

飲用水配送系統合理化之建立—改良小區管網配送之研究

蕭宏民¹ 黃文吉² 林碧亮³

摘 要

飲用水配送系統—改良小區管網將水量穩定、均勻配送到各供水區，且有足夠之水壓預防水質受污染，並使水頭足供各地段使用，其間應以不斷水持續運轉，來滿足民眾需求，如系統管線有破管時，可瞬時恢復供水或仍可以最小限度維持用水，借此增加供水可靠度，本文針對前述要求，建立改良小區管網最佳化模式，以初設費、路面修復費、操作管理費等取最小成本及供水最大可靠度，書列多目標函數，其間以列舉法及遺傳演算法、系統模擬等進行求解，並以二取水點及雙套管聯絡管之全配水模式先行演練，以期充份考量計劃之整體年限之考量，求得合理之最佳模式。

關鍵詞：飲用水、改良小區管網系、穩定度、可靠性、最佳化、界限隱

式列舉法、遺傳演算法

-
1. 國立台灣海洋大學河海工程研究所博士班
台灣省自來水公司研考小組執行秘書
 2. 國立台灣海洋大學河海工程研究所副教授
 3. 明新技術學院土木工程系助理教授

一、前言：

飲用水配送系統，應具有順利完成供水功能之能力，並具有一定強度，以便使系統及相關組件能在供水過程中承受需要之負荷，且輸送簡單、經濟及維修、檢漏、容易快速等功能，在供水上有高之可靠性，使民眾用水不匱乏之虞，故在觀念上需摒除舊觀念，僅認為配送水管網主要為規劃、設計、施工及操作而忽略了管理之觀念，為期供水穩定，應考慮在不斷水、水量、水壓均勻、穩定供水，當然水質需合乎民眾所需之飲用水標準範圍下來供應，故將來之輸配水系統應將規劃與管理永遠結合在一起，即管理中有規劃，規劃中有管理之理念，以期飲用水之配送系統在一理想化之狀況下供應給民眾，故就配送系統理想化之小區管網配送方式做一探討。

二、研究目的：

飲用水配送系統：係原水經處理後之清水，經送水幹管、配水管網、加壓站、配水池，調配送水至用戶，其間因新舊管線汰換更新、新供水區之擴建、管線破管、供水區之調配水量、檢修及因濁度增高，或受毒物、重金屬污染致供水銳減，其皆可能使配送管網之調配上及維修上造成極大困擾，為解決此問題，建立理想化之供水系統—即區域化之改良小區網管確有其必要性，21世紀數位化時代之來臨，其管網與電腦網路聯結，可將供水現況模擬在電腦控制盤，利用鍵盤及現代之電動

閥類之配合，可瞬間完成供水調配及檢查漏水管路等，以為現代化供水系統所必備之條件。且其將送水幹管與配送系統分立，分成小型之獨立配水分區，每分區除設兩個取水點各一處與送水幹管聯結外，在正常操作上與其他各處完全隔絕，管路中以雙套管輸送其緊急時除小區間可互相支援外，亦可維持民生用水最低值之單管配水，並在緊急狀況又可配合加水站之設立使民生之飲水在不論發生何種狀況，皆可有備品立即供應以維民生飲水。

三、研究範圍：

依現有供水方式，建議採改良之小區管網供水，並建立最佳化模式（即以管線初設費、操作費、動力費、更新費用之最低成本及供水最大可靠度）來考量，其分析以雙向供水、主配水管採聯絡管及網路聯絡分析、資訊化管控等，其範圍為：

1. 利用多目標函數及 L、P 模式求最佳解
2. 網路分析以系統模擬求完整之配水管路
3. 送配水之可靠度分析
4. 案例演算

四、文獻回顧：

飲用水管網系統設計最佳化之發展研究，從水力分析、實務工程設計、最佳化模式之建立、方案產生法、不同求解演算法之應用與

改良，到最佳化於實務工程之應用等，而小區管網及其改良文獻方面就較欠乏，僅就其相關文獻分國內、外方面加以回顧及探討。

(一) 國外相關研究與發展應用

1. 水力分析

(1) 哈第-克勞斯法

國外有關管網模擬方法發展，最早是 Hardy Cross 於 1936 發表一管網分析方法，此法後經 Fair 改良，為一種試誤法，此法可以人工手算，最早被工程界採用，也最早被引用於電腦作業，其理論簡單易於了解，至今仍被廣範的使用。

(2) 修正哈第-克勞斯法

係根據傳統之哈第-克勞斯法原理，此法乃是先假設各節點操作水頭，再利用各節點流量平衡為驗算條件，求得節點操作水頭修正值，再以修正後的水頭代入驗算條件，反覆計算直到修正值在容忍值範圍內，可稱為「流量平衡法」。

2. 其他方法

(1) 線性理論法

基於配水管網的水力分析理論基礎，由流量平衡及能量平衡共同組成管網系統的控制方程式為一非線性聯立方程組，線性理論法其線性化的方式即是將計算水頭損失的計算式，流量與水

頭損失關係式，藉由近似水頭損失的計算，線性化其非線性項來進行。

(2) 牛頓-勒佛森法

此法乃是利用牛頓-勒佛森數值分析法，以試算法求解配水管網各節點之流量平衡條件聯立方程式。

3. 水力模擬模式之相關研究

Warga(1954)討論兩種迭代程序求解配水管網，Martin 和 Peter(1963)則利用牛頓-勒佛森法撰成求解節點未知水頭的電腦程式。

Shamir 和 Howard(1968)更進一步地利用牛頓-勒佛森法求解包括節點水頭、節點流量、元件抗阻係數等管網參數，Lemieux(1972)則在數值方法上改進牛頓法之求解效率。

Lam 和 Wolla(1972)將 Broyden 所發表的修正牛頓-勒佛森數值方法應用在配水管網的模擬上，而得修正牛頓-勒佛森管網模擬方法，Roger(1974)亦以修正牛頓-勒佛森法分析配水管網。

Wood 和 Charles(1972)發表以線性理論法求解配水管網管線流量。

Isaacs 和 Mills(1980)基於 Wood 和 Charles(1972)線性理論法相同原理求解管網系統節點水頭。Demuren 和 Ideriah(1983)更進一步利用數值方法 Partial Pivoting 法改進 Wood 所發表線性理

論法中線性聯立方程組的求解。

4. 水力模擬模式之應用軟體

目前自來水管網水力模擬計算已配合電腦快速運算之特性，利用各種程式語言寫成程式，如表 2-1 所示。

表 2-1 管網水力模擬之應用軟體比較(Wunderlich and Giles, 1986)

網路分析軟體	UNWB-LOOP	WADISO	KYPIPE	TK! SOLVER	MINOS
可求解問題種類	(1)線圈狀及樹枝狀管網系統，不含加壓站、減壓閥等 (2)無延時模擬功能	(1)含加壓站減壓閥及配水池的管網系統(2)具延時模擬功能 (3)最佳化	(1)含加壓站減壓閥及配水池的管網系統 (2)具延時模擬功能	可解各種問題之聯立方程組	非線性目標函數及限制式的最佳化求解
使用語言	Basic	Fortran	Fortran	Proprietary	Fortran
使用案例求解速度 (IBM-PC)	5~10秒	1~5秒	2~10秒	180~720秒	小於20秒
管網資料修正難易	容易 (螢幕修改)	容易 (目錄趨動)	困難(須一行一行改)	容易	困難 (須熟悉者)
輔助工具	使用手冊 (無線上協助)	使用手冊 (無線上協助)	使用手冊 (無線上協助)	使用手冊 (無線上協助)	使用手冊 (無線上協助)
輸入資料方法	螢幕輸入	螢幕輸入	螢幕輸入	螢幕輸入	特定MPS格式輸入
資料輸出方式	螢幕與印表輸出	螢幕輸出	螢幕與印表輸出	螢幕輸出	可選擇

(二) 國內相關研究與發展應用

1. 水力分析

民國 64 年，陳榮藏(1975)利用最佳等似管長平衡法，滿足配水區域中，各取水節點之取水量需要和預期之操作水頭。民國 65 年，作管網分析。民國 66 年，陳榮藏(1977)利用管線之動量平衡公式代替水頭損失公式。

民國 68 年黃材成(1979)比較三種水力分析的方法(傳統哈弟-克勞斯法、代表流量法、切線平均值修正法)。

2. 管網分析

民國 57 年，陳梓濱與陳榮藏(1968)引用牛頓-勒佛森法與哈曾-威廉公式分析臺南市的配水管網。

民國 69 年，經濟部水資會吳建民(1980)等人發展並擬定配水管網經濟設計及電腦演算程式。

民國 72 年，李建中(1983)將哈弟-克勞斯法以 BASIC 語言撰寫成電腦程式，陳榮藏(1985, 1986))分別在 74、75 年間討論比較各種配水管網之分析方法。

