

PASSAGENS HIDRÁULICAS.
DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO E
ESTIMATIVA DE CUSTO ASSISTIDOS POR COMPUTADOR

Francisco José Paulos Martins

Prof. Adjunto Equiparado do Departamento de Engenharia Civil
Escola Superior de Tecnologia de Viseu

Associado da APRH nº 1362

António do Nascimento Pinheiro

Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil
Instituto Superior Técnico

Associado da APRH nº 484

José Simão Antunes Carmo

Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

Associado da APRH nº 1226

RESUMO

Apresentam-se as principais características do programa de cálculo automático HIDROPAS desenvolvido para dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens hidráulicas e para obtenção das respectivas estimativas de custo, referindo-se, de modo resumido, alguns aspectos relativos àquele dimensionamento.

Incluem-se gráficos, obtidos por utilização sistemática do programa HIDROPAS, que permitem o pré-dimensionamento de passagens hidráulicas e a estimativa dos respectivos custos.

Apresentam-se resultados de uma análise comparativa entre os critérios de dimensionamento de passagens hidráulicas utilizados em projectos da ex-Junta Autónoma das Estradas (JAE) e da BRISA e os decorrentes do programa HIDROPAS.

ABSTRACT

The main features of the computer program (HIDROPAS) designed to accomplish the hydrologic and hydraulic studies and the cost estimates of culverts are presented, together with some issues concerning the hydrologic and hydraulic design.

Graphics for preliminary design and cost estimation of culverts are presented.

The conclusions obtained by comparing culvert projects of the ex-Junta Autónoma das Estradas (JAE) and of BRISA and the results obtained with the program HIDROPAS are listed and discussed.

Palavras-chave: Passagens hidráulicas, tempo de concentração, caudal de ponta de cheia, obras de dissipação de energia.

Key-Words: Culverts, time of concentration, peak flood discharge, energy dissipators.

1. INTRODUÇÃO

O atravessamento de linhas de água por vias de comunicação sem recurso a pontes ou viadutos implica a construção de passagens hidráulicas (PH). Estas obras são constituídas por estrutura de entrada, conduta (frequentemente designada por aqueduto), estrutura de saída e, se necessário, estrutura de dissipação de energia.

Entre as causas mais frequentes de ruptura e deterioração de passagens hidráulicas em vias de comunicação, encontram-se as devidas a inadequada capacidade de vazão. Não se registando precipitação superior à adoptada no dimensionamento, tal poderá ocorrer, quer por deficiente determinação do caudal de dimensionamento, quer por inadequado dimensionamento hidráulico da PH. Neste trabalho apresenta-se um programa de cálculo automático, designado por HIDROPAS, desenvolvido para efectuar o dimensionamento hidrológico e hidráulico de PHs e estimar os respectivos custos, referindo-se alguns aspectos mais significativos relativos de tal dimensionamento, com ênfase para:

- a determinação do caudal de dimensionamento;
- o dimensionamento hidráulico da conduta;
- a avaliação da necessidade de obras de dissipação de energia e dimensionamento das respectivas estruturas, se necessário;
- a estimação de custos das passagens hidráulicas.

Analisa-se também os critérios de dimensionamento hidrológico e hidráulico de PHs incluídas em projectos de vias de comunicação elaborados para a BRISA e para a ex-JAE, comparando-os com os resultados obtidos por aplicação do programa HIDROPAS. Para tal, seleccionaram-se os seguintes casos de estudo correspondentes a diferentes regiões do país e a diversos projectistas:

- Auto-estrada A1. Sublanço Pombal-Condeixa (1988).
- Auto-estrada A6. Sublanço Montemor-o-Novo - Évora (1995).
- Auto-estrada A6. Sublanço Estremoz-Borba (1996).
- CREL (auto-estrada A9). Sublanço Loures-Bucelas (1993).
- Auto-estrada A12 Setúbal / Montijo (1996).
- Ligação IP3-IP5. Variante a Viseu (1996).

2. PROGRAMA HIDROPAS

2.1. Constituição geral

O programa HIDROPAS inclui três módulos principais:

- Módulo QPONTA, que permite determinar o caudal de dimensionamento da PH.
- Módulo HIDCALC, que efectua os cálculos hidráulicos para o caudal de dimensionamento especificado.
- Módulo ESTIMA, que elabora a estimativa de custo da PH, com as dimensões especificadas.

Na Figura 1 apresenta-se o fluxograma resumido do programa principal HIDROPAS (Martins, 2000). Apresentam-se seguidamente os aspectos principais dos três módulos referidos.

2.2. Determinação do caudal de ponta (módulo QPONTA)

2.2.1. Considerações prévias

O objectivo do módulo QPONTA é a determinação do caudal de ponta de cheia na secção da PH. Este módulo permite efectuar uma análise comparativa entre valores obtidos pelos diferentes modelos implementados no programa. A utilização de apenas um destes modelos programados também é possível.

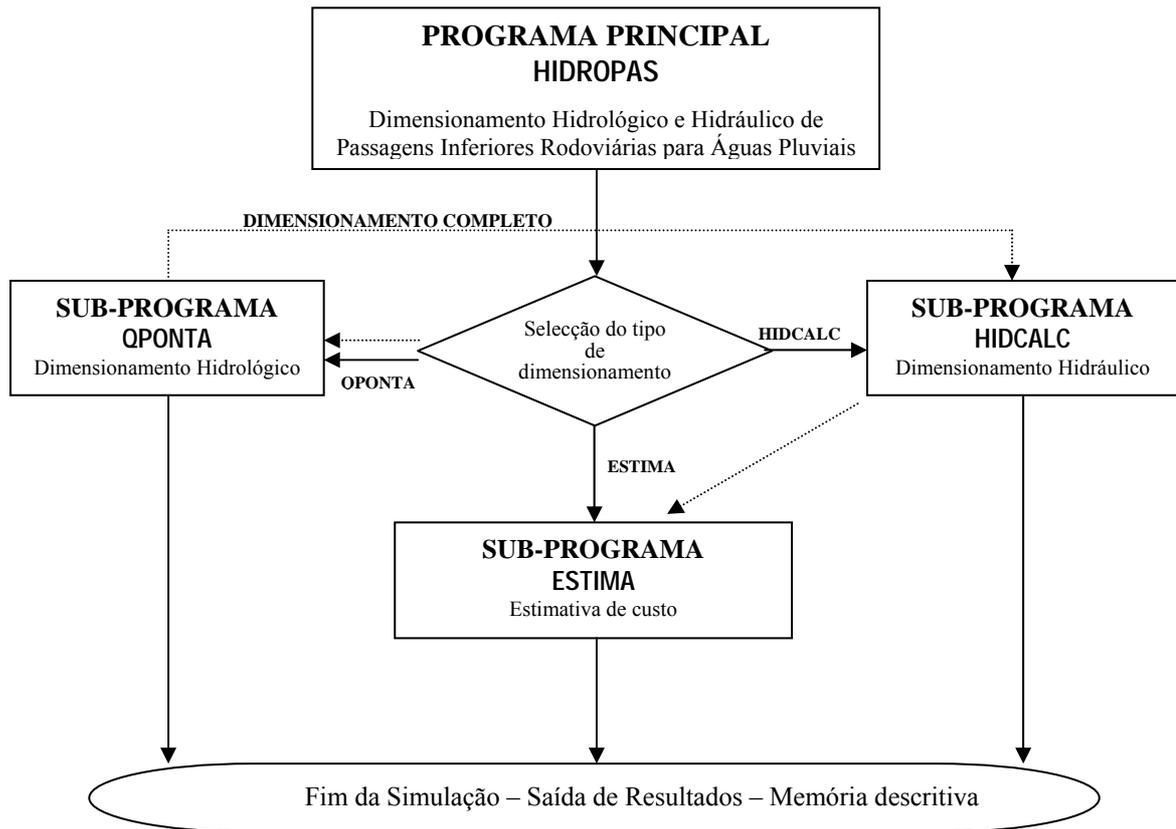


Figura 1 - Programa de cálculo automático HIDROPAS. Fluxograma.

No caso de passagens hidráulicas, o estudo hidrológico limita-se, na grande maioria dos casos, ao cálculo dos caudais de ponta de cheia, admitindo que não existe amortecimento significativo de cheias a montante das estruturas de entrada das PHs. A determinação dos caudais de ponta de cheia pode ser efectuada por métodos empíricos, cinemáticos e estatísticos. Nestas circunstâncias, raramente se disporá de registos de caudais para a utilização de métodos estatísticos. Por outro lado, a utilização de métodos empíricos só é aconselhável quando estes tenham sido deduzidos para bacias hidrográficas equivalentes dos pontos de vista climático e morfológico. Nestas condições, os métodos cinemáticos surgem como os de utilização mais frequente para a determinação do caudal de dimensionamento das PHs, sendo deste tipo a maioria dos métodos implementados no programa HIDROPAS.

2.2.2. Tempo de concentração

Os métodos cinemáticos utilizam a noção de tempo de concentração para traduzir o comportamento hidráulico da bacia no que se refere à formação do escoamento superficial em condições de cheia. No Quadro 1 apresentam-se algumas das expressões de utilização mais frequente no cálculo do tempo de concentração de bacias hidrográficas urbanas e naturais, das

quais se destacam, pela sua ampla divulgação, as de Kirpich (Pickering e David), SCS e Temez, que se encontram disponíveis no programa HIDROPAS. Incluem-se também observações sobre condições de utilização. O programa HIDROPAS contempla ainda outras fórmulas para o cálculo de tempos de concentração de utilização menos frequente (Figura 3).

Quadro 1 - Tempo de concentração. Expressões mais frequentemente utilizadas.

