



國立臺灣大學工學院環境工程學研究所

碩士論文

Graduate Institute of Environmental Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis

因應人口變遷之自來水管網未來承載能力評估與管理

研究

Assessment and management of future capacity of water

supply network due to population change

王俞鈞

Yu-Chun Wang

指導教授：闕蓓德 教授

Advisor: Pei-Te Chiueh, Professor.

中華民國 111 年 8 月

August, 2022

## 致謝

在職專班的求學期間是一趟奇妙的旅程，多虧了許多貴人相助，讓我享受在學校、工作與生活間穩定平衡的時光。這兩年來，首要需感謝指導教授關蓓德老師的悉心指導，無論是教學與研究路上，提供最溫暖且直接的教與幫助，並在百忙之中指點我研究的不足之處。同時也要感謝駱尚廉老師與童心欣老師口試時提出的寶貴建議，惠我良多，使這篇論文更加完整，在此致上最深的謝忱。

在課堂上或研究室，同學與學長姐們友善認真的態度一直鼓舞著我走到今天，感謝子羿、子琦學姊，以及我的同學政其、詩雅、亦薌、芝瑩與政睿，有你們在，讓我的求學路途更加充實與快樂；在工作上感謝北水處許敏能副總持續的支持與鼓勵，也感謝張峻維股長及林佑鴻股長的在我求學時期的包容與鼓舞，另也要大力感謝西區工程二股的同仁們業務上的協助，讓我在工作上無後顧之憂；最後要謝謝我的家人和立生，你們精神與實質上的支持與照顧是我最大的動力，讓我能完成人生重要的一個階段，並持續往未來邁進。

王俞鈞 謹致

於國立臺灣大學環境工程學研究所

2022年9月20日

## 摘要

台灣近年來少子化問題日趨嚴重，到了西元 2020 年代開始出現生育率低於死亡率的狀態，都市人口也逐漸衰退，依據國發會的預測未來五十年可能減少約 32% 的人口。現代人類生活與自來水息息相關，人口的數量往往直接影響到自來水需求量，在人口萎縮的未來，都市自來水設備的供給量能亦需要同步減少，以避免過多自來水滯留於管線系統中，除增加維運成本，亦讓水質腐敗，使供水品質下降。

自來水供水系統是都市建設或開發計畫中重要的一部分，而自來水系統在規劃上無法像電力以空中纜線迅速且成本較低的方式施工，需要佔用大量土地，埋設管線與興建儲水設施，無論施工或後續維護所消耗成本甚鉅。在施工前需要詳盡的盤查與規劃，如計算用水人口、管線長度、施工耗時等等，以避免施作出不符合需求的設施，浪費有限的經費及物力。

本研究考慮未來人口下降趨勢與用水量改變，擬定自來水供水管網的未來更新計畫，為了確保更新後的效益，本研究將研究區域中管線進行分類，並制定 4 種縮管程度，經排列組合後共 64 種方案，經美國環保署所開發的 EPANET 建模後以模擬值篩選出 25 個符合供水需求的口徑變更程度組合，並以施工成本、流速及水齡改善等指標進行各方案效益評價。其中相較於維持原管線口徑，方案 133 (等級 A 縮管 1 級; 等級 B 與 C 縮管 3 級) 施工經費最為低廉，且整體管網中自來水滯留時間下降幅度最大；而方案 231 (等級 A 縮管 2 級; 等級 B 縮管 3 級; 等級 C 縮管 1 級) 的管網流速改善成效較佳。通過模擬不同口徑組合的新型態管網，以及後續的更新效益分析，可作為未來自來水事業在評估管線更新時的參考資料。

關鍵字：EPANET、管線更新計畫、用水量評估、自來水管網設計、餘氯分析、水齡分析、工程效益分析

## Abstract

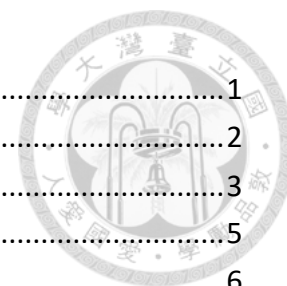
The problem of Taiwan lower birth rate has been increasingly serious in recent years, and the fertility rate has been below the mortality rate since the 2020's. The urban population is also gradually declining, and according to the prediction of the NDC, the population may decrease by 32% in the next 50 years. In a shrinking population, the urban water facilities will need to be reduced in order to avoid excess water being retained in the pipeline system, which will not only increase maintenance costs, but also allow the water quality to deteriorate and degrade the quality of the water supply.

Water supply systems are an important part of urban construction or development plans, which require a large amount of land to burying pipelines and building water storage facilities. The water system will consume significant costs for both construction and subsequent maintenance. Investigation and planning is necessary before construction

In order to ensure the effectiveness of the renewal, the study classified the pipelines in the study area and worked out 64 options by classified four types of water pipe. The benefits of each option were evaluated in terms of construction cost, flow velocity, and water age improvement. Compared with maintaining the original pipe diameter, Option 133 (Class A Reduced Pipe Class 1; Class B and C Reduced Pipe Class 3) has the lowest construction cost and the largest water age reduction in the network; while Option 231 (Class A reduced pipe grade 2; Class B reduced pipe grade 3; Class C reduced pipe grade 1) has better results in improving the velocity of flow of this network. By simulating of 64 pipe network improvement with different diameter combinations and analyzing the subsequent renewal benefits, it can be used as a choice and reference for the future water utility in evaluating pipe renewal.

**Key words:EPANET, pipeline renewal, water consumption assessment, water network design, chlorine analysis, water age analysis, project benefit analysis**

目錄	
致謝.....	1
摘要.....	2
Abstract.....	3
表目錄.....	5
圖目錄.....	6
第一章  緒論.....	8
1.1 研究背景及動機.....	8
1.2 研究架構及研究方法.....	9
第二章  文獻回顧.....	11
2.1 自來水系統管網設計.....	11
2.2 EPANET 自來水系統模擬應用.....	13
2.3 人口變化下的自來水系統調整對策.....	27
第三章  研究方法.....	36
3.1 EPANET 管網分析軟體.....	36
3.2 研究區域簡介與資料來源.....	39
3.3 模型建置.....	42
3.4 參數設定.....	53
3.5 效益分析方法.....	59
第四章  模擬結果.....	62
4.1 單周期模擬結果.....	62
4.2 七十二小時周期分析.....	69
4.3 模擬結果與可行方案篩選.....	78
第五章  效益評估.....	81
5.1 管網流速分析.....	81
5.2 水齡降低分析.....	83
5.3 工程經費效益分析.....	86
第六章  結論與建議.....	93
參考文獻.....	95





表目錄

表 2-1 各種建築物面積推算法用水量對照表 .....	12
表 3-1 全新管材的海生威廉粗糙係數 .....	38
表 3-2 使用時間不同之鑄鐵管材的海生威廉粗糙係數 .....	38
表 3-3 2022/3/21~3/25 公館加壓站 800mm 出水壓力紀錄 .....	45
表 3-4 公館加壓站 800mm 出水流量 .....	47
表 3-5 公館加壓站 800mm 出水量小時平均值與比例 .....	48
表 3-5 未來 50 年度總人口數低、中、高推估情境 .....	54
表 3-6 未來 50 年度總人口比例低、中、高推估情境 .....	55
表 3-7 現行管網中各等級管線中不同口徑埋設長度 .....	56
表 3-8 自來水管線縮管方案中各等級管線縮管程度對照表 .....	57
表 4-1 單周期分析中各方案指標節點壓力值紀錄表 .....	66
表 4-2 管徑縮管方案(原始模型~方案 100)模擬後第 49 至 72 小時節點 444225 自由有效餘氯濃度(紅底為濃度低於 0.2mg/L) .....	74
表 4-3 管徑縮管方案(方案 101~方案 202)模擬後第 49 至 72 小時節點 444225 自由有效餘氯濃度(紅底為濃度低於 0.2mg/L) .....	75
表 4-4 管徑縮管方案(方案 203~方案 310)模擬後第 49 至 72 小時節點 444225 自由有效餘氯濃度(紅底為濃度低於 0.2mg/L) .....	76
表 4-5 管徑縮管方案(方案 311~方案 333)模擬後第 49 至 72 小時節點 444225 自由有效餘氯濃度(紅底為濃度低於 0.2mg/L) .....	77
表 4-6 單周期及 72 小時周期分析各方案可行性統計 .....	78
表 5-1 臺北市不同道路寬度地下埋設物規定深度與回填材料個別厚度規定 .....	87
表 5-2 台北自來水事業處管網工程單價分析表各項工程費用 .....	88
表 5-3 路寬 8 米以下各口徑管線埋設所需材料體積及施工費用 .....	90
表 5-4 路寬 8 米以上各口徑管線埋設所需材料體積及施工費用 .....	91
表 5-5 各管線口徑縮小方案施工費用現值與比例排名 .....	92

## 圖目錄

圖 1-1 研究流程圖 .....	10
圖 2-1 經 EPANET 17 小時模擬後模型中各節點餘氯濃度分布 .....	15
圖 2-2 經 EPANET 模擬再生水管網現狀供水情形 .....	16
圖 2-3 管線配置調整後之 EPANET 模擬結果 .....	16
圖 2-4 印度那格普爾市 EPANET 模型建置 .....	17
圖 2-5 (a)以 EPANET 建置現有管網(b)間歇性供水壓力模擬值分布(c)連續性供水壓力模擬值分布.....	19
圖 2-6 自來水系統中物質傳輸與物理/化學反應模型 .....	20
圖 2-7 PFOA 與(a)PFOAB(b)PFOAaMS 模型預測值與實驗值比較.....	21
圖 2-8 規模 5 地震後管網中壓力分佈 .....	22
圖 2-9 規模 6 假想地震後管網中壓力分佈 .....	23
圖 2-10 規模 7 假想地震後管網中壓力分佈 .....	23
圖 2-11 內湖地區 EPANET 建模資料示意圖 .....	24
圖 2-12 最大時流量流速小於 0.3m/s 示意圖 .....	25
圖 2-13 最大日流量流速小於 0.3m/s 示意圖 .....	25
圖 2-14 平均日流量流速小於 0.3m/s 示意圖 .....	25
圖 2-15 最小時流量流速小於 0.3m/s 示意圖 .....	26
圖 2-16 內湖配水池釋放高水齡自來水分布模擬示意圖 .....	27
圖 2-17 以多邊形分割供水區域示意圖 .....	28
圖 2-18 自來水管網 EPANET 模型節點高城與管線粗糙度設定 .....	29
圖 2-19 東京都地區新多摩市因應人口變化調整 2 種管線配置 .....	30
圖 2-20 管徑變更後的管線中水齡變化 .....	31
圖 2-21 東京都江戶川區葛西地區自來水管網路圖 .....	33
圖 2-22 口徑縮減方案與不同汰換階段的最低有效水壓 .....	34
圖 2-23 不同汰換優先次序在各汰換期中的最小有效壓力比較 .....	34
圖 3-1 EPANET 匯入檔資料格式 .....	37
圖 3-2 研究區域位置圖 .....	40
圖 3-3 公館加壓站、S148 及 S119 監視點壓力曲線比較.....	41
圖 3-4 研究區域 EPANET 操作介面 .....	42
圖 3-5 EPANET 單周期分析管網模型 .....	43
圖 3-6 EPANET 多時序周期管網模型示意圖(加入加壓設備).....	44
圖 3-7 公館加壓站 800mm 出水量比例 .....	49
圖 3-8 節點 433398 在多時序模擬中第 1 至 24 小時節點壓力變化 .....	50
圖 3-9 EPANET 中化學物質反應區域與關連常數示意圖 .....	51
圖 3-10 72 小時時序模擬中節點 433398 的餘氯模擬值變化 .....	53
圖 3-11 台灣人口至 2070 年出生率及死亡率趨勢 .....	54
圖 3-12 自來水管線依據埋設路段寬度分級圖 .....	56

圖 3-13 自來水管線埋設施工順序與施工費用關係圖 .....	60
圖 4-1 2022 年與 2070 年用水量於原口徑管網各管段流速分級圖 .....	63
圖 4-2 2022 年與 2070 年用水量於原口徑管網各點水壓分級圖 .....	64
圖 4-3 以原始用水量與 2070 年用水量模擬後觀測點壓力比較 .....	65
圖 4-4 以原始用水量與 2070 年用水量模擬後流速比較 .....	65
圖 4-5 2022 年與 2070 年用水量 72 小時周期模擬水壓值差異(444225 為例).....	69
圖 4-6 2022 年與 2070 年用水量 72 小時周期模擬餘氯濃度差異(444225 為例)..	70
圖 4-7 2022 年與 2070 年用水量與縮管方案 003 以 72 小時周期模擬水壓值差異 (444225 為例).....	70
圖 4-8 2070 年用水量在口徑未變更管網中監測點之餘氯濃度變化 .....	71
圖 4-9 2070 年以方案 003 更新管網後各觀測點餘氯濃度變化 .....	72
圖 4-10 2070 年以方案 110 更新管網後各觀測點餘氯濃度變化 .....	72
圖 4-11 2070 年以方案 123 更新管網後各觀測點餘氯濃度變化 .....	73
圖 5-1 各口徑變更方案中不同流速佔管線總長度比例比較表 .....	82
圖 5-2 以原始用水量與 2070 年用水量模擬後節點 433398 水齡比較 .....	83
圖 5-3 2070 年情境以原口徑方案與更新方案 003 模擬後節點 433398 水齡比較	84
圖 5-4 節點 482477 各管線口徑變更方案第 49 至 72 小時平均水齡 .....	84
圖 5-5 節點 433398 各管線口徑變更方案第 49 至 72 小時平均水齡 .....	85
圖 5-6 節點 430848 各管線口徑變更方案第 49 至 72 小時平均水齡 .....	85
圖 5-7 節點 444225 各管線口徑變更方案第 49 至 72 小時平均水齡 .....	86
圖 5-8 臺北市地下埋設物規定回填材料規定 .....	87
圖 5-9 臺北自來水事業處管線工程施工說明不同管徑管溝挖掘斷面寬度規定 ..	88



# 第一章 緒論



## 1.1 研究背景及動機

自來水供水管網為都市發展及建設重要的一環，自來水事業單位配合用水需求，埋設給配水管線供應能滿足需求的自來水，方便用戶使用自來水。自來水事業機構藉由完善規劃與建設，從水源中取得原水，再藉由輸水設備或原水管線等導水設施將原水注入淨水設備，將原水處理成符合水質檢驗標準的清水。處理完畢再經由輸水設施、配水設施（包括配水池、配水塔、配水管等）、給水裝置（包括給水管、用戶水塔、屋內給水管、給水器具等）等，提供用戶方便使用的自來水，這個系統需花費巨大金錢、人力及物力來建構完成，故自來水設施為長期性公共建設，在事前規劃上需有充足的準備，如區域內的需水量、未來規劃、配水管所需水壓、符合自來水相關法規的水質及埋設管線所需經過道路，皆是建構自來水給配水管網所需考慮的項目，配合著都市計畫、開發範圍與人口變動調整，俾利提供自來水供給生活百業使用。

自來水輸配水設備的維護及新設佔總建設預算的 70%以上，依據臺北自來水事業處資產損益資料中，給配水管等設備佔固定資產的 7~80%。目前在管才鋪設部分以球狀石墨延性鑄鐵管作為主要管材，預估壽命在 4~50 年，隨使用年限將屆，會出現脆化或老舊導致漏水的情形，會有每年固定汰換的需求，在預算有限的狀態下，須審慎考慮鋪設成本運用的有效性。且配水管網之分布對都市的發展、人口的成長有重大影響，自來水事業須即早決定配水管網構架，其中管線之路線、管徑必須優先決定，進而決定配水池、加壓站、水栓、水閘等設備之位置、型式、容量、材質、數量等，方能建構完成供水管網系統。

世界中諸多開發中及已開發國家面臨人口減少的問題，在台灣都市人口密集，人口萎縮會影響都市人口居住密度，進而直接影響到用水量，本研究的目的為利用管網建模，模擬出未來世代隨人口減少趨勢影響的自來水系統，並提出管線口徑縮減的改善方案。以鑄鐵管使用年限的 50 年後的人口變化作為基準，因應年

限到來，管網需要汰換及更新，利用水利分析模擬軟體來評估各個口徑縮管方案的可行性，評估標準為受自來水相關法規規範的水壓與自由餘氯濃度。經以上標準篩選出可行方案後，進行效益的分析與比較，以獲得管網規劃之最佳決策，且須符合管網供水量及水壓之要求，以提升日後管網營運、維護之績效。

## 1.2 研究架構及研究方法

本研究為了解因人口減少所致生活用水量下降，對自來水系統供水方面有何影響，如調整未來自來水管網配置是否能改善並符合目標年度的承載能力。本研究流程如圖 1-1，首先收集自來水管線系統設計與模擬之相關文獻進行回顧，並設定研究區域、收集其中的管線口徑、用水量資料，來建置目前年度的自來水供水模型。模型模擬所使用工具為美國環保署所開發之免費水利分析軟體 EPANET，該程式主要以自來水管線中的能量方程與設備節點的質量方程式以混合模式進行整個系統模擬，並能帶入加壓站、蓄水池等多種供水設備用水模式進行模擬，無規模限制，另其輸入與匯出資料格式是主要以節點、管線的座標與水利特徵為主的文件檔案，容易帶入外部插件如 QGIS 等進行圖台展示，目前台灣的自來水事業單位已逐步推廣至工程前端設計中，故選定該程式作為本研究模擬工具。

本研究設定更新研究區域內全部自來水給配水管，配合管材的使用年限，將目標年度定為 50 年後將系統內管線全部汰換。以國發會的人口趨勢推測研究區域內目標年度 2070 年的人口變化來計算目標年度之自來水用水量，調整用水量後觀察管網各項水利數值變化。

為了使供水系統所提供水壓與水質符合標準，並尋求更具有經濟效益或附加價值的汰換方案，本研究以調整自來水管線口徑配置，以水利分析軟體 EPANET 進行管線口徑變更後的模擬，觀察結果是否能符合目標年度自來水管網承載能力及使用需求，篩選出其中的可行方案。最後以調整後之自來水管網配置方案做為目標，進行管線汰換工程的效益分析，分為管網內流速改善情形、工程經費現值差異等項目作為評比內容，來尋找效益較佳的自來水管網更新方案。

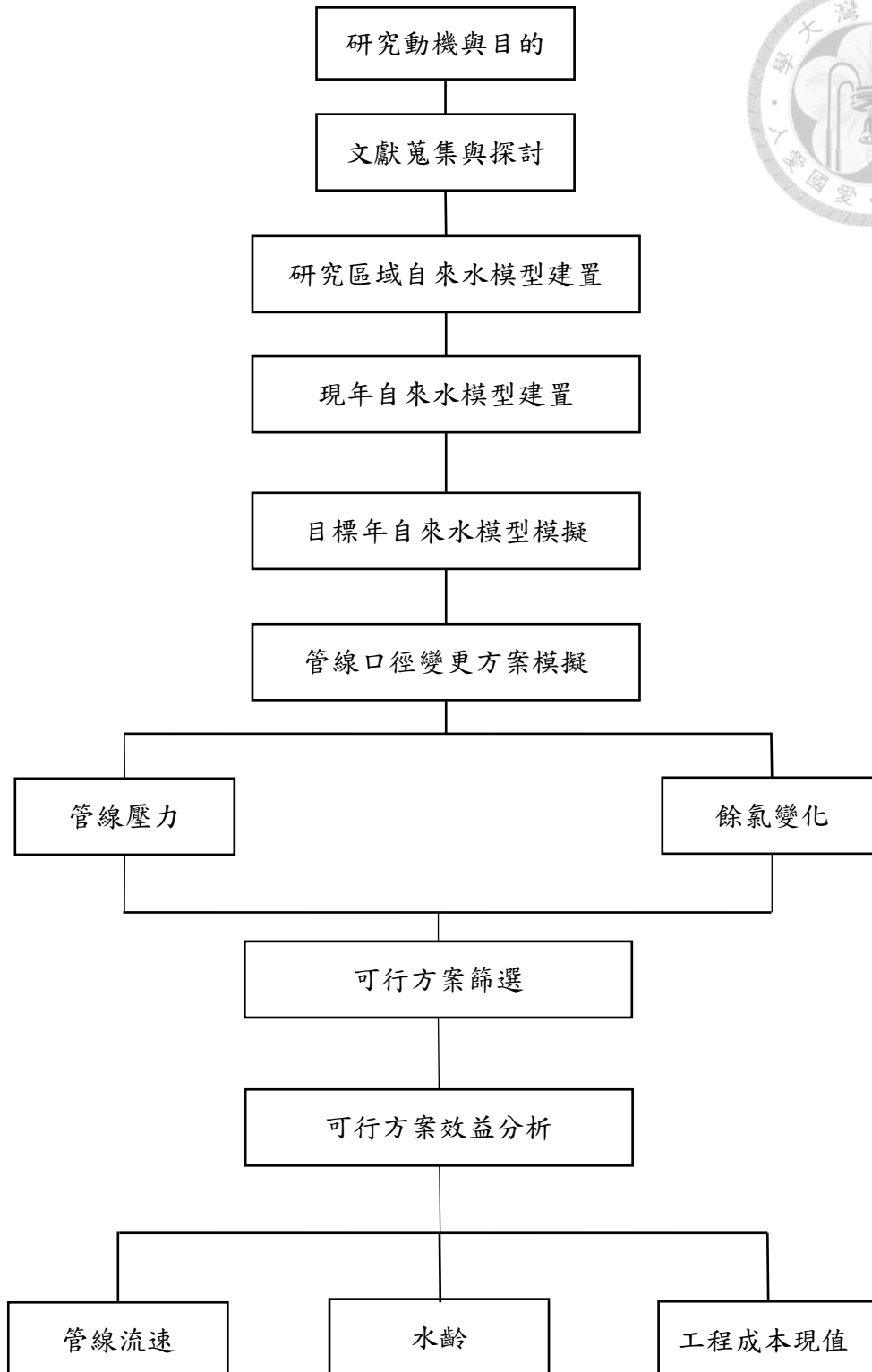


圖 1-1 研究流程圖

## 第二章 文獻回顧



### 2.1 自來水系統管網設計

自來水供水系統為了將經妥善處理，符合國家水質標準的自來水輸送至用戶的用水設備中，必須建構自來水管線系統。相關的輸配水工程建置可追溯至西元前 2 世紀，羅馬人即建置了頗具規模的都市供水系統，其中西元 1 世紀弗拉維王朝時期，羅馬貴族、政治家兼土木工程師弗拉提努斯(Sextus Julius Frontinus)及助手希羅 (Hero of Alexandria) 執行都市公共工程及輸水工程考察，提出出水口高程與流量之間的關係，將其位能轉換現象稱為水頭(water head)，而輸水管線在滿管流狀態下能不借助幫浦力量由高處排至低處的位能轉換原理，為羅馬帝國都市地區的輸水公共系統貢獻繁多，也為後世在構築自來水供水系統上提供參考。

依據我國自來水法第 43 條規定，自來水事業應具有：汲取必須原水的取水設備、貯放原水的貯水設施、導送原水的導水設備、適當沉澱過濾及水質控制的淨水設備，輸送淨水的輸水設施與配送清水至用戶端的配水設備。這些設備大多需建築於地面、或埋設設施物於地面下，具有佔地面積大、埋設成本高、難以改接及移動等特性，不如供電網路一般容易布設管線，故在施工前自來水事業需有完整的先期規劃設計，以避免浪費工程興建經費以及其他資源的消耗，在規劃初期主要應先推估供水區域內的預計用水量，作為設計自來水設備容量的參考。不同的建物型態與產業、建物利用形式會使需水量和用水尖峰時間的差異，根據台北自來水事業處頒定的自來水用水設備審圖、檢驗、給水申請及設計作業規範中，依據經驗公式推估各建築物用途的不同會有相對應的一日平均使用水量作為設計參考(如圖 2-1)，在與建築物有效面積相乘後可得到一日設計用水量。除進入建築物內，經過水量計轉動紀錄刻度的消費性用水量，供水系統總容量還須加上消防用水與緊急用水等無非計費水量，約佔總體容量的 10%。

表 2-1 各種建築物面積推算法用水量對照表



建築物用途	一日平均使用水量 (ℓ)	一日平均使用時間	使用者	有效面積相當人員	有效面積總面積(%)
辦公室	100~120	8	等於在勤者 1 人	0.2 人/ m <sup>2</sup>	辦公室 60
政府辦公室·銀行	100~120	8	等於僱員 1 人	0.2 人/ m <sup>2</sup>	一般 55~57
醫院	高級 1,000 以上 中級 500 以上 其他 250 以上	10	等於 1 病床 外來客 8 職員 120 看護 160	相當人病床 3.5 人	和辦公室相同 45~48
寺院·教會	10	2	1 次參會者		
劇場	30	5	等於客席 1 人		53~55
電視院	10	3	等於總人員	相當客席 1.5 人	
百貨公司	3	8	等於客人 1 人	1.0 人/ m <sup>2</sup>	55~60
店鋪	100	7	店員 100 / 常住 160 /	0.16 人/ m <sup>2</sup>	
小賣市場	40	6	等於客人 1 人		
大眾餐廳	15	7	"	1.0 人/ m <sup>2</sup>	
料理店	30	5	"	1.0 人/ m <sup>2</sup>	
酒吧	30	6	"		
社交俱樂部	30		"		
夜間俱樂部	120~350		等於客席 1 人		
住宅	160~200	8-10	等於居住者 1 人	0.16 人/ m <sup>2</sup>	50~53
高級住宅	250	8-10	"	0.16 人/ m <sup>2</sup>	42~45
公寓	160~250	8-10	"	0.16 人/ m <sup>2</sup>	45~50
公寓(無廚房)	100	8-10	"		
宿舍	120	8	"	0.2 人	
大飯店	250~300	10	等於客數	0.17 人	
旅館	200	10	"	0.24 人	
俱樂部住宅	150~200		來訪者	15~150 人	
小、中學	40~50	5-6	等於學生	0.25~0.14 人	58~60
高等學校以上	80	6	"	0.1 人	
研究所	100~200	8	等於所員 1 人	0.06 人	
圖書館	25	6	等於博覽者 1 人	0.4 人	
工廠	60~140 (男 80, 女 100)	8	等於輪班 1 人	座作業 0.2 人 立作業 0.1 人	
停車場、車站	3	15	乘降客數		

(自來水用水設備審圖、檢驗、給水申請及設計作業規範,2021)

因每日用水量並非恆定，無論在配水系統或建築物內蓄水設備容量設計上仍需保留餘裕用水量，應一併考慮最大日用水量，通常為設計一日用水量乘以安全係數 (1.2~1.6 之間) 作為蓄水設備設計的依據。另考慮用水行為的不同，如清晨

7~9 點、下午 5~8 點皆為用戶居家活動用水量較高的時段，如盥洗、烹飪或進行家務等，在晚上 12 點至清晨 6 點通常活動較少，時用水量偏低，在管線設計上需要考慮其口徑是否能乘載最大時用水量及加壓幫浦變頻設定。最大時用水量為最大日用水量取小時平均後，依據供水區域性質乘上相對應的安全係數，如住宅區因作息活動較為一致，用水活動集中度高，通常安全係數取 2.0；在住商混合地區，會使用較低的安全係數如 1.2~1.6 作為最大時用水量計算標準。

而配水系統作為將自來水運送至用戶端的設施，在埋設上常受到地表地形、公私土地或是都市計畫等影響，無法以單純的流體力學與數學方程進行分析，且自來水事業必須考慮管道埋設的經濟效益，如 Karmeli (1968)、Jacoby (1968)、Liang (1971) 等人研究以線性、迴圈及樹枝狀分布等不同型態來規劃配管並比較埋設費用等有效性，國內部分則有吳瑞賢，林永敏(1995)以水力計算與線性規劃應用於管網最佳化工程，LINDO 等軟體求得在允許最小要求水頭下最經濟的管徑配置。因自來水系統在設備調整時需輔以龐大的水理相關分析，運算起來相當耗時，通常會佐以相關的分析軟體進行輔助運用。

## 2.2 EPANET 自來水系統模擬應用

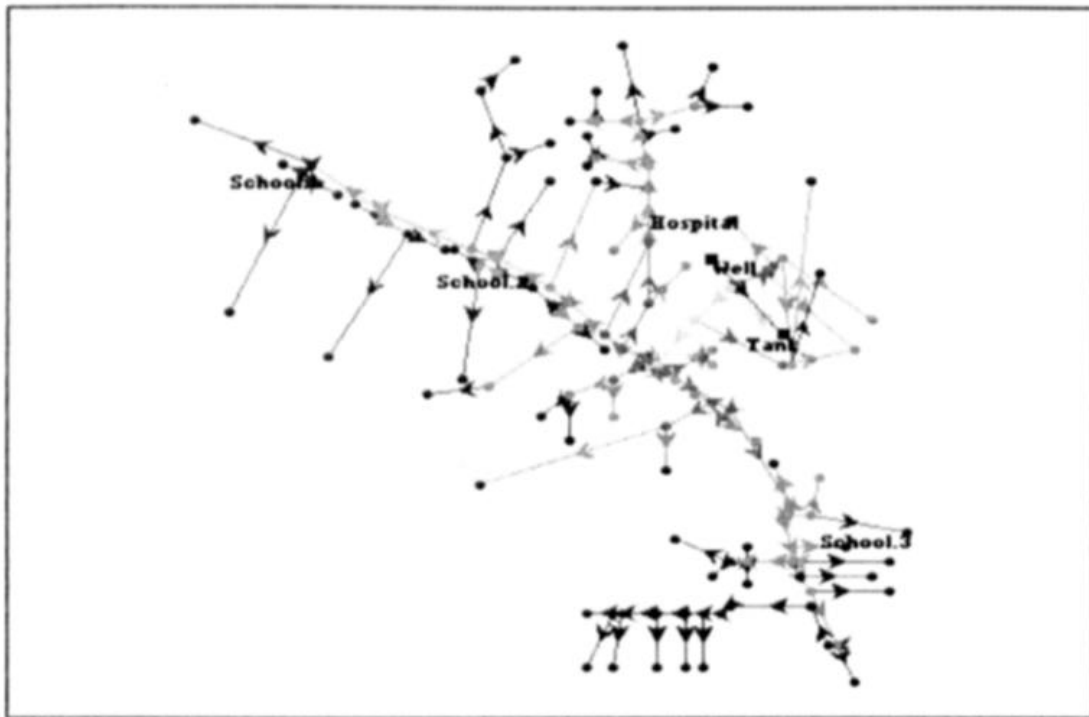
EPANET 為美國環保署供水及水資源部門為給水系統建模所開發的免費軟體，可在其網站中的水資源研究分類中進行軟體、使用手冊以及其他附加工具包或擴充功能的下載（下載網址：<https://www.epa.gov/water-research/epanet>）。EPANET 經常應用於供水系統建置或調整的模擬，以利自來水事業做前期規畫或後續更新設備策略參考，除了有龐大且多元的水力分析變數來輔助建置模型外，因有圖像化、具有座標與高程的節點與管線等標示，還能夠作為自來水系統中分析並展示的圖像化軟體。

Ratnayake 和 Jayatilake (1999 年) 開始使用 EPANET 軟體對農村地區進行供水系統的建置與分析。研究區域選擇斯里蘭卡的拉特納普勒 (Ratnapura) 農業區，道路總長 8000 公尺，供水範圍共 5 平方公里，其配水系統由 139 條管線構

成，共有兩個供水來源：井水取水與源自高山的溪流，以重力流方式供水。經該國自來水與污水管理機關（the National Water Supply and Drainage Board）調查，溪水水源中氟化物含量偏高，水中適當的氟含量已證實能預防齲齒，但如超過 1.5mg/L 反而會造成牙齒琺瑯質斑駁；水中的自由有效餘氯為抑制病原體或其餘有機物質的對策，如無保持適當的自由餘氯濃度，水中大腸桿菌含量將會上升，容易造成疾病傳播，在供水系統中水源的餘氯濃度應屆於 0.5~0.8mg/L，供水管線濃度需大於 0.2mg/L，在管末端至少要有 0.1mg/L 的餘氯濃度。

