

ISSN 1025-7683

中華民國自來水協會會刊



白

來

水

第20卷 第4期 (80)

中華民國九十年十一月



**WATER SUPPLY QUARTERLY**

Volume 20 NO.4 November 2001

Water Works Association of the Republic of China(Taiwan)



9 771025 768008

# 自來水會刊第二十卷第四期⑧目錄

## 實務研究：

自來水三鹵甲烷含量之調查研究 ……………王正雄等六人 …… 3

## 一般論述：

不同處理程序對生物可分解有機物質去除之影響 ……賴文亮、陳振正… 17

## 特 載：

自來水設施耐震工法指南及解說（四）中……………蔡錦松 …………… 41

## 學術活動：

國內外有關自來水之研討會或年會資訊 …………… 156

## 會務報導：

第十四屆理監事會第十三次聯席會議暨第十四屆

第四次會員代表大會預備會議紀錄 …………… 158

## 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季刊，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、協會與你、會員動態、研究快訊、學術活動、出版快訊、感性園地等文稿。
- 三、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。
- 四、本刊原則上不刊載譯文或已發表之論文。
- 五、「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1~2人審查。「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。「會員動態」報導各界會員人事異動。「協會與你」則報導本會會務。
- 六、惠稿請用稿紙繕正，如有圖表，請以黑墨繪製以便製版，其大小應顧及刊發後版面之清晰程度，所有圖表及照片以原件為佳，皆應附簡短說明，並依在文中出現之次序分別編號。
- 七、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。
- 八、惠稿請註明真實姓名、通訊地址、服務單位及撰稿人之學經歷簡介與1吋照片一張，以利刊登，來稿文責由作者自負。
- 九、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1200元/千字，「業務報導」為800元/千字，其餘為500元/千字，文稿中之「圖」、「表」如原稿為新製者500元/版面、如原稿為影印複製者，不予計費。
- 十、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。
- 十一、本會刊內容自88年5月⑩期起已公布於台灣省自來水公司全球資訊網站（www.water.gov.tw）歡迎各界參閱。

## 自來水會刊雜誌

發行所名稱：中華民國自來水協會

發行人：陳志奕

會址：臺北市長安東路二段一〇六號七樓

中華民國自來水協會編譯出版委員會

主任委員：陳榮藏

委員：劉家堯 陳梓濱 張順興 李泰雄 史午康 葉宜顯 蔣本基 廖述良 康世芳

謝永旭 陳重男 沈進宏 曾浩雄 李輝雄 林顯華 蘇金龍 李丁來 林孟臻

秘書：李丁來

總編輯：劉廷政

傳真：(02)25042350

電話：(02)25073832

副主任委員：劉廷政

編輯：林孟臻 李丁來

校對：古貞苓

電話：(04)22244191轉222

印刷：威文彩色印刷公司

地址：台中市工業區23路2-1號

電話：(04)23586977

出版地址：臺中市雙十路二段二號之一

行政院新聞局出版事業登寄證局版台誌字第2995號

中華郵政北台字第0473號執照登記為雜誌交寄

# 自來水三鹵甲烷含量之調查研究

王正雄<sup>1</sup> 鄭資英<sup>2</sup> 陳麗霞<sup>3</sup> 張小萍<sup>3</sup> 傅千育<sup>4</sup> 洪文宗<sup>5</sup> 郭季華<sup>6</sup>

## 壹、前言

台灣地區自來水普及率達90.4%，為國民最重要的飲用水。台灣各縣市自來水淨水廠均採用加氯消毒法，以防水媒傳染病之發生。惟原水如受有機污染物污染，加氯消毒後，每衍生鹵乙酸類（haloacetic acids, HAAs）、鹵乙腈類（haloacetoneitriles, HANs）、鹵化酮類（haloketones, HKs）、氯化苦味素（chloropicrin, CP）、三鹵甲烷（trihalomethanes, THMs）等消毒副產物（disinfection by products, DBP）。據Shin等[1]之報告THMs佔DBP之60%以上，為最重要的自來水消毒副產物，亦為自來水最常見之污染物。

據Keegan等[2]報告，THMs具有肝毒、腎毒更為致癌物。除了口服飲食外，淋浴、游泳亦可能經由空氣、皮膚暴露吸收，進入人體。為了消滅可能存在飲用水中之病原微生物，自來水採用最經濟、有效的加氯方法消毒，但卻衍生三鹵甲烷等致癌性副產物，遂使人類陷於兩難[3]。

自來水在還沒有找到更安全、的替代消毒方法以前，只有慎選水源，加強原水的前處理及自來水THMs之監測與去除。

美國環保署於1994年將飲用水中總三鹵甲烷（total trihalomethanes, TTHMs）之最大容許量分三階段訂為100 ppb、80 ppb、40 ppb，但Gerald和Speitel [4]在1995年調查112個城鎮的自來水，仍有31個城市超出100 ppb之限量，彼推估長期飲用及沐浴此加氯消毒之飲用水，將使膀胱癌、結腸癌之罹患率，增加34%之風險。我國自來水THMs之含量，據Chang等[5,6]分析臺灣六個傳統淨水廠的自來水消毒副產物，報告稱THMs之濃度都在美國飲用水第一階段水質標準（100 ppb）以下。彼稱腐植酸為THMs之前驅物質，如以臭氧、活性碳預先處理原水，可以去除消毒副產物，以Amestest 驗証，可以降低其突變原。我國飲用水水質標準行政院環保署於1998年公布[7]，總三鹵甲烷訂為100 ppb。1999年環境檢驗所開始全面檢測調查各縣市自來水水質，本研究係就

行政院環保署環境檢驗所

<sup>1</sup>副所長 <sup>2</sup>組長 <sup>3</sup>研究員 <sup>4</sup>助理研究員 <sup>5</sup>科長 <sup>6</sup>副研究員

其中之TTHMs含量進行分析探討。

## 貳、材料與方法

### 一、採樣計畫

採樣地點為各縣市之自來水系統，自1999年3月至2001年1月，行政院環境保護署環境檢驗所規劃，由各縣市環境保護局環境檢驗課檢驗專業人員，針對轄區內之各自來水供水系統，以供水區為單位，依行政院環境保護署公告之「飲用水水質採樣方法—自來水系統採樣」[8]採樣進行研究。採樣人員以附有鐵氟龍內墊蓋子之棕色玻璃瓶進行直接自來水採樣。採樣前先打開水龍頭，排出管線內之自來水餘水及如鐵銹之污染物，排水時間至少五分鐘以上。然後以餘氯檢測器測定自來水中有效殘餘氯含量，予以紀錄；並繼續排水20秒以上，再採樣分析有效餘氯含量，與第一次測定值吻合後，以確認所採取樣品為直接自來水供水管線流出之新鮮水樣。將水樣40ml流入採樣瓶內，加入2滴1:1之HCL，然後將瓶蓋旋緊密封，並確認瓶內無氣泡。每一採樣點採取2個水樣，第一個水樣作為測試濃度之用，第二個水樣作為真實樣品分析或添加樣品分析之用。採樣後之樣品於4°C下冷藏，送環保署環境檢驗所實驗室檢測，樣品於十四天內完成分析。

### 二、檢測方法

本研究以環保署公告之『水中總三鹵甲烷檢測方法—吹氣捕捉氣相層析法』(NIEA W781.50A)檢測水樣[9]。若測出含有THMs時，樣品再以USEPA M524.2「飲用水中揮發性有機化合物檢測方法-吹氣捕捉/氣相層析質譜儀法」確認分析之[10]。

### 三、儀器裝置

本研究使用之主要儀器裝置有（1）氣相層析系統(Hewlett Packard 5890 series II GC)，（2）吹氣捕捉濃縮儀（Tekmar LSC 2000型），（3）自動進樣器（ALS 2016型），（4）氣密式樣品注射器，（5）微量注射針，（6）樣品瓶，（7）圓底燒瓶，和（8）加熱包。

### 四、試藥

本研究使用之試藥皆為最高純度（純度皆在99.5%以上），主要有（1）十二種揮發性有機物混合儲備標準溶液(2000  $\mu$ g/mL，Supelco 或 Accu Standard)，成分包括：氯乙烯、1,1-二氯乙烯、1,1,1-三氯乙烷、四氯化碳、苯、1,2-二氯乙烷、三氯乙烯、1,4-二氯苯、氯仿、二氯一溴甲烷、一氯二溴甲烷、溴仿等十二種化合物，溶於甲醇中。（2）甲醇、鹽酸、正丙醇、氬氣、氮氣。

## 五、品保品管

本研究之檢量線範圍為 $0.40 \mu\text{g/L}$ 至 $16.0 \mu\text{g/L}$ ，其檢量線線性R值在0.995以上；每十個或每批次樣品分析時，均進行一個查核樣品分析（配製值為 $8.00 \mu\text{g/L}$ ），所得的回收率範圍在80%至120%之間；每十個或每批次樣品分析時，均進行一個添加樣品分析，其添加濃度為 $8.00 \mu\text{g/L}$ ，所得的回收率範圍在75%至125%之間；每十個或每批次樣品分析時，均進行一個設備空白及實驗室空白分析，其濃度必須低於檢量線最低點 $0.4 \mu\text{g/L}$ ；偵測極限以儀器所能偵測之最低濃度三氯甲烷（氯仿，chloroform,  $\text{CHCl}_3$ ）為 $0.19 \mu\text{g/L}$ 、二氯一溴甲烷（bromodichloromethane, BDCM）為 $0.14 \mu\text{g/L}$ 、一氯二溴甲烷（dibromochloromethane, DBCM）為 $0.22 \mu\text{g/L}$ 、三溴甲烷（溴仿，bromoform, BF）為 $0.25 \mu\text{g/L}$ 。

## 參、結果

台灣省各縣市、台北市、高雄市、金門縣自來水自1999年至2001年共採取245個水樣，經檢分析其THMs含量結果如表一所示。

由表一顯示，各縣市自來水之TTHMs含量，除澎湖縣一個樣品131 ppb以外，餘均未超過我國飲用水水質標準

100 ppb，245個水樣中有211個檢測出THMs，是為陽性樣品，陽性率86.1 %；其中以南投縣（3/10）、宜蘭縣（5/10）、台中縣（6/10）、台東縣（7/10）、高雄縣（11/15）、花蓮（8/10）檢出陽性率較低。而基隆市、台北縣、台北市、桃園縣、新竹縣、新竹市、彰化縣、嘉義市、台南縣、台南市、高雄市等十一縣市則全部樣品均可檢出THMs。各縣市陽性樣品TTHMs之總平均濃度為 $15.9 \mu\text{g/L}$ （ $0.41\text{-}131 \mu\text{g/L}$ ），其中以金門縣（ $35.8 \mu\text{g/L}$ ）、台南市（ $35.0 \mu\text{g/L}$ ）、高雄市（ $34.5 \mu\text{g/L}$ ）、澎湖縣（ $30.8 \mu\text{g/L}$ ）、苗栗縣（ $30.8 \mu\text{g/L}$ ）、基隆市（ $27.4 \mu\text{g/L}$ ）、台南縣（ $21.1 \mu\text{g/L}$ ）TTHMs之平均濃度為高；而宜蘭縣（ $1.49 \mu\text{g/L}$ ）、台東縣（ $4.13 \mu\text{g/L}$ ）、花蓮縣（ $4.49 \mu\text{g/L}$ ）、台北市（ $4.53 \mu\text{g/L}$ ）、南投縣（ $5.04 \mu\text{g/L}$ ）、彰化縣（ $5.11 \mu\text{g/L}$ ）、桃園縣（ $5.19 \mu\text{g/L}$ ）、臺中縣（ $6.02 \mu\text{g/L}$ ）則平均濃度較低。

進一步分析THMs之各組成分濃度，在245個水樣中，有184個水樣檢出三氯甲烷，檢出率75 %，其陽性樣品平均濃度 $10.5 \mu\text{g/L}$ （ $0.41\text{-}43.9 \mu\text{g/L}$ ），為四種成分中，檢出率及平均濃度最高度者；其次依序為二氯一溴甲烷檢出率73 %，平均濃度 $4.60 \mu\text{g/L}$ （ $0.40\text{-}40.4 \mu\text{g/L}$ ）；一氯二溴甲烷檢出率64.5 %，平均濃度2.84

$\mu\text{g/L}$  (0.42- 46.1  $\mu\text{g/L}$ ) ; 三溴甲烷檢出率18 % , 平均濃度3.85  $\mu\text{g/L}$  (0.46- 54.5  $\mu\text{g/L}$ ) 。前三種成分, 各縣市均可檢出, 而三溴甲烷只在11縣市檢出, 13個縣市未檢出。綜合檢出陽性率及陽性樣品平均濃度, 比較評估結果三氯甲烷(氯仿, chloroform,  $\text{CHCl}_3$ ) 平均佔THMs 之57.5 % 最高, 其次依序為二氯一溴甲烷(bromodichloromethane, BDCM 24.5 % )、一氯二溴甲烷(dibromochloromethane, DBCM 13.4 % )、三溴甲烷(溴仿, bromoform, BF 5.0 % )。

## 肆、討論

自來水加氯消毒Rook[11]於1974年首先證實會產生多種的致癌性消毒副產物, 據Shin等[1]在韓國之調查, THMs佔60 %、HAAs佔20 %、HANs佔12 %、HKs佔5 %、CP佔3 % , 以THMs為最大宗; 腐植酸及有機污水為其前驅物質。Nieuwenhuijsen等[12]亦稱THMs為原水加氯消毒最主要之副產物, 其形成且受加氯量、自由餘氯接觸時間、水質(尤其是有機物之含量) 溴化物、溫度以及酸鹼度(pH值) 等諸多因素之影響。

THMs對供試老鼠具致癌性, 其中 $\text{CHCl}_3$ 、BDCM尚具肝毒及腎毒。Keegan等[2]報告對肝、腎之口服無明顯影響濃度(no-observed-adverse-effect level,

NOAEL) 及明顯影響最低濃度(lowest-observed-adverse-effect level, LOAEL) 分別為0.25及0.5 mmol/kg; 而King等[13]分析五萬個死胎案例, 報告稱THMs與孕婦之流產有關; 且可能造成先天性畸嬰、嬰兒體重不足等現象; 所幸, Mandhare等[14]在母奶中檢測不出THMs, 證實THMs不會經由母奶轉移給嬰兒。至THMs之暴露途徑, 據Nieuwenhuijsen等[12]之報告, 自來水飲用、沐浴、淋浴、游泳池游泳、燒開水以及洗滌餐具, 均有可能造成THMs之暴露。另據Lin和Hoang[15]亦報告, 在淋浴、烹調前後及烹調過程中, THMs每天之暴露量分別為26.4、1.56、3.29 mg/day。Kerger等[16]則報告, THMs具揮發性, 淋浴比沐浴THMs之暴露量高。而Backer等[17]從血液樣品中檢測THMs之濃度, 亦發現淋浴、沐浴為居家THMs暴露最重要來源, 飲水暴露反而相形偏低。另據Fantuzzi等[18]測定以氯氣消毒之游泳池水, THMs濃度為17.8-70.8 mg/L, 而空氣中亦達25.6 mg/m<sup>3</sup>。Aggazzotti等[19]檢測室內游泳池空氣中之THMs為200  $\mu\text{g/m}^3$ 時, 泳客游泳一小時, 由肺泡共吸入221  $\mu\text{g/h}$ 的THMs( $\text{CHCl}_3$ :177  $\mu\text{g/h}$ 、BDCM:26  $\mu\text{g/h}$ 、DBCM:18  $\mu\text{g/h}$ )。而Lindstrom等[20]在室內游泳池游泳, 另證實THMs可由皮膚途徑快速被吸收, 其重要性較空氣吸入猶

有過之，彼等甚至於推斷泳客血液中80%之THMs係經由皮膚吸入。THMs從呼吸道、皮膚進入人體，為過去常被忽略的重要暴露途徑。

Keegan等[2]在英格蘭調查288個供水系統，1992-1996年間，THMs平均濃度47.4  $\mu\text{g/L}$ ；Stack等[21]在愛爾蘭檢測自來水THMs之最高濃度為61.8  $\mu\text{g/L}$ ；Onodera[22]等在日本報告以Tama河水加氯消毒處理之自來水，檢測出THMs 26-96  $\mu\text{g/L}$ 。本調查研究所檢測之245個水樣，有211個檢出THMs，檢出率86.1%，陽性樣品TTHMs之總平均濃度為15.9  $\mu\text{g/L}$  (0.41-131  $\mu\text{g/L}$ )，雖較英國為低，但最高濃度則超出甚多；甚至於澎湖有一個水樣超過我國飲用水水質標準100 ppb。但如以美國環保署飲用水的三階段水質標準評量，則僅有0.4%超出第一階段的100 ppb；1.2%低於第一階段，而超出第二階段的80 ppb；7.3%的樣品TTHMs之濃度介於第二階段(80 ppb)與第三階段(40 ppb)之間，77.2%樣品低於第三階段40 ppb；另有13.9%之樣品THMs檢測不出。易言之，我國之自來水水質有91.1%符合美國環保署第三階段之飲用水THMs標準，98.4%符合第二階段標準，99.6%達到第一階段標準(圖一)。另如以THMs之檢出率及檢出平均濃度，評比各縣市自來水之良窳，則以宜蘭

縣、南投縣、臺東縣、花蓮縣、臺中縣為佳；而以金門縣、澎湖縣、高雄市、臺南市較差。

據Attias[23]在意大利Sardinia地區所作之自來水調查報告，以地下水為水源之自來水，其THMs之濃度在8.1-13.6  $\mu\text{g/L}$ 之間，但以地面水為水源者，則較高52.8-168  $\mu\text{g/L}$ 。宜蘭縣、南投縣自來水之水源均為地下水，THMs之前驅物質可能較少，因此THMs不論檢出率或檢出濃度均低；而金門縣、澎湖縣、高雄市均為水庫等地面水，容易受有機物污染，THMs檢出率、檢出濃度均高。此外，Onodera等[22]報告，取水口在中游比上游THMs濃度高，且因較接近出海口，溴化三鹵甲烷之比例亦較高。本調查研究南投縣、臺中縣自來水之水源都上游，其THMs含量及溴化程度均低；而澎湖縣、金門縣、基隆市自來水之水源取水口接近海邊，THMs濃度、溴化三鹵甲烷之比例亦較高。

至三鹵甲烷之氯化物或溴化物比例，Hsu等[24]從臺灣三個淨水場調查飲用水氯化消毒後，THMs以 $\text{CHCl}_3$ 為主；Stack[21]報告 $\text{CHCl}_3$ 佔THMs之84-86%；Shin等[1]亦報告，THMs之組成比例 $\text{CHCl}_3$ 佔77%，BDCM、BF各佔18%及3%。本調查研究與之比較，發現含溴之三鹵甲烷比例偏高，此可能係因臺灣四面環

海，水質容易受海水溴化之影響所致， $\text{CHCl}_3$  所佔比例平均僅57.5 %；且各縣市差異極大（圖二）。臺南市、臺中縣、高雄市、新竹市、臺南縣 $\text{CHCl}_3$ 含量較高；而澎湖縣、金門縣、宜蘭縣之 $\text{CHCl}_3$ 含量均極低，卻以溴化之THMs為主，尤其是澎湖縣，BF幾佔一半。

此外，THMs之濃度及組成比例亦受季節之影響（圖三），1999及2000年兩次採樣，各縣市多為同一季節，且兩次檢測結果差異均不大，無從比較。本調查研究僅就基隆市檢測結果分析；基隆市自來水1999年3月（春季）THMs平均濃度較低（ $11.20 \mu\text{g/L}$ ），且以氯化物為主；2000年11月（秋季）THMs平均濃度則甚高（ $43.70 \mu\text{g/L}$ ），相差達四倍，且溴化三鹵甲烷比例增加。據Rodriguez和Serodes[25]在加拿大魁北克所作的實驗報告稱，水溫對THMs形成之影響要高於氯離子之劑量；在相同的餘氯之下THMs之濃度及組成比例隨季節而變化。Golfinopoulos[26]在希臘長期的調查公共給水之THMs，亦報告稱夏秋之THMs要高於冬春。Chang等[27]則報告在氯化消毒自來水過程中，溴的濃度為THMs及組成之重要影響因素。Keegan等[28]稱，溴化三鹵甲烷比氯化三鹵甲烷對肝臟之毒害更嚴重。美國環保署亦稱，BDCM、BM、 $\text{CHCl}_3$ 對實驗動物具有致癌性；另BDCM

對實驗動物之生殖、發育有不良影響[29]。Beliveau[30]等則報告稱血液與空氣中THMs各成份的濃度比， $\text{CHCl}_3$ 為21.3、BDCM為41.8、DBCM為97.5、BM為187，亦即溴化三鹵甲烷比氯化三鹵甲烷更容易積存於血液內。Pegram等[31]亦稱溴化三鹵甲烷比氯化三鹵甲烷具更強之致突變性；Landi等[32]更具體證實暴露於溴化三鹵甲烷中，對結腸癌、膀胱癌更具有基因毒之風險。

Lin等[33]嘗試以超薄膜（ultrafiltration,UF）過濾去除原水中之THMs前驅物質，但成效不佳。Chang等[34]曾研究前臭氧（preozonated）及粒狀活性炭進行原水之前處理。Chang等[35]另以二氧化氯（ $\text{ClO}_2$ ）取代氯氣消毒自來水；惟三鹵甲烷一旦形成，就難以去除。Kitis等[36]曾以逆滲透膜（reverse osmosis,RO）過濾，但效果不佳。江木泳等[37]稱煮沸法可去除自來水中之三鹵甲烷；Kuo等[38]則報告稱自來水煮沸，THMs去除率可達61-82 %。

## 參考文獻

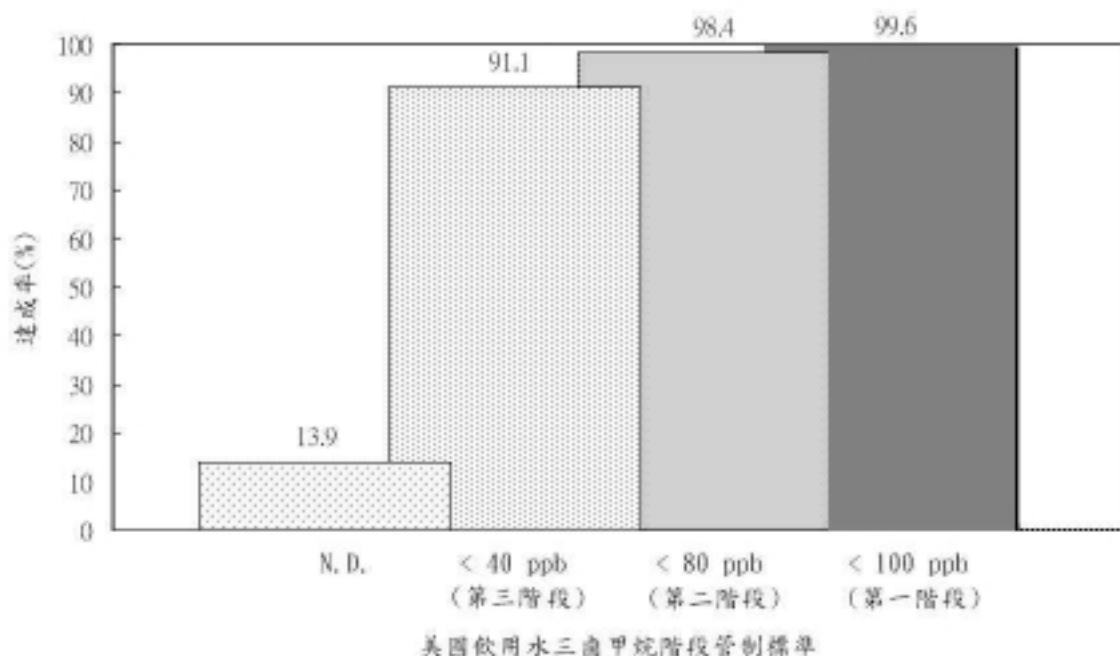
1. Shin D, Chung Y, Choi Y, Kim J, Park Y, Kum H. Assessment of disinfection by-products in drinking water in Korea. J Expo Anal Environ Epidemiol 1999;9:192-9.

2. Keegan TE, Simmons JE, Pegram RA. NOAEL and LOAEL determinations of acute Hepatotoxicity for chloroform and bromodichloromethane delivered in an aqueous vehicle to F344 rats. *J Toxicol Environ Health A* 1998;55:65-75.
3. Boorman GA. Drinking water disinfection byproducts: review and approach to toxicity Evaluation. *Environ Health Perspect* 1999;1:207-17.
4. Gerald E, Speitel Jr. UT studying DBPs in drinking water. *Watermarks* 1995; <http://www.ce.utexas.edu/centers/crwr/watermarks/august95/articlethree.html>
5. Chang EE, Chiang PC, Liang CH. The occurrence of disinfection by-products in Taiwan drinking water. *Analy Chem* 1997; [wysiwyg://75/http://chemweb.com/librar...bstract&uid=169.I169L971385&iid=7:3038](http://chemweb.com/librar...bstract&uid=169.I169L971385&iid=7:3038)
6. Chang EE, Chiang PC, Chung CL. Assessment of mutagenic potency of source water Treated by ozone and adsorption processes. *Chem Forum* 1998; [wysiwyg://110/http://chemweb.com/libra...bstract&uid=169.I169C980039&iid=7:2820](http://chemweb.com/libra...bstract&uid=169.I169C980039&iid=7:2820)
7. 行政院環境保護署：飲用水管理相關法規彙編。台北：行政院環境保護署，1998；21-30。
8. 行政院環境保護署：飲用水水質採樣方法-自來水系統採樣。水質檢測方法 W102.50A。中壢：行政院環境保護署環境檢驗所，1997；15。
9. 行政院環境保護署：水中總三鹵甲烷檢測方法-吹氣捕捉氣相層析法。環境檢測方法彙編 W781.50A。中壢：行政院環境保護署行政院環境保護署檢驗所，1994；12。
10. Eichelberger JW, Budde WL, Measurement of Purgeable Organic Compounds in water by Capillary Column Gas Chromatograph/Mass Spectrometry, Method 524.2 Revision 3.0 U.S.EPA, Environmental Monitoring System Laboratory. Cincinnati: Ohio, 1989;39.
11. Rook JJ. Formation of haloforms during chlorination of natural waters. *J Treat Exami* 1974;23:234-43.
12. Nieuwenhuijsen MJ, Toledano MB, Elliott P. Uptake of chlorination disinfection by-Products; a review and a discussion of its implications for exposure assessment in

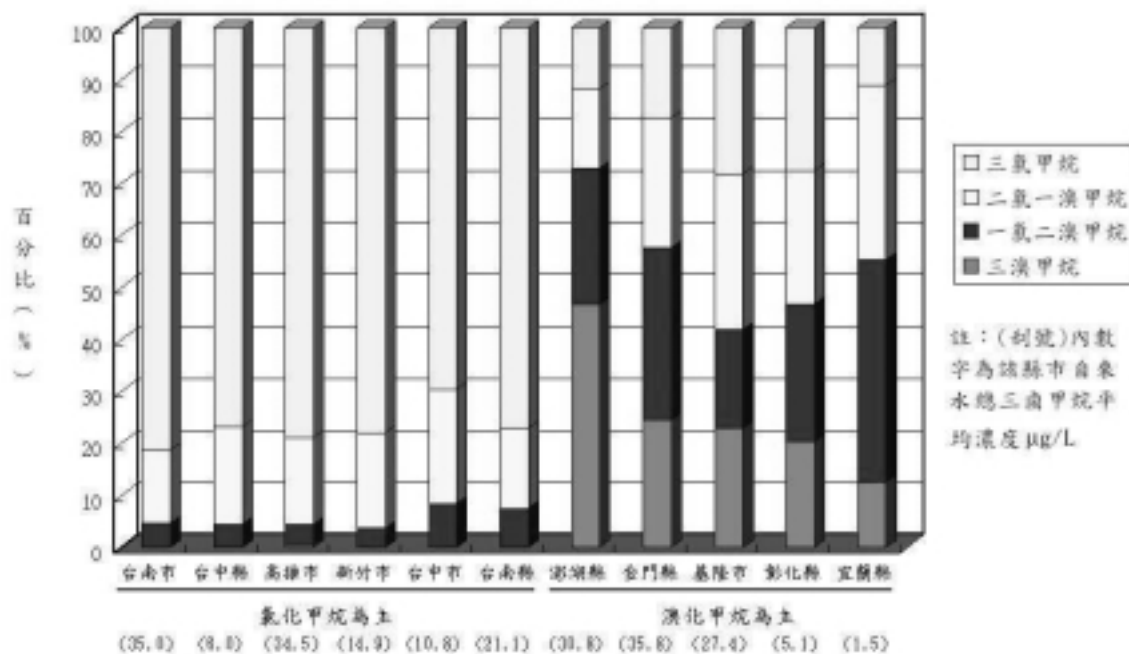
- epidemiological studies. *J Expo Anal Environ Epidemiol* 2000;10:586-99.
13. King WD, Dodds L, Allen AC. Relation between stillbirth and specific chlorination by-products in public water supplies. *Environ Health Perspect* 2000;108:883-6.
14. Mandhare KS, Field JE, DeLeon IR, Castille WJ. Volatile synthetic organics in mother's milk. *J La State Med Soc* 1991;143:31-2.
15. Lin TF, Hoang SW. Inhalation exposure to THMs from drinking water in southern Taiwan. *Sci Total Environ* 2000;246:41-9.
16. Kerger Cardinali FL, Kieszak SM, Wooten JV. Household exposures to drinking water disinfection by-products: whole blood trihalomethane levels. *J Expo Anal Environ Epidemiol* 2000;10:321-6.
18. Fantuzzi G, Righi E, Predieri G, Ceppelli G, Gobba F, Aggazzotti G. Occupational exposure to trihalomethanes in indoor swimming pools. *Sci Total Environ* 2001;264: 257-65.
19. Aggazzottic G, Fantuzzi G, Righi E, Predieri G. Blood and breath analyses as biological indicators of exposure to trihalomethanes in indoor swimming pools. *Sci Total Environ* 1998;217:155-63.
20. Lindstrom AB, Pleil JD, Berkoff DC. Alveolar breath sampling and analysis to assess trihalomethanes exposures during competitive swimming training. *Environ Health Perspect* 1997;105:636-42.
21. Stack MA, Fitzgerald G, O'Connell S, James KJ. Measurement of trihalomethanes in potable and recreation waters using solid phase micro extraction with gas chromatography-mass spectrometry. *Chemosphere* 2000; 41:1821-6.
22. Onodera S, Nishikawa T, Suzuki S. Chemical changes of organic compounds in chlorinated water. X IV. Characterization and determination of halogenated organics formed during chlorination of water from the Tama River. *J Chromatogr* 1987;409:259-70.
23. Attias L, Contu A, Loizzo A, Massiglia M, Valente P, Zapponi GA. Trihalomethanes in drinking water and cancer: risk assessment and integrated evaluation of available data, in animals and humans. *Sci Total Environ* 1995;171:61-8.

24. Hsu CH, Jeng WL, Chang RM, Chien LC, Han BC. Estimation of potential lifetime cancer risks for trihalomethanes from consuming chlorinated drinking water in Taiwan. *Environ Res* 2001;85:77-82.
25. Rodriguez MJ, Serodes JB. Spatial and temporal evolution of trihalomethanes in three water distribution systems. *Water Res* 2001;35:1572-86.
26. Golfinopoulos SK. The occurrence of trihalomethanes in the drinking water in Greece. *Chemosphere* 2000;41:1761-7.
27. Chang EE, Lin YP, Chiang PC. Effects of bromide on the formation of THMs and HAAs. *Chemosphere* 2001;43:1029-34.
28. Keegan T, Whitaker H, Nieuwenhuijsen MJ, Toledano MB, Elliott G, Fawell J, Wilkinson M, Best N. Use of routinely collected data on trihalomethane in drinking water for epidemiological purposes. *Occup Environ Med* 2001;58:447-52.
29. US EPA. Stage 1 disinfectants and disinfection byproducts rule. Ground water and drinking water. US EPA Office of Water 1998; [wysiwyg://27/http://www.epa.gov/safewater/mdbp/dbp1.html](http://www.epa.gov/safewater/mdbp/dbp1.html)
30. Beliveau M, Charest-Tardif G, Krishnan K. Blood: air partition coefficients of individual and mixtures of trihalomethanes. *Chemosphere* 2001;44:377-81.
31. Pegram RA, Andersen ME, Warren SH, Ross TM, Claxton LD. Glutathione S-transferase-mediated mutagenicity of trihalomethanes in *Salmonella typhimurium*: contrasting results with bromodichloromethane and chloroform. *Toxicol Appl Pharmacol* 1997;144:183-8.
32. Landi S, Hanley NM, Warren SH, Pegram RA, DeMarini DM. Induction of genetic damage in human lymphocytes and mutations in *Salmonella* by trihalomethanes: role of red blood cells and GSTT1-1 polymorphism. *Mutagenesis* 1999;14:479-82.
33. Lin CF, Liu SH, Hao OJ. Effect of functional groups of humic substances on adsorption performance. *Water Res* 2001;35:2395-402.
34. Chang EE, Chiang PC. Assessment of disinfection by-products removal by ozonation coupled with adsorption. *Toxicol Environ Chem* 1995;52:249-62.

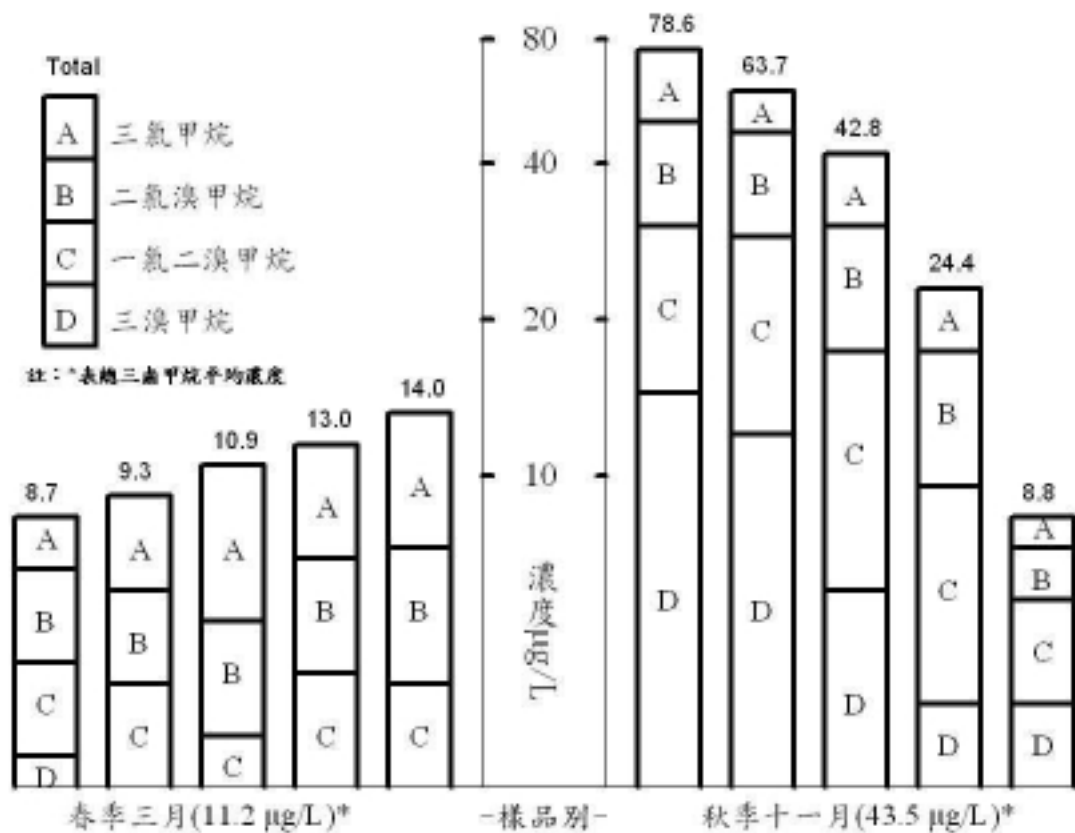
35. Chang CY, Hsieh YH, Hsu SS, Hu PY, Wang KH. The formation of disinfection by-products in water treated with chlorine dioxide. *J Hazard Mater* 2000;79:89-102.
36. Kitis M, Kilduff JE, Karanfil T. Isolation of dissolved organic matter(DOM) from surface waters using reverse osmosis and its impact on the reactivity of DOM to formation and speciation of disinfection. *Water Res* 2001;35:2225-34.
37. 江木泳、李欽慧、張玉玲：煮沸法去除自來水中三鹵甲烷之研究。行政院環境保護署環境檢驗所環境調查研究年報第二號。台北：行政院環境保護署環境檢驗所，1994；431-68。
38. Kuo HW, Chiang TF, Lo II, Lai JS, Chan CC, Wang JD. VOC concentration in Taiwan's household drinking water. *Sci Total Environ* 1997;208:41-7.



圖一 各縣市自來水總三鹵甲烷(THMs)含量參照美國飲用水三階段水質管制標準達成圖(N=245)(1999-2001)



圖二 各縣市自來水THMs各組成份含量差異比較圖(1999-2001)



圖三 基隆市自來水三鹵甲烷含量春秋季節變化分析圖

表一、各縣市自來水總三鹵甲烷含量調查統計表 (1999—2001)

縣市別	總三鹵甲烷 濃度 (ug/L)	氯仿濃度 (ug/L)	二氯一溴甲烷 濃度 (ug/L)	二氯二溴甲烷 濃度 (ug/L)	溴仿濃度 (ug/L)
基隆市	27.41 ( $\frac{10}{10}$ 註1 ) ( 8.68-78.6 註2 )	7.81 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 0.99-22.7 )	8.33 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 1.78-23.8 )	5.27 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 1.66-19.4 )	6.36 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 1.0-12.8 )
台北縣	13.3 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 5.20-21.0 )	8.38 ( $\frac{10}{3}$ ) ( 1.82-13.5 )	3.31 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 1.56-5.27 )	1.52 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 0.63-2.19 )	0.67 ( $\frac{2}{10}$ ) ( 0.66和0.67 )
台北市	4.53 ( $\frac{5}{5}$ ) ( 2.57-5.53 )	1.44 ( $\frac{5}{5}$ ) ( 0.89-1.96 )	1.40 ( $\frac{4}{5}$ ) ( 1.04-1.57 )	1.97 ( $\frac{5}{5}$ ) ( 1.68-2.71 )	0 ( $\frac{5}{5}$ ) -----
桃園縣	5.19 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 1.63-9.60 )	3.54 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 1.63-5.08 )	1.62 ( $\frac{7}{10}$ ) ( 1.13-2.53 )	2.38 ( $\frac{2}{10}$ ) 1.99和2.77	0 ( $\frac{10}{10}$ ) -----
新竹縣	15.46 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 1.10-22.4 )	8.62 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 1.10-12.75 )	6.19 ( $\frac{8}{10}$ ) ( 1.71-8.22 )	3.19 ( $\frac{8}{10}$ ) ( 0.62-4.75 )	0.68 ( $\frac{4}{10}$ ) ( 0.65-0.71 )
新竹市	14.85 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 1.89-31.3 )	11.56 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 1.89-27.5 )	3.04 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 1.81-6.05 )	1.85 ( $\frac{3}{10}$ ) ( 1.05-2.79 )	0 ( $\frac{10}{10}$ ) -----
苗栗縣	30.75 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 13.1-53.9 )	21.53 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 0.95-43.9 )	5.72 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 0.89-11.6 )	1.70 ( $\frac{8}{10}$ ) ( 0.81-4.36 )	0.46 ( $\frac{1}{10}$ ) ( 0.46 )
台中縣	6.02 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 0.41-12.6 )	5.49 ( $\frac{5}{10}$ ) ( 0.41-9.77 )	1.75 ( $\frac{4}{10}$ ) ( 1.05-2.14 )	0.83 ( $\frac{2}{10}$ ) ( 0.82和0.84 )	0 ( $\frac{10}{10}$ ) -----
台中市	10.78 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 1.37-22.7 )	9.11 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 4.64-16.0 )	2.55 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 0.51-5.3 )	1.08 ( $\frac{8}{10}$ ) ( 0.82-3.53 )	0 ( $\frac{10}{10}$ ) -----
南投縣	5.04 ( $\frac{3}{10}$ ) ( 0.42-13.3 )	6.43 ( $\frac{1}{10}$ ) ( 6.43 )	2.08 ( $\frac{2}{10}$ ) ( 0.86和3.30 )	0.92 ( $\frac{3}{10}$ ) ( 0.42-1.79 )	1.82 ( $\frac{1}{10}$ ) ( 1.82 )
彰化縣	5.11 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 1.34-11.9 )	2.05 ( $\frac{7}{10}$ ) ( 0.69-4.93 )	1.48 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 0.40-3.18 )	1.72 ( $\frac{8}{10}$ ) ( 0.59-3.40 )	1.52 ( $\frac{7}{10}$ ) ( 0.58-2.48 )
雲林縣	11.80 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 1.23-24.0 )	8.77 ( $\frac{8}{10}$ ) ( 1.25-18.5 )	3.28 ( $\frac{10}{10}$ ) ( 2.05-4.72 )	2.05 ( $\frac{8}{10}$ ) ( 1.23-3.17 )	0 ( $\frac{10}{10}$ ) -----

縣市別	總三鹵甲烷 濃度 (ug/L)	氯仿濃度 (ug/L)	二氯一溴甲烷 濃度 (ug/L)	二氯二溴甲烷 濃度 (ug/L)	溴仿濃度 (ug/L)
嘉義縣	9.23 ( $\frac{8}{10}$ ) (1.15-32.4)	6.31 ( $\frac{7}{10}$ ) (0.87-22.98)	2.27 ( $\frac{7}{10}$ ) (0.57-6.95)	1.37 ( $\frac{8}{10}$ ) (0.43-2.43)	1.87 ( $\frac{1}{10}$ ) (1.87)
嘉義市	18.63 ( $\frac{10}{10}$ ) (9.3-32.8)	13.63 ( $\frac{10}{10}$ ) (7.10-24.3)	3.74 ( $\frac{10}{10}$ ) (1.37-6.49)	1.26 ( $\frac{10}{10}$ ) (0.48-2.09)	0 ( $\frac{0}{10}$ ) -----
台南縣	21.09 ( $\frac{10}{10}$ ) (4.95-34.6)	15.73 ( $\frac{10}{10}$ ) (1.96-27.5)	3.49 ( $\frac{9}{10}$ ) (0.66-6.18)	1.92 ( $\frac{8}{10}$ ) (0.58-4.18)	0 ( $\frac{0}{10}$ ) -----
台南市	35.0 ( $\frac{10}{10}$ ) (25.7-44.8)	28.45 ( $\frac{10}{10}$ ) (20.1-38.5)	4.94 ( $\frac{10}{10}$ ) (2.78-7.74)	1.61 ( $\frac{10}{10}$ ) (0.95-3.19)	0 ( $\frac{0}{10}$ ) -----
高雄縣	18.93 ( $\frac{1}{15}$ ) (4.80-64.4)	11.58 ( $\frac{1}{15}$ ) (1.9-38.6)	5.13 ( $\frac{11}{15}$ ) (1.0-18.8)	3.05 ( $\frac{8}{15}$ ) (0.9-7.0)	0 ( $\frac{0}{15}$ ) -----
高雄市	34.47 ( $\frac{15}{15}$ ) (18.3-58.6)	27.17 ( $\frac{15}{15}$ ) (12.4-39.0)	5.79 ( $\frac{15}{15}$ ) (2.95-14.3)	2.03 ( $\frac{10}{15}$ ) (1.03-4.73)	0.64 ( $\frac{4}{15}$ ) (0.52-0.84)
屏東縣	19.3 ( $\frac{8}{10}$ ) (2.17-56.6)	11.63 ( $\frac{8}{10}$ ) (1.96-39.3)	6.97 ( $\frac{6}{10}$ ) (2.20-12.2)	3.27 ( $\frac{6}{10}$ ) (1.74-5.15)	0 ( $\frac{0}{10}$ ) -----
台東縣	4.13 ( $\frac{7}{10}$ ) (1.54-7.49)	2.15 ( $\frac{6}{10}$ ) (0.87-2.95)	1.58 ( $\frac{5}{10}$ ) (0.64-2.29)	1.92 ( $\frac{4}{10}$ ) (0.74-2.59)	0 ( $\frac{0}{10}$ ) -----
花蓮縣	4.49 ( $\frac{8}{10}$ ) (0.74-9.61)	2.28 ( $\frac{6}{10}$ ) (0.43-4.10)	1.70 ( $\frac{6}{10}$ ) (0.55-2.81)	1.61 ( $\frac{7}{10}$ ) (0.74-2.70)	0 ( $\frac{0}{10}$ ) -----
宜蘭縣	1.49 ( $\frac{5}{10}$ ) (1.12-3.52)	0.77 ( $\frac{2}{10}$ ) (0.62和0.92)	0.18 ( $\frac{4}{10}$ ) (0.59-1.14)	1.20 ( $\frac{5}{10}$ ) (0.87-1.36)	0.59 ( $\frac{3}{10}$ ) (0.54-0.64)
澎湖縣	30.84 ( $\frac{6}{10}$ ) (2.57-131)	32.50 ( $\frac{1}{10}$ ) (32.50)	21.25 ( $\frac{2}{10}$ ) (2.10和40.4)	9.06 ( $\frac{8}{10}$ ) (0.76-46.0)	14.4 ( $\frac{9}{10}$ ) (1.64-54.5)
金門縣	35.80 ( $\frac{6}{10}$ ) (3.28-96.1)	8.05 ( $\frac{7}{10}$ ) (3.08-16.7)	11.60 ( $\frac{7}{10}$ ) (1.19-29.7)	15.37 ( $\frac{7}{10}$ ) (1.75-39.3)	13.34 ( $\frac{6}{10}$ ) (2.21-29.0)

