농지개량사업 계획설계기준

수로공 2 편

농 수 산 부

目　次

第5章　파이프라인 ····· 1

5. 1. 總　論 ····· 1

5. 1. 1. 파이프라인設計의 基本事項 ····· 1
5. 1. 2. 管種의 選定 ····· 5
5. 2. 水理設計 ····· 9

5. 2. 1. 一般事項 ····· 9
5. 2. 2. 파이프라인의 通水能力(損失水頭) ····· 10
5. 2. 3. 管網計算 ····· 20

5. 3. 構造設計 ····· 21
5. 3. 1. 一般事項 ····· 21
5. 3. 2. 荷　重 ····· 22
5. 3. 3. 管의 橫斷方向의 設計 ····· 36
5. 3. 4. 管의 縱斷方向의 檢討 ····· 54
5. 3. 5. 이음매와 異形管 ····· 60
5. 3. 6. 埋設도랑 ····· 66
5. 3. 7. 管의 基礎 ····· 68
5. 3. 8. 뒤메움 ····· 71
5. 3. 9. 스러스트블록 ····· 71
5. 3. 10. 橫 斷 工 ····· 76
5. 3. 11. 防　蝕 ····· 77

5. 4. 附帶構造物 ····· 78

5. 4. 1. 一般事項 ····· 78
5. 4. 2. 取水工 ····· 80
5. 4. 3. 揚水設備 ····· 81
5. 4. 4. 配 水 槽 ····· 88
5. 4. 5. 分水施設 ····· 89
5. 4. 6. 調壓施設 ····· 95
5. 4. 7. 通氣施設 ····· 98
5. 4. 8. 安全施設 ····· 101
5. 4. 9. 管理施設 ····· 103
5. 4. 10. 調 整 池 ····· 112

5. 5. 通水試驗 ····· 112

第6章　開 水 路 ····· 115

6. 1. 開水路槪論 ····· 115

6. 1. 1. 開水路 ····· 115
6. 1. 2 排水路 ····· 115
6. 1. 3 用排水兼用水路 ····· 115

6. 2. 開水路設計上의 基本事項 ····· 115

재정리
1981. 1.13.
Q110
GP 521.537-1-1-2=2
c.v.1-21

6．2．1．流量計算의 5要素……115
6．2．2．計算의 順序……115
6．2．3．粗 度……115
6．2．4．水路의 기울기……116
6．3． 水路의 斷面型……116
6．3．1．一般的인 原則……116
6．3．2．流量과 水面나비, 水深의 比, 水路의 기울기……117
6．3．3．水利上 有利한 斷面……118
6．3．4．浸透上 有利한 斷面……119
6．3．5．수로에서의 손실……120
6．4．水路의 斷面設計……121
6．4．1．水路둑의 나비……121
6．4．2．옆비탈면 기울기……121
6．5．水路의 土工……122
6．5．1．平坦地 水路에서의 土工의 均衡……122
6．5．2．山腹部水路의 흙깎기……123
6．5．3．경사지 수로에서의 토공의 균형……124
6．5．4．굴착한 비탈면 기울기……125
6．6． 라이닝 (Lining)……126
6．6．1．라이닝의 설계……126
6．6．2．라이닝의 種類……129
第7章 水路터널 (Aqueduct Tunnel)……140
7．1． 調 査……140
7．1．1．地質調査……140
7．1．2．經濟調査……141
7．1．3．路線選定……141
7．1．4．터널路線의 地上測量……142
7．2． 設 計……143
7．2．1．斷面計算……143
7．2．2．水理計算……147
7．2．3．라이닝……149
7．2．4．동바리……158
7．2．5．坑 門……158
第8章 暗 渠……160
8．1． 使用目的에 依한 分類……160
8．1．1．用水暗渠……160
8．1．2．排水暗渠……160
8．1．3．用排水兼用暗渠……160
8．2． 斷面의 決定……160

8. 2. 1. 用水暗渠 ····· 160
8. 2. 2. 排水暗渠 ····· 162
8. 3. 荷重을 定하는 方法 ····· 162
8. 4. 橫方向의 計算 ····· 162
8. 4. 1. 管 渠 ····· 162
8. 4. 2. 鉄筋콘크리트 函型暗渠 ····· 162
8. 4. 3. 石造아아치 또는 콘크라트아아치 暗渠 ····· 163
8. 5. 從方向의 計算 ····· 167
8. 5. 1. 暗渠길이의 決定 ····· 167
8. 5. 2. 從方向의 解法 ····· 168
8. 5. 3. 鉄筋量의 算定및 應力度의 計算 ····· 170
8. 5. 4. 軟弱地盤에 対한 対策 ····· 172
8. 6. 設計細目 ····· 173
8. 6. 1. 浸透水의 防止 ····· 173
8. 6. 2. 河川横断暗渠에 対해서 ····· 174
8. 6. 3. 函型暗渠의 隅角部 ····· 176
8. 6. 4. 正面壁 ····· 178
8. 6. 5. 接續水路 ····· 179
8. 6. 6. 모래흙 모우개및 맨홀 ····· 179
8. 6. 7. 暗渠의 凍害防止 ····· 180
8. 6. 8. 暗渠의 保護 ····· 180
第9章 水路橋(Aqutduct Bridge) ····· 182
9. 1 總 論 ····· 182
9. 1. 1. 概 要 ····· 182
9. 1. 2. 水理計算 ····· 182
9. 1. 3. 形式과 徑間 기장의 관계 ····· 184
9. 2. 철근콘크리트 水路橋 ····· 184
9. 2. 1. 通水断面의 決定 ····· 184
9. 2. 2. 보 種類의 決定 ····· 185
9. 2. 3. 荷 重 ····· 185
9. 2. 4. 설 계 ····· 186
9. 2. 5. 橋 台 ····· 194
9. 2. 6. 橋 脚 ····· 198
9. 2. 7. 프리스토레스트(PS) 콘크리트水路橋 ····· 200
9. 3. 철근콘크리트 아아치 수로교 ····· 205
第10章 역사이폰(用水潛管) ····· 220
10. 1. 調 査 ····· 220
10. 2. 設計上의 一般事項 ····· 220
10. 1. 1. 水理關係 ····· 220

10. 2. 2. 工作物關係 ····· 220
10. 2. 3. 附帶施設 ····· 222
10. 3. 水理計算 ····· 222
10. 4. 構造設計 ····· 223
第11章 分水工 ····· 224
11. 1. 總 括 ····· 224
11. 1. 1. 分水工 上流部의 水理條件 ····· 224
11. 1. 2. 分水工 位置의 條件 ····· 224
11. 1. 3. 分水工 下流側의 水理條件 ····· 224
11. 2. 水理計算 ····· 224
11. 2. 1. 水路式 分水工 ····· 224
11. 2. 2. 越流式分水工 ····· 224
11. 2. 3. 射流式 分水工 ····· 225
11. 2. 4. 잠긴式 分水工 ····· 225
11. 3. 流量測定裝置 ····· 226
第12章 落差工 ····· 227
12. 1. 總 論 ····· 227
12. 2. 流入口 붙임水路 ····· 227
12. 3. 落差部 ····· 227
12. 3. 1. 狹幅落差部 ····· 228
12. 3. 2. 막아올림 落差部 ····· 229
12. 3. 3. 노 치 ····· 229
12. 4. 靜水池 ····· 229
12. 4. 1. 靜水池의 길이 ····· 229
12. 4. 2. 靜水池 깊이 ····· 230
12. 4. 3. 靜水池 바닥의 두께 ····· 230
12. 5. 流出口 붙임水路 ····· 231
12. 5. 1. 浸蝕의 保護 ····· 231
12. 6. 急水路 落差工 ····· 231
12. 7. 管水路式 落差工 ····· 231

第5章 파이프 라인

5.1 總 論

이 基準은 農業用水의 送水施設에 既成管을 사용하는 標準的인 파이프라인 組織에 대한 設計의 一般的인 것을 표시한 것이다. 댐의 放水管이나 取水管및 開水路組織의 一部를 構成하는 逆사이폰, 파이프 슈우트, 水管橋等의 管水路施設에도 部分的으로는 이基準을 準用할 수 있으나, 各其固有의 設計條件을 갖는 경우가 많으므로 注意해야 한다.

파이프라인에 使用하는 管의 種類는 一定한 規格에 의하여 제조 市販되고 있는 既成管을 原則的으로 하고, 特殊한 管이나 大規模의 管水路에 대해서는 別途로 檢討하는 것으로 한다.

5.1.1 파이프라인 設計의 基本事項

파이프라인의 設計는 使用目的, 使用條件에 맞는 機能的인 용수조직이 되도록 제시설의 構造 配置를 全體的인 면에서 比較 檢討하지 않으면 안 된다.

가. 농업용 파이프라인의 意義와 役割

농업용 水路로서 파이프라인 方式을 採用하는 動機는 水路用地의 取得難, 大型농기계의 往來, 水質汚染等 農業을 위한 環境條件의 変化도 생각되지만 파이프라인의 利用에 의하여 從來의 開水路方式에 比하여 送配水의 調節이 合理化되어 물利用을 主軸으로 하는 농업의 近代化에 이바지 함에 큰 特色이 있다. 即 流體輸送의 手段으로서 効率的인 파이프라인 方式을 사용함으로써 必要한 時期에 必要한 地點까지 所定의 水量을 安全하고 確實하게 送水할 水路조직을 實現하는것이 重要하고 이에 의하여 농업生産體系의 一環으로서의 물의 利用의 體系化를 이루도록 考慮해야 한다. 파이프라인으로 하였을 경우 一般的으로 直接工事費는 比較的 높아지는 경향이 있고 또 計劃通水量以上의 流量에 對한 許容能力이 制約을 받는等 用水路에 比하여 不利한 點도 적지 않다.

따라서 파이프라인의 特性을 잘 이해하고, 水源條件, 土地利用狀況, 社會的諸條件을 包含한 綜合的인 判斷이 必要하다.

나. 농업용 파이프라인의 特色

농업용의 파이프라인에서도 設計나 施工面의 技術은 上水道와 本質的으로 틀리는 것은 아니나 그 使用條件은 全然 판이한 경우가 많으므로 設計에 있어서 注意하지 않으면 안된다.

(1) 上水道는 一般的으로 營業用水가 開始되면 不測의 事故發生의 경우를 제외하고는 항상 滿流狀態인 것이 普通이다.

그러나 농업용의 파이프라인에서는 流水의 斷續狀態가 反復되기 때문에 管內에 공기가 滯留하여 通水에 支障을 招來하기 쉽다. 따라서 큰 容量의 空氣밸브를 設置함과 동시에 通水의 初期에 管內의 공기를 確實히 排出할 수 있는 適當한 制水밸브의 操作이 必要하다.

(2) 농업용수에는 特殊한 用途의 경우를 除外하고는 미세한 모래, 먼지, 浮遊物을 포함하여 이것이 管內에 附着沈澱하여 通水를 방해하거나, 혹은 流量計, 制御밸브等의 고장의 原因이 된다. 根本的으로는 効率的인 먼지除去裝置의 利用이 必要함과 동시에 농업用水의 實態에 맞는 정밀한 施設設計가 아니면 안된다.

(3) 농업用水의 分野에서는 水源에서 末端部까지 專門技術者에 의한 一貫된 管理態勢로 整備한다는 것은 어려운 경우가 많고 치밀한 用水計劃과 施設에 대한 設計를 하여도 실지로 물을 利用할 때는 혼란을 일으킬 염려가 많다. 施設設計에 있어서는 許容할 물使用의 自由度의 範囲를 充分히 檢討함과 동시에 施設管理의 責任分担을 明確히 하여둘 必要가 있다.

다. 파이프라인의 形式

(1) 調圧機構에 의한 분류

파이프라인은 水圧調整의 機構上 開放型과 閉鎖型으로 大別하고 다시 閉鎖型을 完全閉鎖型과 準閉鎖型으로 分類한다.

(가) 開放型은 그림 5.1.1과 같이 파이프라인 途中의 一定한 區間마다 위가 열린 스탠드(直立)를 配置하고 이것을 分水工 또는 放流工으로 한것으로 스탠드 사이에는 必要에 따라 給水栓을 設置한다. 給水栓에서 取水할 때는 給水栓에서 가장 가까운 下流側의 스탠드의 水位를 調節하여 所要의 水頭를 確保한다. 開水路에 準한 水路形式이고 路線中의 水門 또는 밸브로 水量을 調節하나 餘水는 모두 放流된다.

(나) 完全閉鎖型은 上流로부터 末端部까지 閉管路로 水流가 連續하여 末端의 取水栓을 열면 所要水量을 얻을 수 있는 形式이다.

(다) 準閉鎖型은 開放型과 完全閉鎖型과의 中間形式으로 부동 (浮動) 밸브類를 連續的으로 設置한 것이며 이 形式은 下流側의 밸브를 열지 않는 限 물의 流動은 일어나지 않는다.

(2) 配管方式에 의한 分類

파이프라인의 配管形式은 樹枝狀配管과 管網配管이 있다.

樹枝狀配管에서는 流路가 幹線 支線으로 分岐하고 물은 上流에서 末端에 向하여 一定한 方向으로 흐른다. 한편 管網配管에서는 分岐線이 網狀으로 連結되어 있고 使用給水栓의 位置關係에 의하여 管內의 물은 正, 逆 어느方向으로도 흐를 수 있다. 따라서 一般的으로는 管網配管이 組織各部의 圧力補償에 有利하다고 할 수 있으나 現地의 地形條件等에 따라서도 適用上의 得失이 있으므로 比較設計를 하여 經濟性을 包含한 綜合的인 檢討가 必要하다. 設計에 있어 留意할 點은 다음과 같다.

(가) 地區의 形狀 : 나비가 넓은 地區에서는 管網配管으로 할 수 있다. 그러나 細長한 土地에서는 樹枝狀配管이 經濟的으로 有利한 경우가 많다.

(나) 地形 : 平坦한 地形이나 一定한 方向의 緩傾斜의 경우에는 管網配管으로 하는 것이 效果的이지만 土地의 起伏이 심하고 地區內의 高度差가 클 때에는 自由로히 管路를 連結할 수가 없음으로 樹枝狀配管으로 하던지 部分的인 管網配管으로 하는것이 좋다.

(다) 地區의 넓이 : 廣域의 경우 主要幹線을 基幹管網으로써 짜고 末端을 管網 또는 樹枝狀으로 한다. 但 幹線을 樹枝狀으로 하느냐는 經濟性과 물管理의 兩面에서 全體에 미치는 영향이 크므로 充分히 比較檢討하지 않으면 안된다.

中小地區의 경우, 施設費用面에서 보면 管網이 樹枝狀보다 一般的으로 有利하다. 그러나 물 利用面에서 본다면 施設費는 다소 비싸다 하더라도 管網으로 하는것이 合理的인 때가 많다.

(라) 水源의 位置와 그 支配面積 : 地區內에 水源이 二個所以上 있고 그 給水能力에 의하여 灌漑面積을 分割하여 設計할 때에는 中小地區의 配管計劃과 같아지지만 이들의 分割블록을 1~數個所의 管路로 連結하고 全體를 큰 管網으로 構成하면 실지 운영상 極히 有利한 組織이 된다.

表-5.1.1 파이프라인의 各形式의 特徵

形式 / 條件	開放型	完全閉鎖型	準閉鎖型
分水調節	스탠드의 位置에서 分水를 같이 할 수 있으므로, 스탠드의 構造에 다소 머리를 쓰면 分水量의 調節도 比較的 容易하고 正確하게 할 수 있다.	同一配管系統中의 一部의 給水栓을 開放하면 바로다른 給水栓의 分水量에 영향을 미치는 欠點이 있다. 이와같은 경우에도 定量分水할 수 있는 分水裝置를 할 수 있으나 工事費가 加算된다.	浮動스탠드 밸브 位置에 分水施設을 併設하면 어느 程度의 分水量의 調節이 되므로 完全閉鎖型보다는 若干 有利하다.
管體	스탠드間의 高低差를 規制함으로써 低圧管을 사용할 수 있다. 그 반면 스탠드에서 일단 減圧되므로 管徑이 커지는 傾向이 있다.	水頭가 有効하게 利用되는 反面, 高圧파이프의 使用이 必要하게 된다. 그러나 標高差가 最大限으로 活用되므로 開放型에 比하여管徑은 작게 할 수 있고 急傾斜地에서는 開放型보다 管體費用은 싸게 되는 때도 있다.	浮動밸브를 適當히 設置하므로써 低圧管의 使用이 可能하다. 一般的으로 開放型보다 高圧管이 必要하다.
스탠드	한쪽方向의 傾斜地 에따른 配管에서는 스탠드 간격을 좁게 하지 않으면 안되며 스탠드의 數가 많아진다.	스탠드가 없으므로 이에 所要되는 費用은 전연 필요없다.	管의 內圧強度의 範囲內에서 浮動밸브를 設置하면 좋고 한쪽 方向의 傾斜地라 하여도 開放型보다 스탠드의 數가 적어도 된다.
放水施設	斷面変化點(分水點) 에는 반드시 放水施設을 必要로 한다.	斷面変化點에 放水施設이 必要없다.	홀로트밸브 位置에 물넘이를 設置하는 것이 좋다. 最末端을 河川等에 連結할 必要가 없기 때문에 開放型보다 放水施設費는 적어서 좋다.
물管理損失	물관리損失은 開水路와 같이 크다. 特히 24時間 灌漑를 하지 않는 밭관개의 경우는 損失이 예상외로 크다.	물관리損失은 적다.	물관리損失은 적다.

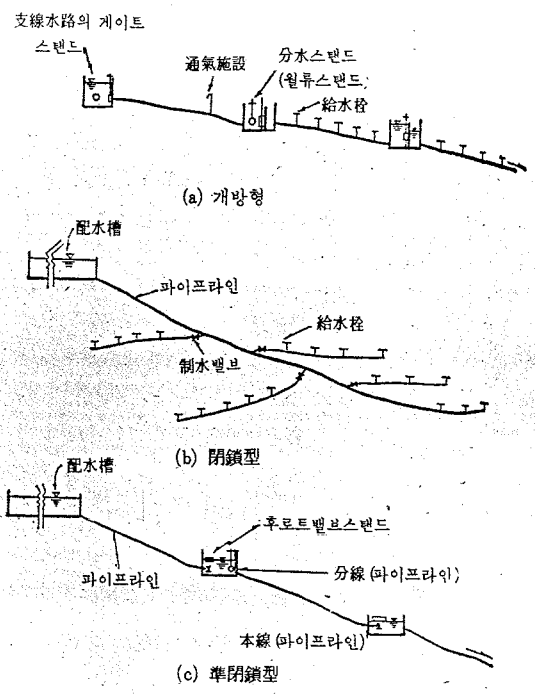


그림 5.1.1 파이프라인의 形式

라. 파이프라인의 構成과 配置

파이프라인에 의한 用水組織을 決定함에 있어서는 다음 各項에 留意하지 않으면 안된다.

(1) 用水計劃에 合致하고 使用하기 便利하고 또한 어느 程度의 自由度를 가진 組織으로 할것.

用水計劃을 樹立함에 있어서 想定한 물 利用條件이 實際는 크게 変化되는 경우가 많다.

또 어느 程度의 廣域의 用水組織으로 되면 時期的, 時間的으로 또 場所에 의한 流量変動이 크다.

이에 대하여 恒常 使用條件을 만족시키는 配管으로 한다는 것은 極히 不經濟的이고 通水容量의 완충施設로 調整池의 役割이 重要하게 된다.

調整池의 配置는 파이프라인의 流量, 延長, 栽培作物과 물 利用體系等에 의하여 다르지만 調整池의 數를 많이 하고 그 容量을 크게 할수록 물 利用의 変化에 대한 適応能力이 增加하고 水資源의 有効利用에도 連關되므로 比較設計에 의한 經濟性의 檢討가 必要하다.

(2) 全體的으로 圧力의 均衡이 이루어지고 局部的으로 大量의 물을 取水하여도 그 附近에서 極端的인 圧力低下가 생기지 않는 管水路이어야 한다.

管內圧力의 調和는 主로 配管方式에 따라서 差가 나타난다.

一般的으로 管網配管方式이 組織內 各部의 圧力의 均衡을 維持하기는 쉬우나 施設費의 關係를 감안하여 決定하지 않으면 안된다.

(3) 水量 및 送水에너지의 損失이 적고 流體輸送體系로서 効率이 좋은 管路일것.

管路內의 마찰 其他에 의한 에너지 損失 或은 無効放流損失이 작은 것이 바람직하고 組織內의 各部位에 있어서의 所要圧力에 대하여 管徑의 組合을 適切히 하여 에너지水頭를 有効하게 配分하는 設計上

의 配慮가 重要하다.

이들에 의하여 調圧施設 等의 設備費를 節減할 수 있는 以外에 組織으로써의 파이프라인을 보다 有機的으로 作用함이 可能하게 된다.

開放型의 파이프라인에서는 無効放流를 極力 抑制하도록 물 管理를 할 必要가 있다.

(4) 물 管理가 容易하고 用水의 利用効果를 높이도록 할것.

機能이 좋은 파이프라인이란 地區內의 如何한 地點에서도 適時, 適量의 用水를 適正圧力을 갖고 供給할 수 있는 것이 重要하다.

特히 最近의 傾向으로서는 施設을 自動化하여 물 管理勞力을 덜게 하는 것을 重要視하게 되었으므로 이와 같은 要請에 따를 수 있는 組織을 考慮할 必要가 있다.

(5) 保存이나 管理가 쉽고 또 施設의 總費用이 低廉해야 할것.

樹枝狀의 管路에서는 途中에 管의 破裂 等의 故障이 發生하였을 때에는 下流의 全域에 미치 지만 管網의 경우는 流路를 바꾸게 할 수 있어 被害範囲를 적게 할 수 있다.

이런 點에서 重要한 路線에는 適切한 調整池를 設置하여 修理期間中에 下流域에 通水中斷으로 因한 支障을 輕減하는 配慮도 必要하다.

管網의 경우에는 樹枝狀配管에 比하여 管口徑은 작으나 管路의 延長은 길게 되고 配管이 複雜하게 되어 밸브라든지 異形管도 小口徑의 것이 多量 必要하게 되고 地形이나 對象地域의 形狀에 따라서는 이들의 영향으로 經濟的으로 不利하게 될 경우가 많다.

5.1.3 管種의 選定

파이프라인에 사용하는 管種은 파이프라인의 設計條件, 地形, 地盤의 狀態 施工條件 및 管의 特性이나 價格等을 綜合的으로 검토하여 適切한 管種을 選定하지 않으면 안된다.

가. 파이프라인에 사용하는 管은 荷重에 대하여 充分히 安全한 強度를 갖고, 물의 흐름에 抵抗이 적고, 耐久, 耐蝕性이고 施工이 容易하고 값이 低廉한 것이 바람직하다. 一般的으로 市販規格品을 사용하면 一定한 品質의 管을 손쉽게 얻을 수 있고 또 經濟的이므로 通常의 경우는 市販規格品을 사용한다. 그러나 特殊한 設計條件이나 大量을 사용하는 경우에는 設計條件에 만족하는 特別 注文管을 사용하면 經濟的인 때도 있으므로 검토를 要한다. 一般的으로 사용하는 管種과 그들의 特性등은 表-5.1.2에 표시되어 있다.

나. 파이프라인은 管을 埋設하는 것이 原則이므로 管에는 土圧이나 自動車 等의 外圧外에 靜水圧이나 水撃圧 等의 內圧이 同時에 作用하므로 이들의 荷重에 대하여 充分히 安全한 強度를 갖어야 한다.

따라서 鐵筋콘크리트管이나 陶管 等은 파이프라인에 적당치 않다. 市販規格管에서는 內圧과 外圧이 同時에 作用하는 경우의 管의 強度規格은 一般的으로 明示되어 있지 않으나 設計에 있어서는 管이 견디는 內, 外圧을 檢討하여, 同時에 作用하는 設計內外圧에 安全하게 견딜 수 있는 規格品을 사용하지 않으면 안된다.

다. 水密性은 管의 이음매構造나 사용水圧等에 따라 다르다. 一般的으로 管體는 各 管種마다 規格에서 定한 內水圧에는 水密하게 製造되어 있으나 이음매部가 이에 견디지 못하여 多量의 漏水가 생기므로 水密性이나 內圧強度에 대하여는 管本體뿐만이 아니라 이음매部의 構造까지도 綜合的으로 檢討할 必要가 있다.

라. 管은 오랜 歲月에 걸쳐 물의 流通이 잘 되게 維持하는 것이 바람직하다. 水理的으로는 粗度係數가 작을 수록 有利하지만 強度 가격等을 종합적으로 檢討하지 않으면 안된다.

마. 強酸性地盤에서의 石綿管, 콘크리트管類의 腐蝕이나 鑄鋼管類의 녹쓰는 것과 電蝕 等에 대한 考慮도 必要하다.

表 5.1.2　　管 種 의 一 覽 表

管種			規格	管徑	特性
不撓性管		遠心力 鐵筋콘크리트管	KS F4403	75~1800㎜	耐蝕性이 크고 重量이 무거우며 低圧의 開放式 管水路에 適合함.
		로우러 轉圧 鐵筋콘크리트管		150~2000㎜	
		프리스트레스트 콘크리트管	KS F4405 KS F4406	500~2000㎜	耐蝕性이 크고 遠心力및 로우러 轉圧 鐵筋콘크리트 管에 比하여 內外圧에 대한 強度가 크다. 重量이 무거우며 內外圧이 比較的 큰 管水路에 適合하다.
	石綿시멘트管	水道用 石綿시멘트管	KS L5116	90~ 340㎜	耐蝕性이 크고 電蝕의 염려가 없다. 內面의 粗度變化없음.
		水道用 石綿시멘트管의 石綿시멘트 이음매		50~1500㎜	強度는 鑄鐵管, 鋼管에 比하여 작다.
		水道用 石綿시멘트管의 鋼板이음매 및 鋼板異形管		〃	內圧의 큰 管水路에 適合하다.
		水道用 石綿시멘트管의 鑄鐵 및 鑄鐵 異形管		〃	
	鑄鐵管	水道用 遠心力 砂形 鑄鐵管	KS D4306	80~1000㎜	다크타이루 鑄鐵管에 比하여 強度가 작다.
		水道用 鑄鐵 異形管	KS D4309		現在 直管은 거의 使用되고 있지않다.
撓性管	다크타이루鑄鐵管	水道用 遠心力 다크타이루 鑄鐵管		75~1500㎜	強度가 크다. 耐蝕性이 있다. 內面은 普通 모르탈라이닝을 하므로 녹이스러곰보가 發生하는것이 防止된다. 따라서 모르탈라이닝된 것으로는 流量計算에 있어서도 經年 變化를 생각할 필요가 없다.
		水道用 다크타이루 鑄鐵異形管		〃	
		K形 遠心力 다크타이루 鑄鐵管		75~2400㎜	外面塗裝은 아스팔트와 樹脂를 사용하여 코르탈 塗裝보다 耐蝕性이 強하다.
		K形 다크타이루 鑄鐵異形管		〃	鑄鐵管보다 延性과 耐衝擊性도 좋다.
					內外圧이 큰 管水路 : 軟弱地盤의 管水路等에 適合하다.
	鋼管	水道用 塗覆裝鋼管	KS D3565	80~1500㎜	強度가 크고 靭性이 豊富하다. 重量이 가볍다. 水管橋에 適合하다.
		水道用 塗覆裝 異形鋼管	KS D3578	〃	內外 圧이 큰 管水路 軟弱地盤의 管水路等에 適合하다.
		水道用 亞鉛鍍金 鋼管		10~ 300㎜	
		配管用 炭素鋼 鋼管	KS D3507	6~ 500㎜	
		配管用 아그 熔接炭素鋼 鋼管		350~1500㎜	
	塩化비닐管	一般用 硬質塩化 비닐管	KS M3404	10~ 300㎜	輕量이고 耐蝕性이 좋다. 水擊에 의한 圧力傳播速度는 鋼鐵의 1/3~1/4이며 水擊 영향도 1/3~1/4로써 된다. 이음 施工이 가장 簡單하다. 內面粗度는 變化치 않고 가장 滑面이다. 電蝕의 염려가 없고 小口徑管은 가격도 싸다. 지름이 比較的 작은 高圧의 管水路에 適合하다.
		水道用 硬質塩化 비닐管	KS M3401	13~ 150㎜	
		水道用 硬質塩化 비닐 이음管	KS M3402	13~ 150㎜	
	보리에지렝管	一般用 보리에지렝 管		10~ 300㎜	塩化 비닐管보다 가볍다. 落下衝擊強度크다. 耐蝕性에 대하여 優秀하다. 保濕性이 좋다. 電蝕의 염려가 없다. 低圧의 管水路에 適合하다.
		水道用 보리에지렝 管		10~ 50㎜	

管의 許容偏平量이 管지름의 3%以上의 管種은 撓性管으로 하고 以外의 것은 不撓性管으로 한다.

表－5.1.3 遠心力 및 로우러 轉圧鐵筋콘크리트管의 種類

種類 / 試驗水圧 (kg/cm²)	管의호칭지름(mm)	
	A 形	B 形
2	150 ~ 2000	150 ~ 2000
4	150 ~ 2000	150 ~ 2000
6	150 ~ 800	150 ~ 800

A形：카라이음

B形：소켓트이음

表－5.1.4 프리스트레스트 콘크리트管의 種類

種類	試驗水圧 (kg/cm²)	호칭지름 (mm)
1 種	18	500 ~ 1500
2 種	14	500 ~ 1800
3 種	10	500 ~ 2000
4 種	6	500 ~ 2000
5 種	4	500 ~ 2000

試驗水圧이란 프리스트레스가 0이 되는 內水圧이다.

表－5.1.5 石綿시멘트管의 保證水圧, 試驗水圧 및 最大使用靜水圧

種類 / 水圧	1 種	2 種	3 種	4 種
保證水圧	35kg/cm²	28kg/cm²	22kg/cm²	16kg/cm²
試驗水圧	28 〃	22 〃	18 〃	13 〃
最大使用靜水圧	9 〃	6.5 〃	5 〃	3 〃

$$P_1=\frac{2t\sigma}{D} \qquad P_2=0.9\,P_1, \qquad P_3=0.8\,P_2 \qquad P_4=\frac{P_3-5.5}{2.5}$$

여기서 P_1：破壞內圧 (kg/cm²)

P_2：試驗水圧 (〃)

D ：管안지름 (cm)

P_4：最大使用靜水圧 (kg/cm²)

t ：管의두께 (cm)

σ ：破壞強度 225kg/cm²

5.5：水擊圧

P_3：保證水圧 (kg/cm²)

2.5：管의 安全率

表 5.1.6 水道用 遠心力 다크타이루鑄鐵管의 試驗水圧

(kg/cm²)

呼称지름(mm) \ 種類	1 種	2 種	3 種
300 以下	60	—	50
350 ~ 600	50	45	40
700 ~ 1000	40	40	35
1100 ~ 1500	30	30	30

表 5.1.7 K形 遠心力 다크타이루鑄鐵管의 試驗水圧

(kg/cm²)

(mm) 呼称지름 \ 種類	1 種	2 · 種	3 種	4 種
300 以下	60	—	50	—
350 ~ 600	50	45	40	40
700 ~ 1000	40	40	35	35
1100 ~ 1500	30	30	30	30
1600 ~ 以上	25	25	25	25

表 5.1.8 鋼管의 管種과 管의 두께

呼稱지름 (mm)	管 두 께 (mm)		
	1 種 管	2 種 管	3 種 管
350	6.0	5.0	—
400	6.0	5.0	—
450	6.0	5.0	—
500	6.0	5.0	—
600	6.0	5.0	—
700	6.0	6.0	—
800	7.1 (7.0)	6.4 (6.0)	—
900	7.9 (8.0)	7.1 (7.0)	—
1000	8.7 (9.0)	7.9 (8.0)	—
1100	10.3 (10.0)	8.7 (9.0)	—
1200	11.1 (11.0)	9.5 (9.0)	—
1350	11.9 (12.0)	10.3 (10.0)	—
1500	12.7 (13.0)	11.1 (11.0)	—
1600	14.0	13.0	11.0
1800	16.0	14.0	13.0
2000	18.0	16.0	14.0

5.2 水理設計

5.2.1 一般事項

파이프라인의 水理設計에 있어서는 물 利用計劃에 立脚하여 送配水組織으로서 機能을 充分히 發揮하고 合理的이고 安全하며 經濟的인 設計가 되도록 해야 한다.

가. 파이프라인 組織에서는 어떠한 條件이라도 計劃最大流量까지의 모든 流量을 安全하게 通水할 수 있는 能力을 具備하게 해야한다. 따라서 水理設計에 사용하는 流量은 原則的으로 計劃最大流量으로 하고 最小流量 및 危險 또는 不合理한 流況이 예상되는 流量에 對하여 水理條件을 檢討하고 必要에 따라 修正을 加한다. 計劃最大流量以下의 경우에 있어서 例를 들면 開放部에서 空氣를 多量 連行하거나 路線中의 水圧의 均衡을 상실하여 分水의 適正을 期하지 못하게 되는等의 現象이 일어나기 때문이다.

나. 管徑의 決定에 있어서는 생각할 수 있는 最低의 動水傾斜일 때 計劃最大流量을 流下할 수 있게 斷面을 決定하는 것이 必要하다. 그렇게 하기 위해서는 始點의 水位는 低水位를 終點의 水位는 高水位의 경우를 想定하여 動水傾斜를 생각한다. 水頭計算은 原則的으로 末端에서 上流로 向하여 進行한다. 但 上流側의 始點水位가 決定되어 있을 때에는 주어진 始點水位와 末端必要水位와의 落差를 最大限으로 活用한 管徑을 求한다.

펌프加圧의 파이프라인의 경우에는 管路 및 펌프 關係費를 主로 하여 年間의 送水總經費가 最少가 되게 檢討를 함과 동시에 펌프를 1段加圧 또는 2段~數段加圧이 有利한가는 比較設計를 하여 組織을 決定하지 않으면 안된다.

다. 파이프라인의 路線은 水平이나 鉛直이거나 急激한 屈曲을 될 수 있는限 避하고 또 그 敷設縱斷은 如何한 경우라도 最低動水傾斜線 以下가 되도록 設定한다. 路線의 急激한 屈曲은 損失水頭를 크게하여 水理的으로도 不利할 뿐만 아니라 內圧과 動水圧에 의하여 管路의 外方에 향하는 힘이 作用하여 構造上의 弱點이 되므로 될수 있는限 완만한 屈曲으로 하는 것이 좋다. 路線中에 動水傾斜線보다 높은 部分이 있으면 그 곳의 管內水圧은 大氣圧以下로 되고 水中의 空氣가 分離하여 滯留하므로 通水가 방해되는 等 불편한 問題가 생긴다. 이 때문에 管路中의 어떠한 點에서도 最低動水傾斜보다 낮아지게끔 路線을 選定하는 것이 重要하지만 地形上, 敷設縱斷이 最低動水傾斜線보다 높아지는 것을 피할 수 없을 때에는 그 部分에 스탠드를 設置하거나 또는 스탠드가 없이 上下流의 管徑을 바꾸는 等의 對策이 必要하다.

라. 設計上 採擇할 管內流速은 損失水頭와의 關係에 있어서 管路의 經濟性에 크게 영향을 주고, 路線의 條件, 使用管種, 管徑 및 管路形式等에 의하여 一括的으로 定하여 지지않지만 一般的으로 流速의 範囲를 표시하면 表 5.2.1 과 같다.

表 5.2.1 設計流速의 標準값

管 徑 (mm)	設計流速 (m/sec)
75 ~ 150	0.7 ~ 1.0
200 ~ 400	0.9 ~ 1.6
450 ~ 800	1.2 ~ 1.8
900 ~ 1,500	1.3 ~ 2.0

管內의 平均流速의 許容最大限度는 管 內面의 材質에 따라 表 5.2.2의 값으로 定한다. 流速이 過大한 경우에는 管 內面의 마찰外에 밸브操作等에 의한 異常한 圧力変動을 일으키는 等의 問題가 있으므로 注意하지 않으면 안된다. 더우기 水中의 浮遊土砂가 管內에 沈殿하는 것을 避하기 위하여 管內流速의 最少限度는 計劃流量時에 0.3m/Sec로 한다.

表 5.2.2 許容量大 平均流速

管 內 面 狀 態	平均流速 의 許容最大限度 (m/Sec)
모르타르 또는 콘크리트	3.0
鋼鐵 또는 鑄鐵	5.0
硬質塩化 비닐 및 경질 포리에치렌	5.0

마. 開放型의 파이프라인에서는 開放型의 스탠드에 의하여 一定區間마다 自由水面이 存在하므로 管徑의 決定에 있어서의 水理計算은 스탠드區間마다 한다. 따라서 路線의 起伏이 많을 때에는 水頭配分을 잘 檢討하여 스탠드의 位置를 決定한다. 準閉鎖型의 파이프라인에서는 路線의 途中에 自由水面을 갖는 홀로트 밸브 스탠드가 連續的으로 配置되어 있어 管內의 물은 이 홀로트밸브의 開閉에 의하여 흐르다. 停止한다. 即 홀로트밸브 스탠드內의 水位가 내려가면 밸브가 열려서 上流側에서 물이 스탠드內로 供給되고, 下流에서 물 使用을 中止하면 스탠드內의 水位가 上昇하여 밸브가 닫쳐진다. 反對로 下流에서 물을 使用하고 있는 狀態이면 물은 계속 流下하여 開放型과 꼭 같은 條件으로 된다.

따라서 水理計算은 홀로트밸브 스탠드마다 해야한다. 閉鎖型 파이프라인에 있어서는 途中의 制水밸브等을 操作하지 않는限 물의 流動如何를 막론하고 上流端에서 各 末端까지 管內의 물은 完全히 連續 되어 있다. 따라서 水理設計에 있어서는 各 末端에서 計劃用水量을 取水할 때 必要水頭가 얻어지도록 組織全體로서의 圧力均衡에 特히 留意하지 않으면 안된다.

5.2.2 파이프라인의 通水能力 (損失水頭)

파이프라인의 流量은 計劃區間의 許容落差에 대하여 設計上의 마찰損失水頭 및 各種損失水頭를 計算하므로써 求한다. 마찰損失水頭는 原則的으로 하아젠 우일리암스(Hazen Williams)의 公式을 基本으로 計算한다.

가. 마찰損失水頭

管의 直徑을 D, 平均流速을 V, 管路의 길이 ℓ區間의 마찰에 의한 損失水頭를 h_f라고 하면

$$h_f = f\frac{\ell}{D}\frac{V^2}{2g} \quad \cdots\cdots (5.2.1)$$

f는 마찰損失係數이며 一般的으로 레이놀드數 $Re = VD/\nu$ (ν : 動粘性 係數)와 管, 壁面의 마찰저항의 條件을 規定하는 相對粗度 k/D와의 函數이다. k는 壁面의 性質로 定해지는 絶對粗度(壁面의 凹凸의 平均높이)이다. 따라서 使用管種(內面의 狀態)外에 管徑, 流體의 粘性, 流速等의 條件에 따라 f의 값은 理論的 解析이 必要하지만 方法이 複雜하여 實際의 計算에는 不便하다. 이에 대하여 옛부터 많은 實驗을 하여 經驗式으로 많은 平均流速이 提案되어 實用化되고 있다. 이들 式中 실제의 水理設計에 있어서 가장 많이 사용되는 公式은 맨닝(manning) 公式과 하아젠우일리암스(Hazen Williams) 公式이다. 前者는 레이놀드(Reynold)數 및 相對粗度가 큰 거치른 面上의 흐름에 대하여 좋은 精密度를 갖는다. 后者는 粗滑遷移領域의 흐름에 適合하다. 이 基準은 適用하는 파이프라인의 設計條件 (使用管種, 管徑, 設計

流速)의 範囲에서는 거의 이 式의 適用範囲에 들어오는 것으로 생각된다. 하아젠 우일리암스의 公式은 실제의 水道管에 대한 實驗을 基礎로 하여 作成된 것으로 實測資料도 많고 送配水管의 計算에는 가장 널리 사용되고 있다. 따라서 이 基準에서는 原則的으로 하아젠 우일리암스의 公式을 토대로 마찰損失水頭를 求하는 것으로 한다.

(1) 하아젠 우일리암스 公式

$$V=0.84935\ CR^{0.63}I^{0.54} \quad \cdots\cdots (5.2.2)$$

여기서

V : 平均流速 (m/Sec)　　C : 流速係數 (表 5.2.3 참조)

R : 動水半徑 (m)　　I : 動水傾斜 (h/ℓ)

式 5.2.2에서 円管에 대하여 다음 式이 誘導된다.

$$V=0.35464\ CD^{0.63}I^{0.54} \quad \cdots\cdots (5.2.2A)$$

$$Q=0.27853\ CD^{2.63}I^{0.54} \quad \cdots\cdots (5.2.2B)$$

$$D=1.6258\ C^{-0.38}Q^{0.38}I^{-0.205} \quad \cdots\cdots (5.2.2C)$$

$$I \fallingdotseq \frac{h}{\ell}=10.666\ C^{-1.85}D^{-4.87}Q^{1.85} \quad \cdots\cdots (5.2.2D)$$

여기서

D : 管徑 (m)　　$D=4R$,　　Q : 流量 (m^3/Sec)

h : 마찰손실 水頭

ℓ : 管路길이 (m)

표 5.2.3　　流速係數 C의 값

管　種 (內面의 狀態)	流速係數 C		
	最大값	最小값	設計값
鑄鐵管 (塗裝없음)	150	80	100
鋼管 (〃)	150	90	100
코올타르塗裝管 (鑄鐵)	145	80	100
모르타르라이닝管(鋼, 鑄鐵)	150	120	130
遠心力鐵筋콘크리트管	140	120	130
로울轉圧鐵筋콘크리트管	140	120	130
프리스트레스트 콘크리트管	140	120	130
石綿시멘트管	160	140	140
硬質塩化비닐管	160	140	150
硬質포리에치렌管	170	130	150

이 公式은 實驗資料에 의한 經驗式이지만 各管種에 대하여 實用上 適合性이 確認되어 있고 또 最近은 塩化비닐管에 대한 實測자료가 많이 있어 從來 이 公式의 適用 範圍外로 보던 口徑 50㎜ 이하에 대하여도 流速이 1.5m/Sec 程度以上이면 C=140—160의 값이 適用될 수 있는 것이 明確해졌다. 그림 5.2.1~5.2.6은 普通 使用하는 流量係數의 範囲에 대한 流速, 流量, 管徑, 動水傾斜 相互間을 圖表化한 것으로 概略計算을 할때 便利하다.　　式 (5.2.1)에서

$$f=h_f/\frac{\ell}{D}\cdot\frac{V^2}{2g} \quad \cdots\cdots (5.2.4)$$

式 (5.2.4) 및 式 (5.2.3A)에서 하아젠 우일리암스 公式에 대한 마찰손실계수는 다음과 같다.

$$f=\frac{133.7}{C^{1.852}\ D^{0.167}\ V^{0.148}} \qquad (5.2.5)$$

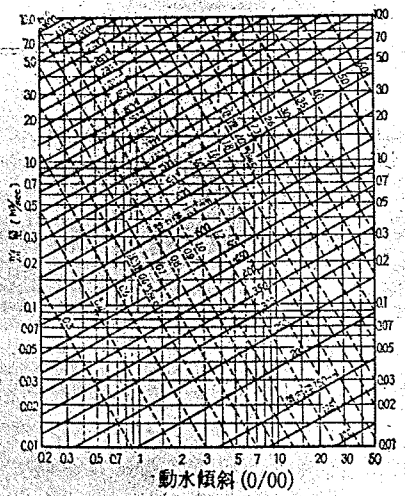


그림 5.2.1 하아젠우일암스公式圖表(c=100일때)

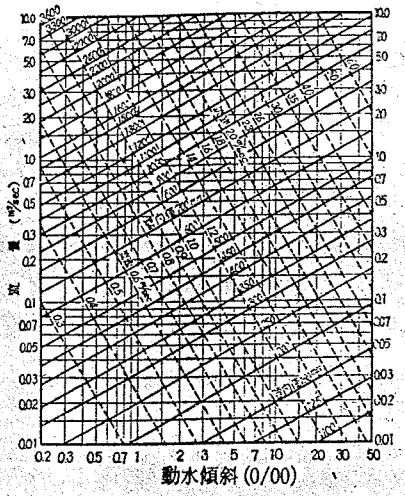


그림 5.2.2 하아젠우일암스公式圖表(c=110일때)

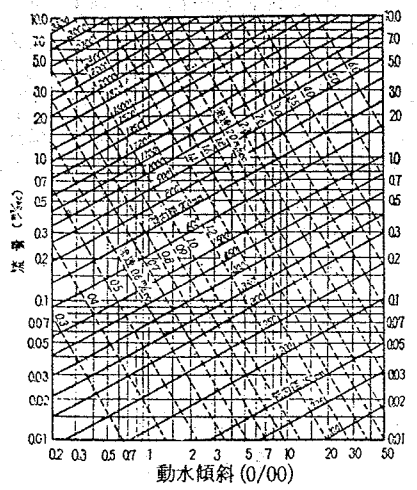


그림 5.2.3 하아젠우일암스公式圖表(c=120일때)

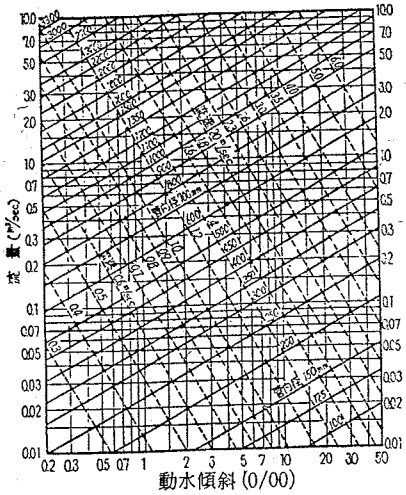


그림 5.2.4 하아젠우일암스公式圖表(c=130일때)

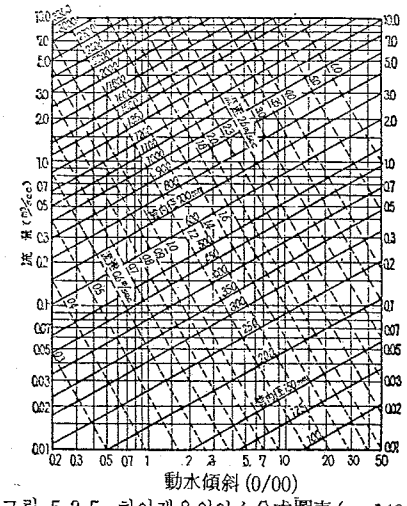


그림 5.2.5 하아젠우일암스公式圖表 (c=140일때)

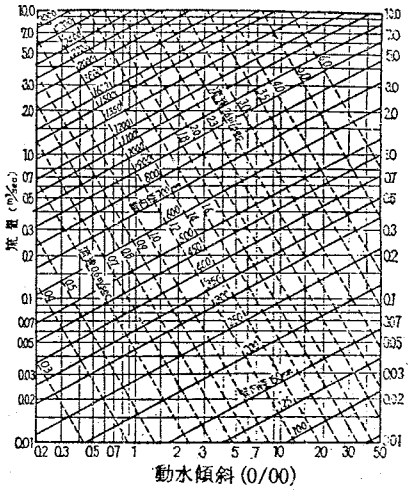


그림 5.2.6 하아젠우일암스公式圖表 (c=150일때)

(2) 公式의 適用範囲

實用式으로서의 平均流速公式은 計算의 對象이 되는 흐름의 領域에 따라 適用精度에 差가 있다.