民國 75 年，李成鴻(1986, 1988)以 MBASIC 語言應用哈弟-克勞斯法寫成管網分析電腦程式，並於 77 年再發表 Lotus 1-2-3 在管網水力分析上之應用。

民國 77 年，葉弘德及李厚達(1988)提出修正鮑威爾混合法，對於任意的起始值，理論上具有全面收斂的特性，可避免起始值一試再試，而得不到答案的困擾。

民國 84 年、吳瑞賢、林永敏-自來水管網最佳化。

民國 84、85 年林碧亮、廖述良-管網系統最佳化設計模式。

五、改良式小區管網之建立：

送配水系統，如非特殊或道路狀況，固定點需求，以建立管網較能確保用水，而管網中又以小區管網配送方式及多水源併聯，互相支援，以確保供水正常，並將送配水系統理想化之研擬，考量調配中心及改良小區管網，總錶、分錶、水壓、水量之調控、水質狀況之監控、送水狀況、管線檢修及預備系統之建立，皆在穩定供水之必備條件。

(一) 改良小區管網系統分區原則：

1. 小區管網分區原則

依據供水地區之地理狀況、水源分佈，設法將水均勻、足壓、穩定供送到用戶，其間需方便將來之操作、維修及預防二度感染，其主要分區原則：

(1) 分區大小：

以道路現況及區域內土地計劃類別、將來之發展情況而有所不

同，依台灣省自來水公司台中、員林小區管網規劃原則一般維持在 20~50 公頃較為妥適，惟其劃分水區盡量以較大道路、圳溝、鐵路為界，並以可將水送配到區內最高最遠端為限。

(2) 分區後期求水量均勻分配，需足夠水壓為原則：

其可依地形區分高、中、低地區，而幹管獨立，期間配合調配池，使水量、水壓能均勻供送到各小區。

(3) 各小區管網僅主副取水點與送水幹管聯絡，正常僅主取水點進水，除該取水點無法取水始由副取水點

(4) 便利操作、維修及管理為目的：

經送水幹管將飲用水均勻迅速送到各小區，並可經主取水點檢修漏，小區內管線及控制水量。

2. 改良小區管網

(1) 該取水點之建立，除有上述分以二取水點同時進水為原則：

小區管網以二取水點進水，並二端以兼顧到整區供水為原則，並使水流動自然分送到各角落，如一處出狀況無法供水可由另外一取水點在最少使用量下進水，各小區需水量之估計，以將來之發展及飽和用水量估算為原則。

(2) 送水幹管之進水管線、主配水管之在不影響送水及維修上，以

多管線及建立相互間之聯絡管：

其可增加供水可靠度及維修時不斷水，已有供水區，依現有送配水管線為分區規劃參考，並依雙套管及不斷水原理，在送水幹管加設聯絡管原則下，盡量重力流，不足處再設配水池或管中加壓調壓，其間分設總錶、分區水錶，以利操作、控制、檢修等。

(3) 小區調配中心之建立：

將水錶及制水閥設立可自動化將資料傳訊到調配中心，隨時掌控，其可在最短時間將水調配完竣。

(二) 分區多管線及聯絡管

改良小區管網，係利用幹管與小區管網之配管分離，而其幹管將清水分送給各小區，並分高、中、低地區使各區水壓、水量皆能均勻分配，並利用電動閥類及電腦軟硬體之系統配合操控，可使水在緊急狀況或尖峰用水時可將水瞬時調配完成，並為確使供水可靠性增加，而將幹管及主配水管分成一條或幾條併聯的同樣的送水幹管來建立（圖 lab）。用這種系統向用戶供水，可以由于系統中任何一對拼接的組件故障，即同時關閉任一對對置的組件而由另一管路供到小區用水。類似儲備系統之建立，實際上即為由聯絡管連接的送水幹管或主配水管（圖 lcd）。

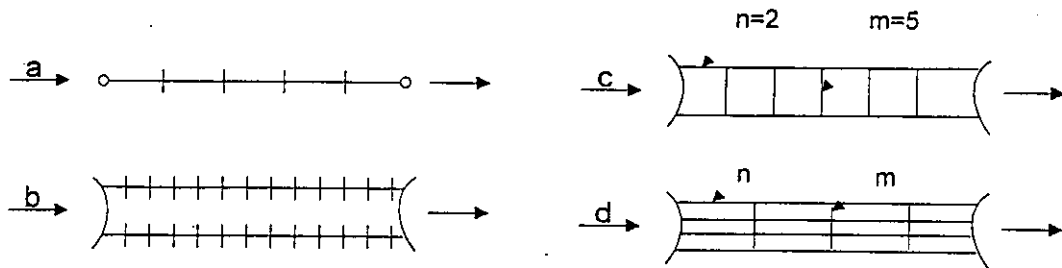


圖 1 送水幹管單管、多管併聯圖

其可改良幹管因破管而中斷供水，並可水源短缺或水質出狀況時仍可送水，如果多管路及聯絡管長度同送水幹管段的長度相比甚短，則它們的穩定供水指標將超過送水幹管各管段穩定供水指標甚多倍。

(1) 可靠性分析

假設聯絡管的可靠性為絕對的，可以得到具有聯絡管的系統簡圖，如圖 1c (有兩條輸水管) 所示。在此，聯絡管可被絕對可靠的節點所代替。如果每個管段 (非恢復性的) 的可靠性 (無故障工作概率) 以 f 表示，則系統的穩定性，在總管線計算時為：

$$F_1 = 2f^n - f^{2n}$$

在單獨分別計算時為：

$$F_2 = (2f - f^2)^n$$

其中 n ——輸水管線被劃分成的管段數。

幹管主配水管多管線之聯絡管數在這種情況下為 $n-1$ 。在任何 $n > 1$ 及任何 $f < 1$ 時， $F_2 > F_1$ 。當 $n = 1$ 時，對於任何 f ， $F_1 = F_2$ (即為不分段的輸水管系統)。當 $f = 1$ ，對於任何 n ， $F_1 = F_2 = 1$ 。

對於恢復性組件系統，無故障工作概率指標之間可保持類似關係。

幹管主配水管多管線及聯絡管的存在，可以在很大的程度上降低輸水管線可能發生的故障對供水系統工作的功能作用指標的影響，因為在相鄰的聯絡管之間關閉輸水管的一段，系統的總水力阻力的變化極微。

(2) 多管線多聯絡管、破管之水力變化：

a. 阻力變化：

具有 n 條平行管線與 m 根聯絡管線的送水管系統水力阻力的變化規律。

每條管線上的管段數 $m+1$ ，總管段數為 $n(m+1)$ 。在系統正常狀態下(圖

2)，當管線直徑相同且直徑通過的全部流量為 Q 時，系統的水頭損失為：

$$h = s (m+1) \left(\frac{Q}{n} \right)^2 = \left[\frac{s(m+1)}{n^2} \right] Q^2 = S' Q^2$$

其中 $S' = \frac{s(m+1)}{n^2}$ —— 輸水管系統的總水力阻力：

s —— 每一管段的水力阻力。

當關閉任意一條輸水管線的任一管段(圖2)時：

$$h_a = s \left(\frac{Q_a}{n} \right)^2 m + s \left(\frac{Q_a}{n-1} \right)^2$$

$$= s \left[\frac{m}{n^2} + \frac{1}{(n-1)^2} \right] Q_a^2 = S_a Q_a^2$$

式中 $S_a = s \left[\frac{m}{n^2} + \frac{1}{(n-1)^2} \right]$

沒有聯絡管時，即對 n 條併聯輸水管系統， $m=0$ ，則：

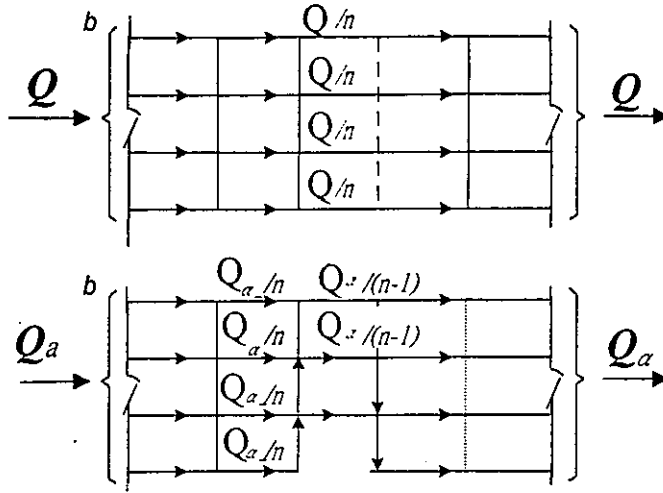


圖 2 併聯管線及有無聯絡管破管示意圖

$$S = \frac{s}{n^2} \quad \text{以及} \quad S_\alpha = \frac{s}{(n-1)^2}$$

式中 S_α 當 n 條管線有一條關閉時，系統的阻力。

當 n 條管線中有一條管線中的一個管段發生故障時，系統水力阻力變化為

$$\beta = S_\alpha / S$$

對於由 m 根聯絡管連接 n 條平行送水幹管組成的系統，即有 $m+1$ 根管段：

$$\beta = \frac{S_\alpha}{S} = \frac{S \left(\frac{m}{n^2} + \frac{1}{(n-1)^2} \right) n^2}{S(m+1)} = \frac{m + \left(\frac{n}{n-1} \right)^2}{m+1}$$

