

A Nossa  
Universidade

Colégio dos Jesuítas  
Rua dos Ferreiros - 9000-082, Funchal

Tel: +351 291 209400  
Fax: +351 291 209410  
Email: gabinetedareitoria@uma.pt

DM

Instabilidade de Vertentes em Machico  
Implicações na construção de infra-estruturas  
rodoviárias na Pontinha  
Nidia Paula Mendes Neves



Instabilidade de Vertentes em Machico  
Implicações na construção de infra-estruturas  
rodoviárias na Pontinha

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Nidia Paula Mendes Neves  
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

  
UNIVERSIDADE da MADEIRA  
*A Nossa Universidade*  
www.uma.pt

setembro | 2012

**DIMENSÕES:** 45 X 29,7 cm

**PAPEL:** COUCHÊ MATE 350 GRAMAS

**IMPRESSÃO:** 4 CORES (CMYK)

**ACABAMENTO:** LAMINAÇÃO MATE

**NOTA\***

Caso a lombada tenha um tamanho inferior a 2 cm de largura, o logótipo institucional da Uma terá de rodar 90°, para que não perca a sua legibilidade/identidade.

Caso a lombada tenha menos de 1,5 cm até 0,7 cm de largura o layout da mesma passa a ser aquele que consta no lado direito da folha.



**Instabilidade de Vertentes em Machico**  
Implicações na construção de infra-estruturas  
rodoviárias na Pontinha

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**Nidia Paula Mendes Neves**

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ORIENTAÇÃO  
Domingos Manuel Martins Rodrigues



Instabilidade de vertentes em Machico. Implicações na construção de infra-estruturas rodoviárias na Pontinha.

Nídia Paula Mendes Neves

Licenciada em Engenharia Civil

Orientador:

Prof. Doutor Domingos Manuel Martins Rodrigues

Dissertação apresentada à Universidade da Madeira para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil

Funchal, Setembro 2012



Instabilidade de vertentes em Machico. Implicações na construção de infra-estruturas rodoviárias na Pontinha.

Nídia Paula Mendes Neves

Licenciada em Engenharia Civil

Orientador:

Prof. Doutor Domingos Manuel Martins Rodrigues

Dissertação apresentada à Universidade da Madeira para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil

Funchal, Setembro 2012

## **AGRADECIMENTOS**

Este espaço é dedicado àqueles que deram a sua contribuição de forma directa ou indirecta para que esta dissertação fosse realizada. A todos eles deixo aqui o meu agradecimento, em particular quero agradecer:

- Ao professor Domingos Rodrigues, orientador científico desta dissertação, pelo seu interesse, disponibilidade, conselhos e pela quantidade e qualidade de ensinamentos transmitidos, que foram fundamentais para que esta dissertação fosse realizada.
- A toda a minha família, especialmente a minha mãe, e ao meu namorado que sempre me apoiou e fez tudo o possível para me ajudar durante estes meses.
- Aos colegas e amigos da Universidade da Madeira que me acompanharam durante este percurso.
- Gostaria ainda de agradecer às seguintes empresas de Construção Civil, pela cedência de alguns dados que permitiram validar muitas das minhas conclusões bem como adquirir alguns conhecimentos: Teixeira Duarte, Tamega, Zagope, Epos, Norvia e Consulgal.

## RESUMO

A presente dissertação aborda no âmbito da instabilidade de vertentes, a análise das principais implicações na construção de infra-estruturas rodoviárias na zona da Pontinha em Machico, no sentido de perceber e valorizar a importância que estes movimentos de vertente têm na escolha de soluções de projecto e de execução da obra.

Serão abordadas as características geotécnicas dos solos que formam o vale de Machico, e a análise da tipologia dos movimentos de vertente, estes processos são a principal causa de danos provocados em infra-estruturas no concelho.

Serão também apresentados extensivamente as principais patologias que surgiram nas várias infra-estruturas vizinhas à construção da rede rodoviária, provocadas por movimentos de vertente, fundamentalmente habitações.

Finalmente, vão ser apresentadas várias soluções e técnicas para melhorar o comportamento deste tipo de solos, e serão apresentadas algumas medidas de estabilização e tratamento de solos.

**Palavras-chave:** Movimentos de vertente, Depósito de vertente, Patologias em infra-estruturas, Medidas de estabilização.

## **ABSTRACT**

The present dissertation boards in the context of the instability of slopes, the analysis of the principal implications in the construction of road infrastructures in the zone of a Little bit in Machico, in sense of realizing and valuing the importance that has these movements of slope in the choice of solutions of project and of execution of the work.

The characteristics will be boarded geotécnicas of the grounds that form the valley of Machico, and the analysis of the tipologia of the movements of slope, that are the principal cause of damages provoked in infrastructures in the district.

There will be presented also extensively the principal pathologies that appeared in the newspaper commentaries nearby infrastructures á construction of the road net, provoked by movements of slope, fundamentally dwellings.

Finally, several solutions and techniques are going to be introduced to improve the behaviour of this type of grounds, and there will be presented some measures of stabilization and treatment of grounds.

**key words:** Movements of slope, Deposit of slope, Pathologies in infrastructures Measured of stabilization.

## Índice de Texto

<b>CAPÍTULO I .....</b>	<b>1</b>
Introdução.....	1
<b>CAPÍTULO II .....</b>	<b>3</b>
2.1 Geologia da Madeira .....	3
2.2 Evolução Geológica da Ilha da Madeira .....	3
2.3 Solos de Machico.....	5
2.4 Movimentos Creep em depósitos de Vertente .....	11
2.5 Condições Geológicas e Geotécnicas.....	11
2.6 Enquadramento Geográfico do Concelho de Machico .....	14
2.7 Geomorfologia .....	15
<b>CAPÍTULO III .....</b>	<b>16</b>
Descrição do Projecto de Execução RODOVIÁRIO DOS RAMAIS 6.1, 6.2, 7, 8 e 9, no Concelho de Machico.....	16
Introdução.....	16
3.1 Importância das redes rodoviárias na ilha da Madeira .....	17
3.2 Descrição do Traçado .....	19
3.2.1 Implantação do Traçado.....	19
3.2.2 Traçado em Planta .....	19
3.2.3 Traçado em perfil.....	21
3.2.4 Perfis Transversais Tipo.....	22
3.3 Terraplenagem .....	23
3.3.1 Movimentos de Terra .....	23
3.3.2 Taludes de Escavação e Aterro .....	24
3.4 Pavimentação.....	24
3.4.1 Ligação entre as camadas.....	25

3.4.2 Pavimento dos Passeios .....	25
3.5 Drenagem .....	25
3.6 Obras Acessórias - Iluminação.....	26
Introdução.....	26
3.6.1 Alimentação de Energia .....	26
3.6.2 Iluminação .....	27
Concepção da Rede de Iluminação .....	27
3.6.3 Colunas de Iluminação .....	27
3.6.4 Caixas de Visita .....	28
Protecção das Pessoas. Rede de Terra.....	28
3.6.5 Indicações de Cálculo.....	28
3.7 Muros De Suporte.....	28
Introdução.....	28
3.7.1 Condições Geológico-Geotécnicas .....	30
3.7.2 Concepção e Dimensionamento das Soluções.....	31
3.7.3 Muros de Gravidade em Betão Ciclópico .....	32
3.7.4 Muros de Solos Reforçados.....	33
3.8 Infra-estruturas de Abastecimentos de Água .....	34
3.9 Infra-estruturas de Águas Residuais .....	35
3.10 Sinalização .....	37
<b>CAPÍTULO IV .....</b>	<b>37</b>
Descrição da Construção do PROJECTO RODOVIÁRIO DOS RAMAIS 6.1, 6.2, 7, 8 E 9, Machico .....	37
Introdução.....	37
4.1 Descrição do Traçado Adoptado.....	38
4.1.1 Traçado em Planta .....	38

4.1.2 Traçado em Perfil .....	39
4.1.3 Perfis transversais Tipo .....	39
4.2 Terraplenagem .....	40
4.2.1 Movimentos de Terra .....	40
4.2.2 Taludes de Escavação e Aterro .....	42
4.3 Pavimentação.....	42
4.3.1 Ligação entre Camadas .....	44
4.3.2 Pavimento dos Passeios .....	45
4.4 Drenagem .....	45
4.5 Obras acessórias .....	47
4.6 Iluminação.....	48
4.6.1 Alimentação de Energia .....	48
4.6.2 Iluminação .....	49
4.6.3 Concepção da Rede de Iluminação.....	49
4.6.4 Colunas de Iluminação .....	49
4.7 Caixas de Visita .....	50
4.8 Protecção das Pessoas - Rede de Terra.....	50
4.9 Muros de Suporte .....	51
4.9.1 Muros de Solos Reforçados.....	53
4.10 Sinalização .....	54
4.11 Descrição dos principais condicionalismos na Obra.....	54
4.11.1 Expropriações .....	55
4.11.2 Construções Vizinhas muito Danificadas .....	57
3.11.2.1 Análise do Escorregamento e identificação de principais zonas afectadas ....	59
3.11.2.2 Principais causas das Patologias .....	72
Fissuras causadas por excessivo carregamento de compressão .....	76

Fissuras causadas por recalques de Fundação .....	77
Fissuras causadas por reacções químicas .....	79
Fissuras causadas por retração .....	80
Fissuras causadas por efeito térmico.....	80
4.11.3 Condições Geológico-Geotécnicas .....	81
<b>CAPÍTULO V .....</b>	<b>85</b>
5.1 Ensaios e caracterização do Terreno da zona em Estudo .....	85
<b>CAPÍTULO VI .....</b>	<b>92</b>
Medidas para melhor os problemas verificados nos Solos Argilosos de Machico .....	92
6.1 Permuta iónica e floculação .....	97
6.2 Acção de cimentação ou pozolânica .....	98
6.3 Acção de carbonatação .....	98
6.4 Fundações Recomendadas neste tipo de solos .....	99
6.4.1 Ensoleiramento Geral .....	99
<b>CAPÍTULO VII .....</b>	<b>102</b>
CONCLUSÕES.....	102
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>103</b>

## Índice de Figuras

Figura 1- Os complexos vulcânicos da Ilha da Madeira (adaptado de BRITO et al, 2008). ..	4
Figura 2- Solos de Machico (Carta de solos da Ilha da Madeira, Rodrigues (2005)). .....	6
Figura 3- Depósito de vertente. Durante a fase de escavação.....	7
Figura 4- Depósito de vertente com presença de água, durante a fase de escavação.....	7
Figura 5- Fase de escavação da obra em depósito de vertente.....	8
Figura 6- Depósitos de vertente.....	11

Figura 7 - Depósito de vertente na área da implantação dos muros de suporte. ....	12
Figura 8- fase de escavação da obra. Nível freático muito elevado. ....	13
Figura 9- Localização e freguesias do concelho de Machico.....	15
Figura 10-Foto área panorâmica dos declives do Concelho de Machico. ....	16
Figura 11- Localização da implantação da Obra (traçado amarelo, Ramais 6.1,6.2,7,8 e 9). .....	19
Figura 12- Traçado em planta do Ramal 6.1 e 7.....	20
Figura 13- Traçado do Ramal 6.2,8 e 9.....	21
Figura 14 - Esquema do Perfil transversal tipo que foi utilizado na Obra. ....	23
Figura 15- Condicionalismo da execução do passeio.....	40
Figura 16- Compactação do material arenoso por forma permitir a movimentação de equipamentos na Obra. ....	41
Figura 17- aplicação da camada de betão betuminoso. ....	42
Figura 18- Foto da zona onde foi aplicado o reforço da estrutura de pavimento do Ramal 6.2 (AJEC).....	43
Figura 19- Fotos que demonstra a aplicação do betão com fibras (reforço do pavimento) na estrutura de pavimento do Ramal 6.2.....	44
Figura 20- Aplicação da camada de impregnação com betume fluidificado do tipo MC – 30 aplicado á taxa de 1.0 kg/m2.....	44
Figura 21- Trabalhos de montagem da armadura na PH- rectangular.....	46
Figura 22- Execução dos trabalhos de reforço/aumento da altura das caixas de visita.....	50
Figura 23- Esquema da secção B/B do muro de betão ciclópico.....	51
Figura 24- Execução dos Muros de Suporte em betão Ciclópico.....	52
Figura 25- Execução dos Muros de Solos Reforçados.....	54
Figura 26- Demolição da Moradia, existente no Ramal 6.1. ....	56
Figura 27- Demolição de alguns anexos das moradias. ....	56
Figura 28- Moradias vizinhas á obra com fraca qualidade construtiva.....	58
Figura 29- Escavações muito próximas das habitações.....	58
Figura 30- Localização do traçado da Obra Ramal 6.1 e 7 em causa (Google Earth). ....	59
Figura 31- Encontram-se assinaladas as casas com patologias visíveis do exterior devido ao movimento de vertente, vale de Machico (Google Earth). ....	60
Figura 32- Localização do traçado da Obra Ramal 6.2,8,e 9 em causa (Google Earth). ....	60

Figura 33- Encontram-se assinaladas as casas com patologias visíveis do exterior devido ao movimento de vertente, vale de Machico (Google Earth). .....	61
Figura 34- Execução de Muros de Contenção em Betão Ciclópico e Solos Reforçados no Ramal 6.1 e Ramal 6.2.....	62
Figura 35- Fotos panorâmicas da escavação onde se observa as argilas. ....	62
Figura 36- Fissuras horizontais e verticais de grande expressão - Moradia .....	63
Figura 37- Foto de pormenor de fendas de grande expressão - Moradia Nº1.....	63
Figura 38- Foto de pormenor de fendas de grande expressão - Moradia Nº1 .....	64
Figura 39 - Fendas de grande expressão - Moradia Nº1 .....	64
Figura 40- Fissuras diagonais grande expressão - Moradia Nº2. ....	65
Figura 41-Fissuras Horizontais com grande desenvolvimento- Moradia Nº2.....	65
Figura 42-Fissuras Diagonais com grande desenvolvimento- Moradia Nº3.....	66
Figura 43- Fissuras Diagonais nos Muros de suporte da moradia com grande desenvolvimento- Moradia Nº3. ....	66
Figura 44- Fissuras Diagonais com grande expressão- Moradia Nº4. ....	67
Figura 45- Fissuras Diagonais com grande expressão- Moradia Nº4. ....	67
Figura 46- Panorâmica das fissuras no pavimento provocadas pelo movimento de vertente- Moradia Nº5.....	68
Figura 47- Panorâmica das fissuras no pavimento provocadas pelo movimento de vertente- Moradia Nº5.....	68
Figura 48- Fissuras nos Muros de suporte provocadas pelo movimento de vertente-Moradia Nº6.....	69
Figura 49- Fissuras nos Muros de suporte provocadas pelo movimento de vertente-Moradia Nº6.....	69
Figura 50- Panorâmica das fissuras provocadas pelo movimento de vertente-Moradia Nº7. ....	70
Figura 51- Inúmeras fissuras presentes na moradia resultantes pelo movimento do solo- Moradia Nº7.....	70
Figura 52- Inúmeras fissuras presentes na moradia resultantes pelo movimento do solo- Moradia Nº8.....	71
Figura 53- Fissuras e assentamentos - Moradia Nº8. ....	71
Figura 54- Esquema dos assentamentos diferenciais.....	72
Figura 55- Esquema das fundações ligadas por vigas de fundação. ....	73

Figura 56-Tipos de fundações existentes no vale de Machico. ....	74
Figura 57-Tipos de fundações existentes no vale de Machico. ....	75
Figura 58- Fissuração causada por sobrecarga vertical. ....	77
Figura 59- Fissuração típica nos cantos das aberturas, sob actuação de sobrecargas- Moradia N°3.....	77
Figura 60- Recalque diferenciado, por consolidações distintas do aterro carregado, podemos observar na Moradia N°4.....	78
Figura 61- Representação esquemática do bolbo de tensões.....	79
Figura 62- Fissuras horizontais no revestimento provocadas pela expansão da argamassa de assentamento pode-se verificar na moradia N°2.....	79
Figura 63- Fissuras na argamassa de revestimento provenientes do ataque por sulfatos. .80	
Figura 64- Fissuras causadas pela retracção da argamassa de revestimento-Moradia N°6. .....	80
Figura 65- Presença de água no solo de fundação, Ramal 6.1.....	83
Figura 66- Presença de bolsas de água no solo de fundação, Ramal 9.....	83
Figura 67- Escavações muito próximas das Moradias, Ramal 6.1. ....	84
Figura 68- Construções com fracas qualidades construtivas.....	84
Figura 69- Localização das amostras recolhidas em Julho de 2012. ....	85
Figura 70- Curvas granulométricas originais dos depósitos de vertentes (Rosa et al., 2004). .....	88
Figura 71- Curvas granulométricas da fracção passada no peneiro 3/4” dos depósitos de vertentes (Rosa et al., 2004). ....	89
Figura 72- Carta de plasticidade dos depósitos de vertente (Rosa et al.,2004). ....	90
Figura 73- Expansibilidade livre amostra 1. ....	91
Figura 74-Diagrama da sequência das principais reacções físico-químicas que ocorrem na estabilização de um solo com cal (Arman,1988 im Neves,1993). ....	95
Figura 75- Aplicação de Cal no terreno de fundação. ....	96
Figura 76- Tratamento de solos com a Adição de Químicos. ....	96
Figura 77- Adição de Cal aos solos argilosos (Método de estabilização de solos).....	97
Figura 78- Diagrama do ensoleiramento geral. ....	100

## Índice de Tabelas

Tabela 1- Descrição das espessuras das camadas de pavimento. ....	24
Tabela 2- Definição das secções das passagens Hidráulicas. ....	26
Tabela 3- Comprimentos dos Ramais.....	26
Tabela 4- Tabela resumo da Potencia mais desfavorável nos Ramais.....	28
Tabela 5- Quadro Resumo dos Muros de Suporte a serem executados. ....	29
Tabela 6- Definição das espessuras das camadas de Pavimento utilizadas. ....	42
Tabela 7- Quadro resumo das camadas de pavimento utilizado nos passeios. ....	45
Tabela 8- Descrição das secções das Passagens Hidráulicas. ....	46
Tabela 9- Resumo dos Muros de Suporte executados na Obra. ....	48

# CAPÍTULO I

## Introdução

Nesta dissertação pretendeu-se desenvolver um trabalho de investigação no âmbito da instabilidade de vertentes em Machico, e em particular, analisar as principais implicações dos movimentos de vertente na construção de várias infraestruturas rodoviárias na zona da Pontinha em Machico, com o sentido de perceber e valorizar a importância que estes movimentos de vertente tem e os inconvenientes que causam, durante a execução de projetos, na comunidade.

Serão ainda abordados as características dos depósitos de vertente (maioritariamente solos expansivos) que formam o vale de Machico, estes depósitos são a principal causa de danos provocados em inúmeras moradias no concelho.

Os principais objectivos da tese são:

- ✓ Definição e caracterização dos depósitos de vertente no Concelho de Machico.
- ✓ Perceber e valorizar a importância dos movimentos de vertente e analisar as implicações que daí advêm na elaboração de projetos de infraestruturas e execução dos mesmos.
- ✓ Investigar e apresentar algumas técnicas e soluções para o melhoramento da construção neste tipo de depósitos e zonas específicas.

O presente trabalho é composto por sete capítulos:

O capítulo I é constituído pela introdução e os objectivos desta tese.

O capítulo II, traça uma breve descrição geológica e geográfica do Concelho de Machico, Concelho onde foi feita uma análise mais detalhada das zonas de evidente instabilidade, relacionadas com as zonas de instabilidade, e pretende-se

descrever as principais características do solo e orográficas existentes na Cidade de Machico.

O capítulo III, descreve os principais trabalhos a executar de um projecto de execução de uma obra rodoviária que foi executada na Pontinha em Machico.

O capítulo IV, é abordado todos os trabalhos que foram executados nesta obra, e foram realçados as principais condicionantes encontradas na realização desta obra, devido á instabilidade da vertente na zona.

O capítulo V, consiste em investigar e caracterizar o depósito de vertente da zona, e para isso recolhemos amostras de solo, na zona da Pontinha e efectuamos os respectivos ensaios no laboratório. Será ainda abordado a expansibilidade dos solos que formam o vale de Machico, estes fenómenos são a principal causa de danos provocados em diversas moradias no concelho.

No capítulo VI, abordamos as indicações de como devemos executar as construções neste tipo de terrenos argilosos, indicando pelo menos uma solução e algumas técnicas para o tratamento destes solos de forma a minimizar os efeitos dos movimento no solo, indicou-se um tratamento de estabilização de solos argiloso, que se baseia em produtos químicos, como o caso da utilização da Cal.

No capítulo VII, são efectuadas as conclusões do trabalho.

## CAPÍTULO II

### 2.1 Geologia da Madeira

A Ilha da Madeira apresenta uma orografia muito acidentada e com características em termos geológico-geotécnicos únicas.

Estas características únicas da ilha da Madeira derivam sobretudo pelos vários períodos de actividade vulcânica que conduziram à formação da ilha como configuração actual.

A heterogeneidade das regiões vulcânicas faz com que seja extremamente importante obter um grau admissível de conhecimento das suas estruturas geológicas antes da implantação e dimensionamento de obras e um acompanhamento constante durante a execução dos projectos.

### 2.2 Evolução Geológica da Ilha da Madeira

De acordo com MATA (1996), a Ilha da Madeira teve origem há mais de 5,2 Milhões de anos em erupções que ocorreram pela ascensão de magma proveniente dum Pluma Térmica (hot-spot) localizada no manto subjacente à Placa Tectónica Africana. A ilha então formada atingia dimensões consideráveis, quer em área quer em altitude, mas o peso exercido sob a placa oceânica pelo material vulcânico combinado com a remoção de material em profundidade terão provocado o afundamento da ilha.

As rochas vulcânicas, na sua maioria básicas, constituem em superfície e em volume a quase totalidade da parte emersa da ilha, mais de 98% do material aflorante, condicionando fortemente a sua morfologia.

As formações sedimentares, que em alguns casos contêm fosseis, têm pouca representatividade na ilha, resumindo-se aos sedimentos terrestres, nomeadamente a aluviões e terraços, dunas fósseis (fossilíferas), fajãs, quebradas, depósitos de vertente e de enxurrada e aos de fácies marinha, tais como conglomerados, calcários e calcarenitos fossilíferos, cascalheiras e areias de praia.

Quanto ao metamorfismo, resume-se a acções muito ligeiras de contacto, provocadas por escoadas e filões espessos, sem importância no contexto geológico.

É possível individualizar as seguintes unidades geológicas principais, descritas da mais antiga para a mais recente:

- Complexo Vulcânico Antigo – (CA)
- Calcários Marinhos dos Lameiros – S. Vicente – (CM)
- Depósito Conglomerático – Brechóide – (CB)
- Complexo Vulcânico Principal – (CP)
- Complexo Vulcânico S. Roque / Paul – (SRP)
- Episódios Vulcânicos Recentes – (VR):
- Depósitos de Vertente (dv), Fajãs (fj), Quebradas (q), Depósitos de Enxurrada Recentes (dr), Areias de Praia (ap), Dunas Fósseis (df), Terraços (t), e Aluviões (a).
- Na figura seguinte são enumeradas as características principais de cada unidade geológica atrás referida.

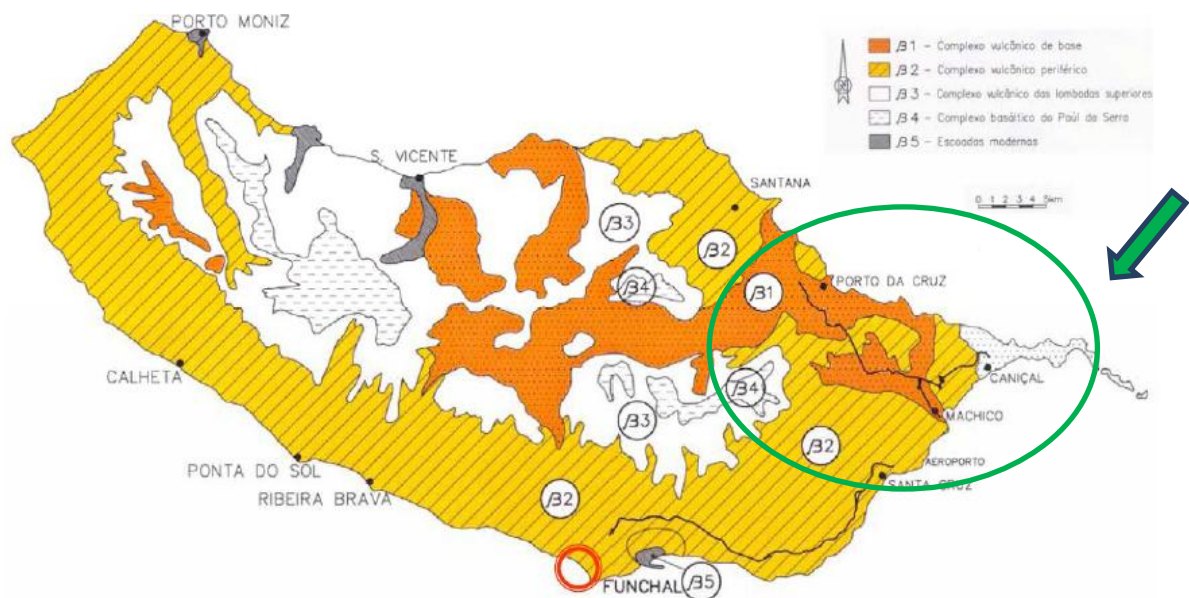


Figura 1- Os complexos vulcânicos da Ilha da Madeira (adaptado de BRITO et al, 2008).

Os vários complexos identificados na Ilha da Madeira são:

$\beta$ 1 – Complexo vulcânico de base ou Complexo vulcânico mio-pleiocénico do Curral das Freiras, Serra de Água, Vale de São Vicente e Vale da Boaventura, na parte ocidental da ilha e dos picos Ruivo e Areeiro, de São Roque, Porto da Cruz, Machico e Ponta de São Lourenço incluindo as brechas de Porto da Cruz e as intercalações de lavas de São Roque, na parte oriental.

