U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

INFLUÊNCIA DA PLUVIOMETRIA EM TALUDES DE LINHAS FÉRREAS

IVO JOSÉ FERREIRA TEIXEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: António Campos e Matos

Co-Orientador: Pedro Pereira

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌍 http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais, Irmão e Sofia

No trumpets sound when the important decisions of our life are made. Destiny is made know silently

Agnes de Mille

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i

RESUMO iii

ABSTRACT v

ÍNDICE DE FIGURAS xi

ÍNDICE DE QUADROS xv

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS xvii

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. ENQUADRAMENTO DO PROJECTO 1

1.2. ANÁLISE TRANSITÓRIA 2

1.3. OBJECTIVOS 2

1.4. ESTRUTURA DO PROJECTO 3

2. CONCEITO DE RISCO 5

2.1. CONCEITO GERAL 5

2.2. CARACTERIZAÇÃO DO RISCO EM GEOTECNIA 6

3. RISCO E SEGURANÇA EM FERROVIA 9

3.1. SEGURANÇA NA FERROVIA 9

3.2. EVOLUÇÃO DA SEGURANÇA AO LONGO DO TEMPO 10

3.3. FENÓMENOS MODIFICADORES DE RISCO EM FERROVIA 11

3.4. PLUVIOMETRIA E RISCO ASSOCIADO 12

4. CARACTERIZAÇÃO QUALITATIVA DOS MACIÇOS ROCHOSOS PRESENTES NA REDE FERROVIARIA PORTUGUESA 15

4.1. GEOLOGIA 15

4.2. ANÁLISE QUALITATIVA DE MACIÇOS ROCHOSOS 17

4.2.1. INTRODUÇÃO 17

4.2.2. MACIÇOS GRANÍTICOS 18

4.2.3. Maciços Calcários 19
4.2.4. Maciços Xistosos 20
4.2.5. Conclusão 21

5. Humidade e pluviometria 23
5.1. Água na atmosfera 23
5.2. Formação da precipitação 24
5.2.1. Introdução 24
5.2.2. Processo de colisão e coalescência 25
5.2.3. Processo de cristais de gelo 26
5.2.3. Conclusão 27
5.3. Curvas intensidade duração frequência 28

6. ESTABILIDADE DE TALUDES CONSTITUÍDOS POR SOLOS SOBRE EFEITO DE PLUVIOMETRIA 31
6.1. Introdução 31
6.2. Influência da evapotranspiração na estabilidade dos taludes 32
6.3. Limiares pluviométricos para o inicio de deslizamentos 34
6.3.1. Introdução 34
6.3.2. Modelos com base em dados empíricos 34
6.3.3. Chuva crítica 35
6.3.4. Chuva antecedente 40
6.4. Análise de Deslizamentos superficiais (Shallow landslide) 43
6.4.1. Introdução 43
6.4.2. Adaptação do modelo do talude infinito à análise de deslizamentos superficiais 44
6.4.3. Modelo de infiltração (Green e Ampt) 45
6.4.4. Modelo proposto para análise de estabilidade de taludes infinitos 48
6.4.5. Aplicação de um modelo GIS para gestão e controlo de risco 52
6.4.5. Conclusão 54
6.5. Análise de estabilidade de um talude em condições não saturadas 55
6.5.1. Introdução 55
6.5.2. Modelo de fluxo e de resistência em solos não saturados 55
6.5.3. Humidade volumétrica - curva de retenção de água no solo 56

6.5.4. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA 58
6.5.5. CARACTERÍSTICAS DA SUCÇÃO 60
6.5.6. MODELAÇÃO COMPUTACIONAL 62

7. CASO DE ESTUDO: ESTABILIDADE DE UM TALUDE DA LINHA DO NORTE 67
7.1. INTRODUÇÃO 67
7.2. DIAGNÓSTICO E ESTUDOS ANTECEDENTES 68
7.3. MODELAÇÃO DO TALUDE DA LINHA DO NORTE 70
7.4. CARACTERÍSTICAS DAS PRECIPITAÇÕES 73
7.5. SIMULAÇÃO DE EVENTOS PLUVIOMÉTRICOS 74
7.5.1. INTRODUÇÃO 74
7.5.2. CONDIÇÕES INICIAIS 75
7.5.3. CONDIÇÕES TRANSITÓRIAS – CHUVAS INTENSAS 76
7.5.4. CONDIÇÕES TRANSITÓRIAS – INICIO DA INFLUÊNCIA DA PLUVIOMETRIA 77
7.5.5. CONDIÇÕES TRANSITÓRIAS – AVALIAÇÃO FINAL 79
7.5.5. CONDIÇÕES TRANSITÓRIAS – AVALIAÇÃO FINAL 79
7.6. CONCLUSÃO 81

8. CONCLUSÃO 83
8.1. QUESTÕES CHAVE 83
8.2. DESENVOLVIMENTO 85
8.3. PROJECTOS FUTUROS 85

AGRADECIMENTOS

Ao excelentíssimo Professor Campos e Matos, meu orientador, um agradecimento profundo pela forma séria, didáctica e culta com que comunica com todos nós. Que continue a expandir horizontes a jovens engenheiros.

Aos meus queridos Pais, pela ambição e carinho com que sempre me educaram. Que Eu seja digno de toda a vossa confiança.

Ao meu Irmão, porque o que eu sou hoje devo a ti, e pelo que tu hoje és a mim deves. Que superes as tuas ambições.

À minha avó, por todas os momentos passados a seu lado. Que não desista de ensinar.

Ao meu avô, pela musica e seriedade que transpôs para a minha vida. Que seja fiel a si mesmo.

Aos meus tios, a vossa caminhada na vida é a minha inspiração. Que a ambição de uma vida melhor nunca cesse em vós.

À Sofia, a luz que corrige e orienta o meu caminho. Que o nosso futuro seja brilhante.

Ao Artur ao André e ao Dani, companheiros e amigos, conselheiros e críticos. Que o futuro permita o nosso sucesso.

Ao Orfeão Universitário do Porto, pela honra que é pertencer a esta instituição. Que continues a ser uma escola de homens.

Ao GEG, em especial o Pedro, pelo auxílio prestado neste projecto. Que continue a realizar os mais exigentes projectos.

RESUMO

A segurança ferroviária, no que respeita às condições de circulação das composições sobre a via, é extremamente sensível à instabilidade dos terrenos que a compõe. O risco associado a esta potencial instabilidade é muito elevado na circulação ferroviária, sendo consideravelmente superior ao que ocorre noutras situações geotécnicas semelhantes, particularmente em condições meteorológicas desfavoráveis. A caracterização da influência dos eventos pluviométricos apresenta-se pois como essencial na criação e adaptação de sistemas de controlo e gestão de risco, no que diz respeito a deslizamentos de taludes.

Deslizamentos em solos são geralmente resultado da infiltração da água da chuva. Esses deslizamentos são consequência do avanço da frente molhada, acompanhado pelo aumento da pressão neutra e da consequente redução dos valores da sucção, e em alguns casos da elevação do nível freático. No entanto, dependendo da capacidade de retenção da água do solo, da função condutividade hidráulica, do perfil geotécnico do talude e das condições pluviométricas locais (duração e intensidade do evento pluviométrico), tais deslizamentos podem ocorrer subitamente ou dias após o término do evento pluviométrico.

Neste projecto pretende-se apresentar três meios actualmente empregues na análise da influência da pluviometria em taludes compostos por solos, nomeadamente o processo de criação de limiares pluviometricos empíricos, o desenvolvimento de uma analogia com taludes infinitos e a análise transitória num talude não saturado através de um modelo computacional. Todas estas metodologias revelam-se capazes de ser acopladas a sistemas de controlo e gestão do risco, nomeadamente através de sistemas de informação geográfica.

Inserido no âmbito deste projecto foi modelado um caso de estudo com o objectivo de avaliar a resposta de um talude típico de uma linha ferroviária portuguesa, composto por um solo de muito baixa permeabilidade a diferentes eventos pluviométricos, através de uma análise transitória (Seep/W) acoplada a uma análise de equilíbrio limite (Slope/W).

PALAVRAS-CHAVE: Risco Residual, Pluviometria, Estabilidade de taludes, Solos não saturados, Análise transitória de infiltração.

ABSTRACT

Railroad security is extremely sensible to slope stability of the terrains that compose the line. The associated Risk to this potential instability is very high in railroad circulation, being considerably superior to other similar geotechnical situations, especially in unfavourable meteorological conditions. The characterization of the rainfall influence is essential in the management of landslide hazard, because, failures in soils are generally the result of the rainfall infiltration.

These failures are mainly triggered by the deepening of the wetting band accompanied by the increase of water pressure and the consequent decrease in suction, and in some case the rise of the water table. However, in accordance with the characteristics of the soil-water curve, soil permeability, geotechnical slope data and local rainfall patterns (intensity and duration of rainfall event), the slope failure may occur moments after the rainfall event or even after a few days of the rainfall ending.

The objective of this project is to present methodologies currently used in the analysis of rainfall influence in slopes made by soils, namely in the process of creation of empirical rainfall thresholds, the development of an analogy between infinite slope behaviour and shallow landslide, and seepage transient analyse. All these methodologies are capable of being used with control systems and Risk management, especially through geographical information systems (GIS).

A case-study will be modeled with the objective of evaluate the answer of a typical slope of one Portuguese railroad, to different rainfall events, through a transitory analysis (Seep/W) coupled with a slope stability analysis (Slope/W).

KEYWORDS: Residual Risk, Rainfall, Slope stability, Unsaturated soils, Transient seepage analyse.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Implementação de barreiras mitigadoras das acções dos ventos em Caminhos-de-Ferro de Alta Velocidade 5

Figura 2.2 – Sistemas de protecção da linha férrea 6

Figura 2.3 – Talude típico da linha do Douro 7

Figura 2.4 – Evolução do risco residual ao longo de acções de estabilização 8

Figura 2.5 – Risco Controlado versus Risco Residual 8

Figura 3.1 – Linha da Beira Baixa 9

Figura 3.2 - Registo de acidentes nas linhas férreas Japonesas 10

Figura 3.3 – Distribuição percentual do risco na linha do Douro, pré-restruturação da linha (Porto-Caide) 10

Figura 3.4 – Tipologia das origens dos acidentes nas linhas de ferro Japonesas 11

Figura 3.5 – Esquema típico de controlo de risco em linhas férreas 12

Figura 3.6 – Estruturas principais de mitigação dos efeitos dos deslizamentos em taludes de linhas férreas 13

Figura 4.1 – Linha do Douro 15

Figura 4.2- Linha da Beira Baixa, quantificação das diferentes litologias 16

Figura 4.3- Linha do Oeste, quantificação das diferentes litologias 16

Figura 4.4- Linha do Minho, quantificação das diferentes litologias 16

Figura 4.5- Linha do Douro, quantificação das diferentes litologias 16

Figura 4.6- Linha da Beira Baixa 17

Figura 4.7 – Maciço Granítico 18

Figura 4.8 – Maciços de calcário alterado 19

Figura 4.9 – Maciço xistento 20

Figura 4.10 – Perspectiva da linha da Beira Baixa 21

Figura 5.1 – Tamanho relativo das gotas de chuva, gotículas e núcleos de condensação 24

Figura 5.2 – Processo de colisão e coalescência 25

Figura 5.3 – Processo cristais de gelo 26

Figura 5.4 – Volume de informação utilizada pelo INAG 28

Figura 5.5 – a) Hietograma da precipitação e b) distribuição temporal adimensional da precipitação 29

Figura 5.1 – Tamanho relativo das gotas de chuva, gotículas e núcleos de condensação 24

Figura 5.2 – Processo de colisão e coalescência 25

Figura 5.3 – Processo cristais de gelo 26

Figura 6.1 – Limiares intensidade duração para o despoletar de deslizamentos 37
Figura 6.2 - Processo de criação de limiares 38
Figura 6.3 – Pontos referentes à intensidade-duração da chuvada que deu origem a deslizamentos 39
Figura 6.4 - Diferentes limiares de intensidade-duração 39
Figura 6.5 - Criação de limiares mínimos (chuva critica) 39
Figura 6.6 - Evolução do factor de estabilidade com as precipitações 40
Figura 6.7 - Localização da superfície crítica no talude de Yishum (a) no fim do período seco; (b) no fim do período molhado 41
Figura 6.8 - Aproximação cúbica da curva da chuva antecedente de 12 horas 42
Figura 6.9 - Aproximação quadrática da curva da chuva antecedente de 12 horas 42
Figura 6.10 - Descrição da formação de um nível freático suspenso (Perched Water Table) 44
Figura 6.11 - Relação entre capacidade de infiltração e tempo 45
Figura 6.12 - Modelo 1, representação de um talude infinito com influência unicamente do solo 48
Figura 6.13 - Modelo 2, representação de um talude infinito com influência do solo e da rocha mãe . 49
Figura 6.14 - Modelo 3, representação de um talude infinito com influência do solo e do nivel freático 50
Figura 6.15 - Modelo 4, representação de um talude infinito com influência do solo, do nivel freático e de uma camada de rocha-mãe 51
Figura 6.16 - Algoritmo para o cálculo de estabilidade de talude infinito sob o efeito de infiltração de chuvas 52
Figura 6.17 - Modelo de integração de um sistema de análise de taludes infinitos com um sistema de informação geográfica 53
Figura 6.18 - Mapas de risco para diferentes durações de chuva 54
Figura 6. 19 - Curva de retenção de água no solo 57
Figura 6.20 - Curvas de retenção para diferentes solos 57
Figura 6.21 - Função permeabilidade hidráulica - sucção 58
Figura 6.22 - Gráfico Condutividade hidráulica vs Sucção para diferentes tipos de material 59
Figura 6.23 - Influência de diferentes intensidades de chuva em diferentes solos 59
Figura 6.24 - Variação esquemática da sucção com a profundidade 60
Figura 6.25 - Diferentes perfis de sucção para diferentes profundidades do nível freático 60
Figura 6.26 – Influência da chuva antecedente no valor das pressões neutras 61
Figura 6.27 - Influência das diferentes permeabilidades na sucção 61
Figura 6.28 - Conceptualização de Leroueil 62
Figura 6.29 - Modelo de análise numérica do problema 63
Figura 6.30 - Malha típica de elementos finitos 63

Figura 6.31 - Exemplo típico de uma análise recorrendo ao Seep/W 64
Figura 7.1 - Linha do Norte 67
Figura 7.2 - Perspectiva da Linha do Norte 68
Figura 7.3 - Pormenor da Carta Militar nº 240 (Escala 1/25000) Montemor-o-Velho 69
Figura 7.4 – Modelação Hidrológica do talude 70
Figura 7.5- Características hidráulicas dos solos: curva de retenção 71
Figura 7.6- Características hidráulicas dos solos: função permeabilidade 71
Figura 7.7 – Modelo de estabilidade do talude 72
Figura 7.8 - Comportamento moldável dos materiais recolhidos para ensaios laboratoriais (Outubro e Dezembro 2002) 72
Figura 7.3 - Pormenor da Carta Militar nº 240 (Escala 1/25000) Montemor-o-Velho 69
Figura 7.4 – Modelação Hidrológica do talude 70
Figura 7.5 - Características hidráulicas dos solos: curva de retenção 71
Figura 7.6 - Características hidráulicas dos solos: função permeabilidade 71
Figura 7.7 – Modelo de estabilidade do talude 72
Figura 7.8 - Comportamento moldável dos materiais recolhidos para ensaios laboratoriais (Outubro e Dezembro 2002) 72
Figura 7.9 – Curva IDF Coimbra 73
Figura 7.10 – Diferentes velocidades de propagação da frente molhada 74
Figura 7.11 – Zona fronteira de condutividade 74
Figura 7.12 – Gradiente de pressões neutras ao longo do talude 75
Figura 7.13 - Modelo de estabilidade do talude nas condições iniciais 75
Figura 7.14 – Diagrama de pressões sobre o efeito de uma chuva intensa, com duração igual a 5 minutos 76
Figura 7.15 - Modelo de estabilidade do talude para chuvas intensa 76
Figura 7.16 - Instabilidade superficial causada por uma chuva com duração de 80 horas 77
Figura 7.17 - Diagrama de pressões neutras para uma chuva de duração de 80 horas 77
Figura 7.18 - Pressões neutras no final do quinto dia de chuvas consecutivas 78
Figura 7.19 - Modelo de estabilidade ao fim do quinto dia de chuva constante 78
Figura 7.20 - Modelo de estabilidade ao fim do décimo dia de chuva constante 79
Figura 7.21 - Pressões neutras no final do décimo dia de chuvas consecutivas 79
Figura 7.22 - Modelo de estabilidade 5 dias após o término do evento pluviométrico 80
Figura 7.23 – Mapa de pressões em todo o talude 5 dias após o término das chuvas 80
Figura 7.24 - Velocidade de propagação da água no talude no final do evento pluviométrico 80

ÍNDICE DE QUADROS

Tabela 6.1 - Parâmetros dos solos usados no modelo de Green and Ampt..... 47
Tabela 7.1 – Parâmetros hidráulicos do solo 71
Tabela 7.2 – Parâmetros de resistência dos solos analisados 72
Tabela 7.3 – Eventos pluviométricos..... 73

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Área -	A área onde o limiar foi definido
D -	Duração da chuva [h]
D -	Duração da chuvada [h]
E -	Módulo de Elasticidade [MPa]
Extent -	Tipo de limiar; G [global], R [regional], L [local]
F -	Taxa actual de infiltração [m/h]
FF -	Profundidade acumulada de infiltração [m]]
F_p -	Infiltração acumulada na perpendicular ao espelho de água [m]
FS -	Factor de segurança [unidade]
GEG -	Gabinete de Geotécnia e Estruturas
GIS -	Geographic Informatics System
H -	Profundidade da superficie da camada rochosa [m]
Hr -	Humidade Relativa [%]
H_w -	Profundidade do nivel freático [m]
I -	Intensidade da Chuvada [mm/h]
IDF -	Intensidade-Duração-Frequencia
Landslide type -	Tipo de deslizamento - A, todos os tipos; D, torrente de detritos; S, deslizamento em solos; Sh, deslizamento superficial, L, faixa
MAP -	Precipitação anual média
Q -	Condição de contorno de fluxo do problema
T -	Tempo de duração do evento pluviometrico [minutos]
T_p -	Ponding time [h]
$U_{a\,-}$	Pressão do ar [kPa]
$U_{w\,-}$	Pressão Neutra [kPa]
Z -	Profundidade da frente molhada na perpendicular á frente molhada [m].
Z_w -	Profundidade da frente molhada
Área -	A área onde o limiar foi definido
D -	Duração da chuva [h]
D -	Duração da chuvada [h]
E -	Modulo de Elasticidade [MPa]
Extent -	Tipo de limiar; G [global], R [regional], L [local]
F -	Taxa actual de infiltração [m/h]
FF -	Profundidade acumulada de infiltração [m]]
F_p -	Infiltração acumulada na perpendicular ao espelho de água [m]
FS -	Factor de segurança [unidade]
GEG -	Gabinete de Geotécnia e Estruturas
GIS -	Geographic Informatics System
H -	Profundidade da superficie da camada rochosa [m]
Hr -	Humidade Relativa [%]
H_w -	Profundidade do nivel freático [m]
I -	Intensidade da Chuvada [mm/h]
IDF -	Intensidade-Duração-Frequencia

Landslide type -	Tipo de deslizamento - A, todos os tipos; D, torrente de detritos; S, deslizamento em solos; Sh, deslizamento superficial, L, faixa
MAP -	Precipitação anual média
Q -	Condição de contorno de fluxo do problema
T -	Tempo de duração do evento pluviometrico [minutos]
T_p -	Ponding time [h]
U_a -	Pressão do ar [kPa]
U_w -	Pressão Neutra [kPa]
Z -	Profundidade da frente molhada na perpendicular á frente molhada [m].
Z_w -	Profundidade da frente molhada
Área -	A área onde o limiar foi definido
D -	Duração da chuva [h]
D -	Duração da chuvada [h]
E -	Modulo de Elasticidade [MPa]
Extent -	Tipo de limiar; G [global], R [regional], L [local]
F -	Taxa actual de infiltração [m/h]
FF -	Profundidade acumulada de infiltração [m]]
F_p -	Infiltração acumulada na perpendicular ao espelho de água [m]
FS -	Factor de segurança [unidade]
GEG -	Gabinete de Geotécnia e Estruturas
GIS -	Geographic Informatics System
H -	Profundidade da superficie da camada rochosa [m]
a, n, m -	Parâmetros de adaptação da curva
a,b -	Parametros regionais de modelação
c´ -	Coesão efectiva do solo [kPa]
c'_i -	Coesão efectiva inicial do solo [kN/m^2]
c'_w -	Coesão efectiva do solo saturado [kN/m^2]
e -	Pressão de vapor
e_s -	Pressão de vapor de saturação
h -	Carga hidráulica total.
k_s -	Condutividade hidráulica do solo em condições saturadas [m/h]
k_x -	Coeficiente de permeabilidade na direcção x [m/s]
k_y -	Coeficiente de permeabilidade na direcção y [m/s]
m_w -	Inclinação da curva de retenção de água do solo, representa a variação da humidade volumétrica para uma determinada mudança na sucção do solo
u_w -	Pressão neutra [kN/m^2]
z_w -	Profundidade da frente molhada [m]
Θ -	Angulo do nivel freático [▫]
C_ψ -	Função de correcção.
$u_a - u_n$ -	Sucção [kPa]
ϕ^b -	Ângulo de atrito que define o aumento da resistência ao corte por intermédio do aumento da sucção no solo [º]
$\boldsymbol{\Theta}_s$ -	Humidade volumétrica do solo saturado [m^3/m^3].

$\boldsymbol{\theta}_w$ -	Humidade volumétrica actual [m^3/m^3].
$\Delta\theta_i$ -	Deficit de água no solo [m^3/m^3]
c,α,β -	Valores regionais adoptados através de uma normalização estatística
α -	Angulo da camada rochosa [□]
β -	Angulo da superficie do talude [□]
γ_i -	Peso volumico inicial do solo [kN/m^3]
γ_{sat} -	Peso volumico do solo saturado [kN/m^3]
γ_w	Peso volumico da água [kN/m^3]
Φ'_w -	Angulo de atrito efectivo do solo saturado [□]
Φ'_w -	Angulo de atrito efectivo inicial do solo [□]
Ψ_f -	Parâmetro de sucção de Green and Ampt [m]
$б_n$ -	Tensão normal [kPa]
e -	Número de Euler [2.71828].
Ψ -	Sucção [kPa]
ϕ' -	Ângulo de atrito efectivo do solo [º]

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO DO PROJECTO

Os caminhos-de-ferro sempre se apresentaram como um motor de desenvolvimento e prosperidade da sociedade. Desde a era das locomotivas movidas a vapor até ao advento da alta velocidade, este meio de transporte sempre demonstrou ser rápido, eficaz e económico. A introdução de sistemas capazes de estabelecer níveis de segurança nas linhas ferroviárias tornou-se prioritário à medida que as exigências da sociedade aumentaram. A conceptualização de sistemas de controlo e gestão do Risco em linhas férreas tornou-se pois uma realidade.

Um dos Riscos significativos que afectam a ferrovia é a perda de estabilidade dos taludes que a compõe, especialmente sobre condições meteorológicas adversas. A causa mais comum para a rotura de taludes é o efeito da chuva; logo, medidas para prevenir danos causados pela chuva começam obrigatoriamente por prevenir a rotura do talude. No entanto, antes de decidir que medida preventiva se revelará mais efectiva, é necessario avaliar a quantidade de chuva que despoletará o colapso. As medidas preventivas e as operações de controlo da linha férrea apenas se revelarão eficientes caso seja efectuada uma previsão de elevada fiabilidade sobre a influência dos eventos pluviométricos –Tatsuo Noguchi (2000) [1].

A caracterização da influência do evento pluviométrico na estabilidade do talude assenta na análise do processo que envolve a infiltração da água no solo. Este processo físico apresenta uma complexidade assinalável, factor que tem limitado significativamente a adequação de modelos de resolução. Para ultrapassar este problema, os sistemas de gestão e controlo do Risco foram inicialmente construídos tendo como base limiares pluviométricos de origem empírica com o objectivo de definir uma relação entre eventos pluviométricos e consequentes deslizamentos. Apenas com o advento de programas computacionais capazes de modelar a infiltração da água através de solos em condições não saturadas foi possível construir sistemas de controlo e gestão de Risco dinâmicos e com uma aplicabilidade verdadeiramente transversal.

1.2. ANÁLISE TRANSITÓRIA

Durante um evento pluviométrico, o factor de segurança de um talude varia em função da evolução das pressões neutras, no tempo e profundidade. A caracterização dinâmica da infiltração da chuva em solos saturados ou não saturados revela-se como o grande desafio na compreensão dos deslizamentos causados por diferentes eventos pluviométricos.

Os modelos numéricos têm vindo a apresentar-se como a melhor solução para caracterizar a infiltração de água nos solos e consequente estudo da estabilidade de taludes sobre estas condições. A resolução da equação que rege o fluxo da água nos solos, em condições não saturadas - equação de Richards, sempre se revelou como um enorme obstáculo à aplicabilidade de modelos físicos. Estes modelos capazes de modelar dinamicamente a hidrologia em solos saturados e não saturados, apenas foram desenvolvidos de forma verdadeiramente significativa com a incorporação de elementos de cálculo baseados no método de elementos finitos. A modelação computacional capaz de acoplar a análise hidrológica – método dos elementos finitos, à estabilidade dos solos – teoria do equilíbrio limite, revela-se assim como a ferramenta mais eficaz na avaliação e caracterização do Risco associado ao efeito dos eventos pluviométricos na estabilidade de taludes.

1.3. OBJECTIVOS

A elaboração deste projecto baseou-se num objectivo claro: desenvolver meios que permitam a análise de estabilidade de taludes de linhas férreas, sob influência de eventos pluviométricos. Meios estes que sejam facilmente integrados em sistemas de controlo e gestão do Risco. A metodologia adoptada para atingir este objectivo focalizou-se em três vertentes:

- Construção de limiares empíricos.
- Extensão do conceito de talude infinito à analise de deslizamentos superficiais (shallow landslide).
- Aplicação de um modelo computacional de análise transitória.

A construção de limiares empíricos é geralmente baseado na observação sistematizada e consequente criação de correlações, isto é através de uma análise estatística dos eventos pluviométricos que originaram deslizamentos, e respectivo estudo das características desses mesmos eventos. Esta metodologia, embora usual, não apresenta qualquer fundamento físico, sendo por isso de aplicabilidade regional, sem qualquer possibilidade de extrapolação das conclusões para fora da área de estudo.

A extensão do conceito de talude infinito à análise de deslizamentos superficiais (shallow landslide) assenta numa simplificação sustentada por diversos autores, ao permitir aplicar um modelo físico de infiltração uni-dimensional. De realçar a importância da análise de deslizamentos superficiais, dado ser a principal patologia dos solos residuais, solos estes muito frequentes em algumas linhas férreas portuguesas.

A terceira e última vertente deste projecto é a aplicação de um modelo computacional (Seep/W) capaz de analisar qualquer tipo de solo homogéneo sob condições saturadas ou não saturadas. Desenvolvido com base na equação geral do fluxo de água em solos não saturados, este modelo permite analisar o efeito de diversos eventos pluviométricos e a sua influência na estabilidade do talude (Slope/W) ao longo do tempo. Para melhor exemplificar as vantagens deste tipo de metodologia, um caso de estudo será desenvolvido com o intuito de analisar a estabilidade de um talude ferroviário português com problemas crónicos relativamente ao efeito da pluviometria.

1.4. ESTRUTURA DO PROJECTO

Este projecto será composto por oito capítulos. Os capítulos 2 e 3 pretendem sensibilizar e demonstrar a importância da gestão do Risco na integração de metodologias capazes de regulamentar a segurança nos caminhos-de-ferro. O capítulo 4 apresenta uma breve descrição das características geológicas da maioria das linhas ferrovias nacionais, bem como uma análise qualitativa do comportamento dos maciços rochosos face a eventos pluviométricos.

O capítulo 5 descreve os processos atmosféricos de formação da chuva bem como a constituição de curvas IDF, curvas estas usadas neste projecto para caracterizar os eventos meteorológicos. O capítulo 6 apresenta-se como o ponto-chave de todo o projecto, apresentando diversas metodologias para a caracterização da influência da chuva em solos, sendo o capítulo 7 reservado à modelação de um caso de estudo com base num modelo computacional. O capítulo 8 apresenta as conclusões finais deste projecto.

2
Conceito de Risco

2.1. CONCEITO GERAL

O Risco é uma percepção mental de perigo, nem sempre racional, que se desenvolve transversalmente a toda a sociedade, modificando-se ao nível do seu conceito e de valores aceitáveis no tempo e espaço, exactamente como as sociedades o fazem – Campos e Matos (2008) [2]. Actualmente as pressões demográficas e sociais levam a uma necessidade de actuação em áreas com um maior número de factores limitadores, este fenómeno leva a um incremento do risco inerente e às consequências, por vezes catastróficas, na população humana.

As sociedades modernas exigem por seu lado, uma protecção rigorosa do seu maior bem, a vida humana. É por isso natural que a evolução da sociedade determine um crescente número de responsabilidades relacionadas com a correcta aplicação de sistemas de controlo e mitigação de risco. A partir do momento em que percepção de perigo 'se torna uma forma eficiente de controlo e mitigação do risco', é necessário uma politica forte e persistente para a implementação da ideia na sociedade, que mesmo após a construção, intervenção, reforço ou reabilitação, o Risco residual permanece no sistema. Risco Zero não existe – Campos e Matos (2008) [2]. A evolução no tempo do Risco residual é na maioria dos casos de cariz dinâmico, especialmente quando fenómenos físicos naturais se encontram associados. A criação de sistemas de controlo e gestão de risco que acompanhem a evolução dinâmica do Risco residual é condição fundamental para a salvaguarda dos interesses humanos.

Figura 2.1 – Implementação de barreiras mitigadoras das acções dos ventos em Caminhos-de-Ferro de Alta Velocidade [1]

2.2. CARACTERIZAÇÃO DO RISCO EM GEOTECNIA

Projectos que contenham risco geotécnico significativo são aqueles onde uma proporção significativa do projecto envolve operações no solo ou sob o solo – Brierley (1998), onde:

- As condições do solo são extremamente complexas, difíceis de descrever ou muito pobres.
- Existe uma fronteira adjacente com sistemas externos ao projecto.
- Os construtores não tenham a familiaridade com condições do terreno ou trabalho altamente especializado caso seja necessário.

Num número variado de artigos Morgenstern (1992,1995, 2000a, 2000b) [3] enfatizou o papel da incerteza como sendo crónico na prática da geotécnica, e consequente a necessidade que o Risco tem de ser gerido. A criação de base de um maior conhecimento dos factores, que contribuem para o insucesso da performance e sua consequente consciencialização, deve ser introduzida para uma gestão compreensiva do Risco. Casagrande (1995) [4] definiu três fontes de incerteza que podem afectar o Risco no processo geotécnico:

- Incerteza dos parâmetros
- Incerteza do modelo
- Incerteza humana

A incerteza dos parâmetros é relacionada com o valor das variáveis introduzidas, incluindo a sua distribuição espacial e estatística. Se o modelo físico que é criado com base nestes parâmetros, e consequente algoritmo disfarçam ou omitem elementos inerentes da incerteza, então a avaliação do risco é falaciosa. A incerteza do modelo advém de vazios no conhecimento científico, que induz deficiências no modelo matemático aplicado. Estas deficiências vão estender-se proporcionalmente à compreensão na aplicação dos dados, ou processo de colapso. A incerteza humana provêm do erro, que pode modificar, num outro caso, um bem direccionado processo geotécnico. A introdução de uma componente de avaliação matemática do Risco, é pois de significativa importância, para controlar o grau de afectação das incertezas no Risco, bem como a magnitude do mesmo.

A modelação do risco enquanto probabilidade e severidade dos efeitos adversos requer conhecimento da evolução dinâmica das vulnerabilidades, bem como das ameaças ao sistema infra-estrutural. A consideração da premissa que a vulnerabilidade de um sistema é a manifestação dos seus estados inerentes e que cada estado é dinâmico e se modifica em resposta às solicitações externas, leva a duas conclusões – Haimes (2006) [5]:

- A vulnerabilidade de um sistema é multidimensional, um vector de variáveis de estado descrevendo inúmeras facetas do sistema. Além disso, cada uma destas variáveis de estado é não estática nas suas operações e funcionalidade – os seus níveis de funcionalidade modificam-se e evoluem continuamente.
- Existem duas considerações para a eficácia da gestão do risco. A primeira é a habilidade de controlar os estados do sistema. A segunda é a capacidade de reduzir a eficiência da ameaça por outras acções, que possam ou não necessariamente modificar a vulnerabilidade do sistema.

Figura 2.2 – Sistemas de protecção da linha férrea

A vulnerabilidade do sistema apresenta pois uma importância fundamental na formulação matemática da vertente do risco e uma das mais difíceis de quantificar. Esta formulação de Risco assenta na premissa de interligação entre três facetas da acção que induz o sistema em perigo bem como a sua reacção (do sistema) face a este. As três facetas são portanto indissociáveis na análise da gestão e controlo de risco. Em engenharia Geotécnica o Risco é assim definido como:

(2.1)

Onde:

- Probabilidade: Caracteriza a probabilidade da ameaça ocorrer: [0-1].
- Vulnerabilidade: É a manifestação dos estados inerentes dos sistemas que podem ser explorados, de modo a causar efeitos adversos ao sistema; [0-1].
- Impacto: É o grau de afectação directo e indirecto sobre o sistema; [0-1].

Figura 2.3 – Talude típico da linha do Douro

A consideração de diversos graus de risco, com evolução dinâmica, leva a que em projectos de engenharia geotécnica o controlo Risco seja convencionalmente dividido em três fases temporais diferentes:

- Avaliação do Risco – fase pré-construção, dimensionamento.
- Gestão do Risco – Durante a construção
- Gestão do Risco residual – Após a construção, quando o ciclo de operacionalidade se inicia.

Na fase de avaliação do risco, é de uma forma geral efectuada uma tentativa de responder ás três seguintes questões – Kaplan, Garrick (1981) [5]:

- Que tipo de acidentes pode ocorrer?
- Qual a probabilidade de que estes acidentes ocorram?
- Quais são as consequências destes acidentes?

A resposta a estas questões ajuda a identificar, quantificar e hierarquizar riscos e suas consequências/impactos, num futuro projecto de engenharia civil. É pois fundamental uma abordagem sistematizada, desde os primórdios da concepção de qualquer projecto, no sentido de integrar a análise de risco como meio de minimizar futuros problemas.

A gestão do Risco baseia-se no processo de avaliação de risco, ao efectuar um novo conjunto de três questões – Haimes (1991) [5]:

- O que pode ser feito e que opções estão disponíveis?
- Quais são as contrapartidas em termos de custos benefícios e riscos?
- Quais são os impactos das decisões actuais de gestão nas opções futuras?

Para ser efectivo e significativo, a gestão do Risco deve ser uma parte integral da gestão do sistema. Este factor é particularmente importante nos sistemas de construção civil, onde a falha geral do sistema pode ter consequências catastróficas na vida humana.

A gestão do Risco residual assume-se nos dias de hoje como uma problemática cada vez mais presente nas obras geotécnicas pois assumir uma situação de risco nulo é uma posição perigosa – Campos e Matos (2008). Numa actividade cientifica ou de engenharia é claro e compreensível que o risco nulo é estatisticamente uma condição impossível. Nas situações correntes o Risco residual em projectos de geotecnia resulta dos seguintes condicionalismos:

- Limitação admissível dos impactos sociais, económicos e ambientais.
- Variabilidade dos componentes geológicos e potenciais zonas de resistência muito menor que o expectável.
- Nível de desempenho projectado, não é igualado no fim da construção, criando assim uma falsa segurança.

Figura 2.4 – Evolução do risco residual ao longo de acções de estabilização [2]

Uma problemática frequente nas obras de engenharia geotécnica é a percepção geral por parte da sociedade da não existência de qualquer outro risco, após uma intervenção conveniente para controlar o risco principal. Isto é, surge uma dificuldade frequente em gerir o potencial risco residual uma vez que os investimentos em estabilizações geotécnicas são muitas vezes entendidos como o ponto final no assunto - Campos e Matos (2008). O Risco residual que permanece após a aplicação da solução de estabilidade tem portanto de ser correctamente identificado e caracterizado. O objectivo fundamental dos sistemas de gestão do risco residual é limitar o mesmo a um nível que respeite as normas de segurança definidas pela sociedade.

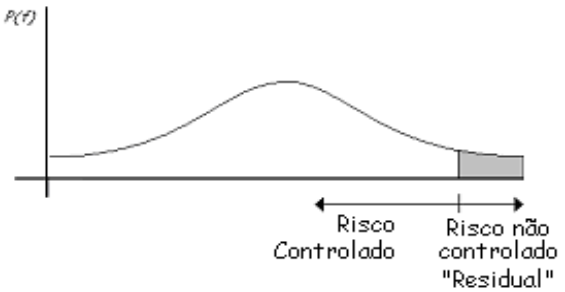


Figura 2.5 – Risco Controlado versus Risco Residual [2]

Neste capítulo foram desenvolvidas as bases para a compreensão do fenómeno Risco, especialmente em obras de geotecnia. Este apresenta características muito particulares que reflectem os condicionalismos geralmente encontrados na generalidade das obras de geotecnia. O capítulo 3 continuará o desenvolvimento desta temática, considerando uma abordagem mais focalizada sobre o Risco em linhas férreas nomeadamente no caso do caminho-de-ferro português.

3

RISCO E SEGURANÇA EM FERROVIA

3.1. SEGURANÇA NA FERROVIA

A segurança numa linha férrea é um conceito evolutivo no tempo - Campos e Matos (2008) [2] tal como as velocidades aumentam, as exigências sobre a operação também, no entanto o estado da plataforma e zonas circundantes vão degenerando de qualidade à medida que o tempo passa.

As exigências sobre a capacidade de uma linha-férrea vão sendo alteradas, conforme as necessidades populacionais, logísticas e políticas, havendo no entanto sempre, um alto risco inerente ao factor humano. Haverá pois uma necessidade de minimização de factores que possam afectar negativamente a segurança de todo o sistema.

Se a "Segurança" como conceito qualitativo e empírico pode ser substituído pela entidade "Risco" como um conceito quantitativo e analítico, também é verdade que ambos estão associados a factos extremos e ocorridos num muito curto período de tempo, tais como acidentes - Campos e Matos (2008) [2]. O conceito de gestão e controlo de risco surge desta necessidade de poder de uma forma exequível modificar e conceptualizar a segurança num processo matemático e coerente.

Já a perda de qualidade na operação, por degradação progressiva das infra-estruturas, é um fenómeno distinto, mais perceptível mas que deve obrigatoriamente estar incluído no mesmo sistema de gestão, sistema este que deverá ser evolutivo e pró-activo para compensar esta mesma degradação.

Figura 3.1 – Linha da Beira Baixa.

3.2. EVOLUÇÃO DA SEGURANÇA AO LONGO DO TEMPO

De um ponto de vista histórico, a segurança sempre se apresentou como um enorme desafio a qualquer obra de engenharia, e a ferrovia com o seu carácter mutável e de cariz fortemente humano cedo apresentou uma enorme susceptibilidade a este parâmetro. Na história moderna da ferrovia com o advento da alta velocidade tornou-se imprescindível um nível de segurança quase ímpar, com margem de falha reduzida.

A aprendizagem levada a cabo por gerações de engenheiros bem como a melhoria significativa nas condições e nas ferramentas de trabalho levaram a um decréscimo acentuado do número de acidentes no último meio século.

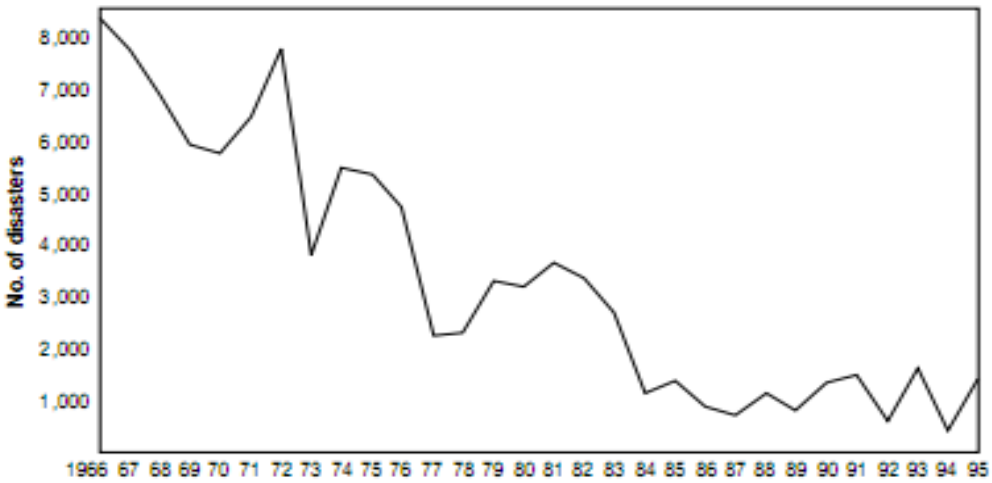


Figura 3.2-Registo de acidentes nas linhas férreas Japonesas [1]

Este adquirir de conhecimento sobre as origens dos acidentes levou a um estudo aprofundado sobre os mesmos, sistematizando processos de prevenção e mitigação. Este foi o passo fundamental na implementação de novos e mais complexos sistemas de estudo e prevenção de acidentes ao longo de linhas férreas. Tudo isto culminou na necessidade actual de sistemas de integração controlo e gestão de risco.

Em Portugal os sistema de monitorização e integração registaram um forte impulso nos últimos 30 anos, factor ao qual a expansão (duplificação/electrificação) de variadas linhas nacionais na última década não foi alheio. Esta reformulação das linhas procurou integrar os conceitos de risco e gestão de risco residual como aspecto fundamental para uma significativa redução do numero de acidentes verificados. A figura 3.3 representa uma distribuição percentual dos valores de risco pré-remodelação da linha do Douro, trabalho este efectuado pelo GEG ao serviço da Refer.

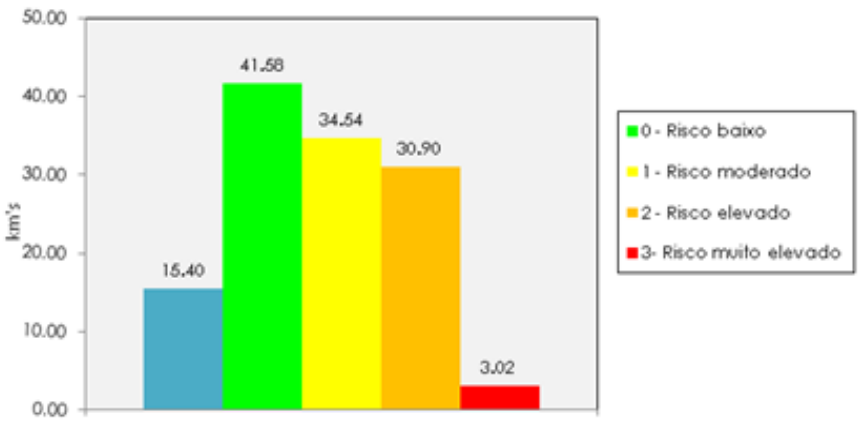


Figura 3.3 – Distribuição percentual do risco na linha do Douro, pré-restruturação da linha (Porto-Caide)

3.3. FENÓMENOS MODIFICADORES DE RISCO EM FERROVIA

Como observado no capítulo 2 a definição de Risco engloba 3 parcelas fundamentais na sua definição, bem como uma interligação directa com o sistema que acompanha, o que no caso da ferrovia é condicionado directamente pelas obras e evoluções efectuadas na componente física da linha (medidas mitigadoras/preventivas – Figura 3.6) bem como pelo desgaste (a curto e longo prazo) provocado por fenómenos naturais.

Os fenómenos de origem natural apresentam consequências gravíssimas para a estabilidade das linhas férreas, nomeadamente na estabilidade dos taludes que as compõe. Estes fenómenos decorrem da posição geográfica e são altamente aleatórios, havendo pois uma necessidade de análise estatística para uma melhor compreensão dos mesmos. Diferentes fenómenos naturais poderão produzir a mesma consequência (por exemplo um deslizamento de terras poderá ser desencadeado por uma chuvada intensa ou por um sismo), e o mesmo fenómeno, dependendo da sua magnitude afectará ou não o sistema - Tatsuo Noguchi (2000) [1]. Os fenómenos naturais apresentam inúmeros problemas de análise pois a sua magnitude e tempo de retorno nem sempre é facilmente correlacionado ou conhecido.

Na significativa maioria das situações, os acidentes causados por acções naturais em linhas férreas são devido a:

- Queda de chuva intensa (tempestade)
- Queda de chuva persistente
- Queda de neve
- Sismo
- Trovoada

Devido às particularidades de cada sistema (geologia do solo presente, risco de perigosidade sísmica, exposição a factores meteorológicos extremos), haverá uma necessidade de individualização na análise de risco de cada um dos fenómenos destabilizadores, para uma correcta abordagem e resolução do problema.

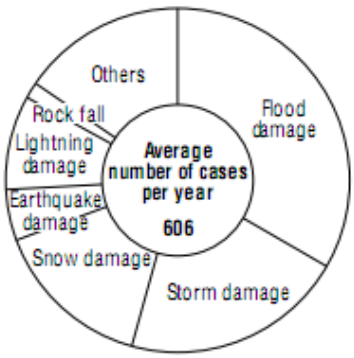


Figura 3.4 – Tipologia das origens dos acidentes nas linhas de ferro Japonesas [1]

Será no conhecimento da probabilidade de determinado acontecimento natural provocar uma instabilização que assentará todo o processo de controlo e gestão de risco. Os processos mitigadores e de prevenção serão dimensionados com este conceito em mente. Isto é, para cada tipo de Risco haverá uma probabilidade associada de iniciação deste risco, dependente do tipo de fenómeno natural. Genericamente um talude pode ter um risco reduzido de deslizamento provocado por uma chuvada intensa, e no entanto um nível alto de risco de deslizamento quando sobre o efeito de uma chuva constante.

