

**PROGRAMA DE CÁLCULO AUTOMÁTICO**



#### **4.1 – CONSIDERAÇÕES GERAIS E OBJECTIVOS**

Com o objectivo de proceder ao dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens inferiores para águas pluviais e, simultaneamente, obter soluções economicamente vantajosas, desenvolveu-se um programa de cálculo automático, tendo por base os procedimentos de cálculo que, em função da análise bibliográfica efectuada, se julgam mais adequados a utilizar em projecto.

O dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens hidráulicas inclui numerosos processos iterativos, envolvendo cálculos morosos se não se recorrer ao cálculo automático. Deste modo, a simulação computacional constitui um procedimento aconselhável na análise do comportamento de passagens hidráulicas existentes e no dimensionamento de novas obras.

Neste capítulo, para além da descrição do programa de cálculo automático e das diversas rotinas que o compõem, descrevem-se também as formulações de base dos modelos hidrológico, hidráulico e técnico-económico, bem como os métodos de cálculo que não tenham sido desenvolvidos em capítulos anteriores.

Os critérios de dimensionamento hidrológico utilizados encontram-se descritos no Capítulo 2. No que diz respeito ao dimensionamento hidráulico, desenvolveu-se um modelo de cálculo baseado na integração da equação diferencial das curvas de regolfo.

O programa de cálculo automático permite também estimar o custo total de um atravessamento de uma linha de água, incluindo o aqueduto propriamente dito, os órgãos complementares e os trabalhos necessários à sua execução. O estudo técnico-económico que o programa efectua baseia-se em custos unitários de mão-de-obra, materiais e equipamento, tendo também em consideração os preços unitários em empreitadas de drenagem transversal executadas para a BRISA e para a JAE.

## 4.2 – DESCRIÇÃO SUMÁRIA DO PROGRAMA HIDROPAS

Ao programa de cálculo automático desenvolvido atribuiu-se a designação de HIDROPAS (Dimensionamento **HIDRO**lógico e Hidráulico de **PAS**sagens Hidráulicas). A linguagem de programação utilizada para desenvolvimento do programa foi o FORTRAN 77.

O programa HIDROPAS compreende três módulos ou sub-programas principais, correspondentes ao dimensionamento hidrológico, hidráulico e técnico-económico. Cada um dos módulos é constituído por vários sub-programas, a que mais à frente se fará referência.

Na Figura 4.1 apresenta-se o fluxograma sumário do programa HIDROPAS, incluindo os três módulos ou sub-programas que o constituem.

O programa HIDROPAS pode ser utilizado para estudos hidrológicos de pequenas e médias bacias hidrográficas, rurais ou urbanas, ou para o dimensionamento hidrológico e hidráulico de passagens hidráulicas.

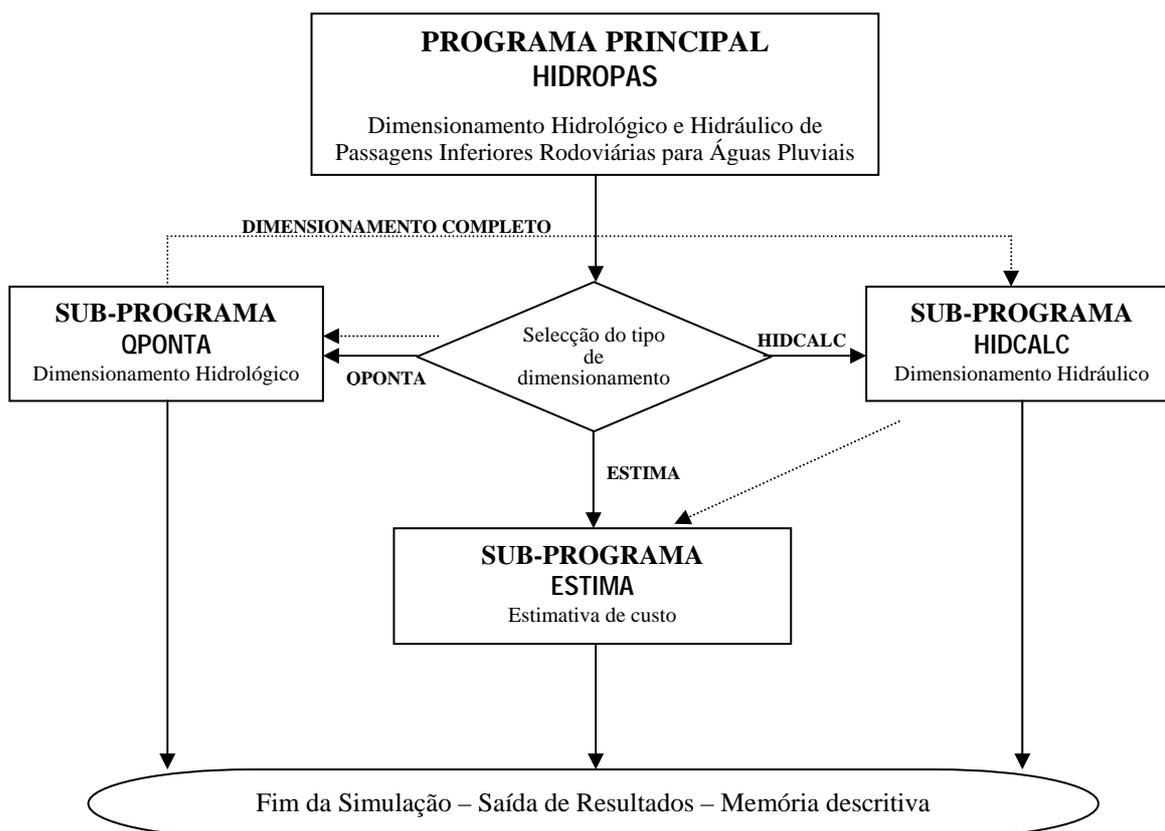


Figura 4.1 – Programa de cálculo automático *HIDROPAS*. Fluxograma sumário.

As saídas de resultados incluem um ficheiro com os principais resultados referentes ao dimensionamento hidrológico, hidráulico e técnico-económico, e um outro com uma memória descritiva pormenorizada do dimensionamento de cada passagem hidráulica, tendo em vista a sua inclusão na memória descritiva do projecto. No Anexo D apresenta-se como exemplo uma memória descritiva de uma passagem hidráulica de secção circular.

O programa requer os seguintes dados de entrada:

- dimensionamento hidrológico
  - área da bacia hidrográfica ( $A_b$ );
  - comprimento da linha de água principal ( $L_b$ );
  - diferença de cotas entre as extremidades da linha de água principal ( $\Delta h$ );
  - número de escoamento de acordo com as especificações do SCS ( $CN$ );
  - coeficiente de escoamento a utilizar na fórmula racional ( $C$ );
  - região pluviométrica onde se localiza a bacia hidrográfica ( região A,B ou C);
  - período de retorno, caso não se opte por um estudo comparativo ( $T$ );

- tempo de concentração da bacia, caso o utilizador opte por uma análise comparativa entre as diferentes metodologias para o calcular ( $t_c$ );
- dimensionamento hidráulico
  - altura máxima de água admissível a montante da passagem hidráulica ( $H_{w_{max}}$ );
  - coeficiente de perda de carga à entrada do aqueduto ( $k_e$ );
  - tipo de secção do aqueduto (circular ou rectangular);
  - caudal de dimensionamento, se diferente do caudal de ponta de cheia obtido no decurso do dimensionamento hidrológico efectuado ( $Q_d$ );
  - coeficiente de rugosidade da fórmula de Manning-Strickler ( $n$ );
  - comprimento do aqueduto ( $L$ );
  - cotas de soleira das secções de montante e de jusante do aqueduto ( $Z_1$  e  $Z_2$ ), ou declive do aqueduto ( $S_0$ );
  - diâmetro da secção transversal do aqueduto, tendo por base o pré-dimensionamento efectuado pelo programa ( $DIA$ );
  - largura da base do aqueduto, se este for de secção rectangular ( $b$ );
  - altura do aqueduto tendo em consideração o pré-dimensionamento efectuado pelo programa, se a secção for rectangular ( $D$ );
- dimensionamento técnico-económico
  - classe do aqueduto em função da carga de rotura por compressão diametral, de acordo com a NP 879 ( Classe I, II, III ou IV);
  - tipo de aqueduto em função das condições de assentamento (Tipo A ou B);
  - volume de escavação para desvio temporário da linha de água ( $V$ );

A saída de resultados do programa, quer no monitor, quer em ficheiro, inclui os resultados dos principais parâmetros relativos ao dimensionamento hidrológico e hidráulico. Entre os vários parâmetros apresentados destacam-se os seguintes:

- tempo de concentração da bacia considerando, um valor mínimo de 5 min;
- intensidade média de precipitação na bacia;
- caudal de ponta de cheia da bacia;
- tipo de escoamento ao longo do aqueduto;
- pré-dimensionamento da secção do aqueduto;
- alturas de água a montante e a jusante do aqueduto;

- cálculo da curva de regolfo ao longo do aqueduto;
- velocidade do escoamento à saída;
- características do tapete de enrocamento a colocar a jusante da estrutura de saída;
- características de uma eventual estrutura de dissipação de energia;
- quantidades dos trabalhos requeridos para a construção da passagem hidráulica;
- estimativa do custo total da passagem hidráulica.

Nas secções seguintes apresentam-se os módulos de determinação do caudal de ponta de cheia (QPONTA), de dimensionamento hidráulico (HIDCALC) e de estimativa de custos de passagens hidráulicas (ESTIMA). Para cada um destes, referem-se os critérios de dimensionamento utilizados.

## **4.3 – DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO**

### **4.3.1 – Considerações gerais**

O objectivo do módulo QPONTA é a determinação do caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas de pequena dimensão, como em geral acontece com as bacias das passagens hidráulicas. Este módulo, para além de permitir calcular o caudal de ponta de cheia pelo método que o utilizador julgar mais conveniente, permite também efectuar uma análise comparativa entre os valores obtidos com os diferentes métodos implementados no programa.

Os métodos de dimensionamento implementados são os que, de acordo com a análise bibliográfica efectuada, se revelaram mais frequentes em projectos de passagens hidráulicas rodoviárias, bem como outros que se considerou serem adequados para efeitos comparativos, quer na análise de projectos já efectuados, quer a nível de novos estudos a desenvolver.

Na Figura 4.2 apresenta-se um fluxograma sumário do módulo QPONTA. Como se pode verificar, o módulo QPONTA integra dois submódulos referentes à determinação do tempo de concentração e do caudal de ponta de cheia.