一般論으로서는 完全乱流領域의 거치른管에 대하여는 매닝公式이, 또 粗滑遷移領域의 흐름에서는 하아젠 우일리암스의 公式이 適合하다고 할 수 있다. 그러나 이들 두 式의 適用範囲를 明確히 區分한다는 것은 어렵다. 即 n 또는 C의 값을 取하는 方法에 따라 그 適用領域이 変化하고 또 어느 公式을 적용하던 간에 몇% 정도의 誤差는 피할 수 없는 領域이 남기 때문이다. 이 基準에서는 이들의 問題點을 檢討하여 設計條件의 대반을 카바하는 하아젠.우일리암스 公式의 適用을 原則으로 한다. 經年変化를 考慮한 鋼管第 一部의 管種에는 理論的으로 이 公式보다도 오히려 맨닝公式이 適當한 것이 있다. 同一 파이프라인 組織에 대하여 管種에 따라 適用公式을 달리하는 것은 파이프라인 全體의 組織으로서 統一的으로 取해지는 設計面에서 不便하므로 特殊한 경우를 除外하고는 하아젠 우일리암스 公式을 使用하는 것으로 한다.

그러나 水管橋, 逆 사이폰 등과 같이 開水路系의 組織의 一部를 構成하는 管水路의 計算은 開水路 區間과의 關聯에서 맨닝公式의 使用을 原則으로 한다.

〔參考〕 平均流速公式의 特性과 그 適用 條件.

① 마찰損失係數의 理論式

式 (5.2.1)의 마찰손실계수 f는 흐름의 狀態 및 壁面의 粗度에 의하여 다르고, 表 5.2.4의 各式에서 주어진다

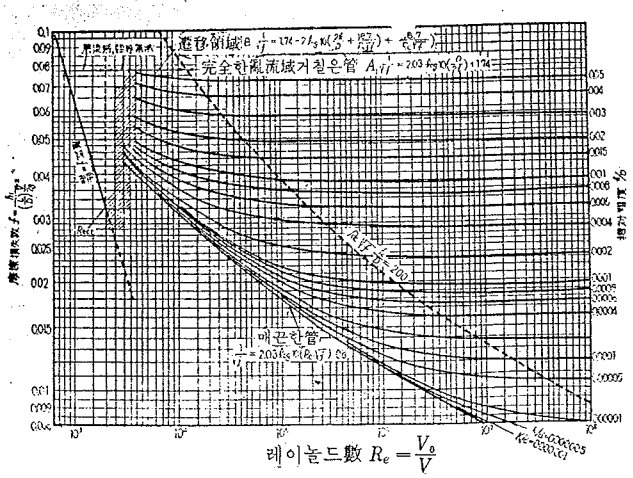
表 5.2.4　　마찰손실係數의 理論式

흐 름	$Re=\frac{VD}{\nu}$	매끈한 管	거치른 管
層 流	$Re<2100$	$f=\frac{64}{Re}$	$f=\frac{64}{Re}$
乱 流	$Re>2100$	$\frac{1}{\sqrt{f}}=2.03\log_{10}(Re\sqrt{f})^{-0.8}$	Ⓐ $\frac{1}{\sqrt{f}}=2.03\log_{10}(\frac{D}{2k})+1.7$
		Ⓑ 遷移領域 $\frac{1}{\sqrt{f}}=1.74$	$2\log_{10}(\frac{2k}{D}+\frac{18.7}{Re\sqrt{f}})$

即 i) 層流에서의 f는 레이놀드數 Re만의 函數이고, ii)乱流에서는 水理學的으로 매끈한 領域에서는 f가 相對粗度 k/D에 關係가 없고 레이놀드數 R_e에만의 函數로 된다. iii) Re가 다시 增大하여 水理學的으로 完全히 거치른 狀態로 되면 f는 Re에 關係없이 相對粗度 k/D만의 函數로 된다. iv) 水理學的으로 매끈한 狀態와 完全히 거칠은 狀態의 中間에 遷移領域이 存在하며 iii)의 領域과의 境界는 다음식과 같이 표시한다.

$$Re\sqrt{f}\ \frac{k}{D}=200 \qquad (5.2.6)$$

파이프라인의 設計對象이 되는 流況은 普通 遷移領域을 벗어난 다음의 領域에 屬하고 表 5.2.4의 Ⓐ 또는 Ⓑ式에서 f가 求하여 진다. 그림 5.2.7은 이들式의 關係를 一括 表示한 무우듸(Moddy) 線圖로 表中의 Ⓐ, Ⓑ는 그림 中의 Ⓐ, Ⓑ 各 領域에 相當한다.



(13) 그림 5.2.7 무우디 (moddy) 線圖

② 平均流速公式의 比較

하아젠 우일리암스 公式으로 마찰損失係數를 求하는 경우 式(5.2.2)를 式 (5.2.1)에 代入하여 f는 다음式으로 나타낸다.

$$f=\frac{133.7}{C^{1.852}D^{0.167}V^{0.148}}=\frac{133.7}{C^{1.852}Re^{0.148}D^{0.019}V^{0.148}}\fallingdotseq\frac{133.7}{C^{1.852}Re^{0.148}V^{0.148}} \qquad (5.2.7)$$

即 式中에 레이놀드數를 包含하고 流速 및 管徑의 變化에 따라 Ⓑ式에 가까운 特性을 표시한다.

또 맨닝公式 $V=\frac{1}{n}R^{2/3}I^{1/2}$ 에 대한 f는 式(5.2.1)에서

$$f=\frac{2gn^2}{R^{1/3}}=\frac{124.5n^2}{D^{1/3}}=124.5(n\,D^{-1/6})^2 \quad \cdots\cdots (5.2.8)$$

粗度係數 n를 管壁의 狀態에 對応하여 一定한 값을 取하면 式(5.2.8) f는 流況과 관계 없이 一定하고 Ⓐ式과 類似한 特性을 표시한다.

이들의 平均流速公式에 있어서의 C나 n의 값은 壁面의 狀態에 의하여 定하여지는 定數를 使用하는 것이 慣用되어 있지만 이들 係數는 k와 같은 絶對粗度(壁面의 粗度만)을 표시하는 것은 아니고 다만, 相對粗度로 생각할 뿐이고 精度를 要하는 경우는 管徑, 流速等의 設計條件에 따라 係數를 增減시키는 것이 必要하다. 但 그림 5.2.7에서도 明白한 것과 같이 水理學的으로 完全히 乱流이고 거치른 管, 即 Ⓐ 領域에 대하여는 n의 값의 選定이 適切하면 맨닝公式에 의하여 充分한 計算精度가 期待된다. 이 領域에서 하아젠 우일리암스 公式을 使用하면 當然히 差가 커진다.

Ⓑ式이 適用되는 遷移領域에서는 레이놀드數의 變化에 대한 對応이 缺如한 맨닝公式은 不適當하고 하아젠 우일리암스 公式이 보다 높은 精度를 표시한다고 생각된다.

③ 平均流速公式의 適用限界

水理學的으로 完全히 거칠어지는 限界에서는 式(5.2.6)이 滿足되는 것으로 하고 이것과 表 5.2.4 의 Ⓐ式에서 各種의 管徑 D와, 壁面의 粗度 k에 따라 完全히 거칠은 管에 대한 抵抗法則 即 맨닝의 平均流速公式을 사용할 수 있는 最小流速(遷移領域)과 乱流領域의 境界를 求하면 그림 5.2.8과 같이된다. 但 水溫은 20℃로 하여 計算하였다.

또 파이프라인에 사용되는 代表的인 管種에 대한 絶對粗度 k의 값은 表 5.2.5와 같다.

表 5.2.5 管의 絶對粗度 k의 값

管 種	k (cm)
硬質 塩化비닐 管	$0 \sim 2\times10^{-4}$
石綿 시멘트 管	$1.5 \sim 6\times10^{-3}$
遠心力 鐵筋콘크리트 管	$1.5 \sim 5\times10^{-2}$
모르타르라이닝管(鋼, 鑄鐵管)	$1.0 \sim 6\times10^{-3}$
코울타르 塗裝管 (〃)	$0.4 \sim 1\times10^{-1}$
鋼 管(使 用 后)	$1 \sim 12\times10^{-1}$
鑄 鐵 管(〃)	$1 \sim 5\times10^{-1}$

그림 5.2.8 및 그림 5.2.5에서 심하게 녹이 쓸어 凹凸이 생긴 鋼管 및 鑄鐵管 以外의 管種은 모두 맨닝公式의 適用領域을 벗어나 하아젠·우일리암스 公式을 사용하는 것이 보다 合理的이라고 判斷된다. 더우기 完全乱流領域에서 遷移領域에의 移行部에서는 어느 公式도 適合한 것이 없는 領域이 있어 嚴密하게는 다시 檢討할 必要가 있으나 n, C는 勿論, 絶對粗度 k에 대해서도 이것을 直接 測定하는 方法이 發見되지 않어 經驗的 資料에 의한 公式을 使用하는 것이 實用的이라 할 수 있다.

나. 各種 損失水頭

파이프라인의 水理設計에는 마찰損失水頭外에 設計條件에 따라 다음 諸損失水頭를 考慮하지 않으면 안된다.

① 流入에 의한 損失水頭
② 流出에 의한 損失水頭
③ 스크린에 의한 損失水頭
④ 斷面変化에 의한 損失水頭
⑤ 彎曲 및 屈折에 의한 損失水頭
⑥ 分流에 의한 損失水頭
⑦ 밸브類에 의한 損失水頭
⑧ 量水計에 의한 損失水頭

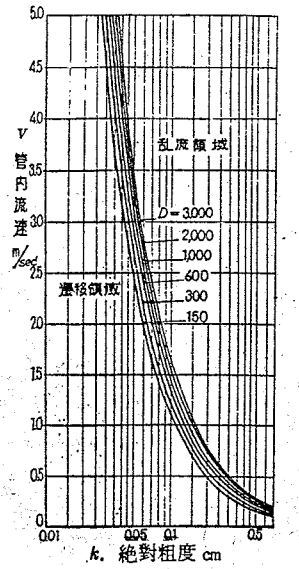


그림 5.2.8 遷移領域과 亂流領域의 境界

設計값의 자세한 것은 第4章 設計의 基本事項(4.3.4管水路의 損失水頭)를 參照할것. 파이프라인의 延長이 클때 即 $\frac{\ell}{D}$ >3000以上일 때에는 上記의 局部的 損失水頭는 마찰損失에 比하여 작기 때문에 無視하여도 된다.

다. 定斷面管路의 計算

그림 5.2.9와 같이 屈曲 및 밸브를 包含한 定斷面管路에서 上下兩水面의 落差가 H일 때 兩水槽A, B間에 베루누이 定理를 適用하면

$$Z_A+h_A+\frac{V_A^2}{2g}=Z_B+h_B+\frac{V_B^2}{2g}+(\text{各種損失水頭의 總合計})$$

V_A, V_B는 管內流速에 比하여 작으므로 $V_A^2/2g$, $V_B^2/2g$를 無視하고, 入口損失係數를 fe, 屈曲損失係數를 f_b, 밸브類의 損失係數를 f_v, 出口損失係數를 f_o, 마찰損失係數를 f, 管의 全길이를 ℓ, 管徑을 D라고 하면 $(Z_A+h_A)-(Z_B+h_B)=H$이므로

$$H=(f_e+\Sigma f_b+\Sigma f_V+f_o+f\frac{\ell}{D})\frac{V^2}{2g} \quad \cdots\cdots (5.2.9)$$

$$Q=\frac{\pi}{4}D^2V \quad \cdots\cdots (5.2.10)$$

式 (5.2.9) 및 式 (5.2.10)의 兩式을 基本式으로 하여 管水路의 여러가지 計算式이 유도된다.

(流速) $$V=\sqrt{\frac{2gH}{1+f_e+\Sigma f_b+\Sigma fv+f\ell/D}} \quad \cdots\cdots (5.2.11)$$

(流量) $$Q=\frac{\pi}{4}D^2V=3.477D^2\sqrt{\frac{2gH}{1+fe+\Sigma f_b+\Sigma fv+f\ell/D}} \quad \cdots\cdots (5.2.12)$$

(落差) $$H=\frac{8}{\pi^2g}(1+f_e+\Sigma f_b+\Sigma fv+f\ell/D)\ Q^2/D^4$$

$$=0.0827(1+fe+\Sigma fb+\Sigma fv+f\ell/D)\,Q^2/D^4 \quad \cdots\cdots (5.2.13)$$

(管徑) $$D^5=\frac{8}{\pi^2 g}\{(1+fe+\Sigma f_b+\Sigma fv)\,D+f\ell\}\frac{Q^2}{H}$$

$$=0.6074\{(1+fe+\Sigma fb+\Sigma fe)\,D+f\ell\}\frac{Q^2}{H}\}^{1/5} \quad \cdots\cdots (5.2.14)$$

더우기 下流끝에 水槽가 없어 空中에 放水할 때에는 H를 上流測 水槽의 水面과 管出口 中心과의 높이의 差를 取하여 出口損失係數 $fo \fallingdotseq 1$로 하고 出口의 速度水頭를 $V^2/2g$로 한다. 結局 式(5.2.11)~(5.2.14)가 그대로 成立한다.

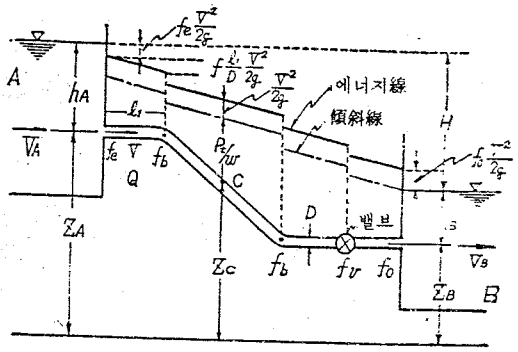


그림 5.2.9

라. 異徑管路의 計算

그림 5.2.10과 같이 途中에 管徑이 다른 部分을 包含하는 管水路에 대해서도 다項에서와 같이 베루누이 定理를 使用하고 f_w, f_c를 各各 斷面擴大 및 縮小에 의한 損失係數로 하면

$$H=(fe+f_1\frac{\ell_1}{D_1}+fw)\frac{V_1^2}{2g}+f_2\frac{\ell_2}{D_2}\frac{V_2^2}{2g}+(fc+f_3\frac{\ell_3}{D_3}+fo)\frac{V_3^2}{2g} \quad \cdots\cdots (5.2.15)$$

또 $Q=\frac{\pi}{4}D_1^2\,V_1=\frac{\pi}{4}D_2^2V_2=\frac{\pi}{4}D_3^2V_3$이므로

$$V_1=\sqrt{\frac{2gH}{(fe+f_1\frac{\ell_1}{D_1}+fw)+f_2\frac{\ell_2}{D_2}(\frac{D_1}{D_2})^4+(fc+f_3\frac{\ell_3}{D_3}+fo)(\frac{D}{D_3})^4}} \quad \cdots\cdots (5.2.16)$$

으로 流速이 求하여 진다.

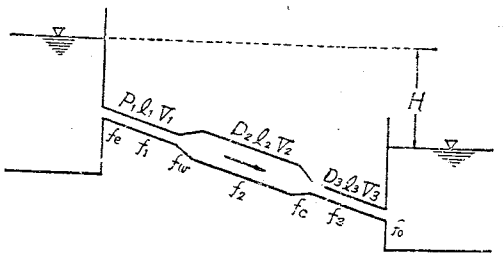


그림 5.2.10

마. 水理計算 順序는 表 5.2.6~ 表 5.2.9와 같이 整理된 順序로 하는 것이 좋다.

表 5,2,6 水路·工種의 名稱

管 況 計 算 表

測點	標 高 EL(m)	水平距離 L_h=(m)	標高差 L_v(m)	勾 配 $\tan\phi°$	傾斜角 $\phi°$	$\sec\phi°$	管長 L(m)	鉛直偏角 α_v	平面偏角 C	合成角 X	其他事項 管徑(m)	流量(Q)	分水量(a)	構造物

(註) 1. 鉛直偏角 α_v의 計算은 다음에 의한다. $\alpha_n=\phi_{n+1}-\phi_n$

2. 角度의 符號은 左回(反時計方向)을 +로하고 右回를 −로 한다.

表 5,2,7 水路·工種의 名稱

合 成 角 計 算 表

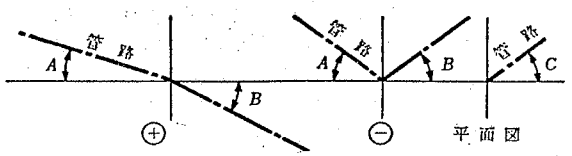
測點	$1P$	C	① cos$C$	A	② cos$A$	③ sin$A$	B	cos$B$	⑤ sin$B$	①②④−⑥③⑤=⑦	cos$X$=⑥±⑦	備 考

使用公式 $\cos X=\cos A\cdot\cos C\cdot\cos C\pm\sin B$

但 X : 合成角센드의 上下流管을 包含하는 面上의 實角

$A\cdot B$: 管路를 包含하는 鉛直面에의 管路의 投影이 水平線과 이르는 即 縱斷面圖에 표시하는 角度 $A\cdot B$上流側, 下流側로 한다.

C 水平面에의 管路의 投影의 屈曲角度 即 平面圖에 표시되는 屈曲 角度



負符號(−)는 $A\cdot B$어느것이나 水平線보다 위 또는 아래로 向하는 경우

正符號(+)는 $A\cdot B$의 어느것이나 한쪽이 아래로 向하고 다른것이 위로 向하여 있을 때

表－5.2.8　　水路・工種의 名稱

損失水頭計算						
區間	流量(Q)	管徑(D)	流積(A)	流速(V)	(流速)^2	流速係數C
STA ～						
STA						

係數(f)	管長(L)	備考

種類	算式	計算
流入損失水頭	$h_e=0.0255\cdot V^2$	
摩擦損失水頭	$h_f=f\cdot L\cdot V^2$	
屈折損失水頭		
$3°\leqq\alpha<30°$	$h_{be}=0.0066\cdot V^2$	
$30°\leqq\alpha<45°$	$h_{be}=0.0128\cdot V^2$	
彎曲損失水頭		
$10°\leqq\alpha<45°$	$h_b=0.0020\cdot V^2$	
漸縮損失水頭		
$20°\leqq\theta<45°$	$h_{gc}=0.0020\cdot V^2$	
漸擴損失水頭		
$0°<\theta<20°$	$h_{ge}=0.0214(V_1-V_2)^2$	
$20°\leqq\theta<45°$	$h_{ge}=0.0510(V_1-V_2)^2$	
分水損失水頭	$h_L=0.0510\cdot f_r\cdot V_d^2$	
量水器損失水頭	$h_m=0.0510\cdot f_m\cdot V^2$	
밸브類損失水頭		
바다후라이밸브	$h_v=0.0153\cdot V^2$	
스루스밸브	$h_v=0.0087\cdot V^2$	
오리피스의損失水頭	$h_{of}=0.1210\cdot V^2$	
流出損失水頭	$h_{se}=0.0510\cdot V^2$	
總損失水頭		

表－5.2.9　　水路·工種의 名稱

工種別水頭計算表												
測點	流量	가리	名稱	斷面	기울기	에너지 損失	勢力線 標高	h_v	水面 標高	水深	인버어드 또는 中心線標高	備考

5.2.3 管網計算

파이프라인에 의한 送配水의 對象이 되는 地區의 地形, 넓이 및 水源과의 位置 關係에 있어 組織을 管網으로 하는 것이 利水上 有利한 때가 많으므로 使用條件에 의한 利害得失 및 經濟性을 包含한 綜合的인 檢討가 必要하다.

가. 配水組織을 管網으로 計劃하였을 때에 組織을 構成하는 各 線路의 分布流量은 一連의 組織体로서의 水理的 拘束을 받으므로 그 設計는 반드시 管網流量計算의 結果에 立脚하여 하지않으면 안된다. 管網流量計算法에는 數學的解析法, 等値管法 圖解法, 區劃法, 電氣的 相似法, 反覆近似法 一次近似法等이 있으나 反覆近似法인 하아디·크로스(Hady Cross) 法이 가장 널리 利用되고 있다.

나. 하아디·크로스法

이 方法은 管網을 構成하는 各 管路의 流量 및 流向을 가정하고 이 가정流量에 따라 反覆補正計算을 하여 流量 및 流向을 決定하는 方法이다. 管網은 몇개의 閉鎖管(網目)의 集合으로 생각되므로 管網에는 다음 原則이 成立한다.

① 各 交點에 있어서의 流入量과 流出量의 合은 같다.

② 任意의 두 交叉點間의 損失水頭는 어느 經路를 取해도 서로 같다.

③ 管의 內徑, 延長, 管의 內面粗度가 既知의 管路 한개에 대한 流量과 마찰損失水頭와의 사이에는 一般的으로 다음 關係가 있다.

$$h = rQ^n \quad \cdots\cdots (5,2,17)$$

h : 마찰損失水頭(m)

Q : 流量(m^3/sec)

r : 流水抵抗 또는 單位流量에 대한 마찰損失水頭(m)

n : 流量의 指數(1.75~2.00)

管網에 있어 주어진 流水條件에 따라 各 管路의 流量을 適當히 가정하면 管路의 數는 아무리 많아도 管網을 構成하는 各 閉管路 마다 가정流量 Q에 대한 補正流量 $\triangle Q$의 값은 다음式에 의하여 주어진다.

$$\triangle Q = -\sum h / n \sum rQ^{n-1} \quad \cdots\cdots (5,2,18)$$

후에아(Forch)는 이것을 다음과 같이 簡略化 하였다.

$$\triangle Q = -\sum h / n \sum (h/Q) \quad \cdots\cdots (5,2,19)$$

管內 平均流速公式으로 하아젠 우일암스公式을 사용하면 윗式은 다음과 같이 된다.

$$\triangle Q = -\sum h / 1.85 \sum (h/Q) \quad \cdots\cdots (5,2,20)$$

다. 計算順序

후에아(Forch) 改良法에 의한 管網流量計算의 順序는 다음과 같다.

① 全管網을 그 構成要素인 閉管路로 나누어 생각하고 全閉管路에 따라 番號를 붙여 둔다.

② 各 管路의 分布流量Q와 그 流向과를 주어진 流水條件에서 適當히 가정한다. Q에는 閉管路에서 본 流向에 따라 正負의 부호를 붙친다(即 右廻流向의 것은(+), 左廻流向은 (−)로 한다) 各 管路의 가정 流量은 모든 管路交點에 있어서 그 點의 流入水量과 그 點에서의 流出水量과의 各 總合은 반드시 零이 되어야 한다.

③ 各 管路의 Q에 대한 損失水頭 h를 求한다(流量圖表 또는 管水路計算尺을 사용하면 Q에서 h를 바로 求할 수 있다) 이 h에는 Q와 같은 부호를 붙친다.

④ 各 閉管路 마다 $\sum h$를 計算한다.

⑤ 各 閉管路 마다 h/Q를 算出한다.

⑥ 各 閉管路 마다 $1.85\sum(h/Q)$를 算出한다.

⑦ 各 閉管路 마다 $\triangle Q=-\sum h/1.85\sum(h/Q)$를 求한다.

⑧ 各 閉管路에 屬하는 가정流量Q에 當該 閉管路의 流量補正값 $\triangle Q$를 加한 것을 第1次 修正流量으로 한다. 이 때 두개의 隣接閉管路에 共有한 管路에 대하여는 양쪽의 閉管路의 $\triangle Q$가 加減된다.

⑨ 第1次 修正流量에 대한 h을 各 管路마다 求하여 各 閉管路 마다의 $\sum h$를 計算한다.

⑩ 이 때 各 閉管路의 $\sum h$가 모두 同時에 零, 또는 이에 가까와 지지않을 때에는 이 第1次 修正流量을 第2次가정流量으로 하여 다시 前記한 바와 같은 方法으로 第2次 修正流量을 求하여 이에 대한 h 및 $\sum h$를 求한다.

⑪ 以下, 이 가정流量의 補正計算을 모든 閉管路의 $\sum$h가 許容誤差以內(0.0001以內)가 될 때까지 反覆하여 最終的인 修正流量 및 이에 대한 損失水頭를 가지고 所要의 分布流量으로 한다.

5.3 構造設計

5.3.1 一般事項

管은 適切한 깊이로 埋設하는 것을 原則으로 하고 管의 內外에 作用하는 圧力에 대하여 安全하고 水密해야 하며 經濟的이 되도록 設計하지 않으면 안된다.

가. 管은 潰廢地의 輕減, 管의 保護等을 위하여 特別한 경우 外에는 埋設해야 한다. 管頂까지의 埋設깊이는 耕耘作業과의 關係, 橫斷施設의 狀況 地盤의 狀態 管徑等에 따라 다르지만 一般的인 標準은 다음과 같다.

① 耕地에 埋設하는 경우0.6m以上

② 公道下에 埋設하는 경우는 道路管理者와 協議하여 決定한다.

③ 農道 私道에 埋設하는 경우

管徑 450㎜以下 1.0m以上

管徑 500㎜以上 1.2m以上

④ 寒冷地方에서는 凍結의 念慮가 없는 깊이로 한다.

⑤ 地下水位가 높아 管이 떠오를 念慮가 있는 곳에서는 管이 비었을 때 떠오르지 않을 깊이로 한다. 管이 떠오르는데 대한 檢討는 다음式에 의하여 한다.

$$U \leqq \frac{1}{S}(V+W+W') \cdots\cdots (5.3.1)$$

U : 管 바닥에서의 揚圧力(kg/m)

V : 管의 自重(kg/m)

W : 管上部의 地表面에서 地下水位까지의 흙의 濕潤重量 (kg/m)

W : 管 上部의 地下水位下의 흙의 飽和重量 (kg/m^3)

S : 安全率 1.2

地下水位는 一般的으로 地表面까지로 한다.

나. 管에 作用하는 荷重은 파이프라인의 設計施工條件에 따라 適切히 決定하고 이들의 荷重에 대하여 管體가 橫斷方向 및 縱斷方向의 어느 것에 대해서도 充分히 安全해야 한다. 一般的으로 埋設管의 設計는 우선 橫方向에 대하여 하고, 다음에 縱斷方向의 安全을 檢討하나 普通의 경우 縱斷方向은 安全하므로 檢討를 省略하는 경우가 많다.

但 軟弱地盤, 小口徑管, 道路等의 橫斷個所等에서는 縱斷方向의 檢討를 要한다. 파이프라인의 水密性의 良否는 一般的으로 이음매의 構造와 施工에 따라 다르므로 注意를 要한다.

5.3.2 荷 重

管의 設計에 있어서 管에 作用하는 다음 荷重을 適切하게 決定하지 않으면 안된다. 土圧, 路面荷重, 軌道荷重, 管의 自重, 管內의 물의 重量, 基礎反力, 內水圧, 其他의 荷重等

埋設管에 作用하는 荷重은 地形 地盤의 狀態, 基礎의 構造, 橫斷施設의 狀態, 파이프라인의 水理條件이나 使用條件, 使用하는 管의 種類 管徑 이음매의 構造, 施工方法等에 따라 合理的으로 決定하지 않으면 안된다. 더우기 內水圧 以外의 荷重은 管斷面에 휨모멘트를 일으켜 管斷面에 引張力을 일으키는 內水圧과는 性格이 다르기 때문에 이들을 總称하여 이 基準에서는 편의상 外圧이라 称한다.

이 때 管內의 물의 무게는 外圧으로 된다.

가. 土 圧

埋設管에 加하는 흙쌓기나 되메움흙에 의한 鉛直土圧의 算式으로서는 마아스톤(Marstone)公式, 얀센(Janssen)公式, 후류우링(Fruling)公式等이 있으나 가장 一般的으로 使用하고 있는 마아스톤 公式을 適用하는 것으로 한다.

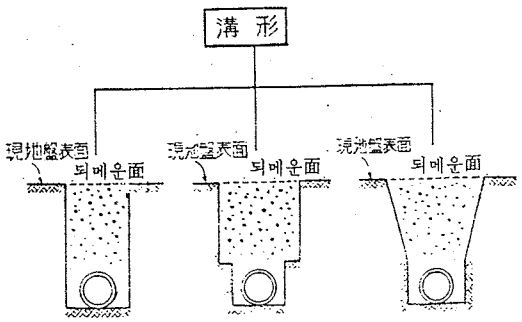
또 水平土圧公式으로서는 란킨(Rankine)公式, 부우네스크(Bousinesqe)公式, 스판구라公式 等이 있으나 不撓性 管일 때에는 란킨公式, 撓性管일 때는 스판구라 公式을 適用하는 것으로 한다. 撓性管이란 管의 許容偏平量이 管徑의 3% 以上의 것으로 하고 其他의 管을 不撓性管이라고 한다. 埋設管에 作用하는 鉛直土圧은 不撓性管과 撓性管에 따라 다르며 埋設의 狀態에 따라서도 다르다. 管의 埋設狀態는 다음의 三形式(그림 5.3.1 參照)으로 分類하고 各 形式에 따른 鉛直土圧이 發表되어 있다.

(1) 溝形(Ditch Type)

現地盤 및 다진흙쌓기한 곳에 도랑을 파서 敷設하고 되메꾼다.

(2) 突出形(Projecting Type)

原地盤에 直接 또는 얕은 도랑을 파서 管을 敷設하고 그위에 흙쌓기 한다.



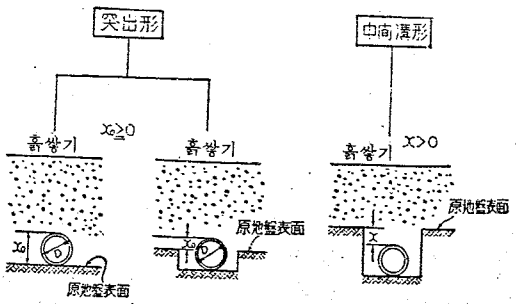


그림 5.3.1 埋設狀態의 分類

(3) 準溝形(Semiditch Type)

管頂이 原地盤面 以下가 되는 도랑을 파서 管을 敷設하고 그 위에 흙쌓기를 한다.

管에 作用하는 鉛直土圧은 同一한 埋設깊이 일때 溝形, 準溝形, 突出形의 順으로 크고 理論的으로 突出形의 경우 보다 큰 土圧은 作用하지 않는다.

따라서 가장 有利한 埋設方法은 溝形이지만 溝形에 있어서는 도랑나비가 클 때에는 溝形으로 생각하는 것 보다는 突出形으로 생각하는 것이 土圧이 작은 수 도 있다.

이 때문에 溝形 또는 準溝形일 때에는 突出形으로 하였을 때의 土圧과 比較하여 작은 값을 그 管에 作用하는 鉛直土圧으로 한다.

(가) 不撓性管의 土圧公式

溝形의 鉛直土圧公式 : $W = CdW\frac{B^2}{D}$ ····· (5.3.2)

突出形의 鉛直土圧公式 : $W = CeWD$ ····· (5.3.3)

準溝形의 鉛直土圧公式 : $W = CnW\frac{B^2}{D}$ ····· (5.3.4)

水平土圧公式 : $P_n = KWh$ ····· (5.3.5)

但 水平土圧은 管徑 600㎜ 以下의 小口徑 및 支持角 180° 以上의 固定받치의 경우는 無視하여도 지장이 없다.

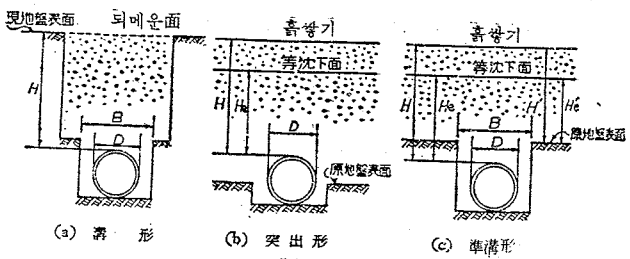


그림 5.3.2

여기서

W : 되메움흙 또는 흙쌓기에 의하여 管에 加해지는 鉛直土圧強度 (kg/m²)

P_n : 되메움面 또는 흙쌓기面에서 깊이 h인 點의 管側壁에 加하여지는 水平土圧強度 (kg/m²)

B : 管頂에서의 도랑나비 (m)

D : 管의 外徑 (m)

C_d : 溝形의 경우의 土圧係數 (그림 5.3.3 參照)

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K\mu' \cdot H \cdot B}}{2K\mu'} \quad \cdots\cdots (5.3.6)$$

C_e : 突出形일 때의 土圧係數 (그림 5.3.4 참조)

$H \leqq He$일 때

$$C_e = \frac{e^{2K\mu(H/D)} - 1}{2K\mu} \quad \cdots\cdots (5.3.7)$$

$H > He$일 때

$$Ce = \frac{e^{2K\mu(H/D)} - 1}{2K\mu} + \left(\frac{H}{D} - \frac{H_e}{D}\right) e^{2K\mu(He/D)} \quad \cdots\cdots (5.3.8)$$

윗 式의 He는 다음 式에서 求한다.

$$\frac{e^{2K\mu(H/D)} - 1}{2K\mu} - \left\{\frac{1}{2K\mu} + \left(\frac{H}{D} - \frac{H_e}{D}\right) + \frac{\gamma_{sd} P}{3}\right\} + \frac{1}{2}\left(\frac{H_e}{D}\right)^2 + \frac{\gamma_{sd} P}{3}$$

$$\frac{H}{D} - \frac{He}{D} e^{2K\mu(He/D)} - \frac{1}{2K\mu}\frac{H_e}{D} - \frac{H}{D}\cdot\frac{H_e}{D} = \gamma_{sd} P \frac{H}{D} \quad \cdots\cdots (5.3.9)$$

C_n : 準溝形일 때의 土圧係數 (그림 5.3.5 參照)

$H \leqq He$일 때

$$C_n = \frac{1 - e^{-2K\mu(H/D)}}{2K\mu} \quad \cdots\cdots (5.3.10a)$$

$H > He$일 때

$$C_n = \frac{1 - e^{-2K\mu(He/D)}}{2K\mu} + \left(\frac{H}{B} - \frac{H_e}{B}\right) e^{-2K\mu(He/B)} \quad \cdots\cdots (5.3.10b)$$

위 式의 He는 다음 式에서 求한다.

$$\frac{e^{-2K\mu(He/B)} - 1}{-2K\mu}\left\{\left(\frac{H'}{B}\frac{H'e}{B}\right) - \frac{1}{2K\mu}\right\} - \frac{H'e}{B}\left\{\left(\frac{H'}{B} - \frac{H'e}{B}\right) + \frac{1}{2}\frac{H'e}{B} - \frac{1}{2K\mu}\right\} = \frac{2}{3}\gamma_{sd}$$

$$P'\left\{\frac{e^{-2K\mu(H'e/B)} - 1}{-2K\mu} + \left(\frac{H'}{B} - \frac{He'}{B}\right) e^{-2K\mu(H'e/B)}\right\} \quad \cdots\cdots (5.3.10c)$$

여기서

H : 되메움面 또는 흙쌓기面부터 管頂까지의 깊이 (m)

H' : 흙쌓기面에서 原地盤 表面까지의 깊이 (m)

$$H' = H - p'B$$

K : 란킨의 土圧係數 $\dfrac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$

(但 되메움 흙의 轉圧을 充分히 期待할 수 있을 때의 水平土圧係數는 0.5로 한다.)

ϕ : 되메움 흙의 內部마찰角(°)

e : 自然對數의 밑 2.718

μ : 되메움 흙의 內部마찰係數 $\tan\phi$

μ' : 되메움 흙과 原바닥과의 마찰係數. ($\mu = \mu'$라 하여도 지장 없다)

h : 되메움面 또는 흙쌓기부터의 깊이 (m)

W : 되메움 흙 또는 흙쌓기의 單位重量 (kg/m³)

p : 突出形에 있어서의 突出比 (그림 5.3.6 參照)

p' : 準溝形에 있어서의 突出比 (그림 5.3.6 參照)

γ_{sd} : 沈下比 (表 5.3.1 參照)

He는 그림 5.3.4 그림 5.3.5를 利用하면 式(5.3.9) 式(5.3.10C)로 부터 直接 求할 必要가 없다.

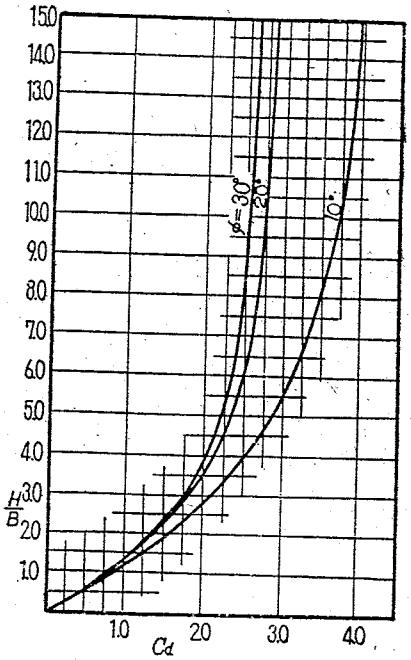


그림 5.3.3

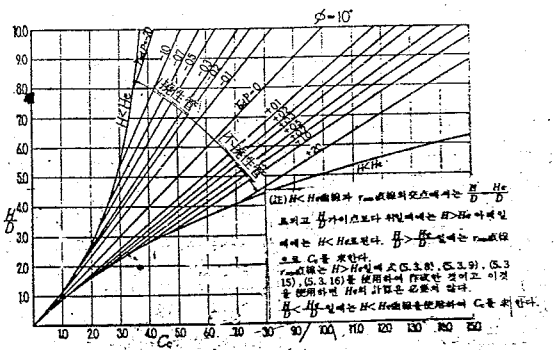
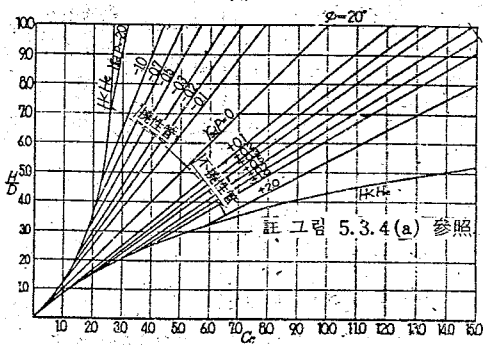
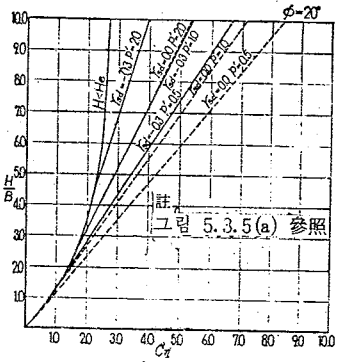


그림 5.3.4(a)



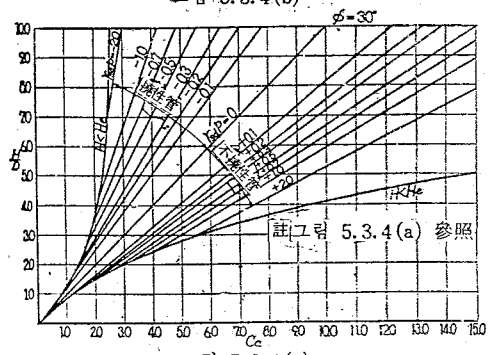
註 그림 5.3.4(a) 參照

그림 5.3.4(b)



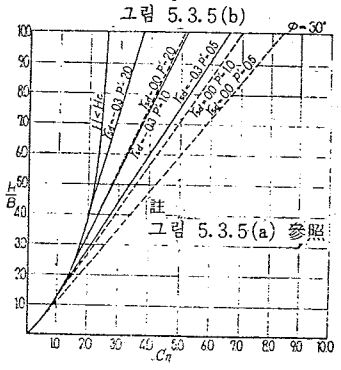
註 그림 5.3.5(a) 參照

그림 5.3.5(b)



註 그림 5.3.4(a) 參照

그림 5.3.4(c)



註 그림 5.3.5(a) 參照

그림 5.3.5(c)

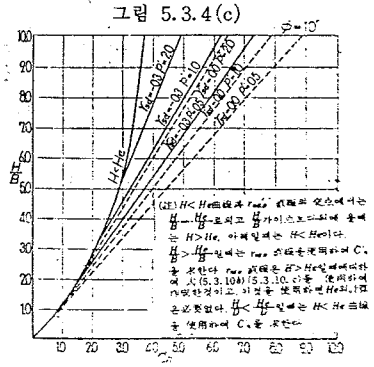


그림 5.3.5(a)

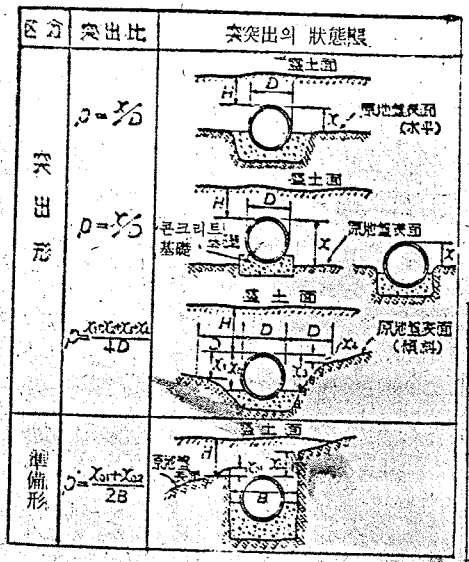


그림 5.3.6

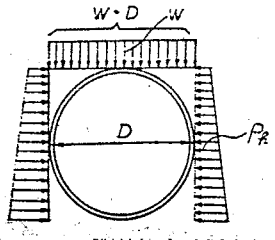


그림 5.3.7 不撓性管의 土壓分布

表 5.3.1 沈下比의 標準값 r_{sd}

管種	地盤의 狀態	突出形	準溝形
不撓性管	岩	+ 1.0	⎫
	普通地盤	+ 0.7	⎬ −0.3
	軟弱地盤	+ 0.2	⎭
撓性管	흙다짐이 나쁜管側面 되메움 흙	− 0.2	⎫
			⎬ 0
	잘 다진 管側面 되메움 흙	0	⎭

(나) 撓性管의 土圧公式

溝形의 鉛直土圧公式 $W=C_d w B$ ……(5.3.11)

突出形의 〃 $W=C_e w B$ ……(5.3.12)

準溝形의 〃 $W=C_n w B$ ……(5.3.13)

위 式에서 C_e, H_e는 다음과 같으며 다른 記號들은 不撓性管과 같다.

