

# **ANÁLISE DA OCORRÊNCIA DE HIDROPLANAGEM NUM CASO REAL**

**André Filipe dos Santos Soares**

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de  
Lisboa para obtenção do grau Mestre em Engenharia Civil,  
Perfil de Construção

Orientador: Professor Doutor Rui Alexandre Lopes Baltazar Micaelo

## **Júri:**

Presidente: Professor Doutor João Gouveia Aparício Bento Leal

Vogais: Professor Engenheiro Luís Manuel Trindade Quaresma  
Professor Doutor Rui Alexandre Lopes Baltazar Micaelo

Maio 2011



“ANÁLISE DA OCORRÊNCIA DE HIDROPLANAGEM NUM CASO REAL”

**Copyright © 2011 de André Soares, FCT/UNL, UNL.**

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Professor Doutor Rui Micaelo pela orientação desta dissertação, acompanhamento permanente e interesse que sempre demonstrou na concretização desta dissertação, pelos conhecimentos e conselhos transmitidos e por toda a disponibilidade demonstrada.

A todas as restantes pessoas e entidades que contribuíram para a realização desta dissertação, nomeadamente ao Eng. Francisco Salpico pela disponibilidade no esclarecimento de alguns conceitos e troca de ideias, ao Eng. Hélio Nunes e Sandra Fernandes pela disponibilização de alguns dados referente a custos de pavimentos, ao Prof. João Leal pela disponibilização de informação relativa às precipitações intensas.

À minha família e aos meus pais, pois sem eles muito dificilmente seria possível enveredar por este caminho, mais concretamente ao meu pai pelo financiamento destes meses de estudo e a minha mãe pelo apoio incondicional.

Em especial quero agradecer à Catarina por todo apoio dado, ajuda e compreensão pelo tempo que tive de dedicar a este estudo.

Agradecer também ao Tiago Joaquim pela ajuda no Matlab, ao meu primo Pedro pela tradução do resumo e à Sra. Isabel da biblioteca que mostrou sempre pronta a ajudar no acesso a alguns artigos internacionais.

Não quero deixar de agradecer aos meus colegas de curso pelo apoio e partilha, em especial ao João Gaio pela constante troca de ideias.



## RESUMO

A segurança nas estradas rodoviárias tem sido uma preocupação constante das administrações rodoviárias, sendo a ocorrência de hidroplanagem apontada com uma das principais causas da sinistralidade. Assim, nos últimos tempos tem havido um acréscimo de interesse, em perceber a sua problemática e procurar soluções que minimizem o risco de hidroplanagem.

A hidroplanagem ocorre quando o pneu perde o contacto com o pavimento devido à presença de uma lâmina de água. Um veículo ao deslocar-se sobre um pavimento com uma lâmina de água acima da superfície desenvolvem-se pressões hidrodinâmicas que resultam da dificuldade, do pneu e da estrada, expulsarem a água. A água que não é expulsa debaixo do pneu, vai dificultar a interacção pneu-pavimento fazendo com que o atrito fique reduzido, podendo-se perder o controlo da direcção, e a travagem fica comprometida; situação que corresponde a perigo evidente para a vida dos utentes. O risco aumenta com o aumento da velocidade do veículo.

Desta forma, esta dissertação procura calcular a velocidade crítica de hidroplanagem em função de uma série de factores. Em projecto pode ser controlado o comprimento da linha de água que é função da geometria da via, o tipo de pavimento e respectiva macrorugosidade. Outros factores, tais como a pressão dos pneus, profundidade das ranhuras, e intensidade de precipitação não podem ser controlados pelo engenheiro.

O presente trabalho surge com o objectivo de por um lado, fazer um levantamento de todos os parâmetros que influenciam a hidroplanagem, e por outro, fornecer orientações a implementar em projecto para minimizar o risco. Pretende-se, dar um contributo com a elaboração de um programa que analise o comportamento da água no pavimento, e determine o risco de hidroplanagem, num caso real.

Os resultados obtidos com o programa permitirão facilitar o diagnóstico do risco de hidroplanagem nas estradas portuguesas e ampliar a investigação nesta área. Este estudo servirá também para sensibilizar o leitor que o risco de hidroplanagem surge a velocidades abaixo das normalmente praticadas pelos condutores, perante uma baixa intensidade de precipitação e que ocorra com muita frequência, e que muito há a fazer nas estradas portuguesas para combater o risco de hidroplanagem.

Do caso de estudo analisado concluiu-se que para uma intensidade de precipitação de 25 mm/h o risco de hidroplanagem está presente ao longo de toda a estrada, no entanto não está presente em todas as vias. As zonas mais críticas são as zonas de disfarce de sobrelevação, seguindo-se os alinhamentos rectos e por fim as curvas circulares. A utilização de betão betuminoso drenante revela-se uma má opção, sendo aconselhada a aplicação de betão betuminoso e quando necessário uma elevada macrorugosidade. Nas zonas de disfarce de sobrelevação só a execução de ranhuras no pavimento se revela eficaz.

**PALAVRAS-CHAVE:** Hidroplanagem, Pavimentos rodoviários, Pavimentos Drenantes, Segurança rodoviária.



**ABSTRACT**

Road safety has been a constant concern for road administrations, and the occurrence of hydroplaning is pointed out as a major cause of accidents. More recently arose an increased interest in understanding the problem itself and seeking solutions that minimize the risk of hydroplaning.

Hydroplaning occurs when the tire loses contact with the pavement due to the presence of a water film. When a vehicle moves over a pavement which has a layer of water on surface there are hydrodynamic stresses originated by the difficulty to expel the water by the tires and the pavement. If the water is not expelled from under the tire, it will hamper the tire-pavement interaction, causing friction to be reduced, possibly loosing steering control, and compromising braking. This situation represents a clear danger to the life of road users and the risk increases with vehicle speed.

This study determines the critical velocity for hydroplaning, in function of a number of factors. During road design the drainage path length can be controlled as it is function of the road geometry, the type and macro-texture of pavement. Other factors, such as tire pressure, depth of the grooves, and intensity of precipitation cannot be controlled by the engineer.

The present study arises with the objective of, on one hand, making a survey of all the parameters that influence hydroplaning, and on the other hand, provide guidance to implement during design in order to minimize the risk. It is intended to give a contribution to the elaboration of a program that can analyze the behavior of water on the pavement, and determine the risk of hydroplaning in a real case.

The results obtained with the program will facilitate the diagnosis of the hydroplaning risk on Portuguese roads and will help extend research in this area. This study will also serve to inform the reader that the risk of hydroplaning happens at speeds below those commonly practiced by the driver under a low-intensity rainfall, which occurs frequently, and that much should be done on Portuguese roads to reduce the risk of hydroplaning.

In the Case study analysis it was concluded that for a rainfall intensity of 25 mm/h, the risk of hydroplaning is present all along the road, though not on all lanes. The critical areas are the transition sections, followed by straights sections and finally the circular curves sections. The use of porous asphalt appears to be a not so good option, recommending the application of asphalt concrete and when necessary a high level of macro-texture. In areas of superelevation transition only the running grooves in the pavement reveals to be effective.

**KEY WORDS:** Hydroplaning, Road pavements, Draining pavements, Road Safety.



## ÍNDICE

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 Enquadramento .....	1
1.2 Objectivos .....	2
1.3 Metodologia .....	2
1.4 Organização da dissertação .....	3
<b>2. HIDROPLANAGEM: ESTADO DA ARTE .....</b>	<b>5</b>
2.1 Introdução .....	5
2.2 O princípio da hidroplanagem.....	5
2.3 Interacção pneu-pavimento .....	5
2.4 Tipos de hidroplanagem.....	7
2.4.1 Hidroplanagem viscosa.....	7
2.4.2 Hidroplanagem dinâmica.....	8
2.4.3 Hidroplanagem por desvulcanização .....	9
2.4.4 Hidroplanagem real/combinada – Modelo das 3 zonas e 4 fases .....	9
2.5 Factores influenciadores da hidroplanagem.....	13
2.5.1 Velocidade do veículo .....	13
2.5.2 Os pneumáticos.....	16
2.5.3 Espessura da lâmina de água .....	20
2.5.3.1 Método de Adalberto França (1988) .....	20
2.5.3.2 Método de Gallaway (1979).....	23
2.5.3.3 Método de Anderson (1998).....	23
2.5.3.3.1 Análise da variação da temperatura segundo Anderson.....	25
2.5.3.3.2 Caso prático - Espessura da lâmina de água.....	27
2.5.3.3.4 Intensidade de Precipitação .....	30
2.5.3.4.1 Período de Retorno .....	31
2.5.3.4.2 Tempo de concentração .....	31
2.5.3.4.3 Distância de visibilidade do condutor .....	32
2.5.3.4.4 Análise dos estudos.....	35
2.5.3.4.5 Caso prático – Intensidade de precipitação .....	37
2.5.3.5 Comprimento da linha de água.....	39
2.5.3.5.1 Geometria da via.....	41
2.5.3.5.1.1 Eixo de rotação e disfarce de sobrelevação em estradas de duas vias.....	42
2.5.3.5.1.2 Eixo de rotação e disfarce de sobrelevação em estradas de vias múltiplas .....	44
2.5.4 A camada de desgaste do pavimento .....	48
2.5.4.1 Pavimentos drenantes .....	49

2.5.4.2	Tipo de textura.....	51
2.5.4.3	Ensaio da mancha de areia.....	52
2.5.4.4	Caso prático - Tipo de Pavimento.....	55
<b>3.</b>	<b>MEDIDAS MITIGADORAS DO RISCO .....</b>	<b>57</b>
3.1	Introdução.....	57
3.2	Propostas existentes.....	57
3.2.1	Pavimentos drenantes.....	57
3.2.2	Aumento da macrorugosidade.....	58
3.2.3	Ranhuradas.....	61
3.2.4	Drenos .....	65
3.3	Medidas propostas .....	66
3.3.1	Drenos longitudinais .....	66
3.3.2	Painéis de mensagem variável.....	68
3.4	Conclusão .....	69
<b>4.</b>	<b>IMPLEMENTAÇÃO DA METODOLOGIA DE ANÁLISE DE PROJECTOS .....</b>	<b>71</b>
4.1	Introdução.....	71
4.2	Objectivos.....	71
4.3	Programas existentes .....	71
4.4	Descrição do programa desenvolvido.....	72
4.4.1	Aspectos gerais.....	72
4.4.2	Cálculo do comprimento da linha de água e inclinação média .....	73
4.4.2.1	Trainel.....	74
4.4.2.2	Curva de concordância vertical.....	74
4.4.2.3	Alinhamento recto.....	74
4.4.2.4	Zona de disfarce de sobrelevação .....	75
4.4.2.5	Curva circular .....	76
4.4.3	Dados de entrada .....	77
4.4.4	Dados de saída.....	79
4.5	Conclusão .....	81
<b>5.</b>	<b>CASO DE ESTUDO .....</b>	<b>83</b>
5.1	Introdução.....	83
5.2	O projecto .....	83
5.2.1	Características do traçado.....	83
5.2.2	Parâmetros a considerar para a análise do projecto.....	83
5.2.3	Resultados obtidos e análise.....	85
5.2.3.1	Trainel.....	86
5.2.3.2	Curvas de concordância vertical .....	87

---

5.2.3.3	Alinhamento recto .....	89
5.2.3.4	Curvas circulares .....	91
5.2.3.5	Zona de disfarce de sobrelevação .....	93
5.2.3.6	Considerações gerais .....	97
5.2.4	Propostas de melhorias .....	98
5.3	Conclusão .....	100
<b>6.</b>	<b>CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....</b>	<b>103</b>
6.1	Conclusões .....	103
6.2	Desenvolvimentos futuros.....	104
<b>7.</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>107</b>
<b>8.</b>	<b>ANEXOS .....</b>	<b>111</b>
	ANEXO A - Localização dos postos udográficos pertencente à rede nacional, para análise de precipitações intensas (Brandão, 2001). .....	113
	ANEXO B - Parâmetros das curvas IDF (Brandão, 2001).....	114
	ANEXO C - Dados do traçado do caso de estudo.....	115
	ANEXO D.1 - Resultados do caso estudo referente aos trainéis.....	122
	ANEXO D.2 - Resultados do caso estudo referente às curvas de concordância vertical.....	126
	ANEXO D.3 - Resultados do caso estudo referente a alinhamentos rectos.....	128
	ANEXO D.4 - Resultados do caso estudo referente às curvas circulares. ....	130
	ANEXO D.5 - Resultados do caso estudo referente às zonas de disfarce de sobrelevação. ....	134



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Representação gráfica da hidroplanagem (Silva, 2008). .....	5
Figura 2.2 - Variação do coeficiente de atrito em pavimentos secos e molhados (Adaptado de Horne e Dreher, 1963). .....	6
Figura 2.3 - Comportamento do atrito em função da velocidade em pavimento molhado (Adaptado de Comfort, 2001). .....	7
Figura 2.4 - Arrasto hidrodinâmico (Silva, 2008). .....	8
Figura 2.5 - Zona de contacto de um pneu aeronáutico que sofreu hidroplanagem por desvulcanização (Filho, 2006). .....	9
Figura 2.6 - Modelo das 3 zonas para a área de contacto e das 4 fases da hidroplanagem (Filho, 2006). .....	11
Figura 2.7 - Processo de intrusão da água na área de contacto com o pneu (Okano, 2000). ...	12
Figura 2.8 - Representação gráfica das expressões de Agrawal e Gallaway (Adaptado de França, 1988). .....	16
Figura 2.9 - Efeito da zona de rodagem sobre a tracção, em condições de hidroplanagem parcial, NASA (Filho, 2006). .....	18
Figura 2.10 - Detalhe da orientação das fibras das lonas nas carcaças dos pneus diagonal e radial. (Filho, 2006) .....	18
Figura 2.11 - Impressões de um pneu radial e de um pneu diagonal (Filho, 2006). .....	19
Figura 2.12 - Efeito do tipo de pneu: diagonal ou radial na relação da velocidade de início de hidroplanagem com a pressão dos pneus (Filho, 2006) .....	19
Figura 2.13 - Altura da lâmina de água acima das asperezas do pavimento (Salpico, 2009). .	20
Figura 2.14 - Modelo teórico procurando representar revestimento superficial betuminoso rugoso (adaptado de França, 1988). .....	21
Figura 2.15 - Modelo teórico procurando representar revestimento superficial betuminoso polido (adaptado de França, 1988). .....	22
Figura 2.16 - Sensibilidade da velocidade de hidroplanagem à temperatura da água. ....	26
Figura 2.17 - Comparação da espessura da lâmina de água entre Gallaway, Anderson e França, utilizando valores utilizados em na tese de doutoramento do professor França. ....	27
Figura 2.18 - Comparação da espessura da lâmina de água entre Gallaway, Anderson e França de acordo com o comprimento da linha de água, altura de areia, intensidade de precipitação e inclinação média da linha de água. ....	29
Figura 2.19 - Relação entre a intensidade de precipitação e distância de visibilidade para várias velocidades do veículo. ....	33
Figura 2.20 - Comparação de intensidades de precipitação máxima entre AASHTO e EP. ....	36
Figura 2.21 - Sensibilidade da velocidade de hidroplanagem à intensidade de precipitação. ....	38

Figura 2.22 - Influência do comprimento da linha de água na hidroplanagem (Adaptado de Salpico, 2009). .....	40
Figura 2.23 - Zonas de disfarce da sobrelevação e o comprimento dos vários tipos de linhas de água sobre o pavimento (Salpico, 2009). .....	42
Figura 2.24 - Disfarce de sobrelevação com rotação em torno do eixo e do bordo de intradorso em estrada de duas vias (França, 1988). .....	43
Figura 2.25 - Perfil longitudinal com disfarce de sobrelevação com rotação em torno do eixo, abrangendo alinhamento recto para estradas de duas vias (Francisco, 2008). .....	43
Figura 2.26 - Eixo de rotação em torno do bordo de intradorso e do eixo da faixa de rodagem em estrada de vias múltiplas (França, 1988). .....	44
Figura 2.27 - Disfarce de sobrelevação com rotação em torno do bordo intradorso, com inclinação secundária constante do bordo exterior (França, 1988). .....	45
Figura 2.28 - Disfarce de sobrelevação com rotação em torno do eixo da faixa de rodagem, com inclinação secundária constante do bordo exterior (França, 1988). .....	45
Figura 2.29 - Disfarce de sobrelevação com rotação em torno do bordo intradorso, com o bordo exterior segundo uma parabólica do 3º grau – Tipo I (França, 1988). .....	46
Figura 2.30 - Disfarce de sobrelevação com rotação em torno do bordo intradorso, com o bordo exterior constituído por duas parábolas de 2º grau tangentes entre si no ponto de sobrelevação nula (França, 1988). .....	46
Figura 2.31 - Disfarce de sobrelevação com rotação em torno do bordo intradorso, abrangendo alinhamento recto. Presença de crista corta-águas nessa extensão do alinhamento recto (França, 1988). .....	47
Figura 2.32 - Disfarce de sobrelevação com rotação em torno do bordo intradorso, com o bordo exterior segundo uma parabólica do 3º grau – Tipo II (Francisco, 2009). .....	48
Figura 2.33 - Ilustração dos conceitos de microtextura e macrotextura (Salpico, 2009). .....	52
Figura 2.34 - Mancha de areia (Branco et al, 2006). .....	53
Figura 2.35 - Sequência da técnica do ensaio da mancha de areia normalizada (Alves, 2007). .....	53
Figura 2.36 - Sensibilidade da velocidade de hidroplanagem ao tipo de pavimento, utilizando betão betuminoso drenante com boa permeabilidade. ....	55
Figura 2.37 - Sensibilidade da Velocidade de hidroplanagem ao tipo de pavimento, utilizando betão betuminoso drenante com fraca permeabilidade. ....	56
Figura 3.1 - Esquema de traçado que engloba alinhamento recto e zona de sobrelevação de uma auto-estrada. ....	59
Figura 3.2 - Aumento da macrorugosidade em alinhamentos rectos e em zona de sobrelevação. ....	60
Figura 3.3 - Ranhuras na zona de disfarce de sobrelevação. ....	62

Figura 3.4 - Dreno proposto por Anderson, aplicados longitudinalmente e transversalmente (adaptado de Harrigan, 1999). .....	65
Figura 3.5 - Proposta de drenos longitudinais. ....	67
Figura 3.6 - Painel de mensagem variável.....	69
Figura 3.7 - Drenos aconselhados para aplicação em alinhamentos rectos e zonas de sobre-elevação.....	70
Figura 4.1 - Exemplo de cálculo do comprimento da linha de água. ....	73
Figura 4.2 - Planta de uma zona de disfarce de sobre-elevação que engloba alinhamento recto e clotóide de entrada.....	75
Figura 4.3 - Dados base do projecto para o cálculo da velocidade crítica de hidroplanagem..	77
Figura 4.4 - Dados a introduzir para alinhamentos rectos ou curvas circulares.....	77
Figura 4.5 - Dados a introduzir para zonas de disfarce de sobre-elevação.....	78
Figura 4.6 - Exemplo de dados de entrada do programa MATLAB para um alinhamento recto ou curva circular. ....	79
Figura 4.7 - Exemplo de dados de saída do programa MATLAB de uma zona de disfarce de sobre-elevação.....	80
Figura 5.1 - Exemplo da análise dos resultados de uma zona de sobre-elevação.....	85
Figura 5.2 - Resultados do trainel nº 44. ....	87
Figura 5.3 - Resultados obtidos para a curva de concordância vertical nº 14. ....	88
Figura 5.4 - Resultados obtidos para o alinhamento recto nº 2. ....	90
Figura 5.5 - Resultados obtidos para a curva circular nº 3. ....	92
Figura 5.6 - Resultados obtidos para a curva circular nº 8. ....	92
Figura 5.7 - Resultados obtidos para a zona de sobre-elevação nº 1. ....	95
Figura 5.8 - Resultados obtidos para a zona de sobre-elevação nº 9. ....	96
Figura 5.9 - Caso de estudo: relação entre a $V_h$ e a $I_p$ de acordo com o elemento do traçado.	97
Figura 5.10 - Análise do risco de hidroplanagem na ZSe nº 9, com $i_p = 64,3$ mm/h.....	98
Figura 5.11 - Aplicação de betão betuminoso com $A_a = 0,7$ mm no AR nº 2. ....	98
Figura 5.12 - Aplicação de betão betuminoso com $A_a = 1,2$ mm no AR nº 2. ....	99
Figura 5.13 - Aumento da macrorugosidade do BBd para 1,6 mm.....	99
Figura 5.14 - Aplicação de betão betuminoso na zona de disfarce de sobre-elevação. ....	100
Figura 5.15 - Aplicação de ranhuras no pavimento em zonas de disfarce de sobre-elevação. ....	100

**ÍNDICE DE QUADROS**

Quadro 2.1 - Viscosidades da água sob condições normais de temperatura e pressão (Lencastre, 1996). .....	25
Quadro 2.2 - Variação da velocidade de hidroplanagem entre o 0° e os 30 °C. ....	26
Quadro 2.3 - Valores dos parâmetros a,b para a região de Lisboa. ....	30
Quadro 2.4 - Intensidade de precipitação de acordo com o critério da visibilidade, aplicado à norma da EP. ....	34
Quadro 2.5 - Intensidade de precipitação a considerar de acordo com o critério da visibilidade, aplicado à norma da AASHTO (Harrigan, 1999). ....	35
Quadro 2.6 - Comparação de intensidades de precipitação máxima entre AASHTO e EP.....	36
Quadro 2.7 - Permeâmetro LCS e coeficiente de permeabilidade em pavimentos drenantes no início de vida. ....	50
Quadro 2.8 - Especificações para a macrorugosidade de pavimentos (EP, 2009). ....	54
Quadro 2.9 - Dados utilizados para o caso prático - tipo de pavimento. ....	55
Quadro 3.1 - Dados utilizados para a análise do aumento da macrorugosidade em alinhamentos rectos e em zona de sobrelevação. ....	59
Quadro 5.1 - Valores dos parâmetros a,b para a região de Viana do Castelo. ....	84
Quadro 5.2 - Resultados obtidos para os casos analisados em trainéis. ....	86
Quadro 5.3 - Resultados obtidos para os casos analisados em curvas de concordância vertical. ....	88
Quadro 5.4 - Resultados obtidos para os casos analisados em alinhamentos rectos. ....	89
Quadro 5.5 - Resultados obtidos para os casos analisados em curvas circulares. ....	91
Quadro 5.6 - Resultados obtidos para os casos analisados em zonas de disfarce de sobrelevação. ....	93

**SIMBOLOGIA**

Aa - macrorugosidade / altura de areia

AR - alinhamento recto

CC - curva circular

CCV - curva de concordância vertical

comp - comprimento

D - diâmetro médio da área coberta pelo material

DV - distância de visibilidade do condutor

E - espaçamento entre ranhuras

f - taxa de infiltração ou a permeabilidade do pavimento

h - altura de água acima das asperezas do pavimento

$i_{\text{long}}$  - inclinação longitudinal

$i_{\text{longT1}}$  - inclinação longitudinal do trainel

$i_{p_e}$  - intensidade de precipitação efectiva

$i_p$  - intensidade de precipitação

$i_r$  - inclinação da ranhura

$i_{\text{trv}}$  - inclinação transversal

$i_w$  - inclinação da linha de água

K - permeabilidade

$K_x$  - quilometragem do ponto x

$K_s$  - coeficiente de rugosidade de Manning-Strickler

$K_{\text{T1}}$  - quilometragem do inicial

L - comprimento da ranhura

$L_w$  - comprimento da linha de água

$L_{trv}$  - comprimento transversal / largura da via

MTD - profundidade média da textura

$n$  - coeficiente de rugosidade de Manning

$N_R$  - número de Reynolds

P - pressão do pneu

p - parâmetro da parábola

q - quantidade de fluido por unidade de comprimento

Q - caudal de cálculo

R - raio hidráulico

S - secção da ranhura

Se - Sobreelevação

SD - *Spin Down Speed*

T - período de retorno

TC - tempo de concentração

TD - profundidade das ranhuras do rasto dos pneus

TR - trainel

$t_p$  - tempo de precipitação

V - volume da amostra de material

$\nu$  - viscosidade cinemática da água.

$V_c$  - velocidade praticada pelo condutor

$V_h$  - velocidade crítica de hidroplanagem

$W_d$  - velocidade de rotação do pneu em superfície seca

$W_w$  - velocidade de rotação do pneu sobre a lâmina de água, após ter entrado em spin down;

X - coordenada no eixo dos xx

y - coordenada no eixo dos yy

Z1 - zona revestida por uma espessura considerável de água (zona de hidroplanagem dinâmica)

Z2 - zona revestida por uma espessura fina de água (zona de hidroplanagem viscosa)

Z3 - zona em que a água é totalmente expulsa (zona teoricamente seca)

ZSe - zona de disfarce da sobrelevação

$\varepsilon_1$  - altura das asperezas do pavimento

$\delta$  - inclinação secundária, ou seja, diferença de inclinação entre o bordo de extradorso e o eixo de rotação

## LISTA DE ABREVIATURAS

AASHTO - *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ASTM - *American Society for Testing and Materials*

BB - betão betuminoso

BBd - betão betuminoso drenante

BBR - betão betuminoso rugoso

BC - betão de cimento

EP - Estradas de Portugal

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

mBBr - microbetão betuminoso rugoso

MBA-BBA - mistura betuminosa aberta com betume modificado com alta percentagem de borracha

MBA-BBM - mistura betuminosa aberta com betume modificado com média percentagem de borracha

MBR-BBA - mistura betuminosa rugosa com betume modificado com alta percentagem de borracha

MBR-BBM - mistura betuminosa rugosa com betume modificado com média percentagem de borracha

NASA - *National Aeronautics and Space Administration*

OSEC - Observatório de Segurança das Estradas e Cidades

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1 Enquadramento

A sinistralidade nas estradas rodoviárias é responsável por um grande número de mortes em Portugal, muitos desses sinistros estão associados à condução perigosa dos condutores e ou à falta de aderência do pneu ao pavimento durante o período em que ocorre precipitação. Nos casos em que a perda de aderência é evidente e o condutor perde o controlo do veículo, geralmente tal situação não é relacionada com a presença de uma lâmina de água à superfície do pavimento, que apesar de muito fina, associada a velocidades elevadas provocam hidroplanagem.

A hidroplanagem ou também conhecida por aquaplanagem e na terminologia anglo-saxónica por *hydroplaning* ou *aquaplaning* ocorre quando o pneu perde o contacto com o pavimento devido à presença de uma lâmina de água. Um veículo ao deslocar-se sobre um pavimento com uma lâmina de água acima da superfície desenvolvem-se pressões hidrodinâmicas, que resultam da dificuldade do pneu e da estrada expulsarem a água. A água que não é expulsa debaixo do pneu, vai dificultar a interacção pneu-pavimento fazendo com que o pneu deixe de rodar sobre a superfície e passe a deslizar. Com a redução do atrito pode-se perder o controlo da direcção e a travagem fica comprometida.

A segurança nas estradas tem sido uma preocupação constante das administrações rodoviárias, e deste modo este fenómeno começa a tomar as devidas proporções no seio da engenharia. A falta de conhecimento por parte dos engenheiros leva a que, durante a fase de concepção de estradas novas ou de reabilitação de estradas existentes, na escolha da geometria da via, das camadas do pavimento e dos elementos de drenagem não seja tido em conta medidas com vista a reduzir o risco de hidroplanagem. Para se lidar com o potencial de hidroplanagem é necessário ter-se em conta as condições ambientais, as propriedades da superfície do pavimento, a geometria da via bem como a aplicação de medidas que intersectem as linhas de água.

O estudo da hidroplanagem em Portugal começa a dar os primeiros passos e apesar de já terem sido efectuados alguns estudos, estes apenas abordaram alguns parâmetros influenciadores e não a totalidade do problema, assim este estudo irá abordar toda a temática da hidroplanagem, com vista a fornecer bases de orientação para projectistas e futuras investigações. É de notar a falta de documentação nesta área em Portugal sendo necessário recorrer a estudos internacionais.

É importante salientar que algumas medidas com vista à redução da hidroplanagem já começaram a ser implementadas nas estradas portuguesas, no entanto nem todas tem tido o sucesso esperado. Falta de experiencia, informação e investigação poderão estar na origem deste problema.

A hidroplanagem já é objecto de estudo nos Estados Unidos desde os anos 70 sendo nesta dissertação utilizada parte dos resultados obtidos nas suas investigações. Na Europa esta área tem sido também explorada, principalmente em França, mas poucos resultados são do

conhecimento público. Com o crescente interesse nesta área espera-se que este seja um de muitos estudos a desenvolver.

## 1.2 Objectivos

Tendo por base a problemática da hidroplanagem, o presente trabalho teve como principal objectivo, por um lado, fazer um levantamento de todos os parâmetros que influenciam a hidroplanagem e analisar as expressões de cálculo que determinam a velocidade crítica de hidroplanagem, por outro lado, fornecer orientações para a selecção de pavimentos, e considerações da geometria do projecto que poderão ser usadas para minimizar o risco de hidroplanagem.

Pretende-se, igualmente, dar um contributo nas condições de segurança dos utentes, através da apresentação de medidas mitigadoras do risco e na elaboração de um programa para a análise de projectos, que de uma forma expedita represente o comportamento da água ao longo do pavimento, calculando o risco de hidroplanagem num determinado segmento de uma estrada.

Para que a análise fique completa pretende-se realizar o estudo de um caso real, de forma a criar uma base de análise e um exemplo de comparação para projectos futuros.

## 1.3 Metodologia

A metodologia seguida para a concretização dos objectivos propostos contempla quatro fases distintas:

- Uma fase de pesquisa bibliográfica, dirigida ao levantamento de estudos relacionados com a hidroplanagem, tanto a nível nacional como internacional, dando a conhecer os parâmetros influenciadores e as medidas mitigadoras existentes;
- Numa segunda fase, inicialmente crítica, centrou-se na análise detalhada dos parâmetros que influenciam a hidroplanagem e aplicação de alguns casos práticos para melhor se compreender os seus princípios. Posteriormente numa fase inovadora apresentou-se novas medidas mitigadoras e melhoria das medidas existentes, com vista a reduzir o risco de hidroplanagem;
- Uma terceira fase focou-se no desenvolvimento de um programa, que simula o comportamento da água ao longo de um segmento da estrada e respectiva velocidade crítica de hidroplanagem;
- A quarta fase dirigiu-se à análise de um caso real, apresentação de conclusões e propostas de desenvolvimentos futuros.

#### **1.4 Organização da dissertação**

A presente dissertação encontra-se organizada em seis capítulos. No primeiro capítulo faz-se uma breve introdução à temática da hidroplanagem enquadrando-a no contexto actual, especificando-se os objectivos que se pretendem alcançar com o trabalho, bem como a metodologia geral utilizada para a concretização dos objectivos propostos. Por fim apresenta-se a estrutura da dissertação.

No segundo capítulo apresenta-se a pesquisa bibliográfica, dirigida ao levantamento dos estudos relacionados com a hidroplanagem, dando a conhecer o princípio da hidroplanagem e todos os parâmetros que a influênciam. Efectua-se também uma análise crítica e apresentam-se casos práticos sempre que se justifica.

No terceiro capítulo descrevem-se as medidas mitigadoras do risco de hidroplanagem que possam ser introduzidas no traçado das estradas, primeiramente as existentes na bibliografia consultada e posteriormente novas medidas apresentadas pelo autor deste trabalho.

No quarto capítulo expõe-se o programa que foi desenvolvido para o cálculo do comprimento da linha de água, inclinação e velocidade crítica de hidroplanagem, nomeadamente explica-se a metodologia e os objectivos a alcançar, e apresenta-se o modelo de cálculo utilizado, assim como os dados que o utilizador terá de introduzir. Por último, apresentam-se exemplos de resultados obtidos com o programa.

No quinto capítulo apresenta-se um caso de estudo real, fazendo-se uma breve caracterização e uma análise dos parâmetros base a introduzir no programa. Efectua-se um levantamento de todas as zonas onde o risco de hidroplanagem poderá estar evidente, dividindo-as por elementos geométricos do traçado e apresentam-se os resultados para os casos mais relevantes. Por último, apresentam-se as medidas mitigadoras a implementar.

No sexto capítulo faz-se uma conclusão dos aspectos apresentados ao longo desta obra e apresentam-se os desenvolvimentos futuros.



## 2. HIDROPLANAGEM: ESTADO DA ARTE

### 2.1 Introdução

Neste capítulo apresenta-se o princípio pelo qual ocorre hidroplanagem fazendo-se uma ligação com a perda de atrito na interacção pneu-pavimento. Serão identificados os vários tipos de hidroplanagem assim como descritos pormenorizadamente todos os parâmetros que a influenciam. Sempre que se achou necessário procedeu-se a uma análise crítica dos mesmos e para uma melhor compreensão efectuaram-se alguns casos práticos.

### 2.2 O princípio da hidroplanagem

Quando os pneus de um veículo se deslocam sobre um pavimento molhado a sua aderência é reduzida, com a presença da lâmina de água acima das asperezas do pavimento. Na área de contacto do pneu com o pavimento desenvolvem-se pressões hidrodinâmicas que resultam da dificuldade, do pneu e da estrada, não conseguirem expulsar toda a água pisada pelo pneu (Figura 2.1). Esta área de água sob o pneu que, pela rapidez do movimento, não consegue ser expulsa debaixo do pneu, vai dificultar a interacção entre o pneu e o pavimento. A hidroplanagem ocorre quando os pneus perdem o contacto com o pavimento.

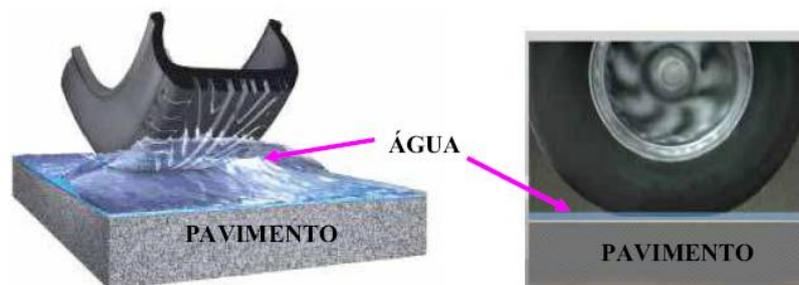


Figura 2.1 - Representação gráfica da hidroplanagem (Silva, 2008).

Esta descontinuidade pneu-pavimento vai fazer com que os pneus deixem de rodar sobre a superfície e passem a flutuar e escorregar. A manutenção da interacção entre as superfícies é essencial para evitar a hidroplanagem, visto que desse contacto pode-se garantir o atrito, que é mobilizado quando uma das superfícies está em movimento em relação à outra. Quando o atrito fica reduzido (praticamente nulo), pode-se perder o controlo da direcção e a travagem fica comprometida, situação que corresponde a perigo evidente para a vida dos utentes da estrada.

### 2.3 Interacção pneu-pavimento

A avaliação da segurança rodoviária envolve vários aspectos, entre eles os relacionados com o pavimento. Além da geometria e irregularidade superficial, é importante avaliar o atrito pneu-pavimento, principalmente em dias de chuva que envolve a quantificação da resistência à derrapagem sendo esta função da aderência.

Relativamente ao parâmetro atrito pneu-pavimento há que ter em conta diversos factores dos quais depende, tais como o seu carácter evolutivo no tempo, o estado do pavimento (textura superficial do pavimento), a responsabilidade do condutor (tipo e estado dos pneus, a pressão de enchimento, a carga por roda e a velocidade de circulação), as condições climatéricas (chuva, neve, gelo) e a época do ano (temperatura e pluviosidade).

O atrito disponível em pavimentos molhados é significativamente inferior ao encontrado quando o pavimento está seco. Este facto ocorre por não se conseguir expulsar completamente o fluido que se encontra entre o pneu e a superfície do pavimento. A fina película de água que permanece na área de contacto reduz substancialmente a componente principal do atrito, a adesão.

Na medida em que a velocidade aumenta, o tempo de contacto do pneu com o pavimento reduz-se, diminuindo também, o tempo disponível para que o processo de expulsão da água se complete. Por este motivo, o atrito em pavimentos molhados diminui com a velocidade e é proporcional à área da zona de contacto onde ocorre efectivamente o contacto directo entre pneu e pavimento (parte da área de contacto em que foi possível a completa expulsão do fluido). Mesmo que esse contacto directo entre o pneu e o pavimento ocorra em áreas muito pequenas (asperezas dos agregados), o atrito disponível é proporcional ao somatório dessas pequenas áreas (Francisco, 2009).

A Figura 2.2 mostra este facto onde são comparados os resultados dos coeficientes de atrito medidos num pavimento em condição seca e molhada, em função da velocidade, mantidas todas as características do veículo de teste.

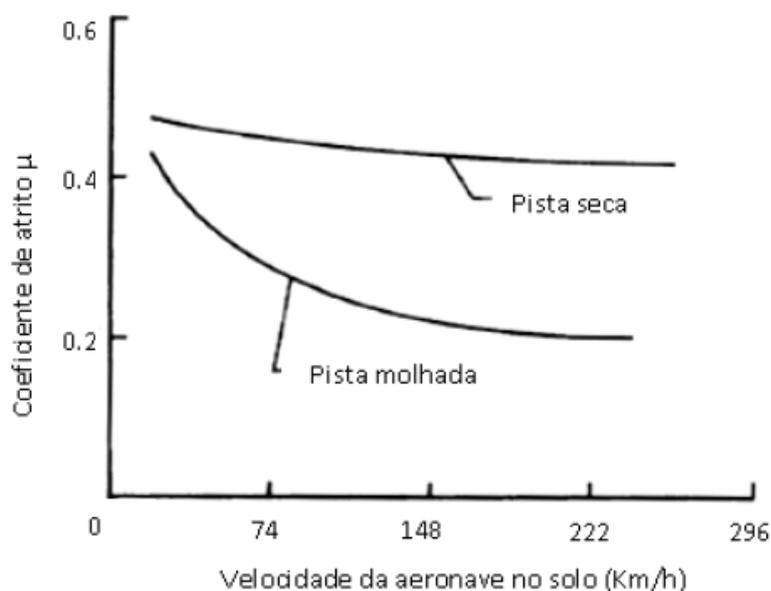


Figura 2.2 - Variação do coeficiente de atrito em pavimentos secos e molhados (Adaptado de Horne e Dreher, 1963).

Para se obter o atrito necessário à travagem em pavimentos molhados, é fundamental que se atravesse a película de água que se interpõe entre o pneu e o pavimento, de forma a obter contacto semelhante ao encontrado em pavimentos secos.

A Figura 2.3 mostra a relação do comportamento do atrito em função da velocidade de deslocamento, na presença de água sobre a superfície do pavimento. Segundo o estudo de Comfort (2001), a partir da velocidade de hidroplanagem ( $V_h$ ) o atrito é praticamente nulo.

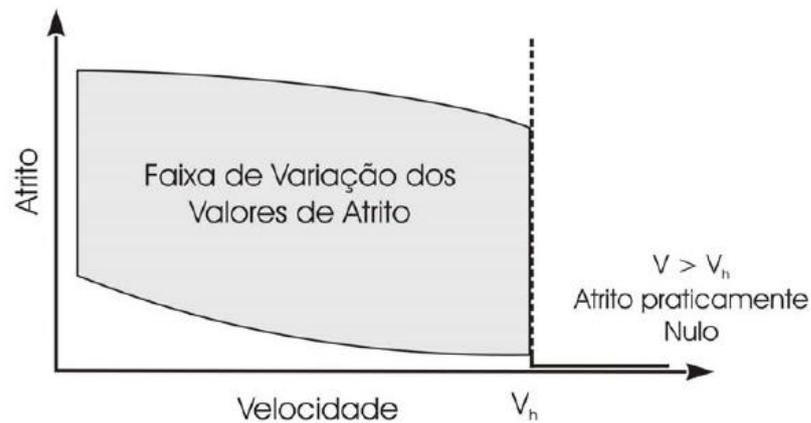


Figura 2.3 - Comportamento do atrito em função da velocidade em pavimento molhado (Adaptado de Comfort, 2001).

## 2.4 Tipos de hidroplanagem

De acordo com Filho (2006), existem quatro tipos de hidroplanagem:

- Viscosa;
- Dinâmica;
- Por desvulcanização;
- Real/combinada.

### 2.4.1 Hidroplanagem viscosa

A hidroplanagem viscosa ocorre para velocidades relativamente baixas, devido ao efeito da viscosidade da água, que se opõe à sua expulsão da área de contacto entre o pneu e o pavimento.

É nas superfícies mais lisas que esse tipo de hidroplanagem é verificado, condição esta que ocorre com maior frequência nas áreas impregnadas por borracha proveniente do desgaste dos pneus. O risco agrava-se com aumento da viscosidade da água por efeito de contaminação por exemplo com argilas, siltes e entre outros, podendo a hidroplanagem ocorrer a velocidades muito baixas, até com pneus com ranhuras em boas condições (Filho, 2006).

De um modo geral, a hidroplanagem viscosa ocorre durante as operações de travagem, na faixa de velocidade situada entre aquela em que ocorre a hidroplanagem dinâmica e velocidades bastantes reduzidas, mesmo que a película de água seja extremamente fina, espessura da ordem de 0,06 mm (Salpico, 2009).

### 2.4.2 Hidroplanagem dinâmica

Quando um veículo se desloca sobre um pavimento cuja superfície se encontre coberta de água, o pneu do veículo desloca a água para a frente e para os lados, de modo que a roda possa avançar e de maneira que se estabeleça contacto entre o pneu e o pavimento. Na frente de contacto, onde o pneu choca com a água, forma-se uma onda de pressão de intensidade correspondente ao impulso transmitido pelo pneu à água, como se pode ver na Figura 2.4. Esta pressão (que é proporcional ao quadrado da velocidade da roda e à densidade da água) deforma o pneu de uma forma tal que, as porções de água subsequentes são capazes de penetrar na área de contacto entre o pneu e o pavimento e sustentar parcialmente, a carga vertical do pneu (Filho, 2006).

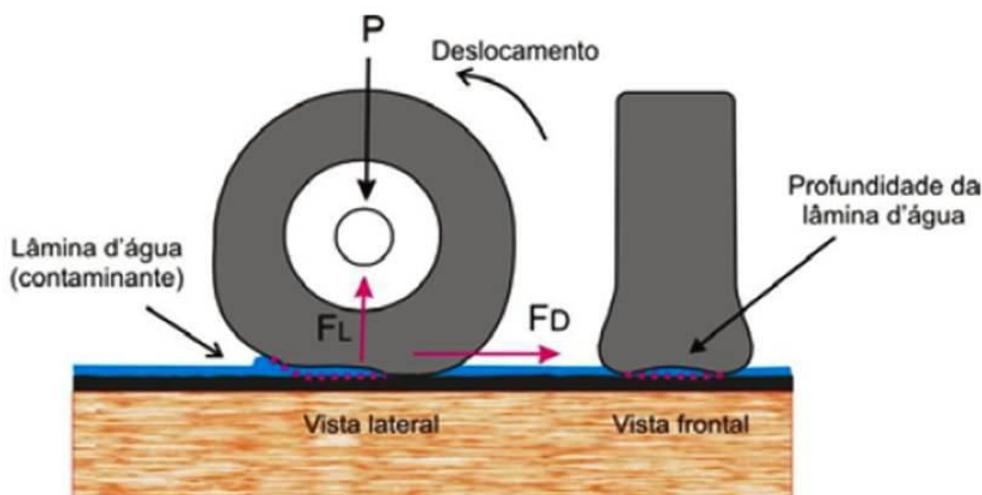


Figura 2.4 - Arrasto hidrodinâmico (Silva, 2008).

Acima de uma certa espessura de camada de água (espessura crítica) e de determinada velocidade característica (velocidade de hidroplanagem), a água invade a totalidade da área de contacto e deixa de existir contacto entre o pneu e o pavimento.

Note-se que uma forte precipitação e de curta duração pode formar uma espessura de água relativamente grande, podendo criar condições favoráveis à hidroplanagem.

Um aumento da espessura da camada de água acima do seu valor crítico não influencia de forma considerável, a velocidade de hidroplanagem dinâmica.

### 2.4.3 Hidroplanagem por desvulcanização

Este fenómeno é mais corrente verificar-se em aeronaves, que ocorre quando a velocidade de deslocamento de um veículo é superior à velocidade de hidroplanagem, o veículo sofre hidroplanagem completa. Devido à macrotextura do pavimento e à inexistência de rotação, a borracha na área de contacto fica sujeita a repetidas deformações locais que, devido às propriedades visco-elásticas da borracha, sobreaquecem a área de contacto. Se esse processo perdurar por um longo tempo, a temperatura na área de contacto pode alcançar um nível em que a borracha perde as suas qualidades elásticas e torna-se plástica.

Porém, se o pavimento possuir macrotextura fechada e lisa, a hidroplanagem viscosa continuará, mesmo a baixas velocidades. Devido à baixa resistência da borracha no estado plástico, as perdas por adesão e desgaste serão pequenas e as rodas começarão a girar tardiamente, muito abaixo da velocidade na qual a hidroplanagem dinâmica acaba (Filho, 2006).

Na Figura 2.5 observa-se a zona de contacto de um pneu que sofreu hidroplanagem por desvulcanização, a zona de contacto derrete-se parcialmente.



Figura 2.5 - Zona de contacto de um pneu aeronáutico que sofreu hidroplanagem por desvulcanização (Filho, 2006).

É importante salientar que este tipo de hidroplanagem está associada a grandes velocidades sendo passível de acontecer em aeronaves e não em veículos automóveis, deste modo este tipo de hidroplanagem não será aprofundada ao longo desta dissertação.

### 2.4.4 Hidroplanagem real/combinada – Modelo das 3 zonas e 4 fases

A possibilidade de ocorrência da hidroplanagem totalmente viscosa ou dinâmica é extremamente invulgar, sendo portanto comum existir uma combinação dos dois tipos de hidroplanagem. Pesquisas efectuadas pela NASA mostraram que, dentro da área de contacto entre o pneu-pavimento, existem três zonas distintas (Filho, 2006):

- Zona 1 (Z1): zona revestida por uma espessura considerável de água (zona de hidroplanagem dinâmica);
- Zona 2 (Z2): zona revestida por uma espessura fina de água (zona de hidroplanagem viscosa);
- Zona 3 (Z3): zona em que a água é totalmente expulsa (zona teoricamente seca, cujo atrito contribui com mais intensidade para a desaceleração e controle direccional do veículo).

A Figura 2.6 apresenta um esquema da progressão do pneu de um veículo sobre um pavimento com lâmina de água. A figura está dividida em 4 casos com diferentes velocidades, aumentando de a) até d), e onde podemos identificar as 3 zonas de contacto pneu-pavimento, assim como as seguintes fases:

- a) Início de hidroplanagem - velocidade reduzida;
- b) Hidroplanagem parcial - aumento de velocidade;
- c) Hidroplanagem quase total - velocidade quase crítica;
- d) Hidroplanagem total - excedeu a velocidade crítica de hidroplanagem.

A zona 1 representa a área onde ocorre o impacto do pneu com a superfície do fluido, gerando pressões suficientes para deslocar o mesmo. A maior parte do fluido é lançada para a frente e para os lados, na forma de “*spray*”, outra parte é forçada a deslocar-se através do rasto dos pneus ou pelos canais existentes na macrotextura da superfície do pavimento. Como resultado, a pressão hidrodinâmica gerada nessa região causa a deformação do pneu e permite a penetração do fluido na área de contacto, como mostra a Figura 2.6 a). Na zona 1 verifica-se a presença de uma espessura considerável de fluido entre as superfícies do pneu e do pavimento.

A zona 2 representa a área de transição, onde ainda permanece uma fina camada de fluido. O efeito da viscosidade do fluido impede que a sua expulsão da área de contacto ocorra num tempo inferior ao tempo de passagem do pneu e, em consequência disso, a pressão do fluido é mantida, impedindo o contacto directo entre o pneu e o pavimento. Essa fina camada de fluido sob pressão é atravessada em alguns pontos localizados, onde as asperezas da superfície do pavimento geram tensões de contacto superiores à pressão do fluido. Considera-se que a acção das perdas depende da microtextura da superfície do pavimento: quanto mais áspera a superfície, maior o número de pontos com contacto directo.

A zona 3 representa a área onde predomina o contacto seco entre as superfícies, portanto a ausência de água entre o pneu-pavimento faz que não seja considerado qualquer efeito hidrodinâmico, deste modo a aderência está apenas dependente do atrito da superfície do pneu com a superfície do pavimento.

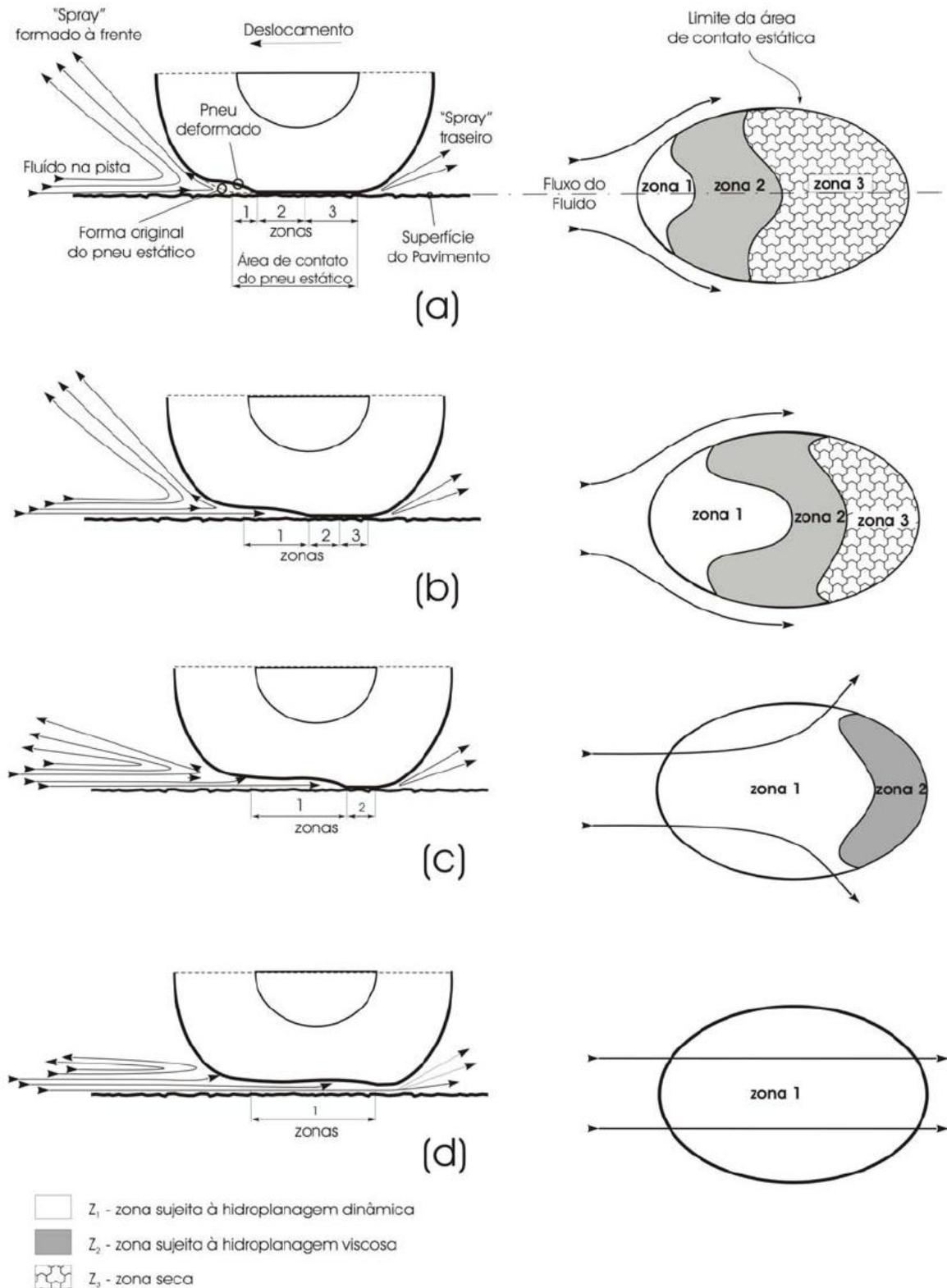


Figura 2.6 - Modelo das 3 zonas para a área de contacto e das 4 fases da hidroplanagem (Filho, 2006).

O coeficiente de atrito entre pneu-pavimento em condições de existência de lâmina de água no pavimento depende da participação relativa das zonas 1, 2 e 3.

A Figura 2.6 caracteriza também o efeito da velocidade de deslocamento da roda sobre a dimensão das zonas 1, 2 e 3, que vai aumentando a velocidade do caso a) até ao d). Sabendo que a velocidade do caso a) para o caso b) aumenta, podemos afirmar que no caso b), a zona 1 é maior e prolonga-se em direcção à parte traseira da área de contacto, ocupando o espaço das zonas 2 e 3, e representa a forma de uma “ferradura”.

Na Figura 2.6 c), devido a progressão da velocidade o contacto seco deixa de existir e nesta condição o atrito pneu-pavimento é bastante reduzido, dependendo principalmente da microtextura da superfície do pavimento, que ainda pode actuar na zona 2 remanescente.

Finalizando, a Figura 2.6 d) mostra o deslocamento da roda a uma velocidade em que já não existe contacto seco entre pneu-pavimento (ultrapassou-se a velocidade crítica de hidroplanagem -  $V_h$ ). Nesta situação a roda encontra-se na condição de hidroplanagem dinâmica completa e o atrito reduz-se para valores insignificantes, com a perda do controle direccional do veículo (Filho, 2006).

O mesmo se pode constatar na Figura 2.7, em que se apresenta o processo de intrusão da água na base do pneu, realizado pela Yokohama (Okano, 2000). Através de simulações da força de contacto pneu-pavimento representado pela escala de cores, a 60 km/h verifica-se que a totalidade do pneu ainda se encontra em contacto com o pavimento (mancha amarela ainda em forma de círculo), ao passar para os 80 km/h devido à pressão hidrodinâmica o pneu deixa de exercer a mesma força sobre o pavimento, como se pode visualizar pela redução da mancha amarela e laranja. Com o aumento da velocidade para os 100km/h, passa para uma situação de hidroplanagem parcial onde se visualiza o efeito de ferradura provocada pela penetração do fluido, devido à perda de quase totalidade da força de contacto pneu-pavimento. Por fim aos 120 km/h verifica-se a hidroplanagem total, com força de contacto praticamente nula e a penetração total do fluido na base do pneu.

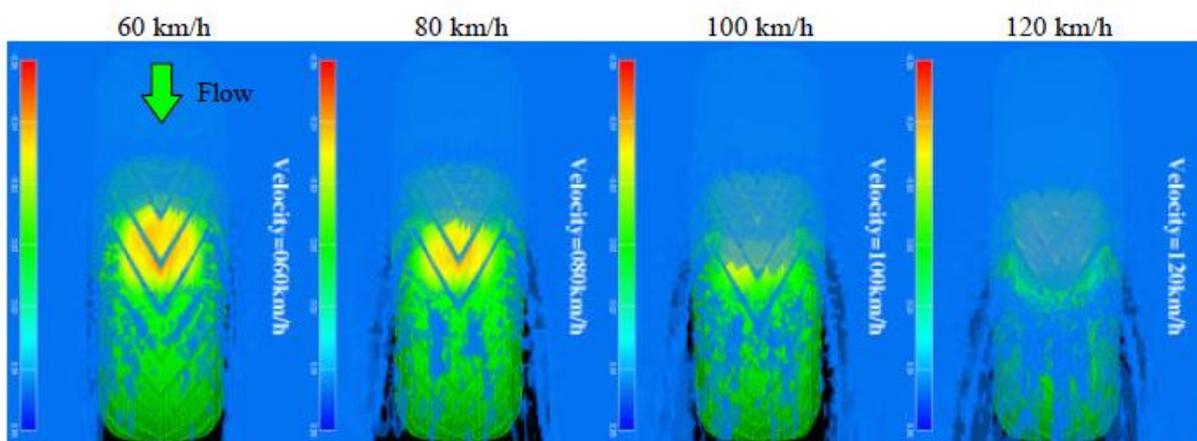


Figura 2.7 - Processo de intrusão da água na área de contacto com o pneu (Okano, 2000).

Face à descrição apresentada é imperativo dizer que na proximidade da velocidade crítica de hidroplanagem, a execução de uma travagem e o surgimento da aceleração centrífuga, resultante do percurso de uma curva ou da actuação duma força lateral causada pelo vento,

pode levar à perda do domínio da direcção do veículo, sem que para isso a hidroplanagem seja total, porque as condições de atrito pneu-pavimento são fortemente prejudicadas pelo contacto parcial da lâmina de água sob o pneu. Este tipo de acidente tem como causa a hidroplanagem parcial que se pode equiparar ao caso b) ou c) da Figura 2.6.

