

送配水系統水力分析之應用

Applications of Distribution System Analysis

陳榮藏 *

壹、摘要

配水設備工程費佔自來水工程建設總工程費達三分之二以上，故規劃、設計時應慎重檢討。適當的選擇配水管網之管線口徑；配水池位置、高度及容量；加壓站之位置；揚程及抽水量，將能節省工程費甚多。必要時應於適當位置設置減壓閥、持壓閥或加壓站，可維持供水區域內水壓均勻及供水安全，並減少漏水量。因此配水管網之水力分析作業乃在自來水工程規劃設計之工作中佔極重要之地位。

自來水系統擴建工程自規劃、設計、施工到工程完成能順利出水，一般需歷時兩年左右，自來水事業為維持供水正常應經常掌握所轄之供水現況、現有設備容量之餘裕及可能發生缺水之年限等訊息，以利及時辦理擴建工程，避免因工程延時而致供水不足。現有配水管網之例行分析工作亦屬自來水營運單位不可或缺之重點工作之一。

本文之目的在於研討、比較各種配水管網分析方法，尋求切合各種狀況之最佳方法，以期配水管線之設計能在最經濟的原則下充分供應各接水點之需要水量，並盡量使供水區域內各點之水壓平均，且在最高峰用水量時仍能保持合理的水壓。多網圈之管網水力分析甚難以直接法解析，而以間接之試求方式行之，迄今已被普遍運用之管網分析方法甚多，茲就較切合實用者分述如后。(1)傳統哈弟一克勞斯法，係假設管線流量而以網圈水頭損失閉合差為驗算條件者；(2)修改哈弟一克勞斯法，係假設節點操作水頭而以節點進出水量是否平衡為驗算條件者；(3)等似管長平衡法，係以管線之管徑為未知量，而在各節點之預期操作水頭條件下，以網圈所含管線之等似管長之和為極小值做為控制因素，而求得各管線之最佳等似管長，進而計算理論經濟管徑者；(4)牛頓—勒佛森法，係以牛頓—勒佛森數質分析法試解各節點之流量平衡條件之聯立方程式，以達到水力分析計算目的者。

本文進而檢討各種不同情況之管網分析應用，如新建配水系統之分析；擴建配水系統之分析；配水池位置及高度之分析；減壓閥或持壓閥之設置分析；加壓站之設置原則及位置之分析；及現有系統配水能力分析等之應用。

貳、管網分析方法之回顧及比較

一、配水管網水力平衡條件：

管網中水流達到水力平衡之充要條件有二

1. 流量平衡條件——各節點之流進水量與流出水量之代數和等於零，其流量連續方式如下：

$$\sum q_i + Q = 0$$

※陳榮藏 台灣省自來水公司中區工程處處長

2. 水頭平衡條件——任一閉合網圈之管線水頭損失閉合差等於零，兩水源點間之管路呈一開放管圈，管路上各管線水頭損失之代數和應等於兩水源點之操作水頭差，其水頭平衡方程式如下：

$$\sum h_i - DH = 0$$

DH：為網圈起點節點和終點節點之操作水頭差。閉合網圈因其起終點為同一節點，故DH等於零。

管線水頭損失之計算有哈森威廉公式及達西氏公式可資利用，其一般式如下：

$$h = Rq^n$$

R：為水管之阻抗係數，哈森威廉公式 $R = \frac{KL}{C^{1.85} D^{4.87}}$ ，達西公式 $R = \frac{8fL}{\pi^2 D^5 g}$ 。

n：為管線流量之指數，哈森威廉公式 n 值為一常數 1.85，達西公式 n 值則因管種管徑之不同而異，約在 1.7 ~ 2.0 之間。

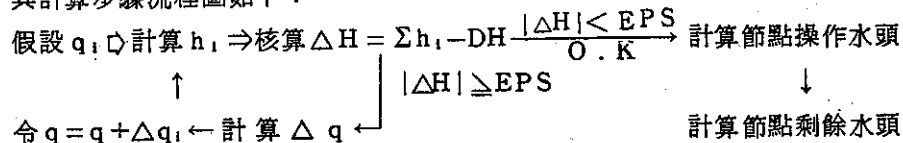
實際上管線之「C」值並非一固定值，係因管徑大小與流速變化而異，因此以哈森威廉公式假設「C」值為定值計算之結果，不能預期太高之精確度。惟其誤差仍不致影響水力分析之實用價值，而公式較為簡單，計算方便，故在一般工程之應用上仍普遍地採用哈森威廉公式。從事研究工作者為求較高之精確度，宜採用達西公式計算之。

哈森——威廉氏水頭損失公式為：
$$h = 10.666 \frac{L}{C^{1.85} D^{4.87}} q^{1.85}$$

三哈弟——克勞斯法：

此法以網圈水頭損失閉合差為水力平衡之驗算條件，故亦可稱為「水頭平衡法」。

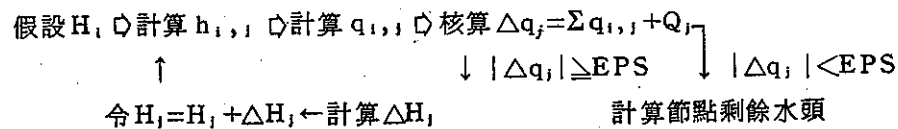
其計算步驟流程圖如下：



三修改哈弟——克勞斯法：

此法以節點之流量平衡為水力平衡之驗算條件，故又名為「流量平衡法」。

其計算步驟流程圖如下：



四最佳等似管長平衡法：

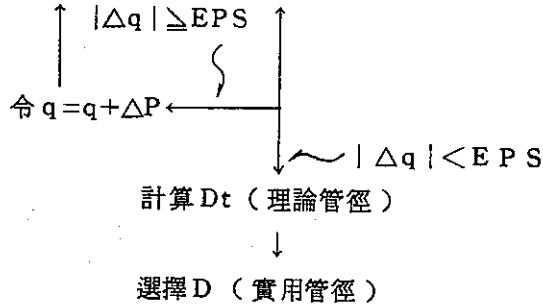
最佳等似管長平衡法提供了一個以管網分析結果直接釐定各管線經濟管徑的便捷方法。其依據之原理如後，公元一九六六年 V. Raman 及 S. Raman 建議了一個基本觀念：在節點水頭及進（取）水量已定之情形下每一網圈各管線等似管長之和（ $\sum Le$ ）為極小值時，管網之管線總量最少，所需工程費亦接近最低，而 $\sum Le$ 為極小之條件為「管線等似管長與管線流量之比值之代數和等於零（ $\sum (Le/q) = 0$ ）」。

本法以管線等似管長為未知數，在釐定各節點之希望操作水頭之條件下以節點操作水頭為已知值，並在保持各節點進出水量平衡之條件下假設各管線之流量，以 $\sum (Le/q) = 0$ 為驗算

條件，反覆計算修改管線流量，以求得各管線合理的最佳等似管長，進而求得其理論經濟管徑，以為管網設計之依據。

其計算步驟流程圖如下：

釐定 H \diamond 計算 h \diamond 假設 q \diamond 計算 Le \diamond 計算 Δq (校正流量)



五牛頓——勒佛森法：

利用牛頓——勒佛森數質分析法，以試求求解配水管網各節點之流量平衡條件聯立方程式，求得各節點之未知量。每一節點都有一個流量平衡方程式，管網若有 n 個節點則成立 n 個流量平衡聯立方程式，理論上應可解得 n 個未知量。然而，實際上前述 n 個聯立方程式中第 n 個方程式必為其他 $n - 1$ 個方程式之互倚方程式，因此該組方程式僅得 $n - 1$ 個有效的聯立方程式，而只能解 $n - 1$ 個未知量。

每一點僅能有一未知量（而且必需有未知量），節點之未知量得為下列三種型態之任一種。

(1) 節點水量——對於水源或配水池等節，於管網水力分析時常假設其節點水頭為固定值（該節點乃為水源點），若含該節點之所有管線之抗阻係數均為已知值時（或抗阻係數為未知值，而被考慮為該管線另一端節點之未知量時），該節點之未知量應為本節點之水量。

(2) 節點水頭——對於一般節點，其節點水量被視為固定值，若含該節點之所有管線之抗阻係數均為已知值時（或抗阻係數為未知值，而被考慮為該管線另一端節點之未知量時），該節點之未知量應為本節點之操作水頭。

(3) 管線抗阻係數——若節點之操作水頭與水量均為已知值，則該節點得以含本節點之任一管線之抗阻係數為未知量。

惟應注意，管網中至少應有一節點之操作水頭為已知量，以為全管網之水頭基準，否則無法求得各節點之相對水頭。

節點流量平衡條件為：

$$F_j = \sum_i q_{i,j} + Q_j = 0$$

$$q_{i,j} = \left(\frac{H_i - H_j}{R_{i,j}} \right)^{0.54} = \frac{H_i - H_j}{R_{i,j}^{0.54} |H_i - H_j|^{0.46}}$$

$$F_j = \sum_i \left(\frac{H_i - H_j}{R_{i,j}} \right)^{0.54} + Q_j = \sum_i \frac{H_i - H_j}{R_{i,j}^{0.54} |H_i - H_j|^{0.46}} + Q_j$$

