

水面線計算之準備、偵錯與檢討

沈榮茂博士

前經濟部水利署副組長/水利技師

摘要

正確之河川及排水水面線計算成果，才有正確之防洪及跨河構造物通洪能力檢討、計畫工程布置、設計及工程費估算，因此，水面線計算為河川及排水治理規劃重要工作之一。而水面線計算包括現況及計畫水面線計算二種，以現況水面線計算困難度較高，主要原因在於現況斷面寬度之決定涉及實際行水區、水位高低、溢流、呆水區等，而計畫水面線斷面寬度之決定僅涉及水位高低較為簡單容易。惟如何獲得較為正確之水面線計算成果，我認為至少應完成下列四項步驟：(一)瞭解河川及排水特性(實際現場之瞭解)包括河床坡度變化、河寬與形狀變化、實際行水區、河床質與植生覆蓋、防洪及跨河構造物、險要河段等(二)斷面資料之偵錯與修正(三)充分瞭解水面線計算電腦模式包括基本理論與限制、電腦模式功能與限制、輸入資料準備與偵錯、模式之練習、操作與偵錯等(四)計算成果之檢查、偵錯、檢討與修正。

一維水流公式包括定量等速流與非等速流、變量流等，美國兵工團認為除特殊狀況外，一般採用定量非等速流(能量公式)計算河川及排水水面線，作為防洪工程堤高之設計即可。若採用更簡單之定量等速流(即曼寧公式，當摩擦坡度 S_f 等於底床坡度 S_o)，亦僅須注意公式之限制與適用性，惟曼寧公式底床坡度 S_o 之計算影響水位之正確性，除底床為定值高程外，高低起伏不平之底床應以實際行水區之斷面內各測點高程與橫距之加權平均，求得各斷面之平均底床高程(近似 V 型斷面之河段可以兩斷面之最低點高程相減除以間距，求得底床坡度)。一般而言，曼寧公式與能量公式計算河川及排水水面線之結果，大部分洪峰之水位差異不大，差異較大之處在於流況改變區段(包括迴水、亞與超臨界流更迭、漸變流之區段)；能量公式與變量流計算河川及排水水面線之結果，由於變量流洪峰流量因水道貯蓄之效應，隨距離略有遞減，因此能量公式計算洪峰之水位略大於變量流計算值。

整體河川或排水之水流狀況應先確定係屬亞或超臨界流與臨界流之區段，才能決定各流況起算水位之邊界位置。亞臨界流起算水位在下游邊界，並由下游邊界往上游計算

水位；超臨界流起算水位在上游邊界，並由上游邊界往下游計算水位。另起算水位若採用錯誤，亦影響起算邊界區段水位之正確。因此流況研判與起算水位採用之錯誤即可產出不正確之成果。

測量人員無法完全正確判斷真實需要測量之斷面寬度，因此斷面測量資料並非等同實際行水區之斷面，應先繪出橫斷面圖與河川平面圖，並研判是否有測量之錯誤或輸入之誤差，或有斜向水流之斷面角度大於 10 度者，應再經過現場踏勘、經驗研判、篩析及修正後，以獲得正確之資料。

一般水面線計算之電腦模式應具備中文化之操作環境及計算成果之中文整理表、水道各斷面累距及斷面內橫距的偵錯、全斷面式及複式斷面計算、緩坡及陡坡交迭水道計算、彎道超高計算、輸砂能力計算、橋樑壅高、突擴縮水道計算及含能量係數計算等功能，另配有中文使用手冊，便利使用者練習、操作、偵錯並運用於個人之案例。本文針對如何獲得較為正確之水面線計算成果包括河川排水特性、斷面資料之偵錯與修正及電腦模式之瞭解、輸入資料準備、起算水位之決定、偵錯與成果研判等予以探討，期能有助於工程人員辦理河川及排水治理規劃計畫。

一、前言

正確之河川及排水水面線計算成果，才有正確之防洪及跨河構造物通洪能力檢討、計畫工程布置、設計及工程費估算，因此，水面線計算為河川及排水治理規劃重要工作之一。

一維水流公式包括定量等速流與非等速流、變量流等，美國兵工團認為除特殊狀況外，一般採用定量非等速流（能量公式）計算河川及排水水面線，作為防洪工程堤高之設計即可。

1986 年以前，一般河川排水治理規劃採用之水面線計算電腦程式僅具有全

斷面式、計畫堤線(非由程式內、外插求得)、緩流河川及橋樑壅高之水面線計算與河床載計算之能力，功能十分不足，若與 HEC-2 之功能相較遜色許多，為解決此項問題，個人自 1986 年起，奉長官指示進行研究水面線計算相關計畫並撰寫水面線計算 CWSE 模式，經過數年的努力與修訂，至 1994 年 CWSE 模式版本已增加 14 項功能，並解決 14 個實務之問題，足供防洪工程及排水治理規劃水理計算使用。此模式包括 1,716 個敘述(Statements)，1 個主程式，15 個副程式。