為了解氟以及氟化物在供水管線系統中傳遞模式，Ratnayake 等以 EPANET 建置該地區自來水系統模型，來模擬從水源進入管線網路各節點中的各種化學物質，隨時間的濃度變化與擴散情形。研究模型中將設定目標化學物質的氟與氯作為污染物，供水系統由 139 條管線及 137 個節點組成，並設定污染物在時序模擬時的第 1 個小時開始擴散，來觀察各節點的模擬值變化，特別是像醫院、學校等重要節點。

Ratnayake 在依據模擬結果，自來水系統中污染物在任一節點達到最大濃度的時間與污染物的初始濃度無關，僅與其在管網系統中的位置有所關聯，而相對於系統上游，下游的污染物濃度較高，會接近於供水源頭濃度；如果在擴散 1 小時候關閉供水源頭的污染物，最終管網內污染物的最大濃度會降低至僅初始濃度的 50%，推測如污染物能及時發現，能夠將傷害大幅減低。該系統中設定源頭水質中餘氯濃度為 0.8mg/L，經 17 個小時的模擬後，EPANET 顯示供水系統中某些節點的濃度會低於標準，甚至部分會下降到低於 0.1mg/L（如下圖 2-1），在系統需要增加加藥點以及幫浦，來幫助將整體餘氯濃度提升到目標濃度，該研究結論指出透過建立 EPANET 模型，能夠有效檢測出系統中的污染物隨時間擴散情形，以及必須化學物質如餘氯的衰退情形，並評估設置需重新加藥區域，監測其管線末端自由餘氯數值，並能模擬變更幫浦運行周期來保持供水水質。



(Ratnayake&Jayatilake.1999)

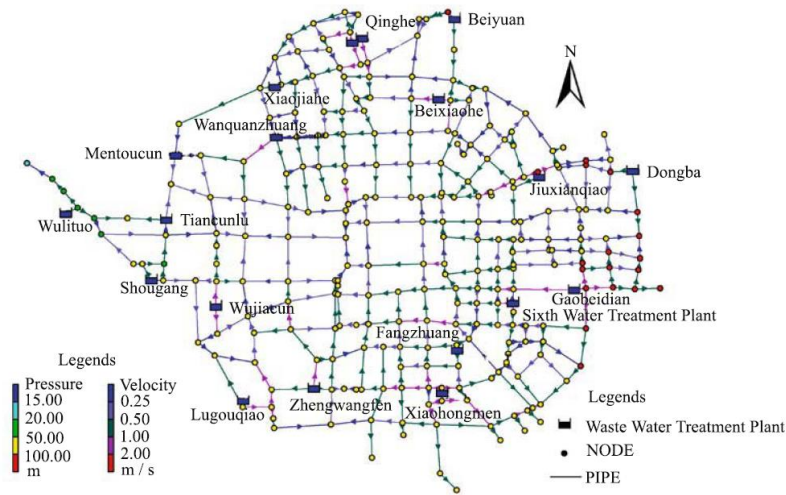
圖 2-1 經 EPANET 17 小時模擬後模型中各節點餘氯濃度分布

除自來水外，EPANET 亦可應用於再生水等管網模擬中，Jia 等（2006 年）針對北京再生水廠與大規模再生水用水計畫進行 EPANET 水理模型建置，配合地理圖資系統(ArcGIS)所量測的區域高程與需水量，建構再生水輸送幹管及其支線管網的管徑與走向，模型中包含 19 個再生水廠、277 個節點與 427 條管線構築整個供水系統(如下圖 2-2)。再生水總水量約為每日 212M<sup>3</sup>，主要用於工業、景觀用水、道路清潔、草地灌溉及廁所水用水等。

在模型中，再生水水源供應廠主要集中在東部，需水用戶集中於西邊。在進行水理分析後發現，為滿足管網中壓力敏感節點的最低壓力需求 15 公尺(約為 1.5kg/cm<sup>2</sup>)時，管網中有部分地區壓力會高達 50~100 公尺，爆管的風險大幅提升，可能增加整體營運與維修成本，且部分連接東西邊的管線口徑尺寸不足，使管段的流速在 1.1~2.0m/s，流速過快的結果管線內水頭損失增加而使供水壓力下降，容易造成供水瓶頸，經過調整如放大管線口徑及調整管線配置後，模型中節點壓力介於 20~55 公尺，流速低於 1.44m/s，符合整體管網需求（如下圖 2-3）

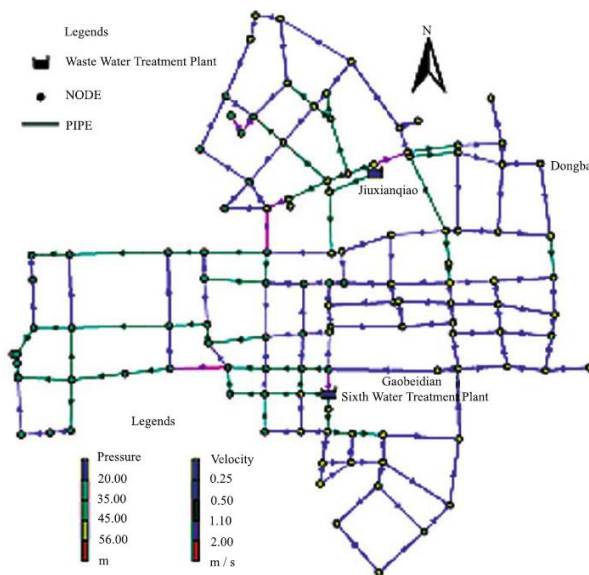


該研究利用 EPANET 建構出目前北京市區再生水管線系統的整體配置，搭配經緯度及高程，在進行初步模擬時便可發現在管線系統運轉時可能會出現的問題如部分地區壓力過高、管線口徑不足、部分管線內流速過高等可能另維運成本提升的情形，透過修正部分配置，並重新進行水理模型修正與 EPANET 的模擬，完成北京市需整體供水系統規劃，並可實際應用至政策執行中。



(Jia et al.,2006 年)

圖 2-2 經 EPANET 模擬再生水管網現狀供水情形

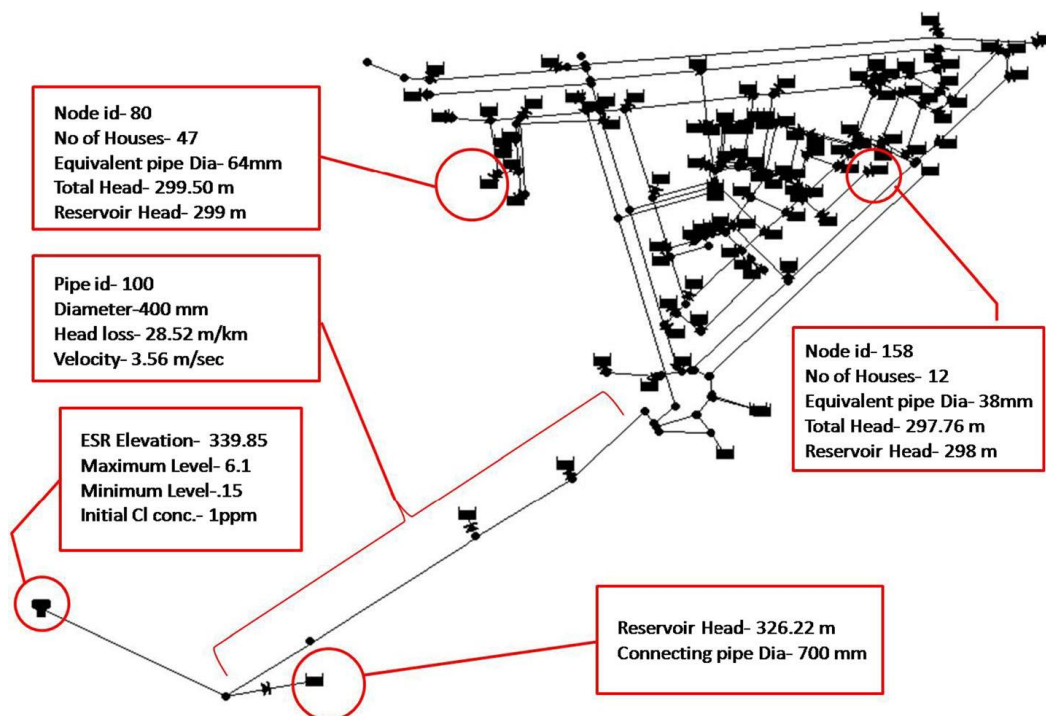


(Jia et al.,2006 年)

圖 2-3 管線配置調整後之 EPANET 模擬結果

在開發中國家，因為民生基礎建設不足，經常無法全天候連續性供應自來水，對於水資源管理單位是相當大的挑戰，在新建設備來提升供水品質前，需要檢視

目前的自來水管網是否能承受連續性的用水需求。Sanjeeb Mohapatra 等(2014 年)以印度馬哈拉施特拉邦的那格普爾市區(Nagpur city)作為研究區域，這座城市內有約有 4600 用戶每天僅有 1 至 2 小時的自來水可使用，無法享受連續的自來水供給，且部分區域管線十分老舊，急需翻新。Sanjeeb Mohapatra 等以 ArcGIS 10.1 等軟體以投影進行該城市的 EPANET 檔案繪製，為求 EPANET 模型中節點用水量，該研究根據印度的社會經濟資料推估當地人日常生活中不同時序時的從事活動與用水需求，輔以隨機變數來模擬每個小時的用水量隨機性，以得到各節點的可能需水量。在模型建置中，每個用戶被視為一個蓄水池，蓄水池容量代表每日的固定用水需求，因其使用後的自來水設定為不可回收，蓄水池與自來水系統之間設置逆止閥，以避免壓力變化時系統判定讓代表用戶的蓄水池用水回流到管網中（如圖 2-4）



(Mohapatra et al. , 2014 年)

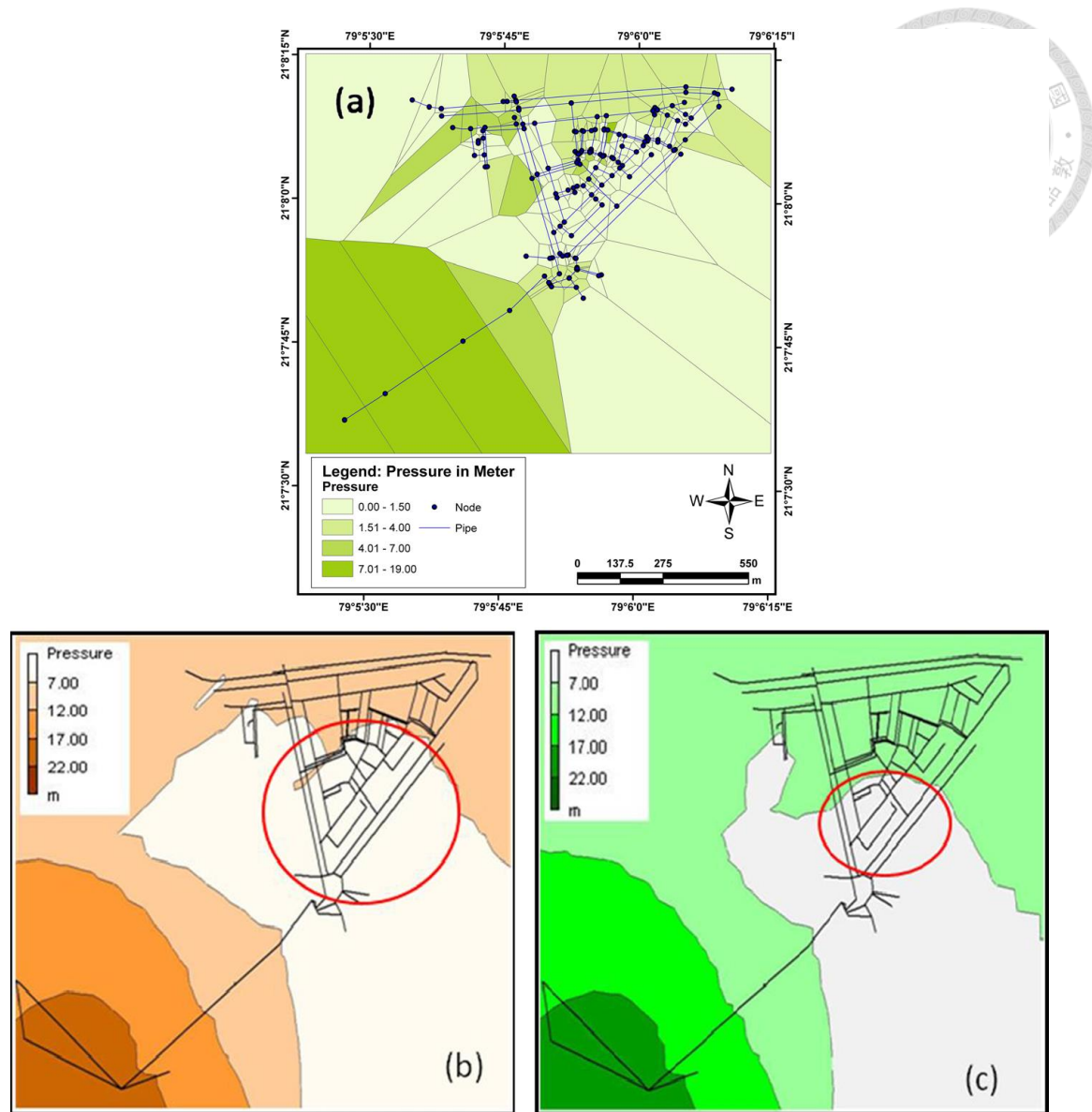
圖 2-4 印度那格普爾市 EPANET 模型建置

在建置完畢各項自來水設備後，為了模擬供水系統中做為消毒功能的有效餘氯變化以及供水情形，在模型中設定不同管材時，使用不同壁面反應係數與水體

反應係數以及加入數個已知、以 GPS 定位的自來水滲漏點，漏水量約為 4.6 公升/每秒，再加入這些參數後以間歇式(早上 9 點至下午 6 點)和連續式供水的水力和水質模擬結果，以及連續式供水的水齡分析來檢核供水模式的改善後成效。

在間接性供水與連續性供水中，管網中的流速、壓力與單位水頭損失皆有差異，與間歇性供水模式比較，採用連續性供水時，輸水管與配水管的流速分別降低了 8.9%及 8.5%，單位水頭損失則分別降低了 16%及 12.8%，研究說明高流速的管段會產生高度水頭損失，可能會增加管線內的耗損及維修成本，使用間歇性供水時其單位水頭損失遠高於當局規定，推測因此造成許多不必要的能耗，當地自來水事業亦為了滿足用水需求，在 30 年間不斷進行管線更新，造成財政上的極大負擔。

在間接性供水時，整個系統中 146 個節點約有 39 個水壓未達 1 公尺，配合實地勘察，與這些節點相鄰的住宅確實有水壓過低導致無水可用的情形，以至於當地的非法抽水極其盛行，如果變更成連續供水模式時，即使在用水高峰期，管網內部大部分節點仍能維持 7 公尺左右的供水壓力。(如下圖 2-5)。另因管網內部材質差異，在自來水系統運行時，餘氯濃度在比較老舊的管材如白口鉛封鑄鐵管等會低於 WHO 所建議的 0.2ppm，在 2003~2011 年間汰換的較新管材則能夠維持在 0.2~0.5ppm 之間。在那格普爾市地區的限時、間歇性的自來水供應系統經 EPANET 建構及模擬後，可見該地區現行的供水系統並不具有足夠的供水能力，過大的水頭損失使整體壓力下降，建議是新增一條管線或擴增主要配水管的尺寸。水壓低、供水斷斷續續是這個供水系統的主要問題，在進行設備翻修之前，該篇研究先行以 EPANET 模擬變更為連續性供水的管網效益，經模擬結果可見，變更成連續供水後，在單位水頭損失以及壓力提升上都有幫助。



(Mohapatra et al. , 2014 年)

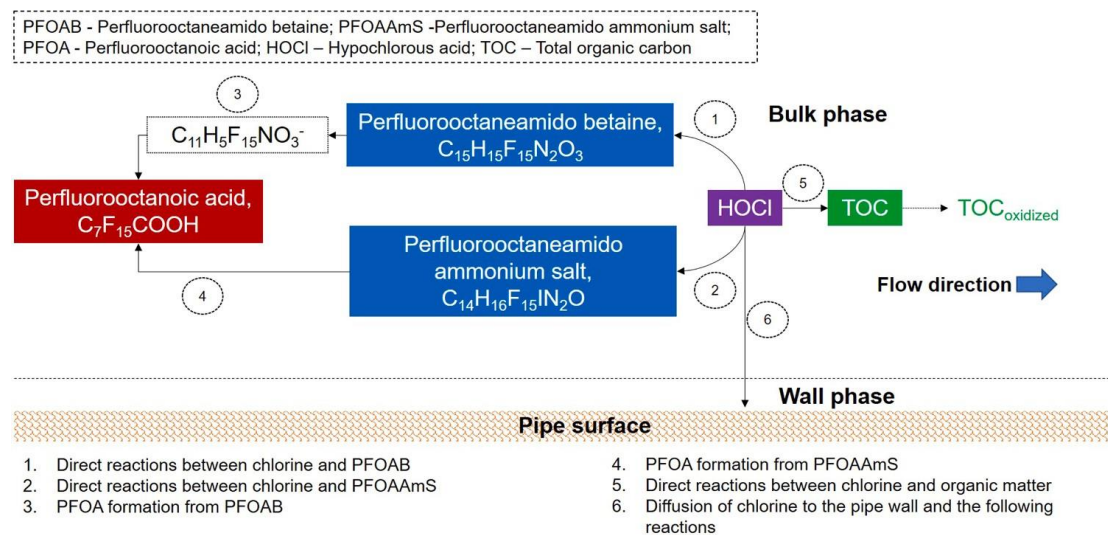
圖 2-5 (a)以 EPANET 建置現有管網(b)間歇性供水壓力模擬值分布(c)連續性供水壓力模擬值分布

除了管線配置外，EPANET 因其具有基礎的水利相關計算能力外，還具有圖像化的介面，將模擬值視覺化，故除了構築供水等管線系統外，EPANET 經常搭配不同的程式套件，或是演算法如基因演算法、蟻群演算法等不同工具一起使用，可應用於供水系統優化、設備效能分析、以及複雜性的化合物合成與傳遞過程。

飲用水中的全氟烷基化合物(PFASs)含量在近年逐漸得到重視，其中的全氟辛酸銨(perfluorooctanoic acid,  $C_7F_{15}COOH$ ，簡稱 PFOA)及全氟辛烷磺酸

(perfluorooctane sulfonic acid,  $C_8F_{17}SO_3H$ , 簡稱 PFOS)為目前注目度最高的兩種化合物,多作為工業中界面活性劑及清潔劑使用,對於人體有干擾內分泌的疑慮,其中美國環保局 2016 年起對於 PFASs 進行列管,追蹤其在各類水體中的濃度。水中的多氟烷基醯胺(polyfluoroalkyl amides,簡稱 FAs)因結構與 PFOA 十分相似,是自然中與自來水系統中生成 PFOA 的重要前導物(Appleman et al., 2014; Xiao et al., 2018),因在水中與水成泡沫 AFFF 等污染物結合,將難以使用目前自來水事業的過濾或加藥方式去除,且經過加氯消毒後,因 FAs 陽離子與氯結合,使水中 PFOA 含量上升。

為研究自來水管網作為 PFAs 暴露途徑的影響與擴散模式, Abhijith 和 Ostfeld(2021)先建立一個一維的多物質擴散/傳輸模型,整合 5 種物質的傳輸模式與反應(氯、TOC、PFOAB、PFOAms 及 PFAs)來預測自來水系統中的水質變化(如下圖 2-6),以偏微分及線性方程式計算上述 5 種物質在管網中不同時間及地點的濃度,並帶入 EPANET 的 MSX DLL 插件進行水質模擬。

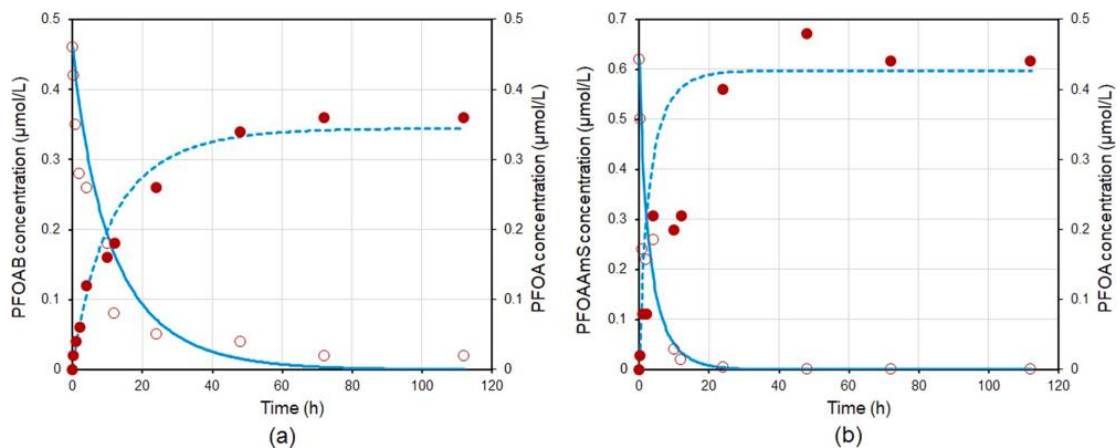


(Abhijith & Ostfeld,2021)

圖 2-6 自來水系統中物質傳輸與物理/化學反應模型

為了比對 EPANET 的模擬結果,另外將模擬結果值與實驗值(Xiao et al.,2018)

進行比對(如下圖 2-7)，以藍色實線及紅色實心圓點分別表示 PFOA 的預估值與實驗值，藍色虛線及紅色空心圓點分別代表(a)PFOAB(b)PFOAAmS 的預測值與模擬值，可發現各項物質的模擬值與實驗所得數據相當吻合，經判定該物質傳輸模型結合 EPANET 的水理模型分析，其結果是能夠作為預測傳輸模型中所追蹤的 5 種物質，提供可用的模擬結果。



(Abhijith & Ostfeld,2021)

圖 2-7 PFOA 與(a)PFOAB(b)PFOAAmS 模型預測值與實驗值比較

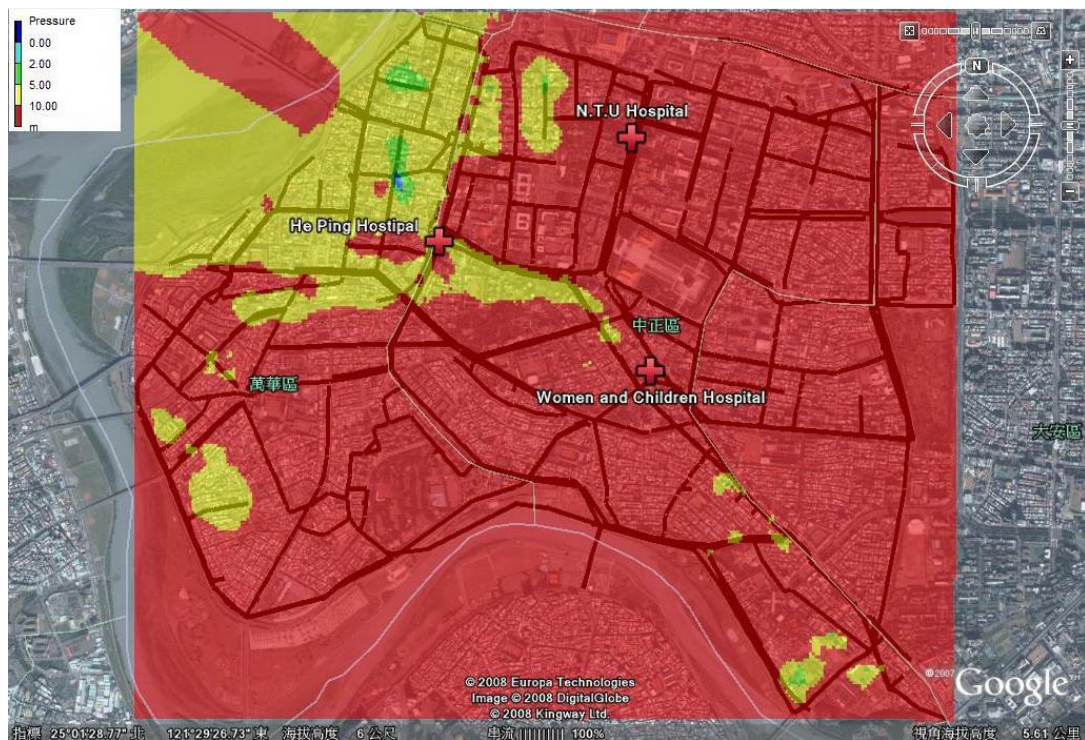
透過建構物質傳輸模型，並與自來水管網水理分析做結合，並將模擬值與實驗值做比較，發現模擬值的趨勢變化與實驗值近似，證實該傳輸模型與分析模式為可用的預測方式，後續針對 PFASs 中的 PFOA 水中濃度來評估水污染程度及人類的健康風險，另可以美國人口參數計算每日攝取量，以評估飲用水中 PFOA 的暴露風險。

臺灣的自來水事業或研究單位為有效掌握區域內用水情形及規劃未來配置，已逐漸使用 EPANET 建置轄區內的管網水理系統，研析自來水供水系統中漏水系統研判、停水分析及供水設備規劃分析，或是遇災時的管網供水情形。Ji-Hao Lin 及 Walter W. Chen(2008)以臺北市西區為研究區域進行地震時自來水系統損壞情形模擬，使用 Campbell 模式以經驗方程預測地震時的地面加速度(PGA)，管網在遭遇震波時容易破裂或扭曲、接頭脫接造成自來水滲漏，該研究以美國康乃

爾大學開發的 GIRAFFE，其可設置管線破裂或分離來模擬管網損害狀況。

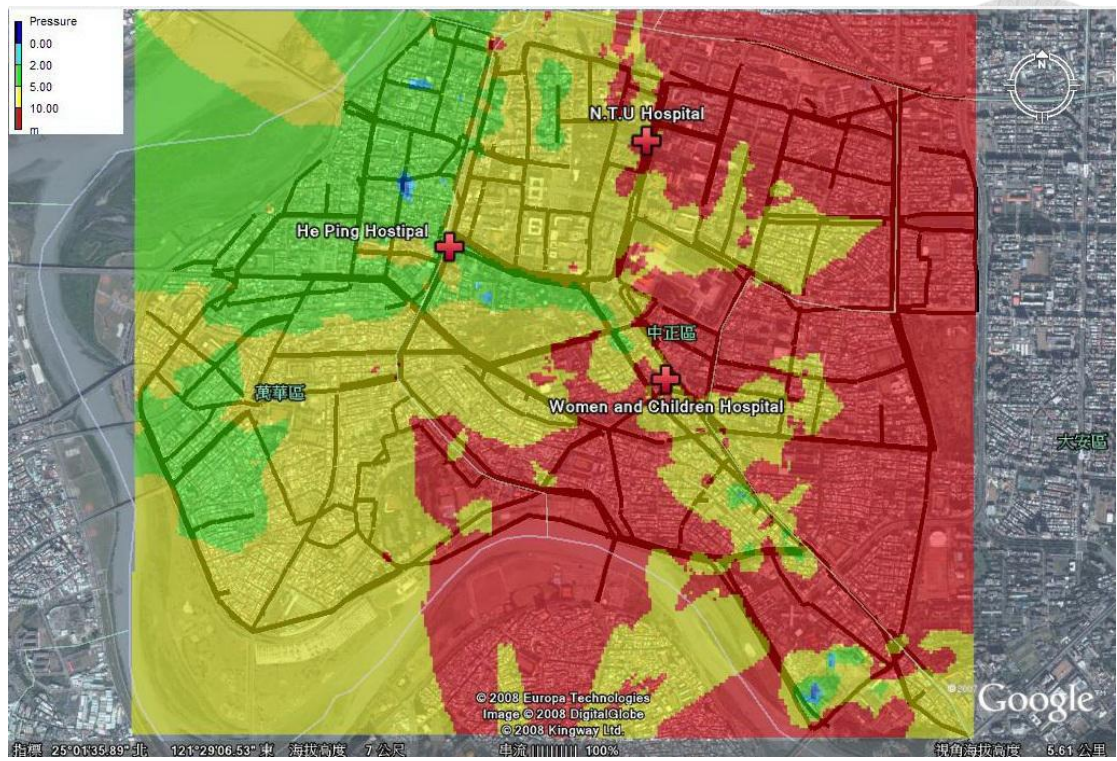
該研究首先將研究區域以地理資訊系統分割成 327 個 1 平方公里的單元，並根據各單元路形及地貌設置管線修復率，經以不同地震震波影響後帶入 GIRAFFE 軟體進行管網災損狀況模擬，得其滲漏或斷裂模擬值後，以 EPANET 進行研究區域自來水管網的壓力模擬。

經帶入不同規模地震後可發現漏水量等災害損害狀況隨規模提升，並會造成區域低壓擴大(如下圖 2-8 至 2-10)壓力區間分別為藍色(0.0 公尺)淺藍(0~2 公尺)綠(2~5 公尺)黃(5~10 公尺)紅(10 公尺以上)，在規模 5 地震後，少量水管破裂並使小區域內水壓下降至 2 公尺以下，區域內大部分用戶及 3 間醫療院所未受地震震損影響；在圖 2-9 規模 6 地震後平均每個單元約有 2-3 個管線破裂並使西邊區域的水壓低於 5 公尺，將難以供應消防需求；當以假想地震規模 7 模擬時，每單元平均有 31 個管線斷裂，並使大部分區域水壓低於 5 公尺，且部分區域面臨停水風險。



(Ji-Hao Lin 及 Walter W. Chen,2008)

圖 2-8 規模 5 地震後管網中壓力分佈



(Ji-Hao Lin 及 Walter W. Chen,2008)

圖 2-9 規模 6 假想地震後管網中壓力分佈



(Ji-Hao Lin 及 Walter W. Chen,2008)