	Expressões	Elementos da expressão	Observações
Soil Conservation Service (SCS, 1973) (Correia, 1984)	$t_c = 1,67 t_l$ $t_l = \frac{L_b^{0,8} (S_{mr} + 1)^{0,7}}{734,43 i_{mb}^{0,5}}$	t_l - tempo de atraso (h); i_{mb} - declive médio da bacia (%); L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (m); S_{mr} - capacidade máxima de retenção $S_{mr} = (1000/CN) - 10$; CN - número de escoamento.	- Recomendada para bacias rurais com área inferior 8 km ² . - No caso de bacias mistas a expressão tende a sobrestimar o tempo de atraso. - Para ser utilizada em bacias mistas, o SCS sugere factores correctivos em função das percentagens de áreas impermeáveis da bacia.
Temez (Temez, 1978)	$t_c = 0,3 \left(\frac{L_b}{i_{mp}^{0,25}} \right)^{0,76}$	t_c - tempo de concentração (h); i_{mp} - declive médio do curso de água principal da bacia (m/m); L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (km);	- Recomendada para bacias hidrográficas naturais com áreas até 3000 km ² .
Kirpich, (Kirpich, 1940)	$t_c = 0,0663 \frac{L_b^{1,155}}{\Delta h^{0,385}}$	t_c - tempo de concentração (h); L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (km); Δh - diferença entre as cotas do talvegue da linha de água principal nas secções extrema de montante e de referência da bacia hidrográfica (m).	- Recomendada para bacias rurais com canais bem definidos e declives compreendidos entre 3% e 10%. - O tempo de concentração deverá ser multiplicado por 0,4 em superfícies asfaltadas ou por 0,2 em canais de betão.
Pickering (Brisa, 1974)	$t_c = \left(\frac{0,871 L_b^3}{\Delta h} \right)^{0,385}$		- Esta expressão tem sido utilizada em muitos projectos da BRISA.
David (David, 1976)	$t_c = 0,000324 \frac{L_b^{1,15}}{(\Delta h)^{0,38}}$	t_c - tempo de concentração (h) (idêntico à fórmulas de Kirpich e Pickering); L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (m); Δh - (idêntico às fórmulas de Kirpich e Pickering).	- Recomendada para bacias hidrográficas com áreas até 25 km ² .
Schaake (Schaake <i>et al.</i> , 1967)	$t_c = \frac{0,503 L_b^{0,24}}{i_{mb}^{0,16} \alpha^{0,26}}$	t_c - tempo de concentração (min); i_{mb} - declive médio da bacia; L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (ft); α - percentagem de área impermeável na bacia.	- Poderá ser utilizada em bacias urbanas, incluindo ruas pavimentadas com sarjetas ao longo de passeios.

A utilização de diferentes expressões conduz, necessariamente, a diferentes tempos de concentração, pelo que é aconselhável aplicar mais do que uma expressão e ponderar os resultados. O módulo QPONTA permite este tipo de procedimento.

Em pequenas bacias hidrográficas, com reduzidos tempos de concentração, para não sobreavaliar a intensidade de precipitação com a duração crítica (ou seja, igual ao tempo de

concentração), não deve ser considerado um tempo de concentração inferior a 5 minutos, como é recomendado em USDT (1997). Tal recomendação advém, essencialmente, do facto de as curvas IDF serem deduzidas com base em chuvadas com duração mínima de 5 minutos, correspondente ao intervalo de tempo para o qual é geralmente possível efectuar leituras nos udiogramas.

Utilizando as fórmulas de uso mais frequente e adequadas às bacias em estudo, disponíveis no programa HIDROPAS, determinaram-se os tempos de concentração das bacias das PHs referentes aos projectos mencionados em 1. INTRODUÇÃO, tendo-se verificado que a fórmula de Kirpich (ou Pickering ou David) conduz, na maioria das bacias analisadas, aos tempos mais reduzidos, tendo sendo estes os representados na Figura 2. Nesta figura traçaram-se duas curvas que correspondem, aproximadamente, a envolventes superior e inferior dos tempos de concentração, que poderão, de forma expedita, ser utilizadas para estimar o tempo de concentração de uma dada bacia hidrográfica. Caso se pretenda seguir um critério conservativo, recomenda-se que seja utilizada a curva inferior. As envolventes inferior e superior são definidas, respectivamente, pelas expressões seguintes:

$$t_c = 1,40 A_b^{0,500} \quad , \quad [t_c \text{ (min); } A_b \text{ (ha)}] \quad (1)$$

$$t_c = 4,865 A_b^{0,428} \quad , \quad [t_c \text{ (min); } A_b \text{ (ha)}] \quad (2)$$

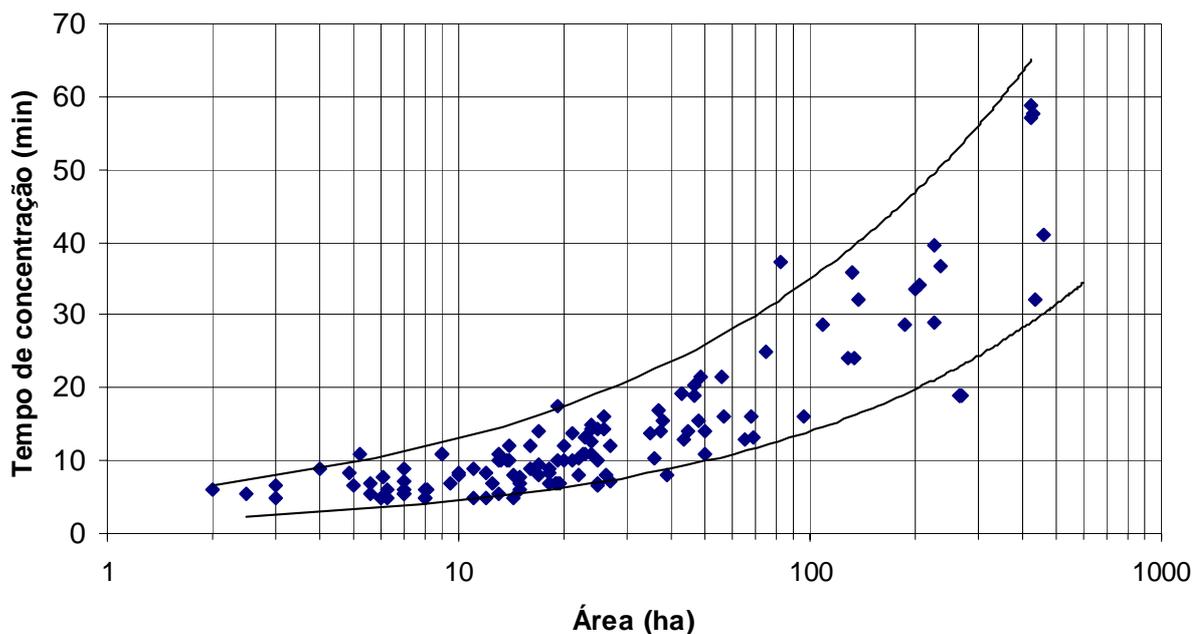


Figura 2 - Tempo de concentração em função da área da bacia hidrográfica.

2.2.3. Caudal de ponta de cheia

Para o cálculo da precipitação com duração igual ao tempo de concentração, ou com outras durações, poder-se-á efectuar uma análise estatística das precipitações intensas recolhidas em postos udográficos com influência na bacia hidrográfica em estudo. De modo mais expedito, como se aconselha em estudos de pequena envergadura, como os relativos ao dimensionamento de PHs, poder-se-á recorrer às curvas de Intensidade-Duração-Frequência propostas em Brandão *et al.* (2001).

O programa HIDROPAS contempla as fórmulas e modelos mais frequentemente utilizados na determinação de caudais de ponta de cheias para dimensionamento de PHs - Figura 3. Em Martins (2000) encontram-se explicações detalhadas dos métodos referidos.

