

自來水會刊第 33 卷第 3 期目錄



實務研究

智慧電子 C 級水表管理應用及效益研究……………林清鑫、林玫君…… 1

每期專題

氣候變遷與調適暨緊急應變

高雄與台南地區供水調配管理及策進作為……………蔡文魁、林高玄、王國堅…… 14

氣候變遷對台灣水資源之衝擊與調適……………許敏能、潘永生、朱健行…… 22

高雄 81 石化氣爆供水緊急應變實務……………郭家憲、林建璋、蔡茂麟、徐志宏、王調興…… 30

一般論述

臺北地區第二條清水輸水幹線新店溪水管橋耐震評估研究……………陳昭明…… 39

延性鑄鐵管耐震能力評估及發展……………吳世紀…… 47

大型水池結構設計之研討……………曾浩雄…… 55

探討 PTFE 中空絲纖維膜去除地下水中鐵、錳之研究 ……………陳文祥…… 67

他山之石

從臺美日自來水耐震研討會探討耐震法規與財源發展趨勢……………鄭錦澤、周家榮…… 79

法規櫥窗

飲用水管理條例之修正建議……………徐良維…… 87

協會與你

歡迎投稿 103 年「每期專題」…………… 29

中華民國自來水協會會刊論文獎設置辦法…………… 46

新增「自來水工作現場」單元…………… 86

封面照片：台南南化水庫壩頂取水(台灣自來水公司第六區管理處鄭正昇攝)

自來水會刊雜誌稿約

- 一、本刊為中華民國自來水協會所發行，係國內唯一之專門性自來水會刊，每年二、五、八、十一月中旬出版，園地公開，誠徵稿件。
- 二、歡迎本會理監事、會員、自來水從業人員，以及設計、產銷有關自來水工程之器材業者提供專門論著、實務研究、一般論述、每期專題、業務報導、專家講座、他山之石、法規櫥窗、協會與您、會員動態、研究快訊、學術活動、出版快訊、感性園地、自來水工作現場等文稿。
- 三、「專門論著」應具有創見或新研究成果，「實務研究」應為實務工作上之研究心得（包括技術與管理），前述二類文稿請儘量附英文題目及不超過 150 字之中英文摘要，本刊將委請專家審查。「每期專題」由本刊針對特定主題，邀請專家學者負責籌集此方面論文予以並列，期使讀者能對該主題獲致深入瞭解。「專家講座」為對某一問題廣泛而深入之論述與探討。「一般論述」為一般性之研究心得。「業務報導」為國內自來水事業單位之重大工程或業務介紹。「他山之石」為國外新知或工程報導。「法規櫥窗」係針對國內外影響自來水事業發展重要法規之探討、介紹或說明。「研究快訊」為國內有關自來水發展之研究計畫期初、期中、期末報告摘要。「學術活動」為國內、外有關自來水之研討會或年會資訊。「出版快訊」係國內、外與自來水相關之新書介紹。「感性園地」供會員發抒人生感想及生活心得。「自來水工作現場」供自來水從業人員，針對工作現場發表感想。「會員動態」報導各界會員人事異動。「協會與您」則報導本會會務。
- 四、惠稿每篇以三千至壹萬字為宜，特約文稿及專門論著不在此限，**本刊對於來稿之文字有刪改權，如不願刪改者，請於來稿上註明；無法刊出之稿件將儘速通知。**
- 五、文章內所引之參考文獻，依出現之次序排在文章之末，文內引用時應在圓括號內附其編號，文獻之書寫順序為：期刊：作者，篇名，出處，卷期，頁數，年月。書籍：作者，篇名，出版，頁數，年月。機關出版名：編寫機構，篇名，出版機構，編號，年月。英文之作者姓名應將姓排在名之縮寫之前。
- 六、本刊原則上不刊載譯文或已發表之論文。
- 七、惠稿(含圖表)請用電子檔寄至 cllin@mail.water.gov.tw，並請註明真實姓名、通訊地址（含電話及電子郵件地址）、服務單位及撰稿人之專長簡介，以利刊登。
- 八、稿費標準為專門論著、實務研究、一般論述、每期專題、專家講座、法規櫥窗、他山之石、特載等文稿 900 元/千字，「業務報導」為 500 元/千字，其餘為 400 元/千字，文稿中之「圖」、「表」如原稿為新製者 400 元/版面、如原稿為影印複製者，不予計費。
- 九、本刊係屬贈閱，如擬索閱，敬請來信告知收件人會員編號、姓名、地址、工作單位及職稱，或傳真(02)25042350 會務組。本刊將納入下期寄贈名單。
- 十、本會刊內容已刊載於本協會全球資訊網站（www.ctwwa.org.tw）歡迎各界會員參閱。
- 十一、本刊中之「專門論著」、「實務研究」、「一般論述」、「每期專題」及「專家講座」，業經行政院公共工程委員會 92 年 3 月 26 日工程企字第 09200118440 號函增列為技師執業執照換發辦法第五條第一項第四款之「國內外專業期刊」，適用科別為「水利工程科」、「環境工程科」、「土木工程科」。

自來水會刊雜誌

發行單位：中華民國自來水協會

發行人：陳福田

會址：臺北市長安東路二段一〇六號七樓

電話：(02)25073832

傳真：(02)25042350

中華民國自來水協會編譯出版委員會

主任委員

黃志彬

副主任委員

吳美惠

委員

駱尚廉、葉宣顯、陳曼莉、陳錦祥、蘇金龍

張怡怡、林財富、周珊珊、蕭宏民、李丁來(兼秘書)

自來水會刊編輯部

臺中市雙十路二段二號之一

行政院新聞局出版事業登記證局第 2995 號

總編輯：吳美惠

執行主編：李丁來

編審委員

鄭錦澤、黃建源、陳孝行、陳志銘、簡俊傑

洪世政

執行編輯：林正隆

電話：(04)22244191 轉 824

行政助理：古蓁苓

印刷：松耀印刷企業有限公司

地址：台中市北區自強街 50 號

電話：(04)23607717

智慧電子 C 級水表管理應用及效益研究

文/林清鑫、林玫君

摘要

自來水事業主要營業收入為給水收入，水量計能否充分發揮計量功能，對自來水公司之營收及售水率影響甚鉅，重者減少收費，增加營運供水成本支出，甚至造成沉重之財務負擔無法創造盈餘，因此冀求 C 級電子水量計能準確計量，藉其低流量感測靈敏特性，將應收水費之計量找回提升營收。目前台灣自來公司（以下稱台水公司）50 公厘以上之水量計已於 2013 年起開始採購 C 級水量計，台灣自來公司第四區管理處（以下稱四區處）也自 2008 年起分區管網(DMA)計量表也採用 C 級流量計，唯用戶水表 40 公厘以下仍以 B 級機械表為主，但歐美、中東國家，甚至中國大陸都已採用 C 級水量計的趨勢。依據國際水協（IWA）提出的供水管網漏損控制理論指出分區管網建置 C 級計量水表比 B 級計量水表將可提升 3.6% 的營收。因此本研究將分析電子 C 級水量計與機械式 B 級水量計的差異點，藉以改善自來水事業單位的售水率。

關鍵詞：電子 C 級水表、機械 B 級水表、分區管網、國際水協（IWA）

一、計畫緣起

依據中國國家標準 CNS 14866 之規範：密閉導管內水流量之量測-冷飲用水量計（2004 年版），將水量計區分為 A、B、C、D 四個等級作為型式認證的基礎規範，而不同等級與口徑之差異則有相對的流量範圍與計量精度。一般而言，水量計等級 D 級為最高，A 級最低。其中，C 級水量計的技術規

範較為嚴謹，設計規格亦較為精密，計量準確性較高、量程比大。C 級電子式水量計除精確的計量，其附加的通訊監測、智慧功能，能有效降低水量的漏損狀況，更能提升水資源管控效率與服務品質，提供消費者用水計量的公平機制。

供水管網的漏損控制也是近十年來台水公司亟欲改善的重點項目，主因乃是管線漏水率與已開發國家相比較之下相對偏高，其供水成本與營收比率也難以達到經濟效益。這幾年來，自來水供水事業單位開始採取實際作為，但是卻難以得到顯著成效。根據，國際水協會（International Water Association, IWA）在 2000 年所公布有關損失水量（包括「漏水量」及「帳面損失水量」），其中「帳面損失水量」包含了非法用水量、水表不準確度與資料處理誤差，「水表不準確度」（Metering Inaccuracies）包含「水表不感度」及「水表不準確度」。「水表不感度」指的是一個水表的「偵測極限」，當水流過小時，水表無法感應或計量誤差；現行台水公司水表不感度量之計算方式為供水量之 2%，根據日本各水道局對使用水表不感率試驗結果約介於 1.5%~4.6% 之間，淡江大學在 2012 年 12 月提出之「提升水量計功能強化用水管理之育成計畫」電子 C 級表的效益更高達 8% 左右。

國際水協（IWA）提出的供水管網漏損控制理論，供水管網的漏損為無收益水費的重點改善項目，而分區管網的建置則是降低無收益水費的方向。根據國際水協研究指出

分區管網建置的重點是 C 級計量標準的電子式水量計，建置 C 級計量水表比 B 級計量水表將可提升 3.6% 的營收，本研究將分析電子 C 級水量計與機械式 B 級水量計的差異點，藉以改善自來水事業單位的售水率。

二、計畫基礎、實施程序及計畫目標

(一)計畫基礎：

四區處為考量計畫之可行性及重點管理，隨機挑選四區處台中服務所、大里服務所及霧峰營運所 20 公厘用水戶共 30 戶做為研析對象，將電子 C 級速度型多重噴嘴式電子式水量計安裝串連 B 級速度型多重噴嘴式機械式水量計(圖 1)，並在電子 C 級水量計加裝水表紀錄器進行連續密集的用戶用水量變化監測，藉此搜集用戶用水資訊、用水模式及用戶用水方式(含設備裝置)是否合理之重要參考依據，並針對評估結果，提出改善對策，期能增加水費營收。



圖 1 水量計 B 及 C 級現場安裝圖

(二)實施程序：

- 1.第一階段：原有用戶使用中機械 B 級表與新電子 C 級表比對
- (1)選擇四區處 20 公厘用水戶 30 處，並進行改裝將電子 C 級速度型多重噴嘴式電子式

水量計串連既設原有機械 B 級速度型多重噴嘴式水量計(圖 1)，並在電子 C 級水量計加裝水表紀錄器進行連續密集的 10 秒記錄用戶用水量變化監測一週。

- (2)一週後，將水表紀錄器由每 10 秒將水表紀錄器改成每分鐘記錄，持續監測電子 C 級速度型多重噴嘴式電子式水量計串連既設原有機械 B 級速度型多重噴嘴式流量變化監測三週。

2.第二階段：新機械 B 級表與新電子 C 級表比對

- (1)將選定 30 個用戶的原有機械 B 級水表換成檢測後未使用過之機械 B 級水表，並將現場之電子 C 級水表之記錄器改成 10 秒記錄密集記錄用戶用水量變化監測一週。
- (2)將水表紀錄器改成每分鐘記錄，持續監測電子 C 級電子式水表串連未使用過機械 B 級水表流量變化三週。

3.第三階段

將第一階段及第二階段由電子 C 級表的計量記錄值進行資料分析，以瞭解用戶用水習慣及模式於 B、C 級表之計量效益分析。

(三)計畫目標：

由水表紀錄器中讀取之資料，研析用戶用水模式，據以改善水表之選用與裝置方式，並瞭解 B 級水表與 C 級水表計量的差異對無收益水費之影響程度，對已建構水量計營收管理制度，達成五個目標：

- 1.釐清機械 B 級水表/電子 C 級水表對用戶計量效益分析。
- 2.找出無計費水量(NRW)水量平衡表帳面損失水量的「水表不感度量」。

- 3.找出現行的機械表使用後之計量準度偏移(表差)之狀況。
- 4.研究用戶用水模式及用水習慣，做為水表選用依據。
- 5.發現用戶用水設備異常問題，主動告知用戶改善，以提昇自來水服務形象。

倘成效卓著，將挑選已建置之小區全面試辦電子 C 級水表收費，除可提高營收外，亦可降低漏水率。

三、文獻探討

(一)經濟部標準檢驗局依據國際標準 ISO 4064 : 1993 制定中國國家標準 CNS 14866，此標準乃是台灣自來水事業單位選用水量計的最高準則。CNS 14866 與 ISO 4064 將水量計(又稱水表)區分為 A、B、C、D 四種流量精度標準，D 級水量計是計量準確度最高的水量計，反之，A 級的水量計其計量準確度則為最低。開發中國家的自來水事業單位主要採用的水量計則介於 B 級與 C 級的水量計，已開發國家則多採用 C 級計量的水量計。但是因為水資源分配不均的問題，中東地區的以色列、阿拉伯聯合大公國等缺水國家則以裝置計量準確度較高的 C 級水量計為主，水資源短缺議題較不被重視的國家則採用 B 級計量標準的水量計為主。D 級計量的水量計雖然擁有最高等級的計量準確度，但是因為 D 級計量的水量計發展尚未成熟，目前主要應用在國家實驗室的計量使用，因此自來水事業供水單位目前皆無 D 級計量的水量計。

(二)Arregui, F., Cabrera, E. Jr., & Cobacho, R.

“Integrated Water Meter Management.” Published by IWA Publishing, Alliance House, 12 Caxton Street, London,(2006 年)統計指出 C 級水量計其平均售水率約較 B 級水量計提高 2%至 3%；根據國際水協研究指出分區管網建置的重點是 C 級計量標準的電子式水量計，建置 C 級計量水表比 B 級計量水表將可提升 3.6%的營收，且口徑愈小之水量計可能因為用戶用水模式之因素而造成計量範圍的誤差愈大。如圖 2 所示，即可利用誤差曲線大略觀察 B 級與 C 級水量計兩者計量準確性之差異。此外，水量計可能因為精度、材質或量測公差等技術因素，使其計量準確度會伴隨使用年限，而造成更大的計量誤差，如圖 3 所示，以 15 mm 口徑之水量計為例，其計量誤差可能達 70 %以上

(三)探討 B 級與 C 級水量計之計量準確性與微小流量偵測的效能，必須先就兩者的技術特性與性能加以定義與說明。水量計的計量誤差會隨著流量的變化過程而產生差異。CNS 14866 對於水量計生產，標定四個流量點作為水量計技術參數的定義，其分別為：最小流量(Minimum flow-rate) $q_{min}(1)$ 、分界流量(Transitional flow-rate) $q_t(2)$ 、常設流量(Permanent flow-rate) $q_p(3)$ 、超載流量(Overload flow-rate) $q_s(4)$ 。根據此四個流量點將水量計的計量狀態劃分五個區域，如圖 4 所描述。

每只水量計依計量等級與口徑之不同皆有其流量範圍之規範，而流量範圍是指超載流量 q_s 與最小流量 q_{min} 所限制之範圍，

而此範圍以分界流量區隔為「上區」與「下區」兩個區域。水量計於上區內的計量誤差為 $\leq \pm 2\%$ ；下區內的計量誤差則為 $\leq \pm 5\%$ 。若以口徑 20 公厘速度型多重噴嘴式為例，其各等級之流量範圍如(表 1)所示。各等級相同口徑的水量計，其超載流量 q_s 與常設流量 q_p 都相同，而區別則是在於低流量區域，C 級水量計所能量測的範圍比 B 級水量計更為敏感與精確。

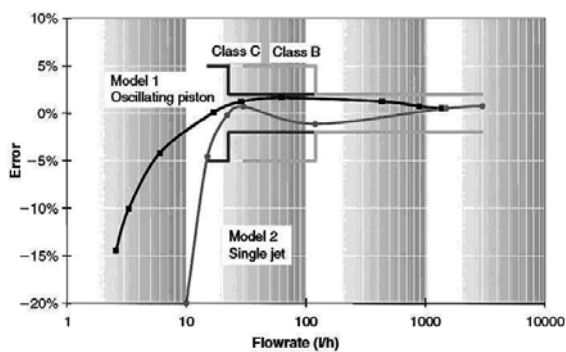


圖 2 B 級水錶與 C 級水錶的流量特性差異比較

資料來源：Arregui, F. J., E. Jr. Cabrera and R. Cobacho, "Integrated Water Meter Management" Published by IWA Publishing, Alliance House, 12 Caxton Street, London, (2006), p.8-11.

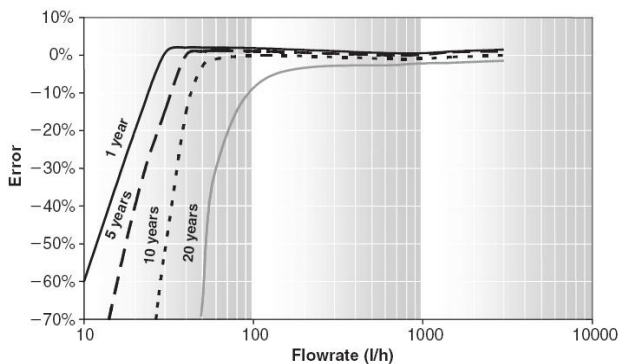


圖 3 依據使用年限，對於水錶計量誤差的影響

資料來源：Arregui, F. J., E. Jr. Cabrera and R. Cobacho, "Integrated Water Meter Management." Published by IWA Publishing, Alliance House, 12 Caxton Street, London, (2006), p.8-11

(四)水量計可分成四種類型：1.機械式水錶、
2.附加式電子水錶、3.機電一體式電子水

表、4.全電子式水錶。

機械式水錶易因齒輪產生磨耗導致計量誤差；附加式電子水錶則仍以機械式水量計齒輪傳動原理產生計量，傳動機件依舊存在磨耗問題。機電一體式電子水錶則沒有齒輪磨耗問題，不因雜質異物造成齒輪損壞，並以電子元件感測裝置、乾式計量結構，大幅提升計量精準度，增加量測可信度，同時兼具全電子式水錶的計量與智能管理功能，已廣泛應用於產業界、校園、智慧型住宅、市政大樓、用水節能自動化管理…等。小口徑的全電子式水錶無機械元件產生的磨耗問題，但因價格昂貴，對於自來水事業單位、政府機關、產業界、校園及家庭用戶的建置與應用，難以達到使用與經濟效益的平衡，故目前難以適用於家庭用戶計量。水量計的選用根據計量原理、應用特點與應用缺點、傳訊效益、價格評比彙整綜合分類說明如表 2。

(五)目前國內用戶計量 40 公厘以下採用機械式水錶，但在用戶計量 50 公厘以上及分區管網節能管理需求者，則大多採用機電一體式電子水錶。機電一體式電子水錶與傳統機械式水錶最大差異除了運用不同計量構造原理，機械式水量計僅能呈現以齒輪帶動計算流量累計值，然而本案所使用機電一體式電子水錶除了具有 LCD 電子顯示機算盤顯示累積流量，且附加多重智慧管理功能，並可外接顯示器、紀錄器或傳訊器，可輕易取得用戶用水分析資料，還能解決抄表困難、改善不當表位、提高抄見率、提升

售水率，也已具備日後用戶自動讀表或集抄功能；機電一體式電子水表的 LCD 顯示積算盤為直讀式 (direct-reading) (如圖 5)，抄表人員能夠直接讀取用戶用水資訊，也不會有如同溼式構造 (wet-type)

機械式水量計，在長期使用後，因水質污垢加劇齒輪磨耗問題，並因積算盤面汙損，導致水表值難以辨識 (如圖 6)，電子式與機械式水量計應用效益之差異如表 3。

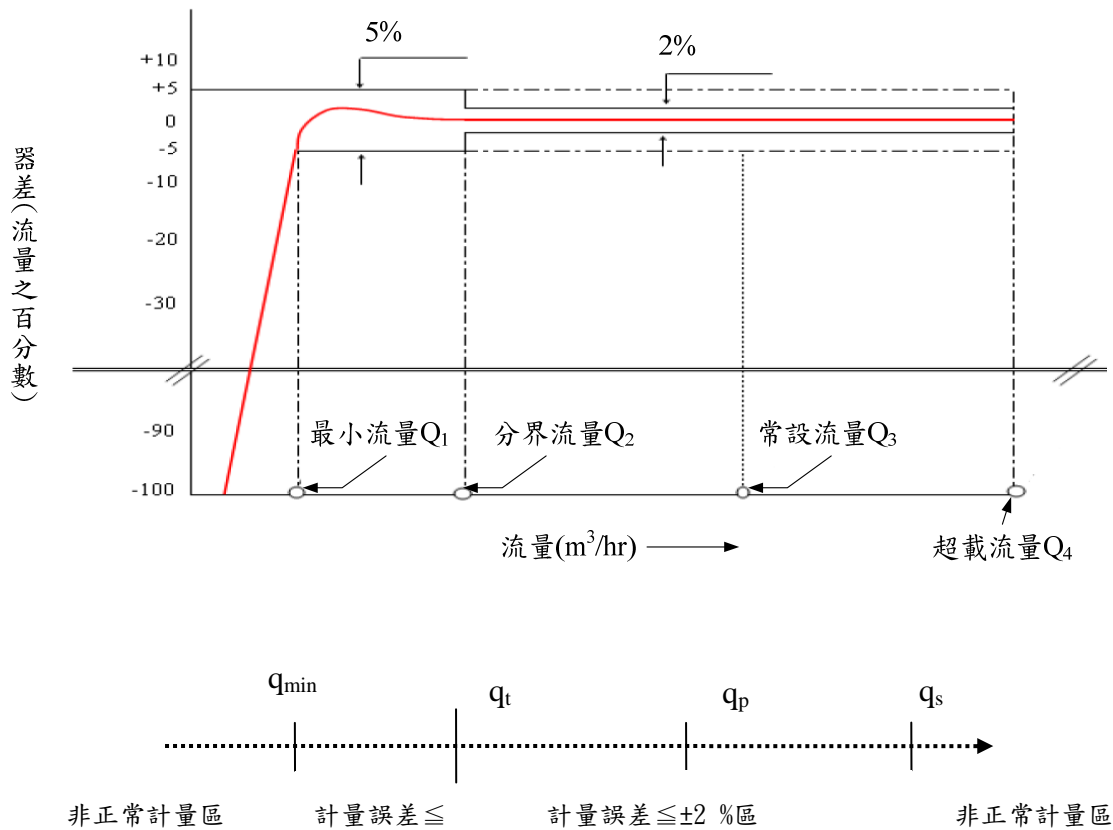


圖 4 水量計流量性能曲線圖

表 1 速度型多重噴嘴式(螺紋式水量計)20 公厘各等級之流量範圍比較表

水量計等級	B	C	D
流量範圍(m³/h)	0.05 ~ 5	0.025 ~ 5	0.019 ~ 5
下區法定器差範圍± 5 %	0.05 ~ 0.2 (不含)	0.025 ~ 0.0375 (不含)	0.019 ~ 0.03 (不含)
分界流量(m³/h)	0.2	0.0375	0.03
上區法定器差範圍± 2 %	0.2 (含) ~ 5	0.0375 (含) ~ 5	0.03(含) ~ 5

表 2 水量計綜合分類比較表

	機械式水表	附加式 電子水表	機電一體式 電子水表	全電子式水表
計量原理	齒輪帶動機械結構原理計量	機械式水表為基礎，外掛 RF 發射器/光電讀表器/脈衝輸出器，積算用水量	運用電子元件感測葉輪轉動，並以電子積算電路與軟體程式計算流量	運用電子元件量測水的流速進而換算成流量
應用特點	價格便宜	較機械水表增加了訊號傳輸功能	<ul style="list-style-type: none"> ■ 更佳的線性度及靈敏度 ■ 乾式結構 ■ 多元智慧型管理與紀錄功能 ■ 非磁傳動，防磁干擾 	無機械元件磨耗問題
應用缺點	<ul style="list-style-type: none"> ■ 機構或齒輪產生磨耗問題，計量準確度隨使用時間產生計量誤差 ■ 易受磁鐵干擾 ■ 無資料傳輸功能 ■ 無智慧管理功能 	<ul style="list-style-type: none"> ■ 機械表齒輪磨耗問題 ■ 附掛脈衝訊號傳輸彈跳及資料不同步，導致計量失真 ■ 易受磁鐵干擾 ■ 易受雜訊干擾 	價格略機械表高	價格昂貴；靈敏度不高
傳訊效益	無	脈衝、無線電傳輸	<ul style="list-style-type: none"> ■ 偵測用戶內部管線漏水 ■ 自我診斷功能、判斷故障原因 ■ 自動讀表應用，節省抄表人力、同步現場即時資料 ■ 進行用戶用水模式分析 ■ 數位編碼信號輸出，可連接各種傳訊設備，應用於 PLC 或即時監測與計量管理系統 	
價格	較低	低	中	高

資料來源：智慧電子水表管理應用與建置效益之研究(楊崇明、蘇政賢、陳宗霆、林子程)

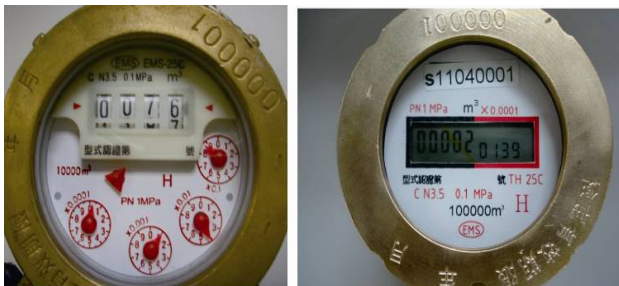


圖 5 機械式水量計與電子式水量計顯示面盤之比較



圖 6 機械表齒輪磨耗、斷裂圖及機械表積算盤面汙損

表 3 電子式與機械式水量計應用效益之差異

性能項目	電子表	機械表
計量原理	電子元件感測，不感流量小	齒輪帶動計量，不感流量大
故障比率	1. 故障率低。 2. 無齒輪磨耗問題。 3. 乾式計量結構，積算器不受阻塞影響。	1. 故障率高。 2. 水量過大易加速齒輪磨耗。 3. 濕式計量結構，雜物容易卡在齒輪縫隙中。
故障判別	故障立即顯現警訊，可即時維修，減少水資源漏損。	當察覺計量異常（遲緩、不運轉），此時異常或故障已潛伏一段時程。
耐用性	長期使用所影響之計量誤差小。	因使用年限使機構或齒輪磨損，計量會逐漸失準。
附加功能	1. 漏水警示功能，可協助用戶偵測內部管線漏水。 2. 水量計故障，可自我診斷。 3. 可應用於自動讀表、集抄系統，節省抄表人力。 4. 可連接記錄器，進行用戶用水模式分析。 5. 具數位通訊功能，可引接各種傳訊設備，應用於 PLC 或即時監測系統。	無

資料來源：C 級電子式水量計經濟效益評估研究（楊崇明、蘇政賢、陳宗霆）

(六)用水模式分析種類之運用：

藉由水表紀錄器蒐集之數據資料瞭解各類型態用戶之用水模式

1.用戶型態

隨機挑選公寓、大樓、社區別墅、連棟住宅等等不同型態之用戶特性，觀察其用水量、用水習慣、使用頻率…等是否影響水量計計量。

2.用水模式

(1)直接用水：藉由給水栓及衛生設備之閥門操作直接調整流量大小。

(2)間接用水：藉由蓄水池水面浮動上下而自動開關閥門，常見控制方式為

a.浮球閥：藉由水面高低影響浮球位置以控

制進水量大小。

b.定水位閥(電磁閥)：藉由浮動凡而(電磁閥)作子閥引導以控制母閥體，進而達到開關水之動作。

(3)混合式用水：結合直接用水與間接用水供水方式。

3.瞬間流量分析

依個別用戶記錄區間之流量累積值差異，推算每段區間之瞬間流量，橫座標為時間，縱座標為瞬間流量，可繪製瞬間流量曲線。一般可觀察其每小時流量，並將實測流量值與水量計流量特性比較，如對照不感流量、最小流量、分界流量及常設流量，是否超出特性表範圍，經常超出最大流量者，水

量計易造成損壞，低於最小流量者，會造成不感流量。

4. 夜間用水量分析

一般而言，在用戶用水較少時，會測得瞬間流量最小值，故當夜間大部分人都在睡覺(無用水)，若仍有流量進出或持續性的用水，其原因可能是用水設備異常或漏水，應主動通知用戶注意。

5. 流量貢獻分析

由密集流量記錄與分析，可清楚的看出水量計的流量分佈比率，可藉由圖形來判斷用戶用水量落點分配是否合宜，如均在最小流量至常設流量範圍，即屬正常，倘均用水量落點分佈大於常設流量或低於最小流量，應屬不正常，可藉由電子表記錄分析用戶水表口徑是否適當。

6. 流量分佈分析

由密集流量記錄與分析，可清楚的看出水量計在各個流量點的工作時間分佈比率，藉由圖形來判斷用戶用水量落點分配是否合宜及水量計的工作時間。

四、實施期間及計畫內容

(一) 實施期間

第一階段：原有機械 B 級表與新電子 C 級表比對-2013 年 12 月 20 日至 2014 年 1 月 17 日。

第二階段：新機械 B 級表與新電子 C 級表比對-2014 年 1 月 17 日至 2014 年 2 月 19 日。

(二) 計畫內容

1. 第一階段由四區處台中服務所、大里服務所及霧峰營運所對不同的用戶型態有公寓、大樓、社區別墅、透天厝隨機挑選 20 公厘用水戶 30 處，期找出不同型態的用戶

對 B/C 級表是否有影響計量因子。

2. 第二階段由四區處物料課隨機挑出 30 只未使用過之機械 B 級速度型多重噴嘴式(螺紋式)水量計及 30 只未使用過經型式認證檢定合格之電子 C 級速度型多重噴嘴式(螺紋式)電子式水量計，安裝前都先於 TAF 流量實驗室依據台水公司水量計規範螺紋表口徑 20 公厘檢驗流量點檢測 C 級第 1 點、C 級第 3 點、B 級第 1 點、B 級第 2 點、B 級第 3 點、B 級第 4 點、B 級第 5 點、B 級第 6 點，確認每只水表各流量點之器差範圍後，再進行改裝將電子 C 級螺紋水表串連既設原有機械 B 級螺紋水表(圖 1)，並在電子 C 級水量計加裝水表紀錄器分別進行連續密集的 10 秒紀錄 1 週及每分鐘記錄 3 週的用戶用水流量變化，做為效益差異分析。

3. 將已拆回原既設在用戶原有機械 B 級水表委託 TAF 流量實驗室依據台灣自來水公司水量計規範螺紋表口徑 20 公厘檢驗流量點檢測 C 級第 1 點、C 級第 3 點、B 級第 1 點、B 級第 2 點、B 級第 3 點、B 級第 4 點、B 級第 5 點、B 級第 6 點，確認每只水表各流量點之器差範圍，做為後續效益比對分析參考。

4. 將 B 級水表及 C 級水表二階段所測得之總用水量計算出總售水量效率率，計算公式如下。

總售水量效率率

$$= \frac{\text{電子C級水表總用水量}(m^3) - \text{機械B級水表總用水量}(m^3)}{\text{機械B級水表總用水量}(m^3)} \times 100\%$$

5. 檢討 B 級水表及 C 級水表用水量差異性分析

由C級電子水表密集流量記錄繪製雙軸曲線圖、流量貢獻比率圖、流量分佈比率等圖形來判斷用戶用水量落點分配是否合宜，如落分界流量點以下即屬於C級水表之效益，落點在最小流量至常設流量範圍，即屬正常，倘均用水量分佈大於常設流量則應注意是否易造成水表故障。

6.統計分析

對更換水表計量等級增加的營收效益應予分析統計。

五、計畫執行結果

第一階段，原有機械B級水表與新電子C級水表總用水量效益平均約增加9.69%。

第二階段，新機械B級水表與新電子C級水表總用水量效益平均約增加22.1%。

六、效益分析

(一)有形效益：

1.透過較高計量等級的電子C級水表確實能改善不感計量的問題，新電子C級表總用水量與原有機械B級表計算效益率後提升9.69%，新電子C級表總用水量與新機械B

級表效益率提升更達22.1%，無論是跟原有機械B級水表或新機械B級水表，都有顯著的效益，可大幅提高營收。

- 2.電子C級水表可以靈敏的偵測到極低的水量，仍是本次研究具效益的原因，用戶表後若有微量漏水，以往都認為漏愈多水公司可以收到的售水量會愈多，但此次發現機械B級表並無法計量微量的漏水(如圖7)。
- 3.在一般用戶的生活當中如節水器水龍頭、馬桶沖水後水箱進水末端段時微量進水(圖8)、蓮蓬頭或水龍頭、馬桶水箱等用水設備不定期沒有緊密關閉或異常(圖9)、清洗蔬果農藥殘餘或清洗碗盤時以微量水進行浸泡溢流...等等用水行為，有太多的用水行為存在著微量用水習慣(如圖10)。
- 4.採用浮球閥控制閥體的開啟與關閉動作所需時間相對較定水位閥長，用戶用水時水池開始進水與關水時用水變化是由緩增到緩降(圖11)，造成不感流量比率偏高。
- 5.採用定水位閥但因用水設備異常，仍會存在著不感流量的問題(圖12)。

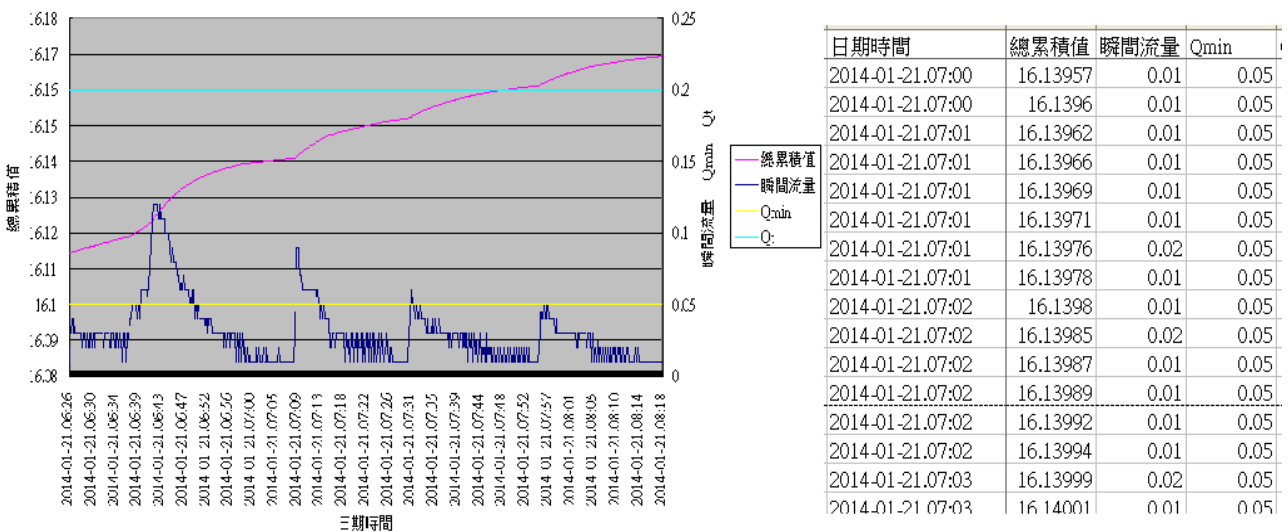


圖 7 用戶疑內線漏水

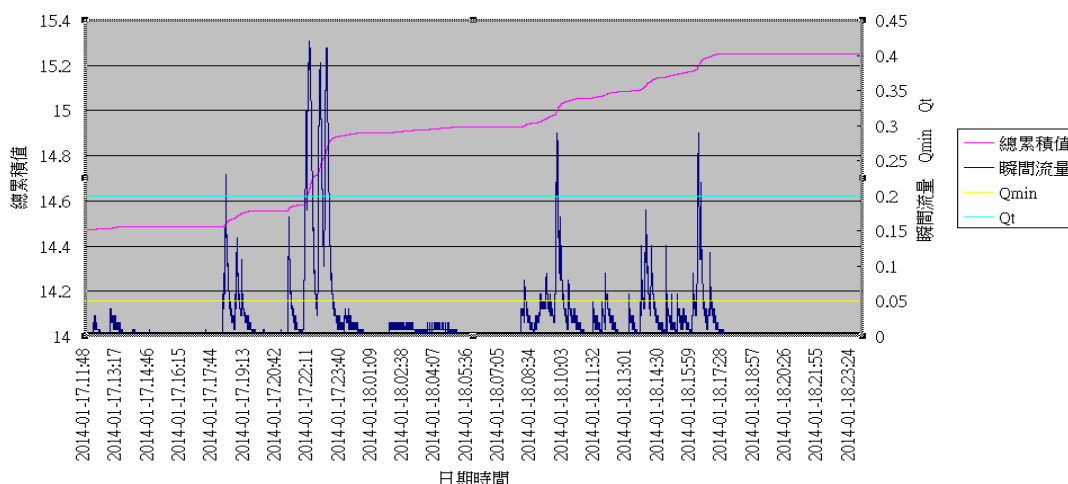


圖 11 浮球閥進水與關水緩增到緩降不感流量

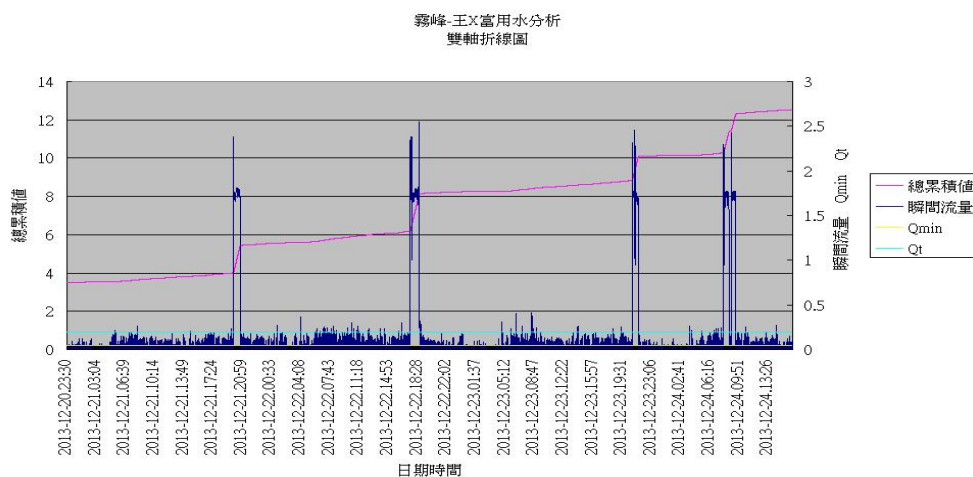


圖 12 定水位閥但用水設備異常

(二)無形效益：

- 1.藉由主動掌握用戶用水狀況及用水習慣，可以做為供水調配之依據，不但可以提昇服務品質及用戶滿意度，對提昇公司專業形象與信譽，亦著有助益。
- 2.由此研究中發現用戶用水量偏高，若主動通知用戶內線漏水，提昇客戶對公司之信賴，且減少水資源的浪費。
- 3.設有水塔之用戶，研究發現無論是定水位閥裝置或浮球閥皆會有不感計量之損失，如何讓雙方的交易更具公平將是後續該討

論的方向。

- 4.由新、原有水量計安裝前或安裝後的檢驗，證實目前國內水量計業者的品質水準管理相當良好，也代表自來水公司水表的採購、驗收程序相當精實，對廠商的控管嚴苛，才能要求所有業者的品質皆相當良好。
- 5.因電子表可以藉由安裝記錄器用戶瞭解用水行為及頻譜分析，藉此可以瞭解用戶用水習慣，可提升台水公司計量品質。

(三)其他效益

1. 由此研究發現若用戶內線有大漏水現象時，用戶往往會主動發現而將漏水排除，但反而是微量漏水部份是在 B 級水量計的負器差或不感流量範圍，用戶漏水愈嚴重則本公司的損失相對也增高，故需採用較高感度計量等級的 C 級水表來防範。
2. 電子表容易抄表，可避免抄表誤差所引起的用戶糾紛，亦可避免機械表積算盤面因青苔、水氣無法辨識之問題，也可安裝遠隔顯示器，解決因表位不當，抄表困難的問題。
3. 電子 C 級水表已具備條件可發展水表集抄或自動讀表，將可減少人工讀表與避免人工抄表受環境的限制，以及可透過用水查詢網頁使用戶獲得即時用水資訊與即時發現住宅管線漏水情形。
4. 電子 C 級水表計量，會減少帳面損失水量，除了增加營收外，亦可提升售水率。
5. 電子 C 級水表具有每月 1 日記錄功能(猶如同步抄表)，在執行售水率分析時，可避免抄表及營收系統間數據傳輸誤差。
6. 電子 C 級水表特定時間記錄流量功能(可抓到夜間最小流量)，且在做間接法及直接法售水率分析時，亦可輕鬆取得真實數據。

(四)以汰換水量計增加的成本與給水收入效益作試算

於此次的電子 C 級水表與機械 B 級水表串連同時比對，在新電子 C 級表總用水量與原有機械 B 級表計算效益率後提升 9.69%，新電子 C 級表總用水量與新機械 B 級表效益率提升更達 22.1%，確定電子 C 級水表無論是對既設原有之機械 B 級水表或新設之機械 B 級水表都具有降低漏水率暨提升售水率之明顯效益，電子 C 級水表除計量精度高、流

量範圍廣，且具有數據記錄分析功能及做為日後台水導入智慧型水量計(AMI)之基礎設備，符合現代水資源管理整合系統的技術要求。

為了確認此計畫是可被執行及具有效益，日後可全面汰換電子 C 級水表，2014 年 4 月止第四區管理處用戶水表裝置數量統計如下：13 公厘 116,909 戶、20 公厘 947,804 戶、25 公厘 39,082 戶、40 公厘 11,241 戶。故就第四區管理處 2013 年 06 月至 2014 年 05 月間，20 公厘用戶數及 20 公厘用戶給水收入與目前總公司 103 年購買 20 公厘機械 B 級水表成本及廠商電子 C 級水表之報價做效益評估，只要電子 C 級水表與機械 B 級水表的提升之售水量效益達 4%，就具有全面將機械 B 級水表汰換成電子 C 級水表效益。

評估計算值如下：

1. 電子 C 級水表廠商報價：1,300 元/只
2. 機械 B 級水表 103 年購置成本：700 元/只
3. 機械 B 級水表換成電子 C 級水表成本：增加 600 元/只
4. 四區處 102 年 06 月~103 年 05 月 20 公厘平均用戶數：937,386 戶
5. 採購電子 C 級水表增加成本：
 $937,386 \text{ 戶} \times 600 \text{ 元/只} = 562,431,600 \text{ 元}$
6. 四區處 102 年 06 月~103 年 05 月 20 公厘給水收入：1,899,676,290,996 元
7. 汰換成電子 C 級水表提升 4%售水率效益
 $= \text{一年的給水收入} \times 4\% \times \text{水表使用 8 年} - \text{採購電子 C 級水表增加成本}$
 $1,899,676,296 \text{ 元} \times 4\% \times 8 \text{ 年} - 562,431,600 \text{ 元} = 45,464,815 \text{ 元}$
每年可增加給水收入 = 5,683,102 元
8. 依本次研究計畫效益至少有 9%，可增加之

給水收入 = 1,899,676,296 元 × 9% × 8 年 -
5,62,431,600 元 = 805,335,333 元

則每年可增加給水收入 = 100,666,917 元

參考文獻

1. 亓培耀，淺談對C級水錶的應用研究，城鎮供水，2：40-43，2009。
2. 台灣自來水公司第九區管理處，實施大型水量計營收管理研究計畫，2007。
3. 淡江大學，提升水量計功能強化用水管理之育成計畫，2012。
4. 俞立平，台北自來水以小區計量降低無計費水量之研究，中華大學營建管理研究所碩士論文，2007。
5. 林清鑫，自來水區域計量水量計與壓力監測管理系統建置探討，第26屆自來水研究發表會，2009。
6. 游本志、蘇柏睿，分區計量管理用表分析與探究，第29屆自來水研究發表會，2012。
7. 周國鼎，評「漏水率」作為漏水防治績效指標之適當性，第29屆自來水研究發表會，2012。
8. 顏萬益，加強量水器營收管理研究，第29屆自來水研究發表會，2012。
9. 王藝峰、朱家興、潘志銘、劉世翔、蔡易廷、仇士愷，提升水量計功能以強化用水管理之研究，第29屆自來水研究發表會，2012。
10. 黃佑仲，從抄表收費到計量管理－淺談水表在供水行業中的新角色，2010。
11. 楊崇明、蘇政賢、陳宗霆、林子程，C級電子式水量計經濟效益評估研究，2010。
12. 楊崇明、蘇政賢、陳宗霆，智慧電子水表管理應用與建置效益之研究，2012。
13. 經濟部標準檢驗局，中國國家標準CNS 14866，2004。
14. 經濟部標準檢驗局，中國國家標準CNS 14866，2012a。
15. 臺北自來水事業處，自來水用戶表位改善暨抄表成本降低之探討，2007。
16. 臺北自來水事業處，用戶用水分析報告，2010
17. 臺北自來水事業處鄭國華、賈允成、廖宜洋、黃騰宏，大型水量計用戶用水模式之建置與應用，2005。
18. 蘇峻民、江俊霖、何宜霖，水量計國際規範及國內相關電子性能試驗技術發展現況，標準與檢驗，156：35-42，2011。
19. 今週刊，以色列荒漠奇蹟，2011。
20. 電子水量計，
<http://zh.wikipedia.org/wiki/%E9%9B%BB%E5%AD%90%E6%B0%B4%E9%87%8F%E8%A8%88>，2012。
21. Malcolm Farley, Gary Wyeth、Zainuddin Bin Md. Ghazali、Arie Istandar, Sher Singh, The Manager's Non-Revenue Water Handbook - A Guide to Understanding Water Losses (無收益水量管理手冊-理解供水管網漏損之指南)，2008。
22. Arregui, F. J., E. Jr. Cabrera and R. Cobacho, , Integrated Water Meter Management. Published by IWA Publishing, Alliance House, 12 Caxton Street, London. <http://www.pikeresearch.com/newsroom/global-investment-in-smart-water-meters-to-reach-4-2-billion-by-2016>. 2006。
23. International Water Association, 2010, Water Balance.