$\beta$ 2 – Complexo vulcânico periférico ou Complexo vulcânico pós-miocénico com intercalações piroclásticas da Ribeira da Janela, Porto Moniz, Ponta do Pargo, Ribeira Brava e Câmara de Lobos, na parte ocidental da ilha, e do Funchal, Camacha, Santa Cruz e Santana, incluindo os tufos com vegetais fósseis do Arco de São Jorge, na parte oriental.

$\beta$ 3 – Complexo vulcânico das lombadas superiores ou Complexo vulcânico pós-miocénico do Paúl da Serra, Achada da Pinta e Lombada das Vacas, na parte ocidental da ilha, e Lombada do Meio, Cabeços de Fajã dos Vinháticos e Terreiro da Luta, na parte oriental da ilha.

$\beta$ 4 – Complexo basáltico superior do Paúl da Serra, Chão dos Balcões, Poiso e Achada do Teixeira.

$\beta$ 5 – Lavas basálticas recentes de Porto Moniz e dos Vales de São Vicente e do Seixal também identificadas como escoadas modernas.

A separação entre estes complexos é algo discutível, sendo baseada sobretudo em critérios morfológicos e geométricos.

Da figura 1, verifica-se claramente que o complexo  $\beta$ 2 é o que maior área ocupa na Ilha da Madeira.

### **2.3 Solos de Machico**

Para definir os tipos de solos presentes em Machico pode-se utilizar como referência a publicação “Carta dos Solos da Ilha da Madeira” (Ricardo et al. 1984) ou mais recentemente, o projecto a “Carta dos Solos da Ilha da Madeira (1:50 000)” que foi desenvolvido em conjunto pelo Centro de Estudos de Pedologia, CEP (Instituto de Investigação Científica Tropical), o Instituto Superior de Agronomia,

ISA (Universidade Técnica de Lisboa), o Centro de Pedologia da Universidade Técnica de Lisboa, CPUTL, e dos ex-Serviços Agrícolas da Madeira, SAM (actualmente na Direcção Regional de Agricultura). Este projecto compreende uma carta de solos da Madeira, na escala 1:50 000, em que se seguiu o sistema de classificação de solos estabelecido pela FAO/UNESCO (1988) para o “Soil Map of the World”.

Segundo a carta de solos da Ilha da Madeira, as zonas de depósitos de vertente em Machico (ver figura 2) são caracterizadas pela presença de vertisol (VR), que são solos minerais, hidromórficos ou não, argilosos (mais de 30% de argila), que apresentam grande variação de volume em função da variação do teor de humidade. Como características morfológicas típicas apresentam fendas profundas e largas (mais de 1 cm) ao longo do perfil nos períodos de estiagem, além de superfícies de fricção ou seja, superfície espelhada e alisada com estriamento, formando grandes unidades estruturais em relação ao prumo do perfil. Nas áreas dos solos onde há maior concentração e expansão de sua massa, pode ocorrer o microrelevo “gilgai”, ou seja, microdepressão na superfície do terreno.

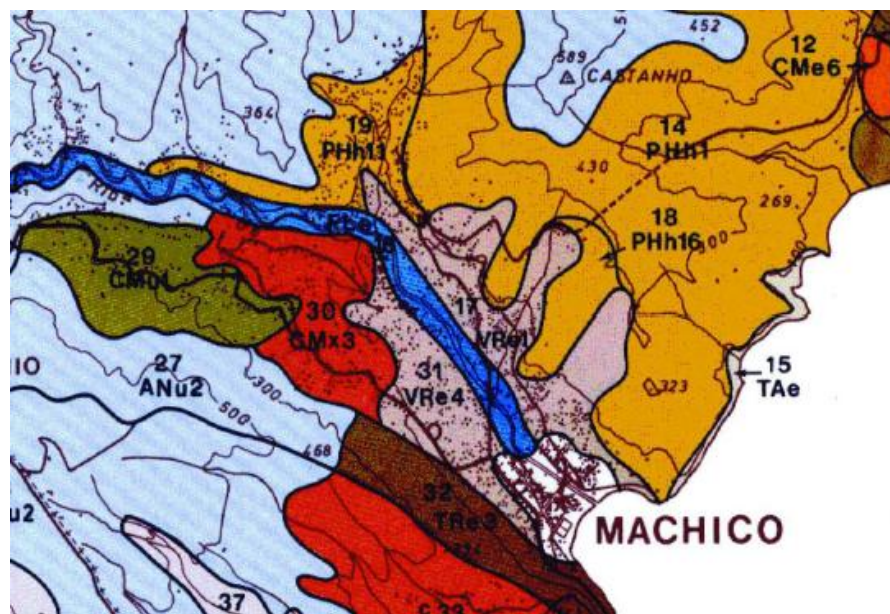


Figura 2- Solos de Machico (Carta de solos da Ilha da Madeira, Rodrigues (2005)).

É recorrente ocorrer escorregamentos na zona em estudo, pois devido a existência de depósitos de vertente de grande espessura, estes são formados por pequenos

fragmentos de rochas de origem basáltica envolvidos por argila, apresentando uma cor castanha escura conforme se pode observar nas seguintes (Figuras 3 e 4).



Figura 3- Depósito de vertente. Durante a fase de escavação.



Figura 4- Depósito de vertente com presença de água, durante a fase de escavação. Teores relativamente altos de argila com actividade alta tornam os solos muito plásticos e pegajosos, quando molhados, e de consistência extremamente dura,

quando secos, para além de apresentarem uma lenta permeabilidade. Quimicamente são solos ricos, com alta saturação de bases, além de argila do grupo da montmorilonita, que conferem ao solo uma grande actividade da fracção argila. Quanto à reacção, são solos neutros ou alcalinos, com pH normalmente entre 7,0 e 8,0.

Sendo que no vale de Machico observam-se apenas "Eutric Vertisols" (VRe). Trata-se de "Vertisols" com grau de saturação em bases igual ou superior a 50%, pelo menos entre 20 e 50 cm de profundidade, sem horizonte cálcico ou gipsico.

Os "Eutric Vertisols" que ocorrem na Madeira encontram-se sob clima semi-árido e sub-húmido. Embora a sua distribuição se verifique até cerca de 400 m de altitude, eles localizam-se sobretudo abaixo dos 200 m e na costa sul. Admite-se derivarem apenas de rochas basálticas de natureza compacta.

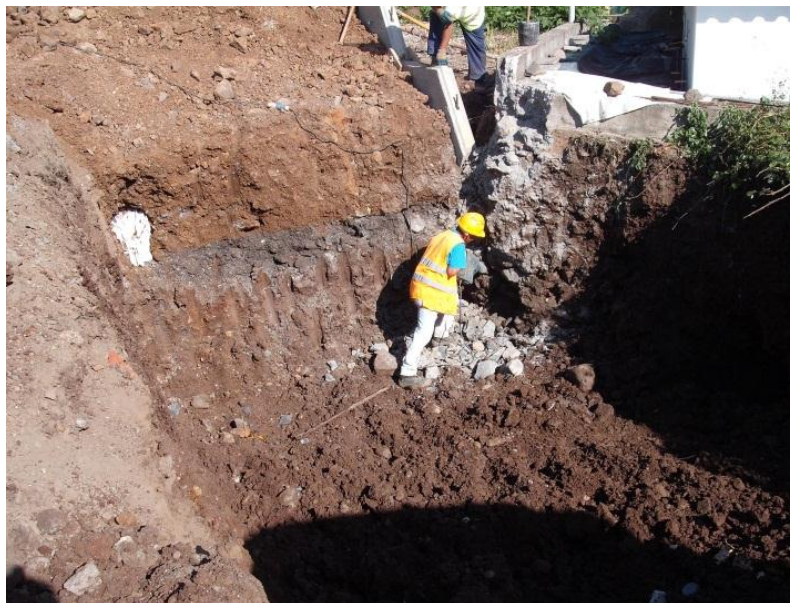


Figura 5- Fase de escavação da obra em depósito de vertente

Argilominerais denominados por errônameamente “minerais de argila” ou “minerais argílicos” esta classe mineral compreende os principais componentes das fracções finas do solo. As dificuldades de observação directa destes minerais (devido ao seu reduzido tamanho) fizeram que durante muito tempo eles fossem considerados substâncias amorfas ou seja sem estrutura cristalina.

Apenas com o uso de técnicas relativamente recentes como o Raio X, a análise térmica diferencial e a Microscopia Electrónica de Transmissão tornou-se possível a caracterização destas substâncias como cristalinas, adoptando-se então a denominação de “minerais de argila” para estes compostos.

Estudos posteriores, porém mostram que entre estas partículas encontram-se também diminutos fragmentos de rochas o que fez com que a Comissão Internacional para o Estudo das Argilas recomendasse, em 1959, que se adoptasse a denominação argilominerais para estes compostos de granulometria incluída na fragmentação argila.

As dificuldades de identificação das diversas espécies de argilominerais com base nas técnicas tradicionais (observação a olho nú ou microscopia óptica – usadas normalmente para os outros minerais) fizeram com que se utilizasse os estudos de raios X para sua identificação. Desta forma os argilominerais foram divididos em grupos de acordo com a medida da reflexão na camada basal dos minerais (que é reflexo directo da sua estrutura).

A estrutura dos argilominerais pode ser descrita como a alternância de dois tipos de estruturas básicas: tetraedros de sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e octaedros de hidróxidos (normalmente  $\text{Al}(\text{OH})_3$  ou  $\text{Mg}(\text{OH})_2$ ). As diferentes formas de combinação dos planos destas duas estruturas básicas condicionam o comprimento de onda da luz reflectida na camada basal e, conseqüentemente, a sua classificação. Desta forma tem-se os seguintes grupos de :

Grupo da caulinita – argilominerais constituídos pela alternância de um plano de tetraedros e um de octaedros (estrutura denominada 1:1), comprimento de onda da luz reflectida na camada basal de 7,2 Å, inclui os argilominerais caulita, haliosita e crisotila.

Grupo da Montmorilonita – alternância de dois planos de tetraedros e um de octaedros, a estrutura de 2:1, reflexão na camada basal de 11,4 Å, inclui a illita e a montmorilonita. Estes minerais costumam apresentar uma camada intermediária

entre as células básicas, na illita ela apresentar o íon K e na montmorilonita apresenta iões mais H<sub>2</sub>O.

Grupo da Clorita – estrutura denominada 2:1:1 (ou 2:1 com camada de hidróxidos) composta por dois planos de tetraedros, um de octaedros e uma camada de hidróxidos) composta por dois planos de tetraedros, um de octaedros e uma camada de hidróxidos, comprimento de onda da reflexão basal de 14,7 Å, incluindo os minerais clorita, vermiculita e paligorsquita.

A importância das **Argilominerais** para a Engenharia Civil - com relação à mineralogia das fracções de granulometria mais grosseira do solo pode-se dizer que sua maior importância está no fato de constituírem importantes materiais de construção. Já as fracções mais finas (a fracção argila principalmente), devido à presença de argilominerais necessitam de uma atenção especial. Estes compostos (argilominerais) apresentam propriedades de expansão quando em contacto com a água que são muito importantes para a engenharia civil. Todos os argilominerais apresentam este fenómeno porém ele é mais intenso nos grupos 2:1 e 2:1:1 podendo conferir alta plasticidade aos solos, diminuindo desta forma sua resistência.

Os tipos de movimento de vertente que se verificam em Machico são, regra geral idênticos a todos os tipos habituais para a Madeira:

- ✓ Queda de Blocos nas zonas de maior declive;
- ✓ O tombamento é um movimento menos usual mas que se verifica sobretudo nas escoadas e diques, por serem muito espessas e sub-horizontais com disjunção colunar bem definida;
- ✓ Os escorregamentos rotacionais em vales e nas zonas costeiras, de grande envergadura;
- ✓ Os fluxos e em especial os fluxos de detritos, lamacentos e de terra, ocorrem nos taludes de maior declive, estão relacionadas com precipitações muito intensas e ocorrem, normalmente, em depressões ou linhas de água.
- ✓ Os escorregamentos com maior representatividade em função da área em Machico são sem dúvida os **movimentos do tipo Creep** em depósito de vertente.

## 2.4 Movimentos Creep em depósitos de Vertente

Este tipo de movimentos, muito lento (Creep) em depósitos de vertente, verificam-se um pouco por toda a nossa Ilha da Madeira, mas na costa sul entre Machico e a Ponta de Sol, e em zonas de menor declive, é onde se dá a acumulação de depósitos de vertente. Estes depósitos são constituídos por argilas e fragmentos de rocha diversa. As argilas, constituídas por minerais secundários como a esmectite, vermiculite, haloisite, alafona, gibsite são de grande plasticidade e movimentação e velocidade de 1-2cm por ano e com uma relação directa do movimento com a precipitação. Por vezes, estas zonas instáveis, devido a precipitações excessivas ou até por influência antrópica, não podem movimentar-se na ordem de vários metros por mês, provocando danos nas infra-estruturas neles edificadas.



Figura 6- Depósitos de vertente.

## 2.5 Condições Geológicas e Geotécnicas

A região de Machico está localizada sobre as formações pertencentes aos complexos vulcânicos pós-miocénico ou complexo vulcânico periférico,  $\beta_2$ , e miopliocénico ou complexo vulcânico de base,  $\beta_1$  (Pereira et al., 2004).

Rosa et al. (2004) descreve que o complexo  $\beta_2$ , de constituição muito heterogénea, é formado por alternâncias de escoadas de lavas basálticas e níveis de materiais piroclásticos brechóides, geralmente interestratificadas, onde se intercalam

também níveis episódicos, em geral menos importantes, de tufos vulcânicos. O complexo  $\beta 1$  corresponde ao complexo vulcânico mais antigo ocorrente na ilha, de constituição também muito heterogénea; é formado por um amontoado caótico de materiais grosseiros resultantes de projecções correspondentes a blocos angulosos, bombas vulcânicas e escorias, envolvidos por fracção mais ou menos significativa de material piroclástico fino. Por vezes ocorrem, também, intercaladas neste complexo, lavas basálticas, geralmente muito alteradas. No conjunto apresentam cores avermelhadas, amarelas e acinzentadas (ver Figura 7).



Figura 7 - Depósito de vertente na área da implantação dos muros de suporte.

Ao longo do vale da ribeira de Machico ambos os complexos encontram-se quase sempre cobertos por depósitos de vertente ou depósitos aluvionares. Os depósitos de vertente tem origem no desprendimento e desagregação dos taludes rochosos com maior declive que fazem parte das encostas de Machico; estes fragmentos ficam depositados ao longo do vale e como o declive é baixo vão-se acumulando ao longo dos anos. Estes depósitos são muito heterogéneos, constituídos por fragmentos e blocos de rochas diversas, predominantemente basaltos, de dimensões variáveis (desde blocos de 2 m de diâmetro até pequenos fragmentos envolvidos por uma matriz argilo-silto-arenosa), apresentando uma cor castanho-avermelhada escura. A matriz destes solos é constituída essencialmente por argilas de alta plasticidade, do tipo montmorilonítico, com ângulo de atrito residual na ordem do  $14^{\circ}$ . O nível freático situa-se na maior parte dos locais ao nível da

base, na zona de contacto com o substrato vulcânico. Estes depósitos encontram-se numa situação de equilíbrio limite, que esta relacionada com a espessura, características geotécnicas, inclinação do substrato sobre o qual assentam e, sobretudo, com as variações existentes do nível freático. Por isso podem tornar-se facilmente instáveis dando origem a escorregamentos mais ou menos importantes. Segundo Rosa et al. (2004), durante o estudo geológico-geotécnico realizado para o traçado da via rápida Machico-Caniçal, sendo esta uma obra próxima, a espessura dos depósitos variam desde os 0,3 e os 21 m.



Figura 8- Fase de escavação da obra. Nível freático muito elevado.

Os depósitos aluvionares correspondem a depósitos heterogêneos, geralmente muito grosseiros, acumulados ao longo da ribeira de Machico; estes depósitos foram formados pela deposição de materiais em regime torrencial, quer pela ribeira de Machico quer pelos seus afluentes; são constituídos por blocos arredondados de rochas essencialmente basálticas, com dimensões que variam entre os 0,3 e 1 m de diâmetro, calhaus rolados e seixos, envolvidos por uma matriz silto-arenosa ou silto-argilosa, desagregável. São solos medianamente compactos, com baixa coesão, elevada permeabilidade e com nível freático quase sempre muito próximo da superfície do terreno. Os valores  $N_{spt}$  dos ensaios realizados durante o estudo

para o lanço da via rápida Machico-Caniçal, estão compreendidos entre os 3 e os 60, correspondendo os valores mais elevados a intersecção de pedras e blocos. A espessura das camadas observadas varia entre os 6 e os 18 m.

A forma aberta da parte final do Vale de Machico tem a ver com o facto de as vertentes do vale, Sul e Norte serem constituídas por formações vulcânicas com origem em focos eruptivos diferentes, conforme descrição de Ribeiro (1949).

Na vertente a norte, a inclinação das formações vulcânicas constituídas por espessos depósitos de piroclásticos e escoadas lávicas intercaladas, e interceptadas por uma densa rede filoneana, é de cerca 15<sup>a</sup>S, coincidindo com a inclinação da vertente. Estas escoadas tiveram origem num centro emissor localizado a NE, provavelmente no local onde está agora o mar. Na vertente a Sul sobrepondo-se às brechas e materiais piroclásticos da formação mais antiga, estratificam espessas escoadas basálticas, com 20/30 metros de espessura, com inclinação para SE e oriundas de um centro emissor localizado a Norte do Santo António da Serra.

## **2.6 Enquadramento Geográfico do Concelho de Machico**

O concelho de Machico situa-se no extremo oriente da ilha da Madeira localizada no Oceano Atlântico, no paralelo 33° 40'N e no meridiano 16° 57', distando cerca de 600 km da costa africana e 900 km da costa continental portuguesa.

Machico possui uma área de 68,3 km<sup>2</sup>, com uma população de 21745 habitantes (Censos 2011) e é composto pelas freguesias de Água de Pena, Caniçal, Machico, Porto da Cruz e Santo António da Serra (Figura 9). Tem como concelhos limítrofes Santa Cruz, Santana e Funchal (uma pequena fronteira no extremo oeste da freguesia do Porto da Cruz).

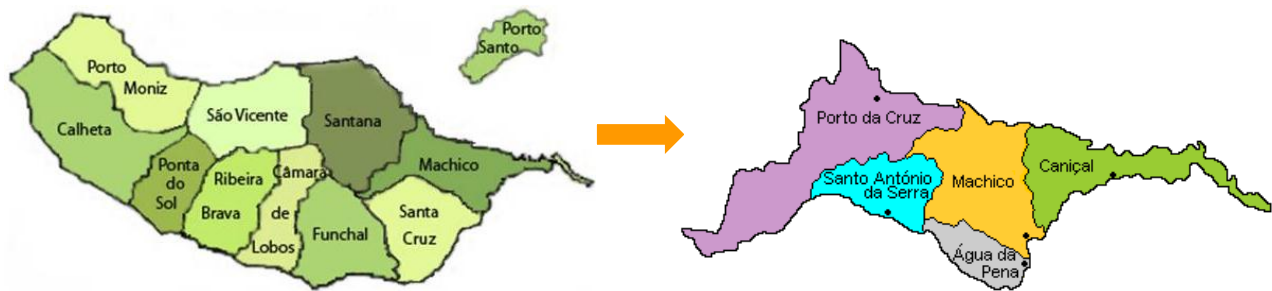


Figura 9- Localização e freguesias do concelho de Machico.

## 2.7 Geomorfologia

Devido à sua localização e características morfológicas, a ilha da Madeira apresenta uma complexa estrutura climática, cuja variação é acentuada, mesmo em locais geograficamente muito próximos. Machico apresenta temperaturas amenas ao longo de todo o ano, com amplitudes reduzidas e cuja variação depende da altitude (seguindo as tendências que se verificam em toda a ilha).

Relativamente ao relevo, o concelho de Machico apresenta dominância de declives médios, com uma excepção notável – o vale (onde os declives são suaves e moderados), formado por duas cadeias de montanhas, a Este o Pico do Facho, a Oeste o planalto da Queimada, (onde os declives são suaves e moderados). Ainda de realçar duas zonas onde o declive se atenua consideravelmente sendo moderado a sul do Porto da cruz (na bacia hidrográfica da Ribeira do Juncal) e na zona do Caniçal (sobretudo na bacia da Ribeira da Palmeira).

A área em estudo está localizada, do ponto vista geomorfológico, no Machico Vulcânico central. O vale de Machico tem uma área de cerca de 25km<sup>2</sup> e a linha de água principal, a ribeira de Machico cerca de 12 Km de comprimento com uma densidade de drenagem de 2.74 Km/Km<sup>2</sup>. Na parte superior do vale os declives são mais acentuados que na parte inferior. É nesta área que o vale de Machico se apresenta como um vale atípico dentro do contexto da ilha da Madeira, onde os vales são normalmente extremamente encaixados.

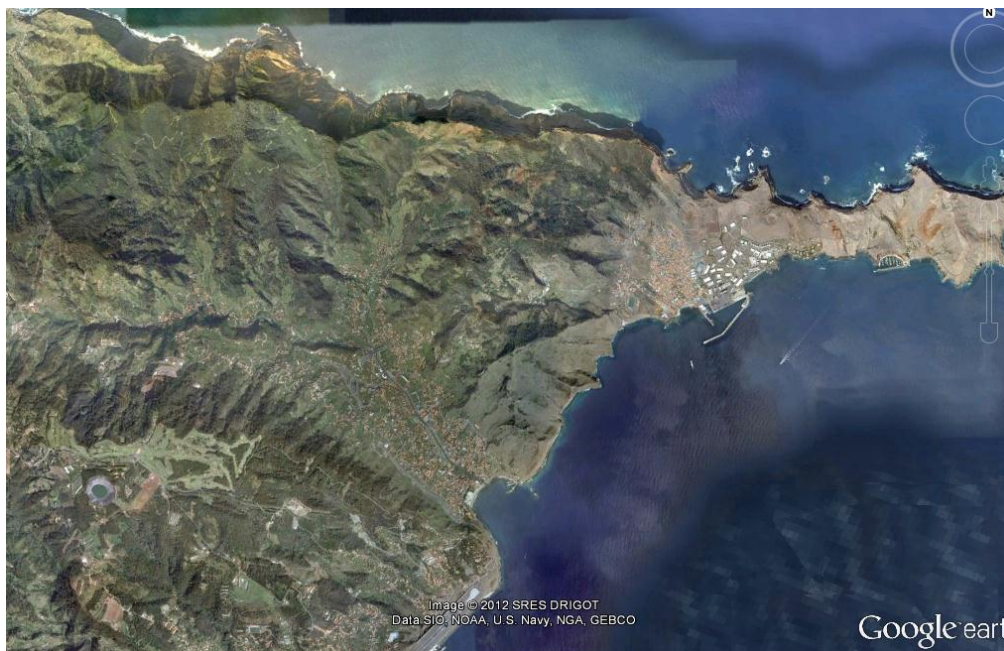


Figura 10-Foto aérea panorâmica dos declives do Concelho de Machico.

Rodrigues (2005) refere que o vale de Machico apresenta um declive suave a moderado entre os 2º e 7º. O perfil transversal do vale de Machico a montante de Ribeira Seca é geralmente simétrico e encaixado, sendo que a jusante o perfil é mais aberto, assimétrico e com declive suave.

## **CAPÍTULO III**

### **Descrição do Projecto de Execução RODOVIÁRIO DOS RAMAIS 6.1, 6.2, 7, 8 e 9, no Concelho de Machico**

#### **Introdução**

O Projecto de Execução referente aos arruamentos da Via Rápida Machico/Canical, Troço Túnel da Queimada / Nó Do Canical designados por Ramais 6.1, 6.2, 7, 8 e 9, desenvolvem-se na cidade de Machico e apresentam uma extensão total de 800 m.

Este projecto têm como principal objectivo a construção de infra-estruturas que permitam agilizar os fluxos de tráfego com origem e/ou destino no centro de

Machico e seu acesso à Via Rápida Machico / Caniçal, através dos ramos executados no âmbito do Nó do Machico Sul.

O projecto inclui para além do traçado dos ramais, as especialidades de terraplenagem, drenagem, pavimentação, muros de suporte, sinalização, iluminação, rede de abastecimento de águas e rede de águas residuais domésticas.

Para a realização deste projecto foi feito um levantamento topográfico a clássico à escala 1:500 de uma área que abrange a totalidade do traçado dos ramais.

O traçado prevê cinco entroncamentos de nível com a rede viária construída ou beneficiada no âmbito do projecto do Nó do Machico Sul, nomeadamente com os ramais 1/4 (1 entroncamento), 2/3 (3 entroncamentos) e 5/3 (1 entroncamento).

As linhas de água são restabelecidas por três passagens hidráulicas circulares com secções de diâmetro que variam entre 0.60 e 1.20 m e uma passagem hidráulica rectangular de secção variável.

### **3.1 Importância das redes rodoviárias na ilha da Madeira**

As infra-estruturas das redes rodoviárias na ilha da Madeira, como estradas, via-expressos, pontes, túneis, aeroportos, portos marítimos e fluviais têm contribuído para reduzir as distâncias, permitindo ultrapassar barreiras físicas como montanhas, condicionando a acessibilidade da região, tornando mais fácil a mobilidade entre a região e, por isso, o seu desenvolvimento económico e social.

