



**PATOLOGIAS DAS FUNDAÇÕES: FUNDAÇÕES EM DEPÓSITOS DE
VERTENTE NA CIDADE DE MACHICO**

Décio Manuel de Carvalho de Carvalho

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

Funchal, Junho de 2010



**PATOLOGIAS DAS FUNDAÇÕES: FUNDAÇÕES EM DEPÓSITOS DE
VERTENTE NA CIDADE DE MACHICO**

Décio Manuel de Carvalho de Carvalho

Licenciado 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, Junho de 2010

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.

Ao professor Luíz Lopes pela sua orientação e disponibilidade sempre que possível.

A toda a minha família, minha mãe, os meus irmãos, primos e tias que sempre me apoiaram e fizeram tudo o possível para a me ajudar durante estes meses.

Aos colegas e amigos da Universidade da Madeira que me acompanharam durante esta longa caminhada.

Desejo expressar a minha gratidão para com o Eng. José Brazão e o Eng. Marco Alves, aos técnicos Geraldo e Helena, ao Mestre Gregório e a toda equipa da Elimar, Engenharia S.A. pelo seu apoio, disponibilidade, orientação e amizade demonstrada.

RESUMO

O seguinte trabalho está dividido em duas partes, a primeira parte consiste na análise dos problemas que podem surgir nas fundações de uma estrutura e determinar as suas origens, segundo Schnaid et al. (2005), as origens destes problemas podem ser:

- Caracterização do comportamento do maciço;
- Análise e projecto das fundações;
- Execução das fundações;
- Acções pós-conclusão das fundações;
- Degradação dos materiais constituintes das fundações.

Ao longo do trabalho vai ser explicada cada uma destas causas, mostrando os problemas decorrentes e, sempre que possível, exemplificando de forma que seja mais fácil de compreender. Os problemas a nível das fundações são muito complexos de determinar uma vez que podem ter origens muito variadas e em diferentes fases da obra, para além de serem tecnicamente muito difíceis de solucionar e implicarem elevados custos adicionais.

Na segunda parte vão ser analisados os vários tipos de movimentos de vertente. Sendo que vão ser analisados de forma mais profunda os movimentos do tipo fluxo (*flow*), especialmente do tipo *creep*, que são os movimentos predominantes no vale de Machico e que provocam inúmeros danos nas estruturas sobre ele assente, devido a sistemas de fundações inadequados para aquele tipo de solo e a falta de prospecção/caracterização dos solos.

Também vão ser analisados os solos expansivos que formam os depósitos de vertente do vale de Machico assim como uma caracterização geotécnica destes depósitos. Será também feito um estudo das patologias que surgiram nas várias habitações afectadas no vale de Machico.

Para finalizar vão ser apresentadas várias soluções para este tipo de solos que passam por medidas sobre o local onde vão ser implantadas as estruturas e por soluções técnicas sobre a própria estrutura que minimiza os efeitos do movimento do solo.

Palavras-chave: Patologias, Fundações, Comportamento do Solo, Projecto de Fundações, Eventos Pós-conclusão, Degradação, Movimentos de Vertente, Solos Expansivos, Depósitos de Vertente.

ABSTRACT

This work is divided into two parts, the first part is the analysis of problems that may arise on the foundations of a structure and determine its origin, according Schnaid et al. (2005), the origins of these problems can be:

- Characterization of soil behavior;
- Analysis and design of foundations;
- Execution of foundations;
- Shares after completion of foundations;
- Degradation of materials constituting the foundations.

During the work will be explained each of these causes, showing the problems arising and, where possible, exemplifying a way that is easy to understand. The problems at the foundations are very complex to determine because it may have very different backgrounds and at different stages of the building, as well as being technically very difficult to solve and involve high additional costs.

In the second part will be examined various types of slope movements. As it will be analyzed further in the movements of the flow type (flow), especially the type creep. Movements that are prevalent in the valley of Machico and causing severe damage in structures based on it, due to inadequate systems foundations for that soil type and lack of exploration / characterization of soils.

Will also be analyzed expansive soil deposits that form part of the valley of Machico and a geotechnical characterization of these deposits. It will also be made a study of pathologies that have arisen in several houses affected in the valley of Machico.

To finish will be presented several solutions to this type of soil that pass through measures on the site where they will be deployed by the structure and technical solutions on the very structure that minimizes the effects of soil movement.

Keywords: Pathology, Foundations, Soil Behavior, Draft Foundations, Events Post-completion, Degradation, Movements Strand, Expansive Soils, Deposits Strand.

ÍNDICE DE TEXTO

INTRODUÇÃO	1
PARTE I - PRINCIPAIS CAUSAS DOS PROBLEMAS EM FUNDAÇÕES	5
CAPÍTULO 1 - CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO MACIÇO	7
1.1 – Ausência de investigação do subsolo	8
1.2 – Investigação insuficiente	10
1.3 – Investigação com falhas	13
1.4 – Interpretação inadequada dos dados	14
1.5 – Casos especiais	14
1.5.1 – Influência da vegetação	14
1.5.1.1 - Características da vegetação	16
1.5.1.2 - Principais problemas relacionados com a presença de vegetação	17
1.5.1.3 - Medidas preventivas	18
1.5.2 – Colapsibilidade	18
1.5.3 – Expansibilidade	21
1.5.4 – Subsidência	23
1.5.5 – Zonas cársicas	28
1.5.6 – Ocorrência de blocos de rochas	31
CAPÍTULO 2 – ANÁLISE E PROJECTO DAS FUNDAÇÕES	35
2.1 – Problemas envolvendo o comportamento do maciço	37
2.2 – Problemas envolvendo os mecanismos de interacção solo-estrutura	39
2.3 – Problemas envolvendo o desconhecimento do comportamento das fundações	54
2.4 – Problemas relativos a estrutura de fundação	57
2.5 – Problemas envolvendo especificações construtivas	61
2.5.1 – Fundações superficiais	61

2.5.2 – Fundações profundas	64
2.6 – Fundações sobre aterros	65
2.6.1 – Assentamentos devido a deformação da estrutura do aterro	67
2.6.2 – Assentamentos devido a deformação das camadas de solo abaixo do aterro	70
2.6.3 – Assentamentos devido a aterros executados sobre aterros sanitários desactivados	71
CAPÍTULO 3 – EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES	73
3.1 – Problemas de execução em fundações superficiais	73
3.1.1 – Problemas envolvendo o maciço	74
3.1.2 – Problemas envolvendo os elementos estruturais da fundação	75
3.2 – Problemas de execução em fundações profundas	78
3.2.1 – Problemas genéricos em fundações profundas	78
3.2.2 – Problemas em estacas cravadas	80
3.2.2.1 – Problemas em estacas de madeira	83
3.2.2.2 – Problemas em estacas metálicas	85
3.2.2.3 – Problemas em estacas pré-moldadas	88
3.2.3 – Problemas em estacas moldadas	90
CAPÍTULO 4 – ACÇÕES PÓS-CONCLUSÃO DAS FUNDAÇÕES	93
4.1 – Alterações no carregamento da estrutura	93
4.1.1 – Alterações das funções da estrutura	93
4.1.2 – Modificações não previstas	95
4.2 – Movimentos do solo devido a acções externas	95
4.2.1 – Alterações no uso dos terrenos vizinhos	95
4.2.2 – Execução de grandes escavações próximo à construção	96
4.2.3 – Escavações não protegidas ou escavações internas à obra	98
4.2.4 – Instabilidade de taludes	99
4.2.5 – Vazamento de água no solo	100
4.2.6 – Variação do nível freático	101
4.2.7 – Rebaixamento do nível freático	102
4.2.8 – Erosão	103

4.3 – Vibrações e choques	105
4.3.1 – Equipamentos industriais	105
4.3.2 – Cravação de estacas	105
4.3.3 – Compactação de solos	106
4.3.4 – Explosões	106

CAPÍTULO 5 – DEGRADAÇÃO DOS MATERIAIS CONSTITUINTES

DAS FUNDAÇÕES 109

5.1 – Betão	109
5.1.1 – Erros humanos	110
5.1.2 – Acções naturais	110
5.2 – Aço	113
5.3 – Madeira	116
5.4 – Rocha	117

PARTE II - FUNDAÇÕES EM DEPÓSITOS DE VERTENTE NA CIDADE

DE MACHICO 119

CAPÍTULO 6 - MOVIMENTOS DE VERTENTE 121

6.1 - Componentes dos movimentos de vertente	121
6.2 - Classificação dos movimentos de vertente	124
6.3 - Tipos de movimentos de vertente	126
6.3.1 - Fluxos (<i>flows</i>)	127
6.4 - Causas dos movimentos de vertente	130

CAPÍTULO 7 - CARACTERIZAÇÃO DE MACHICO 133

7.1 - Enquadramento geográfico	133
7.2 – Geomorfologia	133
7.3 – Solos	134
7.4 - Condições geológicas e geotécnicas	136
7.5 - Caracterização geotécnica dos depósitos de vertente de Machico	138

CAPÍTULO 8 -- MOVIMENTOS DE VERTENTE EM MACHICO 149

8.1 - Análise do escorregamento	150
8.2 - Causas das patologias	158
CAPÍTULO 9 – SOLOS EXPANSIVOS	173
9.1 - Identificação dos solos expansivos	174
CAPÍTULO 10 – MEDIDAS PARA A MINIMIZAÇÃO DOS PROBLEMAS VERIFICADOS NOS SOLOS DE MACHICO	179
10.1 – Minimização dos efeitos no local da obra	179
10.2 - Técnicas de construção	187
10.2.1 - Elementos importantes a ter em conta na construção	188
10.3 - Fundações recomendadas neste tipo de solos	190
10.3.1- Ensoleiramentos	190
10.3.2 - Estrutura rígida e semi-rígida	195
10.3.3 - Estacas moldadas “ <i>in situ</i> ”	196
10.3.3.1 - Estacas com tubo moldador perdido	198
10.3.3.1.1 - Processo de execução	198
10.3.3.2 - Estacas moldadas com recurso a lamas bentoníticas	200
10.3.3.2.1 - Processo de execução	201
10.3.3.3- Factores a ter em conta durante a execução de estacas	202
10.3.4 – Palafitas	203
10.3.5 - Estacas granulares	205
10.3.6 - Laje estrutural reforçada com espaço livre preenchido com caixas de cartão e fundações profundas	206
CONSIDERAÇÕES FINAIS	209
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	213

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	Exemplo da distribuição inadequada das sondagens numa dada área de construção	11
Figura 1.2	Corte BB' do terreno	11
Figura 1.3	Corte AA' do terreno	12
Figura 1.4	Exemplo investigação do subsolo a uma profundidade insuficiente em relação à área afectada pela implantação da sapata	13
Figura 1.5	Problemas relacionados com a vegetação.	17
Figura 1.6	Exemplos dos danos provocados devido a variação volumétrica do solo	20
Figura 1.7	Ruptura de um pórtico causada por expansão de solos	22
Figura 1.8	Inclinação de pilares devido a expansão do solo de fundação	22
Figura 1.0	Classificação da subsidência de acordo com a origem	24
Figura 1.10	Exemplo de colapso do solo devido aos trabalhos de mineração	26
Figura 1.11	Pode-se observar os efeitos da subsidência do solo devido aos trabalhos realizados numa mina dessa região	26
Figura 1.12	Exemplo de implantação de sapatas assentes ao nível da base da galeria evitando assim os problemas de colapso do solo	27
Figura 1.13	Exemplo de subsidência devido a dissolução da camada de calcário	29
Figura 1.14	Esquema que explica a origem do colapso do solo em Cajamar devido ao processo de dissolução das camadas abaixo do solo	30
Figura 1.15	Imagens das consequências do colapso do solo em Cajamar	30
Figura 1.16	Exemplo de adopção do perfil errado devido ao número insuficiente de sondagens realizadas no estudo do subsolo	32
Figura 1.17	Surgimento de blocos de rocha durante a execução de fundações superficiais	33
Figura 1.18	Surgimento de blocos de rocha durante a execução de fundações profundas	33
Figura 2.1	Exemplo de adopção de um perfil de terreno optimista quando na	38

	realidade existe uma camada de argila que poderá provocar assentamentos na estrutura do prédio e, conseqüentemente, fissuras na estrutura	
Figura 2.2	Exemplo de sobreposição das tensões	40
Figura 2.3	Exemplo das tensões transmitidas ao solo pelo prédio representado num programa de elementos finitos	41
Figura 2.4	Exemplo das tensões transmitidas ao solo pelo prédio representado num programa de elementos finitos	41
Figura 2.5	Os assentamentos da Torre de Pisa provocam a inclinação da estrutura	42
Figura 2.6	Exemplos de assentamento de prédios devido a sobreposição de tensões	42
Figura 2.7	Assentamentos em grupos de estacas em camadas resistentes mas sobrepostas em solos moles	43
Figura 2.8	Esquema de actuação do atrito negativo ao longo das estacas na vertical e com inclinação	44
Figura 2.9	Esquema de actuação do atrito negativo ao longo da estaca	45
Figura 2.10	Planta de fundações do bloco “B” do condomínio “Anêmona”	46
Figura 2.11	Deslocação sofrida do bloco “B” do condomínio “Anêmona”	47
Figura 2.12	Imagem do bloco “B” danificado e o bloco “A” praticamente intacto	47
Figura 2.13	Estragos provocados pelo assentamento do prédio	48
Figura 2.14	Estragos provocados pelo assentamento do prédio	48
Figura 2.15	Estragos provocados pelo assentamento do prédio	49
Figura 2.16	Fissuras provocadas pelo assentamento do prédio	49
Figura 2.17	Perfil geológico do terreno	50
Figura 2.18	Acréscimo de aterro efectuado posteriormente na base do prédio	51
Figura 2.19	“Efeito de Tschebotarioff”	52
Figura 2.20	Tracção em grupo de estacas	52
Figura 2.21	Exemplo de falta de travamento das estacas	53
Figura 2.22	Tipos de deformação das estacas quando aplicadas uma carga em solos com baixa resistência	54
Figura 2.23	Exemplo de sistemas de fundações diferentes actuando em	55

	condições diferentes, não separados por uma junta provoca assentamentos diferenciais	
Figura 2.24	Efeitos do assentamento da estrutura provocado pela compactação do aterro sobre as camadas mais frágeis	56
Figura 2.25	Assentamentos e fissuras provocadas por carregamentos diferentes na mesma fundação sem junta de separação	57
Figura 2.26	Exemplo de solicitações sobre a estrutura que não devem ser consideradas em projecto	60
Figura 2.27	Exemplo de solicitações sobre a estrutura que não devem ser consideradas em projecto	60
Figura 2.28	Figura A, efeitos da falta de definição da cota de assentamento das fundações, na Figura B efeitos da falta de definição da cota de assentamento das fundações	62
Figura 2.29	Ordem de execução das fundações	63
Figura 2.30	Exemplo de como os recobrimentos dos elementos estruturais tem de estar indicados em projecto	63
Figura 2.31	Tipos de equipamentos de compactação	68
Figura 3.1	Exemplo de escavação para posterior aterro para implantação de fundações a mesma cota	74
Figura 3.2	Redução do nível freático com ajuda de bombas durante a betonagem	76
Figura 3.3	Consequências da má vibração do betão durante a betonagem	77
Figura 3.4	Surgimento de problemas durante a betonagem devido a detritos que não foram limpos ou má disposição das armaduras	77
Figura 3.5	Cravação de estacas	81
Figura 3.6	Danos estruturais em estacas cravadas	82
Figura 3.7	Cravação de estacas metálicas	86
Figura 3.8	Deformação em estacas esbeltas	87
Figura 3.9	Danos em estacas metálicas	87
Figura 3.10	Danos em estacas moldadas devido a utilização de betão de baixa resistência	88
Figura 3.11	Danos devido ao manuseamento incorrecto das estacas	89

Figura 3.12	Problemas de integridade nas estacas moldadas	90
Figura 4.1	Exemplo de alteração do uso de uma estrutura, onde o projecto inicial era uma escola mas foram feitas modificações para o prédio ser usado como uma biblioteca	94
Figura 4.2	Problemas causados pela construção de novas estruturas sem junta de separação	96
Figura 4.3	Esquema das causas que originaram o desabamento do prédio em Xangai	97
Figura 4.4	Imagens do desabamento do prédio em Xangai	98
Figura 4.5	Descalçamento das fundações da estrutura devido a escavações próximas	98
Figura 4.6	A construção de uma estrutura provoca esforços no solo e problemas de estabilidade pontual do talude	99
Figura 4.7	Instabilidade dos taludes naturais pode por em risco a estrutura	100
Figura 4.8	Impulsos provocados pela água presente no solo sobre uma estrutura	101
Figura 4.9	Assentamentos devido ao rebaixamento do nível freático	102
Figura 4.10	Exemplo da alteração do fundo do leito do rio devido a erosão	103
Figura 4.11	Efeitos da erosão sobre as estruturas assentes nos leitos dos rios	104
Figura 4.12	Efeitos da erosão sobre as estruturas assentes nos leitos dos rios	104
Figura 5.1	Degradação do betão	110
Figura 6.1	Esquema de um escorregamento e as suas componentes	122
Figura 6.2	Esquema de um escorregamento e as suas componentes	122
Figura 6.3	Tipos de fluxos com origem em materiais diferentes	128
Figura 6.4	Movimento de massa do tipo <i>creep</i>	129
Figura 7.1	Localização e freguesias do conselho de Machico	133
Figura 7.2	Solos de Machico	135
Figura 7.3	Localização dos complexos vulcânicos existentes na Ilha da Madeira	136
Figura 7.4	Complexos vulcânicos existentes na Ilha da Madeira	137
Figura 7.5	Curvas granulométricas originais dos depósitos de vertentes	139
Figura 7.6	Curvas granulométricas da fracção passada no peneiro 3/4” dos depósitos de vertentes	140

Figura 7.7	Carta de plasticidade dos depósitos de vertente	141
Figura 7.8	Mapa susceptibilidade aos escorregamentos em Machico	145
Figura 7.9	Resultado do ensaio de Expansão Livre	146
Figura 7.10	Resultado do ensaio de Expansão Livre	146
Figura 8.1	Exemplo da localização do nível freático próximo da superfície dos solos de Machico	150
Figura 8.2	Exemplo da localização do nível freático próximo da superfície dos solos de Machico	150
Figura 8.3	Vista aérea do escorregamento no vale de Machico	151
Figura 8.4	Exemplo da localização do nível freático próximo da superfície dos solos de Machico	151
Figura 8.5	Movimento de vertente verificado na cidade de Machico	152
Figura 8.6	<i>Equisetum arvense</i> , mais vulgarmente conhecida por Cavalinha	153
Figura 8.7	Muros de contenção da obra para evitar os movimentos de massa	154
Figura 8.8	Efeitos nas estruturas provocados pelos movimentos de massa	154
Figura 8.9	Efeitos nas estruturas provocados pelos movimentos de massa	155
Figura 8.10	Efeitos nas estruturas provocados pelos movimentos de massa	155
Figura 8.11	Efeitos nas estruturas provocados pelos movimentos de massa	156
Figura 8.12	Efeitos nas estruturas provocados pelos movimentos de massa	156
Figura 8.13	Efeitos nas estruturas provocados pelos movimentos de massa	157
Figura 8.14	Efeitos nas estruturas provocados pelos movimentos de massa	157
Figura 8.15	Efeitos nas estruturas provocados pelos movimentos de massa	158
Figura 8.16	Tipos de fundações presentes na zona afectada em Machico	159
Figura 8.17	Tipos de fundações presentes na zona afectada em Machico	160
Figura 8.18	Tipos de fundações presentes na zona afectada em Machico	160
Figura 8.19	Tipos de fundações presentes na zona afectada em Machico	161
Figura 8.20	Esforços produzidos pelo assentamento diferencial de uma sapata	163
Figura 8.21	Equivalência de tensões	163
Figura 8.23	Fissuras diagonais segundo as juntas de blocos de alvenaria	164
Figura 8.23	Fissuras diagonais em forma de escadinha	164
Figura 8.24	Fissuras diagonais junto das aberturas	165
Figura 8.25	Fissuras junto das janelas	165

Figura 8.26	Fissuras junto das janelas	166
Figura 8.27	Família de fissuras originadas pelo assentamento de parte da estrutura	166
Figura 8.28	Família de fissuras originadas pelo assentamento de parte da estrutura	167
Figura 8.29	Fissuras originadas pelo assentamento da esquina da casa	167
Figura 8.30	Família de fissuras originadas pelo assentamento de parte da estrutura	168
Figura 8.31	Fissuramento típico de uma estrutura quando a esquina tem um assentamento excessivo	168
Figura 8.32	Assentamento excessivo da esquina da casa	169
Figura 8.33	Fissuras provocadas pelo assentamento ou levantamento da fundação numa estrutura	169
Figura 8.34	Tensões tangenciais viga/parede	170
Figura 8.35	Tensões tangenciais pilar/parede	170
Figura 8.36	Deformação côncava do solo e os efeitos na estrutura	171
Figura 8.37	Deformação convexa do solo e os efeitos na estrutura	171
Figura 9.1	Exemplo do micro-relevo gerado devido a expansão e contracção das argilas, característico dos vertisoils	176
Figura 9.2	Exemplo de danos estruturais provocado pelo assentamento ou levantamento do solo	177
Figura 9.3	Efeitos nas estruturas devido a contracção e expansão dos solos	177
Figura 9.4	Práticas assimétricas no solo	178
Figura 10.1	Sistema de drenagem a volta da estrutura	181
Figura 10.2	Exemplo de aplicação de barreiras anti-humidade	185
Figura 10.3	Esquema de execução da técnica de jet grouting	186
Figura 10.4	Elementos a ter em conta durante a fiscalização da obra	189
Figura 10.5	Execução de um ensoleiramento	191
Figura 10.6	Movimentos de uma estrutura apoiada sobre um ensoleiramento	194
Figura 10.7	Movimentos de uma estrutura apoiada sobre um ensoleiramento	194
Figura 10.8	Danos no ensoleiramento devido a drenagem deficiente	195
Figura 10.9	Exemplo teórico de uma estrutura rígida capaz de resistir os efeitos da expansibilidade	196

Figura 10.10	Cravação do tubo moldador	199
Figura 10.11	Utilização da limpadeira para remover solo do interior do furo	199
Figura 10.12	Cone de betonagem “ <i>Trémie</i> ”	200
Figura 10.13	Esquema geral da execução de estacas com recurso a lamas	202
Figura 10.14	Exemplo do levantamento de uma casa, de forma que fique um espaço livre, para os solos se expandir	204
Figura 10.15	Piso estrutural com espaço livre e fundações profundas	204
Figura 10.16	Esquema do funcionamento de uma estaca granular em solos expansivos	206
Figura 10.17	Laje estrutural reforçada com espaço livre preenchido com caixas de cartão e fundações profundas	207

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1.1	Problemas típicos decorrentes da ausência de investigação	9
Quadro 1.2	Consumo médio de água de algumas espécies de árvores	17
Quadro 2.1	Tipos de rolos utilizados na compactação de solos	69
Quadro 2.2	Classificação dos solos quanto a sua aplicação em aterros	69
Quadro 5.1	Causas da degradação da madeira	116
Quadro 5.2	Fungos que infestam os materiais de construção	117
Quadro 5.3	Tipos de Fungos	117
Quadro 6.1	Definição das componentes dos movimentos de vertente	123
Quadro 6.2	Classificação abreviada dos movimentos de vertente	125
Quadro 6.3	Classificação dos movimentos de vertente	125
Quadro 6.4	Factores que influenciam a ocorrência de movimentos de massa	130
Quadro 7.1	Resultados dos ensaios de Identificação	142
Quadro 10.1	Vantagens e desvantagens do sistema de fundação através de palafitas	205
Quadro 10.2	Vantagens e desvantagens da Laje estrutural reforçada com espaço livre preenchido com caixas de cartão e fundações profundas	207

INTRODUÇÃO

O presente trabalho é composto por duas partes, na Parte I é constituída por 5 capítulos onde pretende-se mostrar os principais problemas a nível das fundações e as suas origens. A parte II é constituída por 5 capítulos onde vão ser analisados o movimento de vertente verificado na cidade de Machico e os solos expansivos que formam o vale de Machico; estes dois fenómenos provocaram danos nas estruturais em diversas moradias devido a utilização de sistemas de fundações não apropriadas para aquela zona; também vão ser apresentadas algumas soluções técnicas, a nível das fundações, capazes de minimizar os efeitos do movimento do solo.

A escolha deste tema tem como objectivo sensibilizar e alertar a todas as pessoas envolvidas no processo de execução das fundações para os problemas que podem surgir e as suas consequências.

A determinação das origens dos problemas nas fundações é extremamente difícil uma vez que pode ter origem em várias fases, desde a fase de prospecção dos solos, a fase de concepção das fundações ou a sua execução, mas também pode ter origem na forma como é utilizada a estrutura ou o solo que a envolve assim como a possível degradação dos materiais que constituem a fundação.

É importante o conhecimento de todas as possibilidades de ocorrência de problemas nas fundações de forma que os diferentes profissionais participantes das etapas de investigação, projecto, fornecimento de materiais, execução, fiscalização do trabalho e até os envolvidos em actividades pós construção, realizem as suas tarefas com o maior rigor e qualidade, utilizando a boa prática e normalização vigente, evitando desta forma o surgimento de problemas nas fundações.

Neste trabalho vamos abordar as cinco fases em que os problemas a nível das fundações podem ter origem (Schnaid et al., 2005):

- Capítulo 1 - Caracterização do comportamento do maciço – a investigação e caracterização do subsolo que serve como base para as nossas fundações é extremamente importante para o seu bom funcionamento, mas na realidade muitas das obras de pequeno e médio porte são executadas sem qualquer tipo de prospecção aos solos;
- Capítulo 2 - Análise e projecto das fundações – as fundações não podem ser projectadas tendo em conta só as solicitações da estrutura é preciso ter em consideração a interacção solo-fundação-estrutura, assim como a realização de um projecto de forma detalhada e com todas as especificações e pormenores constitutivos essenciais;
- Capítulo 3 - Execução das fundações – a execução das fundações deve ser realizada conforme o projecto, utilizando o bom senso e as normas construtivas aplicáveis;
- Capítulo 4 - Acções pós-conclusão das fundações – são alterações efectuadas após a conclusão da obra, este tipo de alterações pode ser na própria obra, por exemplo, alteração do seu uso para outro que não tinha sido projectado, o que implica aumento dos carregamentos da estrutura sobre as fundações ou alterações no ambiente que envolve a estrutura, como movimentos da massa do solo, escavações, choques, vibrações, entre outros;
- Capítulo 5 - Degradação dos materiais constituintes das fundações – a degradação dos materiais constituintes da fundação devido a acção dos elementos naturais deve ser tomada em consideração pelos engenheiros de forma que desenvolvam uma solução para minimizar este efeito, como a utilização de materiais adequados ao meio onde são implementadas as fundações, assim como a implementação de vistorias às estruturas para detectar possíveis danos devido a degradação dos materiais.

Uma vez verificado um comportamento inadequado nas fundações de uma estrutura, a solução do problema requer, essencialmente, a determinação do insucesso no processo

2

de transferência das cargas da estrutura para o solo, que é meio responsável pelo funcionamento adequado da fundação. Após a identificação das causas que deram origem aos problemas nas fundações, devem então ser estudadas as medidas necessárias para a sua minimização e recuperação.

No capítulo 6 da parte II é feito um estudo dos movimentos de vertente geral; os movimentos de vertente podem ser descritos como o deslocamento de forma gravítica de uma massa de rocha, solo, lama ou de materiais não consolidados; este tipo de movimento pode ter várias origens; segundo Cruden e Varnes (1996) estas podem ser geológicas, morfológicas, geoclimáticas, físicas ou antrópicas, sendo esta última a responsável pelo movimento brusco verificado em Machico que foi desencadeado pela escavação do solo para a construção de uma nova estrutura. Neste capítulo vai ser analisado com maior ênfase os movimentos do tipo fluxo (*flow*), sendo que os movimentos com maior incidência e aqueles que ocupam uma vasta área em Machico são os movimentos do tipo *creep* que ocorrem nos depósitos de vertentes.

O movimento de *creep* movimento tem como principal característica a movimentação lenta da massa de solo na ordem dos 1 e os 20 mm por ano, dependendo de vários factores como o tipo de solo, clima, declive da vertente e densidade da cobertura vegetal. Também será feito uma análise da caracterização dos depósitos de vertentes ao longo do vale de Machico através da identificação das principais características destes depósitos em laboratório.

No capítulo 7 é feita uma caracterização do vale de Machico que apresenta uma inclinação suave, o que permite que haja uma acumulação de argilas, formando camadas com grandes espessuras. A presença do nível freático muito próximo da superfície torna este vale instável e sujeito a ocorrência de movimentos de vertente.

No capítulo 8 vai ser analisado o movimento de uma grande área de terreno que fez estragos nas fundações das estruturas assentes neles devido aos esforços adicionais provocados pelo terreno sobre a estrutura; devido ao facto destas não se encontrarem preparadas para resistir a este tipo de esforços, foi possível verificar inúmeros

problemas que levaram a por em causa a estabilidade da estrutura ou provocar o seu colapso.

Vai ser feito um estudo sobre as patologias visíveis do exterior nas estruturas afectadas pelo movimento, determinando as suas possíveis causas.

No capítulo 9 e 10 estão relacionados com os solos expansivos causadores de muitos problemas nas edificações suportadas por eles; no capítulo 9 vão ser estudados os solos expansivos e as suas principais características; estes solos apresentam variações de volume quando as suas condições de humidade são alteradas provocando pressões se estas variações de volume foram impedidas. No capítulo 10 são apresentadas medidas para a minimização dos efeitos do movimento do solo; estas medidas incidem sobre duas componentes: a primeira são soluções aplicadas no local onde vai ser implantada a edificação e a segunda são soluções técnicas aplicadas à estrutura, sendo que devem ser utilizadas as duas em conjunto para obter melhores resultados.

PARTE I

PRINCIPAIS CAUSAS DOS PROBLEMAS EM FUNDAÇÕES

Dentro dos vários problemas que uma estrutura pode apresentar, as estatísticas demonstram que os problemas relacionados com as fundações são aqueles que implicam um maior custo na sua reparação por serem complexos de solucionar, porque implicam grandes alterações na envolvente da estrutura e podem provocar uma interrupção das funções para a qual a estrutura foi projectada; estes problemas são designados comumente de patologias; é de grande importância determinar as principais causas destas patologias de forma que possam ser significativamente reduzidas.

A análise deste tipo de patologias não é simples nem imediato; é necessário analisar todas as modificações que surgem na estrutura; as principais que devemos ter em conta são essencialmente as fissuras, deslocamentos, assentamentos e rotações que a estrutura possa sofrer, para a partir delas deduzir qual é a principal causa que as desencadeou. Ao nível da fundação existente, é extremamente importante fazer um reconhecimento geológico e geotécnico do terreno, para desvendar as possíveis causas que originam os problemas nas fundações, é importante analisar a relação estrutura-fundação-terreno, de forma que quando forem realizadas reparações, estas não sejam só estéticas ou superficiais, escondendo assim os verdadeiros problemas, o que só piora a situação porque interiormente a sua degradação avança de forma oculta e pode chegar até provocar o colapso da estrutura.

Uma vez conhecidas as causas que originam as patologias nas fundações, podemos então adoptar um conjunto de medidas para as solucionar. Estas podem ir desde a actuação sobre a estrutura propriamente dita até às modificações das propriedades geotécnicas do terreno (tratamentos de melhora e reforço do terreno).

Schnaid et al. (2005) menciona as principais causas que originam os principais problemas em fundações; de forma geral, temos cinco fases em que os problemas podem acontecer ou ser originados:

- Caracterização do comportamento do maciço;
- Análise e projecto das fundações;
- Execução das fundações;
- Acções pós-conclusão das fundações;
- Degradação dos materiais constituintes das fundações.

A execução das fundações de uma estrutura abrange inúmeras etapas, em geral, desenvolvidas por profissionais de diversas áreas, o sucesso de um projecto de fundações depende do trabalho em equipa; isto só pode ser alcançado quando existe comunicação entre os vários elementos que intervém na execução, de forma que todas as etapas desde a concepção do projecto de fundações até a sua construção estejam interligadas e acompanhadas por esta equipa de profissionais.

CAPÍTULO 1 - CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DO MACIÇO

A investigação do subsolo ou a ausência dela é a causa mais frequente de problemas nas fundações. Uma vez que o maciço é o meio de suporte de todas as cargas, a sua identificação e caracterização do seu comportamento é indispensável para a solução de qualquer problema que possa surgir.

Schnaid et al. (2005) a caracterização do maciço para ser eficaz deverá ser feita em função de alguns factores tais como:

- Espessura e dimensão em planta de cada camada para a profundidade de interesse do projecto, além da caracterização de cada camada através de observações locais ou de resultados de laboratório.
- Profundidade do topo da camada rochosa ou do material impenetrável ao amostrador. No caso da rocha, o tipo e suas condições geológicas.
- Existência de água com a respectiva posição do nível freático no período da investigação e, se possível, sua variação durante o ano. Se for o caso indicar a existência de pressões artesianas.
- As propriedades do maciço, tais como, permeabilidade, compressibilidade e resistência ao corte.

O conhecimento adequado das condições do terreno onde deverá ser executado a obra, é essencial para que o engenheiro projectista possa desenvolver alternativas que levem a soluções tecnicamente seguras e economicamente viáveis. O conhecimento das condições do maciço deve ser o resultado de um planeamento do programa de investigação e os resultados desta investigação deve ser facultada a todos os intervenientes no processo de execução das fundações.

Um programa de investigação deve ter em consideração a importância e o tipo de obra, isto é, numa obra de maior complexidade como uma barragem, deverá ser efectuado uma investigação muito mais rigorosa do que uma de menor complexidade como, por exemplo, uma residência. Outro factor a ter em conta no programa de investigação é a natureza do subsolo, um solo que apresente características especiais tais como compressibilidade, permeabilidade, expansibilidade, entre outras, exigem cuidados e técnicas diferentes das utilizadas em solos com comportamento típico.

O programa de investigação do subsolo deverá ser efectuado utilizando ensaios de campo e/ou ensaio laboratoriais, assim sendo, solos com características especiais têm de ser definidos ensaios próprios para à sua caracterização do seu comportamento e influência nas fundações. Outros casos especiais, como presença de obras de mineração subterrânea ou zonas cársicas, deverão também ser alvo de ensaios especiais.

Segundo Milititsky (1989) o programa de investigação deve ser planeado por um engenheiro experiente na área, que seja capaz de identificar os problemas mais complexos que possam surgir. A maior parte dos problemas nas fundações têm origem na falta de caracterização dos solos, que é o resultado de uma investigação insuficiente ou com falhas, da má interpretação dos resultados da investigação ou da sua simples ausência.

1.1 – AUSÊNCIA DE INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO

A ausência de investigação é um problema típico de obras de pequeno porte e por vezes também é observado em obras de médio porte; a principal causa da ausência de investigação, geralmente, são motivos económicos. Muitas vezes são planeadas obras sem qualquer caracterização dos solos, apenas tendo como base estudos realizados para construção de outras obras do mesmo género próximas do local de onde vai ser executado. A ausência de investigação é uma prática inaceitável e que aumenta os riscos de surgimento de problemas estruturais; é do bom senso do engenheiro realizar um

estudo sobre as principais características geológicas-geotécnicas do solo (Schnaid et al., 2005).

Para Ortiz (1983) o maciço com a sua deformabilidade e resistência é uma continuação para baixo da nossa estrutura; de forma global, pode-se dizer que o solo é a base para as nossas fundações é parte integrante da estrutura. Devido aos esforços transmitidos pela estrutura e o impacto que causa sobre o solo de fundação, este deveria ser tratado com a mesma importância que os outros elementos estruturais, mas tal situação não se verifica.

O solo não é um material homogéneo, nem fabricado pelo homem sob um controlo de qualidade, ao contrário dos demais elementos estruturais. Trata-se de um material heterogéneo e de natureza errática. A única forma de ter em consideração os efeitos que as nossas estruturas têm sobre os solos é mediante o conhecimento das características do solo, estas são difíceis de determinar devido a composição variável do solo.

Logeais (1982) no seu estudo sobre os problemas nas fundações em França, conclui que em mais de 80% dos casos onde se verifica um mau desempenho das fundações em obras de pequeno e médio porte, deve-se à total ausência de investigação do subsolo e como consequência, a adopção de soluções estruturais inadequadas ao solo onde vão ser implantadas; o Quadro 1.1 apresenta os principais problemas que decorre da ausência de investigação.

Quadro 1.1 - Problemas típicos decorrentes da ausência de investigação (Schnaid et al., 2005).

Tipo de Fundação	Problemas típicos decorrentes
Fundações Superficiais	Tensões no solo excessivas, incompatíveis com as características reais do solo, resultando em assentamentos inadmissíveis ou ruptura.
	Fundações em solos/aterros heterogéneos, provocando assentamentos diferenciais.
	Fundações em solos compressíveis sem estudos sobre os possíveis assentamentos, resultando em grandes deformações.

Quadro 1.1 (Continuação) - Problemas típicos decorrentes da ausência de investigação (Schnaid et al., 2005).

Tipo de Fundação	Problemas típicos decorrentes
Fundações Superficiais	Fundações apoiadas em materiais de comportamentos muito diferentes, sem junta, o que origina assentamentos diferenciais.
	Fundações apoiadas numa camada dura que esta sobreposta sobre solos moles, sem análise de assentamentos, ocasionando ruptura ou grandes deslocamentos das fundações.
Fundações Profundas	Estacas inadequadas ao tipo de subsolo, geometria inadequada, comprimento ou diâmetro inferiores aos necessários.
	Estacas apoiadas em camadas resistentes sobre solos moles, com assentamentos inaceitáveis.
	Ocorrência de atrito negativo não previsto, reduzindo a carga admissível adoptada para a estaca.

1.2 – INVESTIGAÇÃO INSUFICIENTE

Muitas vezes a investigação efectuada ao maciço pode se mostrar inadequada ou insuficiente para a determinação das características essenciais para a concepção do projecto e execução das fundações. Dentro deste tópico podem-se destacar os casos mais típicos de investigação insuficiente:

- Número insuficiente de sondagens ou ensaios para áreas extensas ou para subsolos variados (Schnaid et al., 2005).

Pode-se considerar o seguinte exemplo, com base na publicação de Schnaid et al (2005), que refere-se ao número insuficiente de sondagens. Considere o seguinte terreno na Figura 1.1, como podemos observar, existe uma área em que não foi executado qualquer tipo de sondagem.

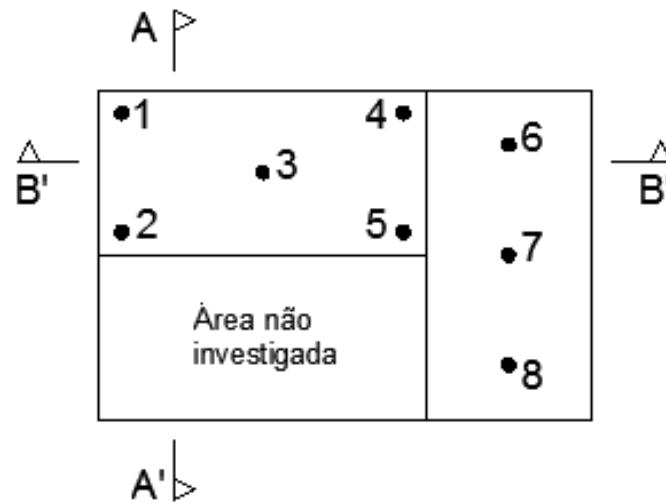


Figura 1.1 – Exemplo da distribuição inadequada das sondagens numa dada área de construção (Modificado, Schnaid et al., 2005).

Através do corte BB' (Figura 1.2) podemos concluir que o terreno apresenta camadas com espessura regular ao longo do terreno.

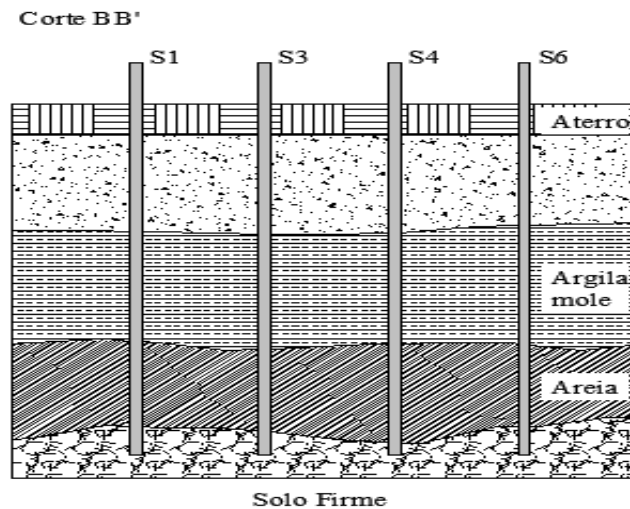


Figura 1.2 – Corte BB' do terreno (Modificado, Schnaid et al., 2005).

Pelo corte AA' (Figura 1.3) podemos observar que a área que não foi alvo de investigação é uma área onde a camada firme do subsolo se encontra muito abaixo em

relação as sondagens 1 e 2 e como as fundações são projectadas tendo em conta os dados resultantes das sondagens logo, poderá surgir graves problemas durante e após a implantação das sapatas na zona onde não foram executadas estudos geológicos-geotécnicos ao solo uma vez que a camada resistente encontra-se mais abaixo.

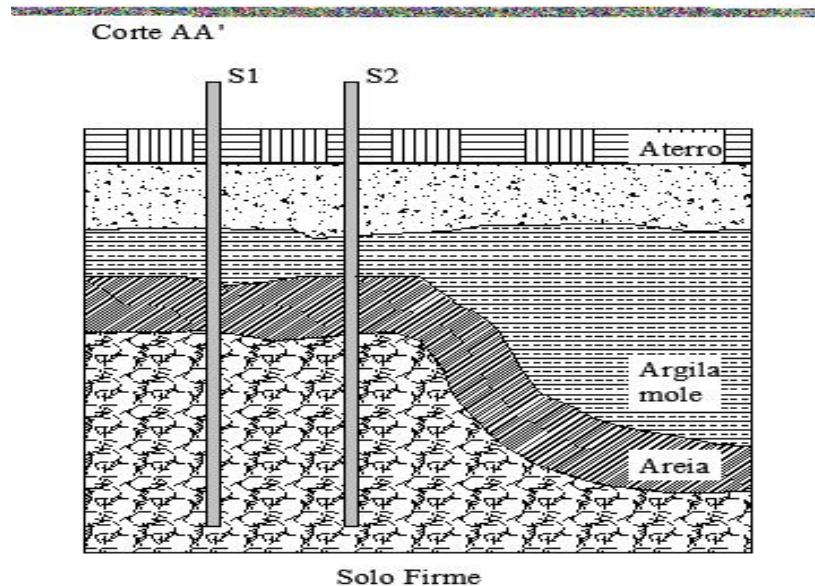


Figura 1.3 – Corte AA' do terreno (Modificado, Schnaid et al., 2005).

- Profundidade de investigação insuficiente, os ensaios e testes são feitos relativamente perto de superfície, mas o solo pode variar as suas características e propriedades a medida que vai sendo aprofundado.

Na Figura 1.4 pode-se observar, a título de exemplo, que foram efectuadas sondagem ao solo, mas a profundidade de observação é insuficiente em relação a profundidade atingida pelo carregamento da sapata que vai ser implantada; a sondagem atinge uma camada de areia medianamente compactada, mas abaixo dela encontra-se outra camada de argila mole, isto poderá trazer problemas futuros de assentamentos graves da estrutura.

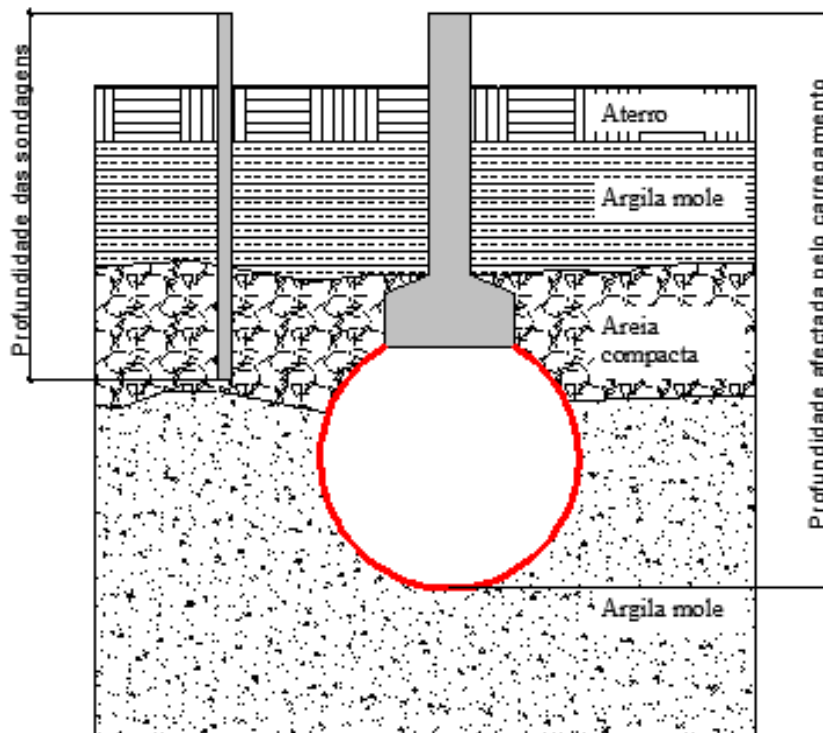


Figura 1.4 – Exemplo investigação do subsolo a uma profundidade insuficiente em relação à área afectada pela implantação da sapata (Modificado, Schnaid et al., 2005).

- Propriedades de comportamento não determinadas por necessitar de ensaios especiais, por exemplo, a determinação da expansibilidade dos solos.
- Situações com grande variação das propriedades, ocorrência de anomalias no terreno não identificadas.

1.3 – INVESTIGAÇÃO COM FALHAS

Durante a caracterização geológica geotécnica dos solos, por vezes podem surgir erros que afectam os resultados e comprometem o bom funcionamento estrutural da nossa edificação.

Segundo Schnaid et al (2005) na realização das sondagens é relativamente comum, erros na localização do local da obra, quando são executadas sondagens em locais fora do perímetro de obra e que não apresentam informações importantes para o projecto, erros de localização incompleta, quando não é definido o local exacto da obra e ao fazer o estudo do subsolo poderá ficar zonas por investigar. Outros erros comuns nas sondagens é a adopção de procedimentos indevidos ou ensaios não padronizados, uso de equipamento defeituoso ou fora de validade, equipamento não calibrado, falta de nivelamento dos furos efectuados, má descrição dos solos, entre outros. Neste contexto também podemos integrar os procedimentos fraudulentos na geração de resultados, por exemplo, alterações nos resultados, furos de sondagens não realizados no entanto, são apresentados os resultados dos mesmos, etc.

Este tipo de falhas origina problemas durante a execução das fundações, devido a diferença entre os resultados obtidos nas sondagens e a realidade observada durante a execução; os problemas mais comuns são comprimentos de estacas diferentes dos projectados, presença de rochas em oposição, presença ou ausência de água no subsolo, tipos de solos e espessuras de camadas não descritas nas sondagens, etc. Para evitar este tipo de problemas, o ideal será contratar empresas especializadas e com experiência na área, claro que todos os trabalhos que forem executados deverão sempre ser fiscalizados pela empresa contratante.

Por exemplo, no caso de execução de sondagens mistas, sondagem rotativa em rocha e sondagem à percussão em solo mais brandos, é comum utilizar equipamento rotativo nas camadas mais duras, mas por vezes, ao passar para uma camada mais mole, o equipamento não é alterado e continuam a ser feitas sondagens rotativas, o que é errado porque nas camadas mais frágeis ou brandas deverão ser executadas sondagens à percussão para possibilitar a identificação da sua resistência e natureza.

Um dos problemas na realização dos ensaios de laboratório é reflectir os resultados obtidos no campo, isto é, os resultados alcançados nos ensaios de laboratório devem representar as condições que são encontradas no terreno.

1.4 – INTERPRETAÇÃO INADEQUADA DOS DADOS

A adopção de valores que não representam a realidade dos resultados ou ausência da interpretação dos problemas podem resultar no desempenho inadequado das fundações; por exemplo: presença de rochas no subsolo que faz aumentar os valores de resistência à penetração, mas que não aumenta a resistência do solo; valores muito baixos em argilas saturadas indicam a possibilidade de ocorrência de atrito negativo em estacas; solos que tornam-se instáveis na presença de água, por exemplo, os solos porosos tropicais com valores baixos no ensaio N_{SPT} indica a possibilidade de instabilidade quando saturados (Milititsky e Dias, 1986). É de realçar que nas obras de maior dimensão e complexidade deve-se fazer o cruzamento entre os dados obtidos no campo e os dados obtidos no laboratório para fazer uma comparação de dados e diminuir as probabilidades de ocorrência de erros na interpretação dos resultados.

1.5 – CASOS ESPECIAIS

Por vezes algumas das causas que originam problemas nas fundações são de difícil identificação por se tratar de casos especiais; por exemplo, influência da vegetação nas fundações, solos expansivos, solos colapsíveis, materiais cársicos, regiões de mineração, entre outros, que podem resultar em patologia de difícil reparação e elevados custos acrescidos. Outra possível ocorrência é a de colapso dos solos provocada pela extracção de água ou combustíveis fosseis do subsolo.

1.5.1 – INFLUÊNCIA DA VEGETAÇÃO

A vegetação pode influenciar o bom funcionamento das fundações através da modificação do teor de humidade do solo ou a acção das raízes.

As raízes da própria vegetação têm a propriedade de extrair água do solo para garantir a sua sobrevivência. Em consequência, a humidade do solo é alterada de forma significativa, em comparação com a humidade que teria se não existissem tais raízes; esta alteração da humidade dos solos causa, por sua vez, alterações no volume do solo em relação inversa com a sua permeabilidade, facto pelo qual os solos de origem argilosa são os mais afectados. Assim, as fundações apoiadas sobre os solos afectados sofrem movimentos que podem ser verticais ou, eventualmente, horizontais (Palmar, 2003).

1.5.1.1 - CARACTERÍSTICAS DA VEGETAÇÃO

Sistema de raízes: as árvores, dependendo do tipo de espécie, estendem uma rede de raízes primárias e secundárias até a quarta ordem; são estas raízes que estão encarregadas de extrair a água e os nutrientes do solo.

Profundidade das raízes: a profundidade das raízes varia de acordo com a espécie em causa, o tamanho da árvore e a profundidade do nível freático. Estas desenvolvem-se entre a superfície e a posição do nível freático, geralmente, não ultrapassando os 6 m de profundidade, nos casos em que a água é abundante, as raízes são superficiais, no caso de escassez, as raízes atingem estratos mais profundos, as raízes podem crescer até 20 mm por dia em busca de água e nutrientes.

Extensão das raízes: as raízes estendem-se lateralmente de forma a reproduzir a sombra da sua folhagem, não um critério padrão, visto que varia de espécie para espécie, algumas estendem-se até uma vez e meia a altura da árvore, outras prolongam-se até uma vez e meia o diâmetro atingido pela folhagem.

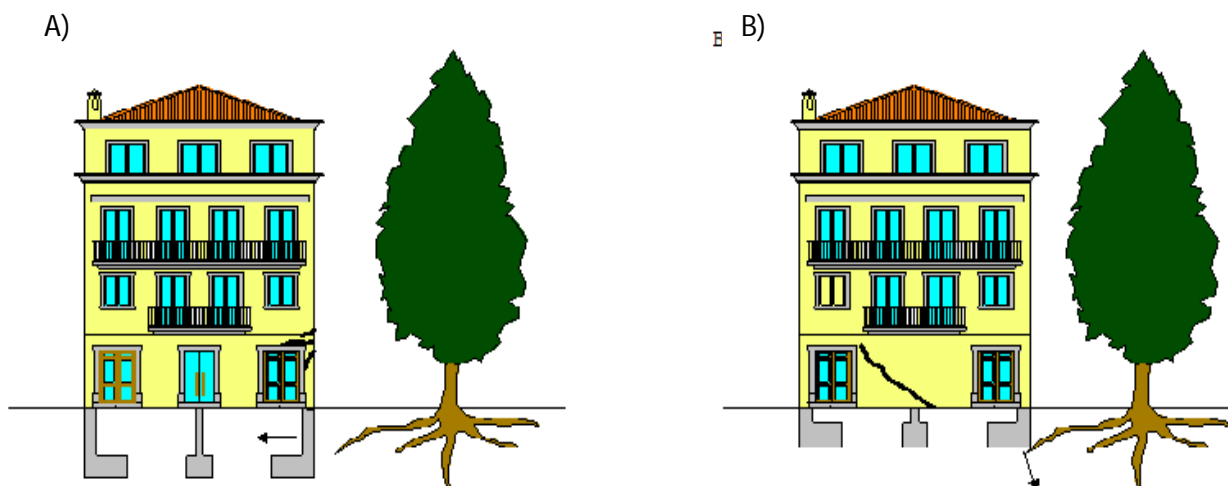
Consumo de água: o consumo de água depende do tamanho da espécie, do clima, da temperatura, do vento, entre outros; a quantidade consumida por uma árvore está fixada na centena de litros por dia; o Quadro 1.2 mostra os valores de consumo médio de três tipos de árvores.