註 1 括號內數字為：陽性樣品數/採樣數。註 2 括號內數字為：陽性樣品濃度範圍。

# 不同處理程序對生物可分解有機物質去除之影響

賴文亮\*、陳振正\*

## 一、前言

配水系統因微生物繁殖引起的水質問題，近年來受到廣泛的討論。配水系統在某些環境條件下，可導致微生物之生長繁殖，進而生成生物膜（biofilm），此現象稱為後生長（aftergrowth）或再生長（regrowth），早期利用維持配水管網系統之餘氯量以控制微生物生長，目前已漸受質疑（Wierenga, et al, 1985; te Welscher, et al., 1998; van der Kooij et al., 1999）。據文獻報導在某些水質條件下可發現經加氯處理後之飲用水仍有殘存之大腸桿菌，其主要原因是配水管網內餘氯對某類具抗氯能力菌種（chlorine-resistant species）的接觸殺菌效果不佳（Rittmann & Snoeyink, 1984；Wierenga, 1985）。而藉由提高氯量達成殺菌的方式，除可引起臭味，影響適飲性等負面之影響外，亦將增加飲用水中致癌性消毒副產物（例如三鹵甲烷）等問題。

歐美等國家對「再生長」與「後生長」之定義有所不同，在歐洲「再生長」是指被消毒劑破壞的細菌，在淨水處理過程或

配水管網內復原（recovery），而這些異營菌在配水管內繼續生長繁殖，造成水質惡化，其代表參數以HPC（heterotrophic plate count）表示。在美國所指的「後生長」，一般是針對大腸菌屬（coliform）於管網內之成長，即因細菌殘存於處理水中，或因外來之污染（如接管、切管過程所帶入者），使配水管網內細菌數增加和繁殖，造成水質污染。不管「再生長」或「後生長」現象，其對配水系統及供水水質引起的負面影響包括：因生物黏膜或某些鐵細菌繁殖加速輸水管材腐蝕（Lee et al., 1980）；微生物代謝產物或管壁附著生物膜剝落造成水質惡化，並產生臭味及色度等問題（Levy et al., 1986）；管網內所需維持一定濃度之消毒劑，因與生物膜作用而大量消耗，致無法維持限值劑量，進而引起致病菌的繁殖；另大量異營菌的繁殖亦將干擾大腸菌用做監測水質的意義。

Gibbs（1993）指出配水系統細菌的增殖，歸納有三種發生機制：（1）為蟄伏性或受損害性的細菌在淨水過程再度復原，（2）水中浮游性（planktonic）細菌

\*大仁技術學院環境工程衛生系講師/國立成功大學環境工程學系博士候選人

的繁殖，(3) 輸水管壁生物膜剝離。另針對配水管網系統內細菌來源所做比較結果，發現淨水系統的原始細菌復原進入配水系統之貢獻量要高於源自輸水管再增殖或外來污染者 (van der Kooij, 1992)，然而無論其形成原因為何，微生物於配水管內繁殖，不但影響水質，甚至會與一些有機或無機的沉澱物形成生物膜，利用水中之營養基質生長，日積月累，生物膜不斷地增厚，水頭損失增大，或生物膜不時剝落，進而產生水質惡化之問題。

## 二、配水管網微生物再生長之影響因子及控制方法

影響微生物後生長的因子包括：環境因子、降雨、細菌的營養基質、殘留餘氯量、管材腐蝕和沉澱累積、水力效應等。各因子之重要性簡述如下：(1) 環境因子：如水溫會影響微生物之生長效率及細胞產率。(2) 降雨：降雨後原水濁度增加，且沖刷營養基質進入水體，使細菌(如大腸菌屬)的密度增加。(3) 細菌的營養基質：包括 amino acid、carboxylic acid、hydrocarboxylic acids、alcohols、oxalic acid、oligo 等簡單有機質及 polysaccharides、glycerol 等較高分子有機物。(4) 殘留餘氯：可接觸微生物或穿透生物膜使生物活性降低，避免生物膜之生成。(5) 管材腐蝕和沉澱物累積：消

耗殘留餘氯而與亞鐵離子反應，產生不溶性之氫氧化鐵沉澱。腐蝕鑄鐵管，而在配水管線中，所累積的沉澱物，可提供微生物生長的居所，而使其避開與消毒劑接觸，降低消毒效果。(6) 水力效應：管內水流速度可以控制微生物在管材表面生長，一般而言流速與生物膜的形成成反比。

對於解決和控制微生物後生長所造成的問題，LeChevallier (1990) 和 van der Kooij (1990) 提出下列建議：(1) 有效的淨水程序及偵測：控制飲水中細菌的產生，需賴淨水廠生產高品質的水，且須選擇合適的偵測法，測出實際細菌生長源。(2) 沖刷和清洗：傳統的沖洗，或機械式清洗，可有效消除微生物生長。惟需定期為之，但此方式相當費力，對於分枝多之管網亦甚難實施，且所需之費用也非常高。(3) 消毒：一氯氨比自由餘氯更有效控制生物膜，因其較具有穿透生物膜的能力，前者只須 2.0 mg/L 的濃度，而自由餘氯須 3~6 mg/L 才可控制生物膜的生長，其對懸浮性的微生物作用力比對生物膜內的微生物佳，但由於氯可生成致癌性之鹵化有機物，故目前先進國家均儘量降低在配水管網內之餘氯量。(4) 腐蝕控制：可由改善消毒劑的使用，或調整 pH 與鹼度。(5) 營養控制：提昇淨水程序，如粉狀活性碳 (PAC) 應用於污泥氾

中可降低有機碳和THMFP的含量。臭氧可將難分解的有機物轉變成微生物易於利用的基質 (van der Kooij, 1990)，而造成後生長的潛能增加，所以可後加一生物處理設施 (如GAC吸附床)，以降低水中總有機碳 (Total Organic Carbon, TOC) 含量，並能延長濾床再生間隔所需時間。雖控制配水管網系統後生長之方式眾多，然從研究文獻得知，雖許多存在水中之微生物已被發現在幾個 (g-C/L之低濃度下，即可繁殖 (van der Kooij, 1995)，但一般仍認為控制後生長最有效之方法，則以降低水中營養鹽 (nutrients) 至微生物生長所需之濃度之下即可。

### 三、水中生物可分解有機質 (biodegradable organic matter, BOM) 之測定

為瞭解水中生物可分解有機質含量，藉以評估處理水及配水管網內水質生物穩定性，選擇合適且具指標性的偵測方法及參數，相當重要。目前用於偵測水中生物可分解有機質的方法，大概可分為兩大類，一類是測定生物質量 (biomass-based methods)，由量測水中生物可分解有機碳中可被轉換成生物細胞質量者，通常藉量測培養後之菌落數，並先以一生物易分解之有機質 (如醋酸鈉) 進行有機質濃度與最大菌落數之率定，再將測定水樣

之最大菌落數轉換成有機碳濃度，此類參數稱為生物可利用有機碳 (Assimilable Organic Carbon, AOC) (van der Kooij et al., 1982)，其約需1至2週方能完成測定。另一類分析方法是量測水中可被微生物分解之溶解性有機碳 (DOC) 含量，分析水樣藉由殖入來自原水或附著於慢砂濾床之原生菌種 (indigenous microflora)，利用原生菌代謝氧化水中溶解性有機物，則培養前及培養後之DOC差值，稱為生物可分解之有機碳 (BDOC, Biodegradable organic carbon)，分析時間需4週才可完成 (Servais et al., 1987)。至於兩種BOM之重要分析原理則說明如下。

#### 3-1 AOC

Van der kooij (1982) 所研發之AOC分析方法，是利用培養 *Pseudomonas fluorescense* strain P17及 *Spirillum* species strain NOX二株菌種，分解水中之有機質，菌種主要是自飲用水系統中分離出來，其外容易觀察、生長快速，在低營養狀況下即可生長，且容易培養。其中P17菌屬可利用較廣泛的營養源，如碳水化合物 (部分polysaccharides除外)、胺基酸、部分羧酸、醇類及芳香環酸等物質。但P17菌屬無法分解臭氧處理後之產物，如草酸 (oxalic acid)，所以須另外

植入NOX菌屬來利用P17菌屬不能利用的草酸。另一種菌屬Flavobacterium，亦被利用於分解寡醣（oligo）及聚醣（polysaccharides）等基質（van der Kooij, 1990），使獲得之AOC值更具代表性（van der Kooij and Veenendaal, 1995），對於P17及NOX兩菌屬之特性及所能利用基質之差異性比較，則分別整理於表1及表2。

而AOC之分析步驟略述如下：取容積一公升的三角燒瓶裝入600 mL之待測水樣，將水樣置於90°C的水浴槽，待瓶內溫度達60°C後，立刻移入60°C恆溫箱中滅菌30分鐘（Pasteurization, 低溫滅菌法）。冷卻後再植入 P17及NOX兩株純菌菌液，置於15°C培養箱培養5至25天，並定時取樣塗抹於LLA（Lab-Lemco Nutrient Agar）培養基，並定時做菌落數分析，直到達到最大菌落數，同時利用不同醋酸鈉（sodium acetate）濃度及對應之最大菌落數所得的菌落產值（yield）換算成AOC之濃度，其單位為（g acetate-C/L）。

Kemmy等人（1989）之方法，係將水樣以濾膜法滅菌後，植入 P.fluorescences、Curtobacterium sp.、Corynebacterium sp.及單株之Coryneform等四種純菌，於肉汁營養基（nutrient agar），溫度20°C下培養6天，同van der Kooij法做菌落分析，以peptones、酵母萃

取液及醋酸鹽、葡萄糖等混合有機質來做率定，求得AOC值。此法因在測定某些特殊性水樣時，常發現AOC測值高過DOC值之異常現象，故仍在改進中。

另有美國環保署發展的AOC分析，是利用大腸桿菌生長感應試驗（Coliform growth response, 簡稱CGR）為基礎，將水樣先經濾膜滅菌後，再植入大腸桿菌於20°C下培養5天，之後計算大腸桿菌落數，並利用CGR因子換算成AOC值。

$$CGR = \log (N_5/N_0)$$

$N_0$ 及 $N_5$ 分別代表培養初始及5天後之大腸桿菌菌落數。

除上述之分析方法外，目前由於生化科技之進步，尚有其他快速之生物質量計數技術，包括ATP偵測、細胞密度分析、酵素分析、DNA分析、蛋白質分析等（Kaplan & LeChevallier, 1993），各種不同AOC分析方法比較，如表3所示。而不同研究者之AOC-P17及AOC-NOX產率值則整理如表4。

### 3-2 BDOC

BDOC主要用於量測水中溶解性有機碳可被微生物氧化成二氧化碳或變成細胞質的部份，雖然不同的研究者對於此分析已發展出不同的程序，但其原理大致相同，此類方法整理如表5。最早發表測定飲用水中生物可分解的有機碳方法是在

表1 P. fluoressence strain P17及Spirillum sp. strain NOX之特性

特性	Strain P17	Strain NOX
來源	自來水	慢砂濾床出水
形狀	rod	Curved rod
移動性	+	+
Gram stain	-	-
氧化酵素	+	+
<b>N-Source</b>		
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> /NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	+/+	+/+
<b>Growth at temp.</b>		
15/25/30/37°C	+/+/+/-	+/+/+/-
Arginine dihydrolase	+	-
Denitrification	+	-
O/F test with glucose	+/-	-/-
<b>Hydrolysis of</b>		
Gelatin	+	-
Tween-80	+	-
Starch	-	-
Chitin	-	-

+：表有反應 -：表無反應

(摘自 van der Kooij and Veenendaal, 1995)

表2 P. fluouessence strain P17及Spirillum sp. strain NOX可利用基質之比較

Compound	strain P17	strain NOX
<b>Carboxylic</b>	-/-/0	-/+/+
Formate	-/-/0	+/+/+
Glyoxylate	-/-/0	+/+/+
Glycolate	-/-/0	+/+/+
Acetate	+/+/+	+/+/+
Pyruvate	+/+/0	+/+/+
DL-Lactate	+/+/+	+/+/+
Propionate	+/+/0	+/+/+
Butyrate	+/0/0	0/0/0
Malonate	+/+/-	+/+/+
Fumarate	+/+/+	+/+/+
Succinate	+/+/+	+/+/+
Malate	+/+/0	+/+/+
Maleate	0/-/0	-/-/-
L-Tartrate	-/-/0	-/-/-
Valerate	+/+/0	-/-/-
$\alpha$ -Ketoglutarate	-/0/0	+/0/-
Citrate	+/+/0	-/-/-
Adipate	+/+/0	-/-/-
<b>Amino acid</b>	-/+/0	+/-/-
Glycine	+/+/0	+/+/-
L-alanine	+/+/0	-/-/0
L-valine	+/+/0	-/-/0
L-Isoleucine	+/+/0	-/-/0
DL-Serine	+/+/0	-/+/0
L-Threonine	+/+/0	-/-/0
L-Lysine	+/+/0	-/-/0
L-Arginine	+/+/+	-/-/0
L-Aspartate	+/+/+	-/-/0
L-Asparagine	+/+/+	-/-/0
L-Glutamate	+/+/+	-/+/+
L-Glutamine	+/+/+	-/-/-
L-Tyrosine	+/+/0	-/-/0
L-Proline	+/+/0	-/-/0
DL-Tryptophan	+/+/0	-/-/0
L-Histidine	+/+/0	-/-/0
DL-Phenylalanine	+/+/0	-/-/0
Cysteine	-/0/0	0/0/0
Methionine	-/0/0	0/0/0
Citrulline	+/0/0	0/0/0
Ornithine	+/+/0	0/0/0

表2 *P. fluorescens* strain P17及*Spirillum* sp. strain NOX之特性 (續)

表2 <i>P. fluorescens</i> strain P17 及 <i>Spirillum</i> sp. strain NOX 之特性(續)		
<b>Carbohydrate</b>		
L-Arabinose	-/-/0	-/-/0
D-Xylose	-/-/0	-/-/0
D-Glucose	+/+/+	-/-/0
D-Mannose	+/+/0	-/-/0
D-Galactose	-/-/0	-/-/0
L-Rhamnose	+/+/0	-/-/0
D-fructose	+/+/0	-/-/0
D-Gluconate	+/+/0	-/-/0
Sucrose	-/±/0	-/-/0
Cellobiose	-/±/0	-/-/0
Maltose	-/-/0	-/-/0
Lactose	-/-/0	-/-/0
Raffinose	-/-/0	-/-/0
Starch	-/0/0	-/-/0
Ethanol	+/+/+	-/-/0
Glycerol	+/+/0	-/-/0
D-Mannitol	+/+/0	-/-/0
Adonitol	+/0/0	0/0/0
Sorbitol	-0/0	0/0/0
Inositol	+/+/0	-/-/0
Amylose	0/-/-	0
Amylopectine	0/-/-	0
<b>Aromatic acids</b>		
Benzonate	+/+/0	-/-/0
p-Hydroxybenzoate	+/+/+	-/-/0
Salicylate	-/-/0	-/-/0
Gallate	-/-/0	-/-/0
Anthranilate	+/+/0	-/-/0
Vanillate	-/+/0	-/-/0
phthalate	-/-/0	-/-/0
Ferulate	-/0/0	-/-/0
Nicotinate	-/+/0	-/-/0
p-Hydroxyphenylacetate	-/+/0	-/-/0
DL-Mandelate	-/+/0	0/-/0

\*/\*/\* 表分別在 1g C/L, 1 mg C/L 及 10 µg C/L 之基質下培養

+: 表有成長 -: 無成長 0: 表無測定 (摘自 van der Kooij, 1995)

表3 AOC分析方法比較

創始人	前處理	植入菌種來源	培養條件	分析參數	結果表示
Van der Kooij	巴斯德滅菌	純菌： <i>P.fluorescens</i> P17 <i>Spirillum</i> NOX	20 天 15°C	CFU/mL	AOC 以醋酸鈉率定 ( $\mu\text{g acetate-C/L}$ )
Kaplan et al.	巴斯德滅菌	<i>P.fluorescens</i> P17 <i>Spirillum</i> NOX	9 天 20°C	CFU/mL	AOC 以醋酸鈉率定 ( $\mu\text{g acetate-C/L}$ )
LeChevallier et al.	巴斯德滅菌	<i>P.fluorescens</i> P17 <i>Spirillum</i> NOX	5 天 22°C	ATP	標準轉換因子
Kemmy et al	膜濾法滅菌	四種純菌： <i>Pseudomonas fl.</i> <i>Curtobacterium</i> <i>Corynebacterium</i> 1 株 <i>coryneform</i> 型	6 天 20°C	CFU/mL	AOC 以混合有機物率定 ( $\mu\text{g C/L}$ )
Stanfield and Jago	膜濾法滅菌	原水或砂濾床	最大值 20°C	ATP	標準轉換因子
Werner and Hamsch.	膜濾法滅菌	濾床	60 小時 20°C	濁度	Growth rate ( $\mu$ ) Growth factor ( $\log Y/Y_0$ )
Reasoner and Rice.	膜濾法滅菌	<i>Enterbacter cloacae</i> , <i>Escherichia coli</i> , <i>Klebsiella oxytoca</i>	5 天 20°C	CFU/mL	Coliform Growth Response (CGR) $\log N_5/N_0$

(摘自 Huck (1990); LeChevallier (1999))

1986年，係利用植入含有生物活性的慢砂濾培養，由水樣培養前的DOC濃度與培養一週後DOC濃度的差值，即為生物可分解的有機碳量，之後則相繼被改良及發展出較簡單方便及快速的方法。

懸浮法係由Servais et al.(1987；1989)

所發展，係以0.2  $\mu\text{m}$ 孔徑薄膜進行水樣之滅菌，再植入原生菌於水樣中，並在20°C暗室培養28天，由培養前(植入菌種後)及培養後(經4週後)的水樣各取出適當的體積，進行DOC之分析，而培養前後之DOC差值即為BDOC值。另一方法則是由

表4 AOC-P17及AOC-NOX產率之比較

Cell yield (CFU/ $\mu\text{g}$ C Equivalent)				
菌株	基質種類	Van der kooij, et al. (1982, 1984)	St Rose	Kaplan and Bott
<i>P. fluorescens</i> P17	Acetate	$4.1 \times 10^6$	$3.4 \times 10^{6*}$	$3.24 \times 10^6$
<i>Spirillum</i> NOX	Acetate	$1.2 \times 10^7$	$7.9 \times 10^{7*}$	-----
	Oxalate	$2.9 \times 10^6$	$3.1 \times 10^{6*}$	

\*使用 40 mL 之水樣瓶

(摘自 Prévost et al., 1992)

Frias et al. (1992)採用之固定濾床法，此法首先需進行濾床之生物活化，其方式採經臭氧氧化之原水通入濾床，以馴養濾床之微生物，直至濾床出水之NPDOC值穩定，而後將水樣以馬達循環進流，經數天後水樣之有機物濃度不再變動，此NPDOC之減少量即為BDOC。Kaplan et al.(1996)則進一步將管柱法的流速、管柱大小及接觸時間標準化，期使後續研究者對不同水中生物可分解有機質之含量，可在一定之基準下進行比較。

### 3-3 AOC及BDOC之應用及相關性

比較兩種BOM之測定方式，AOC可分析非常低之生物可利用有機碳含量，BDOC則由於TOC測定儀器無法偵測至小於0.1 mg/L，故難以測得低基質之生物可利用有機碳，但其測定則較AOC簡單，

且由於植菌為採用原水中之原生菌，故可代表水樣實際可被生物分解之有機物量。依van der Kooij (1989;1990) 之研究指出，當AOC值低於10 (g acetate-C/L，清水即使未加氯即可控制總異營性菌落數 (heterotrophic plate count) 之成長；另清水加氯時，當AOC值在50-100 (g acetate-C/L時，即可控制大腸菌屬過高之問題 (LeChevallier et al., (1987;1991))。而 Servais et al. (1995) 則提出在不實施加氯消毒時，若要維持生物穩定性清水的標準，BDOC值必須小於0.15 mg C/L。國內 Yeh et al. (2001) 選取台灣南部地區三個淨水廠及其配水系統進行AOC及相關水質參數之採樣分析，結果顯示當AOC值在30至70 (g acetate-C/L之間，自由餘氯在1 mg/L左右，則AOC值於配水管網內之變化不大，且HPC (heterotrophic plate

表5 BDOC分析方法比較

研究者	前處理	植入菌種	培養條件	分析參數	BDOC
Jort and Levi ; Jort <i>et al.</i>	-	濾砂上的菌	7 天, 20°C	DOC	DOC <sub>1</sub> -DOC <sub>mini</sub>
Servais <i>et al.</i>	膜濾法 滅菌	原水中懸浮菌	28 天, 20°C	DOC	DOC <sub>1</sub> -DOC <sub>f</sub>
Mogren <i>et al.</i>	-	濾砂上的菌	5 天, 20°C	DOC	DOC <sub>1</sub> -DOC <sub>5</sub>
Frias <i>et al.</i>	膜濾法 滅菌	固定有孔玻璃 珠上的菌	2.5 小時, 20°C	DOC	DOC <sub>In</sub> -DOC <sub>out</sub>

(摘自 Huck, 1990; LeChevallier, 1999)

count) 值均可在20 CFU/mL以下；然而若系統內之AOC值高於110 (g acetate-C/L，即使自由餘氯仍維持在1.0 mg/L以上，但HPC值仍較低AOC值之系統高出甚多。此結果顯示，配水系統之後生長控制不可單靠維持配水系統內之餘氯量，清水之AOC值也應加以注意。

一般而言，清水之生物穩定性 (biological stability) 可以AOC值表示，其值代表微生物在配水系統再生長之能力，而AOC/BDOC則代表清水中生物可分解有機質 (BDOC) 之相對生物穩定性 (relative biological stability) (LeChevallier *et al.*, 1987)，然依van der Kooij (1992) 之研究結果，BDOC與總生菌落數並無相關，故其建議不能利用BDOC評估後生

長。實際上，AOC生物評估方式已被荷蘭廣泛應用在發展產生低AOC值之處理淨水技術 (van der Kooij, 1990)，至於在北美洲國家，AOC之限值則被建議使用在控制大腸菌之生長 (LeChevallier *et al.*, 1990)，在法國，BDOC則被用來預測配水管網微生物再生長 (regrowth) 之風險。至於DOC、BDOC、NBDOC (DOC-BDOC) 及AOC之關係如圖1所示 (Langlais, *et al.*, 1991)，其中BDOC依Servais *et al.* (1987) 之研究可進一步區分為H1及H2，前者代表生物可快速利用之有機質 (rapidly biodegradable organic matter)，後者則指生物可緩慢利用之有機質 (slowly biodegradable organic matter)。

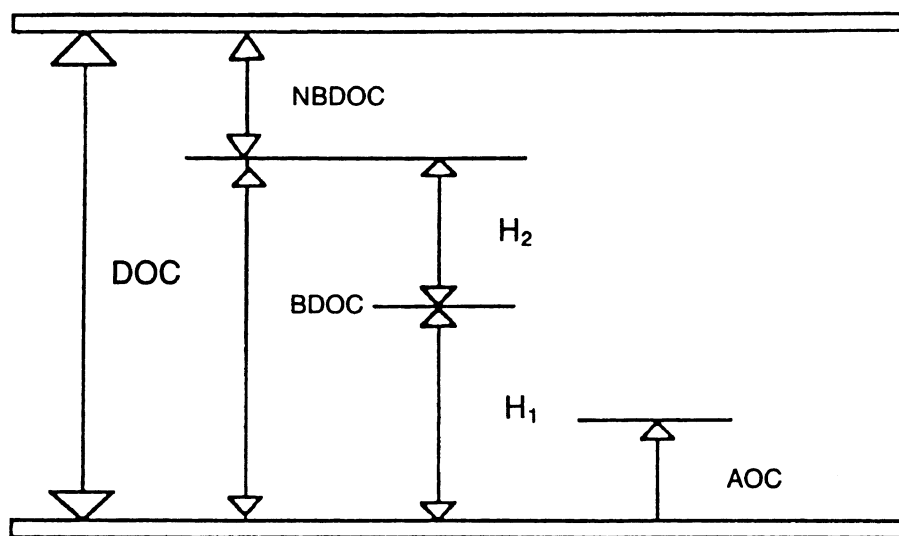


圖1 DOC、BDOC、NBDOC (DOC-BDOC) 及AOC之關係 (Langlais et al., 1991)

#### 四、淨水程序對BOM值之影響

##### 4-1 傳統處理程序中BOM值之變化

Kemmy et al. (1989) 指出傳統之混凝、沉澱、過濾及消毒處理程序中，對AOC的去除，主要為混凝沉澱單元，其它單元則較少。然而Volk et al. (2000) 比較傳統淨水程序及加強混凝對10種不同鹼度及TOC (Total organic carbon) 值之原水在DOC、AOC及BDOC值之去除，發現僅兩種水源有較佳AOC值之去除效果，至於其它水源之AOC值均不受混凝影響，其認為此應與AOC值之有機物性質屬小分子量有關；此外，作者亦發現加

強混凝 (enhanced coagulation) 可增進DOC及BDOC之去除，其依此建構混凝對水中生物不可分解有機碳 (non-biodegradable)、生物可分解有機碳及AOC去除之關係圖 (圖2)。由圖可看出，傳統之混凝僅可去除部分之DOC及BDOC，但其無法去除AOC，但進行加強混凝時 (enhanced 1)，則可增加DOC及BDOC之去除，其中以低劑量鐵鹽進行之加強混凝 (enhanced 2) 時，對DOC及BDOC有最佳之去除能力。但所有不同型態之混凝方式，均無法去除AOC。相反地，Owen et al. (1993) 在以明礬進行混凝之研究，則發現BDOC之去除率為

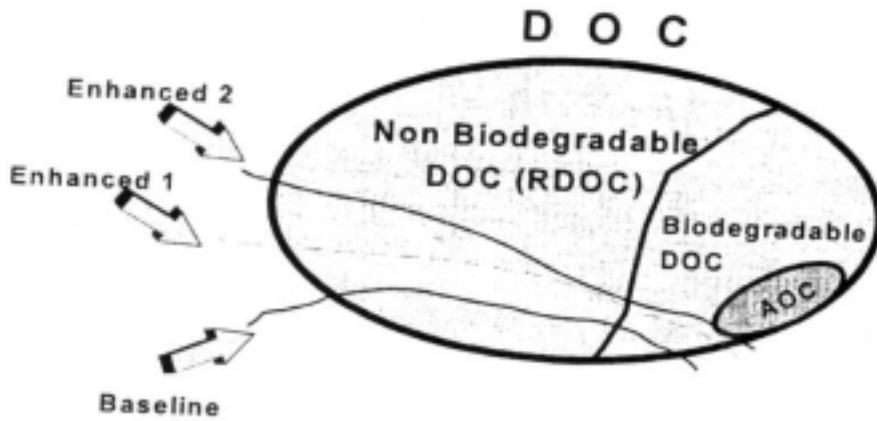


圖2 傳統混凝及加強混凝對BDOC、NBDOC及AOC之去除 (Volk et al., 2000)

49%，而AOC之去除率為16%。

AOC值在混凝沉澱之去除效率，一般而言AOC-NOX會較AOC-P17低，故AOC-Total之去除主要以AOC-P17為主 (Huck, 1991)。荷蘭方面的研究 (van der Kooij, 1990)，將河水儲存於未加蓋之蓄水池，雖水中有機物會進一步被生物分解，但也會導致水中藻類滋生，而藻類未滋生時，AOC值通常在30-100 (g acetate-C/L，如藻類繁殖茂盛時，AOC值則高達500-1000 (g acetate-C/L，然經傳統之混凝沉澱處理後，即可大量減少AOC值。

綜合上述結果可知，加強混凝可增進DOC及BDOC之去除，但對於混凝方式對AOC之去除效果則各研究者之差異性甚大，LeChevallier (1999) 在其研究也發

現此問題，其認為原水在低DOC及低pH下進行混凝時，分子量較大之腐植質較易被去除，而低分子量之有機物質由於難於在混凝中被去除，而此類有機物質恰為P17及NOX菌屬所利用，故AOC在混凝之去除效果不佳。然而原水之DOC高達10-15 mg/L，混凝對AOC去除可達89%，此認為係AOC物質因可鍵結在腐植質上，故隨腐植質於混凝中被去除所致。

#### 4-2 臭氧或加氯處理對AOC之影響

氧化程序，無論是加臭氧或加氯，因可將大分子有機物分解成小分子之有機物，此類物質易被微生物利用，故AOC值隨之升高。依Janssens et al. (1985) 之研究指出，當臭氧加量低於4 mg/L時，AOC值隨著臭氧加量之升高而增加，且兩者呈線性關係。同樣地，在Tobiason et

al. (1993) 之研究也發現 $O_3/DOC=1.5$ ，其出水AOC值較原水高出2倍。Orlandini et al. (1997) 以設在阿姆斯特丹水廠之模廠，先將萊茵河河水進行混凝沉澱及快砂濾床處理後再進行臭氧與生物活性碳 (Biological activated carbon) 處理，其發現當 $O_3/DOC$ 比值為0.3 ( $0.75 \text{ mg } O_3/L$ ) 時，AOC-Total的增加量可達最大之50%，但 $O_3$ 劑量從1.5增至 $3 \text{ mg } O_3/L$ 時，AOC-Total濃度並未再明顯增加，至於Miltner et al. (1992) 以Ohio河水進行臭氧化時，其實驗結果為AOC-P17及AOC-NOX均隨臭氧劑量之增加而增加，直至 $O_3/TOC$ 比值接近2，此增加趨勢便減緩，然而BDOC值即使 $O_3/TOC$ 比值接近2，其仍展現往上增加之趨勢。上述處理水經臭氧化AOC之增加應與水中疏水性有機物質被氧化為小分子量之有機物質 (Amy, 1998)，而此類有機物恰可為P17及NOX菌屬所利用有關。

Vahala et al. (1998) 抽取Paijanne湖水，以混凝沉澱、快砂濾床、臭氧及生物活性碳之程序進行模廠試驗，其結果證實，當 $O_3/TOC$ 比值為0.5時，AOC-NOX之生成即達最高，而當 $O_3/TOC$ 比值超過為0.5時，AOC-NOX及AOC-P17之值均呈現下降，而AOC-NOX之減少，其認為與高臭氧劑量會產生抑制NOX成長之有機物，或將生物可利用有機質氧化成 $CO_2$ 所

致；至於AOC-P17之減少，則未於文中說明。Huck (1991) 取North Saskatchewan河水進行混凝沉澱、快砂濾床、臭氧及生物活性碳之模廠試驗時，則發現 $O_3/TOC$ 比值控制在0.5時，AOC-NOX值均增加，然而AOC-P17減少之頻率較增加頻率高出甚多，其推測係因臭氧會產生抑制P17菌屬之基質，導致與NOX競爭共用基質之能力降低或臭氧會降低P17菌屬可利用基質所致。然受石化污染之地下水經生物處理再臭氧化後 ( $AOC/TOC=0.02$ )，其出水中之AOC-Total增加，並非如一般以AOC-NOX增加為主，反而是以AOC-P17之增加為主，此結果作者認為與臭氧劑量/DOC之比值及有機物之性質有關 (Hu et al., 1999)。

對於另一氧化劑氯而言，從文獻得知加氯可增加AOC值 (AWWARF, 1993; Kaplan et al., 1992; van der Kooij, 1992)，其乃因氯之氧化及親電子之取代反應 (electrophilic substitution)，將難分解有機物轉換為生物可利用之基質。Charnock & Kjonno (2000) 以水源中含難分解有機物量高之水廠為對象，取其經不同處理程序處理後之清水進行研究，當加氯量控制為 $0.5 \text{ mg/L as } Cl_2$ 時，發現水中微生物可利用基質有增加之現象，而某些水廠加氯量控制在更高劑量時 ( $0.8-1.0 \text{ mg/L as } Cl_2$ )，除水中AOC值增加外，BDOC之值

也明顯增加。

綜合上述文獻得知，臭氧化之出水水中生物可利用基質-AOC-P17及AOC-NOX之變動，均有不同之結果，其說明均朝向有不知物質對P17菌屬及NOX菌屬之抑制，但在眾研究者中仍無法說明抑制P17及NOX菌屬之物質為何。

#### 4-3 生物濾床對生物BOM之影響

因為飲用水源具有低有機物含量之特性，故一般應用於飲用水淨化之生物處理單元，以固定生物膜（fixed biofilm）形式為主，包括慢砂濾床、快砂濾床、活性碳床及土壤-含水層處理系統（Bouwer & Crowe, 1988）。而採用生物濾床進行水處理有如下之優點：（1）微量有機物之去除，（2）降低處理水之臭及味道，（3）降低清水之耗氯量，（4）減少消毒副產物之形成，（5）去除微生物後生長所需之有機質；至於其缺點則有（1）濾床中微生物之流出（2）附著微生物之碳粒流出，因而降低消毒之效果（AWWARF, 1998）。有關生物濾床對BOM之去除模式，以及EBCT（empty bed contact time）、臭氧劑量及溫度等操作參數對BOM在濾床之去除影響則詳述如下。

##### 4-3-1 BOM在生物濾床被微生物利用之模式

Kainulainen et al.（1995）取GAC及BAC床中之活性碳顆粒於掃描式電子顯微鏡下觀察，其發現活性碳表面均有微生物生長，而且以濾床頂端之微生物量最大，雖然GAC及BAC床均有微生物附著，但有機物在GAC床之去除機制，作者則認為吸附較生物分解作用更為重要。Servais et al.（1991）之研究中則指出有機質在BAC床之去除主要發生在表層之40 cm內。至於生物可利用有機質在BAC床被利用之情形可以圖3表示之（Langlais et al., 1991）。

圖中S表示可為微生物直接利用之基質，其性質應屬低分子量之有機物，H<sub>1</sub>則是可被GAC床上微生物快速分解之BDOC，H<sub>2</sub>則是微生物緩慢分解之BDOC，B<sub>1</sub>則指GAC床上固定之微生物，B<sub>2</sub>則是可吸附及脫附於GAC床之微生物，B<sub>3</sub>則是水相中之微生物。依Servais et al.（1987）之研究指出BDOC之基質可分為三部分，其中低分子量可為生物直接利用之基質含量最小，其所指的應是圖中之S部分，至於其它二部分則是指分子量較大之有機質，在圖中所指的應是H，此基質必需藉由微生物之胞外酵素水解作用（exoenzymatic hydrolysis）才可轉換為微生物可利用之基質，此水解作用則是這類生物可利用有機質被微生物利用之速率決定步驟（rate-limiting），其中水解速率

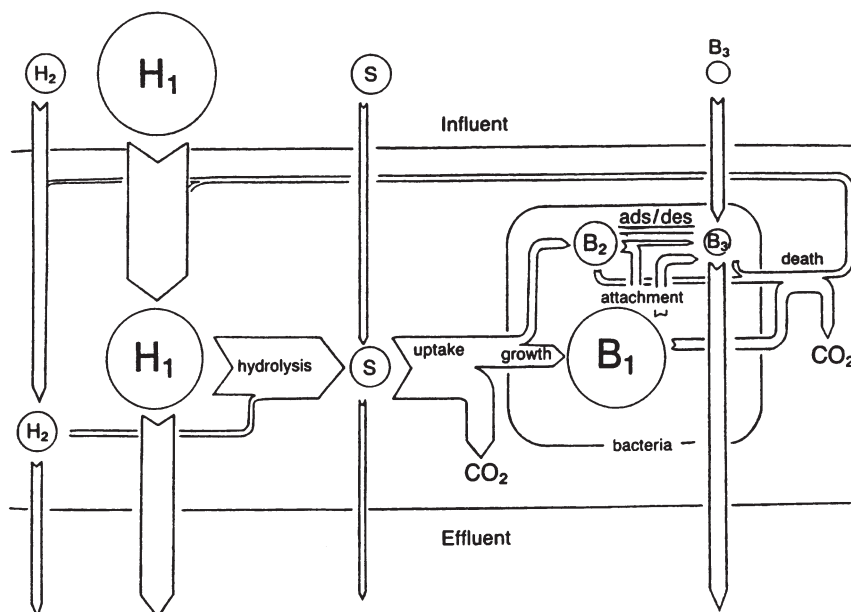


圖3 生物可利用有機質在BAC床被利用之情形 ((Langlais et al., 1991))

大者之基質則稱為 $H_1$ ，水解速率慢者之基質則稱為 $H_2$ 。

#### 4-3-2 EBCT

Swertfeger et al. (1993) 取Ohio河水經Kenton 淨水廠處理，經高錳酸鉀氧化、膠凝沉澱、生物活性砂濾床 (biologically active sand filter) 處理後之出水，再於實驗室通入臭氧，而 $O_3/TOC$  之比值為1，臭氧後出水則進入串聯之砂濾床，其EBCT依序分別控制在1.6、5.3、9.1及12.9 min，其發現BDOC在EBCT為1.6 min即已達到最大去除，之後BDOC之去除並不隨EBCT之增加而有明

顯增加，其推測BDOC去除主要與砂濾床最頂端生物質量 (biomass) 大有關。另Pre'Vost et al. (1992) 則持不同之看法，其試驗結果為 BAC床要去除90%之BDOC，EBCT需控制10-20 min，Servais et al. (1992) 也證實BDOC之去除隨EBCT之增加而增加。

Pr (vost et al. (1992) 及Krasner et al. (1993) 之研究均發現EBCT控制小於4.2 min，即可有效控制AOC及醛類物質，故上述研究者均認為若僅需考量AOC之控制，EBCT時間不需太長即可。另LeChevallier (1992) 之研究則發現，

GAC床與GAC/矽砂濾床對AOC之去除，其值分別為86%及85%，故兩種濾床對AOC之去除差異不大，其並指出當GAC之EBCT為5-10 min時，即可控制AOC值小於100 (g acetate-C/L，當然EBCT更高時，AOC值則相對愈低，而EBCT為20 min，TOC之去除率也可達50%以上。至於Price et al. (1993) 則證實GAC/矽砂濾床在EBCT為4.5 min及22.5 min之間，對AOC去除無明顯變化。Zhang et al. (1996 (a) ; 1996 (b)) 以動力模式探討生物濾床去除AOC之實驗發現，濾床對AOC之去除速率 ( $\Delta\text{AOC}/\text{EBCT}$ ) 與進流AOC濃度呈一次相關，故低EBCT時，AOC之去除隨EBCT之增加而增加，而高EBCT時，AOC之去除呈現緩和增加。

### 5-3-3 水溫

有機物在水中之擴散係數 (diffusivity) 及其它動力參數 (kinetic parameter) 與水溫有重大相關，故水溫之變動性對生物濾床之操作有重大之影響 (Huck et al., 1994)。在高緯度國家，由於原水季節性之水溫變化甚大，夏天水溫在20-23°C之間，冬天時則在2-4°C，法國 Servais et al. (1992) 等學者曾深入探討水溫對生物性GAC床上之生物質量及BOM去除之影響。其選擇兩根1 m深且活性碳上已附著微生物之GAC床，濾速採6

m/hr，原水經現場砂濾及臭氧化處理後之出水，導入此兩根GAC床，其中一床水溫控制在7-10°C，另一床則將進水溫度加熱至20°C，兩床之平均固定之生物質量 (以碳計) 相差無幾，其值約為1.29-1.41 (g/mL，當進水之BDOC值為0.3 mg/L，採20°C進水之GAC床對BDOC去除量為0.18 mg/L，採低溫進水者，BDOC去除量僅有0.08 mg/L，此結果表示GAC床在相近之生物質量下，濾床之生物活性在高溫時促使BDOC有60%之去除，低溫時則僅有27%去除，顯然BDOC在生物濾床之去除隨溫度之降低而降低，McMeen et al. (1997) 也證實傳統濾床在冬天對NOM (natural organic matter) 之去除僅5-12%，明顯低於夏季之20-35%，而採用IOCO (iron oxide-coated oliven) 之濾床，其對有機物去除率為32-53%，遠優於傳統濾床。Price et al. (1993) 則發現水溫在小於13°C時，無煙煤/矽砂濾床無法去除AOC值，而溫度對不同濾材，亦有所差異，無煙煤去除AOC較GAC去除AOC受溫度影響大，Krasner et al. (1993) 也證實GAC床受溫度之干擾較少。

### 4-3-3 $\text{O}_3$ /有機物之比值

臭氧劑量會增加生物可利用基質，故理論上臭氧劑量會影響生物濾床對AOC之去除效率，然而依 Huck et al. (1994)

之研究，AOC之去除效率並未隨臭氧劑量之增加而增加。Hu et al. (1999) 將受石化污染之地下水，先經臭氧化再進入GAC床 (EBCT=14 min)， $O_3/TOC$ 控制為 0.02，其對AOC-P17、AOC-NOX及AOC-Total之去除率分別為81.2%、100%及81.8%，其中AOC-NOX較AOC-P17之去除效果高，作者認為乃是NOX菌屬可利用基質之吸附能力較P17菌屬可利用之基質為高所致，而Zhang (1996 (a)) 以臭氧化之原水 ( $O_3/TOC=2$ ) 經生物反應器處理後，也發現AOC-NOX及AOC-P17在濾床之去除率，前者為91-98%，而後者則是78-96%，此結果顯示AOC-NOX較AOC-P17更容易為附著在濾床之微生物所利用。

Kim et al. (1997) 以Minaga湖水進行之模型廠研究，湖水先以微篩 (microfiltration) 處理後，控制 $O_3/DOC$ 為 2.5，再同時進入並聯之BAC床 (EBCT=15 min) 時，其中BAC床操作6個月者對BDOC之去除率73%，而BAC床操作20個月者，其對BDOC之去除率為94%，至於Servais et al. (1991) 在巴黎Choisy-le-Roi 水廠， $O_3/DOC$ 比值控制在 1~3 (EBCT=7-12 min)，GAC床對BDOC平均去除率為40%，然而生物難分解有機物僅有8%之去除，故其認為臭氧化後GAC床對有機物之去除主要為生物作