Colocando a hipótese da ocorrência de uma chuvada em que a velocidade de hidroplanagem é francamente baixa, próxima da velocidade de circulação dos veículos, o pavimento molhado torna-se muito escorregadio e os condutores não têm consciência do perigo que estão a correr no devido momento (Salpico, 2009).

## **2.5 Factores influenciadores da hidroplanagem**

A fim de se melhor compreender este fenómeno é fundamental analisar os vários factores que fazem com que o risco de hidroplanagem esteja activo nas estradas portuguesas.

Para garantir a segurança rodoviária é imprescindível expulsar a água da área de contacto pneu-pavimento para assim adquirir o atrito necessário. Esta expulsão da água depende de diversos factores dos quais de destacam:

- A velocidade do veículo;
- O pneumático;
- Espessura da lâmina de água;
- A camada de desgaste do pavimento (textura).

### **2.5.1 Velocidade do veículo**

A velocidade do veículo é um factor que está directamente relacionado com a hidroplanagem, visto que com o aumento da velocidade o risco de hidroplanagem aumenta. No âmbito desta problemática interessa determinar a partir de que velocidade o veículo entrará em hidroplanagem total de acordo com as características da zona a estudar. Portanto os estudos apresentam expressões para o cálculo da velocidade a partir da qual o veículo entrará em hidroplanagem, designado por velocidade crítica de hidroplanagem.

O cálculo da velocidade a que ocorre a hidroplanagem resulta do cruzamento de vários dados, entre os quais está a macrorugosidade do pavimento, a intensidade de precipitação, o comprimento das linhas de água, a pressão dos pneus, a profundidade das ranhuras dos pneus, entre outros.

Agrawall e Gallaway estabeleceram correlações entre a velocidade de início da hidroplanagem e os factores referidos anteriormente.

Na década de 1970 foi apresentada a expressão (2.1) para a Velocidade Crítica de Hidroplanagem por Gallaway (Chesteron *et al*, 2006):

$$V_h = 0,9143 \times SD^{0,04} \times P^{0,3} \times (TD + 0,794)^{0,06} \times A \quad (2.1)$$

Onde:

$$A \text{ é o maior valor de } \begin{cases} \frac{12,639}{h^{0,06}} + 3,507 \\ \left[ \frac{22,351}{h^{0,06}} - 4,970 \right] \times Aa^{0,14} \end{cases} \quad (2.2)$$

Onde:

$V_h$  (km/h) - Velocidade crítica de hidroplanagem;

$h$  (mm) - altura de água acima das asperezas do pavimento;

$Aa$  (mm) - macrorugosidade do pavimento medida pelo ensaio da altura de areia;

$P$  (kN/m<sup>2</sup>) - pressão do pneu;

$TD$  (mm) - profundidade das ranhuras do rasto dos pneus;

$SD$  - *Spin Down Speed*.

*Spin down speed*, significa redução da velocidade de rotação segundo o eixo da roda. Um pneu quando entra em hidroplanagem começa a perder rotação devido à pressão da água, a este efeito, chama-se *Spin Down*. Considera-se 10 no início da hidroplanagem.

$$SD = \left( \frac{W_d - W_w}{W_d} \right) \times 100 \quad (2.3)$$

Onde:

$W_d$  - velocidade de rotação do pneu em superfície seca;

$W_w$  - velocidade de rotação do pneu sobre a lâmina de água, após ter entrado em spin down.

Contrariamente, França (1988) considera uma expressão diferente (2.4) da citada por Gallaway, em que efectuou uma conversão para unidades métricas, a fim de se evitar a utilização de unidades britânicas. Considerou também a altura das asperezas do pavimento e não teve em conta as características do pneumático, assim como a sua pressão.

Equação de Gallaway segundo França:

$$V_h = 4,580 \times (1,181 \times \varepsilon_1 + 1)^{0,06} \times A \quad (2.4)$$

Onde:

$\varepsilon_1$  (mm) - altura das asperezas do pavimento;

Os restantes símbolos têm o mesmo significado que a expressão anterior.

Para alturas de água ( $h$ ) muito finas a expressão (2.1) de Gallaway não se deve aplicar, ou seja, esta expressão é válida para valores de  $h > 2,413\text{mm}$ .

Nas situações em que a lâmina de água é muito fina, foi desenvolvida a expressão (2.5) de Agrawall que foi obtida de uma série de ensaios realizados com veículos usando pneus com pressão de enchimento de  $165 \text{ kN/m}^2$  e com ranhuras no rasto com profundidade  $TD \approx 2,4 \text{ mm}$ .

Equação de Agrawall:

$$V_h = 96,899 \times h^{-0,259} \quad (2.5)$$

Tendo os símbolos os mesmos significados da expressão de Gallaway.

Esta expressão pratica-se para valores de  $h < 2,413\text{mm}$ .

Para efeitos comparativos e simplificação de cálculo podemos também considerar na expressão (2.6) de Gallaway as variáveis, pressão de enchimento e profundidade de rasto, respectivamente  $165 \text{ kN/m}^2$  e  $2,4 \text{ mm}$ , de valor fixo resultando na seguinte expressão (Anderson *et al.*, 1998):

$$V_h = 4,974 \times A \quad (2.6)$$

Tendo os símbolos os mesmos significados da expressão de Gallaway.

Esta expressão pratica-se para valores de  $h > 2,413\text{mm}$ .

Como se constata na Figura 2.8, para velocidades superiores a  $80 \text{ km/h}$ , a hidroplanagem depende apenas de  $h$  (equação de Agrawall), sendo esta a equação mais utilizada uma vez que a hidroplanagem se verifica com maior frequência para velocidades superiores a  $80\text{km/h}$ . Por outro lado, não se pode esquecer que a altura da lâmina de água acima das asperezas dos pavimentos depende também, ainda que indirectamente, da forma e elevação dessa mesma macrorugosidade.

Em relação ao exposto, põe-se o problema do cálculo da espessura da lâmina de água acima do topo das asperezas ( $h$ ) para que se possa determinar a velocidade crítica de hidroplanagem.

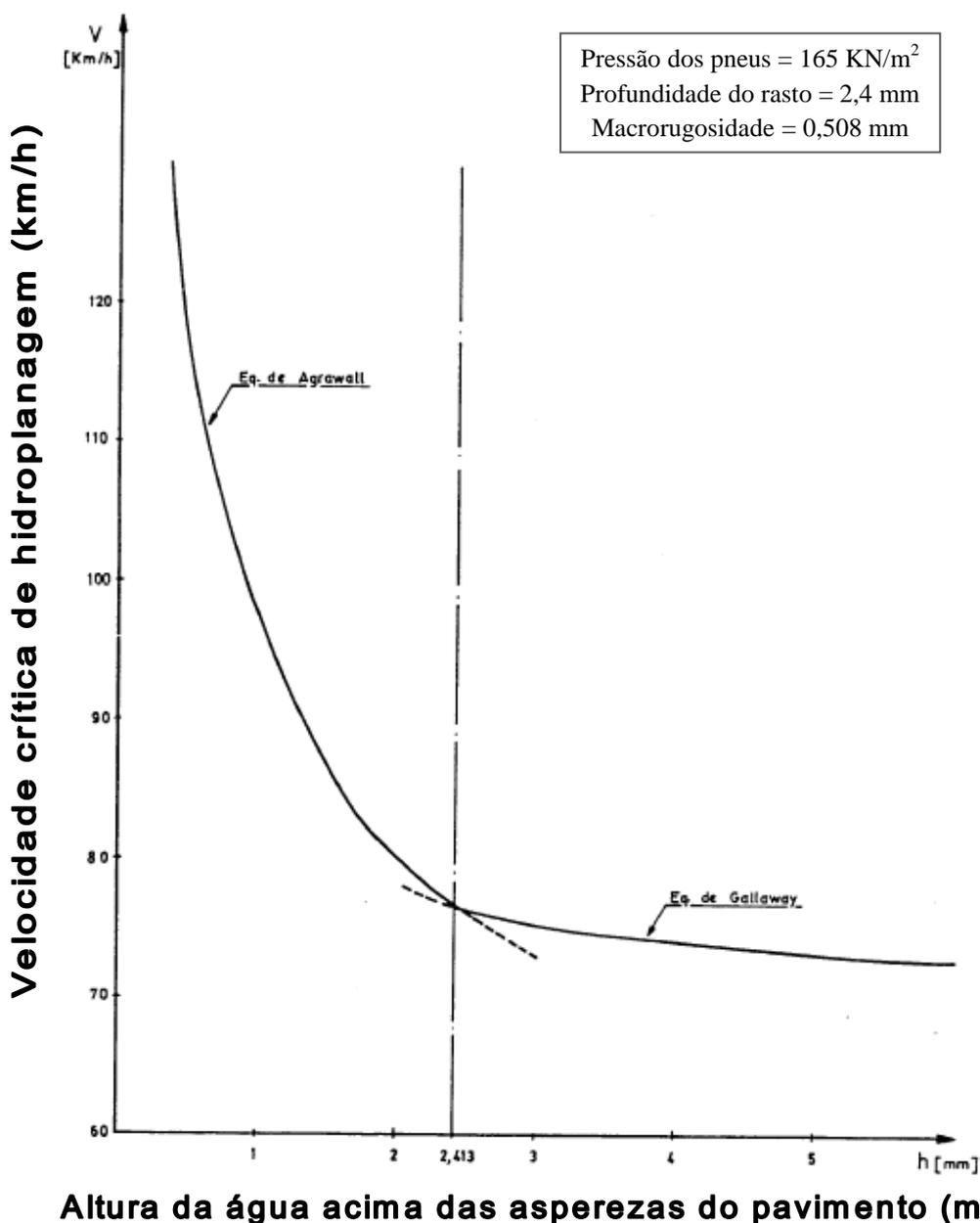


Figura 2.8 - Representação gráfica das expressões de Agrawal e Gallaway (Adaptado de França, 1988).

As expressões anteriormente apresentadas baseiam-se nos resultados de 1038 casos de início de hidroplanagem e foram estabelecidas por correlações entre a velocidade de hidroplanagem e as variáveis já identificadas. Os coeficientes de correlação encontrados foram de 85% para a expressão Agrawal e de 82% para a expressão de Gallaway (França, 1988).

### 2.5.2 Os pneumáticos

A pressão de enchimento do pneu é um factor muito importante na determinação da velocidade de hidroplanagem. Quanto maior a pressão, maior a rigidez do pneu e maior a resistência na zona de contacto a deformar, sobre a acção de arrasto da água. Como tal, a zona de contacto irá deformar-se menos perante a resistência hidrodinâmica, evitando uma maior penetração da água na área de contacto. Com o aumento da pressão de enchimento, eleva-se a

pressão na área de contacto e a extensão da penetração da água diminui, aumentando assim a velocidade de início da hidroplanagem.

Uma correlação aproximada entre a velocidade à qual ocorre a hidroplanagem e a pressão de enchimento do pneu é dada por Horne (1962):

$$V_h = 6,34 \times \sqrt{P} \quad (2.7)$$

Com pressão de enchimento ( $P$ ) em  $\text{kN/m}^2$  (kPa) e a  $V_h$  em km/h.

Esta equação não considera a macrorugosidade do pavimento, o tipo de pneu e a profundidade das ranhuras dos pneus.

Note-se que a largura do pneu é um factor importante a considerar, o seu aumento contribui negativamente para a hidroplanagem, isto é, o pneu não deve ter largura exagerada para facilitar a expulsão da água presente no pavimento. O ideal é ter um pneu fino para expulsar melhor a água e obter melhor contacto, no entanto, este pneu não pode ser fino de mais para permitir uma aderência adequada.

Outro factor a ter em consideração no pneu é o desenho da escultura da zona de contacto com o pavimento. Desenhos adequados, tais como raias ao longo do perímetro, tendem a elevar a velocidade de início de hidroplanagem, quando comparados com pneus lisos. Por outro lado, para a mesma velocidade de início de hidroplanagem, podemos ter alturas de lâmina de água superiores para pneus com ranhuras (Filho, 2006).

Em Portugal a profundidade mínima de rasto de pneu permitida é de 1,6 mm (Despacho DGV n.º 17/96 de 22 de Maio).

Dados experimentais demonstram também que a perda de tracção devido à hidroplanagem parcial é consideravelmente menor em pneus com ranhuras, mesmo quando a profundidade da lâmina de água é maior do que a profundidade das ranhuras do pneu.

Segundo estudos de Horne (Filho, 2006) relativos a pneus de aeronaves, este facto é evidente, pelo que as ranhuras aumentam a profundidade mínima de água necessária para a ocorrência de hidroplanagem parcial como está ilustrado na Figura 2.9.

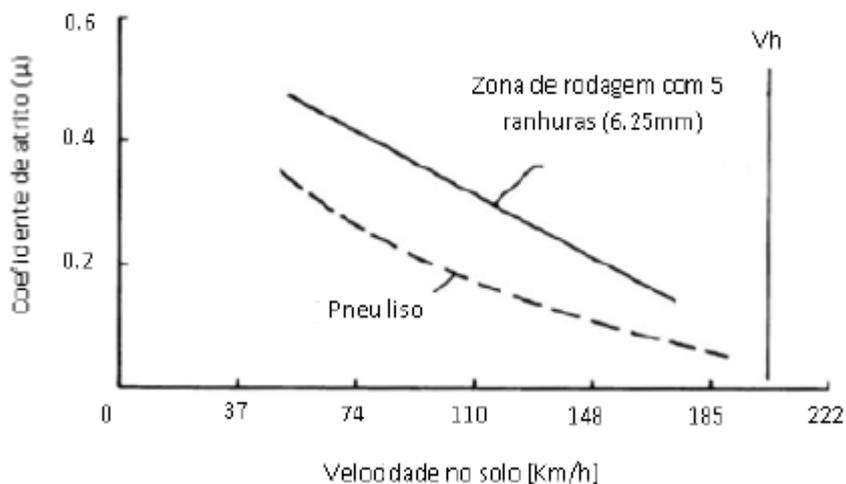


Figura 2.9 - Efeito da zona de rodagem sobre a tracção, em condições de hidroplanagem parcial, NASA (Filho, 2006).

Por fim, os pneus dividem-se em dois tipos, o pneu diagonal e o pneu radial, que devido à sua formação estrutural influênciam a velocidade em que se inicia a hidroplanagem. Na Figura 2.10 apresenta-se a estrutura dos 2 tipos de pneus, sendo à esquerda apresentado um pneu radial com fibras colocadas paralelamente entre si e perpendiculares ao eixo de circulação, e à direita apresenta-se um pneu diagonal com as fibras colocadas perpendicularmente entre si e com um ângulo de 45° face ao eixo de circulação.

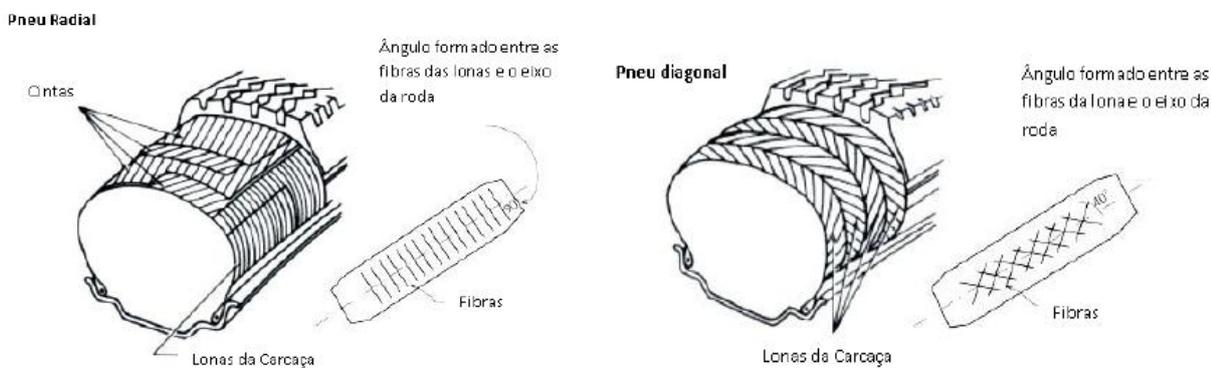


Figura 2.10 - Detalhe da orientação das fibras das lonas nas carcaças dos pneus diagonal e radial. (Filho, 2006)

A Figura 2.11 apresenta a impressão dos dois tipos de pneus, onde se pode observar diferenças ao nível da forma e da área de contacto.

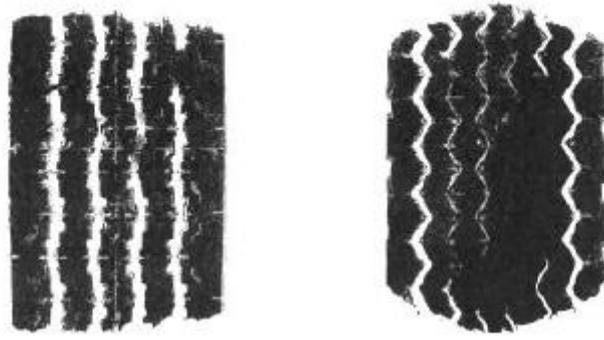


Figura 2.11 - Impressões de um pneu radial e de um pneu diagonal (Filho, 2006).

Van Es *et al.* em 2001 demonstraram que pneus radiais apresentam velocidades de hidroplanagem cerca de 27 % menores do que pneus diagonais, em condições similares de operação. A diferença deve-se à forma da área de contacto, especialmente a relação entre a largura e o comprimento da área de contacto, como se pode verificar na Figura 2.12 (Filho, 2006).

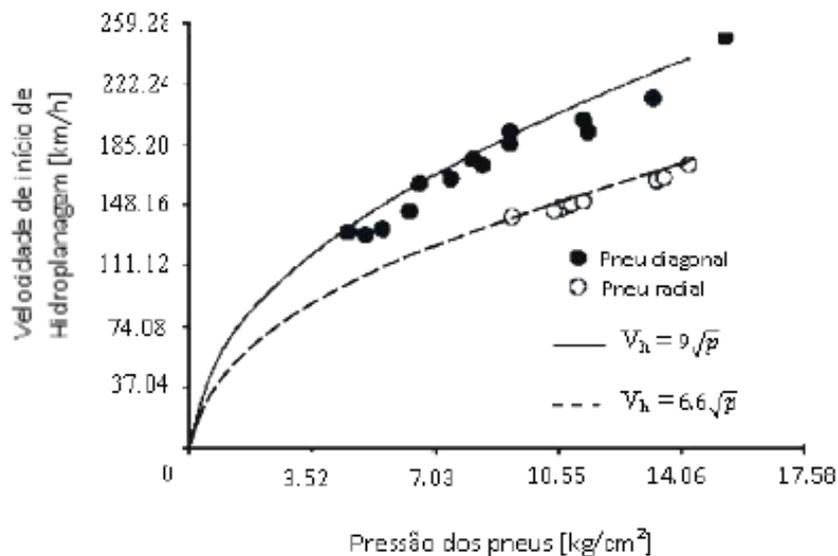


Figura 2.12 - Efeito do tipo de pneu: diagonal ou radial na relação da velocidade de início de hidroplanagem com a pressão dos pneus (Filho, 2006).

Os estudos apresentados pelos autores anteriormente referidos não serão alvo de análise aprofundada, visto que são direccionados para pneus de aeronaves e não de circulação rodoviária, esta temática é simplificada considerando pneus radiais e com pressões correntes da ordem dos 200 kPa. Por questões de segurança, nas várias bibliografias é considerado para o cálculo, pressões nos pneus de 165 kPa visto que são mais penalizadoras. No que se refere à altura das ranhuras dos pneus verifica-se uma tendência para se utilizar o valor de  $TD = 2,4$  mm.

### 2.5.3 Espessura da lâmina de água

A espessura da lâmina de água, também é um factor muito importante na determinação do potencial de hidroplanagem para uma determinada combinação pneu-pavimento. Isto é, com o aumento da espessura da lâmina de água, maior será a probabilidade de ser excedida a capacidade de drenagem das ranhuras do pneumático, combinadas com a macrotextura do pavimento. Assim sendo, a profundidade da lâmina de água sobre o pavimento tem relação directa com a probabilidade de ocorrência de hidroplanagem.

No entanto, a profundidade total do fluido não tem influência na velocidade de início da hidroplanagem, visto que para o cálculo da velocidade de hidroplanagem a altura da lâmina de água apenas é contabilizada acima das asperezas do pavimento como se pode observar na Figura 2.13.

Caso a profundidade do fluido seja menor do que a profundidade crítica não ocorrerá a hidroplanagem, independentemente da velocidade de deslocamento do veículo. A partir da profundidade e da velocidade crítica, o veículo entrará em hidroplanagem total.

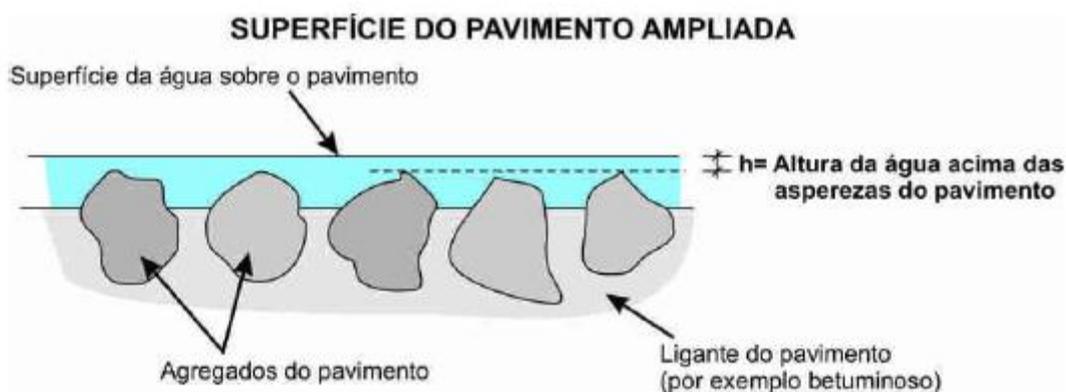


Figura 2.13 - Altura da lâmina de água acima das asperezas do pavimento (Salpico, 2009).

De seguida será feita uma exposição das formulações existentes para o cálculo da espessura da lâmina de água mais usuais a nível internacional, sendo também incluída a formulação obtida por França (1988), visto ser o único estudo existente em Portugal.

#### 2.5.3.1 Método de Adalberto França (1988)

Berthier em 1967 (França, 1988) já havia usado a fórmula de Manning-Strickler, considerando-o como válido, embora demonstrasse alguns cuidados a ter face à pequena diferença existente entre a altura de água resultantes das habituais chuvadas e a altura das asperezas. Considerou o raio hidráulico de uma superfície ilimitada igual à altura de água e obteve a seguinte expressão:

$$h = \left[ \frac{Lw \times ip \times 10^{-5}}{36K \times \sqrt{iw}} \right]^{3/5} \quad (2.8)$$

Onde:

$h$  (m) - altura de água acima das asperezas do pavimento;

$L_w$  (m) - comprimento da linha de água;

$i_p$  (mm/h) - intensidade de precipitação;

$K_s$  ( $m^{1/3} / s$ ) - coeficiente de rugosidade;

$i_w$  (m/m) - inclinação das linhas de água.

Esta expressão de Berthier é limitativa considerando apenas o caso do escoamento de água em alinhamento recto e patamar, o que simplificou o problema pois que ( $L_w$ ) seria igual à largura da faixa de rodagem e ( $i_w$ ) seria a inclinação transversal da superfície do pavimento. Considerou ainda, o pavimento como uma superfície lisa. Apresentar-se-á de seguida o desenvolvimento desta expressão por França.

Para um estudo mais detalhado do problema, França (1988) analisou quatro casos práticos pela natureza que os distingue:

- Caso de macrorugosidade e microrugosidade elevadas (revestimento superficial betuminoso rugoso);
- Caso de macrorugosidade elevada e microrugosidade baixa (revestimento superficial betuminoso polido);
- Caso de macrorugosidade baixa e microrugosidade elevada (betão betuminoso rugoso);
- Caso de macrorugosidade e microrugosidade baixas (betão betuminoso polido).

#### Caso a) - Caso de macrorugosidade e microrugosidade elevadas

Revestimento superficial betuminoso rugoso ( $\varepsilon_1 = 5$  mm), apresentado na Figura 2.14.

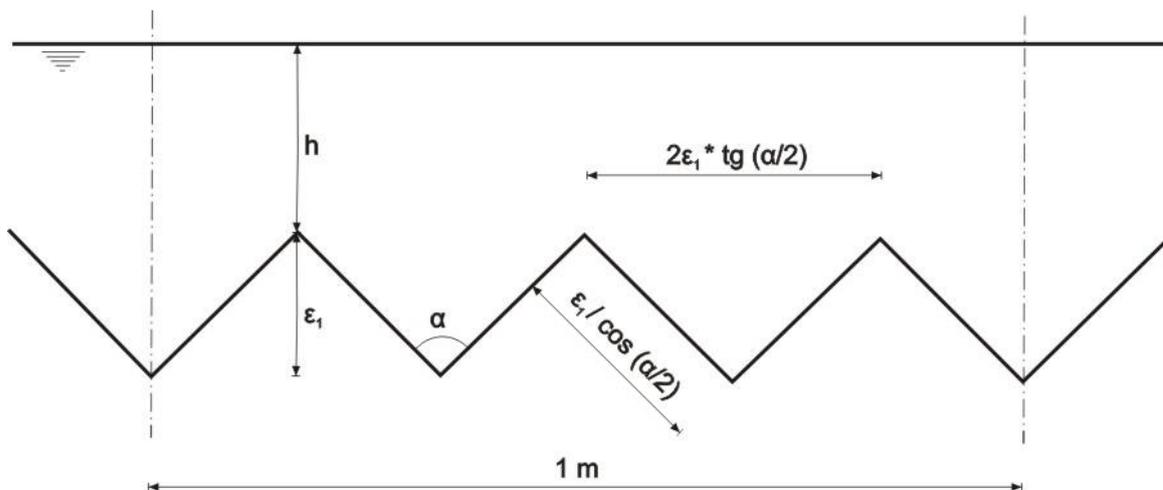


Figura 2.14 - Modelo teórico procurando representar revestimento superficial betuminoso rugoso (adaptado de França, 1988).

Chegou à seguinte expressão:

$$h = \left[ \frac{Lw \times ip}{60 \times \left(\frac{1}{2}\right)^{2/3} \times iw^{1/2}} \right]^{0.6} - \frac{0,005}{2} \quad (2.9)$$

Tendo os símbolos os mesmos significados da expressão de Berthier.

**Caso b) - Caso de macrorrugosidade elevada e microrrugosidade baixa**

Revestimento superficial betuminoso polido ( $\varepsilon_1 = 4,5$  mm), apresentado na Figura 2.15.

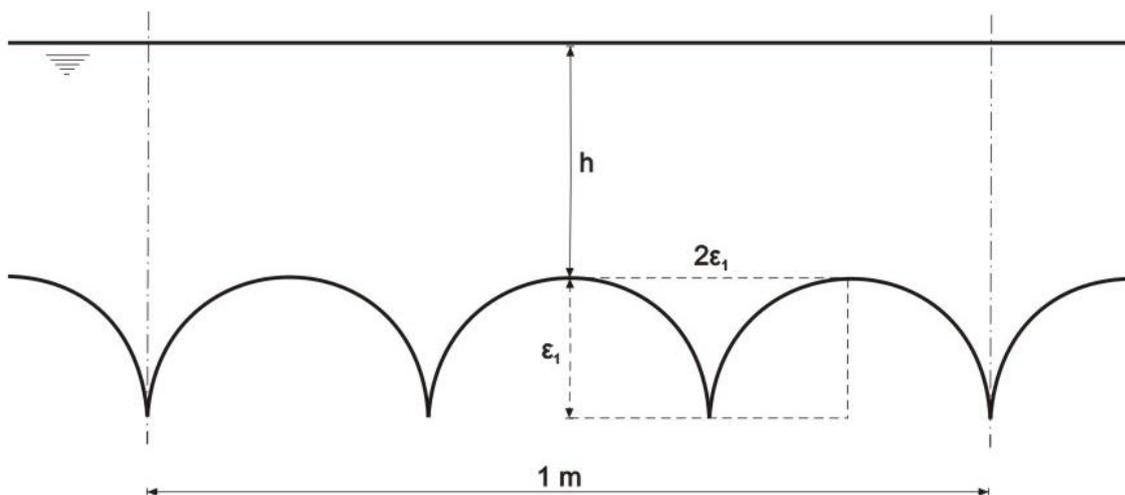


Figura 2.15 - Modelo teórico procurando representar revestimento superficial betuminoso polido (adaptado de França, 1988).

Com a mesma simbologia e unidades, obteve a seguinte expressão:

$$h = \left[ \frac{Lw \times ip}{80 \times \left(\frac{2}{\pi}\right)^{2/3} \times iw^{1/2}} \right]^{0.6} - 0,00096 \quad (2.10)$$

**Caso c) - Caso de macrorrugosidade baixa e microrrugosidade elevada**

Betão betuminoso rugoso ( $\varepsilon_1 = 2,4$  mm ;  $Aa = 1,2$  mm)

Obteve a seguinte expressão, com a mesma simbologia e unidades:

$$h = \left[ \frac{Lw \times ip}{60 \times \sin 50^\circ \frac{2}{3} \times iw^{\frac{1}{2}}} \right]^{0,6} - \frac{0,0024}{2} \quad (2.11)$$

#### Caso d) - Caso de macrorugosidade e microrugosidade baixas

Betão betuminoso polido ( $\varepsilon_1 = 0,2 \text{ mm}$ )

Obteve a seguinte expressão, com a mesma simbologia e unidades:

$$h = \left[ \frac{Lw \times ip}{8 \times iw^{\frac{1}{2}}} \right]^{0,6} - \frac{0,0002}{2} \quad (2.12)$$

### 2.5.3.2 Método de Gallaway (1979)

Em 1979 Gallaway (Chesterton, 2006), baseou-se em resultados experimentais de escorrência de água pluvial em diversos tipos de pavimentos (betão betuminoso e betão de cimento) e para o cálculo da altura de água acima das asperezas apresentou a seguinte equação:

$$h_{Gallaway} = 0,01485 \times \left[ \frac{Aa^{0,11} \times Lw^{0,43} \times ip^{0,59}}{iw^{0,42}} \right] - Aa \quad (2.13)$$

Onde:

$h_{Gallaway}$  (m) - altura de água em relação à superfície do pavimento;

$Aa$  (mm) - altura de areia;

$Lw$  (m) - comprimento da linha de água;

$ip$  (mm) - intensidade de precipitação;

$iw$  (m/m) - inclinação da linha de água.

### 2.5.3.3 Método de Anderson (1998)

Anderson em 1998, com base em resultados experimentais de escorrências de águas pluviais sobre diversos tipos de pavimentos, apresentou uma equação unidimensional da onda cinemática, que relaciona a profundidade da lâmina de água ao longo do caminho do fluxo para uma determinada taxa de precipitação, taxa de infiltração, e tipo de camada de desgaste do pavimento (betão de cimento, betão betuminoso e betão betuminoso drenante). A grande evolução deste estudo prende-se com a introdução da temperatura da água, bem como o comportamento da água face a cada tipo de pavimento, e sendo assim possível determinar a espessura da lâmina de água para cada tipo de pavimento. Esta mesma expressão inclui a

variável ( $n$ ) de Manning que permite calcular coeficientes de rugosidade de escoamentos superficiais.

$$h_{Anderson} = \left[ \frac{n \times Lw \times ip_e}{36,1 \times iw^{0,5}} \right]^{0,6} - Aa \quad (2.14)$$

Onde:

$h_{Anderson}$  (m) - altura da lâmina acima das asperezas do pavimento;

$n$  - coeficiente de rugosidade de Manning;

$Lw$  (m) - comprimento da linha de água;

$Aa$  (mm) - altura de areia;

$ip_e$  (mm/h) - intensidade de precipitação efectiva;

$iw$  (m/m) - inclinação da linha de água.

Com:

$$ip_e = ip - f \quad (2.15)$$

Onde:

$ip$  (mm/h) - intensidade de precipitação;

$f$  (mm/h) - taxa de infiltração ou permeabilidade do pavimento.

Em troços de pavimento drenantes é considerada a taxa de infiltração da água devido à permeabilidade do pavimento, com os valores apresentados no capítulo 2.5.4.1. Como tal é necessário proceder-se ao cálculo da intensidade de precipitação efectiva, que se traduz pela diferença da intensidade de precipitação com a água que se infiltra no pavimento (taxa de infiltração).

Anderson, para distinguir os escoamentos superficiais entre pavimentos, determinou os seguintes coeficientes de rugosidade:

- Pavimento em betão de cimento

$$n = \frac{0,319}{N_R^{0,480}} \quad N_R < 1000 \quad (2.16)$$

$$n = \frac{0,345}{N_R^{0,502}} \quad N_R < 500 \quad (2.17)$$

- Pavimento em betão betuminoso

$$n = 0,0823 \times N_R^{-0,174} \quad (2.18)$$

- Pavimento em betão betuminoso drenante

$$n = \frac{1,49 \times iw^{0,306}}{N_R^{0,424}} \quad (2.19)$$

Sendo:

$$N_R = \frac{q}{\nu} \quad (2.20)$$

Onde:

$N_R$  - número de Reynolds;

$q$  ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ) - quantidade de fluido por unidade de comprimento;

$\nu$  ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) - viscosidade cinemática da água.

A viscosidade cinemática da água é utilizada para calcular o número de Reynolds que por sua vez, é usado para determinar ( $n$ ), coeficiente de rugosidade do pavimento. Como tal verifica-se que a espessura da lâmina de água é afectada pela viscosidade da água.

As temperaturas da água utilizadas e as respectivas viscosidades cinemáticas são apresentadas no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Viscosidades da água sob condições normais de temperatura e pressão (Lencastre, 1996).

Temperatura (°C)	Viscosidade cinemática ( $\nu$ ) ( $10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$ )
0	1,785
5	1,547
10	1,308
15	1,140
20	1,003
25	0,893
30	0,801

### 2.5.3.3.1 Análise da variação da temperatura segundo Anderson

Para melhor se compreender o efeito da temperatura na velocidade crítica de hidroplanagem, apresenta-se o gráfico da Figura 2.16 elaborado com base nos seguintes dados:

- $Aa = 0,7 \text{ mm}$
- $ip = 40 \text{ mm/h}$
- $iw = 4,7 \% = 0,047 \text{ m/m}$
- Betão Betuminoso

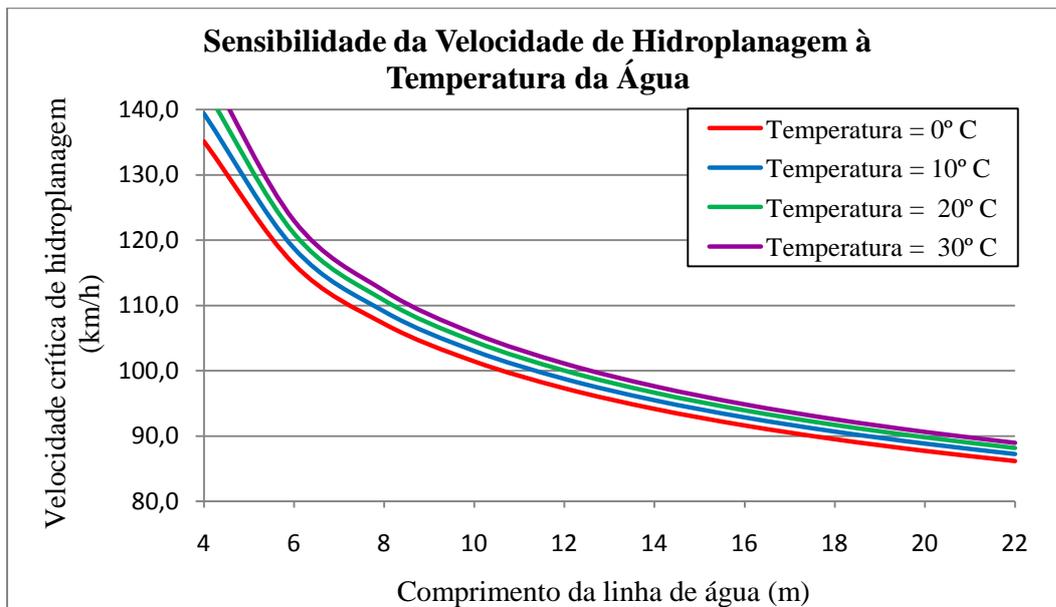


Figura 2.16 - Sensibilidade da velocidade de hidroplanagem à temperatura da água.

Com a diminuição da temperatura da água, a viscosidade cinemática da água aumenta, criando uma maior resistência ao escoamento e conseqüentemente uma maior espessura da lâmina de água, portanto o início de hidroplanagem ocorre a velocidades inferiores como se pode verificar na Figura 2.16.

Quadro 2.2 - Variação da velocidade de hidroplanagem entre o 0° e os 30 °C.

$\Delta t$ (°C) \ L (m)	$\Delta Vh$ (km/h)									
	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22
0 a 30	12,2	6,7	5,1	4,3	3,8	3,5	3,2	3,1	2,9	2,8
10 a 20	4,1	2,2	1,7	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	1,0	0,9

O Quadro 2.2 sintetiza os valores apresentados do Figura 2.16. Com uma variação de 30 °C vamos obter variações com algum significado, mas deixam de ter a sua importância visto que essa variação de temperatura é muito pouco provável de ocorrer em Portugal durante uma chuvada. A variação de temperatura a considerar em Portugal encontra-se entre os 10 a 20 °C.

Apesar do efeito da temperatura sobre a viscosidade da água ser significativa, ao analisarmos a sua variação ao longo do comprimento da linha de água verifica-se que as variações da velocidade crítica de hidroplanagem vão diminuindo, ou seja, para comprimentos de linha de água superior a 8 metros (situação muito vulgar) temos variações de velocidades inferiores a 1,5 km/h. Face à velocidade de início de hidroplanagem, estas variações são pouco expressivas para o resultado final.

Com estes resultados, considera-se a temperatura de 10 °C ( $\nu = 1,036 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ), como um valor conservativo para a análise da velocidade de hidroplanagem de um determinado caso de estudo.

### 2.5.3.3.2 Caso prático - Espessura da lâmina de água

No ponto anterior são identificadas três metodologias para o cálculo da espessura da lâmina de água, seguindo-se uma análise da evolução da espessura da lâmina de acordo com a variação dos parâmetros que a influenciam.

Tal como já se pôde referir no cálculo da velocidade de hidroplanagem, França (1988) considera alguns valores para os parâmetros da altura de água que actualmente não se aplicam, e deste modo, realizou-se uma comparação com os valores apresentados na sua obra e posteriormente valores actuais. Considerou-se o betão betuminoso visto ser o tipo de camada de desgaste mais generalizada e uma temperatura média de 15° C.

De acordo com estudo de França apresenta-se os seguintes dados do problema:

- $Aa = 2,4 \text{ mm}$
- $\varepsilon_1 = 2,4 \text{ mm}$
- $ip = 130 \text{ mm/h}$
- $i_w = 2,0 \% = 0,02 \text{ m/m}$
- Temperatura = 15 °C
- Betão Betuminoso

A Figura 2.17 apresenta-se a comparação da espessura da lâmina de água de acordo com as equações de Gallaway, Anderson e França.

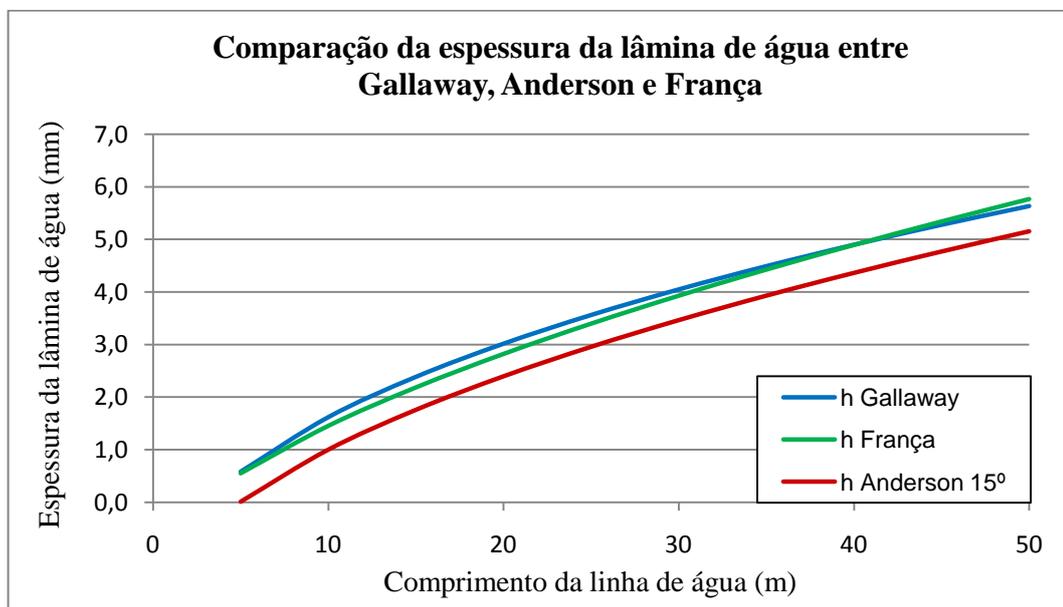


Figura 2.17 - Comparação da espessura da lâmina de água entre Gallaway, Anderson e França, utilizando valores utilizados em na tese de doutoramento do professor França.

Analisando a Figura 2.17, verifica-se uma grande proximidade entre a “hGallaway” e “hFrança” ao longo do comprimento da linha de água, ficando a “hAnderson” um pouco abaixo das anteriores, sensivelmente 0,5 mm. Tendo em conta que estamos perante uma

precipitação muito elevada a diferença da espessura da lâmina de água é pouco expressiva. Através deste gráfico poderíamos concluir erradamente que a metodologia de Gallaway seria a que estaria do lado da segurança, mas como se irá demonstrar o mesmo não se verifica.

Aplicando valores que representem melhor a realidade dos pavimentos introduziu-se os seguintes dados:

- $Aa = 1,2$  mm
- $ip = 25$  mm/h
- $i_w = 2\% = 0,02$  m/m
- $L_w = 20$  m
- Temperatura = 15 °C
- Betão Betuminoso

A Figura 2.18 mostra a comparação da espessura de lâmina de água entre Gallaway, Anderson e França segundo o comprimento da linha de água, altura de areia, intensidade de precipitação e inclinação média da linha de água.

Alterando a precipitação de um valor muito elevado, 130 mm/h, para uma intensidade de precipitação mais corrente 25 mm/h (ocorre 2, 3 ou 4 vezes durante o ano com um período de 20 min), bem como a altura de areia para um valor que corresponde ao pavimento escolhido segundo a bibliografia de França ( $Aa = 1,2$  mm), a espessura da lâmina de água ao longo do comprimento assume um comportamento distinto da Figura 2.17.

A expressão utilizada por França (1998) considera para o BB, altura de areia de 1,2 mm. Trata-se de um valor elevado para o tipo de pavimento em causa, sendo o correcto considerar 0,7 mm, mínimo exigido no caderno de encargos das EP. Portanto as espessuras de lâmina de água apresentadas encontraram-se abaixo do que é esperado.

Analisando os gráficos na generalidade verifica-se que “hAnderson” é a que apresenta valores mais elevados de espessura de lâmina de água, exceptuando na variação da precipitação em que a partir dos 80 mm/h fica abaixo de “hGallaway”. Por sua vez “hGallaway”, apresenta curvas compreendidas entre Anderson e França, mas com um traçado um pouco distinto. As espessuras obtidas por França, ficam francamente abaixo dos valores dos outros autores, por outro lado a expressão utilizada por este autor tem uma grande limitação visto não considerar o aumento da macrorugosidade do pavimento, considera sim diferentes equações de acordo com o tipo de pavimento.

Note-se que as espessuras da lâmina de água inferiores a zero apresentadas na Figura 2.18 indicam que a água encontra-se abaixo das asperezas do pavimento.

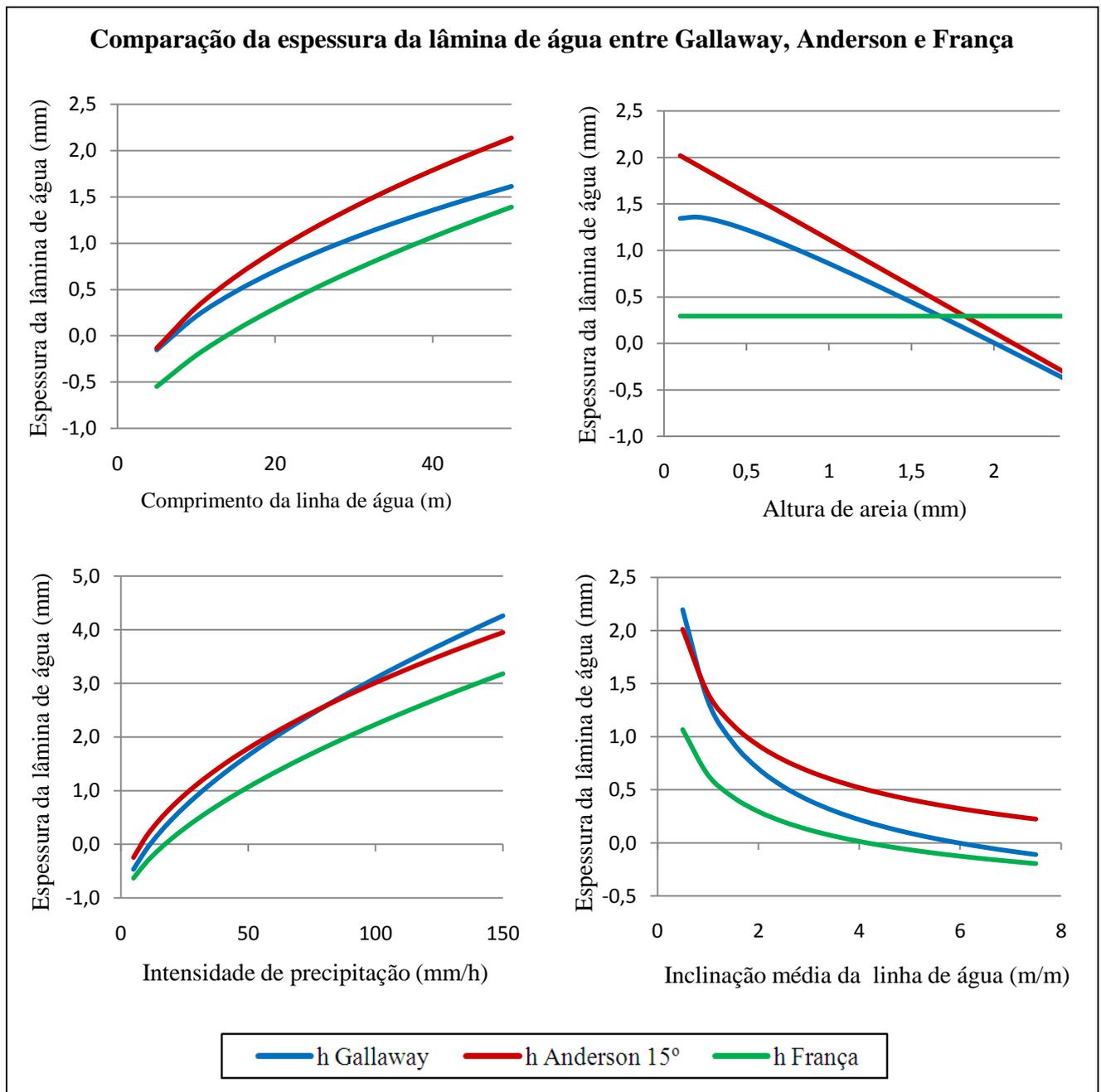


Figura 2.18 - Comparação da espessura da lâmina de água entre Gallaway, Anderson e França de acordo com o comprimento da linha de água, altura de areia, intensidade de precipitação e inclinação média da linha de água.

Finalizando, Anderson apresenta o estudo prático mais recente no cálculo de  $h$ , tendo feito uma análise mais pormenorizada do comportamento da água nos vários pavimentos, com a obtenção de diferentes coeficientes de rugosidade e incluído o efeito da temperatura na viscosidade da água. Verificou-se também que a expressão de Anderson é a que apresenta valores de  $h$  mais conservativos. Deste modo torna-se imperativo considerar que a expressão utilizada por este autor é a que se deve ter em conta no cálculo da velocidade crítica de hidroplanagem. Portanto ao longo da presente obra, nos cálculos efectuados considerou-se a expressão de Anderson.

### 2.5.3.4 Intensidade de Precipitação

Ao longo de todo o estudo da hidroplanagem, a intensidade de precipitação é um dos parâmetros ambientais que influencia a velocidade crítica de hidroplanagem e como se poderá verificar este é o parâmetro mais difícil de determinar devido ao seu carácter aleatório. Esta intensidade pode ser obtida por dois métodos, pela intensidade de precipitação calculada com base no risco e o segundo método pelo relacionamento da intensidade máxima de precipitação com a distância de visibilidade do condutor.

A literatura hidrológica tradicional discute a intensidade de precipitação como uma função da frequência e da duração da chuvada de numa determinada zona. Matos e Silva em 1986 (Brandão, 2001) obtiveram curvas IDF a partir do tratamento estatístico das séries de valores máximos da intensidade de precipitação para diferentes durações e para a mesma frequência de ocorrência. Estas curvas resultam do ajustamento, pelo método dos mínimos quadrados, das intensidades de precipitação correspondentes a diversas durações, para um dado período de retorno, de uma curva exponencial. A curva exponencial é definida por:

$$ip = a \times t_p^b \quad (2.21)$$

Onde,

$ip$  (mm/h) - intensidade de precipitação;

$t_p$  (min) - tempo de precipitação;

$a, b$  - constantes indicadas no Quadro 2.3.

A caracterização das precipitações intensas baseou-se na análise das séries observadas em 27 postos udográficos seleccionados de entre aqueles que possuíam maior número de anos de registo e de forma a representarem com boa aproximação das diversas regiões do País. No ANEXO A são apresentados os postos udográficos localizados em Portugal Continental, bem como no ANEXO B onde se indicam os parâmetros  $a$  e  $b$  obtidos, para cada posto udográfico, com precipitações de 5 a 30 min.

A título de exemplo apresenta-se o Quadro 2.3 com os parâmetros  $a$  e  $b$  das curvas IDF para a região de Lisboa.

Quadro 2.3 - Valores dos parâmetros  $a, b$  para a região de Lisboa.

Período de retorno (anos)	Região pluviométrica de Lisboa	
	Duração 5 a 30 min	
	a	b
2	176,46	-0,529
5	214,32	-0,514
10	239,69	-0,486
20	264,16	-0,477
50	295,96	-0,467
100	319,86	-0,461

Deste modo, a partir de um período de retorno e um tempo estimado de precipitação é possível determinar a intensidade de precipitação de uma determinada zona.

#### 2.5.3.4.1 Período de Retorno

No cálculo da intensidade de precipitação é fundamental a escolha do período de retorno ( $T$ ), associado à probabilidade de ocorrência das precipitações ( $F$ ), estando directamente ligado ao risco da ocorrência de uma determinada precipitação. Assim, considera-se que o período de retorno de uma precipitação é  $T$  quando o seu valor é igualado ou excedido, em média, uma vez em cada intervalo de tempo  $T$ .

Sendo  $G(x)$  a probabilidade de o valor  $x$  da variável  $X$  ser ultrapassado num dado ano:

$$G(x) = 1 - F(x) \quad (2.22)$$

Define-se como período de retorno (ou intervalo de recorrência),  $T(x)$ , expresso em anos, o inverso dessa probabilidade (Lencastre, 2003):

$$T(x) = \frac{1}{G(x)} = \frac{1}{1 - F(x)} \quad (2.23)$$

Huebner *et al.* (1985), baseou-se nos trabalhos de Gallaway e Ivey que consideraram espectável as probabilidades 1% a 3% de uma precipitação<sup>1</sup> ser excedida ao longo de um ano, o que corresponde a precipitações com períodos de retorno de  $T = 100$  anos e  $T = 30$  anos.

Anderson *et al.* (1998), considerou no seu estudo aceitável que se utilizem intensidades de precipitação que tenham a probabilidade de 1% de serem excedidas ao longo de um ano, o que corresponde a precipitações com uma ocorrência de 100 em 100 anos (período de retorno,  $T = 100$  anos).

De acordo com os estudos analisados denota-se uma tendência para a escolha do período de retorno de 100 anos, numa análise limite. Caso se pretenda uma análise mais corrente, deve-se optar por um período de retorno mais reduzido, sensibilizando os utilizadores da via, dos riscos que correm durante uma intensidade de precipitação bastante frequente.

#### 2.5.3.4.2 Tempo de concentração

A precipitação que ocorre num pavimento demora um determinado tempo a percorrer uma certa distância e a concentrar-se com a chuva adjacente, a este tempo denomina-se tempo de concentração ( $TC$ ).

<sup>1</sup> Probabilidade da precipitação ser excedida ao longo de um ano (%) = 100/ (Período de retorno)

O tempo de concentração, segundo Comfort (2001), é determinado pela expressão (2.24):

$$TC = \frac{6,99007 \times Lw^{0,6} \times n^{0,6}}{ip^{0,4} \times iw^{0,3}} \quad (2.24)$$

Onde:

TC (min) - tempo de concentração;

Lw (m) - comprimento da linha de água;

n - coeficiente de rugosidade de Manning;

ip (mm/h) - intensidade de precipitação;

iw (m/m) - inclinação da linha de água.

O autor da expressão refere que o coeficiente de rugosidade  $n$  apresenta valores entre 0,01 e 0,05 e que cada troço de escoamento, que compõe o percurso total, é caracterizado por um determinado coeficiente de rugosidade de Manning.

A partir de uma determinada intensidade de precipitação, o tempo de precipitação ou também designado duração da chuvada poderá ser obtido pela equação (2.21). Quando se pretende verificar a segurança em relação à ocorrência de hidroplanagem, considera-se um tempo de precipitação que não seja inferior ao tempo de concentração, de forma a permitir que a água precipitada no ponto inicial consiga atingir o ponto final do escoamento.

#### 2.5.3.4.3 Distância de visibilidade do condutor

Ivey em 1975, no estudo de acidentes em pavimentos molhados identifica a distância de visibilidade como um dos factores de sinistralidade. No estudo conclui-se que a visibilidade disponível pelo condutor durante uma determinada chuvada é francamente afectada, ou seja, com o aumento da precipitação o condutor vai perdendo a visibilidade e conseqüentemente por questões de comodidade e segurança reduz a velocidade do veículo (Salpico, 2010).

Deste modo, Ivey elaborou uma equação empírica baseada em experiencias com condutores, de forma a simular a realidade sobre o comportamento dos mesmos. No seu estudo não é tido em conta a influência da circulação próxima de outros veículos, cujo efeito da projecção de água certamente reduziria a visibilidade do condutor e por sua vez a velocidade praticada.

A expressão apresentada relaciona a velocidade praticada pelo condutor com a intensidade de precipitação e a distância de visibilidade:

$$DV = \frac{354407,276}{ip^{0,68} \times Vc} \quad (2.25)$$

Onde:

DV (m) - distância de visibilidade do condutor;

ip (mm/h) - intensidade de precipitação;

Vc (km/h) - velocidade praticada pelo condutor.

Neste mesmo estudo o autor defende que para uma precipitação máxima de 80 mm/h a velocidade praticada pelo condutor não excede os 94 km/h, estamos a falar de precipitações muito elevadas que segundo Lencastre (2003) classificam-se como tempestade.

É relevante salientar que esta equação é considerada actualmente válida nas normas norte-americanas, AASHTO Highway Design Guides (Anderson *et al*, 1998).

Na Figura 2.19 é apresentada a distância de visibilidade em função da intensidade de precipitação e da velocidade do veículo. Para uma determinada velocidade, conforme aumenta a intensidade de precipitação diminui a distância de visibilidade. Da mesma forma, a velocidade do veículo diminui com o aumento da intensidade e diminuição da distância visibilidade.