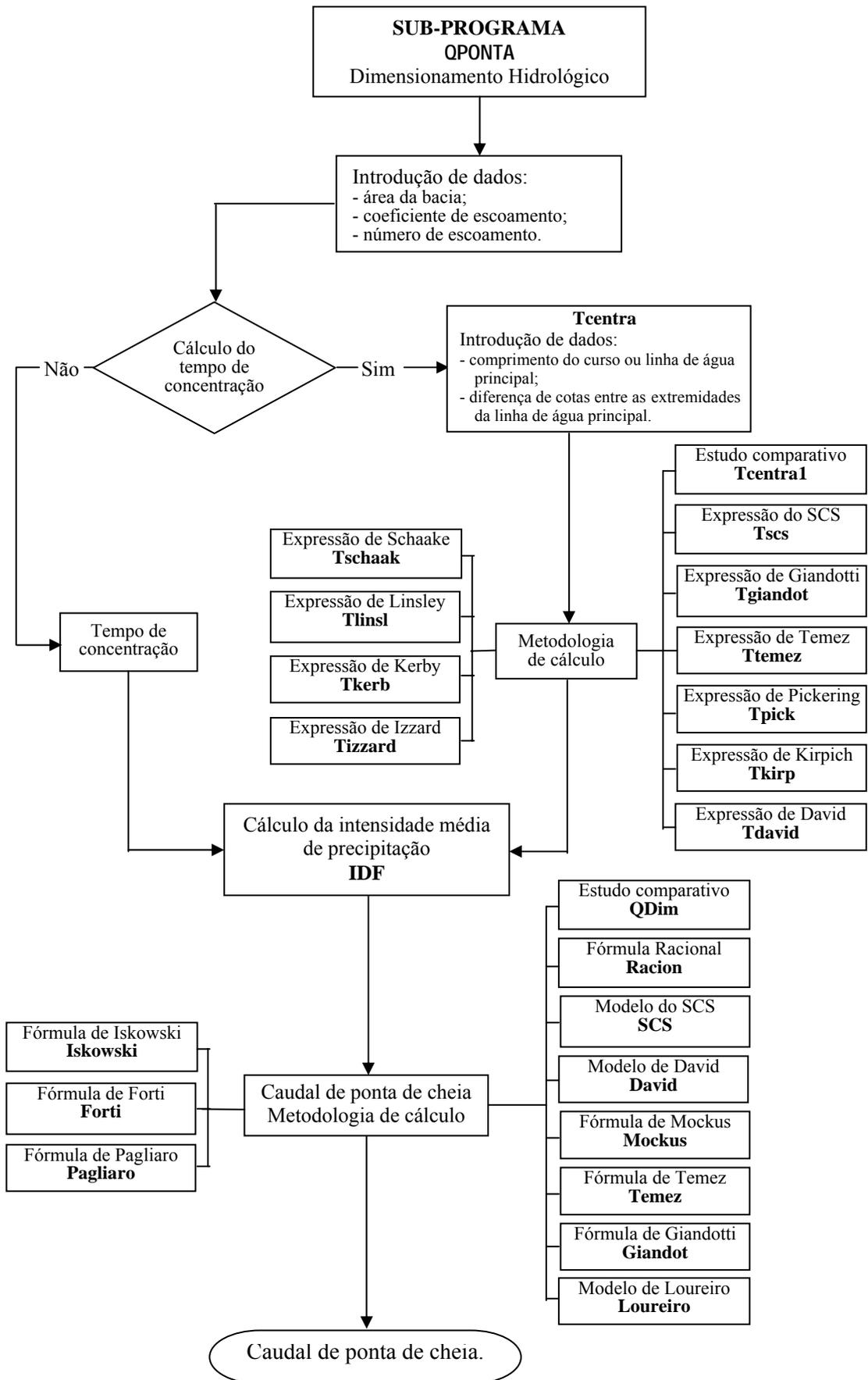


Figura 3 - Módulo QPONTA. Fluxograma.

2.3. Dimensionamento hidráulico da conduta

De acordo com as alturas de água a montante e a jusante e as características geométricas das passagens hidráulicas, consideram-se seis tipos de escoamentos através de aquedutos, cujas principais características se apresentam na Figura 4.

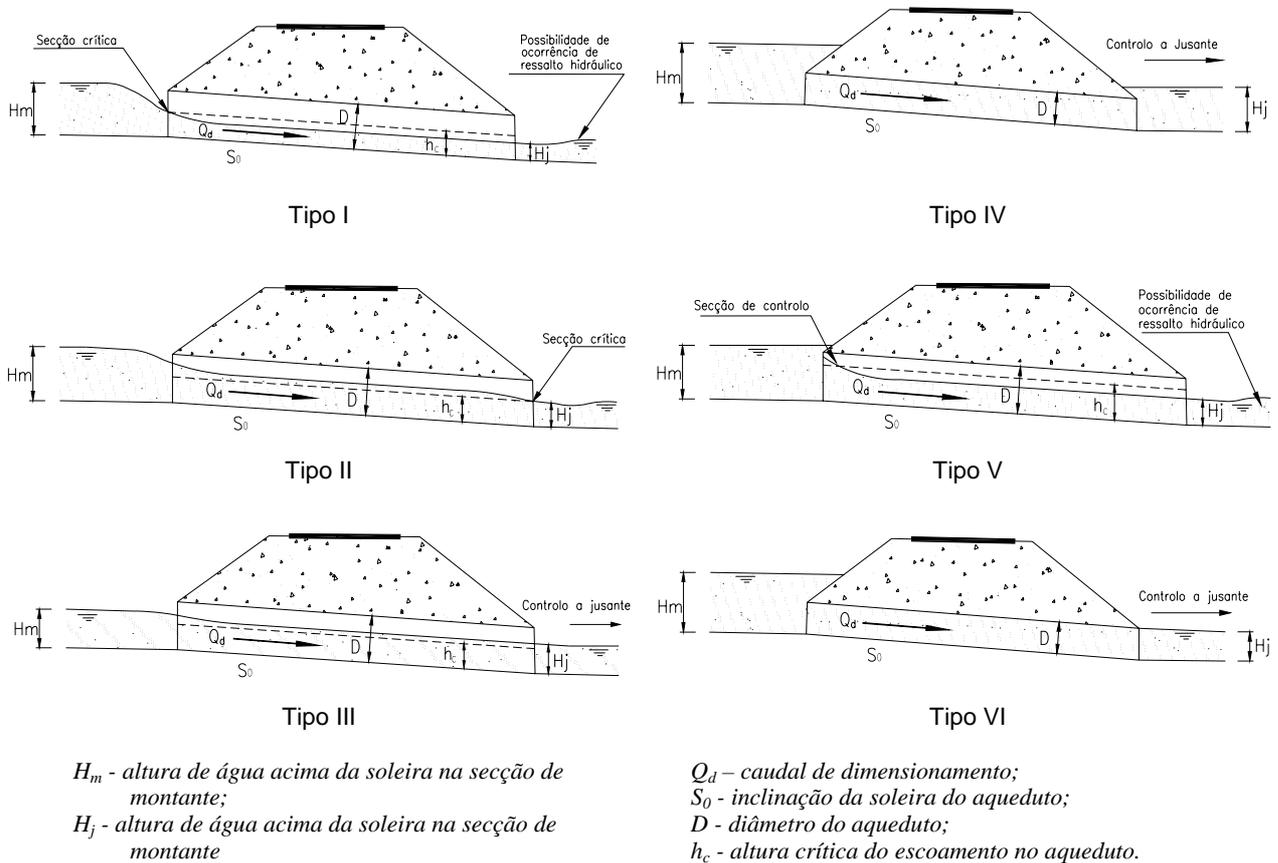


Figura 4 - Tipos de escoamento em passagens hidráulicas.

No Quadro 2 referem-se as condições hidráulicas de ocorrência de cada um dos tipos de escoamento ilustrados na Figura 4 (French, 1986).

Quadro 2 - Escoamentos em aquedutos. Tipos e condições de ocorrência.

Referência do escoamento	Tipo de escoamento	Controlo do escoamento	H_m / D	H_j / D	H_j / h_c
I	Superfície livre	Montante (h_c)	$< 1,5$	$\leq 1,0$	$< 1,0$
II	Superfície livre	Jusante (h_c)	$< 1,5$	$\leq 1,0$	$< 1,0$
III	Superfície livre	Jusante (regolfo)	$< 1,5$	$\leq 1,0$	$> 1,0$
IV	Em pressão	Jusante	$> 1,0$	$> 1,0$	-
V	Superfície livre	Montante (entrada)	$\geq 1,5$	$\leq 1,0$	-
VI	Em pressão	Jusante	$\geq 1,5$	$\leq 1,0$	-

Sempre que possível, as PHs devem ser dimensionadas para escoamento com superfície livre e controlo a montante (escoamentos tipo I e V), pois nestes casos o caudal admitido apenas é condicionado pela altura de água a montante, pelo tipo de estrutura de entrada e diâmetro do aqueduto.

O programa HIDROPAS efectua o pré-dimensionamento da secção transversal do aqueduto através da fórmula de Manning-Strickler, considerando que o caudal máximo se escoar com uma altura de regime uniforme de 80% do diâmetro (Quintela, 1981).

Com base no diâmetro, D , assim obtido e tendo em consideração a secção de controlo do escoamento, definida a partir da geometria, declive e rugosidade do aqueduto, são calculadas as alturas de água a montante, H_m (admitindo que a altura cinética a montante é desprezável, esta é considerada igual à energia específica do escoamento), e a jusante, H_j , com base no cálculo da curva de regolfo ao longo da conduta. Para tal, integra-se, por diferenças finitas, a expressão de Bernoulli, utilizando a fórmula de Manning-Strickler para o cálculo das perdas de carga (subprograma *Cregolf*). Se $H_m/D \geq 1,5$ e o controlo do escoamento é a jusante, o programa considera o escoamento em pressão e calcula a perda de carga contínua pela fórmula de Colebrook-White (subprograma *Pressão*). Se a altura de água a montante é superior à admissível em relação à cota da plataforma da via, a secção do aqueduto deverá ser aumentada face ao valor inicialmente considerado. Na Figura 5 representa-se o fluxograma do módulo HIDCALC.

Na Figura 6 representam-se, para escoamentos com superfície livre e controlo a montante, relações entre o caudal de dimensionamento e a altura de água a montante, para diâmetros comerciais correntes de passagens hidráulicas com controlo à entrada do aqueduto e estrutura de entrada com muros de ala (conforme Brisa, 1974), obtidas por recurso ao programa HIDROPAS.

Para passagens hidráulicas de secção circular, com controlo a montante e estrutura de entrada com muros de ala, em que $1,25 < H_m/D < 1,35$, o diâmetro, D (m), pode ser estimado a partir do caudal de dimensionamento, Q_d (m^3/s), pela expressão:

$$D = 0,7737 Q_d^{0,392} \quad (3)$$

Nesta expressão considerou-se o limite superior, $H_m/D = 1,35$, pelo facto de se impor que a altura de água à entrada não deve ser superior a $1,35D$ (BRISA, 1974), enquanto que o limite inferior foi considerado com o objectivo de não se instalarem diâmetros desnecessariamente elevados.

