícios circunvizinhos;
- Propor uma solução que previna a danificação dos edifícios adjacentes.

1.2.6 Perguntas de investigação

- Quais são os motivos que provocam a danificação dos outros edifícios?
- Quais as implicações do processo de contenção provisória tipo Munique?
- Que variáveis realmente influenciam a danificação dos edifícios adjacentes?
- Quais são as possíveis soluções para este problema?
- Será que a solução sugerida resolve o problema apresentado?

1.3 Metodologia

1.3.1 Abordagem da investigação

A abordagem deste tema de investigação será analítica, pois envolverá um estudo de caso e uma avaliação aprofundada das informações disponíveis sobre assentamentos diferenciais de edifícios, na tentativa de explicar o melhor possível as causas destes assentamentos e sugerir quais podem ser as melhores soluções a serem implementadas por forma a evitar que esse fenómeno ocorra.

1.3.2 Desenho da investigação

A investigação será descritiva, ou seja um desenho monográfico, documental, uma vez que a estará orientada na descrição, análise de observações das informações que estiverem ao alcance e da realidade.

1.3.4 Ideia a defender

Com a utilização de muros de Munique e um programa de monitorização e instrumentação rigoroso haverá uma redução significativa dos riscos nos edifícios circunvizinhos.

1.3.5 Variáveis de investigação

As variáveis de investigação que serão avaliadas neste estudo serão, a da qualidade dos trabalhos de fundação a executar em edifícios novos que sejam implantados junto de edifícios já existentes e a manutenção da sanidade dos mesmos a quando da construção de novos edifícios.

1.3.6 Métodos de investigação

Para atingir os objectivos desta pesquisa, a metodologia adoptada para o desenvolvimento do trabalho consistirá no levantamento e análise de dados obtidos na literatura, documentos, projectos e na colecta dos dados resultantes dos relatórios diários da execução de fundações em obras de construção de alguns edifícios localizados na cidade de Maputo.

Posteriormente far-se-á a interpretação dos dados recolhidos durante o trabalho de campo e confrontar-se-á com a bibliografia consultada, sempre com enfoque na observância das exigências e normas dos trabalhos geotécnicos necessários.

1.3.7 Resultados esperados de investigação

Com a realização deste trabalho pretende-se reduzir a influência do assentamento de edifícios novos junto a edifícios já existentes.

Através desta investigação espera-se que os resultados tragam uma mais-valia sobre a necessidade e importância da construção de muros de contenção lateral nos trabalhos geotécnicos realizados em edifícios que tenham cave e que estejam a ser implantados junto a edifícios já existentes.

CAPÍTULO 2 - MARCO TEÓRICO-CONCEPTUAL DA INVESTIGAÇÃO

Neste capítulo serão apresentados assuntos que darão embasamento à pesquisa, tais como, a resistência dos solos, o empuxo de terra e as estruturas de contenção.

2.1. Conceitos

Resistência dos solos

A resistência ao corte do solo pode ser definida como sendo a máxima tensão de corte que ele pode suportar sem sofrer ruptura, ou ainda, como sendo a tensão de corte do solo no plano em que a ruptura estiver ocorrendo. O corte ocorre devido ao deslizamento entre as partículas do solo.

A resistência do solo resulta da acção conjunta de dois factores denominados de ângulo de atrito e coesão. O ângulo de atrito do solo está associado ao efeito de entrosamento entre as partículas. No caso de presença de lençol freático o desenvolvimento de pressões neutras merece uma atenção especial no estudo dos solos, (Pinto, 1989).

Empuxo de terra

Entende-se por empuxo de terra as solicitações que o solo exerce sobre uma estrutura, e são dependentes da interacção solo/estrutura. A determinação de seu valor é fundamental para a análise e projecto de obras como muros de arrimo, cortinas de estacas-pranchas, construções de subsolos, encontros de pontes, entre outras, nestes casos, os taludes necessários são geralmente altos ou inclinados, não mantendo a estabilidade por muito tempo, (Pinto,1989).

Segundo Pinto (1989), para promover suporte a estes solos não estáveis é que são projectadas as estruturas de contenção. As obras de contenção exigem nos seus dimensionamentos e análises de estabilidade, o conhecimento dos valores dos empuxos. Tais estruturas frequentemente requerem verificações adicionais no seu dimensionamento, não só a análise da sua estabilidade global, como a segurança de seus elementos de construção.

Coefficiente de empuxo

Segundo Caputo (1988), os empuxos laterais de solo sobre uma estrutura de contenção são normalmente calculados por intermédio de um coeficiente, que é multiplicado pelo valor da tensão vertical efectiva naquele ponto. O valor deste coeficiente irá depender do processo de

interacção solo/estrutura. Este coeficiente é denominado de coeficiente de empuxo do solo, que depende da direcção do movimento lateral imposto pela estrutura de contenção.

O empuxo de terra que actua sobre um suporte que resiste, mas cede uma certa quantidade e que depende de suas características estruturais, denomina-se empuxo de terra activo (E_a), ou seja, o solo empurra a estrutura, como mostra a Figura 1 (a). Quando a parede é que avança contra o solo temos então o empuxo Passivo (E_p), ou seja, a estrutura empurra o solo, como podemos notar na Figura 1 (b). As pressões correspondentes chamam-se activa e passiva e os coeficientes de empuxo, activo (K_a) e passivo (K_p), (Caputo 1988).

Quando uma estrutura é suficientemente rija, não permitindo qualquer tipo de deslocamento, pode-se dizer que as tensões existentes são denominadas de pressão no repouso (empuxo em repouso (E_r)) e utiliza um coeficiente de empuxo no repouso (K_0).

A mobilização progressiva da resistência ao corte ao longo da curva de ruptura é que permite a redução (para empuxo cativo) e o crescimento (para empuxo passivo) do valor total do empuxo. A partir de um valor Δ , a E_a não decresce mais, e nem a E_p cresce mais, pois a σ atingiu seu valor máximo, Caputo (1988).

Sendo assim, solos pré-consolidados tendem a exhibir maiores valores de K_0 , os quais se apresentam crescentes com a razão de pré-adensamento. Para altos valores de O.C.R. (*Over consolidation ratio* ou Razão de sobre consolidação), pode se encontrar valores de K_0 superiores à humidade. Tem-se demonstrado que os solos não saturados tendem a exhibir valores de K_0 decrescentes com o seu valor de sucção.

Segundo Lambe et al. (1974), a presença de atrito ou adesão na interface solo/muro gera tensões tangenciais que contribuem para resistir ao deslocamento da cunha plastificada a utilização da teoria de Rankine faz com que o empuxo activo seja sobrestimado e o empuxo passivo subestimado. Segundo Rankine (1988), o atrito propicia uma redução da componente horizontal do empuxo (menor quanto for o valor do coeficiente de atrito (δ) entre solo/muro), provocando o encurvamento das superfícies de escorregamento.

Empuxo Activo

Solos não coesivos apresentam a variação das tensões horizontais linearmente com a profundidade e o empuxo consistirá na integração das tensões laterais ao longo da altura, possuindo um diagrama resultante triangular.

Para solos coesivos, os valores de empuxo obtidos até uma profundidade $Z=Z_0$ são negativos. A ocorrência de empuxo negativo sobre uma estrutura de contenção é pouco improvável, uma vez que a tendência do solo é se “descolar” do muro, sendo que até esta profundidade ($Z=Z_0$), é provável o surgimento de trincas de tracção no solo, por esta razão é que geralmente despreza-se o empuxo negativo sobre a estrutura de contenção, e calcula-se o empuxo a partir da altura reduzida do muro, $h'=H-Z_0$.

Sendo:

K_a – Coeficiente de empuxo activo

h' – Altura

γ - Peso específico

A presença de coesão possibilita manter um corte vertical sem a necessidade de escoramento até uma determinada altura do solo, esta altura é denominada de “altura crítica” na qual o empuxo resultante é nulo.

A influência do lençol d’água sobre o cálculo das pressões pode ser levada em conta considerando-se que a pressão total (no caso de solos permeáveis) é igual à soma da pressão da água mais a do solo com um peso específico submerso, para solos pouco permeáveis aconselha-se calcular a pressão considerando o solo com um peso específico saturado, Caputo (1988).

Empuxo Passivo

“O cálculo do empuxo passivo segundo a teoria de Rankine consiste na aplicação da teoria de equilíbrio passivo dos maciços terrosos. Tratando-se da reacção que o solo oferece a uma estrutura de contenção que é empurrado ou puxado contra o maciço”, (Magalhães, 2003, p.105).

Segundo Magalhães (2003, p.105) “se uma placa vertical enterrada num maciço de superfície inclinada for puxada por um cabo, na direcção paralela à superfície do terreno, será necessário aplicar uma força E_p correspondente ao empuxo passivo, para romper o solo. O empuxo passivo pode ser calculado pelo círculo de Mohr correspondente a um ponto de profundidade “H”. O círculo é determinado fazendo $AO = \gamma Z * \cos i$, onde a pressão passiva no ponto A da placa será dada pelo vector OB e terá direcção paralela à superfície do terreno. No topo da placa o empuxo passivo será triangular e, portanto seu ponto de aplicação será no terço inferior da placa”.

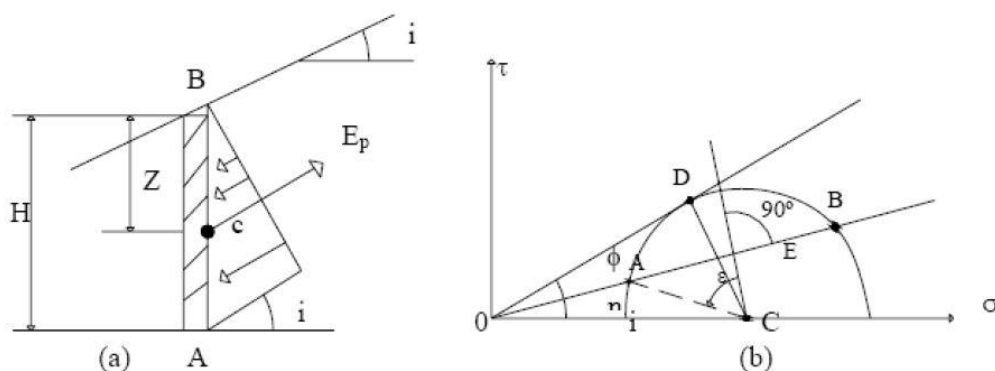


Figura 1: Empuxo passivo em areia segundo Rankine. (Fonte: Magalhães, 2003)

Aspectos gerais que influenciam a determinação do empuxo

A seguir é feito um pequeno resumo sobre alguns factores que influenciam no valor do empuxo numa estrutura de contenção.

Influência da pressão neutra: o empuxo devido à água deve ser considerado separadamente, não sendo possível incluir os esforços devido à percolação da água. Na teoria de Rankine (1988), deve-se lembrar que ao assumir o nível de água estático, os coeficientes de empuxo referem-se às tensões efectivas, e que a água exerce igual pressão em todas as direcções, sendo o empuxo da água perpendicular à face de contenção.

Influência de sobrecargas aplicadas à superfície do terreno: no cálculo dos acréscimos dos empuxos devidos a carregamentos em superfície, alguns resultados de instrumentação comprovam a aplicabilidade das fórmulas da Teoria de Elasticidade, sendo necessárias algumas correcções empíricas para adequá-las aos valores reais medidos, sendo um dos aspectos a considerar e que requer correcção refere-se à rigidez da estrutura, Rankine (1988).

Influência do atrito entre o solo e o muro: a mesma pode ser evidenciada observando-se que quando o muro move-se, o solo que ele suporta expande-se ou é comprimido. Ao expandir o solo apresenta uma tendência a descer ao longo da parede que, se impedida, origina tensões tangenciais ascendentes que suportam em parte a massa de solo deslizante, aliviando assim, o valor do empuxo sobre o muro. No caso passivo, onde o solo é comprimido, ocorre simplesmente o contrário. O Método de Rankine (1988) desconsidera o atrito solo/muro, fornecendo soluções do lado da segurança, já o Método de Coulomb, considera o atrito solo/muro, fornecendo soluções mais realistas.

A presença do atrito na interface solo/muro, além de reduzir o valor do empuxo, provoca a sua inclinação, tornando os muros mais estáveis já que a componente horizontal do empuxo que é diminuída está directamente relacionada com a estabilidade do muro quanto ao escorregamento e ao tombamento, Rankine (1988).

Ponto de aplicação do empuxo: é importante principalmente na verificação da estabilidade da estrutura de fundação quanto ao tombamento. A forma de distribuição das tensões horizontais sobre a estrutura de contenção, a qual determina o ponto de aplicação do empuxo, irá depender de factores como: presença de água no solo, existência ou não de carregamentos em superfície e a liberdade de movimentação da estrutura, Rankine (1988).

Fendas de tracção: existem solos que apresentam coesão, sendo assim existe a possibilidade do surgimento de fendas de tracção. A profundidade que estas podem atingir é determinada pelo ponto em que a tensão lateral se anula (Z_0), Rankine (1988).

2.2 Influência das escavações nas construções vizinhas

Nas obras geotécnicas em meio urbano deve haver sempre um grande cuidado com os edifícios vizinhos, especialmente quando estes apresentam fragilidades estruturais, que estão frequentemente associadas ao facto de serem construções antigas, sem pisos enterrados e com fundações insuficientes.

Nas últimas décadas não tem sido dada a devida importância à regulamentação das obras geotécnicas, especificamente em meio urbano, pelo que existe pouca legislação nacional aplicável às mesmas no que respeita à sua influência nos edifícios vizinhos. A legislação do EN-1997 (Eurocódigo 7) não especifica as situações em que se procedem a obras de escavações e contenções periféricas junto a construções vizinhas sensíveis, dando apenas indicações para obras geotécnicas novas. Também não é mencionada a situação em que os edifícios existentes já apresentam danos anteriores (fissuras ou fendas), e estes são apenas agravados devido às perturbações provocadas pelos trabalhos.

Das pesquisas feitas constatou-se que a falta de cuidados e de legislação deve-se também ao facto de não haver tradição em Moçambique na realização de edifícios com espaço subterrâneo, sendo que essa necessidade tem vindo a surgir mais recentemente, devido à intensa ocupação do espaço urbano à superfície. Assim, nesta fase da vida de algumas cidades, é uma situação recorrente a realização de obras de reabilitação e reforço, ou de construção nova com componente subterrânea num espaço onde a vizinhança é constituída por edifícios antigos, sem essa componente.

2.2.1 Movimentos de terra devido a escavações

A realização de escavações provoca deslocamentos tanto horizontais como verticais, que se desenvolvem progressivamente como ondas, atingindo as estruturas adjacentes e propagando-se ao longo destas, à medida que a escavação avança. Estes movimentos estão quase sempre associados a perdas de solo, que por sua vez se podem dividir em três categorias. Os movimentos são provocados pelos deslocamentos da própria estrutura de contenção para o interior da escavação, deslizamentos locais de pequenas massas de terreno devido à falta de suporte provisório, ou colapso de massas de solo maiores devido à furação, escavação excessiva, etc. Os danos nos edifícios são causados maioritariamente pelos dois primeiros tipos de movimentos, Boscordin, et al. (1998).

“As ondas de deformação que se criam durante a escavação vão-se desenvolvendo para fora desta, e a área de influência lateral das deformações pode ir de 2 a 4 vezes a profundidade da escavação, dependendo das características do solo e boa execução da escavação”, (Clough, G.W, 1990, p.499).

Na Tabela 1 pode observar-se uma esquematização dos principais factores que influenciam os movimentos nas estruturas de contenção, assim como o comportamento das estruturas adjacentes às mesmas, Bauduin (2003).

Tabela 1: Factores que influenciam movimentos do terreno devido a estruturas de contenção.
(Fonte: Bauduin 2003, p.455)

Categoria	Factores relacionados e descrição
Sistema de suporte	-Condições de suporte (comprimento da ficha) -Rigidez de flexão da parede (muros de Berlim, cortina de estacas-pranchas, paredes moldadas e cortina de estacas) -Nível de pré-esforço e rigidez do sistema de suporte (ancoragens pré-esforçadas, pregagens, escoras...) -Restrições verticais da parede
Características do terreno	-Resistência ao corte e rigidez do solo a tardo da parede e do lado passivo -Estado de tensão <i>in-situ</i> (K0 e OCR; história de tensões efectivas) - Heterogeneidade do solo e variabilidade espacial do recinto
Processo construtivo	-Instalação da cortina (antes da escavação através de perfuração, vibração, remoção do terreno, etc.) -Rebaixamento do nível freático -Técnica de escavação (a seco ou com nível freático elevado, profundidade da cortina antes da instalação do primeiro nível de suporte, profundidade de escavação abaixo do suporte...) e técnica de instalação do suporte

Existem várias dificuldades associadas à adopção de valores limite de deslocamentos, ou vibrações, para as estruturas que possam vir a ser afectadas por escavações ou rebaixamento do nível freático. É complicado avaliar o estado actual da estrutura, especialmente edifícios históricos e/ou antigos, em que há pouca informação acerca das suas fundações, elementos estruturais ou tensões instaladas devido a deformações anteriores. No sentido de contornar as incertezas associadas às características das construções existentes, os deslocamentos do terreno são calculados geralmente sem ter em conta a rigidez das estruturas adjacentes, supondo que estes são transmitidos por completo às estruturas afectadas, Bauduin (2003).

