

Obras de Desvio Provisório

Concepção, Dimensionamento e Adaptação para Obras Definitivas

Susana Andreia Oliveira Chaveiro Silva

Dissertação para obtenção de Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Júri

Presidente: Professor Doutor António Alexandre Trigo Teixeira

Orientador: Professor Doutor António Alberto do Nascimento Pinheiro

Vogal: Jorge de Saldanha Gonçalves Matos

Junho 2013

RESUMO

Na presente dissertação procedeu-se ao estudo de diversos tipos de desvio provisório. Numa primeira fase foram expostos os estudos preliminares, a efectuar no processo de escolha e dimensionamento, da estrutura de desvio provisório a implementar.

As ensecadeiras desempenham um papel fundamental neste tipo de estrutura hidráulica daí a realização de um estudo mais aprofundado das mesmas. Foram abordados os diferentes tipos de ensecadeiras existentes, assim como a influência do seu material constituinte no dimensionamento das mesmas.

O desvio provisório em túnel foi estudado de forma mais aprofundada. As diferentes estruturas que o constituem foram analisadas, expondo-se de que forma se procede ao seu dimensionamento. Para este tipo de desvio desenvolveu-se uma macro, através da linguagem de programação *Visual Basic*, inserida no *Microsoft Excel*. A macro realizada terá como principal funcionalidade o traçado das curvas de regolfo para a estrutura principal de desvio, túnel, a qual apresenta em muitos casos secções transversais circulares ou em ferradura.

O estudo do aproveitamento do desvio provisório para estrutura definitiva foi feito tendo por base a análise de várias barragens Portuguesas, em que se procedeu a este aproveitamento. Tendo-se limitado o estudo aos casos em que se aproveitou o desvio provisório para descarga de fundo.

Palavras-chave: Estruturas de desvio provisório; Ensecadeiras; Curvas de regolfo; Descarga de fundo.

ABSTRACT

In the present dissertation were analyzed the various types of temporary deviation. In the first phase of the study were defined preliminary studies to be carried out in the selection and design of the temporary deviation structure.

The cofferdams play a key role in this type of hydraulic structure so were expose the different type of cofferdams, analyzing how the material constituent influence the design of this structure.

The diversion through a tunnel was studied in more detail. The different structures were analyzed exposing how to proceed in their design. For this type of deviation were develop a macro using Visual Basic programming language inserted into Microsoft Excel. This macro has the goal of tracing backwater curves to the main structure of deviation, the tunnel, which has in many cases circular or horseshoe cross sections.

Portuguese dams which have conducted the utilization of temporary diversion for final structure were studied. The study was limited to the use of temporary deviation for bottom outlet.

Keywords: Temporary deviation structure; Cofferdams; Backwater curves; Bottom outlet.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de começar por agradecer ao professor António Pinheiro, orientador da dissertação, pelo apoio prestado durante o desenvolvimento do presente trabalho

Pela ajuda prestada na recolha e organização da informação obtida no arquivo do INAG não poderia deixar de agradecer à engenheira Marta Duque.

De seguida gostaria de agradecer a todos os meus amigos que foram essenciais tanto no desenvolvimento da presente dissertação, como em todo o meu percurso académico. Da experiência do IST além do enriquecimento intelectual considero que enriqueci como pessoa e construí amizades que ficarão comigo por muitos anos.

Gostaria então de começar por agradecer à Filipa Rosa, ao Miguel Bravo e ao Tiago Carvalho pela amizade construída no percurso pelo IST e ainda pela preciosa ajuda prestada na revisão do texto da presente dissertação. Não menos importantes e com um papel fundamental no apoio e carinho ao longo do meu percurso académico, fica um agradecimento especial ao João Jesus, Liliana Baltazar, Nuno Pimentel, Pedro Teixeira, Ricardo Costa, Ruben Duarte, Susana Ramos e Suzana Almeida. Por fim gostaria de dar um pequeno destaque e um especial agradecimento à Susana Quaresma que para mim é como uma irmã e que esteve a meu lado em todos os momentos em que senti maiores dificuldades e me fez sempre acreditar que era possível.

Por último e não menos importante, um agradecimento muito especial aos meus pais. O muito obrigado por terem sempre acreditado em mim, mesmo quando eu própria duvidei, pela paciência ao longo de todos estes anos e pelo carinho e apoio incondicional. Agradeço todos os ensinamentos que me deram ao longo dos anos, que me ajudaram a tornar-me a pessoa que hoje sou, um muito obrigado. A vocês, em especial, dedico esta dissertação que sem o vosso apoio seria certamente mais difícil de concretizar.

ÍNDICE:

1.	Introdução.....	1
1.1.	Considerações Gerais.....	1
1.2.	Objectivos.....	2
1.3.	Organização do Texto.....	3
2.	Estudos Preliminares.....	5
2.1.	Caracterização do Local de Implantação.....	5
2.1.1.	Caracterização topográfica.....	5
2.1.2.	Caracterização geológica.....	6
2.2.	Caudal de Dimensionamento do Desvio Provisório.....	8
2.2.1.	Considerações gerais.....	8
2.2.2.	Caudais de ponta de cheia.....	8
2.2.3.	Período de retorno.....	13
2.2.4.	Avaliação do risco de excedência.....	14
2.2.5.	Definição do caudal de dimensionamento.....	15
3.	Tipos de Derivação Provisória.....	17
3.1.	Considerações Gerais.....	17
3.2.	Escolha do Tipo de Desvio Provisório.....	18
3.3.	Fases do Desvio Provisório.....	19
3.3.1.	Desvio provisório de fase única.....	19
3.3.2.	Desvio provisório de várias fases.....	20
3.4.	Estruturas Principais de Desvio Provisório.....	22

3.4.1.	Desvio provisório em túnel	22
3.4.2.	Desvio provisório por conduta	25
3.4.2.1.	Considerações gerais.....	25
3.4.2.2.	Tipos de escoamento	28
3.4.3.	Desvio através de canais de derivação a céu aberto	30
3.4.4.	Aberturas deixadas no corpo da barragem.....	35
3.4.5.	Desvio provisório com ensecamento parcial do leito do rio.....	37
3.5.	Ensecadeiras.....	43
3.5.1.	Considerações gerais.....	43
3.5.2.	Tipos de ensecadeiras	45
3.5.2.1.	Considerações gerais.....	45
3.5.2.2.	Ensecadeiras de materiais granulares.....	46
3.5.2.3.	Ensecadeiras de betão	50
3.5.2.4.	Ensecadeiras celulares	53
3.5.3.	Critérios de dimensionamento.....	55
3.5.3.1.	Âmbito abordado	55
3.5.3.2.	Critérios de dimensionamento hidráulico.....	55
3.5.4.	Galgamento.....	56
4.	Desvio Provisório em Túnel.....	61
4.1.	Considerações Gerais	61
4.2.	Estrutura de Controlo.....	62
4.2.1.	Considerações gerais.....	62
4.2.2.	Geometria da estrutura.....	63

4.2.3.	Dimensionamento hidráulico da estrutura	67
4.2.3.1.	Condições do escoamento	67
4.2.3.2.	Critérios energéticos	68
4.3.	Túnel de Desvio	71
4.3.1.	Considerações gerais.....	71
4.3.2.	Geometria da estrutura.....	72
4.3.2.1.	Considerações gerais.....	72
4.3.2.2.	Secção circular.....	73
4.3.2.3.	Secção em ferradura	74
4.3.3.	Caracterização do escoamento	78
4.3.3.1.	Considerações gerais.....	78
4.3.3.2.	Escoamento uniforme	78
4.3.3.3.	Escoamento crítico	80
4.3.4.	Definição de curvas de regolfo.....	81
4.3.4.1.	Considerações gerais.....	81
4.3.4.2.	Curvas de regolfo em canais prismáticos	82
4.3.4.3.	Cálculo das curvas de regolfo em canais não prismáticos	84
4.3.5.	Avaliação da quantidade de movimento total	86
4.4.	Exemplo de Aplicação	91
4.4.1.	Âmbito de estudo.....	91
4.4.2.	Dados considerados	91
4.4.3.	Cálculo das curvas de regolfo.....	92
4.4.3.1.	Secção circular.....	92

4.4.3.2.	Secção em ferradura	94
4.4.4.	Avaliação da quantidade de movimento total	96
4.5.	Estrutura de Restituição	98
4.5.1.	Tipos de estrutura de restituição	98
4.5.1.1.	Estrutura de restituição dispensada.....	98
4.5.1.2.	Estruturas de restituição	99
4.5.2.	Dimensionamento hidráulico das estruturas.....	100
4.5.2.1.	Dimensionamento da estrutura de restituição	100
4.5.2.2.	Dimensionamento de bacia de dissipação de energia por ressalto.....	102
4.6.	Fechamento do Desvio Provisório	104
4.6.1.	Considerações gerais.....	104
4.6.2.	Fechamento temporário	104
4.6.3.	Fechamento definitivo	105
5.	Aproveitamento do Desvio Provisório em Túnel para Descarga de Fundo	107
5.1.	Considerações Gerais.....	107
5.2.	Constituição da Descarga de Fundo.....	108
5.3.	Casos Práticos.....	111
5.3.1.	Âmbito de estudo.....	111
5.3.2.	Barragem do Alvito.....	111
5.3.2.1.	Caracterização geral	111
5.3.2.2.	Desvio provisório.....	112
5.3.2.3.	Descarga de fundo.....	114
5.3.3.	Barragem da Apartadura.....	115

5.3.3.1.	Caracterização geral	115
5.3.3.2.	Desvio provisório.....	116
5.3.3.3.	Descarga de fundo.....	119
5.3.4.	Barragem de Minutos.....	122
5.3.4.1.	Caracterização geral	122
5.3.4.2.	Desvio provisório.....	123
5.3.4.3.	Descarga de fundo.....	124
6.	Conclusões e Propostas Futuras.....	127
	Bibliografia	131
	Anexo I- Linguagem de programação	i
	Anexo II- Metodologia de aplicação do programa.....	vii
	Anexo III- Tabelas completas de aplicação do programa.....	ix
	Secção Circular	ix
	Secção em Ferradura.....	xiii
	Anexo IV- Bacias de dissipação por ressalto normalizadas.....	xv

ÍNDICE DE FIGURAS:

Figura 2.1- Zonificação proposta por Loureiro (1984) <i>in</i> Dias (2003).	11
Figura 2.2- Gráfico com representação das funções dos custos, associados ao desvio provisório. Tendo-se: A- Período de retorno (anos); B- Probabilidade de ocorrência da cheia; C- Custos anuais (milhares dólares); D-Caudal de desvio (m^3/s); E- Cheia de pico (m^3/s); F- Curva de custos; G- Custos de construção; H- Custos de estragos; I- Custos totais; J- Distribuição da frequência dos picos de cheia (ICOLD, 1986).....	16
Figura 3.1- Esquema de desvio provisório em fase única. Planta com: 1. Barragem; 2. Túnel de desvio; 3. Ensecadeira de montante; 4. Ensecadeira de Jusante (Rocha e Tamada, 2006).....	20
Figura 3.2- Fases do desvio provisório por fases: (a) Primeira fase. Em planta com: 1. Área ensecada na 1ª fase; 2. Ensecadeira da 1ª fase; 3. Desvio da primeira fase pelo leito do rio; (b) Segunda fase. Em Planta com: 4. Área ensecada na 2ª fase; 5. Ensecadeira da 2ª fase; 6. Desvio da primeira fase pela estrutura (Rocha e Tamada, 2006).....	21
Figura 3.3- Esquema de desvio provisório em túnel, incluindo rolhão de obturação (Pinheiro, 2002).....	24
Figura 3.4- Esquema de desvio provisório em conduta para construção de barragem de aterro (Pinheiro, 2002).....	26
Figura 3.5- Conduta construída em trincheira, com: (A) colar corta água; (B) Betão de regularização (Quintela, 1990).....	27
Figura 3.6- Esquema de uma conduta de desvio. Notação para estudo dos tipos de escoamento. (Vischer e Hager , 1998).	28
Figura 3.7- Tipos de escoamento que podem ocorrer numa galeria de desvio (Vischer e Hager, 1998).	30
Figura 3.8- Barragem de Canyon Ferry (EUA). Canal de desvio revestido com estacas-prancha. (http://www.helenahistory.org/dams.htm)	31
Figura 3.9- Barragem de Whana (Marrocos). Canal central de desvio provisório. (Fotografia cedida por Eng. AntónioCruz, Hidrotécnica Portuguesa S.A. <i>in</i> Pinheiro, 2002).	33

Figura 3.10- Barragem Baguari (Brasil). Esquema de escavação do canal de desvio (Rocha e Tamada, 2006).....	34
Figura 3.11- Desvio do rio Paraná barragem Itaipú (Brasil). Planta com: 1.Ensecadeira de montante; 2. Ensecadeira de montante em arco; 3. Barragem; 4. Estrutura de desvio; 5. Central hidroeléctrica do leito do rio; 6. Central hidroeléctrica do canal de desvio; 7. Passagem de serviço; 8. Canal de desvio; 9. Ensecadeira de jusante em arco; 10. Ensecadeira de jusante; 11. Direcção do escoamento (ICOLD, 2009).	35
Figura 3.12- Barragem de Cahora Bassa. Desvio provisório por orifícios e brecha central na barragem (Quintela, 2002).....	36
Figura 3.13- Desvio provisório com ensecamento parcial do leito do rio: (a) Fase 1- construção da ensecadeira; (b) Fase 2- Construção do primeiro troço da barragem; (c) Fase 3- Construção de parte da ensecadeira de 2ª fase e remoção parcial da de 1ª fase; (d) Fase 4- Conclusão da ensecadeira de 2ª fase e remoção do troço restante da de 1ª fase (Pinheiro, 2002).	37
Figura 3.14- Desvio provisório com ensecamento parcial. Configuração da ensecadeira (Hager, 1987).....	39
Figura 3.15- Perfis de três das situações descritas. 1. Curso de água com regime natural lento e escoamento lento ao longo do troço com largura contraída; 2. Curso de água com regime natural lento com transição para regime rápido e ressalto hidráulico a jusante do troço de largura contraída; 3. Curso de água com regime natural rápido e escoamento em regime rápido ao longo do troço com largura contraída (Vischer e Hager, 1998).	40
Figura 3.16- Barragem Clyde (Nova Zelândia). Caso prático em que se recorreu a este tipo de desvio provisório (Engenharia Civil.com).....	43
Figura 3.17- Esquema das ensecadeiras de montante e jusante e funcionamento do desvio provisório. Planta com: 1. Canal de desvio; 2.Ensecadeira de montante; 3. Entradas; 4. Descarregador e descarga de fundo; 5. Túnel de desvio; 6. Central Eléctrica; 7. Canal de saída; 8.Ensecadeira de jusante (Vincher e Hager, 1998).	43
Figura 3.18- Secção transversal típica de uma ensecadeira de enrocamento com argila no paramento de montante (Rocha e Tamada, 2006).....	47

Figura 3.19- Barragem de Aguamilpa (México), Esquema de uma ensecadeira de material granular com: 1- argila; 2-areia com granulometria elevada; 3- Areia com cal; 4- enrocamento (Marengo, 2006).....	47
Figura 3.20- Barragem de Campos Novos (Brasil), ensecadeira de material granular (Rocha e Tamada, 2006).....	47
Figura 3.21- Esquema típico de uma ensecadeira com cortina impermeável (Rocha e Tamada, 2006).....	49
Figura 3.22- Esquema da ensecadeira de montante incorporada na barragem, Barragem Corumbá I (ICOLD,2009).....	50
Figura 3.23- Barragem de Cahora Bassa (Moçambique), ensecadeira de jusante (Fotografia cedida por Prof. António Quintela <i>in</i> Pinheiro, 2002).....	51
Figura 3.24- Construção de uma ensecadeira em arco, desvio do rio Paraná (ICOLD, 2009).....	52
Figura 3.25- Esquema dos dois tipos de ensecadeiras celulares: a) Formada por células diferentes; b) Formada por células iguais (Rocha e Tamada, 2006).....	53
Figura 3.26- Fase construtiva da Barragem do Carrapatelo, onde se distingue a utilização de ensecadeiras celulares. (Fotografias cedidas por EDP Produção EM- Energia e Manutenção S.A. <i>in</i> Pinheiro, 2002).....	54
Figura 3.27- Barragem de Cahora Bassa (Moçambique), galgamento das ensecadeiras (Fotografia cedida por Prof. António Quintela <i>in</i> Pinheiro, 2002).....	59
Figura 3.28 – Barragem de Bandeira Mello (Brasil), galgamento das ensecadeiras durante a construção (Facchinetti, 2005).....	59
Figura 4.1- Esquema das elipses realizadas na secção de entrada da estrutura de controlo do desvio provisório.....	63
Figura 4.2- Estrutura de transição de montante segundo Hinds (1928) Planta com: 1. Canal de montante; 2. Túnel de desvio provisório (Smith, 1967).	64
Figura 4.3- Estrutura de transição de montante segundo Smith (1967) Planta com: 1. Secção de estudo de montante; 2. Largura do leito; 3. Superfície do escoamento; 4. Margem superior; 5. Transição; 6. Secção contraída (Smith, 1967).	66

Figura 4.4- Estudo energético da estrutura de controlo (Pinheiro, 2002).....	68
Figura 4.5- Secções transversais mais utilizadas em túneis de desvio provisório: (a) circular; (b) em ferradura; (c) rectangular com abóbada circular (Pinheiro, 2002).	72
Figura 4.6- Secção Circular. Definição de grandezas. Com: h-altura de escoamento; D-diâmetro do túnel de desvio; b-largura superficial (Pinheiro, 2002).....	73
Figura 4.7- Definição geométrica de uma secção em ferradura (Merkley, 2005).	74
Figura 4.8- Divisão da secção em ferradura em segmentos de profundidade (Merkley, 2005). 75	
Figura 4.9- Curvas de regolfo em canais prismáticos. Com: Declive fraco (f_1, f_2 e f_3); Declive forte (F_1, F_2 e F_3); Declive crítico (C_1 e C_3); Declive nulo (H_2 e H_3); Declive negativo (N_2 e N_3) (Manzanares, 1980).	84
Figura 4.10- Geometria aproximada da secção de restituição (Merkley, 2004).....	90
Figura 4.11- Restituição do desvio provisório ao curso de água, sem implantação de estrutura de restituição (Pinheiro, 2002).....	99
Figura 4.12- Estrutura de transição da restituição ao rio do desvio provisório (Pinheiro, 2002).	100
Figura 4.13- Restituição do desvio provisório através de bacia de dissipação por ressalto (Pinheiro, 2002).....	100
Figura 4.14- Desvio provisório com estrutura de restituição. Linha de energia e perda de carga. (Pinheiro, 2002).....	101
Figura 4.15- Determinação da cota de fundo da bacia de dissipação por ressalto (Pinheiro, 2009).....	102
Figura 4.16- Bacias de dissipação por ressalto propostas por Burec. Condições de utilização in Pinheiro (2009).....	103
Figura 4.17- Barragem do Alvito. Corte longitudinal pela galeria do descarregador de cheias e a descarga de fundo. Com: 1.Estrutura de entrada do desvio provisório; 2. Torre de manobra da comporta de montante; 3. Descarregador de cheias; 4. Câmara de válvulas de descarga de fundo; 5. Bacia de dissipação de energia (Pinheiro, 2002).	104

Figura 4.18- Esquema de desvio provisório com rolhão de betão para fechamento definitivo (Rocha e Tamanda,2006).	105
Figura 5.1- Válvula de jacto oco. Barragem do Pisão. (Fotografia obtida em visita de estudo ao local).....	108
Figura 5.2- Comporta de segmento. Barragem do Alqueva (fotografia obtida em visita de estudo ao local).....	109
Figura 5.3- Exemplo de grelha de betão instalada numa estrutura de descarga de fundo (Pinheiro,2006).....	110
Figura 5.4- Torre de manobras de equipamentos. Barragem de Óbidos (Pinheiro,2006).....	111
Figura 5.5- Corpo da barragem de Alvito (http://cnpgeb.inag.pt).....	112
Figura 5.6- Barragem de Alvito em funcionamento (http://sol.sapo.pt/inicio/Economia/Interior.aspx?content_id=950).	112
Figura 5.7- Esquema do sistema hidráulico da barragem do Alvito, incluindo descarga de fundo, desvio provisório e descarregador de superfície (http://cnpgeb.inag.pt).....	114
Figura 5.8- Esquema do corpo da barragem de Apartadura (http://cnpgeb.inag.pt).	116
Figura 5.9- Fotografia da barragem de Apartadura. (http://cnpgeb.inag.pt).....	116
Figura 5.10- Galeria de desvio provisório para posterior utilização como tomada de água e descarga de fundo. Escala 1:50 (Biblioteca do ex-INAG).	118
Figura 5.11- Torre de manobra e secção de entrada da galeria de descarga de fundo Escala 1:250 (Biblioteca do ex-INAG).	120
Figura 5.12- Bacia de dissipação a jusante da descarga de fundo. Escala 1:250 (Biblioteca ex-INAG).	121
Figura 5.13- Esquema do corpo da barragem de Minutos (http://cnpgeb.inag.pt).	122

ÍNDICE DE TABELAS:

Tabela 2.1- Valores dos parâmetros C e α para a equação 2.3 e 2.4 (Loureiro, 1984 <i>in</i> Dias, 2003).	11
Tabela 4.1- Definição da constante de <i>Manning-Strickler</i> (Quintela, 1981).....	79
Tabela 4.2- Dados admitidos na exposição do programa	91
Tabela 4.3- Determinação do valor de θ para cálculo da altura uniforme.....	92
Tabela 4.4- Alturas de escoamento do túnel de desvio com secção circular.	93
Tabela 4.5- Alturas de escoamento do túnel de desvio com secção em ferradura.....	95
Tabela 4.6- Cálculo da quantidade de movimento total para os dois tipos de secção transversal	97
Tabela 4.7- Cálculo da quantidade de movimento total para o canal de restituição	97
Tabela 4.8- Cálculo da quantidade de movimento total para o canal de restituição	98

SIMBOLOGIA

Latinas Minúsculas

a - Parâmetro adimensional (equação 2.2);

b - Parâmetro adimensional (equação 2.2); Largura da secção rectangular aproximada, na zona contraída, da secção do rio no local da construção da barragem (figura 3.14); Largura da secção de jusante da estrutura de controlo; Largura superficial secção de desvio provisório; Largura da base da secção de restituição (figura 4.10);

f_{ensc} - Folga da ensecadeira;

g - Aceleração da gravidade;

h - Altura do escoamento;

h_c - Altura correspondente ao escoamento crítico;

h_g - Profundidade do centro de gravidade da secção do túnel de desvio provisório;

\bar{h} - Profundidade do centróide da secção do túnel de desvio provisório;

h_u - Altura correspondente ao escoamento uniforme;

m - Coeficiente de perda de carga na secção de restituição (equação 4.52);

m_i - Declive dos paramentos da secção de restituição (figura 4.10);

n - Anos de funcionamento do desvio provisório;

i - Intensidade de precipitação; Declive do túnel de desvio provisório;

r - Risco de excedência do caudal de dimensionamento;

r_0 - Raio da curvatura a montante da secção contraída pela ensecadeira segundo Hager (1987);

r_d - Raio da curvatura da secção de entrada da conduta de desvio provisório;

s - Coordenada da secção da equação diferencial das curvas de regolfo;

t - Duração da precipitação (Curva IDF);

y_i - Cota do fundo em relação ao plano horizontal de referência, para secção em estudo;

z_i - Cota da soleira do túnel de desvio;

Latinas Maiúsculas

A - Área da bacia hidrográfica; Área da secção em estudo (equação 4.1); Área da secção transversal do túnel de desvio provisório;

B - Largura da secção rectangular aproximada, da secção do rio no local da construção da barragem (figura 3.14); Largura da secção de montante da estrutura de controlo;

C - Parâmetro da equação racional relacionado com as características da bacia;

D - Diâmetro do túnel ou conduta de desvio provisório;

F_r - Número de Froude;

H - Energia específica; Raio dos círculos que se intersectam para definir a secção em ferradura (figura 4.7);

H_0 - Energia na secção de entrada da estrutura (figura 3.6); Energia específica na secção a montante da contração provocada ensecadeira segundo Hager (1987);

H_1 - Energia na secção de saída da estrutura (figura 3.6);

H_c - Energia crítica na secção contraída pela ensecadeira segundo Hager (1987);

H_u - Energia uniforme que se estabelece na estrutura de desvio;

I_i - Perda de carga unitária;

K - Constante de *Manning-Strickler*;

L - Comprimento da secção aproximada em planta (figura 3.14);

L_D - Comprimento do túnel ou conduta de desvio provisório;

$|M$ - Quantidade de movimento total;

M_x - Momento de área;

$N_{alb_{m\acute{a}x}}$ - Cota máxima da albufeira;

N_{ensc} - Cota da ensecadeira;

N_F - Cota da soleira da bacia de dissipacão de energia por ressalto;

N_{jus} - Cota do escoamento a jusante da estrutura de restituicao;

P_m - Perímetro molhado da secao transversal do desvio provisório;

Q - Caudal escoado pelo desvio provisório;

Q_p - Caudal de ponta de cheia com período de retorno T ;

R_H - Raio hidráulico;

S - Submersão da bacia de dissipacão de energia por ressalto;

S_0 - Declive do fundo da conduta de desvio provisório (figura 3.6);

S_c - Declive crítico do fundo da conduta de desvio provisório;

T - Período de retorno para o caudal de dimensionamento considerado; Largura superficial da secao de restituicao (figura 4.10);

U_i - Velocidade média do escoamento numa secao;

V - Volume da secao em estudo para o cálculo do coeficiente de Coriolis (equacao 4.36);

V_i - Velocidade instantânea numa secao em estudo;

V_t - Velocidade instantânea na transicao da estrutura de controlo (equacao 4.5);

V_{jus} - Velocidade instantânea a jusante da estrutura de restituicao (equacao 4.52);

Gregas Minúsculas

α' - Coeficiente de quantidade de movimento;

α - Parâmetro regional da equação de Meyer; Ângulo de montante da configuração aproximada da ensecadeira segundo Hager (1987); Coeficiente de Coriolis; Ângulo formado pela conduta de desvio provisório com o plano horizontal;

β - Ângulo de jusante da configuração aproximada da ensecadeira segundo Hager (1987);

γ - Peso volúmico da água;

θ - Ângulo ao centro definido túnel de desvio provisório de secção circular (figura 4.6); Ângulo do perfil longitudinal do leito do canal com a horizontal;

λ - Relação entre comprimentos para a ensecadeira segundo Hager (1987); Coeficiente presente na equação diferencial das curvas de regolfo para canais prismático;

μ - Coeficiente de contracção;

ψ - Relação entre larguras para a ensecadeira segundo Hager (1987);

Gregas Maiúsculas

Δh_v - Perda de carga da estrutura de controlo pela velocidade;

ΔH_{ec} - Perda de carga unitária na estrutura de controlo do desvio provisório;

ΔH_{et} - Perda de carga unitária na estrutura de restituição do desvio provisório;

Δs - Comprimento de secções do canal.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Gerais

Na construção de estruturas hidráulicas, como barragens, é necessário proceder-se ao desvio do rio, de forma a colocar a seco o troço do leito abrangido pelas estruturas. O desvio provisório constitui o conjunto das obras necessárias para colocar a seco o troço do rio em que se pretende implantar a barragem **(Pinheiro, 2002)**.

O desvio provisório tem a função de desviar o rio através de estruturas construídas para esse fim. Estas estruturas para além de colocar a seco o local de implantação da estrutura hidráulica, em construção, devem protegê-la e garantir a segurança do estaleiro durante a construção. Contudo, no dimensionamento do desvio provisório deve estabelecer-se qual o risco que se considera admissível para o caso em estudo. Desta forma, o risco define-se como a possibilidade de o caudal de dimensionamento, que se admitiu para o desvio provisório, ser excedido pelo menos uma vez para o período de funcionamento da estrutura **(BUREC, 1987)**.

A estrutura de desvio provisório pode assumir diversas configurações, desta forma a escolha do tipo de desvio provisório a implantar tem em consideração vários factores. Assim, é necessário proceder-se ao estudo das características hidrológicas do curso de água abrangido pela barragem, das características morfológicas do vale e do tipo barragem a construir **(Pinheiro, 2002)**.

O estabelecimento do caudal de dimensionamento tem por base o tipo de cheias esperadas para o local, influenciando de certa forma a importância das estruturas de desvio na obra. Assim, em rios que produzam cheias de grande dimensão o desvio provisório assume uma maior importância comparativamente com um rio em que as cheias produzidas são de dimensão reduzida **(BUREC, 1987)**.

No caso das barragens de aterro o desvio provisório em túnel é de grande aplicabilidade. Este tipo de desvio provisório pode dividir-se em três estruturas principais: estrutura de montante, túnel ou conduta e estrutura de jusante. No que respeita à estrutura de desvio, túnel ou conduta, apresenta na grande maioria dos casos secções circulares ou em ferradura, dificultando a determinação das condições de escoamento, pela complexidade de definição das suas curvas de regolfo. A sua definição é de grande importância permitindo estabelecer as alturas de escoamento ao longo do comprimento da estrutura e classificar o tipo de escoamento que ocorre na mesma.

No caso de se recorrer ao desvio provisório em túnel numa barragem de aterro, o aproveitamento da estrutura de desvio para estrutura definitiva acarreta vantagens a vários níveis, especialmente a nível económico. Nestes casos, a estrutura através da qual se desvia o rio passará a funcionar como tomada de água ou descarga de fundo. Em Portugal existem algumas barragens em que se procedeu a este aproveitamento.

1.2. Objectivos

A presente dissertação tem como principal objectivo o estudo de diferentes tipos de desvio provisório e a sua aplicabilidade, procedendo-se a uma análise dos diversos factores que influenciam a escolha do tipo de desvio a implementar, nomeadamente, condicionantes físicos e técnicos. Nesta análise é dada maior relevância ao estudo do aproveitamento da estrutura executada para o desvio provisório, na realização de estruturas de carácter definitivo. Assim, pretende-se analisar as situações em que é possível a aplicação desta solução integrada e expor as alterações a realizar nas várias fases da obra aquando da sua realização tendo por base soluções implantadas em barragens portuguesas.

A fim de se estabelecer a aplicabilidade dos diversos tipos de desvio provisório, procede-se ao estudo detalhado dos mesmos, de forma a definir as suas potencialidades e as condições em que o seu funcionamento acarreta menores riscos para a obra, nomeadamente no que respeita ao risco de galgamento. No estudo dos tipos de desvio provisório ter-se-á em consideração a relação directa que existe, entre o risco que se considera admissível e os custos da obra.

No âmbito da presente dissertação optar-se-á por dar especial relevância ao desvio provisório em túnel, restringindo-se o estudo ao escoamento em superfície livre. A execução de um desvio provisório em superfície livre requer a realização de um estudo a nível hidráulico de forma a estimar as alturas de escoamento que ocorrem ao longo do túnel de desvio. Assim, será necessário recorrer-se às curvas de regolfo, estando o traçado qualitativo das mesmas devidamente estabelecido, no que respeita a canais prismáticos.

No entanto, na realização de desvios provisórios em túnel, é usual recorrer-se a secções circulares e em ferradura, entre outras, e não a secções prismáticas. Ter-se-á também como objectivo da presente dissertação a realização de um programa que permita o traçado da curva de regolfo, que se desenvolve ao longo do túnel de desvio provisório, limitando-se o estudo à secção circular e em

ferradura. Para o desenvolvimento do mesmo, recorre-se à linguagem de programação Visual Basic, inserida no *software* Microsoft Excel. Além da definição da curva de regolfo, pretende-se proceder à localização do ressalto, de forma a prever se o mesmo ocorre ou não no interior da conduta, realizando-se uma exposição das implicações que podem resultar da ocorrência de um ressalto no interior do túnel de desvio provisório.

Na construção de uma barragem, é possível o aproveitamento, mesmo que parcial, da estrutura realizada para o desvio provisório, em estruturas de carácter definitivo, como é o caso do descarregador de cheia, tomada de água e descarga de fundo. Na presente dissertação o estudo focar-se-á na adaptação do desvio provisório para descarga de fundo. Tem-se assim como objectivo seguinte proceder ao estudo das situações em que é possível a implementação deste projecto integrado e as implicações que o mesmo acarreta. Paralelamente ao estudo realizado serão apresentados alguns casos práticos de barragens portuguesas já construídas, expondo, para cada um dos casos, o tipo de solução implementada quando se procedeu ao aproveitamento da estrutura de desvio provisório para a realização da descarga de fundo.

1.3. Organização do Texto

A dissertação encontra-se estruturada em seis capítulos. No presente capítulo procede-se à introdução do tema e apresentam-se os objectivos estabelecidos para o estudo realizado no âmbito da presente dissertação.

No **Capítulo 2 – Estudos preliminares** procede-se à descrição dos estudos realizados no local de implantação da estrutura que requer a realização do desvio provisório, em termos das condições topográficas e geológicas. Aborda-se ainda neste capítulo o conceito de risco de excedência e a influência da sua definição na determinação do caudal de dimensionamento do desvio provisório.

O **Capítulo 3 – Tipos de derivação provisória** pretende constituir uma síntese dos mais relevantes tipos de desvio provisório. Procede-se à sua caracterização pelo número de fases em que se realizam e, em alternativa, através do tipo de estrutura principal de desvio implementada. Realiza-se o estudo da sua aplicabilidade, tendo em consideração os diversos factores que devem ser considerados na escolha do tipo de desvio provisório a implementar. Neste capítulo procede-se à exposição dos diversos tipos de ensecadeiras existentes, estabelecendo-se os seus critérios de dimensionamento e as condições em que devem ser implementadas.

No **Capítulo 4 – Desvio provisório em túnel** procede-se ao estudo mais exaustivo deste tipo de desvio provisório. Expondo-se os critérios de dimensionamento hidráulico para as diferentes estruturas integrantes do desvio provisório e definindo-se as condições em que o escoamento se processa nas mesmas. Neste capítulo efectua-se o estudo das curvas de regolfo para as secções que se considerou terem maior aplicabilidade neste tipo de desvio provisório, circular e em ferradura, procedendo-se ao teste do programa através de um exemplo de aplicação. Por fim, expõem-se as diferenças para o caso de se proceder ao fechamento do desvio provisório em comparação com o aproveitamento da estrutura de desvio para estrutura definitiva, como a descarga de fundo.

No **Capítulo 5 – Aproveitamento do desvio provisório em túnel para descarga de fundo** procede-se ao estudo da descarga de fundo expondo-se os elementos constituintes e as correspondentes funções. Numa segunda fase, apresentam-se casos de barragens portuguesas, já construídas, em que se procedeu ao aproveitamento do desvio provisório para descarga de fundo, apresentando-se as diferenças entre as diversas obras e de que forma se procede ao aproveitamento do desvio provisório.

Por fim no **Capítulo 6 – Conclusões e propostas futuras** são apresentadas algumas conclusões e sugestões para a continuação do estudo.

2. ESTUDOS PRELIMINARES

2.1. Caracterização do Local de Implantação

2.1.1. Caracterização topográfica

Na avaliação do tipo de desvio provisório a adoptar e no dimensionamento das estruturas integrantes do mesmo é importante proceder à caracterização topográfica do local de implantação da obra. A caracterização topográfica fornece informações quanto à topografia do local de implantação do desvio provisório, podendo estabelecer-se a divisão em dois grandes grupos: vales pouco encaixados e vales encaixados. O conhecimento da topografia local influencia o tipo de desvio provisório a implantar no local, nomeadamente a escolha da estrutura principal de desvio, apresentando-se as diversas estruturas principais de desvio no capítulo 3.4. O tipo de topografia terá interferência no arranjo do conjunto de estruturas integrantes do desvio provisório, no local de implantação da obra **(ICOLD, 1986)**.

O dimensionamento e construção das ensecadeiras são também influenciados pela topografia, no que se refere à sua dimensão e processo construtivo. No ponto 3.5.2, apresentam-se os diferentes tipos de ensecadeira e a sua aplicação tendo em consideração, entre outros factores, a topografia local.

O conhecimento da topografia local permite a definição de diversas características do rio que se pretende desviar, nomeadamente a sua secção transversal. A definição da secção transversal do rio possibilita a estimativa do seu declive. Assim, o declive da secção transversal do rio, na secção abrangida pelo desvio provisório, corresponde ao limite inferior imposto à estrutura de desvio implementada. O declive da estrutura de desvio é condicionado apenas inferiormente pelo leito do rio, não havendo nenhuma limitação superior decorrente de condicionantes topográficas. Existe ainda a possibilidade de se optar por realizar um traçado ascendente ao longo da encosta e implantar-se a extremidade de montante do desvio provisório a cotas superiores às do leito do rio **(Pinheiro, 2002)**.

A caracterização topográfica do local de implantação do desvio provisório permite uma programação das escavações a realizar, podendo estas ser reduzidas através do aproveitamento das condições topográficas locais. Este estudo acarreta vantagens ao nível económico, podendo reduzir-se os custos do desvio provisório associados aos movimentos de terras **(Pinheiro, 2002)**.

2.1.2. Caracterização geológica

A caracterização geológica é importante a vários níveis, especialmente no que respeita às condições de fundação locais e aos materiais disponíveis no local de implantação do desvio provisório. Assim, após a caracterização topográfica, é possível proceder-se a uma classificação geológica preliminar, tendo em consideração o tipo de vale em que se pretende proceder ao desvio do rio **(ICOLD, 1986)**.

Geralmente no caso de a topografia se caracterizar por vales encaixados, de largura reduzida e encostas de inclinação acentuada, os maciços rochosos apresentam qualidade superior e oferecem uma resistência satisfatória às solicitações impostas. Por outro lado, em vales pouco encaixados o tipo de solo encontrado distingue-se pela reduzida qualidade. No que respeita à última topografia referida, os materiais encontrados podem apresentar-se num estado de alteração desenvolvido ou possuir uma camada superficial de fraca qualidade com espessura considerável. Assim, para estes cenários, a resistência dos materiais às solicitações impostas é reduzida **(ICOLD, 1986)**.

As condições de fundação dependem especialmente das características geológicas e geotécnicas das formações locais. Em fundações essencialmente constituídas por formações rochosas, os factores a ter em consideração são **(Quintela, 1990)**:

- Estado de alteração;
- Fracturação;
- Permeabilidade;
- Deformabilidade.

No caso de se terem fundações constituídas por várias camadas de solos de fraca qualidade, os factores a ter em consideração devem ser **(Quintela, 1990)**:

- Permeabilidade;
- Erodibilidade;
- Deformabilidade;
- Resistência mecânica.

O conhecimento adquirido a nível das fundações é de extrema importância, uma vez que as mesmas detêm um papel fundamental na estanqueidade e estabilidade da estrutura. No caso de as condições de fundação locais apresentarem qualidade reduzida, o conhecimento prévio desta realidade permite a implementação de medidas correctivas, visando a melhoria da sua qualidade, nomeadamente quanto à sua resistência às solicitações impostas pelas estruturas implantadas no local **(Rocha e Tamada, 2006)**.

A implementação de medidas correctivas constitui uma medida preventiva que pode acarretar vantagens a nível económico. Existem diversas técnicas de tratamento do solo, não se procedendo na presente dissertação à explicação exaustiva das diversas técnicas existentes. No entanto, destacam-se algumas das principais técnicas realizadas actualmente **(Pinto, 2009)**:

- Compactação dinâmica e por explosivos;
- Estacas cravadas;
- Injecções;
- Pré-Carga;
- Tratamentos térmicos;
- Vibrocompactação;
- *Jet Grouting*.

A caracterização geológica fornece informação quanto aos materiais disponíveis no local. Esta informação pode ser relevante no que respeita à escolha dos materiais utilizados nas ensecadeiras. Assim, sempre que os materiais sejam adequados ao tipo de ensecadeira que se pretende realizar, deve optar-se pelo aproveitamento de materiais que se encontrem disponíveis numa área relativamente próxima do local. Esta medida possui vantagens a vários níveis, especialmente a nível económico **(Pinheiro, 2002)**.

A realização de estudos geológicos permite ainda a caracterização do material do leito do rio, especialmente no que respeita à sua erodibilidade. No caso da secção do leito do rio a jusante da saída do desvio provisório ser constituída por material erodível, deve proceder-se ao revestimento do leito, protegendo-se o mesmo do impacto do caudal desviado **(Rocha e Tamada, 2006)**.

2.2. Caudal de Dimensionamento do Desvio Provisório

2.2.1. Considerações gerais

O regime de caudais que se estabelece na secção da barragem e a sua permanência ou não ao longo do ano influencia a decisão quanto à construção do desvio provisório. O dimensionamento do desvio provisório inicia-se com a definição do caudal de dimensionamento. O caudal de dimensionamento do desvio provisório define-se com base em factores económicos, que se associam ao risco de excedência, para o período de retorno previamente estabelecido.