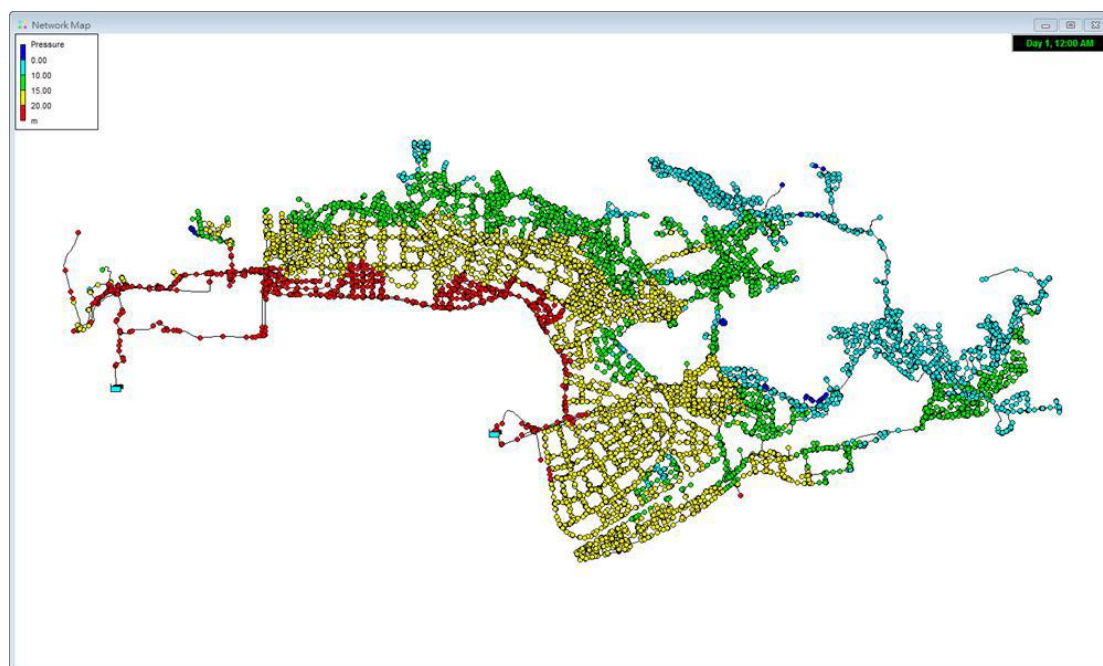
圖 2-10 規模 7 假想地震後管網中壓力分佈

透過 EPANET 與地理資訊系統、GIRAFFE 交互使用，該研究呈現假想規'5、



6、7 地震發生時區域內可能產生的壓力變化，並凸顯了可能的受災分布區域，並提供主管機關汰換區域的指引。

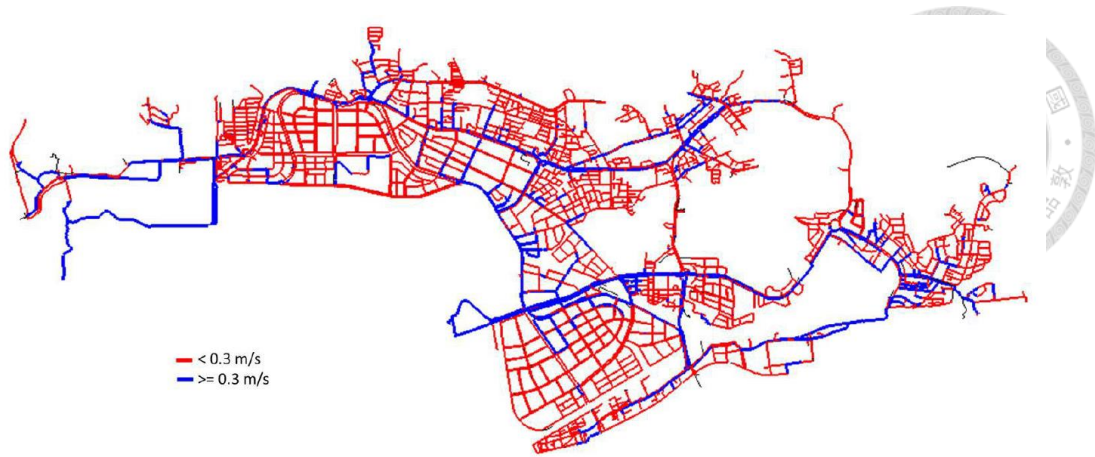
陳明州等(2019)以 EPANET 對臺北市自來水的供水轄區進行整體性的管網模形建置並評估加值應用，其中針對內湖地區進行供水管線停復水的影響區域及自來水在管線中滯留時間長短進行分析。該研究以臺北自來水事業處的管線埋設圖資搭配用戶用水資料，建構其研究區域的管網模型（下圖 2-11），並搭配現場量測水壓進行校正與調整，以趨近於現實情形



(陳明州等，2019)

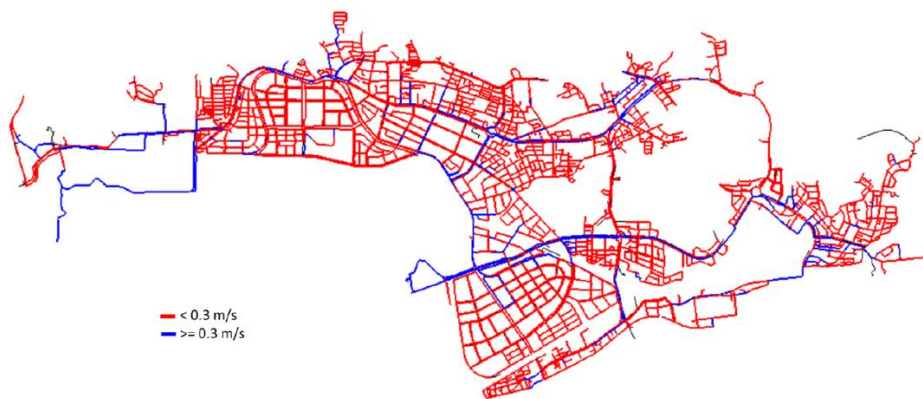
圖 2-11 內湖地區 EPANET 建模資料示意圖

建置並調整該研究區域自來水模型後，分別以管網中流速、供水幹管停水與水齡分析等進行管網配置的檢視。管網中流速過低容易使管線中雜質沉降引發積垢，一旦停水或流向改變易產生水汙染，流速分析以最大時流量、最大日流量、平均日流量及最小時流量等對該模型進行流速模擬(下圖 2-12 至 2-15)，以流速 0.3m/s 為界，紅色表示低於 0.3m/s 的管線。



(陳明州等，2019)

圖 2-12 最大時流量流速小於 0.3m/s 示意圖



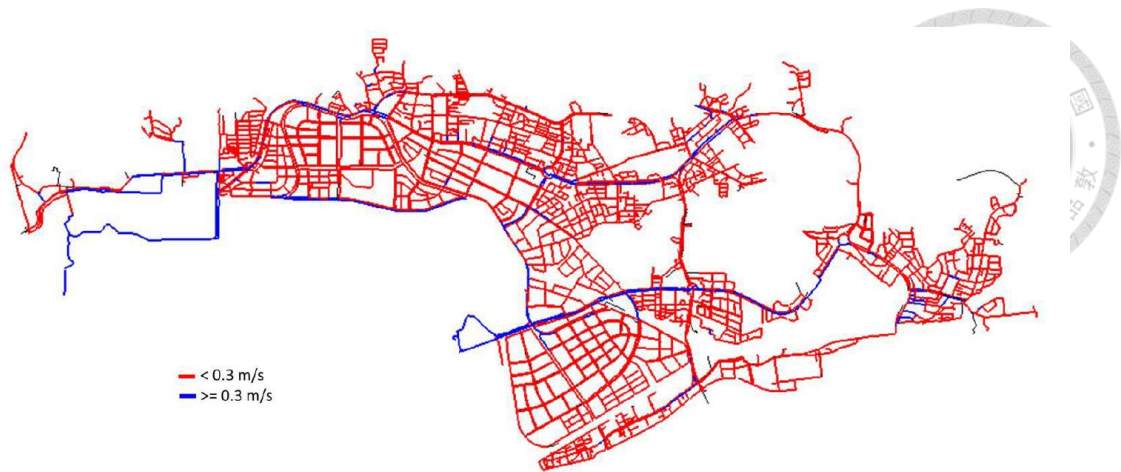
(陳明州等，2019)

圖 2-13 最大日流量流速小於 0.3m/s 示意圖



(陳明州等，2019)

圖 2-14 平均日流量流速小於 0.3m/s 示意圖

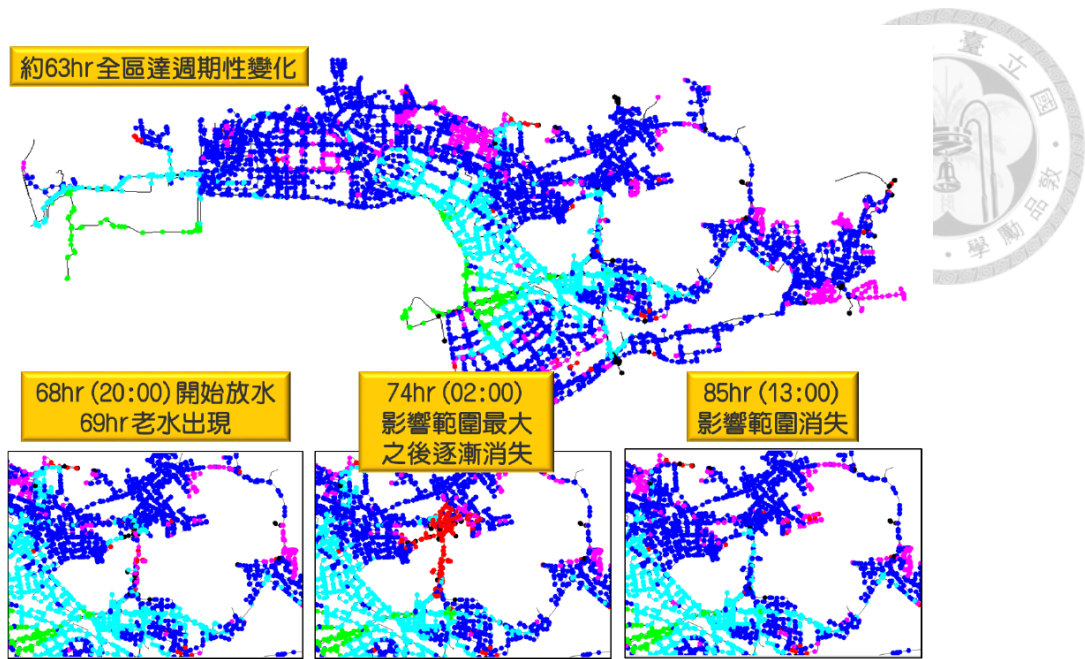


(陳明州等，2019)

圖 2-15 最小時流量流速小於 0.3m/s 示意圖

隨用水量變化不同，管網中流速相對變化，其中最大時流量情境中，內湖供水區域內管線流速低於 0.3m/s 比例超過 76%，相較之下最大日流量情境比例為 82.89%、平均日流量為 83.69%，最小時流量更來到 88.16%，並顯示出部分區域流速容易過低，需標示為水質敏感區，隨時監測。另自來水滯留於管線中時間越長亦會使水中做為消毒功能的自由餘氯濃度下降，影響用水安全，該研究以 96 小時對模型進行水齡模擬，在第 96 小時約有 96% 的節點自來水滯留時間在 30 小時以下，並發現內湖配水池因非全日放水，在封閉時段約有 71% 蓄水量留存於配水池中，造成滯留時間上升，在放水時這些滯留時間較高的水體釋放至管網中，造成部分節點自來水水齡大於 60 小時（如下圖 2-16）。

該研究以 EPANET 對台北自來水供水的內湖地區進行自來水管網建模，並以不同流速及模擬如流速、壓力或水齡等，找出管網中的脆弱點，做為台北自來水事業處做為未來進行管網更新工程時的施工背景資訊，並帶入監控設備與智慧化管理，提升營運效能及節省人力時間等成本。



(陳明州等，2019)

圖 2-16 內湖配水池釋放高水齡自來水分布模擬示意圖

### 2.3 人口變化下的自來水系統調整對策

自來水系統為人類社會重要且必須的公共工程之一，隨著地區人口增減，自來水管線需要隨之調整承載能力，以保持充足的供水能力及供水安全。在建設之前，在規劃階段應進行供水地區的供水人口成長預測與都市發展走向評估，在設計時方能搭配容量充足的蓄水設施、口徑恰當的配水管線以及適當的埋設長度，以避免工程興建經費的浪費。

在衣索匹亞的第二大城市德雷達瓦(Dire Dawa)，面臨乾淨水源供給的問題。這座城市中需水量已經超過可供應量的 65%，無法全天 24 小時連續供水，德雷達瓦位於高原，供水區域內高程範圍自 1281.61 至 1126.35 公尺，相差 155.26 公尺，壓力需求相當嚴苛，為了提供未來足夠的用水量及改善供水品質，市政府的供水及汙水處理單位須規劃及重新設計現在的供水系統。G. Venkata 與 Sudheer Chekka(2018)以衣索匹亞的供水及汙水處理局提供的圖資地圖，搭配當地高程與經緯度，轉換成 EPANET 所使用的檔案格式來繪製目前的自來水供水系統管線與節點。



(Venkata and Chekka,2018)

圖 2-17 以多邊形分割供水區域示意圖

本篇先以 Thiessen Polygon 多邊形法分割供水區域，估計每個多邊形內的人口密度，來估算區域內的供水需求(如上圖 2-17)。Venkata 與 Chekka 根據衣索比亞統計局的統計，2008 年德雷達瓦的人口約為 150000 人，設定 2017 年作為基準年，當年人口為 188527 人，使用幾何增長法推測每年人口增長率為 2.1%，來預測 10 年後(2027 年)及最終預測年 20 年後的 2037 年人口數。核算人口變化趨勢後，假定每人每日平均需水量從原本的 50 公升上調至 80 公升，以放大該管網的承載能力。

經估算研究區域內在預測年(2037 年)的需水量大約是 214.88(公升/每秒)，帶入各節點所代表不同區域內的供水需求及所需壓力，加上額外 10%的非計費水量作為緊急消防用水，並預設管網內原始管線口徑為 150mm，粗糙度 130(如下圖 2-18)，以 EPANET 進行水利分析後去反推該供水系統中所需新設的蓄水池容量。

## Network analysis of Sabiyah region - Dire Dawa - Ethiopia



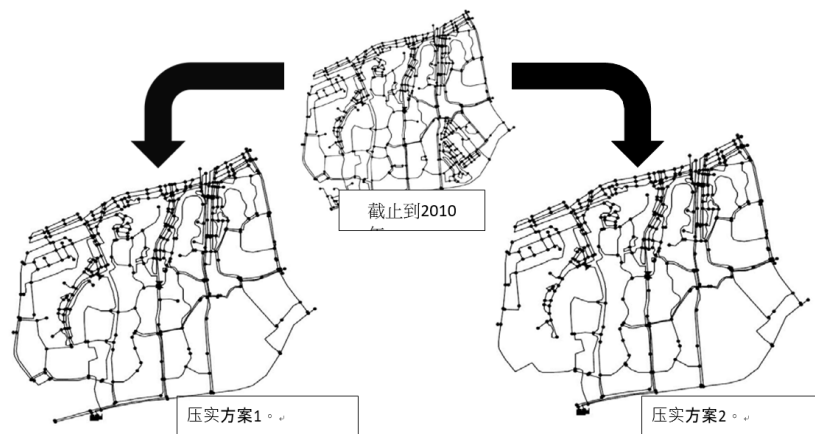
(Venkata and Chekka,2018)

圖 2-18 自來水管網 EPANET 模型節點高程與管線粗糙度設定

研究結果顯示已預設管徑來供水在管網中無法供給目標需水量，須將各館段直徑調整從 98~320mm 不等的組合去符合供水需求，另為因應人口增加，德雷達瓦中需要新設 2 座直徑 17 公尺、高 20 公尺的蓄水設施，建議配合供水區域，在海拔 1218M 及 1217M 的地區設置，提供共 5300000 公升的蓄水容量，在 EPANET 模擬結果中可發現流量與管徑、水源距離的關聯，越靠近出水點，供水流量越大，管徑需求也越大，反之距離水源越遠，流量也越小。另外帶入研究地區中 28 個有固定量測點的數值去驗證是否與現地狀況有誤差，結果顯示流量需求值的均方根誤差僅 0.058%，壓力均方根誤差為 1.817%，推在 EPANET 在觀察質和計算值之間的誤差在下限範圍內，代表這個模型是有效且可行的改善方案，可做為德雷達瓦未來城市建設的參考。

相較於發展中國家，近年來已發展國家大多面臨人口減少的窘境，節水設備與措施的推行也使自來水消耗量逐年隨之下降，當需水量遠低於自來水系統的計

畫供水量時，管道內流速下降，會使水中雜質沉降形成積垢及生物膜增生，水質惡化風險上升，故日本於近年積極研究相關議題，2016 年山本俊輔等對東京都地區新多摩市進行未來人口變化與自來水配水系統再構築之檢討與評價(如下圖 2-19)，自 2008 年起日本進入了人口老齡化、自然減少的社會，人口下降速度因地區而異，隨 1998 年城鎮發展法及 2002 年城市振興特別措施法頒定，支持地方政府進行城市的規劃與重組，而人口衰退嚴重的城市開始規畫交通與民生基礎設施的承載能力，進行城市瘦身的作業。因應都市人口遷移，用水需求變化下，部分地區自來水管線內水齡 (water age) 與滯留時間會顯著提升，給配水設施利用率下降，進而導致更新成本和能源消耗方面的成本降低；因用水人口與用水量的下降，自來水事業的水費收入將不足以支應維護龐大自來水系統的費用，造成城市的財政壓力。因此自來水供水系統的重新設計是必要的工程。



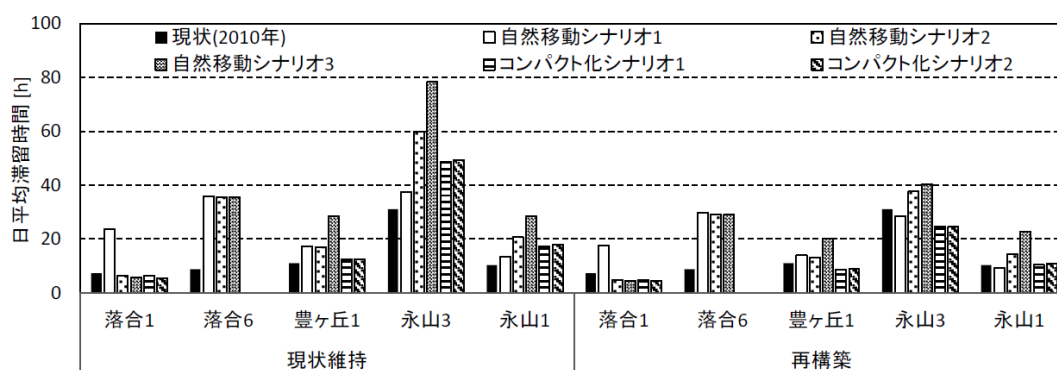
(山本俊輔等，2016)

圖 2-19 東京都地區新多摩市因應人口變化調整 2 種管線配置

根據 2000~2010 日本國勢調查，在新多摩市等新型市鎮區域內，人口遷移趨勢為交通便利的車站周邊人口增加 30%、交通不便地區人口減少 15%。為了重新規劃研究區域的自來水供水系統並比較改善效益，設定了(a)保持原狀(現有管線尺寸與供水設備不變)與(b)重新布管與調整水管尺寸等兩種方案進行比較，在本篇研究中為調查不同方案之間進行差異分析，利用東京都政府水務局中所存管線資料輸入 EPANET 組成管網，由 502 個節點與 717 條管線組成，使用海生威廉公式計算水頭損失。本研究先行評估人口遷移的集中區域及人口數量推測需水量，

將人口減少地區的自來水配水管線口徑縮小或刪減，並以 EPANET 重新進行水力分析，求得其調整後模型是否具有相應的承載能力。

經擬定更新自來水輸水管時縮小管徑，在能得到水力停留時間或水齡(water age)上能獲得改善（如下圖 2-20），本研究中根據日本國室調查制定了 5 種的人口遷移與集中情境，並分析在這主種情境下維持原系統與縮小部分水管尺寸時，在水齡上的差異。在現狀維持的情況下，部分地區的自來水滯留時間甚至可達 80 小時。經過口徑變更後，所有試驗點的水齡模擬都低於 40 小時，改善成果相當顯著。



(山本俊輔等，2016)

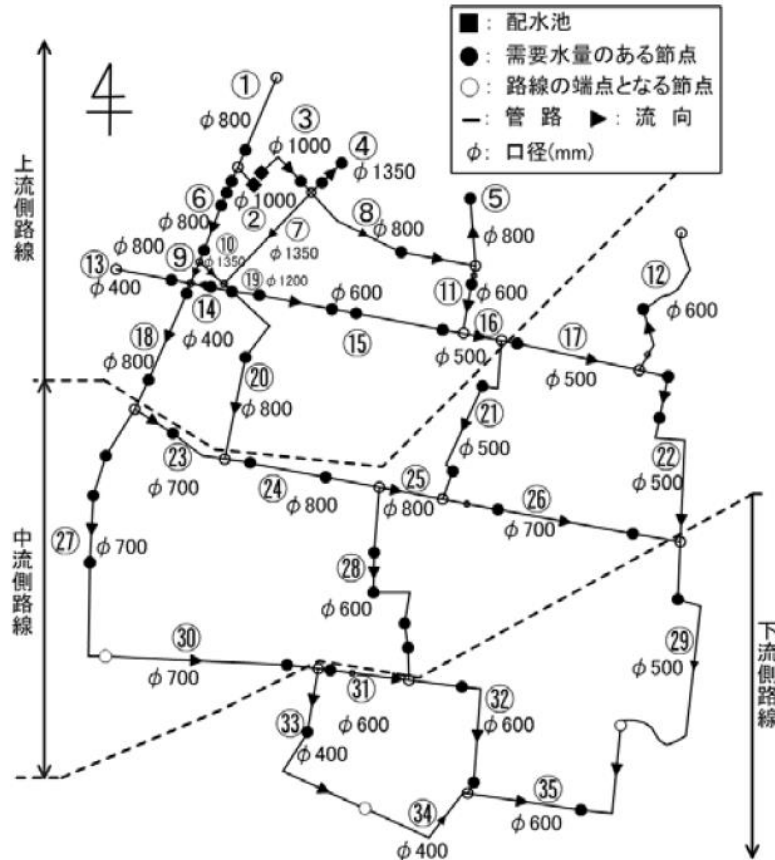
圖 2-20 管徑變更後的管線中水齡變化

在施工經費部分，因為管網內各管線的使用期限屆滿的時間不同，在 2040 年以前有較大量的管線汰換需求，在 2060 年所有管線汰換完畢的情形下，相較於保持管線原本尺寸與長度，經評估後調整的管線配置整體新建費用下降了 21% 以上，某先人口遷移情境甚至可節省 28.2% 的經費。在其供水系統的重新規劃中，因日本當地的水壓要求較台灣高，普遍須達 20M 以上，在模型中供水源頭與車站等交通方便地區相當近，依據人口遷移方案，當人口集中至交通便利區域時，大部分用水都集中在供水源附近，整體的供水壓力上升，能提供更多高樓層供水而降低區域內用戶自來水泵浦的能量消耗，總計能較原管徑配置的供水系統節省 88% 以上的能源消耗，且降低更新成本、減少自來水滯留，對於一個人口不斷萎縮的城市能提供更好的供水品質。



國實譽治等(2019)對同樣在東京都江戶川區的葛西地區進行其自來水管網的建構，採取的是人口密度均勻下降，而無遷移至特定區域的人口預測模式。依據日本政府人口調查，人口自然減少趨勢在 2050 年後會相對增長，所謂戰後嬰兒潮將達 75 歲以上，預估研究範圍內供水人口 2025 年大到最大值，並在 2060 年將衰減至目前的 84%，用水量減少 15%，為了避免如前述自來水水力停留時間拉長、水質惡化的風險，有必要進行整體管線系統的更新，但如貿然縮小配水管尺寸，可能無法確保供水管網末端的壓力，故利用 EPANET 模擬來驗測研究地區的水管口徑縮減成效，並篩選掉不合用的管線汰換方案，且在汰換的期間內，因施工能量限制，需分段施作，目標是在汰換期間依然能維持適當的供水所需壓力。

該研究模擬階段性將現行管網依距離供水點長度與供水的方向，分為上、中、下游三類(如下圖 2-21)，進行口徑縮減後以 EPANET 等水利分析軟體模擬得到有效水壓的管線口徑組合，模型中共由 3383 個節點及 4579 條管線組成，使用海生威廉公視計算水頭損失，並預設管線的磨擦係數為 110，研究區域內的供水量是依據東京都水務局的用戶計費數據平均分配在各節點上，作為各節點的需水量。水池配水是由幫浦加壓，在模型中依據現場調查，將加壓水頭設定為 41 公尺。供水區域上游定義為供水點周邊管線長度距離 2 公里內的區域，中由為上游末端開始的管線長度距離 2 公里，下游則為整個區域的最末端。



(國實譽治等，2019)

圖 2-21 東京都江戸川区葛西地區自來水管網路圖

為了評估研究區域內上、中、下游管徑縮減成效，研究中將管徑的縮級程度分為 3 類。在列舉口徑縮小方案後，該研究以管網內最小有效水頭、更新建設成本、更新建設過程及管網改善後其泵浦因水壓變化所致消耗電力增減等指標進行各方案的比較。在東京都水務局規定當地壓力需有直接供水至三樓房屋的能力，所需壓力須達 20 公尺，研究中除採用該限制外，另在 EPANET 中設定因事故發生部分區域停水時的有效水壓分析。為了分析更新方案在執行各個年度間是否能維持供水系統的正常運作，在制定了縮管策略後，依據東京都個年度的水供施工更新率，計算出各年度的更新周期，約需要 70 年才能將管網內的非抗震接頭管線汰換完畢，搭配每 10 年人口及用水量下降趨勢來制定上、中、下游 3 類管線的更新順序，最後以 EPANET 模擬驗證更新工程是否仍能維持規定的壓力需求(如下圖 2-22)。



期	給水量 (m <sup>3</sup> /h)	縮徑案	最小有效水頭 (m)		
			通常時	事故時	
1	5,400	現狀	001	22.60	20.27
2	5,130	95%	001	22.20	20.14
			002	20.95	19.05
3	4,860	90%	001	22.55	20.66
			002	21.39	19.67
			010	22.98	21.05
			011	22.10	20.29
4	4,590	85%	012	20.90	19.27
			001	22.90	21.21
			002	21.85	20.32
			010	23.28	21.55
5	4,320	80%	011	22.49	20.88
			012	21.48	19.96
			100	22.81	20.36
			110	22.49	20.12
6	4,050	75%	111	22.40	20.05
			112	22.39	19.96
			112	22.68	20.30
			113	22.55	20.19
7	3,780	70%	120	22.36	20.04
			121	22.29	19.97
			123	22.56	20.50

採用した縮徑案

(國實譽治等，2019)


圖 2-22 口徑縮減方案與不同汰換階段的最低有效水壓

依據水壓優先的方案篩選標準，選定了口徑縮減方案 123 作為整個管網系統的汰換選擇，另還依據(1)「更新優先次序」，指依據管線的汰換年分、材質與失事率、損害影響等綜合評估後，先行更新造成損害較高的管線(2)布設年份次序單純以管線埋設時間，不考慮埋設路線的汰換方案(3)依據自來水各管線中的流量，考慮以上 3 種更新優先順序，並搭配 70 年的更新期，與原先水壓先決的方案進行比較。(如下圖 2-23)

更新期	水需要減少率	縮徑ルール	【更新優先度順】				【流量順】				【布設年度順】			
			更新管路		更新延長(m)		更新管路		更新延長(m)		更新管路		更新延長(m)	
			通常時	事故時	通常時	事故時	通常時	事故時	通常時	事故時	通常時	事故時		
1期	0%	001	2,6,7,11,16,19,20	2,187	20.82	18.41	2,6,7,9,10,11,15	2,367	21.75	13.71	4,7,10,11,12,13,14,15,16	2,429	21.75	13.71
2期	5%	001	9,24,27,30	2,329	22.56	20.41	14,16,19,20,24	2,201	20.82	19.11	17,19,20,21,24	2,334	20.82	19.11
3期	10%	011	15,17,25	2,153	23.19	20.74	17,21,25,26	2,052	23.18	21.2	21,22,24,25,26	2,357	23.18	20.99
4期	15%	011	28,29	2,600	23.37	21.58	27,28	2,386	23.08	21.34	28,30,31,32,35	2,823	23.37	22.33
5期	20%	111	10,14,21,22	2,477	23.67	17.85	22,29	2,526	23.53	22.31	13,14,21,23,24,27,28	2,491	23.06	21.58
6期	25%	113	23,26,31,32,34,35	2,689	23.74	22.37	30,31,32,34,35	2,403	23.70	22.35	1,29,30,31,35	2,617	23.73	22.31
7期	30%	123	1,4,12,13	1,957	24.06	22.82	1,4,12,13,23	2,457	23.98	22.77	2,6,9,12,15,20,34	1,341	23.16	22.8

(國實譽治等，2019)

圖 2-23 不同汰換優先次序在各汰換期中的最小有效壓力比較



該研究對於東京都的葛西地區進行為來 70 年之間因應人口縮減來調整自來水供水系統的管線口徑更新方案，在進行各項更新方法比較後，另外針對可行方案進行不同管線汰換順序的效益評估，如最小有效水壓、工程費用與後續的幫浦運轉能耗做比較。經分析目前以「水壓優先」的方式作為汰換標準，在幫浦的能耗上是所有汰換順序中最低的。而以「流量順序」進行汰換的話，在工程費用方面是所有方案最低，但在 EPANET 分析中水理表現上如停水有效水頭、逆流情形等分析中，採「管線更新優先度」進行管線更新的表現是所有方案中最好的選擇。該研究建議最佳的更新方案是以「管線更新優先度」作為整個研究區域的管線口徑縮減工程選擇，能在施工期間保持穩定水壓供應，更新成本與能耗等方面與其他方案差異不大，可提供未來該地區自來水管網路翻新的參考。

### 第三章 研究方法



本研究目標為利用管網分析軟體模擬未來人口變遷情境下自來水管網的供水情形，預期目標為人口變動以變更自來水管網中的管線口徑配置來改善供水品質。本章介紹預定使用之分析軟體及本案研究區域選定、模型建置、參數設定以及預期效益分析，以下分述說明。

#### 3.1 EPANET 管網分析軟體

EPANET 為美國環保署供水和水資源部門開發的動態配水系統模擬軟體工具，提供公部門及工程顧問業等使用，作為改善現有老舊待汰換的配水系統、更新調整新的水利工程設備、優化泵浦及蓄水設備等功能應用，其完全免費、功能完整的優點使該軟體成為顧問界工程規畫的標準計算引擎。

EPANET 中的管網系統主要以節點(junction)及管段(link)組成，節點可代表供水的水庫、蓄水池以及需水點，水自其流入或流出，其初始屬性有座標位置、高程及需水量，經模擬完成後輸出水頭（水頭高度，以公尺為單位）與水質（濃度或水齡）的模擬結果，其需水量可以為定值或是模擬進水尖離峰設定每小時變化。管段代表系統中水流動的途徑，通常為輸水管、加壓幫浦與控制閥件，兩端需連接節點，無法憑空存在，初始屬性有起點與終點節點編號、直徑、長度、粗糙度與啟閉狀態。在模擬水質變化時可另外設定輸水管線的水體反應(bulk reaction)與壁面反應(wall reaction)次數，相關參數來計算隨水流前進時化學物質的反應後濃度，所以需在有時序變化的管網系統中進行，依據輸水管線中所設定反應係數模擬不同時序時的濃度變化。

在使用 EPANET 中，代表自來水需水或供水的節點屬性中具有座標與高程，通常依據自來水事業所建立的設備圖資，將點型設備如水錶、蓄水池結構物等位置轉換為通用的座標系統後，在 EPANET 中布點，後使用代表管線或閥類元件的管段將各點串聯起來，形成 EPANET 所使用的匯入格式檔案(.inp)。EPANET

的 inp 檔可使用文字文件編輯，檔案內容為管網中各種節點與管段的屬性資料與位置座標，其中因管段的存在需要有兩個節點作為起終點，在 inp 檔案中的座標會以管段的中點及轉折點作為 EPANET 介面中定位的基準。



```

[JUNCTIONS](節點)
;ID(編號)      Elev(高程)      Demand(需水量)      Pattern(用水模式)
449062         4.5269995      0                    ;
439836         8.0729995      8.70235175          ;

[PIPES](管線)
;ID(編號)      Node1(起點)     Node2(終點)         Length(長度)       Diameter(口徑)     Roughness(粗糙度)   MinorLoss(次要損失)  Status(啟閉狀態)
WPU63005010472 437150          449062              3.0659             300                91.25               0                    Open                ;
WPU63005006936 439836          439908              71.3816            200                82.5                0                    Open                ;

[COORDINATES](節點座標)
;Node(編號)     X-Coord(X座標)  Y-Coord(Y座標)
437150          301310.341      2770533.712
449062          301308.517      2770531.730
439836          302634.801      2768849.685

[VERTICES](管線座標)
;Link(編號)     X-Coord(X座標)  Y-Coord(Y座標)
WPU63005010472 301310.321      2770533.660
WPU63005010472 301310.044      2770532.315
WPU63005010472 301309.394      2770532.073
WPU63005010472 301308.685      2770531.773
WPU63005006936 302667.088      2768856.139

```

圖 3-1 EPANET 匯入檔資料格式

在模擬自來水系統運作時，其中一項重要的觀測目標點壓力是否符合用水需求，EPANET 程式中主要以水頭高來表示壓力值，單位以公尺計。節點的壓力水頭模擬受供水源頭提供的壓力與節點本身高程外，另計算流體在管道間運行時產生的水頭損失來呈現最終結果。水頭損失主要分為管壁摩擦，與增加紊流的彎管零件所產生的次要損失。

在計算管壁摩擦引起的水頭損失以 3 種公式計算：Hazen-Williams（海生威廉公式）、Darcy-Weisbach（達西公式）以及 Chezy-Manning（蔡希曼寧公式）。海生威廉公式為自來水管線系統中水頭損失計算最常使用之公式，主要使用於紊流，達西公式則可使用多種流態，在計算明渠流時則使用蔡希曼寧來計算渠道摩擦所造成的水頭損失，本研究採最為常見的海生威廉公式計算水頭損失，在文獻回顧中的自來水系統以 EPANET 模型亦皆是使用海生威廉公式進行運算。

海生威廉公式在滿管流時水頭損失計算如下：

$$h_L = 10.667 \times C^{-1.852} \times d^{-4.871} \times L \times q^{1.852}$$

$h_L$ =水頭損失(公尺)

$C$ =粗糙係數(無單位)

$d$ =管道直徑(公尺)



$L$ =管道長度(公尺)

$q$ =流量(立方公尺/秒)

其中粗糙係數  $C$  根據管線材質與使用年限而有所變化，在現行使用的 EPANET 2.0 使用手冊 (EPANET 2.0 User's Manual) 中，列出 6 種管材在不同水頭損失公式中所使用的粗糙係數。現行臺北自來水事業處供水轄區汰換管材以鑄鐵管為主，其全新管線的粗糙係數  $C$  依據前揭使用手冊提到為 130~140(如下表 3-1)，隨鑄鐵管材使用年限增加，內襯老化，粗糙係數  $C$  會隨之下降，在使用 20 年後時會下降至 100 (如下表 3-2)，考量研究區域中管線平均年份約為 20 年，在目標年度 2070 年時應全數汰換為鑄鐵管材，故本研究進行模擬時將汰換完成之管線粗糙度統一設定為 100。

表 3-1 全新管材的海生威廉粗糙係數

管件材質種類	Hazen-Williams C (無單位)
鑄鐵管	130~140
混凝土襯裡管線	120~140
鍍鋅鐵管	120
塑膠管	140~150
鋼管	140~150
陶土管	110


(EPANET 2.2 User's Manual)

表 3-2 使用時間不同之鑄鐵管材的海生威廉粗糙係數

使用時間	Hazen-Williams C (無單位)
全新	130~140
5 年	118~120
10 年	107~115
20 年	100
30 年	100
40 年	100
50 年	100

(Everett J. Prescott, Inc.)