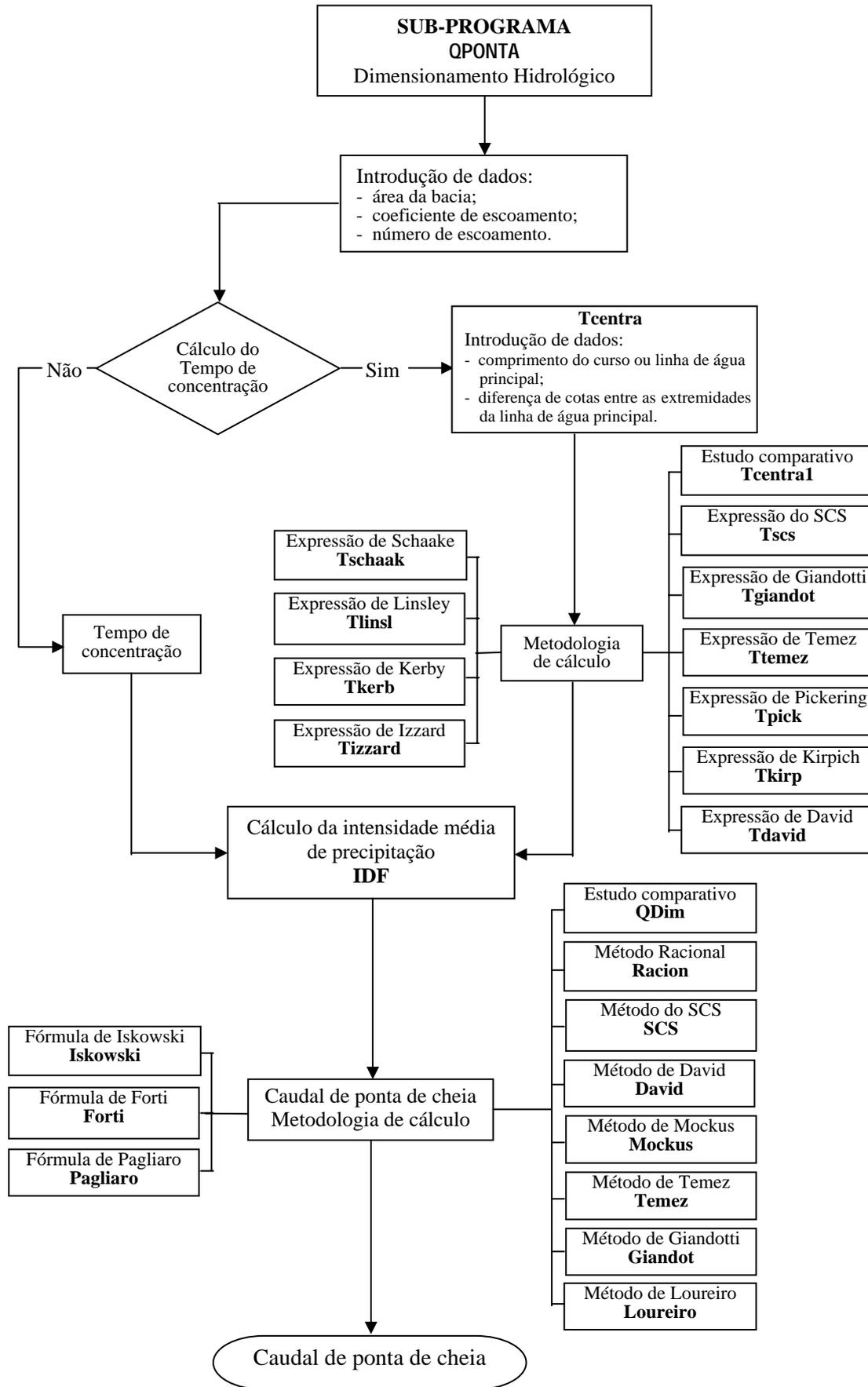


Figura 4.2 – Módulo QPONTA. Fluxograma.

O tempo de concentração da bacia pode ser calculado pela expressão considerada pelo utilizador como a mais adequada às características da bacia, entre as várias programadas, ou então, alternativamente, mediante um estudo comparativo através das expressões mais divulgadas. Neste caso, o valor final a considerar é definido pelo utilizador.

A intensidade média de precipitação é calculada tendo por base as curvas IDF definidas por **Matos e Silva (1986)**. O utilizador deve identificar a região pluviométrica em que a bacia se insere (Figura A2 - Anexo A) e estabelecer o período de retorno de acordo com as considerações da secção 2.5.

O caudal de ponta de cheia pode ser calculado pela metodologia que o utilizador julgue ser a mais adequada, ou, alternativamente, através de um estudo comparativo entre as diversas metodologias propostas para períodos de retorno de 2, 5, 10, 20, 50 e 100 anos.

#### **4.3.2 – Procedimentos utilizados no cálculo do caudal de ponta de cheia**

Nesta alínea pretende-se expor os procedimentos de cálculo a utilizar para quantificar o caudal de ponta de cheia, cujos critérios de dimensionamento já foram apresentados na alínea 2.6.

Como já se referiu, a utilização das fórmulas empíricas para calcular o caudal de ponta de cheia não é muito aconselhável, a não ser que tenham sido deduzidas para regiões equivalentes sob o ponto de vista climático, ou então quando não se dispuser de informações hidrométricas suficientes para utilizar outro método mais adequado. Como estas fórmulas são muito simples, não apresentaremos os respectivos procedimentos de cálculo, pois a sua computação é imediata.

O método estatístico apresentado para calcular o caudal de ponta de cheia é de fácil aplicação mas, no caso particular de passagens hidráulicas não tem grande aplicação pois destina-se a bacias com áreas superiores a 50 km<sup>2</sup>. A sua utilização em bacias mais pequenas traduz-se numa sobreavaliação do caudal de ponta de cheia. Este método encontra-se definido no sub-programa *Loureiro*.

Quanto aos métodos cinemáticos, os mais aconselhados para calcular o caudal de ponta de cheia em bacias de passagens hidráulicas, são mais completos e com maior dificuldade de aplicação, em particular alguns deles por incluírem processos iterativos, justificando o recurso ao cálculo automático.

Se existirem dados pluviométricos suficientes e as características das bacias assim o justificarem, apesar de não ser habitual nestes tipos de bacias, o projectista poderá recorrer às técnicas dos hidrogramas unitário e unitário sintético para calcular o caudal de ponta de cheia. Se o utilizador recorrer à referida metodologia poderá utilizar o sub-programa *Unitar*, baseado no método da convolução discreta, que procura traduzir os postulados da proporcionalidade e sobreposição pela seguinte expressão matemática

$$Q_t = \sum_{j=1}^t P u_j U_{t-j+1} \quad (4.1)$$

sendo:

- $Q_t$  - caudal correspondente ao escoamento superficial que ocorre durante o t-ésimo intervalo de tempo após o início da chuvada útil;
- $P u_j$  - precipitação útil que ocorre durante o j-ésimo intervalo;
- $U_{t-j+1}$  - ordenada do hidrograma unitário correspondente ao intervalo t-j+1.

Seguidamente, faz-se referência aos procedimentos de cálculo e respectivos fluxogramas para os métodos de Giandotti, Racional, David, SCS, Mockus e Temez.

#### a) Fórmula de Giandotti

A fórmula de Giandotti para calcular o caudal de ponta de cheia, definida no sub-programa *Giandotti*, é normalmente utilizada em bacias com áreas superiores a 300 km<sup>2</sup>. A sua consideração no sub-programa QPONTA julgou-se ser conveniente por ser uma fórmula muito conhecida e por outro lado para pequenas bacias sobreavaliar o caudal de ponta de cheia.

De referir que o tempo de concentração a utilizar deve ser calculado pela expressão de Giandotti, pois esta expressão sobreavalia o tempo de concentração e assim diminui a sobreavaliação do caudal de ponta de cheia em pequenas bacias.

Na figura 4.3a) apresenta-se o fluxograma correspondente ao método de Giandotti para calcular o caudal de ponta de cheia.

**b) Fórmula racional**

A fórmula racional é muito utilizada na quantificação do caudal de ponta de cheia de bacias hidrográficas com áreas inferiores a 25 km<sup>2</sup>, devido à sua fácil aplicação e atender ao mesmo tempo a todas as situações de ocupação do solo com bastante rigor, quando comparada e testada com alguns métodos mais recentes.

Como o coeficiente de escoamento é a variável menos precisa do método, e cuja escolha condicionará consideravelmente o valor do caudal de ponta de cheia, a sua quantificação deve ter em conta os efeitos integrados de factores como a intensidade de precipitação, o período de retorno, o declive da bacia, a tipologia de ocupação e a infiltração, entre outros.

O caudal de ponta de cheia pode ser calculado pela Eq. 2.29 de acordo com o procedimento exposto na Figura 4.4b) depois de calculada a intensidade média de precipitação através do sub-programa *IDF*.

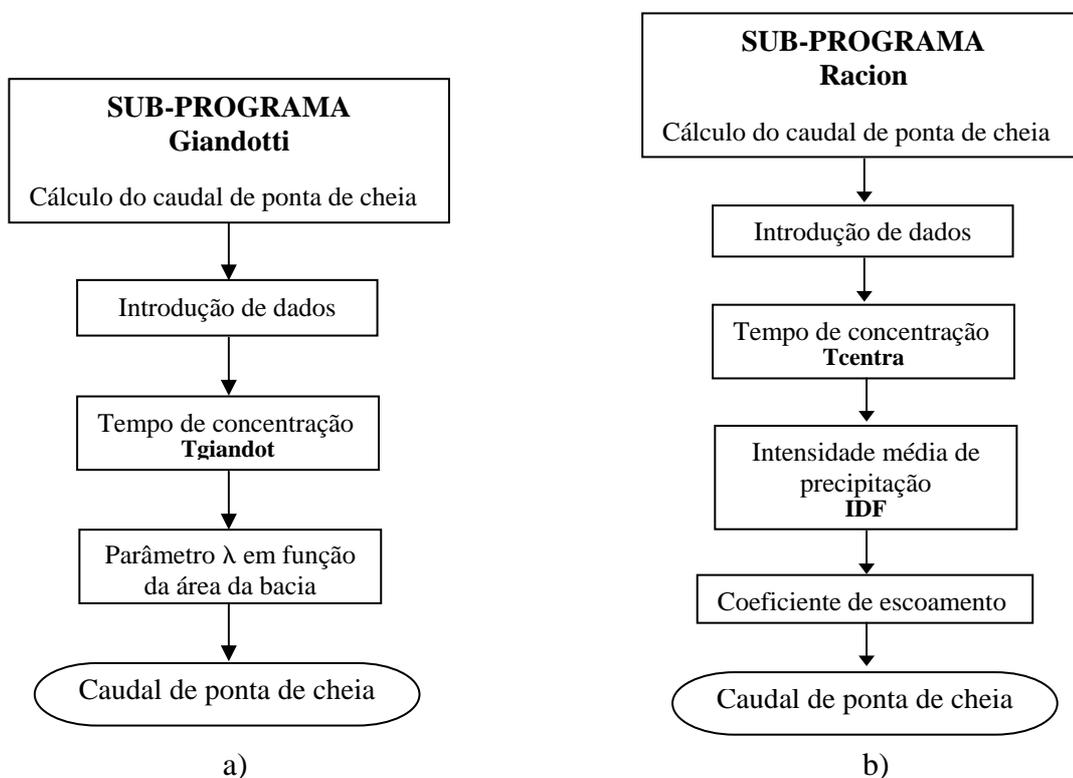


Figura 4.3 – Sub-programas para o cálculo de ponta de cheia utilizando a fórmula de Giandotti e a fórmula racional. Fluxogramas sumários.

c) Método de David

O método proposto por **David (1976)** é um método bastante fiável para calcular o caudal de ponta de cheia em bacias hidrográficas com áreas inferiores a 25 km<sup>2</sup>. Na Figura 4.4 apresenta-se o fluxograma referente ao procedimento de cálculo referido na secção 2.6.3.

A principal característica deste método é calcular o caudal de ponta de cheia a partir da precipitação útil considerando o tempo de precipitação igual ao tempo de concentração e, em seguida, para valores do tempo de precipitação inferiores, verificar se existem caudais de ponta de cheia superiores.