CWSE 模式使用手冊之構想起於 1992 年，係因當時同仁頻來詢問 CWSE 模式之操作、理論、資料準備與偵錯、係數之決定、錯誤訊息等問題，為便利使用者容易瞭解與操作，個人可以依照使用手冊內容，自行練習操作偵錯使用，乃進行撰寫並予以完成。

本文針對如何獲得較為正確之水面線計算成果包括河川排水特性、斷面資料之偵錯與修正及電腦模式之瞭解、輸入資料準備、起算水位之決定、偵錯與成果研判等予以探討，期能有助於工程人員辦理河川及排水治理規劃計畫。

二、水面線計算之步驟

水面線計算包括現況及計畫水面線計算二種，惟以現況水面線計算困難度較高，主要原因在於現況斷面寬度之決定涉及實際行水區、水位高低、溢流、呆水區等，而計畫水面線斷面寬度之決定僅涉及水位高低較為簡單容易。因此為獲得正確之水面線計算成果，至少應完成下列四項步驟：

(一) 瞭解河川及排水特性(實際現場之瞭解)：包括河床坡度變化、河寬與形狀變化、實際行水區、河床質與植生覆蓋、防洪及跨河構造物、險要河段等。

1. 河床坡度變化：河川及排水水流流況之初步瞭解。
2. 河寬與形狀變化：河川及排水通水斷面之瞭解及斷面寬度決定之初步瞭解。
3. 斷面底床高度變化：主深槽變化及斷面寬度決定之初步瞭解。
4. 河床質與植生覆蓋：河川及排水各河段河床屬性及其粗糙係數之初步瞭解。

步決定。

5. 防洪及跨河構造物：斷面寬度之初步決定。

6. 險要河段：主深槽變化之瞭解。

(二) 斷面資料之偵錯與修正：包括橫斷面繪圖與河川平面繪圖。

1. 橫斷面繪圖：檢視斷面內各測點橫距與高程、堤防外測點刪除之研判、斷面形狀突變與河寬突擴縮、非行水區測點刪除之研判。

2. 河川平面繪圖：實際行水區之瞭解及斷面寬度決定、死水區與河寬突擴縮之研判、斜向水流之橋樑或大斷面之研判。

(三) 分瞭解水面線計算電腦模式：包括基本理論與限制、電腦模式功能與限制、資料準備與偵錯、模式之練習、操作與偵錯等

(四) 計算成果之檢查、偵錯、檢討與修正。

針對上述四項步驟主要內容簡述如下。

三、CWSE 模式的功能與使用手冊

(一) CWSE模式具有下列14項功能並解決14個問題：

1. 具有中文化之操作環境及水理計算成果之中文整理表。(此功能由彭壽奇工程司協助完成)
2. 河道各斷面累距及斷面內測點橫距的偵錯。
3. 全斷面式水面線計算(1個斷面，1個粗糙係數)及複式斷面水面線(1個斷面包括3個副斷面，3個粗糙係數)。
4. 具有亞臨界流與超臨界流更迭之河川及排水水面線計算。
5. 不同計畫堤線的水面線計算，可內、外插堤線位置。
6. 蜿蜒河川之彎道超高計算。
7. 下游邊界條件可給定起算水位或由模式計算正常水位或臨界水位作為起算水位。
8. 計算各斷面的輸砂能力，包括河床載量、懸浮載量及總輸砂載量。

9. 能量係數 α (速度係數) 為1或變數的水面線演算。
10. 給定n值的水面線計算或模式自動以Limerinos公式計算n值的水面線演算，但須給定D84之值。
11. 突擴縮河段的水面線計算，且有三組且可供設定之係數值(C值)。
 突擴 C值： 0.3, 0.5, 0.8
 突縮 C值： 0.1, 0.3, 0.6
12. 緩流及急流河川及排水橋樑壅高的計算，視水流經橋樑之渠流分類計算，一般分為A，B及C類渠流。
 緩流的橋樑壅高計算有二種：1. A類渠流採用Yarnell公式。
 2. B類渠流採用修正Yarnell圖解法。
 急流的橋樑壅高計算僅一種：即C類渠流係以動量方程式求解。
13. 具有堰、壩等跨河構造物之河川及排水水面線計算。
14. 求得非收斂狀況時的最小誤差之水位。