Quadro 1.2 - Consumo médio de água de algumas espécies de árvores (Palmar, 2003).

Espécie	Consumo médio no verão
Eucalyptus Macarthur	500 (litros/dia)
Acacia Mollissima	250 (litros/dia)
Themeda	1 (litros/dia/m ²)

1.5.1.2 - PRINCIPAIS PROBLEMAS RELACIONADOS COM A PRESENÇA DE VEGETAÇÃO

- Assentamentos: produzidos pelas árvores individualmente ou em conjunto, reduzindo o teor de humidade, o que em solos argilosos pode provocar a redução do volume e, conseqüentemente, assentamentos estruturais (Figura 1.5);
- Levantamento: no caso de ter-mos um sistema equilibrado solo-vegetação, que ao ser subitamente retirada a vegetação, com o aumento do teor de humidade provoca um aumento do volume do solo que acaba por mover a estrutura (Figura 1.5);


Figura 1.5 – A) Acção das raízes que exerce força sobre a estrutura; B) Acção das raízes que altera o teor de humidade e provoca movimentos no solo (Modificado, Schnaid et al., 2005).

- Vegetação agressiva: espécies de vegetação particularmente agressivas na forma como procuram água, acabando por se infiltrar na própria edificação destruindo as condutas de águas e esgotos;
- Alterações de estação: os câmbios de estações podem provocar desequilíbrios no sistema solo-vegetação.

1.5.1.3 - MEDIDAS PREVENTIVAS

- Controlo de espécies agressivas e substituição das árvores que podem causar problemas nas edificações, pavimentos, redes de águas e esgotos;
- Poda contínua das árvores para manter a folhagem num tamanho adequado ao espaço disponível;
- Corte moderado das raízes das árvores que invadem os pavimentos, redes de águas e esgotos;
- Distribuição moderada de água, especialmente em estações mais secas, de forma a não criar desequilíbrios no sistema solo-vegetação;

1.5.2 – COLAPSIBILIDADE

Duran (1992) define os solos colapsíveis como solos não saturados nos quais se produz um rearranjo das partículas e uma grande perda de volume por acção da humidade com ou sem cargas, este tipo de solos dificulta a implantação de edificações. Os solos colapsíveis são formados, geralmente, por depósitos de areia e silte, podendo ser

eólicos, depósitos aluvionares, solos residuais e tufos vulcânicos. A maioria destes solos são caracterizados por estruturas soltas de grãos do tamanho da areia e silte.

Barden (1973) define de uma forma geral, os solos colapsíveis podem ser definidos como sendo aquele tipo de solo de estrutura com alta porosidade ou índice de vazios acima de 40%, composto basicamente de areia e silte, com ligações entre grãos formadas comumente por argilas. Os solos colapsíveis são solos não saturados, quando são submetidos ao aumento do tensão e/ou teor de humidade sofrem um rearranjo brusco das partículas e, conseqüentemente, redução do seu volume, devido a infiltração de água no solo sob carga fazendo com que sejam decompostas as ligações naturais entre os grãos diminuindo a resistência e provocando o colapso do solo.

Teixeira (2006) acrescenta que existem solos não saturados que sofrem uma variação significativa do seu volume ao ser acrescentado água, independentemente de haver ou não um aumento de carga, essa variação no volume pode ser de aumento (expansão) ou de redução (colapso).

Sultan (1971) citado por Rodrigues (2003) refere os comportamentos dos solos colapsíveis:

- Alguns solos colapsíveis ao aumentar o grau de humidade sofrem colapso instantâneo, isto pode ser verificado em formações superficiais e formações profundas;
- Alguns solos podem sofrer o colapso após o rebaixamento do nível freático, ao ser retirada água do solo;
- Alguns solos sofrem expansão após saturação, quando aplicadas cargas externas, estes sofrem assentamentos substanciais, devido a presença de materiais altamente expansivos (montmorilonita);

- Depósitos de areis de origem eólica, ao ser aplicadas uma carga, apresentam uma diminuição da velocidade de assentamento;
- Alguns solos arenosos não recuperam a porção de volume perdido durante o colapso;
- Alguns solos argilosos recuperam parte do volume perdido durante o colapso, mesmo que ainda se encontrem sob a acção da carga que provocou o colapso.

Os danos decorrentes destas variações volumétricas podem ser evidenciado por fissuras nas construções, ruptura de aterros, deslizamento de taludes, danos estruturais de pavimentos, deslizamento de túneis, deformação excessiva do maciço compactado, colapso diferenciado nas fundações, entre outros. A identificação de solos colapsíveis é de extrema importância para o desenvolvimento de projectos geotécnicos e ambientais, seguros e optimizados (Figura 1.6).

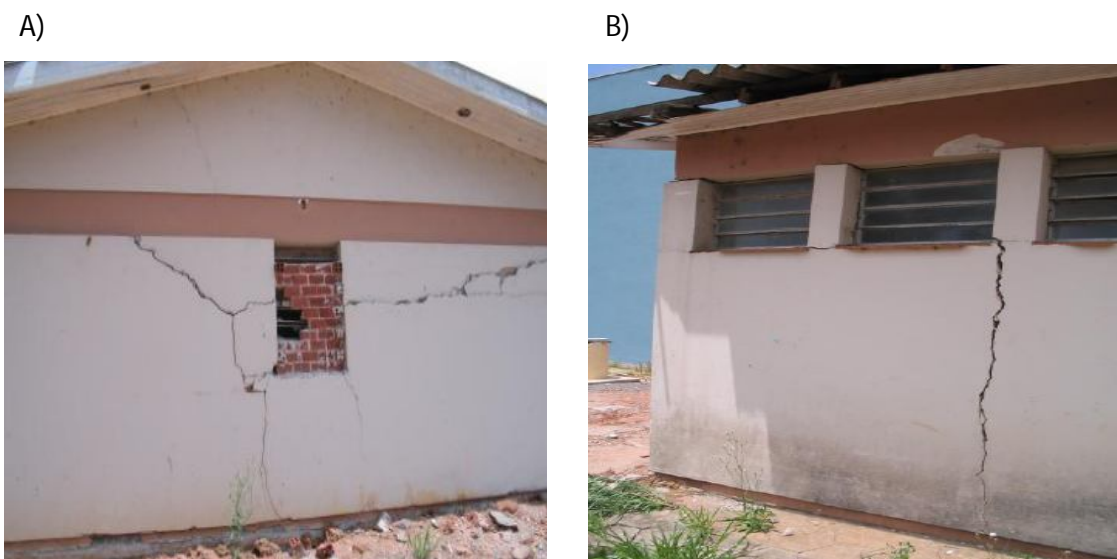


Figura 1.6 – A) e B), exemplos dos danos provocados devido a variação volumétrica do solo (Apontamentos da disciplina de Fundações [1]).

Schnaid et al. (2005) acrescenta que a ocorrência de acidentes de maiores proporções por colapso da estrutura do solo está normalmente associada a vazamentos de água de

canalizações pluviais ou redes de esgotos, reservatórios, piscinas, neste tipo de situações a água é libertada no terreno em grande quantidade, ocasionando variações no teor de humidade e originando o colapso do solo.

1.5.3 – EXPANSIBILIDADE

Cavalcante et al (2006) define os solos expansivos como sendo solos não saturados que sofrem considerável variação volumétrica quando sujeitos a variações do teor de humidade. Portanto, seu comportamento é variável. Durante períodos de seca, se encontram geralmente com retracção elevada, o que lhes confere resistência relativamente alta, dificultando sua escavação. Durante o período de aumento do teor de humidade (períodos chuvosos, infiltração de água decorrente de vazamentos, etc.), esses solos podem experimentar valores de expansão bastante expressivos.

A expansão de um solo de fundação é capaz de provocar danos estruturais às edificações sobre ele apoiadas, principalmente as mais leves, com custos de recuperação geralmente elevados (Figuras 1.7 e 1.8). A compreensão dos factores que levam a expansividade destes solos é de grande importância a fim de se tomar medidas que minimize a acção ou anule os efeitos negativos.

Da Silva (2003) acrescenta que um solo expansivo ou potencialmente expansivos aos solos não saturados, que quando sujeitos a alterações do teor de humidade variam o seu volume (aumenta ou diminui), sendo este fenómeno associado a presença de argilo-minerais particularmente montmorilonita e ilitas. Os factores que influenciam a expansão dos solos podem ser de dois tipos, intrínsecos e extrínsecos. Os intrínsecos estão relacionados com o solo, estrutura do solo, composição mineralógica, textura, etc. Os factores extrínsecos estão relacionados com causas externas como o clima, a hidrologia, a vegetação, etc.



Figura 1.7 - Ruptura de um pórtico causada por expansão de solos – Município de Poço Verde – SE
(Cavalcante et al., 2006).



Figura 1.8 - Inclinação de pilares devido a expansão do solo de fundação – Município de Santo Amaro – SE (Cavalcante et al., 2006).

O controlo dos solos expansíveis não é simples, uma vez que não é fácil controlar as infiltrações de água, Peck et al. (1974) citado por Schnaid et al. (2005) define três tipos de medidas para controlar o fenómeno da expansibilidade:

- Isolar a estrutura dos solos expansivos através de materiais indeformáveis que são sujeitos às forças de expansão que os comprimem, mas estas forças não são transmitidas a estrutura, esta solução minimiza os efeitos da expansão, mas não os elimina por completo, por isso esta medida deverá ser acompanhada por outras soluções da engenharia;
- Equilibrar as forças de expansão, através de aterros de material inerte sobre o solo, o peso da camada de aterro equilibra as forças de expansão;
- Eliminar os efeitos da expansibilidade através de agentes alcalinos como a cal, que neutralizam os efeitos da expansão.

1.5.4 – SUBSIDÊNCIA

Melo dos Santos (2005) define a subsidência como um fenómeno de rebaixamento da superfície do terreno devido a alterações ocorridas nas camadas subterrâneas, ou seja, redução do nível do terreno devido à remoção de suporte subterrâneo. As causas mais comuns de ocorrência de subsidência estão relacionadas às intervenções humanas e sugerem um uso indiscriminado dos recursos naturais. Esse fenómeno pode ocorrer devido a várias origens.

Prokopovich (1986) classifica o fenómeno da subsidência pela origem, a partir dos dados recolhidos ao longo de duas décadas de estudos, este fenómeno pode ter origem endógena ou exógena (Figura 1.9).

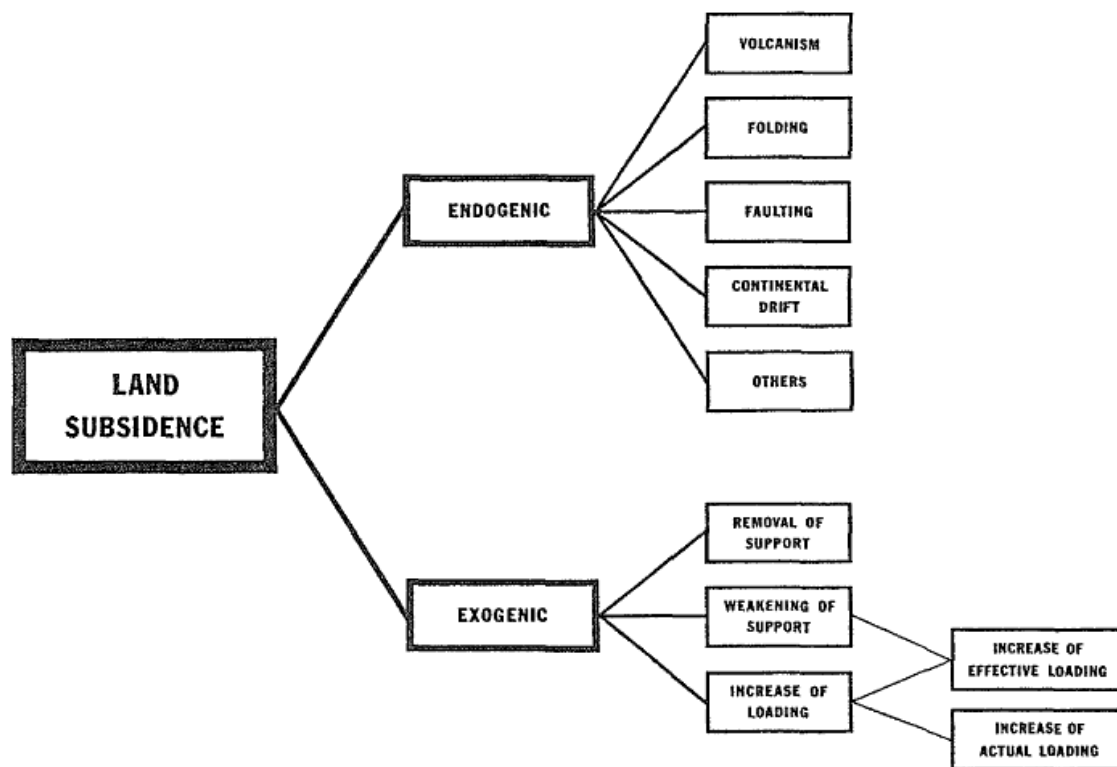


Figura 1.9 - Classificação da subsidência de acordo com a origem (Prokopovich, 1986).

As subsidências de origem endógena são causada por processos originários do planeta, por exemplo, falhas geológicas, vulcanismo, movimento de placas, entre outros; as subsidências de origem exógena são causadas por processos que tem origem perto da superfície terrestre, por exemplo, remoção do suporte, enfraquecimento do suporte ou aumento das cargas.

Mingnorange (2000) citado por Pereira Cabral et al. (2006), Melo dos Santos (2005) classifica o fenómeno da subsidência do solo do ponto de vista do mecanismo causador em cinco grupos:

- Devido à hidrocompactação, compreende um fenómeno de saturação rápida em depósitos finos não saturados e mal compactados. Nesses materiais, ocorre um rearranjo das partículas do solo devido à presença de água. O solo, então perde sua capacidade de suporte resultando numa consolidação devido a seu peso próprio. É um processo que pode atingir alguns metros de profundidade, comum

em ambientes desérticos e em regiões semi-áridas. Normalmente é provocada por actividades humanas como irrigação, construção de pequenos reservatórios artificiais de água, construção de canais, entre outros.

- Devido à dissolução de rochas e sais, ocorre devido a um fenómeno chamado carsificação. A carsificação é o processo do meio físico que consiste na dissolução de rochas pelas águas subterrâneas e superficiais, que resulta no processo de formação de cavernas subterrâneas. A carsificação é o processo mais comum de dissolução de rochas calcárias ou carbonatadas (calcário, dolomito, mármore), evaporíticas (halita, gipsita, anidrita) e, menos comumente, rochas silicáticas (granito, quartzito).
- Devido à extracção de água subterrânea, em aquíferos sedimentares porosos: resultante do bombeamento do fluido que reduz a pressão dos poros que ajudam a suportar as camadas subjacentes de solo. Essa redução de pressão dos poros é consequência do rebaixamento do nível da água
- Devido à extracção de petróleo ou gás, ocorre quase da mesma forma que o fenómeno relacionado com a extracção de água. A pressão dos poros é reduzida pela extracção de fluidos, à medida que a carga da rocha subjacente é gradualmente transferida às rochas do reservatório, produzindo sua compactação. O colapso diferencial é o efeito superficial mais comum associado a esse processo e tem origem praticamente no centro da área de produção, tal como acontece com um poço profundo.
- Devido à actividade mineira, ocorre devido ao colapso de materiais rochosos consolidados e/ou não consolidados, dentro das galerias subterrâneas. Por ser consequência da retirada do suporte subterrâneo em grandes proporções, a componente vertical do rebaixamento do solo é proporcional à altura da área de extracção (Figura 1.10). O fenómeno não está relacionado a um tipo específico de solo, mas sim à presença de água, seja em forma de circulação ou pela flutuação de seu nível, em localidades de escavação de minas.

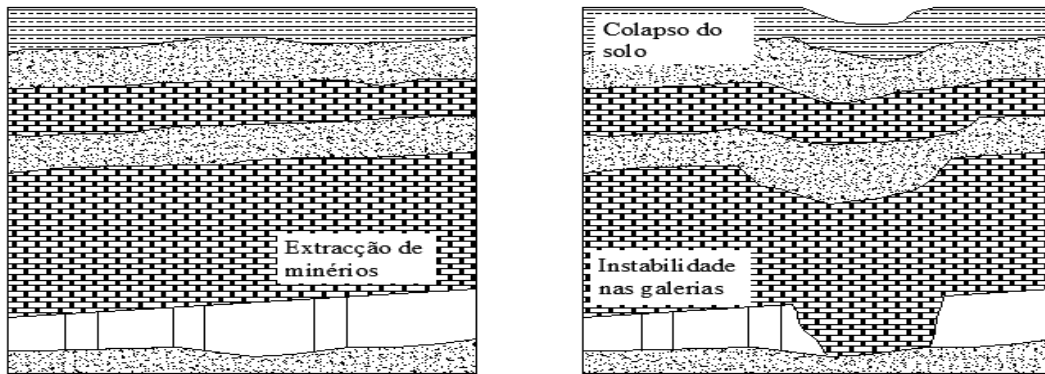


Figura 1.10 – Exemplo de colapso do solo devido aos trabalhos de mineração (Modificado, Schnaid et al., 2005).

Um exemplo deste fenómeno foi o que aconteceu na Nova Zelândia no dia 13 de Dezembro de 2001, quando formou-se uma subsidência de cerca de 40 metros de diâmetro surgiu em um quarteirão do distrito de Hauraki, uma pequena moradia ficou em ruínas e mais duas moradias vizinhas ficaram com grandes problemas estruturais (Figura 1.11). A razão do acidente deve-se aos trabalhos executados na mina de ouro nessa região.



Figura 1.11 – Pode-se observar os efeitos da subsidência do solo devido aos trabalhos realizados numa mina dessa região (Ecodenúncia, 2006).

Schnaid et al. (2005) acrescenta que no projecto de estruturas em áreas de mineração, o primeiro problema a ser enfrentado é a identificação precisa dos túneis ou galerias de

mineração enterradas, não só no que se refere à posição, como também à profundidade. Quando existentes, as plantas das minerações são imprecisas e servem geralmente como indicação preliminar para direccionar as investigações, não devendo ser consideradas fiáveis para a tomada de decisões importantes. A topografia utilizada na localização das galerias e túneis, geralmente, apresenta dificuldades evidentes na transferência das coordenadas da profundidade da mina para a superfície, outro facto é que na época da implantação das minas, geralmente, não existia a malha urbana no local e as alterações não registadas nos processos de extracção e sua geometria fazem com que os registos não informem com segurança a verdadeira posição e condições das escavações realizadas. Assim, é importante, na etapa de projecto, realizar uma investigação detalhada das possíveis ocorrências na área por meio de sondagens geofísicas, para direccionar a amostragem até a profundidade adequada de investigação

A título de exemplo temos o caso de um prédio construído numa região de mineração no Brasil, foram feitas sondagens mistas em solo e rocha para o reconhecimento do local, estas sondagens indicaram a existência de rocha branda com galerias e aterros parciais por baixo do solo superficial, a solução estrutural adoptada foi a implantação de sapatas assentes no nível da base da galeria (Figura 1.12), porque acima destas não estava garantida a sua estabilidade. Para a projecção das sapatas para além das cargas actuantes da estrutura foram consideradas os efeitos de instabilidade do solo acima da cota de implantação na forma de atrito negativo ao longo da estrutura de fundação.

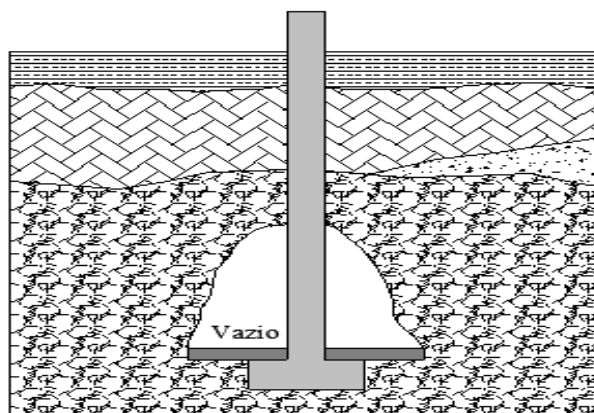


Figura 1.12 – Exemplo de implantação de sapatas assentes ao nível da base da galeria evitando assim os problemas de colapso do solo (Modificado, Schnaid et al., 2005).

1.5.5 – ZONAS CÁRSICAS

Mingnorange (2000) citado por Pereira Cabral et al. (2005) define o fenómeno da carsificação como o processo físico que consiste na dissolução de rochas pelas águas subterrâneas e superficiais, que resulta no processo de formação de cavernas subterrâneas. A carsificação é o processo mais comum de dissolução de rochas calcárias ou carbonatadas (calcário, dolomito, mármore), evaporíticas (halita, gipsita, anidrita) e, menos comumente, rochas silicáticas (granito, quartzito).

Vestena et al. (2002) explica o processo de carsificação como a dissolução comandada pela percolação de águas provindas da superfície, de carácter necessariamente ácido, por conter ácido carbónico e/ou ácidos da decomposição de matéria orgânica. Consequentemente, o processo de dissolução nas rochas carbonatadas cria cavidades em seu interior.

Neste contexto, os colapsos de solo e rocha e as subsidências, são decorrentes do estágio de evolução do modelado cársico e do grau de dissolução da rocha, ligados à evolução de cavidades no subsolo que podem trazer riscos e prejuízos económicos e até mesmo perdas de vidas humanas, quando estas áreas são ocupadas

Braz da Silva (2009) define o fenómeno cársico como o conjunto de transformações que ocorrem em uma região de rochas carbonatadas como consequência da circulação da água. Estas transformações são o que distingue o meio cársico dos demais meios aquíferos e é o resultado da procura natural do equilíbrio químico entre a água e as rochas carbonatadas. Neste processo de transformação a água é o elemento activo transitório e as rochas carbonatadas são o passivo permanente. Quando cessa a actividade da água os fenómenos cársicos deixam de ocorrer e as rochas carbonatadas permanecem passivas e sujeitas a novas acções do elemento água. A ocorrência do fenómeno cársico esta condicionada a circulação e a actividade da água, que por sua vez é sujeita a factores geológicos, geográficas e climáticas. Estes factores são variáveis ou cíclicos, o que provoca uma intermitência na circulação hídrica através das rochas e consequentemente, uma acção descontínua nas transformações do meio cársico.

Schnaid et al. (2005) acrescenta mais uma característica deste tipo de formações que é a ocorrência de camadas rochosas superficiais compostas de sedimentos não solúveis e solos residuais, escondendo cavidades abaixo das mesmas e dando aos projectistas de fundações uma falsa impressão de segurança. A Figura 1.13 mostra o esquema do colapso de uma fina camada de rocha calcária e, conseqüentemente, a subsidência do solo por cima da camada de calcário.

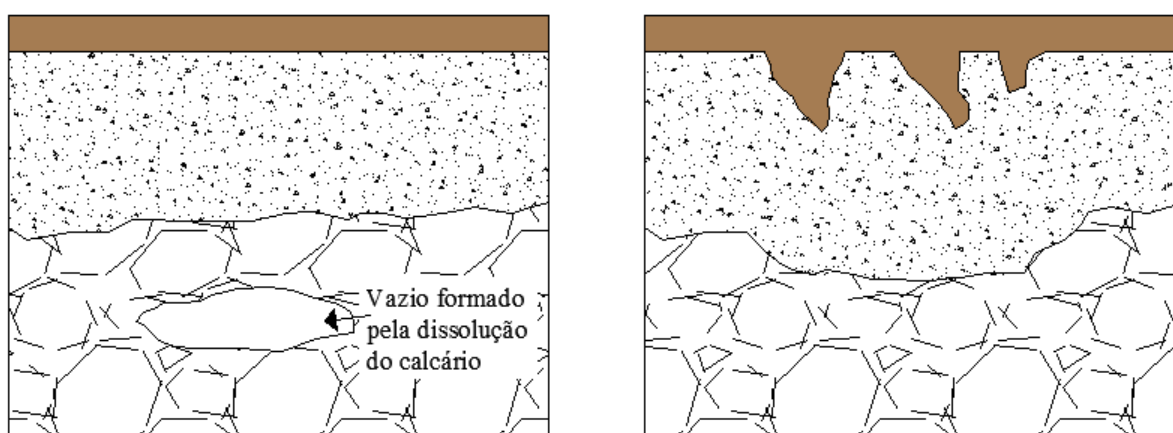


Figura 1.13 – Exemplo de subsidência devido a dissolução da camada de calcário (Modificado, Schnaid et al., 2005).

Rodrigues dos Santos (2002) cita exemplos de desastres ocorridos devido a acção da carsificação, entre eles o ocorrido a 12 de Agosto de 1986; o bairro Lavrinhas, em Cajamar, município integrante da Região Metropolitana de São Paulo, foi afectado por fenómenos de colapso e subsidência de grandes proporções, com especial impacto devido ao facto de ocorrerem em plena área urbana. Cerca de 60 dias após os primeiros sinais, na principal área atingida três casas haviam sido engolidas numa cratera com cerca de 30 metros de diâmetro e 15 metros de profundidade (Figura 1.15), enquanto assentamentos e fissuras afectaram dezenas de outros imóveis até distâncias de 400 metros do local. A Figura 1.14 esquematiza o modelo interpretativo dos fenómenos ocorridos em Cajamar.

Outro caso, deste género ocorreu em Março de 1988, no município de Sete Lagoas, Região Metropolitana de Belo Horizonte, um afundamento de cerca de 20 metros de diâmetro e 5 de profundidade engoliu parte das bancadas do Estádio Municipal, muros e paredes de edificações próximas, sendo que sinais de movimentação foram observados em edificações situadas em um raio de 40 metros.

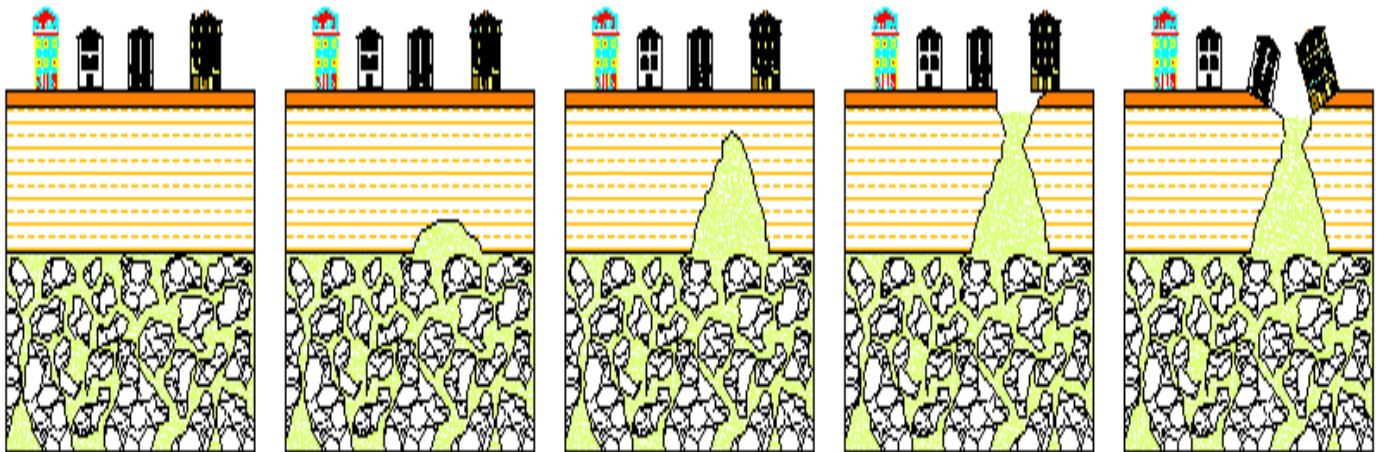


Figura 1.14 – Esquema que explica a origem do colapso do solo em Cajamar devido ao processo de dissolução das camadas abaixo do solo (Apontamentos da Disciplina de Geologia [1]).

A)



B)



Figura 1.15 – A) e B), imagens das consequências do colapso do solo em Cajamar (Apontamentos da Disciplina de Geologia [1]).

Em locais onde existe a possibilidade de ocorrência de rochas calcárias é necessária uma investigação geológica e geotécnica detalhada, para um projecto de fundações seguro e eficaz, incluindo fotografias aéreas para o reconhecimento da região, seguidas de ensaios geofísicos, medidas de condutividade electromagnéticas e, finalmente, sondagens rotativas (Wyllie, 2002, citado por Schnaid, 2005).

1.5.6 – OCORRÊNCIA DE BLOCOS DE ROCHAS

Rodrigues (1978) citado por Freitas Souza (2007) define os blocos de rochas (*boulders*) como grandes blocos rochosos ainda não decompostos, arredondados, de dimensões variáveis, alojados no rególito ou sobre ele. São originados do intemperismo diferencial da rocha, ou por meio de movimentos de massa que resultam na deposição dos blocos superficialmente ou abaixo dela.

As áreas com presença de blocos de rocha devem receber uma atenção especial. O autor refere ainda alguns problemas condicionados a essa ocorrência:

- Dificultam a terraplenagem, pois são, quando grandes, impossíveis de remover com as máquinas;
- Em escavações, por vezes, exigem equipamentos extras para fragmentação dos blocos, tais como martelo hidráulico, compressores e explosivos;
- Durante a prospecção do solo, leva-nos a pensar que a camada firme foi atingida;
- Na execução de estacas e Poços de Observação podem constituir obstáculos;
- Quando identificados podem levar a alterações nos projectos em geral.

Schnaid et al. (2005) refere que quando o número de sondagens executadas na fase de investigação é insuficiente, os blocos de rochas podem ser confundidos com o perfil de uma camada resistente, induzindo a soluções construtivas incompatíveis com o perfil real do solo (Figura 1.16).

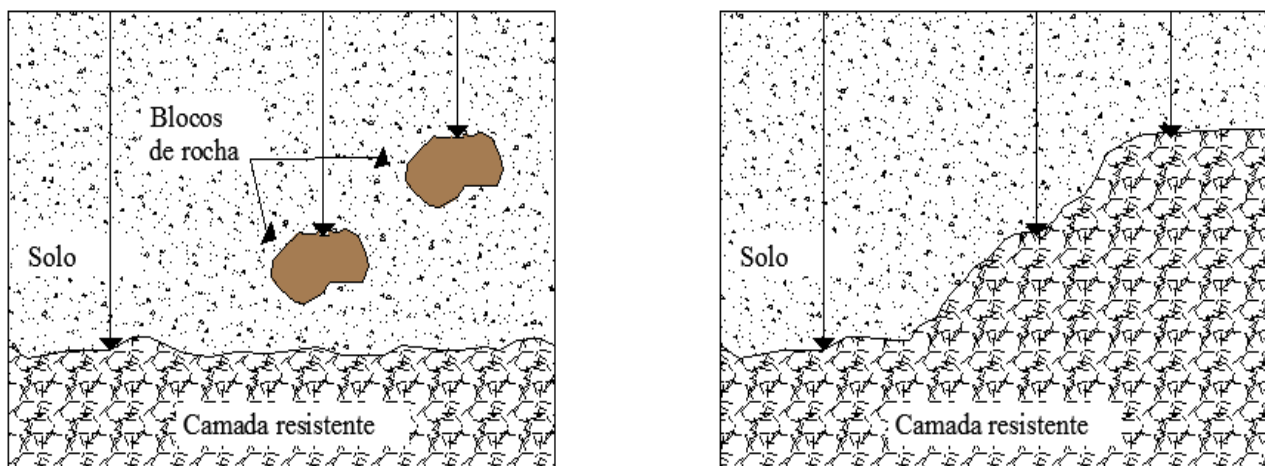
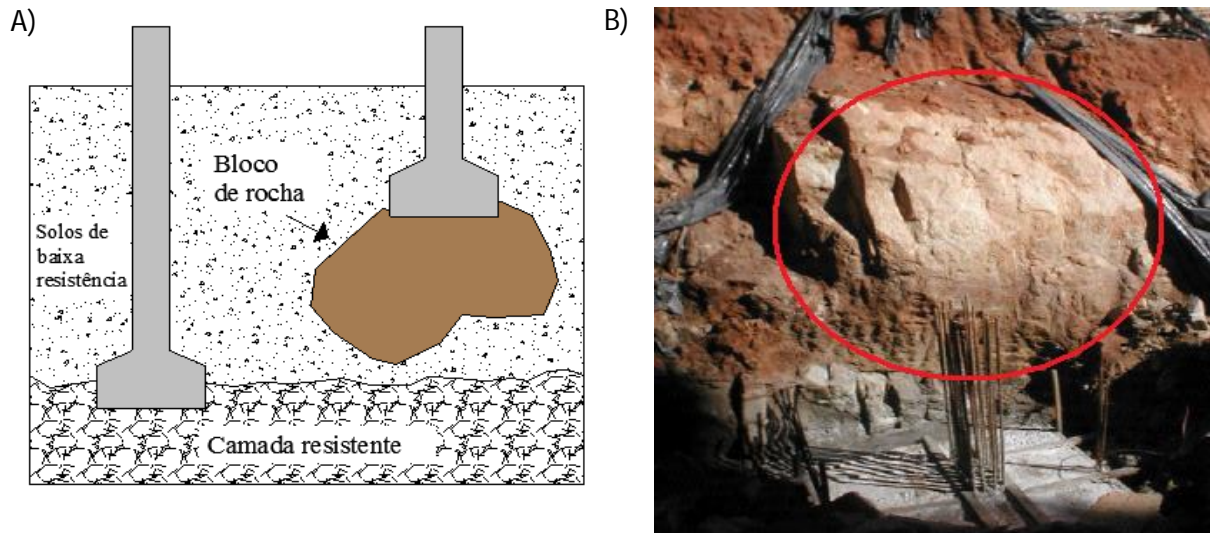


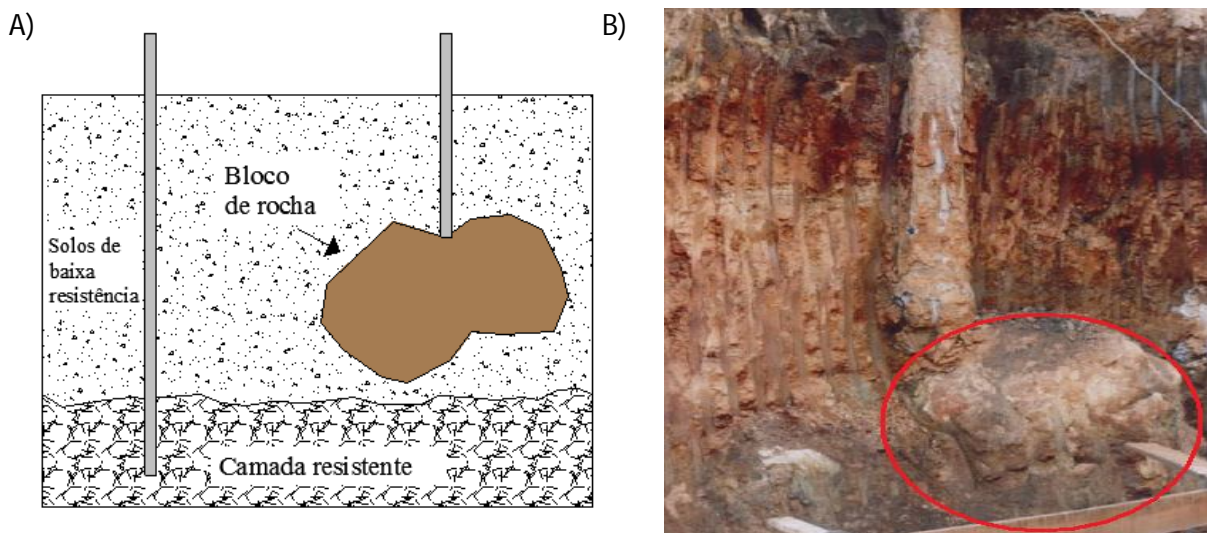
Figura 1.16 – Exemplo de adopção do perfil errado devido ao número insuficiente de sondagens realizadas no estudo do subsolo (Modificado, Schnaid et al., 2005).

O mesmo autor refere exemplos de implantações de fundações superficiais ou profundas sobre blocos de rochas, que apesar de ter grandes dimensões, podem ficar instáveis pondo em causa o bom funcionamento da nossa estrutura; por exemplo, durante a execução de fundações directas, o surgimento de estes blocos de rocha dificulta a sua execução, impedindo que a fundação chegue ao perfil do solo pretendido, como mostra a Figura 1.17, sendo que não se deve apoiar fundações sobre blocos de rocha uma vez que estes podem ser instáveis e com a sobrecarga poderá originar assentamentos da estrutura.



Figuras 1.17 – A) e B), surgimento de blocos de rocha durante a execução de fundações superficiais (Modificado, Schnaid et al., 2005).

Durante a execução de fundações profundas, a presença destes blocos de rocha pode tanto resultar em elementos apoiados de forma não segura, como mostra a Figura 1.18, ou impedir a execução das estacas.



Figuras 1.18 – A) e B), surgimento de blocos de rocha durante a execução de fundações profundas (Modificado, Schnaid et al., 2005).

CAPÍTULO 2 – ANÁLISE E PROJECTO DAS FUNDAÇÕES

Um projecto de fundações é calculado a partir da determinação das solicitações do projecto e da adopção de um modelo de subsolo que só pode ser adoptado através de ensaios de prospecção ao subsolo. Todas as informações são interpretadas e é feito o estudo do comportamento do solo sob a acção das cargas e a transmissão dos esforços ao solo (Schnaid et al., 2005).

A determinação dos esforços solicitantes deve definir não só às cargas permanentes e variáveis da estrutura, mas também deve incluir as solicitações referentes ao próprio comportamento do solo (impulsos, atrito negativo, etc.), porque estas também vão acompanhar a estrutura durante a sua vida útil.

O mesmo autor refere que após a definição de todas as solicitações que actuam na estrutura, o projectista tem de escolher o modo como vão ser transmitidas estas cargas ao solo, verificando sempre a segurança quanto à tensão admissível do solo, este processo é efectuado através do cálculo analítico do comportamento do solo, tensões, deformações e o comportamento do tipo de fundação adoptada. Na definição da solução do problema das fundações, consideram-se factores como adopção de valores típicos para os parâmetros de projecto, normas ou códigos, uso da experiência, uso de soluções adoptadas noutros casos semelhantes e correlações empíricas. Uma vez ultrapassada esta fase, o elemento fundação é desenhado estruturalmente, sendo enviado em plantas para o construtor da obra; estas plantas contêm todas as especificações construtivas, características da solução adoptada e métodos de execução, assim como as normas aplicáveis.

Antes da realização de um projecto de fundações é necessário definir qual o tipo de fundação a utilizar; são diversas as variáveis a serem consideradas para a escolha do tipo de fundação. Numa primeira etapa, é preciso analisar os critérios técnicos que condicionam a escolha por um tipo ou outro de fundação. As principais características a serem consideradas são (ABCP):

Topografia da área:

- Dados sobre taludes e encostas no terreno, ou que possam atingir o terreno;
- Necessidade de efectuar cortes e aterros;
- Dados sobre erosões, ocorrência de solos moles na superfície;
- Presença de obstáculos, como aterros com lixo ou blocos de rocha.

Características do maciço:

- Variabilidade das camadas e a profundidade de cada uma delas;
- Existência de camadas resistentes ou compressíveis;
- Compressibilidade e resistência dos solos;
- A posição do nível freático.

Dados da estrutura:

A arquitectura, o tipo e o uso da estrutura, como por exemplo, se consiste em um edifício, torre ou ponte, e ainda as cargas actuantes.

Realizado esse estudo, descartamos as fundações que oferecem limitações de utilidade para a obra, teremos, ainda assim, uma gama de soluções que poderão ser adoptadas.

Alguns projectistas de fundação elaboram projectos com diversas soluções, para que o construtor escolha o tipo mais adequado de acordo com o custo, disponibilidade financeira e o prazo desejado.

Dessa forma, numa segunda etapa, consideram-se os seguintes factores:

- Dados sobre as construções vizinhas
- O tipo de estrutura e das fundações vizinhas;
- Possíveis consequências de escavações e vibrações provocadas pela nova obra;
- Danos já existentes.

Nesta fase os problemas decorrentes segundo Schnaid et al. (2005) podem ser classificados como:

- Problemas envolvendo o comportamento do maciço – onde as patologias são causadas pelo maciço;
- Problemas envolvendo os mecanismos de interacção Solo-Estrutura – problemas causados pela relação entre o solo e a estrutura;
- Problema envolvendo o desconhecimento do comportamento das fundações – cada tipo de fundação interage com as cargas de forma específica o que afecta o comportamento da estrutura;
- Problemas relativos a estrutura de fundação – problemas causados pelo projecto ou detalhes estruturais do projecto;
- Problemas envolvendo especificações construtivas – problemas causados pelo tipo de especificações construtivas ou sua ausência;
- Fundações sobre aterros – neste caso vão ser avaliados os problemas intrínsecos ao projecto de fundações sobre aterros.

2.1 – PROBLEMAS ENVOLVENDO O COMPORTAMENTO DO MACIÇO

Os problemas que envolvem o comportamento do maciço têm origem na má avaliação do desempenho e estimativa de parâmetros do maciço; estes critérios só devem ser definidos por profissionais especializados e experientes. Exemplos de algumas das patologias mais comuns são apresentados por Schnaid et al. (2005):

- Adopção do perfil do terreno optimista.

Neste caso, a adopção do perfil do terreno optimista é feito sem a caracterização de todas as situações representativas do subsolo, como a localização das camadas menos resistentes ou compressíveis, nível freático, em certos casos o perfil do subsolo é caracterizado apenas por três perfis de sondagem (Figura 2.1). Um exemplo típico desta patologia acontece quando são realizadas três sondagens ao subsolo em que em duas das sondagens obtemos a profundidade específica de projecto e a outra sondagem indica que temos uma situação especial, não é feita mais nenhuma sondagem e o projecto de fundações é feito com base nas primeiras duas sondagens.

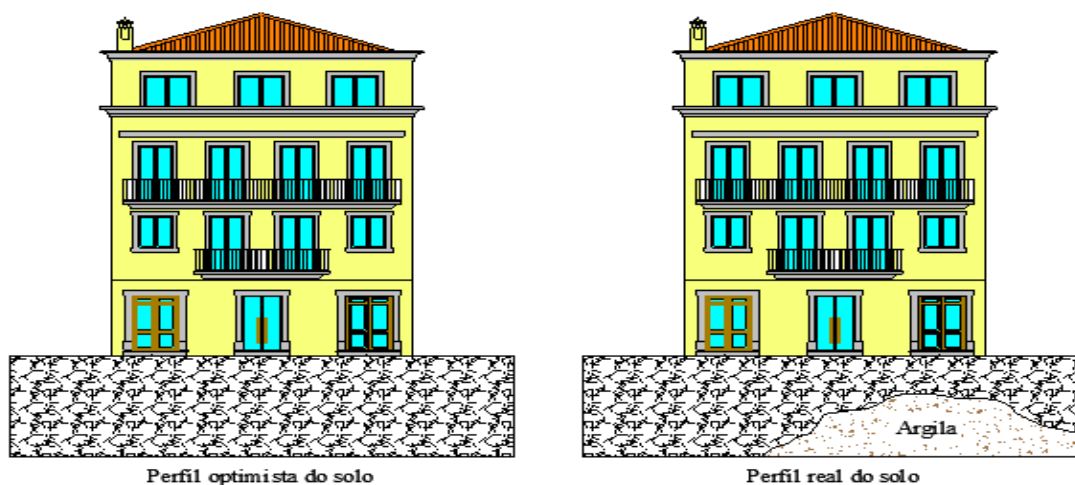


Figura 2.1 – Exemplo de adopção de um perfil de terreno optimista quando na realidade existe uma camada de argila que poderá provocar assentamentos na estrutura do prédio e, conseqüentemente, fissuras na estrutura (Modificado, Schnaid et al., 2005).

- Representação inadequada do comportamento do solo.

A representação inadequada do comportamento do solo ocorre quando são usadas correlações empíricas ou semi-empíricas que não são aplicáveis no tipo de solo em questão. Acontece devido a determinação de tensões admissíveis do solo com base em ensaios SPT para grandes áreas ou pela extrapolação da correlação de materiais com comportamentos distintos.

- Erros na estimativa das propriedades de comportamento do solo.

Dois exemplos típicos deste tipo de erro:

- Estimativa da resistência ao corte em condições não drenadas de depósitos de argila mole através de ensaios SPT, cujos valores de penetração podem ser iguais ou próximos de zero, ou seja, os valores obtidos de penetração não podem nem devem ser utilizados na previsão da magnitude da resistência ao corte;
 - Extrapolação da penetração de rochas alteradas para posterior estimativa da tensão admissível ou resistência de ponta no caso de fundações profundas.
- Adopção de fundações inadequadas.

Adopção de fundações inadequadas para o tipo de solo específico, como estacas cravadas em solos instáveis ou em presença de água, fundações em solos expansivos ou solos com probabilidade de colapso sem qualquer tipo de cuidados especiais.

- Remoção de camadas resistentes.

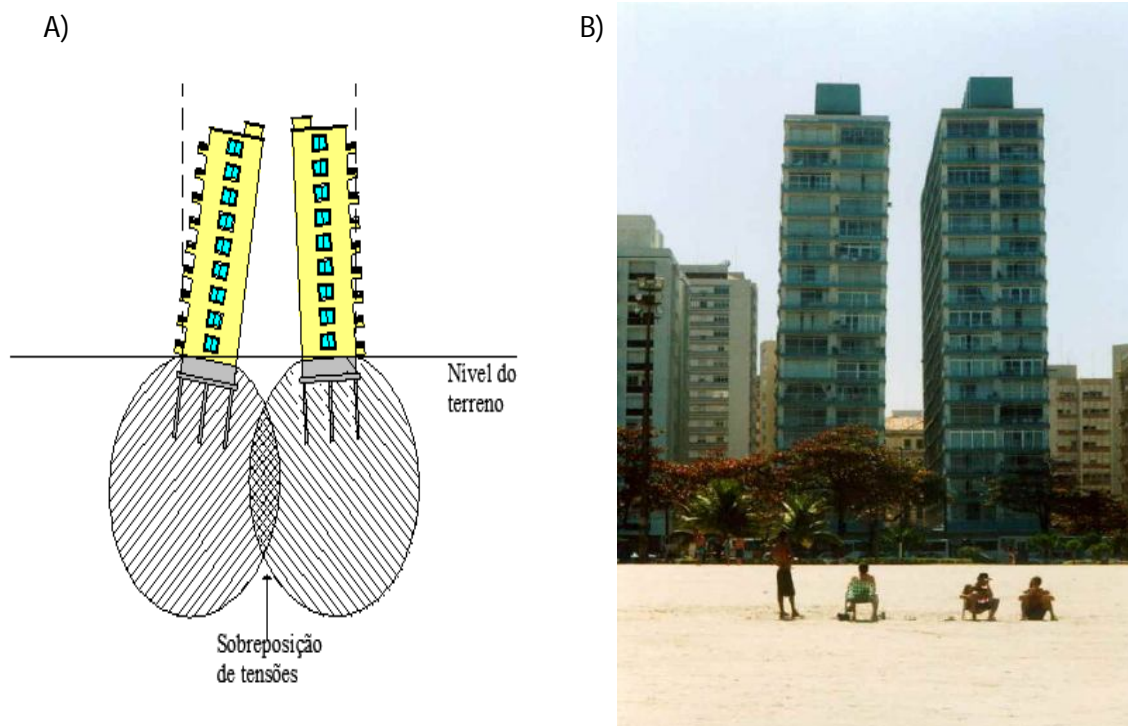
Um exemplo típico acontece quando são implantadas fundações em solos com depósitos de argilas moles, onde a camada superior destes depósitos é, geralmente, mais resistente, ao executar as fundações removem a camada superior, conseqüentemente o solo tem menos capacidade de suporte o que poderá provocar maiores assentamentos estruturais.

2.2 – PROBLEMAS ENVOLVENDO OS MECANISMOS DE INTERACÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Exemplo de algumas das patologias mais comuns relacionadas com a interacção solo-estrutura é apresentado por Schnaid et al. (2005):

- Transferência de cargas ao solo.

Quando uma fundação transfere a carga ao solo essa transferência é considerada isolada, mas quando à volta da nossa estrutura existem outras estruturas que transmitem cargas ao solo, acontece o fenómeno de sobreposição de esforços; esta concentração de esforços pode provocar o assentamento das estruturas (Figura 2.2).



Figuras 2.2 – A) sobreposição das tensões. B) assentamentos nas estruturas devido a sobreposição de tensões (Modificado Schnaid, 2006).

Para ter uma ideia das tensões que são originadas na sobreposição podemos observar a seguinte simulação realizada por Schnaid et al. (2005), utilizando um programa de elementos finitos; no primeiro caso, temos um prédio isolado que transmite cargas ao solo (Figura 2.3); no segundo caso, temos dois prédios próximos e pode-se observar que as tensões transmitidas ao solo aumentaram significativamente (Figura 2.4).

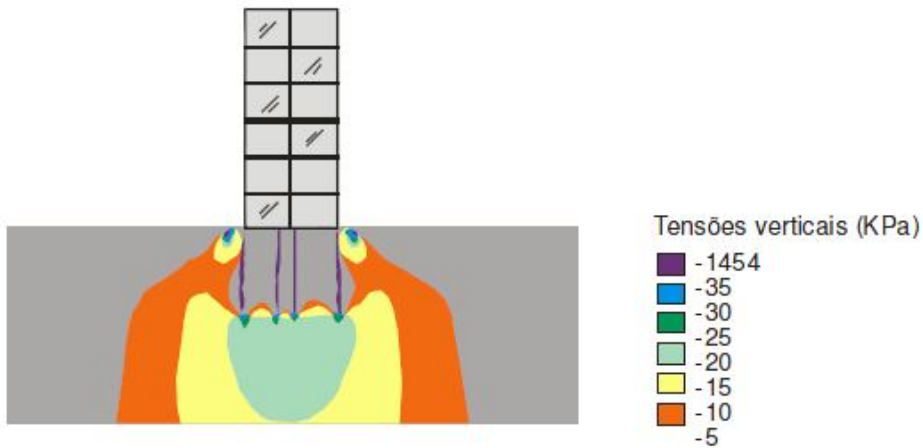


Figura 2.3 – Exemplo das tensões transmitidas ao solo pelo prédio representado num programa de elementos finitos (Schnaid et al., 2005).

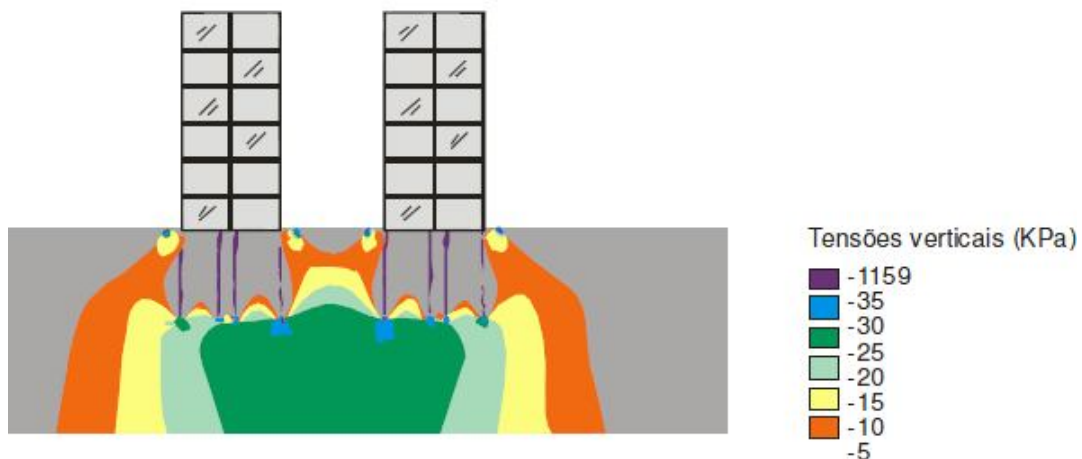


Figura 2.4 – Exemplo da sobreposição das tensões representadas num programa de elementos finitos (Schnaid et al., 2005).

As estruturas também podem ser afectadas quando o solo não tem capacidade suficiente para resistir as cargas que são transmitidas; o caso mais clássico desta patologia é sem dúvida o da Torre de Pisa em Itália. Sua construção foi iniciada em 1173, e terminada em 1350; desde o início, a torre apresentou assentamentos maiores de um lado que de outro, que levaram-na a inclinar-se (Figura 2.5).