若 \bar{R} 、 \bar{H} 、 \bar{Q} 為假設值， ΔR 、 ΔH 、 ΔQ 為管網滿足水力平衡條件之校正量，則修正後之值 $\bar{R} + \Delta R$ 、 $\bar{H} + \Delta H$ 、及 $\bar{Q} + \Delta Q$ 應能滿足節點流量平衡公式，即：

$$F(\bar{R} + \Delta R, \bar{H} + \Delta H, \bar{Q} + \Delta Q) = 0$$

引用牛頓——勒佛森數質分析原理展開上式得：

$$F_i(\bar{R}, \bar{H}, \bar{Q}) + \sum \frac{\partial F}{\partial H_i} \Delta H_i + \sum \frac{\partial F}{\partial R_{i,j}} \Delta R_{i,j} + \frac{\partial F}{\partial Q_j} \Delta Q = 0$$

上式以矩陣式表示如下：

$$[FH][\Delta] + [F] = 0$$

移項整理得：

$$[\Delta] = [FH]^{-1} [-F]$$

其計算步驟流程圖如下：

決定節點未知量型態 (H or Q or R) → 編定節點編號 → 賦予未知量之假設值

令 $H = \bar{H} + \Delta H$ ， $R = \bar{R} + \Delta R$ ， $Q = \bar{Q} + \Delta Q$ → 計算節點不平衡水量 $[-F]$

計算 ΔH 、 ΔR 、 ΔQ ← 計算 $\frac{\partial F}{\partial H}$ 、 $\frac{\partial F}{\partial R}$ 、 $\frac{\partial F}{\partial Q}$ 得矩陣 $[FH]$ → $\geq EPS$ Check $|F|_{max}$

$< EPS$

以 R 計算管徑 D

O.K

六分析比較各方法之適用性：

(1)哈弟——克勞斯法：為傳統的配水管網分析法，最早被工程界普遍運用，也最先被引用於電腦作業，其理論簡單，易於了解。引用哈森——威廉氏公式計算管線水頭損失已有現成之速算圖可資利用，可以人工手算亦可借電腦進行分析運算，對於現有管網之水力分析甚為適用。又本法不利於新設管網之水力分析，運用本法不能直接釐定未知管線之經濟管徑，需先假設管徑加入管網中分析計算，由計算結果判斷，調節改變管徑，如此反覆計算調節以求得經濟合用之管徑，費時費力，實為不便。

(2)修改哈弟——克勞斯法：係根據傳統之哈弟——克勞斯法原理，以校正節點水頭假設值取代校正管線流量方式進行管網分析，由於節點水頭之預測比管線流量容易，其假設值較接近其水力平衡之實際水頭，管網分析計算之收斂速度較快。本法有傳統方法之一切優點而沒有收斂慢及假設未知值不易之缺點，因此兩者相較以修改法較佳。尤以利用電腦進行運算時電腦輸入資料以修改法較少（管網之節點比管線數少，網圈愈多時管線數約為節點之兩倍），資料準備容易，不易出錯，利用修改法運算更理想。又本法同樣不適合於利用來直接釐定未知管線之經濟管徑。

(3)最佳等似管長平衡法：為新建自來水系統配水管網設計時直接賴以釐定管網內各管線經濟管徑之最佳方法。其計算步驟與傳統哈弟——克勞斯法相似，亦可以人工手算或借用電腦進

行分析計算。惟本法計算結果所得之理論經濟管徑必非整數管徑，不切實用，應於其理論值前後選擇採用最接近之實用整數管徑，再補以前述兩方法之一進行分析計算以求得選定管徑後管網之實際節點水頭及管線流量，尤以修改哈弟——克勞斯法來配合運算為佳（可以等似管長平衡法之節點預期操作水頭為其水頭假設值）。

(4)牛頓——勒佛森法：適用於現有管網新增網圈或加埋新管之分析計算。以矩陣方法同時解算各未知量校正值，計算之收斂速度較其他各方法快，但若未知量假設值太離譜時可能無法收斂，本法不能以人工手算需借電腦進行運算，及運用此法計算之工程人員必需具備矩陣之基本常識等為其缺點。

叁、工程規劃、設計之應用

一、新建自來水配水系統管徑之選擇

新建自來水配水系統之配水幹管之管徑均為尚待決定之未知量，其合理之經濟管徑賴管網水力分析之結果，據以選擇採用。

等似管長平衡法乃直接釐定管徑之最佳途徑，省時而且省力為其優點。其作業程序及要點詳述如下：

1. 選訂配水幹管計劃路線，以每一網圈包括四個以上之供水小區及節點間距不小於 1000 公尺為原則，並繪製配水管網示意圖。
2. 以各節點所涵蓋地區內最高點之地面高程為該節點之地面高（如此方能確實供給全區各地充足之水壓），加上依規定應維持之最低剩餘水頭，市區 20 公尺、郊區 15 公尺（配水支管之剩餘水頭規定為市區 15 公尺、郊區 10 公尺以上，分別加上水流經過配水支管概估之水頭損失約 5 公尺），估算各節點為滿足供水需要應具備之操作水頭低限。
3. 參考各水源出水能力及操作水頭、各節點取水量及操作水頭低限，預測管網內各管線之流向。
4. 順著管網之水流方向，參照下列三點建議要點，繪製配水管網之預期水力坡降等高線。（詳圖 1）
 - (1) 各節點之水頭不得低於其操作水頭低限，盡可能維持全區供水壓力之均衡，避免局部地區之水壓超過管線之安全耐壓。
 - (2) 送水幹管之水力坡降以每千公尺管線長度之水頭損失在二到十公尺為原則。水源可利用水頭高者，如水源與主供水區域之地面高差大者，可取其高限。反之，水源操作水頭低者，應採用較低值。尤以需要清水抽水機加壓送水者，宜採用其低限或更低值。
 - (3) 配水幹管之水力坡降以每千公尺管線長度之水頭損失在三到五公尺為原則。供水區域之地形順水流方向斜下者，對水流有利宜取其高限。地勢較平坦之路段則採用較低值。而地勢向下游方向斜上者，其水力條件最差，宜採用其低限或更低值。
5. 依據預期水力坡降等高線釐定各節點之預期操作水頭。
6. 在維持各節點進出水量平衡之條件下，按管線之流向逐節點分配各管線之假設流量。
7. 藉最佳等似管長平衡法進行管網之水力分析計算，釐定各管線在滿足節點取水量及操作水

頭條件下之經濟管徑理論值，其值係由各管線之最佳等似管長以理論公式求得，非為整數值不能直接採用為各該管線之實用管徑。

8. 參考經濟理論管徑，選擇最接近之整數管徑為其實用管徑。為配合分期埋設計劃，必要時得選擇兩條平行管，惟應注意該兩條平行管之送水能力應不小於理論經濟管徑。

9. 以各節點之預期操作水頭為其假設操作水頭，藉修改哈弟——克勞斯法分析選定管徑後之配水管網，計算水力平衡時各節點之操作水頭及各管線流量等。

三、擴建配水系統增埋管線管徑之選擇：

自來水配水系統常因擴大供水區域而需辦理擴建，其配水管網之網圈數應做必要之增加，並增埋配水幹管。牛頓——勒佛森法之分析作業允許各節點之未知量任選①節點水頭；②節點水量；③與該節點相連接之任一管線之抗阻係數等三種型態之一。可以假設計劃新埋管線之抗阻係數為其相關節點之未知量，藉管網分析結果來釐定該等未知管徑。因此最適應用於擴建計劃配水管網之水力分析。其作業程序與注意要點詳述如下：

1. 原有供水區域之配水幹管之網圈之管路不予變動，另行加以選定新增供水區域之幹管計劃埋設路線，繪製擴建計劃配水管網示意圖。

2. 參照前述（新建系統）之原則，估算各節點為滿足供水需要應具備之操作水頭低限。

3. 參考現有配水管網前期計劃之水力分析結果之節點操作水頭、各水源之出水能力及操作水頭、各節點之取水量及操作水頭低限，預測管網內各管線之流向。

4. 參照前述（新建系統）三要點，繪製配水管網之預期水力坡降等高線。

5. 參照下列三點建議選定節點之未知量型態。

(1) 新增供水區各節點，分別選擇一條計劃新埋管線（與該節點相連接者）之抗阻係數為其未知量。

(2) 原有供水區各節點，水頭已知之水源點以其節點水量為其未知量。

(3) 其他節點水量已知，而且其相關管線之管徑均為現有管線並不擬加埋平行管線者，均以節點水頭為未知量。

6. 依據預期水力坡降等高線，釐定新增供水區以管線抗阻係數為未知量各節點之預期操作水頭，並假設其他一般節點之操作水頭。

7. 在維持各節點進出水量平衡之條件下，按管線之流向逐節點分配各管線之假設流量。

8. 由節點預期操作水頭估算計劃新埋設管線單位長度水頭損失，並參考其假設流量，藉哈森威廉線算圖查得合理之管徑，並估算其抗阻係數，以為管網分析計算之起始假設值。

9. 藉牛頓——勒佛森法進行管網之水力分析計算，以其計算結果之新埋管線抗阻係數，計算各該管線之經濟管徑理論值。

10. 參考經濟管徑理論值，選擇最接近之整數管徑為其實用管徑，再藉修改哈弟——克勞斯法分析計算管網水力平衡時各節點之操作水頭及各管線流量等。

市鎮原有供水區域大部份屬老市鎮中心，人口的成長已趨近飽和，甚至部份地區尚有衰退的現象。其供水人口之增加極為少數，甚或有減少之趨勢。每人每日用水量亦只有輕微之增加。因此，老市鎮區之用水量增加有限。擴建計劃時，原有供水區域內配水管網除其中少數幾條