(二) CWSE 模式的限制

1. 適合定量非等速流(steady-Nonuniform flow)。
2. 不能作分流的水面計算(但可以人為試誤方式求得)。
3. 本模式僅適用不大於三個副斷面之複式斷面水面計算。
4. CWSE模式限制每個斷面內之測點數最大可達300點，橋樑45座，超臨界流總斷面數100個。

(三) CWSE模式驗證

本模式採用洪痕水位、美國通用之HEC-2模式(現為HEC-RAS模式)計算值與橋樑渠流之壅高圖解值等三種數據予以驗證，結果顯示本模式確可應用於水面剖線之計算：

1. 濁水溪之艾爾西及芙安颱風之洪痕水位資料，繪圖比較結果顯示模式計算值與洪痕水位頗接近。
2. 選用烏溪為對象，以本模式及美國通用之HEC-2模式計算水面剖線，結果兩者相差約0.01-0.1公尺，差異極小。
3. 以本模式計算之A類及B類橋樑渠流之壅高，先予以化成無因次值，再與能量法之圖解值及Yarnell之B類渠流圖解作一比較，

結果頗為接近。

(四) 使用手冊

為便利使用者容易瞭解與操作，個人可以依照使用手冊內容，自行練習操作偵錯使用，乃進行撰寫並予以完成。手冊內容包括：

1. 前言：包括模式發展、水面線計算步驟、電腦設備及軟體、模式功能、限制與來源及應注意事項。
2. 模式執行：包括執行檔名、執行步驟、輸入檔之建立。
3. 資料準備：包括基本資料、資料篩析。
4. 輸入輸出說明：包括輸入說明、輸出說明。
5. 偵錯
6. 基本理論：包括理論公式、能量公式之限制、定量與變量非等速流之差異、台灣河川特性、水面線計算之難題、粗糙係數、河床坡度、彎道超高、能量係數、堰或壩之水面線計算。
7. 流況研判：包括底坡研判法、HEC-2研判法。
8. 橋樑壅高：包括緩流橋樑壅高、急流橋樑壅高。
9. 起算水位：包括匯入海洋、流入水庫、支流與主流會合。
10. 輸砂量：包括推移載、懸浮載、總輸砂量。
11. 計算範例：包括梯形渠道水面線、全斷面水面線、複式斷面水面線、全斷面+輸砂量+彎道超高之水面線、橋樑壅高+堰+亞與超臨界流更迭之水面線、計畫堤線之水面線。
12. 參考文獻

四、基本理論

一維水流公式包括定量等速流與非等速流、變量流等，美國兵工團認為除特殊狀況外，一般採用定量非等速流（能量公式）計算河川及排水水面線，作為防洪工程堤高之設計即可。若採用更簡單之定量等速流（即曼寧公式，當摩擦坡度 S_f 等於底床坡度 S_o ），亦僅須注意公式之限制與適用性，惟曼寧公式底床坡度 S_o 之計算影響水位之正確性，除底床為定值高程外，高低起伏不平之底床應以實際行水區之斷面內各測點高程與橫距之加權平均，求得各斷面之平均底床高程（近似 V 型斷面之河段可以兩斷面之最低點高程相減除以間距，求得底床坡度）。一般而言，曼寧公式與能量公式計算河川及排水水面線之結果，大部分洪峰之水位差異不大，差異較大之處在於流況改變區段（包括迴水、亞與超臨界流更迭之區段）；能量公式與變量流計算河川及排水水面線之結果，由於變量流洪峰流量因貯蓄之效應，隨距離略有遞減，因此能量公式計算洪峰之水位略大於變量流計算值。因此水面線計算可採用定量非等速流(steady-nonuniform)理論，定量係指流量固定不隨時間而變，非等速流為流速隨距離而變，其基本方程式係能量公式如下：