Actualmente, os transportes e as redes rodoviárias:

- São responsáveis pela crescente mobilidade das pessoas para os empregos, nas deslocações quotidianas, nas viagens de turismo, promovem o aproveitamento dos recursos endógenos (exploração dos recursos locais). etc.;
- Facilitam o desenvolvimento do comércio e das actividades produtivas;
- Permitem a difusão de ideias, de culturas e de técnicas;
- Estruturam o espaço urbano (cidades que crescem, serviços, comércio, industriais e urbanas que se expandem, etc.);

- Promovem a troca de produtos, bens, pessoas, informação (interacção espacial) entre as diversas regiões dentro do país e entre os diferentes povos do mundo;
- Promovem as actividades económicas e sociais, permitindo a implantação da indústria, o alargamento dos mercados (intensificam as trocas comerciais) e o aumento da produção;
- Geram uma multiplicidade de serviços e de comércio e actividades produtivas;
- Criam emprego;
- Facilitam a divisão internacional do trabalho;
- Flexibilizam a localização das actividades económicas;
- Permitem uma melhor e mais rápida distribuição de bens (produtos, equipamentos e matérias-primas) e serviços, traduzindo-se na subida do nível médio de vida da população;
- Permitem a mobilidade da população (casa / trabalho, viagens de negócios, turismo...);
- Facilitam o intercâmbio de técnicas e constituem um factor de aproximação de povos e culturas;
- Quebram o isolamento das zonas desfavorecidas;
- Atenuam as assimetrias socioeconómicas regionais.

Um sistema de vias de comunicação desenvolvido e eficiente (grande acessibilidade) indica a grande mobilidade da comunidade à procura das suas necessidades, assegurando às populações e agentes económicos iguais oportunidades de aceder a níveis de serviços elevados e com características idênticas.

O desenvolvimento da Ilha da Madeira deu-se sem dúvida com a construção de novas redes rodoviárias, Túneis e acessos, pois veio tornar a nossa ilha mais acessível.

## 3.2 Descrição do Traçado

### 3.2.1 Implantação do Traçado

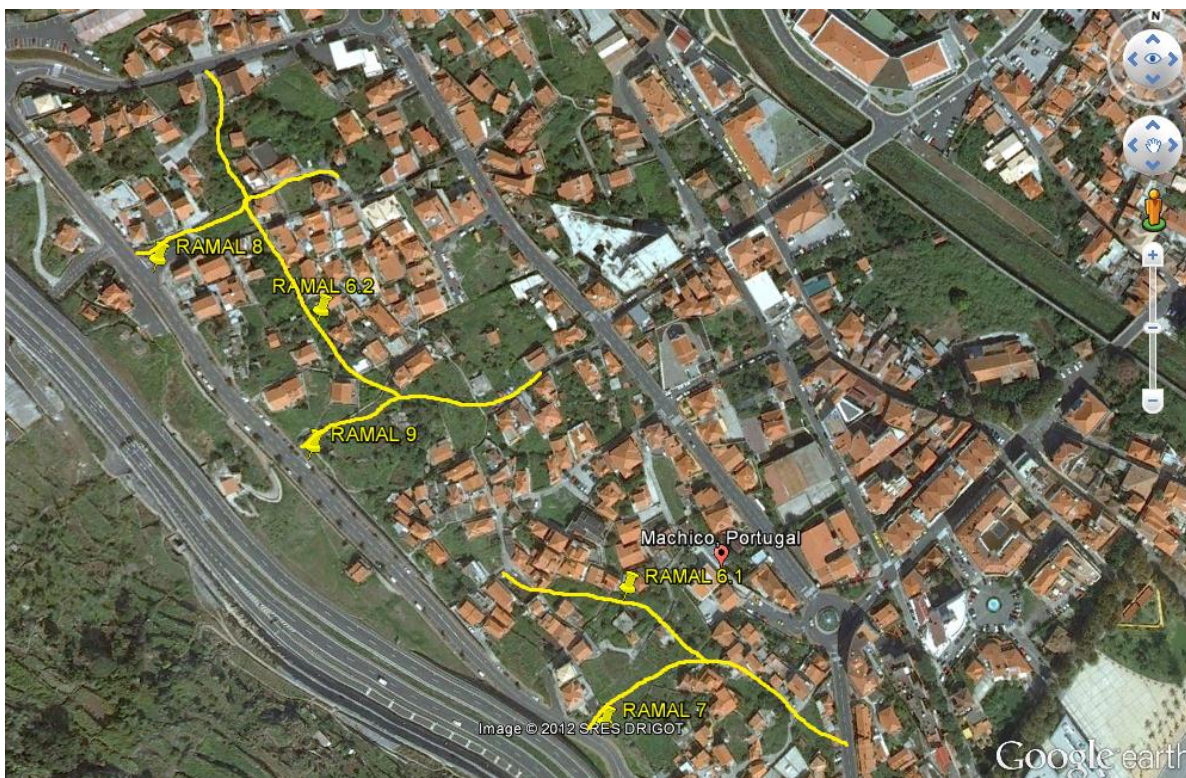


Figura 11- Localização da implantação da Obra (traçado amarelo, Ramais 6.1,6.2,7,8 e 9).

### 3.2.2 Traçado em Planta

O traçado dos ramais em estudo apresenta uma extensão total aproximada de 800 m.

O alinhamento do ramal 6.1, com 262.226 m de extensão, tem início num alinhamento recto de 10.119 m que entronca com o ramal 1/4 do Nó de Machico Sul e apresenta curvas em planta, alternadamente á esquerda e á direita, com raios de 7 m, 15 m, 85 m, 30 m e 13 m, que são intercaladas com alinhamentos rectos de 16.27 m, 35.88 m, 32.39 m, 23.95 m, 11.67 m, e 19.87 m respectivamente.

O ramal 7 liga o ramal 6.1 com o ramal 2/3 do Nó do Machico Sul através de um único alinhamento recto com 82.225 m de extensão.

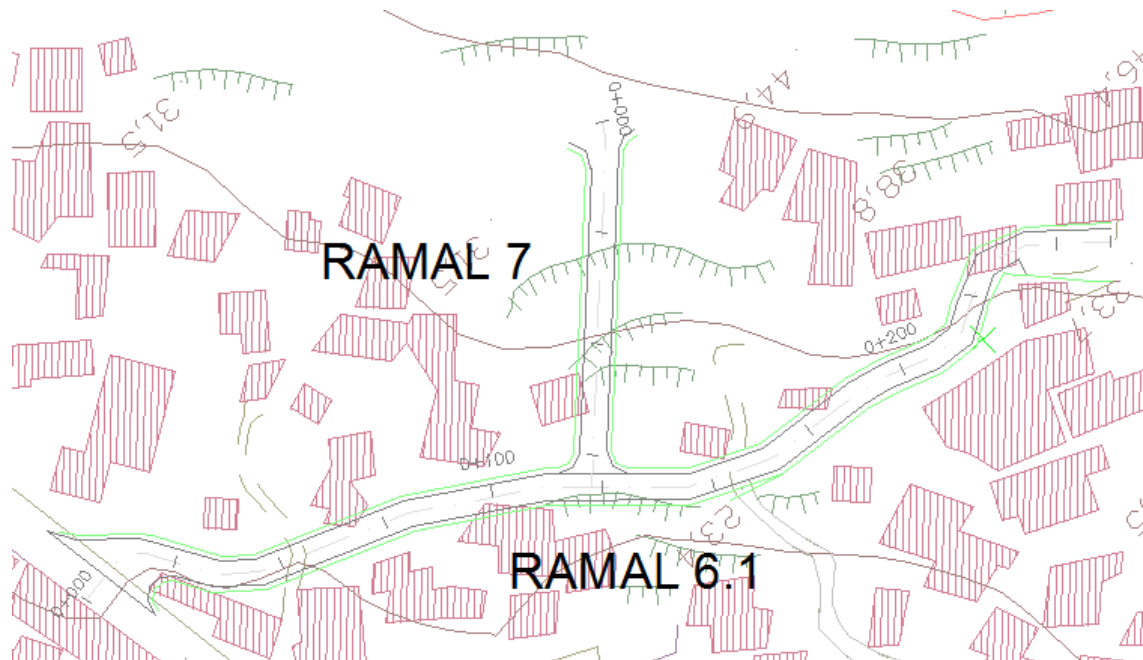


Figura 12- Traçado em planta do Ramal 6.1 e 7

O ramal 6.2 apresenta uma extensão de 234.043 m, tem início num pequeno troço recto com 4.327 m de extensão que entronca no ramal 9, seguido de curvas e contracurvas com raios de 15 m, 150 m e 50 m e alinhamentos rectos com comprimentos que variam entre os 15.9 m e os 59.5 m. O ramal finaliza num alinhamento recto de 27.442 m de extensão.

O traçado do ramal 8 com 66.293 m de extensão, tem início num pequeno alinhamento recto de 14.376 m, que entronca com o ramal 2/3 do Nó de Machico Sul, seguido de uma curva de raio 30 m o de um alinhamento recto de 44.353 m de comprimento que liga ao ramal 6.2 onde termina.

O ramal 9 com 154.793 m de extensão, apresenta em planta curvas de raio 50 m e 30 m, e alinhamentos rectos de comprimentos que variam entre 5 m e 46 m. O referido ramal, entronca com o ramal 2/3 do Nó de Machico Sul, no início do traçado.

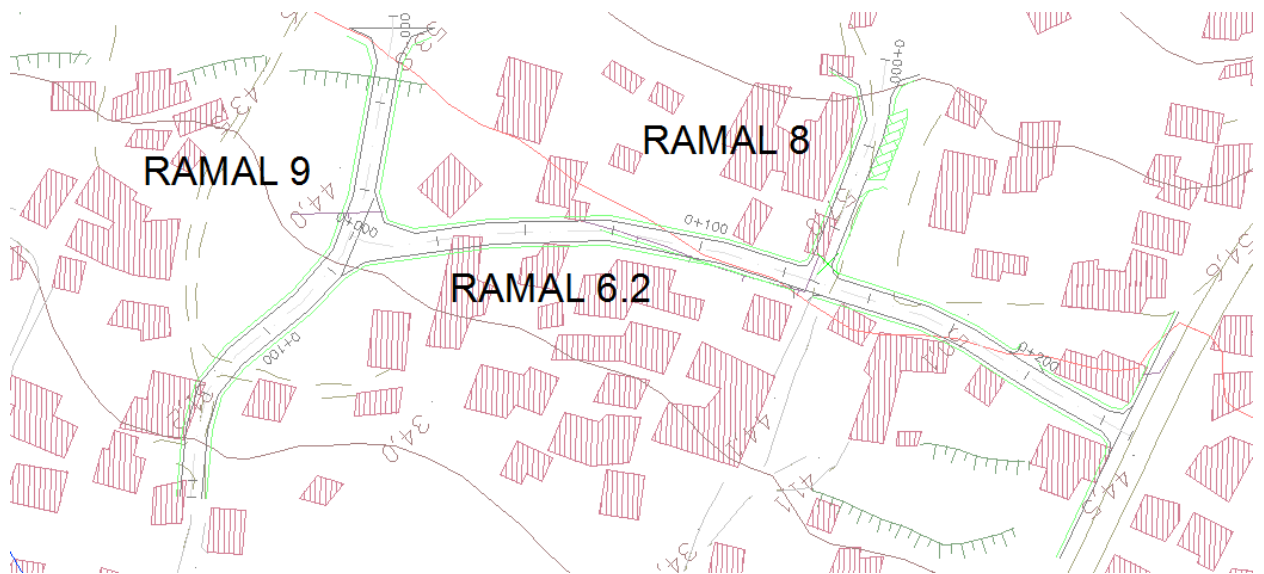


Figura 13- Traçado do Ramal 6.2,8 e 9.

### 3.2.3 Traçado em perfil

As características morfológicas do terreno ao longo do traçado dos ramais, impõem uma inclinação máxima de trainéis algo excessiva mas aceitável para a região nomeadamente nos ramais que se desenvolvem no sentido poente / nascente, isto é, perpendicularmente ao vale da ribeira de Machico como é o caso dos ramais 7, 8 e 9 com inclinações de 21.5%, 23.5% e 25.0% respectivamente.

O perfil longitudinal do ramal 6.1 é definido com trainéis ascendentes que variam entre os 0.4% e 12%. As curvas de concordância têm parâmetros de 300 m, 150 m e 100 m nas côncavas e 150 m e 300 m nas convexas.

O ramal 6.2 apresenta um perfil longitudinal com trainéis ascendentes que variam entre os 0.3% e 20.5% e trainéis descendentes de 3.7% a 9%. As curvas de concordância têm parâmetros de 160 m, 500 m e 350 m nas convexas e 100 m nas côncavas.

O ramal 7, com 82.225 m de extensão, inicia-se com um trainel de 2.68% no entroncamento de ligação ao ramal 2/3 do Nó de Machico Sul e apresenta um trainel descendente de 21.5% que transita para 2.5% já no entroncamento com o

ramal 6.1. Apresenta uma curva côncava de 60 m de parâmetro e uma curva convexa de 50 m nas transições para os entroncamentos já referidos.

O perfil longitudinal do ramal 8 à semelhança do ramal 7 apresenta um único trainel a 23.5% e curvas de concordância com parâmetros de 50 m para a côncava e 60 m para a convexa nas transições para trainéis a 2.5% nos entroncamentos com o ramal 2/3 do Nó de Machico Sul e com o ramal 6.2.

Tendo em consideração a elevada diferença de cotas do terreno na zona de implantação do ramal 9, o seu perfil é definido com trainéis descendentes que variam entre 0.24% e 25%. As curvas de concordância têm parâmetros de 60 m e 100 m nas convexas e 85 m e 150 m nas côncavas.

#### **3.2.4 Perfis Transversais Tipo**

O perfil transversal tipo dos ramais apresenta uma faixa de rodagem de 6.00 m (2 x 3.00) de largura limitada por lancis e passeios de 1.20 m de largura.

O remate dos passeios das secções em escavação, nas zonas onde não existe muro, é feito com uma valeta de plataforma em meia cana com um 0.20 m de largura. O remate em aterro é feito com uma faixa de concordância de 0.60 m a 10% para o talude a (V/H) 1/1.5

Os taludes de escavação têm inclinação de (V/H) 1/1.5.

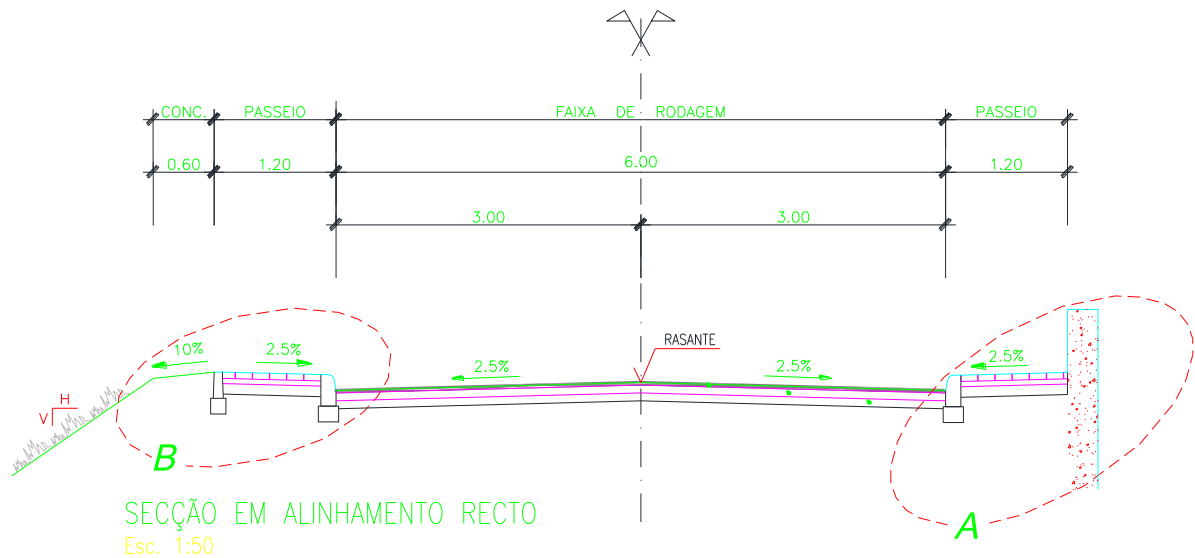


Figura 14 - Esquema do Perfil transversal tipo que foi utilizado na Obra.

O pavimento é do tipo flexível com sub-base e base de agregado britado de granulometria extensa com 0.30 m de espessura total e camada de revestimento em betão betuminoso com 0.05 m de espessura.

### 3.3 Terraplenagem

#### 3.3.1 Movimentos de Terra

Relativamente á contabilização do movimento de terras dos ramais 6.1, 6.2, 7, 8 e 9, o movimento de terras total do troço apresentado está estimado em 9 974 m<sup>3</sup> dos quais 3 811 m<sup>3</sup> correspondem a volume de decapagem de terra vegetal com 0.50 m de espessura média, 2 392 m<sup>3</sup> correspondem a escavação e 3 775 m<sup>3</sup> correspondem a aterro.

Previu-se ainda a necessidade de sanear o fundo de caixa nos ramais numa espessura de 0,5 a 1m o que atinge um volume total de 6 790 m<sup>3</sup> a levar a depósito e da correspondente necessidade de idêntico volume de materiais adequados para reposição.

### 3.3.2 Taludes de Escavação e Aterro

De acordo com as considerações geológicas – geotécnicas constantes no Estudo Geológico – Geotécnico do projecto foi possível definir as inclinações de taludes para as escavações e aterros, em função da natureza dos terrenos a escavar.

Nos taludes de escavação adoptaram-se inclinações de (V/H) de 1/1.5.

Nos aterros considerou-se uma inclinação única para os taludes com (V/H) 1/1.5.

Onde não foi possível dispor de áreas de ocupação para estes taludes, a plataforma foi rematada com muros de suporte quer em aterro quer em escavação.

Os muros de suporte são em geral de terra armada nas secções em aterro e com betão ciclópico nas secções em escavação.

### 3.4 Pavimentação

- Descrição da Estrutura a Adoptar

O dimensionamento das estruturas adoptadas para os pavimentos dos ramais são as seguintes:

	TIPO IV	TIPO V
Betão Betuminoso (0/14)	0.05 m	0.05 m
Agregado Britado de Granulometria Extensa (0/40)	0.15 m	—
Agregado Granular Britado (0/50)	0.15 m	—

Tabela 1- Descrição das espessuras das camadas de pavimento.

Estes dois tipos de pavimento serão aplicados nos seguintes casos:

Tipo IV – Ramais

Tipo V – Reforço de Pavimentos Existentes

### 3.4.1 Ligação entre as camadas

De forma a garantir uma ligação eficiente entre a camada betuminosa e a camada de agregado granular britado de granulometria extensa, prevê-se a aplicação de uma rega de impregnação com betume fluidificado do tipo MC – 30 aplicado á taxa de 1.0 kg/m<sup>2</sup>.

### 3.4.2 Pavimento dos Passeios

Blocos pré-fabricados tipo "UNI"	0.08 m
Camada de Areia	0.05 m
Agregado britado de granulometria extensa (0/40)	0.10 m

Para os passeios, a estrutura a adoptar para os pavimentos deverá ter a seguinte constituição:

### 3.5 Drenagem

Os dispositivos de drenagem têm por objectivo não só a rápida recolha e encaminhamento das águas pluviais que incidem directamente sobre a plataforma e evitar o acesso das águas de escorrência das áreas limítrofes, mas também evitar que estas se infiltrem junto da fundação do pavimento e sobre os taludes.

Nas secções em escavação, a drenagem longitudinal é feita através de uma valeta de betão em meia manilha de 200 mm de diâmetro. As águas recolhidas na valeta de betão são encaminhadas através de caixas de reunião para os colectores, com um diâmetro mínimo de Ø 400.

Sendo os ramais limitados por lancis, previram-se sumidouros de lancil a debitarem para colectores de recolha de águas pluviais, que descarregam os caudais colectados em passagens hidráulicas ou em colectores existentes.

As linhas de água interceptadas pelo traçado, são restabelecidas através de três passagens hidráulicas tubulares e uma rectangular, com as seguintes secções e localizações:

Passagem Hidráulica	Secção	Localização
PH-6.1.1	Ø 600	km 0+018.153 do Ramal 6.1
PH-6.1.2	Ø 600	km 0+188.453 do Ramal 6.1
PH-6.2.1	Ø 1000	km 0+025.081 do Ramal 6.2
PH-6.2.2	Rectangular (secção variável)	km 0+010.579 do Ramal 6.2

Tabela 2- Definição das secções das passagens Hidráulicas.

De forma a restabelecer uma vala rectangular existente, no ramal 6.2, previu-se a construção de uma passagem hidráulica rectangular (PH-6.6.2) que é constituída por uma laje em betão armado de 0.20 m de espessura que integra pré-lajes de 0.07m, assente sobre os muros da vala rectangular.

Com esta solução evita-se a cofragem da laje que seria difícil de remover dada a reduzida dimensão da secção da PH.

A PH-6.2.2 apresenta uma secção variável, sendo a sua capacidade de vazão calculada para uma secção mínima de 0.65 H X 1,0 L.

### 3.6 Obras Acessórias - Iluminação

#### Introdução

Este estudo tem por objectivo definir a rede de iluminação pública dos ramais 6.1, 6.2, 7, 8 e 9, nas proximidades do centro de Machico (Machico Sul).

Os ramais apresentam os seguintes comprimentos, aproximados:

Ramal 6.1	–	262 m
Ramal 6.2	–	236 m
Ramal 7	–	82 m
Ramal 8	–	66 m
Ramal 9	–	154 m

Tabela 3- Comprimentos dos Ramais.

#### 3.6.1 Alimentação de Energia

A alimentação de energia aos circuitos de iluminação será feita a partir da rede de iluminação existente no Concelho de Machico.

As canalizações serão do tipo subterrâneo, constituídas por cabos do tipo XV 0.6-1.0 kV instalados em condutas constituídas por tubagem PVC, com o diâmetro de Ø50 mm, argamassada, a instalar nos passeios laterais.

### 3.6.2 Iluminação

Os aparelhos de iluminação a utilizar, deverão estar compensadas para um factor de potência mínimo de 0.9.

Concepção da Rede de Iluminação

Na iluminação dos ramos, considerou-se aparelhos, com IP 66, de forma a minimizar as intervenções e perdas de rendimento das luminárias.

Regra geral, considerámos os seguintes parâmetros:

- Factor de manutenção = 0,91
- Luminância média ao longo da Via 3 cd/m<sup>2</sup>
- Coeficiente de uniformidade global  $U_0 > 0,4$
- Coeficiente de uniformidade longitudinal  $U_L \geq 0,7$

A iluminação será obtida através de colunas metálicas de 8 m de altura, com braço de 0.75 m, equipadas com um aparelho de iluminação do tipo MC2, de fabrico Schreder ou semelhante, com lâmpada de 150W SON-T, com uma inter distância de 26 a 28 m.

### 3.6.3 Colunas de Iluminação

As colunas de iluminação a instalar serão metálicas, construídas em chapa ST37.2, com espessura uniforme de 3 mm. A secção será ortogonal, com redução progressiva da secção recta da base para o topo e constituída por troços independentes, soldados longitudinalmente, com duas costuras.

A fixação ao maciço de fundação será por flange, através de 4 pernos de 16 mm. As colunas possuirão portinhola com abertura por chave, devendo esta situar-se no mínimo a 500 mm do solo. O borne de terra será acessível através da portinhola.

Para a protecção do circuito de alimentação dos aparelhos de iluminação poderão ser utilizados disjuntores ou seccionadores-fusíveis de 6A, com de poder de corte mínimo de 6kA.

### 3.6.4 Caixas de Visita

As caixas de visita serão constituídas por aros e tampas em ferro fundido com as seguintes dimensões: 0.60 x 0.75.

Os aros e as tampas deverão ser dimensionados para 40 toneladas, sendo as tampas de forma triangular, apoiadas em 3 pontos, de forma a evitar trepidações.

Protecção das Pessoas. Rede de Terra

A rede de terras será estabelecida através do condutor de terra dos próprios cabos em conjunto com eléctrodos de terra, constituídos por "piquets" de aço cobreado com 2 m de comprimento e de diâmetro 5/8".

A resistência de terra deverá ser inferior a 20 Ohms medida nas condições mais desfavoráveis.

### 3.6.5 Indicações de Cálculo

A título de exemplo, indica-se no quadro seguinte a situação mais desfavorável do ponto de vista de queda de tensão.

Novos Ramais - Machico: Situação mais desfavorável

Designação	Potência (VA)	Cos(φ)	Is (A)	In (A)	Iz=k*I'z Iz=0,75*I'z	Secção (mm <sup>2</sup> )	I'z (A)	If (A)	1.45*Iz (A)	Comp. (m)	u%
Troço a): Origem PT	14506	0,9	22,04	32	54,8	10	73	41,6	79,4	100	1,6
Troço b)	11619	0,9	17,65		54,8	10	73	0,0	79,4	95	1,2
Troço c)	8181	0,9	12,43		54,8	10	73	0,0	79,4	155	1,4
Troço g)	3713	0,9	5,64		54,8	10	73	0,0	79,4	70	0,3
Troço h)	2475	0,9	3,76		54,8	10	73	0,0	79,4	125	0,3
Troço i)	825	0,9	1,25		54,8	10	73	0,0	79,4	105	0,1
											4,9

Tabela 4- Tabela resumo da Potencia mais desfavorável nos Ramais

Os resultados indicam que a queda de tensão global não excede os 5%.

## 3.7 Muros De Suporte

### Introdução

O Projecto de Execução dos muros de suporte necessários à implantação dos ramais que visam servir uma zona densamente ocupada da Cidade de Machico, junto à Via Rápida Machico / Caniçal no seu troço designado de Túnel da Queimada / Nó do Caniçal, é constituído por um total de 11 muros de suporte,

tendo-se adoptado soluções capazes de se ajustar às limitações de espaço e às desfavoráveis condições geológico-geotécnicas ocorrentes, nomeadamente muros de gravidade em betão ciclópico e muros de solos reforçados.

Na tabela 5, que se apresenta a seguir, discriminam-se os muros de suporte previstos para inserção dos diversos ramais, apresentando um desenvolvimento total de cerca de 645.5 m.