C_e : 突出形일때의 土圧係數 (그림 5.3.4 參照)

$H \leqq H_e$일 때

$$C_e=\frac{e^{-2K\mu(H/D)}-1}{-2K\mu} \quad \cdots\cdots (5.3.14)$$

$H > H_e$일 때

$$C_e=\frac{e^{-2K\mu(He/D)}-1}{-2K\mu}+\left(\frac{H}{D}-\frac{H_e}{D}\right)$$

$$e^{-2K\mu(He/D)} \quad \cdots\cdots (5.3.15)$$

위 式의 H_e는 다음 式에서 求한다.

$$\frac{e^{-2K\mu(He/D)}-1}{-2K\mu}\left\{\frac{1}{2K\mu}-\left(\frac{H}{D}-\frac{H_e}{D}\right)-\frac{r_{sdp}}{3}\right\}-\frac{1}{2}\left(\frac{H_e}{D}\right)^2-$$

$$\frac{r_{sdp}}{3}\left(\frac{H}{D}-\frac{H_e}{D}\right)e^{-2K\mu(He/D)}-\frac{1}{2K\mu}\frac{H_e}{D}+\frac{H}{D}\cdot\frac{He}{D}=-r_{sdp}\frac{H}{D} \quad \cdots\cdots (5.3.16)$$

撓性管일 때의 水平土圧은 스판구라 公式으로 求하고 그 土圧分布는 管側面에 管中心 100°의 範囲에서 放線狀으로 된다.

但 小口徑 (鋼管 더크타일 鑄鐵管은 250㎜ 以下 塩化비닐管 포리에치렌管은 125㎜ 以下) 및 支持角 180°以上의 固定받침일 때에는 되메움 및 흙쌓기에 의한 水平土圧은 無視하여도 좋다.

$$P=e\frac{\triangle x}{2F} \quad \cdots\cdots (5.3.17)$$

여기서

P : 管側面中心에 作用하는 水平土圧 強度 (kg/cm²)

e : 되메움 흙 또는 흙쌓기의 受動抵抗 係數 (表 5.3.4 參照)

$\triangle x$: 水平変形量(cm)으로 式(5.3.18)로 求한다.

F : 変形遅延係數(1.25~1.50로 普通 1.50)

또 撓性管에 있어서는 土圧에 대하여 充分히 安全한 強度를 갖임과 동시에 水平変形量이 使用管種의 許容偏平量 以內가 아니면 안된다.

水平変形量은 스판구라가 유도한 式에 의하여 求한다.

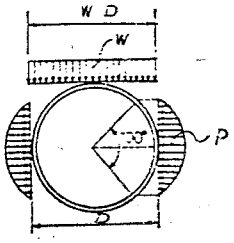


그림 5.3.8 撓性管의 土壓分布

$$\triangle x = F\left(\frac{2\,k\,g_o R^4}{EI+0.061\,eR^4}\right) \cdots\cdots (5.3.18)$$

여기서

$\triangle x$: 水平変形量 (cm)

q_o : 鉛直土圧 強度 (kg/cm²)

k : 基礎의 支持角에 의하여 정하는 係數 (表 5.3.2 參照)

E : 管材의 彈性係數 (kg/cm²) (表 5.3.3 參照)

I : 管壁의 斷面 二次모멘트 (cm⁴) $=\frac{bt^3}{12}$

t : 管두께 (cm)

b : 1 cm

R : 管의 平均半徑 (cm)

F : 変形遅延係數 (1.25~1.50로 普通1.50)

e : 되메운 흙 또는 흙쌓기의 受動抵抗係數 (表 5.3.4 參照)

表 5.3.2 k의 標準 값

基礎의支持角	0°	30°	60°	90°	120°	180°
k	0.110	0.108	0.102	0.096	0.090	0.083

表-5,3,3 管材의 彈性係數

管 種	E (kg/cm²)
다 크 타 일 鑄 鐵 管	1,500,000~1,700,000
鋼 管	2,100,000
塩 化 비 닐 管	30,000
포 리 에 치 렌 管	10,000

表-5,3,4 흙의 受動抵抗係數 e의 標準값

土 質	다 짐 程 度	e의 값 (kg/cm²/cm)
실 트 質 로 움	다 짐 없 음	0.4
砂 質 粘 土	〃	0.4
〃	다 진 乾 燥 狀 態	0.75
粒度分布가좋은자갈	다 짐 狀 態	0.9

(註) AWWA STEEL PIPE MANUAL에서

(參 考)

撓性管의 水平變形量의 算式으로서 式 5,3,18 以外에 스핀구라의 修正式도 사용한다.

19926

$$\triangle x = F\left(\frac{2kq_cR^4}{EI+0.061E'R^3}\right) \quad \cdots\cdots (5,3,19)$$

E' : 되메운 흙의 反力係數 (kg/cm²)

이밖의 記號는 式 (5,3,18)과 같다.

스판구라는 E'의 권장값으로 Procter 密度 90% 以上으로 다진 흙에서는 $E'=700$ PSi (50kg/cm²)로 되어 있다.

또 AWWA 더크타일 鑄鐵管의 管두께 設計 1964年에서는 表-5.3.5와 같이 決定하고 있다.

表-5,3,5 E'의 값

支持角	施工區分		E' (kg/cm²)
	管基礎	되메움方法	
30°	平坦바닥	다짐없음	10.5
〃	〃	標準다짐 또는 모래	21.0
〃	〃	管理다짐 또는 모래	42.0
60°	잔자갈	다짐없음	10.5
〃	〃	標準다짐 또는 모래	21.5
〃	〃	管理다짐 또는 모래	42.0

나. 路面荷重

路面荷重으로서는 群集荷重과 自動車荷重을 考慮한다. 이들의 路面荷重에 의하여 埋設管에 鉛直荷重과 水平荷重이 作用하지만 一般的으로 不撓性管에 대하여서는 水平荷重은 考慮하지 않는다.

또 撓性管이라도 小徑管(鋼管, 더크타일 管은 250㎜以下 塩化비닐管 포리에치렌管은 125㎜以下) 및 支持角 180° 以上의 固定받침일 때에는 水平荷重을 無視하는 것이 普通이다.

(1) 群集荷重에 의한 鉛直荷重

群集荷重은 自動車荷重이 없는 道路에 대하여 考慮한다. 群集荷重에 의한 管頂部에 加해지는 鉛直荷重은 다음式과 같다.

$$\left.\begin{aligned} W' &= C_d\ w \\ W' &= C_e w \\ W' &= C_n\ w \end{aligned}\right\} (5,3,20)$$

여기서

w : 群集荷重에 의한 鉛直荷重强度 (kg/m²)

C_d : 溝形일 때의 係數 (그림 5,3,3 參照)

C_e : 突出形일 때의 係數 (그림 5,3,4 參照)

C_n : 準溝形일 때의 係數 (그림 5,3,5 參照)

w : 群集荷重으로 300kg/m² 로 한다.

(2) 自動車荷重에 의한 鉛直荷重

走行車輛으로서는 로울러 불도우자등 土木施工機械를 들 수 있으나 트럭荷重을 基準으로 다른 荷重에 대해서는 計算을 省略하여도 좋다. 路面에 作用하는 트럭荷重의 標準은 表-5,3,6및 그림5,3,9와 같다.

表-5,3,6 輪荷重 (單位 : ton)

荷重	總重量	앞바퀴荷重	뒷바퀴荷重
$D-18$	18	1.8	7.2
$D-13.5$	13.5	1.35	5.4
$D-9$	9	0.9	3.6

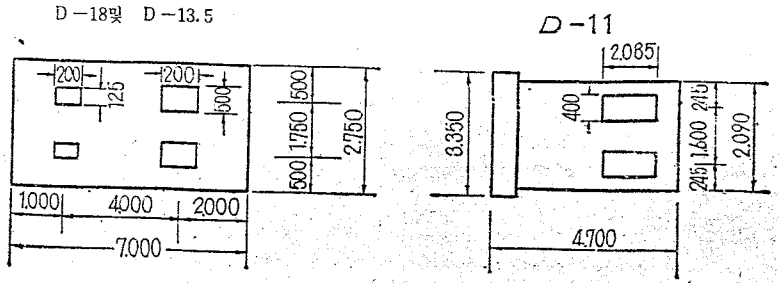


그림 5.3.9 트럭 로울러의 標準치수

荷重의 適用區分은 道路의 現況 或은 計劃의 나비 및 施工時의 使用機械等에 의하여 다음과 같이 정한다.

通 路 의 現 況	荷 重 의 適 用 區 分
道路나비 3.5m (1등교)	D−18 또는 D−13.5
〃 3.5~3.0 m (2등교)	D−13.5
〃 3.0m (3등교)	D− 9
其他 되메우는데 重機를 사용할때	D−11

또 道路의 나비가 5.5m 未滿일 때는 一車線, 나비가 5.5m 以上일 때는 二車線으로 하여 바퀴 荷重을 생각한다.

트럭의 荷重이 埋設管에 미치는 鉛直荷重의 算定은 一般的으로 交通量이 많은 道路의 경우는 부우시네스크 公式을 適用하고 그 以外의 경우는 輪荷重이 45°의 放射角으로 分散하는 것으로 하여 算出한다.

(가) 부우시네스크 公式에 의하여 求하는 方法

$$w' = \alpha P (1+i) \quad \cdots\cdots (5,3,21)$$

여기서

w' = 트럭荷重에 의하여 管頂에 作用하는 鉛直荷重强度 (kg/m²)

P : 後輪하나의 荷重 (kg) (表-5,3,6 參照)

i : 충격係數 (表-5,3,7 參照)

α : 트럭荷重에 의한 鉛直荷重係數 (그림 5,3,10(a), 그림 5,3,10(b) 參照)

表-5,3,7 충격係數 (트럭荷重) i의 標準값

흙덮인깊이 (m) / 道路狀態	1.5 以下	1.5~2.5	2.5 以上
未 鋪 裝 道 路	0.4	0.3	0.2
콘크리트鋪裝道路	0.3	0.2	0.1

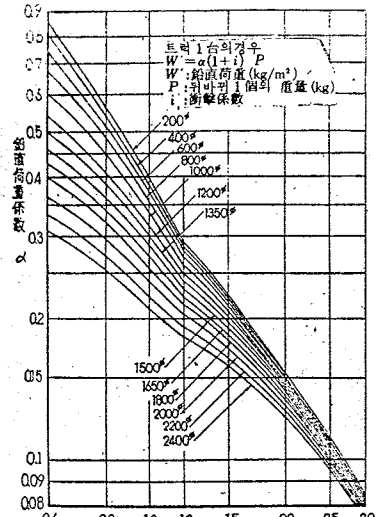


그림 5.3.10(a) 트럭荷重에 依한 鉛直荷重係數α의 값

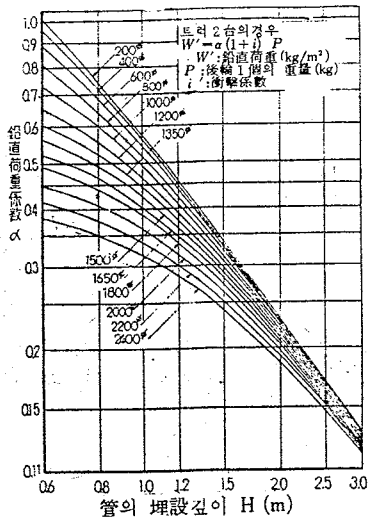


그림 5.3.10(b) 트럭荷重에 依한 鉛直荷重係數 α 의 값

(參考) α를 直接計算에 의하여 求하는 方法 (그림 5,3,11 參照)

$$\alpha = 4\sum\sigma_h / LD \quad \cdots\cdots (5,3,22)$$

여기서

$\sum\sigma_h$: 깊이 H에 있어서의 荷重分布面積위에 作用하는 부우시네스크公式에 의하여 求하는 鉛直荷重의 合計 (kg)

H : 埋設깊이 (m)

L : 輪荷重의 分布길이 (그림 5,3,11(a) 그림 5,3,11(b) 參照)

D : 輪荷重의 分布幅으로 管外徑을 取한다 (m)

L은 트럭의 台數에 따라 다음과 같이 된다.

트럭 1台의 경우 (그림 5,3,11(a)參照)

$H \leqq 1.20$m 일 때

뒷바퀴 直下로부터 左右對稱으로 0.5m로 한다.

$L = 1.00$m

荷重은 뒷바퀴 1個에 대하여 생각한다.

$H > 1.20$m 일 때

뒷바퀴 間隔內에 대하여 考慮한다.

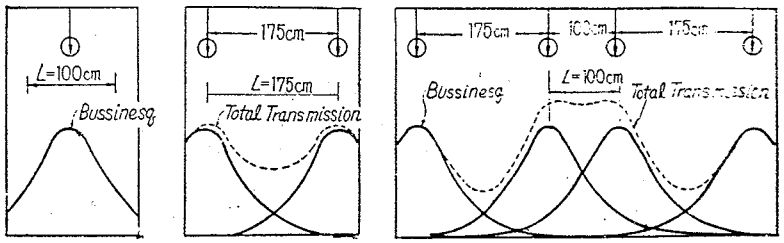
$L = 1.75$m

荷重은 뒷바퀴 2個에 대하여 생각한다.

트럭 2台의 경우 (그림 5,3,11(b) 參照)

트럭 3台가 並行하여 通過할때 管 위의 荷重의 分布길이는 隣接하는 2台의 트럭의 뒷바퀴 간격을 取한다.

$L = 1.00$m



a. $H \leq 120$cm의 境遇 b. $H > 120$cm의 境遇

(a) 트럭 1台의 境遇 (b) 트럭2台의 境遇

그림 5.3.11 트럭바퀴의 荷重의 分布

α를 求하기 위한 $\sum\sigma_h$의 計算은 호올(Holl)의 積分解로 求한다.

D·L·Holl의 積分解 D·

荷重點의 直下에 한 구석이 있는 直四角形(2辺의 길이 A, B)에 作用하는 土壓 σ_h의 合 $\sum\sigma_h$는 다음 式에 의하여 求한다.

$$\sum\sigma_h = \sum\sigma_h p$$

$$\sum\sigma_h = 0.25 - \frac{1}{2\pi}\left\{\sin^{-1} H\sqrt{\frac{A^2+B^2+H^2}{(A^2+H^2)(B^2+H^2)}} \quad \frac{ABH}{\sqrt{A^2+b^2+H^2}}\left(\frac{1}{A^2+H^2}+\frac{1}{B^2+H^2}\right)\right\}$$

..... (5, 3, 23)

이 一般式을 사용하여 트럭 1台일 때 및 2台일 때의 $\sum\sigma_h$를 求하여 그 값을 管頂위의 鉛直荷重分布面積으로 나누면 α의 값이 求하여진다. 式中의 A, B는 $A=L/2$, $B=D/2$로 求한다.

(나) 輪荷重이 45°의 放射角으로 分布한다고 생각할 때 輪荷重에 의하여 管頂部에 加해지는 鉛直荷重은 다음式에 의하여 求한다.

$$W' = \frac{2P(1+i)}{ab} \quad \cdots\cdots (5, 3, 24)$$

W' : 輪荷重에 의한 鉛直荷重强度 (kg/m²)

P : 뒷바퀴荷重 (ton) (表—5,3,6 參照)

i : 충격係數 (表—5,3,7 참조)

a : 輪荷重의 分布나비 (m) (表—5,3,8 참조)

b : 輪荷重의 分布길이 (m) (表—5,3,8 참조)

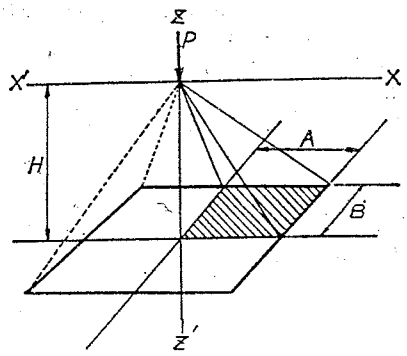


그림 5.3.12

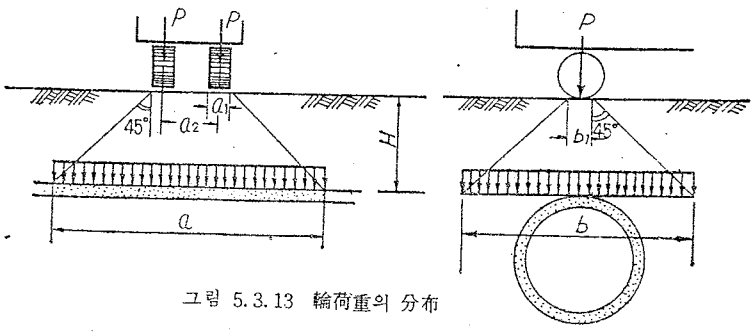


그림 5.3.13 輪荷重의 分布

表-5,3,8 輪荷重의 分布幅 (單位 : m)

荷 重	a_1	a_2	a	b_1	b
$D-18$	0.500	1.800	$2H+2.300$	0.200	$2H+0.200$
$D-13.5$	0.375	1.800	$2H+2.300$	0.200	$2H+0.200$

b 가 管徑보다 작을 경우에는 管徑全幅에 分布하는 것으로 하고 그 換算等分布荷重强度 W_e' 는

$$W_e' = \frac{2P(1+i)}{a} \cdot \frac{2D-b}{D^2} \quad \cdots\cdots (5,3,25)$$

D : 管의 外徑 (m)

管頂의 埋設깊이가 0.6m 以下일 때에는 管에 輪荷重이 直接 載荷하는 것으로하여 取扱한다.

(3) 路面荷重에 의한 水平荷重

路面荷重에 의한 水平荷重은 一般的으로 口徑이 큰 撓性管에 대해서만 考慮한다.

水平荷重은 스광구라의 解析을 採用하고 그 作用分布는 管中心 100° 사이에서 拋物線分布가 되는 것으로 하고 算定式은 다음과 같다.

$$P_n' = e\frac{\triangle x}{2F}$$

$$\triangle x = F\frac{2kq_vR'}{EI+0.061eR'} \quad \cdots\cdots (5,3,26)$$

여기서

P_n' : 路面荷重에 의하여 管側兩中央에 作用하는 水平荷重强度 (kg/cm²)

q_v : 路面荷重에 의하여 管頂에 作用하는 鉛直荷重强度 (kg/cm²)

下 : 變形遲延係數로 路面荷重에 의한 경우는 1.0으로 한다.

이 以外의 記號는 式 (5,3,11), (5,3,8)과 같다.

다. 軌道荷重

(1) 軌道荷重에 의한 鉛直荷重 軌道위를 運行하는 標準活荷重은 鐵道建設規程에 의하여 表-5,3,9 表-5,3,10으로 한다.

表-5,3,9 線別標準活荷重

線 別	標 準 活 荷 重
1級線	$Ls-25$
2級線	$L-22$
3級線	$L-18$
4級線	$L-15$

表-5,3,10 L 荷重, S 荷重 (單位 : kg)

L 荷重	動輪軸荷重	S 荷重	自動車輪軸荷重
$L-25$	25,000	$S-25$	275,000/9
$L-22$	22,000	$S-22$	242,000/9
$L-18$	18,000	$S-18$	22,000
$L-15$	15,000	$S-15$	18,300

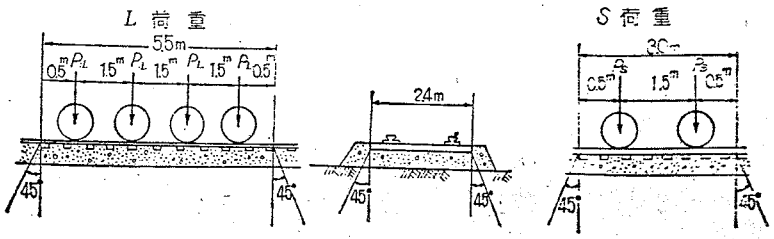


그림 5.3.14 軌道荷重

$L \cdot S$ 荷重에 의하여 管頂에 作用하는 鉛直荷重은 다음式에서 求하고 L 荷重 S 荷重 中에서 큰것을 設計 鉛直荷重으로 使用한다.

$$\left.\begin{aligned} L\text{荷重의 경우 } W_L' &= \frac{4P_L(1+i)}{(5.5+2h)(2.4+2h)} \\ S\text{荷重의 경우 } W_s' &= \frac{2P_s(1+i)}{(3.0+2h)(2.4+2h)} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (5,3,27)$$

여기서

W'_L : L 荷重에 의하여 管頂에 作用하는 鉛直荷重 (kg/m²)

W'_s : S 荷重에 의하여 管頂에 作用하는 鉛直荷重 (kg/m²)

h : 바닥下端에서부터 管頂까지의 깊이 (m)

i : 충격係數로서 $\frac{0.75}{1+h}$로 求한다.

P_L : L 荷重의 一動輪軸重量 (kg) (表-5,3,10 參照)

P_s : S 荷重의 一動輪軸重量 (kg) (表-5,3,10參照)

軌道重量 (레일, 枕木, 바닥두께 其他)는 흙의 높이로 換算하여 덮인 흙 (h)에 加算하는 것으로 하나 그 計算은 4, 6, 1바를 參照하라.

(2) 軌道荷重에 의한 水平荷重

一般的으로 큰 口徑의 撓性管에 대해서만 考慮하고, 路面荷重과 같이 式 (5, 3, 26)으로 算出한다.

라. 自重, 물의 무게

管의 橫斷方向의 設計에 있어서 埋設管의 自重 및 管內의 물의 무게는 鉛直土壓이나 路面荷重에 比하여 輕微하므로 普通의 경우는 無視하여도 된다.

그러나 鉛直土壓이나 路面荷重이 작을 때에는 自重 및 管內의 물의 무게를 考慮할 必要가 있다. 5, 3,3 나~라에 표시하는 管種 選定圖는 管의 自重을 考慮하여 作成한 것이므로 이 그림을 使用할 경우는 管의 自重을 考慮하지 않아도 된다. 管의 縱斷方向의 强度의 檢討를 할 때에는 自重 및 管內의 물 무게를 당연히 考慮해야 한다.

마. 基礎反力

管의 氣礎에 생기는 反力은 基礎의 支持狀態에 따라 變化하지만 一般的으로 管의 支持角內의 基礎面에 等分布하는 것으로 생각한다.

基礎反力은 基礎의 支持狀態에 따라 變化하지만 스판구라의 說을 採用하여 그림 5.3.15에 표시하는 것과 같이 어느 範圍 (支持角)에만 等分布하는 것으로 생각한다.

基礎反力은 基礎가 固定받침이 아닌限 반드시 等分布로는 되지 않고 또 撓性管에서는 뒤틀리는 경우 때문에 反力分布도 變化한다고 생각되지만 어느 경우도 近似的으로 支持角內의 基礎面에 均等分布한다고 생각하여도 된다.

埋設管의 安全을 위해서는 基礎의 支持角을 크게하고 또한 均等한 反力分布가 되도록 考慮하지 않으면 안된다. 埋設管의 設計 및 施工에 있어서는 特히 이같은 것은 留意해야 한다.

基礎의 狀態別 支持角의 標準을 표시하면 다음과 같다.

(1) 흙 基礎의 設計支持角의 標準값

表-5,3,11 흙 基礎의 設計支持角의 標準 값

土 質	바닥다짐程度	支持角($2\theta°$)	
		不撓性管	撓性管
실트質양토(로움)	바닥다짐없음	30	60
砂質粘土양토(로움)	〃	60	60
〃	充分히 바닥다짐함	90	90
粒度分布가 좋은 자갈	普通 바닥다짐함	90	90

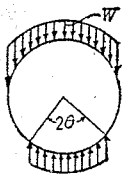


그림 5.3.15 基礎反力分布

(2) 모래基礎의 設計支持角

모래基礎의 設計支持角은 150°以上의 모래 基礎로 充分히 바닥다짐을 하였을 때에는 120°로 하고 바닥다짐을 안하였을 때에는 90°로 한다. 150°未滿의 모래基礎로 充分히 바닥다짐을 하였을 때에는 대체로 30° 주리고, 바닥다짐을 하지 않았을 때에는 대체로 60°주린다.

(3) 콘크리트 基礎의 設計支持角

콘크리트의 라이닝角을 設計支持角으로 한다.

바. 內水壓

管에 作用하는 設計內水壓은 파이프라인의 通水時의 動水傾斜線 또는 通水停止時의 壓力水頭線에 의하여 算出되는 最大靜水壓에 水擊壓을 加算하여 求한다.

(1) 靜水壓

管에 作用하는 內水壓이란 管內面에 均等하게 分布하는 水壓을 말한다. 따라서 엄밀히 말하면 管內頂點에 있어서의 壓力水頭에서 求하는 靜水壓과 水擊壓이 內水壓이지만 靜水壓은 便宜上 管의 中心點과 動水傾斜線 또는 壓力水頭線(通水停止時)부터 算出하여도 좋다. 管에 作用하는 靜水壓은 그 파이프라인의 形式에 따라 다르다. 一般的으로 開放形에서는 通水時 閉鎖形 및 準閉鎖形은 通水停止時에 最大靜水壓이 일어난다.

그러나 펌프加壓일 때에는 配水槽式에서는 通水時가 最大靜水壓으로 되고, 壓力水槽式일 때는 펌프의 最給水壓力을 가지고 最大靜水壓으로 한다(그림 5,3,16 參照)

(2) 水擊壓

파이프라인에 있어서는 밸브類의 急開閉 또는 펌프의 急激한 始動, 停止等에 의하여 물의 慣性에 의

한 衝擊的인 壓力波가 發生하여 事故의 原因으로 되는 경우가 있으므로 미리 그 安全性에 대하여 充分한 檢討가 必要하다.

파이프라인에 있어 물의 흐름을 急速히 遮斷하였을 경우 管內의 流体는 慣性에 의하여 어느 程度 더 流動을 계속하려고 하기때문에 閉止點의 直上部 흐름에서는 異常한 壓力上昇을 일으킨다. 또 閉止點의 直下流部에서는 一時的으로 甚한 低壓狀態로 되는 경우가 있다. 다음에 管內의 水流가 完全히 停止하여 逆流가 始作하면 파이프라인內의 一部에 低壓部가 생겨 瞬間的으로 强大한 壓力波가 생긴다. 이 作用을 水擊現象이라 하고 또 이 異常壓力을 水擊壓이라고 한다.

水擊壓의 크기는 파이프라인의 길이(L)과 壓力波의 傳波速度 a에 의하여 決定된다. 밸브等에 의한 閉止時間(T)가

$T \leq \frac{2L}{a}$, 即 이 區間을 壓力波가 1往復하는 時間以下의 경우를 急閉鎖라하며, 水擊現象에 의한 壓力上昇은 極히 크다. 이에 반하여 $T \geq \frac{2L}{a}$인 경우에는 緩閉鎖라 하고 밸브等의 閉止時間中에 壓力波는 數回 反射往復하여 急激한 壓力上昇은 緩和된다. 따라서 一定區間마다 自由水面을 갖은 開放部(스탠드)가 있는 開放形의 管水路形式에서는 水擊壓에 의한 危險은 적다.

管路의 設計에 있어서는 水擊壓이 될 수 있는 限 작게 되도록 設計하지 않으면 안되지만 水擊壓의 設計값은 다음에 의하여 決定한다.

(가) 開放形의 경우

開放形에서는 스탠드가 調壓의 作用도 하므로 水擊壓은 靜水壓(通水時)의 20% 以內로 하여도 좋다.

(나) 閉鎖形 및 準閉鎖形의 경우

閉鎖形이나 準閉鎖形에서는 管路途中이나 末端에 設置한 밸브의 開閉速度 管路延長 管內流速 靜水壓等에 의하여 다르므로 一律的으로 定한다는 것은 어렵지만 $AW \cdot WA$ (美國水道協會)等의 事例에 의하면 靜水壓이 3kg/cm² 未滿일 때는 靜水壓의 100%, 靜水壓이 3kg/cm²以上일 때는 40% 或은 4.5kg/cm² 中 큰 값을 取하면 安全하다. 計算에 의하여 水擊壓을 求하여도 좋다.

(다) 펌프加壓 配水槽式의 경우

1) 配水槽까지의 펌프送水管

(ㄱ) 計算으로 하지 않는 경우

靜水壓(通水時)이 4.5kg/cm² 未滿일 때는 그의 100%, 靜水壓이 4.5kg/cm² 以上일때는 그 60%, 或은 4.5kg/cm² 中 큰 값을 取하는 것으로 한다.

(ㄴ) 計算으로 하는 경우

펌프送水管의 水擊壓計算은 逐次計算 圖式計算法等이 있지만 이 方法은 水擊의 過渡現象을 正確하게 파악하는 點에서는 크게 이로우나 計算方法이 複雜하기 때문에 簡便한 챠아트를 사용하여 算定하는 경우가 많다.

(ㄷ) 配水槽以後의 管水路

配水槽以後의 管水路에 대해서는 管水路型式에 의하여 前記 (가)(나)를 準用한다.

(라) 펌프加壓 壓力水槽式의 경우

이 방식은 主로 小規模의 밭 灌漑施設에 採用되고 있다. 壓力水槽를 設置하였을 때에는 펌프가 動力을 상실하였을 때의 壓力變動은 過去의 實驗例에 의하면 壓力水槽에서 거의 吸收되므로 水擊壓을 考慮할 必要는 없다고 생각된다. 그러나 管水路中의 給水栓이나 밸브를 閉鎖함으로써 發生하는 水擊壓은 閉鎖形 또는 準閉鎖形의 경우에 準하여 考慮하지 않으면 안된다. 給水栓이나 밸브는 緩閉鎖形의 것을 사용해야 한다.

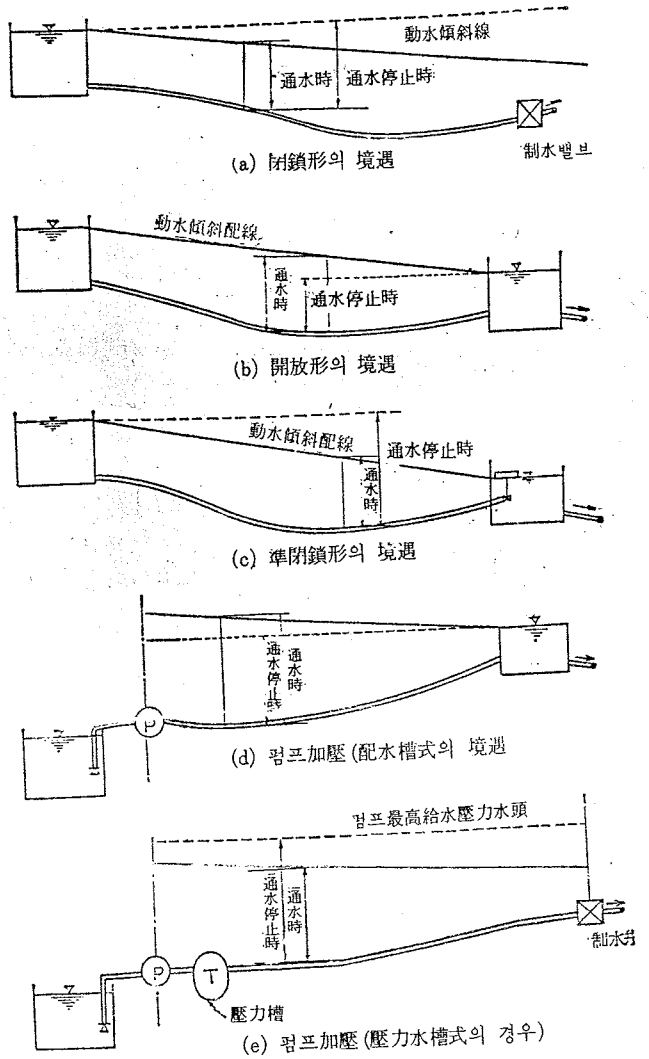


그림 5.3.16 파이프라인의 靜水壓

사. 其他의 荷重

其他의 荷重으로서는 溫度變化나 浮力等을 생각한다. 그러나 埋設管에서는 溫度變化는 特別한 경우를 除外하고는 考慮하지 않는다. 浮力은 管의 空時에 떠오른것을 檢討할 경우外는 斷面設計에는 考慮하지 않아도 좋다.

5.3.3 管의 橫斷方面의 設計

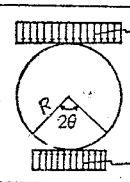
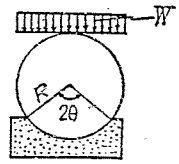
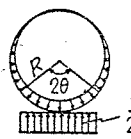
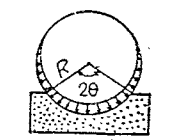
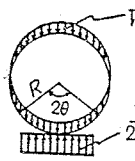
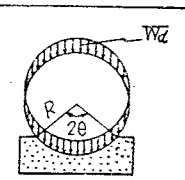
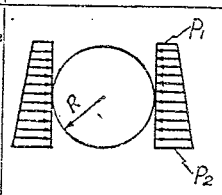
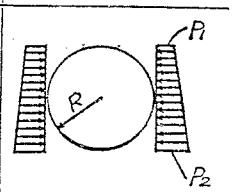
埋設管의 橫斷面은 管의 內外에 同時에 作用하는 荷重에 對하여 安全하게 견딜수 있게 設計하여 야

한다. 特히 橫斷方向의 設計에서는 一般的으로 剪斷力에 對해서는 充分히 安全하므로 略한다. 파이프라인의 管体는 一般的으로 地中에 埋設하므로 內水壓外에 되메운흙에 의한 土壓이나 路面荷重等을 同時에 받는다. 一般的으로 管에 內壓이 作用하면 橫斷面全体에 引張應力을 일으키고 또 外壓이 作用하면 그것에 의한 휨모멘트에 의하여 휨引張應力과 휨壓縮應力이 생긴다. 內外壓이 同時에 作用하면 그 複合作用으로서 斷面의 어느 部分에는 引張應力이 加重하여 作用하게 되여 管의 强度가 不足할 때에는 破壞된다. 따라서 管의 橫斷面의 設計에서는 同時에 作用하는 設計內壓의 複合作用에 대하여 檢討하고 이에 對하여 充分히 安全하게 設計하지 않으면 안된다.

가. 管의 橫斷面에 생기는 휨모멘트 : 埋設管에서는 一般的으로 管底部에 最大휨모멘트가 생긴다. 여러가지 荷重條件과 支持條件에 있어서 管의 橫斷面에 생기는 最大휨모멘트(管底部)를 表-5,3,12, 表-5 3,13에 표시한다.

基礎의 支持角을 決定하고 同時에 作用하는 各設計荷重에 의하여 생기는 휨모멘트를 本表를 사용하여 各各 計算하면 그의 代數合이 管의 橫斷面에 생기는 設計휨모멘트로 된다.

表-5.3.12 不透水性管에 생기는 最大휨모멘트(管底) (單位 : kg·m)

項目 / 対象荷重	支持角 (°)	支持条件		荷重作用状態	
		自由받침	固定받침	自由받침	固定받침
鉛直等分布荷重	0	$0.587\,WR^2$	—		
	30	$0.468\,WR^2$	—		
	60	$0.377\,WR^2$	—		
	90	$0.314\,WR^2$	$0.303\,WR^2$		
	120	$0.275\,WR^2$	$0.231\,WR^2$		
	180	$0.250\,WR^2$	$0.107\,WR^2$		
管内水重	0	$0.750\,W_oR^3$	—		
	30	$0.563\,W_oR^3$	—		
	60	$0.419\,W_oR^3$	—		
	90	$0.321\,W_oR^3$	$0.260\,W_oR^3$		
	120	$0.260\,W_oR^3$	$0.166\,W_oR^3$		
	180	$0.220\,W_oR^3$	$0.055\,W_oR^3$		
管自重	0	$0.239\,W_dR$	—		
	30	$0.179\,W_dR$	—		
	60	$0.133\,W_dR$	—		
	90	$0.102\,W_dR$	$0.082\,W_dR$		
	120	$0.082\,W_dR$	$0.052\,W_dR$		
	180	$0.070\,W_dR$	$0.017\,W_dR$		
側面水平荷重	0~180	$-(0.146C+0.104)P_1R^2$	$-(0.146C+0.104)P_1R^2$		

〔記號〕

W : 管의 單位面積에 作用하는 鉛直荷重强度 (kg/m²)

W_o : 물의 單位重量 (1000kg/m³)

W_d : 管길이 1m當의 管体重量 (kg)

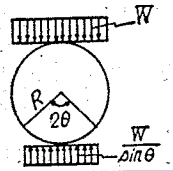
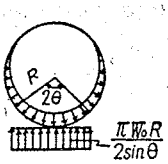
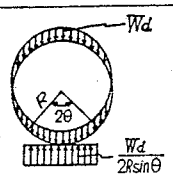
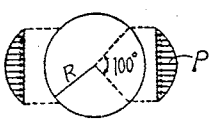
P_1 : 管頂部에 있어서의 水平荷重强度 (kg/m²)

P_2 : 管底部에 있어서의 水平荷重强度 (kg/m²)

C : P_2/P_1

R : 管의 平均半徑 (m)

表-5.3.13 撓水性管의 橫斷面에 생기는 最大휨모멘트 (管底) (單位 : kg·m)

項目 / 対象荷重	支持角(°)	支持条件 (自由支承)	荷重作用状態
鉛直等分布荷重	0	$0.587\ WR^2$	
	30	$0.468\ WR^2$	
	60	$0.377\ WR^2$	
	90	$0.314\ WR^2$	
	120	$0.275\ WR^2$	
	180	$0.250\ WR^2$	
管内水重	0	$0.750\ W_oR^3$	
	30	$0.563\ W_oR^3$	
	60	$0.419\ W_oR^3$	
	90	$0.321\ W_oR^3$	
	120	$0.260\ W_oR^3$	
	180	$0.220\ W_oR^3$	
管自重	0	$0.239\ W_dR$	
	30	$0.179\ W_dR$	
	60	$0.133\ W_dR$	
	90	$0.102\ W_dR$	
	120	$0.082\ W_dR$	
	180	$0.070\ W_dR$	
側面水平荷重	0~180	$-0.166\ PR^2$	

나. 遠心力콘크리트管 및 로울러轉壓鐵筋콘크리트等 (不撓性管)

(1) 外壓에 의한 線荷重의 算定

外壓에 의하여 管에 생기는 最大휨모멘트를 表-5,3,12에서 求하여 이 모멘트와 같은 모멘트가 생기는 線발침에 의한 線荷重 P (kg/m)를 다음式에 의하여 求한다.

$$P=\frac{M}{0.318R} \quad \cdots\cdots (5,3,28)$$

여기서

P : 外壓에 의한 線荷重 (kg/m)

M : 外壓에 의하여 생기는 最大휨모멘트(kg·m) 但 自重에 의한 휨모멘트는 管의 抵抗모멘트 算定時 考慮하므로 여기서는 加算하지 않아도 좋다.

R : 管의 平均半徑 (m)

〔記號〕 P : 管側面 中央에 作用하는 水平荷重强度(kg/m²)(水平土壓强度 및 路面, 軌道荷重에 의한 水面荷重强度) 其他의 記號는 不撓性管의 경우와 같다.

〔計算例〕

ϕ 700㎜의 遠心力鐵筋콘크리트管에 作用하는 外壓을 計算하면 等分布荷重 $W=2000$kg/m² 水平荷重 $P_1=400$kg/m², $P_2=600$kg/m²의 結果가 나왔다. 이때의 管体에 생기는 最大휨모멘트를 線荷重으로 換算하라. 但 自由밭침으로서 設計支持角은 120°로 한다. 이 경우의 外壓은 等分布荷重, 管內의 물무게, 管自重, 水平荷重이 作用하고 管平均半徑 $R=0.379$m, 水平荷重의 係數 $C=\frac{P_2}{P_1}=1.5$ 이다.

各 荷重에 대한 最大휨모멘트는 表-5,3,12에서 等分布荷重에 의한 모멘트

$$M=0.275WR^2=0.275\times0.379^2=79.0\text{kg·m}$$

管內물무게에 의한 모멘트

$$M_2=0.260W_oR^3=0.260\times1,000\times0.379^3=14.1\text{kg·m}$$

水平荷重에 의한 모멘트

$$M_3=-(0.146C+0.104)P_1R^2=-(0.146\times1.5+0.104)\times400\times0.379^2=-18.6\text{kg·m}$$

$$\therefore\ M=M_1+M_2+M_3=79.0+14.1-18.6=74.5\text{kg·m}$$

上記의 最大휨모멘트를 線荷重으로 換算하면

式(5, 3, 28)에서

$$P=\frac{M}{0.318R}=\frac{74.5}{0.318\times0.379}=618.0\text{kg/m}$$

(2) 管体의 抵抗휨모멘트에 의한 線荷重 P_e(kg/m)의 算定은

다음式에 의하여 구한다.

$$P_e=\frac{\frac{M_e}{100}-0.239W_dR}{0.318R} \qquad \cdots\cdots (5,3,29)$$

여기서

M_e : 內壓이 0일 때 균열을 일으키는 휨모멘트로서 管의 균열抵抗모멘트 M_r와 같다(kg·cm)

M_e의 算定式은 管徑別로 다음式으로 求한다.

管徑 1000㎜以下의 管

$$x=\frac{t}{1-m}\{\sqrt{(m+np)^2+(1-m)(1.2np+m)}-(m+np)\} \qquad \cdots\cdots (5,3,30)$$

$$M_e=M_r=\frac{100\sigma bt}{m(t-x)}\left\{\frac{x^3}{3}+m\frac{(t-x)^3}{3}+npt(0.6t-x)^2\right. \qquad \cdots\cdots (5,3,31)$$

但 鐵筋位置는 管外周로 부터 0.6^t로 한다.

管徑 1,100㎜以上의 管

$$x=\frac{t}{1-m}\{\sqrt{(m+2np)^2+(1-m)(m+2np)}-(m+2np)\} \qquad \cdots\cdots (5,3,32)$$

$$M_e=M_r=\frac{100\sigma bt}{m(t-x)}\left\{\frac{x^3}{3}+m\frac{(t-x)^3}{3}+npt(x-0.25t)^2\right\}$$

$$\cdots\cdots (5,3,33)$$

但 鐵筋位置는 管內外周에서 $0.25t$인 곳으로 하고, 複鐵筋의 內外라선 鐵筋斷面積은 같은 것으로한다.

여기서

t : 관의 두께 (cm)

x : 中立軸의 位置 (壓縮側부터) (cm)

M_r : 균열 抵抗모멘트 (kg·cm)

m : $\frac{E_{et}\text{콘크리트의 引張彈性係數}}{E_{ec}\text{콘크리트의 壓縮彈性係數}}=0.5$

n : $\frac{E_s}{E_{ec}}=\frac{\text{鐵筋의 彈性係數}}{\text{콘크리트의 壓縮彈性係數}}10$

n' : $\frac{E_s}{E_{et}}=\frac{\text{鐵筋의 彈性係數}}{\text{콘크리트의 引張彈性係數}}=20$

P : $\frac{A_s}{100t}=\frac{A'_s}{100t}$

A_s : $A's$ 內側, 外側鐵筋斷面積 (cm^2/m)

σ_{bt} : 콘크리트의 휨引張强度 (kg/cm²) 表-5,3,14 參照

$\sigma_t=\frac{\alpha\sigma_{bt}}{1.5}$: 塑性變形이 생기지 않는 限度의 콘크리트의 引張强度 (kg/cm²)

α : 0.6

W_d : 管의 自重 (kg/m)

R_1 : 管內半徑 (cm)

R : 管의 平均水深 (m)

P_e : 內壓이 0일 때 균열을 일으키는 外壓 (kg/m)

H_e : 外壓이 0일 때 균열을 일으키는 內壓 (kg/cm)

또 H_e의 算定式은 다음과 같다.

管徑이 1,000㎜以下의 管

$$H_e=\frac{t\{1+(n'-1)P\}\sigma_t}{R_1} \quad \cdots\cdots (5,3,34)$$

管徑이 1,100㎜ 以上의 管

$$H_e=\frac{t\{1+2(n'-1)P\}\sigma_t}{R_1} \quad \cdots\cdots (5,3,35)$$

表-5,3,14 σ_{bt}의 값 (單位 : kg/cm²)

水頭 (kg/cm²)	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0	10.0
σ_{bt}	50	52	54	56	58	60	60	60	60	60	60

一般的으로 外壓에 대한 管의 强度의 計算에서는 콘크리트의 휨引張强度 σ_{bt}를 50kg/cm² (普通管) ~ 60kg/cm² (壓力管)로 하고, 引張强度 30kg/cm² (普通管) ~35kg/cm² (壓力管) 即 $\sigma_{et}\fallingdotseq 0.6\sigma_{bt}$ 程度이다. 또 管壁의 引張變形度가 塑性的變形度가 되는것은 콘크리트의 引張應力이 20~30kg/cm²로 부터 30kg/cm² 를 넘으면 完全히 塑性變形의 領域에 達하게 된다.