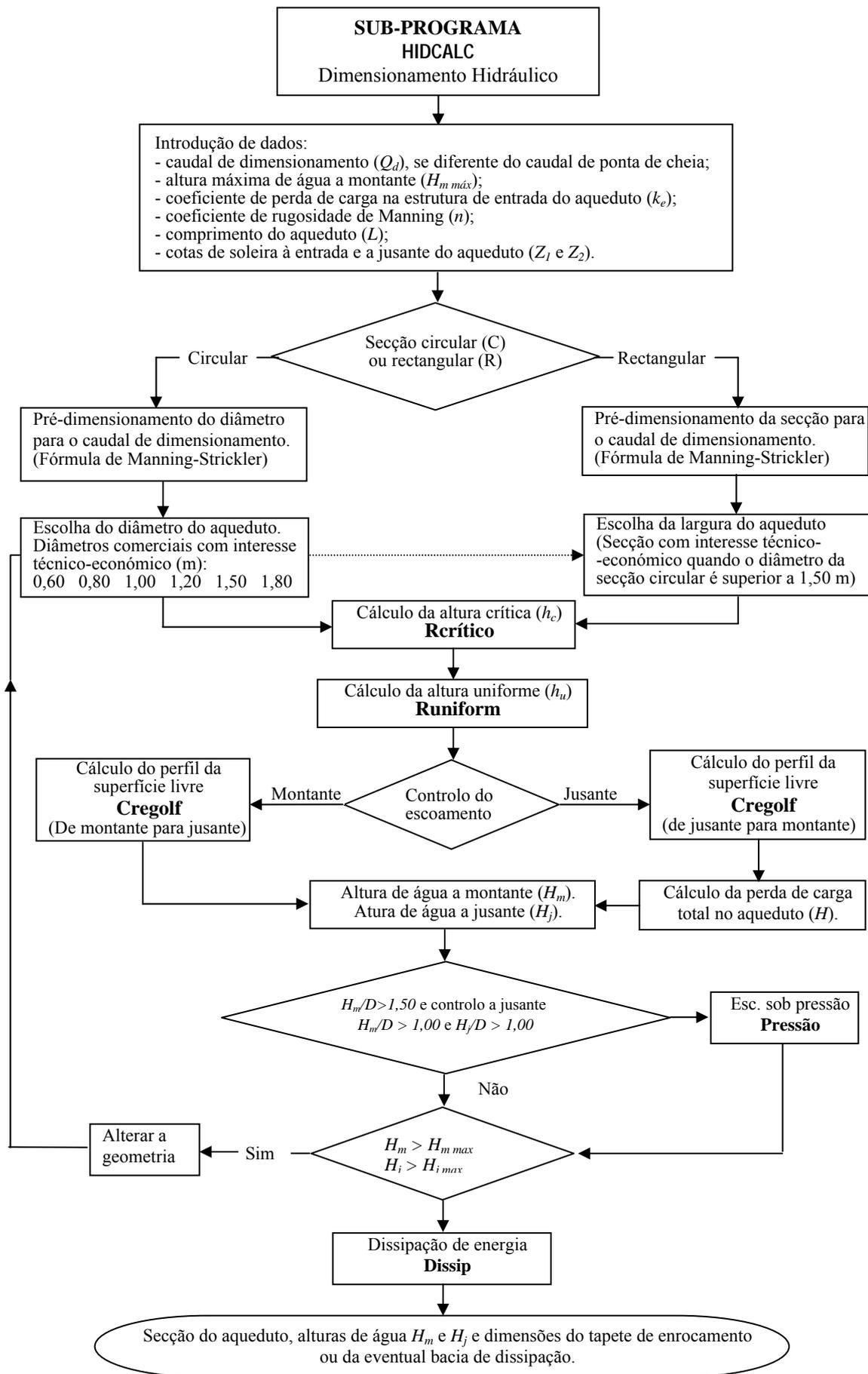


Figura 5 - Módulo HIDCALC. Fluxograma.

As curvas representadas na Figura 6 foram obtidas por simulações sucessivas com o programa HIDROPAS, permitindo determinar o diâmetro do aqueduto em função da altura da plataforma da via e do caudal de dimensionamento.

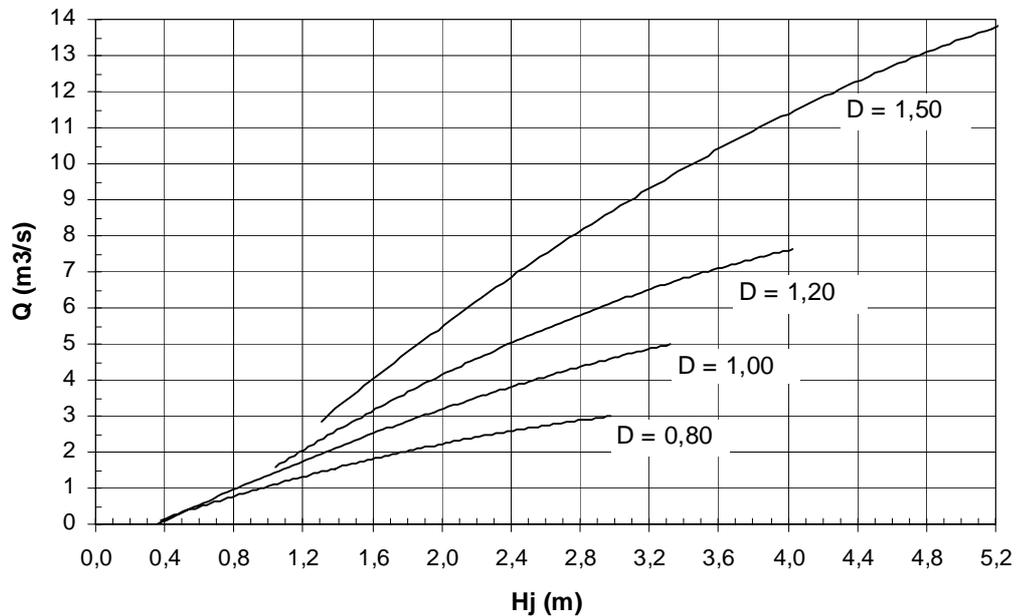


Figura 6 - Passagens hidráulicas de secção circular, com controlo a montante e estrutura de entrada com muros de ala.

2.4. Obras de dissipação de energia

Para velocidades do escoamento à saída dos aquedutos superiores a cerca de 4,5 m/s, o módulo HIDCALC dimensiona o enrocamento de protecção, de acordo com os critérios apresentados em Samora (1993) para escoamentos com elevada intensidade de macroturbulência. O diâmetro médio da pedra a colocar no tapete de enrocamento é calculado por:

$$D_{50} = \frac{U^2}{2,5g} \quad (4)$$

em que D_{50} (m) é o diâmetro do enrocamento correspondente a 50% sobre a curva granulométrica e U é a velocidade média do escoamento à saída do aqueduto (m/s). O maior bloco (D_{100}) e o menor bloco (D_0) deverão pesar, respectivamente, o quádruplo e um quarto do peso do bloco médio. A espessura do tapete de enrocamento é de $1,5D_{100}$.

Para velocidades de escoamento à saída dos aquedutos superiores a 4,5 m/s, os enrocamentos de protecção têm dimensão excessiva, sendo preferível utilizar estruturas de

dissipação de energia em betão, tais como bacias de dissipação por ressalto hidráulico, por impacto, estruturas com degraus e estruturas em gabiões. O módulo HIDCALC inclui o dimensionamento hidráulico de bacias de dissipação de energia por ressalto dos tipos PWD e WES (Figura 7).

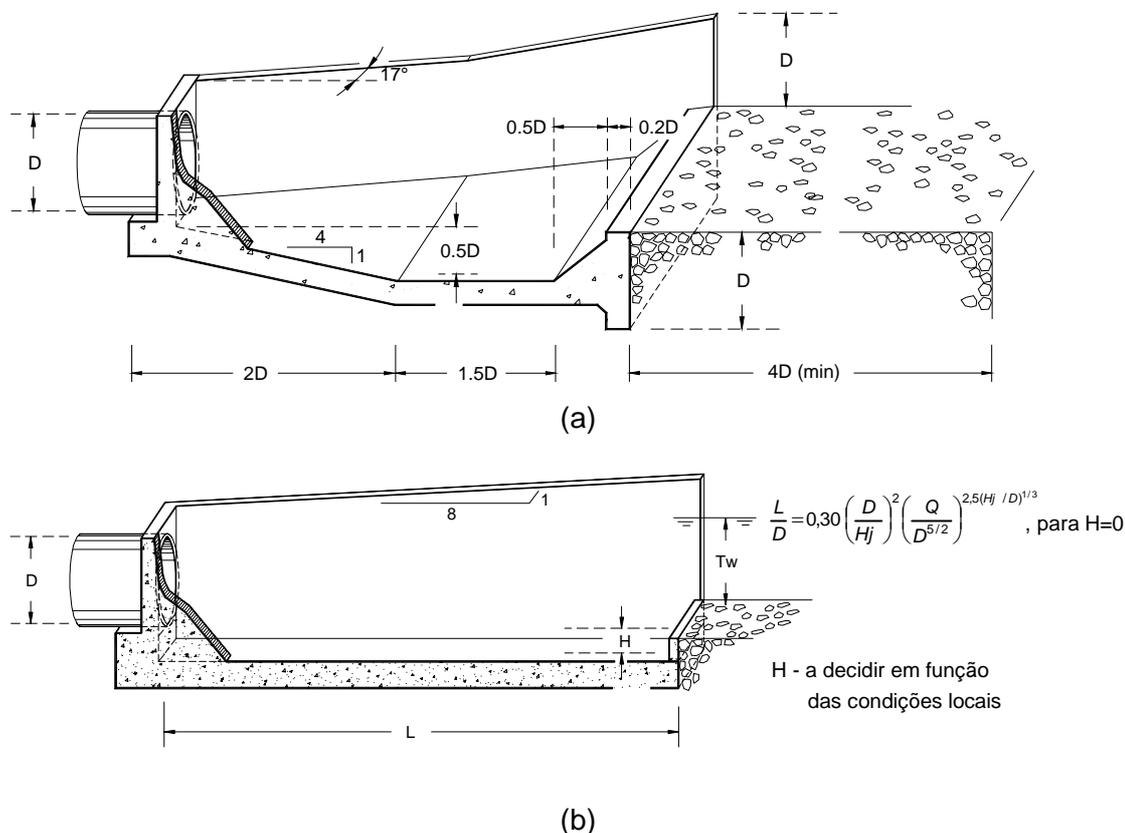


Figura 7 - Bacias de dissipação de energia consideradas no programa HIDROPAS: (a) PWD; (b) WES.