連接水源之幹管，為增加輸送水量至其下游之新增供水區域，需要加埋平行幹管外，其他管線（原有）則盡量不予變動。避免大量挖掘道路埋管影響交通招致民怨，並節省為數可觀之路面修復費用。新增供水區域之供水及老供水區域略為增加之用水量，原則上，盡量考慮經由新關外環道路埋設幹管供水。（詳圖 2）

三配水池位置、高度及容量之選擇：

配水池之功用在於調節供水區域用水量之時變遷、平衡配水系統之水壓及貯備緊急用水量（水源停水維繫供水及消防用水之遽增）。配水系統之設計水量應為對平時能滿足設計最大時供水量，且對火災發生時能滿足設計最大日供水量加算消防用水量者。若能在配水系統中之適當地點設置配水池專司調蓄供水，將有效地減輕送配水管線之輸水負荷，大幅降低管線工程費。惟配水池之位置宜予適當之選擇、高度亦應適中方能確實發揮其調節供水量之功能，配水池為應付調節水量之需要應具備之容量得由配水系統最大時用水量時由水池出水之調節水量估算之。

配水池位置、高度及容量之選擇應依據管網水力分析——再試算之結果，予以適當之判斷與抉擇。茲分述如下：

（一）配水池位置

配水池為期能充分發揮調配水功能，應盡可能興建於密集用水區內取水量大之節點附近。供水區域幅員遼闊或地面高低相差懸殊者，宜分散於不同地點興建若干配水池。選擇於高地興建地面配水池之造價約僅佔相同容量高架配水池之三分之一強，若供水區域內或邊沿地區有適當之局部性高地，宜盡量考慮在此建設高地配水池。

若有數處可利用興建配水池之土地供選擇時，計劃工程師應考慮數個配水池位置之選擇方案，分別進行配水管網之水力分析，了解各方案配水池所能發揮之調節水量之多寡，以為抉擇之參考。一般宜優先考慮調節水量大者，因配水池之調節能力愈大愈有利於減輕管線之負荷、降低管線之工程費用及加壓送水之動力費。

（二）配水池高度

配水池之高度，應以在設計最低水位時，配水管線之各點能保持最小動水壓力為準。高度愈高愈有利於水池出水，最大時供水量時配水池之調節出水量愈大，惟應同時考慮最小時供水量時配水池之進水量是否夠多，以利貯備足量之餘水供最大時補充供水之需。高度過高則配水池進水量少無法貯進足夠之水量；反之，高度太低配水池出水量少，無法充分發揮調節水量之功能，而且給水壓力偏低，雖然最小時供水量時進水量多，亦無濟於事。

配水池高度之選擇，可藉一再試算配水系統之管網分析以達目的，其作業流程建議如下：

(1) 視配水池為一般節點，水池進出水量為零，以最大日供水量進行管網之水力分析（在最大日供水量時，理論上配水池應該不進水也不出水，全供水區域之水量全部由水源供給），分析結果求得配水池之操作水頭。

(2) 視配水池為水源點，假設其操作水頭與最大日供水量時相同，以最大時供水量進行管網分析，計算配水池之出水量 Q_1 。（理論上配水池之出水量等全供水區域之最大時與最大日供水量之差時，為最佳之情況。）

(3)視配水池為水源點，仍假設其操作水頭與最大日供水量時相同，以最小時供水量進行管網分析，計算配水池之進水量 Q_2 。（理論上最小時之進水量應約等於或略大於最大時之出水量，方為合理。）

(4)比較最大時供水量時配水池出水量與最小時供水量時配水池進水量，若出水量 Q_1 大於進水量 Q_2 時，表示配水池太高，應予降低；反之，若進水量 Q_2 大於出水量 Q_1 時，配水池應予提高。

(5)反覆(2)~(4)之工作，一再試算不同之配水池高度（常水位為其操作水頭），直到配水池進水量略大於出水量為止。此時，即得配水池之最佳高度及其理論調節能力（水量）。

(三)配水池之容量

配水池容量應包含(1)調節供水量時變遷需要之容量與(2)貯備緊急用水之容量。前者可由配水池之調節流量估算之，一般假設配水池進水與出水時各為12小時，平均出水量約為最大時供水量時之三分之二，因此配水池之調節容量應計算如下，（約為三分之一最大時供水量時之出水量）。

$$\text{調節容量 (M)} = \text{最大時供水量時之出水量 (CMD)} \times \frac{2}{3} \times \frac{12}{24} \text{ (日)}$$

貯備緊急用水之容量之大小因配水系統之性質與配水池造價之不同而異，供水安全性需求高者及利用高地興建地上配水池造價較廉者考慮較大容量；反之，則考慮較小容量。如工業區常考慮貯備容量高達最大日供水量之50到100%，一般用地面水池貯備容量約為最大日供水量之25到30%，高架配水池有時則不另加貯備容量或加計少量。

四配水系統設置減壓閥或持壓閥之分析：

供水區域地面高低相差懸殊時，為平衡供水壓力，降低供水區之靜水壓力，保護配水管線之安全，或維持高供水區之最低操作水頭，應於適當地點設置減壓閥或持壓閥。茲分述如下：

(一)減壓閥

減壓閥為最常用之水壓調節設備。減壓閥是感應其出水端之二次水壓而調節其主制水閥之開度，無論在需水量變化或進水壓力不穩定之情況下均能隨時保持其出水端二次水壓於人工設定之極限範圍內。下游用水量增加或上游水壓降低均使主制水閥之出水端水壓降低，減壓閥控制器將感應出水端之低水壓而指令主制水閥增加開度。反之，下游用水量減少或進水端水壓升高時，減壓閥控制器將感應出水端之高水壓而指令主制水閥減少開度截留多餘的水壓。

設有減壓閥之配水系統之管網水力分析作業應將減壓閥前後之管網劃分成兩部份。先行計算減壓閥下游之管網，然後再據以計算減壓閥上游之管網。其作業及建議如下：

(1)視減壓閥出口端為一般點，以最大時供水量進行減壓閥下游管網之分析，在維持供水區各點之剩餘水頭不低於最低限值條件下，計算得該節點之最低限操作水頭及節點水量。

(2)視減壓閥出口端為一般點，以最小時供水量進行減壓閥下游管網之分析，在維持供水區各點之剩餘水頭不超過管線所能承受之安全水壓（一般為60公尺以下）條件下，計算得該節點之最高限操作水頭及節點水量。

(3)再分別以(1)、(2)計算所得之減壓閥出口端水量進行減壓閥上游之管網最大時及最小時供水量之水力計算。其計算結果，減壓閥上游進口水頭應高於下游出口水頭達5公尺以上方為合

理，（因減壓閥全開時在滿載流量下之水頭損失約 5 公尺）否則應修正放大部份幹管之管徑。

(4)減壓閥設置之位置另宜考慮當零用水量減壓閥全關時，下游供水區域之靜水壓力不得超過水管之安全耐壓上限。

(5)減壓閥出口端之二次水壓設值宜盡量採用低值，以利降低下游管線之水壓減少破管危機並減少漏水量。惟亦不得過低，至少應能維持最大時供水量之最低限水頭，以免下游供水區在大用水量時有水壓偏低之現象。

(二)持壓閥

下游水壓之控制不是壓力控制之唯一目的，有時需要維持上游系統或閘門正前方某特定點之穩定水壓，以此壓力控制功能為目的而設置之自動控制閘稱之為持壓閥。持壓閥之控制原理恰與減壓閥相反，它係以其上游端水壓狀況來控制調整閘門開度，當上游端水壓高於其欲控制之設定壓力時，主制水閥將增加閘門開度，以增加通過水量降低上游水壓。反之，當上游端水壓降低至設定值之下時，閘門開始節制開度以減少流量恢復上游之固定水壓。若上游水壓甚低無法達到其設定水壓時，閘門將完全關閉。

設有持壓閥之配水系統之管網水力分析，應以持壓閥為界將上下游管線劃分成兩部份。先行計算持壓閥上游之管網，然後再據以計算下游之管網，必要時應做反覆試算迄持壓閥進出水量相等，及進出口水壓差合理為止。其作業及建議如下：

(1)設定持壓閥進口側之水壓 h_o ，以維持上游供水區域之保證水壓。

(2)計算持壓閥出口側之水壓 h_e ，等於進口側水壓 h_o 減去持壓閥全開時滿載流量之水頭損失。

(3)以最大時供水量（上游供水區域）並假設此時之持壓閥出口流量 Q ，進行上游配水管網之水力分析，若計算結果持壓閥進口側之水壓高於其設定水壓 h_o ，表示經持壓閥流向下游之水量應可再增加，則修正提高持壓閥流量 Q ；反之，則修正降低流量 Q 之假設值。經反覆試算至持壓閥進口側之水壓約等於其設定水壓為止。最終之流量 Q 即為最大時供水量時經由持壓閥流向下游供水區域之流量。