作者簡介

林清鑫先生

現職：台灣自來水公司第四區管理處副理

專長：自來水工程、水資源管理

林玫君女士

現職：台灣自來水公司第四區管理處 業務課課長

專長：業務管理分析

高雄與台南地區供水調配管理及策進作為

文/蔡文魁、林高玄、王國堅

摘要

臺灣年平均降雨量為世界平均值之 2.6 倍，惟時空分配懸殊，在南部地區豐枯水期比例高達 9:1，且近來氣候變遷，豐水期雨量更增、枯水期更減，降雨時間縮短但強度增加，高屏溪豐枯水期逕流量差異甚大(最高達 25,000cms、最低至 9cms)，旱澇天候已趨常態。地震、風災造成集水區沖蝕崩塌，導致原水高濁度(曾高達 57,000NTU)、水庫嚴重淤積及供水異常，莫拉克風災更造成高雄及台南地區長時間的停水。爰此，本公司配合政府推動「曾文南化烏山頭水庫治理及穩定南部供水改善計畫」(以下簡稱曾南烏計畫)，預計 107 年計畫完成後，能改善主要水庫營運功能、提升集水區保育，增加備用水源及淨水場處理能力。於計畫完成前，為使水資源有效利用及提升調度能力，蒐集各水庫水、地面水及地下水其豐、枯水期之水量、濁度及營運成本併淨水場處理能力，輔以 E-PNET 軟體分析，擬訂操作與調度機制及短期改善策略；並加強集水區整治及水庫清淤，以增加庫容，確保供水穩定進而增加盈餘。

關鍵字：原水高濁度；操作與調度機制；改善策略

一、前言

921 地震、卡玫基及莫拉克等風災造成集水區沖蝕崩塌，泥砂崩塌量推估達 12 億 M^3 ，分布於集水區及河川，每遇降雨高屏溪原水濁度即提升，濁度最高曾達 57,000NTU(近年豐枯水期及其逕流量與濁度

之關係詳圖 1、2)；曾文及南化水庫(西元 2,000 年)有效容量自 6.06 及 1.41 億 M^3 經莫拉克風災後降至 4.91 及 0.97 億 M^3 ；台灣地區水庫壩址有限、地面水利用率偏低(約 19%)，又高屏河流域缺乏大型調蓄設施，水資源利用率僅 12.0%，蓄水設施不足且水庫淤積嚴重，對供水穩定影響甚鉅。

美濃水庫停建、曾文越域引水計畫因故緩辦及高屏大湖推動受阻，水源開發計畫執行未如預期，用水需求日益成長，南部地區缺水危機日益增加。

二、供水概況

(一)高雄地區：

該地區共 38 個行政區，年平均供水量(以下稱供水量)約 160 萬 CMD，除旗山、美濃及六龜等 9 區(供水量約 3 萬 CMD)多為獨立自來水系統或簡易自來水系統外，其餘 29 個行政區屬高雄系統，經查 2012 年該系統供水人口 2,558,000 人，供水普及率 96.9%，供水量約 157 萬 CMD。

高雄系統水源大部分取自高屏溪(含旗山溪)，佔總水源量之 70.1% 左右，東港溪地表水佔 19.1%，深井地下水、伏流水及其他水源佔 10.8%，另有南化水庫經由聯通管供送坪頂及拷潭給水廠作為備用水源。

(二)台南地區：

本地區由本公司第六區管理處營運管理，供水區域位於八掌溪以南、二仁溪以北，該區域共 37 個行政區，除楠西及玉井 2 區為獨立之楠玉系統外，其餘 35 個行政區



屬台南系統，供水人口 1,864,000 人，供水普及率 98.9%，供水量約 86.3 萬 CMD，加上支援嘉義 0.4 萬 CMD 及高雄 0.8 萬 CMD，總出水量約 87.5 萬 CMD。水源來自曾文、南化、烏山頭及鏡面水庫，淨水場共 7 座，淨水處理能力合計 108.5 萬 CMD。

官田、新營工業區及新營、麻豆等曾文溪以北(以下稱溪北)行政區由烏山頭及潭頂淨水場供水；南化淨水場供應原台南市、永康與仁德、永康等工業區及台南科學園區等

曾文溪以南(以下稱溪南)區域。

三、調配管理

(一)高雄系統：

本系統除手巾寮深井水質及水量穩定外，其餘各水源水質及水量均隨豐、枯水期改變，以地下水(深井及伏流水)抽取量為例，當高屏溪逕流量達 100cms 以上時，取用量可達 40 萬 CMD；逕流量減至 9cms 時，取用量僅 30 萬 CMD。高雄系統各水源水文特性彙整如表 1。

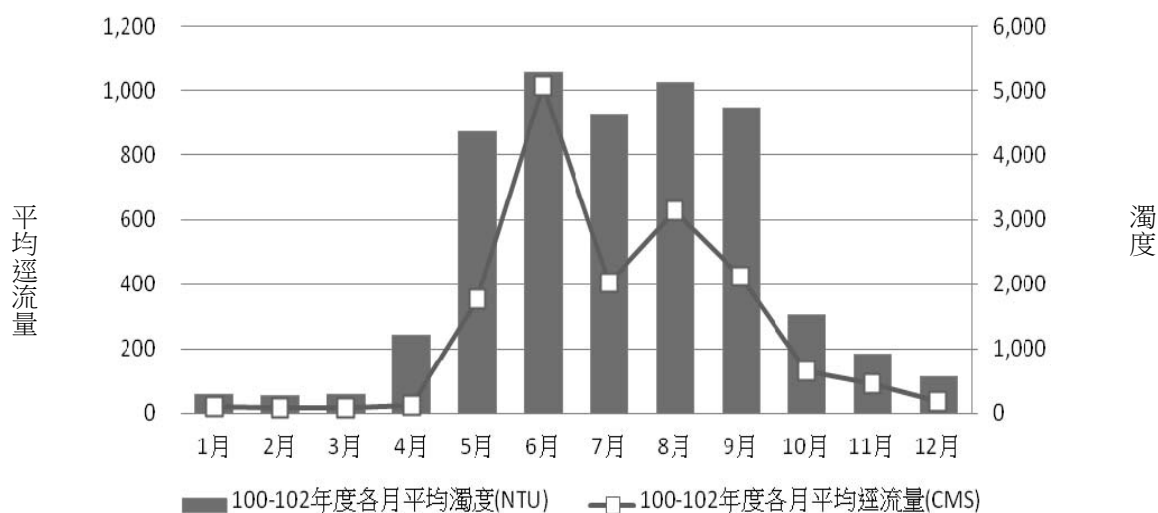


圖 1 100~102 年高屏堰川流量與濁度各月平均關係圖

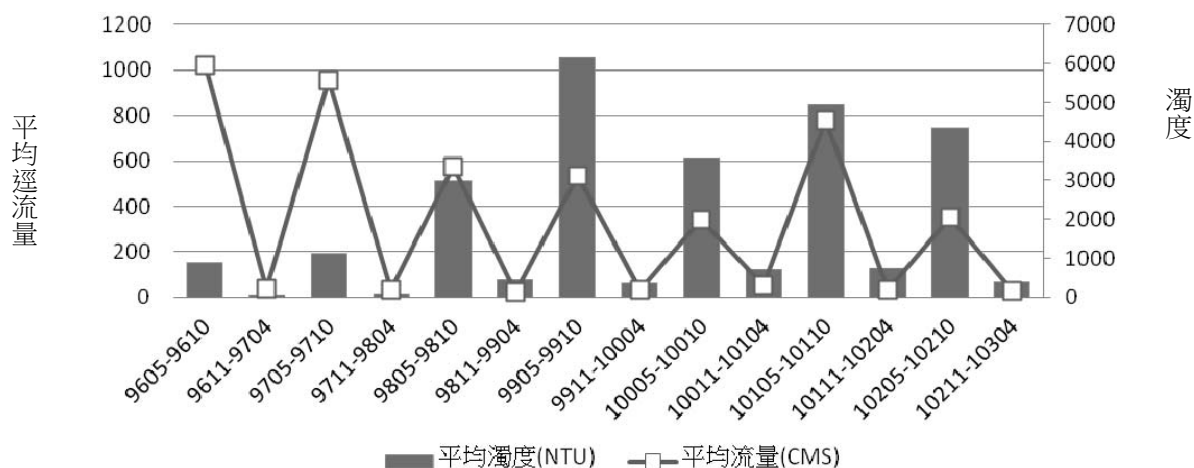


圖 2 莫拉克風災後高屏堰川流量與濁度關係圖

表 1 高雄系統各水源水文特性一覽表

水源		特性
高屏溪		1. 豐枯水期水量差異大。原水濁度與逕流量正相關。 2. 豐水期水量充沛，取水無虞。枯水期可取用之水權量不足，移用農業灌溉節餘用水。最為枯早期間若無法滿足各標的用水，則需增加移用農業用水。
東港溪		1. 豐枯水期水量穩定，差異量低。 2. 枯水期水質(氨氮)逾飲用水原水水質標準。
伏流水	九曲堂	1. 豐枯水期水量差異大，其水量比約 65%。 2. 枯水期水質(氨氮)逾飲用水原水水質標準。
	竹寮	1. 豐枯水期水量差異大，其水量比約 70%。 2. 若長時間抽取，水量下降明顯。
	會結	1. 豐枯水期水量差異大，其水量比約 65%。 2. 水質(硬度)逾符合飲用水水質標準，需有高級處理淨水單元。
深井	手巾寮	1. 水質水量穩定，豐枯水期水量差異低。
	竹寮 大樹	1. 豐枯水期水量差異大，其水量比約 80~85%。 2. 枯早期若長時間抽取，水量下降明顯。
	翁公園	1. 豐枯水期水量比約 85%。

以南北高雄地區需水量及各給水場高程與設計出水量作水理分析並與實際操作比對修正結果，高雄區供水系統以鳳山及坪頂給水場分為南北之主要供水中心，其供水量各約 50 萬 CMD 左右，各給水廠之最佳操作模式(最低營運成本)供水量：坪頂 52、大崗山 10、澄清湖 30、拷潭 17 及鳳山 48(萬 CMD)。坪頂廠水源主要來自高屏溪，易因高屏溪豐枯水期水量及原水濁度變化之影響，供水穩定度欠佳，所幸豐水期南化水庫原水經南化聯通管支援，調混降低高屏溪濁度。鳳山廠及澄清湖廠均有水庫，不易受原水濁度變化之影響，倘遇高雄廠因故無法取水，得利用水庫既存水量緊急支援坪頂及拷潭廠部分供水區域，供水穩定度佳。拷潭廠因自有水源(深井與伏流水)能量佔

40~60%，每逢原水高濁度，短時間給水廠仍能正常出水，長時間雖有供水缺口，但得自鳳山廠增加水量經配水管網支援補全。

2009 年莫拉克風災前，南化水庫尚有台 1 線清水幹管或經南化聯通管(原水)常態支援高雄地區；風災後，台南地區已無多餘水量可常態支援，故此區域屬高風險供水區。爰此，在曾南烏計畫各項工程尚未完成前，為使水資源有效運用，以「供水安全為前提、兼顧營管成本」擬訂調機制，其調度原則詳述如次，並將高雄地區各期間其水源取水量及淨水場供水量整理於表 2。

1. 每年 2~4 月最為枯旱，若高屏溪逕流量不足時，依序啟動地下水(深井及伏流水)及阿公店水庫水，倘仍有缺口，則交換或增加移用農業用水。

表 2 高雄地區各期間其水源取水量及淨水場供水量表

水源	手巾寮 [井]	旗山溪	高屏溪 ***	南化水庫	竹寮 [伏 & 井]	高屏溪	九曲堂	高屏溪	翁公園 [深井]	高屏溪	南化水庫	會結 [伏 & 井]	高屏溪	東港溪	
		阿公店水庫				澄清湖水庫									鳳山水庫
取水量 (萬 C M D)	2~4 月	10~7	3~8	49~32	0	3~6	30~24	0~6	2~1	1~2	11~8	0	3~6	18	30
	6~9 月	10	0	40~10	6~36	6	20	10	2	1	1	6	7	18	30
	汛期	10	0	3	40	9	20 [透支水庫]	10	0	3	1	5	8	18	30
	11~1 月	7	3~8	53	0	2	30	0	2	1	11	0	3	18	30
給水廠	大崗山		坪頂			澄清湖		拷潭				鳳山			
淨水場	嶺口	路竹	小坪			澄清湖		翁公園		拷潭		一期	二期		
出水能力	10	12	58			45		3.6		22.5		30	40		
區域	北高雄					南高雄							工業用水		
供水量 (萬 C M D)	2~4 月	7~10	3~8 *	52~38			30~36 **		3	14			18	30	
	6~9 月	10	0	52			30		3	14			18	30	
	汛期	10	0	52			30		3	14			18	30	
	11~1 月	7	3~8	55			30		3	14			18	30	

*: [-]表高屏溪因枯早期地面水減少，深井水及伏流水增加出水致淨水場供水量變化。

** :澄清湖供水區域可擴增至北高雄。

*** :5 月份是否脫離枯早期或 10 月是否進入枯水期，視當年天候而定。

表 3 100~102 年高屏溪原水高濁度淨水處理用藥及污泥處理成本表

高屏堰原水濁度 (NTU)	高屏堰取水量 (M ³)	坪頂廠			
		聚氯化鋁 (元/M ³)	氯 (元/M ³)	污泥餅 (50%含水率)	淨水處理成本 (元/M ³)
0~2,000	262,396,333	0.2843	0.030	1.456	1.095
2,000~4,000	22,404,000	0.552	0.045	6.337	6.934
4,000 以上	27,797,333	0.617	0.050	7.895	8.561

表 4 高雄系統各原水站動力費平均單位成本

	高屏堰	阿公店原水站	手巾寮 [深井]	竹寮 [井&伏]	九曲堂	會結 [井&伏]
單價(元/M ³)	0.76	0.49	0.66	1.1	0.64	0.46

表 5 高雄系統各取水站原水單價彙整表

	高屏堰*	嶺口**	竹寮 [井&伏]	九曲堂	會結 [井&伏]	翁公園	南化水庫
單價(元/M ³)	1	0.027	0	0	0	0	1

*豐水期高屏堰原水單價 1(元/M³)

**手巾寮深井群抽水單價計算：抽 10 萬 CMD，每年支付 100 萬元，以日平均抽水比例支付價金。

表 6 台南系統 102 年平均主要淨水場及供水量

水源	管理單位	淨水場	出水能力(萬 CMD)	供水量(萬 CMD)
曾文、烏山頭水庫	台南給水廠	潭頂	18	13.2
		山上		
	烏山頭給水廠	烏山頭	28	23.8
南化水庫	南鏡管理中心	南化	61	49.4

表 7 台南系統原水單價

	曾文水庫			南化水庫
單價(元/M ³)	移用農業用水			公共給水
	嘉南水利會	原麻嘉水廠	圳路使用費	
	4.248	2.074	1.043	
				1

2. 每年 6~9 月雨量最為豐沛，深井及伏流水儘量全載啟動，剩餘之水量仍取自高屏溪，為使淨水場正常處理，其取水量視原水濁度增加而減少，減少量由南化水庫支援補足。南化水庫原水除可降低濁度，減少加藥與清淤、污泥費用支出(表 3)外，並可利用其相對高程[差約 100M]，以重力方式輸送，減少動力抽水之電費(以下稱動力費)支出，高雄系統各原水站動力費平均單位成本(元/M³)彙整至表 4。於豐水期，高屏溪沿岸伏流水水質尚符合飲用水源水水質

標準，除竹寮站外，其餘各地下水儘量全載出水，以減少原水費用(表 5)及部分動力費支出，並減少南化水庫之取水量，延長水庫壽齡。

3. 因應汛期高濁度，以供水安全為優先，南化聯通管及深井、伏流水全量取水。

4. 「每年 11~隔年 1 月」屬枯水期，為地下水層涵養及環境保育，減抽地下水及伏流水並辦理設備維護保修，儘量增加高屏溪(或旗山溪)之取水量及坪頂場(或路竹場)之供水量，經由台一線 2000mm 供水管線送至

南台南地區供水區，增加南化水庫存量，為次年之枯旱預作準備。2014 年初因應台南地區枯旱，由高雄支援台南 3 萬 CMD，並辦理明興路管線抽換及管徑擴充，5 月份已完成，北送支援水量可提升至 5 萬 CMD。另計畫抽換改善路竹地區逾齡管線，預計 2016 年支援量可達 8 萬 CMD。

(二)台南系統：

南化水庫水源除供應台南亦肩負支援高雄地區之供水重任，雖該水庫由本公司營運管理，且南化淨水場之出水能力已足供應近 80%台南地區之需求。惟為維持南部地區供水穩定，需依天候及供水情勢調配取水。曾文及烏山頭水庫位於溪北地區，其蓄水容量大，在滿足主要(農業)標的下，常有農業灌溉餘水量得以移用至工業與民生用水標的，惟烏山頭及潭頂淨水場處理能力不足致無法增加取用。台南系統主要淨水場及供水量如表 6。

爰此，6~8 月因山區常有午後雷陣雨由水庫集水區收納雨水外，其餘豐水期時段盡量引入旗山溪溪水，蓄存於南化水庫；除增加供水穩定度，並評估供水情勢及蓄水量若足夠供應來日所需，則增加南化淨水場之取水量，處理後供應擴充至溪北地區，減少烏山頭及潭頂淨水場移用農業用水費用之支出，台南系統原水單價彙整如表 7。

四、策進作為

(一)短期策略：

1.高雄地區

加強澄清湖水庫淤積處理及擬訂集水區保育治理計畫：本水庫水源來自高屏溪，由於汛期濁度高且消退時間長，致水庫嚴重淤積。為改善水質、攔截土砂、及增加庫容

俾延長水庫壽齡，95~102 年以水中抽泥或浚挖方式清淤，共清除 46.8 萬 M^3 ；103~107 年預計清淤 53 萬 M^3 ，每年增加 4.8 萬 M^3 清淤量。

本公司於 6~9 月豐水期(含汛期)期間，開啟九曲堂低濁度伏流水，預估每年可減少 3.5 萬 M^3 淤積量；並擬訂水庫集水區保育治理計畫，除加強清淤外，規劃崩塌地治理及道路水土保持工程，預估每年可攔阻或減少泥砂流失 0.09 萬 M^3 。

2.台南地區

近年氣候變遷，原本南化水庫不曾發生的高濁度問題，卡玫基及莫拉克颱風之強降雨，造成集水區土石大量崩坍、庫底淤泥捲揚，原水高濁度淨水場無法正常出水，台南及高雄部分地區供水異常。為改善此問題，利用水庫表層水濁度較低之特性，於大壩取排水工左側增設抽水機浮動平台，裝置 16 部抽水機組，續以高壓橡膠管連接至集水管集中至集水槽後，以 2,000mm 輸水管送水至南化淨水場及南化聯通管(工程配置如下圖 3)。凡那比颱風(2010)期間曾抽水 100 萬 M^3 ，其中 60 萬 M^3 送南化淨水場、40 萬 M^3 送經南化聯通管支援七區。自此，汛期期間水庫亦可取得低濁度之原水，供水穩定更增屏障。

(二)長期策略：

既有水源供水潛能降低、新水源開發困難、高屏溪原水高濁度及跨區支援供水量不足之惡劣環境因素，僅靠調配管理及局部改善非長久之道，推動跨區域之流域型整治方為上策。爰此，政府於 2010 年 4 月通過「曾文南化烏山頭水庫治理及穩定南部地區供水特別條例」，並公佈實施，且自公佈日起

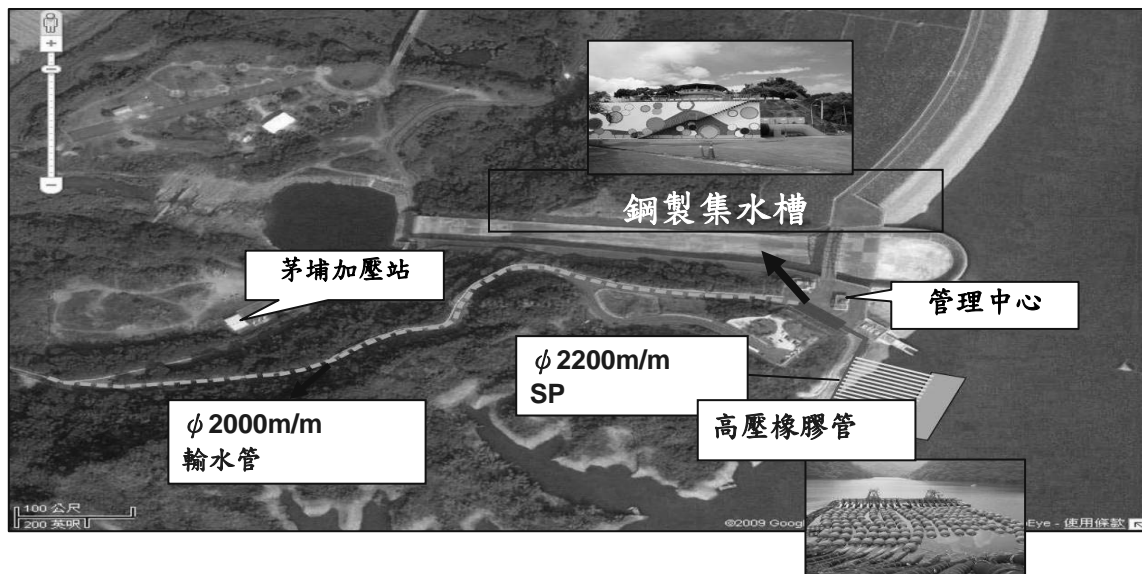


圖 3 南化水庫壩頂取水示意圖

施行六年，依該條例研擬「曾文南化烏山頭水庫治理及穩定南部地區供水計畫」，以加速水源開發、水庫治理及強化跨區域調度能力，以降低缺水風險。計畫期程自 2010/07~2016/04，內容、目標及效益簡述如下：

1. 水源開發

(1) 竹仔寮及翁公園各增設集水管，於高屏溪豐水期間，藉由地表過濾功效，擷取低濁度之伏流水約 20 萬 CMD(枯水期約 10 萬 CMD)。並於旗山中寮辦理原有水井、鑿井及增設導水管等工程增加約 10 萬 CMD 之備援水量，以補足高雄地區乾旱期間之供水缺口。

(2) 東港溪原水前處理工程：高屏溪汛期高濁度藉由南化水庫原水調混，供水不致影響，惟枯早期無新增水源補足缺口。基此，於鳳山淨水場內增設處理能力 30 萬 CMD 之原水前處理設備。期能將東港溪原水經淨化處理後其水質符合飲用水水源水質標準，續送至淨水單元，可增加備援

水源量 20 萬 CMD，延緩因高屏溪逕流量不足進入限水時程。

2. 南化水庫集水區保育治理、淤積處理及南化水庫防淤隧道工程

(1) 辦理水庫集水區崩塌地處理或溪流治理共 21 處，以減緩水庫入砂量。

(2) 辦理水庫相關設施更新改善、清淤工程(清淤目標量 40 萬 M^3)、漂流木處理及建置入庫濁水資料系統俾以蒐集分析。另，增設防淤隧道工程(工程配置如下圖 4)及建置水庫下游預警系統，預計工程完工後每年可排砂 51.5 萬 M^3 ，有助於延長水庫壽命。

3. 調度備援能力提升

(1) 為滿足台南地區用水成長及增加南部地區水資源調度能力，辦理曾文備用、潭頂淨水場改善，並將烏山頭淨水場下游管線增建與汰換，打通供水瓶頸，工程完成後，預計可提升約 8 萬 CMD 之供水及備援調度輸水能力。

(2) 臺南高雄水源聯合運用調度工程：新建 10 萬 CMD 大泉淨水場及小坪淨水場增建 10



圖 4 南化水庫防淤隧道工程示意圖

萬 CMD 淨水與廢水處理設備，並自大泉淨水場沿 186、高 52-1 線道路埋設 ϕ 1500mm 幹管銜接澄觀路既有 ϕ 2200mm 管線及嶺口場經台 22 線至鳳山厝埋設送水幹管。整體工程完成後，在高屏溪有足夠之餘水下，興田伏流水送大泉淨水場處理，配合坪頂場改善及手巾寮深井，藉由上述增設之輸水幹管，除供應北高雄外，多餘水量將可跨區支援台南地區，在水源充分供應之下最大支援量可達 20 萬 CMD。

五、結語

經前述的投入，除汛期期間供水穩定，2011 及 2013 年雖高屏溪川流量驟減，但高雄地區未進入分區供水且進入第一、二階段之限水期間並未產生民怨，藉由本文肯定本公司同仁的付出，更歸功於政府相關部門持續推動多元水資源開發、河川與集水區整治、提倡民眾節約用水及節能減碳，共創用水無虞之環境。

參考文獻

1. 「南化水庫增建防淤隧道執行計畫」，台灣自來水股份有限公司，2012. 05。
2. 「高屏地區地下水源開發及處理工程執行計畫」，台灣自來水股份有限公司，2013. 09。
3. 「臺南高雄水源聯合運用調度輸水工程計畫」，台灣自來水股份有限公司，2014. 03。
4. 「南化及烏山頭水庫下游管線設施改善」執行計畫，台灣自來水股份有限公司，2014. 05。
5. 102年度「自來水公司各系統供水成本」報告，台灣自來水股份有限公司，2014. 06。

作者簡介

蔡文魁先生

現職：台灣自來水公司總管理處組長

專長：自來水工程、水資源調度與管理、勞工安全

林高玄先生

現職：台灣自來水公司總管理處工程員

專長：水資源調度與管理

王國堅先生

現職：台灣自來水公司總管理處副總經理

專長：自來水工程規畫、水資源開發調度與管理、漏水防治、自來水事業經營與管理

氣候變遷對台灣水資源之衝擊與調適

文/許敏能、潘永生、朱健行

摘要

自古至今，人類文明的演進與所有水與資源的經營一直密不可分，人口居住愈密集的地區，水資源的管理與運用需付出更多心力。

預計 21 世紀中葉，全球人口將突破 90 億，地球雖大，所承受之水資源供需壓力不可謂不大。而這些年來全球暖化氣候變遷的議題一再被討論，並強調一切不僅僅是進行式，更是未來式。因此必須正視它！由於人類活動的增加促使加強溫室效應，導致全球平均氣溫的升高與降雨型態的變化等最為顯著，兩者都將衝擊台灣對水資源的既有利用方式與型態，如何在兼顧優質環境品質的前提下，提供兼具優良質與量的水資源，勢必將成為臺灣未來水資源經營所面臨的一大課題。

關鍵字：全球暖化、氣候變遷、衝擊、調適

一、前言

近十幾年來，由於全球暖化愈趨嚴重以致全球氣候變遷加劇，及造成極端氣候的異常現象，並增加發生極端降雨的可能性、連續性與日數的增加。以及百年平均溫度上升之不正常現象，並造成水資源供給的不確定，導致水源的稀少性和不穩定性。

從納莉颱風造成大臺北捷運系統淹水停擺；賀伯颱風在台灣造成 300 多億元損失；莫拉克颱風引發多處水患、崩塌與土石流；凡那比颱風造成愛河滿溢，街道變河

道。天災為何愈趨嚴重，一次又一次造成無可彌補的損失？另外，美國出現 50 年來之最嚴重的乾旱，台灣也鬧旱災，如圖 1。1993 年暑假，因颱風過門不入，山區雷陣雨微弱，中南部持續乾旱到隔年春季。1994 年暑假才開始，颱風就不斷叩關，旺盛的西南氣流也造成中南部豪雨不斷，各地有積水與山崩。^[1]

在這 12 個月內，中南部先後經歷創紀錄乾旱與豪雨，這是氣候變遷的先兆嗎？從這個經驗學到什麼？事實上，並非只有台灣在一年內變化如此極端；日本、韓國、華北在 1993 年 7、8 月氣溫偏低，降雨多，造成稻米生產不足，首次自國外進口稻米。



圖 1 嚴重旱災，水庫水位嚴重下降

資料來源：水利署“人工增雨服務資訊網”，全台鬧水荒，石門水庫乾涸，造成桃竹地區用水相當吃緊(記者陳柏亨攝)

同年日、韓、上海等地破紀錄高溫，後者更達 40°C 以上。同時降雨不足，大陸東北乾旱已持續一年，無法耕作。反之，兩廣一帶，六月後豪雨不斷，災害損失慘重。觀諸



歐美，1993 年年初有創紀錄大風雪，8 月又被一波波創紀錄的熱浪所襲擊。而同時，南半球進入創紀錄的低溫寒冬…顯然，無論未來氣候變遷趨勢如何，氣候反常恐將是未來的常態^[3]。

二、氣候變化趨勢

「氣候變遷」是指氣候特性的變化。科學上的「氣候」，指的是長期(世界氣象組織之長期定義為 30 年)天氣狀況的平均統計特性。大家都知道「春寒料峭梅雨接著來」「夏天天熱祈颱風」這些是大家認知長期不斷發生、周而復始的自然現象，此即所謂氣候。人類不容易感受長期氣候變化程度，氣候特性的觀察，必須透過分析歷史觀測數據的方式，才能了解氣候特性的變異情形。

世界這一兩年氣候變異，嚴重旱、澇、熱浪災害不定：

- (一)亞馬遜雨林消失，面積約一個英國 2012/12/6。
- (二)熱浪襲英，6 天死 760 人 2013/7/19。
- (三)研究：日輻射汙染，因颱風惡化 2013/11/29。
- (四)解大旱之急，大馬擬施人造雨 2014/2/20。
- (五)美加州大旱，求助水巫師 2014/3/4。
- (六)中國大陸南方 7 省市連日暴雨 23 死 2014/4/3。
- (七)「最年輕城市」深圳，為何如此不勘一擊 2014/5/13。
- (八)熱浪襲加州 2014/5/15。
- (九)湖南豪雨 2014/7/16。

接連不斷之熱浪、旱澇及土石流等等，長久以來隨氣候變遷在愈趨嚴重之趨勢。台

灣悠久的氣象觀測站如台北、台中、台南、恆春、澎湖等氣象站，設立均已超過百年其觀測之歷史資料，發現台灣平均氣溫比上一百年上升攝氏 1.4 度，且氣溫上升速度持續增加中，其中台灣氣溫上升幅度約為世界平均值兩倍^[4]。

三、台灣面臨水資源衝擊概述

台灣雖有豐沛雨量，每年約 2510mm，是全球平均降雨量的 2.6 倍；但每人每年平均可得水資源約 4500 立方公尺，卻只有全球平均 1/6，被列為缺水國家。台灣河川均短且陡，降雨迅速排入海中，擷取利用頗為不易；而降雨季節乾溼分明、降雨區域不均，造成水資源儲存不易且調配困難。此外，極端氣候如颱風和洪災、乾旱所造成的災害頻繁，^[5]往往對水資源供給面造成極大的衝擊和挑戰，如圖 2。

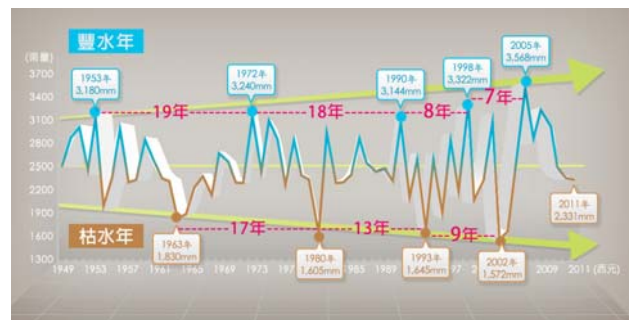


圖 2 台灣年降雨量旱澇加劇

資料來源：http://climatechange.wra.gov.tw/disPageBox/CCKM/CCKMWECP.aspx?ddsPageID=CCKMCH3_1

另台灣屬於氣候變遷的高危險群，百年來不只平均溫度上升，台灣名列第 18 大缺水國，總降雨量雖沒有減少，但北澇南旱與南北降雨異常之旱災與水災日益明顯，例如雨量集中，颱風、強降雨強度更強使得地表流失。氣候變遷已證實導致降雨時空分布不

均，加上台灣的地理環境不利於颱風雨水(圖 3)的貯留，因此能被攔流引用的雨量縮減而且會大大影響自來水供水量。

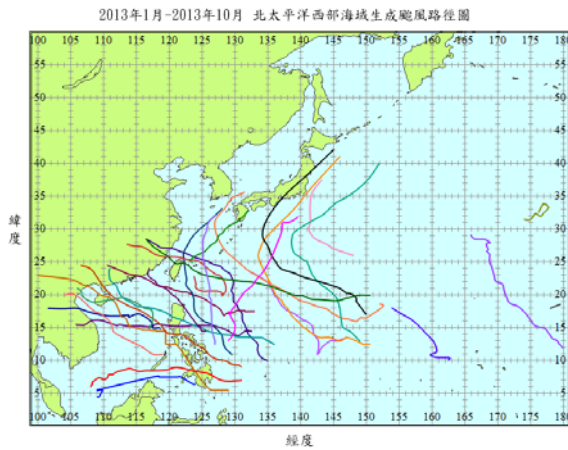


圖 3 2013 年北太平洋颱風路徑帶來豪雨

資料來源：交通部中央氣象局

自 1960 年以來，平均年雨量並未出現顯著變化，總降雨時間卻顯著下降，豪大雨頻率則呈現增加趨勢，但部分區域反而可能有缺水危機。(1)降雨量的時空變化趨向兩極發展，南北區域性的差異逐漸擴大；(2)降雨日數全島性的全面降低；以及(3)各區降雨強度逐漸增強。簡單的說，氣候暖化所造成的極端水文變化，使得台灣在新竹及花蓮之間形成一條隱約的乾溼水文分隔線，北側降雨量還在增多，南側則逐漸減少，是台灣水資源管理的隱憂。

更麻煩的是，暖化的快速增溫使得日夜溫差遞減，降低大氣濕度，也使得結霜、起霧的日數減少，進一步縮減每年的降雨日數，尤其 1990 年以後，西南部及東部地區的特定年與日數比 1950 年整整降低一個月以上。沿山脈水源區的降雨減少，特別在中部地區，對人口密集的西部平原水資源供應，影響極大。

觀察近 10 數年來台灣的氣候變遷可發現兩大氣候異常現象：

(一)水文豐枯更加懸殊：21 世紀初以來(2000 至 2009 年)台灣豐水期(5 月至 10 月)雨量及單日暴雨量均較 20 世紀末(1980 至 1999 年)有增加的趨勢，但枯水期(11 月至 4 月)雨量卻變少，豐、枯水期的降雨量差異更加懸殊。

(二)水和旱災情交替：除豐水期與枯水期降雨量變化懸殊外，大部分雨量集中在颱風期間，於颱風期間降下暴雨形成水災，其間又旱災不雨，水旱災情交替發生的異常現象。

世界銀行 2005 年刊行 Natural Disaster hotspots-A Global Risk Analysis 指出，台灣同時暴露於 3 項以上天然災害(颱風、洪水，地震)的土地面積與面臨災害威脅的人口均為 73%，高居世界第一，同時暴露於 2 項以上者高達 99%，加上台灣四面臨海，直接受到海面上升的衝擊，因此台灣在氣候發生變遷時將首當其衝，可說是世界氣候變遷的熱點。此外，台灣位於北太平洋西側的颱風島鏈上，每年都有 3 至 4 個颱風輕颺，每每造成水患。換言之，當氣候變遷愈趨嚴重時，台灣因為地理位置的關係，未來災害會更形加重，因此我們必須及早因應氣候變遷，避免成為氣候難民。

四、水資源因應方式

氣候變遷會改變全球各地降雨量的分布，對水資源的供應和使用將造成影響，並加速地表水分的蒸發，例如 2009 年澳洲之旱災與沙塵暴，增加各地人民用水量使用的需求，因此更須擬定增進水資源永續發展策略，水利署於 94 年擬訂“水資源永續發展計畫”如圖 4。^[6]

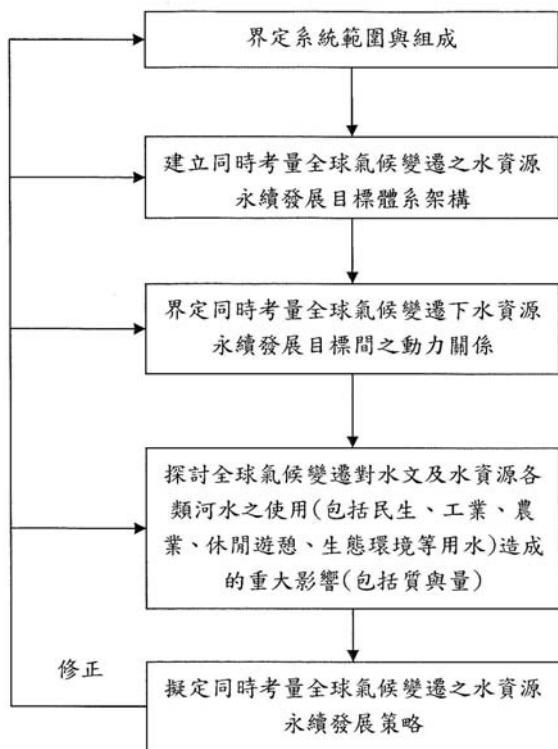


圖 4 氣候變遷水資源永續發展策略

資料來源:http://hysearch.wra.gov.tw/wra_ext/deveinfo/html/水資源永續發展計畫/CH4-1.htm

(一)水過多或過少因應之道

雖然全球暖化會導致氣溫趨勢加深，氣候變遷對水資源造成的影響，會因全球各地的狀況而不同；但是依據預測，目前已有水資源壓力（過多或過少）的地區，將面對更嚴厲之挑戰。可行的因應方法包括：

- 1.生活用水：增加水庫蓄水、海水淡化、必要時使用低品質水源、降低漏水率、民眾日常節約用水及儲水以備乾旱時使用。
- 2.工業用水：使用低水質之水源、提升用水效率和水回收。
- 3.自來水整備：自來水事業轄區淨水場增加蓄水設施、清水池加大蓄水量、提升處理功能與效率、緊急深井與地下水計畫。^[7]
- 4.水汙染控制：提升廢水處理效能、回收水

再利用、降低廢水排放量。

- 5.防洪：強化水庫結構、改善洪災警報系統、限制洪水平原的開發與地下水的超抽。
- 6.防旱：民眾日常節約用水，水公司平時做好水資源的調度及管控措施。

(二)珍貴飲用水

氣候變遷引發另一水問題，即是飲用水變得愈來愈珍貴。氣候變遷可能造成生態影響與乾旱，故未來飲用水的高度需求也是不可輕忽。飲用水消耗量的增長速度，是全球人口增加速度的兩倍，將消耗大量的水，氣候變遷的效應，使得水資源主要成為各界極為重視的課題。