河道兩斷面間(斷面 1 及 2)之能量公式如下：

$$Z_1 + Y_1 + \alpha_1 (V_1 \cdot V_1) / 2g = Z_2 + Y_2 + \alpha_2 (V_2 \cdot V_2) / 2g + HT$$

$$\text{總損失} : HT = HL + HE$$

$$\text{摩擦損失} : HL = S_f \cdot L$$

$$\text{突擴縮損失} : HE = C \cdot (V \cdot V / 2g)$$

$$\text{曼寧公式} : S_f = (V \cdot V) \cdot (n \cdot n) / R^{(4/3)}$$

Y ：水深， S_f ：摩擦坡度， Z ：底床高程， g ：重力加速度， V ：流速，

HL ：摩擦損失， HE ：亂流損失， L ：間距， C ：突擴縮損失係數，

R ：水力半徑 = A/P ， n ：曼寧粗糙係數， A ：水流面積， α ：能量係數，

P ：潤周。

(一) 能量公式之限制

1. 定量流。
2. 一維水流。
3. 漸變流，即假設靜定水壓力分佈。

4. 底床坡度小於1/10。
5. 摩擦坡度 S_f 為定值。

(二) 粗糙係數(n值)

粗糙係數隨水理、含沙量、河床植生覆蓋及其它因素而變，不應為定值，惟為方便計，一般採用定值，其決定步驟參考如下：

1. 以各斷面之河床質粒徑採用經驗公式計算n值，作為初步參考之n值，參考經驗公式（公式適用性）有：
 - (1) Lane公式
 - (2) Einstein公式
 - (3) Strickler公式
 - (4) Limerinos公式
2. 現場踏勘河床植生覆蓋之狀況，對照教科書上之參考表值，研判修正初步參考之n值，作為研判之n值。
3. 蒐集水位流量站之實測資料，選擇較大流量（洪水量），輸入研判之n值，再以水面線計算模式運算，比較水位之符合度，作為n值之驗證並據以採用。若有必要，可微調n值，以求得較佳之水位符合度。

(三) 能量係數 α

一般均勻斷面之能量係數接近1，但自然河川之斷面皆為非均勻斷面(nonuniform section)，因此 α 值為變數。本模式採用HEC-2計算能量係數之公式。

(四) 突擴縮係數C

突擴縮河段的水理計算，依斷面突擴縮之程度，選擇合適之係數值，一般採突擴C值為0.3；突縮C值為0.1。下列三組可供設定之係數值(C值)：

突擴 C 值： 0.3，0.5_0.8

突縮 C 值： 0.1，0.3，0.6

(五) 橋樑壅高

1986 年前，本署原有水面線計算電腦程式，不論何種流況，均以 d'Aubuisson 公式計算橋樑壅高。惟 Yarnell(1934) 曾經對美國已經普遍採用之橋樑壅高公式及各種不同型式之橋樑，作廣泛之試驗與研究，結果發現 d'Aubuisson 公式僅於完全亂流狀況下，較符合 Yarnell 之實驗數據，因此橋樑壅高可依水流通過橋墩之狀況予以推求。依橋樑流況分類，以 Yarnell 公式可計算緩流之 A 類流況橋樑壅高，另以芝加哥工程師修正 Yarnell 以能量法求解緩流之 B 類流況橋樑壅高。急流則採用動量方程式推算。

(六) 彎道超高

彎道超高包含離心力及亂流造成之超高，可採用 Ippen 及 Drinker(1962)公式計算離心力引起的超高及因水流分離(亂流)引致之超高，並予合計即為彎道超高。

(七) 輸砂量

一般河道總輸砂量應包含推移載，懸浮載及沖洗載，但沖洗載係顆粒最細之部份，即泥(silt)與粘土(clay)，經由河槽沖洗出去，可予忽略。

1. 推移載

推移載之計算公式可採 Sehoklitsch 公式，Meyer- Peter and Muller 公式及 Parker et.al.等公式（公式適用性）。

2. 懸浮載(Suspension load)

懸浮載公式係依沉浮濃度分布與沉浮之速度分布之乘積沿水深方向積分而得，可採用張氏法(Changs Method)等公式（公式適用性），以推求懸浮載。

3. 總輸砂量

總輸砂量可由推移載和懸浮載相加而得。

五、起算水位、堰或壩之計算與流況研判

(一) 起算水位

起算水位為水面線計算之起點，相當重要，尤其在河川排水之銜接處(或匯合口)。依明渠水力學之水面線變化之實驗成果(對照教科書上之M、S、C、H、A圖)，即可研判較為正確之起算水位。一般須分亞臨界流況(緩流)、臨界流況與超臨界流況(急流)予以分析。亞臨界流況下，臨界水深發生在離跌落出口(或河口)斷面4倍臨界水深距離處。臨界水深=臨界水位一斷面河床平均高。超臨界流況下，出口水流順暢狀況下，水位小於臨界水位。