Como é bastante difícil relacionar directamente os movimentos na escavação e da parede de contenção com os deslocamentos nos edifícios, a prática comum consiste em limitar os deslocamentos apenas da estrutura de contenção, como forma de controlo indirecto dos danos nas construções adjacentes às escavações. Estes critérios de limitação de deslocamentos

devem ser aplicados numa fase inicial do projecto, contribuindo mesmo para a escolha do próprio tipo de contenção. Devem então ser adequados, e por vezes aferidos numa a posteriori.

A ocorrência de danos nas estruturas adjacentes a escavações dá-se mais devido a fenómenos de assentamentos diferenciais, do que aos valores médios das deformações em absoluto. As condições de tensões antes do início da escavação por vezes são subestimadas, sendo que nem sempre os resultados se encontram do lado da segurança. É também difícil admitir parâmetros do solo relacionados com o tempo, Bauduin (2005).

2.2.2 Transmissão dos movimentos do terreno às construções existentes

As deformações das escavações transmitidas aos edifícios adjacentes fazem com que estes tenham movimentos de rotação, translação, distorção e possivelmente que sofram danos, assim que se esgota a capacidade de deformação. Os pequenos deslocamentos horizontais e verticais, e rotações de corpo rígido geralmente não afectam a segurança das estruturas, afectando mais o seu funcionamento em serviço devido aos danos que surgem. As distorções são provocadas por deslocamentos diferenciais de diferentes partes da estrutura. Os deslocamentos horizontais diferenciais dão origem a compressões ou extensões, enquanto os verticais originam deformações de flexão ou corte. Quando são feitas avaliações da resposta de edifícios a deformações do terreno devem ser separadas as parcelas associadas a movimentos de corpo rígido e às distorções, caso contrário é frequente serem feitas considerações demasiado conservativas, principalmente quando os edifícios analisados têm fundações que conseguem absorver esses tipos de deslocamentos.

Geralmente as fissuras e fendas que se geram nos edifícios devido aos deslocamentos impostos na base pelas deformações do solo localizam-se com mais densidade perto das janelas, por serem zonas menos confinadas estruturalmente, e de grande concentração de tensões.

Na Tabela 2 pode ver-se um resumo realizado, que com base em recomendações de vários autores, se descreve alguns limites de assentamentos e assentamentos diferenciais, em edifícios Paulos et al. (2001). É de notar no entanto que estes valores são indicativos para assentamentos devido à estrutura em si, e sem relação com escavações adjacentes ou rebaixamentos do nível freático, sendo pois questionável a sua aplicação para estimativas no contexto das estruturas de contenção periféricas.

Tabela 2: Valores limite de assentamentos e assentamentos diferenciais para estruturas.
(Fonte: Bauduin, 2005, p. 449)

Tipo de estrutura	Tipo de dano/problema	Critério	Valor limite
Estruturas tipo pórtico e parede	Danos estruturais	Distorção	1/150 – 1/250
	Fendilhação em paredes estruturais e não estruturais	Distorção angular	1/500 (1/1000–1/1400)para varandas
	Aparência visual	Inclinação	1/300
	Ligações a serviços	Assentamento total	50 – 75 mm (areias) 75 – 135 mm (argilas)
Edifícios altos	Operação de ascensores	Inclinação após Instalação dos ascensores	1/1200 – 1/2000
Estruturas com paredes estruturais não armadas	Fendilharão devido a deformação por flexão: Côncava/Convexa	Flecha L/H	L/H=1: 1/2500 // 1/5000 L/H=5: 1/1250 // 1/2500
Pontes (geral)	Funcionamento	Assentamento	100 mm
	Danos estruturais	Assentamento total	63 mm
	Funcionamento	Movimento horizontal	38 mm
Pontes (múltiplos tramos)	Danos estruturais	Distorção angular	1/250
Pontes (1 tramo)	Danos estruturais	Distorção angular	1/200

2.2.3 Estimativa de danos em edifícios provocados por movimentos do terreno

Um dos critérios usados para estimar a resposta dos edifícios aos movimentos do terreno é o da distorção angular (β), também conhecida por rotação relativa, e que corresponde à rotação devido a assentamento, de uma linha entre dois pontos de referência na estrutura, menos a inclinação devido ao movimento de corpo rígido. Para estimar a influência de movimentos de escavações nas construções existentes pode ser usado o esquema da Figura 2, em que é estabelecida uma relação entre a extensão horizontal e o nível de danos provocados na estrutura, em termos de fissuras (Tabela 3). Este método pode ser útil para uma avaliação inicial da resposta do edifício, tendo por base valores médios de movimentos do terreno, extensões e inclinações sofridas pelo mesmo para o método construtivo adoptado e as características do solo interessado pela escavação.

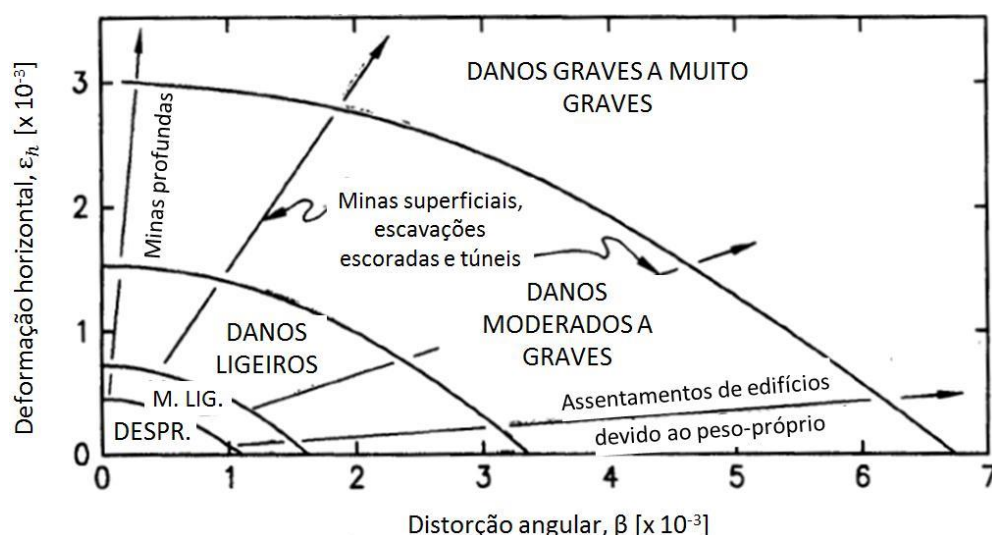


Figura 2: Relação entre o nível de danos com a distorção angular e a extensão horizontal. (Fonte: Bouduin, 2003)

Tabela 3: Classificação de danos visíveis. (Fonte: Bouduin, 2003)

Classe de danos	“1”Descrição dos danos	Abertura”2” aproximada de fendas (mm)
Desprezíveis	Fissuras	<0.1
Muito ligeiros	Fendas finas facilmente reparáveis. Possíveis fracturas ligeiras isoladas em edifícios. Fendas em alvenaria exterior visíveis a inspecção detalhada.	<1

Ligeiros	Fendas facilmente injectadas. Reparação provavelmente necessária. Fendas exteriores visíveis, refecimento necessário para protecção contra acção atmosférica. Portas e janelas podem empenar ligeiramente.	<5
Moderados	Fendas podem requerer avivamento e reparação. As fendas recorrentes devem ser remendadas com revestimento adequado. Injecções de selagem, e pode ser necessária a substituição de uma parte da alvenaria exterior. Portas e janelas empenam. Serviços podem ser interrompidos. Fragilidades contra a acção atmosférica.	5 a 15 ou várias fendas >3 mm
Graves	Reparação extensiva envolvendo remoção e substituição de secções de paredes, especialmente por cima de portas e janelas. Caixilhos de portas e janelas distorcidos, declive notável no chão. As paredes inclinam ou incham visivelmente, alguma perde de funções de suporte das vigas. Serviços interrompidos.	15 a 25 Também depende do número de
Muito graves	Reparações importantes necessárias, envolvendo reconstrução parcial ou total. As vigas perdem o suporte, as paredes inclinam perigosamente e requerem escoramento. As janelas partem por distorção. Perigo de instabilidade	Geralmente > 25 Depende do número de fendas
“1”A localização dos danos no edifício ou na estrutura devem ser considerados quando se procede à classificação do grau de danos. “2”A abertura de fendas é apenas um dos aspectos dos danos e não deverá ser usada somente como uma medida directa destes.		

Numa fase posterior, para uma avaliação mais pormenorizada dos danos nos edifícios mais sensíveis, devem ser tidos em conta os aspectos que dizem respeito à interacção solo-estrutura e aos efeitos da rigidez do edifício. Existem métodos para proceder a esta análise, como por exemplo a abordagem de Boone (1996) para a análise da resposta de elementos específicos, “baseada numa tensão crítica de tracção que permite estimar aberturas de fissuras, que se relacionam com os níveis de danos.

Se o nível de danos previsto for inaceitável, devem ser tomadas medidas preventivas, que podem passar por mudar o processo construtivo da escavação, reforçar ou reparar o edifício, ou tratar o solo.

Son e Cording (2005, pp. 162-177) apresentaram resultados das relações entre movimentos do terreno devido a escavações e danos nos edifícios de alvenaria adjacentes a estas, obtidos num estudo realizado pela Universidade de Illinois. Este estudo utilizou três meios principais para a realização desta análise: observações de campo em casos reais, ensaios em modelos físicos e modelação numérica do problema. Foi usado também o critério da distorção angular já mencionado anteriormente por Boscardin, (1989, p. 1-21) para avaliar o nível de danos das estruturas. A observação dos casos reais foi bastante útil para perceber o funcionamento dos mecanismos de deformação, mas devido à falta de dados detalhados não foi possível analisar todos os deslocamentos e fenómenos que as estruturas sofreram. Estes lapsos de informação foram completados pelos ensaios nos modelos à escala e pela modelação numérica. Na Figura 3 pode ver-se um esquema duma adaptação do critério utilizado, realizada por Cording et al. Cording (2005).

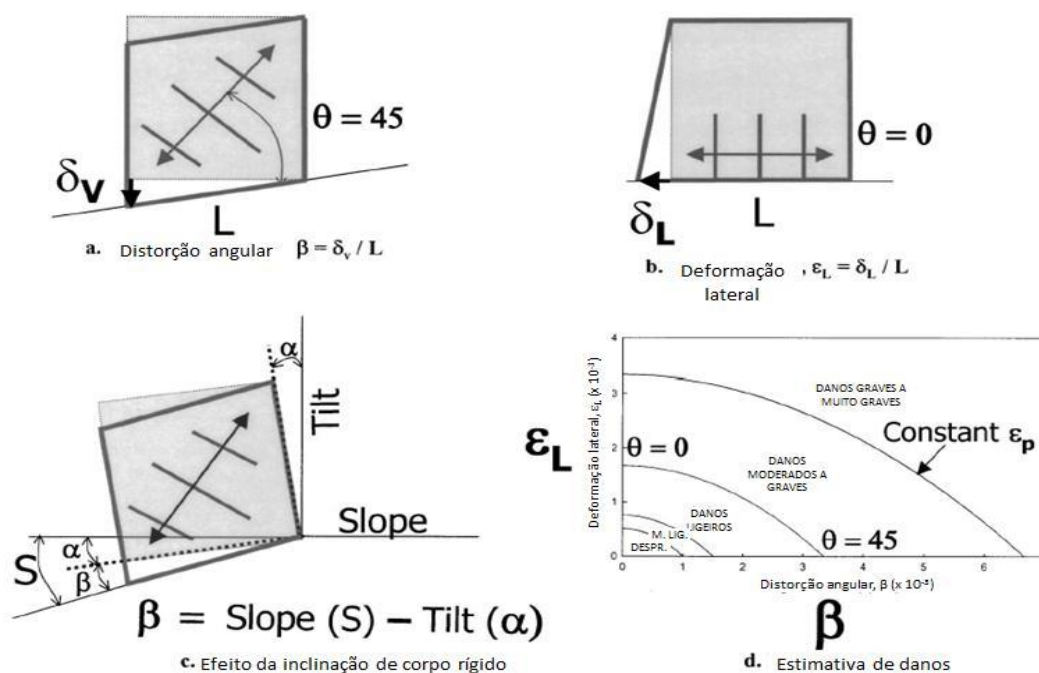


Figura 3: Estado de deformação num ponto, ou estado de deformação média, na distorção dum elemento da estrutura. (Fonte: Bosordin, 1989)

Na Tabela 4, estão representados os valores de extensão crítica de tracção correspondentes aos diferentes níveis de danos, que contém uma esquematização da relação entre os assentamentos e declives verificados nos edifícios, e a categoria de risco e descrição do risco.

Tabela 4: Extensões críticas de tracção correspondentes aos vários níveis de danos. (Fonte: Rankine, 1988)

Nível de danos	Extensão crítica de tracção ϵ_c (X10-3) [m]
Desprezível	0-0.5
Muito ligeiro	0.5-0.75
Ligeiro	0.75-1.67
Moderado a grave	1.67-3.33
Severo a muito grave	>3.33

Tabela 5: Valores típicos de declives máximos em edifícios e assentamentos, para análise do risco de danos. (Fonte: Rankine, 1988)

Categoria de risco	Declive máximo do edifício	Assentamento máximo do edifício (mm)	Descrição do risco
1	<1/500	<10	Desprezável: Danos superficiais improváveis
2	1/500-1/200	10 - 50	Ligeiro: Possibilidade de danos superficiais que são improváveis de ter relevância estrutural
3	1/200-1/50	50 - 75	Moderado: Danos superficiais expectáveis e possíveis danos estruturais nos edifícios; possíveis danos em tubagens relativamente rígidas
4	> 1/50	> 75	Elevado: Danos estruturais em edifícios expectáveis. Danos em tubagens rígidas expectáveis e possíveis danos noutros tipos de tubagens

Segundo os resultados obtidos por Son e Cording (2005), as paredes estruturais dum edifício de alvenaria adjacente a uma escavação que se encontrem orientadas perpendicularmente à parede de contenção da escavação tendem a sofrer distorção e deformações por corte, e laterais ao nível da fundação. Quando o movimento do terreno é inicialmente induzido na frente do edifício, este é sujeito a distorção por corte e deformação lateral na base. Além disso, o arrastamento das fachadas induzido pelo assentamento da superfície do terreno

aumenta a distorção perto da extremidade das paredes de suporte e provoca a abertura de fissuras concentradas perto das paredes de fachada ou da primeira coluna de janelas. Para assentamentos mais abrangentes, à medida que os movimentos do terreno se estendem mais para a base do edifício, este pode começar a sofrer deformação devido a flexão e desenvolvimento de fissuras no topo do mesmo, se se verificar um comprimento muito maior do que a altura da construção.

As fissuras formam-se inicialmente junto às áreas de aberturas, e propagam-se para cima com o aumento dos movimentos do terreno. A abertura de fissuras diminui a rigidez do edifício e aumenta a tendência para o movimento deste acompanhar mais o perfil de deformações que é induzido à superfície do terreno. As distorções aumentam, a fendilhação passa a controlar bastante a resposta do edifício aos movimentos, e uma análise elástica do fenómeno pode conduzir a resultados que não correspondem à realidade

Num outro estudo elaborado por Son, et al. (2011, p.321-333) foi analisada a resposta de edifícios com diferentes sistemas estruturais a movimentos do terreno de fundação, devido a escavações próximas. Este indicou que a “resposta dos edifícios a este tipo de deformações é bastante controlada pela interacção solo-estrutura e pela fendilhação da estrutura, sendo que uma análise elástica só por si pode levar a resultados diferentes da realidade, em termos de previsão de danos nos edifícios. Assim, a estimativa dos danos deverá ser feita tendo em conta o efeito da fendilhação das estruturas e o comportamento destas já em estado fendilhado, relacionando com a interacção solo-estrutura.

Para uma estrutura constituída por alvenaria de tijolo, uma vez que se inicia a fendilhação, as fissuras seguintes concentram-se na zona das iniciais, e propagam-se para cima com o avanço dos assentamentos do terreno. No entanto, para uma estrutura em pórtico preenchida por alvenaria de tijolo, devido ao maior confinamento existente, não se verifica uma propagação de fissuras tão intensa, havendo distorções menos acentuadas. Também se concluiu que uma estrutura em solo mais rígido é mais susceptível de sofrer danos devido a assentamentos do terreno do que uma estrutura assente em solos moles para o mesmo nível de assentamentos, pois esta tem mais capacidade de alterar o perfil de assentamentos à superfície do terreno evitando distorções ao nível do edifício. No entanto, este efeito diminui quando a estrutura tem mais resistência, ou em estruturas mais restringidas por elementos estruturais, tipo pórtico, Son, et al. (2011, p.321-333).