內壓이 繼續的으로 作用하는 管에 대하여는 콘크리트의 變形이 塑性域에 達하지 않도록 設計를 하는 것이 좋고 따라서 콘크리트의 引張應力度를 $\frac{\sigma_{ct}}{1.5}$ 程度로 制限한다.

內壓管의 引張强度 σ_t는 一般的으로 $\frac{\sigma_{cl}}{1.5}=\sigma t$를 取한다.

(3) 外壓과 內壓의 關係

不撓性管에 內外壓이 同時에 作用할 때 管의 균열荷重과 內外壓과의 사이에 式(5, 3, 36)의 關係가 般的으로 成立된다.

$$\left(\frac{P_H}{P_c}\right)^n+\left(\frac{H_P}{H_c}\right)=1 \quad \cdots\cdots (5,3,36)$$

여기서

P_H : 內壓이 H일 때 균열을 일으키는 外壓

P_c : 內壓이 O일 때 균열을 일으키는 外壓

H_P : 外壓이 P일 때 균열을 일으키는 內壓

H_e : 水壓이 O일 때 균열을 일으키는 內壓

n : 管의 種類가 構造等에 의하여 決定되는 係數

遠心力鐵筋콘크리트管 및 로울轉壓鐵筋콘크리트管의 n값에 대한 實驗例는 적지만 一般的으로 콘크리트의 引張應力度가 塑性變形을 일으키지 않는 範圍內가 되도록 設計되어 있고, 균열에 대하여 若干 余裕가 있다고 생각되어 p. s 콘크리트管과 같은 값 $n=1.5$를 採用하는 것으로 한다.

式(5, 3, 36)을 $\left(\frac{P_H}{P_e}\right)^{1.5}\left(\frac{H_P}{H_c}\right)=1$로 하였을 때 균열荷重과 內外壓과의 關係는 그림 5,3,17과 같다.

그림 5, 3, 17를 利用하여 管의 耐壓强度를 計算할 수가 있다.

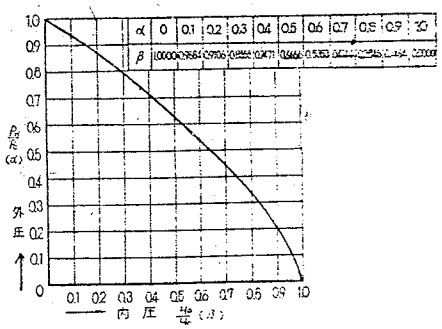


그림 5.3.17 鐵筋콘크리트管의 균열時의 內外壓의 關係

① 使用하는 管種의 P_c, H_c를 前項(2)의 式에서 求한다.

② 式(5, 3, 28)에서 管에 加하여지는 外壓 P (線荷重)를 求한다.

③ $\alpha=\frac{P}{P_c}$에 對應하는 P를 그림 5, 3, 17에서 求한다.

④ 따라서 外壓 P일 때 使用管의 內壓 균열强度의 許容限界값 H_p는 $H_p=\beta H_c$로 求하여진다. 實用的인 面에서는 安全率을 考慮할 必要가 있고 安全率을 S라 하면 이 경우의 管이 取할 設計內壓은 H_p/S로 된다. 遠心力 및 로울 轉壓鐵筋콘크리트管의 安全率은 1.5로 한다.

以上에서 求한 H_p/S가 그 管의 通水에 對하여 安全한 水壓 H'_p(試驗水壓÷1.5)를 넘을 때에는 設計內壓은 H'_p로 한다.

(4) 管種選定圖

그림 5, 3, 18은 橫軸에 式(5, 3, 34) 式(5, 3, 35)로 算定한 內壓을, 縱軸에 式(5, 3, 29)로 算定한 外壓을

取하고, 安全率을 1.5로 하여 그림 5,3,17을 利用하여 作成한 것이다.

이 管種選定圖의 使用法은 管의 埋設條件 (埋設깊이, 바퀴荷重의 有無, 基礎의 支持角度) 에 의하여 外壓線荷重(*P*)를 計算하여 그림의 縱軸에 이 값을 取하고, 이 縱軸에 대하여 垂線을 그어 曲線과의 交點에서 橫軸에 垂線을 내린點의 數値가 使用되는 設計內壓이다.

단 그림에서 設計內壓은 試驗水壓÷1.5로 하고 있다.

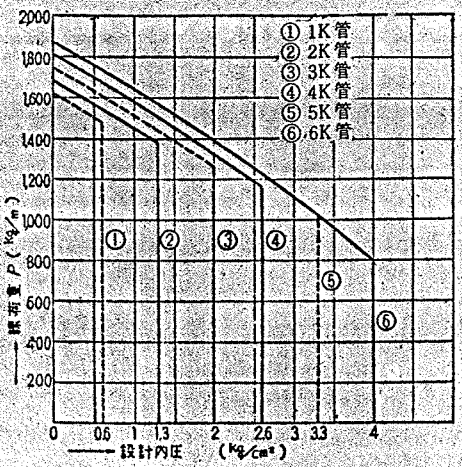


그림 5.3.18 (1) 遠心力鐵筋콘크리트管 및 로울러 轉壓鐵筋콘크리트管의 管種選定圖

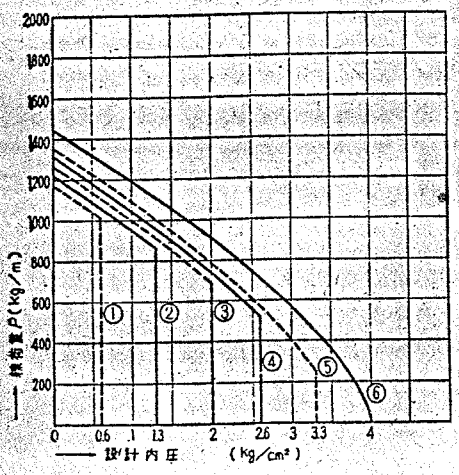


그림 5.3.18(3) φ250mm

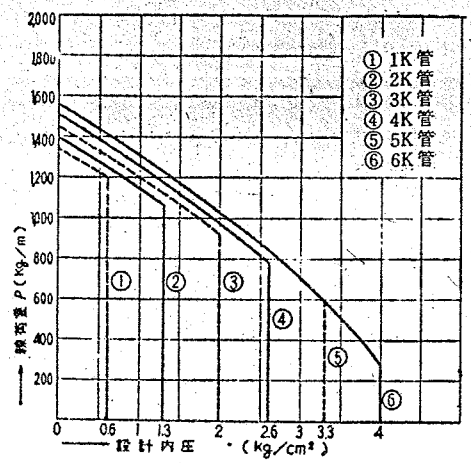


그림 5.3.18(2) φ200mm

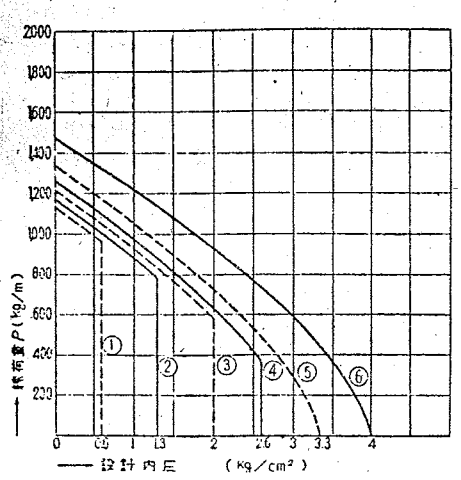


그림 5.3.18(4) φ300mm

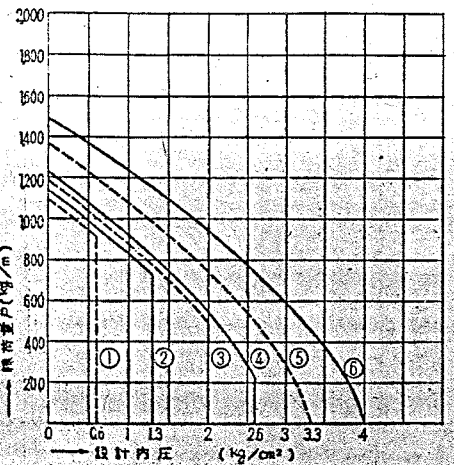


그림 5.3.18(5) ϕ350mm

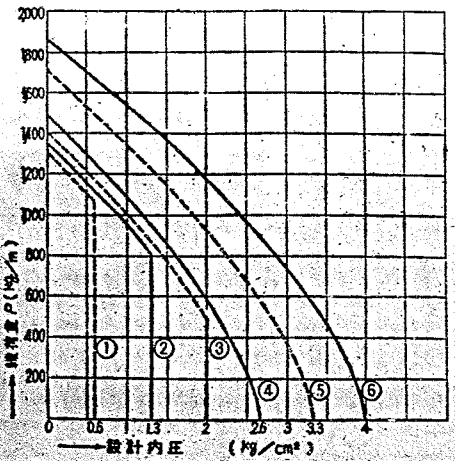


그림 5.3.18(8) ϕ500mm

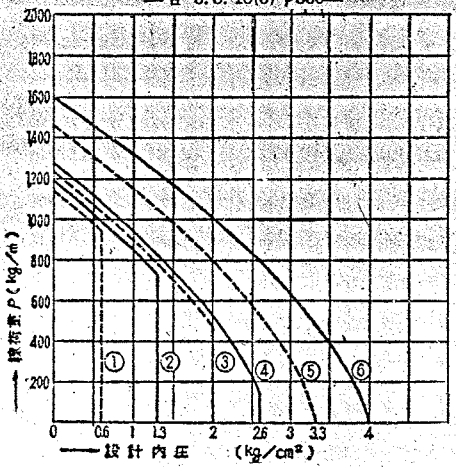


그림 5.3.18(6) ϕ400mm

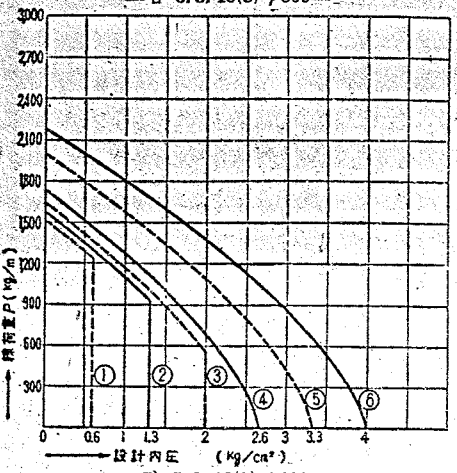


그림 5.3.18(9) ϕ600mm

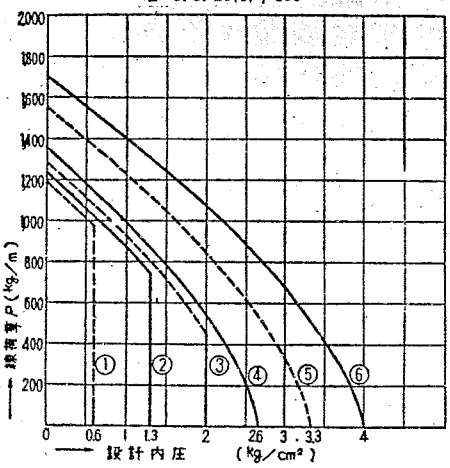


그림 5.3.18(7) ϕ450mm

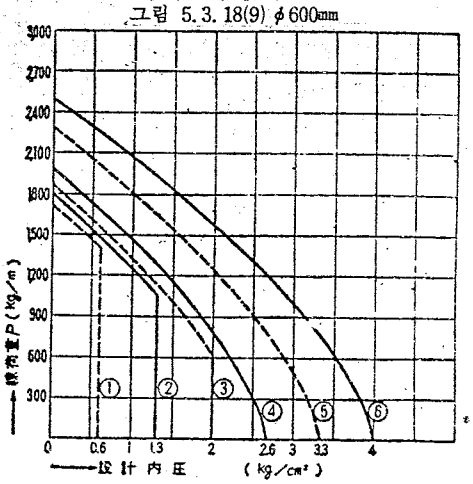


그림 5.3.18(10) ϕ700mm

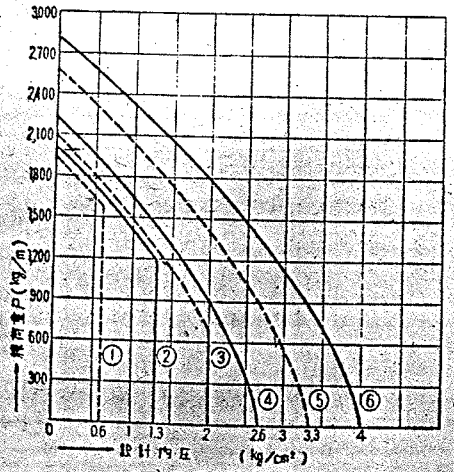


그림 5.3.18(11) ϕ800mm

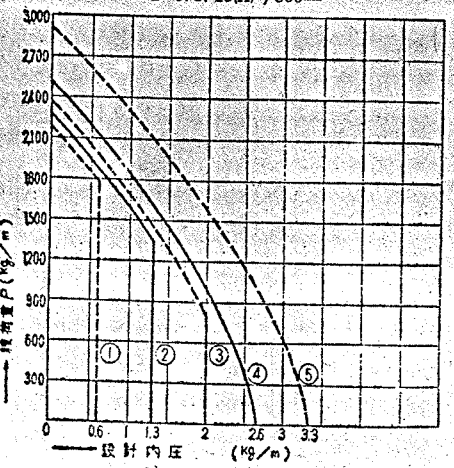


그림 5.3.18(12) ϕ900mm

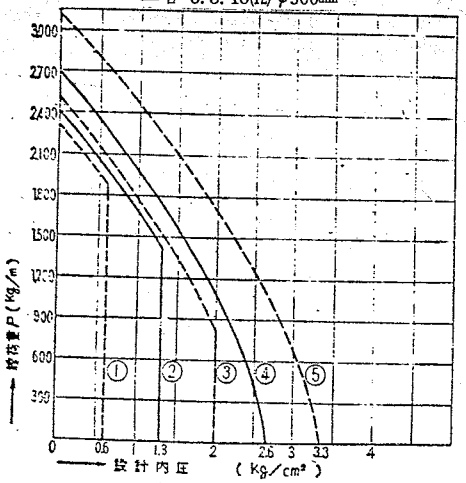


그림 5.3.18(13) ϕ1,000mm

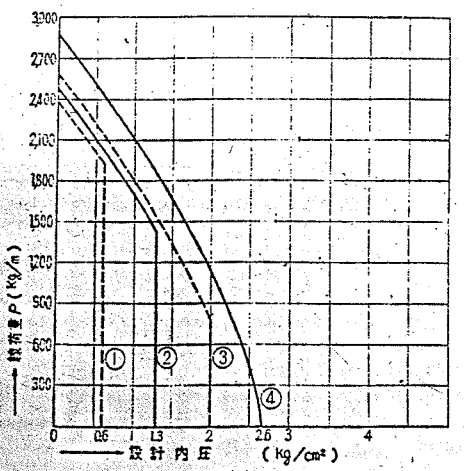


그림 5.3.18(14) ϕ1,100mm

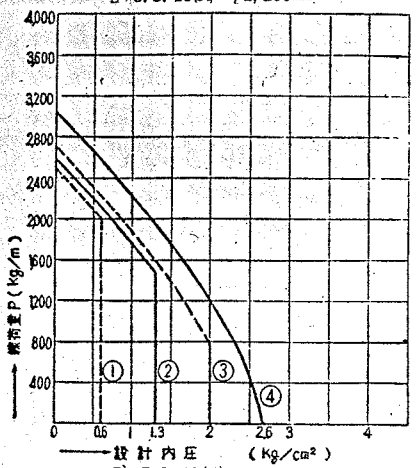


그림 5.3.18(15) ϕ1,200mm

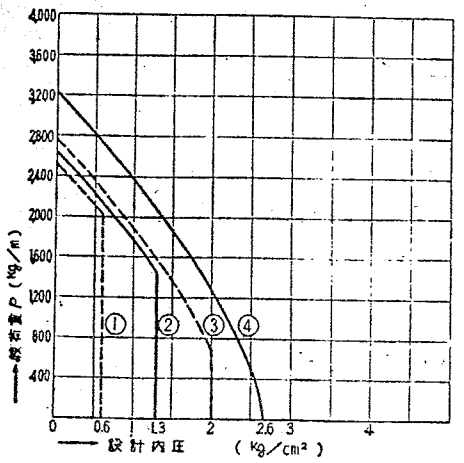


그림 5.3.18(16) ϕ 1,350mm

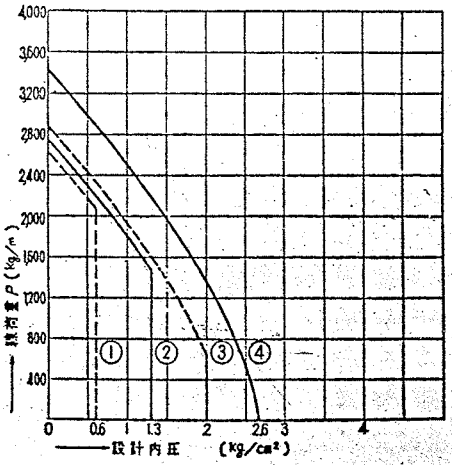


그림 5.3.18(17) ϕ1,500mm

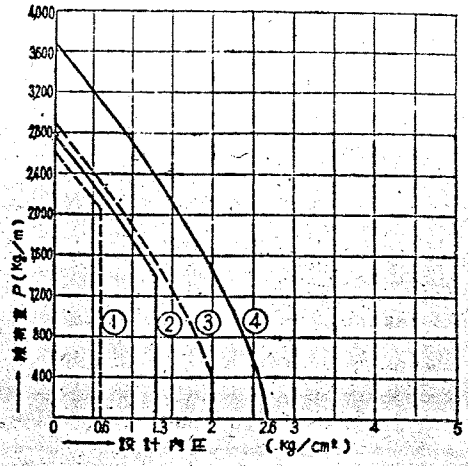


그림 5.3.18(19) ϕ1,800mm

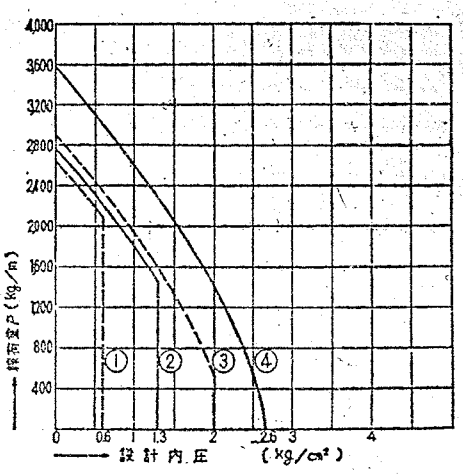


그림 5.3.18(18) ϕ1,650mm

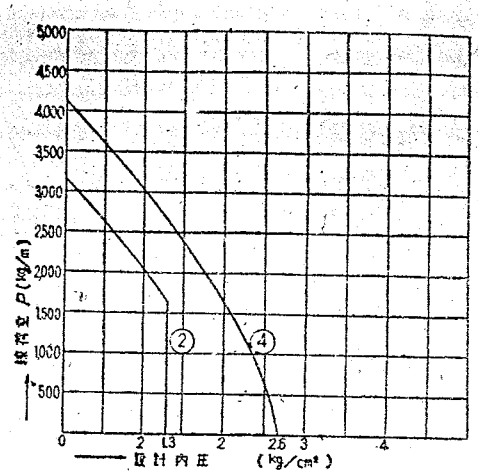


그림 5.3.18(20) ϕ2,000mm

다. 프리스트레스트 콘크리트管(不撓性管)

가장 一般的인 管種選定法을 計算順序에 따라 記述하면 다음과 같다.

(1) 外壓에 의한 線荷重의 算定

$$P=\frac{M}{0.318R}$$

記號는 式(5,3,28)과 같다.

(2) 抵抗휨모멘트에 의한 線荷重 P_c等의 算定式(5,3,29)에서

$$P_e=\frac{\frac{M_c}{100}-0.239\omega dR}{0.318R}$$

$$M_e=\frac{100(t_e+0.6t_g)^2}{b}\{\sigma_{ce}(1+K)+\sigma_{bt}\} \quad \cdots\cdots (5,3,37)$$

$$H_e=\frac{A_p(\sigma_{pc}+n\sigma_t)+100t_c\sigma_t}{50D} \quad \cdots\cdots (5,3,38)$$

여기서

t_c :코아 콘크리트의 두께 (cm)

t_g :카바프리, 코우트 두께 (cm)

σ_{ce} :有効프리스 트레스 $=\dfrac{P_p\sigma_{pp}}{1+\eta P_p}$ (kg/cm²)

K :係數 0.35(實驗 값)

σ_{bt} ;콘크리트의 휨引張强度 (一般的으로 60kg/cm²)

ω_d ;管의 自重 (kg/m)

R ;管의 平均半徑 $=\dfrac{D+t_c+0.6t_g}{2}$ (m)

A_p ;PC鋼線 斷面積 $=\dfrac{50DH_o}{\sigma_{PO}}$ (cm²)

σ_{PO} ;有効프리스트레스가 0이 될 때의 PC鋼線의 引張應力度 (一般的으로 9,000kg/cm²)

n ; $\dfrac{E_c}{E_c}=\dfrac{\text{PC鋼線의 彈性係數}}{\text{콘크리트의壓縮彈性係數}}=5$

σ_t ;內壓만이 作用할 때 取하는 콘크리트의 引張强度 (一般的으로 24kg/cm²)

D ;管의 內徑 (cm)

P_p ; $\dfrac{A_p}{100t_c}$

H_o ;導入內壓 (kg/cm²)

P_c ;內壓이 0일 때 균열을 일으키게하는 外壓 (kg/m)

M_c ;內壓이 0일 때 균열을 일으키게하는 휨모멘트 (kg·cm)

H_e ;外壓이 0일 때 균열을 일으키게 하는 內壓 (kg/cm²)

一般的으로 外壓에 대한 管의 强度計算에서는 콘크리트 휨引張强度 σ_{bt}를 60kg/cm²로 하고 코아콘크리트의 有効프리스트레스 σ_{ce}와를 더하여

$\{\sigma_{ce}(1+K)+\sigma_{bt}\}$를 균열時의 線應力으로 하여도 좋다. K는 實驗的인 係數로 普通 0.35를 取한다. 遠心力 로울러 轉壓鉄筋콘크리트管의 경우와 같이 $\sigma_t=\dfrac{\sigma_{ct}}{1.5}=\dfrac{\alpha\sigma_{bt}}{1.5}$를 콘크리트의 引張强度로 보고, 有効프리스트레스量과 PC鋼線의 영향을 합쳐 計算을 한다.

(3) 外壓과 內壓의 關係

管에 內外壓이 同時에 作用할 때 P.S 콘크리트管에 대해서도 式(5,3,36)의 關係가 一般的으로 成立된다. 式(5,3,36)에 있어서의 n의 값에 대해서는 實驗에 의하면 $n=1.5\sim3.0$의 範圍에 있다고 한다. 이基準에서는 $n=1.5$를 採用하는 것으로 한다. 따라서 式(5,3,36)은 $\left(\dfrac{P_H}{P_c}\right)^{1.5}+\left(\dfrac{H_P}{H_c}\right)=1$이 된다.

그림 5.3.17은 그대로 P.S 콘크리트管의 管種選定에 利用된다.

PS 콘크리트管의 安全率은 1.5로 한다. 以上에서 求한 內壓은 管의 漏水에 대하여 安全한 水壓을 초과해서는 안된다.

P.S 콘크리트관의 K.S의 試驗水壓은 프리스트레스가 거의 0이 될 程度의 水壓이고 遠心力 鐵筋콘크리트管이나 로울러 轉壓鐵筋콘크리트管의 試驗水壓에 比하여 余裕가 있다고 생각된다.

(4) 管種選定圖

그림 5,3,19는 式(5,3,36)과 그림 5,3,17의 曲線에 의하여 다음 順序에 의하여 作成된 것이다.

(가) KS의 5管種에 대하여 A_P를 求한다.

(나) 有効 프리스트레스 σ_{ct}를 求한다.

(다) 式(5, 3, 29)에 의하여 P_c를 求한다.

(라) 式(5, 3, 38)에 의하여 H_c를 求한다.

(마) 上記의 P_c, H_c를 사용하여 安全率을 1.5로 하여 그림 5, 3, 17를 利用하여 選定曲線을 그린다.

이 그림의 使用하는 方法은 遠心鉄筋콘크리트管의 경우와 같다.

라. 石綿시멘트管

(1) 外壓에 依한 線荷重의 算定

$$P=\frac{M}{0.318R}$$

記號는 式(5.3.28)과 같다.

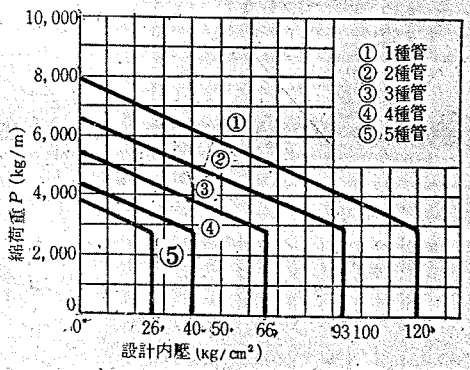


그림 15.3.19(1) 프리스트레스콘크리트管의 管種選定圖 ϕ500mm

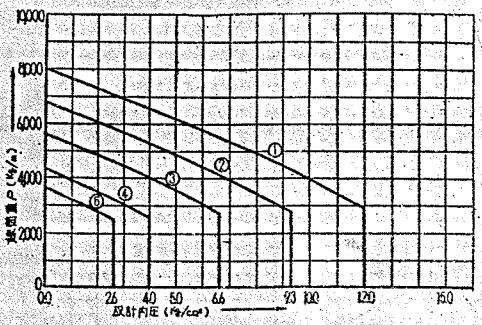


그림 15.3.19(4) ϕ800mm

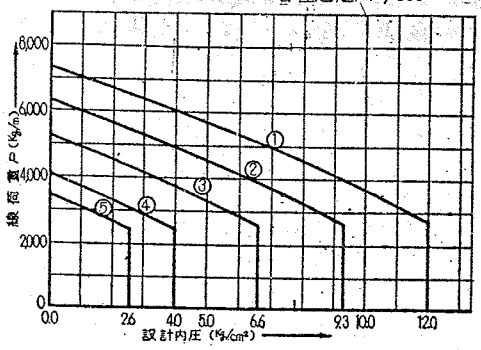


그림 15.3.19(2) ϕ600mm

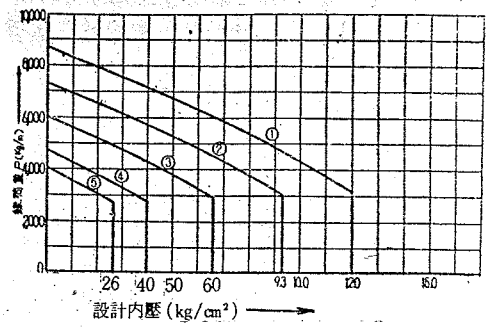


그림 15.3.19(5) ϕ900mm

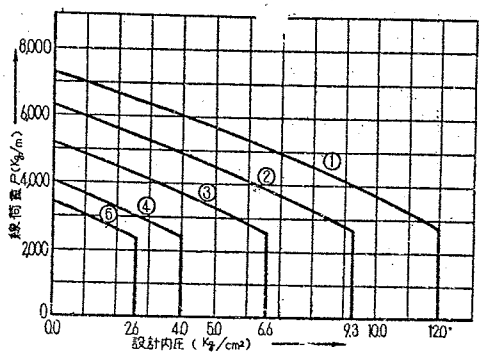


그림 15.3.19(3) ϕ700mm

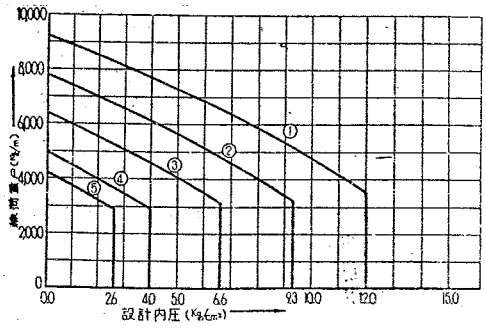


그림 15.3.19(6) ϕ1,000mm

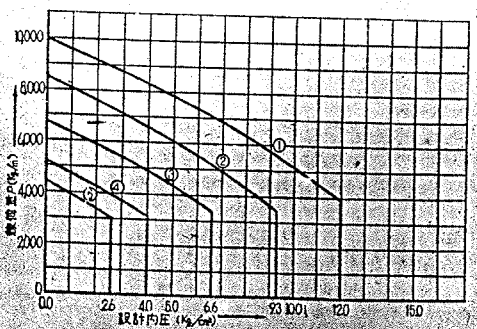


그림 15.3.19(7) ϕ1,100mm

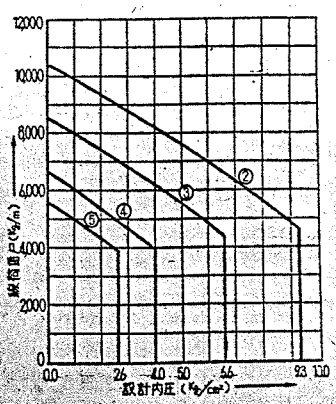


그림 15.3.19(10) ϕ1,500mm

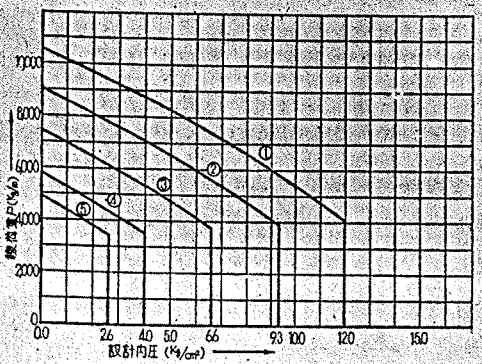


그림 15.3.19(8) ϕ1,200mm

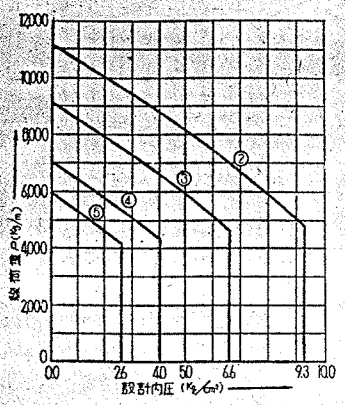


그림 15.3.19(11) ϕ1,650mm

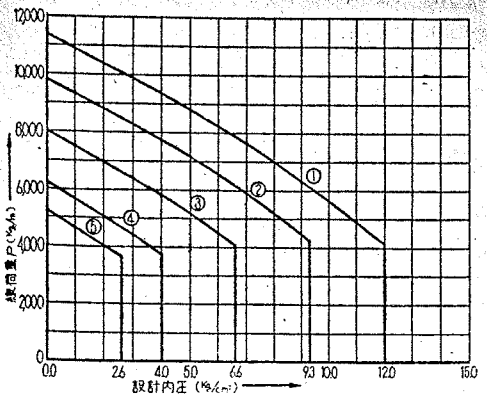


그림 15.3.19(9) ϕ1,350mm

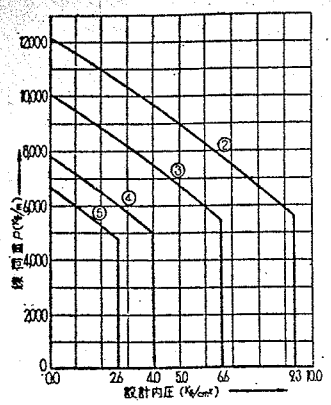


그림 15.3.19(12) ϕ1,800mm

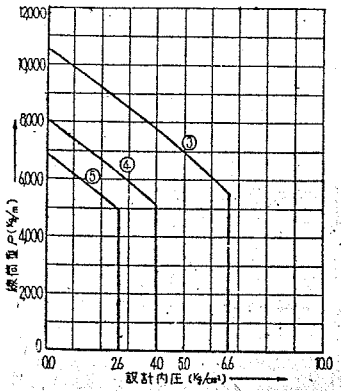


그림 5.3.19(13) φ2,000mm

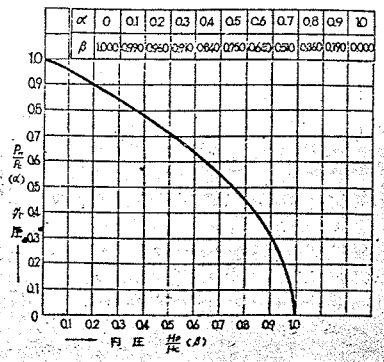


그림 5.3.20 石綿시멘트管의 균열時의 內外壓의 關係

(2) 外壓과 內壓의 關係

石綿시멘트管에 대하여도 式(5,3,36)이 一般的으로 成立되는 것이 實證되고 있다. 式(5,3,36)의 n의 값은 一般的으로 使用되고 있는 $n=2$를 採用한다. 따라서 式(5,3,36)은

$$\left(\frac{P_H}{P_C}\right)^2+\left(\frac{H_P}{H_C}\right)=1 \quad \cdots\cdots (5,3,39)$$

로 된다.

이 式을 사용하여 균열 荷重과 內外壓과의 關係를 表示한 것이 그림 5,3,20이다. 그림 5,3,20을 利用하여 管種選定圖를 作成할 수 있다. 石綿管의 安全率은 2.0로 한다.

(3) 管種選定圖

石綿시멘트管의 管種選定圖〈그림 5,3,21〉는 式(5,3,39)와 그림 5,3,20의 曲線에 의하여 다음 順序에 의하여 作成한 것이다.

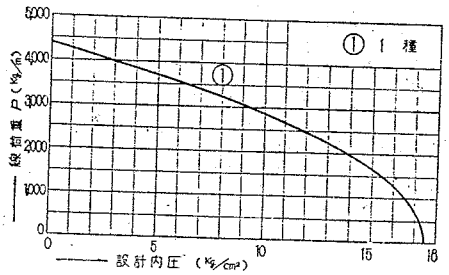


그림 5.3.21(1) 石綿시멘트管의 管種選定圖 φ50mm

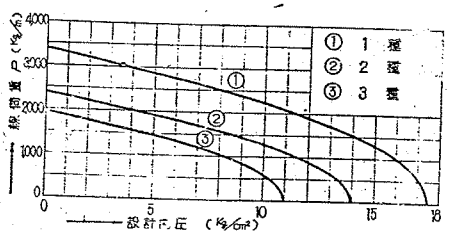


그림 5.3.21(3) φ 100mm

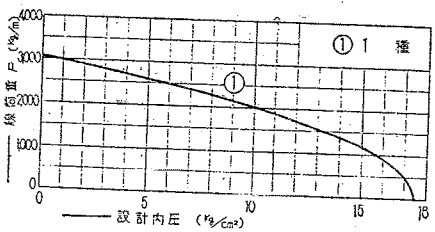


그림 5.3.21(2) φ75mm

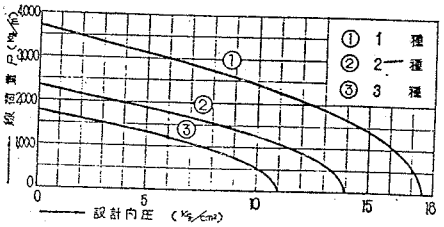


그림 5.3.21(4) φ125mm

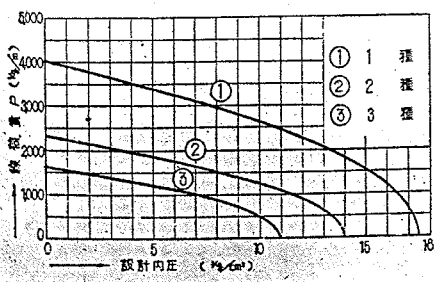


그림 5.3.21(5) ϕ150mm

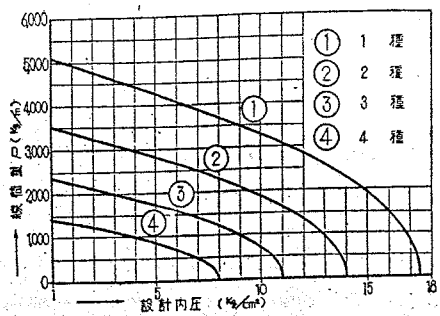


그림 5.3.21(7) ϕ250mm

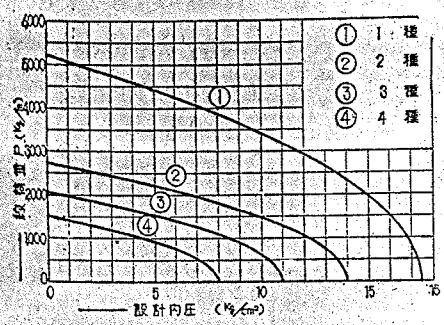


그림 5.3.21(6) ϕ200mm

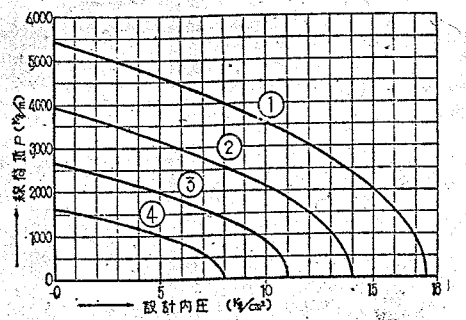


그림 5.3.21(8) ϕ300mm

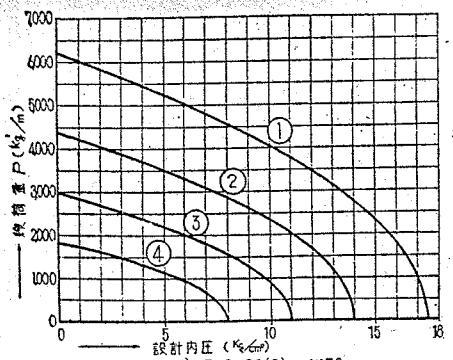


그림 5.3.21(9) ϕ350mm

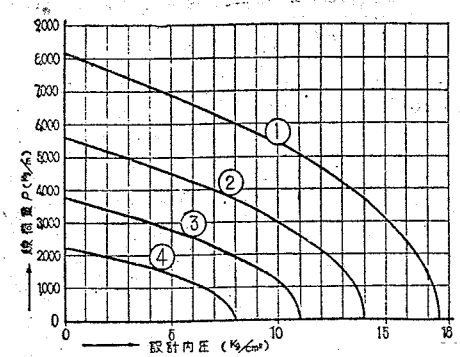


그림 5.3.21(11) ϕ450mm

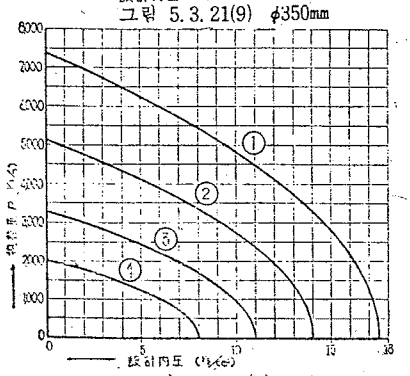


그림 5.3.21(10) ϕ400mm

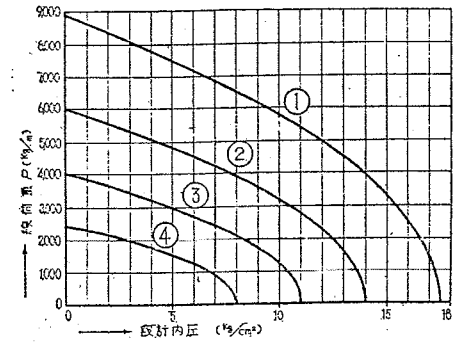


그림 5.3.21(12) ϕ500mm

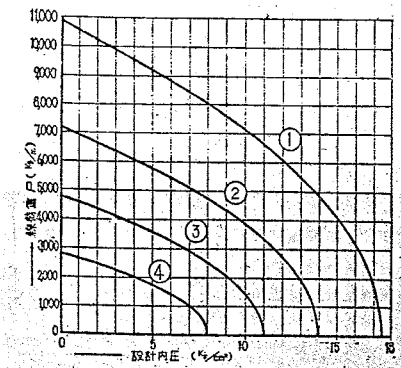


그림 5.3.21(13) ϕ600mm

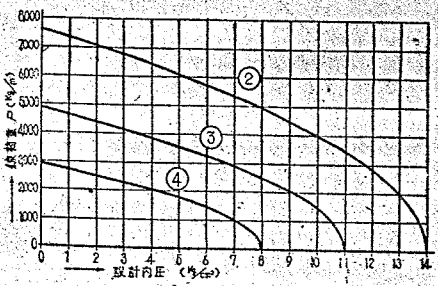


그림 5.3.21(14) ϕ700mm

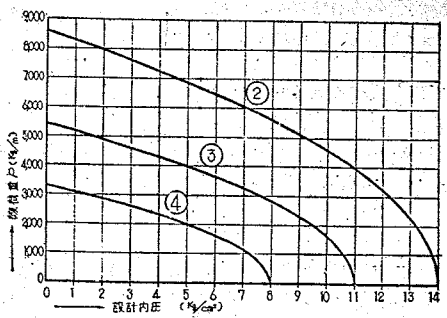


그림 5.3.21(15) ϕ800mm

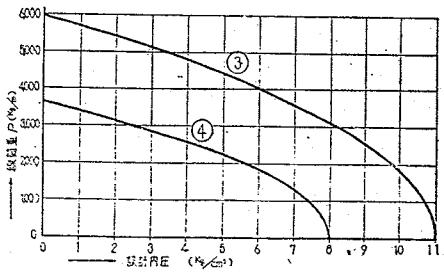


그림 5.3.21(16) ϕ900mm

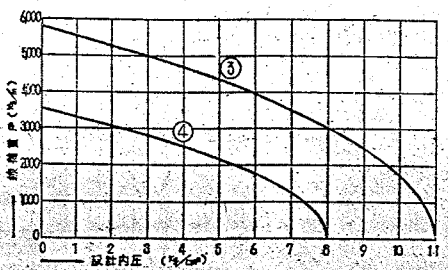


그림 5.3.21(17) ϕ1,000mm

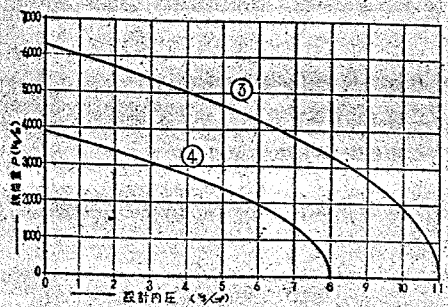


그림 5.3.21(18) ϕ1,100mm

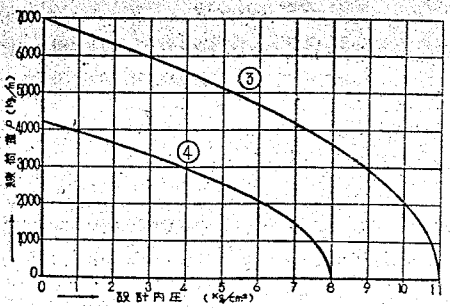


그림 5.3.21(19) ϕ1,200mm

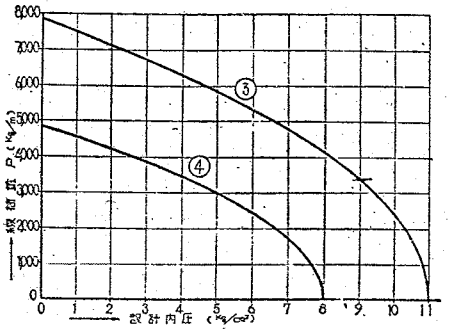


그림 5.3.21(20) ϕ1,350mm

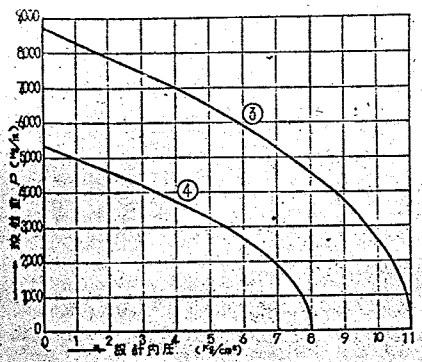


그림 5.3.21(2) φ1,500㎜

마. 머크타일鑄鐵管(挽生管)

머크타일루鑄鐵管의 管두께 計算은 內壓과 外壓이 同時에 作用하는 것으로하여 誘導된 다음 式이 一般的으로 使用되고 있다.

$$t \geq \frac{0.5DH+\sqrt{(0.5DH)^2+0.168\sigma_a M}}{2\sigma_a} \quad \cdots\cdots (5,3,40)$$

여기서

t ;관두께 (㎝)

D ;管의 內徑 (㎝)

H ;內壓 (kg/㎠)

M ;外壓에 의하여 管体에 作用하는 最大휨모멘트 (kg·㎝)

σ_a ;머크타일루 鑄鐵管의 許容引張應力度=1,900 (kg/㎠)

머크타일루鑄鐵管의 引張應力度는 3,800kg/㎠이므로 一般的으로 安全率을 2.0으로 하여 σ_a=1,900 (kg/㎠)을 採用한다.