面對氣候變遷，台灣可能有以下衝擊：

- 1)洪水變得更大，隨著暴雨規模增加，未來百年洪水，可能會經常發生，使中上游山洪暴發、野溪暴漲、下游淹水機率增加。
- 2.暴潮與海岸侵蝕增加：隨著海平面上升與颱風強度增加，未來颱風、暴潮威脅沿海國土。
- 3.土砂災害增加：隨著暴雨規模增加，集水區崩塌量隨之增加，土石流與崩塌土砂順流進入河川及水庫，造成水庫淤積與河道淤高。
- 4.缺水危機增加：造成枯水期間水源設施供水能力降低；此外颱風過後漂流木、原水濁度飆高也影響到河水的穩定。^[8]
- 5.河海環境惡化：因水溫上升、河川流量減少及海水位上升，造成海水入侵河川感潮河段增長，這些將造成河海環境惡化。

學者推斷 2012 年美國珊瑚礁颶風重創美東，帶來豐沛雨量，風暴常態化似乎為未來趨勢，全球氣象規律化已不可靠。

五、氣候變遷影響台灣水資源

人類的生活與大自然得與氣候環境息息相關，任何氣候的改變，有可能成為極大的衝擊。受到氣候變遷影響下，台灣地區的平均氣溫將持續上升，原有降雨型態也變化，進而影響逕流量型態。根據專家學者研究未來台灣逕流量、蒸發散量之增加幅度、大於降雨量增加幅度，因此地下水逐漸降低入滲量。根據全球環流模式(GCMs)進行台灣北中南部九條河川及支流量變化情境模擬，其結果顯示豐水期洪流增加，水庫系統之供水及減洪能力亦受影響。氣候變遷下因豐枯差異的增加，導致整體供水承載能力的下降，同時也提升系統的缺水風險。

因河川豐枯差異增大而影響水資源外，受到氣候變遷影響，節能減碳亦屬重要之舉。碳濃度逐漸增高如圖 5 將影響氣候變遷，颱風、暴雨等極端氣候事件的出現頻率也將日益提升^[12]，除了既有之洪水災害，近年來結合大水、土砂以及漂流物等新類型複合災害也嚴重衝擊水資源。當大量砂石進入水庫，原水濁度瞬間遽增，因而淨水系統無法處理而停止供水，造成無法正常供水之困境。

因應氣候變遷的水資源策略，依據國際氣候模擬數據，國內學界探討氣候變遷對台灣水資源之影響指出我國東岸多雨與西岸少雨，如圖 6，西岸將面臨水資源缺乏的挑戰。未來我國需參考各國的因應策略，實施海水位、地下水、沿海濕地生態環境等長期監測，並成立氣候變遷基礎研究機構進行分析研究工作，以期及早作出氣候變遷的預警與因應措施。

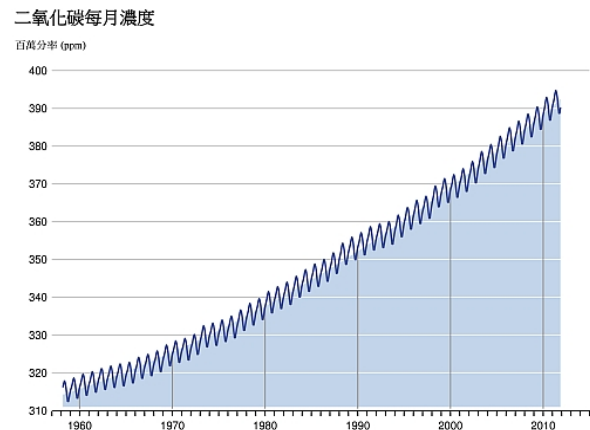


圖 5 夏威夷 Manua Loa 天文台每月觀測所得的大氣中二氧化碳濃度變化，可見二氧化碳濃度的季節性變化疊加在人類活動所導致的長期上升趨勢中

資料來源:美國 Scripps Institution of Oceanography

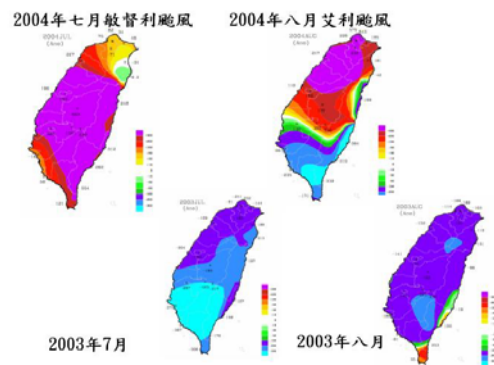


圖 6 颱風雨量台灣東岸西岸兩岸不均

我國水資源願景為確保國民的用水安全無虞為目標，依此我們需有 5 大策略；1. 水資源危機管理與發展策略探討；2. 永續水庫建設；3. 建置安全管網；4. 綜和水資源運用並減少水資源衝擊；5. 建構節水社會。

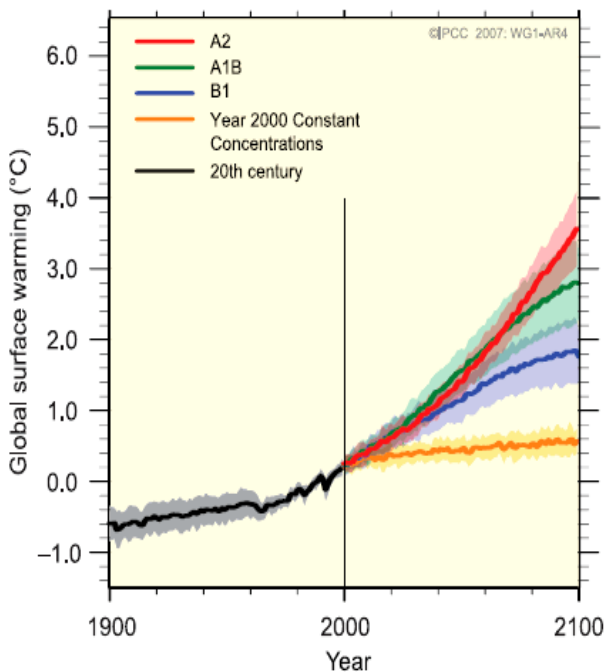
氣候變遷對水資源的衝擊：以上所述台灣目前所遭遇之水資源問題外，受未來氣候變遷影響，可能導致既有問題加劇之情形，茲依據不同面向探討氣候變遷對水資源之衝擊如後。

(1) 水文衝擊：研究顯示未來台灣降雨量、逕流量及蒸發散量受氣候變遷影響且有增

加趨勢，而逕流量與蒸發散量增加幅度大於降雨量增加幅度，因此地下水的入滲量呈現漸減趨勢^[13]。

(2)河川流量衝擊：氣候變遷的影響，將造成未來河川豐枯差異更加明顯。以數種 GCMs 模式進行情境模擬結果顯示，豐水期(夏季)流量多為增加趨勢，枯水期(冬季與春季)流量多為減低趨勢，如圖 7。

預計地球表面變暖的程 1900~2100



持續排放溫室氣體會導致地球表面溫度在 21 世紀繼續上升 1.1~6.4 度

圖 7 地球暖化多重模式平均評估範圍 GCMs

資料來源：2007 年諾貝爾和平獎得主 IPCC 主席帕卓里博士演講”
內品生產與肉食對氣候變遷的影響”

(3)供水系統：因為豐枯差異增加，水庫供水及減洪能力受到影響，導致供水能力降低，各區因地理環境與氣候變遷影響不同，使得南部供水承載力降低，缺水風險提高。

(4)複合型災害風險提高：氣候變遷下，顯示水工結構物遭洪水破壞造成供水困難之

風險亦將提高。未來颱風等極端氣候頻率有可能增加，洪水、土砂、漂流木等結合產生的複合型風險及缺水風險將提高^[15]。

(5)農業灌溉型衝擊：未來氣候變遷影響下導致氣溫、雨量的改變，因而影響灌溉需水量，氣候變遷後枯水期流量可能減少，使得水源調配問題嚴重。

(6)河川汙染問題：枯水時期，河川僅具備較低流量，汙染物質排入河川，無法淨化稀釋汙染物，河川自淨能力降低；豐水期時，因暴雨引發流域內泥沙沖刷、土石崩坍等現象，影響河中生態使供水系統惡化^[16]。

六、調適策略規劃與結論

受氣候變遷影響，臺灣，近年屢屢出現創紀錄的降雨或極度的乾旱現象，每遇颱風侵襲所造成的國土重創，山區道路破壞、土石流失、海岸侵蝕等災情愈來愈嚴重；使原本已受地形氣候條件限制之自來水水資源環境更形惡化；加重水資源規劃困難度以及水文不確定性，這些警訊在在顯示氣候變遷的衝擊程度，已遠超過多年來防洪治水的努力成果。因此，面對已無法扭轉之全面暖化及氣候變遷趨勢，自來水設施備援備載如何跳脫以往克服、對抗大自然的舊思維，而以降低衝擊如圖 8、分散風險、加強國土保育、努力開發水源、永續發展的觀念及全球氣溫趨勢思維，來規劃未來因應氣候變遷的調適策略，乃是我國必須思考積極因應對策之重要政策課題。

依據聯合國政府間氣候變遷專家小組 (IPCC) 評估氣候變遷對自然界與人類結構的影響層面計有七大類，水文及水資源即屬其中之一，而其中自來水水資源調適普遍為世

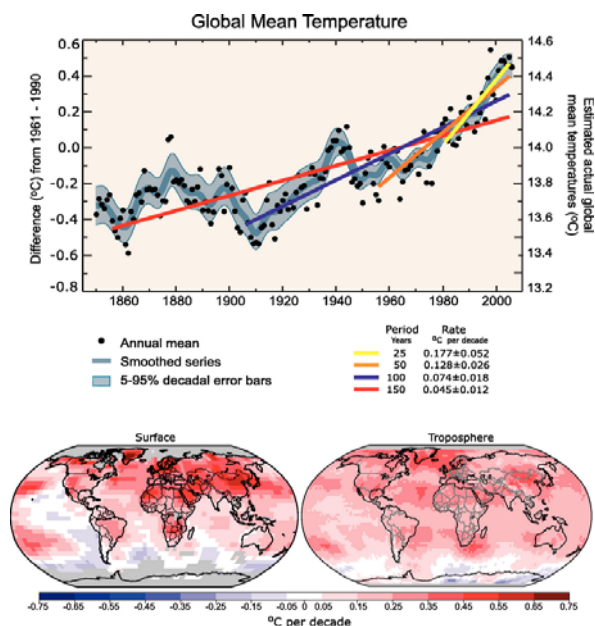


圖 8 觀測到的全球年平均溫度(黑點)及利用衛星記錄估算的 1970-2005 年線性全球溫度趨勢圖

資料來源:交通部中央氣象局網站“全球暖化與氣候變遷”

界各國所重視^[26]。台灣以往各項水源環境治理及水資源管理並未考量氣候變遷影響因素，以致相關自來水水資源風險危機無法掌握。因此，氣候變遷影響下，針對水環境(山坡、河川、海岸)災害衝擊及水資源管理脆弱度，政府宜盡速推動水利設施總檢，據以訂定相關可行調適策略，減低水資源衝擊，提升整體調適能力。推動加強自來水水資源及能源再生因應全球暖化、減輕氣候變遷之衝擊及危機^[29]，執行關鍵端賴整體社會認同，促使政府相關部門及民眾共同合作，積極參與始能畢竟其功。

參考文獻

1. 陳仲賢，氣候變遷對水利工程挑戰與調適。
2. 楊錦釧等，氣候變遷下缺水風險與調適策略。
3. 童慶斌，氣候變遷對水資源系統之衝擊，2010年。
4. 柳中明，全球氣候變遷之衝擊與調適策略探討，2008年7月。
5. 陳永明，氣候變遷對台灣之洪旱災害衝擊影響，2010年3月。
6. 張國強，台灣因應氣候變遷的水資源規劃。
7. 東京都水道局，自來水事業氣候變遷之因應，2008年。
8. 汪中和，氣候變遷對台灣水資源的衝擊。
9. 游保杉，氣候變遷對台灣水資源之衝擊，2009年10月。
10. 汪中和，氣候暖化與台灣水資源挑戰。
11. 朱健行，極端旱災氣候變遷衝擊下自來水因應對策之探討，2011年10月。
12. 許晃雄，臺灣氣候變遷科學報告(精簡版)2011。
13. 柳中明，台灣環境變遷解密，山岳文化，2010年10月。
14. 張泉湧，全球氣候變遷危機與轉機，2011年9月。
15. 柳中明，全球環境變遷，2010年7月。
16. 艾爾·高爾，不願面對的真相，2007年4月25日。
17. 陳嫻若譯，你的全球暖化知識正確嗎?2011年2月。
18. 王惟芬譯，水資源地圖，2012年6月。
19. 樓基中編著，水資源與環境保育SOS環保救地球，2010年1月。
20. 艾瑞克·歐森納，水的未來，2011年8月。
21. 張岳、盧瑩、謝伯讓譯，水資源戰爭，2011年4月。
22. 王惟芬譯，氣候變遷地圖，2012年7月。
23. 曾心怡譯，世界環境變遷地圖，2009年。
24. 馬克林納斯，改變世界的，2010年2月。
25. 林中斌，大災變，2011.12。
26. 張國強，台灣因應氣候變遷的水資源規劃。
27. 林昀靜、盧用銘，近五十年極端降雨之分析，2010年。

- 28.陳佳正、盧孟明，台灣極端降雨氣候事件判定方法，96年6月。
- 29.吳瑞賢等，天然災害防治導論2008年8月。
- 30.蘇言，上海沉沒，靈活文化，地球危機報告叢書02。
- 31.蘇言，2012地球懸念，靈活文化，地球危機報告叢書01。
- 32.水利署氣候變遷水環境知識庫”
http://climatechange.wra.gov.tw/dispPageBox/CKM/CCKMWECP.aspx?ddsPageID=CCKMCH3_1”。
- 33.水利署水資源永續發展計畫”
http://hysearch.wra.gov.tw/wra_ext/deveinfo/html/水資源永續發展計畫94.htm”。
- 34.水利署電子報”台灣氣候變遷未來式迎接，即將到來的挑戰”。

35.2007年諾貝爾和平獎得主IPCC主席帕卓里博士演講”肉品生產與肉食對氣候變遷的影響”。

作者簡介

許敏能先生

現職：臺北自來水事業處供水科一級工程師

專長：自來水工程規劃、施工及自來水管材研究

潘永生先生

現職：臺北自來水事業處供水科二級工程師兼股長

專長：土木工程

朱健行先生

現職：臺北自來水事業處供水科三級工程師

專長：水資源管理、氣候變遷

本刊 103 年「每期專題」

期別	專題主題名稱	副主題項目	時程
33 卷第 4 期	自來水營運管理	供水設施及資產管理、資訊管理與應用、供水管網、自來水營運、客戶服務、人力需求、收費、水量與水壓、能源管理	11 月

~歡迎各界就上述專題踴躍賜稿，稿酬從優~

高雄 81 石化氣爆供水緊急應變實務

文/郭家憲、林建璋、蔡茂麟、徐志宏、王調興

摘要

高雄市 81 石化氣爆事件是有史以來台灣地區最嚴重城市大規模災害之一，除造成人員重大傷亡，眾多民眾汽機車、居所等私有財產損失外，亦造成政府道路、排水等基礎建設及相關地下維生管線系統損壞。在新聞媒體藉由網路資訊傳播速度飛快的今日，政府相關單位及地下維生管線所屬單位如何快速進行氣爆災後應變，恢復基礎設施及建立臨時性維生管線，暫時減低災區民眾的不便，變成重要課題。

103 年 7 月 31 日 23 時 57 分高雄市苓雅區三多一路、三多二路、前鎮區凱旋三路、一心一路因丙烯外洩發生嚴重石化氣爆，當地道路、水利設施及地下維生管線多處因氣爆受損，台灣自來水公司第七區管理處 8 月 1 日凌晨 0 時接獲高雄市政府消防局通報，立即通知各所屬給水廠增量出水，監控供水調度，穩定大高雄地區水壓，俾使消防局救災水源不虞匱乏；並配合市政府緊急應變，巡查損壞管線並關閉漏水；另設置取水站及調派送水車巡迴機動服務，讓氣爆區域災民用水無虞。8 月 2 日起陸續動員搶修廠商自三多一路、三多二路、凱旋三路、一心一路等路段架設臨時管線及修復損壞管線，並於 8 月 7 日凌晨 1 點全面恢復災區臨時供水。

台灣自來水公司第七區管理處面對此重大石化氣爆事件，本著發揮迅速救災、團隊合作與穩定供水的精神，迅速完成搶修任

務恢復供水，獲得民眾及輿論肯定。本文主要就事件中水公司相關緊急應變作為進行說明，俾為日後此類城市型災害供水應變之參考。

關鍵字：自來水、供水應變、緊急應變、高雄石化氣爆

一、前言

隨著台灣地區都市化程度日益增高，人口往都市集中的狀況日趨嚴重，當前都市人口已佔總人口數百分之七十以上。城市化程度越高則民眾對自來水系統依賴性越高，相對的，越無法忍受無自來水的情況。自來水管線與其他維生管線相同，一旦因災害損壞，災區民眾立即感受日常生活上的不便，生活起居造成影響，無法正常飲食、使用衛浴設備，甚至對健康產生危害。舉凡近年來重大天然災害，如 921 大地震造成大台中地區、南投縣供水系統損壞大規模停水，90 年納莉颱風造成石門圳崩壞無法取得原水致桃園縣停水，98 年莫拉克颱風造成南化水庫及原水超高濁度高屏溪攔河堰淹沒無法處理淨水致台南市、高雄等區域停水等大規模停水事件，如何緊急應變恢復供水，常影響停水區域民眾對自來水公司應變能力之評價及對政府效能的觀感。以下就高雄市 81 石化氣爆事件台灣自來水股份有限公司第七區管理處（以下簡稱本處）緊急應變任務執行狀況，概略說明。

二、大高雄供水現況及氣爆地區供水管線損壞情形



大高雄地區目前由高屏溪攔河堰、竹寮、會結等取水站水源取得原水，經由本處澄清湖給水廠、坪頂給水廠、大崗山給水廠、拷潭給水廠與鳳山給水廠淨水處理後，供應民生用水。工業用水則由鳳山水庫取得東港溪原水，經由鳳山給水廠淨水處理後供應。近期常態每日民生用水供應量約為 128 萬噸，工業用水供應量為 32 萬噸，大高雄地區供水概況詳如圖 1、表 1 所示。

81 石化氣爆災區大致位於高雄市苓雅區、前鎮區行政區內，平日係本處澄清湖給水廠由三多路 ϕ 2200mm 送水幹管輔以凱旋三路 ϕ 400mm 送水幹管及相關配水管線供水。氣爆造成高雄市三多一路、三多二路位於武營路至凱旋三路區間，凱旋三路位於三多二路至一心一路區間，一心一路位於凱旋

三路至光華二路區間等路段道路基礎設施嚴重損壞，主要排水箱涵及溝渠嚴重受損，

表 1 大高雄地區供水概況表

單位：萬 CMD

民生用水					工業用水
北高雄		南高雄			
大崗山給水廠	坪頂給水廠	澄清湖給水廠	拷潭給水廠	鳳山給水廠	鳳山給水廠
10	52	30	18	18	
62		66			32
128					
總計：160					

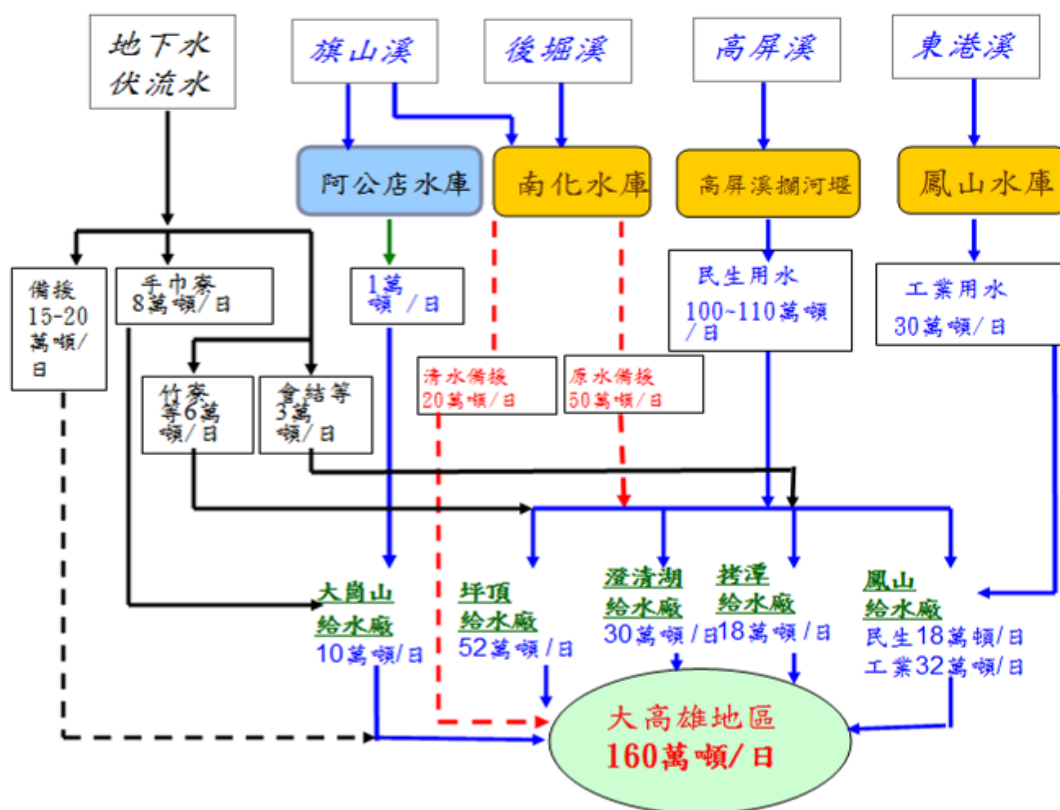


圖 1 大高雄地區供水概況圖

造成路面基底塌陷，也造成本處澄清湖給水廠位於凱旋三路(三多二路至一心一路區間) ϕ 400mm 送水管線、一心一路(光華路至凱旋三路)北側 ϕ 400mm 送水管線、一心一路(光華路至凱旋三路)南側 ϕ 100mm 配水管線、三多一路、三多二路(武營路至凱旋三路區間) ϕ 100mm 配水管線與武慶三路上 ϕ 100mm 配水管線嚴重破損或斷裂，無法正常供水。尤其凱旋三路上 ϕ 400mm 送水管線因氣爆威力幾乎柔腸寸斷，經澄清湖給水廠派員勘察，必需進行全面復建，損壞情形詳如圖 2 所示。除供水管線損壞外，另凱旋路上監控設備與眾多用戶外線、用戶水錶亦因氣爆損壞。經統計 8 月 1 日至 8 月 2 日期間，高雄市苓雅區、前鎮區最多達約 13,500 戶無水可用，其中過半用戶停水超過 48 小時，氣爆災區停水區域及範圍詳如圖 3 所示。

三、緊急應變及搶修作為

103 年 8 月 1 日凌晨本處接獲高雄市政

府消防局緊急通報氣爆訊息，台灣自來水公司第七區管理處面對此重大石化氣爆事件，在第一時間蔡茂麟經理指揮澄清湖給水廠王廠長進駐前進指揮所負責搶修，並立即成立區處緊急應變中心迅速應變，本著發揮迅速救災、團隊合作與穩定供水的精神，戮力完成中央應變中心及總公司交付使命，克服一切困難，達成搶修任務恢復臨時供水，相關作為如下。

(一)確保氣爆區域消防供水無虞：

區處操作課接獲氣爆消息立即緊急通知所屬各給水廠(鳳山給水廠、澄清湖給水廠)增量供水，專人監控調配供水狀況，穩定高雄氣爆區域水壓，讓高雄市政府消防局搶救單位救災水量無虞。

(二)第一時間進駐災區前進指揮所配合救災：

本處澄清湖給水廠、高雄服務所人員於 8 月 1 日凌晨 1 時到達市府前進指揮所，配



圖 2 凱旋三路 ϕ 400mm 送水管線損壞照片



圖 3 高雄 81 石化氣爆停水區域圖



圖 4 取水站設置



圖 5 水車支援送水

合救災任務率隊先行巡查氣爆區域關閉相關供配水管線閥門避免釀災，並確認無法供水區域。遇嚴重損壞之管線，採關閉制水閥減少水量損失策略，視管線損壞嚴重程度，損害較輕者通知修漏廠商進場修復並止漏封管，漸進縮小停水區域，損害較嚴重通報區處辦理臨時管線架設事宜。

(三)進駐高雄市政府緊急應變中心協調救災工作：

8月1日凌晨1時起高雄市政府緊急應變一級開設，本處派員全天候24小時輪值進駐消防局應變中心，傳遞災區救災訊息，與相關單位進行協調整合，避免搶修救災工作互相干擾，並配合市府各單位需求提供因應災區取水站、加水車及搶修工程進度資訊。市府應變中心由高雄服務所陳玉芬主任擔任專責人員，參加市長召開之應變協調會議，說明本處緊急應變處置作為，負責與市府各工務單位及其他管線單位協調。

(四)區處成立一級應變中心：

動員區處應變小組人力，由蔡茂麟經理召開緊急會議，分配各應變小組任務，擬定臨時供水計畫、取水站、規設永久管線及分配搶修任務之有效策略俾恢復災區臨時供水。臨時取水站係配合市府應變中心及災區居民需求，由高雄服務所先後共設置28處臨時取水站，視停水區域民眾實際需求增加取水站內水桶數，並緊急調派本公司台南六區處及高雄市政府消防局派送水車共18輛支援巡迴送水任務，除不定時視狀況補充取水站水量外，並張貼災區復水時間期程表，讓災區民眾預估返家時間，水車並依當地里長通知機動駐點供水，另視狀況補充大樓用

澄清湖給水廠王調興廠長擔任前進指揮所專責指揮人員，確認現場安全情況之下，

戶蓄水池，確保停水區域內民眾用水無虞之貼心服務。

應變小組依本公司災害緊急應變小組作業要點及各類災害及緊急事件通報作業規定，按時上傳災害速報表至本公司管理資訊系統。另配合行政院中央應變中心、經濟部 81 石化氣爆南部協調指揮中心、經濟部國營會、高雄市政府緊急應變中心、本公司總管理處、高雄市苓雅區公所、前鎮區公所等各單位需求，本處立即提供搶修施工進度、復水進度、停水區域及設置加水站位置

等簡報，相關應變各項訊息，並適時發布復水新聞稿及澄清媒體誤報導之新聞訊息，緊急應變中心發揮莫大之功能。緊急應變期間，本公司胡南澤總經理二度親臨應變中心聽取簡報，了解搶修進度及臨時供水情形，並前往災區視察慰勞本處應變人員，並在阮剛猛董事長暨諸位副總經理、總工程師及供水處所有長官在應變期間皆傾全力指導本處應變中心各項作業，俾使應變中心能夠更有效率運作，達成上級交待提早完成臨時供水任務。



圖 6 本公司總經理視導緊急應變

自來水公司搶修管線位置圖



圖 7 搶修工程及取水站說明

自來水公司搶修管線工程—進度追蹤表

路名	範圍	工程進度	恢復供水時間
1. 三多路	凱旋路至高遠公路之間	07%	三多路8月3日上午7時進場施工, 目前進度07%, 預定8月5日晚上8點恢復供水。
2. 凱旋路	三多路至二聖路之間	0%	凱旋路8月4日下午進場施工, 預定8月7日晚上8點恢復供水。
3. 凱旋路	二聖路至一心路之間	0%	凱旋路8月4日下午進場施工, 預定8月7日晚上8點恢復供水。
4. 一心路 (南側)	光華路向東300M	60%	一心路8月3日上午7時進場施工, 目前進度85%, 預定8月4日晚上8點恢復供水。
5. 武慶路	三多路至武慶三路97巷之間	100%	武慶路8月4日中午12時已恢復供水。

圖 8 復水進度說明

(五)派員檢漏確認管線損壞情況：

本處澄清湖給水廠位於三多路上 ϕ 2200mm 送水管線及 ϕ 500mm 送水管線、一心路 ϕ 400mm 送水管線，氣爆之初雖經目視檢視無損害，為求慎重起見，避免漏水影響高雄市苓雅區、前鎮區其餘區域正常供水，立即通知本公司漏水防治南區隊協助確認災區內及災區附近未損壞之主要送、配水管線，檢查是否有因本次氣爆造成損壞造成漏水情形。經南區隊 8 月 4 日及 8 月 5 日派員進行災區周邊管線總檢查，主要供、配水管線良好無嚴重漏水異狀。

(六)搶修工程及設置臨時管線：

配合市府氣爆路段搶救階段性工作結束，8 月 1 日起經高雄市災害應變中心確認災區安全無虞情況，本處四家搶修廠商陸續進場，自三多一路、武慶路、一心一路等地開始架設臨時管線及修復損壞管段。原初期規劃以全面架設臨時管線方式恢復災區供水，惟有些路段未受氣爆影響，經先通行水後，改採以修漏既有管線之因地制宜策略，反而能夠迅速復水，既有管線發現損壞過於嚴重者，再設置臨時管線方式，恢復災區供水，經過三天日夜努力趕工，克服現場混亂及施工環境限制之下，加上搶修人員不服輸，苦民所苦之精神感召，上述管段提早恢復供水；凱旋三路段經救災單位允許本公司於 8 月 5 日進場，最後亦由澄清湖廠努力不懈全力趕工，終於 8 月 7 日凌晨 1 點全面恢復災區臨時供水，總計設置 ϕ 50mm 臨時管線約 1,900 公尺， ϕ 100mm 臨時管線約 250 公尺，修復三多一路上 ϕ 100mm 既有管線約 1,200 公尺，期間本處蔡經理親率區處應變中心主管前往災區工地現場慰勞現場搶修人員辛勞，提升工作效率及士氣，對提早完工有絕對之作用。



圖 9 南區檢漏大隊協助測漏



圖 10 既有管線修復施工



圖 11 凱旋三路臨時管線設置

(七)災害期間確保災區用戶飲用水安全：

自 8 月 1 日起本處檢驗室每日指派四組人員分赴 28 個臨時加水站檢測自由餘氯及濁度，迄至加水站撤離。於臨時管線架設完成復水後，自 8 月 4 日起另指派兩組人員每日至災區用戶配水端之自來水，檢測水質並採樣檢驗計 5 處，檢測項目除自由餘氯及濁度外，另增加大腸桿菌群、總菌落數及揮發性有機物(VOC)等項目，至 8 月 29 日結束。為確保災區水質，另外每日(含例假日)派一組人員會同高雄市環保局稽查氣爆災區及

周邊配水點自來水水質並採樣檢驗，檢驗項目除上述項目外，另增加臭度及色度，目前仍持續進行中。

災害期間有關自來水之水質，在本處水質檢驗單位嚴密把關下，檢測結果均符合飲用水水質標準，讓災區民眾都能安心飲用。

(八)規劃復建工程

隨著災區全面恢復供水，高雄市政府各工務單位與其他各地下維生管線單位臨時性搶修工作暫告一段落。高雄市政府開始分區域規劃災區道路及排水復建工程，期能在今年年底前儘速修復災區道路基礎設施與地下維生管線，恢復災區及周遭民眾往日生活型態。本處亦配合高雄市政府要求，積極參加各復建工程協調會，並編列預算發包辦理供水管線復建工程，期能全力配合市府期程，完成管線復建，恢復往日區域管網供水能力。

本次氣爆主要受損為雨水排水箱涵，氣爆後排水路土石淤積，造成後續大雨災區淹水，因此高雄市政府首要工作為將原有箱涵兩側打鋼板樁，利用原有箱涵位置作為臨時排水路，板樁完成後將臨時排水路內淤積土石清除以利排水，臨時排水規劃預定 8 月底前完成，其後便正式開始施設箱涵。

高雄市政府所規劃復建期程為今(103)年 11 月 20 日開放通車，12 月 20 日全部完成。受災地區之一心一路、凱旋三路、三多一二路等三條主要道路，依高雄市政府的規劃，後續道路及排水箱涵復建工程計分為八個標案進行，一心一路分 2 個標、凱旋三路分 4 個標、三多一二路分 2 個標。本處為加速管線復建時效，於完成臨時管線供水任務後，在高雄市政府尚未規劃道路復建前，隨

即依指示著手規劃設計管線復建工程，前項預算目前已上網公告，預定 8 月底開標，順利者約 9 月上旬即可進場施工，惟屆時仍須依高雄市政府實際通知各管線單位進場的時間為準。

三條道路受損狀況不一，施工難易度亦有所不同。一心一路和三多一二路受損自來水管線為口徑 100mmPVCP，本處規劃以口徑 200mmDIP 辦理復建，現場施工空間較為寬闊，施工較容易。另凱旋路為此次道路損壞較為嚴重地區，幾乎全路面都遭炸毀，目前高雄市政府施設鋼板樁後，道路西側自騎樓外側至板樁間最窄僅剩 2~3 公尺可供埋管，除自來水管線外，於這狹小空間尚須分配台電、中華電信、寬頻網路等維生管線位置，屆時仍須由高雄市政府妥為分配埋管位置。本段受損自來水管線為口徑 400mmPVCP 及 100mmPVCP，本處規劃以口徑 500mmDIP 及 100mmDIP 辦理復建，因空間狹小施工難度最高，僅管施設環境困難，本處一定排除所有難題，發揮台水救災精神，盡全力完成復建工程，讓災區儘早恢復正常。

四、結語與建議

本次石化氣爆案件台灣自來水股份有限公司第七區管理處雖歷經災變，供水管線損壞嚴重，但在蔡茂麟經理所帶領救災及應變團隊積極處置下，充分發揮團隊合作與分工之精神，完成緊急應變任務。除應變初期快速擬定臨時供水計畫，以臨時取水站及水車，服務災區停水民眾暫時免於無水之苦外；另迅速整合搶修廠商，律定責任區域進場搶修架設臨時管線，搶修期間雖遇到臨時不明氣體外洩及其他搶修單位誤損管線等

意外情況干擾進度，施工人員及本處監督人員仍本著人溺己溺服務災區民眾精神，完成全面恢復供水任務。

氣爆災區道路目前已進入全面復建階段，臨時性緊急應變暫告一段落，惟本處在此次特殊緊急狀況處置，雖圓滿達成任務提前恢復供水，受到各界肯定，但搶修任務執行過程仍有些可待精進之處，概述如下，以資來日此類型災害供水緊急應變之建議。

(一)大規模都市災害設置臨時性前進指揮所：

本處於氣爆過後雖有派專責人員進駐高雄市政府設置之前進指揮所，但搶修現場應該自行設立本處之前進指揮所，可以有效掌握第一時間現場狀況，現場與應變中心訊息可避免時間落差，區處傳達決策或傳遞訊息可以快速下達災區現場，惟需增加前進指揮所地點之人力、設備及房租等費用。

(二)災區道路分區段派員專責施工協調：

搶修復水期間本處既設與臨時管線常遭他單位施工挖損，增加搶修施工人員工作量，有造成復水期程延遲之虞。災區進場搶修單位眾多，應分區段設置人員負責每日協調與監控，提供本處管線圖資，詳細告知管線大小、位置及深度，可減少不必要之誤損情形產生，他單位施工亦可藉由專責人員傳達相關訊息，增加彼此搶修施工效率。

(三)平日落實緊急應變演練：

本處每年均有編制防護團，進行任務分組，俾利緊急狀況執行，惟平日演練較為形式且預設災害規模不大，遇到此類型大範圍供水災害，需投入較多人力資源救災，因此動員初期難免有人力不足之感。鑑此，為因應不同規模災害，常時防護團應設定不同動

員模式，避免人力不足或配置不妥之情形。且要適當考量動員人力之輪替，讓員工適當休息。

(四)加強圖資利用與整合：

大高雄都會地區供水管線及用戶目前均已圖資數化完成，並在本次緊急應變作為提供確切停水範圍及用戶數之參考。本處於廠所等基層單位配有平板型電腦（含無線網路）供現場人員管理閥栓位置及進行日常巡檢，此次災害藉由此類器材執行相關緊急應變業務，例如藉由平板型電腦於現場確認損壞管段及停水用戶，更能加速工作效率，本次應變中心利用本處 GIS 圖資系統應用於應變中心展示相關圖資，加速提供用戶及管線資訊，提升資料整合傳送時間，俾利區處應變小組更快速確實提供資訊。

(五)塑膠管線應加速辦理汰換：

此次氣爆區域內損壞配水管線多為小口徑塑膠管，此類管材遇到地震或此類型災害容易破裂斷裂，造成區域停水。例如位於氣爆區域內三多路北側 ϕ 2200mm 及 ϕ 500mm 送水管線均為延性鑄鐵管，此次氣爆強大威力均無造成損壞，惟南側之 ϕ 100mm 塑膠管卻有多處斷裂及破裂，日後此類管線將依本公司汰換管線計劃列為優先汰換。

(六)因地制宜設置制水閥盒：

石化氣爆造成供水管線損壞，第一時間本處係以關閉周遭制水閥用來控制漏水，減少損失，因此制水閥的設置地點、功能是否正常，決定第一時間停水區域範圍的大小。為能縮小停水範圍，便利搶修任務執行，恢復供水期間配合現況適當地點設置制水閥，並將其點位數位化，可以迅速找到制水閥並動作。因此在都市地區平日應檢討小區

域制水閥設置情況，因地制宜設置制水閥俾利緊急狀況搶修任務之執行。

參考文獻

- 1.台灣自來水股份有限公司，「台灣自來水公司緊急應變作業要點」，2012。
- 2.台灣自來水股份有限公司，「台灣自來水公司各類災害及緊急事件通報作業規定」，2013。
- 3.吳陽龍等，「自來水災害事故防救措施之探討」，中華民國自來水協會，2003。
- 4.籃炳樟，「自來水防災系統之研究」，共同管道與維生線防災研討會，2003。
- 5.林利國等，「維生線與共同管道防災管理之研究」，共同管道與維生線防災研討會，2003。

作者簡介

郭家憲先生

現職：台灣自來水公司第七區理管處課長

專長：自來水供水操作、水利工程、自來水工程

林建璋先生

現職：台灣自來水公司第七區理管處工程師

專長：自來水工程

蔡茂麟先生

現職：台灣自來水公司第七區理管處經理

專長：自來水事業經營與管理、土木工程、電機工程、水資源工程

徐志宏先生

現職：台灣自來水公司第七區理管處課長

專長：自來水工程、土木工程、水利工程

王調興先生

現職：台灣自來水公司第七區理管處廠長

專長：自來水工程、自來水供水操作

臺北地區第二條清水輸水幹線新店溪水管橋耐震評估研究

文/陳昭明

一、緒論

筆者曾於自來水會刊第二十五卷第四期發表「管橋安全檢測及評估」，主要係針對北水處所轄 4 座水管橋及 39 座管架橋或橋樑附掛 $\phi 500\text{mm}$ 以上管線，進行基本資料普查、目視安全檢查及初步評估，其初步檢測評估結果顯示 4 座水管橋目前皆屬安全無虞，另 5 座管架橋及橋樑附掛管線除新生北路大圳民族東路跨圳（北側）管架橋應立即進行維修補強處理，及中正橋附掛 $\phi 500\text{mm}$ 管線須加以補修處理以避免功能性降低外，其餘 3 座皆屬安全無虞。

但由於台灣地區位處環太平洋地震帶西側，地震相當頻繁，島上橋樑隨時都有遭遇地震襲擊的可能，於西元 1999 年即發生威力強大之集集大地震（地震規模 $M = 7.3$ 、震源深度 7 公里），且因帶動逆衝斷層活動，而產生地表錯動，導致全島有二十餘座橋樑嚴重損壞。無庸置疑的，地震仍然是威脅橋樑安全之主要天然災害，尤其水管橋是重要的維生線，地震中若產生災害而發生局部中斷，整體系統即無法運作，將無法提供市民正常用水，對社會經濟勢必造成難以估計之傷害。因此對於水管橋是否具有足夠耐震能力，實有必要予以審慎評估。

現有之第二條清水輸水幹線為臺北地區主要之清水輸水幹線，其設計容量為 248 萬 CMD，提供大台北地區 300 餘萬人口之用

水需求，其路線跨越新店溪上興建一座鋼拱水管橋（五跨簡支全長 240 公尺， $25\text{M}+3@80\text{M}+25\text{M}=240\text{M}$ ），本橋完工於西元 1997 年，由於水管橋係大台北地區重要維生管線之一環，若遭致震害無法供水時，勢必造成臺北地區重大影響。

本橋設計於西元 1994 年，係採用舊有橋樑耐震規範設計，而發生集集大地震後台灣地區橋樑耐震規範即進行檢討，除設計地表地震力進行修正外，特別強調耐震設計理念及相關耐震細節要求，因此本研究將依據修正後之橋樑設計規範及本橋竣工圖說進行耐震分析，期望能提供臺北地區目前自來水震災維生系統相關研究參考。

二、耐震評估方法

本文採用交通部委託台灣大學地震工程中心所研擬之「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強初步準則」中橋樑耐震能力評估準則為依據。此準則採用 0.1g 地表加速度下之地震反應分析，評估時應根據被評估橋樑的實際尺寸、配筋及材料強度等真正狀況，依耐震分析與設計相關資料來計算橋樑的強度與韌性，並進行橋樑結構地震分析來決定橋樑發生各種破壞模式時對應之地震地表加速度。

橋樑之縱向與橫向分為許多振動單元，各振動單元均需個別加以評估。一個振動單元，地震時有許多破壞模式，均需個別

求得其破壞對應之地表加速度。一般而言，取所有破壞模式中耐震能力最低者為此振動單位的耐震能力。

評估時所涵蓋的各種破壞模式，應包括根據強度及韌性所推估之破壞模式、以及支承破壞、落橋等之破壞模式。在求出橋樑在各種破壞模式下對應之崩塌地表加速度，再以危害度評估之觀念，求出橋樑在預期使用年限內所對應之設計地表加速度，以此為標準評估橋樑耐震能力是否足夠，若發現既有橋樑之耐震能力不足，則檢討予以耐震補強、設置隔減震裝置或改建新橋，以提高橋樑整體耐震能力。橋樑整體耐震能力分析與評估流程如圖 1 所示。