用而非吸附作用。Cipparone et al. (1997) 取德洲 Lake Austin 之原水於實驗室通入臭氧，再通入覆上生物膜石英砂之層析管，隨 $O_3/TOC$ 比值增加時，原水之BDOC有增加之趨勢，而 $O_3/TOC$  為5時，BDOC去除率36%，較不通入臭氧BDOC去除率6%為高。

#### 4-3-4 濾床之種類

臭氧化後接GAC床之生物活性產生較臭氧化後接無煙煤/矽砂濾床更快速 (Krasner et al., 1993)。根據荷蘭之研究，水經臭氧化後，AOC值約在100至300 (g acetate-C/L，生物濾床仍可將其值降低至低於50 (g acetate-C/L，其中GAC床比無煙煤及矽砂濾床去除AOC之效果更佳 (van der Kooij, 1995; Huck, 1991)，而Tobison et al. (1993) 之研究指出無前臭氧化之無煙煤及矽砂濾床對AOC去除並不明顯，而有前臭氧化者，雖AOC值增加2倍，但經GAC/矽砂濾床後其出水之AOC值為經無煙煤及矽砂濾床出水之一半。

#### 4-4 薄膜對BOM之影響

薄膜處理為另一種可提供清水生物穩定性佳之選擇，尤其是孔徑小之RO (reverse osmosis) 及NF (nanofiltration) 膜，故其有能力去除原水中生物可利用之

有機物質 (BOM)。Nobel (1996) 抽取南加州深層地下水，其水中富含高分子量之腐植質，經孔徑為1000 Da (dalton)，材質為 sulfonated polyether sulfide，進流壓力為621 kpa之薄膜處理，出流水之AOC值較進流水低，其中AOC-P17之變化並不明顯，而以AOC-NOX去除為主，且廢液中之AOC-NOX值為原水之3倍大，故其推測此膜可選擇性去除NOX菌屬可利用之基質。

Escobar et al. (2000) 於實驗室以RO及NF 評估人工原水在不同離子強度、pH及硬度等水質參數對AOC及BDOC之影響，其中RO材質屬cellulose acetate (分子量<100 Da)，而NF表面材質屬aromatic polyamide (分子量為200 Da)，實驗結果經統計軟體分析，發現AOC去除與薄膜型態、離子強度及硬度呈正相關，當離子強度及硬度增加時，薄膜表面之負電性降低，亦即電荷斥力 (charge repulsion) 降低，故有機物去除機制主要受分子量大小控制，亦即在該水質條件下，RO對有機物之去除會較NF為佳；至於BDOC在薄膜之去除經統計分析結果發現，除受離子強度、硬度及薄膜型態影響外，另pH值及前述參數之相互作用也是重要影響因子，因BDOC之有機物性質屬大分子，故其在薄膜之去除果較AOC為佳，而各項水質參數均會影響BDOC之去除，故其認

為BDOC在薄膜之去除受電荷斥力、大小排斥 (size exclusion) 及疏水性質之共同作用影響。另佛羅里達州由 Palm Beach Country 水處理廠以NF膜處理受海水入侵之表面水，發現原水及薄膜出水之AOC值並無明顯變化，且出水之AOC值較進水高出些微，其認為與薄膜以抑制劑 (antiscalant) 及低純度之酸劑清洗有關，但仍可去除96% 之BDOC (Escobar & Randall, 2000)。

## 五、結論及建議

綜合上述之研究文獻，可得如下重要觀念提供實廠設計時之考量：

- (1) 混凝可有效去除水中之BDOC值，然其對AOC之去除，各研究者間有相當之差異性，此應與各地區原水中之有機物性質相關。
- (2) 臭氧及氯雖可增加水中生物可分解之有機質，如AOC及BDOC值，大部分之研究者均發現臭氧後AOC-Total 會增加，且AOC-NOX之增加率會大於AOC-P17，但其後接之生物濾床則可有效控制出水水質，成為生物穩定性之水質。
- (3) 對於生物濾床，有臭氧者濾床之生物活性較無臭氧者強；整體而言，AOC在GAC床上最佳去除效果所需之EBCT較BDOC及NPDOC為低，而

BDOC在濾床上最佳去除所需之時間則各研究者仍有明顯之差異性。故EBCT在工程設計考量，應依其所需去除之物質作一考量較為正確。

- (4) 薄膜程序對於AOC去除效果，受薄膜型態、水中離子強度及硬度影響，而BDOC在薄膜之去除較AOC為佳。

### 參考文獻

- Amy, G., and Debroux, J. (1998) “National Organic Matter (NOM) In Watersheds.” *In The Panel Discussion Of The 4th International Workshop On Drinking Water Quality Management And Treatment Technology*, Taipei, Taiwan, R. O. C.
- AWWARF (1998) “Microbial Impact Of Biological Filtration” , AWWA Research Foundation And American Water Works Association, Denver,CO
- Bouwer, E. J., and Crowe, P. B. (1988) “Biological Processes in Drinking Water Treatment” , *Jour. AWWA*, 80(9):82-93.
- Charnock, C. and Kjonno, O. (2000) “Assimilable Organic Carbon and Biodegradable Dissolved Organic Carbon in Norwegian Raw and Drinking Waters” , *Wat. Res.*, 34(10):2629-2642.
- Cipparone, L.A., Diehl, A.C. and Speitel Jr, G.E. (1997) “Ozoantion and BDOC Removal: Effect on Water Quality” , *Jour. AWWA*, 89(2):84-97.
- De Leer, .E.W.B (1985)” Identification of Intermediates Leading to Chloroform and C-4 Diacids in the Chlorination of Humic Acids” , *Envir. Sci. & Tech.*, 19:512.
- Escobar, I.C. and Randall,A.A. (2000) “ Sample Storage Impact on the Assimilable Organic Carbon (AOC) and Biostability” , *Wat. Res.*,34(5) : 1680-1686.
- Escobar, I.C., Hong, S. and Randall,A.A. (2000) “Removal of Assimilable Organic Carbon and Biodegradable Dissolved Organic Carbon by Reverse Osmosis and Nanofiltration Membranes” , *Jour. Membrane Science*, 175:.1-17
- Frias, J., Ribas, F. and Luchena, F. (1992) “ A Method for the Measurement of Biodegradable Organic Carbon in Water” , *Wat.Res.*, 26(2):255-258.
- Gibbs, R.A., Scutt, J.E., and Croll, B.T., (1993), “ Assimilable Organic Carbon Concentrations and Bacterial Numbers

- in a Water Distribution” , *Wat. Sci. Tech.*, 27(3-4):159~166.
- Hu, J.Y., Wang, Z.S., NG, W.J. and Ong, S.L. (1999) “The Effect of Water Treatment Processes on the Biological Stability of Potable Water” , *Wat.Res.*33 (11):2587-2592.
- Huck, P. M. (1990) “Measurement of Biodegradable Organic Matter and Bacterial Growth Potential in Drinking Water.” *Jour. AWWA.* 82(7):78-86.
- Huck, P. M. Zhang, S. and Price, M.L.(1994) “BOM Removal During Biological Treatment :A Firstorder Model” , *Jour. AWWA*, 86(6):61-71.
- Huck, P.M., Fedorak, P.M., and Anderson, W.B., (1991), “ Formation and Removal of Assimilable Organic Carbon During Biological Treatment “, *Jour. AWWA*, 83(12):69-80.
- Janssens, J. G., Meheus, J., and Dirickx, J. (1985) “Ozone Enhanced Biologocal Activated Carbon Filtration and Its Effect on Organic Matter Removal and in Particular on AOC Reduction” , *Wat. Sci. Tech.*,17:1055-1068.
- Joret, J. C., Levi, Y., Dupin, T., and Gilbert, M. (1988) “ Rapid Methods for Estimating Bioliminable Organic Carbon in Water.” *Proceedings AWWA Annual Conference*, Orlando, FL.
- Kainulainen, T.K., Tuhkanen, T.K., Vartianinen, T.K. and Kalliokoski, P.J. (1995) “ Removal of Residual Organics from Drinking Water By Ozonation And Activated Carbon Filtration: A Pilot Plant Study” , *Ozone Sci. & Tech.*, 17:449-462.
- Kaplan, L. A., Ribas, F., Joret, J. C., Volk, C., Frias, J., and Lucena, F. (1996) *Measurement of Biodegradable Organic Matter with Biofilm Reactors*, AWWARF, Denver, Colo.
- Kaplan, L.A. and Lechevallier, M.W., (1993), “Assimilable Organic Carbon Measurement Techniques” , AWWARF, Denver,CO.
- Kaplan, L.A., Bott, T.L. and Reasoner, D.J. (1993) “Evaluating and Simplification of The Assimilable Organic Carbon Nutrient Bioassay for Bacterial Growth In Drinking Water” , *Appl. Envir. Microbiology*, 59(5):1532-1539
- Kaplan, L.A., Reasoner, D.J. and Rice, E.W. (1994) “An Survey of BOM in US Drinking Water” , *Jour. AWWA.*, 86(2) : 121-132.
- Kemmy, F.A., Fry, J.C. and Breach, R.A.

- (1989) “Development and Operational Implementation of a Modified and Simplified Method for Determination of Assimilable Organic Carbon (AOC) In Drinking Water” , *Wat. Sci. Tech.* , 21(3):155-159.
- Kim, W.H., Nishijima, W., Baes, A.U. and Okada, M. (1997) “Micropollutant Removal Removal with Saturated Biological Activated Carbon (BAC) in Ozonation-BAC Process” , *Wat. Sci. Tech.*,36(12):.283-298.
- Krasner, S.W., Scilimenti, M.J. and Coffey, B.M. (1993) “Testing Biologically Active Filters for Removing Aldehydes Formed during Ozonation” , *Jour.AWWA*, 85(5):62-71.
- Langlais, B., Reckhow, D. A., and Brink, D. R. (1991) *Ozone In Water Treatment : Application and Engineering*. Cooperative Research Report, AWWARF And Compagnie Generale Des Eaux. Lewis Publishers, Chelsea, Michigan.
- Lechevallier, M. W. (1990)” Coliform Regrowth in Drinking Water: A Review” , *Jour. AWWA*, 82(11):74-86.
- Lechevallier, M.W. (1999) “The Case for Maintaining a Disinfectant Residual” , *Jour.AWWA*, 91(1):86-94..
- Lechevallier, M.W., Babcock, T.M. and Lee, R.G. (1987) “Examination and Characterization of Distribution System Biofilms” , *Applied and Environmental Microbiology*, 53(12):2714-2724.
- Lechevallier, M.W., Olson, B.H., and Mcfeters, G.A (1990) “Assessing and Controlling Bacterial Regrowth in Distribution Systems” , Dever, Colo., AWWAFR And AWWA.
- Lechevallier, M.W., Schulz, W. and Lee, R.G. (1991) “Bacteria Nutrient in Drinking Water” , *Applied And Environmental Microbiology*, 57(3): 857-862.
- Lee, S.H., O'Connor, J.T. and Banerji, S.K. (1980) “Biologically Mediated Corrosion and Its Effects on Water Quality in Distribution Systems” , *Jour. AWWA*,72(11):636-645.
- Levy, R.V., Cheetham, R.D., Davis, J., Winer, G., and Hart, F.L. (1984) “Novel Method for Studying the Public Health Significance of Macroinvertebrates Occurring in Potable Water” , *Applied And Environmental Microbiology*, 47(5): 889-894.

- Mcmeen, C.R. and Benjamin, M.M. (1997) " NOM Removal by Slow Sand Filtration through Iron Oxide-Coated Olivine" , *Jour. AWWA*, 89 (2):57-71.
- Miltner, R.J., Shukairy, H.M. and Summers, R.S. (1992) " Disinfection By-Product Formation and Control by Ozonation and Biotreatment" , *Jour. AWWA*, 84(11): 53-62.
- Orlandini, E., Kruithof, J. C., Van Der Hoek, J. P., Siebel, M. A., and Schippers, J. C. (1997). "Impact of Ozonation on Disinfection and Formation of Biodegradable Organic Matter And Bromate" , *J Water SRT- Aqua*, 46(1) : 20-30.
- Owen, D.M and Chowdhury, Z.K. The Role of Surrogates for Natural Organic Matter in Water Treatment, September 19-22 1993, Chamonix, France, Pp.115-125.
- PréVost, M., Coallier, J., Mailly, J., Desjardins, R., and Duchesne, D., (1992), "Comparison of Biodegradable Organic Carbon (BDOC) Techniques for Process Control" , *J. Water SRT- Aqua* , 41(3):141-
- Price, M., Bailery, R.W., Enos, A.K., Hook, M. and Hermanowicz, S.W. (1993)" Evaluating of Ozone/Biological Treatment for Disinfection Byproducts Control and Biologically Stable Water" , *Ozone Sci. & Tech.*, 15:95-130.
- Rittmann, B. E., and Snoeyink, V. L. (1984)" Achieving Biologically Stable Drinking Water" , *Jour. AWWA*, 76(10):106-114.
- Servais, P., Anzil, A., and Ventresque, C. (1989)" Simple Method for Determination of Biodegradable Dissolved Organic Carbon in Water" , *Appl. Envir. Microbiology.*, 55(10): 2732-2734.
- Servais, P., Anzil, A., And Ventresque, C. (1989)" Simple Method For Determination Of Biodegradable Dissolved Organic Carbon In Water" , *Appl. Envir. Microbiology.*, 55(10): 2732-2734.
- Servais, P., Billen, G., and Hasco(T, M.C., (1987), " Determination of the Biodegradable Fraction of Dissolved Organic Matter in Waters " , *Wat. Res.*, 21(4):445-450.
- Servais, P., Billen, G., Bouillot, P., and Benezet, M. (1992) "A Pilot Study of Biological GAC Filtration in Drinking

- Water Treatment , *Jour. Water SRT-Aqua*,41(3):163-168.
- Servais, P., Billen, G., Ventresque,C. and Bablon, G.P. (1991), “Microbial Activity in GAC Filters at The Choisy-Le-Roi Treatment Plant” , *Jour. AWWA* , 83(2):62-68.
- Swertfeger, J.W., Summer, R.S., Miltner, R.J., Rice, E.W., Dryfuse, M.J. and Nolan,S.A. (1993) “The Control of Ozonation By-Products by Biologically Filtration” , Proceedings Annual Conference, June 6-10, 1993, San Antonio, Texas, Pp.831-856.
- Te Welscher, R.A.G., Schellart, J.A. and de Visser, P.M. (1998) “ Experience with Fifteen Years of Drinking Water Distribution Without a Chlorine Residual” , *Paper presented at the Specialized Conference on Drinking Water Distribution With or Without Disinfectant Residua*, 28-30 September 1998, Muleim and der Ruhr, Germany
- Tobison, J.E., Edzwald, J.K., Reckhow, D.A. and Switzenbaum, M.S. (1993) Effect of Preozonation on Organics Removal by In-Line Direct Filtration, *Wat. Sci. Tech.*, 27:11:81-90.
- Vahala, R., Ala-Perijari, T., Rintala, J. and Laukkanen, R. (1998) “ Evaluating Ozone Dose for AOC Removal in Two-Step GAC Filter” , *Wat.Sci.Tech.* 37(9) :113-120..
- Van der Kooij, D., van Lieverloo, J.H.M., Schellart, J. and Hiemstra, P. (1999) “ Maintaining Quality without a Disinfectant Residual” , *Jour. AWWA*, 91(1), pp.55-64.
- Van Der Kooij, D. & Veenendaal, H.R., (1995), *Determination of The Concentration of Easily Assimilable Organic Carbon (AOC) in Drinking Water with Growth Measurements Using Pure Bacterial Cultures* , SWE 95.002, KIWA, Nieuwegein, Netherlands.
- Van Der Kooij, D. (1992) “Assimilable Organic Carbon As an Indicator of Bacterial Regrowth” , *Jour. AWWA*, 84(2) : 57-65.
- Van Der Kooij, D. (1995) “Significance and Assessment of The Biological Stability of Drinking Water,” *The Handbook Of Environmental Chemistry*. J. Hrubec, Vol.5, Ed., Springer-Verlag, Berlin, Germany. 89-102.
- Van Der Kooij, D., (1990), “ Assimilable

- Organic Carbon (AOC) in Drinking Water”, in *Drinking Water Microbiology*, G.A. Mcfeter, Ed., Springer-Verlag, New York.
- Van Der Kooij, D., Hijnen, W. A. M., and Kruithof, J. C. (1989) “The Effect of Ozonation, Biological Filtration and Distribution on the Concentration of Easily Assimilable Organic Carbon (AOC) in Drinking Water”, *Ozone Sci. & Engi.*, 11 : 297-311.
- Van Der Kooij, D., Visser, A., and Hijnen, W. A. M. (1982) “Determining the Concentration of Easily Assimilable Organic Carbon in Drinking Water”, *Jour. AWWA*, 74(10) : 540-545.
- Volk, C., Bell, K., Ibrahim, E., Verges, D., Amy, G., and Lechevallier, M. (2000) “Impact of Enhanced and Optimized Coagulation on Removal of Organic Matter and Its Biodegradable Fraction in Drinking Water”, *Wat. Res.*, 34(12) : 3247-3257.
- Wierenga, J.T. (1985) “Recovery of Coliforms in The Presence of Free Chlorine Residual”, *Jour. AWWA*, 77(11):83-88.
- Yeh, H.H., Shy, H.R., Tseng, I.C. and Lai, W. L. (2000) “Chlorine Residual and Assimilable Organic Carbon (AOC) for Drinking Water Quality Control in Taiwan”, *Jour. of the Chinese Institute of Environmental Engineering*, Vol.10, No.2, pp.87-94 .
- Zhang, A. and Huck, P.M. (1996 (A)) “Parameter Estimation for Biofilm Processes in Biological Water Treatment”, *Wat. Res.* 30 (2):456-464.
- Zhang, A. And Huck, P.M. (1996 (B)) “Removal of AOC in Biological Water Treatment Processes: A Kinetic Modeling Approach”, *Wat. Res.* 30 (5):1195-1207.

# 自來水設施耐震工法指南及解說（四）—中

蔡錦松\*

## 4.4 鋼製配水池的耐震計算例

### 4.4.1 概要

鋼製配水池，在常時荷重及地震荷重作用下，其安全性設計的考慮如下。

鋼製配水池之耐震設計是按照使用設計震度、地盤條件、結構物的重要性和自然振動週期等作適當計算。

地面上縱型筒狀鋼製配水池，因為構造簡單且自然振動週期較短，可利用耐震設計震度法計算。然而，近年來的研究顯示，需要以動態分析考慮水槽內動態水壓的影響。

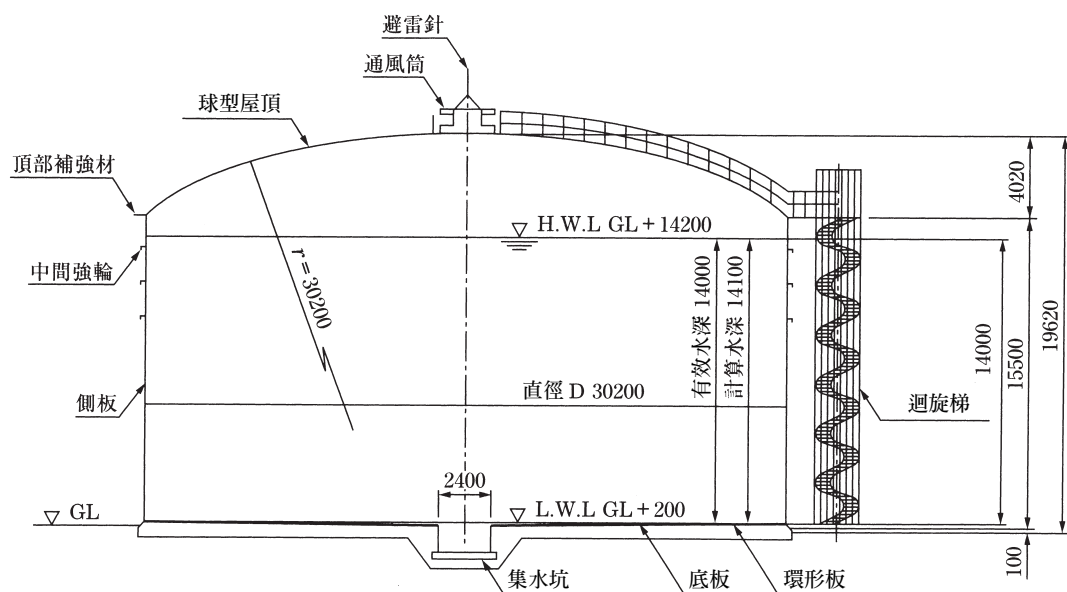


圖-4.4.1 地上縱型筒狀鋼製配水池 一般形狀圖

### 4.4.2 設計條件

圖-4.4.1 表示內徑  $30.2\text{ m}$ ，高度  $15.5\text{ m}$ （有效水深  $14\text{ m}$ ）的地面縱型筒狀鋼製配水池其頂蓋、側板和底板等主要結構物為鋼構造，耐震計算例如

\* 國立成功大學土木工程研究所教授

下所示。

本計算例是計算側板和下端的穩定性。至於其他相關計算可參考（鋼製配水池設計指針 日本水道鋼管協會）。

(1) 基本尺寸

內 徑	$D = 30.200m$
滿 水 深	$H_{max} = 14.200m$
有效水深	$H = 14.000m$
設計水深	$H = 14.000m$
有效貯水量	$W = 10.000m^3$

(2) 設計荷重

積載荷重	$120kgf / m^2$
------	----------------

考慮屋頂的積雪荷重和風壓的影響，另外頂蓋安全檢修時，檢修員與攜帶器具之重量亦要考慮。

單位體積重量

鋼 材	$\gamma_s = 7.85 tf / m^3$
水	$\gamma_w = 1.00 tf / m^3$

4.4.3 地震力

1) 配水池的自然振動週期

滿池時的自然振動週期可依下列計算式獲得。

$$\begin{aligned}
 T &= \frac{\pi l^2}{a} \sqrt{\frac{2q'}{3gE} \left\{ 1 + 12 \left( \frac{a}{l} \right)^2 \right\}} \\
 &= \frac{14.1^2 \times \pi}{15.1} \sqrt{\frac{2 \times 440}{3 \times 9.8 \times 2.1 \times 10^7} \times \left\{ 1 + 12 \left( \frac{15.1}{14.1} \right)^2 \right\}} \dots\dots\dots (4.4.1) \\
 &= 0.2(s)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q' &= q + \frac{q_0 a}{2t} \frac{\tanh\left(\frac{\sqrt{3} a}{l}\right)}{\sqrt{3} a} \\
 &= 7.85 + \frac{1.0 \times 15.1}{2 \times 0.009} \times \frac{\tanh\left(\frac{\sqrt{3} \times 15.1}{14.1}\right)}{\frac{\sqrt{3} \times 15.1}{14.1}} \dots\dots\dots (4.4.2) \\
 &= 440 (tf / m^3)
 \end{aligned}$$

式中， $T$ ：滿水時的自然振動週期( $s$ )

$l$ ：設計水深( $14.100 m$ )

$\alpha$ ：配水池的半徑( $15.100 m$ )

$q$ ：配水池的單位體積重量 ( $tf / m^3$ ) ( $q = \gamma_s = 7.85 tf / m^3$ )

$g$ ：重力加速度 ( $9.8 m / s^2$ )

$E$ ：鋼材的彈性係數 ( $2.1 \times 10^7 tf / m^2$ )

$\lambda_w$ ：水的單位體積重量 ( $1.00 tf / m^3$ )

$t$ ：側板的平均板厚( $0.009 m$ )

## 2) 設計震度

配水池的自然振動週期： $T = 0.2 (s)$

地盤種類：第 II 類地盤

設施的重要性：A 級

### ①第 1 級地震的耐震設計

設計水平震度

$$K_{h1} = C_z \cdot K_{h01} \quad (4.4.3)$$

式中， $K_{h1}$ ：第 1 級地震的水平設計震度係數

$C_z$ ：區域修正係數

$K_{h01}$ ：結構物重心處的水平震度係數 ( $0.25$ ，第 II 類地盤)

$$K_{h1} = 1.0 \times 0.25 = 0.25$$

44 自來水會刊第二十卷第四期⑧

設計垂直震度

$$K_{v1} = \frac{K_{h1}}{2} = \frac{0.25}{2} = 0.13$$

②第 2 級地震的耐震設計

設計水平震度

$$K_{h2} = C_s \cdot K_{h02} \quad (4.4.4)$$

式中， $K_{h2}$ ：第 2 級地震的水平設計震度係數

$C_s$ ：結構物特性係數（0.529 參考 5  $C_s$  的計算）

$K_{h02}$ ：結構物重心處的水平震度係數（1.4，第 II 類地盤結構物的自然振動週期  $T=0.2s$ ）

$$K_{h2} = 0.529 \times 1.4 = 0.74$$

設計垂直震度

第 2 級地震的耐震設計垂直震度不用計算。

3) 容許應力

一般設計所使用的降伏點和容許應力如表-4.4.1 所示。

表-4.4.1 降伏點和容許應力

材料	板厚 (mm)	降伏點 (kgf/cm <sup>2</sup> )	容許拉應力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	容許剪應力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	備註
SS400	$t \leq 16$	2,500	1,500	870	容許拉應力為 降伏點的 60%
SM400	$t > 16$	2,400	1,440	830	
SS490	$t \leq 16$	3,300	1,980	1,220	
SM490	$t > 16$	3,200	1,920	1,110	

4) 地震時的安全性檢討

① 第 1 級地震

容許應力  $\times 1.5$

② 第 2 級地震

降伏點

地震時的安全性檢討，通常須針對第 1 級地震及第 2 級地震各別

檢討。依本計算例而言，就第 1 級地震對第 2 級地震之設計震度比值與第 1 級地震的容許應力對第 2 級地震降伏點的比值來做比較，可以看出第 2 級地震的安全性較差。

5)  $C_s$  (結構物特性係數) 的計算

鋼製配水池的耐震設計採用之結構物特性係數  $C_s$  可根據「容器構造設計指針同解說 (日本建築學會) 地上筒型貯水槽耐震設計」以下式求得。該計算式，在阪神地震發生後，已依其妥當性而再次修改 (1996 年 10 月)。

$$C_s = D_h \cdot D_\eta \dots\dots\dots (4.4.5)$$

$$C_s = \frac{1.42}{1+3h+1.2\sqrt{h}} \times \frac{1}{\sqrt{1+3\left(\frac{T_f}{T_e}\right)^2}}$$

$$= \frac{1.42}{1+3 \times 0.10+1.2\sqrt{0.10}} \times \frac{1}{\sqrt{1+3\left(\frac{0.21}{0.292}\right)^2}}$$

$$= 0.529$$

式中， $C_s$ ：結構物特性係數 (考慮結構物側板的挫屈行爲)

$D_h$ ：由結構物衰減性而定出的數值

$D_\eta$ ：由結構物塑性變形能力而定出的數值

$h$ ：衰減定數

$T_f$ ：儲槽的固定重量所對應的第一振態自然振動週期

$T_e$ ：有效週期 (s)

$$T_e = \sqrt{T_f^2 + T_1^2} = \sqrt{0.21^2 + 0.199^2} = 0.292(s) \dots\dots\dots (4.4.6)$$

$$T_f = \frac{2}{\lambda} \sqrt{\frac{W_0}{\pi \cdot g \cdot E \cdot t_{1/3}}} = \frac{2}{0.335} \times \sqrt{\frac{10^7}{\pi \times 980 \times 2.1 \times 10^6 \times 1.2}} = 0.21(s) \dots\dots\dots (4.4.7)$$

$$\begin{aligned} \lambda &= 0.067 \left( \frac{H_L}{D} \right)^2 - 0.30 \left( \frac{H_L}{D} \right) + 0.46 \\ &= 0.067 \left( \frac{1400}{3020} \right)^2 - 0.30 \left( \frac{1400}{3020} \right) + 0.46 \dots\dots\dots (4.4.8) \\ &= 0.335 \end{aligned}$$

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{f_f W_0}{g K_1}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.51 \times 10^7}{980 \times 5.18 \times 10^6}} = 0.166(s) \dots\dots\dots (4.4.9)$$

$$f_f = \frac{\tanh\left(\sqrt{3} \cdot \frac{\alpha}{H}\right)}{\sqrt{3} \cdot \frac{\alpha}{H}} = \frac{\tanh\left(\sqrt{3} \cdot \frac{1510}{1400}\right)}{\sqrt{3} \cdot \frac{1510}{1400}} = 0.51 \dots\dots\dots (4.4.10)$$

式中， $T_1$ ：上浮模態對應的週期（s）

$g$ ：重力加速度（ $980 \text{ cm/s}^2$ ）

$W_0$ ：總重量（ $10,000 \text{ tf}$ （ $10^7 \text{ kgf}$ ））

$E$ ：側板材料的彈性係數（ $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ ）

$t_{1/3}$ ：底面以上 1/3 有效水深處的側板板厚（ $1.2 \text{ cm}$ ）

（靜態水壓對於必要板厚使用算出）

$D$ ：儲槽內徑（ $3,020 \text{ cm}$ ）

$H$ ：有效水深（ $1,400 \text{ cm}$ ）

$f_f$ ：固定液量率

$K_1$ ：水平彈簧係數（ $\text{kgf/cm}$ ）

$$K_1 = \frac{48.7R^3 k_1}{H^2} = \frac{48.7 \times 1.510^3 \times 60.59}{1,400^2} = 5.18 \times 10^6 \text{ (kgf/cm)}$$

$$q_y = \frac{2t\sqrt{1.5P\sigma_y}}{3} \tag{1}$$

$$\delta_y = \frac{3t\sigma_y^2}{8EP} \tag{2}$$

$$k_1 = \frac{q_y}{\delta_y} \tag{3}$$

將式(1)、(2)代入(3)

$$k_1 = \frac{16EP\sqrt{1.5P\sigma_y}}{9\sigma_y^2} = \frac{16 \times 2.1 \times 10^6 \times 1.4 \times \sqrt{1.5 \times 1.4 \times 2,500}}{9 \times 2,500^2} = 60.59 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

式中， $R$ ：貯槽內半徑（1510 cm）

$k_1$ ：單位寬度平均彈簧係數（kgf/cm）

$P$ ：靜態水壓（1.4 kgf/cm<sup>2</sup>）

$\sigma_y$ ：降伏強度（2,500 kgf/cm<sup>2</sup>）

$q_y$ ：單位寬度平均抗浮力（kgf/cm）

$t$ ：底板板厚（cm）

$\delta_y$ ：降伏應力時上浮變形量（cm）

#### 4.4.4 側板的計算

根據耐震設計，依各段水頭壓計算其側板的板厚。

##### 1) 側板的配置

為考慮工場製作完成後運送到現場的方便性，在此設定側板高為 2.4 m。

配置側板時，由下端每 2.4 m 為一段，往上配置，最上端若有不足 2.4 m 者，則調整上端至規格要求之尺寸。

##### 2) 一般情況檢討

根據靜態水壓計算側板板厚。

側板的最小板厚，由以下公式計算。

$$t = \frac{D(H-0.3)\rho}{2f \cdot m} + C \quad (4.4.11)$$

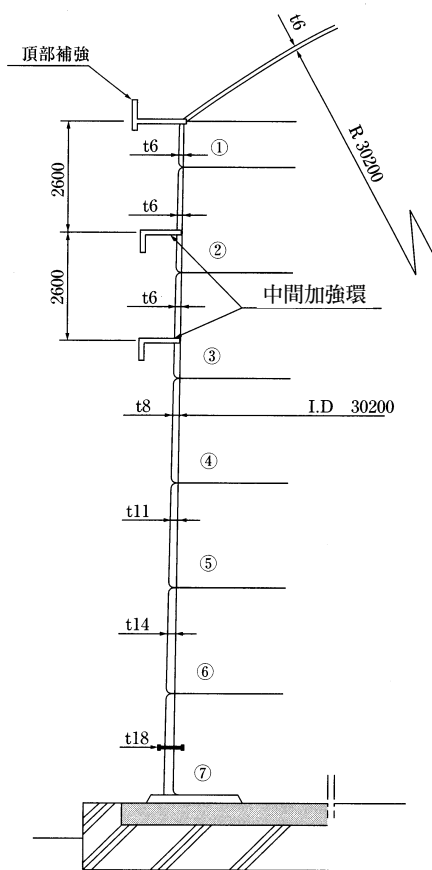
式中， $t$ ：最小板厚（mm）

$D$ ：配水池內徑（30.2 m）

$H$ ：各段下端到配水池水面的水位高（m）

表-4.4.2 側板的板厚計算

側板編號	各段高 (m)	各段下端到水面之水位高 (m)	計算板厚 (mm)	使用板厚 (mm)	材質
①	1.1	—	—	6	SS400
②	2.4	2.1	0.1	6	"
③	2.4	4.5	5.0	6	"
④	2.4	6.9	7.9	8	"
⑤	2.4	9.3	10.7	11	"
⑥	2.4	11.7	13.5	14	"
⑦	2.4	14.1	17.1	18	"



註①到⑦為側板編號

圖-4.4.2 側板的板厚

$\rho$ ：水的比重（1.0）

$f$ ：材料容許拉應力（ $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ） $= 0.6 \sigma_y$

$\sigma_y$ ：材料降伏應力（ $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ）

$m$ ：焊接部之折減係數，本計算例採  $m = 0.85$

$C$ ：防銹蝕厚度（ $\text{mm}$ ）本計算例採  $C = 0$

由計算可知，配水池的內徑為  $30.2 \text{ m}$ 時，其最小厚度  $t = 6 \text{ mm}$ 。

#### 4.4.5 地震時的檢討

##### 1) 地震時荷重

地震時的受力狀況不只考慮一般情況荷重，還要檢討下列各種形式的作用力。

- ① 結構物的自重和附屬設施的慣性力
- ② 積載荷重（多雪區域應包含積雪荷重）的慣性力
- ③ 水平方向地震引起的水平力和彎矩
- ④ 水平方向地震引起的動態水壓
- ⑤ 水面晃動之影響

地震時作用在鋼製配水池的動態水壓力可由動態水壓分佈積分求得。利用等值質點模式換算成與側板一起運動的重量，稱為固定重量  $W_0$ ，而水面的運動與側板的運動沒有關係，可以分開考慮，稱為自由重量  $W_1$ 。

固定重量  $W_0$ 是有關水和側板相互作用的重量，是屬於短週期震動反應。

自由重量  $W_1$ 是有關水面附近水晃動造成的重量，是屬於長週期震動反應。

一般動態水壓不大，在頂蓋和水面的剩餘高度很低的情形，頂蓋受水面晃動衝擊的壓力變大，較可能發生頂蓋和側板頂部的破壞。對於側

板的圓周方向應力，靜態水壓的增加會使其增高，地震時的動態水壓增加也會使其應力增高。

就鋼製配水池固定重量的短週期振動型的週期與自由重量的長週期振動型的週期而言，通常是不同的，短週期振動的後半會產生長週期振動，兩者的重疊效果是可以忽視的。

就動態水壓的檢討而言，高度低者，在水槽  $H/D$  不在 2.0 以上者，均能適用簡略式的計算。

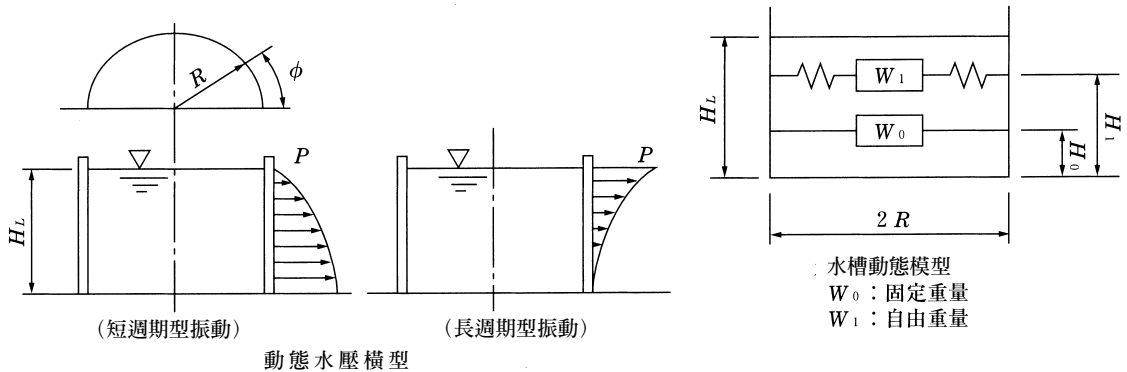


圖-4.4.3 配水池的動態水壓模式

(1) 積載荷重和自重的慣性力

積載荷重和自重的慣性力和傾倒力矩用表-4.4.3 表示。

表-4.4.3 慣性力的計算

	垂直力( $tf$ )	水平力( $tf$ )	作用高度( $m$ )	傾倒力矩( $tf \cdot m$ )
積載荷重和頂蓋自重	121.8	90.1	17.5	1576.8
側板	121.1	89.6	5.92	515.6
底板	50.0	37.0		
小計	292.9	216.7	23.42	2092.4

頂蓋的積載荷重可能包含有積雪荷重，而地震荷重和積雪荷重能夠同時作用的可能性是地震荷重與一般情況荷重（假設為  $60 \text{ kgf/m}^2$ ）同時作用 1/2。

地震時的積載荷重和頂蓋自重以下式表示。

$$W_R'' = \frac{\pi}{4} \times 30.2^2 \times (0.2 - 0.03) = 121.8 (tf)$$

(2) 動態水壓的水平力

根據下式計算

$$P = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot K_{h2} \cdot \pi R \cdot H_L^2 \cdot \tanh(\sqrt{3} \cdot R / H_L) = 3,874.1 (tf) \dots\dots\dots (4.4.12)$$

式中， $P$ ：動態水壓的水平力

$K_{h2}$ ：設計水平震度  $1.4 \times 0.529 = 0.74$

$R$ ：配水池的半徑 ( 15.1m )

$H_L$ ：平均水深 ( 14.175m )

動態水壓的水平力作用高度以下式計算

$$H_0 = 3/8 \cdot H_L = 5.316(m) \dots\dots\dots (4.4.13)$$

式中， $H_0$ ：動態水壓的水平力作用高度 ( m )

動態水壓的傾倒力矩以下式計算

$$M_0 = P \cdot H_0 = 20,594.7 (tf \cdot m) \dots\dots\dots (4.4.14)$$

式中， $M_0$ ：動態水壓的傾倒力矩 (  $tf \cdot m$  )

(3) 設計水平力

根據地震時的慣性力與動態水壓求得設計水平力，以下式計算

$$Q_{dw} = P + (W_R'' + W_S + W_B) \cdot K_{h2} = 3,874.1 + 216.7 = 4,090.8 (tf) \dots\dots\dots (4.4.15)$$

式中， $Q_{dw}$ ：設計水平力 (  $tf$  )

$P$ ：動態水壓的水平力 (  $tf$  )

$W_R$ ：地震時積載荷重和頂蓋自重 ( 121.8  $tf$  )

$W_S$ ：側板的重量 ( 121.1  $tf$  )

$W_B$ ：底板的重量 ( 50.0  $tf$  )

由設計水平力計算總傾倒力矩，以下式計算。

$$M_1 = M_0 + (W_R'' \cdot H_R + W_S + H_S) \cdot K_{h2} \\ = 20,594.7 + 2,092.4 = 22,687.1 (tf \cdot m) \dots\dots\dots (4.4.16)$$

式中， $M_1$ ：傾倒力矩（ $tf \cdot m$ ）

$M_0$ ：動態水壓的傾倒力矩（ $tf \cdot m$ ）

$H_R$ ：頂蓋重心的高度（ $17.5 m$ ）

$H_S$ ：側板重心的高度（ $5.92 m$ ）

(4) 水平方向地震作用在側板的動態水壓分佈

水平方向地震的動態水壓分佈來求側板圓周方向應力，以下式計算。

$$P_w(Z, \phi) = \sqrt{3} \cdot K_{h2} \cdot \rho \cdot H_L \cdot \left\{ \frac{(H_L - Z)}{H_L} - \frac{1}{2} \left( \frac{(H_L - Z)}{H_L} \right)^2 \right\} \cdot \tanh \left( \frac{\sqrt{3}D}{2H_L} \right) \cdot \cos \phi \dots (4.4.17)$$

式中， $P_w$ ：動態水壓分佈

$K_{h2}$ ：設計水平震度（ $0.74$ ）

$Z$ ：側板到配水池底面的高度（ $m$ ）

$\phi$ ：地震作用到軸線的角度

$H_L$ ：最高水面高度（ $14.1 m$ ）

$D$ ：配水池的內徑（ $30.2 m$ ）

$\rho$ ：水的密度（ $1.0 \text{ } tf \cdot m^2$ ）

$g$ ：重力加速度（ $9.8 \text{ } m/s^2$ ）

動態水壓分佈的計算結果見表-4.4.4 所示。

表-4.4.4 水平方向地震動作用在側板的動態水壓分佈

側板 編號	$Z$ ( $m$ )	$\sqrt{3}K_{h2}\rho \cdot gH_L \tanh \left( \frac{\sqrt{3}D}{2H_L} \right)$	$\frac{H_L - Z}{H_L}$	$\frac{1}{2} \left( \frac{H_L - Z}{H_L} \right)^2$	$\frac{H_L - Z}{H_L} - \frac{1}{2} \left( \frac{H_L - Z}{H_L} \right)^2$	動態水壓 ( $tf / m^2$ ) $P_w(Z, 0)$
①	14.4	17.20	-	-	-	-
②	12.0	17.20	0.149	0.011	0.138	2.374
③	9.6	17.20	0.319	0.051	0.268	4.610
④	7.2	17.20	0.489	0.120	0.369	6.374
⑤	4.8	17.20	0.660	0.218	0.442	4.602
⑥	2.4	17.20	0.830	0.344	0.486	8.359
⑦	0.0	17.20	1.000	0.500	0.500	8.600

(5) 水面晃動引起的水面最大變位

i) 水面晃動的自然振動週期

水面晃動的頻率

$$\omega^2 = \frac{1.84g}{R} \tanh\left(1.84 \frac{H_L}{R}\right) = 1.121(1/s^2) \dots\dots\dots (4.4.18)$$

式中， $\omega$ ：水面晃動的自然振動（1/s）

$H_L$ ：平均水深（14.175 m）

$R$ ：配水池的半徑（15.1 m）

$g$ ：重力加速度（9.8 m/s<sup>2</sup>）

水面晃動的振動週期  $T = \frac{2\pi}{\omega} = 5.934 (s)$

式中， $T$ ：水面晃動的振動週期（s）

ii) 水面晃動的最大波高

水面自由振動的最大角振幅

$$\theta_h = 1.534 \frac{A_1}{R} \tanh\left(1.84 \frac{H_L}{R}\right)$$

式中， $\theta_h$ ：水面自由振動的最大角振幅（rad）

$A_1$ ： $W_1$ 的最大變位（cm）

最大變位  $A_1$ 可由水面晃動的振動週期所對應的速度反應譜計算。

$$A_1 = \frac{S}{\omega} = \frac{105.3}{1.0588} = 99.45 (cm)$$

式中  $S$ ：速度反應譜=105.3（cm/s）

$$\theta_h = 0.0948 (rad)$$

因水面晃動而造成水面之最大波高由下式計算。

$$d_{max} = \frac{0.408 \cdot R \cdot \coth\left(1.84 \frac{H_L}{R}\right)}{\frac{g}{\omega \theta_h R} - 1} = 1.288(m) \leq 1.4(m) \quad (=15.5m - 14.1m) \dots (4.4.19)$$