式(5,3,40)로 求한 管두께는 設計外力에 대하여 充分한 두께이지만 이에 腐蝕 및 管두께 公差余裕를 볼 必要가 있다. 따라서 實際의 設計管두께 T는 다음 式에 의하여 決定한다.

$t+2>10$㎜일 경우 $T=1.1(t+2)$ (㎜)

$t+2<10$㎜일 경우 $T=t+3$ (㎜)

但 最小관두께는 1, 2種管에서는 7.5㎜ 3種管은 6.0㎜, 4種管은 8.5㎜(φ 600㎜以上)로 되어 있다. 設計內外壓으로 式(5,3,40)에서 求한 값에 腐蝕 및 公差余裕를 加算한 두께를 滿足하는 規格管中 最小두께의 管種을 選定하면 된다.

但 外壓 및 內壓에 대하여 安全하여도 그 管体의 變形量이 許容값以內가 아니면 안된다. 變形量의 算定式은 式(5,3,18)에 의하여 求한다. 더욱 許容變形量은 모르타르라이닝이 균열이 생기지 않도록 口徑의 3%以內로 한다.

바. 鋼管(挽性管)

市販規格의 鋼管은 內壓强度는 相當히 여유가 있는 것임으로 普通의 경우는 아래와 같은 方法으로 外壓만으로 管의 두께를 決定한다. 但 큰 內壓과 外壓이 同時에 作用할 때에는 式(5,3,40)을 使用하여 머크타일 鑄鐵管에 準하여 관두께를 決定해야 한다.

(1) 管두께 算定式

$$t \geq \sqrt{\frac{6aM}{100\sigma_a}} \quad \cdots\cdots (5,3,41)$$

여기서

M;外壓에 의하여 管体에 作用하는 最大휨모멘트(kg·cm)

σ_a;許容引張應力度 { STPY, SS41, SM41 1.160kg/cm² / SGP 850kg/cm² }

α;引張强度/휨强度=0.70

鋼管의 引張强度는 STPY SS41, SM41에서는 4,100kg/cm² SGP에서는 3,000kg/cm²로 되어 있기 때문에 許容引張應力度는 安全率을 3.5로 하여 1,160kg/cm², 850kg/cm²로 하는 것이 一般的이다.

(2) 許容變形量

水道用 鋼管 아스팔트 塗裝方法 또는 水道用 鋼管 코울타르에나멜 塗裝方法에 規定된 塗裝을한것 및 타르에폭시塗裝을 한것의 許容變形量은 管의 呼稱徑의 5%以內로 한다. 또 모르타르라이닝을 한것은 管의 呼稱徑의 3%以內로 한다. 變形量은 式(5,3,18)로 求한다.

(3) 管두께公差 및 腐蝕

管두께公差 및 腐蝕에 대하여는 安全率을 고려하여 許容應力度 및 許容變形量이 決定되어 있음으로 普通의 경우는 加算하지 않는다.

(4) 挫屈

휨應力 및 變形量을 許容値以內로 한다면 挫屈에 대하여도 一般的으로 安全하므로 特別한 경우外는 挫屈에 대하여 檢討할 必要가 없다.

사. 塩化비닐管 및 포리에치렌管:관두께의 計算은 다음式에 의한다.

$$t \geq \frac{P}{4}\left(\frac{H_1}{\sigma_c}+\frac{H_2}{\sigma_a}\right)+\sqrt{\frac{D^2}{16}\left(\frac{H_1}{\sigma_a}+\frac{H_2}{\sigma_a}\right)^2+\frac{6\alpha}{100}\left(\frac{M_1}{\sigma_a}+\frac{M_2}{\sigma_a}\right)} \quad \cdots\cdots (5,3,42)$$

여기서

t;管두께(cm)

D;管의 內徑(cm)

H_1;靜水壓(kg/cm²)

H_2;水擊壓(kg/cm²)

M_1;外壓(路面 및 軌道荷重은 除外)에 의한 最大휨모멘트(kg·cm)

M_2;路面 및 軌道荷重에 의한 最大휨모멘트(kg·cm)

α;$\frac{\text{引張强度}}{\text{휨强度}}$로 表示된다(塩化비닐管은 0.55, 포리에치렌管은 0.75)

σ_a;許容引張應力度(kg/cm²) 表 5,3,17參照

表 5,3,17 σ_a의 값

管種 \ σ_a	內壓		外壓	
	靜水壓	水擊壓	土壓	路面荷重軌道荷重
塩化비닐管	170	250	170	250
포리에치렌管	90	140	90	140

表5,3,17의 許容引張應力度는 引張强度를 포리에치렌 管에서는 280kg/cm², 塩化비닐管은 500kg/cm²로 하고 安全率은 兩管 다 같이 土壓, 靜水壓의 경우 3.0 路面荷重, 軌道荷重 및 水擊壓의 경우 2.0으로 하여 求한 것이다. 撓性管이므로 內外壓에 대하여 安全하여도 그 管体의 變形量이 許容값 以內가 아니면 안된다. 管体의 許容偏平量은 塩化비닐管 포리에치렌管 모두 5%로 한다. 變形量의 計算은 式 (5,3,18)에 의하여 求한다.

5.3.4 管의 縱斷方向의 檢討

埋設管의 縱斷方向에 큰 휨모멘트가 加하여질 염려가 있는 경우에는 管의 縱斷方向의 强度에 대하여 安全한가를 確認하지 않으면 안된다.

一般的으로 埋設管에서는 되메운 흙이나 흙쌓기에 의한 荷重과 그 反力이 管의 縱斷方向의 어느部分을 取하여도 거의 均衡이 되어 있고 따라서 이 方向에는 휨모멘트는 加하여 지지 않거나 또는 대단히 작기 때문에 縱斷方向의 强度는 普通의 경우는 檢討하지 않는다.

그러나 自動車荷重이 加하여지는 경우나 管에 支台를 裝置하거나 이음매部分이 支点이 될 경우 等에서는 無視할 수 없는 휨모멘트가 管의 縱斷方向에 作用하는 경우가 있으므로 이런 경우에는 管体가 安全하게 견딜수 있는지 與否를 確認하여 必要하면 縱斷方向의 補强 管種의 變更 이음매의 構造나 位置 및 施工法等을 檢討하는等의 對策을 講究하지 않으면 안된다. 特히 小口徑管은 縱斷方向의 强度가 낮으므로 注意를 要한다.

管의 縱斷方向의 强度에 對하여는 다음式으로 그 安全性을 檢討한다.

여기서 $M_R \geq M \cdot S$ ..... (5, 3, 43)

M ; 管에 作用하는 縱斷方向의 휨모멘트

M_R ; 管의 縱斷方向의 抵抗휨모멘트

S ; 安全率 管의 種類에 따라 다르다 (5, 3, 3項 參照)

가. 管에 縱斷方向에 作用하는 휨모멘트

荷重으로서는 地表上의 過載荷重은 물론 土壓 管自重 管內 물무게도 고려하지 않으면 안된다. 內水壓은 벡타가 다르므로 고려할 必要가 없다.

(1) 支台위에 管을 敷設할 경우

① 可動이음매의 경우

單純보로서의 最大휨모멘트를 求하면 된다.

② 固定이음매의 경우

連續보로서의 最大휨모멘트를 求하면 된다.

(2) 管의 一部가 콘크리트로 固定된 경우

① 普通의 흙基礎인 경우

내다지보로하여 設計한다.

② 잘 다진 모래 基礎의 경우

彈性地盤上의 내다지보로 하여 設計한다.

(가) 集中荷重의 경우 (그림 5.3, 23)

最大휨모멘트는 固定部에 생기며 다음 式에 의하여 求한다.

$$M_A = -\frac{P}{\lambda} \frac{\sinh\lambda\ell\cos\lambda\ell + \cosh\lambda\ell\sin\lambda\ell}{\cosh^2\lambda\ell + \cos^2\lambda\ell} \quad \cdots\cdots (5, 3, 44)$$

여기서

λ ; 式 (5, 3, 50)과 같다.

(나) 等分布荷重의 경우 (그림 5, 3, 24)

$$M_A = -\frac{q}{2\lambda^2} \frac{\cosh^2\lambda\ell - \cos^2\lambda\ell}{\cosh^2\lambda\ell + \cos^2\lambda\ell} \quad \cdots\cdots (5, 3, 45)$$

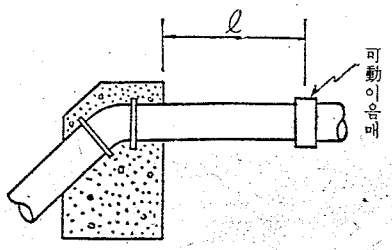


그림 5.3.22 管의 一部가 콘크리트로 固定되는 境遇

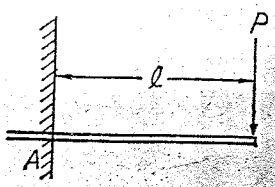


그림 5.3.23

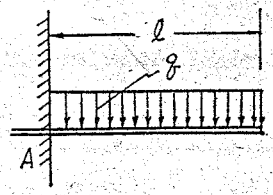


그림 5.3.24

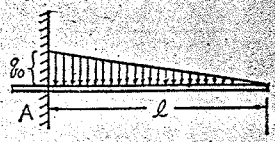


그림 5.3.25

(다) 三角形分布荷重의 경우(그림 5,3,25)

$$M_A=\frac{q_0}{4\lambda^2\ell}\cdot\frac{\sin 2\lambda\ell-\sin 2\lambda\ell+2\lambda\ell(\sinh^2\lambda\ell+\sin^2\lambda\ell)}{\cosh^2\lambda\ell+\cos^2\lambda\ell} \quad \cdots\cdots (5,3,46)$$

λ : 式 5.3.50)과 같다.

(3) 트럭荷重이 載荷될 경우

埋設管을 彈性地盤위에 敷設한 보로 보고 解析한다.

(가) $\lambda\ell>\pi$ 의 경우(無限길이의 보로 보고 設計한다)

自動車荷重의 흙속에서의 分布를 부우시네스크(Boussinesq) 公式에 의하여 求하면 두개의 後輪荷重에 의한 鉛直荷重의 分布가 重複하는 点의 깊이는 後輪間隔을 1.75m로 하였을 때 約 1.2m이다. 한편 路面下에 管을 敷設하는 경우의 埋設깊이는 一般的으로 1.2m~1.5m 일것. 또 重複하면 도리혀 安全側에 作用하는 것으로 車輪荷重의 重複은 無視하여 後輪 1 個에 대하여 생각한다.

$$M_D=M_{max}=2\sum_{i=0}^{n}\frac{P_i}{4\lambda}e^{-\lambda x_i}(\cos\lambda x_i-\sin\lambda x_i) \quad \cdots\cdots (5,3,47)$$

$$P_i=\sigma_i D\triangle x \quad \cdots\cdots (5,3,48)$$

$$\sigma_i=\frac{3}{2\pi}\frac{h^3}{(h^2+x_i^2)^{5/2}}P(1+i) \quad \cdots\cdots (5,3,49)$$

$$n=4\sqrt{\frac{kb}{4IE}} \quad \cdots\cdots (5,3,50)$$

여기서

M_o ; 彈性地盤위의 管에 생기는 最大휨 모멘트(kg, cm), 管의 中央 0点에 생긴다.

P_i ; 縱斷方向에 等間隔으로 分布시킨 鉛直荷重(kg), 但 P_o는 式(5,3,48)에서 求한 값의 1/2로 한다.

σ_i ; 縱斷方向의 等區間의 各中央点에 作用하는 鉛直荷重(kg), 부우시네스크公式으로 求한다.

K ; 地盤係數(kg/cm²), 略値로서는 表 5,3,18參照

I ; 管의 斷面二次모멘트(cm⁴)

E ;管材料의 彈性係數 (kg/cm²)

b ;管의 支持幅 $=D\sin\frac{Q}{2}$ (cm)

h ;地表面으로부터 管頂까지의 깊이 (cm)

x_i ;輪荷重의 載荷点으로부터 縱方向의 0点에서 P_i의 作用点까지의 距離

D ;管의 外徑 (cm)

i ;衝擊係數

θ ;基礎의 設計支持角 (°)

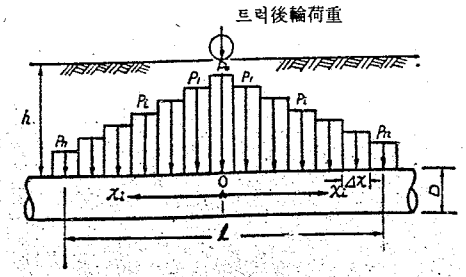


그림 5.3.26

表 5,3,16 地盤係數

單位 : kg/cm³

土 地	地 盤 係 數
모래(딱딱한것)	1.7~3.6
모래(느슨한것)	0.7
天然 흙	2~3
자 갈	3~4

(나) $\lambda\ell<\pi$의 경우(有限의 보로 생각한다)

管의 이음매部(고무輪을 사용한 이음매)를 自由받침으로 생각하고 다음에 記述하는 方法으로 最大휨모멘트를 求한다.

自動車荷重에 의하여 管에 作用하는 設計荷重은 前(가)項과 같다고 한다. 이 경우의 縱斷方向의 最大휨모멘트는 後輪直下에 생기고 그 값은 다음式으로 求한다.

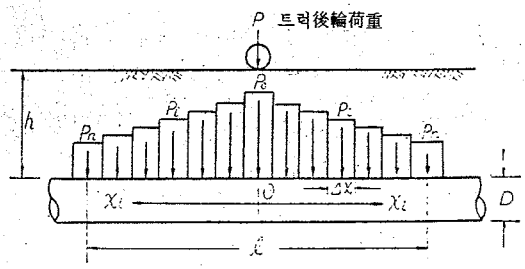


그림 5.3.27

$$M_o=M_{max}=\sum_{i=0}^{n}\frac{P_i}{2\lambda}\frac{1}{\sinh\lambda\ell+\sin\lambda\ell}\{\sinh\lambda x_i[\sin\lambda x_i+\sin\lambda(\ell-x_i)]+\sin\lambda x_i[\sinh\lambda x_i+\sinh\lambda(\ell-x_i)]+\cosh\lambda x\cos\lambda(\ell-x_i)-\cos\lambda x_i\cosh\lambda(\ell-x_i)\quad\cdots\cdots(5,3,51)$$

여기서

M_o;管에 생기는 最大휨모멘트 (kg·cm), 0点에 생긴다.

P_i)式 (5,3,48)에 의함. 但 P_o는 式 (5,3,48)에서 求한 값의 1/2로 한다.

λ ;式 (5,3,50)에 의한다.

ℓ ;管 1個의 길이

其他의 記號는 前項(가)와 같다.

나. 管의 抵抗휨모멘트

(1) 石綿시멘트管, 머크타일鑄鐵管(單一材料로써 構成되는 管)의 경우

$$M_R = \sigma_b Z \quad \cdots\cdots (5.3.52)$$

M_R;管의 抵抗휨모멘트 (kg·cm)

σ_b;管의 構成材料의 휨强度 表 5,3,19參照

Z;管의 斷面係數 (cm^3)

$$Z = \frac{\pi}{32} \cdot \frac{D^4 - d^4}{D}, \quad D;\text{管의 外徑} \quad d;\text{管의 內徑}$$

表-5,3,19 管材料의 휨强度 σ_b의 값

單位 : kg·cm²

管 種	σ_b	管 種	σ_b
石綿시멘트管	250	鋼管 SS 41	5,800
머크타일鑄鐵管	5,400	SM 41	5,800
塩化비닐管	900	STPY	5,800
포리에치렌管	370	SGP	4,300
		SGPW	4,300

(2) 遠心力鐵筋콘크리트管 및 로울러 轉壓鐵筋콘크리트管의 경우

$$M_R = \gamma \sigma_{ct} \left(2\gamma t + \frac{A_s n}{\pi}\right)\beta \quad \cdots\cdots (5,3,53)$$

$$\beta = \frac{1}{1+\cos\alpha}\left\{\frac{\{\sin\alpha + (\pi-\alpha)\cos\alpha\}\{\alpha(\frac{1}{2}+\cos^2\alpha) - \frac{3}{4}\sin 2\alpha\}}{\sin\alpha - \alpha\cos\alpha}\right.$$

$$\left. + \{(\pi-\alpha)(\frac{1}{2}+\cos^2\alpha + \frac{3}{4}\sin 2\alpha\}\right\} \quad \cdots\cdots (5,3,54)$$

$$\frac{n}{n}\,\frac{2\pi\gamma t + A_s n'}{2\pi\gamma t + A_s n'} = \frac{\sin\alpha + (\pi-\alpha)\cos\alpha}{\sin\alpha - \alpha\cos\alpha} \quad \cdots\cdots (5,3,55)$$

여기서

M_R;管의 抵抗휨모멘트

t ;管두께 (cm)

α :中立軸과 鉛直線과 이루는 角(°)

σ_{ct};管두께中心에서의 콘크리트의 引張應力 (kg/cm²)

A_s;縱鉄筋의 斷面積 (cm^2)

n ; $E_s/E_{ce}=10$

n' ; $E_s/E_{ct}=20$

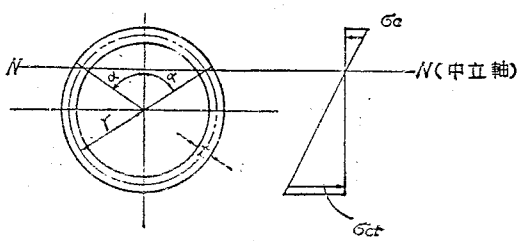


그림 5.3.28

(3) 프리스트레스트 콘크리트管의 경우

프리스트레스트콘크리트管에서는 普通 *PC*鋼線을 감았을때는 縱斷方向의 휨應力에 對한 檢討를하면 된다.

(가) 円形方向으로 감았을때 縱方向에 作用하는 휨모멘트에 의하여 코아콘크리트에 작용하는 線應力

$$\sigma_{cp}=0.16\,\sigma_{ct} \qquad \cdots\cdots (5,3,56)$$

여기서

σ_{cp};円周方向으로 감었을 때 縱方向에 作用하는 휨모멘트에 의하여 코아콘크리트의 縱方向에 생기는 線應力(kg/cm²)

σ_{ct};코아콘크리트의 円周方向프리스트레스 導入直後의 壓縮應力(kg/cm²)로서 σ_{ce}/η

σ_{ce};円周方向의 코아콘크리트 安定後의 프리스트레스(kg/cm²)

η ;安定後의 프리스트레스 有効率≒0.85

(나) 縱方向에 導入하는 有効프리스트레스

$$\sigma_{ct}=\sigma_{cp}-f_c \qquad \cdots\cdots (5,3,57)$$

여기서

σ_{ct};縱方向에 導入하는 有効프리스트레스(kg/cm²)

σ_{cp};式(5,3,56)에 의함.

f_c ;코아콘크리트의 円周方向 프리스트레스導入時의 許容휨應力(kg/cm²), f_c에 대해서는 30kg/cm²程度는 取할 수 있으나 安全을 보아 無視한다.

(다) *PC*鋼線에 의한 平均프리스트레스

1) 프리스트레스導入後의 *PC*鋼線 1個當의 引張力

$$F_{et}=\frac{F_{ei}}{1+n'\frac{aN}{A}} \qquad \cdots\cdots (5,3,58)$$

여기서

F_{et};프리스트레스導入後의 *PC*鋼線 1個當의 引張力(kg)

F_{ei};프리스트레스導入前의 *PC*鋼線 1個當의 引張力(kg)

n' ;導入時의 彈性係數比 $\frac{E_p}{E_{ct}}=6.7$

a ;*PC*鋼線 1個의 斷面積(cm²)

A ;코아콘크리트斷面積$=\pi\{(R+T)^2-R^2\}$(cm²)

N ;*PC*鋼線 使用個數

R ;管內半徑(cm)

E_{ci};코아콘크리트 프리스트레스導入時의 彈性係數

T ;코아콘크리트 두께(cm)

E_p ;*PC*鋼線의 彈性係數

π ;円周率

2) 프리스트레스導入後의 콘크리트의 平均壓縮應力

$$\sigma_{cit}=\frac{F_{it}N}{A} \qquad \cdots\cdots (5,3,59)$$

σ_{cit};프리스트레스導入後의 콘크리트의 平均壓縮應力(kg/cm²)

F_{it};프리스트레스導入後의 *PC*鋼線 1個當의 引張應力(kg/cm²)

N ;*PC*鋼線의 使用個數

A ;코아콘크리트의 斷面積(cm²)

3) 코아콘크리트內表面의 線壓縮應力

$$\sigma_c=\alpha\cdot\sigma_{cit} \qquad \cdots\cdots (5,3,60)$$

여기서

α ;코아콘크리트斷面에 있어서의 PC鋼線의 位置에 의한 프리스트레스 分布係數

σ_{ct};式 (5,3,59)에 의함.

따라서 $P.S.$ 콘크리트管의 경우는 以上의 計算結果에 의하여 $\sigma_c > \sigma_{ct}$ 를 만족하면 된다.

(參考) 트럭荷重이 載荷할 때의 檢討例

(1) $\lambda\ell > \pi$의 경우

① 設計條件

管徑 150mm의 鋼管을 道路의 中心線에 따라 路面下 1.2m에 敷設하고 $D-20$트럭이 走行할 경우를 보면

트럭後輪荷重 $P=0.4\times20,000\text{kg}=8,000\text{kg}$, $\Delta x=20\text{cm}$, 衝擊係數 $i=0.5$, 管두께 $t=0.5\text{cm}$, $E=2.1\times10^5\text{kg/cm}^2$, $I=807.1\text{cm}^4$, $Z=97.7\text{cm}^3$, 휨强度 $\sigma_b=4,000\text{kg/cm}^2$(SGP), 地盤係數 $K=1$, 支持角 $\theta=90°$, 이음은 熔接 ② 最大 휨모멘트의 計算

前記한 計算條件에 의하여 式(5,3,50)에 의하여 λ를 求하면

$$\lambda=\sqrt[4]{\frac{Kb}{4EI}}=\sqrt[4]{\frac{1\times11.3}{4\times2.1\times10^6\times807.1}}=6.39\times10^{-3}$$

管의 이음매는 熔接을 하기때문에 이 경우에는 $\lambda\ell>\pi$로 되어 無限보로 取扱한다. 管頂面에 分布하는 트럭 荷重의 分布(細分된 集中荷重)을 式(5,3,48)로 求하여, 그 荷重에 의한 最大휨모멘트를 式(5,3,47)로 求하여 整理한 結果는 表5,3,20과 같다.

表 5,3,20 分布荷重과 휨모멘트計算表

荷重點 \ 記號	xi	Pi	λx_i	$e^{-\lambda x_i}$	$\cos\lambda x_i$	$\sin\lambda x_i$	$\cos\lambda xi - \sin\lambda x_i$	$\frac{P_i}{4\lambda}e^{-\lambda x_i}$	P_i에의한點의 휨모멘트 $M_i=\frac{P_i}{4\lambda}e^{-\lambda x}(\cos\lambda x_i - \sin\lambda x_i)$
	cm	kg							
P_0	0	127.3	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000	4986.2	4980.2
P_1	20	115.9	0.1278	0.8800	0.9918	0.1275	0.8644	4092.4	3537.3
P_2	40	97.8	0.2557	0.7744	0.9675	0.2529	0.7146	2963.6	2117.8
P_3	60	72.9	0.3835	0.6815	0.9274	0.3742	0.5532	1942.7	1074.7
P_4	80	50.8	0.5113	0.5997	0.8721	0.4893	0.3828	1191.0	455.9
P_5	100	34.1	0.6391	0.5277	0.8026	0.5965	0.2061	703.2	144.9
P_6	120	22.5	0.7670	0.4644	0.7200	0.6940	0.0261	408.8	10.6

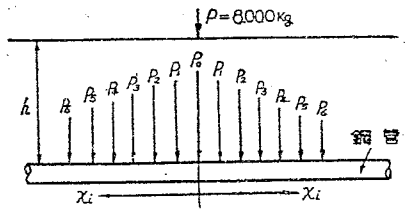


그림 5.3.29 트럭의 荷重分布

따라서 이 경우의 縱斷方向에 생기는 最大휨모멘트는 表 5,3,20에서 $M_{max}=M_{t=0}+2\sum_{t=1}^{n}M_t=19.662.8$ kg·cm 이다.

③ 安全率의 檢討

이 경우의 安全率은 式(5,4,43)과 (5,3,52)에서 $S=\frac{Z}{M}\times\sigma_b=\frac{97.7\times4,300}{19,662.6}=21>3.5$

따라서 安全하다.

(2) $\lambda\ell<\pi$의 경우

① 計算條件

管徑 300mm의 石綿시멘트管(1種)을 道路의 中心線에 따라 路面下 1.2m에 敷設하고 $D-20$트럭이 走行하는 경우를 생각한다.

管 1個 길이 400cm, 管두께 2.6cm, $E=2.6\times10^5$ kg/cm², $I=35777.0$cm⁴, $Z=2021.0$cm², 휨强度 $\sigma_b=250$kg/cm², 地盤係數 $K=3$, 支持角 $\theta=90°$, 트럭 後輪荷重 $P=20,000\text{kg}\times0.4=8,000$kg $\Delta x=20$cm

② 最大휨모멘트의 計算

$$\lambda=\sqrt[4]{\frac{Kb}{4EI}}\sqrt[4]{\frac{3\times24.9}{4\times2.6\times10^5\times35,577.0}}=6.70\times10^{-3}$$

$$\lambda\ell=6.70\times10^{-3}\times400=2.68<\pi$$

따라서 이 경우는 有限의 보로 取扱한다. 管頂面의 分布荷重도 이에 의한 휨모멘트를 式(5,3,45), (5,3,51)로 求한 結果는 表 5,3,21과 같다.

따라서 이 경우의 縱斷方向에 생기는 最大휨모멘트는 表 5,3,21에서

$$M_{max}=M_{t=0}+2\sum_{t=1}^{n}M_t=74,323.0\text{kg}-\text{cm}$$ 이다.

③ 安全率의 檢討

이 경우의 安全率은 $S=\frac{Z}{M}\sigma_b=\frac{2,021}{74,323}\times250=6.8>2.0$

따라서 充分히 安全하다.

5,3.5 이음매와 異形管

管의 이음매는 內外壓에 대하여 充分히 安全한 强度를 갖고, 漏水되지 않고 施工이 容易하며 또한 經濟的인 것이 아니면 안된다. 이음매는 一般的으로 可動性이나 伸縮性이 있는 것이 바람직하다. 파이프라인에 伸縮 其他의 變位 및 震動等이 予想되는 곳에는 可動이음매나 伸縮이음매를 設置하지 않으면 안된다.

異形管은 파이프라인의 屈曲, 分岐한 곳이나 固定하는 곳 등에 原則的으로 設置하지 안으면 안된다.

가. 管의 이음매는 强度 水密性 經濟性에 좋아야함과 同時에 施工技術의 差異에 의하여 强度나 水密性이 크게 달라서는 안된다. 例를 들면 遠心力및 로울러轉壓鉄筋콘크리트管의 A形管에 있어서의 카라이음매等은 避하고, 施工이 容易하고 確實性있는 이음매를 使用하도록 할 必要가 있다. 이 以外에 파이프라인이 예측치 못한 外力이나 變位에 대하여 安全하게 機能을 할수 있는 이음매는 可動性과 伸縮性이 있는 것이 바람직하다. 그러나 可動性 伸縮性을 增加시키면 管種에도 의하지만 强度, 水密性에 問題가 생기거나 高價로 되는 일이 있으므로 採用함에 있어서는 그 特性을 充分히 檢討할 必要가 있다. 一般的으로 可動이음매는 伸縮性도 있기 때문에 可動이음매를 使用하였을 경우에는 새로히 伸縮이음매를 하지 않아도 된다.

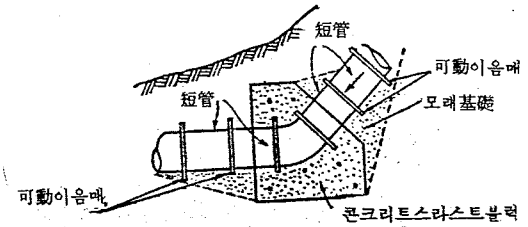


그림 5.3.30

나. 다음과 같은 곳에는 原則的으로 可動이음매를 使用한다.

(1) 構造物과의 連結이나 스라스트블록, 스탠드 및 制水밸브等의 連結部에는 短管을 삽입하여 可動이음매를 使用한다.

(2) 地盤의 急變, 道路, 堤防等의 橫斷, 其他 荷重이 急變하는 곳.

다. 管의 이음매가 伸縮性이 없는 다음과 같은 경우에는, 伸縮이음매의 삽입을 必要로 한다.

(1) 遠心力 및 로울러轉壓鐵筋콘크리트管의 A形管(모르타르고우킹이음매의 경우)

(2) 후랜지 이음매로하는 鋼管 더크타일 鑄鐵管

(3) 熔接接合을 한 鋼管

(4) T.S이음매로 한 塩化비닐管

(5) 패트熔接을 한 포리에치렌管

더욱 伸縮이음매의 간격은 埋設管의 경우 普通 100~400m로 하고 露出管에서는 20~30m간격으로 設置한다.

라. 可動이음매로 되어 있어 伸縮이음매 삽입이 必要없는 경우

고무바퀴를 사용하는 遠心力 및 로울러轉壓, 鐵筋콘크리트管, 石綿시멘트管, P.S콘크리트管, 더크타일 鑄鐵管

마. 屈曲이나 分岐個所는 파이프라인의 弱點이 되기쉽고 따라서 漏水事故의 염려가 많으므로 여기에는 條件에 적합한 曲管, T字管等의 異形管을 使用하지 않으면 안된다.

바. 可動이음매를 使用하여 管路의 曲線設置를 하는 경우에는 各 이음매의 設計휨角度는 그 이음매의 最大許容휨角度의 1/2以內로 한다.

〔參 考〕

各 管種의 一般的인 이음매의 種類 및 異形管은 다음과 같다.

(1) 遠心力 鐵筋콘크리트管 및 로울러轉壓鐵筋콘크리트管

① 이음매;소켙이음매(B形管) 이음매(900㎜以上 및 곤보를 다져넣어 接合하는 카라이음매가 있다. 파이프라인에서는 原則的으로 고무輪을 使用하는 소켙이음매의 인로形 이음매를 採用하는 것으로 한다. 이 두개의 이음매는 어느것이나 可動이음매, 伸縮이음매로 된다. 카라이음매는 사용해서는 안된다.

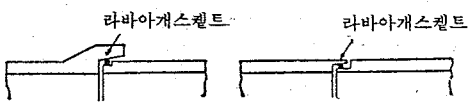
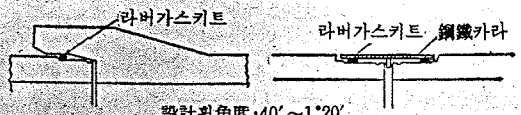


그림 5.3.31 遠心 및 로울러轉壓鐵筋콘크리트管의 이음매

② 異形管;壓力管用의 異形管은 鋼板으로 製作된다.

(2) P.S콘크리트管

① 이음매;단순나팔가스켓트이음매와 二重나팔가스켓트이음매가 있다. 普通의 경우는 前者를 使用하고 沈下가 予想되는 곳이나 接合角을 若干 크게하는 경우에는 後者가 適合하다. 어느것이나 可動 및 伸縮이음매로 된다. 前者에는 離脫防止用의 特殊形의 고무輪도 있다.



(a) 단순라버가스키트 이음매 (b) 二重라버가스키트 이음매

그림 5.3.32 PS콘크리트管의 이음매

② 異形管;P.S콘크리트管의 異形管은 大部分은 鋼板으로 만든다. 그 內外面은 原則的으로 모르타르被覆을 한다.

種類로서는 다음과 같은 것이 있다.

曲管(45°, 30°, 22½°, 11¼°) T字管, 空氣밸브用T字管, 해감빼기管, 短管, 片落管, 후랜지, 이음매管.

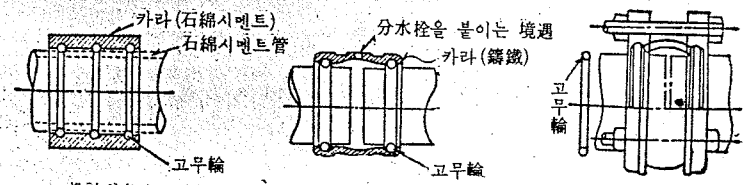
(3) 石綿시멘트管

① 이음매;石綿시멘트管의 이음매는 大別하면 카라이음매와 鑄鐵이음매가 있고 어느것이나 고무輪을 使用한 可動性 伸縮性의 이음매로 水密性도 좋다.

鑄鐵이음매는 고무輪을 두장의 후랜지와 볼트로 連結한 것이다. 카라이음매는 同口徑의 管의 이음매에 使用한다. 鑄鐵이음매는 異形管 밸브類等의 接續個所에 使用하는 것이 一般的이다. 特히 鑄鐵 이음매는 管破損時의 補修用으로 重用되며 他管에도 使用되지만 價格은 카라이음매 보다 高價이다.

空氣밸브나 給水栓을 連結하는 경우에는 그림 5,3,33의 B形 카라이음매와 같은 製品이 있다.

② 異形管;石綿시멘트管의 異形管으로는 管徑 450㎜以下는 鑄鐵製로, 管徑 500㎜以上은 鋼板製로 하며 다음과 같은 種類가 있다. 曲管(90°, 45°, 22½°, 11¼°) T字管, 十字管, 消火栓用管, 空氣밸브用管, 해감빼기管, 소켓트管, 후랜지붙침短管, 나팔管等이 있다.



(a) A形 카라 이음매 (b) B形 카라 이음매 (c) 鑄鐵이음매

그림 5.3.33 石綿시멘트管의 이음매

石綿시멘트管의 連結을 위한 挿口는 瓜形(1種管의 φ150㎜以下)와 筒形(全管種)이 있다. 또 鑄鐵管과의 連結을 위하여 受口短管, 挿口短管, 후랜지短管等 各種의 短管도 있다. 給水栓을 石綿시멘트管本管에 連結할 경우 管의 破損을 防止하기 위하여 반드시 새들(鑄鐵製)을 使用한다. 더욱 工期等의 關係로 鑄鐵異形管으로 할수 없을 때에는 管徑 450㎜以下에서도 鋼板製로 할수도 있다.

(4) 더크타일鑄鐵管

① 이음매;더크타일鑄鐵管의 이음매로서는 많은 種類가 있지만 一般的으로 권장되는 代表的인 이

음매만을 든다.

㉮ 메카니컬조인트;가장 代表的인 이음매로서 施工도 簡單하고 可動性이며 伸縮性이고 水密性이 높다. 特히 K形은 水密性이 높고 內外壓이 큰 大口徑管의 이음매로서 採用된다.

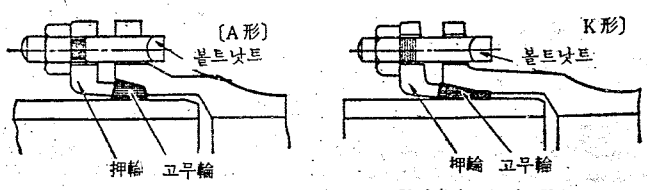


그림 5.3.34(a) 메카니컬조인트

㉯ 타이톤조인트;ϕ 250㎜以下에 使用되며 可動性 伸縮性이 있고 接合이 簡單하고 小口徑 에서는 메카니컬조인트와 同等하게 흔히 使用된다.

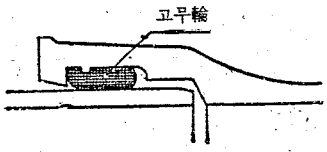


그림 5.3.34(b) 타이톤조인트

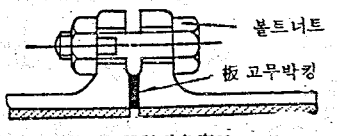


그림 5.3.34(c) 후랜지이음매

㉰ 후랜지이음매(遠心力 鑄造의 더크타일 鑄鐵管에서는 나사박은 후랜지)鑄鐵管의 이음매로서 옛부터 使用되고 있으나 現在에는 펌프配管 밸브類 其他 配管付屬品이나 裝置와의 連結等 特殊한 경우에 사용된다.

㉱ 內面조인트;ϕ 700㎜以上으로 管의 內面에서 이음매施工이 되도록 되어 있다.

실드工法의 터널內에 敷設하는 경우나 掘削 도랑나비가 좁고 이음매파기가 될 수 없을때 等에 사용한다. 特性은 메카니컬 조인트와 같다.

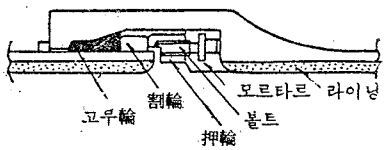


그림 5.3.34(d) 內面조인트(U形)

㉲ 離脫防止조인트;管이 離脫할 염려가 있을때만 사용한다. KF形은 ϕ 300~900㎜, UF 形 ϕ 1000~2400㎜의 離脫防止이음매이다. UF形은 管의 內部에서 이음매 作業이 된다.

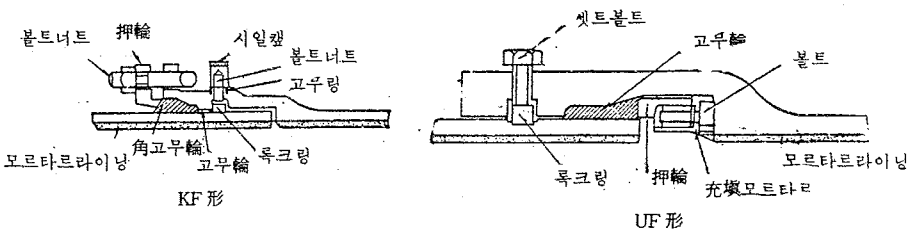


그림 5.3.34(e) 離脫防止조인트

② 異形管;曲管, T字管等을 總稱하여 異形管이라 부른다. 異形管은 遠心力鑄造가 되지 않기 때문에 普通의 立形鑄造法에 의해야 하나 非能率的이고 工期에 맞칠수 없어 鋼板製로 맞추는 경우가 있다. 鑄造法에 의하기 때문에 比較的 容易하게 任意의 管이 얻어지므로 鑄鐵管以外의 石綿시멘트管이나 P.S 콘크리트管의 異形管에도 使用한다.

異形管의 種類와 記號는 表-5,3,22에 表示하는 것과 같이 그 形狀치수는 여러가지가 있지만 現行實用管으로 되어 있다. 따라서 될수 있는한 實用管種을 사용토록하면 구하기도 比較的 容易하다.

表 5.3.22 鑄鉄異形管의 種類와 記號(實用管種)

種類		記号	種類		記号
十字管	三受十字管			A1号	
T字管	二受T字管		차단밸브副管	A2号	
片落管	受ケ			B	
	ケ受		후랜지付丁字管		
曲管	90°		泥土吐管		
	90°		이음바퀴		
	45°		短管	1号	
	22°1/2			2号	
	11°1/2			후랜지短管	
	5 5°/8		栓		
乙字管			나팔口		

(5) 銅 管

① 이음매

㉮ 熔接이음매;銅管의 이음매로서 가장 一般的으로 使用되는 工法이다.

熔接方法에 의하여 兩面熔接과 片面熔接으로 나누어지지만 콘 口徑管의 熔接은 普通 兩面 熔接을 한다.

片面熔接은 管의 內側에서 熔接이 안되는 小口徑等에 한다. 最近에는 熔接技術이 發達하여 强度, 水密性이 充分하고 作業이 迅速하므로 熔接이음매가 普及되고 있다.

㉯ 후랜지이음매;후랜지이음매는 펌프周囲配管, 밸브, 量水計붙침개소等 將來 點檢補修 代替等 때문에 分解가 予想되는 곳에 사용한다.

후랜지이음매에는 接合方法에 따라 熔接후랜지, 나사박은 후랜지, 遊合후랜지等 여러가지 있으나 原則的으로 熔接후랜지 이음매를 사용한다.

㉰ 드렛사이음매;가장 一般的으로 사용되는 形式이다.

망원경形에 比하여 管의 屈曲에 대한 許容量은 크지만 許容伸縮量은 작다.

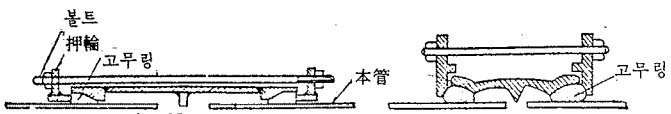
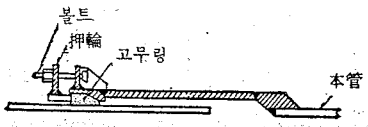


그림 5.3.35(a) 드랫사 이음매

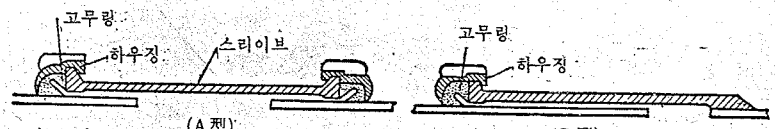
㉰ 망원경形이음매;伸縮量이 많은 場所에 使用한다.



設計휨角度;3°~5°

그림 5.3.35(b) 망원경形이음매

㉱ 빅도릭크로우자이음매;管의 屈曲에 대한 許容量이 特히 크다. 水密性 氣密性이 優秀하다.



設計휨角度;3°~6°　　設計휨角度;3°~6°

그림 5.3.35(c) 빅토릭 크로우자 이음매

② 異形管 : 水道用塗裝鋼管의 異形管에는 曲管(90°, 45°, 22½°, 11¼°의 4種類) 해감메기管, 후렌지短管, 맨홀管, 空氣밸브用管, 나팔管, 消化栓用管, 十字管, T字管, Z字管等이 있다. 이들 異形管의 形狀 치수는 KS에 規定되어 있다. 但 큰 口徑의 경우의 曲管에서는 現場熔接을 容易하게 하기 爲하여 敷設中心線의 角度에 맞춘 曲管을 製作하여 敷設하는 것이 좋다. 해감메기管이나 맨홀管은 다른 管材의 경우에도 鋼管材의 것이 많이 사용된다.

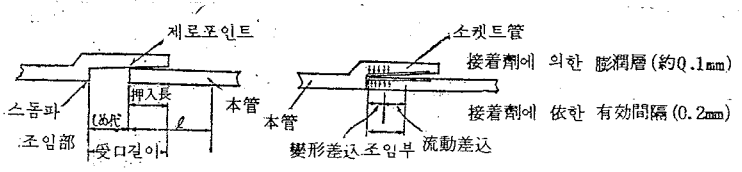
(6) 硬質塩化비닐管

硬質비닐管의 이음매에는 熔接劑를 使用하여 接合하는 이음매와 고무輪을 사용한 可動性, 伸縮性이 있는 이음매가 있다.

① 이음매

㉮ TS이음매:소켓트式의 이음매이고 소켓트의 內面과 挿入管의 外面에 接着劑를 塗布하여 管을 加熱하는일 없이 挿入만 한것으로 簡單하게 接合이 된다.

塩化비닐管의 가장 一般的인 이음매이다.



設計휨角度;0°

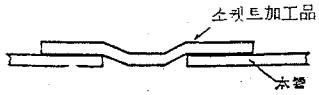
그림 5.3.36(a)—1 TS이음매 ϕ150㎜以下

㉯ 나팔링이음매 : 本管의 一端에 고무輪을 挿入할수 있는 홈이 있는 소켓트붙침의 直管으로 이것을 使用하면 管 한개 한개가 可動性으로 되어 管路中에 特別히 伸縮이음매를 挿入하지 않아도 된다.

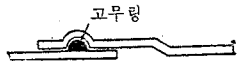
㉰ 드렛샤이음매 : 石綿시멘트管의 鑄鐵이음매와 同形으로 可動性, 伸縮性이 있다.

補修用으로서도 사용할 수 있다.

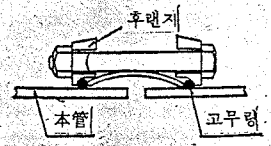
㉱ 메카니컬이음매 : 鑄鐵管이나 鋼管의 메카니컬조인트와 거의 같은 特性을 가지고 있으며 補修用으로서 有利하다.