對於無聯絡管 ($m=0$) 的系統

$$\beta = \frac{n^2}{(n-1)^2} = \left(\frac{n}{n-1} \right)^2$$

β 值越趨近于 1，任何送水幹管上的任一管段發生故障或關閉檢修，對系統的影響就越小。

表 1 中表示，輸水管線數 n 從 2 到 5、聯絡管數 N 從 0 到 5 及 $m=9$ (10 個管段) 時的 β 值。

表二第二列數值是無聯絡管的送水幹管系統的 β 值。

S 值的變化對送水幹管系統的影響，隨供水設施的類型不同。

表 1 聯絡管數為 m 時的 β 值

n	0	1	2	3	4	5	9
2	4	2.5	2	1.75	1.6	1.5	1.3
3	2.25	1.63	1.42	1.30	1.25	1.2	1.12
4	1.78	1.38	1.25	1.19	1.15	1.13	1.08
5	1.56	1.28	1.18	1.14	1.11	1.09	1.05

b. 水量變化：

當用於克服送水幹管系統阻力的分布水頭 H 固定時

$$SQ^2 = S_\alpha Q_\alpha^2 = H$$

$$\text{因而 } \frac{Q_\alpha}{Q} = \frac{\sqrt{S}}{S_\alpha} = \frac{\sqrt{1}}{\beta} = \alpha_\varphi$$

此即一個管段發生故障時，自送水幹管系統輸送水量的實際下降數。

很明顯，對於各種可能的故障，在分析送水幹管工作時，必須使送水量的實際下降（ α_φ ）不低於允許值 α 。表 2 列舉了各種

$\alpha_\varphi = 1/\sqrt{\beta}$ 值， β 值列于表 1 中。

在供水設備能夠保證供給送水幹管系統的水量固定不變，且與系統狀態的變化無關時，有關係式 $Q = Q_\alpha = \text{恆量}$ ，則

表 2 聯絡管數為 m 時的 α_φ 值

n	0	1	2	3	4	5	9
2	0.50	0.63	0.71	0.76	0.79	0.82	0.88
3	0.67	0.78	0.84	0.87	0.89	0.92	0.95
4	0.75	0.85	0.89	0.91	0.93	0.94	0.96
5	0.80	0.89	0.92	0.94	0.95	0.96	0.97

$$h_\alpha = \frac{S_\alpha}{S} h = \beta h$$

即水頭損失的增長與水力阻抗的變化成正比。

上面研究了關閉輸水管一個管段對輸水管系統的影響。但是輸水管系統正常供水工況的更加嚴重的破壞，可能是聯絡管與一條輸水管的連結節點處發生故障，其結果將使兩個相鄰管段都停止工作。當然，類似事件的概率比一個管段的故障概率小得多。

表 3 中列舉了具有一至五根聯絡管的二至三條輸水管線系統中的節點之一發生故障的 β 值與 $1/\sqrt{\beta}$ 值。

由觀察所列數據可知，聯絡管數目對系統工作影響的程度，隨

其數目的增加而迅速下降。通過增加路聯絡管的數目，故障對輸水管系統功能作用的影響可以減少到要求的限度之內。

表3 聯絡管數為 m 時的， β 、 $1/\sqrt{\beta}$ 值

n	1		2		3		4		5	
	β	$1/\sqrt{\beta}$	β	$1/\sqrt{\beta}$	β	$1/\sqrt{\beta}$	β	$1/\sqrt{\beta}$	β	$1/\sqrt{\beta}$
2	4	0.5	3	0.57	2.5	0.63	2.2	0.67	2	0.71
	2.25	0.67	1.83	0.74	1.62	0.78	1.5	0.82	1.42	0.84

供水系統功能作用的標準及系統必須的可在使用聯絡管時，可以用最少的費用消耗保證供水系統功能作用達到標準以及系統必須的可靠性的實現。這要比沒有聯絡管的輸水系統經濟得多。

(三) 改良小區管網

改良小區管網，其除送水幹管、雙管多方向送水分配水量外，其應最佳成本及最佳操作、維修、測漏等方向著手，故其雙向供水分析、水量調節配送皆應考慮。

應對系統工作的每個計算時刻，都確定一個自供水幹管 2 供水點及各管網取用水的計算流量枯水期與缺水時由兩個取水點充當供應水源。在管網的最大用水時，水的需求量應由水泵與配水池供出的總水量保證及其他系統串聯支援。為了能進行管網的水力計算，所有取自管網的水流量，應以節點流量的形式假定分布于管網

各節點。類似的分布方法(即管網計算的準備)以及管網計算方法。

小區管網定線是一項重要的任務，因為要同時考慮保證用水功能的所有要求：把需要的水量供向所有的用水點，同時要最經濟和有足夠的可靠性。后兩項要求具有對抗性質。為了保證可靠性，這種路徑不得少于兩條。環狀(或閉合)管網可滿足這種可靠性的要求。改良小區管網為成環狀管網(圖3)和平行管線系統，其方向同沿給水區的基本水流方向一致，自輸水管與管網交點A至水流出的終點B。根據地形，常常在靠近A點或B點(最高點)設立壓力調節水池。基本的縱向管線系統以橫向管線——聯絡管相連。聯絡管一般不擔負大的轉輸流量，主要用于向其鄰近區域供水。

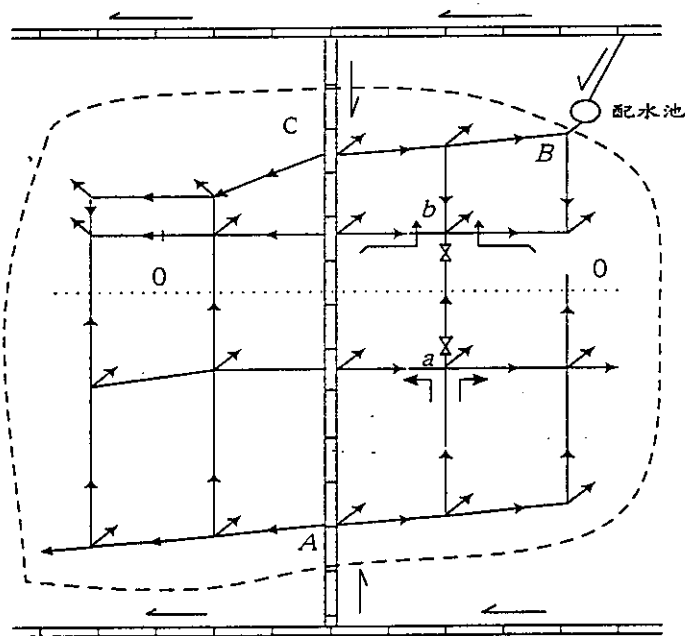


圖3 改良小區管網供水示意圖

環狀管網的結構本身即具有較高程度的供水路徑的儲備，當然也就具有較高的可靠性指標。可是，為此必須使各平行的並聯路徑也具有相近的功能作用指標，即具有相近的通過能力。因此，確定管線之小區管網的管徑之前，首先要先沿管網分配流量。對於走向平行的若干線段中（如截面 0-0），配以相近的計算流量值，以保證它們的互換性。當隔斷幾段中的一段管段要保證管網這端區域的供水量下降甚微。這時，聯絡管起重要作用。例如，隔斷損壞管 a-b，水流將繞過隔斷的管段，沿與 a 點相連的聯絡管流向鄰近的若干管。

上述極限的破壞即標志著系統的故障。在單水源給水管網中，通常臨界點位于給水區的最適與最高點。臨界的選擇應考慮從水源向整個管網供水，以及自水源與配水池向管網同時供水的可能性。當有兩個或數個水源供水時，不僅整個服務對象供水保證的可靠性，而且管網的可靠性指標都提高了。改良之小區管網在內形成兩連結供水點 A 與 C 的很多線。這樣可保證在有一條供水若干線或有一個水源發生故障時向管網供水的可能性。而非原小區管網二取水點一為正一為副，而副取水點在正常時不供水。在正常狀態下，至每個用水點的供水點的供水路徑是就近的，從而可以提高供水的可靠性。