3.4. PLUVIOMETRIA E RISCO ASSOCIADO

A avaliação do Risco associado a taludes de linhas férreas requer a consideração da variabilidade temporal e espacial do perigo. Este perigo é caracterizado por uma probabilidade de ocorrência (equação 2.1), a qual no caso de deslizamentos causados pela chuva necessita de uma análise mais complexa para a correcta caracterização do Risco.

$$Risco = Probabilidade \times Vulnerabilidade \times Impacto \tag{2.1}$$

A probabilidade (P) de um deslizamento ocorrer num determinado talude ao longo de um intervalo de tempo, é a conjugação da:

- Probabilidade de uma chuva causar instabilidade no talude
- Probabilidade de essa chuva ocorrer

Na análise do risco associado com a pluviometria, a Probabilidade (P) é geralmente baseada em limiares de risco de acordo com o conceito de chuva crítica/antecedente (capítulo 6) ou, no caso do uso de modelos numéricos, a probabilidade será obtida relativamente ao factor de segurança real do talude considerado (talude crítico). O âmbito deste projecto incide especialmente, na análise dos fenómenos pluviométricos que induzem os taludes em regimes instáveis (capítulo 6, capítulo 7). A metodologia usada será baseada, quer na determinação de limiares como na introdução de análises computacionais capazes de se adaptarem a qualquer talude presente num sistema de monitorização.

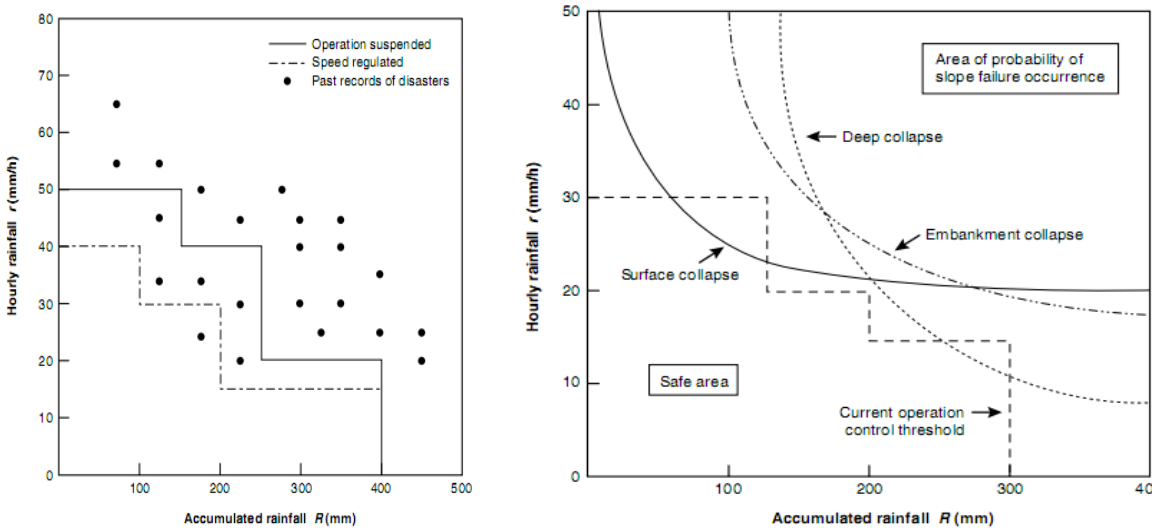


Figura 3.5 – Esquema típico de controlo de risco em linhas férreas [1]

O grau de variabilidade associado a estas probabilidades é extremamente alto, o que reflecte a importância dos processos mitigadores, que tem como objectivo principal uma diminuição da vulnerabilidade geral do sistema. A figura 3.6 apresenta os sistemas mitigadores geralmente usados na protecção de taludes relativamente a acções da pluviometria. Estas acções diminuirão a vulnerabilidade inerente do sistema, sendo geralmente utilizadas em troços da linha com maior susceptibilidade. As acções utilizadas são geralmente:

- Barreiras dinâmicas/Barreiras metálicas rígidas – Rock catch fence
- Sistema de redes de protecção - Rock catch net
- Maciços de recalçamento/ Estacas de contenção – Restraining Piles
- Coberturas e túneis de protecção – Rock Shed
- Muros de suporte e de espera (ou de impacto) – Rock Catch wall

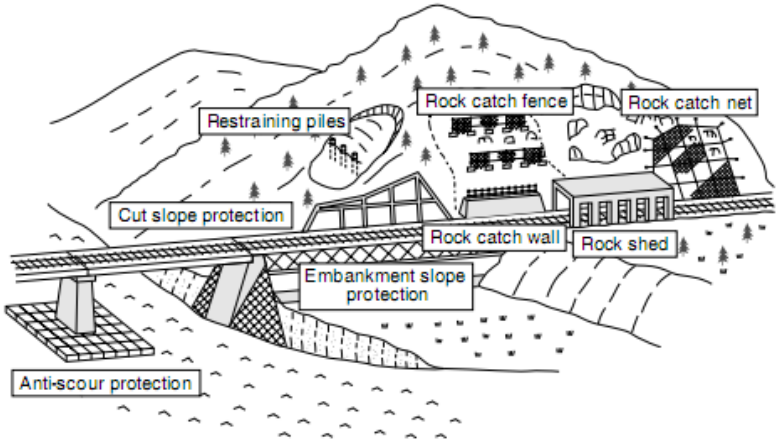


Figura 3.6 – Estruturas principais de mitigação dos efeitos dos deslizamentos em taludes de linhas férreas

No anexo A.1 é explicado convenientemente as principais formas de mitigação usadas actualmente nas linhas férreas Portuguesas. A Vulnerabilidade do sistema integra características intrínsecas tais como as propriedades do terreno, o nível freático e a inclinação do talude, características estas que poderão ser alteradas/melhoradas por métodos, tais como:

- Obras de drenagem

- Modificação da morfologia do talude

- Reforço da estabilidade através da utilização de geossintéticos

A componente Impacto do cálculo de Risco é modificada através da tipologia e do uso. Isto é se o tráfego é de passageiros, mercadorias e/ou misto. O impacto será obviamente superior sobre uma linha com elevada incidência de tráfego de passageiros. No entanto, independentemente da tipologia, o Impacto apresentará geralmente um valor alto na análise de risco em linhas férreas, pelo que as consequências de qualquer acidente nos caminhos de ferros serão de uma magnitude considerável.

Figura 3.7 – Acidente numa linha férrea causada por chuva intensa [1]

4

CARACTERIZAÇÃO QUALITATIVA DOS MACIÇOS ROCHOSOS PRESENTES NA REDE FERROVIARIA PORTUGUESA

4.1. GEOLOGIA

A concepção das mais eficientes soluções de estabilização de taludes e encostas bem como a idealização de sistemas de controlo e gestão de risco que se desenvolvem em extensão, como é o caso das linhas férreas, está certamente muito dependente da compreensão das condições geológicas, hidrológicas e da morfologia da encosta em que se insere a plataforma ferroviária.

No caso específico deste projecto, o conhecimento da geologia é fundamental para um estabelecimento de correlações entre fenómenos pluviométricos e respectivas consequências, dado as diferentes reacções dos solos/maciços rochosos a diversos níveis de intensidade/duração da chuva.

A prospecção geotécnica é prática absolutamente fundamental e correntemente empregue na grande maioria dos projectos que envolvem a rede ferroviária. Usando dados disponibilizados pela REFER e pelo GEG é possível obter um mapa percentual dos diferentes tipos de componentes geológicos presentes nas diversas linhas (figuras 4.2 – 4.5).

Figura 4.1 – Linha do Douro

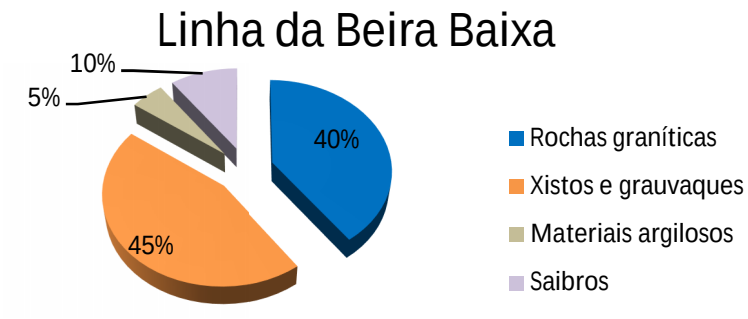


Figura 4.2- Linha da Beira Baixa, quantificação das diferentes litologias

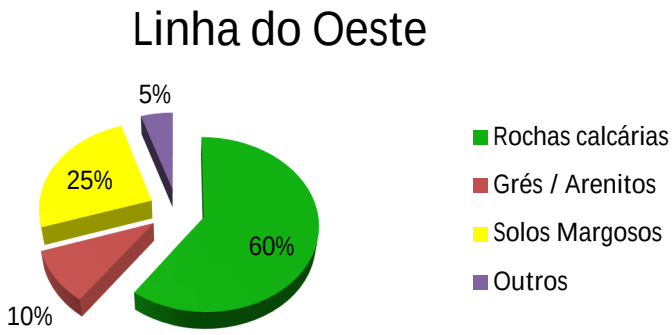


Figura 4.3- Linha do Oeste, quantificação das diferentes litologias

Figura 4.4- Linha do Minho, quantificação das diferentes litologias

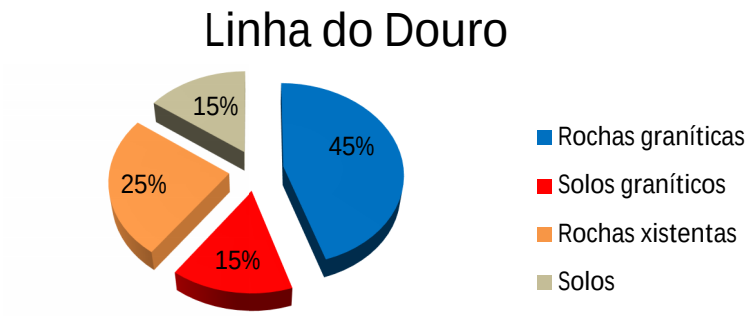


Figura 4.5 - Linha do Douro, quantificação das diferentes litologias

Infelizmente não foi possível obter uma descrição percentual da constituição litológica da linha do Norte; no entanto foi possível obter zonas com fenómenos crónicos ligados à pluviometria, em especial uma zona (Alfarelos) que será utilizada no desenvolvimento de um caso de estudo.

Recorrendo a estes dados e para uma melhor abordagem e sistematização dos variados problemas associados, será efectuada a divisão entre dois grandes tipos de terrenos afectados pela pluviometria, nomeadamente:

- Maciços rochosos
- Taludes constituídos por solos (analisado no capítulo 6)

4.2. ANÁLISE QUALITATIVA DE MACIÇOS ROCHOSOS

4.2.1. INTRODUÇÃO

Os maciços rochosos apresentam um comportamento às acções pluviométricas no geral bastante díspar e muito dependente das características únicas de cada maciço. O grau de variabilidade das respostas está directamente dependente de características do maciço tais como o grau de fracturação, o grau de alteração e a sua constituição litológica, bem como os constituintes presentes nas suas descontinuidades. Esta variabilidade extrema leva a que nenhum processo de cariz numérico tenha sido desenvolvido com a capacidade de integrar com suficiente abrangência a resolução da influência da pluviometria em maciços rochosos.

Este factor leva a que estudos de origem qualitativa sejam muitas vezes utilizados para caracterizar o risco em taludes constituídos por maciços rochosos. Estes estudos baseam-se no uso de limiares estatísticos fruto de observações empíricas.

Efectuando uma análise das figuras 4.2-4.5 é possível dividir as linhas férreas que serviram para estabelecer uma primeira divisão entre os maciços rochosos afectados, com determinada predominância geológica, (num total de cerca de 200 Km):

- Maciços graníticos (Linhas do Minho, de Guimarães, de Leixões, do Douro, da Beira Baixa)
- Maciços calcários (Linha do Oeste)
- Maciços xistentos (Linhas do Douro, do Minho, da Beira Baixa)

Nos sub-tópicos seguintes (4.2.2; 4.2.3; 4.2.4), e com base em diferentes estudos efectuados pelo GEG, no âmbito de projectos de reabilitação e reestruturação dos caminhos-de-ferro portugueses, serão caracterizados os maciços típicos existentes nas linhas citadas.

Figura 4.6 – Linha da Beira Baixa

4.2.2. MACIÇOS GRANÍTICOS

Relativamente aos maciços graníticos, as zonas estudadas, apresentavam com predominância as seguintes características:

- Fracturação muito variável, embora mais frequente a fracturação intensa (F3 a F5).
- Alteração muito variável, com valores desde W1 a W5 e W6 (rocha sã a saibros e solos residuais).
- Maciços compostos por combinações de rochas e solos, heterogeneidade frequente.
- Drenagem e percolação facilitada pela fracturação.

Nestes maciços, os colapsos são em geral súbitos, sem sintomas de deformações excessivas. A fracturação elevada torna estes maciços em geral insensíveis a chuvas persistentes mas muito sensíveis a picos de chuvas. Diversos colapsos verificaram-se estar associados à ocorrência de bandas de enfraquecimento, localizadas na rectaguarda de manchas de blocos pouco alterados, criando sistemas instáveis embora aparentemente seguros. A génese daquelas bandas pode ser explicada pela alteração dos regimes de escoamento freático.

O escoamento preferencial em canais semi-profundos pode ser insuficiente em condições de combinação desfavorável de intensas e prolongadas chuvas para a dissipação das pressões neutras, gerando enormes forças de pressão e de instabilidade, que se reduzem apenas quando se dá a formação de novos canais em consequência da rotura do maciço ou quando se atinge um período de tempo de equilíbrio no escoamento. Poderá estar assim explicado o comportamento de instabilidade progressiva ao longo de muitos anos, sem ocorrer o colapso global da massa em deslizamento.

Relativamente à consideração do efeito da água na estabilidade dos maciços rochosos, são maioritariamente duas as contribuições desfavoráveis ao equilíbrio, nomeadamente:

- a contribuição na parcela das forças actuantes
- diminuição das resistências intrínsecas das juntas.

A insistência nestes aspectos resulta de não ser legítimo nestes maciços a modelação do efeito da água através de uma superfície freática, não só porque esta não existe como tal, mas principalmente porque as figuras de rotura e ao contrário dos solos, são consideravelmente superficiais, logo insensíveis às forças hidrostáticas usualmente consideradas nos modelos de cálculo. Note-se ainda que qualquer análise de sensibilidade determina a maior importância da variabilidade deste efeito quando comparado com qualquer outro. Trata-se de um assunto teoricamente bem suportado mas de muito difícil aplicação em taludes.

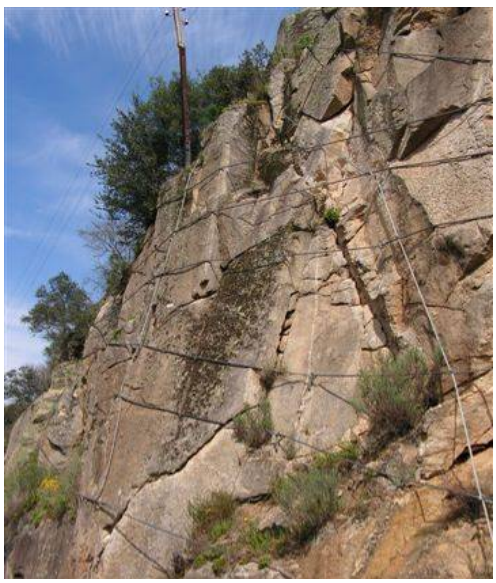


Figura 4.7 – Maciço Granítico

4.2.3. MACIÇOS CALCÁRIOS

Relativamente aos maciços calcários, as zonas estudadas apresentavam com predominância as seguintes características:

- Alteração relativamente elevada (W4 a W5) em zonas extensas;
- Ocorrência menos frequente de blocos pouco alterados;
- Manchas significativas de solos (resultantes da meteorização das margas).

Os maciços calcários apresentam-se com alguma homogeneidade e claramente divididos em dois grupos, a saber: os de blocos pouco alterados (combinados ou não com margas) e os de elevada alteração superficial (prolongando-se ou não em profundidade) constituídos por solos calcários residuais.

Os taludes em maciços com blocos pouco alterados são caracterizados da seguinte forma:

- Relativa homogeneidade;
- Baixa permeabilidade, especialmente no caso dos terrenos de margas e calcários;
- Intensa fissuração superficial de retracção;
- Comportamento visco-plástico quando sujeitos a humidificação persistente e longa;
- Rigidez elevada em caso de humidificação reduzida.

Perante estas condições, é geralmente considerado que estes maciços e ao contrário dos granitos, não são tão sensíveis aos picos de chuva mas muito sensíveis às chuvas persistentes ou acumuladas. Neste último cenário, as fissurações superficiais contribuem muito para o sistema de penetração lenta no terreno.

No caso de encostas de maciços de margas ou calcários muito alterados, notam-se as inclinações relativamente baixas e os sintomas de cedências históricas, do tipo progressivo, associados aos regimes sazonais de pluviosidade. Os movimentos destas encostas são por vezes muito significativos e extensos, tornando inúteis as soluções de estabilização mecânica com aplicação de forças por ancoragens ou pregos. As soluções que afectem directamente a drenagem do talude apresentam-se como as de maior eficácia.

Figura 4.8 – Maciços de calcário alterado

4.2.4. MACIÇOS XISTENTOS

Relativamente aos maciços xistentos (com uma evidente família de planos de xistosidade), as zonas estudadas apresentavam com predominância as seguintes características:

- Zonas muito extensas com elevada fracturação (F5) e alteração relevante (W4 a W5);
- Zonas extensas com baixa fracturação (F2 a F3) e baixa alteração (W2 a W3);
- Combinação de planos intersectando o maciço em extensão;

Os maciços xistentos são de constituição fortemente anisotrópica. A uniformidade ou homogeneidade de características é frequente nos maciços muito fracturados. No entanto, nos maciços pouco alterados, as características têm elevada variabilidade e anisotropia.

Os maciços são globalmente pouco permeáveis apresentando-se frequentemente em situações de equilíbrio precário. Este estado pode ser facilmente destruído por percolações de água em planos de xistosidade ou de outras descontinuidades. A elevada resistência ao corte está muito ligada ao atrito, quando existem intersecção de planos, e à coesão no caso de maciços compactos. A destruição de uma coesão aparente pode ocorrer em períodos de estio, enquanto a humidificação persistente determina uma redução do atrito ao longo dos planos de xistosidade. As resistências intrínsecas estão muito dependentes da compacidade do maciço, sendo a descompressão um factor de perda de resistência. O comportamento geral de estabilidade do talude sobre o efeito da pluviometria apresenta uma grande variabilidade sendo a sua análise caracterizada por um elevado grau de complexidade.

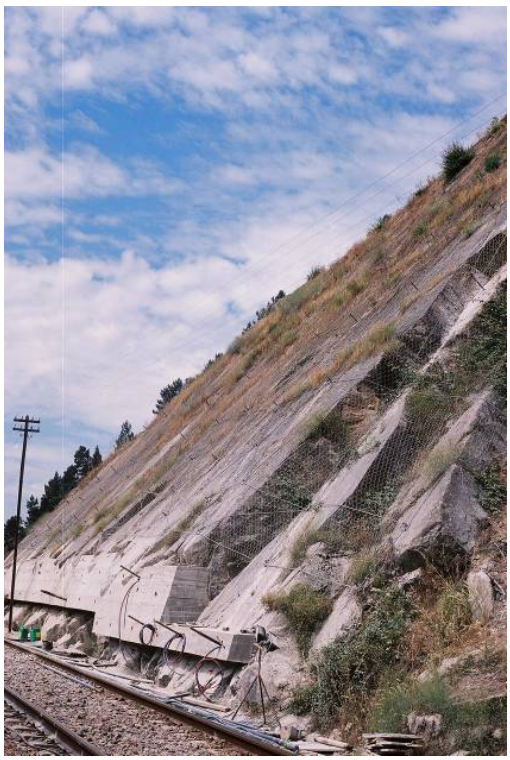


Figura 4.9 – Maciço xistento

4.2.5. CONCLUSÃO

Os taludes constituídos por maciços rochosos apresentam um comportamento verdadeiramente complexo no que diz respeito à pluviometria e seus efeitos. Tal como foi observado pelos exemplos apresentados nos tópicos anteriores, em resumo e de um modo qualitativo:

- Os maciços graníticos apresentam grande sensibilidade a chuvas intensas e de curta duração. O material que preenche as diáclases, bem como a sua sensibilidade a fenómenos de humidificação é essencial na origem de forças hidrostáticas extra no interior das mesmas. Os fenómenos percolativos internos adquirem especial importância na dissipação das chuvas persistentes e de intensidade reduzida. Os deslocamentos são geralmente súbitos.
- Os maciços calcários são muito sensíveis a chuvas acumuladas, sem demonstrar uma afectação significativa pelas chuvas curtas e intensas. Os deslocamentos são lentos e extensos.
- Os maciços xistentos apresentam um comportamento dual, sendo afectadas quer por chuvas longas, quer por chuvas curtas devido às características particulares destes maciços.

Na análise qualitativa desenvolvida neste capítulo tornou-se claro a dificuldade extrema em introduzir metodologias numéricas eficazes no estudo dos fenómenos envolvendo o desprendimento de blocos. De notar que a larga maioria das companhias de caminho de ferro de diversos países utilizam sistemas de gestão e controle de risco da pluviometria baseados em dados estatísticos empíricos, isto é, a sua base física é praticamente inexistente dado a complexidade do problema.

O objectivo deste projecto passa pela clara definição de relações entre pluviometria e taludes de linhas férreas, nomeadamente através de relações com validação física suportadas através de modelos numéricos. A determinação de metodologias de estudo do despoletamento de quedas de blocos em taludes de linhas férreas encontra-se fora do âmbito deste projecto, ficando o seu desenvolvimento para um projecto futuro.

Figura 4.10 – Perspectiva da linha da Beira Baixa

5

HUMIDADE E PLUVIOMETRIA

5.1. ÁGUA NA ATMOSFERA

Uma das propriedades fundamentais da água é a de existir na atmosfera em três fases: liquida (água), gasosa (vapor) e sólida (gelo). Existe um limite superior para a concentração de vapor que a água pode alcançar, chamado de saturação. Neste ponto, o vapor tende a concentrar-se em formas líquidas ou sólidas, sempre que existam superfícies onde tal seja viável, formando núcleos de condensação.

A concentração de vapor de saturação apenas depende da temperatura do mesmo (ou de uma superfície plana de água ou gelo com o qual está em equilíbrio). A pressão parcial devida à presença de água na atmosfera é conhecida como a pressão de vapor (e), a qual apresenta sempre um valor menor que 4 kPa (40mbar), podendo atingir o valor de zero quando o ar se torna muito frio. A pressão do vapor de saturação (e_s) sobre a água pode ser descrita como a quantidade de vapor necessária para tornar o ar saturado a qualquer temperatura dada. A pressão de vapor de saturação aumenta com rapidez à medida que a temperatura sobe.

Empregam-se outras medidas para expressar a humidade real do ar. A humidade relativa é uma das mais usuais representações, e apresenta-se como o rácio entre a quantidade de vapor de água actualmente no ar (pressão de vapor) e a quantidade máxima de vapor de água necessário para atingir a saturação aquela temperatura particular. É pois a razão entre a quantidade de vapor de agua e a sua capacidade [6].

$$Hr(\%) = \frac{\text{Pressão de vapor (e)}}{\text{Pressão de vapor de saturação } (e_s)} \times 100 \tag{5.1}$$

Uma mudança na humidade relativa pode ser atingida de duas maneiras primárias:

- Alterando a quantidade vapor de água
- Alterando a temperatura do ar

Uma mudança na quantidade de vapor de água pode mudar a pressão de vapor. Se a temperatura do ar permanecer constante, um incremento na quantidade de vapor presente no ar aumenta directamente a pressão de vapor, e consequentemente a humidade relativa. Este crescimento continua a verificar-se à medida que a pressão de vapor aproxima-se da pressão de vapor de saturação e o ar da saturação.

Relativamente à temperatura, se houver um aumento da mesma e a quantidade de vapor de água se mantiver constante, a humidade relativa baixará, enquanto se houver uma diminuição da temperatura um consequente aumento da humidade relativa será verificado. Este factor justifica a evolução da humidade relativa ao longo do dia, apresentando geralmente o valor mais alto ao inicio da manhã (temperatura mais baixa).

5.2. FORMAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO

5.2.1 - INTRODUÇÃO

Como é do conhecimento geral, tempo enevoado não significa necessariamente que irá chover ou nevar, de facto, as nuvens podem formar-se, permanecer durante muitos dias e nunca produzirem precipitação. As questões fundamentais são: como as gotículas de chuva crescem suficientemente para produzirem chuva? E porque algumas nuvens produzem chuva, e outras não?

A figura 5.1 demonstra a dimensão de uma gotícula (cloud droplet), dimensão esta extremamente pequena, com um diâmetro médio de 0.02 milímetros (mm). Comparativamente com o tamanho de uma gota de chuva (raindrop) normal, o diâmetro de uma gotícula apresenta-se 100 vezes menor. As nuvens são pois, formadas por uma imensidão de pequenas gotículas demasiado pequenas para caírem como chuva. Estas reduzidas gotículas apenas necessitam de uma pequena corrente ascendente de ar para se manterem suspensas, no entanto caso as gotículas efectivamente descendam a forma lenta como efectuam este movimento leva a que se evaporem no ar mais quente das camadas inferiores da atmosfera.

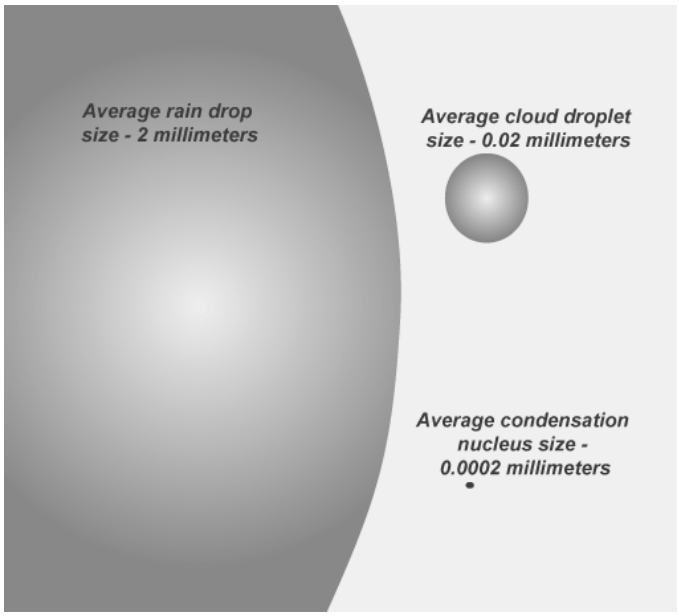


Figura 5.1 – Tamanho relativo das gotas de chuva, gotículas e núcleos de condensação [6]

No tópico 5.1 foi explicado como a condensação se inicia a partir de pequenas partículas de seu nome núcleos de condensação (condensation nucleus). O crescimento das gotículas de chuva através da condensação é lento, e mesmo em condições ideais, são necessários alguns dias para este processo por si só criar uma gota de chuva. É pois evidente que o processo de condensação é muito lento a produzir chuva, no entanto, observações mostram que nuvens podem-se desenvolver e iniciar o processo de produção de chuva em menos de uma hora. Como é necessário uma média de um milhão de gotículas de água para produzir uma gota de água de tamanho médio, terá de existir um outro processo pelo qual as gotículas de água crescem em tamanho e peso, de modo a caírem como precipitação. De acordo com a comunidade científica, os dois principais mecanismos de produção de chuva são:

- Processo de colisão e coalescência;
- Processo de cristais de gelo (ou Bergeron).

5.2.2. PROCESSO DE COLISÃO E COALESCÊNCIA

Em nuvens com as partes superiores com temperaturas acima dos -15ºC, colisões entre as gotículas pode desempenhar um papel significativo na formação de precipitação. Para produzir as muitas colisões necessárias para formar gotas de chuva, algumas gotículas necessitam apresentar uma dimensão superior às restantes. A formação destas gotículas ocorre geralmente em grandes núcleos de condensação, ou através de colisões aleatórias entre gotículas. Estudos recentes sugerem também que a turbulência causada através da mistura entre a nuvem e o seu ambiente mais quente pode desempenhar um papel significativo no processo de produzir gotículas de maior dimensão.

À medida que as gotas caem o ar retarda este efeito, sendo a resistência por parte do ar efectivamente dependente do tamanho da gotícula e o ritmo de queda da mesma, isto é, quanto maior a velocidade, maior a quantidade de moléculas de água que a gota encontra a cada segundo. A velocidade da gota em queda aumenta até a resistência do ar igualar a força da gravidade. Neste ponto, a gotícula continuará a descender, mas a uma velocidade constante, que é nomeada como a sua *velocidade terminal*. Devido às gotas apresentarem um menor rácio área-de-superfície/ peso, elas devem cair mais rapidamente antes de atingir a sua velocidade terminal. Logo, gotículas maiores caem mais rápido que gotículas mais pequenas.

As gotículas de maior dimensão ultrapassam e colidem com gotículas menores que se encontram no seu caminho. Esta junção de gotículas de água por fenómenos de colisão é chamada de coalescência. O processo de coalescência é significativamente aumentado caso as gotículas em colisão apresentem cargas eléctricas opostas. Um factor importante influenciador do crescimento das gotículas é a quantidade de tempo que as gotículas permanecem nas nuvens. Isto deve-se às correntes de ar ascendentes diminuírem o ritmo ao qual as gotículas descem, uma nuvem espessa com fortes correntes ascendentes maximizará o tempo que as gotículas permanecerão numa nuvem e, portanto, o tamanho que atingirão.

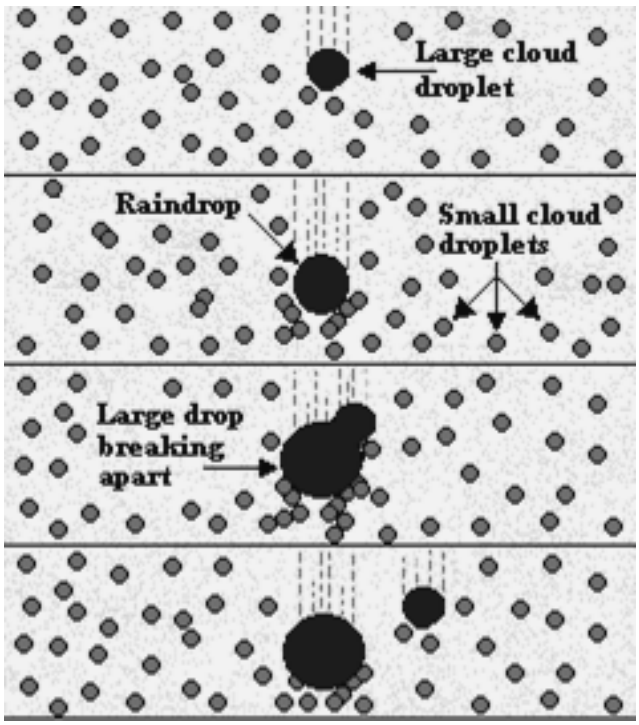


Figura 5.2 – Processo de colisão e coalescência [6]

5.2.3. PROCESSO DE CRISTAIS DE GELO

O processo de cristais de gelo (ou Bergeron) propõe que na formação de chuva existam simultaneamente nas nuvens, gotículas de água na forma líquida e na forma de cristais de gelo a uma temperatura inferior à temperatura de congelação. Consequentemente, este processo de formação de chuva é muito importante nas latitudes média e alta, onde as nuvens são capazes de se estender para regiões superiores onde a temperatura do ar encontra-se abaixo da temperatura de congelação.

Nas zonas quentes da nuvem (abaixo do ponto de congelação), onde apenas gotículas de água existam, é expectável observar o crescimento das gotículas através do processo de colisão e coalescência explicado anteriormente. Surpreendentemente, no ar frio imediatamente acima do nível de congelação, quase todas gotículas são compostas por água líquida, e mesmo em níveis superiores, os cristais de gelo, embora mais numerosos, continuam a ter um número claramente inferior ao número de gotículas de água. Os cristais de gelo existem maioritariamente na parte superior da nuvem, onde a temperatura do ar é bastante inferior à temperatura de congelação. A pergunta que surge é o porquê do reduzido número de cristais de gelo nas camadas médias das nuvens, mesmo sendo as temperaturas inferiores à temperatura de congelação? Estudos de laboratório revelam que quanto mais reduzida é a quantidade de água pura, mais reduzida é a temperatura na qual a água congela. Considerando o tamanho extremamente reduzido das gotículas de água, é necessária uma temperatura muito baixa para as transformar em cristais de gelo.

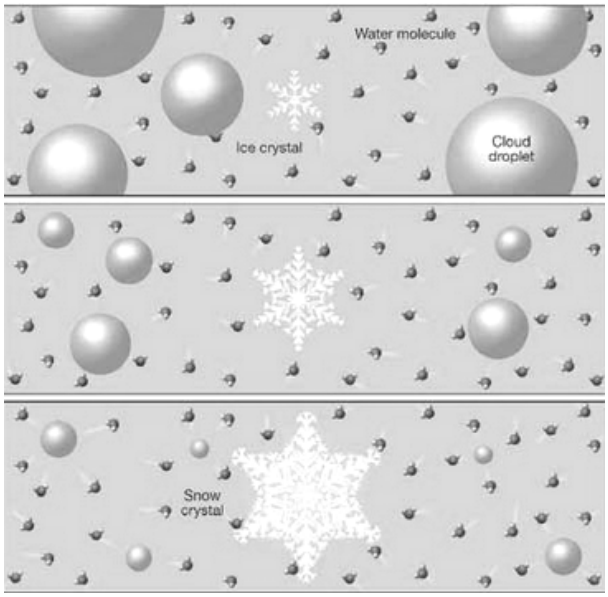


Figura 5.3 – Processo cristais de gelo [6]

Em zonas da nuvem com temperaturas abaixo das temperaturas de congelação, muitas gotículas que apresentam temperaturas muito baixas tendem a agregar-se nas proximidades dos cristais de gelo. Este meio apresentar-se-á super-arrefecido e saturado contendo simultaneamente as gotículas de água e os cristais de gelo. Estando o ar saturado, ambos os componentes encontram-se em equilíbrio, significando que o número de moléculas que deixam a superfície das gotículas e dos cristais tem de ser exactamente igual ao numero de moléculas que entra no sistema. No entanto, existem mais moléculas de vapor de água acima do líquido comparativamente com as existentes nos cristais de gelo. Este facto deve-se à maior facilidade com que as moléculas escapam da superfície da água, comparativamente com a capacidade em escapar da superfície do gelo.

Consequentemente um maior número de moléculas escapa da superfície da água a uma determinada temperatura requerendo mais moléculas na forma de vapor para manter a saturação (equilíbrio). Logo, é necessário uma maior quantidade de moléculas de vapor para saturar o ar acima da água do que para saturar acima dos cristais de gelo. Dito de um outro modo, à mesma temperatura (inferior ao ponto de congelação), a pressão do vapor saturado acima da superfície da agua é maior que a pressão de saturação acima da superfície dos cristais de gelo.

A diferença na pressão do vapor causa as moléculas do vapor de água entrarem em movimento (difusão) desde as gotículas de água até aos cristais de gelo. A remoção das moléculas do vapor reduz a pressão do vapor acima das gotículas. Dado que as gotículas estão agora fora de equilíbrio com as suas proximidades, elas evaporam parte da sua água para restabelecer quantidade diminuía de vapor de água na sua zona superior. Este processo fornece uma contínua fonte de humidade para os cristais de gelo, que absorvem o vapor de água rapidamente e crescem assim de um modo extremamente veloz. Sendo assim durante o processo de formação de cristais de gelo (Bergeron), os cristais de gelo crescem à custa das gotículas situadas nas suas proximidades.

5.2.4. CONCLUSÃO

Foi apresentado os processos que se apontam como responsáveis para a formação de chuva e outras formas de precipitação. Para um fenómeno meteorológico ser considerado chuva, as gotas de água necessitam de ter um diâmetro igual ou superior a 0.5 mm. O objectivo deste projecto é a caracterização da influência da pluviometria em taludes de linhas férreas; como tal é de todo significativo apresentar uma pequena introdução ao estudo da pluviometria, enquanto ciência que estuda os fenómenos meteorológicos e o processo de criação da chuva.

No entanto no desenvolvimento deste projecto, a forma de caracterizar a precipitação será através de curvas matemáticas obtidas com recurso a dados estatísticos, curvas estas que relacionam a intensidade com a respectiva duração das chuvas, as curvas IDF.

5.3. CURVAS INTENSIDADE DURAÇÃO FREQUÊNCIA

As redes udométricas da responsabilidade do Instituto da Água (INAG) fornecem registos de precipitações diárias máximas anuais, actualmente de obtenção muito expedita permitindo a análise daquelas precipitações praticamente em qualquer região do território de Portugal Continental.

Contudo, as bases de dados acessíveis ao público em geral, e à comunidade técnica e científica em particular, não contemplam precipitações intensas com durações inferiores ao dia, precipitações que são as que mais frequentemente intervêm na análise do efeito de precipitações intensas e de curta duração. De referir que o número de postos udográficos que permitem medições da precipitação com duração inferior ao dia é muito menor do que o número de postos que fornecem registos de precipitações diárias máximas anuais.

O facto de não se poder obter expeditamente precipitações intensas com duração inferior ao dia levou alguns autores a proporem relações de carácter quer local, quer nacional, as quais possibilitam a obtenção dos dados imprescindíveis para a caracterização da pluviometria, na ausência de informação específica. Esta informação é amplamente sustentada pelo INAG, sendo frequentemente actualizado e aperfeiçoado com base em novos registos udométricos.

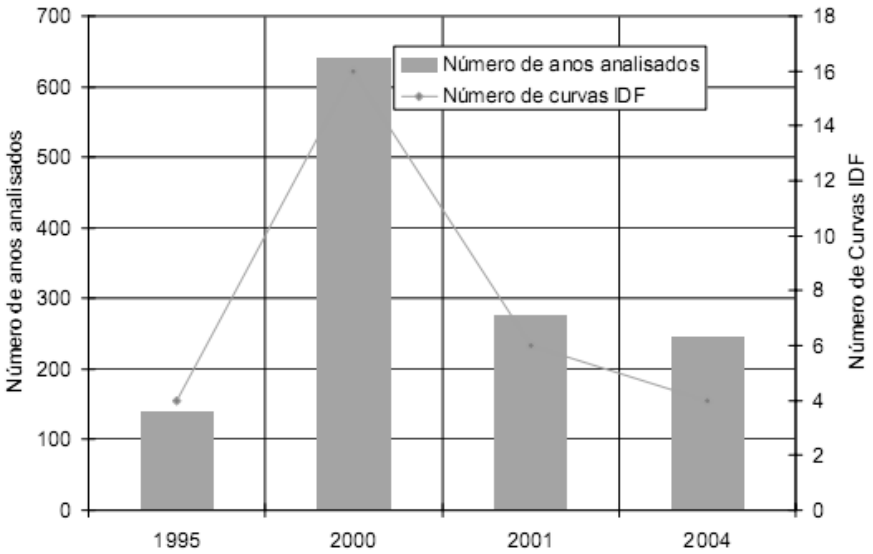


Figura 5.4 – Volume de informação utilizada pelo INAG [7]

Em linhas gerais, pode-se afirmar que a rede udométrica nacional, dispondo de mais de 850 pontos de medição, mais de metade com séries de registos consideravelmente longas, possibilita a estimativa suficientemente rigorosa da precipitação diária máxima anual com dado período de retorno, T, em qualquer bacia hidrográfica do País. Contudo, a precipitação crítica que intervém na análise de deslizamentos só ocasionalmente coincidirá com a precipitação diária máxima anual anteriormente estimada para o período de retorno T: no caso geral, aquela precipitação terá uma duração diferente de vinte e quatro horas (24 h).

Normalmente os acontecimentos pluviosos de curta duração (uma hora ou menos) podem ser descritos pela respectiva intensidade média da precipitação, ou seja, pelo quociente entre a precipitação e a respectiva duração. À medida que aumenta a duração do acontecimento meteorológico, torna-se mais importante conhecer as intensidades da precipitação em sucessivos sub-intervalos de tempo, especialmente quando se está perante um problema de determinação de chuvas críticas.

A discretização temporal do acontecimento pluvioso é fornecida por meio de diagramas cronológicos dos sucessivos valores da precipitação ou da correspondente intensidade. Tais diagramas podem ser contínuos ou discretos designando-se, neste último caso, por hietogramas da precipitação – Figura 5.5. Para discretizar temporalmente a precipitação ao longo de tais hietogramas pode recorrer-se a linhas de possibilidade udométrica ou, de modo equivalente, a curvas IDF referentes ao período de retorno adoptado como critério de projecto.

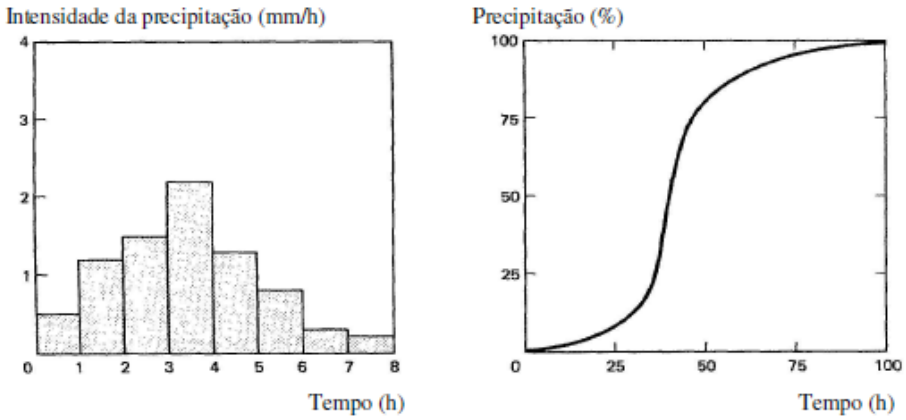


Figura 5.5 – a) Hietograma da precipitação e b) distribuição temporal adimensional da precipitação

As curvas IDF nacionais apresentam pois uma construção baseada em registos udometricos variados, apresentando uma excelente base estatística e adaptadas a diferentes durações de eventos pluviométricos. Este factor foi essencial para o seu uso nos mais variados campos de engenharia civil, nomeadamente nos projectos de modelação hidráulica. A sua equação apresenta geralmente a forma:

$$I_{(mm/h)} = a \times t_{(\min)}{}^{b} \tag{5.2}$$

Onde, na citada equação (5.1), utilizam-se os seguintes simbolos para um tempo de retorno de 1000 anos:

- I: Intensidade do evento pluviométrico (mm/hora)
- t: Tempo de duração do evento pluviométrico (minutos)
- a,b: Parâmetros regionais de modelação

De referir que na aplicação a um sistema de controlo e gestão de risco de âmbito regional, as curvas IDF apresentam-se de significativa importância, dado a sua abrangência e fiabilidade. No desenvolvimento deste projecto e em particular no caso de estudo apresentado no capítulo 7 as curvas IDF revelaram-se como a melhor opção para caracterizar os eventos pluviométricos, essencialmente devido a três factores:

- Aplicabilidade a todo o território nacional.
- Adaptabilidade a um espectro temporal significativo (superior ao dos registos udométricos),
- Capacidade de interacção com várias modelações de eventos pluviometricos.

Uma salvaguarda especial na aplicabilidade das curvas IDF merece ser mencionada. Devido às alterações climáticas ocorridas a nível mundial, os fenómenos meteorológicos extremos torna-se-ão cada vez mais uma realidade. Este factor induz numa perda de fiabilidade das curvas com base em dados estatísticos. No futuro a utilização de dados recolhidos através de pluviometros locais em detrimento das estações udométricas apresentar-se-à como a solução aconselhada, para avaliar a quantidade de chuva.

6

ESTABILIDADE DE TALUDES CONSTITUÍDOS POR SOLOS SOBRE EFEITO DE PLUVIOMETRIA

6.1. INTRODUÇÃO

A compreensão de fenómenos relacionados com a presença de água nos solos sempre se revelou fundamental para a caracterização da segurança dos mesmos. Os fenómenos pluviométricos como processo dinâmico de introdução de água no solo apresentam especial interesse na influência da estabilidade dos solos.

A caracterização das mudanças na distribuição das pressões neutras é a principal forma de analisar a estabilidade dos taludes que envolvem solos não saturados/ parcialmente saturados – H. Rahardjo et al (2005) [10]. Estes são directamente afectados pelas condições de fronteira originadas pelos diversos fluxos (infiltração da chuva, evaporação e evapotranspiração) na interface solo-atmosfera. Em solos saturados, as condições de escoamento superficial bem como os movimentos percolativos originados pelas fronteiras drenantes, apresentam-se como de especial interesse dado as diferentes possibilidades para as condições de fronteira.

Na análise dos fluxos mencionados, em solos não saturados/parcialmente saturados, apenas a infiltração da chuva se apresenta como factor destabilizador do talude. A infiltração é assumida como um processo físico regido pela Lei de Darcy; contudo a sua aplicação em solos (nestas condições) apresenta-se de difícil análise matemática e sem uma teoria de fácil interpretação/aplicação prática. No entanto a formulação da Lei de Richards - percolação vertical nos solos em regime não saturado, (baseado na lei de Darcy) foi o passo fundamental para o avanço do conhecimento deste processo físico e a sua aplicabilidade a casos práticos. Esta Lei permitiu a criação de modelos de diferenças finitas e dos consequentes programas computacionais comerciais, melhorando significativamente a análise de estabilidade de taludes.

Foi esta dificuldade em correlacionar a infiltração das chuvas e consequente efeito nos solos, tendo em conta a necessidade de criação de sistemas de controlo e gestão de risco, que levou ao desenvolvimento de outras formas de análise deste problema. Estes processos são geralmente baseados em dados estatísticos, por exemplo, o número de deslizamentos por ano e sua divisão temporal, correlacionando estes dados com o histórico pluviométrico local é possível correlacionar para a generalidade das situações geográficas pontos críticos. Este processo aliado aos sistemas de informação geográfica (GIS) permitiu a criação de sistemas de gestão de risco muito eficientes e úteis na prevenção de acidentes especialmente em vias de comunicação.

Em geral uma grande variedade de relações empíricas está presente na literatura. A mais simples, correlacionando propriedades particulares de tempestades, como intensidade ou duração, com a ocorrência de deslizamento de taludes – Caine (1980); Page et al. (1994) [8]. Nas últimas décadas foram introduzidos ainda, como parâmetro relevante, os níveis antecedentes de humidade no solo (variação dos teores de humidade antes, durante e depois da chuva) - Kim et al. (1992); Crozier (1997) [8]. Os resultados apresentados por Kim et al. (1992) em [8], são de interesse particular ao sugerir que significativos parâmetros climáticos podem variar entre regiões. Num exemplo assinalado neste trabalho, determinadas áreas da Coreia central por exemplo, têm deslizamentos controlados principalmente por chuvas acumuladas de três dias, enquanto na zona sudoeste da Coreia, a chuva diária é mais importante.