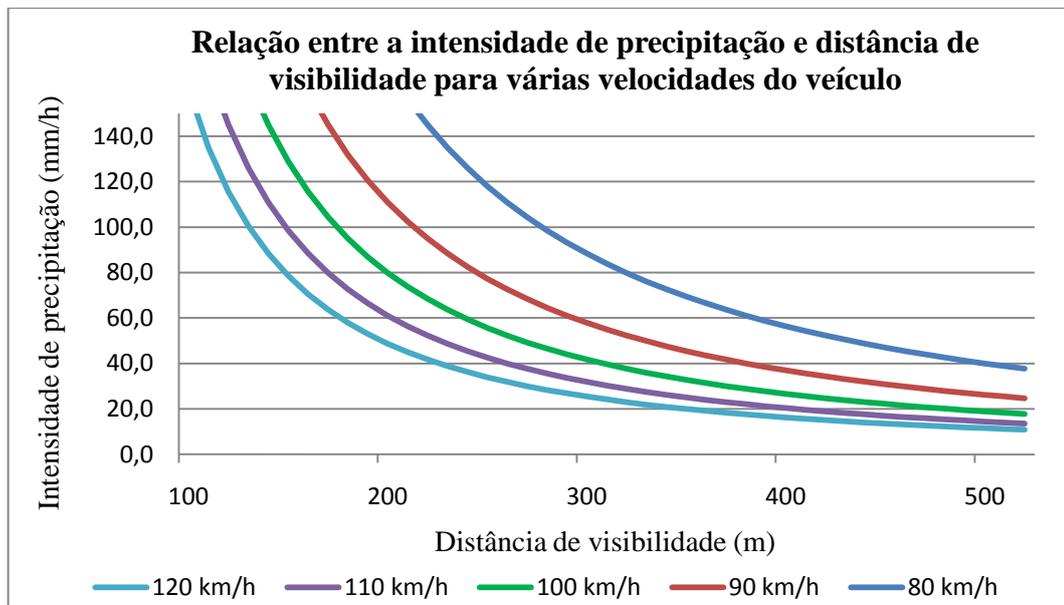


Figura 2.19 - Relação entre a intensidade de precipitação e distância de visibilidade para várias velocidades do veículo.

A escolha da intensidade de precipitação para verificar a segurança à hidropalanagem, circulando a uma determinada velocidade, será feita de forma a garantir a distância de visibilidade considerada nas normas de traçado das Estradas de Portugal. Os resultados obtidos utilizando a expressão (2.25) são apresentados no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 - Intensidade de precipitação de acordo com o critério da visibilidade, aplicado à norma da EP.

Velocidade de Tráfego (km/h)	Distância de visibilidade de paragem da EP (m)	Intensidade de precipitação máxima (mm/h)	Tipo de Precipitação
70	100	320,2	Tempestade Violenta
80	120	201,3	Tempestade Violenta
90	150	121,9	Tempestade Violenta
100	180	79,9	Aguaceiro Muito Violento
110	220	51,7	Aguaceiro Violento
120	250	37,7	Aguaceiro Violento
130	320	23,3	Chuva Forte
140	390	15,6	Chuva Forte

Se no estudo de um determinado projecto se obtiver intensidades de precipitação superiores às apresentadas no Quadro 2.4, podemos afirmar que o condutor corre sérios riscos de segurança não tendo distância de visibilidade suficiente caso surja um obstáculo. Portanto podemos afirmar que para valores acima dos apresentados não se justifica verificar a segurança à hidroplanagem.

Num projecto torna-se importante analisar qual a probabilidade de um determinada precipitação ocorrer, visto que algumas precipitações obtidas são bastantes elevadas e o seu período de retorno torna-se bastante alargado, sendo desejável utilizar precipitações com alguma regularidade.

Para se completar esta análise é necessário fixar uma velocidade padrão de forma a saber-se qual a meta a cumprir para uma determinada estrada. Esta velocidade padrão prima pelo seu carácter subjectivo e desta forma considera-se que devido às más condições climáticas em que o veículo irá circular, a sensação de desconforto e insegurança leva-nos a admitir que um condutor numa situação normal abrandará. Assim sendo, para estradas em que a velocidade de tráfego é de 120 km/h considera-se que o condutor circula a uma velocidade de 100 km/h (estrada de vias múltiplas) e para uma estrada de 100 km/h considera-se 80 km/h a velocidade praticada pelo condutor perante uma forte precipitação.

Segundo França (1998) são consideradas diferentes intensidades de precipitação para verificação da segurança à hidroplanagem de acordo com determinadas velocidade (aspecto subjectivo de escolha):

- Considera que uma precipitação de 24,1 mm/h (aguaceiros violentos que poderiam ocorrer 2, 3 ou 4 vezes por ano num período de 20 min) iria levar o condutor a reduzir a velocidade para cerca dos 80 km/h;
- Prevê ainda que, em estradas onde a velocidade dos veículos fosse da ordem de 100 km/h, haveria redução de velocidade, por parte dos condutores, quando ocorresse uma

precipitação de 15,8 mm/h (chuva forte que pode ocorrer 2, 3 ou 4 vezes por ano durante 30 min).

Segundo Salpico (2009), em outros países para a verificação da segurança, as intensidades de precipitação são bem mais intensas:

- “Na Nova Zelândia, a autoridade rodoviária "TRANSIT NEW ZEALAND" considera que a chuvada escolhida para fazer a verificação da segurança deve corresponder ao período de retorno de 2 anos e que ocorra durante 5 min (que corresponde a 80 mm/h). Em Portugal corresponderia às seguintes chuvadas: 80 mm/h” (região de Lisboa);
- “A autoridade rodoviária "QUEENSLANDS MAIN ROADS" considera que a chuvada máxima deverá ser de 50 mm/h, baseando-se na respectiva redução da visibilidade”;
- “A autoridade rodoviária "WESTERN AUSTRALIA MAIN ROADS" considera que a chuvada máxima deverá ser de 50 mm/h, baseada no período de retorno de 1 ano com duração de 5 minutos. Em Portugal corresponderia às seguintes chuvadas: 61 mm/h” (região de Lisboa).

#### 2.5.3.4.4 Análise dos estudos

Não pondo em causa o estudo apresentado por Ivey *et al.* (1975) que consta na norma AASHTO, a utilização desta expressão aplicada às distâncias de visibilidade portuguesas resultam em valores demasiado elevados de intensidades de precipitação, devendo-se ter alguma prudência na sua aplicação. Seria interessante averiguar a veracidade deste estudo de acordo com as distâncias de visibilidade de paragem da norma da EP, visto que as elevadas precipitações obtidas no Quadro 2.4 correspondem a velocidades difíceis de atingir pelo veículo. Como se pode verificar para uma velocidade de 70 km/h, corresponde a uma intensidade de precipitação de 320 mm/h.

Harrigan (1999) no seu estudo apresenta a relação entre as intensidades de precipitação máximas e suas respectivas velocidades e distâncias de visibilidades, considerando as distâncias de visibilidades de paragem da norma AASHTO (Quadro 2.5).

Quadro 2.5 - Intensidade de precipitação a considerar de acordo com o critério da visibilidade, aplicado à norma da AASHTO (Harrigan, 1999).

Velocidade de Tráfego (km/h)	Distância de visibilidade de paragem da AASHTO (m)	Intensidade de precipitação máxima (mm/h)
80	145	151
88	167	106
96	198	73
104	221	55
112	259	39

A partir destes valores e comparando com os valores obtidos com as distâncias de visibilidade da EP (Quadro 2.4), obteve-se a Figura 2.20 que relaciona a velocidade do veículo praticada pelo condutor e a intensidade de precipitação.

Para a verificação de segurança à hidroplanagem é imperativo que a velocidade crítica de hidroplanagem seja superior às velocidades apresentadas no gráfico, para cada intensidade de precipitação, ou seja, abaixo das linhas do gráfico as condições de segurança devem ser garantidas para que não ocorra hidroplanagem.

Como se pode verificar na Figura 2.20 existe um aumento significativo da variação de intensidade máxima de precipitação com a diminuição da velocidade do veículo, os valores obtidos segundo AASHTO são mais baixos do que os valores obtidos segundo a EP. Comparando estes valores com as considerações feitas por França (1988) e expostas no capítulo anterior, verifica-se que estas apresentam uma grande divergência.

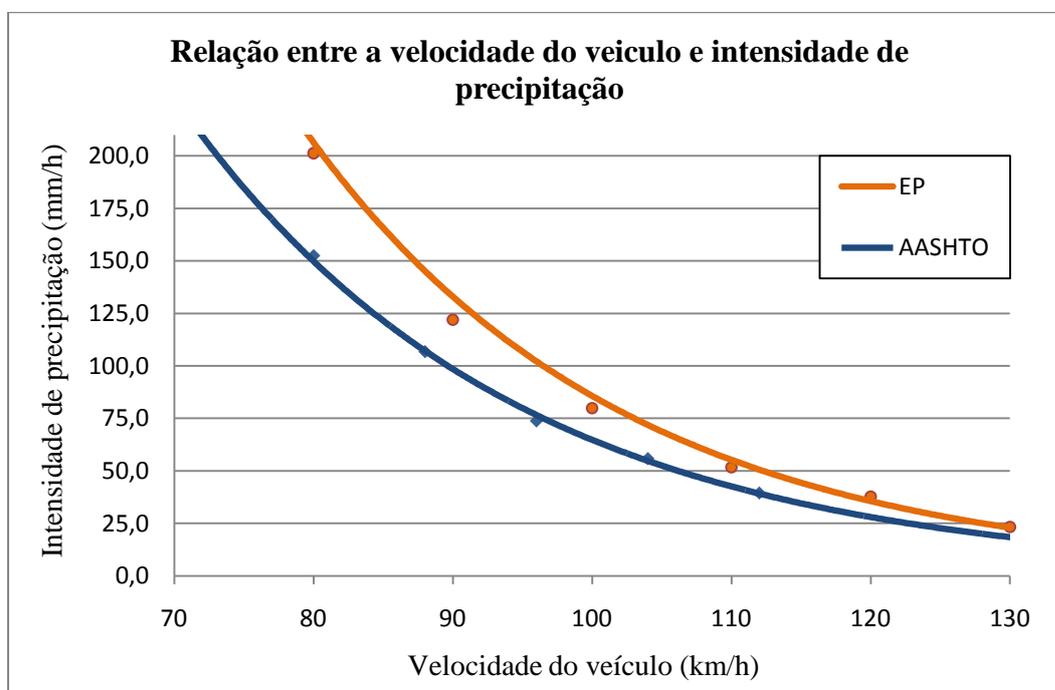


Figura 2.20 - Comparação de intensidades de precipitação máxima entre AASHTO e EP

Considerando as velocidades padrão de 80 km/h e 100 km/h, elaborou-se o Quadro 2.6 que procura analisar a diferença de valores das intensidades de precipitação entre a norma da EP e a AASHTO.

Quadro 2.6 - Comparação de intensidades de precipitação máxima entre AASHTO e EP

Velocidade de Tráfego (km/h)	Ip máx segundo DV da AASHTO (mm/h)	Ip máx segundo DV da EP (mm/h)	Varição entre AASHTO e EP (mm/h)
80	152,4	201,3	48,9
100	64,3	79,9	15,6

Segundo a norma da EP para uma velocidade de 80 km/h teríamos uma intensidade de precipitação de 201,3 mm/h, uma precipitação que ocorreria durante 1,2 min de 5 em 5 anos para a região de Lisboa, e para a velocidade de 100 km/h teríamos uma intensidade de precipitação de 79,9 mm/h que ocorreria durante 6,8 min para igual região e período de retorno.

Constata-se então que a expressão de Ivey *et al.* (1975) aplicada às normas da EP e nas velocidades padrão, conduz a variações da ordem dos 25 a 30%, e de acordo com a sua afirmação que para uma precipitação máxima de 80 mm/h a velocidade praticada pelo condutor não excede os 94 km/h, como tal, recomenda-se a não utilização destes valores.

Sendo desaconselhada a utilização destes valores, procurou-se relacionar os dados disponíveis na base de dados da EP (Telemática da Estradas de Portugal) relativamente às velocidades praticadas pelo condutor para uma determinada estrada, com as intensidades de precipitação das estações meteorológicas mais próximas. Não foi possível chegar a conclusões devido à limitada informação existente, isto é, o número de estradas monitorizadas é reduzido e as estações meteorológicas existentes estão demasiado afastadas dos postos de monitorização.

No entanto, face à experiência do autor da presente obra como utente deste tipo de estradas e também pela análise efectuada ao longo deste estudo dos valores registados nas estações meteorológicas, considera-se novamente que estes resultados estão muito sobredimensionados.

Para o restante estudo quando se pretender uma análise limite do risco considera-se as intensidades de precipitação segundo a norma AASHTO visto apresentar valores mais próximos da realidade. Para uma análise mais frequente do risco será considerada uma intensidade de precipitação de 25 mm/h (aguaceiros violentos que ocorressem 2, 3 ou 4 vezes por ano num período de 20 min).

#### **2.5.3.4.5 Caso prático – Intensidade de precipitação**

Para melhor se compreender o efeito da intensidade de precipitação na velocidade crítica de hidroplanagem, apresenta-se a Figura 2.21 elaborada com base nos seguintes dados:

- $Aa = 0,7$  mm
- $ip = 25, 50, 75$  e  $150$  mm/h
- $iw = 2,5\% = 0,025$  m/m
- Temperatura =  $10$  °C
- Betão Betuminoso

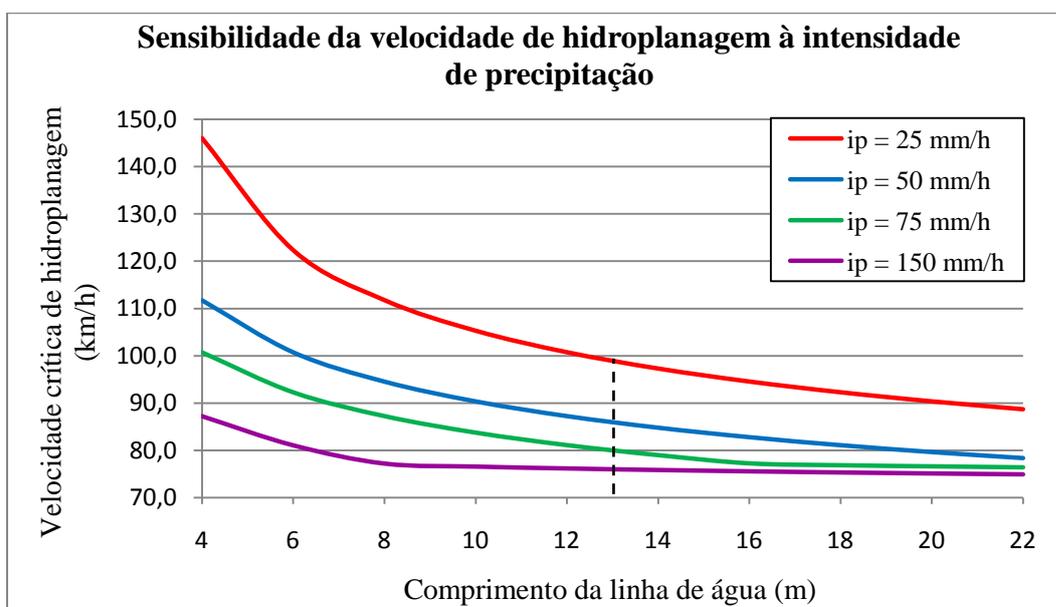


Figura 2.21 - Sensibilidade da velocidade de hidroplanagem à intensidade de precipitação.

A Figura 2.21 mostra que, independentemente do comprimento da linha de água, com o aumento da intensidade de precipitação, a velocidade na qual a hidroplanagem ocorre diminui, como seria de esperar. Com o aumento da intensidade de precipitação a espessura da lâmina de água aumenta, por sua vez, a velocidade de início de hidroplanagem é mais baixa.

Note-se que para conseguir velocidades de hidroplanagem acima dos 80 km/h com um comprimento de linha de água com cerca de 13 m, situação muito corrente numa estrada de três vias, é necessário que a intensidade de precipitação não exceda os 75 mm/h e caso se pretenda velocidades de hidroplanagem acima dos 100 km/h é necessário que a precipitação não exceda os 25 mm/h.

Partindo do princípio que a velocidade padrão seria de 100 km/h, para este caso prático e considerando uma precipitação de 25 mm/h, obtém-se um tempo de concentração de 3,9 min, ou seja, terá que chover durante este período de tempo para que ocorra hidroplanagem. Analisando qual seria a intensidade de precipitação com base no risco para este mesmo tempo de concentração e considerando a zona de Lisboa, obtém-se 170 mm/h para um período de retorno de 100 anos e 106 mm/h para um período de retorno de 5 anos. Por fim, de acordo com o Quadro 2.6 a intensidade de precipitação máxima a considerar para os 100 km/h é 64,3 mm/h.

Da intensidade de precipitação calculada com base no risco e com base na visibilidade (Quadro 2.6), a precipitação a adoptar deve ser, de entre as duas, a de menor valor (Harrigan, 1999).

Deste modo, a intensidade de precipitação a considerar para a verificação da hidroplanagem seria de 64,3 mm/h, para um comprimento de linha de água de 13 m. Com esta intensidade de precipitação facilmente conclui-se que o veículo entraria em hidroplanagem a uma velocidade mais baixa, ou seja, utilizando a Figura 2.21 a uma distância de 13 m e com esta intensidade

de precipitação o veículo entraria em hidroplanagem por volta dos 82 km/h. Portanto seria necessário aplicar medidas com vista a minimizar o risco.

Porém, ao estudar-se toda a tipologia das soluções correntes nas nossas estradas, com os seus pavimentos, com as larguras máximas de três vias em cada sentido, com as pendentes máximas e mínimas, conclui-se que, a verificação da segurança à hidroplanagem corresponde a tempos de concentração de poucos minutos, ou seja, verifica-se que todas as intensidades de precipitação previstas no Quadro 2.5 são precipitações com períodos de retorno da ordem de 5 anos na região de Lisboa (Salpico, 2009). Isto indica que a verificação à ocorrência de hidroplanagem para as velocidades padrão definidas anteriormente é apenas condicionada pelas precipitações previstas no Quadro 2.6 visto que todas elas são precipitações prováveis de ocorrer.

### **2.5.3.5 Comprimento da linha de água**

O comprimento da linha água é formado pela ocorrência de uma precipitação, que ao cair sobre o pavimento, vai drenar de acordo com as inclinações longitudinais e transversais desta superfície e percorrer uma determinada distância até sair pelas bermas. Portanto o comprimento da linha de água depende apenas da geometria do traçado e é independente das condições atmosféricas e do tipo de superfície do pavimento.

Para a determinação da velocidade de início de hidroplanagem, o comprimento da linha de água é um dos parâmetros mais importantes a estudar, visto estar directamente relacionado com o aumento da espessura da lâmina de água.

Na Figura 2.22 apresenta-se a influência do comprimento da linha de água no estudo da hidroplanagem. Com o aumento do comprimento da linha de água, verifica-se o aumento da espessura da lâmina de água e velocidades críticas de hidroplanagem mais baixas.

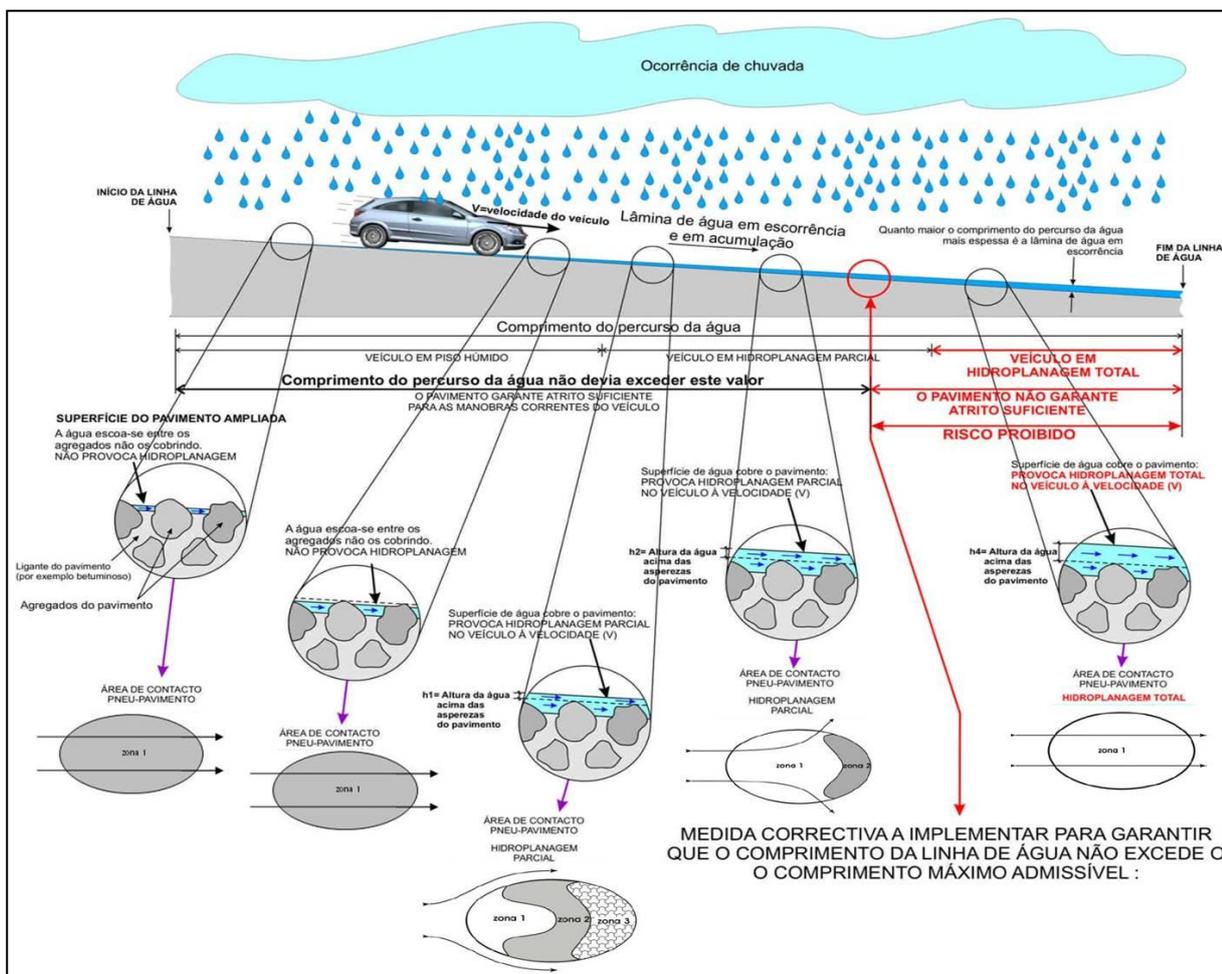


Figura 2.22 - Influência do comprimento da linha de água na hidroplanagem (Adaptado de Salpico, 2009).

No troço inicial da linha de água, o pavimento encontra-se apenas húmido e a água vai escorrendo entre as asperezas do pavimento e como não excede a superfície do pavimento, não ocorre hidroplanagem no veículo. À medida que aumenta o comprimento da linha de água, o caudal das águas captadas ao longo desse percurso vai sendo cada vez maior e, a partir dum certo comprimento, os agregados do pavimento são cobertos pela água, dando origem a uma lâmina de água já responsável por provocar hidroplanagem parcial nos pneus do veículo. A partir de um certo comprimento da linha de água a espessura da lâmina de água aumenta de tal forma que o pneu deixa de entrar em contacto com o pavimento, e provoca hidroplanagem total no veículo perdendo o domínio da direcção (troço final da Figura 2.22 representado a vermelho).

Na Figura 2.22 observa-se também, a progressão da área de contacto pneu-pavimento ao longo do comprimento da linha de água, já descrito no capítulo 2.4.4.

O método de cálculo do comprimento da linha de água será apresentado no capítulo 4.4.2 do presente estudo.

### 2.5.3.5.1 Geometria da via

Independentemente da intensidade de precipitação, a geometria da via é responsável pela formação das linhas de água ao longo do traçado de uma estrada, com o passar do tempo têm-se procurado estudar alterações na geometria do traçado de forma a minimizar o risco de hidroplanagem.

Ao longo de todo o traçado o risco de hidroplanagem pode estar presente, se a conjugação dos seus declives resultar em comprimentos de linha de água demasiado extensos. Em trainéis ou curvas de concordância vertical, o risco de hidroplanagem acentua-se em estradas com mais de duas vias, aumentando o risco com o aumento da inclinação longitudinal. A zona de disfarce de sobreelevação é crítica no que toca à hidroplanagem, devido à inclinação transversal tender a anular-se pela alteração do sentido de sobreelevação. Em curvas circulares o risco de hidroplanagem é mais baixo, devido à elevada inclinação transversal, fazendo com que a água se encaminhe para a berma com comprimentos de linha de água inferiores, mesmo perante inclinações longitudinais fortes. De todos os casos, o mais gravoso é o da zona de sobreelevação como se poderá verificar no decorrer deste estudo.

Em zonas de disfarce de sobreelevação e para estradas de duas vias a inclinação transversal crítica aparece na via de extradorso, quando o eixo da estrada e o bordo de exterior encontram-se à mesma cota. Em estradas de vias separadas, esta inclinação transversal nula, surge na faixa de rodagem de extradorso quando os bordos interiores e exteriores se encontram à mesma cota. A zona crítica de inclinação transversal nula não pode ser evitada, sendo necessária a implementação de medidas que possam minimizar o risco (França, 1988).

Face a este pressuposto existem dois tipos de riscos associados ao disfarce de sobreelevação, o risco associado à inversão na inclinação transversal fazendo com que as linhas de água em vez de saírem pela berma reentrem na via criando linhas de água muito extensas e por outro lado o risco de formação de uma bacia de retenção de águas que emerge na zona de inclinação transversal nula em conjugação com inclinações longitudinais fracas.

A Figura 2.23 mostra-nos o primeiro tipo de risco associado ao disfarce de sobreelevação através do comportamento da água ao longo do disfarce. Analisando a figura pode-se considerar que as zonas de maior risco correspondem aos comprimentos de linha de água maiores, sendo nas zonas de entrada e saída de uma curva à esquerda a situação mais gravosa, porque devido à sobreelevação a inclinação transversal será nula e nessa zona a lâmina de água não chega a sair pela berma, voltando a entrar na via provocando um comprimento de linha de água demasiado extenso. As curvas à direita apresentam a situação de menor risco pelo facto da inclinação transversal apresentar sempre o mesmo sentido e inclinações transversais superiores a 2,0 % em módulo, formando linhas de água de menor comprimento e de maior inclinação.

O esquema procura representar uma estrada de duas vias o que poderá implicar problemas acrescidos devido à inexistência de drenagem longitudinal no eixo da via (caso 1 e 2), o mesmo não acontece em vias separadas com a presença de separador central e respectiva

drenagem, mas por outro lado tem-se um aumento do número de vias o que resultará em comprimentos de linha de água maiores.

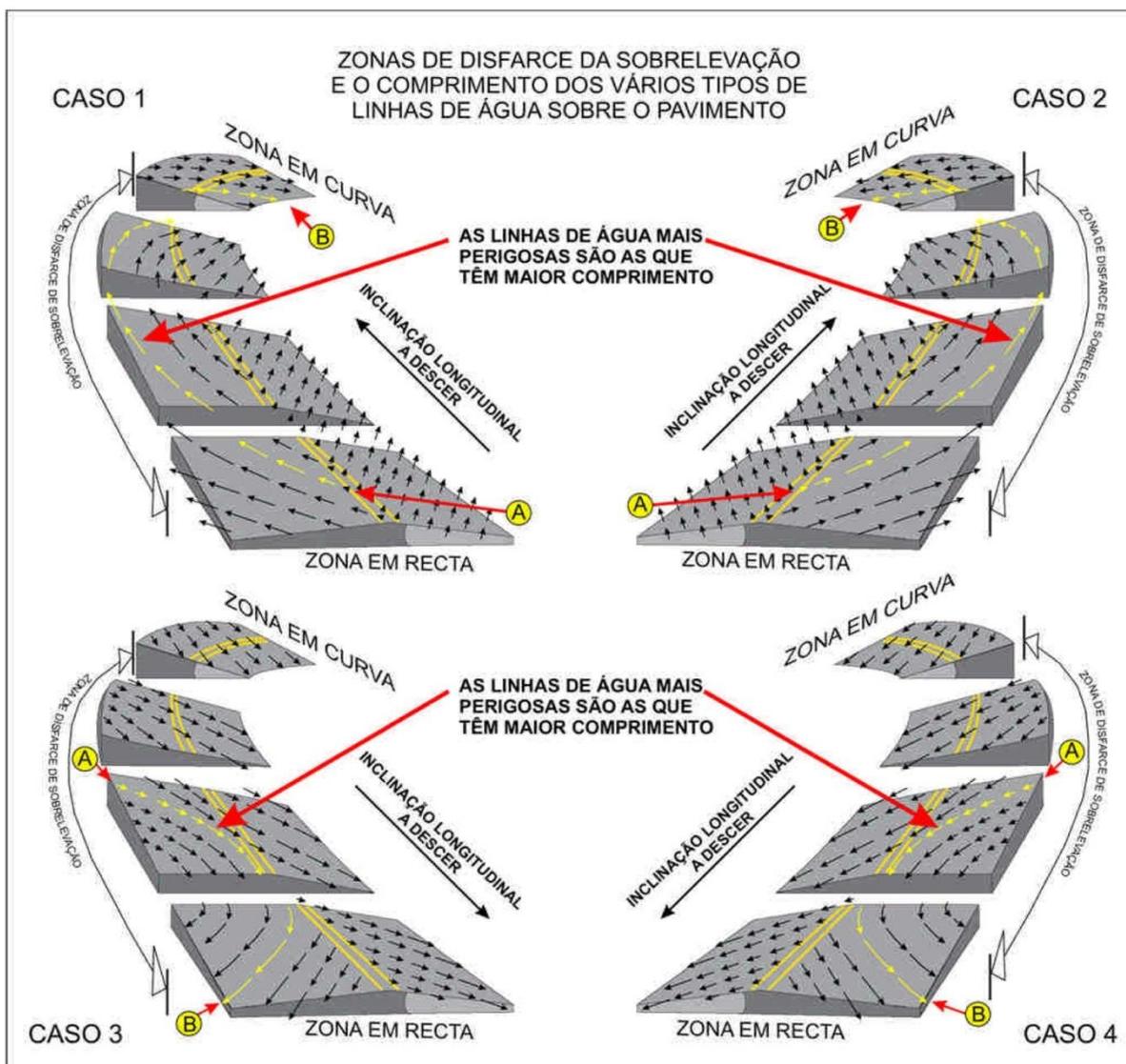


Figura 2.23 - Zonas de disfarce da sobrelevação e o comprimento dos vários tipos de linhas de água sobre o pavimento (Salpico, 2009).

### 2.5.3.5.1 Eixo de rotação e disfarce de sobrelevação em estradas de duas vias

Para melhor se compreender o risco de formação de uma bacia de retenção de águas, que emerge na zona de inclinação transversal nula em conjugação com inclinações longitudinais fracas, segue-se uma descrição dos eixos de rotação e disfarces de sobrelevação para estradas de duas vias e vias múltiplas com respectiva exposição do risco associado.

“Designar-se-á de bordo de intradorso a linha limite interior, tendo em atenção o sentido de curvatura da curva em análise e bordo de extradorso a linha limite exterior. Ainda que, de maneira não muito rigorosa, poder-se-á corresponder os bordos aos traços contínuos brancos que limitam a zona de circulação do tráfego” (Francisco, 2009).

A Figura 2.24 representa dois tipos de perfis transversais da faixa de rodagem de alinhamento recto, à esquerda rotação em torno do eixo e à direita rotação em torno do intradorso. Face às normas de traçado o modelo de disfarce em estradas de duas vias deve ter rotação em torno do eixo, por ser o princípio mais favorável à diminuição da amplitude das diferenças relativas das alturas dos dois bordos, garantindo melhor comodidade óptica (França, 1988).

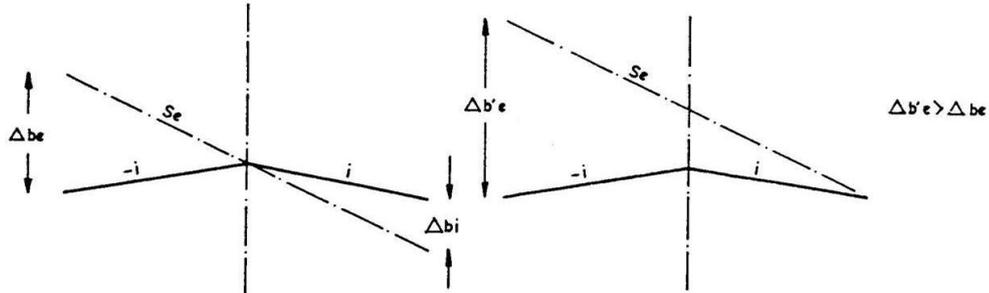


Figura 2.24 - Disfarce de sobrelevação com rotação em torno do eixo e do bordo de intradorso em estrada de duas vias (França, 1988).

A Figura 2.25 apresenta um perfil longitudinal com disfarce de sobrelevação com rotação em torno do eixo, abrangendo alinhamento recto para estradas de duas vias. Numa situação real este plano seria em rampa e não horizontal como mostra o perfil, pelo facto de no ponto de vista da drenagem de águas ser desfavorável, sendo também rejeitado pelas normas de traçado.

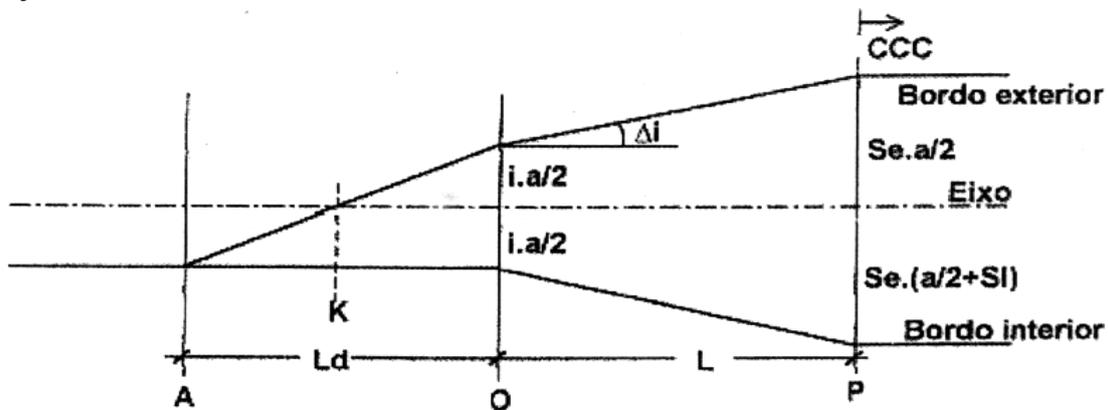


Figura 2.25 - Perfil longitudinal com disfarce de sobrelevação com rotação em torno do eixo, abrangendo alinhamento recto para estradas de duas vias (Francisco, 2008).

O modelo de disfarce de sobrelevação deve ter uma variação linear da inclinação secundária, variando a inclinação transversal na via de intradorso de  $i$  para  $Se$ , e na via de extradorso de  $-i$  a  $i$  (alinhamento recto) e de  $i$  a  $Se$  (clotóide). Este modelo de variação linear é o mais adequado, uma vez que o risco de hidroplanagem em estradas deste tipo é reduzido (Francisco, 2009).

### 2.5.3.5.1.2 Eixo de rotação e disfarce de sobrelevação em estradas de vias múltiplas

As estradas com maior número de vias manifestam um acréscimo de problemas de hidroplanagem devido ao aumento da velocidade de circulação e ao aumento da largura da faixa de rodagem constituindo assim uma maior bacia de retenção de águas. Deixa também de existir a necessidade de regras de disfarce que aumentem a extensão com igual inclinação transversal, como acontecia nas estradas de duas vias por questões de simplicidade construtiva (Francisco, 2009).

A Figura 2.26 apresenta o eixo de rotação em torno do bordo de intradorso e do eixo da faixa de rodagem em estrada de vias múltiplas. Neste tipo de estradas com separador central, a rotação deverá ser efectuada ao longo dos bordos interiores das faixas de rodagem para evitar inclinações muito grandes no separador central, minimizando dificuldades construtivas.

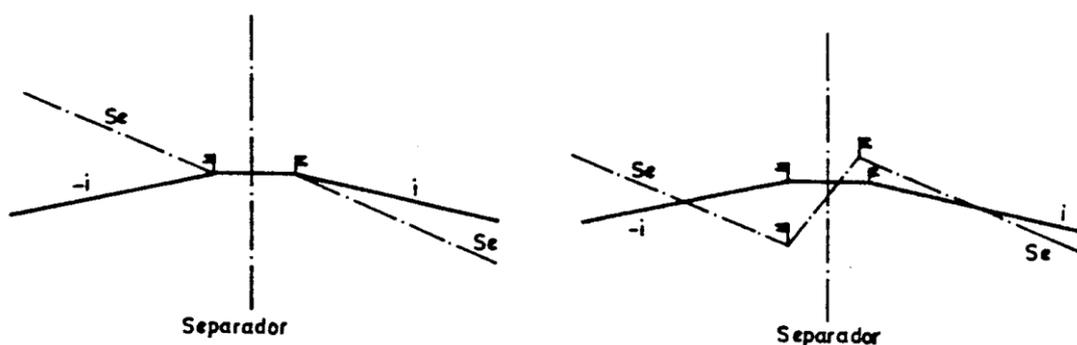


Figura 2.26 - Eixo de rotação em torno do bordo de intradorso e do eixo da faixa de rodagem em estrada de vias múltiplas (França, 1988).

A separação das faixas de rodagem possibilitará leis de disfarce de sobrelevação distintas nas faixas de intradorso e extradorso. Uma vez que a inclinação transversal na faixa de intradorso é sempre superior a  $i$ , o disfarce deverá efectuar-se na clotóide entre  $-i$  e  $-Se$ . Sendo a inclinação transversal no mínimo em módulo, de  $i$ , o perigo de hidroplanagem é minimizado e desta forma poderá usar-se um modelo linear de disfarce.

Quanto à faixa de extradorso, a análise terá de ser mais detalhada pelo facto da inclinação transversal anular-se e criar problemas acrescidos de hidroplanagem, não sendo aconselhado modelos lineares.

França (1988) no seu estudo e de acordo com a tendência de eliminar os alinhamentos rectos em auto-estradas, procurou encontrar valores mínimos de inclinação secundária ( $\delta$ ) no dimensionamento de clotóides de transição, com capacidade de minimizar o risco de hidroplanagem de acordo com os seguintes cinco casos de critérios de disfarce de sobrelevação apresentados:

- Caso 1: Disfarce com inclinação secundária constante do bordo exterior, apresentado na Figura 2.27.

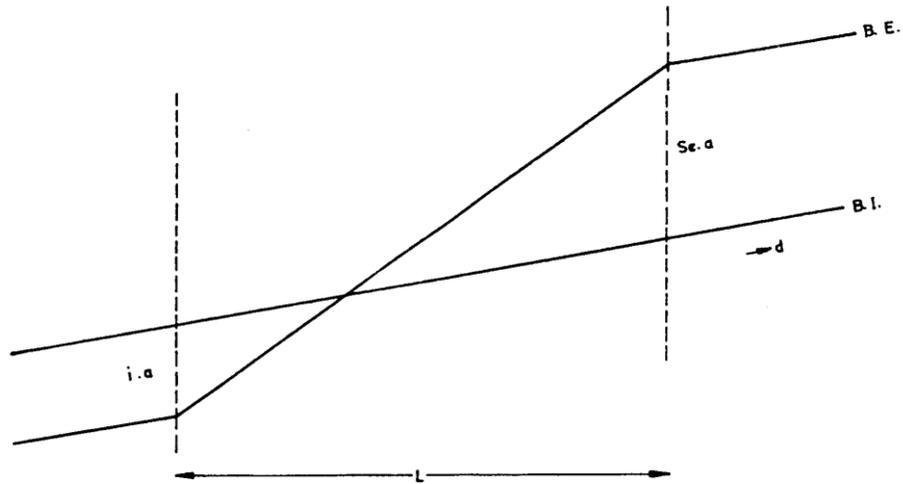


Figura 2.27 - Disfarce de sobre-elevação com rotação em torno do bordo intradorso, com inclinação secundária constante do bordo exterior (França, 1988).

- Caso 2: Disfarce através da rotação em torno do eixo da faixa de rodagem, com inclinação secundária constante do bordo exterior, apresentado na Figura 2.28.

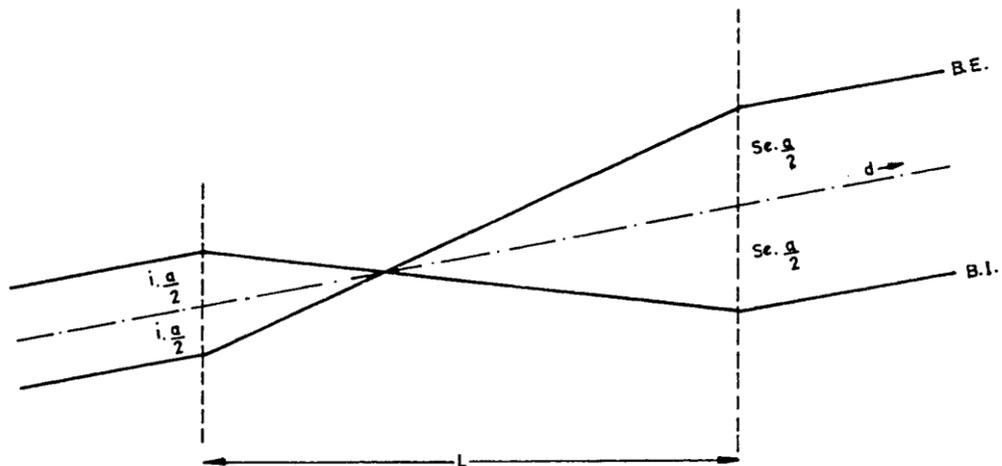


Figura 2.28 - Disfarce de sobre-elevação com rotação em torno do eixo da faixa de rodagem, com inclinação secundária constante do bordo exterior (França, 1988).

- Caso 3: Equação do bordo exterior segundo uma parábola do 3º grau (Tipo I), apresentado na Figura 2.29.

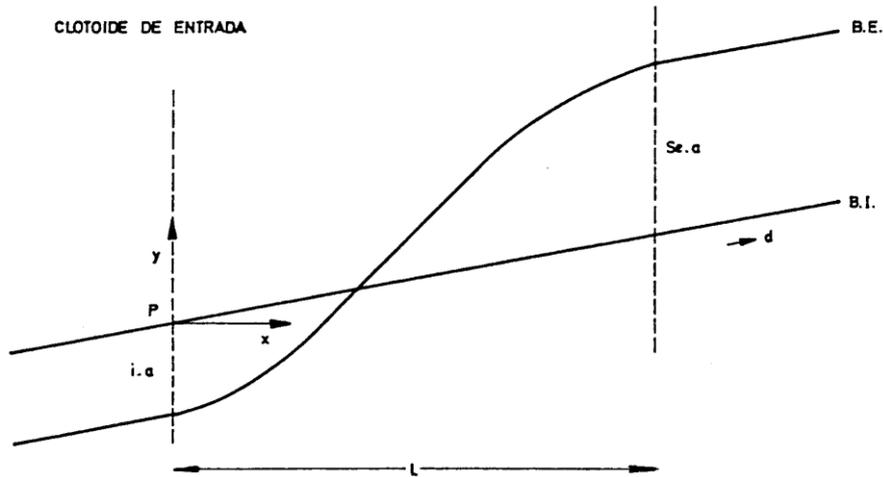


Figura 2.29 - Disfarce de sobrelevação com rotação em torno do bordo intradorso, com o bordo exterior segundo uma parábola do 3º grau – Tipo I (França, 1988).

- Caso 4: Bordo exterior constituído por duas parábolas de 2º grau tangentes entre si no ponto de sobrelevação nula, apresentado na Figura 2.30.

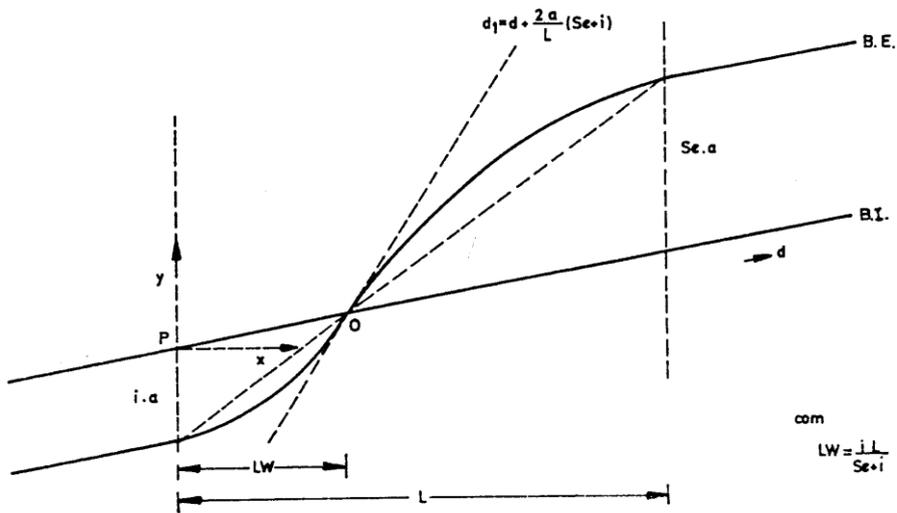


Figura 2.30 - Disfarce de sobrelevação com rotação em torno do bordo intradorso, com o bordo exterior constituído por duas parábolas de 2º grau tangentes entre si no ponto de sobrelevação nula (França, 1988).

- Caso 5: Disfarce abrangendo alinhamento recto. Presença de crista corta-águas nessa extensão do alinhamento recto, apresentado na Figura 2.31.

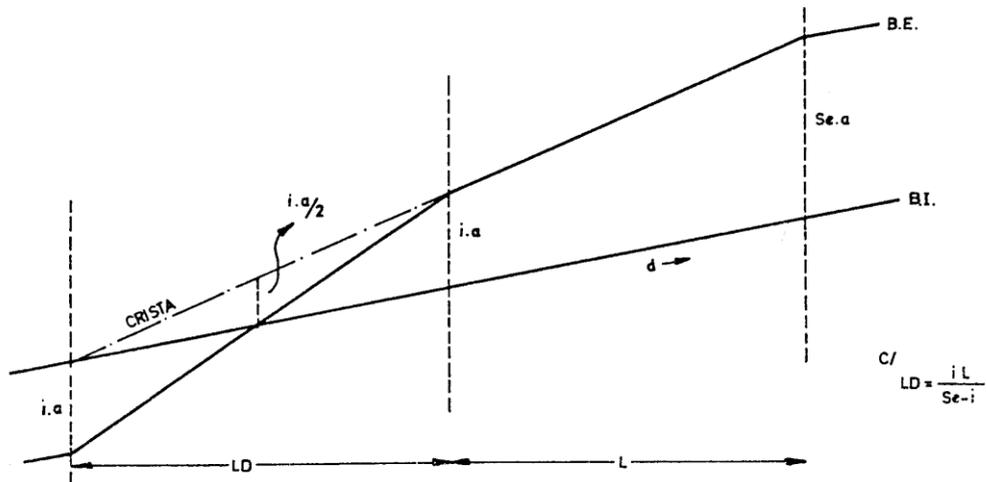


Figura 2.31 - Disfarce de sobrelevação com rotação em torno do bordo intradorso, abrangendo alinhamento recto. Presença de crista corta-águas nessa extensão do alinhamento recto (França, 1988).

No seu estudo foi possível concluir que em estradas de duas vias e dois sentidos a limitação da inclinação secundária ( $\delta$ ) no disfarce de sobrelevação é desprezável, mas pelo contrário em estradas de vias múltiplas esses mínimos são imprescindíveis pois valores muito baixos podem conduzir a situações de hidroplanagem. A aplicação de disfarce parabólico de 3º grau (tipo I) para faixas com duas vias é possível graças à diminuição de restrições de  $\delta$  face ao modelo linear, mas apresenta grandes limitações de  $\delta$  para faixas com três vias. Conclui-se que o melhor critério de disfarce sob o ponto de vista do binómio comodidade-segurança à hidroplanagem é o constituído por duas parábolas do 2º grau tangentes entre si no ponto de sobrelevação nula (Caso 4). O 5º caso disfarce abrangendo alinhamento recto com presença de crista corta-águas nessa extensão do alinhamento recto, é o que melhor soluciona o problema das drenagens, mas iria trazer graves problemas de comodidade não sendo aconselhável a sua utilização.

No estudo de Francisco (2009) é apresentado um modelo de disfarce parabólico do 3º grau (tipo II) para a faixa de extradorso que abrange alinhamento recto, de forma a permitir que o perfil transversal nulo se situe no ponto da clotóide de raio infinito. A Figura 2.32 apresenta o disfarce de sobrelevação de acordo com este critério.

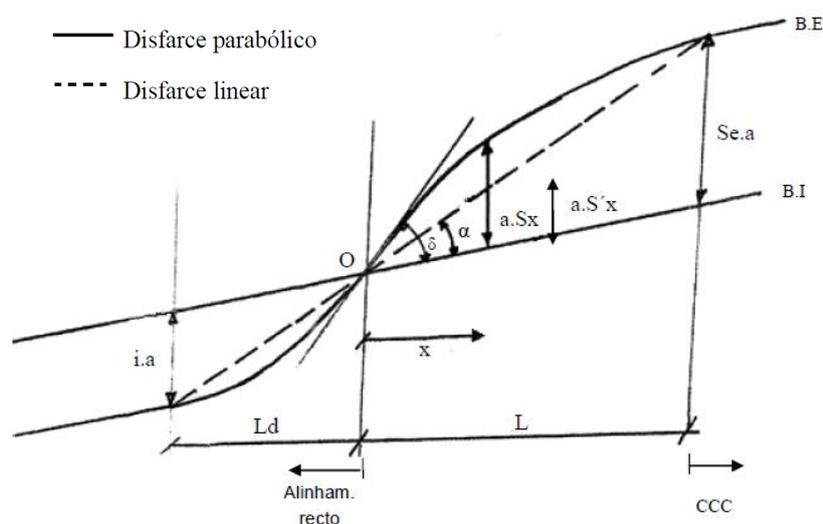


Figura 2.32 - Disfarce de sobreelevação com rotação em torno do bordo intradorso, com o bordo exterior segundo uma parabólica do 3º grau – Tipo II (Francisco, 2009).

Sendo o objectivo obter inclinações longitudinais superiores associadas a um afastamento mais rápido de zero na inclinação transversal, este método conduz a valores de  $\delta$  maiores do que os métodos apresentados anteriormente. À semelhança do que foi retratado no estudo de França (1988), elevados valores de  $\delta$  aumentará a incomodidade do condutor, no entanto quando comparada com o risco de hidroplanagem é uma consequência de menor gravidade.

Da bibliografia consultada não existiam referências suficientes para se efectuar uma análise comparativa entre este método e os métodos apresentados anteriormente, no entanto podemos afirmar que estes métodos desenvolvidos reduzem significativamente a retenção de águas na bacia, que se forma na zona de inclinação transversal nula, podendo em algumas situações eliminar quase na totalidade esse risco.

#### 2.5.4 A camada de desgaste do pavimento

Actualmente verifica-se a existência de uma vasta gama de camadas de desgaste com características próprias, sendo no âmbito da hidroplanagem divididas em 3 tipos distintos: betão de cimento, betão betuminoso e betão betuminoso drenante. Cada tipo de pavimento apresentará resultados diferentes de velocidade crítica de hidroplanagem e só há cerca de uma década é que foi apresentada uma expressão que contempla pavimentos drenantes.

No panorama nacional o betão de cimento apresenta uma baixa percentagem de aplicação, sendo o betão betuminoso a camada de desgaste mais utilizada em Portugal, o aparecimento de betão betuminoso drenante veio resolver alguns problemas e já se encontra aplicado em muitas estradas portuguesas, principalmente em auto-estradas.

### 2.5.4.1 Pavimentos drenantes

Os pavimentos de betuminoso drenante têm sido utilizados com a finalidade de aumentar a segurança rodoviária. Este tipo de camada de desgaste consiste numa mistura com um elevado índice de vazios, que a torna permeável à acção das águas de chuva e, conseqüentemente, reduz a espessura da lâmina de água sobre a superfície (Francisco, 2009).

Originalmente desenvolvidos para resolver aspectos relativos à segurança, os revestimentos drenantes apresentaram uma boa capacidade de redução dos ruídos provenientes do tráfego, reduzindo o impacto ambiental sobre as populações vizinhas às estradas. Este tipo de pavimento apresenta uma redução considerável da projecção de água devido ao contacto do pneu com a água, o vulgarmente chamado efeito “*spray*”, melhorando significativamente a visibilidade. Tem também a vantagem de reduzir a reflexão luminosa, minimizando o fenómeno de espelhamento permitindo uma melhor visualização dos dispositivos de sinalização horizontal no período nocturno.

O pavimento drenante apresenta uma tendência para desenvolver a formação de gelo mais rapidamente do que um pavimento convencional, desta forma a sua aplicação em zonas de temperaturas demasiado baixas é desaconselhado podendo ocorrer formações de gelo na estrada perante pequenas precipitações, gerando um problema grave de segurança para os utentes.

Um dos problemas que afectam a permeabilidade dos pavimentos drenantes é a colmatação dos poros vazios ao longo do tempo, o que é inevitável. Ao fim de 5 ou 6 anos, a camada deixa de cumprir as suas funções drenantes (Branco *et al.*, 2006), verificando-se uma maior perda de permeabilidade nos primeiros dois anos de vida do pavimento, e após esse período a permeabilidade apresenta pequenas reduções (Oliveira, 2003).

Para que as características drenantes sejam conservadas é fundamental proceder-se a operações de descolmatação para que desse modo não se verifique o aumento do risco de hidroplanagem, no caso de não se terem tomado medidas geométricas de precaução. Sendo estas intervenções essenciais, torna-se necessário programá-las devendo ser realizadas com carácter preventivo. Assim para um correcto funcionamento, torna-se indispensável uma operação de conservação periódica, para descolmatação da camada, efectuada com equipamentos específicos de tratamento hidromecânico, que efectuem acções de pulverização de água a alta pressão, seguida de uma aspiração de água (Menezes, 2008).

O ensaio mais correntemente utilizado para medir a permeabilidade é o permeâmetro LCS que permite medir o tempo de escoamento de uma quantidade fixa de água, segundo a norma espanhola NLT-327/88.

No Quadro 2.7 são apresentados os valores dos ensaios do permêmetro LCS e os coeficientes de permeabilidade ( $K$ ) para um pavimento no início de vida, de acordo com a bibliografia consultada.

Quadro 2.7 - Permeâmetro LCS e coeficiente de permeabilidade em pavimentos drenantes no início de vida.

Bibliografia	Permeâmetro LCS (s)	K ( $10^{-2}$ cm/s)
Caderno de encargos da EP, 2009	10 a 30	21 a 91
Oliveira, 2003	-	31
Ribeiro, 1995	-	31,4
Ensaio na A41/IC24 (Santos, 2007)	13,4	62
Isenring, 1990	-	35

No Quadro 2.7 verifica-se que o caderno de encargos das Estradas de Portugal abrange na totalidade os valores encontrados por vários estudos.

Por outro lado um betão betuminoso drenante que apresente uma grande percentagem de colmatção, perda de permeabilidade, segundo os estudos consultados apresenta coeficientes de permeabilidade de 0,01 a 0,05 cm/s (Ribeiro, 1995) ou da ordem dos 0,075 cm/s (Isenring, 1990).

Este tipo de ensaio padrão permite analisar se o pavimento tem uma boa permeabilidade, mas peca pelo seu carácter pontual. Isto é, para a análise da hidroplanagem é importante determinar qual a taxa de infiltração de uma grande área de pavimento para que possa calcular que parte da intensidade de precipitação contribui para a espessura da lâmina de água acima das asperezas do pavimento e que parte da mesma é transportada pela camada de betão drenante.

Foram efectuados esforços na tentativa de encontrar estudos que efectuassem uma análise global do pavimento de forma a poder-se determinar qual a intensidade de precipitação absorvida pelo pavimento drenante.

Ranieri (2002) no seu estudo empírico, procurou desenvolver um modelo de escoamento de águas em pavimentos drenantes com o objectivo de determinar a espessura da camada drenante necessária para que uma determinada intensidade precipitação não excedesse a sua superfície. Para uma intensidade de precipitação de 25 mm/h, um pavimento com 7 m de comprimento, 1 m de largura, inclinação longitudinal de 2,5 % e transversal de 3 % seria necessária uma espessura de pavimento drenante de 8,6 cm. Estamos perante um valor elevado, visto que os pavimentos drenantes são construídos com cerca de 4 a 5 cm de espessura.

Na falta de estudos que efectuem uma análise idêntica ao estudo anterior, considerou-se por questão de bom senso que um pavimento drenante no seu início de vida teria uma capacidade drenante (intensidade de infiltração) da ordem dos 15 mm/h. Com a perda de permeabilidade devido à colmatção dos poros poderá considerar-se um valor residual de 5 mm/h ou pelo lado de segurança igual a zero.

Para efeitos de determinação da espessura da lâmina de água segundo Anderson (1998), a taxa de infiltração a considerar, é substituída pelas intensidades de infiltração considerada pelo presente autor, a fim de se obter a de intensidade de precipitação efectiva, conforme a equação (2.15).

#### **2.5.4.2 Tipo de textura**

A melhor forma de se caracterizar a superfície de um pavimento é através da avaliação da sua textura, sendo esta responsável pelas condições de aderência dos pavimentos e consequentemente pela segurança do veículo. Na sua caracterização são conhecidas quatro escalas de textura: a microtextura, a macrotextura, a megatextura, e por último a irregularidade (Francisco, 2009).