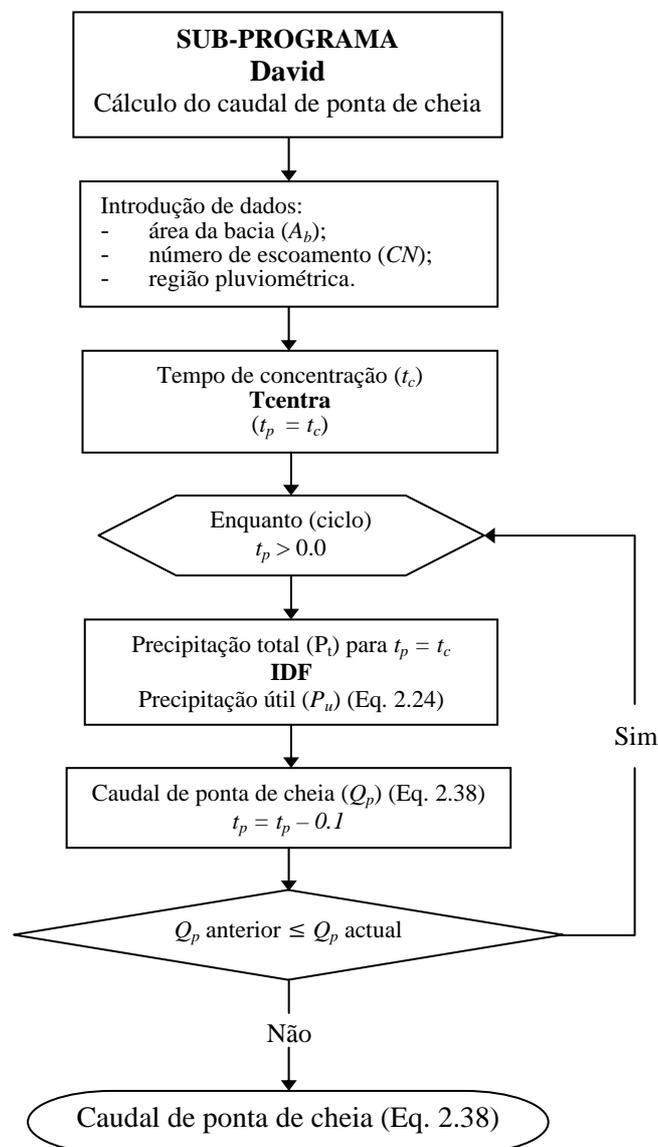


Figura 4.4 – Sub-programa do método de *David*. Fluxograma.

**d) Método do Soil Conservation Service**

Na Figura 4.5 apresenta-se um fluxograma relativo ao método do **SCS (1973)** desenvolvido para pequenas bacias naturais e urbanas com áreas inferiores a 2000 acres. Este método pode ser aplicado no dimensionamento hidrológico de passagens hidráulicas com grande segurança.

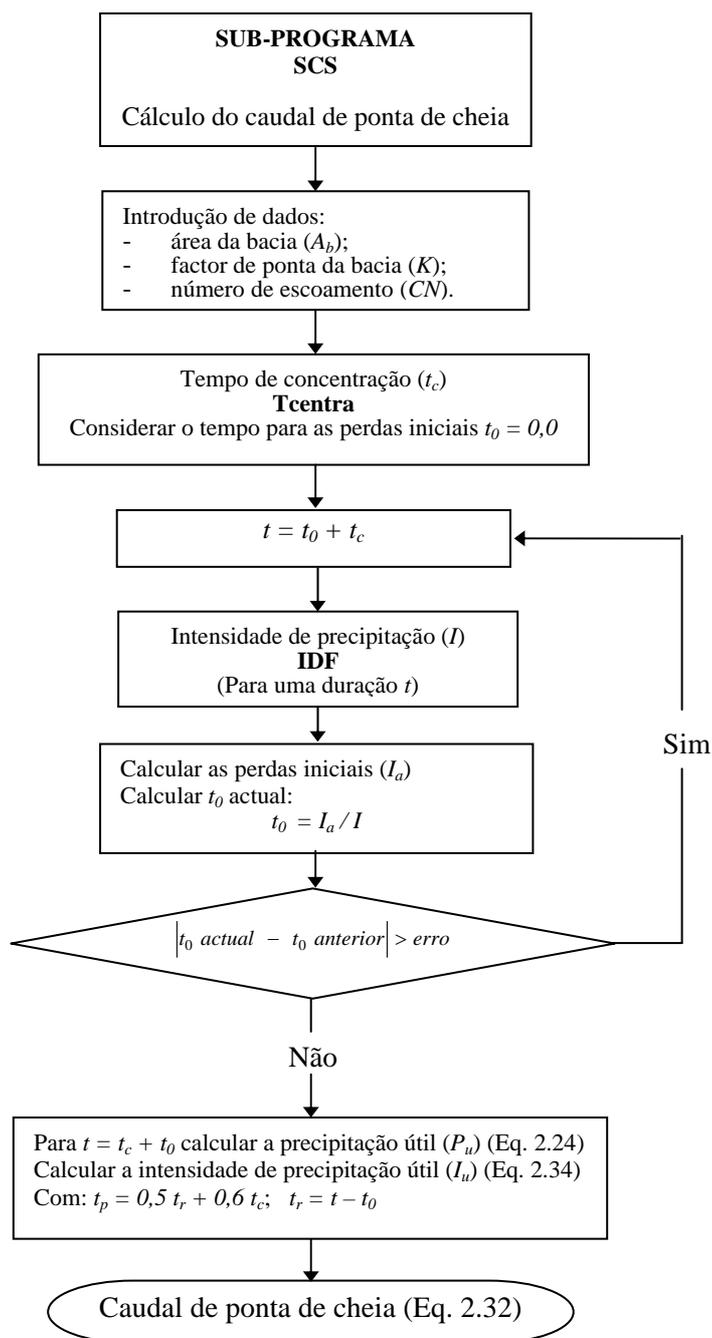


Figura 4.5 – Sub-programa do método do SCS. Fluxograma.

e) Método de Mockus

O procedimento adoptado no método de Mockus para calcular o caudal de ponta de cheia é semelhante ao apresentado para o método do SCS, pelo que o procedimento a adoptar se encontra descrito na Figura 4.5. No entanto, o tempo de precipitação a considerar é diferente do utilizado no método do SCS uma vez que, Mockus considera que o caudal de ponta de cheia máximo ocorre para uma chuvada útil com duração  $t_r = t_c^{1/2}$ .

f) Método de Temez

O método de Temez para calcular o caudal de ponta de cheia aplica-se a bacias naturais com áreas inferiores a  $75 \text{ km}^2$ . O cálculo do coeficiente de escoamento é a parte mais original deste método. Na Figura 4.6 apresenta-se o fluxograma sumário deste método.

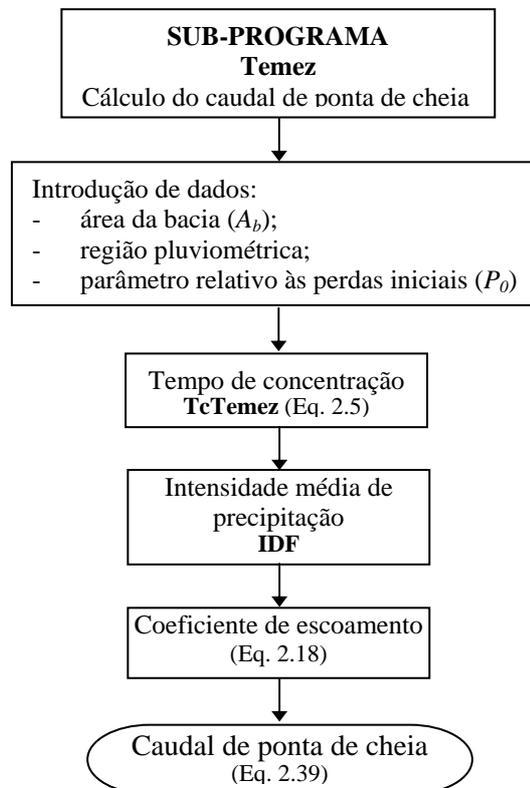


Figura 4.6 – Sub-programa do método de Temez. Fluxograma sumário.

## 4.4 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO

### 4.4.1 – Considerações gerais

O módulo HIDCALC tem como objectivo o dimensionamento hidráulico de aquedutos de secção circular ou rectangular, conhecido o caudal de dimensionamento. Este sub-programa inclui também o cálculo de estruturas de dissipação de energia a jusante ou enrocamentos de protecção.

Definido o caudal de dimensionamento, o programa efectua o pré-dimensionamento da secção transversal do aqueduto através da fórmula de Manning-Strickler, considerando que o caudal máximo através de uma secção circular ocorre para um valor de 94% do diâmetro da secção (**Quintela, 1981**).

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,  $H_w$ , e a jusante,  $T_w$ , com base no teorema de Bernoulli. Quando a relação  $H_w/D$  é superior a 1,5 e o controlo do escoamento é a jusante, o programa considera o escoamento em pressão e calcula a perda de carga contínua recorrendo à fórmula de Colebrook-White. Se as alturas de água a jusante ou a montante são superiores às admissíveis, a secção do aqueduto deverá ser aumentada.

Para evitar erosões a jusante, a geometria e inclinação do aqueduto devem, sempre que possível, ser tais que a velocidade à saída do aqueduto seja inferior a 4,5 m/s, pois nestas condições o programa dimensiona um tapete de enrocamento, normalmente mais económico que as estruturas de dissipação de energia. Para valores da velocidade superiores a 4,5 m/s deverá considerar-se uma estrutura de dissipação de energia, a dimensionar de acordo com os procedimentos do subcapítulo 3.8. Actualmente, o programa efectua o pré-dimensionamento de estruturas de dissipação de energia do tipo PWD e WES. Na Figura 4.7 apresenta-se o fluxograma do sub-programa HIDCALC.

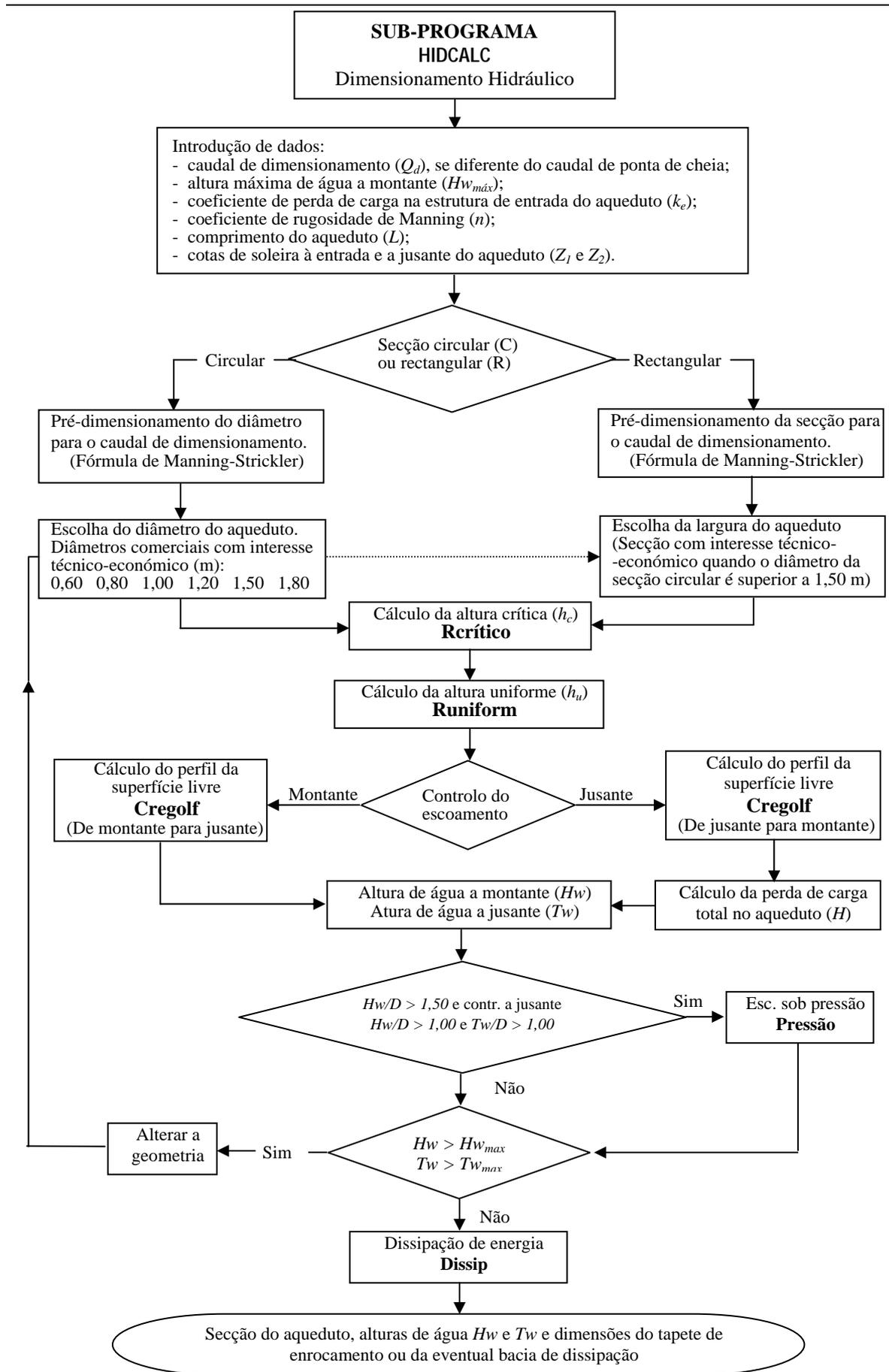


Figura 4.7 – Sub-programa HIDCALC. Fluxograma.