(4)以上述步驟計算所得之持壓閥出口側之水壓 h_e 與水量 Q 為基礎，進行下游供水區域之最大時供水量配水管網分析。

(5)通常持壓閥設置於高低壓兩配水系統之連絡管線上，以便高壓供水區域之水量有餘裕時可以補充低壓供水區域缺水，並同時控制流經持壓閥之流量在一定之限額，避免上游供水區因管線流量太大水頭損失過高而致給水壓力偏低。

丙 加壓站之設置原則及位置之選擇

供水區域之地勢偏高或距離淨水場甚遠管線水頭損失大，無法由淨水場藉重力自然流下供應所需水量時，一般有於淨水場內設置清水抽水機一次加壓供水，或以清水抽水機壓送至送水幹管中途適當地點設置加壓抽水機直接或間接再加壓送供，或送水幹管前段利用地形藉重力流下至中途適當地點再直接或間接加壓送供等方式可滋採行。上述一段或多段加壓及直接或間接加壓之抉擇，因每一供水系統地形及水力條件之不同而異。宜個案處理，經送配水系統水力分析後再擇優辦理。

配水管網幅員遼闊或供水區域末端偏遠或偏高時，若是爲了供應末端地區充足之水壓而全面提高供水區域之操作水頭，將造成能源之浪費，而且供水區域上游地區之水壓亦將因此而過度提高，危及管線之安全及增加滲水量。爲均衡供水區域之水壓及節約能源計，宜藉配水系統水力分析之結果，據以選擇適當之地點設置加壓站，局部加壓供水。加壓站因其下游供水區域是否有水量調蓄設備而決定採取直接或間接加壓方式。

肆、現有配水管網之分析應用

爲了解現有設備容量之餘裕、預測可能發生缺水之年限，以便及時於適當時機著手籌辦擴建工程。以及研討萬一擴建工程無法及時完成時，如何應急改善現有配水設備舒解短期缺水之危機，應定期進行現有配水管網之水力分析工作，以利掌握現況、預測未來。

(一)現有設備容量餘裕及可能發生缺水年限之分析

依據現有供水區域過去若干年之用水人口及供水量之成長趨勢，並參考政府機關或民間團體預定近期內辦理之重劃區、新社區或集合住宅開發計劃，推估現有配水管網各節點未來年可能增加之取水量。逐年就現況及未來年之預估最大時供水量進行現有配水管網之水力分析工作，依據水力分析計算所得之節點剩餘水頭之大小，即可了解現有設備之管線配水能力尚有多少餘裕，預測可能發生缺水之時機。各節點之剩餘水頭均高出依規定應維持之最低限值甚高時，表示其配水能力尚有相當數量之餘裕。若某一年供水量分析結果有部份節點之剩餘水頭已接近規定之最低限值或更低時，表示現有管線之配水能力到該年度將達飽和，可能於該年度底開始發生缺水現象，應事先反應規劃、設計單位及早著手辦理必要之擴建。

(二)應急改善工程之研擬

預計可能缺水之時間甚爲迫近，擴建工程無法及時完成時，爲維持正常供水壓力宜先行辦理應急改善，應以預計擴建工程可能完成日期爲目標年擬訂應急計劃，就現有配水管線進行目標年最大時供水量之管網水力分析，在剩餘水頭偏低諸節點上游，選擇若干單位長度水頭損失特別偏高之管線，計劃加埋平行管線酌量提高配水管網之配水能力，期能應付應急目標年供水量及水壓之需求。若現有配水系統之調節用配水池總容量不敷需要時，可選擇適當地點增建配水池，增加調節能力、減輕最大時供水量時送配水管線之負荷，亦可達到改善之目的。

伍、實例之分析說明

一、配水池之位置、高度及調節水量

以圖3~10爲例，節點①爲淨水場，操作水頭100 M。節點⑩爲距離水源最遠之節點，地面高程65 M，該節點應維持 1.5 kg/cm^2 以上之水壓（相當於15 M高之水頭），因此該節點在最大時用水量時之操作水頭應不低於80 M。

(一)配水池高度之決定與調節水量

爲決定配水池之適當高度（進出水量平衡之高度），假設配水池之進出水量爲零，以最大日供水量進行管網水力分析，結果如圖3。得節點②、節點③及節點⑩之操作水頭分別爲92.47 M、86.75 M及84.13 M。再按配水池位置之不同分別核算水池之合理高度及其調節水量。

(1)配水池設置於供水區域最上游端(節點②)。

視節點②為水源點，假定其操作水頭為 92.47 M (最大日供水量時之水頭)，進行最大時供水量及最小時供水量之管網水力分析，結果如圖 4 及圖 5。其最大時供水量時配水池之出水量與最小時供水量時配水池之進水量相等，同為 24,000 CMD。故 92.47 M 應為配水池最適當之常水位，其調節水量之能力為 24,000 CMD。

(2)配水池設置於供水區域中心地區(節點⑥)

視節點⑥為水源點，假定其操作水頭為 86.75 M (最大日供水量時之水頭)，進行最大時供水量及最小時供水量之管網水力分析，結果如圖 6。其最大時供水量時配水池之出水量與最小時供水量時配水池之進水量相等，同為 19,000 CMD。故 86.75 M 應為配水池最適當之常水位，其調節水量之能力為 19,000 CMD。

(3)配水池設置於供水區域最下游端(節點⑩)

視節點⑩為水源點，假定其操作水頭為 84.13 M (最大日供水量時之水頭)，進行最大時供水量及最小時供水量之水力分析，結果如圖 7，其最大時供水量時配水池出水量為 13,280 CMD，而最小時供水量時配水池進水量僅 9120 CMD，比最大時出水量約少 30%。顯示配水池操作水頭假設值過高，造成出水多進水少之現象，應酌量降低其水頭。經幾度修正降低節點⑩之操作水頭達 80.60 M 時，水力分析結果如圖 8。此時其最大時供水量時配水池出水量為 10,940 CMD，最小時供水量時配水池進水量為 11,000 CMD，進出水量約略相等。故配水池之常水位應為 80.60 M，其調節水量之能力為 11,000 CMD。

(二)配水池設置位置之選擇

為選擇設置配水池之適當位置，茲就未設備水池及配水池設置於不同位置之各種情況分別討論如下：

(1)不設置配水池，供水量時變遷全靠清水池調節。

此類配水系統亦可視同將配水池設置於送水管線上游端之淨水場內，而以清水池代用者。圖 9 及圖 10 分別為其最大時供水量及最小時供水量之管網水力分析結果。當管線①~②採用 700 m/m 管徑，管線②~③及②~⑤採用 500 m/m 管徑，管線③~④、③~⑥、⑤~⑧及⑤~⑧採用 350 m/m 管徑時，其最大時供水量時節點⑩之操作水頭為 66.41 M，剩餘水頭僅 1.41 M，不符供水壓力之需要。經分別放大上述三組管線之管徑為 800 m/m、600 m/m 及 400 m/m 後，節點⑩之最大時供水量時之操作水頭始提升為 80.53 M。最小時供水量時節點⑩之操作水頭於放大管徑前後分別為 95.60 M 及 97.45 M，核算該節點操作水頭時變遷分別高達 29.19 M 及 16.92 M。(最小時供水量與最大時供水量之操作水頭差)。又供水區域內最大時供水量時操作水頭最高與最低點(最高為節點②、最低為節點⑩)之差，於放大管徑前後亦分別高達 17.65 M 及 11.15 M。

此時，因配水系統未設置配水池，為減輕淨水場之負荷，而以最大日供水量為其設計出水能力。應於淨水場內設置足夠容量之清水池供調節水量時變遷之用，調節流量為最大時供水量與最大日供水量之差 $72,000 - 48,000 = 24,000$ CMD，故其供調節用之容量應為 $24,000 \times \frac{12}{24} = 8000$ M³。

(2)配水池設置於供水區域最上游端點(節點②)

當管線②~③及②~⑤採用 500 m/m 管徑,管線③~④、③~⑥、⑤~⑧及⑤~⑧採用 350 m/m 管徑時,其最大時供水量時節點⑩之操作水頭為 74.82 M,剩餘水頭僅 9.82 M,不符供水壓力之需要。經分別放大上述兩組管線之管徑為 600 m/m 及 400 m/m 後,節點⑩之最大時供水量時之操作水頭始提升為 81.32 M。最小時供水量時節點⑩之操作水頭於放大管徑前後分別為 90.16 M 及 91.01 M,核算該節點最大時與最小時供水量之操作水頭差,仍高達約 15.34 M 及 9.69 M。又供水區域內最大時供水量時之操作水頭最高(節點②)與最低點(節點⑩)之差,於放大管徑前後仍分別高達 17.65 M 及 11.15 M。

此時,配水池之調節水量高達 24,000 CMD,足以調節供水量之時變遷,並減輕其上游送水管線之負荷,而免予加大管徑。配水池之調節容量應為 $24,000 \times \frac{2}{3} \times \frac{12}{24} = 8000 \text{ M}^3$ 。淨水場內清水池無需負擔調節水量之任務,容量可大量減小,僅供維持消毒所需之接觸時間約 30 分鐘即可,其容量約需 1000 M^3 。

(3)配水池設置於供水區域中心地點(節點⑥)

節點⑩之最大時供水量與最小時供水量時之操作水頭分別為 79.28 M 及 86.56 M,其供水壓力時變遷僅 7.28 M,已有長足之改善。又供水區域內最大時供水量時之操作水頭最高(節點②)與最低點(節點⑩)之差為 11.70 M。節點⑩最大時供水量時之剩餘水頭為 14.28 M,已勉可滿足供水壓力之低限要求,所有管線之管徑約無需放大。