A microtextura é caracterizada pelo grau de rugosidade, ou aspereza individual da superfície das partículas do agregado que compõem a mistura betuminosa, ou de betão de cimento portland da camada de revestimento. A microtextura não é visível a olho nu, mas pode ser percebida através do tacto, identificando-se superfícies lisas ou ásperas. Situa-se na faixa de 1  $\mu\text{m}$  a 0,5 mm de comprimento de onda e de 1  $\mu\text{m}$  a 0,2 mm de amplitude vertical.

A macrotextura é caracterizada pelo tamanho do agregado, pela faixa granulométrica (quantidades relativas das diversas dimensões de agregados), pela configuração geométrica individual do agregado e pelos vazios existentes na mistura. Um pavimento que tem como característica alta macrotextura possui, na sua mistura, agregado graúdo e anguloso, que frequentemente se evidencia acima da linha média da superfície, originando grande volume de vazios entre as partículas mais próximas. Situa-se na faixa de 0,5 a 50 mm de comprimento de onda e de 1 mm a 20 mm de amplitude vertical.

A megatextura por sua vez, está associada à formação de rodeiras, buracos, remendos, perda de agregado na superfície e também pelas juntas e fissuras de maiores dimensões. Situa-se na faixa de 50 a 500 mm de comprimento de onda e de 0,1 a 50 mm de amplitude vertical. A megatextura afecta em maior grau o nível de ruído e a resistência ao movimento provocada pelo atrito entre o pneu e o pavimento.

Finalmente, a irregularidade refere-se aos desvios de dimensão superiores à megatextura e afecta além da resistência ao movimento, a dinâmica do veículo, a qualidade do movimento (associada ao conforto) e o custo operacional dos veículos.

A Figura 2.33 identifica os conceitos de microtexturas e macrotexturas, sendo no estudo da hidroplanagem, a macrotextura responsável pela garantia da segurança ao nível do pavimento. A microtextura está associada à determinação do coeficiente de atrito em baixas velocidades.

## Superfície Ampliada do Pavimento da Estrada

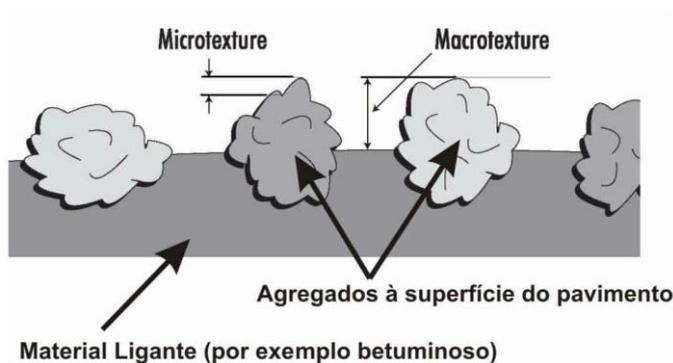


Figura 2.33 - Ilustração dos conceitos de microtextura e macrotextura (Salpico, 2009).

A macrorugosidade é muito importante no combate à hidroplanagem, o aumento da mesma é possível devido ao aumento do tamanho dos agregados, permitindo maiores comprimentos de linha de água e em que esta poderá circular abaixo dos agregados, deste modo maior será a extensão de pavimento que garante a segurança contra a hidroplanagem.

A avaliação da macrorugosidade é usualmente realizada com recurso ao ensaio da mancha de areia a fim de se obter a altura de areia ( $Aa$ ). No meio técnico a altura de areia ( $Aa$ ) também poderá ser designada, por *MTD*.

#### 2.5.4.3 Ensaio da mancha de areia

Para a determinação da profundidade média da textura da superfície ( $Aa$ ) da camada de desgaste é utilizado o ensaio da mancha de areia, podendo aplicar-se a qualquer tipo de superfície não drenante. A macrotextura é determinada através dos desvios entre a superfície de um pavimento e uma superfície plana de referência.

No ensaio da mancha de areia é espalhado um volume conhecido de material (areia fina, ou esferas de vidro) sobre a superfície do pavimento em forma circular. A profundidade média das ranhuras da superfície da camada de desgaste é determinada conhecendo o diâmetro do círculo obtido, Figura 2.34.

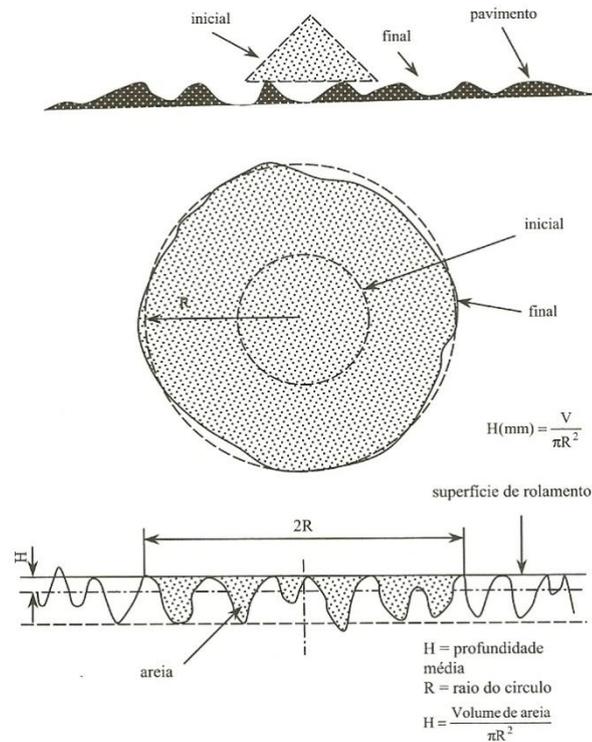


Figura 2.34 - Mancha de areia (Branco et al, 2006).

A matéria é colocada num recipiente cilíndrico e é vertido no ponto a ensaiar. Posteriormente, utilizando o lado de um disco próprio e efectuando movimentos circulares, o material é espalhado de forma a obter uma superfície aproximadamente circular, com as esferas/areia a preencher todas as depressões da superfície do pavimento, até que não seja possível aumentar a área de espalhamento, como se pode observar na Figura 2.35.



Figura 2.35 - Sequência da técnica do ensaio da mancha de areia normalizada (Alves, 2007).

Deverá efectuar-se no mínimo quatro ensaios espaçados ao acaso na secção do pavimento em estudo. O diâmetro do círculo, constituído pelo material espalhado na superfície de teste, é

determinado com uma régua e fazendo a média de 3 ou 4 diâmetros na mesma mancha, já que a área obtida não é um círculo perfeito. Aplicando o diâmetro médio à equação (2.26) obtém-se a profundidade média de textura, denominada ao longo deste estudo de altura de areia:

$$Aa = \frac{4 \times V}{\pi \times D^2} \quad (2.26)$$

Onde:

Aa (mm) - altura de areia/profundidade média da textura;

V (mm<sup>3</sup>) - volume da amostra de material;

D (mm) - diâmetro médio da área coberta pelo material.

“Este ensaio é feito de acordo com a norma europeia EN 13036-1 (2001) descreve uma metodologia mais actualizada de execução deste ensaio, recorrendo à utilização de pequenas esferas de vidro de dimensão normalizada em substituição da areia. O ensaio baseia-se nos mesmos princípios, contudo a utilização de esferas normalizadas proporciona um resultado mais fidedigno” (Menezes, 2008).

Segundo o novo caderno de encargos das Estradas de Portugal de 2009, a superfície de camadas de desgaste dos pavimentos flexíveis apresenta novos valores mínimos, sendo que a profundidade mínima de altura de areia (Aa), deverá estar de acordo com o especificado no Quadro 2.8.

Quadro 2.8 - Especificações para a macrorugosidade de pavimentos (EP, 2009).

<b>Tipo de mistura betuminosa</b>	<b>Altura de areia (mm)</b>
BC	Aa ≥ 0,4
mBBr - AC10 surf	Aa ≥ 1,0
BBR - AC14 surf	Aa ≥ 1,0
BB - AC14 surf	Aa ≥ 0,7
BBd - PA12,5	Aa ≥ 1,2
MBR-BBA, MBR-BBM	Aa ≥ 1,0
MBA-BBA, MBA-BBM	Aa ≥ 1,1

Sendo a superfície de camada de desgaste dos pavimentos geralmente de betão betuminoso (BB), deverá apresentar uma profundidade mínima de textura superficial, caracterizada pelo ensaio para determinação de altura de areia de 0,7 mm.

Este ensaio analisado em conjunto com outros ensaios permite, também, determinar características de ruído e de mobilização de atrito.

#### 2.5.4.4 Caso prático - Tipo de Pavimento

Segue-se uma análise da variação da velocidade crítica de hidroplanagem de acordo com os três tipos de camada de desgaste apresentados anteriormente.

Numa primeira análise considera-se para o betão betuminoso drenante boa capacidade de permeabilidade, com uma taxa de infiltração de 15 mm/h, e para a Aa os mínimos exigidos pela EP (Quadro 2.8), bem como os dados do Quadro 2.9:

Quadro 2.9 - Dados utilizados para o caso prático - tipo de pavimento.

Característica	Betão de cimento	Betão betuminoso	Betão betuminoso drenante
Aa (mm)	0,5	0,7	1,2
iw (%)	2,0	2,0	2,0
ip <sub>e</sub> (mm/h)	25	25	10
ip (mm/h)	25	25	25
f (mm/h)	-	-	15,0
Temperatura (°C)	10	10	10

De acordo com os dados anteriormente apresentados, obteve-se o gráfico da Figura 2.36.

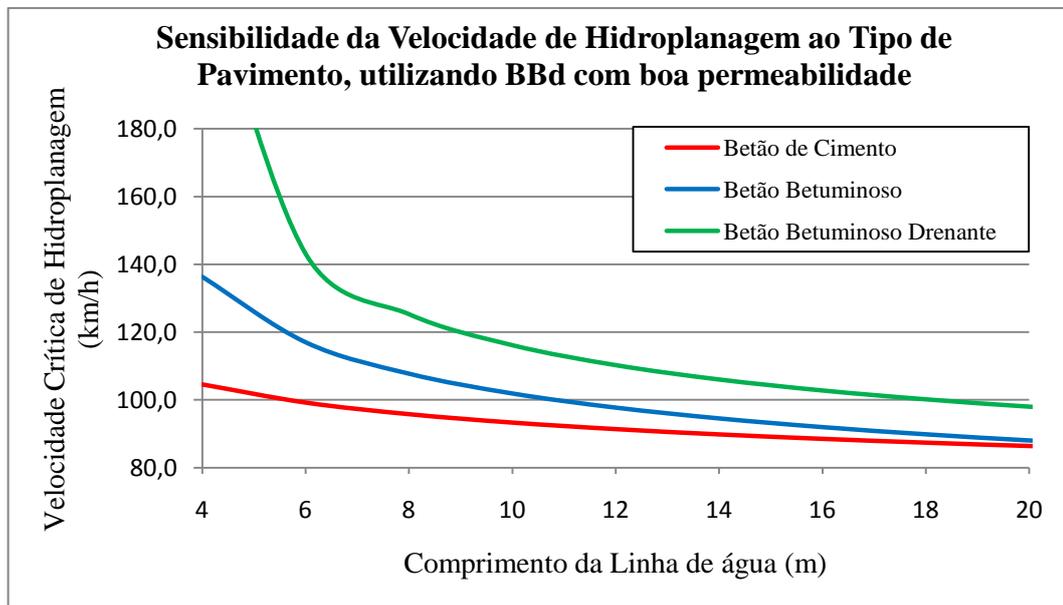


Figura 2.36 - Sensibilidade da velocidade de hidroplanagem ao tipo de pavimento, utilizando betão betuminoso drenante com boa permeabilidade.

Analisando a Figura 2.36 verifica-se uma tendência natural do betão betuminoso drenante apresentar velocidades críticas de hidroplanagem acima do betão betuminoso e do betão de cimento. Devido à maior altura de areia do betão betuminoso face ao betão de cimento, este apresenta velocidades de hidroplanagem mais favoráveis, por outro lado verifica-se que a

partir de comprimentos da linha de água da ordem dos 18 metros apresenta velocidades de hidroplanagem muito próximas.

Importa salientar que uma faixa de rodagem com três vias tem cerca de 14,5 m de largura, partindo do princípio que o escoamento se faz perpendicularmente à via (situação mais favorável), pelo gráfico podemos verificar que existe hidroplanagem a partir dos 89 km/h para o betão de cimento, 94 km/h para o betão betuminoso e 105 km/h para o betão betuminoso drenante.

Numa segunda análise considera-se para o betão betuminoso drenante uma capacidade de permeabilidade fraca, com uma taxa de infiltração de 5 mm/h, e deste modo obteve-se o gráfico da Figura 2.37.

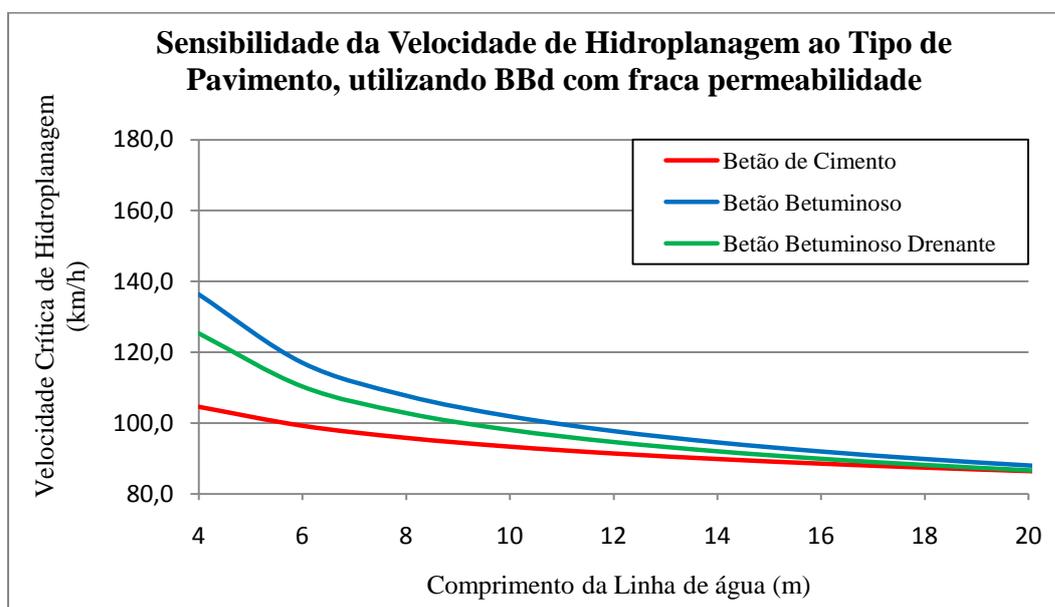


Figura 2.37 - Sensibilidade da Velocidade de hidroplanagem ao tipo de pavimento, utilizando betão betuminoso drenante com fraca permeabilidade.

Ao contrário do que seria de esperar, a velocidade crítica de hidroplanagem do betão betuminoso drenante é inferior à do betão betuminoso, pelo facto da porosidade do pavimento drenante ter sido colmatada ao longo da sua vida útil dando origem a uma permeabilidade muito baixa. Com a redução da permeabilidade para 1/3 da inicial, e no exemplo da faixa de rodagem com três vias, a velocidade de hidroplanagem passa dos 105 km/h para 91 km/h, o que implica um aumento significativo do risco para o utente.

Apesar de a permeabilidade ser baixa, a intensidade de precipitação efectiva num betão betuminoso drenante é inferior aos restantes pavimentos, dando a ideia que conduziria a velocidades de hidroplanagem superiores. Este facto não se verifica visto que um pavimento com porosidade aberta dificulta os escoamentos superficiais da água e consequentemente obtêm-se coeficientes de rugosidade de escoamentos superficiais superiores. No entanto, este tipo de pavimento é o que apresenta macrorugosidade maior, benéfico na redução do risco de hidroplanagem.

### **3. MEDIDAS MITIGADORAS DO RISCO**

#### **3.1 Introdução**

Finalizado o estudo dos parâmetros que influenciam a hidroplanagem, resta apresentar as medidas mitigadoras do risco que possam ser introduzidas no traçado das estradas e solucionar na medida do possível o problema da presença de água no pavimento.

Regra geral para assegurar um perfeito escoamento é fundamental que a superfície do pavimento não apresente grandes deformações (exemplo de rodeiras), que provoquem desvios do caminho normal da linha de água. Estas deformações podem ser responsáveis por um aumento significativo do comprimento das linhas de água ou formação de bacias de retenção de água, resultando num aumento da espessura da lâmina de água e conseqüentemente a hidroplanagem inicia-se a velocidades abaixo das esperadas. Por outro lado considera-se que a drenagem das estradas estará assegurada pelas bermas e que não existirá problemas de entupimentos das mesmas.

Ultimamente as auto-estradas têm sido alvo de alargamento devido ao aumento de tráfego, passando muitas vezes de duas para três vias e em alguns casos para quatro vias em cada sentido. Esta operação no âmbito da hidroplanagem traduz-se num aumento expressivo do risco, devido ao aumento do comprimento das linhas de água, devendo ser feita uma análise mais pormenorizada do traçado a fim de se implementar medidas que reduzam o risco de hidroplanagem.

Tal como já foi apresentado o risco de hidroplanagem está mais presente nos alinhamentos rectos e nas zonas de disfarce de sobreelevação, que poderá englobar alinhamento recto e ou clotóide de transição, e deste modo apresentar-se-á soluções para estes dois casos. O risco de hidroplanagem em curvas circulares geralmente é inferior e deste modo apenas serão feitas algumas considerações, visto se tratar de uma situação análoga ao alinhamento recto mas com o acréscimo de dificuldade na aplicação de medidas mitigadoras devido à sua curvatura.

Ao longo da pesquisa bibliográfica foram encontradas diversas medidas que serão apresentadas ao longo deste capítulo, bem como serão apresentadas novas soluções. Das medidas pesquisadas serão descritas a aplicação de pavimentos drenantes, o aumento da macrorugosidade da camada de desgaste, a execução de ranhuras no pavimento, a aplicação de drenos longitudinais e por fim, novas propostas de aplicação para drenos longitudinais e implementação de painéis de sinalização variável.

#### **3.2 Propostas existentes**

##### **3.2.1 Pavimentos drenantes**

Um das primeiras medidas desenvolvidas no combate da hidroplanagem foi a aplicação de pavimentos drenantes, tendo uma porosidade e permeabilidade elevada absorvem parte da água precipitada, permitindo que esta circule dentro do próprio pavimento até à berma (Ribeiro, 1995).

Este objectivo apenas é alcançado no seu início de vida, visto que este tipo de pavimento apresenta graves problemas de colmatção dos poros, e ao fim de 5 anos perde a sua capacidade drenante, tal como foi analisado no capítulo 2.5.4.1 da presente obra. Por outro lado, este tipo de pavimento implica uma grande manutenção na descolmatção dos poros, é de difícil execução e na generalidade dos casos não conduz a valores satisfatórios. Estas operações são realizadas em duas fases, a pulverização e a aspiração. A pulverização consiste na injeção de água a alta pressão sobre o pavimento ( $40 \text{ kg/cm}^2$  a  $200 \text{ kg/cm}^2$ ), sendo uma operação cuidada para não destacar inertes do pavimento (Francisco, 2009).

Note-se que durante a pesquisa efectuada para esta obra não foi identificado um ensaio que avaliasse a taxa de infiltração do pavimento de um segmento de estrada inteiro, apenas se verificou ensaios pontuais de permeabilidade ( $K$ ) que analisavam áreas muito pequenas dando a ideia ao leitor menos atento que os resultados seriam muito vantajosos.

Outro facto importante prende-se com os custos inerentes à aplicação da camada de betão betuminoso drenante, isto é, neste tipo de aplicação o pavimento drenante é uma camada extra que se aplica sobre a existente e não em substituição da camada de desgaste, além disto tem um custo de aquisição superior a um BB na ordem dos 20 a 25% (Nunes, 2010).

No capítulo 2.5.4.4 através de um caso prático foi possível concluir que ao contrário do que seria de esperar, a velocidade crítica de hidroplanagem do betão betuminoso drenante é inferior à do betão betuminoso, pelo facto da porosidade do pavimento drenante ter sido colmatada ao longo da sua vida útil, e devido aos coeficientes de rugosidade serem mais elevados relativamente aos outros tipos de pavimentos.

A redução do efeito “*spray*” verificada em pavimentos drenantes tem um efeito contrário ao esperado, isto é, a redução da projecção de água dos pneus do veículo fará com que a visibilidade do condutor não seja afectada, e deste modo o condutor não reduzirá a sua velocidade como seria espectável, podendo assim aumentar o risco de hidroplanagem. Perante um pavimento não drenante a projecção de água fará com que o condutor perca visibilidade, sentindo insegurança e consequentemente reduza a sua velocidade, reduzindo assim o risco de hidroplanagem.

Concluí-se então que de acordo com as vantagens e desvantagens apresentadas, a aplicação de pavimentos drenantes com o objectivo de resolver o problema da hidroplanagem é desaconselhada. Tendo em conta a realidade portuguesa no âmbito da manutenção e o horizonte de projecto para a qual as estradas são projectadas é preferível a utilização de betão betuminoso em conjugação com sistemas drenantes que expulsem a água do pavimento.

### **3.2.2 Aumento da macrorugosidade**

No capítulo 2.5.4.2 foi identificada a macrorugosidade como sendo um parâmetro que influencia a hidroplanagem, no presente capítulo pretende-se verificar se o aumento da macrorugosidade da camada de desgaste resolverá o problema de hidroplanagem em zonas de alinhamento recto ou de disfarce de sobrelevação.

A Figura 3.1 apresenta um esquema de uma faixa de rodagem com três vias em cada sentido com um total de 15 m, representando acima do separador um alinhamento recto (AR) e abaixo uma zona de disfarce de sobrelevação (ZSe). Para o cálculo do comprimento de linha de água do alinhamento recto exclui-se a berma do extradorso, visto não contribuir para a hidroplanagem considerando-se uma largura de 11,5 m, e para a zona de disfarce de sobrelevação considerou-se 15 m de largura e um comprimento de 100 m.

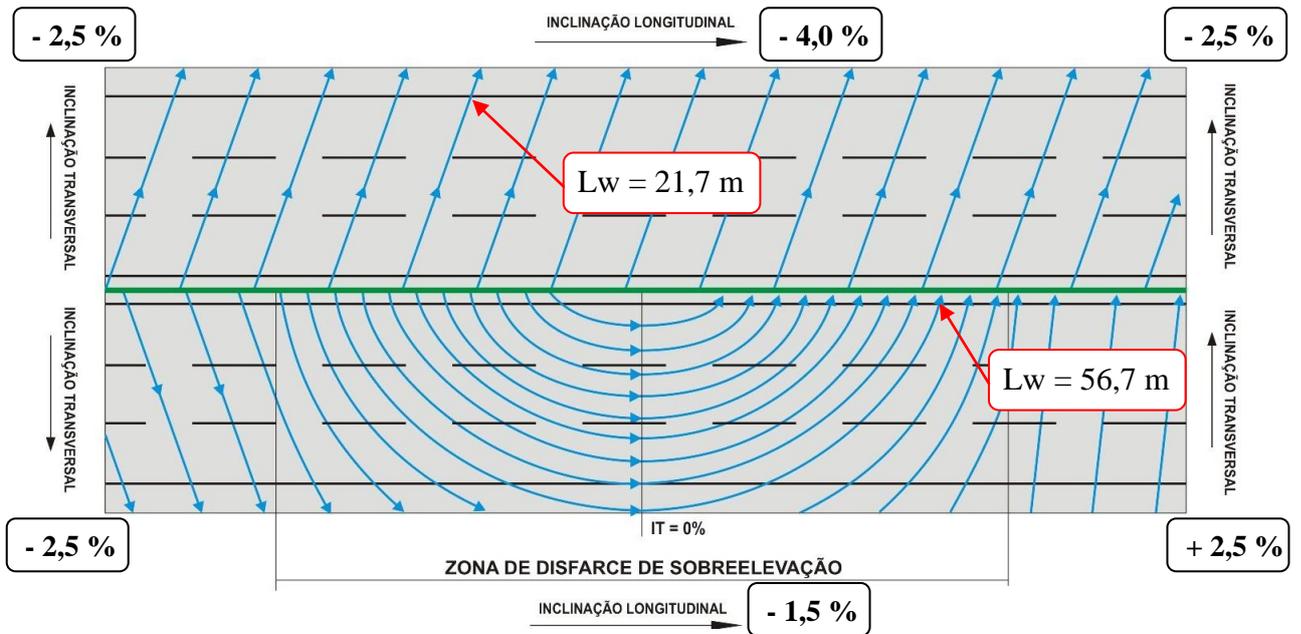


Figura 3.1 - Esquema de traçado que engloba alinhamento recto e zona de sobrelevação de uma auto-estrada.

Para melhor se compreender o efeito da macrorugosidade na velocidade crítica de hidroplanagem, apresenta-se a Figura 3.2 que resulta do esquema anterior e elaborada com base nos dados do Quadro 3.1:

Quadro 3.1 - Dados utilizados para a análise do aumento da macrorugosidade em alinhamentos rectos e em zona de sobrelevação.

Característica	Alinhamento recto	Zona de sobrelevação
Lw (m)	21,7	56,7
iw (%)	4,7	1,2
ip (mm/h)	25 e 64,3	25 e 64,3
Temperatura (°C)	10	10
Tipo de pavimento	Betão betuminoso	Betão betuminoso

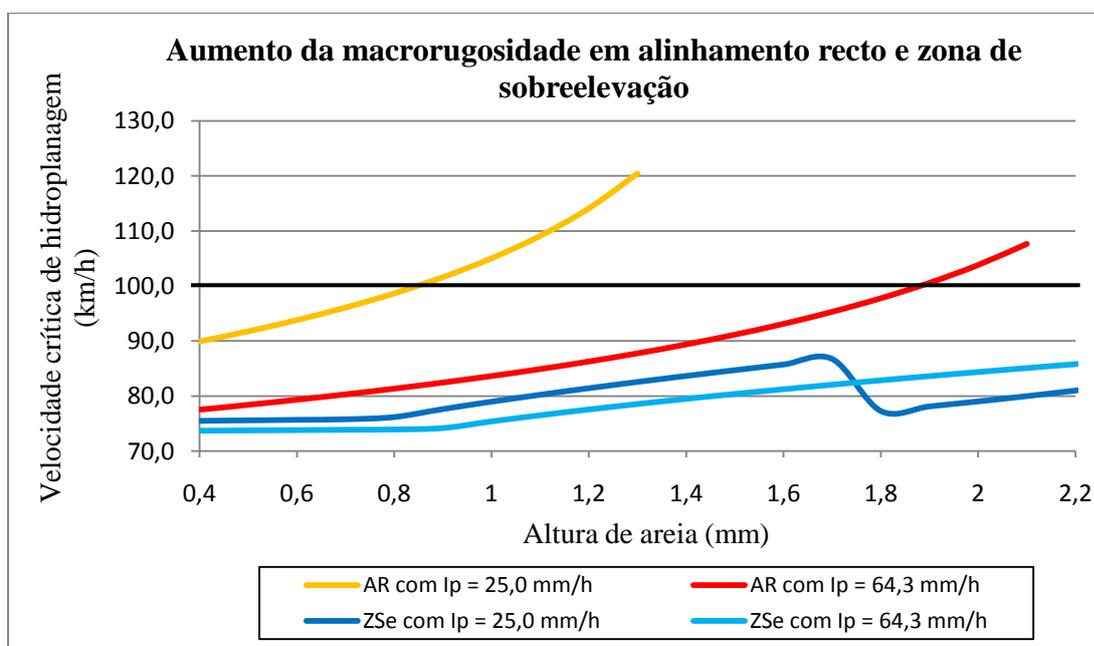


Figura 3.2 - Aumento da macrorugosidade em alinhamentos rectos e em zona de sobrelevação.

Considerando-se que para este caso prático deveria ser verificada segurança à hidroplanagem abaixo dos 100 km/h, ao analisar-se a Figura 3.2 rapidamente se conclui que o aumento de macrorugosidade apenas resolve algumas situações de hidroplanagem.

No caso do alinhamento recto e considerando-se que o BB de acordo com os critérios de aceitação da EP tem que ter uma  $Aa$  no mínimo de 0,7 mm, verifica-se que para  $I_p = 25$  mm/h é necessária uma  $Aa$  de 0,9 mm para garantir os 100 km/h, com o aumento da intensidade de precipitação para 64,3 mm/h seria necessária uma  $Aa$  de 1,9 mm. Conclui-se então que numa situação limite o aumento de macrorugosidade muito dificilmente resolverá o problema de hidroplanagem, no entanto se ocorrer uma intensidade de precipitação mais frequente, 25 mm/h, em alguns casos poderá resolver o problema de hidroplanagem.

Note-se que a geometria escolhida é bastante prejudicial à hidroplanagem, numa situação em que a inclinação longitudinal fosse baixa não seriam necessárias macrorugosidades tão elevadas. Se efectuar a mesma análise para estradas de apenas duas vias, verifica-se que grande parte das situações poderá ser garantida a segurança à hidroplanagem com macrorugosidades de 1,5 mm <sup>(2)</sup>. Se considerarmos uma estrada com quatro vias a macrorugosidade solucionará poucos casos de hidroplanagem.

Analisando agora a zona de disfarce de sobrelevação, verifica-se que mesmo perante uma intensidade de precipitação bastante frequente, o aumento da macrorugosidade não é suficiente para reduzir o risco de hidroplanagem. Para que o aumento da macrorugosidade tenha um efeito expressivo no cálculo da velocidade crítica de hidroplanagem, os comprimentos da linha de água não podem ser muito extensos como se constata nestes casos.

<sup>2</sup> Valores de  $Aa = 1,5$  mm são possíveis através da utilização de misturas betuminosas com agregados de maior granulometria como se pode verificar no relatório de Caracterização Final dos Pavimentos - IC16/IC30 - Lote 3, Lanço Ranholas (IC19) / Linhó (EN9), Barreira (2009).

Verifica-se a existência de um degrau na linha que representa a ZSe com  $I_p = 25$  mm/h, que está relacionado com a alteração da expressão utilizada no cálculo da espessura da lâmina de água (capítulo 2.5.1).

Resumidamente, nos casos de alinhamentos rectos, o recurso a uma macrorugosidade maior resolverá grande parte dos problemas de hidroplanagem em estradas com duas vias, e no caso de três vias ou mais apenas resolve as situações mais favoráveis. Em zonas de disfarce de sobrelevação o aumento da macrorugosidade não tem qualquer efeito significativo. Esta medida só deverá ser utilizada em conjugação com outras medidas para que em conjunto consigam garantir segurança à hidroplanagem. No caso das curvas circulares, devido à sua elevada inclinação transversal considera-se que o aumento de macrorugosidade resolve os problemas de hidroplanagem em estradas com duas vias e resolve grande parte das situações em estradas de vias múltiplas.

### 3.2.3 Ranhuras

Nas duas secções anteriores as medidas mitigadoras apresentadas não se revelaram soluções viáveis, como tal pretende-se actuar directamente no comprimento da linha de água por encurtamento da mesma, através de ranhuras no pavimento.

O princípio desta medida é criar canais de drenagem ao longo do pavimento que capte a água mais cedo e a encaminhe para as bermas, reduzindo assim a espessura da lâmina de água. As ranhuras também actuam como reservatórios no início de uma precipitação e verifica-se que ao longo da vida útil das mesmas o desgaste provocado pelo tráfego vai aumentando a sua secção e ampliando a utilidade das ranhuras como reservatório.

Este tipo de solução é indicada para zonas de disfarce de sobrelevação, sendo já utilizado em algumas estradas portuguesas e em alguns casos com sucesso. No entanto verifica-se que muitas das suas aplicações apresentam várias anomalias construtivas, de localização e falta de manutenção como se pode verificar na Figura 3.3 com a ranhura preenchida de areia (Salpico, 2009).

A Figura 3.3 apresenta um esquema com o modo de aplicação de ranhuras na zona de disfarce de sobrelevação, assim com um exemplo de ranhuras preenchidas com areia.

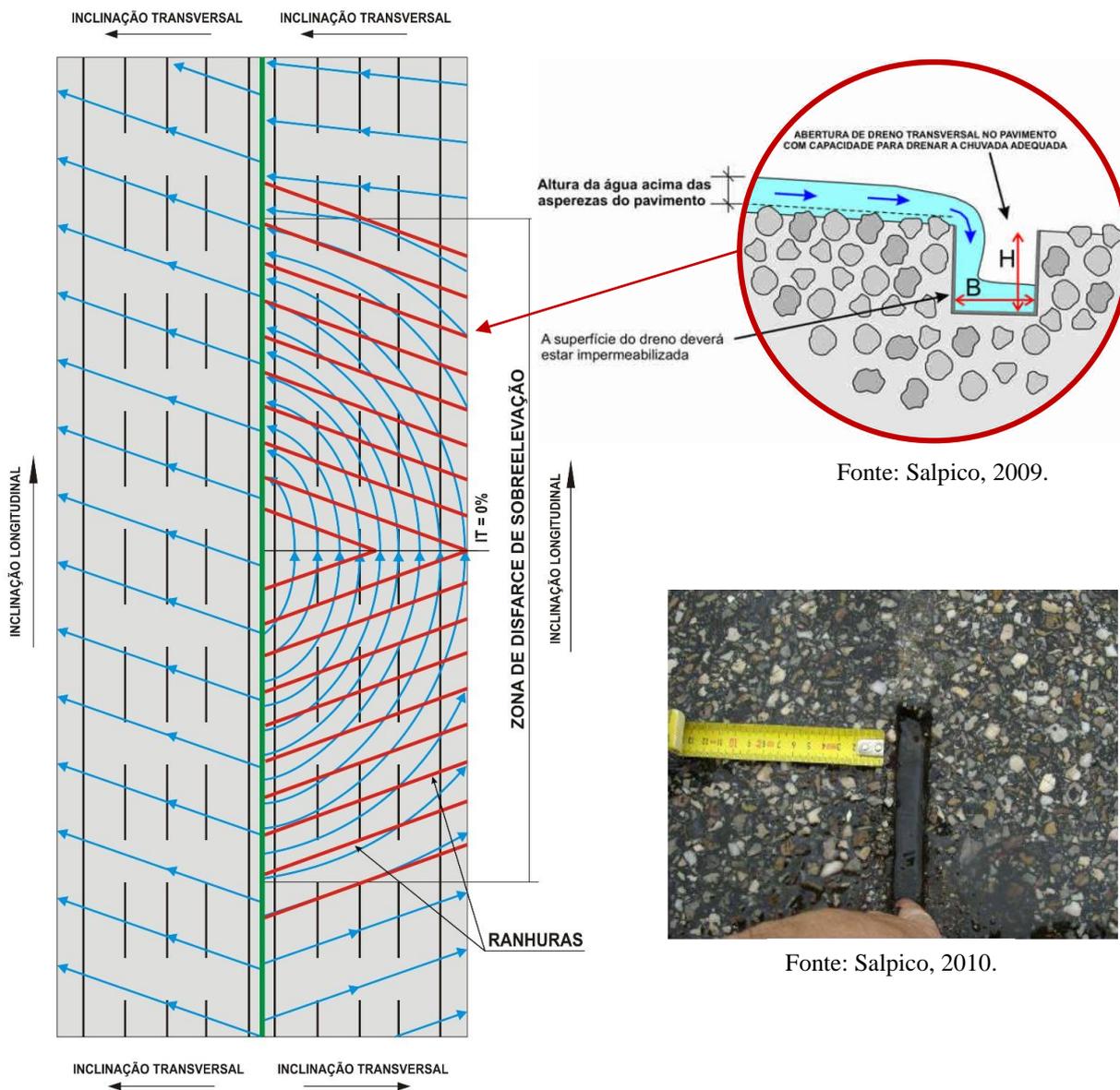


Figura 3.3 - Ranhuras na zona de disfarce de sobrelevação.

Como se pode verificar na Figura 3.3 as ranhuras vão intersectar as linhas de água e reduzir significativamente o seu comprimento. A forma como deverão ser distribuídas as ranhuras no pavimento é discutível, visto não existirem estudos que verifiquem qual a melhor orientação a dar às ranhuras, para uma perfeita drenagem e ao mesmo tempo minimizar vibrações à passagem dos veículos.

Teoricamente, a aplicação de ranhuras perpendicularmente ao sentido do escoamento teria vantagens na intersecção da linha de água ao fazê-lo o mais cedo possível, mas iria dificultar o escoamento nas ranhuras por falta de pendente, e resultaria em comprimentos de ranhuras demasiado extensas. As ranhuras aplicadas transversalmente à via seria um bom compromisso em termos de comprimento da ranhura, mas faria com que surgissem grandes vibrações no veículo. Assim sendo, optou-se por colocar as ranhuras a 20° com a transversal, por se verificar que os pneus do mesmo eixo já não chocavam directamente na ranhura e passavam

sobre a mesma de forma alternada, assim como o comprimento da ranhura não seria muito afectado.

De seguida apresenta-se o cálculo a realizar para a determinação da largura, profundidade e espaçamento entre ranhuras apresentado por Salpico (2009). Inicialmente, começa-se por calcular o caudal de água a transportar por cada ranhura:

$$Q = \frac{L \times ip \times E}{3600000} \quad (3.1)$$

Onde:

L (m) - comprimento da ranhura;

ip (mm/h) - intensidade de precipitação;

E (m) - espaçamento entre ranhuras.

Depois o caudal que a ranhura tem capacidade de escoar é determinado pela expressão de Manning-Strickler:

$$Q = K_s \times S \times R^{2/3} \times ir^{1/2} \quad (3.2)$$

Onde:

Q (m<sup>3</sup>/s) - caudal de cálculo;

K<sub>s</sub> (m<sup>1/3</sup>/s) - coeficiente de rugosidade de Manning-Strickler;

S (m) - secção da ranhura;

R (m) - raio hidráulico;

ir (m/m) - inclinação da ranhura.

Considera-se um coeficiente de rugosidade de Manning-Strickler entre os 70 a 80 m<sup>1/3</sup>/s (Lencastre, 1996).

E com:

$$S = B \times H \quad (3.3)$$

$$R = \frac{S}{2 \times H + B} \quad (3.4)$$

$$L = \frac{L1}{\cos \theta} \quad (3.5)$$

Onde:

B (m) - largura da ranhura;

H (m) - altura da ranhura;

L (m) - comprimento da ranhura;

L1 (m) - largura da faixa de rodagem;

θ (°) - ângulo da ranhura.

Normalmente a execução das ranhuras é efectuada com inclinação constante ao longo do pavimento, no entanto para se garantir um melhor escoamento a solução ideal seria apresentar inclinação longitudinal diferente da inclinação do pavimento, no entanto a sua execução seria mais complexa. Por outro lado a execução de inclinação ao longo da ranhura iria trazer problemas de intersecção das várias camadas do pavimento.

Para a determinação da inclinação da ranhura, considera-se a solução mais simples e gravosa para o escoamento, a ranhura apresentar inclinação longitudinal nula e deste modo a inclinação dar-se-á apenas devido à profundidade da ranhura ( $H$ ):

$$ir = \frac{H}{L} \quad (3.6)$$

Por fim, iguala-se o caudal de água que precipita sobre o pavimento, expressão (3.1) com o caudal que a ranhura tem capacidade de escoar, expressão (3.2):

$$\frac{L \times ip \times E}{3600000} = Ks \times S \times R^{2/3} \times ir^{1/2} \quad (3.7)$$

Para se poder terminar o cálculo torna-se necessário admitir alguns valores para se obter todas as incógnitas, deste modo estamos perante um cálculo iterativo de forma a chegar-se a valores coerentes.

A título de exemplo efectuou-se os cálculos para o caso prático apresentado no capítulo anterior (3.2.2), considerando uma intensidade de precipitação de 64,3 mm/h. Admitiu-se um espaçamento entre ranhuras ( $E$ ) de 1 m, ângulo da ranhura com a transversal ( $\theta$ ) de 20°, um coeficiente de rugosidade ( $Ks$ ) de 70 m<sup>1/3</sup>/s e a largura da ranhura ( $B$ ) de 0,03 m, obtêm-se a altura da ranhura de 0,05 m.

De acordo com o projectista a relação encontrada entre a largura, a profundidade e o espaçamento das ranhuras poderá ser diferente e aqui seria novamente interessante efectuar-se um estudo mais detalhado de forma a encontrar-se as relações mais convenientes.

Resumidamente, este tipo de solução tem a vantagem de ser de simples execução, podendo ser aplicada em qualquer altura da vida da estrada e com um custo bastante reduzido face às restantes soluções. A sua manutenção é simples, com um jacto de água poderá ser feita a limpeza das ranhuras. As ranhuras são executadas na camada de desgaste, não havendo aplicação de outros materiais de características diferentes, evitando assim incompatibilidade de materiais, bem como empenamentos da superfície do pavimento. Apesar de não ser o seu objectivo, a vibração provocada à passagem das ranhuras faz com que o condutor por comodidade abrande a sua velocidade e assim corra menos risco de hidroplanagem.

Em termos de desvantagens podemos apontar que para uma boa eficácia exige um espaçamento muito curto, um a dois metros, implicando um grande número de ranhuras,

criando bastantes vibrações no veículo. Em algumas estradas as ranhuras encontram-se aplicadas apenas em algumas vias e denota-se uma tendência para o condutor evitar a passagem pelas mesmas.

Este tipo de medida não é aconselhado para alinhamentos rectos pelo facto da sua aplicação ser feita com espaçamentos reduzidos, o que faria com que existisse um elevado número de ranhuras e consequentemente bastantes vibrações no veículo.

### 3.2.4 Drenos

No estudo de Anderson *et al.* (1998) são apresentados drenos metálicos para aplicação longitudinal ou transversal que actuam directamente sobre o comprimento da linha de água. O princípio é análogo ao apresentado nas ranhuras, mas tratando-se de um dreno de maiores dimensões e maior capacidade de drenagem faz com que a sua aplicação seja em menor número.

A Figura 3.4 apresenta os drenos proposto por Anderson, com exemplos de aplicação longitudinal e transversal.

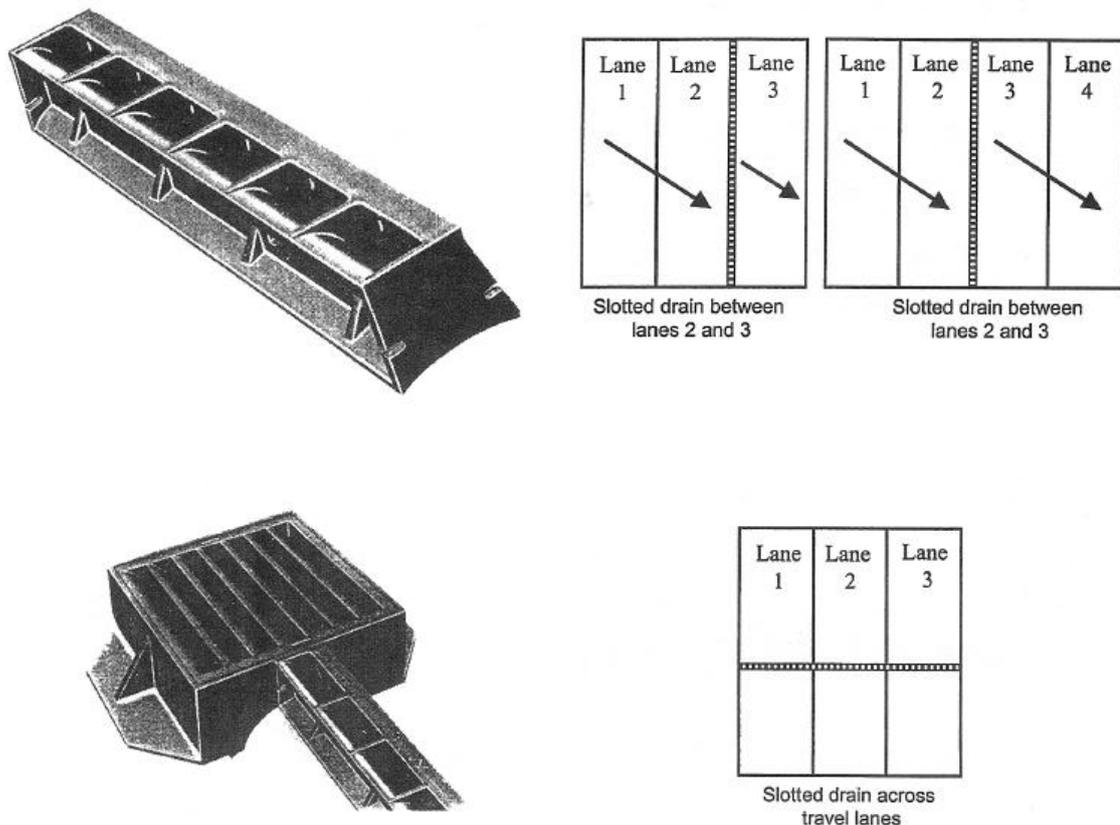


Figura 3.4 - Dreno proposto por Anderson, aplicados longitudinalmente e transversalmente (adaptado de Harrigan, 1999).

De acordo com o autor o dreno tem a capacidade de drenar  $0,000516 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ , o que corresponde numa aplicação longitudinal a uma intensidade de precipitação máxima de 80 mm/h para duas vias mais a berma, mesmo com inclinação longitudinal muito forte. Numa

aplicação transversal e para a mesma intensidade de precipitação os drenos poderiam ter um afastamento de 23 m entre si, não sendo aconselhável este afastamento pois ocorreria hidroplanagem antes de a lâmina de água chegar ao dreno.

Geralmente o risco de hidroplanagem começa a ser crítico para estradas com mais de duas vias, deste modo este tipo de dreno quando aplicado longitudinalmente deve ser aplicado entre a segunda e a terceira via no sentido do escoamento, de forma a captar a água precipitada na superfície do pavimento.

Este tipo de dreno apresenta algumas desvantagens das quais se destacam os problemas estruturais, o dreno é composto por uma liga metálica e sendo um elemento rígido, após a sua aplicação num pavimento flexível irão surgir fissuras entre os elementos devido aos diferentes coeficientes de dilatação, problemas de assentamento diferenciais ao longo do tempo provocando empenamentos na via, descontinuidades no pavimento e dificuldade em percorrer elementos curvos.

Numa aplicação longitudinal e de acordo com a geometria apresentada na Figura 3.4, irão surgir problemas de aderência, de circulação de veículos de duas rodas, serão transmitidas muitas vibrações ao veículo na passagem sobre os drenos e o potencial de entupimento deverá ser analisado. De acordo com o esquema o dreno seria aplicado entre as duas vias o que dificultaria a aplicação das marcas rodoviárias. Por último e não menos importante este tipo de medida é de difícil execução e implica um elevado custo de aplicação.

Apesar das desvantagens apresentadas este tipo de dreno cumpre o objectivo para o qual foi pensado, reduzindo o risco de hidroplanagem.

### **3.3 Medidas propostas**

#### **3.3.1 Drenos longitudinais**

Ao longo deste capítulo foram apresentadas soluções para a redução do risco de hidroplanagem em alinhamentos rectos e zonas de disfarce de sobreelevação. Poder-se-á dizer que para a zona de disfarce de sobreelevação a solução das ranhuras do pavimento é muito recomendável, e para os alinhamentos rectos com mais de duas vias a solução dos drenos de Anderson baseia-se num bom princípio, mas peca pelo excesso de problemas.

Com o objectivo de resolver, na medida do possível, os problemas apresentados nos drenos de Anderson, são apresentados na Figura 3.5 dois novos tipos de drenos:

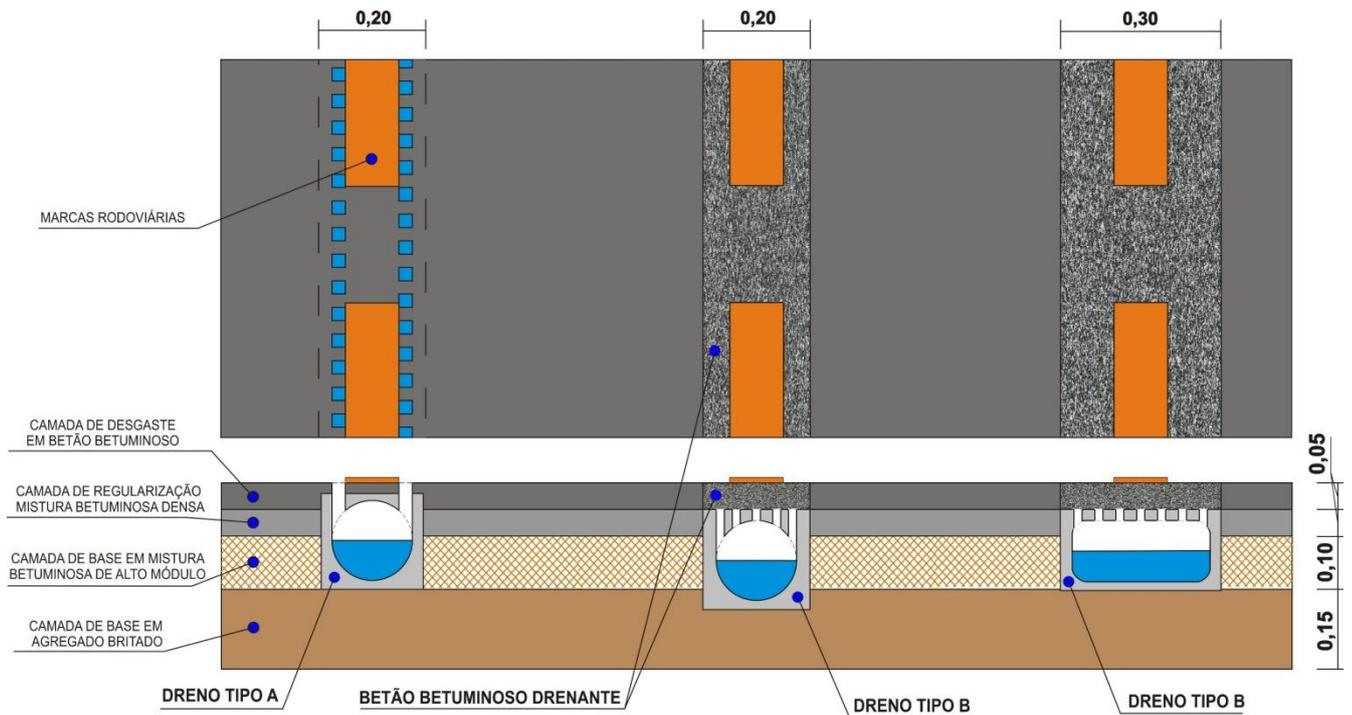


Figura 3.5 - Proposta de drenos longitudinais.

- Tipo A: Dreno interno com canais de ligação à superfície;
- Tipo B: Dreno interno com captação da água por camada permeável (BBD) e com diferentes larguras.

Os drenos apresentados são constituídos por condutas de betão armado perfurado na parte superior de forma a garantir que a água entre nos mesmos. Considerou-se o betão armado devido à melhor proximidade dos coeficientes de dilatação e por conferir uma melhor aderência com o betão betuminoso envolvente. No entanto seria interessante desenvolver condutas com materiais flexíveis de forma a acompanharem a flexibilidade do pavimento e assim possibilitarem a colocação em curvas circulares e minimizar as irregularidades no pavimento devido à presença de um elemento rígido. Os dois tipos de drenos seriam aplicados sobre a zona das marcas rodoviárias evitando assim influenciar a circulação do tráfego, já que aquela zona apenas é utilizada para a passagem entre as vias de circulação.

O dreno tipo A caracteriza-se por ser um dreno interno com canais de ligação à superfície para recolha da lâmina da água. Com uma largura total de 20 cm e diâmetro interno de 15 cm tem capacidade suficiente para intersectar as linhas de água de duas vias e intensidades de precipitação até 150 mm/h. Os respectivos canais de ligação à superfície têm 2,5 cm de lado e atravessam a camada de desgaste. Como se pode observar na Figura 3.5, os canais de acesso à superfície seriam colocados antes e depois das marcas rodoviárias, a água que não fosse captada na primeira linha de canais seria captada pela segunda. Em substituição dos respectivos canais colocados paralelamente entre si, poderia ter-se optado por um canal longitudinal contínuo, mas iria trazer problemas para a circulação de veículos de duas rodas.

Este tipo de dreno tem a vantagem de permitir que a camada superficial seja a mesma ao longo do pavimento, conferindo igual aderência ao longo da mesma. Em termos de manutenção não deverão ocorrer grandes problemas, mesmo que se verifique um entupimento dos canais um jacto de água deverá resolver o problema. Este tipo de solução implica uma execução cuidada, pois teriam de ser introduzidos negativos de forma a conferir os canais no momento da colocação da camada de desgaste.

O tipo B caracteriza-se por ser um dreno interno com captação da lâmina de água por camada de betão betuminoso drenante de elevada permeabilidade e dimensões da conduta igual ao anterior. Como se pode observar na Figura 3.5 este dreno seria colocado à face da camada de regularização e depois levaria por cima uma camada de betão betuminoso drenante com elevada permeabilidade, deste modo seria possível garantir a captação da lâmina de água e assim reduzir o risco de hidroplanagem. Mais uma vez a utilização de pavimentos drenantes terá problemas de colmatação o que implicará uma manutenção acrescida do pavimento ou até a substituição do mesmo, que neste caso seria em menor escala visto que a área a actuar é bastante reduzida. Em termos construtivos este tipo de dreno é de execução mais simples que o anterior, mas teria de interceptar mais camadas do pavimento.

Não tendo sido efectuados cálculos, que pudessem afirmar qual seria a largura necessária de pavimento drenante com capacidade de reter toda a água e tendo em conta que as marcas rodoviárias impermeabilizam cerca de 30% da superfície do dreno tipo B, apresentou-se um dreno idêntico ao tipo B, mas com uma maior largura a fim de garantir uma maior permeabilidade. A sua representação vem apenas demonstrar que para uma largura de 30 cm de dreno e respectivo BbD, a circulação dos veículos já seria ligeiramente afectada devido à diferença das camadas superficiais. Este tipo de dreno teria de ter uma resistência maior, mas em contrapartida poderia ter uma altura inferior e assim intersectar apenas duas camadas do pavimento.

### **3.3.2 Painéis de mensagem variável**

Após a implementação de todas estas medidas já descritas, caso as mesmas não sejam suficientes e/ou por razões técnico-económicas não seja viável a sua aplicação, não sendo uma medida extrema mas pelo menos preventiva, seria importante a implementação de painéis de mensagem variável pelo menos nas zonas de claro risco de hidroplanagem (Figura 3.6).

Ao longo do tempo a aplicação de painéis de mensagem variável tem aumentado em vias rápidas e auto-estradas, desta forma poderia ser utilizado esse sistema que em conjugação com a instalação de pequenas estações meteorológicas nas zonas críticas do traçado, aferissem em tempo real qual a intensidade de precipitação e de acordo com um estudo previamente efectuado, prevenissem o utente da velocidade máxima que deveria praticar para que não ocorresse hidroplanagem. Prevenia também o utente face à ocorrência de uma precipitação muito intensa e de curta duração, não esperada de acordo com os índices IDF.



Figura 3.6 - Painel de mensagem variável.

A situação ideal seria a aplicação de painéis antes de cada zona crítica, avisando da velocidade crítica de hidroplanagem, no entanto numa fase inicial e por questões económicas poderia ser realizada uma análise do risco global de hidroplanagem de um determinado troço, e de acordo com a intensidade de precipitação do momento atribuir uma velocidade crítica de hidroplanagem ao longo de todo o troço. Seria também desejável que não fosse adoptado um espaçamento muito alargado entre estações meteorológicas para evitar leituras deslocalizadas.

Parece interessante avivar que a EP, contém uma base de dados online (Telemática da Estradas de Portugal) que contém uma série de dados em tempo real referentes à rede nacional de estradas. Com a instalação de estações meteorológicas ao longo das estradas, poderia ser mais um dado a constar na base de dados da EP e assim servir de apoio para outros estudos, como por exemplo a análise da velocidade que o condutor tende a circular de acordo com a distância de visibilidade e intensidade de precipitação já exposto no capítulo 2.5.3.4.4.

### 3.4 Conclusão

Face às medidas mitigadoras apresentadas ao longo deste capítulo, suas vantagens e desvantagens torna-se imperativo afirmar que em zonas de disfarce de sobrelevação, a medida que oferece melhores resultados contra a hidroplanagem é a execução de ranhuras no pavimento. Em zonas de alinhamentos rectos a medida que melhor resolve o problema de hidroplanagem a longo prazo é a aplicação do dreno do tipo A, proposto neste estudo. Em curvas circulares aconselha-se o aumento da macrorugosidade, caso não seja suficiente terá de se ponderar a aplicação de drenos em elementos curvos ou ranhuras no pavimento.

A Figura 3.7 apresenta as soluções mais viáveis a implementar nas estradas portuguesas inclusive numa zona de ligação do AR com ZSe.