### 3.2 研究區域簡介與資料來源



台北地區的自來水使用歷史可追溯至 1907 年日治時期，在現今中正區公館地區的新店溪畔設立取水口，並經唧筒室等抽水設備輸送至小觀音山上的蓄水池，並以重力流供應南台北市的自來水，並在 1924 年開始了計量給水制，可謂台北地區自來水事業的開端，1977 年正式組織改組臺北自來水事業處，屬台北市政府轄下的一級單位兼事業部門。1950~1980 年代間進行了三期的自來水擴建計畫工程，增闢與接收內湖、南港、陽明等淨水廠設施。隨著自來水系統的供應量能增加、管線長度增長且國民使用自來水意識提升，目前台北自來水事業處接管率已達 99.68%。然自來水管線材質隨使用時間會逐漸劣化，並失去可撓與抗震性，致使系統中的漏水率上升。在 2002 年 1 月至 7 月台北地區因久未降雨致使旱災時期，經盤點比對用戶計費用水量與加壓站出水量，當時的漏水率竟高達到近 20%，為自來水事業中的損失水量，大量滲漏除了造成營運成本增加，管網內因洩漏造成壓力不穩，路基掏空及下陷等風險也會上升。為了降低漏水率，提升供水品質，台北自來水事業處在 2006 年開始了為期 20 年共計 5 階段管網長期改善計畫，逐步汰換老舊自來水管線，依據 2021 年的經營績效概況報告，漏水率已降至 11.38%。近年來漏水率改善以接近目標，應開始因應城市變遷，進行自來水管網供水情形的預測與未來規劃

本研究以台北自來水事業處供水轄區中公館分區中的南中正地區(以中華路一段及二段以東、羅斯福路一至四段以西、忠孝西路一段以南與水源路以北)作為研究區域，以 EPANET 進行水理模型建置範圍。南中正區可以說是台北自來水事業處發源之地，自日治時期便開始埋設給配水管供應用戶需求，屬政府機關如總統府、農委會等林立區域，也有數座用水需求較為敏感的大型醫療院所如台大醫院，聯合醫院等，住宅也十分密集，適合供研究分析使用。



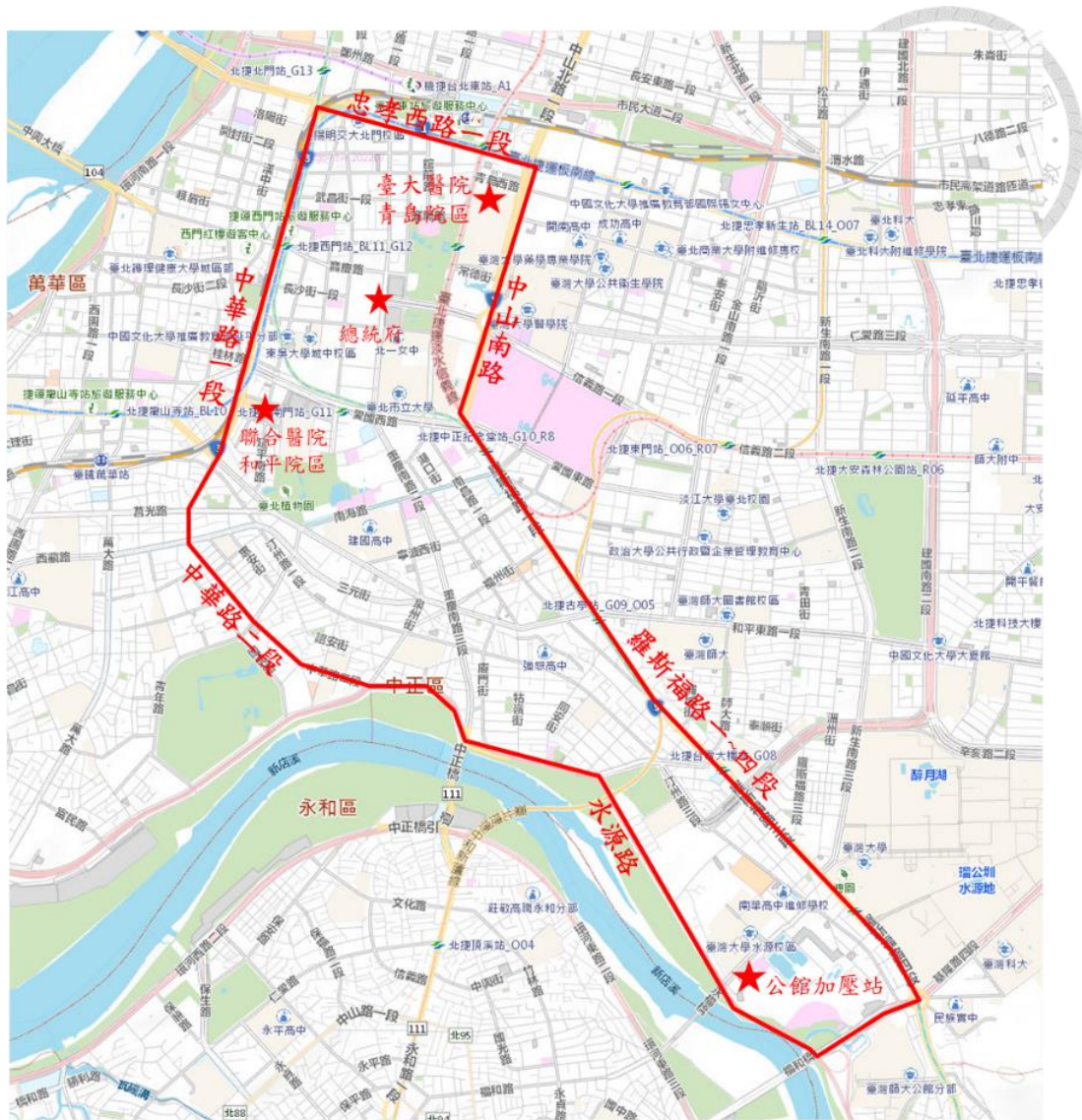


圖 3-2 研究區域位置圖

本研究所屬台北市南中正區的自來水供水來源主要由直潭淨水廠已處理自來水輸送至位於公館的自來水園區消壓塔，後經公館加壓站分別以口徑 1650mm 及 800mm 供給三重地區及台北市中華路一帶用水。

目前台北市中正及萬華地區內供水設置主要由公館加壓站支應，以其加壓站為起點，以 800mm 供水幹管分別自 1.水源路、中華路二段及一段方向 2.思源街、羅斯福路 1~4 段及中山南路等方向進行供水，並於管網中以三通形式與 400mm 以下配水管對接，形成一袋狀方式供水。故其壓力變化隨公館加壓站的加壓設備運轉的尖、離峰時間有直接的關聯性。根據台北自來水事業處加壓站資料，公館

加壓站幫浦出水揚程的壓力曲線也與區域內壓力監視點 S148 公園路 64 號旁側、S119 中華路二段 680 號所偵測到的壓力波型相似，波峰時間與加壓站壓力偵測時間也有約 1 分鐘左右差異(如下圖 3-3)，可推測研究區域內壓力變化主要來源應與公館加壓站有關。

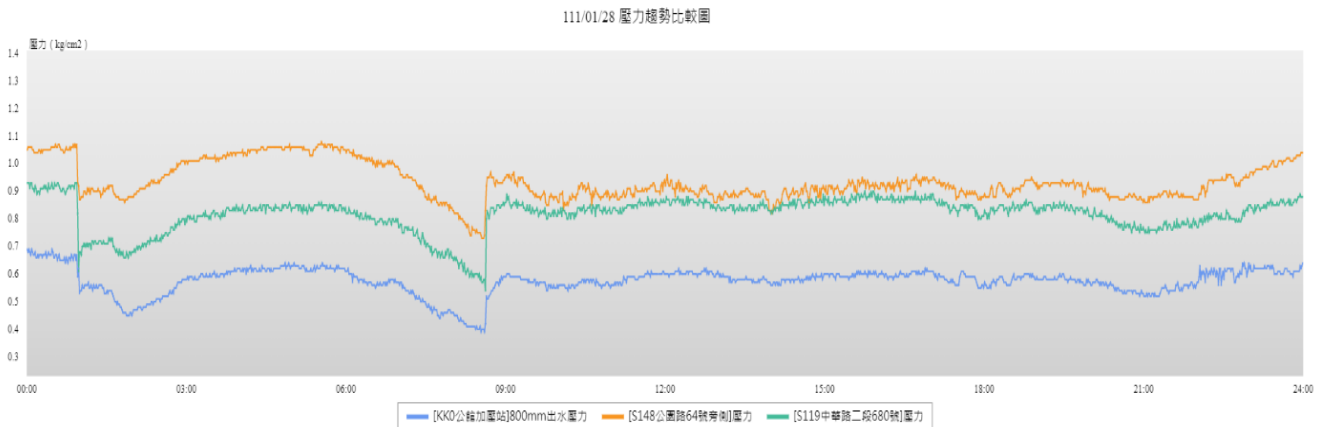


圖 3-3 公館加壓站、S148 及 S119 監視點壓力曲線比較

本研究使用 EPANET 的 2.2 版本管網水利分析軟體進行模型建置，其資料來源為根據 111 年北水處圖資系統中。目前臺北自來水事業處的管網測繪資料庫使用 1997 台灣大地基準 (TWD97) 座標系統來標註各管線設備，並能在自來水應用管理系統 WebGIS 中能直接擷取範圍並輸出 inp 檔案作為模型建立使用。本案規劃研究區域後，將管線連接與埋設範圍、管徑、用水量等，擷取並彙整為 EPANET 輸入檔(.inp)，研究區域中全部共計有 6,981 個節點、7,397 個線段，總用水量為 34003.99CMD。

本研究區域內最高點為小觀音山後方，寶藏巖社區內部管線，點高程 24.256 (節點 444225)、區域最低點為館前路與忠孝西路交口，高程 3.581M(節點 430848)，用水量最大點為台大醫院青島院區 (節點 433398)，每日用水量高達 483.17267 噸。為了避免管線末端滯留時間過久造成水質劣化，目前管線配置以形成完整網

絡，避免管末端單向供水為原則，本模型中不設置制水閥等控制流向的元件，保持管網中能互相補注的狀態。



圖 3-4 研究區域 EPANET 操作介面

### 3.3 模型建置

為了模擬台北市南中正區未來人口變化後的自來水管網運作情形，本研究使用 EPANET 2.2 軟體進行模型建構，並以 2 種模式：穩定單頻壓力的單周期模式與 72 小時的多時序模式求取穩態管網及變頻水質分析，後續以人口變化進行管網內總需水量調整，並帶進行模擬並觀測結果，以下分列說明。



### 3.3.1 單周期模式

單周期模式的管網水理分析 (single period) 係指以一個固定高程、無水量限制的水源 (reservoirs) 供水，模擬一個提供恆定壓力的自來水供水系統 (如圖 3-5)，搭配水頭損失公式，根據模型中各輸水管線等設備的長度、直徑與粗糙度，使用公式運算後可得各節點的平均壓力、管線段的平均速度及流向，主要用來觀測自來水管網供水及需水達平衡時整體的壓力是否符合使用需求，為一個平均值。因屬於穩定系統，不隨時序變化，沒有提供反應時間所以無法模擬有化學變化或追蹤污染物擴散路徑或範圍等功能。

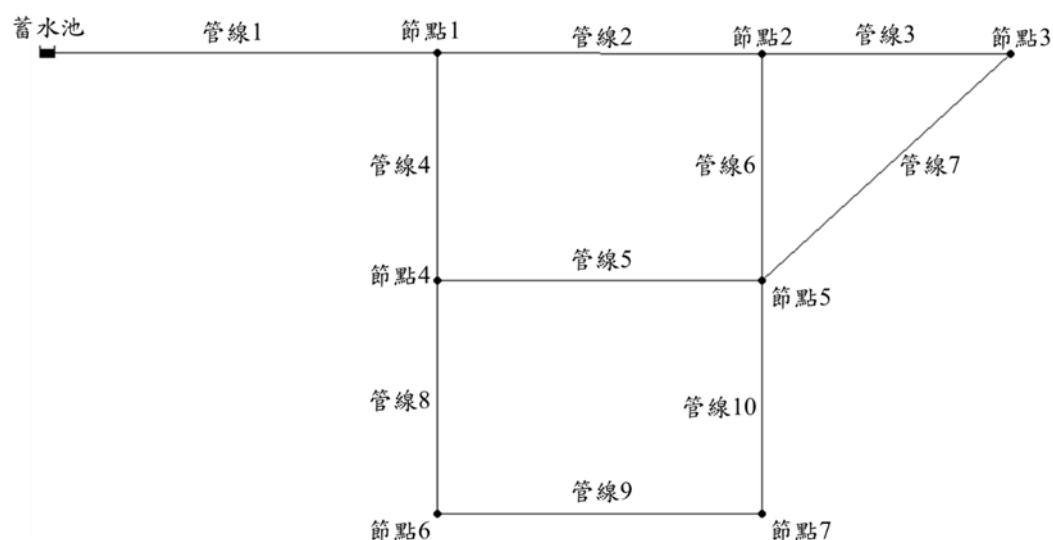


圖 3-5 EPANET 單周期分析管網模型

臺北自來水事業處目前供水轄區分布為整個台北市行政區與部分新北市如中和、永和、三重區以及部分汐止區等，已形成管網系統，除蓄水池以重力放流所產生的供水壓力外，還有公館、新店安華、大同民生加壓站等幫浦設施加壓以幫助整體管網運作並互相支援，本研究只取其中南中正區部分管線進行建模，如其供水水池實際高度來設置，在 EPANET 中建模及進行單周期模擬時因無供水點補注，也不考慮加壓設備運轉，管網整體壓力模擬結果值會過低，故在建模時，是參考臺北市南中正區管網壓力監視點 S119 公園路 64 號旁所得監測值，壓

力水頭日平均為 1.0~1.2 公尺為基準，以試誤法回推位於公館供水點的穩定高程。經測試結果。在目前每日用水量情形下，單周期模式中無容量限制的水源高程需為 26 公尺，經水理分析後模型達平衡，S119 公園路 64 號旁壓力水頭為 1.18 公尺左右，並以海生威廉公式為水頭損失計算模式。

### 3.3.2 多時序周期模式及水質分析

為因應世界節能趨勢，並降低供水能源成本，自來水事業目前多會以用水量的尖離峰時間配合調整加壓幫浦運轉轉速，尖峰時提高轉速加壓來因應大量用水造成的管網壓力下降，離峰則回到一般轉速或調降壓力，使供水區域內保持最小所需壓力與供水品質。多時序周期模式係為加入加壓幫浦的變頻運轉模式或節點用水模式，調整單位時間的供需水量，來模擬在一定時間內，管網系統中各處的周期性變化，如水體滯留時間、化學物質與水體、管線內壁反應造成的衰退、或有害物質擴散軌跡等。

在 EPANET 上建置自來水管網模型時，在供水點進入管網的管段加入幫浦 (pump) 元件，並依據目前經分析可得各節點於不同時段的壓力、餘氯差異，以及管線段中之流速、流量變化 (如圖 3-6)。

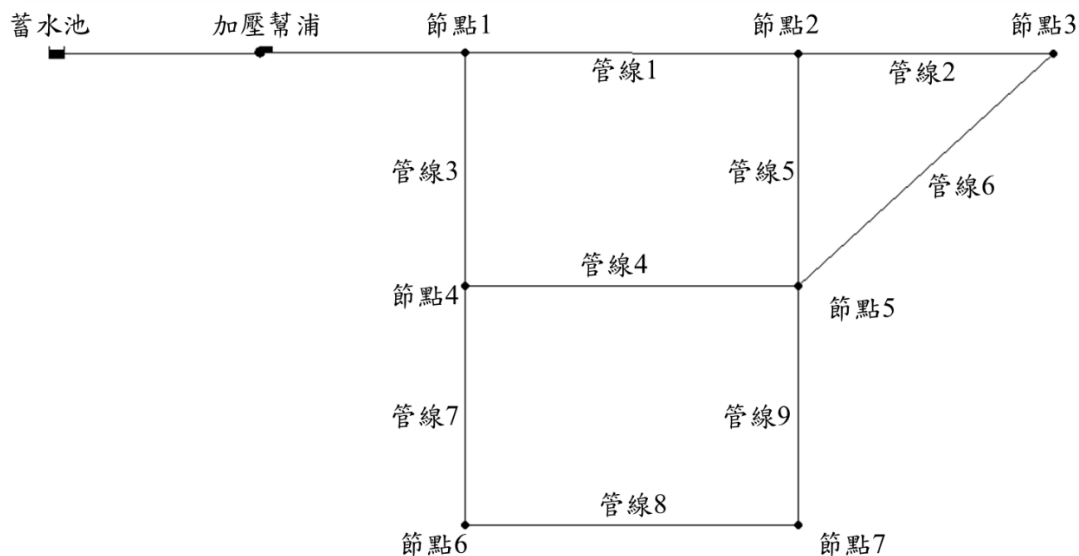


圖 3-6 EPANET 多時序周期管網模型示意圖(加入加壓設備)

在章節 3.3.1 設定穩定平衡的單周期模式模型中相關參數時，為了因應研究

區域形成封閉管網時缺少其他加壓站壓力補注的情形，將作為供水來源的無限量  
 續蓄水池高程設定為 26 公尺，使模型中的壓力模擬值符合現實中管網監測點紀  
 錄數值，以求趨近現實情形。設定多時序周期模式模型時加入加壓幫浦模擬變頻  
 運轉，幫浦揚程等參數設定參考研究區域內主要壓力提供點公館加壓站 800mm  
 出水壓力設置（如下表 3-3）

表 3-3 2022/3/21~3/25 公館加壓站 800mm 出水壓力紀錄

2022/3/21~3/25 公館加壓站 800mm 出水壓力紀錄（單位：公尺）						
時間	2022/3/21	2022/3/22	2022/3/23	2022/3/24	2022/3/25	5 日平均壓力
01:00	7.6	6.2	7.3	4.8	5.2	6.2
02:00	6.8	5.7	3.7	6	5.1	5.5
03:00	6.1	6.2	6.5	6.7	6	6.3
04:00	5.9	6.7	7	6.6	6.3	6.5
05:00	6.2	6.5	6.8	6.9	6.7	6.6
06:00	5.2	6.3	6.6	6.1	6	6
07:00	5.4	5.1	5.8	5.5	5.3	5.4
08:00	5.1	4.9	5.5	4.6	4.5	4.9
09:00	4.7	6.1	7.4	4.7	6.4	5.9
10:00	5.8	6.1	6.6	7.1	6.5	6.4
11:00	6.4	6.2	6.5	6.4	6.3	6.4
12:00	6.7	6.7	6.8	6.9	6.8	6.8
13:00	6.7	6.1	6.1	5.7	6	6.1
14:00	6.1	6.2	6.1	6.1	6	6.1
15:00	6.4	6.5	6.6	7.5	6.1	6.6
16:00	6.3	6.5	6.5	7.8	6.2	6.7
17:00	6.1	6	6.5	5.7	5.9	6
18:00	5.9	6.3	6	6.2	6.2	6.1
19:00	6.2	6	6.3	5.8	6	6.1
20:00	5.7	5.9	6.1	5.9	5.9	5.9
21:00	5.2	5.5	5.8	5	5.7	5.4
22:00	5.6	5.5	5.7	5.1	5.9	5.6
23:00	6.2	6.1	6.7	6.3	6.6	6.4
24:00	6.7	6.7	6.6	6.1	6.3	6.5
總平均						6.1

經取 2022/3/21 至 3/25 日共 5 個工作日 24 小時出水壓力後，取其平均出水壓力為 6.1 公尺，據此使用 EPANET 中幫浦曲線功能進行設置。幫浦曲線為幫浦加壓揚程與流量之間的關係曲線，以揚程為 Y 軸，單位為長度如公尺、英尺等，流量為 X 軸，以體積如立方公尺計。為使多時序周期模擬的壓力提供環境應和單周期相同始能視為同一系統模擬結果，在幫浦揚程曲線設置上將其揚程依據上表 3-3 設定為 6 公尺，以已知 1 點設定揚程曲線，因單周期模擬中設定供水源頭高程為 26 公尺，代換入多時序周期模擬時其中 6 公尺以幫浦取代，供水源頭高程調整為 20 公尺。

設定幫浦揚程曲線後，其壓力是依據管網中用水量決定，尚須建立自來水系統內動態的供需水模式時。需水模式設定以需水量的單位時間與日平均比值，而非固定數值水量來設定，其計算方式為：

$$\text{小時比例值} = \text{每小時供需水量} / \text{日平均供需水量}。$$

另可隨研究模擬結果的精確度，調整設定的單位時間，如 2 小時、4 小時或其他時間區間。臺北市南中正地區的供水系統雖已和其他供水區配水管形成連通管網，目前主要供水來源仍為公館加壓站，研究區域內的管網壓力變化主要仍受其升降壓控制。因其出水量的變頻排程受供水區域內用水模式的影響，本研究以加壓站出水量來代表供水區域的用水形式。在 72 小時模擬中，供需水量的時間模式以主要提供研究區域內供水及壓力的公館加壓站 800mm 出水量進行資料整理，求得單位時間節點需水量比例值。

公館加壓站 800mm 出水管之初水流量紀錄資料為每小時 1 筆，本研究為考慮普遍用水情形，以工作日星期一至星期五的出水流量作為計算基準，並排除叫長假期以避免旅遊返鄉人潮造成的用水人口變化，擷取 2022/3/21 至 2022/3/25 日的出水流量資料(如下表 3-4)作為時間模式的計算基準。

表 3-4 公館加壓站 800mm 出水流量

2022/3/21~3/25 KK0 公館加壓站 800mm 出水流量(單位 M <sup>3</sup> )					
時間	2022/3/21	2022/3/22	2022/3/23	2022/3/24	2022/3/25
01:00	5,880	6,330	6,540	5,740	6,680
02:00	6,340	6,500	7,170	6,500	6,580
03:00	5,760	5,950	5,860	5,910	5,840
04:00	5,450	5,420	5,350	5,650	5,360
05:00	5,060	4,820	4,800	4,890	4,850
06:00	5,180	5,150	5,210	4,650	5,080
07:00	4,650	4,790	4,550	4,660	4,640
08:00	6,230	6,040	6,800	5,990	6,380
09:00	6,340	5,710	6,400	6,260	5,870
10:00	3,790	5,370	4,850	6,310	5,890
11:00	5,450	5,290	4,420	6,070	5,950
12:00	5,290	4,940	4,460	5,830	5,700
13:00	5,340	4,860	4,590	4,050	4,920
14:00	3,950	4,450	4,550	5,030	4,970
15:00	5,080	4,680	4,410	5,650	5,110
16:00	5,020	4,520	4,480	5,560	5,530
17:00	5,100	4,760	6,000	4,170	5,620
18:00	6,110	6,600	6,020	7,010	6,530
19:00	5,620	6,540	6,230	7,070	6,630
20:00	5,840	6,340	6,440	6,840	6,440
21:00	6,160	6,460	6,380	6,810	6,080
22:00	6,420	6,970	6,410	6,230	7,440
23:00	6,760	7,420	7,320	7,090	5,830
24:00	6,430	6,500	6,270	5,260	5,660

公館加壓站已採變頻供水模式，5 日監測流量紀錄中每小時值因應實際供水量有所落差，故先求取各小時的出水量平均值作為分子，5 日內共 60 小時出水量平均值作為分子，經計算得每小時出水量比例作為本研究之時間模型設定。(如下表 3-5)



表 3-5 公館加壓站 800mm 出水量小時平均值與比例

111/3/21~3/25 KK0 公館加壓站 800mm 出水量小時平均值及比例			
時間	5 日平均(A)	小時平均(B)	出水量比例(=B/A)
01:00	5699.833	6,234	1.094
02:00		6,618	1.161
03:00		5,864	1.029
04:00		5,446	0.955
05:00		4,884	0.857
06:00		5,054	0.887
07:00		4,658	0.817
08:00		6,288	1.103
09:00		6,116	1.073
10:00		5,242	0.920
11:00		5,436	0.954
12:00		5,244	0.920
13:00		4,752	0.834
14:00		4,590	0.805
15:00		4,986	0.875
16:00		5,022	0.881
17:00		5,130	0.900
18:00		6,454	1.132
19:00		6,418	1.126
20:00		6,380	1.119
21:00		6,378	1.119
22:00		6,694	1.174
23:00		6,884	1.208
24:00		6,024	1.057

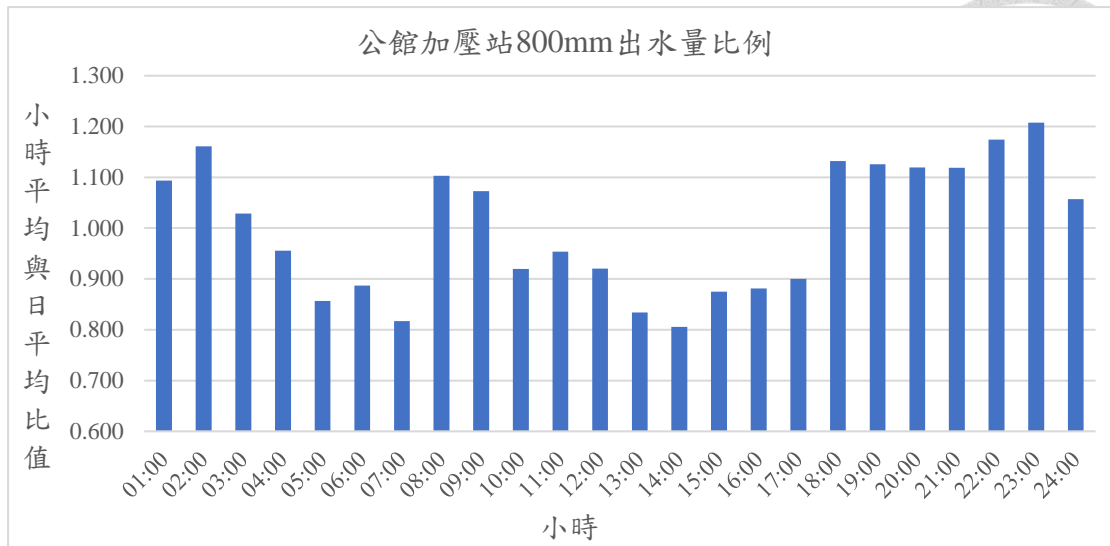


圖 3-7 公館加壓站 800mm 出水量比例

在南中正區的用水趨勢中，上午 4 時至 7 時、10 時至下午 17 時用水量比例小於 1.0，表示該區間內時用水量低於日平均，屬於用水低峰時段。下午 18 時至凌晨 3 時與上午 8 至 9 時用水比例高於 1.0，顯示南中正區的用水模式中，該時段為大量用水的進水尖峰。

在輸水系統中，流速及壓力的關係依據白努利定律 (Bernoulli's principle) 公式：

$$\frac{1}{2}\rho v^2 + \rho gh + p = \text{常數}$$

$v$ =流速

$g$ =重力加速度 (9.8 m/s<sup>2</sup>)

$h$ =流體深度 (以指定參考點計)

$p$ =流體壓力

$\rho$ =流體質量密度

當流速越快時壓力越小，在管網中進水量越大，該點壓力會越低。依據前揭用水量模式套用於本研究 EPANET 管網模型中所有需水點，因用水量隨時變化，在節點用水量小時，經多時序模擬後所得壓力值相對較高。依據其中節點 433398 經套用本研究用水模式後進行模擬，用水量較大的下午 18 時至凌晨 3 時與上午

8 至 9 時，壓力較用水低峰的時段要小（如下圖 3-8），用水量開始下降的 4 至 7 時與 10 至 17 時節點壓力回升。

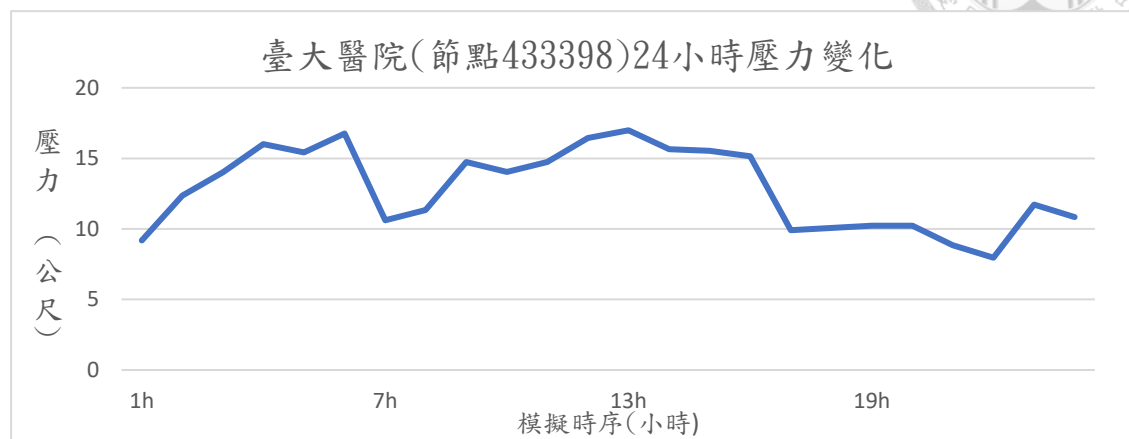
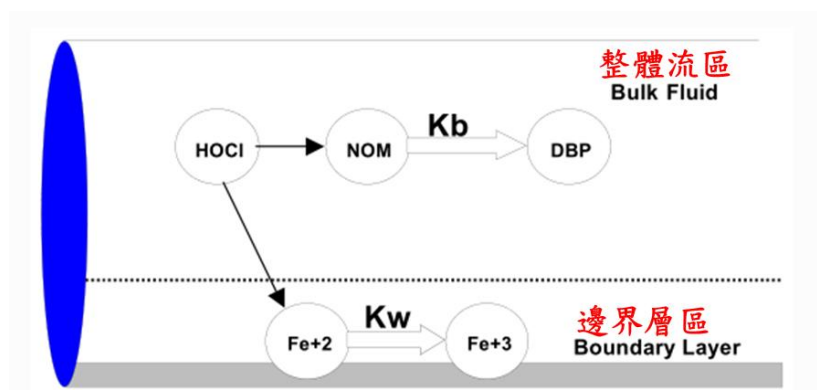