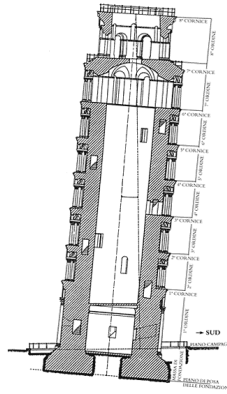


Figura 2.5 – A Torre de Pisa apresenta uma inclinação de $5,5^\circ$ devido aos assentamentos da base (LMC, 2009).

No Brasil há também um grande exemplo do problema de assentamentos de apoio: os prédios da orla santista. Sabe-se que a origem do problema é a deficiência do solo de Santos, formado por uma camada superficial de areia que, por sua vez, recobre uma extensa camada de solo argiloso, muito compressível. Tal formação do solo não suporta a fundação directa de prédios com mais de dez andares. Nas décadas de 1950 e 1960 foram construídos, na orla santista, inúmeros edifícios com mais de dez andares apoiados em fundações directas. Muitos destes prédios passaram a inclinar-se, e hoje há cerca de 100 edifícios inclinados na orla de Santos como mostra a Figura 2.6 (LMC).

A)



B)



Figura 2.6 – A) e B), exemplos de assentamento de prédios devido a sobreposição de tensões, (Schnaid, 2006).

- Estacas apoiadas em camadas pouco espessas e sobrepostas em camadas frágeis.

Um caso típico desta patologia é quando temos grupos de estacas apoiadas sobre camadas com pouca espessura e que, por sua vez estão sobrepostas numa camada argilosa mole, pode se dar o caso da camada resistente ceder devido a compressão da camada de argila mole que não suporta as cargas (Figura 2.7). Outra patologia deste género verifica-se nos casos onde somente se calcula a capacidade de carga, sem analisar os assentamentos que podem surgir devido a compressão da camada de argila mole (Schnaid et al., 2005).

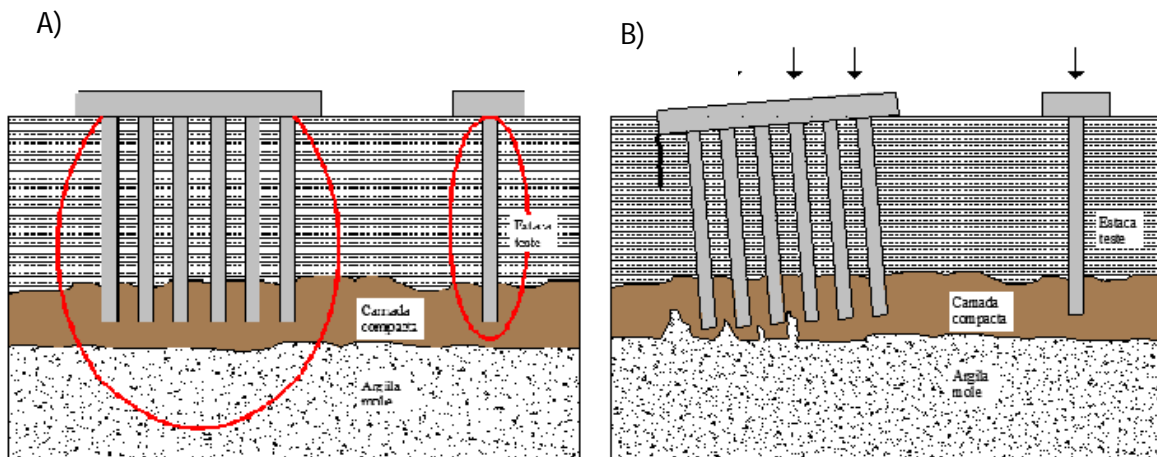


Figura 2.7 – Grupos de estacas apoiadas em camadas resistentes mas sobrepostas em solos moles, provocando no caso A) ruptura e no caso B) problemas de assentamentos (Schnaid et al., 2005).

- Projecto de estacas para pilares adjacentes resultando em estacas muito próximas, sem a consideração dos efeitos de sobreposição.
- Não consideração do atrito negativo em estacas.

Segundo Alonso (1989) citado por Guimarães (2003) quando uma estaca é cravada numa camada de solo compressível, pode ocorrer um fenómeno designado por atrito negativo. No caso das estacas verticais, esse atrito é um acréscimo na carga axial

proveniente do assentamento da camada compressível; no caso das estacas inclinadas pode surgir também esforços de flexão na estaca (*Efeito de Tschebotarioff*) (Figura 2.8). O autor refere algumas das causas do surgimento de atrito negativo entre elas:

- Perda de resistência da camada compressível provocado pela cravação das estacas
- Assentamento da camada compressiva causado por uma sobrecarga devido a execução de um aterro;
- Assentamento de solos sub-consolidados em função do peso próprio.

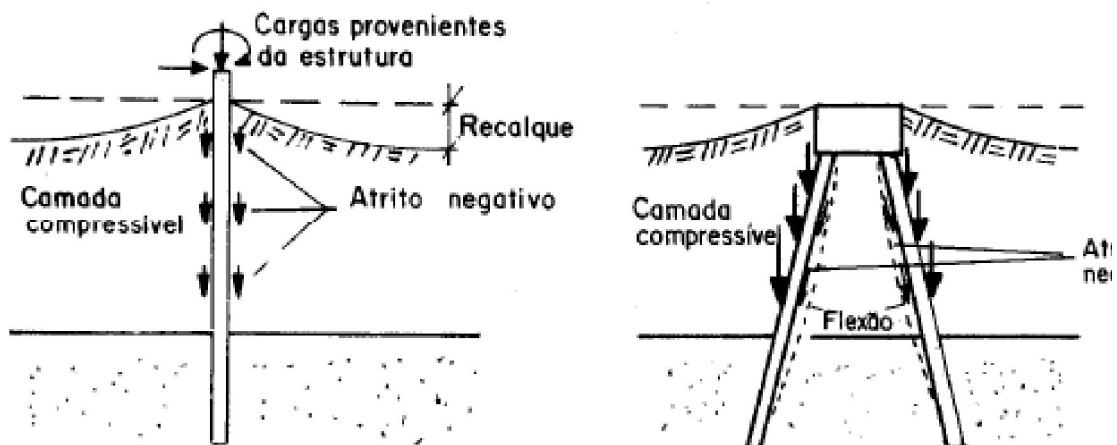


Figura 2.8 – Esquema de actuação do atrito negativo ao longo das estacas na vertical e com inclinação (Alonso 1989, citado por Guimarães, 2003).

Existem ainda outras causas do atrito negativo nas estacas, como a consolidação do solo provocado por um rebaixamento geral do nível freático devido. Também podem ocorrer assentamentos pelo movimento das partículas do solo provocados pela percolação da água ou por ruptura de grandes vazios (cavernas), que ocorrem, por exemplo, em solos calcários.

A ASEFA (2009) explica que os assentamentos das estacas podem provir de um atrito negativo, que tem a sua origem ora em cargas excessivas produzidas sobre a terraplenagem, ora por aterros executados em volta da obra. Os assentamentos próprios do preenchimento aos que se têm que acrescentar os do estrato de terreno compressível subjacente que produzem forças de atrito ao longo de toda a estaca, cuja resultante tem uma componente vertical dirigida para baixo (Figura 2.9). É o caso do “atrito negativo”, que, conseqüentemente, se soma à carga que normalmente a obra transmite à estaca. Logo, a não consideração deste efeito poderá provocar assentamentos, conseqüentemente, danos na estrutura.

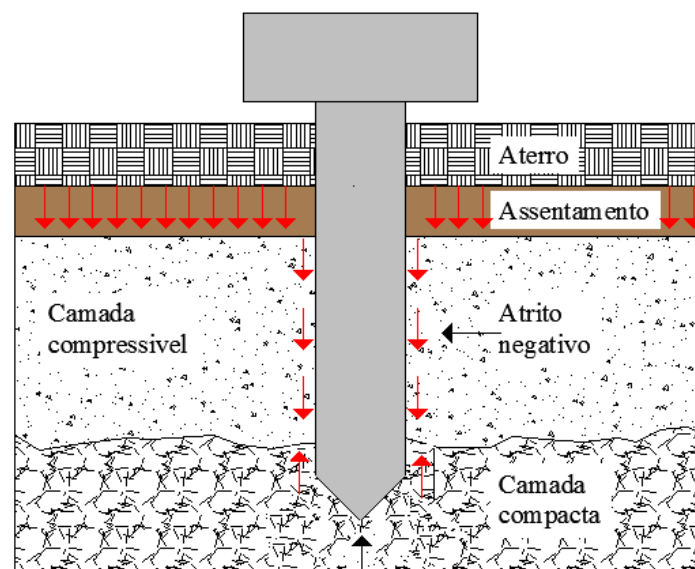


Figura 2.9 – Esquema de actuação do atrito negativo ao longo da estaca (Modificado, ASEFA).

- Efeito de Tschebotarioff.

Cravar estacas em locais onde existem aterros assimétricos apoiados em camadas de solo mole provoca esforços adicionais nas estacas, uma vez que o aterro é assimétrico vai comprimir de forma diferente a camada mais frágil do solo e esta compressão vai criar esforços horizontais que vão actuar nas estacas em profundidade o que pode levar ao mau desempenho da fundação; este fenómeno é conhecido como o “*Efeito de Tschebotarioff*”.

Para explicar o Efeito de Tschebotarioff foi utilizado como base o trabalho de Gimenez de Souza (2003), que explica e exemplifica este fenómeno através de um caso prático ocorrido no condomínio “Anêmona” a 17 de Maio de 2001, no Brasil. Naquele lugar verificou-se o desabamento de um prédio na cidade de Ubatuba, São Paulo, o bloco “B” do condomínio “Anêmona”. O prédio apresentou um sério colapso nas suas fundações, de tal ordem que as estacas afundaram aproximadamente dois metros, quase provocando a ruptura do prédio por completo. Ficou constatado que o solo do local foi o principal responsável pela ruína e, após o acidente, o edifício continuou apresentando assentamentos, da ordem de 5 cm por mês.

A fundação do prédio foi executada com estacas pré-moldadas de betão armado com 30 cm de diâmetro, que foram cravadas utilizando martelos mecânicos até uma profundidade média de 25 m abaixo do nível inicial do terreno. As vigas de coroamento descarregam directamente as acções nas estacas. Pode-se observar na Figura 2.10 o posicionamento de todos os elementos estruturais que compõem a fundação do edifício.

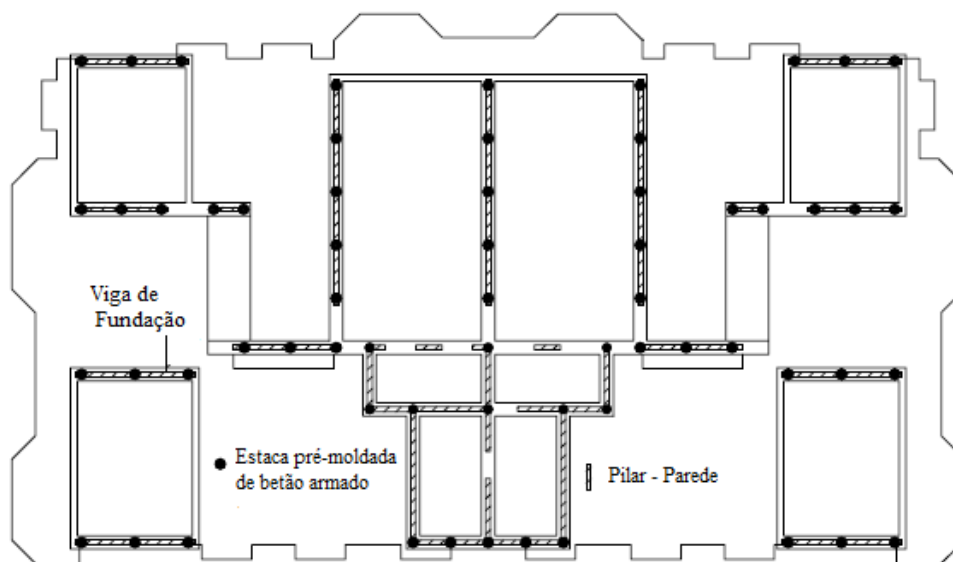


Figura 2.10 - Planta de fundações do bloco “B” do condomínio “Anêmona” (Maffei Engenharia, Gimenez de Souza, 2003).

Na Figura 2.11 pode-se observar o estado em que ficou o bloco “B” do condomínio depois do desabamento parcial da sua estrutura, devido a ruptura das estacas de fundação.



Figura 2.11 - Deslocação sofrida do bloco “B” do condomínio “Anêmona” (Maffei Engenharia, Gimenez de Souza, 2003).

O conjunto cedeu aproximadamente dois metros até o momento em que a laje do tecto do rés-do-chão apoiou-se no solo, descarregando todo o peso sobre este último. A Figura 2.12 exhibe, do lado direito, o bloco “A” intacto e, do lado esquerdo, o bloco “B” recalçado, sem o pavimento térreo

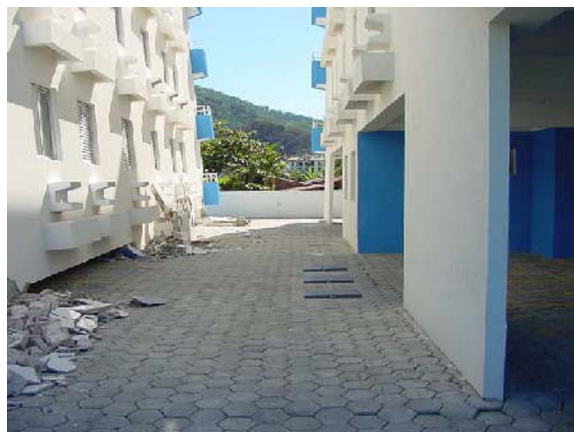


Figura 2.12 - Imagem do bloco “B” danificado e o bloco “A” praticamente intacto (Maffei Engenharia, Gimenez de Souza, 2003).

Interiormente o edifício sofreu danos estruturais, em certos locais onde as estacas não cederam juntamente com o prédio acabaram por penetrar no pavimento superior, noutros locais, as estacas acompanharam o assentamento do prédio, causando poucos danos visíveis (Figura 2.13 e 2.14).



Figura 2.13 – As estacas de fundação acompanharam o assentamento do prédio, o piso do primeiro pavimento está praticamente intacto, inclusive com o acabamento de ardósia, que não sofreu maiores danos (Maffei Engenharia, Gimenez de Souza, 2003).



Figura 2.14 – Nesta imagem temos o exemplo de um pilar que não cedeu junto com o edifício e acabou penetrando no pavimento superior (Maffei Engenharia, Gimenez de Souza, 2003).

Na Figura 2.15 seguinte mostra o assentamento que o prédio sofreu na vertical e, conseqüentemente, os danos na estrutura.



Figura 2.15 – Nesta imagem podemos observar o assentamento do prédio (Maffei Engenharia, Gimenez de Souza, 2003).

Com o desabamento do edifício, o solo foi demasiadamente comprimido, o que provocou uma expansão lateral de sua massa. Uma prova disso foi as fissuras formadas no muro que se encontra na periferia do terreno (Figura 2.16).



Figura 2.16 – Nesta imagem podemos observar as fissuras no muro provocadas pela compressão do

terreno causado pelo deslocamento do prédio (Maffei Engenharia, Gimenez de Souza, 2003).

O autor refere que no sentido de diagnosticar as causas do colapso das fundações do bloco “B”, verificou-se a necessidade de se caracterizar, detalhadamente, o solo de fundação no qual todas as forças envolvidas estavam sendo descarregadas. Para tal, foram realizados ensaios SPT no terreno do condomínio, com o objectivo de avaliar a capacidade de suporte, o tipo de solo perfurado e nível freático (Figura 2.17).

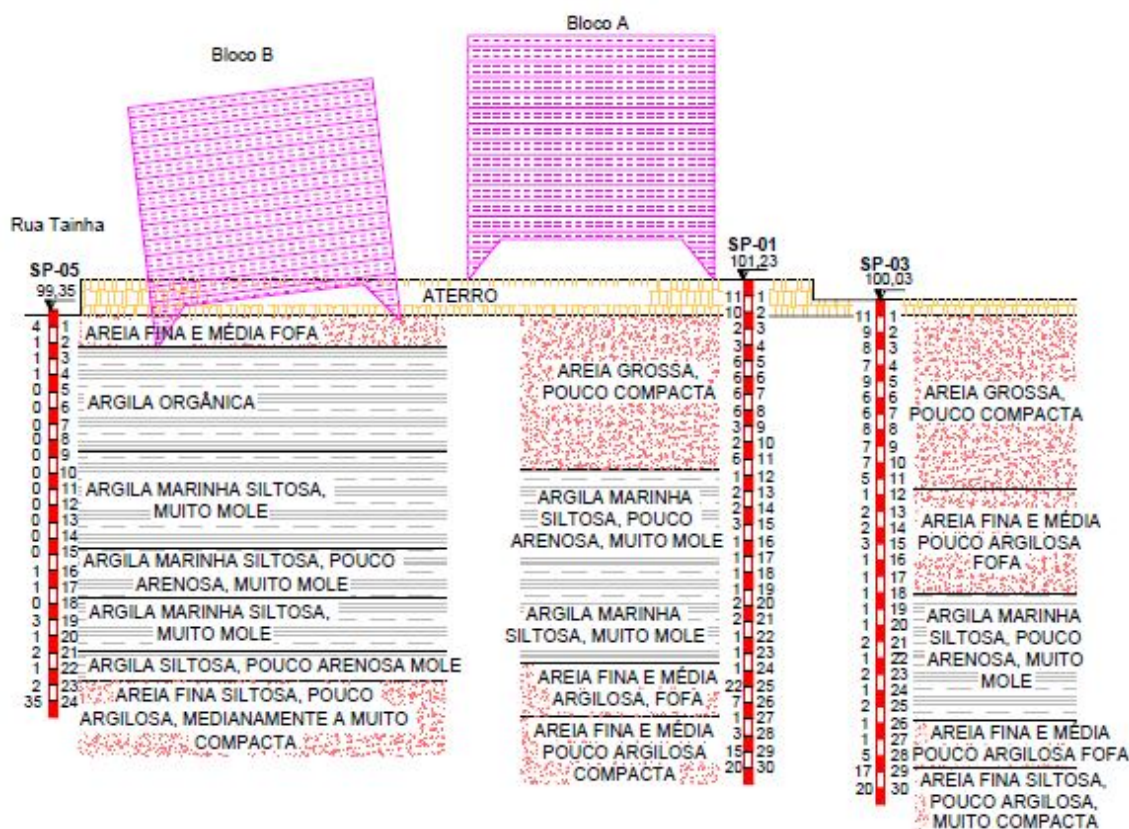


Figura 2.17 – Perfil geológico do terreno (Maffei Engenharia, Gimenez de Souza, 2003).

Os resultados obtidos indicaram que o perfil geológico variou um pouco dentro do terreno. Pode-se dizer que as amostras recolhidas próximas à frente do terreno, junto à Av. Marginal, indicaram melhores propriedades se comparadas às recolhidas no fundo, junto à Rua Tainha. Isso vem confirmar, o motivo pelo qual apenas o bloco “B” do condomínio desabou, uma vez que a sua base de sustentação localizava-se inteiramente sobre o solo de fraca qualidade.

As causas da ruptura das estacas de fundação foram devido a um acréscimo de aterro que foi efectuado meses antes do desabamento da estrutura, este acréscimo foi efectuado devido a um assentamento na ordem dos 30 cm, causando problemas a nível do pavimento do parque de estacionamento, a solução tomada para fazer o nivelamento do pavimento foi o acréscimo de uma camada de aterro como mostra a Figura 2.18.

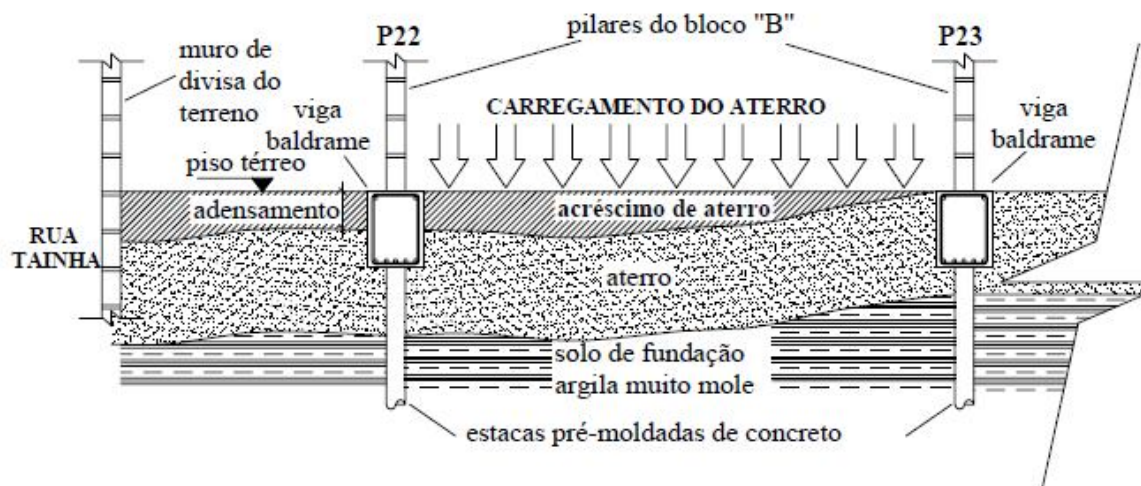


Figura 2.18 – Acréscimo de aterro efectuado posteriormente (Maffei Engenharia, Gimenez de Souza, 2003).

Com o aumento do carregamento do solo, também ocorreram grandes tensões horizontais, que também actuaram ao longo das estacas. Essa força que actua lateralmente nas estacas é conhecida como o “*Efeito de Tschebotarioff*”. Isso significa que, no caso do terreno investigado, grande parte da tensão vertical originada pelo aterro também actuou na horizontal sobre as estacas, o que contribuiu para flectir as estacas de fundação aliado também ao facto de as estacas se encontrarem num terreno de fraca resistência que não foi capaz de fazer oposição a flexão das estacas. A Figura 2.19 esquematiza a força horizontal devido ao efeito da sobrecarga vertical unilateral - “*Efeito de Tschebotarioff*”.

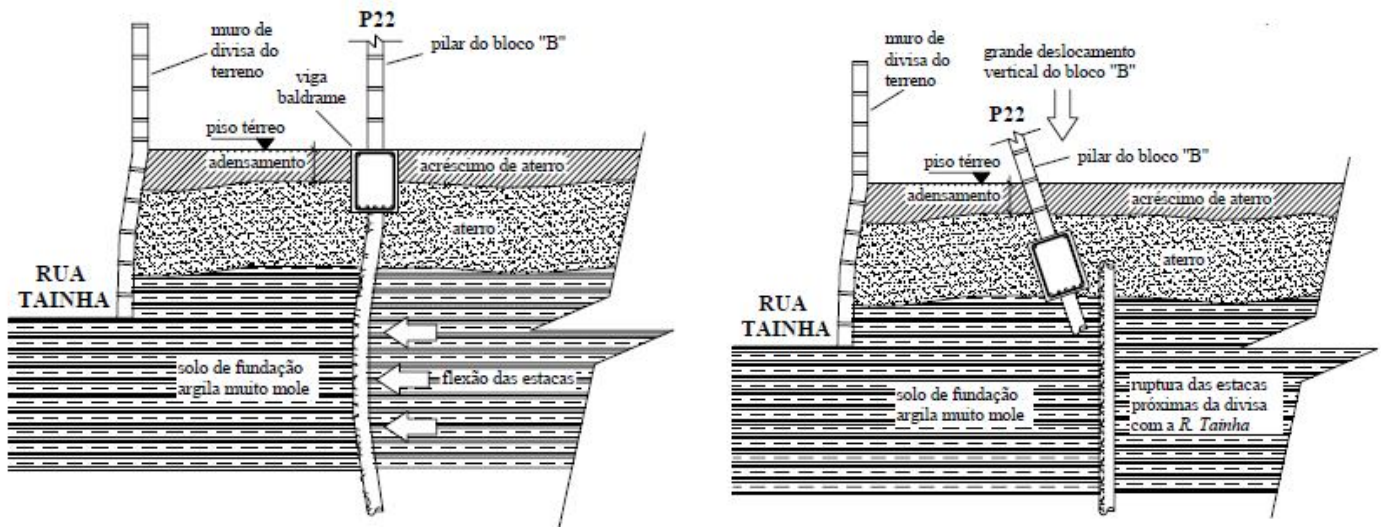


Figura 2.19 – “Efeito de Tschebotarioff” (Maffei Engenharia, Gimenez de Souza, 2003).

- Cálculo da tracção de um grupo de estacas.

Quando o cálculo da tracção de um grupo de estacas é feito a partir da soma das tracções de cada estaca individualmente, o que difere da realidade, uma vez que a soma da tracção em grupo é inferior a soma individualizada de cada estaca (Figura 2.20) (Schnaid et al., 2005).

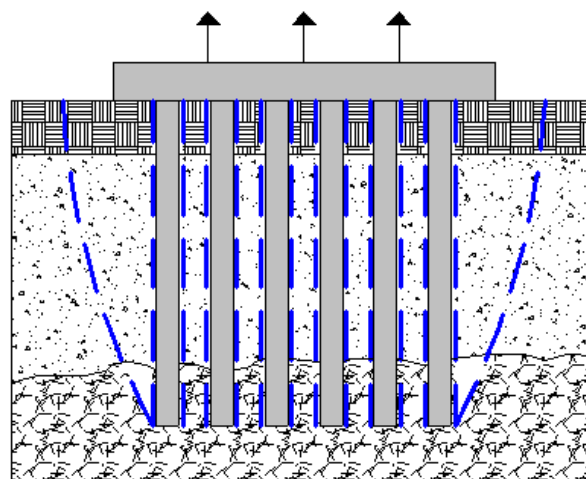


Figura 2.20 – Tracção em grupo de estacas (Modificado, Schnaid et al., 2005).

- Falta de travamento no topo das estacas.

Na presença de solos com camadas superficiais de baixa resistência ao implantar estacas é necessário fazer o travamento no topo das estacas. Quando o travamento não é feito, a estaca tende a deformar criando instabilidade na estrutura (Figura 2.21).

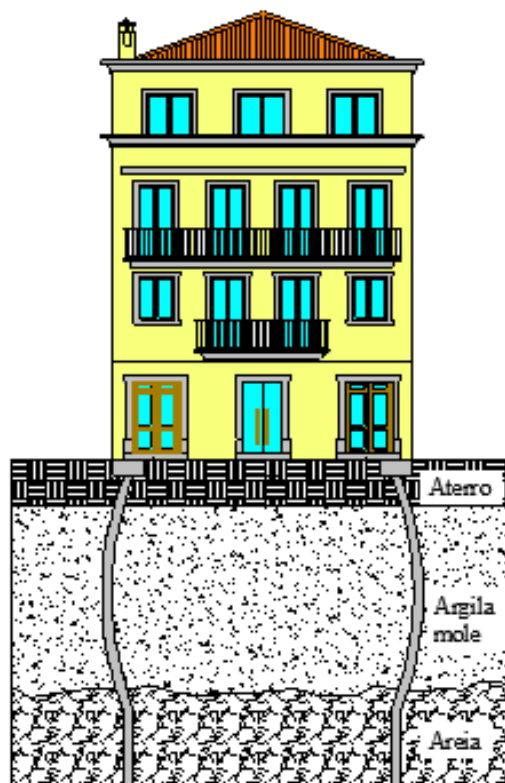


Figura 2.21 – Quando o travamento das estacas não é feito pode originar a flexão das estacas e, conseqüentemente, instabilidade da estrutura (Modificado, Schnaid et al., 2005).

Outra situação que acontece é a utilização da capacidade de carga da estaca sem a verificação das suas deformações, no caso de estacas muito esbeltas implantadas em solo com baixa resistência podem surgir grandes deformações (Figura 2.22).

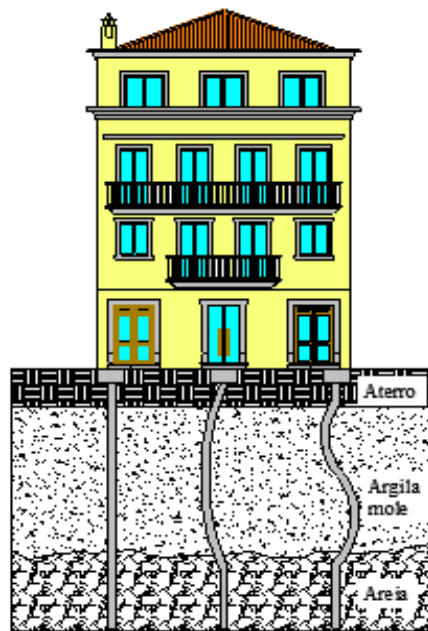


Figura 2.22 – Tipos de deformação das estacas quando aplicadas uma carga em solos com baixa resistência (Modificado, Schnaid et al., 2005).

2.3 – PROBLEMAS ENVOLVENDO O DESCONHECIMENTO DO COMPORTAMENTO DAS FUNDAÇÕES

Segundo Schnaid et al. (2005) as patologias mais comuns sobre os problemas que envolvem o comportamento real das fundações são:

- Sistemas de fundações diferentes na mesma estrutura.

Quando são adoptados sistemas de fundações diferentes dependendo das variações das cargas, variação da profundidade das camadas mais resistentes ou restrições de acesso, sem que haja qualquer tipo de junta de dilatação a separar uma vez que cada fundação tem o seu próprio comportamento, este tipo de situações provoca assentamentos diferenciais e danos na estrutura (Figura 2.23).

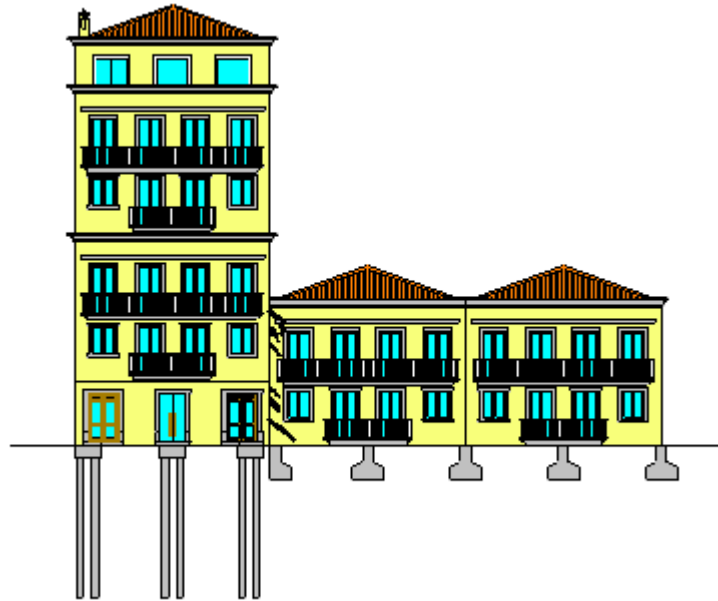


Figura 2.23 – Sistemas de fundações diferentes actuando em condições diferentes, não separados por uma junta provoca assentamentos diferenciais (Modificado, Schnaid et al., 2005).

- Adopção de fundações profundas em solos com aterros compactados assente em camadas compressíveis, que suportam a estrutura interna.

Esta patologia é comum na construção de pavilhões onde se opta por executar fundações profundas em solo com aterros compactados assente em camadas compressíveis, sendo que a estrutura interna do pavilhão está assente no piso apoiado directamente no aterro. O aterro ao comprimir as camadas inferiores vai provocar assentamento de toda a estrutura.

A título de exemplo, temos o caso do pavilhão construído no Brasil, em Porto Alegre, onde foi adoptado um sistema de estacas que suportam a cobertura e paredes externas, construído num solo onde existe uma camada de argila, sobre a qual foi colocado uma camada de aterro de grande espessura bem compactado. As paredes interiores da estrutura foram apoiadas no piso de betão armado, a estrutura sofreu assentamentos superiores a 30 cm em menos de 10 anos como mostra a Figura 2.24, provocando problemas nas fundações e instalações enterradas no aterro.



Figura 2.24 – Efeitos do assentamento da estrutura provocado pela compactação do aterro sobre as camadas mais frágeis (Schnaid, 2006).

- Deslocamento em estacas de grande secção.

É preciso ter em conta que os deslocamentos que as estacas sofrem, o deslocamento de uma estaca de grande secção é proporcional ao seu diâmetro. Em certas situações estes deslocamentos são esquecidos resultando na adopção de valores seguros de resistência da estaca, mas que provocam assentamentos e condicionam o bom funcionamento da estrutura.

- Carregamentos assimétricos numa estrutura, com fundações sem junta de separação.

Os carregamentos assimétricos em estruturas são comuns em obras como torres que apresentam cargas elevadas e a região circundante apresenta carregamentos muito inferiores, mas ambas com o mesmo tipo de fundação, sem juntas de comportamento ou com pilares apoiados nas mesmas fundações, provocando assentamentos diferenciais e fendas em toda a estrutura (Figura 2.25).

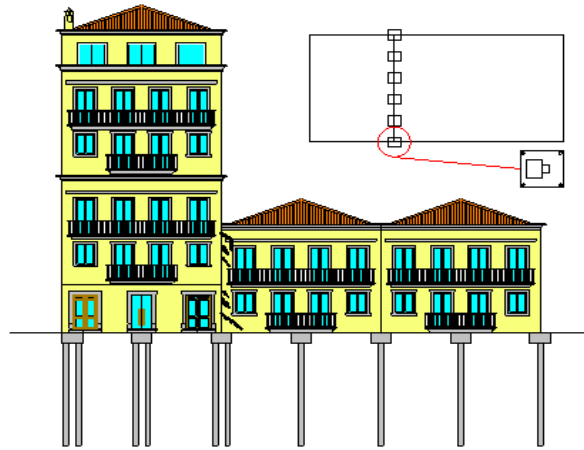


Figura 2.25 – Assentamentos e fissuras provocadas por carregamentos diferentes na mesma fundação sem junta de separação (Modificado, Schnaid et al., 2005).

2.4 – PROBLEMAS RELATIVOS À ESTRUTURA DE FUNDAÇÃO

As principais patologias envolvendo a estrutura de fundação:

- Determinação errada das solicitações actuantes nas fundações.

Este tipo de erro na determinação das cargas que actuam nas fundações, está normalmente associado a obras de pequeno porte, porque possuem um menor controlo e fiscalização, engenheiros projectistas com pouca experiência de trabalho ou obras mais complexas como obras de arte, complexos industriais, torres altas.

- Fundações projectadas tendo em conta só a carga actuante.

É um erro típico dos engenheiros com pouca experiência em projecto; quando as estruturas são projectadas tendo em consideração apenas as cargas que vão actuar durante o período útil da estrutura, mas não tem em consideração situações de sobrecargas variáveis que podem actuar por tempo indefinido na estrutura ou sobrecargas acidentais que apesar de terem uma baixa probabilidade de ocorrência elas existem e podem sempre afectar a estrutura. Mesmo durante a fase de construção podem acontecer sobrecargas na estrutura que ultrapassem a carga actuante, por exemplo,

durante a montagem de elementos estruturais podem sobrecarregar as sapatas da estrutura.

- Erros de consideração das cargas.

Este erro também é típico de engenheiros menos experientes; o erro mais comum é a consideração das cargas máximas actuantes na estrutura durante o cálculo do projecto sem considerar as cargas mínimas, apesar de calcular um projecto com base nas cargas máximas possa dar uma sensação de segurança estrutural, há casos em que não é bem assim, por exemplo, o dimensionamento de um reservatório metálico elevado, as fundações são projectadas apenas tendo em conta as cargas máximas, o que acontece só quando o reservatório se encontra cheio, mas quando o reservatório está vazio e sob efeito da acção do vento pode provocar esforços de tracção nas fundações e como estas não foram projectadas para esse tipo de esforço o seu funcionamento poderá ser afectado.

- Erros de dimensionamento de elementos estruturais nas fundações.

Os erros de elementos estruturais tais como lintéis de fundação, dimensões das sapatas, estacas mal dimensionadas, podem provocar esforços adicionais a estrutura e causar graves patologias.

- Falta de armaduras secundárias.

As armaduras secundárias têm como função:

- Garantir o bom funcionamento das armaduras principais;
- Ajudam a rigidificar as malhas de armaduras;
- Controlam a fendilhação;
- Asseguram a ligação entre as partes de elementos que tem tendência a destacar-se.

A falta de armaduras secundárias provoca a abertura de fendas nos elementos estruturais, principalmente nas sapatas, estacas e vigas de fundação. O cálculo desta

armadura é importante porque estes elementos encontram-se num ambiente mais agressivo, em contacto com o solo e outros agentes que podem provocar a rápida degradação destes elementos.

- Falta de equilíbrio de esforços.

Quando temos soluções estruturais onde não se verifica o equilíbrio dos esforços actuantes, passando a ser suportados pela estrutura, o que pode provocar o surgimento de patologias e afectar o bom funcionamento estrutural.

- Má ligação entre elementos estruturais.

A má ligação entre elementos estruturais ou ausência dos pormenores de ligação entre elementos como por exemplo a ligação entre as estacas e o maciço de encabeçamento, lintel de fundação e as sapatas, etc. Este tipo de patologias provoca degradação dos elementos especialmente em ambientes agressivos e condiciona o bom funcionamento estrutural a longo prazo.

- Adopção de armaduras pouco eficazes.

Por vezes a adopção de armaduras nos elementos de fundação pode provocar diversas patologias; por exemplo, adopção de armaduras muito carregadas ou complexas pode provocar dificuldades construtivas como má execução, perda de recobrimento, entre outros; este tipo de situações afecta todos os elementos estruturais sobretudo as fundações profundas por se encontrarem em ambientes mais agressivos.

- Falta de consideração do caso em que certas solicitações deixem de actuar na estrutura.

Por vezes ao projectar uma estrutura em certas situações é preciso ter em consideração esforços que podem actuar na estrutura e num dado momento podem deixar de actuar, por exemplo, no dimensionamento de um muro de contenção de terras em betão ciclópico simples como mostra a Figura 2.26.

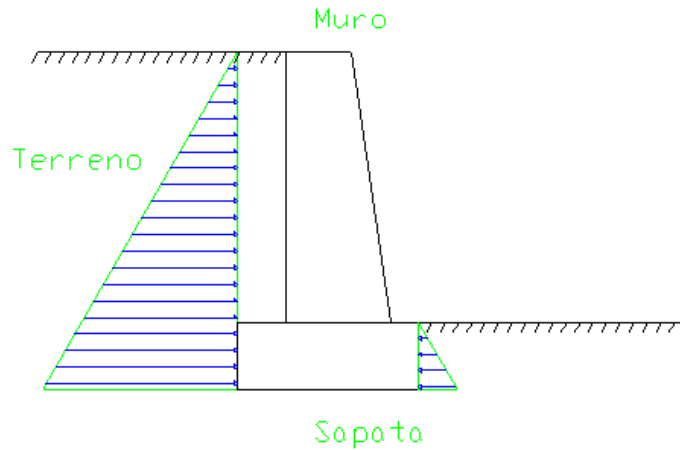


Figura 2.26 – Muro de contenção: no lado esquerdo temos uma força que empurra o muro, do lado direito temos uma força que actua no sentido contrário e que ajuda a equilibrar o muro (Apontamentos da Disciplina de Mecânica dos Solos [2]).

No dimensionamento deste muro o engenheiro apesar de ter uma força que actua no sentido oposto e que ajuda a equilibrar o muro, essa força não deve ser utilizada no cálculo de estabilidade do muro de contenção, porque num futuro poderá se ocorrer uma escavação para construção de uma vala por exemplo, e a força actuante deixa de existir, portanto o muro devesse ser capaz de ficar estável (Figura 2.27).

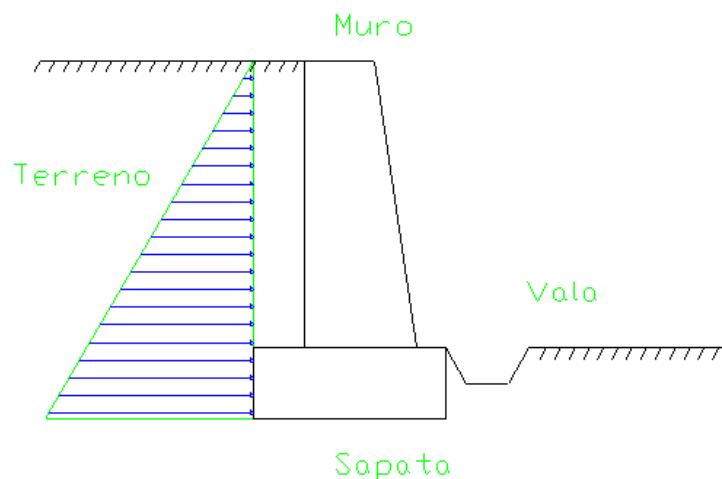


Figura 2.27 – Temos o mesmo muro de contenção só que com a abertura da vala a força que actua no sentido oposto as forças do terreno deixa de existir, portanto o muro tem de ser estável sem recurso as forças exteriores (Apontamentos da Disciplina de Mecânica dos Solos [2]).

2.5 – PROBLEMAS ENVOLVENDO ESPECIFICAÇÕES CONSTRUTIVAS

Temos dois tipos de patologia geralmente associadas à falta de especificações no projecto:

- Cargas consideradas no projecto.

É importante que no projecto sejam especificadas as cargas consideradas que vão actuar na estrutura, porque por vezes podem surgir alterações de projecto e estas serem realizadas por outro engenheiro, por tanto, torna-se importante especificar as cargas para que qualquer pessoa que tenha o projecto possa ver as cargas actuantes, evitando assim possíveis erros que ponham em risco a estabilidade da estrutura (Schnaid et al., 2005).

- Referência e localização das sondagens efectuadas.

O mesmo autor refere que a localização e os dados das sondagens que foram executadas para a definição do perfil geológico do solo do projecto têm de vir indicadas em projecto.

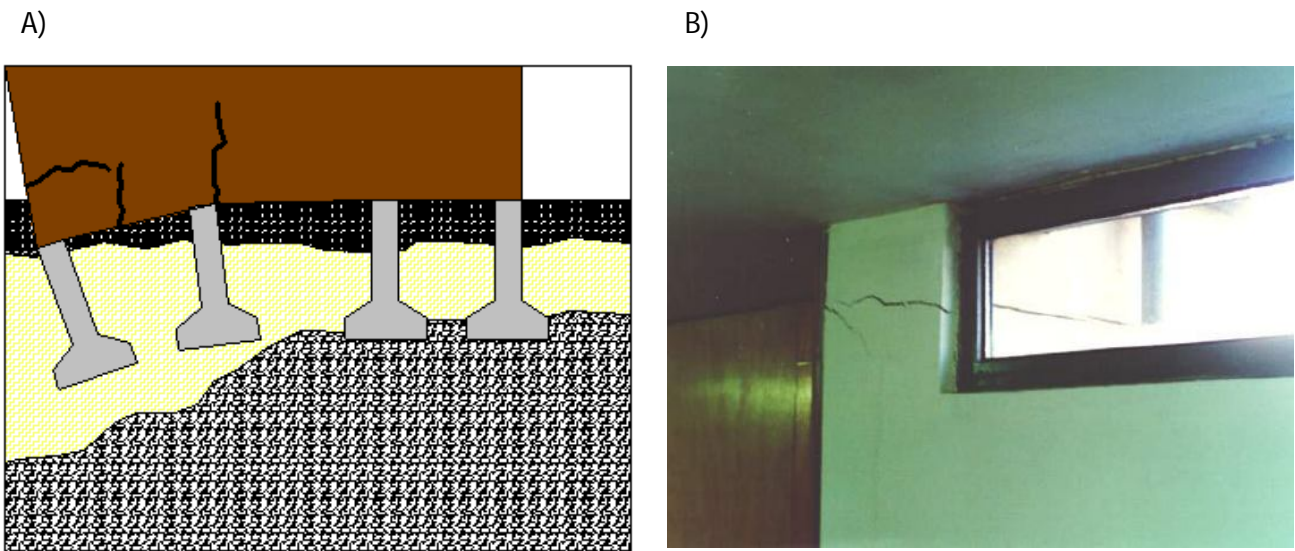
De seguida vai ser apresentado mais patologias referentes as especificações construtivas separadas em duas categorias: fundações superficiais e fundações profundas.

2.5.1 – FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Segundo Schnaid et al. (2005) as patologias associadas as fundações superficiais são principalmente causados pela ausência de especificações como:

- Cota de implantação das fundações.

Por vezes as cotas onde devem ser implantadas as fundações não correspondem ao local onde na realidade deviam de ser implantadas (Figura 2.28).



Figuras 2.28 – A) efeitos da falta de definição da cota de assentamento das fundações, neste caso foram assentes sobre solo de aterro; B) fissuras provocadas numa edificação assente sobre solo de aterro (Modificado Fritz, 2009).

- Tipo de solo onde vai ser implantadas as fundações.

O tipo de solo e características onde serão implantadas as fundações deve ser explicado pelo projectista mas, geralmente, o projectista não está qualificado para tal função, por isso torna-se necessário pedir a avaliação do tipo de solo e características por um profissional com experiência na área.

- Ordem de construção dos elementos estruturais.

A ordem de construção dos elementos tem a ver com fundações a diferentes cotas, por exemplo, as fundações que se encontrem a uma cota inferior devem ser as primeiras a executar, caso contrário, pode provocar o descalçamento das fundações superiores (Figura 2.29).

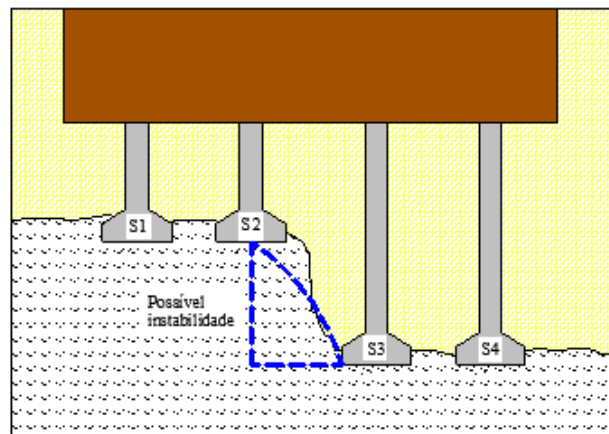


Figura 2.29 – Neste exemplo podemos ver a ordem pela qual deverá ser executadas as fundações (Modificado, Schnaid et al., 2005).

- Características do betão.

As características do betão a ser adoptadas durante a execução são indispensáveis para que os elementos estruturais possam ter a resistência prevista em projecto.

- Recobrimentos das armaduras.

Deve ser especificado o recobrimento de todas as armaduras a utilizar no projecto de fundações (Figura 2.30), este recobrimento tem de ser garantido na execução para proteger os elementos estruturais ao longo do tempo.

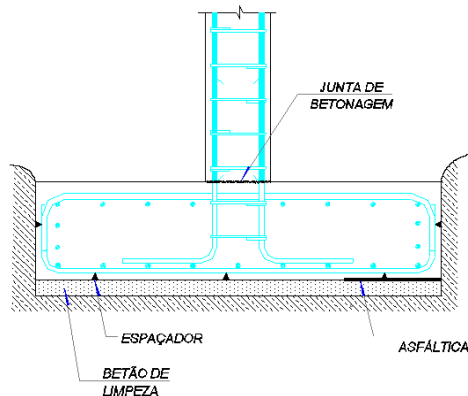


Figura 2.30 – Exemplo de como os recobrimentos dos elementos estruturais tem de estar indicados em

projecto (Apontamentos da Disciplina de Mecânica dos Solos [2]).

2.5.2 – FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Segundo Schnaid et al. (2005) as patologias associadas as fundações profundas são principalmente causados pela ausência de especificações como:

- Profundidades mínimas de projecto.

As profundidades mínimas têm de estar de forma explícita no projecto porque na fase de execução as fundações podem ficar a cotas diferentes das previstas em projecto, criando problemas ao nível de transmissão das cargas ao solo.

- Características dos equipamentos de cravação de estacas.

As características dos equipamentos de execução, comprimentos mínimos, acessórios, ferramentas utilizadas, assim como o peso dos martelos utilizados na cravação têm de ser definidos em projecto, para evitar problemas de cravação ou destruição da própria estaca.

- Tensões e características dos materiais das estacas.

As tensões das estacas e materiais de que são feitas têm de estar definidas em projecto, para evitar a construção de estacas de menor resistência, o que põe em causa a integridade e o bom funcionamento das estacas.

- Detalhes das emendas necessárias.

Sempre que for preciso realizar qualquer tipo de emenda, por exemplo, em estacas é importante definir a forma de como devem ser executadas, de forma que não seja criado um ponto de fragilidade na estrutura.

- Protecção contra a erosão.

Nos locais sujeitos a erosão é necessário determinar uma forma eficaz para proteger a estrutura contra a erosão. A erosão a longo prazo pode diminuir a resistência das camadas do solo o que implica uma diminuição da tensão, o que pode provocar a flexão dos elementos esbeltos e por em causa a estabilidade da estrutura.

2.6 – FUNDAÇÕES SOBRE ATERROS

Logeais (1982) define três tipos de aterros perigosos:

- Os aterros recentes

Mesmo se foram compactados por camadas regulares, na altura da sua execução, os aterros não adquiriram o seu assentamento definitivo e, naturalmente, assentam. Podem ser citados numerosos exemplos de desordens provocadas pela construção de obras sobre aterro; mencionaremos apenas alguns entre os mais característicos.

- Os aterros de espessura variável

Como é sabido que todos os aterros tem assentamentos, logo quanto maior é a espessura do aterro, mais importante será o assentamento. Se tivermos que construir sobre aterros de espessura variável, devemos considerar que os assentamentos diferenciais não são negligenciáveis. Teremos que estudar não somente a rigidez da obra a construir, mas ainda a estabilidade do conjunto.

- Os aterros sobre terrenos compressíveis ou instáveis

As construções em solos pantanosos ou aluvionares requerem terraplenagens e uma protecção contra inundações, para isso os construtores foram levados a aterrar com espessuras por vezes importantes. Frequentemente, estes aterros foram feitos com

grande cuidado, muito bem compactados com meios poderosos. Não deixa de ser, apesar disso, extremamente perigoso construir-se edifícios de uma certa importância sobre esses aterros. Logeais (1982) define dois casos particularmente típicos.

- Aterro sobre terreno compressível

Se o terreno natural é constituído por materiais muito compressíveis (turfas, vasas moles, argilas com forte teor de água, etc.), é totalmente desaconselhado sobrecarregá-los com aterros cuja influência só pode aumentar a amplitude dos assentamentos.

- Aterro sobre terrenos inclinados

Logeais (1982) comenta que os aterros sobre terrenos inclinados apresentam graves inconvenientes, destacando-se:

- I. O papel do aterro é a realização de uma plataforma horizontal, se esse aterro tem uma espessura variável são previsíveis assentamentos diferenciais se utilizarem esses aterros como base para fundações;
- II. Se não for previsto nenhum dreno a montante e sobretudo se não se tiver previamente decapado o terreno natural, as águas superficiais infiltram-se no aterro e podem, quer seja provocar o seu assentamento ou o seu escorregamento em conjunto, quer seja mesmo perturbar o terreno natural, que pode, assim, tornar-se instável.

Schnaid et al. (2005) explica que os aterros não são muito recomendáveis porque para além dos problemas específicos de qualquer tipo de fundação é preciso cuidados acrescidos quando a possíveis assentamentos, estes assentamentos podem ter várias origens:

- Assentamentos devido a deformação da estrutura do aterro que pode ser pelo peso próprio ou pelas cargas transmitidas pelas fundações ao solo;

- Assentamentos devido a deformação das camadas de solo abaixo do aterro, devido ao peso próprio do aterro ou pelas cargas transmitidas pelas fundações ao solo, esta situação verifica-se, geralmente, em solos moles;
- Assentamentos devido a aterros executados sobre aterros sanitários desactivados, devido a degradação da matéria orgânica por acções biológicas e/ou químicas aliados às sobrecargas devido ao peso próprio do aterro e as cargas transmitidas pelas fundações ao solo.

2.6.1 – ASSENTAMENTOS DEVIDO A DEFORMAÇÃO DA ESTRUTURA DO ATERRO

Os assentamentos devido ao peso próprio do aterro ou às cargas transmitidas pelas fundações ao solo podem ser diferenciais ou totais, ocorrem geralmente nos casos (Schnaid et al., 2005):

- Aterros executados de forma deficiente, por exemplo, aterros mal compactados que afectam principalmente os solos argilosos provocando assentamentos quando submetidos a carregamentos externos, ou aterros executados sem vibração do solo que afecta principalmente os solos arenosos, que sofrem um rearranjo das partículas provocando assentamentos (Tomlinson 2001);
- Assentamentos devido a execução de aterros hidráulicos, segundo Tomlinson (2001), a ocorrência de assentamentos das camadas de areia que são colocadas acima do nível da água devido ao fluxo de água que faz com que as areias consolidem diminuindo o seu volume ocupado. Esta camada de areia, quando depositada, pode apresentar uma estrutura frágil susceptível a assentamentos quando submetida a carregamentos externos;

- Execução de aterros com compactação deficiente, pode ter origem no equipamento utilizado para realizar a compactação, por exemplo equipamentos que não tem capacidade de compactação necessária para o tipo de solo utilizado no aterro ou a compactação de camadas com elevada espessura, o que dificulta a sua compactação;

No campo a energia de compactação pode ser transmitida ao solo em três formas:

- Vibração;
- Pressão;
- Impacto.