Designação	Localização aproximada (km)	Tipo de Obra	Desenvolvimento aproximado	Altura total máxima
M1	Ramal 6.1 (0+050 – 0+235)	Muro de solos reforçados	180.0	5.10
M2	Ramal 6.1 -esquerda (0+055 – 0+096,5)	Muro de gravidade em betão ciclópico	41.5	3.90
M3	Ramal 7 (0+012,5 – 0+037,5)	Muro de solos reforçados	25.0	3.85
M4	Ramal 7 (0+012,5 – 0+037,5)	Muro de solos reforçados	25.0	3.65
M5	Ramal 9 (0+005 – 0+045)	Muro de gravidade em betão ciclópico	33.8	3.50
M6	Ramal 9 -esquerda (0+005 - 0+054)	Muro de gravidade em betão ciclópico	46.3	3.50
M7	Ramal 6.2 (0+005 – 0+130)	Muro de solos reforçados	140.3	5.50
M8	Ramal 6.2 - esquerda (Junto ao 0+050,0)	Revestimento em betão projectado	25.0	6.00
M9	Ramal 6.2 (0+135 – 0+215)	Muro de solos reforçados	79.0	3.60
M10	Ramal 8 (0+005 – 0+032)	Muro de solos reforçados	29.3	4.80
M11		Muro de gravidade em betão ciclópico revestido a pedra	20.3	2.80

Tabela 5- Quadro Resumo dos Muros de Suporte a serem executados.

### **3.7.1 Condições Geológico-Geotécnicas**

Não foi realizada qualquer campanha de prospecção específica para o reconhecimento das condições geológico-geotécnicas ocorrente na zona da Cidade de Machico onde se inserem os diversos ramais. O cenário geológico-geotécnico geral desta zona foi, no entanto, inferido das campanhas de prospecção realizadas em zonas muito próximas, no âmbito dos Estudos Geológico-Geotécnico do Nó de Machico Sul, datado de Dezembro de 2002, e da Via Rápida Machico/Canical, datado de Novembro de 2003, e que envolveram a realização de poços e sondagens.

Assim, com base nos resultados obtidos nas campanhas referidas, prevê-se que na zona ao longo da qual se desenvolvem os traçados dos ramais ocorram depósitos de vertente com espessuras consideráveis, apresentando, por vezes características geotécnicas particularmente desfavoráveis, com condições de estabilidade próximas do equilíbrio limite.

Estes depósitos resultaram do desmantelamento da encosta rochosa e escarpada que marginam o vale da ribeira de Machico e da acumulação dos materiais desagregados ao longo e na base das vertentes, pelo que são muito heterogéneos. São constituídos normalmente por fragmentos de rochas diversas, embora com predomínio dos basaltos, com dimensões muito variáveis, desde blocos que podem atingir 1 m de diâmetro, até calhaus e seixos geralmente angulosos ou sub-rolados, envolvidos por matriz silto-argilosa-arenosa, exibindo no conjunto cor castanho-avermelhada escura.

Subjacente a estes depósitos de vertente, prevê-se a ocorrência dos complexos vulcânicos pós-miocénico  $\beta 2$  e mio--pliocénico  $\beta 1$ , de constituição muito heterogénea. O primeiro é formado por alternâncias de escoadas de lavas basálticas com níveis de materiais piroclásticos brechóides e de tufos vulcânicos, enquanto que no segundo predominam os níveis de tufos com bombas vulcânicas.

### **3.7.2 Concepção e Dimensionamento das Soluções**

Na concepção das soluções dos diferentes muros de suporte a executar, tiveram-se em consideração quer os condicionamentos geológico-geotécnicos, quer de ocupação do terreno, assumindo estes últimos grande importância dado tratar-se de uma zona urbana. Procurou-se, ainda, conceber soluções que apresentassem alguma facilidade e rapidez de execução e, simultaneamente, vantagens económicas quando comparadas com soluções alternativas.

Assim, quer nas situações de suporte de aterros para criação da plataforma da estrada com altura inferior a cerca de 2 m, quer nas situações de pequenas escavações e suporte de materiais “in situ”, previu-se a execução de estruturas de suporte do tipo muro de gravidade em betão ciclópico.

Nas situações de suporte de aterros com altura superior a 2 m ao longo de uma grande extensão, preconizou-se a execução de muros de solos reforçados. Refere-se, no entanto, que estes muros em alguns troços suportam aterros com altura inferior à referida por uma questão de continuidade de solução.

Os muros de solos reforçados caracterizam-se, para além de uma elevada resistência a impulsos de terras, por exibirem grande adaptação a condições de fundação desfavoráveis, pelo que se considera ser uma solução adequada às condições previstas.

O estabelecimento dos níveis de fundação dos muros de suporte a realizar teve em conta o previsto dispositivo geológico-geotécnico ocorrente, as tensões a transmitir, bem como os aspectos económicos.

As cotas de fundação fixadas deverão, no entanto, ser confirmadas e verificadas em obra, à medida do avanço dos trabalhos, introduzindo-se em cada caso as adaptações julgadas convenientes de modo a garantir que a fundação dos muros se processe em formações com características de resistência adequadas.

### **3.7.3 Muros de Gravidade em Betão Ciclópico**

Nos muros de gravidade em betão ciclópico incluem-se os muros de suporte de escavação designados por M2 e M11, e os muros de suporte de aterros designados por M5 e M6.

Conceberam-se duas secções tipo, secção A e secção B/B', com alturas máximas totais de 3.5 m e 3.8 m, respectivamente, e adoptou-se um paramento exterior inclinado a 10V/1H. Na secção B/B', mais alta, concebeu-se um dente para o exterior ao nível das sapatas de modo a favorecer a respectiva estabilidade global.

Na situação particular do muro M11, inserido num acesso já construído e com maior exposição, previu-se o revestimento do seu paramento exterior com pedra argamassada, secção B', de modo a se obter um melhor enquadramento paisagístico.

Na zona inferior destes muros considerou-se que a betonagem seria feita contra o terreno, na maior altura possível, de forma a minimizar os volumes de escavação e a garantir um bom encastramento da base.

O betão ciclópico será constituído por um máximo de 40% de enrocamento para 60% de betão da classe C20/25.

Previram-se juntas de dilatação transversais executadas apenas até ao topo das sapatas de fundação, de forma a diminuir os esforços originados pela retracção do betão e por variações de temperatura.

Para garantir a adequada drenagem das águas de infiltração no tardo dos muros de betão ciclópico previu-se a execução de sistemas drenantes constituídos por drenos geocompósitos tipo Amerdrain 500 ou por brita (2/3) envolvida em geotêxtil, associados sempre a bueiros em tubo de PVC Ø90 mm.

Os aterros no tardo destes muros serão executados com solos granulares grosseiros, provenientes da escavação ou de depósitos de materiais brechóides ou piroclásticos, ou ainda de produtos rochosos provenientes da escavação do maciço basáltico, com  $0.6 \text{ mm} < D_{10} < 2 \text{ mm}$ ,  $7 \text{ mm} < D_{50} < 14 \text{ mm}$  e  $30 \text{ mm} < D_{90} < 60$

mm. Estes materiais de aterro deverão ser compactados por camadas com espessura máxima de 0.30 m, de forma a garantir um grau de compactação mínimo de 96%, um teor em água entre wopt e wopt -2% e um ângulo de atrito mínimo de  $\phi'=35^\circ$ .

No seu dimensionamento considerou-se que os terrenos suportados são constituídos por aterros e depósitos de vertente e que os terrenos de fundação são, em princípio, formações vulcânicas ou depósitos de vertente consolidados.

No caso de ocorrer ao nível da fundação depósitos de vertente de piores características deverá proceder-se à sua substituição, numa espessura mínima de 1 m, por betão simples ou por um aterro com solos seleccionados.

Nos parâmetros geotécnicos de cálculo dos materiais suportados e de fundação foram adoptados os mesmos valores definidos no âmbito do Projecto de Execução da Via Rápida Machico / Caniçal – Troço Túnel da Queimada/Nó do Caniçal.

#### **3.7.4 Muros de Solos Reforçados**

Os muros designados por M1, M3, M4, M7, M9 e M10 são muros de solos reforçados, apresentando uma altura total máxima de 5.5 m.

A sua definição e dimensionamento consistiram apenas no pré-dimensionamento do aterro reforçado, ou seja, na pré-definição do comprimento dos elementos de reforço a adoptar L, de acordo com a seguinte relação  $L = 0.70 \times H$ , sendo H a altura total do muro, tendo-se ainda imposto um valor mínimo de L de 3 m.

O dimensionamento estrutural final destes muros deverá ser efectuado pelo fornecedor do sistema que vier a ser adoptado e submetido pelo Empreiteiro, em projecto específico, à aprovação da Fiscalização.

Os sistemas drenantes concebidos para estes muros são constituídos por brita envolvida em geotêxtil, sendo as águas recolhidas e conduzidas através de um geodreno em tubo de PVC Ø160 mm canelado e perfurado envolvido em geotêxtil, que deverá ficar ligado ao sistema de drenagem geral dos ramais.

### **3.8 Infra-estruturas de Abastecimentos de Água**

As Infra-estruturas de Abastecimento de Água a prever no âmbito da execução destes ramais, designada por Rede 1 e Rede 2, foram previamente analisadas pelo Departamento de Águas e Saneamento Básico da Câmara Municipal de Machico.

A Rede 1 abastece os ramais 6.1 e 7, a Rede 2 alimenta os ramais 6.2, 8 e 9.

Atendendo á localização do actual reservatório R5 (Municipal) e das condutas existentes do IGA, que constituem as respectivas reservas dos sistemas que alimentam os ramais, serão contempladas as seguintes infra-estruturas e equipamentos:

- Condutas distribuidoras a implantar, em vala, ao longo dos passeios dos referidos ramais, com o diâmetro de  $\square 110$  mm, cuja extensão totalizará 518 m, bem como de diâmetro 125 de 350 m de comprimento, sendo na sua totalidade constituída por polietileno de alta densidade (PEAD).
- Marco de Incêndio, dois por cada ramal, localizados junto ao lancil dos passeios, que visam garantir a sua utilização exclusiva pelas corporações de bombeiros e serviços municipais. A localização exacta dos hidrantes, deverá ser definida em obra, de acordo com as recomendações dos Bombeiros Municipais de Machico.
- Dispositivos de seccionamento, permitindo o seccionamento de troços da rede. Devem ser instalados de forma a facilitar a operação do sistema e minimizar os inconvenientes de eventuais interrupções do abastecimento.
- Ramais de ligação que asseguram o abastecimento predial de água, desde a rede pública até ao limite de propriedade a servir, em boas condições de caudal e pressão.
- Derivações constituídas por tês com flanges cegas, de forma a possibilitar no futuro o seu eventual prolongamento.

A rede de água será constituída por tubagem em polietileno de alta densidade PE 80, SDR 13.6, PN 10 com juntas autoblocantes.

Os acessórios do tipo tês e curvas, serão em PEAD, PE 80, SDR 13.6, PN 10, com juntas autoblocantes.

As válvulas de seccionamento serão em ferro fundido dúctil, flangeadas PN 10, tipo cunha, completas, com volante e instaladas em câmaras de visita, devidamente ancoradas.

Os ramais de ligação serão constituídos por tubagem e acessórios em PEAD, com junta autoblocante, válvula de seccionamento, derivação com diâmetro nominal de 63mm, e tampão em material idêntico.

As características das válvulas de seccionamento e ramais de ligação (e respectivos diâmetros) deverão ser aprovados pela Câmara Municipal de Machico.

As derivações com junta cega, serão constituídas por válvulas de seccionamento, e flange cega de ferro fundido dúctil.

Os marcos de incêndio serão em ferro fundido dúctil, o seu tipo deverá ser aprovado pela Câmara Municipal de Machico.

A implantação das condutas será feita num plano superior ao dos colectores de águas residuais e a uma distância não inferior a 1m, de forma a garantir protecção eficaz contra possível contaminação.

Toda a rede de distribuição de água será assente em vala com a largura de 0.50 m acrescida do seu diâmetro exterior a uma profundidade mínima de 0.90 m para o seu extradorso, sendo envolvida numa camada de areia com 0.15 m sob a soleira e uma camada de terras provenientes da escavação, isenta de pedras, acima da geratriz superior da tubagem.

O aterro far-se-á por camadas de 0.20 m, devidamente regadas e compactadas por processos mecânicos ou manuais.

### **3.9 Infra-estruturas de Águas Residuais**

As Infra-estruturas de Águas Residuais Domesticas a prever no âmbito da execução destas infra-estruturas rodoviárias, foram previamente analisadas pela Câmara Municipal de Machico.

Atendendo á bacia de drenagem afecta a esta zona, serão contempladas as seguintes Infra-estruturas e equipamentos:

- Colector de drenagem em PVC, a implantar na faixa de rodagem, a 1.5 m do eixo da via pública, com diâmetros de 200 mm.
- Considerando que grande parte das vias se desenvolve longitudinalmente com inclinações acentuadas, foram definidas as inclinações máximas de 15%.
- Caixas de visita a implantarem nas mudanças de direcção do colector em planta e em perfil;
- Os tubos de PVC a prever para instalação enterrada, terão as dimensões referidas na NP 1487, devendo utilizar-se na ligação topo a topo e a acessórios, junta autoblocante e anel de estanquidade.

Toda a rede de drenagem será assente em vala com a largura de 0.50 m acrescida do seu diâmetro exterior, a uma profundidade mínima de 1.50 m ao seu extradorso, sendo envolvida numa camada de pó de pedra ou material granular com 0.10 m sob a soleira e numa camada de material da própria vala, bem compactado, a 0.30 m acima da geratriz superior da tubagem.

A restante vala será preenchida com terras provenientes da escavação, isentas de pedras.

O aterro far-se-á por camadas de 0.20 m, devidamente regadas e compactadas.

Serão instaladas caixas de visita com ou sem queda, localizadas nas mudanças de direcção e de declive, constituídas por aros de betão de 1.00 m e 1.25 m de diâmetro interior respectivamente para profundidades de implantação do colector inferiores ou superiores a 2.50 m.

Caso a ligação do colector de montante á caixa de visita se processe com um desnível relativamente ao fundo desta superior a 0.50 m, deverá ser prevista a respectiva queda guiada.

Os degraus de acesso deverão ser constituídos por varão de aço de 25 mm, com 0.30 m de largura, afastados entre si de 0.30 m e de 0.15 m á parede de encastramento.

A localização das caixas de visitas dos ramais de ligação devera ser definida em obra.

### **3.10 Sinalização**

Na sinalização dos ramais em estudo, previu-se sinalização horizontal e sinalização vertical de código.

A sinalização horizontal resume-se à linha axial constituída por linha branca continua ou tracejada com 0.10 m de largura e barras de stop nos entroncamentos.

Os sinais de código utilizados são sinais de stop nos entroncamentos.

## **CAPÍTULO IV**

### **Descrição da Construção do PROJECTO RODOVIÁRIO DOS RAMAIS 6.1, 6.2, 7, 8 E 9, Machico**

#### **Introdução**

A execução da obra referente aos arruamentos da Via Rápida Machico / Caniçal, Troço Túnel da Queimada / Nó Do Caniçal designados por ramais 6.1, 6.2, 7, 8 e 9, que desenvolveu-se na cidade de Machico, foi alvo de várias alterações relativamente ao projecto de execução inicial.

A alteração do projecto de execução dos ramais 6.1, 6.2, 7, 8 e 9, deu-se por existir alguns condicionalismos na fase de obra, que serão descritos posteriormente nesta tese.

Outro aspecto importante para que se fizesse a alteração do projecto de execução, foi a falta de prospecção e ensaios, pois segundo informações do projectista basearam-se em resultados obtidos nas campanhas anteriores realizadas numa Obra vizinha, por este motivo a obra veio a se realizar por um custo muito mais elevado.

Foi executado o projecto do traçado dos ramais, com as várias especialidades já referidas anteriormente, mas adoptando e acertando sempre em fase de Obra.

#### **4.1 Descrição do Traçado Adoptado**

##### **4.1.1 Traçado em Planta**

O traçado dos ramais após a sua execução apresenta uma extensão total de 850 m, o que inicialmente estava previsto no projecto de execução 800m, este aumento do traçado deve-se aos acabamentos de alguns ramais.

O alinhamento do ramal 6.1, ficou com 265.226 m de extensão, inicialmente estava previsto no projecto de execução 262.226 m, esta alteração deu-se devido aos pequenos ajustes que foram feitos no final da obra.

O ramal 7 liga o ramal 6.1 com o ramal 2/3 do Nó do Machico Sul através de um único alinhamento recto executou-se com 84 m de extensão, e estava previsto no projecto de execução uma extensão total de 82.225m, esta pequena diferença deve-se ao alagamento na zona do entroncamento.

O ramal 6.2 apresentava uma extensão de 234.043 m, tendo início num pequeno troço recto com 4.327 m de extensão que entronca no ramal 9, seguido de curvas e contracurvas com raios de 15 m, 150 m e 50 m e alinhamentos rectos com comprimentos que variam entre os 15.9 m e os 59.5 m. Mas o ramal ficou executado com cerca de 254.043 m de extensão, este aumento de 20 metros foi devido a alteração dos Muros de Suporte o que foi necessário corrigir o traçado em obra.

O traçado do ramal 8 com 66.293 m de extensão, este manteve-se a extensão tal igual ao previsto inicialmente no projecto de execução.

O ramal 9 com 154.793 m de extensão, foi executado conforme previsto no projecto de execução o qual manteve-se o mesmo cumprimento, apenas foi alterado as cotas de implantação devido as condições geológicas desfavoráveis existentes.

#### **4.1.2 Traçado em Perfil**

As características morfológicas do terreno ao longo do traçado dos ramais, impõe uma inclinação máxima de trainéis algo excessiva mas aceitável para a região nomeadamente nos ramais que se desenvolvem no sentido poente / nascente, isto é, perpendicularmente ao vale da ribeira de Machico como é o caso dos ramais 7, 8 e 9 em que estava previsto executar inclinações de 21.5%, 23.5% e 25.0% respectivamente e foi executado inclinações 22%, 23% e 24% em algumas zonas do traçado.

O perfil longitudinal do ramal 6.1 foi definido com trainéis ascendentes que variam entre os 0.4% e 12%. As curvas de concordância apresentam parâmetros de 300 m, 150 m e 100 m nas côncavas e 150 m e 300 m nas convexas.

O perfil longitudinal do ramal 8 à semelhança do ramal 7 não sofreu grandes alterações, pois apresenta um único trainel a 23.5% e curvas de concordância com parâmetros de 50 m para a côncava e 60 m para a convexa nas transições para trainéis a 2.5% nos entroncamentos com o ramal 2/3 do Nó de Machico Sul e com o ramal 6.2.

Tendo em consideração a elevada diferença de cotas do terreno, em obra a zona de implantação do ramal 9 sofreu uma alteração, devido ao terreno de fundação encontrado com fracas características mecânicas, e o seu perfil é definido com trainéis descendentes que variam entre 0.24% e 25%.

#### **4.1.3 Perfis transversais Tipo**

O perfil transversal tipo dos ramais foram executados conforme previsto no projecto de execução com excepção de uma zona particular do ramal 6.1, isto é apresenta uma faixa de rodagem de 6.00 m (2 x 3.00) de largura limitada por lancis e passeios de 0.8 m de largura.

No ramal 6.1 numa zona particular foi executado um passeio com largura de 0.80m, este foi executado porque não foi possível entrar em acordo com o proprietário da parcela de terreno já expropriada, porque teríamos de demolir parte do quarto da moradia, e por este motivo não foi possível executar o passeio com 1.2m, (ver figura 15).



Figura 15- Condicionalismo da execução do passeio.

O remate dos passeios das secções em escavação, nas zonas onde não existe muro, foi feito com uma valeta de plataforma em meia cana com um 0.20 m de largura. O remate em aterro é feito com uma faixa de concordância de 0.60 m a 10% para o talude a (V/H) 1/1.5

Os taludes de escavação foram executados com uma inclinação de (V/H) 1/1.5 aproximadamente.

O pavimento no geral dos Ramais foi executado do tipo flexível com sub-base e base de agregado britado de granulometria extensa com 0.30 m de espessura total e camada de revestimento em betão betuminoso com 0.05 m de espessura, em várias zonas particulares dos Ramais foi modificado a camada de estrutura do pavimento, com o objectivo de melhorar a resistência do solo, pois verificou-se muitos escorregamentos do terreno.

## 4.2 Terraplenagem

### 4.2.1 Movimentos de Terra

Relativamente á contabilização do movimento de terras dos ramais 6.1, 6.2, 7, 8 e 9, o movimento de terras total do troço apresentado foi de 19 974 m<sup>3</sup> dos quais 3 811 m<sup>3</sup> correspondem a volume de decapagem de terra vegetal com 0.50 m de espessura média, 10 388 m<sup>3</sup> correspondem a escavação e 5 775 m<sup>3</sup> correspondem a aterro. Houve a necessidade de escavar mais do que estava

previsto no projecto, porque o terreno de fundação não apresentava boas características mecânicas.

Foi ainda necessário sanear o fundo de caixa nos ramais numa espessura de 1.0 m e em algumas zonas foi necessário sanear 1.5m a 2m, pois os terrenos de fundação era na sua maioria depósitos de vertentes, e estes materiais não foram aproveitados em obra, foram para vazadouro.

As principais dificuldades encontradas nesta fase da obra foi que em dias chuvosos ou alguma precipitação, o terreno saturava-se muito facilmente ficando toda a obra encharcada e enlameado o que tornava impossível qualquer escavação visto os dumpers e quais quer equipamentos não podiam circular, porque constantemente enterravam-se e patinavam.

A resolução deste problema, e o que foi feito foi a raspagem dos acessos com recurso a escavadora ou a bulldozer, colocação de material proveniente das estradas demolidas (material betuminoso misturado com brita das camadas de base) ver figura 16. Depois de espalhar o material demolido/fresado, procede-se à compactação desta camada com recurso ao cilindro de solos. Este método é frequentemente utilizado em obras de terraplenagens.

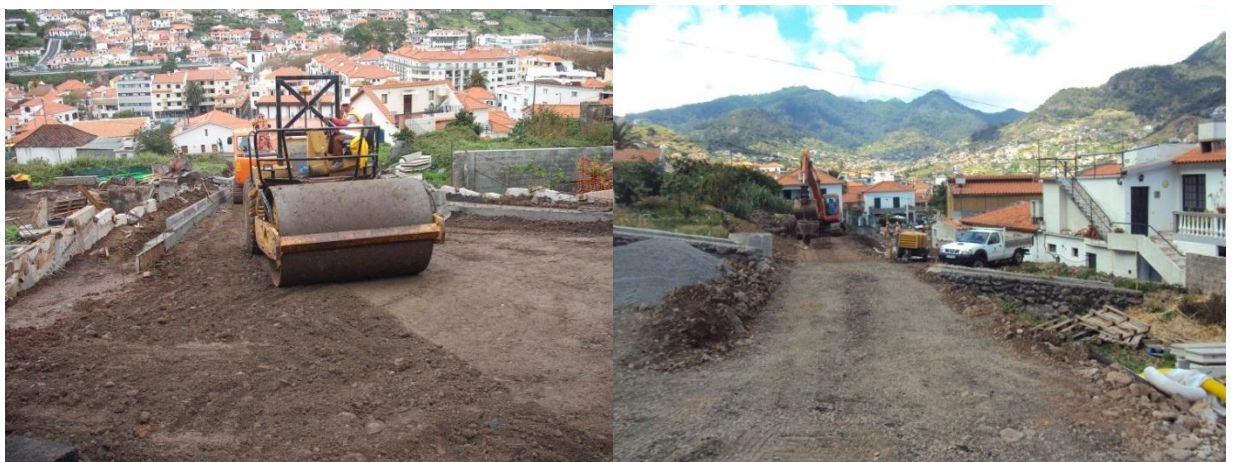


Figura 16- Compactação do material arenoso por forma permitir a movimentação de equipamentos na Obra.

## 4.2.2 Taludes de Escavação e Aterro

De acordo com as considerações geológicas – geotécnicas constantes no Estudo Geológico – Geotécnico do projecto foi possível definir as inclinações de taludes para as escavações e aterros, em função da natureza dos terrenos a escavar. Nos taludes de escavação adoptou-se inclinações de (V/H) de 1/1.5.

Nos aterros considerou-se uma inclinação única para os taludes com (V/H) 1/1.5, tal como se previa no projecto de execução.

Onde não foi possível dispor de áreas de ocupação para estes taludes, a plataforma foi rematada com muros de suporte quer em aterro quer em escavação. Os muros de suporte são em geral de terra armada nas secções em aterro e com betão ciclópico nas secções em escavação.

## 4.3 Pavimentação

Foi adoptado nos ramais 6.1, 7 e 9 os seguintes tipos de Pavimentos:

	TIPO IV	TIPO V
Betão Betuminoso (0/14)	0.05 m	0.05 m
Agregado Britado de Granulometria Extensa (0/40)	0.15 m	—
Agregado Granular Britado (0/50)	0.15 m	—

Tabela 6- Definição das espessuras das camadas de Pavimento utilizadas.



Figura 17- Aplicação da camada de betão betuminoso.

Nos ramais 6.2 e 8, foi necessário executar um reforço da estrutura de pavimento devido as suas fracas características dos solos de fundação.

Pois verificou-se a presença de grandes volumes de argila e alguns depósitos de vertentes, por este motivo foi necessário reforçar a estrutura de pavimento introduzindo-se AJEC em zonas localizadas, e no ramal 8, devido ao seu historial, isto é, existir grandes deslocamentos no terreno de fundação e verificar-se que moradias envolventes a zona do ramal se encontravam muito danificadas, optou-se por não sanear o fundo de caixa e optou-se por aplicar uma camada de betão com fibras, tornando assim o pavimento rígido, minimizando assim a situação de escorregamento da zona.



Figura 18- Foto da zona onde foi aplicado o reforço da estrutura de pavimento do Ramal 6.2 (AJEC).



Figura 19- Fotos que demonstra a aplicação do betão com fibras (reforço do pavimento) na estrutura de pavimento do Ramal 6.2.

#### 4.3.1 Ligação entre Camadas

De forma a garantir uma ligação eficiente entre a camada betuminosa e a camada de agregado granular britado de granulometria extensa, foi aplicado uma rega de impregnação com betume fluidificado do tipo MC – 30 aplicado á taxa de 1.0 kg/m<sup>2</sup>. Esta camada permite a aderência entre os materiais britados da estrutura de pavimento.



Figura 20- Aplicação da camada de impregnação com betume fluidificado do tipo MC – 30 aplicado á taxa de 1.0 kg/m<sup>2</sup>.