Implicitamente, e como sugerido por Crozier (1997), os resultados de modelos baseados em informação empírica não são transferíveis no tempo e no espaço. Estas conclusões apresentam significativa importância na adequação dos modelos de risco a casos práticos o que significa que não basta importar modelos por si só, há a necessidade de incluir a variabilidade regional como factor altamente influenciável dos fenómenos pluviométricos.

O acumular de conhecimentos empíricos permitiu definir pontos fundamentais comuns a praticamente todos os sistemas. Conceitos como ‘chuva critica’ e ‘chuva antecedente’ foram numa primeira instância relatados através de constatações empíricas que muito influenciaram a caracterização do risco residual em sistemas de gestão de risco. Estas constatações permitem tecer limiares e condições-fronteira essenciais para a previsão de fenómenos de instabilidade.

Este capítulo englobará uma abordagem sistemática de diversas metodologias, correntemente usadas pelas mais variadas entidades a nível mundial na caracterização do risco e consequentes modelos de gestão, no que diz respeito à influência da pluviometria em solos.

6.2. INFLUÊNCIA DA EVAPOTRANSPIRAÇÃO NA ESTABILIDADE DOS TALUDES

Os dois fenómenos básicos presentes no ciclo da água são a evaporação e a precipitação. Nos oceanos a evaporação excede a precipitação e nos continentes ocorre o oposto. Para que ocorra o equilíbrio, o excedente da precipitação nos continentes flui para os oceanos sobre a forma de escoamento superficial, subsuperficial e profundo.

Nos continentes, a parcela da evaporação é composta pela evaporação directa das gotas de chuva no ar, da água da chuva que atinge a vegetação e o solo, de rios e lagos e uma parcela significativa atribuída à vegetação, onde esta retira água do solo através das raízes e transpira pelas folhas durante o metabolismo. Essa transpiração depende do tipo de vegetação, do solo e da disponibilidade de água no solo para ser retirada pelas raízes.

Durante a ocorrência de chuvas, a parcela da precipitação total que fica na cobertura da vegetação (dossel florestal) é definida como a intercepção, enquanto a parcela que atinge o solo é a precipitação. Por sua vez, a precipitação efectiva ao atingir o solo será dividida numa parcela que vai infiltrar-se no terreno até a capacidade máxima de infiltração do solo, e o excedente que irá escoar superficialmente até encontrar linhas de água superficial. A parcela de água que se infiltra vai inicialmente saturar a parte superficial do solo (criação da frente molhada) e, a partir dai, poderá continuar a sua infiltração para profundidades maiores onde alimentará o lençol freático. De outro modo, poderá escoar horizontalmente próximo à superfície, na região onde se encontram as raízes da vegetação (fluxo subsuperficial) ou poderá ainda ser absorvida pelas raízes e retornar à atmosfera através da transpiração.

As quantidades de cada parcela deste ciclo que necessariamente se encontra em equilíbrio determinarão a presença de água alimentando o lençol freático em zonas saturadas, saturando o solo e reduzindo as tensões de sucção em zonas não saturadas ou ainda escoando superficialmente, provocando erosões na superfície do solo. A presença de água em qualquer uma destas condições altera a estabilidade das encostas, sendo responsável pelos mais diversos problemas.

No ciclo hidrológico fica clara a importância da vegetação em todas as etapas. De um modo geral poderemos atribuir a influência da mesma nas seguintes situações:

- A vegetação actua directamente na intercepção da precipitação total, e o valor retido pode ser significativo. Arcova *et al. (2003)* [21] mediram a precipitação a céu aberto e debaixo de arvores em regiões de floresta Atlântica e concluíram que em media 18.6% da precipitação total é interceptado pelo dossel das árvores. Netto *et al. (1986)* [21] realizaram medidas na Floresta da Tijuca, Rio de Janeiro e mediram valores médios de 11,4. Arcova et al. (2003) [21] apresentam uma revisão de outros autores com valores sempre entre 10 e 40% de retenção.
- A presença de vegetação provoca um retardar e uma distribuição por um tempo mais prolongado das precipitações intensas. Este fenómeno é comum em florestas densas onde o dossel funciona como um acumulador temporário de água, evitando que enxurradas de grande intensidade e curta duração cheguem directamente ao solo.
- A vegetação através de um processo contínuo retira a água do solo pelas raízes, devolvendo-a para a atmosfera por meio da evapotranspiração. Essa absorção de água é tanto maior quanto mais água disponível existir (water volume content) no solo. Pode-se inferir que em regiões com vegetação as camadas superficiais do solo possuem maior capacidade de infiltração, diminuindo o excedente que escoa superficialmente, bem como a água que se infiltra até ao lençol freático.
- A vegetação, quando natural, possui no solo uma camada de vegetação rasteira bem como matéria orgânica em decomposição, que evita a erosão decorrente da queda de chuva directamente sobre o solo. Esta camada também é bastante porosa e permeável, favorecendo o fluxo subsuperficial, diminuindo o escoamento superficial que é responsável pela erosão.

Além destes efeitos relacionados directamente com o ciclo hidrológico, existem ainda outros benefícios directos da presença e vegetação na estabilidade de taludes, essencialmente à estruturação do solo pelas raízes e o consequente aumento da resistência ao corte do mesmo - Brugger et al. (2005) [21]

Os modelos de acção da vegetação no que se refere a estabilidade de taludes são ainda pouco claros e merecedores de profundo estudo, ficando neste tópico uma ligeira informação sobre a influência do mesmo. De realçar que no caso prático apresentado no capítulo 7 não se tomará em consideração o efeito da evapotranspiração, sendo por isso efectuada uma análise pelo lado da segurança. É de realçar o grande desenvolvimento de modelos numéricos de elementos finitos que tentam aproximar/integrar simultaneamente fenómenos de evapotranspiração, infiltração da chuva e evaporação na análise de estabilidade de taludes. Dentro destes programas, o software ‘Vadose’ (Geo-slope 2007) apresenta-se como o mais abrangente e com um interface mais intuitivo à custa de uma grande capacidade computacional. Dada a complexidade da integração desta componente (evapotranspiração) neste projecto, este elemento apresenta-se como fora do âmbito do mesmo, sendo no entanto de realçar a sua importância na estabilidade global taludes compostos por solos.

6.3. LIMIARES PLUVIOMÉTRICOS PARA O INICIO DE DESLIZAMENTOS

6.3.1. INTRODUÇÃO

Um limiar é o nível quantitativo mínimo ou máximo necessário para o iniciar de um processo ou a modificação de um estado – White et al. (1996) [8]. Um limiar mínimo define o nível mais baixo no qual o processo não ocorre. Um limiar máximo representa o nível no qual, após ultrapassado, o processo ocorre sempre. No caso de deslizamentos induzidos pela chuva, um limiar pode ser definido para a quantidade de chuva, nível de humidade do solo ou condições hidrológicas, no qual após atingido ou excedido, existe uma grande probabilidade de ocorrer um deslizamento. Limiares pluviométricos podem ser definidos mediante bases físicas (conceptuais, determinísticas), ou empíricas (históricas, estatísticas) - Crosta, Frattini (2001) [8].

A análise neste tópico incidirá fundamentalmente nos limiares criados com bases empíricas, pois na opinião do autor, o estudo sobre modelos baseados em processos físicos, tem como fundamento uma abordagem onde o conhecimento e adaptação de modelos de infiltração (Green and Ampt; Richards) assume um papel preponderante na análise, sendo os limiares criados por inerência.

6.3.2. MODELOS COM BASE EM DADOS EMPÍRICOS

Limiares pluviométricos empíricos são definidos ao estudar eventos pluviométricos que deram origem a chuvadas. Estes limites são geralmente obtidos ao desenhar limites mínimos de chuvadas que originaram deslizamentos, em coordenadas cartesianas, semi-logaritmicas, ou logaritmicas - Guzzetti et al. (2008). Na maioria das situações, os limites são desenhados visualmente e sem qualquer rigor matemático, estatístico ou critério físico. Na ausência de informações acerca das condições pluviométricas que não originaram deslizamentos, os limiares são definidos como os melhores separadores das condições pluviométricas que despoletaram ou não, instabilidade em taludes.

As diferentes condições solo/clima leva a uma não uniformização do valor dos limiares apresentado pelos diferentes especialistas mundiais, o que revela a não existência de um conjunto único de medidas/procedimentos que possam ser usados para caracterizar as condições pluviométricas que possam originar/não originar instabilidade de taludes – Wierczorek, Glade (2005) [9]. No trabalho apresentado por Guzzetti [8] é apresentada uma lista com 25 variáveis climáticas e pluviométricas usadas na literatura a nível mundial para a definição dos limiares empíricos para o inicio de um deslizamento. É pois de enorme dificuldade comparar os valores usados nos diferentes limiares propostos, e sua consequente adaptação a diferentes zonas geográficas/climatológicas.

A chave para a construção dos modelos empíricos com a finalidade de prever a ocorrência de deslizamentos provocados por fenómenos pluviometricos, é a definição de intensidade da chuvada. Esta intensidade é a quantidade de precipitação ocorrida num determinado período de tempo, ou a razão precipitação/tempo. Dependendo da duração do período de observação a intensidade da chuva pode ser representada por uma medição instantânea ou pelo valor médio da precipitação ao longo das horas. Nas medições por longos períodos, a intensidade da chuva é representada por uma 'média', valor este que subestima o valor máximo de intensidade pluviométricas atingido durante o período de observação. Em suma, as intensidades medidas em períodos longos e curtos, têm valores físicos diferentes. Este factor complica a criação de modelos que abranjam diferentes durações de intensidade pluviométricas, ponto importante dado as diferentes respostas, dos diferentes tipos de solo aos valores de intensidade/duração da chuva.

Limiares empíricos podem ser definidos como limiares globais, regionais ou locais. Um limiar global tende a estabelecer uma relação geral para o valor mínimo no qual os deslizamentos não ocorram, independentemente da morfologia e da litologia local, bem como dos padrões meteorológicos regionais presentes. Ao longo dos últimos 30 anos modelos baseados em limiares globais foram propostos por Caine (1980), Innes (1983), Jibson (1989), Clarizia et al (1996), Crosta e Frattini (2001), e Cannos and Gartner (2005) [8], sendo a larga maioria investigadores que abordam fenómenos de deslizamentos na Europa.

Limiares regionais são definidos por regiões com características climáticas, meteorológicas e fisiográficas similares. As dimensões destas regiões abrangem magnitudes que vão desde alguns quilómetros quadrados, até aos milhares de hectares. Este limites são especialmente úteis na construção de sistemas de gestão e controlo de risco baseados em previsões, estimativas ou medições meteorológicas.

Limiares locais implicitamente ou explicitamente, consideram o clima local e a geomorfologia específica, sendo aplicados a deslizamentos singulares ou a um grupo de deslizamentos em áreas que se estendem no máximo a algumas centenas de quilómetros.

Limiares regionais e locais apresentam resultados relativamente fiáveis na área para a qual foram desenvolvidos, mas não são facilmente exportados para áreas vizinhas – Crosta (1980) [8]. Limiares globais são relevantes onde não existem limiares regionais ou locais, mas podem resultar em resultados positivos falsos, isto é, poderá dar origem a previsões de deslizamentos que efectivamente não ocorrerão - Guzzetti et al. (2008) [8].

Baseado na consideração das formas de medição da chuva, os limiares empíricos podem ser ainda agrupados em três amplas categorias:

- Limiares que consideram medidas de precipitação de um evento meteorológico especifico (chuva critica).
- Limiares que consideram condições antecedentes (chuva antecedente)
- Outros limiares

6.3.3. CHUVA CRÍTICA

A definição de chuva crítica não é mais que a quantidade mínima de chuva necessária para despoletar um deslizamento, é pois o limiar mínimo. Este limiar pode apresentar duas formas de combinações de medições de precipitação obtidas de eventos meteorológicos que originaram (ou não) deslizamentos, mais concretamente:

- Limiares intensidade-duração
- Limiares baseados na chuva acumulada

Limiares intensidade-duração é o tipo mais proposto pela literatura internacional, estes limiares apresentam curvas matemáticas sobre a forma:

$$I = c + \alpha \times D^{\beta} \tag{6.1}$$

Onde:

- I: Intensidade média da chuva (mm/h)
- c,α,β: Valores regionais adoptados através de uma normalização estatística
- D: Duração da chuva (h)

Estas curvas caracterizam-se por uma relação directa entre intensidade e duração, sendo os parâmetros c,α,β fruto de correlações efectuadas sobre inúmeros registos obtidos.

Após uma análise destas curvas é facilmente perceptível o facto que a intensidade da chuvada diminui rapidamente com o aumento da sua duração, este pormenor é deveras importante na concepção de chuva crítica ao permitir um melhor relacionamento com a instabilidade causada mediante o tipo de solo presente, pois solos com elevada permeabilidade são intensamente afectados por chuvadas curtas e intensas, enquanto solos com baixas permeabilidades são afectados por chuvas longas e pouco intensas – Campos e Matos (2008). Esta constatação era conhecida muito antes de serem criadas as relações entre sucção e permeabilidade -Van Genuchten, (1980); Green, Corey (1971) [8], ou serem aplicados métodos matemáticos capazes de modelar os fenómenos de infiltração de água nos solos.

A figura 6.1 apresenta uma compilação de variados limiares para diferentes zonas planetárias com as mais diversas abrangências.

#	Extent	Area	Landslide type	Equation	Range	Notes
1	G	World	Sh, D	$I = 14.82 \times D^{-0.39}$	$0.167 < D < 500$	
2	R	Carinthia and E Tyrol, Austria	S	$I = 41.66 \times D^{-0.77}$	$1 < D < 1000$	•
3	L	Valtellina, Lombardy, N Italy	S	$I = 44.668 \times D^{-0.78}$	$1 < D < 1000$	•
4	L	San Francisco Bay Region, California	D	$I = 6.9 + 38 \times D^{-1.00}$	$2 < D < 24$	High MAP
5	L	San Francisco Bay Region, California	D	$I = 2.5 + 300 \times D^{-2.00}$	$5.5 < D < 24$	Low MAP
6	L	Central Santa Cruz Mountains, California	D	$I = 1.7 + 9 \times D^{-1.00}$	$1 < D < 6.5$	
7	R	Indonesia	D	$I = 92.06 - 10.68 \times D^{1.00}$	$2 < D < 4$	
8	R	Puerto Rico	D	$I = 66.18 \times D^{-0.52}$	$0.5 < D < 12$	
9	R	Brazil	D	$I = 63.38 - 22.19 \times D^{1.00}$	$0.5 < D < 2$	
10	R	China	D	$I = 49.11 - 6.81 \times D^{1.00}$	$1 < D < 5$	
11	L	Hong Kong	D	$I = 41.83 \times D^{-0.58}$	$1 < D < 12$	
12	R	Japan	D	$I = 39.71 \times D^{-0.62}$	$0.5 < D < 12$	
13	R	California	D	$I = 35.23 \times D^{-0.54}$	$3 < D < 12$	
14	R	California	D	$I = 26.51 \times D^{-0.19}$	$0.5 < D < 12$	
15	G	World	D	$I = 30.53 \times D^{-0.57}$	$0.5 < D < 12$	Lower envelope
16	R	Peri-Vesuvian area, Campania Region, S Italy	D	$I = 176.40 \times D^{-0.90}$	$0.1 < D < 1000$	Volcanic soils
17	L	Mayon, Philippines	L	$I = 27.3 \times D^{-0.38}$	$0.167 < D < 3$	
18	R	Lombardy, N Italy	A	$I = 20.1 \times D^{-0.55}$	$1 < D < 1000$	•
19	R	Puerto Rico	A	$I = 91.46 \times D^{-0.82}$	$2 < D < 312$	
20	L	Pasig-Potrero River, Philippines	L	$I = 9.23 \times D^{-0.37}$	$0.08 < D < 7.92$	
21	G	World	S	$I = 10 \times D^{-0.77}$	$0.1 < D < 1000$	
22	L	Sacobia River, Philippines	L	$I = 5.94 \times D^{-1.50}$	$0.167 < D < 3$	
23	R	Switzerland	A	$I = 32 \times D^{-0.70}$	$1 < D < 45$	
24	R	NE Alps, Italy	D	$I = 47.742 \times D^{-0.507}$	$0.1 < D < 24$	•
25	L	Rho Basin, Susa Valley, Piedmont, NW Italy	D	$I = 9.521 \times D^{-0.4955}$	$1 < D < 24$	A > 14% of MAP
26	L	Rho Basin, Susa Valley, Piedmont, NW Italy	D	$I = 11.698 \times D^{-0.4783}$	$1 < D < 24$	A < 14% of MAP
27	L	Perilleux Basin, Piedmont, NW Italy	D	$I = 11.00 \times D^{-0.4459}$	$1 < D < 24$	A > 9% of MAP
28	L	Perilleux Basin, Piedmont, NW Italy	D	$I = 10.67 \times D^{-0.5043}$	$1 < D < 24$	A < 9% of MAP
29	L	Champeyron Basin, Piedmont, NW Italy	D	$I = 12.649 \times D^{-0.5324}$	$1 < D < 24$	A > 14% of MAP
30	L	Champeyron Basin, Piedmont, NW Italy	D	$I = 18.675 \times D^{-0.565}$	$1 < D < 24$	A < 14% of MAP
31	R	Campania, S Italy	A	$I = 28.10 \times D^{-0.74}$	$1 < D < 600$	

#	Extent	Area	Landslide type	Equation	Range	Notes
32	L	Mettman Ridge, Oregon	A	$I = 9.9 \times D^{-0.52}$	$1 < D < 170$	
33	L	Blue Ridge, Madison County, Virginia	D	$I = 116.48 \times D^{-0.63}$	$2 < D < 16$	
34	G	World	Sh	$I = 0.48 + 7.2 \times D^{-1.00}$	$0.1 < D < 1000$	
35	L	Moscardo Torrent, NE Italy	A	$I = 15 \times D^{-0.70}$	$1 < D < 30$	•
36	R	E Jamaica	Sh	$I = 11.5 \times D^{-0.26}$	$1 < D < 150$	
37	R	North Shore Mountains, Vancouver, Canada	Sh	$I = 4.0 \times D^{-0.45}$	$0.1 < D < 150$	
38	R	Piedmont, NW Italy	Sh	$I = 19 \times D^{-0.50}$	$4 < D < 150$	
39	L	Piedmont, NW Italy	A	$I = 44.668 \times D^{-0.78} \times N$	$1 < D < 1000$	N = ratio of MAPs
40	L	Valzangona, N Apennines, Italy	A	$I = 18.83 \times D^{-0.59}$	$24 < D < 3360$	•
41	L	Seattle Area, Washington	S	$I = 82.73 \times D^{-1.13}$	$20 < D < 55$	
42	G	World	D	$I = 7.00 \times D^{-0.60}$	$0.1 < D < 3$	For burnt areas
43	R	Taiwan	A	$I = 115.47 \times D^{-0.80}$	$1 < D < 400$	
44	R	Pyrenees, Spain	A	$I = 17.96 \times D^{-0.59}$	$D > 168$	For low permeability clay
45	L	Apuane Alps, Tuscany, Italy	Sh	$I = 26.871 \times D^{-0.638}$	$0.1 < D < 35$	Lower threshold
46	L	Apuane Alps, Tuscany, Italy	Sh	$I = 85.584 \times D^{-0.781}$	$0.1 < D < 35$	Upper threshold
47	L	Apuane Alps, Tuscany, Italy	Sh	$I = 38.363 \times D^{-0.743}$	$0.1 < D \leq 12$	Lower threshold
48	L	Apuane Alps, Tuscany, Italy	Sh	$I = 76.199 \times D^{-0.692}$	$0.1 < D \leq 12$	Upper threshold
49	R	Shikoku Island, Japan	A	$I = 1.35 + 55 \times D^{-1.00}$	$24 < D < 300$	
50	R	Central Taiwan	D	$I = 13.5 \times D^{-0.20}$	$0.7 < D < 40$	Before Chi-Chi
51	R	Central Taiwan	D	$I = 6.7 \times D^{-0.20}$	$0.7 < D < 40$	After Chi-Chi earthquake
52	L	N of Lisbon, Portugal	A	$I = 84.3 \times D^{-0.57}$	$0.1 < D < 2000$	

Figura 6.1 – Limiares intensidade duração para o despoletar de deslizamentos. Fonte:1, Caine (1980); 2, Moser e Hohensinn (1983); 3,Cancelli e Nova (1985); 4–5, Cannon e Ellen (1985); 6,Wieczorek (1987); 7–15, Jibson (1989); 16, Guadagno (1991); 17, Rodolfo e Arguden (1991); 18, Ceriani et al. (1992); 19, Larsen e Simon (1993); 20, Arboleda e Martinez (1996); 21, Clarizia et al (1996); 22, Regalado (1996); 23, Zimmermann et al. (1997); 24, Paronuzzi et al. (1998); 25–30, Bolley and Olliaro (1999); 31, Calcaterra et al. (2000); 32,Montgomery et al. (2000); 33,Wieczorek et al. (2000); 34, Crosta e Frattini (2001); 35,Marchi et al. (2002); 36, Ahmad (2003); 37, Jakob e Weatherly (2003); 38, Aleotti (2004); 39, Barbero et al. (2004); 40, Floris et al. (2004); 41, Baum et al. (2005); 42, Cannon e Gartner (2005); 43, Chien-Yuan et al. (2005); 44, Corominas et al. (2005); 45–48, Giannecchini (2005); 49, Hong et al. (2005); 50–51, Jan e Chen (2005); 52, Zezere et al. (2005). [8]

Onde:

- Extent — Tipo de limiar; G (global), R (regional), L (local)
- Area — A área onde o limiar foi definido
- Landslide type — Tipo de deslizamento: A, todos os tipos; D, torrente de detritos; S, deslizamento em solos; Sh, deslizamento superficial, L, faixa
- I — Intensidade da chuva (mm/h)
- D — Duração da chuvada (h)
- MAP — Precipitação anual média (mm/h)

Uma análise cuidada da figura 6.1 permite constatar algumas particularidades, tais como o facto de as análises globais apresentarem um valor mais restrito - chuva crítica mais baixa, sendo apenas suplantado em casos muito particulares para deslizamentos (2 valores) em faixa e superficiais (1 valor). Este factor é facilmente compreensível dado o carácter global pressupor a aplicação ao pior cenário possível. Uma outra constatação que se retira da observação da figura 6.1 é os diferentes resultados para a mesma zona geográfica envolvendo o mesmo tipo de deslizamento. É de difícil explicação estes resultados, sendo a causa mais provável a inerente variabilidade das acções de fenómenos pluviometricos bem como uma base de dados incompleta de relações entre deslizamento e chuvadas.

Uma limitação dos limiares locais e regionais baseados em curvas intensidade-duração, é o facto de serem definidos para uma área específica, e não poderem ser exportados facilmente para áreas vizinhas ou áreas semelhantes – Crosta (1989) [8]. Para agravar este problema nos limiares fundados sobre curvas intensidade-duração, apenas são considerados eventos singulares pluviométricos – Jakob, Weatherly (2003) [8], isto é, a variabilidade climática e meteorológica não é considerada o que, somado à variabilidade morfológica e litológica, pode induzir a graves erros aquando a exportação destes limiares para outras zonas.

Este tipo de curvas intensidade/duração e respectiva integração na criação de modelos de ‘chuvas criticas’ é bastante aceitável para análises regionais, dada a versatilidade e fiabilidade destas equações, bem como a facilidade em correlacionar chuvadas com eventos de deslizamentos conhecidos.

Na figura 6.2 é apresentado o esquema típico usado para o cálculo da chuva crítica nos sistemas de gestão de risco de âmbito regional.

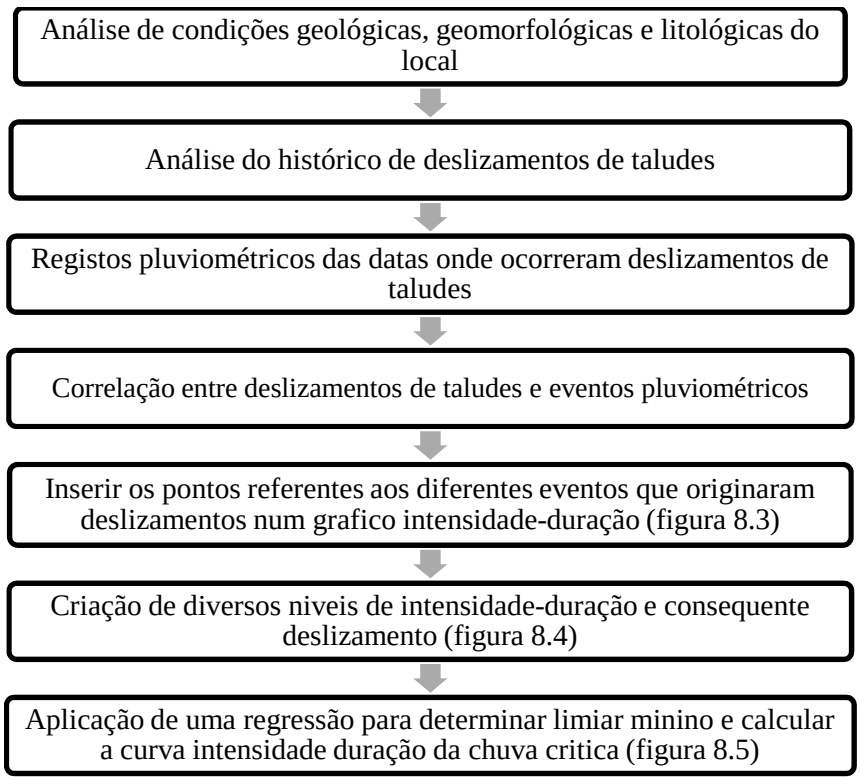


Figura 6.2 - Processo de criação de limiares

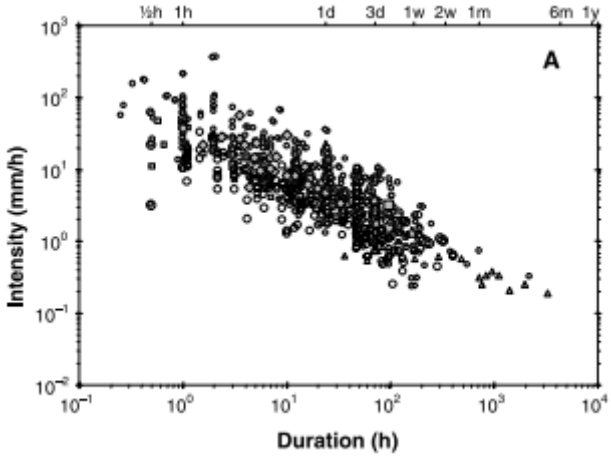


Figura 6.3 – Pontos referentes a intensidade-duração da chuvada que deu origem a deslizamentos [8]

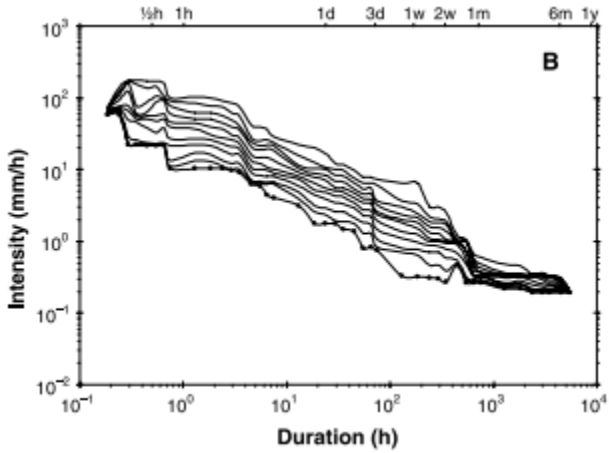


Figura 6.4 - Diferentes limiares de intensidade-duração [8]

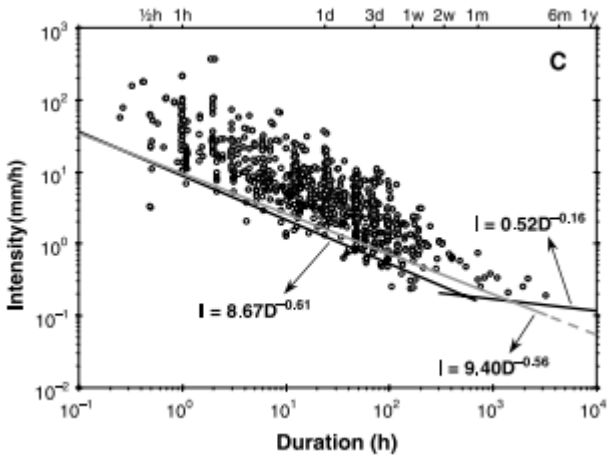


Figura 6.5 - Criação de limiares mínimos (chuva critica) [8]

A integração do conceito de chuva crítica nos sistemas de gestão de risco de taludes foi um passo importante para o incremento do nível global de segurança, pois passou a ser possível recorrer a diversos limiares e consequentemente adaptar a escala de risco em tempo real.

6.3.4. CHUVA ANTECEDENTE

Estudos efectuados em todo o mundo na relação entre chuva e deslizamentos concluíram que tanto a chuva crítica, como a chuva antecedente são factores igualmente importantes no despoletar de deslizamentos – Costa (1984); Campbell (1975); Wilson, Wieczorek (1995) [8]. O período significativo de chuva antecedente pode variar, de várias horas até semanas dependendo das condições locais e particularmente da permeabilidade do solo e sua espessura – Wieczorek (1995) [9]. No caso de solos altamente permeáveis onde o tipo de deslizamento é superficial, o período de chuva antecedente necessário é considerado muito reduzido, sendo a chuva antecedente por este motivo um factor desprezável – Brand (1995). Wieczorek (1987) [9] estudou as características intensidade-duração das tempestades, e concluiu que a chuva antecedente é importante na definição se o deslizamento se iniciará ou não, enquanto a intensidade e duração da chuva são relevantes na determinação do local onde o deslizamento ocorrerá. Em adição, outros factores tais como geomorfologia, espessura do solo, aspecto e protecção do talude são também significativos.

O efeito da chuva antecedente começou a tornar-se claramente importante quando na tentativa de encontrar correlações entre intensidades de chuvadas e deslizamentos, constatou-se que não eram as maiores intensidades que produziam instabilidade nos taludes mas sim, por vezes, chuvas com uma magnitude reduzida mas com uma duração longa, seguidas de chuvas um pouco mais intensas. Casos como o da figura 8.6 onde o evento que origina a menor estabilidade foi uma chuva francamente moderada que leva à consideração da chuva antecedente como factor muito importante - H. Rahardjo et al. (2007) [10].

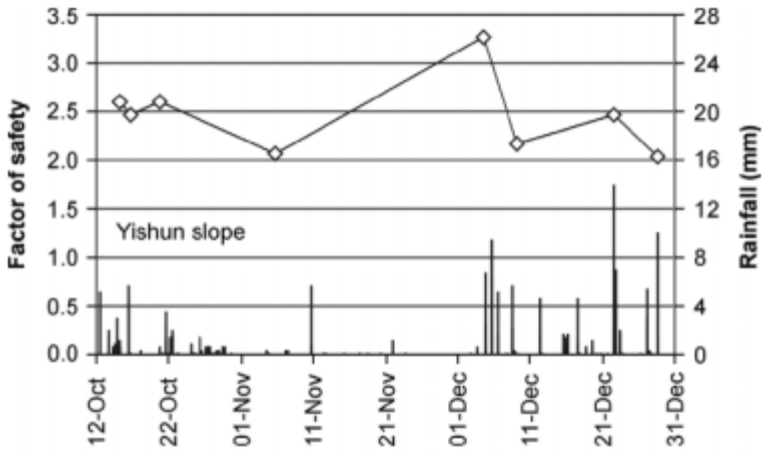


Figura 6.6 - Evolução do factor de estabilidade com as precipitações [9]

No entanto, as conclusões relativas ao papel da chuva antecedente cedo se apresentaram como divergentes. Brand (1984) [9] sugeriu que a chuva antecedente não era um factor significativo nos deslizamentos em Hong Kong e esta limitação da chuva antecedente foi atribuída á alta permeabilidade dos solos locais. Pitts (1985) [9] também concluiu que a chuva antecedente não apresentava grande significado nos deslizamentos de taludes em Singapura, no entanto Tan et al. (1987) reavaliou os resultados apresentados por Pitts e sugeriu que a chuva antecedente poderia apresentar significado na estabilidade do talude. Wei et al. (1991) [9] num caso de estudo em Singapura, na mesma área meteorológica do estudo anterior apresentou deslizamentos em determinados taludes onde a falha ocorria depois de períodos de chuva intensa sem no entanto chover na altura concreta do deslizamento. Moya (1999) [8] observou através do seu trabalho desenvolvido nos Pirenéus, que taludes cobertos por detritos que exibiam um grande índice de vazios entre partículas seriam muito susceptíveis a fenómenos de instabilidade sem a presença de qualquer chuva antecedente. Semelhantemente Corominas (2000) [8] considerou a possibilidade de iniciação de deslizamentos superficiais em taludes compostos por uma camada de solo impermeável

independentemente da presença de chuva antecedente, essencialmente devido a presença de largos macro poros.

É pois perceptível que a experiencia obtida de diferentes regiões resultou em diferentes conclusões acerca do significado da chuva antecedente – Morgenstern (1992) [8]. Esta variabilidade de conclusões é provavelmente originada pela metodologia usual que envolve a correlação de deslizamentos singulares com determinados eventos pluviométricos em vez de avaliar o efeito de eventos pluviometricos sucessivos (chuva antecedente) que originam o desenvolvimento das piores condições de pressões neutras no talude - H. Rahardjo et al. (2007) [109].

A dificuldade chave no uso de chuva antecedente como meio de prever deslizamentos, é a definição do período a considerar para o cálculo da chuva acumulada - F. Guzzetti et al. (2008) [8]. Uma observação pela literatura revela uma significativa variabilidade nos períodos a considerar. Kim et al. (1991) considera 3 dias, Heterdahl et al. considera 4 dias, Crozier (1999) e Glade et al. (200) considera 10 dias, Aleotti (2004) seleccionou 7, 10 e 15 dias, Chleborad (2003) usou 18 dias (3 dias de evento pluviométricos e 15 dias de chuva antecedente). Terlien (1998) testou períodos de dois,cinco,quinze e vinte e cinco dias tendo descoberto os melhores resultados para os períodos de chuva mais longos, De Vita (2000) usou periodos de chuva antecedente abrangendo 1 a 59 dias, enquanto Pasuto e Silvano (1998) testaram periodos de chuva de 1 a 120 dias. Cardinali et al. (2006) descobriu correlações entre a ocorrência de deslizamentos e a chuva antecedente de 3 meses e de 4 meses [8].

Esta grande variabilidade pode ser atribuída a diferentes factores incluindo diversas litologias, morfologias, vegetação e condições do solo, diferentes regimes climáticos e circunstancias meteorológicas que levam à instabilidade do talude, e obviamente dados sobre pluviometria e deslizamentos incompletos e com larga heterogeneidade.

A consideração de chuva antecedente leva a criação de diferentes estados no seio dos taludes, designados por período seco e período molhado - H. Rahardjo (2006) [10]. Com esta consideração uma avaliação da variação do nível de segurança é obtida de uma forma muito mais simples e directa. A figura 8.7 demonstra um claro exemplo deste procedimento e das diferenças latentes do coeficiente de segurança no período seco e no período molhado [10] no entanto esta metodologia é de difícil integração num modelo que seja utilizado para a análise de áreas elevadas.

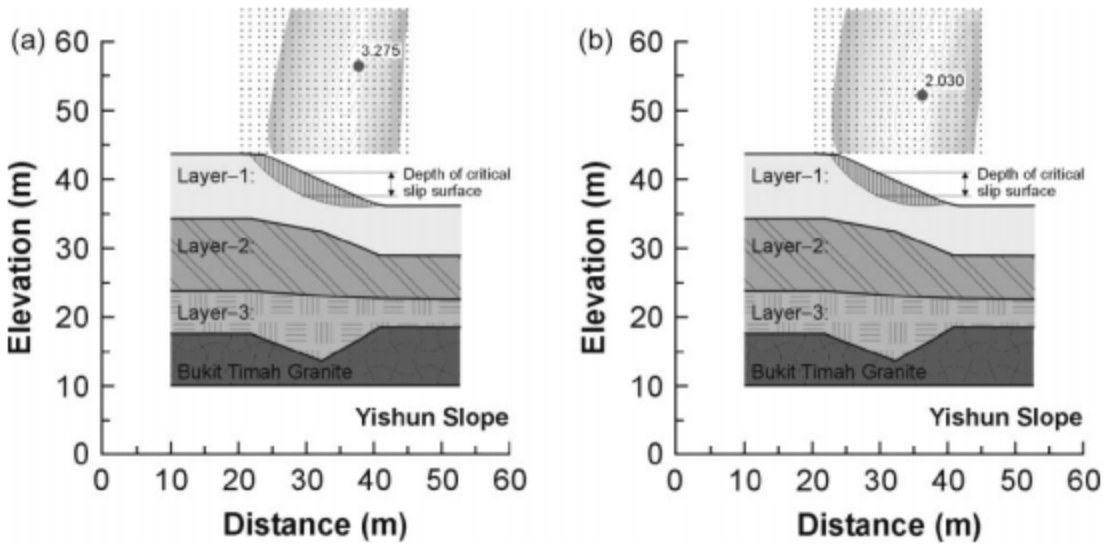


Figura 6.7 - Localização da superfície crítica no talude de Yishum (a) no fim do período seco; (b) no fim do período molhado [9]

A implementação de uma análise recorrendo a chuva antecedente revela-se como algo complexo e sem uma metodologia tão uniformemente aceite com aquela revelada para o cálculo da chuva crítica. No entanto F.C. Dai, C.F. Lee (2000) apresentaram uma metodologia [11] para a implementação da chuva antecedente em áreas extensas, que tem apresentado resultados fidedignos mas que no entanto fica fora do âmbito deste projecto.

De uma maneira básica desprezando os factores topográficos e condições antropogénicas, devido a ser aplicável a uma área significativamente larga é recorrente a criação de relações estatísticas entre chuva antecedente e deslizamento, tal como no caso das consideradas nas chuvas criticas. No entanto estas relações apresentam uma aproximação a realidade muito menor dado não ser facilmente atingida a convergência como no caso da chuva crítica, como observado no exemplo exposto pelas figuras 8.8 e 8.9 para uma chuva antecedente de doze horas.

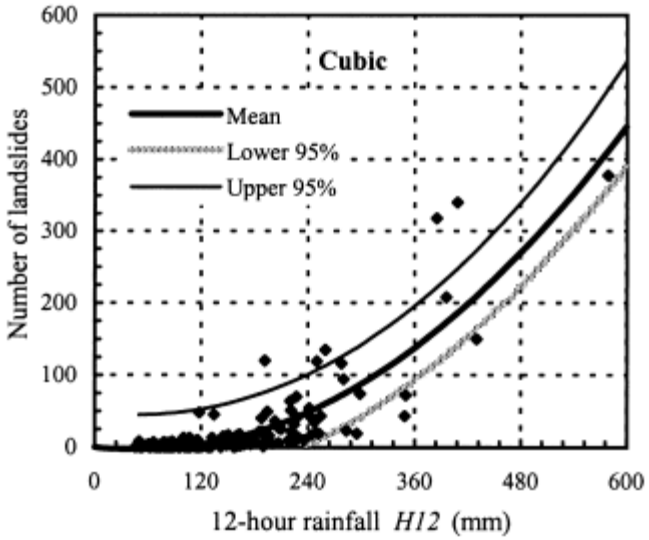


Figura 6.8 - Aproximação cúbica da curva da chuva antecedente de 12 horas [8]

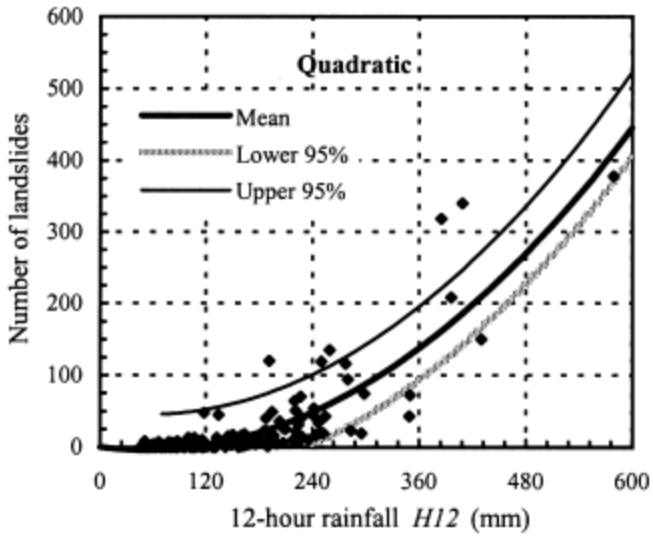


Figura 6.9 - Aproximação quadrática da curva da chuva antecedente de 12 horas [8]

6.4. ANÁLISE DE DESLIZAMENTOS SUPERFICIAIS (SHALLOW LANDSLIDE)

6.4.1. INTRODUÇÃO

Deslizamentos causados pela chuva constituem um dos principais perigos em taludes de zonas montanhosas, maioritariamente devido à ameaça que constituem à vida, propriedade humana e vias de comunicação - Crozier et al. ; Brooks et al [12]. Estas falhas são geralmente superficiais (cerca de 0.5-2 metros), e são accionadas pela mudança das condições hidráulicas e o amolecimento do solo. È pois importante compreender a resposta a nível hidráulico do talude e avaliar a estabilidade ao longo do tempo do mesmo. É no entanto difícil quantificar a infiltração de água e o correspondente efeito na estabilidade.

Portugal é um país particularmente susceptível a deslizamento de taludes devido a condições geológicas, geomorfológicas e climatéricas – Rodrigues, Coelho (1989); Ferreira, Zêzere (1997); Zêzere et al. (2005) [13]. Apesar das perdas económicas associadas, a maioria dos deslizamentos não causa perda de vidas humanas. No entanto nas últimas décadas episódios de deslizamentos superficiais nos Açores e no Noroeste de Portugal foram directamente responsáveis pela perda de quarenta vidas humanas.

Um dos principais desafios na avaliação do risco de deslizamento será determinar o quando e onde a falha do talude irá ocorrer. Para escorregamentos superficiais em solos, a definição de tempo e localização exacta é particularmente problemática - Crosta (1998) [12]. Um deslizamento superficial poderá ter origem em diferentes taludes afectados pelos mais variados climas, constituídos por diferentes tipos de vegetação, e com diversas condições de água no solo.

Uma consideração geral é que os deslizamentos superficiais causados pela chuva, ocorrem em taludes naturais com ângulos de 18.4° - 45° - Campbell (1974). Estudos recentes referem que os deslizamentos superficiais abrangem ângulos entre 25° a 40° Xie M et al (2004) [12].

Na generalidade dos casos, uma condicionante fundamental dos deslizamentos em solos é a presença de uma camada impermeável (bedrock) a uma profundidade reduzida. Citando Ng et al. (2001) [14] o padrão de chuvas tem uma significativa influência nas pressões neutras nas camadas superiores do solo, no entanto a sua preponderância vai diminuindo á medida que a profundidade cresce. Estudos realizados por Crosta (1998) [12] demonstram que na área de influência da ‘zona molhada’, a condição crítica ocorre na coincidência entre a linha de rotura do talude e a ‘frente molhada’, e ao mesmo tempo, a instabilidade do talude cresce directamente com a distribuição das pressões neutras e atinge o seu máximo quando a percolação se torna paralela ao talude. Antes de um talude entrar em colapso devido á alteração das pressões neutras, um factor de segurança mais baixo é atingido pelo avanço da frente molhada, ou o estabelecimento de um nível freático suspenso (Perched water table, figura 6.10).

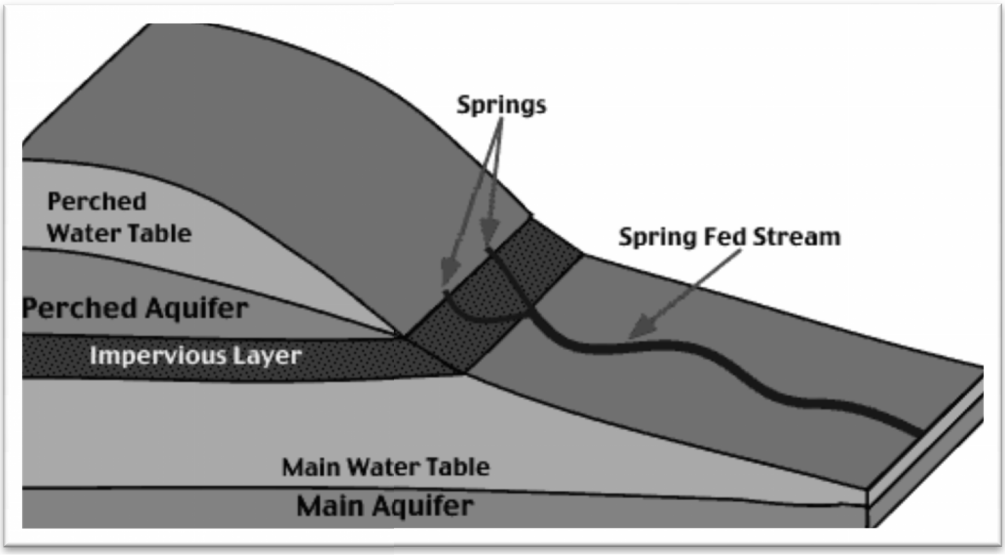


Figura 6.10 - Descrição da formação de um nível freático suspenso (Perched Water Table)

No caso de um deslizamento superficial em taludes constituídos por solos, a superfície crítica será coincidente com um dos três seguintes níveis:

- A frente molhada,
- O nível freático,
- Interface entre o solo e a camada rochosa (bedrock).

6.4.2. ADAPTAÇÃO DO MODELO DO TALUDE INFINITO À ANALISE DE DESLIZAMENTOS SUPERFICIAIS

O modelo de análise geotécnica pode apresentar na maioria das situações um desenvolvimento determinístico ou probabilístico. O primeiro caso tem sido largamente utilizado em engenharia civil e na engenharia geológica para a análise de estabilidade de taludes. Uma aproximação determinística foi considerada tradicionalmente suficiente, para a análise de taludes homogéneos e não homogéneos, sendo a carta de estabilidade um modelo bem estudado, baseado em apropriadas considerações geotécnicas e parâmetros mecânicos. O cálculo do factor de segurança envolve o conhecimento de dados geométricos, informação relativamente aos parâmetros de resistência ao corte e informação acerca das pressões neutras.

Estudos recentes - Xie et al. (2003) [12] indicam que no uso de modelos determinísticos tridimensionais para o mapeamento de risco de escorregamentos - método muito consensual usado nos sistemas de controlo e gestão de risco de taludes de linhas ferroviárias por todo o mundo, a analogia com o modelo de análise de talude infinitos mantêm-se como uma aproximação indispensável para a determinação do factor de segurança em taludes que apresentam encostas naturais longas, com a superfície de deslizamento paralela à superfície do terreno - Van Westen e Terlien (1996); VanWesten et al. (1997); Van Westen (1998); Aleotti e Chowdhury (1999); Xie et al. (2001); Zhou et al. (2003) [12].