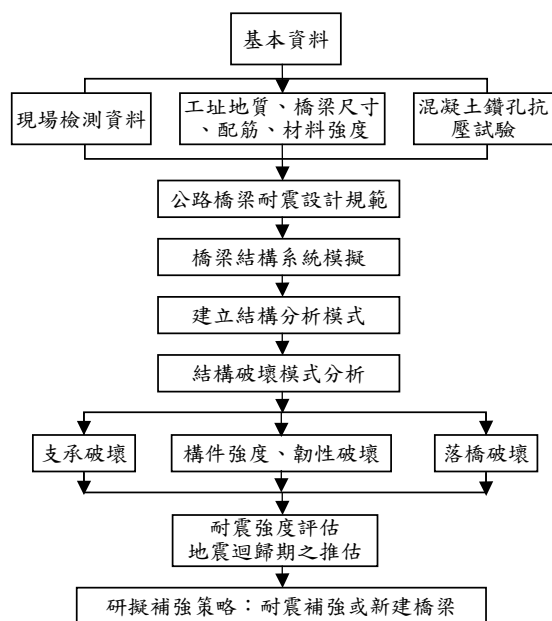


圖 1 橋樑整體耐震能力分析與評估流程

(一)根據強度、韌性推估之耐震能力

橋樑一般主要靠強度與韌性來抵抗地震，在實際地震災害紀錄中，橋樑的破壞以構件強度或韌性用盡破壞為最多。在進行橋樑的耐震能力評估時，其軸向和橫向的振動單元，須分別加以評估。考慮橋樑因構件強

度、韌性用盡而破壞之耐震能力的分析流程（圖 2），首先必須決定各橋墩之破壞模式和各橋墩的韌性容量，其次計算出整個振動單元的綜合起始降伏倍數、整體綜合容許韌性容量，以及結構系統地震力折減係數，最後算出橋樑沿軸向和橫向的耐震能力 A_c 值。

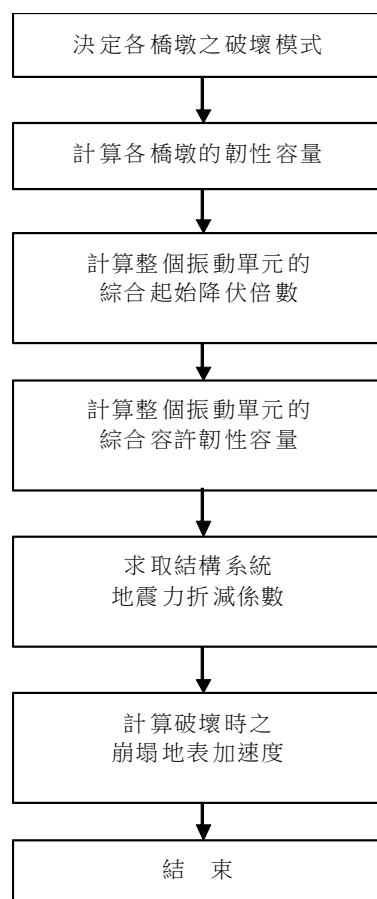


圖 2 構件強度、韌性破壞模式評估流程

步驟一：橋墩破壞模式之決定

橋墩之破壞模式可分為三種：

- (1)構材降伏前的剪力破壞；
- (2)構材降伏後的剪力破壞，韌性部分發揮，但未用盡；
- (3)塑性鉸順利形成的彎矩破壞，韌性完全用盡。

在耐震評估的結構分析模型中，以 0.1CW 之地震力當作分析時的參考地震力，

規則橋樑可用靜力分析，不規則橋樑則須採用動力分析，本案因屬規則性橋樑，故採靜力方式評估。

單柱橋墩破壞模式通常以柱底斷面判定之。首先依柱底實際尺寸、配筋及材料實際強度繪製軸力-彎矩交互影響圖，如圖 3 所示。由結構分析得靜載重引致之軸力 P_D 及彎矩 M_D ；0.1g 地震力引致之軸力 P_E 及彎矩 M_E ，依圖 3 所示之方法可求得彎矩破壞係數 α_y 。當地震達 $\alpha_y \times 0.1 g$ 時，橋柱開始降伏。

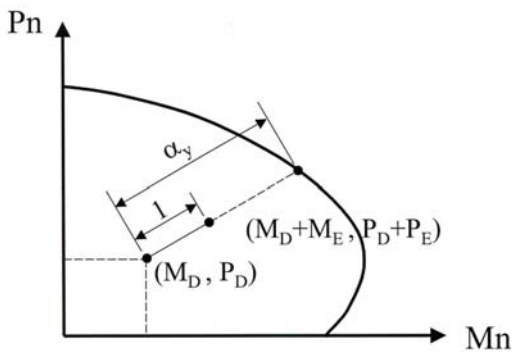


圖 3 軸力彎矩交互影響圖

其次依柱底實際尺寸及箍筋配置情況，以及材料原設計強度或實測強度，計算柱斷面之標稱剪力強度 V_n 。若靜載重引致之剪力為 V_D ，0.1g 地震力引致之剪力為 V_E ，則可由下式求得塑鉸區剪力破壞係數 α_y^* ，或發生剪力破壞對應的地表加速度 $\alpha_y^* \times 0.1 g$ 。

$$V_D + \alpha_y^* V_E = V_n$$

剪力標稱強度 V_n 之計算，應同時考慮箍筋和混凝土斷面對剪力強度之貢獻。但因塑鉸形成時的反覆彎矩效應，會使得混凝土的抗剪能力降低。故在構材降伏後，會隨著 μ 值 ($\mu = \Delta u / \Delta y^*$) 之增加， V_n 之值會下降；另外柱軸力之大小，亦會影響柱的抗剪能

力，橋柱開始降伏時之柱軸力為 P_y

$$P_y = P_D + \alpha_y P_E$$

剪力標稱強度 V_n 和柱軸力 P_y 及 μ 之關係，如圖 4 所示，依柱軸力 P_y 之大小， a 之值分別如下：

$$a = \begin{cases} 1 & P_y \geq 0.1 f'_c A_g \\ \frac{P_y - 0.05 f'_c A_g}{0.05 f'_c A_g} & 0.05 f'_c A_g \leq P_y \leq 0.1 f'_c A_g \\ 0 & P_y < 0.05 f'_c A_g \end{cases}$$

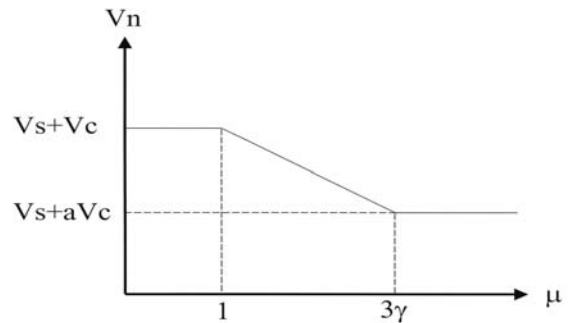


圖 4 塑鉸區標稱剪力強度 V_n 與 P_y 、 μ 之關係

因塑鉸區之剪力標稱強度 V_n 並非一定值，所以在判斷柱之破壞模式時，須先求取塑鉸區剪力破壞係數 α_{y^*1} 以及 α_{y^*2} 如下：

$$V_D + \alpha_{y^*1} V_E = V_s + V_c$$

$$V_D + \alpha_{y^*2} V_E = V_s + a V_c$$

再依下式判斷各柱之破壞模式：

(1) $\alpha_y \geq \alpha_{y^*1}$

為構材降伏前的剪力破壞。

(2)
$$\frac{\alpha_{y^*2}}{1 + 0.3 \left(\frac{\gamma \times R^* - 1}{R^* - 1} \right)} \leq \alpha_y \leq \alpha_{y^*1}$$

為構材降伏後的剪力破壞，韌性部份發揮，但未用盡 (γ 為橋柱之韌性容量折減比

例)。

$$(3) \alpha_y \leq \frac{\alpha_{y2}^*}{1 + 0.3 \left(\frac{\gamma \times R^* - 1}{R^* - 1} \right)}$$

為彎矩破壞，塑鉸完全發展。

將各柱之彎矩破壞係數和剪力破壞係數作一比較，可得到各柱之破壞模式。

步驟二：計算各橋墩的韌性容量

單柱橋墩如屬彎矩破壞，而圍束箍筋達交通部新頒耐震規範標準時，依韌性容量 $R=R^*/1.2$ ，結構系統特性係數 $R^*=3.0$ ， $R=3.0/1.2=2.5$ 。橋墩之圍束箍筋如不符規範要求之體積比 ρ_{code} ，則應計算實配之體積比 $\rho_{provided}$ ，並計算

$\alpha = \rho_{provided} / \rho_{code}$ ，而單柱之韌性容量 μ_{Δ} 可計算如下：

$$\mu_{\Delta} = 3(1 + 5.4 \alpha)(L_p/L)[2 - (L_p/L)]$$

其中 L_p 為塑鉸長度，可由下式計算，而 L 為反曲點至柱底的長度。

$$L_p = 0.08L + 6d_b$$

式中 d_b 為主筋直徑。如以 $\alpha=1.0$ 為標準，則 $\alpha < 1.0$ 時之韌性容量折減比例 γ 如下：

$$\gamma = \frac{\mu_{\Delta}(\alpha < 1)}{\mu_{\Delta}(\alpha = 1.0)} = \frac{3(1 + 5.4\alpha)(L_p/L)[2 - (L_p/L)]}{192(L_p/L)[2 - (L_p/L)]}$$

$$= \frac{3(1 + 5.4\alpha)}{192}$$

如此可求得各橋柱之韌性容量，即 γR 。

步驟三：計算整個振動單元的綜合起始降伏倍數 $\bar{\alpha}_y$

由於各柱開始破壞時所對應之地表加速度不同，因此必須計算整個振動單元的綜

合起始降伏倍數，如下：

$$\bar{\alpha}_y = \frac{\sum (V_i - V_{iD})}{\sum V_{iE}}$$

式中 V_i 為各柱破壞時之剪力， V_{iD} 為靜載重引致各柱之剪力， V_{iE} 為 $0.1g$ 地震力引致各柱之剪力。則整體降伏地表加速度 $A_y = 0.1g \bar{\alpha}_y$ 。

步驟四：計算整個振動單元的綜合容許韌性容量 R_a

由於振動單元內各柱的韌性容量可能不同，因此以各柱所承擔的剪力為權重，計算整個振動單元的綜合韌性容量

$$R = \frac{\sum (V_i - V_{iD}) R_i}{\sum (V_i - V_{iD})}$$

式中 R_i 為各柱的韌性容量，同得到整個振動單元的綜合韌性容量 R 之後，可進一步求取容許韌性容量

$$R_a = 1 + \frac{(R - 1)}{1.5}$$

步驟五：計算結構系統地震力折減係數 F_u

結構降伏後至其韌性須求達容許韌性容量 R_a 時，地表加速度可提高的倍數稱為 F_u ，即 $F_u = A_c / A_y$ 。其中 A_c 與 A_y 分別為破壞地表加速度與降伏地表加速度。 F_u 之值與橋樑之容許韌性容量 R_a 、橋樑的基本振動周期 T 及地盤種類有關。

步驟六：計算整個振動單元的崩塌地表加速度 A_c

橋樑振動單元沿軸向或橫向，根據強度、韌性所推估之耐震能力，其崩塌地表加速度 $A_c = 0.1g \bar{\alpha}_y F_u$ 。

(二) 抵抗落橋之耐震能力



鑑於落橋會造成相當嚴重的損失，故落橋破壞的分析應更為慎重，其分析流程如圖 5 所示。考慮橋樑因落橋破壞的耐震能力，首先應計算橋樑現有的支承長度 N ，其次計算在降伏地表加速度下支承的位移 U_B ，最後計算落橋時之崩塌地表加速度。分析步驟如圖 5：

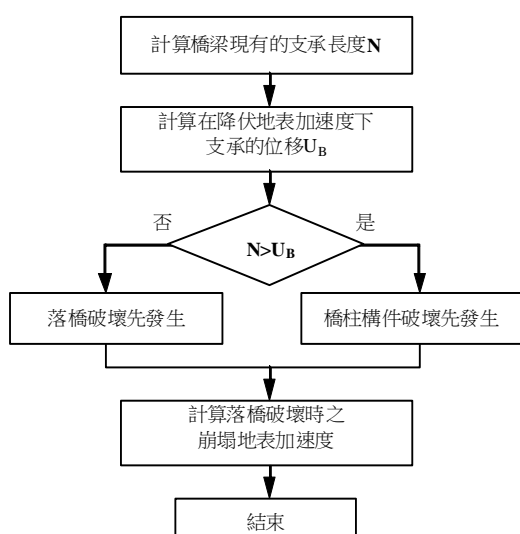


圖 5 落橋破壞耐震能力分析流程

步驟一：計算橋樑現有的支承長度 N

在計算橋樑有效支承長度時，應考慮溫度膨脹、收縮效應後的最短距離。此外，橋柱外緣混凝土保護層部分，和上部結構外緣混凝土保護層部分之長度，不可計入有效支承長度內。

步驟二：計算在降伏地表加速度下，支承的位移 U_B

在降伏地表加速度 $\bar{\alpha}_y \times 0.1g$ 下對應的支承位移 $U_B = \bar{\alpha}_y U_{0.1g}$ ， $U_{0.1g}$ 為 $0.1g$ 地震力引致的支承位移。

步驟三：計算落橋時之崩塌地表加速度 A_c ，可分為下列兩種情形：

(1) $U_B \geq N$ ：

構件強度、韌性未用盡時，先發生落橋

破壞。落橋時所對應之崩塌地表加速度

$$A_c = 0.1g \bar{\alpha}_y \frac{N - U_D}{U_B}$$

承位移。

(2) $U_B < N$ ：

構件因強度、韌性用盡破壞時，尚未發生落橋破壞。而落橋時的橋樑韌性比

$$\mu_N = \frac{N - U_D}{U_B}$$

$$A_c = 0.1g \bar{\alpha}_y F_u(\mu_N)$$

(三) 支承之耐震能力

支承破壞可能引發落橋，或使得地震力由其他橋柱承擔，而引發其它橋柱提早破壞，其分析流程如圖 6 所示。在軸向地震力作用時，因軸向變位小，支承也會降伏，因此以整個振動單元求支承破壞時所對應之崩塌地表加速度；而在橫向地震力作用時，每跨橋墩分別考慮，以最先產生支承破壞之橋墩，支承破壞時的崩塌地表加速度，當作橫向振動單元支承之耐震能力。分析步驟如圖 6：

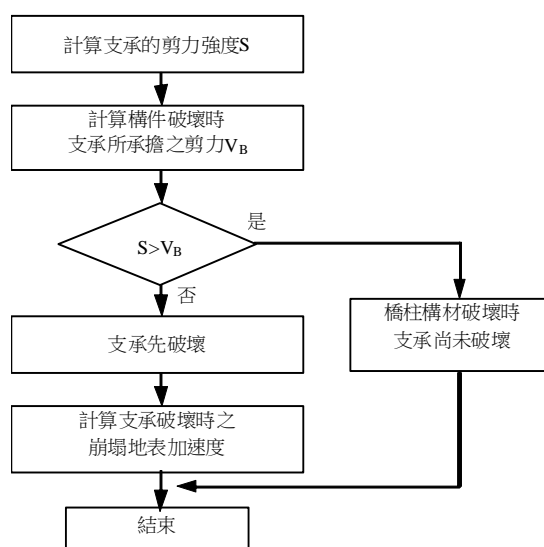


圖 6 支承破壞耐震能力分析流程

步驟一：計算支承的剪力強度 S 。 S_T 表示整

個振動單元內支承的剪力強度， S_i 表示每跨橋墩支承的剪力強度。

步驟二：計算構件因強度或韌性用盡而破壞時，支承所應承擔之剪力 V_B 。 V_{BT} 表示整個振動單元內支承所應承擔之剪力， V_i 表示每跨橋墩支承所應承擔之剪力。

步驟三：計算支承破壞時之崩塌地表加速度 A_c

(1) $S > V_B$ ：

橋柱因強度或韌性用盡產生破壞時，支承仍未破壞。

(2) $S \leq V_B$ ：

表示支承較橋柱破壞在先。對軸向振動單元為，支承破壞時之崩塌地表加速度 $A_c = 0.1g(S_T/B_T)$ ， B_T 為 $0.1g$ 地震力引致之整個振動單元內支承之總剪力。對橫向振動單元，支承破壞時之崩塌地表加速度 $A_c = 0.1g \min(S_i/B_i)$ ， B_i 為 $0.1g$ 地震力引致之每跨橋墩支承之總剪力。

三、實例分析結果

本案例上部結構為上承式鋼拱水管橋，五跨簡支全長 240 公尺（ $25M+3@80M+25M$ ），最大跨度 80 公尺，最大拱高 10.5 公尺，拱肋為直徑 1 公尺之鋼管，下懸材為 2 支直徑 2.4 公尺之輸水鋼管，下部結構為圓盼型單柱式鋼筋混凝土橋墩，尺寸為長 8.1 公尺寬 2.6 公尺高 19 公尺（含樁帽），基礎為群樁式基礎，深度為 41 公尺，其結構配置圖如 7 所示。



圖 7 新店溪水管橋結構配置圖

因橋墩高度相同和鋼拱結構對稱，且結構為單跨簡支形式，故可簡化分析模式，僅取一簡支跨以 Sap2000 之軟體進行結構分析，其基本振動週期 $T_1=0.716$ 秒（橫向）和 $T_2=0.562$ 秒（軸向），分析結果各柱之受力情況如表 1。

表 1 各柱之受力情況分析

	P_D	M_D	V_D	P_{EL}	M_{EL}	V_{EL}	P_{ET}	M_{ET}	V_{ET}
P1	1968	0	0	32	1917	166	0	1546	98
P2	1968	0	0	90	4002	302	0	1995	124

依據上述分析資料進行強度、韌性之耐震能力評估，對於軸向及橫向皆以單柱橋墩進行評估，評估之結果如表 2~4。

表 2 各柱之耐震能力評估結果

	縱向		橫向	
	P1	P2	P1	P2
橋墩編號	P1	P2	P1	P2
分析部位	柱底	柱底	柱底	柱底
α_y 或 α_{y^*}	8	4	23.2	18.1
崩塌地表加速度	1.384 g	0.692 g	3.178 g	2.480 g
整體崩塌地表加速度	0.692 g		2.829 g	
破壞模式	彎矩破壞	彎矩破壞	彎矩-剪力破壞	彎矩-剪力破壞

表 3 抵抗落橋之耐震能力進行評估結果

現有的支承長度 N	支承位移 U_B	橋樑韌性比 μ_N	崩塌地表加速度 A_c
200 公分	7.37 公分	26.91	26.4 g

表 4 支承之耐震能力評估結果

	支承的剪力強度 S		支承承擔之剪力 V_B	崩塌地表加速度 A_c
	軸向	橫向		
軸向	40T(hinge)	0 T(roller)	332 T	0.150 g
橫向	40T(hinge)	40T(roller)	332 T	0.154 g

因水管橋為重要之維生管線，水管橋除考量地震時不產生破壞外，亦應確保地震後之水管橋輸水能力，考量水管接頭部分之伸縮管因地震力所造成之變位，是否超過其設計變位(12.5 公分)而造成接頭脫落或破損，其分析之方式可取橋柱產生破壞時所對應之變位進行檢討，分析結果如表 5。

表 5 橋柱之變位檢討分析

	自重造成之變位	縱向地震力造成橋柱破壞時之變位
變位(公分)	-1.6 (伸長)	7.37

若考量極端之情況總變位為 8.97 公分小於設計變位 12.5 公分，故不會造成接頭破壞因而產生漏水。

四、結論與展望

本橋位於台北盆地，依據 921 大地震後修正後耐震規範之規定其設計地表加速度為 0.23g，95 年再修正設計地表加速度為 0.24g，經由耐震評估之結果本橋之整體崩塌地表加速度縱向為 0.692 g 和橫向為 2.829 g 皆符合規範之要求，且支承長度足夠不致有

落橋之虞慮，惟須注意強震時可能造成支承破壞，而本橋支承可承受五級(80~250 gal)之地震，故集集大地震時台北為四級並未造成本橋結構有任何破壞，未來台北地區發生強度大於五級以上之地震時，應立即進行檢視及維修。

本橋雖於大地震中不致崩塌，因水管橋為重要之維生管線，水管橋除考量地震時不產生破壞外，亦應確保地震後之水管橋輸水能力，相關接頭若產生破壞漏水，則將喪失輸水功能，尤其本橋為大台北地區重要之維生管線，提供 300 餘萬人口之用水需求，因此地震後亦需維持其供水能力，經分析橋拱間之伸縮接頭於柱底產生破壞時尚不致發生漏水情事，惟仍應定期進行檢修及加強例行性之保養，必要時可增設緊急遮斷閥，以避免漏水情形發生。

本評估方法並不複雜，其理論及步驟容易瞭解，並具有相當之準確性，希能提供未來水管橋評估之參考，且有實例可資遵循。此外可大範圍進行地區性耐震分析評估，找出需檢測、補強橋樑之依據，以便檢討有效運用預算，達成橋樑結構安全及有效輸配水功能。

參考文獻

- 1.吳陽龍、范川江、陳昭明，「管橋安全檢測及評估」，中華民國自來水協會，「自來水會刊雜誌」第25卷第4期，第44~56頁，民國95年11月。
- 2.交通部，「公路橋樑耐震設計規範」，民國84年4月。
- 3.國立台灣大學地震工程研究中心，「電信與運輸系統之耐震安全評估與補強準則」，民國85

年1月。

- 4.Ravindra, Priestley, " Optimal Trands in Seismic Design of Single Column Circular Reinforced Concrete Bridge Piers" , Earthquake Spectra, No 3, 1994。

作者簡介

陳昭明先生

現職：臺北自來水事業處工程總隊三級工程師

專長：橋樑設計、建築物及橋樑安全評估與補強設計、自來水工程規劃、設計與施工

中華民國自來水協會會刊論文獎設置辦法

98年2月10日第十六屆理監事會第十次聯席會議審議通過(99年5月部分修正)

一、目的

為鼓勵本會會員踴躍發表自來水學術研究及應用論文，以提升本會會刊研究水準，特設置本項獎勵辦法。

二、獎勵對象

就本會出版之一年四期「自來水」會刊論文中評定給獎論文，最多三篇，每篇頒發獎狀及獎金各一份，獎狀得視作者人數增頒之。

三、獎勵金額

論文獎每篇頒發獎金新臺幣貳萬元整，金額得視本會財務狀況予調整之。

上項論文獎金及評獎作業經費由本會列入年度預算籌措撥充之。

四、評獎辦法

(一)凡自上年度第二期以後至該年度第二期在本會「自來水」會刊登載之「每期專題」、「專門論著」、「實務研究」及「一般論述」論文，由編譯出版委員會於每年六月底前，推薦 6-9 篇候選論文，再將該候選論文送請專家學者審查 (peer-review)，每篇論文審查人以兩人為原則。

(二)本會編譯出版委員會主任委員於每年七月底前召集專家學者 5~7 人組成評獎委員會，就專家審查意見進行複評，選出給獎論文，報經本會理監事會議遴選核定後公佈。

五、頒獎日期

於每年自來水節慶祝大會時頒發。

六、本辦法經由本會理監事會審議通過後實施，修訂時亦同。

延性鑄鐵管耐震能力評估及發展

文/吳世紀

一、前言

延性鑄鐵管具有高強度、高韌性、耐蝕性及施工性佳等優點，於 1955 年開發問世以來即廣為各業所應用，包括自來水事業之輸配水管線系統，日本於 1960 年代開始全面採用，由於延性鑄鐵管係屬於不連續之接頭構造管線系統，相較於管體本身之高強度及延展性，接頭雖然具可撓及伸縮性，能吸收一定之撓角及變位，但同時也是整體管線系統之相對弱點，因此，為因應多震之環境，日本一直致力於研發精進管材之接頭型式以提升整體管線系統之耐震能力，鑑於 1995 年神戶大地震對傳統柔性接頭(A 型、K 型及 U 型等)有明顯之破壞，日本已逐漸將管線系統接頭進化至新一代之扣鎖式接頭(S 型、NS 型、US 型等)，較傳統柔性接頭更能抵抗地震之破壞。我國地理條件環境與日本同屬環太平洋地震帶，不僅地理條件及位置接近，且自來水管線設施亦多依循日本之發展模式，故自來水用延性鑄鐵管材之規格包括國家標準 CNS 在內均延用日本 JIS 之標準，惟國內目前採用之管材型式仍以沿用近 30 年之第一代傳統 K 型接頭為主流，在強烈地震來襲之下能否確保管線功能正常尚難以得知，此外，該類管材所能承受之地震規模以及其與新一代耐震管材間之性能差距為何，亦有待進一步探討瞭解，作為設計之參考。

本文主要介紹國際上延性鑄鐵管耐震能力之發展演進，評估探討延性鑄鐵管耐震

能力，並以案例分析地震力作用下之耐震行為，與國內目前發展之耐震管材進行比較，以作為未來國內耐震管材發展之參考。

二、鑄鐵管耐震發展趨勢

鑄鐵管沿用已有數百年歷史，近代鑄鐵管為一般不具延展性之灰口鑄鐵材質，強度及韌性遠低於目前之延性鑄鐵材質，且早期接頭型式為灌鉛及麻料之白口接頭(圖 1)，接頭無法承受伸縮及撓曲，故在順應地震所造成之地盤變動能力上較為不足，屬於「剛性接頭」，後來隨橡膠技術之發展，利用橡膠優異之壓縮彈性及耐久性作為接頭之止水機制，成為能承受些微伸縮及撓曲之機械接頭(A 型接頭，圖 2)，逐漸取代白口接頭成為鑄鐵管接頭主流，而隨後開發問世的延性鑄鐵管更結合各類新型接頭讓整體管線系統更為可靠及耐用。在傳統機械接頭之基礎上，美國進一步發展出無螺栓壓圈、安裝簡便之插入式 T 型接頭(Tyton Joint，又稱 Push-On Joint，圖 3)，並大量採用，而後美國接頭型式發展亦多以此為基本型式演進，迄今歐美等國之延性鑄鐵管接頭主流型式為此種插入式 T 型接頭；反之，日本則是以螺栓壓圈固鎖之機械接頭型式加以改良，加深傳統機械接頭之承口並改良止水膠圈，增加傳統機械接頭撓曲及拉伸之變形能力，成為目前我國自來水延性鑄鐵管最常用之 K 型接頭(取日文「改良 Kai-ryou」羅馬發音字首，圖 4)，屬於「柔性接頭」。

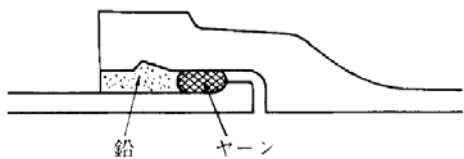


圖 1 灌鉛白口接頭

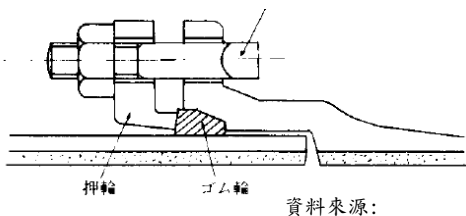


圖 2 機械接頭(A型)

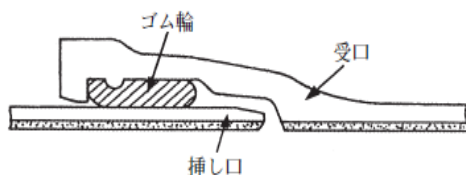
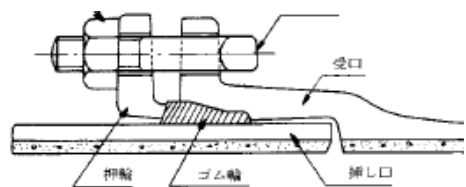


圖 3 機械接頭(T型)



以上資料來源：日本延性鑄鐵管協會技術資料

圖 4 機械接頭(K型)

然而囿於地震所造成管線設施之災損仍頻，日本進一步投入耐震管材(接頭)之發展，其國土開發技術研究中心於 1977 年訂定「地下埋設管路耐震接頭技術基準」，針對延性鑄鐵管接頭所能承受之拉脫力、撓角及伸縮量等變形能力，區分為伸縮型及屈曲型耐震接頭二類訂定標準等級，分別針對伸縮、撓曲及防脫性能區分不同等級(表 1、表

2)，以伸縮性能為例，接頭伸縮量在 $\pm 0.01L$ mm 以上者列為最高等級 S-1 類，舉例而言，延性鑄鐵管平均一支 6 公尺，其接頭伸長與縮短容許值必須分別達+6 及-6 公分才符合最高 S-1 等級，換言之，承插接頭總伸、縮量須達 12 公分。

表 1 伸縮型耐震接頭

項目	区分	継手の性能
伸縮性能	S-1 類	伸縮量 $\pm 0.01L$ mm 以上
	S-2 類	" $\pm 0.005L$ mm 以上 $\pm 0.01L$ mm 未滿
	S-3 類	" $\pm 0.005L$ mm 未滿
離脱防止性能	A 級	離脱防止抵抗力 $0.3d$ tf 以上
	B 級	" $0.15d$ tf 以上 $0.3d$ tf 未滿
	C 級	" $0.075d$ tf 以上 $0.15d$ tf 未滿
	D 級	" $0.075d$ tf 未滿

表 2 屈曲型耐震接頭

項目	区分	継手の性能
屈曲性能	M-1 類	屈曲角度 $\pm 15^\circ$ 以上
	M-2 類	" $\pm 7.5^\circ$ 以上 15° 未滿
	M-3 類	" ± 7.5 未滿
離脱防止性能	A 級	離脱防止抵抗力 $0.3d$ tf 以上
	B 級	" $0.15d$ tf 以上 $0.3d$ tf 未滿
	C 級	" $0.075d$ tf 以上 $0.15d$ tf 未滿
	D 級	" $0.075d$ tf 未滿

(注) d：管外径(mm)。一般には呼び径とする。

資料來源：日本延性鑄鐵管協會技術資料

基於一般 K 型接頭構造之先天限制無法達到上述標準，日本產業界於是針對如何達成此技術基準進行耐震接頭之研發，從原來之 K 型機械接頭改良增加接頭承口插入之有效深度以及內部卡榫機制，強化接頭拉伸及防脫性能，使其在伸縮性及防脫性方面能符合 S-1 類及 A 級之最高等級，發展出耐震 S 型接頭(Seismic, 圖 5)，其後更進一步改



進施工性，參考插入式 T 型接頭之構造，簡化組裝構件及工序，成為施工性更佳之新型耐震 NS 型(New Seismic，圖 6)以及目前所謂「次世代」之 GX 型(Next Generation，圖 7)接頭，其接頭容許伸縮率及抗脫力之設計均以該國國土開發技術研究中心所訂之「地下埋設管路耐震接頭技術基準」為目標基準，分別達到基準指標 S-1 及 A 級之伸縮及抗拉脫最高等級，撓度則介於 M2~M3 之間，此類管路構造就如同鎖鍊般能伸、能屈、能彎又能抗拉脫，屬於耐震性能優異的「鎖構造接頭」。

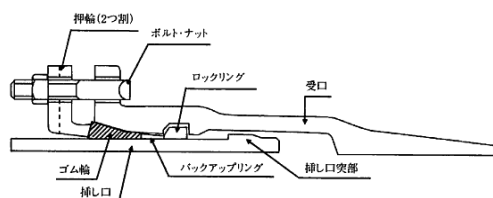


圖 5 S 型接頭構造

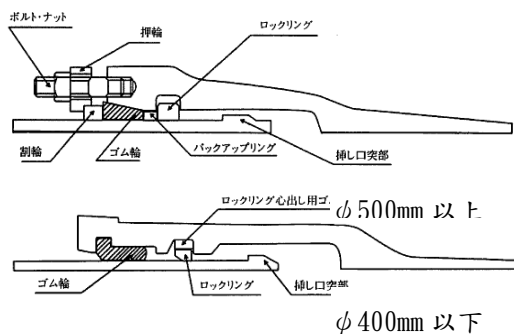


圖 6 NS 型接頭構造



圖 7 GX 型接頭構造

以上資料來源：日本延性鑄鐵管協會技術資料

日本國土開發技術研究中心所訂之「地下埋設管路耐震接頭技術基準」亦逐漸成為

國際上衡量延性鑄鐵管耐震能力之指標，國際標準組織 ISO 於 2006 年直接引用該技術基準之分類，增訂 ISO16134「延性鑄鐵管耐震及沉陷設計 (Earthquake and subsidence resistant design of ductile iron pipelines)」，將延性鑄鐵管耐震能力依伸縮率、抗拉脫及可撓角等三類區分等級(表 3)，已成為目前國際上評量延性鑄鐵管耐震性能通用之評量標準。

表 3 ISO 16134 耐震接頭標準

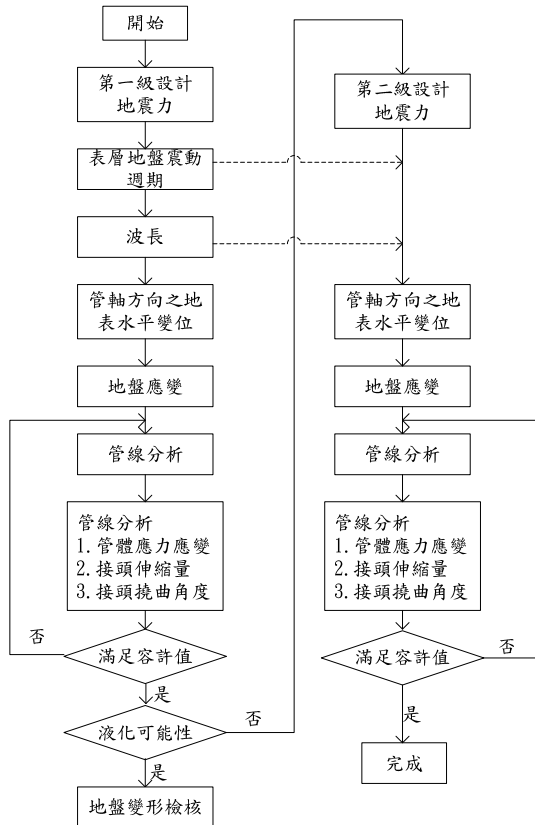
分類	等級	標準
伸縮率	S-1	$> \pm L*1\%$
	S-2	$\pm L*(0.5\% \sim 1\%)$
	S-3	$< \pm L*0.5\%$
抗脫力	A	$> 3D \text{ kN}$
	B	$1.5D \sim 3D \text{ kN}$
	C	$0.75D \sim 1.5D \text{ kN}$
	D	$< 0.75D \text{ kN}$
可撓角	M-1	$> \pm 15^\circ$
	M-2	$7.5^\circ \sim 15^\circ$
	M-3	$< 7.5^\circ$

L: 單支管長 D: 管徑

三、鑄鐵管耐震設計案例分析

依據日本水道協會出版之「水道設施耐震工法指針解說」中有關埋設管線之耐震分析係採用反應變位法，將地震分為二級，第一級地震(Level 1)所指為管線生命週期內常會遇到之一般性地震規模及震度，第二級地震(Level 2)為設備生命週期內偶爾遇到之大規模地震例如日本神戶大地震及台灣集集大地震等之規模，其分析方法首先是將第一級與第二級地震力輸入求得地盤震動週期及波長等，以及管線軸向之應力與應變，同

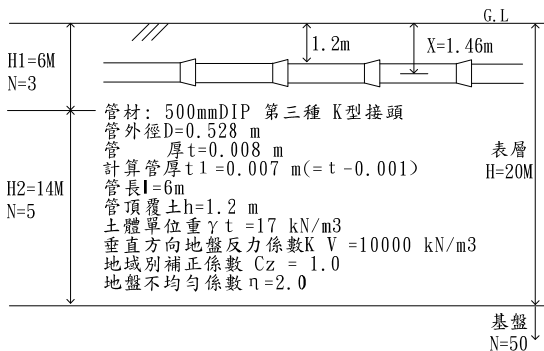
時考慮地震後土壤液化，計算得管線接頭在管軸方向所產生之管體應力、接頭伸縮量及撓角等，並與容許值作比較，以確認接頭是否具足夠之耐震能力。地下管線耐震設計分析流程如圖 8。



資料來源：水道設施耐震工法指針解說

圖 8 地下管線耐震分析流程

茲以案例計算說明如下：



1. 管線斷面基本資料

斷面積

$$A = (\pi/4)[D^2 - (D-2t)^2] = 0.01226 \text{ m}^2$$

斷面慣性矩

$$I = (\pi/64)[D^4 - (D-2t)^4] = 0.00041541 \text{ m}^4$$

斷面係數

$$Z = 2I/D = 0.001574 \text{ m}^3$$

2. 表層地盤震動週期及波長

地層	層厚 Hi(m)	N 值	平均剪力波速 Vsi(m/s)	Hi/Vsi
1	6	3	61.8*N ^{0.211} =77.92	0.07700
2	14	5	61.8*N ^{0.211} =86.79	0.16131
基盤	-	50	205*N ^{0.125} =334	-

表層地盤平均剪力波

$$V_{Ds} = \sum H_i / \sum (H_i/V_{si}) = 83.92 \text{ m/s}$$

表層地盤震動週期

$$T_G = 4 * \sum (H_i/V_{si}) = 0.95 \text{ s}$$

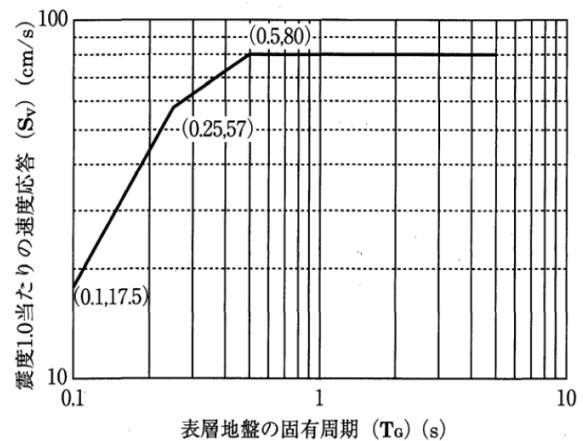
$$\text{波長 } L = 2L_1 * L_2 / (L_1 + L_2) = 127.4 \text{ m}$$

(註: $L_1 = V_{Ds} * T_G = 79.7\text{m}$; $L_2 = V_{Bs} * T_G = 317.3\text{m}$)

$$\text{修正波長 } L' = \sqrt{2} * L = 180.2 \text{ m}$$

3. 第一級地震力檢討

第一級地震速度反應譜 $T_G = 0.95 \text{ s}$ 相對應之速度 $S_v = 0.8 \text{ m/s}$



資料來源：水道設施耐震工法指針解說

管軸方向之地表水平變位振幅及應變

$$U_{h1(x)} = (2/\pi^2) * S_v * T_G * K_{h1} \cos(\pi x/2H)$$

$$= 0.0229 \text{ m}$$

$$\epsilon_{G1} = \eta (\pi * U_{h1})/L = 0.00113 = 0.113\%$$

(η :地盤不均一係數, 假設極度不均, $\eta = 2$)

接頭伸長量

$$e_1 = \epsilon_{G1} * l = 0.113\% * 6\text{m} = 6.78\text{mm} < \text{容許伸長量}$$

(33mm) OK

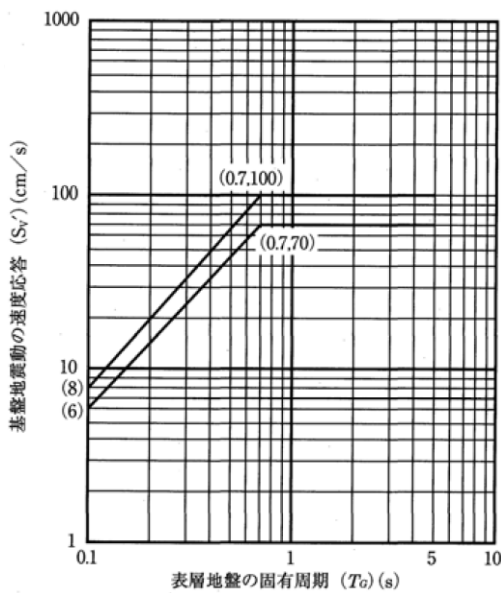
接頭撓角

$$\theta_1 = 4 \pi^2 * \ell * U_{h1} / L^2 = 0.0006684 \text{ rad}$$

$$= 0^\circ 2' 18'' < \text{容許撓角}(3^\circ 20') \text{ OK}$$

(4)第二級地震力檢討

第二級地震速度反應譜 $T_G = 0.95 \text{ s}$ 相對應之速度 $S_v' = 1.0 \text{ m/s}$



資料來源:水道設施耐震工法指針解說

管軸方向之地表水平變位震幅及應變

$$U_{h2(x)} = (2/\pi^2) * S_v' * T_G * \cos(\pi x/2H)$$

$$= 0.1912 \text{ m}$$

$$\epsilon_{G2} = \eta (\pi * U_{h2})/L = 0.00943 = 0.943\%$$

接頭伸縮量

$$e_2 = \epsilon_{G2} * \ell = 0.943\% * 6\text{m} = 56.58\text{mm} > \text{容許伸長量}$$

(33mm) NG

接頭撓角

$$\theta_2 = 4 \pi^2 * \ell * U_{h2} / L^2 = 0.0055807 \text{ rad}$$

$$= 0^\circ 19' 11'' < \text{容許撓角}(3^\circ 20') \text{ OK}$$

根據以上計算案例顯示,無論在第一級或第二級地震力作用下所造成之接頭撓角均遠小於容許值,至於在伸長量部分,在一般性地震力(第一級)作用下所產生之變形仍為有限,然而第二級地震所產生之接頭伸長量則大幅增加到 56.58mm,已接近 K 型接頭最大極限伸長量(64mm),依據日本所訂之延性鑄鐵管接頭容許變位係將接頭極限拉伸長度折減約一半,亦即考慮安全係數為 2,故 $\phi 500\text{mmDIP}$ K 型接頭之容許伸長量僅為 33mm,已無法承受大規模(第二級)地震所造成之接頭伸長變位,將造成脫接損害。因此,控制接頭損害之主要關鍵在於拉伸量,而其重點又在於安全係數之取決,在不考慮安全係數之條件下,K 型接頭仍勉強滿足大規模地震所引發之接頭變動,倘若加上安全係數之考量,以及土壤液化所導致之承载力喪失等因素,則須以容許變形量更大之耐震型接頭(如 S 或 NS 型等)方能提供足夠之變形及抗脫能力,抵抗震害。我國管線耐震性能是否需要如日本般採高規格條件,將接頭安全係數提高至 2 以上之標準,除必須評估整體埋管地盤條件如液化潛能及管線系統之重要性外,同時必須考量耐震管材之成本效益及採購限制,還有國內是否有其他替代性方案可供作選擇。