O risco de excedência corresponde ao risco do caudal de dimensionamento ser excedido pelo menos uma vez, para o período de funcionamento do desvio provisório. Começa por se estabelecer, *a priori*, o risco que se considera aceitável, recorrendo-se à equação 2.1. No entanto, deve ter-se presente que não é economicamente viável dimensionar o desvio provisório para o máximo caudal ocorrido ou que se considera possível ocorrer no local (BUREC, 1987).

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.1)$$

No processo de definição do caudal de dimensionamento ter-se-ão em consideração, para além dos factores económicos, os seguintes aspectos (BUREC, 1987):

- Segurança dos trabalhadores e da população a jusante, no caso de se exceder o caudal de dimensionamento do desvio provisório;
- O período de construção, determinando-se os períodos de cheias abrangidos;
- Os custos de possíveis danos para a estrutura já construída ou em construção, no caso de ocorrer galgamento da mesma;
- Os custos de um possível atraso em toda a estrutura em construção ao ocorrer o galgamento do desvio provisório.

2.2.2. Caudais de ponta de cheia

A determinação do caudal de dimensionamento requer a definição do caudal de ponta de cheia na secção da barragem em estudo. Para tal, deve proceder-se à caracterização das condições de cheia que ocorrem na bacia hidrográfica.

Na caracterização procede-se à análise de dois tipos de variáveis hidrológicas: precipitações diárias máximas anuais em postos udométricos, localizados no interior ou próximos da bacia hidrográfica em estudo e caudais instantâneos máximos anuais em estações hidrométricas, localizadas no interior ou o mais próximo possível da bacia em estudo.

Numa primeira fase procede-se ao levantamento dos postos udométricos que se encontram no interior ou relativamente próximos da bacia hidrográfica em estudo, recolhendo-se as séries de precipitações diárias máximas anuais. Numa fase, seguinte realiza-se o tratamento estatístico das séries recolhidas. O tratamento estatístico baseia-se na verificação da adaptabilidade das amostras recolhidas a varias leis de distribuição, tendo presente que as series consideradas correspondem a amostras aleatórias. Existem diversas distribuições de probabilidade, das quais se pode destacar: a distribuição Normal, a distribuição de Galton, a distribuição de Gumbel, a distribuição de Pearson III, entre outras. Considerou-se que a apresentação exhaustiva das distribuições existentes estaria fora do âmbito da presente dissertação (**Henriques, 1990**).

Numa fase seguinte, averigua-se a qualidade do ajustamento da distribuição de probabilidade à amostra. A verificação pode ser realizada através de um ajustamento visual ou de testes estatísticos. No que se refere ao ajustamento visual, este método caracteriza-se pela sua subjectividade. Procede-se à representação gráfica dos valores pertencentes à amostra analisada em conjunto com as estimativas obtidas pelas leis de distribuição estudadas e escolhe-se a lei de distribuição que melhor se adapta visualmente à amostra em estudo (**Quintela, 1996**).

Relativamente aos testes estatísticos destacam-se o teste do Qui-Quadrado (χ^2) e os testes baseados na função de distribuição empírica, nomeadamente devido à maior aplicação associada a estes modelos. Os parâmetros necessários à definição dos modelos de distribuição e as metodologias de aplicação dos testes estatísticos referidos foram consultados em **Henriques (1990)**, não sendo apresentados na dissertação por se considerar que estariam fora do seu âmbito.

A escolha da lei estatística que apresenta um melhor ajuste à amostra permite o cálculo das precipitações diárias anuais máximas para os diversos postos udométricos considerados. A determinação da precipitação diária máxima anual sobre a bacia hidrográfica em estudo é feita através do método dos polígonos de Thiessen que considera a influência de cada posto, de acordo com a área de influência do mesmo sobre a bacia hidrográfica.

Numa fase seguinte recorre-se as curvas IDF estabelecidas por **Brandão et al. (2001)** para os diversos postos udométricos visando o estabelecimento da intensidade de precipitação sobre uma bacia hidrográfica através da equação 2.2.

$$i = a \times t^b \quad (2.2)$$

Sendo importante referir que a e b representam parâmetros adimensionais, e são função da duração da precipitação para o posto udométrico considerado.

No cálculo da intensidade de precipitação deve proceder-se à correção da precipitação máxima anual obtida, para a correspondente ao período de retorno estabelecido para estrutura que se pretende dimensionar. Numa fase seguinte, associa-se a precipitação de projecto a um hietograma que defina a correspondente intensidade de precipitação para o tempo de concentração da bacia em estudo.

Por fim, calcula-se do caudal de ponta de cheia. Existem várias características fisiográficas que influenciam a definição dos caudais de ponta de cheia, como a área, a inclinação média da bacia e o tipo de solo. No entanto, a área da bacia hidrográfica revelou-se determinante na causa das cheias. No cálculo do caudal de ponta de cheia pode recorrer-se fórmula racional (equação 2.3) **(Quintela ,1996)**.

$$Q_p = CiA \quad (2.3)$$

Para o cálculo do caudal de ponta de cheia é necessário proceder-se à definição do parâmetro C que se relaciona com a região geográfica e o período de retorno admitido. No caso de Portugal continental, **Loureiro (1984)** procedeu ao estudo do parâmetro C cobrindo a totalidade do território e permitindo a determinação do caudal de ponta de cheia em função do período de retorno T (anos) e da área da bacia hidrográfica. Na figura 2.1 apresenta-se a zonificação proposta por **Loureiro (1984) in Dias (2003)** encontrado-se os valores correspondentes às diversas regiões na tabela 2.1.

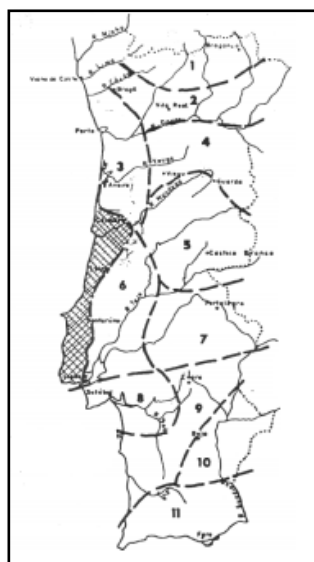


Figura 2.1- Zonificação proposta por Loureiro (1984) in Dias (2003).

Tabela 2.1- Valores dos parâmetros C e α para a equação 2.3 e 2.4 (Loureiro, 1984 in Dias, 2003).

Zonas	Valor de α	Valores de C para diferentes períodos de retorno- anos						
		5	10	25	50	100	500	1000
1	0,807	2,85	3,72	4,53	5,27	6,10	7,54	8,57
2	0,694	5,44	6,97	8,58	9,67	10,98	13,91	15,63
3	0,510	24,93	30,50	39,14	43,49	49,50	57,05	64,83
4	0,489	11,68	16,79	19,19	22,31	26,20	33,13	38,52
5	0,375	31,30	40,07	50,22	58,07	66,89	80,51	94,38
6	0,466	19,17	26,26	34,69	42,22	48,27	66,24	72,29
7	0,761	3,66	4,49	5,58	6,02	8,45	9,60	11,03
8	0,816	1,66	2,09	2,58	2,98	3,37	4,27	4,75
9	0,738	3,39	4,28	5,54	6,44	7,40	9,50	10,68
10	0,745	2,38	3,06	3,68	4,12	4,94	6,23	7,72
11	0,784	3,45	4,40	5,40	6,24	7,09	8,97	9,88

No estabelecimento do caudal de ponta de cheia de uma bacia hidrográfica pode recorrer-se à fórmula de Meyer (equação 2.4), que relaciona a bacia hidrográfica em estudo com outra bacia que apresente características semelhantes no tipo de escoamento e condições de precipitação (ICOLD, 1986). Na tabela 2.1 apresentam-se os valores estabelecidos por Loureiro (1984) para o parâmetro α presente na equação de Meyer.

$$\left(\frac{Q_A}{Q_B}\right) = \left(\frac{A_A}{A_B}\right)^\alpha \quad (2.4)$$

O estabelecimento dos caudais de ponta de cheia através de uma análise estatística de séries de caudais instantâneos máximos anuais é menos frequente devido à dificuldade de obter séries de dimensão aceitável. A dimensão das séries de caudais que se consideram como aceitáveis não está estabelecida, podendo encontrar-se diversos limites na bibliografia consultada. Contudo, os limites rondam os 30 valores como dimensão aceitável para uma amostra deste tipo.

No caso de a dimensão da amostra ser inferior ao estabelecido, a validade dos valores obtidos pode ficar comprometida, especialmente no que se refere a períodos de retorno elevados, frequentes no dimensionamento de estruturas hidráulicas. A inexistência de um posto com informação hidrométrica na secção da rede hidrográfica em que se vai intervir é igualmente comum (**Dias, 2003**).

No caso de a secção em estudo não possuir dados suficientes para uma análise estatística admissível, é possível estabelecer-se o caudal de ponta de cheia para a mesma através de uma relação estabelecida entre outra secção da rede hidrográfica para a qual se possuam dados suficientes. Assim, é importante a definição de bacias hidrográficas geograficamente próximas e hidraulicamente semelhantes para que a transposição de informação seja possível. A delimitação das bacias hidrográficas deverá ainda permitir a combinação dos registos de caudais extremos com as características climatológicas e fisiográficas das bacias hidrográficas (**Dias, 2003**).

No entanto, no caso de se recorrer a séries de caudais instantâneos máximos anuais deve naturalmente recorrer-se a estações hidrométricas tão próximas quanto possível da bacia hidrográfica e proceder-se à aplicação de leis estatísticas às series obtidas, tal como se procedeu no caso das séries de precipitações. Para as séries de caudais máximos anuais deve optar-se por leis estatísticas de extremos como a Lei de Gumbel e a Lei de Pearson III. Através das metodologias de ajuste da lei à amostra estudada é possível determinar o caudal de ponta de cheia a considerar no dimensionamento da estrutura de desvio.

Deve ter-se presente que a definição do caudal de dimensionamento terá outros factores em consideração, como o tipo de funcionamento que se prevê para o desvio provisório. No caso de obras de dimensão reduzida, em que o desvio provisório apenas funcionará alguns meses, o estudo estatístico de caudais instantâneos máximos anuais ou de precipitações diárias máximas anuais, deverá ser efectuado com base em séries de máximos anuais, referentes a cada um dos meses em

que se preveja o funcionamento do desvio. Desta forma, é possível reduzir o caudal de dimensionamento, para o mesmo período de retorno, no caso de o funcionamento previsto, não incluir os meses mais pluviosos **(Pinheiro, 2002)**.

2.2.3. Período de retorno

A definição do período de retorno tem por base uma análise prévia realizada no local ou conhecimentos adquiridos em dimensionamentos anteriores. Numa fase posterior à definição do modelo de distribuição, como abordado no ponto 2.2.2, deve proceder-se à definição do período de retorno, de modo a determinar o caudal de ponta de cheia que corresponderá ao caudal de dimensionamento da estrutura de desvio.

O período de retorno corresponde ao intervalo temporal entre a ocorrência de duas cheias de igual magnitude, devendo ter-se presente que o referido dado tem um cariz meramente estatístico, não havendo garantia que a cheia não ocorra fora do período esperado. A distribuição das cheias é aleatória, não sendo possível proceder à previsão da sua distribuição. Desta forma, o valor do período de retorno significa apenas que a probabilidade de ocorrência de uma cheia que iguale ou exceda o caudal de dimensionamento, para o período de retorno estabelecido, é de $(1/T)$, independentemente do ano considerado, desde a ocorrência da última cheia com a magnitude considerada **(BUREC, 1987)**.

O estabelecimento do período de retorno possibilita a definição do risco de excedência através da equação 2.1, devendo estabelecer-se o período previsto para a execução da obra. Assim, é possível proceder-se à estimativa, embora pouco precisa, do tipo de estragos que podem decorrer da excedência do caudal de dimensionamento, tanto na estrutura de desvio provisório como nas estruturas que se encontram a jusante da mesma **(Rocha e Tamada, 2006)**.

No caso de ser excedido o caudal de dimensionamento, poderá ocorrer o galgamento das ensecadeiras e da própria barragem em construção. Neste cenário, o tipo de material utilizado na estrutura será preponderante no tipo de risco que se pode admitir como aceitável. Para barragens de aterro, a ocorrência de galgamento poderá abranger grandes áreas de fundações e de escavação estrutural e ainda infligir danos irreversíveis nas ensecadeiras. Teoricamente estes danos serão de menor gravidade em barragens e ensecadeiras de betão. No entanto, existe para os dois tipos de estruturas uma relação funcional inversa entre o custo do desvio provisório e a redução do risco **(Pinheiro, 2002)**.

O tipo de barragem estabelece, assim, imposições ao período de retorno adoptado, devendo os períodos de retorno ser superiores tratando-se de uma estrutura de aterro, em comparação com estruturas de betão, uma vez que as segundas podem suportar um maior risco, sendo os custos associados ao seu galgamento inferiores.

Na construção de uma barragem de betão, ao proceder-se ao desvio do rio, a inundação do estaleiro não implica o abandono dos trabalhos nem a destruição total da barragem. Assim, o dimensionamento do desvio provisório pode ser feito para um período de retorno inferior, sendo frequente dimensionar-se o desvio provisório para um período de retorno de 10 anos **(ICOLD, 1986)**.

Para a construção de barragens de aterro, o desvio provisório deve ser dimensionado para um período de retorno superior uma vez que a estas estruturas está associado um maior risco de destruição em virtude de fenómenos de galgamento. Nestes casos, o período de retorno a considerar deverá ser igual ou superior a 50 anos **(ICOLD, 1986)**.

Como anteriormente referido, um período de retorno superior tem associado menor risco e, conseqüentemente, custos superiores com o desvio provisório. Assim, é importante considerar as medidas preventivas que asseguram a redução do período de retorno sem que haja menosprezo pelo risco associado. Desta forma é possível realizar o planeamento da obra considerando os períodos secos, procedendo-se à construção do desvio provisório durante estes períodos, possibilitando uma redução do período de retorno. Por outro lado, a realização de ensecadeiras altas que garantam o controlo da cheia até que a barragem em construção atinja altura suficiente para a controlar, poderá ser uma medida implementada sempre que seja economicamente possível **(ICOLD, 1986)**.

A impossibilidade de implementar as medidas referidas leva à análise de medidas preventivas que visem o aumento do período de retorno e conseqüente redução do risco de excedência. Destaca-se o revestimento da secção inferior do desvio provisório com betão hidráulico e o revestimento das paredes com betão projectado. Estas medidas promovem a redução da rugosidade equivalente da estrutura de desvio levando ao aumento do período de retorno **(Marengo, 2006)**.

2.2.4. Avaliação do risco de excedência

No caso de ocorrer excedência do caudal de dimensionamento, poderão ser infligidos danos na estrutura e na área envolvente da obra. A falha do desvio provisório pode ter várias causas associadas e conseqüências que são, *a priori*, difíceis de prever. Assim, é importante proceder-se ao estudo do risco de forma sequencial e concisa, sendo os riscos e as conseqüências nas diversas fases

da construção diferentes. O risco assumido para o desvio provisório deve ter por base uma análise económica e a ponderação das implicações que o colapso da estrutura poderá envolver, nomeadamente no que diz respeito a vidas humanas, prejuízos ambientais e materiais **(Marengo, 2006)**.

O número de anos que se prevê para o funcionamento do desvio provisório terá influência no risco, tal como se pode concluir da análise da equação 2.1. Assim, quanto maior o período de funcionamento, maior será o risco do caudal de dimensionamento ser excedido. A definição desta variável pode ser feita com alguma precisão. Contudo, tratando-se de um processo construtivo, podem ocorrer atrasos que influenciarão o risco de excedência. Vários são os factores que podem levar a atrasos na obra de desvio provisório, podendo destacar-se **(Rocha e Tamada, 2006)**:

- Acidentes com operários da obra;
- Condicionantes ambientais;
- Condicionantes financeiras;
- Condicionantes geológicas, que impliquem adaptação do projecto.

Embora a definição do risco de excedência tenha em consideração critérios reais e, para a grande maioria dos casos, históricos, tem associada grande incerteza e subjectividade **(Rocha e Tamada, 2006)**.

2.2.5. Definição do caudal de dimensionamento

O dimensionamento da estrutura de desvio provisório deve ser viável técnica e economicamente, desta forma a definição do caudal de dimensionamento inclui a estimativa dos seguintes custos **(ICOLD, 1986)**:

- Custos de construção dos trabalhos de desvio;
- Custos de estragos, que podem resultar a jusante do desvio provisório, no caso do mesmo ser galgado ou a montante em caso de obturação do desvio.

Na figura 2.2, apresenta-se um gráfico onde são evidenciadas as diversas funções de custos associadas à obra de desvio provisório **(ICOLD, 1986)**.

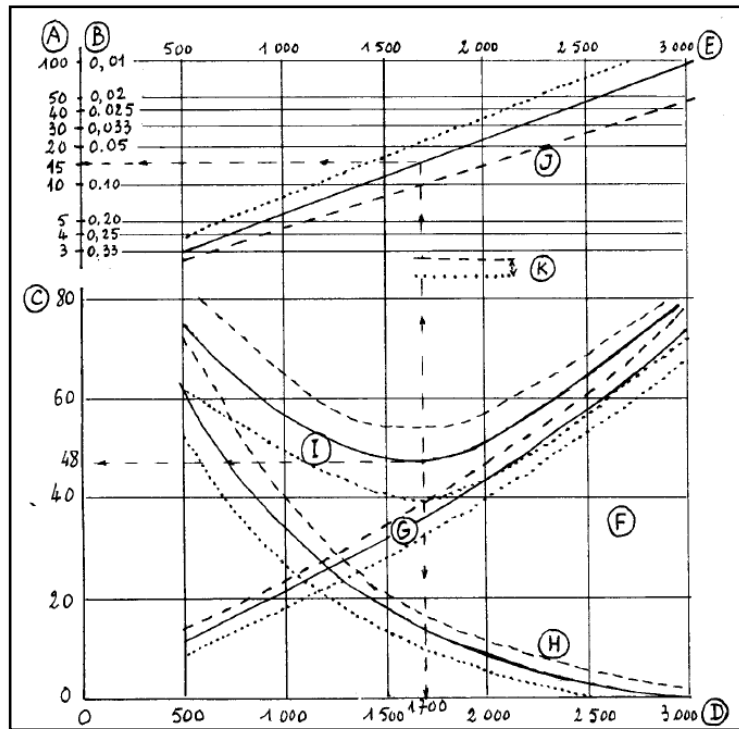


Figura 2.2- Gráfico com representação das funções dos custos, associados ao desvio provisório. Tendo-se: A- Período de retorno (anos); B- Probabilidade de ocorrência da cheia; C- Custos anuais (milhares dólares); D- Caudal de desvio (m^3/s); E- Cheia de pico (m^3/s); F- Curva de custos; G- Custos de construção; H- Custos de estragos; I- Custos totais; J- Distribuição da frequência dos picos de cheia (ICOLD, 1986).

Dos diversos custos apresentados na figura 2.2, os custos associados aos estragos provocados pelo galgamento são os mais difíceis de quantificar, uma vez que a sua previsão é feita sem que se conheça a grandeza do acontecimento que os provoca. Assim, o custo de todos os estragos causados por inadequação da capacidade do desvio deve ser estimado, multiplicando os custos estimados pela probabilidade do evento ocorrer e comparado com as descargas de cheia relevantes, de modo a obter a curva de custos dos estragos (ICOLD, 1986).

Os custos de obras de desvio destinadas a controlar diferentes picos de cheia são expressos em custos anuais, determinando-se a partir dos mesmos a curva do custo de construção. A curva dos custos totais do desvio provisório será obtida da soma das duas curvas referidas, tendo-se que o ponto mais baixo da curva corresponde ao valor para o qual se considera que se estabelece um equilíbrio entre o desempenho técnico e económico satisfatório. No entanto, este processo tem vários riscos associados, especialmente no que diz respeito a vidas humanas e à dimensão dos estragos causados pela cheia (ICOLD, 1986).

3. TIPOS DE DERIVAÇÃO PROVISÓRIA

3.1. Considerações Gerais

No presente capítulo, pretende-se abordar diversos tipos de derivação provisória e analisar a sua aplicabilidade. As estruturas realizadas com este fim são geralmente provisórias, podendo contudo ser aproveitadas para a realização de estruturas definitivas. Numa primeira fase procede-se à determinação do caudal de dimensionamento conforme abordado na alínea 2.2, tendo-se em consideração, tal como anteriormente referido, factores associados ao local de implantação da obra em que se integra a estrutura de desvio provisório **(Vischer e Hager, 1998)**.

A escolha do tipo de desvio provisório deve ser precedida do reconhecimento das condições do local de implantação da obra, tendo-se como objectivo um dimensionamento viável a nível técnico e económico. A localização do desvio provisório fornece informações históricas quanto à grandeza das cheias ocorridas, influenciando o risco e conseqüentemente os custos e tempo despendidos na realização da obra. Assim, os desvios provisórios são obras que assumem uma relevância e duração variáveis, podendo ter-se desvios dispendiosos e extensos, interferindo no planeamento da obra, atrasando-a, enquanto que noutros casos pode não se conjecturar grandes dificuldades ou delongas **(BUREC, 1987)**.

De forma a mitigar atrasos, no caso de desvios provisórios com dimensão significativa, justifica-se a realização de modelos reduzidos. Ao recorrer-se a modelos incrementa-se os custos do desvio provisório. Contudo, o investimento necessário para a execução dos modelos reduzidos terá um retorno pela redução do risco de galgamento, resultante de um melhor conhecimento das condições de escoamento, especialmente a sua velocidade **(Rocha e Tamada, 2006)**.

Segundo **Pinheiro (2002)**, na escolha do tipo desvio provisório deverá proceder-se à análise das obras definitivas que integrarão a barragem, nomeadamente, o descarregador de cheias, a descarga de fundo e a tomada de água. Geralmente, o desvio provisório é projectado visando o objectivo do seu aproveitamento, mesmo que parcial, para a construção das obras definitivas referidas. Ainda que não na totalidade, o aproveitamento de uma parte das obras do desvio provisório tornará o conjunto constituído pelas obras provisórias e definitivas mais económico e integrado.

A experiência obtida na construção de estruturas já concluídas e que apresentem características semelhantes deve ser tida em consideração, tirando-se partido do conhecimento adquirido tanto nos sucessos como nas falhas anteriores **(Rocha e Tamada, 2006)**.

A escolha do tipo de desvio provisório a ser implementado vai ser influenciada por variados factores, apresentando-se alguns cuja importância se considerou mais relevante, no ponto 3.2. No que respeita à classificação, a mesma terá por base diversos critérios, contudo na presente dissertação apenas se irá abordar a classificação no que respeita às fases em que é dividido o desvio provisório (ponto 3.3) e o critério com base no tipo de estrutura principal em que se processa o desvio do rio (ponto 3.4).

3.2. Escolha do Tipo de Desvio Provisório

A escolha do tipo de desvio provisório não obedece a determinadas regras pré-estabelecidas, podendo classificar-se a mesma como processo intuitivo, mas que tem, naturalmente, múltiplos factores em consideração. Assim, o estudo dos factores que auxiliam na escolha do tipo de desvio provisório deve efectuar-se de forma integrada, devido à correlação existente entre eles **(BUREC, 1987)**.

Segundo **BUREC (1987)**, na escolha do tipo de desvio provisório podem destacar-se os seguintes factores:

- Magnitude do escoamento;
- Características físicas do local;
- Tipologia da barragem que requer a realização do desvio provisório;
- Obras definitivas integrantes na barragem;
- Sequência das operações de construção.

A selecção do tipo de desvio provisório deve considerar a integração do mesmo no programa da obra, devendo causar o mínimo impacto possível e não acarretar atrasos na construção das restantes estruturas. Procede-se assim ao estudo de diversos factores inerentes à própria obra e à sua envolvente, a nível de infra-estruturas e de impactos sociais e ambientais **(BUREC, 1987)**.

No processo de escolha e dimensionamento do desvio provisório, o tipo de obra em que este se encontra inserido deve ser tido em consideração permitindo um planeamento integrado da obra. Assim, deve proceder-se ao estudo da organização da obra no espaço facilitando o planeamento da localização dos elementos constituintes do desvio provisório, nomeadamente a estrutura principal e as ensecadeiras **(Rocha e Tamada, 2006)**.

O cronograma da obra é importante para a escolha do tipo de desvio provisório. Assim, quando o cronograma da obra é muito apertado recorre-se usualmente a um desvio provisório por várias fases, permitindo um avanço mais célere na obra de desvio, comparativamente com o caso de se proceder a construção do desvio numa única fase. No entanto, a execução do desvio provisório por várias fases implica a construção de maior número de ensecadeiras, acarretando desvantagens ao nível económico. Neste tipo de cenário, deve analisar-se os custos adicionais resultantes do maior número de fases e os benefícios económicos decorrentes do encurtamento do prazo de construção **(Rocha e Tamada, 2006)**.

No entanto, e como anteriormente havia sido referido, a escolha do tipo de desvio provisório, embora tenha os referidos factores em consideração, é uma escolha intuitiva. Assim, há que ter em consideração, como factor, a experiência do projectista **(Rocha e Tamada, 2006)**.

3.3. Fases do Desvio Provisório

3.3.1. Desvio provisório de fase única

A realização do desvio provisório de fase única tem aplicação, na maioria dos casos, quando o local de implantação da obra é um vale encaixado. Neste tipo de desvio o escoamento do rio é completamente interrompido pela construção das ensecadeiras de montante e de jusante, criando-se um espaço seco, onde se procede à construção das estruturas definitivas. O escoamento do rio é encaminhado para a estrutura principal de desvio previamente construída **(Rocha e Tamada, 2006)**. No ponto 3.4 desenvolve-se o estudo das mais usuais estruturas principais de desvio, como o túnel ou o canal.

Segundo **ICOLD (1986)**, em termos de arranjo construtivo, quando se recorre a este tipo de desvio começa por se construir uma ensecadeira parcial, criando-se condições para a construção de estruturas principais de desvio como, túneis, canais ou condutas. A construção da estrutura de desvio provisório é realizada fora do leito do rio, ou seja, exterior ao local onde se pretende implantar as estruturas permanentes. Em alguns casos, pode ser imprescindível a distribuição do caudal desviado por várias estruturas, revelando-se esta solução economicamente vantajosa, quando comparada com o dimensionamento de uma estrutura de dimensão superior. Nestes casos é habitual recorrer-se a ambas as margens do rio para a implantação das estruturas principais de desvio.

Normalmente, quando se recorre a este método o tipo de estrutura principal de desvio mais utilizada é o túnel. No caso da topografia do rio ser menos encaixada ou se após a realização de estudos geológicos se averiguar que a rocha é demasiado pobre para a realização de túneis, a utilização de condutas ou canais é mais indicada. Numa fase final, é realizado o fechamento das estruturas de desvio, no caso de não se proceder ao seu aproveitamento. Na figura 3.1 apresenta-se um esquema tipo de desvio provisório em fase única (**ICOLD, 1986**).

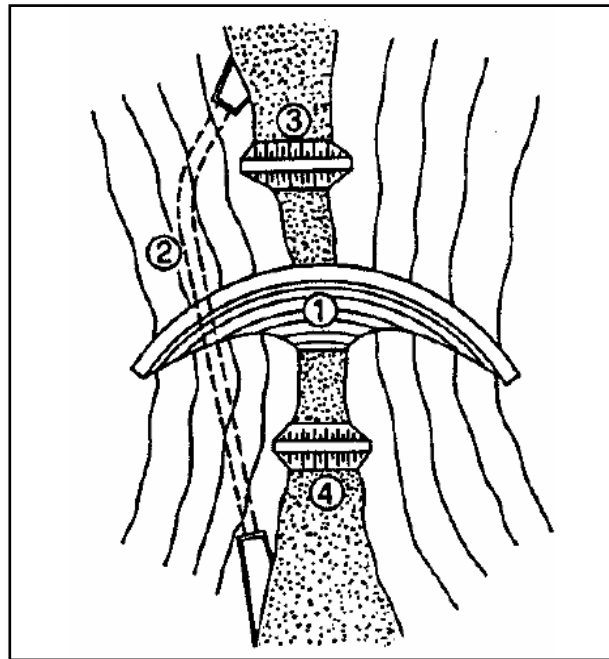


Figura 3.1- Esquema de desvio provisório em fase única. Planta com: 1. Barragem; 2. Túnel de desvio; 3. Ensecadeira de montante; 4. Ensecadeira de Jusante (Rocha e Tamada, 2006).

3.3.2. Desvio provisório de várias fases

O desvio provisório pode ser construído em várias fases, sendo esta metodologia muito corrente em rios com secção excessivamente larga e topografia pouco encaixada. Este método requer a construção de uma ensecadeira que se desloque entre as margens do rio promovendo uma zona seca, tornando possível o avanço do desvio no rio por fases e permitindo a construção das estruturas permanentes (**BUREC, 1987**).

Numa primeira fase, restringe-se o escoamento a uma porção do canal prosseguindo a construção da barragem numa elevação segura, situada no espaço que se encontra a seco. Segue-se o deslocamento da ensecadeira ao longo da secção do rio e o encaminhamento do escoamento para a

estrutura principal de desvio localizada na área já construída da barragem. Possibilitando-se a progressão na construção da barragem na zona adjacente **(BUREC, 1987)**.

Este tipo de desvio provisório é na grande maioria dos casos dividido em duas fases. Numa primeira fase esquematizada na figura 3.2(a) começa por se construir uma ensecadeira que se prolonga para o leito do rio promovendo uma área seca, onde se procede à construção da estrutura principal de desvio, a ser utilizada na fase seguinte, e parte da barragem principal. A ensecadeira avança ao longo do rio promovendo o desvio do caudal do rio e possibilitando o avanço na construção das estruturas definitivas. No entanto, o avanço da ensecadeira ao longo do rio pode não promover a capacidade de escoamento adequada à situação em estudo. Assim, em alguns casos, há necessidade de se proceder a um corte na margem oposta **(ICOLD, 1986)**.

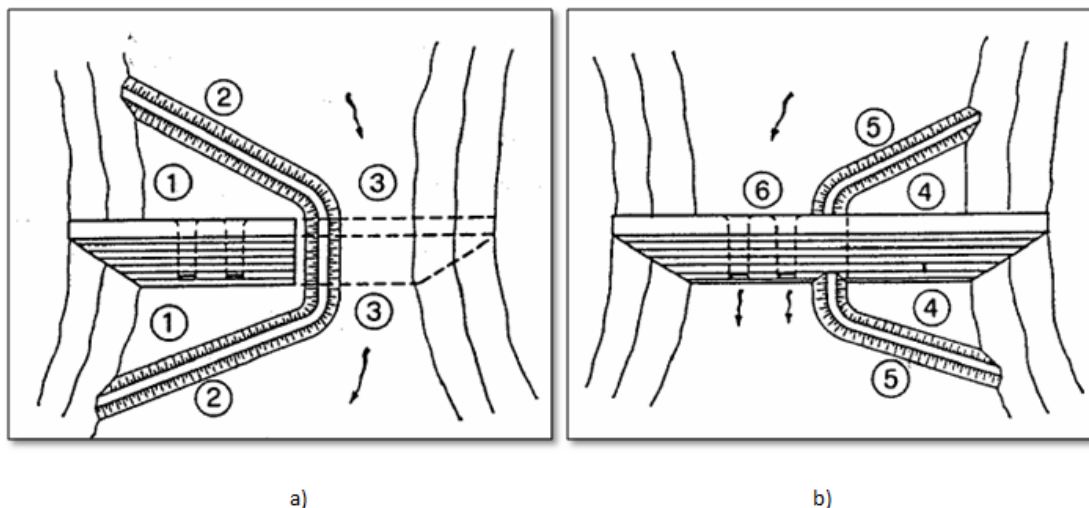


Figura 3.2- Fases do desvio provisório por fases: (a) Primeira fase. Em planta com: 1. Área ensecada na 1ª fase; 2. Ensecadeira da 1ª fase; 3. Desvio da primeira fase pelo leito do rio; (b) Segunda fase. Em Planta com: 4. Área ensecada na 2ª fase; 5. Ensecadeira da 2ª fase; 6. Desvio da primeira fase pela estrutura (Rocha e Tamada, 2006).

Na fase seguinte, tendo-se a estrutura principal de desvio concluída, o desvio do rio passa a realizar-se através da mesma e prosseguem os trabalhos para as restantes estruturas. Assim, procede-se à demolição total ou parcial da ensecadeira utilizada na primeira fase do desvio e constrói-se uma nova ensecadeira localizada na margem oposta, permitindo a conclusão das estruturas permanentes que integram barragem (Figura 3.2 (b)) **(ICOLD, 1986)**.

Neste tipo de desvio provisório embora as velocidades de escoamento sejam mantidas em valores razoáveis, especialmente na primeira fase, de forma a evitar problemas de erosão, deve promover-se a protecção do limite da ensecadeira, que se encontra em contacto com o escoamento,

recorrendo-se a enrocamento ou gabiões. No que respeita ao diferencial de carga entre as extremidades de montante e jusante não deve ser excedido o limite de 5m. Na segunda fase, são aceitáveis velocidades superiores, tendo-se uma carga normalmente inferior à dos casos em que o desvio se realiza em fase única **(ICOLD, 1986)**.

A realização deste tipo de desvio por mais do que duas fases associa-se com a dimensão e complexidade da obra em estudo e com a necessidade de um andamento mais célere **(Rocha e Tamada, 2006)**.

3.4. Estruturas Principais de Desvio Provisório

3.4.1. Desvio provisório em túnel

O desvio provisório em túnel será abordado de forma mais pormenorizada no capítulo 4, centrando-se o estudo no escoamento em superfície livre. A solução de desvio provisório através de túnel acarreta como principal desvantagem o facto de ter elevados custos associados, recorrendo-se a esta estrutura principal de desvio quando as demais se demonstram inviáveis. O estudo da viabilidade da implantação do túnel como estrutura principal de desvio tem grande influência da caracterização geológica e topográfica do local de implantação. Geralmente, a implantação do desvio provisório em túnel é comum em vales encaixados, independentemente do tipo de barragem, revelando-se as demais soluções de difícil execução, o que pode acarretar um incremento dos custos associados.

Os túneis de desvio provisório podem ou não ser revestidos. Assim, no processo de decisão quanto à necessidade de se aplicar revestimento devem ser tidos em consideração os seguintes aspectos **BUREC (1987)**:

- O custo do revestimento do túnel comparativamente com o custo de um túnel com dimensão superior não revestido e com igual capacidade de desvio;
- A natureza da rocha no túnel, especialmente nos casos em que é possível a inexistência de suporte durante a passagem dos caudais de desvio;
- A permeabilidade do material no local em que túnel é realizado, uma vez que influencia a quantidade de escoamento que se processa através do túnel e na região adjacente ao mesmo.

O revestimento dos túneis, que é constituído na grande maioria dos casos por betão, tem principalmente as seguintes funções **(Rocha e Tamada, 2006)**:

- Garantir boas condições de sustentabilidade dos solos;
- Assegurar a sustentabilidade do túnel;
- Diminuir a rugosidade do túnel incrementando a capacidade de desvio.

A grandeza do caudal escoado através dos túneis de desvio provisório relaciona-se com a qualidade da rocha em que são realizados. Assim, quando se procede à construção de túneis em locais que se caracterizem por rocha de qualidade elevada o caudal escoado pode atingir os 2000 m³/s, reduzindo-se para os 1000 m³/s quando a rocha é de qualidade média a reduzida. Regra geral, os caudais escoados não devem ir além dos 2500 m³/s. No que respeita à velocidade de escoamento deve ter-se presente que, em termos de valores gerais, ronda os 20 m/s **(ICOLD, 1986)**.

Em termos construtivos, a execução dos túneis requer volumes elevados de escavação, sendo este um dos factores que incrementam os custos associados a esta solução. Na escavação através das rochas pode haver necessidade de se recorrer a explosivos ou a máquinas perfuradoras, para rocha de qualidade superior **(Rocha e Tamada, 2006)**.

Este tipo de desvio provisório é caracterizado por um esquema típico constituído por duas ensecadeiras que colocam a seco a região em que se pretende realizar a barragem e o túnel de desvio. A ensecadeira de montante tem como função o encaminhamento do escoamento da secção do rio para o túnel de desvio. No que respeita à ensecadeira de jusante, permite que o escoamento seja conduzido de volta ao rio. Por seu turno, o túnel de desvio permite o escoamento do caudal e pode apresentar diversas secções. De forma geral, as secções com maior utilização são a circular e em ferradura. A escolha do tipo de secção utilizado, assim como o traçado do desvio provisório, estão relacionados com o desígnio final do túnel de desvio provisório, no que respeita ao seu aproveitamento ou não para estrutura definitiva **(Vischer e Hager, 1998)**.

O número de túneis e o seu diâmetro são definidos de acordo com o caudal que se pretende desviar. Assim, para caudais de desvio muito elevados, pode ser economicamente viável a realização de vários túneis, ao invés de um túnel que desvie a totalidade do caudal. No que respeita a limitações de diâmetro deve-se ter presente, que o diâmetro máximo ronda valores próximos dos 20 m **(ICOLD, 1986)**.

Os túneis de desvio provisório poderão ter diversos fins. No entanto, ao pretender-se realizar o seu fechamento no fim da construção procede-se à colocação de um rolhão de obturação, como

apresentado na figura 3.3. Por outro lado, é possível o aproveitamento do túnel na realização de estruturas definitivas, como descarga de fundo ou tomada de água (Vischer e Hager, 1998). O aproveitamento da estrutura de desvio para descarga de fundo será elemento de estudo na presente dissertação (capítulo 5). No que respeita ao fechamento do túnel de desvio será alvo de estudo do ponto 4.6.

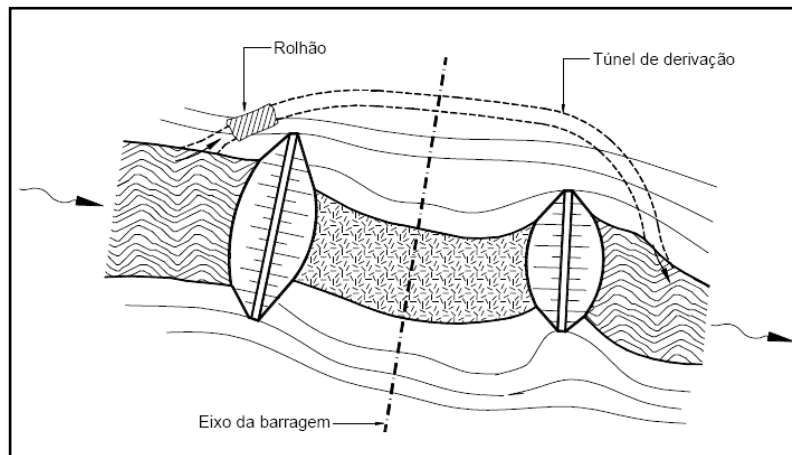


Figura 3.3- Esquema de desvio provisório em túnel, incluindo rolhão de obturação (Pinheiro, 2002).

O desvio do rio através de túneis pode processar-se em superfície livre ou em pressão. Na grande maioria dos casos, o escoamento nos túneis de desvio provisório processa-se em superfície livre, não devendo o mesmo processar-se a mais de 70% da sua capacidade, podendo no limite chegar-se aos 80% no caso de a cheia ser de muito curta duração. O espaço livre estará, naturalmente, ocupado pelo ar, devendo permitir a derivação do material que se encontra a flutuar no caudal desviado, como por exemplo troncos de árvores (Pinheiro, 2002).

No caso, menos frequente, de se adoptar uma solução com o escoamento do caudal do desvio provisório em pressão, o dimensionamento hidráulico encontra-se simplificado em relação à solução do escoamento em superfície livre. É aconselhável que o traçado altimétrico da estrutura permita, que a respectiva abobada se situe sempre abaixo da linha pismétrica, de forma a evitar depressões no túnel e os inconvenientes estruturais e hidráulicos daí resultantes (Pinheiro, 2002).

3.4.2. Desvio provisório por conduta

3.4.2.1. Considerações gerais

O desvio provisório por conduta constitui uma alternativa ao desvio provisório por túnel quando a rocha circundante ao local em que se pretende desviar o rio não apresenta qualidade suficiente para a realização do túnel de desvio, devendo contudo ser garantidas condições de fundação aceitáveis para a implantação da conduta. No que diz respeito aos custos associados, estas duas soluções não apresentam diferenças significativas. De seguida destacam-se algumas das que se consideraram como principais vantagens das condutas comparativamente com os túneis (**Villegas e Mejía, 1988**):

- Menores contingências geotécnicas. No caso do túnel a caracterização geotécnica pouco precisa pode implicar o aumento dos custos do projecto. No caso das condutas este estudo pode ser realizado ao longo do rio;
- Possibilidade de se estabelecer frentes de trabalho adicionais no caso de ocorrerem atrasos na obra de desvio provisório, reduzindo os efeitos deste atraso;
- O próprio traçado da conduta, recta no plano, possibilita um transporte mais seguro do escoamento para velocidades elevadas, comparativamente com o traçado do túnel que requer a realização de pelo menos duas curvas em planta.