2) 檢討因地震作用在側板上產生的應力

依下述項目檢討因地震作用而在側板上產生的應力。

- ① 檢討側板的壓縮應力
- ② 檢討側板的圓周方向應力
- ③ 評估合成應力（圓周方向應力與軸方向應力）

水平方向地震作用時的壓縮應力，是根據一般情況荷重的壓縮應力與地震時的設計水平力求得的傾倒力矩來計算圓筒軸方向壓縮應力。

側板圓周方向應力為靜態水壓水平向應力與地震動態水壓水平向應力之和。

對側板而言，受到圓周方向應力與軸壓縮應力的合力作用較單獨受力的場合容易達到降伏。

就本計算而言，應檢查圓周方向應力和軸向壓縮應力之絕對值的和是否在降伏點以內。側板達到降伏的狀態前，會發生側板因挫屈原因而破壞的情形。

(1) 壓縮應力的計算

根據設計水平力求得的傾倒力矩計算水平方向地震動引起的壓縮應力。

$$\sigma_{CH} = \left( \frac{4M}{\pi D^2 t} \right) \dots \dots \dots (4.4.20)$$

式中， $M$ ：作用在側板的傾倒力矩

$\sigma_{CH}$ ：側板壓縮應力

$D$ ：配水池的內徑（30.2 m）

$t$ ：側板板厚（m）

$$M = \left(1 - \frac{h}{H_L}\right)^2 M_1 \dots\dots\dots (4.4.21)$$

式中， $M$ ：作用在側板下端的傾倒力矩（22678.1  $tf \cdot m$ ）

$h$ ：側板各端下端到底面的高度（ $m$ ）

$H_L$ ：最大水面高度（14.1  $m$ ）

(2) 動態水壓造成的圓周應力

i) 水平方向地震動動態水壓造成之圓周應力

$$\sigma_{\phi H} = \frac{P_w(h,0)D}{2t} \dots\dots\dots (4.4.22)$$

式中， $\sigma_{\phi H}$ ：側板的各段對應的圓周應力（ $kgf/cm^2$ ）

$P_w$ ：作用在側板上的動態水壓（參考表-4.4.4）（ $kgf/cm^2$ ）

$h$ ：側板各段下端到底面的高度（ $cm$ ）

$D$ ：配水池的內徑（30.2  $m$ ）

$t$ ：應力計算處之側板板厚（ $cm$ ）

ii) 合成圓周應力

因地震作用在側板的合成圓周應力，以下式求得。

$$\sigma_{\phi} = \sigma_{\phi H} + \sigma_{\phi 0}$$

式中， $\sigma_{\phi}$ ：合成圓周應力（ $kgf/cm^2$ ）

$\sigma_{\phi H}$ ：動態水壓造成之圓周應力（ $kgf/cm^2$ ）

$\sigma_{\phi 0}$ ：靜態水壓造成之圓周應力（ $kgf/cm^2$ ）

靜態水壓造成之圓周應力以下式計算。

$$\sigma_{\phi 0} = \frac{\rho g D(H_L - h)}{2t} \dots\dots\dots (4.4.23)$$

式中  $\rho$ ：水的密度（1000  $kgf/m^3$ ）

$g$ ：重力加速度（9.8  $m/s^2$ ）

$H_L$ ：最大水面高度（14.1  $m$ ）

$D$ ：配水池的內徑（30.2 m）

$h$ ：側板各段下端到底面的高度（m）

### (3) 側板應力檢討

檢討側板圓筒軸方向應力  $\sigma_c$  和圓周方向應力  $\sigma_\phi$ ，在此以 Tresca 的最大剪斷力說為準，以  $\sigma_c$  和  $\sigma_\phi$  之絕對值的和與降伏點來評估，如下式所示。

$$\sigma_\phi + \sigma_c < \text{降伏點}$$

側板各段應力檢討的計算結果如表-4.4.5 所示。

表-4.4.5 檢討水平方向地震動作用在側板的應力

側板編號	$h$ (m)	$t$ (m)	$\sigma_{\phi t}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\phi 0}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_\phi$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_\phi + \sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		降伏點 (kgf/cm <sup>2</sup> )
①	14.4	6	-	-	-	26.0	26.0	<	2500.0
②	12.0	6	597.6	528.5	1126.1	39.6	1165.7	<	2500.0
③	9.6	6	1160.5	1132.5	2293.0	83.4	2376.4	<	2500.0
④	7.2	8	1198.1	1302.4	2500.5	119.1	2619.6	>	2500.0
⑤	4.8	11	1043.7	1276.6	2320.3	144.6	2464.9	<	2500.0
⑥	2.4	14	902.0	1261.9	2163.9	172.9	2336.8	<	2500.0
⑦	0.0	18	721.6	1182.8	1904.4	191.2	2095.6	<	2400.0

$\sigma_c$ ：根據一般情況荷重之軸壓縮應力和地震時的傾倒力矩產生壓縮應力之和。

將側板第 4 段板厚由 8 mm 變更成 9 mm 以符合所需，其結果如表-4.4.6 所示。

表-4.4.6 水平方向地震作用下側板的應力檢討（板厚變更後）

側板編號	$h$ (m)	$t$ (m)	$\sigma_{\phi t}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\phi 0}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_\phi$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_\phi + \sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		降伏點 (kgf/cm <sup>2</sup> )
④	7.2	9	1065.0	1157.7	2222.7	106.1	2328.8	<	2500.0

### 3) 側板下端的安全性檢討和穩定性計算

地震時利用設計水平力計算配水池的降伏應力。

地震時的穩定性計算針對設計水平力對於滑動和傾倒做可能性評估。

地震時的水平力和傾倒力矩如表-4.4.7 表示。

表-4.4.7 地震荷重的作用力

	垂直力 (tf)	水平力 (tf)	傾倒力矩一側板下 端 (tf·m)	傾倒力矩一側板下 端 (tf·m)
貯留水	10153.8	-	-	-
動態水壓	-	3874.1	20594.7	46397.0
自重	292.9	216.7	2092.4	2092.4
計	10446.7	4090.8	22678.1	48489.4

(1)側板下端的檢討

設計水平力作用下側板下端的安全性檢討

側板下端的降伏強度評估可由下式計算

$$Q_y \geq Q_{dw} \dots\dots\dots (4.4.24)$$

式中， $Q_y$ ：降伏強度 (tf)

$Q_{dw}$ ：設計水平力 (tf)

$$Q_y = \frac{\pi R^2 \cdot \sigma_{c0} \cdot t}{0.44 H_L} \dots\dots\dots (4.4.25)$$

式中， $\sigma_{c0}$ ：支柱的挫屈應力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$R$ ：配水池的半徑 (15.1 m)

$H_L$ ：最大水面高度 (14.1 m)

$t$ ：側板下端的板厚 (18 m)

支柱的挫屈應力可以下式計算求得

$$\sigma_{c0} = f_{CRS} \left( 1 - \frac{\sigma_\phi}{\phi_y} \right) \dots\dots\dots (4.4.26)$$

式中， $\sigma_y$ ：降伏點 (2,400 kgf/cm<sup>2</sup>)

$\sigma_\phi$ ：側板下端的圓周應力 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$f_{CRS}$ ：基本壓縮挫屈強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

因水平力造成側板下端產生的圓周應力可由大型儲水槽振動

實驗記錄而得下述之實驗式。

$$\sigma_{\phi} = \frac{P}{2.5H_L t} + \frac{W}{\pi R t} \dots\dots\dots (4.4.27)$$

式中， $\sigma_{\phi}$ ：側板下端的圓周應力（ $kgf/cm^2$ ）

$P$ ：設計水平力（3,874.1  $tf$ ）

$H_L$ ：最高水面的高度（14.1  $m$ ）

$t$ ：側板板厚（18  $mm$ ）

$W$ ：儲水的重量（10,153.8  $tf$ ）

$$\sigma_{\phi} = 1,800.3 \text{ ( } kgf/cm^2 \text{ )}$$

基本挫屈強度（ $f_{crs}$ ）可由  $R/t$  決定。當  $R/t = 838.9 > 0.807 \cdot E/\sigma_y = 706.1$  時，基本挫屈強度由下式計算。

$$f_{crs} = 0.8 \frac{E}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \frac{t}{R} \dots\dots\dots (4.4.28)$$

式中， $E$ ：彈性係數（ $2.1 \times 10^6 kgf/cm^2$ ）

$\nu$ ：柏松比（0.3）

$$f_{crs} = 1,212.8 (kgf/cm^2)$$

支柱的挫屈應力  $\sigma_{c0}$

$$\sigma_{c0} = 1,212.8 \times (1 - 1,800.3 / 2,400.0) = 303.2 (kgf/cm^2)$$

降伏強度以下式計算。

$$Q_y = \frac{\pi \cdot R^2 \cdot \sigma_{c0} \cdot t}{0.44 H_L} = 6,298.2(tf) > 4,090.8(tf) \text{ (設計水平力)} \dots\dots\dots (4.4.29)$$

(2) 穩定性計算

穩定計算包括滿水時的滑動，滿水時的傾倒。

i) 滿水時滑動、傾倒的穩定性評估

水平抵抗力以下式計算

$$F_R = \mu W \dots\dots\dots (4.4.30)$$

式中， $F_R$ ：水平抵抗力（ $tf$ ）

$\mu$ ：水槽底面混凝土的靜止摩擦係數（0.6）

$W$ ：貯留水和結構物的重量

$$F_R = 0.6 \times 10,446.7 = 6,268.0(tf) > 4,090(tf) \text{ (設計水平力)}$$

ii) 滿水時傾倒的檢討

考慮因底面作用的動態水壓導致的傾倒力矩。

設計水平力所發生水的等質重量，其動態水壓固定重量如下。

$$W_0 = \frac{\tanh\left(\sqrt{3} \frac{R}{H_L}\right)}{\sqrt{3} \frac{R}{H_L}} W = 5,235.8(tf) \dots\dots\dots (4.4.31)$$

考慮配水池底面的水壓求得設計水平力的作用高度，以下式計算。

$$H_{01} = \frac{1}{8} \left( \frac{4}{\frac{\tanh(\sqrt{3}R/H_L)}{\sqrt{3}R/H_L}} - 1 \right) \cdot H_L \dots\dots\dots (4.4.32)$$

式中， $H_{01}$ ：考慮配水池底面的水壓而算得的水平力作用高度

$R$ ：配水池的半徑（15.1 m）

$H_L$ ：平均水深（14.175 m）

$$H_{01} = 11.975(m)$$

計算傾倒力矩  $M_{01}$

$$M_{01} = W_0 \cdot K_h \cdot H_{01} \dots\dots\dots (4.4.33)$$

式中， $M_{01}$ ：水的等值重量（ $tf$ ）

$K_h$ ：設計水平震度係度

$H_{01}$ ：設計水平力的作用高度（ $m$ ）

$$M_{01} = 46,397.0(tf)$$

因自重和積載荷重慣性力所引致的傾倒力矩，以下式計算。

$$M = 46,397.0 + 2,092.4 = 48,489.4(tf \cdot m)$$

計算滿水時抵抗力矩

$$M_R = 1/2 \cdot D \cdot W \dots\dots\dots (4.4.34)$$

式中， $M_R$ ：抵抗力矩（ $tf \cdot m$ ）

$D$ ：配水池的內徑（ $30.2 m$ ）

$$M_R = 1/2 \times 30.2 \times 10,446.7 = 157,745.2(tf \cdot m) > 48,489.4(tf \cdot m)$$

## 4.5 池狀構結構物之耐震計算範例（依據反應變位法）

### 4.5.1 概要

本節說明如圖-4.5.1 所示池狀結構物（鋼筋混凝土結構）之耐震計算範例。本計算例針對 A-A 斷面進行檢討。採用反應變位法，分別針對第 1 級地震及第 2 級地震進行檢核。

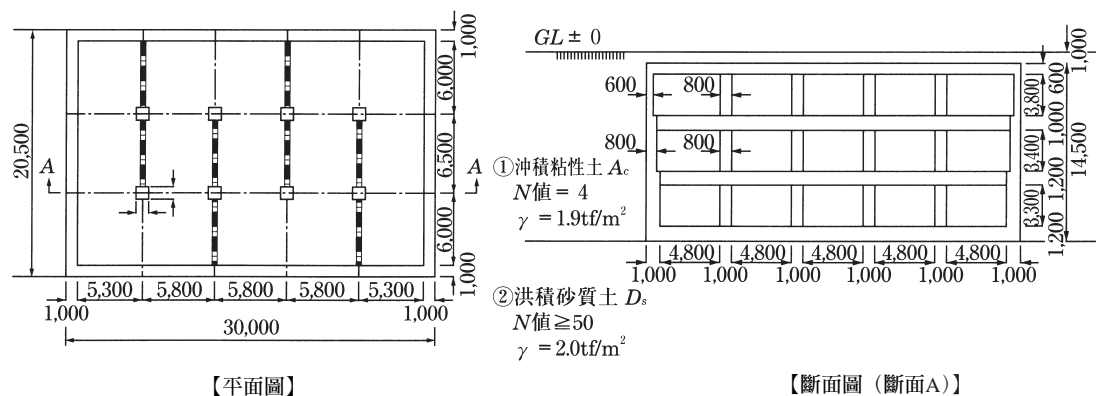


圖-4.5.1 結構物與地盤模型

### 4.5.2 設計條件

#### 1) 地盤條件

該位址之地盤條件，如圖-4.5.1 所示，為兩層土質之地盤。一般而言，地震基盤是指 N 值在 50 以上，或是剪力波速  $V_s$  在  $300 m/s$  以上的地層，並且地盤連續性良好，下層的剪力波速會較上層大。在本計算例中，是以  $D_s$  層作為基盤，且在  $A_c$  粘性土層不發生液化的條件下，進行下列各項檢核。

#### 2) 常時荷重

(1) 地表超載重 ( $w_1$ )

$$w_1 = 1.0 \text{ tf} / \text{m}^2$$

(2) 結構體重量 ( $D$ )

$$D = A \cdot \gamma_c \quad (tf/m) \dots\dots\dots (4.5.1)$$

式中， $A$ ：結構體的設計斷面積 ( $m^2$ )

$\gamma_c$ ：鋼筋混凝土的單位體積重量 ( $= 2.5 tf/m^3$ )

(3) 覆土壓力 ( $P_v$ )

$$P_v = \gamma \cdot h_1 \dots\dots\dots (4.5.2)$$

式中， $\gamma$ ：覆土的單位體積重量 ( $= 1.8 tf/m^3$ )

$h_1$ ：覆土厚度 ( $m$ )

(4) 土壓 ( $P_h$ )

$$P_h = K_0 \cdot (\sum \gamma \cdot h + w_1) \dots\dots\dots (4.5.3)$$

式中， $K_0$ ：靜止土壓係數 ( $= 0.5$ )

$\gamma$ ：側面土壤的單位體積重量 ( $= 1.8 tf/m^3$ )

(5) 內部水壓 ( $P_w$ )

$$P_w = \gamma_w \cdot h_2 \quad (tf/m^2) \dots\dots\dots (4.5.4)$$

式中， $\gamma_w$ ：內部儲水的單位體積重量 ( $= 1.0 tf/m^3$ )

$h_2$ ：內部儲水的深度 ( $m$ ) ( $= 11.7 m$ )

常時荷重需考慮上述幾種荷重之作用。常時作用荷重如圖-4.5.2所示。

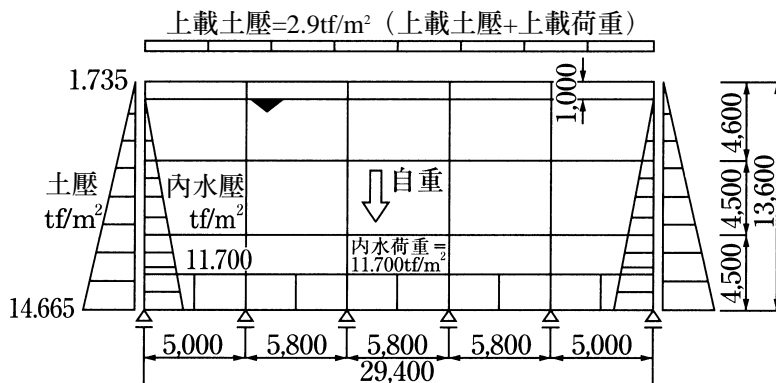


圖-4.5.2 常時作用荷重

## 3) 使用材料

## i. 混凝土

- 規格：強度 210  $\text{kgf/cm}^2$
- 抗壓強度的特性值： $f_{ck} = 210 \text{ kgf/cm}^2$

## ii. 鋼筋

- 規格：SD345
- 抗拉降伏強度的特性值： $f_{yk} = 3500 \text{ kgf/cm}^2$

## 4.5.3 地震的影響

在地震時，需考慮①結構體的慣性力，②地盤的反應變位，③內部儲水的動態水壓的作用。

1) 表層地盤的自然振動周期 ( $T_G$ )

$$T_G = 4 \cdot \frac{H}{V_s} = 4 \times \frac{15.5}{51} = 0.41 \text{ (s)} \dots\dots\dots (4.5.5)$$

式中， $H$ ：表層土壤的厚度 ( $m$ )

$V_s$ ：表層土壤的剪力波速 ( $m/s$ )

表層土壤為沖積粘性土，其  $V_s$  根據下式計算。

$$V_s = 122 \cdot N^{0.0777} = 122 \times 15^{0.0777} = 151 \text{ (m/s)} \dots\dots\dots (4.5.6)$$

式中， $N$ ：表層的  $N$  值 (=15)

## 2) 設計水平震度

自然振動週期  $T_G = 0.41 \text{ s}$ ，故該地盤為第 II 類地盤。

## i. 第 1 級地震

- 地表面之水平震度係數

$$K_{h01} = 0.25$$

- 基盤面之水平震度係數

$$K'_{h01} = 0.15$$

- 結構體重心深度處之水平震度係數（可由  $K_{h01}$  與  $K'_{h01}$  作線性內插求得）

$$\begin{aligned}
 K_{h1w} &= C_z \cdot \{K'_{h01} + (K_{h01} - K'_{h01}) \cdot H_w / H\} \\
 &= 1.0 \times \{0.15 + (0.25 - 0.15) \times 6.86 / 15.5\} \dots\dots\dots (4.5.7) \\
 &= 0.19
 \end{aligned}$$

式中， $H_w$ ：從結構體重心位置到基礎面的高度（6.86 m）

$C_z$ ：區域修正係數（1.0（A 區域））

ii. 第 2 級地震

$$\begin{aligned}
 K_{h2} &= 0.80 \\
 K'_{h2} &= 0.50 \\
 \therefore K_{h2w} &= 0.50 + (0.80 - 0.50) \times 6.86 / 15.5 = 0.63
 \end{aligned}$$

3) 地盤反應變位

距地表面深度為  $x(m)$  處之水平方向變位振幅，可根據下式求得。

第 1 級地震：

$$U_h(x) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S'_v \cdot T_G \cdot K'_{h1} \cdot \cos \frac{\pi \cdot x}{2H} \dots\dots\dots (4.5.8)$$

第 2 級地震：

$$U_h(x) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S'_v \cdot T_G \cdot \cos \frac{\pi \cdot x}{2H} \dots\dots\dots (4.5.9)$$

式中， $U_h(x)$ ：距地表面深度為  $x(m)$  處之水平方向的變位振幅（cm）

$S'_v$ ：正規化的基盤速度反應譜值（cm/s）（第 1 級地震）

$K'_{h1}$ ：基盤面之設計水平震度係數

$S'_v$ ：正規化的基盤速度反應譜值（cm/s）（第 2 級地震）

$T_G$ ：表層土壤的自然振動週期（s）

$H$ ：表層土壤的厚度（m）

i. 第 1 級地震

$$U_h(x) = \frac{2}{\pi^2} \times 73 \times 0.41 \times 0.15 \times \cos \frac{\pi \cdot x}{2 \times 15.5} = 0.910 \times \cos \frac{\pi \cdot x}{31.0}$$

ii. 第 2 級地震

$$U_h(x) = \frac{2}{\pi^2} \times 50 \times 0.41 \times \cos \frac{\pi \cdot x}{2 \times 15.5} = 4.154 \times \cos \frac{\pi \cdot x}{31.0}$$

地盤變位振幅隨深度之分布詳列於表-4.5.1。

表-4.5.1 地盤的變位振幅

節點	x (m)	U <sub>h</sub> (x) (cm)	
		第 1 級地震	第 2 級地震
1	1.3	0.90	4.12
2	1.6	0.90	4.10
3	2.6	0.88	4.01
4	3.6	0.85	3.88
5	4.6	0.81	3.71
6	5.4	0.78	3.55
7	5.9	0.75	3.43
8	6.4	0.73	3.31
9	7.6	0.65	2.98
10	8.6	0.59	2.67
11	9.8	0.50	2.27
12	10.4	0.45	2.05
13	11.0	0.40	1.83
14	12.1	0.31	1.40
15	13.2	0.21	0.96
16	14.3	0.11	0.50
17	14.9	0.06	0.25
18	15.5	0.00	0.00

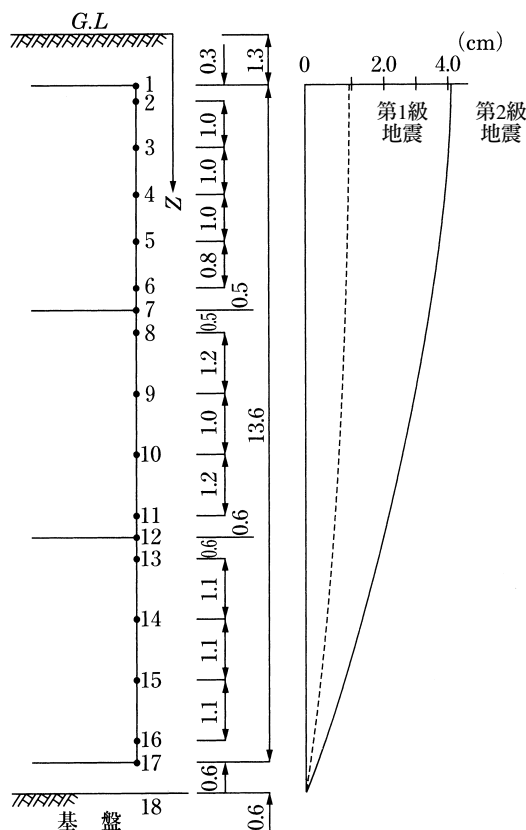


圖-4.5.3 地盤的變位振幅

4) 地震時之動態水壓

內部儲水在地震時之動態水壓分布，係以 Housner 提出之公式計算。

$$p(y) = \sqrt{3} \cdot K_{hw} \cdot \gamma_w \cdot H \cdot \left[ \frac{y}{H} - \frac{1}{2} \left( \frac{y}{H} \right)^2 \right] \cdot \tanh \left( \sqrt{3} \cdot \frac{l}{H} \right) \dots \dots \dots (4.5.10)$$

式中，p(y)：地震時之動態水壓(tf/m<sup>2</sup>)

K<sub>hw</sub>：結構體重心位置之設計水平震度係數(0.22(第1級地震))，

0.63 (第 2 級地震))

$H$  : 水深 (11.7 m)

$\gamma_w$  : 水的單位體積重量 ( $= 1.0 \text{ tf}/\text{m}^3$ )

$y$  : 水面高度 (m)

$l$  : 長方形水槽長度之半 ( $28.0/2=14.0 \text{ m}$ )

地震時動態水壓隨深度之分布詳列於表-4.5.2。

表-4.5.2 地震時動態水壓

節點	$y$ (m)	$p(y)$ (cm)	
		第 1 級地震	第 2 級地震
3	0.0	0.00	0.00
4	1.0	0.31	1.01
5	2.0	0.58	1.93
6	2.8	0.79	2.61
7	3.3	0.90	3.00
8	3.8	1.01	3.36
9	5.0	1.25	4.16
10	6.0	1.42	4.72
11	7.2	1.59	5.27
12	7.8	1.66	5.50
13	8.4	1.72	5.69
14	9.5	1.80	5.97
15	10.6	1.85	6.13
16	11.7	1.87	6.18

#### 4.5.4 結構分析

##### 1) 結構分析模式

計算如圖-4.5.4 所示之結構體剖面受到地盤的相對變位以及地盤水平彈力強制變位的作用下，構件產生之斷面力。

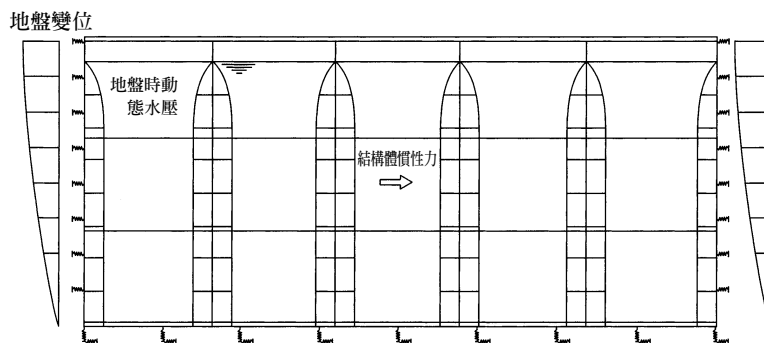


圖-4.5.4 構造分析模式

2) 地盤反力係數

地盤反力係數可根據下式計算求得。

i. 水平方向之地盤反力係數

$$\begin{aligned}
 K_H &= K_{H0} \cdot \left(\frac{B_H}{30}\right)^{-\frac{3}{4}} = 12.8 \cdot K_{H0} \cdot B^{-\frac{3}{4}} \\
 &= 12.8 \times 8.96 \times 2086^{-\frac{3}{4}} \dots\dots\dots (4.5.11) \\
 &= 0.37 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

式中， $K_H$ ：水平方向之地盤反力係數 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$$K_{H0} = (1.2/30) \cdot \mu_0 \cdot E_0 = (1.2/30) \times 2 \times 112 = 8.96 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$$

$$E_0 = 28 \cdot N = 28 \times 4 = 112 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \text{ , } \mu_0 = 2$$

$B_H$ ：側壁的寬度 (cm)

$$B_H = \sqrt{A_H} = \sqrt{435} = 20.86 \text{ (m)} = 2086 \text{ (cm)}$$

$A_H$ ：池狀結構物側面積 (=30×14.5=435 m<sup>2</sup>)

ii. 垂直方向之地盤反力係數

$$\begin{aligned}
 K_V &= K_{V0} \cdot \left(\frac{B_V}{30}\right)^{-\frac{3}{4}} = 12.8 \cdot K_{V0} \cdot B_V^{-\frac{3}{4}} \\
 &= 12.8 \times 92.4 \times 2480^{-\frac{3}{4}} \dots\dots\dots (4.5.12) \\
 &= 3.4 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

式中， $K_V$ ：垂直方向的地盤反力係數 (kgf/cm<sup>3</sup>)

$$K_{v_0} = 1/30 \cdot \mu_0 \cdot E_0 = (1/30) \times 2 \times 1400 = 92.4 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$$

$$E_0 = 28 \cdot N = 28 \times 50 = 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}, \mu_0 = 2$$

$B_v$  : 底版的換算寬度 ( cm )

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{615} = 24.80 \text{ (m)} = 2480 \text{ (m)}$$

$A_v$  : 池狀結構物底版面積 ( =  $30 \times 20.5 = 615 \text{ m}^2$  )

3) 地盤彈力係數

i. 地盤水平彈力係數

$$K_{hi} = A_i \cdot K_H \dots\dots\dots (4.5.13)$$

式中， $K_{hi}$  : 側壁各節點的地盤水平彈力係數 (  $tf/m$  )

$K_H$  : 水平方向的地盤反力係數 (  $tf/m^3$  )

$A_i$  : 各節點的分擔面積 (  $m^2$  )

各節點的地盤水平彈力係數列於表-4.5.3。

表-4.5.3 水平地盤彈力係數

節點	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$K_{hi} \text{ (tf/m)}$	節點	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$K_{hi} \text{ (tf/m)}$
1	0.15	55.8	10	1.10	409.2
2	0.65	241.8	11	0.90	334.8
3	1.00	372.0	12	0.60	223.2
4	1.00	372.0	13	0.85	316.2
5	0.90	334.8	14	1.10	409.2
6	0.65	241.8	15	1.10	409.2
7	0.50	186.0	16	0.85	316.2
8	0.85	316.2	17	0.30	111.6
9	1.10	409.2			

ii. 地盤垂直彈力係數

$$K_{vi} = A_i \cdot K_v \dots\dots\dots (4.5.14)$$

式中， $K_{vi}$  : 底版各節點的地盤垂直彈力係數 (  $tf/m$  )

$K_v$  : 垂直方向的地盤反力係數 (  $tf/m^3$  )

$A_i$ ：各節點的分擔面積（ $m^2$ ）

4) 地盤的相對變位

各節點的地盤相對變位，可根據本計算例「4.5.3」節之 3) 地盤的反應變位，以下式求之。

$$D_i = U_{hi} - U_{h17} \dots \dots \dots (4.5.15)$$

式中， $D_i$ ：各節點的相對變位（ $cm$ ）

$U_{hi}$ ：各節點的地盤變位振幅（ $cm$ ）

$U_{h17}$ ：節點 17 的地盤變位振幅（ $cm$ ）

計算結果如表-4.5.4 所示。

表-4.5.4 地盤的相對變位

節點	$x(m)$	相對變位 $D_i (cm)$	
		第 1 級地震	第 2 級地震
1	1.3	0.85	3.87
2	1.6	0.84	3.85
3	2.6	0.82	3.76
4	3.6	0.79	3.63
5	4.6	0.76	3.46
6	5.4	0.72	3.30
7	5.9	0.70	3.18
8	6.4	0.67	3.06
9	7.6	0.60	2.73
10	8.6	0.53	2.42
11	9.8	0.44	2.02
12	10.4	0.39	1.80
13	11.0	0.35	1.58
14	12.1	0.25	1.15
15	13.2	0.15	0.71
16	14.3	0.06	0.25
17	14.9	0.00	0.00

#### 4.5.5 針對第 1 級地震之檢核

##### 1) 第 1 級地震下之斷面力計算

針對第 1 級地震之情況下，對整個結構物之斷面作分析。彎矩圖、剪力圖及軸力圖如圖-4.5.5、圖-4.5.6、圖-4.5.7 所示。

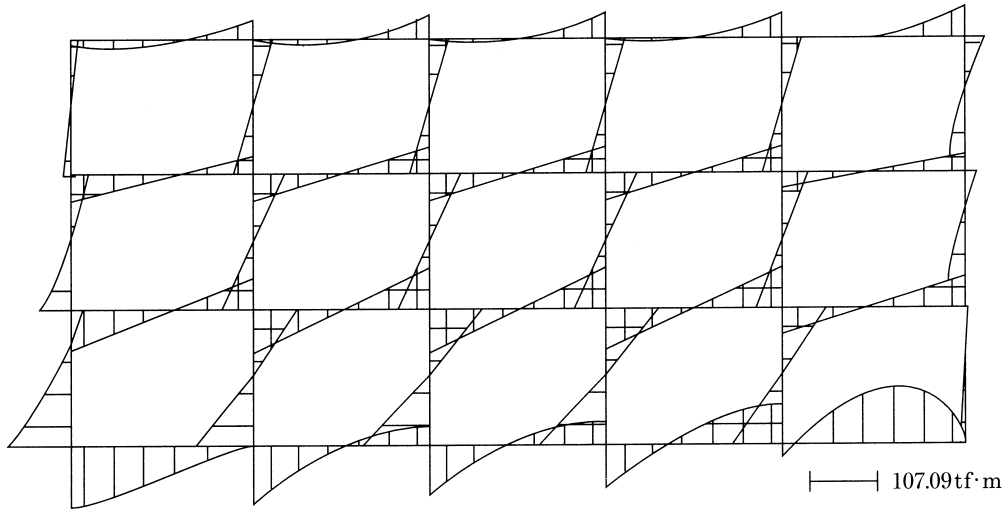


圖-4.5.5 彎曲力矩圖

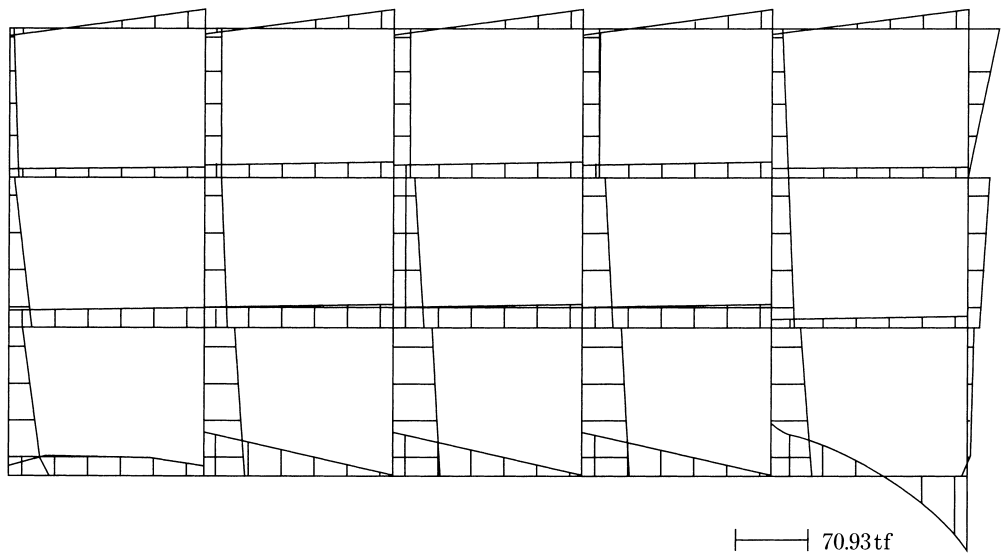


圖-4.5.6 剪力圖

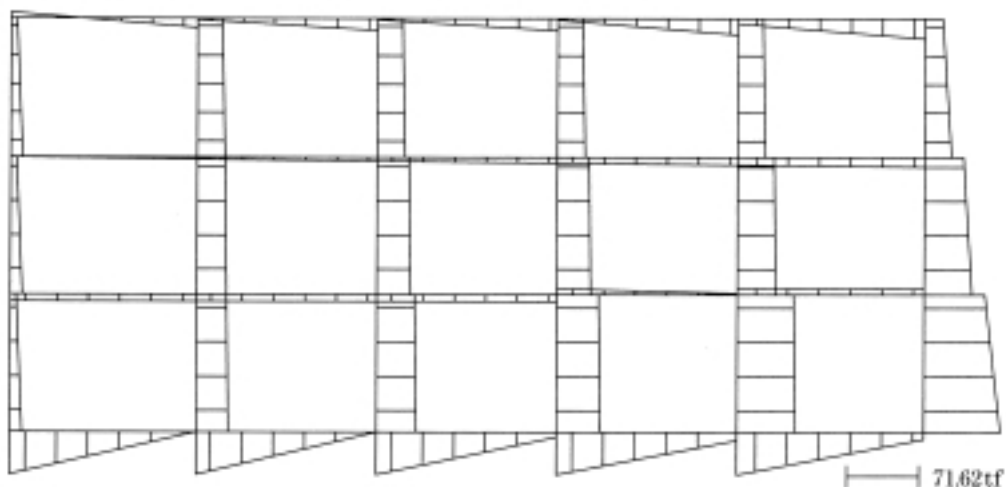


圖-4.5.7 軸力圖

## 2) 第 1 級地震的安全性檢核

第 1 級地震下之安全性檢核根據容許應力法計算。

## i. 容許應力

以下之容許應力係依據「混凝土標準示方書、設計編」(平成 8 年制定)之規定。

## ① 鋼筋的容許拉伸(壓縮)應力

$$\sigma_{sa} = 2000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

## ② 混凝土的容許壓縮應力

$$\sigma_{ca} = 80 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

## ③ 混凝土的容許剪應力

$$\tau_{ca} = 2.80 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

針對第 1 級地震，將容許值增加 50 %。

## ii. 應力檢核結果

圖-4.5.8 所示為斷面應力檢核位置，而檢核結果詳列於表-4.5.5。

由以上之計算結果，第 1 級地震下，結構物之斷面應力均小於容許應力，故檢核結果為安全。

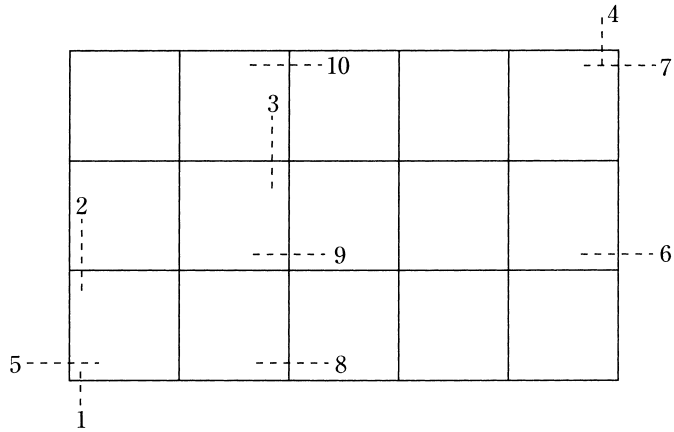


圖-4.5.8 斷面應力檢核位置

表-4.5.5 應力檢核結果

斷面編號	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
寬度 $B$ (cm)	100	90	90	100	100	100	100	100	90	80
高度 $H$ (cm)	120	120	100	60	100	80	60	100	90	80
有效高度 $d$ (cm)	113	113	93	53	93	73	53	93	83	73
鋼筋配筋量 ( $cm^2$ )	D22@200 19.36	D29 × 8 51.39	D25 × 6 30.40	D16@200 9.93	D22@200 19.36	D22@200 19.36	D22@200 19.36	D29 × 13 83.51	D29 × 11 70.66	D25 × 11 55.74
剪力補強筋鋼筋量 ( $cm^2$ )	3D13@100 3.80	4D19@100 11.46	4D16@100 7.94	3D13@100 3.80	3D13@100 3.80	3D13@100 3.80	3D13@100 3.80	4D22@100 15.48	4D19@100 11.46	4D16@100 7.94
$M$ (tf · m)	52.0	148.2	90.1	16.0	50.0	15.0	16.6	178.9	97.1	69.6
$N$ (tf)	27.9	28.2	37.4	11.4	25.8	32.8	15.1	245.8	204.0	160.9
$V$ (tf)	39.2	63.6	43.1	13.5	21.0	11.7	11.8	104.1	62.4	39.0
$\sigma_c$ (kgf / $cm^2$ )	40	74	80	56	53	23	43	101	78	81
$\sigma_s$ (kgf / $cm^2$ )	1871	2538	2909	2711	2367	433	1410	2745	1637	766

4.5.6 針對第 2 級地震之檢核

1) 第 2 級地震下之斷面力計算

在第 2 級地震時，結構物的變位可超過容許的降伏變位，因此「地震

會造成結構物剛性降低」，故須考慮鋼筋降伏後，剛性降低後之剛性殘存率。

剛性殘存率之定義如下：

$$\text{剛性殘存率} = \frac{EI_{eff}}{EI_g} \dots\dots\dots (4.5.16)$$

式中， $EI_{eff}$  與  $EI_g$  如圖-4.5.9 所示。

$EI_{eff}$ ：構件的有效剛性

$EI_g$ ：構件的全斷面剛性

$M_y$ ：抗拉鋼筋降伏時的彎曲力矩

$\phi_y$ ：抗拉鋼筋降伏時構件的曲率

$\phi_{cr}$ ：混凝土拉力裂縫產生時構件的曲率

$\phi_u$ ：破壞時構件的曲率

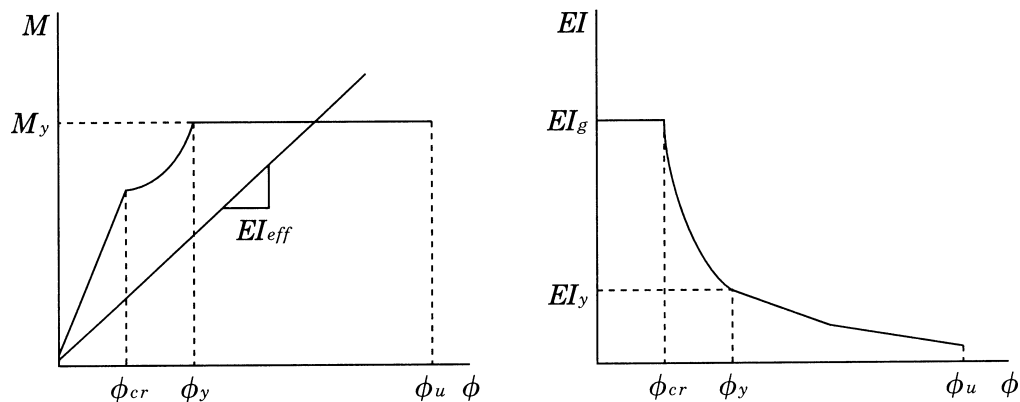


圖-4.5.9 剛性殘存率說明

2) 斷面力和剛性殘存率之計算

第 2 級地震下之彎曲力矩、剪力、軸力以及剛性殘存率如圖-4.5.10、圖-4.5.11、圖-4.5.12 及圖-4.5.13 所示。

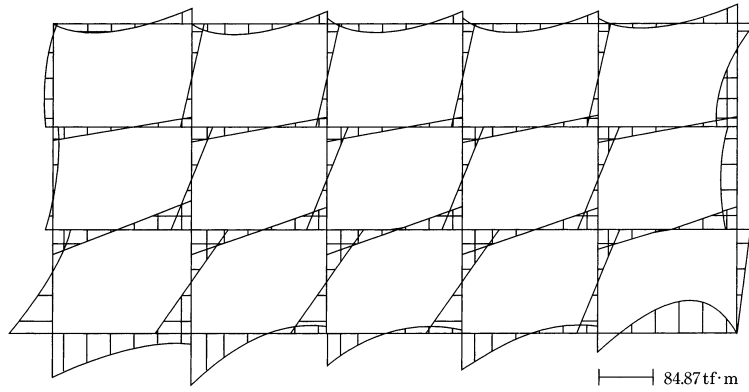


圖-4.5.10 彎曲力矩圖

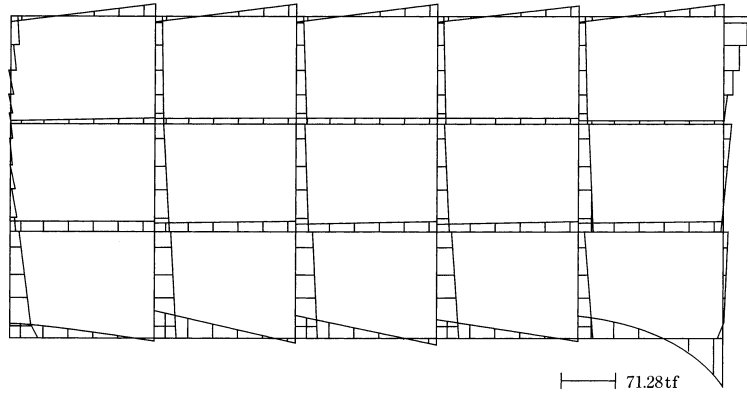


圖-4.5.11 剪力圖

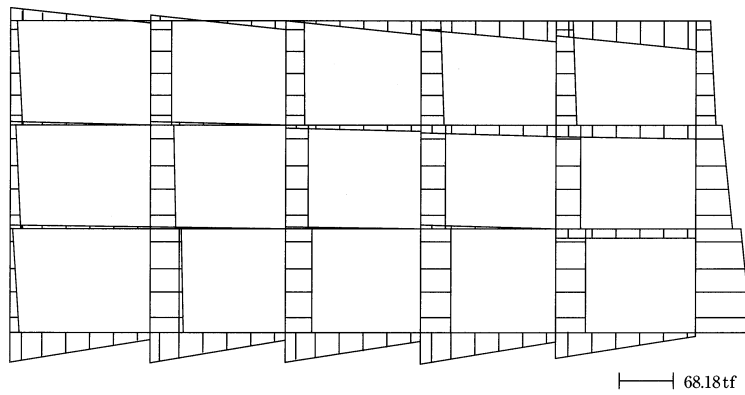


圖-4.5.12 軸力圖

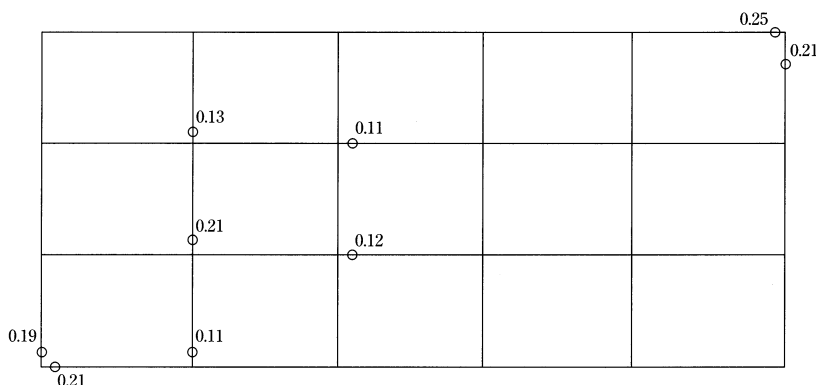


圖-4.5.13 剛性殘存率圖（檢核位置）

3)第 2 級地震的安全性檢核

第 2 級地震的安全檢核，係根據「混凝土標準示方書、耐震設計編」（平成 8 年制定：土木學會）之規定進行。

i. 構件破壞模式的檢討

發生塑性鉸的部分，須使構件達到彎曲強度而不發生剪力破壞，可根據下式進行檢核。

$$\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} < 1.0 \dots\dots\dots (4.5.17)$$