此時,配水池之調節水量為 19,000 CMD,雖然調節能力略減,但仍能充分發揮調節供能減輕其上游之送配水管線之負荷。不足之調節水量應由淨水場內清水池來分擔,其調節水量應為 $24,000 - 19,000 = 5,000 \text{ CMD}$ 。核算配水池及清水池之調節容量應分別為 $6,300 \text{ M}^3$ 及 $1,700 \text{ M}^3$,合計總調節容量仍為 $8,000 \text{ M}^3$ 。

(4)配水池設置於供水區域最下游端(節點⑩)

全供水區域內各節點中,以節點④與節點⑧之最大時供水量之操作水頭 80.13 M,最小時供水量之操作水頭 92.06 M 之變化最大,相差 11.93 M,比配水池設置於中心地區者反有增高之趨勢。最大時供水量之操作水頭,全區域最高點為節點②有 88.25 M,最低點為節點⑦有 79.05 M,僅相差 9.20 M。全區最低操作水頭點節點⑦之剩餘水頭 $79.05 \text{ M} - 65 \text{ M} = 14.05 \text{ M}$,亦勉可滿足供水壓力之低限要求,所有管線之管徑均無需放大。

此時,配水池之調節能力雖然更有明顯之下降,僅約 11,000 CMD。惟仍能發揮減輕其上游送水管線之負荷之功能。不足之調節水量應由淨水場內清水池來分擔,其調節水量應為 $24,000 - 11,000 = 13,000 \text{ CMD}$ 。核算配水池及清水池之調節容量應分別為 $3,700 \text{ M}^3$ 及 $4,300 \text{ M}^3$,合計總調節容量仍為 8000 M^3 。

(三)檢討及結論

綜合上述四種情形,重點整理如下。並研討比較結果,獲致下列結論。

(1)配水池確有調節供水量時變遷之功能。其調節水量之能力因配水池位置不同而異,本例分析結果顯示配水池位置愈接近供水區域上游者之調節水量愈大。(配水池設置於上游端者調節 24,000 CMD,中心地區者 19,000 CMD,下游端者 11,000 CMD。)

(2)配水池確有減輕其上游管線流量負荷，降低管線工程費之功能。而對其下游管線流量負荷並無幫助。本例配水池設置於上游端節點者，其上游送水管線①～②因配水池調節之功而得免于放大管徑，而配水池設置於中心地區節點者，除上游送水管線受惠外後繼之 6 條上游配水管線亦可免于加大。

(3)配水池有降低供水區域內操作水頭差之功能。配水池設置位置愈往下游移其功能愈顯著。本例最大時供水量之操作水頭最高點與最低點之差值，配水池設置於上游端者 17.65 M，中心地區者 11.70 M，下游端者 9.20 M。

(4)配水池有降低供水區域內操作水頭時變遷之功能。而以配水池設置於供水區域中心地區者功能最顯著，供水區域內最大時供水量與最小時供水量之操作水頭最小。本例操作水頭時變遷未設置配水池者 29.19 M，配水池設置於上游端者 15.34 M，中心地區者 7.28 M，下游端者 11.93 M。

(5)配水池常水位之適當高度因其設置位置不同而異。配水池位置愈往下游移其常水位之適當高度愈降低。本例配水池設置於上游端者理想常水位為 92.47 M，中心地區者為 86.75 M，下游端者為 80.60 M。

(6)為調節用水量之時變遷，降低淨水場之負荷，而以最大日供水量為其設計出水能力，自來水系統中水池之總調節能力宜不小於最大時供水量與最大日供水量之差值。配水池調節能力之不足可由淨水場內清水池補充之。本例總調節水量為 $72,000 - 48,000 = 24,000$ CMD，水池調節用總容量宜不小於 $24,000 \times \frac{2}{3} \times \frac{12}{24} = 8,000$ M³，則清水池之調節用容量於未設配水池者應為 8,000 M³，配水池設置於上游者為零（配水池已負責全部調節水量），中心地區者 1,700 M³，下游端者 4,300 M³。

(7)綜上結果，配水池宜選擇設置於供水區域中心地區用水量較集中之地點，較能充分發揮其調蓄水量及減輕管線負荷降低管線工程費之功能。惟因地面配水池之同容量造價的僅佔高架配水池之三分之一，若有適當高地可茲利用，雖調蓄功能較差，但為節省工程費用仍宜考慮。

二、減壓閥位置與其出口端壓力之設定

以圖 11 為實例，水源常水位為 200M。供水區域離淨水場約 25,000M，地面高程在 90M ~ 100M 之間，最大時供水量為 130,000 CMD，最小時供水量為 70,000 CMD。假設送水管綫沿途之地面高程由淨水場至供水區域間以等坡度斜下。由於淨水場操作水頭與供水區域地面高差達 110M，最小時供水量時送水管綫之水頭損失極少，供水區域所承受之水壓超過管綫之安全耐壓限度。為減少水管漏水機會、防止破管，應於送水管綫中途之適當位置設置減壓閥，截留小用水量時多餘之水頭，以降低供水區域可能產生之最高水壓。

減壓閥位置之選擇、送水管綫管徑之釐定、減壓閥出口端二次壓力之設定之作業步驟如下：

(1)以最大時供水量 $Q_{\max. \text{ hr.}} = 130,000$ CMD 進行下游供水區域之配水管網水力分析。

計算維持全區供水壓力均不小於最低限值（約 15M 水頭）條件下之送水管綫末端（即配水管網之最前端）應具備之最低操作水頭。本例計算結果，其值為 120 M。（其計算過程從略）

(2)以最小時供水量 $Q_{\min. hr.} = 70,000 \text{ CMD}$ 進行下游供水區域之配水管網水力分析。計算保持全區供水壓力均不超過管綫所能承受之安全水壓（一般為 60M 水頭以下）條件下之送水管綫末端（即配水管網之最前端）之容許最高操作水頭。本例計算結果，其值為 150 M。（其計算過程從略）

(3)為維持下游供水區域之操作水頭不低於最低限值，送水管綫之總水頭損失不得超過水源操作水頭與送水管綫末端操作水頭低限差 $200 \text{ M} - 120 \text{ M} = 80 \text{ M}$ ，扣除減壓閥全開時之水頭損失約 5 M，得管綫摩擦損失上限為 75 M。則最大時供水量時管綫單位長度水頭損失應不得大於 $h = 75 \text{ M} / 25000 \text{ M} = 3 \%$ 。

(4)送水管綫之管徑選擇採用 $1000 \text{ m/m} - 12 \text{ kg/cm}^2$ 級預力混凝土管，其最高許可使用壓力為 6 kg/cm^2 （相當於 60M 水頭）、C 值 130。則最大時供水量時之管綫單位長度水頭損失為 $h = 2.79 \%$ 。若中途不設置減壓閥，則其水力坡降綫如 a 綫，供水區域前端操作水頭 130.25 M，尚有 10.25 M 之水頭餘裕。為了解減壓閥之適當設置位置，a 綫向下平移 10.25 M 得 a' 綫，此時送水管綫末端操作水頭恰為 120 M。

(5)送水管綫最小時供水量時之單位長度水頭損失為 $h = 0.89 \%$ 。若不設置減壓閥，則其水力坡降綫如“b”綫，供水區域前端操作水頭 177.25 M，超過其安全上限 27.25 M。為了解減壓閥之適當設置位置，b 綫向下平移 27.25 M 得 c 綫，此時送水管綫末端操作水頭恰為 150 M。

(6)理論上，為滿足供水區域之操作水頭低限，並同時控制不超過容許操作水頭上限，減壓閥應設置於水力坡降綫 a' 與 C 之交點 A 或其下游地點。

(7)惟為徹底防止配水管綫之壓力過高，宜考慮零用水量時之最不利情況，此時減壓閥全關而配水管綫承受靜水壓力。則減壓閥宜設置於地面高程綫與 150 M 水頭綫之交點 B 之下游地區。

(8)為避免減壓閥上游送水管綫之靜水壓力超過其容許使用壓力（60 M 水頭），減壓閥應設置於地面高 $200 \text{ M} - 60 \text{ M} = 140 \text{ M}$ 以上地區，即 C 點上游地段。

(9)若選擇在 D 點設置減壓，則減壓閥出口端二次操作水頭之設定值最高應不超過 161 M，以避免供水區域內之操作水壓超過管綫所能承受之安全上限，最低亦應不得低於 150 M，以利最大時供水量時供水區域內之操作水壓仍能維持應有之水壓低限。減壓閥埋設高程約為 142 M，因此減壓閥之出口端二次壓力應設定值宜在 0.8 kg/cm^2 至 1.9 kg/cm^2 之間（水頭 8 M ~ 19 M）。惟為確保管綫之安全，可考慮採用其低限。此時供水區域內之剩餘水頭最高為 $142 \text{ M} - 90 \text{ M} = 52 \text{ M}$ （靜水壓力，減壓閥全關時），最低為 $120 \text{ M} - 100 \text{ M} = 20 \text{ M}$ ，能滿足供水壓力之需要，而且不超過管綫之耐壓上限。

(10)減壓閥上游送水管綫之水壓（靜水壓力）最高為 $200 \text{ M} - 142 \text{ M} = 58 \text{ M}$ 水頭，不超過送水管綫之最高許可使用壓力。