起算水位因流入海洋、水庫、主流而有不同之研判方式，說明如下：

1. 流入海洋

水道之水流最終流入海洋，在出口處之起算斷面之起算水位，可依其流況及計畫暴潮位研判。至於亞臨界流況下，臨界水深發生在離跌落出口(或河口)斷面4倍臨界水深距離處，因此段距離小，若以正常水位起算，亦比臨界水位高且符合設計安全原則，故其影響可予忽略。

(1) 亞臨界流況(緩流)

檢視計畫暴潮位是否大於起算斷面之正常水深(以曼寧公式計算)之水位(正常水位)：

是：採用計畫暴潮位為起算水位。

否：可採用起算斷面之正常水位為起算水位。

(2) 超臨界流況(急流)。

檢視計畫暴潮位是否大於起算斷面之正常水深之水位(正常水位)：

是：採用計畫暴潮位為起算水位。

否：採用起算斷面之正常水位為起算水位，自下游往上計算水面線，直至急流變為緩流之斷面為止，(即研判急流河段之上游邊界起算位置)，並以該斷面作為起算水位(臨界水位)，再往下游計算至原來之起算斷面為止。

2. 流入水庫

與流入海洋之研判類似，僅將計畫暴潮位改為計畫水庫水位即可。

3. 支流（或排水）與主流之匯合

一般可分主流有無治理計畫洪水位而定，即

（1）主流有治理計畫洪水位

A、由主流內插匯合處之計畫洪水位：與流入海洋之研判類似，僅將計畫暴潮位改為匯合處之主流計畫洪水位。

B、由匯合處主流下游斷面之計畫洪水位起算：支流出口處為亞臨界流況可採用此斷面為起算斷面，超臨界流況則採用前開A法為宜。

（2）主流無治理計畫洪水位

於匯合處支流起算斷面正常水深之水位(正常水位)為起算水位，惟應預留配合未來主流之治理計畫洪水位，調整匯合處支流之防洪設施。

（二）堰或壩之水面線計算

一般應先檢定堰或壩是否為一控制斷面，即發生臨界流況之處，其水面線計算可依下列二點進行：

1. 為堰或壩下防洪工程設計之需要，應距其下游5-30公尺處（流況穩定處）設置斷面（尤其在堰或壩上下游高程差異較大時），以接續計畫水面線與堤高。
2. 先將堰或壩視為一普通斷面，並自下游往上計算水面線，直至堰或壩之斷面為止。若計算結果顯示此斷面之流況為：
 - a. 亞臨界流：可視堰或壩為一普通斷面，繼續完成水面演算。
 - b. 超臨界流：若堰或壩上游斷面為亞臨界流，可視堰或壩為產生臨界流況之處，即為控制斷面，並自堰或壩之臨界水位繼續往上游計算水面線；若堰或壩上游斷面為超臨界流，可視堰或壩為超臨界流之普通斷面。

(三) 流況研判

整體河川或排水之水流狀況應先確定係屬亞或超臨界流與臨界流之區段，才能決定各流況起算水位之邊界位置。亞臨界流起算水位在下游邊界，並由下游邊界往上游計算水位；超臨界流起算水位在上游邊界，並由上游邊界往下游計算水位，因此流況之研判錯誤即可產出不正確之水理成果。

1. 研判法則

明渠水流流況之研判係在定型渠槽之底坡可以確定，並據以研判流況所作之分析法則，而自然河川之底坡至今仍無明確之定義，因此無法採用底坡研判法。可採用 HEC-2 研判流況法，依能量方程式，自下游邊界向上游作水面線計算，若求得斷面之水理條件為 $\alpha (V \cdot V/2g) > 0.94(A/2T)$ ，則為急流，並以臨界流況取代，繼續往上游計算；若 $\alpha (V \cdot V/2g) < 0.94(A/2T)$ 則為緩流，再往上游演算，故其流況研判法則為：

$$\begin{array}{rcl} V \cdot V & > & A \quad \text{急流} \\ - & = & 0.94 - \quad \text{臨界流} \\ 2g & < & 2T \quad \text{緩流} \end{array}$$