O modelo do talude infinito foi assim validado para o estudo de deslizamentos superficiais em taludes, sendo necessária para a integração deste modelo com a pluviometria, um estimar dos efeitos da infiltração na estabilidade superficial de taludes e determinar quando a falha do talude poderá ocorrer. A infiltração das chuvas leva a um crescimento da quantidade de água no solo e a um aumento nas pressões neutras, que levam á falha do talude. A um nível unidimensional, alguns investigadores - Lumb (1975), Crosta (1998), Cho e Lee (2002) [12] calcularam o avanço da frente molhada e a sua influência na estabilidade do talude.

6.4.3. MODELO DE INFILTRAÇÃO (GREEN E AMPT)

A infiltração é o processo físico de entrada de água no solo pela sua superfície. A quantidade de água que infiltra no solo depende da condição de humidade do solo, da pressão da água e da condutividade hidráulica em condição não saturada. Infiltração vertical unidimensional é a forma mais comum de actuação deste processo. Existem numerosas técnicas disponíveis para estimar o fluxo através de zonas não saturadas, efectivamente a área mais influenciada pela presença de um fluxo de água. Para a análise de deslizamentos superficiais os mais diversos autores adoptaram o modelo desenvolvido por Green e Ampt (1911). A quantidade de chuva que pode infiltrar o solo num determinado espaço de tempo é função do teor de humidade inicial e da intensidade da precipitação. A capacidade de infiltração é a quantidade máxima de água num determinado tempo que um solo consegue absorver; essa capacidade varia ao longo do tempo e decresce, aproximando-se do seu valor mínimo que iguala aproximadamente a condutividade hidráulica em condição saturada à medida que a infiltração continua (Cho and Lee 2002) [15].

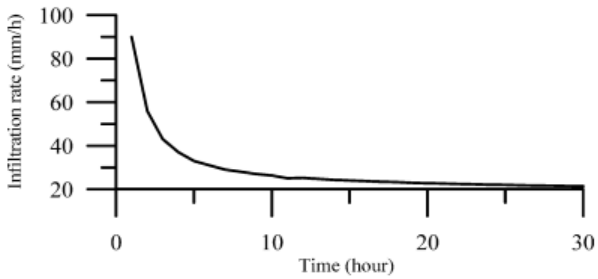


Figura 6.11 - Relação entre capacidade de infiltração e tempo

Green and Ampt (1911) derivaram a primeira equação baseada na física descrevendo a capacidade de infiltração de determinado solo. No modelo desenvolvido pelos mesmos a sucção (pressão neutra negativa) foi considerada constante na frente molhada, e na zona superior do solo o deficit do teor de humidade, ou seja, a diferença entre a quantidade de água volumétrica antes e depois do aparecimento da frente molhada é uniforme, sendo o coeficiente de condutividade hidráulica em condição saturada considerado constante.

Isto significa que o solo é considerado completamente saturado do inicio ao fim da frente molhada, enquanto o solo na zona inferior se encontra no grau de saturação inicial. Em qualquer tempo T, aplicando a lei de Darcy, a capacidade de infiltração pode ser designada:

$$f = K_s \times (1 + \frac{\Psi_f \times \Delta\theta_i}{FF}) \tag{6.2}$$

$$z_w = \frac{FF}{\nabla\theta_i} \tag{6.3}$$

Onde, nas citadas equações (6.2)-(6.3), utilizam-se os seguintes simbolos:

- f: Taxa actual de infiltração (m/h)
- FF: Profundidade acumulada de infiltração (m))
- Ψ_f: Parâmetro de sucção de Green and Ampt (m)
- k_s: Condutividade hidráulica do solo em condições saturadas (m/h)
- $\Delta\theta_i$: Deficit de água no solo (m^3/m^3)
- Z_w: Profundidade da frente molhada

Quatro assumpções essenciais são feitas, nomeadamente: (1) a superfície do solo é mantida constantemente molhada; (2) uma frente molhada expansível existe; (3) a condutividade hidráulica é constante ao longo do solo; (4) a matriz de sucção na frente molhada mantém um valor constante.
Para correlacionar a intensidade da chuva, forma de caracterizar a chuva em obras de engenharia, com a taxa de infiltração algumas noções essenciais, adaptadas ao modelo de Green and Ampt, necessitam de ser introduzidas.
O ponding time (T_p) é o tempo ocorrido desde o começo da chuvada até a água começar a acumular-se à superfície do talude. Quando o ponding time é excedido, a zona saturada expande-se em direcção à profundidade. Neste projecto é assumido que após a formação do espelho de água, este é mantido por toda a duração da chuva torna-se, então, preponderante uma forma de analisar dinamicamente a evolução da frente molhada. Para tal são relacionados mediante as equações 6.4;6.5 e 6.6 a profundidade que a frente molhada nesta zona atinge (z_p), a infiltração acumulada na frente molhada (F_p) e o ponding time (T_p). Estas condições implicam que a intensidade da chuva é maior que a capacidade de infiltração do solo e a duração da chuva é maior que o T_p.

$$z_p = \frac{k_s \times \Psi_f}{(i - k_s)} \tag{6.4}$$

$$F_p = z_{p\times} \nabla\theta_i = \frac{k_s \times \Psi_f \times \nabla\theta_i}{(i - k_s)} \tag{6.5}$$

$$T_p = \frac{F_p}{i} = \frac{k_s \times \Psi_f \times \nabla\theta_i}{i \times (i - k_s)} \tag{6.6}$$

Onde, nas citadas equações (6.4) - (6.6), utilizam-se os seguintes simbolos:

- i: Intensidade da chuva (m/h)
- T_p: Ponding time (h)
- F_p: Infiltração acumulada na perpendicular ao espelho de água (m)
- z: Profundidade da frente molhada na perpendicular á frente molhada (m).

A relação final é então estabelecida entre a profundidade acumulada de infiltração (FF) e o tempo (T) (equação 6.7), relação que será fundamental no cálculo da profundidade real da frente molhada (z_w) ao longo do tempo (equação 6.3). Este parâmetro assume-se como determinante na estabilidade do talude como será visto no tópico seguinte.

$$FF = F_p + K_s \times (T - T_p) + \Psi_f \times \square\theta_i \times \ln\left(\frac{FF + \Psi_f \times \square\theta_i}{F_P + \Psi_f \times \square\theta_i}\right) \tag{6.7}$$

Caso a chuva aplicada seja inferior à capacidade mínima de infiltração do solo (k_s superior ao caudal aplicado) ou a saturação da superfície não ocorra, então toda a chuva se irá infiltrar no solo e não surgirá escoamento superficial. No momento em que a saturação da superfície ocorre, o escoamento superficial é iniciado e a capacidade de infiltração diminuiu ao longo do tempo até a capacidade mínima de infiltração ser atingida.

A quantidade de água que escoa pode ser estimada pela diferença entre a chuva acumulada e a capacidade acumulada de infiltração do solo caso a evapotranspiração seja desprezada, factor que geralmente pode ser considerado na análise de risco em deslizamentos superficiais.

Os parâmetros hidráulicos geralmente usados para solo, podem ser obtidos por meio de ensaios geotécnicos e/ou por literatura publicada Rawls e Brakensiek (1982); Rawls et al. (1983); Ogden e Saghafian (1997) [12].

A tabela 6.1 mostra as características típicas dos solos e os correspondentes parâmetros usado no modelo de Green and Ampt.

Tabela 6.1 - Parâmetros dos solos usados no modelo de Green and Ampt [12]

Classificação do solo	$\Delta\theta_i$	Condutividade hidráulica em condição saturada (k_s) (mm/h)	Sucção na frente molhada (Ψ_f)
Areia	0.384	235.60	96.20
Areia margosa	0.346	59.60	119.60
Marga arenosa	0.317	21.80	215.30
Marga	0.317	13.20	175.00
Marga siltosa	0.353	6.80	329.60
Marga siltosa e argilosa	0.182	3.00	424.30
Argila margosa	0.193	2.00	408.90
Argila margosa e siltosa	0.224	2.00	538.30
Argila arenosa	0.082	1.20	466.50
Argila siltosa	0.173	1.00	577.70
Argila	0.113	0.60	622.80

As equações de Green and Ampt embora de origem longínqua (1911), continuam a ser usadas nos dias de hoje como uma forma de avaliar a evolução ao longo do tempo da infiltração em solos homogéneos. A principal dificuldade de aplicação deste modelo passa pela resolução da equação 6.6 dado ser implícita e de difícil convergência em determinadas circunstâncias. Têm sido apresentados variados modelos simplificativos para resolver este problema, sendo no entanto nenhum modelo absolutamente aceite pela comunidade científica.

No entanto uma referencia especial neste projecto ao modelo apresentado por Sergio E. Serrano intitulado de ‘Solution to Green and Ampt infiltration equation (Serrano, S. E. 2001; 2003 a; 2003b; 2006) ’ [16], modelo este que apresenta, segundo o autor, a primeira resolução numérica deste problema com um erro desprezável, bem como a consequente refutação apresentada por Barry et al. 2003 no seu artigo ‘Discussion of ‘Closure to ‘Explicit Solution to Green and Ampt Infiltration Equation’ by Sergio E. Serrano’ [17]. A resolução desta equação apresenta-se fora do âmbito deste projecto ficando no entanto assinalado a dificuldade que este problema tem levantado e as diferentes soluções propostas.

6.4.4. MODELO PROPOSTO PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES INFINITOS

A consideração da infiltração devido à chuva, leva a que em taludes sobre o efeito de deslizamentos superficiais, a superfície de deslizamento crítica apresente uma de três hipóteses possíveis: a frente molhada, o nível freático e a interface solo/rocha-mãe (bedrock). No modelo proposto para a análise de estabilidade de taludes, é apresentada uma equação para o cálculo do factor de segurança (FS) relativamente às diversas conjugações das superfícies de deslizamento. Numa aplicação prática de análise de risco e consequente mapeamento (objectivo primordial a nível ferroviário) associado aos deslizamentos provocados pela pluviometria numa zona montanhosa ou de declives acentuados (cenário com frequente presença nas linhas de caminho de ferro do norte do pais), os quatro modelos seguintes são aplicados para a avaliação de deslizamentos superficiais.

Modelo 1: apenas o solo apresenta interesse para a análise de estabilidade. Neste caso a superfície crítica (slip surface) apenas pode apresentar correspondência com a frente molhada (wetting front).

O factor de segurança é dado pela equação (6.8) - Crosta (1998), Cho and Lee (2002) [15], [12]:

$$FS = \frac{c'_w + (\gamma_{sat} \times z_w \times cos^2(\beta) - u_w) \times tan(\phi'_w)}{\gamma_{sat} \times z_w \times sin(\beta) \times cos(\beta)} \quad (6.8)$$

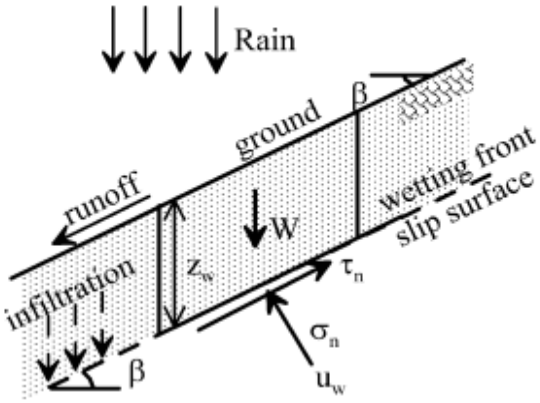


Figura 6.12 - Modelo 1, representação de um talude infinito com influencia unicamente do solo [12]

Modelo 2: A presença de uma camada de rocha funcionando como fronteira (rockbed), influencia a estabilidade do talude. Neste modelo cuja descrição é mostrado na figura 6.13, a superfície crítica poderá ser a frente molhada (wetting front) ou a intercepção entre esta e a rocha-mãe (bedrock).
O factor de segurança é dado pelas equações (6.8) - (6.11), - Rahardjo et al. (1995), Crosta (1998) [12]. Para a superfície crítica ao longo da frente molhada: (z_w<H)

$$FS = \frac{c'_w + (\gamma_{sat} \times z_w \times cos^2(\beta) - u_w) \times tan(\phi'_w)}{\gamma_{sat} \times z_w \times sin(\beta) \times cos(\beta)} \quad (6.9)$$

Para a superfície ao longo da interface frente molhada/ rocha-mãe (rockbed): ($z_w \geq H$):

$$FS = \frac{c'_w + (\gamma_{sat} \times z_w \times cos^2(\alpha) - u_w) \times tan(\phi'_w)}{\gamma_{sat} \times z_w \times sin(\alpha) \times cos(\alpha)} \quad (6.10)$$

Para a superfície ao longo da interface frente molhada/ rocha-mãe (rockbed): ($z_w \leq H$):

$$FS = \frac{c'_i + \left(\gamma_i \times H \times cos^2(\alpha) + FF \times \gamma_w \times cos^2(\alpha)\right) \times tan\left(\phi'_i\right)}{(\gamma_i \times H + FF \times \gamma_w) \times sin(\beta) \times cos(\beta)} \quad (6.11)$$

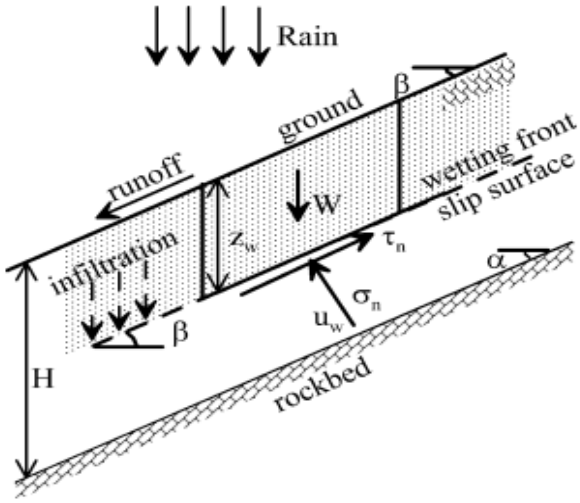


Figura 6.13 - Modelo 2, representação de um talude infinito com influencia do solo e da rocha mãe [12]

Modelo 3: A presença do nível freático influencia a estabilidade do talude. O modelo é descrito na figura 6.14, neste caso, a superfície crítica pode ser coincidente com a frente molhada (wetting front) ou o nível freático (groundwater table). O factor de segurança é calculado usando as equações (6.12) – (6.15):
Para uma superfície ao longo da frente molhada: ($z_w < H_w$)

$$FS = \frac{c'_w + \left(\gamma_{sat} \times z_w \times cos^2(\beta) - u_w\right) \times \tan\left(\phi'_w\right)}{\gamma_{sat} \times z_w \times \sin(\beta) \times \cos(\beta)} \quad (6.12)$$

Para uma superfície ao longo da frente molhada: ($z_w \geq H_w$) (um estado saturado é atingido em todo o talude)

$$FS = \frac{c'_w + \left(\gamma_{sat} \times H_w \times cos^2(\beta) - \gamma_w \times H_w\right) \times \tan\left(\phi'_w\right)}{\gamma_{sat} \times H_w \times \sin(\beta) \times \cos(\beta)} \quad (6.13)$$

Para uma superfície ao longo do nível freático: ($z_w < H_w$)

$$FS = \frac{c'_w + \left(\gamma_i \times H_w \times cos^2(\Theta) + FF \times \gamma_w \times cos^2(\Theta)\right) \times \tan\left(\phi'_w\right)}{(\gamma_i \times H_w + FF \times \gamma_w) \times \sin(\Theta) \times \cos(\Theta)} \quad (6.14)$$

Para uma superfície ao longo do nível freático ($z_w \geq H_w$) (um estado saturado é atingido em todo o talude)

$$FS = \frac{c'_w + (\gamma_{sat} \times H_w \times cos^2(\Theta) - H_w \times \gamma_w) \times \tan(\phi'_w)}{(\gamma_{sat} \times H_w \times \gamma_w) \times \sin(\Theta) \times \cos(\Theta)} \quad (6.15)$$

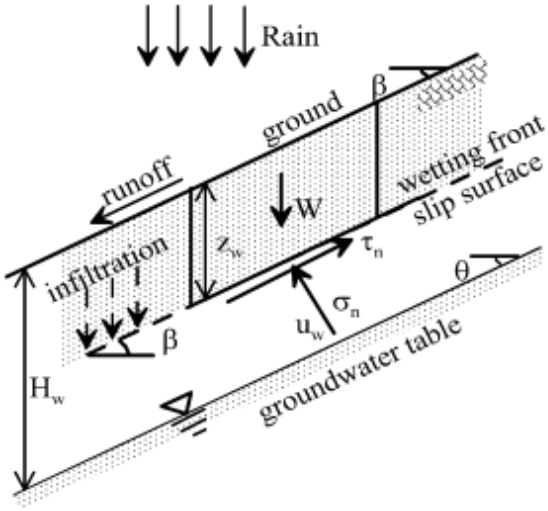


Figura 6.14 - Modelo 3, representação de um talude infinito com influencia do solo e do nivel freático [12].

Modelo 4: A presença do nível freático e de uma camada de rocha funcionando como fronteira (rockbed) influencia estabilidade do talude. A descrição do modelo é efectuado na figura 6.15, neste caso, a superfície crítica de deslizamento poderá corresponder com a frente molhada, a interface rocha (bedrock) /frente molhada ou o nível freático. O factor de segurança é calculado através das Equações (6.16) - (6.20):
Para uma superfície ao longo da frente molhada: ($z_w \geq H_w$)

$$FS = \frac{c'_w + (\gamma_{sat} \times z_w \times cos^2(\beta) - u_w) \times \tan(\phi'_w)}{\gamma_{sat} \times z_w \times \sin(\beta) \times \cos(\beta)} \quad (6.16)$$

Para uma superfície ao longo do nível freático: ($z_w < H_w$)

$$FS = \frac{c'_w + \left(\gamma_i \times H_w \times cos^2(\Theta) + FF \times \gamma_w \times cos^2(\Theta)\right) \times tan(\phi'_w)}{(\gamma_i \times H_w + FF \times \gamma_w) \times sin(\Theta) \times cos(\Theta)} \quad (6.17)$$

Para uma superfície ao longo da frente molhada: ($z_w \geq H_w$) (um estado saturado é atingido em todo o talude)

$$FS = \frac{c'_w + (\gamma_{sat} \times H_w \times cos^2(\Theta) - \gamma_w \times H_w) \times tan(\phi'_w)}{\gamma_{sat} \times H_w \times sin(\Theta) \times cos(\Theta)} \quad (6.18)$$

Para a superfície ao longo da interface frente molhada/ rocha-mãe (rockbed): (z_w<H):

$$FS = \frac{c'_w + \{[\gamma_i \times H_w + \gamma_{sat} \times (H - H_w) + FF \times \gamma_w] \times cos^2(\alpha) - (H - H_w) \times \gamma_w\} \times \tan(\phi'_w)}{(\gamma_i \times H_w + \gamma_{sat} \times (H - H_w) + FF \times \gamma_w) \times \sin(\beta) \times \cos(\beta)} \quad (6.19)$$

Para a superfície ao longo da interface frente molhada/ rocha- mãe (rockbed): ($z_w \geq H$):

$$FS = \frac{c'_w + (\gamma_{sat} \times cos^2(\alpha) - H \times \gamma_w) \times \tan(\phi'_w)}{\gamma_{sat} \times H \times \sin(\alpha) \times \cos(\alpha)} \quad (6.20)$$

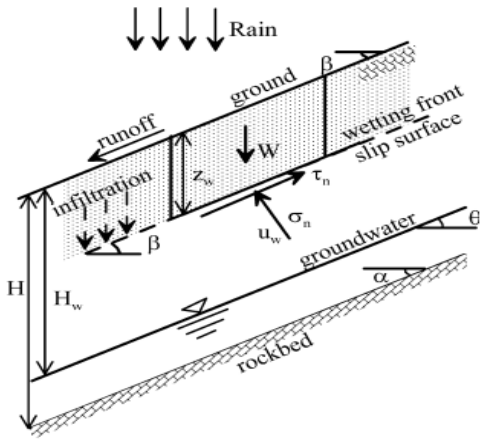


Figura 6.15 - Modelo 4, representação de um talude infinito com influencia do solo, do nivel freático e de uma camada de rocha-mãe [12]

Onde, nas citadas equações (6.8) – (6.20), utilizam-se os seguintes simbolos:

- FS: Factor de segurança (unidade)
- u_w: Pressão neutra (kN/m^2)
- γ_{sat}: Peso volumico do solo saturado (kN/m^3)
- γ_i: Peso volumico inicial do solo (kN/m^3)
- γ_w: Peso volumico da água (kN/m^3)
- c'_w: Coesão efectiva do solo saturado (kN/m^2)
- Φ'_w: Angulo de atrito efectivo do solo saturado (°)
- c'_i: Coesão efectiva inicial do solo (kN/m^2)
- Φ'_w: Angulo de atrito efectivo inicial do solo (°)
- β: Angulo da superficie do talude (°)
- α: Angulo da camada rochosa (°)
- Θ: Angulo do nivel freático (°)
- z_w: Profundidade da frente molhada (m)
- H_w: Profundidade do nivel freático (m)
- H: Profundidade da superficie da camada rochosa (m)

6.4.5. APLICAÇÃO DE UM MODELO GIS PARA GESTÃO E CONTROLO DE RISCO

A criação de um sistema espacial de gestão de risco associado a deslizamentos provocados pela acção da chuva, é um processo complexo e muito moroso. Na generalidade das situações os sistemas são baseados em dados estatísticos e refinados com o passar dos anos, um processo que é fortemente penalizado pela falta de acompanhamento dinâmico do problema, isto é pela falta de capacidade de se adaptar a novas situações. Um exemplo claro disso é a expansão de um caminho-de-ferro através da duplicação e electrificação da linha, factor que induzirá num incremento das cargas sobre os taludes naturais e consequente diminuição do factor de segurança. A readaptação de um sistema de controlo de risco baseado em dados estatísticos, mostrar-se-ia lenta e desajustada, sendo necessários vários anos para um correcto refinamento.

È neste sentido que os sistemas GIS, associados a modelos computacionais determinísticos com capacidade de englobar a analise de estabilidade de taludes com a hidrologia do terreno, tem assumido um papel fundamental nos novos sistemas de gestão e controlo de risco. Neste subcapítulo é sugerido, baseado no trabalho desenvolvido por Xie M. et al. (2004) e S.M. Brooks (2004), um algoritmo que associa um sistema de informação geográfica (ArcGis) com um modelo de estabilidade de taludes infinitos [12]. O modelo desenvolvido revelou-se de óptima aplicação e com resultados muito satisfatórios, mostrando um caminho claramente positivo no que se refere á análise de taludes compostos por solos, especialmente compostos por solos residuais.

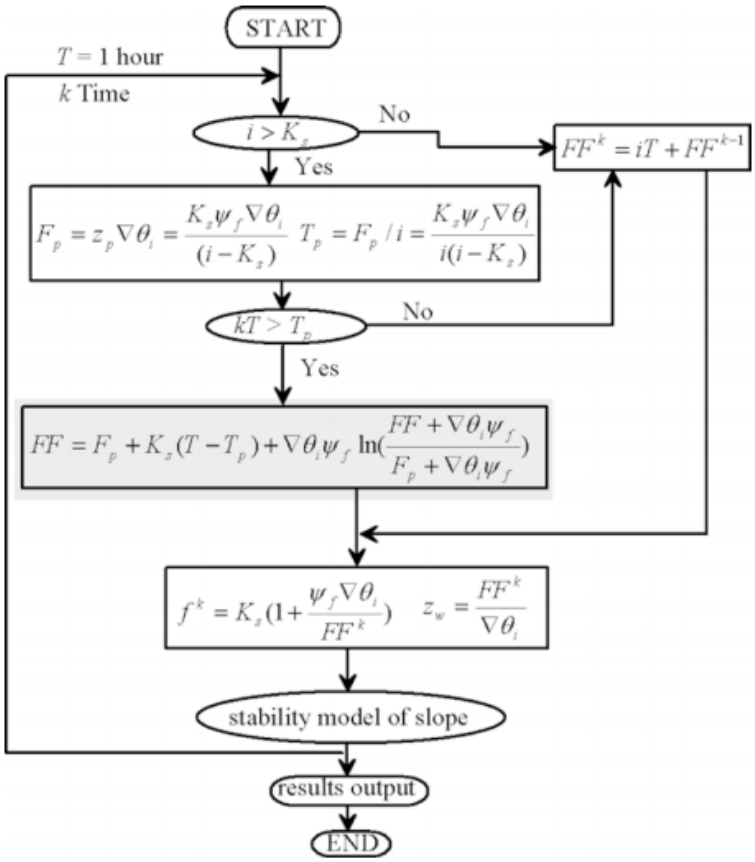


Figura 6.16 - Algoritmo para o cálculo de estabilidade de talude infinito sob o efeito de infiltração de chuvas [12]

A figura 6.16 ilustra o algoritmo matemático da infiltração da chuva, que está conectado com a análise de estabilidade de taludes infinitos efectuada anteriormente. Para a gestão de chuva não uniforme, o 'ponding time' é calculado usando a intensidade média de chuva antes da formação do espelho de água (inico do 'ponding'). Após a formação desta linha de água as condições são assumidas como continuas.

Ao ser usado um sistema de informação geográfica todas as informações relativamente ao talude são disponibilizadas em forma de grelha espacial (grid dataset), devidamente acoplado ao modelo de talude infinito com o objectivo de calcular o factor de segurança sob acção de chuva.

Os GIS estão a tornar-se uma indispensável ferramenta de gestão, pois possuem a capacidade de gerir uma vasta quantidade de informação espacial de uma maneira sofisticada e rápida. Os GIS de carácter geral apenas providenciam ferramentas de dimensionamento básicas, o que implica não poderem ser aplicados para modelar problemas específicos. Isto levanta a questão de como a interface entre os GIS e os modelos profissionais de modelação espacial pode ser criado, este problema tem sido o principal objectivo de investigação das empresas de software deste ramo.

Xie M. et al. (2004) [12] sugere uma estratégia com o objectivo de acoplar uma análise espacial com o modelo de análise de taludes infinitos proposto anteriormente (figura 6.17), estando no entanto este desenvolvimento fora do âmbito deste projecto de investigação.

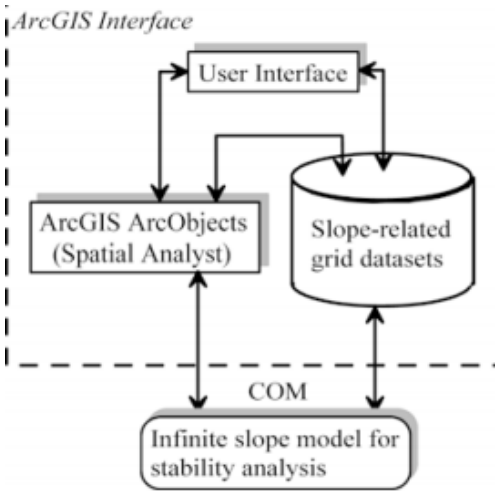


Figura 6.17 - Modelo de integração de um sistema de análise de taludes infinitos com um sistema de informação geográfica [12]

Integrando as duas vertentes, GIS e modelos de análise de estabilidade de taludes, será possível realizar uma análise a uma escala regional do terreno sob a acção das mais variadas intensidades pluviométricas. Com este tipo de sistemas é possível por exemplo, como observado na figura 6.18 criar mapas de factor de segurança para diferentes durações de tempestade [18], e consequentemente criar mapas de risco dinâmicos adaptáveis a diferentes situações. De notar que este sistema permite um 'output' de dados verdadeiramente significativo, desde o registo do avanço da frente molhada à influencia da camada rochosa/ nível freático na variação do factor de segurança.

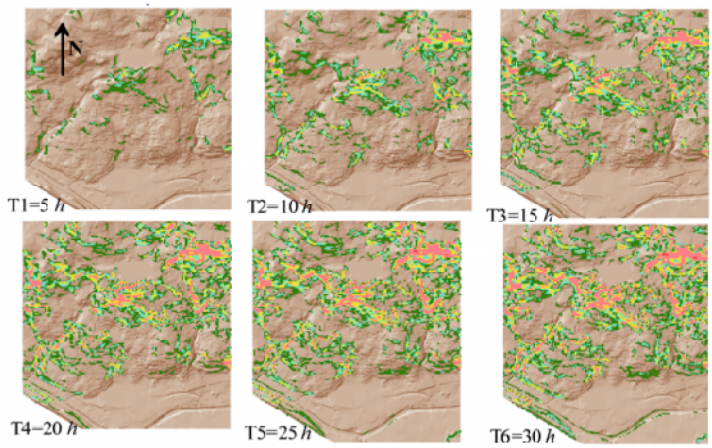


Figura 6.18 - Mapas de risco para diferentes durações de chuva [12]

As opções criadas por este tipo de sistemas são limitadas pela disponibilidade computacional, algo que hoje em dia se torna cada vez menos relevante dado a constante evolução da tecnologia e consequente redução do preço do material necessário á constituição de um sistema capaz de assegurar este tipo de funcionalidades. A grande dificuldade de modelar este tipo de sistemas com a realidade residirá sempre, na integração dos modelos de infiltração das chuvas em solos, e consequente adaptação às condições apresentadas por cada talude específico.

No tópico 6.5 será demonstrado um método capaz de analisar qualquer situação de instabilidade provocado pela pluviometria, independentemente da configuração geométrica do talude e do tipo de solo. Esta análise integrará um método de elementos finitos computacional (Seep/W) para o estudo da infiltração, acoplado a um software de resolução da estabilidade do talude (Slope/W). Este modelo de análise poderá ser englobado no sistema apresentado na figura 6.17, adquirindo uma abrangência global e capaz de solucionar qualquer problema relacionado com a infiltração de chuvas [19].

6.4.6. CONCLUSÃO

Foi apresentado neste subcapítulo um modelo capaz de correlacionar pluviometria com deslizamentos superficiais em taludes infinitos. Este tipo de deslizamentos apresenta uma representação muito significativa em taludes compostos por solos, e como tal um significativo interesse na segurança de linhas ferroviárias nacionais.

Um modelo integrado de análise de taludes infinitos foi apresentado com o objectivo de avaliar a influência da infiltração da chuva na estabilidade superficial de taludes pelo método do equilíbrio limite. Combinando este tipo de análise de taludes com um sistema de informação geográfica (GIS), foi implementado um sistema espacial dinâmico de gestão e controle do risco, que avalie os deslizamentos superficiais induzidos por uma chuvada particular, descrita pela sua intensidade e duração.

Em suma, é introduzido um sistema de controlo e gestão de risco, no que refere a estabilidade de taludes sob efeito de chuva, com cariz dinâmico e de fácil introdução na realidade dos caminhos-de-ferro portugueses. O passo seguinte em projectos futuros será a extrapolação deste tipo de modelo para todo o tipo de taludes e de deslizamentos, com a consideração dos efeitos da evapotranspiração e da evaporação.

6.5. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE UM TALUDE EM CONDIÇÕES NÃO SATURADAS

6.5.1. INTRODUÇÃO

Deslizamentos em solos são frequentemente resultados da infiltração da água devido a precipitações. Esses deslizamentos são a consequência do avanço da frente molhada, acompanhado pelo aumento da pressão neutra ou da redução da sucção e, em alguns casos, da elevação do nível freático. No entanto, dependendo da capacidade de retenção do solo, da função condutividade hidráulica, do perfil geotécnico do talude e das condições pluviométricas da região (duração e intensidade das chuvas), tais deslizamentos podem ocorrer no pico de intensidade durante a chuvada ou algumas semanas após o término da precipitação.

Os modelos numéricos têm vindo a apresentar-se como a melhor solução para caracterizar a infiltração de água nos solos e consequente estudo da estabilidade de taludes sobre estas condições. A resolução da equação que rege o fluxo da água nos solos, em condições não saturadas (equação de Richard), sempre se revelou como um enorme obstáculo à aplicabilidade de modelos físicos. A utilização do modelo de Green and Ampt para a resolução desta equação, cedo se demonstrou eficaz em casos onde o fluxo vertical seja preponderante, como é o caso de deslizamentos superficiais. No entanto na presença de fluxo 2D este modelo revela-se incapaz de solucionar correctamente o problema - Dale Brown et al. (2008) [20]. É necessário pois criar modelos capazes de caracterizar o fluxo de água em solos não saturados. Estes modelos capazes de caracterizar dinamicamente a hidrologia, em solos não saturados, apenas foram desenvolvidos de forma verdadeiramente significativa com a incorporação de métodos de elementos finitos (MEF).

O objectivo deste tópico é adoptar um modelo de fluxo transitório (MEF) para solos não saturados, devidamente conectado a um modelo de estabilidade de talude, capaz de ser integrado em sistemas de informação geográfica (GIS) e adaptado à grande maioria dos desafios propostos pela engenharia civil a nível de estabilidade de taludes.

6.5.2. MODELO DE FLUXO E DE RESISTÊNCIA EM SOLOS NÃO SATURADOS

O fluxo de água através de um solo não saturado é governado pelas mesmas leis físicas que regem o fluxo no solo saturado. A principal diferença está na condutividade hidráulica do solo não saturado que é função da sucção.

A equação diferencial que governa o fluxo no plano (2D), também conhecida por equação de Richards é dada pela expressão:

$$\frac{\partial}{\partial x} \times \left(k_x \times \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \times \left(k_y \times \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \ Q = \ m_w \times \left(\frac{\partial u_w}{\partial t} \right) \tag{6.21}$$

Onde:

- h: Carga hidráulica total (m).
- k_x: Coeficiente de permeabilidade na direcção x (m/s).
- k_y: Coeficiente de permeabilidade na direcção y (m/s).
- Q: Condição de contorno de fluxo do problema.
- m_w: Inclinação da curva de retenção de água do solo, representa a variação da humidade volumétrica para uma determinada mudança na sucção do solo.

Para se levar em conta a sucção na resistência ao corte e, consequentemente, no factor de segurança das análises será utilizada a envolvente de Mohr-Coulomb modificada por Fredlund et al. (1978) [21] que é definido como:

$$\tau = c' + (б_n - u_n) \times \tan(\phi') + (u_a - u_n) \times \tan(\phi^b) \quad (6.22)$$

Onde:

- $б_n$: Tensão normal (kPa).
- c´: Coesão efectiva do solo (kPa).
- ϕ': Ângulo de atrito efectivo do solo (^{0}).
- $u_a - u_n$: Sucção (kPa).
- ϕ^b: Ângulo de atrito que define o aumento da resistência ao corte por intermédio do aumento da sucção no solo (^{0}).

As equações 6.21 e 6.22 representam as equações base usadas pelos modelos físicos computacionais. No programa computacional usado neste projecto (Seep/w 2005), estas expressões são depois modificadas para serem resolúveis pelo método dos elementos finitos, com integração do factor tempo, este procedimento está claramente explicado em [19], ficando desde já presente a complexidade inerente a este processo.

Como observado pelas equações 6.21 e 6.22, três factores fundamentais intervêm no fluxo em solos não saturados:

- A Humidade volumétrica
- A condutividade hidráulica
- A sucção

6.5.3. HUMIDADE VOLUMÉTRICA - CURVA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

È de fundamental importância compreender as relações entre pressão neutra, e quantidade volumétrica de água no solo (humidade volumétrica) em análises transitórias. O solo consiste numa colecção de partículas sólidas e vazios intersticiais. Os espaços entre poros ou vazios podem ser preenchidos com água ou ar, ou ainda com uma combinação de ambos. Num solo saturado, todos os vazios estão preenchidos por água e a quantidade volumétrica de água no solo é igual á sua porosidade.

Num solo não saturado, a variação de água nos poros ocorrerá em função da matriz de sucção dos poros de água. Onde matriz de sucção é definida como a diferença entre a pressão do ar (U_a) e a pressão neutra (U_w):

$$U_a - U_w \quad (6.23)$$

Não existe quantidade fixa de volume de água no solo no tempo e espaço, sendo por isso necessário uma função que descreva como o volume de água varia com diferentes pressões no solo. A função da quantidade volume de água no solo - curva de retenção, descreve a capacidade do solo de armazenar água sobre variadas pressões neutras. Uma função típica para um solo seco é apresentada na figura 6.19, onde a função foi medida para uma pressão do ar igual a zero, consideração típica do Seep/w.

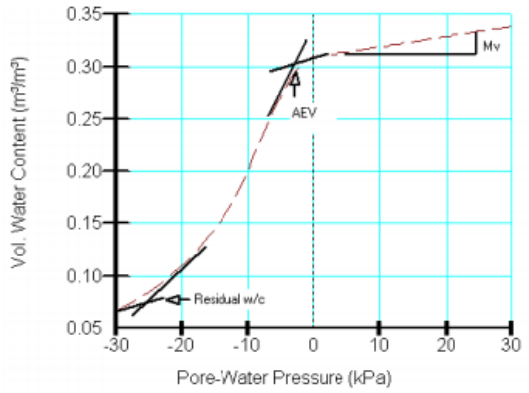


Figura 8.19 - Curva de retenção de água no solo [19]

A curva de retenção de água no solo representa a porção ou volume de vazios, que se mantém com água á medida que o solo é drenado. Os três principais factores que caracterizam esta curva são:

- Quantidade volumétrica de água residual.
- m_w que representa a inclinação da função para valores positivos e negativos de sucção.
- Valor de entrada da pressão do ar (AEV- air entry value).

O volume de água residual apresenta-se como o ponto-chave na caracterização deste parametro, pois representa o volume de água onde independentemente do aumento da sucção não existe incrementos significativos do volume de água no solo. Este valor, tal como os todos os outros presentes na definição da curva de retenção são bastante influenciados pelo tamanho das partículas individuais dos solos e a distribuição do tamanho das partículas pelo solo. É explicito pela observação da figura 6.20 as diferenças significativas entre os variados tipos do solo de acordo com a sua granulometria – areia (sand); silte (silt); argila (clay).

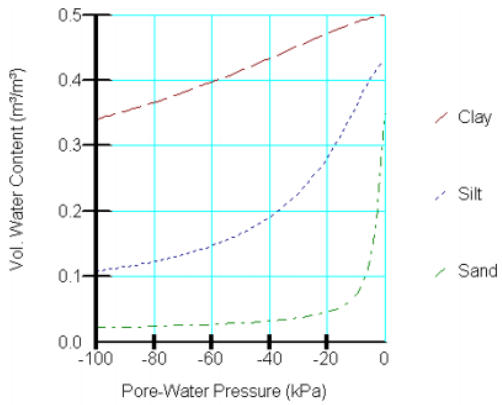


Figura 6.20 - curvas de retenção para diferentes solos [19]

Existem diversos modos de obter as curvas de retenção de água nos solos quer através de estimativas através da granulometria - Kovacs (1981), Aubertin et al (2003) [19], quer através de soluções matemáticas – Fredlund, Xing (1994); Van Genuchten (1980) [19]. No desenvolvimento deste projecto, será utilizada para o cálculo de curvas de retenção a equação proposta por Fredlung e Xing [19] (equação 6.24).

$$\boldsymbol{\Theta}_w = C_\Psi \times \frac{\boldsymbol{\Theta}_s}{\left\{\ln\left[e + \left(\frac{\Psi}{a}\right)^n\right]\right\}^m} \qquad (6.24)$$

Onde:

- $\boldsymbol{\Theta}_w$: Humidade volumétrica actual (m^3/m^3).
- C_Ψ: Função de correcção.
- $\boldsymbol{\Theta}_s$: Humidade volumétrica do solo saturado.
- e: Número de Euler (2.71828).
- Ψ: Sucção
- a, n, m: Parâmetros de adaptação da curva

O cálculo destes parâmetros encontra-se fora do âmbito deste projecto estando no entanto presente no programa Seep/w um algoritmo capaz de adaptar esta curva ao tipo de solo pretendido. È importante compreender que este método não pretende calcular uma curva de retenção do solo a partir da curva granulométrica, mas sim apresentar uma curva suave com uma larga abrangência de valores de sucção (0 – 1000 kPa).

6.5.4. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

A habilidade de um solo de transportar ou conduzir água em condições saturadas e não saturadas é reflectido pela condutividade hidráulica. Num solo saturado, todos os poros entre as partículas sólidas são ocupados por água. Devido á entrada de ar nos maiores poros do solo a habilidade de transportar água começa a decrescer progressivamente, levando a uma diminuição do valor da condutividade hidráulica. À medida que as pressões neutras se tornam cada vez mais negativas, um número substancial de poros tornam-se cheios de ar e a condutividade hidráulica decresce ainda mais. Por esta descrição, é claro que a habilidade de a água fluir pelo solo, depende da quantidade de água presente no mesmo, aspecto que é representado pela curva de retenção de água no solo (humidade volumétrica).

Nos dias de hoje a medição da função condutividade hidráulica é um processo bastante moroso e custoso, no entanto, a função pode ser imediatamente desenvolvida usando um de muitos métodos capazes de prever o seu comportamento. Estes métodos podem utilizar curvas granulométricas ou a curva de retenção e a condutividade hidráulica em condições saturadas - Fredlund et al, 1994; Green and Corey, (1971); Van Genuchten, (1980) [19]. A utilização da relação entre a curva de retenção e a condutividade hidráulica em condições saturadas apresenta-se como a solução mais popular nos programas computacionais, apresentando o Seep/w, algoritmos de resolução das equações anteriores.

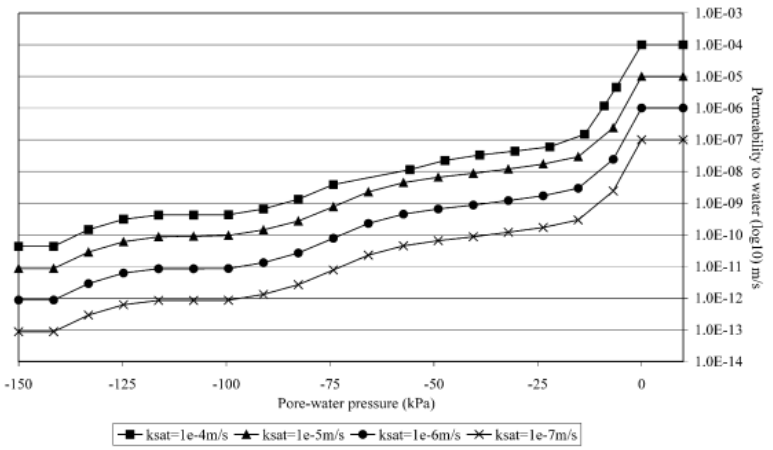


Figura 6.21 - Função permeabilidade hidráulica - sucção [22]

A condutividade hidráulica apresenta-se como um dos factores de maior diferenciação entre solos granulares e solos finos, e responsável por muitos dos seus diversos comportamentos, nomeadamente em relação ao efeito da pluviometria.

A baixas sucções, por exemplo perto da saturação, o material granular tem uma condutividade hidráulica superior à do material fino, devido aos poros estarem praticamente cheios de água. Em presença de sucções elevadas, o material granular tem uma menor condutividade devido ao incremento da quantidade de ar nos poros. Este factor afecta mais significativamente os materiais com poros de maiores dimensões (solo granular), que os materiais com poros mais pequenos (solos finos) como exposto na figura 6.22.

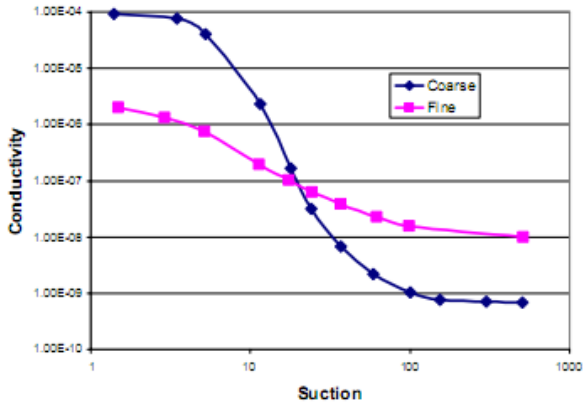


Figura 6.22 - Gráfico Condutividade hidráulica vs Sucção para diferentes tipos de material [19]

Uma análise atenta da figura 6.22 permite retirar conclusões fundamentais acerca das consequências dos diversos níveis de pluviometria nos diversos solos, isto é quando o ritmo de infiltração da água nos solos é elevado, as pressões neutras negativas ou sucções serão pequenas. Como resultado a condutividade do material granular é maior que o do material mais fino. Caso o ritmo de infiltração baixe substancialmente para valores reduzidos, a sucção irá aumentar, e a condutividade não saturada do material fino tornar-se-á superior à condutividade não saturada do material granular. Consequentemente, sobre ritmos de infiltração baixos é mais fácil para a água fluir pelo material fino do que pelo material granular.

Este predicado é fundamental na compreensão das diferentes variações dos factores de segurança nos diferentes solos, como apresentado na figura 6.23, pois uma maior condutividade implica um aumento das pressões neutras ao longo do fluxo da água no talude e uma consequente redução dos factores de segurança no talude. Assim uma chuvada intensa e curta afectará um solo granular de uma maneira significativa, não afectando substancialmente um solo fino devido à manutenção de uma coesão alta, enquanto uma chuva longa e pouco intensa afectará significativamente o solo fino devido á perda de coesão e ao avanço constante da frente molhada.

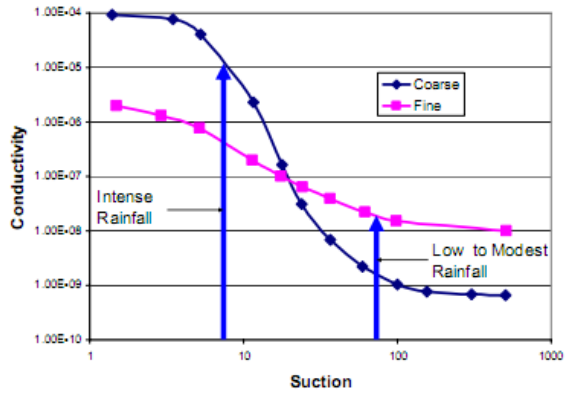


Figura 6.23 - Influência de diferentes intensidades de chuva em diferentes solos [19]

6.5.5. CARACTERÍSTICAS DA SUCÇÃO

Os efeitos da sucção são quase sempre ignorados nos projectos de engenharia geotécnica, particularmente nos estudos das análises de estabilidade de taludes – Cardoso Jr. (2005) [21]. Um dos principais motivos que levam a esse facto é o desconhecimento da distribuição da sucção durante a precipitação/infiltração e a dificuldade de se medir este parametro in situ. É do conhecimento generalizado que o valor da sucção se reduz durante a infiltração, sendo no entanto prematuro concluir que esta sucção se vá anular totalmente. Para que a sucção seja totalmente eliminada, a chuva necessita de se prolongar durante um longo tempo, e o valor da intensidade de precipitação precisa de se aproximar do valor do coeficiente de permeabilidade do solo em condições saturadas na superfície – Zhang et al. (2000) [24].