2.5 Estimativa de custos

O módulo ESTIMA, cujo fluxograma se apresenta na Figura 8, permite estimar o custo de uma passagem hidráulica, incluindo as estruturas de entrada e de saída e a obra de dissipação de energia. São avaliadas as quantidades de trabalhos mais significativas e posteriormente multiplicadas pelos respectivos preços unitários incluídos no módulo ESTIMA.

Consideraram-se os aquedutos classificados em quatro classes, de acordo com a NP-879, em função das cargas de rotura por compressão diametral (Classe I – tubagem em betão simples; Classe II – tubagens em betão armado; Classe III – tubagens armadas e reforçadas; Classe IV – tubagens armadas e reforçadas especiais).

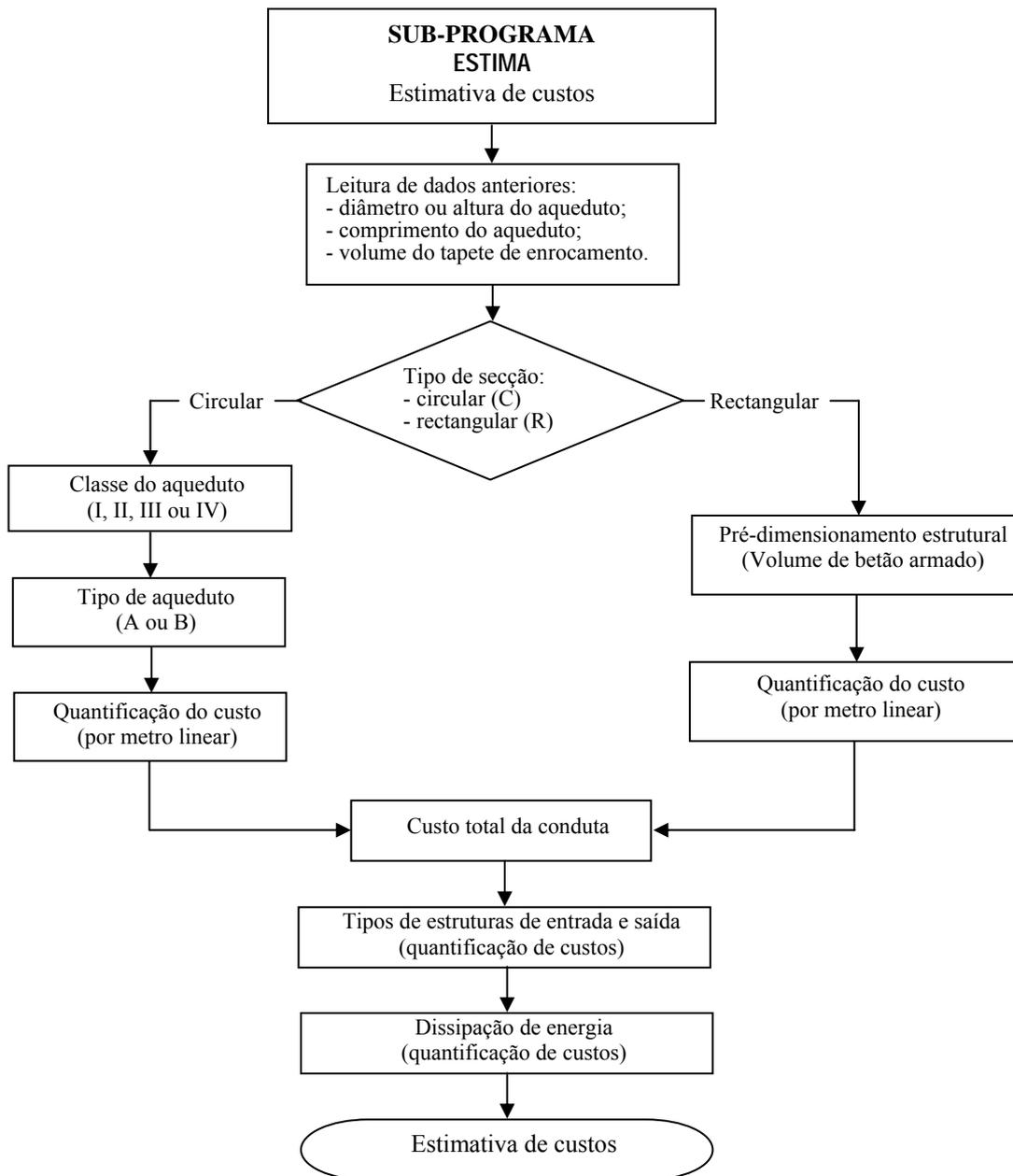


Figura 8 - Módulo ESTIMA. Fluxograma.

As quantidades de trabalho são avaliadas com base na secção transversal da PH, no comprimento, nas condições de implantação, e nas estruturas de entrada, de saída e de dissipação de energia a jusante. Consideram-se as seguintes quantidades de trabalho:

- comprimentos das condutas de betão, para cada classe e diâmetro;
- volume de betão armado (C20/25, A400 NR) para execução de aquedutos de secção rectangular;
- volume de betão armado (C20/25, A400 NR) para execução de estruturas de entrada, de saída e de dissipação de energia;

- volume de betão (C16/20) a utilizar no assentamento de aquedutos do tipo B;
- volume do tapete de enrocamento a jusante da estrutura de saída;
- volumes de escavação e de aterro inerentes à implantação da passagem hidráulica e ao eventual desvio da linha de água.

Dado que a maioria das passagens hidráulicas existentes tem secção circular com estrutura de entrada em recipiente ou com muros de ala e estruturas de saída com muros de ala e tapete de enrocamento a jusante, entendeu-se de interesse dispor de elementos que permitissem estimar expeditamente o custo destes tipos de PHs. Assim, recorrendo ao programa HIDROPAS, foram estabelecidas relações entre o diâmetro do aqueduto e os custos das estruturas de entrada e de saída para as seguintes três situações:

- Estruturas de entrada e de saída com muros de ala

$$C = 555,32 D^{1,21} \quad (5)$$

- Estruturas de entrada em recipiente com profundidade inferior a 2,50 m

$$C = 644,46 D^{0,72} \quad (6)$$

- Estruturas de entrada em recipiente com profundidade compreendida entre 2,50 e 4,50 m

$$C = 958,06 D^{0,41} \quad (7)$$

com C expresso em euros e D em metros.

De referir que as expressões anteriores foram obtidas a partir dos custos de estruturas de entrada e de saída para diâmetros dos aquedutos de 0,60, 0,80, 1,00, 1,20 e 1,50 m. Os preços unitários utilizados baseiam-se em valores praticados em obras similares, actualizados para o ano de 2002.

Obtiveram-se também relações entre o diâmetro do aqueduto e os respectivos custos para assentamento em areia e em betão: expressões (8) a (10) e (11) a (13), respectivamente.

Optou-se por não considerar os aquedutos da Classe I, pelo facto de terem aplicação restrita a diâmetros iguais a 0,60 m ou menores.

- Custos de aquedutos de secção circular com assentamento em areia

$$C = 99,44 D^{1,69}, \text{ Classe II} \quad (8)$$

$$C = 108,85 D^{1,67}, \text{ Classe III} \quad (9)$$

$$C = 117,71 D^{1,71}, \text{ Classe IV} \quad (10)$$

- Custos de aquedutos de secção circular com assentamento em betão

$$C = 157,44 D^{1,74}, \text{ Classe II} \quad (11)$$

$$C = 166,79 D^{1,73}, \text{ Classe III} \quad (12)$$

$$C = 175,61 D^{1,75}, \text{ Classe IV} \quad (13)$$

em que C e D são expressos nas unidades anteriormente referidas (euros e metros, respectivamente).

O custo total de passagens hidráulicas foi estimado em função do comprimento e dos diâmetros dos aquedutos, para condições de assentamento em areia (tipo A) e em coxim de betão (tipo B). Tais custos foram obtidos através da composição dos custos das estruturas de entrada e de saída, do custo por metro linear da conduta e do custo do volume de enrocamento colocado a jusante da estrutura de saída (não se considerou o caso de PHs com bacia de dissipação de energia a jusante).

Nas Figura 9 e 10 apresentam-se, respectivamente, os custos de passagens hidráulicas com as condutas assentes em areia (tipo A) e estruturas de entrada e de saída com muros de ala ou estrutura de entrada em recipiente.

Tais figuras permitem constatar que os custos são semelhantes para estruturas de entrada, quer com muros de ala quer em recipiente, com profundidade máxima de 4,50 m.

Para os aquedutos com assentamento em coxim de betão, apresenta-se apenas a estimativa de custo para o caso em que as estruturas de entrada e de saída são executadas com muros de ala (Figura 11).