圖 3-8 節點 433398 在多時序模擬中第 1 至 24 小時節點壓力變化

為測定管網自來水中自由有效餘氯隨時間變化的衰減情形，在校正完畢壓力分佈與套用用水量變化時序後，於源頭水質（公館加壓站）加入餘氯濃度進行模擬評估。目前各國自來水系統為確保自來水從淨水廠輸送至用戶端時仍能保持一定程度的消毒效果，多採取加氯方式作為自來水消毒方案，該消毒法能在水中產生次氯酸(HOCl)及次氯酸根(OCl<sup>-</sup>)，兩者總濃度稱為自由有效餘氯，因具有強氧化特性，在自來水具有避免細菌滋生的功用。依我國飲用水水質標準第三條第四款規定自由有效餘氯限值範圍為 0.2~1.0mg/L，如遇天災導致原水濁度上升時，濃度上限可提升至 3.0mg/L，但因氯的氣味較為刺激，為避免造成用水時感官不適，加藥作業時會採取較低劑量，輔以供水區域內採樣點如加壓站、公共空間直飲設施等地檢測的餘氯數值進行調整，確保自來水管網中各用水點餘氯濃度皆能符合法規濃度 0.2mg/L 以上，而非將其濃度提升至水質標準上限。目前根據台北自來水事業處 110 年 5 月起至 111 年 4 月已處理的清水水質檢驗報告自由有效餘氯移動年平均值，公館加壓站出水濃度為 0.6mg/L，本研究建置水質分析模擬模型時，參考檢驗報告結果以 0.6mg/L 做為模擬中其源頭水質餘氯含量。

在 EPANET 中，可以依不同化學物質的與水體或管壁的反應速率，來模擬

管網系統中其反應增加或衰減，其模擬模型主要分為管線中的整體流區 (Bulk Fluid) 及邊界層區 (Boundary Layer)。如圖 3-9 以前述提到自來水事業常使用的氧化劑次氯酸為例，在模擬時主要計算次氯酸在整體流區與水中自然有機物 (NOM) 反應後產生消毒副產物(DBP)，以及邊界層與管壁內襯遭氧化後釋放鐵離子，以上兩者皆會消耗自來水中的次氯酸，EPANET 模擬即透過兩者的瞬時反應速率來計算餘氯隨時間的衰減情形。



(EPANET 2.2 User's Manual)

圖 3-9 EPANET 中化學物質反應區域與相關常數示意圖

為了模擬水中化學物質增長或衰退的反應速率，在 EPANET 中計算時須設定化學物質在整體流區與邊界層區的反應係數。主體流區的化學物質反應主要依據其初始濃度以及邊界濃度決定，以自由有效餘氯為例，在水中主要屬一階層的衰減反應，瞬時反應速率計算為：

$$R = K_b(C - C_L)C^{n-1}$$

$R$ =瞬時反應速率

$K_b$ =整體流區反應速率係數，增長反應時 $>0$ ，衰減反應 $<0$ 。

$C$ =濃度

$C_L$ =邊界濃度，因屬衰減反應，設邊界濃度為 0。

$n$ =反應級數，一階層反應時=1。

邊界層區主要為與管壁上因鏽蝕裸露的管件材料或管瘤與化學物質反應，其瞬時反應速率會與管網內化學物質濃度及接觸面積有關：

$$R = (A/V)K_w C^n$$

$K_w$ =邊界層區反應速率係數

$A/V$ =管道內單位容積的表面積

$C$ =濃度

$n$ =反應級數，一階層反應時=1

在檢測自來水系統中的餘氯的整體流區反應係數時，會以瓶杯試驗來進行估算，本案主要參考 Georgescu 等人(2012 年)管網餘氯分析研究，因該研究的自來水系統管材同樣為鑄鐵管，參照其現場試驗結果，設定本案研究中 EPANET 模型中的  $K_b = -0.85/d$ ， $K_w = -0.013m/d$ ，設定餘氯於管網整體流區中反應為 1 次，邊界層區因目前台北自來水事業處所使用管材皆噴塗內襯以避免管材中鑄鐵與自來水直接接觸，故將邊界層反應次數設定為 0。

因設定由供水源頭出水，在模擬時化學物質自供水源頭作為起點隨管內水流擴散至整個管網中。本研究水源餘氯濃度為 0.6mg/L，在管網中濃度會隨供水源頭出水時間上升後，約在第 10~20 小時後到達定值，受前揭所設定之餘氯瞬時衰退反應速率，濃度隨各時序用水量變化而有所波動。以研究區域內用水量最大節點編號 433398(臺大醫院青島院區)進水點為例(如下圖 3-10)，餘氯濃度在第 8 小時超過法規規定的 0.2mg/L，後隨時間在 0.41~0.53mg/L 之間波動。因化學物質擴散需考慮移動時間，進行多時序周期模擬時採 72 小時的模擬時間令模擬值趨於穩定波動。



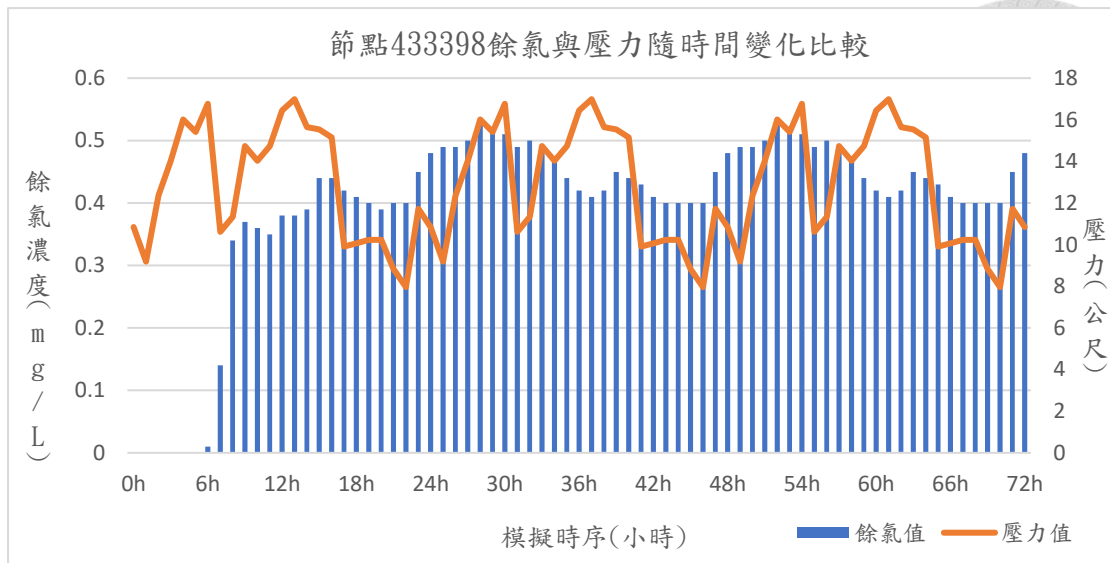


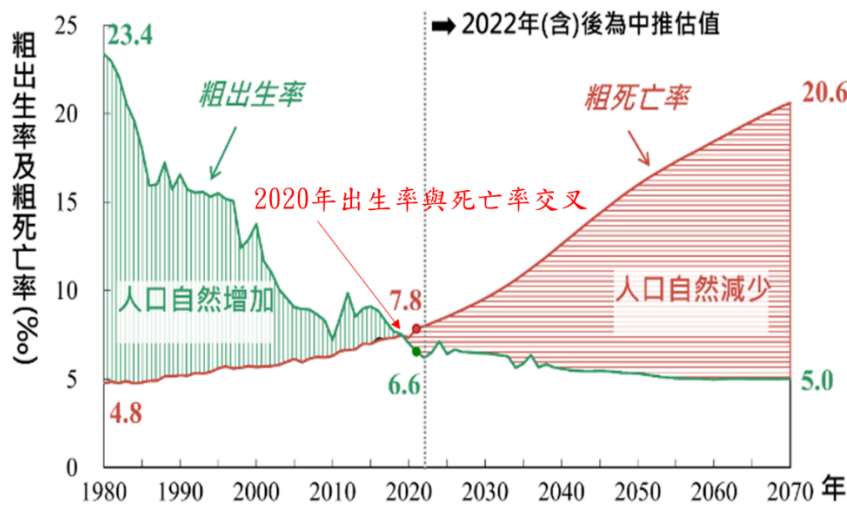
圖 3-10 72 小時時序模擬中節點 433398 的餘氯模擬值變化

### 3.4 參數設定

為模擬在未來的 2070 年因人口增減，自來水用水量有所變化時，為維持管線系統內餘氯濃度及水壓能維持於法定要求，保有足夠的承載能力，本研究以國家發展委員會(簡稱國發會)所調查之人口變化趨勢作為基準推算目標年度 2070 年的總人口數，據此估算用水量變化，以制定相關對策。

#### 3.4.1 人口及用水量設定

我國近年來人口流失嚴重，據國發會人口調查報告顯示，我國於 2020 年出生人數 165,249 人，死亡人口 173,156 人，減少 7,907 人，粗出生率與死亡率開始曲線交叉，人口由自然增加轉為自然減少(如下圖 3-11)，且依據估計人口減少的速度會越來越快，為因應人口聚落規模的縮減，都市中各項公共設施規畫是必須重新規劃設計以符合未來需求。



(國發會網站)

圖 3-11 台灣人口至 2070 年出生率及死亡率趨勢

本研究情境設定為距今 50 年後，西元 2070 年之供水情形，在人口預測部分採用國發會人口推估查詢系統之公開資料，總人口數推測值共有高、中、低推估三種情形，依據國發會定義，高推估指國人生養意願提升後生育率提升趨勢下推估結果；中推估為總生育率維持目前水準的未來推估結果；低推估為生育率持續下降的人口預測情形。在 2070 年時，高推估總人口數為 1715 萬 6276 人，中推估為 1581 萬 3641 人，低推估為 1449 萬 2973 人。(如下表 3-5)

表 3-5 未來 50 年度總人口數低、中、高推估情境

推估情境	項目	2022	2030	2040	2050	2060	2070
高推估	總人口數(人)	23522089	23299620	22553847	21037980	19116984	17156276
中推估	總人口數(人)	23514855	23204541	22175768	20366705	18142371	15813641
低推估	總人口數(人)	23503881	23065491	21741404	19643014	17133117	14492973

本研究主要假定國人生育意願無明顯變化，採以中推估情境來預測目標年度 2070 年的總人口數。且台北市人口因總人口數減少，用水人口隨之等比例下降，依據國發會總人口數推估情境，預測後續 50 年(至 2070 年)的人口變化，並以中推估情境進行用水量減少比例預測。

因目前節水設備已相當普遍，在個人用水量方面設定為不變，即設定 2070 年每人用水量與現今相同，推測總用水量時會依據人口減少程度等比例縮減，在

2070 年時，總體用水量依表 3-3 的中推估情境人口比例應為現在用水量之 67.25%，共計約 22867.462CMD，並將本研究 EPANET 模型中以該比例調降各節點用水量，以模擬目標年度 2070 年的用水情形。

表 3-6 未來 50 年度總人口比例低、中、高推估情境

	2022	2030	2040	2050	2060	2070
高推估	100%	99.05%	95.88%	89.44%	81.27%	72.94%
中推估	100%	98.68%	94.31%	86.61%	77.15%	67.25%
低推估	100%	98.13%	92.50%	83.57%	72.89%	61.66%

### 3.4.2 管線口徑縮減方案規劃

目前北水處在配水管網中主要使用為口徑  $\phi$  75~400mm 球狀石墨鑄鐵材質管線鋪設，因應狹窄巷弄如防火巷等無法埋設前揭尺寸管線時，則以  $\phi$  50mm 不鏽鋼波狀管做配水管替代方案。

在地下管線施工經驗上，因主要幹道或路寬較大路面延伸距離較長，且口徑較大管線因埋設空間需求，故在埋設上以大路埋設幹管型大管、小路埋設樹枝狀小管的施工方式，另依據臺北市道路挖掘管理自治條例第九條，道路寬度在 8 公尺以下者，埋設深度至少需 70cm；寬度超過 8 公尺者，埋設深度至少需 120cm。本研究為測試管線口徑縮減效益，以原本埋設路段的寬度作為分類依據：

- A.路寬 15 公尺以上。
- B.路寬 8 至 15 公尺。
- C.路寬 8 公尺以下

而 500mm 以上的輸水幹管因屬於北水處輸送水系統，與加壓站、幫浦等視作不變更規格之設備。(分布圖如圖 3-12)

依據路寬分類後統計等級 A 的管線長度共約 56,639 公尺，等級 B 管線長度共 18,656 公尺，等級 C 之管線長度共 39,385 公尺。等級 C 管線中口徑分布多集中於  $\phi$  75mm~200mm，相較於等級 A 及等級 B，幾乎沒有  $\phi$  300mm 以上的管線，



(如表 3-7) 與目前地下管線埋設的施工原則大致相符。

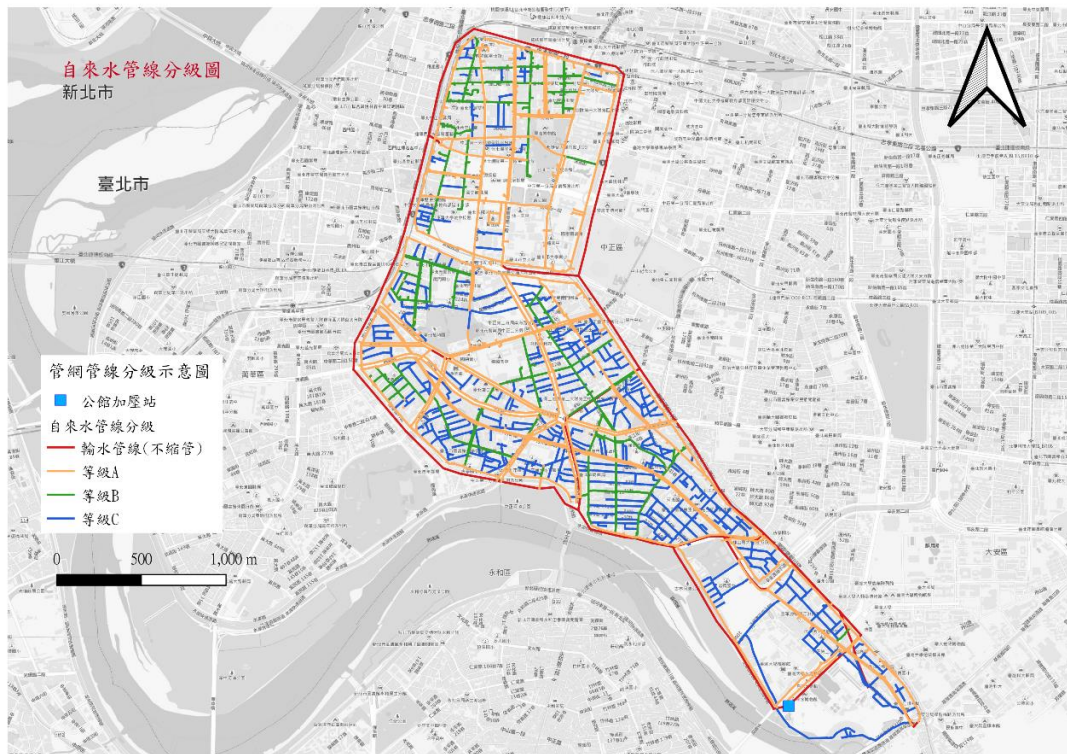


圖 3-12 自來水管線依據埋設路段寬度分級圖

表 3-7 現行管網中各等級管線中不同口徑埋設長度

各級管線口徑分類								
	φ 75mm	φ 100mm	φ 150mm	φ 200mm	φ 250mm	φ 300mm	φ 350mm	φ 400mm
等級 A	877.3983	2997.32	4094.05	21634.8	1564.49	17564.7	734.063	3172.97
等級 B	659.2396	903.927	3714.81	11792.1	618.715	956.13	--	11.5249
等級 C	1197.479	5733.62	22585.6	9617.4	246.205	5.3746	--	--

口徑縮減的等級，以其小一級之尺寸作為縮小標準，如 φ 400mm 管線，縮小一級為 φ 350mm，φ 75mm 口徑管線為目前使用之最小，將 φ 50mm 不鏽鋼管作為其下一級之替代方案。本研究的方案制定原則為將三類不同管線以 4 種縮管級距作為分類來排列組合：口徑不變、縮管一級、縮管二級與縮管三級。當等級 A 不變，等級 B 管線縮小一級，等級 C 管線縮小三級時，組合方案命名為 012；等級 A 縮小 2 級，等級 B 與 C 不縮小時，組合方案命名為 200。全部縮管方案組合為 3 種等級管線進行 4 種縮管程度的方案分析，不同等級管線縮管程度可相

同，故方案數量為  $4*4*4=64$  種，自 000(完全不縮管)至 333(三種管徑都縮小 3 級)共 64 種方案 (如下表 3-8)。

表 3-8 自來水管線縮管方案中各等級管線縮管程度對照表

方案名稱	管線等級 A	管線等級 B	管線等級 C
原始狀態	0	0	0
方案 001	0	0	1
方案 002	0	0	2
方案 003	0	0	3
方案 010	0	1	0
方案 011	0	1	1
方案 012	0	1	2
方案 013	0	1	3
方案 020	0	2	0
方案 021	0	2	1
方案 022	0	2	2
方案 023	0	2	3
方案 030	0	3	0
方案 031	0	3	1
方案 032	0	3	2
方案 033	0	3	3
方案 100	1	0	0
方案 101	1	0	1
方案 102	1	0	2
方案 103	1	0	3
方案 110	1	1	0
方案 111	1	1	1
方案 112	1	1	2
方案 113	1	1	3
方案 120	1	2	0
方案 121	1	2	1
方案 122	1	2	2
方案 123	1	2	3
方案 130	1	3	0
方案 131	1	3	1
方案 132	1	3	2

方案名稱	管線等級 A	管線等級 B	管線等級 C
方案 133	1	3	3
方案 200	2	0	0
方案 201	2	0	1
方案 202	2	0	2
方案 203	2	0	3
方案 210	2	1	0
方案 211	2	1	1
方案 212	2	1	2
方案 213	2	1	3
方案 220	2	2	0
方案 221	2	2	1
方案 222	2	2	2
方案 223	2	2	3
方案 230	2	3	0
方案 231	2	3	1
方案 232	2	3	2
方案 233	2	3	3
方案 300	3	0	0
方案 301	3	0	1
方案 302	3	0	2
方案 303	3	0	3
方案 310	3	1	0
方案 311	3	1	1
方案 312	3	1	2
方案 313	3	1	3
方案 320	3	2	0
方案 321	3	2	1
方案 322	3	2	2
方案 323	3	2	3
方案 330	3	3	0
方案 331	3	3	1
方案 332	3	3	2
方案 333	3	3	3

經制定管網口徑變更方案後，將供水區域管網中自來水管線進行分級且依照上述制定方案進行管線口徑縮減，將口徑已變更的管網模型以 EPANET 進行單

周期模擬及 72 小時的模擬，並依模擬結果進行各項方案的可行性篩選。



### 3.5 效益分析方法

本研究係為因應人口變動，以汰換工程手段來調整現有自來水管網配置，屬現有設施經規劃後進行更新以期獲得改善、效益提升之的公共工程，故以更新工程施工與否對於供水系統各個面向進行比較是否具有改善效果，考量目前研究區域內自來水接管率已達 99%以上，已無提升城市自來水等公共建設使普及率之益處，自來水給配水管又屬地下設施物，對於旅遊景觀等非定量效益難以計算，故本研究以工程費用及水質兩方面進行更新與不更新方案效益評估。

#### 3.5.1 工程費用效益評估方法

自來水事業以管線輸送自來水時，管材為影響供水品質之重要腳色，隨自來水管材使用時間增加，管壁容易受水流衝擊、自來水中所含次氯酸等氧化劑影響、地震或上方承重影響，逐漸裂化進而導致漏水率上升，為避免自來水管線損壞所帶來用戶及事業的損失，須訂定管材的使用年限並逐一汰換。

台北市自來水事業處目前在新埋設管線材料以不鏽鋼與延性鑄鐵管等兩種材料為主，使用年限為 50 年左右，埋設方式以明挖覆蓋為主，施工時以機具開挖規定埋設深度，拆除舊有管線後裝接新管線，回填時以粗砂、高流動低密度回填材料（簡稱 CLSM）及熱柏油進行管溝修復，待管溝施工完竣後以瀝青混凝土進行銑刨加封(如下圖 3-13)。

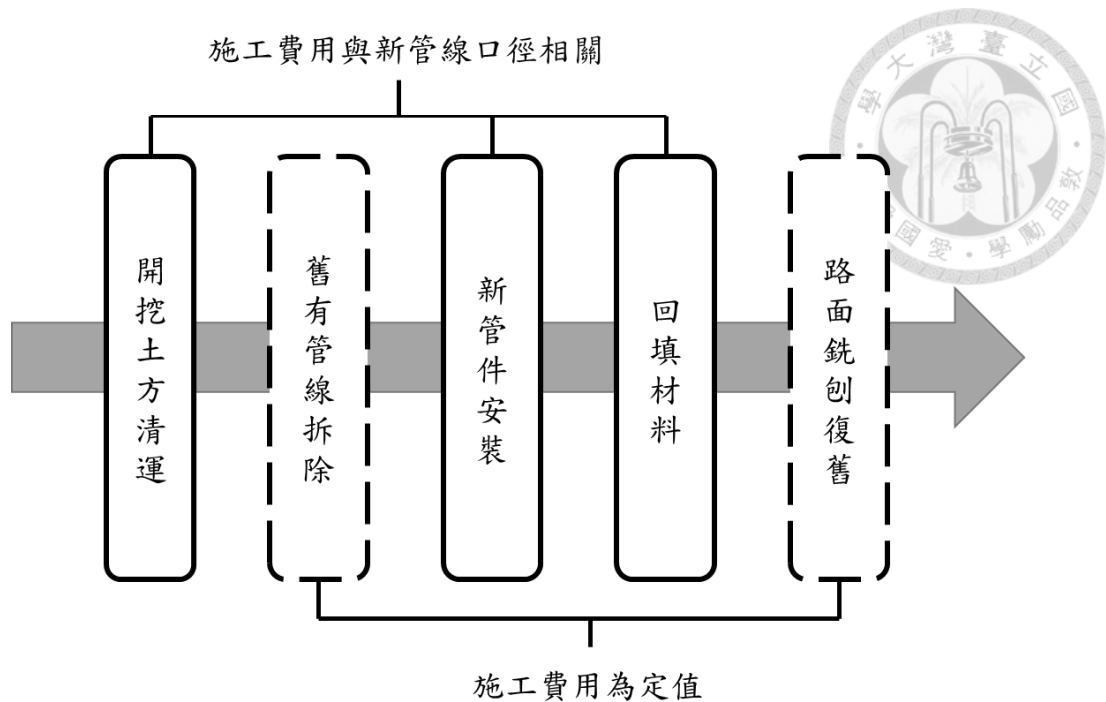


圖 3-13 自來水管線埋設施工順序與施工費用關係圖

本研究為將原本自來水管網中給配水管更新成較小尺寸，因不同口徑施工時開挖管溝規定寬度、安裝費用及回填材料數量差異，而在拆除管件與路面修復為各更新方案皆需施作且施作工量相同，在工程費用分析中視為定值不列入比較，僅統計各方案前揭三項工程經費作為工程費用評估。臺北自來水事業處現行施工方式為管線材料統一由事業處進行採購入庫，施工承商依據工程進度分批領用，回填使用的材質由承商負擔，其價格與抽驗費用均包含在承攬契約的包工費用中，統計時將以公告招標之工程契約中對應的包工費項目進行計算後進行施工費用總額之比較。

### 3.5.2 水質改善效益評估方法

自來水管線雖於自來水法中訂為輸水設施，但因管線內部容積若過大，在用水量減少時，管線中自來水消耗量降低致使滯留時間拉長，水中自由有效餘氯衰退失去消毒殺菌能力，進而導致水質腐敗。若管網流速太低，會使水中雜質沉降形成積垢及生物膜增生，進而影響水質。依據荷蘭 KWR 水循環研究機構的研究指出，管段流速需至少  $0.2\sim 0.25\text{ m/s}$ ，方具有「自潔淨」能力，東英格蘭地區的盎格魯水公司(Anglian Water)的供水管網設計手冊中也提到普通配水管之自潔淨

最低流速為 0.3 m/s；而若是管網流速過快，則會增加管段水頭損失，使供水壓力急速下降，造成供水瓶頸。依據白努力定律，當水流通過的截面積縮小時流速增加，相較於管網保持原有配置的方案，管網中管線口徑縮小預期能改善管網內的自來水消耗速度，進而改善水質，故在評價各方案的改善成效時，以管線中的流速，及代表滯留情形的的水齡進行方案改善效益分析。

管線中流速依據前述如需保有自潔淨能力，流速須高於 0.2m/s，過低會造成水中雜質沉澱及管垢，高於 2m/s 時則因水頭損失產生供水瓶頸，故在進行效益分析時，以各方案實行後流速 0.2m/s 以下減少幅度，以及流速提升至介於 0.2~2m/s 之間的管道長度進行比較，依整個管網系統中不同流速所佔比例變化判定其改善成果。

水質改善指標中的水齡(water age)係為自來水由供水點經管線進入管網後，在管線之間的停留時間。在 EPANET 模擬將水齡視為一速率常數為 1 的零級反應化學物質，單位為小時，意指單位水體於管網中停留 1 小時，水齡即為 1 小時。當自來水在管網中滯留時間越長，水齡越高使自由有效餘氯衰減程度越大，水質腐壞的風險也會上升，在評估各項口徑縮小方案的效益時，水齡越小代表改善的成果越佳。

## 第四章 模擬結果

本研究於第三章已決定模擬目標後，將測試各項方案之可行性，並尋求效益較大的選項。預定使用單周期及 72 小時周期供水形式，在調整目標用水量後進行各管線管徑縮小方案的水力分析，最後以模擬結果評估方案的可行性。在模型中各節點隨模擬情境有不同的壓力及餘氯變化表現，因模型中有 7 千多個節點，為利於圖面展現，本章篩選供水管網中數個對於供水條件較為敏感的點位進行比較。

在經濟部頒定的自來水用水標準中提出，用水設備之最低壓力需求應大於  $0.3 \text{ kg/cm}^2$  (可換算為水頭 3 公尺)，如低於該壓力則無法推動水錶內葉輪轉動進水。故節點壓力應大於 3 公尺。但在現實的管網中，南中正區內最高點即小觀音山後方寶藏巖內配水管為常態全區壓力最低的地區，其水壓常態性低於標準。故在本研究模擬中，該處代表節點(編號 444225)的壓力條件為大於 0 公尺即可，較為符合實際情形。而區域中其他節點水壓不可小於 3M，另取高程中位數點 482477、高程最低點 430848 及用水量最大點 433398 做觀察點。除壓力外，我國自來水水質標準規定自由有效餘氯含量須於  $0.2 \sim 1.0 \text{ mg/L}$ ，本研究將前揭最小有效水壓與自由有效餘氯區間作為篩選條件以符合自來水標準。前揭數點指標作為口徑縮小方案的篩選條件，俾利後續進行管網承載能力的管理成效評估。

### 4.1 單周期模擬結果

在單周期模式中為預設一穩定高程為 26 公尺、水量無限的供水來源(水庫)來模擬在固定出水壓力下自來水管線運作情形。依據體積流率 (volume flow rate) 公式  $Q=VA$ ，如用水量  $Q$  下降，水管截面積  $A$  不變時，流速  $V$  會隨之下降。在供應壓力不變的情形下，依據白努力定律，流速下降時，流體所受壓力強度上升依前述人口減少趨勢，2070 年時系統內需水量是 2022 年的 67.25%，供水管線中自來水平均流速會普遍下降(如圖 4-1)，節點的監測到的壓力值上升(如圖 4-2)，以區域內最高點(編號 444225)為例，2022 年時壓力模擬值為 0.99m，調整總體用

水量至 2070 年時壓力模擬值上升至 1.39m;區域內用水量最大點(編號 433398)自 12.32m 上升至 17.11m, 成長了 38%。

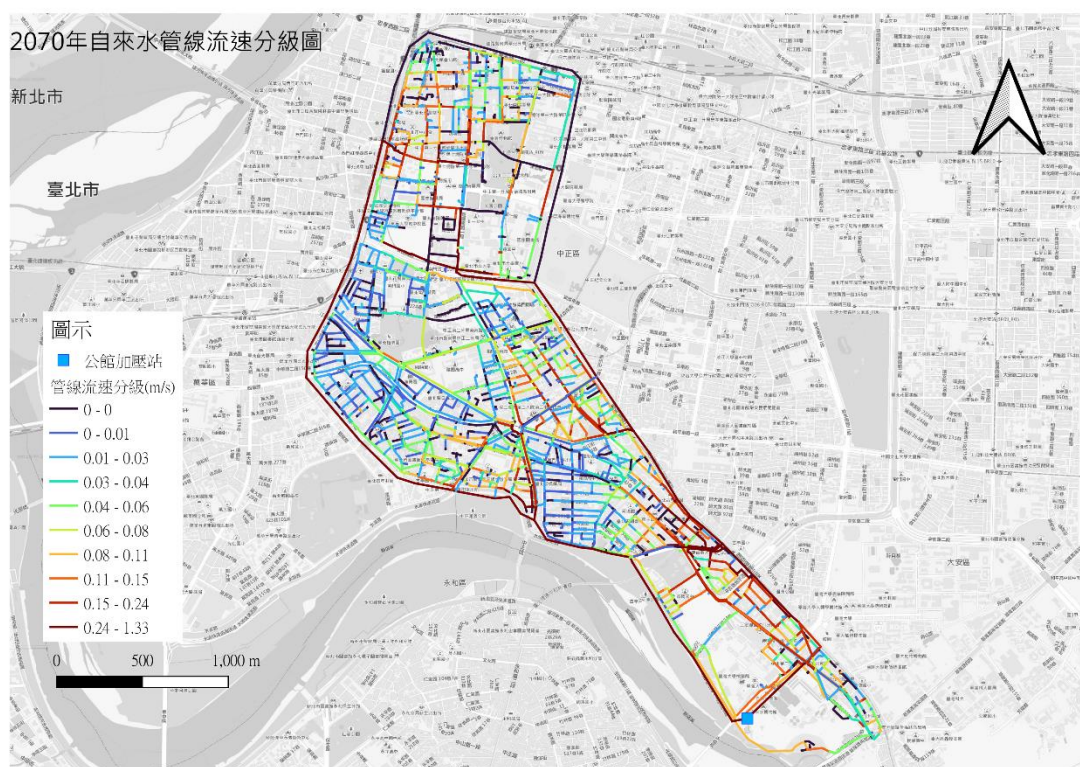
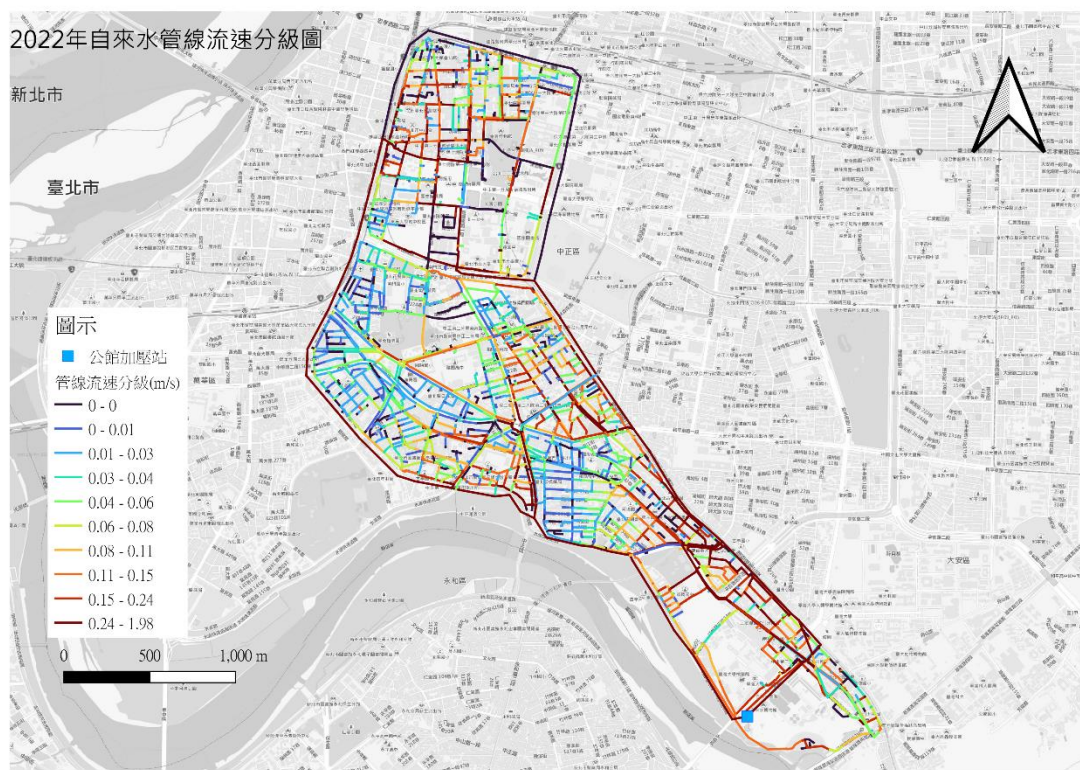