三、持壓閥位置與其進口端壓力之設定

以圖 12 為實例，水源常水位 160 M。以管徑 900 m/m 送水管，長度 5,000 M，送水至 B

點後分水供應高低兩供水區域。高區地面高程在 110 M 至 120 M 之間，最大時供水量 72,000 CMD，最小時供水量 40,000 CMD。低區地面高程在 50 M 至 60 M 之間，最大時供水量 18,000 CMD，最小時供水量 6,000 CMD。

為維持高供水區之最低合理水壓，應於送水管綫分水點 B 點之後（愈接近 B 點愈佳）設置持壓閥，保持其上游管綫之操作水頭在某一設定低限值以上。

又為維護低供水區之管綫安全及減少漏水量，應於低供水區上游送水管綫適當位置設置減壓閥，截留低供水量時之多餘水頭以維持管綫操作水頭在其安全耐壓上限之下。

為節省費用，前述持壓閥與減壓閥亦可考慮合併設置一只持壓兼減壓閥於適當地點，同時滿足持壓及減壓之雙重水壓控制功能。適當地點之選擇，進口端一次壓力與出口端二次壓力之設定之作業步驟如下：

(1) 進行高供水區之管網水力分析結果。最大時供水量時應由 B 點分水 72,000 CMD，為維持區內各節點之保證水壓條件，B 點之操作水頭應不低於 150 M。最小時供水量時應由 B 點分水 40,000 CMD，為保證區內各管綫之水壓不超過其安全耐壓上限，B 點之操作水頭應不高於 170 M。（其計算過程從略）

(2) 進行低供水區之管網水力分析結果。最大時供水量時應由 C 點取水 18,000 CMD，為維持區內各節點之剩餘水頭不低於規定之下限，C 點之操作水頭應不低於 85 M。最小時供水量時應由 C 點取水 6,000 CMD，為保證區內各管綫之水壓不超過其安全耐壓上限，C 點之操作水頭應不高於 110 M。（其計算過程從略）

(3) 若欲同時滿足高低兩供水區之最大時供水量，送水管綫 A~B 之流量應為 $72,000 + 18,000 = 90,000$ CMD，以此水量核算其水頭損失為 11.8 M，則 B 點之操作水頭為 $160 - 11.8 = 148.2$ M，低於供水高區應維持之最低操作水頭。因此應於 B 點下游設置持壓閥，節制流向低區之水量，保持 B 點之操作水頭在其低限（150 M）以上。

(4) 以 B 點之操作水頭低限 150 M，核算送水管綫 A~B 之最大流量僅達 82,300 CMD（水力坡度 2.0%），充分供應高區最大時供水量 72,000 CMD 之餘，僅剩餘水 10,300 CMD 分供低區。其水力坡降綫如圖 13 a 綫。此時低區最大時供水量之不足額應由其他水源補充，或放大管綫 A~B 之管徑。

(5) 供給高低兩區之最小時供水量時，送水管綫 A~B 之流量為 46,000 CMD，管綫 B~C 之流量為 6,000 CMD，核算其水力坡降綫如圖 13 b 綫，此時 C 點之操作水頭高達 144.3 M，遠超過其允許之操作水頭上限（110 M），低區配水管綫之安全堪慮，因此應於 B 點下游設置減壓閥以截留多餘之水頭。

(6) 又為保持減壓閥上游管綫之靜水壓力（最高壓力）不超過送水管綫之耐壓上限，減壓閥應設置於地面高程 100 M（ $160 \text{ M} - 60 \text{ M} = 100 \text{ M}$ ）E 點以上之上游地區，並考慮低區管綫之靜水壓力不超過其安全上限，減壓閥應設置於地面高程 110 M（D 點）以下地區。

(7) 若為節省工程費擬合併設置持壓兼減壓雙重功能之壓力自動控制閥，則應以 D 點為最適當設置地點。核算此自動控制閥之上游進口端操作水頭低限應為 141.6 M，下游出口端操作水頭高限應為 119.02 M。因此其進口端一次壓力之設定值宜訂為 3.16 kg/cm^2 （ $141.6 - 110$

= 31.6 M剩餘水頭)，出口端二次壓力之設定值宜訂為 0.9 kg/cm^2 ($119.02 - 110 = 9.02$ M剩餘水頭)。減壓後水力坡降綫如圖 13. a' 及 b' 綫。

(8)此類持壓兼減壓閥一般均以優先滿足其上游高供水區之最大時供水量為目的，雖然考慮下游供水區之補充水量，因此其控制設備之設計應以持壓嚮導閥優先控制制水閥之開度，若上游壓力有餘裕時再由減壓嚮導閥接管控制主閥開度之功能，維持下游管綫之安全。

四加壓站位置及抽水機揚程與水量之設定

(一)送水幹管附設加壓站

以圖 14 為實例，淨水場清水池常水位 100 M。供水區域地面高程在 120 M 到 130 M 之間，距離淨水場 20 km。送水幹管之管徑為 1000 m/m。供水區域配水管綫之最大時供水量水力分析結果，送水管綫應送水 130,000 CMD，在維持各節點之剩餘水頭均不低於規定之最低值條件下，據以推算供水區域前端之操作水頭下限應為 150 M。最小時供水量水力分析結果，送水管綫應送水 70,000 CMD，在保證各節點之剩餘水頭均不高於管綫之耐壓上限條件下，據以推算供水區域前端之操作水頭上限應為 170 M。藉重力自然流下供水餘壓不足，應經抽水機壓送始得供水，其加壓之方式茲分別以下列三種方案討論之。

(1)若選擇由淨水場清水池一次加壓供水，則淨水場出水操作水頭應不低於 205.8 M，清水抽水機之淨揚程應不小於 105.8 M，揚水量應為 130,000 CMD，估算馬力數約為 2,850HP。此時送水幹管所承受之最高內壓為 10.58 kg/cm^2 ，宜採用耐高壓之管種。而且由其水力坡降綫觀之，最小時供水量 70,000 CMD 時，供水區域前端之操作水頭為 188 M，超過其安全上限 (170 M)，為保護供水區域配水管綫之安全，避免破管，減少漏水，宜於送水幹管中途 A 點設置減壓閥 (或 A 點下游地區亦可)，截留小供水量時多餘之水頭、控制該點減壓後之操作水頭在 179.2 M 以下，方可保供水區域前端之操作水頭不致超過 170 M。其水力坡降綫詳圖 14. a。

(2)可考慮於送水幹管中途適當地點設置中間加壓站，分兩段加壓供水，可降低送水幹管所承受之最高內壓。若中間加壓站採管中直接加壓方式，則淨水場之操作水頭可降低為 155.8 M，清水抽水機之淨揚程 55.8 M，揚水量仍為最大時供水量 130,000 CMD，估算馬力數約為 1,500HP，加壓站前送水幹管所承受之最高內壓降低為 5.58 kg/cm^2 ，可採用設計內壓 12 kg/cm^2 之一般管種，中間加壓站之抽水機淨揚程為 50 M，揚水量亦為 130,000 CMD (加壓站之出水量恆等於進水量)，估算馬力數約為 1,350HP，本案合計加壓抽水機馬力數仍與前案同為 2,850HP。此時加壓站後送水管綫所承受之最高內壓為 7.81 kg/cm^2 ，最小時供水量時供水區域前端之操作水頭仍為 188 M，為保護配水管綫之安全，仍應於中間加壓站出口端設置減壓閥或回流管加洩壓閥，控制加壓後之操作水頭在 174.6 M 以下，則供水區域前端之操作水頭可維持在 170 M 以下，而且加壓站後送水幹管所承受之最高內壓亦同時降低為 6.01 kg/cm^2 。其水力坡降綫詳圖 14. b。

(3)有時中間加壓站亦可考慮設置水池間接加壓供水，若水池之容量夠大，足以調節供水量之時變遷時，藉水池之調蓄功能之助，可減輕加壓站前送水幹管之負荷，而以最大日供水量平衡送水即可，此時淨水場出水操作水頭可再降為 140 M，清水抽水機淨揚程僅需 40 M，揚水量 100,000 CMD，估算馬力數約為 850HP，加壓站前送水管綫所承受之內壓更降低為 4.0

kg/cm² 以下。加壓站之抽水機淨揚程、揚水量及馬力數與直接加壓者相同，惟加壓站後之操作水頭可維持在 164.5 M，站後送水管綫及配水管綫之內壓均低於其安全上限，可免設減壓設備。其水力坡降綫詳圖 14.c。