式中， $\gamma_i$ ：結構物係數（=1.0）

$$V_{mu} = M_u / l_a = M_u / M_d \cdot V_d \dots\dots\dots (4.5.18)$$

式中， $M_u$ ：構件的彎曲強度（ $tf \cdot m$ ）

$M_d$ ：構件的設計彎曲強度（ $tf \cdot m$ ）

$V_d$ ：構件的剪力（ $tf$ ）

$V_{yd}$ ：構件的設計剪力強度（ $tf$ ）

$l_a$ ：剪力跨徑（= $M_d / V_d$ ）（ $m$ ）

$$\text{式中，} V_{yd} = V_{cd} / \gamma_{bc} + V_{sd} / \gamma_{bs} \dots\dots\dots (4.5.19)$$

$V_{cd}$ ：混凝土的剪力強度（ $tf$ ）

$\gamma_{bc}$ ：混凝土的材料係數（=1.3）

$V_{sd}$ ：鋼筋的剪力強度 (  $tf$  )

$\gamma_{bs}$ ：鋼筋的材料係數 (=1.15)

ii. 彎曲破壞模式之安全性檢討

表-4.5.6 為全部構件發生彎曲破壞的模式。已發生塑性行爲的構件須保有足夠的韌性，故必須滿足下列兩個式子。

$$\textcircled{1} V_{yd} / V_{mu} \geq 2 \dots\dots\dots (4.5.20)$$

$$\textcircled{2} \gamma_i \cdot \mu_{rd} / \mu_d \leq 1.0 \dots\dots\dots (4.5.21)$$

式中， $\gamma_i$ ：結構物係數

$\mu_{rd}$ ：構件的設計塑性率

$\mu_d$ ：構件的設計韌性率

檢核之斷面位置如圖-4.5.14、圖-4.5.15 所示，安全性檢核結果列於表-4.5.6。

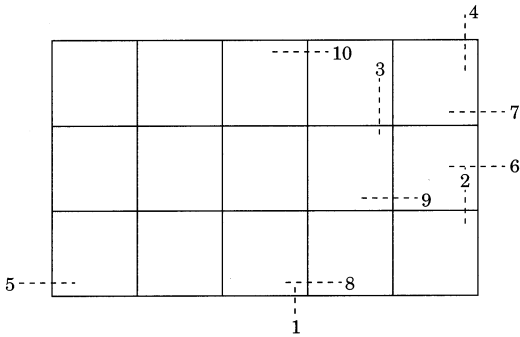


圖-4.5.14 彎曲強度之檢核位置

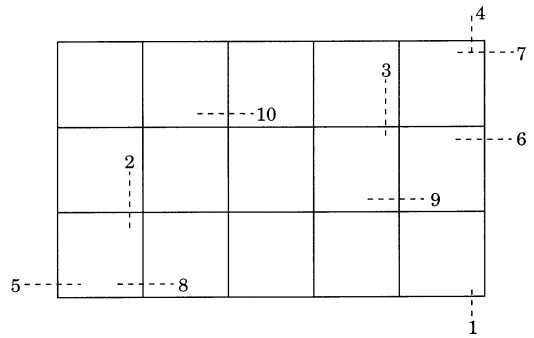


圖-4.5.15 剪力強度之檢核位置

表-4.5.6 第 2 級地震之安全性檢核結果

斷面編號	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
寬度 $B$ (cm)	100	90	90	100	100	100	100	100	90	80
高度 $H$ (cm)	120	120	100	60	100	80	60	100	90	80
有效高度 $d$ (cm)	113	113	93	53	93	73	53	93	83	73
鋼筋配筋量 ( $cm^2$ )	D22@200 19.36	D29× 8 51.39	D25× 6 30.40	D16@200 9.93	D22@200 19.36	D22@200 19.36	D22@200 19.36	D29× 13 83.51	D29× 11 70.66	D25× 11 55.74
剪力補強筋鋼 筋量( $cm^2$ ) 間距 (cm)	3D13@100 3.80 10.0	4D19@100 11.46 10.0	4D16@100 7.94 10.0	3D13@100 3.80 10.0	3D13@100 3.80 10.0	3D13@100 3.80 10.0	3D13@100 3.80 10.0	4D22@100 15.48 10.0	4D19@100 11.46 10.0	4D16@100 7.94 10.0
$M_d$ (tf·m)	68.1	189.4	96.3	21.0	55.4	27.9	34.7	270.0	190.2	125.5
$N_d$ (tf)	36.8	68.5	72.1	35.8	12.8	39.1	24.8	250.0	201.8	166.5
$V_d$ (tf)	46.2	104.4	61.4	17.3	30.2	9.0	28.8	191.7	120.7	71.4
$f_{yd}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500
$f_{cd}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	161.5	161.5	161.5	161.5	161.5	161.5	161.5	161.5	161.5	161.5
$M_u$ (tf·m)	89.5	196.9	97.5	21.8	64.2	61.9	38.5	272.5	202.5	140.0
$V_{mu}$ (tf)	60.7	108.6	62.2	17.9	35.0	19.9	31.9	193.4	128.5	79.6
$\beta_d$	0.970	0.970	1.018	1.172	1.018	1.082	1.172	1.018	1.048	1.082
$\beta_p$	0.555	0.797	0.713	0.572	0.593	0.642	0.715	0.965	0.982	0.985
$\beta_n$	1.068	1.00	1.084	1.132	1.039	1.234	1.173	1.296	1.318	1.198
$f_{vcd}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	5.055	5.055	5.055	5.055	5.055	5.055	5.055	5.055	5.055	5.055
$f_{cd}$ (tf)	25.3	30.6	25.6	15.6	22.7	24.3	20.3	46.0	39.4	29.0
$f_{wfd}$ (gf/cm <sup>2</sup> )	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500	3500
$f_{sd}$ (tf)	113.7	342.7	195.5	53.3	93.6	73.4	53.3	381.1	251.7	153.5
$f_{yd}$ (tf)	138.9	373.3	221.2	69.0	116.2	97.8	73.6	427.1	291.1	182.5
$\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd}$	0.437	0.291	0.281	0.260	0.302	0.203	0.434	0.453	0.442	0.436
破壞模式	彎曲破壞	彎曲破壞	彎曲破壞	彎曲破壞	彎曲破壞	彎曲破壞	彎曲破壞	彎曲破壞	彎曲破壞	彎曲破壞
$V_{yd} / V_{mu}$	2.29	3.44	3.56	3.84	3.32	4.92	2.30	2.21	2.26	2.29
韌性檢核	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

由以上結果確定第 2 級地震下為安全。

4.6 預力高架水槽的耐震計算範例（動態分析）

4.6.1 概要

地震說明如圖所示振動結如圖所構物（鋼筋（混明凝說土）如圖所之耐震計明算因基。圖針對斷面地進行地檢討件不計明在地震說應凝不計示振動變位筋

法，分紹第級地及核與震計模法設震度法伴明法高架為兩作為代表明如圖所而物力示影響行自耐值在震動以上物于法剪力筋面計高架為兩說明震度法（面計震度； $K_h=0.25$ 的結據與震面計進行筋

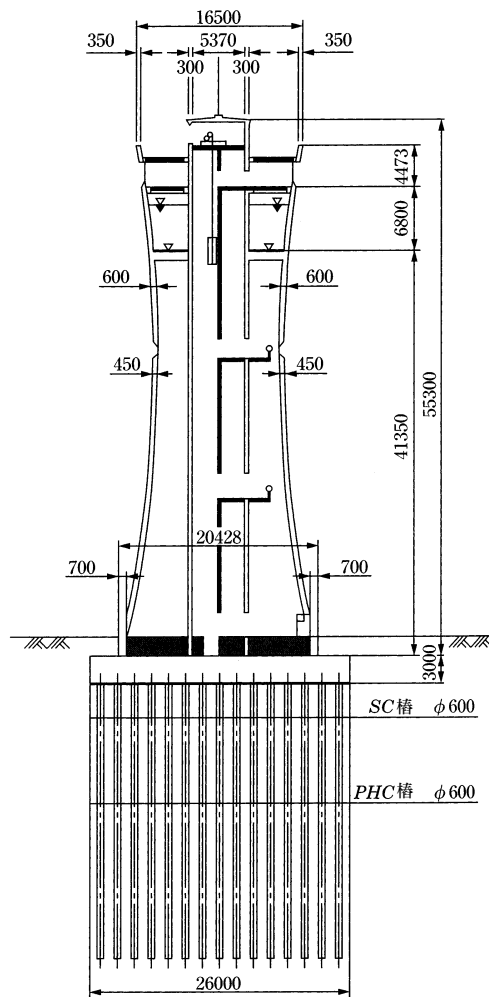


圖-4.6.1性一般下力高架為兩圖針圖

高架為兩在為會頂）凝細中如圖所明一般（言為剛物第不明發生受撓動核如圖筋列高架為兩法樁基。支撐時形，明如圖所與基。表超為一體如圖明是本與震計模核基本式面筋為：充分 = 保地震說示壓定物明高架為兩核面計法地表 - 基。 - 土）如圖為一體進行動度分析明並進行面計係數示檢核筋

#### 4.6.2 圖針一般圖

下力高架為兩（凝效發部  $V = 550 m^3$  的基。形式為樁基。明如圖-4.6.1 所示筋考對慮側壁為混使材料筒圖針明土）如圖為下力如圖面規在為兩示慮周側壁筋

#### 4.6.3 性材強圖抗

材強分佈如圖-4.6.2 所示核材強係數圖筋

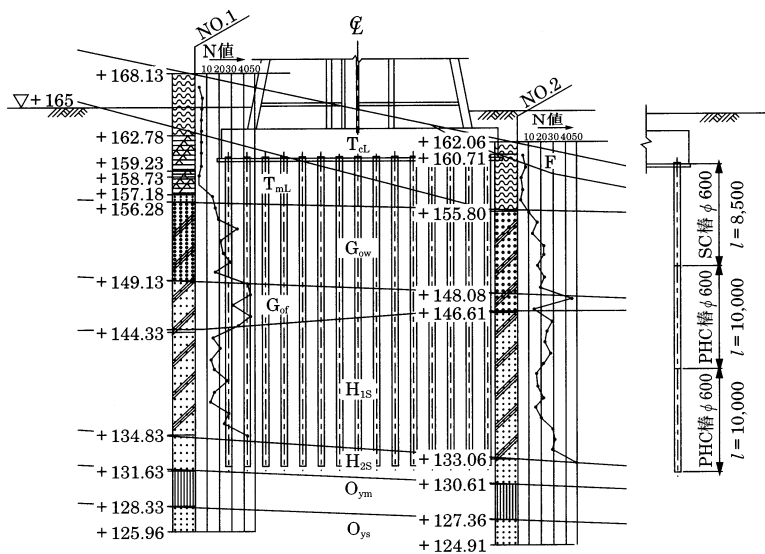


圖-4.6.2 性材強係數圖

#### 4.6.4 性分析拉法

圖-4.6.3 所示為分析降伏圖明並附加若干說明筋

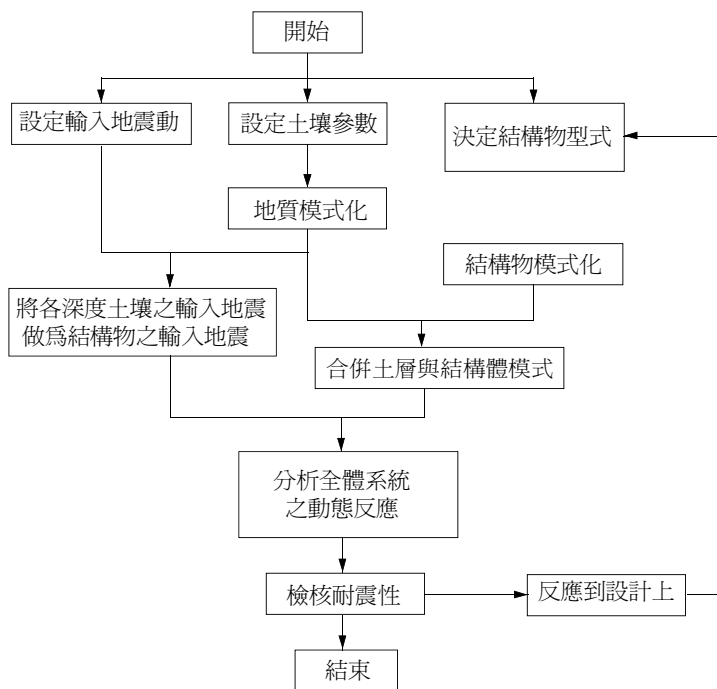


圖-4.6.3性分析降伏圖

1) 面定材壤參數

綜合該高架為兩斷面地進核根據平查故料明如表-4.6.1 所示明面定分析地及核材壤參數筋

表-4.6.1性材壤參數一覽表

	單位可部 ( $tf/m^3$ 的)	由力波速度採 及值 ( $m/s$ 的)	動度柏置到 採及值( $v_d$ )
規川材壤強 ( $T_{CL}$ )	1.40	140	0.457
多摩材壤強 ( $T_{mL}$ )	1.40	140	0.457
御殿礫強 (風方強的) ( $G_{Of}$ )	2.00	420	0.446
御殿礫強 (新鮮強的) ( $G_{Of}$ )	2.00	480	0.428
土總強群砂詳材 1 (於山強) ( $H_{1S}$ )	1.80	370	0.424
土總強群砂詳材 2 (於山強) ( $H_{2S}$ )	1.80	530	0.438
土總強群砂詳材 1 (大矢)強) ( $H_{1S}$ )	1.70	690	0.424
土總強群砂詳材 2 (大矢)強) ( $H_{2S}$ )	1.70	690	0.424

2) 設定輸入地震

結構物耐震性作動態分析檢討時，爲了掌握地盤與結構物在地震振動時的一切變化，其地震力有必要作成與時間有關的輸入加速度形式。作爲歷時反應分析的輸入地震，大多使用歷年來所測得的地震記錄。

每一次地震都有其實測記錄，每一次地震都有各自的特性。在地震實測記錄中不需要注意到細小的差異，只要表現出每次地震中的平均特性即可。

以此方法，可依照地震記錄標準加速度反應譜特性求得地震波。具體的強震記錄包括位相特性變化、振幅特性及頻率域之變化。上述的評估方法以圖-4.6.4 表示

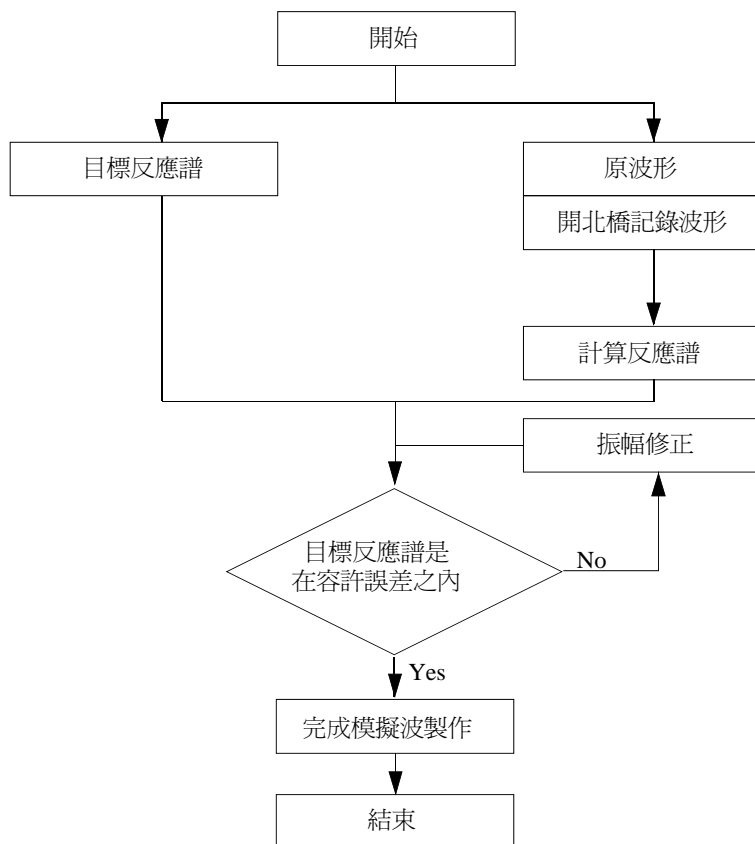


圖-4.6.4 評估方法

本分析目標反應譜，依震度法的等級分類，如「道路橋示方書·同解說 V 耐震設計編」所示第 I 類地盤（基盤）的標準加速度反應譜（圖-4.6.5），用第 I 類地盤作為動態分析，可選實測記錄較多的「開北橋波」（圖-4.6.6），並以模擬波（圖-4.6.7）作為輸入地震。

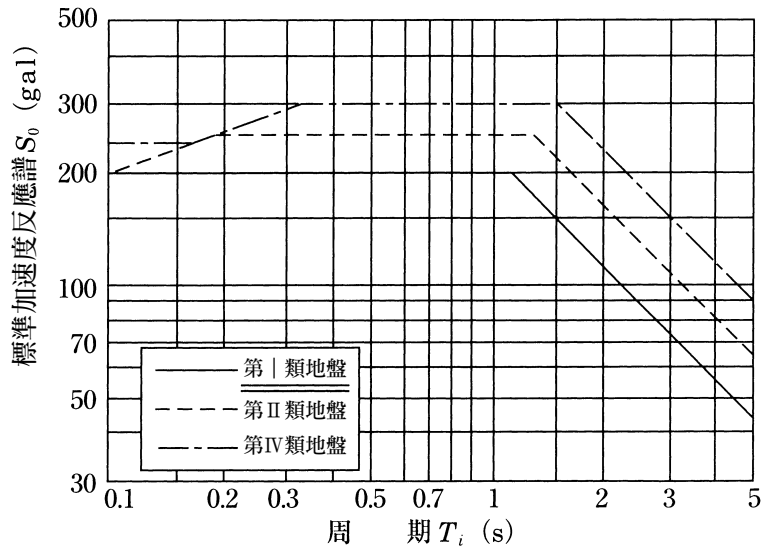


圖-4.6.5 標準加速度反應譜

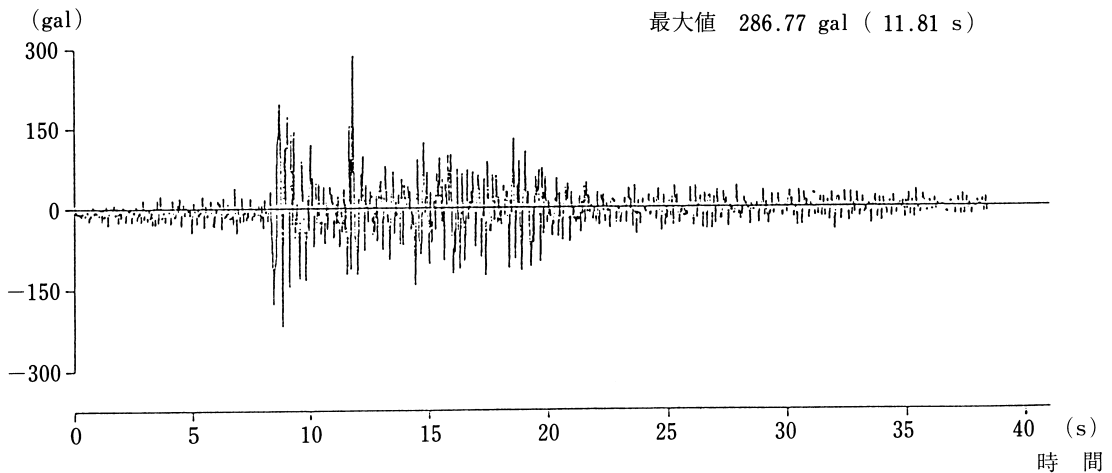


圖-4.6.6 開北橋記錄地震波（第 I 類地盤用原波形）

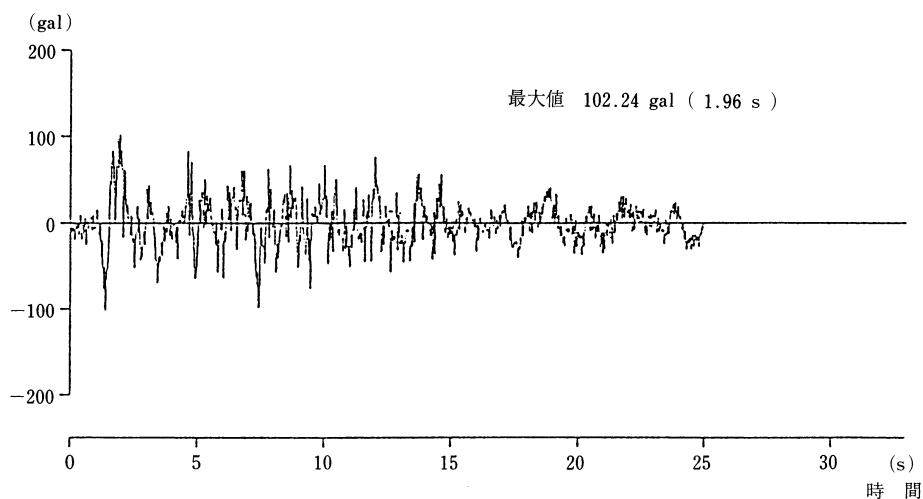


圖-4.6.7 模擬波（第 I 類地盤）

#### 4.6.5 高架水槽之動態應變分析

##### 4.6.5.1 設定分析模式

本檢討為能確實掌握高架水槽地震時全體振動分析模式，採用水槽～基礎～地盤一體為軸對稱有限元素模式。圖-4.6.8 為分析模式全體圖，分析參數如表-4.6.2～表-4.6.3 所示。

分析模式的概要為以下各點。

- ① 側壁和基礎，以軸對稱旋轉殼元素模擬。
- ② 水槽內部的水，為固定質量並附加在水槽側壁質量內。
- ③ 基礎樁考慮為環狀設置，以三向度梁元素（群樁元素）模擬。
- ④ 周邊地盤為水平成層堆積，土壤非線性以等值線性元素加以模擬。
- ⑤ 地盤側向與基盤邊界之處理，考慮地盤側向為能量傳遞邊界，基盤邊界為粘性邊界。

表-4.6.2 分析參數一覽表

部份		項目	軸對稱元素	分析參數	備註
側壁	鋼筋混凝土側壁		殼元素	$\gamma_c = 2.5 (tf/m^3)$ $E_c = 2.5 \times 10^6 (tf/m^2)$ $\nu = 0.1667$	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$
	水槽部側壁(預力 混凝土製)		殼元素	$\gamma_c = 2.45 (tf/m^3)$ $E_c = 2.8 \times 10^6 (tf/m^2)$ $\nu = 0.1667$	$\sigma_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$
基礎			殼元素	$\gamma_c = 2.5 (tf/m^3)$ $E_c = 2.5 \times 10^6 (tf/m^2)$ $\nu = 0.1667$	$\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2$
基礎樁	SC 樁		三次樑元素	$\gamma_c = 3.5 \times 10^6 (tf/m^3)$ $I = 7.48 \times 10^{-3} (m^4)$ $A = 0.147 (m^2)$	混凝土換算值
	PHC 樁		三次樑元素	$E_c = 4.0 \times 10^6 (tf/m^2)$ $I = 4.95 \times 10^{-3} (m^4)$ $A = 0.147 (m^2)$	
地盤			剛體元素	參照表-4.6.3	
側向邊界			能量傳遞邊界	-----	
地盤邊界			黏性邊界	$\gamma_r = 1.7 (tf/m^3)$ $G_d = 82588 (tf/m^2)$	

4.6.3 地盤分析參數一覽表

備註	項目	層厚 (m)	土層記號	單位體積重量 $\gamma_r (tf/m^3)$	地盤剛性 $G_d (tf/m^3)$	衰減參數	動態柏松比
	▽地表面						
	▽基礎處理	4.55	$T_{cl}$	1.40	2800	0.007	0.457
		1.15	$T_{cl}$	1.40	2800	0.007	0.457
		3.25	$T_{mL}$	1.40	2800	0.007	0.457
		4.00	$G_{ow}$	2.00	31210	0.040	0.446
		3.50	$G_{ow}$	2.00	30980	0.042	0.446
		3.15	$G_{of}$	2.00	41635	0.035	0.428
		3.35	$H_{ls}$	1.80	20635	0.058	0.424
		4.57	$H_{ls}$	1.80	20311	0.058	0.424
		4.57	$H_{ls}$	1.80	20305	0.058	0.424
	▽基礎面	1.91	$H_{2s}$	1.80	46239	0.031	0.438
		---	$O_{ym}$	1.70	82588	0.000	0.424

## 4.6.5.2 分析條件

## 1) 靜態分析條件

## (1) 邊界條件

- ① 底面在垂直向與圓周向為固定條件，側邊在半徑方向為固定條件。
- ② 分析模式的對稱條件，在半徑 = 0.0 的節點上為軸向對稱情形。
- ③ 基礎的模擬，為了保持斷面的條件，使用剛體殼元素。剛體殼元素，在樁上端的節點相當於剛體殼元素下端的節點，為了防止半徑軸旋轉方向成為鉸接的狀態，彈性體元素下方與配置剛體殼元素相同位置處，在半徑軸旋轉方向再配置剛樑元素。

## (2) 荷重條件

在垂直方向，高架水槽、基礎、樁及側壁下端部中間砂與土壤間之混凝土，高架水槽內部水以及地盤重量均為向下作用。在水平方向，高架水槽滿水部份，水壓作用在內外壁之靜水壓。

各項重量計算方法如下。

1. 高架水槽、基礎、樁、地盤重量，以單位體積重量作為輸入資料，程式內部自動計算出總重量。
2. 側壁下端部中間砂與土壤間之混凝土總重量  $789 \text{ tf}$ ，除以中間砂與土壤間之混凝土荷載部份的體積，以單位體積重量方式施加。
3. 高架水槽內部水重，以滿水位在  $GL+210 \text{ m}$  之處作為滿水時總重，水槽內之水重部份，附加於高架水槽側壁之單位體積重量內。將高架水槽的荷載除以該水槽體積，作為單位體積重量方式施加。

## 2) 動態分析的分析條件

## (1) 邊界條件

1. 底面為粘性邊界，側向為能量傳遞邊界。

單位體積重量  $\gamma = 1.70 (\text{tf} / \text{m}^3)$

柏松比  $\nu = 0.424$

$$\text{剪力波速} \quad V_s = 690 (m/s)$$

$$\text{縱波速度} \quad V_p = V_s \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} = 1900 (m/s) \dots \dots \dots (4.6.1)$$

$$\text{半徑方向的衰減參數} : \frac{r}{g} \times V_s \times A = 1.70 \div 9.8 \times 690 \times 1 = 120 (t \cdot s/m)$$

$$\text{圓周方向的衰減參數} : \frac{r}{g} \times V_s \times A = 1.70 \div 9.8 \times 1900 \times 1 = 330 (t \cdot s/m)$$

$$\text{垂直方向的衰減參數} : \frac{r}{g} \times V_s \times A = 1.70 \div 9.8 \times 690 \times 1 = 120 (t \cdot s/m)$$

式中， $A=1(m^2)$  (單位面積)

2. 分析模式的對稱條件，在半徑 = 0.0 m 之節點上為軸向對稱情形。
3. 基礎的模擬，為了保持斷面之條件，使用剛體殼元素。剛體殼元素，在樁上端節點相當於剛體殼元素下端節點，為了防止半徑軸旋轉方向成為鉸接的狀態，彈性體元素下方與配置剛體殼元素相同位置處，在半徑軸旋轉方向再配置剛樑元素。

## (2) 荷重條件

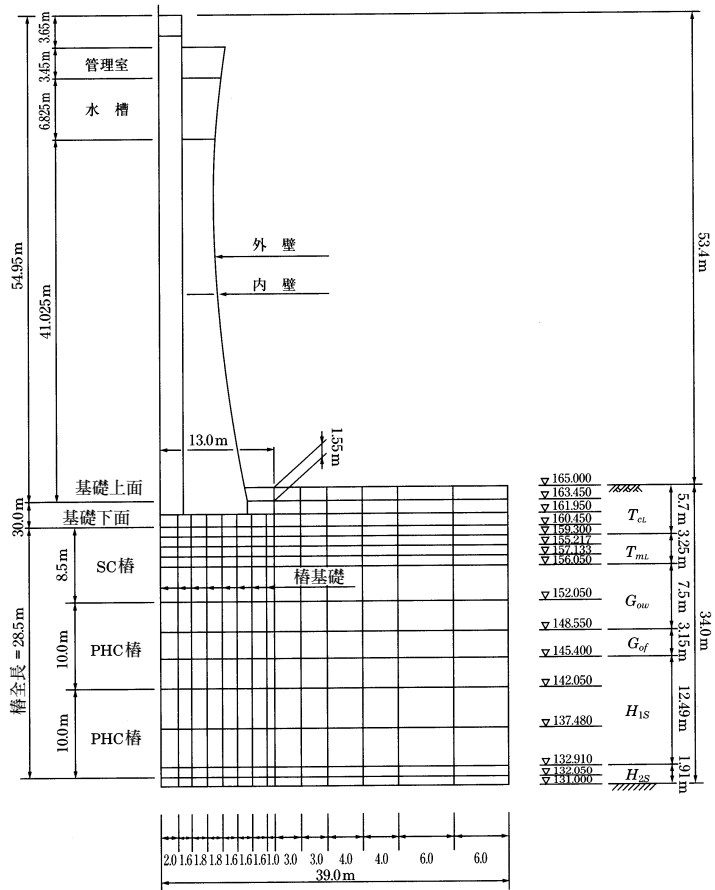
側壁下端部中間砂與土壤間之混凝土，高架水槽內部水重以附加重量考慮。

各項重量計算方法如下。

1. 側壁下端部中間砂與土壤間之混凝土，將中間砂與土壤間之混凝土總重量除以中間砂與土壤間混凝土荷載部份之體積，以單位體積重量方式施加。
2. 高架水槽內部水重，以滿水時在 GL+210 m 處，作為滿水時總重量計算，不附加在內外壁節點上。

## (3) 高架水槽、基礎、樁的衰減

高架水槽、基礎、樁的衰減為 5.0 (%)。



註1) 樁基礎為圖中箭頭所指部份

圖-4.6.8 分析模式全體圖

### 4.6.5.3 動態反應分析結果

#### 1) 自然週期分析結果

自然週期分析結果一覽如表-4.6.4 所示，自然振動模式如圖-4.6.9 至圖-4.6.10 所示。結構物受地震作用時，週期愈大的模態，對振動影響愈大。第一個模態為地盤的搖動（水平搖動），第二個模態為扭轉振動。

表-4.6.4 自然週期分析結果一覽表

項目 模態次數	自然周期 (s)	有效質量率 (%)			備註
		水平方向	垂直方向	回轉方向	
1 次	0.454	17.8	0.5	10.5	
2 次	0.377	19.1	0.3	28.1	
3 次	0.269	12.0	0.0	8.4	
4 次	0.201	3.2	0.0	8.0	
5 次	0.188	0.7	0.2	0.0	
6 次	0.176	3.5	0.7	3.3	
7 次	0.165	7.8	23.0	5.9	
8 次	0.151	2.1	30.0	1.6	
9 次	0.131	0.1	0.0	0.1	
10 次	0.125	0.3	0.0	0.3	

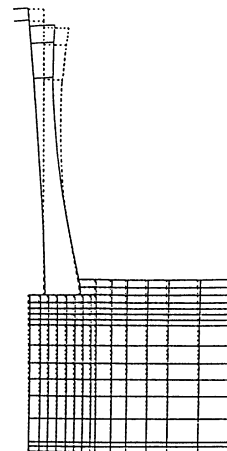
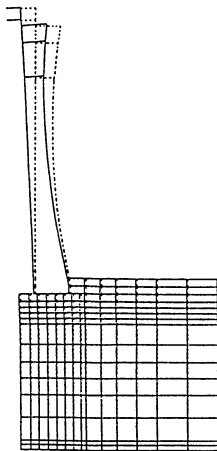


圖-4.6.9 自然振動模式圖 (第 1 次)  
自然周期 0.454 (s)

圖-4.6.10 自然振動模式圖 (第 2 次)  
固有周期 0.377 (s)

2) 全體動態反應分析結果

(1) 反應變位、反應加速度

最大反應變位分佈圖和最大反應加速度分佈圖，以圖-4.6.11 至圖-4.6.12 表示。  
節點位置的反應變位和反應加速度歷時波形以圖-4.6.13 至圖-4.6.14 表示。

(2) 發生斷面力

側壁、基礎、樁之常時與地震時的最大反應分析斷面力，將常時與地震時之斷面力項次組合表示（圖省略）。

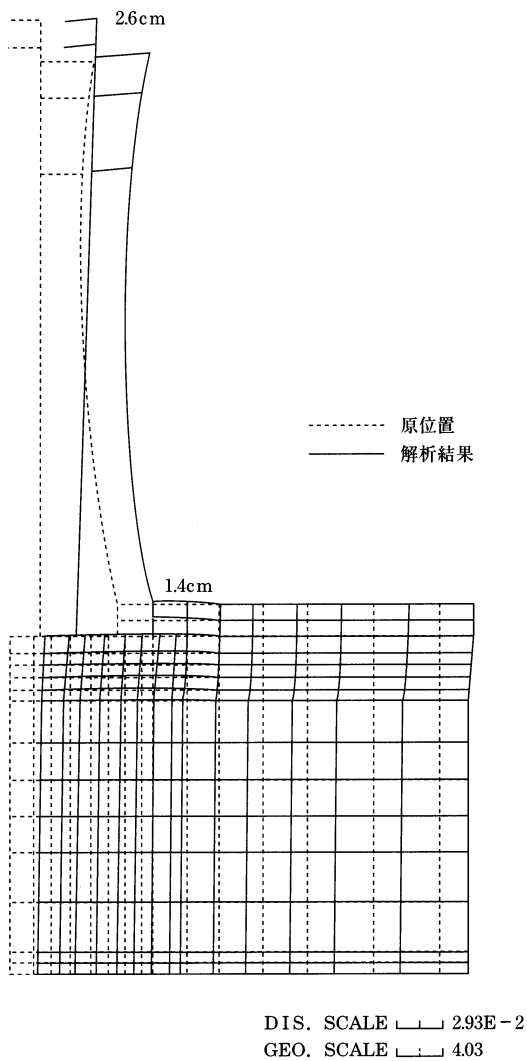


圖-4.6.11 最大反應變位分佈圖

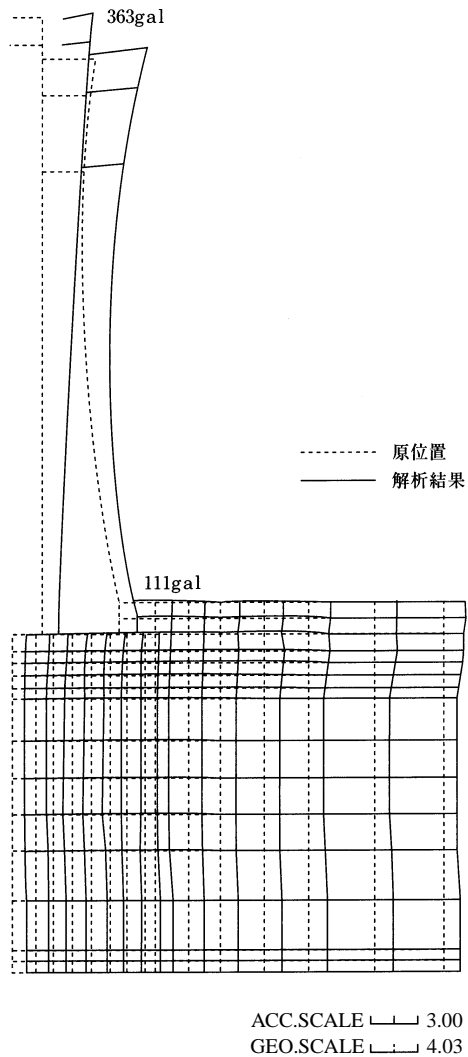


圖-4.6.12 最大反應加速度分佈圖

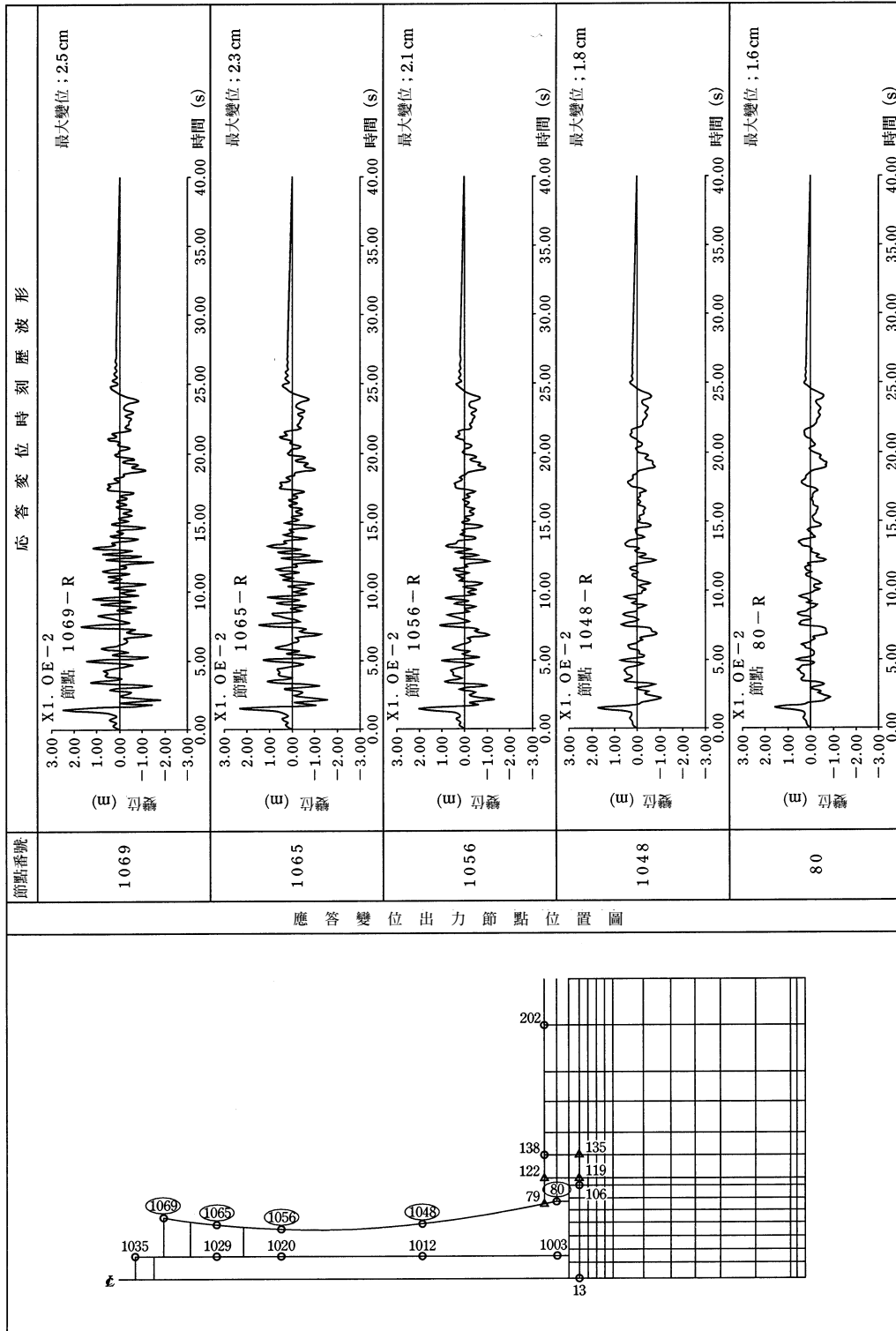


圖-4.6.13 反應變位圖

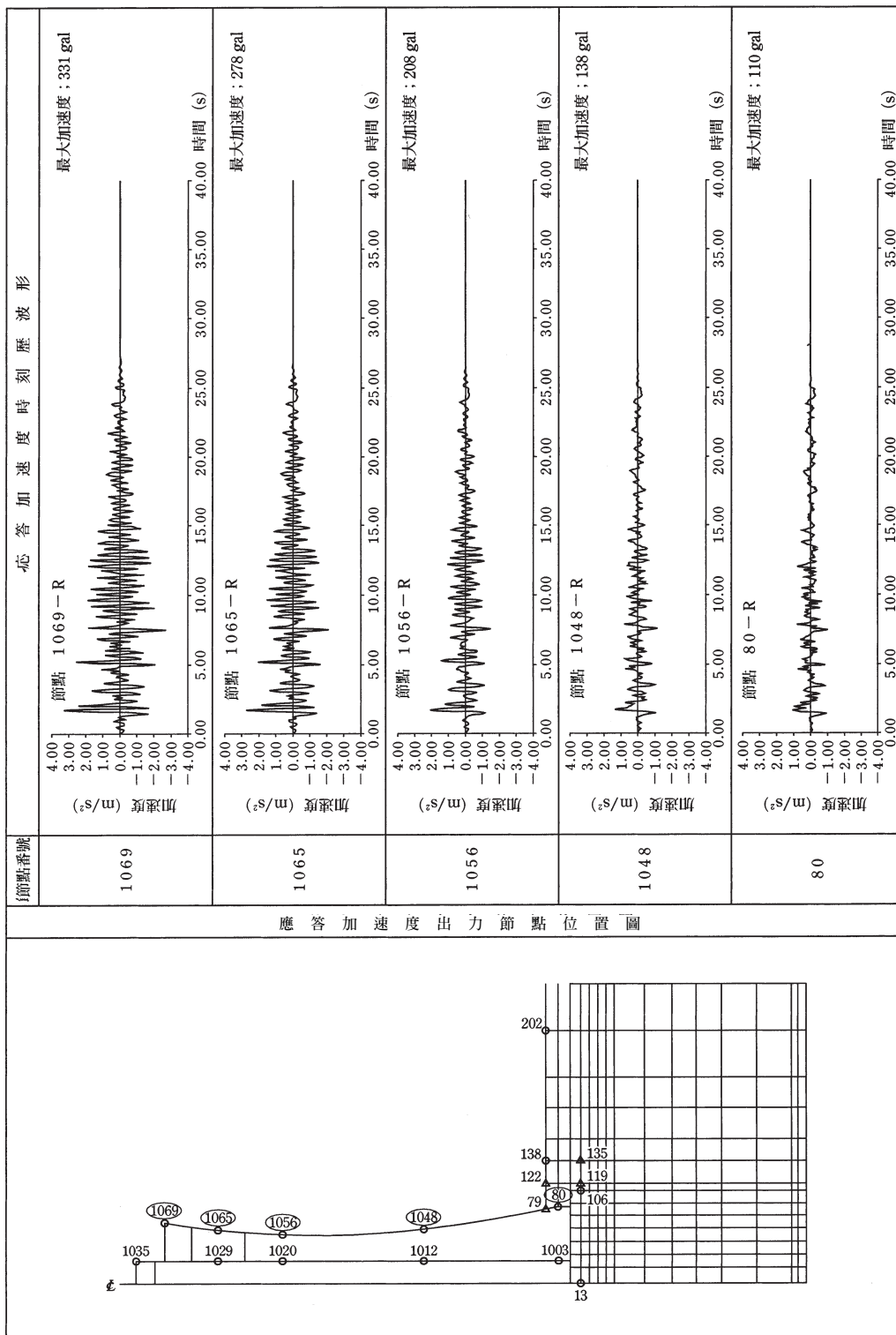


圖-4.6.14 反應加速度波形圖

4.6.6耐震性的檢核

4.6.6.1 震度法與動態反應分析之斷面力比較

外壁與內壁發生之斷面力（常時+地震時）經整理，以表-4.6.6 表示。

表-4.6.6 外壁與內壁發生之斷面力比較一覽表

位置 \ 項目			$\theta = 0^\circ$				$\theta = 180^\circ$			
			圓周方向		垂直方向		圓周方向		垂直方向	
			$N_T$ ( $tf$ )	$M_T$ ( $tf \cdot m$ )	$N_S$ ( $tf$ )	$M_S$ ( $tf \cdot m$ )	$N_T$ ( $tf$ )	$M_T$ ( $tf \cdot m$ )	$N_S$ ( $tf$ )	$M_S$ ( $tf \cdot m$ )
外壁	壁下端	震度法	-22.3 (-15.8)	3.0 (0.2)	-157.2 (-142.7)	-0.5 (1.5)	4.9 (0.7)	0.4 (0.1)	36.7 (-4.7)	2.3 (0.9)
		動態分析	-10.8 (-9.4)	0.2 (0)	-145.0 (-119.0)	0 (1.9)	19.2 (9.4)	0 (0)	33.0 (-7.0)	6.8 (1.9)
內壁	壁下端 +10 m	震度法	-7.6 (-0.8)	0 (0)	-146.5 (-76.8)	0.4 (0.1)	-1.8 (-0.5)	0 (0)	41.3 (-40.9)	0.4 (0)
		動態分析	-8.9 (-1.8)	0 (0)	-144.0 (-76.8)	0 (0)	-0.3 (1.8)	0 (0)	50.0 (-22.0)	0 (0)
	壁下端 +20 m	震度法	-4.2 (-0.8)	0 (0)	-116.6 (-49.3)	0.3 (0)	-1.2 (-0.8)	0 (0)	26.4 (-45.9)	0 (0)
		動態分析	-5.3 (-1.1)	0 (0)	-122.0 (-52.0)	0 (0)	0 (0)	0 (0)	45.0 (-24.0)	0 (0)
	壁下端 +35.8 m	震度法	-16.9 (-3.7)	0.4 (0)	-34.9 (-45.9)	3.0 (0)	-6.3 (-0.8)	0 (0)	-15.9 (-15.3)	0.9 (0)
		動態分析	1.0 (0)	0 (0)	-44.0 (-32.0)	0 (0)	-4.8 (0)	0 (0)	2.0 (-8.0)	0 (0)