圖 4-1 2022 年與 2070 年用水量於原口徑管網各管段流速分級圖





圖 4-2 2022 年與 2070 年用水量於原口徑管網各點水壓分級圖

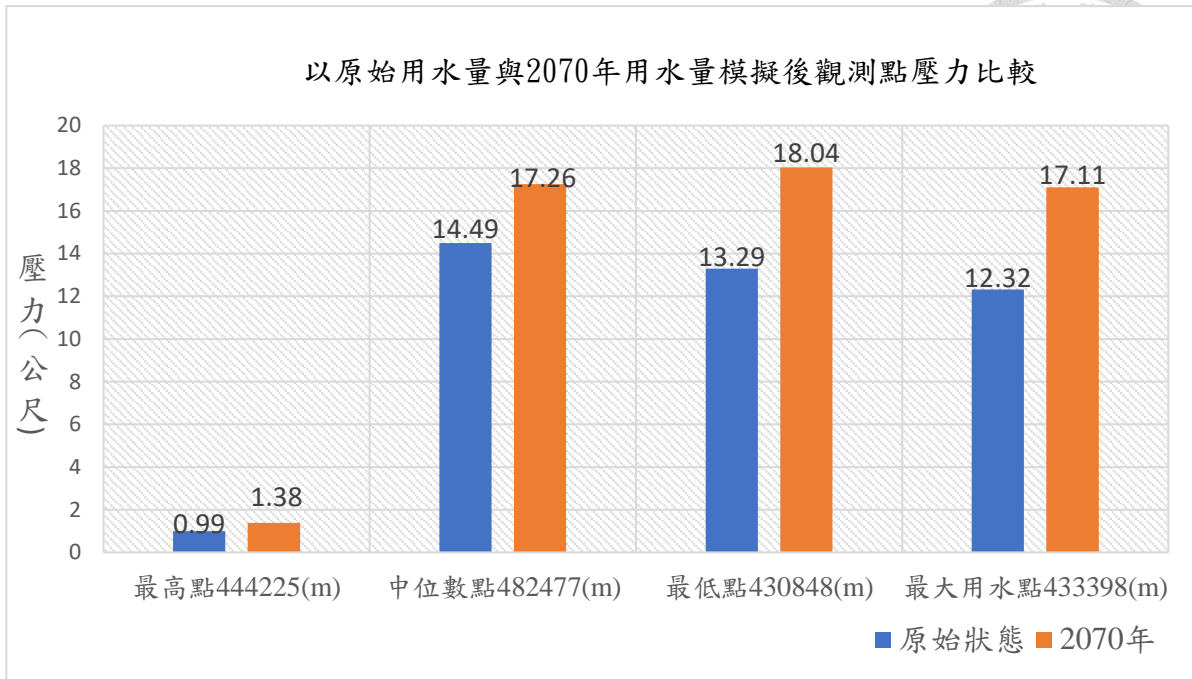


圖 4-3 以原始用水量與 2070 年用水量模擬後觀測點壓力比較

如上圖 4-3 以區域內最高點(編號 444225)為例，2022 年時壓力模擬值為 0.99m，調整總體用水量至 2070 年時壓力模擬值上升至 1.39m；區域內用水量最大點（編號 433398）自 12.32m 上升至 17.11m，成長了 38%。

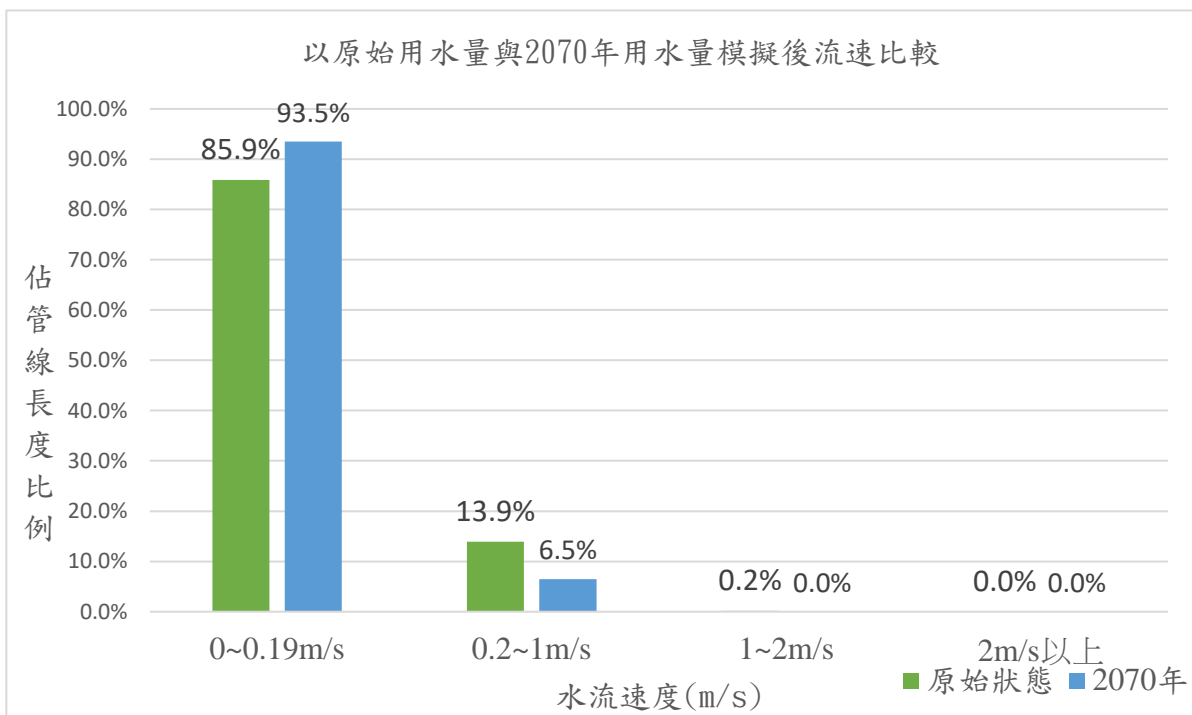


圖 4-4 以原始用水量與 2070 年用水量模擬後流速比較

以原始用水量與 2070 年用水量經模擬後，管線中水流速度因用水量下降，使流速變慢致停滯時間上升。以具自潔淨能力之 0.2m/s 流速作為分類比較不同流速區間佔整體官網長度比例(圖 4-4)。速度低於 0.2m/s(0~0.19m/s)經用水量下降後在管線中長度比例由 85.9%上升至 93.5%，0.2~1m/s 的佔比由 1.41%下降成 6.5%。在單周期模式中比較原始用水量與 2070 年用水量時，管網中平均壓力上升，管中流速呈現下降。

以各個口徑縮小方案進行模擬，隨口徑縮小程度越高，水壓的降幅也越大，以方案 001 為例，節點 444225 的水壓模擬值為 1.38m，隨著等級 C 縮管程度增加，在方案 002 及 003 時分別下降至 1.31 及 1.28m；當其他等級的管線一併縮小時，水壓降幅會更加明顯：在方案 113 時水壓可下降至 1.16m。但當縮管幅度為等級 A 的管線縮小達 3 級時，即使其他等級管線保持原本的口徑，系統也會開始呈現不平衡的現象，其中觀測點編號 433398 原本在方案 233 時還有 8.22m 左右的水壓，當縮管方案達 300 時，整個系統以呈現不平衡並開始出現壓力小於 0m，處於無法提供足夠供水的狀態。

在單周期模擬結果中能夠提供水理分析後系統中平均的管線流速、流向與節點的壓力值，將模型中管線口徑縮小後進行水力分析時，在用水量改變後的 64 個口徑縮小方案中，以研究範圍內壓力值須符合標準作為篩選條件時，可挑選出 48 個可行方案（如表 4-1）。

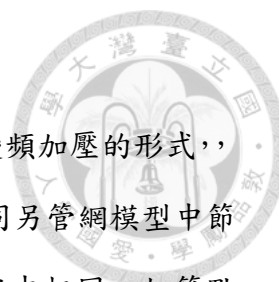
表 4-1 單周期分析中各方案指標節點壓力值紀錄表

點壓力值	最高點 444225(m)	中位數點 482477(m)	最低點 430848(m)	最大用水點 433398(m)
原始狀態	0.99	14.49	13.29	12.32
2070 年	1.38	17.26	18.04	17.11
方案 001	1.38	17.13	18.13	17.19
方案 002	1.31	17	18.02	17.09
方案 003	1.28	16.92	17.96	17.03
方案 010	1.42	17.27	18.2	17.26
方案 011	1.37	17.1	18.07	17.14

點壓力值	最高點 444225(m)	中位數點 482477(m)	最低點 430848(m)	最大用水點 433398(m)
方案 012	1.31	16.95	17.97	17.03
方案 013	1.28	16.86	17.91	16.97
方案 020	1.41	17.23	18.12	17.19
方案 021	1.37	17.05	17.99	17.06
方案 022	1.31	16.88	17.89	16.96
方案 023	1.28	16.75	17.83	16.9
方案 030	1.41	17.17	18.07	17.14
方案 031	1.37	16.98	17.94	17.02
方案 032	1.31	16.77	17.84	16.91
方案 033	1.28	16.59	17.78	16.85
方案 100	1.37	16.71	16.52	15.5
方案 101	1.29	16.47	16.34	15.32
方案 102	1.2	16.24	16.18	15.16
方案 103	1.16	16.08	16.08	15.06
方案 110	1.37	16.62	16.34	15.29
方案 111	1.29	16.36	16.19	15.14
方案 112	1.2	16.09	16.04	15
方案 113	1.16	15.87	15.94	14.89
方案 120	1.37	16.53	16.07	15.03
方案 121	1.29	16.24	15.94	14.89
方案 122	1.2	15.91	15.8	14.75
方案 123	1.16	15.6	15.69	14.64
方案 130	1.37	16.44	15.84	14.8
方案 131	1.29	16.13	15.71	14.67
方案 132	1.2	15.76	15.57	14.53
方案 133	1.15	15.35	15.46	14.42
方案 200	1.26	15.38	12.82	11.25
方案 201	1.05	14.9	12.46	10.89
方案 202	0.76	14.37	12.08	10.51
方案 203	0.48	13.86	11.83	10.26
方案 210	1.26	15.08	12.26	10.61
方案 211	1.05	14.48	12.01	10.36
方案 212	0.76	13.74	11.7	10.05
方案 213	0.47	12.98	11.45	9.8
方案 220	1.25	14.68	11.45	9.73

點壓力值	最高點 444225(m)	中位數點 482477(m)	最低點 430848(m)	最大用水點 433398(m)
方案 221	1.05	13.98	11.27	9.55
方案 222	0.75	13.03	11.03	9.32
方案 223	0.46	11.84	10.8	9.08
方案 230	1.25	14.39	10.49	8.76
方案 231	1.04	13.64	10.35	8.62
方案 232	0.74	12.59	10.16	8.43
方案 233	0.45	11.09	9.95	8.22
方案 300	0.73	11.77	1.76	-1.89
方案 301	0.3	10.86	0.49	-3.16
方案 302	-0.39	9.77	-1.17	-4.81
方案 303	-1.41	8.43	-2.53	-6.18
方案 310	0.73	10.84	-0.05	-3.89
方案 311	0.28	9.55	-0.83	-4.66
方案 312	-0.42	7.93	-2.14	-5.96
方案 313	-1.46	5.79	-3.36	-7.19
方案 320	0.72	9.41	-2.85	-7
方案 321	0.26	7.78	-3.32	-7.46
方案 322	-0.46	5.49	-4.1	-8.24
方案 323	-1.53	2.02	-5.08	-9.21
方案 330	0.71	8.36	-7.03	-11.53
方案 331	0.25	6.59	-7.29	-11.78
方案 332	-0.48	4.00	-7.67	-12.16
方案 333	-1.58	-0.27	-8.25	-12.74

(灰色為不可行方案)



## 4.2 七十二小時周期分析

本研究以 72 小時的多時序周期分析中帶入了公館加壓站變頻加壓的形式，並將模型中各需水點加入用水時序變化，使各時段的用水量不同另管網模型中節點水壓與餘氯濃度會隨時間波動。但壓力表現上與單周期模擬中相同，如節點 444225 的壓力值在原本管網中為 0.99，隨著供水壓力不變、需水量下降的情境下，整體水壓會上升。但因需水量下降、流速變慢，使自來水在管線中滯留時間變長，管壁與餘氯反應時間拉長後，2070 年模型中節點的模擬餘氯濃度會較 2022 年模型中的模擬餘氯濃度低。餘氯擴散、輸送的速度也隨之下降。以區域內最高點(節點編號 444225)為例，在用水量下降後，水壓最低值自 0.18 公尺上升至 2.8 公尺，最高值自 2.87 公尺上升至 4.07 公尺(如下圖 4-5)；而餘氯濃度在原本用水量下，可維持在 0.31~0.3mg/L 之間波動，用水量下降後因滯留時間拉長，除擴散時間拉長外，餘氯濃度衰退到 0.23~0.29mg/L，接近法規規定下限(如下圖 4-6)。

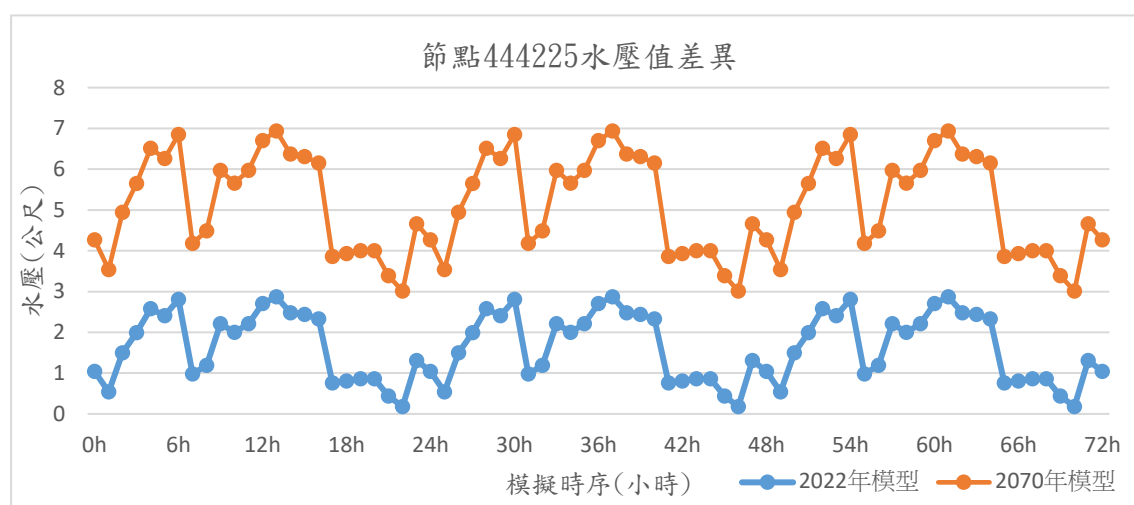


圖 4-5 2022 年與 2070 年用水量 72 小時周期模擬水壓值差異(444225 為例)

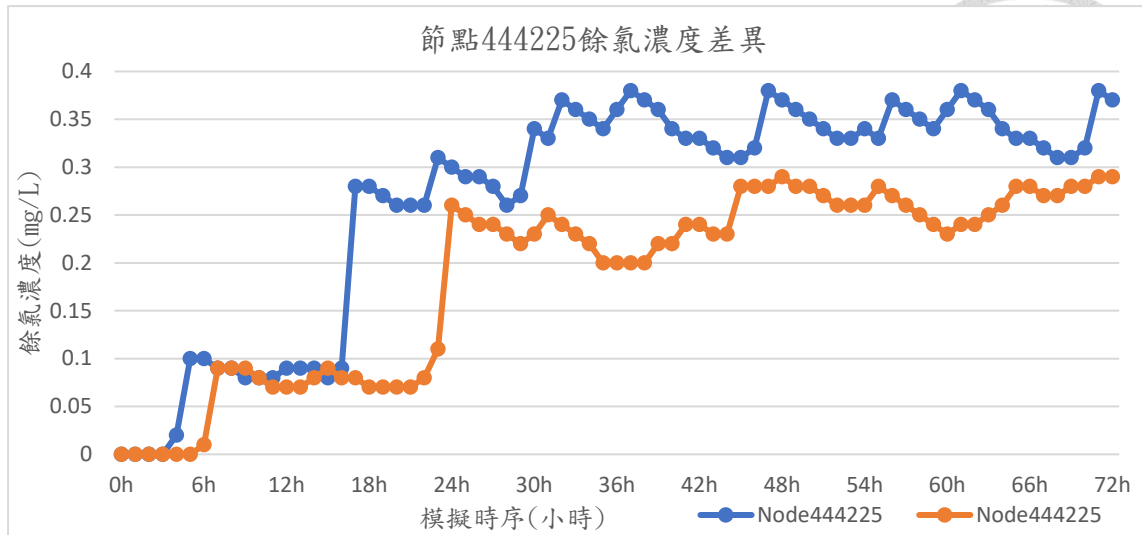


圖 4-6 2022 年與 2070 年用水量 72 小時周期模擬餘氯濃度差異(444225 為例)

自來水中餘氯隨滯留時間加長，與壁面反應時間增加會造成餘氯濃度的下降。如果提高流速，餘氯濃度應會隨之提高，在單周期分析中已知固定流量下，截面積縮小時流速會上升，餘氯衰退程度亦會減緩。以節點 444225 為例，如果將自來水管網進行第 003 方案口徑縮小時(將 8 米以下道路管線口徑縮小 3 個級距)，餘氯濃度表現會比現行數值更好，來到 0.41~0.58mg/L 的區間(如下圖 4-7)，可推斷以方案 003 進行管線口徑更新能有效改善自由有效餘氯濃度，提升用水安全。

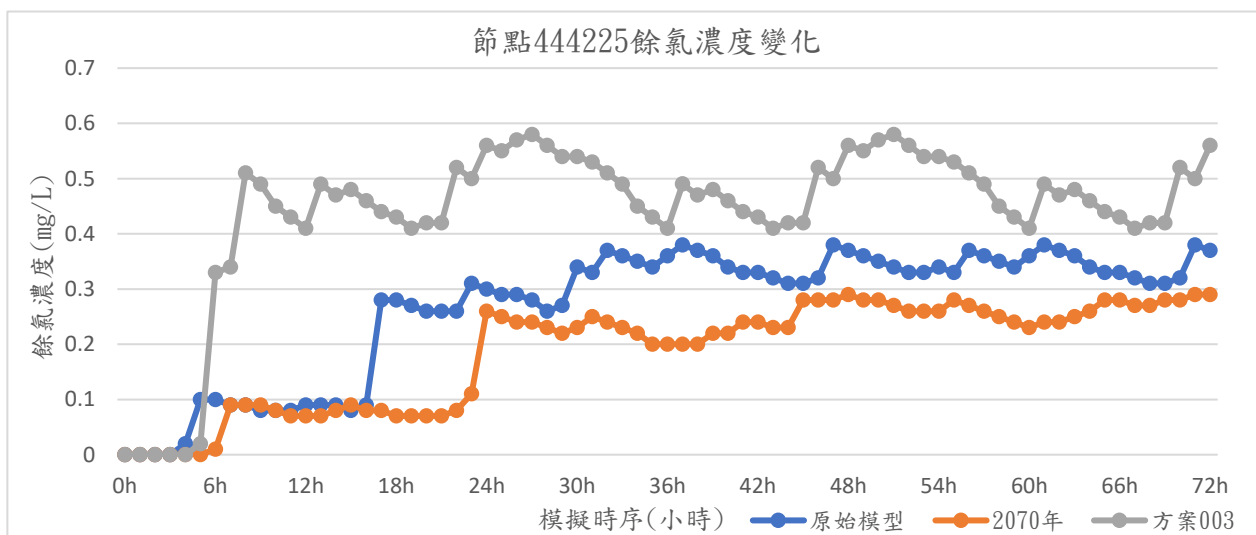


圖 4-7 2022 年與 2070 年用水量與縮管方案 003 以 72 小時周期模擬水壓值差異(444225 為例)

另檢視自來水管網系統中其他點位，除區域內最高程編號 444225 外，高程中位數點位編號 482447、最低點編號 430848 及最大用水量 433398 等點位在該情境下的餘氯濃度。與 2070 年用水量、管線口徑不變的情境相比，以方案 003 縮小管線口徑後(圖 4-9)，各點的餘氯模擬值皆上升，但上升比例有所差異，推測可能因為各節點所接管線管徑縮小程度及距離加壓站遠近不同，可能造成餘氯濃度在模擬上的差異，如使用方案 110 進行模擬時(圖 4-10)，編號 444225 的餘氯模擬值與不縮小管徑的狀況下並無太大的分別。而方案 123(圖 4-11)時可見觀測點位其自由有效餘氯模擬值皆有明顯的提升，節點 444225 餘氯濃度上升到 0.3mg/L 以上，在波形上也可見數值陡升段的時序向前移動，顯示物質自加壓站傳遞到節點的時間縮短。

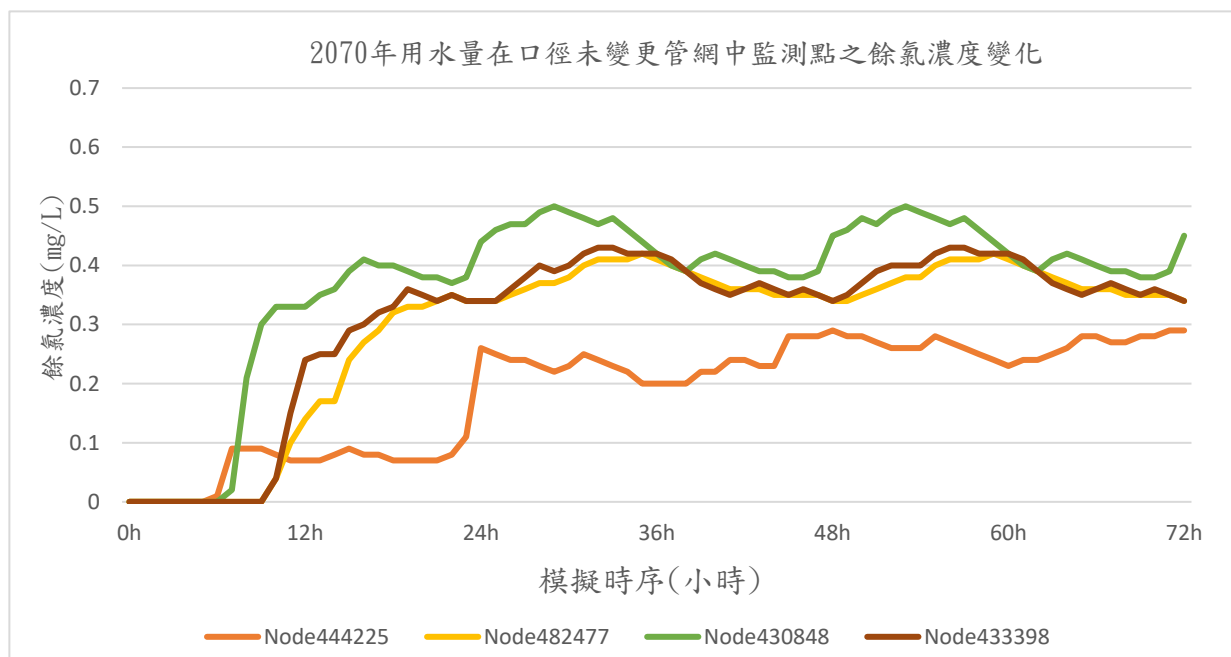


圖 4-8 2070 年用水量在口徑未變更管網中監測點之餘氯濃度變化



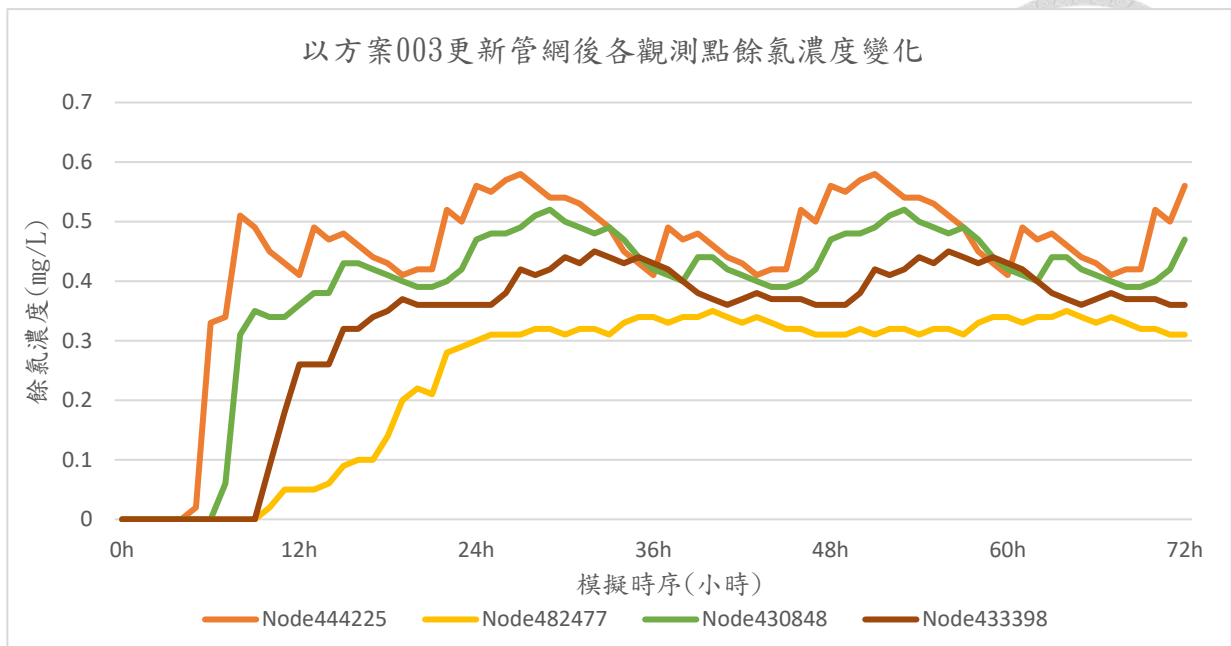


圖 4-9 2070 年以方案 003 更新管網後各觀測點餘氯濃度變化

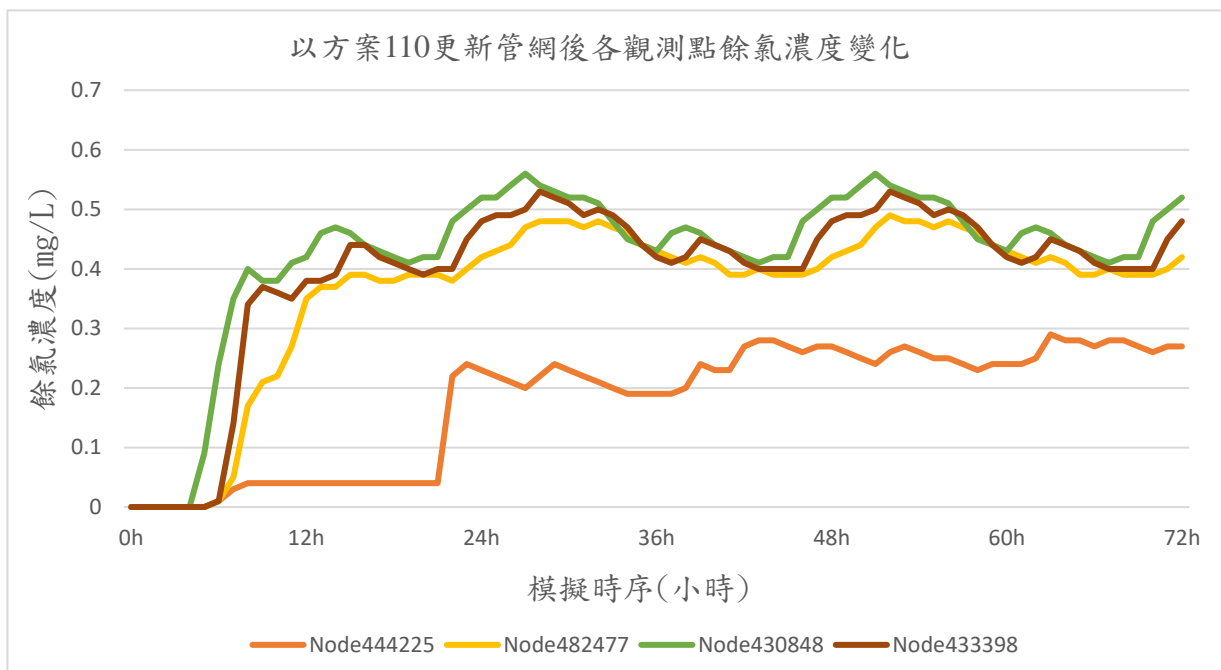


圖 4-10 2070 年以方案 110 更新管網後各觀測點餘氯濃度變化

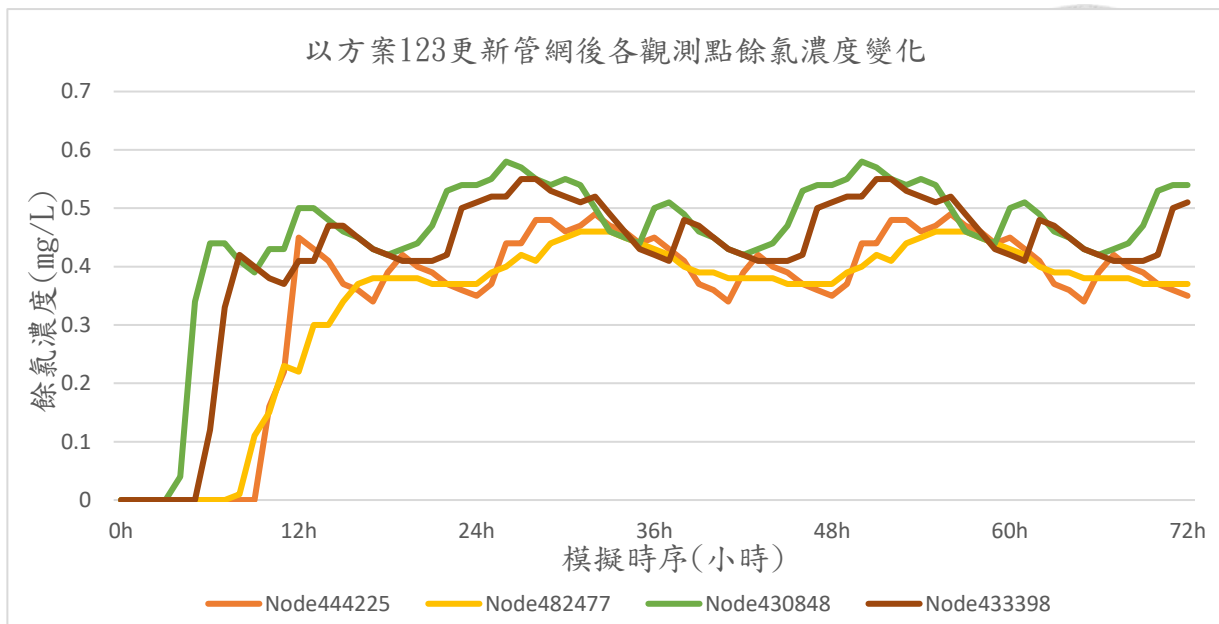


圖 4-11 2070 年以方案 123 更新管網後各觀測點餘氯濃度變化

由 72 小時週期模式模擬結果可知在 2070 年時，如保持原管網口徑配置，水中自由餘氯濃度衰退程度比原始模型要大，經依口徑變更方案修改模型中管線直徑進行重新模擬，餘氯濃度能得到一定程度的改善。依據我國自來水水質標準第 5-1 條規定，自來水中自由有效餘氯須保持在 0.2~2mg/L，本研究取 72 小時中達穩定的最後 24 小時(第 49~72 小時)的自由有效餘氯作為模擬方案可行性的依據。由前述模擬結果可見觀測點中節點編號 444225 偵測點屬於接近規定臨界值，可能與觀測點所在位置鄰近狹窄巷弄且用水量較低，在自由有效餘氯表現上屬於敏感的點位，且在各方案模擬值中數最低的觀測點，在可行性方案篩選中將以節點 444225 的餘氯濃度作為標準，取餘氯濃度 $\geq 0.2\text{mg/L}$ 作為可行方案。(如下表 4-2 至 4-5)