改良小區管網取水量，足夠近似地利用系統模擬小區管網送配水之情況，並以類神經網路求送水幹管與小區管網之配送方式等。改良小區管網的設計與計算過程中，應求出管網的最合理外型，以及沿管網管線合理的流量分配，確定經濟合理的管徑。對於一般的類型，管網的設計與計算課題是建立這樣的管網，它應完全保證能在其節點獲得需要的水量與水壓送水幹管之雙向供水點等，應有最好的經濟指標，並保證供水的可靠性。

原則上，這類問題的解可以通過聯合解下列方程組的辦法得到：

- a) 系統模擬及水力平差方程：節點方程與環路方程；
 求出最佳之小區管網
- b) 類神經網路比較分析
- c) 設計經濟優化（與 $d_{i\lambda}$ 及 $q_{i\lambda}$ 有關）方程：

$$\frac{\partial W}{\partial q_{i\lambda}} = 0 \text{ 及 } \frac{\partial W}{\partial h_{i\lambda}} = 0$$

其中 W —— 造價函數。

- d) 可靠性優化方程，即聯系可靠性與經濟性指標的方程（以最少的消耗滿足可靠性的要求）。

這個一般問題的複雜性及其專門的特點，決定了必須以逐步逼近的途徑求解。

初始過程 —— 決定所研究的改良小區管網的外形 —— 已經同保證管網的可靠性相聯系。這種保證方法是在管網的每一個斷

面增加並聯管線的數目。這些管線的通導性應相同或接近。為此，在開始沿平行管線分配水的流量時，計算流量的取值應相近。

求沿管網管線的最優初始水流分布（相應的管網造價最低）的問題，沒有一般解，因為函數 $W = f(q_{i\lambda})$ 沒有絕對極值。當聯絡管中的流量為零，即管網的聯絡管段無存在的要時，這種流量分配在經濟上最為適宜。因而，上述的可靠性要求，也是尋求 W 的相對極小值時的必要條件。

設計-經濟優化方程，當水流分配已經給定時有唯一的解，並能求出管徑的最佳值並考慮其使用年限及緊急供水支援以免在高路修費情況下埋管線之成本。同樣，當已知管線直徑及長度時，環狀管網管線內的實際流量分配問題也有唯一的解。滿足可靠性要求的最優解，可通過改變管網平行管線的數目與管徑的途徑求得，亦即在選擇管網外形階段，增加由供水起點到終點的“單一供水”之數目，以及增加管網供水點（水源）與配水池的數目。

下面介紹關於改良小區管網核算方法的設想，其條件是：已給定小區管網形狀、管線長度與管徑，需確定可靠性的數值指標。這些指標應與對象設計的（正常易）供水保證率相對應。

前面已經指出，向用戶供水的正常功能被破壞到不允許的程度，可能有兩個原因。

- a) 水的實際需求量偏高 (超出) 規劃水量;
- b) 系統的任何組件損壞。

改良小區管網可靠性的概念的形成，如上所述，給水管網功能同所有其他給水構築物的功能的基本的原則差別是：

後者只進行給定水量的“轉輸”，將水的流量轉送到下一個構築物，然而作為改良小區管網，要在一定的點（或一些）取得用戶需要的全部水量，而後把這些水送到所有的取水節點並供給用戶。

由于現行國際上允許城市供水量的下降（從總體上講），在任何故障情況下不大於正常供水量的 30%，而對用戶的總供水量下降到城市正常供水量的 70% 以下的狀況，即應認為是管網故障（在送入小區管網的水量符合要求時）。因此，當水流向管網的遠端時，較遠較高地段之用戶亦需最少有 0.5 kg/cm^2 之使用壓力。

分析各種故障對於小管網工作的影響，只能在下列程序之後進行，考慮上述情況下的管網管線數定線及送水幹管針等對管網正常工作的所有設計工況在網內分配流量使流量能均勻分配到各區域各角落；計算確定小區管網各管段管徑管線數。在這個設計階段，可靠性問題已經首先在確定平行管線的數目、各管線的流量分配（數值相近），以及確定管線間的聯絡管時考慮到了。

從對象要求的供水情況出發，聯絡管管徑應根據可能繞流的水量進行選擇。隔斷損壞管對系統功能作用的影響程度與性質，取決於被隔離管段的位置及其水力特徵、整個小區管網的外形、以及小區管網外部補給條件。假設在正常狀態下單一取水點能順利地滿足自己功能的管網中如圖 4 所示，如管段 a—b 損壞並隔斷，管網的外形決定了水流在幹管之間的自動再分配，水流沿聯絡管線繞過損壞的管段，隔斷一個管段，減少了管網的通導性（增加其水力阻力），如果在小區管網起點（由補給條件定）的壓力恆定為 H_A ，則由小區管網傳遞的總流量在故障時減少（圖 5）。雙向供水時，如圖 6 所示之小區管網圖，則其正常供水之最小水頭比單點取水小，並破管時之水頭損失亦較小，如圖 7 所示

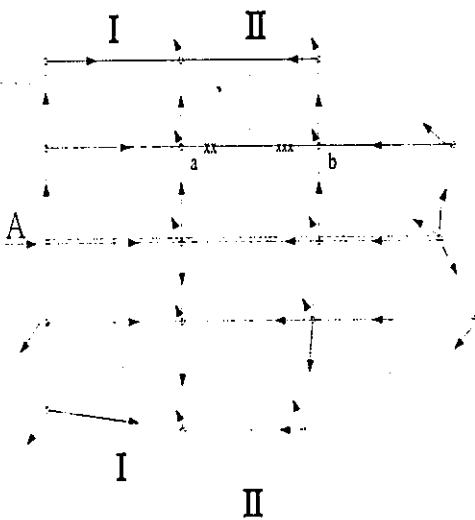


圖 4 單一取水之小區管網圖

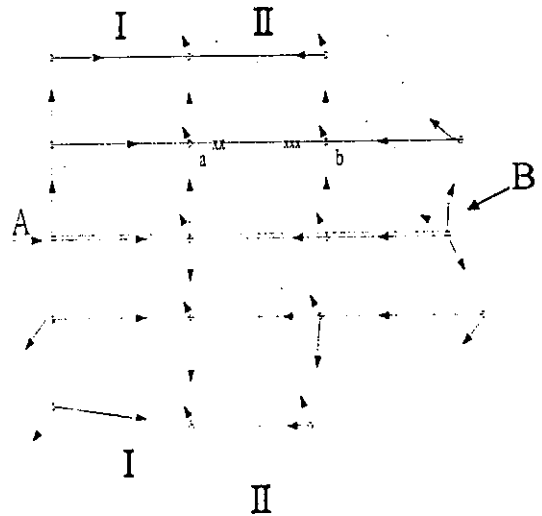


圖 6 二點取水小區管網圖

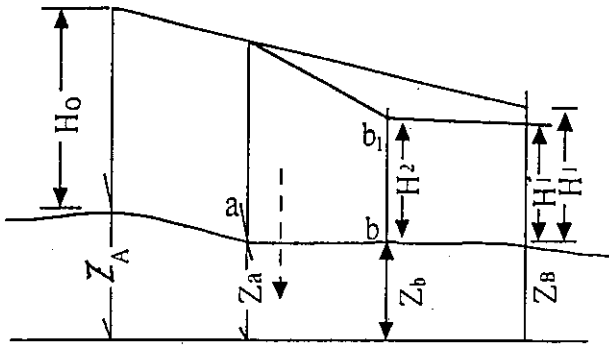


圖5單一取水小區管網正常及
a-b段破管水頭坡降圖

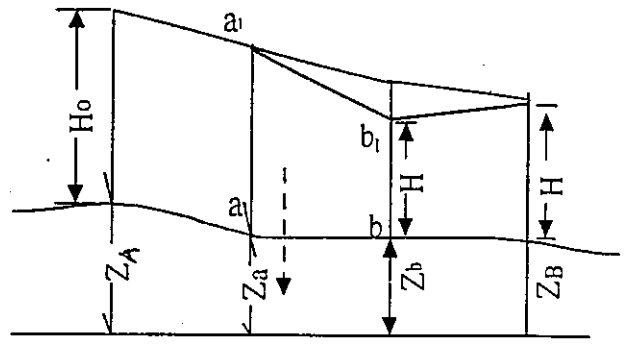


圖7二取水小區管網水頭坡降圖

應該指出，在由於小區管網任意一個管段隔斷檢修引起的系統故障情況下，小區管網的數值指標全都不合要求，則有必要採取措施以提高其可靠性。這通常是可以實現的，其中包括採取用增加平行的工作管線數量，縮短聯絡管之間的管段長度、增加聯絡管的數目等方式。