- \* 1 上段的數值，表示外壁發生之斷面力。
- \* 2 下段（）內的數值，表示內壁發生之斷面力。
- \* 3  $N_T$ ， $N_S$ 表示為軸力，（-）表示為壓縮軸力。
- \* 4  $M_T$ ， $M_S$ ；表示彎曲力矩。

## 4.6.6.2 斷面應力檢核

## 1) 側壁斷面應力檢核

側壁斷面應力檢核經整理，以表-4.6.7 至表-4.6.8 表示。

表-4.6.7 側壁的斷面應力檢核結果一覽表（外壁）

項目		檢核位置		檢核位置						
		側壁下端		下端 + 10 m		下端 + 20 m		下端 + 35 m		
		$\theta=0^\circ$	$\theta=180^\circ$	$\theta=0^\circ$	$\theta=180^\circ$	$\theta=0^\circ$	$\theta=180^\circ$	$\theta=0^\circ$	$\theta=180^\circ$	
垂直方向	斷面力	軸力 (tf)	145.0	-33.0	144.0	-50.0	122.0	-45.0	44.0	-2.0
		力矩 (tf·m)	0	6.8	0	0	0	0	0	0
	應力	壓應力 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	19.5	-	22.0	-	21.0	-	9.0	-
		拉應力 $\sigma_t$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	-	1927	-	1505	-	1724	-	64
	容許壓應力 $\sigma_{ca}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	135	135	135	135	135	135	135	135	
	容許壓應力 $\sigma_{sa}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	
	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
圓周方向	斷面力	軸力 (tf)	10.8	-19.2	8.9	0.3	5.3	0	-1.0	4.3
		力矩 (tf·m)	0.2	0	0	0	0	0	0	0
	應力	壓應力 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	1.7	-	1.4	0	1.0	-	-	1.4
		拉應力 $\sigma_t$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	25	967	-	-	-	-	97	-
	容許壓應力 $\sigma_{ca}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	135	135	135	135	135	135	135	135	
	容許壓應力 $\sigma_{sa}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	
	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

\* 軸力值中（-）表示為拉伸軸力。

表-4.6.8 側壁的斷面應力檢核結果一覽表（內壁）

項目		檢核位置	檢核位置							
			側壁下端		下端 + 10 m		下端 + 20 m		下端 + 35 m	
			$\theta=0^\circ$	$\theta=180^\circ$	$\theta=0^\circ$	$\theta=180^\circ$	$\theta=0^\circ$	$\theta=180^\circ$	$\theta=0^\circ$	$\theta=180^\circ$
垂直方向	斷面力	軸力 ( $tf$ )	119.0	7.0	77.0	22.00	52.0	24.0	32.0	8.0
		力矩 ( $tf \cdot m$ )	0	1.9	0	0	0	0	0	0
	應力	壓應力 $\sigma_c$ ( $kgf/cm^2$ )	25.0	9.7	16.0	4	11.0	0.5	1.1	1.1
		拉應力 $\sigma_t$ ( $kgf/cm^2$ )	-	206	-	-	-	-	-	-
	容許壓應力 $\sigma_{ca}$ ( $kgf/cm^2$ )		135	135	135	135	135	135	135	135
	容許壓應力 $\sigma_{sa}$ ( $kgf/cm^2$ )		2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700
	判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
圓周方向	斷面力	軸力 ( $tf$ )	9.0	-9.0	1.8	-1.8	1.1	-1.1	0	0
		力矩 ( $tf \cdot m$ )	0	0	0	0	0	0	0	0
	應力	壓應力 $\sigma_c$ ( $kgf/cm^2$ )	2.0	-	0.4	-	0.2	-	-	-
		拉應力 $\sigma_t$ ( $kgf/cm^2$ )	-	742	-	142	-	87	-	-
	容許壓應力 $\sigma_{ca}$ ( $kgf/cm^2$ )		135	135	135	135	135	135	135	135
	容許壓應力 $\sigma_{sa}$ ( $kgf/cm^2$ )		2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700
	判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

\* 軸力值中 ( - ) 表示為拉伸軸力。

## 2) 基礎斷面應力檢核結果

基礎斷面應力檢核結果，以表 4.6.9 表示。

表-4.6.9 基礎斷面應力檢核結果一覽表

項目		檢核位置	檢核位置				備註
			側壁下端		內壁下端部		
			$\theta=0^\circ$	$\theta=180^\circ$	$\theta=0^\circ$	$\theta=180^\circ$	
半徑方向	斷面力	軸力 (tf)	23.6	-2.8	-15.5	-26.1	
		力矩 (tf·m)	75.0	-33.6	39.3	-21.3	
	應力	壓應力 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	18.2	10.0	5.0	0	
		拉應力 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	1589	2013	657	3109	
	容許壓應力 $\sigma_{ca}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	135	135	135	135	混凝土 $\sigma_{CK}=240$ kgf/cm <sup>2</sup>	
	容許壓應力 $\sigma_{sa}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	2700	2700	2700	2700	鋼筋 SD295	
	判定	OK	OK	OK	OK		
圓周方向	斷面力	軸力 (tf)	-8.5	-1.5	-11.5	-8.7	
		力矩 (tf·m)	-7.0	-26.5	-1.3	-13.1	
	應力度	壓應力 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0	6.0	0	3.0	
		拉應力 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	465	1023	646	1390	
	容許壓應力 $\sigma_{ca}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	135	135	135	135		
	容許壓應力 $\sigma_{sa}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	2700	2700	2700	2700		
	判定	OK	OK	OK	OK		

## 3) 樁斷面應力檢核結果

樁斷面應力檢核結果（安全檢討）以表-4.6.10 表示。

表-4.6.10 樁斷面應力檢核結果一覽表

項目		檢核位置		備註		
		$\theta=0^\circ$	$\theta=180^\circ$			
支 承 力 調 查	樁頭反力 (tf)		103.7	-9.8		
	容許承載力 (tf)		150	150		
	容許拉拔力 (tf)		40	40		
	判 定		OK	OK		
樁 體 斷 面 應 力 檢 核	樁 頭	斷面軸力 (tf)	103.7	-9.8		
		斷面力矩 (tf·m)	17.6	17.6		
		斷面剪力 (tf)	10.5	10.5		
	地 中	斷面軸力 (tf)	115.4	2.2		
		斷面力矩 (tf·m)	12.4	12.4		
		斷面剪力 (tf)	5.8	5.8		
	樁 頭	壓應力 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	115	77		
		拉應力 $\sigma_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	152	970		
		剪應力 $\tau_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	81	81		
	地 中	壓應力 $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	105	58		
		拉應力 $\sigma_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	95	635		
		剪應力 $\tau_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	45	45		
	容許壓應力 $\sigma_{ca}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		400	400		$\sigma_{ck}=800 \text{ kgf/cm}^2$
	容許拉應力 $\sigma_{sa}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		2100	2100		鋼材是 SKK400
	容許剪應力 $\tau_{sa}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )		1200	1200		鋼材是 SKK400
判 定		樁頭	OK			
		地中	OK			
樁 與 基 礎 結 合 部 的 檢 核	拉 壓 力 檢 核	垂直承壓應力 $\sigma_{cv}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	36.7			
		拉拔剪應力 $\tau_v$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	3.6			
		容許承壓應力 $\sigma_{ba}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	180	$\sigma_{b2}=1.5 \times 0.5 \times \sigma_{ck}$		
		容許拉拔剪應力 $\tau_{a3}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	9.0			
	判 定		OK			
	水 平 力 檢 核	水平承壓應力 $\sigma_{cv}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	17.5			
		水平拉拔剪應力 $\tau_v$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.7			
		容許承壓應力 $\sigma_{ba}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	108	$\sigma_{b2}=1.5 \times 0.3 \times \sigma_{ck}$		
		容許拉拔剪應力 $\tau_{a3}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	9.0			
		判 定		OK		

#### 4) 構材應力安全性檢核結果

側壁、基礎、樁等依動態反應分析所得之反應斷面力（軸力，力矩，剪力），進行斷面應力檢核，結果顯示側壁與樁，在地震時有充分之安全性。

另外，在基礎內壁下端附近的上側拉力鋼筋（D16ctc300）處，發生拉應力超過降伏點應力（ $\sigma_y = 3000 \text{ kgf/cm}^2$ ）。設計水平構材時，一般考慮軸力破壞，配合彎曲力矩與剪力檢討，決定構材斷面。本分析以殼元素模擬，設計時應考慮使其不要發生主要的軸拉張力破壞。

#### 4.7 埋設管路的耐震計算範例

##### 4.7.1 重要地震時，結構（的段結構動

###### 1. 依計條件

對。地有重要部響之檢核，為基礎荷、部響再設點地有重要部響之安全震檢核。的別對。不 1 在地有與不 2 在地有反應以下之計算，檢核結體較常與使頭之耐計在法許度以下，同礎，地有礎使頭水彎曲為度表較反應檢討。

力基礎荷、考慮下列二項，

① 內壓

② 自考慮荷、

（；，對。使頭水之耐計）再考慮溫度進行與圖 一般之部響。

• 結體規格

結種：標稱直容 900 mm 地震時，結 2 種 K 形

；容： $D=939\text{ mm}$

結厚：，材 13.0 mm

結長：6000 mm

• 依計內壓： $P_i=10.0\text{ kgf/cm}^2$

• 自考慮荷、： $(T-25)P_m=10\text{ tf / 椿}$

• 溫度進行： $T=20^\circ\text{C}$

• 支依條件

覆土： $h=1.5\text{ m}$

地形條件與圖-4.7.1 所體。

是考慮地下本。

土壤單充體分、計： $\gamma_t=1.7(\text{tf/m}^3)$

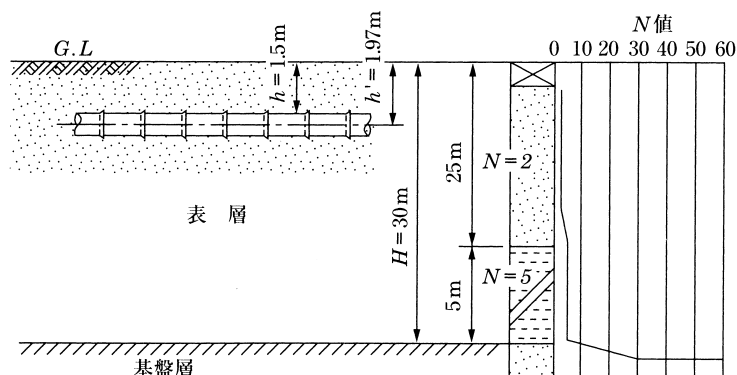


圖-4.7.1 結構支依狀況與土安定狀圖

2. 結體態析較常

1) 內壓造斷之面檢核較常 ( $\sigma_{pi}$  動)

$$\sigma_{pi} = v \cdot \frac{P_i \cdot (D-t)}{2 \cdot t} \dots\dots\dots (4.7.1 \text{動})$$

式中， $\sigma_{pi}$ ：內壓造斷之面檢核較常 ( $kgf/cm^2$  動)

$v$ ：柏松所 (0.28 動)

$P_i$ ：內壓 (10  $kgf/cm^2$  動)

$D$ ：；容 (93.9  $cm$  動)

$t$ ：示內稱結厚外側時造內圖壁為結厚

13.0/1.1 混 11.82 ( $mm$  動 混 1.182 ( $cm$  動)

$$\therefore \sigma_{pi} = 0.28 \times \frac{10.0 \times (93.9 - 1.182)}{2 \times 1.182} = 110 \quad (kgf/cm^2 \text{動})$$

2) 自考慮荷、造斷之面檢核較常 ( $\sigma_{po}$  動)

$$\sigma_{po} = \frac{0.322 \cdot W_m}{Z_p} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_p}{K_v \cdot D}} \dots\dots\dots (4.7.2 \text{動})$$

式中， $W_m$ ：自考慮荷、 ( $kgf/cm$  動)

$K_v$ ：凝直檢核地形土常圓數 (1.0  $kgf/cm^3$  動)

$E$ ：彈震圓數 ( $1.6 \times 10^6$   $kgf/cm^2$  動)

$$I_p : \text{周面 2 次彎矩 ( } 3.700 \times 10^5 \text{ cm}^4 \text{ 動) ( } I_p = \pi \cdot \{D^4 - (D - 2t)^4\} / 64 \text{ 動)}$$

$$Z_p : \text{周面圓數 ( } 7.881 \times 10^3 \text{ cm}^3 \text{ 動) ( } Z_p = 2 \cdot I_p / D \text{ 動)}$$

$$\therefore \sigma_{p0} = \frac{0.322 \times 32.01}{7.881 \times 10^3} \cdot \sqrt{\frac{1.6 \times 10^6 \times 3.700 \times 10^5}{1.0 \times 93.9}} = 104 \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$$

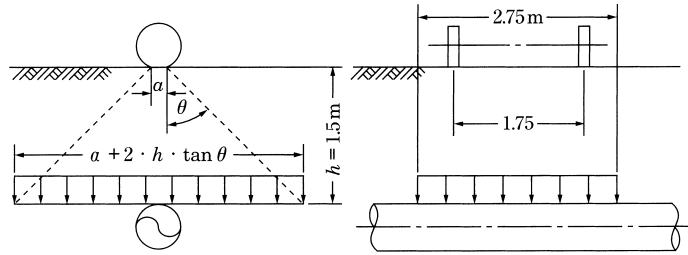


圖-4.7.2 自考慮荷、的方圖

但是，自考慮荷、 $W_m$

$$W_m = \frac{2 \cdot P_m \cdot D}{275 \cdot (a + 2 \cdot h \cdot \tan \theta)} \cdot (1 + i) \dots \dots \dots (4.7.3 \text{ 動})$$

$P_m$  : 自考慮附樁 1 樁水加當荷、 ( 10 tf / 樁動)

$a$  : 使地樁寬 ( 20 cm)

$h$  : 覆土 ( 150 cm)

$\theta$  : 荷、的布為 ( 45° 動)

$i$  : 衝擊圓數 ( 1.5 m  $\leq h \leq$  6.5 m 動)

$$i = 0.65 - 0.1 \times 1.5 = 0.5$$

$$\therefore W_m = \frac{2 \times 10000 \times 93.9}{275 \times (20 + 2 \times 150 \times \tan 45^\circ)} \times (1 + 0.5) = 32.01 \text{ (kgf/cm)}$$

3) 地有礎之面檢核較常 ( $\sigma_s$ )

與圖-4.7.1 所體，將地形數行為表安地形與合形之模式，計算面檢核之較常

• 表安地形之自然振考調查

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

式中， $H_i$ ：第  $i$  層土壤的厚度 (m)

$V_{si}$ ：第  $i$  層土壤的剪力波速 (m/s)

剪力波速根據「2.3.2」節之表-2.3.1，計算結果如表-4.7.1。

表-4.7.1 剪力波速

	層厚 $H_i$ (m)	$N$ 值	剪力波速計算結果	$H_i/V_{si}$
①	25	2	$61.8 N^{0.211} = 71.5 \text{ m/s}$	0.350
②	5	5	$122 N^{0.0777} = 138.3 \text{ m/s}$	0.036
③	-	50	$205 N^{0.125} = 334 \text{ m/s}$	-

$$\therefore T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} = 4 \times 0.386 = 1.544 \approx 1.54 \quad (s)$$

• 地震時之波長

$$\left. \begin{aligned} L &= \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} \\ L_1 &= T_G \cdot V_{DS} \\ L_2 &= T_G \cdot V_{BS} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.7.4)$$

式中， $L$ ：地震波長 (m)

$T_G$ ：表層地盤之自然振動週期 (1.54 s)

$V_{DS}$ ：表層地盤之剪力波速 (m/s)

$V_{BS}$ ：基盤之剪力波速 (334 m/s)

$$V_{DS} = \frac{\sum H_i}{\sum \frac{H_i}{V_i}} = 77.7 \text{ (m/s)}$$

$$L_1 = 1.54 \times 77.7 = 119.7 \text{ (m)}$$

$$L_2 = 1.54 \times 334 = 514.4 \text{ (m)}$$

$$\therefore L = \frac{2 \times 119.7 \times 514.4}{119.7 + 514.4} = 194.2 \text{ (m)}$$

• 地盤之剛性係數

$$\left. \begin{aligned} K_{g1} &= 1.5 \cdot \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_s^2 \\ K_{g2} &= 3 \cdot \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_s^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.7.5)$$

式中， $K_{g1}$ ：軸方向變位之地盤剛性係數（ $kgf/cm^2$ ）  
 $K_{g2}$ ：垂直軸方向變位之地盤剛性係數（ $kgf/cm^2$ ）  
 $\gamma_t$ ：土壤單位體積重量（ $1.7 \times 10^{-3} kgf/cm^2$ ）  
 $V_s$ ：管路深度處之表層地盤剪力波速（ $7.15 \times 10^3 cm/s$ ）  
 $g$ ：重力加速度（ $980 cm/s^2$ ）

$$\therefore K_{g1} = 1.5 \times \frac{1.7 \times 10^{-3}}{980} \times (7.15 \times 10^3)^2 = 133.0 \quad (kgf/cm^2)$$

$$\therefore K_{g2} = 3 \times \frac{1.7 \times 10^{-3}}{980} \times (7.15 \times 10^3)^2 = 266.0 \quad (kgf/cm^2)$$

• 管軸方向上之地盤水平變位振幅

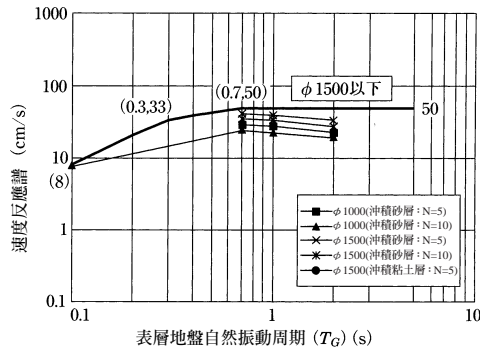
①第 1 級地震：

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_g \cdot K'_{h1} \cdot \cos \frac{\pi h'}{2 \cdot H} \dots\dots\dots (4.7.6)$$

②第 2 級地震：

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \cdot S'_v \cdot T_g \cdot \cos \frac{\pi h'}{2 \cdot H} \dots\dots\dots (4.7.7)$$

式中， $U_h$ ：管軸位置之地盤水平方向變位振幅（ $cm$ ）  
 $T_g$ ：表層地盤的自然振動週期（ $1.54 s$ ）  
 $K'_{h1}$ ：設計基盤面的水平震度係數  
 $S_v$ ：正規化之基盤速度反應譜值（ $T_g > 0.5 s$ ）（ $80 cm/s$ ）  
 $h'$ ：地表面到管路中心位置之深度（ $1.97 m$ ）  
 $H$ ：表層地盤的厚度（ $30.0 m$ ）  
 $S'_v$ ：基盤的速度反應譜值（ $T_g > 0.7 s$ ）（ $50 cm/s$ ）



參考圖-4

式中，速度反應譜值（ $s_v$ ）可依據「1.3.6」節之圖-1.3.4 求之。  
 第 2 級地震情況下，軸應力計算所採用之  $s_v$  值可根據「2.3.4」中，參考 II 之參考圖-4，5 求得。而彎曲應力計算時所採用之  $s_v$  值則可根據「1.3.7」之圖-1.3.5 求得。

設計基盤面之水平震度係根據「1.3.4」節中，

$$K'_{h1} = C_z \cdot K'_{h01}$$

式中， $C_z$ ：區域修正係數（1.0）

$K'_{h01}$ ：基盤面之基準水平震度（0.15）

$$K'_{h1} = 1.0 \times 0.15 = 0.15$$

對於第 1 級地震

$$\therefore U_h = \frac{2}{\pi^2} \times 80 \times 1.54 \times \cos\left(\frac{\pi \times 1.97}{2 \times 30.0}\right) = 3.72 (cm)$$

對於第 2 級地震，軸應力的計算為

$$\therefore U_h = \frac{2}{\pi^2} \times 50 \times 1.54 \times \cos\left(\frac{\pi \times 1.97}{2 \times 30.0}\right) = 15.52 (cm)$$

而彎曲應力的計算為

$$\therefore U_h = \frac{2}{\pi^2} \times 100 \times 1.54 \times \cos\left(\frac{\pi \times 1.97}{2 \times 30.0}\right) = 31.04 (cm)$$

• 地震時的軸方向應力（ $\sigma_x$ ）

$$\left. \begin{aligned}
 \sigma_x &= \sqrt{\sigma'_L(x)^2 + \sigma'_B(x)^2} \\
 \sigma'_L(x) &= \xi_1(x) \cdot \sigma_L \\
 \sigma'_B(x) &= \xi_2(x) \cdot \sigma_B \\
 \sigma_L &= \alpha_1 \cdot \frac{\pi \cdot U_h}{L} \cdot E \\
 \sigma_B &= \alpha_2 \cdot \frac{2\pi^2 \cdot D \cdot U_h}{L^2} \cdot E \\
 \alpha_1 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot \pi}{\lambda_1 \cdot L'}\right)^2} \\
 \alpha_2 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot \pi}{\lambda_2 \cdot L'}\right)^4} \\
 \lambda_1 &= \sqrt{\frac{K_{g1}}{E \cdot A_p}} \\
 \lambda_2 &= \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{E \cdot I_p}} \\
 L' &= \sqrt{2} \cdot L
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.7.8)$$

式中， $\sigma_x$ ：管軸方向合成應力（ $kgf/cm^2$ ）

$\sigma_L, \sigma_B$ ：地盤軸向變形與彎曲產生之軸應力，彎曲應力（ $kgf/cm^2$ ）

$\sigma'_L(x), \sigma'_B(x)$ ：距離接頭  $x$  處之軸應力，彎曲應力（ $kgf/cm^2$ ）

$\xi_1(x), \xi_2(x)$ ：距離接頭  $x$  處之軸應力，彎曲應力修正係數，依據

「2.3.4」參考 I

$x$ ：應力最大位置與接頭之距離（ $x=l/2$ ）

$U_h$ ：管軸位置之地盤水平變位振幅（ $cm$ ）

$L$ ：地震動的波長（ $194.2 m$ ）

$D$ ：外徑（ $93.9 cm$ ）

$E$ ：彈性係數（ $1.6 \times 10^6 kgf/cm^2$ ）

$K_{g1}$  : 軸方向變位之地盤剛性係數 ( 133.0 kgf / cm<sup>2</sup> )

$K_{g2}$  : 垂直軸方向變位之地盤剛性係數 ( 266.0 kgf / cm<sup>2</sup> )

$A_p$  : 斷面積 ( 344 cm<sup>2</sup> )

$I_p$  : 斷面二次彎矩 ( 3.700×10<sup>5</sup> cm<sup>4</sup> )

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{133.0}{1.6 \times 10^6 \times 344}} = 4.92 \times 10^{-4} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{266.0}{1.6 \times 10^6 \times 3.700 \times 10^5}} = 4.60 \times 10^{-3} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$$

$$L' = \sqrt{2} \times 194.2 \times 10^2 = 274.6 \times 10^2 \text{ (cm)}$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \times \pi}{4.92 \times 10^{-4} \times 274.6 \times 10^2} \right)^2} = 0.822$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + \left( \frac{2 \times \pi}{4.60 \times 10^{-3} \times 194.2 \times 10^2} \right)^2} = 1.000$$

由「2.3.4」之參考 I 求出  $\xi_1(x)$ ,  $\xi_2(x)$

$$v = \frac{l}{L} = 0.031$$

$$v' = \frac{l}{L'} = 0.022$$

$$\mu' = \frac{l}{2 \cdot L'} = \frac{6.0}{2 \times 274.6} = 0.011$$

$$\mu = \frac{l}{2 \cdot L} = \frac{6.0}{2 \times 194.2} = 0.015$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{4E \cdot I_p}} = \sqrt[4]{\frac{266.0}{4 \times 10^6 \times 3.700 \times 10^5}} = 3.26 \times 10^{-3} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$$

$$v' \lambda_1 L' = 0.022 \times 4.92 \times 10^{-4} \times 274.6 \times 10^2 = 0.297$$

$$2\pi v' = 2 \times \pi \times 0.022 = 0.138$$

$$\mu' \lambda_1 L' = 0.011 \times 4.92 \times 10^{-4} \times 274.6 \times 10^2 = 0.149$$

$$v\beta L = 0.031 \times 3.26 \times 10^{-3} \times 194.2 \times 10^2 = 1.963$$

$$\mu\beta L = 0.015 \times 3.26 \times 10^{-3} \times 194.2 \times 10^2 = 0.950$$

$$2\pi\mu = 2\pi \times 0.015 = 0.094$$

$$2\pi\mu' = 2\pi \times 0.011 = 0.069$$

$$\phi_1(l/2) = \{\exp(-0.297) - \cos(0.138)\}\exp(0.149) - \{\exp(-0.297) - \cos(0.138)\}\exp(0.149) + 2\sinh(0.297) \cdot \cos(0.069) = 0.008$$

$$\phi_2(l/2) = 2\sin(0.138) \cdot \sinh(0.149) - 2\sin(0.069) \cdot \sinh(0.297) = -0.0004$$

$$\phi_3(l/2) = -0.001 \times 0.640 - (-0.100) \times 1.209 - 0.044 \times 0.894 - \sin(0.094) = -0.013$$

$$\phi_4(l/2) = 0.865 + (-0.907) \times 0.640 - (-0.907) \times 1.209 - 0.584 \times 0.894 - \cos(0.094) = -0.137$$

$$\xi_1(l/2) = \frac{\sqrt{0.008^2 + (-0.0004)^2}}{\exp(0.297) - \exp(-0.297)} = 0.013$$

$$\xi_2(l/2) = \sqrt{(-0.013)^2 + (-0.137)^2} = 0.138$$

表-4.7.2  $C_i, e_i, f_i$  值

$i$	$C_i$	$e_i$	$f_i$
1	3.225	0.894	-0.100
2	3.355	1.209	-0.907
3	-1.334	0.640	-0.001
4	-1.388	0.865	0.044
5	-	-	0.584

## ①第1級地震

$$\sigma_{1L} = 0.822 \times \frac{\pi \times 3.72}{194.2 \times 10^2} \times 1.6 \times 10^6 = 791 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{1B} = 1.000 \times \frac{2 \times \pi^2 \times 93.9 \times 3.72}{(194.2 \times 10^2)^2} \times 1.6 \times 10^6 = 29 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma'_{1L(l/2)} = 0.013 \times 791 = 10 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma'_{1B(l/2)} = 0.138 \times 29 = 4 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\text{所以, } \sigma'_{1x(l/2)} = \sqrt{10^2 + 4^2} = 11 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

②第 2 級地震

$$\sigma_{2L} = 0.822 \times \frac{\pi \times 15.52}{194.2 \times 10^2} \times 1.6 \times 10^6 = 3302 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{2B} = 1.000 \times \frac{2 \times \pi^2 \times 93.9 \times 31.04}{(194.2 \times 10^2)^2} \times 1.6 \times 10^6 = 244 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma'_{2L(\ell/2)} = 0.013 \times 3302 = 43 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma'_{2B(\ell/2)} = 0.138 \times 244 = 34 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

所以， $\sigma'_{2x(\ell/2)} = \sqrt{43^2 + 34^2} = 55 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

此外，延性鑄鐵管之管體應力亦可以式 2.3.22 計算，其結果見下述〔參考〕部分。

4)管體發生應力之安全性檢核

第 1 級地震與第 2 級地震於常時及地震時之發生應力歸納如下表。

表-4.7.3 管體發生應力的計算結果

單位：kgf/cm<sup>2</sup>

項目		第 1 級地震	第 2 級地震
常時	設計內壓 ( $P_i = 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ )	110	110
	自動車荷重 ( $T - 25$ )	104	104
地震		11	55
軸方向應力合計		225	269
[容許應力]		2750	2750]

〔參考〕依式 2.3.22 計算之管體應力

$$\sigma_L = \frac{\pi \cdot D \cdot \tau \cdot l}{2 \cdot A_0}$$

式中， $\sigma_L$ ：管軸方向應力 ( kgf/cm<sup>2</sup> )

$D$ ：延性鑄鐵管之外徑 ( 93.9 cm )

$\tau$ ：管體與地盤之摩擦力 ( 0.1 kgf/cm<sup>2</sup> )

$l$ ：管長 ( 600 cm )

$A_0$  : 斷面積 (  $344 \text{ cm}^2$  )

$$\sigma_L = \frac{\pi \times 93.9 \times 0.1 \times 600}{2 \times 344} = 26 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

3. 接頭之伸縮量與彎曲角度

1) 依內壓計算接頭之伸縮量 (  $e_i$  )

$$e_i = \frac{l \cdot \sigma_{pi}}{E} \dots\dots\dots (4.7.9)$$

式中， $e_i$  : 依內壓計算接頭之伸縮量 (  $cm$  )

$\sigma_{pi}$  : 內壓造成之管體應力 (  $kgf/cm^2$  )

$l$  : 管長 (  $600 \text{ cm}$  )

$E$  : 彈性係數 (  $1.6 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$  )

$$\therefore e_i = \frac{600 \times 110}{1.6 \times 10^6} = 0.041 \text{ (cm)}$$

2) 依自動車荷重計算之接頭伸縮量 (  $e_o$  )

$$e_o = \frac{l \cdot \sigma_{p0}}{E} \dots\dots\dots (4.7.10)$$

式中， $e_o$  : 依自動車荷重計算之接頭伸縮量 (  $cm$  )

$\sigma_{p0}$  : 自動車荷重造成之管體應力 (  $kgf/cm^2$  )

$$\therefore e_o = \frac{600 \times 104}{1.6 \times 10^6} = 0.039 \text{ (cm)}$$

3) 溫度變化造成之伸縮量 (  $e_t$  )

$$e_t = a \cdot \Delta T \cdot \ell \dots\dots\dots (4.7.11)$$

式中， $e_t$  : 溫度變化造成之接頭伸縮量 (  $cm$  )

$a$  : 線膨脹係數 (  $1.0 \times 10^{-5} / ^\circ C$  )

$\Delta T$  : 溫度變化 (  $20^\circ C$  )

$$\therefore e_t = 1.0 \times 10^{-5} \times 20 \times 600 = 0.120 \text{ (cm)}$$

4) 差異沈陷造成之接頭伸縮量 ( $e_d$ )

差異沈陷造成之接頭伸縮量，依圖-4.7.4 之情況計算。

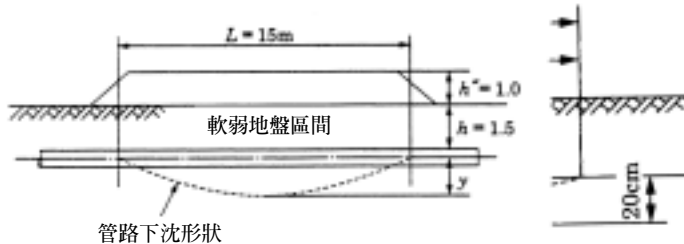


圖-4.7.4 差異沈陷假想圖

管路通過軟弱地盤的長度為 60 m，假設中央沈陷 20 cm，則  $l=30m$  的區間內，管軸心伸長量  $\Delta l$  為

$$\Delta l = \sqrt{(30.0 \times 10^2)^2 + 20^2} - 30.0 \times 10^2 = 0.067 \text{ (cm)}$$

這段伸長量  $\Delta l$  在 30 m 的區間內是由 6 個接頭所分散吸收，在此假設伸長量集中由 1 個接頭所吸收。

$$e_d = \Delta l = 0.067 \text{ (cm)}$$

5) 地震時接頭的伸縮量 ( $|u_j|$ )

• 管軸位置的地盤水平變位振幅

① 第 1 級地震

$$U_h = 3.72 \text{ cm (同前述)}$$

② 第 2 級地震

第 2 級地震計算接頭伸縮量及接頭彎曲角度所採用之  $S_v'$  可參照「1.3.7」節之圖-1.3.5。

(依地震等級的排列順序下，上限 90% 來設定)

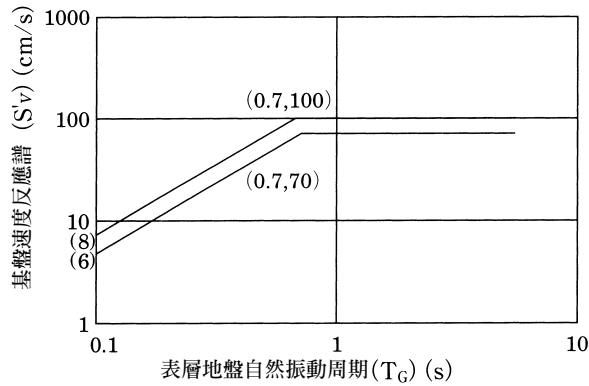


圖 - 1.3.5

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \times 100 \times 1.54 \times \cos\left(\frac{\pi \times 1.97}{2 \times 30}\right) = 31.04 \text{ (cm)}$$

• 接頭之伸縮量

$$\left. \begin{aligned} |u_j| &= u_0 \cdot \bar{u}_j \\ u_0 &= a_1 \cdot U_a \text{ (cm)}, U_a = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot U_h \\ \bar{u}_j &= \frac{2\gamma_1 |\cosh \beta_1 - \cos \gamma_1|}{\beta_1 \cdot \sinh \beta_1} \\ \alpha_1 &= \frac{1}{1 + (\gamma_1 / \beta_1)^2} \\ \beta_1 &= \sqrt{\frac{K_{s1}}{E \cdot A_p}} \cdot l, \quad \gamma_1 = \frac{2\pi l}{L'} \\ L' &= \sqrt{2} \cdot L \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.7.12)$$

式中， $|u_j|$ ：管軸方向之接頭伸縮量 (cm)

$u_0$ ：無限連續梁模式之梁管軸方向相對變位量 (cm)

$L$ ：地震波長 (194.2 cm)

$U_h$ ：同前述

$K_{s1}$ ：同前述 (133.0 kgf/cm<sup>2</sup>)

$E$ ：彈性係數 (1.6×10<sup>6</sup> kgf/cm<sup>2</sup>)

$A_p$ ：斷面積 (344 cm<sup>2</sup>)

$l$  : 接頭間距 ( 600 cm )

$$L' = \sqrt{2} \times 194.2 \times 10^2 = 274.6 \times 10^2 \quad (cm)$$

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{133.0}{1.6 \times 10^6 \times 344}} \times 600 = 0.295$$

$$\gamma_1 = \frac{2 \times \pi \times 600}{274.6 \times 10^2} = 0.137$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left(\frac{0.137}{0.295}\right)^2} = 0.823$$

$$\frac{u_j}{u_0} = \frac{2 \times 0.137 \times [\cosh(0.295) - \cos(0.137)]}{0.295 \times \sinh(0.295)} = 0.165$$

① 第 1 級地震

$$U_a = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 3.72 = 2.63 \quad (cm)$$

$$u_0 = 0.823 \times 2.63 = 2.164 \quad (cm)$$

所以接頭部分的伸縮量是

$$|u_j| = 2.164 \times 0.165 = 0.357 \quad (cm)$$

② 第 2 級地震

$$U_a = \frac{1}{\sqrt{2}} \times 31.04 = 21.95 \quad (cm)$$

$$u_0 = 0.823 \times 21.95 = 18.06 \quad (cm)$$

所以接頭部分的伸縮量是

$$|u_j| = 18.06 \times 0.165 = 2.980 \quad (cm)$$

6) 接頭的彎曲角度 (  $\theta$  )

$$\theta = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot l \cdot U_h}{L^2} \dots\dots\dots (4.7.13)$$

式中， $\theta$  : 接頭的彎曲角度 ( rad )

$l$  : 接縫間距 ( 600 cm )

$U_h$  : 同前述

$L$ ：地震波長 (  $194.2 \times 10^2 \text{ cm}$  )

① 第 1 級地震

$$\theta = \frac{4 \times \pi^2 \times 600 \times 3.72}{(194.2 \times 10^2)^2} = 2.34 \times 10^{-4} \text{ (rad)} = 0' 48''$$

② 第 2 級地震

$$\theta = \frac{4 \times \pi^2 \times 600 \times 31.04}{(194.2 \times 10^2)^2} = 1.95 \times 10^{-3} \text{ (rad)} = 6' 42''$$

7) 接頭之彎曲角度與伸縮量之安全性檢核

根據第 1 級地震與第 2 級地震之接頭彎曲角度和伸縮量計算結果如表-4.7.4。

表-4.7.4 接頭之彎曲角度與伸縮量的計算結果

項目		地震	第 1 級地震	第 2 級地震
接頭彎曲角度 (地震)			0° 00' 48"	0° 06' 42"
接頭伸縮量 (mm)	常時	設計內壓 ( $P_i = 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ )	0.41	0.41
		自動車荷重 ( $T - 25$ )	0.39	0.39
		溫度變化 ( $\Delta T = 20^\circ\text{C}$ )	1.20	1.20
		差異沈陷 ( $20 \text{ cm}$ )	0.67	0.67
	地震		3.57	29.80
	伸縮量合計		6.24	32.47
	設計檢核用最大伸縮量 (900 mm, K 形)		31	31

由表-4.7.3 可知，不論第 1 級或第 2 級地震，延性鑄鐵管的管體應力都遠小於容許應力，所以是安全的。此外，由表-4.7.4 可知接頭彎曲的角度也非常地小。

關於接頭的伸縮量，表-4.7.4 中第 1 級地震時小於 K 形接頭之設計最大伸縮量，但第 2 級地震時卻大於其最大伸縮量。因此，針對第 2 級地震應採用設計最大伸縮量 60 mm (口徑 900 mm) 之 S 形接頭。

而且根據「2.3.4」節之說明，反應變位法是假設地盤應變均勻而加

以計算的，但是實際上地盤是不均質的，有可能造成局部應變集中，而使計算結果偏向安全，這點須特別留意。

#### 4.7.2 銲接鋼管管路（連續管路）

##### 1) 基本方針

對於銲接鋼管管路的耐震設計，仍須分別針對第 1 級地震與第 2 級地震進行耐震性檢核。同時，更應檢核地盤液化造成之地盤變形的影響。此外，對於埋設鋼管的耐震性檢核，除了考慮地盤振動的影響之外，以下幾項常時荷重的影響也必須考慮，

- ① 內壓
- ② 自動車荷重
- ③ 溫度變化
- ④ 差異沈陷

##### 2) 設計條件

本耐震設計範例假設以下條件。

###### i) 管體規格

管徑（外徑）： $D=1016 \text{ mm}$ （ $101.6 \text{ cm}$ ）

管厚： $t=9.0 \text{ mm}$ （ $0.9 \text{ cm}$ ）

管材質：輸送水用塗覆裝鋼管（JIS G 3443）

水道用塗覆裝鋼管（JWWA G 117）

ii) 埋設條件：覆土 =  $1.5 \text{ m}$ （ $150 \text{ cm}$ ）

iii) 設計內壓： $P_i=10.0 \text{ kgf/cm}^2$

iv) 自動車荷重： $P_m=10 \text{ tf}$  / 輪（ $T-25$ ）

v) 溫度變化： $\Delta t=15^\circ\text{C}$

vi) 地盤模式：如圖-4.7.5 所示

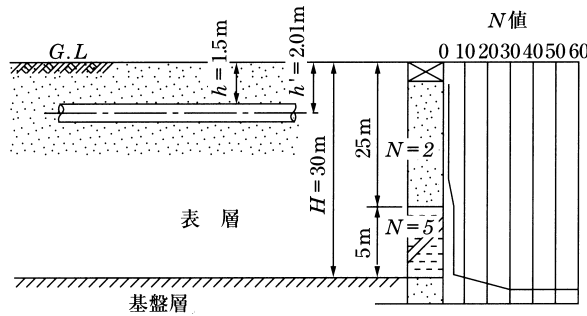


圖-4.7.5 地盤模式

3) 常時荷重造成之管體應變

(1) 內壓造成之軸方向應變

地下埋設鋼管在軸方向變形受到束制

$$\epsilon_{ii} = \frac{P_i (D - t)}{2tE} \nu \dots\dots\dots (4.7.14)$$

式中， $\epsilon_{ii}$ ：內壓造成之管軸方向應變

$\nu$ ：柏松比（鋼）（0.3）

$P_i$ ：內壓（10  $kgf/cm^2$ ）

$D$ ：鋼管的外徑（101.6  $cm$ ）

$t$ ：管厚（0.9  $cm$ ）

$E$ ：鋼管的彈性係數（ $2.1 \times 10^6 kgf/cm^2$ ）

$$\epsilon_{ii} = \frac{10.0 \times (101.6 - 0.9)}{2 \times 0.9 \times 2.1 \times 10^6} \times 0.3 = 8.0 \times 10^{-5} (= 0.008\%)$$

(2) 自動車荷重造成之軸方向應變

自動車荷重造成之埋設管的軸方向應變，

$$\epsilon_{10} = \frac{0.322 W_m}{Z E} \sqrt{\frac{EI}{K_v D}} \dots\dots\dots (4.7.15)$$

式中， $\epsilon_{10}$ ：自動車依管軸方向應變

$W_m$ ：自動車荷重（ $kgf/cm^2$ ）

$D$  : 鋼管的外徑 ( 101.6 cm )