O impacto da chuva sobre o regime hidráulico no perfil do solo pode ser considerado como um estado de transição entre o estado inicial (condição hidrostática) e o estado final (condição de fluxo estacionário). De acordo com McDougall e Pyrah (1998) [20], partindo-se do regime inicial, ou seja, condição hidrostática, um evento chuvoso inicia um processo de ajuste hidráulico para uma nova condição de fronteira do fluxo e, se o evento chuvoso permanecer durante um longo período, ocorrerá um estado de infiltração estacionário próximo à superfície.

São poucos os casos em que o fluxo se torna estacionário em todo o talude. O tempo necessário para que isto ocorra é função da intensidade e duração da precipitação, do coeficiente de permeabilidade e da curva de retenção do solo. Quando o fluxo na superfície é menor que o coeficiente de permeabilidade do solo em condições saturadas a sucção irá diminuir mas não se anulará. A sucção apenas se anulará quando o fluxo na superfície for igual ou superior ao coeficiente de permeabilidade e a acção se prolongar por tempo suficientemente – Zhang et al. (2000) [24].

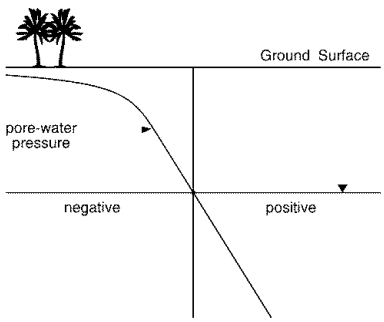


Figura 6.24 - Variação esquemática da sucção com a profundidade

A sucção é significativamente influenciada pela distância do nível freático ao topo do talude. Quanto maior for esta distancia maior será o valor apresentado pela sucção e maior a estabilidade proporcionada ao talude, como observado na figura 8.25. Um exemplo amplamente conhecido desta característica da sucção, é um talude constituído por um solo com permeabilidade alta e nível freático profundo, sobre o efeito de um chuva intensa. A alta permeabilidade permite uma rápida subida do nível freático, que leva a uma perda significativa dos efeitos de coesão, diminuindo assim substancialmente o factor de segurança.

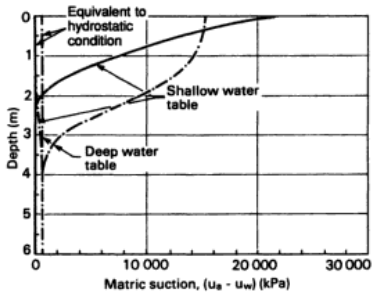


Figura 6.25 - Diferentes perfis de sucção para diferentes profundidades do nível freático.

A infiltração de chuva num solo inicialmente não saturado ocorre geralmente dentro da influência combinada dos gradientes da sucção e da gravidade. À medida que a água penetra no solo e a frente molhada se expande, o valor da sucção média decresce. Esta tendência permanece até eventualmente o gradiente da sucção na parte superior do perfil solo se tornar desprezável, deixando o gradiente gravitacional como uma única força responsável pelo movimento descendente da água no solo - Hillel (1971). Este fenómeno pode explicar razoavelmente a diferença de tempos que muitas vezes ocorre entre o fim de chuvada e o inicio do deslizamento, nomeadamente em climas muito secos ou de monção.

Quando a infiltração tem lugar num solo inicialmente seco, o gradiente da sucção é muito maior que o gradiente gravitacional, o que leva a que o ritmo inicial de infiltração vertical seja praticamente semelhante ao ritmo de infiltração horizontal. Por outro lado, se a infiltração tem lugar num local com o solo inicialmente molhado, o gradiente da sucção é reduzido nas condições iniciais, tornando-se assim desprezável rapidamente.

Estas características apontam para a importância das condições iniciais de humidade dos solos, e por inerência valorizam a importância da chuva antecedente. È por isso geralmente considerado que além da intensidade do evento pluviométrico a estudar, a infiltração da chuva antecedente deve ser englobado na análise do mecanismo de rotura induzido pela pluviometria – Glade et al. (2000); Dai, Lee (2001); Rajardo et al. (2001); Tsai, Yang (2006).

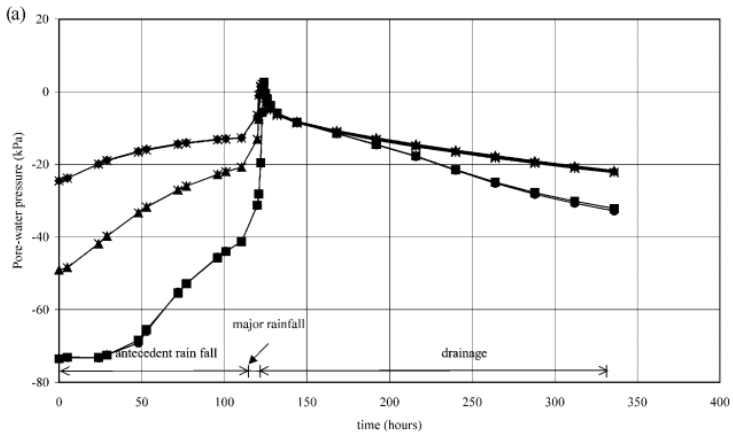


Figura 6.26 – Influencia da chuva antecedente no valor das pressões neutras

A influência da chuva antecedente é principalmente controlada pela permeabilidade do solo, a figura 8.27 apresentada para o caso de sucções iniciais de 25 kPa mostra a tendência de evolução das sucções em função da sua permeabilidade. Em solos com baixas permeabilidades (por exemplo 1×10^{-7} m/s), as sucções diminuem de um modo muito lento, sendo as mudanças constatadas maioritariamente a profundidades reduzidas. Para valores superiores de permeabilidade (por exemplo 1×10^{-4} m/s), as mudanças na sucção provocada pela infiltração revelam-se muito importantes, apresentando no fim da chuva antecedente, na maioria dos casos, valores positivos de pressões neutras.

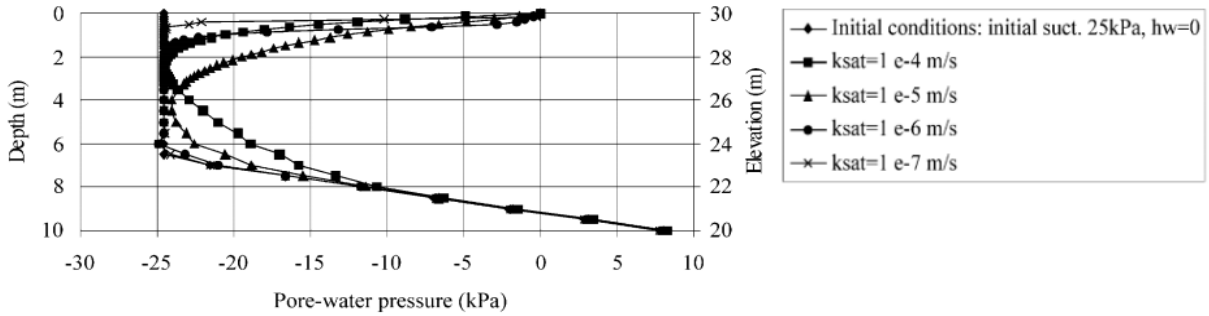


Figura 6.27 - Influencia das diferentes permeabilidades na sucção

6.5.6. MODELAÇÃO COMPUTACIONAL

A introdução da modelação computacional nos problemas de engenharia civil, pode-se considerar verdadeiramente revolucionário. Permitiu a resolução de problemas matemáticos complexos de uma forma rápida e eficiente, exportando as análises quer em valores numéricos quer em dados visuais de fácil compreensão e rápido manuseamento. Esta componente bidimensional acaba por revelar-se de extrema importância nos sistemas de gestão e controlo de risco.

Na modelação computacional os simuladores que recorrem ao método dos elementos finitos [19], englobam as melhores soluções para o problema apresentado neste projecto, pois conseguem de um modo eficaz acoplar o processo hidrológico dinâmico de água no solo com a estabilidade do talude.

Leroueil (2001) [25] apresentou uma conceptualização esquemática capaz de integrar a complexidade da resposta mecânica e hidrológica do solo com movimentos dos terrenos devido ao incremento das pressões neutras produzidas pela chuva – Calvello (2007) [25]. No âmbito deste projecto foi considerado o programa SEEP/W para modelar a resposta hidrológica do solo, e o programa SLOPE/W para caracterizar as respectivas consequências mecânicas, não sendo integrados modelos para o cálculo dos deslocamentos induzidos por este processo.

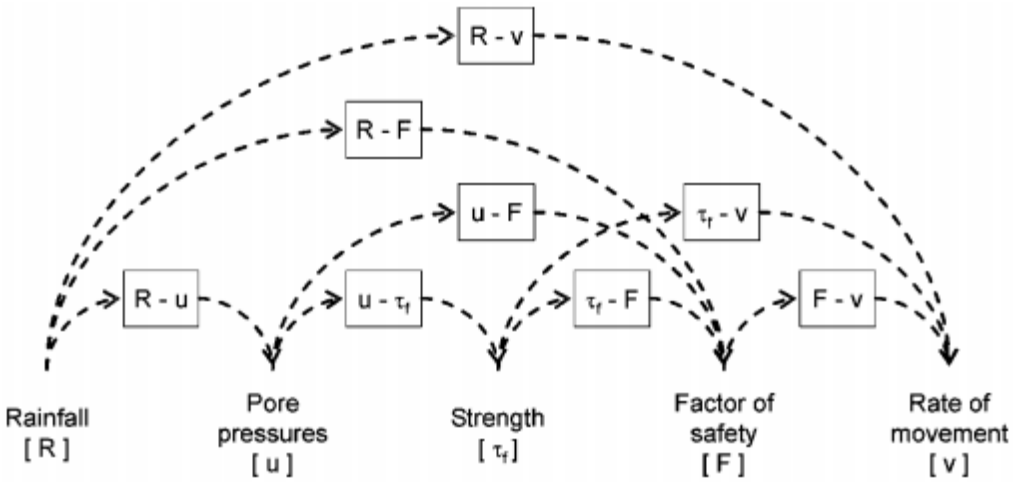


Figura 6.28 - Conceptualização de Leroueil [25]

O modelo hidrológico é composto por uma análise transitória de infiltração por elementos finitos capaz de calcular as variações das pressões neutras (u) devido à chuva (R) ao longo do tempo. O modelo mecânico inclui uma análise de equilíbrio limite, capaz de calcular o factor de segurança (F) ao longo da linha de rotura, associado com a variação das condições das pressões neutras.

Um dos principais problemas da utilização do método dos elementos finitos (MEF) é a necessidade de uma caracterização apropriada das propriedades mecânicas do talude, a identificação das condições de fronteira apropriada e das condições iniciais, bem como uma sensibilidade para a interpretação dos resultados numéricos.

Na presença de instrumentos de medição in situ, como piézometros ou inclinómetros poderá ser introduzido um algoritmo de refinamento capaz de melhorar substancialmente o desempenho do sistema e consequentes resultados - Calvello (2007) [25]. No entanto numa aplicação a larga escala, este procedimento apresenta-se geralmente como bastante custoso e exigente a nível de tempo, sendo geralmente aplicado a casos muito pontuais.

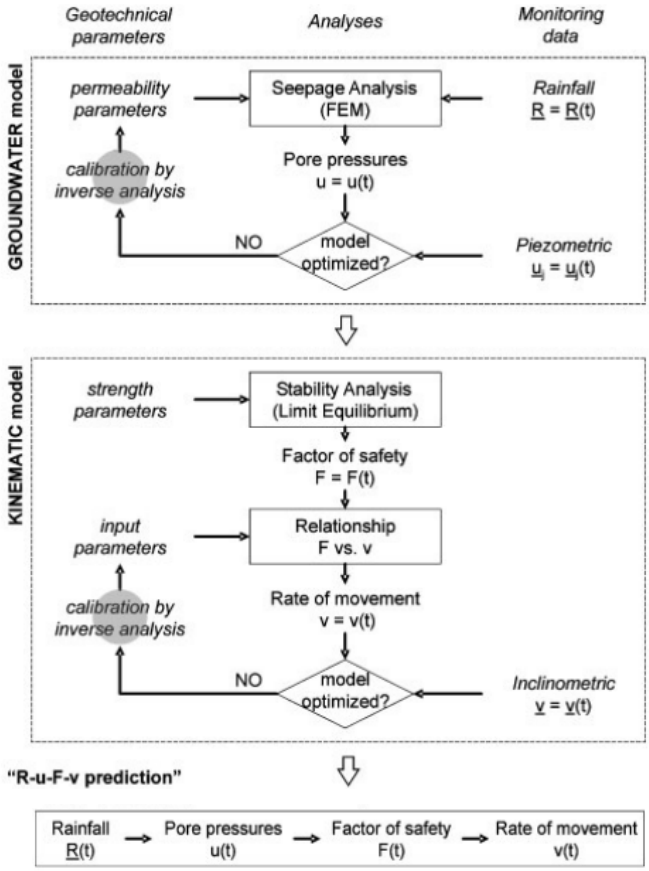


Figura 6.29 - Modelo de análise numérica do problema [25]

Numa análise MEF a disposição da grelha dos elementos finitos apresenta especial influência nos problemas relacionados com soluções instáveis de análises transitórias, isto é soluções não convergentes ou com resultados irrealistas – Tsaparas (2000). Estas instabilidades estão relacionadas principalmente com a não linearidade da equação do fluxo de água através de solos não saturados (equação 6.21), bem como o uso de funções de permeabilidade 'ingremes' que causam dificuldade na convergência. As áreas com maior instabilidade situam-se na proximidade da superfície onde as pressões neutras variam de um modo mais rápido durante a infiltração. A literatura sugere que o adoptar de uma malha muito fina de elementos finitos nesta zona, apresenta-se como a melhor solução para superar este problema (figura 6.30). No entanto nos sistemas computacionais mais antigos, seria impraticável usar esta espessura de malha para todo o talude devido aos tempos de processamento requeridos, nos dias de hoje o poder de processamento permite ultrapassar este problema, e aplicar rede fina constante em todo o talude.

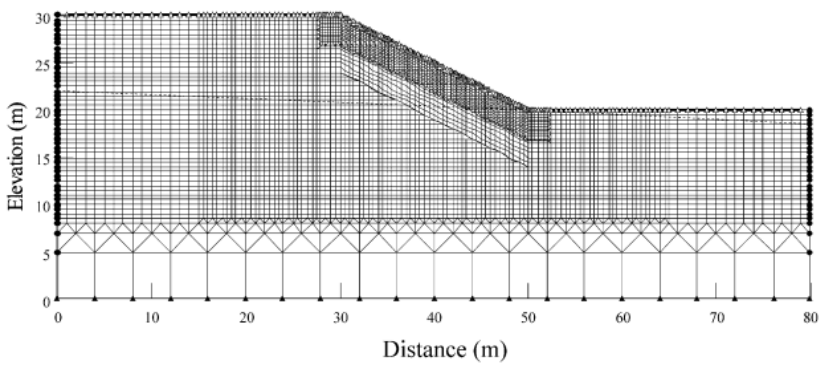


Figura 6.30 - Malha típica de elementos finitos [19]

As condições de fronteira são numa análise transitória fundamentais para o correcto desempenho do sistema. A consideração da ausência de fluxo na base do talude bem como o estabelecimento inicial de um nível freático revelam-se como as decisões geralmente empregues pelo modelador - Tsaparas (2000). O ritmo de precipitação é modelado através de um fluxo de fronteira unitário (q), aplicado ao longo de todos os nós da superfície do solo, iniciando-se a infiltração vertical e a percolação horizontal. Durante o processo de resolução, o Seep/W traduz o fluxo de fronteira (q) num fluxo nodal (Q) e calcula a pressão hidráulica em cada nó. De modo a evitar o acumular de água, isto é o efeito de 'ponding', que é pouco provável que ocorra num talude não infinito inclinado, o software efectua uma verificação em que cada nó da superfície do solo tem gradiente hidráulico zero ou negativo. No caso de ser encontrado um nó com pressão neutra positiva (fenómeno inverso da sucção), no fim do cálculo de cada etapa temporal a pressão nesse nó é assumida como igual à elevação da água, ficando assim o problema resolvido. Neste caso o fluxo de fronteira é modificado para pressão e o novo fluxo determinado, dado o Seep/W apenas conseguir calcular a variação do fluxo ou pressão num determinado nó.

A análise efectuada pelo Seep/W tem duas limitações importantes conhecidas. A primeira limitação é a incapacidade de incorporar a evaporação na análise durante os períodos secos. Na realidade a taxa actual de evaporação de uma superfície constituída por solo é função exigência atmosférica (evaporação potencial), e a humidade volumétrica do solo. Seep/w pode considerar o fluxo de evaporação como um fluxo negativo ao longo da superfície do solo no entanto de acordo com vários especialistas este procedimento leva a resultados irrealistas – Gasmo (2000) [20].

A segunda limitação é a assumpção que a diferença de características da curva de retenção de água entre a fase seca e molhada não é significativa. Esta é uma assumpção necessária, devido ao Seep/W não ser capaz de determinar em cada ciclo de tempo qual a área do talude que está em fase molhada ou seca, para em prática puder usar a curva correspondente, sendo este o motivo de apenas ser possível definir uma curva no software.

A figura 6.31 demonstra o aspecto visual apresentado pelo Seep/W com um caso hipotético onde é possível visualizar a influência das condições de fronteiras bem como a não inclusão da infiltração da chuva na face mais inclinada do talude e a presença de estrato com maior permeabilidade que origina um nível freático suspenso tal como previsto pelo capítulo 8.3. Este exemplo é meramente exemplificativo das potencialidades visuais e da rápida compreensão dos fenómenos físicos existentes.

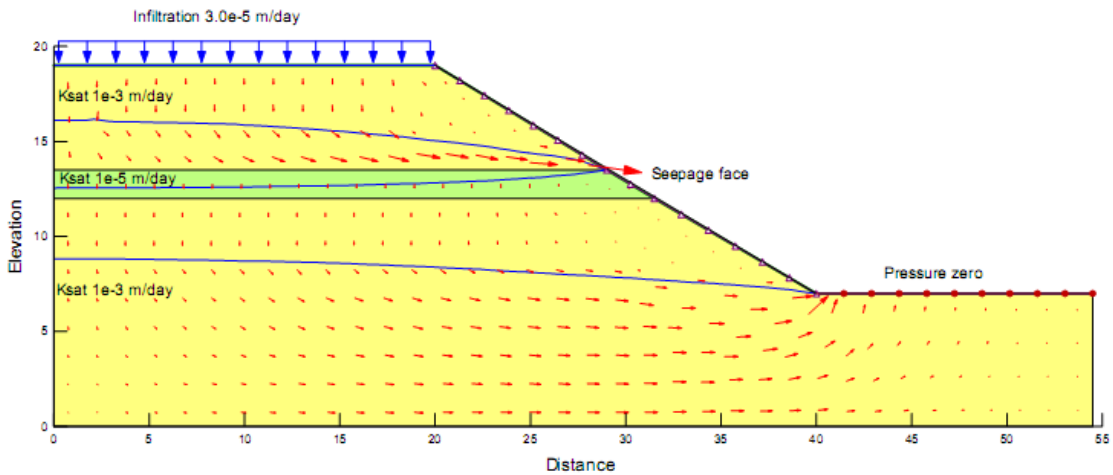


Figura 6.31 - Exemplo típico de uma análise recorrendo ao Seep/W [19]

As potencialidades de modelação trazidas pelos programas computacionais foram verdadeiramente extraordinárias. É possível efectuar uma análise real e fidedigna envolvendo praticamente todas as condições e variáveis, com resultados deveras satisfatórios. No entanto a grande revolução apresentada por estes métodos é a capacidade de efectuar previsões com base em modelos reais. Estas previsões permitem avaliar dinamicamente o efeito de qualquer evento pluviométrico na estabilidade do talude, bem como após o fim desse evento pluviométrico. Este tipo de modelos permitiu também uma melhor compreensão dos parâmetros afectados pela infiltração da água das chuvas, em especial o conhecimento dos efeitos da sucção, parâmetro este sempre um pouco desconsiderado na engenharia geotécnica.

A capacidade visual é também aspecto fundamental no sucesso deste tipo de aplicações informáticas, pois é possível alem de obter dados numéricos, observar em tempo real o fluxo hidrológico bem como o consequente efeito na estabilidade do talude. O retratar do avanço da frente molhada é um caso claro das vantagens inerentes ao processamento gráfico, bem como o ajuste do risco residual de um modo dinâmico em sistemas de controlo e gestão de risco.

Como apresentado anteriormente a integração desta metodologia de análise de influência pluviometria em taludes num sistema GIS assume-se como o próximo passo lógico para o aperfeiçoamento dos sistemas de controlo e gestão de risco, tendo sido proposto neste projecto (6.4.4) um modelo ambicioso para a acoplagem entre os sistemas geográficos de informação e o modelo de estabilidade de talude apresentado neste subcapítulo.

Para concluir o estudo relativamente ao efeito da pluviometria em taludes de linhas férreas, será apresentado no próximo capítulo, um caso de estudo onde se efectuará uma análise transitória, pelo método dos elementos finitos, de um talude da linha do norte que apresentou problemas crónicos de instabilidade relacionados com chuvas, utilizando o programa Seep/W acoplado com o programa Slope/W.

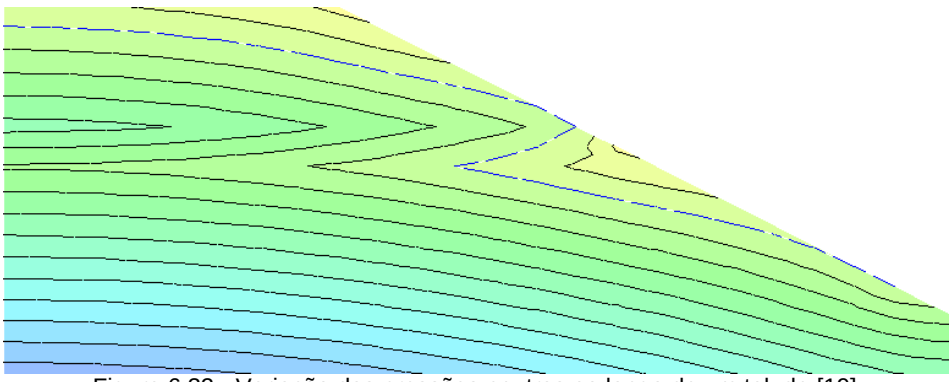


Figura 6.32 - Variação das pressões neutras ao longo de um talude [19]

7

CASO DE ESTUDO: ESTABILIDADE DE UM TALUDE DA LINHA DO NORTE

7.1. INTRODUÇÃO

Taludes constituídos por solos são um elemento importante no sistema infra-estrutural a nível mundial. No Reino Unido, estima-se que 60% da rede ferroviária, com mais de 16 000 quilómetros, é fundada em taludes constituídos por solos - Manning (2006) [20].

Eventos pluviométricos têm sido responsabilizados pelos deslizamentos nos mais diversos climas e tipos de solos – Anderson, Kneale (1980); Borga et al. (2002): Brooks et al. (2004) [26], indicando que um factor com grande influência na instabilidade é a saturação do talude. Como exposto no capítulo 6, muita atenção foi dada à determinação de limiares de precipitação críticos na análise de risco de deslizamento em zonas com características climatológicas, topográficas, e geológicas particulares – Brooks et al. (2004) [26].

O caso de estudo apresentado refere-se à análise da influência da pluviometria na estabilidade dos terrenos e da plataforma ferroviária de um troço da Linha do Norte, na proximidade da estação de Alfarelos e do apeadeiro de Pereira, limitado entre o km 202+225 e o km 202+800. Este talude foi alvo de um estudo aprofundado pelo GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia, onde foi concluído que o factor despoletador da instabilidade seria a variação dos níveis de humidade induzido pelo efeito da infiltração das chuvas [27]. Será por isso efectuada, numa primeira fase deste capítulo, uma análise do projecto apresentado pelo GEG.

Figura 7.1 - Linha do Norte [28]

7.2. DIAGNÓSTICO E ESTUDOS ANTECEDENTES

'O troço da Linha do Norte em estudo, apresenta antigos problemas de movimentos dos terrenos que afectam a via-férrea, com frequentes acções de recarga dos balastros. Refira-se que algumas intervenções anteriores, tal como valas de drenagem e muros de suporte, foram sendo empreendidos ao longo do troço, com o objectivo de terminar com os problemas. Contudo, a persistência dos mesmos levou a REFER a aprofundar agora os estudos.

De facto a não existência de problemas em épocas de estio, e a não ocorrência de deslizamentos súbitos e superficiais, mas antes um movimento contínuo sazonal de massas terrosas, levou a equipa que procedia á análise deste problema em fase de diagnóstico a caracterizar os materiais em função do seu teor de humidade.

Apesar de bem conhecido, o fenómeno da instabilidade de encostas argilosas por aumento da humidade interior dos terrenos, nem sempre tem sido acompanhado de medidas de estabilização apropriadas.

Conforme repetidamente tem sido referido, um dos principais problemas do insuficiente desempenho destas medidas de estabilização tem sido a não obtenção de níveis de eficiência proporcionais ou seja, o desenvolvimento de soluções de análise desapropriadas para o fenómeno em presença'. [28]

Este excerto, retirado directamente do projecto de estabilização da linha do norte, evidencia a clara dificuldade da equipa projectista em analisar o fenómeno de infiltração da chuva em terrenos argilosos. Outro apontamento a retirar destas observações é a influência retardada do efeito da pluviometria, aspecto já justificado anteriormente (6.5). A equipa projectista continua o seu estudo focando-se nas características mecânicas dos solos.

'Este aspecto sazonal dos problemas determinou a correlação com os teores de humidade dos terrenos e a estabilidade destes em termos de matriz argilosa e de plasticidade. Baseado nestes pontos, procurou-se uma caracterização granulométrica e de limites de plasticidade, com o objectivo de averiguar a relação entre resistência ao corte dos terrenos e os teores de humidade naturais. Estabelecida esta relação faltaria então determinar as próprias resistências dos terrenos o que foi feito com ensaios de corte directo, em situação não drenada.

A caracterização dos terrenos permitiu identificar essencialmente dois materiais, a saber, o aterro de suporte da via e os terrenos naturais de matriz essencialmente argilosa, combinado por vezes com calhaus e outros materiais grosseiros. Para efeitos da simulação numérica pretendida e da relação entre teores de humidade e resistência dos terrenos, esta divisão simplificada é preferível para obtenção de conclusões.

Figura 7.2. Perspectiva da Linha do Norte [28]

Conforme se pode concluir das análises granulométricas e de plasticidade da fracção argilosa, os terrenos naturais da zona poderão ser genericamente caracterizados como constituídos por muito importante fracção argilosa (47.7% a 99.1%). A sua elevada percentagem relativamente às outras fracções do terreno, associado a limites de plasticidade, limites de liquidez e índice de plasticidade relativamente baixos, determina baixa actividade e elevada sensibilidade da resistência aos teores de humidade. De facto, com limites de plasticidade da ordem de 25% e teores de humidade naturais que foram medidos entre 14% e 30%, é evidente a ocorrência de redução da resistência em situações de humidificação por efeito das águas pluviais '. [28]

A constituição do solo apresenta-se muito importante na modelação do problema pois permite caracterizar de um modo muito mais realista os parâmetros que intervêm nos processos de infiltração nomeadamente a sucção e a curva de retenção de água nos solos.

'A conjugação destes aspectos permitiu estabelecer uma explicação para o problema, essencialmente baseada na baixa resistência ao corte que os terrenos mostram quando humidificados, o que ocorre francamente nas zonas imediatamente abaixo do aterro. De facto, a água que atinge o balastro atravessa este muito rapidamente, percorrendo posteriormente o aterro também com alguma facilidade em resultado de permeabilidade relativamente alta dos aterros. Posteriormente e atendendo à baixa permeabilidade dos terrenos naturais argilosos, a água acumula-se, dando início a um processo um pouco mais lento de humidificação em profundidade. A profundidade que é humidificada com teores de humidade suficientes para reduzir significativamente a resistência ao corte, depende das características de permeabilidade do meio e da duração ou persistência da chuva, sendo praticamente impossível de identificar com rigor necessário.'[28]

Um dos objectivos deste projecto é criar bases para identificar com o rigor necessário a acção de diferentes intensidades/durações de chuva actuantes sobre o solo e respectivas consequências na estabilidade do talude através do um método de elementos finitos. Será apresentado ao longo deste capítulo a metodologia prática para abordar este tipo de problemas bem como comparar com resultados propostos pelo Gabinete de Estruturas e Geotecnia.

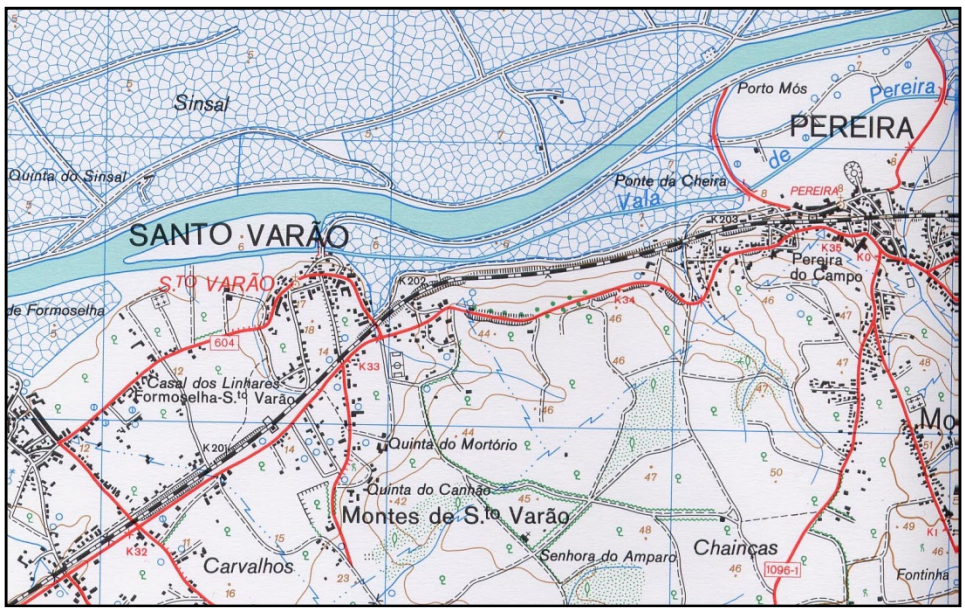


Figura 7.3 - Pormenor da Carta Militar nº 240 (Escala 1/25000) Montemor-o-Velho [28]

7.3. MODELAÇÃO DO TALUDE DA LINHA DO NORTE

A geometria do talude considerada para as análises das simulações do efeito das precipitações na estabilidade dos taludes está representada na figura 7.4. O talude de referência foi considerado homogéneo e isotrópico com altura de 5 metros e um ângulo de inclinação de 5º. Este valor reduzido da inclinação do talude reforça a hipótese de deslocamentos provocado pela acção da chuva em longos períodos.

A consideração do nível freático apresentou-se como problemática dado as sondagens terem apresentado valores díspares variando entre dez centímetros e aproximadamente 5 metros. O esquema utilizado pelo GEG na sua abordagem prática consistia na consideração da linha freática ao nível da superfície do solo. Tal não será considerado neste caso de estudo. O autor opta por simular o nível freático com base nas sondagens disponíveis, apresentado assim zonas saturadas, e zonas não saturadas no perfil do talude. Este facto revela-se interessante na observação de fenómenos relacionado com o avanço da frente molhada e a variação das pressões neutras.

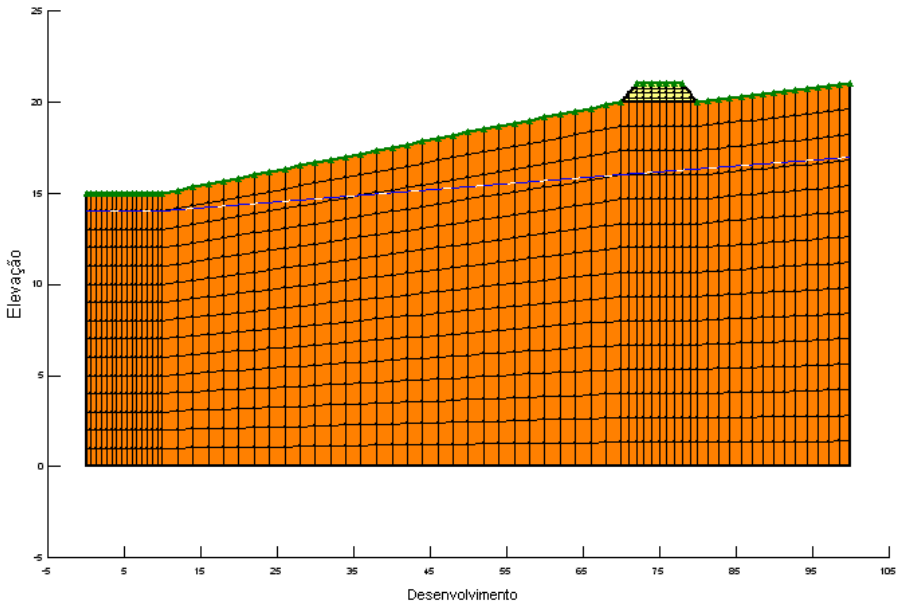


Figura 7.4 – Modelação Hidrológica do talude

Ao longo de toda simulação será considerado constante o nível freático, esta consideração é amplamente sustentada pela literatura internacional – Cardoso Jr (2005) [21]; Manning (2006) [20] na simulação da infiltração da chuva em terrenos argilosos, onde as alterações verificadas no nível freático apenas seriam constatadas num horizonte temporal muito elevado.

Para a modelação hidrológica são necessários dados não obtidos in situ, tendo estes de ser recolhidos da literatura internacional. As curvas de retenção de água e função permeabilidade estão representadas na figura 7.5 e na figura 7.6, respectivamente. Os parâmetros de ajuste para estas curvas foram definidos conforme as equações propostas por Fredlung e Xing (1994) [19], cujos parâmetros estão representados na tabela 7.1.

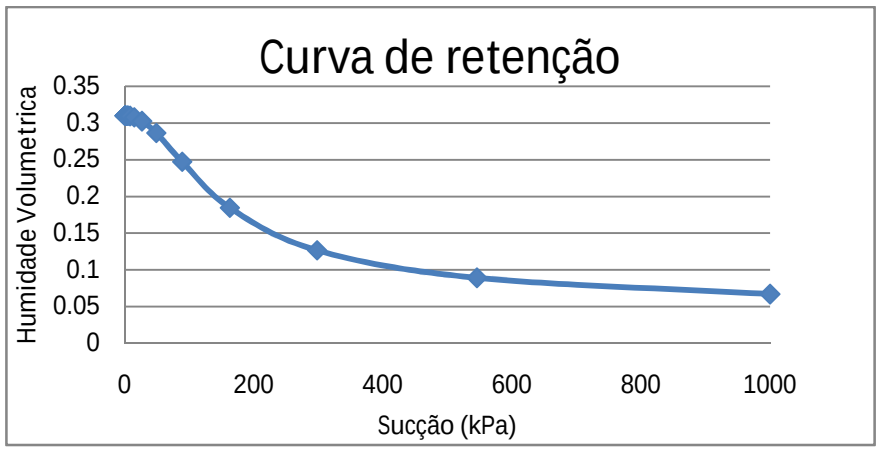


Figura 7.5- Características hidráulicas dos solos: curva de retenção

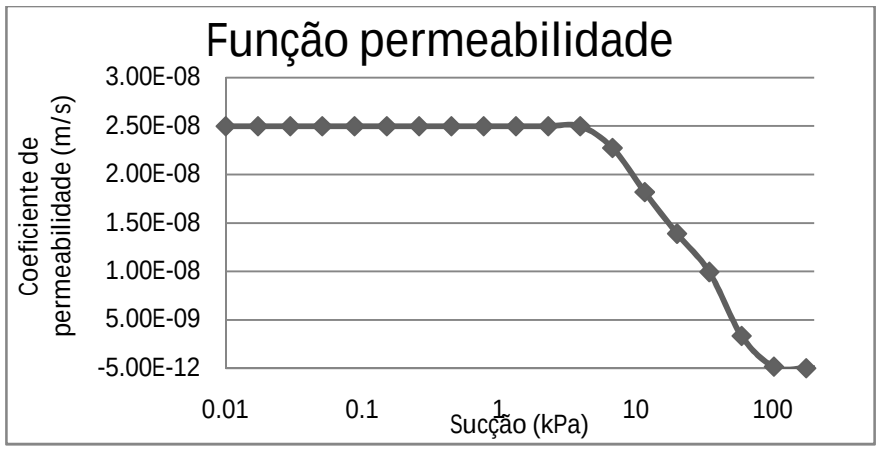


Figura 7.6- Características hidráulicas dos solos: função permeabilidade

Tabela 7.1 – Parâmetros hidráulicos do solo

	Limite Liquido (%)	n	m	Humidade saturada	Humidade residual	K_{sat}
Solo Argiloso	67	2	1	0.31	0.15	$2.5x10^{-8}$

Para modelar as características mecânicas do solo recorreu-se aos valores dos ensaios de corte. Foram realizadas três sondagens a profundidades variadas, mas todas elas superficiais. A gama de leituras apresentou bastante diversidade de valores, justificado pelos diferentes graus de humidificação das argilas nas diferentes zonas do talude. O autor opta por usar um valor médio da coesão eficaz da argila. Esta opção tem como consequência uma aproximação mais ponderada, sem ser no entanto excessivamente cautelosa. Caso fosse considerado o valor mais baixo da resistência da argila, a simulação apresentaria valores para o factor de segurança irrealistas devido aos efeitos dinâmicos da infiltração da chuva. Os valores de resistência da argila e do material granular encontram-se na tabela 7.2.

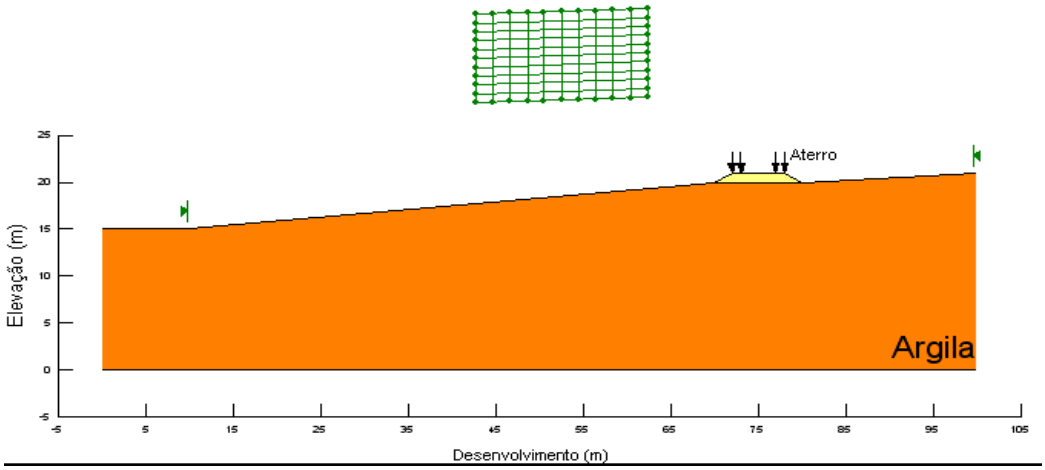


Figura 7.7 – Modelo de estabilidade do talude

Para simular a influência do peso das locomotivas e de todo o material integrado foram considerados quatro forças unitárias de 75kN, correspondente à linha dupla presente neste local. Os valores considerados apresentam-se como correntemente utilizados em obras deste tipo, no caso português [28].

Tabela 7.2 – Parâmetros de resistência dos solos analisados

Material	Comportamento	γ (kN/m^3)	c (kPa)	ϕ (º)	E (MPa)
Aterro	Drenado	20	100	30	36
Argila	Não drenado	21	20	12,8	9.1

Figura 7.8 - Comportamento moldável dos materiais recolhidos para ensaios laboratoriais (Outubro e Dezembro 2002)

7.4. CARACTERÍSTICAS DAS PRECIPITAÇÕES

Como demonstrado no capítulo 5 a principal forma de caracterização das chuvas é por meio da equação de intensidade, duração e frequência de precipitação. Em Portugal continental as curvas IDF da zona de Coimbra são as que melhor se adaptam á zona climatológica presente neste estudo. Foi considerado um tempo de retorno de mil anos, sendo a curvas representada pela equação 5.2:

$$I_{(mm/h)} = a \times t_{(\min)}{}^{b} \quad (5.2)$$

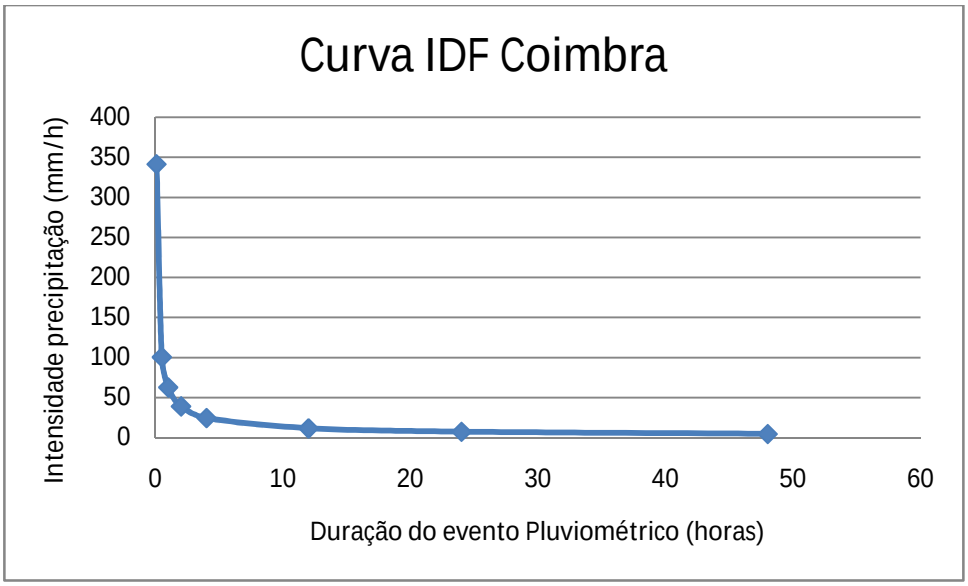


Figura 7.9 – Curva IDF Coimbra

O objectivo deste caso de estudo é simular as consequencias de diversos eventos pluviométricos na estabilidade do talude. Para tal serão recriados diversos eventos pluviometricos, com durações de precipitação desde 5 minutos até 10 dias. Deste modo será possivel observar as diferentes consequências na estabilidade do talude das diferentes intensidades/durações de precipitação, e concluir qual a duração critica de uma chuvada que induz o talude em movimento (FS<1).

Tabela 7.3 – Eventos pluviométricos

	Intensidade		
Duração	mm/h	m/s	Chuva acumulada (mm)
5 Minutos	341.25	9.48E-05	28.44
30 Minutos	100.37	2.79E-05	50.18
1 Hora	62.52	1.74E-05	62.52
12 Horas	11.45	3.18E-06	137.43
24 Horas	7.13	1.98E-06	171.21
48 Horas	4.44	1.23E-06	213.28
5 Dias	2.38	6.60E-07	285.16
1 Semana	1.89	5.25E-07	317.26
10 Dias	1.48	4.11E-07	355.24

7.5. SIMULAÇÃO DE EVENTOS PLUVIOMÉTRICOS

7.5.1. INTRODUÇÃO

O objectivo primordial deste capítulo é efectuar uma análise transitória da influência da pluviometria num talude característico de uma linha dos caminhos-de-ferro portugueses. O processo explicado de uma forma aprofundada no capítulo 6 será agora aplicado a um caso prático com o objectivo de calcular a estabilidade do talude mediante a acção de diversos eventos pluviométricos.

De acordo com este modelo computacional, o talude é modelado como uma série de elementos de geometria rectangular (figura 7.4). A chuva inicia o processo de infiltração pela superfície do solo, sendo o fluxo vertical na zona não saturada governada pela equação de Richard (equação 6.21). Esta é resolvida explicitamente, com os parâmetros característicos definidos pelas equações propostas por Fredlung e Xing (1994, equação 6.24). Ao nível da linha freática, o fluxo horizontal é modelado pela Lei de Darcy para fluxo em solos saturados, com o potencial hidráulico definido pelo gradiente hidráulico do nível freático. A estabilidade do talude é calculada então para cada ciclo temporal pelo método de Morgenstern and Price [19].

A presença da camada de aterro ferroviário tem duas implicações significativas. Em primeiro lugar a transmissão das forças aplicadas pelo material ferroviário bem como o seu peso próprio, e segundo devido à alta permeabilidade, formar-se-á uma zona de acumulação da água que permitirá à água infiltrar-se à velocidade óptima (aproximadamente igual ao coeficiente de permeabilidade). A figura 7.10 mostra as diferentes velocidades de propagação da frente molhada no aterro granular e no talude argiloso (representadas pelos tamanhos dos vectores).

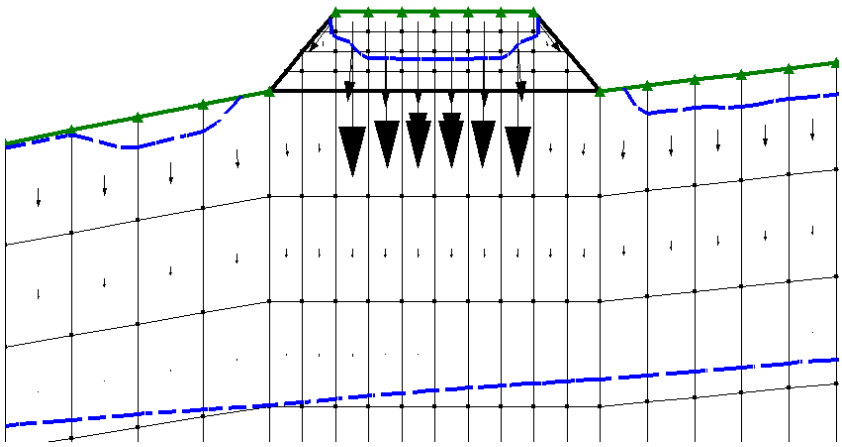


Figura 7.10 – Diferentes velocidades de propagação da frente molhada

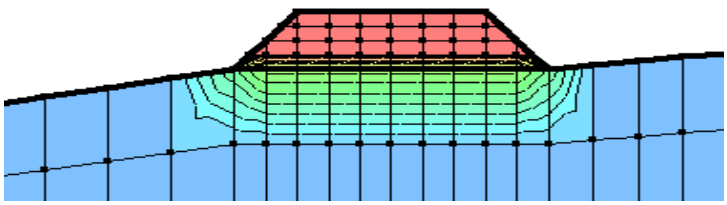


Figura 7.11 – Zona fronteira de condutividade

7.5.2. CONDIÇÕES INICIAIS

A estabilidade do talude nas condições essenciais é fundamentalmente controlada pela presença de um nível freático a um metro da superfície na zona do pé do talude e a cinco metros na zona do aterro. Desenvolvem-se sucções (pressões neutras positivas) na parte superior do talude o que confere ainda mais resistência ao corte por parte do solo.