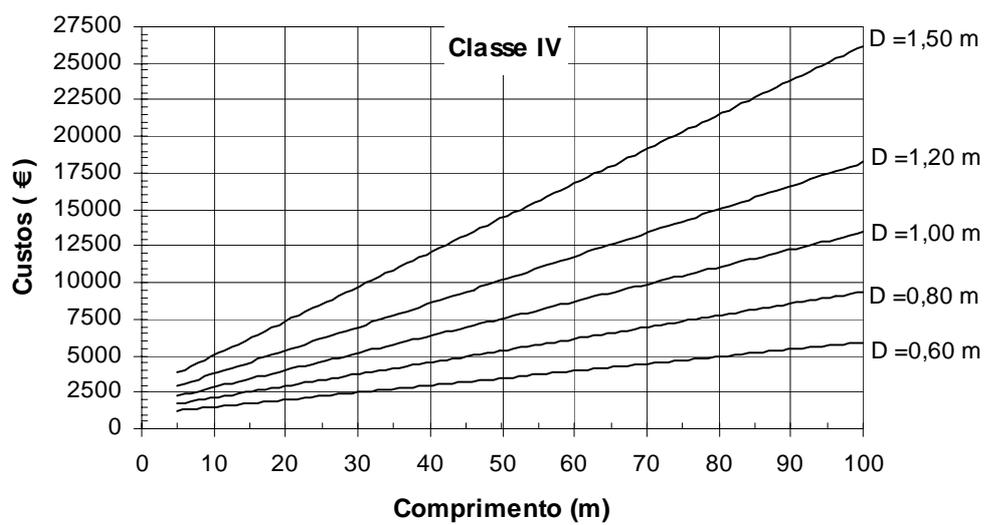
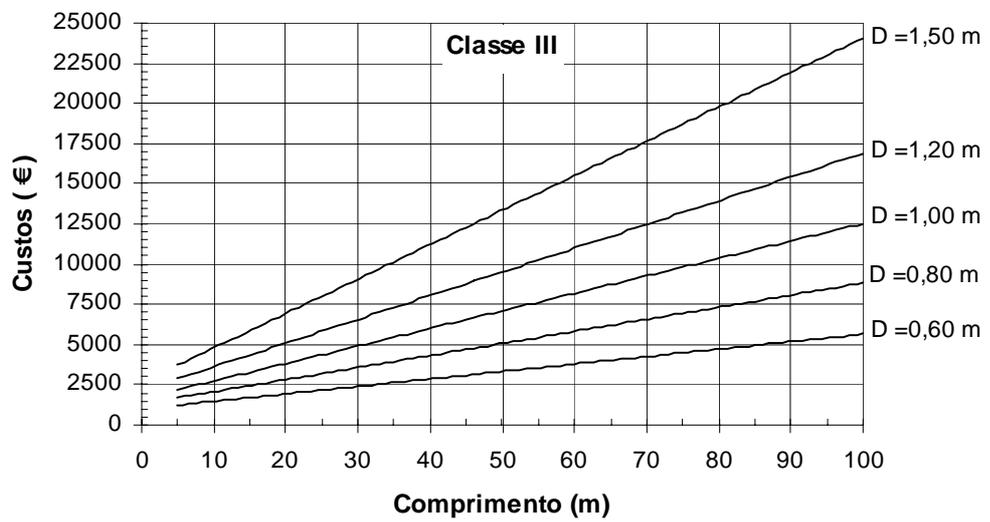
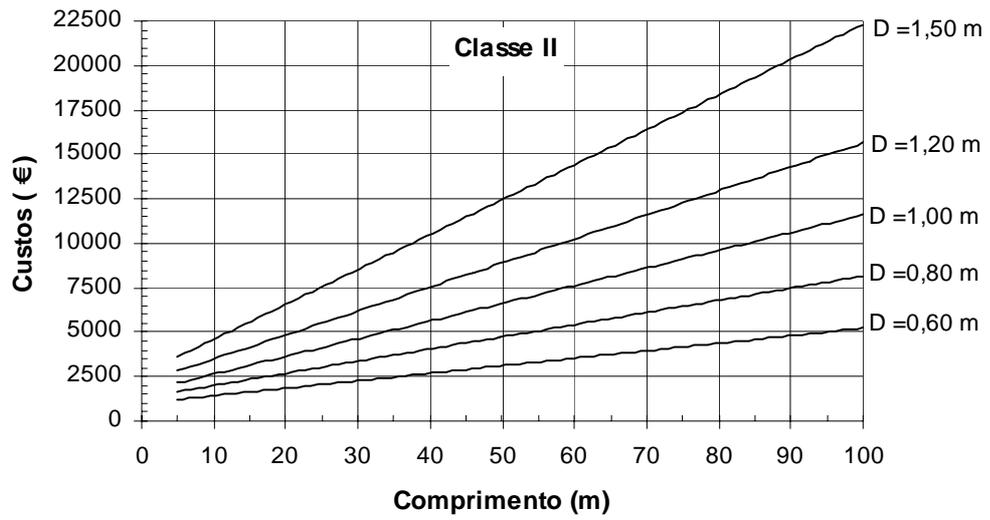


Figura 9 - Passagens hidráulicas com aquedutos do tipo A e estruturas de entrada e de saída com muros de ala. Estimativa de custo (preços de 2002).

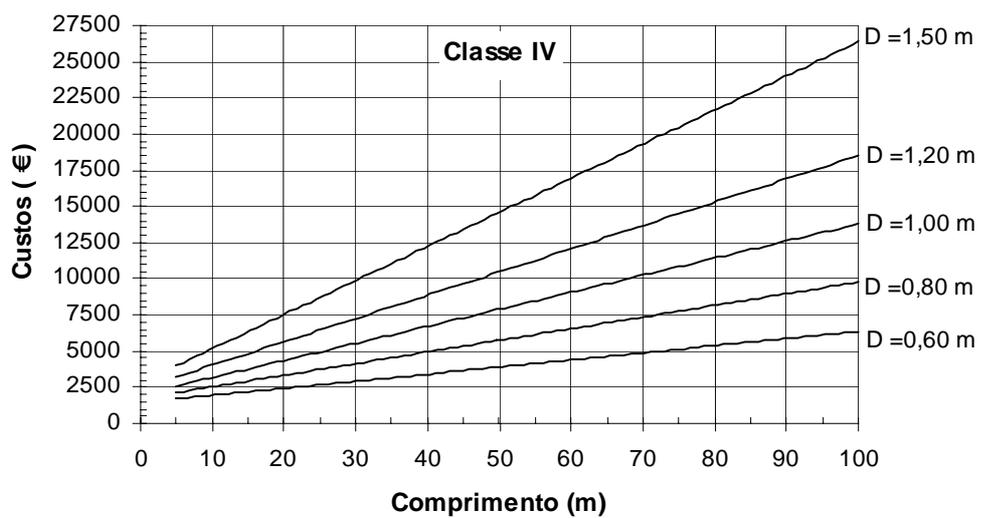
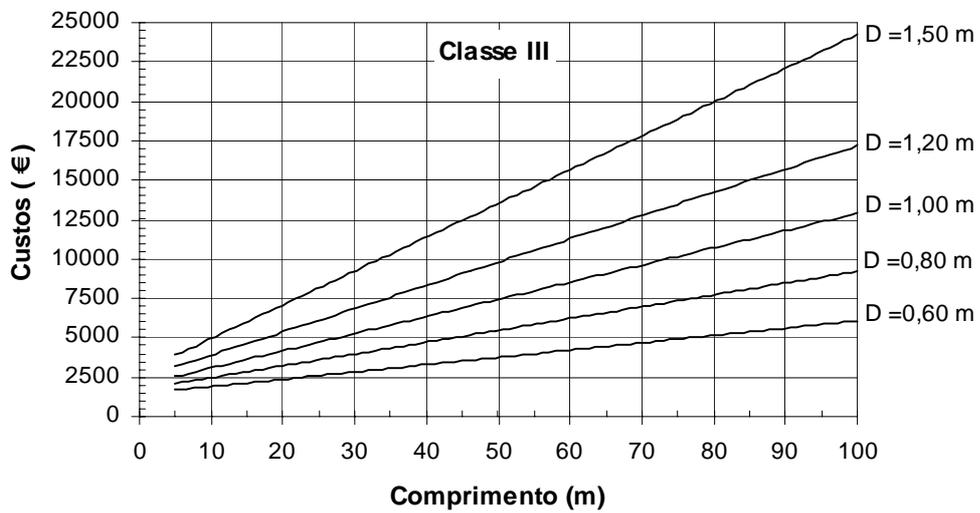
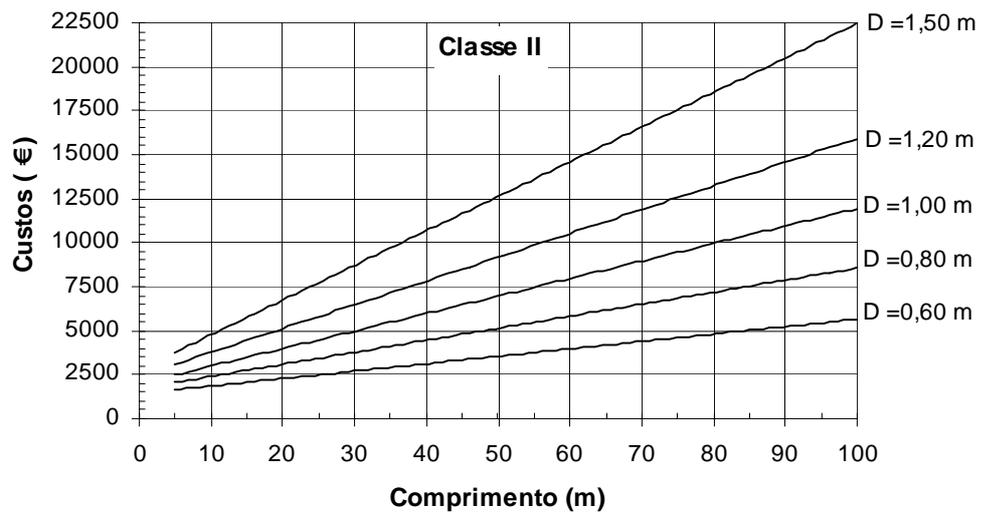


Figura 10 - Passagens hidráulicas com aquedutos do tipo A, estrutura de entrada em recipiente e estrutura de saída com muros de ala. Estimativa de custo (preços de 2002).