四、我國耐震管發展及未來展望

我國延性鑄鐵管長期以來均依循日本規格,接頭型式從早期一般機械 A 型接頭發展到 K 型接頭,然日本隨著地震所造成之損

害積極研發耐震型接頭，包括 S 型、NS 型及更新一代之 GX 型，早期北水處亦曾採購 S 型管材試用，其價格約為國內一般 K 型接頭之 3~4 倍，此種管材之專利權獨佔性導致成本高昂以及採購限制競爭之問題，造成國內難以推廣採用；此外，受限於國內侷限之市場規模，我國自來水管材鑄造廠商長期以來並未投入太多資源致力於研發，造成 K 型接頭一用數十年，相較於日本之發展，國內廠商產業技術及管線耐震功能均呈停滯不前。

近年來國內針對延性鑄鐵管材之耐震化一直處於研究性質，只聞樓梯響卻未見實質研發、量產以及應用，所幸興南鑄造廠股份有限公司(以下簡稱興南公司)投入管材接頭耐震化之實質研發，以 T 型及 K 型接頭為原型，分別研發出 T-bar 與 K-bar 防脫耐震型接頭，並經國家地震中心試驗證實其抗拉脫性能(圖 9)，其中 K-bar 接頭管材並經臺北自來水事業處工程總隊設計試辦採用，實際應用於軟弱地盤且具高度液化潛能之土層-三重二重疏洪道重劃區自來水配水管新設工程，並辦理工程技術觀摩(圖 10、11)，國內自製延性鑄鐵管接頭耐震化總算踏出重要的第一步。

以下簡介興南公司所發展之 K-bar 耐震接頭：顧名思義，K-bar 係以 K 型接頭為原型加以改良之接頭(如圖 12)，而其改良之重點在於加強接頭之防脫能力，且不影響其原有之容許拉伸及撓角。依據前章案例鑄鐵管耐震計算分析得知，在第一級地震作用下之接頭並無太大拉伸及變形，然而第二級地震力作用下，則接頭將產生較大之拉伸量，且



圖 9 國家地震中心測試 K-bar



圖 10 耐震管材工程技術觀摩



圖 11 技術觀摩 K-bar 現場組裝



已接近於接頭極限伸長量，可能導致脫接，因此，K-Bar 之作用機制主要係在 K 型接頭遭拉脫至其容許拉伸量之後即透過接頭防止構造阻止其繼續拉伸，且須具有一定之抗拉脫力，以避免較大規模地震所導致之接頭脫接。在構造上，管材製造出廠前於管尾處加銲一道同為延性鑄鐵材質之擋環，於工地組裝時利用接合螺帽將 T 型螺栓與不銹鋼螺栓串連，使該擋環與承口串連，當接頭拉脫超過容許拉伸量 X 時，擋環及螺栓開始發揮作用避免接頭繼續拉開，抵抗承插口間可能過大之拉脫位移，同時仍保有該型接頭之容許位移及撓角，依據 ISO16134 標準之耐震分級，其抗脫力部份從原來不具拉脫力之 D 級提升至 B 級水準。美國延性鑄鐵管廠商也有生產構造類似之接頭型式產品(圖 13)，屬於 A 型接頭改良之固定之防脫接頭，容許伸縮及撓角甚小，其設計原意在於考量利用防脫性能取代固定台之施作，同時兼具提升耐震性能之作用。

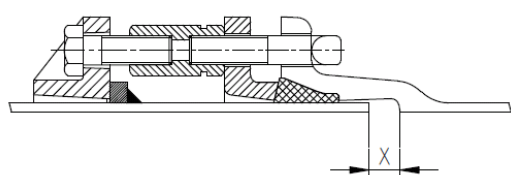
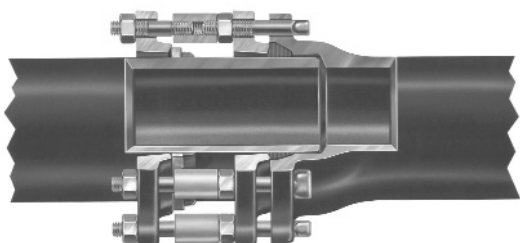


圖 12 K-bar 接頭斷面構造圖



資料來源: American Pipe Website

圖 13 美國防脫接頭型式

依據 ISO16134 之分類標準，K-bar 雖大幅提升 K 型接頭之抗脫性能，在整體耐震性能上仍不及 S 或 NS 型接頭(詳表 4)，然在管材費用方面，相較於日本 NS 型耐震管材價格為國內常用一般 K 型接頭管之 3~4 倍，K-bar 防脫管材價格僅約為其 1.5 倍，經濟性佳；至於施工性方面，K-bar 與 S、NS 型管均存在相同之問題，即組裝工序繁瑣，施工工率低，直接工程費用增加，故整體工程連工帶料約為一般管材工料費之 2 倍；此外，其抗拉脫之卡榫機制主要是靠固定於管尾之銲接擋環，然而，當須配合現場空間進行裁切時，須於管尾補銲一道擋環，擋環於工地之銲接品質除須有合格銲工外，同時須自備鑄鐵專用特殊銲條進行現場銲接，除將大幅耗費施工時間外，工地現場之銲接品質控管更屬不易，以上施工性之精進改善將成為後續此類耐震管材進一步推廣適用必須克服之課題。

表 4 管材性能比較

接頭性能	S、NS 型	K-bar 型	K 型
伸縮性	S-1	S-3	S-3
抗脫性	A 級	B 級	D 級
可撓性	M2~M3	M3	M3
經濟性	3~4 倍	1.5 倍	1 倍

註：依 ISO16134 標準分類等級

五、結論

延性鑄鐵管之承插式柔性接頭具有可撓及拉伸變形能力是其優點同時也是缺點，接頭雖具有相當程度之耐震性能，惟在劇烈地震來襲下可能導致接頭拉脫損害，此

外，地震所引發之土壤液化問題亦將造成管線系統失去支撐而脫接，此類問題在歷次主要大地震均有實際案例印證，因此，長期以來延性鑄鐵管之耐震性功能改良之方向都是在不影響其變位能力之前提下，進一步強化其防脫抗拉能力，然而接頭防脫力之強化會使接頭施工更加繁鎖及費時，除管材費用之直接成本增加外還有施工工率降低等間接成本，故如何提高施工可行性為研發耐震管材過程極為重要之考量因素，儘量減少施工之不便與阻礙，才能獲得進一步擴大推廣使用。最後，國內管材製造商在極其有限之市場規模及資源條件下，仍願意務實針對問題進行研發適合本土環境之耐震管材，政府機關單位應該予以大力支持及鼓勵，以誘使其他更多廠商投入研發，促成整體產業技術之發展與進步，最重要者是當重大天災發生時，我們賴以維生之管線仍能屹立不搖，發揮最佳抗震效能。

參考文獻

- 1.日本水道協會，2009年，水道設施耐震工法指針·解說
- 2.日本延性鑄鐵管協會，2002年，地震と管路について
- 3.國土開發技術研究センター，1977年，地下埋設管路耐震接頭技術基準
- 4.ISO16134，2006年，Earthquake and subsidence resistant design of ductile iron pipelines
- 5.興南鑄造廠股份有限公司網站 (<http://www.snpipe.com>)
- 6.American Cast Iron Pipe Company Website (<http://www.american-usa.com>)

作者簡介

吳世紀先生

現職：臺北自來水事業處工程總隊股長

專長：自來水管線工程規劃、設計及施工管理

大型水池結構設計之研討

文/曾浩雄

一、背景說明

近年來水池設計之觀念已有些改進，例如：依「水池設計(一)」⁽¹⁾(書 1)所述：池牆之基礎宜採用鉸接之牆基，池底除牆基之外，其餘部分均鋪設約 20cm 厚之 PC 版，兩者間之接縫再填加環氧樹脂(Epoxy)類之止漏劑。但該接縫處常會因地震而龜裂，並招致永久性之漏水。因此台水公司早已禁止水池之底版採用此方式設計，並規定一律改用 40cm 厚度之筏式基礎。為此筆者乃依據該項新規定及其該採用之公式，再參酌網路上之設計案例，整理成本文。

二、大型水池定義與箱型水池之差異

當池牆之長度大於池深之三倍以上時，池牆之水平方向元素對外力之抵抗已逐漸薄弱，故宜假設外力全部由池牆垂直方向元素承受，並以單向版原理加以設計這種水池稱之為大型水池。箱型水池因互相直交之鄰牆具有抗剪牆之作用，故地震力對池牆應力之影響不大，在進行結構分析時可略而不計。然而池牆長度較長者，鄰牆之抗剪牆功用僅能有助於本牆兩端接近交角部分，大部分之池牆，尤其是靠近池牆中心部分，均應由池牆本身承受地震側力。因此以豎向版設計之大型水池，其受地震力之影響較大，故設計時須考慮地震力之影響以策安全。

三、頂端自由底端固定之設計

(一)設計原理

大型水池(如淨水場內之沉澱/沉砂池或

各地之游泳池等)，若其頂端無束制(Restrain)能力無蓋水池，而池牆長度又大於池深之三倍以上時，池牆水平元素對水壓之抵抗力甚小，應予省略。此時因牆頂為自由端，依據結構靜定原理，池牆底端應為固定，才能達到穩定平衡之要求。故此類池牆之結構須按類似擋土牆懸臂式(Cantilever)版設計之。

(二)應用公式

1.圖 1 為一懸臂式池牆受靜水壓力作用時之垂直剖面示意圖。

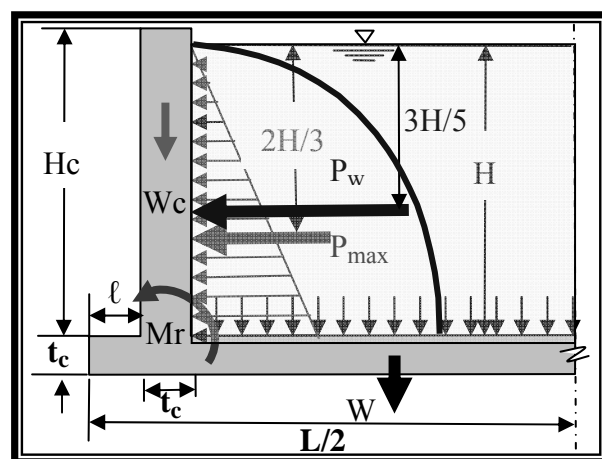


圖 1 牆頂自由牆底固定受力情形示意圖

2.水深 h 點在靜水壓力下所產生之力矩 M 及側向剪力 P，可由下列二式表示：

$$M = \omega h^3 / 6 ; P = \omega h^2 / 2 \text{-----(1)}$$

而其最大力矩及最大剪力產生於底端(h=H)，其值可由下式求得： $M_{max} = \omega H^3 / 6$ ；最大剪力 $P_{max} = \omega H^2 / 2$ ----- (2)

3.地震力之來源有二：一為因池內水之地震力；另一為因池牆自重之地震力。

4.池水因地震力所形成之動態壓力強度成一拋物線分佈 M_w 及側向剪力 P_w (如圖 1)。其

水深 h 處之壓力強度為 $P=7/8*a/g*\omega h$ 。作用於池牆上之最大力矩 M_w 及最大剪力 P_w 均產生於底端， $M_w=7/30*a/g*\omega H^3$ ；最大剪力 $P_w=7/12*a/g*\omega H^2$ ------(3)

5.池牆自重之地震力為一均佈力，作用於池牆本身之最大力矩 $M_c=a/g*W_c/2$ ；最大剪力 $P_c=a/g*W_c$ ------(4)

6.池牆之設計應分別核算單獨靜水壓力及含地震力作用之兩種外力情況，以決定牆厚及應排紮之垂直鋼筋量等。因此若地震力小於靜水壓力之 1/3 時，可以略去地震力作用之核算。此時其設計乃受靜水壓力控制；反之，若地震力大於靜水壓力之 1/3 時，其設計則受地震力控制，應以含地震力作用之應力核算牆厚及鋼筋量等，惟混凝土與鋼筋之容許應力依規範得提高 1/3。

四、池牆之設計

(一)池牆之尺寸及應力之計算

如圖 1 所示，池牆頂端為自由；底端為固定，池身 $H_c=3.8m$ ， $H=3.5M$ ， $t_w=30cm$ 。池牆應力分為兩種情形：(1)滿池而池外未回填土；(2)空池而池外有回填土。

(二)滿池(不考慮池外回填之土壓)：

- 1.滿池且不考慮池外回填之土壓時，其最大力矩 $M_{max}=1*3.5^3/6=7.15T\cdot m/m$ ，最大剪力 $P_{max}=1*3.5^2/2=6.13T/m$ 。
- 2.核算牆厚：(1)抗彎最小有效厚度 $d_{min}=\sqrt{M/K}=\sqrt{7.15*1000/19.58}=19.10cm$ 。(2)抗剪最小有效厚度 $d_{min}=P/vbj=6.13*1000/4.9/0.862/100=14.51cm$ 。(2)需要牆厚度 $t=14.51+7.5=21.51cm<30cm$ ，OK。
- 3.需要鋼筋量：(1)鋼筋面積 $A_s=M/ad=7.15/0.01207/22.5=26.33cm^2$ 。(2)鋼筋周長 $\Sigma O=P/jud=6.13*1000/12.36/0.862/22.5=25.57$ 。

$O=P/jud=6.13*1000/12.36/0.862/22.5=25.57$ 。

- 4.池牆內豎鋼筋排紮：(1)池牆內豎鋼筋採用 $22mm \text{ \textcircled{R}} @15cm$ 。距離牆底 $0.3H+12d=130cm$ 處每三根斷兩根，餘一跟延伸至池牆頂端，兼作溫度鋼筋 ($A_{smin}=0.25\%bt/2=0.25\%*100*30/2=3.75cm^2$) 及排紮水平鋼筋之用。此豎向鋼筋須排紮在池牆外側，俾獲得最大之有效厚度。(2)牆內水平鋼筋因理論上不承擔水平力矩，故以溫度鋼筋 $A_{smin}=3.75cm^2$ 排紮即可，採用 $16mm \text{ \textcircled{R}} @36cm$ 。惟距牆角 $3/4H$ 水深範圍內應予加強，其牆角補強鋼筋容後再詳述。

(三)空池(低水位，考慮池外回填之土壓)

- 1.回填土壓作用於池牆者為主動土壓，依「基礎工程題解」^[2]所述之 Rankine 側向土壓力理論：地下物承受主動土壓力係數：
 $K_a=(1-\sin30^\circ)/(1+\sin30^\circ)$ ------(6)
- 2.設池牆底端(與底板接觸處)距地面之深度 $H=3.5m$ ，土壤之摩擦角 $=30^\circ$ ，土壤之密度 $=1.6T/m^3$ ，則 $K_a=(1-\sin30^\circ)/(1+\sin30^\circ)=1/3$ 。
- 3.牆底承受最大力矩 $M_{max}=1/3*1.6*3.5^3/6=3.81T\cdot m/m$ ，最大剪力 $P_{max}=1/3*1.6*3.5^2/2=3.27T/m$ 。
- 4.需要鋼筋面積 $A_s=M/ad=3.81/0.01207/22.5=14.03cm^2$ 。鋼筋周長 $\Sigma O=P/jud=3.27*10^3/12.36/0.862/22.5=13.64cm$ 。
- 5.池牆外豎鋼筋排紮：(1)池牆外豎鋼筋採用 $16mm \text{ \textcircled{R}} @15cm$ 。距離牆底 $0.3H+12d=125cm$ 處每三根斷兩根，餘一跟延伸至池牆頂端，兼作溫度鋼筋 ($14.39/3=4.79cm^2>A_{smin}=3.75cm^2$) 及排紮水平鋼筋之用。(2)全內側鋼筋以溫度鋼筋 $A_{smin}=3.75cm^2$ 排紮即可，採用 $16mm \text{ \textcircled{R}} @36cm$ 。惟距

牆角及 3/4H 水深範圍內亦應予加強。

(四)核算滿池時之地震力

1. 設地震加速度為 a (其值隨工程地點而異)， g 為重力加速度，本例假設 $a/g=0.1$ 。則地震產生之力矩及剪力如下：(1) 因水所產生之地震力，其力矩 $M_w = 7/30 * 0.1 * 3.5^3 = 1.00 \text{ T-m/m}$ ，其橫向推力 $P_w = 7/12 * 0.1 * 3.5^2 = 0.71 \text{ T/m}$ 。(2) 因牆產生之地震力， $M_c = 0.1 * 2.4 * 0.3 * 3.8^2 = 0.52 \text{ T-m/m}$ ， $P_c = 0.1 * 2.4 * 0.3 * 3.8 = 0.27 \text{ T/m}$ 。 $M_e = M_w + M_c = 1.00 + 0.52 = 1.52 \text{ T-m/m} < M_{max}/3 = 7.15/3 = 2.38 \text{ T-m/m}$ 。 $P_e = P_w + P_c = 0.71 + 0.27 = 0.98 < P_{max}/3 = 6.13/3 = 2.04 \text{ T-m/m}$ 。
2. 因地震所產生之力矩及剪力均小於靜水壓所產生力矩及剪力之 1/3，故本例之池牆設計由靜水壓控制，可省略地震力之影響。

(五)核算空池時之地震力

因地震所產生之力矩 $M_c = 0.52 \text{ T-m/m} < M_{max}/3 = 3.81/3 = 1.27 \text{ T-m/m}$ 。且該值遠小於土壓力之 1/3，若再加上土壤之地震力，亦不至於超過土壓應力之 1/3，故可予省略。

五、底版之應力

(一)版之分類

1. 版是支撐平面荷重之構件，矩形版可由其一至四邊加以支撐；圓形版則由其圓周加以支撐。但不論是矩形版或圓形版，於均佈荷重下，其所承受之力矩會與其所支撐方式(簡支、鉸接或固定)之不同而異。
2. 矩形版之力矩係數則非常複雜，若長邊與短邊長度之比值(b/a)大於 2，則矩形版之力矩以長邊所發生者為主，其鋼筋之排列以平行於短邊為主，此類之矩形版稱為**單向版**(One-way Slab)。但若兩邊長度相差不大

(b/a 之比值 ≤ 2)，依「鋼筋混凝土計算法與實例」^[3](書 3)所述：其鋼筋須沿縱橫雙向排列，則該矩形版稱為**雙向版**(Two-way Slab)。

3. 無論是單向版或雙向版其邊緣均支撐於梁上，以傳導其載重；若無梁而將版之重量直接由柱支撐者，稱之為**平版**(Flat Slab)。
4. 圓形版之力矩係數可由雷諾手冊或「水池設計(二)---無預力圓形鋼筋混凝土」乙書^[4]之表 X V (15)至 X V III (18)查得。平版之力矩係數可由書 3 之表 3.11 查得。

(二)單向版之力矩係數

1. 依照德國相關規範之規定，連續版之正負力矩為：(1) 因活載重而產生之負力矩，只取計算數值之 50%，此乃考慮支撐梁之扭轉抵抗所生之影響而予折減。(2) 若計算之正力矩小於兩端固定之負力矩，應以兩端固定之負力矩為設計之根據。(3) 端孔徑之端點支撐可假定為固定，但必須考慮構造之情形，且須以計算證實之。
2. 若計算對象為正力矩及剪力，則 L 以其淨跨徑為準；若為負力矩，則以兩相鄰跨度之平均值為準。依照美國 A.C.I. 相關規範之規定：(1) 正力矩：(a) 端孔徑：非連續端且不受控制者 $C = \omega L^2/11$ ；若不連續端與結構連成一體者 $C = \omega L^2/14$ ；(b) 端孔徑： C 皆 $= \omega L^2/16$ 。(2) 負力矩：(a) 內孔徑第一個支撐之外側面，兩孔徑者： $C = \omega L^2/9$ ；多於兩孔徑者；(a) 內孔徑其他支撐面 C 皆 $= \omega L^2/11$ ；(3) 在所有支撐上，若版之跨徑不超過 3m 及兩柱之剛比合與梁或大梁之剛比超過 8 時， C 皆 $= \omega L^2/12$ ；(4) 若端孔徑之端點與結構連成一體且此結構為邊梁時，端點之內側面 $C = L^2/24$ ；(5) 若結構為柱則

$C = \omega L^2 / 16$ 。式中之 ω 為版面之單位均佈載重。

(三)單向版之剪力矩係數

端孔徑之第一個支撐之內側支點 $C_s = 1.15\omega L^2 / 2$ ；其他支點 $C_s = \omega L^2 / 2$ 。此係數之規定有下列限制：(1)必須兩個或多於兩個約略相等之跨徑，若為不等跨徑，則長跨度不得大於短跨度之 20%；(2)上部之載重須為均佈，且活載重不得超過靜載重之三倍。

(四)雙向版之力矩係數

雙向版上之荷重係分配給兩邊承擔，它係支撐於四邊之版，是為高次靜不定結構。近代設計方法有：Grasdof-Rakine 法、Marcus 法、美國 A.C.I.之第一法、第二法暨第三法及日本建築規範學會法(仍係根據德國規範 --- Marcus 原案)，非常複雜。本文採用美國 A.C.I.之第一法，其係數可由雷諾手冊或書 1 之附表查得。

六、頂端鉸接底端固定之應力

有蓋版水池(如清水池或蓄水池)若其蓋版之邊緣鋼筋延伸進入並錨定於池牆頂端，而且有足夠之強度以控制池牆頂端之水平變位時，得假設池牆頂端為鉸接。池牆底端則因其結構不同，而有不同束制狀況，本例假設池牆底端連續澆製於底版，而且底版有足夠之強度承受牆之固定端力矩。

(一)靜水壓力作用應力正確之算法

1.根據「結構力學設計手冊」^[5](以下簡稱書 5)，查得求其池頂鉸接及池底固定之應力計算公式(如圖 2 之左)，即 $P_1 = \omega b / 40H^3 * 5a * (b^2 + 4bc + 6c^2) + 4 * (b^3 + 5b^2c + 10bc^2 + c^3)$ ----(8)，式中之 ω 為池底固定端所受之單位長度之靜水壓力。當 $c=0$ ， $b=H_w$ 時，上式可改為

$$P_1 = \omega / (40H^3) * (5a * H_w^2 + 4 * H_w^3) \text{-----(9)}$$

$$P_2 = \omega H_w / 2 - P_1 \text{-----(10)}$$

底端之力矩 $M_2 = P_1 * H - \omega H_w^2 / 6$ ，距頂點 x 點之力矩 $M_x = P_1 * x - \omega * (x-a)^3 / (6 * b)$ -----(11)

(二)水因地震力作用之應力

1.頂端之剪力 $P_{w1} = 7/45 a / g * H^2$ -----(12)

底端之剪力為 $P_{w2} = 77/180 a / g * \omega H^2$ -----(13)

水深 h 點之力矩 $M_w = 7/45 a / g * \omega H^2 * (1 - 3 * h^{3/2} / 2H^{3/2}) * h$ -----(14)

2.最大正力矩發生於 $h = (4/15)^{2/3} H = 0.415H$ 處

，其值 $M_{+max} = 1 / (4 * 15 * a / g * \omega H^2) * 0.415 * (1 - 3 * 4/15) = 0.039 a / g * \omega H^3$ -----(15)

；最大負力矩發生於 $h = H$ 處，其值 $M_{-max} = -7/45 a / g * (1 - 3/2) H = 0.078 a / g * \omega H^3$ -----(16)

反曲點在 $h = (2/3)^{2/3} H = 0.763H$ 處-----(17)

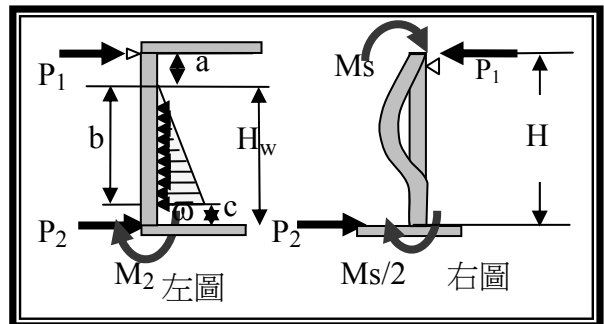


圖 2 池頂鉸接池底固定之應力示意圖

(三)牆自重因受地震力作用所產生之應力

1.池牆受地震力作用之垂直剖面示意如圖 3。

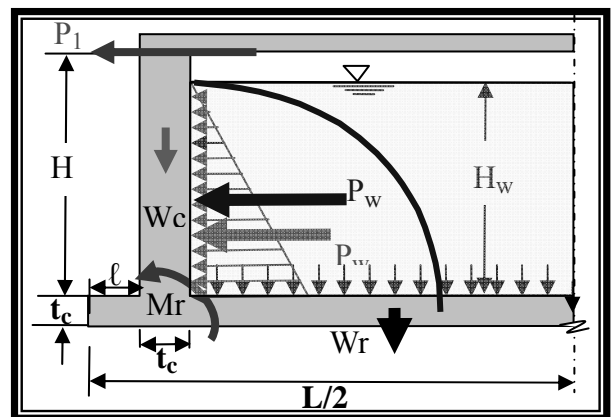


圖 3 池頂鉸接池底固定受力情形示意圖

2.頂端之剪力 $P_{c1}=3/8a/g*W_c$ ------(18)

3.底端之剪力為 $P_{c2}=5/8a/g*W_c$ ------(19)

4.水深 h 點之力矩 $M_c=3/8*W_c*h-a/g*W_c/H*h^2/2$ 。最大正力矩發生於 $h=3/8H=0.375H$ 處，其 $M_{+max}=a/g*W_c*0.5(3/8)^2H=9/128a/g*W_c/H$ ------(21)；

最大負力矩發生於 $h=H$ 處，其值 $M_{-max}=a/g*(3/8-1/2)H=-1/8a/g*W_c/H^3$ ------(22)

反曲點在 $h=3/4H=0.750H$ 處------(23)

(四)頂版邊緣力矩之影響

1.若池牆頂端受一力矩 M_s ，如圖 2 之右圖，依照「建築結構設計法」^[6]，所述池頂為鉸接；池底為固定之結構體，當頂端承受一力矩 M_s ，其到達率(Carry Over Factor) = 1/2，故底端會受一到達力矩 = $M_s/2$ 。再依 $\Sigma M_2=0$ ，得 $M_s-P_1*H=-M_s/2$ ，進而求得池頂鉸接之反力 $P_1=3/2*Ms/H$ 。

2.距池頂 $H_w/2$ 深之力矩 $M=3/2*h/H*Ms$ -(24)
最大正力矩發生於 h 處其值為 M_s ；最大負力矩發生於 $h=H$ 處，其值 $M=-Ms/2$ -(25)
反曲點在 $h=2/3H=0.667H$ 處。

(五)筏式底版之設計

1.筏式底版之設計與頂版之設計相同，池底之力矩 = $C*\omega L^2$ ，式中之 ω 為底版下土壤之淨反力。 $\omega=W/A$ ， W 為底版上部之總重，含頂版、池牆、柱、滿水等重量及土重(包括頂版上之覆土及底版突緣上之土重)另需加計 1/2 活載重)， A 為底版面積。

2.牆底與底版為固定端時，兩者之力矩須依其剛比重新分配。設池牆與底版之剛度分別為 k_w 及 k_b ，兩者之力矩分配比分別為 D_w 及 D_b 。則 $D_w=k_w/(k_w+k_b)$ ； $D_b=k_b/(k_w+k_b)$ 。若池牆 M_w +底版 $M_b=M$ ，則牆底之分配(誘發)力矩 $M_w'=D_w*M$ ；底版分配力矩 $M_b'=D_b*$

M 。池牆底之最終力矩 = $M_w+ M_w'$ ；牆底之最終力矩 = M_b+M_b' 。

七、頂端鉸接底端均為固定之設計

本例假設池牆頂端與頂版及池牆底端與底版均為固定，而且均有足夠之強度承受池牆固定端之力矩。

(一)靜水壓力作用之應力

1.設圖 4 為一座池牆頂端與底端與頂版及底版均為固定(為節省篇幅改以橫向繪製)。

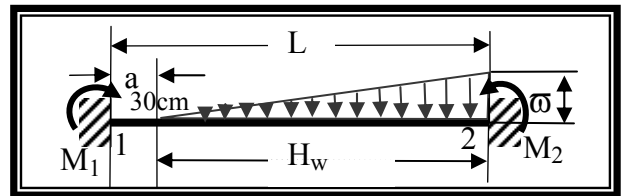


圖 4 池牆受靜水壓力之力矩示意圖

2.當池牆自最高水位以下承受三角形荷重 ω (池底固定端所受單位長度之靜水壓力)時，由書 5 梁之力矩圖可查得 $M_1=\omega* H_w^3/(60L^2)*(5a+2*H_w)$ ； $M_2=\omega*H_w^2/(60L^2)*(10a*L+3*H_w^2)$ ------(26)
進而求得 $M_1=3.5*3.5^3/(60*4^2)*(5*0.5+2*3.5)=-1.48T\cdot m$ 。 $M_2=3.5*3.5^2/(60*4^2)*(10*0.5*4+3*3.5^2)=-2.53T\cdot m$ 。

3.設頂端之剪力為 P_1 ，由 $\Sigma M_2-M_2=0$ ，則 $P_1*4-3.5*3.5^2/6+2.53=0$ ，頂端之剪力 $P_1=(-3.5^3/3+2.53)/4=1.15T/m$ 。由 $\Sigma F_y=0$ ， $P_2=\omega H_w/2-P_1=3.5*3.5/2-1.15=4.98T/m$ 。

4.水深 h 點之力矩 $M_h=-1.48+P_1*(0.5+h)-3.5*h^2/2/3$ ，由 $dM_h/dh=1.15-3.5*2*h/6=0$ ，求得 0.98m。即最大正力矩發生於 $h=0.98/3.5=0.28H_w$ 處，其值 $M_{+max}=-1.48+1.15*(0.5+0.98)-3.5*0.98^2/2/3=-0.34T/m$ 。這表示池牆從頂端至底端均承受負力矩。

(五)頂版邊緣力矩之影響

1.設水池頂版因地震力 P 產生側向位移

δ_c (如圖 5 所示)。牆與柱因而分配得之剪力分別為 P_w 及 P_c 。設水池支柱之間距為 L (心至心，柱數為 n ，則

$$2P + nP_c = P \text{-----}(27)$$

當池牆底端為固定，其因承受水平力之作用下頂端所產生之位移

$$\delta = \delta_c = (4k_c + 6k_s) / (k_c + 6k_s) * 1 / k_w * h^2 / 12EK * P_w \text{-----}(28)$$

若池牆底端為鉸接，其因承受水平力之作用下頂端所產生之位移相當於底端固定高度 $2h$ 柱之側向位移之半。 $\delta = \delta_c = (4k_c + 6k_s) / (k_c + 6k_s) * 1 / k_w * 4h^2 / 12EK * 1/2 * P_c \text{-----}(29)$

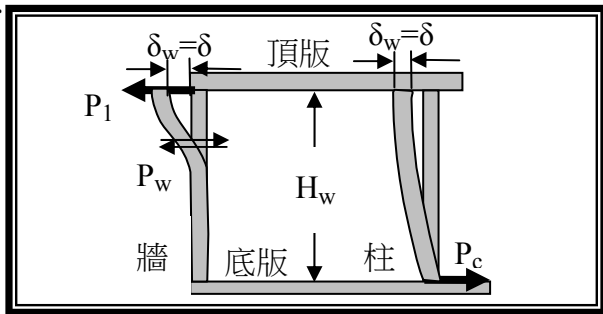


圖 5 池頂因地震力所產生之應力示意圖

- 2.由以上之公式(29)、(30)及(31)可解得牆與柱分配之剪力 P_w 及 P_c 。上式中之 k_w 、 k_c 及 k_s 分別為牆、柱與頂版之剛性。其相對剛性分別為：牆： $k_w = L * t_w / h$ (以一跨距 L 寬度計)，柱與頂版 $k_c = bd^3 / 2h$ (以底端鉸接，相當於底端固定高度 $2h$ 柱計)，頂版： $k_s = L * t_w^3 / L = t_w^3$ (以一跨距 L 寬度計)。
- 3.柱之假想反曲點接近底端柱基之處；而牆之反曲點得以力矩分配法計算出。頂底兩端之牆與版之力矩分配係數分別為 $D_w = k_w / (k_w + k_s)$ ；版： $D_s = k_s / (k_w + k_s)$ ， $D_w + D_s = 1$ 。由圖 5 可知頂版與底端之最終力矩分配分

別為 D_s 及 $1/2 + D_s/2$ 。因此反曲點按此比率計算可得距底端之高度 $h_1 = (1/2 + D_s/2) / (D_s + 1/2 + D_s/2) * h = (1 + D_s) / (1 + 3D_s) * h \text{---}(30)$

4.當 $D_w = 9$ ； $D_s = 1$ ，則牆頂之力矩分配係數為：牆=0.9，版=0.1，如圖 6 之右側所示。

	頂版		頂版
1	0	1	0
$-D_w$	$-D_s$	-0.9	-0.1
$1 - D_w$	$-D_s$	0.1	-0.18
$= D_s$	牆 底版	牆 底版	
$-D_w/2$	$1 - D_w/2 = 1/2 + D_s/2$	-4.5	4.5
	力矩分配比公式		實例計算

圖 6 頂底兩端最終力矩分配比例示意圖

(六)池牆之設計

池牆之設計與上述相同(頂端自由；底端固定)，應分別核算單獨靜水壓力及含地震力作用之兩種外力情況，以決定牆厚及需排紮之垂直鋼筋量等。

八、頂端鉸接底端固定(滿池)之設計

茲就閉頂(有蓋版)大型水池，其頂端與底邊均為固定。池深 $a = 4.0m$ ，水深 $a = 3.5m$ ，牆厚 $t_w = 30cm$ ，頂版厚 $t_b = 14cm$ ，柱斷面 $b * d = 35cm * 35cm$ ，柱間跨距 $= 4.0m$ ，之設計步驟詳述如下：

(一)池牆受靜水壓力時之力矩

- 1.池底固定端所受之單位長度之靜水壓力 $\omega = 1 * 3.5 = 3.5T/m^2/m$ 。由公式(9)得 $P_1 = \omega H_w / 40H^3 * (5a * H_w^2 + 4 * H_w^3) = 3.51 * 3.5 / 40 * 4^3 * (5 * (4 - 3.5) * 3.5^2 + 4 * 3.5^3) = 0.97T/m$ ， $P_2 = \omega H_w / 2 - P_1 = 3.5 * 3.5 / 2 - 0.97 = 5.16T/m$ ，另由公式(11) $M_2 = P_1 * H_w - \omega H_w^2 / 6 = 0.97 * 3.5 - 3.5 * 3.5^2 / 6 = -3.75T \cdot m/m$ 。

- 2.由公式(11), $M_x=P_1*x-\omega*(x-a)^3/(6*b)$ 。當 $x=4m$ 時, 得 $M_2=0.97*3.5-3.5*(4-0.5)^3/(6*3.5)=3.75T\text{-m/m}$ (與上述相符)。
- 3.反曲點發生在 $M_x=0$, 由上式 $M_x=P_1*x-\omega*(x-a)^3/(6*b)$, 可求得 $x=0.7745H_w$ 。
4. $M_x=P_1*x-\omega*(x-0.5)^3/(6*b)=0.97x-3.5*(x-3.5)^3/(6*3.5)=-(1.5x^3-1.5x^2+0.22x-0.125)/6$ 再將 M_x 予以微分, 得 $dM_x/dx=(4.5x^2+3x-0.22)/6$ 。當 $dM_x/dx=0$ 時, M_x 為最大, 求得 $x=1.33m$, 約為 $0.38H_w$ 。 $M_{+max}=0.97*1.33-(1.33-0.5)^3/6=1.195T\text{-m/m}$ 。

(二)池牆受水地震時之力矩

$M_{+max}=0.039a/g*\omega*H_c=0.17T\text{-m/m}$, 發生在 $0.415H_c$ 處。
 $M_{-max}=0.078a/g*\omega*H_c=-0.33T\text{-m/m}$, 發生在牆底端。

(三)牆身受地震時之力矩

1. $M_{c+max}=9/128*a/g*\omega*H_c=9/128*0.1*(2.4*0.3^4)*4=0.08T\text{-m/m}$, 發生在 $0.375H_c$ 處。
2. $M_{c-max}=-1/8*a/g*\omega*H_c=-1/8*0.1*(2.4*0.3^4)*4=-0.144T\text{-m/m}$, 反曲點發生在 $3/4H_c=0.375H_c$ 處。

(四)頂版固定端之力矩

- 1.假設頂版之活載重為 $0.5T/m^2$, 版自重= $2.4*0.14=0.336T/m^2$, 牆與柱之間距= $4m$, 則 F.E.M.(Fix End Moment)=($0.5+0.336$) $*4^2/12=1.115T/m/m$ 。
- 2.頂版之剛度= $L*t_s^3/H=4*0.14^3/4=0.0027$; 牆之剛度= $L*t_m^3/H=4*0.3^3/4=0.03084$ 。頂版池牆之剛度比= $0.00274 : 0.03084=1 : 9.83$, 兩者之分配比 $D_s : D_w=1/(1+9.83) : 9.83/(1+9.83)=0.092 : 0.908$ 。
- 3.頂版之誘發力矩= $1.115*0.092=0.102T/m/m$; 池牆頂端之誘發力矩 $M_s=1.115*0.9018=1.01T/m/m$ 。另相當於最大靜水壓力正力矩

發生處 $h=0.415H_c$ 之正力矩 $M_{s+}=M_s*(1-3h/2H_c)=1.01*1-3*0.415/2/3.5=0.83T\text{-m/m}$ 。牆底端之到達力矩 $M_s=-0.5*1.01=-0.51T/m$ 。

(五)頂版水平地震力

- 1.若頂版由 5 個 $4m$ 跨距之正方形所組成, 全長= $20m$ 。其一個跨距頂版之水平地震力, 等於地震係數乘以版自重加上 $1/2$ 活載重之和。即 $P=a/g*(D.L.+L.L/2)*W*L=0.1*(0.336+0.5/2)*(20*4)=4.69T$ 。
- 2.牆、柱與頂版之剛度計算如下: 牆= $(L*t_w^3/H_c)$; 柱($bd^3/2h$); 頂版($L*t_s^3/H_c$)= $(400*30^3/400) : (35*35^3/800) : (400*14^3/400)=9.84 : 0.68 : 1$ 。
- 3.牆與柱分配側向剪力 P_w, P_c 計算如下: $\delta_w=(4k_w+6k_s)/(k_w+6k_s)*1/k_w*h^2/12EK*P_w=(4*9.84*1)/(9.84*1)*1/9.8h^2/12EK*P_w=0.408*h^2/12EK*P_w$ 。 $\delta_c=(4k_c+6k_s)/(k_c+6k_s)*1/k_c*2h^2/12EK*P_c=(4*0.68+6*1)/(0.68+6*1)*1/0.68*2h^2/12EK*P_c=3.84*h^2/12EK*P_c$ 。 $\delta_w=\delta_c$ 。 $0.408*P_w=3.84*P_c$ ------(31)
 $\Sigma P=P, 2P_w+4P_c=4.69T$ ------(32)
 解(31)及(32)式得 $P_w=3.53T, P_c=0.383T$ 。
 上述 P_w 係一跨距之池牆寬度所受之地震剪力, 故每 m 寬度之剪力= $P_w/L=3.53/4=0.88T/m$ 。

- 4.池牆頂端之牆版力矩分配係數為 $D_s : D_w=0.092 : 0.908$, 因此牆之反曲點高度為 $h_1=(1+0.092)/(1+3*0.092)=0.86H_c$ 。池牆頂端之力矩 $M_t=-P_w(1-h_1)=-0.506*0.14*3.5=-0.25T\text{-m/m}$, 池牆底端之力矩 $M_b=-P_w*h_1=-0.506*0.86*3.5=-1.52T\text{-m/m}$ 。相當於最大正力矩發生處 $h=0.415H_c$ 之力矩 $M_m=M_b*h-M_t(1-h')=-(1.52*0.415-0.25*0.585)=-0.48$

(六)長短期力矩之綜合

1. 綜合(二)至(六)之各項力矩，在不計地震力作用之影響時，池牆之最大正、負力矩分別為(二)+(五)池牆底端之負力矩，即 $M = -3.75 + (-0.51) = -4.26 \text{ T-m/m}$ 。 $M_+ = 1.195 + 0.83 = 2.03 \text{ T-m/m}$ 。
2. 因地震之影響所產生之力矩為(三)+(四)+(六)， $M_c = -0.33 + (-0.144) + (-1.52) = -1.99 > M_-/3 = -4.26/3 = -1.22 \text{ T-m/m}$ 。 $M_+ = 0.17 + 0.08 + 0.83 = 1.08 > M_+/3 = 2.03/3 = 0.68 \text{ T-m/m}$ 。
3. 比較上述數據 $M_c > M_-/3$ ； $M_c > M_+/3$ ，地震負力矩大於靜壓力矩之 $1/3$ ，因此池牆力矩之設計係受地震之控制，並以地震之作用為其臨界狀況。