參考文獻：

- (1)V. Raman and S. Raman, "New Method of Solving Distribution System Networks basd on Eguivalent Pipe Lengths" Journal AWWA (May 1966, P 615 - 625) .
- (2)Martin, D.W. and Peters, G., "The Application of Newton's Methed to Network Analysis by Digital Computer" , Journal of the Institution of Water Engineers , United Kingdom edition (Vol 17, 1963, P115) .
- (3) Uri Shamir and Charles D.D. Howard, "Water Distribution Systems Amalysis" , Journal of the Hydraulics Division (January 1968 , P219-234) .
- (4)Amir N. Nanavandi and George V. Catanzaro, " Matrix Method for Analysis of Hydraulic Networks" , Jaurnal of the Hydraulics Division (January 1973, P47 - 63) .
- (5)Harry Chenoweth and Clyde Carwford, "Pipe Network Analysis" , Journal AWWA (January 1974 , P55-58) .
- (6)自來水期刊第六期 (民國六十一年十一月)
郭龍郎著「送配水管綫水力計算之檢討」。
- (7)自來水期刊第一期 (民國五十七年十一月)
陳粹濱、陳榮藏著「以 I B M 1130 位數電子計算機分析臺南市配水管網」。
- (8)自來水期刊第九期 (民國六十四年十一月)
陳榮藏著「設計用配水管網分析及其電腦作業」。
- (9)自來水期刊第十期 (民國六十五年十一月)
陳榮藏著「牛頓—勒佛森法配水管網分析及其電腦作業」。
- (10)自來水期刊第十四期 (民國六十六年十一月)
陳榮藏著「以動量平衡法分析自來水配水管網及其電腦作業」。
- (11)自來水會刊雜誌第十六期 (民國七十四年十一月)
陳榮藏撰「配水管網分析方法之研討及應用」。

圖 1 台中港特定區平地系統配水管網
(預測示意圖)

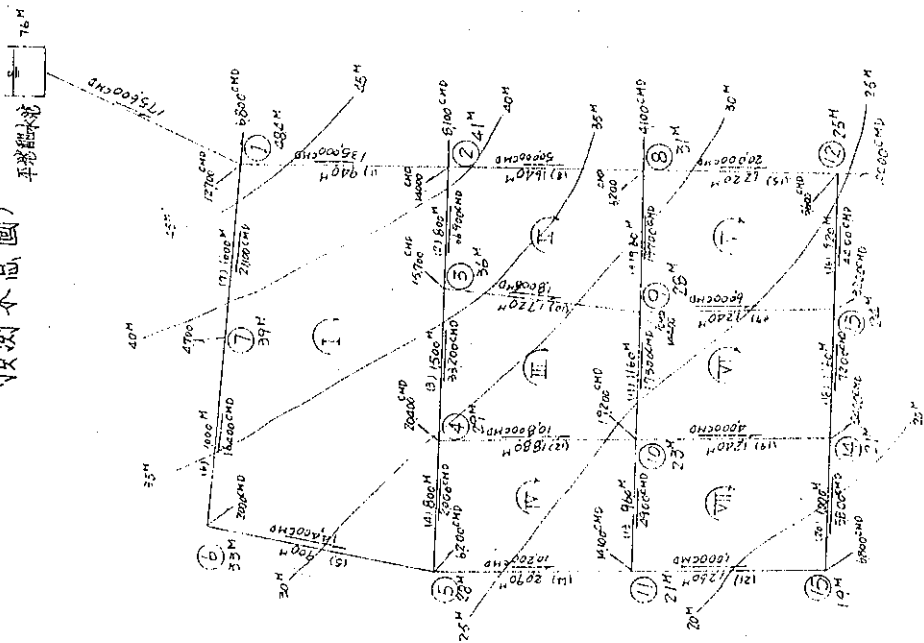
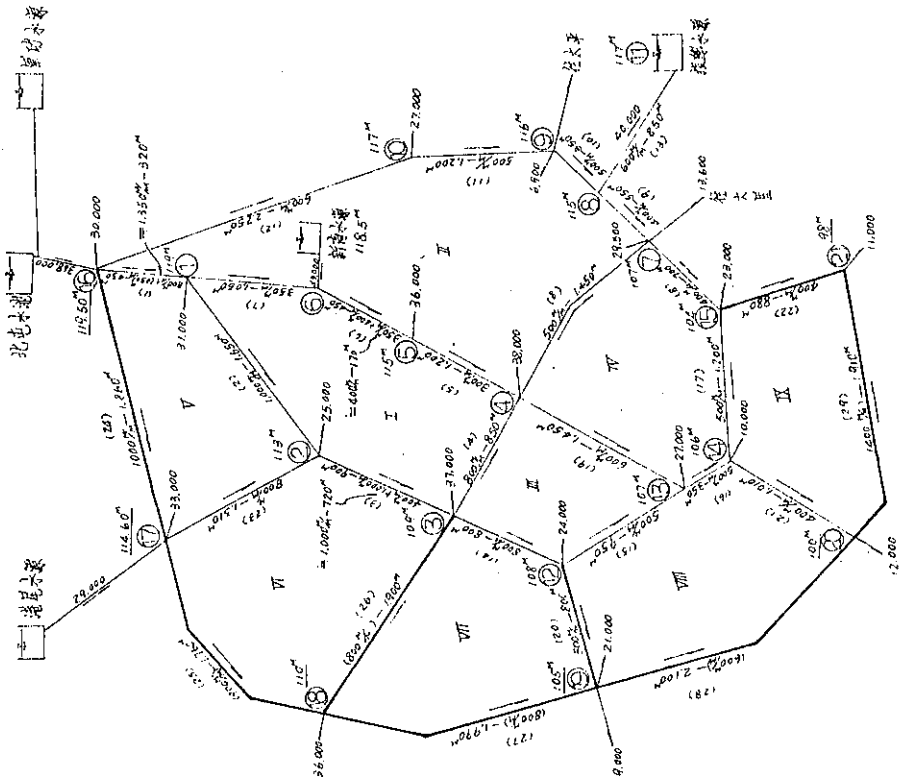


圖 2 台中市自來水管網(民國八十年)
(預測示意圖)



註 1 () 內者為管段流量
2 封裝 1~1.5 之管作為管段流量
3 封裝 1.5~2.1 之管作為管段流量

圖 3

Max day $Q = 48,000 \text{ CMD}$
 $C = 130$

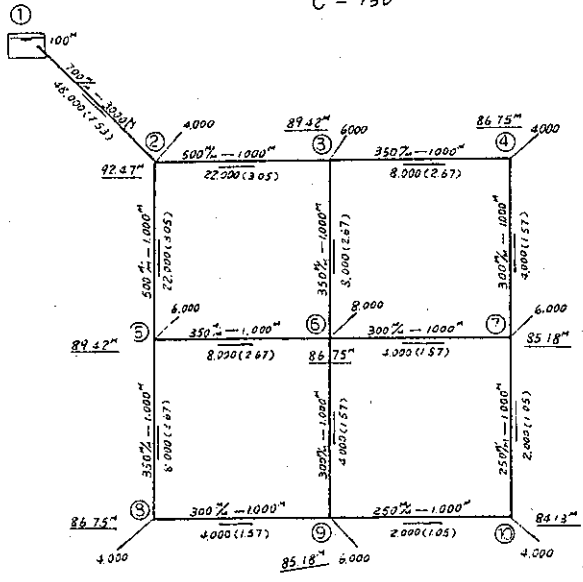


圖 4 CASE I—配水池設置於上游端

Max hr $Q = 72,000 \text{ CMD}$

() 內數字為放大管徑者

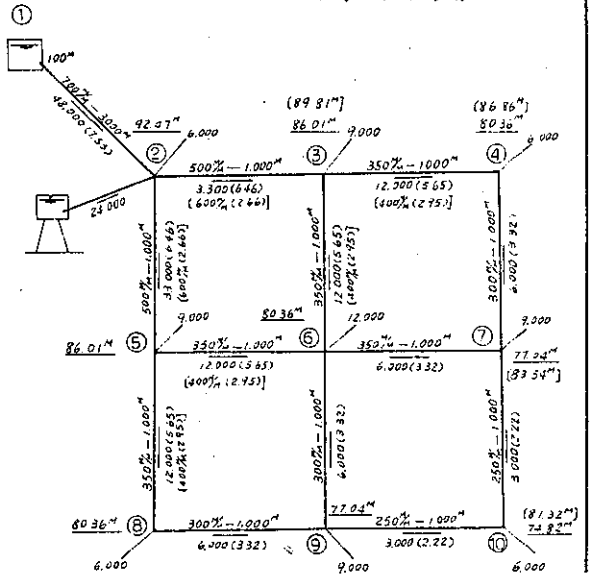


圖 5 CASE I—配水池設置於上游端

Min hr $Q = 24,000 \text{ CMD}$

() 內數字為放大管徑者

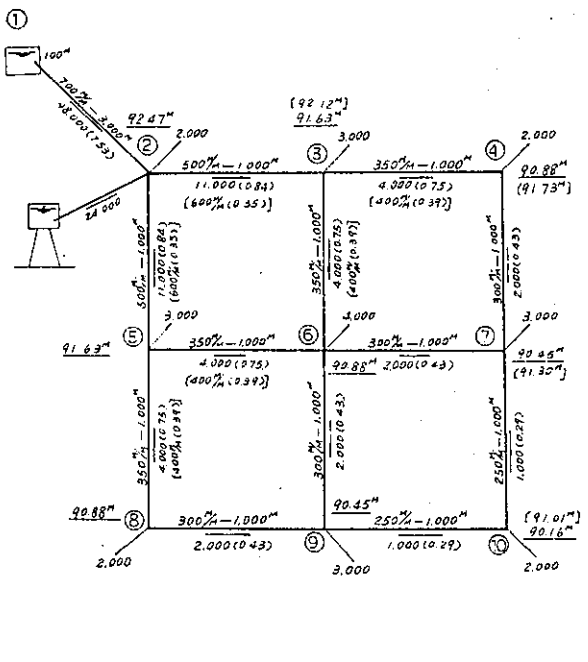


圖 6 CASE II 配水池設置於供水區域中央

Max hr $Q = 72,000 \text{ CMD}$

(Min hr $Q = 24,000 \text{ CMD}$)