#### 4.4.2 – Procedimentos utilizados na definição da secção de controlo

O sub-programa *Rcritico* calcula a altura crítica de um escoamento a partir do ponto mínimo da curva representada na Figura 4.8

$$\frac{dE_0}{dh} = 1 - \frac{Q_d^2}{g A^3} \frac{dA}{dh} = 0 \quad (4.2)$$

considerando,  $b_c$ , a largura superficial correspondente à altura crítica, obtém-se a seguinte expressão

$$\frac{Q_d}{\sqrt{g}} = A_c \times \sqrt{\frac{A_c}{b_c}} \quad (4.3)$$

sendo:

- $Q_d$  - caudal de dimensionamento ( $m^3/s$ );
- $A_c$  - área crítica correspondente à altura crítica ( $m^2$ );
- $b_c$  - largura correspondente à altura crítica (m).

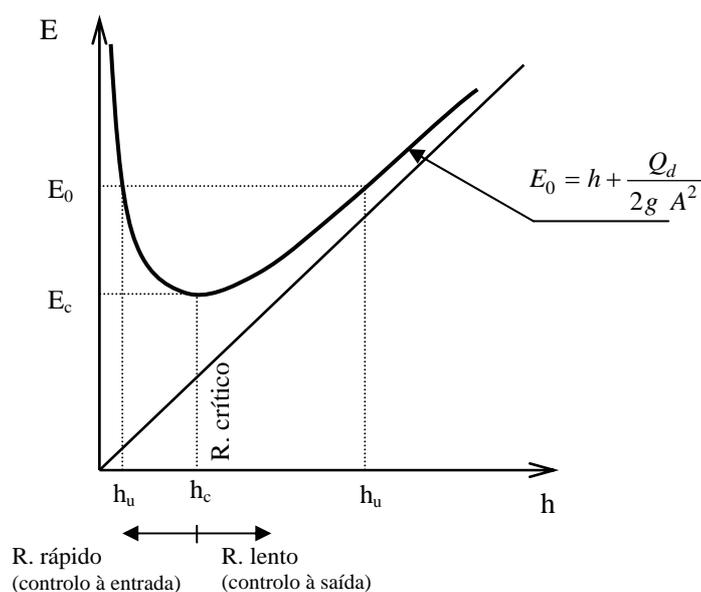


Figura 4.8 – Energia específica em relação ao fundo do aqueduto. Controlo do escoamento.

Em secções rectangulares (trapezoidais ou triangulares), a altura crítica é calculada iterativamente pela seguinte expressão

$$h_c = \left( \frac{Q_d^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}} \times \frac{(b + 2 \times m \times h_c)^{\frac{1}{3}}}{b + m \times h_c} \quad (3.10)$$

No caso de secções circulares, tem-se

$$\theta = \sin\theta + 8 \times \left(\frac{Q_d^2}{g}\right)^{\frac{1}{3}} \times \left(\sin\frac{\theta}{2}\right)^{\frac{1}{3}} \times D^{\frac{5}{3}} \quad (3.11)$$

$$h_c = \frac{D}{2} \times \left(1 - \cos\frac{\theta}{2}\right) \quad (3.11a)$$

O sub-programa *Rcritico* permite também o cálculo do caudal crítico, conhecida a altura crítica (Eq. 4.3).

Através do sub-programa *Runiform* o módulo HIDCALC calcula iterativamente a altura do escoamento em regime uniforme, admitindo um erro máximo de 0,1 %. Para secções rectangulares (trapezoidais ou triangulares) a altura do escoamento é calculada por

$$h_u = \left(\frac{Q_d}{K \sqrt{S_0}}\right)^{0,6} \frac{\left(b + 2h_u \sqrt{m^2 + 1,0}\right)^{0,4}}{(b + m h_u)} \quad (4.4)$$

No caso de secções circulares, utiliza as seguintes expressões

$$\theta = \sin\theta + 6,063 \times \left(\frac{Q_d}{K \sqrt{S_0}}\right)^{0,6} \times D^{-1,6} \times \theta^{0,4} \quad (4.5)$$

$$h_u = \frac{D}{2} \times \left(1 - \cos\frac{\theta}{2}\right) \quad (4.5a)$$

sendo:

- K - coeficiente da fórmula de Manning-Strickler;
- S<sub>0</sub> - declive da soleira do aqueduto;
- D - diâmetro do aqueduto.

#### 4.4.3 – Cálculo da curva de regolfo no aqueduto

Se o escoamento através de um aqueduto se processar com superfície livre, o módulo HIDCALC, através do subprograma *Cregolf* (Figura 4.9), calcula a curva de regolfo ao longo do aqueduto.

Aplicando o princípio de conservação da energia a um escoamento gradualmente variado

de um líquido real e incompressível, considerando o escoamento como unidireccional e rectilíneo, podemos obter a seguinte equação do movimento

$$\frac{1}{g} \frac{\partial U}{\partial t} + \frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - S_0 = - J \quad (4.6)$$

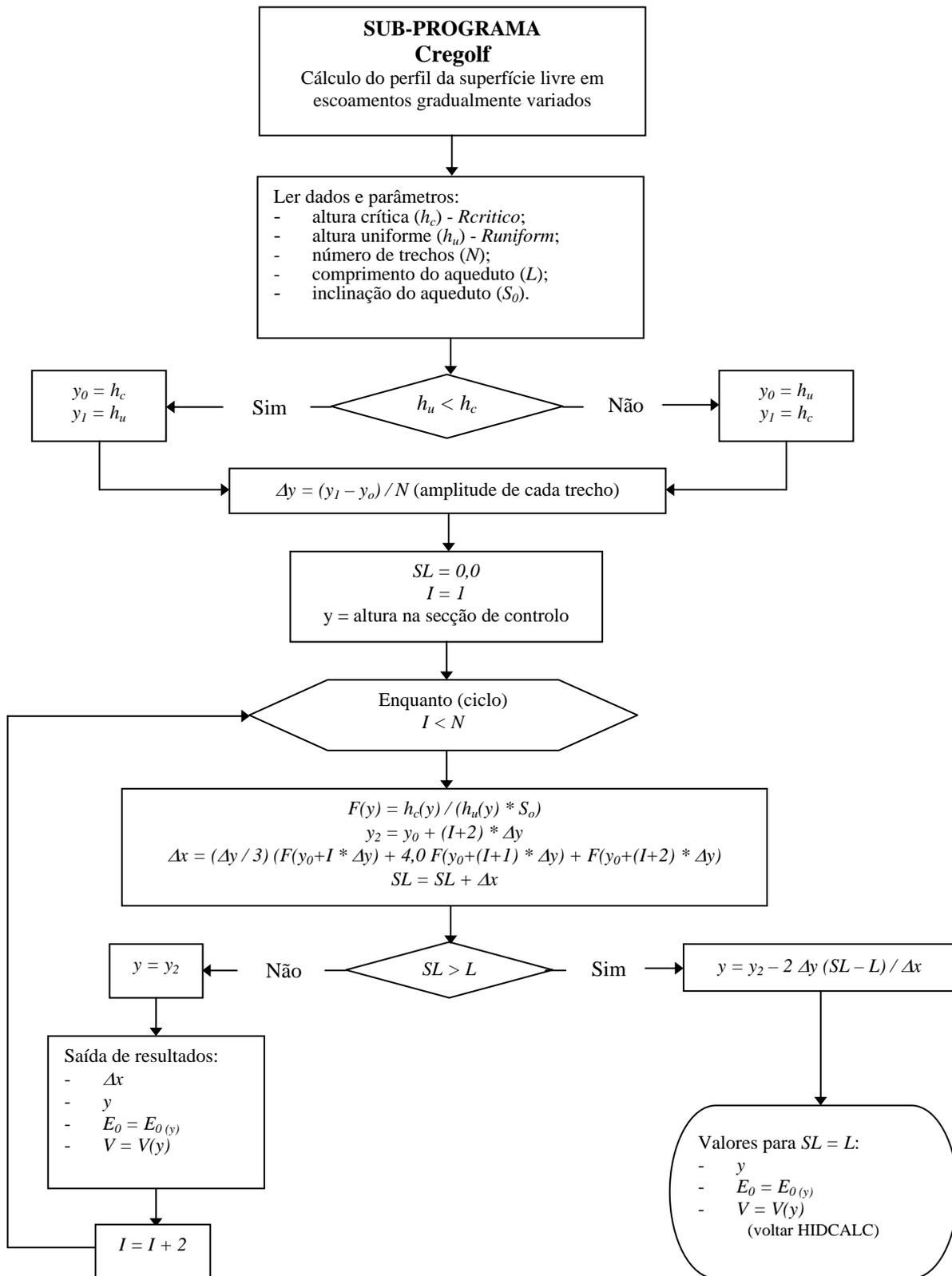


Figura 4.9 – Sub-programa *Cregolf*. Fluxograma.

Tendo em conta que temos um escoamento permanente e que  $S_0 = -(\partial z / \partial x)$ , a expressão anterior pode ser escrita da seguinte forma

$$\frac{U}{g} \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} = -J \quad (4.7)$$

ou ainda

$$\frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A} \right) + A \frac{\partial h}{\partial x} + A \frac{\partial z}{\partial x} = -A \times J \quad (4.8)$$

Sendo o canal prismático a área é função apenas da profundidade,  $h$ , pelo que a equação da curva de regolfo, considerando o coeficiente de Coriolis igual à unidade, é traduzida por

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{S_0 - J}{1 - \frac{b Q_d^2}{g A^3}} = \frac{S_0 - J}{1 - F_r^2} \quad (4.9)$$

Na integração numérica da expressão (4.9), para se conhecer o perfil da superfície, utilizou-se a regra de Simpson. O intervalo de integração, dividido em 30 passos de cálculo, corresponde à diferença entre o valor da altura crítica e a altura uniforme ou vice-versa, consoante o regime do escoamento seja rápido ou lento ao longo do aqueduto.