(七)剪力之計算

1. (1) 由上述(一)之 1，池牆受靜水壓力時之剪力 $P_2 = 5.16 \text{ T/m}$ 。(2) 牆因水受地震時之剪力 $P_{we} = 77/180 a/g * \omega * H_c^2 = 0.52 \text{ T/m}$ ，(3) 牆身受地震時之剪力 $P_{ce} = 5/8 a/g * W_c = 5/8 * 0.1 * 2.4 * 0.3 * 4 = 0.18 \text{ T/m}$ ，(4) 因頂版力矩 $P_s = 3/2 * M_s/H = 1.5 * 1.02/4 = 0.38$ ，(5) 頂版地震 $P_{se} = 3/2 * M_s/H = 0.52 \text{ T/m}$ 。
2. 綜合長短期之力矩，(二)至(六)之各項力矩，在不計地震力作用之影響時，池牆之最大剪力 $P_{max} = P + P_s = 5.16 + 0.38 = 5.54 \text{ T/m}$ 。
3. 地震力影響產生之地震剪力 $P_{emam} = P_{we} + P_{ce} + P_{se} = 0.52 + 0.18 + 0.52 = 1.22 < 5.54/3 = 1.84 \text{ T/m}$ 。地震力矩小於靜水壓所產之剪力，因此池牆剪力之設計係受靜水壓之控制。

九、頂端鉸接底端固定當空池時

(一)池牆受靜水壓力時之力矩

1. 池底固定端所受之單位長度之靜水壓力 $\omega = 1 * 3.5 = 3.5 \text{ T/m}^2/\text{m}$ 。由公式(15)得 $P_1 = \omega H_w / 40 H^3 * (5a * H_w^2 + 4 * H_w^3) = 3.51 * 3.5 / 40 * 4^3 * (5 * (4-3.5) * 3.5^2 + 4 * 3.5^3) = 0.97 \text{ T/m}$ ， P_2

$= \omega H_w / 2 - P_1 = 3.5 * 3.5 / 2 - 0.97 = 5.16 \text{ T/m}$ ，另由公式(16) $M_2 = P_1 * H_w - \omega H_w^2 / 6 = 0.97 * 3.5 - 3.5 * 3.5^2 / 6 = -3.75 \text{ T-m/m}$ 。

2. 由公式(14) $M_x = P_1 * x - \omega * (x-a)^3 / (6 * b)$ 。當 $x = 4 \text{ m}$ 時，得 $M_2 = 0.97 * 3.5 - 3.5 * (4-0.5)^3 / (6 * 3.5) = 3.75 \text{ T-m/m}$ (與上述相符)。
3. 反曲點發生在 $M_x = 0$ ，由上式 $M_x = P_1 * x - \omega * (x-a)^3 / (6 * b)$ ，可求得 $x = 0.7745 H_w$ 。
4. $M_x = P_1 * x - \omega * (x-0.5)^3 / (6 * b) = 0.97x - 3.5 * (x-3.5)^3 / (6 * 3.5) = -(1.5x^3 - 1.5x^2 + 0.22x - 0.125) / 6$ 再將 M_x 予以微分，得 $dM_x/dx = (4.5x^2 + 3x - 0.22) / 6$ 。當 $dM_x/dx = 0$ 時 M_x 為最大，求得 $x = 1.33 \text{ m}$ ，約為 $0.38 H_w$ 。 $M_{+max} = 0.97 * 1.33 - (1.33 - 0.5)^3 / 6 = 1.195 \text{ T-m/m}$ 。

(二)池牆受水地震時之力矩

$M_{+max} = 0.039 a/g * \omega * H_c = 0.17 \text{ T-m/m}$ ，發生在 $0.415 H_c$ 處。 $M_{-max} = 0.078 a/g * \omega * H_c = -0.33 \text{ T-m/m}$ ，發生在牆底端。

(三)牆身受地震時之力矩

1. $M_{c+max} = 9/128 * a/g * \omega * H_c = 9/128 * 0.1 * (2.4 * 0.3 * 4) * 4 = 0.08 \text{ T-m/m}$ ，發生在 $0.375 H_c$ 處。
2. $M_{c-max} = -1/8 * a/g * \omega * H_c = -1/8 * 0.1 * (2.4 * 0.3 * 4) * 4 = -0.144 \text{ T-m/m}$ ，反曲點發生在 $3/4 H_c = 0.375 H_c$ 處。

(四)頂版固定端之力矩

1. 假設頂版之活載重為 0.5 T/m^2 ，版自重 $= 2.4 * 0.14 = 0.336 \text{ T/m}^2$ ，牆與柱之間距 $= 4 \text{ m}$ ，則 $F.E.M. = (0.5 + 0.336) * 4^2 / 12 = 1.115 \text{ T/m/m}$ 。
2. 頂版之剛度 $= L * t_s^3 / H = 4 * 0.14^3 / 4 = 0.0027$ ；池牆之剛度 $= L * t_m^3 / H = 4 * 0.3^3 / 4 = 0.03084$ 。頂版池牆之剛度比 $= 0.00274 : 0.03084 = 1 : 9.83$ ，兩者之分配比 $D_s : D_w = 1 / (1 + 9.83) : 9.83 / (1 + 9.83) = 0.092 : 0.908$ 。

3.頂版之誘發力矩=1.115*0.092=0.102T/m/m
 ；牆頂之誘發力矩 $M_s=1.115*0.908=1.012$
 T/m/m。相當於最大靜水壓力正力矩發生
 處 $h=0.415H_c$ 之正力矩 $M_{s+}=M_s*(1-3h/2H_c)$
 $=1.01*[1-3*0.42/(2*3.5)]=0.83$ T-m/m 牆底端
 之到達力矩 $M_s=0.5*1.012=0.51$ T-m/m。

(五)頂版水平地震力

1.若頂版由 5 個 4m 跨距所組成，全長=20m。
 其一個跨距頂版之水平地震力，等於地震
 係數乘以版自重加上 1/2 活載重之和。即
 $P=a/g*(D.L.+L.L/2)*W*L=0.1*(0.336+0.5/2)*$
 $(20*4)=4.69$ T。

2.牆、柱與頂版之剛度計算如下：牆= $(L*t_w^3$
 $/H_c) : (bd^3/2h) : (L*t_s^3/H_c) = (400*30^3/$
 $400) : (35*35^3/2*400) : (400*14^3/400)=$
 $9.84 : 0.68 : 1$ 。

3.牆與柱分配側向剪力 P_w, P_c 計算如下： $\delta_w=$
 $(4k_w+6k_s)/(k_w+6k_s)*1/k_w*h^2/12EK*P_w=(4*9.84$
 $*1)/(9.84*1)*1/9.8h^2/12EK*P_w=0.408*h^2/12EK$
 $*P_w$ 。 $\delta_c=(4k_c+6k_s)/(k_c+6k_s)*1/k_c$
 $*2h^2/12EK*P_c=(4*0.68+6*1)/(0.68+6*1)*1/0.6$
 $8*2h^2/12EK*P_c=3.84*h^2/12EK*P_c$ 。 $\delta_w= \delta_c$ 。
 $0.408*P_w=3.84*P_c$ ------(33)

$\Sigma P=P, 2P_w+4P_c=4.69$ T------(34)

解(33)及(34)式得 $P_w=3.53$ T， $P_c=0.383$ T。

上述 P_w 係一跨距之池牆寬度所受之地震剪
 力，故每 m 寬度之剪力= $P_w/L=3.53/4$
 $=0.88$ T/m。

4.池牆頂端之牆版力矩分配係數為 $D_s : D_w=$
 $0.092 : 0.908$ ，因此牆之反曲點高度為 $h_1=$
 $(1+0.092)/(1+3*0.092)=0.86H_c$ 。池牆頂端之
 力 矩 $M_i=-P_w(1-h_1)=-0.506*0.14*3.5=$
 -0.25 T-m/m，池牆底端之力矩 $M_b=-P_w*h_1$
 $=-0.506*0.86*3.5=-1.52$ T-m/m。相當於最大

正力矩發生處 $h=0.415H_c$ 之力矩 $M_m=M_b*$
 $h-M_i(1-h)=-(-1.52*0.415-0.25*0.585)=-0.48$

(六)長短期力矩之綜合

1.綜合(二)至(六)之各項力矩，在不計地震力
 作用之影響時，池牆之最大正負力矩分別
 為(二)+(五)池牆底端之負力矩 $M=-3.75+$
 $(-0.51)=-4.26$ T-m/m。正力矩 $M+=1.195+$
 $0.83=2.03$ T-m/m。

2.因地震所產生之地震力矩為(三)+(四)+
 (六)， $M_e=-0.33+(-0.144)+(-1.52)=-1.99$
 $M/3=-4.26/3=-1.22$ T-m/m。 $M+=0.17+0.08$
 $+0.83=1.08 > M_e/3=2.03/3=0.68$ T-m/m。

3.比較上述數據 $M_e > M/3 ; M_{e+} > M_+/3$ ，地震力
 矩大於靜水壓所產生之力矩，因此池牆力
 矩之設計係受地震之控制，並以地震之作
 用為其臨界狀況。

(七)剪力之計算

1.(1)由上述(一)之 1，池牆受靜水壓力時之剪
 力 $P_2=5.16$ T/m。(2)牆因水受地震時之剪力
 $P_{we}=77/180a/g*\omega*H_c^2=0.52$ T/m，(3)牆身受
 地震時之剪力 $P_{ce}=5/8a/g*W_c=5/8*0.1*$
 $2.4*0.3*4=0.18$ T/m，(4)因頂版所產生之力
 矩 $P_s=3/2*M_s/H=1.5*1.02/4=0.38$ ，(5)頂版地
 震時之剪 $P_{se}=3/2*M_s/H=0.52$ T/m。

2.長短期力矩之綜合：(1)在不計地震力作用
 之影響時，綜合(二)至(六)之各項力矩，池
 牆之最大剪力 $P_{max}=P+P_s=5.16+0.38=5.54$
 T/m。(2)地震力影響產生之地震剪力 P_{emax}
 $=P_{we}+P_{ce}+P_{se}=0.52+0.18+0.52=1.22 < 5.54$
 $/3=1.84$ T/m。地震力矩小於靜水壓之剪力
 ，因此池牆剪力之設計係受靜水壓之控制。

十、頂端鉸接底端固定當空池時

(一)考慮回填土壓情況之力矩

1.假設土壤安息角為 30°，土壤密度 $\gamma=1.6$

T/m^3 。則主動土壓力係數 $K_a=(1-\sin 30^\circ)/(1+\sin 30^\circ)=(1-0.5)/(1+0.5)=1/3$ 。 $\gamma K_a H^2=1.6^* 1/3*3.5^3=22.87T\text{-m/m}$ 。

2. 靜土壓 $M_{+max}=0.067* \gamma K_a H^2=0.067*22.8=1.52T\text{-m/m}$ 。 $M_{-max}=0.030* \gamma K_a H^2=0.030*22.8=0.684T\text{-m/m}$ 。
3. 當發生地震時，土壤安息角會減少 $\tan^{-1} a/g=5.7^\circ$ ，故 $\theta'=30^\circ-5.7^\circ=24.3^\circ$ ，其主動土壓力係數 $K_a'=(1-\sin 24.3^\circ)/(1+\sin 24.3^\circ)=(1-0.41)/(1+0.41)=0.42$ 。 $M_{+max}=0.067* \gamma K_a' H^2=0.067*0.42*1.6^* 3.5^2=1.93T\text{-m/m}$ 。 $M_{-max}=0.030* \gamma *K_a' H^2=0.030*0.42*1.6^*3.5^2=-0.86T\text{-m/m}$ 。
4. 在不計地震力作用之影響，池牆之最大正、負力矩，由靜土壓與所產生池牆力矩之和而得，池牆底端之負力矩 $M_{+}=1.52+(-0.51)=1.01T\text{-m/m}$ 。池底 $h=H$ 處。 $M_{-}=-0.68+0.33=-0.35T\text{-m/m}$ ， $h=0.447H$ 處。
5. 計算地震力影響之池牆最大正、負力矩，則由地震土壓、牆地震力與頂版固定端力矩所產生之池牆力矩之和而得。 $M_{+c}=1.93+0.51+(-0.51)=3.31T\text{-m/m}$ 。池底 $h=H$ 處。 $M_{-}=-0.68-0.08+0.33-0.59=-1.20T\text{-m/m}$ ， $h=0.447H$ 處。
6. 比較上述數據 $M_{+c}>4M_{+}/3$ ； $M_{-}>4M_{-}/3$ ，地震力矩大於靜土壓力矩之 $4/3$ ，因此池牆力矩之設計係受地震之控制，應以含地震力之情形計算鋼筋需要量。

(二)考慮回填土壓情況之剪力

1. $\gamma K_a H^2=1.6^* 1/3*3.5=1.87T/m$ 。 $\gamma K_a' H^2=1.6^* 0.42*3.5=2.35T/m$ 。
2. 靜土壓比照公式 (15)， $P_1=(40H^3)^*(5a^* H_w^2+4^*H_w^3)^* \gamma K_a H^2=1.87/(40^*4^3)^*(5^* 0.5^*3.5^2+4^*3.5^3)=0.15T/m$ 。 $P_2=\sigma H_w/2-P_1$

$=1.87*3.5/2-0.15=3.12T/m$ 。牆身受地震時之剪力 $P_{ce}=0.18T/m$ ，因頂版力矩 $P_s=0.38$ ，頂版地震 $P_{se}=3/2^*M_s/H=0.52T/m$ 。

3. 綜合長短期力矩：(1)在不計地震力作用之影響時，池牆之最大剪力 $P_{max}=P+P_s=3.12+0.38=3.50T/m$ 。(2)計算地震力影響之牆地震剪力 $P_{emax}=P_{we}+P_s+P_{ce}+P_{se}=3.12+0.18-0.38+0.52=3.44>P_{max}/3=3.50/3=1.17T/m$ 。
4. 比較上述數據 $P_{emax}>4P_{max}/3$ ；地震力矩大於靜土壓力矩之 $4/3$ ，因此池牆剪力之設計係受地震之控制。

(三)筏式基礎之設計

1. 牆之剛度 $=L^*t_m^3/H=4^*0.3^3/4=0.03084$ 。底版之剛度 $=L^*t_b^3/H=4^*0.4^3/4=0.064$ ；牆與底版之剛度比 $=0.03084:0.064=0.48:1$ ，牆之分配比 $D_w=0.48/(1+0.48)=0.32$ ；底版之分配比 $D_s=1/(1+0.48)=0.68$ 。
2. 水池之總重 $W=2.4^*(0.14^*20.6+0.3^*19.7^*4^*4+0.35^*0.35^*4^*16)+1^*20^*20^*3.5)+1.6^*0.3^*20.6^*3.5+0.5/2^*20^*20=2020T$ 。
3. 土壤之單位反力 $\sigma=2020/20.6^2=4.76T/m$ ， $M_b=-0.33^*4.76^*(4-0.3^*2)^2=-18.16T/m^2$ 。
4. 由以上之分析可知最大力矩為滿池無回填之情況，加計地震作用之池牆底端力矩， $M_{-}=-4.26-1.99=-6.25T\text{-m/m}$ 。牆底之分配(誘發)力矩 $=-0.32^*(-18.16-6.25)=7.81T/m/m$ ；底版(邊牆)分配力矩 $=-0.68^*(-18.16-6.25)=-16.6T/m/m$ (均須變號)。牆底之最終力矩 $=-6.25+7.81=1.56T/m/m$ ；底版之最終力矩 $M_{-}=-18.16+16.60=-1.56T/m/m$ 。

(四)核算牆厚

1. 池牆底端內側垂直鋼筋，抗彎最小有效厚度 $d_{min}=\sqrt{1.56^*1000/19.58}=8.93cm$ 。

- 2.最大剪力為滿池無回填之情況，不計地震作用之池牆底端剪力， $P=5.16+0.38=5.54$ T/m。抗剪最小有效厚度 $d_{min}=P/\omega b_j=5.54*1000/(4.9*100*0.862)=13.12$ cm。需要牆厚 $t_w=13.12+7.5=20.62<30$ cm，OK。

(五)鋼筋之計算及選擇

- 1.依上述之臨界狀況，力矩受地震控制，底端內側垂直鋼筋之需要量為 $A_s=M/ad*3/4=1.56/0.01207/(30-7.5)*3/4=4.31$ cm²。
- 2.剪力受靜水壓控制，鋼筋周長 $\Sigma O=5.54*1000/(0.862*12.36*22.5)=23.11$ cm。
- 3.池牆底端內側垂直鋼筋，臨界狀況為空池回填之情況，力矩與剪力均受地震控制，鋼筋之需要量為 $A_s=M/ad*3/4=(3.31+7.81)/0.01207/22.5*3/4=30.71$ cm²。
- 4.鋼筋周長 $\Sigma O=3.44*1000/(0.862*12.36*22.5)=14.35$ cm。池牆距頂端 0.447H 處底端內側垂直鋼筋，臨界狀況為滿池無回填之情況，力矩與剪力均受地震控制，鋼筋之需要量為 $A_s=M/ad*3/4=(2.03+1.08)/0.01207/22.5*3/4=8.59$ cm²。
- 5.池牆距頂端 0.447H 處底端外側垂直鋼筋，臨界狀況為滿池無回填之情況，力矩與剪力均受地震控制，鋼筋之需要量為 $A_s=M/ad*3/4=1.2/0.01207/22.5*3/4=3.31$ cm²。
- 6.溫度鋼筋 $A_{s_{min}}=0.025*30*100/2=3.75$ cm²。
- 7.內側豎向採用 19mm ϕ 圓筋@15cm，於反曲點(距底端 0.225H)加上 12*1.9=23cm 後每三根截斷一根，其餘二根延伸至池頂。
- 8.理論上水平方向並不受力，故水平向鋼筋以溫度鋼筋排紮即可。採用 16mm ϕ 圓筋@45cm 雙面均排，惟牆角須予補強。
- 9.底版負鋼筋量 $A_s=1.27/0.01207/32.5*3/4=2.43$ cm²。

十一、翅牆之設計

(一)設置翅牆之必要性

水池之池牆長度超過其深度 3 倍之大型水池，其池牆須以豎向之單向版設計，此時池牆底端之力矩 $=\omega L^3/6$ 。若池牆高度大於 6 m，則其底端之力矩至少 $M=1*6^3/6=36$ T-m。池牆之最小厚度 $d_{min}=(36*1000/19.58)^{0.5}=42.88$ cm，則其總厚度 $t_w=42.88+7.5=50.38$ ，至少需採用 51cm，其工程費相當高。因此宜於池牆之內側或外側，每一適當間距加築翅式隔牆(Counter-torts)，如圖 8。以降低池牆所需之厚度，同時減少鋼筋之需要量。翅牆所受之應力甚為複雜，只能以近似之假定值設計之。

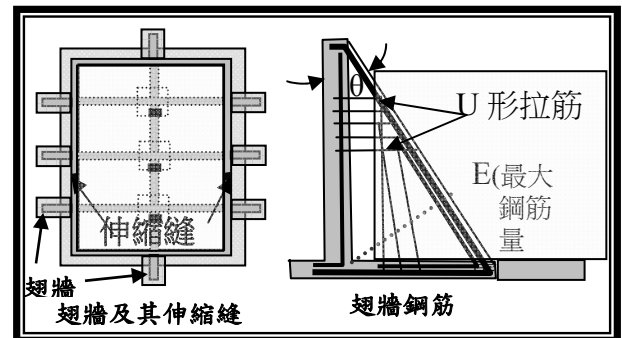


圖 8 翅牆伸縮縫及其鋼筋之排紮示意圖

(二)翅牆之配筋

翅牆與所支持之池牆長度 S 合成一 T 形梁(如圖 8)，以抵抗由池內水壓之作用所產生之彎取力矩，蓋力矩在底端為最大，其值為 $\omega H^3*S/6$ 。而任意深度 h 處之力矩為 $M_{max}=\omega H^3*S/6$ 。這種 T 形梁最重要之應力由翅牆脊面與鉛錘方向成一夾角 θ ，則此 T 形梁在任意深度 h 處之有效力臂為 $jd=h*\sin\theta$ 則任意深度 h 處翅牆脊面鋼筋需要量為 $A_s=M/(f_s*jd)=S*h^2/6/\sin\theta*\omega/f_s$ 。由牆底端角點

向翅牆脊面作垂線之交點 E 處之主鋼筋需要量為最多， $A_s = S \cdot H^2 / \sin \theta \cdot \omega / f_s$ 。由以上兩式知：主筋需要量自 E 點起向上隨著深度之減少而減少，而與深度之平方成反比。鋼筋之綁紮應於 E 點以下部分，保持最大鋼筋量，E 點以上則可在理論斷點加 12 倍鋼筋處逐步截斷，1/3 及 2/3 鋼筋根數。

十二、結論與建議

(一)池牆之力矩

書 1 假定頂端鉸接；底端固定之閉頂(有蓋版)水池內之最高水位與池牆同高，而求得 $P_2 = 4/10 \cdot \omega H^2 = 4/10 \cdot 1 \cdot 13.5^2 = 4.9T$ ，但經本文實際計算結果 $P_2 = 5.16T \cdot m$ ，後者較大，亦即依書 1 之公式求得之結果較不安全。因此建議依本文所述之公式(9)至(11)加以計算。

(二)池底版突緣之必要性

一般工程師常誤以為池牆既然以豎向單向版設計，則其水平鋼筋只要有抗伸縮之溫度鋼筋就已足夠。其實並不盡然，池牆接近轉角部分因受端點另一直交池牆束制之影響，而在水平向產生相當數量之水平應力，因此需要水平彎曲應力鋼筋。隨著池深之增加，其水平鋼筋之需要量亦會增加。

(三)加築翅式隔牆

水池之池牆長度超過其深度 3 倍之大型水池，若池牆高度大於 6m，則其最小厚度至少需採用 51cm，其工程費相當高。因此宜於池牆之內側或外側，每一適當間距加築翅式隔牆，以降低池牆所需之厚度，同時減少鋼筋之需要量。

(四)池底加設地中梁

1.頂版或底版之力矩與池牆長度之平方成正比($M = C \cdot \omega L^2$)。因此必要時可於兩牆之間加

設一道小樑或地中樑，將頂版或底版之跨距減為原來之半，以減少其承受之彎曲力矩，進而降低頂版或底版所需之厚度。尤其是當池牆邊長度大於 6m 寬，更應如此辦理。

3.設地中梁時應於兩側翅牆之間或縱橫地中梁交點處加設支柱(柱下方設基礎)，柱上方加設 1.2m 寬之步道，並與兩側翅牆相連結，使筏式底版、兩側翅牆及步道結成一體，以降低底版及兩側翅牆所承受之應力。

參考文獻

- 1.水池設計(一)---矩形鋼筋混凝土水池：陳榮藏 台灣自來水公司員工訓練所編印，1985年12月。第97頁。
- 2.基礎工程題解：施國欽編著，2006年9月，文笙書局出版，第1-9頁。
- 3.鋼筋混凝土計算法與實例：蘇棋福編著，有志出版社印行，1971年4月，第80頁及215頁。
- 4.水池設計(二)---預力圓形鋼筋混凝土水池：陳榮藏 台灣自來水公司員工訓練所編印，1985年12月。
- 5.結構力學設計手冊：清田清司及高須治男原著，將新煌及蔡振邦編譯，1978年7月，第74頁(II.7.9及II.7.16)。
- 6.建築結構設計法：鄭茂川編著，1968年7月，台隆書店印行，第2至3頁。

作者簡介

曾浩雄先生

曾任：台水公司第七區管理處經理及南區工程處處長
現職：尚潔環境工程公司技師
專長：自來水工程規劃、設計及施工

探討 PTFE 中空絲纖維膜去除地下水中鐵、錳之研究

文/陳文祥

摘要

鐵、錳普遍存在於地下層中，往往也造成處理地下水時的困擾，鐵錳的去除首先必須將還原態的離子氧化成氧化顆粒，再進行固液分離，本研究以彰化淨水場含鐵(0.4mg/L)、錳(0.5mg/L)的地下水，經過曝氣及氯(chlorine)的氧化後，再以 PTFE 中空絲纖維膜(hollow fiber micro-filter)實驗模組進行分離鐵錳氧化顆粒，並比較以傳統錳砂過濾之效益；經實驗以中空絲纖維膜所清水中剩餘之鐵的濃度與經過錳砂處理後的情況相同，但是錳的去除狀況卻差異甚大，初期經過 MF 所剩餘之錳的濃度超過 0.1mg/L 高於水質標準(0.05mg/L)，但經過 2 個星期的操作後清水中剩餘之錳的濃度呈現逐步遞減，錳濃度降至 0.01mg/L 以下，我們發現存在於中空絲纖維膜間的鐵錳污泥扮演了重要的腳色。PEFT 中空絲纖維膜以低壓力操作呈現低垢積(fouling)的趨勢。

關鍵字：PTFE 中空絲纖維膜、錳去除、地下水、自來水

一、緣起

地下水是大自然賦予人類既珍貴又豐富的資源，而且取用方便。台灣地區地下水含量豐富，30%由地下水來供給民生用水，由然而於地層組成之故，地下水含鐵錳非常普遍。

工業用水及飲用水水質方面，對於鐵錳在水中之限值要求非常高，因為鐵錳濃度高會造成水中會有金屬味道，且會呈現紅棕色

使衣物及水管具有污斑，工業產品，如染整、鞣皮與製紙工業等產品發生著色，影響品質。所以為使避免發生以上的問題，我國在自來水水質標準中訂有明確的限值(鐵 0.3mg/L，錳 0.05mg/L)。

傳統上地下水鐵錳去除，先進行氧化再以過濾方式去除，氧化的方式包括曝氣、氧化劑添加(氯、二氧化氯、次氯酸鈉、臭氧、耕猛酸鉀)，各種不同氧化劑的選擇在於是否有其他污染物存在水中，而影響出水品質，當然價格也是一項重要的考慮因素，經過氧化後的鐵錳氧化物，再以錳砂快濾池濾除。當錳的氧化顆粒存在的形況下，將會加速鐵錳氧化物的生成速率，有助於鐵錳的去除。

[1][2]

近年來，薄膜程序逐漸普及於淨水及廢污水的處理上，因其可得到良好的處理效果，與傳統物化處理程序相較，薄膜程序能有效提升水質、節省空間、節省化學藥劑以及減少污泥產生等優點^{[3][4][5]}。早期開發薄膜技術，是為了分離水中的溶解性及膠體成分，這些水中物質將導致濁度上升及微生物增加，影響水質安全及健康，近 20 年間，因薄膜科技大幅進展，使得薄膜的製造成本逐年降低，許多淨水場陸續採用薄膜進行水質處理。^{[6][7]}

許多淨水場目前都面臨既有淨水場設備若不提昇將趕不上新的水質標準，利用薄膜將金屬氧化顆粒去除，以改善現有設備之效能^{[8][9]}。本研究以薄膜處理程序，對於含鐵

錳地下水進行實場試驗，在相同的氧化條件下，比較藉由長時間之過濾操作測試，探討薄膜過濾與傳統錳砂除鐵錳程序之差異。

二、研究方法

(一)淨水場水質

彰化淨水場座落於台灣中部，使用地下水作為飲用水水源，出水量為 30,000CMD，其原水來自於 12 口深井分佈在 8 平方公里區域，這些井的深度介於地下 245 公尺到 300 公尺，因地質組成及受地表水影響之故，每口井水質多有差異，因為輪流抽用地下水，使得進入淨水場的地下水混合比例隨時間不同，觀察近幾年來原水水質中鐵錳濃度可發現其變化甚大，且原水中尚含有 0.4 mg/L 氨氮；該場既有的處理程序先進行曝氣以氧化水中鐵，再依據氨氮及錳的濃度決定加次氯酸鈉的量，且考量氯的逸散並在進入錳砂過濾時錳能持續氧化反應（催化再生操作模式 catalytic regeneration mode of operation）^[10]，總加次氯酸鈉的量將比計算多約 1.2 mg/L。經過氧化後的金屬顆粒於接觸池停留 15 分鐘，再進入綠葉式濾床快濾池（鋪上 60 公分厚的錳砂），因為鐵錳氧化顆粒小，當金屬顆粒通過錳砂濾層時產生貫穿，而流入配水管網造成紅水現象（特別在管線末端），讓用戶時有抱怨。

為了改善及穩定清水水質不致因顏色或味道造成用水困擾，本研究將比較原水經過氧化後的金屬顆粒於接觸池後，進入 PTFE 中空絲纖維膜模組與通過既有錳砂快濾池的鐵錳氧化物去除等情形並探討其差異。

(二)PTFE 中空絲纖維膜模組

PTFE 是一種化學強度及機械強度的物

質，相較於其他薄膜材料對於化學藥劑的耐受能力特別強，PTFE 是由是由四氟乙烯（FFC=CFF）聚合成之高分子，其中 F 原子將 C-C 鍵遮蓋住且 C-F 鍵之鍵能高而特別穩定，除鹼金屬與元素氟外它不被任何化學藥品侵蝕。薄膜系統進行一段時間之操作後，因為物理、化學或是生物性的垢積(fouling)，必須進行以強酸或強鹼進行化學清洗，以徹底清除結構物質恢復原來操作的正常功能，若材質的抗化學腐蝕(resistance to chemical corrosion)能力不足，將影響清洗後的效能，材質的結構強度若無法承受將縮短使用壽命，而以 PTFE 製成薄膜將能克服這些缺點。^[11]

本研究所採用的 PTFE 中空絲纖維膜模組，模組的特徵如表 1，其外徑為 2.3mm、內徑為 1.1mm 共 3000 條纖維(fibers)總面積 48m²，裝填入高 228.8 公分高內徑 21.6 公分的圓形直立壓力管(vessel)中，採 outside - in 方式過濾，膜組的示意如圖 1。原水由管柱下方以泵加壓並利用變頻器控制在 4m³/hr，操作壓力在 120 kpa 以內（0.82 l/m²/h/kpa），經過 30 分鐘過濾後進行反洗，以清水進行反洗 CIP（Cleaning In Place），每次反洗水量為 92 公升。模組的控制程序完整操作時間為 31.5 分鐘，操作程序由 PLC 自動操作，記錄器紀錄原水累計量、清水累計量、操作累計次數及用電量等，這些操作參數將提供模組的操作狀態。根據 Côté（1998）指出^[12]當操作在 0.6-0.8 l/m²/h/kpa 時可以控制在每一季作一次清洗 CEB（Chemical Enhanced Backwash），因此，在每一次進行實驗的 10 個星期中並不進行藥洗(chemical clearing)，所採取的策略是低過濾速度，長期間無藥洗運

轉模式。而在一個實驗循環後以 12% 硫酸浸泡 PTFE 中空絲纖維膜模組。

24 小時，然後清水洗淨，再以同樣 CEB 程序清洗一次，以確保實驗品質，重新啟動實驗前並測試通量(flux)、壓力及鐵去除率等。

淨水場原水 pH6.9 經曝氣及加入次氯酸

鈉後提升至 7.5，Teng^{[1][8]}等學者的研究指出，當 pH 調高至 8.5 對於鐵錳氧化有正面效果，其去除率可提升 20%，但考量淨水場原水含硬度高達 300 mg/L，若調高 pH 恐造成硬度沉澱結垢，因此，進行與實場錳砂之比對，在實驗過程中中空絲纖維膜程序不另行調整 pH，以觀察實際鐵錳去除效果。

表 1 模組的特徵

Product Name	Poreflon® Module OPMW-23005C48H2	
Nominal Pore	Nominal Pore : 0.1 μm	
Nominal Membrane Area	Nominal : 48 m ²	
Outside diameter	2.3 mm	
Inside diameter	1.1 mm	
Material	Membrane	Poly-tetra-fluoro-ethylene(treated by Hydrophilic polymer)
	Casing	PVC resin (Inlet side flange : Stainless)
	Potting Material	Poly-urethane resin and Epoxy resin
	Support Bar	PVC resin
Dimension	φ 216 mm x 2288 mm (Flange : φ 330 mm)	
Operating Conditions	Transmembrane Pressure	120Kpa
	Back Wash	180Kpa
Type of filtration	Dead-end (outside -in)	

資料來源：香港商住友電工電子線製品品股份有限公司台灣分公司提供

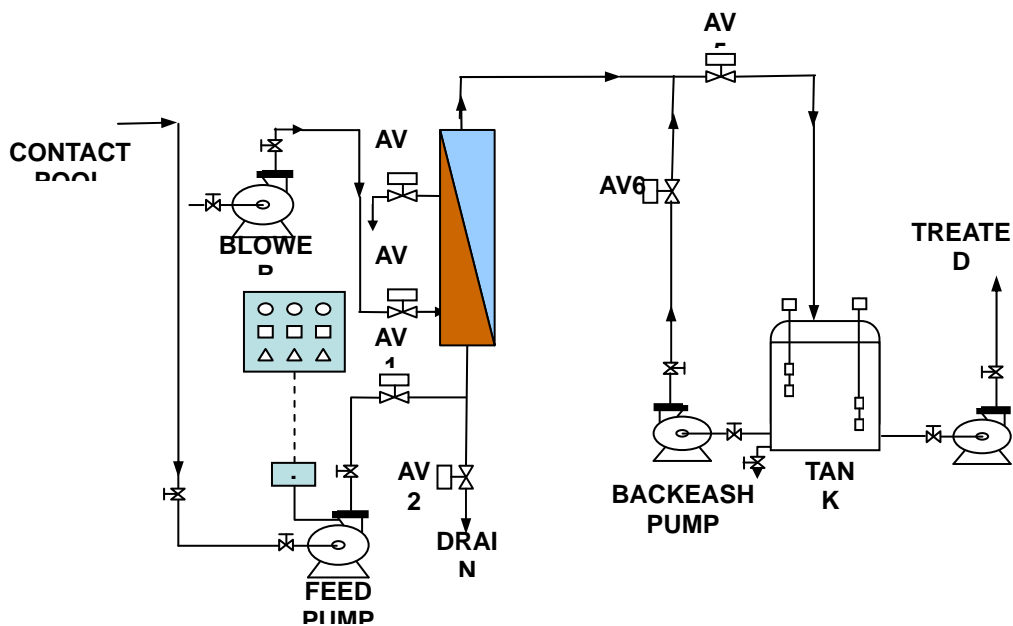


圖 1 中空絲纖維膜模組流程示意圖

(三)實驗方法

1.鐵及錳之分析（分類法）

在這個研究中以 PAN 法(PAN method, HACH DR4000U spectrophotometer)測定原水、過濾液等各項鐵錳的濃度，鐵錳的型態分類(fractionation)將經過兩個不同孔徑大小濾膜，同一採樣點同時取三個樣本，第一個直接測定總鐵及總錳濃度，第二個濾過 0.45 μm 濾膜，濾液中包括膠羽態及溶解態的鐵錳氧化物，第三個濾過 0.2 μm 濾膜，濾液中將僅含溶解態的鐵錳，第二個及第三個濾液再以 PAN 法測定鐵錳濃度，如此，當樣本 1 減去樣本 2，則得到顆粒態 ($>0.45 \mu\text{m}$) 鐵錳濃度，當樣本 2 減去樣本 3，則得到膠羽態 ($0.2 \mu\text{m} \sim 0.45 \mu\text{m}$) 鐵錳濃度，而樣本 3 則為溶解態 ($<0.2 \mu\text{m}$) 鐵錳濃度。

2.取樣

為了比較以中空絲纖維膜程序與錳砂程序去除鐵錳的效益，共設有 4 個採樣點，包括：原水、分水渠、錳砂快濾池後及中空絲 000000 纖維膜模組後等，以了解淨水程序各階段水質變化，本研究除了分析鐵錳濃度外，同時也分析了餘氯、比電導度、pH、濁度、溶氧等水質項目，且以電子顯微鏡觀察中空絲纖維膜微觀型態，經與鐵錳的去除進行比對，以了解更真實的水質變化情形。

三、結果與討論

(一)氧化金屬顆粒的去除

1.錳的去除

在薄膜程序實驗初期，膜後的錳濃度高達 0.1 mg/L (圖 2)，是水質標準的 3 倍，而同時經過錳砂的錳濃度僅為 0.02 mg/L，兩

者差異甚大，但在後續的觀察中發現，其去除率逐漸由 75% 上升至 96%，約 2 星期後已可降至與經錳砂去除濃度相比約 0.015 mg/L。

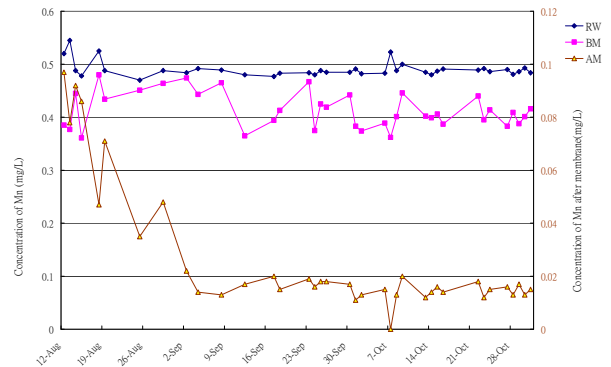


圖 2 錳在中空絲纖維膜程序中之濃度變化，初期去除效果並不好，甚至高於水質標準 3 倍，但是經過 2 個星期的操作後已能穩定去除水中之錳，且達到法規要求。

以 MF 來說，最主要的功能為固液分離，利用其孔徑(pore size)將飼水(feed water)的顆粒物質阻絕於膜外而不流入濾液(permeate)中，鐵錳氧化顆粒的移除也是利用孔徑來進行分離，而傳統經過錳砂去除鐵錳氧化顆粒則包含自媒催化 (autocatalysis)，我們想了解在去除鐵錳程序中的顆粒變化，利用顆粒計數器進行分析 (圖 3)，以大於 2 μm 稱大顆粒，小於則稱小顆粒，在實驗初期發現，經過中空絲纖維膜後然大顆粒幾乎完全被去除，但小顆粒卻激增，比原水高出約 3 倍，但是經過錳砂部分則無此現象；經過兩個月操作後發現情況改變了，經過 MF 大顆粒同樣被去除，但小顆粒數卻小於經過錳砂；再進行大顆粒粒徑分析時發現，不論是經過中空絲纖維膜或是錳砂其顆粒分布 (圖 4) 在 2 $\mu\text{m} \sim 15 \mu\text{m}$ ，以小顆粒 2 μm 居多，

而且通過中空絲纖維膜程序顆粒數明顯少於通過錳砂。

透過模組觀察視窗，我們發現中空絲纖維膜間累積了鐵錳氧化污泥，而且隨時間而增加，而當實驗進行二個月後我們將中空絲纖維膜抽出，發現膜間中堆滿了鐵錳氧化污泥，當鐵錳氧化顆粒進入時，也會發生如同經過錳砂去時之自媒催化，而且還伴隨沉澱、截留等反應，使得出流水水質更好，我

們嘗試在原水加入較高的鐵錳濃度，發現相對於通過錳砂程序，在通過 MF 程序後維持較佳的鐵錳去除能力。

透過 Mn 分類法來探討^[2]，在圖 5 中，描述了自原水開始錳三種型態(solid、colloid、ion)的濃度變化，在原水中取一採樣點，觀察到固態、膠羽錳所佔比例甚微，大部分是離子態的錳，由原水的氧化還原電位(ORP) 90 ~ 300 mV、溶氧 0.9 ~ 2.1 mg/L (圖

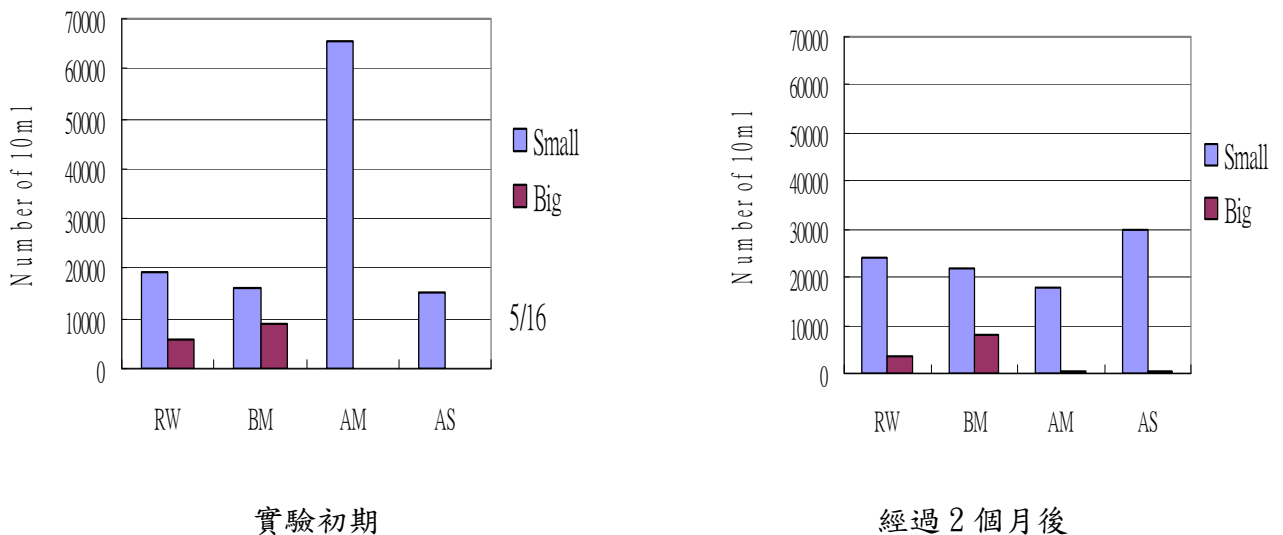


圖 3 利用顆粒計數區分為小顆粒($<2 \mu m$)及大顆粒($>2 \mu m$)，比較原水(RW)、膜前(BM)、膜後(AM)及錳砂後(AS)，觀察各階段程序的顆粒數變化，發現在實驗初期過膜後的小顆粒激增為膜前 3 倍，但經 2 個月操作後通過膜後的錳顆粒數明顯降低，且優於通過錳砂者。