六、改良小區管網最佳化模式之建立

本模式之建立應以最大可靠性及最小成本為主，在配置固定的管網系統中，每條管線及附屬設施可視為一個階段，在設計時一個階段均有多種尺寸的商用管徑供選擇設計，故配水系統之設計，乃是在選擇不同組合的替代元件下，在不同的負載成本可靠性要求下進行管網模擬，以求取系統水量及壓力分佈，並得到各節點之水頭。依據理論與實務之需求，配合各項配水元件及自動控制調配系統，建立自來水配水系統規劃設計最佳化模式，其最佳化模式表示如下：

$$\text{Minimized Cost} = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^{m_i} F_i(D_{ij}) L_i X_{ij} \quad (1)$$

$$\text{Maximized } F = \sum_{i=h}^K C_i^k f_i (1-f_i)^{K-i}$$

subject to

$$\sum_k Q_{in} - \sum_k Q_{out} = Q_k, \quad k \in \text{node} \quad (2)$$

$$\sum_l h_l - DH_l = 0, \quad l \in \text{loop} \quad (3)$$

$$HMIN_k \leq H_k \leq HMAX_k, \quad k \in \text{node} \quad (4)$$

$$VMIN_i \leq V_i \leq VMAX_i, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (5)$$

$$X_{ij} = 0, 1, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad \text{and} \quad j = 1, 2, \dots, m_i \quad (6)$$

$$\sum_{j=1}^{m_i} X_{ij} = 1, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad \text{and} \quad j = 1, 2, \dots, m_i \quad (7)$$

$$\text{and } L_i, D_{ij} \geq 0 \quad (8)$$

$F_i(D_{ij}) = \text{管線初設費} + \text{路面修復費} + \text{操作費} + \text{更新費}$

其中： D_i = 第 i 個階段管徑； L_i = 第 i 個階段管長； n = 管網系統中管線之數目； m_i = 第 i 階段的選擇項數； $F_i(D_{ij})$ = 系統中管線之成本函數，其為管徑 D_{ij} 之函數； D_{ij} = 第 i 個階段，第 j 個選擇項的管徑； Q_{in} = 節點 k 的入流量(inflow rate)； Q_{out} = 節點 k 的出流量(outflow rate)； Q_k = 節點 k 的需水量(demand)； h_l = 迴路 l 之水頭損失； DH_l = 開放迴路 l 中起始節點與最終節點之水位差； $HMIN_k$ = 在節點 k 的最小水頭限制；

$HMAX_k$ = 在節點 k 的最大水頭限制; $VMIN_i$ = 在節點 i 的最小流速限制;

$VMAX_i$ = 在節點 i 的最大流速限制; X_{ij} = 第 i 個階段, 第 j 個選擇項的

0-1 存在決定變數。

F : 同一小區管網或送水幹管、並聯、串聯及聯絡管之組休之可靠性 (即無故障工作概率)。

F : 每一管線之可靠性。 k : 全部並聯及串聯之管線總數。
 i

H : 系統中仍可供水之必須同時工作之管線的個數。

i
C : 二項次受理之係數。

k

七、程式發展與求解

1. 求解方法

列舉法為求解離散最佳問題或組合最佳化問題之簡單方法, 其搜尋效率可用不同之上下限值予以提高, 本研究所採用界限隱式列舉法(Bounded Implicit Enumeration, BIE)自來水管網設計最佳化問題, 當系統組合數不大時, 如小區管網或一些擴建更新的最佳化設計問題, 即很適合用此一演算法其結合自然類比、數學分析與技術的一種搜尋程式。上下限值之計算與設定對於搜尋效率有很大的影響, 上限值是一可行組合解的目標函數值, 在搜尋的過程中會不斷的更新。假如整個系統的組合數目很龐大, 上限值在達到最佳解

之前一直保持較高的值且尋找較佳之基法，則其所能削去的次系統必然較少而需要較多的搜尋時間。因此在搜尋過程中需加上一下限值予以改良，將一下限值 (lower bound) 加到次系統上再和上限值比較尋找較佳解，如此將可削去更多的次系統，減少需要搜尋的組合數(次系統)，因而提升了搜尋的效率，並而比對合理經濟之成本以達到可靠性之最大化。

2. 程式說明

本文依據前章所述之方法論，同時考量水力模擬與最佳化設計方案，發展自來水小區管網最佳化設計程式，程式由 FORTRAN 語言寫成，作業系統為 Microsoft Windows 98，發展平台為 Microsoft FORTRAN Power Station (專業版 4.0)。管網水力分析方法採用可考量平行管徑之修正哈弟-克勞斯法[3]。在實務應用上，考量雙取水點及雙套管等、其他不同供水負載考量、施工方式選用、管材、路面修復費、操作費、更新管線之成本函數計算等等問題，均可依需求予以更換或增減，視實務需求而定。

3. 程式流程

為求系統最佳合理經濟成本之管徑程式流程如圖 1 所示，基本上其思考邏輯與實務工程設計相同，先以一起始系統合理管徑進行合理化分析及考量，進一步考量埋設雙套管徑之管線與聯絡管設置，如此則固定配置下之系統設計組合即建立完成，基於此一系統設計組合，再考量單取水點或雙取水點。再進入最佳模式之搜尋求解程序。在求解程序中，BIE 進行管徑之選擇，並將系統設計參數(管徑，系統配置，供水負載)等值傳給管網水力分析模式進行水力模擬。管網水力分析(含平行管徑水力模擬)包括雙取水點水力模擬與單取水點水力模擬，其分析結果(節點水頭，管線流量)再傳回 BIE 演算程序，水力分析結果可以進行判斷是否合乎設計規範或設計需求，若是可行解則儲存起來，若不是可行解則放棄，再繼續演算程序直到 BIE 完成其搜尋程序，即可得到符合設計規範之最經濟合理成本，以達至計劃年皆可穩定供水之最佳方案。

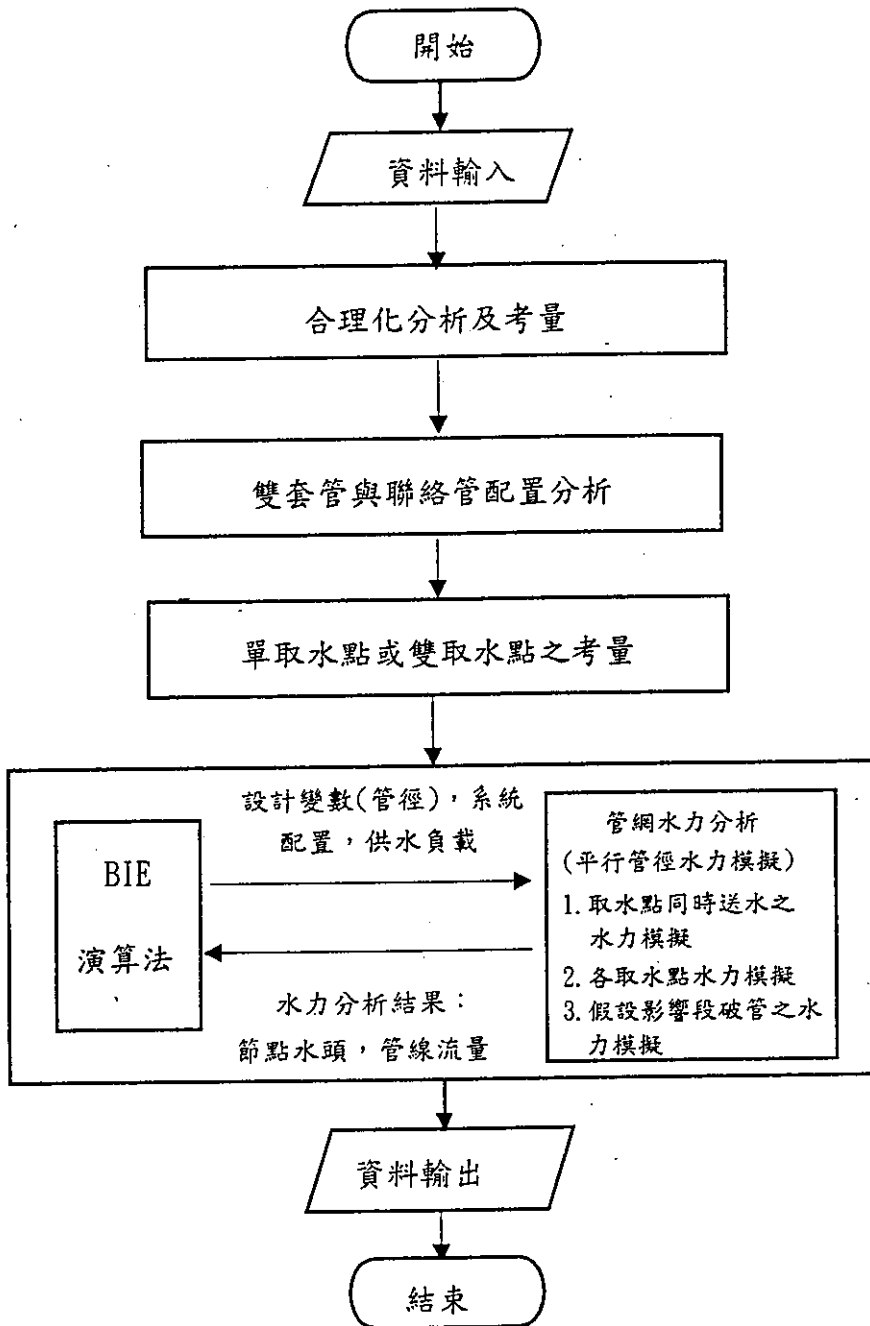


圖 8 自來水管網系統設計最佳化程式流程圖

八、案例研究及效益評估

為比較採雙向取水、主配水管加聯絡管其設置成本及操作年費，採先前研究案例之台中市小區域管網計劃報告書〔6〕中的第五小區為例如圖 9A、9B、圖 9、圖 10 所示共有 21 節點，圖 9A、9B 為非雙套管及聯絡管原理而單向供水，而改良小區管網為圖 10 係採雙向供水、雙套管及聯絡管，其可採管徑為 100~300 mm ϕ 經 BIE 分析後管徑如圖所示，經最佳模式之 *Minimized Cost* 分析後，其水頭、流量及成本分析如圖 9A、9B、9、10 表 4、表 5，分析說明如下：