表 4-2 管徑縮管方案(原始模型~方案 100)模擬後第 49 至 72 小時節點 444225 自由有效餘氯濃度(紅底為濃度低於 0.2mg/L)

各管徑縮管方案模擬後第 49 至 72 小時節點 444225 自由有效餘氯濃度																									
方案名稱	49h	50h	51h	52h	53h	54h	55h	56h	57h	58h	59h	60h	61h	62h	63h	64h	65h	66h	67h	68h	69h	70h	71h	72h	是否可行
原始模型	0.36	0.35	0.34	0.33	0.33	0.34	0.33	0.37	0.36	0.35	0.34	0.36	0.38	0.37	0.36	0.34	0.33	0.33	0.32	0.31	0.31	0.32	0.38	0.37	否
2070 年	0.28	0.28	0.27	0.26	0.26	0.26	0.28	0.27	0.26	0.25	0.24	0.23	0.24	0.24	0.25	0.26	0.28	0.28	0.27	0.27	0.28	0.28	0.29	0.29	是
方案 001	0.21	0.2	0.23	0.23	0.22	0.21	0.19	0.19	0.18	0.23	0.21	0.2	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.19	0.19	0.23	0.23	0.23	0.23	0.24	否
方案 002	0.13	0.14	0.14	0.16	0.17	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.15	0.15	0.14	0.14	0.13	0.13	0.13	0.12	0.15	0.14	0.14	0.14	0.14	否
方案 003	0.55	0.57	0.58	0.56	0.54	0.54	0.53	0.51	0.49	0.45	0.43	0.41	0.49	0.47	0.48	0.46	0.44	0.43	0.41	0.42	0.42	0.52	0.5	0.56	是
方案 010	0.27	0.25	0.24	0.24	0.26	0.27	0.26	0.25	0.24	0.24	0.23	0.23	0.23	0.23	0.25	0.28	0.28	0.27	0.27	0.28	0.27	0.26	0.26	0.28	是
方案 011	0.21	0.2	0.23	0.23	0.22	0.21	0.19	0.19	0.18	0.23	0.21	0.2	0.19	0.19	0.18	0.18	0.19	0.19	0.19	0.23	0.23	0.23	0.23	0.24	否
方案 012	0.13	0.14	0.14	0.16	0.17	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.15	0.15	0.14	0.14	0.13	0.13	0.13	0.12	0.15	0.14	0.14	0.14	0.14	否
方案 013	0.55	0.57	0.58	0.56	0.54	0.54	0.53	0.51	0.49	0.45	0.43	0.41	0.49	0.47	0.48	0.46	0.44	0.43	0.41	0.42	0.42	0.52	0.5	0.56	是
方案 020	0.27	0.25	0.24	0.24	0.26	0.27	0.26	0.25	0.24	0.24	0.23	0.23	0.23	0.23	0.25	0.28	0.28	0.27	0.27	0.28	0.27	0.26	0.26	0.27	是
方案 021	0.21	0.2	0.23	0.23	0.22	0.21	0.19	0.19	0.19	0.22	0.21	0.2	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.19	0.19	0.23	0.23	0.23	0.24	0.24	否
方案 022	0.13	0.14	0.14	0.17	0.17	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.15	0.15	0.14	0.14	0.13	0.13	0.13	0.12	0.15	0.14	0.14	0.14	0.14	否
方案 023	0.55	0.57	0.58	0.56	0.54	0.54	0.53	0.51	0.49	0.45	0.43	0.41	0.49	0.47	0.48	0.46	0.44	0.43	0.41	0.42	0.43	0.52	0.5	0.56	是
方案 030	0.27	0.25	0.24	0.24	0.26	0.27	0.26	0.25	0.24	0.24	0.23	0.23	0.23	0.23	0.25	0.28	0.28	0.27	0.27	0.28	0.27	0.26	0.26	0.28	是
方案 031	0.21	0.2	0.23	0.23	0.22	0.21	0.19	0.19	0.19	0.22	0.21	0.2	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.18	0.19	0.23	0.23	0.23	0.24	0.24	否
方案 032	0.13	0.14	0.14	0.17	0.17	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.15	0.15	0.14	0.14	0.13	0.13	0.13	0.12	0.15	0.14	0.14	0.14	0.14	否
方案 033	0.55	0.57	0.58	0.56	0.54	0.54	0.53	0.51	0.49	0.45	0.43	0.41	0.49	0.47	0.48	0.46	0.44	0.43	0.41	0.42	0.43	0.52	0.5	0.56	是
方案 100	0.26	0.25	0.24	0.26	0.27	0.26	0.25	0.25	0.24	0.23	0.24	0.24	0.24	0.25	0.29	0.28	0.28	0.27	0.28	0.28	0.27	0.26	0.27	0.27	是

表 4-3 管徑縮管方案(方案 101~方案 202)模擬後第 49 至 72 小時節點 444225 自由有效餘氯濃度(紅底為濃度低於 0.2mg/L)

各管徑縮管方案模擬後第 49 至 72 小時節點 444225 自由有效餘氯濃度																									
方案名稱	49h	50h	51h	52h	53h	54h	55h	56h	57h	58h	59h	60h	61h	62h	63h	64h	65h	66h	67h	68h	69h	70h	71h	72h	是否可行
方案 101	0.25	0.24	0.22	0.21	0.21	0.21	0.24	0.24	0.22	0.21	0.2	0.2	0.2	0.2	0.21	0.21	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.25	0.25	是
方案 102	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.17	0.16	0.15	0.15	0.15	0.16	0.19	0.18	0.17	0.16	0.16	0.16	0.17	0.17	0.18	否
方案 103	0.37	0.44	0.46	0.48	0.48	0.46	0.47	0.49	0.47	0.46	0.46	0.45	0.43	0.41	0.37	0.36	0.34	0.39	0.42	0.4	0.39	0.37	0.36	0.35	是
方案 110	0.26	0.25	0.24	0.26	0.27	0.26	0.25	0.25	0.24	0.23	0.24	0.24	0.24	0.25	0.29	0.28	0.28	0.27	0.28	0.28	0.27	0.26	0.27	0.27	是
方案 111	0.25	0.24	0.22	0.21	0.21	0.21	0.24	0.24	0.22	0.21	0.2	0.2	0.19	0.2	0.21	0.21	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.25	0.25	否
方案 112	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.17	0.16	0.15	0.15	0.14	0.16	0.19	0.18	0.17	0.16	0.16	0.16	0.17	0.17	0.18	否
方案 113	0.37	0.44	0.46	0.48	0.48	0.46	0.47	0.49	0.47	0.46	0.46	0.45	0.43	0.41	0.37	0.36	0.34	0.39	0.42	0.4	0.39	0.37	0.36	0.35	是
方案 120	0.26	0.25	0.24	0.26	0.27	0.26	0.25	0.25	0.24	0.23	0.23	0.24	0.24	0.25	0.29	0.28	0.28	0.27	0.28	0.28	0.27	0.26	0.27	0.27	是
方案 121	0.25	0.24	0.22	0.21	0.21	0.21	0.24	0.24	0.22	0.21	0.2	0.2	0.19	0.2	0.21	0.21	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.25	0.25	否
方案 122	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.17	0.16	0.15	0.15	0.14	0.16	0.19	0.18	0.17	0.16	0.16	0.16	0.17	0.17	0.19	否
方案 123	0.37	0.44	0.44	0.48	0.48	0.46	0.47	0.49	0.47	0.46	0.44	0.45	0.43	0.41	0.37	0.36	0.34	0.39	0.42	0.4	0.39	0.37	0.36	0.35	是
方案 130	0.26	0.25	0.24	0.26	0.27	0.26	0.25	0.25	0.24	0.23	0.24	0.24	0.24	0.25	0.29	0.28	0.28	0.27	0.28	0.28	0.27	0.26	0.27	0.27	是
方案 131	0.25	0.24	0.22	0.21	0.21	0.21	0.24	0.24	0.22	0.21	0.2	0.2	0.19	0.2	0.21	0.21	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.25	0.25	否
方案 132	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.17	0.16	0.15	0.15	0.15	0.16	0.19	0.18	0.17	0.16	0.16	0.16	0.17	0.17	0.2	否
方案 133	0.38	0.44	0.43	0.48	0.47	0.46	0.47	0.49	0.47	0.46	0.44	0.45	0.43	0.41	0.37	0.36	0.34	0.39	0.42	0.4	0.39	0.37	0.36	0.35	是
方案 200	0.22	0.21	0.21	0.25	0.24	0.23	0.22	0.22	0.22	0.21	0.22	0.23	0.23	0.28	0.27	0.26	0.26	0.26	0.27	0.27	0.25	0.25	0.25	0.24	是
方案 201	0.22	0.21	0.21	0.21	0.25	0.24	0.22	0.21	0.21	0.2	0.2	0.22	0.22	0.22	0.26	0.26	0.26	0.25	0.26	0.27	0.26	0.24	0.25	0.24	是
方案 202	0.21	0.21	0.21	0.24	0.22	0.21	0.2	0.19	0.2	0.22	0.22	0.21	0.2	0.19	0.19	0.18	0.18	0.19	0.22	0.23	0.24	0.24	0.25	0.25	否

表 4-4 管徑縮管方案(方案 203~方案 310)模擬後第 49 至 72 小時節點 444225 自由有效餘氯濃度(紅底為濃度低於 0.2mg/L)

各管徑縮管方案模擬後第 49 至 72 小時節點 444225 自由有效餘氯濃度																									
方案名稱	49h	50h	51h	52h	53h	54h	55h	56h	57h	58h	59h	60h	61h	62h	63h	64h	65h	66h	67h	68h	69h	70h	71h	72h	是否可行
方案 203	0.18	0.19	0.19	0.19	0.18	0.17	0.17	0.17	0.16	0.15	0.16	0.16	0.16	0.19	0.18	0.17	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16	0.17	0.2	0.2	否
方案 210	0.22	0.21	0.21	0.25	0.24	0.23	0.22	0.22	0.22	0.21	0.23	0.23	0.23	0.28	0.27	0.26	0.26	0.26	0.27	0.27	0.25	0.25	0.25	0.24	是
方案 211	0.22	0.21	0.21	0.21	0.25	0.24	0.22	0.21	0.21	0.2	0.2	0.22	0.22	0.22	0.26	0.26	0.26	0.25	0.26	0.27	0.26	0.24	0.25	0.24	是
方案 212	0.21	0.21	0.23	0.24	0.22	0.21	0.2	0.19	0.21	0.22	0.22	0.21	0.2	0.19	0.19	0.18	0.18	0.19	0.23	0.23	0.24	0.24	0.25	0.25	否
方案 213	0.18	0.19	0.19	0.19	0.18	0.17	0.17	0.17	0.16	0.15	0.16	0.16	0.18	0.19	0.18	0.17	0.16	0.16	0.15	0.16	0.16	0.17	0.2	0.2	否
方案 220	0.22	0.21	0.21	0.25	0.24	0.23	0.22	0.22	0.22	0.21	0.23	0.23	0.23	0.28	0.27	0.26	0.26	0.26	0.27	0.27	0.25	0.25	0.25	0.24	是
方案 221	0.22	0.21	0.21	0.21	0.25	0.24	0.22	0.21	0.21	0.2	0.2	0.22	0.22	0.22	0.26	0.26	0.26	0.25	0.26	0.27	0.26	0.24	0.25	0.24	是
方案 222	0.21	0.21	0.24	0.23	0.22	0.21	0.2	0.19	0.22	0.22	0.22	0.21	0.2	0.19	0.19	0.18	0.18	0.19	0.23	0.24	0.24	0.24	0.25	0.26	否
方案 223	0.18	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.17	0.16	0.15	0.16	0.16	0.19	0.19	0.18	0.17	0.16	0.16	0.16	0.16	0.17	0.18	0.2	0.21	否
方案 230	0.22	0.21	0.21	0.25	0.24	0.23	0.23	0.22	0.22	0.21	0.22	0.23	0.23	0.28	0.27	0.26	0.26	0.26	0.27	0.27	0.25	0.25	0.25	0.24	是
方案 231	0.22	0.21	0.21	0.21	0.25	0.24	0.22	0.21	0.21	0.2	0.2	0.22	0.22	0.22	0.26	0.26	0.26	0.25	0.26	0.27	0.26	0.24	0.25	0.24	是
方案 232	0.21	0.21	0.24	0.24	0.22	0.21	0.2	0.19	0.22	0.22	0.22	0.21	0.2	0.19	0.19	0.18	0.18	0.19	0.23	0.24	0.24	0.24	0.25	0.26	否
方案 233	0.18	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18	0.18	0.17	0.16	0.15	0.16	0.16	0.19	0.19	0.18	0.17	0.16	0.16	0.16	0.16	0.17	0.2	0.2	0.21	否
方案 300	0.23	0.22	0.21	0.25	0.25	0.24	0.22	0.22	0.22	0.21	0.22	0.22	0.22	0.25	0.27	0.27	0.26	0.26	0.27	0.27	0.25	0.25	0.25	0.24	是
方案 301	0.22	0.21	0.26	0.26	0.24	0.23	0.23	0.22	0.22	0.23	0.23	0.23	0.28	0.28	0.28	0.27	0.27	0.28	0.28	0.26	0.25	0.26	0.25	0.24	是
方案 302	0.23	0.21	0.21	0.21	0.21	0.24	0.23	0.22	0.21	0.2	0.19	0.19	0.21	0.21	0.22	0.26	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.25	0.25	0.25	否
方案 303	0.26	0.23	0.22	0.21	0.2	0.2	0.24	0.24	0.21	0.21	0.21	0.2	0.19	0.2	0.2	0.2	0.25	0.24	0.25	0.25	0.26	0.27	0.25	0.25	否
方案 310	0.23	0.22	0.21	0.25	0.25	0.24	0.22	0.22	0.22	0.21	0.23	0.22	0.22	0.25	0.27	0.27	0.26	0.26	0.27	0.27	0.25	0.25	0.25	0.24	是

表 4-5 管徑縮管方案(方案 311~方案 333)模擬後第 49 至 72 小時節點 444225 自由有效餘氯濃度(紅底為濃度低於 0.2mg/L)

各管徑縮管方案模擬後第 49 至 72 小時節點 444225 自由有效餘氯濃度																									
方案名稱	49h	50h	51h	52h	53h	54h	55h	56h	57h	58h	59h	60h	61h	62h	63h	64h	65h	66h	67h	68h	69h	70h	71h	72h	是否可行
方案 311	0.22	0.21	0.26	0.26	0.24	0.23	0.23	0.22	0.22	0.23	0.23	0.23	0.28	0.28	0.28	0.27	0.27	0.28	0.28	0.26	0.25	0.26	0.25	0.24	是
方案 312	0.23	0.21	0.21	0.21	0.21	0.24	0.23	0.22	0.21	0.2	0.19	0.2	0.21	0.21	0.22	0.26	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.25	0.25	0.25	否
方案 313	0.26	0.23	0.22	0.21	0.2	0.2	0.24	0.24	0.21	0.21	0.21	0.2	0.19	0.2	0.2	0.2	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.27	0.25	0.25	否
方案 320	0.23	0.22	0.21	0.25	0.25	0.24	0.22	0.22	0.22	0.21	0.22	0.22	0.23	0.25	0.27	0.27	0.26	0.26	0.27	0.27	0.25	0.25	0.25	0.24	是
方案 321	0.22	0.21	0.26	0.26	0.24	0.23	0.23	0.22	0.22	0.23	0.23	0.23	0.28	0.28	0.28	0.27	0.27	0.28	0.28	0.26	0.25	0.26	0.25	0.24	是
方案 322	0.23	0.21	0.21	0.21	0.22	0.24	0.23	0.22	0.21	0.2	0.19	0.2	0.21	0.21	0.22	0.26	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.25	0.24	0.25	否
方案 323	0.26	0.24	0.22	0.21	0.2	0.2	0.24	0.24	0.22	0.21	0.21	0.2	0.19	0.2	0.2	0.21	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.27	0.25	0.25	否
方案 330	0.23	0.22	0.21	0.25	0.25	0.24	0.22	0.23	0.22	0.21	0.22	0.23	0.23	0.24	0.27	0.27	0.26	0.26	0.27	0.27	0.25	0.25	0.25	0.24	是
方案 331	0.22	0.21	0.26	0.26	0.24	0.23	0.23	0.22	0.22	0.23	0.23	0.23	0.29	0.28	0.27	0.27	0.27	0.28	0.28	0.25	0.25	0.26	0.25	0.24	是
方案 332	0.23	0.21	0.21	0.21	0.23	0.24	0.23	0.22	0.21	0.2	0.19	0.2	0.21	0.21	0.22	0.26	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.25	0.24	0.25	否
方案 333	0.26	0.24	0.22	0.21	0.2	0.2	0.24	0.23	0.21	0.21	0.21	0.2	0.19	0.2	0.2	0.21	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.27	0.25	0.25	否

依據屬水值敏感點的節點 444225 各管線更新方案中餘氯值模擬結果，在 64 個口徑變更方案中，共有 33 個方案在餘氯濃度上符合大於 0.2mg/L 的標準，代表全日在該點取用的自來水皆符合自來水飲用標準，符合我國飲用水水質規範，將其視為可行方案。

### 4.3 模擬結果與可行方案篩選

本研究利用 EPANET 單周期模擬及 72 小時時序模擬結果來進行自來水管線口徑縮小方案的可行性評估。在單周期模擬中可得到穩態時管網的流速及壓力，在 72 小時時序的模擬結果可以觀察各方案的自由有效餘氯變化，並設定平均壓力水頭需 3 公尺以上、72 小時周期模擬中第 49 至 72 小時餘氯值濃度均大於 0.2mg/L 兩個條件作為篩選條件為評估各更新方案可行性，需在兩種模式下皆符合篩選條件者方為可行方案。在 64 種方案模擬中，共有 25 種管徑縮小方案的模擬結果是符合用水情境要求及相關法規規定，可做為爾後管線汰換的更新方案選項。

表 4-6 單周期及 72 小時周期分析各方案可行性統計

方案名	單周期分析	72 小時周期分析	是否為可行方案
原口徑管網	可行	可行	可行
方案 001	可行	不可行	不可行
方案 002	可行	不可行	不可行
方案 003	可行	可行	可行
方案 010	可行	可行	可行
方案 011	可行	不可行	不可行
方案 012	可行	不可行	不可行
方案 013	可行	可行	可行
方案 020	可行	可行	可行
方案 021	可行	不可行	不可行
方案 022	可行	不可行	不可行
方案 023	可行	可行	可行
方案 030	可行	可行	可行
方案 031	可行	不可行	不可行
方案 032	可行	不可行	不可行

方案名	單周期分析	72 小時周期分析	是否為可行方案
方案 033	可行	可行	可行
方案 100	可行	可行	可行
方案 101	可行	可行	可行
方案 102	可行	不可行	不可行
方案 103	可行	可行	可行
方案 110	可行	可行	可行
方案 111	可行	不可行	不可行
方案 112	可行	不可行	不可行
方案 113	可行	可行	可行
方案 120	可行	可行	可行
方案 121	可行	不可行	不可行
方案 122	可行	不可行	不可行
方案 123	可行	可行	可行
方案 130	可行	可行	可行
方案 131	可行	不可行	不可行
方案 132	可行	不可行	不可行
方案 133	可行	可行	可行
方案 200	可行	可行	可行
方案 201	可行	可行	可行
方案 202	可行	不可行	不可行
方案 203	可行	不可行	不可行
方案 210	可行	可行	可行
方案 211	可行	可行	可行
方案 212	可行	不可行	不可行
方案 213	可行	不可行	不可行
方案 220	可行	可行	可行
方案 221	可行	可行	可行
方案 222	可行	不可行	不可行
方案 223	可行	不可行	不可行
方案 230	可行	可行	可行
方案 231	可行	可行	可行
方案 232	可行	不可行	不可行
方案 233	可行	不可行	不可行
方案 300	不可行	可行	不可行
方案 301	不可行	可行	不可行



方案名	單周期分析	72 小時周期分析	是否為可行方案
方案 302	不可行	不可行	不可行
方案 303	不可行	不可行	不可行
方案 310	不可行	可行	不可行
方案 311	不可行	可行	不可行
方案 312	不可行	不可行	不可行
方案 313	不可行	不可行	不可行
方案 320	不可行	可行	不可行
方案 321	不可行	可行	不可行
方案 322	不可行	不可行	不可行
方案 323	不可行	不可行	不可行
方案 330	不可行	可行	不可行
方案 331	不可行	可行	不可行
方案 332	不可行	不可行	不可行
方案 333	不可行	不可行	不可行
統計		可行方案	25
		不可行方案	39

目前經模擬結果，包含保持原口徑管線的方案共 64 個一併納入比較，共有 25 個可行及 39 個不可行，在第五章將以管網流速分析及工程施工成本兩種方式來統計各方案的改善效益，並相互比較。

## 第五章 效益評估



本章將對在第四章中利用 EPANET 單周期模擬及 72 小時時序模擬各管線口徑縮小方案的結果，篩選出可行性方案進行相關的效益評比，作為工程方案的優先級別參考。本研究以水質面效益的管網流速提升程度及滯留改善（水齡降低）進行評比，工程面以各可行方案的施工經費比較來討論，以改善程度較多之方案作為本研究區域中更新工程優先選擇。

### 5.1 管網流速分析

自來水系統中如管線未能保有足夠流速，容易使管線中管垢沉積與雜質沉澱而影響水質。如保持原管網配置，流速會隨用水量減少而下降，經縮小自來水給配水管口徑後使流速上升來改善供水品質。

管網流速分析為單周期模式模擬中管線內的平均流速，並依據自潔淨能力所需的 0.2m/s 與會造成壓力損失的 2m/s 作為分類依據，對於各可行方案中不同流速所佔管線長度比例進行比較。流速區間 0.2~2m/s 的管線長度佔比越高，低於 0.2m/s 的管線長度比例越低視為優選方案。

因 2070 年用水量減少，管網流速下降，在未縮減管線口徑下，低於 0.2m/s 的管線長度佔全部 93.53%，流速 0.2m/s 以上的僅占 6.46%，在進行自來水管徑縮小作業後，管中流速皆開始提升，在可行方案 231 中有 28.24%長度的管線可提升到 0.2m/s 以上，代表口徑縮小後，應能對管網間的流速有所影響，雖無自淨能力的管線長度佔比仍高達 71.74%，但因各方案經第四章餘氯濃度分析時皆符合我國飲用水水質標準，仍為可使用的改善方案，而成為瓶頸管段的 2m/s 佔總體長度也上升至 0.02%，但因占比極低，應對管網運作無顯著影響。

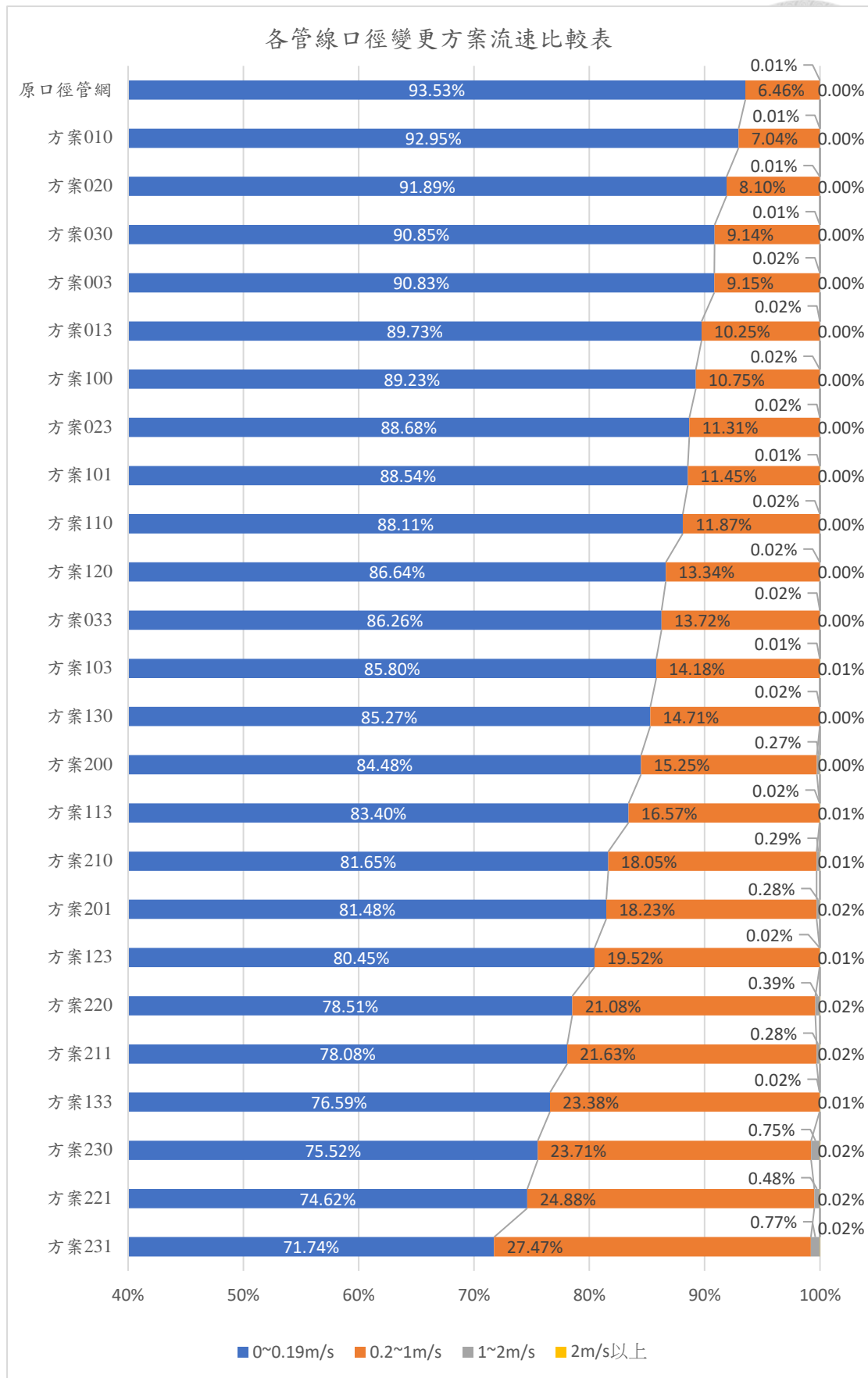


圖 5-1 各口徑變更方案中不同流速佔管線總長度比例比較表

在 25 個可行方案中能管線流速達 0.2m/s 以上比例皆高於原管線口徑汰換的方案，意指採取任一管線口徑變更方案來施工汰換都有改善流速的效果。如以改善程度來選定，方案 231 為改善效果最佳的方案，其 0.2m/s 至 2m/s 之間的管線長度比例最高，其次為方案 221。



## 5.2 水齡降低分析

水齡為單位體積的自來水在經用戶使用前在管線系統中停留的時間，單位以時間計，水齡越高表示該管網中水體滯留時間越長，自來水中作為消毒殺菌用途的自由有效餘氯隨時間消耗使濃度下降，致使水質劣化。

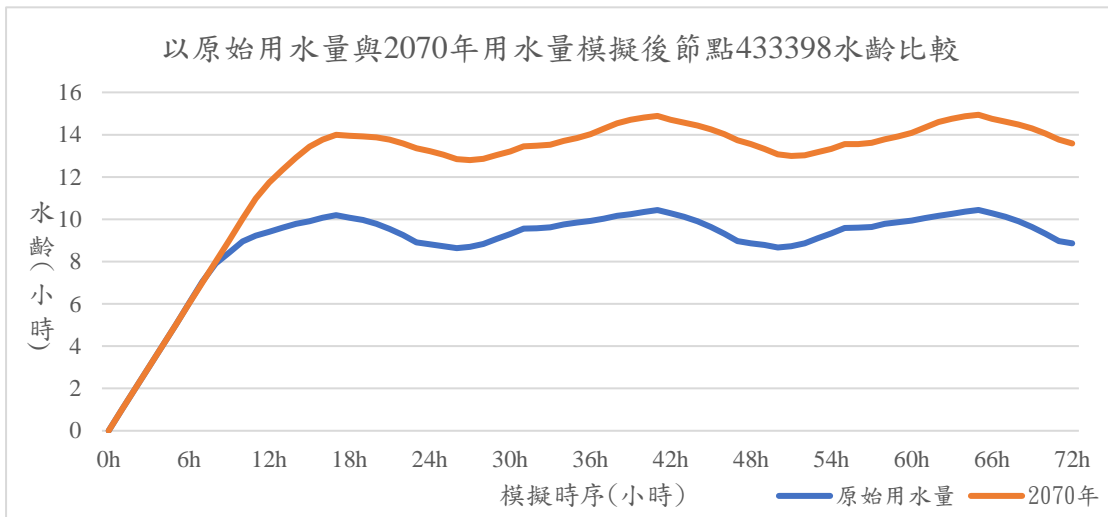


圖 5-2 以原始用水量與 2070 年用水量模擬後節點 433398 水齡比較

以節點 433398 為例，原始用水量時該節點使用的為水齡 8~10 小時之間的自來水，意指自供水源頭出場後，該單位體積的自來水於管網中停留 8 至 10 小時候經用戶使用(如上圖 5-2)，在 2070 年用水量降低至 67%時，進水時其自來水水齡為 13 至 15 小時，停留時間增加約 50%。

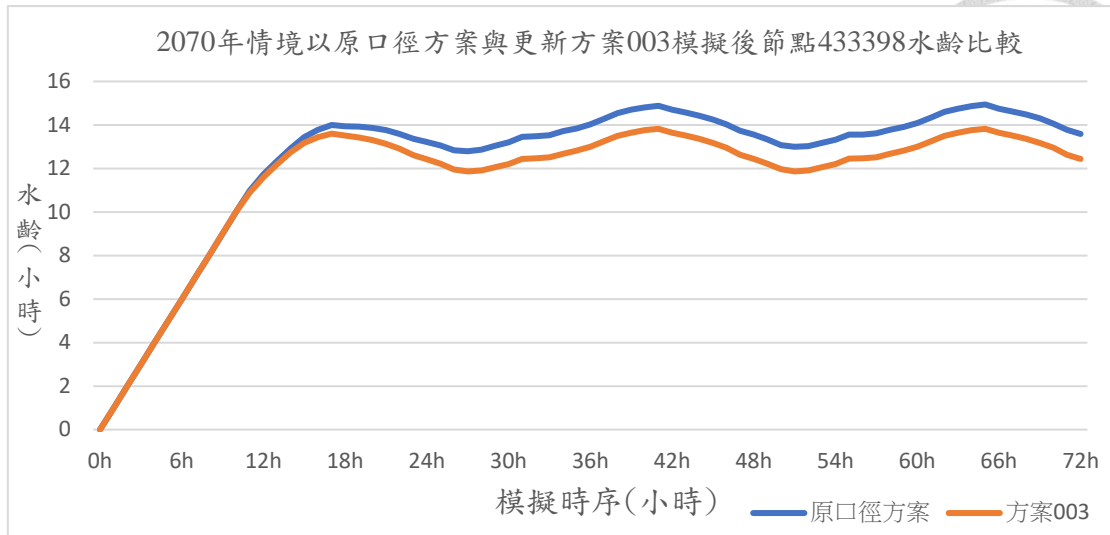


圖 5-3 2070 年情境以原口徑方案與更新方案 003 模擬後節點 433398 水齡比較

水齡高低係與管線中流速正相關，當更新管線將口徑縮小時，管線容積中承載水體變少，流速提升令水在管線中停留時間下降，可達到水齡改善的效果。如將管線口徑更新以可行方案 003 進行配置時(圖 5-3)，自來水水齡在 11 至 13 之間波動，改善約 14%。