#### 4.4.4 – Escoamento sob pressão. Procedimento de cálculo

Os escoamentos tipos IV e VI, definidos na secção 3.3, são escoamentos sob pressão e ocorrem quando  $Hw/D > 1,5$  e o controlo é a jusante ou quando a entrada e a saída do aqueduto estiverem submersas ( $Hw/D > 1,0$  e  $Tw/D > 1,0$ ).

Para calcular a perda de carga contínua no escoamento em pressão considera-se a fórmula geral das perdas de carga (Eq. 3.2). Para escoamentos em regime turbulento o factor de resistência,  $f$ , pode ser calculado pela expressão de Colebrook-White (Eq. 3.3). No caso de escoamentos em regime laminar,  $f$ , é calculado por

$$f = \frac{64}{Re} \quad (4.10)$$

O escoamento correspondente à transição entre os regimes laminar e turbulento, ( $2000 < Re < 4000$ ) assume características muito particulares, cujo estudo de pormenor transcende o âmbito deste texto. Nesta situação, o sub-programa *Pressão* emite uma mensagem advertindo que a fiabilidade do resultado decorrente da presente metodologia poderá não ser satisfatória, optando-se deste modo pela paragem do cálculo.

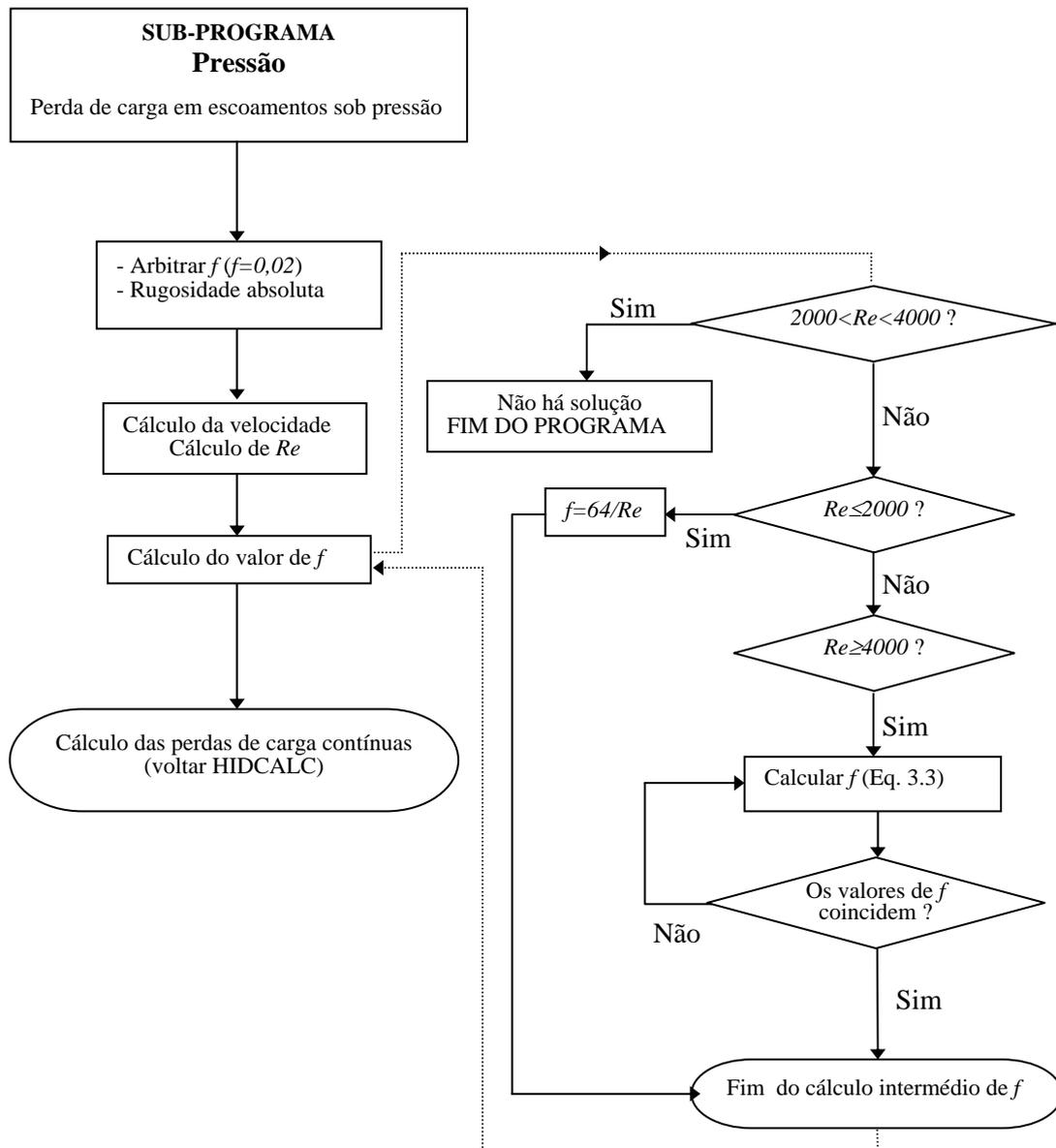


Figura 4.10 – Sub-programa *Pressão*. Fluxograma.

A perda de carga total,  $\Delta H$ , é obtida pelo somatório das perdas de carga contínuas,  $\Delta H_c$ , e perdas de carga localizadas, sendo calculada através da seguinte expressão

$$\Delta H = \Delta H_c + (1 + k_e) \frac{U^2}{2g} \quad (4.11)$$

que considera a perda de carga à entrada, caracterizada pelo coeficiente  $k_e$ , e uma perda de carga à saída igual à altura cinética do escoamento.

Quando a secção transversal do aqueduto não é circular, esta metodologia pode ser utilizada substituindo  $D$ , na fórmula geral das perdas de carga, pelo diâmetro equivalente,

$D_{eq}$

$$D_{eq} = 4 R \tag{4.12}$$

em que  $R$  é o raio hidráulico.

#### 4.4.5 – Dissipação de energia. Procedimentos de cálculo

Quando a velocidade à saída do aqueduto é inferior a 4,5 m/s, o sub-programa *Dissip* dimensiona um tapete de enrocamento de forma a evitar erosões a jusante. Este sub-programa especifica o comprimento, a espessura e o diâmetro médio do enrocamento,  $D_{50}$ . Na Figura 4.11 apresenta-se um fluxograma resumo do sub-programa *Dissip*.

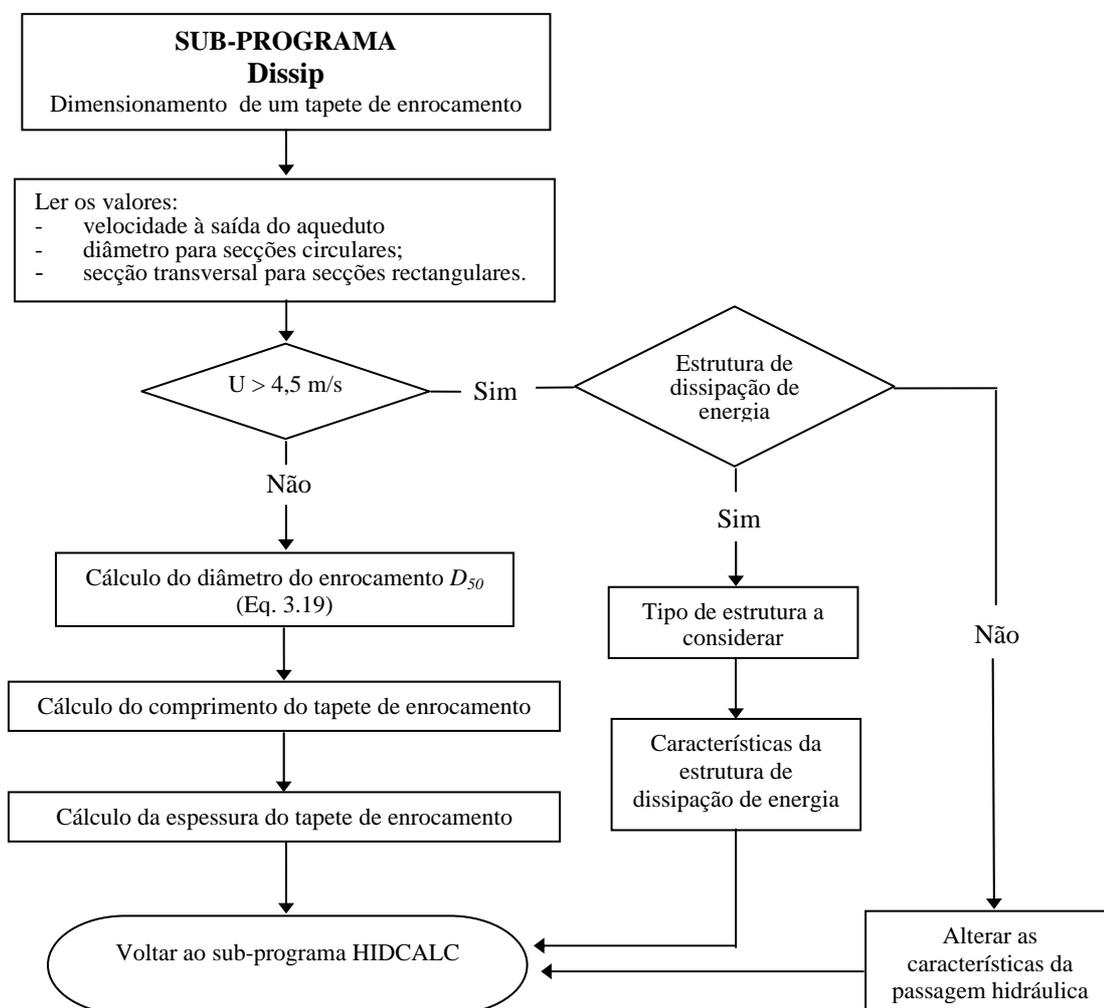


Figura 4.11 – Sub-programa *Dissip*. Fluxograma.

Para velocidades superiores a 4,5 m/s, o tapete de enrocamento deverá ser substituído por uma estrutura de dissipação de energia, a dimensionar de acordo com as indicações da

secção 3.8. Por razões económicas, o utilizador deverá, sempre que possível, recorrer ao tapete de enrocamento. Para reduzir a velocidade à saída, o utilizador poderá reduzir o declive até ao valor mínimo admissível e aumentar a secção do aqueduto até valores aceitáveis do ponto de vista técnico-económico.

As estruturas de dissipação de energia consideradas pelo sub-programa *Dissip* são as bacias tipo PWD desenvolvidas na Austrália pelo Public Works Department e as bacias tipo WES desenvolvidas pelo Corps of Engineers Waterways Experiment Station, devido à simplicidade de construção e por serem das mais utilizadas em passagens hidráulicas.

## **4.5 – DIMENSIONAMENTO TÉCNICO-ECONÓMICO**

### **4.5.1 – Considerações gerais**

Com o objectivo de obter estimativas de custo das passagens hidráulicas dimensionadas desenvolveu-se o módulo ESTIMA.

O custo total de uma passagem hidráulica inclui os custos das estruturas de entrada e de saída, do aqueduto, do tapete de enrocamento ou de uma estrutura de dissipação de energia, da movimentação de terras para implantação das obras e da eventual necessidade de desvio temporário da linha de água. Os custos unitários que se apresentam nas alíneas subsequentes, para as diferentes quantidades de trabalho, têm em consideração as disposições construtivas inerentes à construção de passagens hidráulicas.