A realização deste tipo de desvio acarreta custos elevados. Estima-se que tendo-se um comprimento na ordem dos 200 m se necessita de 20 m³ de betão armado por 1 m³/s de escoamento desviado (**ICOLD, 1986**). Findo o desvio provisório, existem duas finalizações possíveis para este tipo de estruturas. Pode proceder-se ao fechamento das mesmas através de um rolhão de betão ou ao seu aproveitamento para descarga de fundo ou para tomada de água, tal como acontece no caso dos túneis de desvio (**ICOLD, 1986**).

Segundo **BUREC (1987)**, é importante considerar a possibilidade de realização de desvio provisório através de condutas em barragens de betão. No entanto, estas devem ser permanentemente obturadas em todo o seu comprimento, de forma semelhante à execução do “rolhão” nos túneis de desvio, quando os mesmos não são aproveitados para estruturas definitivas.

Em termos construtivos, ao optar-se pela implantação de uma conduta como estrutura principal de desvio existem duas formas distintas de proceder ao seu arranjo no local de implantação da obra, ou seja, é possível implantar-se a conduta no leito do rio, o que implica a sua passagem sob corpo da

barragem, interferindo com a construção da mesma, ou em alternativa proceder-se à sua colocação nas margens do rio **(Rocha e Tamada, 2006)**.

O esquema de desvio para as condutas é semelhante ao realizado nos túneis, uma vez que a sua implantação deve ser realizada a seco, o que implica a necessidade de se construir ensecadeiras de montante e jusante. Na figura 3.4, apresenta-se um esquema de um desvio provisório em conduta, que se realiza através do aterro da barragem.

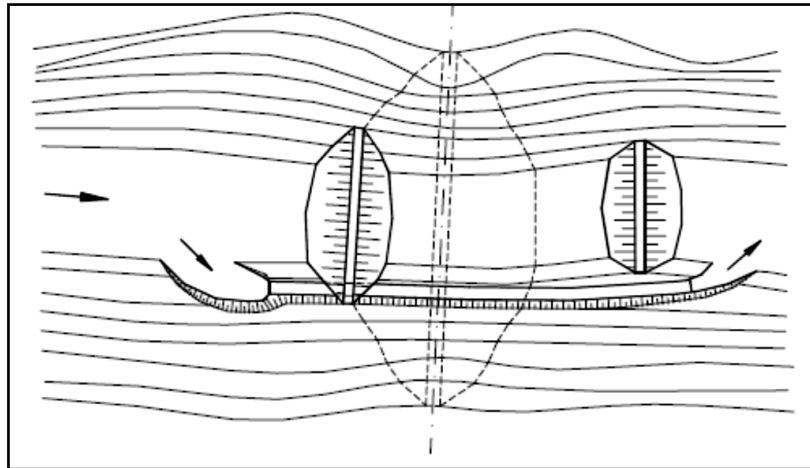


Figura 3.4- Esquema de desvio provisório em conduta para construção de barragem de aterro (Pinheiro, 2002).

Ao proceder-se à implantação das condutas de desvio no leito do rio ter-se-á desvantagens comparativamente com a realização de túneis de desvio, uma vez que há interferência com as obras da estrutura permanente **(Rocha e Tamada, 2006)**.

No desvio provisório em conduta as condições de fundação devem ser eficazes, devido à sobrecarga a que a estrutura ficará sujeita após a construção do aterro da barragem. Com a construção do aterro, a sobrecarga a que as condutas ficam sujeitas aumenta significativamente, podendo ter-se como consequência a ocorrência de assentamentos diferenciais das estruturas de desvio. Assim sendo, poderá ser colocada em causa a integridade das próprias condutas ou a ocorrência de fendilhação, o que implicará possivelmente a perda de água para o aterro envolvente, tendo consequências gravosas para a sua integridade estrutural, no caso de se ter perda significativa de caudal **(Pinheiro, 2002)**.

Ao proceder-se ao desvio provisório com implantação de condutas sob a barragem devem tomar-se precauções, fazendo-se face aos factores que ocasionam o mau desempenho da estrutura de desvio. Desta forma, tem-se como medidas preventivas para evitar a transferência de caudal através da

conduta de desvio para o aterro da barragem, a escolha do tipo de material que constitui a conduta e a sua implantação em locais cujas fundações apresentem características geotécnicas de qualidade. Como medida adicional deve dotar-se a conduta de dispositivos de estanqueidade adequados para as juntas, como colares corta-águas (Quintela, 1990).

No entanto, estas medidas revelam-se insuficientes, não combatendo satisfatoriamente os fenómenos de erosão interna que ocorrem no aterro da barragem, podendo obter-se resultados mais satisfatórios implantando-se a conduta em trincheira como apresentado na figura 3.5 (Quintela, 1990).

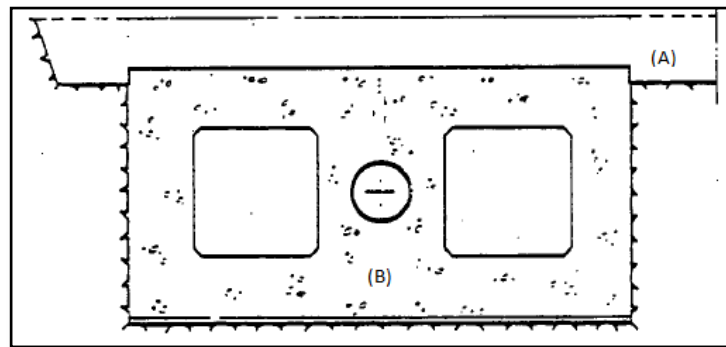


Figura 3.5- Conduta construída em trincheira, com: (A) colar corta água; (B) Betão de regularização (Quintela, 1990).

Segundo Vischer e Hager (1998), a aplicação deste tipo de desvio provisório pode relacionar-se com a carga existente a montante, sendo a sua aplicação mais predominante quando as cargas são reduzidas. O escoamento nas condutas de desvio provisório pode apresentar várias características, procedendo-se ao dimensionamento da conduta, de acordo com o tipo de escoamento que ocorre na mesma, podendo o escoamento, tal como nos túneis, ocorrer em superfície livre ou em pressão.

No dimensionamento das condutas a opção pela realização de múltiplas condutas em paralelo, ao invés de uma conduta que assegure o escoamento do caudal de dimensionamento considerado, pode em muitos casos ser vantajosa em termos económicos e construtivos. No que respeita ao tipo de secção pode optar-se por secções circulares, rectangulares ou em ferradura (Vischer e Hager, 1998).

3.4.2.2. Tipos de escoamento

O escoamento nas condutas de desvio provisório foi alvo de diversos estudos ao longo dos anos. Seguidamente apresenta-se um estudo aplicado a uma conduta de secção circular com diâmetro (D), tendo-se uma estrutura na secção de entrada da conduta com curvatura de raio (r_d) e desenvolvendo-se a referida conduta por um determinado comprimento (L_d) com um declive do fundo (S_0). A conduta apresenta um diferencial de energia entre a energia na secção de entrada da estrutura (H_0) e a energia da secção de saída (H_1). Os elementos referidos encontram-se ilustrados na figura 3.6.

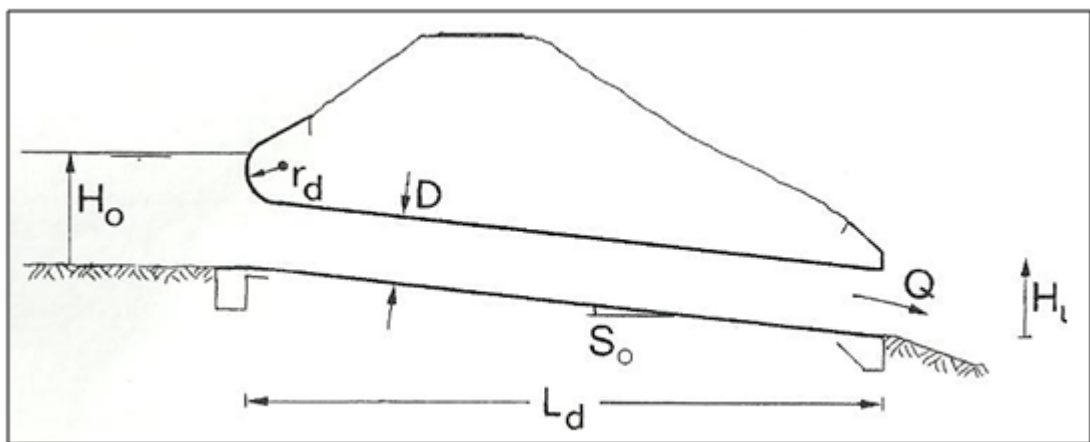


Figura 3.6- Esquema de uma conduta de desvio. Notação para estudo dos tipos de escoamento. (Vischer e Hager , 1998).

Ao recorrer-se a este tipo de desvio provisório deve ter-se em atenção algumas limitações geométricas. Assim, deve optar-se, se possível, por condutas de comprimento superior. No caso de se verificar $L_d/D > 10$ a 20, o comprimento considerado para a conduta de desvio é reduzido devendo proceder-se à correcção do mesmo, aumentando-o. No caso das condutas de desvio de comprimento superior, o escoamento que se processa no seu interior não possui características complexas, como acontece para condutas de comprimento mais reduzido (Vischer e Hager, 1998).

Segundo Chow (1959) in Vischer e Hager (1998), podem ter-se vários tipos de escoamento em condutas de desvio provisório. Os mesmos encontram-se representados esquematicamente na figura 3.7 e são:

1. Se $H_0 < 1,2D$ e $S_0 > S_c$, em que S_c representa o declive crítico do fundo, ou seja, corresponde ao declive em que a altura uniforme iguala a altura crítica, o regime crítico desenvolve-se na secção de entrada da conduta;
2. Se $H_0 < (1,2 \text{ a } 1,5) D$ e para escoamento livre na secção de saída, o controle do escoamento na entrada da conduta é idêntico ao imposto por uma comporta em que exista uma entrada de ar por jusante e que permita a manutenção do escoamento em superfície livre;
3. Se $H_0 < 1,2D$ e $S_0 < S_c$ tem-se o escoamento em regime lento, sendo o controle feito ou pela estrutura de saída da conduta ou pelo canal que se encontra a jusante da estrutura. As curvas de regolfo dominam este tipo de escoamento, podendo assumir-se regime uniforme para condutas de comprimento superior;
4. Para uma submersão do escoamento imediatamente a jusante da estrutura de desvio, em que $h_c < H_1 < D$ e para um declive do fundo reduzido ($S_0 < S_c$), a conduta encontra-se praticamente submersa;
5. Para um escoamento em pressão, tendo-se uma profundidade de saída igual à altura da conduta, o escoamento a jusante da mesma pode processar-se em regime rápido;
6. Quando a secção de saída se encontra totalmente submersa ($H_1 > D$) e ($S_0 < S_c$), o escoamento na conduta ocorre em pressão com regime lento à saída.

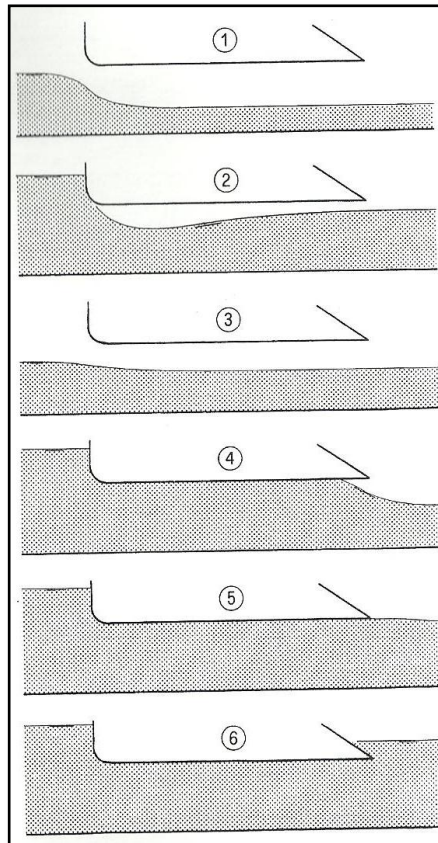


Figura 3.7- Tipos de escoamento que podem ocorrer numa galeria de desvio (Vischer e Hager, 1998).

3.4.3. Desvio através de canais de derivação a céu aberto

O desvio provisório através de um canal a céu aberto sobrevém de situações em que se torna economicamente inviável a realização de um túnel ou a implantação de uma conduta que possuam dimensão suficiente para assegurar o escoamento do caudal de dimensionamento que se estabeleceu para a estrutura de desvio provisório. O desvio provisório em canal e a forma como a sua construção é abordada está relacionado com o tipo de barragem em que se pretende implantar o canal e com o tipo de funções do próprio canal. A aplicação desta solução é comum quando a topografia se caracteriza por vales pouco encaixados (BUREC, 1987).

Ao recorrer-se a este tipo de desvio provisório deve proceder-se a um estudo dos movimentos de terra necessários à realização do canal, tendo-se em consideração as implicações das mesmas, especialmente a nível económico. A necessidade de proceder a escavações possibilita a caracterização geotécnica do local de implantação do canal. O tipo de solo em que se procede à realização do canal influencia a necessidade de revesti-lo parcial ou totalmente. Em termos geotécnicos, deve ter-se em consideração a segurança dos taludes, quanto à possibilidade de ocorrer

deslizamentos ou mesmo o seu colapso. Para taludes com inclinação muito acentuada devem tomar-se medidas preventivas, independentemente da qualidade da rocha **(ICOLD, 1986)**.

Derivado das considerações anteriores pode concluir-se quanto à importância do revestimento dos canais de desvio provisório, uma vez que promove protecção à erosão, especialmente em locais em que haja impacto do caudal desviado com a estrutura de desvio, e garante a estanqueidade dos paramentos laterais do canal.

Os canais podem ser revestidos recorrendo-se a diversos materiais, podendo destacar-se os seguintes como os que possuem maior aplicabilidade **(ICOLD, 1986)**:

- Betão;
- Estacas prancha;
- Enrocamento;
- Alvenaria.

Contudo, dos materiais referidos, betão é o que tem maior aplicação em termos de revestimento dos canais. Na figura 3.8, apresenta-se um canal em que se optou por um revestimento com estacas-prancha **(ICOLD, 1986)**.



Figura 3.8- Barragem de Canyon Ferry (EUA). Canal de desvio revestido com estacas-prancha. (<http://www.helenahistory.org/dams.htm>)

No dimensionamento do desvio provisório em canal é importante proceder-se ao estudo das secções de entrada e de saída do canal, uma vez que o escoamento nessas zonas pode descrever um raio de curvatura acentuado, devendo o canal encontrar-se adequadamente dimensionado para os esforços a que poderá ser sujeito. Em alguns casos, a utilização de um modelo reduzido como ferramenta de auxílio na definição das condições de escoamento, nomeadamente da velocidade de escoamento e das características do canal, pode ser pertinente (**ICOLD, 1986**).

No que respeita às velocidades praticadas neste tipo de estruturas, a velocidade média do escoamento é na grande maioria dos casos inferior a 10 m/s (**ICOLD, 1986**). Relativamente ao volume de escavação, quando os volumes de escavação necessários para a realização do canal se situam acima do nível de água do mesmo, os valores necessários de escavação rondam cerca de 200 m³ por m³/s de caudal escoado, atingindo-se volumes de escavação elevados (**ICOLD, 1986**).

Existem vários métodos para a realização do desvio provisório em canal. Começa por se apresentar o que corresponde à abertura do canal no corpo da barragem, sendo esta metodologia aplicável a barragens de aterro. A realização deste tipo de desvio tem início com o tratamento das fundações, na área reservada à execução do canal através do aterro. Numa segunda fase, procede-se ao encaminhamento do escoamento para a abertura realizada, seguindo-se o tratamento das fundações para a restante área abrangida pela barragem. Por fim, procede-se à construção da barragem, executando-se a estrutura de ambos os lados do canal (**Rocha e Tamada, 2006**).

Segundo **BUREC (1987)**, os paramentos laterais do canal devem ser limitados não devendo ser excedidos os 4:1. O estabelecimento deste limite permite um enchimento do canal no final do período de construção mais facilitado e reduz o risco de fissuração do aterro derivado a assentamentos diferenciais. O declive relativamente reduzido imposto às paredes do canal acarreta ainda a vantagem de proporcionar uma boa superfície de ligação entre a estrutura já implementada no local e o material a ser aplicado. No que respeita ao trecho inferior do canal temporário, deve garantir-se que o mesmo apresenta características semelhantes às do leito original, nomeadamente o declive, que deve ser semelhante ao que se encontra no local, evitando-se fenómenos de erosão.

No que respeita à largura do canal a mesma associa-se directamente com a magnitude do caudal de dimensionamento e com a capacidade do equipamento de preencher o canal em tempo útil. Quando se recorre ao desvio provisório em canal, o tipo de material utilizado no aterro é de grande relevância, nomeadamente a sua densidade. O material escolhido terá grande influência especialmente nos assentamentos que tolera e no tipo de ligação que estabelece com o material que se encontra no local da obra (**BUREC, 1987**).

Para este tipo de desvio, o caudal desviado é derivado através da abertura na barragem até que o progresso na construção do aterro e obras anexas tenham capacidade suficiente para escoar o caudal em segurança através do descarregador ou órgãos de saída, podendo nesta fase proceder-se ao encerramento do canal de derivação. A programação deste tipo de desvio deve ter em consideração as alturas do ano em que há menor probabilidade de ocorrer uma cheia, reduzindo-se o risco de galgamento do aterro da secção de saída. Assim, a taxa média de colocação de aterro deve superar a velocidade de chegada de água ao reservatório. Na figura 3.9, apresenta-se um exemplo deste tipo de desvio provisório (**BUREC, 1987**).

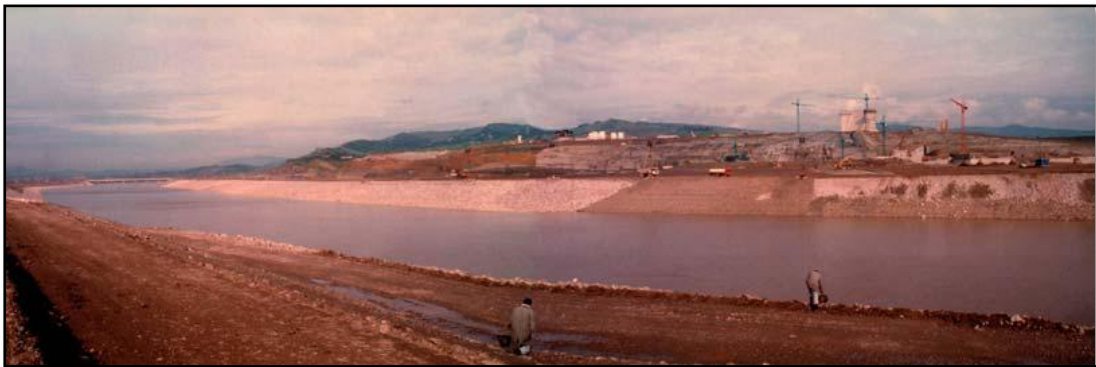


Figura 3.9- Barragem de Whana (Marrocos). Canal central de desvio provisório. (Fotografia cedida por Eng. AntónioCruz, Hidrotécnica Portuguesa S.A. in Pinheiro, 2002).

No desvio provisório em canal pode ainda proceder-se à escavação de uma ou ambas as margens aumentando-se a secção disponível ao escoamento ou ao aprofundamento do leito do rio. Estas medidas têm como objectivo incrementar a capacidade de escoamento do caudal afluente ao local. A solução apresentada tem aplicação em rios que se encontram estrangulados, não tendo a capacidade de escoamento necessária para o caudal afluente. O desvio provisório com o aumento da secção do canal permite uma redução na altura das ensecadeiras, assim como na dimensão do material utilizado para a protecção das mesmas, uma vez que o aumento da secção do canal tem como consequências a redução da velocidade e altura do escoamento. Na figura 3.10, encontra-se um esquema da barragem de Baguari, em que se recorreu a este tipo de desvio (**Rocha e Tamada, 2006**).

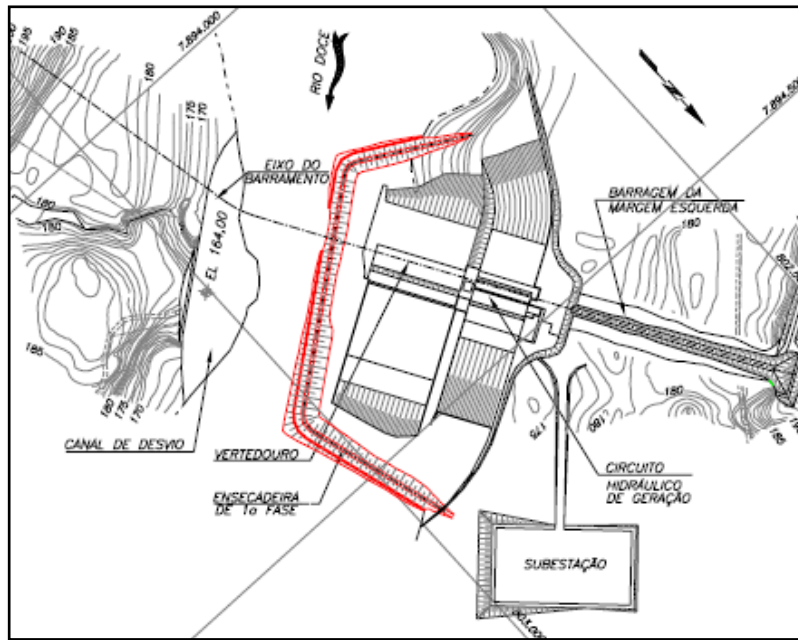


Figura 3.10- Barragem Baguari (Brasil). Esquema de escavação do canal de desvio (Rocha e Tamada, 2006).

O último tipo de desvio provisório em canal, aplicável maioritariamente a barragens de betão, refere-se à situação em que é necessário proceder ao fechamento completo do leito do rio, na construção de estruturas permanentes. Este esquema é semelhante ao utilizado para o desvio provisório em túnel ou em conduta, recorrendo-se à solução de canal, quando os caudais que ocorrem no local são de magnitude superior, inviabilizando as restantes soluções **(Rocha e Tamada, 2006)**.

O esquema será em tudo semelhante, apresentando duas ensecadeiras, montante e jusante. Na figura 3.11, encontra-se um exemplo do esquema utilizado neste tipo de desvio. Pode nestes casos haver necessidade de se proceder à construção de estruturas de fechamento do canal de desvio, para além das ensecadeiras, tendo como objectivo a conclusão de todas as estruturas necessárias à obra. O cronograma da obra e a magnitude das cheias esperadas no local definem a utilização ou não destas estruturas de fechamento **(Rocha e Tamada, 2006)**.

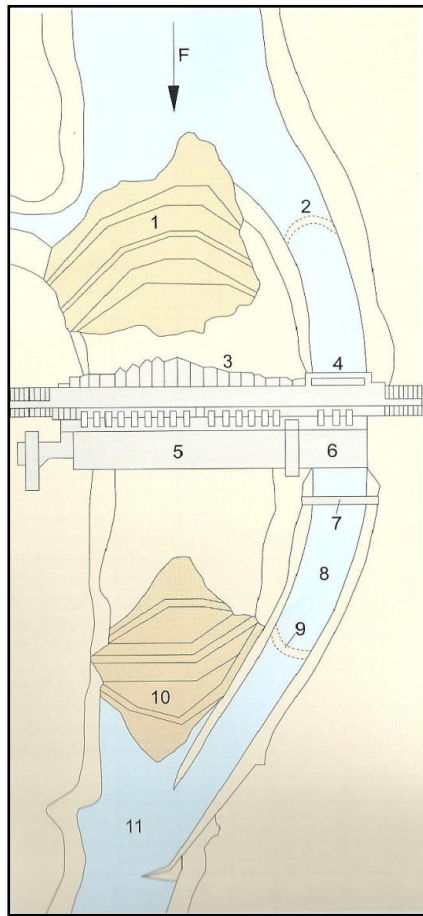


Figura 3.11- Desvio do rio Paraná barragem Itaipú (Brasil). Planta com: 1.Ensecadeira de montante; 2. Ensecadeira de montante em arco; 3. Barragem; 4. Estrutura de desvio; 5. Central hidroelétrica do leito do rio; 6. Central hidroelétrica do canal de desvio; 7. Passagem de serviço; 8. Canal de desvio; 9. Ensecadeira de jusante em arco; 10. Ensecadeira de jusante; 11. Direcção do escoamento (ICOLD, 2009).

3.4.4. Aberturas deixadas no corpo da barragem

Este método tem grande aplicação nas barragens de betão, havendo contudo alguns exemplos de aplicação em barragens de aterro. Através do aproveitamento de aberturas deixadas no corpo da barragem é possível uma redução a nível das estruturas de desvio provisório. Assim, em muitos casos o desvio provisório consiste em túneis de dimensão reduzida, permitindo apenas a passagem do escoamento normal do rio, processando-se o escoamento da cheia por aberturas temporárias que se encontram no corpo da barragem.

Para este tipo de solução é de esperar que ocorra galgamento das ensecadeiras, sendo que as mesmas são na maioria dos casos em betão. As ensecadeiras de enrocamento podem ser implementadas tendo-se presente que existe grande probabilidade de serem galgadas e destruídas (ICOLD, 1986). A barragem de Cahora Bassa é um exemplo da aplicação deste tipo de desvio provisório, apresentando-se uma imagem da mesma na figura 3.12.



Figura 3.12- Barragem de Cahora Bassa. Desvio provisório por orifícios e brecha central na barragem (Quintela, 2002).

A análise do regime de caudais que se estabelece nos locais em que se aplicou este tipo de desvio provisório, leva à conclusão que o dimensionamento do desvio provisório para os caudais esperados não seria económico nem tecnicamente viável. Desta forma, a implementação desta solução de desvio provisório é corrente em locais cujos caudais esperados são médios a elevados (ICOLD, 1986).

A aplicação deste tipo de desvio provisório associa-se mais frequentemente a barragens de betão, mais especificamente em arco. Contudo, a sua implementação em barragens em arco deve acarretar algumas medidas preventivas, como o tratamento das juntas de ligação, tendo-se presente que nesta solução é possível e bastante provável a ocorrência de galgamento. No que respeita às aberturas realizadas no corpo da barragem, especialmente em arco, deve proceder-se ao fechamento das mesmas aquando da conclusão da construção (ICOLD, 1986).

3.4.5. Desvio provisório com ensecamento parcial do leito do rio

Este método consiste na contracção lateral da secção do rio através da construção de uma ensecadeira. Desta forma, obtém-se uma zona seca onde é possível prosseguir a construção das estruturas necessárias ao desvio do rio. Durante a fase de construção das estruturas de desvio o escoamento do caudal processa-se pela zona contraída. Numa segunda fase, a parte que já se encontra construída pode começar a escoar o rio, prosseguindo a conclusão da obra na área adjacente. A utilização deste tipo de desvio provisório reserva-se às barragens de betão, tendo grande aplicabilidade na construção de barragens móveis. Este método processa-se em várias fases, ilustradas na figura 3.13 apresentada de seguida (Pinheiro, 2002).

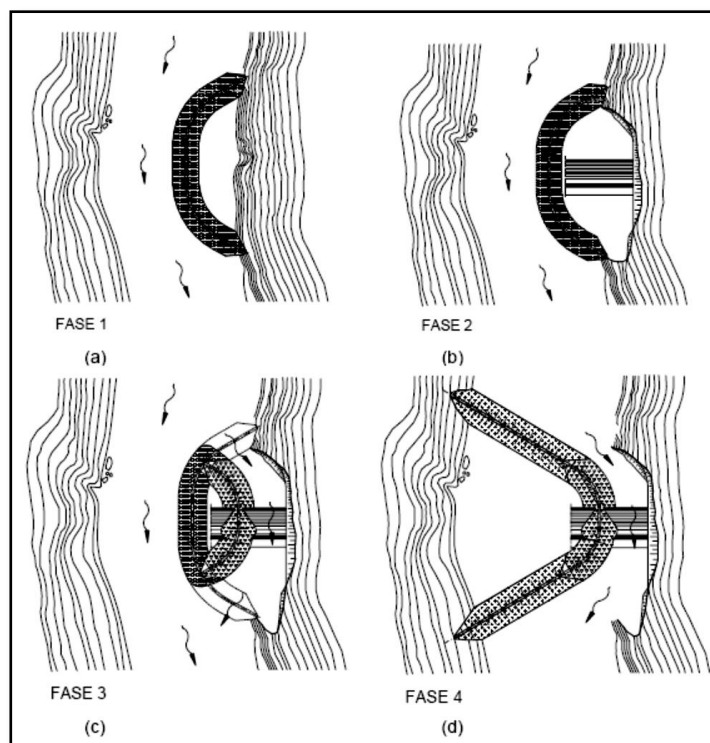


Figura 3.13- Desvio provisório com ensecamento parcial do leito do rio: (a) Fase 1- construção da ensecadeira; (b) Fase 2- Construção do primeiro troço da barragem; (c) Fase 3- Construção de parte da ensecadeira de 2ª fase e remoção parcial da de 1ª fase; (d) Fase 4- Conclusão da ensecadeira de 2ª fase e remoção do troço restante da de 1ª fase (Pinheiro, 2002).

Segundo **Vischer e Hager (1998)**, os desvios com ensecamento parcial do rio têm escoamentos com características muito particulares, especialmente no que respeita ao seu tipo. No caso de se ter uma taxa de contracção elevada criam-se condições para a ocorrência de escoamentos transitórios. Nestes casos, a estrutura torna-se hidráulicamente semelhante a um tubo de Venturi, ou seja, não

havendo alterações na quantidade de fluxo, ao contrair-se significativamente a secção do rio e tratando-se naturalmente de um líquido incompressível, a velocidade do escoamento aumenta. No caso de o escoamento se processar em regime lento, ao atravessar a contracção, o aumento da velocidade poderá ter como consequência fenómenos de erosão no fundo do rio, provocados pelas ondas estacionárias.

O ensecamento parcial do leito e consequente redução significativa da secção de escoamento terá como principal impacto, como anteriormente referido, a alteração das condições de escoamento. O dimensionamento hidráulico compreenderá a determinação de curvas de regolfo para o caudal de dimensionamento e para caudais inferiores, possibilitando a análise das variações de nível e determinação das velocidades introduzidas por diferentes geometrias de ensecadeira. No caso de leitos com fundo móvel, a influência das condições de escoamento introduzidas pelo desvio provisório na configuração do fundo deverá ser igualmente tida em consideração **(Pinheiro, 2002)**.

Na determinação das condições de regolfo é importante conhecer a geometria do desvio provisório, especialmente no que respeita aos estreitamentos e alargamentos bruscos da secção de escoamento. Este tipo de singularidades tem associadas perdas de carga localizada, devendo proceder-se à análise dos seus coeficientes de perda de carga, tendo em consideração as diversas situações de estudo **(Pinheiro, 2002)**.

No caso de desvios provisórios de grande dimensão pode recorrer-se a ensaios em modelo físico. Este tipo de ensaios apenas se justifica em obras de dimensão significativa, uma vez que acarretam um aumento significativo dos custos. No entanto, fornecem informação relevante, quanto às velocidades esperadas para a estrutura de desvio provisório, podendo prevenir gastos posteriores, associados a um dimensionamento incorrecto **(Pinheiro, 2002)**.

No dimensionamento hidráulico, deste tipo de desvio provisório, deve recorrer-se a título preliminar, ao método proposto por **Hager e Dupraz (1985)** e **Hager (1987)**. Neste método a secção natural aproxima-se a uma secção rectangular e o contorno em planta da ensecadeira a um trapézio, em que se considera (α) como ângulo de montante e (β) como ângulo de jusante, tal como se representa na figura 3.14.

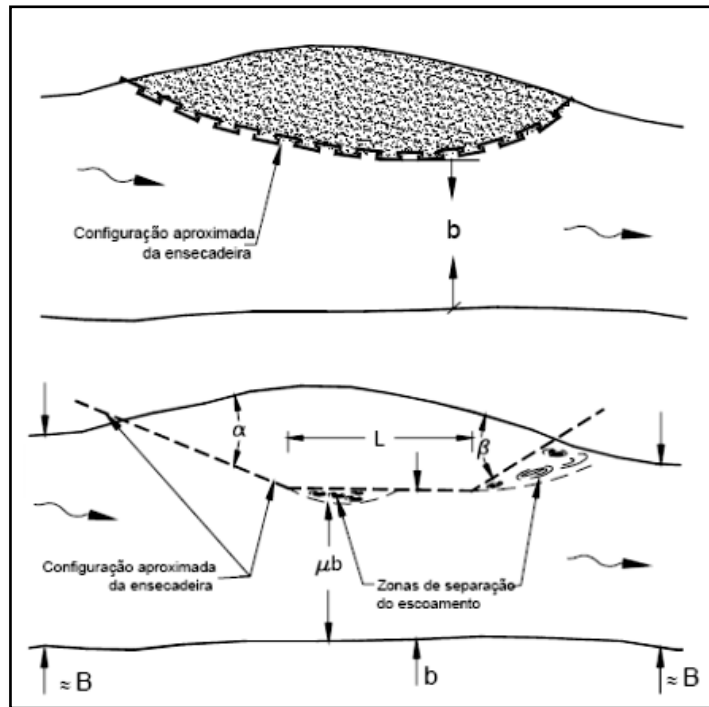


Figura 3.14- Desvio provisório com ensecamento parcial. Configuração da ensecadeira (Hager, 1987).

Podem estabelecer-se vários cenários em função do caudal (Q), da relação de larguras $\psi = b/B$, da relação entre comprimentos $\lambda = L/b$ e dos ângulos α e β (Vischer e Hager, 1998):

- Curso de água com regime natural lento e escoamento lento ao longo do troço com largura contraída;
- Curso de água com regime natural lento, com transição para regime rápido e ressalto hidráulico a jusante do troço de largura contraída;
- Curso de água com regime natural rápido e escoamento em regime rápido ao longo do troço com largura contraída;
- Curso de água com regime natural rápido, ocorrência de ressalto hidráulico a montante do troço com largura contraída e transição para regime rápido a jusante.

No primeiro dos cenários referidos, estabelecendo-se a jusante da contracção uma altura de escoamento significativa ou tendo-se um valor elevado para a relação entre larguras, o escoamento encontra-se submerso, havendo influência do nível de jusante sobre o nível de montante. Neste cenário o escoamento ocorre em regime lento ao longo da zona contraída, sendo o coeficiente de contracção influenciado por (Vischer e Hager, 1998):

- Ângulo de montante (α);
- Relação entre larguras (ψ);
- Relação entre comprimentos (λ);
- Relação entre a altura do escoamento na zona contraída (h_2) e a altura do escoamento a montante (h_0).

No presente estudo deve ter-se em consideração a ocorrência de perdas de carga locais ao longo da secção do rio e o rácio quanto à profundidade deve respeitar a relação $T = h_0/h_t \geq 1$. Na figura 3.15, encontram-se representados os vários cenários que podem ocorrer, tornando-se mais evidente quais as alturas a considerar nas relações referidas anteriormente.

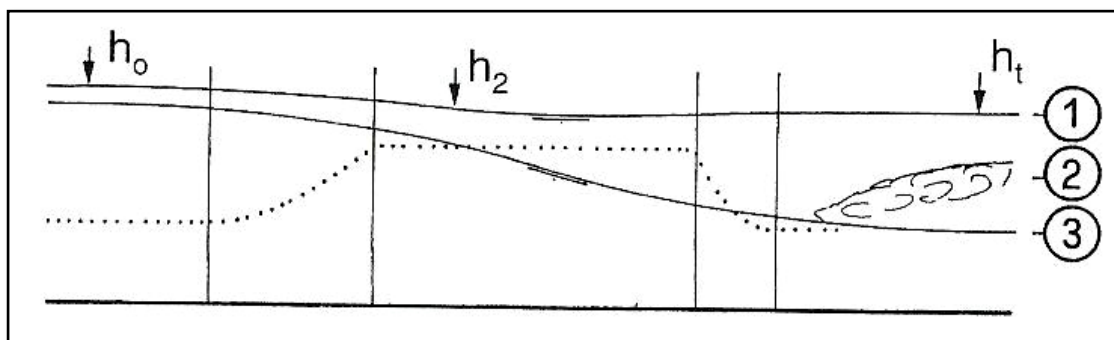


Figura 3.15- Perfis de três das situações descritas. 1. Curso de água com regime natural lento e escoamento lento ao longo do troço com largura contraída; 2. Curso de água com regime natural lento com transição para regime rápido e ressalto hidráulico a jusante do troço de largura contraída; 3. Curso de água com regime natural rápido e escoamento em regime rápido ao longo do troço com largura contraída (Vischer e Hager, 1998).

A realização de diversos estudos ao longo dos anos permitiu verificar que as variáveis cuja influência é mais determinante, no estabelecimento das curvas de regolfo, são o número de Froude da região contraída e a relação entre as larguras das secções. No que respeita aos ângulos de aproximação e à relação entre as alturas a montante e a jusante da contracção, concluiu-se que não influenciavam de forma significativa o estudo das curvas de regolfo (Vischer e Hager, 1998).

Retomando-se o estudo dos cenários apresentados e considerando o primeiro dos cenários referidos, constatou-se que o efeito de contracção do escoamento não leva a uma separação do escoamento significativa, especialmente quando se tem um traçado da ensecadeira em planta sem variações angulares bruscas. Assim, segundo Sinniger e Hager (1989) in Vischer e Hager (1998), o efeito da contracção pode ser ignorado, ou seja, pode admitir-se que para μb , o $\mu = 1$ se o raio de curvatura a montante da zona contraída (r_0) satisfizer a equação 3.1.

$$\frac{r_0}{B} = Fr_c^2 \quad (3.1)$$

Sendo número de Froude para a escoamento crítico dado pela equação 3.2.

$$Fr_c = \frac{Q}{\sqrt{gb^2h_c^3}} \quad (3.2)$$

No caso de as condições de escoamento corresponderem ao primeiro dos cenários é comum ignorar-se o efeito da contração. Assim, ao definir-se os diversos parâmetros geométricos presentes nas equações 3.1 e 3.2 e representados na figura 3.14, deve-se ter em conta o cumprimento da condição imposta pela equação 3.1 (**Vischer e Hager, 1998**).

Nos demais cenários, a separação do escoamento e consequente redução da largura em que se desenvolve o escoamento deverão ser consideradas. Segundo **Hager e Dupraz (1985)**, foi proposto o cálculo do coeficiente de contração, baseando-se na equação do momento (equação 3.3).

$$\mu = \hat{\mu} + \frac{1}{3}(1 - \hat{\mu})(\psi + 2\psi^4) \quad (3.3)$$

A definição do parâmetro $\hat{\mu}$ é fundamental na definição do coeficiente de contração, calculando-se através da equação 3.4.

$$\hat{\mu} = (1 + \lambda)^{-1} \left[\frac{1 + \sin(\alpha/2)}{(1 + \sin(\alpha/2))^2} + \lambda \left(1 - \frac{3}{8} \sin^{0,8}(\alpha/2) \right) \right] \quad (3.4)$$

A energia específica a montante da contração será naturalmente traduzida pela equação 3.5.

$$H_0 = h_0 + \frac{Q^2}{2gB^2h_0^3} \quad (3.5)$$

No estudo dos referidos cenários, deve ter-se em consideração uma perda de carga contínua ao longo da transição que se aproxima do declive do leito. Partindo-se desta premissa pode constatar-se que a energia a montante H_0 é similar à energia crítica na secção mais contraída do escoamento.

A equação 3.6 tem por base a equidade anteriormente referida de $H_0 = H_c$. Permitindo que se estabeleça a relação do coeficiente de contracção, com o caudal escoado e com a altura de escoamento a montante h_0 .

$$H_c = \frac{3}{2} \left(\frac{Q^2}{g\mu^2 b^2} \right)^{1/3} = h_0 + \frac{Q^2}{2gB^2 h_0^2} \quad (3.6)$$

O número de Froude na secção contraída é determinado recorrendo à equação 3.7.

$$Fr_{contr} = \frac{Q}{\sqrt{gb^2 h_0^3}} \quad (3.7)$$

Podendo assim relacionar-se o número de Froude da secção contraída com o coeficiente de contracção através da equação 3.8.

$$\mu = \left(\frac{3}{2 + \psi^2 Fr_{contr}^2} \right)^{3/2} \quad (3.8)$$

Desta forma, é possível a aplicação desta metodologia nas diferentes geometrias existentes, começando por se obter o número de Froude da secção contraída, o que permite a obtenção da relação entre o caudal e a altura de escoamento a montante. Na figura 3.16, apresenta-se a barragem Clyde, onde se recorreu a este tipo de desvio provisório. Na fotografia apresentada, o escoamento processa-se pela estrutura de desvio previamente construída, durante a construção simultânea do corpo da barragem.