Os equipamentos de compactação são divididos em três categorias (Figura 2.31):

- Cilindros vibradores de rodas de aço, cilindros pneumáticos e os cilindros de pés de carneiro;
- Cilindros estáticos, que compreendem os cilindros de rolo liso de rodas de aço, cilindros pneumáticos e os cilindros de pés de carneiro;
- Equipamentos de percussão.

Equipamentos de percussão

Cilindros compactadores



Saltitões

Placas
Vibratórias

Compactador de
rolo pé de carneiro

Compactador de
rolo liso

Compactador
pneumático

Figura 2.31 – Tipos de equipamentos de compactação (Apontamentos da Disciplina de Mecânica dos Solos [2]).

No Quadro 2.1 apresentámos as principais características e tipos de rolos usados na compactação de solos:

Quadro 2.1 - Tipos de rolos utilizados na compactação de solos (Apontamentos da Disciplina de Mecânica dos Solos [2]).

Tipo de Rolo	Peso Máximo (toneladas)	Espessura Máxima Após Compactação (cm)	Uniformidade da Camada	Tipo de Solo
Pé de carneiro estático	20	40	Boa	Argilas e siltes
Pé de carneiro vibratório	30	40	Boa	Misturas de areia com silte e argila
Pneumático leve	15	15	Boa	Misturas de areia com silte e argila
Pneumático pesado	35	35	Muito boa	Praticamente todos
Vibratório com rodas metálicas lisas	30	50	Muito boa	Areias, cascalhos, material granular
Liso metálico estático, 3 rodas	20	10	Regular	Materiais granulares, britas
Rolo de grade ou malha	20	20	Boa	Materiais granulares ou em blocos
Combinados	20	20	Boa	Praticamente todos

- Execução de aterros com materiais inadequados para esse efeito, por exemplo, solos orgânicos. Os materiais utilizados em aterros devem possuir características como resistência ao corte e a deformabilidade, no Quadro 2.2 seguinte temos os vários tipos de materiais que compõe os solos e a sua classificação quanto a sua aplicação em aterros;

Quadro 2.2 - Classificação dos solos quanto a sua aplicação em aterros (Apontamentos da Disciplina de Mecânica dos Solos [2]).

	Permeabilidade	Suporte da fundação	Base para pavimentação	Expansível	Dificuldade de compactação
Seixo	Muito alta	Excelente	Excelente	Não	Muito fácil
Areia	Media	Boa	Boa	Não	Fácil
Silte	Media baixa	Pobre	Pobre	Um pouco	Um pouco
Argila	Nenhuma	Moderada	Pobre	Difícil	Muito difícil
Orgânico	Baixa	Muito pobre	Não aceitável	Um pouco	Muito difícil

- Execução de aterros com materiais heterogéneos, por exemplo, solos contendo resíduos de construção como resíduos de alvenarias, betão, madeira, etc. Este tipo de solos é extremamente difícil de compactar e esta sempre susceptível a assentamentos, pelo que não deve ser utilizado como aterro para fundações.

2.6.2 – ASSENTAMENTOS DEVIDO A DEFORMAÇÃO DAS CAMADAS DE SOLO ABAIXO DO ATERRO

Schnaid et al. (2005) refere que a execução de aterros sobre solos frágeis ou moles pode apresentar problemas de ruptura ou graves assentamentos. Os assentamentos decorrentes são causados por uma redução do volume do solo devido às sobrecargas exteriores aplicadas nele, esta redução de volume é equivalente ao volume de água que é expulso do solo, este fenómeno é conhecido como adensamento do solo.

A consolidação do solo é um processo simples quando um carregamento é aplicado no solo compressível saturado, o carregamento é, no início, suportado pela água, mas a medida que o tempo passa a água vai-se dissipando e diminuindo o volume de vazios, estes vazios vão ser comprimidos devido às tensões criadas pelo peso do aterro e às cargas transmitidas pelas fundações, conseqüentemente, há uma redução do volume do solo, o que implica assentamentos na estrutura. O fenómeno da consolidação de solo é um processo lento que pode levar anos até estabilizar.

O mesmo autor refere que as soluções para este tipo de problemas passam pela remoção total da camada de argila, construção do aterro por etapas ou utilizar mantas geotêxteis para fazer uma rápida drenagem da água e melhorar as condições de estabilidade. Qualquer uma destas soluções envolve custos e perda de tempo consideráveis no projecto.

2.6.3 – ASSENTAMENTOS DEVIDO A ATERROS EXECUTADOS SOBRE ATERROS SANITÁRIOS DESACTIVADOS

Ensinas (2003) define um aterro sanitário como uma forma de destino final do lixo largamente utilizada nos dias de hoje, em virtude da sua simplicidade de execução, baixo custo e grande capacidade de absorção de resíduos, quando comparadas com as demais formas de tratamento de lixo. Contudo existem factores limitantes a essa prática como a redução das áreas próximas aos centros urbanos, riscos ambientais e emissão de gás metano.

A formação do gás metano começa quando o lixo é depositado nos aterros, permanecendo um período de tempo em contacto com a atmosfera, até ser compactado e coberto. Neste período já verifica-se a emissão de gases voláteis. Essas emissões continuam a ser emitidas mesmo depois de colocado o material de cobertura e fechamento da célula de aterro.

O problema principal das obras realizadas sobre aterros sanitários é os assentamentos que a estrutura pode sofrer devido a degradação do material existente, é necessário um estudo geológico completo para avaliar o comportamento ao longo do tempo, outro problema associado a construção sobre aterros sanitários é a possibilidade de formação de gás metano devido a degradação dos resíduos orgânicos existentes, a concentração de gás metano pode provocar explosões.

Schnaid et al. (2005) define que estruturas assentes em fundações superficiais sobre aterros são limitadas a estruturas que possam suportar assentamentos diferenciais, sendo o mais recomendável o uso de fundações profundas, um projecto de fundações profundas por estacas requer:

- Estudo do atrito negativo que pode ocorrer devido a decomposição dos materiais à volta da estaca, uma possível solução para este problema é a aplicação de um revestimento betuminoso em toda a face lateral da estaca;
- Garantias de integridade da estaca devido a cravação em zonas do aterro que possam conter materiais que dificultem a cravação;
- Avaliação do impacto das substâncias que se formam pela decomposição dos materiais existentes nos aterros como lixiviantes, ácidos, sulfatos, etc. Estes materiais atacam o betão e corroem as armaduras, neste caso é recomendável o aumento da espessura do recobrimento das estacas, diminuição da permeabilidade do betão através da redução da relação água/cimento;
- Garantia de estanquidade no fundo do aterro sanitário.

CAPÍTULO 3 – EXECUÇÃO DAS FUNDAÇÕES

As falhas devido a execução de fundações constituem a segunda maior causa de surgimento de patologias nas fundações. Aplicações e especificações dos materiais utilizados nas fundações, os métodos construtivos, equipamentos utilizados para a sua execução, utilização de pessoal experiente acompanhado por uma equipa que supervisiona os trabalhos de forma rigorosa, são garantia de um bom funcionamento das fundações.

Schnaid et al. (2005) refere que as patologias associadas aos problemas construtivos de fundações podem ser separadas em dois grupos:

- Problemas de execução em fundações superficiais;
- Problemas de execução em fundações profundas.

3.1 – PROBLEMAS DE EXECUÇÃO EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Segundo Schnaid et al. (2005) os problemas de execução de fundações superficiais ou fundações directas são classificados quanto à sua origem que pode ser relacionado com o solo sobre o qual são assentes ou problemas com origem nos elementos estruturais da fundação.

As fundações superficiais são aquelas que apresentam maior número de patologias devido a serem as mais utilizadas e fáceis de implementar; as obras de pequeno porte são, geralmente, as mais susceptíveis a estas patologias; muitas vezes as fundações deste tipo de obras são executadas sem qualquer tipo de projecto ou projectos realizados por pessoas inexperientes ou sem capacidades para o efeito; em muitos outros casos são executados projectos de fundações com base em projectos de outras obras vizinhas semelhantes, à falta de execução de ensaios aos solos, entre outros.

3.1.1 – PROBLEMAS ENVOLVENDO O MACIÇO

Dentro das patologias relacionadas com o maciço onde são implantadas as fundações as mais importantes são (Schnaid et al., 2005):

- Construção de elementos estruturais assentes em solos diferentes e com comportamentos diferentes, bastante comum nos casos onde são feitas escavações para depois serem aterradas noutra local para executar fundações à mesma cota de implantação (Figura 3.1 A), resultando na implantação de fundações em materiais diferentes de aquelas em que foram projectadas ou alteração da profundidade de implantação como resultado da variação da cota da camada resistente (Figura 3.1 B). Estas situações podem provocar assentamentos diferenciais ou mesmo o colapso da estrutura;

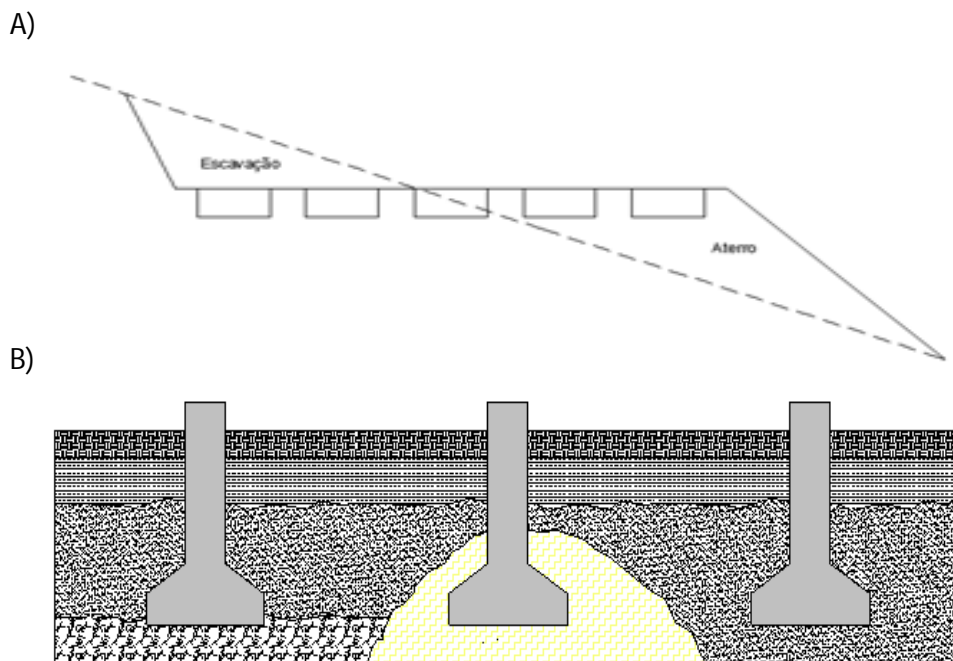


Figura 3.1 – A) Exemplo de escavação para posterior aterro para implantação de fundações a mesma cota B) fundações directas apoiadas em solos com diferentes características (Modificado, Schnaid et al., 2005).

- Problemas relacionados com a escavação do local onde serão implantadas as fundações, por exemplo, destruição da camada de apoio das fundações, escavação excessiva, o que implica a execução de um aterro até a cota pretendida, conseqüentemente, redução da resistência do solo, desmoronamento das paredes laterais da escavação, etc. Este tipo de patologias provoca assentamentos na estrutura.
- Situações de substituição do solo por material não apropriado ou por material que não foi devidamente compactado;
- Sapatas executadas em cotas diferentes onde ocorre o descalçamento das sapatas que estão implantadas numa cota superior devido a escavação das sapatas que se encontram numa cota inferior;
- Sapatas executadas numa cota superior à passagem de canalizações especificadas em projecto ou já existentes no terreno. Ao realizar as escavações é preciso ter atenção ao vazamento das canalizações que pode provocar perda de resistência do solo.

3.1.2 – PROBLEMAS ENVOLVENDO OS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DA FUNDAÇÃO

Dentro das patologias relacionadas os elementos estruturais das fundações as mais importantes são (Schnaid et al., 2005):

- Resistência do betão insuficiente, casos em que o betão apresenta uma resistência menor do que a tensão especificada em projecto;
- Ausência da camada de betão de limpeza, a não colocação da camada de betão de regularização ou de limpeza possibilita o imediato contacto das nossas

fundações com o ambiente agressivo durante a betonagem das sapatas contaminando o betão. Outra consequência de falta de regularização do solo é a perda de garantias de um recobrimento adequado nas fundações;

- Execução de elementos de fundação com dimensões e geometrias incorrectas, o que resulta em tensões diferentes das calculadas no projecto; este tipo de problemas pode provocar assentamentos, efeitos de punçoamento e pôr em risco o bom funcionamento da estrutura;
- Presença de água durante a betonagem, o que afecta as qualidades do betão. As betonagens devem ser executadas sem nenhum tipo de vazamento de água para o interior; no caso de existir água tem de ser colocadas bombas para a extrair (Figura 3.2);



Figura 3.2 – Redução do nível freático com ajuda de bombas durante a betonagem (Fritz, 2009).

- Vibração insuficiente do betão, o que resulta em elementos com geometrias diferentes das previstas e perda de recobrimento (Figura 3.3);

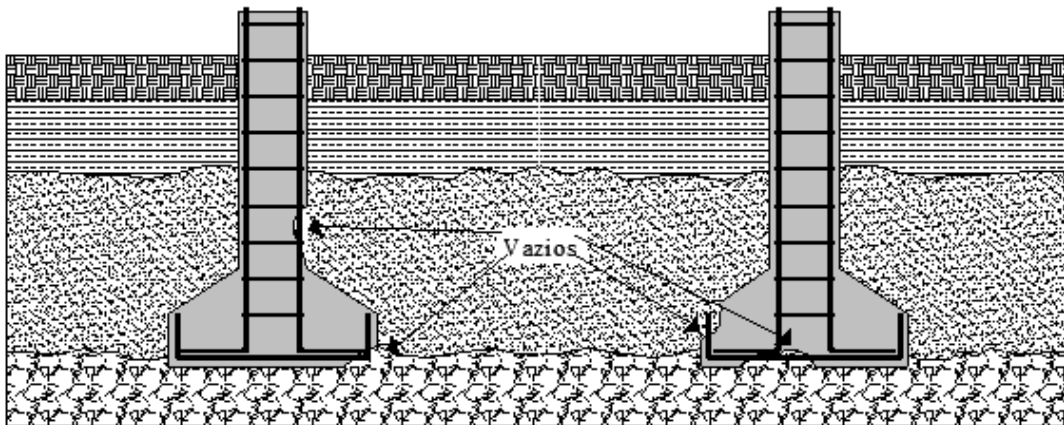


Figura 3.3 – Consequências da má vibração do betão durante a betonagem (Modificado, Schnaid et al., 2005).

- Problemas relacionados com a disposição de armaduras; armaduras muito densas, mal colocadas, insuficientes ou estribos mal colocados, que enfraquecem a estrutura. A falta de limpeza antes da betonagem provoca problemas de estrangulamento das secções, consequentemente, betonagem deficiente dos elementos estruturais e perda do recobrimento (Figura 3.4);

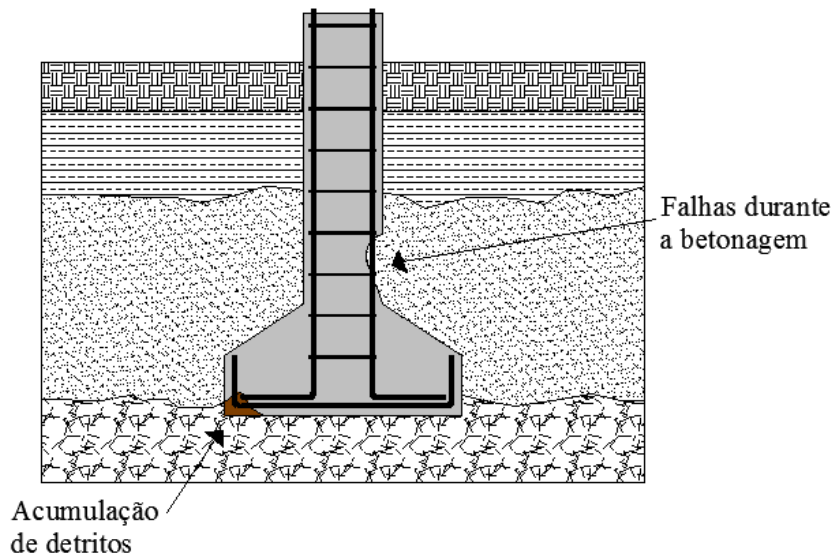


Figura 3.4 – Surgimento de problemas durante a betonagem devido a detritos que não foram limpos ou má disposição das armaduras (Modificado, Schnaid et al., 2005).

3.2 – PROBLEMAS DE EXECUÇÃO EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Schnaid et al. (2005) refere que o sucesso da execução de fundações profundas está relacionado com as características de execução de cada tipo de fundação profunda; a adopção do perfil típico do solo e a análise através de métodos específicos e cálculos. Os processos e métodos construtivos das fundações profundas têm de ser aplicados de forma que as condições no terreno sejam as mesmas que as que foram previstas no projecto.

A execução de fundações profundas é um processo que depende das variabilidades das condições encontradas no campo, como variação das características do subsolo, limites de equipamento, entre outras; este tipo de condições pode, muitas vezes, obrigar a alterações no projecto original.

Durante a execução de fundações profundas deve-se ter em consideração que a execução de uma fundação pode afectar o solo e as fundações vizinhas existentes, provocando alterações nas condições iniciais do projecto.

Neste tópico vamos ver as patologias mais comuns relacionadas com fundações profundas no geral, mas também vamos estudar separadamente o caso das fundações executadas com recurso a estacas cravadas e moldadas.

3.2.1 – PROBLEMAS GENÉRICOS EM FUNDAÇÕES PROFUNDAS

As patologias mais comuns em problemas que ocorrem na execução de fundações profundas (Schnaid et al., 2005) são:

- Erros de localização, por exemplo, implantação de estacas fora dos locais definidos em projecto, o que pode causar solicitações não previstas em vigas de equilíbrio ou nos maciços de encabeçamento;

- Patologias devido a desvios de execução; por exemplo, o desvio das estacas devido a presença de blocos de rocha sólidos ou outro tipo de obstruções. Também podem ser incluídos os erros provocados por distrações ou negligência durante o início da execução dos elementos;
- Erros na geometria dos elementos a executar, os mais comuns são os erros nos diâmetros das estacas, principalmente onde há redução do diâmetro em relação ao projecto, o que pode diminuir a resistência da estrutura;
- As alterações efectuadas sem indicação no projecto, como substituição dos elementos projectados por outros equivalentes, devido a ausência de meios para a sua execução; por exemplo, estacas cravadas a uma cota menos profunda devido a obstruções, substituição de estacas pré-moldadas por duas estacas de diâmetro inferior, sem qualquer tipo de cálculo, provocando alterações no centro de gravidade das peças e distribuição de cargas diferentes das previstas em projecto;
- Problemas relacionados com a inclinação final dos elementos executados serem diferentes da inclinação indicada em projecto devido a dificuldades construtivas ou erros, que podem provocar uma distribuição de cargas diferente do projectado e, conseqüentemente, instabilidade na estrutura;
- Problemas na ligação entre as estacas e o maciço de encabeçamento; uma das principais causas dos problemas na ligação têm a ver com a falta de limpeza das cabeças das estacas antes da betonagem, o que pode originar deformações durante o carregamento da estrutura;
- Problemas na ligação entre secções de elementos diferentes ou a amarração entre eles; tem de ser respeitadas as normas e utilizar o bom senso na ligação entre elementos estruturais diferentes e execução de emendas;

- Erros devido a defeitos de posicionamento das armaduras dos elementos estruturais que provoca uma má transmissão das cargas;
- Características do betão utilizado inadequadas como, por exemplo, a utilização de betão com uma resistência inferior a especificada no projecto. Esta patologia é mais típica das estacas moldadas (Henderson et al., 2002).

3.2.2 – PROBLEMAS EM ESTACAS CRAVADAS

As estacas cravadas são inseridas no terreno com recurso a equipamento mecânico; este tipo de estacas são fabricadas com antecedência e transportadas depois para a obra.

Guerra et al. (2006) as estacas cravadas são executadas em solos que apresentam uma camada de fraca resistência sobrepostas às camadas resistentes; o comprimento das estacas cravadas podem atingir os 50 metros, sendo que não devem ser aplicadas a solos de seixo grosso. Através de este processo podem ser criadas plataformas estáveis de forma a minimizar os assentamentos diferenciais. As estacas funcionam através de atrito lateral e/ou resistência de ponta.

O equipamento usado para a cravação de este tipo de estacas é, geralmente, uma máquina de rastos com torre vertical, provida de guias laterais onde encaixa a estaca pré-fabricada; a cravação é feita mediante o golpe de um martelo com peso variável entre 4 e 6 toneladas, accionado mecanicamente ou por acção da gravidade (Figura 3.5 A).

As estacas pré-fabricadas são constituídas por betão e uma armadura em acção composta por varões longitudinais e estribos helicoidais, conforme o tipo de estaca. A secção é geralmente quadrada com dimensões que vão desde os 235 mm x 235 mm até os 400 mm x 400 mm e comprimentos variáveis de 6 a 12 m. Na ponta da primeira estaca é colocada uma ponteira metálica que se encontra ligada à armadura longitudinal;

nas extremidades das demais estacas são colocadas chapas de ligação entre estacas (Figura 3.5 B).



Figura 3.5 – A) pode-se observar o equipamento utilizado para a cravação de estacas pré-fabricadas; B) pormenor da ligação entre os troços da estaca (Guerra et al. 2006).

Schnaid et al. (2005) define as principais patologias devido a execução de estacas cravadas no solo:

- Baixa energia de cravação, pode ser causada pelo peso insuficiente do martelo; baixa energia do sistema de cravação em relação à estaca cravada ou baixa energia de cravação necessária para ultrapassar obstáculos ou camadas mais resistentes, o que resulta em elementos cravados a uma profundidade menor do que a especificada em projecto;
- Excesso de energia de cravação, pode ser causado pelo uso de martelos muito mais pesados ou altura de queda excessiva, este tipo de problemas pode causar danos estruturais nos elementos cravados, causando mau desempenho das fundações (Figura 3.6);

A)



B)



Figuras 3.6 – A) e B), o excesso de energia de cravação provoca graves danos estruturais nas estacas.

- Dificuldade de cravação em grupos de estacas devido ao espaçamento reduzido entre estacas, ou seja, durante a cravação de uma estaca esta provoca uma movimentação da massa do solo comprimindo o terreno à volta; ao cravar a segunda estaca vamos encontrar uma maior dificuldade de cravação devido a compressão do solo provocada pela outra estaca, e assim sucessivamente; este fenómeno pode provocar dificuldades de cravação das estacas seguintes e obrigar a um aumento do espaçamento entre estacas ou a execução de um pré-furo para possibilitar a cravação das estacas a profundidade pretendida, um efeito benéfico deste problema é o aumento de resistência de cada estaca;
- Levantamento de elementos estruturais já cravados, típico de maciços com varias estacas, ao fazer o levantamento de uma estaca provoca o deslocamento do solo exercendo forças em direcção a superfície que afecta as estacas vizinhas provocando o levantamento das estacas vizinhas ou diminuindo a resistência do solo envolvente. Outro efeito do levantamento de estacas é o deslocamento na lateral que pode provocar nas estacas vizinhas;
- À medida que a estaca vai sendo cravada no solo, através de um pilão, que se move hidraulicamente na calha vertical da vara da máquina, vão sendo

adicionados outros elementos pré-fabricados até se atingir a “nega”; quando se verifica a “nega” quer dizer que a estaca atingiu uma zona de solo rígido; a nega verifica-se através da determinação do número de pancadas aplicadas na estaca sem provocar alteração da cota da estaca. Por vezes pode-se deparar com uma “falsa nega” quando aplicamos várias pancadas sem que haja alteração da cota da estaca mas passado um curto espaço de tempo ao fazer uma recravação a estaca penetra no solo facilmente, por isso é extremamente importante fazer uma recravação das estacas após 24 horas para verificar se esta realmente numa camada firme;

- Flexão dos elementos ao serem cravados; o deslocamento lateral das estacas durante o processo de cravação pode afectar o desempenho reduzindo a resistência lateral e provocar danos no elemento estrutural como esforços de flexão para o qual a estaca não foi dimensionada para suportar;
- Amolgamento dos solos argilosos durante a cravação e consequente redução da resistência;
- Influência do uso de jactos de água ou pré-furos que afecta a resistência lateral da estaca; Schnaid et al. (2005) refere que o único trabalho conhecido relativo ao tema é dos autores Jaime et al. (1992).

3.2.2.1 – PROBLEMAS EM ESTACAS DE MADEIRA

Guerra et al. (2006) refere no seu trabalho que as estacas de madeira são utilizadas em terrenos permanentemente secos ou húmidos, visto que as estacas em madeira não suportam variações de humidade. As estacas são cravadas recorrendo a equipamento estático ou dinâmico, através de um impulso provocado por um peso que actua na cabeça da estaca.

As estacas recebem na extremidade inferior uma ponteira de aço que serve para protecção da cabeça da estaca e facilitar a penetração no solo; na extremidade superior é colocado um anel de aço para a proteger das pancadas aplicadas pelo martelo. O material utilizado para as estacas é a madeira dura, roliça, porém descascada. O diâmetro utilizado varia entre os 18 e 35 cm, sendo que o comprimento varia entre 5 a 8 metros.

Schnaid et al. (2005) define que no caso de adoptar madeira como elemento de fundação é necessário ter cuidados especiais na adopção do tipo de material e geometria a utilizar, as patologias mais comuns são:

- Uso de material de baixa resistência e elevada degradabilidade ou elementos sem a geometria adequada para servir de elemento de fundação;
- Falta de protecção na cabeça da estaca durante a cravação, pode provocar danos no elemento e amortecimento durante a cravação;
- Danos na ponta da estaca provocados por obstruções existentes e pela contínua cravação na tentativa de ultrapassar esses obstáculos;
- Utilização de emendas inadequadas que diminui a resistência de cravação e a resistência aos esforços de serviço;

A ASEFA (2009) acrescenta mais patologias associadas ao uso de estacas de madeira:

- Variações de humidade, devido ao seu carácter orgânico as estacas de madeira não aguentam as variações de humidade, devendo por isso ficar completamente embebidas num maciço com um nível freático estável ou pelo contrário com carência absoluta de água;
- Patologias de origem orgânica:

- As estacas de madeira podem ser alvo de ataque por parte de fungos; estes só atacam na parte da estaca que fica exposta ao ar livre, uma vez que os fungos precisam de oxigénio para o seu desenvolvimento e dentro de água não existe suficiente oxigénio para o seu desenvolvimento;
- Ataque bacteriano; quando uma parte da estaca fica exposta ao ar livre pode estar sujeita a entrada de bactérias. A diferença entre as bactérias e os fungos é que estas podem continuar a desenvolver-se debaixo de água e estender-se à estaca;
- Ataques de organismos marinhos; estes organismos marinhos se alimentam da madeira das estacas e acabam por destruí-las, entre os organismos mais comuns temos os vermes, traças marinhas, larvas, crustáceos e moluscos.

3.2.2.2 – PROBLEMAS EM ESTACAS METÁLICAS

Guerra et al. (2006) menciona que as estacas metálicas/estacas prancha tem uma função, geralmente, temporária servindo como entivação de valas, galerias ou obras definitivas, como contenções diversas de taludes, canais a céu aberto, mas correntemente usadas na construção de ensacadeiras de sapatas, funcionando como elemento provisório.

O mesmo autor refere as vantagens e desvantagem deste material:

Vantagens:

- O material pode ser várias vezes aplicado;
- Podem ser emendados ou cortados facilmente;
- Suportam elevados esforços de cravação sem danos.

Desvantagens:

- Sujeitas a corrosão em estruturas marítimas;
- Estacas de secção longas e esbeltas podem ser sujeitas a desaprumos durante a cravação.

Para o processo de cravação pode ser utilizado um vibrador ou um martelo (Hidráulico, diesel ou a vapor), ou ainda através de uma prensa hidráulica (Figura 3.7).



Figuras 3.7 – Cravação de estacas metálicas (Guerra et al. 2006).

Schnaid et al. (2005) enumera os problemas mais comuns em estacas metálicas:

- Problemas de soldagem entre elementos; uso de eléctrodo inadequado ou técnica de soldagem ineficaz podem levar a quebra do elemento metálico ou a transmissão ineficaz das cargas;
- Problema de emendas nas estacas metálicas pode resultar na perda de resistência durante a cravação ou baixa resistência aos esforços das solicitações especialmente esforços de tracção;

- Elementos metálicos muito esbeltos podem facilmente dobrar devido a presença de obstáculos ou desviar devido a camadas resistentes inclinadas, acabando por não atingir a profundidade desejada (Figura 3.8);

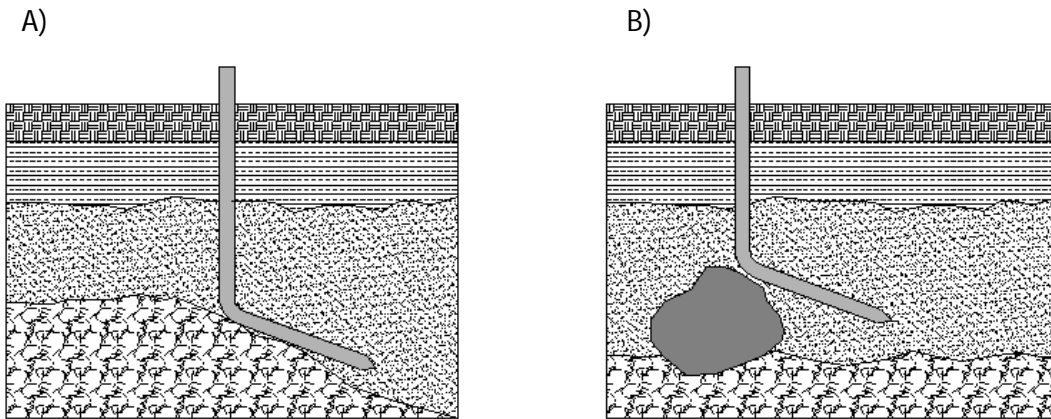


Figura 3.8 – Deformação das estacas esbeltas no caso A) devido a ocorrência de blocos de rocha sólida e no caso B) devido a inclinação da camada resistente (Modificado, Schnaid et al., 2005).

- Estacas muito esbeltas cravadas em solos de fraca resistência ou solos moles podem apresentar problemas de flexão;
- Excesso de energia de cravação, problemas de excentricidade do choque do martelo na estaca e obstruções, podem resultar em danos estruturais nas estacas (Figura 3.9);



Figura 3.9 – Danos em estacas metálicas (Schnaid et al., 2005).

3.2.2.3 – PROBLEMAS EM ESTACAS PRÉ-MOLDADAS

As estacas pré-moldadas podem ser de betão armado vibrado ou centrifugado; são betonadas em formas verticais ou horizontais, devendo ser utilizado o betão da classe adequada e o tempo de cura necessários para que estas tenham uma resistência de acordo com os esforços decorrentes do transporte, manuseamento e instalação, bem como a resistência aos esforços de cravação e aos ambientes agressivos.

Segundo Schnaid et al. (2005) os problemas mais comuns em estacas pré-moldadas são:

- Estacas cravadas com betão de baixa resistência ou mistura inadequada das quantidades dos inertes e cimento pode provocar fissuras ou até mesmo a ruptura da estaca como mostram as seguintes figuras:

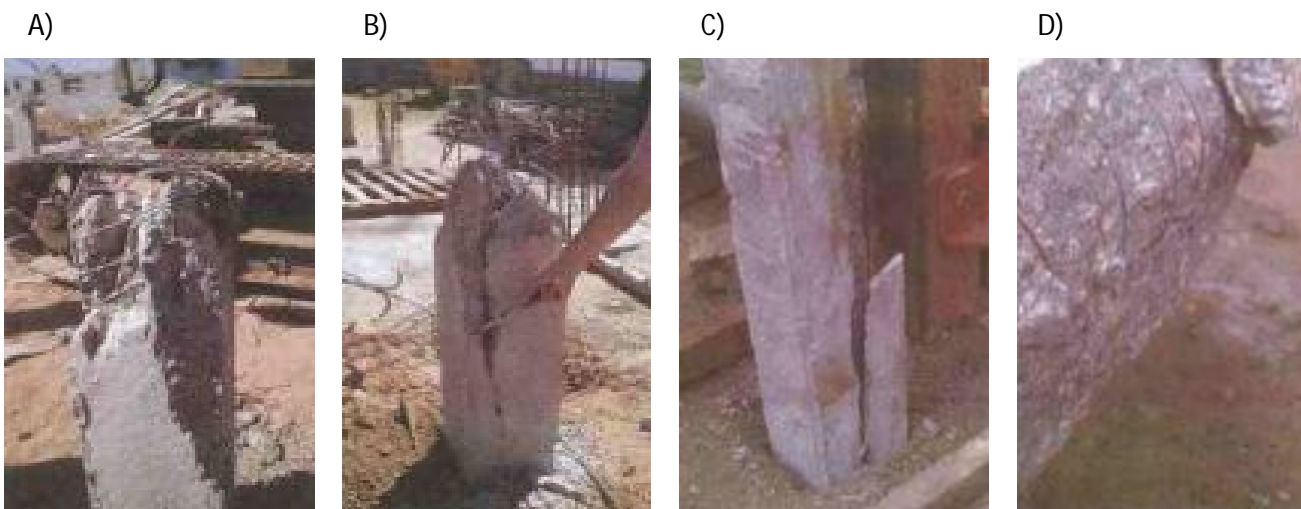
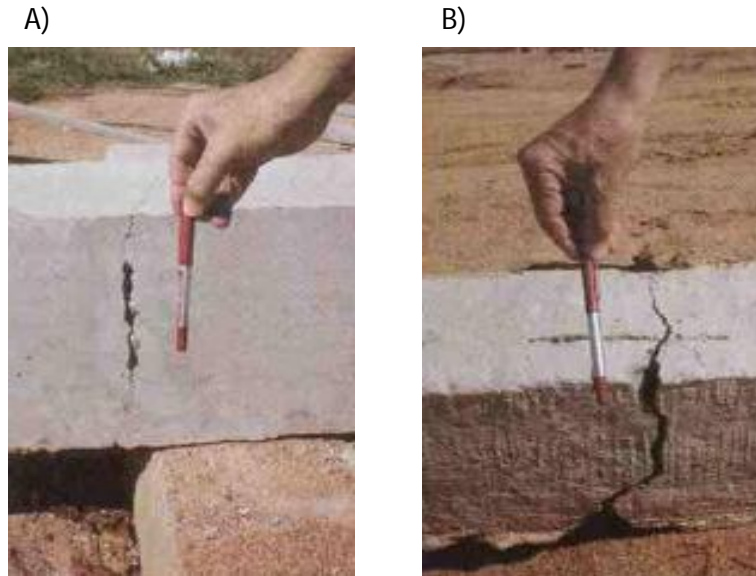


Figura 3.10 – A), B), C) e D), danos em estacas moldadas devido a utilização de betão de baixa resistência (Schnaid et al., 2005).

- Danos durante o manuseamento das estacas, carga e descarga, colocação no equipamento de cravação, entre outros, pode provocar fissuras e por em causa a sua utilização (Figura 3.11);



Figuras 3.11 – A) e B), danos devido ao manuseamento incorrecto das estacas (Schnaid et al., 2005).

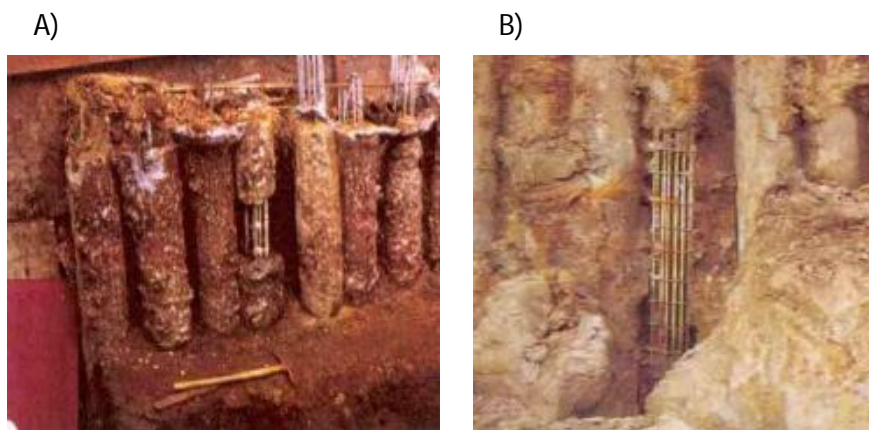
- Falta de protecção da cabeça da estaca durante a cravação provocando danos na estaca e uma transmissão incorrecta das cargas;
- Dano devido a excentricidade durante o choque do martelo; se o martelo não bater no centro da estaca este poderá provocar danos diferenciais na estaca impedindo uma correcta cravação;
- Estacas com armaduras inadequadas ou mal posicionadas;
- Em estacas muito esbeltas e longas podem surgir problemas durante a cravação como fissuras ou flexão da própria estaca;
- Uso de emendas inadequadas que não resistem à força da cravação ou aos esforços solicitantes, principalmente esforços de tracção ou esforços horizontais;

3.2.3 – PROBLEMAS EM ESTACAS MOLDADAS

Guerra et al. (2006) as estacas moldadas “*in situ*” são executadas com recurso a equipamentos que abrem buracos no solo e onde é colocado armadura para depois decorrer a betonagem, sendo as paredes do furo a cofragem da estaca. Dependendo das características do terreno pode-se executar estacas com diâmetros entre 450 mm e os 2600 mm, por rotação com ou sem utilização de lamas betoníticas ou polímeros, entubadas ou não com tubos metálicos.

Segundo Schnaid et al. (2005) as principais patologias relacionadas com as estacas moldadas são:

- A principal patologia das estacas moldadas tem a ver com a sua integridade (Figura 3.12); quando este tipo de problemas não é detectado pode pôr em causa o bom funcionamento das fundações. A betonagem deste tipo de estacas deve ser executada em compatibilidade com os processos construtivos e materiais utilizados acompanhados de uma fiscalização rigorosa para garantir a qualidade da estaca;



Figuras 3.12 – A) e B), problemas de integridade nas estacas moldadas (Schnaid et al., 2005).

- Betão com resistência inferior à especificada no projecto ou mistura inadequada das quantidades dos inertes e cimento pode dar origem a estacas com baixa resistência ou problemas de integridade;
- Armaduras mal posicionadas ou muito densas o que dificulta o processo de betonagem;
- Limpeza inadequada da base o que permite o contacto entre o betão e o solo que pode degradar a estaca e diminuir a resistência de ponta;
- Desabamento das paredes do furo durante a betonagem, o que pode contaminar o betão diminuindo a sua resistência;
- Presença de água durante a betonagem sem utilização de lamas bentoníticas o que pode diminuir a resistência da estaca ou criar problemas de integridade;
- Variação do diâmetro da estaca pela presença de solos muito moles, incapazes de resistir a pressão exercida durante a betonagem;
- Redução da resistência lateral devido ao amolgamento do solo durante a colocação do revestimento da estaca ou devido ao lubrificante usado entre o revestimento e o betão da estaca;

Uma das formas de detectar defeitos ou problemas de execução das estacas moldadas é a realização do controlo preciso do volume de betão utilizado durante a betonagem e fazer a comparação com o valor teórico.

CAPÍTULO 4 – ACÇÕES PÓS-CONCLUSÃO DAS FUNDAÇÕES

Neste tópico vamos abordar as patologias que surgem nos casos em que as fundações da estrutura já estão executadas e funcionando de forma correcta mas, por causa de eventos pós-conclusão, estas passam a ter problemas no desempenho das suas funções pondo em causa a estabilidade da estrutura. Alguns destes eventos podem ser previstos durante a fase de concepção do projecto podendo ser adoptadas medidas preventivas, outros são imprevisíveis e acabam por ser designados como acidentes. As patologias mais comuns neste tipo de casos podem ser separadas em três grupos (Schnaid et al., 2005):

- Alterações no carregamento da estrutura;
- Movimentos do solo devido a acções externas;
- Vibrações e choques.

4.1 – ALTERAÇÕES NO CARREGAMENTO DA ESTRUTURA

Alterações significativas no carregamento de uma estrutura podem levar ao surgimento de problemas nas fundações causando instabilidade na estrutura; este tipo de problemas tem como origem nas alterações das funções para a qual a estrutura foi projectada inicialmente ou modificações não previstas em projecto.

4.1.1 – ALTERAÇÕES DAS FUNÇÕES DA ESTRUTURA

Quando são feitas alterações no uso de uma estrutura as solicitações também são alteradas; esta alteração pode representar um incremento significativo nas cargas que são suportadas pelas fundações e causar problemas que podem levar ao surgimento de patologias (Schnaid et al., 2005). Este tipo de situação é típica de prédios comerciais e industriais onde surgem alterações das funções que tinham sido projectadas inicialmente ou pelo incremento de novas instalações para desenvolvimento de outras actividades

que provocam um aumento das cargas nas fundações. A colocação de equipamentos e materiais pesados sobre uma estrutura também provoca o aumento das cargas sobre as fundações, todas estas situações põe em causa o bom funcionamento das fundações e, conseqüentemente, a estabilidade da estrutura (Figura 4.1).

Por isso é extremamente importante antes de fazer qualquer tipo de alteração na estrutura verificar as condições para as quais as fundações foram efectivamente projectadas, desta forma é possível saber se a nossa estrutura funcionara de forma segura quando forem efectuadas alterações.

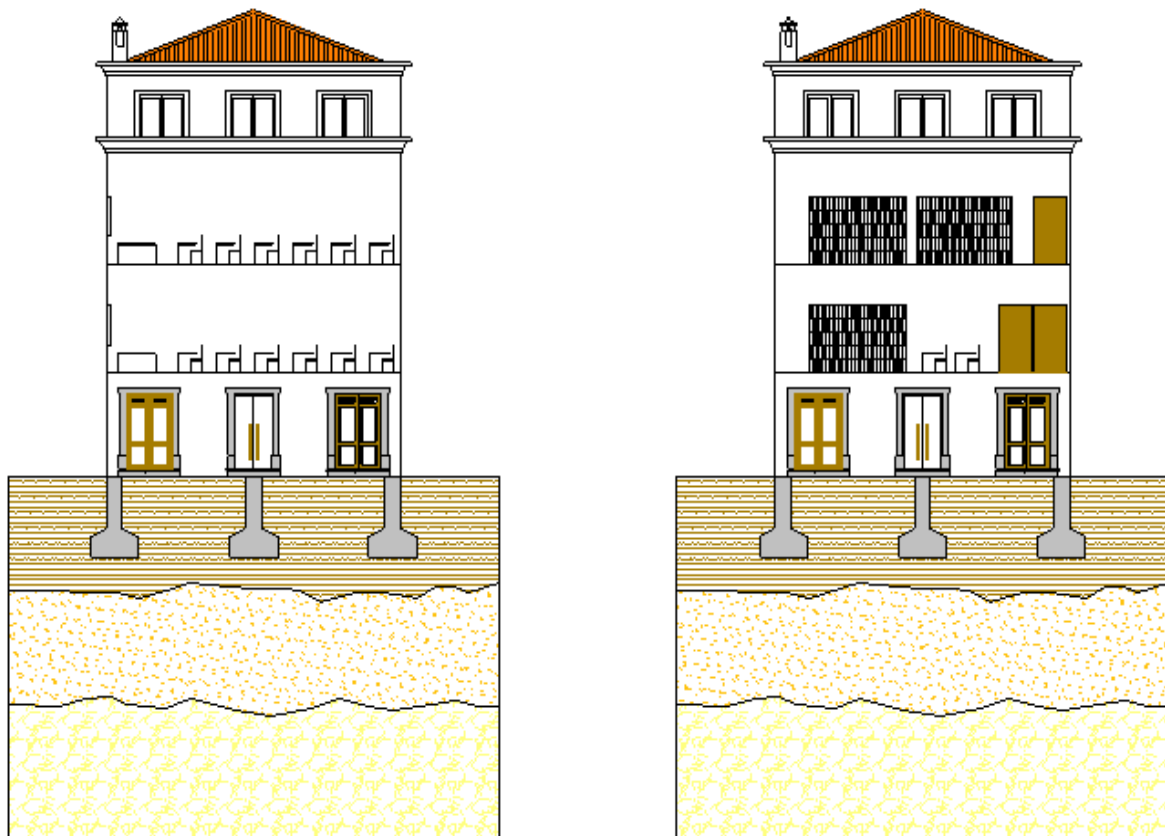


Figura 4.1 – Exemplo de alteração do uso de uma estrutura, onde o projecto inicial era uma escola mas foram feitas modificações para o prédio ser usado como uma biblioteca (Modificado, Schnaid et al., 2005).

4.1.2 – MODIFICAÇÕES NÃO PREVISTAS

As modificações não previstas são situações que causam aumento das cargas devido a alterações ou ampliações na estrutura não previstas em projecto, logo a estrutura não está capacitada para resistir acabando por surgir assentamentos, fissuras ou outro tipo de patologias. Estas situações são comuns em prédios que sofrem reformas e prédios comerciais que aumentam a sua área comercial, sem que haja qualquer tipo de reforço nas suas fundações.

4.2 – MOVIMENTOS DO SOLO DEVIDO A ACÇÕES EXTERNAS

Muitos problemas surgem devido às movimentações do solo devido a factores externos que causam alterações no comportamento do solo sobre o qual estão assentes as nossas fundações. Deslocamentos do solo estão, geralmente, associados a actividades da construção como, por exemplo, escavações, explosões, rebaixamento do nível freático, tráfego pesado, demolições, implantação de fundações profundas, compactação de solos, etc.

4.2.1 – ALTERAÇÕES NO USO DOS TERRENOS VIZINHOS

Schnaid et al. (2005) define dois tipos de patologias relacionadas com o uso dos terrenos vizinhos:

- Construção de uma nova estrutura sem que haja o cuidado de criar uma junta de separação entre a nova estrutura e a já existente. Outra situação do género é a construção ou ampliação das obras sem que haja uma junta de separação entre elas, estas situações são muito comuns e podem provocar sérios danos nas estruturas (Figura 4.2).



Figura 4.2 – Problemas causados pela construção de novas estruturas sem junta de separação (Schnaid, 2006).

- A construção de grandes estruturas ou a colocação de grandes quantidades de materiais pesados à volta de obras com fundações superficiais, podem provocar um aumento das tensões no solo e assentamentos na estrutura antiga.

4.2.2 – EXECUÇÃO DE GRANDES ESCAVAÇÕES PRÓXIMO À CONSTRUÇÃO

- A execução de escavações provoca movimentos no solo alterando as tensões iniciais assim como pode alterar o nível freático; tais alterações podem ter efeitos sobre as fundações existentes nas proximidades, aumentando a possibilidade de ocorrência de assentamentos das estruturas. Tanto as fundações superficiais como as profundas podem sofrer as consequências das alterações na massa do solo.

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; 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.

Um exemplo deste tipo de patologia foi o que aconteceu no dia 27 de Junho de 2009, em que um edifício residencial de 13 andares situado em Xangai desabou (Figura 4.4). Segundo consta, os trabalhadores da construtora executaram uma escavação próxima do edifício com o objectivo de construir um parque de estacionamento subterrâneo, sendo que todo o volume de terra escavada foi colocado do outro lado da estrutura. As tensões provocadas pelo peso da terra de um lado e o alívio das tensões no solo devido a escavação do outro lado da estrutura acabou comprometendo as fundações e gerando o desabamento. Também é preciso ter em consideração o mau estado do terreno envolvente devido as chuvas, enchentes do rio próximo da construção, a fraca qualidade das fundações executadas, betão de fraca resistência e problemas nas paredes de contenção do rio. De seguida podemos ver o esquema que levou ao desabamento da estrutura (Figura 4.3).

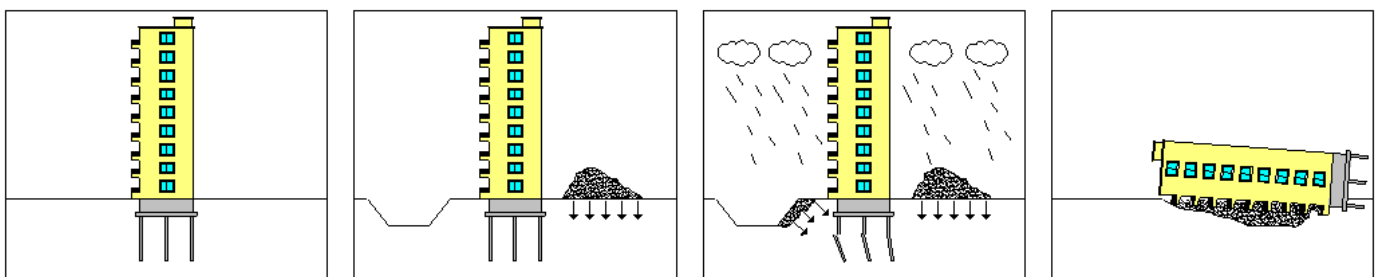


Figura 4.3 – Esquema das causas que originaram o desabamento do prédio em Xangai (Modificado Foncillas, 2009)



Figura 4.4 – A) e B) imagens do desabamento do prédio em Xangai (Foncillas, 2009).

4.2.3 – ESCAVAÇÕES NÃO PROTEGIDAS OU ESCAVAÇÕES INTERNAS À OBRA

São escavações de pequena dimensão e executadas junto a obras existentes causando vários acidentes e provocando instabilidade (Figura 4.5). Quando são executadas escavações próximas de fundações é sempre necessário tomar medidas de prevenção de instabilidade da estrutura; as fundações superficiais são as mais afectadas devido a serem as mais sensíveis ao alívio de tensões. Quando existe a presença de solos superficiais com baixa resistência, pequenas escavações internas à obra, como, por exemplo, a implantação do poço do elevador podem provocar problemas de descalçamento da estrutura (Schnaid et al., 2005).



Figura 4.5 – Descalçamento das fundações da estrutura devido a escavações próximas (Schnaid, 2006).

4.2.4 – INSTABILIDADE DE TALUDES

Escavações decorrentes do processo de construção ou provocadas por fenómenos naturais, como a erosão, alteram o equilíbrio dos esforços no talude e provoca eventuais deslizamentos pontuais que danificam as fundações ou dependendo da magnitude do deslizamento e a profundidade da fundação, podem provocar o deslizamento completo da estrutura. Muitos dos problemas devido aos deslizamentos pontuais de encostas são provocados pela ausência de verificação da estabilidade do talude sob o efeito da sobrecarga provocada pela estrutura sobre o talude como podemos observar na Figura 4.6 (Schnaid et al., 2005).

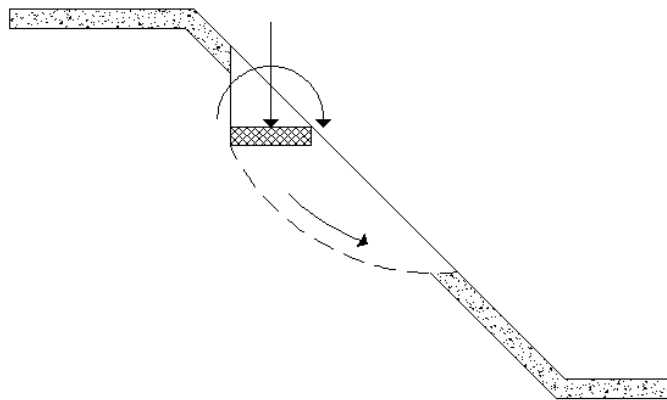


Figura 4.6 – A construção de uma estrutura provoca esforços no solo e problemas de estabilidade pontual do talude (Modificado, Schnaid et al., 2005).

Existem também os problemas de estabilidade geral das encostas naturais, que provocam deslizamentos de grandes massas de solo, cuja dimensão engloba a obra e as suas fundações (Figura 4.7); por isso é fundamental que o projecto contemple não só cálculo da transmissão das cargas ao solo mas também os efeitos e mecanismos do escorregamento da massa do solo e as suas consequências à obra a ser projectada.