1. 最低成本：

(1) 以非雙套管及單向供水經演算其最低成本為 4954000 NT\$ 如

表四

(2) 按雙套管、聯絡管及雙向供水經演算其最低成本為 3804000 NT

\$ 如表五

2. 按操作水頭：

(1) 以單向供水，經水力模擬其最小水頭為圖 9 之 29.31M

(2) 以雙向供水，經水力模擬可使其最小水頭提高為圖 10 之

33.18M

其可使用水頭增加 3.87M

若整個供水系統沿線之小區全採雙向供水，則水頭可增加且大於 3.87M 以上，而今淨水場之水頭提升係以供水區考量，另言之操作水頭可降 3.87M 以上，據以操作年費之機電費用則可減少節省一筆可觀之數目。

3. 供水穩定度：

圖 11 係主配水管採聯絡管時其 α_p 值最少在 0.7 以上，其雙套管供水，假設影響最小水頭之 *node12*~*node13* 段破管，經系統模擬其影響非常小。

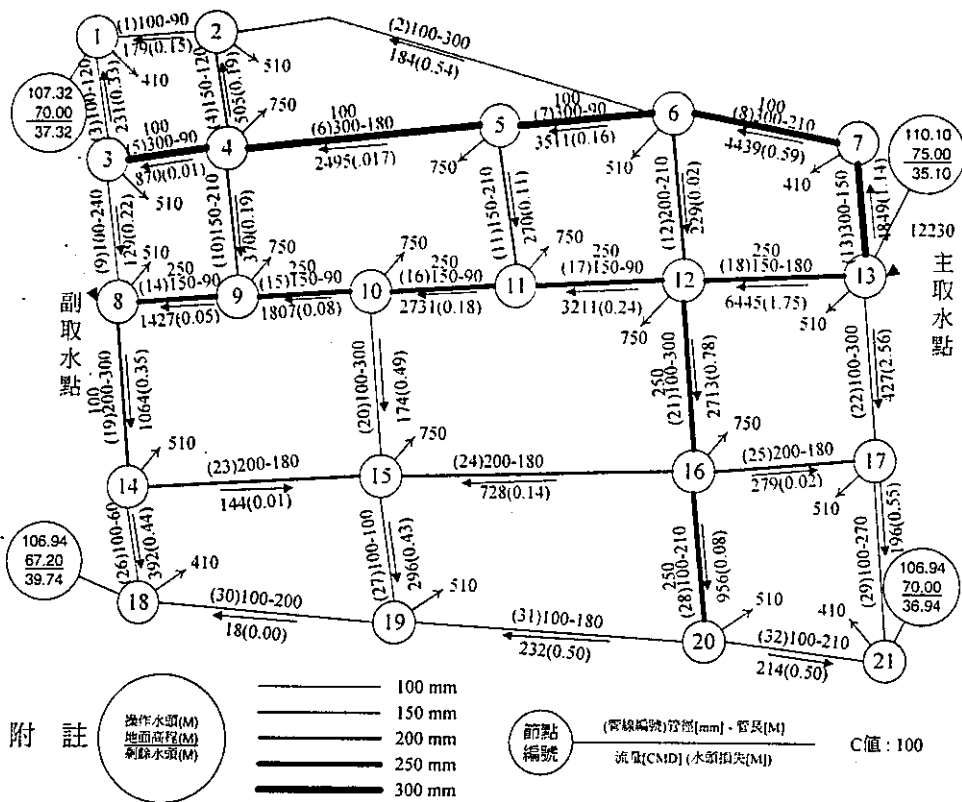
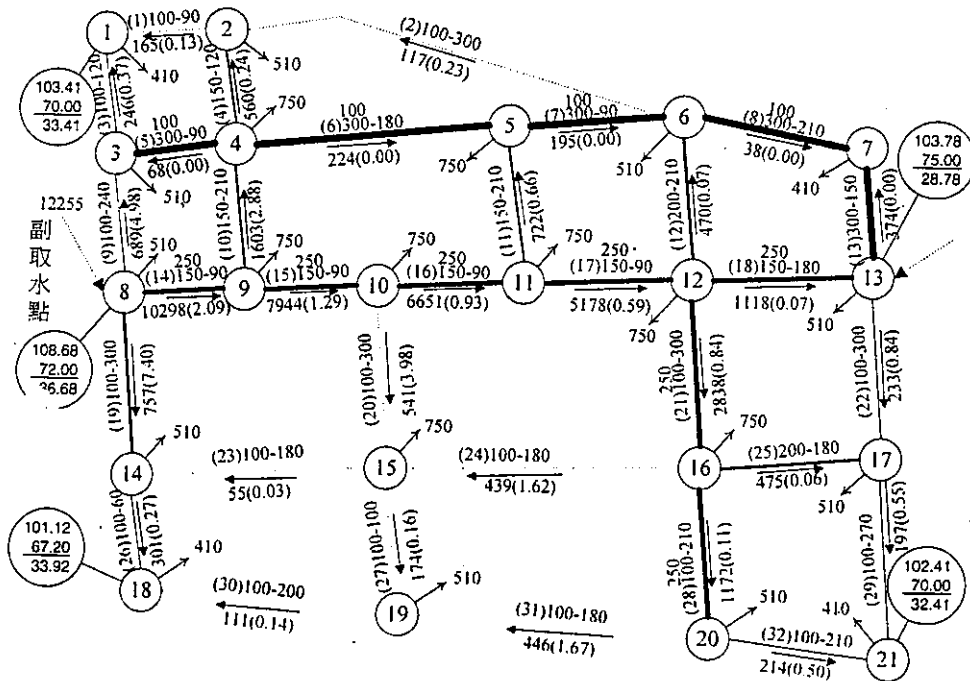


圖9A台中市小區管網第5小區系統水力分析圖
(自來水公司計劃報告書, 主取水點)



(b)副取水點

圖9B第5小區系統水力分析圖(擴建更新管網成本=612000NT\$)

表4

	LINE	J1	J2	L(M)	D(M)	C	Q(CMD)	HEAD-LS(M)
NW		1	1	2	90	0.1	400	218 36000
NW		2	2	6	300	0.1	400	199 120000
	0	3	1	3	120	0.1	400	267 48000
	0	4	2	4	120	0.15	600	547 72000
	0	5	3	4	90	0.1	400	52 36000
	0	6	4	5	180	0.1	400	142 72000
	0	7	5	6	90	0.1	400	204 36000
	0	8	6	7	210	0.1	400	278 84000
	0	9	3	8	240	0.1	400	-122 96000
	0	10	4	9	210	0.15	600	-372 126000
	0	11	5	11	210	0.15	600	-346 126000
	0	12	6	12	210	0.2	800	-666 168000
	0	13	7	13	150	0.3	1400	5727 210000
	0	14	8	9	90	0.25	1050	740 94500
	0	15	9	10	90	0.25	1050	1097 94500
	0	16	10	11	90	0.25	1050	2127 94500
	0	17	11	12	90	0.25	1050	2447 94500
	0	18	12	13	180	0.25	1050	5007 189000
LE		19	8	14	300	0.1	400	-493 120000
NW		20	10	15	300	0.1	400	-479 120000
	0	21	12	16	300	0.25	1050	-2830 315000
	0	22	13	17	300	0.1	400	-440 120000
NW		23	14	15	180	0.1	400	159 72000
NW		24	15	16	180	0.1	400	566 72000
	0	25	16	17	180	0.2	800	-363 144000
	0	26	14	18	60	0.1	400	-211 24000
NW		27	15	19	100	0.1	400	-113 40000
	0	28	16	20	210	0.25	1050	-1253 220500
	0	29	17	21	270	0.1	400	-216 108000
NW		30	18	19	200	0.1	400	171 80000
NW		31	19	20	180	0.1	400	557 72000
	0	32	20	21	210	0.1	400	-223 84000
	0	33	3	4	90	0.3	1400	927 126000
	0	34	4	5	180	0.3	1400	2555 252000
	0	35	5	6	90	0.3	1400	3671 126000
	0	36	6	7	210	0.3	1400	4992 294000
	0	37	8	9	90	0.15	600	193 54000
	0	38	9	10	90	0.15	600	286 54000
	0	39	10	11	90	0.15	600	555 54000
	0	40	11	12	90	0.15	600	639 54000
	0	41	12	13	180	0.15	600	1306 108000
	0	42	12	16	300	0.1	400	-254 120000
	0	43	16	20	210	0.1	400	-113 84000
		44	8	14	300	0.2	800	240000
								4954500