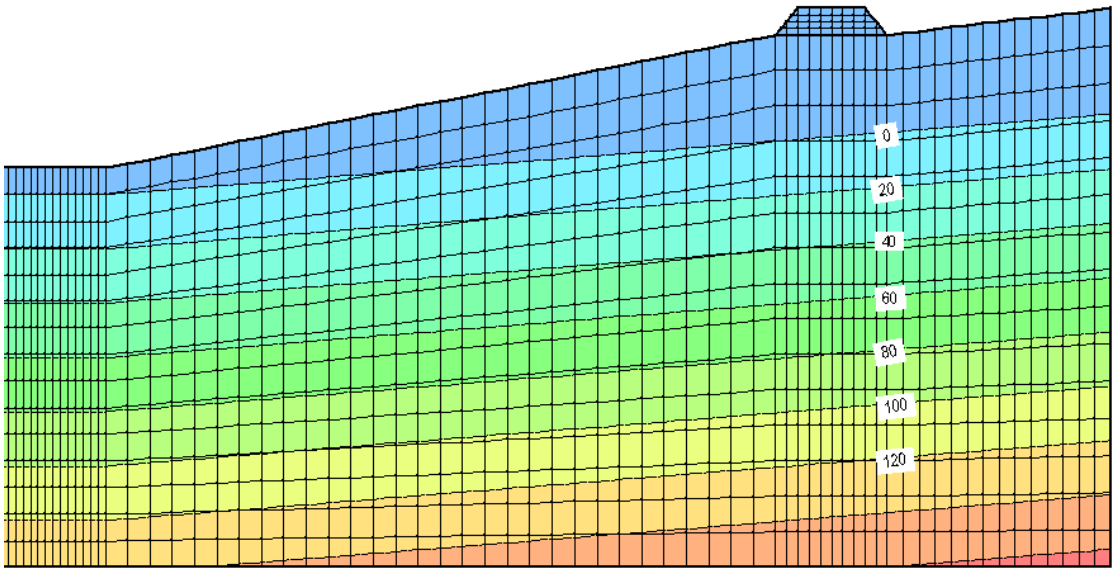
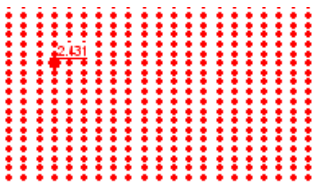


Figura 7.12 – Gradiente de pressões neutras ao longo do talude

A estabilidade é calculada para o talude nas condições iniciais, apresentando previsivelmente um valor do coeficiente de segurança superior unitário.

O factor de segurança apresenta para as condições iniciais um valor de 2.431



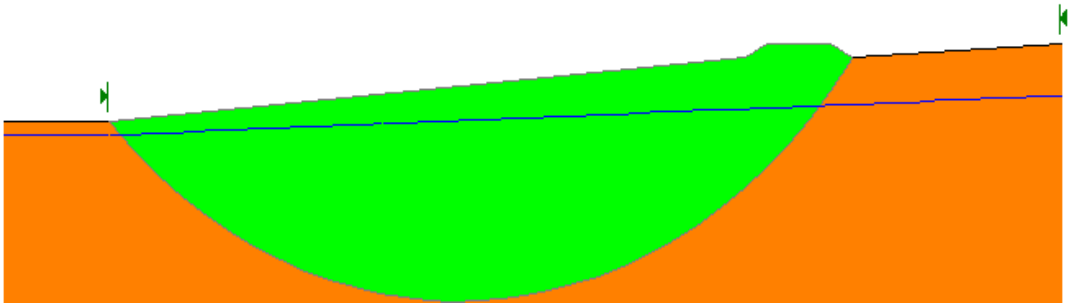


Figura 7.13- Modelo de estabilidade do talude nas condições iniciais

7.5.3. CONDIÇÕES TRANSITÓRIAS – CHUVAS INTENSAS

As chuvas de intensidade elevada não produzem efeito significativo na estabilidade do talude. Este facto deve-se à baixa permeabilidade dos solos argilosos apenas permitir uma infiltração correspondente com o seu coeficiente de permeabilidade (neste caso 2.5 x 10^{-8} m/s). Isto significa que por muito intensa que a precipitação seja, na ausência de mecanismo de retenção de água, tal como o talude ferroviário, a infiltração apenas se processará a um ritmo igual á permeabilidade do solo. Este facto aliado ao baixo valor da chuva acumulada produzida por evento pluviométrico intenso, induz o solo numa fraca resposta a eventos chuvosos de significativa magnitude. Na figura 7.14 estão caracterizados os efeitos produzidos por uma chuva intensa num talude constituído por solos argilosos, onde numa primeira fase inicia-se a constituição de uma frente molhada com a consequente perda de sucções ao longo da mesma, mas devido à insignificante quantidade de chuva acumuladas estas sucções rapidamente se restabelecem, não havendo lugar a mudanças significativas na estabilidade do talude mantendo-se o FS praticamente igual (FS = 2.430) ao disposto nas condições iniciais (FS=2.431).

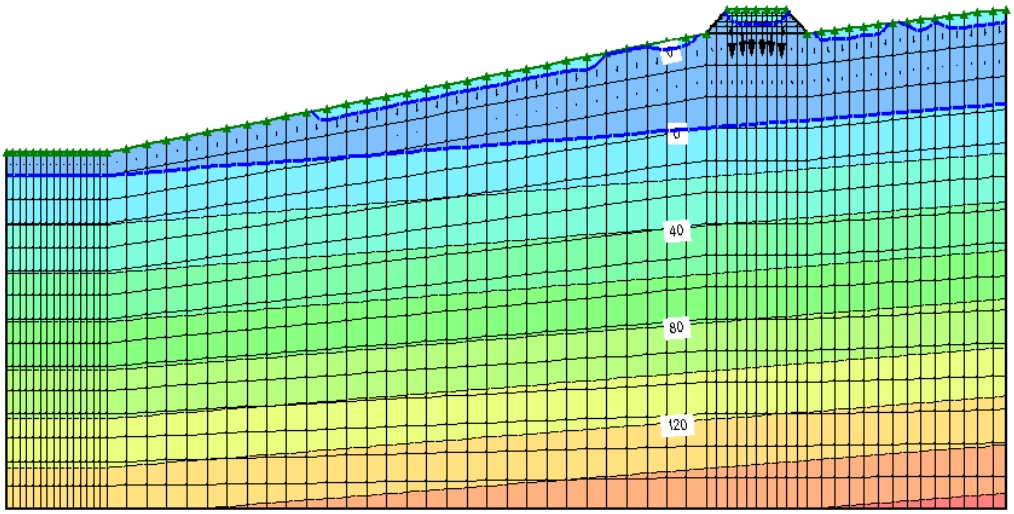


Figura 7.14 – Diagrama de pressões sobre o efeito de uma chuva intensa, com duração igual a 5 minutos

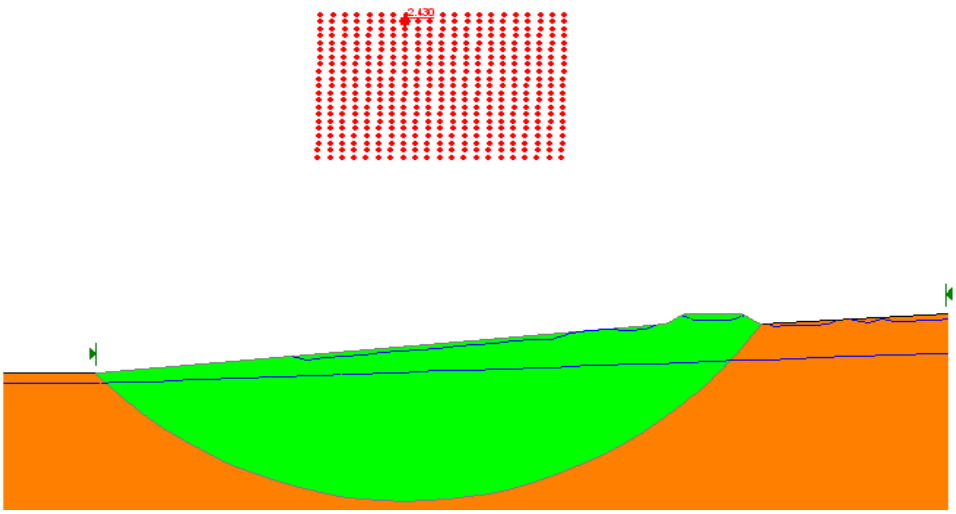


Figura 7.15- Modelo de estabilidade do talude para chuvas intensas

7.5.4. CONDIÇÕES TRANSITÓRIAS – INICIO DA INFLUÊNCIA DA PLUVIOMETRIA

O ponto-chave na análise de estabilidade de taludes com baixas permeabilidades é descobrir o momento em que a chuva começa realmente a afectar a estabilidade do talude. O procedimento adoptado para descobrir a duração do evento pluviométrico na qual a chuva começa a significativamente afectar o talude foi:

- Induzir um fluxo constante (q> K_{sat}) no talude que simule uma chuva contínua com duração de 10 dias.
- Observar o surgimento da formação de superfícies críticas muito superficiais, geralmente com valores do factor de segurança muito reduzido, e com espessura da ordem dos centímetros (figura 7.16, 7.17; 7.18 e 7.19), devido ao aumento das pressões neutras
- Observar a diminuição da segurança efectiva de todo o talude, origem de deslocamentos difusos no tempo
- Observar a evolução do factor de segurança após o término da chuva

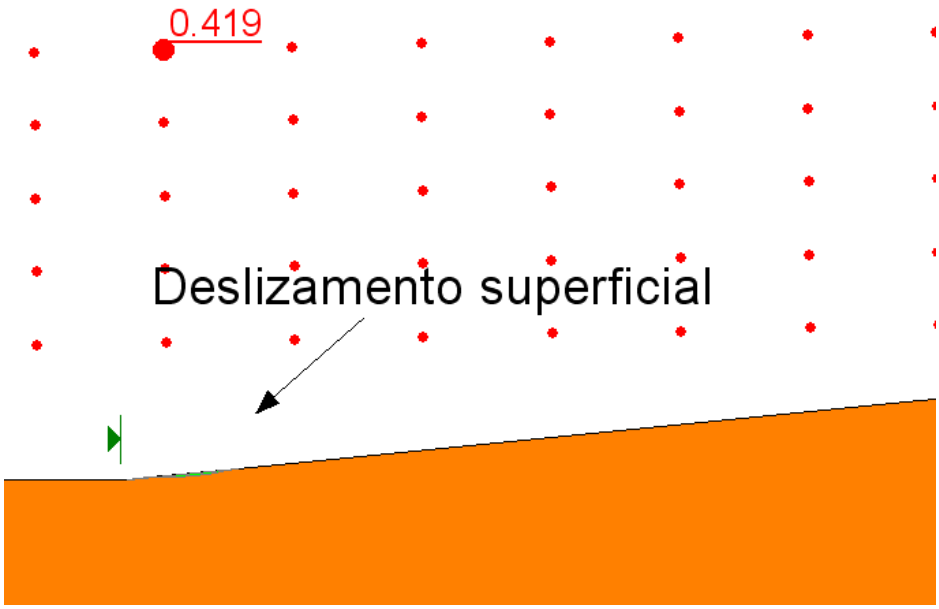


Figura 7.16 - Instabilidade superficial causada por uma chuva com duração de 80 horas

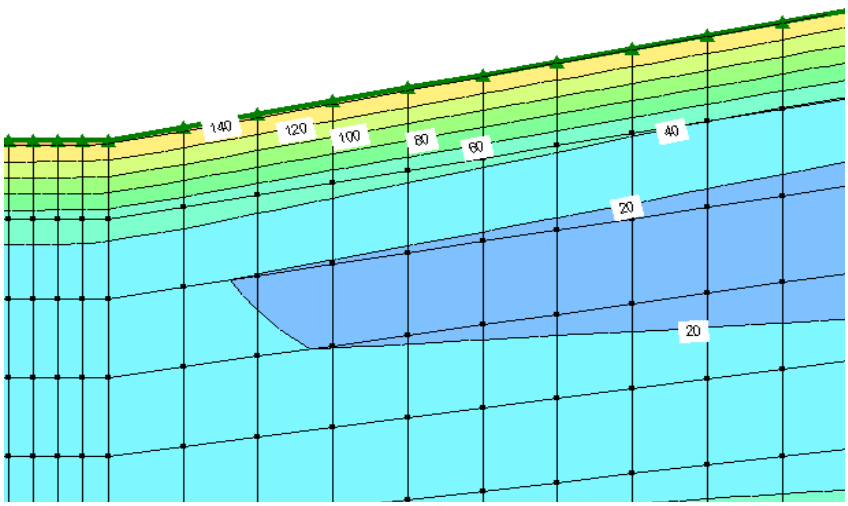


Figura 7.17 - Diagrama de pressões neutras para uma chuva de duração de 80 horas

Ao fim de 5 dias de chuva continua, a pressão aumentou para 160 kPa (figura 7.18) nas zonas superficiais. As superfícies críticas começam a aprofundar-se significativamente devido á influência do aumento da pressão intersticial. Este é considerado o ponto de significativa influência da chuva na estabilidade do talude. O factor de segurança atinge o valor de 1.003 (FS=1.003).

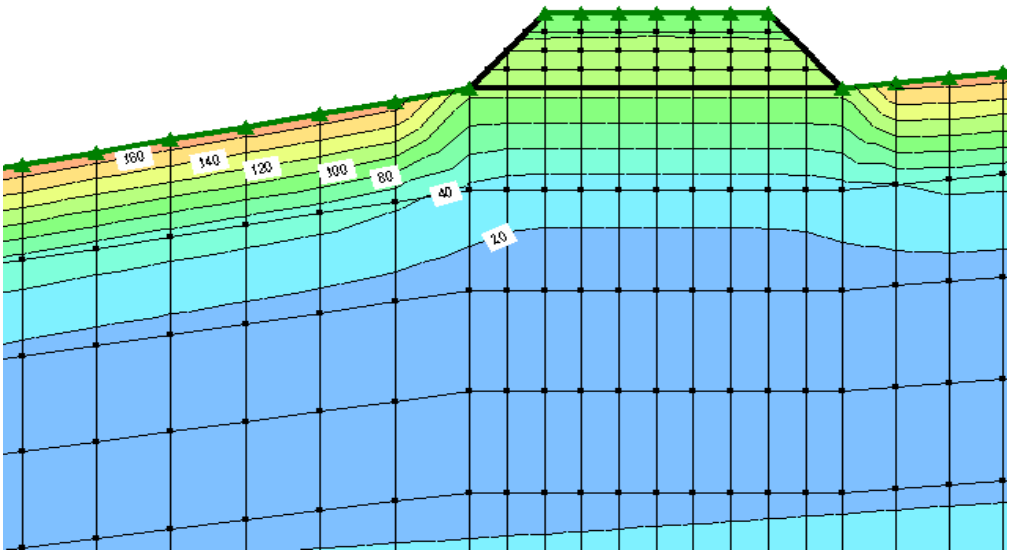


Figura 7.18 - Pressões neutras no final do quinto dia de chuvas consecutivas.

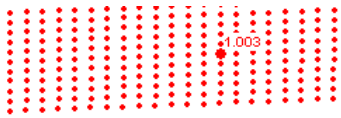


Figura 7.19- Modelo de estabilidade do ao fim do quinto dia de chuva constante

Os deslizamentos apresentados, embora possam ainda ser considerados superficiais, englobam uma massa de terreno bastante elevada sendo capazes de afectar a estabilidade do talude. É por isso considerado o limiar pluviométrico de 5 dias para o início de consequências sérias na segurança global do talude.

7.5.5. CONDIÇÕES TRANSITÓRIAS – AVALIAÇÃO FINAL

Segundo Cardoso Jr. (2005) [21], o conceito de duração de chuva crítica é um facto consistente com dados medidos em campo. Esta duração pode ser considerada como o limiar mínimo pluviométrico no qual, por mais que continue o evento pluviométrico, tal efeito não implicará um decréscimo da estabilidade global do talude. Segundo o autor, a duração crítica no caso de um solo argiloso pode ser considerada como muito grande, estando por isso no âmbito dos meses, dependendo das características da permeabilidade e directamente da sucção.

Para uma chuva de 10 dias este talude apresenta um coeficiente de estabilidade global de 0.910 para o deslizamento considerado. Esta superfície de deslizamento encontra-se já significativamente profunda. O perfil de pressões continua com valores muito elevados, fruto da continua infiltração da água nos solos e do consequente aumento da pressões neutras.

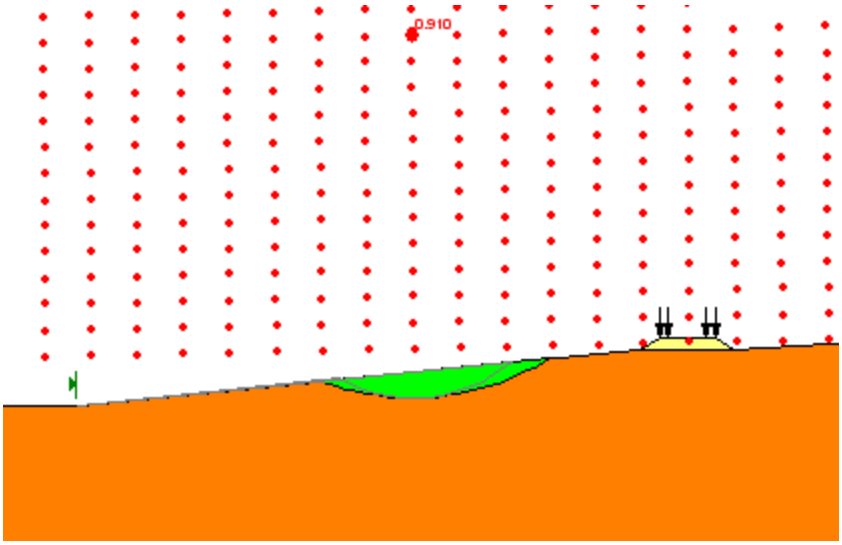


Figura 7.20- Modelo de estabilidade ao fim do décimo dia de chuva constante

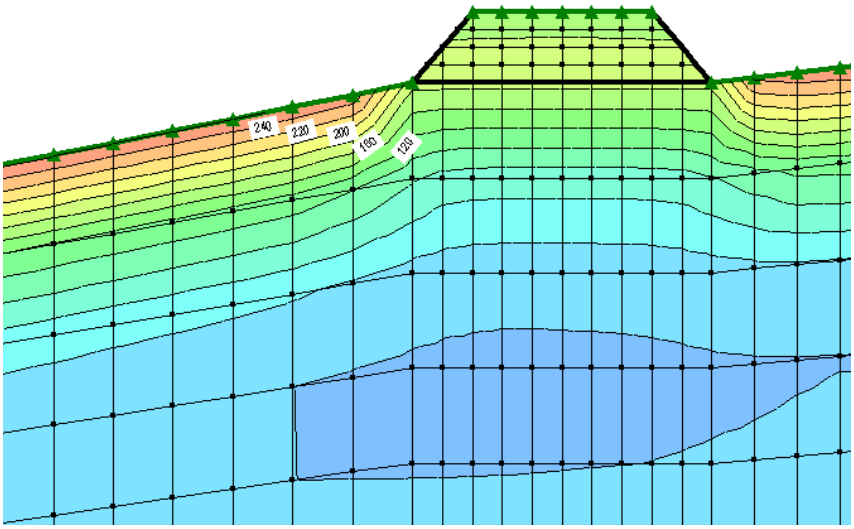


Figura 7.21 - Pressões neutras no final do décimo dia de chuvas consecutivas.

Ao décimo dia a simulação do fluxo contínuo é suspensa procedendo-se à análise de estabilidade do talude. Observa-se uma diminuição do factor de segurança progressiva como observado nos registos ao quinto dia após o final da chuva, (FS=0.739). O avanço da frente molhada bem como a dificuldade do terreno em dissipar os excessos de pressões neutras justificam a redução constante do factor de segurança. Apenas quando o restabelecimento da sucção equilibrar o avanço da frente molhada o factor de segurança registará de novo um incremento. Este é o principal motivo que justifica a ocorrência de deslizamentos mesmo na ausência de eventos pluviométricos, tal como constatado no historial deste local.

Em situações reais o factor de segurança unitário representa-se como o limiar de equilíbrio estático. No caso de uma chuva persistente, os deslizamentos são de uma forma geral progressivos e de uma forma contínua, razão justificada pela permanência de longos períodos do factor de segurança no limiar da unidade.

A representação comum do factor de segurança inferior à unidade, neste caso FS=0.739, é meramente o reflexo da evolução do mesmo, não sendo representativo da progressão dos deslocamentos reais do talude, pois o seu deslizamento progressivo induz em novos regimes de estabilidade.

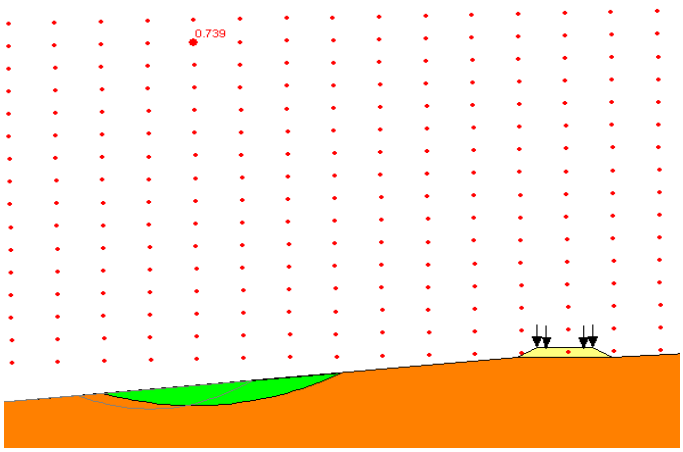


Figura 7.22 - Modelo de estabilidade 5 dias após o término do evento pluviométrico

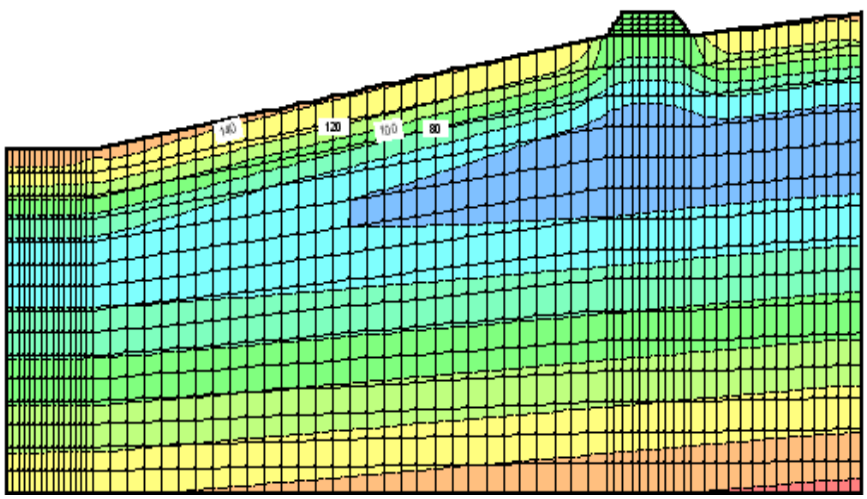


Figura 7.23 – Mapa de pressões em todo o talude 5 dias após o término das chuvas.

7.6. CONCLUSÃO

Uma metodologia foi desenvolvida para quantificar a estabilidade de um talude da Linha do Norte. Os resultados expostos neste caso de estudo demonstram que a estabilidade do talude é dependente da acumulação da chuva a longo prazo. A chuva intensa mas de curta duração não apresenta significativa influência na estabilidade do talude, sendo por isso importante a definição de os limiares nos quais o efeito da chuva interfere na estabilidade do talude. Após uma sequência de deslizamentos superficiais, convenientemente ignorados (devido à quantidade de massa ser desprezável), é apresentado o ponto onde a massa de deslizamento apresenta significativo interesse. De notar que este efeito não se apresenta como global, isto è, uma rotura global do talude não se verificou em qualquer caso, aspecto sustentado pela fraca inclinação do mesmo.

É possível concluir:

- A chuva antecedente de 5 dias apresenta-se como o limiar no qual os eventos pluviométricos afectam significativamente a estabilidade do talude;
- A duração crítica da chuva apresenta-se da ordem de grandeza das semanas ou mesmo meses, não sendo no clima português um factor primordial a considerar;
- O fim da chuva não implica a condição mais crítica, pois a diminuição do factor de segurança continuará por semanas, fruto da humidificação progressiva do talude;

Os valores obtidos neste caso de estudo apresentam os erros inerentes á consideração de um talude homogéneo e isotrópico, algo não presente na realidade, bem como à ausência de ensaios in situ e laboratoriais nos quais fossem calculados os valores necessários à correcta modelação do problema, tais como o coeficiente de permeabilidade e a humidade volumétrica do solo. Um outro factor que pode alterar significativamente a magnitude dos resultados é a consideração de um valor médio das resistências da argila dado a insuficiente quantidade de amostras obtidas.

Comparativamente com os cálculos efectuados pelo GEG, nota-se uma aproximação dos valores apresentados em ambas as análises. A caracterização não transitória mas com valores dos parâmetros de resistência muito baixos por parte da argila bem como a consideração do nível freático à superfície apresenta-se pois como uma possibilidade comparativa relativamente à análise transitória efectuada por este projecto. No entanto, este tipo de análises considera as piores propriedades do solo existentes, não sendo de todo possível analisar estados intermédios bem como determinar limiares pluviométricos que induzem instabilidades.

O interesse deste tipo de metodologias e a sua aplicação em outro tipo de taludes constituídos por outro tipo de solos presente no caminho-de-ferro português seriam de todo interessantes, apresentando-se como o objectivo de um projecto futuro.

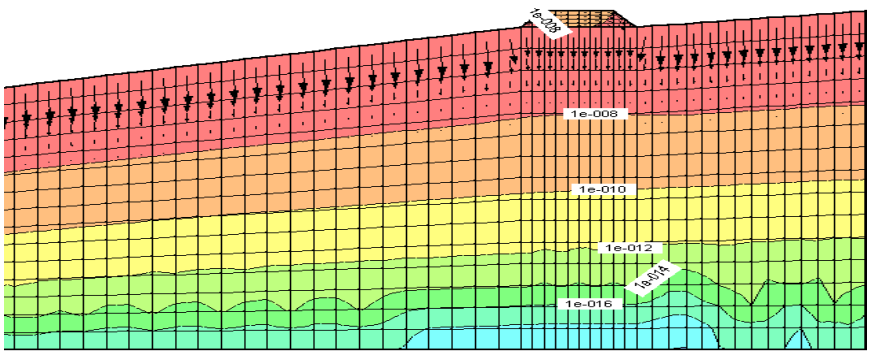


Figura 7.24 - Velocidade de propagação da água no talude no final do evento pluviométrico

8
Conclusão

8.1. QUESTÕES CHAVE

O ponto base do desenvolvimento de um projecto é a realização de questões base, questões estas que materializam as dúvidas e os conceitos que se pretendem estudar. O estudo da estabilidade de taludes sobre o efeito de condições meteorológicas adversas levou à conceptualização de perguntas chave, bem como a definição de parâmetros essenciais na caracterização de qualquer solo sujeito a acções pluviométricas.

As questões chave que surgiram no desenvolver deste projecto foram as seguintes:

Questão: Que eventos pluviométricos têm especial relevância na análise de estabilidade de taludes?

Resposta: A chuva pode ser definida por relações entre intensidade e duração. No entanto, à medida que a duração do evento aumenta, a sua intensidade diminui abruptamente como demonstrado na figura 7.9. Devido a este factor, os eventos pluviométricos são geralmente divididos em dois tipos sendo estes intensidade alta e curta duração ou ainda duração longa e intensidade reduzida.

Questão: Que efeito tem os eventos pluviométricos que apresentam uma intensidade elevada mas curta duração?

Resposta: As instabilizações em taludes causadas pela chuva são devido a fenómenos relacionados com a infiltração da água. A quantidade de água que se infiltra no terreno está directamente relacionada com o valor do coeficiente de permeabilidade do solo em estudo. Num solo com elevada permeabilidade, a quantidade de água capaz de se infiltrar por unidade de tempo é muito elevada. Este factor leva ao surgimento repentino de pressões neutras elevadas, e a uma rápida saturação dos poros. O factor de segurança desce assim de um modo repentino, podendo originar deslizamentos sem aviso prévio. Pelo contrário em solos com muito baixa permeabilidade, a quantidade de água que se infiltra por unidade de tempo é reduzida. Este factor leva a que após atingida a taxa máxima de infiltração – de valor igual ao coeficiente de permeabilidade, a restante água escorra superficialmente. Devido ao evento ser de curta duração, a reduzida quantidade de água infiltrada apenas alterará levemente os valores de sucção presentes no solo, não efectuando qualquer modificação na estabilidade profunda do talude.

Questão: Que efeito tem os eventos pluviométricos que apresentam uma intensidade reduzida mas longa duração?

Resposta: Um evento pluviométrico de longa duração apresenta geralmente uma quantidade elevada de chuva acumulada. A influência sobre um solo com baixa permeabilidade é deveras significativo, pois à medida que o evento pluviométrico se desenrola, uma quantidade fixa de água se infiltra gerando um aumento significativo nas pressões neutras e consequente quebra no valor da sucção. A sucção assume um papel significativo na estabilidade de taludes em solos não saturados de baixa permeabilidade dado o seu valor alto e o seu efeito extremamente coesivo. Devido à reduzida permeabilidade, a dissipação dos excessos de pressão neutra originados ocorrem de maneira extremamente lenta, afectando gradualmente o factor de segurança. No caso de um solo com permeabilidade alta, uma chuva de longa duração afecta de uma maneira desprezável a sua estabilidade, pois devido à intensidade reduzida, a água dissipa-se antes da formação de excessos de pressões neutras significativos.

Questão: O que leva à perda de estabilidade nalguns casos, após um longo período passado sobre o término do evento pluviométrico?

Resposta: Este tipo de situações ocorre tipicamente num solo com um baixo valor de condutividade hidráulica após um evento pluviométrico de elevada duração. A baixa permeabilidade do solo leva a um elevado tempo necessário, para a dissipação dos excessos de pressões neutras originados pela infiltração de água, bem como para o consequente restabelecimento dos valores de sucção. Por outro lado, o gradiente sucção que regula a infiltração numa fase inicial passa a ser progressivamente substituído pelo gradiente gravidade. Ambos estes factores induzem um comportamento bastante retardado no efeito da infiltração da água da chuva no solo, podendo a situação crítica ocorrer semanas após o fim do evento pluviométrico.

A importância da resolução destas questões apresenta sustentação ao longo de todo o projecto e em especial no capítulo 6. A sua apresentação na conclusão surge da necessidade por parte do autor de tornar clara e de uma forma sucinta os problemas que ocorrem frequentemente na análise de estabilidade de taludes sob acção de eventos pluviométricos.

8.2. DESENVOLVIMENTO

O objectivo primordial deste projecto é prever a influência da pluviometria em taludes de linhas ferroviárias. Para tal, foram apresentados variados métodos correntemente usados em engenharia para descrever a influência da pluviometria em solos. A capacidade destes métodos serem integrados num modelo de gestão de risco apresenta-se como um grande condicionante à sua aplicabilidade.

Os métodos assentes em limiares (6.3) foram os primeiros a ser aplicados, dado a sua base empírica e de fácil correlação regional. No entanto estes apresentavam falhas inerentes, devido a não serem portadores de base científica física bem como uma fiabilidade muito dependente do nível qualitativo dos dados recolhidos. Os métodos com base física mas apenas aplicados a situações especificas foram introduzidos progressivamente, sendo o caso de resolução dos deslizamentos superficiais (6.4) um incremento significativo na melhoria dos sistemas de risco, dada a magnitude anual de acidentes provocados por este tipo de deslizamento. A capacidade deste modelo ser integrado num sistema de informação geográfica (GIS) permite uma aplicabilidade ainda mais abrangente.

O passo final foi a integração de um modelo computacional capaz de modelar a infiltração da chuva em qualquer tipo de solo homogéneo acoplado a uma análise de estabilidade do talude (6.5). A resposta à acção da chuva dada por um talude singular pode ser facilmente calculada por este meio; no entanto, para prever o comportamento de um sistema infra-estrutural, como é o caso dos taludes de linhas férreas, são requeridas as variações das propriedades dos solos e do padrão das chuvas ao longo da área do sistema. O detalhe com que esta variação é requerida depende da sensibilidade dos taludes que compõe o sistema à variação dos parâmetros individuais.

Um caso de estudo baseado na modelação computacional foi desenvolvido com o objectivo de analisar o comportamento de um talude de uma linha ferroviária portuguesa com problemas crónicos devidos à acção da pluviometria. Através da modelação computacional foi possível compreender claramente o processo de instabilização e estabelecer limites para os quais este se iniciaria.

Esta metodologia inovadora apresenta-se fundamental na concepção de novos sistemas de gestão e controlo de Risco, capazes de em tempo real e através de um sistema de informação geográfica apresentar níveis de Risco, criar mapas de Risco Residual e prever o resultado de obras de melhoramento do sistema ferroviário.

O interesse deste tipo de metodologias e a sua aplicação em linhas presentes no caminho-de-ferro português seriam de todo interessantes, apresentando-se como um dos objectivos de um projecto futuro.

8.3. PROJECTOS FUTUROS

A conclusão de um projecto desta magnitude acarreta sempre motivação para projectos futuros. A conceptualização dos mesmos surge de dúvidas, desafios e preocupações criados ao longo do desenvolvimento deste projecto. Sendo a segurança aspecto fundamental em sistemas ferroviários o desenvolvimento de novos projectos que diminuam o Risco e que controlem o risco residual revelam-se prioritários. No seguimento da abordagem desenvolvida na realização deste trabalho de investigação, seria de todo interessante realizar os seguintes projectos:

- Estudo da influência da pluviometria em maciços rochosos.
- Integração dos sistemas computacionais apresentados neste estudo num sistema geográfico de informação numa linha férrea nacional.
- Influencia das mudanças climáticas no Risco em linhas férreas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

[1] - Tatsuo Noguchi. *Minimizing the effect of Natural Disasters*. Railway Technology Today 10, Japan Railway & Transport review, 2000, [52-59].

[2] - A. Campos e Matos, Paulo Pinto, Sérgio Cunha. – Residual Risk in Geotechnics, Conferencia Sabratha Engineering College. Novembro 2008, GEG-FEUP, Libia.

[3] - Morgenstern, N.R., 1992. *The evaluation of slope stability a 25 year perspective. Proceedings of the Specialty Conference on Stability and Performance of Slopes and Embankments*. II, Berkeley, vol. 1, pp. 1–26.

[4] - Ken K, S.Ho, S.Li. Geotechnical Ris in *Geotechnical Engineering* [129-201], 2001

[5] - Haimes, Y.Y. Risk Modeling, Assessment, and Management, 3rd Edition, John Wiley& Sons. (2008)

[6] - C. Donald Ahrens. Cloud Development and Precipitation. *In Essencials of Meterorology*, [121-128], Thomson Brooks/Cole, 2005

[7] - C. Brandão, R. Rodrigues, J. Pinto da Costa. *As cheias em Portugal. Estar informado e preparado*. Sessão de sensibilização (Ministério do Ambiente e Ordenamento nacional), Auditório do Instituto da Agua, 26/11/2004, Lisboa.

[8] - F. Guzzetti, S. Peruccacci, M. Rossi. *Rainfall thresholds for the initiation of landslides in central and southern Europe*. Meteorol Atmos Phys 98,18/06/2007, [239–267] , Springer-Verlag, Perugia

[9] - Mario Floris, Francesca Bozzano. *Evaluation of landslide reactivation: A modified rainfall thresholdmodel based on historical records of rainfall and landslides,* Geomorphology 94, 2008, [40 – 57],18/05/2008, Elsevier.

[10] - H. Rahardjo, E.C.Leong, R. B. Rezaur. *Effect of antecedent rainfall on pore-water pressure distribution characteristics in residual soil slopes under tropical rainfall.* Hydrol. Process. 22, 29/10/2007, [506 – 523], Wiley InterScience,

[11] - F.C. Dai, C.F. Lee. *Frequency-volume relation and prediction of rainfall-induced landslides.* Engineering Geology 59 , 13/10/2000, [253-266]. Elsevier.

[12] - Mowen Xie, Tetsuro Esaki, Meifeng Cai. *A time-space based approach for mapping rainfall-induced shallow landslide hazard*. Environmental Geology, 25/06/2004, [840–850], Springer-Verlag, Fukuoka

[13] - Rui Marques, José Zézere, Ricardo Trigo. *Rainfall patterns and critical values associated with landslides in Povoação County São Miguel Island, Azores relationships with the North Atlantic Oscillation*. Hydrol. Process. 22, [478 – 494], 2008.

[14] - Ng CWW, Wang B, Tung YK. *Three-dimensional numerical investigations of groundwater responses in an unsaturated slope subjected to various rainfall patterns*. CanGeotechJ 38: [1049– 1062], 2001.

[15] - Cho SE, Lee SR.*Evaluation of surficial stability for homogeneous slopes considering rainfall characteristics* J Geotech Geoenv ASCE 128(9): [756–763] , 2002.

[16] - Sergio E. Serrano. *Solution to Green and Ampt infiltration equation (2001; 2003 a; 2003b; 2006)*. Hydrologic Eng 2001, 2003,2006.

[17] - Barry et al., Discussion of 'Closure to '*Explicit Solution to Green and Ampt Infiltration Equation*' by Sergio E. Serrano, J. Hydrologic Engrg. Volume 11, Isue 3 [282 – 284], 06/2006.

[18] - Michele Calvello, Leonardo Cascini, Giuseppe Sorbino. *A numerical procedure for predicting rainfall-induced movemen of active landslides along pre-existing slip surfaces,* Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. 2008; 32: [327– 351].

[19] - *Theory. In Seep 2007 Engineering Book, GEO-SLOPE International,Ltd*

[20] - L. J. Manning; J.W. Hall. *Spatial analysis of te reliability of transport networks subject to rainfall-induced landslides.* 12/03/2008 – Wiley InterSience

[21] - Cardoso Jr. *Simulação do efeito de um fluxo transiente na estabilidade dos taludes.* IV Conferencia Brasileira sobre estabilidade de taludes [453-463]

[22] - *I*. Tsaparas, H. Rahardjo,, D.G. Toll, E.C. Leong. *Controlling parameters for rainfall-induced landslides.* Computers and Geotechnics 29, 2002, [1 – 27].

[23] - Zhang, J., Jiao, J.J., Yang, J. *In situ rainfall infiltration studies at a hillside in Hubei province, China.* Engineering Geology 57, [31–38], 2000

[24] - Zhang, J., Jiao, J.J., Yang, J. *In situ rainfall infiltration studies at a hillside in Hubei province, China.* Engineering Geology 57, [67–73], 2000

[25] - Michele Calvello, Leonardo Cascini, Giuseppe Sorbino. *A numerical procedure for predicting rainfall-induced movemen of active landslides along pre-existing slip surfaces,* Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. 2008; 32: [327– 351].

[26] - S. M. Brooks, M.J.Crozier, T.W.Glade. *Towards Establishing Climatic Thresholds for Slope Instability: Use of a Physically-based Combined Soil Hydrology-slope Stability Model* . Pure appl. geophys. 16, 2004, [881 – 905], Birkhauser Verlag, Basel, 2004

[27] - Kim,S.K.Hong,W.p, *Prediction of rainfall-triggered landslides in Korea.In Proc. 6th Int. Symp. (Bell, D.H., ed.)* Christchurch, New Zealand, [989 – 994], 1992.

[28] - Campos e Matos. *Estabilização da Plataforma da Via em Aterro instável entre o km 202+300 e o km 202+800 Memória Descritiva e Justificativa Projecto de Execução*. Maio de 2007, GEG.

[29] - The Government of Hong Kong Special Administrative Region Environment Transport and Works Bureau , Risk Management for Public Works, 2005.

[30] - A. Campos e Matos, J. Delgado, S. Cunha. Implementação de sistemas de segurança em taludes na linha da Beira Baixa. 2004, GEG - FEUP, Porto

[31] - A. Campos e Matos , *EN379-1 Tratamento e estabilização de encostas entre Outão e o portinho da Arrábida. Avaliação e análise do risco associado á queda de blocos.* Junho 2006, GEG, Porto

[32] - A. Campos e Matos, A. Correia. *Escarpa das Fontaínhas – Porto, Escorregamentos 2001. Registo Histórico e Estudos Geológicos.* 2001,10º Congresso Nacional de Geotecnia, *GEG – FEUP, Porto.*

[33] - M. Quinta Ferreira, Luís Lemos, Luís Pereira. *Influência da precipitação nos deslizamentos e no comportamento dos pelitos do Triásico, em Coimbra. 10º Congresso Nacional de Geotécnia, [61-71]*.

[34] - Santarém Andrade, Pedro Gomes Cabral. *Influência da precipitação na estabilidade de taludes rochosos*. 10º Congresso Nacional de Geotecnia, [103 –112].

[35] - Lumb. P. *Slope failures in Hong Kong*. Quarterly Journal of Engineering Geology (8) , 1975. [31-65]

[36] - Brand. E.W, *Relationship between rainfall and landslides in Hong Kong*. Proc 4th Internation symposium of Landslides, , vol 1, 1984 ,[377-384], Toronto, Canada.

[37] - C. Ko Ko, R. Chowdhury ,P. Flentje. *Hazard and risk assessment of rainfall – induced landsliding along a railway line*. Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 2005; 38; [197-213], Austrália.

[38] - Mark Pritchard, Michael Porter, Dr. Wayne Savigny. *CN Rockfall Hazard Risk Management System: Experience, Enhancements, and Future Direction.* , 2005, Canadian National Railway, Edmonton, AB, Canada.

[39] - Tatsuo Noguchi, H. Muriashi. *Slope disasters along railway and the countermeasure,* Railway technical research institute. Tokyo Japan

[40] - Liran Goren, Einat Aharonov. *On the stability of landslides: A thermo-poro-elastic approach*. Earth and Planetary Science Letters 277 , 2009, [365–372].

[41] - Michele Calvello, Leonardo Cascini, Giuseppe Sorbino. *A numerical procedure for predicting rainfall-induced movemen of active landslides along pre-existing slip surfaces,* Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. 2008; 32: [327– 351].

[42] - Pietro Aleotti . *A warning system for rainfall-induced shallow failures*. Engineering Geology 73, 2004, [247 – 265].

[43] - James A. Griffiths, Andrew J.C. Collison. T*he validity of using a simplified distributed hydrological model for estimation of landslide probability under a climate change scenario.* Geography Department, King's College London, Geocomputation, 1999.

[44] - Bruce D Malamud, Donald L. Turcotte. *Inventories and their statistical properties*. Earth Surf. Process. Landforms 29, [687–711] ,2004.

[45] - Jordi Corominas , Jose Moya. *Reconstructing recent landslide activity in relation to rainfall in the Llobregat River basin, Eastern Pyrenees, Spain.* Geomorphology 30 , 1999, [79–93].

[46] - Gonghui Wang, Kyoji Sassa. *Pore-pressure generation and movement of rainfall-induced landslides: effects of grain size and fine-particle content.* Engineering Geology 69, 2003 [109 – 125]

[47] - C. Dinis da Gama , João L. C. Delgado . *Caso de Estudo sobre a telegestão de tráfego ferroviária baseada em mapas de risco geotécnico.* Instituto Superior Tecnico, 19 de Maio de 2005.

[48] - R. Kohler and G. Hofstetter. *A cap model for partially saturated soils*. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. 2008; 32: [981–1004].

[49] - Dale Browne, Ana Deletic *A new saturated/unsaturated model for stormwate infiltration systems.* Hydrol. Process. 22, [4838–4849] , 2008.

[50] - X.B. Ta, F.C. Dai, L.G. Thamb, H. Min. *Field monitoring of rainfall infiltration in a loess slope and analysis of failure mechanism of rainfall-induced landslides* Engineering Geology 105, 2009, [134 –150].

[51] - *Jaehong Kima,, Sangseom Jeong Influence of rainfall-induced wetting on the stability of slopes in weathered soil.* Engineering Geology 75, 2004, [251–262].

[52] - *S.E. Cho , S.R. Le. Instability of unsaturated soil slopes due to infiltration.* Computers and Geotechnics 28 , 2001, [185-208].

[53] - L. J. Manning; J.W. Hall. *Spatial analysis of te reliability of transport networks subject to rainfall-induced landslides.* 12/03/2008 – Wiley InterSience

[54] - Chit Ko Ko,Phil Flentje, Robin Chowdhury *Interpretation of probability of landsliding triggered by rainfall*. Landslides , 2004, 1: [263–275].

[55] - S.W.C. Au. *Rain-induced slope instability in Hong Kong.* Engineering Geology 51, 1998, [1–36].

A.1

Estruturas mitigadoras de Risco em taludes de linhas férreas

A.1. ESTRUTURAS MITIGADORAS

A.1.1. BARREIRAS DINÂMICAS

As barreiras dinâmicas (também denominadas de flexíveis) de protecção contra a queda de blocos são estruturas constituídas por diversos dispositivos, a saber, redes reforçadas de aço de elevada resistência (de malha romboidal ou de anéis entrelaçados), postes rígidos com chapa de base, cabos de aço, cabos ancorados e tensionados, anéis ou elementos de travagem e de dissipação de energia, redes de aço de tripla torção, chumbadores, fixadores tipo braçadeiras, etc.

Figura A.1 – Barreiras dinâmicas

A.1.2. BARREIRAS METÁLICAS RÍGIDAS

O recurso a este tipo de barreiras estáticas surge da necessidade de criar um obstáculo ao movimento de pequenos blocos entre as encostas de vertente e uma determinada zona a proteger como seja a linha férrea. Esta barreira constitui então uma medida de protecção e segurança adicional para a estrutura ferroviária e para a circulação de comboios numa determinada zona de influência de queda de blocos das encostas sobranceiras.