Apesar do conhecimento já adquirido nas análises já realizadas sobre este tema, continua a ser bastante difícil determinar com exactidão o comportamento de certos edifícios quando submetidos a movimentos do terreno de fundação. Pois além de não se conhecer exactamente o tipo de movimentos que o solo terá, devido à sua heterogeneidade e a todos os factores já referidos que são difíceis de determinar em fase de projecto, existem também grandes incertezas associadas à constituição dos próprios edifícios. Estes têm por vezes um sistema estrutural misto, entre alvenaria, estruturas porticada e outros sistemas mais antigos, que podem coexistir mutuamente, devido a alterações que foram sendo feitas no edifício ao longo do tempo. Esta heterogeneidade e desconhecimento da constituição dos próprios edifícios

adjacentes às escavações tornam assim bastante complicadas previsões exactas do seu comportamento, assim como a realização de análises em modelos reduzidos com condições controladas em laboratório. Ganha então importância a análise controlada dos casos práticos de que se vai tendo conhecimento, que contribuirá para se encontrarem padrões de comportamento dos vários tipos de estrutura adjacentes a escavações e contenções periféricas, Son et al (2011).

2.3 Movimentos nos edifícios devido a vibrações

Tendo em conta que Moçambique é um país que tem herdado as normas portuguesas (NP) para efeitos de construção e engenharia, tem seguido desde então com as normas portuguesas também no que diz respeito a movimentações nos edifícios devido a vibrações.

Em termos de legislação sobre a influência de vibrações em edifícios, a Comissão Técnica de Normalização Portuguesa CT 28 (Acústica e Vibrações, na SC 5 – Vibrações), pretende actualizar as Normas Portuguesas, publicando, em breve, para além de uma norma de vocabulário, duas normas sobre danos nas construções e uma sobre sensibilidade humana, Schiappa De Azevedo (2001).

A norma em vigor que tem como objectivo limitar os efeitos nocivos que as vibrações podem ter em construções vizinhas devido a trabalhos de escavações com explosivos, de cravação de estacas e outros do mesmo tipo, tem a designação de NP 2074. A norma estabelece um valor limite para a velocidade de vibração de pico através de três factores, que pretendem ter em conta o tipo de construção envolvido, o tipo de terreno de fundação, e a periodicidade diária das solicitações, o que a distingue da maioria das outras normas na área das vibrações (Norma Portuguesa (NP 2074)). No entanto, não tem em conta a frequência ondulatoria, o que constitui uma limitação significativa à sua aplicação, dada a extrema importância desse parâmetro em critérios de danos a nível internacional. O projecto de revisão da norma, que está a decorrer, pretende incluir a relação intrínseca entre as litologias e as gamas de frequência expectáveis. (Bernardo, et al., 2006).

A NP 2074 dá a indicação de um valor limite (V_L) de velocidade de partícula (V_r), para o qual, não ocorre fendilhação e danos estruturais nas estruturas junto à perturbação do terreno. O valor limite é calculado através da seguinte equação (Norma Portuguesa (NP 2074)).

$$V_L = \alpha \beta \gamma \cdot 10^{-2} \quad [\text{m.s}^{-1}]$$

Em que,

α – Coeficiente relativo às características do terreno.

β – Coeficiente relativo ao tipo de construção.

γ – Coeficiente relativo ao nº médio de solicitações por dia.

Os coeficientes α , β e γ dependem de vários factores, e conjugam-se de forma a obter os valores limite para as velocidades de vibração de pico.

Já o critério proposto na revisão da norma (que ainda não foi publicada) baseia -se, não no máximo do módulo do vector velocidade, mas no máximo das suas três componentes, Schiappa De Azevedo, et al. (2001).

E em relação a danos em estruturas correntes (excluindo monumentos e edifícios sensíveis), o LNEC tem utilizado o critério apresentado na tabela 3.3.1 (Schiappa De Azevedo, et al., 2001).

Tabela 6: Limites estabelecidos na NP 2074, para a velocidade da vibração de pico (mm.s-1).

Fonte: Adaptado (Schiappa De Azevedo, 2001)

Tipos de construção (que afectam os valores da constante β)	Características do terreno (que afectam os valores da constante α)					
	Solos incoerentes; areias e misturas areia-seixo bem graduadas; areias uniformes; solos coerentes moles e muito moles		Solos coerentes muito duros, duros e de consistência média; solos incoerentes compactos; areias e misturas areia-seixo graduadas; areias uniformes		Rochas e solos coerentes e rijos	
	$c_p \leq 1000$ m/s		$1000 < c_p < 2000$ m/s		$c_p \geq 2000$ m/s	
	$\gamma =$	$\gamma = 0.7$	$\gamma =$	$\gamma = 0.7$	$\gamma = 1.0$	$\gamma = 0.7$
Construções sensíveis	2.50	1.75	5.00	3.50	10.00	7.00
Construções correntes	5.00	3.50	10.00	7.00	20.00	14.00
Construções reforçadas	15.00	10.5	30.00	21.00	60.00	42.00

Notas: C_p – Velocidade de propagação das ondas sísmicas longitudinais no terreno (rocha ou solo); em cada situação, a constante γ é aplicada no sentido de reduzir em 30% ($\gamma = 0.7$) os valores da velocidade, caso se efectuem mais de 3 detonações diárias, ou seja, se for aplicada uma fonte vibratória permanente, ou quase; a grandeza de velocidade a medir é o módulo resultante da medição das três componentes ortogonais da velocidade de vibração.

Tabela 7: NP revista – Valores limite do valor da maior componente da velocidade da vibração na base da edificação (v_i máx, mm/s). Fonte: Adaptado (Schiappa De Azevedo, 2001)

$ v _M \setminus$ tipo de solo $\rightarrow$ $\downarrow$ tipo de construção	Incoerentes soltos e coerentes moles $f < 10$ Hz	Incoerentes compactados e coerentes duros e médios $10 < f < 40$ Hz	Coerentes rijos $f > 40$ Hz
Sensíveis	1,3 – 1,8 – 2,5	2,5 – 3,5 – 5	5 – 7 – 10
Correntes	2,5 – 3,5 – 5	5 – 7 – 10	10 – 14 – 20
De betão armado	6,5 – 9 – 12,5	12,5 – 17,5 – 25	25 – 35 – 50

Notas: os primeiros valores valem para um número total de vibrações superior a cem, os segundos para um número diário de vibrações superior a três, os terceiros valores valem para 3 ou menos vibrações diárias; a grandeza a medir é a sua componente mais significativa da velocidade de vibração; f é a frequência predominante no espectro de velocidade.

Tabela 8: Danos: Valores limite da velocidade eficaz da vibração, no local. (Fonte: Schiappa De Azevedo, 2001)

Velocidade eficaz da vibração (V_{ef}) (mm/s)	Efeitos
$V_{ef} < 3,5$	Praticamente nulos
$3,5 < V_{ef} < 7$	Possibilidade de danos cosméticos em edifícios antigos
$7 < V_{ef} < 21$	Fendilhação ligeira nos revestimentos
$21 < V_{ef} < 42$	Fendilhação acentuada nos revestimentos e alvenarias
$42 < v_{ef}$	Danos consideráveis; possível fendilhação da estrutura de betão

Nota: Componente vertical ou horizontal se esta for mais significativa. Nas vibrações continuadas de maior intensidade o factor de crista, V_M / V_{ef} , é geralmente menor, e este critério corresponde $\approx$ à limitação de $V_M < 5$ ou 10 mm/s, respectivamente para edifícios antigos ou recentes.

Tabela 9: Danos: valores limite da velocidade efectiva da vibração, no local. (Fonte: Schiappa De Azevedo, 2001)

Velocidade Eficaz da vibração em mm/s	Duração inferior a 1 hora/dia	Duração superior a 1 hora/dia
Construções sensíveis (e_1)	1	0.7
Construções correntes (e_2)	2	1.8
Construções reforçadas (e_3)	5	5

Notas: V_{ef} – valor da componente mais significativa; e_1 – construções sensíveis: monumentos e outros edifícios históricos, casas antigas em centros históricos, depósitos de água e chaminés em alvenaria, etc..

e_2 – construções correntes, como edifícios de habitação em boa alvenaria, edifícios industriais menos recentes, etc.. e_3 – construções reforçadas, como edifícios com estrutura de betão armado, edifícios industriais de construção recente, etc..

Segundo Bernardo et al. (2006), a actualização da NP 2074 é necessária, pois é importante que esta inclua a frequência das vibrações que atingem as estruturas, juntamente com a amplitude da velocidade de vibração, que são parâmetros essenciais de segurança contra as operações que geram vibrações. Estes autores concluíram também que o facto de se considerarem as características do terreno em que as estruturas estão fundadas conduz a resultados diferentes dos obtidos na realidade, sendo preferível o uso do parâmetro da frequência, como já referido anteriormente.

2.4 Muros de Munique

2.4.1 Introdução

Este tipo de paredes de contenção tem vindo a ser utilizado já desde a década de 70 em contenções periféricas e muros de suporte de taludes, devido às suas vantagens, entre elas, no que respeita à facilidade de execução. No entanto, mais recentemente têm vindo a ser substituídas por outras técnicas de contenção mais eficazes, como paredes moldadas ou cortinas de estacas, por representarem menores descompressões dos terrenos, assim como prazos de execução mais reduzidos.

A designação desta técnica como Paredes tipo Munique tem sido alvo de alguma controvérsia, variando a designação de Munique para tipo “Berlim definitivo”, em semelhança aos Muros de Berlim ou paredes de Berlim provisórias, cuja entivação entre os

perfis metálicos é feita por meio de tábuas de solho, em vez de painéis de betão armado. Os perfis metálicos têm como função transmitir as cargas verticais ao terreno, sendo estas a componente vertical do impulso, o peso próprio da cortina e a componente vertical das ancoragens.

Em termos de dimensionamento, o comportamento deste tipo de contenção assemelha-se a uma cortina de contenção flexível muito ancorada, que se caracteriza por ter uma elevada deformabilidade na fase construtiva, e é influenciada ao nível dos esforços de cálculo pela interação solo-estrutura.

Com base em resultados obtidos através de modelação numérica, Guerra, N.M.C (2003, p. 54) concluiu que, “em termos de cargas verticais, quase todas ao longo da escavação são provocadas pela componente vertical das ancoragens, e não pelo peso próprio da parede de betão. Estas cargas verticais são suportadas em grande parte pelos perfis verticais em detrimento da mobilização da resistência lateral na interface cortina-solo, sendo que esta é mais mobilizada no início da escavação, mantém-se constante com o avanço da mesma, e acaba por diminuir nas últimas fases, o que significa que há movimentos ascendentes da massa de terreno em relação à cortina”.

2.4.2 Processo construtivo de Muros de Munique

Na execução de muros de Munique, de forma geral deve ser respeitada a seguinte sequência:

- Escavação geral;
- Introdução dos perfis metálicos;
- Execução da viga de coroamento;
- Execução dos painéis primários;
- Execução das ancoragens dos painéis primários;
- Execução dos painéis secundários e respectivas ancoragens, caso existam;
- Execução dos painéis terciários (de canto) e respectivos escoramentos;
- Execução da cortina até à cota de fundação, execução da superestrutura e descativação das ancoragens e escoramentos.

Devem ser tidos em conta alguns aspectos no que respeita à sequência construtiva indicada anteriormente:

Na primeira fase da escavação geral é usual ser feito um rebaixamento da cota do terreno em todo o recinto até à cota inferior da viga de coroamento, que deve ser o mais baixo quanto possível tendo em conta as condições do terreno. A restante escavação deverá ser feita em talude, e devem ser garantidas, se possível, as condições para a circulação dos equipamentos necessários à obra.

Antes da introdução dos perfis metálicos deve ser verificado se a sua localização não coincide com a de eventuais pilares definitivos embebidos nas paredes.

Ainda que em projecto a problemática das cargas verticais tenha sido tida em conta no dimensionamento da solução, por vezes em obra a sua execução não garante as condições supostas em projecto. Como já referido anteriormente um dos aspectos em que isto se verifica é na selagem dos perfis, em que é conveniente que a injeção da calda de cimento para a selagem seja feita com recurso a mangueira, e não simplesmente desde a superfície do terreno, como se verifica em algumas situações. “O perfil deve ser mantido centrado no furo durante a injeção, e até a calda fazer presa, principalmente quando as suas dimensões são consideravelmente inferiores às dimensões do furo. (No estrangeiro os perfis usados são muito maiores, e a sua selagem é feita com betão) ”, Guerra, N.M.C (2003, p.25).

“O processo de execução dos furos para introdução dos perfis pode e deve ser utilizado também para aferir as características dos estratos subterrâneos, confirmando e complementando assim, as informações fornecidas no Relatório Geológico-Geotécnico. A zona “livre” do furo deve ser preenchida com areia até à superfície, se bem que noutros países é também usual preencher o furo com betão pobre, calda de cimento ou lamas bentoníticas, sendo também conveniente que o material de preenchimento seja incompressível. O material de preenchimento tem como função, além de diminuir os deslocamentos da cortina e do terreno induzidos pelo espaço vazio criado, também impedir a encurvadura dos perfis, que pode acontecer devido aos elevados comprimentos livres, e ao aumento de carga que vai havendo durante a escavação, sobre os mesmos. A solução que passa por deixar os perfis no exterior da parede devido à dificuldade de furação junto à empena de edifícios adjacentes é altamente desaconselhável, no que respeita ao seu funcionamento para a transmissão das cargas verticais. Nestas situações, os perfis ficam também mais expostos aos trabalhos que decorrem durante a escavação, como sejam, a impactos de equipamentos que circulam no recinto, diminuindo a sua capacidade de carga. Há também a desvantagem de não ficarem confinados nem pela areia, nem pela parede de betão, o que aumenta o risco de encurvadura, diminuindo também a resistência axial”, Guerra, N.M.C, apud Hansen (2003).

A viga de coroamento tem como objectivo solidarizar todos os perfis para que estes possam funcionar em conjunto. É usual proceder-se à colocação de uma “almofada de areia” na zona inferior da viga antes da betonagem, de modo a evitar o contacto directo entre o betão e o terreno. A viga é cofrada na face exterior e betonada contra o terreno na face interior, e devem ser deixadas armaduras de espera laterais, superiores (para a superestrutura) e inferiores (para os painéis de betão armado que lhe sucederão), Guerra et al. (2003).

Guerra, N.M.C, apud Hansen (2003), para a execução dos painéis primários é necessário proceder-se à sua abertura, que consiste em escavar a porção de terreno entre perfis verticais, deixando duas banquetas de terreno, uma de cada lado da zona escavada, cuja função é a de suportar parte do impulso do terreno que era suportado pelo solo através do chamado “efeito de arco”, sendo que a restante parte do impulso é suportada pelo próprio terreno colocado a descoberto, devido à sua coesão aparente. É notável assim a importância do solo ter coesão

aparente suficiente para a execução deste processo, sem que ocorra descompressão do terreno suportado. A altura de escavação corresponde aproximadamente ao pé-direito de um piso enterrado, e a profundidade para o interior da escavação é variável, podendo atingir até 4 m. É comum proceder-se também à colocação de uma camada de areia e/ou terra na base do painel a betonar, que tem como função impedir a infiltração do betão no terreno durante a betonagem do painel, e também assegurar o espaço para as armaduras de espera da parte inferior, que farão a ligação ao painel seguinte.

Na montagem das armaduras correspondentes a cada painel, a armadura posterior é colocada em primeiro lugar, seguida do reforço para o punçoamento e flexão na zona da ancoragem, as armaduras de espera de eventuais lajes, ou pilares (caso estes fiquem embebidos no muro), e por fim a armadura de intradorso. As armaduras dos pilares, caso existam, devem ser colocadas antes das armaduras dos painéis, e localizadas, de preferência na fronteira entre dois painéis. Devem ser deixados negativos (geralmente em PVC) para as ancoragens, ou escoramentos, Guerra, N.M.C (2003).

Embora na técnica de escavação e contenção recorrendo a muros de Munique haja em geral um grande cuidado nas fases iniciais da escavação, devido ao desconhecimento das condições das fundações das construções vizinhas, assim como as características do terreno, há uma tendência para esse cuidado ir diminuindo à medida que a escavação vai avançando, visto já haver uma maior confiança e conhecimento das condições envolventes. No entanto, esta é precisamente a fase crítica no que diz respeito ao equilíbrio vertical da cortina, pois é quando esta possui a carga máxima, estando todos os troços de betão armado completos e as ancoragens inclinadas todas executadas. Assim, também não é aconselhável perder totalmente o seguimento do faseamento construtivo, abrindo vários painéis ao mesmo tempo, ainda que o terreno aparente características de coesão suficientes para isso, Guerra, N.M.C (2003).