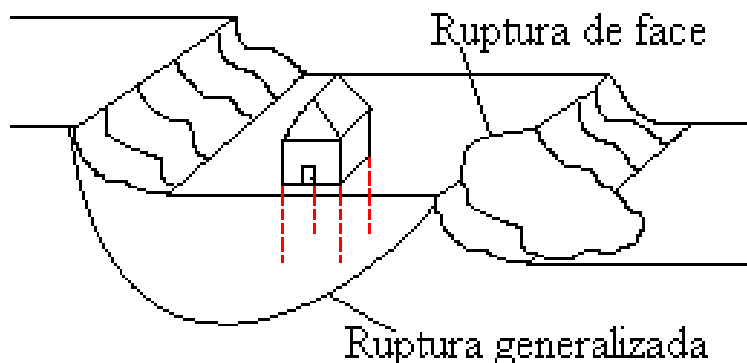


Figura 4.7 – Instabilidade dos taludes naturais pode por em risco a estrutura (Modificado, Schnaid et al., 2005).

4.2.5 – VAZAMENTO DE ÁGUA NO SOLO

Schnaid et al. (2005) menciona que o rompimento de canalizações enterradas provoca problemas de erosão no solo transportando as partículas do solo e deixando vazios que originam assentamentos estruturais. Em solos frágeis, situações de rompimento de canalizações podem provocar grandes danos nas estruturas.

Situações onde acontece uma grande acumulação de água num determinado local do solo, inexistente antes da implantação das estruturas construídas, podem afectar a estabilidade e segurança das fundações. Casos em que há derrame contínuo de água de um reservatório ou vazamento de grandes tanques ou grandes coberturas que não tem um sistema de recolha de águas, podem provocar a saturação do solo, erosão e nos solos mais frágeis pode provocar movimentações de massa que origina assentamentos nas estruturas, especialmente em fundações superficiais.

4.2.6 – VARIAÇÃO DO NÍVEL FREÁTICO

Quando ocorrem variações no nível freático não consideradas no projecto inicial pode dar origem a solicitações que causam danos na estrutura; este tipo de problemas é comum nos casos em que não é feito o registo do nível freático nas sondagens devido a se encontrar mais abaixo ou nos casos das estações de chuva e estações de seca o nível freático oscilar (Schnaid et al., 2005).

A presença de água nos solos não considerada em projecto provoca uma série de novos impulsos sobre a estrutura que não foi projectada para os suportar, o que pode provocar a ruptura dos elementos enterrados (Figura 4.8).

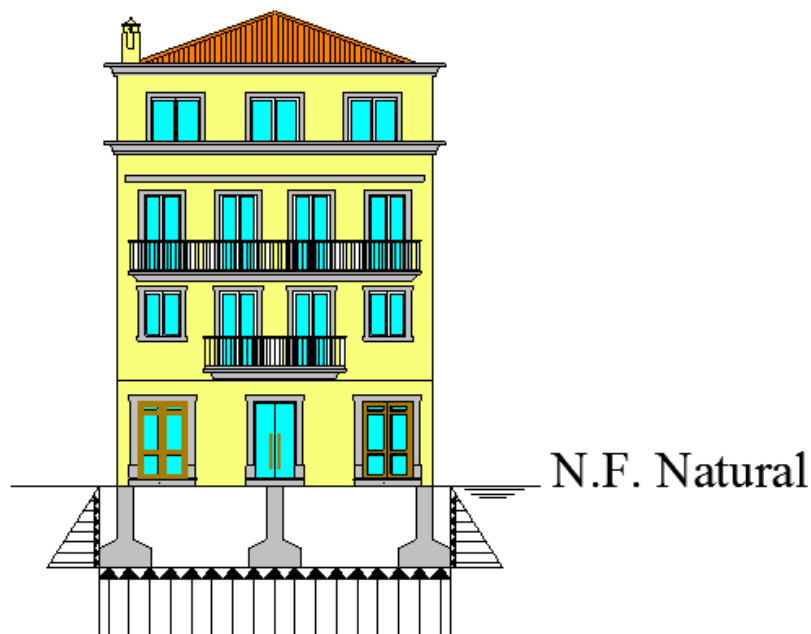


Figura 4.8 – Impulsos provocados pela água presente no solo sobre uma estrutura (Modificado, Schnaid et al., 2005).

4.2.7 – REBAIXAMENTO DO NÍVEL FREÁTICO

Para efectuar construções abaixo do nível freático é recorrente utilizar métodos para baixar o nível freático. Sempre que o nível freático é rebaixado o peso do solo varia; essa variação provoca o aumento de tensão efectiva actuante na massa do solo, resultando em deformações do solo que originam assentamentos nas estruturas.

O rebaixamento do nível freático também afecta as fundações das construções vizinhas, especialmente as que possuem fundações superficiais em solos granulares provocando assentamentos; solos compactos ou medianamente compactos são só afectados nos casos em que o rebaixamento do nível freático provoca a perda ou movimentação de material do solo, mas os seus efeitos são pouco significativos; No caso dos solos argilosos, estes efeitos são mais significativos, em solos orgânicos os efeitos são rápidos enquanto que nos solos com argilas de baixa permeabilidade os efeitos dependem do tempo em o rebaixamento ocorre. Um rebaixamento prolongado do nível freático pode provocar efeitos de consolidação do solo e provocar assentamentos como mostra a Figura 4.9 (Schnaid et al., 2005).



Figura 4.9 – O rebaixamento do nível freático para construção de uma nova estrutura pode provocar patologias em estruturas vizinhas como assentamentos (Modificado, Schnaid et al., 2005).

4.2.8 – EROSÃO

O fenómeno da erosão das fundações atinge principalmente as fundações executadas dentro de leitos onde exista correntes de água; este fenómeno é bastante comum em pontes construídas sobre rios onde as suas fundações encontram-se no leito do rio e devido às correntes de água, o material do fundo do rio é arrastado, deixando ao descoberto as fundações; este fenómeno consegue alterar o perfil do rio ao longo dos anos (Figura 4.10) por isso é do conhecimento dos engenheiro a importância de não só projectar as fundações, mas também estudar a melhor forma de as proteger deste fenómeno (Federico et al., 2003, citado por Schnaid et al., 2005).

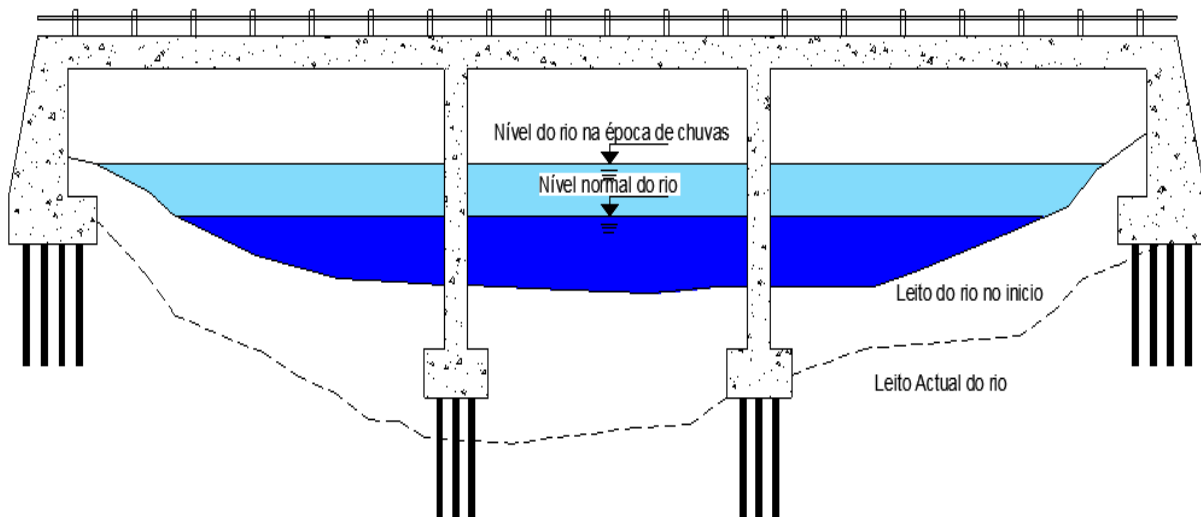


Figura 4.10 – Exemplo da alteração do fundo do leito do rio devido a erosão, deixando as fundações da ponte ao descoberto o que pode provocar instabilidade ou colapso da ponte (Modificado, Muñoz et al., 2006).

O fenómeno da erosão coloca a descoberto as fundações o que aumenta a sua instabilidade e, no caso de ser elementos esbeltos, aumenta as possibilidades de haver flexão dos elementos estruturais o que pode levar ao colapso da estrutura. É extremamente importante a realização de vistorias a estruturas que possam sofrer problemas de erosão (Figura 4.11).

A)



B)



Figuras 4.11 – A) podemos ver a erosão que a ponte sobre o rio está a sofrer. B) podemos observar um dos efeitos da erosão das fundações que é a abertura de fissuras (Muñoz et al., 2006).

Um exemplo do poder destrutivo deste fenómeno foi o que aconteceu em Portugal na ponte de Entre-os-Rios, que ligava Eja (Penafiel) a Sardoura (Castelo de Paiva); ruiu a 04 de Março de 2001 devido à cedência do pilar P4, após cinco grandes cheias no Douro (Figura 4.12). As causas do colapso da ponte devem-se à erosão das correntes junto ao pilar e a extracção de areias também terá acelerado o processo de descalçamento da fundação do pilar P4. Segundo o relatório do LNEC um reforço no pilar P4 teria sido suficiente para evitar o colapso da ponte.

A)



B)



Figuras 4.12 – A) e B) nas imagens pode se ver os efeitos da erosão sobre a ponte Entre-os-Rios (TVI24 edição online).

4.3 – VIBRAÇÕES E CHOQUES

As acções exteriores que provocam vibrações ou choques como compactação dos solos, explosões para desmonte de rochas, equipamentos de cravação, equipamentos industriais que podem estar dentro ou fora da estrutura, entre outros, podem provocar o surgimento de patologias na estrutura. Segundo Schnaid et al. (2005) este tipo de acção afecta principalmente as fundações superficiais assentes em solos granulares; as vibrações podem provocar o rearranjo das partículas e diminuição do índice de vazios, o que pode provocar assentamentos estruturais.

4.3.1 – EQUIPAMENTOS INDUSTRIAIS

Equipamentos industriais que produzem vibração, como equipamentos de corte, equipamentos de moldagem e outros provocam o surgimento de problemas nas fundações da estrutura. Para este tipo de estrutura é necessário estudar soluções de isolamento que anulem as vibrações produzidas; por exemplo, máquinas de grandes dimensões como turbo-geradores, normalmente são criadas fundações separadas por juntas, amortecedores ou molas para evitar a transmissão de vibrações.

4.3.2 – CRAVAÇÃO DE ESTACAS

A cravação de estacas metálicas ou pré-moldadas através de esforços dinâmicos que provoca o deslocamento da massa do solo ou o uso de equipamento de vibração que alteram as tensões devido ao rearranjo das partículas da massa do solo podem afectar as fundações das construções vizinhas. A cravação de estacas pode provocar assentamentos nas fundações superficiais de prédios, os efeitos da cravação são sentidos principalmente em solos coesivos porque ajudam a sua propagação.

Schnaid et al. (2005) define um conjunto de medidas para reduzir os efeitos da cravação de estacas:

- Execução de pré-furos;
- Cravação através do uso de jacto de água em areia compactas;
- Uso de estacas com menor secção possível;
- Iniciar os trabalhos de cravação a partir das estacas mais próximas das estruturas existentes;
- Evitar a cravação através de métodos vibratórios em solos argilosos;
- Utilizar estacas moldadas quando existir risco de assentamentos nas estruturas vizinhas.

4.3.3 – COMPACTAÇÃO DE SOLOS

A compactação de solos através de equipamentos vibratórios ou de percussão pode provocar efeitos nas estruturas vizinhas através da propagação das vibrações na massa do solo. Este tipo de actividade deve ser executada fazendo uma previsão do melhor equipamento adequado à situação para evitar danos significativos. Equipamentos com carga superior a 50 kN não devem ser utilizados em centros urbanos.

4.3.4 – EXPLOSÕES

O uso de explosivos para remoção de rocha ou explosões para demolição de estruturas de betão armado provoca vibrações, pressões sonoras, lançamento de detritos, que causam danos às estruturas. Schnaid et al. (2005) explica que o planeamento de explosões deve incluir as seguintes etapas:

- Avaliação do local onde são executadas as explosões e a determinação do perímetro no qual as ondas de choque se propagam;

- Investigação do estado de estabilidade e as condições em que se encontram as fundações das estruturas que se encontrem no perímetro de risco, verificação de todas as fissuras que as estruturas possuem e fazer um registo fotográfico para evitar situações de aproveitamento por parte dos moradores das estruturas vizinhas;
- Avaliação da forma como as estruturas respondem à vibração, assim como os equipamentos que se encontram no interior destas;
- Avaliação das obras subterrâneas como túneis, reservatórios e outros que podem ser danificados com as explosões;
- Informação às povoações envolvidas sobre os riscos das explosões e as consequências das mesmas.

CAPÍTULO 5 – DEGRADAÇÃO DOS MATERIAIS CONSTITUINTES DAS FUNDAÇÕES

A degradação dos materiais e dos elementos estruturais que estão em contacto com o solo e a água ao longo do tempo deve ser considerada na fase de projecto de forma a garantir a integridade da estrutura ao longo dos anos. A acção dos elementos naturais sobre as fundações obriga a um estudo sobre os seus efeitos e os possíveis danos que possam vir a causar.

Schnaid et al. (2005) defende que durante a fase de prospecção dos solos devem ser identificados os materiais mais agressivos ou contaminantes de forma a que seja encontrada uma solução para o problema. As principais características que devem ser verificadas num ambiente agressivo são o pH do solo, teor de sulfatos e o teor de cloretos. Aterros com resíduos industriais, locais de depósitos de elementos potencialmente agressivos ou de natureza desconhecida têm de ser alvo de uma avaliação dos seus efeitos a longo prazo. As principais indústrias que desenvolvem actividades que podem contribuir para a degradação dos materiais são as indústrias químicas, petroquímicas, de fertilizantes, lacticínios, açucareira, vitivinícola, etc.

Neste tópico vão ser estudadas as principais patologias decorrentes da degradação dos materiais utilizados nas fundações como o betão, o aço, a madeira e a rocha.

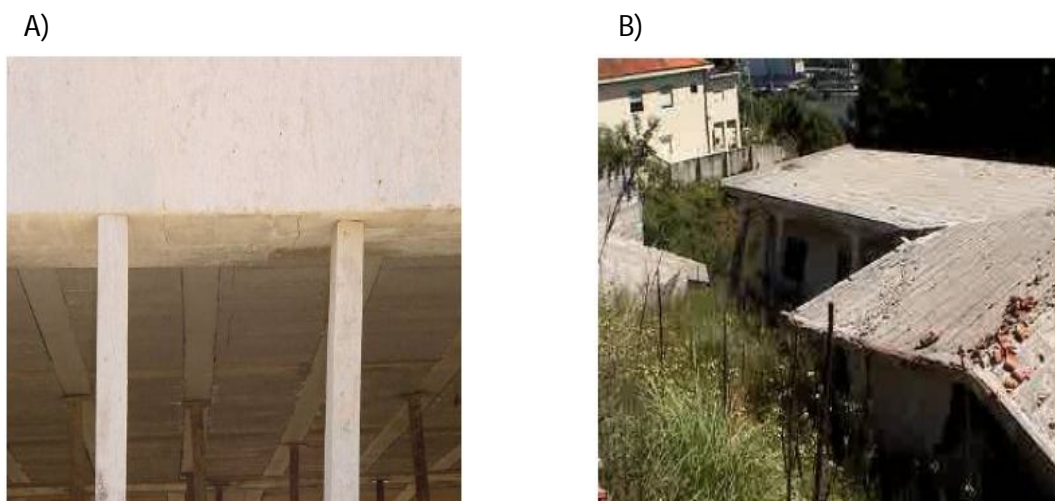
5.1 – BETÃO

Moreira et al. (2007) os elementos de betão durante ao longo da vida útil devem estar aptos a cumprir com os requisitos, a nível de segurança, qualidade das condições de serviço e a durabilidade, definidos em projecto. Infelizmente, muitas estruturas de betão, por diversos motivos, são alvo de intervenções de manutenção ou reparação após poucos anos em serviço. As causas da degradação do betão têm principalmente duas origens: erros humanos e causas naturais

5.1.1 – ERROS HUMANOS

Moreira et al. (2007) menciona que os erros humanos podem surgir quer na fase da concepção da estrutura, quer na fase da construção. O engenheiro durante a concepção do projecto deve ter em conta não só as cargas que actuam nas fundações da estrutura, mas também tem de ter em conta o tipo de ambiente onde vão ser implantadas. Esta classe de exposição ambiental define a dosagem mínima de ligante e a máxima relação água/ligante do betão. Só depois de conhecer o tipo de ambiente é que pode-se definir a classe de resistência que devemos considerar para o betão.

Na fase de execução das fundações devemos ter em consideração a composição, tempo de cura e compactação do betão, recobrimento das armaduras, má interpretação do projecto e deficiente qualidade dos materiais utilizados (Figura 5.1).



Figuras 5.1 – A) fissura numa viga devido a erros humanos. B) colapso de uma estrutura devido a erros humanos (Moreira et al., 2007).

5.1.2 – ACÇÕES NATURAIS

Moreira et al. (2007) define que as acções naturais podem ser separadas em três grupos: acções químicas, acções físicas e acções biológicas.

- **Acções químicas:**

Carbonatação - É a reacção química entre a cal (desenvolvida durante a hidratação do cimento) e o dióxido de carbono presente no ar. Esta reacção forma carbonato de cálcio. Após esta reacção há a redução do pH do betão de 13,5 para valores inferiores a 9.

Agressão por iões de cloro – podem ocorrer agressões por:

- Cloreto de sódio - Este sal desenvolve diferentes formas de agressão contra o betão. O cloreto de sódio pode causar corrosão nas armaduras de reforço. Este fenómeno é caracterizado por um grande aumento de volume podendo originar expansão.
- Cloreto de cálcio - Reage sempre com a pasta de cimento criando um perigoso composto: oxiclreto de cálcio. Caracteriza-se por um grande aumento de volume podendo originar expansão.

Agressão por sais sulfatados - Os sais sulfatados encontram-se no solo, na água do mar e nos materiais constituintes do betão. Em presença da humidade estes reagem com a pasta de cimento.

Os factores que influenciam o ataque dos sulfatos:

- A quantidade e natureza do sulfato existente; quanto maior for a concentração de sulfatos no solo ou na água mais severo será o ataque;
- O nível freático e a sua variação;
- Fluxo de água subterrânea e porosidade do solo;
- Forma da construção e qualidade do betão utilizado.

Álcali (Na e K) – agregado - Reacção dos álcalis (sódio e potássio) do cimento com diversas formas de sílica amorfa presentes em alguns agregados. Esta reacção causa tensões que podem originar expansão e fissuras no betão

- **Acções físicas:**

Ciclos de gelo/degelo - Quando a água congela, o seu volume sofre um incremento de 9%, que provoca tensões, fissuras e desagregações. Uma solução é introduzir 4-6% de ar no betão (em função da classe de exposição ambiental)

Retracção – A retracção origina forças de tracção; quando estas forças superam a resistência à tracção do betão surgem fissuras.

Temperaturas elevadas - A camada de recobrimento tem que proteger a armadura metálica de reforço e tem de evitar que a sua temperatura máxima exceda os 500°C em qualquer ponto. O betão pode resistir, sem danos, até uma temperatura máxima de 500°C.

Abrasão - A abrasão consiste no desgaste por atrito da camada superficial do betão. Baixa relação água/cimento melhora a resistência do betão à abrasão assim como a utilização de agregados resistentes à abrasão e a prescrição de um betão, pelo menos, da classe de resistência C30/37.

Erosão - Fenómeno que resulta da acção de agentes dinâmicos externos (ar, vento, água, gelo, seres vivos, etc.). O grau de erosão depende do tipo e potência do agente erosivo e da qualidade do betão.

Cavitação - Fenómeno físico que ocorre em canais quando a velocidade da água é superior a 12m/s e as superfícies de contacto são irregulares. As variações de pressão causam desagregações das superfícies do betão

- **Acções biológicas:**

O fenómeno mais importante a considerar é a acção dos esgotos, devido à presença do enxofre que é transformado em ácido (sulfídrico, sulfúrico) ou sulfatos, pela presença de microorganismos. Outras acções a considerar são as de origem vegetal (raízes ou fungos) e as de origem animal.

5.2 – AÇO

A maioria dos metais encontram-se na natureza sob a forma de compostos (salvo raras exceções como ouro, platina, entre outros); estes compostos podem ser óxidos, sulfuretos, entre outros. Tais compostos são as formas mais estáveis para os mesmos. O processo de corrosão pode ser entendido como a forma que um metal tem para retornar a um composto mais estável. Por exemplo, quando uma peça de aço enferruja, o ferro (principal componente), está retornando à forma de óxido de ferro.

Paiva Martins (1983) define a corrosão dos metais como o “Regresso às origens”, ou mais propriamente dito, a reposição no universo das formas termodinamicamente estáveis (o universo da metalúrgica extractiva); este processo tem lugar sob a forma de reacções químicas do tipo heterogéneo e desenvolve-se através do contacto metal-meio envolvente. Se esse contacto estiver isento de humidade, trata-se de uma corrosão seca, caso contrário será uma corrosão húmida.

Soares (2008), apresenta quatro tipos de corrosão dos metais:

Corrosão pelo ar - a maioria dos metais tende a se combinar com o oxigénio do ar, produzindo os respectivos óxidos. Não considerando a acção de vapores contidos no ar (de água, etc.), esse processo se dá de forma lenta para o ferro em temperaturas usuais de ambientes.

Entretanto, em alguns metais como o alumínio a corrosão é rápida mas acontece o fenómeno da apassivação: a camada de óxido formada na superfície isola o oxigénio e impede a continuação do processo.

A presença de vapor de água acelera a corrosão e ainda mais se tais vapores contêm substâncias agressivas como sais ou ácidos. Ocorre em muitos ambientes industriais, locais próximos ao mar, etc.

A prevenção e o combate dependem de cada caso. Métodos comuns são, por exemplo, uso de tintas protectoras, tratamentos superficiais como niquelagem, cromagem, etc.

Corrosão por acção directa - pode-se incluir neste item os casos em que o metal está directamente em contacto com substâncias que o atacam. É comum em processos industriais. Exemplos: soluções químicas, sais ou outros metais fundidos, atmosferas agressivas em fornos, etc. A prevenção e controle são específicos para cada caso.

Corrosão biológica - refere-se a corrosão e perda de metal causada por microrganismos. É caracterizada por pequenas colónias dispersas. Por exemplo, corrosão da hélice de barcos quando microrganismos a ela se agregam, liberando ou absorvendo oxigénio. Este fenómeno é particularmente observado em indústrias de conservas alimentícias

Corrosão galvânica - é provavelmente o tipo mais comum, porque a corrosão em função da água quase sempre se deve ao processo galvânico. Estruturas expostas ao tempo, submersas ou subterrâneas. Nessas condições, há a presença, constante ou não, de água, que favorece a formação de células galvânicas.

Na prática, as células galvânicas formam-se devido às diferenças de materiais existentes como soldas, conexões ou simples diferenças superficiais no mesmo metal. O electrólito pode ser a água contida no solo ou em contacto directo com o líquido.

Corrosão que ocorre quando metais ou ligas com potenciais electroquímicos diferentes são acoplados um ao outro.

Ferreira (2008) acrescenta mais três tipos de corrosão para além dos referenciados por Soares (2008):

Corrosão por sais fundidos: Corrosão de metais devido à acção de vapores de sais fundidos. Ex. Instalações de tratamento térmico de metais onde o aquecimento é feito através de sais fundidos.

Corrosão por metais líquidos: Degradação corrosiva de metais em presença de certos metais líquidos como mercúrio, zinco, chumbo e cádmio. Esta acção corrosiva pode provocar: dissolução química metal/metal, fragilização e quebra.

Corrosão devido a altas temperaturas: Corrosão pela reacção de metais expostos a agentes oxidantes a altas temperaturas provocando: Oxidação, Carbonização e outras formas menos comuns. Por exemplo, metais ou ligas quando aquecidos a partir de um combustível contaminado, por exemplo, com enxofre.

Schnaid et al. (2005) refere que as estacas metálicas executadas em solos naturais em contacto com água e ar podem estar sujeitas à corrosão e devem ser por isso devidamente protegidas. A corrosão do aço também pode ocorrer se os elementos de fundação estiverem em contacto com solos contendo materiais agressivos ou aterros, se tiverem em ambientes aquáticos ou submetidos a efeitos de variações do nível de água. A acção da corrosão ocorre em função da temperatura ambiente, nível de pH do solo, oxigénio e elementos químicos que se encontrem no ambiente a volta.

Estruturas de fundações metálicas requerem atenção especial quando instaladas em zonas marinhas ou ambientes fluviais, estas estruturas podem estar localizadas em três tipos de regiões (Tomlinson, 1994, citado por Schnaid et al., 2005):

- Zona atmosférica – acima do contacto com a água;
- Zona de variação – zona exposta a variações do nível de água;
- Zona de imersão – zona que fica sempre abaixo do nível mínimo de água.

Dentro dos três tipos de regiões a mais afectada pela degradação é a zona de variação entre o nível de água e a presença de oxigénio, sendo que a corrosão não é uniforme ao longo da estaca metálica em ambientes marinhos.

O mesmo autor refere que geralmente estacas metálicas quando enterradas por inteiro em terreno natural dispensam de qualquer tratamento especial, independentemente do nível freático. Havendo, porém, um trecho da estaca desenterrado ou enterrado em aterro que possa conter materiais que atacam o aço, é importante fazer a protecção da estaca.

5.3 – MADEIRA

Singh (1996) traduzido por Araújo (2005) cita que os materiais de construção são degradados pelos efeitos de condições ambientais adversas e a extensão dos danos consequentes depende quer dos materiais, quer da sua condição. A madeira permanece um dos materiais mais úteis num mundo de recursos decrescentes e é um componente de primeira importância nas edificações históricas. Ela tem muitas propriedades estruturais e estéticas positivas, assim como é um recurso energeticamente eficiente e renovável. No entanto, a madeira proporciona nichos ecológicos especializados e muitos organismos evoluíram para a usarem como alimento. Os mais vulgares e destrutivos para a madeira são a podridão seca, a podridão húmida, o caruncho. Os quadros seguintes mostram os principais agentes que causam degradação nas madeiras:

Quadro 5.1 – Causas da degradação da madeira (Singh, 1996, traduzido por Araújo, 2005).

Tipo	Agente	Factores ambientais
Biológicos	Fungos (podridão seca, podridão húmida, bolores e outros); Bactérias; Actinomicetes; Líquenes, musgos e algas; Larvas de insectos xilófagos (caruncho vulgar, caruncho <i>death watch</i> e outros), caruncho das alcatifas, traças, bibliófagos e térmitas “peixe de prata”.	Humidade atmosférica e dos materiais; Movimento do ar; Temperatura; Luz; Poeira; Fonte de alimentação.
Químicos	Ácidos, álcalis e solventes	Poluição Tratamentos curativos
Físicos	Abrasão mecânica Desgaste por utilização e outros Decomposição por agentes físicos, tais como aquecimento, fogo e humidade prolongada	Uso normal Desgaste pelos visitantes Danos acidentais Luz do sol Aquecimento Fogo Humidade
Radiação	Raios ultravioletas	Exposição à luz solar

Quadro 5.2 – Fungos que infestam os materiais de construção (Singh, 1996, traduzido por Araújo, 2005).

	Condições de humidade	Requisitos de Temperatura
Podridão seca	Teor mínimo de humidade nas madeiras de cerca de 20 %; O crescimento óptimo ocorre aos 30 – 40 %; A germinação dos esporos requer um teor de humidade na medida de 30 %.	A temperatura óptima para a podridão seca nos edifícios é de cerca de 23 °C, a temperatura máxima para um crescimento continuado é de cerca de 25 °C e o fungo é rapidamente morto acima dos 40 °C
Podridão húmida	A podridão húmida ocorre geralmente em condições de humidade persistente, necessitando de um teor em humidade de 50 – 60 %.	Os fungos da podridão da madeira diferem quanto à sua temperatura óptima, mas a maioria varia entre os 20 – 30 °C

Quadro 5.3 – Tipos de Fungos (Singh, 1996, traduzido por Araújo, 2005).

Podridão seca	Serpula lacrymans.
Podridões húmidas	Fungo da podridão das caves (<i>Coniophora puteana</i>); Fungos dos poros, (por ex. <i>Amyloporia Xantha</i> ; <i>Fibroporia vaillantii</i> e <i>Poria placenta</i>); <i>Phellinus continguus</i> ; <i>Donkioporia expansa</i> ; Fungo “casca de ostra” (<i>Pleurotus ostreatus</i>); <i>Asterostroma spp</i> ; <i>Paxillus panuoides</i> ; <i>Lentinus lepideus</i> ; <i>Dacrymyces stillatus</i> ; <i>Ptychogaster rubescens</i> .
Podridão mole	<i>Chaetomium globosum</i>
Bolores	<i>Cladosporium spp</i> ; <i>Penicillium spp</i> ; <i>Aspergillus spp</i> ; <i>Trichoderma spp</i> ; <i>Alternaria spp</i> ; <i>Aureobasidium spp</i>
Bolores mucosos	<i>Myxomycetes</i>
Fungos do estuque	<i>Coprinus spp</i> ; <i>Peziza spp</i> ; <i>Pyronema spp</i>
Fungos das manchas	<i>Cladosporium spp</i> ; <i>Aureobasidium spp</i>

5.4 – ROCHA

Schnaid et al. (2005) menciona que as fundações directas executadas em blocos de pedra de monumentos históricos antigos ou construções utilizando rochas brandas, podem apresentar degradação das rochas ao longo do tempo devido a agressividade do meio envolvente como apresentado por Schrefler e Delage (2001).

PARTE II

FUNDAÇÕES EM DEPÓSITOS DE VERTENTE NA CIDADE DE MACHICO

Na segunda parte vamos analisar os principais problemas que podem surgir devido a execução de fundações em depósitos de vertente e solos expansivos. Inúmeros exemplos destas patologias podem ser encontrados com facilidade na cidade de Machico.

Vão ser analisados os vários movimentos de vertente, a sua classificação e causas que os originam. Vamos analisar o movimento de uma grande área de terreno na cidade de Machico que fez estragos avultados em 66 casas do sítio da Serra d'Água; este movimento ocorre na encosta do vale de Machico que apresenta alguns indícios de instabilidade devido à presença de depósitos de vertente; este tipo de depósitos tornam-se instáveis na presença de água (solos expansivos). O movimento teve origem devido as escavações do novo Hiper Sá.

Os taludes do vale de Machico têm pouca inclinação o que permite que haja uma acumulação depósitos de espessura elevada, fundamentalmente constituídos por argilas. Este tipo de depósitos, a inclinação do talude e o nível freático próximo da superfície, no conjunto reúnem condições necessárias para o acontecimento de movimentos de vertente do tipo *creep*, que é um movimento lento de alguns centímetros por ano, o que faz com que seja pouco evidente, mas devido às escavações fez com que o movimento fosse amplificado.

Também vamos analisar os solos expansivos que formam estes depósitos e as suas principais características, a plasticidade e expansibilidade, em conjunto com o nível freático muito perto da superfície tornam os depósitos extremamente instáveis. Vão ser ainda abordadas as principais medidas para minimizar os efeitos deste tipo de solo sobre as estruturas.

CAPÍTULO 6 - MOVIMENTOS DE VERTENTE

As zonas de vertentes são locais que apresentam um desnível em relação ao resto da topografia, podendo ser de maior ou menor inclinação; estes locais estão normalmente expostos de forma intensa aos fenómenos erosivos, o que faz com que seja frequente a ocorrência de movimentos de vertente.

Hutchinson (1968) citado por Lopes (2007) descreve este movimento como sendo o processo de transporte de matéria sólida da dinâmica superficial do nosso planeta que podem ser subdivididos em movimentos gravitacionais de massa, definidos como todos aqueles que são induzidos pela aceleração gravitacional e em movimentos de transporte de massa, onde o material movimentado é transportado por um meio qualquer como água, gelo ou ar.

O movimento de vertente também pode ser descrito como uma forma de transporte gravítico de massa de rocha, solo, lama ou de materiais não consolidados; este tipo de movimento tem origem quando a força da gravidade é superior à resistência à deformação dos materiais da encosta. Tais movimentos podem ser accionados por sismos, inundações ou outros eventos geológicos, fazendo que a massa de materiais se mova com uma velocidade que pode ser muito baixa, praticamente imperceptível até velocidades muito altas de forma repentina, podendo ter consequências catastróficas. O volume de massa deslocada vai desde quantidades muito pequenas até enormes desprendimentos de terra que deposita toneladas de solo e rochas nos vales adjacentes às vertentes montanhosas.

6.1 - COMPONENTES DOS MOVIMENTOS DE VERTENTE

Varnes (1978) apresentou um esquema que mostra a componente que faz parte do movimento de vertente complexo; este modelo foi reeditado pela U.S. Geological Survey em 2004 (Figura 6.1); a IAEG (*International Association for Engineering*

Geology and the Environment) propôs em 1990 um diagrama que mostra as componentes de um movimento de vertente (Figura 6.2) sendo que Cruden e Varnes (1996) explicam cada uma das componentes (Quadro 6.1).

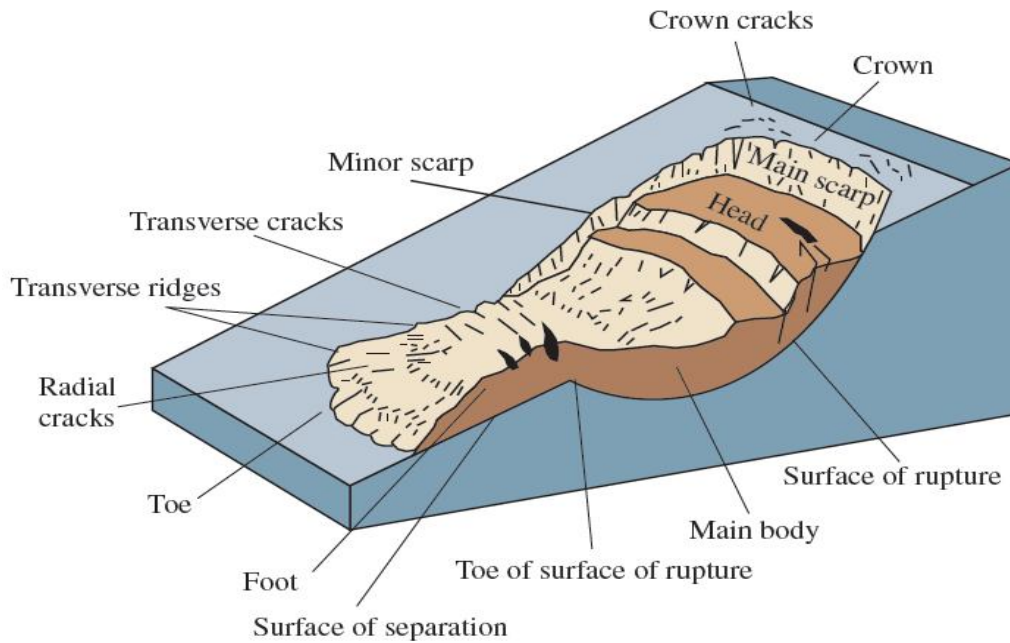


Figura 6.1 – Esquema de um escorregamento e as suas componentes (U.S. Geological Survey, 2004).

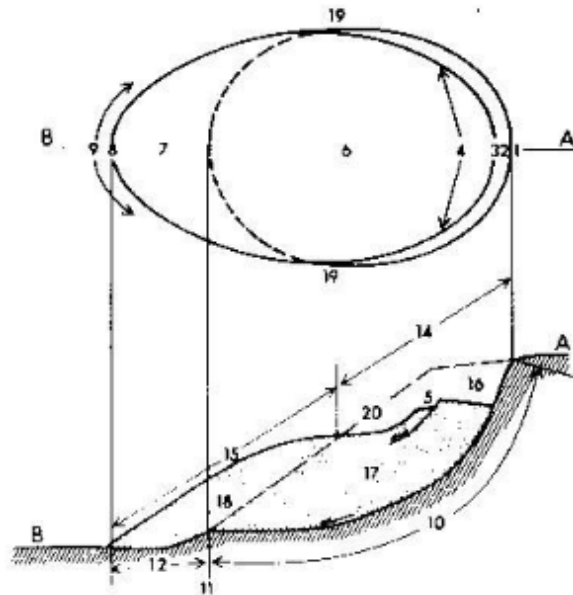


Figura 6.2 – Esquema de um escorregamento e as suas componentes (Neto, 2005).

Quadro 6.1 – Definição das componentes dos movimentos de vertente segundo a AIEG (1990), definidas por Cruden e Varnes (1996) Simplificadas por Neto 2005.

Nº	Nome	Descrição
1	Coroa	Material que praticamente não foi deslocado, encontrando-se adjacente a parte mais alta do talude principal.
2	Talude principal	Superfície íngreme no terreno intacto à banda superior do escorregamento causado pelo movimento do material deslocado (13) fora do terreno intacto; é a parte visível da superfície de ruptura (10).
3	Topo	Ponto mais alto entre o material deslocado e o talude principal.
4	Cabeça	Parte superior do escorregamento ao longo do contacto entre o material deslocado e o talude principal.
5	Talude menor	Superfície íngreme no material deslocado do escorregamento, produzida por movimentos diferenciais dentro do material deslocado.
6	Corpo principal	Parte do material deslocado do escorregamento que situa-se sobre a superfície de ruptura entre o talude principal (2) e o pé da superfície de ruptura (11).
7	Base	Porção do escorregamento que se moveu para além do pé da superfície de ruptura (11) ficando sobre a superfície de terreno intacta.
8	Parte final	Ponto mais distante do pé (9) e o topo do (3) do escorregamento.
9	Pé	É a margem mais baixa, geralmente curva, do material deslocado (13) abaixo da superfície original do terreno (20).
10	Superfície de ruptura	Superfície que forma o limite mais baixo do material deslocado (13) abaixo da superfície original do terreno (20).
11	Pé de superfície de ruptura	Intersecção entre as partes mais baixa da superfície de ruptura (10) do escorregamento e a superfície original do terreno (20).
12	Superfície de separação	Parte da superfície original do terreno (20) que ficou coberta pela base (7) do escorregamento.
13	Material deslocado	Material deslocado da sua posição original do talude por movimento
14	Zona de redução	É a área do escorregamento dentro do qual o material deslocado (13) fica abaixo da superfície do terreno.
15	Zona de acumulação	Área do escorregamento dentro do qual o material deslocado (13) fica acima da superfície do terreno.
16	Redução	Volume limitado pelo talude principal (2), massa reduzida (17), e superfície original do terreno (20).
17	Massa reduzida	Volume do material deslocado que fica sobre a superfície de ruptura (10) mas fica sob a superfície original do terreno (20).
18	Acumulação	Volume do material deslocado (13) que fica sobre a superfície original do terreno (20).
19	Lateral	Material intacto adjacente às laterais da superfície de ruptura
20	Superfície do terreno original	Superfície do talude que existia antes de ter origem o escorregamento.

6.2 - CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS DE VERTENTE

A classificação dos movimentos de vertente é muito complexa, devido a grande variedade de elementos e materiais envolvidos. Para realizar este tipo de classificação deve ser tomado em conta diversas variáveis, como a velocidade do movimento, características dos materiais, o modo de deformação, geometria do movimento e a quantidade de água envolvida no processo, entre outros factores.

Os principais sistemas de classificação dos movimentos de vertentes foram compilados no trabalho de Selby (1993); o autor refere que o primeiro trabalho nesta área foi desenvolvido por Sharpe (1938). As variáveis utilizadas por Sharpe (1938) para classificar os movimentos de vertente foram a velocidade do movimento, o tipo de material (rocha ou solo) e a quantidade de água/gelo contido na massa. Para Sharpe (1938) existiam dois tipos de movimentos de vertente, os escorregamentos (*slides*) e os fluxos (*flows*), sendo que estes dois subdividem-se noutros.

Os movimentos de vertente ao longo do tempo foram classificados por vários autores todos tendo como base o trabalho iniciado por Sharpe (1938), sendo as mais utilizadas as de Varnes (1954, revista e actualizada em 1978) e a classificação de Hutchinson (1988, actualização da primeira versão de 1968). Estes dois tipos de classificações serviram como referência para outras classificações como as de Pierson e Costa (1987), Hungr (1988), sendo que depois foram revistas por Cruden e Varnes (1996). Este tipo de classificação é difícil de uniformizar devido às palavras-chave que variam conforme o autor. Cruden et al (1994), desenvolveu o “*Multilingual landslide glossary*” com o objectivo de uniformizar os termos chaves utilizados para descrever os movimentos de vertente; este glossário contém cerca de 50 termos, definidos em seis línguas diferentes, apresentando esquemas sobre os vários tipos de movimentos de vertente baseados no trabalho da UNESCO de 1993.

A classificação realizada por Varnes (1978), descreve somente os movimentos mais rápidos, através da atribuição do nome que caracteriza o tipo de movimento e o tipo de material que acompanha o escorregamento (Quadro 6.2); ao analisar a classificação de

Varnes (1978), pode-se concluir a dificuldade que existe em separar dois tipos de movimentos e encontrar os limites que separa um movimento de outro, motivo pelo qual, o autor classificou as combinações de movimentos como complexas.

Quadro 6.2 – Classificação abreviada dos movimentos de vertente segundo Varnes (1978).

Tipo de Movimento		Tipo de material		
		Substrato rochoso	Solos para a engenharia civil	
			Predominantemente Grosso	Predominantemente fino
Falls (Quedas)		Queda de rocha	Queda de detritos	Queda de terra
Topples (Tombamento)		Tombamento de rocha	Tombamento de detritos	Tombamento de terra
Landslides (Escorregamentos)	Rotational (Rotacional)	Escorregamento de rocha	Escorregamento de detritos	Escorregamento de terra
	Translational (Translacional)			
Lateral Spreads (Expansão lateral)		Expansão de rocha	Expansão de detritos	Expansão de terra
Flows (Fluxos)		Fluxo de rocha	Fluxo de detritos	Fluxo de terra
		(Deep creep)	(Soil creep)	
Complex (Complexos)		Combinação de dois ou mais tipos de movimentos		

Hutchinson (1988), classifica pela segunda vez os movimentos de vertente baseando-se na classificação de Varnes (1954, 1978); esta classificação tem em conta parâmetros como a deformação do material, tipos de materiais envolvidos na massa e os principais factores que desencadeiam o movimento (Quadro 6.3).

Quadro 6.3 - Classificação dos movimentos de vertente segundo Hutchinson (1988).

Tipo de Movimento	Principais tipos de Ocorrências	
Rebound (Recuo)	Artificiais	
	Naturais	
<i>Creep</i> (Movimento lento)	Superficial	
	A grande profundidade	Anterior a falha (Pre Failure)
		Posterior a falha (Post Failure)
Sagging of Mountain Slopes (Flacidez dos taludes das montanhas)	Um lado da encosta	Rotacional
		Combinado
	Dois Lados da encosta	Rotacional
		Combinado
Combinado com tombamento		

Quadro 6.3 (Continuação) - Classificação dos movimentos de vertente segundo Hutchinson (1988).

Tipo de Movimento	Principais tipos de Ocorrências	
Landslides (Escorregamentos)	Falha confinada	Taludes naturais
		Taludes artificiais
	Rotacionais	Simples
		Sucessivos
		Múltiplos
	Compostos	Liberados por corte interno
		Progressivos
	Translacionais	Em placas (Sheet)
		Em lascas (Flake)
		Em turfas (Peat)
Em rochas		
Detritos		
Debris Movement of Flow-like Form (Fluxo de detritos)	Mudslides	Placas
		Alongados
	Flow slides	Sem coesão
		Materiais ligeiramente cimentados
		Rochas brandas e porosas
	Debris Flows	Detritos de rochas
		Materiais provenientes de vulcões
Sturzstroms		
Topples (Tombamentos)	Descontinuidades pré-existent	Simples
		Múltiplos
Falls (Quedas)	Fissuras de tracção em material intacto	
	Primárias	Secundárias
Complex Slopes Movements (Movimentos complexos de taludes)		

6.3 - TIPOS DE MOVIMENTOS DE VERTENTE

Em relação aos movimentos de vertente, já classificados anteriormente, pode-se destacar os movimentos de Varnes (1978), designados por quedas (*falls*), tombamentos (*topples*), escorregamentos (*landslides*), expansão lateral (*lateral spreads*), fluxos (*flows*) e os complexos (*complex*). Sendo que dos vários movimentos descritos por Varnes (1978) vão ser analisados apenas os movimentos verificados no vale de Machico do tipo fluxo (*flow*).

6.3.1 - FLUXOS (*FLOWS*)

Vanacôr (2006) define os fluxos como movimentos gravitacionais rápidos, nos quais os materiais da massa comportam-se como fluidos altamente viscosos. Podem combinar materiais como solos pouco coesos, rocha, matéria orgânica, ar e água, que movimentam-se como um fluido através da encosta. São altamente destrutivos e resultam da ocorrência, simultânea e em conjunto, de vários escorregamentos de uma determinada encosta, tendo como origem, geralmente, eventos pluviométricos de elevada intensidade. São movimentos que apresentam grandes dimensões, movimentam grandes quantidades de material e possuem um longo raio de alcance. São classificados, de acordo com as características do material mobilizado e a velocidade de ocorrência, em “*earthflow*” (fluxo de terra), “*mudflow*” (fluxo de lama) e “*debris flow*” (fluxo de detritos) (Figura 6.3).

Nos fluxos de terra (*earthflow*) geralmente o material da massa entra em liquefação e desloca-se para posições inferiores. A zona de cedência fica caracterizada pela formação de uma pequena depressão e, normalmente, por um pequeno escarpado. A parte frontal desenvolve uma pequena elevação correspondente a principal área de deposição. Ocorre em vertentes moderadas a íngremes, em que os materiais correspondem a sedimentos finos. Estas movimentações tanto podem ocorrer em condições com pouca água, como em situações de completa saturação. Este tipo de movimento pode ser lento ou rápido mas, geralmente, ocorre a uma velocidade intermédia.

A U.S. Geological Survey (2004) define os fluxos de terra (*earthflow*) como um fluxo que resulta de liquefação dos materiais movimentando-se através da encosta, formando uma depressão ou bacia no topo do fluxo. O fluxo em si é longo e ocorre em materiais de partículas finas e em condições saturadas. No entanto, em condições com pouca água também poderá verificar-se fluxo de materiais.

Os fluxos de lama (*mudflow*) são fluxos aquosos com uma elevada percentagem de materiais finos (areia, silte, argila), superior a 50 %; podem ocorrer em todos os tipos de vertentes. Tem origem, frequentemente, em períodos de alta pluviosidade, como são

muito fluidos conseguem atingir grandes distâncias e deslocar-se facilmente em vales com pouca inclinação, atingindo velocidades entre 1 e 150 km/h. São movimentos causados por grandes precipitações ou erupções vulcânicas que provocam a fusão da neve.

A U.S. Geological Survey (2004) define os fluxos de lama como um fluxo de terra (*earthflow*) saturado o suficiente para o tornar num fluxo rápido e que contenha pelo menos 50 % de partículas com dimensão da areia, silte ou argila.

Os fluxos de detritos (*debris flow*) são fluxos saturados com água numa mistura homogénea de detritos variados, em que a percentagem de materiais grosseiros é de mais de 50 % (areais e cascalho), mas também contem grandes quantidades de materiais finos suspensos de forma turbulenta (siltes e argilas). As dimensões dos detritos podem ir desde partículas muito pequenas, como argilas até blocos com várias dezenas de metros. São formados, geralmente, quando grandes massas de materiais não consolidados, saturados com água, tornam-se instáveis. Podem atingir velocidades muito variáveis desde 1m/ano até 100 km/h.

Outra definição pode ser a de um fluxo de detritos e um fluxo composto por terra solta, rochas, matéria orgânica, ar e água, formando uma espécie massa. Este fluxo tem uma percentagem inferior a 50 % de materiais finos. São causados pelo fluxo intenso de água, devido a precipitação intensa ou degelo rápido, que mobiliza e desgasta o solo pouco coeso ou rochas no topo das encostas íngremes (U.S. Geological Survey, 2004).

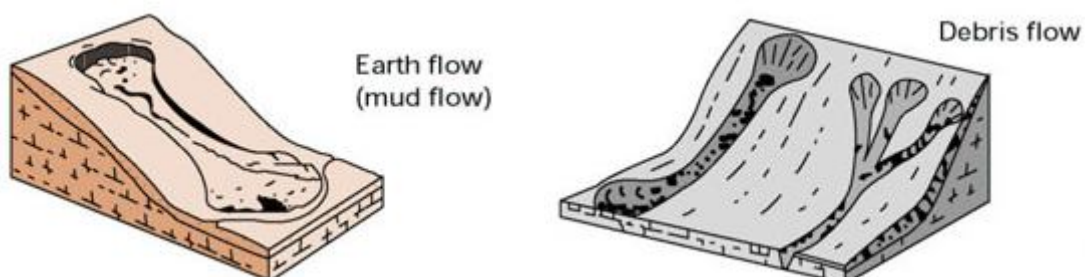


Figura 6.3 – Tipos de fluxos com origem em materiais diferentes (NERC, 2009).

Ainda existe mais um tipo de fluxo (fluxo lento em comparação com os anteriores) designado por movimento *creep*.

O movimento *creep* é o movimento mais lento de materiais não consolidados, este movimento é geralmente contínuo. A velocidade do movimento varia entre os 1 e 10 mm/ano, dependendo de vários factores como o tipo de solo, clima, declive da vertente e densidade da cobertura vegetal. O movimento consiste numa deformação muito lenta do solo, onde as camadas superiores movimentam-se mais rápido que as inferiores. As evidências deste tipo de movimento são árvores e postes inclinados, vedações deslocadas, pequenas ondulações no solo, fissuras em estruturas devido ao grande peso das massas do solo movimentadas no sentido da vertente, entre outros (Figura 6.4).

Temos três tipos de movimentos *creep*: sazonal onde o movimento é afectado por variações sazonais da humidade e temperatura do solo; contínua, onde as forças tangenciais são superiores as forças de resistência do material; progressiva, onde as vertentes estão progressivamente a atingir o ponto de ruptura brusca (U.S. Geological Survey, 2004).

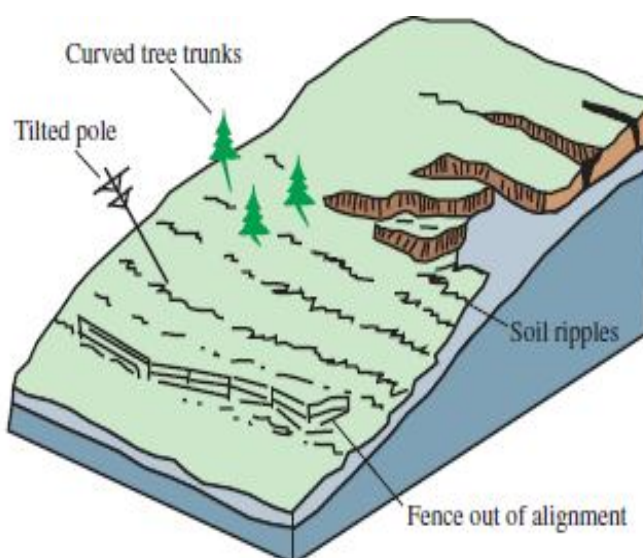


Figura 6.4 – Movimento de massa do tipo *creep* (U.S. Geological Survey, 2004 - baseado segundo a classificação de Varnes, 1978).

6.4 - CAUSAS DOS MOVIMENTOS DE VERTENTE

Os factores que causam instabilidades nas encostas foram estudados ao longo dos anos através de ensaios efectuados em vários tipos de encostas; estes factores estão relacionados com a composição e estrutura do solo ou rocha, a inclinação natural do talude e factores variáveis como a presença de água (subterrânea ou de chuvas). Numa determinada área, a presença destes factores pode ser reconhecida e analisada a sua influência sobre a encosta, noutros casos pode ser feito um mapeamento e correlações entre eles e movimentos de massa já ocorridos (Ahrendt 2005).

Cruden e Varnes (1996) definem uma serie de factores divididos em quatro categorias: factores geológicos, factores morfológicos, factores físicos e factores antrópicos (acção humana) (Quadro 6.4).

Quadro 6.4 – Factores que influenciam a ocorrência de movimentos de massa (Modificado, Cruden e Varnes, 1996).

Factores	Tipos
Geológicos	Materiais frágeis erodidos
	Materiais com descontinuidades
	Contraste na permeabilidade e rigidez dos materiais
	Camadas rígidas sobrepostas em camadas plásticas
Morfológicos	Vulcanismo, movimentos tectónicos
	Qualquer tipo de erosão
	Deposição de materiais no topo ou na base da encosta
	Remoção da cobertura vegetal
Geoclimáticos	Meteorológicos
	Chuvas intensas ou prolongadas
	Degelo repentino, ou variações bruscas de congelamento e degelo
Físicos	Sismos
	Vulcões
	Materiais que sofrem variações de volume (expansão, contracção)

Tabela 6.4 (Continuação) – Factores que influenciam a ocorrência de movimentos de massa
(Modificado, Cruden e Varnes, 1996).