### 4.3.2 Pavimento dos Passeios

Para os passeios, a estrutura que foi adoptada foi a seguinte:

Blocos pré-fabricados tipo "UNI"	0.08 m
Camada de Areia	0.05 m
Agregado britado de granulometria extensa (0/40)	0.10 m

Tabela 7- Quadro resumo das camadas de pavimento utilizado nos passeios.

Relativamente a aplicação deste trabalho não houve impedimentos nem quaisquer condicionalismos pois trata-se de uma tarefa simples e rápida de executar.

### 4.4 Drenagem

Relativamente a drenagem nas secções em escavação, a drenagem longitudinal é feita através de uma valeta de betão em meia manilha de 200 mm de diâmetro, houve zonas onde reforçamos a drenagem e aumentamos a secção da valeta. As águas recolhidas na valeta de betão foram encaminhadas através de caixas de reunião para os colectores, com um diâmetro mínimo de Ø 400 e utilizou-se também diâmetros de Ø 500.

Sendo os ramais limitados por lancis, previram-se sumidouros de lancil a debitem para colectores de recolha de águas pluviais, que descarregam os caudais colectados em passagens hidráulicas ou em colectores existentes, os mesmos foram executados apenas houve a necessidade de aumentar o diâmetro dos colectores em relação ao que estava previsto no projecto de execução, por condições de segurança visto se tratar de terrenos com muita presença de depósitos de vertente e com presença de bolsas de água.

As linhas de água que interceptavam o traçado, foram restabelecidas através de três passagens hidráulicas tubulares e uma rectangular, com as seguintes secções e localizações:

Passagem Hidráulica	Secção	Localização
PH-6.1.1	Ø 600	km 0+018.153 do Ramal 6.1
PH-6.1.2	Ø 600	km 0+188.453 do Ramal 6.1
PH-6.2.1	Ø 1000	km 0+025.081 do Ramal 6.2
PH-6.2.2	Rectangular (secção variável)	km 0+010.579 do Ramal 6.2

Tabela 8- Descrição das secções das Passagens Hidráulicas.

De forma a restabelecer uma vala rectangular existente, no ramal 6.2, executou-se a construção de uma passagem hidráulica rectangular (PH-6.6.2) que estava prevista executar com uma laje em betão armado de 0.20 m de espessura que integra pré-lajes de 0.07m, foi assente sobre os muros da vala rectangular, mas foi executado um pequeno alargamento, de forma a aumentar a secção de vazão. Foi adicionado alguns colectores e valetas com o objectivo de aliviar os impulsos hidrostáticos que venham a surgir na zona do tardo dos Muros de Suporte.



Figura 21- Trabalhos de montagem da armadura na PH- rectangular.

Relativamente ao que estava previsto no projecto de execução, foi feito alguns ajustes nas PH's, concretamente, foi executado uns tubos designados "Ladros", estes tubos de segurança, para desviarem o excesso de caudal existente na PH, por forma a se evitar futuras inundações.

#### 4.5 Obras acessórias

O Projecto de Execução dos muros de suporte necessários à implantação dos ramais que visam servir uma zona densamente ocupada da Cidade de Machico, junto à Via Rápida Machico / Caniçal no seu troço designado de Túnel da Queimada / Nó do Caniçal, foi constituído por um total de 11 muros de suporte, tendo-se adoptado soluções capazes de se ajustar às limitações de espaço e às desfavoráveis condições geológico-geotécnicas ocorrentes, nomeadamente Muros de gravidade em betão ciclópico, Muros armados e Muros de solos reforçados.

Na tabela 9, que se apresenta a seguir, discriminam-se os muros de suporte que foram executados:

Designação	Localização aproximada (km)	Tipo de Obra	Desenvolvimento aproximado (m)	Altura total máxima (m)
M1	Ramal 6.1 (0+050 – 0+235)	Muro de solos reforçados	180.0	5.10
M2	Ramal 6.1 -esquerda (0+055 – 0+096,5)	Muro de gravidade em betão ciclópico	41.5	3.90
M3	Ramal 7 (0+012,5 – 0+037,5)	Muro de solos reforçados	25.0	3.85
M4	Ramal 7 (0+012,5 – 0+037,5)	Muro de solos reforçados	25.0	3.65
M5	Ramal 9 (0+005 – 0+045)	Muro de gravidade em betão ciclópico	33.8	3.50
M6	Ramal 9 -esquerda (0+005 - 0+054)	Muro de gravidade em betão ciclópico	46.3	3.50
M7	Ramal 6.2 (0+005 – 0+130)	Muro de solos reforçados	140.3	5.50
M8	Ramal 6.2 - esquerda (Junto ao 0+050,0)	Revestimento em betão projectado	25.0	6.00
M9	Ramal 6.2 (0+135 – 0+215)	Muro de Betão Armado	79.0	3.60
M10	Ramal 8 (0+005 – 0+032)	Muro de Betão Armado	29.3	4.80

Designação	Localização aproximada (km)	Tipo de Obra	Desenvolvimento aproximado (m)	Altura total máxima (m)
M11		Muro de gravidade em betão ciclópico revestido a pedra	20.3	2.80

Tabela 9- Resumo dos Muros de Suporte executados na Obra.

Após várias visitas a obra e por vários motivos de dificuldades em obra, e prazo de execução foi ajustado e alterado parte do projecto dos Muros de Suporte, no Ramal 6.2, isto é o Muro M9 e M10, em vez de ser feito em Muros de solos reforçados foi alterado para Muros de betão armado.

Esta decisão de alteração do projecto de execução dos Muros de suporte foi tomada pelos Técnicos responsáveis da obra, pois na concepção das soluções dos diferentes muros de suporte a executar, tiveram-se em consideração quer os condicionamentos geológico-geotécnicos, quer de ocupação do terreno, assumindo estes últimos, grande importância dado tratar-se de uma zona urbana. Procurou-se, ainda, conceber soluções que apresentassem alguma facilidade e rapidez de execução e, simultaneamente, vantagens económicas quando comparadas com soluções alternativas.

## 4.6 Iluminação

Relativamente a rede de iluminação pública que foi utilizada nos ramais 6.1, 6.2, 7, 8 e 9, esta foi executada com pequenos ajustes de implantação, comparando com o que estava previsto inicialmente no projecto de execução.

### 4.6.1 Alimentação de Energia

A alimentação de energia aos circuitos de iluminação foi feita a partir da rede de iluminação já existente na cidade de Machico, conforme estava previsto

As canalizações foram do tipo subterrâneo, constituídas por cabos do tipo XV 0.6-1.0 kV instalados em condutas constituídas por tubagem PVC, com o diâmetro de Ø50 mm, argamassada, a instalar nos passeios laterais, conforme o previsto.

#### 4.6.2 Iluminação

Os aparelhos de iluminação a utilizar, foram compensados para um factor de potência mínimo de 0.9.

#### 4.6.3 Concepção da Rede de Iluminação

Na iluminação dos ramos, considerou-se aparelhos, com IP 66, de forma a minimizar as intervenções e perdas de rendimento das luminárias.

Regra geral, foram considerados os seguintes parâmetros conforme definido em projeto:

- Factor de manutenção = 0,91
- Luminância média ao longo da Via 3 cd/m<sup>2</sup>
- Coeficiente de uniformidade global  $U_0 > 0,4$
- Coeficiente de uniformidade longitudinal  $U_L \geq 0,7$

A iluminação foi obtida através de colunas metálicas de 8 m de altura, com braço de 0.75 m, equipadas com um aparelho de iluminação do tipo MC2, de fabrico Schreder ou semelhante, com lâmpada de 150W SON-T, com uma inter distância de 26 a 28 m, conforme previsto no projecto de execução.

#### 4.6.4 Colunas de Iluminação

As colunas de iluminação a instalar foram metálicas, construídas em chapa ST37.2, com espessura uniforme de 3 mm. A secção era ortogonal, com redução progressiva da secção recta da base para o topo e constituída por troços independentes, soldados longitudinalmente, com duas costuras.

A fixação ao maciço de fundação foi por flange, através de 4 pernos de 16 mm. As colunas possuirão portinhola com abertura por chave, devendo esta situar-se no mínimo a 500 mm do solo. O borne de terra foi acessível através da portinhola.

Para a protecção do circuito de alimentação dos aparelhos de iluminação foi colocado mais alguns disjuntores e seccionadores-fusíveis de 6A, com de poder de corte mínimo de 6kA.

#### 4.7 Caixas de Visita

As caixas de visita foram constituídas por aros e tampas em ferro fundido com as seguintes dimensões: 0.60 x 0.75 e 0.80x0.90.

Os aros e as tampas foram dimensionados para 40 toneladas, sendo as tampas de forma triangular, apoiadas em 3 pontos, de forma a evitar trepidações.

Como houve a necessidade de fazer pequenos ajustes na alteração das cotas de implantação do traçado, logo houve a necessidade de se executar maciços de reforço para a protecção das tampas das caixas de visita (ver figura 22), ou seja aumentar a altura das caixas de visita, este aumento foi feito com betão armado por forma a minimizar as fragilidades, evitando assim fendilhação na zona de ligação da caixa, e mantendo assim a mesma altura da camada de desgaste do Pavimento.



Figura 22- Execução dos trabalhos de reforço/aumento da altura das caixas de visita.

#### 4.8 Protecção das Pessoas - Rede de Terra

A rede de terras foi estabelecida através do condutor de terra dos próprios cabos em conjunto com eléctrodos de terra, constituídos por "piquets" de aço cobreado com 2 m de comprimento e de diâmetro 5/8", conforme previsto.

A resistência de terra deverá ser inferior a 20 Ohms medida nas condições mais desfavoráveis.

#### 4.9 Muros de Suporte

Nos muros de gravidade em betão ciclópico incluem-se os muros de suporte de escavação designados por M2 e M11, e os muros de suporte de aterros designados por M5 e M6.

Conceberam-se duas secções tipo, secção A e secção B/B', com alturas máximas totais de 3.5 m e 3.8 m, respectivamente, e adoptou-se um paramento exterior inclinado a 10V/1H. Apenas foi executado a secção B/B' (ver figura 23), mais alta, concebeu-se um dente para o exterior ao nível das sapatas de modo a favorecer a respectiva estabilidade global.

#### Secção B/B

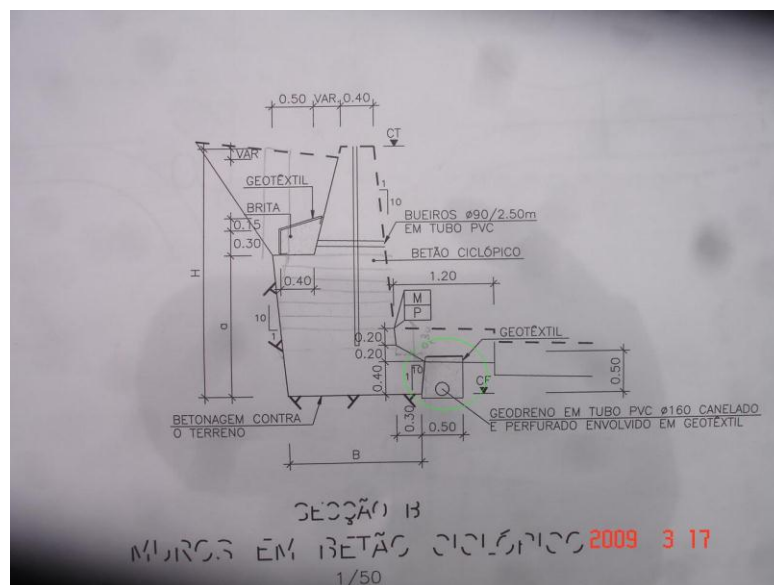


Figura 23- Esquema da secção B/B do muro de betão ciclópico.

Na situação particular do muro M11, inserido num acesso já construído e com maior exposição, previu-se o revestimento do seu paramento exterior com pedra argamassada, de modo a se obter um melhor enquadramento paisagístico.

Na zona inferior destes muros considerou-se que a betonagem seria feita contra o terreno, na maior altura possível, de forma a minimizar os volumes de escavação e a garantir um bom encastramento da base.

O betão ciclópico foi constituído por um máximo de 40% de enrocamento para 60% de betão da classe C20/25.

Foram executadas juntas de dilatação transversais executadas apenas até ao topo das sapatas de fundação, de forma a diminuir os esforços originados pela retracção do betão e por variações de temperatura.

Foram adicionados bueiros por forma a facilitar a drenagem dos Muros de suporte.



Figura 24- Execução dos Muros de Suporte em betão Ciclópico.

Para garantir a adequada drenagem das águas de infiltração no tardo dos muros de betão ciclópico foi executado sistemas drenantes constituídos por drenos geocompósitos tipo Amerdrain 500 ou por brita (2/3) envolvida em geotêxtil, associados sempre a bueiros em tubo de PVC Ø90 ,110 mm e 200.

Os aterros no tardo destes muros foram executados com solos granulares grosseiros, provenientes da escavação ou de depósitos de materiais brechóides ou piroclásticos, ou ainda de produtos rochosos provenientes da escavação do maciço basáltico, com  $0.6 \text{ mm} < D_{10} < 2 \text{ mm}$ ,  $7 \text{ mm} < D_{50} < 14 \text{ mm}$  e  $30 \text{ mm} < D_{90} < 60 \text{ mm}$ . Estes materiais de aterro foram compactados por camadas com espessura

máxima de 0.30 m, de forma a garantir um grau de compactação mínimo de 96%, um teor em água entre  $w_{opt}$  e  $w_{opt} - 2\%$  e um ângulo de atrito mínimo de  $\phi' = 35^\circ$ .

No seu dimensionamento considerou-se que os terrenos suportados eram constituídos por aterros e depósitos de vertente e que os terrenos de fundação são, em princípio, formações vulcânicas ou depósitos de vertente consolidados.

Ao nível da fundação verificou-se a presença de depósitos de vertente de piores características no qual foi necessário proceder-se à sua substituição, com a espessura mínima de 1.5 e 2 m em zonas pontuais, e por betão simples ou por um aterro com solos seleccionados.

#### **4.9.1 Muros de Solos Reforçados**

Os muros designados por M1, M3, M4, e M7 são muros de solos reforçados, apresentando uma altura total máxima de 5.5 m, houve a necessidade de fazer pequenos ajustes devido ao terreno de fundação o que aumentou a altura máxima passando a ter 6m.

A sua definição e dimensionamento consistiu apenas no pré-dimensionamento do aterro reforçado, ou seja, na pré-definição do comprimento dos elementos de reforço a adoptar  $L$ , de acordo com a seguinte relação  $L = 0.70 \times H$ , sendo  $H$  a altura total do muro, tendo-se ainda imposto um valor mínimo de  $L$  de 3 m.

Os sistemas drenantes considerados nestes muros foram constituídos por brita envolvida em geotêxtil, sendo as águas recolhidas e conduzidas através de um geodreno em tubo de PVC  $\varnothing 160$  mm houve zonas em que colocamos  $\varnothing 200$  canelado e perfurado envolvido em geotêxtil, que ficou ligado ao sistema de drenagem geral dos ramais.



Figura 25- Execução dos Muros de Solos Reforçados.

#### 4.10 Sinalização

Na sinalização do projecto dos Ramais em estudo, previu-se sinalização horizontal e sinalização vertical de código.

A sinalização horizontal resume-se à linha axial constituída por linha branca continua ou tracejada com 0.10 m de largura e barras de stop nos entroncamentos. Os sinais de código utilizados são sinais de stop nos entroncamentos

A decisão final da sinalização do projecto dos Ramais, foi concedida pela Camara Municipal de Machico, visto que este traçado seria futuramente infra-estruturas da responsabilidade do Município.

Foi feita algumas alterações no projecto de sinalização, reforçando a sinalização criando mais linhas descontínuas (LBd), permitindo assim uma melhor facilidade na ultrapassagem.

#### 4.11 Descrição dos principais condicionalismos na Obra

Os principais condicionalismos que foram encontrados na Obra, foram os seguintes:

- Expropriações
- Construções Vizinhas muito Danificadas

- Condições Geológico-Geotécnicas

#### **4.11.1 Expropriações**

Relativamente as expropriações, nesta obra em particular existi-o alguns problemas com determinados proprietários de algumas parcelas de terreno. Pois o traçado do projecto dos Ramais localiza-se no centro urbano de Machico, e estava previsto no projecto de execução demolir uma moradia e partes de moradias para se poder executar o traçado da estrada tal como previsto no projecto de execução, e por este facto tivemos alguns problemas com impedimentos de proprietários que não deixavam o empreiteiro executar as obras tal como estava previsto.

Estes impedimentos causaram grandes custos ao valor total da obra, porque existia um prazo certo para a conclusão da obra e por existir estes impedimentos causou atrasos nos trabalhos conforme previstos no projecto de execução, e além disso em certas zonas do traçado da estrada houve a necessidade de alterar as soluções técnicas do projecto executando soluções mais simples e mais rápidas, é o caso da substituição do Muro de Solos Reforçados pelo Muro de Betão Armado, no ramal 6.2 conforme já referido anteriormente.

Todas estas alterações, e alguns dias que a obra esteve parada, só vieram acarretar mais custos ao Dono da Obra.



Figura 26- Demolição da Moradia, existente no Ramal 6.1.



Figura 27- Demolição de alguns anexos das moradias.

#### **4.11.2 Construções Vizinhas muito Danificadas**

Outra situação condicionante, era o facto de as moradias envolventes á obra, encontravam-se todas muito danificadas e fissuradas, pois o terreno de fundações nesta zona era um grande problema.

Por este motivo foi necessário recorrer a técnicas de construção mais rigorosas e mais morosas por forma a evitar o mínimo de vibrações e quaisquer movimentos no terreno de fundação.

Uma das medidas que foi implementada na execução de escavações foi escavar apenas 2 metros por dia, ou seja escavar por fases muito curtas evitando assim o máximo de deslocamentos, e vibrações evitando assim o deslizamento do terreno.

Pois os movimentos do solo devido a escavações são causados pelas alterações na massa do solo, pela alteração do nível freático, pelo adensamento do solo, pela construção de muros de contenção e pela retirada das contenções provisórias, e todas estas actividades relacionadas com a escavação provocam efeitos como translações, rotações, distorções que danificam a estrutura devido a factores como (Schnaid et al., 2005):

- Variação das tensões no solo devido à escavação;
- Resistência e rigidez do solo;
- Variação das condições do nível freático;
- Rigidez do sistema de suporte;
- Forma e dimensão da escavação;
- Qualidade de execução dos trabalhos;
- Outros efeitos como preparação do local, execução de fundações profundas, etc.

Mesmo tomando todos estes cuidados muitas das moradias agravaram-se, ou seja as aberturas das fissuras e fendas existentes aumentaram o que houve a necessidade de parar a obra por uns dias para que o terreno estabilizasse um pouco.

Muitas das moradias vizinhas a obra, além de serem construção com fraca qualidade construtiva, visto ser feita por partes torna ainda as construções mais

frágeis, para além de estarem implantadas numa zona muito problemática, onde o terreno de fundação é dominado por solo constituído por depósitos de vertente, e muitas vezes situam-se em zonas de escorregamentos.

As consequências do movimento dos escorregamentos são particularmente devastadoras para as habitações que se encontram na zona de separação entre áreas estável e instável.



Figura 28- Moradias vizinhas á obra com fraca qualidade construtiva.



Figura 29 – Escavações muito próximas das habitações.

Houve a necessidade de ir buscar grandes blocos de basalto, e distribuir por varias zonas da obra, onde já se tinha iniciado a escavação, por forma a evitar ou minimizar o escorregamento de algumas habitações.

### 3.11.2.1 Análise do Escorregamento e identificação de principais zonas afectadas

O escorregamento de Machico é um escorregamento activo, visto que o solo está sempre em movimento, sobre ele assentam várias casas, muitas delas apresentam graves patologias visíveis do exterior devido ao movimento do solo.

As Figuras seguintes mostram um mapa de algumas moradias que apresentam problemas estruturais visíveis desde o exterior, na zona próxima da Obra.

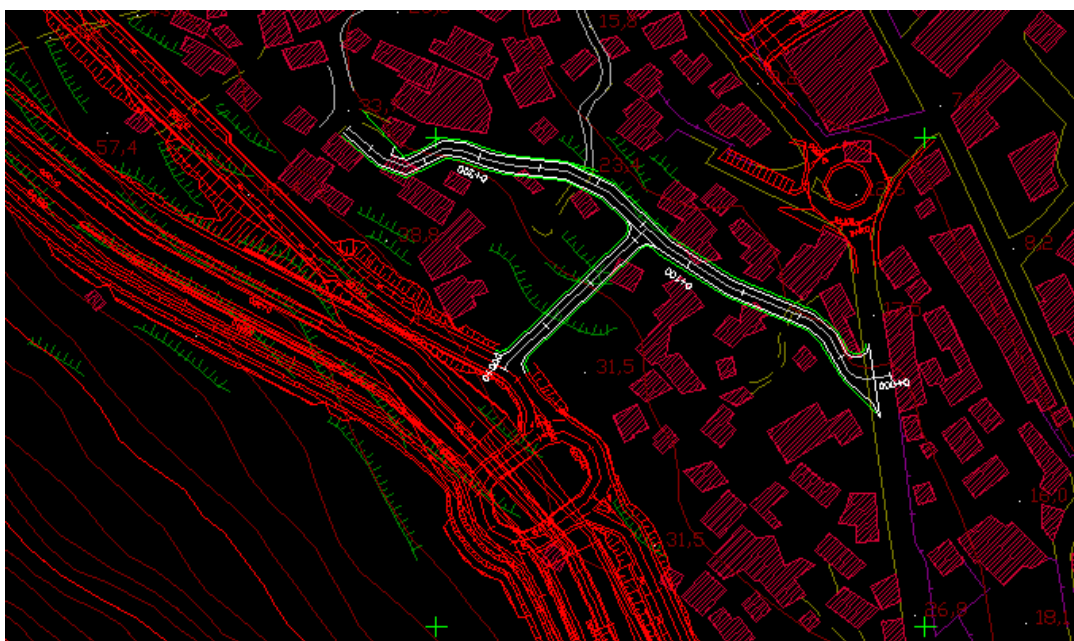


Figura 30- Localização do traçado da Obra Ramal 6.1 e 7.



Figura 31- Encontram-se assinaladas as casas com patologias visíveis do exterior devido ao movimento de vertente, vale de Machico (Google Earth).

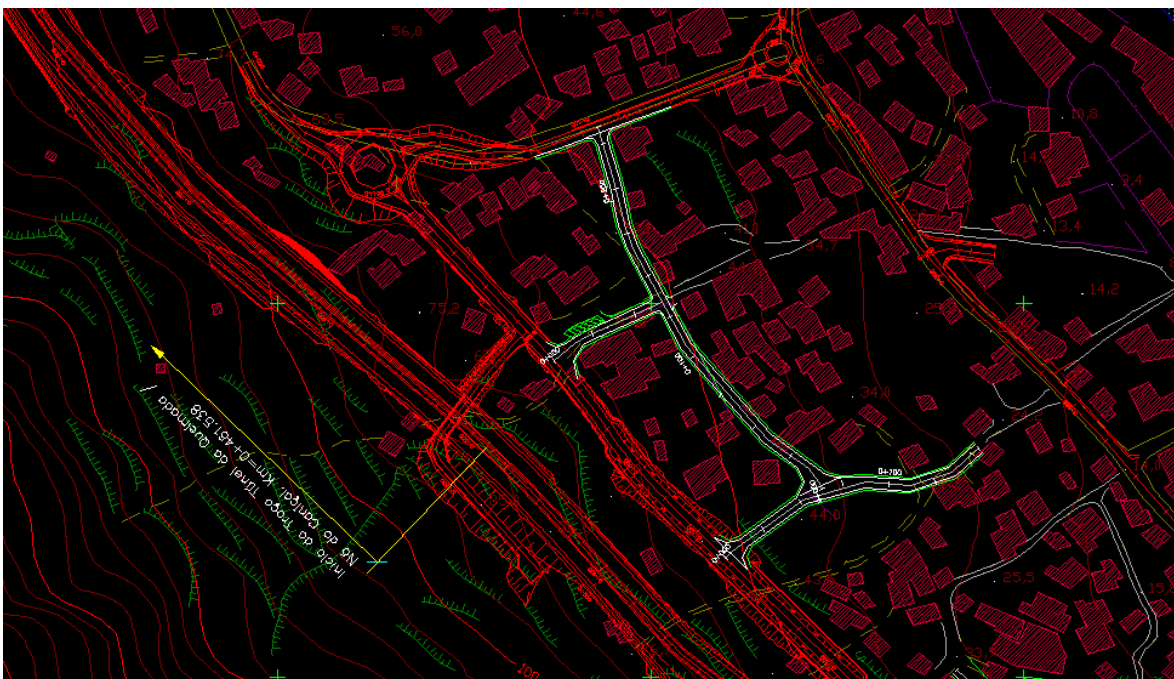


Figura 32- Localização do traçado da Obra Ramal 6.2,8,e 9



Figura 33- Encontram-se assinaladas as casas com patologias visíveis do exterior devido ao movimento de vertente, vale de Machico (Google Earth).

O escorregamento, apesar de ser um escorregamento activo ao longo dos anos, a construção de várias infra-estruturas terá provocado um aumento brusco deste movimento, devido às escavações realizadas. A massa de solo estabilizou um pouco depois de serem executados os muros de contenção



Figura 34- Execução de Muros de contenção em betão ciclópico e solos reforçados no Ramal 6.1 e Ramal 6.2.



Figura 35 – Fotos panorâmicas da escavação onde se observa as argilas.

No local afectado pelo movimento de massa é possível ver inúmeras patologias, as figuras seguintes mostram fissuras de grandes expressões presentes em várias moradias.



Figura 36- Fissuras horizontais e verticais de grande expressão - Moradia Nº1.



Figura 37- Foto de pormenor de fendas de grande expressão - Moradia Nº1.



Figura 38- Foto de pormenor de fendas de grande expressão - Moradia Nº1



Figura 39 - Fendas de grande expressão - Moradia Nº1



Figura 40- Fissuras diagonais de grande expressão - Moradia Nº2.