A execução dos painéis terciários (de canto) e respectivos escoramentos deve ser feita em primeiro lugar em relação aos painéis secundários, pois é conveniente confinar logo à partida essa zona sensível da escavação. Nos cantos convexos, em vez de escoramentos o suporte pode ser feito por meio de tirantes – varões de aço. Desde que as condições do terreno o permitam, e até porque a obra pode ter cotas de fundação diferentes conforme o alçado, pode avançar-se com o processo de escavação em frentes diferentes e trabalhar em vários níveis de painéis simultaneamente, o que permite diminuir os prazos de execução, Guerra, N.M.C, apud Hansen (2003).

À medida que se vai procedendo à construção da superestrutura, as ancoragens vão deixando de ser necessárias, uma vez que a função de suporte dos impulsos das terras passa a ser assegurada pelas lajes dos pisos enterrados. A posição das ancoragens deve ser deixada perto das lajes, mas não em sobreposição com estas, para que se possa proceder à sua desactivação, e recuperação das respectivas cabeças assim que as lajes correspondentes estiverem concluídas. A desactivação das ancoragens é feita geralmente cortando com um maçarico um a um, os cabos de pré-esforço, soltando assim a cabeça para futuras reutilizações. Deve ser

deixado um registo da localização em profundidade das ancoragens definitivas, a fim de evitar problemas ou danos nas construções vizinhas, Guerra et al. (2003)

2.4.3 Controlo de execução

Deve ser feito um controlo da escavação através de instrumentação, antes, durante e após a execução da mesma. Esta instrumentação pode ser feita por meio de diversos aparelhos, como inclinómetros imediatamente a tardoz da cortina, inseridos em furos de sondagem, alvos e marcas topográficas, células de carga em ancoragens e extensómetros nos escoramentos. Estes meios permitem monitorizar os deslocamentos que ocorrem na cortina de contenção executada, no terreno envolvente e nas construções vizinhas, variações de pré-esforço nas ancoragens, e variação de comprimento dos escoramentos. Estes aspectos devem ser especificados no Plano de Instrumentação e Observação, que deverá ser incluído na memória descritiva e justificativa do projecto de escavação e contenção periférica.

2.4.4 Aplicabilidade e comparação com outras técnicas de contenção

O campo de aplicação das paredes tipo Munique pode ser directamente relacionado com as suas vantagens e desvantagens, que serão descritas mais adiante. As limitações e vantagens desta técnica em relação às alternativas para cada situação de projecto acabam por determinar a viabilidade do uso desta solução. Assim, a escolha da solução ideal não depende só das condições do terreno, mas também da urgência de prazos da obra e do orçamento disponível, sendo necessário encontrar um equilíbrio, não comprometendo os critérios de segurança.

No Tabela 10 encontram-se esquematizadas as vantagens e desvantagens das técnicas de contenção que podem ser aplicadas a escavações e contenções periféricas em meio urbano.

Tabela 10: Vantagens e desvantagens de soluções de contenção periférica em meio urbano.

(Fonte: Adaptado de Gerra, 2003)

Solução	Vantagens	Desvantagens
Muros de	-Economia nos processos construtivos; -Não exige grande área de estaleiro, nem pessoal e tecnologia especializados; -Proporcionam acabamento aceitável,	-Processo muito moroso e fracos rendimentos diários em área; -Mau desempenho para nível freático elevado, não garantindo a estanqueidade a longo prazo; -Exigem terrenos com alguma

Munique (Definitivo)	por serem cofrados interiormente; -Permitem um bom aproveitamento da área útil do edifício, uma vez que as paredes são de espessura relativamente reduzida e são executadas no limite do lote (betonadas contra o terreno).	consistência; -Provocam alguma descompressão do solo, originando assentamentos das fundações das construções vizinhas e deslocamentos da própria parede de contenção, o que pode provocar danos.
Muros de Berlim (Provisório)	-Economia, sobretudo para contenções provisórias; -Facilidade em manobrar e construir, com bons rendimentos diários em área; -Não exige grande área de estaleiro, nem pessoal e tecnologia especializados.	-Mau desempenho para nível freático elevado, devido à percolação dos finos e erosão interna do solo; a água passa livremente entre os elementos; -Exigem terrenos com alguma consistência; -Estão relativamente limitados em termos de profundidade.
Cortina de estacas moldadas	-Atingem-se profundidades elevadas; -Pode-se dispensar o uso de fluidos estabilizadores caso o terreno possua consistência suficiente; -O processo de execução não provoca vibrações excessivas, excepto quando é feito o recurso ao trépano; -Grande variedade de diâmetros disponíveis.	-Dificuldade na garantia de verticalidade; -A entrada de água e/ou percolação pode causar anomalias no betão antes da presa; -Exige equipamentos e mão-de-obra especializados.
Cortina de estacas-prancha	-Facilidade de execução abaixo do nível freático, dentro de água em presença de solos moles; -Oferecem ao terreno superfícies contínuas; -Garantia de estanqueidade na passagem de água para o exterior; -É possível recuperar e reutilizar as estacas.	-A cravação pode originar ruído e vibrações, assim como a danificação dos elementos; -Têm problemas de corrosão a longo prazo; -Dificuldade na garantia de verticalidade e na correção da mesma; -Não podem ser utilizadas em terrenos com camadas ou blocos dispersos de rochas.

Paredes Moldadas	-Pode ser utilizado em qualquer circunstância em termos de condições hidrogeológicas (mesmo com nível freático elevado, percolação de água e/ou terrenos incoerentes ou moles); -Atingem-se profundidades elevadas; -Garantia de estanqueidade na passagem de água para o exterior; -Maleabilidade na programação, por ter a configuração de painéis.	-Execução difícil em terrenos rijos, com grandes perdas de rendimentos; -Exige equipamentos e mão-de-obra especializados; -Exige grande espaço de estaleiro; -Solução relativamente onerosa (devido a por exemplo, fabrico, recuperação e reciclagem das lamas bentoníticas, ou transporte para local de vazadouro apropriado).
Cortinas de colunas de Jet-Grout	-Solução económica e com altos rendimentos comparativamente com as soluções tradicionais alternativas (Paredes Moldadas, Cortina de estacas); -Não provoca vibrações; -Garantia de estanqueidade; -Pode ser utilizado em terrenos incoerentes e com nível freático elevado; -Permite a realização da contenção antes da escavação – segurança; -Versatilidade de soluções; -Representa um tratamento do solo, o que traz vantagens a nível ambiental e económicas, não sendo necessário transporte de material para o exterior.	-Necessidade de uma rigorosa interpretação dos cenários geológico geotécnico e estrutural; -Importância da calibração prévia de parâmetros de execução, quando justificável através do recurso a ensaios de carga à escala real, assim como do controlo da execução; -Exige algum espaço de estaleiro para instalação de um silo; -Exige equipamentos e mão-de-obra especializados; -Não pode ser utilizado em solos com camadas ou blocos de rocha dispersos.
Cortinas de painéis de CSM	-Solução com vantagens económicas e ambientais (incorporação do solo na solução, com minimização de refluxo); -Altos rendimentos; -Garantia de estanqueidade; -Não provoca vibrações;	-Importância de estudos de formulação laboratorial para a determinação do melhor ou melhores ligantes a adoptar na mistura com o solo, assim como das respectivas quantidades;

	-Pode ser executado em todos os tipos de solo, incluindo os incoerentes e com nível freático elevado; -Permite a realização da contenção antes da escavação – segurança; -Versatilidade de soluções; -Bom controlo de verticalidade e qualidade.	-Exige equipamentos e mão-de-obra especializados.
--	---	---

Analisando os aspectos referidos na Tabela 10 é possível concluir que a escolha da técnica de contenção a adoptar depende quase inteiramente da situação, quer seja em termos de condições geológico-geotécnicas e hidrológicas, dos prazos, capital disponível, condições vizinhas e outros condicionamentos. Assim, no caso de estudo apresentado no capítulo seguinte, a solução inicial adoptada era contenção periférica tipo Berlim, elaborado pela firma Pec-Non. Mais tendo em conta os resultados obtidos nos ensaios, as condições citadas na tabela acima e todas características da obra a realizar, passou pela execução de Muros de Munique.

CAPÍTULO 3 - MARCO CONTEXTUAL DA INVESTIGAÇÃO

3.1 - Caso de estudo

O presente estudo foi feito na obra (*Niassa Residence*) sita na Av. 24 de Julho, Maputo Talhão 100, Ponta Vermelha, ao lado do edifício belver (loja Milano) com 14 pisos a esquerda, com uma cave alagada e uma rampa de acesso, dos anos 50; A direita edifício estrutura inacabado, recém-construído com 10 pisos com uma cave destinada a estacionamento.

A obra terá 27 pisos das quais 2 enterrados destinadas a estacionamento levada a cabo pela empresa SEI (Sociedade de Empreendimentos Imobiliário), que esta por sua vez subcontratou a empresa *DURA Soletanche Bachy Moçambique, Lda* (DURA), empresa na qual o autor do presente trabalho fazia estágio, para os trabalhos de “estacas, escavação e contenção”.

A seguir estão os processos que procedem a contenção.

3.2 - Prospeccção geológico-geotécnica

A referida campanha de prospecção levada a cabo pela firma “Tecnasol”, teve como objectivo reconhecer as características geológicas- geotécnicas da referida área, com recurso a sondagens à rotação que permitiram identificar as litologias ocorrentes, e avaliar as respectivas características resistentes através da realização de ensaios de penetração dinâmico tipo SPT.

A seguir se descreve os trabalhos efectuados, apresenta os resultados obtidos e considerações finais.

3.2.1 Características geológicas locais

De acordo com a folha 2532D3 da Direcção Nacional de Geologia da região de Maputo, na escala 1:50 000, nos terrenos onde se desenvolve a obra em causa, encontram-se litologias pertencentes à Formação “Ponta Vermelha - TeVs”, caracterizada por “areia eólica, siltito e grés vermelho” datada do Terciário.

Mais precisamente, esta formação no local em estudo encontra-se representada por areias de grão fino a médio, siltosas, de tons avermelhados, alaranjados, e amarelados, medianamente compacta a compacta.



Figura 4: Fotografia aérea do local, 2532D3 – Maputo escala (1;50000). (Fonte: Direcção Nacional de Geologia da região de Maputo)



Figura 5: Extracto da carta Geológica (Fonte: PAR)

3.2.2 Trabalhos realizados e resultados obtidos

- **Prospecção mecânica**

No programa de reconhecimento geológico-geotécnico apresentado pela SEI, constava a realização de 3 furos de sondagem executados com recurso a equipamento de rotação e acompanhados da realização de ensaios de penetração dinâmica SPT, espaçados de 1.5 m.

Como critério de paragem das sondagens, foi definido pelo Cliente a obtenção 3 ensaios SPT consecutivos com NSPT superiores a 60 pancadas, com acompanhamento directo da realização dos trabalhos de campo. As sondagens foram implantadas no terreno em acordo com o cliente em locais disponíveis.

- **Sondagens**

Conforme referido, a campanha de prospecção consistiu na realização de 3 sondagens à rotação, S1 a S3, todas verticais, com profundidades de 21.0 m (sondagens S1 e S3) e 22.5 m (sondagem S2) num total de 64.5 m de furação.

Na tabela 11 indicam-se, para cada sondagem realizada, as cotas aproximadas, e as profundidades atingidas.

Tabela 11: Sondagens (Fonte: Tecnasol)

Sondagem	Profundidade (m)	Coordenadas		Cota de início (m)
		E	N	
S1	21.43	459 021	7 126 983	62
S2	22.92	459 011	7 126 986	62
S3	21.43	459 016	7 127 008	62

As sondagens foram realizadas com recurso a sonda rotativa accionada por motor a diesel de avanço hidráulico, com carotagem contínua, utilizando para o efeito amostradores de parede dupla equipados com coroas de prismas e diamantadas, adequadas às características petrográficas e estados de fracturação dos maciços ocorrentes, sempre com o objectivo de assegurar a melhor qualidade da amostragem. O diâmetro de furação utilizado foi 98 mm, com os respectivos tubos de revestimento 113 mm. O fluido de circulação utilizado foi a água doce corrente.

As amostras recuperadas foram dispostas por ordem de obtenção em caixas de madeira, devidamente compartimentadas e referenciadas, de forma a facilitar a sua análise e classificação.

Na sequência dos resultados obtidos nas sondagens realizadas e atendendo à geologia regional da área em estudo, bem como pela informação bibliográfica disponível, individualizaram-se as seguintes unidades lito-estratigráficas assinaladas na tabela 12 e descritas de seguida.

Tabela 12: Litologia (Fonte: Tecnasol)

Idade	Formação	Litologia
Actual(a)	Depósito de cobertura	Areia de grão fino, areno – siltosa de tom avermelhado, solto.
Terciário (b)	Ponta Vermelha (TeV's)	Areia de grão fino, siltosa, de tom avermelhado, solto a medianamente compacta.
		Areia de grão fino, siltosa, de tons alaranjados e amarelados.

a) Actual – Depósito de cobertura

Areias – foram reconhecidas em todas as sondagens, desde a superfície até à profundidade máxima de 3.0 m (S1), caracterizando-se por areias de grão fino, areno-siltosa, de tom avermelhado, solta.

b) Terciária – Ponta Vermelha (TeV's)

Areias medianamente compactas – foram identificadas em todas as sondagens, subjacentemente aos depósitos de cobertura, com espessuras de 15.0 m (sondagem S1 e S3) e 16.5 m (sondagem S2), correspondendo a areias de grão fino, siltosas, de tom avermelhado, medianamente compactas.

Areias compactas – foram detectadas em todas as sondagens, subjacentes às anteriores até às profundidades máximas prospectadas, e corresponde a areias de grão fino, siltosas, de tons alaranjados e amareladas nas partes mais profundas, compactas.

Os perfis interpretativos do desenho n.º P13/0176 representam a informação descrita anteriormente. Atente-se, contudo, que a interpretação apresentada traduz uma aproximação conceptual a uma entidade natural seguramente mais complexa que aquela aqui apresentada.

Os gráficos individuais das sondagens são apresentados em anexo 1. Nestes gráficos, além da designação da sondagem, data de execução, diâmetros de furação/revestimento e profundidades atingidas, são ainda apresentados a descrição litológica das diferentes camadas atravessadas, respectiva percentagem de recuperação, bem como os níveis de água, os ensaios realizados e outras ocorrências consideradas relevantes.

A classificação litológica dos terrenos atravessados foi efetuada macroscopicamente, utilizando-se para o efeito os critérios definidos pela Classificação Triangular de Solos (granulométrica), apresentada em anexo.

3.2.3 Ensaios *in situ*

- **Ensaios de penetração dinâmica (SPT)**

Durante a execução das sondagens, sempre que os terrenos apresentavam características adequadas, foram efectuados ensaios de penetração dinâmica (SPT) visando a caracterização geotécnica dos terrenos interessados. Os ensaios foram realizados com recurso a um amostrador normalizado (amostrador de Terzaghi), em intervalos de 1.50 m, num total de 43 ensaios.

Os ensaios de penetração dinâmica, tipo SPT, têm como objectivo a determinação da resistência do solo à penetração de um amostrador normalizado, bem como a obtenção de amostras representativas. São realizados dentro dos furos de sondagem a profundidades previamente definidas, e sempre que ocorrer uma mudança de litologia.

O ensaio consiste na cravação de uma ponteira normalizada, 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 padrão: pilão tem um peso de 63,5 Kg, sendo a altura de queda de 76 cm. O pilão é libertado através de um dispositivo automático.