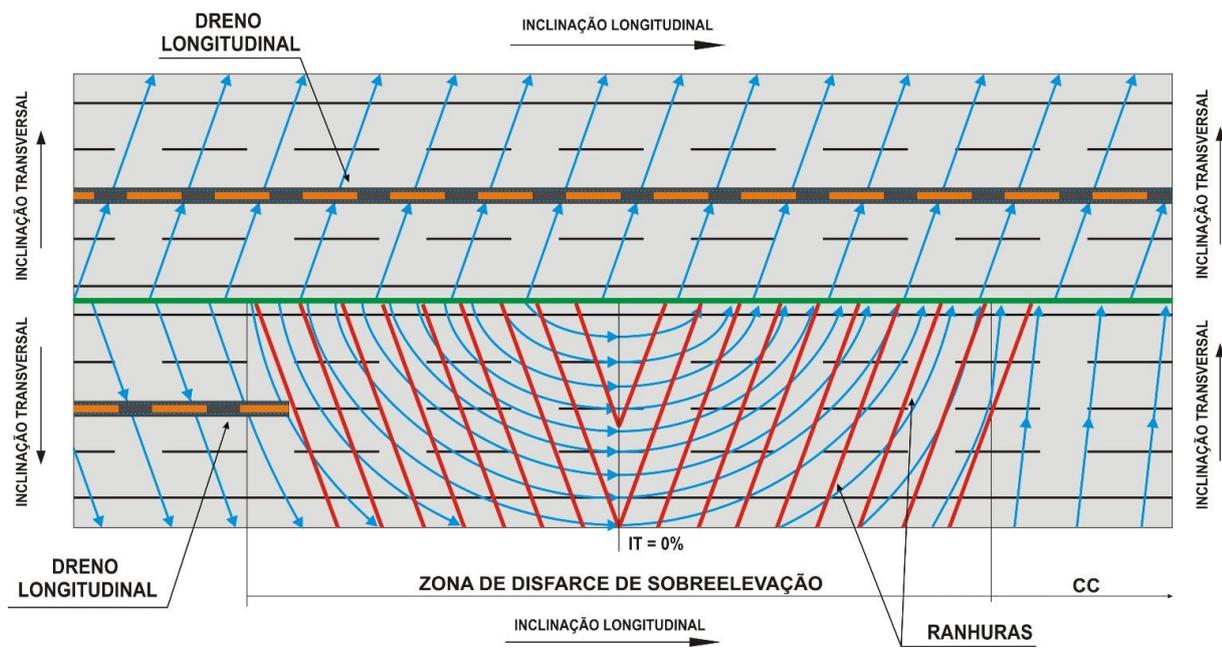


Figura 3.7 - Drenos aconselhados para aplicação em alinhamentos rectos e zonas de sobrelevação.

## 4. IMPLEMENTAÇÃO DA METODOLOGIA DE ANÁLISE DE PROJECTOS

### 4.1 Introdução

Findo o estudo de todos os parâmetros influenciadores da hidroplanagem e medidas que possam reduzir o seu risco, procura-se agora implementar uma metodologia que facilite a análise de um determinado projecto. Ao longo do capítulo serão apresentados os objectivos a alcançar com o programa, depois será feito um levantamento de programas congéneres e posteriormente serão explicados as linhas gerais para a execução do mesmo. Para finalizar serão apresentados os dados a introduzir e os resultados provenientes do programa.

O comprimento da linha de água e a inclinação média são dos parâmetros mais importantes para a determinação da velocidade crítica de hidroplanagem, ao longo do estudo verificou-se que a obtenção destes mesmos valores de acordo com o segmento do traçado não é tarefa fácil. Portanto sentiu-se a necessidade de desenvolver-se um programa capaz de prever o comportamento da água ao longo da estrada e assim determinar a velocidade crítica de hidroplanagem. Não sendo um cálculo expedito e na ausência de programas que simulem o seu comportamento, optou-se por recorrer a um programa de cálculo automático de forma a poder-se determinar com facilidade e rapidez as zonas críticas de hidroplanagem e respectivas velocidades.

### 4.2 Objectivos

A contribuição deste capítulo para o estudo da hidroplanagem passa pela criação de um programa, que possibilite determinar de uma forma expedita o risco de hidroplanagem de um determinado troço de uma estrada. Pretende-se que o programa tenha uma componente gráfica que facilite a localização das zonas críticas e uma componente analítica de forma a obter-se os resultados numéricos para um estudo mais detalhado. Esta ferramenta terá também como objectivo incentivar e facilitar o projectista na análise de um projecto.

### 4.3 Programas existentes

Na bibliografia consultada foi possível tomar conhecimento da existência de dois programas que efectuem o cálculo do comprimento da linha de água e da sua inclinação média.

Primeiramente por França (1988), que elaborou um programa que analisa a zona de disfarce de sobreelevação, em alinhamento recto e em curva de transição, estudando o risco de hidroplanagem para os vários critérios de disfarce de sobreelevação. Tem uma componente analítica e apresenta graficamente o comportamento da linha de água ao longo da estrada.

O outro programa consultado é o PAVDRN1 elaborado por Anderson *et al.* (1998) no qual é possível determinar o maior comprimento de linha de água, inclinação média e respectiva velocidade crítica de hidroplanagem de acordo com a zona do traçado. Permite analisar trainéis, curvas de concordância vertical e zonas disfarce de sobreelevação em alinhamentos

rectos, assim como curvas circulares. Os resultados apresentados pelo programa são apenas analíticos.

#### **4.4 Descrição do programa desenvolvido**

##### **4.4.1 Aspectos gerais**

De acordo com os objectivos a alcançar foi necessário escolher um programa que fosse ao encontro do esperado, e assim sendo foi escolhido o programa MATLAB visto se tratar de um software de cálculo numérico com um grande potencial gráfico, e pelo facto de ser um programa bastante generalizado no seio da engenharia.

Com o objectivo de abranger todas as situações possíveis do traçado de uma estrada, o programa desenvolvido permite a análise de trainéis, curvas de concordância vertical, alinhamentos rectos, curvas circulares e zonas de disfarce de sobreelevação. Possibilita uma análise mais complexa e exacta com a introdução de inclinação longitudinal variável em qualquer das situações apresentadas, isto é, permite nos casos de alinhamentos rectos, curvas circulares e zonas de disfarce de sobreelevação introduzir curvas de concordância vertical e trainéis, sucessivamente, dando à linha de água inclinações longitudinais exactas ao longo do seu comprimento.

Devido ao elevado número de dados a calcular foi necessário criar dois programas paralelos, um direccionado para os trainéis, curvas de concordância vertical, alinhamentos rectos e curvas circulares fazendo uma análise do comportamento da água através de incrementos transversais e desta forma reduziu-se o volume de cálculo, possibilitando a análise de distancias superiores a um quilómetro. O segundo programa está direccionado para as zonas de disfarce de sobreelevação, sendo uma zona mais complexa optou-se por uma análise com incrementos longitudinais reduzidos para se poder descrever correctamente as curvas da linha de água.

Dentro de cada programa a linguagem dividiu-se em duas partes, uma dirigida para o cálculo do comprimento da linha de água e respectiva inclinação, e a outra para o cálculo da velocidade crítica de hidroplanagem. Para a segunda parte do programa, o cálculo foi efectuado de acordo com as expressões apresentadas no capítulo 2.5 do presente estudo e para a determinação da espessura da lâmina de água foi considerada a expressão de Anderson. As equações utilizadas na primeira parte do programa são apresentadas no capítulo seguinte.

O programa desenvolvido considera apenas estradas de vias múltiplas devido ao elevado risco de hidroplanagem, as estradas de duas vias não serão tidas em conta pelo facto de geralmente garantirem a segurança à hidroplanagem. Portanto, o eixo de rotação considera-se em torno do bordo de intradorso da faixa de rodagem, conforme foi aconselhado no capítulo 2.5.3.5.1.2.

No entanto o programa ainda poderá ser otimizado, visto que o mesmo apresenta alguns aspectos gráficos direccionados para o caso de estudo apresentado no capítulo 5, isto é, para a análise de estradas com menor número de vias terão de ser feitos alguns ajustes na parte

gráfica do mesmo para que os resultados coincidiam com o traçado em análise. Outro aspecto a melhorar prende-se com a linguagem de programação, que não sendo feito por um informático apresenta algumas repetições e alguns parâmetros que poderiam ser melhorados com o objectivo de reduzir o seu tempo de execução e acelerar a obtenção de resultados. Outra hipótese passa pela criação de uma janela de introdução de dados para que o utilizador não intervenha com as linhas de código.

#### 4.4.2 Cálculo do comprimento da linha de água e inclinação média

Para a determinação do comprimento da linha de água ( $L_w$ ) e respectivas inclinações ( $i_w$ ) são utilizadas considerações trigonométricas básicas.

A inclinação da linha de água é calculada a partir da inclinação transversal e longitudinal, assumindo que a estrada é uma superfície plana:

$$i_w = (i_{trv}^2 + i_{long}^2)^{0,5} \quad (4.1)$$

Onde:

$i_w$  (m/m) - inclinação da linha de água;

$i_{trv}$  (m/m) - inclinação transversal;

$i_{long}$  (m/m) - inclinação longitudinal.

E o cálculo do comprimento da linha de água é determinado a partir de:

$$L_w = \frac{L_{trv}}{i_{trv}} \times i_w \quad (4.2)$$

Onde:

$L_w$  (m) - comprimento da linha de água;

$L_{trv}$  (m) - comprimento transversal / largura da via.

A Figura 4.1 apresenta um exemplo de cálculo do comprimento e inclinação da linha de água.

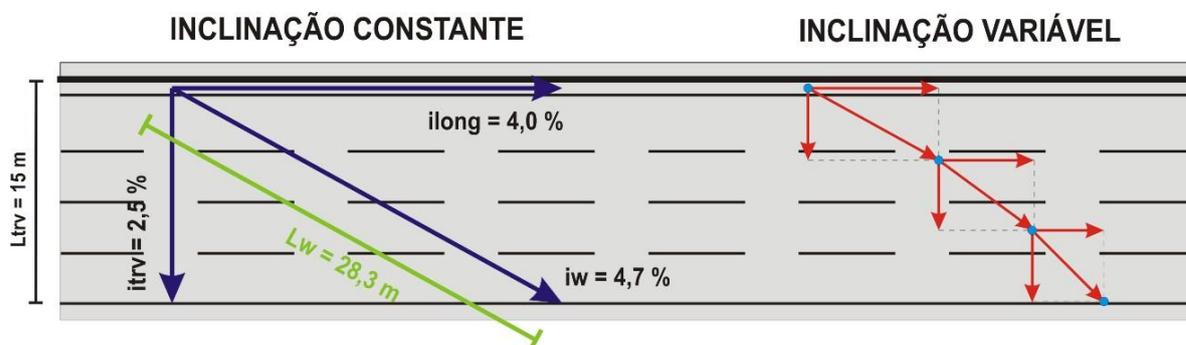


Figura 4.1 - Exemplo de cálculo do comprimento da linha de água.

No caso em que a inclinação transversal e longitudinal é constante o cálculo poderá ser efectuado para a largura total da estrada. No entanto se as inclinações forem variando ao longo do comprimento será necessário fazer o cálculo por troços, descrevendo a trajectória da água no pavimento. Quanto maior for o número de troços a considerar mais próximo da realidade será o resultado final.

#### 4.4.2.1 Trainel

O cálculo do comprimento da linha de água de trainéis em alinhamentos rectos é a situação mais simples de determinar, podendo de uma forma directa obter-se o comprimento da linha de água através da expressão (4.3). A  $i_w$  será constante ao longo do segmento da estrada e deste modo o comprimento da linha de água poderá ser determinado pela expressão (4.1).

$$L_w = L_{trv} \times \left( 1 + \left( \frac{i_{trv}}{i_{long}} \right)^2 \right)^{0,5} \quad (4.3)$$

Onde:

$L_w$  (m) - comprimento da linha de água;

$L_{trv}$  (m) - comprimento transversal / largura da via;

$i_{trv}$  (m/m) - inclinação transversal;

$i_{long}$  (m/m) - inclinação longitudinal.

#### 4.4.2.2 Curva de concordância vertical

Para o cálculo do comprimento da linha de água em curvas de concordância vertical, a inclinação longitudinal é variável ao longo do comprimento através do parâmetro da parábola ( $p$ ). Assim para a determinação da  $i_{long}$  ao longo do segmento de estrada recorreu-se à seguinte expressão:

$$i_{long} = i_{longT1} + \frac{K_x - K_{T1}}{p} \quad (4.4)$$

Onde:

$i_{longT1}$  (%) - inclinação longitudinal do trainel;

$K_x$  (m) - quilometragem do ponto x;

$K_{T1}$  (m) - quilometragem do ponto inicial;

$p$  - parâmetro da parábola.

#### 4.4.2.3 Alinhamento recto

Os alinhamentos rectos geralmente apresentam inclinações transversais constantes e longitudinais variáveis. As inclinações longitudinais são constituídas por trainéis e curvas de concordância vertical, e deste modo no cálculo dividiu-se o eixo longitudinal por troços de

forma a poder-se diferenciar os trainéis e as curvas de concordância vertical, depois conjugou-se os respectivos troços para descrever-se exactamente a inclinação ao longo da linha de água. As expressões utilizadas foram as apresentadas em 4.4.2.1 e 4.4.2.2.

#### 4.4.2.4 Zona de disfarce de sobre elevação

A análise de zonas de disfarce de sobre elevação poderá englobar dois elementos geométricos da directriz, o alinhamento recto e a clotóide de transição. A Figura 4.2 apresenta a planta de uma zona de disfarce de sobre elevação de uma curva e contra curva, que engloba clotóide de saída de uma curva à direita e clotóide de entrada de uma curva à esquerda, poderá igualmente englobar alinhamento recto e clotóide de transição.

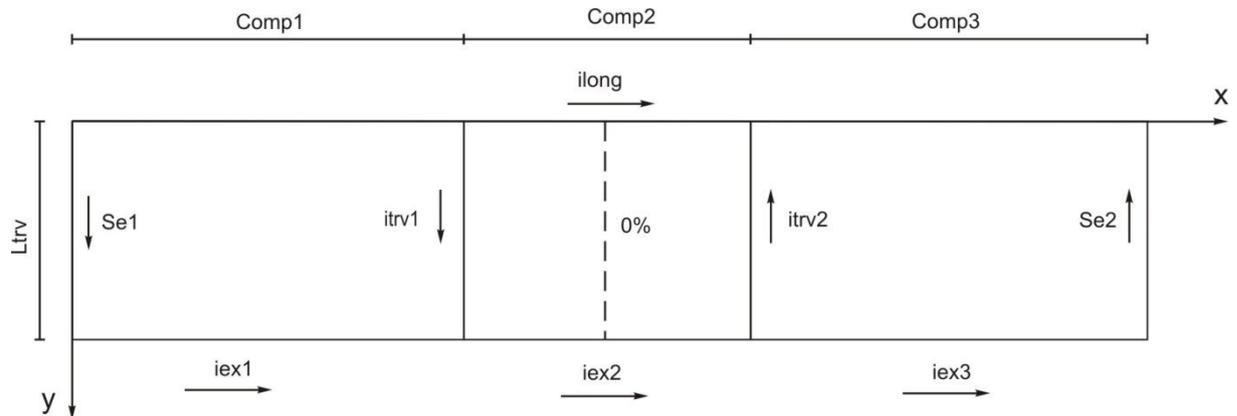


Figura 4.2 - Planta de uma zona de disfarce de sobre elevação que engloba alinhamento recto e clotóide de entrada.

Considerou-se um sistema de coordenadas rectangulares em que o eixo das abcissas representa o bordo de intradorso (eixo de rotação) e o eixo das ordenadas representa a largura da via.

A zona de disfarce de sobre elevação está dividida em três partes distintas, a primeira e a terceira parte representam a variação da sobre elevação e a parte central representa a zona de inversão da inclinação transversal, todas elas apresentam inclinações longitudinais diferentes ao longo da largura. A determinação da inclinação longitudinal em qualquer dos pontos é dada pelas expressões:

$$i_{long1} = i_{long} + \frac{(i_{trv1} - Se_1)}{comp_1} \times y \quad (4.5)$$

$$i_{long2} = i_{long} + \frac{(i_{trv2} - i_{trv1})}{comp_2} \times y \quad (4.6)$$

$$i_{long3} = i_{long} + \frac{(Se_2 - i_{trv2})}{comp_3} \times y \quad (4.7)$$

Onde:

$i_{\text{long}}$  (m / m) - inclinação longitudinal;

$i_{\text{trv}}$  (m / m) - inclinação transversal;

$Se$  (m / m) - sobreelevação;

$comp$  (m) - comprimento;

$y$  (m) - coordenada no eixo dos yy.

Para se determinar as inclinações transversais em qualquer dos pontos recorreu-se às seguintes expressões:

$$i_{\text{trv}1} = Se + \frac{(i_{\text{trv}1} - Se_1)}{comp_1} \times x \quad (4.8)$$

$$i_{\text{trv}2} = i_{\text{trv}1} + \frac{(i_{\text{trv}2} - i_{\text{trv}1})}{comp_2} \times (x - comp_1) \quad (4.9)$$

$$i_{\text{trv}3} = i_{\text{trv}2} + \frac{(Se_2 - i_{\text{trv}2})}{comp_3} \times (x - comp_2) \quad (4.10)$$

Onde:

$i_{\text{trv}}$  (m / m) - inclinação transversal;

$Se$  (m / m) - sobreelevação;

$comp$  (m) - comprimento;

$x$  (m) - coordenada no eixo dos xx.

As expressões apresentadas consideram a inclinação longitudinal constante, no entanto para que o programa descrevesse um comportamento mais próximo da realidade, foi introduzida a inclinação variável de igual forma que nos alinhamentos rectos. As clotóides de transição consideram-se como um troço recto, visto que as curvaturas praticamente não influenciam o comprimento da linha de água como se poderá verificar nas curvas circulares.

#### 4.4.2.5 Curva circular

O cálculo da trajectória da água nas curvas circulares apresenta uma dificuldade extra que está relacionada com raio da curvatura da directriz. Após a verificação dos raios mínimos utilizados neste tipo de estradas, normalmente superiores a 500 m, verifica-se que em comparação com um alinhamento recto existiria um aumento da linha de água da ordem dos 3%. Não sendo um aumento significativo, por aproximação considera-se as curvas circulares como sendo alinhamentos rectos.

### 4.4.3 Dados de entrada

Este capítulo pretende expor os dados a serem introduzidos pelo utilizador de acordo com os dados base do projecto e os tipos de segmento da estrada, com recurso às linhas de código introduzidas no respectivo programa.

A Figura 4.3 apresenta os dados base do projecto para o cálculo da velocidade crítica de hidroplanagem.

```

%DADOS A INTRODUIR PARA O CÁLCULO DA VELOCIDADE DE HIDROPLANAGEM:

ip=25;           %Intensidade de Precipitação(mm/h)
f=5;            %Taxa de Infiltração(mm/h)
Aa=1.2;        %Altura de areia(mm)
Temp=10;       %Temperatura do pavimento - 0/5/10/15/20/25/30 (°C)
Tipo='BBd';    %BC - betão de cimento
               %BB - betão betuminoso
               %BBd - betão betuminoso drenante

SD=10;         %Spin Down speed - VALOR FIXO
TD=2.4;       %Altura das ranhuras dos pneus(mm)
P=165;        %Pressão dos pneus(Kpa)

```

Figura 4.3 - Dados base do projecto para o cálculo da velocidade crítica de hidroplanagem.

A Figura 4.4 apresenta os dados a introduzir para alinhamentos rectos ou curvas circulares, com respectivos trainéis e ou curvas de concordância vertical.

```

%-----ALINHAMENTO RECTO OU CURVA CIRCULAR-----

%DADOS A INTRODUIR:

Titulo='Alinhamento recto Nº 2';

comprimento=1099; % (m)
largura=18;      % (m)
itr=-2.5;       % inclinação transversal (%)

Bint=1.0;       % Berma interior (m)
Bext=3.0;       % Berma exterior (m)

pontospartida=20; % Afastamento entre os pontos de partida da Lw (m)
incremtrv=0.5;  % Incremento transversal, entre 0.5 a 0.1 (m)

%          Troco1          Troco2          Troco3
% |-----|-----|-----|
% |-----|-----|-----|
% |   ilong1   |   ilong2   |   ilong3   |
% |   ilongT1  |   ilongT2  |   ilongT3  |
% |     p1     |     p2     |     p3     |
%km0          km1          km2          km3

```

Figura 4.4 - Dados a introduzir para alinhamentos rectos ou curvas circulares.

```

km0=0;           % valor fixo

Troco1='CCV';    % CCV ou TR
ilong1=0;        % TR - ilong (%)
ilongT1=-0.57;  % CCV - ilongT1 (%)
p1=-30000;      % P - parâmetro da parábola
dist1=4.3;      % distancia (m)

Troco2='TR';     % CCV ou TR
ilong2=-0.59;   % TR - ilong (%)
ilongT2=0;      % CCV - ilongT1 (%)
p2=0;           % P - parâmetro da parábola
dist2=53.1;     % distancia (m)

Troco3='CCV';    % CCV ou TR
ilong3=0;        % TR - ilong (%)
ilongT3=-0.59;  % CCV - ilongT1 (%)
p3=19000;       % P - parâmetro da parábola

dist3=20.5;     % distancia (m)

```

Figura 4.4 - Dados a introduzir para alinhamentos rectos ou curvas circulares (Continuação).

A Figura 4.5 apresenta os dados a introduzir para zonas de disfarce de sobrelevação, sendo neste caso complementado com os dados da inclinação longitudinal descrito na figura anterior.

```

%-----ZONA DE DISFARCE DE SOBREELEVAÇÃO-----
%DADOS A INTRODUIR:

Titulo='ZONA DE SOBREELEVAÇÃO N° 1 - Clotóide de entrada';

CT='Entrada';    % Clotóide de 'Entrada' ou 'Saida'

largura=18;      % (m)
pontospartida=1.0; % Afastamento entre os pontos de partida da Lw (m)
                % para resultados mais rigorosos usar 1.0
incremlong=0.025; % Incremento longitudinal (m), ilong altos usar = 0.05,
                % ilong baixos usar pelo menos 0.025, sendo o ideal 0.01

Bint=1.0;        % Berma interior (m)
Bext=3.0;        % Berma exterior (m)

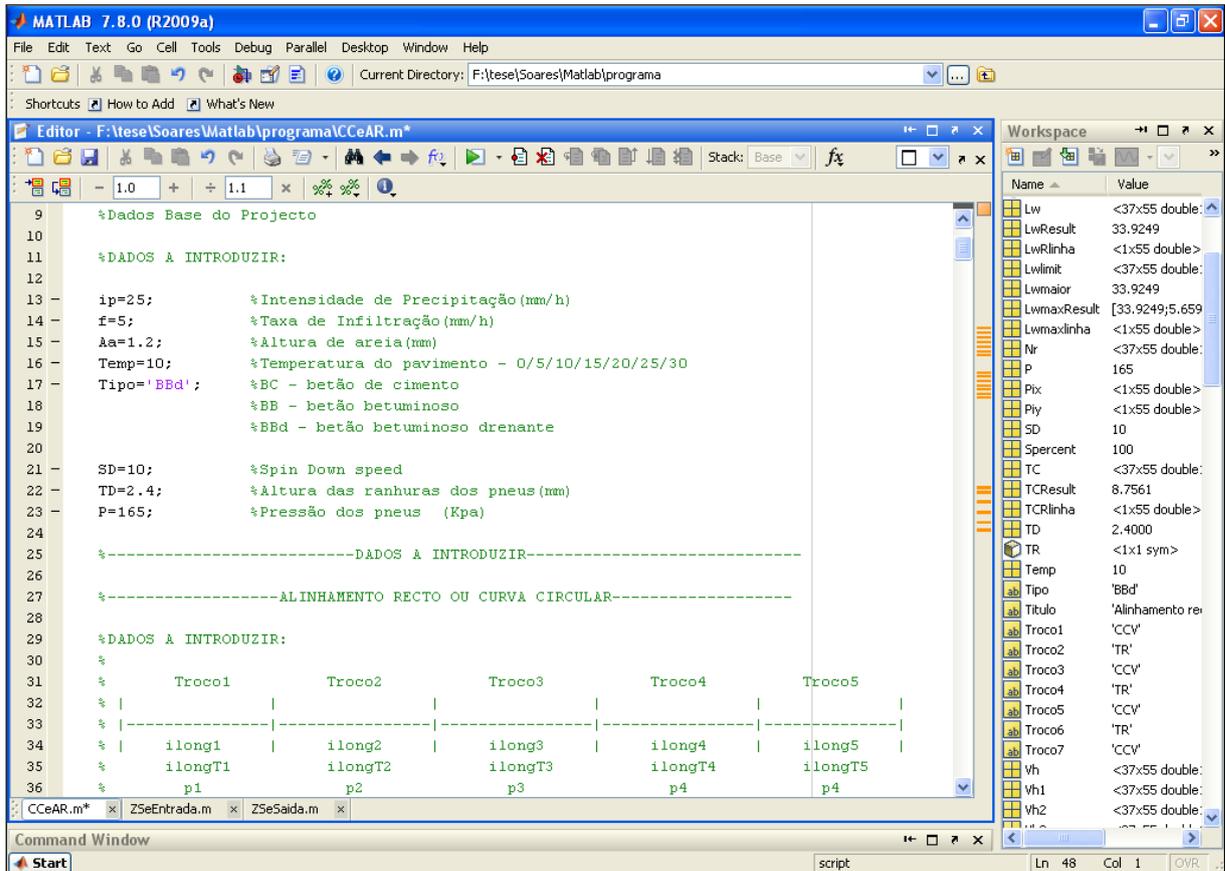
%
%               ilong
%      ----- eixo da via ----->
% itrvi1 |      itrvf1 |          |      itrvf2      |      itrvf3      | largura
%         |      itrvi2 |          |      itrvi3      |          |
%         |-----|-----|-----|-----|-----|
%         |
%         v
%
%         |-----comp1-----|-----comp2-----|-----comp3-----|

comprimento1=20;   comprimento2=50;   comprimento3=155.1; % (m)
itrvi1=-2.5;       itrvi2=-2.5;       itrvi3=+2.5;         % (%)
itrvf1=-2.5;       itrvf2=+2.5;       itrvf3=+6.0;         % (%)

```

Figura 4.5 - Dados a introduzir para zonas de disfarce de sobrelevação.

A Figura 4.6 apresenta um exemplo de dados de entrada do programa MATLAB para um alinhamento recto ou curva circular, onde se pode visualizar a introdução dos dados base do projecto e posteriormente os dados a introduzir para o segmento da estrada a analisar.



```

9 %Dados Base do Projecto
10
11 %DADOS A INTRODUIZIR:
12
13 ip=2.5; %Intensidade de Precipitação(mm/h)
14 f=5; %Taxa de Infiltração(mm/h)
15 Aa=1.2; %Altura de areia(mm)
16 Temp=10; %Temperatura do pavimento - 0/5/10/15/20/25/30
17 Tipo='BBd'; %BC - betão de cimento
18 %BB - betão betuminoso
19 %BBd - betão betuminoso drenante
20
21 SD=10; %Spin Down speed
22 TD=2.4; %Altura das ranhuras dos pneus(mm)
23 P=165; %Pressão dos pneus (Kpa)
24
25 %-----DADOS A INTRODUIZIR-----
26
27 %-----ALINHAMENTO RECTO OU CURVA CIRCULAR-----
28
29 %DADOS A INTRODUIZIR:
30 %
31 % Troco1 Troco2 Troco3 Troco4 Troco5
32 % | | | | |
33 % |-----|-----|-----|-----|
34 % | ilong1 | ilong2 | ilong3 | ilong4 | ilong5 |
35 % | ilongT1 | ilongT2 | ilongT3 | ilongT4 | ilongT5 |
36 % | p1 | p2 | p3 | p4 | p4

```

The workspace window on the right shows the following variables and their values:

Name	Value
Lw	<37x55 double>
LwResult	33.9249
LwRlinha	<1x55 double>
Lwlimit	<37x55 double>
Lwmaior	33.9249
LwmaxResult	[33.9249;5.659]
Lwmaxlinha	<1x55 double>
Nr	<37x55 double>
P	165
Pix	<1x55 double>
Piy	<1x55 double>
SD	10
Spercent	100
TC	<37x55 double>
TCResult	8.7561
TCRlinha	<1x55 double>
TD	2.4000
TR	<1x1 sym>
Temp	10
Tipo	'BBd'
Titulo	'Alinhamento re-
Troco1	'CCV'
Troco2	'TR'
Troco3	'CCV'
Troco4	'TR'
Troco5	'CCV'
Troco6	'TR'
Troco7	'CCV'
Vh	<37x55 double>
Vh1	<37x55 double>
Vh2	<37x55 double>

Figura 4.6 - Exemplo de dados de entrada do programa MATLAB para um alinhamento recto ou curva circular.

#### 4.4.4 Dados de saída

O programa foi desenvolvido de forma a obter-se uma figura síntese que conste os resultados mais importantes, deste modo são apresentados quatro gráficos que representam a evolução da inclinação longitudinal e transversal, o comportamento da água ao longo da estrada e a velocidade de hidroplanagem através de um gráfico de cores. Na parte inferior da figura são apresentados os dados síntese principais e o ponto crítico da hidroplanagem.

A Figura 4.7 apresenta um exemplo de dados de saída do MATLAB de uma zona de disfarce de sobrelevação.

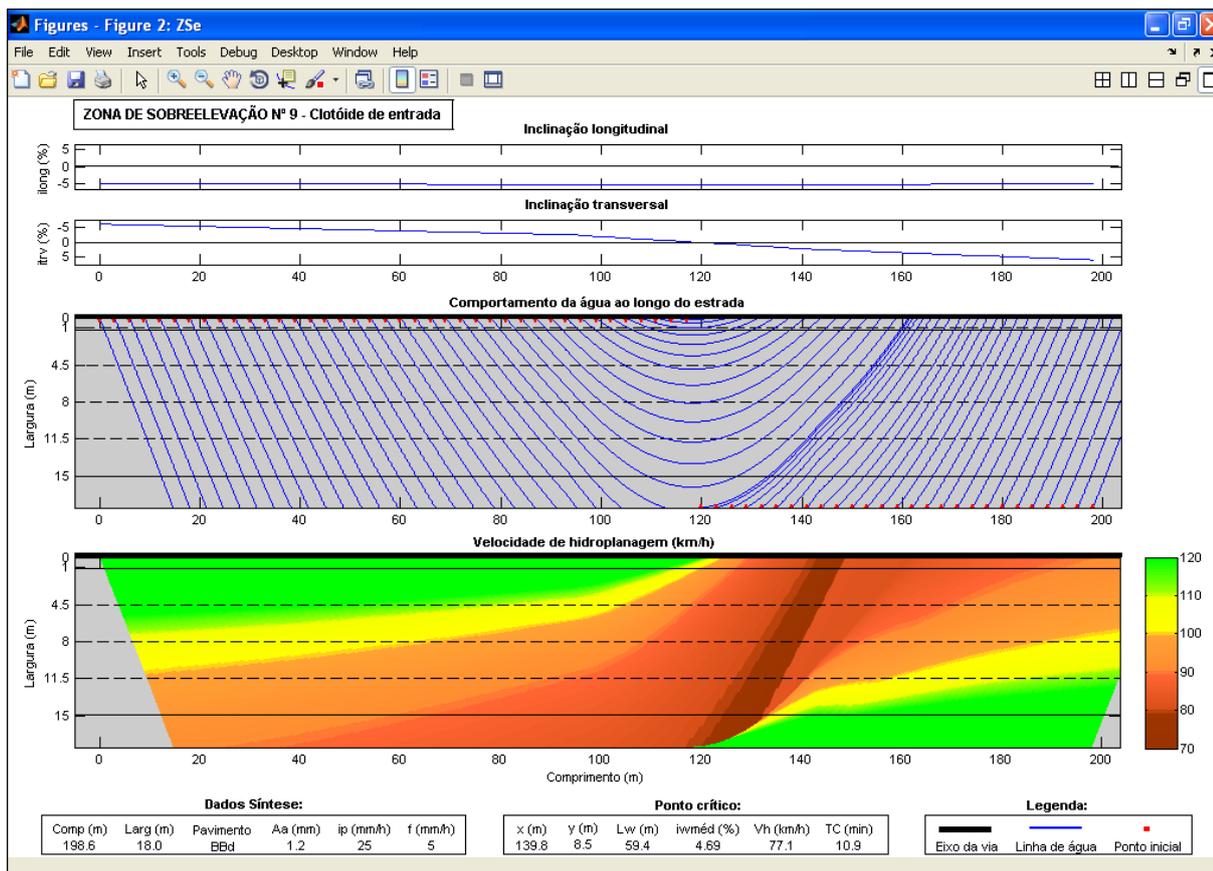


Figura 4.7 - Exemplo de dados de saída do programa MATLAB de uma zona de disfarce de sobrelevação.

Como se pode verificar na Figura 4.7 no canto superior esquerdo é identificado o segmento da estrada em análise e sua respectiva numeração, e quando aplicável indica-se se é uma curva à esquerda ou à direita, se é uma clotóide de entrada ou de saída, ou se é côncava ou convexa.

Os dois primeiros gráficos apresentam a inclinação longitudinal e transversal ao longo do troço, e em ambas situações as inclinações expressam-se em percentagem.

O gráfico seguinte apresenta o comportamento da água ao longo da estrada, indicando-se o número e a localização das vias da faixa de rodagem, e realça-se o eixo da via com uma linha preta a grosso. Os pontos a encarnado representam o ponto inicial a partir da qual a linha de água é analisada, pontos estes associados às zonas mais elevadas do respectivo troço e as linhas a azul a trajectória descrita pela água. A escala do eixo xx (comprimento) é variável de acordo com a distância a analisar e deste modo deverá haver alguma prudência na comparação da geometria das linhas de casos de troços para comprimentos diferentes.

O último gráfico apresenta a velocidades de hidroplanagem ao longo da estrada através de um gráfico de cores, a escala de cores encontra-se à direita do gráfico e representa velocidades de hidroplanagem de 70 km/h até 120 km/h, respectivamente de vermelho escuro até verde. As zonas a verde e amarelo significam que o condutor não corre riscos de hidroplanagem, representando velocidades superiores a 100 km/h. A partir da zona laranja o veículo poderá entrar em hidroplanagem para velocidade de 90 a 100 km/h, aumentando o risco na zona a vermelho claro que corresponde ao intervalo de 80 a 90 km/h, e por fim na zona a vermelho

escuro, para velocidades inferiores a 80 km/h, pode afirmar-se que o utente corre sérios riscos de hidroplanagem. São identificadas as vias e o eixo da estrada de igual forma do gráfico anterior.

Por fim, os dados síntese indicam o comprimento e a largura da estrada, o tipo de pavimento e sua respectiva macrorugosidade, a intensidade de precipitação e a taxa de infiltração do pavimento. O ponto crítico indica a zona nas faixas de rodagem onde o risco de hidroplanagem é maior, apresenta o comprimento e inclinação média da linha de água, sua velocidade crítica de hidroplanagem e o tempo de concentração associado.

Posteriormente, foi criada uma matriz para apresentar o maior comprimento de linha de água e respectiva inclinação média, visto que em alguns casos o maior comprimento de linha de água não se traduz na velocidade de hidroplanagem mais gravosa.

#### **4.5 Conclusão**

Os objectivos traçados para a elaboração do programa foram atingidos, tornando-se numa ferramenta muito útil e com grande potencial no diagnóstico do risco de hidroplanagem. Além de uma análise pontual de cada zona do traçado, este programa permite analisar segmentos de estradas superiores a um quilómetro torna-se muito útil na análise global de um projecto de vários quilómetros.

Com os resultados obtidos é possível perceber as zonas do traçado onde o risco de hidroplanagem irá emergir, e de acordo com o comportamento da água poder-se-á actuar com as medidas mitigadores mais eficazes. Esta aplicação poderá servir como ferramenta de análise na concepção de estradas novas ou de reabilitação de estradas existentes.



## 5. CASO DE ESTUDO

### 5.1 Introdução

Após o estudo detalhado de todos os parâmetros que influenciam a hidroplanagem e o desenvolvimento de um programa que analisa o comportamento da água ao longo da estrada, neste capítulo será estudado um caso real a fim de se poder implementar tudo o que foi estudado até aqui.

Ao longo do presente capítulo efectua-se uma breve caracterização do projecto, apresenta-se os parâmetros base a introduzir no programa e posteriormente apresenta-se os resultados obtidos para os casos mais relevantes e respectiva análise dos mesmos. Por fim expõe-se as medidas mitigadores a implementar.

### 5.2 O projecto

O projecto em análise é um sublanço de uma auto-estrada que se inicia ao km 9+150 e termina ao km 21+700, com um total de 12,550 km e localiza-se no norte de Portugal Continental. Por falta de dados que possibilite uma análise dos dois sentidos da estrada, o projecto apenas será analisado no sentido norte-sul. Este projecto tem como objectivo o alargamento de duas para quatro vias e melhorar as condições de circulação naquele troço, deste modo é essencial que a estrada garanta condições de segurança que evitem a ocorrência de hidroplanagem.

#### 5.2.1 Características do traçado

Para uma análise detalhada do projecto é essencial começar-se por identificar as características gerais do traçado. A directriz é constituída por três alinhamentos rectos, 11 curvas circulares e 17 clotóides de transição que por sua vez são agrupadas formando 10 zonas de disfarce de sobreelevação. A rasante contém 46 trainéis e 46 curvas de concordância vertical. A plataforma é constituída por duas faixas de rodagem com quatro vias em cada sentido, cada via tem 3,5 m de largura, a berma de intradorso 1,0 m e a de extradorso 3,0 m que perfaz um total de 18 m. O projecto apresenta como camada de desgaste betão betuminoso drenante com uma espessura de 5 cm colocada sobre uma camada de 5 cm de betão betuminoso. As vias são divididas por separador central físico, designado por separador New Jersey e as drenagens são asseguradas pelas bermas através de colectores.

#### 5.2.2 Parâmetros a considerar para a análise do projecto

Para iniciar-se a análise de cada zona do traçado é fundamental que se determine e adopte alguns parâmetros iniciais tais como a velocidade padrão do veículo, a intensidade de precipitação ( $ip$ ), a taxa de infiltração ( $f$ ), a macrorugosidade do pavimento ( $Aa$ ), a pressão dos pneus ( $P$ ), a profundidade da ranhura dos pneus ( $TD$ ) e a temperatura.

De acordo com o capítulo 2.5.3.4.3 e estando perante uma auto-estrada com uma velocidade de projecto de 120 km/h, considera-se que devido à ocorrência de uma intensidade de precipitação acentuada o condutor deverá reduzir a sua velocidade para os 100 km/h (velocidade padrão), devendo criar-se condições de segurança à hidroplanagem até esta velocidade.

A intensidade de precipitação pode ser obtida por dois métodos, pela intensidade de precipitação calculada com base no risco ou pelo critério de visibilidade. Considerando o critério de visibilidade (Quadro 2.6) chega-se a uma  $ip = 64,3$  mm/h. Calculando de acordo com o risco, pode-se considerar para uma análise limite um período de retorno de 100 anos e para uma situação corrente  $T = 2$  anos. Do ANEXO A identifica-se o posto udográfico mais próximo, considerando-se o posto de Viana do Castelo e do ANEXO B obtém-se os parâmetros  $a$  e  $b$ . Os respectivos valores são apresentados no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 - Valores dos parâmetros a,b para a região de Viana do Castelo.

Período de retorno (anos)	Região de Viana do Castelo	
	Duração 5 a 30 min	
	a	b
2	202,49	-0,525
100	517,19	-0,500

Considera-se que uma intensidade de precipitação com uma duração de 5 min seria suficiente para formar uma linha de água que provocasse hidroplanagem. Calcula-se a  $ip$  pela expressão (2.21), obtêm-se os seguintes resultados para um período de retorno de 2 e 100 anos, respectivamente 87,0 mm/h e 231,3 mm/h. Das intensidades de precipitação calculadas deve adoptar-se a de menor valor, considera-se então para esta auto-estrada uma  $ip = 64,3$  mm/h.

Resumidamente, para uma análise limite do risco deve assegurar-se condições de segurança à hidroplanagem para velocidades inferiores a 100 km/h e intensidades de precipitação de 64,3 mm/h. De acordo com o capítulo 2.5.3.4.4 e para uma análise mais frequente do risco, considerou-se uma intensidade de precipitação de 25 mm/h que deverá ser rigorosamente cumprida, caso contrário os utentes da via correm sérios riscos de hidroplanagem.

A camada de desgaste de betão betuminoso drenante tenderá a ficar colmatada ao longo do tempo e perderá a sua permeabilidade, portanto deve considerar-se uma taxa de infiltração muito baixa, que neste caso será de 5 mm/h sendo este um valor residual. O valor de macrorugosidade deve considerar-se o mínimo exigido no caderno de encargos da EP, que no caso do BBd é de 1,2 mm.

A pressão dos pneus normalmente é fixa em 165 kPa e a profundidade da ranhura dos pneus em 2,4 mm. Por fim, considera-se uma temperatura de 10 °C ( $\nu = 1,036 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s), como sendo um valor conservativo.

Após definidos os parâmetros gerais do projecto, efectuou-se um levantamento de todas as características a introduzir no programa referentes a trainéis, curvas de concordância vertical, alinhamentos rectos, curvas circulares e zonas de disfarce de sobrelevação, estas características encontram-se resumidas no ANEXO C.

### 5.2.3 Resultados obtidos e análise

Não sendo o objectivo fazer uma análise exaustiva de todo o projecto, mas sim aplicar o programa a um caso prático e perceber os seus resultados, optou-se por considerar para cada elemento do traçado as situações que à partida pudessem expressar os resultados mais favoráveis e desfavoráveis. Assim sendo, de seguida apresenta-se em forma de quadro a síntese dos resultados e no ANEXO D encontram-se os gráficos com os resultados obtidos no programa.

Verificando-se que nem sempre o maior comprimento de linha de água representava a zona onde o risco de hidroplanagem era maior, optou-se por diferenciar no quadro dos resultados o maior comprimento da linha de água do ponto crítico de hidroplanagem, como se poderá verificar nos quadros seguintes. Este facto é bem evidente nas zonas de disfarce de sobrelevação como se pode analisar no exemplo da Figura 5.1 em que a zona crítica não corresponde à zona de maior comprimento de linha de água.

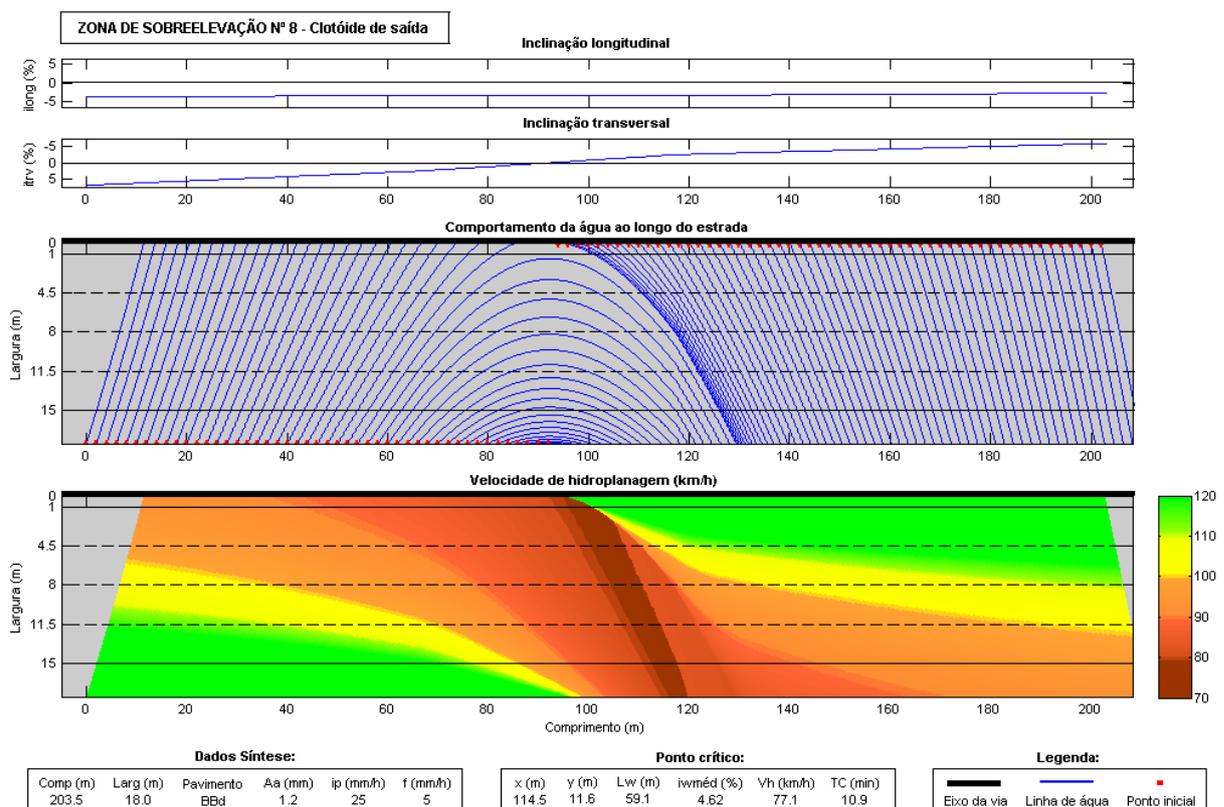


Figura 5.1 - Exemplo da análise dos resultados de uma zona de sobrelevação.

Ao longo da linha de água é espectável que a velocidade a partir da qual poderá ocorrer hidroplanagem vá reduzindo, mas verifica-se na Figura 5.1 que o mesmo poderá não

acontecer, a velocidade de hidroplanagem ao fim de uma determinada distância deixa de ser inferior a 80 km/h e volta a estar compreendida entre os 80 e os 90 km/h, respectivamente de vermelho escuro para vermelho claro.

Este resultado por um lado, poderá estar relacionado com a inversão da inclinação transversal, fazendo com que a inclinação média da linha de água tenda para valores baixos e o ponto crítico se encontre na zona adjacente à  $i_{trv} = 0 \%$ . Por outro lado poderá dever-se à elevada espessura da lâmina de água, isto é, para espessuras superiores a 2,413 mm a expressão de cálculo da velocidade de hidroplanagem deixa de ser a de Agrawall (2.5) passando a utilizar-se a expressão (2.6) de Gallaway verificando-se um degrau nos resultados da  $V_h$ . Note-se que espessuras superiores a 2,413 mm significam que o utente da via corre sérios riscos de hidroplanagem.

De seguida apresenta-se os resultados e a análise dos mesmos para cada segmento do traçado estudado.

### 5.2.3.1 Trainel

Os resultados obtidos no programa referente aos trainéis são apresentados no Quadro 5.2. Da análise deste quadro conclui-se que os trainéis nº 5 e 17 são os que apresentam o menor risco de hidroplanagem e os trainéis nº 24 e 44 são os que apresentam maior risco. Avaliando as suas respectivas inclinações longitudinais verifica-se que trainéis com forte inclinação longitudinal são prejudiciais à hidroplanagem, sendo a situação mais gravosa no trainel nº 44 com a hidroplanagem a iniciar-se aos 84,3 km/h.

Quadro 5.2 - Resultados obtidos para os casos analisados em trainéis.

Trainel									
Nº	Rasante	Maior linha de água		Ponto Crítico					
		Lw (m)	iw (%)	x (m)	y (m)	Lw (m)	iw (m)	Vh (km/h)	TC (min)
5	Rampa	15,3	2,55	32,0	15,0	15,3	2,55	91,9	7,3
17	Declive	15,3	2,55	2,9	15,0	15,3	2,55	91,9	7,3
24	Rampa	31,3	5,22	-17,5	15,0	31,3	5,22	85,0	8,6
44	Declive	33,8	5,64	260,3	15,0	33,8	5,64	84,3	8,8

No ANEXO D.1 pode verificar-se esta afirmação, através da mancha de cor laranja correspondente a velocidades de hidroplanagem abaixo dos 100 km/h que abrange apenas via e meia da faixa de rodagem dos trainéis 5 e 17 ( $i_{long}$  baixa), enquanto que nos trainéis 24 e 44 abrange duas vias e meia ( $i_{long}$  elevada). Verifica-se também que nos trainéis 24 e 44 na via do extradorso a hidroplanagem inicia-se entre os 80 e os 90 km/h (zona a vermelho claro). Através dos gráficos conclui-se que para um trainel em rampa ou declive os resultados serão iguais, desde que as suas inclinações longitudinais sejam iguais em módulo.

Sendo o trainel nº 44 o que apresenta a situação mais crítica, apresenta-se a Figura 5.2 para uma análise mais pormenorizada.

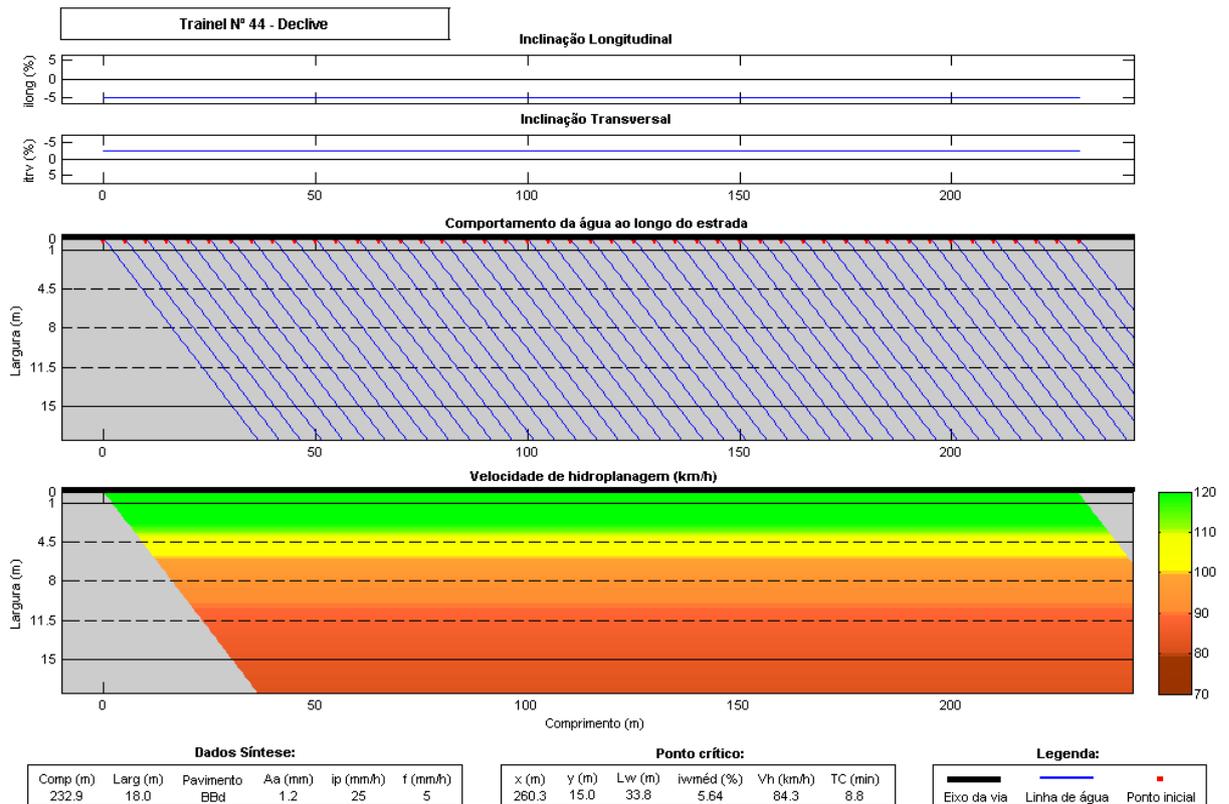


Figura 5.2 - Resultados do trainel nº 44.

Na Figura 5.2 verifica-se que face à inclinação longitudinal e transversal constante as linhas de água adquirem um comportamento linear ao longo do seu comprimento. Devido à forte inclinação longitudinal de 5,05 % as linhas de água alcançam comprimentos bastante elevados, os 33,8 m obtidos é mais do que o dobro da largura das vias que contribuem para o cálculo e com inclinação média de 5,64 %.

Verifica-se que apenas via e meia da faixa de rodagem não apresenta risco de hidroplanagem para o utente, velocidades de hidroplanagem acima dos 100 km/h (zona a amarelo e verde). A meio da segunda via o risco de hidroplanagem vai aumentando, iniciando-se a hidroplanagem entre os 90 e 100 km/h (zona a laranja) e prolonga-se até dois terços da terceira via. Daí em diante até ao final da faixa de rodagem a hidroplanagem inicia-se entre os 80 e os 90 km/h (zona a vermelho claro), zona de elevado risco de hidroplanagem.

### 5.2.3.2 Curvas de concordância vertical

Os resultados obtidos em curvas de concordância vertical são apresentados no Quadro 5.3. Da sua análise conclui-se que a CCV nº 14 é o que apresenta o menor risco de hidroplanagem (94,1 km/h) e a CCV nº 1 é a que apresenta maior risco (93,7 km/h), trata-se de uma diferença pouco significativa devendo-se neste caso avaliar também a área afectada pelo risco de hidroplanagem.

Quadro 5.3 - Resultados obtidos para os casos analisados em curvas de concordância vertical.

Curva de concordância vertical									
Nº	Rasante	Maior linha de água		Ponto Crítico					
		Lw (m)	iw (%)	x (m)	y (m)	Lw (m)	iw (m)	Vh (km/h)	TC (min)
1	Côncava	17,5	5,25	416,0	15,0	17,5	5,25	93,7	7,0
14	Convexa	18,7	6,86	-11,2	15,0	18,7	6,86	94,1	7,0

Ao analisar-se os pontos críticos verifica-se que os mesmos se encontram nas extremidades das CCV, tanto para curvas côncavas como convexas visto que na zona central normalmente a inclinação longitudinal é mais baixa. Novamente no ANEXOS D.2 é possível verificar que na zona central do troço o risco de hidroplanagem é menor pela redução da mancha de laranja (Vh entre 90 a 100 km/h), já nos extremos verifica-se que a hidroplanagem afecta uma maior área das vias de circulação. Através do gráfico de cores verifica-se também que de entre as duas CCV a nº 1 é a que apresenta uma área maior de risco de hidroplanagem.

A Figura 5.3 apresenta a curva de concordância vertical nº 14 para uma análise mais pormenorizada.

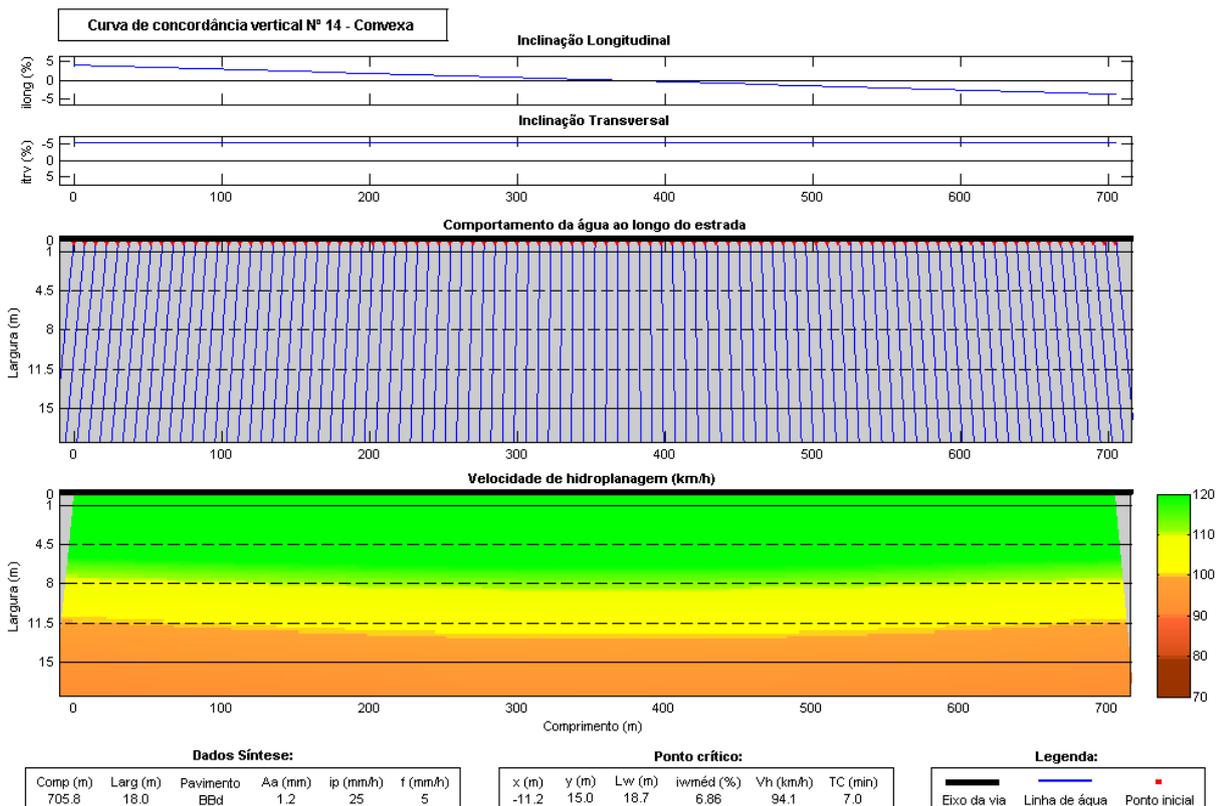


Figura 5.3 - Resultados obtidos para a curva de concordância vertical nº 14.