2. 流況檢討

整體河川或排水之水流狀況經電腦模式計算求得後，應先檢視下列事項予以確認：1.各區段之流況是否與福祿數值符合，2.各區段之流況是否與實際現場水道之急緩坡度符合，3.不同流況之邊界位置與起算水位之檢視。

六、資料準備與偵錯

不正確之資料產出不正確之水面線計算成果，所謂“Garbage in, Garbage out”，因此基本測量調查資料應經現場踏勘、經驗研判、偵錯、修正過程，以取得正確之資料。

(一) 資料準備

基本資料包括如下：

1. 大斷面資料：包括斷面內各測點之橫距及高程。

2. 各斷面之累距(位置)及編號。
3. 堰或壩
 - (1) 堰或壩累距(即位置)。
 - (2) 構造物頂點之橫距與高程。
 - (3) 堰或壩下斷面之累距、橫距與高程。應距其下游5-30公尺處(流況穩定處)設置斷面。
4. 橋樑
 - (1) 橋樑上、下游斷面之累距。應距其上、下游約5-30公尺處(流況穩定處)設置斷面。
 - (2) 橋樑上、下斷面內各測點之高程及橫距。
 - (3) 橋墩之直徑，個數，樑底高程，水平束縮比(橋墩直徑 \times 個數 \div 橋跨距長)。
 - (4) 橋墩觸地高程。
5. 起算水位：可依六之原則決定。
6. 各斷面n值：可依四、(二)之步驟決定。
7. 河床質資料。

(二) 資料之偵錯與修正

測量人員無法完全正確判斷真實需要測量之斷面寬度，因此斷面測量資料並非等同實際行水區之斷面，應先繪出橫斷面圖與河川平面圖，並經過現場踏勘、經驗研判、篩析及修正後，才能獲得正確之資料，其步驟有：

1. 大斷面資料篩析：繪出橫斷面圖與河川平面圖，以為研判除錯之用
 - (1) 橫斷面圖：測量人員無法判斷真實需要測量之斷面寬度，因此斷面測量資料並非實際行水區之斷面，應先作堤防外測點刪除與非行水區測點刪除之研判、並檢視斷面內測點之橫距高程是否屬輸入錯誤或測量錯誤。
 - (2) 河川平面圖：死水區域、實際行水區及大斷面或橋樑斷面是否垂直水流、是否應予調整之研判。
2. 斜向水流之橋樑或大斷面

斜向水流之斷面或橋樑斷面之角度大於 10 者，應將此斷面作適當調

整，使其約等於垂直水流之等量斷面，即以所測斷面長度乘以 $\cos e$ ，即投影長度， e 為斜向水流之角度，並依河床坡度調整其高程，對於斜向水流之橋墩及連續橋樑對壅高之影響，應另行探討。

七、計算成果之檢查、偵錯與修正

執行水面線計算模式過程中，經常造成程式操作中斷或出現不正確之成果或最後完成產出之水面線計算成果，一般可由下列各點予以檢查、偵錯、檢討與修正：

1. 下游斷面之河心累距大於上游斷面時，或斷面內總測點數及測點橫距輸入錯誤時，程式中斷。
2. 斷面內測點之總數應與輸入資料之數符合，否則會產生畫面停滯不動之現象。
3. 由於斷面內各測點之高程除由人為檢視外，程式無法偵錯，因此若認為輸入資料均已全面修正，而執行運算至某斷面時，卻發生電腦畫面突然停滯不動，此時可檢查此斷面各測點之高程是否有異常大值，研判係屬測量之錯誤或輸入之誤差，並與前或後一斷面作平均底床高之比較，是否有超大或逆坡現象，再予以檢討修正。
4. 執行中斷於橋樑斷面時，檢查上下游斷面之河心累距不可相同及橋墩水平束縮比 $B1$ 為小數值非百分比。
5. 上、下斷面流速變化過大，可檢視斷面內測點高程是否測量之錯誤或輸入之誤差，或亞或超臨界流況轉變之故(以福祿數 F 值研判)。
6. 上斷面水位較下斷面水位小且差距過大，若為超臨界流轉為亞臨流之情形，則為正常狀態。若全為亞臨界流況或超臨界流況，水位差異僅數公分，係數值運算之誤差，可予忽略；若差異頗大，須檢視上下游斷面之河床平均高程，其斷面之測點之高程是否有測量之錯誤或輸入之誤差，若有必要應至現場檢驗。