水齡下降代表自來水在管網滯留時間縮短，有利於保持良好供水品質，因此在評價各管線口徑變更方案時，以水齡最低者為優選方案。因水齡模擬初始值為 0，隨時間擴散至管網中，本研究取水齡模擬值紀錄中已進入穩定波形的第 49 至 72 小時，取平均值作為日平均節點進水水齡進行各方案比較。(如圖 5-4 至 5-7)

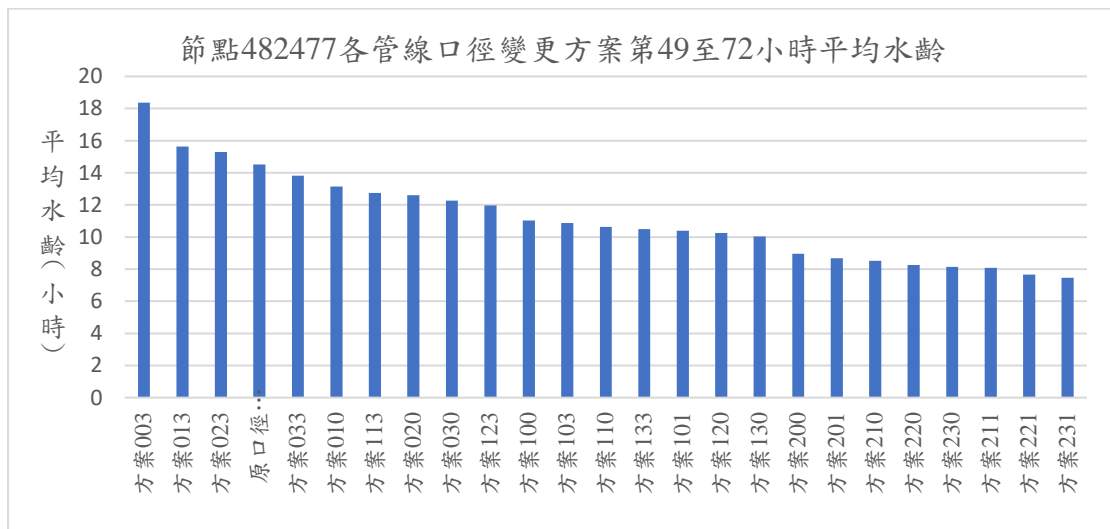


圖 5-4 節點 482477 各管線口徑變更方案第 49 至 72 小時平均水齡

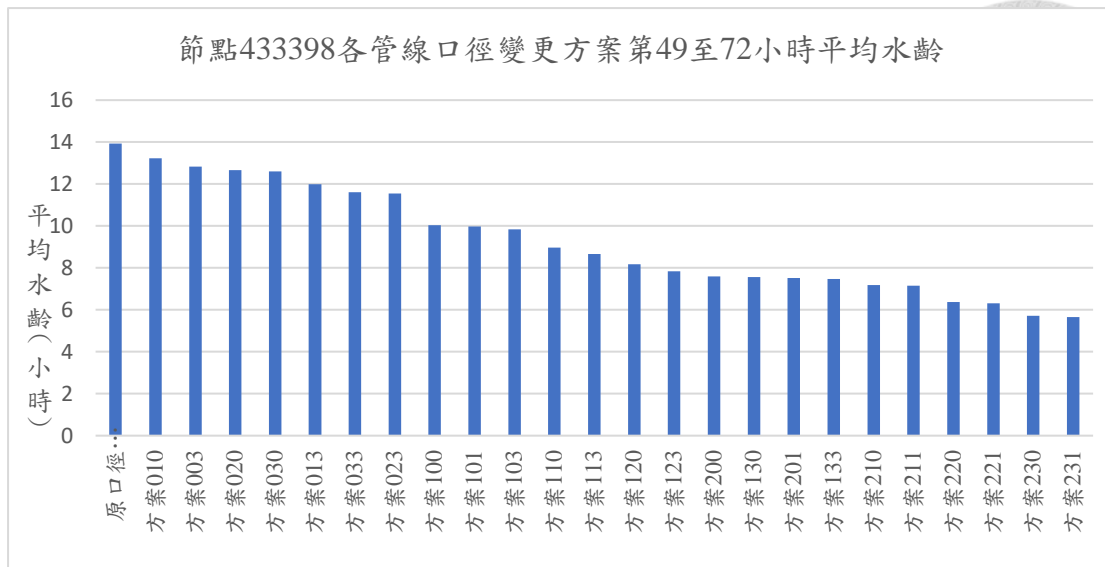


圖 5-5 節點 433398 各管線口徑變更方案第 49 至 72 小時平均水齡

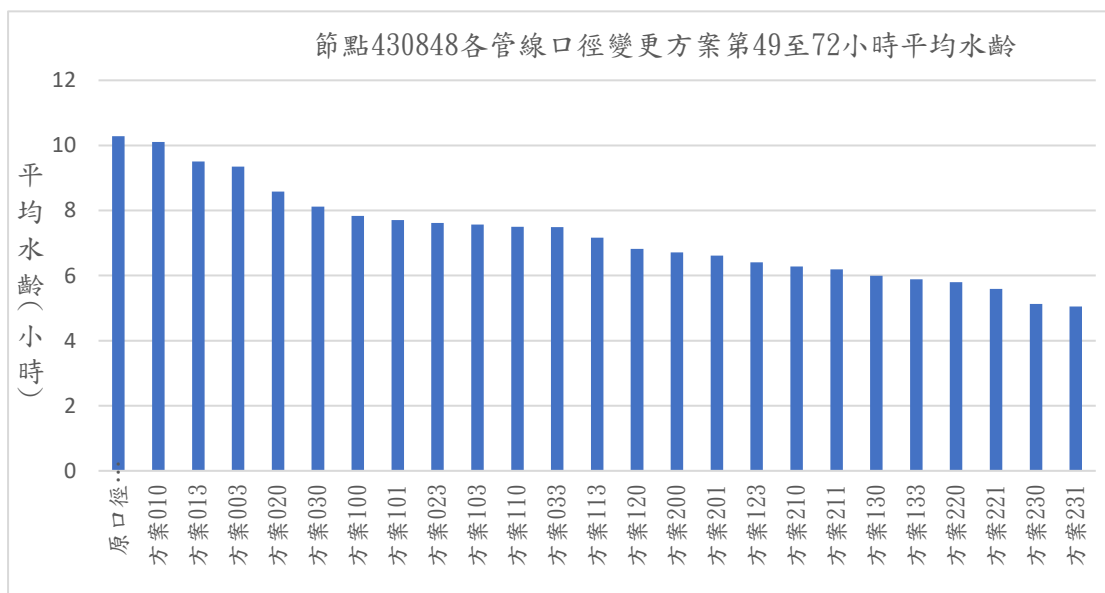


圖 5-6 節點 430848 各管線口徑變更方案第 49 至 72 小時平均水齡

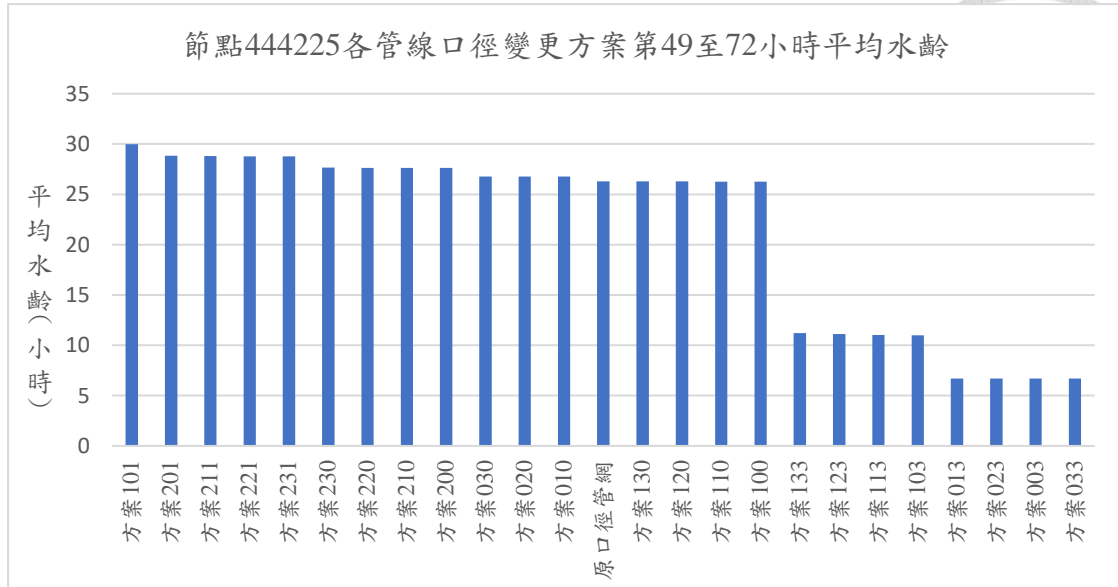


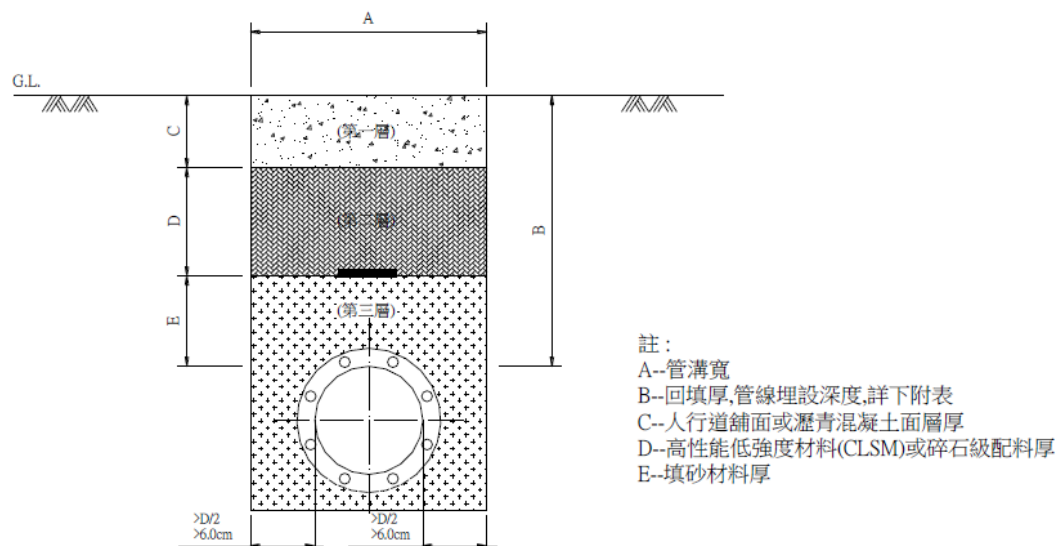
圖 5-7 節點 444225 各管線口徑變更方案第 49 至 72 小時平均水齡

經比較 4 個觀測節點在各口徑變更方案中第 49 至 72 小時的平均水齡，節點 482477(區域內高程中位數點)、433398(區域內進水量最大點)、430848(區域內高程最低點)在更新方案 231 中，平均水齡最低，與保持原口徑的管網模擬結果相較，水齡縮減 4~50%(節點 482477 減少 48.5%，節點 433398 減少 59.4%，節點 430848 減少 49%)，但在節點 444225 的平均水齡中，方案 231 的平均水齡比原口徑管網高，沒有顯著的改善效果，僅方案 113 等 8 個 C 類管線縮小 3 級的更新選項水齡模擬值顯著降低，推測原因可能為潔點 444225 周邊無 A、B 類管線進行補注，導致自來水有局部滯留的情形，但因以上比較方案自由有效餘氯皆保持於法規標準的 0.2mg/L 以上，雖在水齡中無顯著改善效益，仍能視為可行方案。如需兼顧改善該點水齡，可挑選方案 133 作為更新方案選擇（節點 482477 中排名第 12、節點 433398 排名第 7、節點 430848 排名第 5）。

### 5.3 工程經費效益分析

本案的研究範圍屬台北市區，進行地下管線施工時依據臺北市政府頒訂的臺北市道路挖掘管理自治條例，地下埋設物之頂面距路面之垂直深度相關規定：道路寬度在 8 公尺以下者，不得少於 70 公分。道路寬度超過 8 公尺者，不得少於

120 公分。又依據台北自來水事業處管線工程施工說明，在管溝開挖後須依序回填粗砂、控制性低強度材料介紹(CLSM)以及瀝青混凝土等回填料，其中除瀝青混凝土固定以 20cm 作為修復面層材料外，粗砂及 CLSM 的厚度均依據開挖深度調整（如下圖 5-8 與表 5-1）



（圖片來源：台北自來水事業處管線工程施工說明）

圖 5-8 臺北市地下埋設物規定回填材料規定

表 5-1 臺北市不同道路寬度地下埋設物規定深度與回填材料個別厚度規定

臺北市地下設施物回填規定		埋設位置	
		8M 以下道路	8M 以上道路
回填深度規定	設施物頂面距路面深度 B	70cm	120cm
	第一層 C：瀝青混凝土面層	20cm	20cm
	第二層 D：高性能低強度材料(CLSM)	30cm	50cm
	第三層 E：粗砂	20cm	50cm

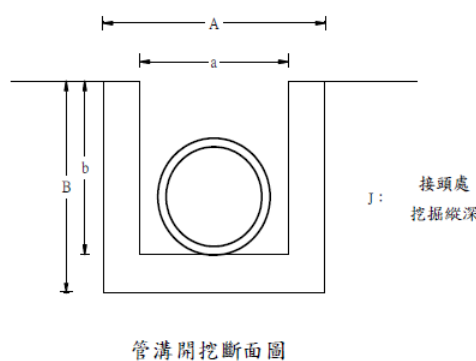
（臺北市政府新建工程處道路管線中心,2022）

為了使埋設管材能被回填材料充分掩埋及包覆，在管線工程施工說明中提到埋設不同管徑的管線時，有規範對定的管溝寬度。（圖 5-9）因埋設時長度極長，主要以直管段組成，本研究進行施工費統計時以直管處規定開挖寬度作計算基準，深度則遵照上述道路權管單位規定埋深來計算。





管徑 (mm)	直管處		接頭處			管溝 體積 m <sup>3</sup> /m	接頭增 加土方 m <sup>3</sup> /處
	寬(a) (m)	深(b) (m)	寬(A) (m)	深(B) (m)	長(J) (m)		
75	0.45	1.29	0.65	1.49	0.70	0.581	0.272
100	0.50	1.32	0.65	1.52	0.70	0.660	0.230
150	0.55	1.37	0.70	1.57	0.70	0.754	0.242
200	0.60	1.42	0.75	1.62	0.70	0.852	0.254
250	0.65	1.47	0.87	1.72	0.80	0.956	0.433
300	0.70	1.52	0.92	1.87	0.80	1.064	0.525
350	0.75	1.57	1.17	1.97	0.80	1.178	0.902
400	0.85	1.63	1.23	2.03	0.90	1.386	1.000
450	0.90	1.68	1.28	2.08	0.90	1.512	1.035
500	0.95	1.73	1.33	2.13	0.90	1.644	1.070
600	1.10	1.93	1.43	2.33	0.90	2.123	1.088
700	1.30	2.03	1.63	2.48	0.90	2.639	1.263
800	1.50	2.14	1.74	2.59	0.90	3.210	1.167
900	1.70	2.24	1.84	2.69	1.00	3.808	1.142
1000	1.80	2.34	2.04	2.79	1.00	4.212	1.480
1100	1.90	2.65	2.15	3.00	1.20	5.035	1.698
1200	2.00	2.75	2.25	3.20	1.20	5.500	2.040



(台北自來水事業處管線工程施工說明,2022)

圖 5-9 臺北自來水事業處管線工程施工說明不同管徑管溝挖掘斷面寬度規定

表 5-2 台北自來水事業處管網工程單價分析表各項工程費用

管徑	50	75	100	150	200	250	300	350	400
管件按裝單價 (新臺幣)	\$232	\$989	\$989	\$1,245	\$1,245	\$1,245	\$1,577	\$1,577	\$1,577
土方拆除單價 (新臺幣)	\$1,092								
回填柏油單價 (新臺幣)	\$1,622								
回填沙單價 (新臺幣)	\$1,758								
回填CLSM單價 (新臺幣)	\$2,743								

(臺北自來水事業處管網工程單價分析表,2022)

本研究施工費用的效益比較中，在計算各可行方案所需工程費用時，因臺北自來水事業處屬自辦設計監造，在設計、監工費部分不予納入考量，僅計算現場施工項目。施工時預設為所有管線皆汰換更新，舊有管線完全拆除報廢，並以瀝青混凝土統一銑刨加鋪相同路寬等工程費用皆為相同價格。故僅以開挖、埋設與回填等工程項目包工費用進行統計，單價取臺北自來水事業處管網工程招標使用包工費項目進行分析，工程經費估算以 2022 年之物價為基準，並預設各方案單位時間中施作工量一致，不因按裝管件口徑而有所差異，以現值進行各方案工程費用計算並比較差異。

管線口徑及埋設位置依據前述施工規定的對應埋深及管溝挖掘寬度，可估算

每公尺所需挖掘土方量，開挖清運之費用均以包含於。配管時使用材料皆為事業處採購，屬專標向材料生產廠商購買，並固定其進貨單價，本研究中材料進貨單價以 2022 年度採購價格為基準，安裝的管件材料中口徑 75mm 以上使用延性鑄鐵管直管每公尺單價、50mm 以不鏽鋼波狀管直管每公尺單價進行計算，管線安裝費用則以包工費用形式給付承攬施工的承商。

依據臺北自來水事業處的管網工程單價分析表，挖掘土方及清運中已包含餘土處理費用，施做回填作業的包工費項目中包含各項回填材料的購買成本與實驗室送樣費用，故施工費計算時不需考慮回填材料與土方清運價格波動，因已包含餘包工費用中。

在埋設管線時，不同口徑施工規範及其埋設道路寬度差異各有規範如上圖 5-3，在施工費比較中，將以以下數點：1.挖掘與口徑對應之寬度 2.管件本身材料費用 3.管件安裝施工費用 4.回填材料費用（粗砂、柏油、CLSM）等 4 種項目統計，並據此計算各口徑管線埋設時所需總費用。

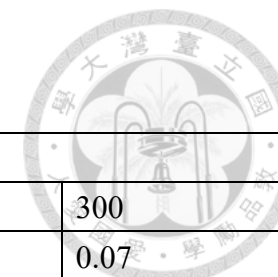


表 5-3 路寬 8 米以下各口徑管線埋設所需材料體積及施工費用

路寬 8 米以下							
管徑(mm)	50	75	100	150	200	250	300
管件體積(M3)	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.05	0.07
開挖深度	0.75	0.78	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
開挖寬度(M)	0.45	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70
開挖土方量(M3)	0.32	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.49
管溝修復柏油	0.09	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14
回填沙	0.34	0.34	0.39	0.45	0.51	0.57	0.63
回填 CLSM	0.14	0.14	0.15	0.17	0.16	0.17	0.17
材料單價(元)	426.00	1,000.00	1,094.73	1,403.45	1,826.76	1,464.61	2,831.53
管件按裝單價(元)	232.00	989.00	989.00	1,245.00	1,245.00	1,245.00	1,577.00
土方拆除費用(元)	343.98	343.98	382.20	420.42	458.64	496.86	535.08
回填柏油費用(元)	729.90	729.90	811.00	892.10	973.20	1,054.30	1,135.40
回填沙費用(元)	589.87	605.34	689.39	790.80	894.09	999.27	1,106.33
回填 CLSM 費用(元)	370.31	370.31	411.45	452.60	450.65	467.56	479.08
每公尺工程價格(元)	2,692.06	4,038.52	4,377.77	5,204.36	5,848.34	5,727.60	7,664.43

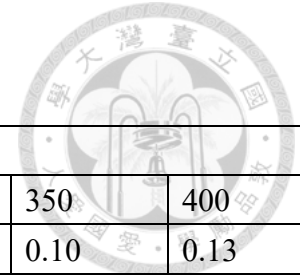


表 5-4 路寬 8 米以上各口徑管線埋設所需材料體積及施工費用

路寬 8 米以上									
管徑(mm)	50	75	100	150	200	250	300	350	400
管件體積(M3)	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.05	0.07	0.10	0.13
開挖深度	1.25	1.28	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55	1.60
開挖寬度(M)	0.45	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.85
開挖土方量(M3)	0.54	0.54	0.60	0.66	0.72	0.78	0.84	0.90	1.02
管溝修復柏油	0.09	0.09	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.17
回填沙	0.56	0.57	0.64	0.72	0.81	0.89	0.98	1.07	1.23
回填 CLSM	0.23	0.23	0.25	0.28	0.30	0.33	0.35	0.38	0.43
材料單價(元)	426.00	1,000.00	1,094.73	1,403.45	1,826.76	1,464.61	2,831.53	3,279.46	3,774.74
管件按裝單價(元)	232.00	989.00	989.00	1,245.00	1,245.00	1,245.00	1,577.00	1,577.00	1,577.00
土方拆除費用(元)	589.68	589.68	655.20	720.72	786.24	851.76	917.28	982.80	1,113.84
回填柏油費用(元)	729.90	729.90	811.00	892.10	973.20	1,054.30	1,135.40	1,216.50	1,378.70
回填沙費用(元)	985.42	1,000.89	1,128.89	1,274.25	1,421.49	1,570.62	1,721.63	1,874.54	2,169.96
回填 CLSM 費用(元)	617.18	617.18	685.75	754.33	822.90	891.48	960.05	1,028.63	1,165.78
每公尺工程價格(元)	3,580.18	4,926.64	5,364.57	6,289.84	7,075.59	7,077.76	9,142.89	9,958.92	11,180.02

在計算出各類型管線埋設成本後，進行各可行方案的工程經費現值計算，將三種管線依據不同縮管程度進行統計後可得汰換工程所需總價現值，並取與原口徑施工費的比例，以比例最低的選項作為工程費儉省的優先度排名依據。

表 5-5 各管線口徑縮小方案施工費用現值與比例排名

方案	總價(新台幣)	比例	優先度排名
原口徑管網	747,007,277	1.000	25
方案 003	718,606,628	0.962	22
方案 010	661,236,402	0.885	17
方案 013	731,031,060	0.979	23
方案 020	631,007,727	0.845	11
方案 023	731,031,060	0.979	24
方案 030	705,265,049	0.944	21
方案 033	619,494,175	0.829	9
方案 100	682,975,404	0.914	20
方案 101	654,574,754	0.876	16
方案 103	597,204,529	0.799	5
方案 110	666,999,187	0.893	18
方案 113	566,975,854	0.759	2
方案 120	666,999,187	0.893	19
方案 123	581,228,312	0.778	3
方案 130	641,233,176	0.858	14
方案 133	555,462,301	0.744	1
方案 200	651,756,006	0.872	15
方案 201	623,355,356	0.834	10
方案 210	635,779,788	0.851	12
方案 211	607,379,139	0.813	6
方案 220	635,779,788	0.851	13
方案 221	607,379,139	0.813	7
方案 230	610,013,778	0.817	8
方案 231	581,613,128	0.779	4

經統計各縮管方案中施工挖掘、安裝管件及回填材料所需施工費用現值，方案 133 在所有可行方案中所需工程經費最低，相較於原口徑汰換，能夠減少約 26% 的施工費用，在縮管程度最大的方案 231，能減省約 22% 的施工經費，選擇排序第 4(依表 5-5)。

## 第六章 結論與建議

本研究為考慮未來隨都市人口衰退，用水量需求下降的情境下，重新評估自來水系統的承載能力，發現用水量降低後，管網中的整體流速下降，做為殺菌消毒的自由有效餘氯濃度也隨之降低。為確保必要的供水壓力、合乎法規的水質來應對長期的用水需求，在未來 50 年中重新考量給配水的口徑，以 EPANET 模擬不同的管線配置狀況下是否能達到的策略來改善。本研究制定 64 種縮小口徑的管線更新方案，並依據研究區域中的管網用水情形建立 EPANET 模型後分析各方案的模擬結果是否符合使用需求，並以法規規定之壓力與自由有效餘氯濃度篩選出可使用的管線更新方案。經模擬結果可知將自來水管線口徑縮小有助於改善管網內水質及水流速度，在 25 個符合篩選條件的可用方案中，以平均流速、水齡及施工經費等比較能篩選出最為經濟且水質幅度改善最大的方案，做為未來的施工規劃基礎。

本研究於第四章中篩選出可用的管線口徑縮小方案，本章節以水質面（管中流速、水齡）及施工成本，來排序各更新方案效益。水質面中，管線流速提升程度越高，水質改善效果越佳；代表自來水滯留時間的水齡越低，水質改善效果越好。管線流速以具有自淨能力的流速 0.2~2m/s 佔管線總長比例，水齡使用日平均水齡作為評比依據。工程方面考量本研究屬既有工程設施翻新，效益部分僅考慮以 2022 年物價統計的各可行方案施工費用排名，做為擇檢方案的參考。

經檢視本研究建立之管網模型模擬結果，2070 年時以任一可行方案進行管線口徑縮減，皆會提高管網中平均流速，其中以方案 231 中具 0.2m/s 以上流速的管線長度佔比最高，較口徑未變更時比例由 6.46% 上升至 27.47%，雖低於 0.2m/s 的低流速管線長度仍佔超過 70%，但因其自由有效餘氯濃度符合我國飲用水水質規定，仍可做為施工選項；各方案日平均水齡計算中，如不考慮研究區域中最高點（節點編號 444225），方案 231 的改善幅度最大，較口徑未變更時減少 40~50% 的滯留時間，如需全面減少管網中的水齡，建議使用方案 133。

在施工成本計算中，所有可行的口徑縮減方案的預計施工費用皆比原口徑管網低廉，其中方案 133 的總施工費用最低，為原口徑方案的 74.4%。

考量三個項目的改善效益比較，流速改善與部分水齡降低的最好選項是方案 231，但若要避免部分區域水齡居高不下的問題，方案 133 可全面改善研究區域中自來水滯留情形，該方案在管網流速改善的效益排名上為第 4 名，亦屬成果顯著的選項之一；工程經費部分以方案 133 為價格最低、最經濟之選項，故進行汰換方案選定時，方案 133 為兼顧水質面及施工成本兩個面向的選擇。

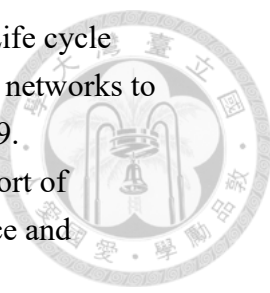
本研究因研究區域的侷限性，在進行管網壓力設定時無法以現況設備進行設置，如未來能擴大模擬範圍，管網內的自來水供水情形能更加貼近現狀，另目前房屋智慧管理大行其道，臺北自來水事業處亦推動安裝智慧水錶政策，目前尚以新完工的建物為主。智慧水錶具有數據紀錄及回傳的能力，在用水量的掌控上能精細到分鐘，本研究進行 72 小時的多時序模擬時以公館加壓站出水量套用到模型中所有用水點，如未來在智慧水錶資料庫建立後，建議加入智慧表單位時間進水量進行個別用戶的用水模式設定並套用至模型中分析，能使區域的自來水水理模擬及分析更加完善。

## 參考文獻



- Blokker J. M.E., & Vreeburg H. G.J. (2007 年 5 月). Self-Cleaning Networks Put to the Test. World Environmental and Water Resources Congress.
- Blokker J. M.E., Vreeburg H. G.J., Schaap G.P., & Dijk C. van J. (2011 年 12 月). The Self-Cleaning Velocity in Practice. 12th Annual Conference on Water Distribution Systems Analysis (WDSA).
- Fatemeh Ghobadi, Gimoon Jeong, Doosun Kang. (2021). Water Pipe Replacement Scheduling Based on Life Cycle Cost Assessment and Optimization Algorithm. Water. G. Venkata Ramana S. S. Sudheer Chekka V. (2018 年 2 月 23 日). Validation and Examination of Existing Water Distribution Network for Continuous Supply of Water Using EPANET. Water Resour Manage, 頁 1993–2011.
- Georgescu Andrei-Mugur, & Georgescu Sanda-Carmen. (2012 年 1 月). Chlorine concentration decay in the water distribution system of a town with 50000 inhabitants. UPB Scientific Bulletin, Series D: Mechanical Engineering, 頁 103-114.
- Ghobadi Fatemeh, Jeong Gimoon, & Kang Doosun. (2021). Water Pipe Replacement Scheduling Based on Life Cycle Cost Assessment and Optimization. Fatemeh Ghobadi, (頁 20).
- Gopinathan R. Abhijith, Avi Ostfeld. (2021). Model-based investigation of the formation, transmission, and health risk of perfluorooctanoic acid, a member of PFASs group, in drinking water distribution systems. Water Research Volume 204.
- Haifeng JIA, Wei WEL, Kunlun XIN. (2008 年 3 月 16 日). Hydraulic model for multi-sources reclaimed water pipe network based on EPANET and its applications in Beijing, China. Frontiers of Environmental Science & Engineering in China, 頁 57-62.
- Hasegawa Kohei, Arai Yasuhiro, & Koizumi Akira. (2018). Life Cycle Cost-based Pipe Replacement Model and Application in Depopulation Scenario. 1st International WDSA / CCWI 2018. Canada.
- Jia Haifeng, Wei Wei, & Xin Kunlun. (2008). Hydraulic model for multi-sources reclaimed water pipe network based on EPANET and its applications in Beijing, China. Frontiers of Environmental Science & Engineering, 頁 57–62.
- Ji-Hao Lin, Walter W. Chen. (2008). Earthquake damage scenario simulation of a water supply system in Taipei. Proceedings of SPIE - The International Society for Optical Engineering.
- M. A. H. Abdy Sayyed, R. Gupta, T.T. Tanyimboh. (2014). Modelling Pressure Deficient Water Distribution Networks in EPANET. Procedia Engineering Volume 89, 626-631.



- 
- Mohsen Hajibabaei, Sara Nazif, Fatemeh Tavanaei Sereshgi. (2018). Life cycle assessment of pipes and piping process in drinking water distribution networks to reduce environmental impact. *Sustainable Cities and Society*, 538-549.
- Niranjanie Ratnayake & Indunil N. Jayatilake. (1999). Study of transport of contaminants in a pipe network using the model epanet. *Water Science and Technology*, 頁 115-120.
- Niranjanie Ratnayake, & N. Jayatilake Indunil. (1999). Study of transport of contaminants in a pipe network using the model EPANET. *Water Science and Technology*, 頁 115-120.
- Sanjeeb Mohapatra Sargaonkar, Pawan Kumar Labhasetwar Aabha. (2014年6月29日). Distribution Network Assessment using EPANET for Intermittent and Continuous Water Supply. *Water Resour Manage*, 頁 3745-3759.
- 山本俊輔, 酒井宏治. (2016). 将来の人口動態を考慮した給配水システム再構築の検討と評価~多摩ニュータウンにおけるケーススタディ~. *土木学会論文集 G(環境)*, Vol.72, No.8, ページ: 373-385.
- 國實譽治, & 小泉明. (2019). 将来の水需要を考慮した配水本管の縮径更新計画に関する一考察. *土木学会論文集 G(環境)*, Vol.75, No.7, 頁 425-434.
- 陳明洲, 鄭達振, 陳韋嘉, 張瑛興, 李鴻利, 謝連達. (2019). 臺北自來水管網水理分析應用之規劃發展. *中華民國自來水協會*.
- 薛志宏, 張凱迪, 李佳陵. (2020). 以 EPANET 模擬分析供水管網水質—以北水處內湖分區為例. *中華民國自來水協會會勘*, 30-41.