Por razões técnico-económicas, devem utilizar-se secções circulares até um diâmetro máximo de 1,50 m (Figuras C1, C7 e C8 do Anexo C). Os diâmetros a adoptar devem incluir-se no conjunto dos diâmetros comerciais disponíveis. Quando sejam necessários diâmetros superiores a 1,50 m para a secção transversal de aquedutos, deve recorrer-se a secções rectangulares em betão armado com larguras entre 1,50 m e 4,00 m, ou recorrer a aquedutos circulares em paralelo (Figuras C2 e C3), se o estudo técnico-económico o aconselhar. Quando se optar por uma secção rectangular (Figuras C4 e C5), para se

quantificar o volume de betão armado, o programa efectua o pré-dimensionamento da espessura das paredes.

Na Figura 4.12 apresenta-se o fluxograma correspondente à estimativa de custos de passagens hidráulicas.

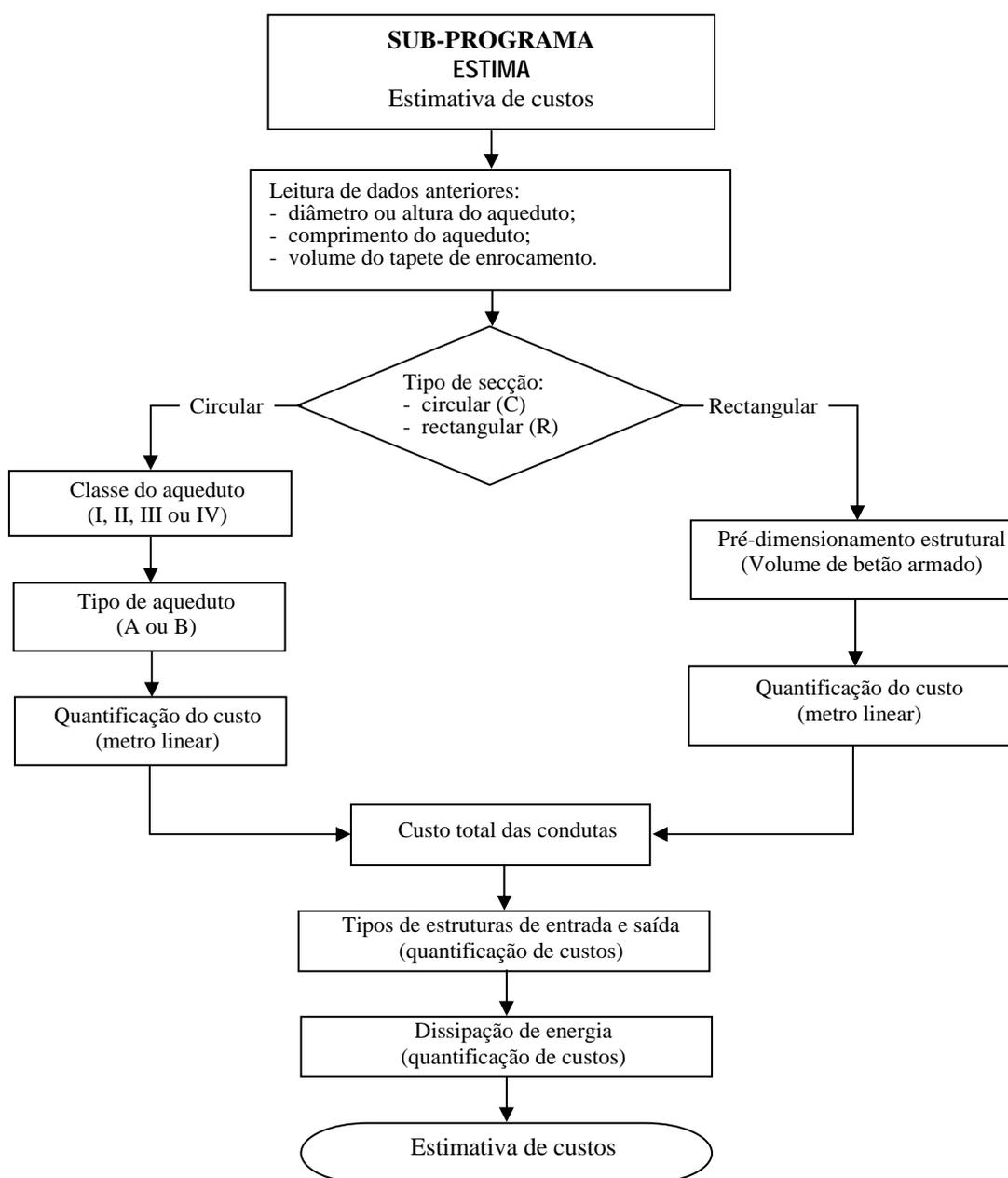


Figura 4.12 –. Sub-programa *ESTIMA*. Fluxograma sumário.

Para além da escolha do tipo de secção da conduta, deverá ser definido pelo utilizador o tipo de aqueduto em função das condições de assentamento e, para secções circulares, a sua classe em função das cargas de rotura por compressão diametral.

As estruturas de entrada e de saída foram divididas em estruturas com muros de ala ou de cabeceira e em estruturas de entrada em recipiente. Para quantificação dos custos, é habitual dividirem-se as estruturas de entrada em recipiente consoante a sua profundidade seja inferior ou superior a 2,5 m.

Os custos unitários utilizados no módulo ESTIMA foram definidos tendo por base uma composição de custos, obtida a partir de custos unitários de mão-de-obra, materiais e equipamento, tendo em consideração os custos de diferentes empreitadas de drenagem transversal executadas para a BRISA e para a JAE.

#### **4.5.2 – Classificação dos aquedutos. Classe e tipo**

A BRISA e a JAE (JAE, 1985) adoptam as especificações da NP 879 e classificam os aquedutos em quatro classes em função das cargas de rotura por compressão diametral. Para além da classificação em classes, os aquedutos são classificados em função das condições de assentamento.

De acordo com a Norma Portuguesa NP 879, as forças de rotura por compressão em aquedutos de secção circular não devem ser inferiores aos valores indicados no Quadro 4.1, em função do diâmetro e da cada classe. Os aquedutos de secção rectangular, a executar *in situ*, devem ser dimensionados de acordo com as acções a que estiverem sujeitos.

De referir que a BRISA não utiliza aquedutos correspondentes à classe I, sendo estes apenas utilizados pela JAE em estradas secundárias.

Quadro 4.1 – Cargas de rotura por compressão diametral (adaptado de JAE, 1985).

Diâmetro (mm)	CLASSES			
	CLASSE I (KN/m)	CLASSE II (KN/m)	CLASSE III (KN/m)	CLASSE IV (KN/m)
	Simplex	Armados (A)	Armados reforçados (AR)	Armados reforçados especiais (ARR)
300	32,4	-	-	-
400	40,2	-	-	-
500	53,0	-	-	-
600	58,7	-	-	-
800	-	56,9	76,5	114,7
1000	-	71,6	96,1	143,1
1200	-	86,3	114,7	172,5
1500	-	107,8	143,1	215,7
2000	-	143,2	191,2	287,4
2500	-	179,5	239,3	359,0

No que diz respeito ao tipo de assentamento, os aquedutos são classificados em:

- *tipo A*, em que as tubagens são assentes sobre um leito de areia, de modo a garantir um adequado confinamento, evitando o contacto com elementos rígidos da fundação e, conseqüentemente, a possível rotura ou danificação dos tubos por concentração de tensões na área de contacto;
- *tipo B* (Figura C9 do Anexo C), em que as tubagens são assentes sobre um coxim de betão, por forma a aumentar a capacidade de carga dos tubos e/ou solucionar problemas resultantes de condições de fundação deficiente. Utilizam-se sob aterros altos ou muito baixos, onde as cargas transmitidas, respectivamente, pelos aterros ou pelo tráfego são muito elevadas, e/ou ainda, em situações onde as condições de fundação são más.

#### 4.5.3 – Dimensionamento estrutural de aquedutos rectangulares

O estudo de estabilidade e os cálculos de betão armado de aquedutos de secção rectangular ou quadrada devem ser efectuados de acordo com as disposições do Regulamento de Segurança e Acções para Edifícios e Pontes (RSA) e do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP).

A determinação dos esforços actuantes nas diversas secções deverá ser feita para a combinação de acções mais desfavoráveis, sendo habitualmente considerados os seguintes dados de projecto:

- peso volúmico do solo ( $20 \text{ kN/m}^3$ );
- coeficiente de impulso do solo (0,30 a 0,50);
- peso volúmico do betão armado ( $25 \text{ kN/m}^3$ );
- acção decorrente do veículo da classe I do RSA (cap. IX do RSA).

Para o cálculo das secções de betão armado é habitual considerar-se a utilização de betão C20/25 ou C25/30 e aço A400 NR, sendo o seu dimensionamento feito por cálculo à rotura tal como definido no REBAP.

No presente trabalho não se aborda o dimensionamento estrutural dos aquedutos pelo que, para quantificação dos custos, se considera que as paredes dos aquedutos de secção rectangular executados em obra têm espessura constante de 0,20 m.

#### **4.5.4 – Disposições construtivas na execução dos trabalhos**

Para definição dos custos unitários em passagens hidráulicas e, por outro lado, para que os trabalhos sejam executados de acordo com as regras da boa técnica, julga-se importante a apresentação das principais disposições construtivas. As disposições construtivas na execução dos trabalhos, que seguidamente se apresentam, têm por base as especificações da **JAÉ (1997)** e as considerações de diversos projectos executados para a BRISA e para JAÉ (*e.g.* casos de estudo do Capítulo V).

##### **a) Abertura e enchimento de valas**

As valas deverão ser executadas com largura que permita um espaço livre mínimo, de cada lado do tubo, de 0,30 m para tubos com diâmetro menor do que 1,00 m, e de 0,70 m para tubos com diâmetro maior que 1,00 m (**JAÉ, 1997**).

Se se verificar que o terreno do fundo da vala não tem deformabilidade compatível com o assentamento dos tubos, a vala terá de ser aprofundada até se encontrar terreno com melhores características, preenchendo-se este aprofundamento com brita de diâmetro nominal de 50 mm, bem compactada. Em caso de necessidade de aprofundamentos superiores a 0,50 m os tubos deverão ser assentes sobre soleira de betão.

A profundidade das valas deve ser tal que o recobrimento total dos tubos seja, pelo menos, igual a vez e meia o seu diâmetro, não podendo em caso algum as camadas do pavimento assentar directamente sobre eles. Quando se torne impraticável o recobrimento preconizado deverá proceder-se ao envolvimento do aqueduto com betão pobre à taxa de 150 kg/m<sup>3</sup>.

Os materiais a utilizar no enchimento das valas devem ser saibros de boa qualidade ou os produtos da própria escavação quando isentos de matéria orgânica e argilas e não contendo pedras com diâmetro nominal superior a 0,10 m na camada em contacto com os tubos. O enchimento será executado por camadas de 0,15 m a 0,20 m, bem compactadas uniformemente de ambos os lados do tubo. No Anexo H apresentam-se pormenores relativos às condições de instalação de tubagens de secção circular em betão.

#### **b) Assentamento e recobrimento dos tubos**

As tubagens colocadas sobre terreno natural e recobertas por aterro deverão ser instaladas de tal modo que a relação da distância do topo da conduta ao terreno natural pela largura exterior dos tubos não seja superior a 0,70. Lateralmente, e pelo menos até 30% da altura dos tubos, o aterro deverá ser compactado por camadas de espessura não superior a 0,15 m.

No caso particular de fundação em rocha, esta deverá ser escavada e regularizada com solos seleccionados de modo a obter-se um leito com espessura de, pelo menos, 0,04 m por cada metro de altura do aterro suprajacente e com um mínimo de 20 cm, sobre a qual se procederá ao assentamento dos tubos.

No caso de o coxim ser de betão, deve utilizar-se o betão C16/20 e a construção deverá ser monolítica sem quaisquer juntas. As dimensões da fundação em betão serão as indicadas no projecto não podendo, no entanto, a sua espessura ser inferior a 1/4 do diâmetro interno

do tubo e devendo acompanhar a curvatura deste em, pelo menos, o correspondente a 1/4 do diâmetro externo.