Figura 3.16- Barragem Clyde (Nova Zelândia). Caso prático em que se recorreu a este tipo de desvio provisório (Engenharia Civil.com)

3.5. Ensecadeiras

3.5.1. Considerações gerais

Os desvios provisórios podem ser de vários tipos, tal como se referiu na alínea 3.4. Para todos existe a necessidade de construir barreiras, transversais ao vale ou ao longo deste, que permitam encaminhar o caudal afluyente para as obras de desvio construídas e, se necessário, que impeçam que este reflua para o local da obra quando é restituído ao leito natural. Estas estruturas denominam-se ensecadeiras (**Pinheiro, 2002**). Na figura 3.17, apresenta-se um esquema de um desvio provisório com as ensecadeiras de montante e jusante.

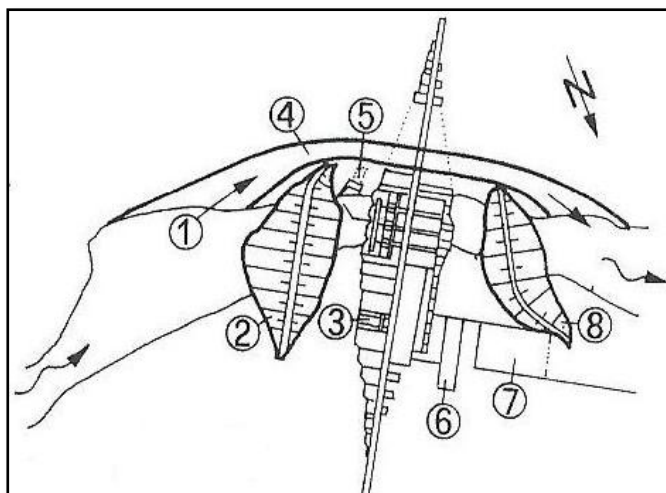


Figura 3.17- Esquema das ensecadeiras de montante e jusante e funcionamento do desvio provisório. Planta com: 1. Canal de desvio; 2.Ensecadeira de montante; 3. Entradas; 4. Descarregador e descarga de fundo; 5. Túnel de desvio; 6. Central Eléctrica; 7. Canal de saída; 8.Ensecadeira de jusante (Vincher e Hager, 1998).

As ensecadeiras são na maioria dos casos estruturas temporárias, havendo a possibilidade de apresentarem carácter definitivo. O seu objectivo é evitar que a zona da obra seja inundada para caudais superiores ao caudal de dimensionamento estabelecido. Este tipo de estrutura envolve uma interacção com o solo e a água, gerando-se vários tipos de cargas entre estes elementos. Das cargas impostas, a que apresenta maior relevância é a pressão hidrostática. No entanto, devem ser consideradas no seu dimensionamento as forças dinâmicas devidas ao escoamento, às ondas, aos impulsos do aterro e aos sismos **(Nemaki, 2007)**.

A função das ensecadeiras pode, de certa forma, assemelhar-se à de uma barragem. Contudo, a diferença entre as duas pode ser explicada, pela vida útil reduzida no caso das ensecadeiras e pelas condições de construção e de operação, que são muito diferentes nos dois tipos de estruturas. Todavia, há vantagens e desvantagens associadas aos dois tipos de estruturas, existindo condições que serão mais austeras para as ensecadeiras e, em contrapartida, algumas que se podem admitir nas ensecadeiras e que não seriam aceitáveis para a barragem **(ICOLD, 1986)**.

Segundo **ICOLD (1986)**, no que respeita às condições que se tornam mais severas para as ensecadeiras podem destacar-se:

- A construção em períodos reduzidos e para um determinado período específico, não implicando que esse período seja o que fornece melhores condições para a construção pretendida;
- Dificuldade ou mesmo impossibilidade de esgotar a água que se encontra nas fundações para a sua construção;
- Falta de espaço e dificuldade de acesso;
- Construção e operação em escoamentos rápidos;
- Maior risco de galgamento, uma vez que as ensecadeiras têm um período de retorno inferior ao de projecto;
- Impossibilidade de controlar o enchimento do reservatório.

No entanto, as ensecadeiras têm algumas vantagens em relação às barragens:

- Maior facilidade no reforço das mesmas, sempre que haja necessidade, devido à existência de estruturas adequadas em obra;
- São aceitáveis maiores deslocamentos e maiores taxas de infiltração;
- Maior liberdade na escolha dos materiais especialmente quando a ensecadeira não vai integrar a barragem;

- Os danos que possam vir a ocorrer a jusante, em caso de falha, são menos graves exceptuando o caso de ensecadeiras altas, onde os danos podem ser muito significativos.

3.5.2. Tipos de ensecadeiras

3.5.2.1. Considerações gerais

O tipo e a forma da ensecadeira devem compatibilizar as características geológicas, hidrológicas e topográficas, respeitando os critérios hidráulicos. O tipo obra a executar influencia a escolha das ensecadeiras implementadas, salientando-se a importância do tipo de estruturas que a obra necessita. Assim, deve definir-se a altura da ensecadeira, avaliar-se a necessidade de utilização de espigões para direccionar o fluxo e reduzir as erosões e proceder-se à selecção do material que se adegue à ensecadeira em estudo **(ICOLD, 1986)**.

O local de implantação da obra, nomeadamente a sua topografia, terá influência no tipo de ensecadeira escolhido, uma vez que os trabalhos necessários para o fechamento de um rio de largura considerável são de maior extensão do que os realizados para rios encaixados **(ICOLD, 1986)**.

Numa fase posterior ao estrangulamento do rio, promovido pela construção da ensecadeira, as condições de escoamento que se estabelecem definem o material na protecção do leito do rio. As condições de escoamento têm ainda influência na determinação do diâmetro do material utilizado no corpo das ensecadeiras. As condições de escoamento definem-se através de um estudo comparativo com obras de características semelhantes já realizadas, ou no caso de grandes obras, recorrendo-se a modelos reduzidos **(ICOLD, 1986)**.

Existe uma grande variedade de ensecadeiras, especialmente se forem consideradas ensecadeiras com altura relativamente baixa. Na escolha do tipo de ensecadeira a utilizar, deve, se possível, adaptar-se o projecto de forma a permitir que se recorra a material existente no local e aos equipamentos disponíveis em obra. A escolha das ensecadeiras prende-se, na maioria dos casos, por condicionantes a nível de material disponível, assim como com a experiência local e as instalações de construção, e não por abordagens teóricas, que tenham em conta a sua estabilidade **(ICOLD, 1986)**.

Na escolha do tipo de ensecadeira, deve ter-se em consideração o seu carácter temporário ou definitivo. Todavia, na escolha final, a opção menos trabalhosa deve prevalecer, evitando-se atrasos desnecessários na calendarização prevista para a obra devido à construção de uma estrutura que assume na grande maioria dos casos carácter temporário **(ICOLD, 1986)**.

No entanto, devido às graves consequências que a falha de uma ensecadeira pode provocar, é necessário estabelecer-se *a priori* o risco de excedência aceitável, como abordado na alínea 2.2, aquando da definição do caudal de dimensionamento (**ICOLD, 1986**).

3.5.2.2. Ensecadeiras de materiais granulares

As ensecadeiras de materiais granulares podem ser ensecadeiras em terra, de enrocamento ou uma mistura dos dois tipos de materiais. Recorre-se a este tipo de ensecadeiras com grande frequência, especialmente por ser uma solução económica e pouco exigente tecnicamente. As especificações de dimensionamento seguidas, para ensecadeiras de aterro, são análogas às utilizadas no dimensionamento de barragens constituídas pelo mesmo tipo de materiais, tendo-se presente as alterações associadas ao tipo de ensecadeira que se pretende dimensionar a nível de longevidade (**BUREC, 1987**).

Segundo **ICOLD (1986)**, o período de construção das ensecadeiras de materiais granulares é reduzido, sendo impossível em alguns casos colocar-se a zona a seco. Assim, devem ter-se presente estes aspectos e não adoptar soluções que se adoptariam para ensecadeiras permanentes. Torna-se vantajoso, para este tipo de ensecadeiras, recorrer a materiais que envolvam pouca preparação, ser-se mais permissivo em algumas especificações e ainda dimensionar estruturas que possam admitir maiores assentamentos e maiores taxas de infiltração.

Dos materiais que constituem estas ensecadeiras, o enrocamento tem como função proceder ao fechamento do rio, podendo dispensar-se o mesmo quando as velocidades de escoamento no local de implantação da obra são muito reduzidas. A terra, geralmente argila, promove a estanqueidade da ensecadeira, podendo aplicar-se exteriormente sobre o paramento de montante da ensecadeira, tal como apresentado na figura 3.18, ou funcionar como núcleo ao aplicar-se a mesma no centro da ensecadeira (Figura 3.19) (**ICOLD, 1986**).

Recorre-se a este tipo de ensecadeiras quando os cursos de água que se pretendem colocar a seco apresentam escoamentos de altura baixa e velocidade reduzida (**ICOLD, 1986**). Na figura 3.20, apresenta-se a ensecadeira de material granular realizada na barragem de Campos Novos no Brasil.

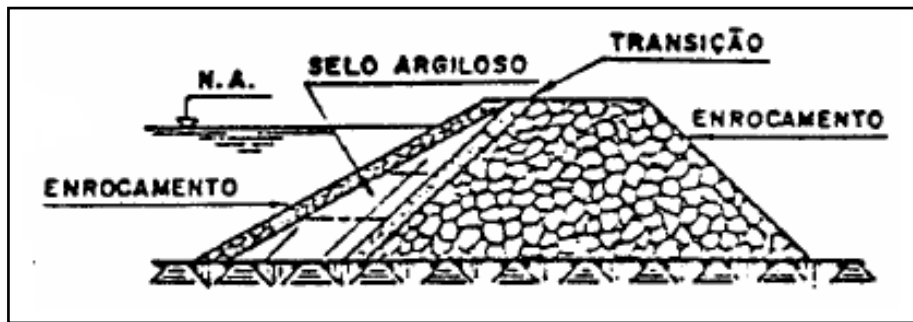


Figura 3.18- Seção transversal típica de uma ensecadeira de enrocamento com argila no paramento de montante (Rocha e Tamada, 2006).

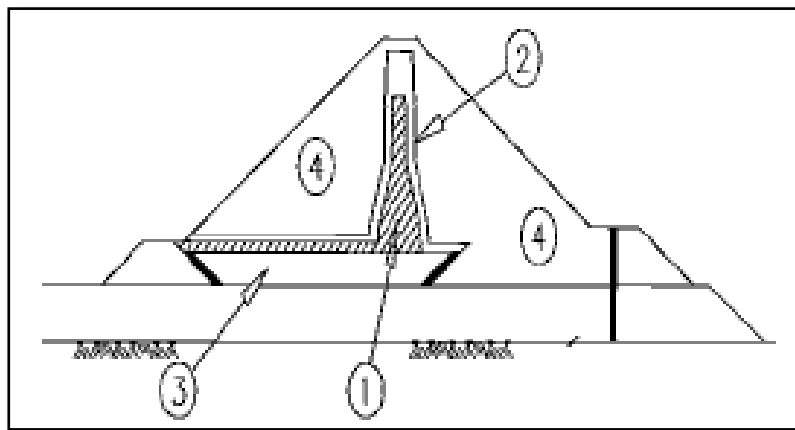


Figura 3.19- Barragem de Aguamilpa (México), Esquema de uma ensecadeira de material granular com: 1- argila; 2-areia com granulometria elevada; 3- Areia com cal; 4- enrocamento (Marengo, 2006).



Figura 3.20- Barragem de Campos Novos (Brasil), ensecadeira de material granular (Rocha e Tamada, 2006).

As ensecadeiras com cortina impermeável são uma variante das ensecadeiras de material granular. A cortina impermeável tem como principais funções a redução da infiltração e percolação de água pelo corpo e fundação das ensecadeiras. Desta forma garante-se maior estanqueidade da estrutura. A estanqueidade da ensecadeira é de extrema importância, uma vez que garante a sua integridade estrutural, permitindo que cumpra o seu desígnio de colocar a seco o local em que se pretende realizar a obra **(Rocha e Tamada, 2006)**.

A implementação deste tipo de ensecadeiras pode ser impulsionada por vários factores. Destacam-se os seguintes factores **(Rocha e Tamada, 2006)**:

- Problemas ao nível das infiltrações, apresentando valores acima dos estabelecidos como aceitáveis;
- Material impermeabilizante aplicado não apresenta espessura suficiente para impedir ou minorar a percolação no corpo da ensecadeira;
- Fundação da ensecadeira com qualidade reduzida e alta permeabilidade, podendo levar a problemas de estabilidade da ensecadeira por facilitar a passagem de água.

Apresentados os diversos cenários em que é comum a aplicação deste tipo de ensecadeiras deve ter-se presente que a sua aplicabilidade se encontra limitada a materiais de granulometria fina, não sendo possível a aplicação desta solução a ensecadeiras de enrocamento **(Rocha e Tamada, 2006)**.

Este tipo de ensecadeira não é, contudo, de aplicação comum, uma vez que a instalação da cortina e a própria construção da ensecadeira em seguida são processos demasiado morosos para uma estrutura que, na grande maioria dos casos, apresenta carácter provisório. Aos factores referidos como de demora incomportável, acrescenta-se a condicionante de dificuldade técnica na construção de uma base de fundação a montante para a própria cortina **(ICOLD, 1986)**. Na figura 3.21, apresenta-se um esquema de uma ensecadeira com cortina impermeável.

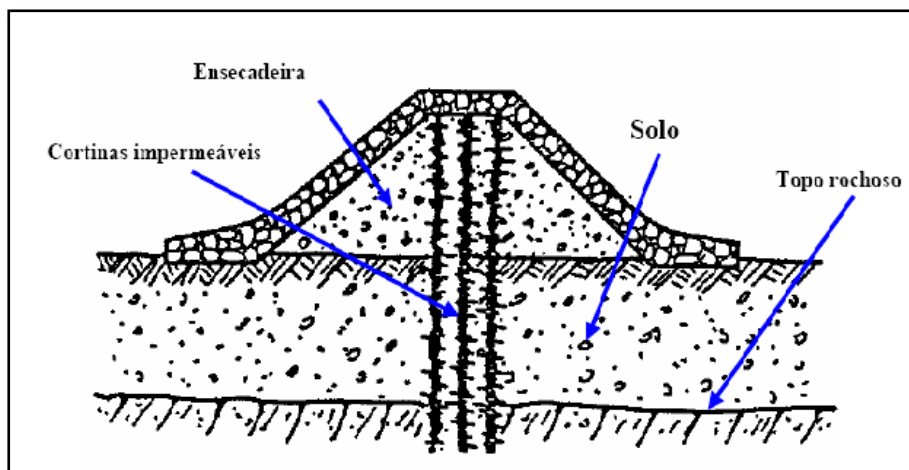


Figura 3.21- Esquema típico de uma ensecadeira com cortina impermeável (Rocha e Tamada, 2006).

a) Incorporação das ensecadeiras

Em termos de longevidade, as ensecadeiras podem ser provisórias ou permanentes. No caso de se optar pela incorporação das ensecadeiras tem-se como principal objectivo o incremento de estabilidade à própria barragem. A incorporação da ensecadeira no corpo da barragem, quando a mesma finda o desempenho da sua função, tornando-se assim desnecessária, é uma solução extremamente económica, havendo poupança no material necessário à realização do aterro da barragem e poupança inerente à eliminação dos recursos despendidos na remoção da ensecadeira (BUREC, 1987).

Segundo Rocha e Tamada (2006), esta solução não pode ser implementada para todos os casos. A sua viabilidade técnica é limitada pelo tipo de maciço da barragem principal e pelo tipo de ensecadeira utilizada, tendo-se em consideração nesta avaliação os materiais utilizados e os processos construtivos das mesmas. A incorporação das ensecadeiras é comum em barragens de aterro e enrocamento, devendo o maciço da ensecadeira ser compatível com o maciço da barragem, de forma que seja possível proceder à sua incorporação. No caso das ensecadeiras celulares, o processo de incorporação das mesmas não é aplicável, não sendo possível de compatibilizar o tipo de material utilizado neste tipo de ensecadeiras com o aterro da barragem.

Os critérios de dimensionamento a ser considerados devem ser mais rigorosos do que os utilizados no dimensionamento das restantes ensecadeiras, pois a ensecadeira deixa de ter carácter provisório e passa a ser parte de uma estrutura permanente. Assim, o material utilizado, a forma construtiva e o controle da qualidade devem seguir os parâmetros estabelecidos para a barragem. Pode em alguns casos proceder-se à realização de uma pré-ensecadeira, tendo como função colocar a seco a região

onde se irá realizar a ensecadeira, fornecendo-se à mesma melhores condições para a sua construção (Rocha e Tamada, 2006). Na figura 3.22, apresenta-se um esquema do projecto da barragem de Corumbá I, em que a ensecadeira de montante é incorporada na barragem.

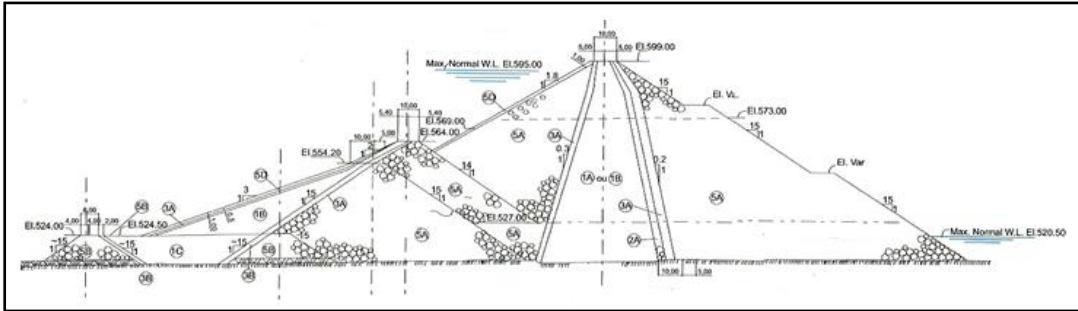


Figura 3.22- Esquema da ensecadeira de montante incorporada na barragem, Barragem Corumbá I (ICOLD,2009).

3.5.2.3. Ensecadeiras de betão

As ensecadeiras de betão podem ser de vários tipos, tal como nas barragens de betão. Neste ponto abordar-se-á as ensecadeiras de gravidade e as ensecadeiras em arco, as quais apresentam características muito semelhantes às barragens do mesmo tipo.

Começando por referenciar as ensecadeiras de gravidade, as mesmas são construídas de modo a que a sua estabilidade seja assegurada pelo peso próprio. A aplicabilidade das mesmas é limitada a fundações que apresentem boas condições de resistência, como por exemplo fundação em rocha, tendo-se como principal objectivo garantir a estabilidade e segurança necessárias para este tipo de ensecadeira (ICOLD, 1986).

As ensecadeiras de gravidade podem dividir-se em dois tipos, no que respeita à sua geometria, podem ter eixo rectilíneo ou apresentar curvas em plano. O segundo tipo de geometria acarreta vantagens a nível económico e de segurança da ensecadeira (ICOLD, 1986).

A implementação de ensecadeiras de gravidade representa uma solução viável, quando existe a possibilidade de recorrer a ensecadeiras de pequena dimensão, tendo-se como inegável vantagem o facto de este tipo de estruturas admitir galgamento sem que haja destruição da ensecadeira. No entanto, os custos e o tempo necessário para a sua construção leva a que a solução seja pouco viável em estruturas de médio a grande porte (ICOLD, 1986). Na figura 3.23, apresenta-se um exemplo prático de uma ensecadeira deste tipo.



Figura 3.23- Barragem de Cahora Bassa (Moçambique), ensecadeira de jusante (Fotografia cedida por Prof. António Quintela *in* Pinheiro, 2002).

As ensecadeiras em arco, um outro tipo de ensecadeiras de betão, apresentam curvatura para montante, transmitindo assim o efeito da pressão hidrostática à fundação e aos encontros, tirando-se partido da resistência à compressão dos arcos. Em relação às ensecadeiras de gravidade tem-se a vantagem de haver uma grande poupança ao nível dos volumes de betão utilizados (Quintela, 1992).

Nas ensecadeiras em arco é comum a realização, como medida de segurança, de uma abertura no próprio arco, de forma que na ocorrência de um retorno do escoamento à ensecadeira por jusante, seja permitida a passagem da água, não se colocando assim a estrutura em risco de rotura.

Segundo **BUREC (1987)**, as ensecadeiras em arco têm grande aplicabilidade em locais onde a relação da largura entre pilares e a sua altura é reduzida. A fundação em que assentam os pilares, para este tipo de ensecadeira, deve ser constituída por rocha com boas condições de resistência, de forma a resistir à pressão que é imposta pelo arco. Dentro das ensecadeiras de betão em arco é possível definir-se dois tipos de ensecadeiras:

- Ensecadeiras de arco único;
- Ensecadeiras de arcos múltiplos.

No que respeita ao primeiro tipo referido, ensecadeira de arco único, existe necessidade de se cumprir uma limitação imposta quanto ao rácio máximo entre o comprimento da crista e a sua altura de 10:1 (**BUREC,1987**). No que respeita ao segundo tipo apresentado, ensecadeiras de arcos múltiplos, pode dividir-se em dois tipos (**BUREC,1987**):

- Ensecadeira de forma cilíndrica com espessura uniforme, medindo 50 m ou menos entre contrafortes;
- Várias ensecadeiras de arco simples suportadas em vários maciços de contrafortes espaçados centenas de metros sobre os centros.

As tipologias de ensecadeiras apresentadas são semelhantes às consideradas na construção de barragens em arco permanentes. No entanto, as diferenças estabelecem-se pela redução dos tempos de projecto e construção, por uma escolha realizada de forma menos rigorosa no que respeita à qualidade dos materiais utilizados na estrutura e fundação da ensecadeira e no tratamento realizado ao nível das fundações. No que respeita aos critérios de dimensionamento hidráulico adoptados são naturalmente menos rigorosos, uma vez que a estrutura apresenta carácter provisório **(BUREC,1987)**.

O projecto será então simplificado, comparativamente com o que se realizaria, para uma estrutura permanente, nomeadamente no que respeita à sua geometria e ao tratamento realizado ao nível das juntas. No que respeita às fundações, parte das mesmas pode ser construída debaixo de água, não se dando grande relevância às mesmas, sendo porém fundamental que a parte que vai receber o arco principal apresente boas condições de fundação **(ICOLD, 1986)**. Na figura 3.24 apresenta-se uma fotografia da construção de uma ensecadeira em arco, realizada para o desvio do rio Paraná.

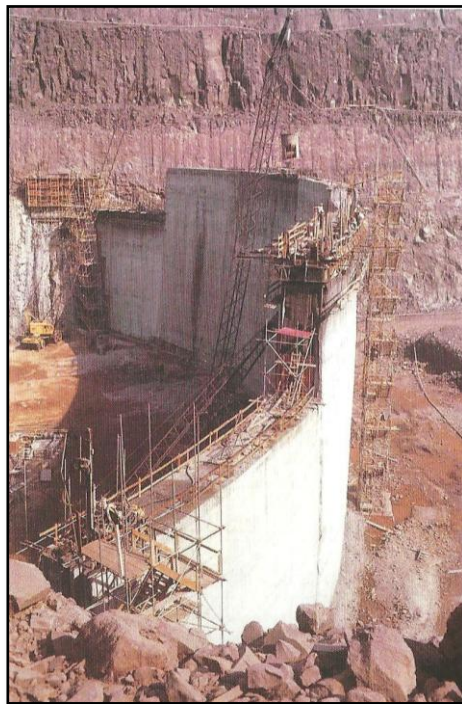


Figura 3.24- Construção de uma ensecadeira em arco, desvio do rio Paraná **(ICOLD, 2009)**.

3.5.2.4. Ensecadeiras celulares

As ensecadeiras celulares são constituídas por estacas-prancha verticais encaixadas entre elas, formando cilindros. Os cilindros são posteriormente preenchidos recorrendo-se a material solto para este fim **(Rocha e Tamada, 2006)**.

As estacas-prancha têm como principal função conferir impermeabilidade à ensecadeira, sendo a estabilidade da mesma garantida pela aplicação do material solto. A aplicabilidade das ensecadeiras celulares associa-se a locais com topografia encaixada, em que o espaço disponível no leito do rio é restringido, dificultando a implementação de outro tipo de ensecadeira. A realização deste tipo de ensecadeiras pode ainda ser impulsionada pela escassez de material impermeabilizante, como a argila **(Rocha e Tamada, 2006)**.

No dimensionamento de ensecadeiras celulares deve ter-se presente que o diâmetro da célula, que constitui a ensecadeira, deve apresentar dimensão semelhante à sua altura. As ensecadeiras celulares podem dividir-se em dois grandes grupos **(Rocha e Tamada, 2006)**:

- Ensecadeiras formadas por células iguais;
- Ensecadeiras formadas por células diferentes.

No segundo tipo de ensecadeiras celulares apresentado podem distinguir-se dois tipos de células, as principais e as de ligação. No que respeita às células principais, as mesmas apresentam uma forma cilíndrica, sendo a ligação entre este tipo de células assegurada pelo segundo tipo de células, as células de ligação. A figura 3.25 apresenta um esquema ilustrativo destes dois tipos de ensecadeiras celulares.

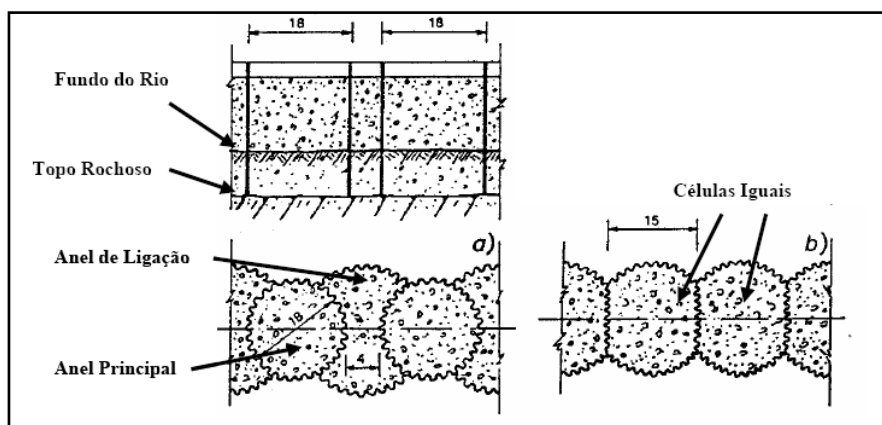


Figura 3.25- Esquema dos dois tipos de ensecadeiras celulares: a) Formada por células diferentes; b) Formada por células iguais **(Rocha e Tamada, 2006)**.

Segundo **Nemati (2007)**, uma grande desvantagem das ensecadeiras celulares está associada às infiltrações que podem ocorrer através da secção inferior da base da célula. Como medida preventiva deve proceder-se à remoção do solo do fundo do rio, tendo-se como objectivo atingir um solo que se encontre em boas condições, proporcionando-se condições de fundação de qualidade para implantação da célula. Existe ainda a possibilidade de se proceder à betonagem do fundo do rio, quando o mesmo não possui solo de qualidade aceitável em profundidade. Estas medidas, para além de condições de fundação de qualidade, visam um aumento na estabilidade das ensecadeiras, uma vez que estas estão sujeitas a forças horizontais significativas.

A construção das ensecadeiras celulares pode realizar-se a seco ou no leito do rio, encontrando-se a ensecadeira submersa. No primeiro caso, em que se pretende realizar a obra a seco, pode proceder-se à realização de uma pré-ensecadeira de forma que a construção da ensecadeira se desenvolva em melhores condições. A aplicabilidade deste tipo de ensecadeira abrange locais em que o tipo de escoamento é caracterizado pela ocorrência de correntes rápidas (**BUREC, 1987**). Na figura 3.26 apresentam-se fotografias de um caso real onde se recorreu a este tipo de ensecadeiras (Barragem de Carrapatelo).

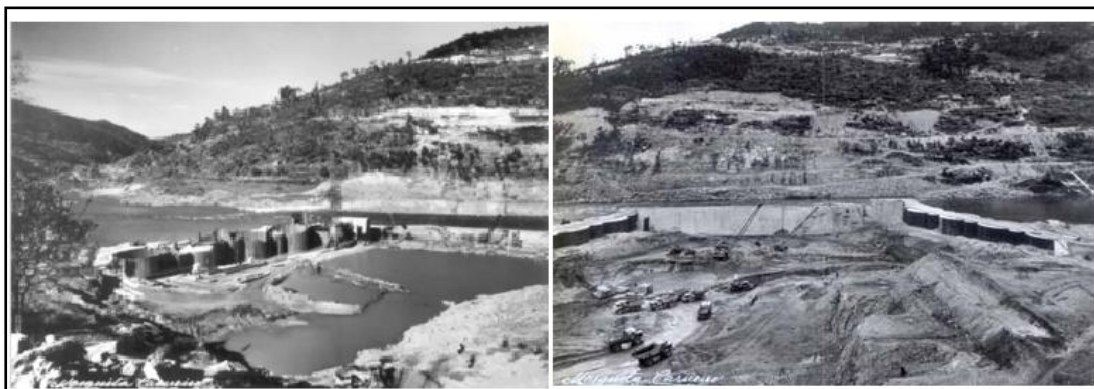


Figura 3.26- Fase construtiva da Barragem do Carrapatelo, onde se distingue a utilização de ensecadeiras celulares. (Fotografias cedidas por EDP Produção EM- Energia e Manutenção S.A. *in* Pinheiro, 2002).

3.5.3. Critérios de dimensionamento

3.5.3.1. Âmbito abordado

Quando se dimensiona uma estrutura é necessário ter em conta vários critérios de dimensionamento, podendo destacar-se critérios a nível estrutural, a nível geotécnico, entre outros. No entanto, no âmbito desta dissertação, apenas se terá em consideração critérios de dimensionamento hidráulico.

3.5.3.2. Critérios de dimensionamento hidráulico

O dimensionamento das ensecadeiras relaciona-se de forma directa com o regime de caudais que se desenvolve no local de implantação da obra, influenciando a programação de toda a obra e todas as estruturas que a incluem, tanto em termos de organização no espaço, como de organização em termos temporais. Assim, o tipo de programação da obra vai influenciar a importância que certas estruturas assumirão, como acontece naturalmente com as ensecadeiras. Uma programação em que os trabalhos referentes às fundações tenham prevista a execução no período seco implicará uma utilização de ensecadeiras diminuída, reduzindo-se com este tipo de programação a importância que as ensecadeiras assumem na obra de desvio provisório **(BUREC, 1987)**.

No caso de não haver possibilidade de realizar a obra no período seco, as ensecadeiras devem ser dimensionadas de forma que seja garantida a segurança da obra e das próprias ensecadeiras. Nestas situações, deve ter-se em consideração a altura ideal para a ensecadeira em questão segundo o caudal de dimensionamento previamente definido, de acordo com o estabelecido na alínea 2.2 **(BUREC, 1987)**.

Para os diversos esquemas de desvio provisório é necessária a construção de duas ensecadeiras, uma a montante e a outra a jusante. Contudo, as suas dimensões podem ser diferentes sendo comum a implantação da ensecadeira de montante com altura superior. No entanto, as condições de dimensionamento e construção são idênticas para as duas ensecadeiras **(ICOLD, 1986)**.

Na definição da altura das ensecadeiras procede-se a um estudo económico em que se confronta as alturas das ensecadeiras com a capacidade de desvio da estrutura. Devendo ter-se presente que a dimensão da ensecadeira de montante está inversamente relacionada com a secção transversal da estrutura principal de desvio provisório. Assim, para estruturas principais de desvio como túnel ou

conduta com secções transversais de largura considerável é possível reduzir a altura da ensecadeira **(BUREC, 1987)**.

O planeamento geral da obra, em termos de espaço, deve ser tido em consideração na implantação das ensecadeiras. Desta forma, evita-se que espaços destinados a construção da barragem sejam ocupados pelas ensecadeiras. O dimensionamento das ensecadeiras inclui ainda o estudo do efeito que a escavação necessária para a sua construção pode impulsionar na estabilidade das estruturas envolventes **(BUREC, 1987)**.

A altura da ensecadeira, tal como já foi referido, deve ser limitada, não sendo aconselhável a realização de ensecadeiras com uma altura muito elevada, uma vez que dificulta a garantia de estanqueidade. Assim, quando a ensecadeira projectada não garante resistência para o tipo de cheia que se espera e se conclui que há necessidade de promover um aumento da mesma, é preferível proceder-se a um aumento a nível da espessura da ensecadeira, assegurando-se que a mesma não invade as áreas de estaleiro destinadas às demais estruturas. Esta representa uma medida alternativa ao aumento da altura da ensecadeira, que se pode revelar uma solução pouco favorável a nível de segurança **(Rocha e Tamada,2006)**.

Como medida de segurança é importante salientar que se deve proceder à remoção da água que fica acumulada a montante da ensecadeira, antecipadamente à chegada de uma nova cheia, havendo por vezes necessidade de recorrer a uma bomba para a evacuar para fora da obra **(BUREC, 1987)**.

Ao longo dos anos a altura das ensecadeiras sofreu um incremento significativo, esse aumento acredita-se estar associado a uma crescente profundidade ao nível dos rios que se pretende desviar, assim como a um aumento no diferencial existente, em muitos dos casos, entre o nível de montante e jusante aquando da construção da barragem **(ICOLD, 1986)**.

3.5.4. Galgamento

O galgamento das ensecadeiras pode ou não ser admissível, devendo esta opção ser considerada aquando do dimensionamento das ensecadeiras. Assim, ao proceder-se aos estudos preliminares de implementação do desvio provisório deve definir-se a melhor localização, forma e protecção para as ensecadeiras. Garantindo assim que, no caso de ser permitido o galgamento, os paramentos não sofram erosões inaceitáveis ou culapassem **(ICOLD, 1986)**.

No caso de a obra de desvio ser de dimensão média a grande pode ser importante recorrer a ensaios em modelo reduzido, como anteriormente referido. Este tipo de ensaios permite a realização de um estudo do galgamento e a estimativa das velocidades que poderão ocorrer. Os dados obtidos dos ensaios em modelo reduzido fornecem informação que possibilita o acionamento de mecanismos de protecção adequados. A possibilidade de galgamento não deve ser posta de parte, mesmo que possa levar à destruição das ensecadeira, no caso de serem de aterro, uma vez que esta premissa permite a realização de esquemas de desvio mais económicos, evitando a realização de estruturas de protecção, para além das necessárias ao esquema de desvio provisório **(ICOLD, 1986)**.

Segundo **ICOLD (1986)**, a escolha da solução que melhor se adapta a cada caso, técnica e economicamente, baseia-se nos estudos feitos a nível teórico ao longo dos anos, assim como em modelos criados e na experiência e conhecimentos adquiridos dos casos de sucesso e também dos casos de insucesso. Nestes últimos, as falhas que ocorreram devem-se em grande parte à falta de experiência ou a erros de projecto que levaram à implantação de estruturas inadequadas ao local.

O dimensionamento de ensecadeiras, em que o galgamento é aceitável, permite uma redução a nível das cargas a que as mesmas estão sujeitas, comparativamente a cargas consideradas para estruturas mais permanentes. Este facto deve-se especialmente à existência de uma diferença de alturas entre montante e jusante inferior, apresentando valores entre 10 a 30 m para túneis de desvio e valores inferiores a 10 m quando de trata de um canal de desvio **(ICOLD, 1986)**.

A aplicação deste tipo de ensecadeira requer um estudo prévio, quanto ao tipo de escoamento esperado para o local de implantação da obra de desvio, sendo usual recorrer-se a ensecadeiras galgáveis quando a cheia esperada para o período húmido atinge caudais muito superiores à esperada para o período de seca. No caso dos grandes rios as diferenças de caudais de escoamento entre o período húmido e o período de seca são notórias. Contudo, há que referir que os caudais esperados para o período húmido são extremamente elevados, durante largos períodos para reduzidos períodos de retorno **(Pinheiro, 2002)**.

Perante estes tipos de escoamento pode não ser técnica ou economicamente viável dimensionar o desvio provisório para um caudal que, mesmo para um reduzido período de retorno, obrigava a obras de dimensão excessiva. Nestes casos, o dimensionamento do desvio provisório realiza-se admitindo o galgamento das ensecadeiras. No entanto, devem ser tomadas disposições que permitam eliminar ou reduzir os prejuízos decorrentes do galgamento das obras de desvio provisório durante o período húmido **(Pinheiro, 2002)**.

Deve promover-se medidas de segurança em obra mais rigorosas no caso de se optar pela permissão do galgamento das ensecadeiras. Assim, deve prever-se a realização de um plano de evacuação da área ensecada, para os períodos em que o risco de galgamento é elevado, de forma a proteger-se os operários e os equipamentos. Deve ainda providenciar-se protecção para as estruturas que estão a ser realizadas no leito do rio, evitando que fiquem danificadas aquando da cheia **(Rocha e Tamada, 2006)**.

No caso de ocorrer galgamento das ensecadeiras de enrocamento, o principal problema são as ligações entre os seus constituintes, tomando uma maior importância devido a problemas hidráulicos gerados por um aumento da velocidade e da turbulência. Assim, é importante que no caso de o galgamento ocorrer, para este tipo de ensecadeiras, o mesmo seja restringido à zona central da ensecadeira **(ICOLD, 1986)**.

Os ensaios em modelo reduzido, no caso de ensecadeiras de enrocamento, embora úteis, fornecem informações que devem ser avaliadas de forma crítica devido às limitações associadas a este tipo de ensecadeira. A anisotropia hidráulica do enrocamento compactado é difícil de representar devido à granulometria e forma dos blocos e à sua disposição e permeabilidade. Embora possam fornecer alguma informação relevante, os resultados obtidos em modelo físico encontram-se, para este caso, muito longe da realidade. **(ICOLD, 1986)**.

As medidas preventivas que promovem a protecção das ensecadeiras quando sujeitas ao galgamento podem ser de vários tipos. Assim, pode proceder-se à colocação de um reforço de betão no local. Esta é uma das medidas mais implementadas, atingindo-se uma estabilidade confiável e um desempenho devido. Mais recentemente, tem-se recorrido, em barragens de aterro a “betão compactado de rolo”(RCC) e esteiras de betão celular (CCM) ou ainda blocos de betão pré-moldado, conseguindo-se reduções significativas dos custos. A escolha do tipo de descarregador pode ser vista como uma medida preventiva de forma a evitar o galgamento. Os descarregadores em labirinto demonstram ser uma opção confiável no caso se de querer admitir o galgamento **(Oswalt, 1992)**.

Nas figuras 3.27 e 3.28 apresentam-se exemplos de casos reais em que ocorreu galgamento das ensecadeiras.



Figura 3.27- Barragem de Cahora Bassa (Moçambique), galgamento das ensecadeiras (Fotografia cedida por Prof. António Quintela *in* Pinheiro, 2002)

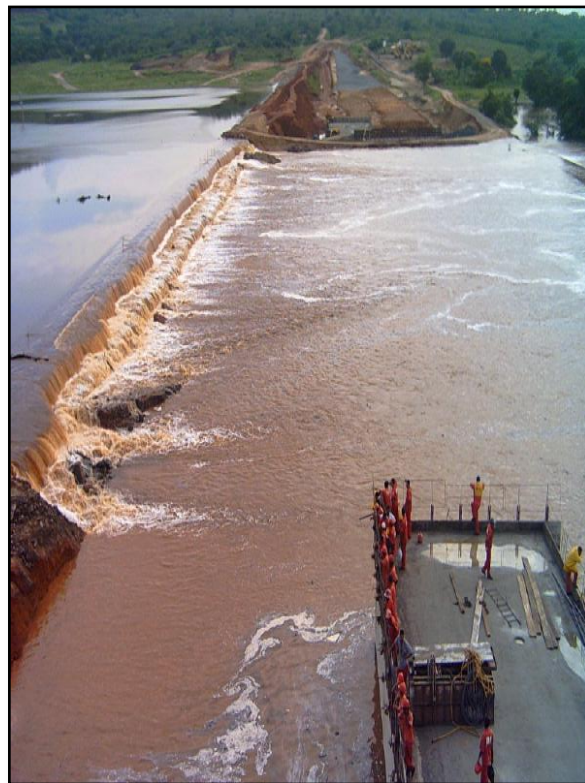


Figura 3.28 – Barragem de Bandeira Mello (Brasil), galgamento das ensecadeiras durante a construção (Facchinetti, 2005)

4. DESVIO PROVISÓRIO EM TÚNEL

4.1. Considerações Gerais

O desvio provisório em túnel, tal como os restantes tipos de desvio provisório, é abordado de modo geral na secção 3.4. No presente capítulo procede-se à análise mais aprofundada deste tipo de desvio provisório, focando-se o estudo essencialmente nos casos em que o escoamento no túnel se processa em superfície livre.