7. 彎道水位因離心力所產生之超高若為負值，係因彎道曲率半徑小於河寬所致，可予忽略，但仍須計算因亂流(二次流)所產生之超高。
8. 水理計算結果應檢視斷面形狀突變與河寬突擴縮河段之數值收斂問題，並研判是否補測斷面，或以模式或人為內插斷面，以達到收斂之目的。
9. 若程式正常運轉完成水理計算，先印出結果並檢視河床平均高程是否由下游往上呈現漸增之趨勢，或者差異不大(包括逆坡)，即可視為正常；若上下斷面之河床平均高程相差過大，應檢視斷面內測點高程是否有異常值，研判係屬輸入錯誤、測量錯誤或採用太多非行水區域內之測點(如上游河段 V 型斷面包含太多懸崖或山上之測點)。
10. 水流狀況經電腦模式計算求得後，應先檢視下列事項予以確認：(1) 各區段之流況是否與福祿數值符合，(2) 各區段之流況是否與實際現場水道之急緩坡度符合，(3) 不同流況之邊界位置與起算水位之檢視。
11. 應距堰或壩下游與橋樑上、下游約5-30公尺處(流況穩定處)設置斷面。俾可於水理計算結果中檢視橋樑壅高值與堰或壩下斷面水位及流況之合理性。

八、結論與建議

- (一) 水面線計算包括現況及計畫水面線計算二種，以現況水面線計算困難度較高，主要原因在於現況斷面寬度之決定涉及實際行水區、水位高低、溢流、呆水區等，而計畫水面線斷面寬度之決定僅涉及水位高低較為簡單容易。
- (二) 如何獲得較為正確之水面線計算成果，我認為至少應完成下列四項步驟：(一) 瞭解河川及排水特性(實際現場之瞭解)包括河床坡度變化、河寬與形狀變化、實際行水區、河床質與植生覆蓋、防洪及跨河構造物、險要河段等(二) 斷面資料之偵錯與修正(三) 充分瞭解水面線計算電腦模式包括基本理論與限制、電腦模式功能與限制、輸入資料準備與偵

錯、模式之練習、操作與偵錯等（四）計算成果之檢查、偵錯、檢討與修正。

- （三）一維水流公式包括定量等速流與非等速流、變量流等，美國兵工團認為除特殊狀況外，一般採用定量非等速流（能量公式）計算河川及排水水面線，作為防洪工程堤高之設計即可。若採用更簡單之定量等速流（即曼寧公式，當摩擦坡度 S_f 等於底床坡度 S_o ），亦僅須注意公式之限制與適用性，惟曼寧公式底床坡度 S_o 之計算影響水位之正確性，除底床為定值高程外，高低起伏不平之底床應以實際行水區之斷面內各測點高程與橫距之加權平均，求得各斷面之平均底床高程（近似V型斷面之河段可以兩斷面之最低點高程相減除以間距，求得底床坡度）。一般而言，曼寧公式與能量公式計算河川及排水水面線之結果，大部分洪峰之水位差異不大，差異較大之處在於流況改變區段（包括迴水、亞與超臨界流更迭、漸變流之區段）；能量公式與變量流計算河川及排水水面線之結果，由於變量流之洪峰流量因水道貯蓄效應，隨距離略有遞減，因此能量公式計算洪峰之水位略大於變量流計算值。
- （四）整體河川或排水之水流狀況應先確定係屬亞或超臨界流與臨界流之區段，才能決定各流況起算水位之邊界位置。亞臨界流起算水位在下游邊界，並由下游邊界往上游計算水位；超臨界流起算水位在上游邊界，並由上游邊界往下游計算水位。另起算水位若採用錯誤，亦影響起算邊界區段水位之正確。因此流況研判與起算水位採用錯誤即可產出不正確之成果。
- （五）一般水面線計算之電腦模式應具備中文化之操作環境及計算成果之中文整理表、水道各斷面累距及斷面內橫距的偵錯、全斷面式及複式斷面計算、緩坡及陡坡交迭水道計算、彎道超高計算、輸砂能力計算、橋樑壅高、突擴縮水道計算及含能量係數計算等功能，另配有中文使用手冊，便利使用者練習、操作、偵錯並運用於個人之案例。
- （六）測量人員無法完全正確判斷真實需要測量之斷面寬度，因此斷面測量資料並非等同實際行水區之斷面，應先繪出橫斷面圖與河川平面圖，並研判是否有測量之錯誤或輸入之誤差，或有斜向水流之斷面角度大於10度者，應再經過現場踏勘、經驗研判、篩析及修正後，以獲得正確之資