Antrópicos	Escavação da encosta ou da sua base
	Sobrecargas no topo ou na base da encosta
	Desmantamento
	Irrigação
	Vibrações artificiais
	Trabalhos de mineração
	Vazamentos

CAPÍTULO 7 - CARACTERIZAÇÃO DE MACHICO

7.1 - ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO

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 km², com uma população de 21747 habitantes (Censos 2001) e é composto pelas freguesias de Água de Pena, Caniçal, Machico, Porto da Cruz e Santo António da Serra (Figura 7.1). Tem como concelhos limítrofes Santa Cruz, Santana e Funchal (uma pequena fronteira no extremo oeste da freguesia do Porto da Cruz).



Figura 7.1 – Localização e freguesias do concelho de Machico (CM de Machico, 2009).

7.2 - 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 (segundo as tendências que se verificam em toda a ilha).

Relativamente ao relevo, o concelho apresenta dominância de declives médios, com uma excepção notável – o vale de Machico (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 é 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) (CM de Machico, 2009).

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.

7.3 - SOLOS

Para definir os tipos de solos presentes em Machico pode-se utilizar como referencia 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 são caracterizadas pela presença de vertisoil (VR) (Figura 7.2), 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

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 gípsico.

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.

7.4 - CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

Para fazer a caracterização geológica-geotécnica vai ser tomado como base os estudos realizados para a implantação da via rápida Machico-Caniçal. A região de Machico esta localizada sobre as formações pertencentes aos complexos vulcânicos pós-miocénico ou complexo vulcânico periférico, β^2 , e mio-pliocénico ou complexo vulcânico de base, β^1 (Figura 7.3) (Pereira et al., 2004).

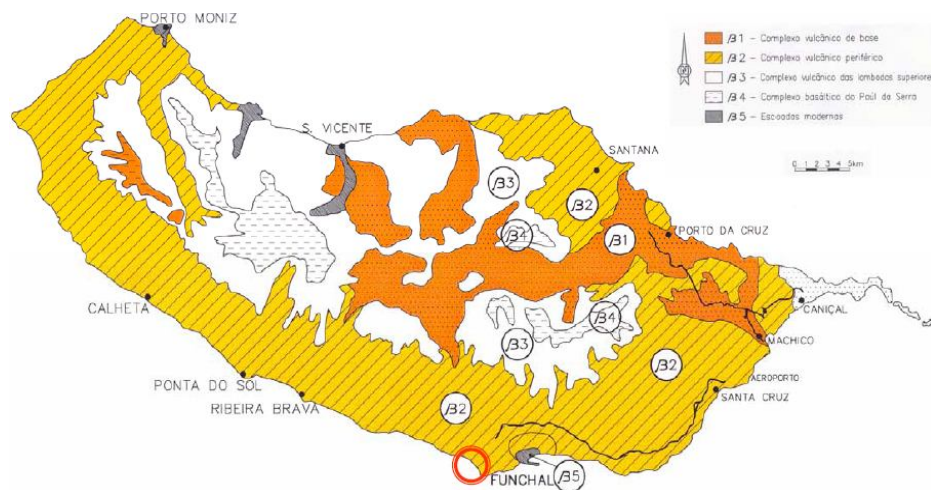


Figura 7.3 – Localização dos complexos vulcânicos existentes na Ilha da Madeira (Brito et al., 2008).

Rosa et al. (2004) descreve que o complexo β^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 β^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 (Figura 7.4).

A)



B)



Figuras 7.4 – A) e B) Complexos vulcânicos β^2 e β^1 existente na Ilha da Madeira (Brito et al., 2008).

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 dos 14°. 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, a espessura dos depósitos variam desde os 0,3 e os 21 m.

Os depósitos aluvionares correspondem a depósitos heterogéneos, 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.

7.5 - CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS DEPÓSITOS DE VERTENTE DE MACHICO

Rosa et al. (2004) refere que devido às condições geológicas e geotécnicas dos depósitos de vertente em Machico foi necessário fazer uma desenvolvida caracterização geotécnica destes depósitos, com o objectivo de conhecer melhor o seu comportamento, uma vez que trata-se de depósitos com características geotécnicas particularmente desfavoráveis e que apresentam, em alguns locais, vestígios de escorregamentos recentes. Para efectuar a caracterização geotécnica do lanço da via rápida Machico-

Canical foram realizadas 146 sondagens para o reconhecimento de cerca de 8 km de via, perfazendo 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 ilite (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 7.5).

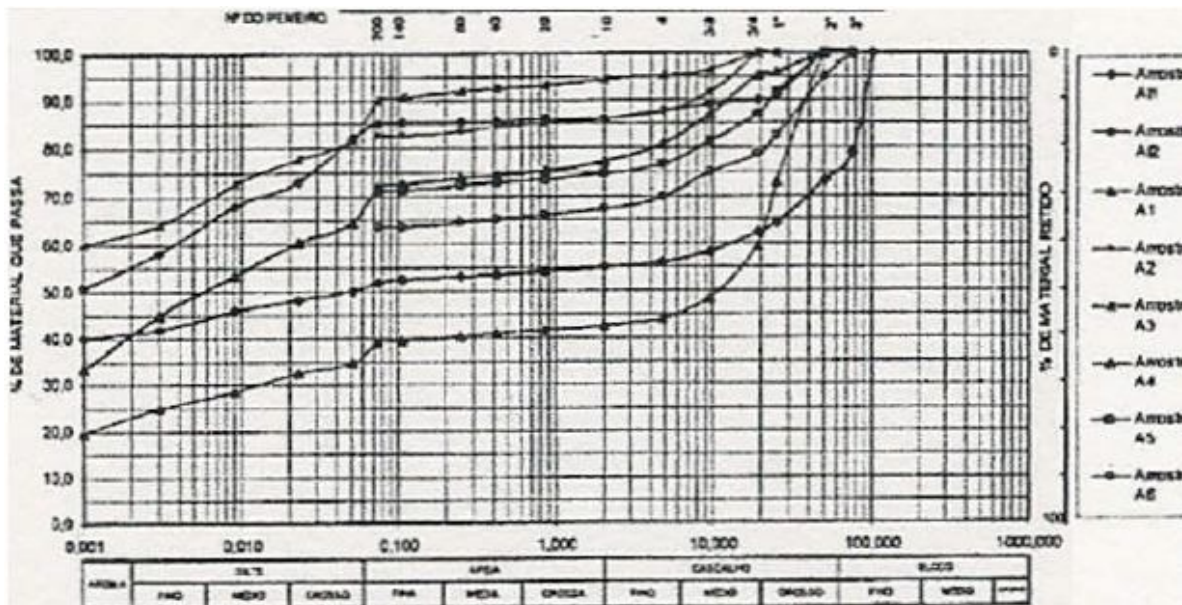


Figura 7.5 – Curvas granulométricas originais dos depósitos de vertentes (Rosa et al., 2004).

Dado que a presença 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 7.6).

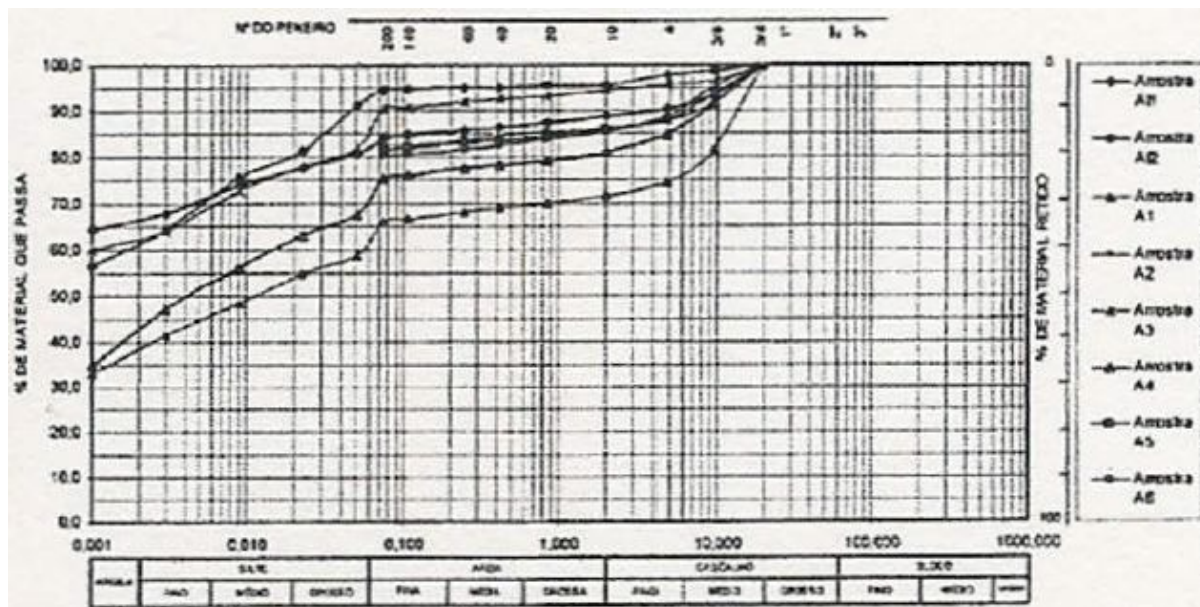


Figura 7.6 – Curvas granulométricas da fracção passada no peneiro 3/4" dos depósitos de vertentes (Rosa et al., 2004).

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 μ , que passam de 42% e 22%, para 72% e 38%, respectivamente. Assim, a percentagem de partículas de dimensão inferior à fracção "argila" (2 μ) 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 (γ) obtidos foram de 38% e 18,4 kN/m³, 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 7.7).

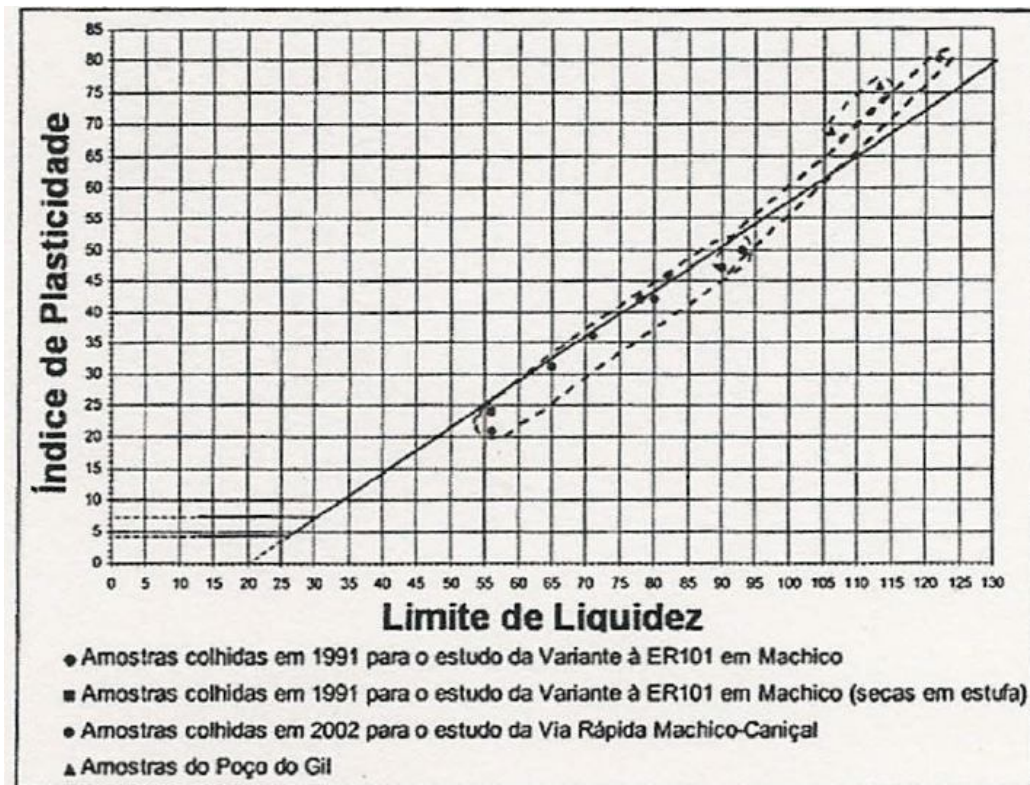


Figura 7.7 – Carta de plasticidade dos depósitos de vertente (Rosa et al., 2004).

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 matéria orgânica, dada a sua forma esponjosa apta a reter nos respectivos interstícios uma quantidade significativa de água, embora inefectiva a produzir plasticidade, contribui marcadamente para o aumento, quer do limite de liquidez, quer do limite de plasticidade, como se observa nas amostras A5 e A6 (Quadro 7.1), ensaiadas também após secagem na estufa.

Quadro 7.1 – Resultados dos ensaios de Identificação (Rosa et al., 2004).

Amostra	Prof. (m)	Localização		Litologia	Granulometria			Limites de Consistência		w (%)	γ (kN/m ³)	G (%)	EA (%)	Classificação	
		km	Via		#10	#200	2 μ	LL (%)	IP (%)					Unificada	Para fins rodoviários (AASHO)
					(% < 2mm)	(% < 74 μ)									
					(%)	(%)									
PC7 - A11 ₂₄₎	0,0 - 2,1	0+057	Ramal 2/3	Dep. De Vertente	55,0 89,0 _{b)}	52,0 84,0 _{b)}	41,0 66,0 _{b)}	90	47	39,0	-	-	-	MH - OH	A-7-5 (20)
PC8 - A12 ₂₄₎	0,0 - 1,8	0+057	Ramal 2/3	Dep. De Vertente	86,0 96,0 _{b)}	85,0 94,5 _{b)}	56,0 60,5 _{b)}	122	80	42,0	-	-	-	MH - OH	A-7-5 (20)
P1 - A1 ₁₎	1	0+416	Ramo A	Dep. De Vertente	42,4 72,0 _{b)}	39,1 68,0 _{b)}	22,3 38,0 _{b)}	56	21	-	-	2,86	-	MH	A-7-5 (4)
P1A - A2 ₂₄₎	3	0+003	Rotunda 1	Dep. De Vertente	86,0 86,0 _{b)}	82,0 82,0 _{b)}	74,0	71	36	38,0	18,4	2,53	-	MH	A-7-6 (20)
P5 - A3 ₁₃₎	0,2	0+339	Ramal 2/3	Dep. De Vertente	94,5 94,5 _{b)}	90,1 90,1 _{b)}	62,3	93	50	-	-	-	-	MH	A-7-5 (20)
P5 - A4 ₁₎	1,8	0+339	Ramal 2/3	Dep. De Vertente	77,0 81,0 _{b)}	71,8 77,0 _{b)}	40,4 43,0 _{b)}	82	46	-	-	2,90	-	CH	A-7-5 (19)
P1 - A5 ₁₎	0,5 - 1,0	0+416	Ramo A	Dep. De Vertente	74,5 85,0 _{b)}	71,0 82,0 _{b)}	-	78 56 _{a)}	42 24 _{a)}	-	-	-	16	OH	A-7-5 (19)
P4 - A6 ₁₎	0,5 - 1,0	0+153	Ramal 2/3	Dep. De Vertente	67,1 81,0 _{b)}	63,3 75,0 _{b)}	-	80 24 _{a)}	42 31 _{a)}	-	-	-	14	MH	A-7-5 (16)
Poço do Gil	-	-	-	Dep. De Vertente	-	88,0	58,0	106	69	50,0	16,8	-	-	CH	A-7-5 (20)
				Dep. De Vertente	-	97,0	73,0	113	76	51,0	16,7	-	-	CH	A-7-5 (20)

1) Amostra remexida; 2) Amostra intacta; 3) Amostra submetida ao ensaio de difração por raio X; 4) Amostra submetida ao ensaio de corte

a) Amostra seca em estufa; b) Eliminação da fracção superior a 3/4".

No que diz respeito aos parâmetros de resistência máxima e residual em termos de tensões efectivas, foram determinados através de ensaios de corte directo alternado, realizado segundo a técnica de ensaio indicada em Blondeau. De referir que a técnica de ensaio de corte directo alternado é a mais ajustada a este tipo de solos, pois tendo estes sido sujeitos a sucessivos movimentos e encontrando-se submetidos a um processo contínuo de amolecimento, é a resistência residual que controla o seu comportamento.

A interpretação dos resultados destes ensaios forneceu os seguintes valores dos parâmetros de resistência, máxima e residual, $c' = 20$ a 30 kPa, $\phi' = 16^\circ$ a 19° e $c'_{res} = 12$ kPa, $\phi'_{res} = 14^\circ$.

Em termos de resistência residual, não tem significado considerar coesão residual já que o solo se encontra num estado em que estão praticamente destruídas as ligações electro-químicas. Assim, a resistência residual deve ser expressa apenas em termos de ângulo de atrito residual, este está intimamente relacionado com a percentagem de partículas de dimensão “argila” ($< 2\mu$) e com o índice de plasticidade. De acordo com a relação de Skempton, para os valores da percentagem de argila obtidos nos ensaios entre 40 a 74%, obtêm-se valores do ângulo de atrito residual compreendidos entre 18 e 10° . Recorrendo à relação de Kanji, obtêm-se valores de ϕ'_{res} entre 14° e 10° , para valores de índice de plasticidade compreendidos entre 21 e 80%.

A resistência não drenada residual pode também ser estimada a partir dos parâmetros de resistência residuais em termos de tensões efectivas, a partir da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb. No presente caso, admitindo uma tensão de consolidação de 50 kPa para o topo da camada argilosa, obtêm-se um $c_{u,res} = 50 \times \text{tg } 14^\circ = 14$ kPa para $c'_{res} = 0$ e $\phi'_{res} = 14^\circ$ e $c_{u,res} = 26$ kPa para $c'_{res} = 10$ kPa e $\phi'_{res} = 14^\circ$.

Rosa et al. (2004) refere que procedeu-se ainda à avaliação dos parâmetros de resistência através da análise das condições em que têm ocorrido os diversos escorregamentos, não só na zona de influência do traçado, mas em toda a vertente ocidental do Machico preenchida por depósitos de vertente. Destes escorregamentos

ocorridos são de salientar os que se referem a seguir e cujos efeitos ainda são possíveis de observar em grande parte no local:

- Escorregamento a noroeste do hotel D. Pedro;
- Escorregamento na zona central do Machico, a nordeste do posto de abastecimento da BP.
- Instabilização da vertente situada a norte do cemitério em consequência das escavações realizadas para a inserção de diversos edifícios (a nordeste do cemitério);
- Escorregamento no sítio do Barro na freguesia do Caniçal envolvendo a urbanização situada a Sul da estrada regional.

Da análise dos parâmetros de resistência feitos aos vários escorregamentos ocorridos, foi possível obter os seguintes valores de referência dos parâmetros de resistência da matriz argilo-siltosa dos depósitos de vertente: $c'_{res} = 0$ e $\phi'_{res} = 14^\circ$ e $c_{u,res} = 14$ kPa. No entanto, para se ter em conta a contribuição favorável das cascalheiras e blocos e da ondulação do substrato rochoso na resistência ao corte, considerou-se que poderiam adoptar-se no projecto das diferentes obras, parâmetros de resistência ligeiramente mais favoráveis o que, aliás, foi confirmado pela análise dos escorregamentos ocorridos na zona. Em face desta análise, optou-se por adoptar os seguintes valores dos parâmetros de resistência residual dos depósitos de vertente $c'_{res} = 0$ e $\phi'_{res} = 16^\circ$ e $c_{u,res} = 20$ kPa.

Rodrigues (2005) analisa e caracteriza os principais movimentos de vertente que ocorreram em Machico, entre os quais o escorregamento da Misericórdia, o escorregamento da Graça, o escorregamento do Poço do Gil e Paraíso (Figura 7.8). Os resultados obtidos para cada um dos escorregamentos são os seguintes:

Mapa de susceptibilidade aos escorregamentos-Machico

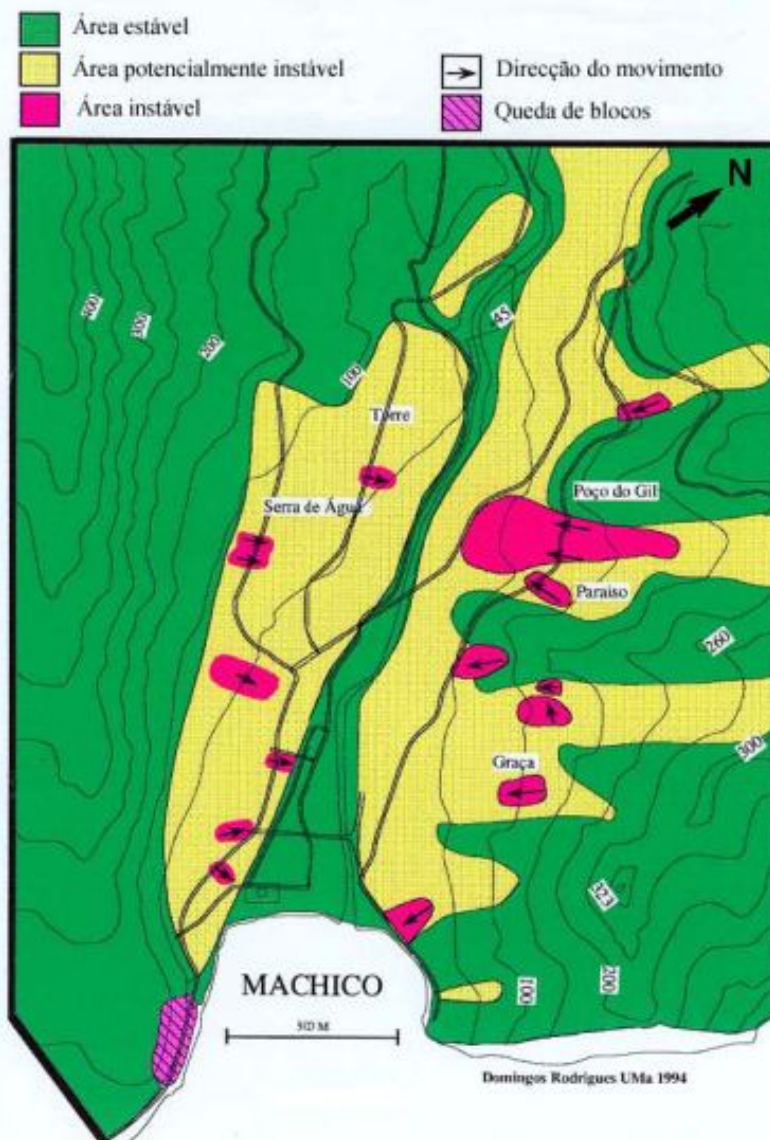


Figura 7.8 – Mapa susceptibilidade aos escorregamentos em Machico (Rodrigues, 2005).

O escorregamento da Misericórdia é constituído por espessos depósitos de vertente entre os 18 e 30 m, constituídos por pequenos fragmentos de rocha basáltica e blocos, envolvidos por uma matriz argilosa de cor acastanhada escura. Na parte superior do depósito é possível identificar solo do tipo vertisoil de cor acastanhada mais escura que o depósito e maior percentagem de matriz argilosa. O nível freático varia entre os 4 e os 11,5 m, aproximando-se mais da superfície na época de chuvas mais intensas.

A determinação da mineralogia argilosa por difracção de raios X determinou a presença de minerais de caulinite e esmectite, sendo que este último tem uma grande capacidade

de hidratação. A análise granulométrica indica a presença de muitos finos, cerca 92% da amostra tem uma dimensão inferior à da areia, dos quais 72% são minerais argilosos. Os limites de consistência obtiveram valores do Limite de Liquidez (LL) entre 54 e 78% e o Índice de Plasticidade (IP) entre os 28 e 47%, o que demonstra solos de elevada compressibilidade e elevada plasticidade ($LL > 50\%$ e $IP > 15\%$); o teor de água (w) é de 41,5% o que corresponde a uma consistência relativa de 98% (solo em estado plástico). Foram realizados ensaios de expansibilidade (LNEC E 200-1967) em vários pontos do escorregamento para avaliar o potencial de expansão do solo, cujos resultados são representados pelos gráficos das Figuras 7.9 e 7.10. No primeiro, a amostra evidenciou uma variação rápida de volume, aproximadamente 71% da expansão total, num curto intervalo de tempo, o que comprova a presença esmectite, seguindo um período de estabilização, a expansão livre final é aproximadamente igual a 39.45%. Em relação ao segundo gráfico, a amostra evidenciou uma expansão inicial mais suave que o primeiro, sendo que a expansão livre final é de 16.30% aproximadamente.

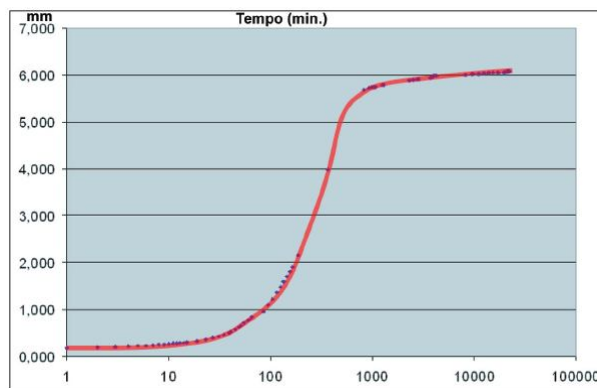


Figura 7.9 – Resultado do ensaio de Expansão Livre (Rodrigues, 2005).

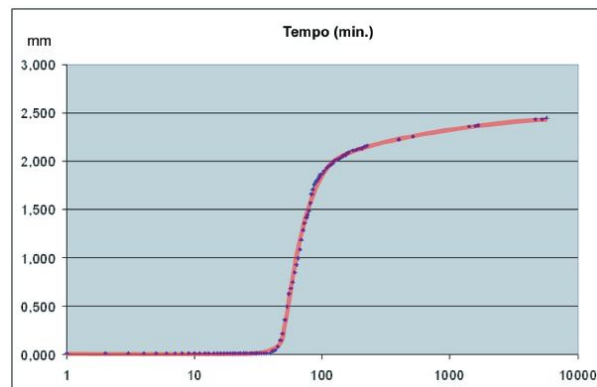


Figura 7.10 – Resultado do ensaio de Expansão Livre (Rodrigues, 2005).

Os ensaios de corte rotativo a amostras com humidade de 75,5%, o resultado da resistência residual foi de $c' = 12$ kPa, $\phi' = 9,3^\circ$ e $c' = 0$ kPa, $\phi' = 12^\circ$. Os resultados máximos de resistência à deformação e atrito máximo obtidos foram de $c' = 12,4$ kPa, $\phi' = 12,9^\circ$ o atrito residual é de $\phi'_{res} = 9,3^\circ$.

O escorregamento da Graça é constituído por fragmentos de basalto que varia desde alguns centímetros até blocos de 1 e 2 metros, com matriz argilosa. A espessura destes depósitos pode atingir os 15 metros.

A determinação da mineralogia argilosa por difracção de raios X, determinou a presença dominante de minerais do grupo da esmectite e em menor quantidade caulinite e alguma illite. A análise granulométrica efectuada indica uma percentagem de material argiloso entre os 50 e 65%. A densidade das partículas (G) é de 2,98.

Os limites de consistência analisados obtiveram valores de Limite de Liquidez (LL) entre os 66 e 102%, o Índice de Plasticidade (IP) entre os 19 e 56,4%, o que demonstra solos de elevada compressibilidade e elevada plasticidade ($LL > 50\%$ e $IP > 15\%$). O teor de água (w) é de aproximadamente 50% a uma consistência relativa varia entre os 80 e 89% (solo em estado plástico de consistência média).

O escorregamento do Poço do Gil é um movimento do tipo creep, com uma correlação directa com a precipitação, influenciado pela acção Antrópica. O nível freático está muito próximo da superfície, menos de 1 m.

A determinação da mineralogia argilosa por difracção de raios X de duas amostras, forneceu resultados variados, encontrando-se minerais como esmectite, caulinite, illite, entre outros. A análise granulométrica indica que se trata de depósitos com grande presença de materiais finos, entre 75 e 90%, representa materiais com dimensão inferior à areia, sendo que a fracção argilosa representa cerca de 55%.

Os limites de consistência analisados obtiveram valores de Limite de Liquidez (LL) entre os 63 e 90%, o Índice de Plasticidade (IP) entre os 31 e 52%, o que demonstra

solos de elevada compressibilidade e elevada plasticidade ($LL > 50\%$ e $IP > 15\%$). Os ensaios de corte rotativo a amostras com humidade de 66,8%, o resultado da resistência residual foi de $c' = 8,6$ kPa, $\phi' = 9,7^\circ$ e $c' = 0$ kPa, $\phi' = 11,4^\circ$. Os resultados máximos de resistência à deformação e atrito máximo obtidos foram de $c' = 11,8$ kPa, $\phi' = 10,2^\circ$ e o atrito residual é de $\phi'_{res} = 9,7^\circ$.

O escorregamento do Paraíso é um escorregamento activo, correspondente a um depósito argilo-siltoso.

A análise granulométrica indica que se trata de depósitos com grande presença de materiais finos entre os 78 e 90% de materiais com dimensão inferior à areia, sendo que a fracção argilosa representa cerca de 60%.

Os limites de consistência analisados obtiveram valores de Limite de Liquidez (LL) entre os 57 e 85%, o Índice de Plasticidade (IP) entre os 25 e 49%, o que demonstra solos de elevada compressibilidade e elevada plasticidade ($LL > 50\%$ e $IP > 15\%$). Os ensaios de corte rotativo obtiveram resultados de resistência residual (c') entre os 12 e 16 kPa, e os valores de atrito (ϕ') entre os 13° e 14° , o que indica tratar-se de material com baixa resistência ao corte.

Comparando os vários escorregamentos analisados por Rodrigues (2005) e os estudos realizados por Rosa et al. (2004), demonstram que os solos do vale de Machico apresentam uma elevada compressibilidade e uma elevada plasticidade ($LL > 50\%$ e $IP > 15\%$), além de serem solos com baixa resistência ao corte. O nível freático encontra-se muito próximo da superfície o que aumenta a instabilidade dos solos, em períodos de chuvas intensas verifica-se um aumento da instabilidade e quando submetidos a actividades antrópicas, são susceptíveis a ocorrência de movimentos bruscos e rápidos do solo que provoca tensões nas fundações, acabando por danificar as estruturas menos preparadas para resistir aos esforços provocados pelo movimento.

CAPÍTULO 8 -- MOVIMENTOS DE VERTENTE EM MACHICO

Os movimentos de vertente verificados em Machico são do mesmo género dos movimentos explicados anteriormente, podendo-se encontrar vários tipos de movimentos ao longo do concelho, como quedas de blocos em zonas de maior declive, tombamentos e fluxo de detritos lamacentos que ocorrem em encostas de maior declive, este tipo de fluxos está sobretudo relacionado com as precipitações intensas e ocorrem, geralmente, perto de linhas de água.

Neste trabalho vamos abordar os movimentos com maior incidência e aqueles que ocupam uma vasta área em Machico, são movimentos do tipo *creep* que ocorrem nos depósitos de vertentes. Este movimento tem como principal característica a movimentação lenta da massa de alguns centímetros por ano, como já foi explicado anteriormente.

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). Outro 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. As Figuras 8.1 e 8.2 foram tomadas na zona onde ocorreu o movimento de massa; pode-se observar que o solo encontra-se molhado formando uma espécie de massa viscosa. Todo este conjunto de factores proporciona as características necessárias para a ocorrência de movimentos do tipo *creep*.

Os factores Antrópicos como escavações, sobrecargas, desmatação, irrigação, vibrações artificiais, trabalhos de mineração e outros, têm uma grande influência neste tipo de movimento. No caso de Machico, as escavações realizadas para a construção do Hiper Sá provocaram uma descompressão dos solos o que facilitou a movimentação do solo de forma brusca e muito mais rápida.



Figura 8.1 – Pode-se observar a água presente no solo superficial.



Figura 8.2 – Durante a escavação na obra pode-se observar que o solo encontra-se molhado.

8.1 - ANÁLISE DO ESCORREGAMENTO

O escorregamento de Machico (Figura 8.3) 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. A

Figura 8.5 mostra um mapa das casas que apresentam problemas estruturais visíveis desde o exterior.

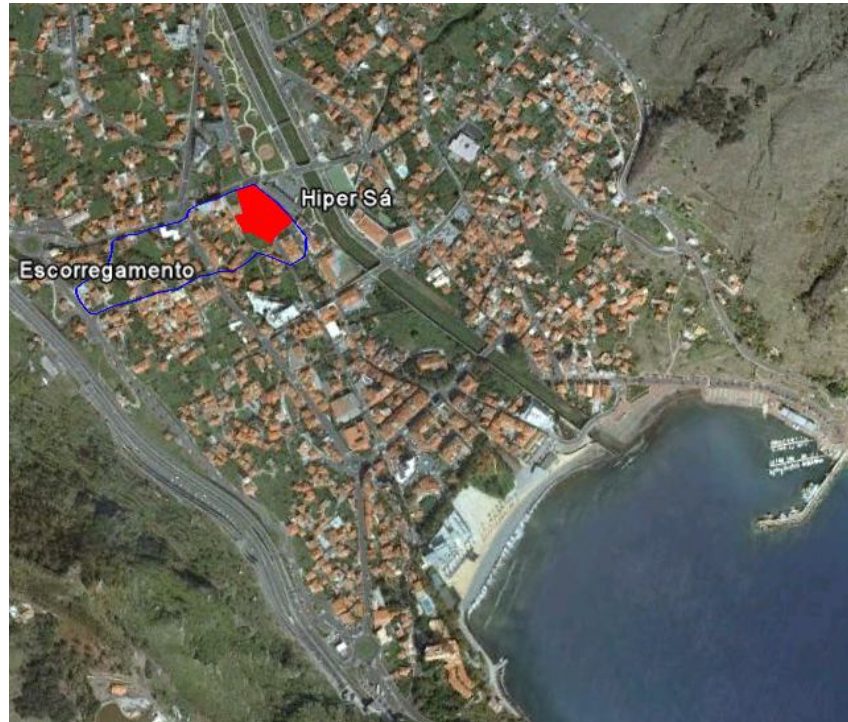


Figura 8.3 – Vista aérea do escorregamento no vale de Machico (Google Earth).

Este escorregamento é constituído por 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 (Figura 8.4).



Figura 8.4 – Durante a escavação na obra pode-se observar que o solo encontra-se molhado.



Figura 8.5 – Movimento de vertente verificado na cidade de Machico. Encontram-se assinaladas as casas com patologias visíveis do exterior devido ao movimento de vertente; a linha azul representa os limites do movimento de vertente e a área vermelha representa a localização da obra em causa (Google Earth).

Ao longo do local afectado é possível encontrar zonas cobertas por vegetação especialmente a *Equisetum arvense*, mais vulgarmente conhecida por Cavalinha (Figura 8.6), é uma planta que cresce em locais húmidos ou com forte presença de água. Esta vegetação é um indicador da proximidade em que se encontra nível freático a superfície, o que causa instabilidade nos solos argilosos.



Figura 8.6 – *Equisetum arvense*, mais vulgarmente conhecida por Cavalinha.

O escorregamento, apesar de ser um escorregamento activo ao longo dos anos, a construção do novo Hiper Sá terá provocado um aumento brusco deste movimento, devido às escavações realizadas. A massa de solo estabilizou depois de serem executados os muros de contenção que travaram o movimento (Figura 8.7).



Figura 8.7 – Muros de contenção da obra.

No local afectado pelo movimento de massa é possível ver inúmeras patologias, as Figuras 8.8 e 8.9 mostram fissuras nos pavimentos.



Figura 8.8 – Fissuras nos pavimentos que dão acesso às moradias afectadas pelo movimento de vertente
- Casa N° 3.



Figura 8.9 – Pode-se observar as fissuras provocadas pelo movimento de vertente que partiu o muro e continuou a prolongar-se ao longo da estrada.

Ao nível das infraestruturas foi possível verificar muitas patologias, sendo que pelo menos seis casas ficaram em estado de ruína. A Casa Nº 8 (no mapa das casa afectados pelo movimento de massa) é a casa mais próxima da obra e uma das mais afectadas pelo movimento do solo (Figuras 8.10, 8.11, 8.12 e 8.13).



Figura 8.10 – Pode-se observar as várias fissuras provocadas pelo movimento de vertente – Casa Nº 8.



Figura 8.11 – Pode-se observar as várias fissuras provocadas pelo movimento de vertente - Casa Nº 8.



Figura 8.12 – Pode-se observar as várias fissuras provocadas pelo movimento de vertente - Casa Nº 8.



Figura 8.13 – Pode-se observar as várias fissuras provocadas pelo movimento de vertente - Casa Nº 8.

Outras casas fortemente atingidas foram as casas Nº 14 e Nº 15, que antes da movimentação, encontravam-se unidas (Figuras 8.14 e 8.15).



Figura 8.14 – Pode-se observar as várias fissuras que provocaram a separação das casas - Casa Nº 14/15.



Figura 8.15 – Pode-se observar a separação das duas moradias devido ao movimento do solo - Casa Nº 14/15.

8.2 - 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 probabilidades 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 8.16);

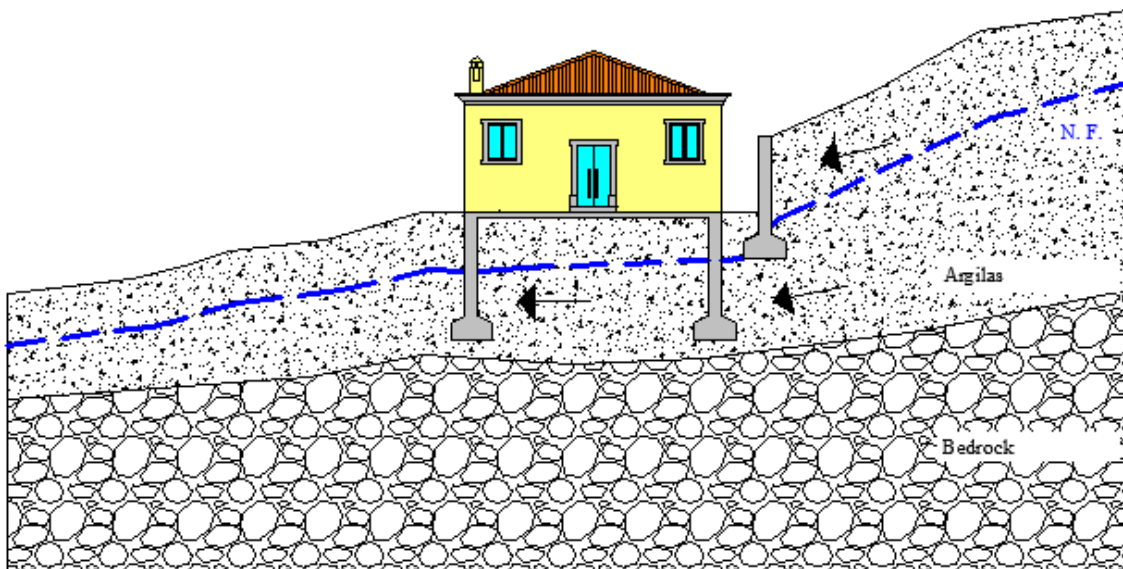


Figura 8.16 – Tipos de fundações presentes na zona afectada em Machico.

- 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 8.17);

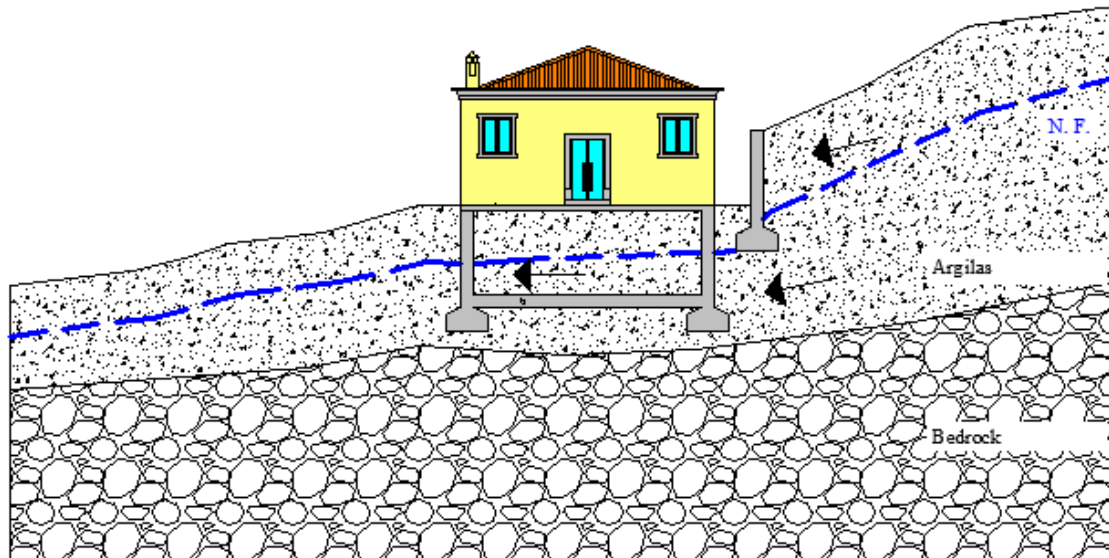


Figura 8.17 – Tipos de fundações presentes na zona afectada em Machico.

- Fundações apoiadas sobre camadas mais resistentes do solo ou no bedrock. 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 pelas argilas, podem sofrer flexão das estacas devido à espessa camada de argila em contínuo movimento que aplica esforços na direcção horizontal sobre as estacas (Figura 8.18);

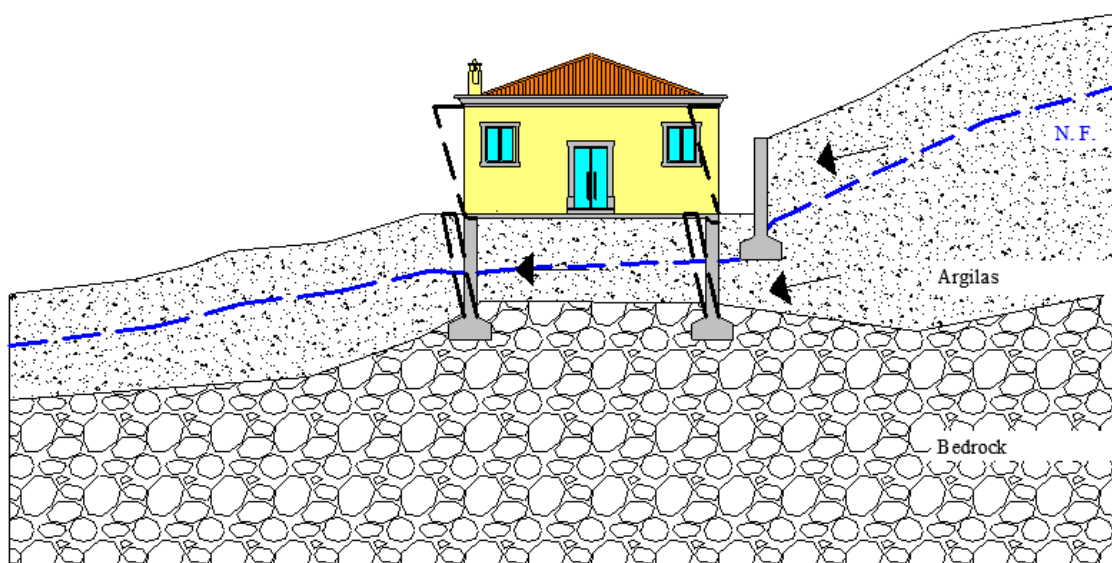


Figura 8.18 – Tipos de fundações presentes na zona afectada em Machico.

- 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 argilosa. Este é o caso mais devastador para as estruturas, quando expostas aos movimentos do solo e aos fenómenos provocados pelas argilas, as fundações que se encontram na camada firme apresentam resistência ao movimento, enquanto que as fundações executadas na camada argilosa move-se, provocando tensões que originam graves fissuras e põe em causa a estabilidade da estrutura (Figura 8.19). 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.

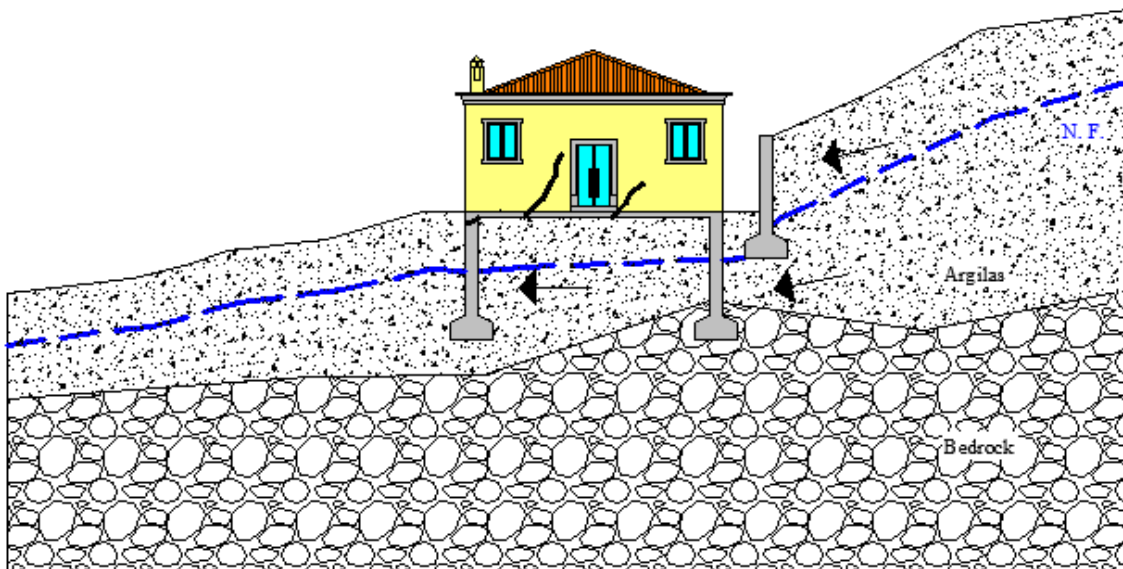


Figura 8.19 – Tipos de fundações presentes na zona afectada em Machico.

Ortiz (1983) refere 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 na fundação. 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 tem origem onde a tensão de tracção é máxima e seguem-se as isostáticas de compressão que são perpendiculares as tensões principais de tracção. Na Figura 8.20 o

pilar que assenta tenta arrastar para abaixo a estrutura, enquanto o outro tente impedir esse movimento.

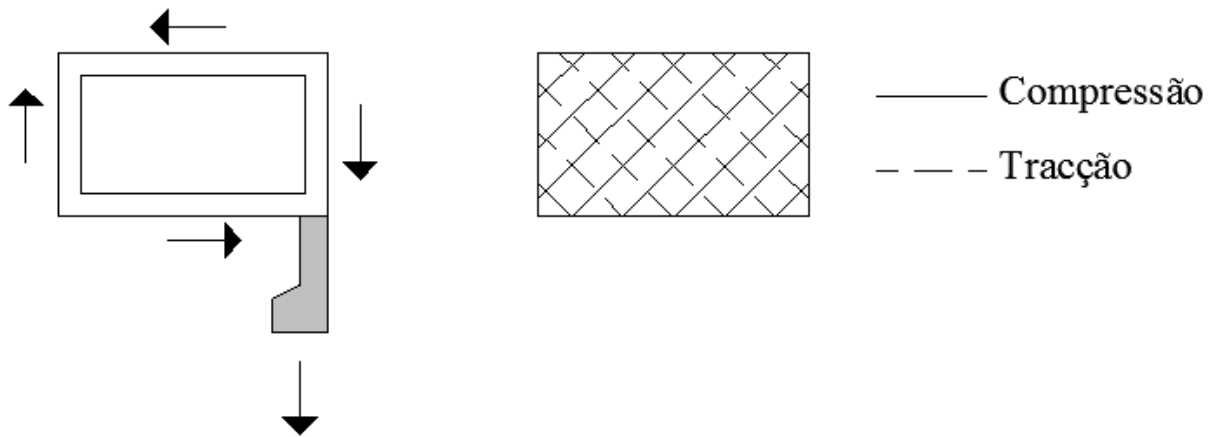


Figura 8.20 – Esforços produzidos pelo assentamento diferencial de uma sapata (Modificado, Ortiz, 1983).

Quando uma estrutura assenta apresenta normalmente fissuras com uma inclinação aproximada de 45° , isto deve-se ao facto de se tiver um elemento rectangular e uma esquina desse elemento assenta vai criar os esforços de tracção e compressão observados na Figura 8.20, a resultante desses esforços pode ser traduzida numa força diagonal (Figura 8.21) que vai provocar uma fissura paralela a essa força.

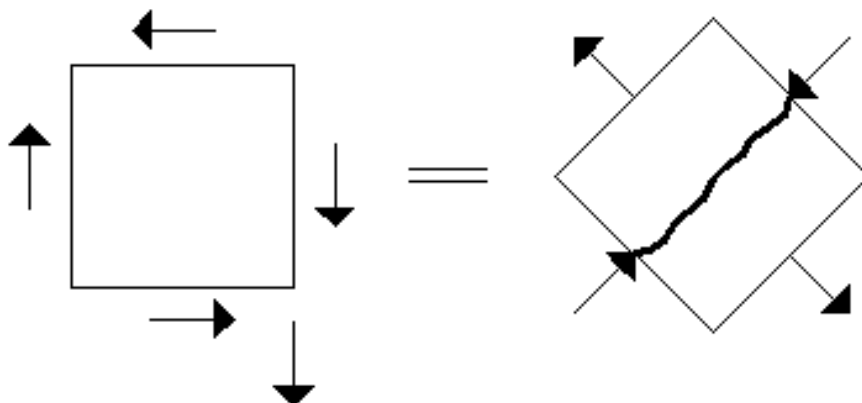


Figura 8.21 – Equivalência de tensões (Modificado, Ortiz, 1983).

Em certas circunstâncias, devido aos assentamentos diferenciais, ocorre fissuras em forma de escadas, isto deve-se ao facto das fissuras seguirem as juntas entre blocos mais sensíveis (Figura 8.22 e 8.23).

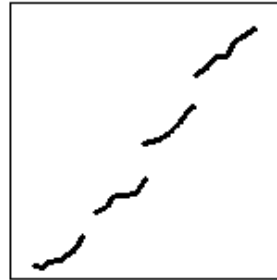


Figura 8.22 – Fissuras diagonais segundo as juntas de blocos de alvenaria (Modificado, Ortiz, 1983).



Figura 8.23 – Fissuras diagonais em forma de escadinha - Casa Nº 13.

Nas aberturas (portas e janelas) provoca fortes concentrações de tensões nas esquinas das aberturas, uma vez que não podem passar através do vazio criado, estas são forçadas a contorná-lo criando uma concentração excessiva de tensões (Figuras 8.24, 8.25 e 8.26). As fissuras provocadas também têm uma inclinação de 45°.

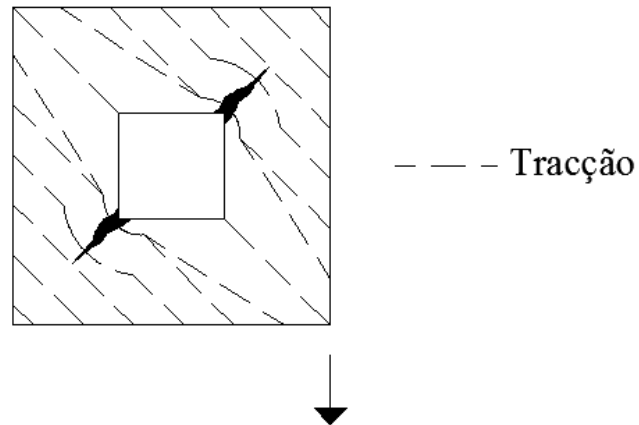


Figura 8.24 – Fissuras diagonais junto das aberturas (Modificado, Ortiz, 1983).



Figura 8.25 – Fissuras junto das janelas - Casa Nº 6.



Figura 8.26 – Fissuras junto das janelas - Casa Nº 8.

Nas Figuras 8.27, 8.28 e 8.29 temos exemplos de fissuras provocadas quando um prédio tem uma parte das suas fundações apoiada sobre solos compressíveis e a outra em solos menos compressíveis. Os esforços das fundações são redistribuídos sendo que na zona onde o solo é mais deformável acaba por não receber uma parte das forças transmitidas pelos pilares às fundações. Essa força passa a ser suportada pela outra parte da estrutura, sendo que o maior esforço é sentido na zona limite.