A estrutura do desvio provisório em túnel divide-se em três estruturas principais: estrutura de montante, túnel ou galeria e estrutura de jusante. Nos pontos seguintes procede-se ao estudo das referidas estruturas no que respeita aos critérios de dimensionamento e ao tipo de escoamento que se desenvolve no seu interior, a montante e a jusante das mesmas **(Pinheiro, 2002)**.

O dimensionamento deste tipo de estruturas pode realizar-se em pressão ou em superfície livre, tendo a segunda solução maior aplicabilidade devido às vantagens que lhe são inerentes. Destacam-se as seguintes vantagens do dimensionamento em superfície livre por ordem de relevância **(Pinheiro, 2002)**:

- Evitar a ocorrência de ressaltos hidráulicos contra a abóbada do túnel. Comum em escoamentos em pressão para caudais inferiores ao de dimensionamento, implicando em alguns casos flutuações de pressão que podem ter como consequência a ocorrência de danos estruturais no túnel de desvio;
- Permitir a derivação do material que flutua no escoamento. A derivação seria mais morosa se o escoamento ocupasse toda a secção do túnel. Desta forma, evita-se a sua acumulação a montante do local que se pretende colocar a seco.

No processo de dimensionamento do desvio provisório, como apresentado anteriormente, vários factores devem ser tidos em consideração. No caso do desvio provisório em túnel, um aspecto que requer especial atenção é o declive da estrutura na sua implantação. Na definição do declive da estrutura de desvio provisório devem ter-se em consideração os seguintes aspectos **(Pinheiro, 2002)**:

- Dimensão da ensecadeira de montante. A altura das ensecadeiras relaciona-se com a dimensão da secção transversal do túnel de desvio;
- Redução da secção transversal do túnel por motivos económicos;

- Ocorrência de escoamento em regime rápido para $F_r > 2$. Evita-se a ocorrência de escoamentos ondulares ($1,0 < F_r < 1,5$);
- Evitar velocidades excessivas passíveis de estimular abrasão.

Na definição do declive do desvio provisório a topografia local terá também influência, tal como exposto na alínea 2.1.1. O traçado do túnel de desvio é limitado inferiormente pela topografia, sendo o traçado descendente. Por razões construtivas, o declive do túnel de desvio provisório é limitado, não devendo exceder cerca de 10% **(Pinheiro, 2002)**.

4.2. Estrutura de Controlo

4.2.1. Considerações gerais

A estrutura de controlo, conhecida igualmente como testa de montante, promove o aceleração do escoamento, assegurando a transição do escoamento lento que se estabelece a montante na albufeira criada pela construção da ensecadeira ou, em alguns casos, no canal de ligação do leito à estrutura, para o escoamento em regime rápido que ocorre no túnel de desvio. A implantação desta estrutura tem ainda como objectivo a promoção de ar suficiente ao escoamento, de forma que o mesmo se desenvolva com pressão igual à pressão atmosférica ao longo do túnel. Esta situação permite evitar que possíveis variações locais de pressão conduzam a pressões próximas da tensão de vapor de água, reduzindo o risco de ocorrência de fenómenos de cavitação no túnel de desvio e, conseqüentemente, a sua erosão **(Vischer e Hager, 1998)**.

No que respeita à instalação da estrutura de controlo, pode proceder-se à sua implantação directamente no terreno ou recorrer-se a estruturas auxiliares, de betão ou madeira, que a suportem acima do nível do solo. Na construção da estrutura de controlo é usual recorrer-se a vários tipos de materiais, destacando-se o betão, a madeira e as estacas-prancha **(Smith, 1967)**.

No dimensionamento da estrutura de controlo é importante proceder-se à análise das velocidades de escoamento que se praticam na própria estrutura e a montante da mesma. Para tal, a razão entre a velocidade do escoamento na estrutura de controlo e a velocidade de escoamento a montante da estrutura deve encontrar-se num intervalo de 2 a 5 **(Smith, 1967)**.

O cenário, possível, de ser admitido um valor superior para a razão entre as velocidades de escoamento pode acarretar vantagens no dimensionamento da estrutura, nomeadamente na redução da sua secção transversal, o que implica uma solução mais económica. No entanto, deve ter-se presente que as perdas de carga variam com o quadrado da velocidade, o que implicará o aumento das perdas de carga na estrutura. Tendo em consideração este facto a redução da secção transversal através do incremento da razão entre velocidades deve ser evitada (Smith, 1967).

As estruturas de controlo integrantes dos desvios provisórios em túnel devem respeitar, no seu dimensionamento, os seguintes critérios hidráulicos (Smith, 1967):

- A superfície de escoamento que se desenvolve ao longo da transição deve ser suave e nivelada a jusante;
- As perdas de carga na transição devem ser reduzidas;
- Deve existir prevenção das erosões, especialmente na vizinhança da contração;
- Transição simples e económica em termos de dimensionamento e construção.

4.2.2. Geometria da estrutura

A estrutura de controlo deve apresentar geometria hidrodinâmica, tanto em planta como em perfil longitudinal, de forma a evitar a separação do escoamento. A separação do escoamento poderá ocorrer na transição da secção do rio cuja secção é irregular para o túnel de secção usualmente circular ou em ferradura (Pinheiro, 2002). Na figura 4.1 apresenta-se o esquema adoptado para as elipses realizadas na estrutura de entrada do desvio provisório.

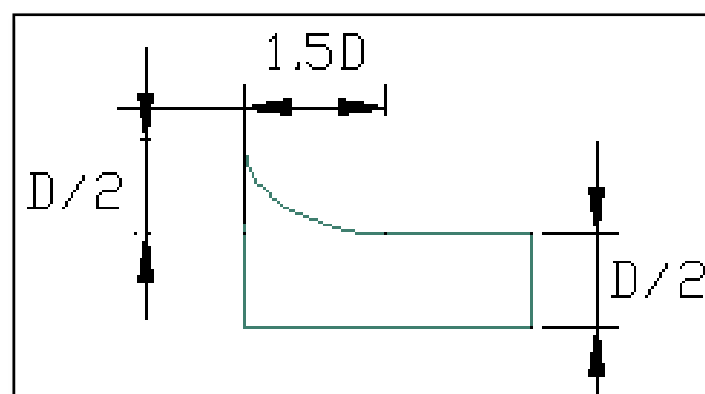


Figura 4.1- Esquema das elipses realizadas na secção de entrada da estrutura de controlo do desvio provisório.

A geometria da estrutura actualmente implementada resultou de uma evolução de várias propostas que surgiram ao longo dos anos. Seguidamente descrevem-se os modelos apresentados por **Hinds (1928)** e por **Smith (1967)**, cuja aplicação se limita a canais trapezoidais ligados a túneis de secção rectangular funcionando como uma estrutura de transição.

A estrutura de transição recomendada por **Hinds (1928)** apresenta paredes torsas e de difícil execução em betão armado. No entanto, os vários critérios de dimensionamento hidráulicos, referidos no ponto 4.2.1 são verificados.

Na definição da geometria da estrutura recomendada por **Hinds (1928)** começa por estabelecer-se uma recta que promova a união entre a superfície do escoamento e as duas extremidades de montante da estrutura de transição. A recta traçada deve ser caracterizada por um ângulo formado com o eixo da estrutura de aproximadamente 12,5 graus. A definição da amplitude do ângulo tem carácter arbitrário, tendo como objetivo estabelecer uma transição gradual na contração e impor um comprimento à mesma.

A geometria da estrutura de controlo deve ser definida de modo a permitir uma transição suave e gradual. Assim, o perfil da superfície livre do escoamento deve apresentar uma curva contínua aproximadamente tangente ao perfil da superfície do escoamento nas duas margens do canal de montante e do túnel de jusante. Na figura 4.2 apresenta-se um esquema da estrutura proposta por **Hinds (1928)**.

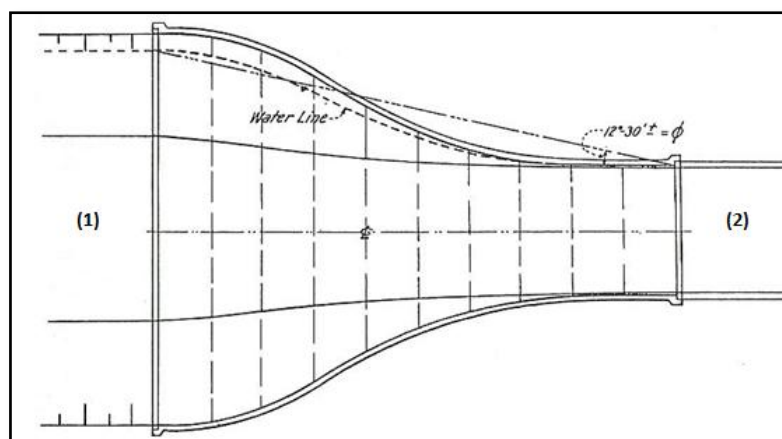


Figura 4.2- Estrutura de transição de montante segundo Hinds (1928) Planta com: 1. Canal de montante; 2. Túnel de desvio provisório (Smith, 1967).

No processo de dimensionamento da transição deve ter-se presente que a mesma deverá ser definida de modo a que a sua secção inicial se adapte ao canal em que se pretende implementar o estreitamento. No que respeita à secção final da transição, a sua definição deverá ter em consideração o tipo de secção que se pretende implantar no túnel de desvio provisório. A definição das secções intermédias, por seu turno, pressupõe a utilização de um processo iterativo, devendo a área das várias secções implementadas satisfazer a equação 4.1 (**Smith, 1967**).

$$A = \frac{Q}{\sqrt{2g(TEL - WS)}} \quad (4.1)$$

A condição imposta para a área das secções intermédias, expressa pela equação 4.1, tem em consideração o caudal escoado pela estrutura e a distância entre a linha de energia total e a superfície do escoamento na secção em estudo ($TEL - WS$) (**Smith, 1967**).

Ao recorrer-se a esta solução assume-se que, efectivamente, não ocorre separação do escoamento e que o mesmo se encontra nivelado transversalmente. A implementação da solução descrita garante o cumprimento dos requisitos hidráulicos anteriormente referidos, alcançando-se um desempenho hidráulico bastante satisfatório (**Smith, 1967**).

No entanto, a estrutura apresentada por **Hinds (1928)** comporta dificuldades no dimensionamento hidráulico e estrutural. No que diz respeito ao dimensionamento hidráulico, esta solução tem a si associado um procedimento de tentativa-erro, não sendo este tipo de processo vantajoso a nível económico, uma vez que pode ser excessivamente moroso. Por outro lado, este tipo de estrutura requer variação do aço na construção das paredes torsas e a construção de uma parede de contraforte, o que comporta dificuldades no dimensionamento estrutural. Resumidamente, a solução apresentada tem como principais desvantagens o facto de ser de construção complexa, possuir um comprimento elevado e ser pouco aliciente economicamente (**Smith, 1967**).

O modelo apresentado por **Smith (1967)** constituiu uma solução alternativa, tendo aplicação em locais com caudais afluentes à estrutura de desvio de grandeza baixa a média. A estrutura apresentada é vantajosa, comparativamente à proposta por **Hinds (1928)**, tanto geométrica como economicamente. A geometria da estrutura é mais simples, apresentando um comprimento de transição reduzido. A redução representa 1/3 a 1/2 do comprimento de transição que seria necessário implementar para o modelo de **Hinds (1928)**. Em termos económicos, este modelo permite atingir eficiências semelhantes com custos associados inferiores (**Smith, 1967**).

No que diz respeito às condições de escoamento, na secção inicial da estrutura, tendo em consideração que o escoamento de montante é inerentemente estável, este tipo de estrutura permite uma transição suave e sem separação do escoamento na transição. Não existe para esta solução necessidade de realizar paredes torsas ou curvas, que encarecem e dificultam a execução da estrutura na secção de entrada **(Smith, 1967)**.

Na definição da secção de entrada desta estrutura deve, como medida preventiva, prolongar-se a inclinação dos paramentos do canal por uma curta distância após a secção de entrada, tendo-se como objectivo evitar a separação do escoamento. No que respeita à secção final da transição, ou na vizinhança da mesma, onde as velocidades praticadas são mais elevadas, a estrutura de transição deve apresentar forma aerodinâmica, mesmo que mais simplificada. A secção final da curva deverá ser tangente à parede lateral da secção contraída, tendo sido efectuados, no desenvolvimento deste modelo, testes que permitissem comprovar a inexistência de fenómenos de erosão na secção final da estrutura. Vários modelos foram testados pelo autor, apresentando-se na figura 4.3 o modelo obtido **(Smith, 1967)**.

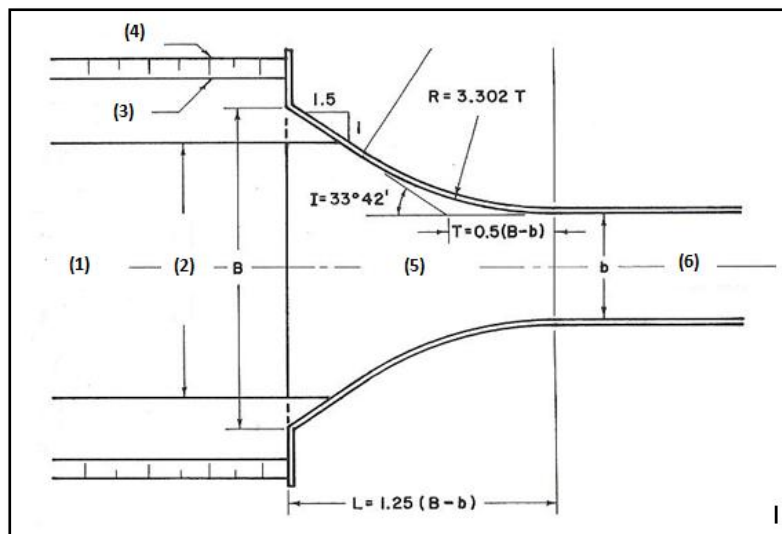


Figura 4.3- Estrutura de transição de montante segundo Smith (1967) Planta com: 1. Secção de estudo de montante; 2. Largura do leito; 3. Superfície do escoamento; 4. Margem superior; 5. Transição; 6. Secção contraída (Smith, 1967).

No dimensionamento da estrutura proposta, verifica-se uma redução significativa no comprimento da transição. Assim, deve ter-se em consideração a variação significativa da distribuição das velocidades associada ao facto de se ter uma convergência demasiado rápida, resultando numa superfície de escoamento desnivelada, não sendo cumprido um dos requisitos previamente impostos.

No caso de se implementar este tipo de estrutura de controlo, deve proceder-se ao estudo do comprimento da transição, tendo em consideração as velocidades que se desenvolvem ao longo da estrutura. Este factor constitui uma desvantagem, embora pequena, desta solução em relação à anterior, tendo-se desníveis da superfície livre superiores na proposta de **Smith (1967)**. Este facto influencia a determinação da profundidade do escoamento ao longo da estrutura de transição.

Em conclusão, a estrutura proposta por **Smith (1967)** apresenta perdas de carga inferiores e produz uma superfície livre a jusante suave que pode, por vezes, apresentar um padrão rugoso diamantado originado por ondas transversais à estrutura. Estas ondas são, no entanto, insignificantes, não influenciando excessivamente a performance da estrutura.

A proposta de **Smith (1967)** demonstrou ser vantajosa em relação à de **Hinds (1928)** em termos de dimensionamento hidráulico e estrutural, sendo a sua construção mais simples e de menor comprimento. Ao longo dos anos, várias propostas foram surgindo, tendo-se verificado na comparação das mesmas, que a performance da estrutura se encontra directamente relacionada com o comprimento da curva de transição. Assim, a transição do escoamento será tão mais suave quanto maior for o comprimento da curva de transição. Deve proceder-se ao estudo do escoamento e das velocidades do mesmo no dimensionamento da estrutura, de forma a avaliar as possibilidades de redução do comprimento da estrutura de transição com vista à redução dos custos associados à obra.

4.2.3. Dimensionamento hidráulico da estrutura

4.2.3.1. Condições do escoamento

Na estrutura de controlo o escoamento processa-se, tal como anteriormente referido, sem separação do escoamento na secção de entrada. Considera-se como explicação provável para este fenómeno o facto do escoamento nos paramentos de montante do canal apresentar baixa profundidade e desenvolver-se com velocidade reduzida (**Smith, 1967**).

O desenvolvimento do escoamento através da curva simples do método de **Smith (1967)** permite uma transição mais rápida, sem separação do escoamento a montante, e fornece condições para que o escoamento a jusante se desenvolva com suavidade. No entanto, a eficiência deste modelo é limitada pelo número de Froude (equação 4.2), calculado para a secção a jusante da contracção.

$$F_r = \frac{V_2}{\sqrt{gh_2}} \quad (4.2)$$

Estudos revelaram que as condições impostas hidraulicamente para a estrutura de controlo são respeitadas desde que o número de Froude calculado a jusante da contracção não exceda o valor de 0,67. Para valores acima do valor referido, o escoamento na zona contraída torna-se ondular, ocorrendo um crescimento da ondulação com a proximidade do número de Froude à unidade (Smith, 1967).

O número de Froude deve ser visto como um índice de performance da estrutura. Assim, as velocidades praticadas em regime lento podem atingir valores superiores desde que a profundidade do escoamento seja incrementada. No que respeita à velocidade a jusante da estrutura, ou seja, em regime rápido, não existem limitações desde que a transição se processe em regime lento, respeitando as limitações impostas pelo número de Froude (Smith, 1967).

4.2.3.2. Critérios energéticos

No dimensionamento da estrutura de controlo é fundamental proceder-se ao estudo energético do escoamento. Na realização deste estudo deve assegurar-se que, para o caudal de dimensionamento, a linha de energias críticas ao longo da estrutura de entrada e a linha de energia correspondente ao nível de água da albufeira a montante sejam tangentes. Na figura 4.4 apresenta-se a estrutura de controlo e as correspondentes linhas de energia (Pinheiro, 2002).

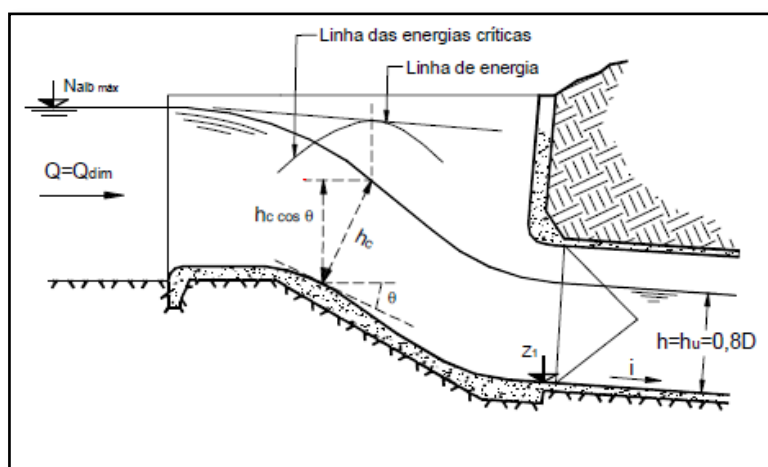


Figura 4.4- Estudo energético da estrutura de controlo (Pinheiro, 2002).

Numa primeira fase, procede-se à definição da linha de energias críticas da estrutura. Para a sua definição consideram-se várias secções transversais ao longo da estrutura de controlo e determinam-se as energias críticas correspondentes. De seguida adiciona-se a cota da soleira, em que se encontra implantada a estrutura, ao valor das energias críticas obtidas. A linha de energias críticas resulta, então, da união dos pontos referentes às várias secções **(Pinheiro, 2002)**.

No dimensionamento da estrutura de controlo é fundamental que seja cumprido o critério imposto quanto à tangência das linhas de energia e energias críticas. No caso de não se verificar o referido critério será necessário proceder a alterações da estrutura ao nível da planta, do perfil longitudinal ou mesmo de ambos **(Pinheiro, 2002)**.

Como abordagem alternativa, e pretendendo-se evitar o processo iterativo inerente a um traçado da linha de energias críticas recorrendo-se à metodologia anterior, poder-se-á optar por traçar a linha de energias críticas em cada secção a partir da linha de energias. Deve ter-se presente que a linha de energias é, nesta fase, traçada de forma aproximada, não sendo possível determinar com exatidão a perda de carga na estrutura de controlo. Como requisito para a linha de energias, deve garantir-se que a mesma é tangente à soleira da estrutura de controlo que se pretende implementar **(Pinheiro, 2002)**.

A implantação da estrutura de controlo é condicionada pelos critérios energéticos estabelecidos, assim como pela cota da soleira do túnel na extremidade de montante z_1 sendo o seu valor obtido com recurso à equação 4.3.

$$z_1 = z_2 + iL_D \quad (4.3)$$

Em que z_2 corresponde à cota da soleira do túnel na extremidade de jusante, i corresponde ao seu declive e L_D ao comprimento do túnel. O declive do túnel que se admite no estudo da estrutura de controlo representa um valor aproximado. O regime uniforme é estabelecido no interior do túnel de desvio provisório, logo a sua inclinação pode obter-se aproximadamente através de $i \approx \sin \alpha$, em que α corresponde ao ângulo formado pelo túnel com o plano horizontal **(Pinheiro, 2002)**.

No dimensionamento da estrutura de controlo deve estabelecer-se o nível máximo da albufeira. Para o caudal de dimensionamento do desvio provisório a energia à entrada do túnel deverá corresponder à energia uniforme, H_u , sendo neste caso a altura do escoamento igual à altura do regime uniforme ($h_u = 0,8D$). Nas condições expostas, o nível máximo da albufeira obtém-se pela equação 4.4 **(Pinheiro, 2002)**.

$$N_{alb_{max}} = z_1 + H_u + \Delta H_{ec} \quad (4.4)$$

No estudo do nível da albufeira, assim como na definição das linhas de energia, é importante definir-se a perda de carga na estrutura de controlo. No que respeita à geometria proposta por **Hinds (1928)**, a queda assumida relativamente à elevação da superfície livre é de $1,1 \Delta h_v$, tendo-se uma perda de carga à entrada da estrutura de $0,1 \Delta h_v$. A linha de energia total ao longo da transição pode traçar-se assumindo-se que a perda de carga é igual à admitida para a secção de entrada, em toda a estrutura de transição (**Smith, 1967**).

Estudos realizados posteriormente demonstraram que o valor assumido seria excessivamente conservativo. Assim, o valor sofreu uma correcção, tendo-se que a perda de carga é dada pela equação 4.5 (**Smith, 1967**).

$$\Delta H_{ec} = 0,06 \left(1 - \frac{b}{B}\right) \frac{V_t^2}{2g} \quad (4.5)$$

As dimensões de b e B encontram-se representadas na figura 4.3, correspondendo à dimensão de montante e jusante da estrutura de controlo respectivamente.

A definição da perda de carga na secção de controlo possibilita a análise da aplicabilidade da equação 4.4 no cálculo do nível máximo da albufeira. A sua aplicabilidade restringe-se às situações em que a linha de energia crítica é tangente à linha de energia ao longo da estrutura de controlo.

A linha de energia da estrutura de controlo possui a montante a cota do nível máximo da albufeira e a jusante uma cota dada por $N_{alb_{max}} - \Delta H_{ec}$. No caso de a linha de energia crítica se encontrar abaixo da linha de energia, o $N_{alb_{max}}$ será inferior ao calculado pela equação 4.4 e a energia do escoamento à entrada do túnel de desvio será inferior à de regime uniforme, tendo-se portanto uma altura de escoamento superior, podendo provocar o afogamento do túnel. Por outro lado, no caso de a linha de energias críticas cruzar a linha de energia o $N_{alb_{max}}$ será superior ao calculado através da equação 4.4 e a energia do escoamento à entrada do túnel será superior à de regime uniforme, tendo-se portanto uma altura de escoamento inferior a $0,8D$. Nesta situação poderá ocorrer o galgamento da ensecadeira ou haver uma redução da folga (**Pinheiro, 2002**).

A estrutura de controlo e o seu dimensionamento vão ter influência sobre o nível a que se coloca a ensecadeira de montante. Assim, do estudo relativo à variação energética na estrutura é possível, recorrendo-se à equação 4.6, definir a cota da ensecadeira de montante.

$$N_{ensc} = N_{alb_{max}} + f_{ensc} \quad (4.6)$$

Sendo que, o segundo termo da equação representa a folga considerada para a ensecadeira de montante. A folga associada à ensecadeira poderá admitir valores entre 0,5 e 1,0 m, no caso das obras que se encontram em realização serem de pequena dimensão (Pinheiro, 2002).

4.3. Túnel de Desvio

4.3.1. Considerações gerais

O escoamento no interior de um túnel de desvio provisório deve ocorrer em regime rápido proporcionando-se a aceleração necessária através da implantação da estrutura de controlo a montante. No dimensionamento do túnel de desvio provisório deve ter-se presente que, no desvio do rio através desta estrutura, a altura do escoamento deve progredir para a altura uniforme. No desenvolvimento da presente dissertação, pretende-se expor de que forma é possível definir onde se espera que o escoamento uniforme seja atingido. Assim, é necessário definir em que condições se processa o escoamento ao longo do túnel de desvio. Desta forma, é possível concluir quanto à existência de ressaltos hidráulicos no interior do túnel, localizando-os.

Para o estudo das condições de escoamento no interior do túnel analisam-se as alturas de escoamento atingidas ao longo do túnel de desvio, através da definição das curvas de regolfo para os dois tipos de secções transversais mais utilizados, circular e ferradura.

4.3.2. Geometria da estrutura

4.3.2.1. Considerações gerais

Os túneis de desvio provisório podem apresentar vários tipos de secção transversal. Na figura 4.5 expõem-se os tipos de secção mais utilizados (Pinheiro, 2002).

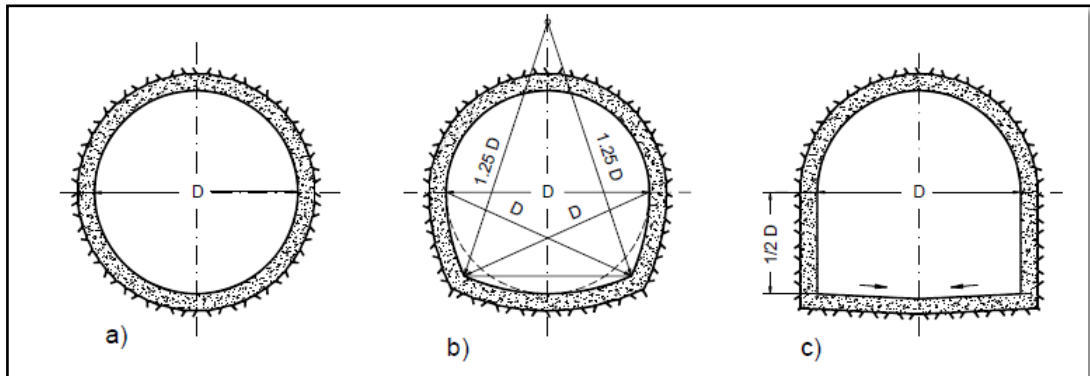


Figura 4.5- Secções transversais mais utilizadas em túneis de desvio provisório: (a) circular; (b) em ferradura; (c) rectangular com abóbada circular (Pinheiro, 2002).

Na presente dissertação optou-se por limitar o estudo à secção circular e em ferradura. A secção circular é hidraulicamente mais eficiente, recorrendo-se à mesma em canais de dimensão reduzida. Na construção de secções circulares utiliza-se normalmente a betão pré-moldado e a sua implantação no local deve ser realizada acima do solo (Merkley, 2004).

A secção em ferradura encontra-se em túneis com escoamento em superfície livre ou em pressão. Este tipo de secção pode ser considerada uma variação da secção circular, sendo mais estável estruturalmente, consequência do alargamento da sua metade inferior.

O alargamento da metade inferior da secção em ferradura tem vantagens, comparativamente à secção circular, ao facilitar a passagem de maquinaria e equipamentos durante a construção do túnel e posteriormente em trabalhos de inspecção e manutenção. Contudo, este alargamento implica um aumento do perímetro molhado, daí a secção circular se considerar hidraulicamente mais eficiente (Merkley, 2005).

4.3.2.2. Secção circular

O dimensionamento da secção circular inicia-se com a sua definição geométrica. Tendo por base a secção padrão apresentada na figura 4.6, são definidas as grandezas geométricas necessárias ao dimensionamento do túnel de desvio provisório com este tipo de secção. As grandezas necessárias são: a área (equação 4.7); a largura da secção transversal (equação 4.8) e o perímetro molhado (equação 4.9). Estas grandezas geométricas relacionam-se com o ângulo θ ao centro (equação 4.10), estando o mesmo expresso em radianos (Pinheiro, 2002).

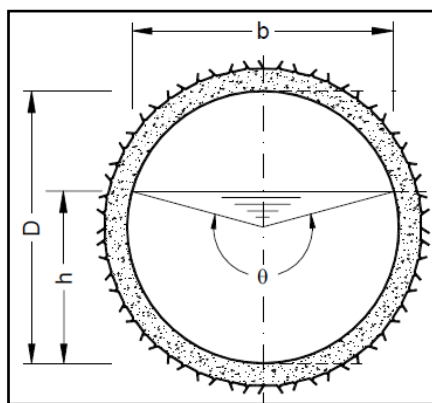


Figura 4.6- Secção Circular. Definição de grandezas. Com: h-altura de escoamento; D-diâmetro do túnel de desvio; b-largura superficial (Pinheiro, 2002).

$$A = (\theta - \text{sen } \theta) \frac{D^2}{8} \quad (4.7)$$

$$b = D \text{sen} \left(\frac{\theta}{2} \right) \quad (4.8)$$

$$P_m = \frac{D\theta}{2} \quad (4.9)$$

$$\theta = 2 \cos^{-1} \left(1 - \frac{2h}{D} \right) \quad (4.10)$$

4.3.2.3. Secção em ferradura

A secção em ferradura, que como anteriormente referido, constitui uma variação da secção circular. Na implantação deste tipo de secção transversal procede-se à betonagem *in situ*, situação menos comum no caso da secção circular (Merkley, 2005).

A definição geométrica, da secção em ferradura, resulta da intersecção de quatro círculos, como representado na figura 4.7, em que três círculos exteriores apresentam raio H e um círculo interior possui raio $H/2$. As relações geométricas necessárias ao estudo das condições de escoamento que ocorrem no túnel de desvio, com secção em ferradura, podem derivar de equações dos círculos que se intersectam ou ser obtidas através da integração ou diferenciação das mesmas (Merkley, 2005).

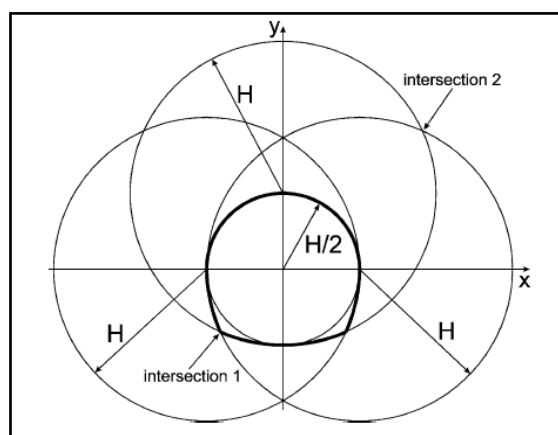


Figura 4.7- Definição geométrica de uma secção em ferradura (Merkley, 2005).

Na definição geométrica da secção em ferradura é necessário estabelecer-se três segmentos em termos de profundidade, uma vez que a secção apresenta características distintas nos diferentes segmentos. A definição dos segmentos é ilustrada na figura 4.8, tendo-se que $h_1 + h_2 + h_3 = H$ (Merkley, 2005).

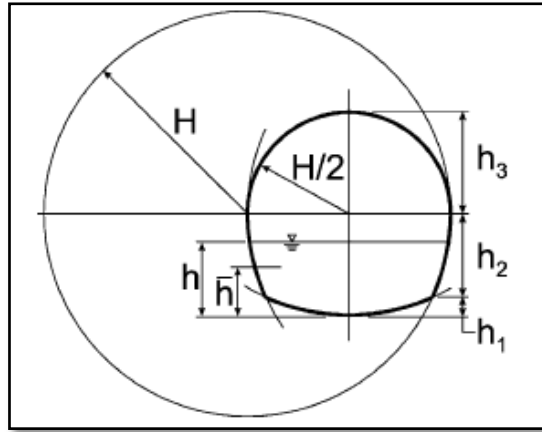


Figura 4.8- Divisão da secção em ferradura em segmentos de profundidade (Merkley, 2005).

A dedução das alturas é feita em ordem ao valor de H , apresentando-se de seguida as equações que as definem. As relações geométricas são estabelecidas para os intervalos de profundidade definidos de acordo com a divisão imposta pelas alturas (Merkley, 2005).

$$h_1 = H \left[1 - \left(\frac{1 + \sqrt{7}}{4} \right) \right] \quad (4.11)$$

$$h_2 = \frac{H}{2} - h_1 \quad (4.12)$$

$$h_3 = \frac{H}{2} \quad (4.13)$$

a) Área da secção transversal

A definição da área da secção transversal neste contexto corresponde à área ocupada pelo escoamento no plano ortogonal à direcção principal de escoamento. Seguidamente apresentam-se as equações das áreas para os três intervalos de profundidade estabelecidos (Merkley, 2005).

- Para $0 \leq h \leq h_1$:

$$A = (h - H)\sqrt{h(2H - h)} + H^2 \left[\text{sen}^{-1} \left(\frac{h - H}{H} \right) + \frac{\pi}{2} \right] \quad (4.14)$$

- Para $h_1 < h \leq H/2$:

$$A = H^2 \left[C_2 + \text{sen}^{-1} \left(\frac{2h - H}{H} \right) \right] - \left(h - \frac{H}{2} \right) \left(H - \sqrt{H^2 - \left(h - \frac{H}{2} \right)^2} \right) + A_1 \quad (4.15)$$

Na equação 4.15 é estabelecida uma área através do parâmetro (A_1), que corresponde à área calculada recorrendo-se à equação 4.14 para $h = h_1$. O termo C_2 representa uma constante determinada pela expressão 4.16.

$$C_2 = \frac{C_1}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{C_1^2}{4}} \right) - \text{sen}^{-1} \left(\frac{C_1}{2} \right) \approx 0,38759 \quad (4.16)$$

O termo C_1 , necessário à determinação de C_2 , corresponde igualmente a uma constante determinada através da expressão 4.17.

$$C_1 = 1 - \left(\frac{1 + \sqrt{7}}{2} \right) \approx -0,8288 \quad (4.17)$$

- Para $H/2 < h \leq H$:

$$A = \left(h - \frac{H}{2} \right) \sqrt{h(H - h)} + \frac{H^2}{4} \text{sen}^{-1} \left(\frac{2h - H}{H} \right) + A_2 \quad (4.18)$$

No que respeita a A_2 , presente na equação 4.18, obtém-se através da equação 4.15 para $h = H/2$.

b) Largura da secção transversal

A largura da secção transversal corresponde à largura da superfície livre para a profundidade de escoamento considerada, dependendo assim da altura do escoamento e estabelecendo-se expressões distintas de acordo com o intervalo de profundidade considerado.

- Para $0 < h \leq h_1$:

$$b = \sqrt{4h(2H - h)} \quad (4.19)$$

- Para $h_1 < h \leq H/2$:

$$b = 2 \sqrt{H^2 - \left(h - \frac{H}{2}\right)^2} - H \quad (4.20)$$

- Para $H/2 < h < H$:

$$b = H \sqrt{1 - \left(1 - \frac{2h}{H}\right)^2} \quad (4.21)$$

c) Perímetro molhado

No estudo do escoamento através do túnel de desvio provisório deve estabelecer-se expressões para o perímetro molhado. No caso da secção em ferradura, as expressões encontram-se definidas para os diferentes intervalos, à imagem do que acontece com a área da secção transversal (Merkley, 2005).

- Para $0 \leq h \leq h_1$:

$$P_m = 2H \cos^{-1} \left(1 - \frac{h}{H}\right) \quad (4.22)$$

- Para $h_1 < h \leq H/2$:

$$P_m = 2H \left[\cos^{-1} \left(\frac{H - 2h}{2H}\right) - \cos^{-1} \left(-\frac{C_1}{2}\right) \right] + P_{m_1} \quad (4.23)$$

A constante C_1 foi definida anteriormente através da equação 4.17 e o termo correspondente ao perímetro molhado (P_{m_1}) é determinado recorrendo-se à equação 4.22 para $h = h_1$.

- Para $H/2 < h \leq H$:

$$P_m = H \left[\cos^{-1} \left(1 - \frac{2h}{H}\right) - \frac{\pi}{2} \right] + P_{m_2} \quad (4.24)$$

O termo (P_{m_2}) é determinado através da equação 4.23 para $h = H/2$.

4.3.3. Caracterização do escoamento

4.3.3.1. Considerações gerais

No dimensionamento dos túneis de desvio provisório deve garantir-se que o regime uniforme é atingido no interior da estrutura. Na alínea 4.3.3.2 procede-se à definição da altura de escoamento uniforme para os dois tipos de secção transversal em estudo. Numa fase seguinte procede-se à definição das alturas de escoamento que ocorrem no interior do túnel, de forma a verificar se o escoamento uniforme é de facto atingido ao longo do comprimento do túnel. A realização do referido estudo requer a definição de curvas de regolfo para as duas secções em estudo (alínea 4.3.4).

Considerou-se importante a definição da altura de escoamento crítico para os dois tipos de secção estudada no ponto 4.3.3.3, permitindo um estudo mais completo do escoamento.

4.3.3.2. Escoamento uniforme

Os túneis de desvio provisório devem ser dimensionados de modo que, para o declive escolhido, o escoamento em regime uniforme do caudal de dimensionamento se processe com $h_u = 0,8D$. Assim, no estudo das condições de escoamento é importante estabelecer a altura do regime uniforme para o caudal considerado, tendo-se em consideração o tipo de secção adoptado. Na definição da altura de escoamento em regime uniforme recorre-se à equação de *Manning-Strickler* apresentada de seguida (equação 4.25) (Pinheiro, 2002).

$$Q = KAR_H^{2/3} i^{1/2} \quad (4.25)$$

A determinação da altura de regime uniforme requer a substituição na equação 4.25 dos diversos elementos referentes a características geométricas e físicas da estrutura principal de desvio provisório. No que respeita à constante de *Manning-Strickler*, esta será independente da geometria da secção transversal da estrutura, estando associada directamente com a natureza do túnel, tal como exposto na tabela 4.1, em que se apresentam alguns dos valores que a mesma pode assumir de acordo com os materiais que constituem o túnel de desvio (Quintela, 1981).

Tabela 4.1- Definição da constante de *Manning-Strickler* (Quintela, 1981).

<i>Natureza do túnel</i>	$K(m^{1/3}s^{-1})$
<i>Cimento muito bem alisado, madeira aplainada, chapa metálica sem soldaduras salientes, fibrocimento</i>	100;90
<i>Cimento alisado, aço com protecção betuminosa</i>	85
<i>Reboco ordinário, grés, chapa fina com rebitagens pouco salientes, ferro fundido novo</i>	80
<i>Betão liso, tubos de cimento com juntas frequentes, ferro fundido com serviço corrente</i>	75
<i>Ferro fundido com longo uso</i>	70

a) Secção circular

No caso da secção circular a condição do escoamento em regime uniforme pode ser expressa pela equação 4.26. Esta equação obtém-se da substituição na equação 4.25 da expressão definida para a área (equação 4.7) e pela expressão do raio hidráulico (R_H), que se obtém do cociente entre a área (equação 4.7) e o perímetro molhado (equação 4.9) (Quintela, 1981).

$$\theta_{n+1} = \text{sen } \theta_n + 6,063 \left(\frac{Q}{K\sqrt{i}} \right)^{0,6} D^{-1,6} \theta_n^{0,4} \quad (4.26)$$

A resolução desta equação é feita através do método das substituições sucessivas, arbitrando-se vários valores iniciais de θ_0 e calculando-se os valores de θ_{n+1} a partir do último valor de θ_n , até que θ convirja para um mesmo valor. O valor de θ obtido desta forma permite o cálculo da altura de escoamento uniforme, recorrendo-se à equação 4.27 (Quintela, 1981).

$$h_u = \frac{D}{2} \left[1 - \cos \left(\frac{\theta}{2} \right) \right] \quad (4.27)$$

Deve ter-se presente que este tipo de resolução deve ser limitada ao domínio de θ em que existe uma única solução, devendo para tal cumprir-se os requisitos: $\theta < 4,53 \text{ rad}$ ou $h/D < 0,82$.

b) Secção em ferradura

No caso da secção em ferradura, e tendo presente os intervalos de profundidade anteriormente definidos, ter-se-á que proceder à definição da altura de escoamento uniforme de acordo com o intervalo de profundidade em que a altura do escoamento se encontra. Assim, uma forma possível de obter as várias alturas de escoamento uniforme é recorrendo-se à ferramenta *Goal Seek* inserida

no *software* Microsoft Excel. Considera-se então a fórmula de *Manning-Strickler* expressa pela equação 4.28.

$$A = \left(\frac{Q}{K_i^{1/2}} \right)^{0,6} P_m^{0,4} \quad (4.28)$$

Desta forma, a área da secção transversal obtida pela equação 4.28 terá que igualar a área obtida pelas fórmulas apresentadas na alínea 4.3.2.3 para cada um dos intervalos de profundidade. Assim, recorrendo-se ao *Goal Seek* é possível determinar a altura de escoamento que verifica esta condição. No estudo do regime uniforme para a secção em ferradura obtêm-se diferentes alturas de escoamento uniforme, correspondentes aos três intervalos de profundidade estabelecidos.