Através da Figura 5.3 verifica-se que face à inclinação transversal constante e inclinação longitudinal variável as linhas de água vão variando a sua direcção ao longo do seu comprimento. Na zona de inclinação longitudinal nula (a cerca de 360 m do início) o

escoamento é perpendicular ao eixo da via, resultando em velocidades de início de hidroplanagem superiores, portanto a área de risco de hidroplanagem é menor sendo apenas afectado dois terços da via do extradorso para velocidades inferiores a 100 km/h (zona a laranja). Com o aumento da inclinação longitudinal as linhas de água deixam de ser perpendiculares ao eixo da via originando comprimentos de linha de água superiores, e consequentemente velocidades de início de hidroplanagem inferiores, como se pode constatar com a mancha laranja a abranger mais que uma via da faixa de rodagem.

Em curvas de concordância vertical o ponto crítico situa-se na zona onde a inclinação longitudinal em módulo é maior, sendo neste caso já fora do segmento em análise e com uma velocidade crítica de hidroplanagem de 94,1 km/h. Esta curva de concordância vertical apresenta uma grande área onde não existe risco de hidroplanagem (zona verde e amarela) por se encontrar numa curva circular, caracterizada por conter elevadas inclinações transversais.

### 5.2.3.3 Alinhamento recto

O Quadro 5.4 apresenta os resultados obtidos para aos alinhamentos rectos e sendo estes constituídos por trainéis e curvas de concordância vertical, permite analisar um segmento de estrada maior e perceber a sua influência ao longo da estrada. Dos dois alinhamentos rectos analisados verifica-se que o nº 2 é o que apresenta a situação mais gravosa (84,3 km/h), e o alinhamento recto nº 1 é a situação menos gravosa (89,9 km/h).

Quadro 5.4 - Resultados obtidos para os casos analisados em alinhamentos rectos.

Alinhamento recto								
Nº	Maior linha de água		Ponto Crítico					
	Lw (m)	iw (%)	x (m)	y (m)	Lw (m)	iw (m)	Vh (km/h)	TC (min)
1	18,5	3,09	10,9	15,0	18,5	3,09	89,9	7,6
2	33,9	5,66	630,4	15,0	33,9	5,66	84,3	8,8

Ao analisar-se os gráficos do ANEXO D.3 é possível identificar as zonas constituídas por trainéis, onde a mancha da cor permanece constante ao longo do comprimento e no caso de CCV verifica-se que a mancha vai variando ao longo do comprimento. É novamente nas zonas de inclinação longitudinal próximas de zero onde se confere menor risco de hidroplanagem e nas zonas de maior inclinação longitudinal o maior risco de hidroplanagem.

Sendo o alinhamento recto nº 2 o que apresenta a situação mais crítica, apresenta-se a Figura 5.4 para uma análise mais detalhada.

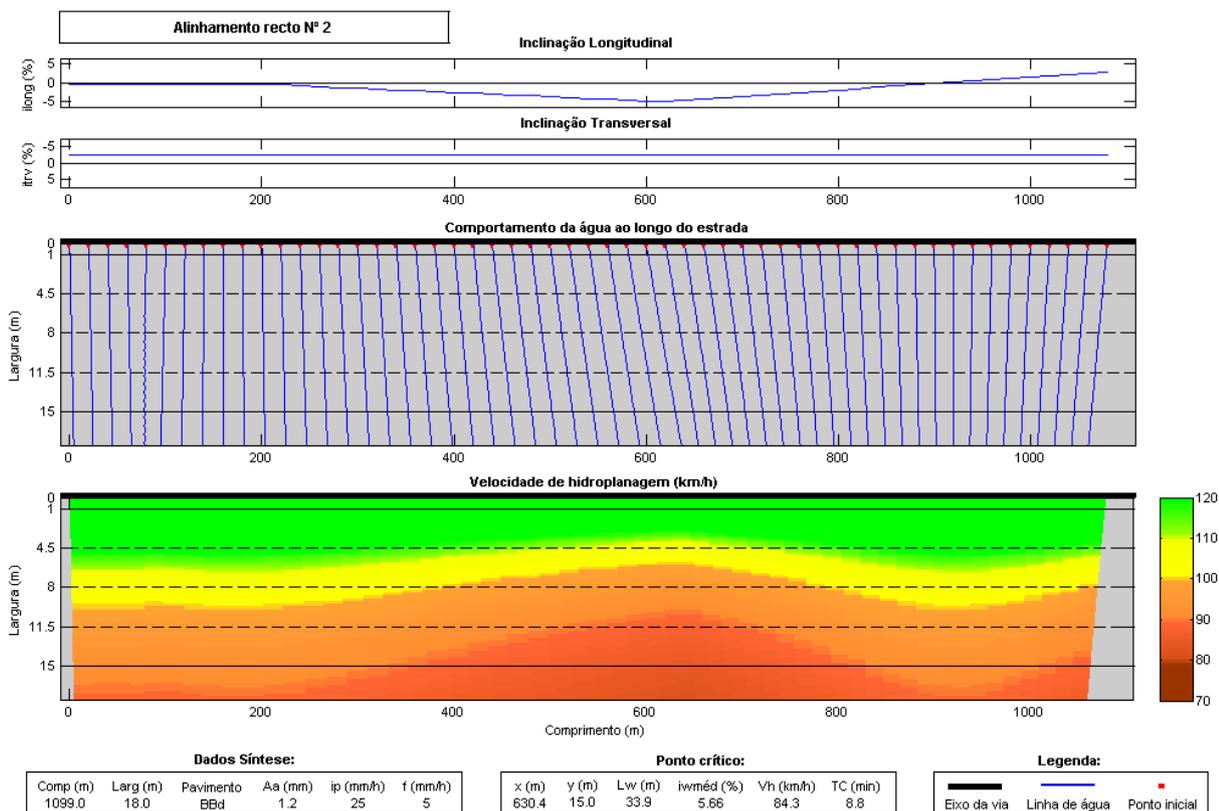


Figura 5.4 - Resultados obtidos para o alinhamento recto nº 2.

Analisando o comportamento das linhas de água verifica-se que perante inclinações longitudinais próximas de zero as mesmas desenvolvem-se praticamente na perpendicular com o eixo da via, com o aumento da inclinação longitudinal verifica-se uma variação da trajectória da linha de água de acordo com o sentido de escoamento. As linhas de água variam de 15 m até 33,9 m.

Analisando o gráfico da velocidade de hidroplanagem, constata-se a existência de uma zona central onde o risco de hidroplanagem é bastante elevado, zona preenchida a vermelho claro representativa de  $V_h$  compreendida entre os 80 e os 90 km/h, apresentando o ponto crítico aos 630,4 m e na via de extradorso com a velocidade de 84,3 km/h.

É de salientar na Figura 5.4 a importância da inclinação longitudinal no resultado da velocidade de hidroplanagem, a zona de maior inclinação longitudinal corresponde à zona crítica de hidroplanagem e a zona de menor inclinação longitudinal corresponde a zona de menor risco como se pode verificar nos primeiros 200 m da estrada e na zona dos 900 m.

Note-se que na zona do ponto crítico ocorre hidroplanagem abaixo dos 100 km/h logo a partir da segunda via, e no final da terceira via em diante a hidroplanagem inicia-se abaixo dos 80 km (zona a vermelho claro) revelando-se uma zona de elevado risco para o utente. É de realçar também que a partir da terceira via o risco de hidroplanagem está presente em quase toda a estrada, sendo fundamental proceder à introdução de medidas mitigadoras.

### 5.2.3.4 Curvas circulares

Para a análise das curvas circulares optou-se por duas curvas à direita e duas curvas à esquerda, obtendo-se os resultados apresentados no Quadro 5.5. A partir do quadro conclui-se que a curva circular mais gravosa é a nº 3 e a menos gravosa a nº 7, respectivamente 94,2 km/h e 95,8 km/h. Constatou-se que a diferença dos resultados face aos restantes exemplos é pouco significativa, devendo avaliar-se a área afectada pelo risco de hidroplanagem.

Quadro 5.5 - Resultados obtidos para os casos analisados em curvas circulares.

Curva Circular									
Nº	Directriz	Maior linha de água		Ponto Crítico					
		Lw (m)	iw (%)	x (m)	y (m)	Lw (m)	iw (m)	Vh (km/h)	TC (min)
3	Direita	18,6	6,82	304,0	15,0	18,6	6,82	94,2	7,0
6	Esquerda	19,5	8,05	-9,6	1,0	19,5	8,05	94,3	6,9
7	Direita	18,4	8,57	389,4	15,0	18,4	8,57	95,8	6,7
8	Esquerda	19,2	7,92	689,0	1,0	19,2	7,92	94,5	6,9

A CC nº 3 apresenta o ponto crítico mais gravoso pelo facto da sua inclinação transversal ser inferior aos restantes exemplos, respectivamente 5 % contra 7 % em módulo, caso contrário obtinha-se valores próximos à curva circular nº 7. Portanto, fase a esta observação teríamos as curvas circulares à esquerda com os pontos críticos mais gravosos e as curvas circulares à direita com os pontos críticos menos gravosos. Estes resultados estão relacionados com a contribuição das bermas, isto é, a representação gráfica permitiu identificar que nas curvas à esquerda o risco de hidroplanagem é maior quando comparado com as curvas à direita, devido à largura da berma do extradorso ser superior à berma do intradorso.

Para que a análise ficasse completa, procedeu-se à verificação das áreas afectadas pelo risco de hidroplanagem nas respectivas curvas circulares, deste modo apresenta-se a Figura 5.5 que representa a curva circular nº 3 à direita e a Figura 5.6 que representa a curva circular nº 8 à esquerda.

De entre os dois casos verifica-se que apesar da curva circular nº 3 apresentar o ponto mais crítico, não apresenta a maior área de risco de hidroplanagem, devendo considerar-se a curva circular nº 8 a situação mais preocupante, isto é, na curva circular nº 3 o risco de hidroplanagem abaixo dos 100 km/h (zona a laranja) não abrange a totalidade da via do extradorso e apenas apanha ligeiramente a via adjacente entre os 300 e os 400 m. Por outro lado a curva circular nº 8 apresenta risco de hidroplanagem em toda a via do intradorso exceptuando entre os 300 e os 400 m, assim como abrange uma parte da via adjacente na parte inicial do troço e a partir dos 600 m. Se a curva circular nº 3 tivesse uma inclinação transversal semelhante à da CC nº 8, esta diferença seria mais expressiva como se pode constatar no exemplo da curva circular nº 7 (ANEXO D.4).

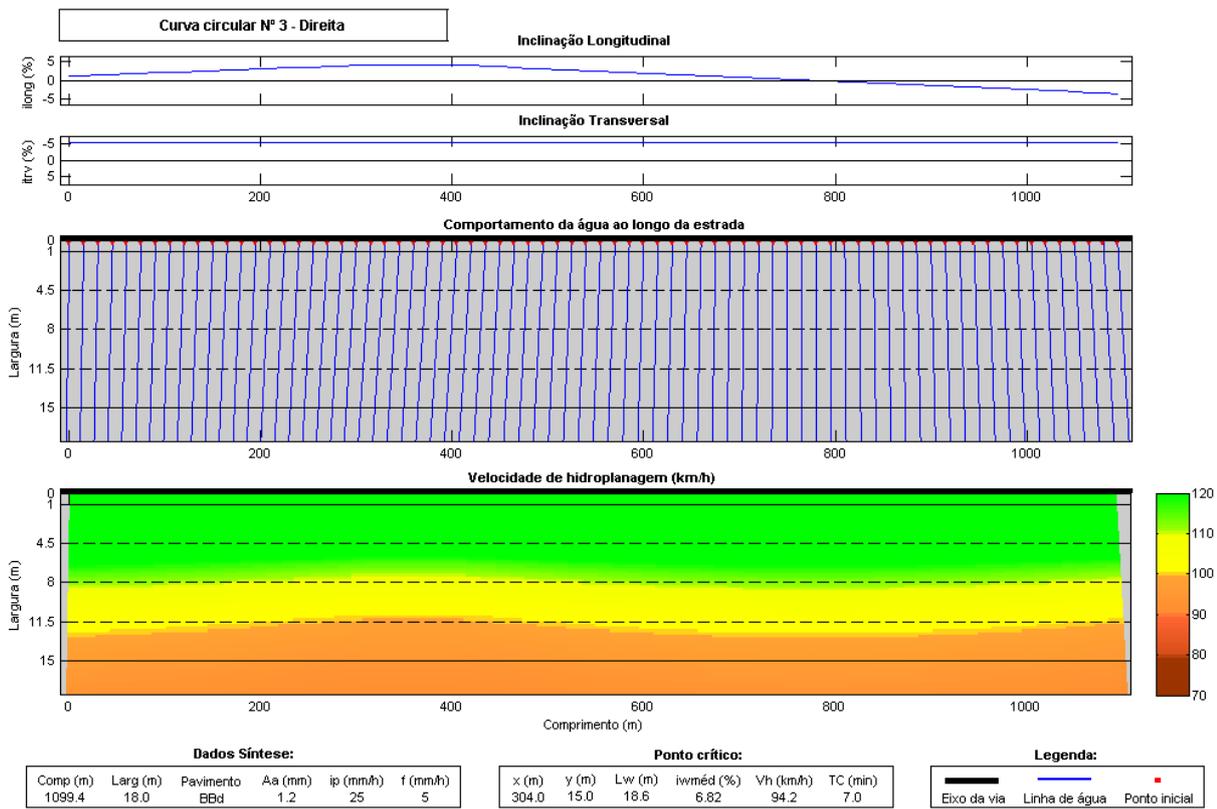


Figura 5.5 - Resultados obtidos para a curva circular nº 3.

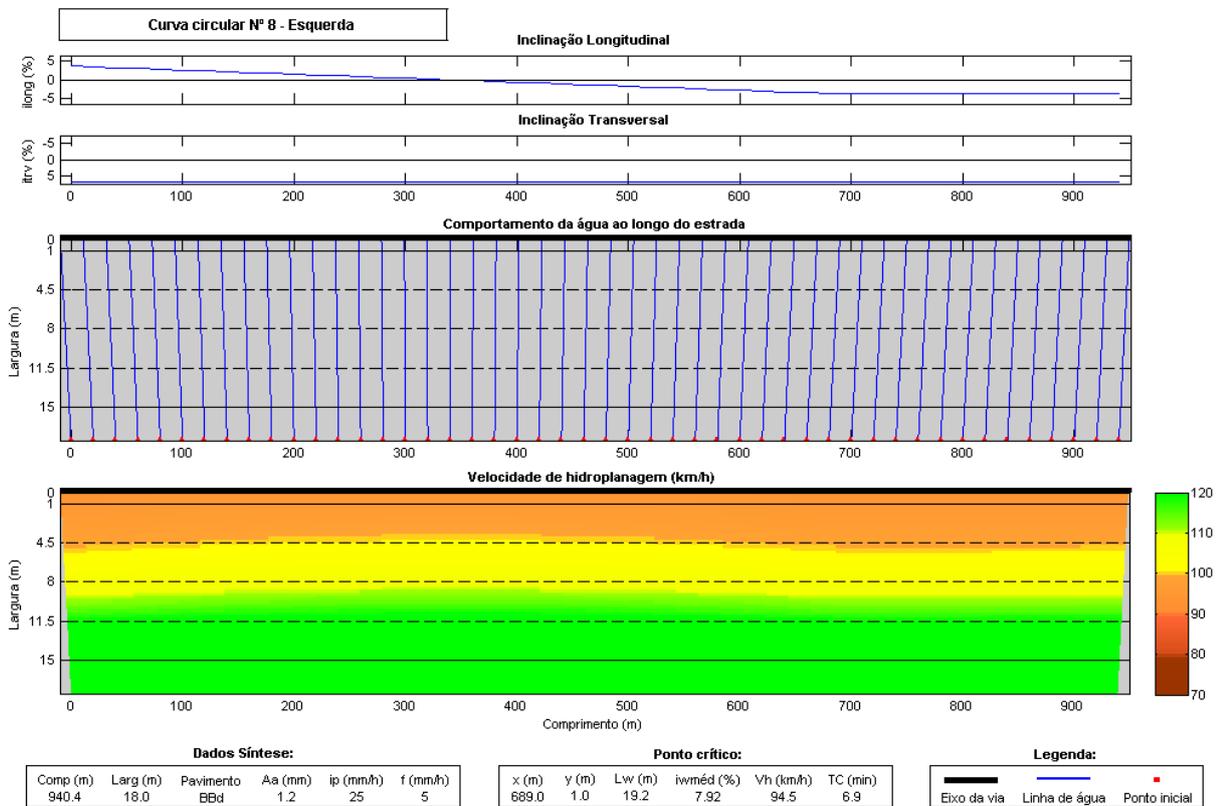


Figura 5.6 - Resultados obtidos para a curva circular nº 8.

A Figura 5.5 representa uma curva circular à direita, deste modo o ponto inicial da linha de água parte do eixo da via e chega à primeira via da faixa de rodagem, na situação mais favorável já com um metro de linha de água. Caso se analise uma curva circular à esquerda (Figura 5.6) o ponto inicial da linha de água já se encontra no extradorso da via e a linha de água chega à primeira via já com um comprimento de linha de água de três metros. Esta diferença de dois metros é suficiente para o risco de hidroplanagem abranger mais uma via da faixa de rodagem. Numa situação mais desfavorável este valor poderá aumentar significativamente e abranger mais que uma via.

De acordo com o exposto no capítulo 2.5.3.5.1 seria espectável que as curvas circulares apresentassem reduzido risco de hidroplanagem, e através destes exemplos é possível comprovar isso mesmo. A forte inclinação transversal contribui para que a linha de água seja encaminhada para a berma mais cedo do que em alinhamento recto e que por sua vez reduz a influência da inclinação longitudinal.

Fazendo-se uma comparação mais rigorosa, verifica-se na curva circular nº 7 que perante uma inclinação longitudinal muito forte (5 %) o risco de hidroplanagem apenas esta presente na via do extradorso e para valores relativamente próximos dos 100 km/h. Comparando com uma situação idêntica mas em alinhamento recto (AR nº 2 da Figura 5.4), verifica-se que o risco de hidroplanagem está presente em três vias e para valores de velocidade da ordem dos 85 km/h.

### 5.2.3.5 Zona de disfarce de sobrelevação

Os resultados obtidos para as zonas de disfarce de sobrelevação em análise são apresentados no Quadro 5.6. Dos resultados apresentados destacam-se a ZSe nº 1 e 4 pelo menor risco de hidroplanagem e as ZSe nº 7, 8 e 9 pelo maior risco de hidroplanagem.

Quadro 5.6 - Resultados obtidos para os casos analisados em zonas de disfarce de sobrelevação.

Zona de disfarce de sobrelevação									
Nº	Clotóide	Maior linha de água		Ponto Crítico					
		Lw (m)	iw (%)	x (m)	y (m)	Lw (m)	iw (m)	Vh (km/h)	TC (min)
1	Entrada	22,0	0,64	38,4	15,0	22,0	0,64	80,6	9,7
4	Saída	23,3	0,69	104,1	15,0	23,3	0,69	80,2	9,8
7	Entrada	86,9	5,29	86,1	7,4	61,8	5,28	77,1	10,9
8	Saída	80,8	4,33	114,5	11,6	59,1	4,62	77,1	10,9
9	Entrada	89,8	4,87	142,5	4,5	60,1	4,86	77,1	10,9

Mais uma vez verifica-se que perante inclinações longitudinais elevadas o risco de hidroplanagem aumenta, como se pode constatar na diferença da Vh entre as ZSe nº 1 e 4 com inclinações longitudinais inferiores a 1,0 %, e as ZSe nº 7, 8 e 9 com inclinações longitudinais superiores a 3,5 %.

Constata-se também a existência de uma diferença bastante elevada nos comprimentos das linhas de água, cerca de quatro vezes, que após o cálculo final traduzem-se em velocidades de hidroplanagem relativamente próximas. Esta variação deve-se às inclinações médias da linha de água nas ZSe nº 1 e 2 serem bastante baixas comparativamente às restantes ZSe.

Note-se que nos gráficos da velocidade de hidroplanagem (ANEXO D.5) verifica-se algumas zonas a vermelho escuro representativas de velocidade de hidroplanagem entre os 70 e os 80 km/h, que ao longo do comprimento da linha de água passam a vermelho mais claro representativo de velocidade entre os 80 e os 90 km/h. Apesar de esta alteração não parecer coerente, ela está relacionada com a alteração da expressão de cálculo para espessuras de lâmina de água superiores a 2,413 mm, já justificada no início deste capítulo. Este facto é também responsável pela obtenção da velocidade crítica de hidroplanagem igual a 77,1 km/h nos pontos críticos das ZSe nº 7, 8 e 9, assim como o maior comprimento da linha de água não corresponder ao ponto crítico do troço em análise.

Portanto, para se identificar a zona onde o risco é maior de entre as ZSe nº 7, 8 e 9 é necessário identificar no gráfico de cores qual apresenta uma área de risco de hidroplanagem superior. Considerando a área afectada pelo intervalo de 80 a 100 km/h conclui-se que a ZSe nº 9 é a situação mais gravosa, pois afecta um maior número de vias bem como uma maior extensão do troço em análise, destacando-se a existência de hidroplanagem para velocidades inferiores a 90 km/h ao longo de 120 m. A ZSe nº 8 revela-se a situação menos gravosa.

De seguida apresenta-se dois exemplos, o da Figura 5.7 representa uma ZSe de fraca inclinação longitudinal (inferior a 1,0 %) que corresponde à ZSe nº 1 e o exemplo da Figura 5.8 que representa uma ZSe de elevada inclinação longitudinal (superior a 5,0 %) que corresponde à ZSe nº 9. Os dois casos referem-se a clotóides de entrada, sendo a primeira iniciada por um alinhamento recto e a segunda por uma clotóide de transição da respectiva curva contra curva.

Tratando-se de uma zona de disfarce de sobrelevação, os pontos de partida da linha de água não estarão todos no mesmo eixo devido à inversão da inclinação transversal. Numa clotóide de entrada as zonas de maior cota encontram-se no eixo da via até à zona de inversão, passando para o extradorso da via até ao final do troço. Numa clotóide de saída os pontos de partida da linha de água situam-se no lado oposto.

Analisando o comportamento da água ao longo da estrada, conclui-se que a influência da zona de inversão da inclinação transversal para o caso da Figura 5.7 (inclinação longitudinal fraca) revela-se menos penalizadora comparativamente com o caso da Figura 5.8 (inclinação longitudinal forte).

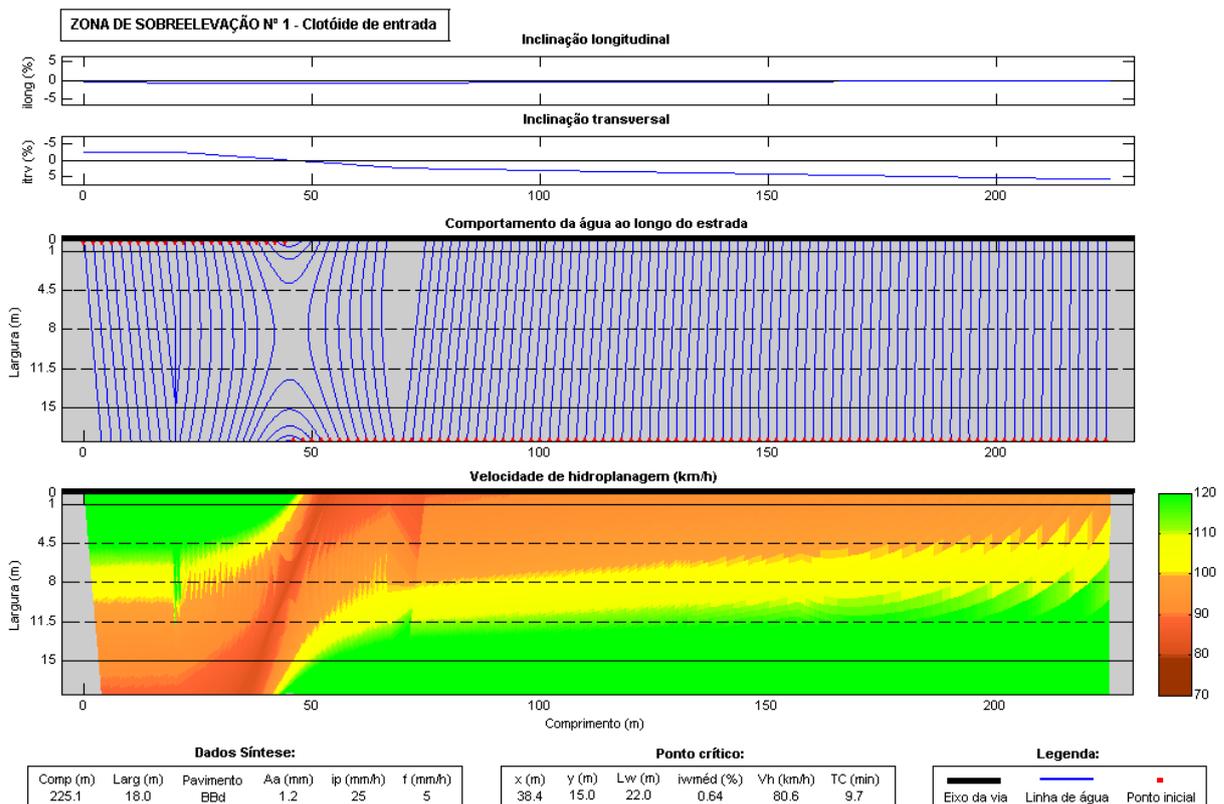


Figura 5.7 - Resultados obtidos para a zona de sobrelevação nº 1.

Na Figura 5.7 é possível constatar que na zona de inversão da inclinação transversal, perante uma fraca inclinação longitudinal do eixo da via e devido à inclinação secundária do disfarce de sobrelevação, a inclinação longitudinal ao longo da largura da faixa de rodagem poderá variar de tal forma que a partir de um determinado ponto poderá ter escoamentos com sentidos opostos. Entre os 25 e os 75 m verifica-se que inicialmente a inclinação longitudinal é negativa, posteriormente por volta dos oito metros passa a zero e até ao final permanece positiva. Esta particularidade não se verifica em todos os casos, terá de se conjugar uma inclinação longitudinal baixa com sinais contrários à inclinação secundária obtida da clotóide de entrada ou de saída.

No gráfico da velocidade verifica-se que o risco de hidroplanagem antes da zona de inclinação transversal nula abrange via e meia (zona a laranja) do extradorso, e com a inversão da inclinação transversal (entre os 25 e os 75 m) o risco de hidroplanagem aumenta e ao longo do comprimento vai atravessando todas as vias em direcção ao intradorso, acabando por afectar apenas duas vias. A partir dos 75 m o risco vai reduzindo até ao final do troço para uma via da faixa de rodagem.

Da Figura 5.8 pode-se concluir que a inversão da inclinação transversal penaliza gravemente os casos de inclinações longitudinais fortes, fazendo com que as linhas de água que atravessam toda a faixa de rodagem em vez de saírem pela berma reentrem na via, aumentado para cerca do dobro o comprimento das mesmas. O gráfico permitiu também verificar que as linhas de água que se iniciam no intervalo dos 50 m da inversão da inclinação transversal, não são as únicas que voltam a entrar na via, sendo na maioria dos casos as linhas de água

provenientes das clotóides de transição que formam as maiores linhas de água e consequentemente as zonas de maior risco de hidroplanagem.

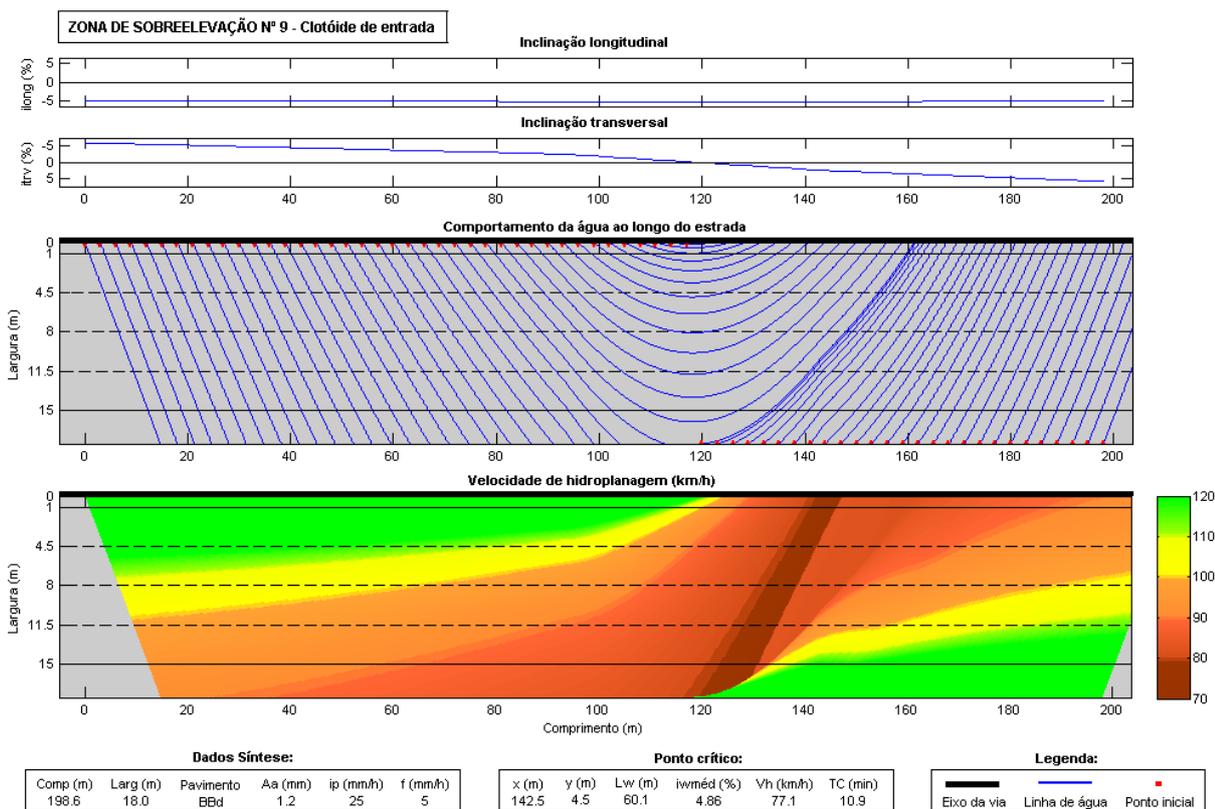


Figura 5.8 - Resultados obtidos para a zona de sobrelevação n° 9.

Em termos de risco de hidroplanagem, inicialmente abrange praticamente só uma via do extradorso, aumentando progressivamente até abranger a totalidade da faixa de rodagem, numa extensão de 15 m (entre os 120 e os 135 m). Posteriormente a área afectada vai reduzindo até cerca de duas vias do intradorso. Verifica-se uma grande área do troço afectada por velocidades de início de hidroplanagem entre os 80 e os 90 km/h (zona a vermelho claro), estendo-se ao longo de 120 m. Salienta-se também a existência de uma faixa de elevado risco de hidroplanagem representativa de velocidades inferiores a 80 km/h (zona a vermelho escuro), que atravessa todas as vias entre os 120 e os 140 m. De todos os casos estudados para esta estrada esta é a zona do traçado onde o risco de hidroplanagem é mais elevado.

Com inclinações longitudinais reduzidas a zona de maior risco concentra-se no ponto de inclinação transversal nula, no entanto, perante inclinações longitudinais fortes verifica-se que a zona de maior risco de hidroplanagem (inferior a 90 km/h) estende-se ao longo do disfarce de sobrelevação.

Note-se que no gráfico da velocidade de hidroplanagem da Figura 5.7, verifica-se alguma irregularidade nos resultados principalmente na parte final do troço, esta situação deve-se à relação entre o incremento longitudinal introduzido no programa e a inclinação longitudinal do eixo da via, isto é, perante inclinações longitudinais baixas é necessário introduzir incrementos inferiores 0,025 m não tendo sido possível devido ao elevado volume de cálculo.

### 5.2.3.6 Considerações gerais

A intensidade de precipitação de 25 mm/h considerada para este projecto poderá ocorrer 2, 3 ou 4 vezes por ano num período de 20 minutos, assim após verificar-se que os tempos de concentração obtidos na análise do projecto se encontram entre os 6,7 a 10,9 min, estamos em condições de afirmar que todas as linhas de água formadas por esta precipitação provocarão hidroplanagem.

Tendo-se verificado ocorrência de hidroplanagem na totalidade da estrada, torna-se imperativo perceber-se a partir de que intensidade de precipitação o risco é evidente, deste modo será apresentado graficamente para cada tipo de elemento do traçado, as intensidades de precipitação a partir da qual ocorre hidroplanagem.

Para se perceber a gravidade do problema foram escolhidos os comprimentos de linha de água e respectivas inclinações médias mais favoráveis dos resultados obtidos no capítulo anterior para cada elemento do traçado e a partir dos seus dados apresenta-se a Figura 5.9 que relaciona a velocidade crítica de hidroplanagem com a intensidade de precipitação.

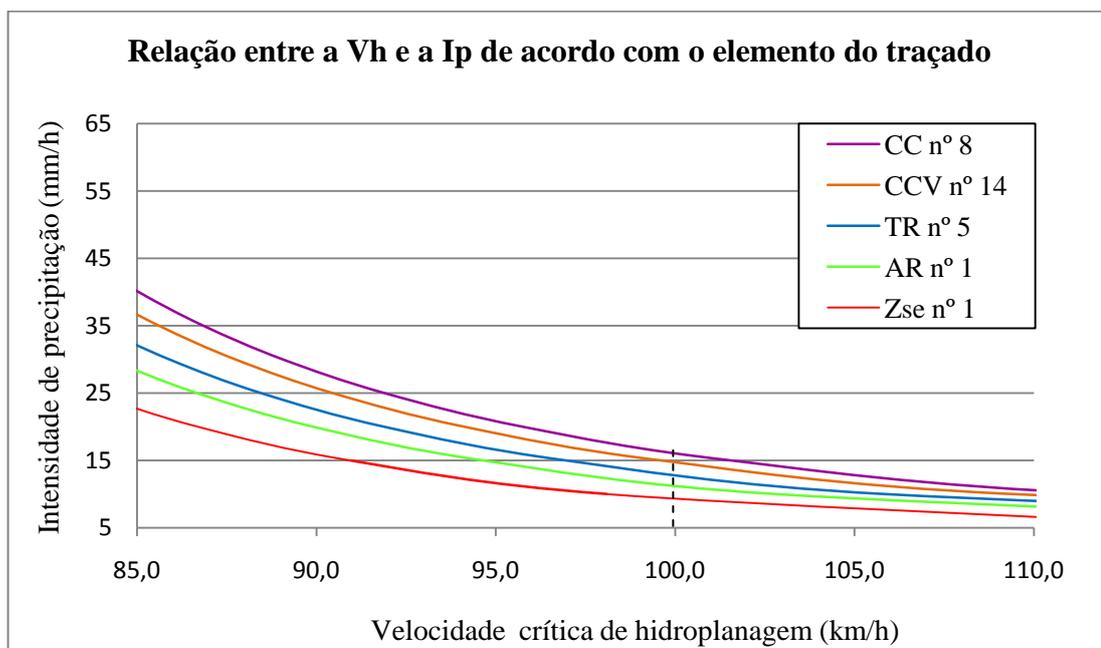


Figura 5.9 - Caso de estudo: relação entre a  $V_h$  e a  $I_p$  de acordo com o elemento do traçado.

Através da Figura 5.9 conclui-se que as curvas circulares são as zonas onde o risco de hidroplanagem é mais reduzido, surgindo para intensidades de precipitação superiores a 16,5 mm/h. A situação mais penalizadora refere-se às zonas de disfarce de sobrelevação verificando-se a ocorrência de hidroplanagem acima dos 9 mm/h.

Na escolha dos parâmetros base do projecto determinou-se que a intensidade de precipitação a considerar para uma análise limite do risco de hidroplanagem é de 64,3 mm/h. Deste modo a Figura 5.10 apresenta a análise do risco de hidroplanagem para a ZSe nº 9 para a respectiva intensidade de precipitação.

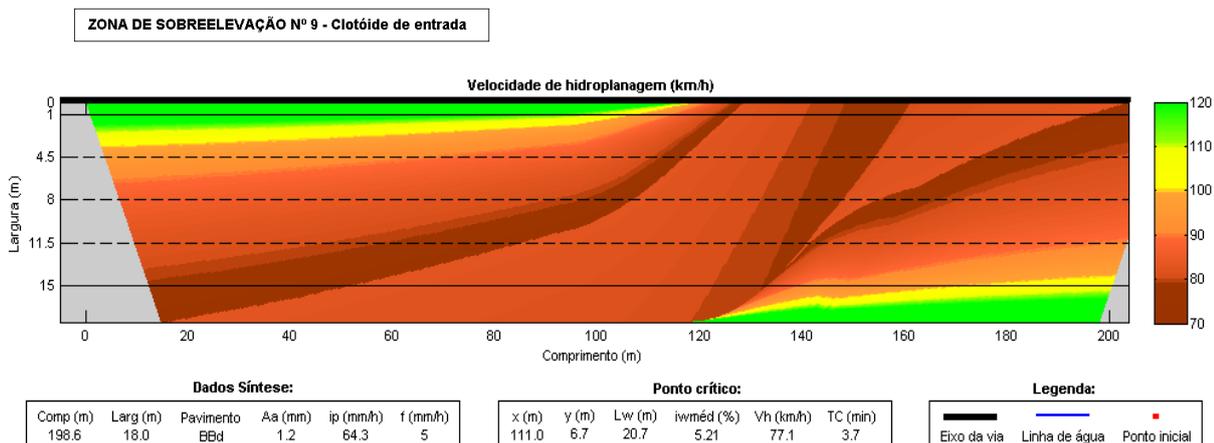


Figura 5.10 - Análise do risco de hidroplanagem na ZSe n° 9, com  $ip = 64,3$  mm/h.

Como seria de esperar quase a totalidade da faixa de rodagem apresenta sérios riscos de hidroplanagem, verifica-se uma grande área onde a hidroplanagem se inicia abaixo dos 90 km/h. Perante uma intensidade de precipitação tão elevada, só o bom senso do condutor poderá evitar hidroplanagem com a redução da velocidade.

### 5.2.4 Propostas de melhorias

De acordo com as medidas mitigadoras já expostas no capítulo 3, de seguida apresentar-se-á propostas para cada elemento do traçado.

Na análise anterior identificou-se o alinhamento recto n° 2 como sendo o mais gravoso e deste modo apresenta-se dois exemplos de medidas que poderiam reduzir o risco de hidroplanagem. A primeira medida passaria pela aplicação de betão betuminoso com  $Aa = 0,7$  mm, com os resultados apresentados na Figura 5.11.

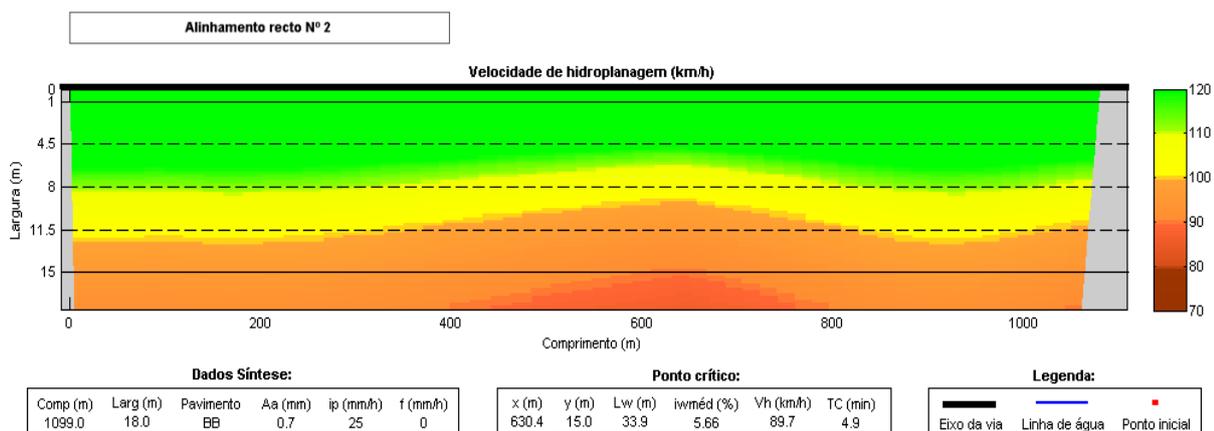


Figura 5.11 - Aplicação de betão betuminoso com  $Aa = 0,7$  mm no AR n° 2.

A segunda medida passaria pela aplicação de um betão betuminoso com elevada macrorugosidade ( $Aa = 1,2$  mm), com os resultados apresentados na Figura 5.12.

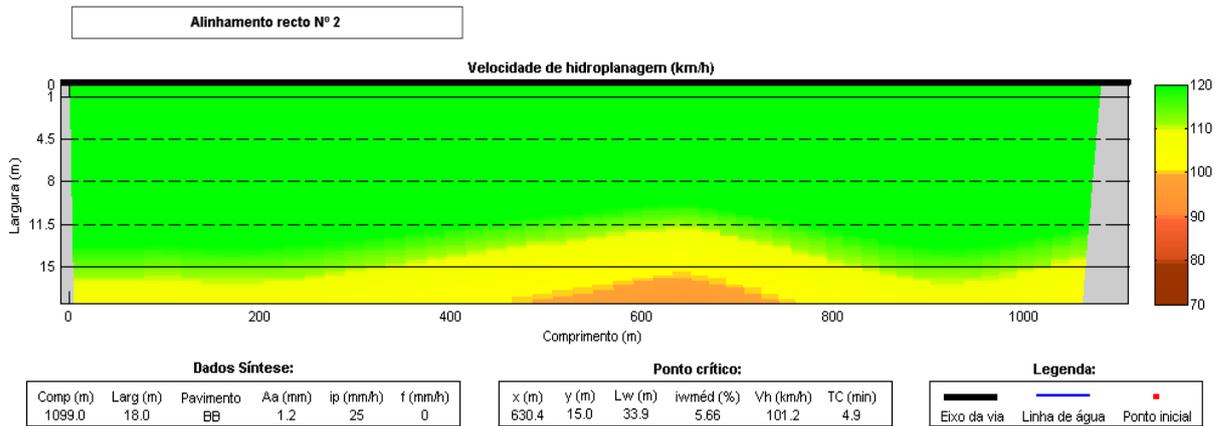


Figura 5.12 - Aplicação de betão betuminoso com  $Aa = 1,2$  mm no AR nº 2.

A primeira medida apresentada vem apenas mostrar que a aplicação de betão betuminoso drenante a longo prazo não é uma solução viável, visto que em comparação com o betão betuminoso com macrorugosidade de 0,7 m, mínimo imposto pelo caderno de encargos da EP, apresenta um aumento da velocidade de início de hidroplanagem de 5,5 km/h e consequente redução do número de vias afectadas. A segunda medida apresentada na Figura 5.12 revela-se eficaz na redução do risco de hidroplanagem, existindo actualmente várias hipóteses de pavimentos modificados capazes de garantir macrorugosidades de 1,2 mm.

Estas medidas apresentadas poderiam solucionar o problema da hidroplanagem para uma intensidade de precipitação de 25 mm/h, no entanto para intensidades superiores estas não se revelariam eficazes, devendo-se optar pela aplicação de drenos longitudinais entre a segunda e a terceira via, tal como apresentado no capítulo 3.3.1.

Para as curvas circulares um simples aumento de macrorugosidade do betão betuminoso drenante para 1,6 mm revela-se bastante eficaz, como se pode verificar na Figura 5.13 que apresenta a curva circular nº 8. Para uma intensidade de precipitação superior, o recurso a betão betuminoso com elevada macrorugosidade poderá ser a melhor solução.

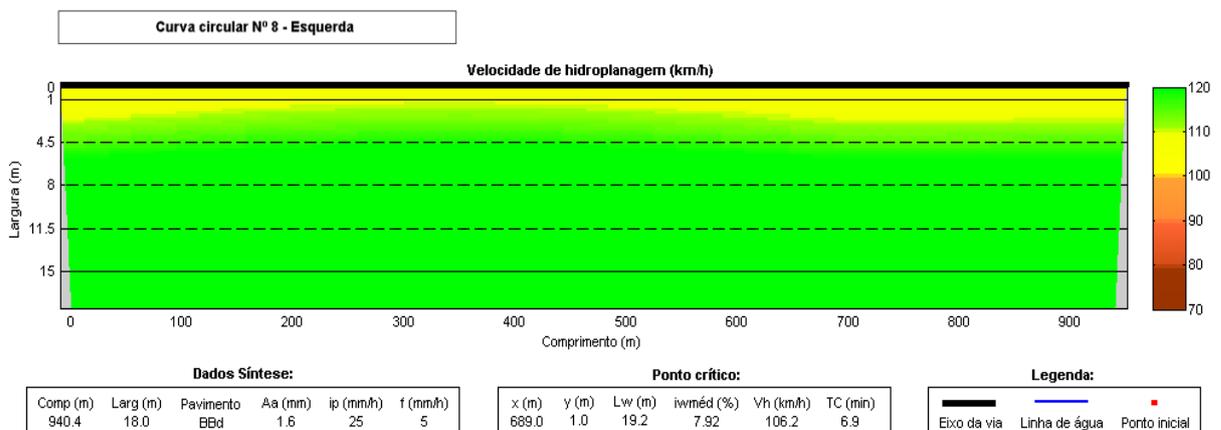


Figura 5.13 - Aumento da macrorugosidade do BBd para 1,6 mm.

Por fim, para a zona de disfarce de sobrelevação nº 7 apresenta-se a Figura 5.14 com a aplicação de betão betuminoso com  $Aa = 0.7$  mm. Mais uma vez pretende-se realçar que a simples aplicação de betão betuminoso no lugar de betão betuminoso drenante apresenta melhores resultados.

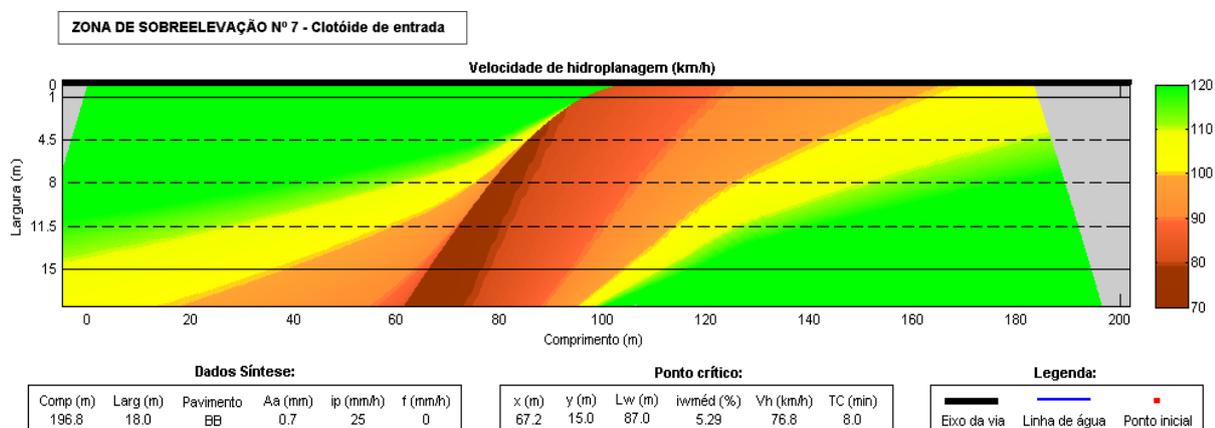


Figura 5.14 - Aplicação de betão betuminoso na zona de disfarce de sobrelevação.

A única medida capaz de minimizar o risco de hidroplanagem nas zonas de disfarce de sobrelevação é a aplicação de ranhuras no pavimento. A Figura 5.15 apresenta uma possível configuração para a aplicação das ranhuras na ZSe nº 7 que tenta abranger a zona com velocidade de hidroplanagem abaixo dos 90 km/h. Note-se que as ranhuras estão representadas numa extensão superior a 100 m o que implica um elevado número de ranhuras, na tentativa de reduzir o seu número poderia optar-se inicialmente por aplicar betão betuminoso reduzindo-se a área de risco de hidroplanagem e posteriormente efectuar-se as ranhuras na zona de risco.

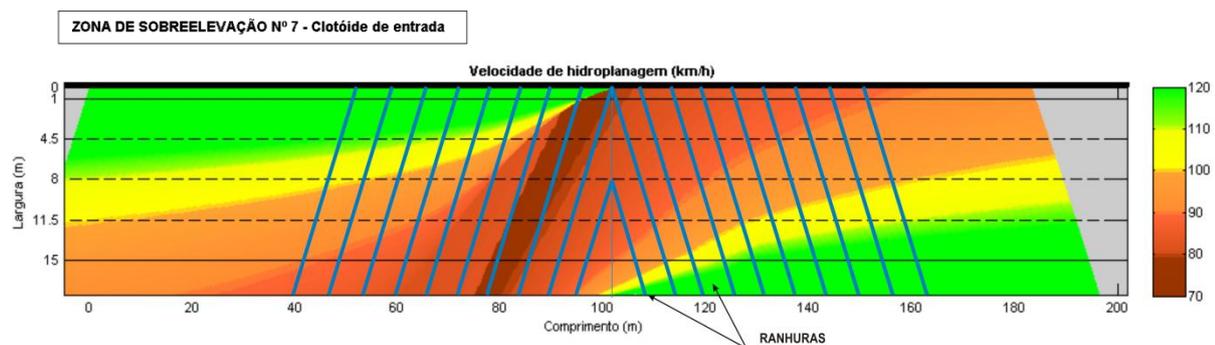


Figura 5.15 - Aplicação de ranhuras no pavimento em zonas de disfarce de sobrelevação.

### 5.3 Conclusão

Na análise do caso de estudo verificou-se que para uma intensidade de precipitação de 25 mm/h o risco de hidroplanagem abaixo dos 100 km/h está presente ao longo de toda a estrada, no entanto não está presente em todas as vias. Para uma análise limite do risco, quase a totalidade da faixa de rodagem apresenta sérios riscos de hidroplanagem. As zonas mais críticas são as zonas de disfarce de sobrelevação, seguindo-se as duas vias do extradorso dos

alinhamentos rectos, depois as vias do intradorso das curvas à esquerda e por fim a via do extradorso das curvas à direita.

Verifica-se que em qualquer segmento do traçado a inclinação longitudinal é responsável pelo aumento significativo do comprimento da linha de água e conseqüentemente do risco de hidroplanagem.

Conclui-se que as curvas circulares à esquerda são mais propícias à ocorrência de hidroplanagem, pelo facto da berma de extradorso ser mais larga comparativamente com a berma do intradorso e desta forma contribui para o aumento do comprimento da linha de água.

O pavimento drenante revela-se uma má opção a longo prazo devido aos seus problemas de colmatação dos poros, uma solução a ter em conta é a aplicação de betão betuminoso, reduzindo significativamente o risco de hidroplanagem em grande parte da estrada. Nas zonas de disfarce de sobrelevação só a execução de ranhuras no pavimento poderá minimizar o risco de hidroplanagem.

Conclui-se também que a utilização do programa para a análise do projecto foi fundamental para se obter resultados e compreender as zonas mais afectadas pela hidroplanagem num curto espaço de tempo, de outra forma seria muito difícil fazer uma análise gráfica como este programa permite.



## 6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 6.1 Conclusões

A conclusão primordial desta dissertação é que o risco de hidroplanagem está presente em grande parte das estradas portuguesas. Em estradas de duas vias o risco de hidroplanagem é praticamente inexistente, sendo evidente para estradas de vias múltiplas.

Da comparação efectuada entre as várias expressões de cálculo da espessura da lâmina de água ( $h$ ), foi possível verificar que a expressão de Anderson é a que melhor caracteriza o comportamento da água, pelo facto do recente estudo efectuar uma análise mais profunda dos factores que influenciam o escoamento da água para cada tipo de pavimento. Este estudo destaca-se com apresentação de uma expressão para a altura de água ( $h$ ) do betão betuminoso drenante. Assim no cálculo da velocidade crítica de hidroplanagem deve ser utilizada a expressão segundo Anderson.

No estudo da influência da temperatura da água na expressão de Anderson, constatou-se que a sua variação é pouco expressiva para o resultado da velocidade crítica de hidroplanagem. Pode-se considerar a temperatura de 10 °C, como um valor conservativo.

Concluiu-se que, se na escolha da intensidade de precipitação for tida em conta o estudo de Ivey é desaconselhada a utilização das distâncias de visibilidade de paragem da norma de traçado da EP, sendo as  $ip$  obtidas demasiado elevadas. Até à existência de um estudo que averigüe a veracidade destes resultados, deverão ser considerados os valores obtidos segundo a norma AASHTO.

Em alinhamentos rectos o risco de hidroplanagem acentua-se em estradas com mais de duas vias, aumentando o risco com o aumento da inclinação longitudinal. A zona de disfarce de sobrelevação é crítica devido à alteração do sentido de sobrelevação, com apenas duas vias a hidroplanagem inicia-se para velocidades muito baixas. Em curvas circulares o risco de hidroplanagem é mais baixo, devido à elevada inclinação transversal, sendo mais expressivo em estrada de quatro vias. Note-se que de todos os casos, o mais grave é o da zona de sobrelevação, devendo ser a primeira zona a sofrer alterações com vista à redução do risco.

Ao contrário do que seria de esperar, o pavimento drenante não é uma solução viável para combater o risco da hidroplanagem a longo prazo. Apesar de no início de vida este tipo de pavimento apresentar boa permeabilidade, com vantagens claras face aos outros tipos de pavimento, o mesmo não se verifica ao longo da vida útil do pavimento. O betão betuminoso drenante apresenta graves problemas de colmatação, ao fim de 5 anos os poros ficam totalmente preenchidos, e desta forma os resultados obtidos são francamente penalizadores como se pôde observar neste estudo. O elevado índice de vazios deste tipo de pavimento permite que grande parte da intensidade de precipitação escoe no interior do mesmo. No entanto, a sua elevada porosidade resulta em coeficientes de rugosidade elevados, tendo como consequência velocidades críticas de hidroplanagem mais baixas do que os restantes pavimentos.

No que respeita a medidas mitigadoras, pode-se concluir que como medida interventiva, nas zonas de disfarce de sobrelevação, a solução que melhores resultados oferece é a execução de ranhuras no pavimento. Em zonas de alinhamentos rectos a melhor solução a longo prazo é a aplicação do dreno longitudinal do tipo A, devendo ser introduzido entre a segunda e a terceira via no sentido do escoamento. Em curvas circulares aconselha-se o aumento da macrorugosidade. Como medida preventiva, propõem-se a aplicação de painéis de sinalização variável nas zonas de risco.

Os resultados obtidos com o programa desenvolvido permitiram facilitar o diagnóstico do risco de hidroplanagem, possibilitando perceber as zonas do traçado onde há maior risco de hidroplanagem, e de acordo com o comportamento da água poder-se actuar com as medidas mitigadores mais eficazes. Permite estudar segmentos de estradas superiores a um quilómetro tornando-se muito útil na análise global de um projecto de vários quilómetros. Esta aplicação poderá servir como ferramenta de análise na concepção de estradas novas ou de reabilitação de estradas existentes.

Na análise do caso de estudo concluiu-se que para uma intensidade de precipitação de 25 mm/h o risco de hidroplanagem abaixo dos 100 km/h está presente ao longo de toda a estrada, no entanto não está presente em todas as vias. Para uma análise limite do risco, quase a totalidade da faixa de rodagem apresenta sérios riscos de hidroplanagem. As zonas mais críticas são as zonas de disfarce de sobrelevação, seguindo-se os alinhamentos rectos e por fim as curvas circulares. Verifica-se que a inclinação longitudinal é responsável pelo aumento significativo do comprimento da linha de água e resultante em velocidades de hidroplanagem mais baixas. Conclui-se que as curvas circulares à esquerda são mais propícias à ocorrência de hidroplanagem, pelo facto da berma de extradorso ser mais larga comparativamente com a berma do intradorso e desta forma contribui para o aumento do comprimento da linha de água.