A barreira metálica rígida apenas funcionará para acautelar pequenos e médios desprendimentos, uma vez que apresenta capacidades de amortecimento e de resistência a impactos bastante inferiores às barreiras dinâmicas. Estas barreiras são normalmente aplicadas em zonas onde é assegurada alguma distância entre o corredor ferroviário e os taludes sobranceiros e/ou onde estes se caracterizam por inclinações pouco arrojadas.

Figura A.2 – Barreiras Metálicas rígidas da Linha da Beira Baixa

É uma medida de estabilização que no caso de blocos de grandes dimensões ou alturas e inclinações mais arrojadas, é implantada (nos dias de hoje) sempre em conjunto com outras soluções que resistirão, a montante, a impactos maiores (barreiras dinâmicas, outro tipo de muros de espera, plataformas ou valas de retenção, etc.).
Esta medida tem vindo a ser cada vez menos utilizada em detrimento da instalação de barreiras dinâmicas, não só pela capacidade claramente superior destas últimas e pela versatilidade no seu posicionamento, mas também pelo facto das barreiras dinâmicas serem colocadas em pontos mais afastados da zona de influência da ferrovia e mais próximas dos pontos de desprendimentos. Contudo, até aparecerem no mercado as barreiras dinâmicas e os sistemas pregados de redes, as barreiras metálicas rígidas constituíam a principal solução de protecção contra a queda de blocos, conforme se poderá constatar na Linha da Beira Baixa.

A.1.3. SISTEMAS DE PROTECÇÃO COM REDES

Os sistemas de protecção com redes são bastante versáteis quanto à sua instalação, disposição e mesmo objectivo. A protecção de uma escarpa rochosa ou a estabilização de um determinado talude instável pode sugerir a aplicação de redes para as seguintes situações:

- Protecção de uma determinada área ou zona (corredor ferroviário, rodoviário, edificações, etc.) controlando as trajectórias de queda de blocos e permitindo uma deposição e acumulação ordenada dos desprendimentos;
- Estabilização, mesmo que passiva, de massas rochosas de modo a não permitir a sua queda para determinada área a proteger e a minimizar o seu movimento e a descompressão do maciço;
- Reforço semi-activo de blocos rochosos de grande massa de modo a não permitir quaisquer movimentos e descompressões do maciço.

Conforme também já foi referido para o caso das barreiras dinâmicas, estas soluções de redes, umas certamente mais do que outras, constituídas integralmente por componentes de aço devidamente protegidos contra a corrosão, são também bastante integráveis no meio envolvente nomeadamente passados alguns anos após as intervenções, em que a própria vegetação estabelece um disfarce da solução.

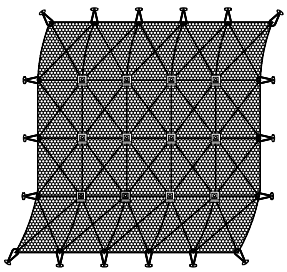


Figura A.3 - Sistema associado a cabos transversais, longitudinais e diagonais

Figura A.4 – Rede suspensa de protecção

A.1.4. MACIÇOS DE RECALÇAMENTO

Os maciços de recalçamento constituem uma solução de aplicação localizada. Ao contrário das barreiras que podem recolher blocos de diversas origens, um maciço de recalcamento apenas estabiliza um bloco ou um conjunto pequeno de blocos. Não quer dizer que isso reduza a importância dessas soluções, mas simplesmente é um conceito importante em termos de estabilização geotécnica.

Outro aspecto importante em termos de conceito geotécnico é o facto de estas soluções serem aplicadas directamente no problema de instabilidade, sendo por isso uma solução activa que actua no problema e não no controlo dos seus possíveis efeitos.

Os maciços têm vindo a ser aplicados desde há muito tempo, constituído, em conjunto com os muros de suporte de alvenaria de pedra, o grupo de soluções tradicionais de suporte e estabilização, aplicados nos diversos ambientes ferroviários nacionais (Linha do Douro, Linha do Oeste, Linha da Beira Baixa, Linha da Beira Alta, etc.). É também uma solução a manter e a promover mesmo considerando a sua execução predominantemente manual.

Figura A.5 – Maciço de recalcamento

A.1.5. TÚNEIS DE PROTECÇÃO

As estruturas como aquela que é ilustrada na figura A.6 têm muito pouco aplicação uma vez que são soluções relativamente pesadas, onerosas e de difícil conservação. Trata-se de soluções de quadros metálicos revestidos com redes electrossoldadas de retenção de pequenos blocos.
Fundamentalmente, estas soluções são aplicáveis a emboquilhamentos de túneis e em zonas de trincheiras de escavação.

Figura A.6 – Túnel de protecção

A.1.5. MUROS DE PROTECÇÃO

Há muitos tipos de muros e estruturas de contenção em função dos materiais empregues, das geometrias pretendidas, da forma de resistir aos impulsos e de todos os aspectos condicionantes à sua realização. Os chamados muros de contenção ou de suporte acarretam normalmente escavações e são executados para conter um terreno que, por si só e sem a acção estabilizadora do muro, seria muito provavelmente instável. A missão dos muros de revestimento é especialmente de proteger o terreno contra a erosão e meteorização e ainda de proporcionar um peso estabilizador e, se necessário, uma estabilização activa do talude.

No ambiente ferroviário escarpado como encontramos, em parte, na Linha do Douro, e também na Linha da Beira Baixa, entre outras, os muros em alvenaria de pedra foram sendo largamente aplicados como sistemas de protecção, estabilização, revestimento e de espera. Tal aplicação, no caso de muros de suporte, ocorria onde não era possível, perante as características mecânicas dos materiais constituintes do maciço, e perante a geometria arrojada das vertentes sobranceiras às linhas, garantir a estabilidade e devida protecção da circulação ferroviária.

Os muros eram tradicionalmente executados em pedra de alvenaria, no entanto, nos dias de hoje, recorre-se mais a soluções de paramentos de betão armado, mais fáceis de executar e sempre que necessário, reforçadas com dispositivos de amarração e fundação, como sejam pregagens, icroestacas, ancoragens, etc.

Figura A.7 – Muros de suporte

Os muros de espera (ou de impacto) eram e são aplicados normalmente quando não é possível implantar trincheiras ou valas para captação de blocos ou executar bermas para redução da energia cinética e para amparar a queda de blocos.

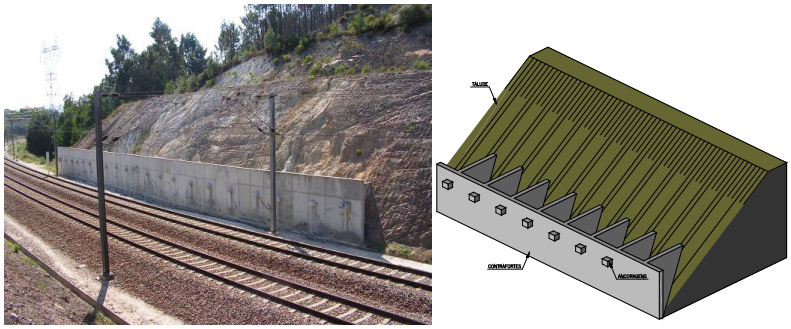


Figura A.8 – Muros de impacto

As soluções de gabiões são bastante úteis, como muros de protecção e estabilização e também como estruturas de espera ou impacto. As vantagens evidentes são a fácil montagem, não necessitando de mão-de-obra especializada, a capacidade drenante e também o aspecto final e de integração paisagística que lhe é atribuída. O facto de ser uma estrutura de gravidade, por um lado, e de ser relativamente flexível e deformável, por outro, também lhe dá atributos importantes face às funções de suporte de terras e de protecção contra a queda de blocos. Como desvantagem de realce, refira-se a necessidade de espaço significativo de implantação.

Figura A.9 – Muro de suporte e impacto

A.2

Parâmetros meteorológicos nacionais

A.2.1. ENQUADRAMENTO

O sistema nacional de informação de recursos hídricos divulgou, na sessão de sensibilização de 26 de Novembro de 2004, as ultimas actualizações no âmbito da aquisição e processamento de dados sobre precipitações intensas em Portugal continental.

A caracterização da precipitação intensa constitui informação de grande importância visto constituir elemento de apoios às inúmeras actividades relacionadas com recursos hídricos: dimensionamento de infra-estruturas hidráulicas, gestão e planeamento de recursos hídricos, por exemplo em situação de cheias e erosão hídrica, e aumento do conhecimento da hidrologia portuguesa.

O estudo das precipitações intensas em Portugal Continental através de Brandão, Rodrigues, Pinto da Costa (2001), agora actualizado corresponde á digitalização de cerca de 400 mil udogramas diários, à análise de cerca de 1000 anos e à publicação de 30 grupos de curvas de intensidade-duração-frequencia. [7]

Esta actualização actualizou os dados referentes á zona de Coimbra, sendo por isso de especial interesse no estudo do caso prático desenvolvido neste projecto.

Face à introdução de novas curvas IDF, em virtude da análise de mais dados sobre precipitações intensas, foram actualizados os seguintes mapas de isolinhas anteriormente publicados (C. Brandão, R. Rodrigues, J. Pinto da Costa; 2001); [7]

- *A.2.2 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada aos máximos, para as durações de 30 min, 1h, 6h e 24h.*
- *A.2.4 - Isolinhas das precipitações associadas ao período de retorno de 100 anos para as durações de 30 min, 1h, 6h e 24h.*

A introdução de nova informação proporcionou, ainda, a determinação para as durações acima indicadas, de novos mapas de distribuição espacial da precipitação associadas aos períodos de retorno de dois e mil anos. Para as frequências de ocorrência de dois, 100 e 1000 anos foram, ainda, determinados mapas para a duração de 48 horas. [7]

			Períodos de retorno (anos)															
			2		5		10		20		50		100		500		1000	
			Parâmetros ($I_{(mm/h)}=aD_{(min)}^{b}$)								IDF (válidas dos 5 aos 30 min)							
Código	**Posto udográfico**	**Altitude (m)**	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
03J/05	Vila da Ponte	740	190.23	-0.594	257.68	-0.599	302.34	-0.601	345.17	-0.603	400.60	-0.605	442.14	-0.606	538.13	-0.607	579.40	-0.608
06I/01	Amarante	90	168.07	-0.564	232.96	-0.543	276.15	-0.536	317.65	-0.531	371.44	-0.526	411.78	-0.523	505.06	-0.519	545.18	-0.518
12G/01	Coimbra (IG)	141	160.58	-0.477	203.21	-0.458	231.67	-0.450	259.05	-0.445	294.58	-0.439	321.25	-0.436	382.95	-0.430	409.51	-0.429
20E/01	Barragem de Magos	20	165.71	-0.538	267.16	-0.593	335.34	-0.615	401.15	-0.629	486.72	-0.643	551.03	-0.651	700.04	-0.665	764.22	-0.669
27G/01	Reliquias	230	162.92	-0.483	208.66	-0.432	240.08	-0.413	270.65	-0.399	310.42	-0.387	340.39	-0.380	409.98	-0.369	439.97	-0.365
30J/02	Catraia *	420																
31J/01	S. Brás de Alportel *	325																
30M/01	Figueirais *	82																

			Períodos de retorno (anos)															
			2		5		10		20		50		100		500		1000	
			Parâmetros ($I_{(mm/h)}=aD_{(min)}^{b}$) IDF								(válidas dos 30 min às 6 h)							
Código	**Posto udográfico**	**Altitude (m)**	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
03J/05	Vila da Ponte	740	136.84	-0.502	202.88	-0.527	247.52	-0.538	290.78	-0.545	347.20	-0.553	389.70	-0.558	488.45	-0.566	531.05	-0.569
06I/01	Amarante	90	181.65	-0.590	339.64	-0.655	453.82	-0.681	567.93	-0.700	720.33	-0.718	837.07	-0.728	1112.60	-0.746	1232.80	-0.752
12G/01	Coimbra (IG)	141	330.83	-0.698	473.77	-0.710	568.82	-0.715	660.16	-0.719	778.57	-0.723	867.38	-0.725	1072.80	-0.728	1161.10	-0.730
20E/01	Barragem de Magos	20	253.24	-0.655	297.71	-0.618	330.50	-0.604	363.11	-0.594	406.30	-0.584	439.11	-0.579	515.84	-0.569	549.08	-0.566
27G/01	Reliquias	230	284.72	-0.658	484.87	-0.683	619.39	-0.691	749.16	-0.697	917.79	-0.702	1044.50	-0.706	1337.80	-0.711	1464.10	-0.712
30J/02	Catraia *	420					358.73	-0.583			600.31	-0.595	666.56	-0.575	1226.20	-0.611	1519.20	-0.616
31J/01	S. Brás de Alportel *	325					388.73	-0.599			360.90	-0.492	786.20	-0.596	1271.90	-0.594	1566.10	-0.594
30M/01	Figueirais *	82					509.30	-0.642			1246.80	-0.695	1823.50	-0.718	4369.40	-0.770	6361.20	-0.792

			Períodos de retorno (anos)															
			2		5		10		20		50		100		500		1000	
			Parâmetros ($I_{(mm/h)}=aD_{(min)}^{b}$)								IDF (válidas dos 6 às 48 h)							
Código	**Posto udográfico**	**Altitude (m)**	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
03J/05	Vila da Ponte	740	125.27	-0.480	140.48	-0.457	151.80	-0.448	163.17	-0.441	178.34	-0.434	189.93	-0.429	217.19	-0.422	229.05	-0.419
06I/01	Amarante	90	194.39	-0.601	240.76	-0.595	271.62	-0.592	301.29	-0.590	339.76	-0.589	368.61	-0.587	435.37	-0.585	464.09	-0.585
12G/01	Coimbra (IG)	141	269.68	-0.663	405.44	-0.683	497.84	-0.691	587.64	-0.697	705.07	-0.703	793.71	-0.707	999.98	-0.713	1089.10	-0.715
20E/01	Barragem de Magos	20	389.32	-0.732	784.33	-0.782	1075.10	-0.802	1367.60	-0.816	1759.80	-0.829	2060.90	-0.837	2772.70	-0.850	3083.60	-0.854
27G/01	Reliquias	230	317.62	-0.678	274.86	-0.592	277.42	-0.563	287.23	-0.543	305.18	-0.526	320.81	-0.516	360.74	-0.500	378.90	-0.495
30J/02	Catraia *	420					453.92	-0.618			660.70	-0.609	761.65	-0.603	1087.10	-0.593	1264.60	-0.588
31J/01	S. Brás de Alportel *	325					509.07	-0.634			923.58	-0.648	1219.40	-0.658	2210.20	-0.675	2858.60	-0.682
30M/01	Figueirais *	82					758.00	-0.685			1666.50	-0.712	2324.80	-0.724	5081.90	-0.752	6999.60	-0.761

Figura A.10 – Parâmetros das curvas Intensidade-Duração-Frequencia (IDF)

A.2.2. ISOLINHAS DE DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DA PRECIPITAÇÃO ASSOCIADA AOS MÁXIMOS

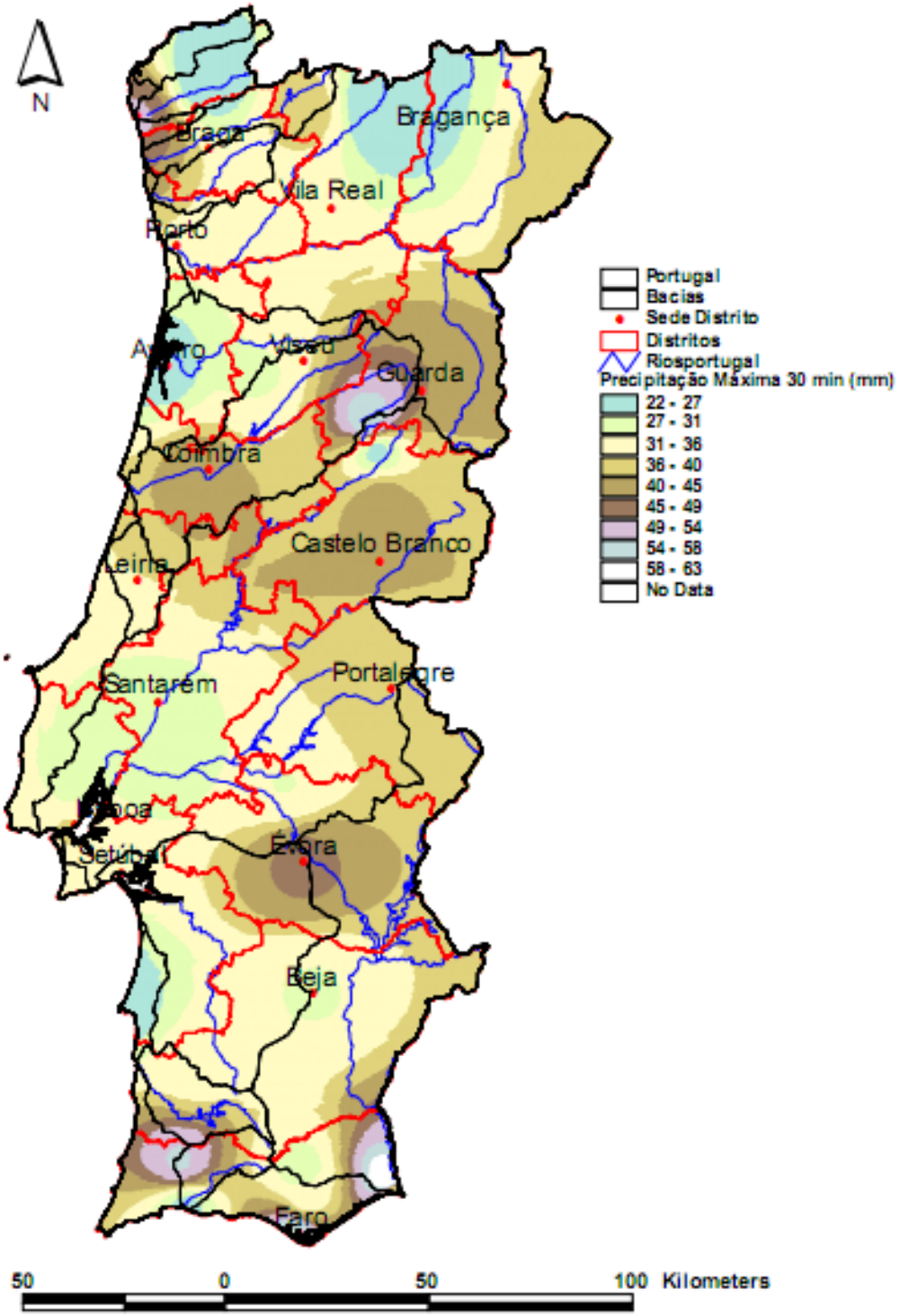


Figura A.11 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada aos máximos para a duração de 30 minutos

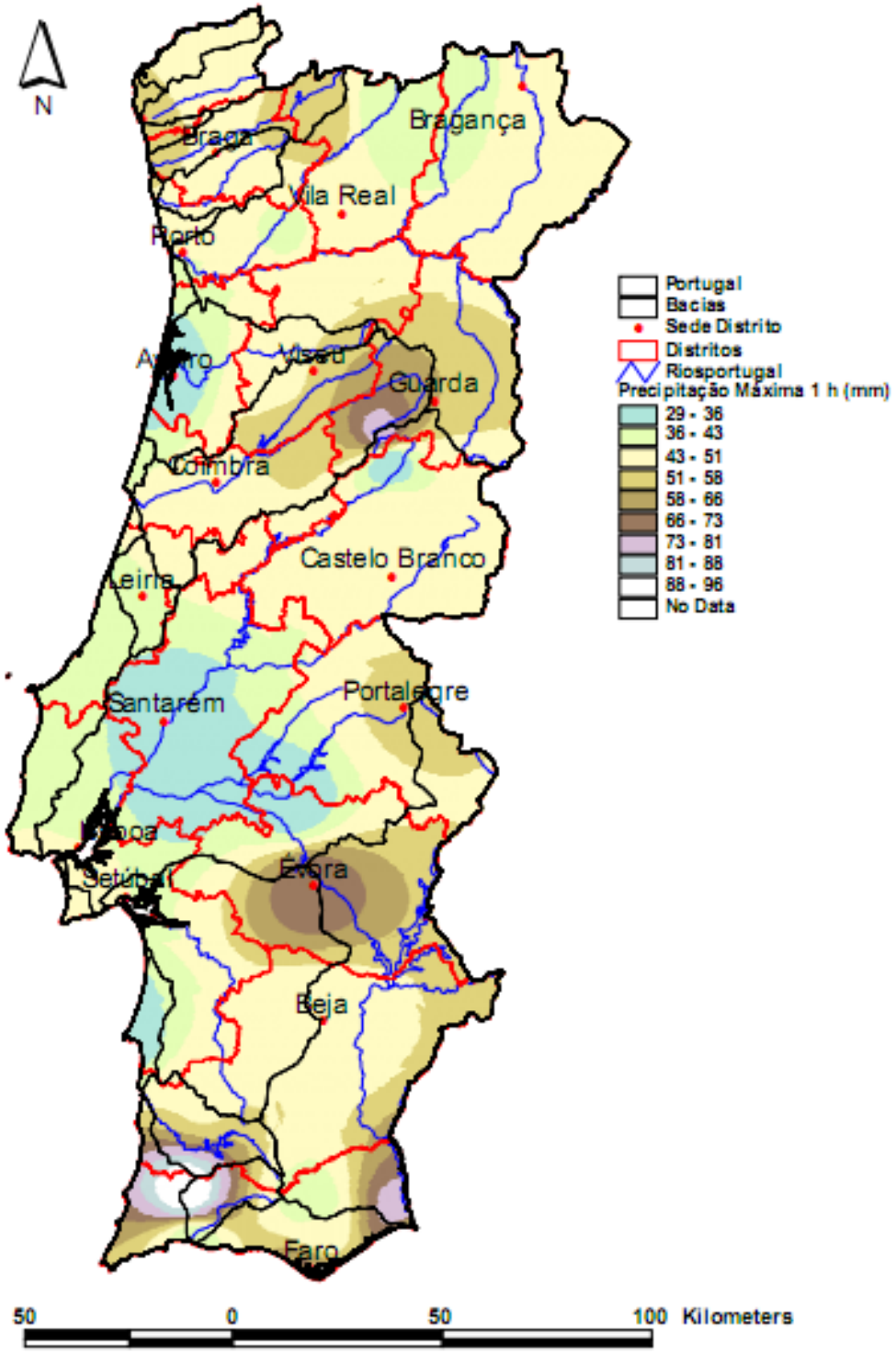


Figura A.12 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada aos máximos para a duração de 60 minutos

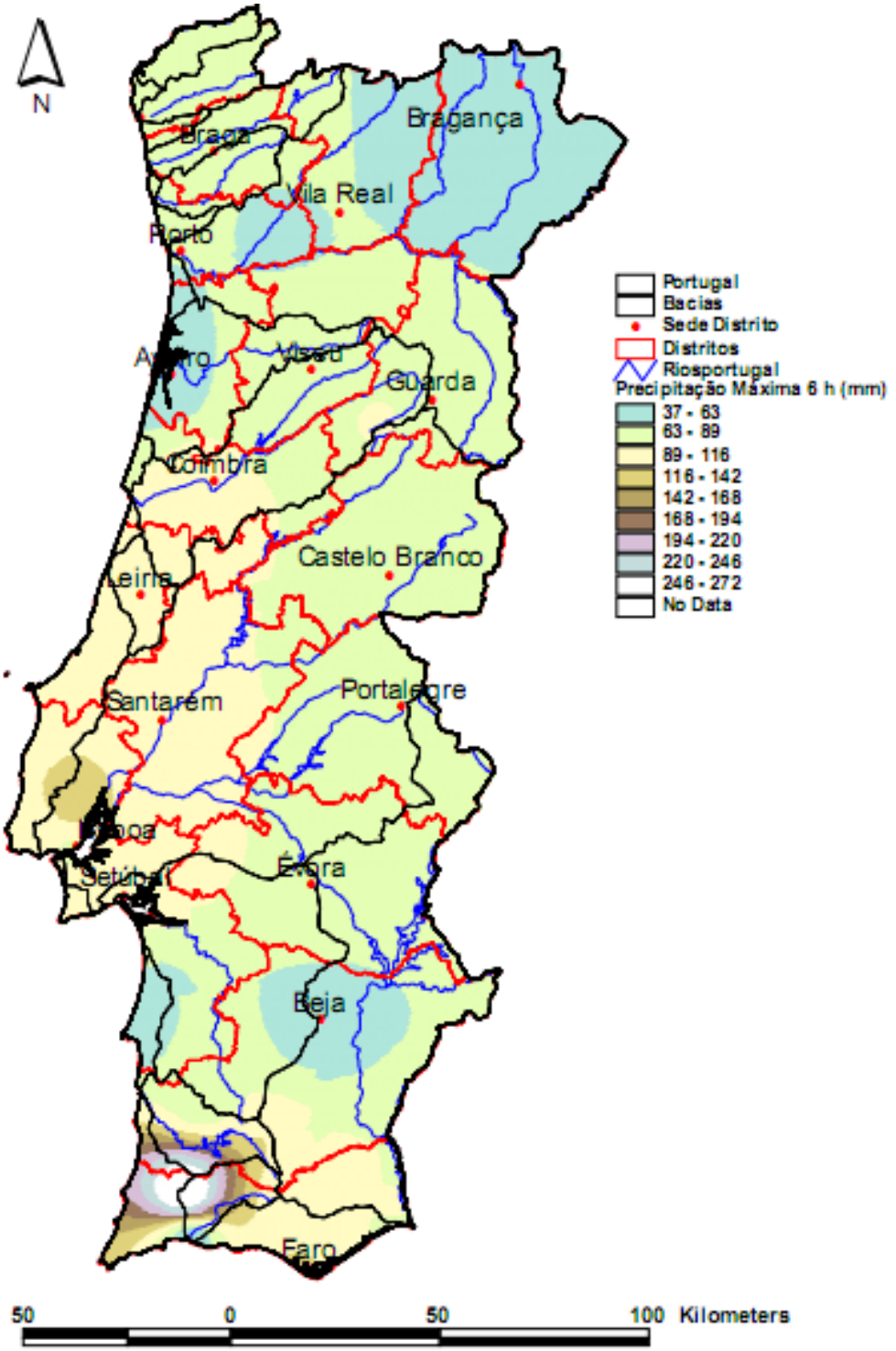


Figura A.13 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada aos máximos para a duração de 6 horas

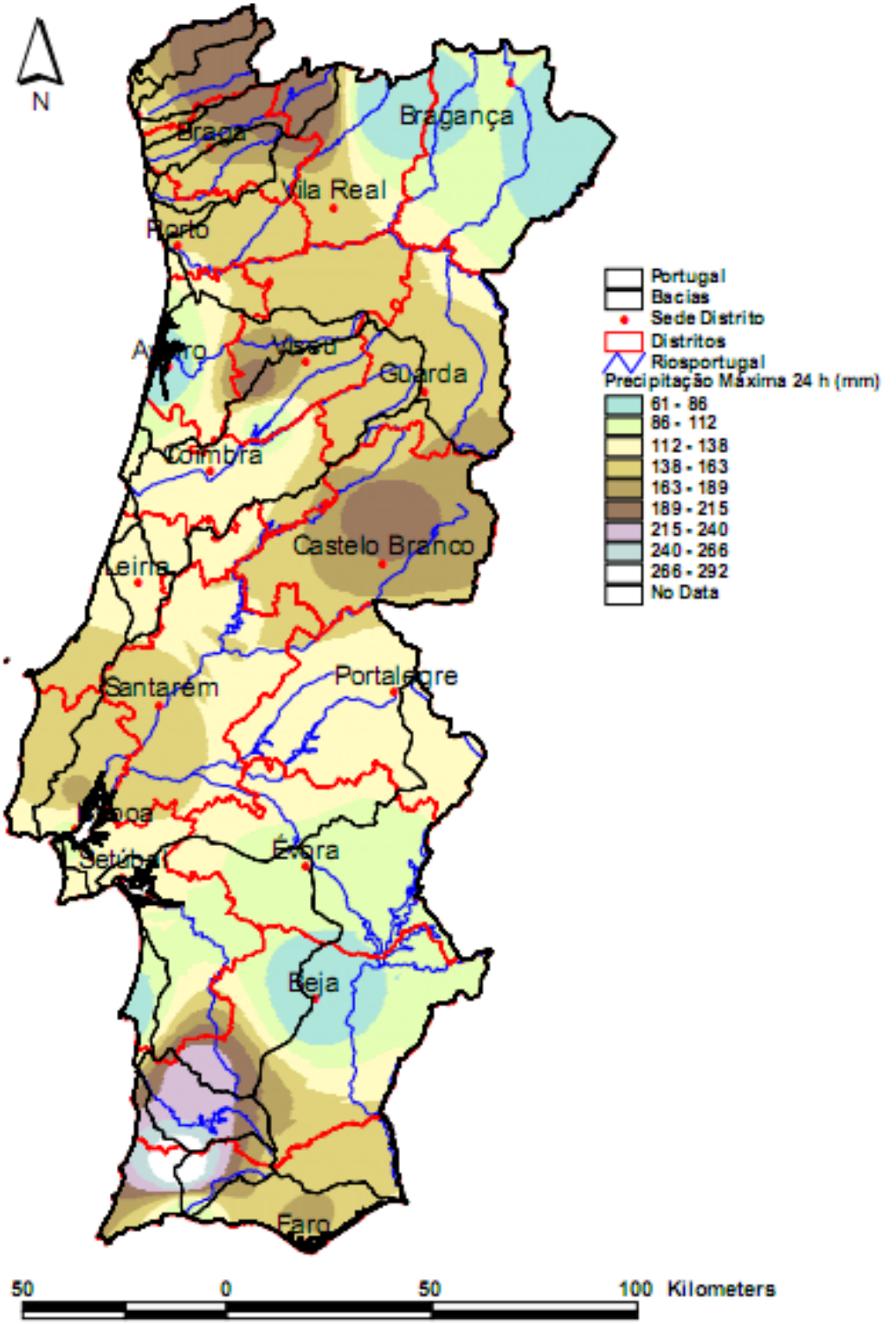


Figura A.14 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada aos máximos para a duração de 24 horas

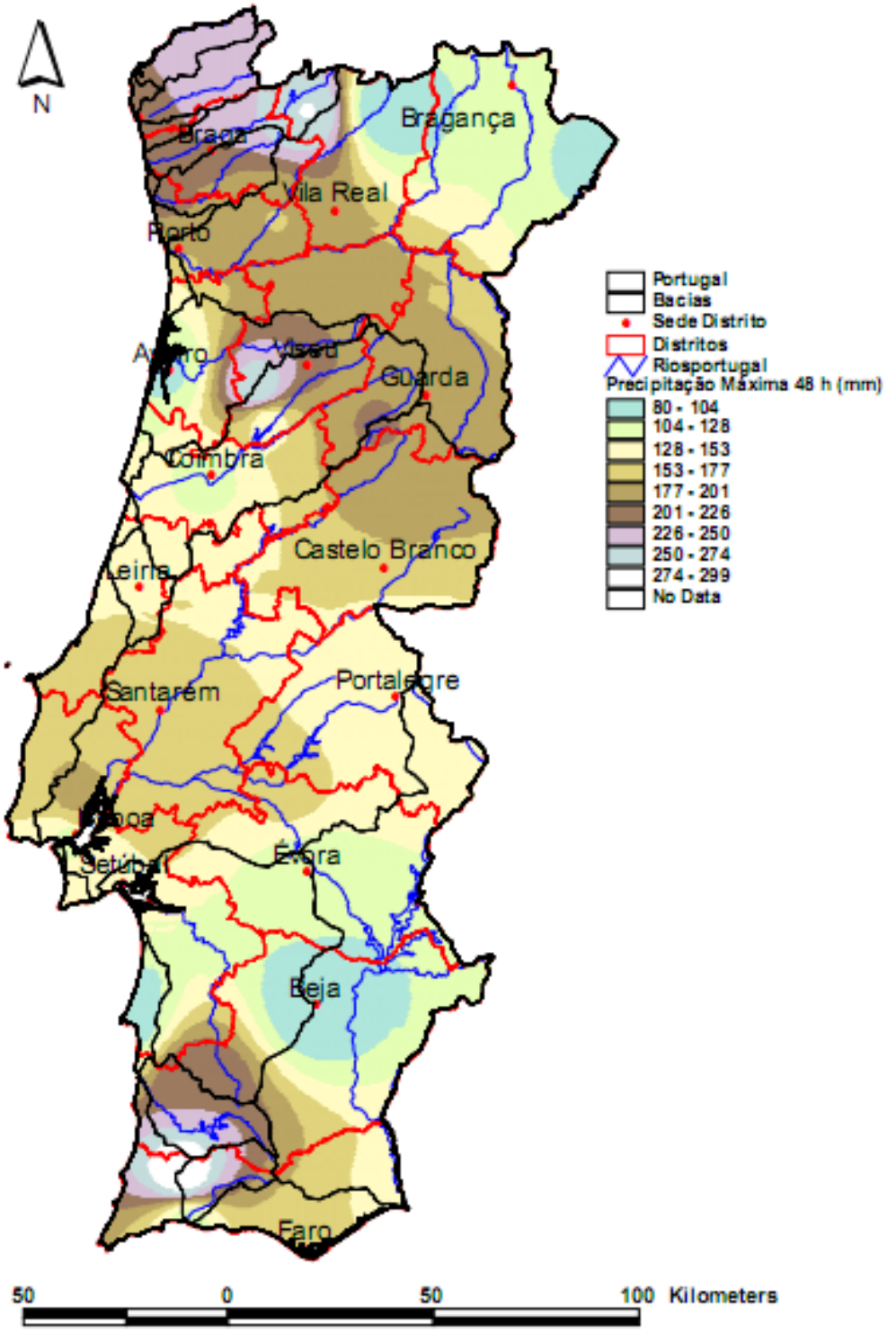


Figura A.15 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada aos máximos para a duração de 48 horas

A.2.3. ISOLINHAS DE DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DA PRECIPITAÇÃO ASSOCIADA ASSOCIADAS AO PERÍODO DE RETORNO DE 2 ANOS

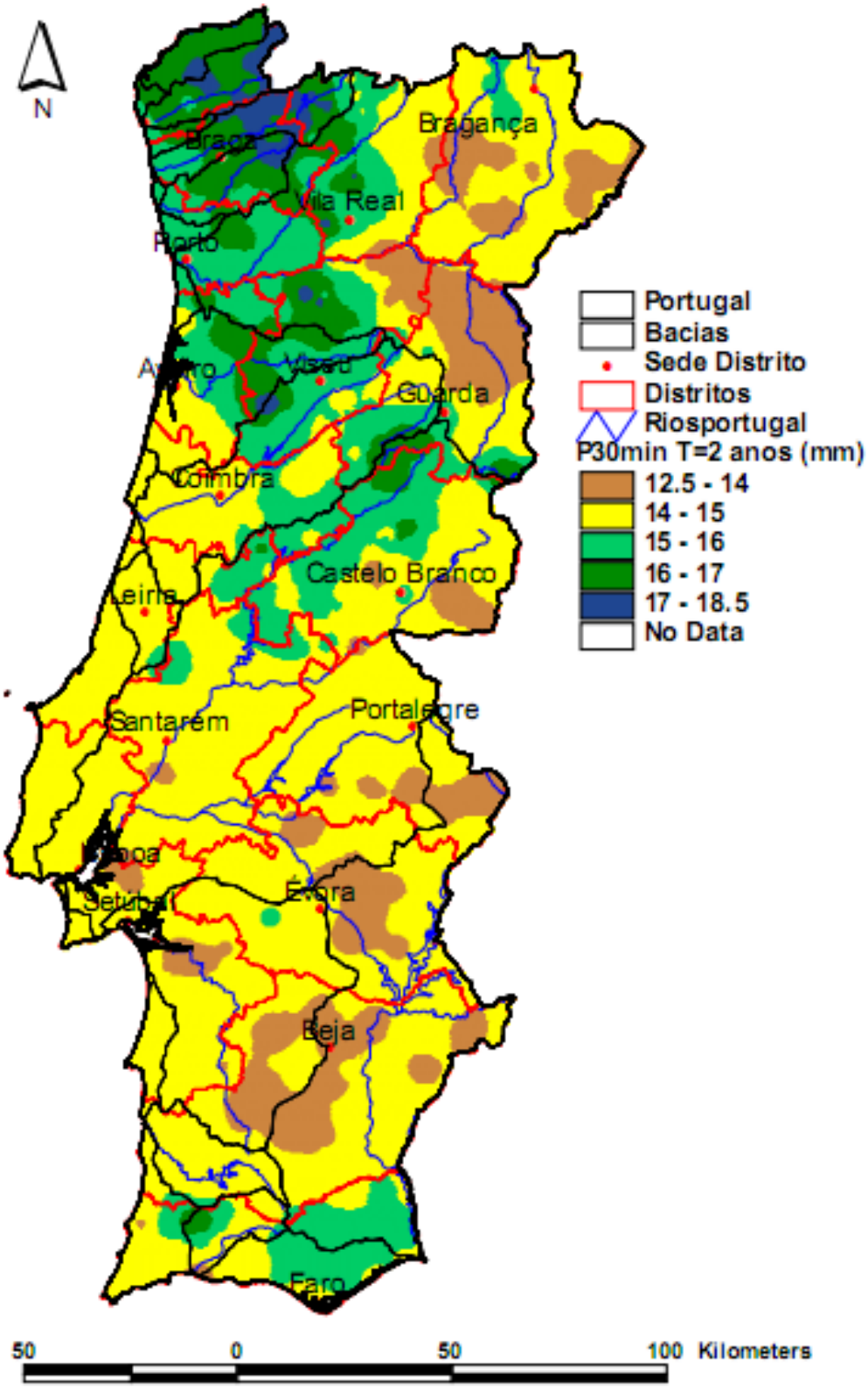


Figura A.16 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada associadas ao período de retorno de 2 anos para a duração de 30 minutos

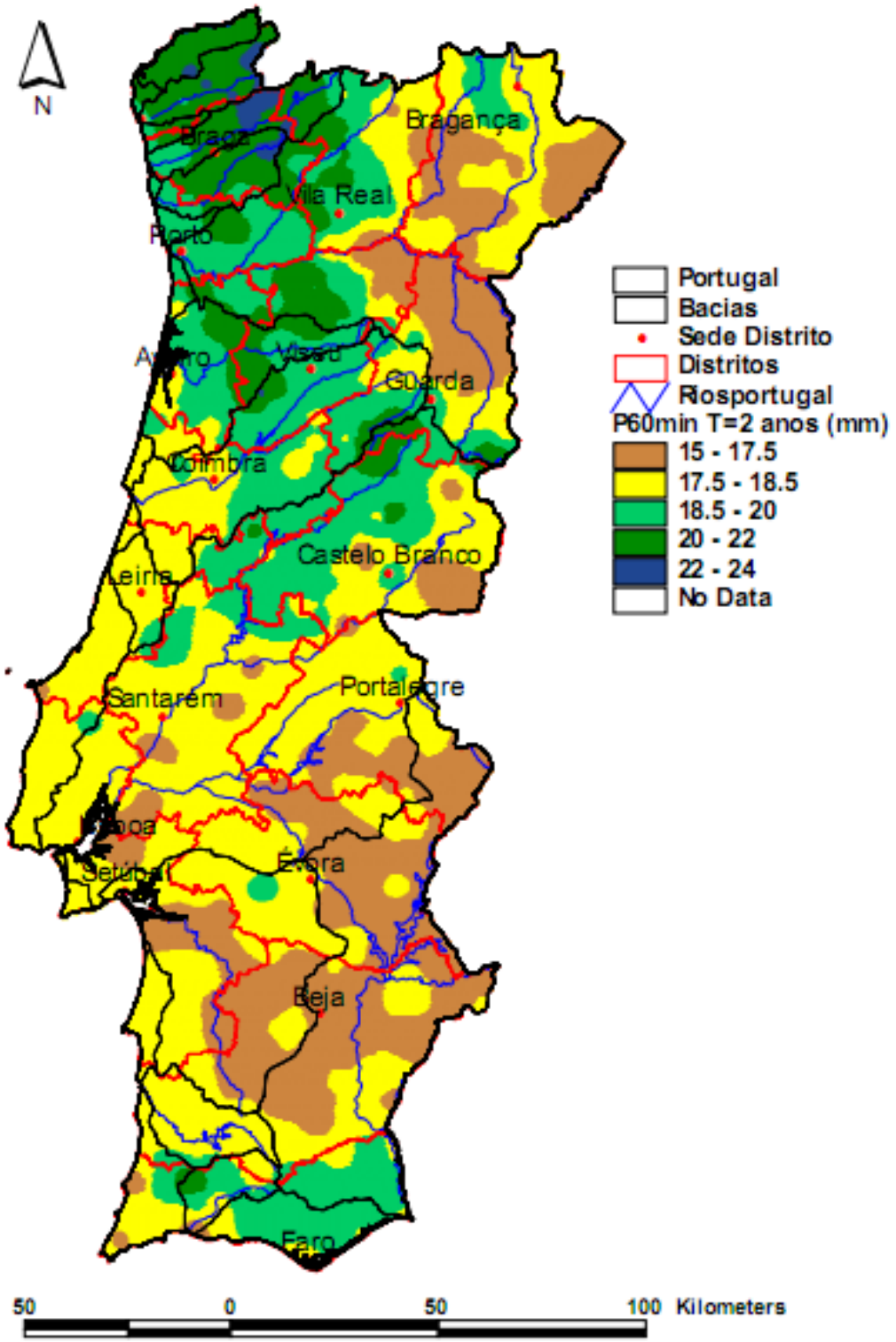


Figura A.17 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada associadas ao período de retorno de 2 anos para a duração de 60 minutos

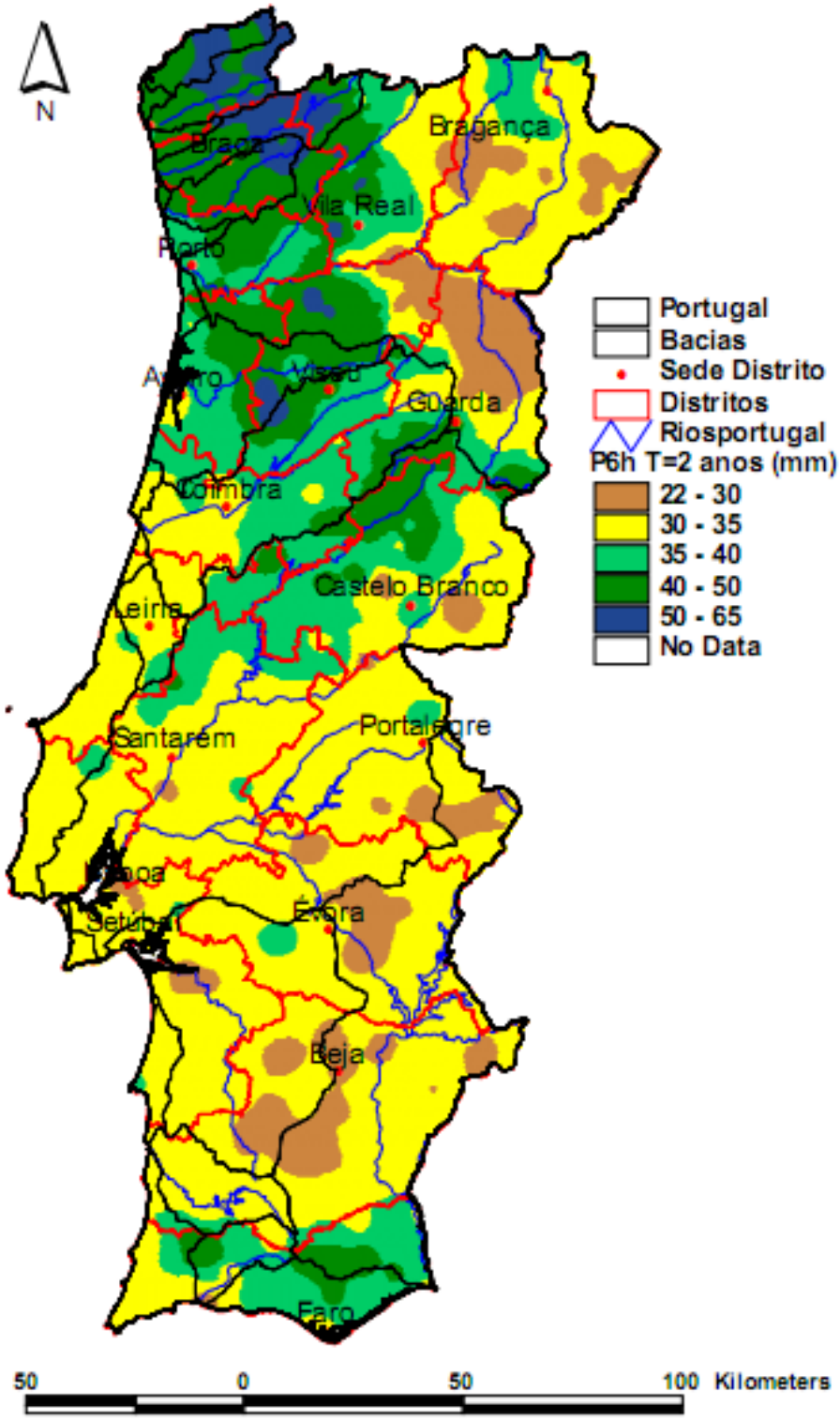


Figura A.18 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada associadas ao período de retorno de 2 anos para a duração de 6 horas