4.3.3.3. Escoamento crítico

A definição do regime crítico tem por base a equação da energia específica (equação 4.29). A representação gráfica desta equação corresponde a uma curva, na qual é possível identificar um valor mínimo absoluto. Ao proceder-se ao estudo energético, no caso de o caudal de escoar com energia correspondente ao valor mínimo, sabe-se que o escoamento se encontra em regime crítico (Quintela, 1981).

$$H = h + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (4.29)$$

A partir da energia específica mínima é possível determinar a altura crítica, estabelecendo-se então a equação 4.30 que define a condição de regime crítico.

$$A = \left(\frac{Q^2}{g} \right)^{1/3} b^{1/3} \quad (4.30)$$

À semelhança do regime uniforme, é necessário proceder-se à definição das características geométricas referentes aos dois tipos de secção transversal em estudo.

a) Secção circular

No caso da secção circular, a condição de regime crítico é traduzida pela equação 4.31 obtida através da expressão 4.30, substituindo-se área pela expressão 4.7 e a largura da secção transversal pela equação 4.8 (Quintela, 1981).

$$\theta_{n+1} = \text{sen } \theta_n + 8 \left(\frac{Q^2}{g} \right)^{1/3} \left(\sin \frac{\theta_n}{2} \right)^{1/3} D^{-5/3} \quad (4.31)$$

Procede-se então à determinação do (θ) , correspondente à altura crítica, através de um processo iterativo semelhante ao realizado para a determinação da altura de escoamento uniforme. Numa fase seguinte à determinação do valor de (θ) é possível calcular a altura de escoamento crítico através da equação 4.27.

b) Secção em ferradura

A definição da altura de escoamento crítico, no caso da secção em ferradura, segue uma abordagem semelhante à utilizada para a determinação da altura de escoamento uniforme neste tipo de secção. Assim, tendo-se presente os diversos intervalos de profundidade estabelecidos ter-se-ão três alturas de escoamento crítico, recorrendo-se na sua determinação à ferramenta *Goal Seek* inserida no *software* Microsoft Excel. Neste estudo tem-se por base a equação que define o regime crítico, (equação 4.30) devendo o valor obtido pela mesma para a área da secção transversal igualar a área determinada pelas fórmulas apresentadas na alínea 4.3.2.3, para cada um dos intervalos de profundidade. A determinação das alturas de escoamento crítico é possível através da ferramenta *Goal Seek*, obedecendo-se à imposição de igualdades das áreas da secção transversal para cada um dos intervalos de profundidade estabelecidos.

4.3.4. Definição de curvas de regolfo

4.3.4.1. Considerações gerais.

O estudo das curvas de regolfo tem por base a análise das velocidades do escoamento e do controlo do mesmo. Desta forma é possível proceder à classificação do escoamento em três regimes: crítico, lento e rápido. No caso de o escoamento se encontrar em regime crítico a propagação de pequenas

perturbações ocorre com velocidade igual à do escoamento, sendo a velocidade de propagação para montante nula, enquanto que para jusante corresponde ao dobro da velocidade de escoamento. Por outro lado, se o escoamento se encontrar em regime rápido, as pequenas perturbações apenas se propagam para jusante, sendo a velocidade de propagação para montante inferior à velocidade do escoamento. Por fim se o escoamento se encontrar em regime lento as perturbações propagam-se para montante e para jusante **(Quintela, 1981)**.

Os factos referidos permitem concluir sobre o controlo do escoamento. Assim, em regime lento as pequenas perturbações apenas se propagam para montante, sendo o mesmo controlado por condições que se estabelecem a jusante. No caso do regime rápido, não podendo ser influenciado por jusante, é controlado por montante **(Manzanares, 1980)**.

Posteriormente à definição dos tipos de regime com que o escoamento se pode desenvolver, procede-se ao estudo do regolfo com caudal constante para canais prismáticos e não prismáticos.

4.3.4.2. Curvas de regolfo em canais prismáticos

A definição das curvas de regolfo tem por base uma equação diferencial (equação 4.33) que relaciona a altura líquida da secção (h) com a coordenada da secção (s) em que essa altura ocorre. A dedução da equação não será apresentada na presente dissertação, referindo-se que tem por base o teorema de *Bernoulli* (equação 4.32), para o caso de escoamentos permanentes em superfície livre e com caudal constante **(Manzanares, 1980)**.

$$\frac{dH}{ds} = \text{sen } \theta - I \quad (4.32)$$

$$\frac{dh}{ds} = \frac{\text{sen } \theta - I}{\lambda(1 - F_r^2)} \quad (4.33)$$

A equação 4.33 constitui a forma geral da equação diferencial de regolfo para canais prismáticos podendo ainda ser simplificada no caso de o ângulo (θ) ser reduzido. Nestes casos pode proceder-se à seguinte aproximação: $\text{sen } \theta \approx i$. O coeficiente (λ) é dado por $\lambda = \cos \theta$, podendo neste caso aproximar-se à unidade uma vez que se admite que o ângulo (θ) assume um valor reduzido **(Manzanares, 1980)**.

O estudo e definição das diferentes curvas de regolfo com caudal constante em canais prismáticos são possíveis através da equação diferencial 4.33, obtendo-se as curvas apresentadas na figura 4.9. No entanto, é necessário proceder-se à classificação prévia dos declives das estruturas de desvio **(Manzanares, 1980)**:

- Declive nulo (canal horizontal);
- Declive negativo (canal ascendente no sentido do escoamento);
- Declive positivo (canal descendente no sentido do escoamento).

O declive positivo pode ainda dividir-se em três grupos que não dependerão somente das características do canal mas também do caudal que nele se escoia **(Manzanares, 1980)**:

- Declive crítico, se o escoamento uniforme for crítico ($h_u = h_c$);
- Declive fraco, se o escoamento uniforme for lento ($h_u > h_c$);
- Declive forte, se o escoamento uniforme for rápido ($h_u < h_c$).

A análise das diferentes curvas de regolfo representadas na figura 4.9 admite como hipótese que a perda de carga unitária (I) é função decrescente com a altura. Assim, esta análise perde validade quando **(Manzanares, 1980)**:

- O canal apresenta secção fechada, podendo apresentar para o mesmo caudal duas soluções de altura uniforme;
- O canal apresenta secção composta podendo apresentar duas soluções de altura crítica para o mesmo caudal, na vizinhança da descontinuidade da secção.

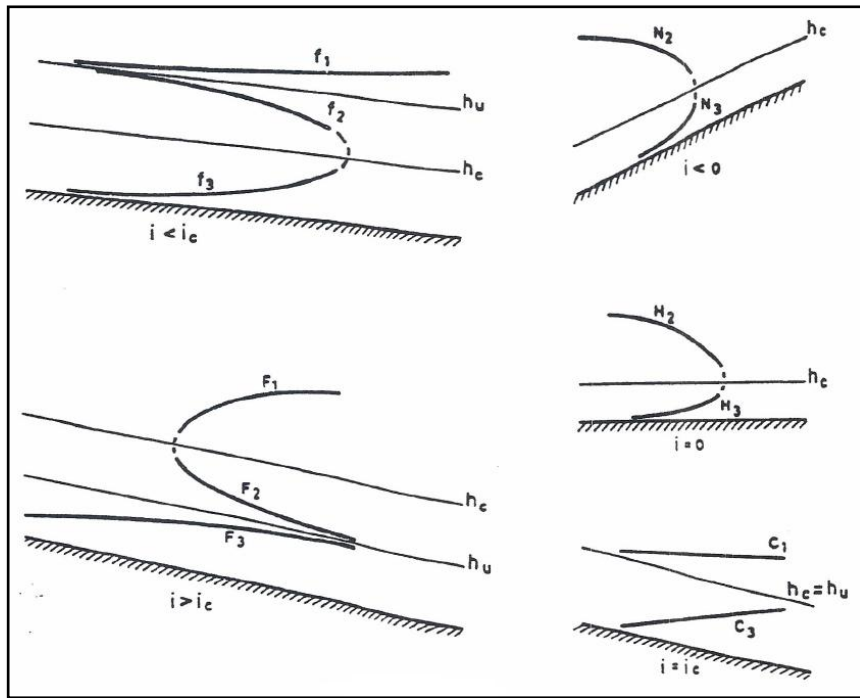


Figura 4.9- Curvas de regolfo em canais prismáticos. Com: Declive fraco (f_1, f_2 e f_3); Declive forte (F_1, F_2 e F_3); Declive crítico (C_1 e C_3); Declive nulo (H_2 e H_3); Declive negativo (N_2 e N_3) (Manzanares, 1980).

4.3.4.3. Cálculo das curvas de regolfo em canais não prismáticos

No caso em estudo, para as secções consideradas, o cálculo das curvas de regolfo terá por base o teorema de *Bernoulli* (equação 4.32), recorrendo-se ao método das diferenças finitas para a sua resolução e obtendo-se a equação 4.34.

$$(h_2 - h_1) + (y_2 - y_1) + \left(\alpha \frac{U_2^2}{2g} - \alpha \frac{U_1^2}{2g} \right) = -\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta s \quad (4.34)$$

O método das diferenças finitas consiste em adoptar secções de comprimento (Δs) tão pequenos quanto necessário, de forma a não afectar a exatidão do cálculo. Assim, partindo-se das características do escoamento na secção inicial (1) determinam-se, por iteração, as características na secção (2). Em cada iteração tomam-se os valores obtidos na iteração anterior para a nova iteração até que a diferença entre os valores obtidos para (h_2) entre duas iterações consecutivas não ultrapasse um valor fixado *a priori*. Ao verificar-se o cumprimento desta condição o cálculo pode prosseguir para o trecho seguinte (Manzanares, 1980).

Tendo-se por base o método das diferenças finitas procedeu-se, no âmbito da presente dissertação, ao desenvolvimento de um programa na linguagem de programação *Visual Basic* inserida no *software Microsoft Excel* em que se aplica o referido método às secções circular e em ferradura. Numa primeira fase foi necessário proceder à fixação do erro que seria considerado aceitável entre iterações, tendo-se definido o valor de 0,01, para a diferença das alturas obtidas entre duas iterações. Seguidamente procedeu-se à análise da equação 4.34, visando a definição dos elementos presentes para os dois tipos de secção estudados.

Começa por analisar-se a perda de carga unitária admitindo-se que a mesma é igual à perda de carga do movimento uniforme, recorrendo-se à fórmula de *Manning-Strickler* (equação 4.35) para a determinar. No método das diferenças finitas deve estabelecer-se como condição inicial de cálculo que $I_1 = I_2$ (Manzanares, 1980).

$$I = \left(\frac{Q}{KAR_H^{2/3}} \right)^2 \quad (4.35)$$

Os elementos geométricos encontram-se definidos para as duas secções em estudo na alínea 4.3.2, tendo-se presente que o raio hidráulico (R_H) resulta do cociente entre a área da secção transversal (A) e o perímetro molhado (P_m). A constante de Manning-Strickler (K) foi definida no ponto 4.3.3.2 aquando do estabelecimento das condições de escoamento uniforme para os dois tipos de secção transversal.

Numa fase seguinte procede-se à definição da cota de fundo (y_i) considerada entre secções. Para tal, deve proceder-se previamente a um levantamento topográfico, visando a definição das cotas do terreno para as diversas secções. A cota de fundo resultará assim da soma da cota do terreno com o declive (i) do túnel de desvio provisório.

O coeficiente de Coriolis (α) depende do tipo de secção estudada e da respectiva distribuição de velocidades (equação 4.36).

$$\alpha = \frac{\int_A V^3 dA}{U^3 A} \quad (4.36)$$

No âmbito da presente dissertação optou-se, visando a simplificação do estudo, por admitir que o coeficiente de Coriolis assume o valor de 4,0 para os dois tipos de secção transversal.

De seguida, procedeu-se à definição da velocidade de escoamento a qual é calculada recorrendo-se à equação 4.37.

$$U = \frac{Q}{A} \quad (4.37)$$

Por fim, definem-se as secções de estudo tendo em consideração que a soma das secções deverá corresponder ao comprimento do túnel de desvio provisório. No desenvolvimento do programa optou-se por possibilitar a definição das secções pelo utilizador. Assim, é possível definir-se inicialmente as secções que se pretende estudar, podendo as mesmas apresentar valores diferentes ou admitir-se que todas as secções terão a mesma dimensão, definindo-se qual a dimensão pretendida e deixando que o programa defina o número de secções de acordo com o comprimento do túnel em estudo. No anexo I apresenta-se a linguagem de código utilizada no desenvolvimento do programa.

4.3.5. Avaliação da quantidade de movimento total

No dimensionamento do túnel de desvio provisório é importante proceder-se ao estudo da influência do nível de jusante nas condições de escoamento no interior do túnel, não podendo assumir-se que o estabelecimento do regime uniforme no interior do túnel de desvio implica um escoamento em superfície livre ao longo de todo o seu comprimento **(Pinheiro, 2002)**.

De forma a proceder-se ao estudo da influência do nível de jusante, é necessário analisar-se o posicionamento altimétrico do túnel de desvio. Numa primeira fase, começa-se por analisar a quantidade de movimento total no interior do túnel, comparando-a com a quantidade de movimento total do escoamento no leito natural. No caso desta última superar os valores obtidos no túnel, ocorrerá ressalto hidráulico no seu interior. Desta forma é possível determinar a existência ou não de ressalto hidráulico e, no caso de existir, proceder-se à sua localização **(Pinheiro, 2002)**.

A ocorrência de um ressalto hidráulico no interior do túnel de desvio implica uma correcção do posicionamento altimétrico da extremidade de montante do mesmo. Assim, deve definir-se uma cota (z_2) para a soleira do túnel na extremidade de jusante que garanta que o escoamento se processa com uma altura inferior a $0,8D$, mesmo no cenário possível de ocorrência de ressalto hidráulico no seu interior **(Pinheiro, 2002)**.

A determinação da quantidade de movimento total é feita através da equação 4.38, que resulta da soma entre a impulsão hidrostática e a quantidade de movimento **(Manzanares, 1980)**.

$$|M = \gamma A h_g + \frac{\alpha' \gamma Q^2}{g A} \quad (4.38)$$

Em que:

γ - Peso volúmico da água (9800 Nm^{-3});

g - Aceleração da gravidade ($9,8 \text{ ms}^{-1}$)

$$\alpha' = \frac{\int_A V^2 dA}{U^2 A} \quad (4.39)$$

Os termos da equação da quantidade de movimento total, à exceção das constantes anteriormente definidas, serão distintos consoante o tipo de secção transversal em que se processa o escoamento. Procede-se de seguida à exposição dos termos definidos para as secções transversais consideradas.

a) Secção circular

Para a definição da quantidade de movimento total procede-se ao estudo de alguns parâmetros que não foram ainda definidos para a secção circular. Tendo em consideração a equação 4.38 ter-se-á que definir a profundidade do centro de gravidade da secção (h_g) e o coeficiente de quantidade de movimento (α'). No que respeita à área (A) esta é definida através da equação 4.7. Os restantes elementos são constantes ou variáveis que não dependem da geometria da secção transversal do túnel de desvio.

O coeficiente de quantidade de movimento obtém-se para qualquer tipo de secção através da equação 4.39. No caso das secções circulares, essa expressão pode ser simplificada, obtendo-se a equação 4.40. Esta equação demonstra ser rigorosa para escoamentos laminares e de aproximação aceitável no caso de escoamentos turbulentos **(Quintela, 1981)**.

$$\alpha - 1 = 3(\alpha' - 1) \quad (4.40)$$

A definição do centro de gravidade da secção requer a determinação da profundidade do centróide (\bar{h}), que fisicamente representa a distância a que o centróide se encontra do fundo da secção transversal, podendo ser calculado recorrendo-se à equação 4.41 (Merkley, 2004).

$$\bar{h} = \frac{D}{2} - \frac{2}{3A}(hD - h^2)^{3/2} \quad (4.41)$$

A profundidade do centro de gravidade é de seguida obtida através da diferença entre a altura do escoamento e a profundidade do centróide, ou seja $h_g = h - \bar{h}$.

b) Secção em ferradura

No que respeita à secção em ferradura, é necessário definir-se o coeficiente de quantidade de movimento, que se poderia obter através da equação 4.39. No âmbito da presente dissertação optou-se por simplificar tendo-se definido o valor de 1,3 para o coeficiente na secção em ferradura.

O centro de gravidade, à semelhança do que acontece com as demais grandezas geométricas, deve ser definido de acordo com os intervalos de profundidade estabelecidos (Merkley, 2005).

- Para $0 \leq h \leq h_1$:

$$\bar{h} = \frac{M_x}{A_x} + H \quad (4.42)$$

A determinação da profundidade do centróide requer a definição de vários parâmetros presentes na equação 4.42, como o momento de área (M_x), que se obtém através da equação 4.43, e a área (A_x) que será calculada para a altura de escoamento na secção em estudo através da equação 4.14.

$$M_x = -\frac{2}{3}[h(2H - h)]^{3/2} \quad (4.43)$$

- Para $h_1 < h \leq H/2$:

$$\bar{h} = \frac{A_x[(H/2) + (M_x/A_x)] + A_1\bar{h}_1}{A_x + A_1} \quad (4.44)$$

A profundidade do centroíde para o segundo intervalo de profundidade requer a definição de um novo momento de área (M_x), que se obtém através da equação 4.45.

$$M_x = H^3 C_3 - \frac{H}{2} \left(h - \frac{H}{2} \right)^2 - \frac{2}{3} \left[H^2 - \left(h - \frac{H}{2} \right)^2 \right]^{3/2} \quad (4.45)$$

Em que C_3 corresponde a uma constante calculada através da equação 4.46, tendo-se presente que a constante C_1 é determinada através da equação 4.17.

$$C_3 = \frac{C_1^2}{8} + \frac{2}{3} \left(1 - \frac{C_1^2}{4} \right)^{3/2} \quad (4.46)$$

No que respeita à área (A_x) esta é calculada para a altura a que se desenvolve o escoamento na secção estudada recorrendo-se à equação 4.15, excluindo-se neste cálculo o parâmetro (A_1). Por fim, os parâmetros (A_1) e (\bar{h}_1) determinam-se recorrendo respectivamente às equações 4.14 e 4.42 admitindo-se $h = h_1$.

- Para $H/2 < h \leq H$:

$$\bar{h} = \frac{A_x[(H/2) + (M_x/A_x)] + A_2 \bar{h}_2}{A_x + A_2} \quad (4.47)$$

No último intervalo de profundidade o momento de área (M_x) obtém-se recorrendo à equação 4.48.

$$M_x = \frac{H^3}{12} - \frac{2}{3} [h(H-h)]^{3/2} \quad (4.48)$$

Dos restantes termos da equação 4.47, começa por definir-se a área (A_x) recorrendo-se à equação 4.18 para a altura a que se desenvolve o escoamento na secção em estudo, excluindo-se neste cálculo o parâmetro (A_2). Por fim os parâmetros (A_2) e (\bar{h}_2) determinam-se recorrendo respectivamente às equações 4.15 e 4.44 para $h = H/2$.

Por fim, e à semelhança do que acontece no caso da secção transversal circular, procede-se ao cálculo da profundidade do centro de gravidade através de: $h_g = h - \bar{h}$. Havendo no caso da secção

transversal em ferradura diferentes profundidades do centro de gravidade para os diferentes intervalos de profundidade.

c) Secção de restituição

A definição das alturas de escoamento, recorrendo-se ao programa desenvolvido para as curvas de regolfo nas secções em estudo, permite o estudo da quantidade de movimento total ao longo do túnel de desvio. Desta forma, é possível proceder-se à comparação dos valores obtidos com a quantidade de movimento total no curso de água na secção de restituição e proceder-se à localização do ressalto, caso exista.

Num caso real deveria proceder-se a um levantamento topográfico a fim de conhecer o tipo de secção que se encontra a jusante, e recolher informações necessárias para o cálculo da quantidade de movimento total. No âmbito da presente dissertação, admitiu-se que a secção de restituição a jusante da saída do desvio provisório assume uma geometria semelhante à apresentada na figura 4.10.

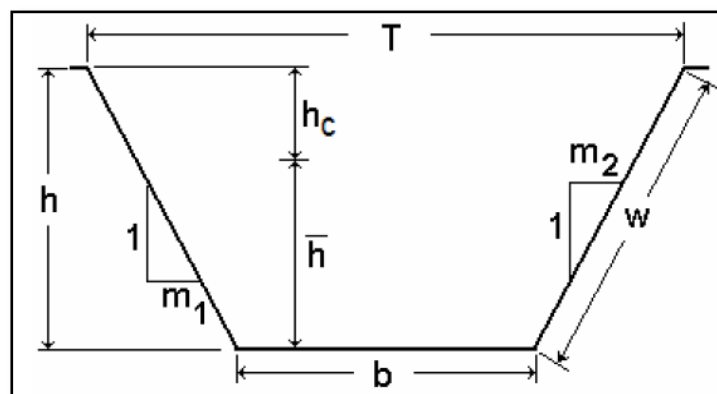


Figura 4.10- Geometria aproximada da secção de restituição (Merkley, 2004).

Desta forma, é possível proceder à definição dos elementos dependentes da sua geometria para posterior determinação da quantidade de movimento total como a área 4.49 (Merkley, 2004).

$$A = h[b + 0,5(m_1 + m_2)h] \quad (4.49)$$

Posteriormente, é necessário definir a profundidade do centro de gravidade, que à semelhança da secção do túnel de desvio provisório será obtida de $h_g = h - \bar{h}$, tal como evidenciado na figura 4.1. Assim, determina-se a profundidade do centroide recorrendo-se à equação 4.50 (Merkley, 2004).

$$\bar{h} = \frac{h^2}{2A} \left[b + \frac{2h}{3} (m_1 + m_2) \right] \quad (4.50)$$

Desta forma, encontram-se definidos todos os elementos necessários para o cálculo da quantidade de movimento total na secção de restituição, possibilitando desta forma a localização do ressalto hidráulico.

4.4. Exemplo de Aplicação

4.4.1. Âmbito de estudo

Na presente alínea pretende-se aplicar o programa desenvolvido a uma estrutura de desvio provisório que será posteriormente aproveitada para descarga de fundo. No entanto, é importante ressaltar que os valores considerados foram todos admitidos, visando apenas testar a funcionalidade do programa desenvolvido.

4.4.2. Dados considerados

Numa primeira fase procedeu-se à definição dos dados considerados para as duas geometrias na exposição do programa desenvolvido. Na tabela 4.2 apresenta-se um resumo dos dados iniciais estabelecidos.

Tabela 4.2- Dados admitidos na exposição do programa

<i>Dados</i>	<i>Secção Circular</i>	<i>Secção em Ferradura</i>
<i>L (m)</i>		1000
<i>Q (m³/s)</i>	25	30
<i>D (m)</i>	5,0	6,0
<i>K (m^{1/3} s⁻¹)</i>		80
<i>i</i>		0,02
<i>y(m)</i>		15
<i>Erro</i>		0,01

Considerou-se que seria importante inserir na presente dissertação, para além da linguagem de programação do programa (anexo I), a sua metodologia. Contudo, optou-se por fornecer essa metodologia igualmente em anexo (anexo II).

4.4.3. Cálculo das curvas de regolfo

4.4.3.1. Secção circular

Na definição das curvas de regolfo, começa por se determinar a altura de escoamento uniforme. Assim, tendo presente a metodologia exposta no ponto 4.3.3.2 (alínea a)) para os dados em estudo, obteve-se os valores de θ apresentados na tabela 4.3.

Tabela 4.3- Determinação do valor de θ para cálculo da altura uniforme

θ_{n+1}	θ_0		
	1,0	2,0	4,5
θ_1	1,58	1,89	0,38
θ_2	1,89	1,91	0,87
θ_3	1,91	1,91	1,47
θ_4	1,91	1,91	1,86
θ_5	1,91	1,91	1,91
θ_6	1,91	1,91	1,91
θ_7	1,91	1,91	1,91

A altura uniforme obtida foi de 1,05 m. Nesta fase é possível proceder à determinação da curva de regolfo tendo por base o método das diferenças finitas, tal como exposto na alínea 4.3.4.3.

O programa permite o estabelecimento das secções para os quais se pretende determinar a altura do escoamento ou, em alternativa, a imposição de secções de dimensão constante ao longo da conduta. Optou-se pela imposição de uma dimensão constante para as diversas secções estudadas ao longo de todo o comprimento da conduta, apresentando-se na tabela 4.4 as secções consideradas e as respectivas alturas, procedendo-se à sua representação gráfica (gráfico 4.1).

Tabela 4.4- Alturas de escoamento do túnel de desvio com secção circular.

Distância à origem (m)	Altura (m)	Distância à origem (m)	Altura (m)
0	1,88	520	1,16
20	1,78	540	1,15
40	1,70	560	1,15
60	1,64	580	1,14
80	1,58	600	1,13
100	1,54	620	1,13
120	1,50	640	1,12
140	1,47	660	1,12
160	1,44	680	1,11
180	1,41	700	1,10
200	1,38	720	1,10
220	1,36	740	1,10
240	1,34	760	1,09
260	1,32	780	1,09
280	1,30	800	1,08
300	1,29	820	1,08
320	1,27	840	1,07
340	1,26	860	1,07
360	1,25	880	1,07
380	1,23	900	1,06
400	1,22	920	1,06
420	1,21	940	1,06
440	1,20	960	1,06
460	1,19	980	1,05
480	1,18	1000	1,05
500	1,17		

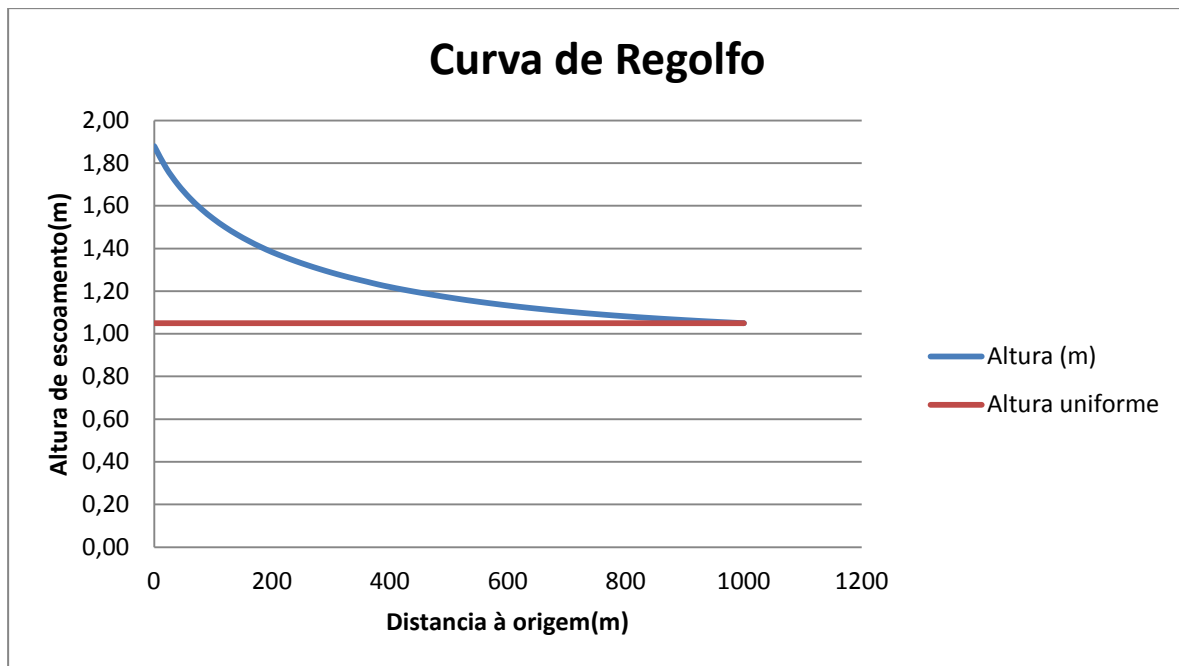


Gráfico 4.1- Curva de regolfo para a secção transversal circular

Como se pode verificar pelo gráfico a altura do escoamento tende para a altura de escoamento uniforme.

4.4.3.2. Secção em ferradura

No caso da secção em ferradura, na determinação da altura de escoamento uniforme recorre-se à ferramenta do *Microsoft Excel Goal Seek*, tal como exposto no ponto 4.3.3.2 (alínea b)). Para os dados admitidos, a altura de escoamento uniforme é de 0,92 m. Procedeu-se numa fase seguinte à determinação da curva de regolfo para este tipo de secção, tendo-se obtido para as diferentes secções consideradas a alturas de escoamento apresentadas na tabela 4.5 e representadas no gráfico 4.2.

Tabela 4.5- Alturas de escoamento do túnel de desvio com secção em ferradura.

Distância à origem(m)	Altura (m)	Distância à origem(m)	Altura (m)
0	1,70	520	1,03
20	1,61	540	1,02
40	1,54	560	1,01
60	1,48	580	1,00
80	1,43	600	1,00
100	1,38	620	0,99
120	1,35	640	0,99
140	1,31	660	0,98
160	1,29	680	0,97
180	1,26	700	0,97
200	1,24	720	0,96
220	1,21	740	0,96
240	1,19	760	0,96
260	1,18	780	0,95
280	1,16	800	0,95
300	1,14	820	0,94
320	1,13	840	0,94
340	1,12	860	0,94
360	1,10	880	0,93
380	1,09	900	0,93
400	1,08	920	0,93
420	1,07	940	0,92
440	1,06	960	0,92
460	1,05	980	0,92
480	1,04	1000	0,92
500	1,03		

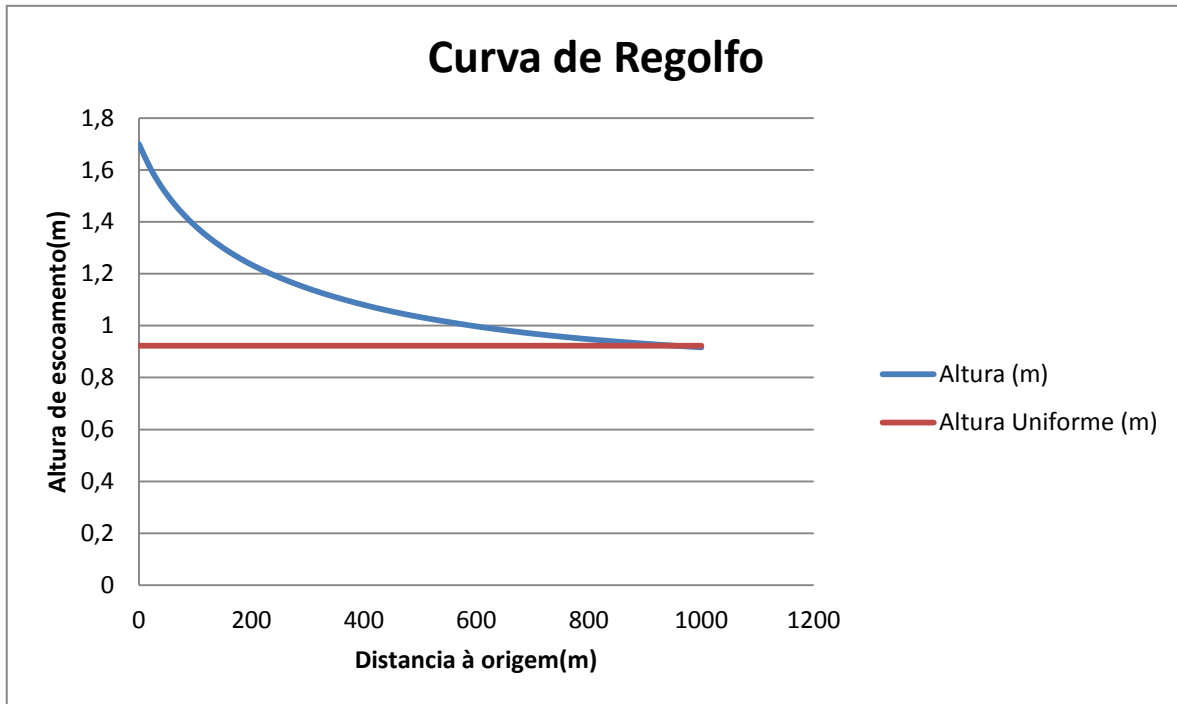


Gráfico 4.2- Curva de regolfo ao longo do comprimento da conduta.

Procede-se no ponto seguinte ao estudo da quantidade de movimento total para os dois tipos de secção transversal, comparando com a quantidade de movimento total na secção de restituição, tendo como objectivo localizar o ressalto hidráulico.

4.4.4. Avaliação da quantidade de movimento total

No exemplo de aplicação procedeu-se à determinação da quantidade de movimento total para os dois tipos de secção transversal ao longo do comprimento da conduta para as diversas secções admitidas, apresentando-se as tabelas completas no anexo III. Os valores obtidos para as secções finais da conduta de desvio provisório encontram-se expostos na tabela 4.6, tendo-se incluindo as alturas de escoamento crítico determinadas de acordo com o exposto na alínea 4.3.3.3.

Tabela 4.6- Cálculo da quantidade de movimento total para os dois tipos de secção transversal

<i>Secções</i>	<i>Circular</i>	<i>Ferradura</i>
$Q (m^3/s)$	25	30
$h_u(m)$	1,05	0,92
$h_c(m)$	1,89	1,70
$ M(N)$	429401	15256681

Tendo-se presente que a restituição do escoamento se processa em regime lento, logo com alturas superiores às alturas de escoamento crítico, procedeu-se nesta fase à determinação da quantidade de movimento total na estrutura de restituição. Assim, definiram-se diversas alturas possíveis para o escoamento na referida secção, admitindo-se alturas superiores às alturas críticas determinadas para os dois tipos de secção transversal considerados para o túnel de desvio provisório.

Começou por se estudar o caso da estrutura de desvio provisório com secção transversal circular, tendo-se admitido um canal de restituição com secção aproximadamente trapezoidal, semelhante ao exposto na figura 4.10. Foi considerado: $b = 6 m$; $m_1 = 2$ e $m_2 = 3$. Na tabela 4.7 apresentam-se os valores obtidos para a quantidade de movimento total, tendo em conta as várias alturas admitidas.

Tabela 4.7- Cálculo da quantidade de movimento total para o canal de restituição

$h (m)$	$A (m^2)$	$\bar{h} (m)$	$h_g (m)$	$ M (N)$
2,00	22,00	1,15	0,85	253956
2,10	23,63	1,21	0,89	271423
2,50	30,63	1,46	1,04	362375

O ressalto hidráulico para alturas superiores à altura de escoamento crítico, no caso apresentado, ocorre fora do canal de restituição havendo necessidade de se proceder à correcção da estrutura de desvio.

Por fim, considerar-se-á a estrutura de desvio provisório com secção transversal em ferradura, tendo-se admitido para a mesma os valores seguintes para o canal de restituição: $b = 8 m$; $m_1 = 2,5$ e $m_2 = 3,5$. Na tabela 4.8 encontram-se os valores obtidos para a quantidade de movimento total para o canal definido.

Tabela 4.8- Cálculo da quantidade de movimento total para o canal de restituição

h (m)	A (m ²)	\bar{h} (m)	h_g (m)	$ M$ (N)
1,72	22,64	0,77	0,95	310853
1,75	23,19	0,78	0,97	317127
2,00	28,00	1,14	0,86	315557

Para a secção em ferradura a quantidade de movimento total obtida para o canal de restituição é inferior à obtida para a secção final da conduta de desvio. Desta forma, pode concluir-se que o ressalto nestas condições ocorreria no interior da conduta, sendo aconselhável proceder a uma correcção no dimensionamento na estrutura de desvio.

4.5. Estrutura de Restituição

4.5.1. Tipos de estrutura de restituição

4.5.1.1. Estrutura de restituição dispensada

A restituição do desvio provisório pode efectuar-se por uma ligação directa ao rio, procedendo-se à escavação do leito do rio de forma a permitir o encaminhamento do escoamento. A aplicação desta solução requer um desvio provisório de dimensão reduzida e a não existência de condicionamentos, no que respeita à erodibilidade do leito do rio (Pinheiro, 2002).

No entanto, deve prever-se nestes casos a protecção do leito do rio, através da aplicação de enrocamento no troço imediatamente a jusante do túnel de desvio provisório. Na figura 4.11 apresenta-se um esquema de restituição do escoamento sem construção de estrutura de restituição (Pinheiro, 2002).

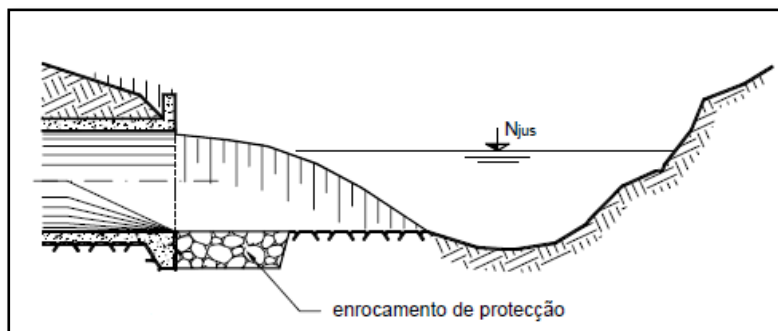


Figura 4.11- Restituição do desvio provisório ao curso de água, sem implantação de estrutura de restituição (Pinheiro, 2002).

4.5.1.2. Estruturas de restituição

A necessidade de se implantar uma estrutura de restituição associa-se ao facto de o escoamento que se estabelece no túnel de desvio se encontrar em regime rápido ou por se ter uma elevação do extremo jusante do túnel de desvio muito superior ao fundo do rio, dificultando o estabelecimento de regime lento na zona de restituição. No dimensionamento da estrutura de restituição deve ter-se em consideração os seguintes aspectos (Vischer e Hager, 1998):

- O nível do escoamento imediatamente a jusante da conduta deve ter uma altura suficientemente baixa para que se impeça a submersão do escoamento proveniente do túnel de desvio;
- O número de Froude a jusante da bacia de dissipação não deve ser demasiadamente reduzido, evitando-se assim problemas associado à estabilidade da dissipação.

A realização de uma estrutura que promova a dissipação da energia do escoamento tem como consequência a redução da perda de carga na transição túnel-curso, permitindo a implantação da extremidade de jusante do desvio provisório a cotas inferiores, comparativamente com a utilização dos outros tipos de restituição (Pinheiro, 2002).

A estrutura de restituição pode corresponder à implantação de uma estrutura de transição, como representando na figura 4.12, ou à implantação de uma bacia de dissipação por ressalto (figura 4.13).

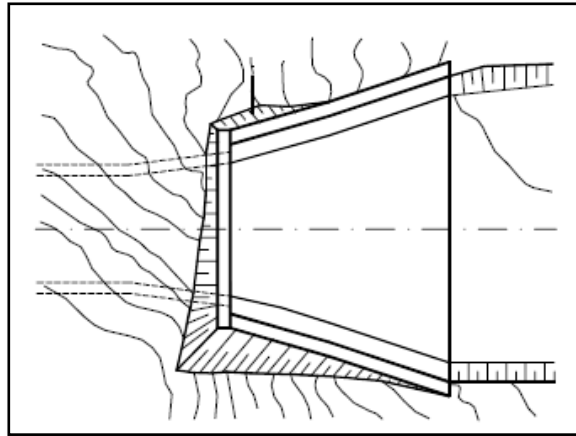


Figura 4.12- Estrutura de transição da restituição ao rio do desvio provisório (Pinheiro, 2002).

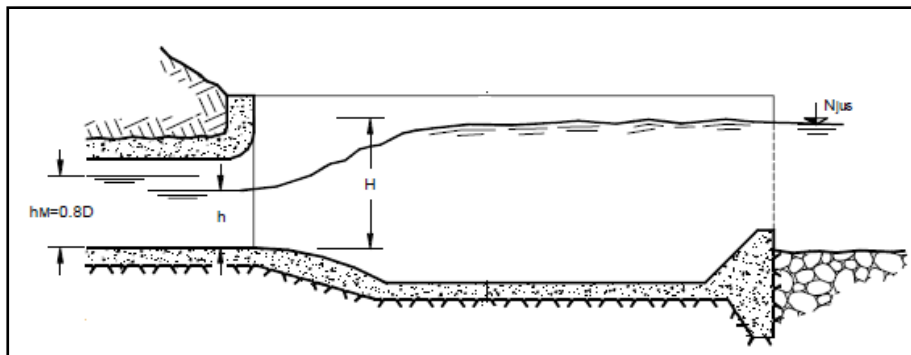


Figura 4.13- Restituição do desvio provisório através de bacia de dissipação por ressalto (Pinheiro, 2002).