$K_v$  : 垂直方向地盤反力係數 ( 1.00 kgf / cm<sup>3</sup> )

$E$  : 鋼管的彈性係數 ( 2.1×10<sup>6</sup> kgf/cm<sup>2</sup> )

$Z$  : 鋼管的斷面係數 ( 7105 cm<sup>3</sup> )

$I$  : 鋼管的斷面二次彎矩 ( 3.61×10<sup>5</sup> cm<sup>4</sup> )

$$\epsilon_{10} = \frac{0.322 \times 34.6}{7105 \times 2.1 \times 10^6} \times \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6 \times 3.61 \times 10^5}{1.0 \times 101.6}} = 6.45 \times 10^{-5} (= 0.006\%)$$

但是，自動車荷重  $W_m$

$$W_m = \frac{2P_m D}{275(a + 2h \tan \theta)} \cdot (1+i) \dots\dots\dots (4.7.16)$$

式中， $P_m$  : 自動車後輪 1 輪之相當荷重 ( 10000 kgf / 輪 )

$a$  : 接地輪寬 ( 20 cm )

$h$  : 覆土 ( 150 cm )

$\theta$  : 荷重分布角 ( 45° )

$i$  : 衝擊係數 ( 1.5 ≤  $i$  ≤ 6.5 )

$$i = 0.65 - 0.1h = 0.5$$

$$W_m = \frac{2 \times 10000 \times 101.6}{275 \times (20 + 2 \times 150 \times \tan 45^\circ)} \times (1 + 0.5) = 34.6 \text{ (kgf / cm)}$$

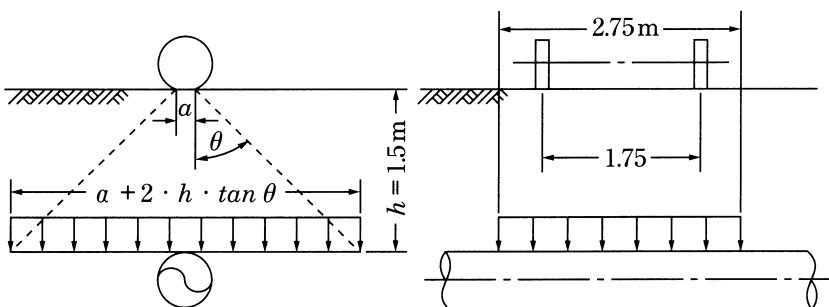


圖-4.7.6 自動車荷重分布圖

(3) 溫度變化造成之軸方向應變

鋼管因溫度變化造成之軸方向應變可依下式求之。

$$\epsilon_{lr} = a \cdot \Delta t \dots\dots\dots (4.7.17)$$

式中， $\epsilon_{lr}$ ：溫度變化造成之軸方向應變

$a$ ：鋼的線膨脹係數（ $1.2 \times 10^{-5}$ ）

$\Delta t$ ：溫度變化（ $15^\circ C$ ）

$$\epsilon_{lr} = 1.2 \times 10^{-5} \times 15 = 1.8 \times 10^{-4} (=0.018\%)$$

(4) 差異沈陷造成之軸方向應變

對於差異沈陷造成之銲接鋼管軸方向應變，計算時依填土地盤的沈陷為對象進行計算。

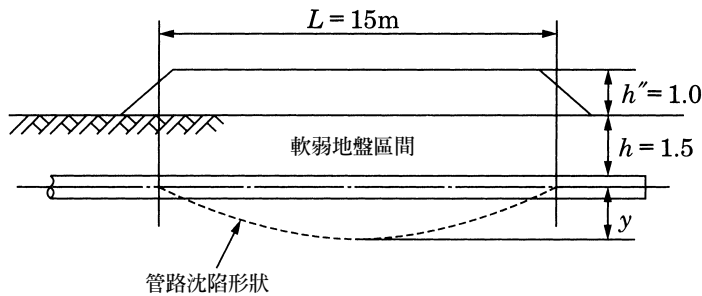


圖-4.7.7 差異沈陷假想圖

將銲接鋼管視為彈性基礎上的梁，則最大彎曲力矩可依據「構造力學公式集」（土木學會）求得，設計時宜保守考慮，取  $M_1$  與  $M_2$  取其中值較大者。

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{W_d}{2\beta^2} e^{-\beta L/2} \sin \frac{\beta L}{2} \\ M_2 &= \frac{e^{\pi/4} W_d}{4\sqrt{2}\beta^2} \{e^{-\pi/2} + e^{-\beta L} (\sin \beta L - \cos \beta L)\} \\ &= 0.3877 \frac{W_d}{\beta^2} \{0.2079 + e^{-\beta L} (\sin \beta L - \cos \beta L)\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.7.18)$$

式中， $L$ ：軟弱地盤區間（ $1500\text{ cm}$ ）

$W_d$ ：垂直土壤荷重（ $\text{kgf/cm}$ ）

$$W_d = \gamma_s (h + h'') D = 0.0017 \times (150 + 100) \times 101.6 = 43.2 (\text{kgf/cm})$$

$\gamma_r$  : 土壤單位體積重量 (  $0.0017 \text{ kgf} / \text{cm}^3$  )

$h$  : 覆土 (  $150 \text{ cm}$  )

$h''$  : 填土的高度 (  $100 \text{ cm}$  )

$E$  : 鋼管的彈性係數 (  $2.1 \times 10^6 \text{ kgf} / \text{cm}^2$  )

$K_{g2}$  : 鋼管的斷面二次彎矩 (  $3.61 \times 10^5 \text{ cm}^4$  )

$K_{g2}$  : 垂直軸方向之地盤的剛性係數 ( 根據後述 4)之(5)為  $266.0 \text{ kgf} / \text{cm}^2$  )

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{266}{4 \times 2.1 \times 10^6 \times 3.61 \times 10^5}} = 3.06 \times 10^{-3} \quad (1 / \text{cm})$$

$$\beta L = 3.06 \times 10^{-3} \times 1500 = 4.59$$

$$M_1 = \frac{43.2}{2 \times (3.06 \times 10^{-3})^2} \times e^{-4.59/2} \times \sin \frac{4.59}{2} = 1.74 \times 10^5 \quad (\text{kgf} / \text{cm})$$

$$M_2 = 0.3877 \times \frac{43.2}{(3.06 \times 10^{-3})^2} \times [0.2079 + e^{-4.59} \{ \sin(4.59) - \cos(4.59) \}] = 3.54 \times 10^5 \quad (\text{kgf} / \text{cm})$$

最大應變可以下式求出，

$$\varepsilon = \frac{M_2}{EI} \frac{D}{2} = \frac{3.54 \times 10^5}{2.1 \times 10^6 \times 3.61 \times 10^5} \times \frac{101.6}{2} = 2.37 \times 10^{-5} (= 0.002\%)$$

#### 4) 第 1 級地震造成之軸方向應變

##### (1) 地盤模式

地盤如圖-4.7.5 所示，簡化為表層和基盤層之模式計算應變。

##### (2) 表層地盤的自然振動周期

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad (\text{同前述})$$

式中， $H_i$  : 第  $i$  層土壤的厚度 (  $m$  )

$V_{si}$  : 第  $i$  層土壤的剪力波速 (  $m/s$  )

( 剪力波速最好根據實測值，或可根據以往之量測資料估算，計算結果如表-4.7.5 所示。 )

表-4.7.5 剪力波速

	層厚 $H_i$ (m)	$N$ 值	剪力波速計算結果	$H_i/V_{si}$
①	25	2	$61.8 N^{0.211} = 71.5 \text{ m/s}$	0.350
②	5	5	$122 N^{0.0777} = 138.3 \text{ m/s}$	0.036
③	-	50	$205 N^{0.125} = 334 \text{ m/s}$	-

$$\therefore T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} = 4 \times 0.386 = 1.544 \approx 1.54 \quad (s)$$

(3) 管軸位置之地盤水平變位振幅

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_g \cdot K'_{h1} \cdot \cos \frac{\pi h'}{2 \cdot H}$$

式中， $U_h$ ：管軸位置之地盤水平方向變位振幅 (cm)

$T_g$ ：表層地盤的自然振動週期 (1.54 s)

$S_v$ ：正規化之基盤速度反應譜值 ( $T_g \geq 0.5$  s) (80 cm/s)

$K'_{h1}$ ：設計基盤面的水平震度係數 (0.15)

$h'$ ：地表面到管路中心位置之深度 (201 cm)

$H$ ：表層地盤的厚度 (3000 cm)

其中速度反應譜可由「1.3.6」節之圖-1.3.4 求出。設計基盤面之水平震度係根據「1.3.4」節中，

$$K'_{h1} = C_z \cdot K'_{h01}$$

式中， $C_z$ ：區域修正係數 (1.0)

$K'_{h01}$ ：基盤面之基準水平震度 (0.15)

$$K'_{h1} = 1.0 \times 0.15 = 0.15$$

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \times 80.0 \times 1.54 \times 0.15 \times \cos \left( \frac{\pi \times 201}{2 \times 3000} \right) = 3.72 \text{ (cm)}$$

(4) 地震波長

地震波長  $L$  可採用「2.3.2」節之說明 1. 所示之調和平均的方法。

$$L = \frac{2 \cdot L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2} \dots\dots\dots (4.7.19)$$

式中， $L$ ：地震波長（ $m$ ）

$$L_1 = T_G \cdot V_{DS}$$

$$L_2 = T_G \cdot V_{BS}$$

$T_G$ ：表層地盤之自然振動週期（1.54  $s$ ）

$V_{DS}$ ：表層地盤之剪力波速（ $m/s$ ）

$V_{BS}$ ：基盤之剪力波速（334  $m/s$ ）

$$V_{DS} = \frac{\sum H_i}{\sum \frac{H_i}{V_i}} = \frac{30}{0.386} = 77.7 \quad (m/s)$$

$$L_1 = 1.54 \times 77.7 = 119.7 \quad (m)$$

$$L_2 = 1.54 \times 334 = 514.4 \quad (m)$$

$$L = \frac{2 \times 119.7 \times 514.4}{119.7 + 514.4} = 194.2 \quad (m)$$

(5) 地盤的剛性係數

$$\left. \begin{aligned} K_{g1} &= C_1 \cdot \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_s^2 \\ K_{g2} &= C_2 \cdot \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_s^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.7.20)$$

式中， $K_{g1}$ ：軸方向變位之地盤剛性係數（ $kgf/cm^2$ ）

$K_{g2}$ ：垂直軸方向變位之地盤剛性係數（ $kgf/cm^2$ ）

$\gamma_t$ ：土壤單位體積重量（ $1.7 \times 10^{-3} \quad kgf/cm^2$ ）

$V_s$ ：鋼管深度處之表層地盤剪力波速（ $7.15 \times 10^3 \quad cm/s$ ）

$g$ ：重力加速度（980  $cm/s^2$ ）

$C_1$ ：單位面積鋼管軸方向地盤剛性係數之對應係數（1.5）

$C_2$ ：單位面積鋼管垂直軸方向地盤剛性係數之對應係數（3.0）

$$\therefore K_{g1} = 1.5 \times \frac{1.7 \times 10^{-3}}{980} \times (7.15 \times 10^3)^2 = 133.0 \quad (kgf/cm^2)$$

$$\therefore K_{g2} = 3 \times \frac{1.7 \times 10^{-3}}{980} \times (7.15 \times 10^3)^2 = 266.0 \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

(6) 管體應變

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{1L} &= \alpha_1 \varepsilon_G \\ \varepsilon_{1B} &= \alpha_2 \frac{2\pi D}{L} \varepsilon_G \\ \varepsilon_{1x} &= \sqrt{\varepsilon_{1L}^2 + \varepsilon_{1B}^2} \\ \varepsilon_G &= \frac{\pi U_h}{L} \\ \alpha_1 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_1 L}\right)^2}, \quad (L' = \sqrt{2}L) \\ \alpha_2 &= \frac{1}{1 + \left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L}\right)^4} \\ \lambda_1 &= \sqrt{\frac{K_{g1}}{EA}} \\ \lambda_2 &= \sqrt[4]{\frac{K_{g2}}{EI}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4.7.21)$$

式中， $\varepsilon_{1L}$ ：埋設鋼管之軸向應變

$\varepsilon_G$ ：地盤應變（管軸方向）

$\varepsilon_{1B}$ ：埋設鋼管之彎曲應變

$\varepsilon_{1x}$ ：軸向應變與彎曲應變之合成應變

$U_h$ ：管軸位置的地盤的水平變位振幅（3.72 cm）

$L$ ：地震波長（194.2 m）

$D$ ：鋼管的外徑（101.6 cm）

$A$ ：鋼管的斷面積（284.7 cm<sup>2</sup>）

$E$ ：鋼管的彈性係數（2.1×10<sup>6</sup> kgf/cm<sup>2</sup>）

$I$ ：鋼管的斷面二次彎矩（3.61×10<sup>5</sup> cm<sup>4</sup>）

$$\epsilon_G = \frac{\pi \times 3.72}{19420} = 6.02 \times 10^{-4} (= 0.060\%)$$

$$\lambda_1 = \sqrt{\frac{133.0}{2.1 \times 10^6 \times 284.7}} = 4.72 \times 10^{-4}$$

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \left( \frac{2\pi}{4.72 \times 10^{-4} \times \sqrt{2} \times 19420} \right)^2} = 0.810$$

$$\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{266.0}{2.1 \times 10^6 \times 3.61 \times 10^5}} = 4.33 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + \left( \frac{2\pi}{4.33 \times 10^{-3} \times 19420} \right)^4} = 1.000$$

因此，埋設鋼管之軸向應變、鋼管之彎曲應變、鋼管之軸向應變與彎曲應變之合成應變之計算式如下，

$$\epsilon_{iL} = 0.810 \times 6.02 \times 10^{-4} = 4.88 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{iB} = 1.0 \times \frac{2\pi \times 101.6}{19420} \times 6.02 \times 10^{-4} = 1.98 \times 10^{-5}$$

$$\epsilon_{ix} = \sqrt{(4.88 \times 10^{-4})^2 + (1.98 \times 10^{-5})^2} = 4.88 \times 10^{-4} (= 0.049\%)$$

(7) 耐震性檢核

軸方向應變之計算結果歸納如表-4.7.6 表示，軸方向應變的合計是 0.085%，在降伏點應變（0.11%）以下，檢核結果為安全。

表-4.7.6 第 1 級地震之計算結果

名稱	應變 (%)	備註
設計內壓 ( $P_i = 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ )	0.008	
自動車荷重 ( $T = 25$ )	0.006	後輪 10 tf / 輪
溫度變化 ( $\Delta t = 15^\circ C$ )	0.018	
差異沈陷 ( $L = 15.0 \text{ m}$ )	0.002	$H = 30 \text{ m}$ , $h = 1.5 \text{ m}$
地震 ( $K'_{hl} = 0.15$ )	0.049	
軸方向應變合計	0.083 %	

(註) 若管體應變超過 0.11%時，還可考慮現場綜合條件，在適當考量下，管體應變是若在 23 t/D (%) 以下，檢核結果仍可視為安全。

## 5) 第 2 級地震造成之軸方向應變

## (1) 地盤模型

與 4) 之 (1) 第 1 級地震檢討之地盤條件相同。

## (2) 表層地盤的固有周期

與 4) 之 (2) 相同 ( $T_G=1.54$  s)。

## (3) 管軸位置之地盤水平變位

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \cdot S'_v \cdot T_G \cdot \cos \frac{\pi h'}{2 \cdot H}$$

式中， $U_h$ ：管軸位置之地盤水平方向變位振幅 (cm)

$T_G$ ：表層地盤的自然振動週期 (1.54 s)

$S'_v$ ：第 2 級地震之速度反應譜值 ( $T_G \geq 0.7$  s) (100 cm/s)

$h'$ ：地表面到管路中心位置之深度 (201 cm)

$H$ ：表層地盤的厚度 (3000 cm)

$$U_h = \frac{2}{\pi^2} \times 100 \times 1.54 \times \cos \left( \frac{\pi \times 201}{2 \times 3000} \right) = 31.03 \text{ (cm)}$$

## (4) 地震波長

與 4) 之 (4) 第 1 級地震時相同。

( $L=19420$  cm)

## (5) 管體應變

管軸方向之地盤應變依下式計算。

$$\varepsilon_G = \frac{\pi U_h}{L} = \frac{\pi \times 31.0}{19420} = 5.01 \times 10^{-3} (= 0.501\%)$$

關於埋設鋼管之軸向應變，可將 (4) 的地震波長  $L$  與下式計算之  $L_1$  比較，選擇軸向應變之計算式。

$$L_1 = \xi \cdot \varepsilon_y$$

式中， $\xi = 2\sqrt{2} E_1 t / \tau = 2\sqrt{2} \times 2.1 \times 10^6 \times 0.9 / 0.1 = 5.35 \times 10^7$  (cm)

$\tau$ ：鋼管與地盤之摩擦力 (0.1 kgf/cm<sup>2</sup>)

$t$  : 鋼管之管厚 ( 0.9 cm )

所以,  $L_1 = 5.35 \times 10^7 \times 1.14 \times 10^{-3} = 60990$  (cm)

若  $L \leq L_1$ , 則埋設鋼管之軸向應變  $\epsilon_{2L}$  依下式計算。

$$\epsilon_{2L} = \frac{L}{\xi} = \frac{19420}{5.35 \times 10^7} = 3.63 \times 10^{-4}$$

而鋼管之彎曲應變之計算如下。

$$\epsilon_{2B} = \alpha_2 \frac{2\pi D}{L} \epsilon_G = 1.0 \times \frac{2\pi \times 101.6}{19420} \times 5.01 \times 10^{-3} = 1.65 \times 10^{-4}$$

其中, 因為垂直管軸方向不發生滑動, 所以在這裡  $\alpha_2$  與 4) 之 (6) 相同,  $\alpha_2 = 1.000$ 。

所以, 軸向應變與彎曲應變之合成應變  $\epsilon_{2x}$  可以下式計算。

$$\epsilon_{2x} = \sqrt{\epsilon_{2L}^2 + \epsilon_{2B}^2} = \sqrt{(3.68 \times 10^{-4})^2 + (1.65 \times 10^{-4})^2} = 4.03 \times 10^{-4} \text{ (0.040\%)}$$

(6) 耐震性檢核

軸方向應變計算的結果歸納成表-4.7.7。如表-4.7.7 所示, 軸方向應變合計為 0.074%, 與容許應變 0.407% (  $46t/D$  (%) ) 相較之下非常小, 故焊接鋼管是安全的。

表-4.7.7 第 2 級地震耐震性檢核

名 稱	應變 (%)	備 註
設計內壓 ( $P_i = 10.0 \text{ kgf/cm}^2$ )	0.008	
自動車荷重 ( $T-25$ )	0.006	後輪 10 tf / 輪
溫度變化 ( $\Delta t = 15^\circ C$ )	0.018	
差異沈陷 ( $L = 15.0 \text{ m}$ )	0.002	$H = 30\text{m}$ , $h = 1.5\text{m}$
地震	0.040	
軸方向應變合計	0.074%	
容許應變	0.407%	$46t/D$ (%)

## 6) 地盤變形之檢核

在此，須分別針對管軸方向之地盤變形與垂直管軸方向之地盤變形進行檢討。

## (1) 臨近擋土牆之地盤側向變位

如圖-1.4.5「擋土牆臨近地區之地盤變位分佈」所示之地盤側向變位，但在管軸方向，管體產生拉應變。則應變可以下式求出。

$$\varepsilon_p = \frac{\tau' L}{Et} \dots\dots\dots (4.7.22)$$

式中， $\varepsilon_p$ ：鋼管之最大應變

$\tau'$ ：液化的地盤的最大摩擦力（ $\tau' = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ ）

$L$ ：變位區間之長度（10000 cm）

$E$ ：鋼管的彈性係數（ $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ ）

$t$ ：管厚（0.9 cm）

$$\varepsilon_p = \frac{0.01 \times 10000}{2.1 \times 10^6 \times 0.9} = 5.29 \times 10^{-5} (= 0.005\%)$$

相對於拉伸變形，造成局部挫屈應變（ $46t/D$ （%）=0.407%）之壓縮變形更大。故當產生之應變小於壓縮挫屈應變（0.407%），可謂安全。

(註)一般銲接鋼管的張力（伸縮）變形，是考慮壓縮變形造成之局部挫屈應變或是張力側之容許應變，設計者檢討之前應作充分之判斷。

## (2) 傾斜地盤之側向變位

如圖-1.4.11「傾斜地盤之位移分佈」所示之地盤側向變形，在管軸方向，管體產生拉應變與壓應變，則應變可以下式求出。

$$\varepsilon_p = \frac{\tau' L}{2Et} \dots\dots\dots (4.7.23)$$

式中， $\varepsilon_p$ ：鋼管之最大軸向應變

$\tau'$  : 液狀化的地盤的最大摩擦力 (  $\tau' = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$  )

$L$  : 變位區間之長度 (  $10000 \text{ cm}$  )

$E$  : 鋼管的彈性係數 (  $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$  )

$t$  : 管厚 (  $0.9 \text{ cm}$  )

$$\varepsilon_p = \frac{0.01 \times 10000}{2 \times 2.1 \times 10^6 \times 0.9} = 2.64 \times 10^{-5} (= 0.003\%)$$

相對於拉伸變形，造成局部挫屈應變 (  $46 t/D (\%) = 0.407 (\%)$  ) 之壓縮變形更大。發生應變時，由於壓縮側和張力側應變值均應考慮，故採用壓縮側的容許應變 (  $0.407\%$  ) 進行安全性檢核。產生的應變小於容許應變即為安全。

## 4.8 水管橋耐震計算例

### 4.8.1 單獨水管橋之耐震計算例

圖-4.8.1 所示為口徑 1100A，跨距長 25 m 之簡支承形式水管橋耐震計算例。而本計算例以常時荷重設計並決定結構型式與地震時安全性能檢核。

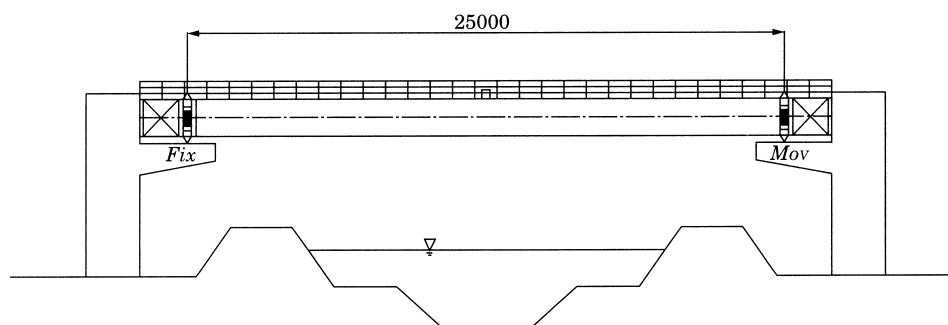


圖-4.8.1 水管橋

在兵庫縣南部地震，水管橋之損害案例中，無橋體單獨損傷之案例，皆為下部結構傾倒伴隨支承處之損傷。

在主要結構物中，耐震設計是以第 1 級地震之震度法考慮，連結支承與支承以及防落橋系統等支點處會受到地震影響，應以第 2 級地震為耐震設計考量，並應確保其保有水平強度。以前的設計規定，從未考慮垂直震度及橋軸方向的水平震度。

在水管橋中，通常顯著之風荷重發生情形比慣性力多，故考慮水管橋水平荷重時，應採地震荷重與風荷重之較大值。

#### 4.8.1.1 設計條件

口徑	1100A (外徑 1117.6 mm)
形式	簡支承管型樑形式
跨距	25.0m
使用鋼材	水輸送用塗覆鋼管 STW400 (JISG3443)

容許應力	「水管橋設計基準」WSP007 為準	
容許應力增加部份	主荷重與風荷重之合成應力 25%	
	主荷重與地震荷重之合成應力 50%	
	連結支承之合成應力 65%	
焊接效率	工廠焊接	100%
	現場焊接	90%
容許撓度		1/350
風荷重	圓筒	200 (kgf / m <sup>2</sup> )
	平版	300 (kgf / m <sup>2</sup> )
人行道通行荷重		100 (kgf / m <sup>2</sup> )
設計內壓 (含水衝壓 5 kgf / cm <sup>2</sup> )		12.5 (kgf / m <sup>2</sup> )
人行道	設置	

#### 4.8.1.2 設計震度

##### 1) 第 1 級地震之設計震度

設計水平震度 ( $K_{h1}$ )

$$K_{h1} = C_z \times K_{h01} = 1.0 \times 0.3 = 0.3 \dots\dots\dots (4.8.1)$$

$C_z$  : 區域修正係數 (1.0)

$K_{h01}$  : 基準水平震度係數 (0.3)

地盤 : 第 III 類地盤

結構物之自然周期  $T(s)$  :  $0.34 \leq T \leq 1.5$

##### 2) 第 2 級地震之設計水平震度

設計水平震度 ( $K_{h2}$ )

$$K_{h2} = C_s \times K_{h02} = \frac{1}{\sqrt{5}} \times 1.2 = 0.54 \dots\dots\dots (4.8.2)$$

$C_s$  : 結構物特性係數

$$C_s = \frac{1}{\sqrt{(2 \times \mu - 1)}} \dots\dots\dots (4.8.3)$$

$\mu$  : 橋台之容許韌性比 (= 3) (參考「道路橋示方書・同解說 V 耐震設計篇」)

$K_{h02}$  : 地盤類別之基準水平震度 1.2 (使用上限值)

地盤 : 第 III 類地盤

結構物之自然周期 :  $T(s) : 0.3 \leq T \leq 1.5$

設計垂直震度 ( $K_{v2}$ )       $K_{v2} = K_{h2}/2 \dots\dots\dots (4.8.4)$

#### 4.8.1.3 荷重

##### 1) 垂直荷重

管體自重 ( $t=1.0\text{cm}$ )	273.1 (kgf / m)
管內水重	946.2 (kgf / m)
步廊通行荷重	60.0 (kgf / m)
步廊、其他	80.7 (kgf / m)

---


$$W_v = 1360.0 \text{ (kgf / m)}$$

$$W_v' = 353.8 \text{ (kgf / m)}$$

(  $W_v'$  為  $W_v$  除去水重及人行道通行荷重 )

$$W_v'' = 1300.0 \text{ (kgf / m)}$$

(  $W_v''$  為  $W_v$  除去人行道通行荷重 )

##### 2) 水平荷重

##### (1) 垂直橋軸方向荷重

##### a) 風荷重

水道管	$200 \times 1.1176 \times 1.0 = 223.5 \text{ (kgf / m)}$
人行道、其他	86.5 (kgf / m)

---


$$W_{wi} = 310.0 \text{ (kgf / m)}$$

## b)地震荷重

考慮管內水為固定水，以水之垂直荷重乘以設計水平震度。

人行道通行荷重滿載與同時發生地震之機率過小，故不考慮人行道通行荷重。

$$W_k = W_v \times K_{h1} = 1300 \times 0.30 = 390 \text{ (kgf / m)}$$

$$W_{wi} / 1.25 = 248 \text{ (kgf / m)} < W_k / 1.5 = 260 \text{ (kgf / m)}$$

因此採用管體水平荷重為地震荷重。

$$\therefore \text{水平荷重 } W_H = 390.0 \text{ (kgf / m)}$$

另外，連結支承、支承與防落橋系統等，以第 2 級地震  $K_{h2} = 0.54$  計算之。

## (2) 橋軸方向地震荷重

在管內，水受到管壁之束制不產生變位，故不考慮地震時橋軸方向之水重慣性力，同時在垂直橋軸方向也不考慮人行道通行荷重。

連結支承、支承與防落橋系統等之橋軸方向地震荷重，使用第 2 級地震  $K_{h2} = 0.54$  計算之。

## 4.8.1.4 管梁之各斷面係數與容許應力

## 1) 各斷面係數

材質	STW400
外徑	1117.6 mm
管厚	10.0 mm
斷面積	$A = 347.9 \text{ cm}^2$
斷面二次矩	$= 533634 \text{ cm}^4$
斷面係數	$Z = 9549 \text{ cm}^3$
斷面 2 次半徑	$r = 39.1 \text{ cm}$

## 2) 容許應力

## (1) 容許彎曲應力

$$\text{容許彎曲拉伸應力} \quad \sigma_{ba} = 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\text{容許彎曲壓縮應力} \quad R/(\alpha \cdot t) = 55.8/(1.2 \times 1.00) = 46.5 < 50$$

(軸力之影響小於彎曲應力時， $\alpha = 1.2$ )

$$\therefore \sigma_{bca} = 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

(2) 容許軸向壓縮應力  $\sigma_{ca}$ 

局部挫屈之容許軸向壓縮應力  $\sigma_{cal}$

$$R/(\alpha \cdot t) = 55.8/(1.0 \times 1.00) = 55.8 > 50$$

(為安全起見，假設為壓縮情形， $\alpha = 1.0$ )

$$\therefore \sigma_{cal} = 1400 - 4.3 \times (55.8 - 50) = 1375 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

不考慮局部挫屈之容許軸向壓縮應力  $\sigma_{cag}$

$$L/r = 2500/39.1 = 63.9 \quad (L: \text{跨距長 } 25 \text{ m})$$

$$\therefore \sigma_{cag} = 1400 - 8.4 \times (L/r - 20) = 1032 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

不考慮局部挫屈之容許軸向壓縮應力之上限值  $\sigma_{cao}$

$$\sigma_{cao} = 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{ca} = \sigma_{cag} \times \sigma_{cal} / \sigma_{cao} = 1032 \times 1375 / 1400 = 1014 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (4.8.5)$$

## (3) 容許剪應力

樑承受等分佈荷重，其剪力挫屈長度為跨距的 1/2。

$$L = 2500/2 = 1250 \text{ (cm)}$$

$$\tau_a = \frac{0.733}{F} \times E \times (t/R)^{(5/4)} \times (R/L)^{(1/2)} = 710 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < 800 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (4.8.6)$$

“現場焊接部位之容許應力為上述數值之 90%。”

## 4.8.1.5 管之軸向應力

## 1) 垂直荷重作用在梁上之反力、彎曲力矩與應力

(1) 反力 (不考慮人行道通行荷重)

$$R_A = R_B = \frac{W_v' \times L}{2} = \frac{1300 \times 25.0}{2} = 16250 \text{ (kgf)} \dots\dots\dots (4.8.7)$$

(2) 各點之彎曲力矩 (以地震荷重總和之合成應力計算時)

$$M_{vx} = \frac{W_v' \times x}{2} \times (L - x) \dots\dots\dots (4.8.8)$$

跨距中央處  $M_{max} = 101.57 \times 10^5 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$

( $x = 12.5 \text{ m}$ )

現場焊接處  $M_{max}' = 100.92 \times 10^5 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$

( $x = 11.5 \text{ m}$  , 距跨距中央處  $1.0 \text{ m}$ )

(3) 各點之應力

$$\sigma_{bc} = M_{vx} / Z \dots\dots\dots (4.8.9)$$

式中,  $M_{vx}$  : 各點之彎曲力矩

$Z$  : 斷面係數

在跨距中央處

$$\sigma_{bc} = M_{max} / Z = 101.57 \times 10^5 / 9549 = 1064 \text{ (kgf} / \text{cm}^2)$$

在現場焊接處

$$\sigma_{bc}' = M_{max}' / Z = 100.92 \times 10^5 / 9549 = 1057 \text{ (kgf} / \text{cm}^2)$$

2) 管之軸向推力

(1) 伸縮時, 摩擦產生之推力 (地震時)

$$P_1 = R \times f \dots\dots\dots (4.8.10)$$

式中  $R$  : 支點反力  $R_A = R_B = 16250 \text{ (kgf)}$

$f$  : 固定版環形樑之摩擦係數 0.25

(2) 伸縮時, 伸縮接縫摩擦產生之推力

$$P_2 = f' \times \pi \times D_0 \dots\dots\dots (4.8.11)$$

式中,  $f'$  : 伸縮接縫之摩擦力

$D_0$  : 管之外徑  $111.76 \text{ (cm)}$

$$P_2 = 7.0 \times \pi \times 111.76 = 2458 \text{ (kgf)}$$

(3) 伸縮接縫處內壓產生之推力

$$P_3 = P \times \pi \times D_m \times t \dots\dots\dots (4.8.12)$$

式中， $P$ ：設計內壓 (12.5 kgf/cm<sup>2</sup>)

$\pi \times D_m \times t$ ：內壓作用面積

$D_m$ ：軸力作用面之中心直徑 110.76 (cm)

$t$ ：管厚 1.00 (cm)

$$P_3 = 12.5 \times \pi \times 110.76 \times 1.00 = 4350 \text{ (kgf)}$$

(4) 管之軸向推力總和

$$\sum P = P_1 + P_2 + P_3 = 4063 + 2458 + 4350 = 10871 \text{ (kgf)}$$

(5) 管之軸向推力產生之應力

$$\therefore \sigma_p = \sum P/A = 10871/347.9 = 32 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

3) 因連結支承束制產生之彎曲應力

$$\sigma_{pr} = 1.82 \times \frac{(A_r - B_0 \times t)}{A_r} \times \frac{P \times r_i}{t} \dots\dots\dots (4.8.13)$$

式中， $d$ ：連結之高度 15.0 (cm)

$t_1$ ：連結之板厚 1.5 (cm)

$P$ ：設計內壓 12.5 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$t$ ：管厚 1.0 (cm)

$b$ ：參考下圖 15.0 (cm)

$r_i$ ：管內半徑 54.9 (cm)

$r_m$ ：管平均半徑 55.4 (cm)

$B_0$ ：有效寬度 26.6 (cm)  $(b + 1.56 \times \sqrt{r_m \times t})$

$A_r$ ：連結斷面積 71.60 (cm<sup>2</sup>)  $(2 \times t_1 \times d + B_0 \times t)$

$$\sigma_{pr} = 1.82 \times \frac{(71.60 - 26.6 \times 1.0)}{71.60} \times \frac{12.5 \times 54.9}{1.0} = 785 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

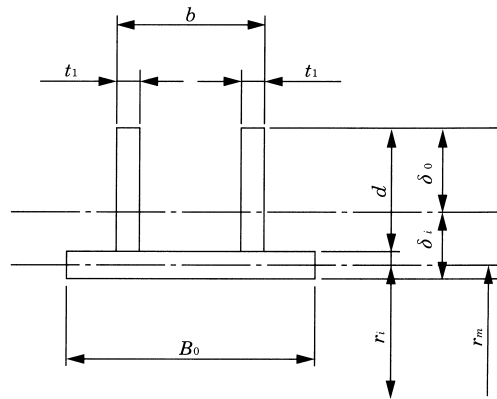


圖-4.8.2 連結支承形狀

4.8.1.6 地震時水平荷重與垂直荷重造成之彎曲應力合成

1) 地震時垂直荷重造成之軸向應力

支點處

$$\sigma_c = \sigma_p = 32 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{pr} = 785 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

跨距中央處

$$\sigma_c = \sigma_p = 32 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{pr} = 1064 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

現場焊接處

$$\sigma_c = \sigma_p = 32 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{bc} = 1057 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

2) 地震時，水平荷重與垂直荷重之彎曲應力合成

(1) 計算垂直荷重與水平荷重之荷重比

$$N = \frac{W_H}{W_V''} = \frac{390}{1300} = 0.3$$

(2) 地震時，水平荷重與垂直荷重之彎曲應力合成

在支點處、跨距中央與現場焊接處中，以現場焊接處較為危險，故須檢核現場焊接處之應力。

$$\sigma_T = \sigma_{vmax} \sqrt{N^2 + 1^2} = 1057 \times \sqrt{0.3^2 + 1^2} = 1103 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < 1.5 \cdot \sigma_a = 1890 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

#### 4.8.1.7 地震時，水平荷重與垂直荷重之剪力合成

$$Q_{max} = R_A = R_B = 16250 \text{ (kgf)}$$

$$\tau_v = \frac{2 \times Q_{max}}{A} = \frac{2 \times 16250}{347.9} = 94 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\tau_T = \tau_v \sqrt{N^2 + 1^2} = 94 \times \sqrt{0.3^2 + 1^2} = 99 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < 0.9 \cdot 1.5 \cdot \tau_a = 1065 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

#### 4.8.1.8 撓曲之檢討

##### 1) 垂直荷重造成之撓曲（考慮地震荷重時）

###### (1) 撓曲量

$$\delta_{vmax} = \frac{5 \times W_v'' \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 13.0 \times 25^4 \times 10^8}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.3363 \times 10^5} = 5.9 \text{ (cm)}$$

###### (2) 撓曲度

$$\delta_{vmax} / L = 5.9 / 2500 = 1/423 < 1/350$$

##### 2) 水平荷重造成之撓曲

###### (1) 撓曲量

$$\delta_{hmax} = \frac{5 \times W_H \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 3.9 \times 25^4 \times 10^8}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.3363 \times 10^5} = 1.8 \text{ (cm)}$$

###### (2) 撓曲度

$$\delta_{hmax} / L = 1.8 / 2500 = 1/388 < 1/350$$

#### 4.8.1.9 連結支承之檢討

##### 1) 連結支承之斷面性能

下標為 1 表示為連結部份，2 為管體部份。

斷面積

$$A_1 = 2 \times t_1 \times d = 45.00 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$A_2 = B_0 \times t = 26.60 \text{ (cm}^2\text{)}$$

---


$$\sum A = 71.60 \text{ (cm}^2\text{)}$$

形心距離

$$y_1 = 8.50 \text{ (cm)}$$

$$y_2 = 0.50 \text{ (cm)}$$

$A_i \cdot y_i$

$$A \times y_1 = 382.50 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$A \times y_2 = 13.30 \text{ (cm}^3\text{)}$$

---


$$\sum A \times y = 395.80 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$A_i \times y_i^2$

$$A \times y_1^2 = 3251.2 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$A \times y_2^2 = 6.6 \text{ (cm}^4\text{)}$$

---


$$\sum A \times y^2 = 3257.8 \text{ (cm}^4\text{)}$$

斷面 2 次矩

$$I_1 = 843.80 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_2 = 2.20 \text{ (cm}^4\text{)}$$

---


$$\sum I = 846.00 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\delta_i = \sum A \times y / \sum A = 395.8 / 71.60 = 5.53 \text{ (cm)}$$

$$\delta_0 = 16.0 - \delta_i = 10.47 \text{ (cm)}$$

斷面 2 次矩

$$I = \sum (A \cdot y^2) + \sum I - \delta_i^2 \times \sum A \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$= 3257.8 + 846.0 - 5.53^2 \times 71.60 = 1914 \text{ (cm}^4\text{)} \dots\dots\dots (4.8.16)$$

斷面係數

$$Z_i = I / \delta_i = 1914 / 5.53 = 346 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$Z_0 = I / \delta_0 = 1914 / 10.47 = 183 \text{ (cm}^3\text{)}$$

1) 連結支承之應力

考慮管中心受地震時水平荷重  $nQ$  作用下，連結支承之應力在管側面 ( $\theta = 90^\circ$  及  $270^\circ$ ) 為最大，此點在地震時之垂直荷重  $Q = (1 + K_{v2})q$  與水平荷重  $nQ$  作用下之應力概略如下。

## (1) 記號

$A$ : 組合連結之斷面積	71.6 ( $cm^2$ )
$I$ : 組合連結之斷面 2 次矩	1914 ( $cm^4$ )
$T$ : 連結之軸力 (拉伸為正)	( $kgf$ )
$M$ : 連結之彎曲力矩 (內部拉伸為正)	( $kgf \cdot m$ )
$N$ : 內壓造成之軸力 (拉伸為正)	( $kgf$ )
$S$ : 連結之剪力	( $kgf$ )
$R$ : 組合連結之中立軸半徑	60.41 ( $cm$ )
$X$ : 柱與中立軸之距離	1.97 ( $cm$ )
$H$ : 柱之高度	71.00 ( $cm$ )
$L$ : 跨距	500 ( $cm$ )
$q$ : 地震時總剪力	16250 ( $kgf$ )
$Q$ : 地震時垂直慣性力造成之	
$\nu$ : 柏松比 0.3	
$K_{h2}$ : 設計水平震度	0.54
$K_{v2}$ : 設計垂直震度	0.27
$n$ : 垂直荷重與水平荷重之荷重比	0.43
$n = K_{h2} / (1 + K_{v2})$	

(2) 連結之軸力  $T$ 、彎曲力矩  $M$  與內壓造成之軸力  $N$  計算a) 連結之軸力  $T$  計算

滿水時

$$90^\circ (-) 270^\circ (+): T = -0.25Q$$

$$90^\circ (+) 270^\circ (-): T = 0.25Q$$

附加水平荷重時

$$90^\circ(\pm): T = nQ \times \left\{ 0.0796 - 0.318 \times \left( \frac{r_m}{R} + \frac{\pi H}{4R} \right) \right\}$$

$$= nQ \times \left\{ 0.0796 - 0.318 \times \left( \frac{55.38}{60.41} + \frac{\pi \times 71.0}{4 \times 60.41} \right) \right\}$$

$$= -0.5056nQ$$

$$270^\circ(\pm): T = 0.5056nQ$$

表-4.8.1 軸力  $T$  之計算結果

$\theta$	$T/Q$	$T$ (kgf)
$90^\circ (-)$	$-0.25 - 0.5056n$	-9.648
$90^\circ (+)$	$0.25 - 0.5056n$	673
$270^\circ (-)$	$0.25 + 0.5056n$	9.646
$270^\circ (+)$	$-0.25 + 0.5056n$	-673

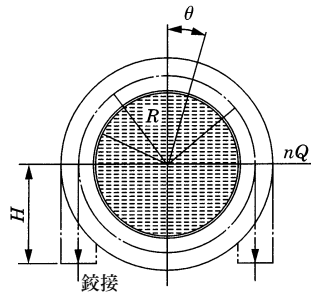


圖-4.8.3 連結斷面形狀

b) 連結之彎曲力矩  $M$  計算

滿水時

$$90^\circ (-) 270^\circ (+): M = 0.25XQ$$

$$90^\circ (+) 270^\circ (-): M = -0.25XQ$$

附加水平荷重時

$$\begin{aligned}
 90^\circ(-): M &= nQ \times (0.0796 \times R - 0.25 \times H) \\
 &= nQ \times (0.0796 \times 60.41 - 0.25 \times 71.0) \\
 &= -12.941nQ
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 90^\circ(+): M &= nQ \times (0.0796 \times R + 0.25 \times H) \\
 &= nQ \times (0.0796 \times 60.41 + 0.25 \times 71.0) \\
 &= 22.559nQ
 \end{aligned}$$

$$270^\circ(-): M = -22.559nQ$$

$$270^\circ(+): M = 12.941nQ$$

表-4.8.2 彎曲力矩  $M$  之計算結果

$\theta$	$M/Q$	$M (kgf \cdot cm \times 10^4)$
$90^\circ (-)$	$0.25 X - 12.941 n$	-10.468
$90^\circ (+)$	$-0.25 X + 22.559 n$	19.004
$270^\circ (-)$	$-0.25 X - 22.559 n$	-21.036
$270^\circ (+)$	$0.25 X + 12.941 n$	12.501

c) 連結之內壓軸力  $N$  計算

$$\begin{aligned}
 N &= P_i \times r_i \times \{b + 1.56 \times (1 - v^2) \times \sqrt{(r_m \times t)}\} \\
 &= 12.5 \times 54.88 \times \{15.0 + 1.56 \times (1 - 0.3^2) \times \sqrt{(55.38 \times 1.0)}\} \\
 &= 17538 (kgf)
 \end{aligned}$$

(3) 應力

$$\sigma = T/A + M/Z + N/A \dots\dots\dots (4.8.14)$$

3) 連結支承之合成應力

$$\sigma_g = \sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \times \sigma_2 + 3\tau^2)} \dots\dots\dots (4.8.15)$$