料。

(七) 堰或壩之水面線計算，一般應先檢定堰或壩是否為一控制斷面，即發生臨界流況之處，其水面線計算可依下列二點進行：

1. 為堰或壩下防洪工程設計之需要，應距其下游5-30公尺處(流況穩定處)設一斷面(尤其在堰或壩上下游高程差異較大時)，以接續計畫水面線與堤高。
2. 先將堰或壩視為一普通斷面，並自下游往上計算水面線，直至堰或壩之斷面為止。若計算結果顯示此斷面之流況為：
 - a. 亞臨界流：可視堰或壩為一普通斷面，繼續完成水面線演算。
 - b. 超臨界流：若堰或壩上游斷面為亞臨界流，可視堰或壩為產生臨界流況之處，即為控制斷面，並自堰或壩之臨界水位繼續往上游計算水面線；若堰或壩上游斷面為超臨界流，可視堰或壩為超臨界流之普通斷面。

(八) 計算成果之檢查、偵錯、檢討與修正應考量包括下游斷面之河心累距大於上游斷面、斷面內總測點數及測點橫距輸入錯誤、斷面內各測點高程之偵錯、上與下斷面流速變化過大、上斷面水位較下斷面水位小且差距過大、彎道水位因離心力所產生之超高為負值、斷面形狀突變與河寬突擴縮河段之數值收斂、上下斷面之河床平均高程相差過大、各區段之流況是否與福祿數值符合、各區段之流況是否與實際現場水道之急緩坡度符合、不同流況之邊界位置與起算水位之檢視、橋樑壅高值與堰或壩下斷面水位及流況之合理性等問題。

參考文獻

1. 沈榮茂、黃月娟，“合理化公式應用於台灣河川及排水規劃之探討”，水利第1卷第四期，1994年。
2. 沈榮茂、黃月娟，“台灣河川水面剖線計算之檢討～斜向水流橋樑之壅高～”，水利第1卷第三期，1994年。

3. 沈榮茂、黃月娟，「三角形單位歷線推求小流域頻率洪峰之初步檢討」，水利第1卷第二期，1993年。
4. 沈榮茂、楊德良，「流域之漫地流有限元素模式及穩定性分析之研究」，第六屆水利工程研討會，1992年。
5. 沈榮茂、程桂興、尹伯亮，「台灣河川穩定與計劃河寬之初步探討」，第六屆水利工程研討會，1992。
6. 沈榮茂，「集流時間對合理化公式推估洪峰之影響」，農工研討會，1991年。
7. 蕭慶章、沈榮茂，「草嶺天然埧崩洪流分析之研究」，台灣水利第36卷第二期，1988年。
8. 簡俊彥、沈榮茂，「河川水理計算精度影響因素之研究」，第四屆水利工程研討會，1988年。
9. 簡俊彥、沈榮茂，「台灣急流河川颱洪水面線計算模式之研究」，台灣水利第35卷第二期，1987年。
10. 沈榮茂，「西螺一般區灌溉用水之有效調配」，水利工程研討會。
11. 蕭福章、沈榮茂、蔡萬宮、黃金山，「濁水溪潛在災害預防之研究」，中日研討會，1985年。
12. 郭朝雄、沈榮茂，「水平衡」，農工學報，第27卷第一期，1981年。
13. 流域之漫地流有限元素模式及穩定性分析之研究（79年，博士論文）
14. 濁水溪北岸灌溉合理配水之探討（68年，碩士論文）
15. Der-Liang Young and Zon-Maw Shen, "Numerical Simulation on Shock Waves in overland Flows", IAHR, 1992.
16. 黃金山，沈榮茂，「The Evolution of Stream Bed Degradation and Aggradation in Taiwan」第五屆水科學與工程國際研討會，2002年。
17. 黃金山，沈榮茂，「Effectiveness of Integrated Reservoir Watershed

Conservation in Taiwan” 第三屆集水區管理國際研討會，2001年

18. 徐享崑、李永展，沈榮茂，“河川用地取得方式之新途徑”土地開發與經濟發展學術研討會，1996年。
19. 徐享崑、沈榮茂，“頻率洪峰流量之初步檢討”，1995年。
20. 沈榮茂、彭壽奇，“水面線計算程式CWSE使用手冊”，1994年。