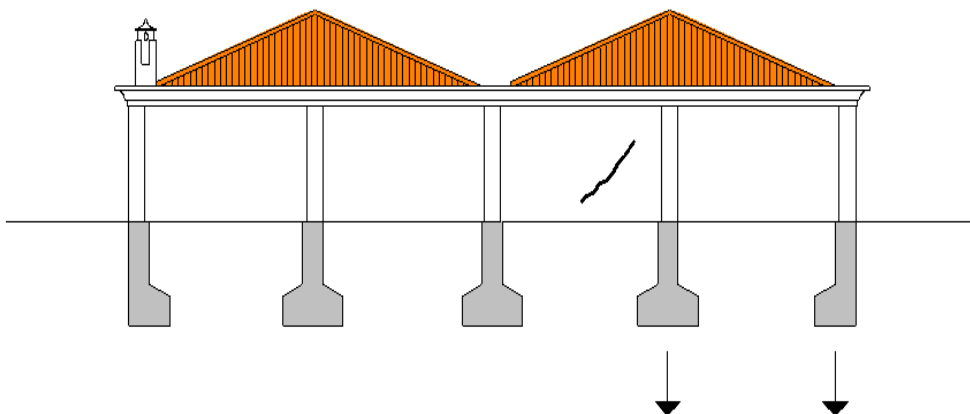


Figura 8.27 – Família de fissuras originadas pelo assentamento de parte da estrutura (Modificado, Ortiz, 1983).

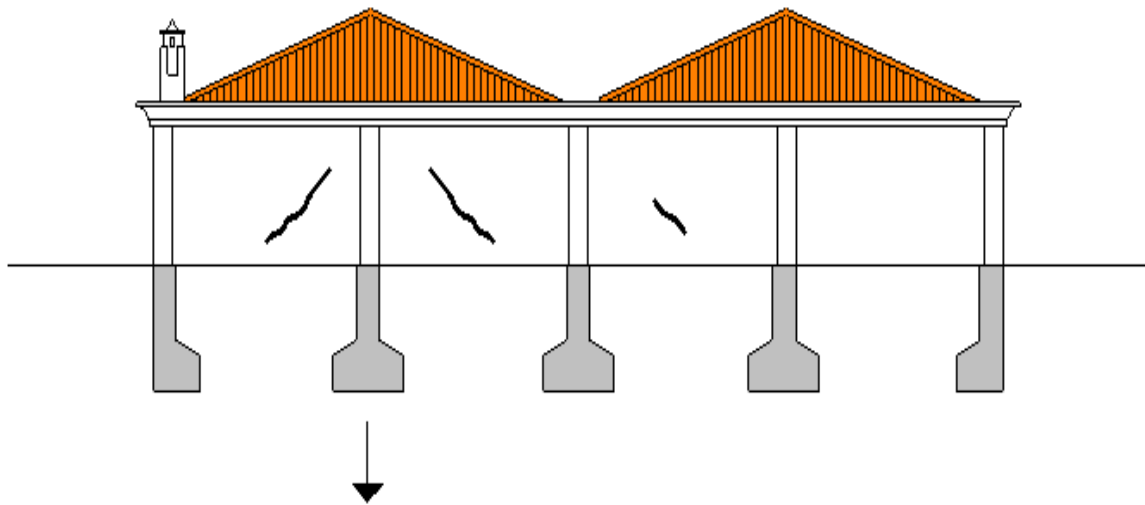


Figura 8.28 – Família de fissuras originadas pelo assentamento de parte da estrutura (Modificado, Ortiz, 1983).



Figura 8.29 – Fissuras originadas pelo assentamento da esquina da casa - Casa Nº 13.

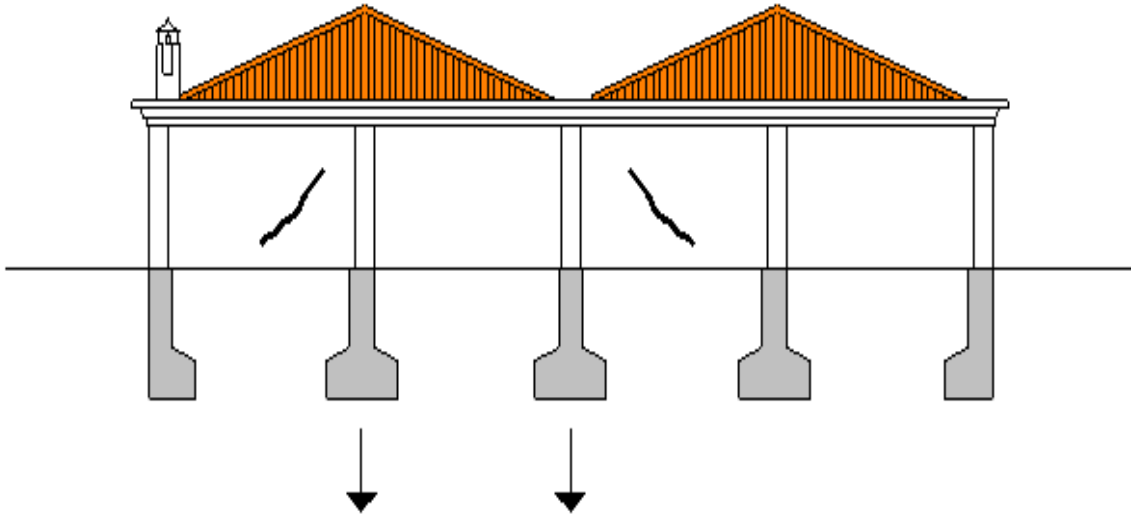


Figura 8.30 – Família de fissuras originadas pelo assentamento de parte da estrutura (Modificado, Ortiz, 1983).

Este mecanismo de fissuras quando ocorrem numa esquina de uma edificação surge fissuras como as representadas na Figura 8.31 e 8.32.

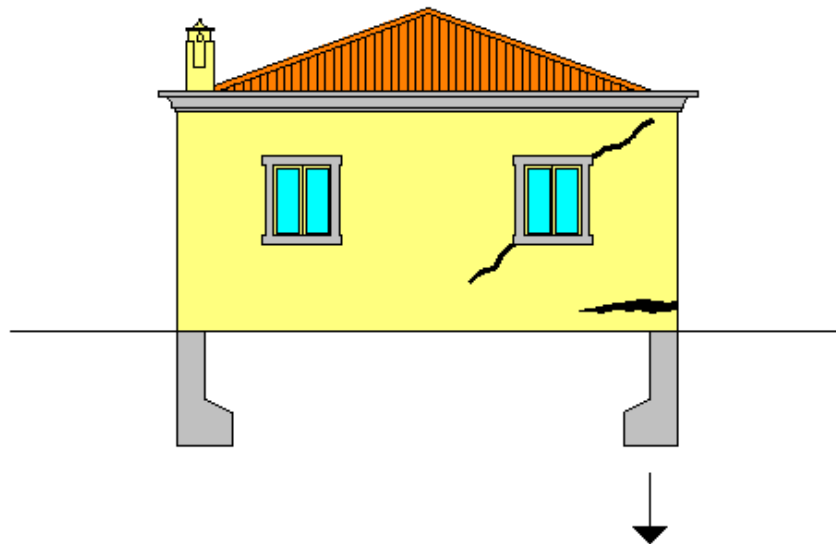


Figura 8.31 – Fissuramento típico de uma estrutura quando a esquina tem um assentamento excessivo (Modificado, Ortiz, 1983).



Figura 8.32 – Assentamento excessivo da esquina da casa - Casa Nº 8.

Também é possível ocorrer um levantamento da sapata, que origina fissuras com inclinação aproximada dos 45°, mas diferentes quanto à localização das fissuras provocadas por assentamentos como mostra a Figura 8.33.

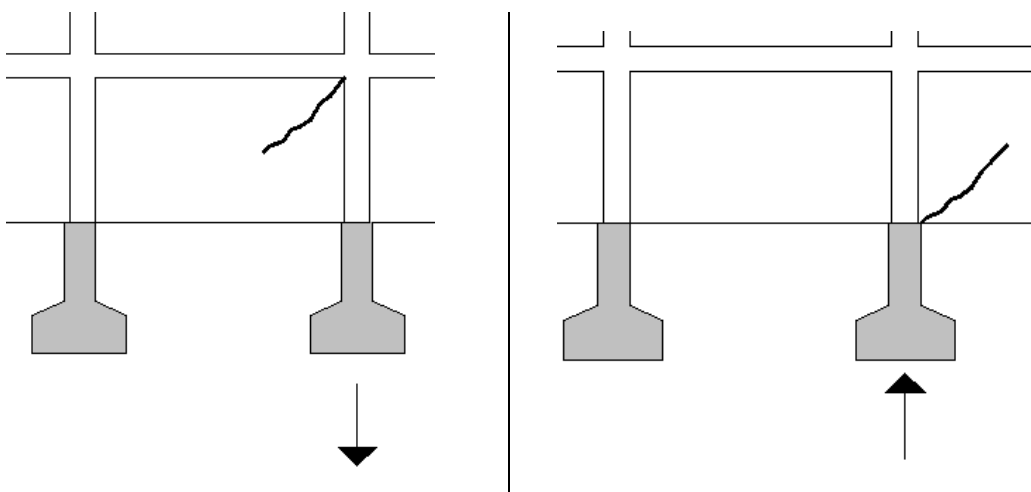


Figura 8.33 – Fissuras provocadas pelo assentamento ou levantamento da fundação numa estrutura (Modificado, Ortiz, 1983).

Devido ao movimento de assentamento e distorções da estrutura, pode-se formar famílias de fissuras verticais devido ao esgotamento da resistência à tensão tangencial. Um movimento diferencial de um pilar em relação ao conjunto, induzirá a uma tensão tangencial entre o pilar/parede ou pilar/viga (Figuras 8.34 e 8.35).

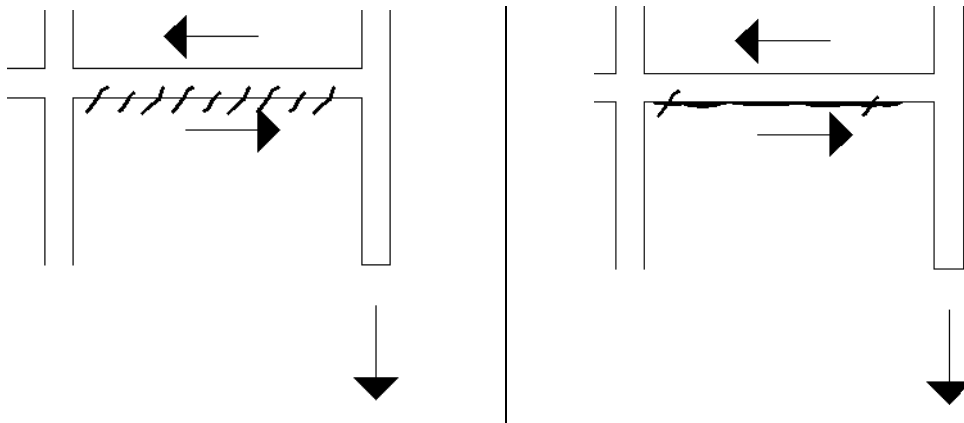


Figura 8.34 – Tensões tangenciais viga/parede. No primeiro caso fissuras a 45°; no segundo caso fissura única e algumas secundárias (Modificado, Ortiz, 1983).

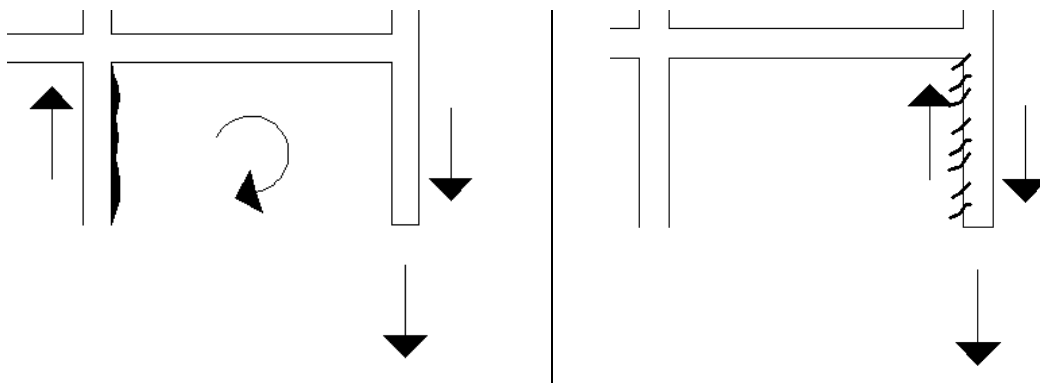


Figura 8.35 – Tensões tangenciais pilar/parede. No primeiro caso fissura única; No segundo caso fissuras a 45° (Modificado, Ortiz, 1983).

Nas Figuras 8.36 e 8.37 temos exemplos de assentamentos e as suas implicações na estrutura.

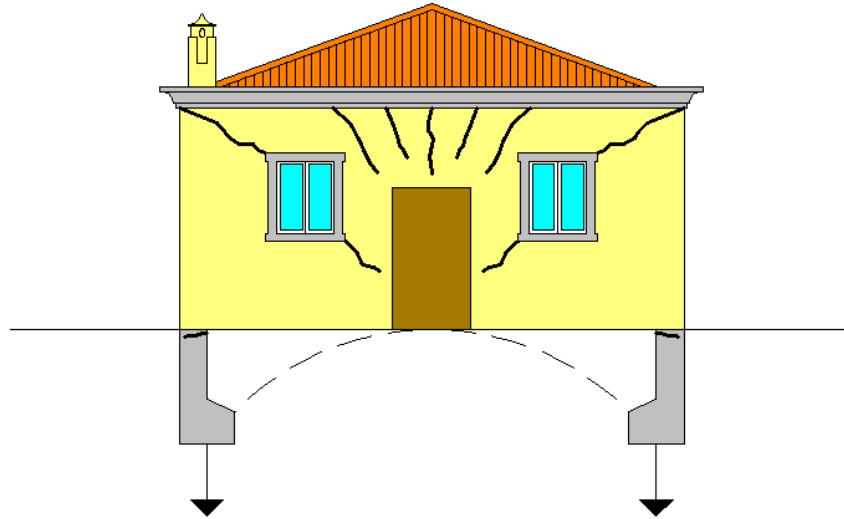


Figura 8.36 – Deformação côncava do solo e os efeitos na estrutura (Modificado, Ortiz, 1983).

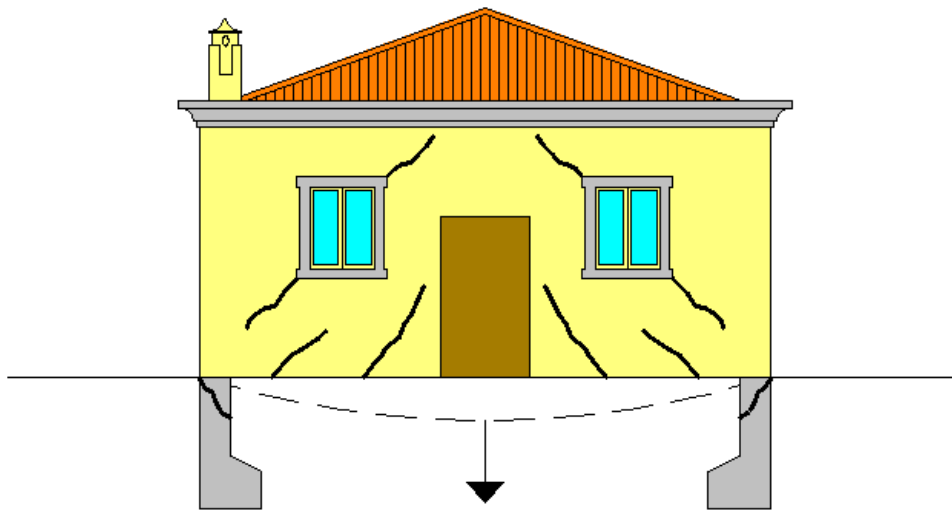


Figura 8.37 – Deformação convexa do solo e os efeitos na estrutura (Modificado, Ortiz, 1983).

CAPÍTULO 9 – SOLOS EXPANSIVOS

Ayala et al. (1986) citado por Amorim (2004) refere-se ao termo de expansibilidade como uma propriedade do solo para experimentar variações de volume ao modificar as suas condições de humidade ou criar pressões se estas variações de volume forem impedidas. O fenómeno da expansão está associado à capacidade intrínseca de alguns minerais argilosos no solo, especialmente os montmoriloníticos, de modificar a sua estrutura laminar devido a absorção de moléculas polares. A variação do teor de humidade está relacionada com o ambiente envolvente, o clima, a posição do nível freático, vegetação, profundidade, estrutura do solo, etc. A acção antropica também tem influência na medida que pode proporcionar o aumento ou diminuição do teor de humidade (por exemplo a rega do solo, vazamentos de água, etc.)

O mesmo autor refere que o carácter expansivo de um solo depende em primeira instância do tipo de argila presente, uma vez que as variações volumétricas e a capacidade de absorção de água varia consoante o tipo de mineral argiloso. Para que um solo possa manifestar expansibilidade são necessários dois requisitos fundamentais, devem existir e entrar em funcionamento certos mecanismos que produzam, a nível microescalar, instabilidade volumétrica no solo; e devem estar presentes forças que sejam capazes de transferir humidade de um ponto para outro. Estes requisitos são classificados como intrínsecos (próprios do solo, como composição mineralógica, textura e estrutura), que estabelecem a capacidade expansiva teórica, extrínsecos (impostos por factores externos tais como o clima, a hidrogeologia, a vegetação e a actividade humana).

Rogers (2003) refere que os solos expansivos causam biliões de dólares em prejuízos todos os anos só nos Estados Unidos. O mesmo autor refere que os solos expansivos promovem a ocorrência de movimentos de vertente do tipo *creep*, como aqueles verificados em Machico.

O autor explica que muitas das encostas naturais são cobertas por solos expansivos; estes solos sofrem contracção e expansão de forma sazonal de acordo com a época seca

ou húmida. Este ciclo repetitivo provoca que o solo flua de forma lenta sobre a superfície da encosta. Quanto maior o declive da encosta, maior a deformação e maior a tensão, pois a tensão funciona como uma curva acumulada ascendente, como uma função integral. As fundações nestes solos movem-se em conjunto com a massa de solo no caso de estas não estarem devidamente firmes.

Os perigos causados pelos solos expansivos foram registados em vários países de todo o mundo, como Estados Unidos, Canada, Austrália, Índia, Israel, Irão, México e África do Sul, entre outros. O custo de reparação causado pelos solos expansivos nas estruturas de engenharia civil está estimado em mais de 1 bilião de dólares só nos Estados Unidos e muitos biliões em todo o mundo. Daí haver uma necessidade de encontrar soluções eficazes para este tipo de solos (Al-Rawas et al., 2006)

9.1 - IDENTIFICAÇÃO DOS SOLOS EXPANSIVOS

Existem vários métodos para o reconhecimento dos solos expansivos; González (2009) define quatro métodos para o seu reconhecimento:

Inspeção do local

Os solos expansivos em estado seco apresentam gretas ou fendas superficiais, são solos de alta dureza e ao cortar apresentam um aspecto vitrificado. Em estado húmido, o solo é mole e muito pegajoso, ficando resíduos nas mãos depois de amassar.

Identificação mineralogia

A composição mineralógica dos solos expansivos tem uma grande importância para determinar a sua capacidade de expansão através dos minerais que constituem a argila, existem varias técnicas entre as quais:

- Análise granulométrica;
- Difraccção de raios X;

- Análise térmica;
- Análise química;
- Microscópio electrónico.

O recomendável é usar a combinação destes métodos de forma a obter resultados mais precisos, sendo que o método da difracção de raios X é o mais utilizado. Os principais minerais a identificar nestes solos são:

- Illite – pouco expansivas;
- Caulinite – expansivas mas não o suficiente para causar grandes danos estruturais;
- Montmorilonite – altamente expansivas.

Métodos indirectos

O método mais utilizado é a determinação dos Limites de Atterberg.

Métodos directos

Ensaio de laboratório com a finalidade de determinar a capacidade de expansão dos solos.

Ayala et al. (1986) citado por Amorim (2004) refere algumas das características dos solos expansivos:

- Ausência, em geral, de arbustos caducifólios;
- Cores primárias do solo (cinzentas, esverdeadas, azuladas);
- Fendas amplas e profundas durante a estação seca em forma poligonal;
- Fácil moldagem do solo com os dedos quando humedecido;
- Lama pegajosa que adere facilmente ao calçado e à roupa;
- Quando seco, o solo é resistente;

- Os vertisoils podem apresentar um micro-relevo característico devido aos movimentos verticais do solo originados pelos ciclos de expansão e retracção das argilas (Figura 9.1);

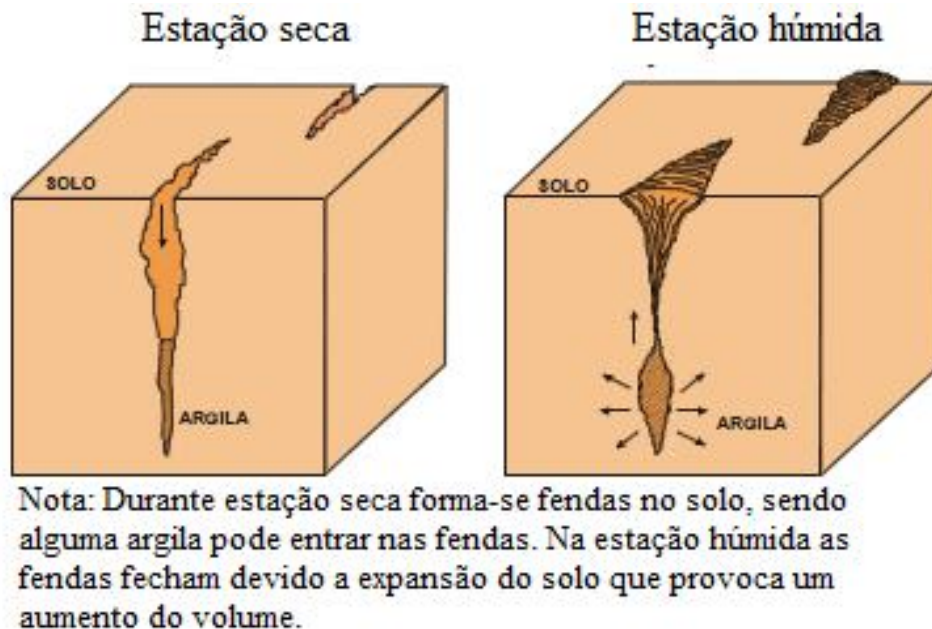


Figura 9.1 - Exemplo do micro-relevo gerado devido a expansão e contração das argilas, característico dos vertisoils (Ayala et al., 1986, citado por Amorim, 2004).

Rogers (2003) acrescenta mais algumas características indicadoras de solos expansivos:

- Passeios levantados ou ondulações devido à expansão do solo ou fissuramento de lajes de pavimentos são problemas muito comuns. Vazamentos contínuos de águas de rega ou drenagens deficientes acentuam este problema;
- Levantamento de elementos estruturais ligeiros em relação a outros mais pesados como mostra a Figura 9.2;

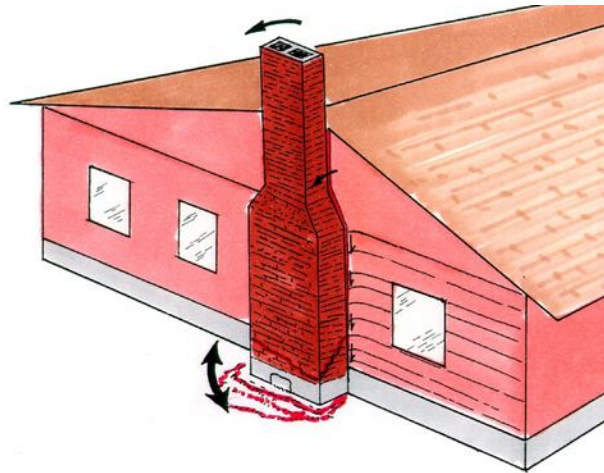


Figura 9.2 – A expansão dos solos pode provocar assentamentos ou levantamentos de elementos estruturais mais ligeiros em relação a outros mais pesados (Rogers, 2003).

- Assentamento ou elevação de estruturas devido aos fenómenos de retracção e expansão dos solos. Assentamentos diferenciais da estrutura devido a expansão do solo, causado pelo nível freático, vazamentos de água, ou variações naturais do teor de humidade do solo (Figura 9.3);

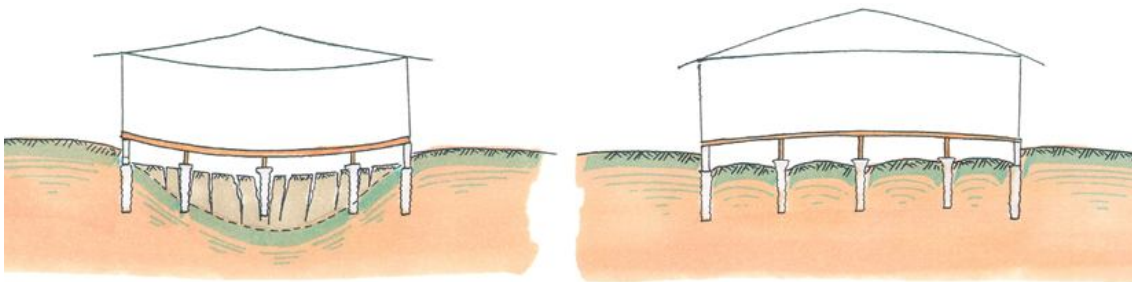


Figura 9.3 – Efeitos nas estruturas devido a contração e expansão dos solos (Rogers, 2003).

- Raízes de árvores que foram cortadas, mas não retiradas podem dar origem a acumulações de humidade que tem influência nas estruturas;
- Problemas relacionados com tratamentos diferenciados nos solos, isto é, num lado da estrutura temos uma vegetação densa e constantemente regada ao longo do tempo, do outro lado da estrutura não existe nada, isto origina variações no

teor de humidade que afecta a estrutura, num lado vamos ter expansão do outro contracção (Figura 9.4).

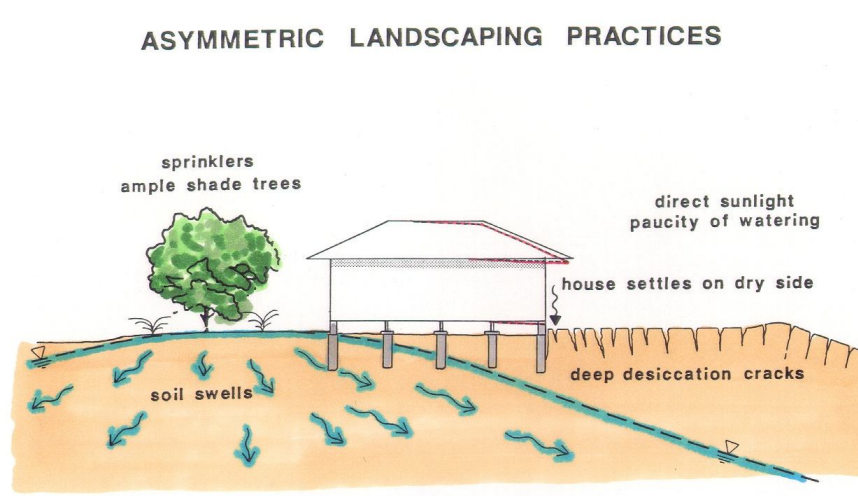


Figura 9.4 – Práticas assimétricas no solo (Rogers, 2003).

CAPÍTULO 10 – MEDIDAS PARA A MINIMIZAÇÃO DOS PROBLEMAS VERIFICADOS NOS SOLOS DE MACHICO

As medidas para minimizar os problemas que surgem nas fundações implantadas no vale de Machico passam, sobretudo, pela minimização dos problemas provocados pela expansividade dos solos. Segundo Jimenez Salas et al. (1980) citado por Amorim (2004), refere dois tipos de soluções para os solos expansivos, a primeira são soluções aplicadas ao local que envolve a obra e ao solo, a segunda são soluções aplicadas à estrutura.

10.1 – MINIMIZAÇÃO DOS EFEITOS NO LOCAL DA OBRA

As fundações devem estar sempre dotadas de um sistema de drenagem e solo devidamente preparado para minimizar alterações do teor de humidade e movimentos pontuais. O Department of the Army USA (1983) define várias medidas para minimizar os efeitos dos movimentos do solo (expansão e retracção).

- Remoção da vegetação

As Árvores existentes e outros tipos de vegetação pesada devem ser removidos. No caso de plantar algum tipo de vegetação (árvores para embelezar a paisagem, etc.) num período pós-construção, estes devem estar localizados a uma distância da estrutura que varia entre os 1 e 1,5 vezes a altura da árvore madura.

- Nivelamento/regularização do solo

O solo natural de fundação deve ser regularizado, deve ser eliminadas as valas, pequenas inclinações ou buracos abertos devido a remoção da vegetação, evitando assim os movimentos pontuais do solo.

- Escavação

Construção de escavações em locais onde já foram escavados ha alguns anos sem a substituição de uma sobrecarga de pressão igual à do solo original a sobrecarregar, deve ser evitado sempre que possível, porque uma redução da tensão efectiva leva o solo a uma recuperação elástica e conseqüentemente uma expansão do solo. A redução da sobrecarga de pressão resulta em uma redução da pressão da água nos poros do solo abaixo da escavação. Essas pressões nos poros tendem a aumentar com o tempo até atingir o equilíbrio ou a pressão original, o que resulta numa expansão do solo.

O Department of the Army USA (1983) recomenda que, ao realizar escavações para a construção de caves ou para a implantação de fundações, a superfície do solo deve ser rapidamente revestida com asfalto pulverizado ou outros agentes químicos, de forma a evitar a secagem do solo e a infiltração de águas durante a fase de construção.

- Drenagem

A drenagem nas estruturas é essencial, deverá ser utilizado um sistema de drenagem por volta da nossa estrutura com uma inclinação adequada de forma que haja um escoamento rápido das águas e evite acumulação de água junto da estrutura, que possa vir a infiltrar-se entre a base da fundação e o solo. A inclinação dos drenos deve ser superior a 1% e inferior que 5%.

Depressões ou pequenas bacias de captação de água devem ser preenchidas com terra e serem compactadas ou dimensionar o sistema de drenagem de forma que haja uma drenagem das águas acumuladas nas depressões. Estruturas construídas em encostas com inclinação superior a 9% devem ser providas obrigatoriamente de um sistema de drenagem de forma a escoar a água nas zonas de corte, evitando a infiltrações.

Estes drenos tem um diâmetro entre os 10 e os 15 cm, são colocados ligeiramente abaixo da base da parede externa para captar as águas superficiais. Deverá ser colocado uma membrana impermeável por baixo do dreno para impedir a passagem de humidade

vinda da superfície, os drenos são cobertos com material granular para permitir o fluxo de água em direcção ao dreno (Figura 10.1).

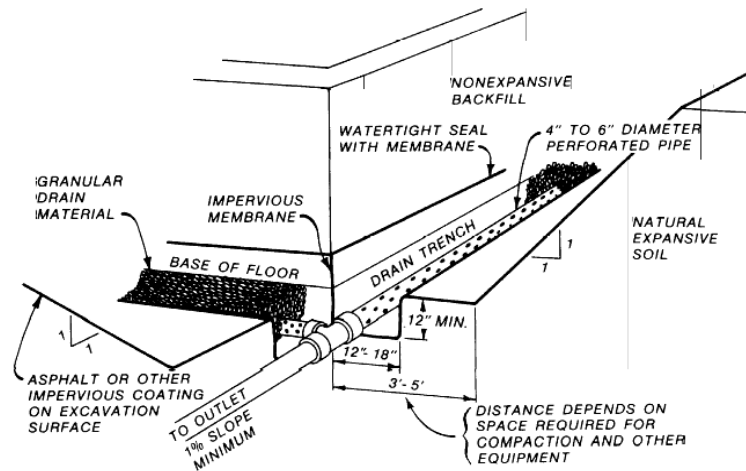


Figura 10.1 – Sistema de drenagem a volta da estrutura (Department of the Army USA, 1983).

A drenagem subterrânea tem como objectivo controlar uma massa de água próxima, águas subterrâneas ou águas que infiltraram-se através de um solo muito fissurado e altamente permeável. Os drenos subterrâneos controlam a subida do nível freático, mas podem não ser bem sucedidos na redução do solo expandido. Além disso, os drenos não impedem a movimentação de humidade através do solo expandido abaixo das fundações, impedindo a expansão do solo a longo prazo. Os drenos devem estar localizados a uma profundidade entre os 1,5 e os 3 m abaixo da fundação (Department of the Army USA, 1983).

- Estabilização dos solos

A estabilização de solos tem como objectivo melhorar as propriedades do solo importantes para a construção, como a permeabilidade, a resistência, a deformabilidade, entre outras. (Bastos, 2002).

Os métodos de estabilização de solos são frequentemente classificados em três grupos (Cristelo, 2001):

A estabilização mecânica - quando se procura melhorar as características do solo através duma melhor “arrumação” das suas partículas constituintes e/ou recorrendo a correcções da sua composição granulométrica. Este método consiste num conjunto de manobras mecânicas que conferem estabilidade. São consideradas manobras mecânicas, aquelas que apenas modificam o arranjo das partículas do solo ou a sua granulometria, por meio da subtracção ou adição de algumas fracções. Os métodos mecânicos mais usuais são a compactação e a correcção granulométrica.

A estabilização física – onde se alteram as propriedades do solo através da acção do calor, da electricidade, etc. Este tipo de estabilização de solos é utilizado quando as características de estabilidade resultantes duma aceleração da consolidação não podem ser obtidas mecanicamente ou quando se tornam necessários elevados valores da resistência e rigidez de um solo. Existem várias técnicas, tais como o recurso a drenos verticais, a sobrecargas temporárias, a electro-osmose e estabilização térmica por aquecimento ou por congelação.

A estabilização química – modifica permanentemente as propriedades do solo através de aditivos. As partículas do solo são aglomeradas através de reacções químicas e não físicas. A estabilização química recorre normalmente ao cimento, à cal, aos materiais betuminosos, às resinas e aos carbonatos.

Castro Ferreira et al. (2005) menciona que dentro dos inúmeros métodos de estabilização de solos para fins construtivos, o que tem sido identificado como mais prático e eficiente é o da estabilização química. A estabilização química inclui, também, aqueles métodos nos quais um ou mais compostos são adicionados ao solo com o objectivo de estabilizá-lo. O mesmo autor refere os principais químicos/compostos utilizados na estabilização química como a adição de cal, cimento, betume, resinas, cinzas volantes, escórias de alto-forno, estabilização através de sais (cloretos), ácidos (ácido fosfórico), silicatos de sódio, aluminatos de cálcio, óxidos de ferro, cinzas pozolânicas de turfas e restos de actividades agrícolas. A estabilização com cal é o método comumente utilizado em solos que contêm uma significativa fracção argila.

Guimarães (1992) citado por Castro Ferreira et al. (2005) refere que a cal, cujo principal componente é o cálcio, em contacto com o solo ataca quimicamente parte das argilas e até mesmo o próprio quartzo, resultando na formação de silicatos e aluminatos hidratados de cálcio, formando um cimento pozolânico.

As reacções entre a cal e os constituintes do solo provocam um aglomerado de partículas, seguidas de trocas de iões entre argilas e a cal. Tais reacções resultam em alterações favoráveis das propriedades geotécnicas como plasticidade, Limites de Atterberg, granulometria, aumento da resistência, durabilidade e estabilidade volumétrica. Posteriormente, ocorre a formação de compostos químicos sílico-aluminosos pelo ataque da cal aos minerais argilosos e ao quartzo. Simultaneamente, ocorrem os fenómenos de carbonatação, com o ataque do anidrido carbónico, presente no ar e na água de infiltração, aos hidróxidos da cal

No caso particular dos solos argilosos, a adição de cal provoca reacções de troca iónica, alterações nas estruturas cristalinas, recarbonatações e, sobretudo, a formação de novos minerais capazes de cimentar as partículas e/ou preencher os espaços inter-cristalinos (Guimarães, 1992, citado por Castro Ferreira et al., 2005).

- Substituição do solo

A remoção de 1,5 a 3 metros de solo expansivo e colocação de volume idêntico de material não expansivo pouco permeável, o que irá reduzir a expansão do solo por baixo do aterro. Aterros adjacentes às paredes de fundação devem ser de material não expansivo e pouco permeável. Este tipo de material provoca uma diminuição das pressões exercidas pelo solo ao expandir, protegendo assim as nossas estruturas e evitando a infiltração de água até as fundações.

Katti (1978) citado por Al-Rawas et al. (2006) refere que a desvantagem deste método é que não é fácil conseguir um material que esteja em conformidade com as especificações estabelecidas por Katti (1978) para um material ideal como sendo não expansível.

Al-Rawas et al. (2006) refere no seu trabalho uma técnica de substituição de parte da camada activa de argila, completa no caso de possuir pouca espessura, por uma camada de areia compacta. A filosofia deste método consiste em que a areia saturada ocupa menos volume acomodando-se quando ocorre a expansão da argila, no verão a areia preenche os espaços deixados pela argila ao contrair-se. Contudo este método apresenta algumas limitações, primeiro a alta permeabilidade da areia permite a acumulação de águas na base da camada e segundo, a espessura da camada de areia depende da profundidade da camada de argila expansiva, sendo que a determinação desta camada é difícil de calcular. Para além disso, é necessário ter em conta os efeitos das variações volumétricas da argila sobre a camada de areia compacta.

- Controlo da humidade do solo

O controlo da humidade do solo tem como objectivo uniformizar o teor de humidade do solo abaixo das fundações. Um bom controlo do teor de humidade consiste na:

- Manutenção de uma inclinação positiva de cerca de 5% em torno do sistema de drenagem de forma que este seja eficaz e eliminar as áreas de captação ou acumulação de águas;
- Manutenção dos sistemas de drenagem e, se necessário, instalação de um novo sistema;
- Controlo e manutenção das calhas à volta do telhado da estrutura, recolhendo as águas, assim como o desvio da água captada para longe da estrutura;
- Atenção aos depósitos de água, como cântaros de flores ou outro objecto que possa reter água até um certo nível, sendo que este não deve ser ultrapassado para evitar vazamentos para o solo;
- Eliminação da vegetação espessa circundante entre os 3 e os 4,5 m ou remoção de árvores a uma distância inferior a 1 ou 1,5 vezes a altura da árvore madura;

- Nos tempos de seca pode-se realizar regas controladas de forma a manter o teor de humidade do solo.
- Barreiras anti-humidade

A finalidade das barreiras anti-humidade é manter a humidade do solo uniforme a volta das fundações, minimizando a perda ou ganho de humidade, diminuindo assim os ciclos de expansão e retracção do solo. Ao redor das barreiras ou por baixo delas a humidade pode fazer o solo expandir mas esta expansão é uniforme o que não põe em causa a estrutura. Os tipos de barreiras mais utilizados são membranas de asfalto, barreiras de plástico horizontais e verticais, e materiais granulares. O betão não constitui uma barreira para a humidade (Figura 10.2).

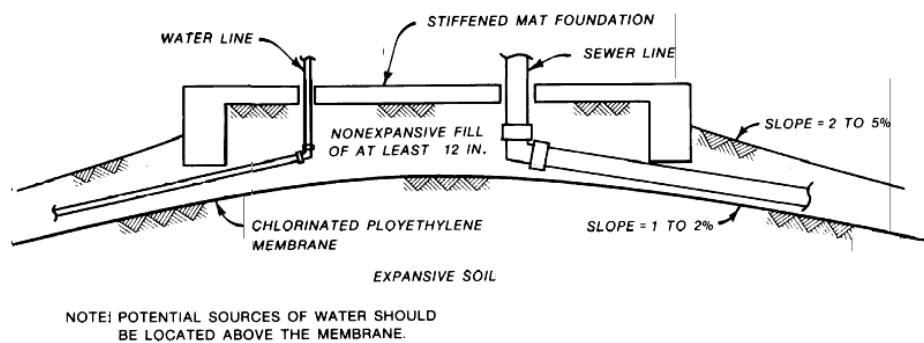


Figura 10.2 – Exemplo de aplicação de barreiras anti-humidade (Department of the Army USA, 1983).

- Jet Grouting

É uma técnica de melhoria de solos realizada directamente no interior do terreno sem escavação prévia, utilizando para tal, um ou mais jactos horizontais de grande velocidade (cerca de 250 m/s) que aplicam a sua elevada energia cinética na desagregação da estrutura do terreno natural e na mistura de calda de cimento com as partículas de solo desagregado, dando origem a um material de melhores características mecânicas do que o inicial e de menor permeabilidade (Carreto, 2000).

Rodrigues (2009) refere que a utilização desta técnica em obras geotécnicas é uma das melhores alternativas de projecto, em particular em obras no subsolo de áreas de grande ocupação urbana. O reforço de fundações de edifícios, a construção de novas estruturas e a necessidade da utilização do subsolo em terrenos de fracas características geotécnicas para desenvolvimento de infra-estruturas viárias, são apenas alguns exemplos de tipo de obras onde esta técnica pode e tem vindo a ser aplicada.

Carreto (2000) descreve o processo de execução que começa pela colocação da sonda em posição nivelada, com o eixo da vara coincidente com o eixo da coluna, no caso de se pretender obter um corpo cilíndrico, ou então coincidente com uma das extremidades do painel. Em seguida, a vara é introduzida no terreno através de um movimento rotacional e com a ajuda de um jacto de água vertical, até atingir a profundidade à qual os bicos se encontram ao nível que limita inferiormente o tratamento. Finalizada a furação, obtura-se a saída de água inferior através de uma válvula. No segundo passo inicia-se a bombagem de calda no interior do furo, ao mesmo tempo que a vara é elevada através do furo com uma velocidade constante, de forma que a cada período de tempo corresponda uma ascensão da vara de um comprimento fixo, designado por passo vertical. Concluída a execução, retira-se a vara do furo, preenchendo-o de calda por gravidade até ao seu topo (Figura 10.3).

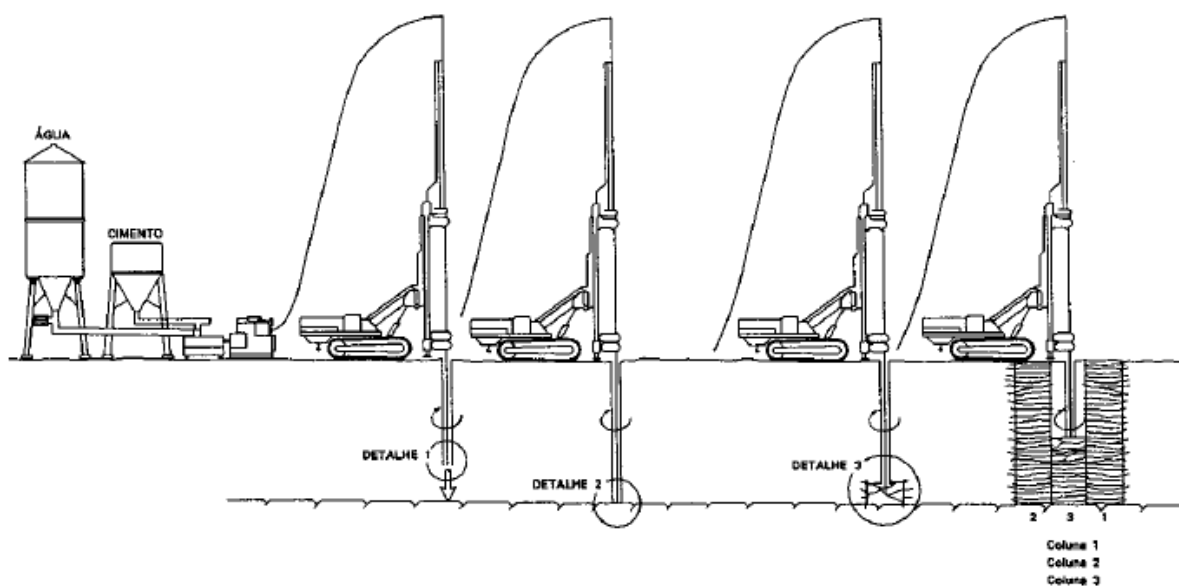


Figura 10.3 - Esquema de execução da técnica de jet grouting (Carreto, 2000).

10.2 - TÉCNICAS DE CONSTRUÇÃO

Muitos dos problemas ao nível das fundações ou fraco desempenho das fundações em solos expansivos está relacionada com um fraco controlo de qualidade e execução de projectos de forma defeituosa. Muitos dos equipamentos e materiais utilizados na construção dependem das características do solo, uma má determinação ou a sua ausência poderá ter uma grande influência sobre a estrutura. A fiscalização durante a fase de construção é extremamente importante.

Ayala et al. (1986) citado por Amorim (2004) refere alguns dos procedimentos básicos que devem ser adoptados para projectar uma fundação em solos expansivos:

- A tensão permanente no solo deve ser projectada de forma a impedir o aparecimento de expansão;
- A profundidade das fundações deve ultrapassar a zona activa do solo que depende da climatologia do local, do potencial de absorção do solo e da posição do nível freático.
- A fundação deve ser rígida e contínua, bem amarrada de forma que possa suportar esforços adicionais, é recomendável o preenchimento entre fundações com materiais como brita, areia, pó de pedra ou outros materiais granulares não expansivos, impermeabilizando ao máximo a parte superior da fundação. Evitando assim a penetração de águas superficiais;
- Deixar um espaço livre entre a estrutura e os elementos de fundações que serve de folga para os movimentos de contracção e expansão dos solos;

10.2.1 - ELEMENTOS IMPORTANTES A TER EM CONTA NA CONSTRUÇÃO

As técnicas utilizadas neste tipo de solos devem impedir variações de humidade durante e após a construção. Os seguintes elementos são importantes para se verificar um funcionamento adequado das fundações (Department of the Army USA, 1983):

Escavação – a escavação deve ser executada o mais rápido possível até a profundidade de projecto e deve ser protegida com a secagem através da aplicação de uma barreira anti-humidade nas superfícies escavadas.

Seleção dos materiais – os materiais utilizados no projecto devem obedecer a certos requisitos:

- Aterros com materiais não expansivos;
- O betão deve ter uma adequada resistência e trabalhabilidade;
- Armaduras adequadas com as exigências do projecto e uma forte ligação/amarração entre eles;
- Colocação de barreiras anti-humidades resistentes e impermeáveis.

Colocação dos materiais – todos os elementos estruturais devem ser colocados nos locais adequados para a fundação em conformidade com o projecto.

Compactação dos aterros – aterros com materiais naturais devem ser compactados para minimizar os efeitos de expansão dos solos sobre as fundações. Sendo que os aterros não devem transmitir esforços a estrutura.

Drenagem durante a fase de construção – o local da obra deve estar preparado para evitar a formação de lagoas nas zonas mais baixas. É possível aplicar cal na superfície do solo para evitar a expansão deste e melhorar o tráfego dentro da obra. A obra deve estar provida também de bombas ou outro equipamento para extrair água no caso de ocorrer uma inundação devido a chuvas ou vazamentos.

Sistemas de drenagem permanente – é importante manter um sistema de drenagem durante e depois da fase de construção, esta drenagem tem de ser colocada em todo o perímetro de obra. Depressões ou buracos devem ser preenchidos e compactados para evitar a acumulação de água.

Fiscalização da obra – o Department of the Army USA (1983) destaca uma lista com as principais acções a fiscalizar durante a obra (Figura 10.4). É necessário manter uma fiscalização rigorosa, sobretudo na construção das fundações, sendo que nos solos expansivos os tipos de fundações mais utilizados são os ensoleiramentos e estacas moldadas de betão armado.

CONSTRUÇÃO	
Escavação	Sistemas de escavação Sistemas de contenção Drenagem Protecção temporária para evitar a secagem da superfície argilosa
Efeitos sobre as estruturas vizinhas	Muros de contenção de forma a proteger as estruturas vizinhas Estabilização de taludes Estabilização de solos Protecção contra a erosão do solo Drenagem superficial e subsuperficial Movimentos ou problemas nas fundações vizinhas (especialmente no caso de existir estruturas antigas)
Manutenção	Vazamentos ou infiltrações de águas ou esgotos no solo Sistema de drenagem superficial Efeitos da vibração das estruturas vizinhas Alterações nos lençóis de água subterrâneos/aquíferos ou nível freático
PÓS-CONSTRUÇÃO	
	Vazamentos ou infiltrações de águas ou esgotos no solo Sistema de drenagem superficial Movimentos ou problemas nas fundações da nova estrutura Efeitos da vibração das estruturas vizinhas Alterações nos lençóis de água subterrâneos/aquíferos ou nível freático Remoção da vegetação densa próxima da estrutura

Figura 10.4 – Elementos a ter em conta durante a fiscalização da obra (Modificado, Department of the Army USA, 1983).

10.3 - FUNDAÇÕES RECOMENDADAS NESTE TIPO DE SOLOS

SCFPA (2004) realizou um estudo sobre vários tipos de fundações que podem ser utilizados em solos expansivos para estruturas residenciais ou edificações de pequeno porte. O problema das construções nos solos expansivos são os efeitos prejudiciais dos movimentos diferenciais nas fundações devido às alterações volumétricas do solo, que tem origem nas alterações do teor de humidade do solo, quando aumenta o teor de humidade aumenta o volume dos solos (expansão), quando diminui o teor de humidade diminui o volume do solo (contração).

Para atenuar os problemas das fundações neste tipo de solos é necessário encontrar soluções técnicas e economicamente viáveis que passam pelo isolamento dos elementos de fundação ou um projecto de fundações que seja capaz de controlar os efeitos dos solos expansivos.

A SCFPA (2004) refere que os movimentos dos solos argilosos expansivos são geralmente restritos a uma zona superior do solo conhecida como zona activa. O limite inferior desta zona é geralmente definido como a linha de movimento zero. A profundidade da zona activa varia de local para local. A profundidade da zona activa é um importante parâmetro a ter em conta no projecto de fundações em solos expansivos. Outro parâmetro a ter em conta na concepção geral das fundações é o efeito da magnitude da pressão adicional que pode ocorrer sobre a estrutura.

10.3.1- ENSOLEIRAMENTOS

São elementos de fundação com grade desenvolvimento em planta e pequena espessura, como uma laje de fundação, onde vai apoiar toda a estrutura (Figura 10.5). Podem ser de espessura constante ou nervurada (Guerra, 2003).

O ensoleiramento tem como objectivo transmitir as cargas da estrutura ao solo, distribuindo-as uniformemente. Os ensoleiramentos têm uma armadura principal na parte superior para fazer frente aos esforços provocados pelo solo e pressão de águas subterrâneas que possam existir. Também têm uma armadura inferior para excluir a possibilidade de originar flechas diferentes na estrutura.

Na concepção de uma estrutura com ensoleiramento há que garantir que a resultante das cargas verticais se situe próximo do centro de gravidade da laje de fundo e, com uma adequada margem de segurança, dentro do núcleo central. Desta forma garante-se uma distribuição das tensões relativamente uniforme e limita-se eventuais inclinações da estrutura.



Figura 10.5 – Execução de um ensoleiramento Geral (Rogers, 2003).

O ensoleiramento geral aplica-se nos casos seguintes:

- Solos expansíveis de grande espessura, onde a utilização de estacas teriam de ser grande diâmetro;
- O solo tem baixa capacidade de carga;

- Se se quer uniformizar os assentamentos;
- Solos onde existe a possibilidade de ocorrência de movimentos de massa;
- O solo tem uma estratificação desigual e estão previstos assentamentos irregulares;
- O solo possui características mecânicas elevadas a grande profundidade;
- Solo superficial fraco, mas susceptível de receber cargas;
- Super-estrutura extremamente sensível a assentamentos diferenciais ou construções de pequeno e médio porte;
- Carregamentos muito elevados na totalidade ou em parte significativa da fundação;
- Se eventualmente tivermos optado por uma solução de sapatas isoladas e verificarmos que estas ocupam cerca de 50% da área total projectada, opta-se por um ensoleiramento geral da fundação.

O ensoleiramento geral apresenta vantagens como:

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

- Em situações de nível freático elevado, trata-se da melhor solução quando associada a outros processos construtivos e a técnicas drenagem e impermeabilização adequadas;
- Para cargas muito elevadas, vindas da super-estrutura e/ou solos fracos, pode tornar-se a solução mais económica;
- O processo de execução é mais rápido e mais económico.

Neste tipo de fundações é necessário verificar bem o local onde vai ser implantada a fundação e verificar a colocação das barreiras anti-humidade, verificar o betão e o posicionamento e a amarração adequada das armaduras. Também é necessário confirmar que o sistema de drenagem está a funcionar devidamente.

O ensoleiramento em estruturas localizadas em áreas onde verifica-se o movimento de massa e os efeitos de expansibilidade ou contracção das argilas, permita que a estrutura assente, levante, sofra rotação ou deslocamento como um todo e não pontualmente, evitando assim o surgimento patologias na estrutura (Figuras 10.6 e 10.7).