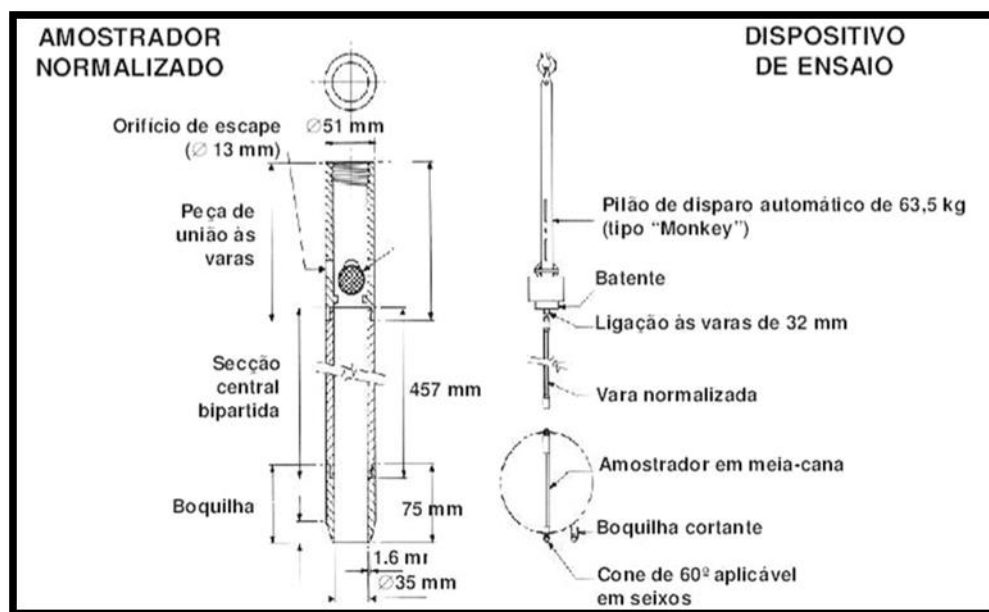


Figura 6: Pilotão (Fonte: Tecnasol)

O ensaio inicia-se anotando o número de pancadas necessárias para a penetração de 15 cm, registrando-se seguidamente o número de pancadas necessárias para a penetração de 30 cm. Quando o amostrador não penetrar 30 cm com 60 pancadas, 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 15 cm finais de amostra são acondicionados em recipientes fechados, sendo anotado, em etiquetas colocadas no interior do recipiente, o número, e a designação da obra, a data e designação da sondagem (ou número) e a profundidade de recolha da amostra, bem como os resultados do ensaio (número de pancadas nas diferentes fases e respectivas penetrações).

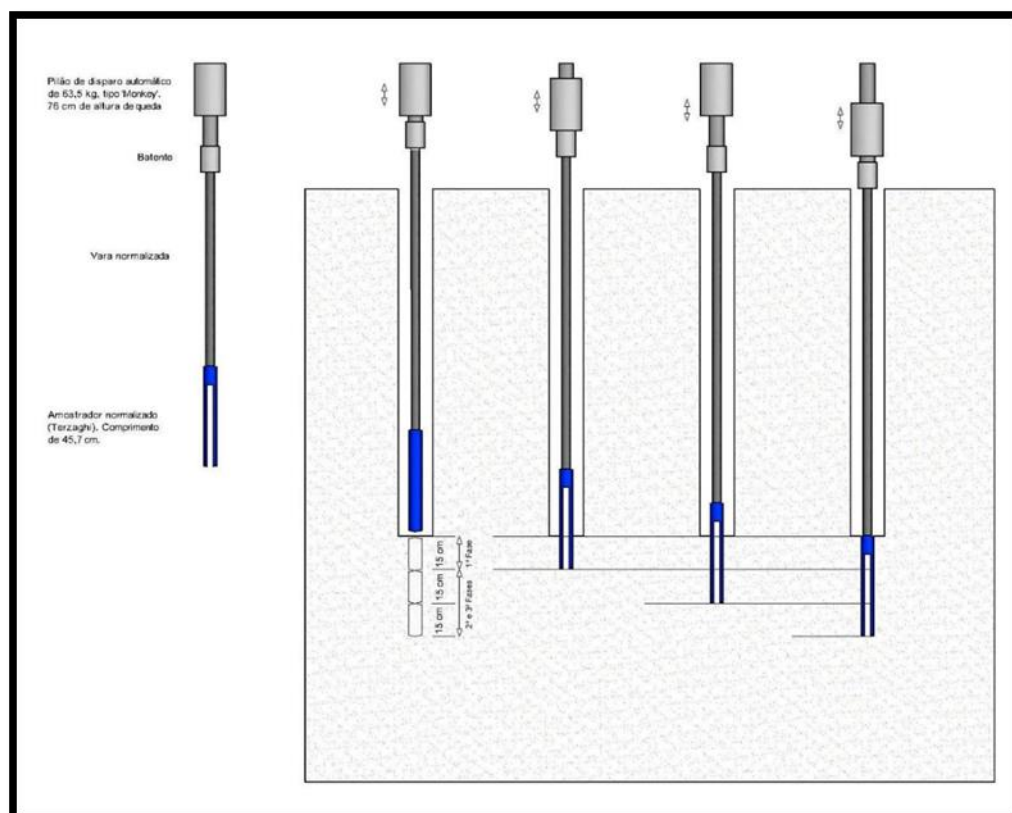


Figura 7: Penetrômetro (Fonte: Tecnasol)

Nos descritivos de sondagem e perfis interpretativos (desenho n.º P13/0176, apresentados em anexo 1 indicam-se os ensaios SPT realizados, a profundidade de execução dos mesmos, o número de pancadas em cada fase e o correspondente valor de NSPT.

3.2.4 Níveis de água

Os níveis de água nos furos de sondagem foram medidos em intervalos médios de 12 horas – no início dos trabalhos diários e no fim destes – estando os valores registados (no fim do turno), afectados pelo processo de furação, uma vez que este é executado com recurso a água corrente. Estas medições estão registadas na Tabela 13.

Tabela 13: Medições de níveis de água (Fonte: Adaptado de Tecnasol)

Sondagem	Data	Profundidade do nível de Água (m)		Profundidade da sondagem (m)
		Início do Turno	Fim do Turno	
S1	04/05	-	18.30	21.0
S2	06/05	—	13.20	15.0
	07/05	16.20	19.70	22.50
S3	07/05	—	12.10	21.00

Conforme se referiu, os níveis de água assinalados poderão estar influenciados pela água utilizada na furação. No entanto a análise dos resultados apresentados no Tabela acima, e a observação da zona envolvente ao local da obra, permite afirmar que até às profundidades prospectadas não existe um nível de água de particular importância.

3.2.5 Zonamento geotécnico

Com base na análise e interpretação dos resultados obtidos na campanha de sondagens realizada, e prevendo o projecto de construção de um edifício com dois pisos enterrados, definiram-se três zonas geotécnicas, ZG3 a ZG1, sendo a zona geotécnica 2 subdividida em A e B conforme indicado nos perfis interpretativos (desenho nº P13/0176), apresentados em anexo.

- **Zona Geotécnica 3 (ZG3)**

Esta é a zona geotécnica de piores características geotécnicas. Foi definida em todas as sondagens, desde a superfície até à profundidade máxima de 3.0 m. Nesta zona foram realizados ensaios de penetração dinâmica SPT, a que corresponderam valores de NSPT compreendidos entre 4 e 8 pancadas.

- **Zona Geotécnica 2B (ZG2B)**

A zona geotécnica ZG2B foi definida em todas as sondagens, subjacente à zona geotécnica anterior, ZG3, com espessuras a variar entre 7.5 m (sondagem S1) e 13.5 m (sondagem S3). A esta zona correspondem areias de grão fino, siltosas, de tom avermelhado e alaranjado,

medianamente compactas, com valores de NSPT compreendidos entre 6 e 32 pancadas, sendo o intervalo de valores mais frequentes entre 10 e 24 pancadas.

- **Zona Geotécnica 2A (ZG2A)**

A zona geotécnica ZG2A foi definida em todas as sondagens, subjacente à zona geotécnica anterior, ZG2B, com espessuras a variar entre 1.5 m (sondagem S3) e 7.5 m (sondagem S1). A esta zona correspondem areias de grão fino, siltosas, de tom avermelhado e alaranjado, compactas, com valores de NSPT compreendidos entre 33 e 56 pancadas, sendo o intervalo de valores mais frequentes entre 40 e 50 pancadas.

- **Zona Geotécnica 1 (ZG1)**

Esta é a zona geotécnica de melhores características, tendo sido definida em todas as sondagens, desenvolvendo-se até às profundidades máximas prospectadas. Está representada por areias de grão fino, siltosas, de tons alaranjados e amarelados, compactas. A esta zona correspondem os valores de NSPT superiores a 60 pancadas.

No Tabela seguinte encontram-se as profundidades às quais foram intersectadas as diferentes zonas geológico-geotécnicas definidas anteriormente (Tabela 14).

Tabela 14: Profundidades das zonas geológico – geotécnico (Fonte: Tecnasol)

Sondagem	ZG3	ZG2B	ZG2A	ZG1
S1	0.0 – 3.0 m	3.0 – 10.5 m	10.5 – 18.0 m	18.0 – 21.0 m
S2	0.0 - 3.0 m	3.0 – 15.0 m	15.0 – 19.5 m	19.5 – 22.5 m
S3	0.0 – 3.0 m	3.0 – 16.5 m	16.5 – 18.0 m	18.0 – 21.0 m

De acordo com a informação disponível, tendo por base os resultados obtidos na campanha de prospecção e as observações efectuadas durante o reconhecimento de superfície, poder-se-ão sugerir os seguintes parâmetros geotécnicos para as zonas geotécnicas anteriormente definidas (Tabela 15).

Tabela 15: Características das zonas geotécnicas (Fonte: Adaptado de Tecnasol)

Zonas	Descrição	SPT (pancadas)	Peso específico (KN/m3)	Ângulo de atrito interno (°)	Coesão (kPa)	Módulo de deformabilidade (MPa)
ZG3	Areia de grão fino, siltosa, de tom avermelhado, solta.	4 – 8	15 – 17	28 – 31	0	5 – 10
ZG2B	Areia de grão fino, siltosa, de tom avermelhado, medianamente	6-32(10-24) ¹	18 – 20	32 – 35	0	20 – 40
ZG2A	Areia de grão fino, siltosa, de tom avermelhado, medianamente	33-56 (40-50) ¹	19 – 21	38 – 42	0	50 – 90
ZG1	Areias de grão fino, siltosa, de tons alaranjados e	≥60	21 – 22	42 – 45	0	100 – 150

1 - Valores mais frequentes

Os valores dos parâmetros geotécnicos apresentados correspondem às estimativas para os valores extremos de SPT interessados nesta zona. Para valores intermédios de SPT, os parâmetros deverão ser estimados por interpolação.

3.2.6 Considerações finais

Com base na análise e interpretação dos resultados obtidos nos trabalhos realizados, bem como nas observações efetuadas durante o reconhecimento de superfície, e tendo em conta o zonamento geotécnico elaborado (Anexo 1 podem tecer-se as seguintes considerações:

Litologias

- Na área em estudo, ocorre a denominada Formação de “Ponta Vermelha” datada do Terciário (TeV), caracterizada por areias de grão fino, siltosas, de tons avermelhados, alaranjados e amarelados.

- Sobrejacentemente identificam-se depósitos de cobertura constituídos por areia de grão fino, areno-siltosas, de tom avermelhado, com cerca de 3 m de espessura.

Escavação / Contenção

- Estas escavações poderão ser realizadas através da mobilização de meios mecânicos ligeiros em todas as zonas Geotécnicas;
- As escavações deverão ser efetuadas ao abrigo de medidas de contenção adequadas ao nível de segurança exigível em obras deste tipo, nomeadamente contenções tipo “Munique”/”Berlim”, paredes moldadas ou cortinas de estacas, que minimizem as interferências com arruamentos, infra-estruturas, serviços e edifícios existentes no perímetro da obra. Neste particular, importa salientar que a existência de edifícios contíguos aliada às características geológico-geotécnicas das formações interessadas pela escavação a realizar aconselham a adopção de elementos activos de estabilização horizontal (ancoragens pré-esforçadas) ou a aplicação de escoramentos de elevada rigidez para travamento das estruturas de contenção periférica a construir, como forma de evitar eventuais descompressões do terreno envolvente que possam pôr em causa a estabilidade das infra-estruturas e estruturas contíguas existentes.
- De acordo com os níveis de água medidos durante a execução das sondagens, não se prevê a ocorrência de água subterrânea (níveis permanentes) na profundidade prospectada.

Fundação e drenagem

- O tipo de solução a adoptar para a fundação da estrutura deverá ser função das cargas a transmitir aos terrenos, conjugadas com as características geomecânicas e hidrológicas do solo de fundação;
- Aconselha-se a não realização de qualquer tipo de fundação na zona geotécnica 3 dadas as fracas características geotécnicas desta zona;
- Quando a fundação da estrutura intersecta a zona geotécnica ZG2, alerta-se que esta poderá não exibir características geotécnicas adequadas à solução de fundação directa por meio de sapatas de betão armado. Tal deverá, contudo, ser confirmado pela equipa projectista, com base no tipo e magnitude das cargas actantes e nas propriedades geomecânicas das zonas geotécnicas mencionadas, em particular no que diz respeito às correspondentes características de resistência e de deformabilidade;
- Na hipótese de não ser viável a adopção de fundações do tipo directo por meio de sapatas de betão armado, sugere-se a execução de soluções de fundação do tipo indirecto, nomeadamente através de estacas de betão armado encastradas na zona

geotécnica ZG1 que permitirá mobilizar, em profundidade, a capacidade de carga adequada dos terrenos de fundação das estruturas a construir;

- Em qualquer das hipóteses de fundação mencionadas – do tipo directo, ou indirecto - aconselha-se a realização de uma análise dos eventuais assentamentos.

Monitorização

- Atendendo à localização e envolvimento urbana da obra a realizar (estruturas existentes e arruamentos a preservar), e tendo presente a necessidade de escavações com profundidades e períodos de tempo relevantes, recomenda-se a definição de um plano de instrumentação e observação geotécnica e/ou estrutural que permita o controlo pró-activo de eventuais movimentos ocorrentes.

As considerações apresentadas deverão, na fase de obra, ser convenientemente avaliadas por um técnico especialista de modo a confirmar os pressupostos do projecto efetuado.

CAPÍTULO 4 - METODOLOGIA DE RESOLUÇÃO DO PROBLEMA E APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

4.1 Programa de instrumentação e monitorização

Atendendo à especificidade da obra e aos condicionalismos relacionados com a segurança, considerou-se essencial que se proceda à implementação de um plano de observação para monitorização do comportamento e estabilidade da obra de contenção.

4.1.1 Instrumentação

A implementação de um plano de instrumentação/monitorização da obra tem como objectivo dispor em fase de obra de uma ferramenta que permita o controlo do real comportamento da contenção, quer na sua vertente estrutural, quer no que diz respeito ao próprio maciço suportado e dos edifícios vizinhos, permitindo através da análise dos resultados observados com os estimados, em fase de projecto, e caso necessário, promover eventuais medidas de actuação, por forma assegurar o bom desempenho da obra.

Preconiza-se assim, e por forma a controlar os seguintes parâmetros:

- Colapso da contenção por deformação excessiva;
- Assentamentos do maciço envolvente que possam provocar danos nas estruturas envolventes;
- Abertura de fissuras em estruturas envolventes;
- Alterações dos níveis freáticos que possam provocar assentamentos diferenciais dos edifícios vizinhos,

Um programa de instrumentação com os seguintes cuidados e equipamentos:

Inspecção visual e registo fotográfico

O autor sobre alçada da empresa DURA esteve encarregue de fazer a observação de eventuais fendas, deformações excessivas da cortina de contenção, assentamentos de edifícios e arruamentos confinantes, bem como registo fotográfico das singularidades relevantes.

Antes do início dos trabalhos o autor efectuou à peritagem das confrontações.

Após o início dos trabalhos o autor passou a efectuar a peritagem com uma periodicidade mínima de uma vez por dia.

Foram colocados alvos topográficos por forma a permitir a obtenção dos deslocamentos verticais e horizontais nos alçados das paredes de contenção e nas fachadas/empenas das construções adjacentes e ao longo das frentes de escavação.

Nesta fase, o autor passou a efectuar a inspecção numa periodicidade mínima de uma vez por semana, durante a execução dos trabalhos;

Células de Carga

Foram aplicadas células de carga por forma a permitir a obtenção dos níveis de pré-esforço instalados nas ancoragens.

Na fase de execução dos trabalhos o autor passou a fazer a observação das células de carga com uma periodicidade mínima de uma vez por dia.

Em resumo, prevêem-se, nesta fase as seguintes tipos e quantidades de instrumentos:

- Células de carga: 5 Un
- Alvos topográficos na contenção: 15 Un
- Alvos topográficos nas construções adjacentes: $6 \times 2 = 12$ Un

4.1.2 Monitorização

Obviamente a periodicidade das leituras encontra-se estritamente ligada ao comportamento da cortina/confrontações admitindo-se que a mesma possa ser sujeita a revisão em fase de obra.

Tabela 16: Dados da monitorização (Fonte: PAR)

	Nível 1 (verde)	Nível 2 (amarelo)	Nível 3 (vermelho)
Alvos topográficos e marcas de nivelamento	$d < 0,20\%H$	$0,20\%H < d < 0,45\%H$	$d > 0,45\%H$
Variação de pré-esforço nas ancoragens	$\Delta P < 20\%P$	$20\%P < \Delta P < 40\%P$	$\Delta P > 40\%P$

Sendo,

H – altura de escavação realizada (mm);

d – deslocamentos acumulados (mm)

ΔP – variação de pré-esforço acumulado (kN)

Nível 1 (verde):	leituras semanais	o.k passando a quinzenais após estabilização*
Nível 2 (amarelo):	leituras diárias	revisão de projeto eventual reforço dos escoramentos
Nível 3 (vermelho):	leituras 2 x diárias	interrupção das escavações revisão de projeto eventual aterro

* duas leituras consecutivas estáveis.