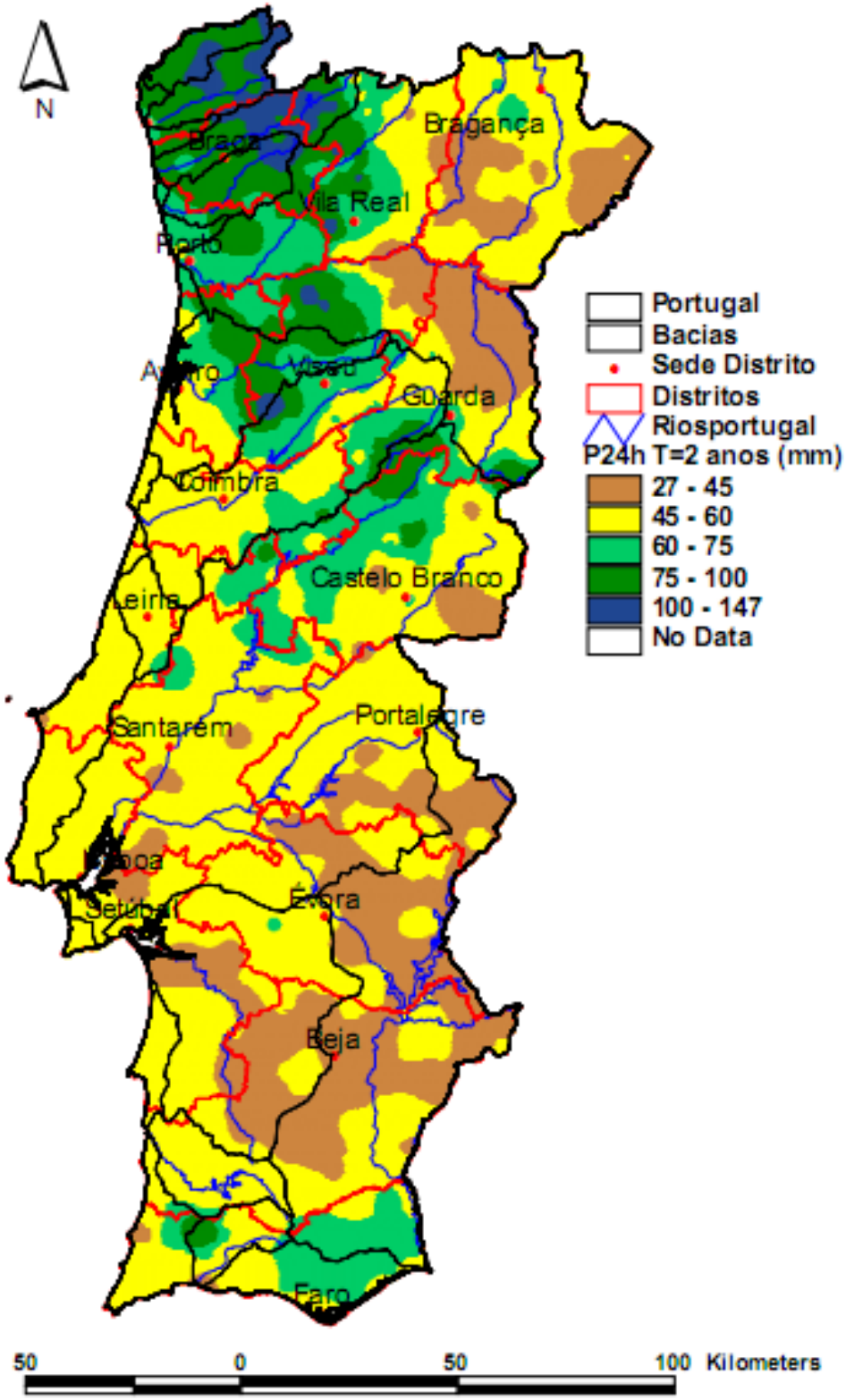


Figura A.19 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada associadas ao período de retorno de 2 anos para a duração de 24 horas

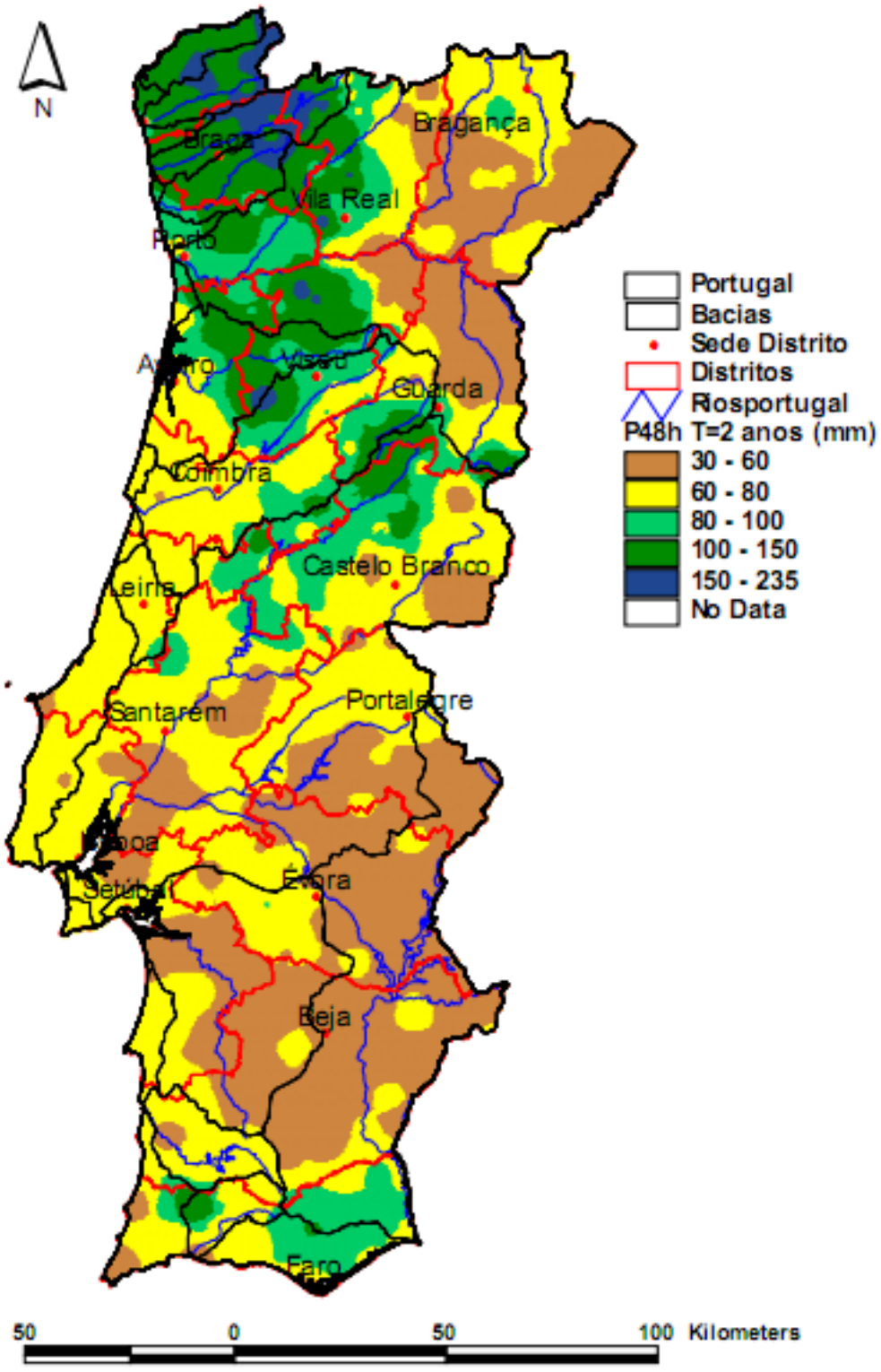


Figura A.20 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada associadas ao período de retorno de 2 anos para a duração de 48 horas

A.2.4. ISOLINHAS DE DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DA PRECIPITAÇÃO ASSOCIADA ASSOCIADAS AO PERÍODO DE RETORNO DE 100 ANOS

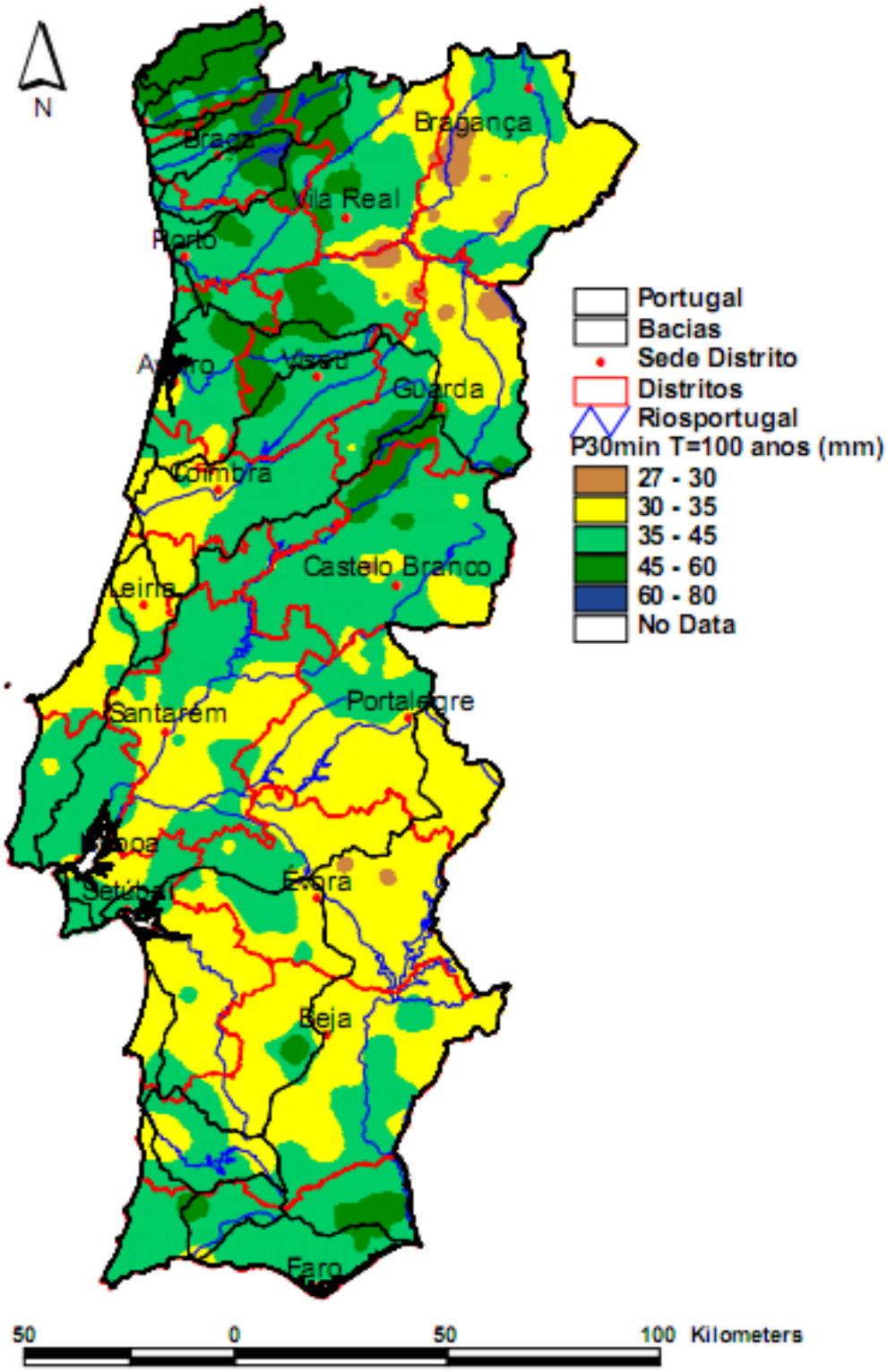


Figura A.21 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada associadas ao período de retorno de 100 anos para a duração de 30 minutos

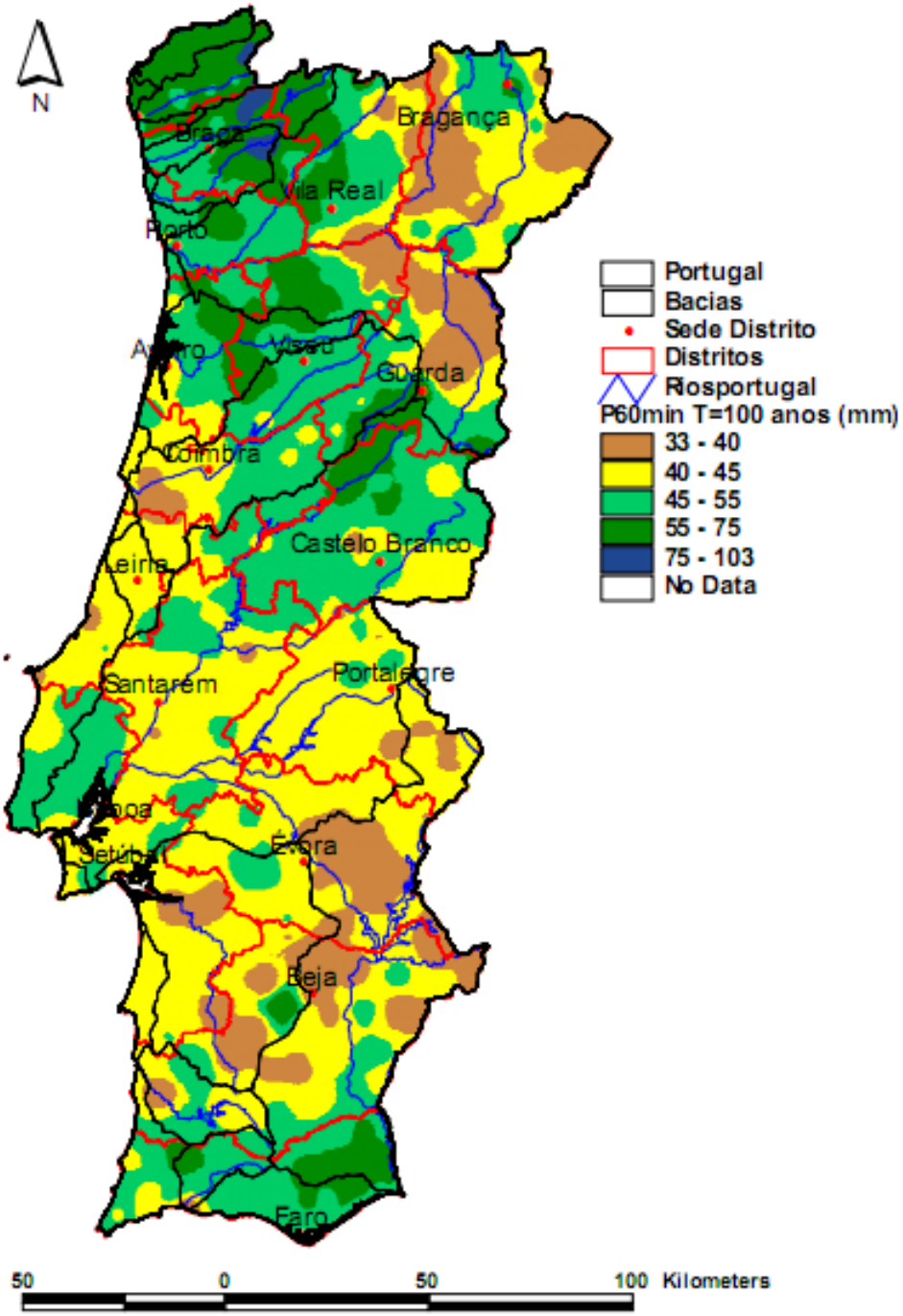


Figura A.22 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada associadas ao período de retorno de 100 anos para a duração de 60 minutos

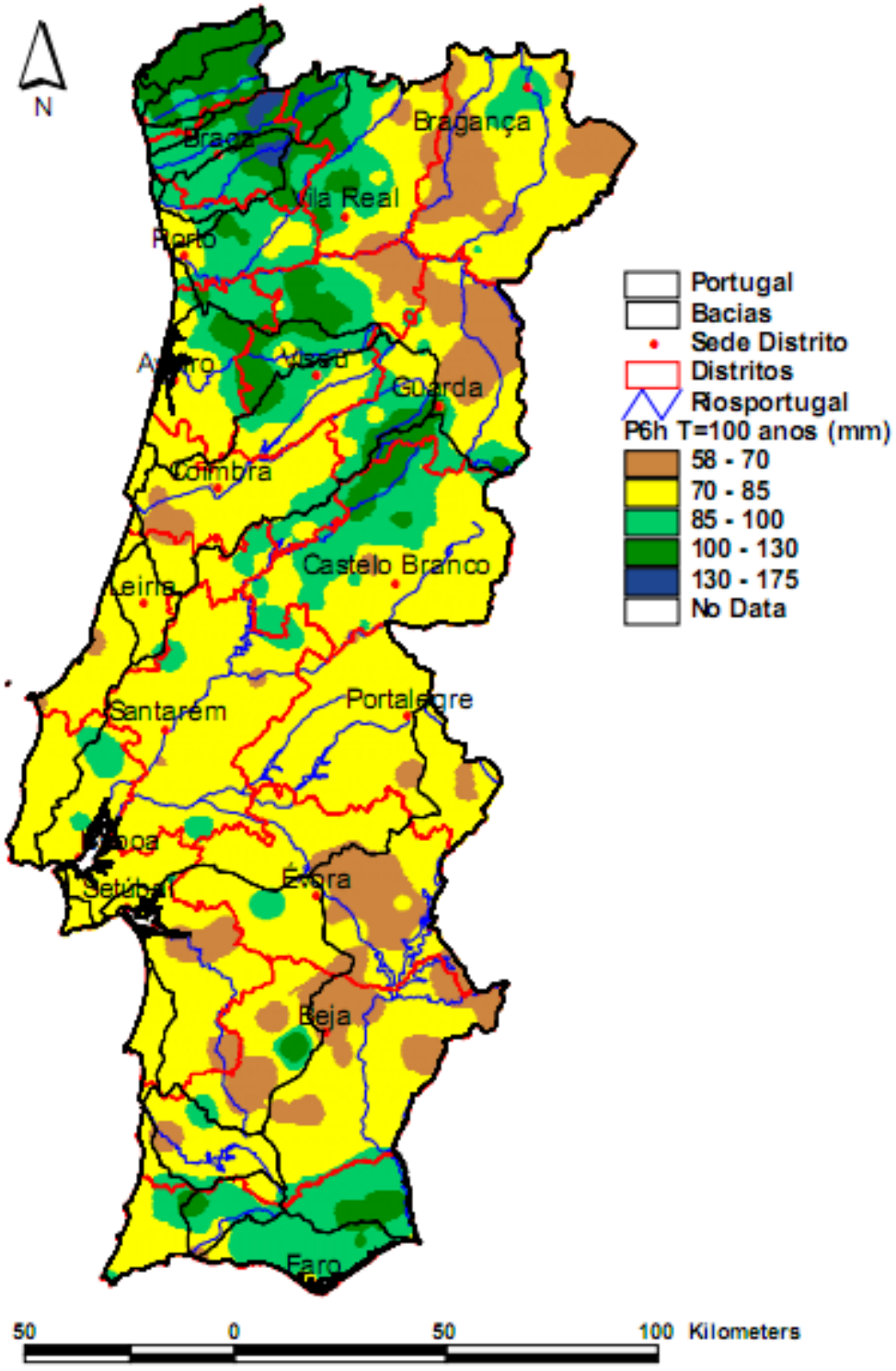


Figura A.23- Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada associadas ao período de retorno de 100 anos para a duração de 1 hora

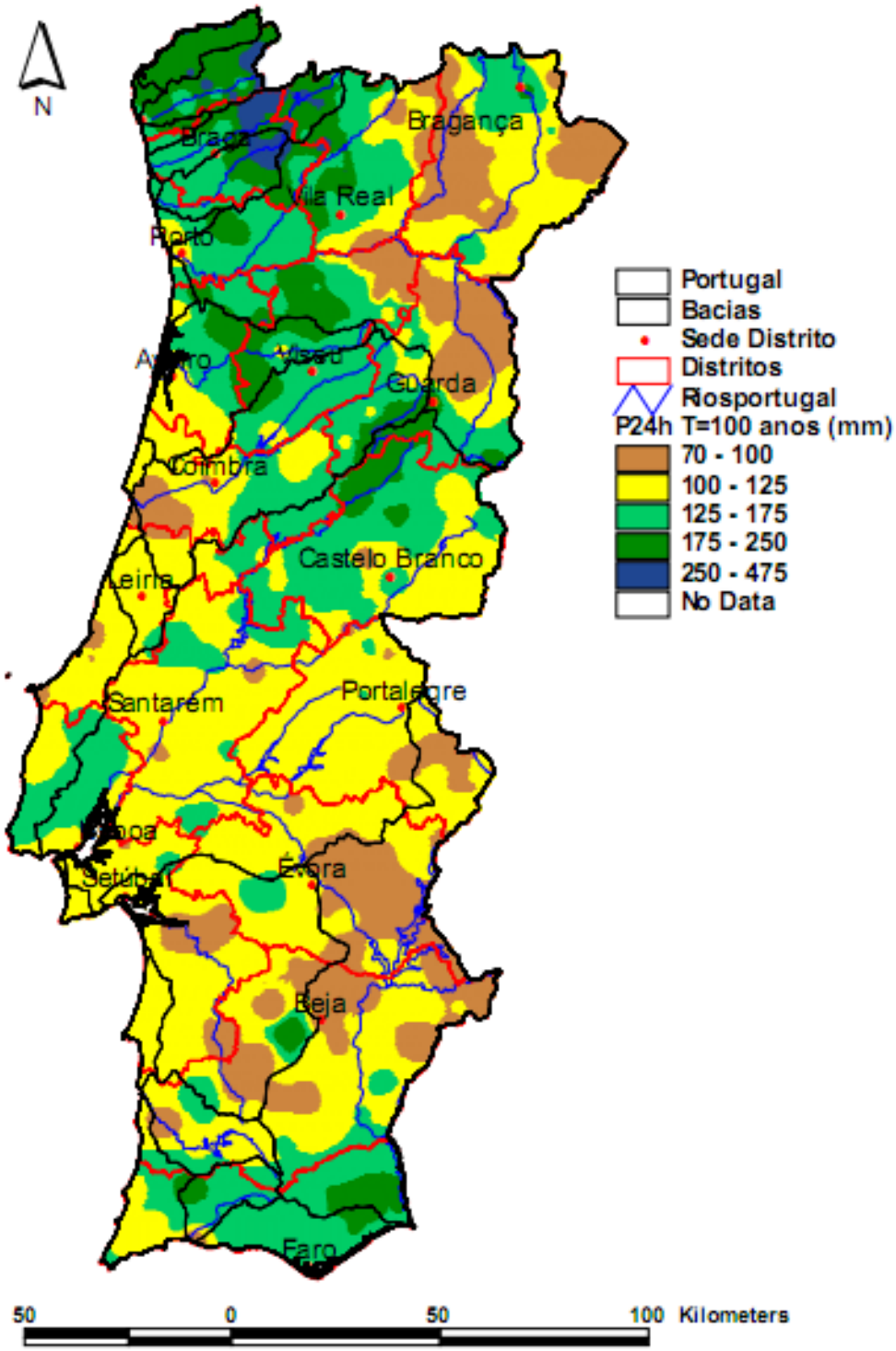


Figura A.24 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada associadas ao período de retorno de 100 anos para a duração de 24 horas

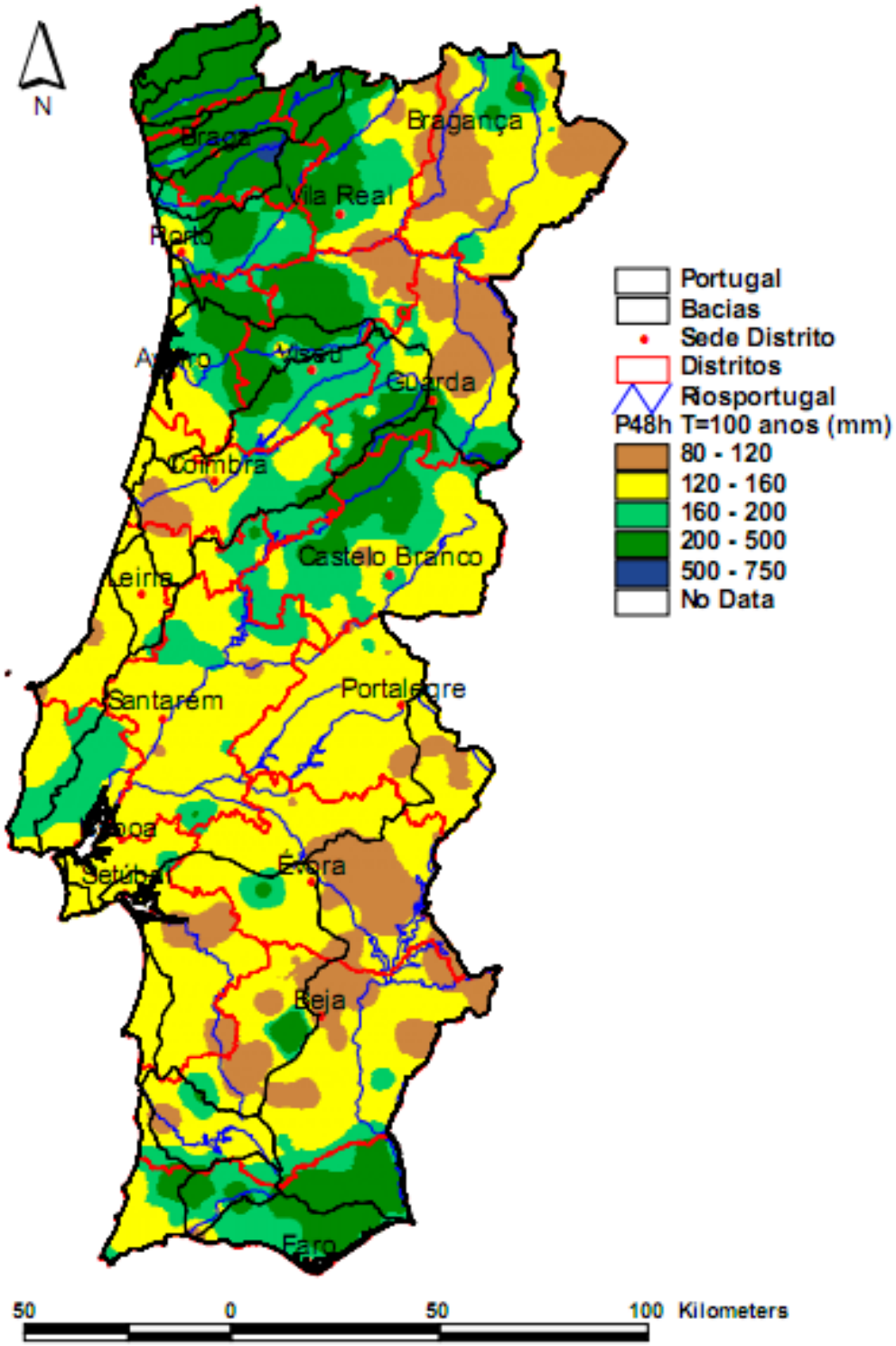


Figura A.25 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada associadas ao período de retorno de 100 anos para a duração de 48 horas.

A.2.4. ISOLINHAS DE DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DA PRECIPITAÇÃO ASSOCIADA ASSOCIADAS AO PERÍODO DE RETORNO DE 1000 ANOS

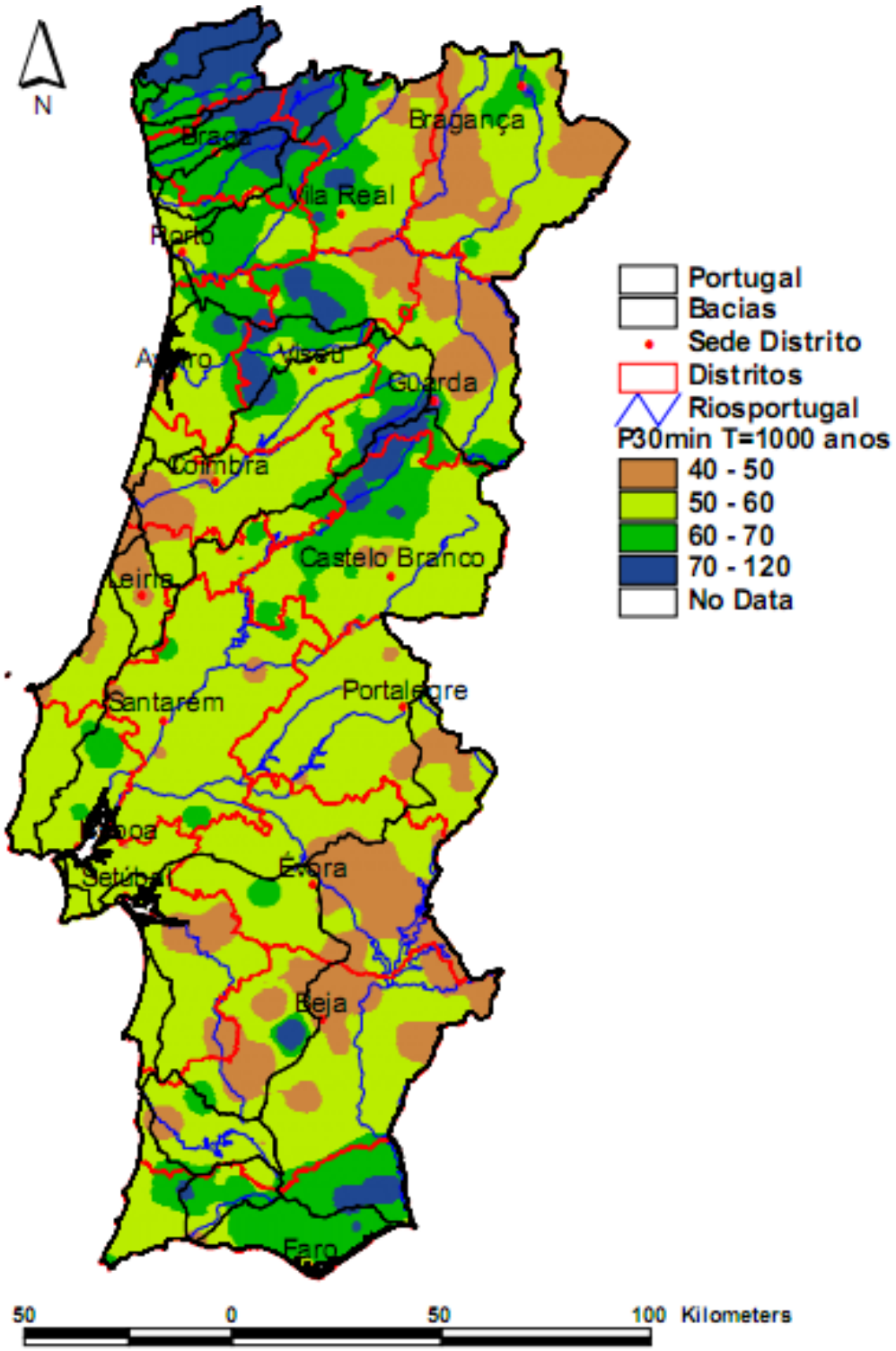


Figura A.26 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada associadas ao período de retorno de 1000 anos para a duração de 30 minutos.

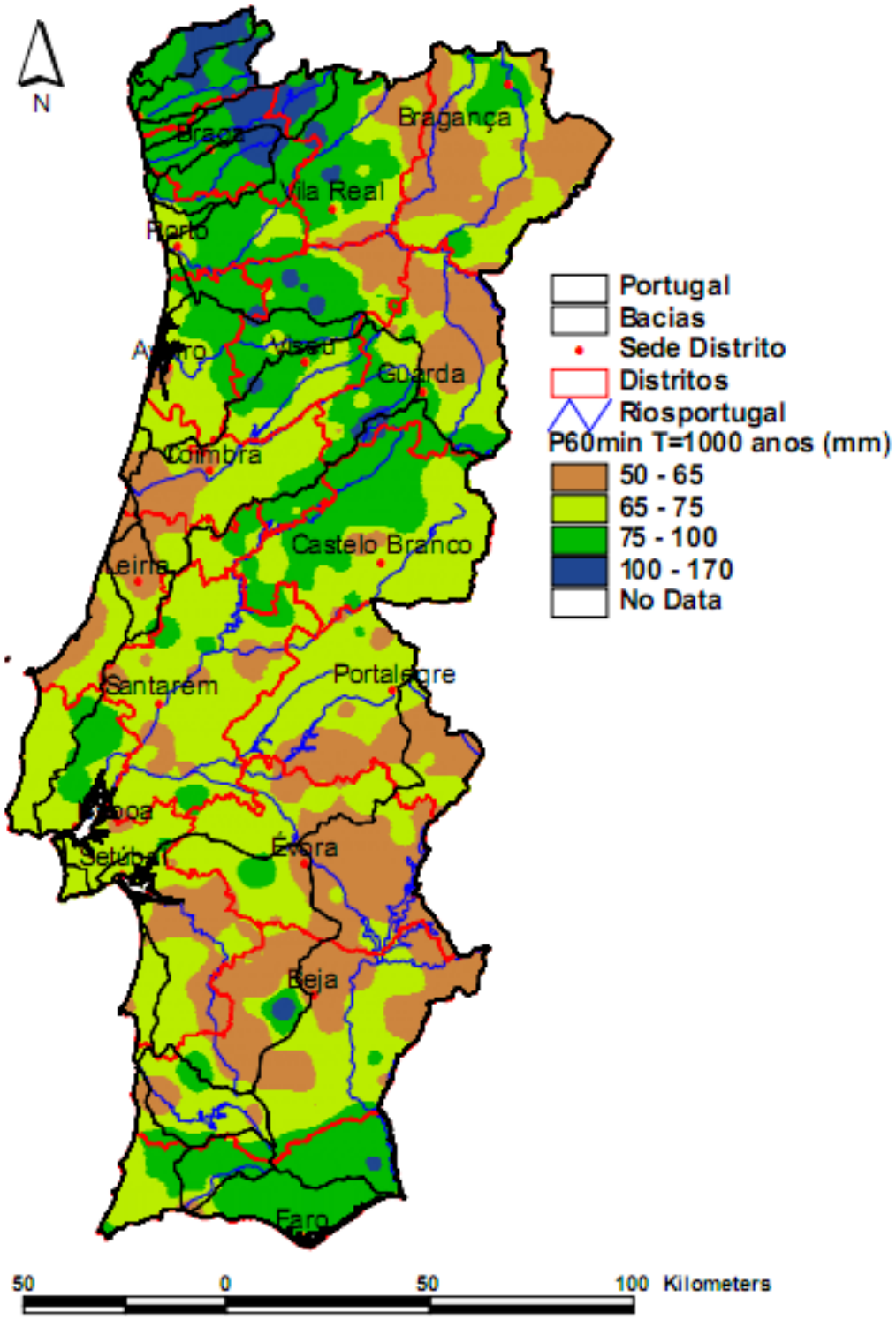


Figura A.27 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada associadas ao período de retorno de 1000 anos para a duração de 60 minutos.

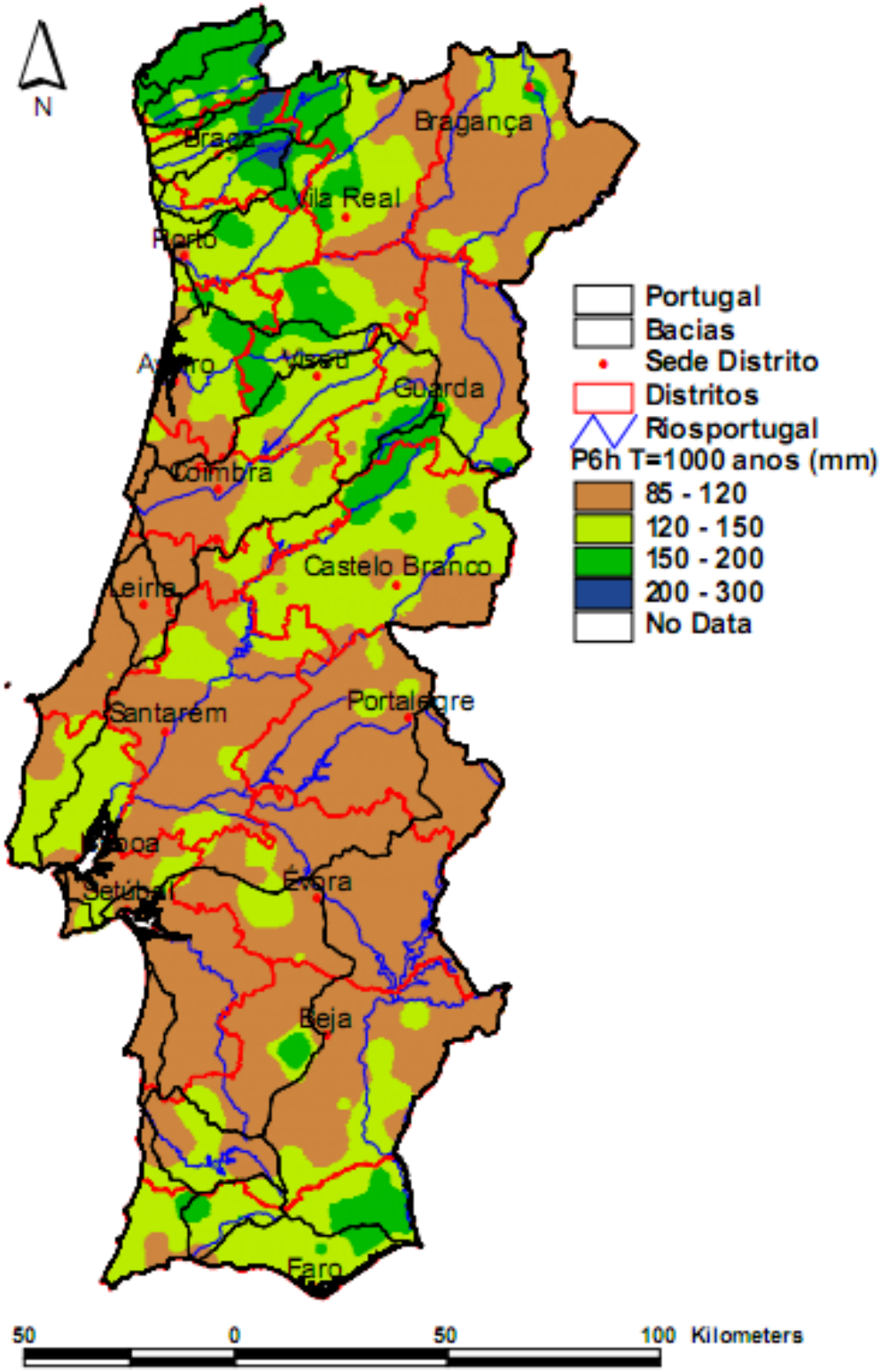


Figura A.28 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada associadas ao período de retorno de 1000 anos para a duração de 6 horas.

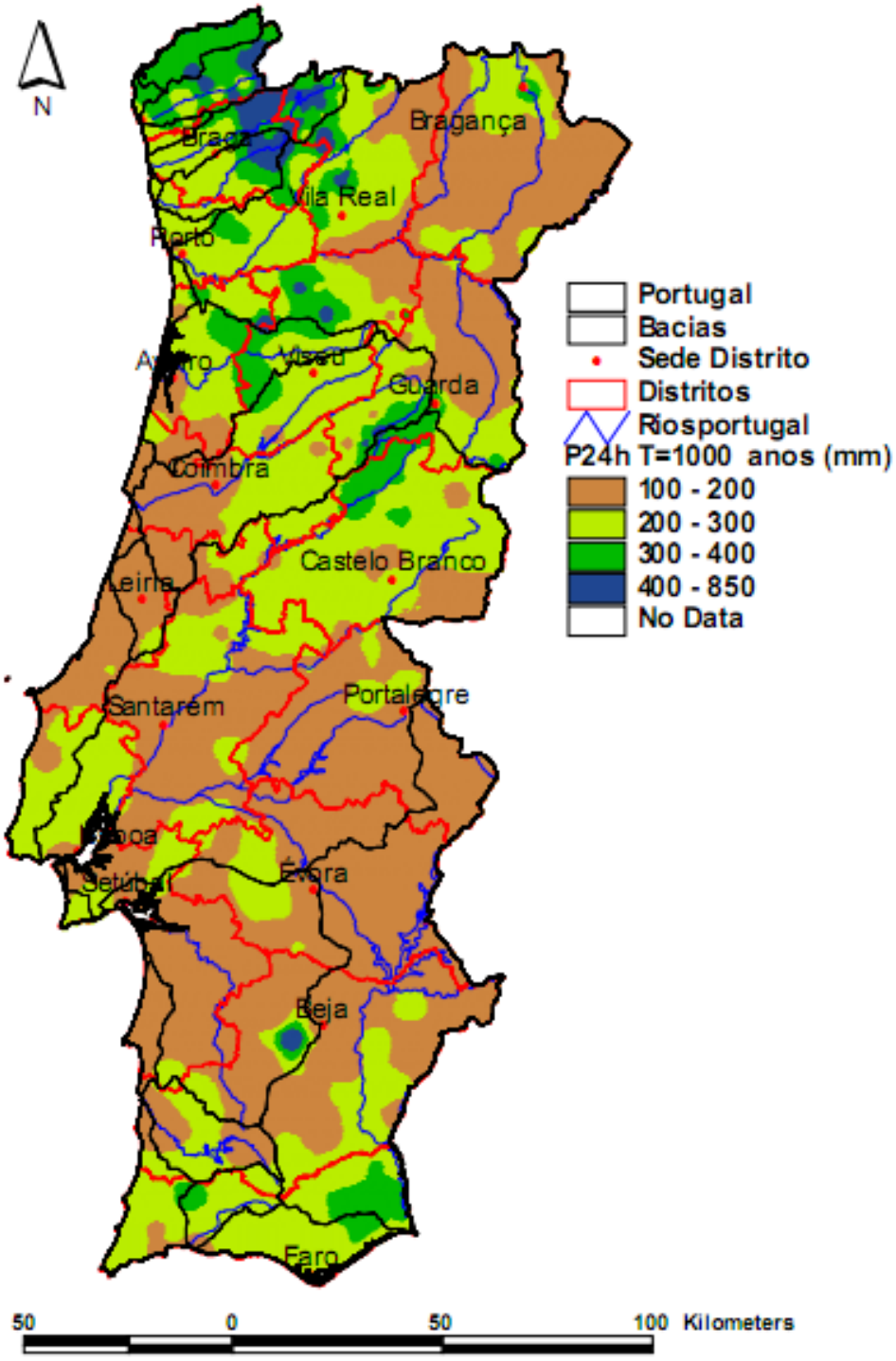


Figura A.29 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada associadas ao período de retorno de 1000 anos para a duração de 24 horas.

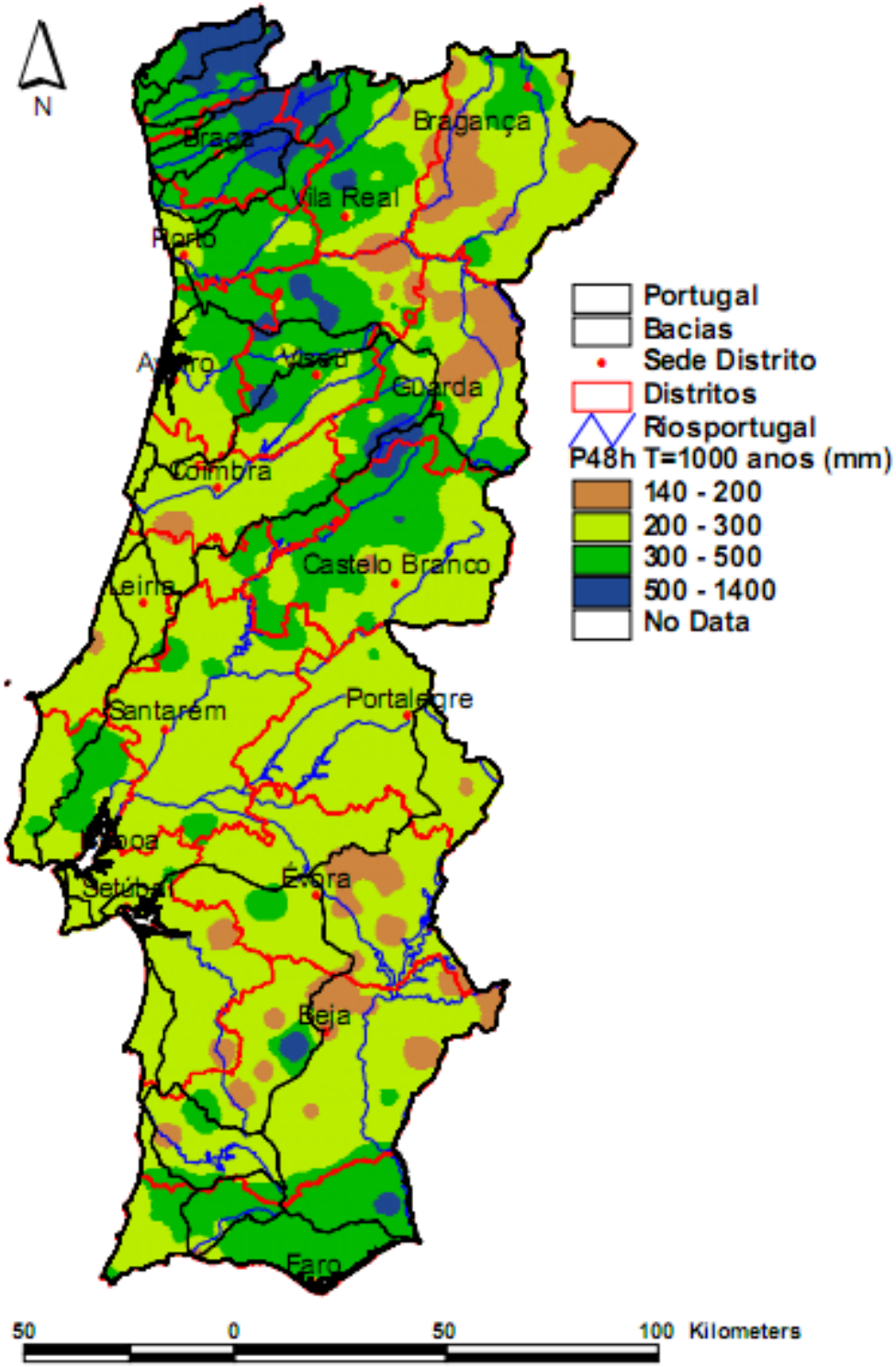


Figura A.30 - Isolinhas de distribuição espacial da precipitação associada associadas ao período de retorno de 1000 anos para a duração de 48 horas.

A.3

SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO OS CRITÉRIOS DA ISRM

A.3.1. ESTADO DE ALTERAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO

A caracterização dos maciços rochosos em termos de estado de alteração baseia-se na classificação apresentada no quadro A.1.

Quadro A.1 - Estado de alteração do maciço rochoso segundo o ISRM (1978)

Símbolo	Designação	Descrição
W1	São	Sem quaisquer sinais de alteração
W2	Pouco alterado	Sinais de alteração apenas nas imediações das descontinuidades
W3	Medianamente alterado	Alteração visível em todo o maciço rochoso
W4	Muito alterado	Alteração visível em todo o maciço rochoso e a rocha é parcialmente friável
W5	Decomposto	Completamente friável, praticamente com comportamento de solo

A.3.1. ESTADO DE ALTERAÇÃO DO MACIÇO ROCHOSO

A caracterização do maciço rochoso em termos de fracturação baseia-se no espaçamento entre as fracturas, de acordo com a classificação apresentada no quadro A.2.

Quadro A.2 – Afastamento entre fracturas segundo o ISRM (1978)

Símbolo	Designação	Espaçamento (m)
F1	Muito afastadas	>2
F2	Afastadas	0.6-2
F3	Medianamente afastadas	0.2-0.6
F4	Próximas	0.06-0.2
F5	Muito Próximas	<0.06