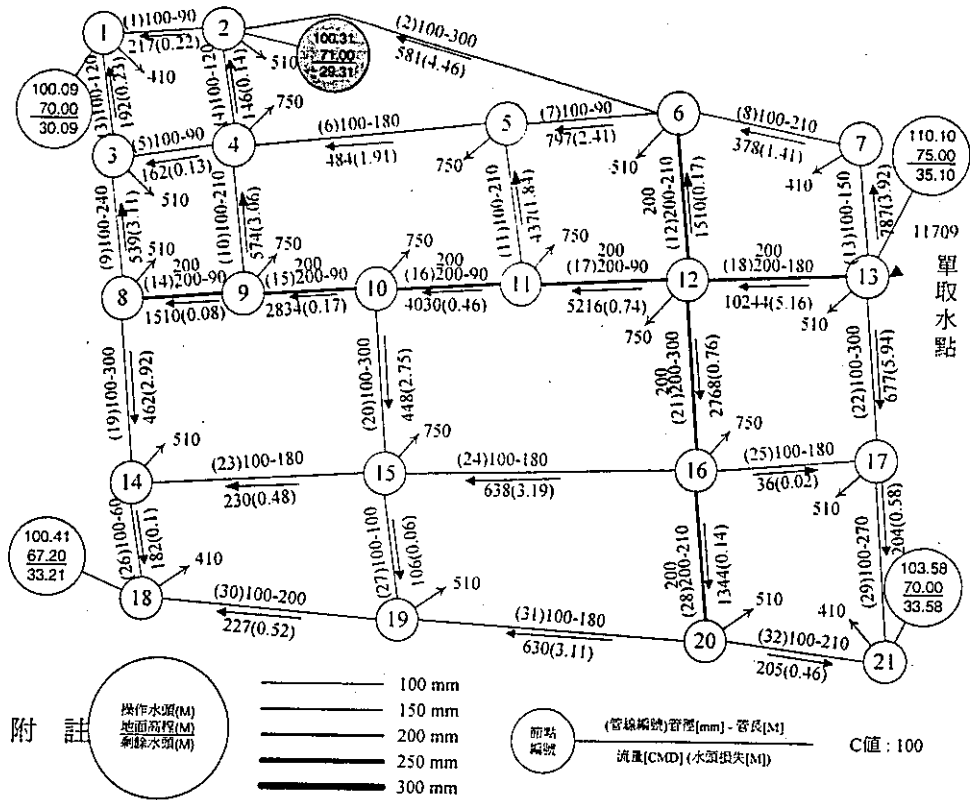


圖9台中市小區管網第5小區系統水力分析圖
(單取水點)

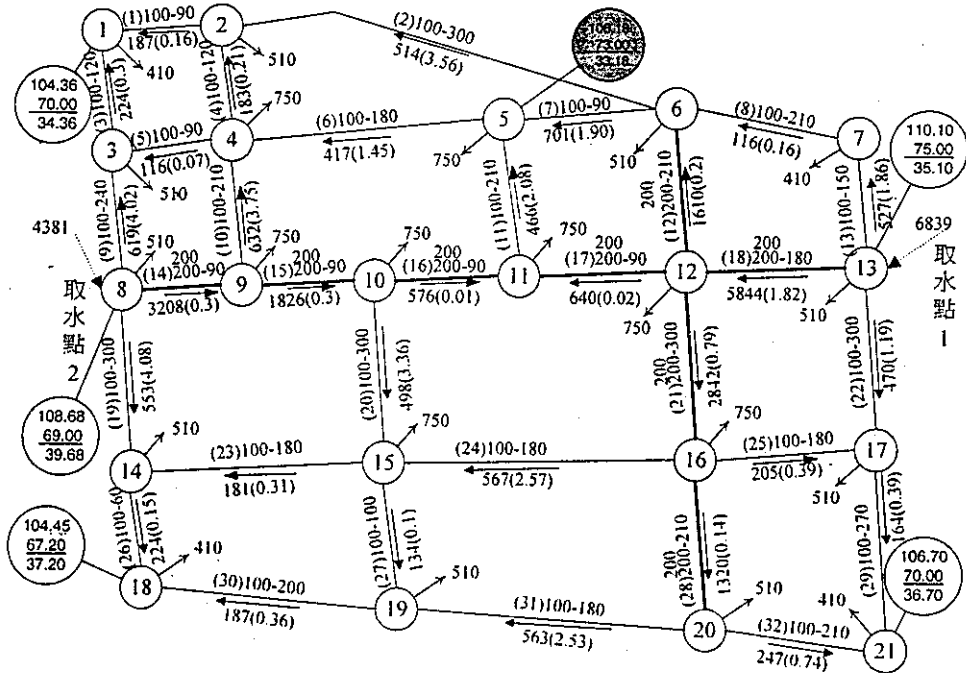


圖10台中市小區管網第5小區系統水力分析圖
(雙取水點)

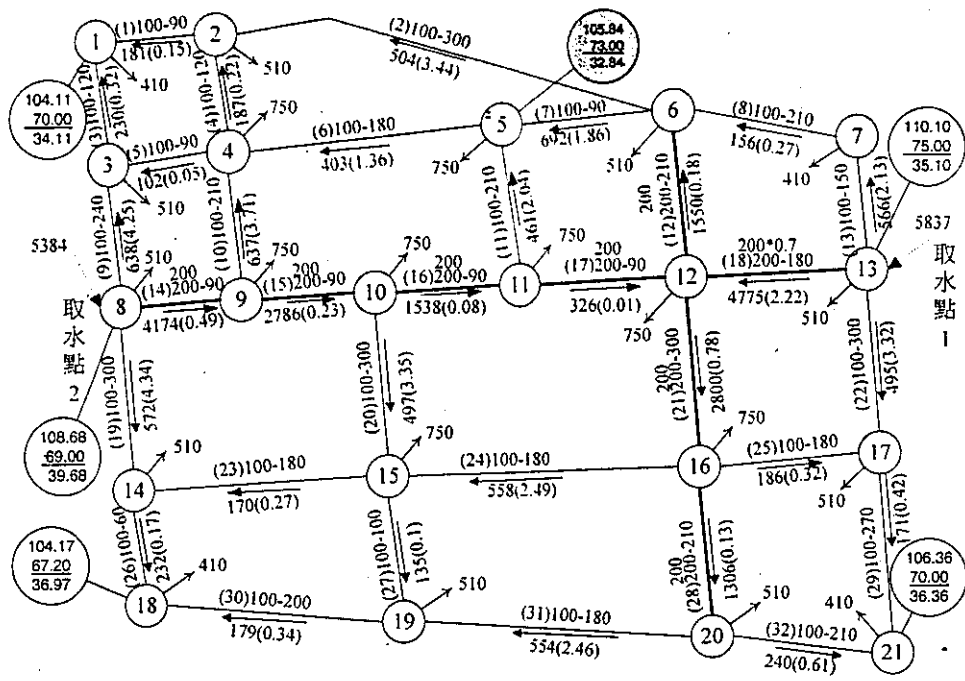


圖11台中市小區管網第5小區系統水力分析圖
(雙取水點，節點12到13有聯絡管之破管分析)