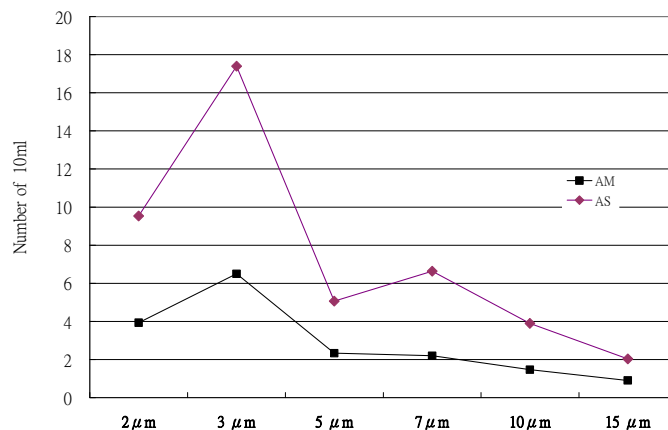
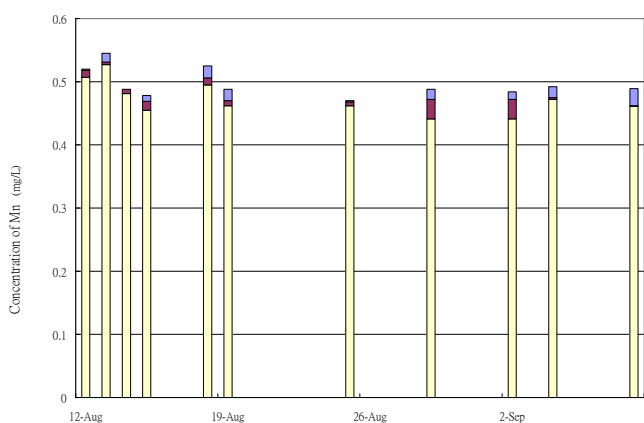
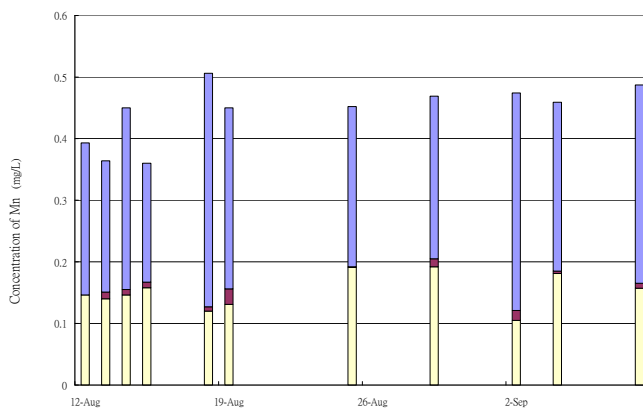


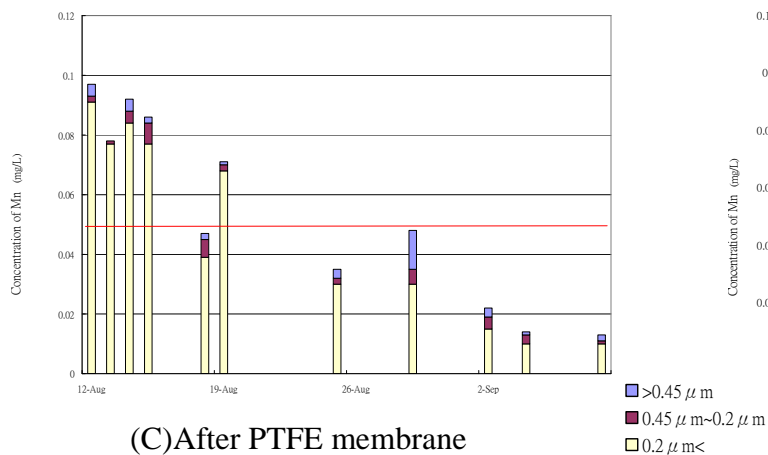
圖 4 觀察大於 $2 \mu m$ 顆粒通過膜及錳砂之顆粒數，可發現通過膜去除效益較佳。



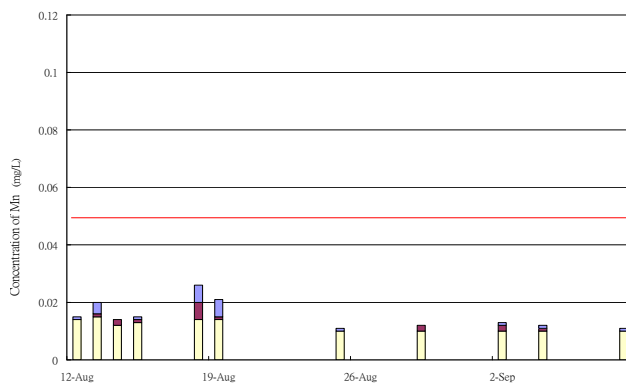
(A) Raw water



(B) channel



(C) After PTFE membrane



(D) After greensand

圖 5 透過錳分類法來探討錳三種型態：固態 (solid)、膠羽態 (colloid)、離子態 (ion) 的濃度變化，原水大都呈現離子態，經過曝氣及氧化物添加後，錳逐漸轉為固體態，在實驗初期通過中空絲纖維膜程序後，尚未完全氧化的離子態去除效果不佳，但是當膜間的鐵錳污泥逐漸累積後，去除效果反而提升。

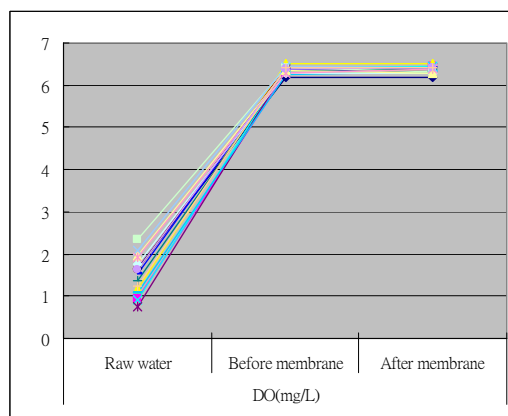
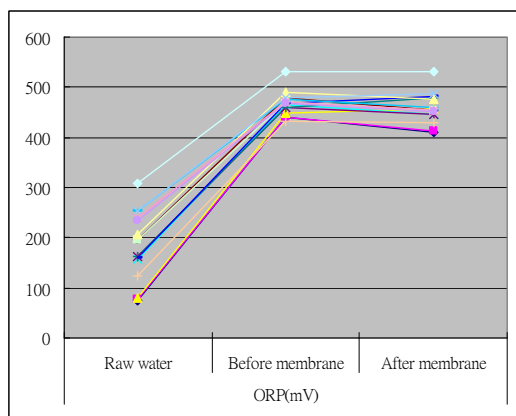


圖 6 通過中空絲纖維膜程序之氧化還原電位及溶氧趨勢圖，圖中顯示在過膜的過程中氧已不再反應，但氧化劑(次氯酸鈉)持續進行。

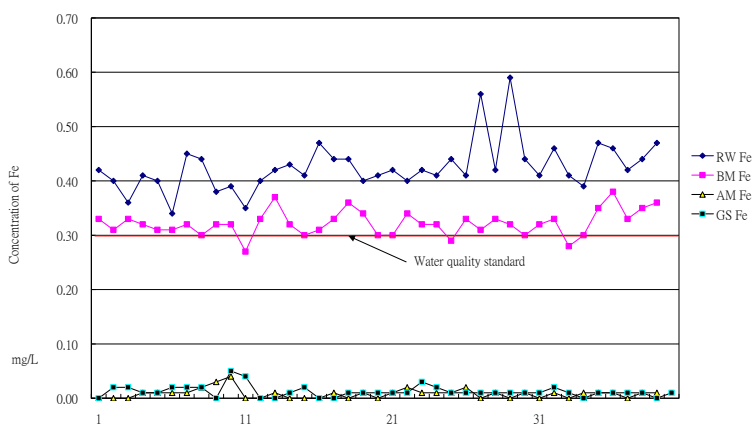


圖 7 雖然原水鐵的濃度在 0.35~0.65 mg/L 跳動，但經過曝氣及氧化劑氧化後已接近法規標準，不論是經過中空絲纖維膜程序或是錳砂程序，其處理水的鐵濃度皆遠低於法規標準，在 0.05mg/L 以下。原水(RW)、膜前(BM)、膜後(AM)及錳砂後(GS)

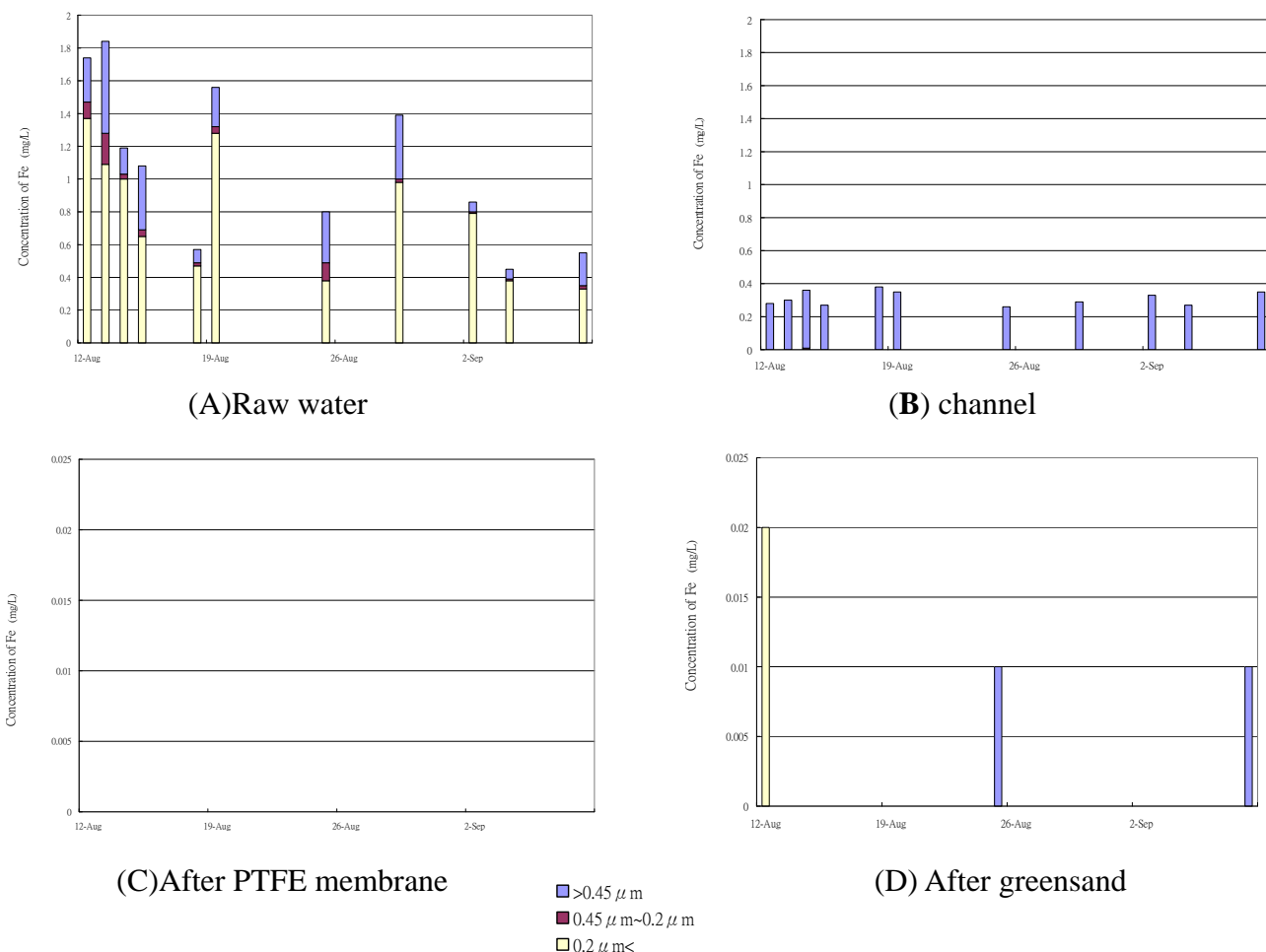


圖 8 透過鐵分類法來探討錳三種型態：固態 (solid)、膠羽態 (colloid)、離子態(ion)的濃度變化，原水在泵的輸送與空氣接觸後已開始氧化，經過曝氣及氧化物添加後，大部分已轉為固體態，通過 MF 程序後已完全被去除，而經過錳砂程序後還有部分時間有殘存的鐵存在。

6) 可發現其氧化尚未完全，當原水經過氣曝、加入次氯酸鈉進行氧化後於接觸池停留約 30 分鐘，之後流入分水渠，分水渠後原有的流程是進入錳砂過濾池，而我們將進入

沉澱池的水導入中空絲纖維膜模組，在分水渠設立採樣點以作為不同處理比較基礎，而在錳砂程序及中空絲纖維膜程序後端各設立一個採樣點，在原水中錳還處在還原態，主要是以溶解態錳的型態存在，經過曝氣及次遇酸鈉氧化及接觸時間 30 分鐘後後，約有 60%左右的錳轉變成固體態錳，經中空絲纖維膜程序後，在初期錳濃度大於 0.1 mg/L，大部份分佈在溶解態錳，及少部分在膠體態錳，而經過錳砂程序後，也是以溶解態錳為主，但是總錳的濃度則均勻的在 0.02 mg/L。隨操作時間增長，中空絲纖維膜程序後溶解態的錳濃度逐漸降低，約經過 14 天後，總錳的濃度已經與錳砂程序後的相當，而於 40 天後經過中空絲纖維膜程序後之總錳已經非常穩定，且經觀察，當原水突然升高的錳濃度相較於錳砂程序，以中空絲纖維膜程序處理者有更好的穩定性。

2.鐵去除

在圖 7 中我們發現，原水鐵濃度大致介於 0.35 ~ 0.6 mg/L，超過水質標準並不多，經過曝氣及次氯酸鈉氧化後，平均下降 0.1 mg/L，不管是經過中空絲纖維膜程序或是錳砂程序，其清水中鐵的濃度已遠低於水質標準，因此，鐵的去除並非影響淨水效益的限制因子。鐵分類法來分析，圖 8 顯示，當地下水進入場內時，因揚升、輸送過程已開始進行氧化，經曝氣及添加次氯酸鈉後於接觸池停留反應（含沉澱），鐵濃度已減少 70%，約 0.4 mg/L 已低於法規標準，再經過中空絲纖維膜程序或錳砂程序則濃度將低於 0.02 mg/L，由圖示，發現經過中空絲纖維膜程序之穩定性也優於錳砂程序。

(二)PTFE 中空絲纖維膜分析

1.EDS 分析

經過 3 個月的操作，將 PTFE 中空絲纖維膜模組自壓力槽中取出，從外觀來看，fiber 間充滿了鐵錳污泥（圖 9），我們擷取了數段 fiber 進行分析。以 EDS（SUTW+ Phoenix）分析其原素組成（圖 10），其主要成分為鐵錳，因原水中的硬度高達 300 mg/L，也發現了鈣的存在，因原水以曝氣及加氯氧化，元素圖譜中也找到了氧及氯，整體而言，EDS 分析說明了薄膜前的物化行為。

在實驗的過程中，我們僅進行清水反洗並未添加化學藥劑清洗，以至膜外的鐵錳污泥無法完全清除而逐漸累積，因進水控制方式係採用變頻馬達通量控制在 4 m³/hr，所以就膜前壓力觀察，由 110 kpa 上升至 120 kpa，其壓力損失未達 10%，在控制程序尚可接受。



圖 9 中空絲纖維膜自壓力筒中取出的照片，可看出在膜間充滿了鐵錳污泥。

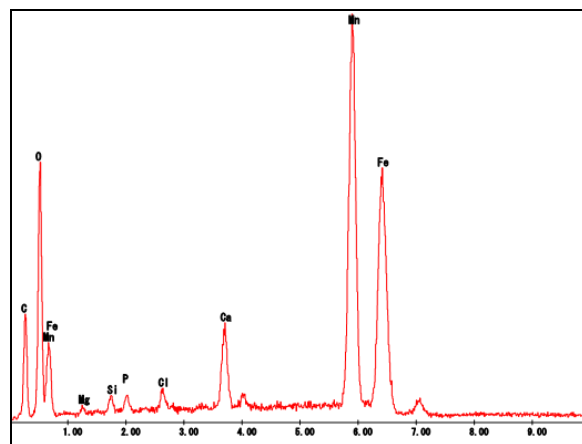


圖 10 膜外側的 EDS 圖譜，除了鐵錳存在外，我們也發現鈣、矽等原水中存在的硬度及二氧化矽殘留

2.SEM 觀察

為了比較在使用前後的 PTFE 中空絲纖維膜的微觀結構，以及經過化學藥劑清洗前後的差異，擷取了二組中空絲纖維膜進行 SEM 觀察，包括：

- (1)已使用尚未清洗的中空絲纖維
- (2)已經過化學藥劑清洗的中空絲纖維

由(1)及(2)是利用實驗近 3 個月的中空絲纖維進行實驗，利用電子顯微鏡觀察 (Nicon ESEM2700)，並選擇化學藥劑種類、劑量及時間等參數進行分析，經實驗結果發現 H_2SO_4 (62.5%) 經過 3 小時浸潤後的洗淨效果最佳，但考量在模廠上的操作安全，我們採用 H_2SO_4 (12.5%) 經過 36 小時的浸潤再以清水沖洗，經顯微鏡觀察選取位置為膜外側表面及膜內側表面，放大倍率為 400, 1000, 3000，比較尚未清洗的中空絲纖維，其膜表面上夾雜許多顆粒，部份為單一顆粒，部份已形成片狀結構，但還不致於全面阻塞薄膜孔洞，這與實驗過程中之壓力損失僅降低 10% 之情況相符，至於清洗過後中空絲纖維在膜外側外觀上已看不出顆粒也無片狀結構，經比對未使用前之情況以相同，而且對於膜結構也看不出被破壞的情形，清洗效果不錯，再經通量分析測試可達原操作通量條件，不論在膜的表面或是內層都可達到鐵錳顆粒洗淨的效果，且經常期間的含氯 (約 1 mg/L) 淨水過程中，也未發現有膜體結構破壞的現象，電子顯微鏡照片如圖 13。

3.顆粒形成之探討

水流的方向是由外而內，在未清洗的 PTFE 中空絲纖維膜 SEM 照片中，我們發現

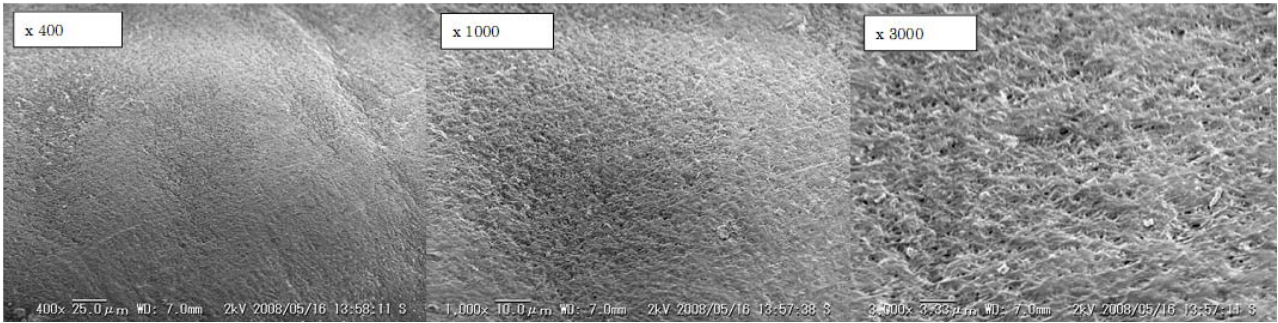
除了膜的外層堆積了鐵錳顆粒外，在膜的內側也觀察到許多鐵錳顆粒，顆粒大小外部約為 $1\mu m$ 或成片狀結構，內部的顆粒較小約 $0.2\mu m$ 但未發現片狀結構，這些顆粒的組成經 EDS 分析發現以錳居多而鐵較少，這說明了鐵在進入薄膜前幾乎已經氧化完成，在過膜的過程中主要是以固液分離的機制，而錳的部份則表示持續的氧化作用仍在膜內層間進行，甚至是在近膜前鐵錳污泥中也同樣存在，鐵錳污泥的存在會提升約 15 kpa 的壓力損失，但是也為小顆粒的鐵錳及未氧化的鐵錳提供了一個持續進行氧化的空間，這樣的結果與原期待將中空絲纖維膜前的污泥完全清除有差異，可期待的是，在污泥阻塞而未造成通量降低 10% 以上，壓力提升未超過 15% 以上時，是有效去除鐵錳且不影響操作效益。

(三)效益比較

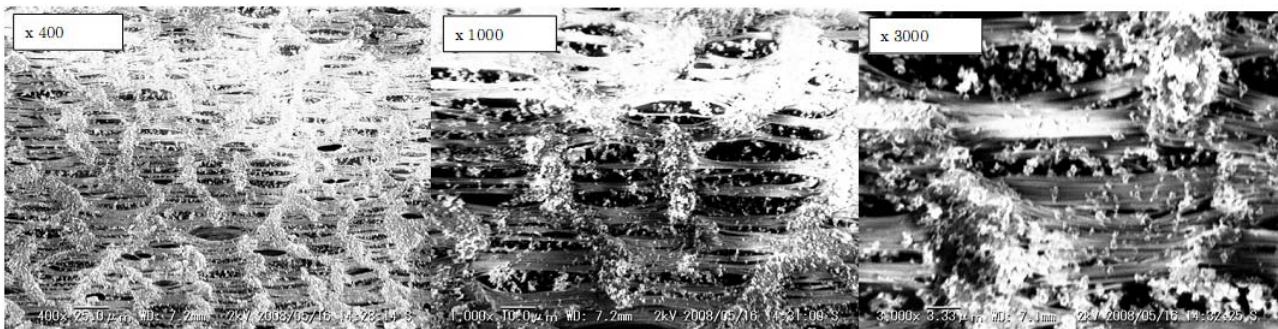
實驗過程中分別記錄中空絲纖維膜模組程序與錳砂程序的操作參數，在耗電、水耗、鐵錳去除率、穩定性、建設成本、操作成本等進行比較分析如表 2；傳統錳砂程序對於鐵錳的去除效果已相當不錯，但是對於原水突然的鐵錳濃度變化或水量變化(包括反洗廢水上層液回收所增加之水量及水質濃度改變)，其處理水質的穩定效果明顯遜於中空絲纖維膜模組程序約 5%，當中空絲纖維膜模組程序進入穩定操作時，由於其間的污泥提供了截流、沉澱、吸附及氧化作用，始得中空絲纖維膜模組單純的固液分離作用，提供了更好的去除效益。

(a) Micro-structure before chemical cleaning

(Outer surface)

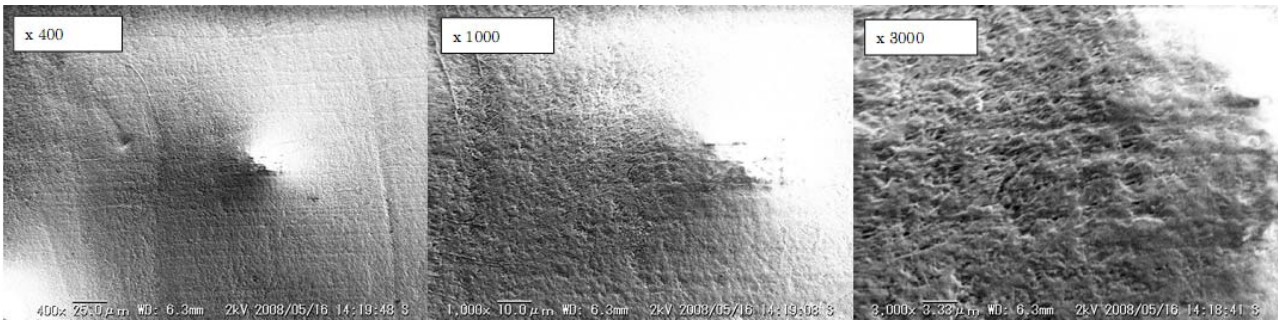


(Inner surface)



(b) Micro-structure after chemical cleaning

(Outer surface)



(Inner surface)

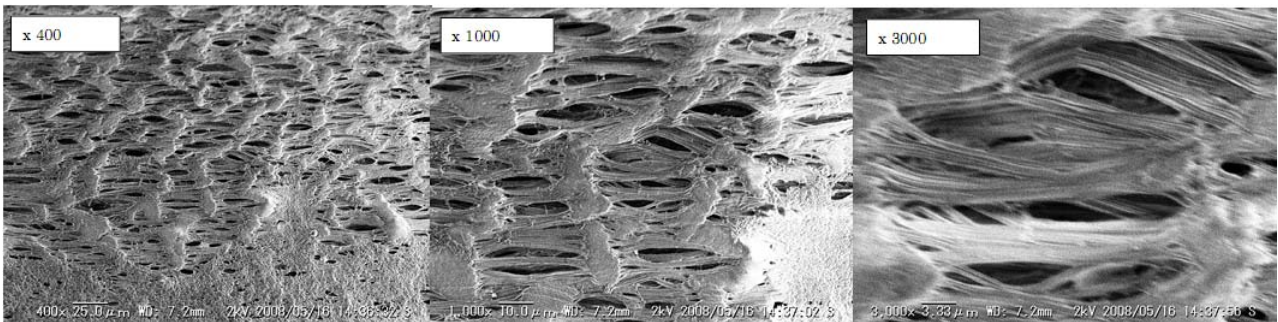


圖 13 膜的結構觀察

表 2 中空絲纖維膜程序與錳砂程序去除下水鐵錳之比較

項目	中空絲纖維膜程序	錳砂程序
電耗(KW/m ³)	0.2~0.3	0.03~0.05
水耗(%)	2	4.5
鐵去除率(%)	99	98
錳去除率(%)	97	93
建設成本(\$NT/m ³)	500	300
操作成本(\$NT/m ³)	0.05	0.03
操作維護人力(人/1000M ³)	0.5	1
微生物去除率(%)	99.99	98.95
用地需求(m ² /m ³)	3	15

以上數據係以彰化淨水場模廠實驗及現場設備進行比較，並以 2013 年為計算之基準。

四、結論

在自來水的供應中，顏色、臭味及口感是消費者對於用水品質最直接的感受，當地下水作為自來水原水時，時常伴隨著鐵錳問題，因而常常會造成消費者對於水質的疑慮；許多的淨水場目前正面臨著既有設備難以完全符合新的水質標準的問題，而薄膜淨水處理技術的導入，可提供了一個穩定可靠的選擇。

在本研究中，我們比較 PEFT 中空絲纖維膜程序與傳統的錳砂程序對於鐵錳的去除發現：

1. 實場試驗初期經中空絲纖維膜程序處理的鐵完全被去除，而錳卻高達 0.1 mg/L 遠高於水質標準，但是經過約 10 天得操作運轉後，其錳濃度可降低至 0.015 mg/L。
2. 整體而言中空絲纖維膜程序對於鐵的去除率達 99%，對於錳的去除率也可達 97%，

此結果優於錳砂程序，而且對於突增的鐵錳濃度變化，相對於錳砂程序有較佳的緩衝能力，而且後續持續穩定，操控條件較佳。

3. 經取出中空絲纖維膜後，發現薄膜間充滿了紅棕色污泥，藉由電子顯微鏡及 EDS 之觀察分析，這些污泥成分以鐵錳為主，且以錳的含量較高，說明了薄膜外的鐵錳污泥提供了一個持續進行氧化的空間，提供了截流、沉澱、吸附及氧化作用，提供了很好的去除效益。
4. 就效益而言，中空絲纖維膜程序所需的每噸水出水建設成本及操作成本皆高於錳砂程序，但若考量人力成本、操控的穩定性以及日趨嚴格的水質標準，這樣的淨水處理技術可以被期待。

使用中空絲纖維膜在淨水程序的使用上是多用途的，可以直接作為建構新淨水場的直接淨水設備^[13]，亦可提供作為改善既設

淨水場在快濾池後端加設的加強設備，以能符合新的水質標準。

誌謝

感謝日本住友電工線材公司提供 PTFE 中空絲纖維膜模組，也感謝彰化淨水場提供場地及相關的分析及記錄。

參考文獻

1. Zheng Teng, Jian Huang, Kenji Fujito & Satoshi Takizawa, Manganese removal by hollow fiber micro-filter. Membrane separation for drinking water. Desalination (1998) 117, 181 - 188.
2. Kenneth H. Carlson, William R. Knocke & Kevin R. Gertig. (1997), Optimizing treatment through Fe and Mn fractionation, J. AWWA, 89 (4) (1997) 162-171.
3. Lim, A. L. & Bai, R.. Membrane fouling and cleaning in microfiltration of activated sludge wastewater. Journal of Membrane Science, (2003)216, 279-290
4. Lyonnaise, D. E. (1996). Water treatment membrane process. AWWA research foundation.
5. Munir, C. (1998). Ultrafiltration and microfiltration handbook. Technomic, Lancaster.
6. Laine, J. M., Vial, D. & Moulart, P.. Status after 10 years of operation-overview of UF technology today. Desalination, (2000)131, 17-25.
7. United States Environmental Protection Agency. Membrane filtration guidance manual. (2003) (EPA 815-D-03-008).
8. Kimura, K., Hane, Y., Watanabe, Y., Amy, G. & Ohkuma, N. Irreversible membrane fouling ultrafiltration of surface water. Water Research, (2004). 38, 3431-3441.
9. P. Roccaro, C. Barone, G. Mancini & G.A. Vagliasindi, Removal of manganese from water supplies intended for human consumption: a case study Desalination (2007)210, 205 - 214.
10. Jack Rossum (2006), Water Treatment Plant Operation Vol II Chapter 12, Iron and Manganese Control.
11. SUMITOMO ELECTRIC INDUSTRIES, LTD. (2006) PTFE Hollow fiber membrane module handbook.
12. Pierre Côté, Diana Mourato, Christian Güngerich, John Russell & Ed Houghton, Immersed membrane filtration for the production of drinking water: Case studies, Desalination (1998) 117, 181 - 188.
13. Xia, S., Nan, J., Liu, R. & Li, G.. Study of drinking water treatment by ultrafiltration of surface water and its application to China. Desalination, (2004)170, 41-47.

作者簡介

陳文祥 先生

現職：台灣自來水股份有限公司 組長

專長：自來水規劃、效能評估、營運管理及策略管理

從臺美日自來水耐震研討會探討耐震法規與財源發展趨勢

文/鄭錦澤、周家榮

一、前言

自來水系統是都市最重要的維生管線之一，只要功能受損，居民生活及工商業活動會受到極大的影響與損失。臺灣、日本及美國等國同屬環太平洋地震帶，考量大規模地震對公共給水系統的危害甚鉅，相關各國投入自來水系統耐震性與震後應變之研究，一向不遺餘力。臺北自來水事業處（以下簡稱：北水處）前分別針對幾項主要課題進行探討，諸如：1.管線耐震評估：前曾委託國家地震中心研究利用地下管線在不同地表震動及永久位移下的災損率作為評估管線耐震能力及地震後修復人力和時間需求的基礎。2.場站設施耐震評估：北水處雖曾自行辦理評估，為期慎重並符合相關規定，仍陸續於 2010 年辦理 13 處主要場站建物耐震相關評估，並於 2011 年辦理詳細評估，並於 2013 推動後續補強工作。3.維生與風險評估：藉由國外經驗與相關研究經驗回顧、探討合理維生用水量及評析災後水源取得後，以有效規劃及運用大型防災公園內之防災深井及耐震配水池，並探討其聯合運用之可行性與效益，以提供災民必要維生用水量⁽¹⁾。

雖然在水價難以合理反映成本，在有限的資源下，北水處仍進行推動相關風險管理主要對策，其重點包含 3 部分：1.強化防災設施能力：提高備援及備載能力，以及強化整體供水設施系統。規劃辦理一系列計畫工程，投入 500 億元為 400 萬人建構降低風險

之保單，該等工程陸續完成後有效提昇系統風險管理能力。2.強化應變及復舊能力：提昇各場站監控資訊系統（含備援）、準備復舊設備及材料，以及辦理相關年度訓練及應變演練。3.整備維生用水：包含陸續建置維生儲水池、槽、幹管等，以及防災公園維生水池。

惟從近年來日本大地震演變所引發的火災、海嘯和核災等複合式災害，面對難以預測之災變，我們的因應作為仍須作更多檢討，應納入更多複合性等災害的想定。藉由多方面持續探討與改進，希望提升整體災害應變及風險管理之能力。然而臺灣自來水系統之大規模與複合型災害風險評估正在起步，且相關法規之強化與財源之籌措，亦是我等從業人員與有識之士或主管機關須另須優先妥為因應之課題，以期建構較為深化之中長期耐震補強計畫。更希望藉由與外界之平台交流，諸如：臺美日自來水設施耐震對策研討會等，探討關於自來水設施耐震對策方面之技術及經驗，以提供臺灣公共給水設施整體耐震能力提升與震後復原規劃之參考。

基此，為交流彼此技術與經驗，透過美國自來水協會研究基金會(AWWARF, America Water Works Association Research Foundation)與日本自來水協會(JWWA, Japan Water Works Association)為平台，自 1999 年起，每 2 年美、日兩國輪流主辦「美日自來水設施耐震對策研討會」。我國亦希能參與

「美日自來水設施耐震對策研討會」期能相互學習、自第 2 屆起擴大邀請我國等參與，其後由我國爭取後於台北主辦第 6 屆，並改名為「臺美日自來水設施耐震對策研討會」。此次第 8 屆在美國舊金山召開，亦邀請新成員，諸如：紐西蘭等，我國由中華民國自來水協會王秘書長桑貴組團下，分別由國家地震研究中心劉副研究員季宇、鍾組長立來、葉組長錦勳、台北科技大學施邦築教授、臺北自來水事業處工程總隊范煥英總隊長及設計科長范川江、臺北自來水事業處北區分處給水股長朱聖心、台灣世曦工程顧問股份有限公司大地工程部副理周永川、臺灣自來水公司高級研究員施澍育及筆者等參加發表專題報告或主持會議等，針對自來水相關設施之地震災損評估 (SEISMIC DAMAGE ASSESSMENT)、地震研析與評估 (EARTHQUAKE STUDIES AND EVALUATIONS)、地震減輕措施 (SEISMIC MITIGATION MEASURES)、風險分析技術 (RISK ANALYSIS TECHNIQUES)、管線耐震對策 (SEISMIC MEASURES FOR PIPELINES)、緊急應變及復舊措施 (EMERGENCY RESPONSE AND RECOVERY) 等議題廣泛交流與增進情誼⁽²⁾。

二、背景說明

此次研討會在舊金山，該地位在美國加利福尼亞州北部。此次研討會由東灣水務局(公司)主辦，並由其他成員協辦；此七區自來水事業機構組成委員會：包含：舊金山公共事業委員會、東灣水務公司、康特拉科斯塔水務公司、阿拉米達水務公司、聖塔克拉拉谷水務公司、7 區水務局、舊金山公共事業

委員會與聖塔克拉拉谷水務公司聯合供應水務公司等。東灣水務公司 (EBMUD) 營運範圍包含：提供整體供水行銷 (wholesale water)、零售供水 (retail water) 及下水蒐集 (wastewater collection) 及處理 (wastewater treatment) 等服務。主要供水區域為舊金山灣東側，服務範圍為 Contra Costa 及 Alameda 兩郡，面積為 331 平方英哩，用水客戶超過 130 萬人。

(一)美國加州近年大地震

1. 舊金山大地震：1989 年 10 月 17 日舊金山再次發生大地震，僅次於 1906 年聞名全球的舊金山 8.6 級大地震。地震規模雖然僅為芮氏 6.9 級，然而死亡卻逾 270 人。幾百萬居民缺電，資訊與通訊系統不能運轉，地震亦切斷了交通，影響正常工作和生活。地震後仍遭受二次災害市內多處起火，因自來水管亦遭受損害，造成救火工作亦受到相當程度阻擾。以往，美國因屬於聯邦制，平時聯邦經費較難以負擔各州災害預防經費。其後，白宮為此緊急援助撥款 3 億多美元；國會籌措至少 25 億美元的救災款項。另用提高稅收彌補損失及復舊。此次災害雖然對當地居民產生整體災害預防危機管理影響，然而對於後續當地各自來水事業體推動耐震補強計畫具有正面效應。

2. 洛杉磯大地震：1994 年 1 月 17 日洛杉磯再次發生大地震，規模為芮氏 6.6 級地震。據統計，這次地震造成 62 人死亡，毀壞建築物 2500 餘棟（加上嚴重受損約 4000 餘棟），9000 多人受傷，25000 人無家可歸，幾條高速公路多處被震斷。地震還造成二次災害，該市大部分地區斷電停水，經濟

損失高達 300 億美元，因此，有時地震災害損失並非與地震規模成絕對比值，需考量重要設施地區遭受之震度影響而定。

(二)日本近年大地震

1. 阪神・淡路大震災: 日本於 1995 年 1 月 17 日發生阪神・淡路大震災，地震規模為芮氏 7.3，屬於淺層地層。此次地震是日本自關東大地震以來規模最大的都市直下型地震。此次地震對身為日本第二大的京都、大阪及神戶都會區影響甚大，且在日本地震史上具有重要的意義，它直接引起了日本對於地震科學、都市建築防震、交通防震的重視。當時一般日本學者認為關西地區不可能有大地震發生，導致該地區缺乏足夠的防範措施和救災系統。官方統計有逾 6,400 餘人死亡，43,000 餘人受傷，房屋受創而必須住到組合屋的約有 32 萬人。神戶市區更因瓦斯外洩、木造房屋密集、引起快速的連鎖性大火造成二次災損。

2. 東北大地震: 日本於 2011 年 3 月 11 日發生東北地方臨太平洋近海地震，規模高達芮氏 9.0，震央位於宮城縣首府仙台市以東的太平洋海域，震源深度測得數據為 24.4 公里。此次地震是日本有觀測紀錄以來規模最大的地震，該次地震造成至少逾 15,000 餘人死亡、2700 餘人失蹤、傷者 26,000 餘人，遭受破壞的房屋 1,100,000 餘棟，為日本二戰後傷亡最慘重的天然災害。其後，並引發最高超過 40 公尺的海嘯，衝擊海岸線長達 500 公里，較之於台灣南北長度猶有過之。加上其後引發二次災害包含: 火災和核洩漏事故(如圖 1~4)，^[3] 導致大規模

的地方機能癱瘓和經濟活動停止，東北地方部份城市更遭受毀滅性破壞，迄今仍未全部復原，對於日本及我國等見證複合型災害是未來須積極面對探討的課題。

(三)我國近年大地震

地震是地殼急速變動所產生之地層振動現象，由於地震極具破壞力，會造成生命、財產之慘重損害。台灣位於環太平洋地震帶上，且位處菲律賓板塊及歐亞板塊交界處，前者每年約以 7-8 公分向西北方位推移後者，因此地震不斷發生，該地震帶發生地震比率約佔全世界 80%，同屬帶上之美國與日本因震災所受之損害，每次大地震均造成許多生命財產之損失，深值吾人警惕。我國前於 1999 年南投集集地區亦曾發生 921 大地震。其造成 2,415 人死亡，29 人失蹤，11,305 人受傷，51,711 間房屋全倒，53,768 間房屋半倒。石岡壩、主要導水管(口徑 ϕ 2000 毫米)及豐原淨水廠等遭受重大損害(如圖 5)，以及諸多配水管及用戶管線破裂或漏滲等^[4]。

自來水設施為水資源系統之一環，亦為維生系統中極重要的一部分，人類如長期無水可喝，將無法生存。地震時如自來水設施遭受損壞，其損壞將不僅是構造物之破壞，更藉由震後災區生活用水缺乏或消防用水不足等障礙，進而引起火災擴大或疾病流行等二次災害，因此震災後自來水之維生供應能力，將直接或間接影響地震防災及救災工作之成效，另地震後如何應變、救急、持續供水等風險管理，是亟待深思之課題：惟其涉及相關之法規與財源更須進一步探討。



圖 1 東北大地震(海嘯)



圖 2 東北大地震(配水池震垮)



圖 3 東北大地震(ϕ 2.4M 幹管斷裂)



圖 4 東北大地震(核災)



圖 5 921 大地震

三、耐震法規概況調查與財源發展趨勢探討

(一)自來水設施耐震法規概況調查

日本行政體系上屬中央一條鞭體制，於地震災害管理主要區分為四階段(減災、整備、應變、復原重建)有一套完善可供遵循之法律相關規範。美國則為聯邦體制，於地震災害管理主要區分為三階段(整備、應變、復原重建)。前者屬中央一條鞭體制平時中央政府之預算經費可配合地方需求，因此在考量減災面向之硬體建設相當著重。後者為聯邦體制平時中央政府之預算經費較難以配合地方需求，因此在考量整備、應變面向之軟體建設相當著重。惟近年來，兩者間已藉由「台、美、日自來水設施耐震對策研討會」等平台相互學習調整。

日本第一次自來水耐震法規可溯自西元 1957 年⁽⁵⁾，另於 1995 年阪神·淡路大震災後，日本政府方面制定了一個 5 年內有效的法令：「阪神·淡路大震災復興的基本方針及組織相關法律。以推動相關震後復舊補強工作。其後，日本國會亦陸續制定相關法規。另于西元 2000 年修訂自來水法，衛生勞工福利部亦頒訂施行細則等行政指導，規範最基本(低)技術準則，供自來水事業間諸多相關耐震基準分類及系統化。自此之後，依曾發生災損及評估主要地震災害風險，辦理制度化提升作業。東北大地震後日本自來水協會等亦增修有關核災及液化等強化因應之技術準則⁽⁶⁾。

綜觀日本地震防災法律體系，主要包含：防災基本計畫、災害對策基本法、大規模地震對策特別措施法、地震財特法、地震

防災對策特別措置法、東南海·南海地震引發的地震防災對策的推動特別措施法、日本海溝·千島海溝週邊海溝型地震引發的地震防災對策的推動特別措施法、建築基本法、建築耐震改修促進法、密集市街地整備法、氣象業務法及電器通信事業法等⁽⁷⁾。

我國與日本皆屬海島國家，自 921 大地震後現階段以減災、整備、應變、復原重建四階段考量整體防災應變法規與機制。惟綜觀台灣之地震防災法律體系，目前僅有災害防救基本計畫、災害防救法、建築技術規則、山坡地開發建築管理辦法、建築實施耐震能力評估及補強方案、氣象法及電信法等，完整性似乎仍嫌不足。在自來水方面僅有中華民國自來水協會參考日本水道協會訂定之「自來水設施耐震設計指南及解說」；平時亦僅依災害防救等法規訂定年度應變計畫供依循，因此可進一步與相關專業機構探討補強。亦可由我國自來水協會參考美日等國模式成立自來水地震技術小組，或由中央自來水主管機關主導，以利產官學界等進行平臺交流，深化技術與法規增修探討，並利後續與國際間同業等溝通往來。