Muitos dos problemas envolvendo as fundações e contenções periféricas está relacionada com a acumulação de água no maciço. É extremamente importante garantir uma boa drenagem ao longo das estruturas de contenção/fundação, a drenagem pode ser superficial ou interna, sendo que devem ser aplicadas as duas em conjunto para a drenagem ser mais eficaz. Os sistemas de drenagem superficial devem captar e conduzir as águas que incidem na superfície do talude, considerando-se não só a área da região estudada como toda a bacia de captação. Os sistemas de drenagem interno têm como função controlar a tensão da água e/ou captar fluxos que ocorrem no interior dos taludes. 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.

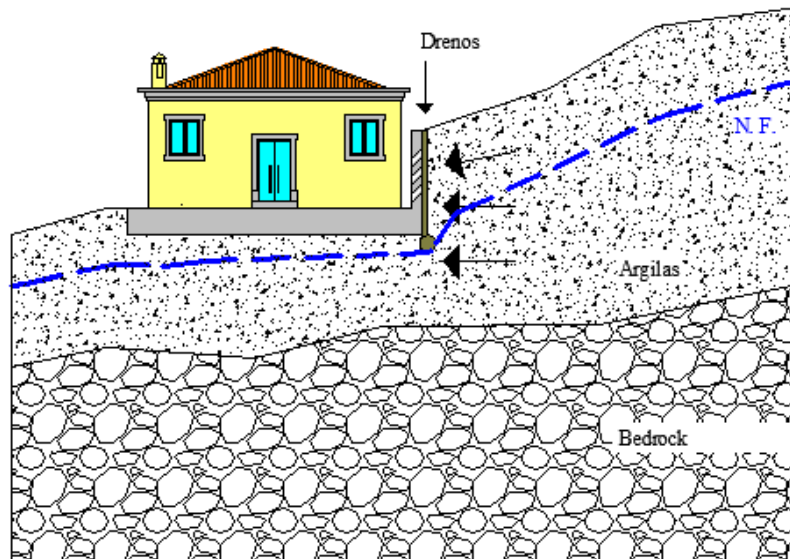


Figura 10.6 – No caso de movimentos de vertente a estrutura move-se como um todo.

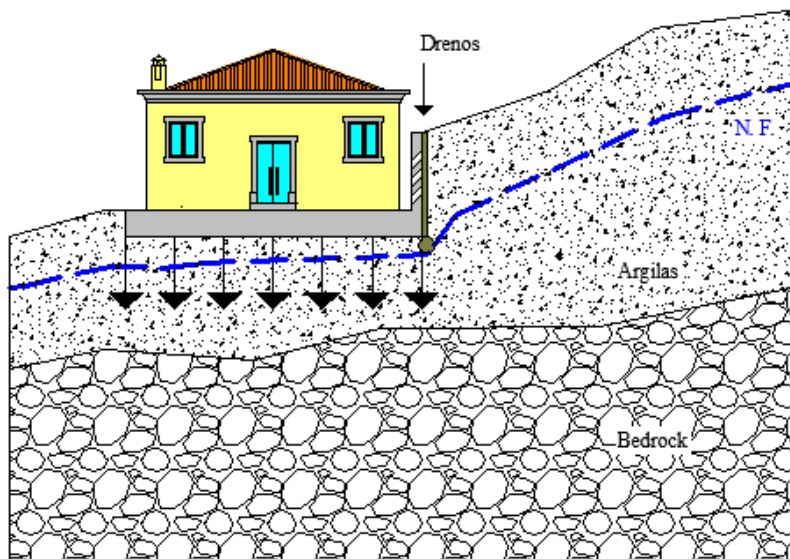


Figura 10.7 – No caso dos assentamentos ou levantamentos devido a acção das argilas a estrutura distribui de forma igual os esforços evitando problemas pontuais.

Os problemas com este tipo de solução segundo Rogers (2003) têm origem na falta de drenagem abaixo do ensoleiramento ou sistemas de drenagem deficiente (Figura 10.8).



Figura 10.8 – Danos no ensoleiramento devido a drenagem deficiente (Rogers, 2003).

10.3.2 - ESTRUTURA RÍGIDA E SEMI-RÍGIDA

Outro tipo de solução será a construção de uma estrutura rígida que seja capaz de flutuar sobre as irregularidades do terreno sem que haja fissuras. Na Figura 10.9 mostra de forma teórica o funcionamento desta estrutura, apesar de que na realidade isto não acontece porque o solo não tem suficiente força para levantar uma parte ou a estrutura completa. O que acontece na realidade é que nas zonas de expansão produzem uma distribuição desigual de pressões o que vai originar esforços que a estrutura terá que resistir sem problemas. Normalmente não se projecta só a fundação rígida, mas também as fachadas da edificação são rígidas para ajudar a contrariar as pressões exercidas pelo solo (Jimenez Salas et al., 1980, citado por Amorim 2004).

A diferença entre a estrutura rígida e a estrutura semi-rígida está no cálculo, enquanto que na estrutura rígida é dimensionada para não se deformar, a estrutura semi-rígida é calculada tendo em conta que a estrutura deforma-se em alguns centímetros sem que se verifique danos estruturais. Esta solução é mais utilizada em estruturas de grande envergadura (Jimenez Salas et al., 1980, citado por Amorim 2004).

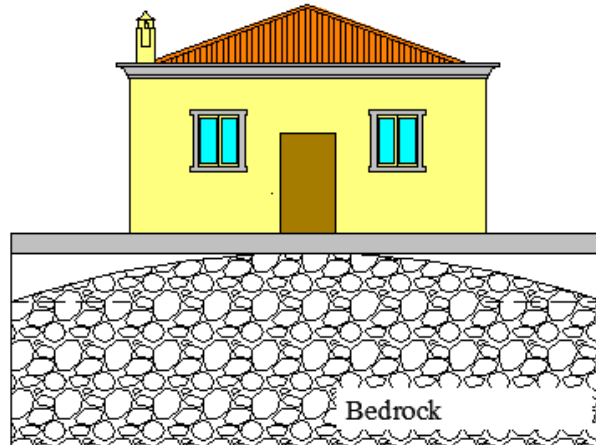


Figura 10.9 – Exemplo teórico de uma estrutura rígida capaz de resistir os efeitos da expansibilidade (Modificado, Jimenez Salas et al., 1980, citado por Amorim 2004).

10.3.3 - ESTACAS MOLDADAS “*IN SITU*”

Guerra et al. (2006) no seu trabalho explica de forma sucinta os vários tipos de estacas moldadas “*in situ*” utilizados em Portugal. As estacas moldadas “*in situ*” são executadas por meio de equipamentos de rotação, para a extracção de solos do interior do furo, este método constitui uma das soluções para os problemas das fundações.

Os diâmetros das estacas depende das condições do terreno, pode-se executar estacas com diâmetros entre os $\Phi 450$ mm $\Phi 2600$ mm, por rotação, com ou sem emprego de lamas bentoníticas ou polímeros, entubados ou não com tubos metálicos.

Este tipo de estacas são executadas no local, isto é, a betonagem é realizada de forma directa no furo, sendo as paredes do próprio furo a cofragem da estaca. Mas no caso de Machico, os tipos de estacas moldadas mais recomendáveis são as de tubo moldador perdido devido aos solos serem argilosos, pouco resistentes e com um nível freático elevado.

Segundo o Department of the Army USA (1983) refere que as estacas moldadas são fundações seguras nos solos expansivos e economicamente viáveis. A maior parte dos

problemas relacionados com este tipo de fundações tem a ver com a interpretação do perfil geológico do solo e as condições do nível freático ou águas subterrâneas. Também ocorrem erros durante as perfurações, betonagem deficiente e reforços impróprios.

As principais medidas a ter em conta para minimizar os problemas nas estacas moldadas “*in situ*” são:

- O engenheiro deve verificar durante a abertura dos furos das estacas se o perfil do solo é o mesmo que foi utilizado para a definição do projecto, por vezes é possível encontrar solos ou camadas de solo não previstas em projecto o que pode obrigar a umas alterações no projecto.
- Localização da base da estaca, é importante verificar que a base da estaca está localizada no solo de fundação por baixo da camada de solo expansivo ou instável, o solo de fundação deve ser capaz de suportar as cargas que vão ser aplicadas. Caso não sejam verificadas estas condições é necessário proceder a alterações no projecto inicial. Os furos devem ser mantidos limpos após a abertura.
- As condições no local onde são implantadas as fundações devem ser conhecidas de forma que permita escolher o melhor e mais adequado equipamento/materiais a utilizar com a maior mobilidade possível.
- As condições do subsolo devem ser cuidadosamente determinadas para uma melhor escolha do equipamento a utilizar para a abertura dos furos. Por vezes poderá ser necessário recorrer a lama bentonítica para a estabilização das paredes do furo, nos casos em surgem camadas de areia fina, ou o aparecimento de zonas permeáveis dentro da argila impermeável podem causar problemas durante a execução das dos furos.

- Problemas nas paredes dos furos, como a perda de material, pode causar furos defeituosos e zonas pontuais de fragilidade, o recomendável é usar o tubo moldador ou lamas bentoníticas para uma melhor estabilização dos furos.

10.3.3.1 - ESTACAS COM TUBO MOLDADOR PERDIDO

Este processo aplica-se em solos argilosos, arenosos ou com nível freático muito elevado, garantindo assim uma boa homogeneização do betão durante a betonagem.

Os tubos metálicos utilizados na cravação têm comprimentos de 6 m e com espessura variável, em função do diâmetro da estaca. A espessura da parede do tubo é importante para garantir a resistência necessária durante a cravação.

10.3.3.1.1 - PROCESSO DE EXECUÇÃO:

Gomes et al. (2004) descreve o processo de execução das estacas moldadas com tubo moldador perdido:

- Escolha do equipamento de furação a utilizar;
- Depois da verticalização do equipamento, introdução de um tubo com diâmetro superior ao da estaca, de modo a conferir melhores condições de cravação do tubo;
- Inicialmente crava-se o tubo moldador que penetra no terreno devido ao seu peso próprio, e posteriormente por vibração (com um motor vibrador suspenso por cabos, Figura 10.10), continua-se a introduzir o mesmo até cerca 1,0 ou 1,5 m, consoante as boas características do terreno;



Figura 10.10 - Cravação do tubo moldador (Guerra et al., 2006).

- Recolhe-se o terreno misturado com água injectada através da limpadeira (Figura 10.11) e em terrenos mais compactos e/ou firmes, poder-se-á recorrer ao trado ou até mesmo ao trepano para a furação sendo no futuro utilizada a limpadeira para limpeza do fundo do furo;



Figura 10.11 - Utilização da limpadeira para remover solo do interior do furo (Gomes et al., 2004).

- Introdução da armadura pré-fabricada já com o seu comprimento total com o auxílio de uma grua orientada e controlada por auxiliares; o recobrimento e posicionamento são assegurados por espaçadores trapezoidais alongados de betão ou argamassa;
- Betonagem efectuada com a *trémie* (Figura 10.12), montada em estaleiro com o comprimento total se possível, e controlada por auxiliares.



Figura 10.12 – Cone de betonagem “*Trémie*” (Guerra et al., 2006).

10.3.3.2 - ESTACAS MOLDADAS COM RECURSO A LAMAS BENTONÍICAS

Gomes et al. (2004) às estacas moldadas com recurso a lamas bentoníticas, importa salientar que o uso das lamas só se torna necessário quando o terreno de fundação apresenta uma coesão muito baixa ou quando apresenta um nível freático muito elevado, caso contrário, a execução e qualidade das estacas ficavam comprometidas, tendo por isso associadas as seguintes vantagens: inexistência de ruído aquando da execução das estacas; tem demonstrado ser a solução mais económica tendo em vista o tipo de solos para que é aconselhada; possibilidade de executar estacas de vários diâmetros; possibilidade de executar estacas de grande comprimento; não é necessária vibração aquando da betonagem da estaca.

Como principais desvantagens apontam-se as seguintes: possibilidade de construção apenas na vertical; as lamas bentoníticas são um material de elevado custo, o que faz com que este processo construtivo seja bastante dispendioso; necessidade de grandes áreas de estaleiro para montagem de todo o sistema de preparação, bombagem e reciclagem das lamas bentoníticas; se as lamas não forem biodegradáveis existe o problema associado à contaminação dos solos adjacentes ao furo.

10.3.3.2.1 - PROCESSO DE EXECUÇÃO

Neste processo construtivo recorre-se às lamas bentoníticas para a construção das estacas (Figura 10.13), seguindo as diversas fases:

- Montagem da central de fabrico e reciclagem das lamas;
- Selecção do equipamento de furação;
- Furação prévia com trado curto, com o intuito de se obter um melhor posicionamento na vertical do tubo-guia, com um comprimento máximo de 6 m, de modo a se poder guiar o equipamento;
- Continuação da furação com o auxílio de uma limpadeira ou de lamas bentoníticas quando necessário, de realçar que a coluna preenchida com lamas poderá não vir a ser do tamanho da própria estaca, devendo-se no entanto de manter o preenchimento com lamas acima no nível freático pelo menos 1 metro;
- Introdução da armadura no furo;

- Betonagem através de um funil da trémie directamente para a estaca, possibilitando a ascensão do betão e das lamas, sendo estas depois recolhidas para a reciclagem;
- Execução do maciço de fundação após saneamento (limpeza) da cabeça das estacas

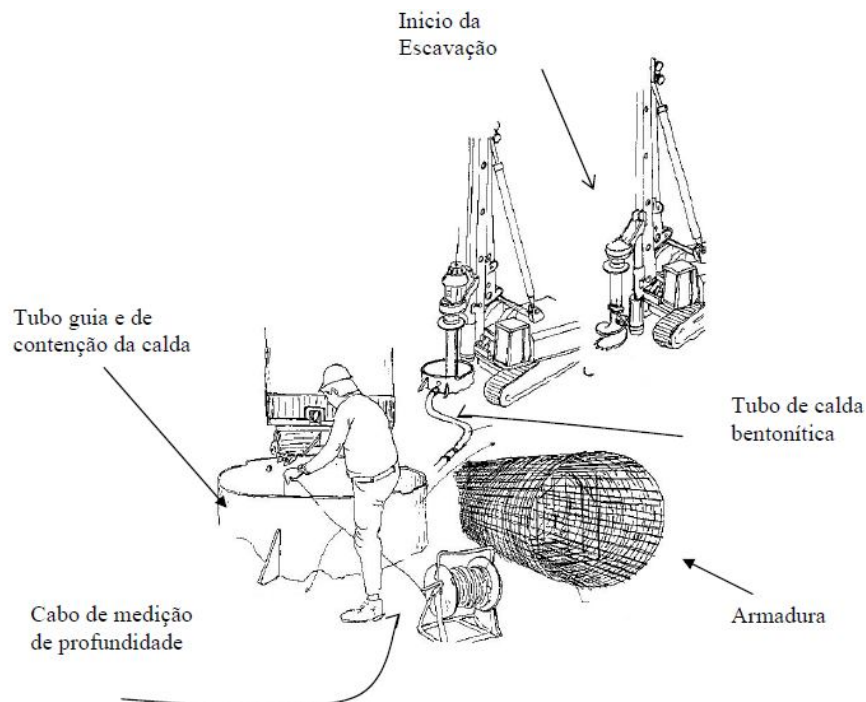


Figura 10.13 - Esquema geral da execução de estacas com recurso a lamas (Gomes et al., 2004).

10.3.3.3- FACTORES A TER EM CONTA DURANTE A EXECUÇÃO DE ESTACAS

Durante o processo de abertura dos furos e betonagem das estacas é essencial ter em conta certos aspectos para garantir que as estacas são executadas de forma correcta (Guerra et al., 2006):

- Verificar a verticalidade do furo;

- Assegurar que as ligações entre os vários troços de tubos foram bem feitas;
- Durante o processo de extracção dos solos, verificar quais são as características dos mesmos para assegurar que o método de perfuração é o mais adequado;
- Analisar o comportamento do solo no fundo do tubo;
- Antes da colocação da armadura é necessário verificar se estão bem soldadas ou amarradas;
- Antes da betonagem é preciso verificar se o fundo do tubo esta limpo de terras;
- Colocar a armadura de forma lenta até atingir o fundo do furo;
- Durante o processo de betonagem tem de se garantir que o betão é introduzido de forma gradual;
- Garantir sempre uma boa fluidez do betão;
- Garantir sempre um bom fornecimento de betão, de forma a não deixar que o betão aplicado ganhe presa e forme assim uma junta.

10.3.4 – “PALAFITAS”

Jimenez Salas et al. (1980) citado por Amorim (2004) refere que o projecto de palafitas consiste em levantar a fundação de uma edificação através de pilares de betão, de forma que haja um espaço entre a fundação e o solo, o que permite que o solo expanda sem atingir a estrutura (Figura 10.14).

Em alguns casos é possível colocar pilares sobre as sapatas superficiais projectadas para que não possam ser levantadas pelo solo, aplicando uma carga equivalente a pressão exercida pelo solo. Também pode-se recorrer a estabilização do solo por baixo ou a sua substituição.

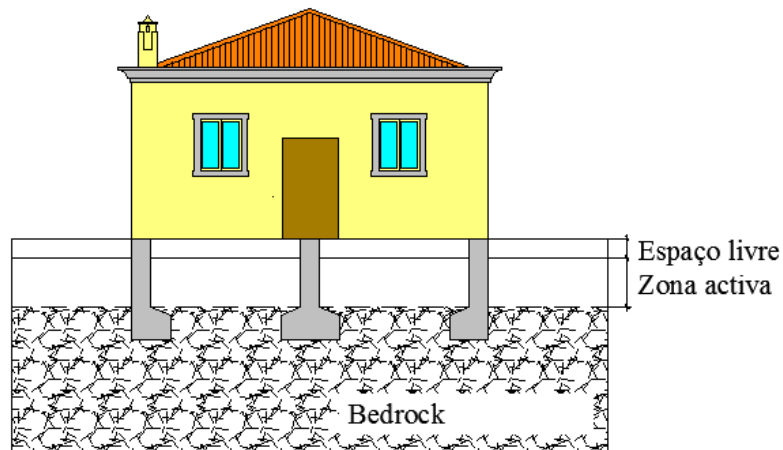


Figura 10.14 – Levantamento da casa de forma que fique um espaço livre para os solos se expandirem (Modificado, Jimenez Salas et al., 1980, citado por Amorim 2004).

A SCFPA (2004) define um espaçamento de pelo menos 50 cm de espaço livre entre o solo e o piso. A laje estrutural pode ser construída de madeira apoiado sobre vigas de madeira, aço, betão ou uma laje de betão armada apoiadas sobre vigas de betão ou vigas de aço (Figura 10.15).

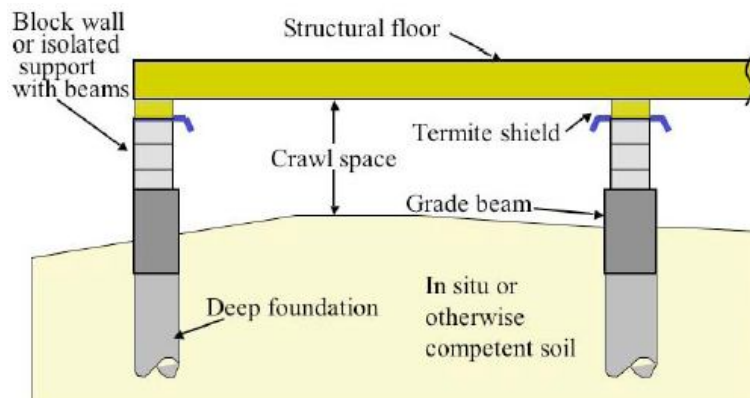


Figura 10.15 – Piso estrutural com espaço livre e fundações profundas (SCFPA, 2004).

Quadro 10.1 – Vantagens e desvantagens deste sistema de fundações (SCFPA, 2004).

VANTAGENS*	DESVANTAGENS*
<ol style="list-style-type: none"> 1. Reduz os movimentos verticais abaixo da laje de fundação devido ao espaçamento entre a laje e o solo. As fundações são profundas apoiadas muito abaixo da zona activa. 2. Normalmente tem melhor performance que outros sistemas de fundação. 3. Reduz, mas não elimina a necessidade de um programa de manutenção das fundações. 4. Não há necessidade de preenchimentos ou aterros abaixo da laje. 5. Permite o acesso abaixo da laje. 6. Sistema ideal para locais onde ocorre inundações. 7. São de execução mais fácil. 8. Ajuda a preservar a vegetação à volta, visto que não é necessária a sua remoção. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Custos elevados de construção. 2. Requer uma concepção mais complexa o que aumenta o seu custo. 3. Aumento do tempo de execução. 4. Dependendo do local, pode permitir a acumulação de água abaixo da laje. 5. Devido ao espaçamento pode permitir o crescimento de vegetação por baixo da laje. 6. É essencial a instalação de um sistema de drenagem. 7. Congelamento do solo abaixo da laje.

10.3.5 - ESTACAS GRANULARES

O problema com solos expansivos, como já foi referido, são as tensões que afectam as estruturas de fundação. Uma estaca com material granular não será capaz de resistir à

força exercida pela expansão do solo, que é de tracção na natureza. Por outro lado, se a fundação estiver ancorada no fundo da estaca a uma chapa de aço, através de uma haste de aço, esta torna-se resistente à tensão pelo efeito de âncora sendo capaz de neutralizar a força exercida sobre as fundações. Neste tipo de estaca, a resistência à expansão do solo é promovida, principalmente, pelo peso da estaca granular, que actua no sentido descendente, e o aumento da resistência, devido ao atrito ao longo da estaca, contrariando as forças de expansão que actuam sobre as fundações. A Figura 10.16 ilustra o funcionamento das forças que actuam sobre a estaca (Al-Rawas et al., 2006).

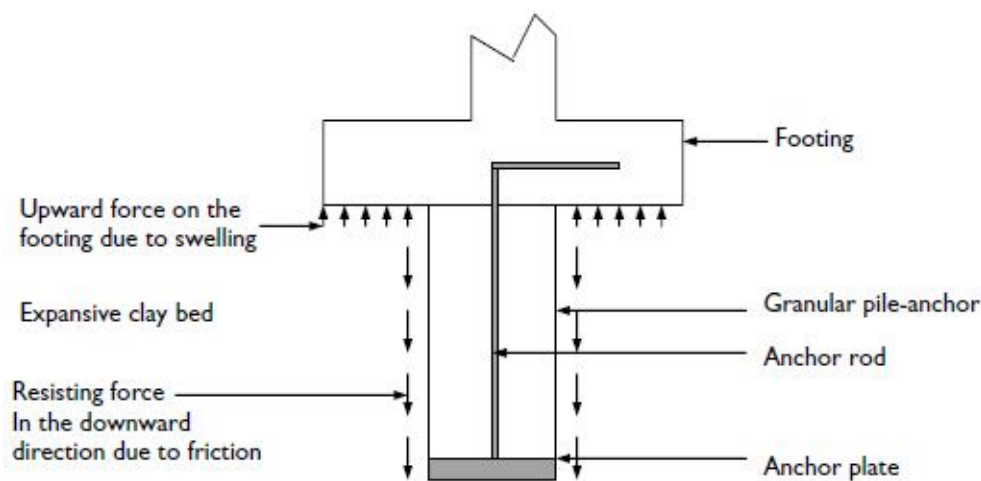


Figura 10.16 - Esquema do funcionamento de uma estaca granular em solos expansivos (Al-Rawas et al., 2006).

10.3.6 - LAJE ESTRUTURAL REFORÇADA COM ESPAÇO LIVRE PREENCHIDO COM CAIXAS DE CARTÃO E FUNDAÇÕES PROFUNDAS

As fundações são projectadas de forma que fiquem fisicamente isoladas dos efeitos dos movimentos dos solos expansivos. Isto é conseguido através de um espaço entre a estrutura e o solo que é ocupado por caixas de cartão resistente (Figura 10.17).

Esta solução consiste numa laje de betão armado e reforçado, abaixo da laje são colocadas caixas de cartão que criam um espaço que separa a laje do solo, as caixas tem

uma função de absorver a humidade do solo e diminuir os movimentos verticais do solo. A altura das caixas varia entre os 10 e os 20 cm dependendo da expansividade do solo. A laje é totalmente suportada pelas fundações.

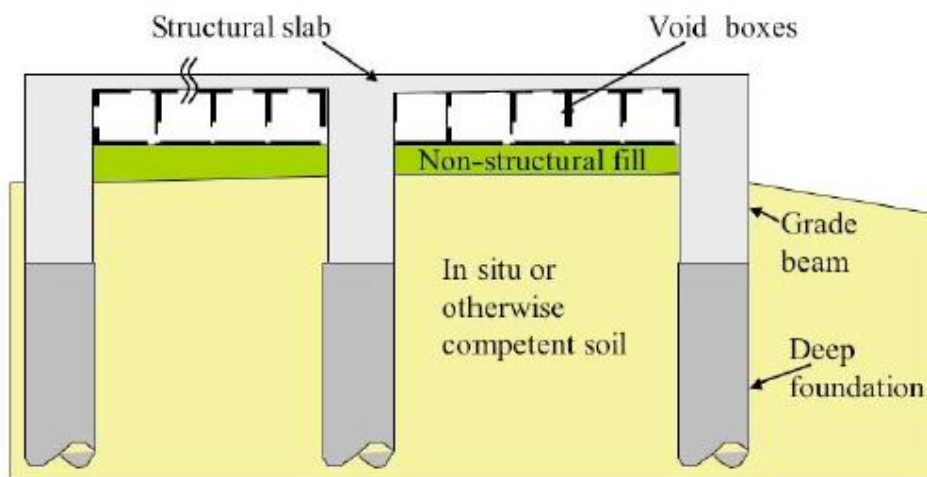


Figura 10.17 – Laje estrutural reforçada com espaço livre preenchido com caixas de cartão e fundações profundas (SCFPA, 2004).

Quadro 10.2 – Vantagens e desvantagens da Laje estrutural reforçada com espaço livre preenchido com caixas de cartão e fundações profundas (SCFPA, 2004).

VANTAGENS*	DESVANTAGENS*
<ul style="list-style-type: none"> • Reduz os movimentos verticais abaixo da laje de fundação devido às caixas de cartão que diminuem a expansão do solo e as fundações são profundas apoiadas muito abaixo da zona activa. • Normalmente tem melhor performance que qualquer outro tipo de sistema de fundação. • Reduz, mas não elimina a necessidade de um programa de manutenção das fundações. 	<ul style="list-style-type: none"> • Geralmente tem custos elevados. • Por vezes pode ser necessário recorrer a soluções complexas e mais difíceis de executar. • Aumento do tempo de execução. • Instalação das caixas de cartão com dimensões insuficientes para expansão verificada dos solos. Degradação natural das caixas de cartão.

Quadro 10.2 (Continuação) – Vantagens e desvantagens da Laje estrutural reforçada com espaço livre preenchido com caixas de cartão e fundações profundas (SCFPA, 2004).

VANTAGENS*	DESVANTAGENS*
<ul style="list-style-type: none">• Não há necessidade de efectuar aterros com solo natural ou com materiais não expansivos.• A laje estrutural é mais resistente que o piso de madeira ou uma laje de betão simples.	<ul style="list-style-type: none">• Insectos podem deteriorar as caixas.• Dependendo do local, pode permitir a acumulação de água abaixo da laje.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na primeira parte deste trabalho teve como principal objectivo analisar os vários problemas que podem surgir nas fundações, assim como determinar as suas possíveis causas, para além de acrescentar mais informação sobre este tema para que possa servir de consulta, ajudando a diminuir o surgimento deste tipo de patologias.

Infelizmente nas obras de pequeno e médio porte a ocorrência de patologias a nível das fundações não é registada, o que dificulta a sua avaliação estatística, sendo somente os casos mais graves que chegam ao conhecimento da opinião pública, o que dificulta a avaliação quantitativa real da extensão do problema.

Apesar dos avanços da tecnologia a nível das fundações, observa-se um aumento no número de patologias; as causas deste crescimento podem ser (Schnaid et al., 2005):

- O aumento do número de profissionais envolvidos na execução das fundações sem experiência e o devido conhecimento dos fundamentos de geotecnia, como caracterização dos solos, transmissão das cargas da estrutura para o solo, deformações da massa do solo, efeitos da execução de fundações profundas, etc.
- Empresas de prospecção e execução de fundações sem a devida qualificação;
- Aumento da complexidade das estruturas e das suas solicitações, em obras cada vez mais esbeltas e frágeis;
- Construção em locais inadequados ou solos muito frágeis;
- Contratação de profissionais e empresas tendo em conta só os custos sem exigir comprovativo de competências ou experiência na área.

Durante as várias fases do projecto desde a sua concepção, prospecção dos solos e execução, devem ser tomadas medidas preventivas de forma a atingir o sucesso pretendido, considerando não apenas a obra propriamente dita, mas também, os seus efeitos possíveis nas estruturas próximas, assim como prever alguns eventos após a sua conclusão.

Na segunda parte foram estudadas as patologias verificadas nas estruturas construídas no vale de Machico, estas patologias são difíceis de classificar devido a existência de vários factores que tem influência na sua origem. Muitas das moradias construídas no vale tem sistemas de fundações simples, fundações superficiais e algumas delas podem nem chegar a atingir o bedrock, tudo isto revela falta planeamento do projecto de fundações e uma carência de prospecção dos solos, muito por culpa dos elevados custos para a sua realização. Mas a principal causa associada as patologias verificadas são as variações de volume do solo aliado aos movimentos de vertente.

Os solos presentes no vale de Machico são *vertisoils* do tipo *Eutric Vertisoils*, que são solos minerais, hidromórficos ou não, argilosos (mais de 50% de argila) que apresentam uma grande variação de volume em função da variação do teor de humidade. Devido aos taludes do vale de Machico terem pouca inclinação permitiu que ao longo dos anos acumulação de depósitos de elevada espessura constituídos fundamentalmente por argilas. Os teores relativamente altos de argila com actividade alta tornam os solos muito plásticos e pegajosos, quando molhados, devido a presença do nível freático muito próximo da superfície estes solos estão sempre molhados. Este tipo de solos quando secos apresentam uma consistência extremamente dura e pouca permeabilidade. Estas variações de volume do solo (retracção e contracção) provocam esforços adicionais nas fundações quando se expandem e permitem assentamentos pontuais nas estruturas quando se contraem.

Para além da variação do volume dos solos, os depósitos de vertente do vale de Machico apresentam movimentos de vertente do tipo *creep*, estes movimentos são contínuos ao longo do tempo mas de forma muito lenta (1 a 2 cm/ano), mas neste caso em particular estes movimentos de terreno foram bruscamente amplificados devido a factores externos, neste caso devido à construção do Hiper Sá. Os movimentos do solo

são causados por alterações na massa do solo, alterações no nível freático, ou qualquer outro movimento relacionado com a escavação, provocando rotações, distorções, translações que danificaram as estruturas próximas. Estas escavações provocam modificações na massa do solo como variações de tensão no solo, diminuição da resistência e rigidez do solo, alteração do nível freático, entre outras, provocando alterações nas condições sobre as quais foram implantadas as fundações das estruturas existentes, e uma vez que as fundações não foram projectadas para este tipo de situações estas cedem.

A falta de investigação é um problema típico deste tipo de obras, a principal causa da ausência de investigação, geralmente, são motivos económicos. Inúmeras estruturas são executadas em solos sem qualquer caracterização, apenas tendo como base estudos realizados para construção de outras obras do mesmo género próximas do local de onde vai ser executado.

Das várias soluções possíveis as mais aconselháveis para este tipo de solos passa pelo ensoleiramento geral, para que no caso de movimentação do solo a estrutura não tenha movimentos pontuais mas sim movimentar-se como um todo, distribuindo os esforços no solo e evitando concentrações pontuais de tensões que danificam a estrutura. Claro que este tipo de solução deve ser acompanhado por um sistema de muros de contenção e drenagem eficaz, de forma que seja evitado movimentos significativos do solo.

Ao ser verificada a presença de mau desempenho na fundação, a sua solução requer o conhecimento de todas as possíveis alternativas para minimizar e solucionar os problemas, primeiro é necessários determinar as condições reais em que foram implantadas as fundações e as características relevantes do solo para as quais o projecto foi desenvolvido e de todos os efeitos capazes de interferir ou provocar mau comportamento, só depois é que é possível definir uma solução eficaz para o problema.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHRENDT, A. **Movimentos de Massa Gravitacionais – Proposta de um Sistema de Previsão: Aplicação na Área Urbana de Campos do Jordão – SP.** São Carlos, 2005. 390 Pag. Tese (Doutor em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

AL-RAWAS, A.; MATTHEUS, F. A. G. **Expansive Soils - Recent Advances in Characterization and Treatment.** Ed. Taylor & Francis Group. London – UK, 2006. 540 Pag.

AMORIM, S. F. **Contribuição à Cartografia Geotécnica: Sistema de Informações Geográficas dos Solos Expansivos e Colapsíveis do Estado de Pernambuco (SIGSEC – PE).** Recife, PE, 2004. 263 Pag. Dissertação (Mestre em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco.

Apontamentos da Disciplina de Geologia [1]. Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho. Disponível em: <<http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/integracao/inter12.html>> Acesso em: Julho 2009.

Apontamentos da Disciplina de Mecânica dos Solos [1]. 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> Acesso em: Julho 2009.

Apontamentos da Disciplina de Mecânica dos Solos [2]. Universidade da Madeira. Ano lectivo 2007/2008.

ASEFA, Grupo SMABTP Seguros. Disponível em: <http://www.asefa.es/index.php?option=com_content&task=view&id=68&Itemid=45&lang=pt> Acesso em: Julho 2009.

- Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP). **Manual de Estruturas**. Cap. Fundações. 12 Pag. Disponível em: <http://pcc2435.pcc.usp.br/textos%20t%C3%A9cnicos/Fundacoes/fundacoes_comunidade_construcao.pdf>. Acesso em: Julho 2009.
- AYALA, J. F.; GIJON, M. F.; MOZO, C. O.; RODRIGUEZ, J. L. **Mapa predictor de riesgos por expansividad de arcillas en España a Escala 1:1 000 000**. In: Instituto Geologico y Minero de España. Madrid, 1986. 64 Pag.
- BARDEN, L.; MCGOWN, A.; COLLINS, K. **The Collapse Mechanics on Partly Saturated Soil**. Journal of Eng. Geology. Amsterdam, 1973. Pag 49 – 60.
- 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.
- BRAZ DA SILVA, A. **Hidrogeologia de Meios Cársticos**. Brasil. Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG. Disponível em: <http://www.nehma.ufba.br/cursos/apostilas_monografia/Graduacao/LIVROtexto.pdf> Acesso em: Novembro 2009.
- 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.
- Câmara Municipal de Machico. Disponível em: <<http://www.cm-machico.pt/>>. Acesso em: Outubro 2009.
- CARRETO, J. **Jet Grouting. Uma Técnica em Desenvolvimento**. In. VII Congresso Nacional de Geotecnia. Porto, Abril 2000. 12 Pag.

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.

CAVALCANTE, E.; DEMÓSTENES, A.; CAVALCANTI, J.; WHASINGTON, J.; SOUZA NETO, J. **Propriedades geotécnicas de um solo expansivo de Sergipe**. In: II GEOJOVEN, 2006, Nova Friburgo – RJ. GEOJOVEM 2006. Nova Friburgo, 2006. 6 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.

CRUDEN, D.; KRAUTER, E.; LEFEBURE, G.; TER-SHEPANIAN, G.; ZHANG, Z. **Describing Landslides in Several Languages: *The Multilingual Landslide Glossary***. In: INTERNATIONAL IAEG CONGRESS, 7. 1994.

CRUDEN, D.; VARNES, D. **Landslides Types and Processes**. LANDSLIDES – Investigation and Mitigation. Transportation Research Board – National Research Council. USA. Vol. 1. 1996. Pag. 36 – 75.

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.

DEPARTMENT OF THE ARMY USA. **Foundations in Expansive Soils**. Technical Manual TM 5-818-7. USA, 1 September 1983. 98 Pag. Disponível em: <http://www.wbdg.org/ccb/browse_cat.php?o=29&c=4>. Acesso em: Janeiro 2010.

DURAN, D. **Ensayo de Colapso**. Investigador Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas e Mitigación de Desastres (CISMID) Peru. 1992. 38 Pag.

ECODENÚNCIA. Disponível em: <http://www.ecodenuncia.org/noticia_41.html>. Acesso em: Julho 2009.

Edição Online do TVI24. **Informação sobre a queda da Ponte entre Rios**. Disponível em: <<http://www.tvi24.iol.pt/noticias/justica-entre-os-rios-pronuncia-castelo-de-paiva-ponte-claudia-rosenbusch/616104-291.html>>. Acesso em: Julho 2009.

ENSINAS, A. V. **Estudo da Geração de Biogás no Aterro Sanitário Delta em Campinas – SP**. Campinas, 2003. 145 Pag. Dissertação (Mestre em Engenharia Mecânica) - Universidade Estadual de Campinas - Faculdade de Engenharia Mecânica.

FAO/UNESCO. **Soil Map of the World**. In: Food and Agriculture Organization of the United Nations. Rome, 1988. Disponível em: <<http://www.fao.org/AG/agL/agll/wrb/soilres.stm>>. Acesso em: Outubro 2009.

FEDERICO, F.; SILVAGNI, G.; VOLPI, F. **Scour vulnerability of bridge piers**. Journal os Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v. 129, n. 10, Pag. 890-899, 2003.

FERREIRA, E. **Apontamentos da Disciplina de Ciências e Tecnologias de Materiais**. Brasil, 2008. UNIVATES – Centro Universitario. 4 Pag.

FONCILLAS, A. **PISOS TOFU EN SHANGHÁI**. El Periódico, Barcelona, Edición del dia 30 de Junio de 2009, Ediciones Primera Plana. Periodicidade: diariamente. Pag 16. Disponível em: <http://www.elperiodico.com/default.asp?i_dpublicacio_PK=46&idioma=CAS&idnoticia_PK=625586&idseccio_PK=1007>. Acesso em: Julho 2009.

FREITAS SOUZA, L. **Identificação de Matacões por Meio de Sondagem a Percussão de Simples Reconhecimento do Subsolo na Cidade de Uberlândia (MG)**. In: CAMINHOS DE GEOGRAFIA. 2007, revista online, ISSN 1678-6343. Instituto de Geografia ufu - Programa de Pós-graduação em Geografia Disponível em: <<http://www.ig.ufu.br/revista/caminhos.html>> Acesso em: Novembro 2009.

FRITZ, A. P. **Patología en Excaciones e Fundaciones en Obras de Edificación**. In: 5º Seminario: Deslizamiento de Tierra: Prevención y Control, Chile. 104 Pag. Disponível em: <http://icc.ucv.cl/seminario/5_patologia_en_excavaciones_y_fundaciones_en_obras_de_edificacion.pdf>. Acesso em: Julho 2009.

GIMENEZ DE SOUZA, E. **Colapso de edifício por ruptura das estacas: estudo das causas e da recuperação**. São Carlos, 2003. 115 Pag. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo.

GOMES, C.; LUÍS, D.; ARRUDA, M.; ROMÃO, L. **Estacas Moldadas**. Instituto Superior Técnico - Departamento de Engenharia Civil. Lisboa, Dezembro 2004. 47 Pag.

GONZÁLEZ L. **Arcillas Expansivas**. Estudios Geotecnicos de Suelos Expansivos. Chile, 2009. Disponível em: <http://www.scribd.com/doc/19546187/Arcillas_expansivas>. Acesso em: Janeiro 2010.

GUERRA, J. **Fundações e Contenção Lateral de Solos – Fundações Superficiais**. Série Estruturas. 1ª Edição. 2003. Cap. 1. 29 Pag.

GUERRA, J. M.; MIRANDA, M. C. **Fundações e Contenção Lateral de Solos – Execução de Estacas**. Série Estruturas. 1ª Edição. 2006. 94 Pag.

- GUIMARÃES, G. S. **Fundações em Presença de Solos Moles – Análise de Caso**. São Paulo, 2003. 50 Pag. Trabalho de Conclusão de Curso (Curso de Engenharia Civil com Ênfase Ambiental) – Universidade Anhembi Morumbi.
- GUIMARÃES, J. P. **Tijolos de solo-cal**. In: Reunião Aberta da Indústria da Cal, 5. São Paulo, 1985. 323 Pag.
- GUIMARÃES, J. P. **Estabilização de solos com cal: princípios básicos**. Associação Brasileira dos Produtores de Cal. São Paulo, 1992. 102 Pag.
- HENDERSON, N. A. et al. **Concrete Technology for Cast In-Situ Foundations**. Report C569, London: CIRIA, 2002. Pag 83.
- HUNGR, O. **A Review of the Classification of Landslides of the Flow Type**. Environmental & Engineering Geoscience, 7. 1988. Pag. 221 – 238.
- HUTCHINSON, J. **General Report: Morphological and Geotechnical Parameters of Landslides in Relation to Geology and Hidrology**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 5. Lausanne, 1988. Resumos, Rotterdam, Balkema. Pag. 3 – 29.
- HUTCHINSON, J. **Mass Movement**. In: Encyclopedia of Geomorphology. Ed. Fairbidge, R. W., 2ed. Reinhold Book Co. Ney York 1968.
- JAIME, A.; ROJAS, E.; LEGORRETE, H. **Static behavior of floating piles in soft clays: Raul Marsal volume**. Mexico, Soc. Mexicana de Mecánica de suelos, 1992. Pag. 19-30.
- JIMENEZ SALAS, J.; PERATE, L.; UBARRI, B.; MUÑOZ, C.; LOPEZ-TELLO, L.; APAÑES, J.; ALCON, M.; NO, C.; MONZON, R.; FERNANDES, R.; LABAD, F.; MAZO, C.; ORTIZ, J.; RUIZ, M.; GONZALES, A.; PEÑA, A.; ORTIZ, A. U.; ROMERO, S. **Geotecnia y Cimientos III**. Madrid, 1980. Vol 1. Ed. Rueda. Pag. 533 – 650.

KATTI, R. K. **Search for solutions to problems in black cotton soils.** In: First I.G.S. Annual lecture. Indian Geotechnical society at I.I.T, Delhi, 1978.

LMC - **Laboratório de Mecânica Computacional.** Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações - PEF da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo USP. Brasil. Disponível em: <<http://www.lmc.ep.usp.br/people/hlinde/Estruturas/deslocamento.htm>> Acesso em: Novembro 2009.

LOGEAIS, L. **La Pathologie des Foundations.** Paris, Edition du Moniteur, 1982.

LOPES, A. **Mapeamento do potencial de instabilização de taludes rodoviários usando SIG e seções geológico-geotécnicas de campo com aplicação na rodovia SP-310.** São Carlos, 2007 (dissertação). 150 Pag. Dissertação (Doutor em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MELO DOS SANTOS, S. **Investigações Metodológicas sobre Monitoramento da Subsidência do Solo Devido à Extração de Água Subterrânea - Caso da Região Metropolitana de Recife.** Recife, Agosto de 2005. 259 Pag. Tese (Doutor em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologias e Geociências.

MILITITSKY, J. **Patologia das fundações.** In: SIMPÓSIO DE PATOLOGIA DAS EDIFICAÇÕES: PREVENÇÃO E RECUPERAÇÃO, Porto Alegre: CPGECC/UFRGS, 24-25 out. 1989. Pag. 52-69.

MILITITSKY, J.; DIAS, R. D. **Shallow foundations in lateritic soils.** In: VIII CONGRESSO INTERNACIONAL DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, Buenos Aires, 1986.

MINGORANCE, F. **Manifestaciones de subsidencia superficial en el Pastal, Norte de Mendoza, Argentina.** 2000. Revista de la Facultad de Ingeniería, Argentina 41 Pag.

MOREIRA, N.; COUTO, J. P.; COUTO, A. M. **A Reabilitação de Estruturas de Betão com Argamassas de Retracção Controlada.** In: Congresso Nacional de Argamassas de Construção – “Sob a Égide da Reabilitação. Lisboa, 2007. 11 Pag.

MUÑOZ, E.; VLABUENA, E. **Sovacación de Puentes.** In: Revista Infraestructural Vial. Edición 15. Colombia, Febrero 2006. Disponível em: <http://revistaiv.lanammme.ucr.ac.cr/index.php?option=com_content&task=view&id=114&Itemid=>>. Acesso em: Julho 2009.

NERC, **Natural Environment Research Council.** Disponível em: <http://www.bgs.ac.uk/landslides/How_does_BGS_classify_landslides.html>. Acesso em 18/10/2009.

NETO, M. **Classificação e Caracterização Geotécnica de Dois Movimentos de Massa no Estado de Pernambuco.** Recife, Novembro de 2005. 235 Pag. Tese (Mestre em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco.

ORTIZ, A. **Patología de las cimentaciones.** Informes de la Construcción nº 350. IETcc. Madrid. 1983. Pag. 6 - 35.

PAIVA MARTINS, J. I. **A Corrosão dos Metais Ferrosos e Não Ferrosos, a sua Protecção e Niquelagem.** Porto, 1983. 64 Pag. Prova Complementar de Doutoramento – Conselho Científica da Faculdade da Universidade do Porto.

PALMAR, J. **Reglamento de Construcciones Sismo-Resistentes.** Normas Colombianas de Diseño e Construcción Sismo-Resistente. NSR-98, Ley 400 de Agosto 19 de 1997, Decreto 33 de enero 9 de 1998. 2003 RAM, Ediciones

Digitales, The Digital Book Company. Capítulo H.7 Volume II 1ª Edição. Pag. 962 – 966.

PECK, R. B.; HANSON, W. E.; THORNBURN, T. H. **Damage due to construction operation: foundation engineering**. 2nd ed. New York: Wiley International Edition, 1974. 514 Pag.

PEREIRA, A.; BAIÃO, C.; FREITAS, A.; SOUSA, F.; BRITO, J. **Estruturas de Suporte e Consolidação de Taludes do Nó de Machico/Caníçal na Ilha da Madeira**. In 9º Congresso Nacional de Geotecnia. Aveiro, Abril de 2004. 12 Pag (265 a 276).

PEREIRA CABRAL, J.; MELO DOS SANTOS, S.; PONTES FILHO, I. **Bombeamento Intensivo de Água Subterrânea e Riscos de Subsidência do Solo**. In: RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos Volume 11 n.3 Jul/Set 2006, 147-157. 2006. 11 Pag.

PIERSON, T.; COSTA, J. **A rheologic Classification of Subaerial Sediment-Water Flows**. 1987. Geological Society of America – Reviews in Engineering Geology, 7. Pag. 1 – 11.

PRADA, S.; PERESTRELO, A.; SEQUEIRA, M.; NUNES, A.; FIGUEIRA, C.; CRUZ J. V. **Disponibilidades Hídricas da Ilha da Madeira**. In AQUAMAC: Técnicas e Métodos para la Gestion Sostenible del agua en la Macaronecia. Edição do Instituto Tecnológico de Canarias, Cabildo de Lanzarote e Consejo Insular de Aguas de Lanzarote, 2005. 29 Pag. Disponível em: <<http://www.uma.pt/sprada/documentos/academicos/Livro%20AQUAMAC.pdf>>. Acesso em: Outubro 2009.

PROKOPOVICH, N. P. **Classification of Land Subsidence by Origin**. Sacramento, California. Disponível em: < http://iahs.info/redbooks/a151/iahs_151_0281.pdf>. Acesso em: Janeiro 2010.

- RICARDO, R. P.; CÂMARA, E. M. S.; FERREIRA, M. **Carta dos Solos da Ilha da Madeira**. CEP /ISA/CPUTL/SAM. Ministério da Educação e Secretaria de Agricultura e Pescas da Madeira. Lisboa, 1984.
- 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/>. Acesso em: Janeiro 2010.
- RODRIGUES, A. U. **Dimensionamento de Fundações Profundas**. Brasil, 1998. Ed. Edgard Blucher. 169 Pag.
- RODRIGUES, D. **Análise de Risco de Movimento de Vertente e Ordenamento do território na Madeira – Aplicação ao Caso de Machico**. Funchal, 2005. 407 Pag. Dissertação (Doutor em Geologia, especialidade Geologia Ambiental) - Departamento de Biologia da Universidade da Madeira
- RODRIGUES, D. **Jet Grouting - Controlo de Qualidade em Terrenos do Miocénico de Lisboa**. Monte Caparica, 2009. 131 Pag. Dissertação (Mestre em Engenharia Geológica) - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa.
- RODRIGUES, J. C. **Geologia para engenheiros civis**. São Paulo, 1978. Ed. McGraw-Hill. 210 Pag. Pag. 42.
- RODRIGUES, R. A. **Influência do Esgoto Doméstico como Fluido de Saturação no Colapso de um Solo Arenoso**. Ilha Solteira, 2003. 130 Pag. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira da Universidade Estadual Paulista (Unesp).
- RODRIGUES DOS SANTOS, A. **Geologia de Engenharia: Conceitos, Método e Prática**. São Paulo, 2002. Edição ABGE/IPT. 222 Pag.

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

SCHNAID, F. Palestra **sobre Patologia das Fundações na Universidade Regional Unijui**. 2006. Com base na publicação de Schnaid et al. (2005). 18 Pag.

SCHNAID F.; MILITITSKY J.; CONSOLI, N. C. **Patologia das Fundações**. São Paulo, 2005. Ed. Oficina de Textos. 207 Pag.

SCHREFLER, B.; DELAGE, P. **Phénomènes de subsidence**. In: Géomécanique environmentalerisques naturels et patrimoine. Paris: Science, 2001.

SELBY, M. **Hillslope Materials and Processes**. New York. 1993. Oxford University Press. 451 Pag.

SHARPE, C. **Landslides and Related Phenomena**. Columbia University Press. 1938. New York.

SINGH, J. **Timber Decay**. In. The Building Conservation Directory. 1996. Traduzido por ARAÚJO, A. B. (2005). Disponível em: <<http://www.buildingconservation.com/articles/envmon/envmon.htm>>. Acesso em: Novembro 2009.

SOARES, M. A. Alguns fundamentos da corrosão. MSCP – Informações Técnicas. 2008. Disponível em: <<http://www.mspc.eng.br>>. Acesso em: Julho 2009.

SULTAN, H. A. **Some Engineering Aspects of Collapsing Soils**. The University of Arizona 2001, Tucson. 35 Pag.

SCFPA - THE STRUCTURAL COMMITTEE OF THE FOUNDATION PERFORMANCE ASSOCIATION. **Foundation Design Options For Residential and Other Low-Rise Buildings on Expansive Soils**. Houston –

Texas, June 2004. Disponível em: <www.foundationperformance.org>. Acesso em: Janeiro 2010.

TEIXEIRA, M. M. **Modelagem Hidro-Mecânica dos Solos Colapsíveis de Petrolândia**. Recife, 2006. 118 Pag. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil – Engenharia Geotécnica) – Universidade Federal de Pernambuco.

TOMLINSON, M. J. **Foundation Design and Construction**. 7th Edition. Ed. Pearson Educational Ltd. England, 2001. 584 Pag. Disponível em (Pré-visualização limitada): <<http://books.google.pt/books?id=lYoS4VXJPJ4C&printsec=frontcover&dq=Foundation+Design+and+Construction#v=onepage&q=&f=false>> Acesso em: Julho 2009.

TOMLINSON, M. J. **Pile design and construction practice**. London, Ed. View Point Publication, 5ª Edição 2007. 551 Pag. Disponível em (Pré-visualização limitada): <<http://books.google.pt/books?id=ji-WrqzHHg4C&printsec=frontcover&dq=Pile+design+and+construction+practice#v=onepage&q=&f=false>> Acesso em: Julho 2009.

U.S. GEOLOGICAL SURVEY. **Landslide Types and Processes**. U.S.A. July 2004. Disponível em: <http://www.ukgeohazards.info/pages/eng_geol/landslide_geohazard/eng_geol_landslides_classification.htm>. Acesso em 18/10/2009.

VANACÔR, R. **Sensoriamento Remoto e Geoprocessamento Aplicados ao Mapeamento das Áreas Susceptíveis a Movimentos de Massa na Região Nordeste do Estado do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2006. 132 Pag. Dissertação (Mestre em Sensoriamento Remoto) – Centro Estadual de Pesquisas em Sensoriamento Remoto e Meteorologia – Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

VARNES, D. **Slope Movements, Types and Processes**. In: ECKEL, E.B., ed. *Landslides and Engineering Practice*. 1958. Pag. 20 – 47.

VARNES, D. **Slope Movements, Types and Processes**. In: R.L. SCHUSTER; R. J. KRIZEK (Eds.). *Landslides: Analysis and Control*. Transportation Research Board Special Report 176. National Academy of Sciences. Washington D.C. 1978. Pag. 11 – 33.

VESTENA, L.; KOBAYAMA, M.; SANTOS, L. **Considerações sobre Gestão Ambiental em Áreas Cársticas**. Brasil, 2002. RA' EGA (UFPR), V. 4, nº 6. Pag. 81 – 94.

WYLLIE, D. C. **Foundations on Rock**. Ed. E; FN Spon, An imprint of Routledge. Second Edition. December 31, 1999. Pag. 148 – 154. Disponível em (Pré-visualização limitada): <http://books.google.pt/books?id=0okWOHZsYD4C&dq=foundations+on+rock+wyllie&source=gbs_navlinks_s> Acesso em: Novembro 2009.