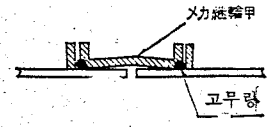
設計휨角度;0°
그림 5.3.36(a)-2 TS 이음매 b. φ200~φ500mm



設計휨角度;2°~3°
그림 5.3.36(b) (b) 나팔링이음매



設計휨角度;2°~3°
그림 5.3.36(c) 드랫사이음매

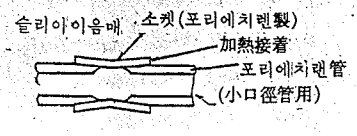


設計휨角度;1°~3°
그림 5.3.36(d) 후랜지 이음매

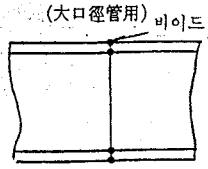
② 異形管;塩化비니루管의 異形管에는 소켓트, 異形소켓트, 曲管(90°, 45°, 22¼°) 후랜지付短管等이 있다.

(7) 포리에치렌管

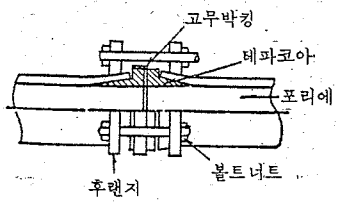
① 이음매 : 포리에치렌管의 接合에는 熔着이나 후랜지이음매가 사용되지만 口徑 75~1000mm에서는 맞댐熔着法이 가장 一般的으로 사용되고 있다.



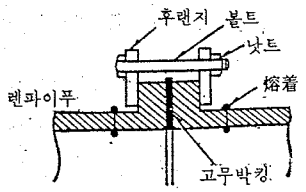
設計휨角度;0°
그림 5.3.37(a) 熔着슬리이 이음매



設計휨角度;0°
그림 5.3.37(b) 맞댐용접 이음매



設計휨角度;0°
그림 5.3.37(c) 후랜지 이음매



設計휨角度;0°
그림 5.3.37(d) 후랜지이음매

5.3.6 埋設도랑

管의 埋設, 도랑의 掘削에 있어서는 管頂部의 도랑나비는 管의 接合, 되메운흙의 다짐 作業의 安全, 其他 施工에 支障이 없는限 좁게 하지 않으면 안된다.

管의 이음매部의 基礎는 이음매 掘削을 함으로 因하여 이음매가 支點이 되어 管의 縱斷方向에 휨應力이 생기지 않도록 하여야 한다.

가. 掘削나비

掘削나비를 좁게 할수록 土工費가 적게 드는것은 물론이지만 아마스톤公式에서 複雜하게 나타난 바와같이 埋設깊이가 一定하면 管頂部의 도랑나비가 좁을 수록 管에 加해지는 土壓은 작아지기 때문에 管

体費의 輕減 및 管의 安全性을 높이는 것이 된다.

한편 管의 設置, 接合, 되메움 作業이 完全하며 安全하게 할수 있을만한 도랑나비를 確保할 必要가 있으므로 도랑나비는 管種, 管徑, 埋設깊이 等과 地盤의 狀況이나 工法等에 대하여 檢討하여 必要最少限의 나비로 하지 않으면 안된다.

나. 掘削깊이

所定의 埋設깊이와 基礎의 構造에 의하여 決定 한다.

埋設깊이의 標準은 5,3,1을 參照할 것.

다. 이음매部掘削

特히 小口徑의 不等性管에서는 이음매가 支點으로 되었을 경우에는 鉛直荷重에 의하여 큰 휨應力이 생겨 管이 折損되므로 注意를 要한다.

中·大口徑에서는 斷面係數가 크게 되므로 이음매가 支點이 되어도 큰 荷重이 아닌限 折損하는 경우는 적지만 鐵筋콘크리트管이나 石綿시멘트管等에서는 그 荷重으로 이음매가 破壞되는 경우가 있다.

따라서 中, 大口徑管에 있어서도 반드시 이음매部掘削을 한다. 또 鋼管에서는 熔接이나 塗裝을 容易하게 할수 있게 이음매部掘削을 作業條件이나 土質條件에 따라 하지 않으면 안된다.

「參考」 이음매部掘削의 一般的인 標準을 표시하면 다음과 같다.

(1) 고무輪을 가진 可動이음매의 경우

φ 900㎜以下	깊이 0.20m	길이 1.00m
φ 100~φ 1400㎜	〃 0.25m	〃 1.20m
φ 1500㎜以上	〃 0.30m	〃 1.30m

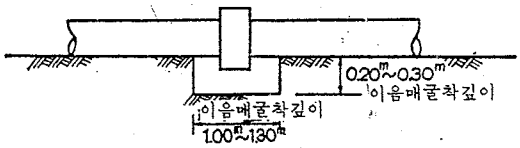


그림 5.3.38 고무바퀴를 使用한 一般 이음매 굴착

(2) 볼트 조임等의 作用을 要하는 경우

① 掘削나비 및 길이

口 徑	나비 (管側으로부터)	길 이
900㎜ 以下	0.6m	1.00m
1,000~1,400 以下	0.6m	1.20m
1,500㎜ 以上	0.6m	1.50m

② 掘削깊이 및 길이

口 徑	깊이 (바닥으로부터)	길 이
500㎜ 以下	0.4m	1.00m
600~1,400 以下	0.6m	1.20m
1,500㎜以上	0.6m	1.50m

(3) 鋼管의 이음매部 掘削

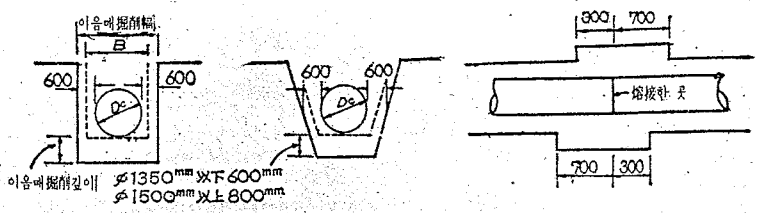


그림 5.3.39 鋼管의 이음매 掘削標準치수

(4) 말뚝박기를 施工하는 경우

이음매하는 곳의 必要나비를 가지고 말뚝박기를 全길이에 걸쳐 施工하는 것이 普通이다.

이 경우 必要한 增掘削깊이를 前各項에 준하여 確保하는 이음매部 掘削을 한다.

9.3.7 管의 基礎

埋設管의 基礎는 地盤의 狀態 荷重條件 및 管의 特性을 充分히 고려하여 施工이 容易하며 構造的으로도 安定하고 經濟的인 工法을 選定하지 않으면 안된다.

가. 外壓에 의하여 管体에 생기는 應力은 基礎의 狀態에 의하여 크게 相異하고 同一鉛直荷重의 경우 一點支持의 狀態가 가장 크고 支持나비가 넓을수록 작아진다.

따라서 管斷面에 생기는 應力을 될수있는限 작게 하기 위해서는 鉛直荷重을 管의 基礎地盤에 넓게 均等히 分布시키는 것이 必要하다.

一般的으로 파이프라인은 管의 이음매의 構造에 따라 差異는 있지만 地盤의 沈下에 어느程度 順應할 수 있는 것이다.

管의 沈下를 꺼리어 基礎杭木을 施工하여 予期以上의 土壓이 管体에 作用하여 管을 破壞하는일이 있으므로 注意를 要한다. 沈下가 予想되는 경우는 不等沈下를 防止하는 基礎工法을 採用하여 要所에 可動이음매나 伸縮이음매를 配置하는等 全体의 沈下에 順應시키는 것이 도리어 適切하다. 基礎의 不等沈下는 이음매에 故障이 생기거나 管의 縱斷方向에 큰 휨모멘트가 생겨 管을 破壞하는 일等이 있으므로 軟弱地盤이나 地盤의 急變部分等에서는 必要에 따라 置換하거나 可動이음매나 伸縮이음매를 設置하는等의 對策을 講究하지 않으면 안된다.

나. 管의 基礎工法으로서 一般的인 것은 아래와 같다. 이에 對하여 管의 設計條件, 基礎의 土質, 地下水의 狀態, 管의 種類, 施工方法이나 經濟性等을 고려하여 적절한 工法을 선정하지 않으면 안된다.

(1) 良好한 地盤의 경우

地盤이 良好한 砂質土의 경이에는 基礎地盤을 그대로 利用하는 흙基礎로 한다.

흙基礎에는 다음의 두 工法이 있다 ,

(가) 基礎面을 그림 5,3,40(*a*)와 같이 整形하여 直接敷設한다.

(나) 基礎를 15~20cm더 掘削하여 良質의 되메움흙으로 基礎바닥을 만들어 敷設한다.

(그림 5,3,40(*b*))

(2) 普通地盤의 경우

普通地盤에 管을 敷設하는 경우는 充分히 다진 모래(또는 良質土)를 그림 5,3,41에 表示하는 것과같이 샌드벳드를 敷設한다.

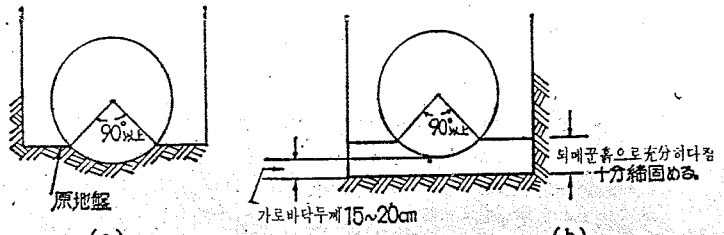


그림 5.3.40 흙基礎

이 때의 基礎바닥의 두께는 표-5,3,23의 값을 標準으로 한다.

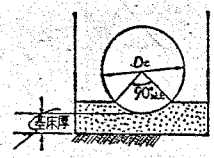


그림 5.3.41 모래基礎

표-5,3,23 기초바닥의 두께 標準

管 徑 (mm)	기초바닥두께 (cm)
200 以下	10 以上
250~450	15 〃
500~900	20 〃
1,000~2,000	30 〃
2,000以上	$0.2D_c$ 〃

註 D_c : 管外徑

(3) 岩盤의 경우

岩盤의 경우에는 그림 5,3,42에 표시하는바와 같이 여유있게 掘削을 하여 모래(또는 良質土)로 置換하여 充分히 다진 기초바닥(샌드벳드)을 敷設한다.

기초바닥의 두께의 표준은 다음과 같다.

흙쌓기 높이 7m 以下 : 기초바닥두께 30cm以上

흙쌓기 높이 7m 以上 : 1 m 增加時마다 4 cm式 기초바닥두께를 增加한다.

(4) 軟弱地盤의 경우

(가) 軟弱地盤은 原則的으로 모래로 置換한다.

軟弱地盤이 깊은 경우에는 普通 그림 5,3,43에 표시하는 것과 같이 管徑의 2-3倍의 나비를 갖는 기초바닥(샌드벳드)을 敷設한다.

이 경우의 施工支持角은 大口徑管에서는 180°, 小口徑管에서는 90°以上을 原則으로 한다. 기초바닥두께는 管外徑×0.3~0.7(cm), 但 50cm以上으로 한다.

(나) 모래置換이 困難한 경우에는 사다리 胴木基礎를 使用하는 경우가 있다.

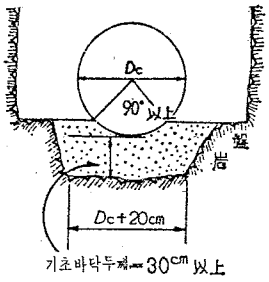


그림 5.3.42 岩盤의 境遇

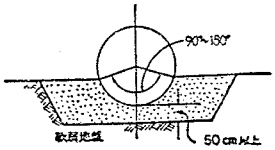


그림 5.3.43 軟弱地盤의 境遇

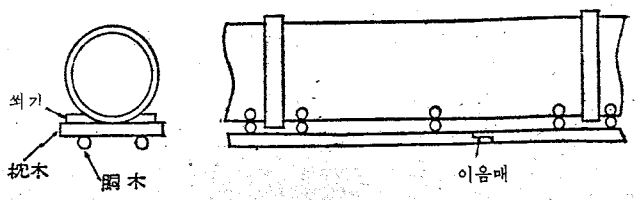


그림 5.3.44 사다리胴木基礎

이 工法은 胴木으로 不等沈下를 防止코저하는 것이지만 沈木이나 쐐기에 荷重이 集中되기 쉽기 때문에 注意를 要한다.

큰 荷重을 받는 기초로는 適當치 않다.

(5) 큰 荷重을 받는 경우

큰 荷重을 받는 管이나 敷設傾斜度가 큰 경우에는 콘크리트基礎가 一般的으로 사용된다.

콘크리트기초는 若干의 철근으로 補强하면 가장 完全한 基礎工으로 된다.

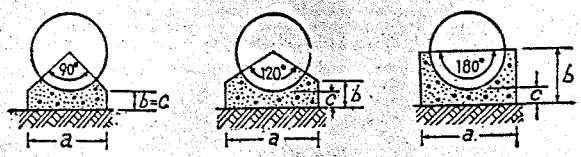


그림 5.3.45 콘크리트基礎

콘크리트의 기초의 표준치는 표-5,3,24와 같다.

표-5.3.24 콘크리트의 기초의 표준치수 (단위 : cm)

項目 \ 기초조건	90°			120°			180°	
管 徑(mm)	a	b	a	b	c	a	b	c
400	47	8	52	17	8	58	32	8
600	70	12	78	25	12	58	47	12
800	93	16	103	33	16	85	63	16
1,000	116	20	129	41	20	113	78	20
1,200	139	24	153	49	24	141	94	24
1,350	156	27	171	56	27	168	105	27
1,600	172	30	189	62	30	206	116	30
1,500	189	33	207	68	33	225	128	33
1,650	205	36	224	74	36	244	139	36
1,800	229	40	250	82	40	267	155	40

(註) 이표는 遠心力 철근콘크리트管, 로울러 轉壓 철근콘크리트管에 대하여 作成한 것이지만 石綿시멘트管, P.S콘크리트管에도 準用된다.

다. 기초에 대해서는 다음과 같은點에 留意하여야 한다.

(1) 기초공의 變化部分은 急變을 避하여 緩和區間을 設置하지 않으면 안된다. 緩和區間의 기초바닥面의 縱斷方向의 傾斜는 1 : 4 程度 以上으로 하다.

(2) 傾斜面에서는 管体가 미끄러져 내려 가는것을 防止하고, 地下水에 의한 洗掘防止를 위하여 止水壁을 設置한다.

止水壁의 間隔의 표준은 傾斜 15°以上은 管体 1個에 1個所, 10°~15°에서는 2~3個에 1個所, 5° 未滿은 必要하다고 認定될때 設置한다. 止水壁에는 不等性의 粘質土를 사용한다

(3) 스탠드, 스라스트블록, 制水밸브, 맨홀 監査筒等의 接續部에는 短管을 사용하여 可動이음매로 함과 동시에 모래기초로 한다.

(4) 管体는 原則的으로 原地盤에 埋設한다. 할수없이 흙쌓기中에 埋設하는 경우에는 充分히 轉壓한後에 埋設한다.

5.3.8 되메움

되메움은 良質土를 사용하고 管底로부터 管頂까지는 特히 정성것 다지지 않으면 안된다.

가. 되메운흙은 充分히 다진 良質土를 사용해야 할 것이며 조약돌(玉石) 岩片, 粘土, 凍結한 흙 및 草木根等의 有機物을 包含하는 흙을 사용해서는 안된다.

나. 管바닥 附近의 되메운흙이 充分히 다져지지 않으면 自由밭침의 경우에는 期待하는 支持角이 얻어지지 않을 염려가 있다.

또 管의 側面의 되메꿈흙을 充分히 다지면 큰 水平受動土壓이 期待된다. 이들의 條件에서 管底 에서 管頂附近까지의 되메운흙의 다짐은 管体의 安全에 크게 영향을 주므로 이 部分에 대해서는 特히 정성스러운 다짐을 할 必要가 있다.

다. 되메운흙의 一層의 두께는 정성드려 다지는 경우 10~15cm, 其他의 경우 20~30cm로 한다. 다지는 데는 나무메, 람마, 바이부레터 또는 덤핑로울러等이 사용되지만 구석部는 다짐棒等으로 정성것 施工한다. 管의 兩側을 될수있는限 均等하게 되메우도록 注意하여 管에 큰 충격을 주거나 管의 浮上이나 옆으로 흔들리지 않도록 注意하지 않으면 안된다.

라. 되메운흙에 모래를 사용하는 경우는 물다짐이 效果的인 경우가 있다.

마. 로울러나 불도저等으로 管위를 다지는 경우는 管위를 적어도 60cm以下 前項(다)의 方法으로 다진 後부터 로울러를 走行시키지 않으면 안된다.

5.3.9 스라스트블록

가. 파이프라인의 屈曲部 分岐部 管路端部, 制水밸브部 其他 管이 移動할 염려가 있는 곳에는 必要에 따라 스라스트블록(콘크리트支台)을 設置하여 完全히 固定하지 않으면 안된다.

(1) 管路의 方向이 變하는 경우

曲管, T字管等에 의하여 管의 敷設角度를 變化시키는 곳

(2) 管徑이 變하는 場所

片落管, 異徑管과 같은 管徑의 變化가 있는 곳

(3) 管路末端이 閉鎖되는 곳

(4) 스라스트가 加해지는 밸브類 設置個所

나. 스라스트블록의 設計方法

스라스트블록을 設計함에 있어서는 管의 曲屈의 方向에 의하여 다음의 安全條件을 滿足시키지 않으면 안된다.

(1) 管이 水平方向으로 屈曲하는 경우

滑動에 대한 檢討

$$R_H \geq SP' = SR_H \quad \cdots\cdots (5,3,61)$$

沈下에 대한 檢討

$\sigma_{B1} \geqq \sigma S_f$ ..... (5, 3, 62)

R_H : 水平方向抵抗力 = (불록表面의 마찰저항) + (불록背面의 受動土壓) (t)

P' : 橫方向의 스라스트 = P_H (t)

σR_V : 불록바닥面의 地盤의 許容支持力 (t/m^2)

σ_V : 불록바닥面에 加하여 지는 荷重

= {(불록위의 되메운흙에 의한 鉛直土壓) + (스라스트불록의 自重) + (불록에 감겨지는 區間의 管內水重)} + (불록바닥面積) (t/m^2)

S : 安全率 (>1.5)

p'는 다음式에 의하여 求한다.

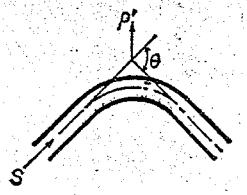


그림 5.3.46

$$p' = P_H = 2(pa_c + \frac{aW_w V^2}{g}) A_{in} \frac{Q}{2}$$

..... (5, 3, 63)

여기서

a_c : 管外徑의 斷面積 (m^2)

p : 內壓 = 靜水壓 + 水擊壓 (t/m^2)

a : 流水斷面積 = $\frac{\pi D^2}{4}$ (m^2)

D : 管內徑 (m)

W_w : 管內의 물의 單位重量 $1.0t/m^3$

V : 管內平均 流速 (m/s)

π : 円周率

σ_V는 다음式에 의하여 求한다.

$$\sigma_V = \frac{W}{A} = \frac{W_1 + W_2 + W_3}{A}$$ ..... (5, 3, 64)

$$W_1 = WH_1A$$ ..... (5, 3, 65)

$$W_2 = W_b$$ ..... (5, 3, 66)

$$W_3 = W_F + \frac{\pi D^2}{4} \ell W_w$$ (5. 3. 67)

여기서

W : 스라스트불록 바닥面에 加해지는 全荷重 (t)

W_1 : 스라스트불록위의 되메운흙에 의한 鉛直土壓 (t)

W_2 : 스라스트불록自重

W_3 : 曲管類 및 물의 무게 (t)

A : 스라스트불록의 바닥面積 (m^2)

H_1 : 스라스트불록 윗面까지위 깊이 (m)

W : 흙의 單位重量 (t/m^3)

W_b : 스라스트불록單位重量 (t/m^3)

V : 스라스트불록의 부피 (m^3)

W_F : 曲管類의 무게 (t)

ℓ : 스라스트불록에 감겨진 管의 길이 (m)

D : W_w ; 式 (5, 3, 63)과 같다.

(2) 管이 鉛直方向으로 屈曲하는 경우의 安定條件 滑動에 대한 檢討

$R_H \geqq SP_H$ ..... (5, 3, 68)

浮上에 대한 檢討 : (上向스라스트를 받는 경우만 고려한다)

$R_V + W \geqq SP_H$ ..... (5, 3, 69)

沈下에 대한 檢討

$$\sigma_{RV} \geqq S\sigma_{\cdot V} \quad \cdots\cdots (5,3,70)$$

R_H : 水平方向抵抗力 = (볼록바닥面의 마찰저항) + (볼록背面의 受動土壓) (t)

여기서

P_H : 스라스트의 水平分力 (t)

R_V : 볼록側面의 主動土壓에 의한 마찰 저항 (t)

W : 式 (5, 3, 64)와 같음.

P_V : 스라스트의 鉛直分力 (t)

σ_{RV} : 式 (5, 3, 62)와 같음.

σ_V : 스라스트볼록바닥面에 加해지는 荷重 (t/m^2)

S : 安全率 (>1.5)

P_H 및 P_V의 計算은 다음式으로 求한다.

$$P_H = p' \sin\left(\frac{O}{2} \pm B\right) \quad \cdots\cdots (5,3,71)$$

$$P_V = p' \cos\left(\frac{O}{2} \pm B\right) \quad \cdots\cdots (5,3,72)$$

여기서

O : 曲管의 曲角度 (°)

B : 曲折部와 水平과 이루는 角度 (°)

p' : 式 (5, 3, 63)과 같다.

式中의 記號는 그림 5, 3, 47에 의함.

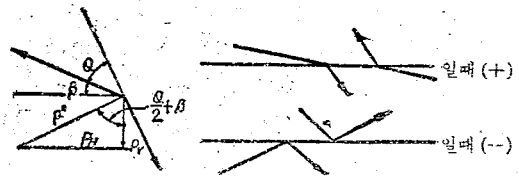


그림 5. 3. 47

스라스트볼록바닥面의 마찰저항力은 다음式에 의한다.

$$R_{H1} = fW \quad \cdots\cdots (5,3,73)$$

f : 스라스트볼록 바닥面과 흙의 마찰係數 = 0.5

W : 式 (5, 3, 64)와 같다.

스라스트볼록背面의 受動土壓은 다음式에 의한다.

$$R_{H2} = \frac{1}{2} w B_b (H_2^2 - H_1^2) \tan^2 (45^\circ + \phi\ 12) \quad \cdots\cdots (5,3,74)$$

여기서

R_{H2} : 스라스트볼록背面의 受動土壓 (t)

W : 흙의 單位重量 (t/m^3)

B_b : 스라스트볼록背面의 나비 (m)

H_2 : 스라스트볼록 바닥面부터의 깊이 (m)

H_1 : 스라스트볼록 上面으로부터의 깊이 (m)

$\tan^2 (45 + \phi\ 12)$: 受動土壓係數

ϕ : 흙의 內部마찰角

R_V 의 값은 다음式으로 求한다.

$$R_V = \frac{1}{2} w U f (H_2^2 - H_1^2) \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad \cdots\cdots (5,3,75)$$

여기서

U : 스라스트볼록側面의 周長 (m)

f : 스라스트볼록 바닥面과 흙과의 마찰係數 = 0.5

ϕ : 흙의 內部마찰角 (°)

H_1 : 스라스트볼록上面까지의 깊이 (m)

H_2 : 스라스트볼록 底面까지의 깊이 (m)

W : 흙의 單位重量 (t/m^3)

σ_V의 값은 다음式으로 求한다.

上向스라스트의 경우

$$\sigma_V = \frac{W}{A} \quad \cdots\cdots (5,3,64)와 같다.$$

下向스라스트의 경우

$$\sigma_v = \frac{W + P_v - R_v}{A} \quad \cdots\cdots (5,3,76)$$

여기서

W : 式 (5,3,64)에 의함　R_v : 式 (5.3,75)에 의함　P_v : 式 (5,3,72)에 의함

「參考」

(1) 地盤의 許容支持力

地盤의 許容支持力의 大槪의 標準값

表—5,3,25　　地盤의 許容支持力의 標準값　　(單位 t/m²)

土　　質	水平支持力 (水平方向)	地 耐 力 (垂直方向)	土　　質	水平支持力 (水平方向)	地 耐 力 (垂直方向)
軟弱한실트, 泥土	0.5~2	1~4	粘土섞인자갈	20~25	40~50
실　　트	5~10	10~20	粘土섞인자갈과거치	25~30	50~60
軟　粘　土	5~8	10~15	른모래의固結層		
固　粘　土	10~13	20~25			
粘土섞인 粘 土	10~15	20~30			
거 치 른 모래	15	30			

(2) 밸브類의 스라스트불록設置의 參考

밸브類의 固定을 위한 스라스트불록의 與否는 表—5,3,26을 參考로 하여 決定하면 된다.

表—5.3.26　　밸브類用 스라스트불록設置의 標準

靜水壓 (kg/cm²)	固定을 必要로 하는 밸브의 치수
7.5 以上	全 치수
7~4	200 mm 以上
4 以下	300 mm 以下

(3) 異形管에 생기는 滑動力 : 表—5,3,27 5,3,28에 石綿시멘트管 및 더크타일 鑄鐵管路의 異形管部에 있어서의 水壓 1kg/cm²當의 滑動力을 표시한다.

表 5.3.27　石綿시멘트管의 異形管部에 생기는 滑動의 힘

(水圧 1 kg/cm² 當)　単位 : t

呼 径 (mm)	十字管또는管端	90° 曲管	45° 曲管	22·1/2° 曲管	11·1/4 曲管
50	0.039	0.054	0.030	0.015	
75	0.071	0.100	0.054	0.028	
100	0.121	0.171	0.092	0.047	
125	0.184	0.260	0.141	0.072	
150	0.260	0.368	0.199	0.102	
200	0.460	0.651	0.352	0.179	0.090
250	0.716	1.013	0.548	0.279	0.140
300	1.018	1.440	0.779	0.397	0.200
350	1.386	1.959	1.060	0.541	0.272
400	1.810	2.559	1.385	0.706	0.355
450	2.273	3.215	1.740	0.887	0.446

500	2.790	3.950	2.140	1.090	0.547
600	4.000	5.660	3.070	1.560	0.784
700	5.000	7.070	3.830	1.950	0.980
800	6.530	9.240	5.000	2.550	1.280
900	7.830	11.060	5.990	3.050	1.533
1,000	9.640	13.640	7.380	3.760	1.889
1,100	11.650	16.480	8.920	4.550	2.283
1,200	13.890	19.650	10.630	5.420	2.722
1,350	17.580	24.860	13.450	6.860	3.446
1,500	21.700	30.680	16.610	8.460	4.253

(註) ① 本表의 값은 第一種管의 管두께로 計算되고 있으나 2, 3 및 4種에도 이 값을 사용하여 計算하여도 別差없다.

② 이表의 값은 다음式으로 計算한다.

$$p' = 2\,p_{ac}\,\sin\frac{O}{2} \qquad \cdots\cdots (5,3,63)$$

③ 計算例

D=500 mm水平으로 45°의 角度로 敷設한 水壓 4.5kg/cm²일 때의 曲線部의 橫間스라스트 表-5,3,37에서 D=500 mm 45° 曲管의 欄의 水壓 1kg/cm²에 대한 滑動力을 求할 때 2.14ton이다. 따라서 橫方向스라스트는

$P_H = p' = 2.14 \times 4.5 = 9.63$ton 이다.

表-5.3.28 더크타일鑄鉄管의 異形部에 생기는 滑動의 힘

(水圧 1 kg/cm² 当　　単位: t

呼径 (mm)	90° 曲管	45° 曲管	22·1/2°曲管	11·1/4°曲管	5·5/8° 曲管	盲　蓋
75	0.062	0.034	0.027	0.008	0.005	0.068
100	0.111	0.060	0.031	0.016	0.008	0.109
150	0.249	0.135	0.069	0.035	0.017	0.224
200	0.441	0.239	0.121	0.062	0.030	0.380
250	0.693	0.375	0.191	0.096	0.048	0.579
300	0.998	0.540	0.275	0.139	0.069	0.818
350	1.360	0.736	0.375	0.189	0.094	1.099
400	1.775	0.960	0.490	0.247	0.123	1.423
450	2.247	1.217	0.620	0.312	0.156	1.786
500	2.774	1.502	0.765	0.386	0.192	2.190
600	3.996	2.162	1.102	0.555	0.277	3.125
700	5.437	2.943	1.500	0.756	0.376	4.220
800	7.103	3.844	1.960	0.987	0.491	5.489
900	8.990	4.865	2.480	1.249	0.621	6.925
1,000	11.10	6.006	3.062	1.543	0.767	8.511
1,100	13.43	7.269	3.706	1.867	0.929	10.28
1,200	15.98	8.652	4.411	2.222	1.105	12.19
1,350	20.22	10.94	5.580	2.811	1.399	15.39
1,500	24.97	13.52	6.889	3.472	1.727	18.97
1,600	28.43	15.39	7.812	3.952	1.966	21.38
1,650	30.24	16.36	8.344	4.204	2.092	22.73
1,800	35.95	19.45	9.926	4.999	2.487	26.82
2,000	44.40	24.03	12.25	6.172	3.070	33.36
2,200	53.71	29.08	14.82	7.468	3.715	40.36
2,400	63.89	34.58	17.63	8.881	4.418	47.52

(註) 本表의 값은 JWWA 規格等에 대한 것이다.

5.3.10 橫 斷 工

파이프라인이 道路, 鐵道 및 河川等을 橫斷하는 경우는 그 部分의 構造 및 施工方法에 대하여 關係者와 充分한 協議를 한後에 適切하게 決定하지 않으면 안된다.

道路, 鐵道, 河川等을 橫斷할 때에는 法令等으로 그 施設의 管理者와의 協議가 義務化되어 있는 일이 많다. 따라서 橫斷部分의 構造나 施工方法에 대해서는 이들의 施設과 파이프라인의 安全性이나 經濟性等을 고려하면서 施設의 管理者等과 充分히 協議하여 決定하지 않으면 안된다. 또한 特別히 協議를 要하지 않는 施設을 橫斷하는 경우라도 上記에 準한 고려下에 橫斷部分을 適切히 設計, 施工하지 않으면 안된다.

가. 道 路 橫 斷

道路를 굴착하여 파이프라인을 敷設하는 方法과 推進工法에 의하여 施工한 굴에 파이프라인을 끼우는 方法이다.

어떤 工法을 擇하느냐는 橫斷하는 곳의 地形 地質, 施工의 難易, 經濟性, 交通狀況等에 의하여 決定한다.

最近에는 車輛의 交通量도 增加되고 있으므로 長期間 交通을 遮斷하는 것은 困難하므로 一般的으로 굴 推進工法을 擇하도록 되어 있다. 特殊한 경우에는 큰 口徑管을 시일드工法에 의하여 터널을 設置하여 이 속에 管을 敷設하는 일도 있다. 또 鋼管이나 더크타일(ductile) 鑄鐵管에는 칼집관 (鞘管)을 必要로 하지 않는 推進工用의 管이 있다.

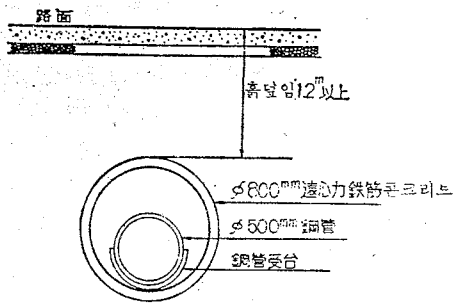


그림 5.3.48 칼집管推進工에 의한 道路橫斷例

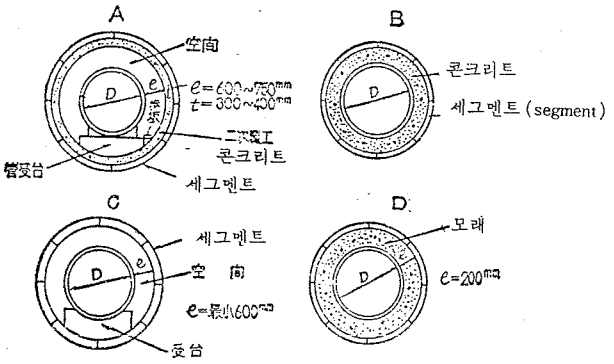


그림 5.3.49 시일드工法에 의한 橫斷例 (大口徑管에 適用)

나. 鐵 道 橫 斷

軌道위의 荷重이나 震動이 直接 管에 전달 되지 않게 保護工속에 넣는 工法을 取하는 것이 原則이고 保護工으로서는 軌道아래를 굴착하여 鐵筋콘크리트의 函渠 또는 管의 兩側에 鐵筋콘크리트 옹벽을 築造하는 것과 推進工法이 있다.

굴착은 列車進行의 障害도 되고 作業에도 危險이 따르므로 最近에는 推進工法에 의하여 施工한 굴안에 파이프라인을 敷設하는 方法이 一般的으로 取하여 지고 있다.

다. 河 川, 水 路 橫 斷

一般的으로 水管橋가 維持管理에 便利하고 施工이 容易하여 經濟的인 것이 많다. 파이프라인이 小口徑의 경우는 道路橋(永久橋)에 添加도 고려할 必要가 있다. 河底橫斷은 一般的으로 水管橋의 架設이 困難한 경우에 行하여 진다. 河川바닥을 굴착 또는 시일드工法에 의하여 管을 埋設橫斷하는 것이나 河川바닥의 洗掘 및 不等沈下에 대하여 充分히 注意하지 않으면 안된다.

表—5. 3. 29 시일트工法에 의한 管敷設方式의 比較

項 目	A	B	C	D
세그멘트의 外徑	最小D+1800㎜	最小D+600㎜	D+1.200+200㎜※	D+400+300㎜※
點 檢 補 修	內外面 共히 可能 維持管理上 最良	內面에만 可能	內外面 共히 可能	內面에만 可能
地盤의 不等沈下	피복공에 다소 균열이 생겨도 管에는 피해가 없다	콘크리트에 균열이 생긴 경우, 無塗裝의 鋼管外面은 부식의 염려가 있다.	세그멘트에 充分한 强度와 水密性이 必要	피복工에 균열이 생겨도 管에는 미치지 않는다
工 費	A>B≒C	A>B≒C	A>B≒C	D<C

注) * 세구멘트의 두께

5. 3. 11 防 蝕

파이프라인에 사용하는 金屬管의 內外面은 塗裝 또는 라이닝을 하여 必要에 따라 電蝕防止의 措置를 講究하지 않으면 안된다. 또 强酸性地盤에 시멘트를 材料로 하는 管을 埋設하는 경우에는 管의 外面에 腐蝕防止의 塗裝을 하지 않으면 안된다.

가. 金屬管은 酸化腐蝕을 防止하기 위하여 外面은 塗裝, 內面은 塗裝 또는 모르타르라이닝等을 한다. 規格品의 鑄鐵管類, 鋼管類에는 普通의 경우 充分한 耐蝕性을 갖인 塗料가 塗裝되어 있으므로 特殊한 條件의 경우 以外는 特別한 塗裝은 必要없다. 强酸, 알카리의 土質이나 地下水 또는 海水의 영향을 받는 경우에는 그에 대한 措置가 必要하게 된다. 또 特殊한 경우로서는 金屬管에서 迷走電流에 의한 電蝕의 問題가 있다.

一般的으로 電蝕의 염려가 있는 곳에서는 石綿시멘트管이나(P. S콘크리트)管等을 사용하는 것을 原則的으로 한다.

鋼管 金屬管을 사용하지 않으면 안될때에는 狀況을 充分히 調査한 후에 適當한 電蝕防止의 措置를 講究하지 않으면 안된다. 電氣鐵道가 橫斷하는 곳에서 電蝕의 염려가 있을 경우는 專門電氣技術者가 充分히 調査를 하여 適切한 對策을 講究하지 않으면 안된다. 電蝕의 對策은 敷設後의 管의 對地電位, 電流等의 詳細한 調査에 의하여 正確히 行하여질 것이지만 設計時에 미리 對策을 豫定하여 두는 것이 必要하다 一般的으로 水道管의 事例에 의하면 鋼管이 鑄鐵管보다 電蝕被害를 받기 쉽다고 한다.

電蝕防止法에는 다음과 같은 方法이 있다.

(1) 絶緣物에 의한 管의 被覆

아스팔트系 或은 코울타르系等의 塗料를 사용하여 管의 外周를 完全히 被覆하여 漏電流의 流出入을 防止하는 方法으로 管敷設後 被覆의 損傷有無를 確認하고 損傷이 있을 때에는 잘 修理하고 되메움을 하지 않으면 안된다.

(2) 絶緣이음法

이음매는 絶緣物을 挿入하여 管路의 電氣抵抗을 크게하여 管에 流入하는 漏電流를 減少시킨다.

(3) 選擇排流法 또는 直接排流法

管이 레일에 對하여 正電位가 되는 場所에 있어서 管과 變電所의 負極, 負給電源 또는 레일과를 抵抗의 導線을 가지고 電氣的으로 接續하고 그 사이에 選擇排流器를 挿入하여 管을 흐르는 電流가 直接 大地에 流出하는 것을 防止하고 이것을 一括하여 레일에 歸流시키는 方法을 取한다.

(4) 强制排流法

管과 陽極接地体와의 사이에 電線을 設置하여 「電源→排流線→陽極接地体→大地→管→排流線→電源」인 電氣回路를 形成하고 管에서 流出하는 電流를 消滅하는 流入電流를 만들어 電蝕을 防止하는 方法이다.

(5) 低電位金屬体의 接續埋設法

이것은 管에 直接 또는 絶緣導線을 가지고 알은 標準單極電位를 갖는 金屬(亞鉛, 마구네슘, 알미늄等)을 接續하여 兩者間의 固有電位差를 利用하여 接續한 管에 大地를 通하여 外部로부터 電流를 供給하는 一種의 强制排流法이다.

나. 强酸性의 흙이나 地下水에 시멘트(알카리性)로된 管(遠心力鐵筋콘크리트管, 로울러轉壓鐵筋콘크리트管, P. S콘크리트管, 石綿시멘트管)이 接하는 管은 점차로 腐蝕당하므로 瀝靑材等을 사용하여 外面을 完全히 塗裝하지 않으면 안된다.

5.4 附帶構造物

5.4.1 一 般 事 項

파이프라인의 組織으로서 機能을 發揮시키기 위해서는 必要에 따라, 取水工, 펌프設備, 配水槽, 分水施設, 調壓施設, 通氣施設, 安全施設, 管理施設, 調整池 및 水管橋等의 附帶構造物을 設置한다.

가. 파이프라인은 그 使用目的, 地形, 送水方式, 灌漑方法, 水路形式 및 制御方法等의 條件에 따라 所要의 附帶構造物이 適所에 配置되어 비로서 組織으로서의 機能이 發揮된다. 配置되어야할 附帶構造物의 種類와 그 規模는 計劃에 의하여 各各 相異하지만 最近의 一般的 傾向으로서 시스템化에 의한 물管理의 合理化와 自動化에 의한 省力化가 要望된다.

이 때문에 計劃을 樹立함에 있어서는 個個의 施設의 工學的機能과 함께 用水의 利用形態 및 栽培体系, 營農形態까지도 包含한 多角的인 檢討가 되지않으면 안된다. 파이프라인의 特徵으로서는 組織으로서의 콘트롤 내지는 시스템化가 實現하기 쉬운 反面, 融通性이 적고. 計劃時의 設定條件에 支配되어 利用方法의 變更을 위한 組織의 改變이 比較的 困難한 缺點도 있기 때문이다.

나. 取水工은 파이프라인의 始點이고 河川 또는 水路에서 分水하는것, 溜池等의 貯水施設에서 取水하는것, 地下水의 利用等 그 形態는 多樣하지만 土砂, 먼지 및 空氣의 流入은 몹시 不利하므로 開水路에 比하여 엄격한 設計上의 配慮가 要求된다.

다. 灌漑地區보다 높은 地點에 水源을 얻을 수 있는 경우에는 自然落差를 利用한 送配水가 되지만 낮은平地의 파이프라인 또는 高地에 送水하는 경우等은 펌프壓送에 의하는 것이 普通이다. 이 경우 펌프가 組織의 一環으로서 充分히 그 機能을 發揮하기 위해서는 機種의 選定에서 各種의 制御에 이르기까지 調和가 取해진 計劃樹立이 바람직 하다.

라. 펌프揚水에 의한 파이프라인組織에서는 地區內의 高位部에 配水槽를 設置하여 送配水의 中繼點으로 하는 경우가 많다. 閉鎖形의 파이프라인에서는 配水槽가 唯一한 開放部로 되므로 그計劃이 適正을 잃우면 制御의 어려움等 不便한 問題가 많다.

마. 파이프라인組織에 있어서 各水利用블록의 使用條件에 따라 恒常 適切한 分水量을 確保하는 것은 가장 重要한 問題點의 하나 이다. 特히 地形이 複雜하여 末端壓을 갖추기 어려운 경우, 對象作物의 種類가 多樣하여 灌漑方法이 相異한 경우, 或은 對象으로 하는 地區面積이 널리 分散되어 있는 경우 等에는 充分한 豫備的 檢討가 必要하다.

바. 파이프라인의 延長이 길고 또는 路線中의 高低差가 큰 경우에는 壓力調整을 하여 管路上流部의 水壓을 維持하고 計劃最大分水量을 確保하고 동시에 剩餘壓力을 調整하여 파이프의 保護와 適正한 末端壓의 確保를 도모하지 않으면 안된다.

사. 管內에 空氣가 混入하면 흐름을 阻害하고 또는 에어햄마를 일으키는等 不合理한 問題가 많다. 特히 農業用의 파이프라인에서는 管內를 空虛로 하는 機會가 많으므로 排氣에는 特別한 配慮가 必要하다. 또 地形落差가 損失水頭를 上廻하는 配管條件에 있어서는 部分的으로 內壓이 正에서 負로 변하여 不安定한 사이폰作用을 일으킨다. 이와 같은 경우에는 逆으로 管內에 空氣를 吸入시켜주는 것이 必要하다.

아. 펌프의 急停止나 分水管의 急閉鎖等 操作運營上의 原因으로 異常한 壓力變動이 생기면 파이프의파열, 操作機器의 破損等의 事故를 招來할 염려가 있다.

이들 問題에 對處하기 위하여 체크밸브, 安全밸브, 減壓밸브等의 安全施設을 各各 必要로 하는 地點에 配置한다.

자. 파이프라인의 特性을 살려 施設의 效率的인 運用을 하기 위해서는 幹, 支線 및 末端에 適當한 量水計의 設置가 바람직 하며 또 施設의 機能을 充分히 發揮시키기 위해서는 모래, 먼지等을 容易하게 排除할 수 있는 裝置도 必要하다.

農業分野에 파이프라인이 普及하게 된 理由로는 用地問題라든지 大型機械의 走行의 便利等 많은 有利性을 들수 있으나 在來의 開水路方式에 비하여 送配水의 制御가 쉽고 農業의 裝置化와의 要望에 合致되고 있는것이 가장 큰 特徵이라 할 수 있다. 따라서 파이프라인의 制御시스템에 대해서는 農業의 近代化, 經營의 合理化를 위한 基盤으로서 그 地區의 條件에 適合한 方法을 選定하는 것이 重要하다.

차. 물 利用計劃의 樹立에 있어서 水路系中에 適宜의 調整池 또는 溜池等의 水量調整施設을 組合하므로써 流量의 時間的인 制約을 解消하여 보다 合理的인 물 管理를 達成할 수 있는 경우가 있다. 特히 水資源의 有效利用이 切實히 要望되고 있는 現在로서는 事前에 容量配分의 比較設計를 充分히 하여둘 必要가 있다.

一般論으로서는 溜池等의 調整施設의 設置에 의하여 그灌漑블록에 있어서의 물 利用의 自由度는 크게 改善될것으로 생각된다.

카. 파이프라인이 河川 水路 또는 道路를 넘어야할 機會가 적지 않다. 이 경우 管体自体를 主보로 하는 파이프빔 또는 파이프아취, 管体와 補强部材와를 가지고 構成하는 水管橋 및 既設橋梁을 利用하여 架設하는 架管形式의 것等이 있다.

어느경우에도 埋設部分과 管橋部分의 結合에는 充分히 注意를 기울려 不等沈下等에 의한 이음매의 脫落 或은 折損等의 위험이 없는 構造로 하지 않으면 안된다.

5.4.2 取 水 工

파이프라인의 取水工의 設置에 있어서는 最低水源水位의 경우에도 計劃取水量이 正確하게 取水되고, 土砂, 먼지, 空氣等의 流入을 防止하도록 留意하지 않으면 안된다.