A utilização de betão betuminoso drenante do caso de estudo revela-se uma má opção a longo prazo devido aos seus problemas de colmatação dos poros, uma solução a ter em conta é a aplicação de betão betuminoso, reduzindo significativamente o risco de hidroplanagem. Nas zonas de disfarce de sobrelevação só a execução de ranhuras no pavimento revela-se eficaz.

## **6.2 Desenvolvimentos futuros**

De forma a continuar o estudo da hidroplanagem, apresenta-se de seguida propostas de desenvolvimentos futuros, organizadas por ordem decrescente de importância na óptica do autor:

- Efectuar um estudo que determine qual a velocidade máxima a que o condutor tende a circular, de acordo com as distâncias de visibilidade de paragem da norma de traçado da EP, e respectivas intensidades de precipitação. A sua importância prende-se com a escolha da intensidade de precipitação a considerar para um determinado tipo de estrada, o limite de  $ip$  pela qual deverá ser cumprida a segurança à hidroplanagem.

- Realizar um estudo detalhado das medidas mitigadoras, através de uma análise funcional e estrutural, com aplicação prática das soluções que demonstrem maior potencial. No caso das ranhuras no pavimento deve analisar-se qual a melhor relação entre a largura, a profundidade e o espaçamento, bem como a sua melhor orientação no pavimento de acordo com o escoamento e vibrações transmitidas ao veículo.
- Seria interessante efectuar-se uma análise da permeabilidade ao longo do período de vida dos pavimentos drenantes em Portugal, de forma a poder-se determinar qual o espaço temporal em que a velocidade crítica de hidroplanagem é inferior à do betão betuminoso e avaliar a viabilidade da sua aplicação. Esta análise não foi possível devido à falta de estudos representativos do estado actual dos pavimentos Portugueses.
- Efectuar uma análise da melhor conjugação de inclinações transversais e longitudinais de acordo com o elemento geométrico da directriz, de modo a fornecer recomendações aos projectistas que minimizem os riscos de hidroplanagem.
- Com o auxilio do programa fazer um levantamento das estradas em Portugal onde o risco de hidroplanagem é maior, aproveitando para se proceder a uma análise da macrorugosidade dos respectivos pavimentos.
- Ao longo deste estudo não foi identificada a influência das marcações rodoviárias no cálculo do comprimento da linha de água. No entanto devido a espessura mínima exigida, 1 a 3 mm, ser superior à espessura para a qual a hidroplanagem ocorre logo aos 80 km/h, seria interessante perceber quais seriam as alterações provocadas na trajectória da água assim como no cálculo do comprimento da linha de água.



## 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDERSON, D. *et al.* - *Improved Surface Drainage of Pavement, Final Report*. NCHRP - National Cooperative Highway Research Program. TRB - National Research Council, Washington, 1998.

ALVES, Teresa - *Metodologias de Auscultação de Pavimentos Rodoviários - Aplicação Prática do Radar de Prospecção e do Deflectómetro de Impacto*. Dissertação de mestrado em engenharia civil, IST - Instituto Superior Técnico, 2007.

BARREIRA, Miguel; Viana, Rita - *Caracterização Final dos Pavimentos - IC16/IC30 - Lote 3, Lanço Ranholas (IC19) / Linho (EN9)*. Mota-Engil, Consulstrada, Barreiro, Novembro 2009.

BRANCO, F. *et al.* - *Pavimentos Rodoviários*. Coimbra, Edições Almedina, 2006.

BRANDÃO, Cláudia; Rodrigues, Rui; Costa, Joaquim - *Análise de Fenómenos Extremos, Precipitações Intensas em Portugal Continental*. Direcção dos Serviços dos Recursos Hídricos, 2001.

CHESTERTON, John *et al.* - *The Use of the Gallaway Formula for Aquaplaning Evaluation in New Zealand*. Transportation and the Pursuit of Excellence, NZIHT & Transit NZ 8<sup>th</sup> Annual Conference, 2006.

COMFORT, G. - *Wet Runway Friction: Literature and Information Review*. Prepared for Transportation Development Centre, On behalf of Aerodrome Safety Branch Transport Canada, 2001.

DESPACHO DGV n.º 17/96, 22 de Maio 1996.

EP - *Caderno de Encargos Tipo Obra, 15.03 - Pavimentação, Métodos Construtivos*. Estradas de Portugal, 2009.

EP - *Telemática da Estradas de Portugal*, <http://telematica.estradasdeportugal.pt/pls/htmldb/f?p=105:1:2190857174824469::NO> (04/12/2010).

JAE - *Normas de Traçado*. Junta Autónoma de Estradas, 1994.

FRANÇA, A. - *A Comodidade e a Segurança como Critérios Condicionantes da Geometria de Traçado*, Tese de Doutoramento, FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1988.

FRANCISCO, Vanessa - *A Drenagem Superficial e o seu Impacto Funcional e Estrutural na Vida dos Pavimentos Rodoviário*. Dissertação de mestrado em engenharia civil - Perfil Vias de Comunicação, FEUP – Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, 2009.

HARRIGAN, Edward T. - *Proposed design Guidelines for Reducing Hydroplaning on New and Rehabilitated Pavements - Research Results Digest n°243*. National Cooperative Highways Research Program, Washington, September 1999.

HORNE, W. B.; Dreher, R. C. - *Phenomena of Pneumatic Tire Hydroplaning*. National Aeronautics and Space Administration. Langley Research Center, Langley Station, Washington, 1963, [http://ntrs.nasa.gov/archive/nasa/casi.ntrs.nasa.gov/19640000612\\_1964000612.pdf](http://ntrs.nasa.gov/archive/nasa/casi.ntrs.nasa.gov/19640000612_1964000612.pdf) (07/11/2010)

ISENRING, T., Koster, H., and Scazziga, I. - *Experiences With Porous Asphalt in Switzerland*. In Transportation Research Record 1265, TRB, National Research Council, Washington, DC pp. 41-53, 1990.

IVEY, D.L. *et al.* - *Rainfall and Visibility - The View From Behind the Wheel*. Research Report 135-3, Texas Transport Institute - Colege Station, Texas, 1975.

LENCASTRE, A. - *Hidraulica Geral*. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Armando Lencastre, 1996.

LENCASTRE, A.; Franco, F.M., - *Lições de Hidrologia*. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Fundação Armando Lencastre, 2003.

MENEZES, Miguel - *Estudo das Características de Superfície de Pavimentos Rodoviários para Análise da Segurança do Tráfego*. Dissertação de mestrado em engenharia civil, IST - Instituto Superior Técnico, 2008.

NLT - 327/88 - *Permeabilidad in situ de pavimentos drenantes con el permeámetro LCS*. Espanha, s/d.

NUNES, Hélio - Repsol. Informações relativas a custos de camadas de desgaste, enviado por correio electrónico a 11 de Janeiro de 2010 pelo Sr. Hélio Nunes, 2010.

MATLAB - R2009a - *The Language of Technical Computing*. The MatlabWorks, 2009.

OKANO, Toshihiko - *Hydroplaning Simulation using MSC.Dytran*. The Yokohama Rubber Co. Ltd, 2-1 Oiwake Hiratsuka Kanagawa, Japan, 2009.

OLIVEIRA, Carlos - *Estudo de Propriedades Mecânicas e Hidráulicas do Concreto Asfáltico Drenante*. Dissertação de Mestrado de Geotecnia, Universidade de Brasília, 2003.

PEDROSO, Vítor M. R. - *Manual dos Sistemas Prediais de Distribuição e Drenagem de Águas*. LNEC, 2000.

RIBEIRO, Jaime - *Análise do Comportamento de Camadas de Desgaste Drenantes com Materiais Graníticos*. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP - Faculdade de Engenharia Universidade do Porto, 1995.

FILHO, Oswaldo (2006) - *Características de Aderência de Revestimentos Asfálticos Aeroportuários – Estudo de Caso do Aeroporto Internacional de São Paulo/Congonhas*. Dissertação de Mestrado, ITA, São Paulo.

RANIERI, Vittorio - *Runoff Control in Porous Pavements*. Transportation Research Record 1789, Department of Highways and Transportation, Polytechnic University of Bari, Italy, 2002.

SALPICO, Francisco - *Estudo de Segurança Rodoviária, O Período Grave de Hidroplanagem nas Estradas Portuguesas – Formulação de Cálculo e Propostas para Resolução de Problemas*. OSEC – Observatório de segurança de Estradas e Cidades, 2009, <http://www.cril-segura.com/HIDROPLANAGEM.pdf> (15/09/2010).

SALPICO, Francisco - *Relatório Preliminar de Peritagem às Condições de Segurança Rodoviária da Auto-Estrada A8*. OSEC - Observatório de segurança de Estradas e Cidades, 2010, <http://static.publico.clix.pt/docs/local/relatoriopreliminara8osec23012010.pdf> (25/01/2011).

SANTOS, Adriana - *Estudo da Eficácia na Redução de Ruído de Tráfego em Pavimentos Drenantes*. Tese de Mestrado em Engenharia Rodoviária, Universidade do Minho, 2003.

SANTOS, Edimar - *Análise Histórica de Medição de Atrito das Pistas do Aeroporto Santos Dumont – RJ*. Instituto tecnológico de aeronáutica, Divisão de Infra-Estrutura Aeronáutica, Tese de Graduação, Brasil, 2004.

SILVA, João - *Aderência Pneu-Pavimento em Revestimentos Asfálticos Aeroportuários*. Dissertação de Mestrado em Geotécnica, Universidade de Brasília Faculdade de Tecnologia, 2008.

STANARD, Christina; *et al* - *State of the Practice: Permeable Friction Courses*. Center for Transportation Research, The University of Texas at Austin, Austin, 2007.

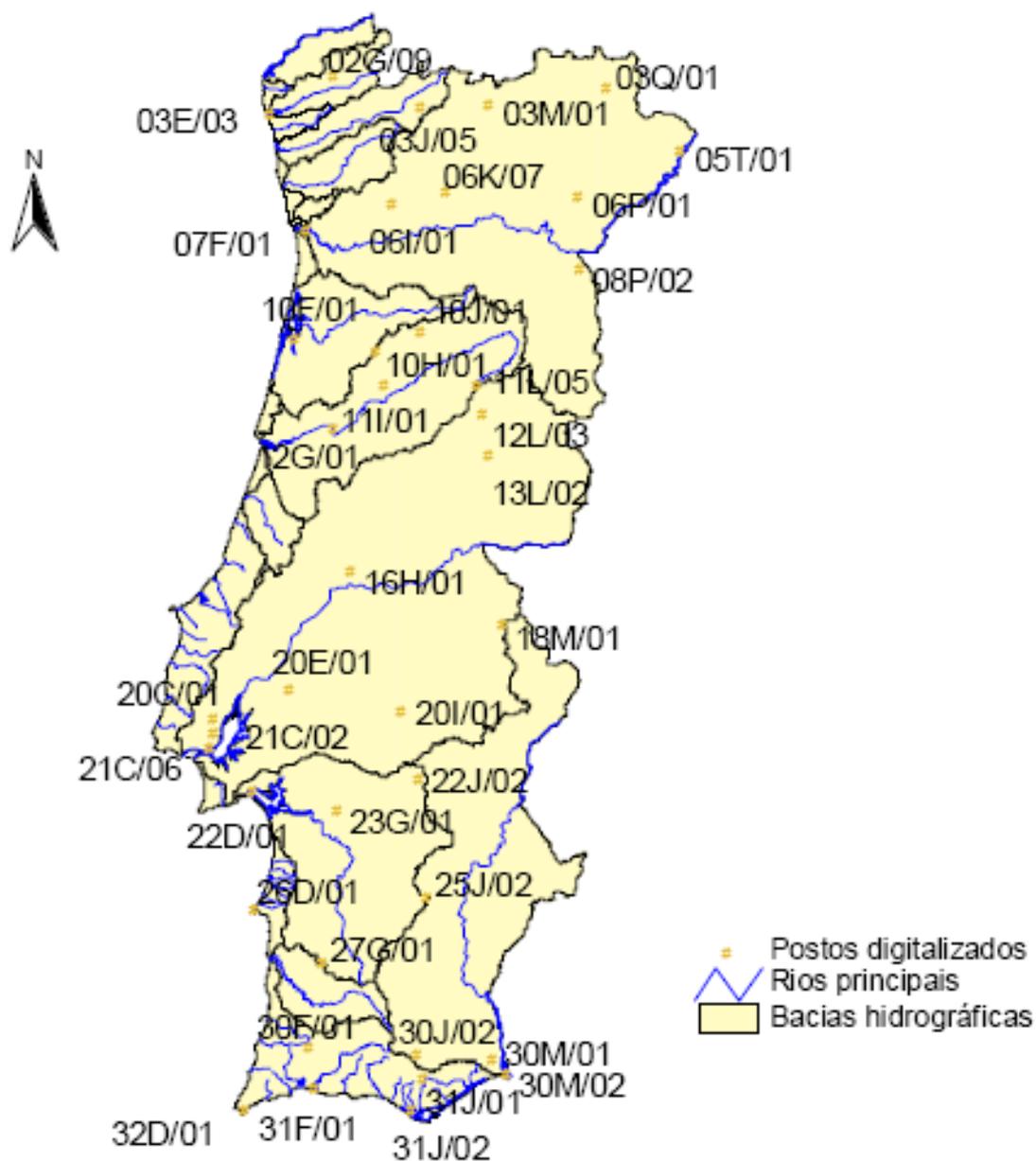


## 8. ANEXOS



**ANEXO A** - Localização dos postos udrográficos pertencente à rede nacional, para análise de precipitações intensas (Brandão, 2001).

**CURVAS INTENSIDADE-DURAÇÃO-FREQUÊNCIA (IDF)**



## ANEXO B - Parâmetros das curvas IDF (Brandão, 2001).

2 – Parâmetros das curvas IDF do primeiro trecho (válida entre as duração 5 e 30 min).

Códigos	Parâmetros de retorno (anos)																																															
	2						5						10						20						50						100						500						1000					
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b												
02G/09	368.70	-0.697	487.77	-0.674	567.07	-0.665	643.30	-0.659	742.13	-0.652	816.26	-0.649	967.73	-0.643	1061.50	-0.641																																
03J/05																																																
03Q/01																																																
05T/01	146.70	-0.539	179.44	-0.483	202.44	-0.461	224.96	-0.446	254.50	-0.431	276.82	-0.423	328.76	-0.409	361.19	-0.405																																
Vila Real																																																
06K/07																																																
03M/01	148.96	-0.595	217.29	-0.596	262.48	-0.600	305.82	-0.603	361.90	-0.605	403.91	-0.607	500.99	-0.609	542.72	-0.610																																
06I/01																																																
06P/01																																																
08P/02																																																
03E/03	202.49	-0.525	286.54	-0.512	342.32	-0.508	395.86	-0.504	465.21	-0.502	517.19	-0.500	637.36	-0.497	689.03	-0.496																																
07F/01	168.74	-0.529	213.70	-0.530	243.44	-0.531	271.90	-0.531	308.88	-0.531	336.53	-0.531	400.43	-0.532	427.90	-0.532																																
10J/01																																																
10H/01	142.94	-0.457	179.08	-0.445	203.10	-0.439	226.18	-0.435	256.08	-0.431	278.50	-0.429	330.37	-0.425	362.67	-0.423																																
11J/01	178.77	-0.549	272.05	-0.575	333.98	-0.595	393.45	-0.592	470.50	-0.599	528.26	-0.602	661.80	-0.609	719.22	-0.611																																
11L/05	163.11	-0.514	242.78	-0.518	295.51	-0.519	346.09	-0.520	411.56	-0.521	480.62	-0.522	573.97	-0.522	622.71	-0.523																																
12L/03	159.10	-0.527	215.00	-0.540	252.06	-0.546	287.63	-0.550	333.69	-0.554	368.22	-0.556	448.04	-0.561	482.36	-0.562																																
12G/01																																																
13L/02	219.65	-0.530	282.71	-0.514	324.66	-0.507	364.95	-0.503	417.19	-0.498	456.36	-0.495	546.97	-0.490	585.94	-0.489																																
21C/06	176.46	-0.529	214.32	-0.499	239.69	-0.486	284.16	-0.477	295.96	-0.467	319.86	-0.461	375.21	-0.451	399.04	-0.447																																
21C/02	187.70	-0.516	294.15	-0.555	365.58	-0.571	434.48	-0.581	524.03	-0.592	591.31	-0.598	747.18	-0.608	814.30	-0.611																																
20C/01	164.68	-0.545	236.96	-0.557	284.64	-0.561	330.31	-0.565	389.37	-0.567	433.58	-0.569	535.70	-0.572	579.68	-0.573																																
22D/01																																																
16H/01																																																
18M/01	155.34	-0.498	189.67	-0.455	213.08	-0.437	235.80	-0.424	265.45	-0.411	287.78	-0.404	339.63	-0.392	361.99	-0.387																																
20E/01																																																
20M/01	155.93	-0.532	239.17	-0.563	294.68	-0.575	348.08	-0.584	417.36	-0.592	469.35	-0.597	589.64	-0.605	641.40	-0.607																																
22J/02	197.78	-0.534	228.45	-0.474	250.35	-0.449	271.98	-0.430	300.48	-0.412	322.13	-0.401	372.70	-0.383	394.60	-0.377																																
25J/02	163.46	-0.511	199.75	-0.478	224.26	-0.464	247.97	-0.454	278.84	-0.444	302.07	-0.438	355.92	-0.427	379.12	-0.424																																
23G/01																																																
26D/01	169.86	-0.536	233.04	-0.546	274.92	-0.550	315.12	-0.553	367.17	-0.556	406.19	-0.558	496.38	-0.561	535.16	-0.562																																
27G/01	162.92	-0.483	208.66	-0.432	240.08	-0.413	270.59	-0.399	310.41	-0.387	340.39	-0.380	409.97	-0.369	439.96	-0.365																																
30J/02																																																
31J/01																																																
30M/01																																																
31F/01	143.24	-0.516	209.85	-0.544	254.08	-0.555	296.56	-0.563	351.59	-0.571	392.85	-0.575	488.25	-0.582	529.28	-0.585																																
30F/01	231.97	-0.549	274.93	-0.479	306.29	-0.452	337.36	-0.433	378.41	-0.415	409.57	-0.405	482.32	-0.387	513.81	-0.382																																
32D/01																																																
31J/02	199.45	-0.541	246.18	-0.483	278.56	-0.461	310.14	-0.446	351.44	-0.431	382.59	-0.422	454.99	-0.408	486.23	-0.403																																
30M/02	163.82	-0.479	204.99	-0.452	232.58	-0.440	259.17	-0.432	293.72	-0.424	319.66	-0.419	379.75	-0.410	405.61	-0.408																																

\* Digitalização não sistemática (DNS)

## ANEXO C - Dados do traçado do caso de estudo.

Trainel						
Nº	kmi	kmf	dist (m)	ilong (%)	itriv (%)	rasante
1	9466,2	9471,1	4,9	2,78	-2,5	Rampa
2	10107,3	10307,7	200,4	-1,80	-2,5	Declive
3	10362,4	10382,0	19,7	-1,86	-2,5	Declive
4	10472,7	10708,0	235,4	-1,77	-2,5	Declive
5	11041,8	11317,8	276,0	0,51	-2,5	Rampa
6	11544,9	11561,7	16,9	-0,32	-2,5	Declive
7	11614,9	11620,8	6,0	-0,85	-2,5	Declive
8	12029,5	12199,5	170,0	0,81	-2,5	Rampa
9	12230,8	12288,8	58,0	0,96	-2,5	Rampa
10	12311,5	12349,3	37,8	0,74	-2,5	Rampa
11	12425,7	12453,0	27,3	1,12	-2,5	Rampa
12	12521,0	12541,4	20,4	0,85	-2,5	Rampa
13	12865,6	12972,8	107,2	4,03	-2,5	Rampa
14	13678,6	13705,4	26,8	-3,82	-2,5	Declive
15	13923,9	13938,1	14,2	-0,51	-2,5	Declive
16	13962,0	14015,2	53,1	-0,59	-2,5	Declive
17	14035,7	14163,6	128,0	-0,48	-2,5	Declive
18	14575,7	14576,8	1,1	-5,11	-2,5	Declive
19	15084,4	15140,2	55,8	3,67	-2,5	Rampa
20	15190,3	15199,2	8,9	4,30	-2,5	Rampa
21	15553,0	15896,4	343,3	0,45	-2,5	Rampa
22	15953,6	16070,7	117,0	0,74	-2,5	Rampa
23	16396,4	16491,6	95,3	4,66	-2,5	Rampa
24	16508,4	16610,3	101,9	4,58	-2,5	Rampa
25	16639,7	16746,9	107,1	4,29	-2,5	Rampa
26	17069,6	17363,8	294,2	0,80	-2,5	Rampa
27	17469,1	17589,1	120,1	1,15	-2,5	Rampa
28	17815,0	17882,8	67,8	4,88	-2,5	Rampa
29	17924,7	17939,2	14,5	4,92	-2,5	Rampa
30	17960,1	17996,9	36,7	4,94	-2,5	Rampa
31	18052,8	18053,7	0,9	4,84	-2,5	Rampa
32	18095,9	18174,6	78,7	4,52	-2,5	Rampa
33	18927,1	19010,2	83,1	-3,71	-2,5	Declive
34	19254,2	19294,7	40,5	-3,55	-2,5	Declive
35	19489,3	19502,6	13,3	-4,93	-2,5	Declive
36	19563,8	19599,2	35,4	-4,96	-2,5	Declive
37	19742,0	19841,3	99,3	-5,03	-2,5	Declive
38	19951,1	20000,7	49,6	-4,97	-2,5	Declive
39	20084,7	20101,5	16,9	-5,03	-2,5	Declive
40	20126,3	20251,7	125,4	-5,02	-2,5	Declive
41	20336,6	20380,1	43,5	-5,00	-2,5	Declive
42	20458,2	20551,5	93,3	-5,01	-2,5	Declive
43	20652,3	20665,4	13,0	-5,45	-2,5	Declive
44	20685,3	20918,2	232,9	-5,05	-2,5	Declive
45	21286,3	21604,9	318,6	1,19	-2,5	Rampa
46	21661,8	21700,0	38,2	0,05	-2,5	Rampa

Curva de concordância vertical								
Nº	kmi (m)	kmf (m)	dist (m)	ilongT1 (%)	P	Rasante	Directriz	itrν (%)
1	9039,6	9466,2	426,7	-2,10	8750	Côncava	CC	-4,5
2	9471,1	10107,3	636,2	2,78	-13900	Convexa	CC	-4,5
3	10307,7	10362,4	54,7	-1,80	-100000	Convexa	CT	-3,8 / -3
4	10382,0	10472,7	90,6	-1,86	100000	Côncava	CT-AR	-2,5
5	10708,0	11041,8	333,8	-1,77	14700	Côncava	AR	-2,5
6	11317,8	11544,9	227,0	0,51	-27500	Convexa	AR	-2,5
7	11561,7	11614,9	53,1	-0,32	-10000	Convexa	AR	-2,5 / -1,6
8	11620,8	12029,5	408,7	-0,85	24650	Côncava	AR-CT-CC	-1,0 / 2,5 / 6,0
9	12199,5	12230,8	31,3	0,81	20000	Côncava	CC	6,0
10	12288,8	12311,5	22,7	0,96	-10000	Convexa	CT	5,0 / 4,4
11	12349,3	12425,7	76,4	0,74	20000	Côncava	CT	3,6 / 0,0
12	12453,0	12521,0	68,0	1,12	-25000	Convexa	CT	-2,7 / -4,4
13	12541,4	12865,6	324,2	0,85	10200	Côncava	CT-CC	-4,9 / -5,5
14	12972,8	13678,6	705,8	4,03	-9000	Convexa	CC	-5,5
15	13705,4	13923,9	218,4	-3,82	6600	Côncava	CC-CT	-5,5 / -2,7
16	13938,1	13962,0	24,0	-0,51	-30000	Convexa	CT-AR	-2,5
17	14015,2	14035,7	20,5	-0,59	19000	Côncava	AR	-2,5
18	14163,6	14575,7	412,1	-0,48	-8900	Convexa	AR	-2,5
19	14576,8	15084,4	507,6	-5,11	5780	Côncava	AR-CT	-2,5 / 0 / 2,7
20	15140,2	15190,3	50,1	3,67	8000	Côncava	CC	6,0
21	15199,2	15553,0	353,8	4,30	-9200	Convexa	CC	6,0
22	15896,4	15953,6	57,3	0,45	20000	Côncava	CT	5,6 / 2,8
23	16070,7	16396,4	325,7	0,74	8300	Côncava	CC	-7,0
24	16491,6	16508,4	16,7	4,66	-20000	Convexa	CC	-7,0
25	16610,3	16639,7	29,5	4,58	-10000	Convexa	CC-CT	-7,0 / -5,6
26	16746,9	17069,6	322,7	4,29	-9250	Convexa	CT-CC	4,1 / 7,0
27	17363,8	17469,1	105,3	0,80	30000	Côncava	CC-CT	7,0 / 0,0
28	17589,1	17815,0	225,9	1,15	6050	Côncava	CC	-7,0
29	17882,8	17924,7	42,0	4,88	100000	Côncava	CC	-7,0
30	17939,2	17960,1	20,9	4,92	100000	Côncava	CC	-7,0
31	17996,9	18052,8	55,9	4,94	-55000	Convexa	CC	-7,0
32	18053,7	18095,9	42,2	4,84	-13000	Convexa	CC-CT	-7,0 / -4,8
33	18174,6	18927,1	752,5	4,52	-9150	Convexa	CT-CC	1,2 / 7,0
34	19010,2	19254,2	244,0	-3,71	150000	Côncava	CC-CT	7,0 / 2,9
35	19294,7	19489,3	194,6	-3,55	14000	Côncava	CT-CC	-0,9 / -6,0
36	19502,6	19563,8	61,2	-4,93	300000	Côncava	CC	-6,0
37	19599,2	19742,0	142,8	-4,96	-200000	Convexa	CC	-6,0
38	19841,3	19951,1	109,9	-5,03	200000	Côncava	CC	-6,0
39	20000,7	20084,7	84,0	-4,97	-150000	Convexa	CC	-6,0
40	20101,5	20126,3	24,8	-5,03	400000	Côncava	CC	-6,0
41	20251,7	20336,6	84,9	-5,02	500000	Côncava	CC	-6,0
42	20380,1	20458,2	78,1	-5,00	-1000000	Convexa	CC	-6,0
43	20551,5	20652,3	100,8	-5,01	-23000	Convexa	CT-CT	-4,6 / 1,9
44	20665,4	20685,3	20,0	-5,45	5000	Côncava	CT	3,0 / 4,2
45	20918,2	21286,3	368,1	-5,05	5900	Côncava	CC-CT	6,0 / 3,4
46	21604,9	21661,8	56,9	1,19	-5000	Convexa	CC	-2,5

<b>Alinhamento Recto nº 1</b>			
kmi (m)	kmf (m)	dist (m)	itriv (%)
10422,9	11630,9	1208,1	-2,5

nº	ilong (%)	p	dist (m)	Rasante
4	-1,82	100000	49,8	Côncava
4	-1,77	-	235,4	Declive
5	-1,77	14700	333,797	Côncava
5	0,51	-	276,0	Rampa
6	0,51	-27500	227,0	Convexa
6	-0,32	-	16,9	Declive
7	-0,32	-10000	53,1	Convexa
7	-0,85	-	6,0	Declive
8	-0,85	24650	10,1	Côncava

<b>Alinhamento Recto nº 2</b>			
kmi (m)	kmf (m)	dist (m)	itriv (%)
13957,8	15056,7	1099,0	-2,5

nº	ilong (%)	p	dist (m)	Rasante
16	-0,57	-30000	4,3	Convexa
16	-0,59	-	53,1	Declive
17	-0,59	19000	20,5	Côncava
17	-0,48	-	128,0	Declive
18	-0,48	-8900	412,1	Convexa
18	-5,11	-	1,1	Declive
19	-5,11	5780	479,9	Côncava

<b>Alinhamento Recto nº 2</b>			
kmi (m)	kmf (m)	dist (m)	itriv (%)
21324,9	21426,7	101,9	-2,5

nº	ilong (%)	p	dist (m)	Rasante
45	1,19	-	101,9	Rampa

<b>Curva Circular nº 1</b>				
kmi (m)	kmf (m)	dist (m)	R (m)	itriv (%)
9165,3	10259,5	1094,2	1500,0	-4,5

nº	ilong (%)	p	dist (m)	Rasante
1	-1,10	8750	300,9	Côncava
1	2,78	-	4,9	Rampa
2	2,78	-13900	636,2	Convexa
2	-1,80	-	152,2	Declive

<b>Curva Circular nº 2</b>				
kmi (m)	kmf (m)	dist (m)	R (m)	itriv (%)
11811,0	12242,7	431,7	902,0	6,0

nº	ilong (%)	p	dist (m)	Rasante
8	-0,09	24650	218,6	Côncava
8	0,81	-	170,0	Rampa
9	0,81	20000	31,3	Côncava
9	0,96	-	11,9	Rampa

<b>Curva Circular nº 3</b>				
kmi (m)	kmf (m)	dist (m)	R (m)	itriv (%)
12563,7	13822,9	1259,2	1099,4	-5,5

nº	ilong (%)	p	dist (m)	Rasante
13	1,07	10200	301,9	Côncava
13	4,03	-	107,2	Rampa
14	4,03	-9000	705,8	Convexa
14	-3,82	-	26,8	Declive
15	-3,82	6600	117,5	Côncava

<b>Curva Circular nº 4</b>				
kmi (m)	kmf (m)	dist (m)	R (m)	itriv (%)
15140,7	15887,4	746,7	900,0	6,0

nº	ilong (%)	p	dist (m)	Rasante
20	3,67	8000	50,1	Côncava
20	4,30	-	8,9	Rampa
21	4,30	9200	353,8	Côncava
21	0,45	-	334,4	Rampa

Curva Circular nº 5				
kmi (m)	kmf (m)	dist (m)	R (m)	itriv (%)
16067,4	16622,5	555,1	500,0	-7,0
nº	ilong (%)	p	dist (m)	Rasante
22	0,74	-	3,3	Rampa
23	0,74	8300	325,7	Côncava
23	4,66	-	95,3	Rampa
24	4,66	-20000	16,7	Convexa
24	4,58	-	101,9	Rampa
25	4,58	-10000	12,2	Convexa

Curva Circular nº 6				
kmi (m)	kmf (m)	dist (m)	R (m)	itriv (%)
16780,6	17375,3	594,7	650,5	7,0
nº	ilong (%)	p	dist (m)	Rasante
26	3,92	-9250	289,0	Convexa
26	0,80	-	294,2	Rampa
27	0,80	30000	11,5	Côncava

Curva Circular nº 7				
kmi (m)	kmf (m)	dist (m)	R (m)	itriv (%)
17565,2	18058,3	493,2	650,5	-7,0
nº	ilong (%)	p	dist (m)	Rasante
27	1,15	-	24,0	Rampa
28	1,15	6050	225,9	Côncava
28	4,88	-	67,8	Rampa
29	4,88	100000	42,0	Côncava
29	4,92	-	14,5	Rampa
30	4,92	100000	20,9	Côncava
30	4,94	-	36,7	Rampa
31	4,94	-55000	55,9	Convexa
31	4,84	-	0,9	Rampa
32	4,84	-13000	4,6	Convexa

Curva Circular nº 8				
kmi (m)	kmf (m)	dist (m)	R (m)	itriv (%)
18253,1	19193,5	940,4	650,0	7,0
nº	ilong (%)	p	dist (m)	Rasante
33	3,66	-9150	674,0	Convexa
33	-3,71	-	83,1	Declive
34	-3,71	150000	183,3	Côncava

Curva Circular nº 9				
kmi (m)	kmf (m)	dist (m)	R (m)	itriv (%)
19397,1	20514,9	1117,8	949,7	-6,0
nº	ilong (%)	p	dist (m)	Rasante
35	-4,28	14000	92,2	Côncava
35	-4,93	-	13,3	Declive
36	-4,93	300000	61,2	Côncava
36	-4,96	-	35,4	Declive
37	-4,96	-200000	142,8	Convexa
37	-5,03	-	99,3	Declive
38	-5,03	200000	109,9	Côncava
38	-4,97	-	49,6	Declive
39	-4,97	-150000	84,0	Convexa
39	-5,03	-	16,9	Declive
40	-5,03	400000	24,8	Côncava
40	-5,02	-	125,4	Declive
41	-5,02	500000	84,9	Côncava
41	-5,00	-	43,5	Declive
42	-5,00	-1000000	78,1	Convexa
42	-5,01	-	56,6	Declive

Curva Circular nº 10				
kmi (m)	kmf (m)	dist (m)	R (m)	itriv (%)
20713,6	21244,3	530,7	905,0	6,0
nº	ilong (%)	p	dist (m)	Rasante
44	-5,05	-	204,7	Declive
45	-5,05	5900	326,1	Côncava

Curva Circular nº 11				
kmi (m)	kmf (m)	dist (m)	R (m)	itriv (%)
21426,7	21700,0	273,3	3600,0	-2,5
nº	ilong (%)	p	dist (m)	Rasante
45	1,19	-	178,2	Rampa
47	1,19	-5000	56,9	Convexa
46	0,05	-	38,2	Rampa

<b>ZSe - Clotóide de Entrada n° 1</b>					
itrν (%)	-	-2,5%	0,0%	2,5%	6,0%
km (m)	-	11605,9	11630,9	11655,9	11811,0
dist (m)	-	25	25	25	155,1
n°	ilongT1 (%)	p	Rasante	Dist (m)	Dist. Total (m)
7	-0,51	-10000	Convexa	29,0	205,1
7	-0,85	-	Declive	6,0	
8	-0,85	24650	Côncava	190,2	

<b>ZSe - Clotóide de Saída n° 2</b>					
itrν (%)	6,0%	2,5%	0,0%	-2,5%	-5,5%
km (m)	12242,7	12396,8	12421,8	12446,8	12563,7
dist (m)	-	154,2	25,0	25,0	116,9
n°	ilongT1 (%)	p	Rasante	Dist (m)	Dist. Total (m)
9	0,96	-	Rampa	46,2	321,1
10	0,96	-10000	Convexa	22,7	
10	0,74	-	Rampa	37,8	
11	0,74	20000	Côncava	76,4	
11	1,12	-	Rampa	27,3	
12	1,12	-25000	Convexa	68,0	
12	0,85	-	Rampa	20,4	
13	0,85	10200	Côncava	22,3	

<b>ZSe - Clotóide de Entrada n° 3</b>					
itrν (%)	-	-2,5%	0,0%	2,5%	6,0%
km (m)	-	15031,7	15056,7	15081,7	15140,7
dist (m)	-	-	25	25	59,0
n°	ilongT1 (%)	p	Rasante	Dist (m)	Dist. Total (m)
19	3,19	-	Rampa	52,7	109,028
19	3,67	5780	Côncava	55,8	

<b>ZSe - Clotóide de Saída nº4</b>					
itrν (%)	6,0%	2,5%	0,0%	-2,5%	-7,0%
km (m)	15887,4	15959,1	15984,1	16009,1	16067,4
dist (m)	-	71,7	25,0	25,0	58,2
nº	ilongT1 (%)	p	Rasante	Dist (m)	Dist. Total (m)
21	0,45	-	Rampa	8,9	179,927
22	0,45	20000	Côncava	57,3	
22	0,74	-	Rampa	113,7	

<b>ZSe - Clotóide de Entrada nº5</b>					
itrν (%)	-7,0%	-2,5%	0,0%	2,5%	7,0%
km (m)	16622,5	16679,1	16704,1	16729,1	16780,6
dist (m)	-	56,6	25,0	25,0	51,4
nº	ilongT1 (%)	p	Rasante	Dist (m)	Dist. Total (m)
25	4,46	-10000	Convexa	12,2	158,055
25	4,29	-	Rampa	107,1	
26	4,29	-9250	Convexa	33,7	

<b>ZSe - Clotóide de Saída nº6</b>					
itrν (%)	7,0%	2,5%	0,0%	-2,5%	-7,0%
km (m)	17375,3	17442,5	17467,5	17492,5	17565,2
dist (m)	-	67,3	25,0	25,0	72,6
nº	ilongT1 (%)	p	Rasante	Dist (m)	Dist. Total (m)
27	0,83	30000	Côncava	93,8	189,899
27	1,15	-	Rampa	96,102	

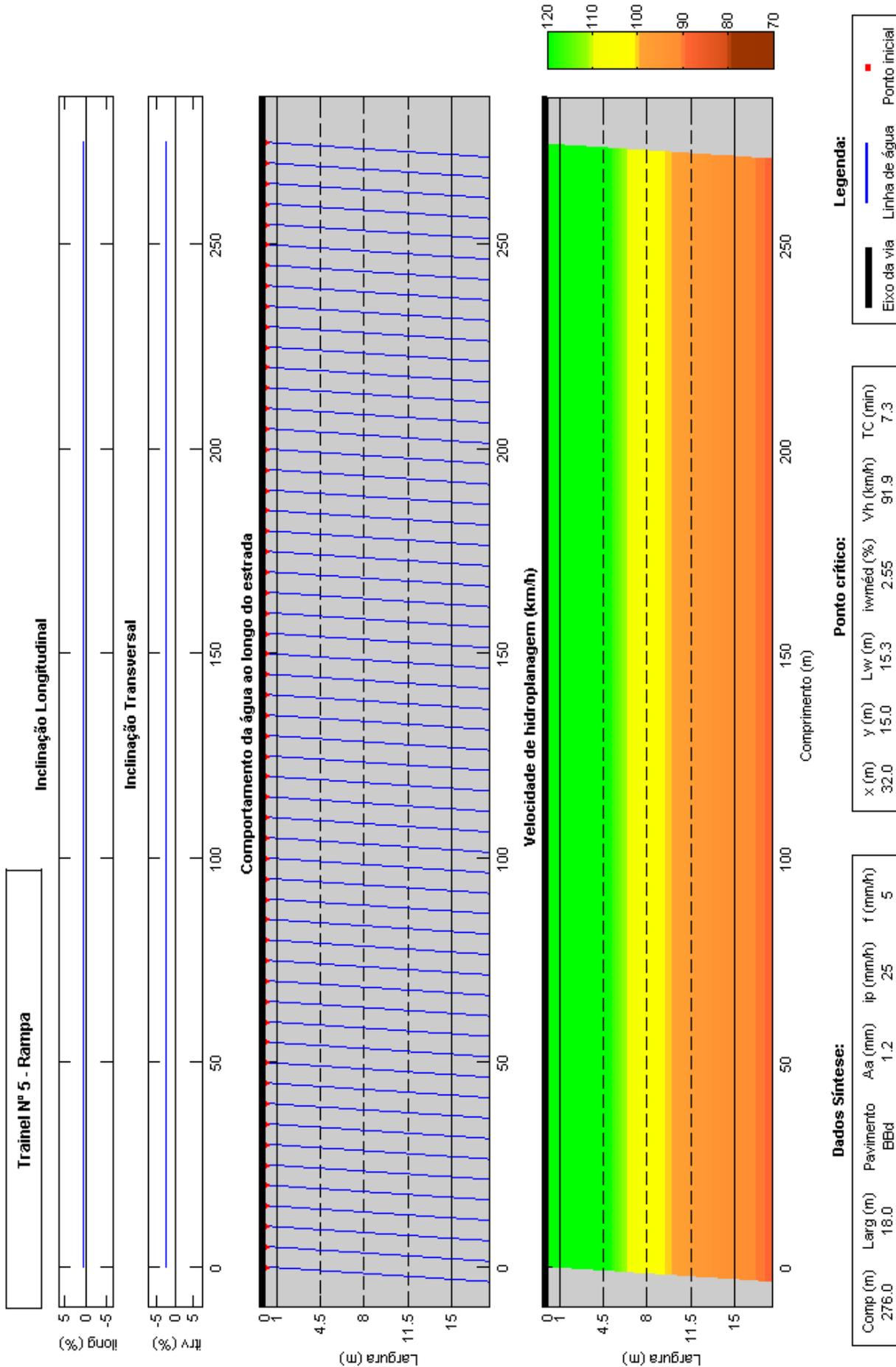
<b>ZSe - Clotóide de Entrada nº7</b>					
itrν (%)	-7,0%	-2,5%	0,0%	2,5%	7,0%
km (m)	18056,3	18137,3	18162,3	18187,3	18253,1
dist (m)	-	80,9	25,0	25,0	65,8
nº	ilongT1 (%)	p	Rasante	Dist (m)	Dist. Total (m)
31	4,84	-13000	Convexa	39,6	196,765
32	4,52	-	Rampa	78,7	
32	4,52	-9150	Convexa	78,5	

<b>ZSe - Clotóide de Saída n°8</b>					
itrν (%)	7,0%	2,5%	0,0%	-2,5%	-6,0%
km (m)	19193,5	19260,9	19285,9	19310,9	19397,1
dist (m)	-	67,3	25,0	25,0	86,2
n°	ilongT1 (%)	p	Rasante	Dist (m)	Dist. Total (m)
34	-3,59	15000	Côncava	60,7	203,566
34	-3,55	-	Declive	40,5	
35	-3,55	14000	Côncava	102,4	

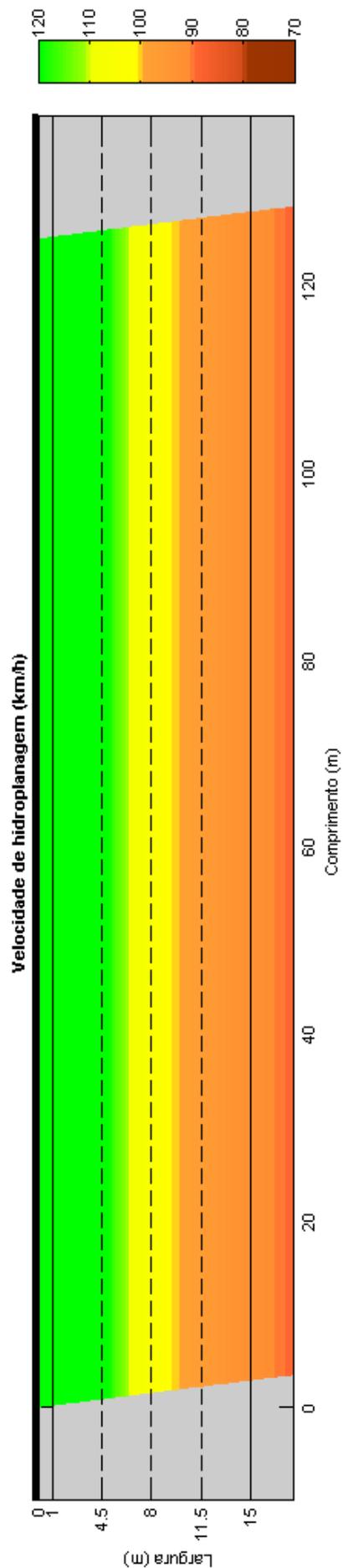
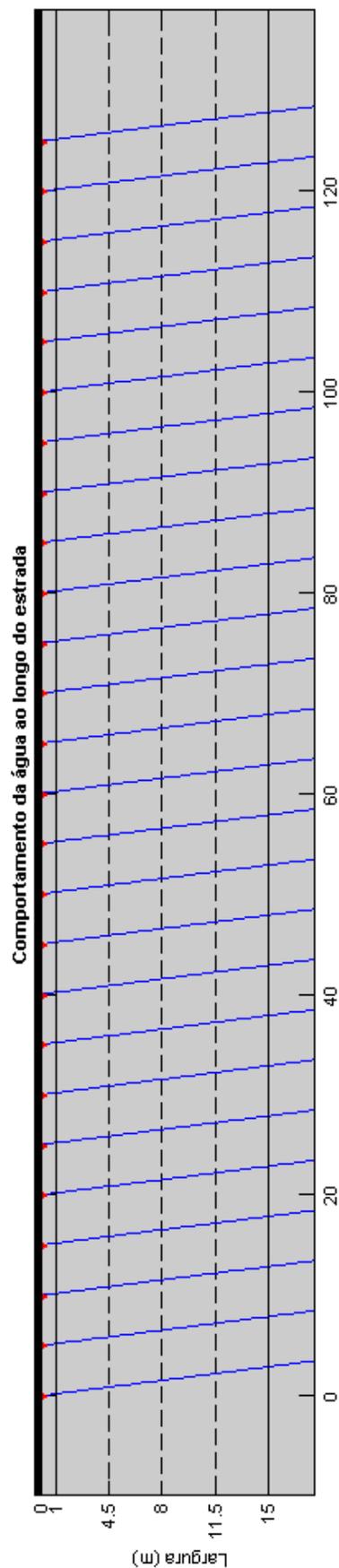
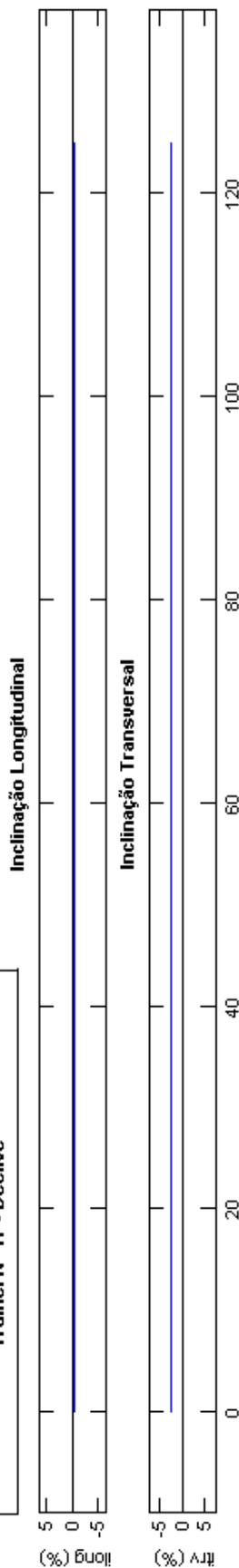
<b>ZSe - Clotóide de Entrada n°9</b>					
itrν (%)	-6,0%	-2,5%	0,0%	2,5%	6,0%
km (m)	20514,9	20608,0	20633,0	20658,0	20713,6
dist (m)	-	93,2	25,0	25,0	55,6
n°	ilongT1 (%)	p	Rasante	Dist (m)	Dist. Total (m)
42	-5,01	-	Declive	36,6	198,722
43	-5,01	-23000	Convexa	100,8	
43	-5,45	-	Declive	13,0	
44	-5,45	5000	Côncava	20,0	
44	-5,05	-	Declive	28,2	

<b>ZSe - Clotóide de Saída n° 10</b>					
itrν (%)	-	6,0%	2,5%	0,0%	-2,5%
km (m)	-	21244,3	21299,9	21324,9	21349,9
dist (m)	-	-	55,6	25,0	25,0
n°	ilongT1 (%)	p	Rasante	Dist (m)	Dist. Total (m)
27	0,48	5900	Côncava	42,0	105,6
27	1,19	-	Rampa	63,5	

ANEXO D.1 - Resultados do caso estudo referente aos trainéis.



**Trainel Nº 17 - Declive**



**Dados Síntese:**

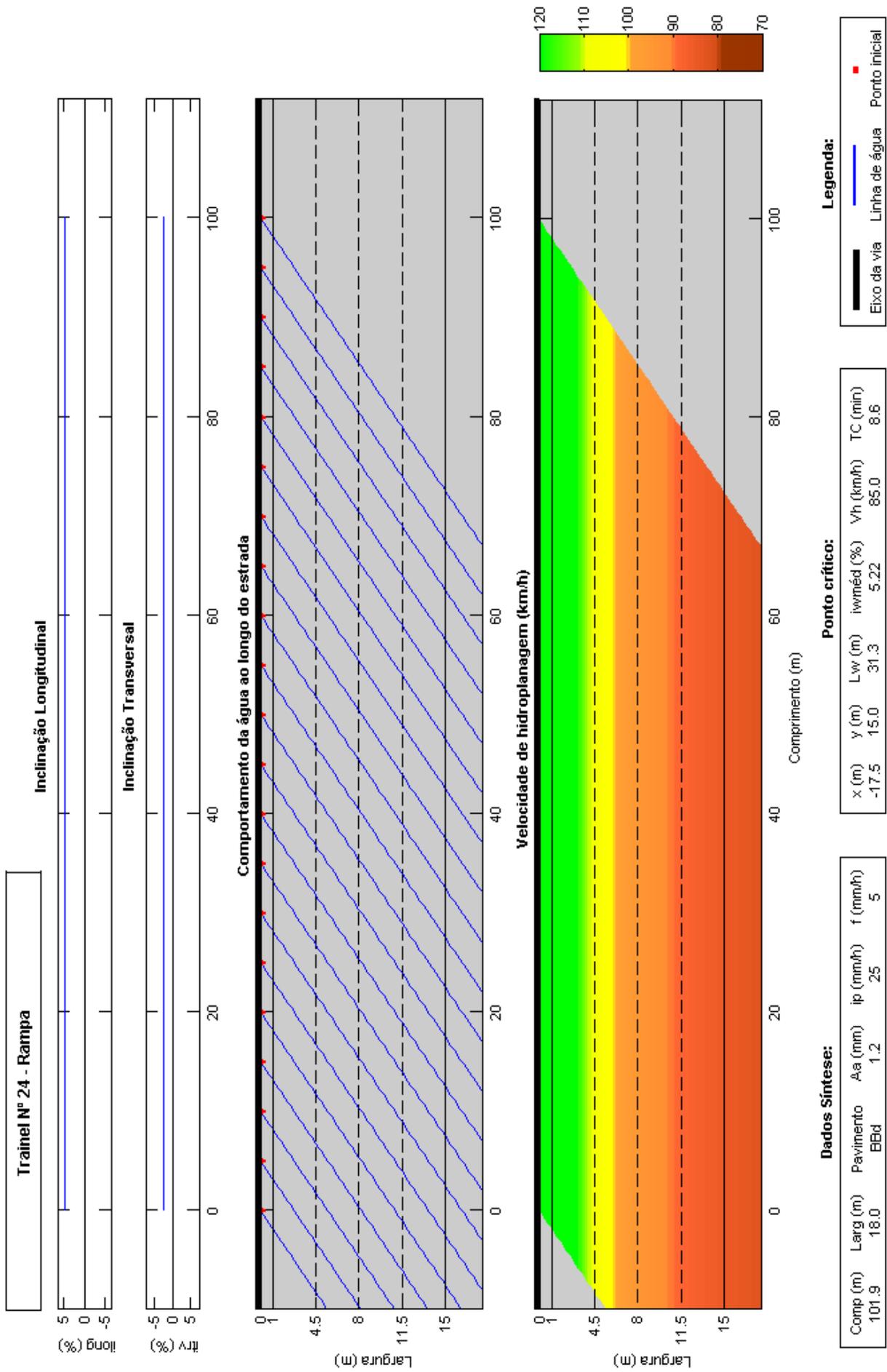
Comp (m)	Larg (m)	Pavimento	Ala (mm)	ip (mm/h)	ip (mm/h)	f (mm/h)
128.0	18.0	BBId	1.2	25	25	5

**Ponto crítico:**

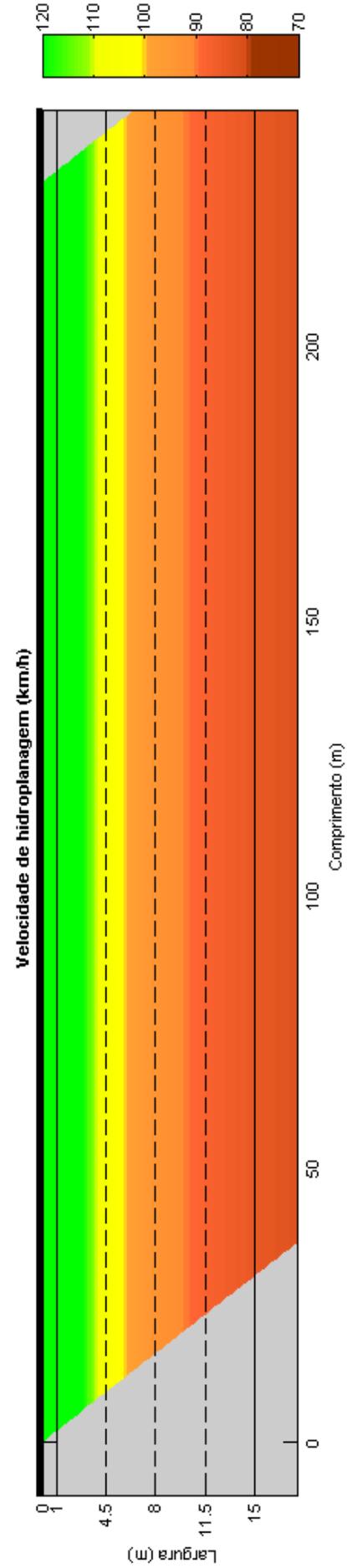
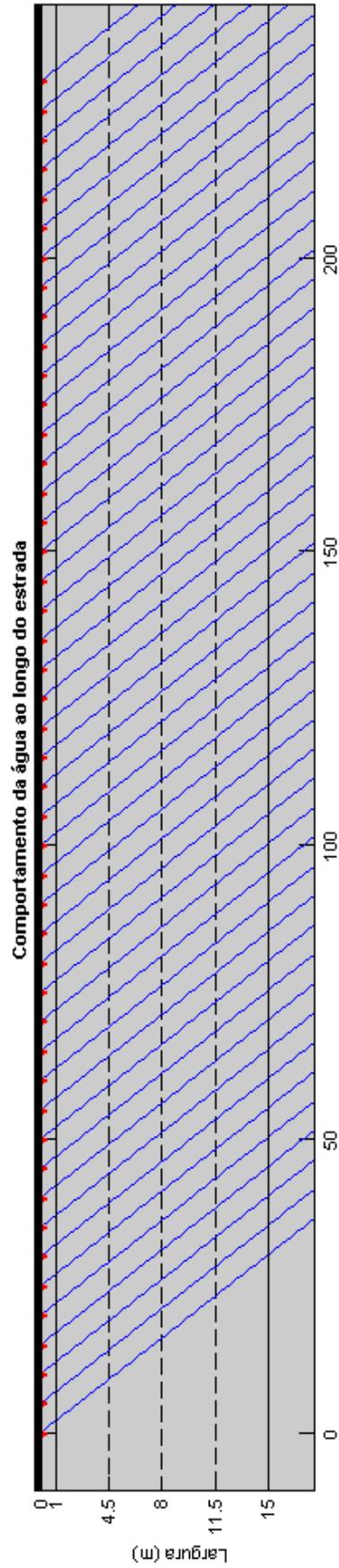
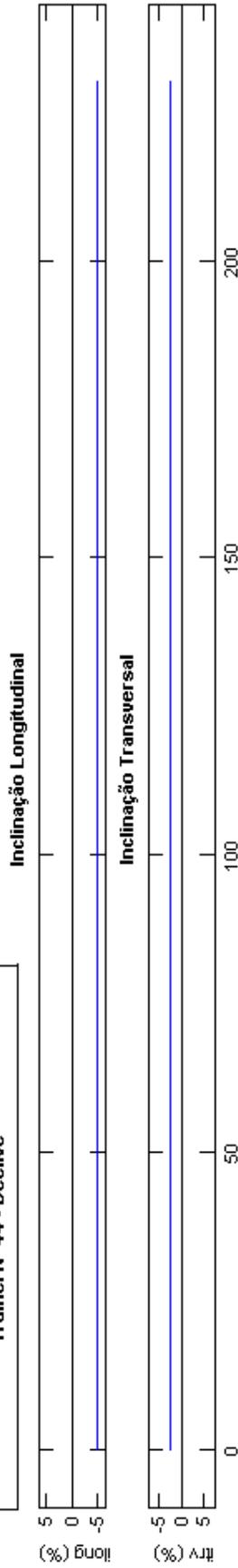
x (m)	y (m)	L <sub>w</sub> (m)	ivméd (%)	Vh (km/h)	TC (min)
2.9	15.0	15.3	2.55	91.9	7.3

**Legenda:**

- Eixo da via
- Linha de água
- Ponto inicial



**Trainel Nº 44 - Declive**



**Dados Síntese:**

Comp (m)	Larg (m)	Pavimento	Ala (mm)	ip (mm/h)	f (mm/h)
232.9	18.0	BBId	1.2	25	5

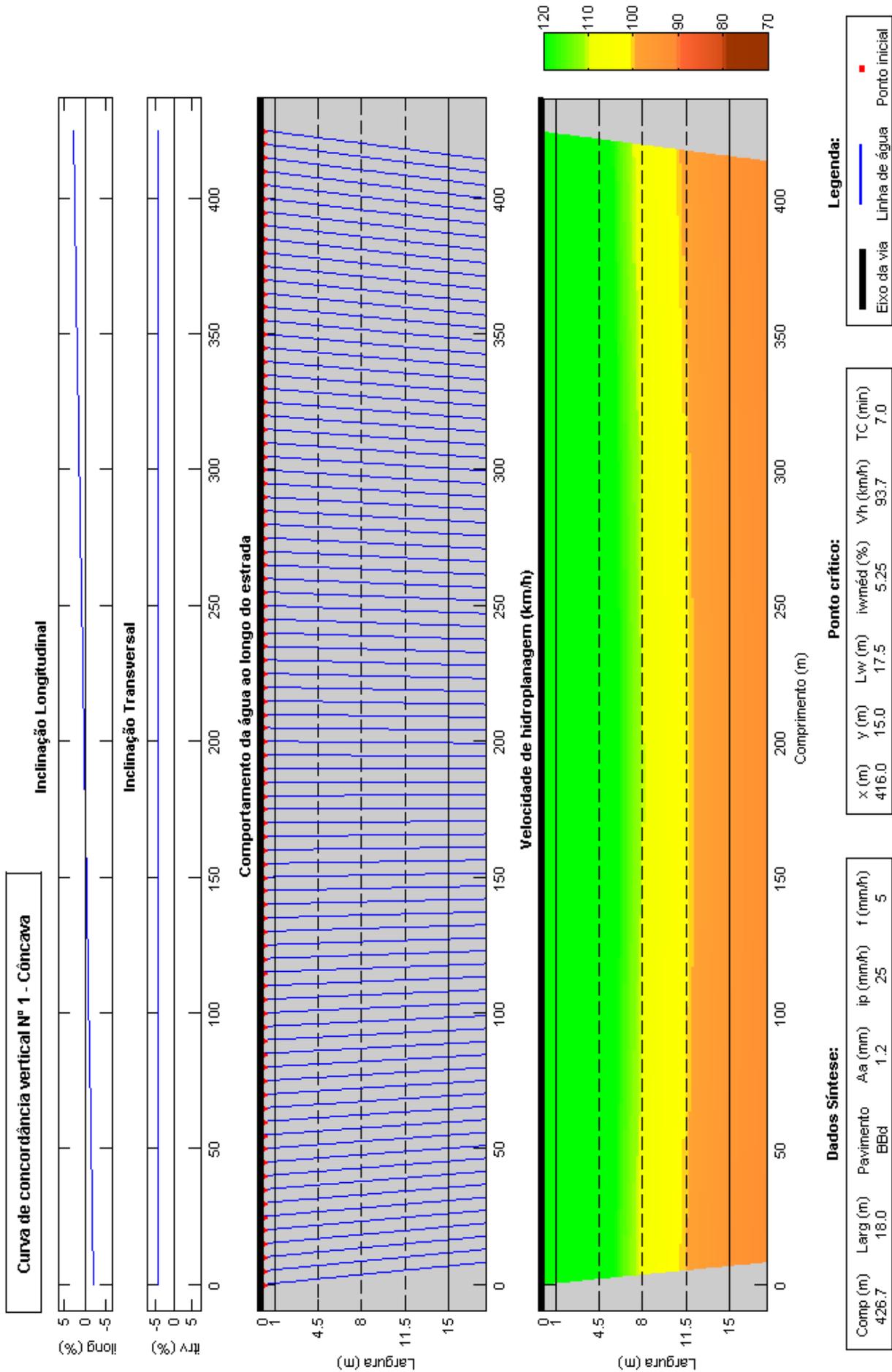
**Ponto crítico:**

x (m)	y (m)	L <sub>w</sub> (m)	ivméd (%)	V <sub>h</sub> (km/h)	TC (min)
260.3	15.0	33.8	5.64	84.3	8.8

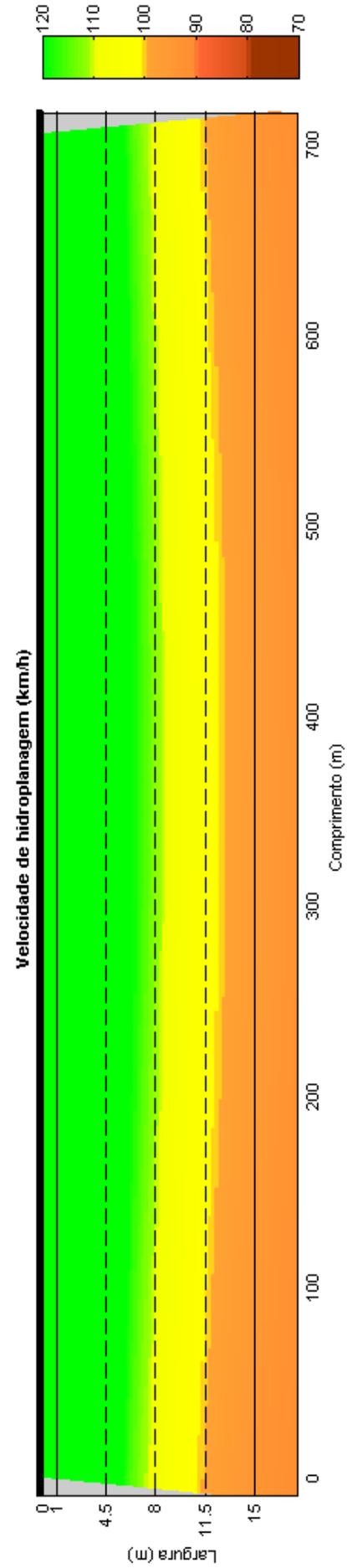
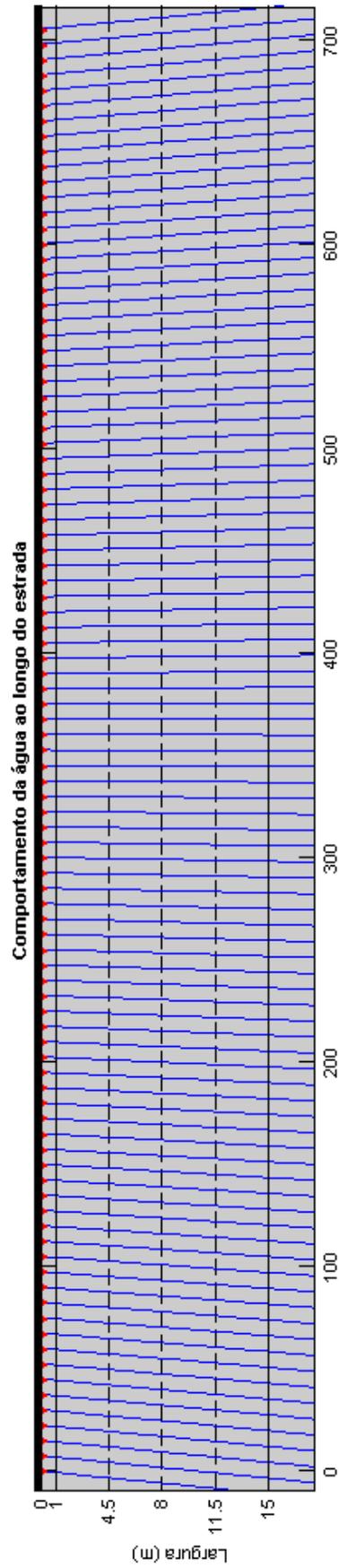
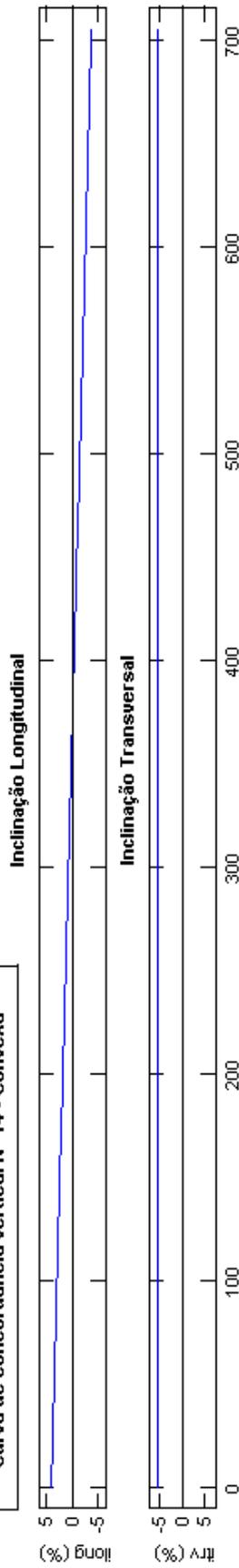
**Legenda:**

	Eixo da via		Ponto inicial
	Linha de água		

ANEXO D.2 - Resultados do caso estudo referente às curvas de concordância vertical.