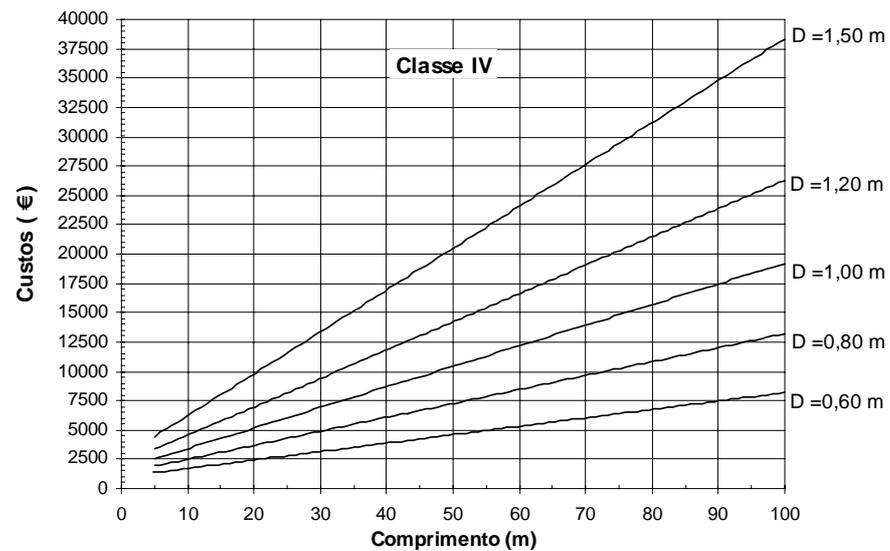
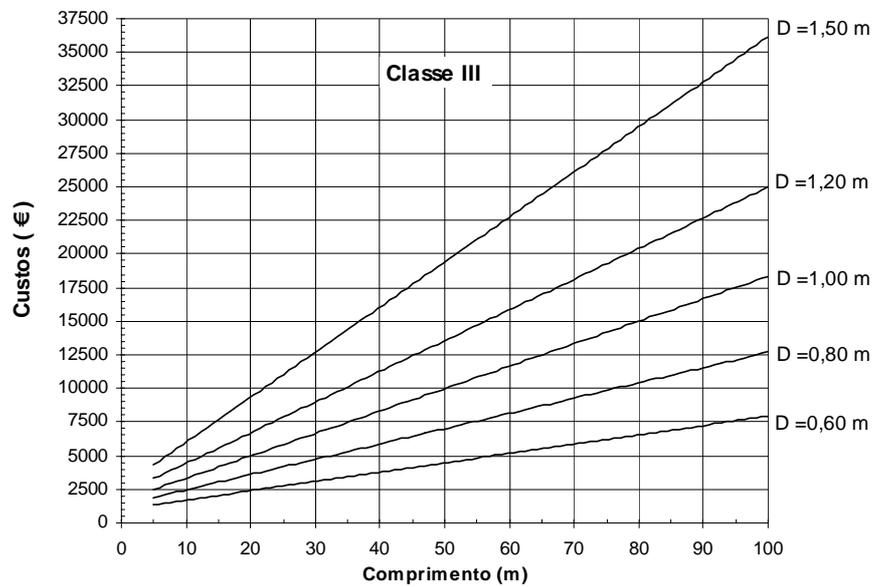
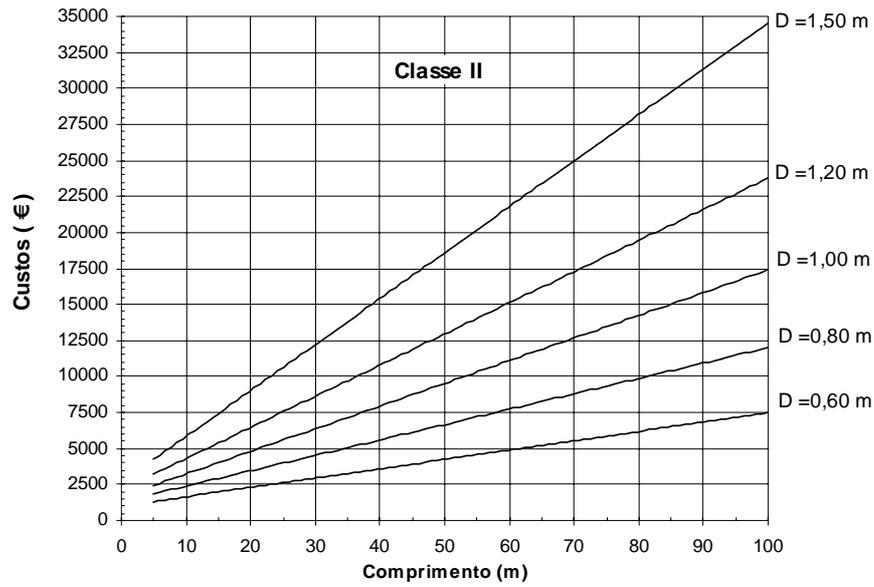


Figura 11 - Passagens hidráulicas com aquedutos do tipo B e estruturas de entrada e saída com muros de ala. Estimativa de custo (preços de 2002).

3. ANÁLISE DE CASOS DE ESTUDO

3.1. Fórmulas e modelos utilizados nos projectos

A análise dos casos de estudo identificados no item 1. INTRODUÇÃO compreendeu a identificação dos métodos e procedimentos utilizados para o cálculo do caudal de ponta de cheia e para o dimensionamento hidráulico. No que se refere ao cálculo daquele caudal, o Quadro 3 apresenta uma súmula da análise efectuada.

As bacias analisadas nos casos de estudo (Martins, 2000), para além de outras características bastante diferenciadas, apresentavam áreas desde 1 hectare a 1100 hectares.

Quadro 3 - Casos de estudo. Fórmulas e modelos utilizados no dimensionamento hidrológico.

Projecto	Período de retorno, T_r (anos)	Fórmulas e modelos de cálculo utilizados			
		Tempo de concentração	Intensidade de precipitação	Caudal de ponta de cheia	Coefficiente da fórmula racional, C
Auto-estrada do Norte (A1). Sublanço Pombal-Condeixa	10 e 20	Ventura $t_c = 240 \left(\frac{A_b L_b}{\Delta h} \right)^{\frac{1}{2}}$	Função do tipo $I_m = a/(b+c)$ $I_m(10) = 2840/(27+t_c)$ $I_m(10) = 3310/(28+t_c)$	Fórmula racional	0,5 a 0,6
Auto-estrada Marateca / Elvas (A6). Sublanço Montemor o Novo-Évora	50	Pickering	- Bacias de Montemor-o-Novo: função do tipo $I_m = a/(b+c)$ $I_m(50) = 4668/(20+t_c)$ - Bacias de Évora: Curvas IDF $I = a t_c^b$ $a = 349,54$; $b = -0,524$	Fórmula racional	0,60
Auto-estrada Marateca / Elvas (A6). Sublanço Estremoz-Borba	50	Pickering	Curvas IDF de Lisboa $I = a t_c^b$ $a = 349,54$; $b = -0,524$	Fórmula de Mockus	-
CREL Estádio Nacional/ Alverca. Sublanço Loures-Bucelas	10, 20, 50 e 100	Temez	Curvas IDF de Lisboa $I = a t_c^b$ $a = 290,7$; $b = -0,549$ ($T_r=10$) $a = 317,7$; $b = -0,538$ ($T_r=20$) $a = 349,54$; $b = -0,524$ ($T_r=50$) $a = 365,62$; $b = -0,508$ ($T_r=100$)	Fórmula racional	0,50 ($t_r=10$) 0,55 ($t_r=20$) 0,55 ($t_r=50$) 0,60 ($t_r=100$)
Auto-estrada Setúbal / Montijo (A12)	50	Pickering	Curvas IDF de Lisboa $I = a t_c^b$ $a = 349,54$; $b = -0,524$	Fórmula racional	0,35
Ligação IP3-IP5. Variante a Viseu	10, 25, 50 e 100	Ventura	Curvas intensidade/duração de precipitação para períodos de retorno considerados, obtidas a partir dos dados do INMG relativos à estação meteorológica de Viseu.	Fórmula racional	0,45

Notas:

I - intensidade de precipitação (mm/h)

I_m - intensidade média de precipitação (mm/h)

a, b - parâmetros das curvas IDF

T_r - período de retorno (anos)

Fórmula de Ventura:

t_c - tempo de concentração (min)

A_b - área da bacia hidrográfica (km²)

Δh - diferença de cotas entre as extremidades da linha de água (m)

L_b - comprimento do curso de água principal da bacia (km)

No que se respeita ao dimensionamento hidráulico, o método vulgarmente utilizado nos projectos analisados é o preconizado pelos Serviços Técnicos da BRISA e aconselhada pela AASHO e SETRA [ábacos publicados pelo *U. S. Bureau of Public Roads (USBPR)* (Herr e Bossey, 1965 e FHA, 1972)].