가. 取水工은 最惡의 取水條件의 경우에 있어서도 計劃流量이 確保되도록 고려하지 않으면 안된다. 例를 들면 開水路에서 파이프라인으로 取水하는 곳에서는 開水路의 水位를 恒常 一定하게 保存토록 施設을 사용하면 開水路의 通水量이 어떻게 變化하여도 一定한 水位條件에서 파이프라인에서는 恒常計劃流量을 取水할 수가 있다. 水位調整施設이 없는 開水路나, 貯水池 또는 調整池에서 파이프라인에 取水하는 경우에는 最低水位라도 計劃流量이 取水되는 位置(標高)에 取水工을 設置하는것이 必要하다.

나. 流入口의 形狀은 一般的으로 파이프라인의 管徑과 同一하게 하지만 流入速度의 制限때문에 直四角形斷面으로 할 경우도 있다. 即 浮遊物이나 土砂의 流入을 피하기 위하여 流入速度는 一定한 範圍內에 制限할 必要가 있고, 特히 水源이 河水路와 같은 경우에는 流入口의 斷面을 크게 取하여 流入速度를 작게 하지 않으면 안된다. 이와 같은 경우에는 流入口의 斷面을 擴大한 直四角形의 連續水路를 設置한다.

流入速度는 原則的으로 表-5.4.1의 範圍로 하는 것이 바람직 하다.

다. 管內에 浮遊物이 流入하면 流路를 閉鎖하거나 밸브類에 附着하여 動作을 不能케 하는等의 障害가 많기 때문에 開水路, 貯水池, 調整池等의 開放施設에서 파이프라인의 流入部에는 그 全面을 덮을 수 있는 防塵스크린을 設置하지 않으면 안된다. 防塵스크린의 構造는 流下하는 먼지의 種類와 量 取水工의 構造, 灌漑方法等에 따라 다르지만 特히 散水灌漑를 目的으로 하는 경우는 微細한 먼지까지 除去하는 것이 必要하다. 一般的으로 取水口 前面에 鋼鐵製의 格子形狀의 스크린頭部를 下流에 約70° 傾斜지게 設置하지만 大規模인 것은 動力에 의하여 스크린網을 回轉시켜 걸린 먼지를 自動的으로 排除하는 機構의 것도 있다.

라. 파이프라인의 流入口에는 取水量의 調節 때문에 原則的으로 밸브 또는 게이트를 設置한다. 이들의 밸브 또는 게이트는 使用條件에 適合하고 安全하며 正確히 作用하고 經濟的이며 또한 維持管理가 容易한 것이 아니면 안된다.

一般的으로 流入口가 圓形斷面의 경우에 슬루스밸브形의 것이 사용된다. 이것은 게이트가 門扉와 門틀이 별도로 되어있는데 대하여 밸브는 外函과 門扉가 一体로 되어 게이트와 같이 現場에서 調整組立하는等의 번거로움이 없어서 便利하다. 그러나 流入口의 斷面이 直四角形의 경우에는 말할것도 없이 슬루스게이트形의 構造로 한다.

마. 空氣가 管內에 混入하면 흐름을 阻害할뿐만 아니라 不合理한 壓力變動을 일으킨다. 또 流入口의 直下流에서는 흐름의 收縮에 의하여 局部的인 壓力低下를 일으키기 쉽다. 이 때문에 파이프라인으로의 流入口의 게이트 또는 밸브의 後方에는 空氣의 排除 또는 供給하기 위한 通氣孔의 設置가 必要하다.

排除 또는 供給할 空氣量을 理論的으로 決定하는 方法은 아직 解明되어 있지 않으나 經驗的 으로는 다음式으로 求한다.

$$Qa/Qw=0.04(F-1)\ 0.85 \cdots\cdots (5.41)$$

여기서,

Qa : 所要空氣量(m^3)

Qw : 流入水量(게이트開放度를 80%로 하였을 때의 流量 m^3/Sec)

F : 게이트直下流의 縮流部에서의 후로우드數

($F=V/\sqrt{gh}$ V : 流速, h : 射流의 水深)

通氣孔內의 許容風速(普通30m/Sec程度로 한다)

이 주어지면 通氣孔의 口徑이 求해진다.

特殊한 경우以外는 通氣孔의 口徑을 最小25㎜, 最大150㎜程度로 하면 充分하다.

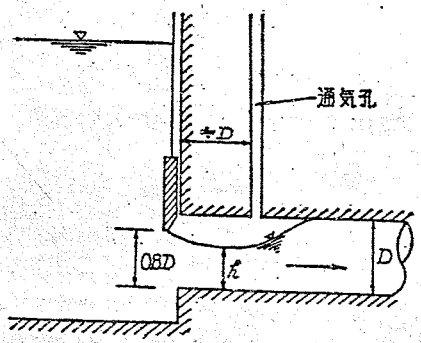


그림 5.4.1 通氣孔의 位置

바. 파이프라인內에 土砂가 流入할 염려가 있을 때에는 沈砂池를 設置한다.

(1) 沈砂池의 設計條件은 原則的으로 다음과 같다.

最小沈砂粒徑 0.3㎜ 限界沈降速度 0.032m/sec

濁水의 比重 1,064 設計平均流速 0.3m/sec

(2) 最小沈砂粒徑의 土砂를 沈積시키는데 必要한 沈砂池의 길이는 다음式에 의하여 求한다.

$$L=K\frac{h}{u}V \cdots\cdots\cdots\cdots (5.4.2)$$

여기서

L : 沈砂池의 最小길이(m)

K : 安全係數(=1.5)

h : 沈砂池의 平均水深(m)

U : 最小沈砂粒徑의 限界沈降速度(m/sec)

V : 沈砂池內의 平均流速(m/sec)

沈砂池의 最高水位은 原則的으로 取水本線(開水路)의 最低水位以下로 定하는 것이 바람직하다.

사. 末端의 물 利用이 高度化하여 電磁밸브等, 各種의 制御機器가 使用되게 되면 流水中에 包含되는 모래, 먼지等의 微粒子의 排除가 重要한 課題로 된다.

이 때문에 前述한 스크린이나 沈砂池外에 簡單한 濾過裝置를 하던가 管路中에 스트레이너(여과기)를 挿入하는 等의 方法에 의하여 懸濁狀態의 粒子까지 될수 있는限 除去하는 配慮가 必要하다.

小規模의 것은 流入部에 透水性의 파이프를 接續하여 一定期間마다 交換하는 方法이 採用되며 또 流水의 遠心力을 利用한 먼지除去裝置도 考案되어 있다.

5 4. 3. 펌프設備

펌프設備의 計劃에 있어서는 물 利用計劃上 要求되는 流量 및 最大揚程을 基礎로 하는外에 送配水組織, 水量의 變動幅, 管理條件 및 制御方法等을 고려할 必要가 있다.

가. 計劃水量의 變動幅과 펌프臺數

計劃上의 諸條件에 따라 다르지만 組織容量이 크고 또한 時間的인 水量의 變動이 클 때에는 複數臺의 펌프를 設置하는 것이 有利한 경우가 많고, 不意의 事故에 대한 保安上으로도 便利하다.

上水道関係에서는 流量과 設置臺數의 견지에서 2 m³/min까지는 2臺, 1.5~7m³/min까지는 3臺, 6m³/min以上일 때에는 4臺以上의 펌프의 並列運轉으로 하고, 이中에서 1臺는 豫備 또는 補助的인 小型펌프로 하고 있다. 一般的으로 送水停止에 의한 問題의 有無等 施設의 重要度에 의하여 펌프의 數를 줄이지만 流量의 變動幅이 30%以上 미칠 때에는 複臺數의 펌프를 設置하는 것이 바람직하다.

나. 口 徑

펌프의 吸入口徑은 流出水量과 吸入口의 流速에 의하여 決定되고 吸入口의 流速은 1.5~3.0m/sec를 標準으로 하나 原動機의 回轉數 吸入實揚程等을 고려하여 決定한다.

$$D=146\sqrt{Q/V} \cdots\cdots\cdots\cdots (5.\ 4.\ 3)$$

여기서

D : 펌프의 吸入口徑(mm)

Q=펌프의 流出水量(m³/min)

V : 吸入口의 流速(m/sec)

但 渦流펌프에 대하여는 口徑 500mm

JIS에서는 示方流出量과 吸入口徑의 関係는 表 5, 4, 2와 같이 定하고 있다.

表—5. 4. 2 渦流펌프의 示方流出水量과 吸入口徑과의 관계

吸入口徑	流出한 水量範囲 (m³/min)	
	50 사 이 클	60 사 이 클
40	0.10~ 0.20	0.11~ 0.22
50	0.16~ 0.32	0.18~ 0.36
65	0.25~ 0.50	0.28~ 0.28
80	0.40~ 0.80	0.45~ 0.45
100	0.63~ 1.25	0.71~ 0.71
125	1.00~ 2.00	1.12~ 1.12
150	1.60~ 3.15	1.8 ~ 1.8
200	2.5 ~ 5.0	2.8 ~ 2.8
250	4.0 ~ 8.0	4.5 ~ 4.5
300	6.3 ~ 12.5	7.1 ~ 7.1
350	8.0 ~ 16.0	9.0 ~ 9.0
400	10.0 ~ 20.0	11.2 ~ 11.2
500	16.0 ~ 31.5	18.0 ~ 18.0

다. 全揚程

펌프의 全揚程은 實揚程과 吸入管路 및 流出管路의 損失水頭로써 定해진다. 即

$$H=ha+\Sigma ht+ho \cdots\cdots\cdots\cdots (5.\ 4.\ 4)$$

여기서

H : 全揚程(m)

ha : 實揚程(m)

Σht : 管路의 損失水頭(m)

ho : 管路末端의 殘留水頭(m)

라. 펌프의 特性

펌프는 計劃條件에 가장 適合한 特性을 發揮할 수 있게 比較回轉度 및 運轉方式을 定하는 것이 必要하다.

$$N_s = N\frac{Q1/2}{H3/4} \cdots\cdots\cdots\cdots (5.\ 4.\ 5)$$

여기서

N_s : 比較回轉度

N : 펌프의 規定回轉數(rpm)

Q : 펌프의 規定流出水量(兩吸入의 경우는 $\frac{1}{2}$로 한다. m^3/min)

H : 펌프의 規定全揚程(多段펌프의 경우는 1段當의 揚程(m))

表—5. 4. 3 펌프의 形式과 N_s와의 關係

펌 프 의 形 式		N_s
터어빈 펌프	單段式 片吸入 및 兩吸入型	100~250
	多 段 式	120~200
벌류우트펌프	單 段 式 片 吸 入 型	100~450
	單 段 式 兩 吸 入 型	120~750
	多 段 式	120~200
斜 流 펌 프	橫 軸, 竪 軸	700~1,200
軸 流 펌 프	橫 軸, 竪 軸	1,200~2,000,

N_s가 작은 펌프는 水量變化가 많은 用途에 有利하고 N_s가 큰 펌프는 揚程變化가 많은 用途에 有利하다.

表—5 4. 4 各種펌프의 特性의 比較

項 目		A	B	C	D	E	F
		터어빈펌프	보류우트 펌프(N_s小)	보류우트 펌프(N_s大)	斜流펌프	軸流펌프	斜流, 軸流 펌프 (可動날개)
揚程曲線	右下降傾斜의 傾向	가장緩, 途中에 산이 되는 경우가 있다	A와 거의 같음 N_s가 클수록 急하다	B보다 크다.	C와 E의 中間	傾斜가急하고 途中에 不連續이 생기는 경우가 있다	固定날개와 거의같으나 傾斜는 緩和하게 된다
	締切揚程과 規定揚程의 比	110~120%	110~130%	130~150%	140~200%	200~300%	200~300%
	揚程의 變化에 대한 水量의 變化	大	大	若干大	C와 E와의 中間	小	固定날개보다. 大

軸動力曲線	揚水量0의動力과 規定水量의 動力의 比	40~60%	40~60%	60~90%	80~130%	160~250% 締切運轉 不可	一定 締切運轉 可能
	締切點에서	最 小	最 小	最 小	—	最 大	—
	規定水量以上에서	增 大	增 大	별로 눌지 않는다. 若干내려가는 경우 도 있다	減 少	減 少	—
	曲線의 形狀	比較的緩和	比較的緩和	B보다 작고 若干急	C와 E의 中間	山이急	全體的으로 緩和
	曲率이좋은範囲	넓 다	넓 다	넓 다	C와E의中間	좁 다	대단히넓다
吸入性能		좋 다	좋 다	B→E로	나빠진다	나쁘다	固定날개와 같다
締切運轉		된 다*	된 다*	된 다*	된 다**	안된다	된 다

注) *: 高揚程의 펌프에서는 温度上昇이 일어나므로 長時間의 締切運轉은 되지 않는다.

**: 長時間의 締切運轉은 좋지 않다.

마. 펌프의 選擇

펌프의 形式은 標準特性을 고려하여 다음 事項에 의하여 定한다.

① 全揚程이 6m以下이고 口徑 200㎜以上의 경우는 斜流 또는 軸流펌프를 標準으로 한다.

② 全揚程이 20m以上 또는 口徑이 200㎜以下의 경우에는 渦流펌프를 標準으로 한다.

③ 吸入 및 實揚程이 −6m以上으로 되는 경우 또는 口徑이 1,500㎜를 넘는 斜流 或은 軸流펌프는 竪軸을 標準으로 한다.

④ 깊은 우물 경우에는 水中 모타펌프 또는 보아호올펌프를 使用한다.

바. 펌프動力의 決定

軸動力은 다음式에 의하여 求한다.

$$P=16.3\gamma QH/\eta \cdots\cdots\cdots\cdots (5.\ 4.\ 6)$$

여기서

P : 펌프의 軸動力(KW)

γ : 물의 單位重量(kg/ℓ)

Q : 펌프의 流出水量(m^3/min)

H : 펌프의 全揚程(m)

η : 펌프의 效率(%)

原動機의 出力은 軸動力에 表−5. 4. 5의 값을 標準으로 하는 餘裕를 보아 다음式에 의하여 구한다.

$$P_N=\frac{P}{\eta_t}(1+\alpha) \cdots\cdots\cdots\cdots (5.\ 4.\ 7)$$

여기서

P_N : 原動機出力(KW)

P : 펌프의 軸動力(KW)

α : 餘裕係數(表—5. 4. 5)

η_t : 動力의 傳達效率

表—5. 4. 5 原動機出力의 餘裕係數

原動機의 種類 / 펌프의 形式	電動機		內燃機關	
	揚程의 變化가 比較的 적은 경우	揚程의 變化가 比較的 많은 경우	揚程의 變化가 적은 경우	揚程의 變化가 比較的 많은 것
渦流펌프高揚程	0.15	0.20	0.20	0.30
〃 中.低揚程	0.10	0.15	0.15	0.20
斜流펌프	0.15	0.20	0.25	0.30
軸流펌프	0.20	0.25	0.30	0.35

動力의 傳達效率은 傳達方式에 의하여 다음과 같다.

直結의 경우 1.0

平톱니바퀴 驅動의 경우 0.92~0.95

平벨트 驅動의 경우 0.9

하스바 또는 야마바톱니바퀴 0.95~0.98

V벨트 驅動의 경우 0.95

사. 펌프用 電動機

펌프運轉用 電動機에는 다음의 機種이 사용된다.

① 바구니形 誘導電動機

② 巻線形 誘導電動機

③ 同期電動機

④ V. S모타(渦電流이음매붙침 바구니形誘導電動機)

以外 直流電動機도 사용되지만 高價이므로 普通은 採用되지 않는다.

펌프의 始動時에 있어 電動機에 要求되는 토오크는 全負荷토오크에 대하여 普通 20%前後이고 加速에 의하여 토오크는 增加하나 그 程度는 펌프의 種類에 따라 틀린다. 따라서 펌프用바구니形 電動機에 대해서는 낮은 스립의 效率이 좋은 電動機를 使用하는 것이 普通이다. 不必要하게 큰 始動토오크를 갖는 電動機는 不利하다.

電源容量에 대하여 리아크톨始動을 고려하지 않으면 안될 경우는 電壓降下에 대하여 充分한 始動토오크를 發生할 수 있는가에 대하여 留意하여 不合理한 경우에는 巻線形誘導電動機를 採用해야 할 것이다.

電源容量이 適當히 크고 速度制御를 할 必要도 없고 또 始動度數도 적을 경우에는 바구니形電動機 또는 同期電動機를 使用해야 한다. 同期電動機는 力率이 좋고 電力經濟上 極히 效果的인 경우가 있다. 速度制御를 할 必要가 있는 경우에는 巻線形誘導電動機가 가장 많이 사용된다. V. S모터는 制御性이 좋으나 現在에는 一般的으로 巻線形보다 高價이다.

電動機에 適當한 플라이 휘일(flywheel)을 附設함으로써 워타햄마(水撃)의 防止效果를 얻을 수가 있다.

아. 펌프의 制御方式

펌프操作의 合理化의 第1段階는 우선 運轉의 自動化를 들수 있다. 水位 또는 壓力의 變化에 對應하여 作動하는 ON—OFF制御는 가장 簡單한 自動化이고 相當히 옛부터 採用되고 있다. 다음에 送水條件

에 대한 諸要求, 例를 들면 末端의 使用條件에 따라 水壓이나 流量을 自動的으로 調節한다거나 펌프의 運轉臺數를 自動的으로 選擇하는等의 要求가 높아져 왔기 때문에 各種의 自動化技術을 驅使하며 不安定한 人爲操作을 排除하고 피드백(feedback)을 隨伴한 自動制御에 의한 最適値制御의 方法을 取하게 된다. 펌프를 自動化하는 경우, 自動化의 內容과 程度는 펌프設備의 規模, 使用目的, 使用條件(使用流量의 變動範囲, 使用壓力의 許容範囲等) 및 經濟性等에 의하여 決定한다.

自動化의 程度에 따라 이것을 大別하면

① 半自動式(one-man control)

② 全自動式(no-men control)의 二種으로 나눈다.

半自動式은 始動 또는 停止指令만을 人爲的으로 하고 途中의 시이켄스(Sequence : 연속) 動作이 自動的으로 이루어지는 方式이다. 運轉中에는 運轉員이 常駐하고 各種의 保護裝置, 計器를 監視하여 必要한 對應操作을 한다. 이 方式은 多數의 펌프設備를 少數의 人員으로 管理하는 경우나 遠隔地에 分散하는 二次加壓펌프를 主펌프場에서 遠隔操作하는 경우等에 採用된다.

全自動式은 始動, 停止操作부터 送水量의 制御에 関한 諸調節까지 모든 操作이 設定計劃에 의하여 檢出機器의 指示에 따라서 自動的으로 이루어지는 方式이다. 따라서 人爲的으로는 困難한 精密한 調整操作이 自動的으로 이루어져 手動操作이나 人爲的判斷에 의한 過誤가 없고, 適期 適量給水의 條件에 合致하는 것이지만 使用目的에 의하여 壓力流量等의 檢出機構와 그의 傳達, 指令方法에 充分한 配慮가 必要하게 된다.

펌프의 制御는 그 目的에 의하여 壓力制御, 流量制御, 水位制御等이 있고 또 制御의 一般的인 方法으로서 臺數制御, 回轉數制御, 밸브開度制御 및 壓力탱크法等을 들수 있다.

(1) 壓力制御

壓力制御는 給水端의 水壓을 一定하게 또는 一定한 範囲內로 維持코저 할때에 使用되고 一般的으로 다음과 같은 方法에 의한다.

① 臺數制御, ② 回轉數制御, ③ 制水밸브의 開度制御, ④ ①, ②의 併用에 의한 制御, ⑤ ①, ③의 併用에 의한 制御, ⑥ ①, ②, ③의 併用에 의한 制御, ⑦ 壓力탱크에 의한 制御

이들의 各種方法은 各各 得失을 가지고 있으므로 水壓 및 流量의 變動範囲, 時間的 變動狀況, 變動速度 및 送水條件 安定의 重要度等에 의하여 適切한 方法을 選定하지 않으면 안된다.

(가) 臺數制御는 揚程이 같은 펌프數臺를 並列로 하여 流出側에서 流量(또는 壓力)檢出을 하여 末端의 使用條件의 變動에 따라 펌프의 運轉臺數 및 그 選擇을 自動的으로 하는 方法이다. 이 方法은 使用流量의 變動이 크고 그 變化가 緩慢한 경우等에 있어서 比較的 簡單히 運轉을 할 수가 있다. 따라서 使用水量이 計劃피이크(peak)流量에 比較하여 時期別 或은 1日의 稼働時間中에 大幅的으로 變動하는 경우에는 效率이 좋은 펌프運轉과 물 管理를 保證할 수 있는 시스템으로, 主로 大規模 菜蔬地帶等의 펌프計劃에 가장 適合한 方法이다.

(나) 回轉數制御는 給水端壓力을 檢出하거나, 또는 流出壓力과 流量에서 間接的으로 給水端壓力을 求함으로써 使用水量의 變動에도 不拘하고 給水端壓力을 一定하게 保持토록 펌프驅動用 電動機의 二次抵抗値를 調整하여 펌프回轉數를 制御하는 것이다.

(다) 밸브開度制御는 流出밸브의 開度를 調整함으로써 給水端의 水壓을 一定하게 保存하는 것으로 制御方式으로서는 가장 簡單한 方法의 하나지만 밸브抵抗에 의하여 壓力損失을 주는 것으로 되어 回轉數制御에 比하여 運轉效率은 낮다.

(라) 流量의 變動幅이 크고 또한 末端水壓을 一定한 範囲內에서 保存하지 않으면 안되는 경우는 臺數制御와 回轉數制御 또는 밸브開度制御를 組合한 方法이 採用된다.

(2) 流量制御

流量制御를 調整하는 必要性은 特殊한 것 例를 들면 파이프라인의 多目的利用의 경우에 있어서 液肥나 藥劑의 混入比의 精度를 높이고저 할때를 除外하면 그것만큼 重要한 것이 없다.

定流量制御 또는 計劃流量制御의 어느 경우도 一般的으로는 設定流量에 대하여 流量計의 檢出값에 따라 그 差를 0이 되도록 制御機構가 作用하여 펌프回轉數 또는 밸브開度를 調整한다.

(3) 水位制御

配水槽, 高架탱크等의 水位를 一定한 範囲內에 保存토록 펌프의 運轉을 制御하는 것으로 傾斜地의 灌漑計劃에 널리 採用되고 있는 方法이다. 이 경우 水槽의 容量은 펌프의 能力, 使用水量과 그 變動범위等에 의하여 適當히 決定하지 않으면 펌프의 始動, 停止가 빈번하여 機器의 消耗가 빨라진다.

始動, 停止의 한 사이클의 限界값은 10KW以下의 小型電動機로 5~10分間에 1回以下, 100KW 程度까지의 것에 대하여는 20~30分間에 1回以下, 또 300KW程度의 大型電動機에서는 30分~1時間에 1回以內가 되도록 水槽의 容量을 計劃할 必要가 있다.

水位制御에 있어서의 制御方式을 大別하면 ① ON~OFF制御 ② 連續制御의 2種이 있다.

ON~OFF制御는, 水槽의 上下限水位를 미리 設定하여 놓고 이것을 水位檢出裝置에 의하여 檢出하고 펌프를 始動, 停止시키는 것으로 가장 簡單하고 經濟的인 方法이다. 水位調整범위를 몇개로 區分하고 이 區分에 따라 펌프의 運轉臺數를 增減하는 臺數制御方法도 여기에 包含된다.

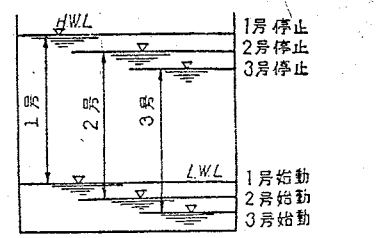


그림 5.4.2 펌프 3대에 의한 水位制御例

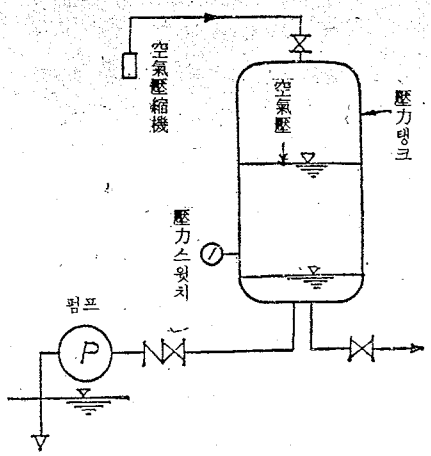


그림 5.4.3 壓力탱크機構例

連續制御는 若干 複雜한 制御를 要하는 方法이다. 精度가 높은 水位調整이 要求되며, 始動, 停止水位의 間隔이 매우 狹小하게 되어 ON—OFF制御에서는 始動度數가 過多하게 되는 경우에는 이 連續制御에 의하지 않으면 안된다.

連續制御를 사용하는 경우에는 連續的 檢出의 可能한 水位檢出裝置에 의하여 現在水位를 檢出하고 이것과 基準의 設定水位와의 偏差에 의하여 制水밸브의 開度 또는 電動機의 回轉數를 보조모터로 制御한다.

(4) 壓力탱크法

펌프의 流出側에 壓力탱크를 設置하여 물의 使用에 의한 壓力의 變動을 壓力스윗치에 의하여 檢出하여 펌프를 始動, 停止시키는 方法이다.

壓力탱크에는 空氣壓縮機를 사용하여 所定壓의 空氣를 壓入하여 놓고 펌프의 流出水量에 比하여 使用水量이 적을 때에는 壓力탱크內의 壓力이 점차的으로 上昇하여 미리 設定한 壓力에 達하면 壓力스윗치가 作用하여 펌프가 停止한다. 그後 貯藏하였던 물이 流出하여 壓力탱크의 壓力이 내려가면 壓力 스윗치가 움직임으로 다시 펌프가 始動한다.

이 方法에 의하는 경우, 펌프의 容量이 크게 되면 壓力탱크 自體도 相當히 크고 高價인 것으로 된다. 一般的으로는 口徑 100㎜, 流出水量 1 m³/min程度의 小型펌프로 피이크流量에 대하여 50%以上의 流量變動이 없을 경우에는 比較的 有利하게 採用된다.

7. 4. 4. 配水槽

配水槽를 設置하는 경우 그 規模 및 構造는 現地의 地形, 地質 및 最大使用水量 물 利用形態等을 고려하여 決定하고 地區內의 各給水末端에 있어서 必要로 하는 水壓을 얻을 수 있는 높이에 設置한다.

가. 地區內의 高位部에 配水槽를 設置하여 水位制御에 의하여 펌프의 自動運轉을 하는 方法은 傾斜地의 果樹園의 灌漑計劃에 가장 널리 사용되고 있다.

그림 5. 4. 4는 1段揚水의 경우의 組織모델로서 水槽內에 플로트레스스윗치等의 水位檢出器를 設置하여 그 水位에 의하여 펌프의 ON—OFF操作을 電氣로 하는 方法으로, 水槽에의 流出口에 플로트型의 밸브를 設置하여 壓力制御로 펌프를 作動시키는 方法이다.

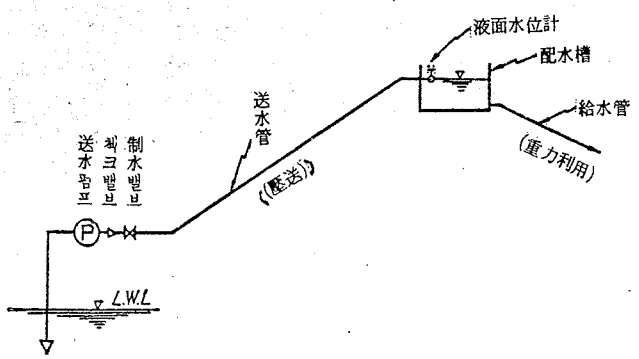


그림 5.4.4 配水槽에 의한 送水시스템

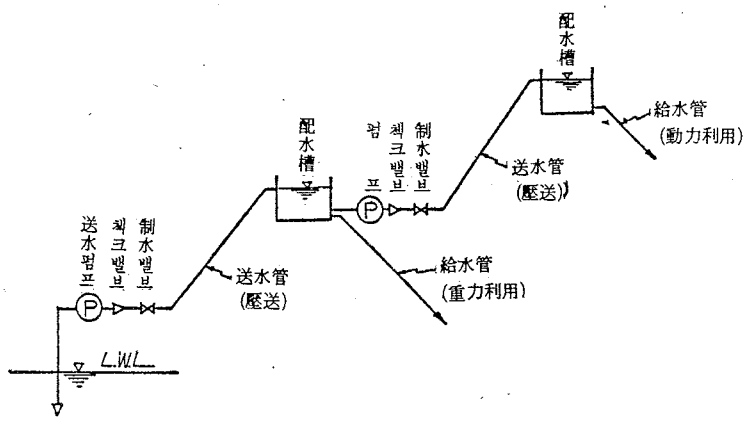


그림 5.4.5 2段揚水에 의한 送水시스템

對象地區의 高低差가 크고 最高地點까지 1段으로 揚水한 경우 揚程이 甚하게 크게 되고 또 거기에서 自然流下로 給水하면 低位部에서는 壓力이 過大하게 되는 일이 있다. 이와 같은 경우에는 그림 5.4.5와 같이 2段揚水를 하면 펌프의 全體馬力이 적어도 되기 때문에 建設費가 節減되는 同時에 運轉動力費가 1段의 경우보다 적어 有利하다. 必要한 경우에는 3段 또는 그 以上의 多段揚水를 하는 것도 고려 된다.

나. 配水槽의 規模

配水槽의 容量은 크면 클수록 펌프設備의 維持保全이나 用水의 圓滑한 配水管理의 點에서 有利하지만 施設의 經濟的인 面에서 制限된다.

配水槽의 水位에 의하여 펌프의 自動運轉을 하는 ON--OFF制御에서는 펌프의 始動, 停止의 許容度數를 고려하여 水槽의 有效容積을 決定하는 것이 必要하다.

지금 水槽의 有效容積을 ∇ (m^3), 水槽에서의 流出量을 Q (m^3/min), 펌프의 流出水量을 Qp (m^3/min)라 하면, $Qp=2Q$ 일때에 펌프의 運轉時間t_1 (min) 및 休止時間t_2 (min)가 같아지고 펌프始動의 한 사이클의 時間t ($=t_1+t_2$)가 最小로 된다. 따라서 配水槽의 容量은 式(5, 4, 8)이 된다.

$$\nabla=\frac{1}{4}Qp\,t \cdots\cdots (5,\ 4,\ 8)$$

펌프의 始動度數의 許容限界는 電動機의 容量 및 機種에 따라 다르지만 計劃最大流量에 대하여 20min 以上으로 되는 것이 바람직하고 不得已한 경우라도 10分以下로 해서는 안된다. 더욱 配水槽를 調整池와 兼用시키는 경우는 調整池로서의 必要容積을 採用한다.

다. 配水槽의 構造

(1) 配水槽는 鋼製 또는 鐵筋콘크리트製로 하고 小規模의 것은 콘크리트라이닝, 아스팔트라이닝等의 簡易構造로도 좋다.

어느 構造로 하더라도 不等沈下, 漏水等의 염려가 없도록 注意하고 또 下流의 파이프라인 內에 土砂, 落葉, 먼지等이 流入되지 않는 構造로 해야 한다.

(2) 配水槽의 形狀은 現地의 立地條件에 맞추어서 定하지만 一般的으로 鋼製의 것은 圓柱形, 鐵筋콘크리트製는 直四角形으로 하는 것이 많다.

(3) 配水槽의 有效貯水深(最高, 最低水位差)는 3～6 m를 標準으로 한다. 水深이 너무 크게 되면 水位에 의하여 給水端에 壓力變化가 생겨 配管의 耐壓强度에도 영향이 미치므로 얕고 넓은 편이 有利하다. 特히 밭의 撒水灌漑의 경우에는 스프링클러의 노즐壓에 영향을 주므로 有效水深은 2～3 m程度로 하는 것이 좋다.

(4) 配水槽는 나팔形流入口를 갖는 餘水放流管을 設置하고 근처의 河川溪谷 또는 水路에 放流할 수 있도록 한다.

(5) 水槽의 最底部에 排水管을 設置하고 여기에 制水밸브를 設置한다.

5.4.5 分 水 施 設

파이프라인에 있어서의 分水施設은 分派線에 分水하는 分水工과 各 圃場에 給水하는 給水栓으로 區分되지만 이들의 分水施設의 形式, 構造는 다음 事項을 고려하여 決定한다.

① 分水工 및 給水栓은 最低動水傾斜일때에도 計劃最大流量을 分水 또는 給水 하는 能力을 갖게 한다.

① 重要한 分水工에는 原則的으로 量水計 및 制水밸브를 設置한다.

③ 물 管理를 위한 操作이 쉽고 또한 施設費가 低廉하고 耐久性이 있는 構造를 選定해야 한다

가. 파이프라인에 있어 分派線에 파이프라인의 물을 分水하는 構造物을 分水工이라 부르며, 파이프라인

의 물을 地上에 直接 빼내는 裝置를 給水栓이라 한다. 이들을 總稱하여 分水施設이라 부르지만 그 型이나 構造는 多樣하여 그 選定을 잘못하면 施設費, 維持費의 增加 또는 물 管理를 위한 操作上不利하게 되기 쉬우므로 注意가 必要하다.

分水施設에는 手動式과 自動式이 있고, 後者에서는 미리 設定된 機械的인 制御機構에 의하여 定比 또는 定量分水를 하는 것과 電氣, 空氣壓 그리고 油壓等의 操作機構에 의하여 現場 또는 遠隔地로부터任意로 制御되는 方式의 것이 있다.

어느 경우라도 같은 파이프라인組織內에서는 分水施設의 形式을 統一하여 規格化하는 것이 바람직 하고 이것에 의하여 分水精度의 均一性을 確保하고 從來의 물 管理에 있어서 紛爭의 原因을 排除할 수 있다.

나. 分　水　工

(1) 스탠드型 分水工

이 分水工은 開放型 및 準閉鎖型의 파이프라인에 사용하는 가장 代表的인 分水工으로 本線側의 調壓施設과 組合하여 사용된다. 例를 들면 開放型의 파이프라인에서는 게이트스탠드와 越流스탠드의 組合으로 使用되고, 準閉鎖型의 파이프라인에서는 플로트밸브스탠드와 組合하여 사용된다.

스탠드型 分水工의 構造는 그림 5.4.6과 같이 自由水面을 가진 本線側內에 直接分水派線의 파이프라인을 接續하며 그 부설基低部에 게이트를 設置한 것이다.

게이트는 完全水密한것을 사용하고 게이트 直下流分線側의 管徑 相當의 길이의 範圍內의 管頂部에 通氣孔을 設置한다.

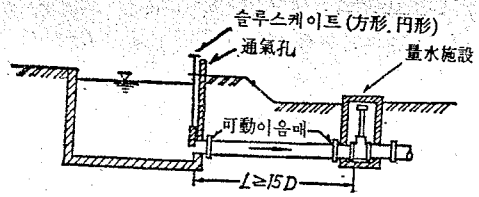


그림 5.4.6 排氣孔型分水工의 例

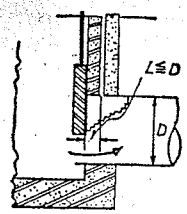


그림 5.4.7 通氣孔의 例

分水量의 調節은 普通 게이트의 開閉에 의하여 하지만 分水量을 正確히 判斷할수 없으므로 重要한 分水工에는 量水計를 併設하지 않으면 안된다.

量水計를 併設하는 경우에는 그 種類에도 의하지만 一般的으로 管徑의 1.5倍以上 게이트에서 떠러저서 設置한다.

(가) 게이트스탠드型 分水工은 스탠드下流의 本線側 流入口에 슬루스게이트를 設置한 것으로 分派線에 分水한다는 役割 以外에 分水工 上流側의 水壓을 調節하여 本線에서 直接 分岐하는 給水栓의 必要水壓을 確保하는데 사용한다.

그러나 上流側의 水量變動에 대하여 恒常 게이트를 操作하는 것은 困難하기 때문에 流下量의 變動이 甚한 파이프라인에서는 分水工을 越流하는 危險이 있어 使用할 수 없다. 또 分水工의 下流側의 斷面을 縮少코저 할때에는 반드시 물넘이 施設을 하지 않으면 안된다.

(나) 越流스탠드型 分水工은 스탠드中央部의 阻壁上頂部의 缺口를 越流시키므로 因하여 本線의 水位를 一定하게 保存하고 分派線에서의 分水條件을 安定시키는 것으로 本線流量의 急變에 대해서도 分水工으로부터 越流하는 問題는 생기지 않는다.

阻壁의 下部에는 게이트밸브를 設置한다. 이 型의 分水工은 開放型의 파이프라인에 있어서 分水工으

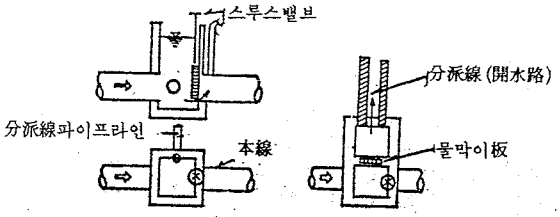


그림 5.4.8 게이트스탠드型分水工例

로서의 機能外에 調壓施設 또는 모래받이로서의 機能을 겸하여 갖는 基幹構造物이다.

(다) 플로트밸브스탠드型分水工은 主로 準閉鎖型의 파이프라인의 分水工으로서 採用되지만 開放型의 파이프라인에서도 管路의 凹部에서 分水하는 경우, 管內水壓이 커서 게이트스탠드 또는 越流스탠드型分水工에서는 不適當하거나 아주 不經濟的으로 되는 경우에 사용한다.

이 分水工은 플로트의 浮力 및 重力을 利用하여 밸브의 開閉操作을 하는것으로 스탠드內의 水位가내려가면 밸브가 順次 열리고 計劃最大流量이 흐르는 경우에는 밸브는 全部 열린다. 또 下流側에 있어서 물 使用量이 줄어 스탠드內의 水位가 上昇하면 밸브는 점차 닫쳐지고 計劃高水位에서 完全히 닫쳐 진다.

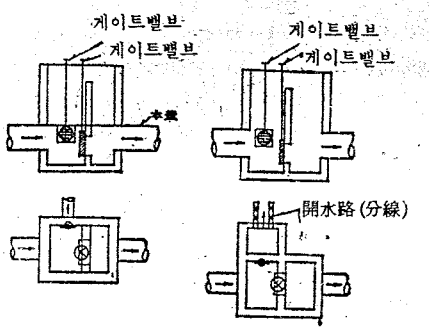


그림 5.4.9 越流스탠드型分水工例

이 밸브를 本線에서 分岐하여 分水스탠드에 通하는 파이프의 末端에 붙이면 스탠드內의 水位는 거의 一定하게 保存할수가 있고 計劃分水를 할 수가 있다. 또 이 種類의 스탠드를 連續的으로 使用하면 急傾斜地에 있어서의 準閉鎖型의 파이프라인을 有機的인 組織으로 하여 組立할 수가 있다. 이 方式을 사용하면 分水位는 上流側水壓의 變動에 關係없이 規制된다. 또 下流에서 물을 사용하지 않는 限 물은 流下하지 않으므로 물넘이의 問題는 생기지 않고 無用한 물이 流去하는 일도 없다.

그림 5.4.10은 平衡보울밸브를 사용한 分水工의 設置例 이지만 디스크밸브, 보울탈밸브(小規模의 것)도 같은 方法으로 使用된다.

(2) 閉鎖分水工 (閉鎖型分水工)

(가) 手動操作型

이 分水工은 파이프라인의 分派線側과 本線의 分岐點 下流側의 2個所 或은 分派線側에만 1個所에 밸브를 設置하고 分派線에서의 通水量을 調節하거나 遮斷하거나 한다. 이 分水工은 閉鎖型의 파이프라인에 있어서만 사용되지만 開放型이나 準閉鎖型의 파이프라인에서도 路線中의 低位部에서 比較的 管內水位가 높고 파이프라인에서 直接 分水하는 경우에도 採用된다. 그림 5.4.11은 閉鎖分水工의 한 例인데 가장 一般的인 型이다. 分水量이 大端히 많고 本線流量을 規制할 必要가 있는 경우에는 本線側에도

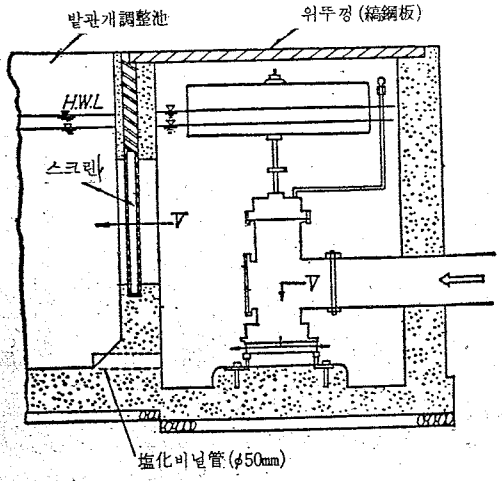


그림 5.4.10 平衡보울밸브設置例

이 方式은 量水計의 指示流量을 基本으로 現場에서 手動操作에 의하여 制御를 하는 것이므로 本線의 壓力이 大幅的으로 變動하는 경우는 計劃대로의 分水量의 規制는 期待되지 않는다.
밸브를 設置한다.

量水計를 併設하는 경우에는 밸브의 下流에서 적어도 管徑의 15倍以上 떠러진 곳에 設置한다. 量水計는 될수 있으면 瞬間積算兩用의 것이 좋다。一般的으로 벤추리미터 또는 파이 조임等이 使用된다.

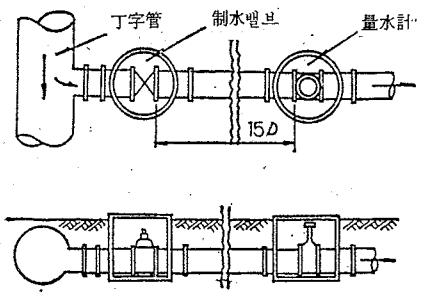


그림 5.4.11 閉鎖分水工例

(나) 自動操作型

閉鎖型의 分水工에있어서의 分水量自動制御의 方法으로는 ①電氣的制御 ②機械的制御의 두가지型이 있다.

①은 量水計와 電動밸브에 의한것으로 分水量을 任意로 設定할 수 있는 利點은 있으나 費用이 高價인것은 免할 수 없다. ②는 機械的인 絞合機構를 應用하여 分水量을 一定한 범위內에 規制하는 것으로 配線을 必要로 하지 않고 넓은 地域의 計劃分水에는 대단히 편리하지만 自由度가 制約된다. 따라서 型의 選擇에 있어서는 組織全体로서의 물 管理体系와 營農條件에 의한 得失을 檢討하는 것이 必要하다.

그림 5.4.12는 電氣的制御機構例를 표시한것이다. 이 裝置는 實流量을 檢出하는 檢出部(量水計, 變換器)와 設定流量과 實流量과를 比較하여 流量修正의 信號를 내는 調節計(指示部, 積算部, 調節信號發

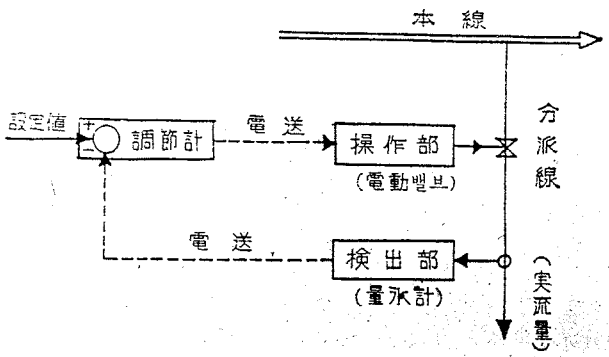


그림 5.4.12 電氣的制御시스템

信部, 設定部) 調節計에서의 修正指令에 의하여 設定流量과 實流量과의 偏差를 없애도록 動作하는 操作部(電動밸브) 및 檢出, 制御信號의 傳送部로 構成되어 있다. 이 方法에 의하면 調節計의 設定손잡이를 돌림으로써 任意의 流量을 設定할 수 있는外에 本線의 壓力을 同時에 檢出하여 組織全体中에서의 最適分水量을 定할 수도 있고, 물 利用計劃에 의한 計劃制御도 可能하다. 따라서 이 方式은 큰 幹線의 重要한 分岐點에 設置하여 分岐點의 支配 블록에 關係하는 流量 制御를 集中制御로 하는 경우에 適合한 方法이다.