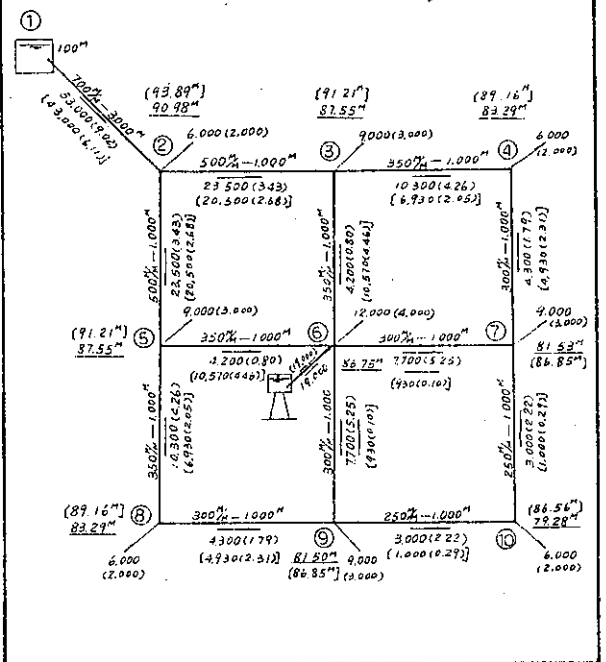


圖 7 CASE III 配水池設置於下游端

Max hr $Q = 72,000 \text{ CMD}$ (Min hr $Q = 24,000 \text{ CMD}$)

假設節點⑩之操作水頭為 84.13^m 者

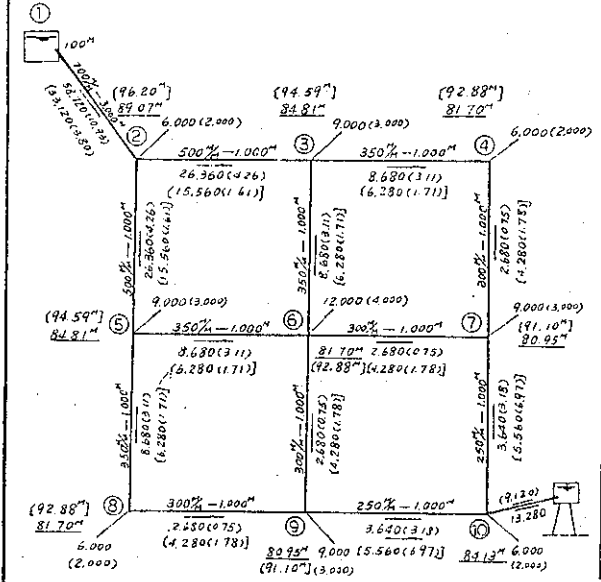


圖 8 CASE III 配水池設置於下游端

Max hr $Q = 72,000 \text{ CMD}$

修正節點⑩之操作水頭為 80.60^m 者

(Min hr $Q = 24,000 \text{ CMD}$)

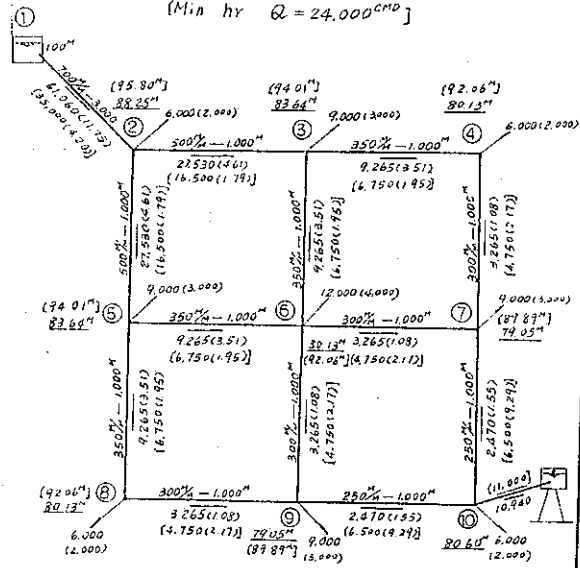


圖 9 CASE IV—未設置配水池

Max hr $Q = 72,000 \text{ CMD}$

() 內數字為放大管徑者

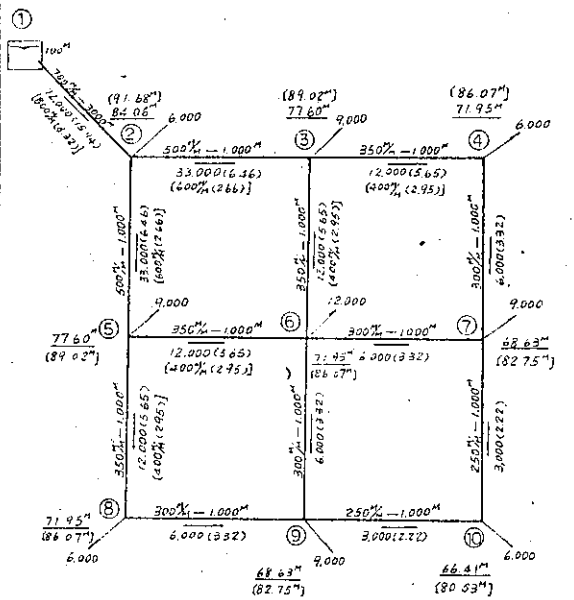


圖 10 CASE IV 未設置配水池

Min hr $Q = 24,000 \text{ CMD}$

() 內數字為放大管徑者

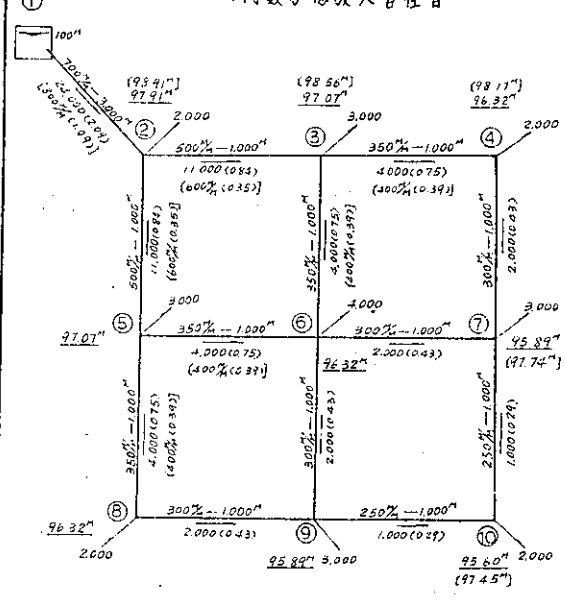


圖 14a 由淨水場一次加壓給水——水力坡降線

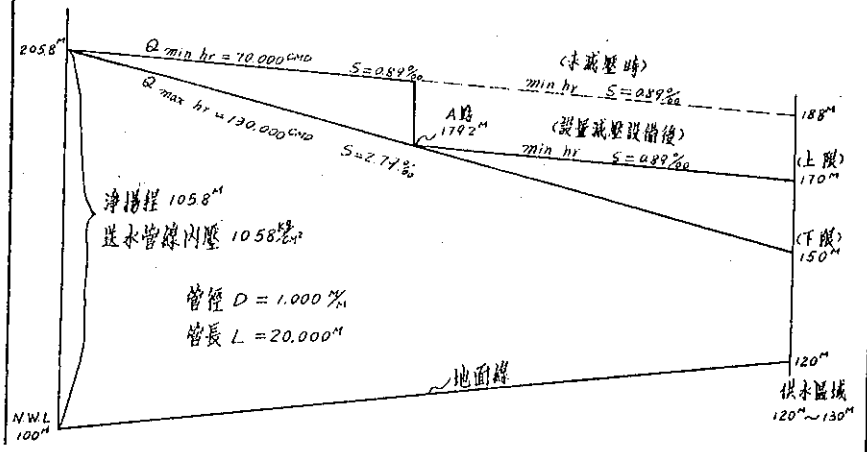


圖 14b 中間加壓站(管中直接加壓)——水力坡降線

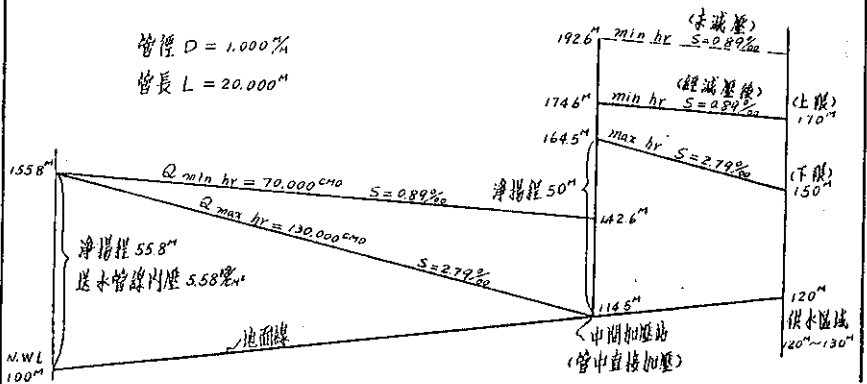


圖 14c 中間加壓站(水池間接加壓)——水力坡降線