Os tubos devem ser assentes segundo linhas rectas, a partir de jusante, entre caixas de visita ou, entre a entrada ou saída de aquedutos com as cotas e inclinações previstas no projecto.

Os tubos de betão serão justapostos nos topos, sendo estes ligados com argamassa de cimento ao traço 1:4 em volume. As extremidades dos tubos devem ser perfeitamente limpas e molhadas antes de se fazer a junta com argamassa colocada a toda a volta do espigão do tubo. O interior da junta deve ser limpo e afagado e o cordão exterior da argamassa deve ser protegido até ficar curado.

Quando as tubagens são colocadas em vala, o envolvimento da conduta pelo material granular deverá ser completo e preencherá a vala até, pelo menos, 0,30 m acima do topo da conduta.

A altura mínima de aterro a executar sobre tubos metálicos (incluindo pavimento) é:

$$H_{min} = \frac{D}{10} + 0,5 \text{ (m)} \quad (4.13)$$

### c) Contraflecha

Em terrenos de fundação, susceptíveis de sofrerem assentamentos sob o peso do aterro, deve ser conferido ao fio do aqueduto uma contraflecha suficiente para evitar que este fique côncavo. O valor da contraflecha deve ser determinado tendo em conta a inclinação do aqueduto, a altura do aterro, as características e a espessura da camada de solos compressíveis. Em nenhum caso será de admitir que a contraflecha, por excessiva, não seja totalmente eliminada, terminado o assentamento dos solos de fundação.

### d) Estruturas de entrada e de saída

Os aquedutos de secção circular e rectangulares previstos são dotados de estruturas de entrada e de saída em betão C20/25. Os muros de ala e de cabeceira das estruturas de

entrada e de saída devem ser ligeiramente armados com uma malha de A400 NR, como se indica no Anexo H.

#### e) **Implantação**

As passagens hidráulicas devem, de uma forma geral, ser inseridas nas respectivas linhas de água, procurando-se desta forma a drenagem natural. No entanto, por razões de ordem técnica, nomeadamente para pequenos caudais e grandes inclinações, o posicionamento dos aquedutos pode sofrer alguma variação.

A reduzida altura dos aterros e a necessidade de garantir os valores mínimos de declive do escoamento e de altura de recobrimento, podem implicar o enterramento dos aquedutos nos locais de intersecção com o eixo da via.

As cotas de soleira devem ser respeitadas, evitando-se rebaixamentos que poderão provocar assoreamentos ou a consequente diminuição da secção de vazão, principalmente nos casos onde as linhas de água apresentem regime torrencial.

O perfil longitudinal do aqueduto depende, por um lado, da inclinação longitudinal da linha de água e, por outro, dos eventuais constrangimentos impostos pelo perfil transversal da estrada. Entre as situações que podem ocorrer destacam-se (**JAE, 1998**):

- a) o perfil longitudinal do aqueduto deve ser idêntico ao da linha de água, quando a sua inclinação variar entre 0,5 e 6% e não existirem constrangimentos;
- b) a inclinação longitudinal do leito da linha de água é superior a 6% - nestes casos apontam-se três soluções para o perfil longitudinal do aqueduto
  - adoptar estruturas de dissipação de energia (*e.g.* bacias de dissipação por ressalto hidráulico) mantendo a inclinação da linha de água;
  - adoptar uma inclinação inferior à da linha de água através da implantação e desenvolvimento da obra em aterro, ou através da inserção da estrutura de entrada a cota inferior à do terreno natural (estrutura de entrada em recipiente);
  - introduzir caixas de queda ao longo do desenvolvimento do aqueduto;

- c) a inclinação do leito do curso de água é muito baixa (inferior a 0,5%) – nestes casos a implantação do perfil do aqueduto deve ser efectuada beneficiando do máximo declive que permite a execução do aprofundamento do leito;
- d) o estabelecimento do perfil longitudinal da via exige um rebaixamento da obra de travessia – nestes casos colocam-se como hipóteses possíveis, entre outras:
  - a adopção de secções de menor altura (rectangular, arco abatido, etc);
  - a adopção de condutas em paralelo;
  - o aprofundamento do terreno natural a jusante;
  - a adopção, em caso extremo, de aquedutos em sifão invertido.

#### **4.5.5 – Estimativa de custos**

Para elaborar a estimativa de custo de uma passagem hidráulica, são avaliadas as quantidades de trabalhos mais significativas e, posteriormente, multiplicadas pelos preços unitários considerados.

As quantidades de trabalho são avaliadas com base nas características das estruturas de entrada e de saída, geometria da secção transversal, comprimento, condições de implantação e características da obra de dissipação de energia a jusante do aqueduto.

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) a utilizar na execução de aquedutos de secção rectangular;
- volume de betão armado (C20/25, A400 NR) a utilizar na execução em estruturas de entrada e de saída e em estruturas 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;
- movimento de terras inerente à implantação da passagem hidráulica e eventual desvio da linha de água.

Como parâmetros complementares para avaliar as quantidades de trabalho mais significativas, consideraram-se as disposições construtivas referidas na secção anterior e as indicações dos desenhos tipo que se apresentam no Anexo H.

Para obter a estimativa de custos, são utilizados os seguintes preços unitários estabelecidos com base em valores praticados recentemente em obras similares:

- escavação em terreno natural, incluindo todas as operações necessárias à implantação da passagem hidráulica (considerando no máximo 30% de rocha) .....	1 800\$00/m <sup>3</sup>
- betão armado C20/25 e A400NR na execução de aquedutos de secção rectangular, incluindo cofragens e todos os trabalhos necessários .....	75 000\$00/m <sup>3</sup>
- betão armado C20/25 e A400NR na execução de estruturas de entrada e de saída.....	85 000\$00/m <sup>3</sup>
- betão C16/20 no assentamento de aquedutos do tipo B, incluindo cofragens .....	20 000\$00/m <sup>3</sup>
- tapete de enrocamento colocado a jusante da estrutura de saída	10 000\$00/m <sup>3</sup>
- argamassa ao traço 1:4 para aplicação nas juntas .....	10 000\$00/m <sup>3</sup>
- mão-de-obra de pedreiro .....	1 400\$00/hora
- mão-de-obra de servente .....	1 000\$00/hora
- condutas de betão, não incluindo assentamento .....	Quadro 4.2
- condutas de betão, incluindo assentamento .....	Quadro 4.4

O custo médio de um aqueduto de secção circular depende do diâmetro, do material, da carga de rotura por compressão diametral e do volume e natureza dos movimentos de terra necessários à sua implantação no local previsto. No caso de aquedutos de secção rectangular, geralmente em betão armado, o custo médio depende das características geométricas, da altura de aterro e do volume e natureza dos movimentos de terra necessários.

Quadro 4.2 – Conduitas de betão. Custos médios do metro linear não incluindo assentamento (Dezembro, 1999).

Diâmetros, <i>D</i> (mm)	Classe I	Classe II (A)	Classe III (AR)	Classe IV (ARR)
<b>300</b>	1 400\$00	-	-	-
<b>400</b>	1 950\$00	-	-	-
<b>500</b>	2 600\$00	-	-	-
<b>600</b>	3 400\$00	-	-	-
<b>800</b>	-	8 000\$00	8 800\$00	9 300\$00
<b>1000</b>	-	11 200\$00	13 900\$00	16 300\$00
<b>1200</b>	-	14 700\$00	17 450\$00	21 200\$00
<b>1500</b>	-	28 800\$00	31 000\$00	33 400\$00

Para se obterem os custos totais do metro linear de aquedutos de secção circular, procedeu-se a uma composição de custos, traduzida no Quadro 4.3, com base na experiência do autor. De referir que os custos unitários considerados já incluem as percentagens referentes os custos indirectos e lucro.

Quadro 4.3 – Aquedutos de secção circular das classes I e II. Composição de custos.

<i>D</i> (mm)	Conduta (Esc/ml)	Pedreiro (hora/ml)	Servente (hora/ml)	Escavação, outros trab. (Esc/ml)	Argamassa em juntas (m <sup>3</sup> /ml)	Custo total (Tipo A) (Esc/ml)	C16/20 em coxim (m <sup>3</sup> /ml)	Custo total (Tipo B) (Esc/ml)
<b>300</b>	1 400	0,50	0,50	1 260	0,03	<b>2 760</b>	0,071	<b>4 180</b>
<b>400</b>	1 950	0,60	0,60	1 350	0,04	<b>5 140</b>	0,113	<b>7 400</b>
<b>500</b>	2 600	0,75	0,75	1 530	0,06	<b>6 530</b>	0,164	<b>9 810</b>
<b>600</b>	3 400	0,90	0,90	1 800	0,08	<b>8 160</b>	0,224	<b>12 640</b>
<b>800</b>	8 000	1,00	1,00	2 160	0,10	<b>13 960</b>	0,371	<b>21 380</b>
<b>1000</b>	11 200	1,25	1,25	2 700	0,12	<b>18 100</b>	0,555	<b>29 200</b>
<b>1200</b>	14 700	1,40	1,40	4 500	0,15	<b>24 200</b>	0,775	<b>39 700</b>
<b>1500</b>	28 800	1,75	1,75	5 400	0,20	<b>40 400</b>	1,173	<b>63 860</b>

No Quadro 4.4 apresentam-se os custos unitários de todas as classes e tipos de aquedutos de secção circular, obtidos a partir dos valores do quadro anterior.

Quadro 4.4 – Aquedutos de secção circular. Custos totais médios por metro linear.

<i>D</i> (mm)	Classe I		Classe II (A)		Classe III (AR)		Classe IV (ARR)	
	Tipo A	Tipo B	Tipo A	Tipo B	Tipo A	Tipo B	Tipo A	Tipo B
<b>300</b>	2 760\$00	4 180\$00	-	-	-	-	-	-
<b>400</b>	5 140\$00	7 400\$00	-	-	-	-	-	-
<b>500</b>	6 530\$00	9 810\$00	-	-	-	-	-	-
<b>600</b>	8 160\$00	12 640\$00	-	-	-	-	-	-
<b>800</b>	-	-	13 960\$00	21 380\$00	14 760\$00	22 180\$00	15 260\$00	22 680\$00
<b>1000</b>	-	-	18 100\$00	29 200\$00	20 800\$00	31 900\$00	23 200\$00	34 300\$00
<b>1200</b>	-	-	24 200\$00	39 700\$00	26 950\$00	42 450\$00	30 700\$00	46 200\$00
<b>1500</b>	-	-	40 400\$00	63 860\$00	42 600\$00	66 060\$00	45 000\$00	68 460\$00

Nas Figuras 4.13 e 4.14 representam-se, respectivamente, os custos totais por metro linear de aquedutos de secção circular dos tipos A e B para as classes I, II, III e IV. Com base nos diferentes custos para cada classe, estabeleceu-se uma função de aproximação a utilizar no módulo ESTIMA para calcular os custos em função do diâmetro do aqueduto.