Figura 41-Fissuras horizontais com grande desenvolvimento- Moradia Nº2.



Figura 42-Fissuras diagonais com grande desenvolvimento- Moradia N°3.



Figura 43 - Fissuras diagonais nos Muros de suporte da moradia com grande desenvolvimento- Moradia N°3.



Figura 44 - Fissuras diagonais com grande expressão- Moradia Nª4.



Figura 45 - Fissuras diagonais com grande expressão- Moradia Nª4.

A Moradia Nº5 (no mapa das casa afectados pelo movimento de massa) é uma das moradias mais próxima da obra e uma das mais afectadas pelo movimento do solo.



Figura 46 - Panorâmica das fissuras no pavimento provocadas pelo movimento de vertente-Moradia Nº5.



Figura 47 - Panorâmica das fissuras no pavimento provocadas pelo movimento de vertente-Moradia Nº5.



Figura 48 - Fissuras nos Muros de suporte provocadas pelo movimento de vertente-  
Moradia N°6.



Figura 49 - Fissuras nos Muros de suporte provocadas pelo movimento de vertente-  
Moradia N°6.

A moradia Nº 7 também foi uma construção que ficou muito afectada com a movimentação do solo, conforme podemos observar nas seguintes imagens.



Figura 50 - Panorâmica das fissuras provocadas pelo movimento de vertente-Moradia Nº7.



Figura 51 - Inúmeras fissuras presentes na moradia resultantes pelo movimento do solo-Moradia Nº7.



Figura 52 - Inúmeras fissuras presentes na moradia resultantes pelo movimento do solo - Moradia N<sup>o</sup>8.



Figura 53 - Fissuras e assentamentos - Moradia N<sup>o</sup>8.

### 3.11.2.2 Principais causas das Patologias

Pode-se apontar várias origens, entre as quais, a falta de caracterização do comportamento do solo, que é extremamente importante especialmente em solos expansivos com presença de água próxima da superfície (o nível freático situa-se entre os 1 e os 1,5 m abaixo da superfície).

Muitas estruturas também são construídas sem qualquer tipo de projecto ou especificações construtivas e sem nenhum tipo de fiscalização, o que aumenta as possibilidades de surgimento de problemas estruturais.

Em termos de fundações, apesar de não ser possível ver o estado das fundações das várias moradias afectadas, é possível prever alguns dos problemas que podem ter surgido. De seguida pode-se observar os vários tipos de fundações que podem ter sido executadas na zona afectada.

Estruturas construídas utilizando fundações superficiais apoiadas directamente sobre a camada argilosa sem qualquer tipo de contraventamento entre fundações (vigas ou lintéis de fundação); neste caso as fundações podem apresentar assentamentos diferenciais provocando esforços extra sobre a estrutura (Figura 54);

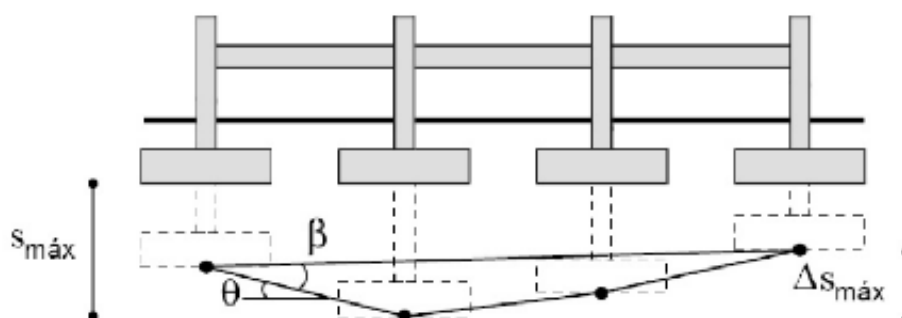


Figura 54 - Esquema dos assentamentos diferenciais.

Fundações superficiais ligadas por vigas de fundação, neste caso os esforços provocados pelas argilas (expansão e contracção) ou pelos movimentos de vertente são suportados de melhor forma pela estrutura, uma vez que as fundações não apresentam movimentos diferenciais significativos (Figura 55);

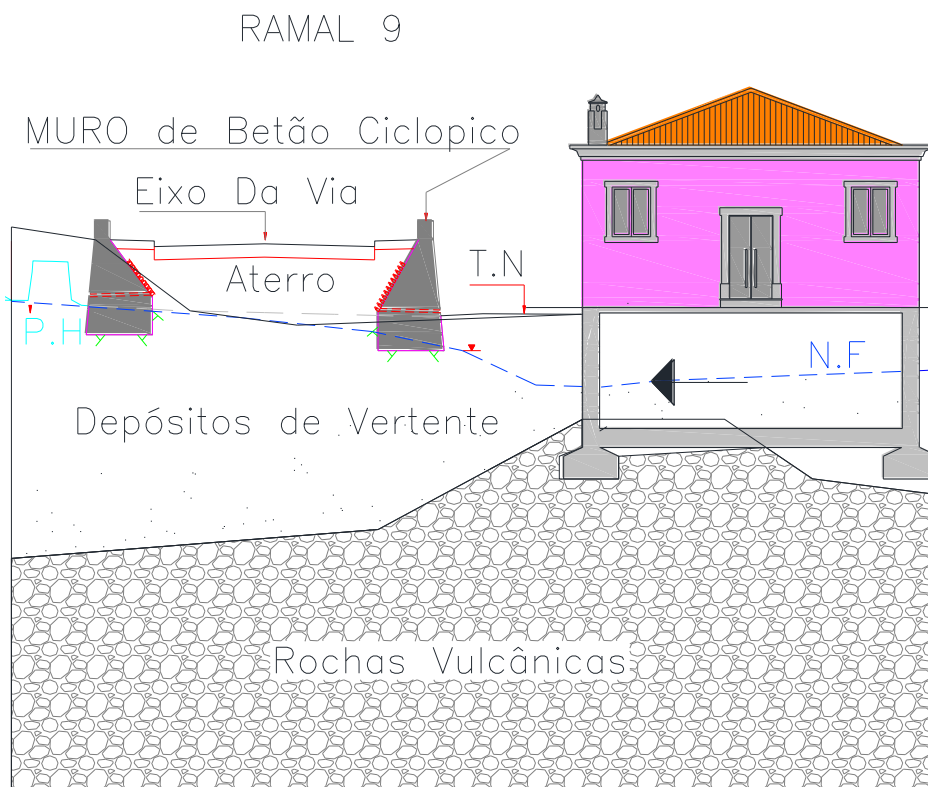


Figura 55 - Esquema das fundações ligadas por vigas de fundação.

Fundações apoiadas sobre camadas mais resistentes do solo ou em rochas vulcânicas.

Distingue-se duas situações, a primeira diz respeito às fundações superficiais, os efeitos de movimentos de massa são suportados pelas fundações, mas os efeitos da expansividade e contracção das argilas podem causar danos. O segundo caso diz respeito às fundações profundas que, para além dos esforços provocados pelos depósitos de vertente, podem sofrer flexão devido à espessa camada de argila em contínuo movimento que aplica esforços na direcção horizontal sobre as estacas (Figura 56);

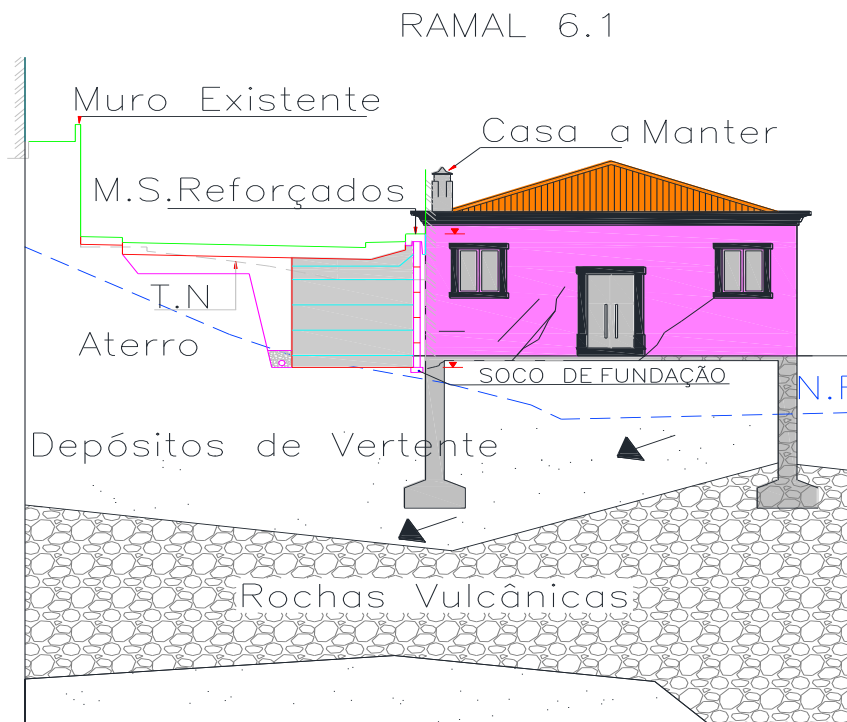


Figura 56 -Tipos de fundações existentes no vale de Machico.

Fundações executadas em solos diferentes; neste caso tem-se uma parte das fundações apoiadas em camadas firmes e outra parte das fundações encontram-se apoiadas numa camada de depósitos de vertente. Este é o caso mais devastador para as estruturas, quando expostas aos movimentos do solo e aos fenómenos provocados pelos depósitos, as fundações que se encontram na camada firme apresentam resistência ao movimento, enquanto que as fundações executadas na camada de depósitos de vertente e aterro move-se, provocando tensões que originam graves fissuras e põe em causa a estabilidade da estrutura (Figura 57). Mesmo no caso das fundações se encontrarem bem unidas por vigas de fundação, os esforços gerados podem ser superiores e provocar o colapso das fundações.

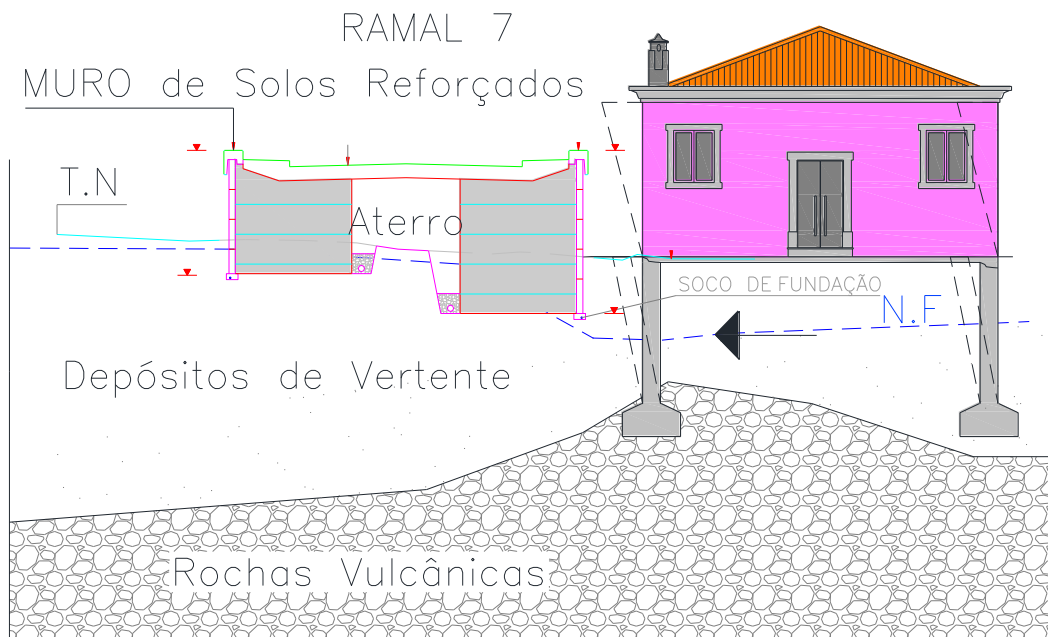


Figura 57 -Tipos de fundações existentes no vale de Machico.

O autor Ortiz (1983) refere que as fundações que apresentam problemas em solos argilosos têm origem nas:

- Características da expansividade das argilas;
- Características climáticas da zona;
- Características da estrutura;
- Disposição das redes de águas e esgotos;
- Existência de jardim o que implica águas de regas;
- Pavimentos a volta da estrutura, passeios, elementos de recolha e transporte de águas pluviais;
- Existência de equipamentos industriais que aqueçam o solo provocando a sua secagem, o que implica a diminuição do seu volume.

Uma forma de compreender melhor os problemas a nível das fundações é estudar as fissuras, estas podem dar informação sobre o tipo de patologia que a estrutura apresenta.

Ortiz (1983) refere que as estruturas têm uma deformabilidade que lhes permite uma certa distorção sem atingir os limites de resistência dos materiais que as constituem.

Quando os esforços provocados por assentamentos diferenciais das fundações, somados aos esforços da própria estrutura, atingem o limite da resistência à tracção, à compressão ou esforço de corte dos materiais, originam fissuras.

A morfologia das fissuras é o resultado da interação solo-estrutura no caso de problemas ao nível das fundações. As fissuras são sintomas que ajudam a compreender os movimentos sofrido pela estrutura e diagnosticar as causas que originaram o problema de rotura do edifício. O correcto diagnóstico é de extrema importância para a escolha da solução mais adequada.

O mesmo autor menciona que geralmente a morfologia das fissuras é complicada, requer uma boa interpretação do caso e uma grande experiência na área, para além de ter a capacidade de compreender como funciona a estrutura em, por exemplo, o assentamento ou levantamento de uma das sapatas relativamente grande provoca fissuras de morfologia simples. É muito frequente que não exista apenas uma causa, mas sim um conjunto de causas que levam ao aparecimento de fissuras. Não é fácil na maior parte das vezes definir qual das causas é a mais relevante.

As fissuras têm origem onde a tensão de tracção é máxima e seguem-se as isostáticas de compressão que são perpendiculares as tensões principais de tracção.

### **Fissuras causadas por excessivo carregamento de compressão**

O surgimento de fissuras verticais, decorrem de esforços transversais de tracção nos tijolos pelo atrito da superfície da junta de argamassa com a face maior dos tijolos (Duarte,1998,p12).O autor refere que a argamassa comprimida se deforma mais do que o tijolo, tendendo a expandir mais lateralmente transmitindo tração lateral aos tijolos. Estes esforços laterais de tração são responsáveis pelas fissuras verticais, conforme a figura 58.

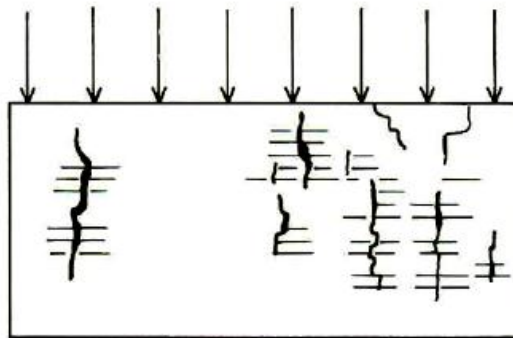


Figura 58- Fissuração causada por sobrecarga vertical.

Segundo Thomaz(1989,p.66),nos painéis de alvenaria onde existem aberturas as fissuras formam-se a partir dos vértices dessa abertura e sob o peitoril, apresentado na figura 59.

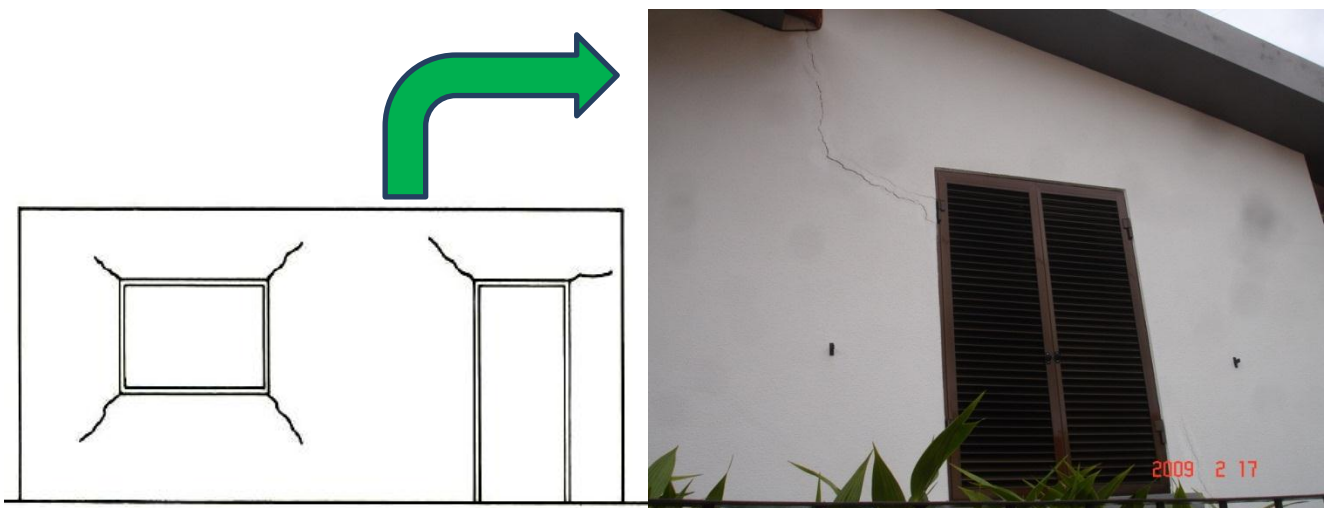


Figura 59 - Fissuração típica nos cantos das aberturas, sob actuação de sobrecargas- Moradia N°3.

### **Fissuras causadas por recalques de Fundação**

As construções têm comportamento distinto frente aos recalques do solo (Duarte,1998.p.23).As fissuras causadas por recalques de fundação com frequência tendem a se localizar próxima são pavimento térreo da construção. Contudo, dependendo da gravidade do recalque e do tipo da construção, o grau de fissuração nos pavimentos superiores pode ser quase tao intenso quando no pavimento térreo.

As figuras seguintes ilustram alguns desses casos.

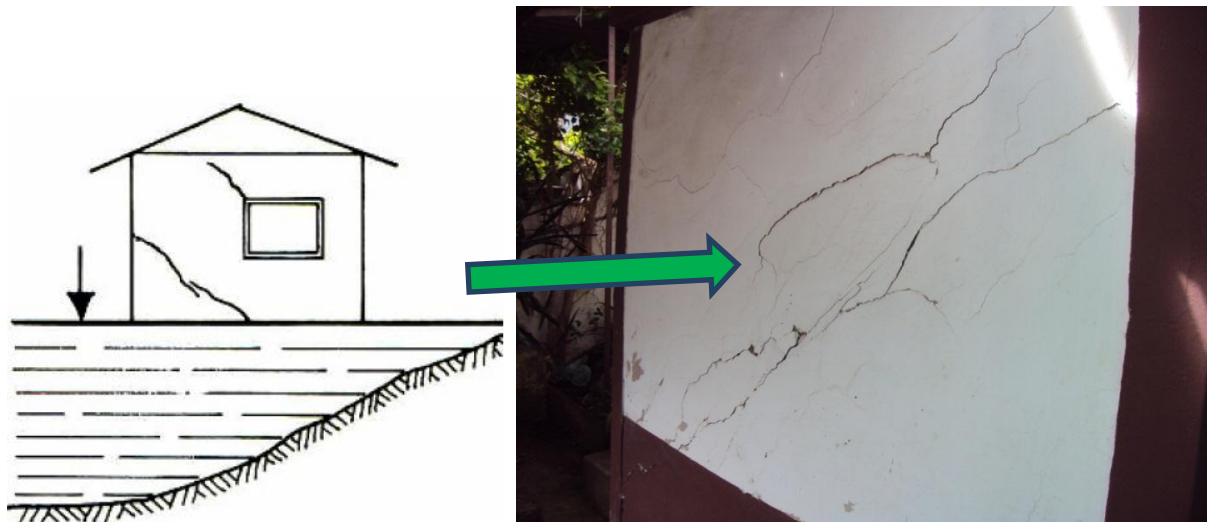


Figura 60 - Recalque diferenciado, por consolidações distintas do aterro carregado, podemos observar na Moradia N<sup>o</sup>4.

Na figura abaixo são apresentados outros factores causadores de fissuras oriundas de recalque das fundações que são :

- Fundações assentadas sobre secções de corte e aterro(a);
- Recalque diferenciado, por rebaixamento do lençol freático(b);
- Recalque diferenciado no edifício menor pela interferência no seu bulbo de tensões em função da construção do edifício maior(c);
- Recalque diferenciado, por falta de homogeneidade do solo(d);

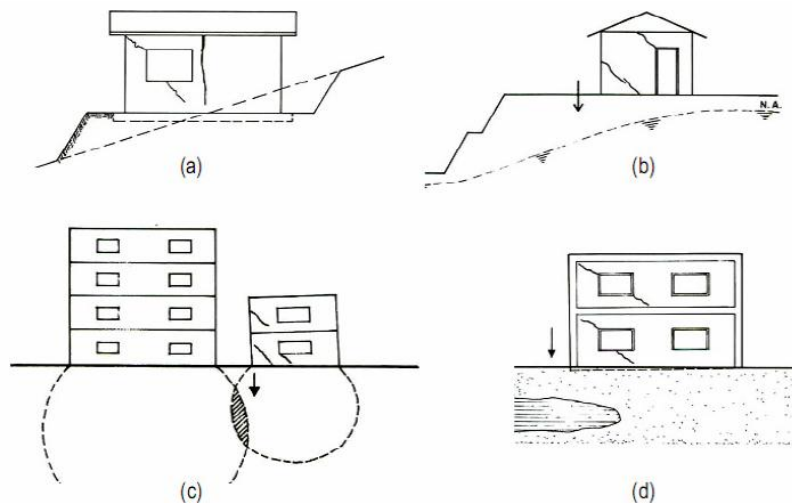


Figura 61 – Representação esquemática do bolbo de tensões.

### Fissuras causadas por reacções químicas

Os materiais devem ser estáveis quimicamente ao longo do tempo principalmente quando contacto com a água (Duarte,1998,p.27).Pois os sais solúveis ou reactivos podem sofrer reacções expansivas durante o processo de cristalização com aumento de volume provocando fissuração nas paredes.

Segundo o Autor Thomaz(1989,p.120), há dois tipos de fissuras causadas por alterações químicas dos materiais de construção:

- Hidratação retardada de cales;
- Ataque por sulfatos;

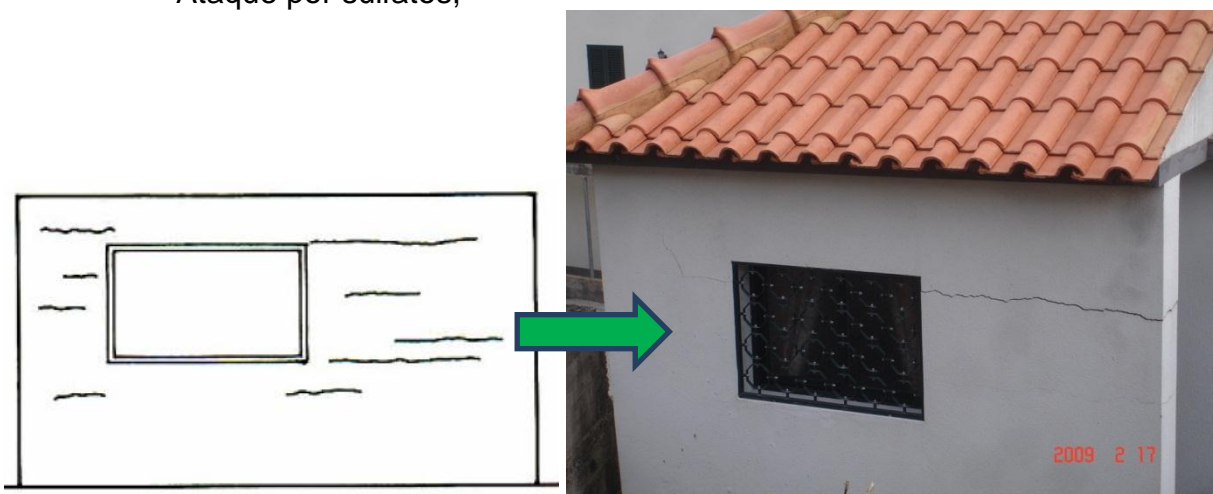


Figura 62 - Fissuras horizontais no revestimento provocadas pela expansão da argamassa de assentamento pode-se verificar na moradia N°2.

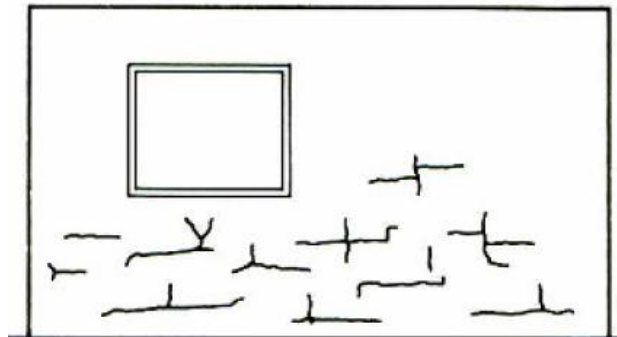


Figura 63 - Fissuras na argamassa de revestimento provenientes do ataque por sulfatos.

### **Fissuras causadas por retração**

As fissuras causadas pela retração da argamassa de revestimentos, chamadas de fissuras do tipo pé de galinha, também chamadas fissuras mapeadas (Duarte,1998,p.21).Segundo o actor estas fissuras podem ser causadas por excessivo desempenho da argamassa de revestimento, conforme figuras seguintes.