4.1.3 Observações finais

Naturalmente em face dos resultados da observação os quais servirão para validar / confirmar os pressupostos do projecto e tirar conclusões acerca da segurança e estabilidade da obra de contenção, poderão, conforme os casos, proceder-se a um reforço do programa de instrumentação e/ou à adopção atempada das medidas ou soluções complementares consideradas necessárias ao bom comportamento e execução da obra.

4.2 Execução de escavações e contenção periférica provisória tipo Munique

Na solução que a seguir se descreverá, procura-se otimizar e compatibilizar as confrontações existentes, a arquitectura, a estrutura do edifício e os espaços disponíveis, não esquecendo a natureza da obra, bem como a garantia da sua execução em condições de segurança e qualidade.

4.2.1 Elementos De Base

Os elementos que serviram de base à realização do presente estudo foram os seguintes:

- Reconhecimento Geológico;
- Projecto base de escavação e contenção periférica tipo Berlim, elaborado pela firma Pec-Non.

4.2.2 Condicionamentos

- **Condicionamentos relativos a confrontações**

A referida obra de contenção confinará com:

- Alçado principal com a Av. 24 de Julho;
- Empena esquerda: com edifício em betão armado, anos 50, com 14 pisos + r/c + 1 cave e respectivo logradouro em forma de rampa;
- Empena direita: com edifício em betão armado, recente, com 10 pisos, + r/c + 1 cave prolongando-se até ao final do lote;
- Alçado tardoz: com terrenos sujeitos a ocupações sem particular importância, ou mesmo sem ocupações

- **Condicionamentos relativos a serviços enterrados**

O levantamento das redes de serviços de água, esgotos, energia eléctrica, gás e outros, que possam de alguma forma intervir com a zona de intervenção deverá ser devidamente identificado, para, eventualmente se poder compatibilizar a actual solução em fase de obra, de modo a garantir o bom funcionamento da mesma.

4.2.3 Solução preconizada

- **Concepção**

Para a execução da empreitada em questão, prevê-se a execução de 2 pisos enterrados, sendo para o efeito necessário realizar uma escavação com altura máxima de cerca de 8,5 m. Para efeitos da respectiva contenção das escavações, propõe-se a execução de uma cortina periférica em pranchas de madeira, ancorada provisoriamente (em dois níveis). Esta parede será executada de acordo com a tecnologia denominado tipo “Munique”.

- **Processo construtivo**

O processo construtivo da parede de contenção periférica provisória que permite realizar a escavação para execução das caves é genericamente o seguinte:

- a) Execução ao longo de todo o perímetro definido pela contenção a executar, e com afastamentos na ordem dos 1,5 m planta, de furação vertical no diâmetro 250 mm para colocação de perfis metálicos HEB 152x152x30;



Figura 8: Furação vertical “h=11,1m” (Fonte: O autor)

b) Introdução, nos furos entretanto realizados, dos perfis HEB 152x152x30, selagem dos mesmos com calda de cimento em cerca de 3.0 m e enchimento da restante altura do furo com areia por forma a assegurar o alinhamento e verticalidade do perfil;



Figura 9: Perfil HEB enterrado 0,9m do seu comprimento total 12 metros (Fonte: O autor)

c) Escavação e contenção (pranchas de madeira) alternada e por fases até cerca de 0,5 m abaixo do nível previsto para a fiada de ancoragens, seguida da execução das vigas intermédias para apoio das ancoragens;



Figura 10: - Colocação de pranchões de madeira (Fonte: O autor)



Figura 11: Colocação de pranchões de madeira (Fonte: O autor)

d) Estabelecimento das ancoragens;



Figura 12: - Furação para colocação de ancoragens (Fonte: O autor)



Figura 13: - Perfis horizontais para travamento das ancoragens (fonte: o Autor)



Figura 14: - Aplicação da tensão com auxílio do macaco hidráulico (Fonte: o Autor)



Figura 15 - Medição da tensão (Fonte: o Autor)



Figura 16: - Tensão máxima atingida (Fonte: o Autor)



Figura 17: - Perfis de canto (Fonte: o Autor)

e) Repetição dos pontos c) até se atingir o nível inferior de escavação desejado;



Figura 18: - Nível inferior de escavação (Fonte: o Autor)



Figura 19: - Nível inferior de escavação (Fonte: o Autor)

f) Execução ascendente da estrutura do edifício;

g) Desactivação das ancoragens.

Nota: O passo f) e g) não foi possível fazer o seu acompanhamento uma vez que a empresa DURA, foi adjudicada para os trabalhos de contenção provisória e escavação.

4.2.4 Materiais

Os materiais aplicados são:

- Aço em ancoragens:
- Armaduras de alta resistência em ancoragens: 1860/1680
- Aço em elementos metálicos:
- Perfis metálicos: HEB 152x152x30
- Madeiras
- Pranchas de madeira, classe de resistência.C1, nível de humidade.3 duração. Acção de média duração.
- Calda de cimento, com características apropriadas à selagem das ancoragens e dos perfis, definida em função dos tipos de terrenos interessados e do valor das cargas a suportar pelos mesmos.

4.2.5 Acções

Parâmetros geotécnicos

Com base na informação geotécnica disponível e relativamente às características geotécnicas dos terrenos interessados à realização da escavação e à contenção, foram considerados os seguintes parâmetros de dimensionamento:

Dos 0.0 aos 3.0 m (areias siltosas solta)

$$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$c = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$E = 10 \text{ MPa}$$

Abaixo dos 3.0 m (areias siltosas medianamente compactas)

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 32^\circ$$

$$c = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$E = 30 \text{ MPa}$$

Em que γ é o peso específico do terreno, ϕ é o ângulo de atrito interno, c é a coesão e E é o módulo de deformabilidade.

Impulsos

Os impulsos exercidos sobre as paredes de contenção resultam da soma de duas parcelas, uma devida à sobrecarga no tardo da parede e outra devida ao peso próprio do terreno a conter.

No dimensionamento da parede de contenção foi considerada uma sobrecarga uniformemente distribuída de 10 kN/m^2 correspondente à sobrecarga nos terraplenos e de 10 kN/m^2 piso correspondente à sobrecarga dos edifícios confinantes.

Procedeu-se ao cálculo dos impulsos associados à fase provisória (K_a).

Para efeito de cálculo, não se considerou a existência de água, uma vez que o maciço será drenado, nunca se instalando impulsos hidrostáticos sobre a contenção. Eventuais águas que afluam ao interior da escavação serão controladas com recurso a bombagem.

O cálculo dos impulsos e esforços nas estacas foi feito com base nos parâmetros geotécnicos já indicados e recorrendo a modelos de cálculos automático, PLAXIS, já convenientemente testados e utilizados.

4.2.6 Modelos de cálculos

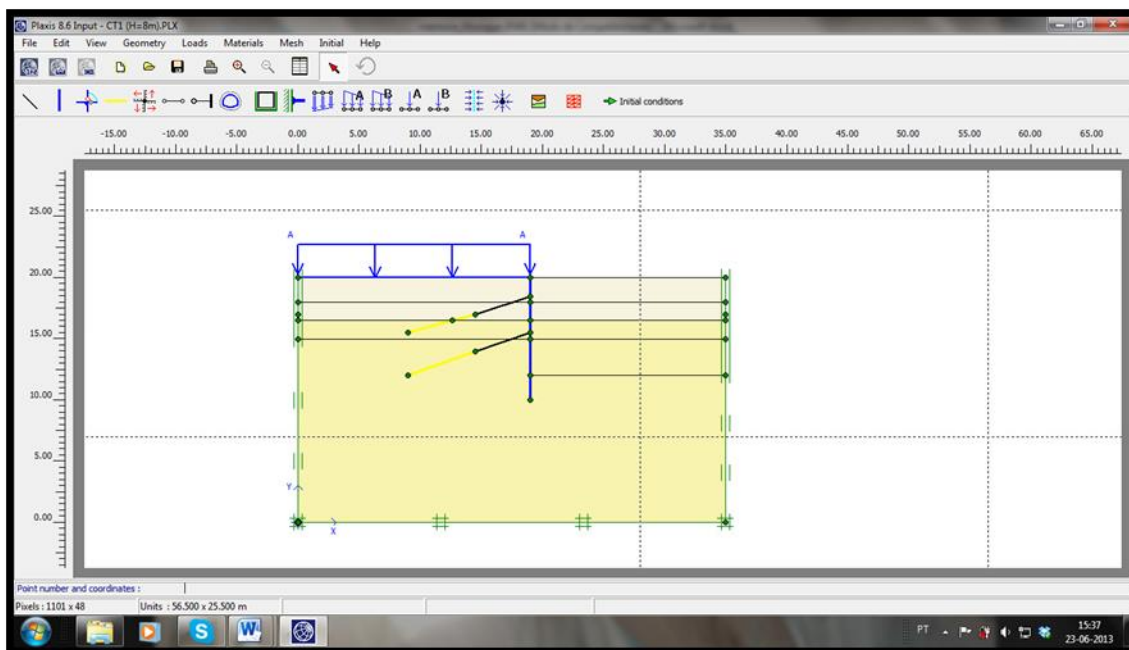


Figura 20: Simulação do efeito da carga do edifício adjacente (Fonte: o Autor)

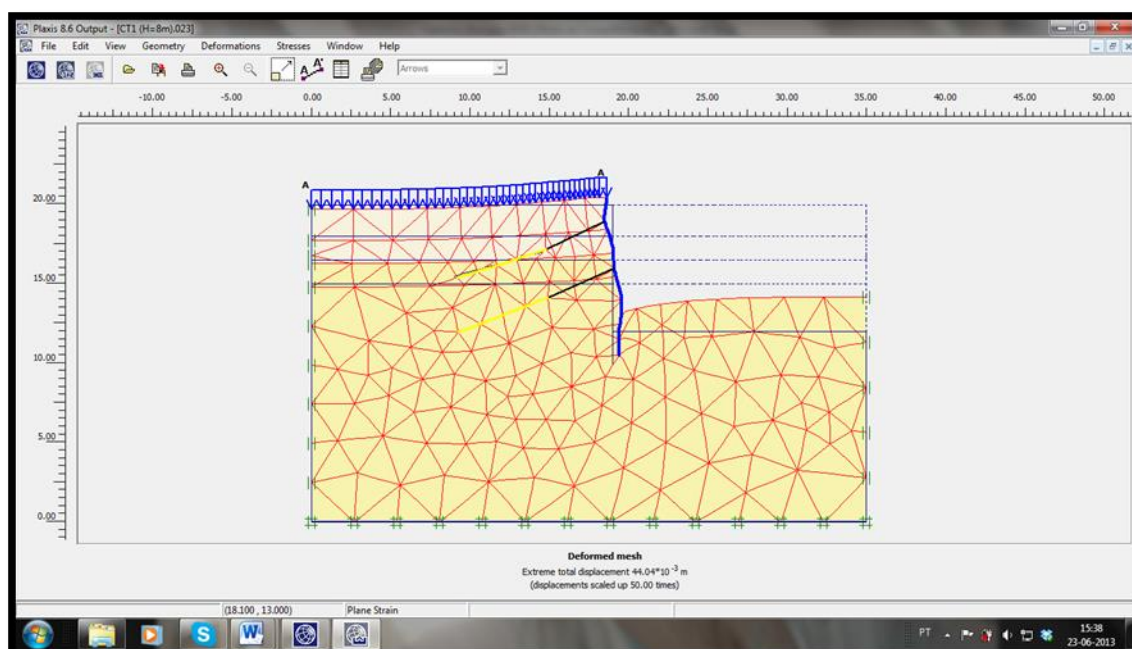


Figura 21: Deformação devido ao efeito da força do edifício adjacente (Fonte: o Autor)

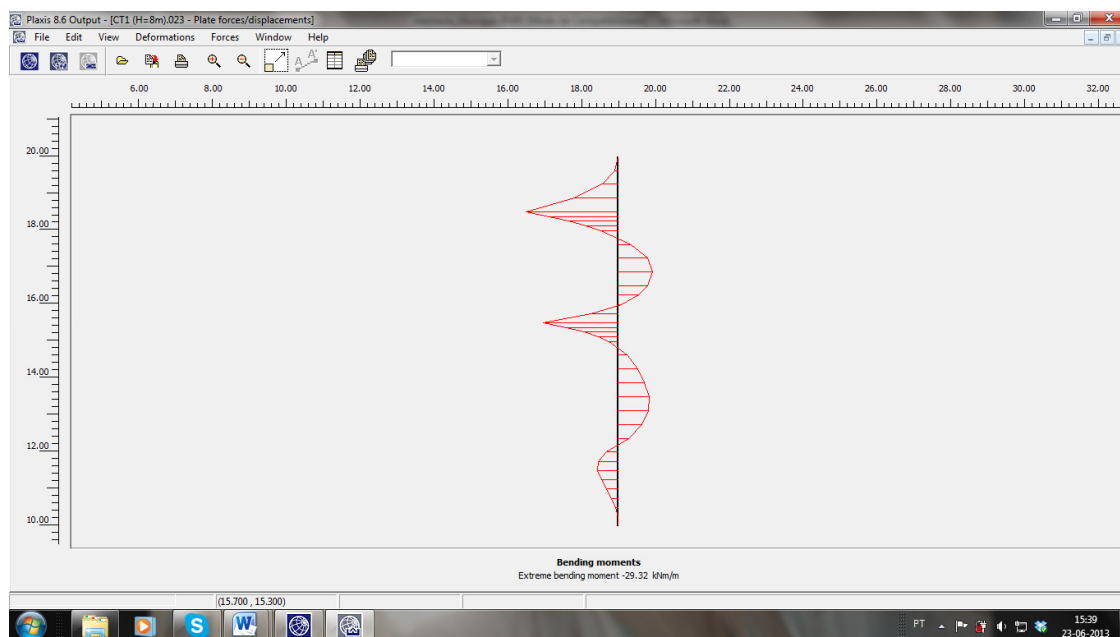


Figura 22: Momento resultante (Fonte: o Autor)

4.2.7 Verificação da segurança

Perfis metálicos verticais

Através dos modelos de cálculo adoptados para o dimensionamento da contenção obtiveram-se os seguintes esforços, para as situações mais desfavorável:

Momento flector máximo: 29.32 kN.m

Consequentemente obtiveram-se os seguintes estados de tensão:

$$M_{sd} = 29.32 \times 1.3 \times 1.5 = 57.2 \text{ kN.m}$$

$$\text{Módulo de resistência} = 221.8 \text{ cm}^3$$

$$\text{Tensão actuante} = 262 \text{ MPa}$$

A partir da análise dos valores acima indicados, propõe-se a adopção de perfis metálicos da classe de resistência S275 (Fe 430) e por sua inexistência no mercado nacional foi substituído por HEB 152x152x30.

As cargas verticais serão equilibradas pelo bolbo de selagem (método Bustamente)

$$N = 2 \times 360 \times \cos 25^\circ = 360 \text{ kN}$$

O dimensionamento do bolbo de selagem foi realizado através da seguinte expressão:

$$L_s = N / (\pi \cdot D_s \cdot q_s) \cdot F_S$$

sendo,

N – esforço axial nos perfis, neste caso, N=360 kN;

D_s – diâmetro médio do bolbo de selagem, introduzindo um fator de correção dependente do tipo de terreno, neste caso, $D=0.25$ e $\alpha=1.0$;

q_s – parâmetro que define o atrito limite unitário, que depende da natureza, consistência ou compactidade do terreno e do método de injeção, neste caso, $q_s=200$ kPa;

FS – factor de segurança, em fase provisória tomou-se igual a 1.3. ou seja, $L_s=3.0$ m

Perfis metálicos horizontais

Com a finalidade de se proceder ao dimensionamento da viga intermédia para o apoio das ancoragens estabeleceu-se o seguinte modelo de cálculo e respectivo dimensionamento:

$$P_{sd} \ 360 \times 1.3 \times \cos 25^\circ = 424.2 \text{ kN Msd.máx.}$$

$$424.2 \times 1.5/4 = 159.1 \text{ kN.m}$$

$$\sigma \text{ Actuante} = \text{Momento} = 159.1 = 265 \text{ MPa} < \sigma \text{ admissível} = 275 \text{ MPa}$$

$$S2 \times 300 \text{ cm}^3$$

Consequentemente, adoptou-se 2 x UNP 240.