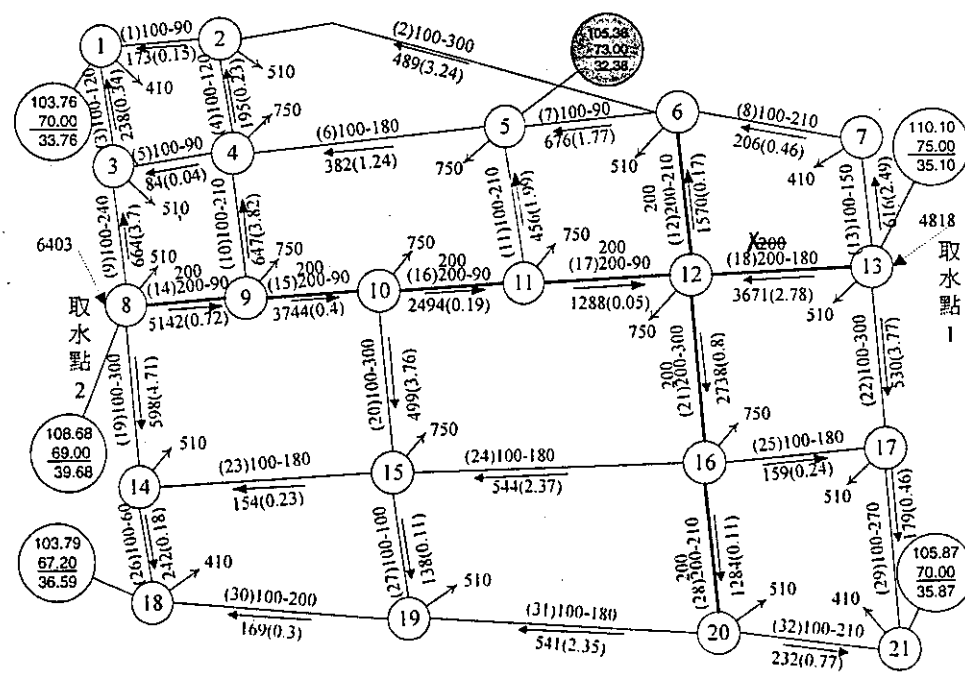


圖12台中市小區管網第5小區系統水力分析圖
(雙取水點，節點12到13無聯絡管之破管分析)

表5

	LINE	J1	J2	L(M)	D(M)	C	Q(CMD)	COST
NW		1	1	2	90	0.1	100	217 36000
NW		2	2	6	300	0.1	100	581 120000
NW		3	1	3	120	0.1	100	192 48000
NW		4	2	4	120	0.1	100	146 48000
NW		5	3	4	90	0.1	100	162 36000
NW		6	4	5	180	0.1	100	484 72000
NW		7	5	6	90	0.1	100	797 36000
NW		8	6	7	210	0.1	100	378 84000
NW		9	3	8	240	0.1	100	539 96000
NW		10	4	9	210	0.1	100	574 84000
NW		11	5	11	210	0.1	100	437 84000
0		12	6	12	210	0.2	100	755 168000
NW		13	7	13	150	0.1	100	787 60000
0		14	8	9	90	0.2	100	755 72000
0		15	9	10	90	0.2	100	1417 72000
0		16	10	11	90	0.2	100	2015 72000
0		17	11	12	90	0.2	100	2608 72000
0		18	12	13	180	0.2	100	5122 144000
LE		19	8	14	300	0.1	100	-462 120000
NW		20	10	15	300	0.1	100	-448 120000
0		21	12	16	300	0.2	100	-1384 240000
NW		22	13	17	300	0.1	100	-677 120000
NW		23	14	15	180	0.1	100	230 72000
NW		24	15	16	180	0.1	100	638 72000
NW		25	16	17	180	0.1	100	-36 72000
NW		26	14	18	60	0.1	100	-182 24000
NW		27	15	19	100	0.1	100	-106 40000
0		28	16	20	210	0.2	100	-672 168000
NW		29	17	21	270	0.1	100	-204 108000
NW		30	18	19	200	0.1	100	227 80000
NW		31	19	20	180	0.1	100	630 72000
NW		32	20	21	210	0.1	100	-205 84000
0		33	8	9	90	0.2	100	755 72000
0		34	9	10	90	0.2	100	1417 72000
0		35	10	11	90	0.2	100	2015 72000
0		36	11	12	90	0.2	100	2608 72000
0		37	12	13	180	0.2	100	5122 144000
0		38	6	12	210	0.2	100	755 168000
0		39	12	16	300	0.2	100	-1384 240000
0		40	16	20	210	0.2	100	-672 168000
								3804000

九、結論與建議

1. 改良小區管網係考量穩定供水所需之合理化成本，其間考量符合至目標年所需之操作、維修、挖埋路面所需之費用、管線更新費用及民眾接受度、風險評估等事宜。
2. 改良小區管網二取水點，幹管及主配水管之多段聯絡管，可減少因一取水點送到尾端之調高水壓之經費，並增加供水穩定度，其可依數學模擬得知聯絡管數，及視實際狀況考量埋設，且可由二供水點減少一端主配水管所負載之水量，並由於多段聯絡管使得在部份破管仍可供水，減少營業損失，依實需擬具最佳模式，經試算台中市小區管網其極為可行。
3. 以前傳統之分析設計僅考量最小成本之初設費，而忽絡了往後操作、維修、更新、管理問題，使得供水中增加停水之可能性，造成民眾對自來水從業人員不良印象，故在成本支出之考量此非量化分析之提昇，亦將為本研究延續之主要方向。

參考文獻

1. 陳榮藏 (1982), 配水管網分析, 訓練叢書(自來水工程技術類 01), 臺灣省自來水員工訓練所編印。
2. 林偉田 (1984), 配水管網之佳化設計, 成功大學環境工程研究所碩士論文。
3. 高肇藩 (1990), 「衛生工程—給水篇」, 成功大學環境工程學系。
4. 吳瑞賢, 林永敏 (1995), “自來水管網之最佳化設計及擴建分析”, 自來水會刊雜誌, 第五十五期, 第 42-55 頁。
5. 林碧亮, 廖述良, 吳瑞賢, 陳榮藏 (1996), “管網系統最佳化設計模式之發展與建立”, 第十三屆自來水研究發表會論文集, 第 235-249 頁。
6. 林碧亮, 吳瑞賢, 廖述良 (1997), “列舉法求解自來水管網最佳化設計之效率探討”, 八十六年電子計算機於土木水利工程應用研討會論文集, 第 141-152 頁。
7. Artina.S. (1973). The use of mathematical program techniques in designing hydraulic networks. Meccania. 158-165.
8. Oron.G. and Karmeli.D. (1979). Procedure for economic evaluation of water networks parameters. Water Resources Bulletin, 15(4), 1050-1060.
9. Wood.D.J. (1980). User's manual computer analysis of flow in pipe networks including extended period simulations. University of Kentucky, Lexington, KY.
10. Yates.D.F. Templeman.A.B. and Boffey, T.B. (1984). The computational complexity of the problem of determining least capital cost for designs for water supply networks. Engineering Optimization. 7 (2), 142-155.
11. H.H. Apuclamofu (1984) The Water supply stability analysis.
12. Morgan, D.R. and Goulter, I. (1985). Optimal urban water distribution design. Water Resources for water Resources Research, 21(5), 642-652.
13. Gessler, J. (1985). Pipe network optimization by enumeration. Proceeding, Computer applications for water resources, ASCE. New York. 572-581.
14. Liebman, J, S., Lasdon.L., Scharge. L. and Waren, A. (1986). Modeling and optimization with GINO. The Scientific Press, Palo Alto, Calif.
15. Fujiwara.O. (1987). A modified linear programming gradient method for optimal design of looped water distribution network. Water Resources Research, 23 (6), 977-982.
16. Chang. S. Y. and Liaw, S. L. (1987). An efficient implicit enumeration algorithm for multistage systems. Paper presentation edited at the TIMS/ORSA joint national meeting. New Orleans. L. A.
17. Walski. T. M., Gessler, J. and Sjostrom. J. W. (1988). Selecting optimal pipe size for water distribution system. Journal of AWWA, 80(2), 35-39.

18. Brooke, A., Kendrick, D. And Meeraus, A. (1988). GAMS: a user's guide, The Scientific Press, Redwood City, Calif.
19. Kessler, A., and Shamir, U. (1989). Analysis of the linear programming gradient method for optimal design of water supply networks. *Water Resources Research*, 25(7), 1469-1480.
20. Lansey, K. E. and Mays, L. W. (1989). Optimization Model for Water Distribution System Design. *Journal of Hydraulic Engineering*. 115 (10), 1401-1418.
21. Mays, L. W. (1989). Reliability Analysis of Water Distribution System. American Society of Civil Engineers. New York.
22. Fowler, A. J. (1990). *Water Municipal Hydraulics*, Vancouver, British Canada.
23. Simpson, A. R. Dandy, G. C. and Murphy, L. J. (1994) Genetic algorithms compared to other techniques for pipe optimization. *Journal of water resources planning and management*. ASCE. 120 (4), 423-443.
24. Dandy, G. C., Simpson, A. R. and Murphy, L. J. (1996). An improved genetic algorithm for pipe network optimization. *Water Resources Research*, 32(2), 449-458.
25. Lin B. L., Wu R. S. and LIAW S. L. (1997) .A heuristic approach algorithm for the optimization of water distribution networks. *Water Science and Technology*, 36(5), 219-226.
26. Savic, D. A. and Walters, G. A. (1997). Genetic algorithms for least-cost design of water distribution networks. *Journal of water resources planning and management*, ASCE. 123 (2), 67-77.