Na generalidade dos projectos analisados, a secção de controlo é a de montante. A velocidade considerada à saída é a de regime uniforme, tendo os diferentes projectistas recorrido à fórmula de Manning-Strickler, com $K = 75 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$. O diâmetro mínimo aplicado foi de 1,00 m, nos projectos da BRISA, e de 0,80 m no projecto da JAE. O diâmetro máximo admitido foi de 1,50 m. Quando se revelaram necessárias condutas de dimensão superior, utilizaram-se secções rectangulares ou condutas circulares colocadas em paralelo.

3.2. Resultados obtidos com o programa HIDROPAS

O dimensionamento hidrológico e hidráulico das PHs em apreço, pelo programa HIDROPAS, teve por base os seguintes pressupostos:

- uma vez que, na generalidade dos projectos, não existem dados relativos aos tipos de solos e sua utilização ou cobertura, considerou-se como número de escoamento o maior dos valores em zonas rurais ($CN = 91$);
- os caudais de ponta de cheia foram calculados para os períodos de retorno considerados pelos projectistas e para $T=100$ anos;
- no cálculo da intensidade média de precipitação recorreu-se às curvas IDF utilizadas pelos projectistas (propostas em Matos e Silva, 1986);
- considerou-se um valor mínimo de 5 minutos para o de tempo de concentração das bacias hidrográficas, conforme exposto anteriormente;
- o diâmetro mínimo adoptado foi de 1,00 m e o máximo de 1,50 m; quando foram exigidos diâmetros superiores a 1,50 m utilizaram-se aquedutos de secção rectangular;
- a altura máxima de água a montante foi fixada em $1,5D$;
- a velocidade máxima à saída dos aquedutos foi de 4,5 m/s;
- os restantes dados considerados coincidiram com os apresentados nos respectivos projectos (Martins, 2000).

Os resultados obtidos e a análise comparativa efectuada em Martins (2000) conduziram às seguintes conclusões:

- para bacias hidrográficas com área inferiores a 5 ha, os caudais de pontas de cheia são frequentemente sobreavaliados devido às elevadas intensidades médias de precipitação resultantes da consideração de tempos de concentração inferiores a 5 min;
- as fórmulas de Ventura e Temez sobreavaliam o tempo de concentração na generalidade das bacias hidrográficas, relativamente à fórmula de Kirpich (Pickering e David);
- na maioria dos projectos, é utilizada a fórmula racional para determinar o caudal de ponta de cheia;
- a escolha do coeficiente da fórmula racional não é efectuada de forma consistente entre os diversos projectos analisados;
- o dimensionamento hidráulico de aquedutos é, nos diferentes casos de estudo analisados, efectuado a partir dos ábacos do USBPR (Herr e Bossey, 1965 e FHA, 1972);
- utilizando o módulo HIDCALC no dimensionamento hidráulico de aquedutos, obtêm-se resultados próximos dos fornecidos pelos ábacos do USBPR;
- o controlo do escoamento na secção de montante é adoptado nos projectos analisados, sendo considerado, na maioria dos casos, o valor máximo de $H_m/D = 1,35$, tal como as normas de projecto da BRISA preconizam;
- em geral, procuram-se evitar velocidades à saída dos aquedutos superiores a 4,5 m/s, uma vez que implicariam a adopção de estruturas de dissipação de energia em betão, normalmente mais caras de que o enrocamento de protecção.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A utilização de métodos cinemáticos para a obtenção do caudal de ponta de cheia implica o cálculo do tempo de concentração da bacia e das correspondentes intensidades de precipitação para o período de retorno especificado. As intensidades de precipitação são, geralmente, obtidas mediante curvas IDF. Nos casos analisados, ainda foram utilizadas as propostas em Matos e Silva (1986), sendo aconselhável a utilização de curvas IDF mais recentes e obtidas com base em informação udográfica mais actualizada e extensa, como proposto em Brandão *et al.* 2001.

O cálculo do caudal de ponta de cheia deve ser efectuado mediante utilização de diferentes métodos e ponderação dos resultados obtidos, como forma de minorar a inevitável subjectividade na escolha dos coeficientes que traduzem as características dos solos e

respectiva ocupação agrícola, florestal e urbana. Se pertinente, deve ter-se em consideração a possível redução da capacidade de infiltração e de retenção superficial, ao longo da vida útil da obra, em resultado de fogos florestais, no caso de bacias rurais, e do aumento de zonas impermeáveis, no caso de bacias urbanas.

As passagens hidráulicas mais comuns apresentam secção circular, com estrutura de entrada em recipiente ou com muros de ala, estrutura de saída com muros de ala e enrocamento de protecção a jusante da estrutura de saída.

A opção por escoamentos com superfície livre e controlo na secção de montante encontra-se generalizada, o que se julga adequado.

Sempre que possível, por questões económicas, deve procurar-se que a velocidade a jusante da estrutura de saída seja inferior a cerca de 4,50 m/s, de modo a evitar o recurso a estruturas de dissipação de energia.

Os gráficos e expressões apresentadas para a determinação dos custos totais e dos custos parcelares de passagens hidráulicas poderão auxiliar no pré-dimensionamento de diferentes soluções alternativas e servir como instrumento de apoio a estimativas de custo a nível de estudo prévio.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à BRISA, Auto-Estradas de Portugal, S.A., pela autorização concedida para consultar elementos de projecto de passagens hidráulicas de diversos troços de auto-estrada, e à ex-Junta Autónoma das Estradas, por ter facultado a consulta de elementos relativos ao projecto das passagens hidráulicas da Ligação do IP5 ao IP3, no âmbito da dissertação de mestrado realizada pelo primeiro autor, sob a orientação dos segundo e terceiro autores.

BIBLIOGRAFIA

- BRISA, 1974. *Normas Gerais de Projecto para as Auto-Estradas Portuguesas*. Tomo V, Norma 7-Drenagem. BRISA, Auto-Estradas de Portugal.
- BRANDÃO, C., RODRIGUES, R. & COSTA, J.P., 2001. *Análise de fenómenos extremos. Precipitações intensas em Portugal Continental*. snirh.inag.pt/snirh/estudos_proj/main_nav_fr.html. INAG/DSRH.
- CORREIA, F. N., 1984. *Alguns procedimentos adoptados pelo Soil Conservation Service para o estudo do impacto da Urbanização nos Caudais de Cheia*. ITH6, LNEC, Lisboa, Portugal.
- CHOW, V. T., 1959. *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, Inc.
- CHOW, V. T., 1964. *Applied hydrology*, McGraw-Hill, Inc.
- DAVID, J. M. S., 1976. *Determinação de Caudais de Ponta de Cheia em Pequenas Bacias Hidrográficas. Drenagem de Estradas, Caminhos de Ferro e Aeródromos*. Estudos Hidrológicos, LNEC, Lisboa, Portugal.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHA), 1972. *Capacity Charts for the Hydraulic Design of Highway Culverts*. Hydraulic Engineering Circular Nº 10. U. S. Department of Transportation, Washington, D. C.
- FRENCH, R. H., 1986. *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, Inc.
- HERR, L. A. & BOSSEY, H. G., 1965. *Hydraulic Chart for the Selection of Highway Culverts*. Hydraulic Engineering Circular Nº 5. U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D. C.
- KIRPICH, Z. P., 1940. *Time of Concentration of small Agricultural Watersheds*. Civ. Eng., vol. 10, no. 6, p. 362.
- LENCASTRE, A & FRANCO, F. M., 1992. *Lições de Hidrologia*, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia.
- LOUREIRO, J.M., 1984. *Expressão para o cálculo de caudais máximos de cheia em cursos de água em Portugal*. Revista da Associação Portuguesa de Recursos Hídricos, vol. Nº5, nº 1.
- MARTINS, F. J. P., 1999. *Dimensionamento Hidrológico e Hidráulico de Passagens Hidráulicas Assistido por Computador*. Anais do IV Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Oficial Portuguesa (IV SILUSBA), Coimbra.
- MARTINS, F. P., 2000. *Dimensionamento Hidrológico e Hidráulico de Passagens Inferiores Rodoviárias para Águas Pluviais*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- MATOS, M. R. & SILVA, M. H., 1986. *Estudos de Precipitação com Aplicação no Projecto de Sistemas de Drenagem Pluvial*, Informação Técnica, LNEC.
- NORMAN, J. M., HOUGHTALEN, R. J. & JOHNSTON, W. J., 1985. *Hydraulic Design of Highway Culverts*. HDS n.º 5, Federal Highway Administration, McLean, Virginia.

- NP-879, 1971. *Tubos de Betão para Canalizações de betão – Ensaio de Compressão diametral. Estudada pelo Laboratório Nacional de engenharia Civil, Lisboa.*
- QUINTELA, A. C., 1981. *Hidráulica. Fundação Calouste Gulbenkian, 2ª ed, Lisboa.*
- RAMSBOTTOM, D. & RICKARD, C., 1997. *Culvert Design Manual. CIRIA, Report 168, London.*
- SAMORA, M. M., 1993. *Utilização de Enrocamentos como Protecção contra a Erosão de Canais. Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Hidráulica e Recursos Hídricos. IST, Lisboa.*
- SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS), 1973. *A Method for Estimating Volume and Rate of Runoff in Small Watersheds. U. S. Department of Agriculture, Washington.*
- TEMEZ, J. R., 1978. *Calculo Hidrometeorologico de Caudales Maximos en Pequeñas Cuencas Naturales. Ministerio de Obras Publicas y Urbanismo. Direccion General de Carreteras, Madrid.*
- U. S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (USDOT), 1997. *Hydraulics Manual. M23-03. Environmental and Engineering Service Centre, Hydraulics Branch. Federal Highway Administration, Washington D. C..*