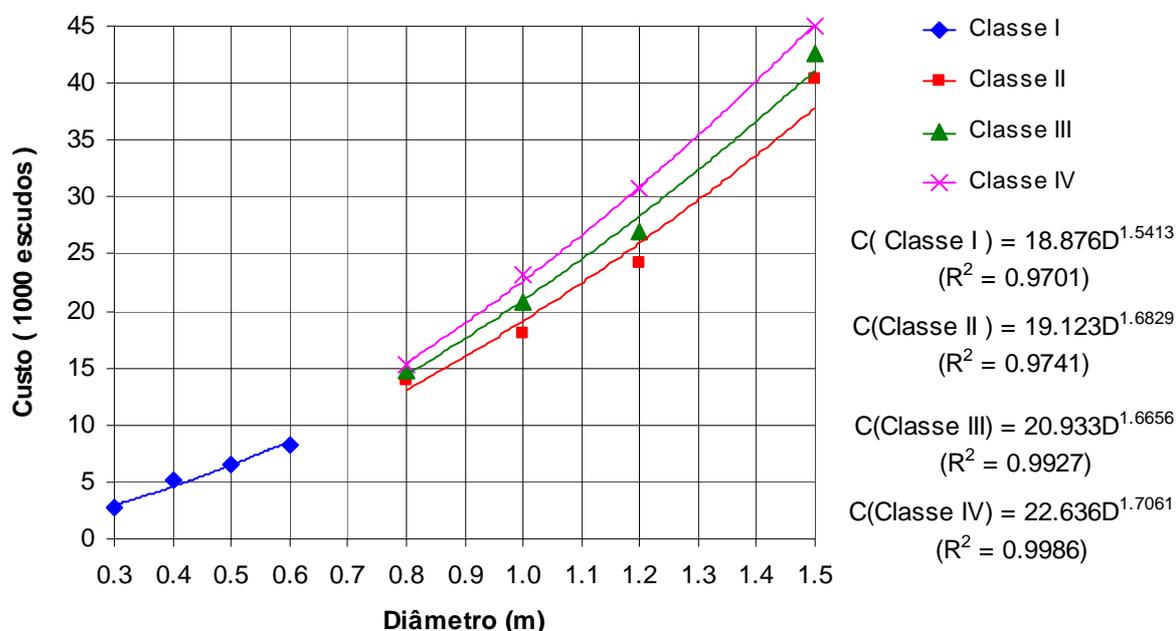


Figura 4.13 – Aquedutos circulares do tipo A. Custos totais por metro linear.

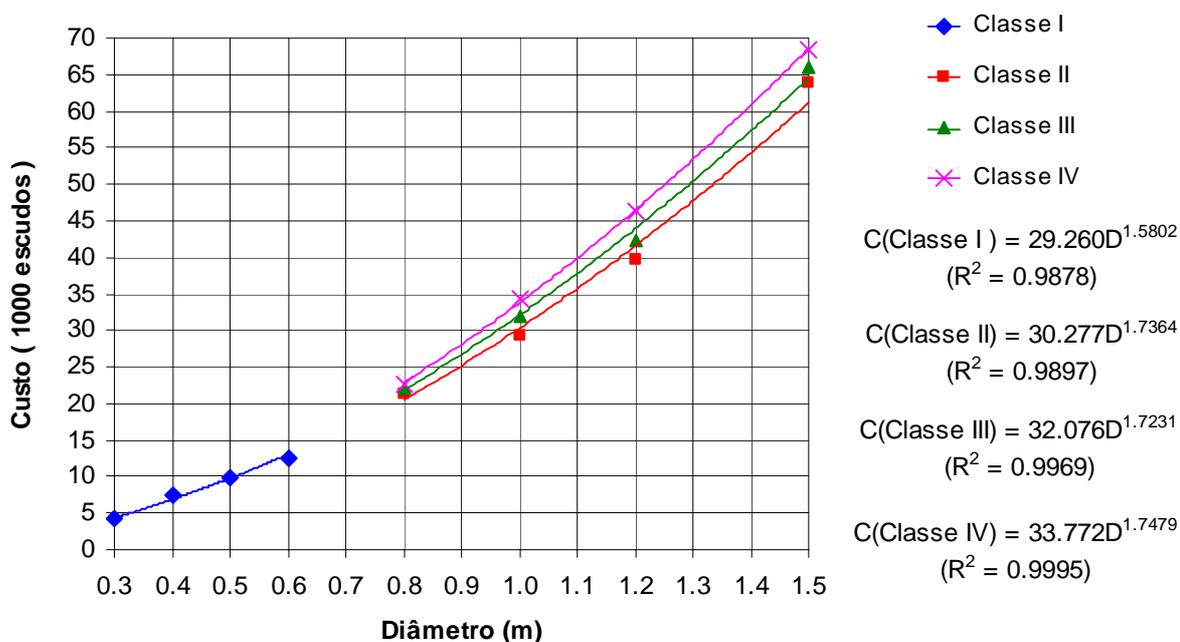


Figura 4.14 – Aquedutos circulares do tipo B. Custos totais por metro linear.

No Quadro 4.5 apresentam-se custos unitários praticados em empreitadas da BRISA, correspondentes à execução de aquedutos de secção circular, em betão, incluindo os trabalhos necessários à sua implantação, nomeadamente a escavação em terreno de qualquer natureza, eventual saneamento, carga, condução a depósito dos produtos saneados ou sobrantes e eventual indemnização por depósito e reposição de solos. Apresentam-se no mesmo quadro os valores propostos no programa HIDROPAS.

Quadro 4.5 – Custos unitários de aquedutos em empreitadas da BRISA.

SUBLANÇO	DATA	Ø	CLASSE II (A)		CLASSE III (AR)		CLASSE IV (ARR)	
			TIPO A	TIPO B	TIPO A	TIPO B	TIPO A	TIPO B
A2 - Alcácer do Sal / / Grândola Norte / / Grândola Sul Lote B	Jun -96	0,80		25 339 \$00	18 582 \$00		19 108 \$00	26 188 \$00
		1,00		31 535 \$00		33 456 \$00		35 074 \$00
		1,20						
		1,50		67 365 \$00				70 843 \$00
A12 – Setúbal / Montijo	Jun -96	0,80	10 762 \$00		11 925 \$00			
		1,00	15 996 \$00		16 344 \$00		25 670 \$00	
		1,20	22 049 \$00		23 030 \$00			
		1,50	29 962 \$00		31 952 \$00			45 980 \$00
A3 – EN 303 / Valença	Mar -96	0,80		17 414 \$00				
		1,00		24 302 \$00				
		1,20						
		1,50		38 396 \$00		46 386 \$00		
A6 – Évora / Estremoz Lote A	Jul - 96	0,80			14 143 \$00			
		1,00			17 605 \$00	24 361 \$00	18 805 \$00	25 561 \$00
		1,20	21 244 \$00		22 444 \$00	31 952 \$00	26 884 \$00	36 154 \$00
		1,50	27 310 \$00		35 830 \$00		36 910 \$00	53 338 \$00
A6 – Palmela/ Marateca Lote A1/B1	94	0,80				14 692 \$00		
		1,00				16 267 \$00		
		1,20				20 946 \$00		
		1,50						
A3 – Cruz / Braga	95	0,80		27 715 \$00				
		1,00		23 619 \$00				
		1,20		36 822 \$00				
		1,50		50 122 \$00				
A3 – Braga / EN 201 Lote A	Jun - 95	0,80				13 860 \$00		
		1,00			29 300 \$00	21 350 \$00		
		1,20				27 610 \$00		
		1,50			61 380 \$00	46 140 \$		
A3-Ponte Lima /EN 303 Trecho II	Mar -96	0,80		10 195 \$00			18 988 \$00	13 484 \$00
		1,00		17 165 \$00	27 345 \$00	18 869 \$00		20 086 \$00
		1,20						22 947 \$00
		1,50		24 991 \$00				
A4 – Penafiel/Amarante Lote A	95	0,80						
		1,00		18 028 \$00		26 572 \$00		
		1,20		28 837 \$00				
		1,50		39 274 \$00				
A4 – Penafiel/Amarante Lote B	95	0,80						
		1,00		18 075 \$00		26 642 \$00		
		1,20		28 912 \$00		32 156 \$00		
		1,50		39 376 \$00		48 412 \$00		
A6 – Marateca/V.Novas	96	0,80			28 410 \$00	11 541 \$00		
		1,00			31 961 \$00	15 980 \$00		
		1,20				22 195 \$00		
		1,50			46 166 \$00	30 185 \$00		
A9 – Loures / Bucelas	94	0,80		14 514 \$00				
		1,00		20 389 \$00		23 252 \$00		25 772 \$00
		1,20		27 204 \$00		30 640 \$00		33 503 \$00
		1,50		42 050 \$00		44 226 \$00		
<b>Valores propostos</b> (estimativa de custo)	Dez 99	0,80	<b>13 960\$00</b>	<b>21 380\$00</b>	<b>14 760\$00</b>	<b>22 180\$00</b>	<b>15 260\$00</b>	<b>22 680 \$00</b>
		1,00	<b>18 100\$00</b>	<b>29 200\$00</b>	<b>20 800\$00</b>	<b>31 900\$00</b>	<b>23 200\$00</b>	<b>34 300\$00</b>
		1,20	<b>24 200\$00</b>	<b>39 700\$00</b>	<b>26 950\$00</b>	<b>42 450\$00</b>	<b>30 700\$00</b>	<b>46 200\$00</b>
		1,50	<b>40 400\$00</b>	<b>63 860\$00</b>	<b>42 600\$00</b>	<b>66 060\$00</b>	<b>45 000\$00</b>	<b>68 460\$00</b>

No Quadro 4.6 apresentam-se custos unitários praticados em empreitadas da BRISA, correspondentes à execução de estruturas de entrada e de saída, em betão armado, com muros de ala em passagens hidráulicas circulares simples, incluindo os trabalhos necessários à sua implantação, bem como os valores propostos no programa HIDROPAS. No Anexo E indicam-se os custos médios das quantidades de trabalho mais frequentes em projectos de drenagem transversal de vias de comunicação.

Quadro 4.6 – Custos unitários de estruturas de entrada e de saída com muros de ala, em betão, em empreitadas da BRISA.

SUBLANÇO	DATA	Ø	VALOR
A2 - Alcacer do Sal / / Grândola Norte / / Grândola sul Lote B	Jun -96	0,80	51 537\$00
		1,00	66 999\$00
		1,20	
		1,50	103 165\$00
A12 – Setúbal / Montijo	Jun -96	0,80	213 992\$00
		1,00	255 096\$00
		1,20	271 788\$00
		1,50	335 381\$00
A3 – EN 303 / Valença	Mar -96	0,80	94 977\$00
		1,00	143 426\$00
		1,20	
		1,50	194 531\$00
A6 – Évora / Estremoz Lote A	Jul - 96	0,80	86 589\$00
		1,00	117 284\$00
		1,20	154 914\$00
		1,50	216 275\$00
A6 – Palmela/ Marateca Lote A1/B1	94	0,80	52 341\$00
		1,00	65 426\$00
		1,20	
		1,50	
A3 – Cruz / Braga	95	0,80	59 722\$00
		1,00	93 965\$00
		1,20	112 620\$00
		1,50	147 076\$00
A3 – Braga / EN 201 Lote A	Jun - 95	0,80	41 200\$00
		1,00	61 870\$00
		1,20	82 040\$00
		1,50	115 870\$00
A3-Ponte Lima /EN 303 Trecho II	Mar -96	0,80	51 141\$00
		1,00	79 481\$00
		1,20	97 264\$00
		1,50	172 121\$00
A4 – Penafiel/Amarante Lote A	95	0,80	102 336\$00
		1,00	134 909\$00
		1,20	
		1,50	192 675\$00
A4 – Penafiel/Amarante Lote B	95	0,80	79 961\$00
		1,00	115 890\$00
		1,20	
		1,50	
A9 – Loures / Bucelas	94	0,80	43 217\$00
		1,00	64 409\$00
		1,20	84 847\$00
		1,50	108 101\$00
<b>Valores propostos</b> (estimativa de custo)	Out 99	0,80	<b>85 000\$00</b>
		1,00	<b>110 000\$00</b>
		1,20	<b>135 000\$00</b>
		1,50	<b>175 000\$00</b>