4.5.2. Dimensionamento hidráulico das estruturas

4.5.2.1. Dimensionamento da estrutura de restituição

No caso de se proceder à implantação de uma estrutura de restituição, o seu dimensionamento terá por base a definição da cota de jusante do túnel de desvio provisório. Assim, admite-se como condição que o escoamento na secção de restituição ocorre em regime crítico, tendo-se níveis de escoamento iguais para esta secção e para o rio ao qual se está a restituir o escoamento. Desta forma é possível obter-se a cota da soleira da estrutura de transição na secção de saída (z_3), através da equação 4.51.

$$z_3 = N_{jus} - h_c \quad (4.51)$$

Na figura 4.14 representa-se a estrutura de restituição e a secção final do túnel de desvio provisório, possibilitando uma perceção quanto ao estudo energético necessário ao dimensionamento da estrutura de restituição e, definição do nível de jusante da conduta de desvio provisório (z_2). Procede-se assim à definição da perda de carga na estrutura de restituição, através da equação 4.52.

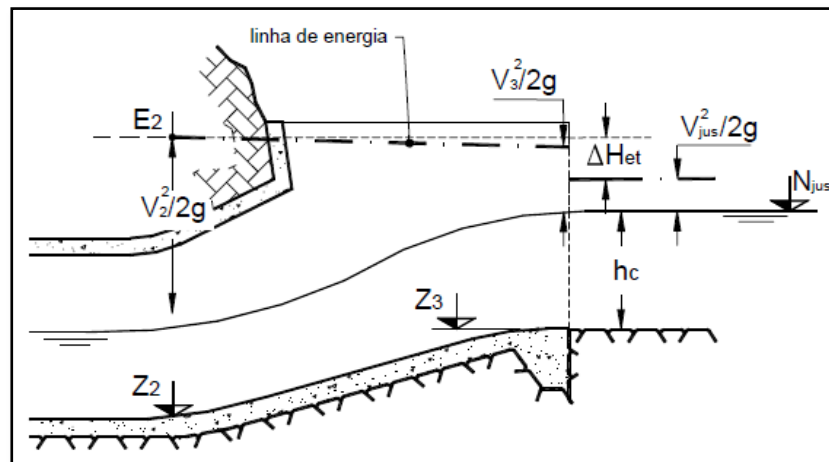


Figura 4.14- Desvio provisório com estrutura de restituição. Linha de energia e perda de carga. (Pinheiro, 2002).

$$\Delta H_{et} = \frac{m}{2g} (V_2^2 - V_3^2) + \frac{V_3^2 - V_{jus}^2}{2g} \quad (4.52)$$

As velocidades presentes na equação 4.52 estão representadas na figura 4.14, sendo de ressaltar que a velocidade V_3 , deve igualar a velocidade do escoamento crítico, tendo-se ainda que $m = 0,2$ quando as estruturas de transição não apresentam grande desenvolvimento. O valor de m pode ser reduzido, tornando-se, no entanto, uma solução pouco económica uma vez que implica o aumento da dimensão da estrutura de restituição (Pinheiro, 2002).

Por fim, é importante definir a cota da soleira de jusante do túnel de desvio, que se relaciona com o estudo energético da estrutura de restituição. Esta é determinada através da equação 4.53 (Pinheiro, 2002).

$$z_2 = H_2 - \left(\frac{V_2^2}{2g} + h_2 \right) \quad (4.53)$$

4.5.2.2. Dimensionamento de bacia de dissipação de energia por ressalto

No caso de se proceder à implantação de uma bacia de dissipação a jusante do túnel de desvio provisório, o seu dimensionamento requer o conhecimento das características do escoamento à entrada da bacia, ou seja, a jusante do túnel de desvio, e do escoamento no curso de água na secção de restituição. Assim, no dimensionamento das bacias de dissipação de energia por ressalto deve ter-se em consideração a determinação dos seguintes parâmetros (Pinheiro, 2009):

- Características geométricas da bacia (largura, comprimento e dimensões dos acessórios a ser incluídos na bacia);
- Cota da soleira da bacia de dissipação;
- Localização da secção de montante da bacia de dissipação.

No que respeita à cota da soleira da bacia, a mesma é estabelecida em função do nível de escoamento do caudal de dimensionamento imediatamente a jusante da bacia e pela submersão requerida pelo tipo de bacia utilizada, ou seja $N_F = N_{jus} - S$, tal como representado na figura 4.15 (Pinheiro, 2009).

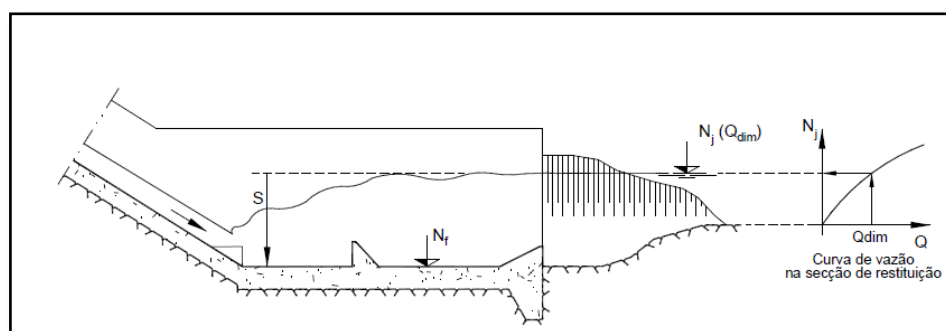


Figura 4.15- Determinação da cota de fundo da bacia de dissipação por ressalto (Pinheiro, 2009).

A definição do nível de escoamento na secção a jusante da estrutura de restituição pode ser dificultada, apenas sendo possível obter um resultado rigoroso recorrendo-se a um modelo físico. De forma aproximada, caso se disponha de topografia adequada e se tenha um escoamento em regime lento, é possível proceder-se à determinação da curva de regolfo do escoamento desde a secção de controlo a jusante até à estrutura de restituição. Em alternativa, no caso de não se possuir a topografia adequada, é possível admitir-se que o nível de restituição corresponde ao do regime uniforme para aquela secção transversal (Pinheiro, 2009).

As características físicas da bacia de dissipação têm em consideração o tipo de bacia que se irá implantar no local. No caso das bacias normalizadas o comprimento será definido de acordo com o número de Froude calculado para a secção de entrada da bacia. O conhecimento do número de Froude e da velocidade do escoamento permite proceder à escolha do tipo de bacia a ser implementado, tal como representando na figura 4.16. No que respeita à localização da bacia, ter-se-á em consideração a caracterização topográfica da zona de restituição e a existência ou não de condicionamentos geotécnicos, devendo ter-se presente que o volume de escavação na implantação deve ser reduzido sempre que possível, por questões de economia da obra (Pinheiro, 2009).

Tipo	Fr_1 (-)	V_1 (m/s)	q (m ² /s)
II	>4,5	<33	-
III	>4,5	<18	<18
IV	$2,5 < Fr_1 < 4,5$	<15	-

Figura 4.16- Bacias de dissipação por ressalto propostas por Burec. Condições de utilização in Pinheiro (2009).

A submersão das bacias de dissipação é também definida de acordo com o tipo de bacia implementada e com a altura de escoamento a jusante da bacia de dissipação. No anexo IV apresenta-se o esquema das diferentes bacias de dissipação normalizadas existentes.

No que respeita ao estudo energético deste tipo estrutura de restituição, admite-se que a perda de carga na bacia corresponde aproximadamente à diferença entre as cotas da linha de energia na extremidade de jusante do túnel de desvio e a secção terminal da bacia. Poderá recorrer-se, para além das bacias normalizadas apresentadas, a obras de dimensão superior que requerem a realização de ensaios em modelo físico, tonando-se nestes casos o processo mais dispendioso (Pinheiro, 2002).

4.6. Fechamento do Desvio Provisório

4.6.1. Considerações gerais

No caso do desvio provisório em túnel, é necessário proceder-se ao fechamento do túnel assim que se considerar que é possível iniciar o enchimento da albufeira ou desviar o caudal afluyente através de estruturas definitivas que se encontrem concluídas. O fechamento do desvio provisório pode ser definitivo ou temporário (Pinheiro, 2002).

O planeamento do fechamento do desvio provisório deve ser programado de acordo com um estudo das condições de escoamento locais, devendo o fechamento do rio coincidir com o período de seca. O tipo de estrutura de desvio provisório influencia naturalmente o fechamento. No caso de a estrutura ser constituída por dois túneis de desvio é possível proceder ao fechamento de um dos túneis continuando o escoamento a ser desviado pelo outro túnel (ICOLD, 1986).

4.6.2. Fechamento temporário

No fechamento temporário do desvio provisório recorre-se a comportas. Neste caso, numa segunda fase procede-se à junção da estrutura definitiva à estrutura de desvio provisório, tal como realizado para a barragem do Alvito, representada na figura 4.17, e que será estudada no ponto 5.3.2. Para esta barragem procedeu-se ao aproveitamento do desvio provisório para descarga de fundo (Pinheiro, 2002).

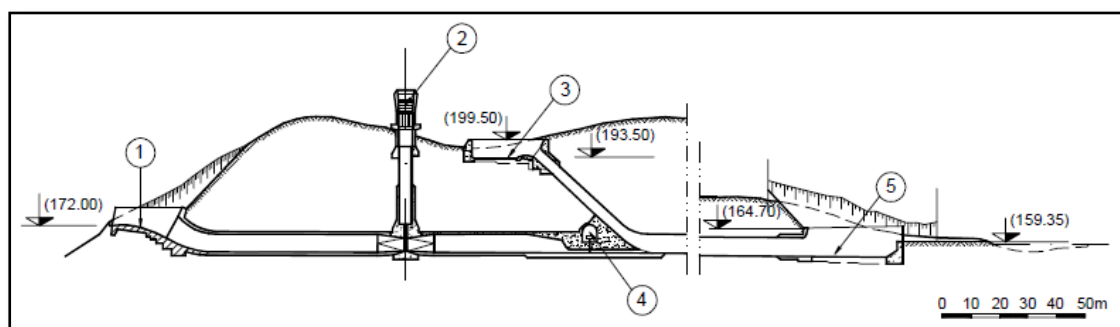


Figura 4.17- Barragem do Alvito. Corte longitudinal pela galeria do descarregador de cheias e a descarga de fundo. Com: 1.Estrutura de entrada do desvio provisório; 2. Torre de manobra da comporta de montante; 3. Descarregador de cheias; 4. Câmara de válvulas de descarga de fundo; 5. Bacia de dissipação de energia (Pinheiro, 2002).

No caso de se recorrer a comportas no fechamento temporário do desvio provisório, deve proceder-se à divisão do vão a obturar por duas comportas, dotando-as de servomotores que permitem a subida de uma comporta caso se verifique dificuldade na descida da outra. Assim, evita-se a subida demasiado rápida do nível de montante após a descida das comportas, o que poderia levar à submersão da plataforma de manobra das comportas e provocar dificuldades na realização da manobra **(Quintela e Abecasis, 1971)**.

4.6.3. Fechamento definitivo

Para os túneis de desvio provisório é possível proceder-se ao fechamento definitivo do desvio provisório, construindo-se rolhões de betão no interior do túnel. Dependendo do tipo de regime hidrológico do curso de água, o fechamento do desvio pode ser realizado com ou sem recurso a comportas. Existe necessidade de recorrer a comportas no caso de ser necessário colocar a seco a zona em que se pretende colocar o rolhão de betão. Neste tipo de fechamento aquando da implantação de comportas devem ser impostas as mesmas medidas preventivas do que para as comportas referidas na alínea 4.6.2 **(Pinheiro, 2002)**. Na figura 4.18 apresenta-se um esquema de um desvio provisório com o rolhão de betão destinado ao fechamento definitivo da estrutura.

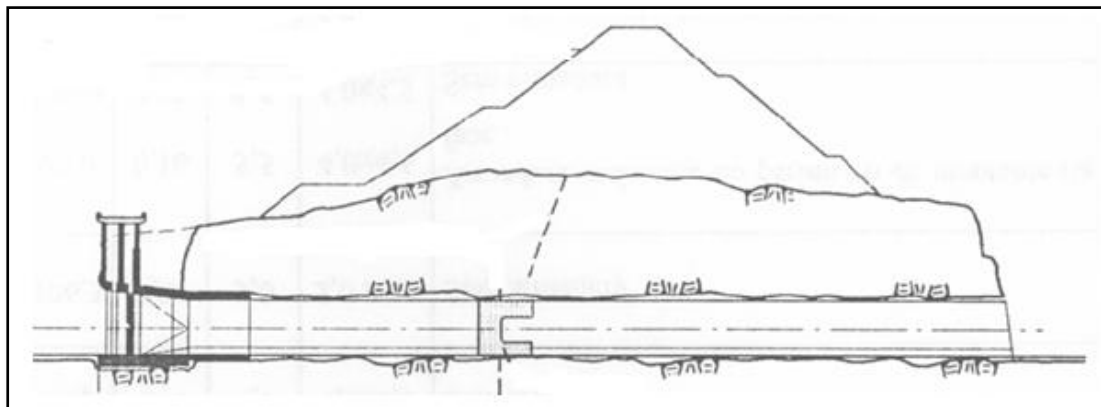


Figura 4.18- Esquema de desvio provisório com rolhão de betão para fechamento definitivo **(Rocha e Tamanda,2006)**.

5. APROVEITAMENTO DO DESVIO PROVISÓRIO EM TÚNEL PARA DESCARGA DE FUNDO

5.1. Considerações Gerais

As estruturas de desvio provisório são em muitos casos, tal como referido por diversas vezes na presente dissertação, aproveitadas para estruturas definitivas. No presente capítulo restringe-se o estudo ao aproveitamento do desvio provisório para estrutura de descarga de fundo, tendo-se como base de estudo casos de barragens construídas em Portugal.

A descarga de fundo constitui um órgão de segurança das barragens de implantação obrigatória, segundo o regulamento de segurança de barragens, podendo destacar-se como principais objectivos (Quintela, 1990):

- Permitir o esvaziamento total ou parcial da albufeira em situações em que esteja iminente o perigo de rotura ou no caso de haver necessidade de se proceder a reparações na barragem;
- Permitir o controlo da subida do nível de água na albufeira aquando do seu primeiro enchimento.

A estrutura de descarga de fundo implementada relaciona-se com o tipo de barragem em que se insere. Na presente dissertação, o estudo será restringido a descargas de fundo para barragens de aterro. Neste tipo de barragens a descarga de fundo pode processar-se por galerias realizadas através das encostas, contornando a barragem, ou por túneis construídos a céu aberto e soterrados pelo aterro da barragem. No caso de se recorrer à segunda hipótese, em muitos casos, os túneis utilizados são os realizados para o desvio provisório do rio.

Na alínea 5.2 expõem-se os diferentes constituintes da estrutura de descarga de fundo, referindo-se de forma sucinta a sua função. Numa fase seguinte (alínea 5.3), serão apresentados exemplos de desvios provisórios em barragens portuguesas, limitando-se o estudo aos casos em a estrutura de desvio provisório foi aproveitada para a realização da descarga de fundo.

5.2. Constituição da Descarga de Fundo

A constituição da descarga de fundo está relacionada com o tipo de estrutura que se pretende implantar no local e naturalmente com o tipo de barragem na qual se implantará a descarga de fundo. Na presente dissertação, o estudo foi limitado a barragens de aterro em que a estrutura de desvio provisório foi aproveitada para descarga de fundo.

No que respeita aos elementos que constituem a descarga de fundo ter-se-á naturalmente um túnel que atravessa a barragem, a qual deve ser munido, segundo o regulamento de segurança de barragens, de dois órgãos de segurança. Dos referidos órgãos, um deles terá como principal objectivo a regulação do caudal escoado, sendo comum recorrer-se a válvulas cónicas (figura 5.1) ou a comportas, para este fim. Existe ainda a necessidade de implantar um segundo órgão de segurança, geralmente uma comporta, que terá um carácter de emergência (**Quintela, 1990**).

Existem vários tipos de comportas, apresentando-se na figura 5.2 uma comporta de segmento com grande utilização neste tipo de estrutura. O funcionamento deste segundo órgão associa-se com situações em que o órgão de regulação de caudal fica bloqueado na posição de abertura ou quando há necessidade de se proceder ao esvaziamento da conduta, visando operações de manutenção do sistema ou reparações no órgão de regulação de caudal em caso de avaria (**Quintela, 1990**).

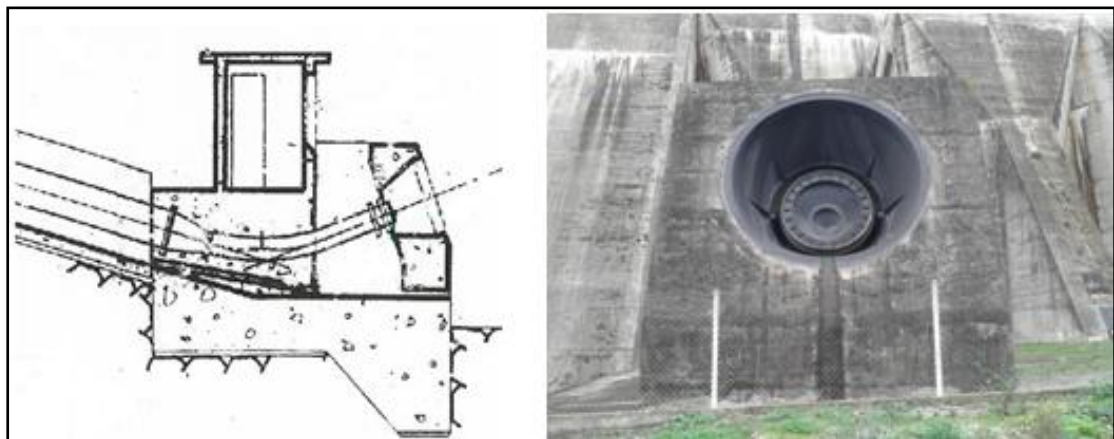


Figura 5.1- Válvula de jacto oco. Barragem do Pisão. (Fotografia obtida em visita de estudo ao local).



Figura 5.2- Comporta de segmento. Barragem do Alqueva (fotografia obtida em visita de estudo ao local).

No caso de se recorrer a uma válvula como órgão de regulação de caudal, é aconselhável a implantação na entrada da conduta de uma grade de protecção constituída por barras metálicas ou de betão. Esta terá como objectivo impedir a entrada de corpos transportados pelo escoamento, o que poderia obstruir a conduta ou danificar a válvula (figura 5.3). O afastamento das grades será definido de acordo com a válvula, sendo preferível um afastamento tão grande quanto possível, de forma a reduzir o risco de colmatação da grade **(Pinheiro,2006)**.



Figura 5.3- Exemplo de grelha de betão instalada numa estrutura de descarga de fundo (Pinheiro,2006).

Por outro lado, ao recorrer-se a uma comporta como órgão de regulação de caudal, é preferível dispensar-se a implantação da grade de protecção, diminuindo o risco de obturação (Quintela, 1990).

O órgão de regulação de caudal pode encontrar-se a montante, numa câmara intermédia, ou a jusante. Devendo para todos os casos, tal como anteriormente referido, dotar-se o sistema de uma comporta de segurança. A instalação da comporta de segurança implica a realização de uma torre de tomada que garanta o acesso a toda a galeria.

Na torre de tomada de água serão colocados os equipamentos de manobra da comporta de segurança e da grelha de protecção, caso se proceda à sua implantação. Os equipamentos de manobra são geralmente eléctricos e designam-se por servo-motores. Como medida de segurança procede-se em muitos casos à inundação das torres de manobra, de forma a equilibrar as forças exteriores a que as mesmas são sujeitas. Na figura 5.4 apresenta-se um exemplo de uma torre de manobra de equipamentos construída na barragem de Óbidos.



Figura 5.4- Torre de manobra de equipamentos. Barragem de Óbidos (Pinheiro,2006).

5.3. Casos Práticos

5.3.1. Âmbito de estudo

O estudo realizado foi restringido a algumas barragens portuguesas em que se procedeu ao aproveitamento da estrutura realizada para desvio provisório para a descarga de fundo. Neste estudo procurou ter-se em consideração os vários tipos de arranjos possíveis.

5.3.2. Barragem do Alvito

5.3.2.1. Caracterização geral

A barragem do Alvito data de 1977, situa-se no distrito de Beja, concelho de Cuba, inserindo-se na bacia hidrográfica do Sado. Esta barragem tem como principais funções o abastecimento de água e a rega. Classifica-se como barragem de aterro, sendo o seu corpo constituído por terra zonada e por um núcleo de argila.

A fundação é constituída por xistos e grauvaques. No dimensionamento da barragem admitiu-se um período de retorno de 1000 anos e um caudal de cheia de $1300 \text{ m}^3/\text{s}$. Nas figuras 5.5 e 5.6 apresenta-se respectivamente um esquema do corpo da barragem e uma fotografia da barragem em funcionamento.

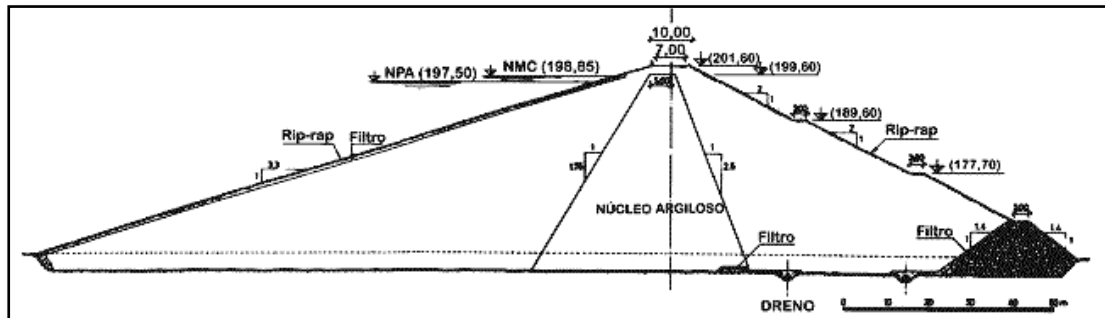


Figura 5.5- Corpo da barragem de Alvito (<http://cnpqb.inag.pt>).



Figura 5.6- Barragem de Alvito em funcionamento (http://sol.sapo.pt/inicio/Economia/Interior.aspx?content_id=950).

5.3.2.2. Desvio provisório

No dimensionamento do desvio provisório da barragem de Alvito teve-se em consideração o facto de se tratar de uma barragem de terra, devendo evitar-se, se possível, o galgamento. Assim, a probabilidade de ocorrência do caudal de ponta de cheia definido é relativamente pequena. O valor definido para o caudal a desviar foi de $400 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondendo a cerca de 50% do valor da cheia centenária.

A galeria de desvio provisório desenvolve-se ao longo de 402 m de comprimento na margem esquerda da ribeira de Odivelas, apresentando 6,5 m de diâmetro. Na implantação da galeria de desvio teve-se em consideração a condição de menor desenvolvimento, conjugada com a definição da localização mais conveniente para a implantação das estruturas de entrada e saída e do descarregador de cheias. É importante referir que houve necessidade de proceder ao revestimento da galeria de desvio provisório, tendo-se optado por um revestimento de betão com cerca de 0,5 m de espessura.

O diâmetro da galeria de desvio provisório, à semelhança do que acontece em diversas barragens, foi limitado pela ensecadeira de jusante, que será posteriormente incluída no corpo da barragem. A construção da ensecadeira realizou-se durante o período de seca e o diâmetro escolhido garantiu que os volumes de escavação e de aterro necessários à construção da ensecadeira fossem exequíveis durante um período de seca. A hipótese de se recorrer a um diâmetro inferior teria como consequência a necessidade de construir uma ensecadeira mais alta e a obtenção de volumes de escavação de difícil execução durante o período de seca.

A estrutura de montante foi dimensionada de acordo com o estudo energético energético descrito na alínea 4.2.3, tendo-se estabelecido para a secção de entrada um diâmetro inicial de 8,5m, que diminuí progressivamente até aos 6,5m.

A estrutura de restituição implantada foi uma bacia de dissipação de energia. No seu dimensionamento admitiu-se que a linha de energia do regime de montante corresponde à do regime uniforme para o caudal de $400 \text{ m}^3/\text{s}$ na galeria. Contudo, admitiu-se uma perda carga de 1 m, devido à transição brusca na queda para a bacia.

Na determinação da linha de energia correspondente ao regime de jusante, considerou-se um canal de secção trapezoidal que ligará a bacia ao rio. A altura do escoamento neste canal foi determinada a partir da curva de vazão do rio. As referidas alturas do escoamento a montante e a jusante permitem a obtenção da quantidade de movimento total, podendo assim determinar-se a posição do ressalto, tal como exposto no ponto 4.3.5. É ainda possível a determinação das alturas conjugadas, as quais permitem definir o comprimento do ressalto.

Por fim, é importante referir uma particularidade do esquema hidráulico da barragem do Alvito. Optou-se pela implantação do descarregador de cheias do tipo canal colector lateral, localizando-se o mesmo na margem esquerda do rio. A sua ligação com o túnel desvio provisório realiza-se através de uma galeria inclinada com um diâmetro de 3,5m, como se encontra representado na figura 5.7.

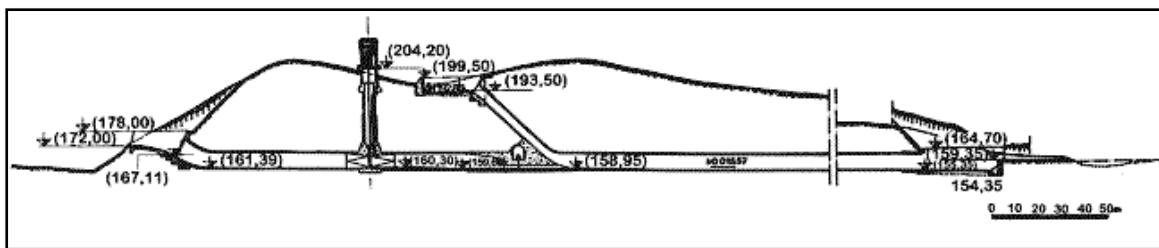


Figura 5.7- Esquema do sistema hidráulico da barragem do Alvito, incluindo descarga de fundo, desvio provisório e descarregador de superfície (<http://cnpqb.inag.pt>).

5.3.2.3. Descarga de fundo

As características especiais do aproveitamento em que se integra a albufeira do Alvito levaram a optar-se por uma solução de estrutura única que engloba a descarga de fundo e a tomada de água. Numa primeira fase, a função primordial da albufeira de Alvito é recolher os caudais da bacia da ribeira de Odivelas, que de outro modo se perderiam por não serem comportados pela albufeira de jusante, criada pela barragem de Odivelas. Assim, os volumes necessários a jusante poderão ser lançados directamente na ribeira de Odivelas através da descarga de fundo. Tendo presente esta particularidade do sistema, o dispositivo descarga de fundo-tomada de água terá um funcionamento frequente, o que não é um procedimento habitual. Assim, o seu dimensionamento deve ser mais cuidado.

O caudal máximo que é possível obter através deste dispositivo é de $46 \text{ m}^3/\text{s}$. Contudo, o valor excede largamente os valores necessários para abastecimento e rega, podendo a sua passagem para jusante acarretar inconvenientes. Deste modo evita-se a passagem da total capacidade do túnel para jusante, devendo ser admitida apenas em condições excepcionais. O facto de se ter um dispositivo descarga de fundo-tomada de água implica a necessidade de prover o sistema com uma comporta para regulação do caudal, aquando do funcionamento da estrutura como tomada de água.

O dispositivo descarga de fundo-tomada de água compreende ainda a instalação de uma comporta vagão, no rolhão, que obturará a galeria de derivação provisória, imediatamente a montante do cotovelo de confluência desta com a galeria do descarregador de superfície. A comporta vedará uma conduta rectangular com $1,2 \times 1,6 \text{ m}^2$ aberta no rolhão e que se desenvolve por 25,30 m. O conjunto conduta-comporta deve ter características que permitam fazer a regulação do caudal.

A montante do dispositivo de descarga de fundo-tomada de água instalou-se uma comporta ensecadeira do tipo de lagarta, com o objectivo de proteger o dispositivo e facilitar a sua exploração. A comporta obtura o orifício (3,00mx4,50m) obtido através do estrangulamento da galeria de derivação provisória. A instalação da comporta terá naturalmente associada uma torre de manobra, que apresenta uma altura de 56,50 m.

Houve necessidade de proceder à implementação de algumas medidas preventivas na estrutura de desvio provisório. Desta forma, procedeu-se ao armamento do troço da galeria de derivação provisória entre a secção da comporta ensecadeira e o rolhão, uma vez que este troço está sujeito a pressões exteriores elevadas e ainda à instalação de uma grelha grossa de betão armado na estrutura de montante da galeria de derivação provisória, a fim de proteger o equipamento instalado.

5.3.3. Barragem da Apartadura

5.3.3.1. Caracterização geral

A construção da barragem da Apartadura teve a sua conclusão no ano de 1993, estando localizada no distrito de Portalegre, concelho de Marvão, e inserindo-se na bacia hidrográfica do Tejo. Esta barragem classifica-se como barragem de aterro, sendo o seu corpo constituído por enrocamento e possuindo uma cortina de betão asfáltico no paramento de montante. Assim, houve necessidade de construir uma galeria de drenagem, na ligação entre a cortina asfáltica e a fundação da barragem, que é constituída por xistos.

As principais utilizações desta barragem são de abastecimento e rega. No seu dimensionamento foi admitido um período de retorno de 1000 anos e um caudal de dimensionamento de $80\text{m}^3/\text{s}$. Nas figuras 5.8 e 5.9 apresenta-se um esquema do corpo da barragem de Apartadura e uma fotografia da mesma respectivamente.

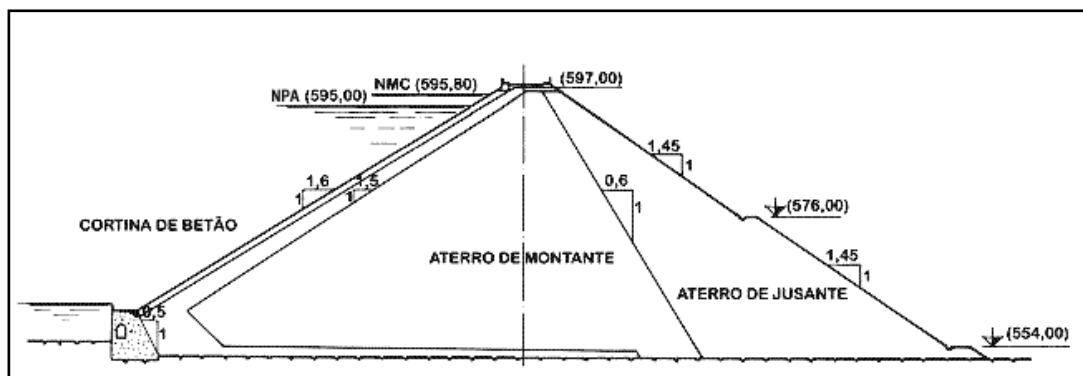


Figura 5.8- Esquema do corpo da barragem de Apartadura (<http://cnpqb.inag.pt>).



Figura 5.9- Fotografia da barragem de Apartadura. (<http://cnpqb.inag.pt>).

O descarregador de cheias encontra-se na margem direita, sendo um descarregador em canal de encosta e processando-se a dissipação de energia por trampolim.

5.3.3.2. Desvio provisório

A barragem da Apartadura insere-se na ribeira de Reveladas, sendo a bacia hidrográfica de dimensão reduzida e de altitude média. As bacias hidrográficas com este tipo de características são comuns quando inseridas na zona climática atlântico-mediterrânea. No dimensionamento do desvio provisório teve-se em consideração as diversas características deste tipo de bacia, das quais se pode destacar:

- Tipo torrencial;
- Caudal médio anual diminuto;
- Caudais de estiagem praticamente nulos;
- Caudais de ponta de cheia reduzidos.

As características da bacia hidrográfica levaram a concluir que apenas para o período de Inverno existe probabilidade de ocorrer cheias de grandeza considerável, tendo-se caudais diminutos no período de seca, sendo possível proceder-se ao seu desvio através da própria ribeira ou do órgão de descarga de fundo.

Tendo em consideração os aspectos referidos e em especial a natureza da bacia hidrológica optou-se por uma derivação provisória que será dividida por três fases. Numa primeira fase, correspondente ao período de seca, procedeu-se à execução do desvio provisório, escoando-se os caudais da ribeira, nesta fase, pelo seu leito natural. Numa segunda fase, procedeu-se à execução do aterro da barragem, escoando-se os caudais através do desvio provisório. Nesta fase procedeu-se à execução da descarga de fundo, tendo-se presente que os últimos meses corresponderam a meses com caudais naturais praticamente inexistentes. Numa última fase, procedeu-se à conclusão da barragem passando os caudais da ribeira a escoarem-se pela descarga de fundo.

Foram estudadas soluções alternativas, como uma estrutura de entrada dupla que permitiria em qualquer altura do ano a articulação das operações de desvio da ribeira com as obras de descarga de fundo, pelo fecho alternado de cada uma das bocas de entrada existentes. Contudo, esta alternância implicaria a existência de órgãos mecânicos para a descarga de fundo, que dada a dimensão reduzida dificultaria bastante a sua realização. Foi ainda estudada a hipótese de se executar um túnel que teria serviço comum de descarregador de cheias, descarga de fundo e tomada de água e que poderia, na fase de construção, funcionar como desvio provisório do caudal da ribeira.

No entanto, a opção escolhida foi a de uma galeria única em vala, por ser a solução mais económica, por permitir o desvio da ribeira pelo leito natural na primeira fase da construção e ainda por ser a solução mais simples, não acarretando problemas de percolação pela constituição natural do corpo e do pé de montante da barragem. Para a estrutura de desvio provisório implementada estabeleceu-se um caudal de dimensionamento de $36 \text{ m}^3/\text{s}$ para um período de retorno de 20 anos, valor habitual em barragens de terra para este órgão.

No que respeita à implantação da estrutura de desvio provisório, a mesma encontra-se na margem direita da ribeira de Reveladas, tendo-se optado por uma conduta em ferradura de base reta com 3,0 m de largura e de altura. A conduta foi executada em betão armado “*in situ*” e implantada numa vala superficial sob o aterro da barragem. A estrutura desenvolve-se ao longo de 104,5 m, tendo-se ao longo de todo o seu comprimento, com excepção de dois pequenos troços a montante e a jusante, um muro separador com cerca de 0,20 m de espessura, destinado a assegurar a separação da sua futura utilização como descarga de fundo e tomada de água, tal como apresentado na figura 5.10.

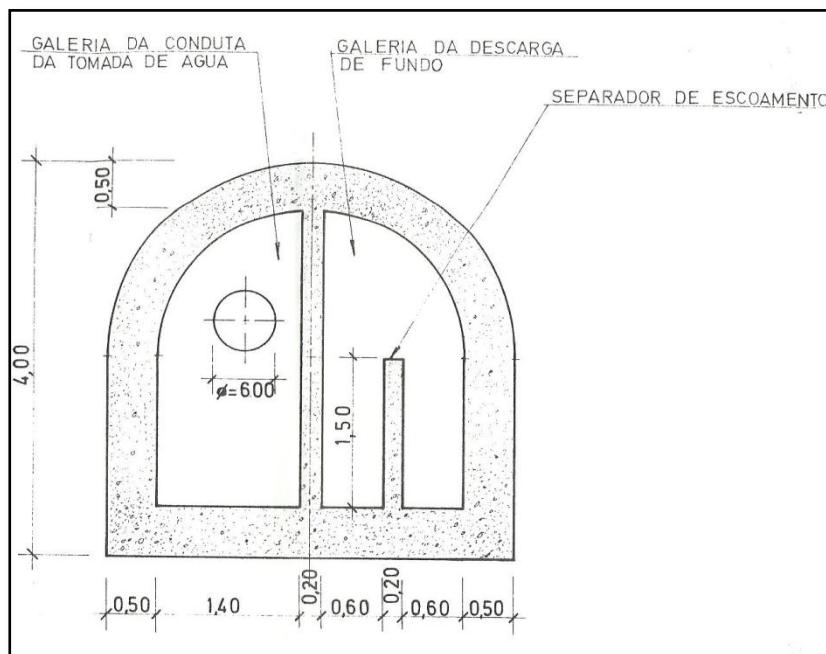


Figura 5.10- Galeria de desvio provisório para posterior utilização como tomada de água e descarga de fundo. Escala 1:50 (Biblioteca do ex-INAG).

A estrutura de entrada de água é sobrelevada apresentando de dimensões 5,70mx4,50m, tendo-se implantado a jusante uma soleira aceleradora descendente. A galeria de desvio provisório funciona em superfície livre, apresentando uma inclinação de 1,825%, e encontra-se equipada com uma comporta ensecadeira e uma comporta plana, ambas com 2,0mx2,5m. A dissipação de energia a jusante é feita através de uma bacia de dissipação por ressalto do tipo II, considerando-se no seu dimensionamento a posterior utilização da estrutura de desvio provisório como descarga de fundo.

O escoamento ao longo da estrutura de desvio provisório processa-se, tal como anteriormente referido, em superfície livre, com uma profundidade média na ordem de 60% da altura da galeria e não ultrapassando os 65% da mesma. O desnível da soleira de entrada foi estabelecido de forma a ter-se, logo no início da galeria, o escoamento em regime muito próximo do regime médio da galeria.

5.3.3.3. Descarga de fundo

A galeria de descarga de fundo deve ser dimensionada de forma a apresentar dimensões suficientes para que, numa primeira fase (fase de construção), funcione como derivação provisória, tal como anteriormente exposto, e numa segunda fase (fase de exploração), funcione como descarga de fundo e tomada de água. Este tipo de solução é indicada para a barragem em estudo, constituída por um aterro de enrocamento com cortina de estanquidade, para a qual não ocorrem pressões hidrostáticas. Desta forma, não há perigo de se executar uma galeria de descarga de fundo em vala sob a barragem, funcionando com superfície livre por não haver lugar à instalação de gradientes de pressão entre o interior e o exterior da galeria.

A galeria em que a estrutura de descarga de fundo está inserida inclui também a estrutura de tomada de água, tal como apresentado na figura 5.10, tendo-se admitido um caudal de dimensionamento para a descarga de fundo de 14,5 m³/s e de apenas 0,8 m³/s para a tomada de água, satisfazendo-se com o mesmo as necessidades da população para abastecimento e rega.

No que respeita ao caudal de dimensionamento considerado para a descarga de fundo, o valor é muito superior ao recomendado por vários regulamentos, que estabelecem uma vazão mínima na ordem do triplo do caudal médio anual. No entanto, a montagem de órgãos com uma vazão tão limitada, como a dada pelo regulamento, implicaria algumas dificuldades de realização, tendo-se em consideração que os espaços disponíveis são de dimensão reduzida. A implantação de uma descarga de fundo com dimensões reduzidas dificultaria ainda as operações de vistoria e manutenção. Desta forma, optou-se por admitir dimensões superiores às necessárias.

Tendo-se em consideração as dimensões admitidas para a descarga de fundo, é possível proceder ao esvaziamento da albufeira no período de 1 semana, podendo este facto constituir uma desvantagem da decisão tomada quanto ao aumento das dimensões da estrutura. O período de esvaziamento pode desta forma ser demasiado curto considerando-se a constituição estrutural do corpo da barragem, a qual só por si motiva a instalação de pressões hidrostáticas internas.

A estrutura da galeria em que funcionará a descarga de fundo em conjunto com a tomada de água foi apresentada no ponto 5.3.3.2, referindo-se que a descarga de fundo ocupará o lado direito da estrutura. Na secção de entrada da galeria é importante salientar que se procedeu à instalação de uma grade grossa devido à existência de um curto troço em pressão, que termina numa saída fortemente estrangulada, de jacto livre, para o interior da galeria. O troço em pressão encontra-se munido de uma ensecadeira e uma comporta plana. A saída em jacto livre visa provocar a emulsão de ar no escoamento logo ao início da galeria onde a descarga se processará com superfície livre. Esta disposição tende a reduzir a capacidade cavitante do escoamento ligada às altas velocidades de jacto, da ordem dos 30 m/s, com o propósito de se prescindir, ou pelo menos reduzir a execução de revestimentos especiais de protecção do betão da galeria. Os diversos elementos referidos da estrutura de descarga de fundo, assim como a torre de manobra encontram-se na figura 5.11.