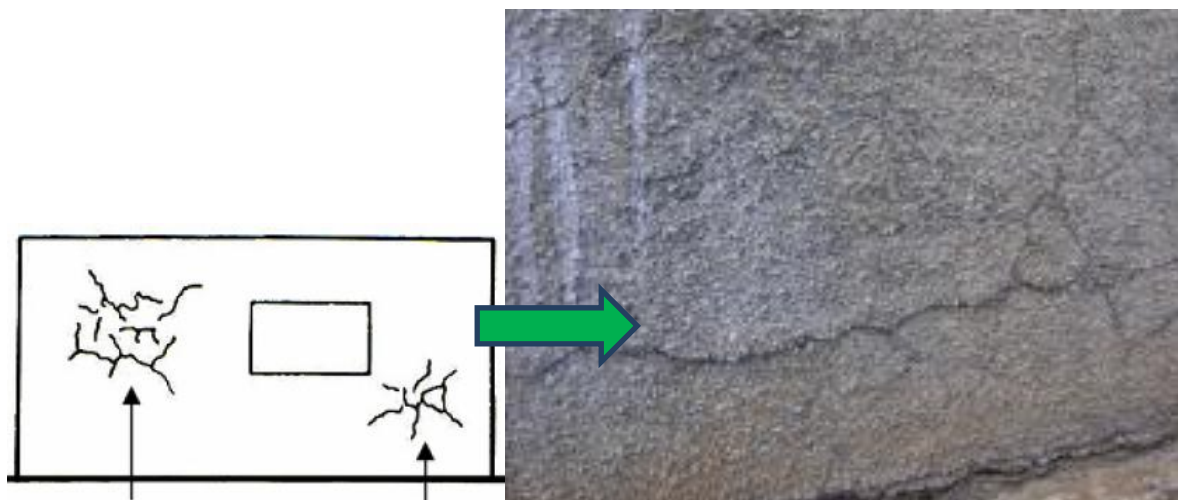


Figura 64 - Fissuras causadas pela retração da argamassa de revestimento-Moradia N°6.

### **Fissuras causadas por efeito térmico**

As variações de temperatura, causam a dilatação e contracção dos materiais que são restringidos por componentes que envolvem a estrutura, acarretam, assim no

aparecimento de fissuras, devido ao surgimento de tensões, principalmente de tração.

Os principais factores que influenciam o efeito térmico são:

- Intensidade da radiação solar (directa e difusa);
- Absorbância da superfície do componente à radiação solar: a energia absorvida por um componente exposto a radiação solar faz com que a temperatura superficial seja superior a do ar ambiente;
- Emitância da superfície do componente coberturas, já que absorvem mais luz solar e reiradiam grande parte dessa energia absorvida para o céu durante a noite, pois as temperaturas superficiais das coberturas tornam-se inferiores às temperaturas do ar ambiente;
- Condutância térmica superficial, trocas de calor entre superfícies expostas dos componentes da construção;
- Diversas outras propriedades térmicas dos materiais de construção como calor específico, massa específica aparente e coeficiente de condutibilidade térmica.

#### **4.11.3 Condições Geológico-Geotécnicas**

As principais causas dos deslocamentos e assentamentos diferenciais verificados nas moradias na zona de Machico, são sem dúvida a presença de depósitos de vertentes e materiais argilosos. Em certos casos também verificou-se zonas em que estão preenchidas por aterros executados de forma deficiente, por exemplo aterros mal compactados que afectam os solos argilosos provocando assentamentos quando submetidos a cargas extremas, ou quando submetidos a vibrações, e que por acaso não estavam localizados nas zonas onde se executou os ensaios geotécnicos, e são estes casos que depois acontecem graves problemas de fundação ao longo do tempo, desconhecemos o material de fundação depois é difícil consolidar estas zonas frágeis deforma ao obtermos materiais consolidados.

O fenómeno da consolidação de solo é um processo lento que pode levar anos até estabilizar.

O que se deveria ter feito por exemplo, para este tipo de problemas, era remover toda a camada de depósitos de vertente, e construir um aterro por etapas utilizando mantas geotexteis para permitir uma rápida drenagem da água e melhorar as condições de estabilidade.

A questão é esta solução envolve custos e perda de tempo consideráveis no projecto.

O que foi feito nesta obra, foi realizado um saneamento com uma profundidade de cerca de 1 a 2 metros, onde consistia em remover todo o material contaminado levando este para vazadouro, e substituindo por um material arenoso, com melhores características mecânicas e drenantes.

Outro grande problema verificado neste terreno de fundação, era a presença de grandes bolsas de água, pois verificou-se a saturação do solo, erosão no solo onde provocava movimentações de massa que depois originava assentamentos nas estruturas vizinhas, especialmente em fundações superficiais.

Nesta obra foi feito um grande reforço no projecto de execução de drenagem, aumentando o número de dispositivos de órgãos de drenagem bem como aumento da seção desses dispositivos, com o objectivo de encaminhar ao máximo as águas para os colectores e valetas, evitando assim a acumulação de impulsos hidrostáticos.

Pois devido a geomorfologia do vale de Machico que, apresenta um declive suave, permitiu a acumulação de argilas e detritos ao longo do vale formando camadas que em alguns locais podem atingir grandes espessuras de aproximadamente 20 metros (Rosa et al., 2004). E este o factor importante, que tem uma grande influência neste tipo de movimento é a água; em Machico o nível freático encontra-se muito próximo da superfície, quando a água mistura-se com a argila torna-se instável. Este fenómeno é agravado nos períodos de maior precipitação. Este assombro, verificou-se várias vezes nas escavações que se efectuou, ou seja os factores antrópicos como escavações, desmatação, vibrações, teve uma grande influência no movimento dos solos argilosos. Pois em Machico qualquer escavação

que se faça, origina uma descompressão no solo, que provoca a movimentação do solo de forma rápida e brusca.

Nas figuras seguintes podemos observar várias situações onde se verifica a presença abundante do nível freático, bem como a presença de depósitos de vertente e algum material argiloso.



Figura 65 - Presença de água no solo de fundação, Ramal 6.1.



Figura 66 - Presença de bolsas de água no solo de fundação, Ramal 9.

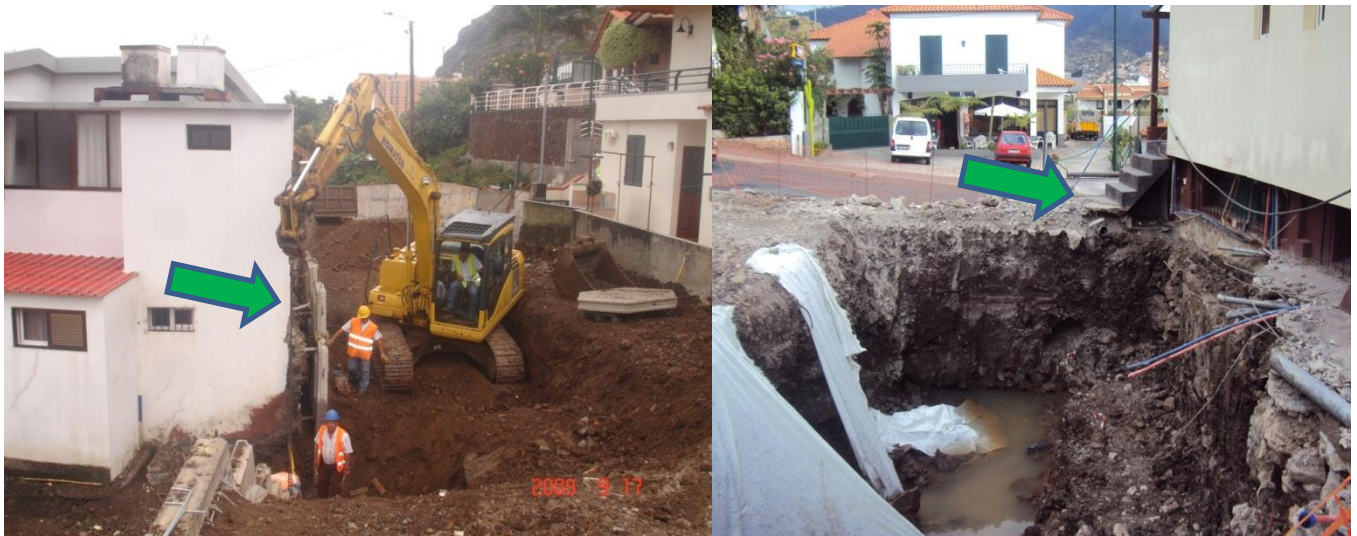


Figura 67 - Escavações muito próximas das Moradias, Ramal 6.1.



Figura 68 – Construções com fracas qualidades construtivas.

## CAPÍTULO V

### 5.1 Ensaios e caracterização do Terreno da zona em Estudo

Foram recolhidas amostras na zona em estudo da Cidade de Machico, a seguinte figura apresenta as zonas localizadas onde foi retirado as amostras de solo.

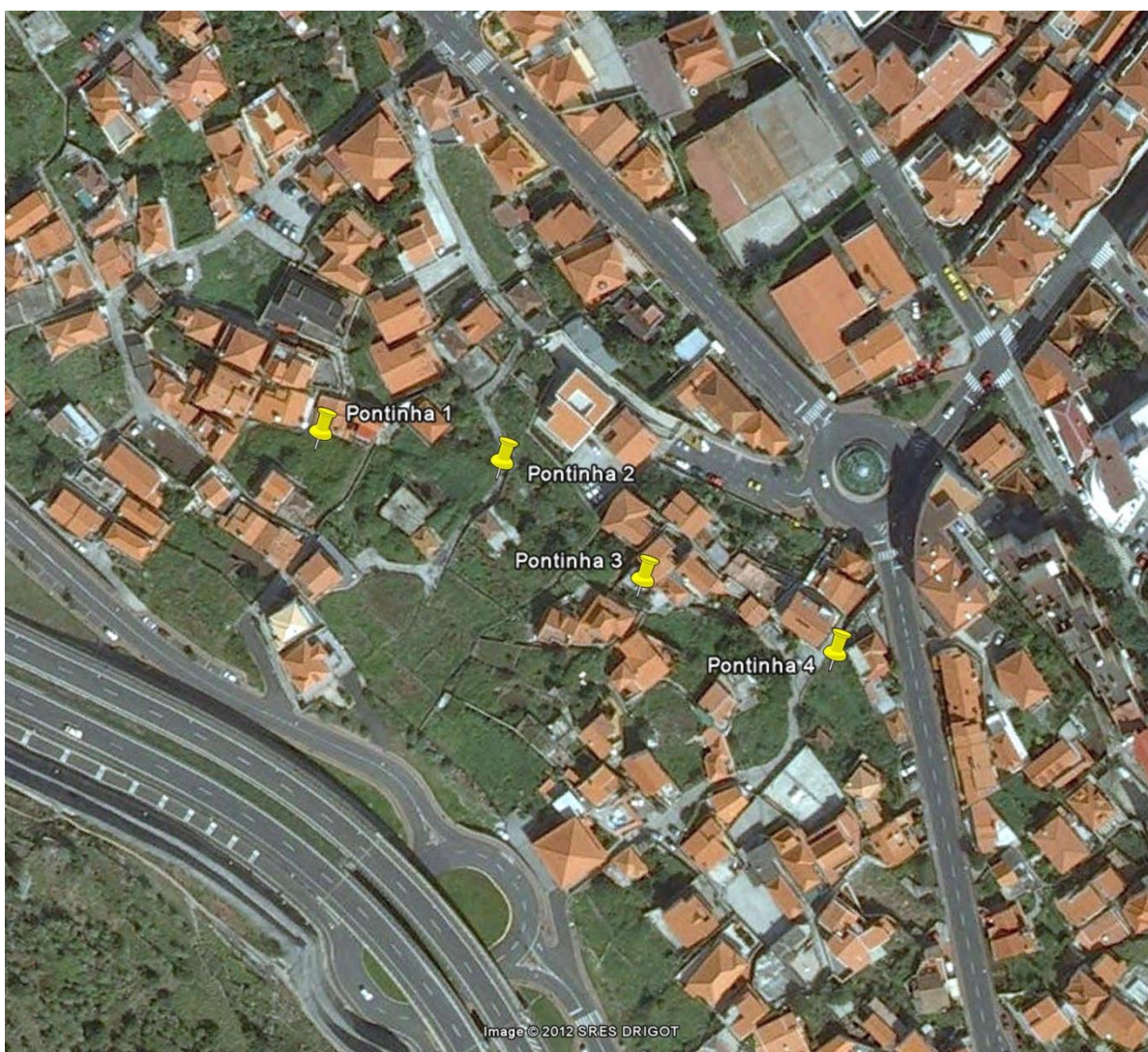


Figura 69 - Localização das amostras recolhidas em Julho de 2012.

Para complementar melhor esta Tese, foram recolhidas quatro amostras de solo a fim de caracterizar geotecnicamente a área em estudo, e sobre estas amostras foram realizados ensaios laboratoriais de expansibilidade livre.

Foram ainda utilizados informações de ensaios realizados anteriormente, por forma a compreender melhor os factores de expansividade destes solos tentando tomar medidas que no futuro se reduza os efeitos negativos.

A expansibilidade do solo reflecte-se pela pressão e variação volumétrica, isto verifica-se que em estruturas apoiadas sobre solos expansivos podem estar sujeitas a uma série de acções indesejáveis como já vimos exemplos anteriores que resultaram das pressões de expansão durante o humedecimento, bem como variações de volume associados, que podem provocar o deslocamento de estruturas.

Ao mesmo tempo em que os solos expandem por humedecimento, eles também contraem quando ressecados. A silagem de humidade confere uma fadiga ao solo tornando-o erodível e provocando um fenómeno de empastilhamento.

Segundo o autor Campos & Burgos (2004) os solos expansivos podem causar sérios danos às obras de engenharia principalmente quando esses materiais não são tratados de forma adequada nas etapas de projecto da construção.

O fenómeno de expansão dos solos é muito complexo, envolve um conjunto de factores que influenciam e interagem entre si, tais como a composição das argilas (argilomineral) e factores como ambientais (clima, natureza do fluido e grau de saturação).

As argilas são constituídas de partículas de dimensões inferiores a  $2 \mu$  denominadas argilomineral, além do quartzo, feldspato e mica. Os argilominerais são silicatos hidratados do grupo dos filossilicatos formados através de processos hidrotermais, ígneos e metamórficos.

A formação dos argilominerais decorre basicamente da composição do feldspato, Loivina, Piroxenio e Anfíbolios, minerais presentes em certas rochas.

Eles apresentam uma estrutura tetraédrica ou de um octaedro, disposto em camadas alternadas, tendo arranjos do tipo 1:1,2:1:1 e 2:1.

Esse arranjo estrutural é geralmente formado a partir de iões  $O^{2-}$  e  $OH^-$ , juntamente com Catiões de Alumínio (AL)(Estrutura Octaédrica) ou Sílica(Si) (Estrutura Tetraédrica).

Segundo Vargas (1977) a presença dos argilominerais no solo, contribui de forma geral, na plasticidade, coesão bem como no comportamento expansivo de certos solos argilosos.

Laespiga (2001) comenta que a expansão das argilas é resultado da estrutura de cátions adsorvidos. Segundo o autor duas fases de expansão podem ser observadas nas argilas secas. Na primeira a água hidrata os catiões trocáveis produzindo um acréscimo do espaçamento basal do argilomineral, sendo essa expansão conhecida como intracristalina. Na segunda fase ocorre a expansão osmótica, resultada da diferença entre as concentrações de catiões e a superfície das camadas de argilas e das águas dos poros, provocando a repulsão eléctrica que acontece entre duas camadas eléctricas.

O que se deve ter bem presente é que o potencial de expansão do solo está atrelado principalmente ao arranjo estrutural de seus argilominerais, ao CTC (capacidade de Troca Catiônica) e a sucção do solo.

Com a relação aos factores ambientais o que se pode comentar é que a expansão é função principalmente da variação da humidade em campo, ou seja, ao aumento do grau de saturação do solo.

Logo as causas externas que podem levar a expansão de um solo são a variação de humidade devido as variações climáticas sazonais, mudança do nível freático ou das condições hidrogeológicas e redução da tensão total de solo, proveniente de escavações ou corte de taludes, sendo que nesse caso as variações são mais lentas.

Conforme referido anteriormente, e por forma a compreender melhor os factores de expansividade destes solos foi recolhido informações de ensaios que foram executados a uma obra próxima, o lanço da via rápida Machico Caniçal.

E para efectuar a caracterização geotécnica do lanço da via rápida Machico Caniçal, sendo esta uma obra vizinha a que estudamos neste presente trabalho, foram realizadas 146 sondagens para o reconhecimento de cerca de 8 km de via, terminando um total de 3071 m de furação o que corresponde a 384 m de furação por cada quilómetro de via.

Sobre amostras recolhidas nestes depósitos foram realizados ensaios laboratoriais de difracção de raios X, de identificação e de corte directo reversível. A análise efectuada à matriz, pelo método da difracção por raios X, mostrou que a fracção argilosa é constituída essencialmente por montmorilonite (cerca de 95%), sendo os restantes minerais a caulinite e a clorite (cerca de 5%) e a illite (vestígios). Relativamente à percentagem de partículas passada no peneiro #200, situa-se entre 39 e 90%, o que traduz a grande variabilidade granulométrica dos depósitos de vertente. Isto deve-se especialmente ao facto das amostras apresentarem diferentes percentagens de elementos grosseiros (superiores a 20 mm) conforme se pode constatar nas curvas granulométricas obtidas (Figura 70).

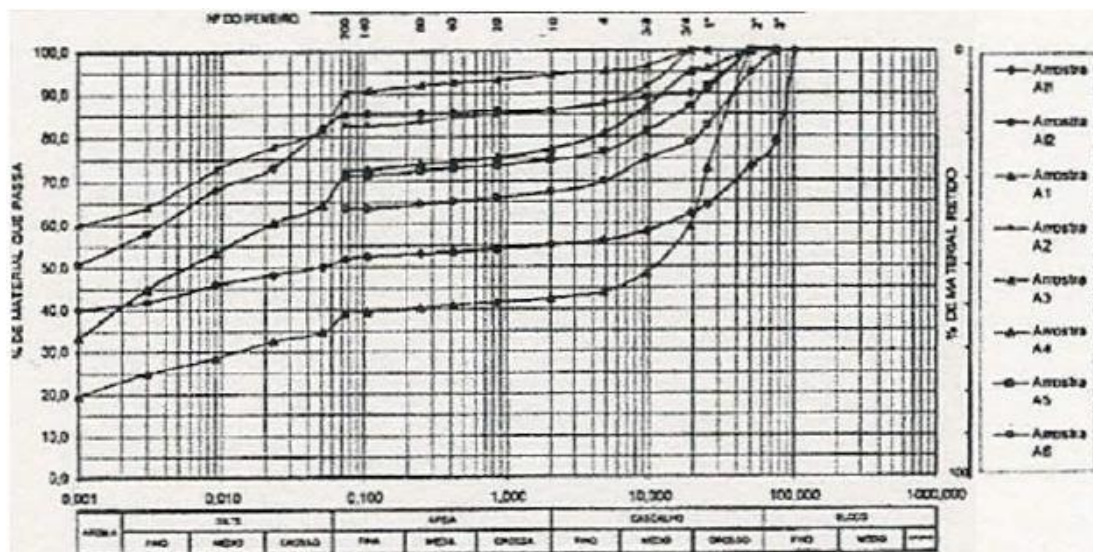


Figura 70 - Curvas granulométricas originais dos depósitos de vertentes (Rosa et al., 2004).

Dado que a aparência destes elementos mascaram a interpretação destes resultados, pois é a fracção fina que controla o comportamento dos depósitos de vertente, eliminou-se a fracção grosseira com dimensão superior à do peneiro 3/4" tendo-se obtido novas curvas granulométricas (Figura 71).

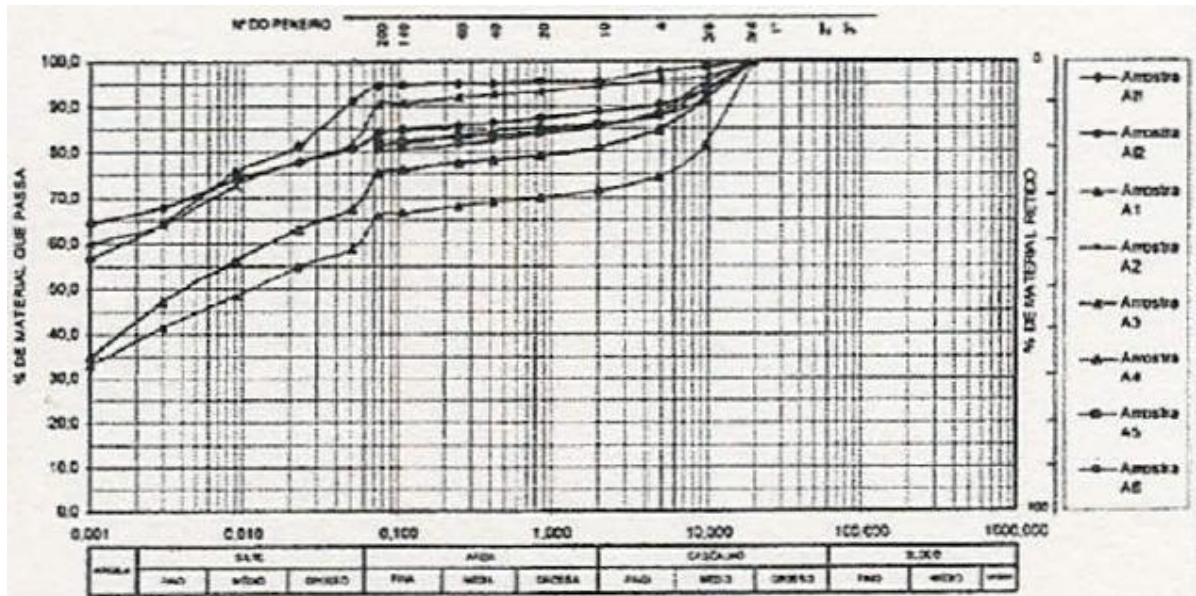


Figura 71 - Curvas granulométricas da fracção passada no peneiro 3/4" dos depósitos de vertentes (Rosa et al., 2004).

Para estas novas curvas, o limite inferior da percentagem passada no peneiro #200 passa para cerca de 66%. O mesmo acontece com os limites inferiores das percentagens menores que 2 mm e  $2 \mu$ , que passam de 42% e 22%, para 72% e 38%, respectivamente.

Assim, a percentagem de partículas de dimensão inferior à fracção "argila" ( $2 \mu$ ) fica limitada ao intervalo de 38 a 66%.

Quanto aos limites de consistência, obtiveram-se valores do Limite de Liquidez (LL) entre 56 e 122% e do Índice de plasticidade (IP) entre 21 e 80%. O teor em água ( $w$ ) e o peso volúmico ( $\gamma$ ) obtidos foram de 38% e 18,4 kN/m<sup>3</sup>, respectivamente. Para a densidade das partículas ( $G$ ) obtiveram-se valores entre 2,53 e 2,90. O equivalente de areia (EA) varia entre 14 e 16%. Verifica-se assim, que a matriz

argilo-siltosa é constituída por argilas de alta plasticidade, as quais se situam na carta de plasticidade segundo a linha A (Figura 72).

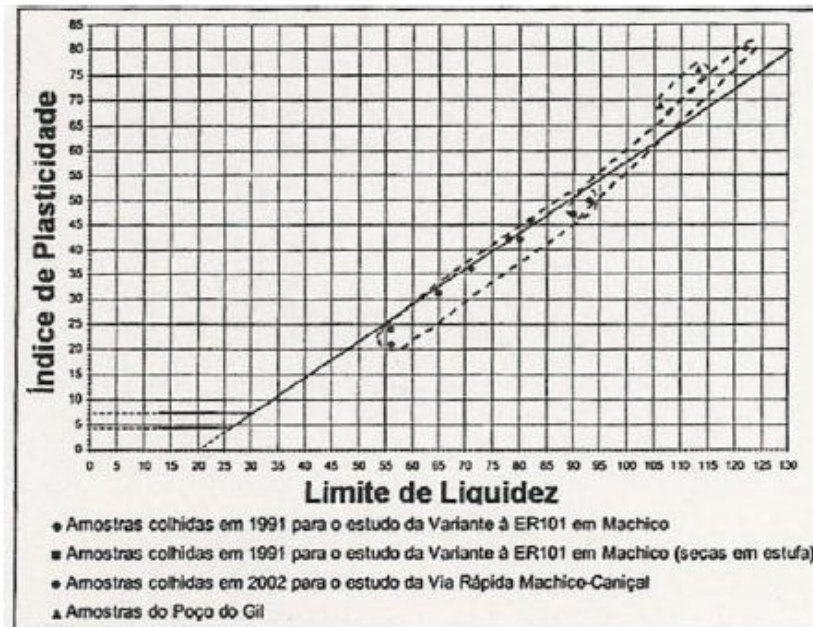


Figura 72 - Carta de plasticidade dos depósitos de vertente (Rosa et al.,2004).

Segundo a Classificação Unificada de Solos, estes depósitos pertencem às classes CH, MH e OH (argila inorgânica de alta plasticidade, silte inorgânico e areia fina e argila orgânica de média a alta plasticidade, respectivamente). Segundo a classificação para fins rodoviários pertencem aos grupos A-7-5 e A-7-6 (solos argilosos), com índices de grupo entre 4 e 20 com comportamento mau a muito mau na camada sob o pavimento.

A figura 73 apresenta os resultados obtidos na amostra 1, de solos recolhidos na zona em estudo desta tese, Pontinha – Machico.