Ancoragens

Solução de pré-esforço

Espaçamento entre ancoragens = 3.0m

Inclinação = 25°

Pré-esforço útil = 360 kN

Estado limite último de resistência à tração

O n.º de cordões dos cabos de pré-esforço pode ser estimado através da seguinte expressão:

$$n \geq P_{\text{util}} / N_{Rd, \text{cordão}}$$

P_{util} – valor d pré-esforço útil adoptado;

$N_{Rd, \text{cordão}}$ – valor de cálculo da resistência à tracção de um cordão

Considerando a utilização de cordões de pré-esforço com 0.6” de diâmetro nominal ($A = 150\text{mm}^2$), 90% do valor característico da tensão de cedência ($f_{\text{rotura}}=279$, $f_{\text{cedência}}=248$), associado a um factor de segurança em fase provisória de 1.3, tem-se:

$$N_{Rd, \text{cordão}} = 248 \times 0.9 / 1.3 = 172 \text{ kN}$$

Tabela 17: Valor de pré-esforço. (Fonte: o Autor)

P útil (kN)	Nº
360	2*

*considera-se um mínimo de 3 cordões

- **Estado limite último de capacidade de carga do terreno**

O comprimento do bolbo de selagem das ancoragens pode ser estimado através de um método expedito traduzido pela seguinte expressão:

$$L_s^{\min} = N \cdot f_s / (\pi \cdot D_s \cdot q)$$

Sendo,

N – neste caso, valor do pré-esforço útil adoptado nas ancoragens;

f_s – fator de segurança tomado, neste caso, igual a 1.3 (ancoragens provisórias);

D_s – diâmetro médio do bolbo de selagem obtido através da majoração do diâmetro de furação

D_d por um coeficiente α , tomando-se, neste caso, $D_d = 0.152$ m e $\alpha = 1.2$;

q_s – parâmetro que define o atrito limite unitário, a partir dos ábacos de Bustamante e Doix, dependendo da natureza, consistência ou compacidade do solo e do tipo de injeção utilizado.

Na presente situação, toma-se $q_s = 150$ kPa.

$$L_s^{\min} = 360 \times 1.3 / (\pi \times 0.152 \times 1.2 \times 0.125 \times 10^3) = 6.5 \text{ m}$$

Nota: considera-se um comprimento mínimo de 7.0 m para os bolbos de selagem.

Comprimento livre

Conforme definido pela figura abaixo tomou-se para comprimento livre das ancoragens o valor de 5.0 m, por forma a estabelecer o bolbo de selagem fora da cunha de impulsos (acrescido de 1 m de margem de segurança)

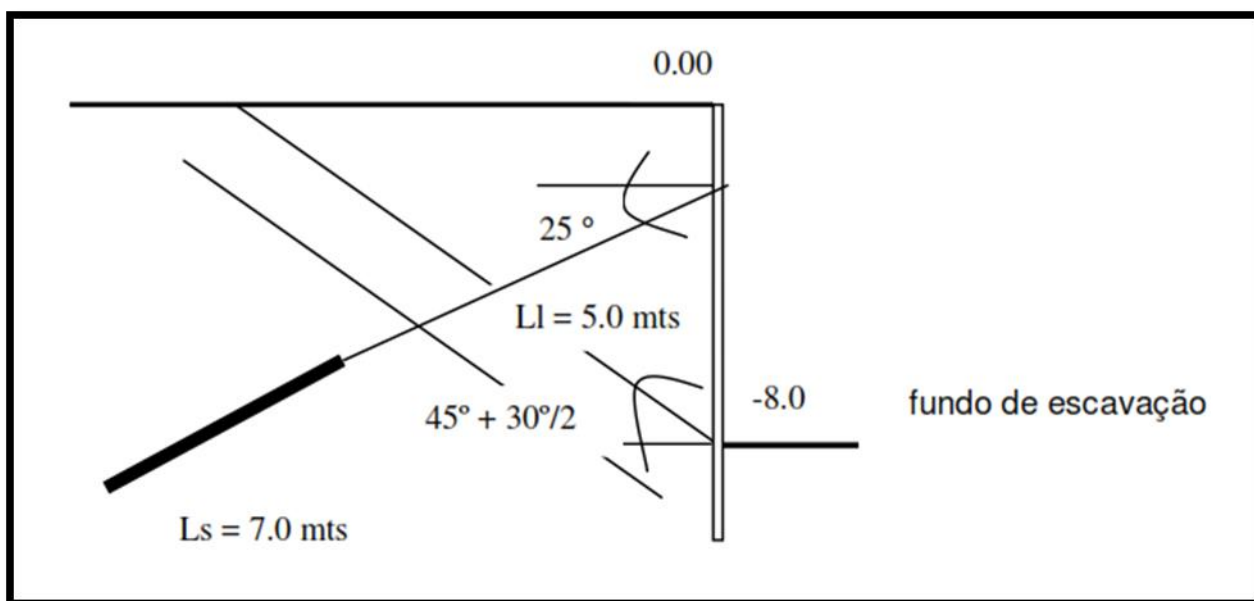


Figura 23: Representação da ancoragem aplicada (Fonte : O autor “*DURA Soletanche Bachy*”)

Os comprimentos estimados para as ancoragens deverão ser confirmados em obra durante os trabalhos, de forma a garantir a execução dos bolbos de selagem em terrenos com características de resistência e de deformabilidade equivalentes a NSPT iguais ou superiores a 15 a 20 pancadas.

- **Escoras de canto**

Escoramento terá lugar nos cantos, conforme indicado nas peças desenhadas, e serão colocadas em níveis coplanares com as ancoragens.

As escoras serão constituídas por perfis normalizados de aço, com capacidade para resistir às cargas axiais mais desfavoráveis que se poderão gerar durante a fase construtivas.

A força na escora é dada por:

$$F_{esc} = 360 \times \cos(25^\circ) / \cos(45^\circ) = 461.4 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1.3 \times 461.4 = 599.9 \text{ KN}$$

O valor de cálculo da resistência à compressão da secção transversal dos perfis pode ser dada por:

$$N_b.R_d = \chi \beta_A A \cdot f_y / \gamma_{M1}$$

Sendo: χ - coeficiente (curva “d”) função da esbelteza normalizada

$$\bar{\lambda} = \frac{l_o}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1}$$

Sendo:

l_0 – comprimento de encurvadura (neste caso, $l_0=1.0 \times 3.0=3.0$ m);

$$\lambda_1 = \pi$$

$E_{fy} = 91.9$ – parâmetro de normalização da esbelteza;

i – raio de giração

$\beta_A = 1$, para secções da classe 1

A – área transversal do perfil

F_y – valor nominal da tensão de cedência do aço ($f_y = 235$ MPa)

γ_{M1} – coeficiente parcial de segurança = 1.1

Tabela 18: Resistência a encurvadura dos perfis. (Fonte: O Autor)

Perfil	A (cm ²)	i_{yz} (mm)	Λ	χ (curva c)	Nb.Rd (kN)
HEB 152	38.3	38.3	0,8	0,7957	766.0

Valor cálculo da resistência à encurvadura por varejamento

Pranchões de madeira

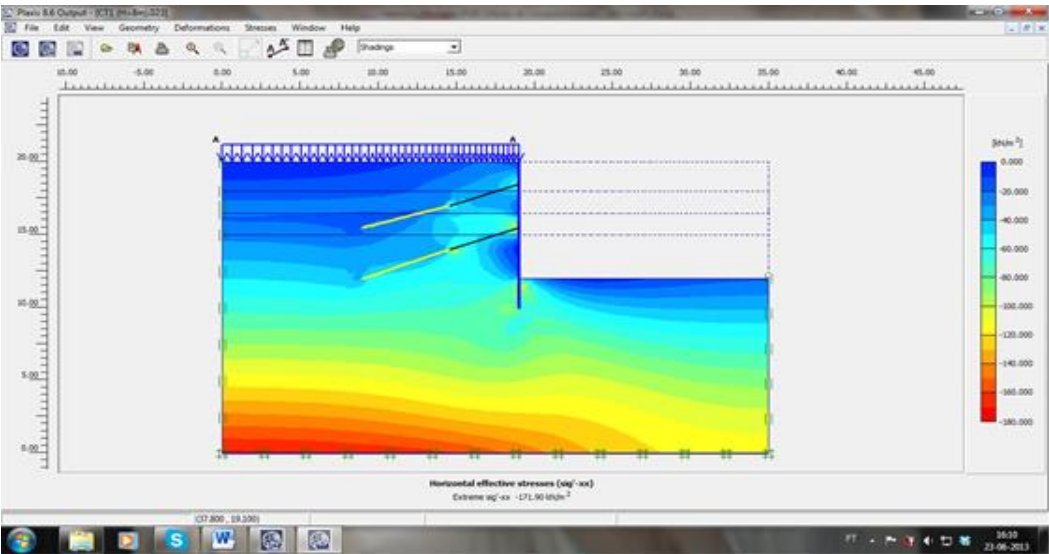


Figura 24: Verificação da resistência dos pranchões de madeira. (Fonte: O Autor “*DURA Soletanche Bachy*”)

No que diz respeito às pranchas de madeira com 10 cm de espessura, de classe de resistência C1 e classe de humidade 1/2, admitindo a pressão constante no tardo das pranchas de madeira de valor $p=40 \text{ kN/m}^2$ (valor correspondente à tensão máxima na zona mais desfavorável), temos:

$$M_{sd} = p \times l^2 / 8 = 1,3 \times 40 \times 1,52 / 8 = 14,6 \text{ kNm / m}, \text{ o que conduz a}$$

$$\sigma_{sd} = 6 \times M_{sd} / b \times e^2 = 6 \times 14,6 / 1 \times 0,102 = 8,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{rd} = k_{mod} \times \sigma_{rk} / \gamma_w = 0,9 \times 21,5 / 1,3 = 14,8 \text{ MPa}, \text{ estando verificada a segurança.}$$

Em todo o omissio será aplicada a regulamentação em vigor e as boas práticas de construção.

4.3 Comportamento da contenção após a execução

Após a execução procedeu-se trabalhos de monitorização para analisar o comportamento da contenção através das leituras nas células de carga estaladas em ancoragens e as leituras nos alvos topográficos estalados nas paredes dos edifícios adjacentes e nos perfis da parede de contenção.

Os resultados das leituras se seguem, e consoante o plano de monitorização estão pintados os valores consoante o nível de leitura.

Tabela 19: Variação de pré-esforço em células de varga. (Fonte : O Autor “*DURA Soletanche Bachy*”)

DATA (2013 a 2014)	HORA	LEITURAS				
		I-II (360kN inicial)	II-III (360kN inicial)	V-VI (450kN inicial)	VI-I(360kN inicial)	
					BELVER	RAMPA
01/nov	17:37	310	310	445	325	335
04/nov	15:41	313	330	383	320	315
07/nov	09:12	274	310	380	325	310
08/nov	15:33	279	310	383	325	320
09/nov	10:50	271	310	378	325	320
09/nov	09:00	200	311	379	305	310

11/nov	14:10	200	307	374	300	295
14/nov	09:00	190	305	342	298	294
14/nov	08:30	190	315	325	303	300
21/nov	09:00	190	315	260	301	300
22/nov	15:40	205	310	260	300	290
23/nov	11:30	176	310	260	303	250
25/nov	11:05	195	310	260	301	250
26/nov	11:10	195	310	260	300	250
27/nov	12:00	195	310	270	303	250
28/nov	12:00	195	310	255	301	250
29/nov	12:00	195	310	255	300	250
02/dez	12:00	195	310	260	303	250
03/dez	12:00	195	310	260	301	250
20/dez	12:00	195	310	250	300	250
06/jan	12:00	205	300	235	210	235
10/jan	12:00	200	300	235	200	230

Leitura dos alvos topográficos

Tabela 20: Paramentos de leitura das células de carga. (Fonte: PAR)

Alvos Topográficos	Nível 1 (Verde)	Nível 2 (Amarelo)	Nível 3 (Vermelho)
	$d < 0,20\%H$	$0,20\%H < d < 0,45\%H$	$d > 0,45\%H$
Variação de pré-esforço nas células de carga	$\Delta p < 20\%P$	$\Delta p < 20\%P < 40\%P$	$\Delta p > 20\%P$

Sendo:

H - Altura de escavação realizada

d -deslocamentos acumulados

Análise das leituras dos Alvos topográficos

Tabela 21: Primeiro grupo de Alvos (Nos edifícios). (Fonte: O Autor “DURA Soletanche Bachy”)

Alinhamento dos Alvos	Altura máxima escavada (mm)	Deslocamento máximo (mm)			0,20%*H	0,45%H	vel de Ale
		X-X	Y-Y	Z-Z			
Alinhamento dos Alvos 1 e 4 (Edifício Belver)	8500	3	5	3	17	38,25	Verde
Alinhamento dos Alvos 2 e 5 (Edifício Belver)	8500	-2	3	3	17	38,25	Verde
Alinhamento dos Alvos 3 e 6 (Edifício Belver)	8500	2	3	3	17	38,25	Verde
Alinhamento dos Alvos 7 e 10 (Estrutura)	900	4	-3	3	1,8	4,05	Amarelo
Alinhamento dos Alvos 8 e 11 (Estrutura)	1000	4	4	3	2	4,5	Amarelo
Alinhamento dos Alvos 9 e 12 (Estrutura)	1200	2	4	3	2,4	5,4	Amarelo

Tabela 22: Segundo Grupo de alvos na contenção. (Fonte: O Autor “DURA Soletanche Bachy”)

Alinhamento dos Alvos	Altura máxima escavada (mm)	Deslocamento máximo (mm)			0,20%*H	0,45%H	vel de Ale
		X-X	Y-Y	Z-Z			
Alcado VI - I (B01)	8500	-	-	-	17	38,25	Verde
Alcado VI - I (B02)	8500	-	-	-	17	38,25	Verde
Alcado I-II (B03)	6900	5	-3	1	13,8	31,05	Verde
Alcado II - III - IV (B04)	6900	-	-	-	13,8	31,05	Verde
Alcado IV - V - VI (B05)	8500	-	-	-	17	38,25	Verde
Alcado IV - V - VI (B06)	8500	-	-	-	17	38,25	Verde

Tabela 23: Terceiro Grupo de alvos na contenção. (Fonte: O Autor “DURA Soletanche Bachy”).

Alinhamento dos Alvos	Altura máxima escavada (mm)	Deslocamento máximo (mm)			0,20%*H	0,45%H	vel de Ale
		X-X	Y-Y	Z-Z			
Alcado IV - V - VI (C01)	8500	-	-	-	17	38,25	Verde
Alcado I-II (C02)	6900	5	3	-2	13,8	31,05	Verde
Alcado I-II (C03)	6900	3	4	-2	13,8	31,05	Verde
Alcado VI - I (C04)	8500	-	-	-	17	38,25	Verde

Tabela 24: Análise da variação de pré-esforço. (Fonte: O Autor “DURA Soletanche Bachy”)

Ancoragem No.	Pré -esforço		Variação	20%P	40%P	Nível
	Valor inicial (KN)	Valor Actual				
47	360	200	160	72	144	Vermelho
6	450	235	215	72	144	Vermelho
55	355	300	55	72	144	Verde
22	360	200	160	72	144	Vermelho
28	360	230	130	72	144	Verde

Nota: Em anexo 1, esta a leitura dos alvos topográficos.

4.4 Patologias resultantes dos deslocamentos registados e soluções propostas

Problema 1

O autor observou na obra alguns deslizamentos de terras no lado interior das contenções adjacentes causado pelas chuvas. Entre os pranchões de madeira foram saindo finos do solo devido ao pequeno espaçamento existente entre as madeiras.

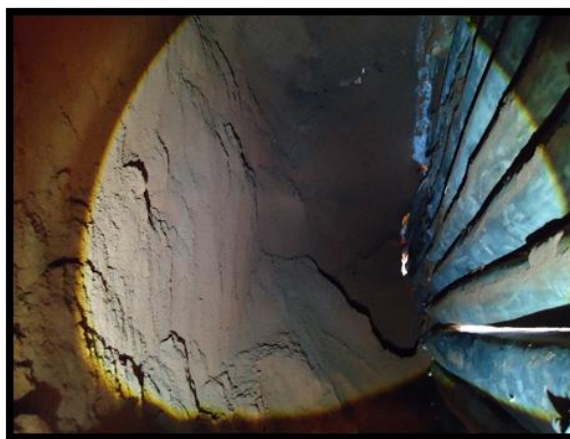


Figura 25: Deslizamento de terras no tardoz. (Fonte: o autor)

Como solução optou-se pela instalação de um bico de pato para posterior colocação de betão para preencher o vazio criado pelo deslizamento de terras.



Figura 26: Colocação de bico de pato e betão. (Fonte: o autor)

Problema 2

O autor deu conta do alagamento da cave do edifício Belver (alçado VI-I) que com as chuvas foi se agravando e, devidas as vibrações e perdas de carga houve rompimento do sistema de esgoto do mesmo, fazendo com que a água penetra-se no lado escavado limpando os finos entre os solos e criando buracos no tardo de la contenção. A fim de 16h foi possível danificar a caixa de visita do prédio e todas tubagens que uniam na caixa, sendo que toda água se fazia a obra. Teve que se intervir de modo a refazer a caixa e preencher todos vazios com betão C30/37 S4 e calda de cimento nos espaços em que o betão não penetrava.