(二)自來水設施耐震防災財源發展趨勢探討

有關於自來水設施耐震防災財源，如能於水價結構中合理反映成本，當然是籌措財源主要考量方式之一，惟目前在台灣政經社會環境下，欲合理調整水價，常有諸多須配合政治等因素考量，並不容易。因此，以下僅就幾種其他發展情形：1.水價結構附加專款專用、2.巨災保險籌措、3.公務預算編列補助、4.巨災債券籌措、5.發佈緊急命令籌措等說明如后。

1.水價結構附加專款專用:美國舊金山東灣

水務局地震研究預測，於 30 年內發生規模 7 級地震之機率將逾 30%；經過系統性評估，需大規模辦理設施改善工作。惟由於政府不補助私有自來水事業平時的建設經費，震後災損始由聯邦預算協助籌措。該局因此透過辦理民意調查及多場公聽會，與民眾溝通於用水費外加耐震補強等計畫費用專款專用，並經董事會於 1995 年通過，於四項備選方案中採用總預算金額 1 億 8 千 9 百萬美元的耐震能力提升計畫，其方式採取水費基本費內含第一層基本部分，再於用水度數外加耐震補強等計畫費用。執行期間為 10 年；其間執行成效不錯，目前規劃辦理第二階段耐震能力提升計畫⁽⁸⁾，持續由水價結構附加專款專用。

2. 巨災保險籌措: 藉由投保巨災險以做為風險管理籌措財源，亦為國際間發展趨勢之一。天氣暖化氣候異常以造成全球各地災害頻傳，我們所常聽到之巨災，其實涵蓋大自然氣候變遷所造成之天災，諸如：2011 年紐西蘭基督城大地震造成人員傷亡及巨大經濟損失、2010 年底澳洲百年難見之大洪水、2010 年 4 月冰島火山灰造成歐洲航班大亂，旅客滯留機場數天，航空業損失 2.3 億歐元。2010 年智利 8.9 級大地震造成人員傷亡、經濟及保險鉅額之損失，在台灣則為 921 大地震、納莉颱風、88 風災等。且隨著地球暖化，災害有日趨擴大之勢。

惟巨災損失率的觀察與一般財產險不同，因天災所可能造成之損失具有高度不確定性，其損失發生頻率低、損失幅度高、歷史資料不足及大數法則無法適用，且氣候變

遷更是一複雜之問題，故建立天災模型有其必要性且不能只看短期，其風險評估必須以 100~250 年回歸期為基礎，甚至更長之期間，並考量土壤、地質、天候及地球科學等因子，運用電腦模型計算出最大可能損失及年平均損失，進而釐訂天災費率⁽⁹⁾。當天災模型建立完成後，不管是保險公司自行建置的模型或產險業界之共同模型。保險公司、被保險人、甚至於監理機關或政府機構或自來水機關構等，將可用來作為風險管控以及移轉風險的工具選項參考之一。

3. 公務預算編列補助: 日本於關東大地震遭受重大災害後，由政府提供補助自來水設施復舊等約 85% 工程經費⁽⁵⁾。此後在法規陸續完備下，該國中央政府為地震防災對策強化與地震對策緊急整備制訂的特別措置法(簡稱地震財特法)，規範推動逃生地點等 17 種設施建置維護及國家補助規定⁽⁷⁾。有助於日本各級政府及自來水事業體投入意願。另從本次臺美日自來水設施耐震對策研討會日本專家之報告，亦可瞭解中央主管機關編列國家預算，提供補助或投資符合條件自來水事業體，以補強耐震不足及因應震災等災損復舊等情事，將有助於整體自來水建設震災風險管理成效。

4. 巨災債券籌措: 藉由巨災債券承擔風險籌措財源，亦為國際間發展趨勢之一。目前美國是巨災債券最活躍的市場，基於前述美國之防災法規與組織架構，平時聯邦預算並不支援州政府籌措耐震財源。基此，由美國州政府為推動主角、邀請保險公司擔任發起人，藉由資本市場，把特定風險由發起人分散到投資人，目前在外流通的

巨災債券規模逼近 200 億美元，預期未來 5 年間會倍增，在全球災難發生頻率轉為密集下，再過 5 年、甚至更短的時間內，還會再增加 1 倍。台灣也曾在 2003 年發行福爾摩沙巨災債券，921 大地震之後，政府還成立「住宅地震保險基金」作為巨災的預防^[10]；此外，巨災型衍生性金融商品尚有巨災期貨(catastrophe futures)、巨災選擇權(catastrophe option)、巨災權益賣權(catastrophic equity puts)、巨災風險交換(catastrophe risk swaps)等作為承擔風險籌措財源參考^[11]。

5. 發佈緊急命令籌措：我國九二一地震發生後，災區之受害民眾除了救急用之食物、民生用品及金錢外，更面臨了日後生活恢復及各種建物與公共設施、基礎建設等之重建、復建問題，當時行政院依憲法咨請總統發佈緊急命令，以籌措災區重建之財源。根據主計處估計，有形財物損失估計損失約三千餘億，九二一地震初始政府曾緊急撥款作為重建基金。惟當時每年千億元預算確為政府沉重負擔。如能平時預為防患準備，就有助於整體風險管理成效。

基此，就平時耐震補強作業，宜由各級政府考量財務情形配合辦理，以台北市而言，各防災公園內建置之維生儲水槽等維生設施即由公務預算負擔，未來新北市地區亦將爭取比照由該市公務預算負擔辦理維生設施。基於目前水價難以合理化調整，短期內宜循日本模式由中央或地方主管機關編列公務預算補助，未來推動水價調整時則可將防震所需經費納入計算因子或參考美國於水費外附加方式，專款專用，或考量巨災

保險或債券等方式，以為整體自來水設施耐震補強計畫財源。

四、結語

在這個瞬息萬變的時代中，從政府機構到私人企業，如何預防、妥善處理危機，進而將危機化為轉機，便考驗著企業的危機管理能力。臺灣位處地震帶，臺北供水區供水範圍又涵蓋主要政經中心，用水人口數約為 390 萬人，實際日間活動人口及支援供水人口當在 500 萬人以上。由於近年調查研究發現山脚斷層延伸至外海，其長度較原先所知大幅延長，台北盆地發生七級以上地震或然率大幅增加，而臺北盆地地質又屬軟弱沉積層易有盆地效應，如遭受重大災變而無適當預防及應變措施，將造成臺灣地區重大衝擊。

規劃自來水設施耐震強化計畫雖可降低經濟、火災、淹水、水費收入減少等損失，然其所需經費龐大，籌措該等適當財源，雖有初步探討，諸如：1. 日本大部分係編列公務預算補助自來水事業執行、2. 舊金山東灣自來水事業則透過公聽會，說服用戶於水費中附加耐震計畫費用，專款專用推動改善計畫、3. 未來推動水價調整時則可將防震所需經費納入計算因子、4. 考量巨災保險或債券等方式其作為可供自來水主管機關或自來水公司等參考。從業人員或有識之士可藉由不同模式再深入探討，以期評估更適合台灣本土之方案，將有助於提升整體風險管理成效及維護事業經營發展。此外，自來水耐震等法規現階段完整性似乎仍嫌不足，因此可進一步與相關專業機構探討補強。亦可由我

國自來水協會參考美日等國模式成立自來水地震技術小組，或由中央自來水主管機關主導，以利產官學界等進行平臺交流，深化技術與法規增修探討，以利推動提升整體自來水設施耐震等防災風險成效，並利維護用戶用水安全，與環境永續發展。

參考文獻

- 1.鄭錦澤、黃裕泰，臺北地區自來水設施耐震評估與風險管理探討，(100年(2011))，中華民國自來水協會會刊，第30卷，第3期，頁59-66。
- 2.范煥英、鄭錦澤、范川江、朱聖心，「參加「第8屆台、美、日自來水設施耐震對策研討會」暨考察舊金山自來水耐震及高地區加壓設施心得報告」，臺北市政府，2013年11月25日。
- 3.Masakatsu Miyajima,「Seismic Upgrade of Drinking Water Pipelines」, Kanazawa University, Japan, 臺北自來水事業處，2013年9月16日。
- 4.鄭錦澤，「臺北自來水事業處自來水設施耐震性及其對策」，經濟部水利署「國際新興公共給水管理與處理技術」專題演講-「自來水設施耐震調查及其對策」，2011。
- 5.Shigeru ANDO, Kunihisa TAKAHASHI, 「Legal framework and financial assistance on seismic resistance and recovery of drinking water systems in Japan」, Japan Water Research Center, 8th WRF/JWWA/CTWWA Water System Seismic Conference,375 Eleventh Street Oakland, CA, USA, August 20-23, (2013)。
- 6.Takuji Okubo(大久保卓次),「2011 The Great East Japan Earthquake and Activities of JWWA」, 臺北自來水事業處，2013年9月16日。
- 7.施邦築，莊明仁，陳素櫻，「台灣地區地震災害應變管理系統」,國家災害防救科技中心,2009。
- 8.David Lee, PE ,「EBMUD Seismic Improvement Program」, East Bay Municipal Utility District Oakland, California, USA, August 27,2013。
- 9.郭鴻文，「天氣暖化，氣候變遷異常，台灣巨災保險之省思」，保險大道第61期，(100年(2011))。
- 10.陳碧芬，「海燕颱風重傷，國際專家力促重視巨災保險」，工商時報，2013年11月12日。
- 11.王克陸，「全球氣候變遷趨勢下巨災型洪災保險相關對策研究」，水利署，「氣候變遷對水環境之衝擊與其調適策略研究」計畫成果研討會，2014年1月9日。

作者簡介

鄭錦澤先生

現職：臺北自來水事業處技術科科長

專長：供水調度及管理、淨水處理、技術研發、工程規劃與管理、圖資應用

周家榮先生

現職：臺北自來水事業處技術科研發股三級工程師

專長：技術研發、管網工程、土木工程

本刊新增「自來水工作現場」單元

「自來水工作現場單元」，屬軟性內容供自來水從業人員，針對工作現場發表感想，含照片每篇最多二頁(1000字以內)，歡迎踴躍投稿。

飲用水管理條例之修正建議

文/徐良維

一、前言

人為了求生存與維持健康不可不喝水，因此飲用水之水質是否衛生與安全，對國民之健康確實有重大影響，我國飲用水管理最重要之規範為「飲用水管理條例」，該條例係於民國（下同）61 年 11 月 10 日公布施行，隨著自來水普及率的大幅提升、飲用水種類增加及水源之水質污染率的提高，該條例為管理之需要乃歷經 86 年 5 月 21 日、88 年 12 月 22 日、92 年 1 月 8 日、95 年 1 月 27 日四次修正公布，藉以提升飲用水之品質與維護國民健康。惟本文認為，現行飲用水管理條例業有諸多缺失，礙於篇幅，以下僅就「飲用水水源水質水量保護區之主政機關」、「飲用水與其供應之管理之主政機關」、「飲用水與其水源之水質標準」及「罰則與調查程序」進行概略檢討與提出初步建議。

二、飲用水水源水質水量保護區之管理建議由水利主管機關主政

飲用水管理條例之主管機關依據該法第 2 條之規定，在中央係為行政院環境保護署。而有關「飲用水水源水質保護區」之規定則係規定於該條例第 5 條。該條主要係於 86 年立法院討論飲用水管理條例之修正案時，前立法委員高資敏等之提案認為：「飲用水源之管理，徒以消極地污染管制顯然不足，應增訂以集水區為水源管理之基本單位，並賦予法源，以利日後有效管理法源」，

並經審查會及政黨協商結論所新增（立法院公報第 86 卷第 22 期，院會紀錄，頁 106-107、136-137 參照），嗣於 88 年配合臺灣省政府功能業務與組織調整進行微幅修正，而成為現行之條文。

飲用水管理條例第 5 條第 1 項、第 4 項及第 5 項分別明定：「在飲用水水源水質保護區或飲用水取水口一定距離內之地區，不得有污染水源水質之行為。」（並於第 2 項明定 12 款有關「污染水源水質之行為」的管制項目）、「第 1 項飲用水水源水質保護區之範圍及飲用水取水口之一定距離，由直轄市、縣（市）主管機關擬訂，報請中央主管機關核定後公告之。其涉及二直轄市、縣（市）以上者，由中央主管機關訂定公告之。」、「飲用水水源水質保護區及飲用水取水口一定距離內之地區，於公告後原有建築物及土地使用，經主管機關會商有關機關認為有污染水源水質者，得通知所有權人或使用人於一定期間內拆除、改善或改變使用。其所受之損失，由自來水事業或相關事業補償之。」其中有關飲用水之水源，依據飲用水管理條例第 3 條第 2 項之規定，係指：「地面水體」（指存在於河川、湖潭、水庫、池塘或其他體系內全部或部分之水）、「地下水體」（指存在於地下水層之水）及「其他經中央主管機關指定之水體」而言。

由此可知，飲用水管理條例之「飲用水水源水質保護區」之劃定係由地方主管機關擬訂而非如自來水法係透過自來水事業向

中央申請，但因劃定保護區之目的均在維護飲用水之水源品質，故兩者範圍多有所重疊。另飲用水管理條例第 5 條雖針對土地或建築物遭限制者之損失補償規定：「由自來水事業或相關事業補償之」，惟卻無如自來水法有具體的拆遷補償、減免稅賦與透過水源保護與回饋費發放補償金（自來水法第 12 條、第 12 條之 1、第 12 條之 2 參照）之相關規定，因此「飲用水水源水質保護區」是否有重複存在之必要，即有疑義。縱使認為飲用水管理條例與自來水法之立法目的不同（飲用水管理條例之立法目的係為：「確保飲用水水源水質，提昇公眾飲用水品質，維護國民健康」；自來水法之立法目的係為：「為策進自來水事業之合理發展，加強其營運之有效管理，以供應充裕而合於衛生之用水，改善國民生活環境，促進工商業發達」，以及管制對象不同（飲用水管理條例第 5 條第 1 項各款則主要係針對飲用水水源保護區或飲用水取水口一定距離內地區有關「污染水源水質之行為」的管制；自來水法第 11 條第 1 項各款主要係針對水質水量保護區「有關貽害水質與水量之行為」的管制），然此兩部法律皆在確保國民之飲水衛生與安全，實不宜出現兩套標準。

另外，飲用水管理條例第 5 條 2 項明定 12 款有關「污染水源水質之行為」的管制項目，且依據行政院環境保護署 90 年 8 月 24 日環署水字第 0052408 號函釋意旨，有關飲用水管理條例第 5 條第 3 項所稱「為居民生活所必要」，係指居住於飲用水水源水質保護區或取水口一定距離內之居民，如為其生活所必要之疏浚、防洪、環境生態改善、流

域水資源經營管理等，而進行土石採取行為，且經主管機關核准者，則不在此限。但這些水資源管理相關之認定權責卻由環保主管機關來認定，是否妥適，尚非無疑。

再者，監察院曾於 101 年 9 月 18 日之 101 年財政 0038 字號糾正案之調查報告中指出：「經濟部及環保署就飲用水源之規劃及認定權責迄未確實釐清，肇生飲用水源管理之介面出現管理疏漏」、「環保署俟公共給水單位依水利法、自來水法規劃選定飲用水水源、取得水權、完成淨水工程師做並完成設置取水等設施後，始擬定公告飲用水水源水質保護區或飲用水取水口一定距離，並被動進行相關管制作為，顯有忝於飲用水管理條例第 3 條、同條例施行細則第 2 條及該署辦事細則第 8 條分別授予該署指定飲用水及飲用水源、全國性飲用水管理政策之策劃、訂定、督導執行事項及飲用水管理措施之研訂、指導、監督、執行事項等法定職權，並無視飲用水源涵蓋地面水體、地下水體及該署指定水體等事實，該署顯難辭行事消極被動之疏失」。亦即因目前水利主管機關與飲用水主管機關對於飲用水源之規劃及認定權責尚未釐清，致使飲用水之水源管理存有缺失。

基上，本文建議，因飲用水水源水質水量保護區與水質水量保護區之範圍多有重疊，且經濟部水利署與行政院環境保護署對於飲用水源之規劃及認定權責並未釐清，建議整合飲用水水源水質水量保護區與水質水量保護區並劃歸為一，以利劃設後之限制與補償同一化，並將飲用水之水源管理應回歸中央水利機關主政（自來水法第 2 條第 1

項)，以利統籌管理及釐清權責。

三、飲用水與其供應之管理建議由衛生主管機關主政

61 年制定之飲用水管理條例第 2 條原明定：「本條例所稱主管機關：在中央為行政院衛生署」，86 年於立法院討論該條例之修正案時，行政院之提案認為配合機關改制，應將中央主管機關由「行政院衛生署」改為「行政院環境保護署」，前立法委員高資敏等之提案則認為：「本條例之執行事項雖涉及環保與衛生兩機關，然以飲用水攸關人體健康甚鉅，中央主管機關仍宜由衛生署負責」，最後因審查會同意採取行政院之提案（立法院公報第 86 卷第 22 期，院會紀錄，頁 104-105 參照），三讀後之條文因而將主管機關改為「行政院環境保護署」迄今。惟本文認為，飲用水與其供應之管理宜由中央衛生主管機關主政為妥。

首先，飲用水管理條例明定飲用水之定義為「供人飲用之水」，而其種類有四類：「自來水」（指依自來水法以水管及其他設施導引供應合於衛生之公共給水）、「社區自設公共給水設備供應之水」、「經連續供水固定設備處理後供應之水」、「其他經中央主管機關指定之水」。惟食品衛生安全管理法第 3 條第 1 款亦明定：「食品：指供人飲食或咀嚼之產品及其原料」，也就是說，飲用水尚非不可視為食品之一種（至少可視為是特殊食品），早期飲用水管理條例制定時就是將飲用水視為食品而管理，因此中央主管機關才交由衛生主管機關主政，從而由衛生主管機關來擔任飲用水管理條例之中央主管機關，實有其前例。

其次，飲用水管理條例第 11 條規定：「飲用水水質，應符合飲用水水質標準（第 1 項）。前項飲用水水質標準，由中央主管機關定之（第 2 項）。」86 年修法前，該條例有關「飲用水水質標準」原係由地方政府擬訂報請中央主管機關核定核公布實施，86 年修法則以：「飲用水水質標準關係國民健康至鉅，不應有區域差異，宜全國一致」為由修正為由中央主管機關定之（立法院公報第 86 卷第 22 期，院會紀錄，頁 115 參照）。就此，行政院環境保護署訂有「飲用水水質標準」，該標準第 2 條即明定：「本標準適用於飲用水管理條例第 4 條所定引用水用設備供應之飲用水及其他經中央主管機關指定之飲用水」，並於該標準第 3 條、第 4 條與第 5 條規定有關飲用水水質之「細菌性」、「物理性」、「化學性」（包括影響健康物質、可能影響健康物質、影響適飲性物質、有效餘氯限值範圍、氫離子濃度指數）及發生天災之飲用水水質濁度與水水質自由有效餘氯等水質標準。但有關飲用水水質標準交由行政院環境保護訂定是否妥適，尚非無疑。

此外，現行之飲用水管理條例第 6 條規定：「第 3 條第 2 項各款所定水體符合飲用水水源水質標準者，始得作為飲用水之水源。但提出飲用水水源水質或淨水處理改善計畫，向中央主管機關申請核准者，不在此限；其申請提出改善計畫之資格、計畫內容、應檢附之書件、程序、監測、應變措施、核准條件、駁回、補正及其他應遵行事項之準則，由中央主管機關定之（第 1 項）。前項飲用水水源水質標準，由中央主管機關定之（第 2 項）。」對此，行政院環境保護署

訂有「飲用水水源水質標準」，該標準第 3 條規定「自來水水源」、「簡易自來水或社區自設公共給水水源」、「包裝水水源」、「盛裝水水源」及「供公眾引用之連續供水固定設備水源」之水源水質檢驗的採樣地點。第 4 條則係規定緊急狀態時報經中央主管機關核准之除外適用：「因暴雨或其他天然災害，造成自來水、簡易自來水及社區自設公共給水水源水質惡化時，供水單位或管理單位應於事實發生後，立即採取應變措施，並於 48 小時內報請中央主管機關核准，於核准期間內得不適用本標準之規定。」第 5 條及第 6 條則規定地面水體或地下水體分別作為「自來水及簡易自來水之飲用水源」、「社區自設公共給水、包裝水、盛裝水及公私場所供公眾引用之連續供水固定設備之飲用水水源者」時，應符合一定之水質標準。惟這些水源之水質標準交由行政院環境保護署來訂定是否妥適，亦非無商榷空間。

再者，飲用水管理條例第 4 條規定：「本條例所稱飲用水設備，指依自來水法規定之設備、社區自設公共給水設備、公私場所供公眾飲用之連續供水固定設備及其他經中央主管機關指定公告之設備。」並且於同條例第 9 條、第 10 條及第 12 條明定飲用水設備之「應依規定維護，並做成維護紀錄，紀錄應予揭示，並保存供主管機關查驗」、「應符合國家標準；無國家標準者，由中央主管機關公告其標準」、「應依規定採樣、檢驗水質狀況，並作成記錄揭示、備查」。行政院環保署並據以訂定「飲用水連續供水固定設備使用及維護管理辦法」，該辦法第 2 條即

規定：「本辦法適用範圍為公私場所供公眾飲用之連續供水固定設備」，也就是說，目前飲用水設備之管理，係由行政院環境保護署主政。另一方面，該條例第 28 條規定：「供販賣之包裝或盛裝之飲用水，其水源之水質管理，依本條例之規定；其容器、包裝與製造過程之衛生、標示、廣告及水質之查驗，依食品衛生管理法（本文按：舊法名稱）之規定」（而施行細則第 20 條及第 21 條則更進一步規定：「本條例第 28 條所稱包裝飲用水，係指包裝礦泉水、包裝蒸餾水、包裝純水或其他以密閉不可復原方式包裝之飲用水。」、「本條例第 28 條所稱盛裝飲用水，係指車載水、桶裝水、加水站供水或其他非屬於密閉不可復原方式包裝之飲用水。」），因而造成飲用水之管理被切割適用。他方面，依據食品衛生安全管理法第 17 條之規定：「販賣之食品、食品用洗潔劑及其器具、容器或包裝，應符合衛生安全及品質之標準；其標準由中央主管機關定之。」中央衛生主管機關因而訂定「包裝飲用水及盛裝飲用水衛生標準」，該標準第 2 點雖規定「本標準適用於供人飲用之包裝飲用水及盛裝飲用水」，但於第 3 點又規定：「包裝飲用水及飲用水之水源水質應符合飲用水水源水質標準」，導致即使中央衛生主管機關對飲用水之管理被限縮在包裝飲用水及盛裝飲用水，但若涉及飲用水水源水質標準，則又必須回歸環境保護署之管轄範圍，實造成適用上不必要之困擾。

承上，從相關函釋亦可看出目前飲用水管理之管轄現況，如行政院環境保護署 80 年第 5 月 10 日環字第 15004 號函：「關於飲

用水之管理，除包裝飲用水之容器、包裝與製造過程之衛生、標示、廣告及水質之查驗，依食品衛生管理法（本文按：舊法名稱）之規定，由各級衛生主管機關主管外，飲用水管理條例所定事項均應由環境保護主管機關主管」亦即大部分飲用水之管理皆由行政院環境保護署主政。次如行政院環境保護署 80 年第 12 月 20 日環字第 49091 號函：「車載水及桶裝水均為井水或泉水，多數未經處理即販賣供飲用，屬飲用水管理條例規範之飲水，其水質自應符合飲用水水質標準…至於其製造過程之衛生、標示及容器（包括油灌車及桶子等盛水容器）係由衛生單位依食品衛生管理法（本文按：舊法名稱）予以規範」亦即車載水及桶裝水之水質因須符合飲用水水質基準，故屬行政院環境保護署之管轄範圍。再如行政院環境保護署 86 年第 2 月 12 日環署毒字第 0007494 號函及 86 年第 12 月 22 日環署毒字第 74094 號函分別明示：「公私場所設置飲用水設備供公眾飲用者，即使其飲用水設備標示有『不得生飲、必須煮沸』，仍屬飲用水管理條例第 4 條所規範之『公私場所供公眾飲用之連續供水固定設備』，至『公私場所』係泛指所有公私場所，包括設置前述飲用水設備於室內供員工飲用者。」、「飲用水管理條例第 4 條所稱公私場所供公眾飲用之連續供水固定設備，係指公私場所以管線輸送固定水源並能連續處理及連續供水之飲水機，或將其處理後之水以管線輸送至飲水檯供人飲用之裝置。符合上述定義之連續供水固定設備，無論其處理後之水直接供人飲用，抑或先經貯水再以管線輸送至飲水檯供人飲用…均應

符合飲用水水質標準之規定」亦即強調所有飲用水設備之水質管制，均由行政院環境保護署主政。又如行政院環境保護署 83 年第 3 月 19 日環署毒字第 09472 號函及 99 年 3 月 11 日環署毒字第 0990021598 號函分別明示：「『礦泉水』及『包裝飲用水』業經加工處理且為保久物品，非飲用水管理條例適用對象。」、「用於洗滌而非供人飲用之水，非屬飲用水管理條例管理範圍。」亦即行政院環境保護署將經加工處理且可保久之包裝飲用水與非供人飲用之水，排除於飲用水管理條例之適用範圍。

就現行之食品衛生安全管理法規以觀，亦可發現衛生主管機關對飲用水之管理實為有限，並造成地方政府之適用困擾與自治法規之侷限。如中央衛生主管機關於 87 年 10 月 21 日衛署食字第 87058227 號公告國內生產包裝水及以容器盛裝並直接販售之桶裝水業者應於產品標示中明確標示「水源別」及「水源地點」，其中水源別可分為地面水體、地下水體、自來水或其他（應具體說明）四類，水源地點以水源之實際地址為原則，若無明確地址時，則以地籍資料標示，至於以自來水為水源時，則以取用自來水之地址為水源地點。亦即有關包裝水與容器盛裝水之水源，中央衛生主管機關衛生福利部只能管理其標示而無法管理其水質。再如食品衛生安全管理法第 14 條：「公共飲食場所衛生之管理辦法，由直轄市、縣（市）主管機關依中央主管機關訂定之各類衛生標準或法令定之。」而地方政府（地方衛生主管機關）於訂定自治法規時，亦會涉及水源、管路衛生與是否符合飲用水水質標準之

相關問題，如臺南市公共飲食場所衛生管理辦法第 4 條即規定：「公共飲食場所用水，應符合下列規定：一、有固定之水源、足夠之水量及供水設施。二、用水與食品直接接觸者，符合飲用水水質標準。三、蓄水池（塔、槽）設置污染防護設施，保持清潔，防止污染，設置地點應距污穢場所或化糞池污染源三公尺以上，且每半年至少清理一次，並作成紀錄，以備查考。四、使用地下水源，與化糞池或廢棄物堆積場等污染源保持十五公尺以上之距離。五、飲用水與非飲用水管路完全分離，不得相互交接，出水口應明顯區分。」再依該辦法第 20 條第 2 款：「違反本辦法規定者，依下列規定處理：二、情節重大或屆期不改善者，依食品衛生管理法（本文按：舊法名稱）或其他有關法律處罰」，其中「其他有關法律處罰」，因解釋上包括「飲用水管理條例」之相關規定，則有關違反前揭辦法第 4 條之規定時，將造成地方衛生主管機關無法依飲用水管理條例處罰之困境。又如臺南市為確保加水站之水質及維護消費者健康業有制定「臺南市加水站衛生管理自治條例」，依據該自治條例第 2 條、第 4 條第 1 項、第 3 項係規定：「本自治條例之主管機關為臺南市政府衛生局。」、「加水站業者應檢具下列文件向主管機關申請許可，未經許可者不得營業：一、供應本加水站之水源許可證明文件。二、加水站各項設備之材質證明文件。三、加水站衛生管理人員講習證明文件。四、機具位置圖及合法使用土地證明文件。」、「第 1 項第 1 款許可證明文件有效期限及其管理辦法另定之。」而臺南市政府依據前揭自治條例第

4 條第 3 項授權所訂定之「臺南市加水站水源供應許可管理辦法」第 2 條則規定：「本辦法之主管機關為臺南市政府環境保護局。」，並於同辦法第 4 條及第 5 條規定水源供應業者於使用地面水、地下水體或自來水為水源時向主管機關申請核發水源供應許可證，因而造成地方政府在管理如加水站之水質時，發生切割適用之情形，徒生困擾。

以比較法之角度來看，日本有關飲用水管理之母法係為「水道法」，立法目的在藉由供應國民乾淨、豐富且低廉之飲用水，以提升公眾衛生與改善生活環境（第 1 條），並且強調水道與國民之日常生活有密切關聯，為守護國民之健康與珍惜水資源，國家與地方公共團體有保持水源、水道設施與周邊清潔，以及飲用水之妥善且合理使用之責務（第 2 條）。而水道法不但授權厚生勞動省訂定「水質基準」（第 4 條）、「水道設施基準」（第 5 條）之「省令」，相關之「水質檢查」（如第 20 條、第 20 條之 15、第 21 條、第 39 條等）與相關衛生措施（如第 22 條），亦統一由厚生勞動省主管。另厚生勞動省尚訂有「飲料水健康危機管理實施要領」，藉由蒐集有關「水道水之水質異常」、「水道設施之事故」、「水道水與食物中毒之因果關係」、「小規模之水道水、井水與泉水之水質異常」之資訊，以決定是否採取水道法之相關對策，實供我國借鏡。

職此，為免發生飲用水之管理遭切割適用以及借鏡日本法制，本文建議，有關我國之飲用水與其供應之管理建議宜由衛生主管機關主政為妥。

四、建議將飲用水與其水源之水質標準納入食品安全評估

從比較法之角度來看，日本對水道法第 4 條之「水質基準」，除認為應以厚生勞動省之科學研究結果為基礎外，更強調應交由食品安全委員會進行健康影響評估，藉以充實與強化飲用水之管理，亦即日本係將飲用水之衛生與安全，視為是食品安全之管理範疇。而設置食品安全委員會進行風險評估（健康影響評估），乃係日本於 2003 年制定食品安全基本法之最大特色，該委員會設置於內閣府，主要是將國民健康之維護視為最重要之指導原則，並藉由獨立於風險管理行政（如厚生勞動省之食品衛生管理），以科學知識進行中立、公正的進行風險評估。詳言之，食品安全基本法要求政府於制定食品安全相關政策時，原則上應對食品本身含有或加入食品中之對人的健康有不良影響的生物學、化學、物理學之要素與狀態進行健康影響評估。即使在基於緊急防止或抑制對人的健康不良影響，而不能事前進行食品健康影響評估之情形，事後亦應立即進行食品健康影響評估。食品健康影響評估應以當時已到達之科技知識水準進行客觀、中立與公正之評估（第 11 條）。並由風險管理機關依據食品健康影響評估之結果、國民之飲食狀況及其他情事制定相關食品安全政策，以防止或抑制有關攝取食品對人的健康所造成之不良影響（第 12 條）。食品安全委員會得依職權發動或依相關機關之請求進行食品健康影響評估，並依據評估結果，透過內閣總理大臣對各相關大臣之食品安全政策進行勸告，其中明定水道法第 4 條「水質基準」

之制定、修改或廢止，厚生勞動省有聽取食品安全委員會意見之義務，食品安全委員會並可依據評估結果對該食品安全政策之執行進行監督，必要時可透過內閣總理大臣對相關大臣進行勸告（第 23 條第 1 項第 2 款、第 3 款、第 4 款及第 24 條第 1 項第 7 款）。另外，食品安全法尚明定為反應國民對制定政策之意見及確保政策制定過程之公正性與透明性，制定食品安全相關政策應就「提供政策相關資訊」、「給予對該政策陳述意見之機會」及「促進關係者相互間資訊與意見之交換」採取必要措施（第 13 條），亦即採取風險溝通之必要措施，實供我國法制所借鏡。

回到我國，誠如前述，立法者並未完全將飲用水視為食品，同時我國食品安全評估制度亦不健全。亦即 103 年 2 月 5 日修正公布之食品衛生安全管理法雖於第 4 條第 1 項、第 2 項、第 3 項分別明定：「主管機關採行之食品安全管理措施應以風險評估為基礎，符合滿足國民享有之健康、安全食品以及知的權利、科學證據原則、事先預防原則、資訊透明原則，建構風險評估以及諮議體系。」、「前項風險評估，中央主管機關應召集食品安全、毒理與風險評估等專家學者及民間團體組成食品風險評估諮議會為之。」、「第 1 項諮議體系應就食品衛生安全與營養、基因改造食品、食品廣告標示、食品檢驗方法等成立諮議會，召集食品安全、營養學、醫學、毒理、風險管理、農業、法律、人文社會領域相關具有專精學者組成之。」惟同條第 4 項卻規定：「諮議會之組成、議事、程序與範圍及其他應遵行事項之

辦法，由中央主管機關定之。」亦即授權由中央衛生主管機關訂定，無異為空白授權，在法律保留之要求上顯有不妥，同時食品衛生管理安全法未將風險評估與風險管理難以分離，致使食品安全風險評估諮議會成為政府之決策背書的橡皮圖章機構，再加上評議結果對中央衛生主管無拘束力及欠缺風險溝通機制，足見我國欠缺完善之風險評估機制。

基此，本文建議，除有關飲用水管理條例中之「飲用水水質標準」與「飲用水水源水質標準」宜由中央衛生主管機關外，借鏡日本法制，前揭兩項標準亦因配合食品安全行政之改革將之納入食品安全評估，並與國民及相關風險管理機關進行風險溝通，以維護消費者（飲水者）之健康權益。

五、罰則與調查程序建議宜重新調整

有關現行飲用水管理條例之罰則規定佔約將近一半條文（14 條），可分為「刑事處罰」與「行政處罰」，其中第 16 條與第 18 條屬於前者，而第 20 條、第 21 條、第 22 條、第 23 條、第 24 條、第 24 條之 1 及第 25 條之規定則屬後者，行政處罰中之罰鍰輕者有「一萬元以上十萬元以下」（第 22 條），重者有「十萬元以上一百萬元以下」（第 20 條），條文中有「限期補正」（第 22 條）、「限期改善」（第 24 條、第 24 條之 1）、「按次處罰」（第 21 條、第 22 條、第 23 條、第 25 條）、「按日連續處罰」（第 24 條、第 24 條之 1）、「停業與廢止許可證」（第 24 條之 1）、「命為禁止」（第 20 條、第 21 條）與「強制執行查驗」（第 25 條）等，且行政院環境保護署另訂有「違反飲用水管理條例處罰鍰額度裁

量基準」與「違反飲用水管理條例按日連續處罰執行準則」，又違反行政處罰者，尚有環境教育法命參加講習之問題。

本文認為，雖然刑事處罰與行政處罰之抉擇與處罰之輕重，業屬立法裁量或立法之形成自由範疇，但因刑事處罰與行政處罰涉及相關調查程序是否符合憲法之正當法律程序與明確性原則之要求，且處罰輕重與否又涉及是否有違憲法比例原則與平等原則，因此仍有檢討之必要，礙於篇幅，以下僅就違反飲用水管理條例第 13 條之刑事處罰與環境教育法之講習進行檢討。

按現行飲用水管理條例第 13 條第 1 項係明定：「飲用水水質處理所使用之藥劑，以經中央主管機關公告者為限。」86 年修法之立法理由為：「飲用水水質處理，使用之藥劑種類繁多，為維護引用水之潔淨與適度限制藥劑使用，上開藥劑之使用，以經中央主管機關公告者為限」（立法院公報第 86 卷第 22 期，院會紀錄，頁 117 參照），而同條第 2 項：「非屬前項公告之藥劑，供水單位得向中央主管機關申請公告為飲用水水質處理藥劑；其申請資格、應檢附之書件、程序、核准條件、駁回、補正及其他應遵行事項之準則，由中央主管機關定之。」則係 95 年修法時所增訂，其增訂理由為：「環保署已於 87 年 3 月 30 日公告飲用水水質處理藥劑申請指定公告作業要點。該要點因涉及人民權利義務，爰提升位階為法規命令，增列第 2 項授權依據」（立法院公報第 95 卷第 4 期，院會紀錄，頁 84 參照）。至違反第 13 條者，依同法第 18 條規定，可處一年以下有期徒刑、拘役或科或併科新台幣六萬元以下罰

金，立法理由則係：「使用未經指定公告之藥劑，處理飲用水水質，影響飲用品質甚鉅，關係國民健康，爰課以刑事責任，以維護飲用水之潔淨與安全。」另依據行政院環境保護署 99 年 3 月 11 日環署毒字第 0990021598 號函之意旨，非屬飲水管理條例第 13 條第 1 項之藥劑，應依飲用水水質處理藥劑申請公告作業準則規定，由自來水事業、社區自設公共給水設備之管理單位或簡易自來水之管理單位提出申請，在行政院環境保護署審查通過指定公告前禁止作為飲用水水質處理藥劑。

對此，本文認為，參照日本水道法第 51 條至第 57 條之罰則多以刑事處罰為主，因此我國飲水管理條例部分採取刑事處罰固有其理由與必要，然依據現行飲用水水質處理藥劑申請公告作業準則第 3 條第 2 款之規定：「申請公告飲用水水質處理藥劑者…：二、美國、加拿大、日本、紐西蘭、澳洲或歐盟（EU）等任一國家准許使用該藥劑處理飲用水水質之相關證明文件。」亦即若無這些國家之證明文件，即無法申請公告飲用水水質處理藥劑，並隨之依飲用水管理條例第 18 條進行刑事處罰，且亦無如要求限期改善之緩衝規定，是否過於限縮與嚴苛，實待商榷。另一方面，採取刑事處罰之附隨正當法律程序的要求亦會隨之變高，現行飲用水管理條例對於主管機關踐行調查程序與舉證責任之要求卻未因之加以提升，縱然依據行政院環境保護署組織條例第 17 條之 2 於該署配置有環境保護警察隊，以協助執行環境保護法令及排除稽查或取締違反環境保護法令之阻礙事項，但除環保警察之設置在法治

國家中警察與一般行政機關之危害防止任務分配上是否妥適，尚有疑義外，因飲用水管理條例並未重視刑事處罰之調查程序，恐使行政調查與犯罪偵查之界線變得模糊，就憲法保障人民基本權利之角度來看，恐有未妥。

至有關環境教育法之講習，係明定於環境教育法第 23 條：「自然人、法人、設有代表人或管理人之非法人團體、中央或地方機關（構）或其他組織有下列各款情形之一者，處分機關並應令該自然人、法人、機關或團體有代表權之人或負責環境保護權責人員接受一小時以上八小時以下之環境講習：一、違反環境保護法律或自治條例之行政法上義務，經處分機關處停工、停業處分。二、違反環境保護法律或自治條例之行政法上義務，經處分機關處新臺幣五千元以上罰鍰。」立法理由為：「加強違規污染者之環境保護意識，促使維護環境品質…一般環境教育或處以罰鍰已無法有效改變其行為，應列為接受環境講習之對象，始其充分瞭解環境問題，體認環境倫理及責任，特別加強其環境教育，爰明定其為應接受環境講習之對象，並明確規範符合第 3 條環境保護法律或自治條例定義之各該法律或自治條例構成要件而受處罰者，始令該自然人、有代表權之人等參加講習，以符行政罰法之處罰明確原則」，另依據環境教育法施行細則第 7 條第 12 款：「本法…第 23 條所定環境保護法律如下：十二、飲用水管理條例」，致使自來水事業若違反飲用水管理條例之行政處罰，尚依環境教育法第 23 條接受環境講習。

本文認為，對照本文前文之探討係將飲用水視為特別食品，並將飲用水管理條例視為是食品衛生安全管理法之特別法來看，飲用水管理條例不能當然視為是環境保護法律，只是因為該條例明定中央主管機關為行政院環境保護署，即將該條例視為環境保護法律，實非妥適。且命受處罰之自來水事業相關人員接受環境講習，是否具有實益，及有無違反行政法上「禁止不當聯結原則」，尚有疑慮。基此，本文建議前揭環境教育法施行細則第 7 條第 12 款規定應予刪除。

六、結論

飲用水之管理所涉議題相關當複雜，單就水源管理而言，除前述自來水法之「水質水量保護區」與飲用水管理條例之「飲用水水源水質保護區」外，其與水利法之水源清潔與水量之管理、水土保持法之「特定水土保持區」與「水庫集水區」、水污染防治法之「水污染防治區」之競合與相關中央主管機關之合作與整合議題，即有諸多更進一步討論之空間。礙於篇幅，本文以上僅以飲用水為中心，並就飲用水管理條例中之「飲用水水源水質水量保護區之主政機關」、「飲用水與其供應之管理之主政機關」、「飲用水與其水源之水質標準」及「罰則與調查程序」四部分進行檢討。

綜合以上對於飲用水管理條例與飲用水管理行政之討論，本文初步建議，飲用水水源水質水量保護區之主政機關應由中央水利機關主政，飲用水與其供應之管理則宜由衛生主管機關主政，為免發生飲用水之管理遭切割適用以及借鏡日本法制，飲用水管

理條例中之「飲用水水質標準」與「飲用水水源水質標準」宜由中央衛生主管機關管理，並配合食品安全行政之改革將之納入食品安全評估體系，應重新檢討刑事處罰之正當法律程序要求，而有關環境教育法施行細則第 7 條第 12 款之規定則應予刪除。

參考文獻

- 1.原田久，「エビデンスに基づかない政策形成-食品安全行政を素材にして」，立教法學第87期，2013年3月，頁205-224。
- 2.許惠琳、吳景明、李許耀華，「國內飲用水源的保護與規劃管理」，環境與生態學報第1卷第1期，2008年，業13-30。
- 3.許銘華、黃妙如，「我國水源保護區劃設現況與因應對策」，自來水會刊雜誌第21卷第4期，2002年11月，頁26-52。
- 4.臺灣本土法學雜誌主辦，「飲用水管理條例相關法令規定檢討專家學者座談會議」，台灣環境與土地法學雜誌第7期，2013年9月，頁1-30。
- 5.德田博人，「食品安全基本法および改正食品衛生法の評判的検討」，琉大法學第70期，2003年9月，頁1-26。
- 6.蔡敦銘，「飲用水」，收錄於同氏著，環保與法律，臺北：翰蘆圖書，2007年，頁511-534。

作者簡介

徐良維先生

現職：國立高雄應用科技大學通識教育中心兼任助理教授、臺南市政府法制處科員
專長：憲法、行政法、憲法訴訟、地方自治