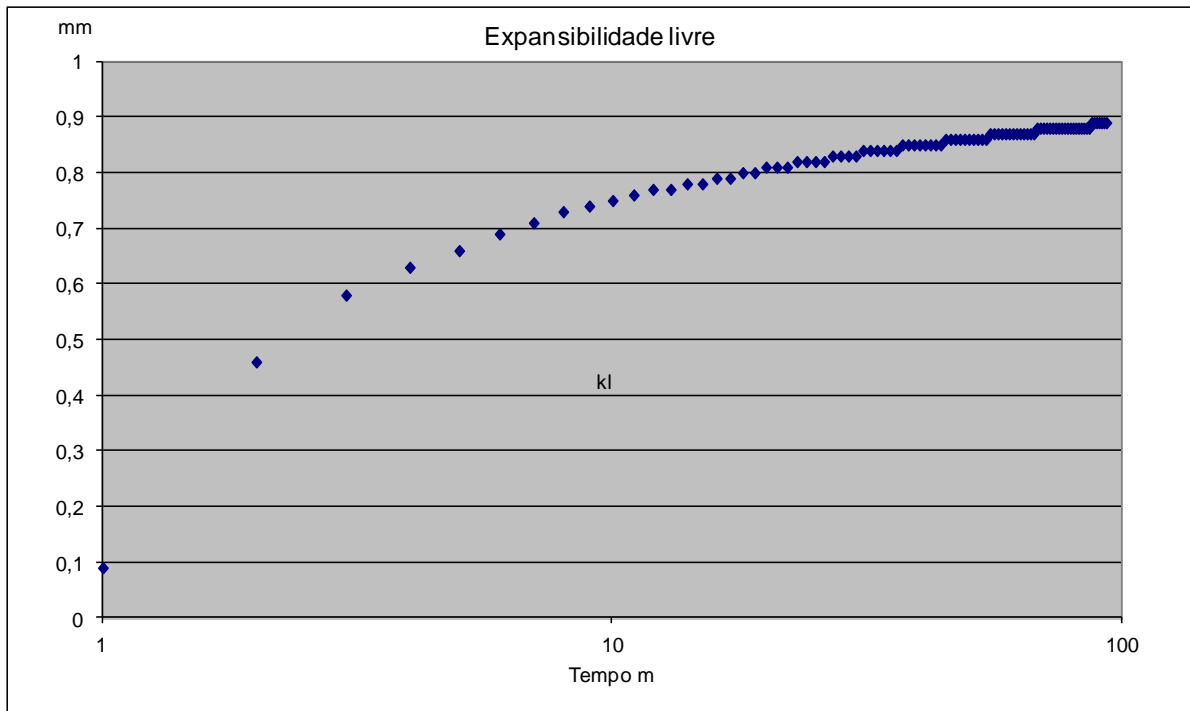


Figura 73 - Expansibilidade livre amostra 1.

Foram analisadas 4 amostras recolhidas em Julho de 2012, na zona da Pontinha e relativamente aos ensaios de expansibilidade das referidas amostras, verificou-se uma expansão gradual e relativamente constante de expansibilidade.

Os valores de consistências analisados nas várias amostras variaram entre valores de teores de Limite de Liquidez (LL) de 45% e 53% no Índice de plasticidade IP=10, confirmando o carácter plástico do material analisado.

## CAPÍTULO VI

### **Medidas para melhor os problemas verificados nos Solos Argilosos de Machico**

As medidas para minimizar os problemas que surgem nas fundações implantadas no vale de Machico passam, sobretudo, pela estabilização e minimização dos problemas provocados pela expansividade dos solos.

A Estabilização é uma técnica utilizada para alterar significativamente, a médio e a longo prazo, as características dos solos, nomeadamente os argilosos. Traduz-se num endurecimento gradual da mistura ao longo do tempo, após a compactação.

Esta estabilização pode ser executada por três grandes métodos:

- Estabilização Mecânica
- Estabilização Física
- **Estabilização Química**

Nesta Tese irei esclarecer um pouco mais ao pormenor, em que consiste a **estabilização química**, que na minha opinião é o método mais indicado para este tipo de solos.

Estabilização Mecânica – este método consiste em melhorar as características do solo através de várias manobras mecânicas. Estas manobras mecânicas, consistem em alterar as partículas do solo bem como a sua granulometria, por meio de adição ou subtração de fracções. No fundo este método baseia-se na remoção de material contaminado, substituindo por outro com melhores características mecânicas e com uma boa compactação e vibração.

Estabilização Física- este método consiste em alterar as propriedades do solo através de várias acções como a electricidade, o calor, vento entre outros. Este tipo de estabilização baseia-se em aplicar órgãos de drenagem como a colocação de drenos, verticais, horizontais, sobrecargas horizontais, electro osmose, estabilização térmica por aquecimento ou congelação.

**Estabilização Química** – este método baseia-se num tratamento químico que muda o comportamento das argilas, através de aditivos. Consiste em realizar reacções químicas nas partículas dos solos através aditivos como a cal, cimento, resinas entre outros.

Este método de estabilização químico é uma técnica muito eficiente e pratico.

**Estabilização de solos com Cal** – este método muito eficaz, também ecológico e económico, na medida em que permite o aproveitamento dos solos existentes no local onde a obra será executada, ao invés de substituí-los por outros, evitando assim despesas adicionais e impactos ambientais.

Pois as principais propriedades que afectam as reacções entre os solos e a cal e, conseqüentemente, a qualidade da estabilização, são a granulometria, a superfície específica, a reactividade, o peso volúmico, a solubilidade e o teor em cálcio.

A granulometria da Cal é uma característica física que influencia outras propriedades de cal tais como a velocidade de hidratação e a homogeneidade da mistura, quando usada na estabilização de solos.

O processo de hidratação a que a cal hidratada é sujeita confere-lhe uma granulometria mais fina do que a da cal viva.

A superfície específica é uma das características físicas mais importantes da cal, visto estar directamente relacionada com algumas das suas propriedades tais como a facilidade de homogeneização e de reacção da cal com outros elementos (Boynton,1980).Superfícies de contacto maiores dão origem a melhores misturas com o solo e a água.

Pois devido a estrutura porosa da cal, a água contactada não só com a superfície exterior das partículas, mas também com parte da superfície interior, através de reacções de absorção e adsorção.

A reactividade da cal relacionada com a eficiência e rapidez da sua acção estabilizante e esta associada a outras características físicas e químicas, nomeadamente com a superfície específica. Este parâmetro permite prever a

duração das e acções e, no caso de estas serem exotérmicas, o aumento de temperatura produzido (cristelo,2001).

Os métodos existentes para avaliar esta característica na cal viva consistem na medição da temperatura ao longo do tempo de soluções aquosas de cal em condições bem definidas.

Uma vez que a cal hidratada não sofre a reacção de extinção na presença de água, foram criados outros ensaios com a mesma finalidade, como a da capacidade de neutralização em função do tempo, na presença de um ácido.

A presença de elementos argilosos influencia negativamente a reacção de hidratação.

Um armazenamento inadequado da cal, expondo-a ao dióxido de carbono do ar leva à sua carbonatação. Do ponto vista calorífico, o carbonato de cálcio é inerte, pelo que a sua presença diminui a reactividade. A presença de sais pode acelerar ou retardar a reacção de extinção da cal, consoante o tipo de sal.

Relativamente ao Peso volúmico verifica-se que, de um modo geral, a cal viva possui um valor desta grandeza superior ao da cal hidratada. A presença de impurezas influencia o peso volúmico mas, enquanto que no caso da cal viva se verifica uma diminuição deste parâmetro, na cal hidratada ocorre o efeito contrario. O peso volúmico aparente depende da origem da cal e do seu modo de armazenamento (Neves,1993).

Embora a cal seja, de um modo geral, pouco solúvel em água, a solubilidade é um parâmetro que interessa conhecer quando se utilizam soluções aquosas.

A solubilidade da cal decrece com a temperatura e também varia com a composição. A cal viva é ligeiramente menos solúvel do que a cal apagada e a cal calcítica é mais solúvel do que a cal dolomítica.

Por ultimo, o teor em cálcio é a característica química mais importante da cal. Este pode ocorrer livre ou seja não combinado, na forma de óxido de cálcio, no caso da cal viva, ou de hidróxido de cálcio, no caso da cal apagada, na forma de

carbonatos, silicatos e aluminatos ou, mais raramente, sulfatos e fosfatos. A presença de carbonatos pode estar associada à existência de calcário de origem ou a recarbonatação por contacto com o ar. A soma do cálcio livre e combinado constitui a totalidade de cálcio existente na cal.

As principais reacções físico-químicas entre o solo e a cal são:

- **Permuta iónica flocculação;**
- **Acção de cimentação;**
- **Acção de carbonatação.**

A ocorrência destas reacções não é simultânea. A permuta iónica e a flocculação ocorrem imediatamente e estão relacionadas com a acção imediata da cal na estabilização do solo. Seguidamente ocorre a acção de cimentação que é responsável pela influência a longo prazo da cal no mecanismo de estabilização. Por fim, dá-se a carbonatação, reacção indesejada neste tipo de tratamento.

A figura 74 mostra as principais reacções físico-químicas que ocorrem numa mistura de solo com cal e água, bem como a sua sequência:

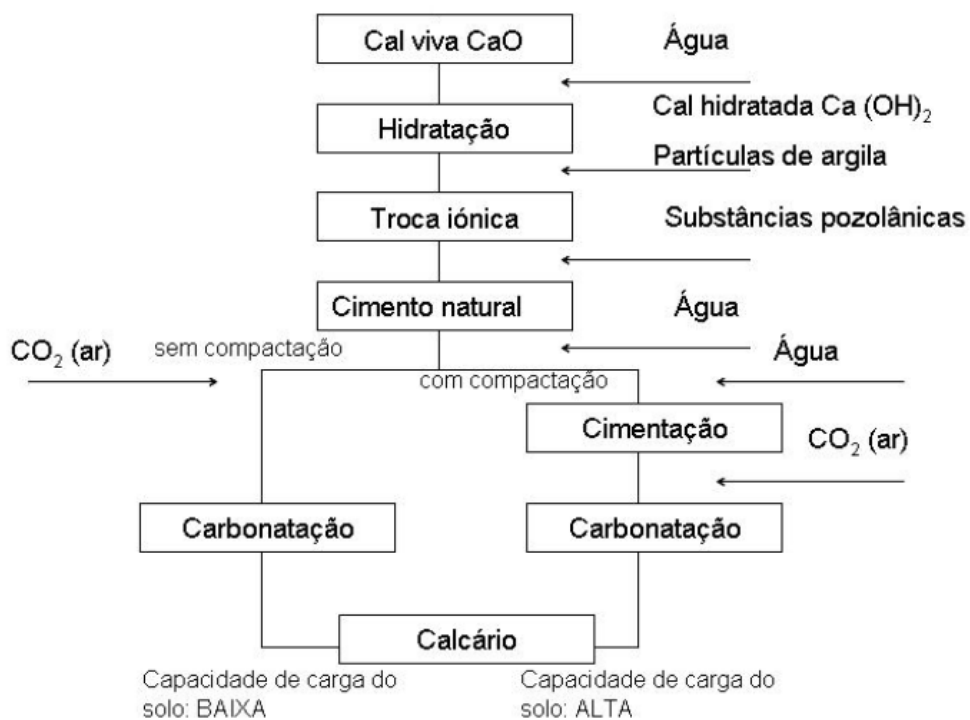


Figura 74 -Diagrama da sequência das principais reacções físico-químicas que ocorrem na estabilização de um solo com cal (Arman,1988 im Neves,1993).



Figura 75- Aplicação de Cal no terreno de fundação.



Figura 76 - Tratamento de solos com a Adição de Químicos.

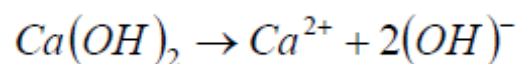


Figura 77 – Adição de Cal aos solos argilosos (Método de estabilização de solos).

### 6.1 Permuta iónica e floculação

Estas são as primeiras reacções que ocorrem após a adição de cal. A floculação, consequência de permuta iónica, consiste na aglomeração das partículas finas do solo em flocos estáveis. Este fenómeno é, assim, responsável pelas alterações nas seguintes características geotécnicas do solo: granulometria, plasticidade, compactação, trabalhabilidade e resistência imediata.

Pois quando a cal apagada é adicionada a um solo, as moléculas de  $\text{Ca(OH)}_2$  entram em contacto com as partículas argilosas e a fase líquida do solo, dissociando-se em catiões  $\text{Ca}^{2+}$  e em aniões  $\text{OH}^-$  segundo a reacção:

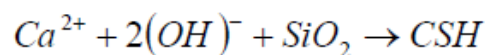


Esta reacção traduz-se num excesso de catiões alcalino-terrosos  $\text{Ca}^{2+}$  na solução intermicelar.

## 6.2 Acção de cimentação ou pozolânica

Após a rápida acção inicial o solo e a cal e, quando esta se encontra em excesso, continuam a verificar-se novas reacções químicas. A permuta iónica é relativamente rápida comparativamente à acção de cimentação, o que faz com que, inicialmente, todos os iões de cálcio presentes na solução estejam envolvidos nessa troca. Deste modo, a reacção pozolânica não pode ser iniciada antes que a permuta iónica esteja completa. Isto implica que, caso a cal seja totalmente consumida na permuta iónica, não se formem produtos da reacção pozolânica. Esta acção de cimentação consiste na reacção lenta dos constituintes de argila, nomeadamente a sílica e a alumina, com a cal, dando origem a materiais cimentícios dentro das partículas de argila e nos espaços entre as mesmas.

A reacção de cimentação pode ser explicada da seguinte forma: a presença da cal no solo faz aumentar o PH do meio, o que promove a dissolução tanto sílica (SiO<sub>2</sub>) como da alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), uma vez que ambas são altamente solúveis em meios fortemente básicos (pH >7). Os catiões Ca<sup>2+</sup> reagem com a sílica e a alumina dissolvidas criando novos compostos minerais: silicatos e aluminatos de cálcio hidratados. É expectável que em solos ácidos a estabilização com cal se desencadeie de uma forma mais lenta. Estas reacções estão assim relacionadas com a quantidade de sílica e alumina solúveis presentes na argila e podem escrever-se da seguinte forma:



Em que :

CSH- Silicato de cálcio hidratado

## 6.3 Acção de carbonatação

A carbonatação é um mecanismo de alteração química dos minerais argilosos que consiste na reacção do ião carbonato (CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>) ou bicarbonato (HCO<sub>3</sub><sup>-</sup>) com

qualquer substancia mineral, em particular, com iões  $\text{Ca}^{2+}$  contidos nos materiais para formar carbonatos de cálcio (Jeremias,1991).

A referida reacção só pode ocorrer se existir  $\text{CO}_2$  no interior da mistura solo-cal, se esta estiver exposta ao ar atmosférico e se existir cal disponível que não tenha reagido com as partículas de solo. Este ultimo caso pode ocorrer quando as partículas argilosas não apresentam afinidade à reacção de cimentação promovida pela cal quando a quantidade de cal adicionada ao solo é excessiva, não permitindo que esta seja totalmente dissociada para poder reagir com as partículas argilosas do solo.

Os carbonatos de cálcio e magnésio são cimentos fracos que prejudicam o normal desenvolvimento das reacções pozolânicas, impedindo que se atinja a resistência que possui um caracter plástico elevado, o que faz com que a plasticidade do solo aumente e as partículas de cal se agreguem, não permitindo a reacção com as partículas argilosas. Estes nódulos de cal carbonatados constituem elementos fragilizantes da mistura de solo com cal( Neves,1993).

## **6.4 Fundações Recomendadas neste tipo de solos**

### **6.4.1 Ensoleiramento Geral**

Este tipo de fundações directas- superficiais, correspondem a lajes de planta extensa ou seja ocupa a área de implantação do edifício, e normalmente apresenta uma pequena espessura cuja a sua principal finalidade é evitar assentamentos no solo.

Esta solução é utilizada em situações em que:

- O Solo apresente uma baixa capacidade de carga;
- Em solos que apresentem uma estratificação desigual;
- Em solos fracos mais susceptíveis de receber cargas;
- Em grandes estruturas sensíveis a assentamentos diferenciais, também se aplica a estruturas de médio porte;
- Carregamentos muitos elevados na totalidade;
- Em situações em que tivermos de optar por uma solução de sapatas isoladas e verificarmos que estas ocupam cerca de 50 % da área total projectada, opta-se por um ensoleiramento gera de fundação.

**As principais vantagens:**

- É permitir maior uniformização dos assentamentos, tornando o ensoleiramento geral a solução mais adequada para suportar estruturas sensíveis a assentamentos diferenciais;
- A distribuição de tensões no solo é mais uniforme e atinge uma maior profundidade, conforme podemos verificar no seguinte esquema;

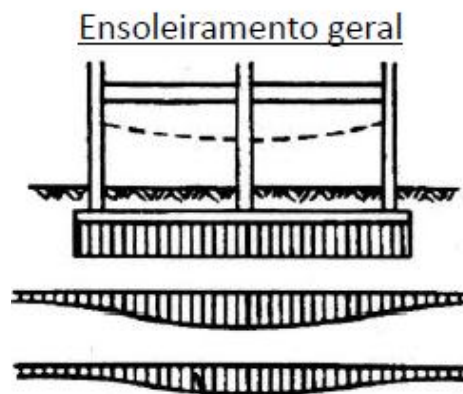


Figura 78 - Diagrama do ensoleiramento geral.

- Dependendo da solução, pode se traduzir numa solução mais económica;
- Em situações de nível freático elevado, trata-se da melhor solução quando associada a outros processos construtivos;
- É um processo mais rápido de executar.

Ao utilizar este tipo de fundação é importante colocar barreiras anti humidade, verificar o betão e o posicionamento e a amarração adequada das armaduras, e confirmar bem se o sistema de drenagem está a funcionar devidamente.

O ensoleiramento neste caso onde predomina os efeitos de expansibilidade das argilas, permite que assente, levante ou sofre pequenos deslocamentos mas num todo, ou seja o corpo desloca-se todo, e não pontualmente evitando assim problemas de fissuras.

Muitos dos problemas envolvendo as fundações e contenções periféricas está relacionada com a acumulação de água no maciço. É extremamente importante

garantir sempre uma boa drenagem ao longo da fundação, a drenagem pode ser superficial ou interna, sendo que se deve conjugar os dois tipos de drenagens.

Os sistemas de drenagem superficial devem captar e conduzir as águas que incidem na superfície, para uma bacia de captação. Pois a presença de água no solo provoca o aumento das pressões sobre os muros de contenção e reduzem a resistência aos esforços de corte no solo.

## CAPÍTULO VII

### CONCLUSÕES

Os movimentos de vertente da área em estudo, ou seja no vale de Machico estão relacionados não sua maioria com a presença de um depósito de vertente de matriz argiloso bastante espesso ( 10-15 metros) e de um nível freático muito perto da superfície, a profundidades de cerca 1,5 m, o que leva a que as argilas do depósito de vertente se encontrem permanentemente num estado plástico.

No entanto a actividade antrópica tem cada vez maior relevância no desencadeamento destes movimentos de vertente seja por serem zonas que sofreram profundas alterações no uso do solo (abandono da agricultura) ou o mais frequente por escavações não planeadas ou manifestamente inadequadas.

A execução de infra-estruturas situadas nestas zonas deve ser acompanhada na fase de projecto de um estudo geológico-geotécnico a fim de serem encontradas as melhores soluções face a complexidade da instabilidade destas áreas.

As várias soluções possíveis e as mais aconselháveis para este tipo de solos no caso das habitações passa pelo ensoleiramento geral, para que a estrutura se mova como um bloco e não com movimentos diferenciais, é também importante reforçar a drenagem e planeá-la adequadamente por forma evitar impulsos hidrostáticos.

Por forma a estabilizarmos estes solos (argilas) ou minimizarmos estes problemas propôs-se uma técnica de melhoramento e estabilização dos solos, que se baseou num método químico, que muda o comportamento plástico das argilas, através de aditivos. Consiste em realizar reacções químicas nas partículas dos solos através aditivos como a cal, cimento, resinas entre outros, alterando assim as propriedades mecânicas dos solos, sendo esta técnica ecológica, ambiental e pouco dispendiosa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**Apontamentos da Disciplina de Geologia.** Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho. Disponível em: <<http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/inte racao/inter12.html>> Acesso em: Julho 2009.

**Apontamentos da Disciplina de Mecânica dos Solos .** Universidade Federal de Santa Maria 56 Pag. Disponível em: <[http://www.ufsm.br/engcivil/Material\\_Didatico/ECC1009\\_Fundacoes\\_A/Apostila/11\\_Patologia\\_das\\_Fundacoes.pdf](http://www.ufsm.br/engcivil/Material_Didatico/ECC1009_Fundacoes_A/Apostila/11_Patologia_das_Fundacoes.pdf)> Acesso em: Julho 2009.

**BASTOS, C.** Estabilização de Solos. Material Didático da Disciplina de Mecânica dos Solos 2002. Universidade Federal do Rio Grande. Disponível em: <<http://www.dmc.furg.br/geotecnia/>>. Acesso em: Janeiro 2010.

**BRITO, J. A.; ROSA, S. P.; DOS SANTOS, J. A.; BAIÃO, C.O.** Fundações em Formações Geológicas da Ilha da Madeira. In: Congresso sobre Fundações em Formações Geológicas da Ilha da Madeira. Madeira, Dezembro 2008.

**CASTRO FERREIRA, R.; FALEIRO, H.; FREIRE, W.** Desempenho Físico-Mecânico de Solo Argiloso Estabilizado com Cal e Silicato de Sódio Visando Aplicação em Construções Rurais. Campinas, SP. 2005. 8 Pag.

**CRISTELO, N.** Estabilização de Solos Residuais Graníticos Através da Adição de Cal. Minho, Setembro 2001. 260 Pag. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil – Estruturas, Geotecnia e Fundações) – Escola de Engenharia da Universidade do Minho.

**DA SILVA, M. J.** Comportamento Geomecânico de Solos Colapsíveis e Expansivos em Petrolina – PE: Cartas de Suscetibilidade. Recife, Fevereiro de 2003. 124 Pag. Dissertação (Mestre em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologias e Geociências.

**GONZÁLEZ L.** Arcillas Expansivas. Estudios Geotecnicos de Suelos Expansivos. Chile, 2009. Disponível em: <[http://www.scribd.com/doc/19546187/Arcillas expansivas](http://www.scribd.com/doc/19546187/Arcillas_expansivas)>. Acesso em: Julho 2012.

**GUIMARÃES, J. P.** Estabilização de solos com cal: princípios básicos. Associação Brasileira dos Produtores de Cal. São Paulo, 1992. 102 Pag.

**HUTCHINSON, J.** Mass Movement. In: Encyclopedia of Geomorphology. Ed. Fairbridge, R. W., 2ed. Reinhold Book Co. New York 1968.

**PEREIRA, A.; BAIÃO, C.; FREITAS, A.; SOUSA, F.; BRITO, J.** Estruturas de Suporte e Consolidação de Taludes do Nó de Machico/Caniçal na Ilha da

Madeira. In 9º Congresso Nacional de Geotecnia. Aveiro, Abril de 2004. 12 Pag (265 a 276).

**ROGERS**, D. J. Some Engineering Aspects of Expansive Soils. Department of Geological Engineering. Missouri University of Science & Technology. Missouri, 2003. Disponível em: <[http://web.mst.edu/~rogersda/expansive\\_soils/](http://web.mst.edu/~rogersda/expansive_soils/)>. Acesso em: Julho 2012.

**RODRIGUES**, D. **Análise de Risco de Movimento de Vertente e Ordenamento do território na Madeira – Aplicação ao Caso de Machico**. Funchal, 2005. 407 Pág. Dissertação (Doutor em Geologia, especialidade Geologia Ambiental) - Departamento de Biologia da Universidade da Madeira.

**RODRIGUES**, J. C. Geologia para engenheiros civis. São Paulo, 1978. Ed. McGraw- Hill. 210 Pag42.

**RODRIGUES DOS SANTOS**, A. Geologia de Engenharia: Conceitos, Método e Prática. São Paulo, 2002. Edição ABGE/IPT. 222 Pág.

**ROSA, S.; BAIÃO, C.; BRITO, J.; Rodrigues, V.** Condições Geológico-Geotécnicas do Lanço da Via Rápida Machico-Caniçal. In 9º Congresso Nacional de Geotecnia. Aveiro, Abril de 2004. 12 Pág. (111 a 122).

**Gonçalves**, Execução de tuneis nas formações vulcânicas da ilha da Madeira: o caso do Túnel 1 da Nova Ligação Vasco Gil-Fundoa à cota 500. Funchal, 2009. (20 a 22) Pág. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) - Universidade da Madeira.

**Carvalho**, Fundações em depósitos de vertente na cidade de Machico, Funchal, 2010. (159 a 161) Pág. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) - Universidade da Madeira.

**Silva**, Estudo comparativo de dois solos argilosos estabilizados com cal, Lisboa 2010, Dissertação Mestre em Engenharia Geologica (Geotecnia).

**Haas**, Contribuições à prevenção de fissuras de origem térmica na alvenaria estrutural, Porto Alegre 2012, trabalho para obtenção do grau de licenciatura em Engenharia Civil.

## Sítios da Internet

<http://earth.google.com>

[http://www.dec.feis.unesp.br/lollo/apost\\_geologia.pdf](http://www.dec.feis.unesp.br/lollo/apost_geologia.pdf)

<http://pt.scribd.com/doc/78263906/24/ASSENTAMENTOS-DIFERENCIAIS>

[http://www.ufpe.br/cgtg/SIMGEOII\\_CD/Organizado/cart\\_sig/126.pdf](http://www.ufpe.br/cgtg/SIMGEOII_CD/Organizado/cart_sig/126.pdf)

<http://www.consultoriaeanalise.com/2010/07/estudo-geologico-geotecnico-dos-solos.html>

Câmara Municipal de Machico. Disponível em: < <http://www.cm-machico.pt/>>. Acesso em: Setembro 2012.

[http://www.cm-machico.pt/index.php?pag=mun\\_caracterizacao\\_concelho](http://www.cm-machico.pt/index.php?pag=mun_caracterizacao_concelho)

<http://www3.uma.pt/alicemendonca/conteudo/publica/Machico.pdf>

<http://www.prof2000.pt/users/elisabethm/pagina11/inicial.htm>

<http://e-terra.geopor.pt>

<http://www.youtube.com/watch?v=tGy1eaIDdgQ>

[http://www.eaglelifting.com/news/chemical\\_soil\\_stabilization/](http://www.eaglelifting.com/news/chemical_soil_stabilization/)

<http://www.foundation-repair-guide.com/expansive-soil.html>

[http://run.unl.pt/bitstream/10362/5257/1/Silva\\_2010.pdf](http://run.unl.pt/bitstream/10362/5257/1/Silva_2010.pdf)