**Curva de concordância vertical Nº 14 - Convexa**



**Dados Síntese:**

Comp (m)	Larg (m)	Pavimento	A <sub>s</sub> (mm)	ip (mm/h)	f (mm/h)
705.8	18.0	BBd	1.2	25	5

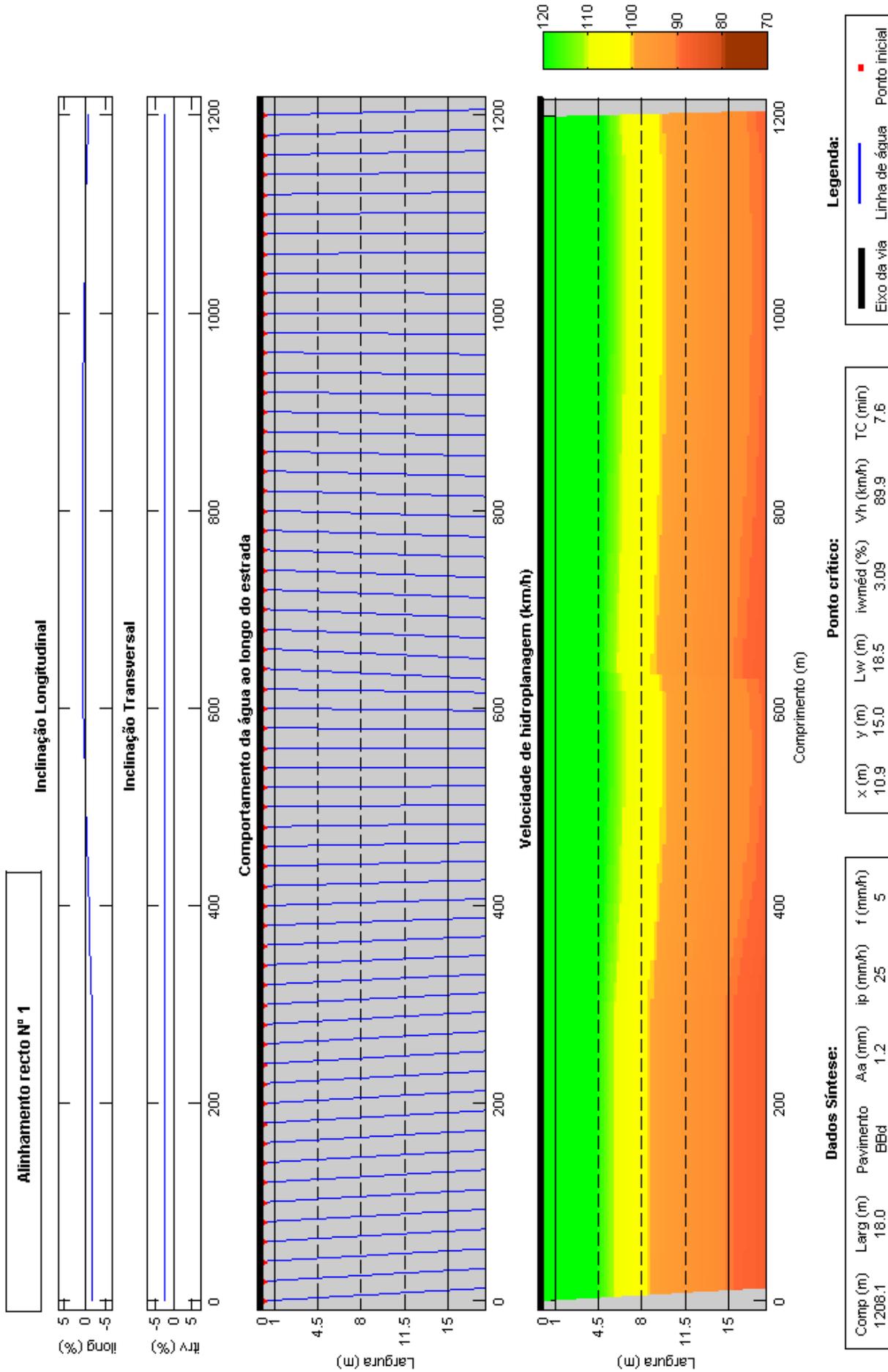
**Ponto crítico:**

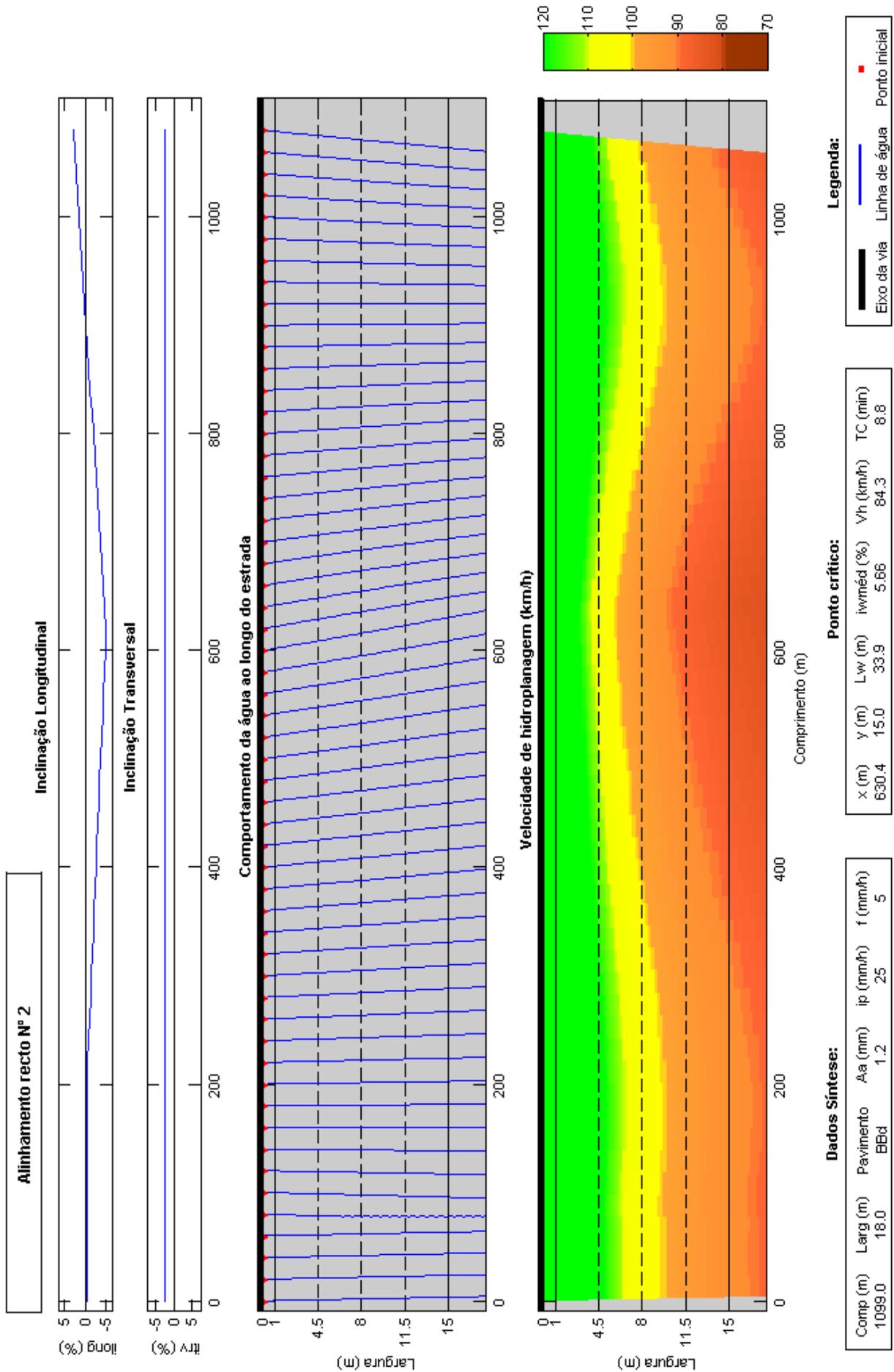
x (m)	y (m)	L <sub>w</sub> (m)	iw <sub>méd</sub> (%)	V <sub>h</sub> (km/h)	TC (min)
-11.2	15.0	18.7	6.86	94.1	7.0

**Legenda:**

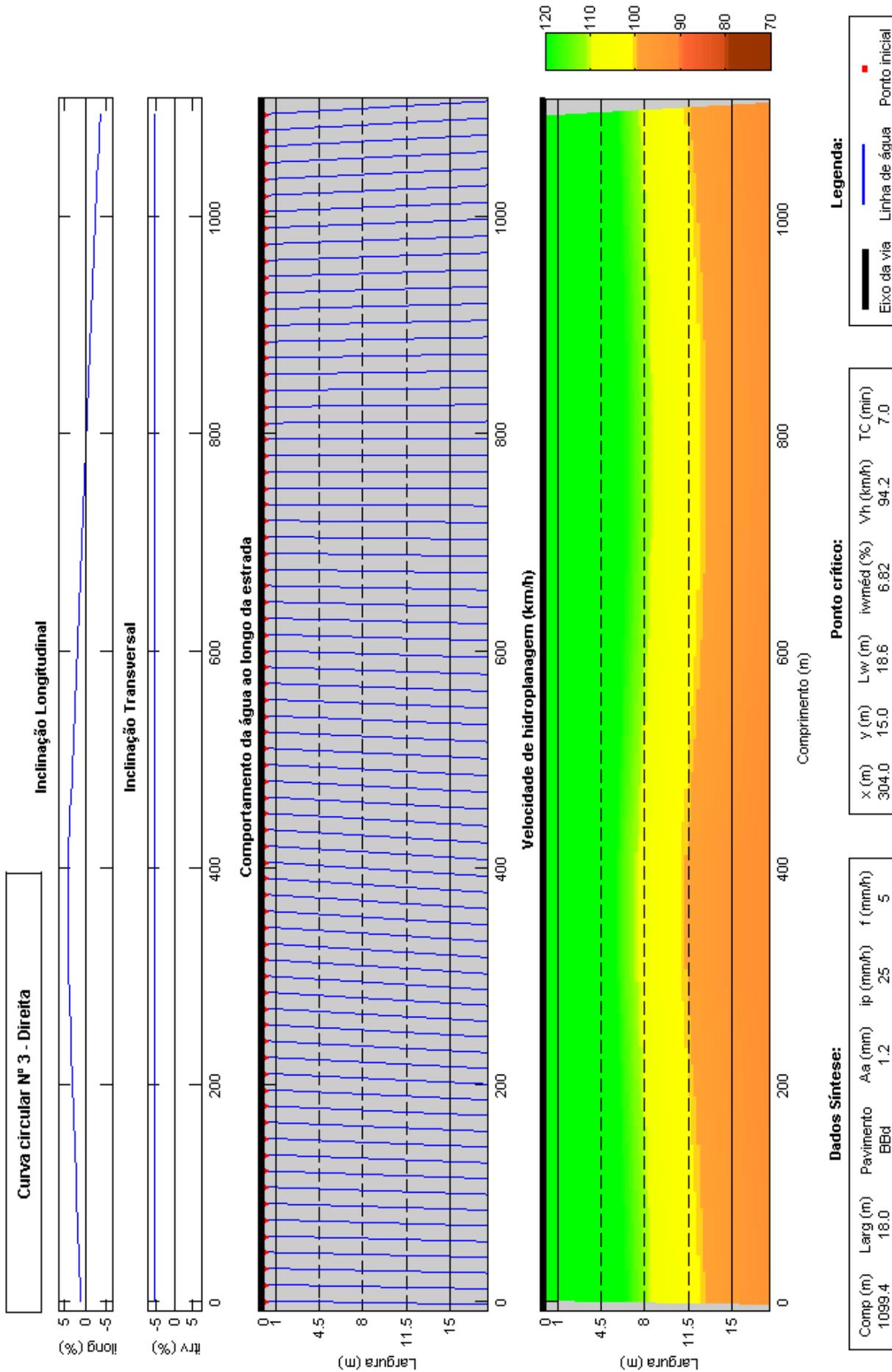
	Eixo da via		Linha de água		Ponto inicial
--	-------------	--	---------------	--	---------------

**ANEXO D.3 - Resultados do caso estudo referente a alinhamentos rectos.**

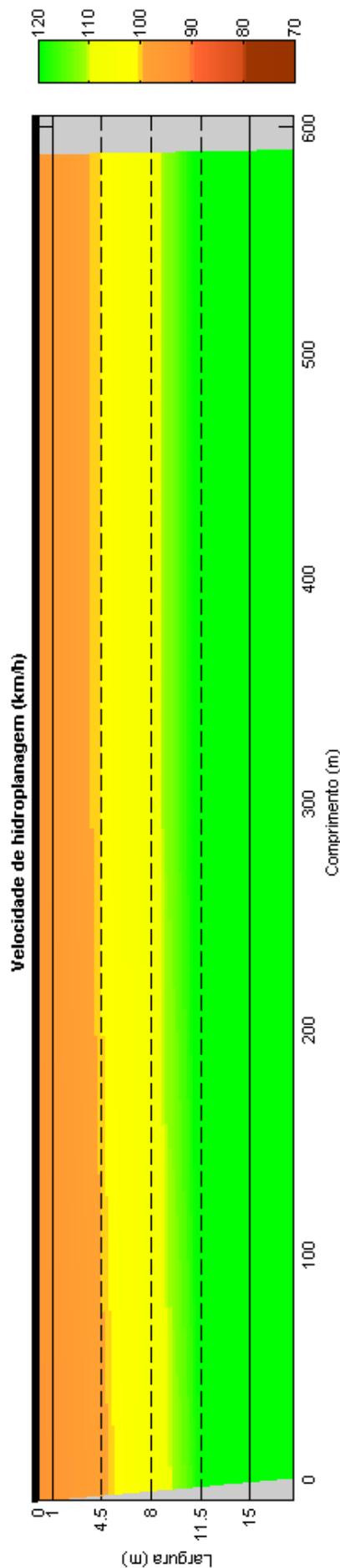
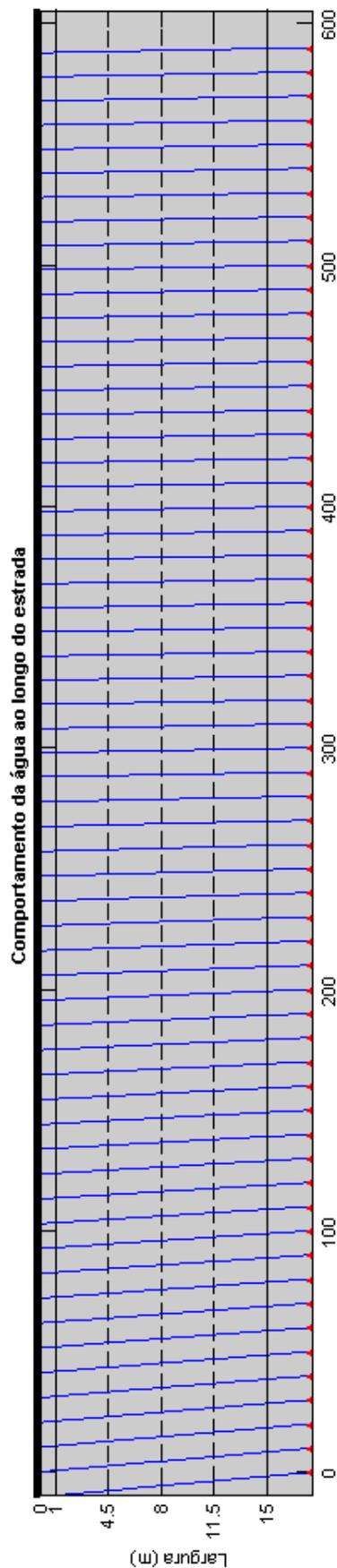
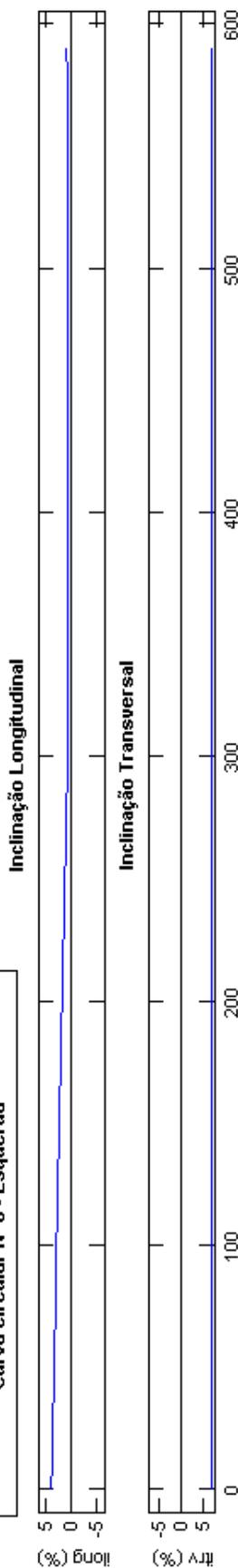




ANEXO D.4 - Resultados do caso estudo referente às curvas circulares.



Curva circular Nº 6 - Esquerda



Dados Síntese:

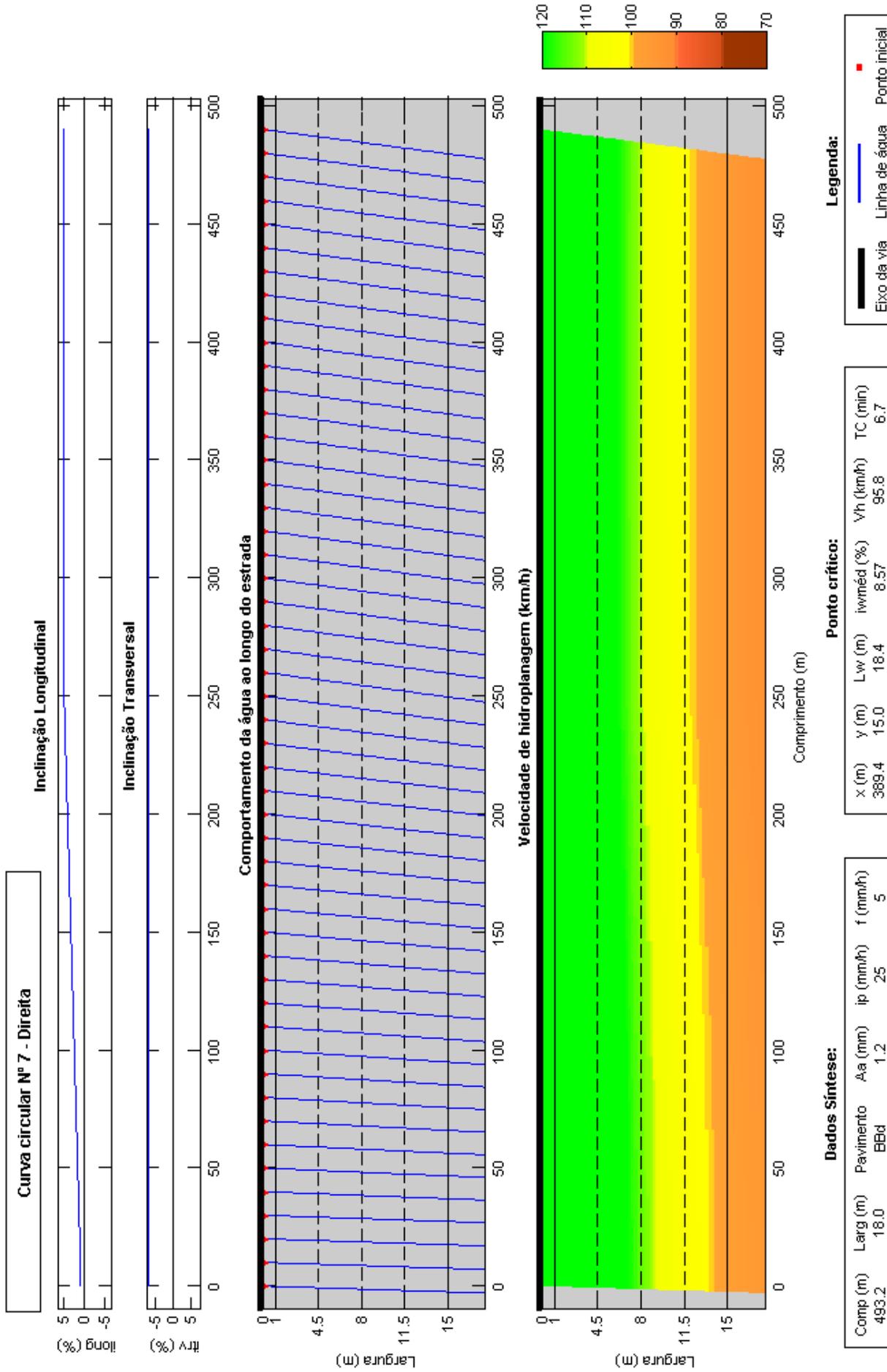
Comp (m)	Larg (m)	Pavimento	Ala (mm)	ip (mm/h)	ip (mm/h)	f (mm/h)
594.7	18.0	BBd	1.2	25	25	5

Ponto crítico:

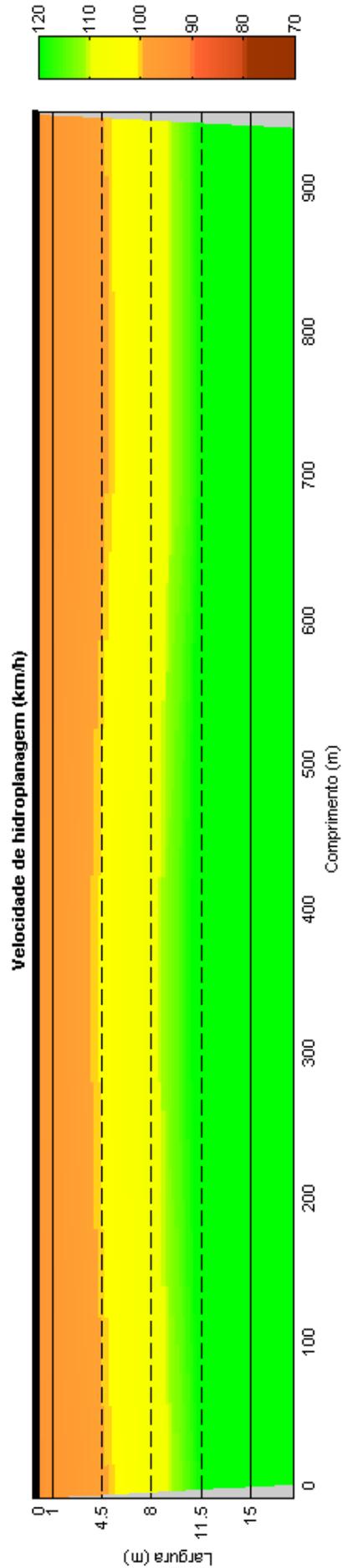
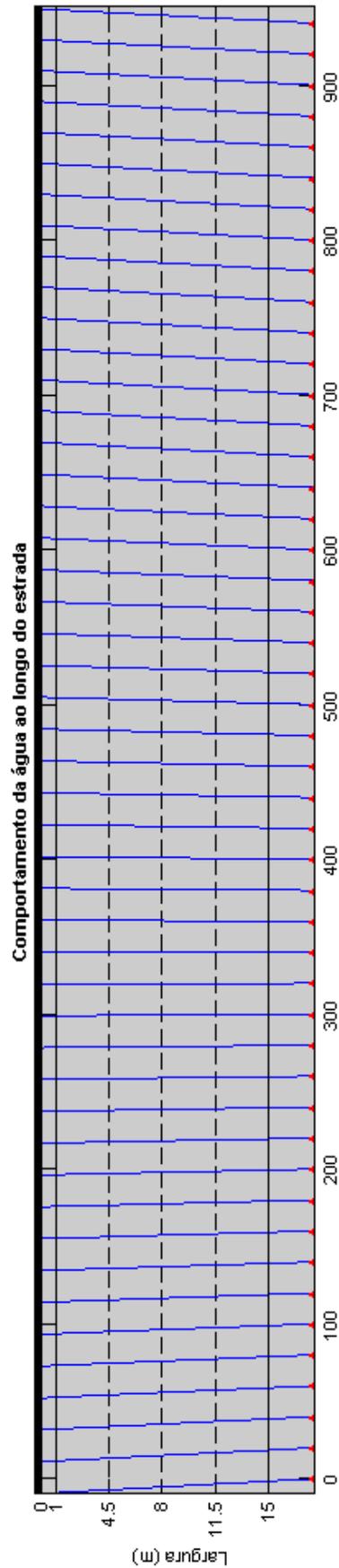
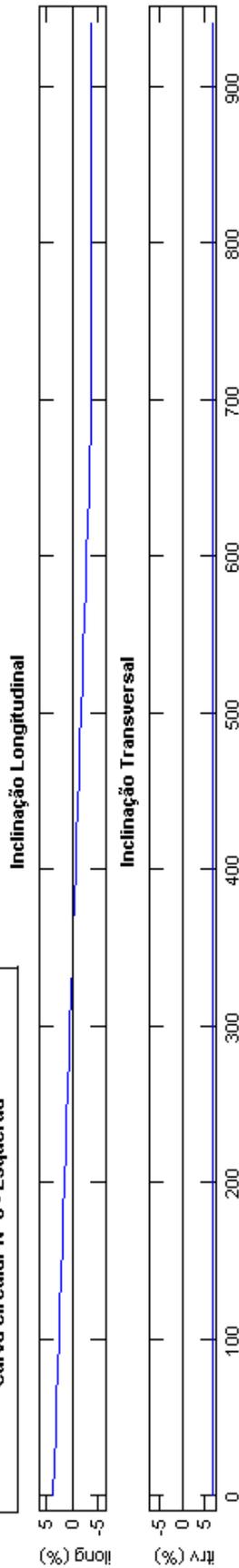
x (m)	y (m)	Lw (m)	iwmed (%)	Vh (km/h)	TC (min)
-9.6	1.0	19.5	8.05	94.3	6.9

Legenda:

	Eixo da via		Ponto inicial
	Linha de água		Ponto inicial



**Curva circular Nº 8 - Esquerda**



**Dados Síntese:**

Comp (m)	Larg (m)	Pavimento	Aa (mm)	ip (mm/h)	f (mm/h)
940.4	18.0	BBId	1.2	25	5

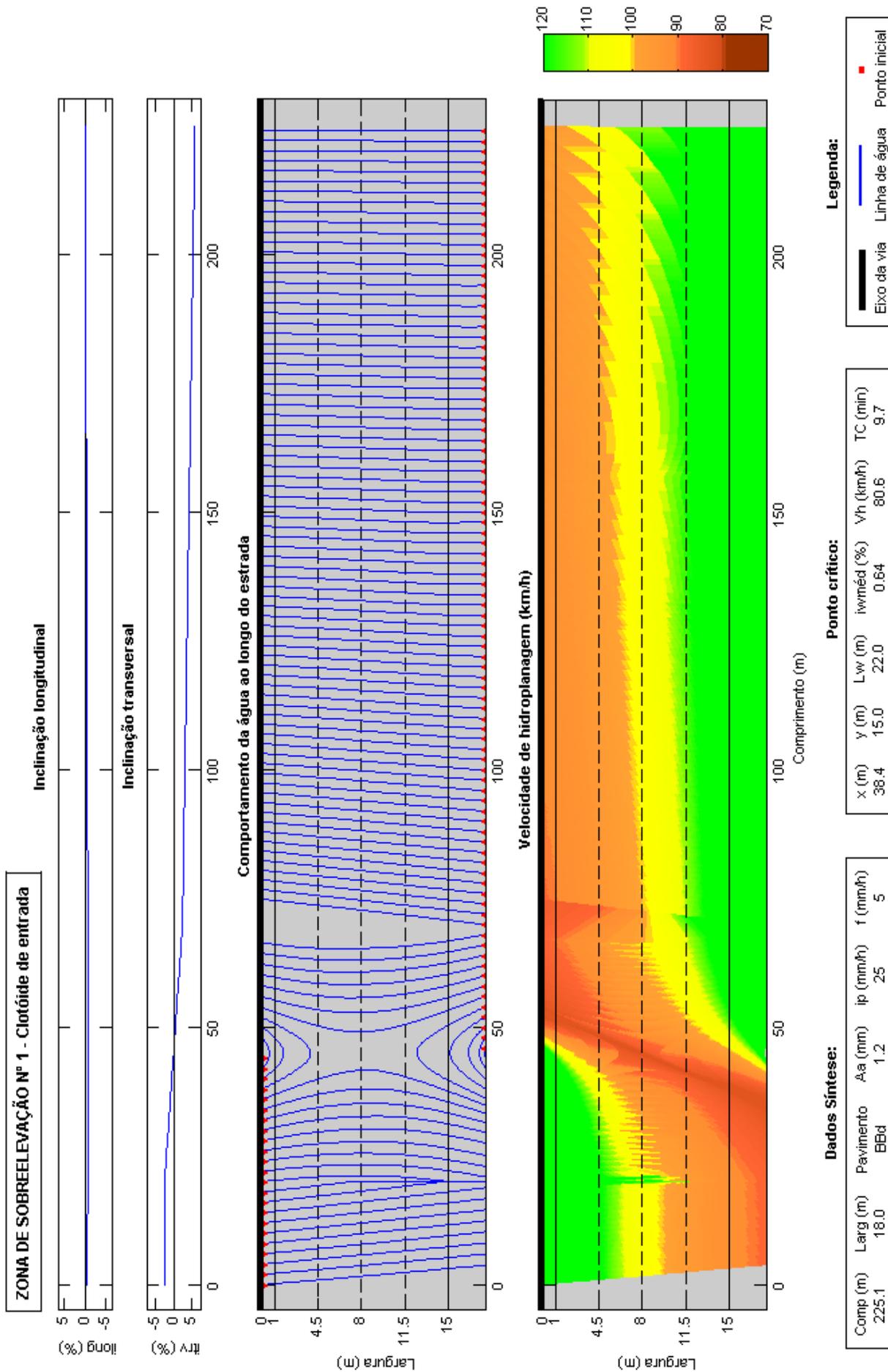
**Ponto crítico:**

x (m)	y (m)	L <sub>w</sub> (m)	ivméd (%)	V/h (km/h)	TC (min)
689.0	1.0	19.2	7.92	94.5	6.9

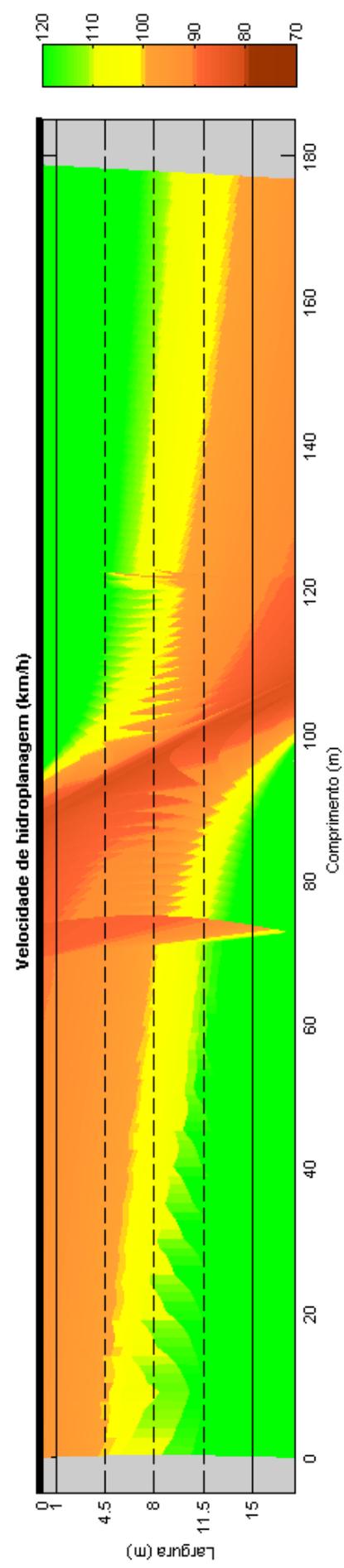
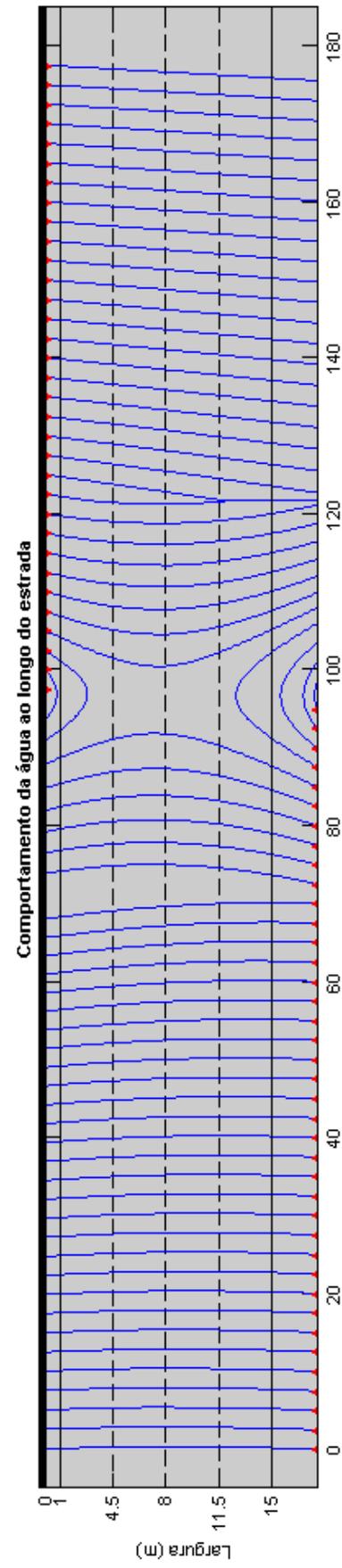
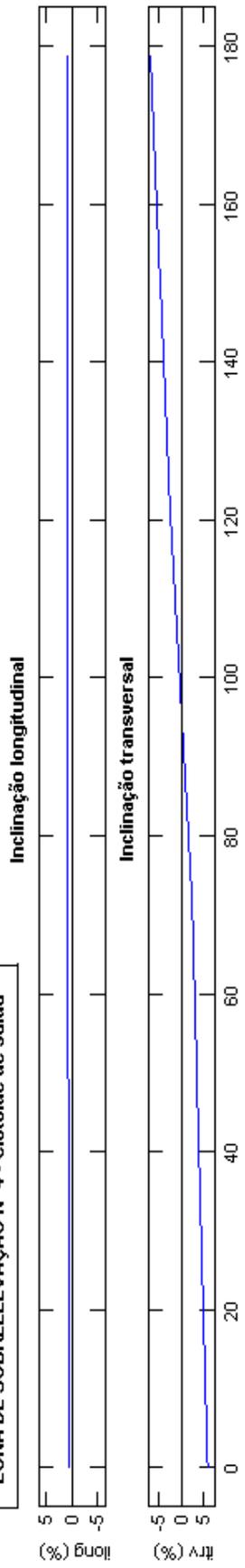
**Legenda:**

	Eixo da via		Linha de água		Ponto inicial
--	-------------	--	---------------	--	---------------

ANEXO D.5 - Resultados do caso estudo referente às zonas de disfarce de sobrelevação.



**ZONA DE SOBREELEVAÇÃO Nº 4 - Clotóide de saída**



**Dados Síntese:**

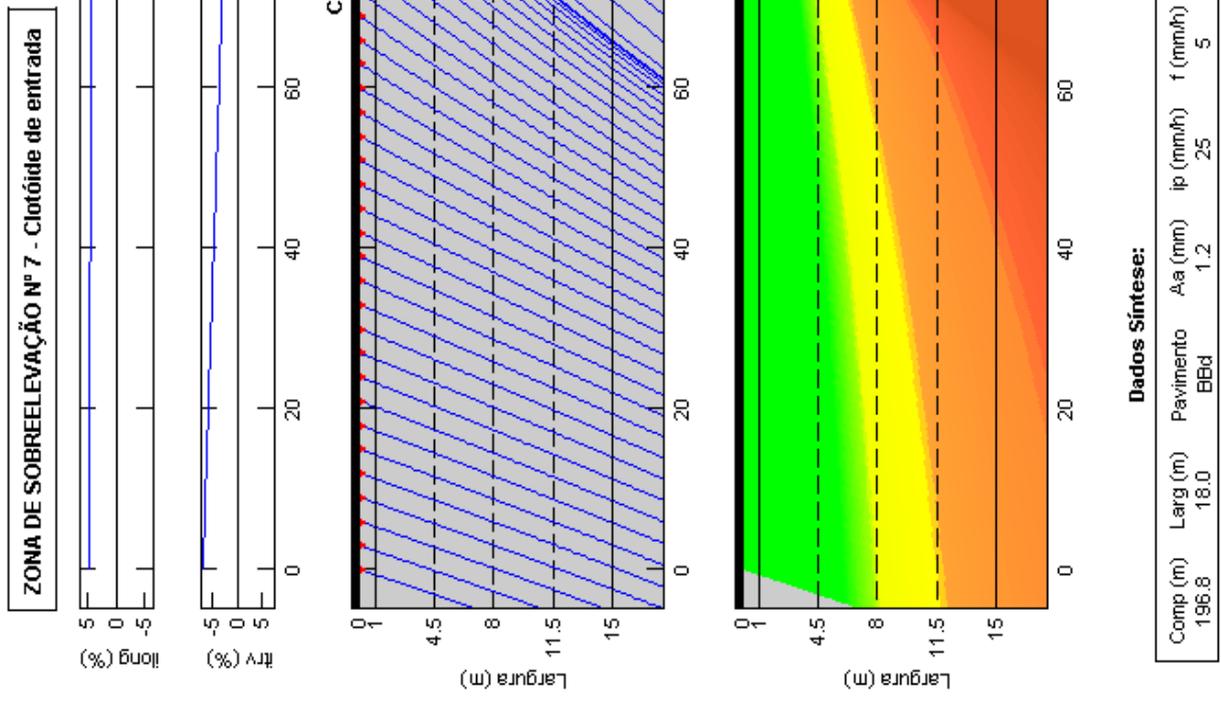
Comp (m)	Larg (m)	Pavimento	Aa (mm)	ip (mm/h)	f (mm/h)
179.9	18.0	BBid	1.2	25	5

**Ponto crítico:**

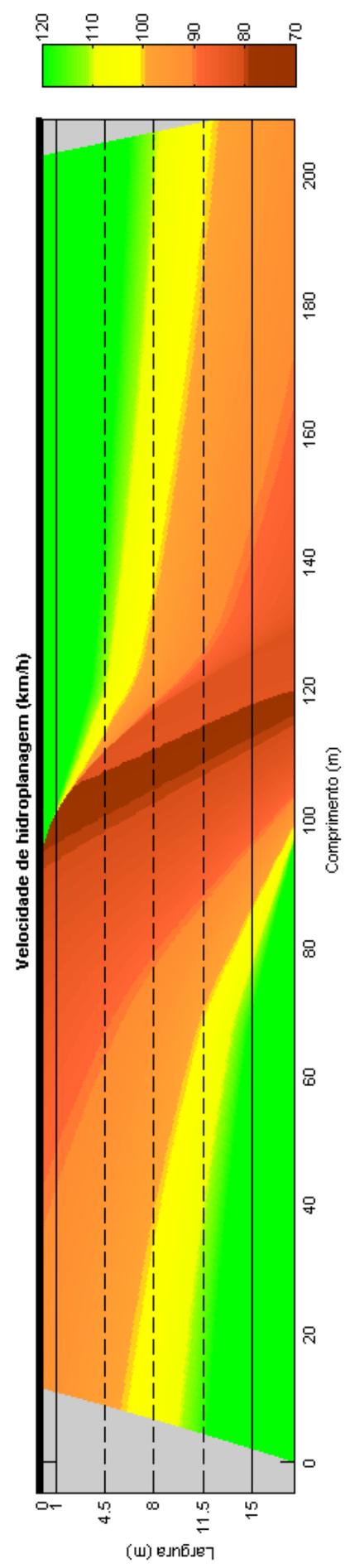
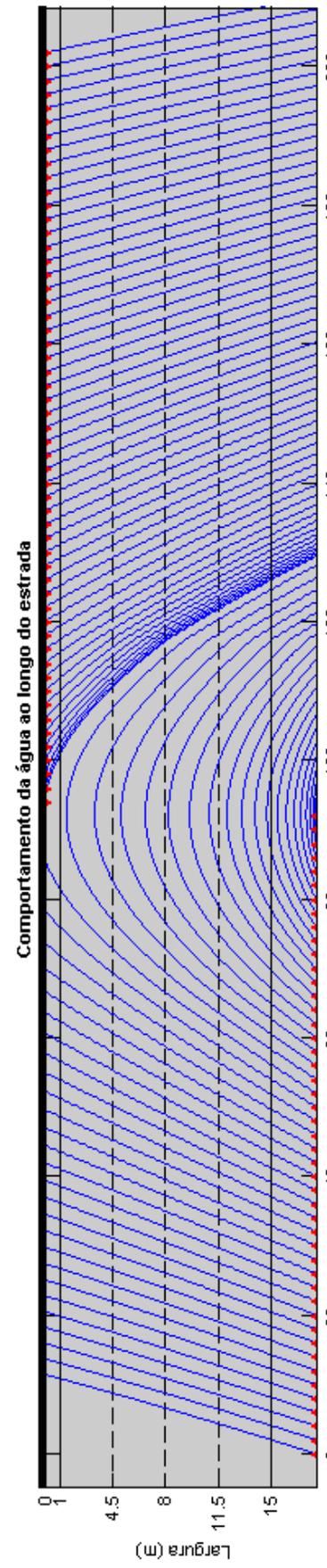
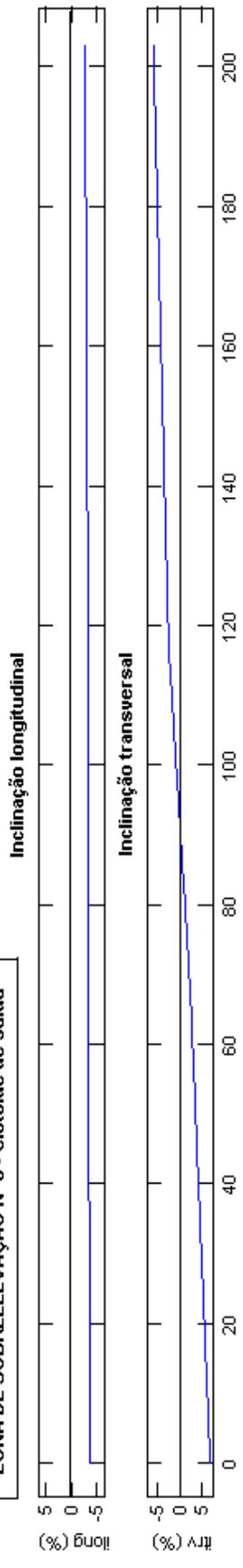
x (m)	y (m)	L <sub>w</sub> (m)	i <sub>w</sub> méd (%)	V/h (km/h)	TC (min)
104.1	15.0	23.3	0.69	80.2	9.8

**Legenda:**

	Eixo da via		Ponto Inicial
	Linha de água		



**ZONA DE SOBREELEVAÇÃO Nº 8 - Clotóide de saída**



**Dados Síntese:**

Comp (m)	Larg (m)	Pavimento	Aa (mm)	ip (mm/h)	f (mm/h)
203.5	18.0	BBId	1.2	25	5

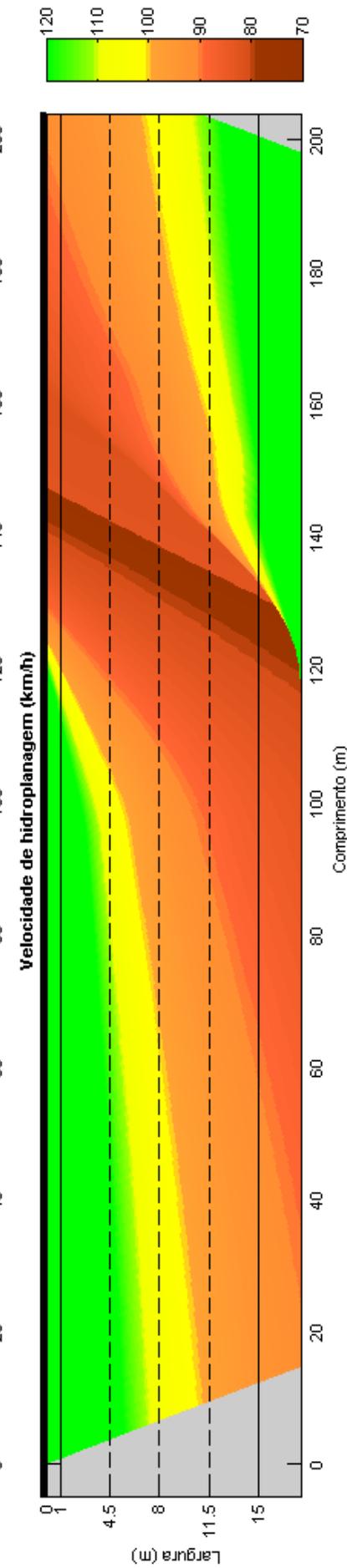
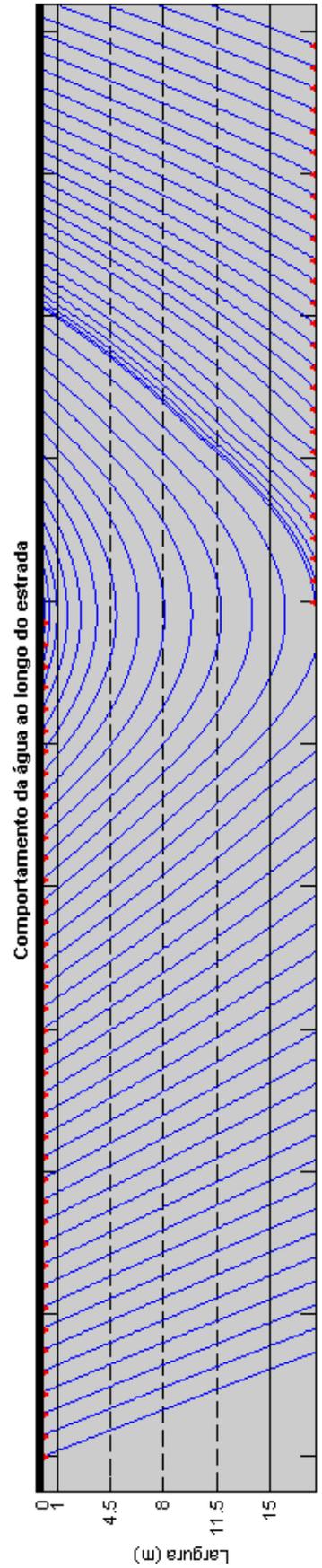
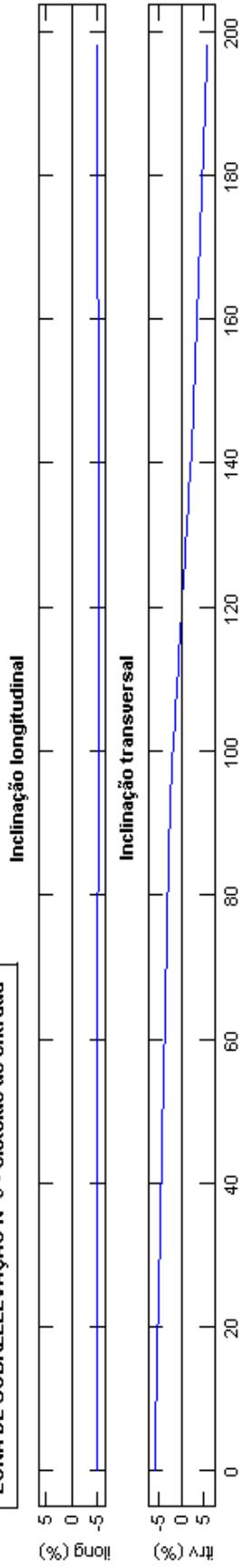
**Ponto crítico:**

x (m)	y (m)	L <sub>w</sub> (m)	i <sub>w</sub> méd (%)	V <sub>h</sub> (km/h)	TC (min)
114.5	11.6	59.1	4.62	77.1	10.9

**Legenda:**

- Eixo da via
- Linha de água
- Ponto Inicial

**ZONA DE SOBREELEVAÇÃO Nº 9 - Clotóide de entrada**



**Dados Síntese:**

Comp (m)	Larg (m)	Pavimento	Aa (mm)	ip (mm/h)	f (mm/h)
198.6	18.0	BBd	1.2	25	5

**Ponto crítico:**

x (m)	y (m)	Lw (m)	ivméd (%)	Vh (km/h)	TC (min)
142.5	4.5	60.1	4.86	77.1	10.9

**Legenda:**

- Eixo da via
- Linha de água
- Ponto inicial