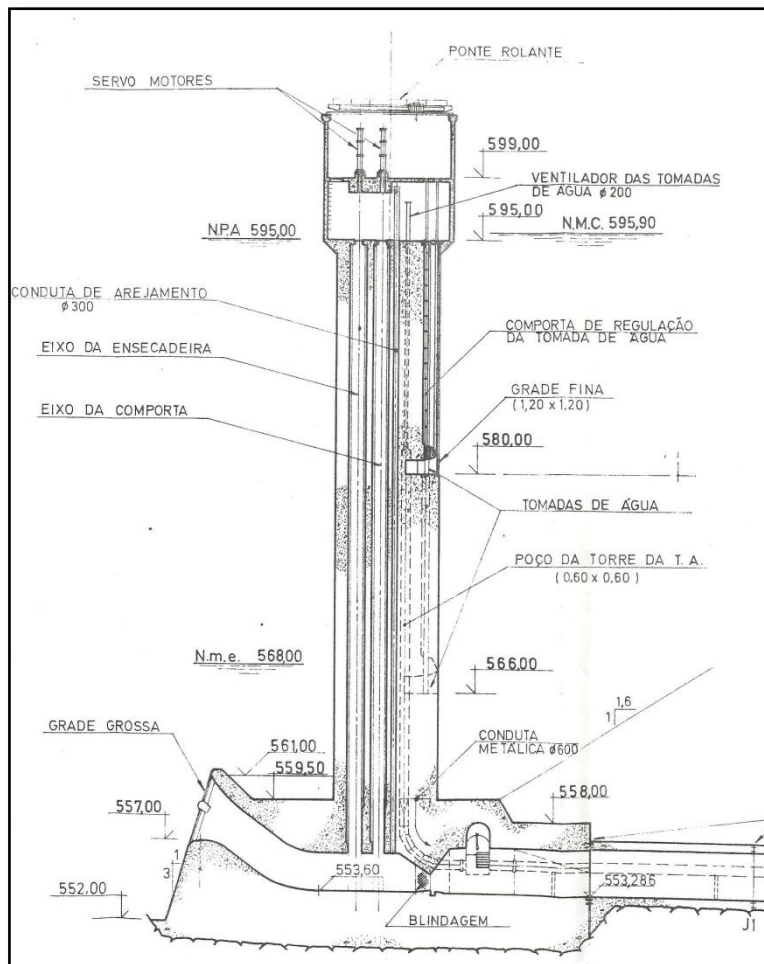


Figura 5.11- Torre de manobra e secção de entrada da galeria de descarga de fundo Escala 1:250 (Biblioteca do ex-INAG).

Na metade da galeria ocupada pela descarga de fundo, procedeu-se à realização de um separador central com cerca de 1,5m de altura e 0,20m de espessura que se desenvolve desde o início do troço curvo da galeria e termina a 20 m do final da galeria (figura 5.10). Este separador tem como objectivo reduzir a altura das ondas transversais motivadas pela força centrífuga através da partição do escoamento em escoamentos de menor largura. Procedeu-se ainda à instalação de uma conduta com 0,3 m de diâmetro visando promover o arejamento entre a comporta e a saída em pressão nas fases de abertura e fecho.

A dissipação de energia a jusante da galeria, tal como anteriormente referido, processa-se através de bacia de dissipação que permite, a restituição dos caudais à ribeira reduzindo as velocidades e o nível de turbulência do escoamento. Na figura 5.12 apresenta-se o desenho da bacia de dissipação.

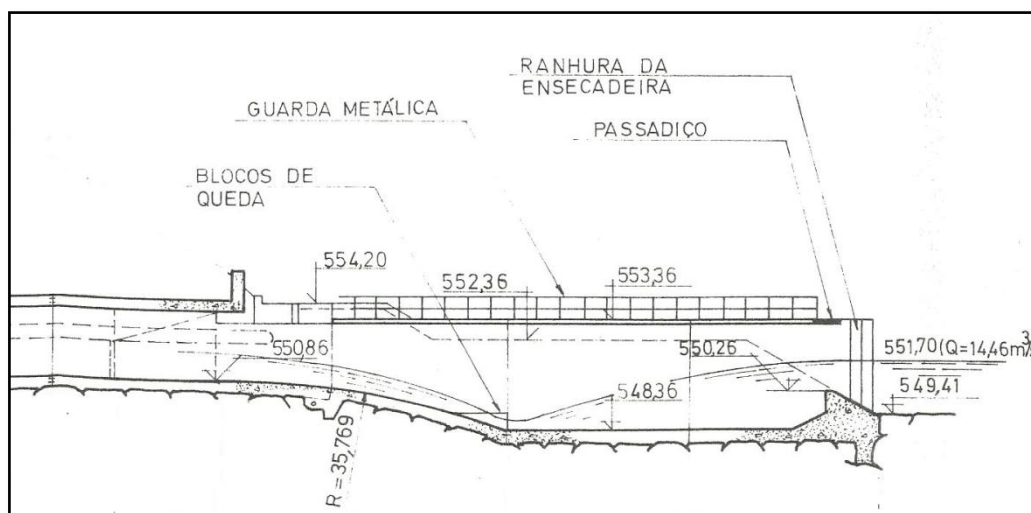


Figura 5.12- Bacia de dissipação a jusante da descarga de fundo. Escala 1:250 (Biblioteca ex-INAG).

5.3.4. Barragem de Minutos

5.3.4.1. Caracterização geral

A barragem de Minutos encontra-se no distrito de Évora, concelho de Montemor-o-Novo, inserindo-se na bacia hidrográfica do rio Almansor. O seu projecto data de 1977, contudo foi reabilitada recentemente em 2003. A utilização desta barragem é unicamente de rega.

A barragem de Minutos é uma barragem de aterro, sendo o seu corpo constituído por terra homogénea. As fundações são constituídas por areias argilosas e siltosas. No dimensionamento desta barragem considerou-se um período de retorno de 10000 anos e um caudal de dimensionamento de $633 \text{ m}^3/\text{s}$. Na figura 5.13 apresenta-se um esquema do corpo de barragem após a reabilitação de 2003.

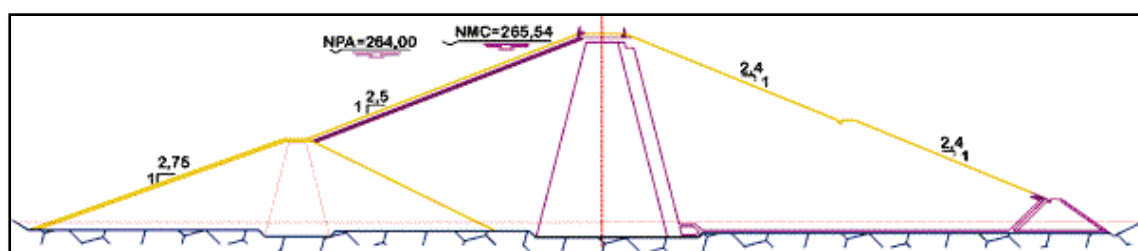


Figura 5.13- Esquema do corpo da barragem de Minutos (<http://cnpqb.inag.pt>).

A reabilitação realizada no ano de 2003 visou a alteração de algumas áreas de estruturas hidráulicas. A necessidade de proceder a estas alterações teve origem na modificação da área de rega, tendo-se então como principal objectivo aumentar a flexibilidade da obra em termos de exploração, obrigando a acções significativas especialmente na torre de tomada de água.

No que respeita ao projecto de 1977, a descarga de fundo correspondia a uma conduta paralela à conduta de tomada de água de betão com um diâmetro de 1,5 m cada e que se desenvolviam por um comprimento de 180 m. Estas assentavam no encontro direito da barragem e tinham um alinhamento paralelo à ribeira. Na fase de construção, estas estruturas terão sido utilizadas para a derivação provisória do rio, tendo-se uma ensecadeira de montante com 15 m de altura. A albufeira criada pela ensecadeira possuía capacidade suficiente para armazenar praticamente a totalidade da cheia centenária então prevista, resultando numa redução significativa dos caudais necessários para derivação da cheia.

No entanto, na reavaliação das características hidrológicas constatou-se que os volumes de cheia teriam sofrido um aumento significativo. Assim, o amortecimento de cheia na albufeira criada pela ensecadeira original não era satisfatório. Desta forma, concluiu-se quanto à necessidade de se proceder ao alteamento da ensecadeira ou ao aumento do diâmetro das condutas.

O aumento da altura da ensecadeira acarretaria problemas ao nível da execução da obra, uma vez que incrementaria o volume de aterro e o ritmo de colocação no período de estiagem subsequente ao desvio do rio pela galeria. Assim, a opção de aumentar a capacidade de vazão do sistema de derivação provisória revelou-se mais razoável.

5.3.4.2. Desvio provisório

A escolha da estrutura de desvio provisório teve por base os riscos associados à implantação sob o corpo da barragem de condutas de grande diâmetro permanentemente pressurizadas, que poderiam comprometer a segurança da barragem por propiciarem a ocorrência de fenómenos de erosão interna. Assim, procedeu-se à realização de uma galeria única com capacidade de desvio ajustada aos volumes esperados e na qual serão posteriormente instaladas as condutas de descarga de fundo e tomada de água. Esta solução permitiu um aumento da segurança da obra uma vez que, se certifica uma melhor acessibilidade para trabalhos de manutenção e reparação, no caso de ocorrer a rotura de uma das condutas.

A definição do diâmetro da conduta de desvio provisório teve em consideração os estudos de amortecimento da onda de cheia cinquentenária. Foi ainda considerado o facto de a galeria ter que apresentar uma dimensão em que seria possível alojar posteriormente as condutas de descarga de fundo e tomada de água, com folga conveniente de modo a facilitar os trabalhos de montagem e futuras inspecções e reparações. Assim, adoptou-se uma secção em ferradura rebaixada com diâmetro de 3,6m e secção interior de 10,1 m². O aumento da secção da galeria teve ainda como consequência a redução da altura da ensecadeira.

A adução à galeria de desvio provisório é feita por meio de um canal horizontal não revestido, que se desenvolve por um comprimento de 240 m e que se inicia a montante da pré-ensecadeira. O canal apresenta uma secção trapezoidal com um rasto de 6 m e taludes com inclinação de 2:1.

Na extremidade de jusante do canal realizou-se uma estrutura de betão que será a base da torre de tomada de água, comunicando com um troço de conduta de secção rectangular, com 3,6 m de largura e 3,0 m de altura.

O troço de conduta que percorre a base da torre será posteriormente rolhadado e abrindo-se após um percurso de 13 m na secção corrente da galeria de derivação. A galeria de derivação apresenta uma largura de 3,6 m e uma altura de 3,4m, desenvolvendo-se em alinhamento recto por um comprimento de 154 m com um declive longitudinal uniforme de 1%. A jusante a galeria é prolongada com declive constante num curto troço de canal rectangular, em betão, com 3,6m de largura e 6 m de comprimento, instalando-se a jusante deste canal uma bacia de dissipação por ressalto de igual largura e desenvolvendo-se por um comprimento de 12m.

O dimensionamento da bacia de dissipação tem em consideração a futura utilização da mesma para a dissipação de energia dos caudais de descarga de fundo, encontrando-se em comunicação com o canal de restituição que reconduz a água ao leito natural do rio, imediatamente a jusante da ensecadeira de jusante. O canal de restituição não foi revestido apresentando apenas um curto troço revestido imediatamente a jusante da saída da bacia de dissipação. O canal desenvolve-se ao longo de 130m de comprimento em secção trapezoidal de largura variável.

No dimensionamento do desvio provisório admitiu-se que, para um período de retorno de 20 anos, se teria um caudal de dimensionamento na ordem dos $90\text{m}^3/\text{s}$.

Para finalizar, tendo presente que se dimensionou a bacia de dissipação considerando a sua posterior utilização na descarga de fundo, a sua eficiência na fase de derivação não será absoluta, estando comprometida para caudais superiores a $30\text{m}^3/\text{s}$, para os quais a bacia será galgada e poderá ocorrer erosão pouco significativa no canal a jusante.

5.3.4.3. Descarga de fundo

A descarga de fundo, tal como anteriormente referido, encontra-se no interior da galeria de desvio provisório, tendo naturalmente a sua entrada na base da torre de manobra. A entrada apresenta 2,0m de largura e 2,3 m de altura, tendo-se procedido à protecção da mesma com a implantação de uma grade de betão. Imediatamente a jusante da entrada ter-se-á, uma estrutura de convergência que apresenta formas hidrodinâmicas com paredes elípticas e que faz a transição para uma secção rectangular com 1,0 m de largura e 1,2m de altura. Esta aloja uma comporta plana, manobrada a partir da torre de manobra, permitindo o fechamento da conduta caso haja necessidade.

A jusante da comporta ocorre um novo estreitamento com comprimento de 1,2m, passando a ter-se a conduta de descarga de fundo propriamente dita de secção circular e diâmetro de 1,2m. Seguidamente a conduta desce até à galeria utilizada para o desvio provisório, alinhando-se paralelamente ao fundo e desenvolvendo-se em alinhamento recto por um comprimento de 153m. Na secção de jusante da conduta encontra-se instalada uma comporta de segmento. É importante referir que, visando a diminuição de fenómenos de cavitação no interior da conduta imediatamente a montante a secção da comporta, se procedeu à redução da sua secção transversal da conduta de 1,2m para 1,10m.

Deve ainda referir-se que, perto da extremidade de jusante da conduta de descarga de fundo, na secção terminal da galeria, se procedeu à instalação de uma bifurcação com 0,8m de diâmetro munida de uma válvula borboleta. Esta faz a ligação com a conduta da tomada de água, permitindo desta forma a utilização da descarga de fundo como tomada de água inferior, sendo a sua utilização indicada para níveis mais baixos na albufeira. No dimensionamento desta descarga de fundo admitiu-se um caudal de $13,4 \text{ m}^3/\text{s}$, sendo assim possível proceder ao esvaziamento da albufeira em cerca de 60 dias.

6. CONCLUSÕES E PROPOSTAS FUTURAS

Na escolha do tipo de desvio provisório é importante proceder-se à caracterização do local de implantação. Assim, deve realizar-se a sua caracterização topográfica e geológica. No que respeita à avaliação topográfica, a mesma influencia o tipo de desvio provisório que se pode implantar no local, especialmente no que respeita à estrutura principal de desvio.

O arranjo das estruturas integrantes do desvio provisório, no local de implantação, será influenciado pela topografia. Tendo-se concluído que o declive adoptado para a estrutura de desvio provisório é limitado pelo declive da secção transversal do rio, que se pretende desviar, definindo-se a secção transversal após a caracterização topográfica local.

A caracterização geológica, por outro lado, permite a definição das condições de fundação e o conhecimento dos materiais disponíveis no local de implantação. Os materiais disponíveis podem ser utilizados em estruturas integrantes do desvio provisório, nomeadamente nas ensecadeiras.

Concluiu-se que a geologia e a topografia local estão, naturalmente, relacionadas. Desta forma, em locais de topografia encaixada, geralmente, os materiais presentes no local apresentam qualidades superiores, geologicamente, comparativamente com os casos em que se tem uma topografia aplanada.

A escolha do tipo de desvio a implantar será ainda influenciada pelo tipo de cheia esperada. A definição do caudal de dimensionamento, da estrutura de desvio, terá em consideração o tipo de cheia esperada e o risco que se considera admissível para a estrutura em construção. Concluiu-se assim, que o risco é influenciado pelo facto de considerar ou não admissível o galgamento da estrutura de desvio.

O facto de se admitir ou não galgamento está associado com o tipo de estrutura em construção. Assim, no caso de se ter estruturas de betão, o seu galgamento não comportará grandes estragos. No entanto, se as estruturas foram de aterro a ocorrência de galgamento pode danificá-las ou mesmo destruí-las. Este facto influencia a definição do período de retorno, que assume valores superiores no dimensionamento estruturas de aterro, uma vez que um maior período de retorno tem associado um menor risco.

O desvio provisório pode ser de vários tipos como se evidenciou ao longo da presente dissertação. No que se refere à sua classificação começou por se abordar as fases em que o mesmo é construído. No caso do desvio provisório em fase única a sua aplicação é mais comum em locais cuja topografia se caracterize por vales encaixados. Neste tipo de abordagem a estrutura principal de desvio com maior aplicação é o túnel. Contudo, no caso de se averiguar que o local de implantação não apresenta características geológicas com qualidade suficiente para a realização de túneis, é possível proceder-se à implantação de uma conduta ou à realização de um canal.

O desvio provisório por várias fases tem aplicação em locais que se caracterizam por um rio de secção excessivamente larga e topografia aplanada. Nestas condições a obra de desvio provisório é realizada em duas fases. No entanto, é possível aumentar o número de fases tendo-se como objectivo incrementar a velocidade dos trabalhos, para obras de complexidade e dimensão superior.

Numa segunda fase procedeu-se ao estudo das várias estruturas principais de desvio. Começou-se pelo desvio provisório em túnel, que assume um papel importante na presente dissertação. O desvio provisório em túnel representa a estrutura que à partida tem maiores custos associados, recorrendo-se a esta solução quando as demais são inviáveis. No que respeita à topografia, este tipo de desvio é implantado na grande maioria dos casos em vales encaixados, tendo-se presente que nestas condições as demais soluções são de difícil execução e podem revelar-se dispendiosas.

No estudo do desvio provisório em túnel concluiu-se quanto à importância do revestimento neste tipo de estrutura. Ao proceder-se ao revestimento de túneis de desvio possibilita-se a redução da sua secção transversal e o aumento do período de retorno, o que implica a redução do risco de galgamento.

O desvio provisório por conduta constitui uma alternativa ao desvio provisório por túnel quando a rocha circundante não apresenta qualidade suficiente para a realização de um túnel. No estudo deste tipo de desvio, concluiu-se que existem vantagens em relação ao desvio provisório em túnel. Ao recorrer-se à implantação de uma conduta de desvio é possível proceder-se ao estudo geológico no decorrer da obra, uma vez que existe a possibilidade de implantar-se a estrutura no leito do rio. Este arranjo pode contudo acarretar a desvantagem de interferir com a construção das estruturas definitivas. No estudo do desvio provisório em conduta concluiu-se quanto à importância das fundações, devendo a mesma garantir que a conduta não sofre assentamentos, após a construção do aterro da barragem. A implantação desvio provisório em conduta é comum em barragens de aterro.

Um outro tipo de desvio provisório estudado foi o desvio provisório em canal. Este tipo de desvio tem a sua aplicação associada a situações em que é economicamente inviável realizar-se um túnel ou implantar-se uma conduta. A realização de canais de desvio é possível tanto em barragens de aterro como de betão, tendo-se geralmente uma topografia caracterizada por vales aplanados. Foi possível concluir-se que os maiores custos que se podem associar a esta solução de desvio se referem à movimentação de terras, necessária para a realização do canal.

O método seguinte, de aplicação mais comum em barragens de betão, consiste em deixar aberturas no corpo da barragem. Ao recorrer-se a este método é possível ter-se uma redução dos túneis de desvio realizados. De entre os diversos tipos de barragens de betão foi possível concluir-se que nas barragens em arco a aplicação deste tipo de desvio provisório é mais comum. O regime de caudais nos locais em que se implementa esta solução caracteriza-se por caudais médios a elevados, podendo concluir-se que a realização de uma estrutura de desvio que garantisse o escoamento do caudal esperado se revelaria economicamente inviável, recorrendo-se desta forma a uma solução que admite galgamento da estrutura.

Por fim procedeu-se ao estudo do desvio provisório com ensecamento parcial do rio cuja aplicabilidade se restringe às barragens de betão em especial barragens móveis.

Numa segunda parte da presente dissertação procedeu-se a um estudo mais aprofundado do desvio provisório em túnel. O estudo teve como objectivo a realização de um programa que permitisse o traçado das curvas de regolfo para a estrutura principal de desvio, o túnel. Os túneis de desvio provisório apresentam secções transversais em muitos casos circulares ou em ferradura, sendo importante definir-se as diferentes alturas que ocorrem no interior da estrutura e conseqüentemente o tipo de regime. Com os dados obtidos procedeu-se à avaliação da quantidade de movimento total, tendo como objectivo verificar se o ressalto hidráulico ocorria no interior do túnel ou no canal de restituição.

No desenvolvimento do programa foram admitidas algumas simplificações destacando-se as mesmas de seguida:

- Coeficiente de Coriolis admitido para as duas secções transversais;
- Coeficiente de quantidade de movimento para as duas secções transversais;
- Geometria aproximada da secção do canal de restituição a jusante do túnel de desvio.

Na presente dissertação apenas se tinha como objectivo a obtenção do programa que permitisse o traçado das curvas de regolfo, ressaltando que os valores apresentados têm carácter exemplificativo.

No entanto, seria interessante uma análise mais aprofundada do programa e a sua aplicação a um caso real, de forma a testar a validade do mesmo. Contudo, para os valores admitidos verificou-se que o programa apresenta um desempenho satisfatório.

Numa fase final procedeu-se ao estudo de várias barragens portuguesas em que se aproveitou a estrutura de desvio provisório para descarga de fundo. A escolha destas três barragens prendeu-se com a sua longevidade, tendo-se estudado uma barragem mais antiga (Barragem do Alvito); uma barragem já com alguns anos mas relativamente recente comparativamente com a anterior (Barragem da Apartadura) e por fim uma barragem que foi intervencionada recentemente por não satisfazer as necessidades locais (Barragem de Minutos). Com o estudo das mesmas foi possível estudar as alterações que é necessário realizar quando se pretende ter um projecto integrado, tendo-se presente que não é possível generalizar. Contudo, o estudo destas barragens permitiu expor algumas das decisões a tomar no dimensionamento de um desvio provisório quando o mesmo terá de assumir posteriormente carácter definitivo de descarga de fundo.

BIBLIOGRAFIA

Biblioteca do Ex-INAG. Projectos das várias barragens estudadas.

Brandão, C. e Rodrigues, R. e Costa, J.P. 2001. “Análise de fenómenos extremos. Precipitações intensas em Portugal Continental.” Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos, DSRH, Instituto da Água, INAG, Lisboa.

Bureau of Reclamation (BUREC) 1987. Design of Small Dams, 3rd edition, Bureau of Reclamation, Water Resources Technical Publication, Denver.

Carvalho, E. 2009. Brazilian experience in large river diversion; Diversion of large Brazilian Rivers, Brazilian Committee on dams. **ICOLD.**

Dias, A. T. G. S. 2003. Caudais Instantâneos Máximos Anuais em Portugal Continental, Proposta de Regionalização. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Hidráulica e Recursos Hídricos. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Henriques, A. G.. 1990. Modelos de Distribuição de Frequências de Caudais de Cheia. Dissertação Doutoramento em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Hinds, J. 1928. The hydraulic design of flume and siphon transitions , Journal Hydraulic Division nº 92 1423-1459.

ICOLD. 1986. River Control During Dam Construction, bulletin 48a, Paris.

Manzanares, A.A. 1980. Hidráulica Geral II. Escoamentos Líquidos. Técnica, Lisboa

Marengo, H. 2006. Case Study: Dam safety during construction, Lessons of the overtopping diversion works at Aguamilpa dam, Journal Hydraulic Engineering nº 132 (11) 1121-1127.

Merkley, G.P. 2004. Irrigation Conveyance & Control: Flow Measurement & Structure Design Lecture Notes. Biological & Irrigation Engineering Department. Utah State University, Logan, Utah

Merkley, G.P. 2005. Standard horseshoe cross section geometry, Agricultural Water Management nº 71 61–70.

Nemati, K.M. 2007. Temporary Structures, Cofferdams; Department Of Construction Management. University of Washington.

Oswalt, N.R. 1992. Overtopping protection alternatives for Dams; US Army Research, University of Nebraska, Lincoln.

Pinheiro, A. N. 2002. Obras de desvio provisório; Folhas de apoio à cadeira de Estruturas e Aproveitamentos Hidráulicos, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Pinheiro, A. N. 2009. Obras de dissipação de energia; Folhas de apoio à cadeira de Estruturas e Aproveitamentos Hidráulicos, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Pinto, A. 2009. Tratamento de solos de fundação; Folhas de apoio à cadeira de Fundações e Obras de Aterro, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Quintela, A.C. e Abecasis, F., 1971. Obras de desvio provisório de rios, III Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, Comunicação II-4, Lourenço Marques, Luanda.

Quintela, A. C. 1981. Hidráulica; Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.

Quintela, A.C. 1990. Barragens e Equipamentos; Folhas de apoio à cadeira de Estrutura Hidráulicas, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Quintela, A.C. 1996. Hidrologia e Recursos Hídricos; Folhas de apoio à cadeira de Hidrologia e Recursos Hídricos, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Rocha, G. S.C.; Tamada, K. 2006. Desvio de Rios para construção de Barragens, Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo.

Rosa, F.L. 2009. Modelação estatística de caudais e de volumes de cheia em Portugal Continental: análises convencional e bivariada, Dissertação para obtenção de grau de mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Smith, C.D. 1967. Simplified design for flume inlets, Journal Hydraulic Division nº 93(6) 25-34; nº 94(3) 813-815; nº94(4) 1152-1153; nº94(6) 1544-1545; nº95(4) 1456-1457.

Sobral, M.I.G. 2010. Barragem na ribeira de Pisão. Anteprojecto dos órgãos hidráulicos, Dissertação para obtenção de grau de mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Villegas, F.; Mejía, O. 1988. Diversion conduit and low-level outlet for Punchiná Dam, Journal Hydraulic Engineering nº 114(4) 396-408.

Vischer, D.L.; Hager, W.H. 1998. Dam Hydraulics. John Wiley & Sons, Ltd., Chichester, UK. 87-107.

Anexos

ANEXO I- LINGUAGEM DE PROGRAMAÇÃO

Programa usado na tese, pergunta se as secções são ou não fixas, no caso de não serem, devem ser estabelecidos anteriormente qual a dimensão de cada trecho, no caso de serem de dimensão fixa, o programa pede a dimensão.

Sub tese()

Dim ultimalinha, ultimovalor As Integer, trechos As Integer, comprimento As Variant, erro As Variant, diferenca As Variant, tipocalculo As Variant, valores As Variant

trechos = Range("E6").Value

erro = Range("G6").Value

diferenca = Range("L21").Value

condicao = diferenca < erro

ultimovalor = Cells(Rows.Count, 18).End(xlUp).Row + 1

tipocalculo = InputBox("Calculo para comprimento fixo ou variável?")

If tipocalculo = "fixo" Then

comprimento = InputBox("Qual o comprimento do trecho?")

If valor <> "" Then Range("K9") = comprimento

Range("K9").Value = comprimento

For i = 1 To trechos

ultimalinha = Cells(Rows.Count, 29).End(xlUp).Row + 1

comprimento = Cells(ultimalinha, 30)

Range("K9").Select

```
Selection.Copy
Cells(ultimalinha, 29).Select
Selection.PasteSpecial Paste:=xlPasteValues, Operation:=xlNone, SkipBlanks _
:=False, Transpose:=False
Application.CutCopyMode = False
```

```
Range("L18").GoalSeek Goal:=0, ChangingCell:=Range("K12")
    Range("L12").GoalSeek Goal:=0, ChangingCell:=Range("K12")
    Range("K11").Select
    Selection.Copy
    Range("N12").Select
    Selection.PasteSpecial Paste:=xlPasteValues, Operation:=xlNone, SkipBlanks _
:=False, Transpose:=False
    Application.CutCopyMode = False
    Range("O12").GoalSeek Goal:=0, ChangingCell:=Range("N12")
```

If condicao = True Then

```
    Range("N11").Select
    Selection.Copy
    Cells(ultimalinha, 30).Select
    Selection.PasteSpecial Paste:=xlPasteValues, Operation:=xlNone, SkipBlanks _
:=False, Transpose:=False
```

```
    Range("K13").Select
    Selection.Copy
    Range("J13").Select
    Selection.PasteSpecial Paste:=xlPasteValues, Operation:=xlNone, SkipBlanks _
:=False, Transpose:=False
```

```
    Range("N11").Select
    Selection.Copy
    Range("J11").Select
```

```

        Selection.PasteSpecial Paste:=xlPasteValues, Operation:=xlNone, SkipBlanks _
            :=False, Transpose:=False

    End If

    Next i

    If condicao = False Then

        Range("N11").Select
            Selection.Copy
            Range("K12").Select
            Selection.PasteSpecial Paste:=xlPasteValues, Operation:=xlNone, SkipBlanks _
                :=False, Transpose:=False

        MsgBox ("Diferença Superior ao erro")

    End If

    Exit Sub

    End If

    If tipocalculo = "variável" Then

        For linha = 2 To ultimovalor

            Range("K9").Value = comprimento

            comprimento = Cells(linha, 18)

            ultimalinha = Cells(Rows.Count, 29).End(xlUp).Row + 1

            Range("K9").Select

```

Selection.Copy

Cells(ultimalinha, 29).Select

Selection.PasteSpecial Paste:=xlPasteValues, Operation:=xlNone, SkipBlanks _
:=False, Transpose:=False

Application.CutCopyMode = False

Range("L18").GoalSeek Goal:=0, ChangingCell:=Range("K12")

Range("L12").GoalSeek Goal:=0, ChangingCell:=Range("K12")

Range("K11").Select

Selection.Copy

Range("N12").Select

Selection.PasteSpecial Paste:=xlPasteValues, Operation:=xlNone, SkipBlanks _
:=False, Transpose:=False

Application.CutCopyMode = False

Range("O12").GoalSeek Goal:=0, ChangingCell:=Range("N12")

If condicao = True Then

Range("N11").Select

Selection.Copy

Cells(ultimalinha, 30).Select

Selection.PasteSpecial Paste:=xlPasteValues, Operation:=xlNone, SkipBlanks _
:=False, Transpose:=False

Range("K13").Select

Selection.Copy

Range("J13").Select

Selection.PasteSpecial Paste:=xlPasteValues, Operation:=xlNone, SkipBlanks _
:=False, Transpose:=False

Range("N11").Select

Selection.Copy

```
Range("J11").Select
Selection.PasteSpecial Paste:=xlPasteValues, Operation:=xlNone, SkipBlanks _
:=False, Transpose:=False

End If

Next linha

If condicao = False Then

Range("N11").Select
    Selection.Copy
    Range("K12").Select
    Selection.PasteSpecial Paste:=xlPasteValues, Operation:=xlNone, SkipBlanks _
:=False, Transpose:=False

MsgBox ("Diferença Superior ao erro")

End If

Exit Sub

End If

End Sub
```


ANEXO II- METODOLOGIA DE APLICAÇÃO DO PROGRAMA

Caracterização do local de implantação e do caudal desviado definindo:

- Caudal de dimensionamento;
- Constante de Manning-Strickler;

Caracterização da estrutura de desvio definindo:

- Comprimento da conduta;
- Inclinação da conduta;
- Diâmetro da conduta;
- Tipo de secção transversal.

Calculo das alturas de escoamento uniforme e crítico de acordo com o tipo de secção transversal adoptado.

Estabelecimento do erro que se considera admissível na aplicação do método das diferenças finitas.

Definição da altura de escoamento inicial.

Correr programa optando-se por admitir trechos de largura fixa ou largura variável.

ANEXO III- TABELAS COMPLETAS DE APLICAÇÃO DO PROGRAMA

Secção Circular

Distância à origem (m)	Altura (m)	h_0 (m)	θ (rad)	A (m^2)	h' (m)	h_g (m)	α'	M
0,00	1,88	1,05	2,64	6,75	1,10	0,78	2,00	236999
20,00	1,78	1,05	2,56	6,26	1,04	0,74	2,00	245002
40,00	1,70	1,05	2,49	5,89	1,00	0,70	2,00	252944
60,00	1,64	1,05	2,44	5,59	0,96	0,68	2,00	260678
80,00	1,58	1,05	2,39	5,35	0,93	0,66	2,00	268121
100,00	1,54	1,05	2,35	5,14	0,90	0,64	2,00	275283
120,00	1,50	1,05	2,32	4,96	0,88	0,62	2,00	282165
140,00	1,47	1,05	2,29	4,80	0,86	0,60	2,00	288776
160,00	1,44	1,05	2,26	4,66	0,84	0,59	2,00	295129
180,00	1,41	1,05	2,24	4,54	0,83	0,58	2,00	301236
200,00	1,38	1,05	2,22	4,43	0,81	0,57	2,00	307111
220,00	1,36	1,05	2,20	4,33	0,80	0,56	2,00	312549
240,00	1,34	1,05	2,18	4,24	0,79	0,55	2,00	317886
260,00	1,32	1,05	2,16	4,15	0,78	0,54	2,00	323054
280,00	1,30	1,05	2,14	4,08	0,77	0,54	2,00	328070
300,00	1,29	1,05	2,13	4,00	0,76	0,53	2,00	332933
320,00	1,27	1,05	2,12	3,94	0,75	0,52	2,00	337647
340,00	1,26	1,05	2,10	3,88	0,74	0,52	2,00	342138
360,00	1,25	1,05	2,09	3,82	0,73	0,51	2,00	346532
380,00	1,23	1,05	2,08	3,76	0,73	0,50	2,00	351091
400,00	1,22	1,05	2,07	3,71	0,72	0,50	2,00	355205

Distância à origem (m)	Altura (m)	h_u(m)	θ (rad)	A (m^2)	h' (m)	h_g (m)	α'	M
420,00	1,21	1,05	2,06	3,66	0,71	0,50	2,00	359136
440,00	1,20	1,05	2,05	3,62	0,71	0,49	2,00	362899
460,00	1,19	1,05	2,04	3,58	0,70	0,49	2,00	366507
480,00	1,18	1,05	2,03	3,54	0,70	0,48	2,00	370110
500,00	1,17	1,05	2,02	3,50	0,69	0,48	2,00	373594
520,00	1,16	1,05	2,01	3,46	0,69	0,48	2,00	376953
540,00	1,15	1,05	2,01	3,43	0,68	0,47	2,00	380191
560,00	1,15	1,05	2,00	3,40	0,68	0,47	2,00	383311
580,00	1,14	1,05	1,99	3,37	0,67	0,47	2,00	386315
600,00	1,13	1,05	1,98	3,34	0,67	0,46	2,00	389207
620,00	1,13	1,05	1,98	3,32	0,67	0,46	2,00	391992
640,00	1,12	1,05	1,97	3,29	0,66	0,46	2,00	394672
660,00	1,12	1,05	1,97	3,27	0,66	0,46	2,00	397252
680,00	1,11	1,05	1,96	3,24	0,66	0,45	2,00	399736
700,00	1,10	1,05	1,96	3,22	0,65	0,45	2,00	402127
720,00	1,10	1,05	1,95	3,20	0,65	0,45	2,00	404430
740,00	1,10	1,05	1,95	3,18	0,65	0,45	2,00	406649
760,00	1,09	1,05	1,94	3,16	0,65	0,45	2,00	408787
780,00	1,09	1,05	1,94	3,15	0,64	0,44	2,00	410849
800,00	1,08	1,05	1,94	3,13	0,64	0,44	2,00	412837
820,00	1,08	1,05	1,93	3,11	0,64	0,44	2,00	414756
840,00	1,07	1,05	1,93	3,10	0,64	0,44	2,00	416609
860,00	1,07	1,05	1,93	3,09	0,63	0,44	2,00	418398
880,00	1,07	1,05	1,92	3,07	0,63	0,44	2,00	420128
900,00	1,06	1,05	1,92	3,06	0,63	0,43	2,00	421801
920,00	1,06	1,05	1,92	3,05	0,63	0,43	2,00	423419

Distância à origem (m)	Altura (m)	h_u(m)	θ (rad)	A (m^2)	h' (m)	h_g (m)	α'	M
940,00	1,06	1,05	1,91	3,03	0,63	0,43	2,00	424986
960,00	1,06	1,05	1,91	3,02	0,62	0,43	2,00	426504
980,00	1,05	1,05	1,91	3,01	0,62	0,43	2,00	427974
1000,00	1,05	1,05	1,90	3,00	0,62	0,43	2,00	429401

Secção em Ferradura

Distância à origem (m)	Altura (m)	Altura Uniforme (m)	A (m ²)	M _x	A _x (m ²)	h' (m)	h _g (m)	α'	M
0	1,70	0,92	8,04	-11,74	6,28	0,95	0,75	1,30	245397
20	1,61	0,92	7,52	-11,03	5,75	0,90	0,71	1,30	255402
40	1,54	0,92	7,11	-10,45	5,34	0,86	0,67	1,30	265764
60	1,48	0,92	6,78	-9,95	5,01	0,83	0,64	1,30	276237
80	1,43	0,92	6,50	-9,52	4,73	0,81	0,62	1,30	286668
100	1,38	0,92	6,26	-9,15	4,50	0,78	0,60	1,30	297018
120	1,35	0,92	6,06	-8,81	4,29	0,76	0,58	1,30	307251
140	1,31	0,92	5,88	-8,51	4,11	0,75	0,57	1,30	317349
160	1,29	0,92	5,71	-8,23	3,95	0,73	0,55	1,30	327301
180	1,26	0,92	5,57	-7,98	3,81	0,72	0,54	1,30	337101
200	1,24	0,92	5,44	-7,76	3,67	0,70	0,53	1,30	346748
220	1,21	0,92	5,33	-7,55	3,56	0,69	0,52	1,30	355840
240	1,19	0,92	5,22	-7,36	3,45	0,68	0,51	1,30	364948
260	1,18	0,92	5,12	-7,18	3,36	0,67	0,50	1,30	373943
280	1,16	0,92	5,03	-7,02	3,26	0,66	0,50	1,30	382840
300	1,14	0,92	4,95	-6,86	3,18	0,66	0,49	1,30	391631
320	1,13	0,92	4,87	-6,71	3,10	0,65	0,48	1,30	400310
340	1,12	0,92	4,79	-6,58	3,03	0,64	0,48	1,30	408716
360	1,10	0,92	4,73	-6,45	2,96	0,63	0,47	1,30	417055
380	1,09	0,92	4,66	-6,33	2,90	0,63	0,46	2,30	736125
400	1,08	0,92	4,60	-6,21	2,83	0,62	0,46	3,30	1068449
420	1,07	0,92	4,54	-6,10	2,78	0,62	0,45	4,30	1413634
440	1,06	0,92	4,49	-5,99	2,72	0,61	0,45	5,30	1771001
460	1,05	0,92	4,44	-5,90	2,67	0,60	0,45	6,30	2139985

480	1,04	0,92	4,39	-5,81	2,63	0,60	0,44	7,30	2520079
500	1,03	0,92	4,35	-5,72	2,58	0,60	0,44	8,30	2910808
520	1,03	0,92	4,31	-5,64	2,54	0,59	0,43	9,30	3311721
540	1,02	0,92	4,27	-5,56	2,50	0,59	0,43	10,30	3722391
560	1,01	0,92	4,23	-5,48	2,46	0,58	0,43	11,30	4145233
580	1,00	0,92	4,19	-5,41	2,43	0,58	0,42	12,30	4577848
600	1,00	0,92	4,16	-5,34	2,39	0,58	0,42	13,30	5019665
620	0,99	0,92	4,13	-5,28	2,36	0,57	0,42	14,30	5470263
640	0,99	0,92	4,09	-5,21	2,33	0,57	0,42	15,30	5929244
660	0,98	0,92	4,06	-5,15	2,30	0,57	0,41	16,30	6396224
680	0,97	0,92	4,04	-5,10	2,27	0,56	0,41	17,30	6870828
700	0,97	0,92	4,01	-5,04	2,24	0,56	0,41	18,30	7352700
720	0,96	0,92	3,98	-4,99	2,22	0,56	0,41	19,30	7841495
740	0,96	0,92	3,96	-4,94	2,20	0,56	0,40	20,30	8336885
760	0,96	0,92	3,94	-4,90	2,17	0,55	0,40	21,30	8838560
780	0,95	0,92	3,92	-4,85	2,15	0,55	0,40	22,30	9346224
800	0,95	0,92	3,90	-4,81	2,13	0,55	0,40	23,30	9859598
820	0,94	0,92	3,88	-4,77	2,11	0,55	0,40	24,30	10378420
840	0,94	0,92	3,86	-4,73	2,09	0,55	0,39	25,30	10902443
860	0,94	0,92	3,84	-4,69	2,07	0,54	0,39	26,30	11431434
880	0,93	0,92	3,82	-4,66	2,06	0,54	0,39	27,30	11965174
900	0,93	0,92	3,80	-4,62	2,04	0,54	0,39	28,30	12503458
920	0,93	0,92	3,79	-4,59	2,02	0,54	0,39	29,30	13046094
940	0,92	0,92	3,77	-4,56	2,01	0,54	0,39	30,30	13592899
960	0,92	0,92	3,76	-4,53	1,99	0,54	0,39	31,30	14143704
980	0,92	0,92	3,74	-4,50	1,98	0,53	0,38	32,30	14698349
1000	0,92	0,92	3,73	-4,47	1,97	0,53	0,38	33,30	15256681

ANEXO IV- BACIAS DE DISSIPAÇÃO POR RESSALTO NORMALIZADAS