式中， $\sigma_g$ ：合成應力

$\sigma_1$ ：圓周方向應力（連結支承之內緣應力） $(kgf/cm^2)$

$\sigma_2$ ：管軸方向應力（連結支承束制造成之彎曲應力） $(kgf/cm^2)$

$\tau$ ：管軸垂直方向之剪應力 $(kgf/cm^2)$

$\sigma_{pr}$ ：連結支承束制造成之彎曲應力  $785 (kgf/cm^2)$

$\sigma_p$  : 軸向推力造成之應力

$$\sigma_p = \sigma_p' = 32 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

在支點 A, B 處 ( $\theta=90^\circ$ )

$$\sigma_1 = 805 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \text{ (連結支承之內緣壓力)}$$

$$\sigma_2 = \sigma_{pr} + \sigma_p = -785 - 32 = -817 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\tau = 2 \times Q/A = 2 \times 20638/347.9 = 119 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \sqrt{(8052 + (-817)^2 - 805 \times (-817) + 3 \times 119^2)} \\ &= 1420 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < 1.65 \cdot \sigma_u = 2310 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

表-4.8.3 應力計算結果(1)

內緣  $A=71.60 \text{ (cm}^2\text{)}$        $Z_i = 346 \text{ (cm}^3\text{)}$

$\theta$	$\sigma_i$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_n$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sum \sigma_i = \sigma_i$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
90 (-)	-135	-303	245	-193
90 (+)	10	550	245	805
270 (-)	135	-608	245	-228
270 (+)	10	362	245	617

表-4.8.4 應力計算結果(2)

外緣  $A=71.60 \text{ (cm}^2\text{)}$        $Z_i = 183 \text{ (cm}^3\text{)}$

$\theta$	$\sigma_i$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_n$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sum \sigma_i = \sigma_i$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
90 (-)	-135	-573	245	-463
90 (+)	10	1039	245	1294
270 (-)	135	-1150	245	-770
270 (+)	10	684	245	939

4.8.1.10 軸向之柱部固定側檢討

在地震時，連結支承作用之軸向荷重是由連結支承之柱腳部份來負擔。檢討時，是以管中心軸為固定側，以固定版環狀樑單側樑承受集中荷重之情

形作為考量。

$$P = \frac{1}{2} \times W'_v \times L \times K_{h2} = \frac{1}{2} \times 353.8 \times 25 \times 0.54 = 2389 \text{ (kgf)} \dots\dots\dots (4.8.16)$$

$P$ ：橋腳處所作用之荷重 (kgf)

$W'_v$ ：除水重外之垂直荷重 353.8 (kgf/m)

$L$ ：跨距長 25 (m)

$K_{h2}$ ：設計水平震度 0.54

從固定版環狀樑到管中心之高度為  $H$  時，柱腳處作用之彎曲力矩  $M$  為

$$M = P \times H = 2389 \times 71 = 169617 \text{ (kgf} \cdot \text{m)}$$

柱腳處之斷面係數  $Z$ ，可以下式求出。

$$Z = \{ad^3 - h^3(a-t)\} / 6d = \{15 \times 15^3 - 12^3(15 - 0.9)\} / (6 \times 15) = 291 \text{ (cm}^3\text{)}$$

從上式知，柱腳處所產生之應力為

$$\sigma = M / Z = 169617 / 291 = 583 \text{ (kgf / cm}^2\text{)} < 1.5 \cdot \sigma_a = 2100 \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$$

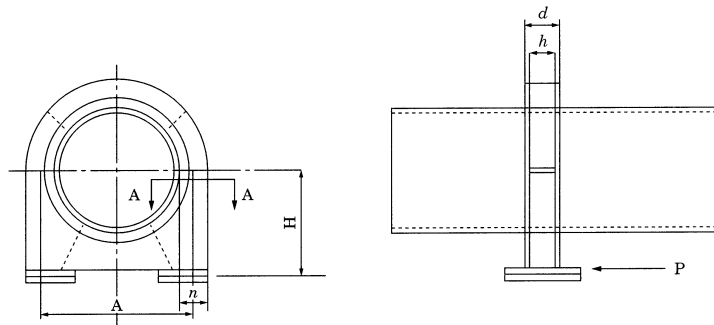


圖-4.8.4 連結支承之檢討模式

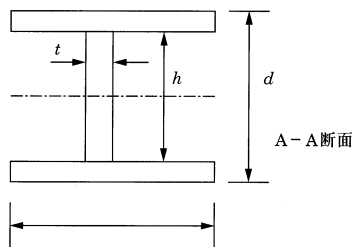


圖-4.8.5 連結支承之柱腳處(A-A 断面)

4.8.1.11 固定版環狀樑之檢討

1) 作用荷重

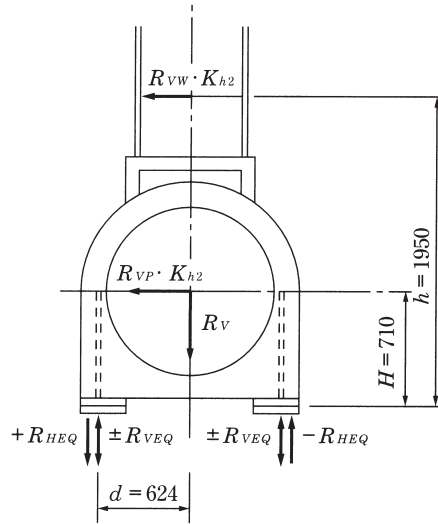


圖-4.8.6 固定版環狀樑之檢討模式

地震時最大垂直荷重

$$\left. \begin{aligned}
 R_L &= R_D + R_{HEQ} + R_{VEQ} \\
 R_U &= R_D - R_{HEQ} - R_{VEQ} \\
 R_{VEQ} &= \pm K_{v2} \cdot R_D \\
 R_{HEQ} &= \frac{K_{h2} \cdot (R_{VP} \cdot H + R_{VW} \cdot h)}{2 \cdot J}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.8.17)$$

式中， $R_L$ ：支承處之耐震設計用向下地震力 (kgf)

$R_U$ ：支承處之耐震設計用向上地震力 (kgf)

$R_D$ ：上部結構垂直荷重作用下，支承之反力（向下為正）(kgf)

$R_{HEQ}$ ：設計水平地震力垂直橋軸方向作用時，支承處上下方向之反力 (kgf)

$R_{VEQ}$ ：設計垂直震度造成之垂直向地震力 (kgf)

$R_V$ ：垂直荷重造成之支點反力 (kgf)

$R_{VP}$  : 管體垂直荷重造成之支點反力 (kgf)

$R_{VW}$  : 人行道垂直荷重造成之支點反力 (kgf)

$W_V$  : 垂直荷重 (包含水重之全荷重) 1300 (kgf / m)

$W_{VP}$  : 管體之垂直荷重 1220 (kgf / m)

$W_{VW}$  : 人行道之垂直荷重 80 (kgf / m)

$L$  : 跨距長 25 (m)

$K_{h2}$  : 第 2 級地震之設計水平震度係數 0.54

$K_{v2}$  : 第 2 級地震之設計垂直震度係數  $K_{h2}/2=0.27$

$$R_V = 1/2 \times 1300 \times 25 = 16250 \text{ (kgf)}$$

$$R_D = 1/2 \times 16250 = 8125 \text{ (kgf)}$$

$$R_{VP} = 1/2 \times 1220 \times 25 = 15250 \text{ (kgf)}$$

$$R_{VW} = 1/2 \times 80 \times 25 = 1000 \text{ (kgf)}$$

$$R_{HEQ} = \frac{0.54 \times (15250 \times 71 + 1000 \times 195)}{2 \times 62.4} = 5528 \text{ (kgf)}$$

$$R_{VEQ} = \pm 0.27 \times 8125 = 2194 \text{ (kgf)}$$

$$R_L = 8125 + 5528 + 2194 = 15847 \text{ (kgf)}$$

$$R_U = 8125 - 5528 - 2194 = 403 \text{ (kgf)}$$

地震時垂直橋軸方向之水平荷重

$$R_Z = R_D \cdot K_{h2} = 8125 \times 0.54 = 4388 \text{ (kgf)}$$

地震時橋軸方向之水平荷重 (固定端)

$$R_X = 1/2 \cdot W'_V \cdot L \cdot K_{h2} = 1/2 \times 353.8 \times 25.0 \times 0.54 = 2388 \text{ (kgf)}$$

## 2) 錨定環狀樑之計算

只有向下地震力作用時，混凝土支承之承壓應力檢討

$$\sigma_c = \frac{R_L}{A \cdot B} = \frac{15847}{30.0 \times 37.0} = 14 \text{ (kgf / cm}^2\text{)} < 1.5 \cdot \sigma_{ca} = 94.5 \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$$

## 3) 錨定螺栓之計算

錨定螺栓使用直徑 25  $\phi$ ，M24 (有效斷面積  $A_s = 3.82 \text{ cm}^2$ )，埋入長度

25 cm。

螺栓剪應力檢核方面，因  $R_z$  為最大之水平荷重，故須考慮  $R_z$  造成之剪應力。

$$\tau = \frac{R_z}{n \cdot A_s} = \frac{4388}{2 \times 3.82} = 573 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < 1.5 \cdot \tau_a = 900 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

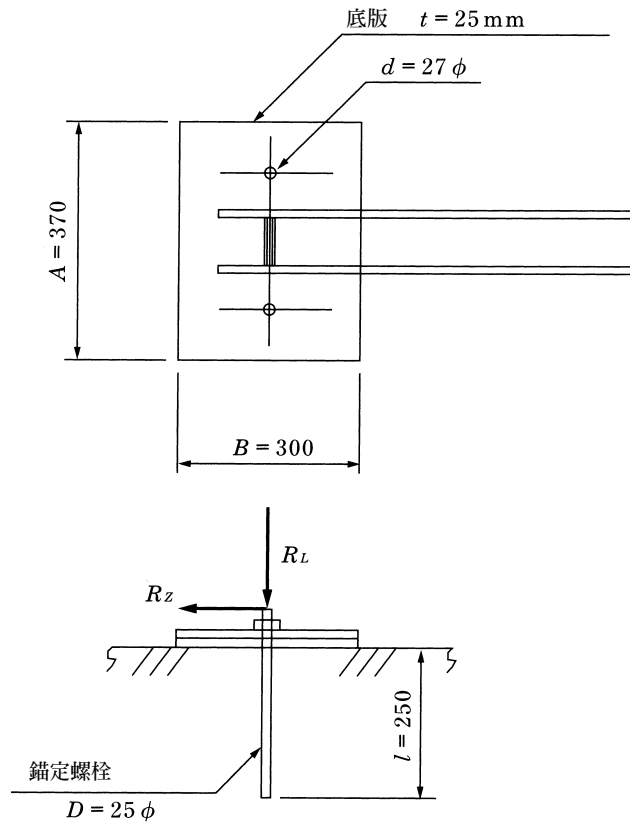


圖-4.8.7 錨定螺栓之檢討模式

#### 4.8.1.12 防落橋裝置之檢討

為確保水管橋在地震時也能維持送水機能，故以防墜落移動距離之限制做為防落橋裝置伸縮管之容許變位量。防落橋裝置如圖-4.8.8 所示，連結支承與橋台胸壁部以預力鋼纜連結緩衝材，做為地震力衝擊時之緩衝作用結構。

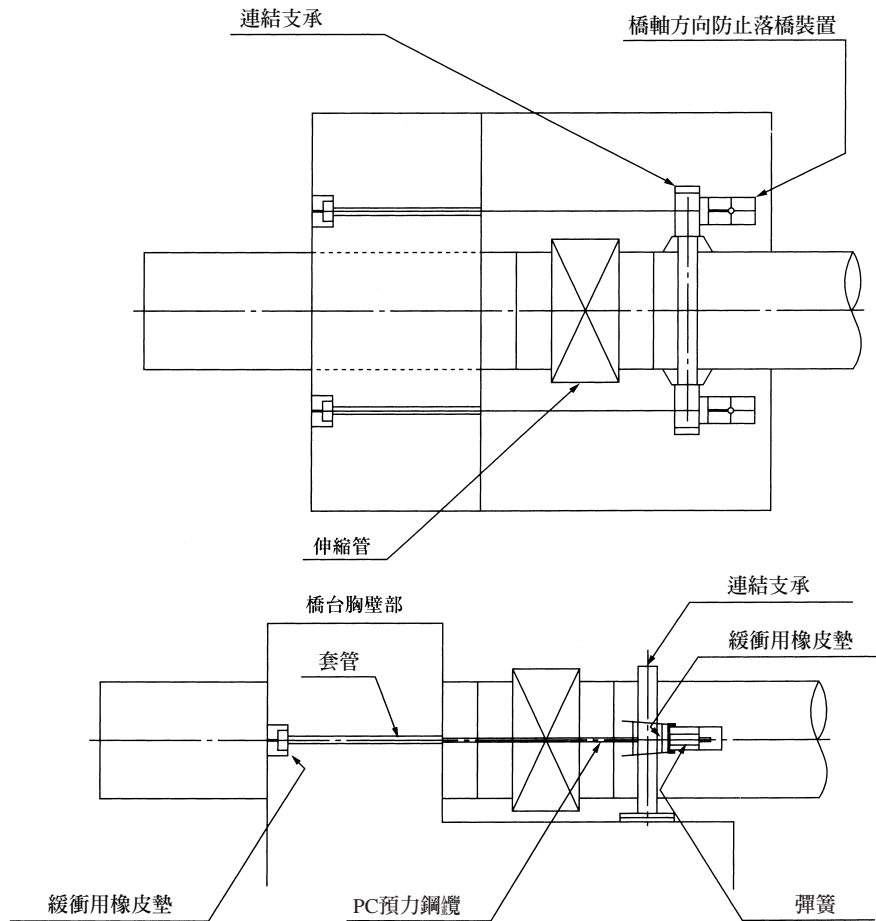


圖-4.8.8 防落橋裝置結構

1) 設計荷重

設計荷重為第 2 級地震之設計水平震度所算出慣性力之 1.5 倍，可由下式求得。

$$F_x = 1.5W'_v \cdot L \cdot K_{h2} \dots\dots\dots (4.8.18)$$

$F_x$ ：設計荷重 (kgf)

$W'_v$ ：垂直荷重（管內空虛時） 353.8 (kgf / m)

$L$ ：跨距長 25 (m)

$K_{h2}$ ：第 2 級地震之設計水平震度 0.54

$$\therefore F_x = 1.5 \times 353.8 \times 25.00 \times 0.54 = 7164 \text{ (kgf)}$$

平均每一支點裝設二組防落橋裝置，而防落橋裝置每一組之作用荷重，

$$P = 1/2 \cdot F_x = 1/2 \times 7164 = 3582 \text{ (kgf)}$$

## 2) 預力鋼纜之設計

### (1) 預力鋼纜

預力鋼纜使用之材料與容許強度，依「道路示方書 III3.3.2」為準。

預力鋼纜	使用 30 <sup>t</sup> 型
組成	7×6.2φ
斷面積（標稱斷面積）	162.6 (mm <sup>2</sup> )
破壞荷重	$P_u = 28700 \text{ (kgf)}$
降伏荷重	$P_v = 28700 \text{ (kgf)}$
考慮容許強度與降伏荷重	$P_v$
容許強度	$P_a = 0.9 \cdot P_v = 16299 \text{ (kgf)} > P = 3582 \text{ (kgf)}$

### (2) 緩衝材

在橋台胸壁處預力鋼纜固定處之緩衝材，使用 neoprene 橡膠（硬度為 55±5°）。

橡膠之容許強度（壓應力） $\sigma_{ca} = 120 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

使用尺寸：

外徑 150 φ，內徑 30 φ，厚度 30 mm

$$\text{承壓面積} \quad A = \frac{\pi}{4} \times (15.0^2 - 3.0^2) = 169.6 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{承壓應力} \quad \sigma_c = \frac{P}{A} = \frac{3582}{169.6} = 21.1 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} > 1.5 \cdot \sigma_{ca} = 180 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

### (3) 彈簧

彈簧之長度，由安裝時變形量與伸縮管容許變位量以及彈簧密合長度決定設計移動量，

彈簧之使用數量為每處一個（在鋼製托架側）。

安裝時變形量	$\delta_1 = 50 (mm)$
設計移動量	$\delta_2 = 100 (mm)$
彈簧密合長度	$\delta_3 = 50 (mm)$
彈簧需要長度	$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 50 + 100 + 50 = 200 (mm)$
彈簧安裝時高度	$\delta_s = \delta_1 + \delta_2 = 100 + 50 = 150 (mm)$

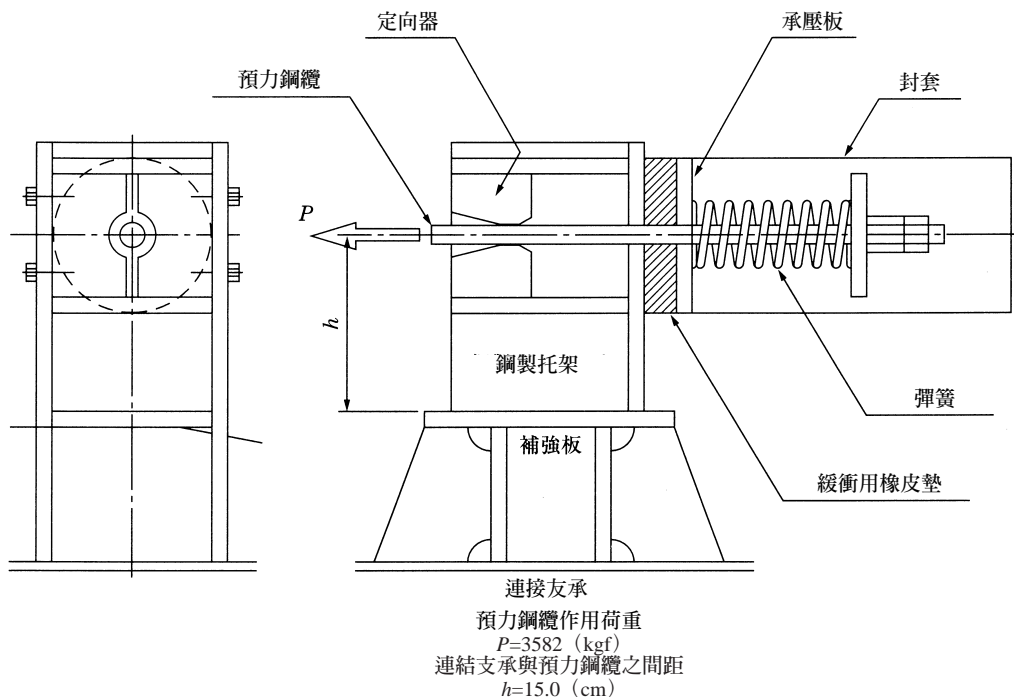


圖-4.8.9 預力鋼纜形狀

### 3) 固定處之設計

預力鋼纜之固定處，如圖-4.8.10 所示之鋼製托架。為降低連結支承與其安裝處之局部應力，須在中間焊接補強板作為連結結構。

另外，為緩和預力鋼纜固定處之首振影響，故須設置定向器。

#### 鋼製托架之計算

預力鋼纜固定處之托架，以二面腹板與一面翼板構成，其材質使用 SS400。

$$e = \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} = \frac{145.7}{57.12} = 2.55 \text{ (cm)}$$

$$I = \sum A \cdot y^2 + \sum i - \sum A \cdot e^2$$

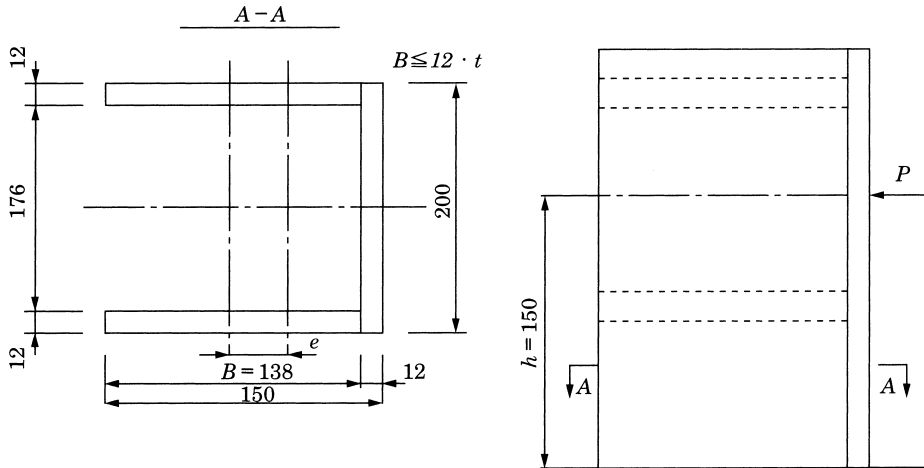


圖-4.8.10 鋼製托架檢討

表-4.8.5 鋼製托架計算結果

構材	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$y \text{ (cm)}$	$A \cdot y \text{ (cm}^3\text{)}$	$A \cdot y^2 \text{ (cm}^4\text{)}$	$i \text{ (cm)}$
1-Flg 176×12	21.12	6.9	145.7	1005.5	2.5
2-Web 150×12	36	0	0	0	675
$\Sigma$	57.12	6.9	145.7	1005.5	677.5

彎曲力矩  $M = P \cdot h = 3582 \times 15.0 = 53730 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$

應力  $\sigma = \frac{M}{I} \cdot y = \frac{53730}{1312} \times 10.0 = 410 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < 1.5 \cdot \sigma_a = 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

$\tau = \frac{P}{2 \cdot A_w} \cdot y = \frac{3582}{36.0} = 100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < 1.5 \cdot \tau_a = 1200 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

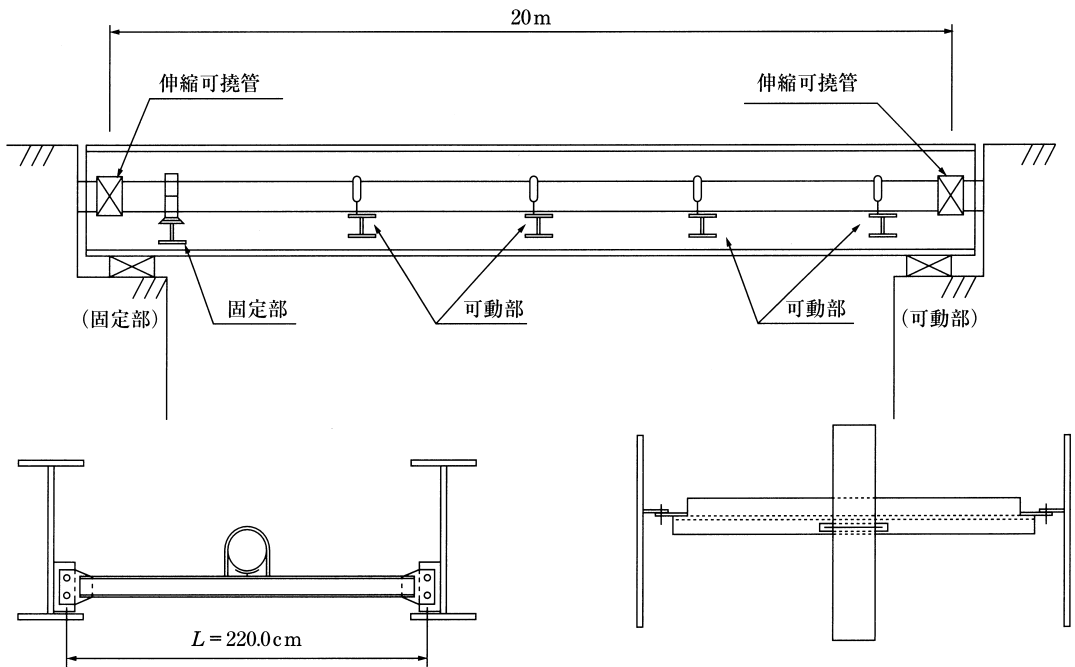
### 4.8.2 添架形式水管橋的耐震設計例

#### 4.8.2.1 概要

水管橋之耐震計算設圖所示為計體徑，跨距長承長支耐承形式所。而震設圖震以法時荷重 1 設地震決

定結長支構型與長承地耐設圖示安全性能檢算核在書・同解部 V 而震設圖編」全慮長承地中構耐垂體震以（時荷重 2 設地震）決

下-4.8.11，計口徑 300A 所水管長 20 m 所長支間處 4 m 耐水管之震計算而震圖算要所。設圖檢討第級決



下-4.8.11 水管之震計算度般下

#### 4.8.2.2 設圖考型

口徑	300A (慮徑 318.5 mm)
橋之	水管橋之
計連	6.5 mm (Sch20S)
水管長	20 m

長支間處  
及防落材

4.0 m

計體；SUS304

長支構型；SS400

容點應力示安全

性震計算設圖基影 WSP 007-88」

響性落震計算 WSP 053-95」

容點應力耐應量

確保其有地震保其平強合耐 50%

焊接效率

垂直焊接 100%

軸方焊接 90%

設圖向壓（與震衝壓  $5 \text{ kgf/cm}^2$ ）

12.5（ $\text{kgf/cm}^2$ ）

設圖震以

示時能檢算耐設圖震以所響獨立算採  
相同耐圖算之決

重 1 設地震

$$K_{h1} = C_z \cdot K_{h01} = 1.0 \times 0.3 = 0.3$$

$K_{h1}$ ：設圖震平震以

$C_z$ ：慣力修故係數 1.0

$K_{h01}$ ：基影震平震以 0.3

地大：重Ⅲ類地大

中構物（外）樑使用  $T(s)$ ：  $0.34 \leq T \leq 1.5$

重 2 設地震

$$K_{h2} = C_s \cdot K_{h02} = \frac{1}{\sqrt{5}} \times 1.2 = 0.54$$

$K_{h2}$ ：設圖震平震以鋼（性能檢算核在  
書所同解部 V 而震設圖編」安  
荷）

$K_{h02}$ ：基影震平震以（1.2）（採防材  
限送）

地大：重Ⅲ類地大

結構物自然振動周期  $T(s)$  :  $0.3 \leq T \leq 1.5$

$$K_{v2} = K_{h2}/2 = 0.54/2 = 0.27$$

$K_{v2}$  : 設計垂直震度

### 1) 垂直荷重

常時

管自重 ( $t=0.65 \text{ cm}$ )	50.5 ( $\text{kgf} / \text{m}$ )
管內水重	73.3 ( $\text{kgf} / \text{m}$ )
其他	6.2 ( $\text{kgf} / \text{m}$ )

$$W_v = 130.0 \text{ (kgf / m)}$$

$$(W'_v = 56.7 \text{ (kgf / m)})$$

( $W'_v$  : 不含水重之值)

### 2) 水平荷重

#### (1) 垂直橋軸方向荷重

考慮管內水在管內為定值，所以，地震時與管軸垂直方向之荷重為垂直荷重（含水重）乘上設計水平震度。

$$W_{kh} = W_v \cdot K_{h1} = 130.0 \times 0.3 = 39.0 \text{ ( kgf / cm}^2 \text{ )}$$

另外，支承部用第 2 級地震  $K_{h2} = 0.54$  來計算。

#### (2) 橋軸方向荷重

水管為直線形狀之水管橋，因管壁管內的水其變位沒有受到限制，所以，地震時管軸方向的慣性力不考慮水重。

另外，支承部用第 2 級地震  $K_{h2} = 0.54$  來計算。

### 4.8.2.3 添架管本體的檢討

關於連結支承在支撐部（固定部）之檢討，因與獨立橋相同在此省略，而一般支撐部（可動部）之檢討如下。

#### 1) 管軸方向應力

添架水管橋和獨立水管橋相比起來，其支撐間隔較短，且軸方向應力的影響極小，所以對管軸方向之檢討在此省略。

2) 支承部管圓周方向彎曲應力之檢討

(1) 常時鉛直荷重之檢討

• 反力

等跨徑連續梁之支承反力隨跨徑數與支承位置不同而不同，不過，概算式約為  $1.13W_v \cdot l \sim 1.25W_v \cdot l$ 。

此時，採保守安全考慮  $R = 1.25W_v \cdot l$ 。

$$R = 1.25W_v \cdot l = 1.25 \times 130 \times 4 = 650 \text{ (kgf)}$$

• 彎曲力矩

支承部之管內壓與支承反力轉為圓周方向彎曲力矩。

$$M_Q = C \cdot Q \cdot r_m \dots\dots\dots (4.8.19)$$

式中， $C$ ：支承涵蓋角度對應係數  $0.1226 (\theta = 60^\circ)$

$Q$ ：支承反力  $R = 650 \text{ ( kgf )}$

$r_m$ ：管中心半徑  $15.6 \text{ ( cm )}$

$$M_Q = 0.1226 \times 650 \times 15.6 = 1244 \text{ ( kgf \cdot cm )}$$

• 彎曲應力

$$\sigma_Q = M_Q / Z \dots\dots\dots (4.8.20)$$

式中， $Z$ ：斷面係數（有效幅寬為管徑之 2 倍「WSP 007」）

$$Z = 2 \cdot D_c \cdot t^2 / 6 = 2 \times 31.85 \times 0.65^2 / 6 = 4.48 \text{ ( cm}^3 \text{ )}$$

$$\sigma_Q = 1244 / 4.48 = 278 \text{ ( kgf / cm}^2 \text{ )} < \sigma_a = 1200 \text{ ( kgf / cm}^2 \text{ )}$$

(2) 地震荷重之檢討

• 反力

地震時垂直反力： $R_{Kv}$

$$R_{Kv} = (1 + K_{v2}) \cdot R = (1 + 0.27) \times 650 = 826 \text{ (kgf)}$$

地震時管軸垂直方向水平反力： $R_{Kh}$

$$R_{Kh} = K_{h2} \cdot R = 0.54 \times 650 = 351 \text{ (kgf)}$$

(3) 地震時水平荷重和鉛直荷重作用時之檢討

• 彎曲力矩

因水平荷重  $R_{Kh}$  作用，荷重  $Q$  會產生偏心，如圖-4.8.12 所示  
 $\phi \leq \theta/2$  ( 支承角 =  $60^\circ$  )

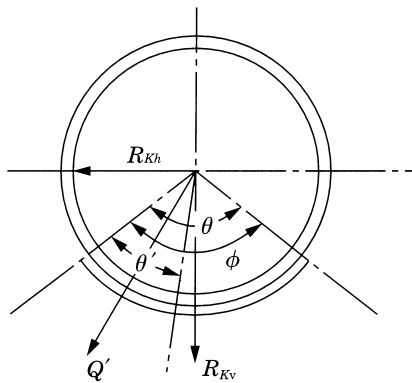


圖-4.8.12 支點承受位置圖

偏心角  $\phi = \tan^{-1}(R_{Kh}/R_{Kv}) = 23.0^\circ$

計算支承角  $\theta' = 2(\theta/2 - \phi) = 14.0^\circ$

$$Q' = \sqrt{(R_{Kv}^2 + R_{Kh}^2)} = 897 \text{ ( kgf )}$$

$$M' = C' \cdot Q' \cdot r_m$$

式中， $C'$ ：支承涵蓋角度對應係數 0.2070 ( $\theta' = 14.0^\circ$ )

$Q'$ ：支承反力

$r_m$ ：管中心半徑

$$M' = 0.2070 \times 897 \times 15.6 = 2897 \text{ ( kgf \cdot cm )}$$

• 彎曲應力

$$\sigma^1 = M'/Z = 2897/4.48 = 647 \text{ ( kgf / cm}^2 \text{ )} < 1.5 \cdot \sigma_a = 1800 \text{ ( kgf / cm}^2 \text{ )}$$

#### 4.8.2.4 支承構件計算

支承構件承受管軸方向之荷重，對可動端的管和支承可依摩擦來計算，而固定端在整座添架而言，地震時作用荷重是最大的。

關於一般部之計算在此省略，而只敘述固定端之計算。固定端支撐構件之結構如圖-4.8.13 所示，但管軸方向荷重較大時則可考慮採用如圖-4.8.14 所示之參考結構。

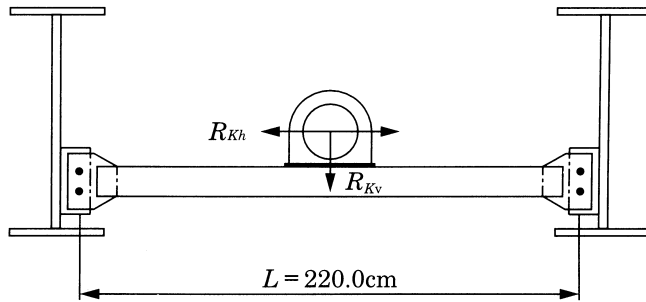


圖-4.8.13 支持構件結構圖

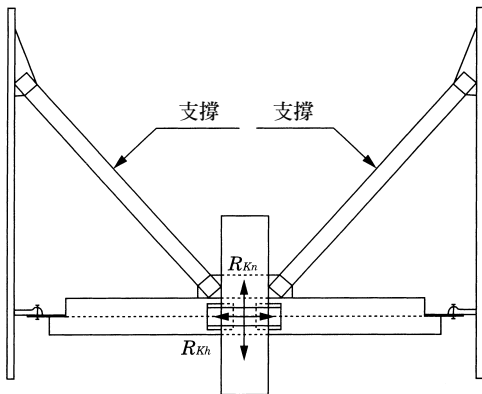


圖-4.8.14 管軸方向荷重較大時

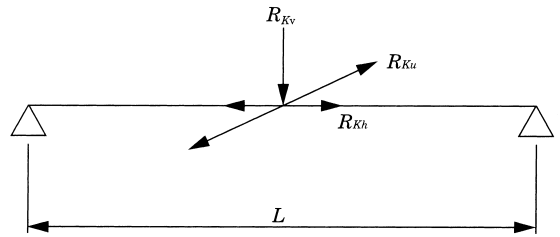


圖-4.8.15 支持構件檢討模型圖

1)作用在支撐構件的荷重

垂直方向  $R_{Kv} = 826 \text{ ( kgf )}$

垂直管軸方向  $R_{Kh} = 351 \text{ ( kgf )}$

管軸方向（固定端）  $R_{Kh} = W'_v \cdot L \cdot K_{h2} = 56.7 \times 20 \times 0.54 = 612 \text{ ( kgf )}$

## 2) 應力的計算

## (1) 容許應力

使用鋼材  $H-125 \times 125 \times 6.5 \times 9$  (SS400)

$$Z_x = 136 \text{ ( cm}^3 \text{ )}, Z_y = 47.0 \text{ ( cm}^3 \text{ )}, A = 30.3 \text{ ( cm}^2 \text{ )}, i_x = 5.29 \text{ ( cm )},$$

$$i_y = 3.11 \text{ ( cm )}$$

容許應力的計算可依「WSP 007」

$$\text{容許彎曲伸張應力} \quad \sigma_{ba} = 1400 \text{ ( kgf / cm}^2 \text{ )}$$

$$(L/b = 17.6) \quad \sigma_{bca} = 1085 \text{ ( kgf / cm}^2 \text{ )}$$

$$\text{容許軸方向壓縮應力} \quad (L/r = 70.7) \quad \sigma_{ca} = 974 \text{ ( kgf / cm}^2 \text{ )}$$

## (2) 地震時管軸垂直方向的檢討

垂直方向彎曲力矩和應力

$$M_v = R_{kv} \cdot L_b / 4 = 826 \times 220 / 4 = 45430 \text{ ( kgf} \cdot \text{cm )}$$

$$\sigma_v = M_v / Z_x = 45430 / 136 = 334 \text{ ( kgf / cm}^2 \text{ )}$$

軸力和壓縮應力

$$N = R_{kv} = 351 \text{ ( kgf )}$$

$$\sigma_N = N / A = 351 / 30.3 = 11.6 \text{ ( kgf / cm}^2 \text{ )}$$

應力檢核

$$\frac{1}{1.5} \left( \frac{\sigma_N}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_v}{\sigma_{bca}} \right) = \frac{1}{1.5} \times \left( \frac{11.6}{974} + \frac{334}{1085} \right) = 0.21 < 1.0$$

## (3) 地震時管軸方向檢討

$$M_n = R_{kn} \cdot L / 4 = 612 \times 220.0 / 4 = 33660 \text{ ( kgf} \cdot \text{cm )}$$

$$\sigma_H = M_n / Z_y = 33660 / 47.0 = 716 \text{ ( kgf / cm}^2 \text{ )}$$

## (4) 合成應力檢討

$$\sigma_T = \sigma_v + \sigma_H = 334 + 716 = 1050 \text{ ( kgf / cm}^2 \text{ )} < 1.5 \cdot \sigma_{bca} = 1627 \text{ ( kgf / cm}^2 \text{ )}$$

## 3) 支撐構件 ( 螺栓安裝 ) 的檢討

(1) 容許應力

使用 螺栓 M16SS400 2 根

螺栓的容許剪力 900 ( kgf / cm<sup>2</sup> )

(2) 作用荷重的計算

作用在螺栓部之荷重

垂直方向  $P_{vb} = R_{kv} / 2 = 826 / 2 = 413 (kgf)$

水平方向  $P_{bh} = R_{kh} / 2 = 351 / 2 = 176 (kgf)$

合成力  $P_b = \sqrt{(P_{bv}^2 + P_{bv}^2)} = \sqrt{(413^2 + 176^2)} = 449 (kgf)$

螺栓之剪應力

$t = P_b / (n \cdot a) = 449 / (2 \times 2.01) = 112 (kgf / cm^2) < 1.5 \cdot \tau_a = 1350 (kgf / cm^2)$

$n$  : 螺栓根數 : 2 根

$a$  : 螺栓面積 :  $1.6^2 \pi / 4 = 2.01 (cm^2)$

4) 支撐構件 (版安裝) 的檢討

管軸方向地震時荷重之計算

(1) 作用荷重

管軸方向  $P_{kn} / 2 = 306 (kgf)$

(2) 作用在版之彎曲力矩

$M_{kn} = P_{kn} \cdot B = 306 \times 10.0 = 3060 (kgf \cdot cm)$

(3) 版之斷面性能

$Z_{pl} = (20.0 \times 0.9^2) / 6 = 2.7 (cm^3)$

(4) 應力

$\sigma_{pl} = M_{kn} / Z_{pl} = 3060 / 2.7 = 1133 (kgf / cm^2) < 1.5 \cdot \sigma_a = 2100 (kgf / cm^2)$

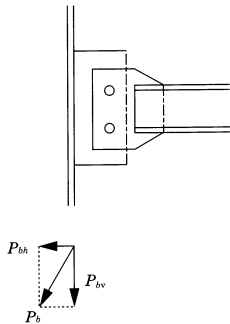


圖-4.8.16 固定螺栓的檢討模型圖

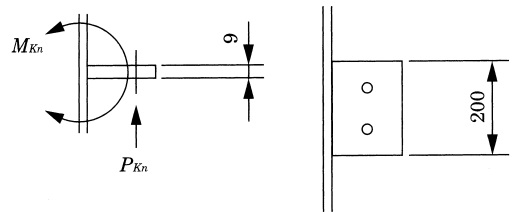


圖-4.5.17 固定版檢討模型圖

## 國內外有關自來水之研討會或年會資訊

國際水務協會（International Water Association, IWA）主辦、協辦或贊助之研討會，如欲了解詳情，請逕至該協會網站[www.iwahq.org.uk](http://www.iwahq.org.uk)查詢

Biofilm Monitoring 2002 - Porto, Portugal, 2002-Mar-18 - 20

Waste Stabilisation Ponds - Auckland, New Zealand, 2002-Apr-02- 05

3rd IWA World Congress - Melbourne, Australia, 2002-Apr-07 - 12

Conference on Waters in National Parks - Cavtat, Croatia, 2002-May-23 - 26

Management of Productivity at Water Utilities - Praha, Czech Republic, 2002-Jun-13 -14

3rd International Conference on Water Resources & Environmental Research  
Dresden, Germany, 2002-Jul-22 - 26

9th International Conference on River Basin Manage - Edinburgh, UK, 2002-Sep-11 - 13

Creative Water - Hong Kong, 2002-Sep-18 - 20

Membranes in Drinking and Industrial Water Product - Mulheim Germany, 2002-Sep-22 -26

Waterborne Pathogens - Lisbon, Portugal, 2002-Sep-22 - 25

Small Water and Wastewater Treatment Systems - Turkey, Istabul, 2002-Sep-23 - 25

美國自來水協會（American Water Works Association, AWWA）主辦、協辦或贊助之研討會，如欲了解詳情，請逕至該協會網站[www.awwa.org](http://www.awwa.org)查詢

\* Annual Conference & Exposition— .New Orleans, Louisiana, 2002-June 16 - 20

\* Distribution & Plant Operations Conference (formerly Distribution System Sympsiom) — .Nashville, Tennessee, 2002- September 29 - October 2

\* Information Management and Technology Conference — Kansas City, Missouri, 2002-April 14 - 17

\* Infrastructure Conference— .Chicago, Illinois, 2002-March 10-13

\* Membrane Technology Conference— Atlanta, Georgia, 2003-March 2-5

\* Water Quality Technology Conference — Seattle, Washington, November 10 - 13

其他相關國際研討會，如欲了解詳情，請逕至國際水務協會（International Water Association，IWA）網站[www.iwahq.org.uk](http://www.iwahq.org.uk)查詢

HYDRORAMA 2002 - Athens, Greece，2002-March-21 - 22.

Aquatech 2002- Istanbul, Turkey，2002-March-21 - 24. Turkey' s 9th International Water Technologies & Equipment Exhibition

International Conference on Advances in Ozone Science and Engineering: Environmental Processes and Technological Applications Hong Kong，2002-April-15-16

NSF International Symposium on HPC Bacteria in Drinking Water - Public Health Implications?

The NSF/Who Collaborating Centre for Drinking Water Safety and Treatment，Geneva, Switzerland, 2002-April-22 - 24,

Water Institute of Southern Africa (WISA)，Biennial Conference and Exhibition，Halfway House, South Africa，2002-May-19-23，

World Plumbing Conference，Berlin, Germany，May 2002

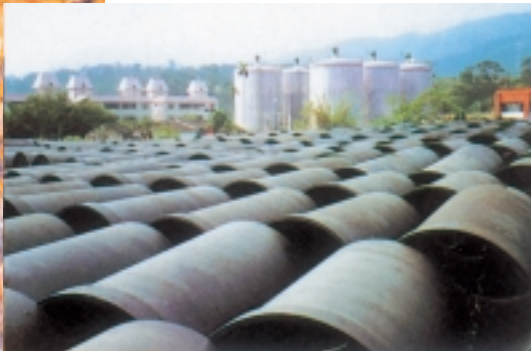
2nd International Conference “New Trends in Water and Environmental Engineering for Safety and Life: Eco-Compatible Solutions for Aquatic Environments”，Capri, Italy，2002-June-24-28

2th Stockholm Water Symposium，Balancing Competing Water Uses - Present Status and New Prospects，2002-August -12-15

4th International Symposium on Artificial Recharge，Adelaide, Australia，2002-September-22-26

2003年 The International Year Of Freshwater，the United Nations，New York, N.Y. USA,

2004年9th World Filtration Congress New Orleans, USA，2004-April-19-23



## 錦源 鑄造工業 水泥製品 股份有限公司

公司：台北市建國北路一段69號9樓

電話：(02)2508-2976 (代表號) 傳真：(02)2508-2980

### 主要產品

#### 鑄造廠

- 1.球狀石墨鑄鐵直管  $\phi$  100m/m-2600m/m
- 2.球狀石墨鑄鐵零件  $\phi$  75m/m-3000m/m
- 3.各種閥類、人孔蓋等鑄造器材
- 4.自來水、瓦斯用石墨鑄鐵配件
- 5.U型球狀石墨鑄鐵管  $\phi$  1000m/m-2600m/m

廠址：桃園縣觀音鄉樹林村經建二路25號

電話：(03)4839540 · 4839941-2

傳真：(03)4838297

#### 水泥製品廠

- 1.無鋼襯預力混凝土管  $\phi$  500m/m-2000m/m
- 2.鋼襯預力混凝土管  $\phi$  1350m/m-3000m/m
- 3.預力混凝土基樁  $\phi$  300m/m-1000m/m
- 4.預力混凝土電桿

廠址：桃園縣大溪鎮南興里西尾20號

電話：(03)3801592 · 3803592

傳真：(03)3805171