Figura 27: Cave alagada. (Fonte: O Autor)

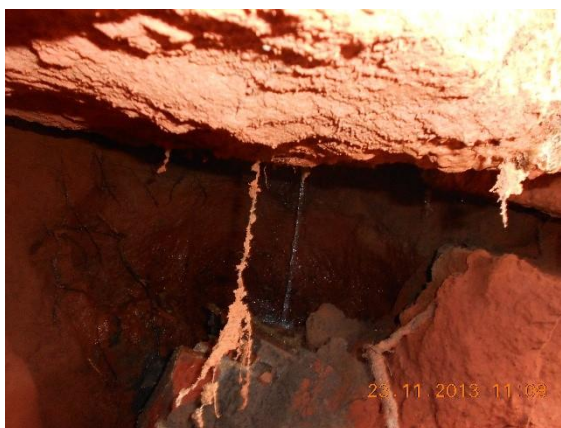


Figura 28: Buraco no lado da contenção (Fonte: o Autor)



Figura 29 e Figura 30: Buraco na rampa do edifício belver. (Fonte : O Autor)



Figura 31: Alagamento do lado escavado. (Fonte: O Autor)



Figura 32: Colocação de betão. (Fonte: O Autor)



Figura 33: Colocação de betão. (Fonte: O Autor)



Figura 34: Caixa de visita reparada. (Fonte: O Autor)

Problema 3

O autor verificou e registrou que após a conclusão dos trabalhos de contenção e escavação, houve alagamento da obra devido ao rompimento da caixa de visita no passeio entre o local da obra e o edifício belver (alçado VI-I da obra). Como solução teve que se refazer a caixa e preencher todo vazio com betão C30/37.



Figura 35: Obra alagada. (Fonte: o Autor)

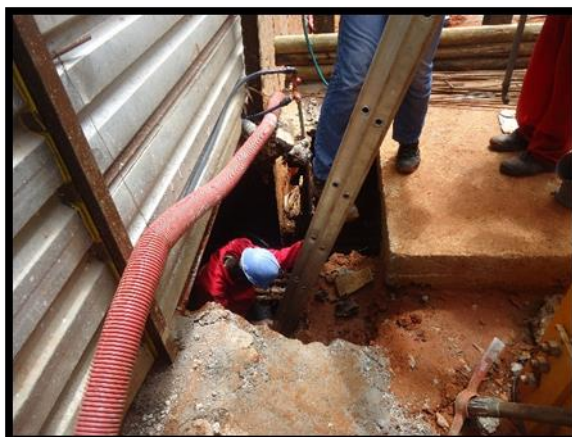


Figura 36: Intervenção no local. (Fonte: O Autor)



Figura 37: Pranchões de madeira danificados (Fonte: o Autor)



Figura 38: Suporte do passeio com prumos aquando a realização dos trabalhos. (Fonte: o Autor)



Figura 39: União das tubagens danificadas. (Fonte: O autor)

Após a união das tubagens, procedeu-se o enchimento do vazio com aproximadamente 25m³ de betão C30/37.

Problema 4

O autor verificou que o projecto da contenção não sobrepõe taxativamente com o estado actual da obra, foi notório em obra alguns perfis estão fora do eixo (fora e dentro do lado da escavação); Os perfis que estão fora farão com que haja sob consumo de betão na fase de execução do muro do edifício, e os perfis que estão dentro alguns serão embutidos no muro e outros que estão 15cm dentro serão recortados, uma vez que se trata de contenção periférica provisória.

CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E RECOMENDACÕES

5.1 Conclusões

Finalizado o presente estudo o autor concluiu que os principais objectivos traçados foram atingidos de forma satisfatória. O tema desenvolvido e a análise realizada pretendiam ser um contributo para uma melhor descrição do comportamento de contenções periféricas em meio urbano, e sua influência nas construções vizinhas. Face a esse objectivo, o seguimento feito dos trabalhos no terreno, a análise comparativa dos resultados da instrumentação e os resultados obtidos, incidindo em aspectos sobre os quais o conhecimento científico é ainda insuficiente, consideram-se relevantes para o estado actual do mesmo, nomeadamente no que respeita a análises das deformações, em que a técnica de contenção utilizada é a de Muros de Munique.

A concretização dos objectivos propostos passou pela realização de uma revisão bibliográfica e pela caracterização do caso de estudo, e análise da instrumentação da obra seguida.

A pesquisa bibliográfica efectuada permitiu compilar o conhecimento acerca do comportamento de cortinas flexíveis multe ancoradas e aspectos relacionados com os deslocamentos da cortina, e no terreno envolvente, assim como dos mecanismos de transmissão destes movimentos aos edifícios próximos, e previsão dos respectivos danos. Por outro lado, incluiu uma abordagem aos tipos de suporte de contenções periférica, e uma descrição do processo construtivo de Muros de Munique, e aspectos relevantes, visto ter sido esta a técnica utilizada no caso de estudo.

As visitas realizadas à obra pelo autor demonstraram a importância das condicionantes no local, nomeadamente no que respeita às condições de vizinhança, envolvendo construções particularmente sensíveis, assim como a heterogeneidade e variabilidade da geologia do terreno, que torna compreensível o grau de incerteza associado à adopção de parâmetros geotécnicos exactos para execução do projecto. Foi notável também a dificuldade associada ao cumprimento exacto da sequência construtiva indicada em projecto, pois num empreendimento desta dimensão estes aspectos foram condicionados por questões de logística, inerentes aos trabalhos de escavação e contenção. Consequentemente destaca-se mais uma vez a importância da instrumentação e respectiva interpretação, que neste caso de estudo teve consequências positivas no desenvolvimento dos trabalhos, tendo resultado na aplicação de medidas de reforço que melhoraram o comportamento da contenção, impedindo danos mais graves nos edifícios vizinhos. Ainda assim, teria sido feita uma avaliação melhor se o Plano de Instrumentação e Observação tivesse sido implementado com mais rigor, particularmente no que diz respeito à instalação de alvos topográficos em profundidade em número superior aos instalados, as marcas topográficas, e também inclinómetros, que não estiveram incluídos no projecto, estes permitiriam analisar mais correctamente o andamento de deslocamentos horizontais da cortina executada, e garantiriam alguma redundância na instrumentação da obra.

A análise dos resultados da instrumentação mostrou que os deslocamentos excessivos que se verificaram nalguns alvos topográficos colocados nas estruturas adjacentes deveram-se a vários factores. Entre eles, destacaram-se as alterações ao processo construtivo, com tempos de espera superiores ao recomendado na fase entre a colocação de pranchões de madeira entre os perfis e o tensionamento das ancoragens, e a colocação dos perfis metálicos no exterior da parede de contenção, e consequente deficiente funcionamento na transmissão das cargas verticais. Com base nos elementos recolhidos aquando da realização dos trabalhos, concluiu-se que poderá ter contribuído negativamente a não consideração em projecto da precipitação intensa que se fez sentir no início da escavação, e que fez com que o terreno se apresentasse com características de resistência e rigidez mais fracas em relação ao inicialmente admitido. Também a não modelação dos edifícios adjacentes por desconhecimento do seu sistema estrutural, teria permitido analisar o tipo de resposta em relação às deformações impostas pelo terreno na fundação. E por fim, um problema geralmente encontrado nas obras geotécnicas: a assunção de parâmetros geotécnicos diferentes dos reais, devido à incerteza associada à determinação destes, ainda que por meio dos ensaios realizados. Contudo, apesar dos deslocamentos excessivos verificados em alguns alvos topográficos, verificou-se que ao longo do tempo e à medida que foram sendo aplicadas as medidas preventivas e de reforço, o comportamento das deformações evoluiu para uma tendência de estabilização.

Em suma, destaca-se mais uma vez o papel crucial do Plano de Instrumentação e Observação neste tipo de obras, e nesta em particular, como ferramenta que se revelou fundamental na implementação atempada de medidas que permitiram assegurar a execução e manutenção da obra, assim como a preservação das estruturas e infra-estruturas vizinhas, em condições de segurança e de economia.

5.2 Sugestões e Recomendações

O tema abordado neste trabalho caracteriza-se por ser de grande interesse para o ramo da geotecnia, havendo assim lugar para desenvolvimentos em trabalhos futuros, aprofundando múltiplos aspectos referidos. Nesse sentido, indicam-se de seguida alguns desses aspectos e vias de estudo, passíveis de serem desenvolvidos futuramente, visando complementar o presente trabalho, recomenda-se:

Sugere-se uma análise de obras semelhantes com um plano de instrumentação mais elaborado e com leituras de maior frequência, incluindo inclinómetros, marcas topográficas, alvos dispostos a vários níveis da cortina, de forma a poder realizar análises mais directas envolvendo resultados de modelação e de campo.

Aconselha-se que seja feita uma aferição do sistema estrutural das construções vizinhas para, se necessário, fazer uma análise de risco mais detalhada e objectiva, em que o factor incerteza será menor, e as medidas preventivas aplicadas com maior antecipação. Fazer a modelação dos edifícios adjacentes com programas adequados, que permitam prever os danos que possam ser provocados pelos movimentos do terreno devido a escavações, com base num levantamento dos sistemas estruturais dos mesmos.

À realização de uma retro análise mais exaustiva em que se variassem mais parâmetros geotécnicos e mesmo dos elementos estruturais, e também utilizando outros modelos constitutivos, a fim de poder com mais certeza testar as várias hipóteses para explicar o comportamento real da contenção, de forma a obter melhores resultados nas obras seguintes com a mesma técnica, e em cenários geológico-geotécnicos semelhantes.

Outra sugestão seria a materialização de uma modelação das soluções da interface entre a parede de contenção e o solo, com o objectivo de se poder aferir a transmissão de tensão vertical por atrito lateral, do muro para o terreno, e o efeito deste fenómeno nos deslocamentos previstos, e verificados.

Recomenda-se análise de alguns dos parâmetros do espectro, tais como o valor de pico da velocidade de vibração, a duração da acção, a frequência dominante (do espectro de Fourier), comparando este último com a frequência própria das estruturas adjacentes. Em relação à influência das vibrações provocadas pela utilização de meios pesados na escavação, nos edifícios vizinhos, sugere-se a realização de análises futuras que avaliem os seus efeitos em termos de espectro de velocidades de vibração.

Sugere-se realização ao longo do tempo, de um trabalho completo de retro análise para todos os métodos construtivos, incluindo as tecnologias utilizadas mais recentemente, e para o máximo de tipo de terrenos possíveis, já que esta prática não é muito comum fora do meio académico, para escavações e contenções periféricas, sendo mais utilizada em projectos de túneis e de estabilidade de taludes. Deveria então ser formada uma base de dados com partilha a nível mundial, que fosse reunindo os resultados deste tipo de trabalho, a fim de estes poderem ser generalizados mais correctamente, e utilizados na prática da Engenharia Civil,

com a vantagem de haver simultaneamente ganhos de economia e segurança, passando a haver um grau de incerteza inferior ao geralmente associado a este tipo de intervenções.

Limitações do estudo

Neste estudo não foi abordada a análise sísmica das estruturas envolvidas por se considerar que estas eram provisórias. Reconhece-se que o sismo de dimensionamento para estruturas provisórias deverá ser uma abordagem pertinente em estudos futuros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bauduin, C., Uncertainties and their relevance for the design of deep excavations near existing structures, XIII European Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering Conference, pp.445–449, Prague, 2003.
- Bernardo, P., Dinis da Gama, C., Sugestões para melhoria da norma portuguesa de controle de vibrações em construções, Centro de Geotecnia do IST, Lisboa, 2006.
- Boone, S. J., Ground-movement-related building damage, Journal of Geotechnical Engineering, 122(11), pp. 886-896, 1996.
- Boscardin, M. D., Cording, E. J., Building response to excavation-induced settlement, Journal of Geotechnical Engineering, 115(1), pp. 1-21, 1989.
- Boscardin, M., Walker, M., Ground Movement, Building Response, and Protective Measures, Reprinted from Effects of Construction on Structures, American Society of Civil Engineers, Boston, Massachusetts, October, 1998.
- Cording, E. J., Long, J. H., Son, M., Laefer, D. F., Modelling and analysis of excavation-induced building distortion and damage using a strain-based damage criterion, Proc., London Conference for Responses of Buildings to Excavation-Induced Ground Movements in London, London, 2001.
- CAPUTO, 1988 a, Homero Pinto. Mecânica dos solos e suas aplicações. Fundamentos. 6ª Edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. Volume 1, 1988.
- Clough, G. W., O'Rourke, T. D., Construction induced movements of in-situ walls. Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE Geotechnical special publication 25, pp. 449-470, New York, 1990.
- Guerra, N. M. C., Estruturas de Suporte, Apontamentos da cadeira de Estruturas de Suporte, do Mestrado para Engenharia Civil, IST, 2003.
- Instituto Português da Qualidade, Eurocódigo 7: Projecto geotécnico – Parte 1: Regras gerais (NPEN1997-1:2010), Caparica, Março de 2010.
- Instituto Português da Qualidade (IPQ), Norma Portuguesa 2074 - Avaliação da influência em construções de vibrações provocadas por explosões ou solicitações similares, Lisboa, 1983.

- LAMBE, T. William; WHITMAN, Robert V. Mecânica de Suelos. México: Editorial Limusa S.A., 1974 (em espanhol). 91
- MAGALHÃES, Edimarques Pereira., Comportamento experimental de uma cortina de estaca prancha assente em solo poroso de DF: implicações para o projeto e metodologia de cálculo. Dissertação de mestrado em geotecnia – Universidade de Brasília. Publicação G. DM-105/2003.
- Son, M., Cording, E. J., Estimation of Building Damage Due to Excavation-Induced Ground Movements, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering © ASCE, Vol. 131, No. 2, pp. 162-177, February, 2005.
- PINTO, C.S. Resistência ao cisalhamento dos solos. São Carlos. Grêmio Politécnico, 1989.
- Poulos, H. G., Carter, J. P., Small, J. C., Foundation and retaining structures – research and practice, Proc. 15th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, vol 4, pp. 2527-2606, Istanbul, 2001.
- Rankine, W. J., Ground movements resulting from urban tunneling: Predictions and effects, Engineering geology of underground movements, Bell, F. G, Colshaw, M. G., Cripps, J. C., Lovell, M. A., eds., Geological Society, London, pp. 79-92, 1988.
- Son, M., Cording, E. J., Responses of Buildings with Different Structural Types to Excavation-Induced Ground Settlements, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering © ASCE, Vol. 137, No. 4, pp.321-333, April, 2011.
- Schiappa de Azevedo, F., Patrício, J., Vibrações Ambientais. Critérios de danos e de incomodidade. Actualidade e perspectivas futuras, LNEC, Lisboa, 2001.

BIBLIOGRAFIA

- Bjerrum, L., Clausen, C-J. F., Duncan, J. M., Earth pressures on flexible structures, A State-of-the-Art-Report, Proc. 5th European Conference on Soil Mechanics & Foundations Engineering, pp. 169-196, Madrid, 1972.
- Coelho, S., Tecnologia de Fundações, Edições Escola Profissional Gustave Eiffel, 1ª Edição, Setembro de 1996.
- Clough, G. W., Duncan, J. M., Earth pressures. In: H-Y Fang (eds), Foundation Engineering Handbook, 2nd edn., Chapman & Hall, pp. 223-235, New York, 1991.
- Das, B. M., Theoretical foundation engineering, Elsevier, Amsterdam, 1987.
- Hansen, J. B., Earth pressure calculation : application of a new theory of rupture to the calculation and design of retaining walls, anchor slabs, free sheet walls, anchored sheet walls, fixed sheet walls, braced walls, double sheet walls and cellular cofferdams, Danish Technical Press for the Institution of Danish Civil Engineers, Copenhagen, 1961.
- Kempfert, H., Gebreselassie, B., Excavations and Foundations in Soft Soils, © Springer- Verlag Berlin Heidelberg, Netherlands, 2006.
- Matos Fernandes, M. A., Estruturas Flexíveis para suporte de terras. Novos métodos de dimensionamento, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1983.
- Pradel, D., Active earth pressure distribution in cohesive soils, Proc of the XIII International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering, pp. 795-798, New Delhi, India, 1994.
- Peck, R. B., Deep excavations and tunneling in soft ground, State-of-the-Art Report, Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics & Foundation Engineering, pp. 225-290, Mexico, 1969.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., Soil mechanics in engineering practice, 2nd edn, John Wiley and Sons, New York, 1948, 1961, 1967.

ANEXOS 1 - SONDAGENS

ANEXO 2 – PROJECTO DE CONTENÇÃO PERIFÉRICA TIPO MONIQUE PROVISÓRIO

ANEXO 3 – ALVOS TOPOGRÁFICOS