機械的制御에 屬하는 것으로는 定流量밸브 및 自動流量밸브가 있다. 어느것이나 末端配水의 自動分水裝置로서 口徑 100㎜以下의 파이프라인에 適用된다. 定流量밸브는 一次側에 壓力이 높아지면 內部에 設置된 조리개 機構가 움직여 流体의 通過斷面을 조절하고, 二次側에의 供給流量을 一定하게 하는 것으로 그 構造는 스프링式(그림 5.4.13)의 것이 가장 많고 또 竪軸內에 裝着된 홀로트의 流体平衡을 利用한 것 (그림 5.4.14)도 開發되고 있다.

自動流量調節밸브는 定流量밸브의 動作機構를 改良하고 本線의 流量에 여유가 있을 때에는 計劃以上의 流量을 分水할수 있게 한것이다. 이 構造는 밸브몸체속에 밸브와 스리이브(Sleeve)의 두개의 可動部를 裝置하여 通過하는 流体의 壓力變化에 따라서 두개의 絞合機構가 流動面積을 逆으로 操作한다. 即 本線의 流量에 餘裕가 있어 1次側의 壓力이 設定값以上으로 上昇하면 슬리이브(Sleeve)가 後退하여 斷面을 넓혀 流量을 增加한다. 그러나 그 블록에서 물을 過多히 使用하여 2次側의 壓力이 低下한 경우에는 밸브가 2次側으로 移動하여 通水斷面積을 좁히고 上下流의 壓力差는 큼에도 不拘하고 流量은 一定하게 保存된다.

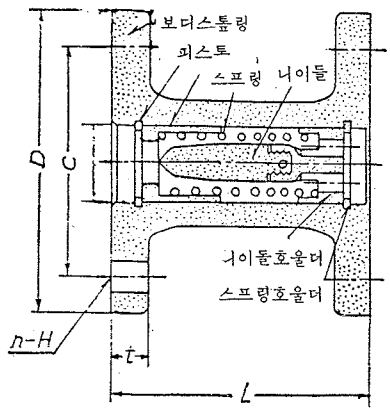


그림 5.4.13 定流量밸브構造例(스프링式)

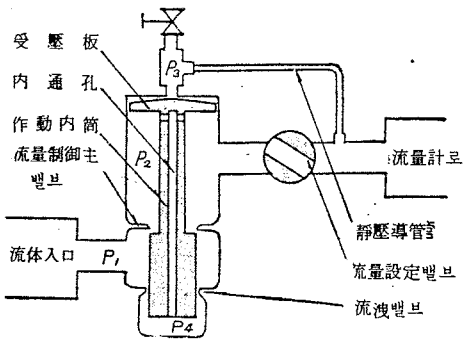


그림 5.4.14 定流量밸브構造例(플로오트式)

다. 給　水　栓

파이프라인의 물을 地上에 빼내는 裝置로서 그 形式은 配水하는 場所, 灌漑方法, 管內水壓, 使用水量等에 따라 다르다. 一般的으로 低壓의 파이프라인에서는 알팔파(alfalfa)밸브가 많이 使用되고, 內水壓이 比較的 높은 파이프라인에서는 主로 앵글밸브 또는 스톱밸브가 採用되고 있다.

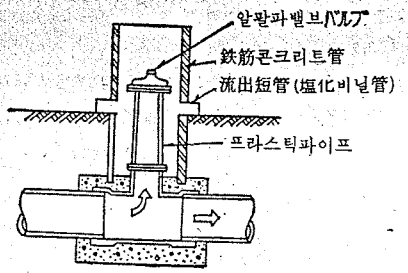
〔參　　考〕

極히 低壓의 파이프라인에 使用되는 給水栓으로서 開放폿트型 給水栓 및 越流폿트型 給水栓이 있고 緩傾斜地의 畓灌漑用 또는 밭의 고랑灌漑用으로 一部에서 採用되고 있다. 이들은 最大水頭 0.3—1.0m의 경우에 사용되고 本線에 鉛直管을 세워 그 地表面근처에 2乃至 數個의 슬라이드 게이트 붙은 流出短管을 연결한 簡單한 構造로서 大規模인 파이프라인에는 效率도 낮고 不適當하다고 생각되므로 이 基準에서는 除外한다.

(1) 알팔파밸브가 달린 給水栓

一般的으로 2.5kg/cm² 以下의 低壓用給水栓으로 主로 畓 또는 밭 고랑灌漑에 使用된다. 流出部의 圃場表面의 洗掘을 防止함과 동시에 밸브自体를 保護하기 위하여 普通밸브口徑의 5—6倍의 保護槽(鐵筋콘크리트管 또는 石綿管을 併用한다. 알팔파밸브는 硬質塩化비닐을 主体로 하여 製作되어 있다. 腐蝕하기 쉬운 金屬製의 것은 사용하지 않는 것이 좋다.

水量의 調節은 頂上部에서 스핀들을 回轉하여 밸브의 開閉에 의하여 하게 된다.



図그림 5.4.15알팔파밸브가붙은給水栓例

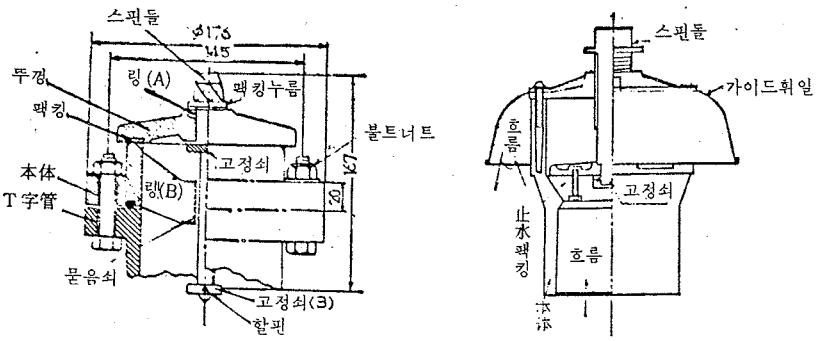


그림 5.4.16　알팔파후아밸브構造例

(2) 앵글밸브가 달린 給水栓

主로 中·高壓파이프라인에 사용되는 給水栓으로 放水口가 360°回轉할 수 있는 構造의 것도 있다. 耐水壓强度는 4.5kg/cm², 7.5kg/cm², 10kg/cm²等의 規格品이 市販되고 있다.

이 給水栓은 파이프라인으로부터 直接 圃場에 給水하는 경우 或은 耐壓호오스, 可搬式파이프等을 接續하는 取出口로서 사용된다. 라이자管이 트랙터等에 의하여 破損될 염려가 있을 때에는 例를 들면 그림 5.4.17과 같이 라이자管을 保護하는것이 바람직 하다.

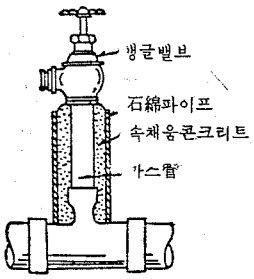


그림 5.4.17 앵글밸브 붙은給水栓例

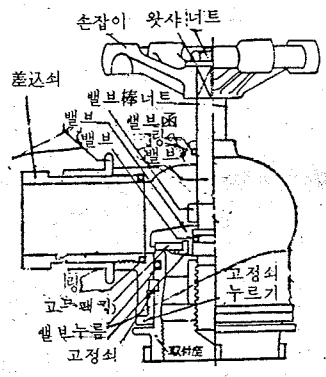


그림 5.4.18 앵글밸브構造例

5.4.4 調 壓 施 設

調壓施設은 用水의 圓滑한 分配와 파이프라인의 安全管理를 위하여 設計條件의 범위內에서 水壓을 調節할것을 目的으로 그 機構에 의하여 水位調節型과 減壓型으로 分類되지만 形式의 決定에 있어서는 各各의 特性을 比較檢討하고 使用條件에 適合하고 經濟的으로 安定性이 높은 方法을 選定하지 않으면 안된다.

가. 調壓施設에는 ①用水의 圓滑한 分配를 主目的으로 하고, 本線의 流量이 變動하여도 計劃最大分水量을 恒常 確保할 수 있는 水壓(水位)條件을 維持하는 機能을 갖는 것과 ② 剩餘壓力을 減殺하여 下流管路의 適正壓을 保存하여 施設의 安全과 合理化를 企圖하는것이 있다. ①을 水位調節型 ②를 減壓型이라고 부른다. (前者는 開水路의 보에 該當하고 後者는 落差工에 該當한다)

나. 水位調節型 調壓 施設

(1) 스탠드分水工型 調壓施設

파이프라인의 흐름을 開放部(스탠드)의 調整機構에 의하여 上流側 水位를 調整하는 것으로 開放型(Open type)의 파이프라인에 適用한다.

(가) 게이트 스탠드(gate stand) 그림 5.4.19는 큰 流量의 開放型의 파이프라인에 사용되는 게이트스탠드의 1例로 比較的 分水量이 큰 分水工의 直下流에 設置하는 水位調整施設이다. 流量의 大幅的인 變動에 대하여는 스탠드中央部의 게이트 (例를 들면 테인터게이트)를 操作하고 또 流量의 작은 變動은 側溝堰의 越流에 의하여 規定水位를 維持한다.

(나) 越流스탠드

中小流量의 開放型의 파이프라인의 게이트스탠드型分水工에 併置되는 가장 代表的인 水位調整施設이다.

이 施設은 閉鎖分水工이나 給水栓에 必要한 水位(水壓)를 保存하는 경우에도 사용한다.

이 型의 標準的인 構造는 그림 5.4.20에 표시하는 것과 같이 스탠드의 中央部에 越流 中壁을 設置하여 그 底部에 角形 또는 圓形의 슬루스게이트를 붙인 것이다. 게이트치수는 一般的으로 下流側파이

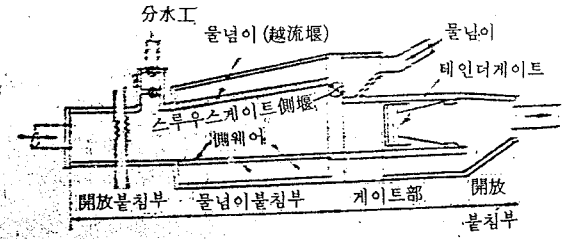


그림 5.4.19 게이트스탠드例(大流量의 경우)

프라인과 同一한 斷面積으로 하고 越流 中壁및 分水工側의 越流壁도 計劃流量의 全量을 0.1~0.3m 의 越流水深으로 늘릴 수 있는 廣頂堰으로 한다. 水位 및 流量의 調節은 中壁에 設置한 오리피스 게이트의 開閉에 의하여 할 수도 있다.

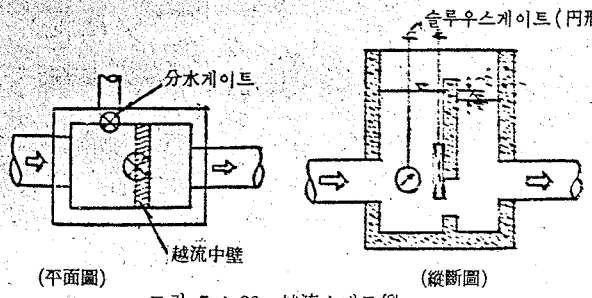


그림 5.4.20 越流스탠드例

(2) 밸브調節型 調壓施設

送水管路中에 밸브를 設置하여 그 開閉 操作에 의하여 上流側水位를 調節하는 것으로 閉鎖型의 파이프라인에 適用된다.

小規模 또는 流量變動이 적은 경우에는 手動操作도 좋으나 重要한 幹線施設에서는 電動 操作方式으로하고 集中監視制에 의하는 것이 좋다.

이 形式에는 操作이 容易한 나비형밸브가 많이 使用된다.

더욱 急傾斜의 下降路線에 있어서 밸브調節型을 사용하는 경우에는 밸브의 直下流部에서 管內壓力의 低下를 일으킬 염려가 있으므로 通氣施設의 配置에 注意할 必要가 있다.

다. 減壓型 調壓施設

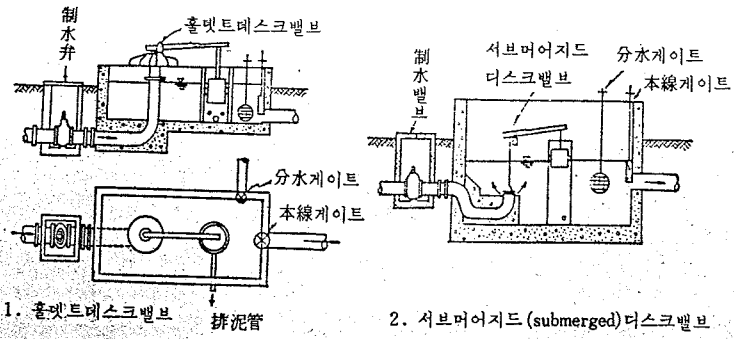
파이프라인의 흐름을 일단 大氣中 또는 水槽內에 放出하고 또는 機械的인 絞合機構에 의하여 餘剩壓力을 減殺하는 것으로서 下流側의 파이프라인에 대한 過大한 壓力의 負擔을 輕減함과 同時에 上流側의 水壓을 規定條件의 범위內에 保存할 수가 있다.

이 型의 調壓施設은 이 動作機構에 의하여 ① 電動操作에 의한것 ② 一次側의 水壓에 의하여 作動하는 것 ③ 二次側의 浮上에 의하여 作動하는 것의 3種으로 分類할 수가 있다.

各 型式의 特性과 適用條件은 表-5.4.6과 같다.

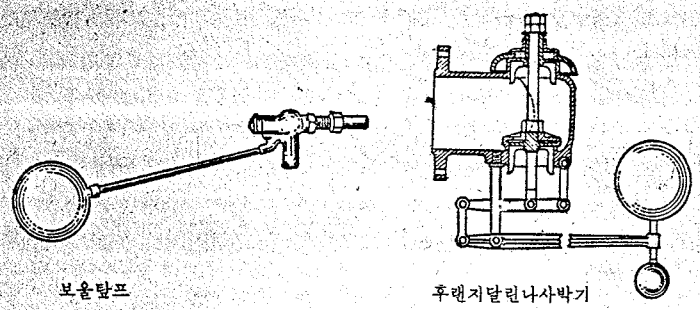
表—5. 4. 6　　減壓型調壓 施設

動作機構	밸 브 名	口 徑 의 범 위	減壓機構	適用壓力 범 위	特 徵
電動機 (減勢 밸 브類)	하우엘방 가아밸브	φ 200~ 2,600㎜	空中放出 또는水中 放出後의 流体마찰	一次水壓 10kg/㎠ 以下	① 空中放出의 경우소 음이 크다 ② 二次側自由水面型 ③ 比較的먼지에 의한 機能低下가 적다 ④ 大規模의 中高壓管 路에 適用
	홀로우트 밸브	φ 250~ 2,400㎜	〃	〃	① 空中放出의 경우소 음이 若干크다 ② 二次側自由水面型 ③ 比較的먼지에 의한 機能低下가 적다. ④ 大規模의 中高壓管 路에 適用
一次側의 水壓 (減 壓밸브類)	세레나오 오토밸브	φ 50~ 1,200㎜	綜合機構 및이에따 르는流体 마찰	〃	① 一般的으로 소음이 적다. ② 二次側自由水面 및 非自由水面型 ③ 먼지에 의한 機能 低下 많다. ④ 中高壓의 支線 또 는 末端配管에 適用
	후시만밸 브等	φ 50~ 250㎜	〃	〃	① 一般的으로 소음이 없다 ② 二次側自由水面型 및 非自由水面型 ⑤ 먼지에 의한 機能 低下가 많다. ④ 中高壓의 末端 配 管에 適用
二次側의 浮力 (홀 로트밸브 類)	디스크밸 브	φ 50~ 1,000㎜	絞合流出 後의 水 中擴散	〃	① 一般的으로 소음이 없다 ② 二次側自由水面型 ③ 比較的먼지에 의한 機能低下가 적다. ④ 中低壓의 幹支線 (準閉鎖型)에 適用
	보울탑프 밸브	φ 75~ 300㎜	〃	一次水壓 25kg/㎠ 以下	① 一般的으로 소음이 없다. ② 二次側自由水面型 ③ 먼지에 의한 機能 低下가 많다 ④ 末端配管에 適用



1. 홀멧트데스크밸브　　2. 서브머어지드(submerged)디스크밸브

図그림 5.4.21 데스크밸브



図그림 5.4.22 보울탈프밸브例

(1) 電動操作에 의한 減勢밸브類는 大規模의 파이프라인에 있어서 3－5kg/cm²以上의 水壓을 단번에 減殺하여 低壓管路에 移行하는 경우에 사용되어 減勢水槽의 規模 構造에 대하여는 充分한 檢討가 必要하다.

(2) 減壓밸브類는 內藏하는 絞合機構에 의하여 一次側의 水壓變動을 없애고 二次側을 恒常 一定한 範圍의 水壓을 保存토록 作動하는 것으로 機器의 固有 性能에 注目할 必要가 있다.

減壓比에는 限界가 있고 普通 最大減壓比는 5：1程度이다.

(3) 홀로트의 浮力과 重力에 의하여 二次側의 水面의 上下에 追從하여 作動하는 홀로트밸브類는 가장 簡單한 自動減壓裝置로서 準閉鎖型의 파이프라인의 組立에 많이 사용된다.

디스크밸브에는 그림 5.4.21과 같은 種類가 있어서 홀멧드 디스크밸브는 ϕ125～500㎜, 水壓 1～10kg/cm² 서브머어지드(Submerged) 디스크밸브는 ϕ125～1,000㎜, 水壓 1～6kg/cm²의 범위에서 사용한다.

5. 4. 7. 通氣施設

파이프라인內에 混入한 空氣를 排除 또는 管內의 低壓部에 空氣를 供給하기 위하여 通氣施設을 設置한다.

가. 通氣施設의 目的은 管內로부터의 空氣의 排除와 管內에 空氣를 供給함에 있다.

即, 取入口에서 連行한 空氣 또는 水中에 溶解되어 있던 空氣가 遊離하여 管內에 滯積하면 흐름이 不規則하게 되고 通水能力을 低下시키므로 自動的으로 排除하지 않으면 안된다. 또 管內의 물을 排除할 때에는 部分的으로 眞空에 가까워져 外壓에 의하여 파이프가 破壞될 危險性이 생긴다.

이와같은 경우에는 空氣를 自動的으로 管內에 吸入시키지 않으면 안된다.

特히 農業用의 파이프라인에서는 管內가 空氣로 찰차게될 機會가 많고 또 複雜한 地形의 경우는 空

氣가 모이기 쉬운 路線의 凸部 및 局部的으로 低壓部가 많아진다. 따라서 通氣施設의 配置 및 그 機能에 對하여는 充分한 配慮가 必要하다.

나. 通氣施設의 配置

(1) 路線內의 高位部(凸部) 平垣部에서 내림傾斜가 急하게 되는 地點等 空氣가 모이기 쉽고 또는 空氣를 吸入하기 쉬운 場所에 設置한다.

(2) 水槽에서 管路에의 流入口의 直下流部等의 壓力低下를 일으키기 쉽고 空氣의 供給을 必要로 하는 場所에 設置한다.

(3) 制水밸브의 中間에 凸部가 없을 때에는 높은 쪽의 制水밸브의 直下에 設置하여 通水作業을 할 때에 空氣를 빼기 쉽게 한다.

(4) 路線의 起伏이 없는 直線區間에서도 延長이 길 때에는 大槪 400m 程度의 間隔에 通氣施設을 設置하는 것이 좋다.

다. 通氣施設의 構造

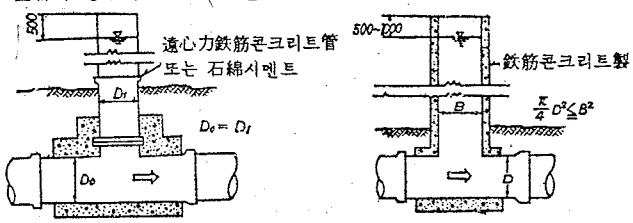
通氣施設에는 通氣스탠드, 스틱型通氣孔 單口 또는 双口空氣밸브 및 急排空氣밸브等이 있다.

(1) 通氣스탠드

通氣施設 設置地點에 있어서 最高動水位가 地上 5 m 以下의 경우는 開放式의 通氣스탠드構造로 함으로 大容量의 吸排氣가 容易하게 되고 水擊壓 緩和의 役割도 兼하게 할 수 있다.

通氣스탠드에는 그림 5.4.23과 같이 管路의 지름과 같은지름의 直管(遠心管 또는 石綿시멘트管)을 세운 스트레이트밴드型과 管路의 通水斷面積과 同等以上의 內部치수를 갖인 鉄筋콘크리트製의 박스스탠드에 의한 박스벤드形이 있다.

後者는 特히 大口徑管의 경우에 主로 採用된다.



① 스트레이트벤드形 單位 : mm　　② 박스밴드形

그림 5.4.23 通氣스탠드例

스탠드의 높이는 地上에서 1～3 m로 하고 스탠드內의 最高水面上의 餘裕는 0.3~1.0m로 한다. 스탠드의 높이가 낮은 경우에는 保護柵等의 危險防止 施設을 設置한다.

(2) 스틱型 通氣孔

靜水頭線 또는 動水頭線의 어느것인가 큰 水頭線부터 地表까지의 높이가 7.0m未滿일 때에 使用한다. 普通의 開放型의 파이프라인의 通氣施設로서는 가장 低廉하고 代表的인 型이다.

더욱 地表面에서 스틱先端까지의 높이는 最小 1.5m, 最大 8.0m의 범위로 하고 先端(開口部)는 1 180° 曲管을 사용하여 아래쪽으로 구부린다.

라이샤管의 口徑은 一般的으로 1,000mm 以下에서는 ϕ50 mm, 1,100~2,000mm 管에서 ϕ75 mm, 2,100 mm 管 以上에서는 ϕ 100~125 mm의 가스管을 사용한다.

(3) 空氣밸브

(가) 空氣밸브에는 單口와 双口의 두 種類가 있고 管徑, 立地條件, 送水條件 等을 勘案하여 排氣量이 많은 곳에서는 双口形을 使用한다.

管徑 400mm 以上의 파이프라인에는 原則的으로 双口形을 設置한다.

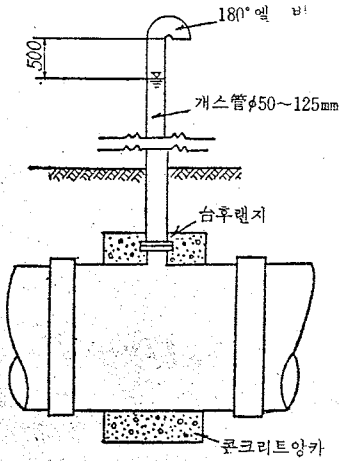


그림 5.4.24 스틱型通氣工例

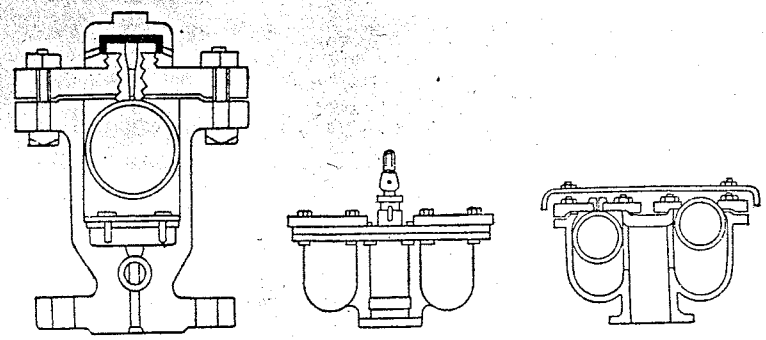


그림 5.4.25 空氣밸브例

(나) 空氣밸브의 構造는 그림5.4.25와 같이 木製에보나이트 被覆의 보울이 滿水時에는 浮力에 의하여 윗쪽의 空氣流出口의 고무팩킹을 눌르고 있고 空氣가 뭉쳐 물의 浮力이 없어지면 보울이 떨어져 공기는 윗쪽으로 排出된다.

또 管內가 減壓狀態로 되면 外氣壓에 의하여 보울이 아래로 눌려서 밸브가 열려 空氣가 自動的으로 吸入되어 負壓을 輕減하는 作用도 한다.

(다) 空氣밸브의 設置에 있어서는 浮球가 円滑히 作動하도록 鉛直으로 設置하는 것이 좋고 直管의 傾斜角은 2°以內로 한다.

空氣밸브의 構造는 簡單하지만 水擊을 일으키기 쉽고 또 보울이나 팩킹고무를 破損하기 쉬우므로 修理하는 경우를 고려하여 下部에 밸브(콕크)를 붙이는 것이 普通이다.

또 공기밸브는 通水當初에 管內의 多量의 공기를 急速히 排除하기에는 容量이 不足하기 때문에 그림 5.4.26과 같이 本管과 공기밸브間에 T字管을 붙여 이것에 앵글밸브를 設置하고 手動操作에 의하여 排氣를 돕도록 할 수 있게 하는것이 좋다.

(라) 空氣밸브는 水管橋와 같이 사람이 近接하지 않는 곳에서는 露出한 狀態로도 좋으나 埋

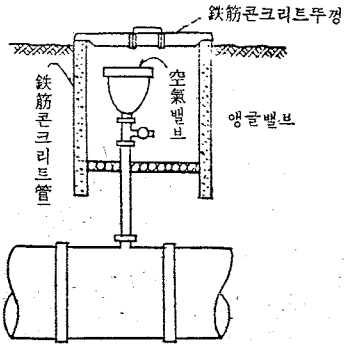


그림 5.4.26 空氣밸브工例

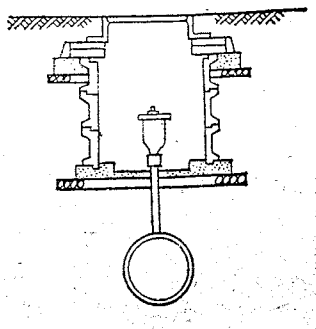


그림 5.4.27 單口空氣밸브室例

設管에 붙친것은 밸브室를 設置하여 그 속에 있게 한다.

밸브室의 構造는 鉄筋콘크리트 또는 鉄筋콘크리트 블록製로 하고 밸브의 修理때문에 사람이 들어갈 수 있을 程度의 크기로 한다. 上部에는 制水밸브室과 같게 鉄筋콘크리트 블록을 놓고 사람이 通行할수 있을 程度의 鉄筋뚜껑을 設置하여 室內의 한쪽을 열고 作業에 便利하도록 한다. 또 基礎는 直接 本管에 얹치지 않은 構造로 하는 것이 좋다. 空氣밸브室에는 雨水나 地下水의 浸入을 防止하도록 고려함과 동시에 排水場所를 잘 고려하여 밸브室로부터 排水管을 配管하여 두는 것이 必要하다.

더욱 寒冷地에 있어서 공기밸브의 凍結을 防止하기 위하여 밸브室의 뚜껑을 二重構造로 하거나 밸브室內에 適當한 防寒材를 充填하는 等의 防寒工을 하는것이 좋다.

(4) 急排氣밸브

急排氣밸브 最近 開發한 것으로 單口 또는 双口공기 밸브에 比하여 多量의 吸排氣가 可能하다. 農業用의 파이프라인에서는 管內에 공기가 混入하는 機會가 많으므로 이 種類의 効率的인 通氣施設의 必要性이 크다.

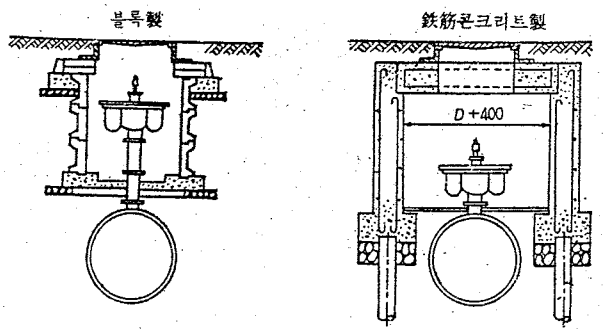


그림 5.4.28 双口空氣밸브室例

5.4.8 全 安 施 設

파이프라인에 發生하는 異常한 壓力變動을 輕減 排除하고 管路의 安全을 保存하기 위하여 체크밸브, 安全밸브·減壓밸브·水擊壓緩衝裝置等의 安全施設을 設置한다.

가. 체크밸브

傾斜地의 揚水管에 있어서 逆流를 防止하기 위하여 사용하는 밸브로 下流側(高位部)의 水壓이 上流보

다 높아졌을 때 그 水壓으로 밸브가 自動的으로 닫쳐 逆流를 阻止하는 構造로 되어 있다.

特히 送水管理 길이가 길고 揚程이 큰 揚水機에 사용하는 체크밸브는 워터햄마의 發生을 피하기 위하여 밸브가 徐徐히 닫쳐지는 緩閉체크밸브가 適當하다.

나. 安全밸브

安全밸브는 체크밸브가 一定한 무게 또는 스프링의 힘으로 눌려 있기 때문에 普通水壓으로는 열리지 않으나 異常高壓이 걸리면 누르는 힘과의 均衡이 깨져 自動的으로 밸브가 열려 放水하고 水壓이 떨어지면 다시 밸브가 닫치는 構造이다. 그림5.4.29는 스프링式의 安全밸브의 構造를 표시한 것으로 管內壓力이 어느 限界값을 넘으면 밸브가 押上되어 작은 틈이 생기고 이 사이에서 噴出하는 流體壓에 의하여 밸브가 힘차게 열려 過剩水量을 噴出한다. 內壓이 下降하면 스프링에 의하여 밸브가 復旧하여 完全한 閉鎖狀態로 된다.

펌프의 急激한 始動, 停止 또는 末端에 있어서의 使用水量의 急激한 增減等에 의하여 一時的으로 異常壓力上昇이 일어날 염려가 있을 때에는 安全밸브의 使用에 의하여 파이프의 破裂을 防止할 수가 있다.

壓力탱크方式에서는 壓力탱크에 安全밸브를 設置한다. 配水槽方式 및 펌프直送方式에서는 펌프流出口 附近에 設置하여 펌프의 急停止나 急始動에 의한 水擊壓에 대하여 파이프를 保護한다.

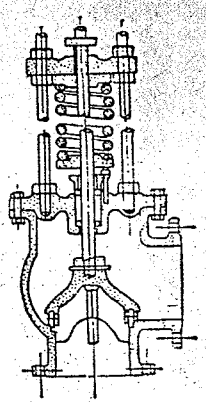
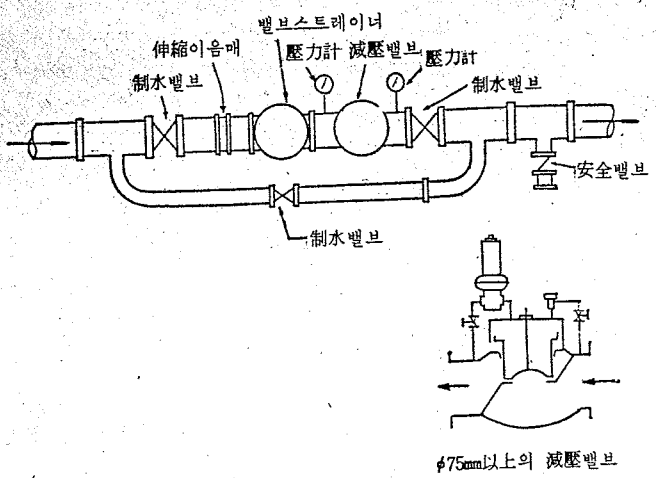


그림 5.4.29 安全밸브例 (스프링式)



φ75㎜以上의 減壓밸브

그림 5.4.30 自動減壓밸브 構成例

다. 減壓밸브

減壓밸브는 一次側의 壓力如何를 막론하고 二次側의 壓力을 恒常 一定하게 갖도록 自動的으로 作動하는 機構를 갖는 밸브이다. 水壓이 다른 灌漑블록을 連結하는 連絡管 및 急傾斜地의 파이프라인으로 水壓이 너무 높아 規格의 耐壓強度가 問題가 되는 低位部에 配水하는 경우에 사용한다. 但 現在 開發되고 있는 自動減壓밸브는 스프링에 의한 絞合機構를 組合한 것으로 上水道와 같이 淨化된 물을 對象으로 하는 경우는 問題가 없으나 農業用水의 파이프라인에서는 메꾸어져 機能이 低下되므로 注意하지 않으면 안된다.

「參考」 그림5.4.30은 自動減壓밸브의 使用例로 다음과 같은 構成으로 되어 있다.

① 減壓밸브의 上流側에 여과기(Strainer)를 붙쳐 모래·먼지等을 除去한다.

② 減壓밸브의 前後에 制水밸브를 設置하여 그 外側에 바이피스回路를 設置하여 制水밸브를 붙친다.

③ 減壓밸브의 下流側에 安全밸브를 設置하여 二次壓의 設定값에 對應시킨다.

파이프라인으로서의 構成上 이와같은 減壓밸브의 使用은 될 수 있는限 피하고 適當한 使用管徑의 組合에 의하여 水頭를 合理的으로 配分하도록 고려하는 것이 바람직하다.

라. 水擊壓緩衝裝置

延長이 긴 파이프라인에 있어서 밸브를 急速히 開閉하면 水流의 貫性에 의하여 衝擊的인 壓力波(水擊壓)가 發生하여 파이프의 破壞나 附屬計器의 破損等의 不合理한 事故의 原因이 된다.

一般的으로 管路設計에 있어서는 될 수 있는 限 水擊壓이 생기지 않도록 配慮함과 同時에 急激한 밸브의 開閉操作을 極力 피하여 不意의 事態에 對處하는 方法으로 파이프라인의 途中에 異常壓力波를 吸收緩和하는 裝置를 設置하는 것이 좋다.

(1) 調壓水槽

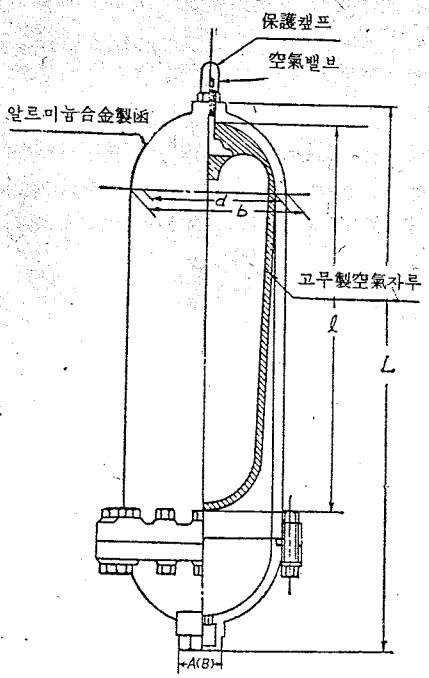


그림 5.4.31 웨터햄마防止裝置例1例

파이프라인 組織속에 自由水面을 갖는 開放部를 組合하므로써 壓力波를 水面振動으로 吸收시킬 수 있다. 開放型의 파이프라인에 있어서의 分水스탠드, 通氣스탠드는 가장 效果的인 調壓水槽이다. 比較的 水壓이 높은 파이프라인에서는 路線中의 高位部에 高架水槽를 設置하여 調壓水槽로 한다.

(2) 물해머防止裝置

이 裝置는 펌프, 밸브等 水擊壓이 생기는 部分의 바로 앞에 붙쳐 알르미늄製 容器속에 裝置된 고무製의 공기자루(air bag)의 膨脹收縮에 의하여 配管內의 壓力變化를 緩衝除去 하는 것이다.

공기자루에는 上部의 아가리부터 本管의 規定壓相當의 空氣를 注入하여 他端을 配管에 接續하면 보이루의 法則에 의하여 가스體의 性質로서 一定한 溫度에 있어서는 壓力과 體積의 相乘積은 不變이다.

即 $P.V=P_2V_2=P_1V_1$로 되고 配管內의 壓力이 上昇하였을 때에는 공기자루의 容積이 縮少하여 水擊作用을 除去한다.

規格品으로서는 공기자루의 지름(d) 95~243mm, 길이(ℓ) 144~591mm 金屬케이스의 밖앗지름(D) 112~268mm, 길이(L) 225~825mm의 것이 있고 對象으로 하는 配管의 口徑은 13~300mm의 범위의 것이 있다.

5.4.9 管理施設

파이프라인의 機能을 設計當初의 狀態로 維持하고 設計方式에 따라 安全하고 效率的으로 操作運用하기 위해서는 適切한 管理施設의 配置가 必要하다.

가. 量水計

對象地域의 물의 使用條件에 따른 適正한 配水調節을 하기 위하여 幹支線의 分岐點等 主要한 分水地

點에는 原則的으로 量水計를 設置하는 것이 바람직하다. 量水計에는 差壓式(오리피스, 또는 벤추리) 面積式·電磁式·超音波式·인페러式(水道미터·미리미터等) 等이 있고, 그 特性 및 適用條件은 表-5.4.7과 같다.

어느 것이고 瞬間流量, 積算流量 및 그들의 記錄이 될 수 있게 開發되어 있다.

量水計는 使用目的 및 設置條件에 의하여 特性을 고려하여 器種을 選擇하는 것이 必要하다. 또 設置에 있어서는

① 如何한 경우일지라도 管內는 물이 充滿되어 흘러야 할 것.

② 流速 및 使用壓力의 指定범위에 따를 것.

③ 量水計의 上流側에는 管徑의 10~15倍 以上. 下流側에는 管徑의 2倍以上의 直管部를 設置할 것.
但, 量水計上流側의 밸브와의 距離는 管徑의 13~30倍 以上으로 하는 것이 必要하다.

表-5.4.7 量水計의 形式과 特性

項目	差壓式	面積式	電磁式	越音波式	임페러式
原理	오리피스 또는 벤추리管에 있어서 縮流部前後의 差壓은 흐름의 自乘에 比例한다.	竪軸內에 裝置된 훌로트가 通水時의 靜水壓에 抗하여 밀려 올라 流速에 比例한 높이를 保存한다.	磁場속을 導電體(液體)가 通過하므로 인하여 流速에 比例한 起電力을 發生한다.	液體속에 超音波의 발스를 投射하였을 때 液體의 흐름의 方向에 音波가 進行할 때 그 逆方向일때와는 到達時間이틀린다.	流水의 에너지에 의하여 임페러가 回轉한다.
液體	모래·먼지等이 적어야 한다. 空氣의 混入도 不可	固形物의 混入은 不可	먼지·固形物이 混入하여도 좋다. 但, 導電率 100 $\mu\Omega$ / cm 以上	液體의 溫度, 密度의 變化에 의하여 音波가 變하는 것으로 不純物을 包含한 流體는 不可 (許容溫度 5,000度, 最高溫度40℃)	固形物의 混入은 絶體로 피한다.
配管	複雜 (直管部를 고려)	상당히 複雜 (鉛直으로 設置)	簡單 (直管部 不要)	簡單	若干複雜 (上流直管部에 注意)
保守	比較的 어렵다 (空氣 빼내는데 注意)	簡單(但 눈메꾸워짐 注意)	簡單, 信賴性크다.	溫度 較正이 必要	定期的인 檢定이 必要

壓力損失	大	大	小	小	大
精度	±2% 程度	±2% 程度	±1% 以內 (홀스케일)	± 2%	±4% 程度
適用限界		管徑 150㎜ 以下	管徑 6~ 1,500 m 以上 測定管種:特別히 없다. 使用流速:計器의 홀스케일 相當 流量(1~10 m/sec)	管徑 300㎜ 以上測定對象管種:鑄鉄管더크타일管. 銅管 使用流速:計器의 홀스케일相當流量으로 1 m/sec 以上	管徑 13~700㎜
價格	廉價	廉價	高價	高價	廉價

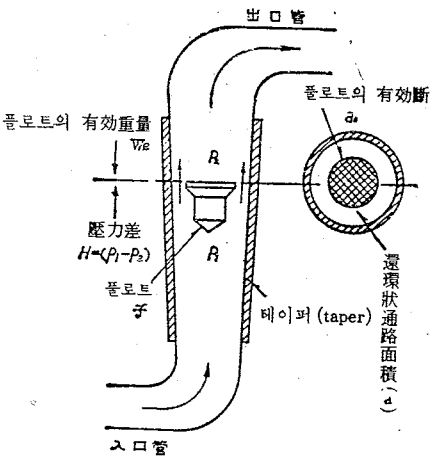


그림 5.4.32 面積式流量計原理圖

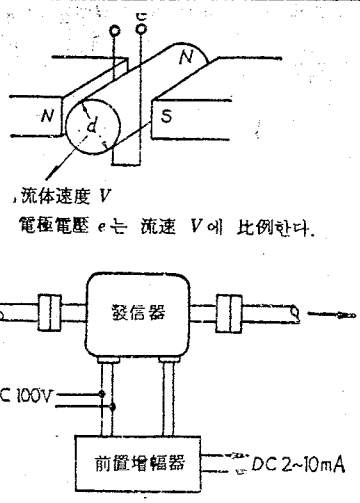
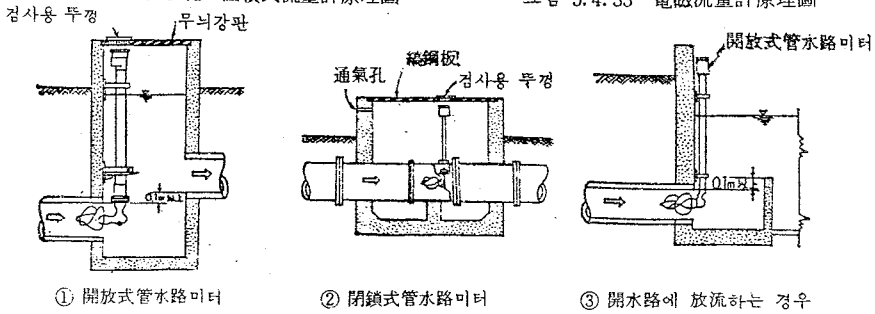


그림 5.4.33 電磁流量計原理圖



① 開放式管水路미터 ② 閉鎖式管水路미터 ③ 開水路에 放流하는 경우

그림 5.4.34 임페라式流量計使用例

나. 制水밸브

制水밸브는 파이프라인의 流水를 遮斷하고 水量을 調整하기 위하여 設置한 것이다. 配水計劃 및 管理上 必要한 地點에 配置하고 設計上 생각되는 最大 水頭에 견디는 견고한 構造를 갖고 또한 操作이 容易하고 耐久性이 있는 것이 아니면 안된다.

(1) 制水밸브의 配置

(가) 파이프라인의 始點·終點·分岐點·連結管 및 主要한 排泥部에는 原則的으로 制水밸브를 設置한다.

(나) 重要한 사이폰部, 교량, 軌道橫斷等에서 事故가 發生할 可能性이 크고, 또한 復舊가 困難하다고 생각되는 場所에서는 그 前後에 制水밸브를 設置한다. 但 下降 傾斜의 自然流下 路線에서 逆流의 염려가 없는 경우에는 上流部에만 設置하여도 좋다.

(다) 特殊한 곳도 없고, 分岐管도 없는 파이프라인에서도 充水·通水·排水의 諸作業을 고려하여 적어도 1~3km에 1個所의 制水밸브를 設置하는 것이 바람직하다.

(라) 水頭가 40m 以上의 高壓管路에서 管徑 400mm 以上의 制水밸브에는 그 前後를 小口徑의 副管으로 連結하여 副制水밸브를 붙일 것. 副制水밸브의 使用에 의하여 兩側의 壓力의 均衡을 잡어 主밸브의 開閉를 容易하게 하여 水擊壓이 輕減된다. 또 少量의 水量, 壓力을 調整할 경우에 便利하다.

(2) 制水밸브의 種類

制水밸브中 슬루우스밸브가 水道用制水밸브로서 表 5.4.8와 같이 規格化 되어 가장 널리 사용되고 있으나 開閉操作이 容易한 바터후라이밸브나 構造가 簡單하고 不純物을 含有하는 경우에도 適合한 다이아후램밸브 等. 用途에 따라 選擇할 必要가 있다.

表 5.4.8 水道用밸브의 種類

種	類	呼稱口徑(mm)	備考
垂直型	후렌지形	75 ~ 1,200	一般用
	受口形	75 ~ 500	鑄鉄管用
	손톱形	75 ~ 150	石綿시멘트管用
	簡易形	75 ~ 200	〃
水平型	후랜지形	400~1,500	一般用

(가) 슬루우스 밸브

主要部分은 外亟(胴蓋)과 直接水流를 阻止하는 밸브體(게이트)를 上下시키는 스핀돌로 되어 있다.

口徑이 크게되면 밸브의 開始와 閉鎖時 게이트에 加해지는 圧力이 크게되고 스핀돌의 回轉이 困難하게 된다. 따라서 φ600mm 以上에서는 減速톱니바퀴를 사용한다.

(나) 바터후라이밸브

밸브통과 밸브軸의 周囲에 90° 回轉하는 렌즈形이 밸브體로 되어 있고 構造가 簡單하여 管徑의 범위內에서 操作되므로 小型이고 輕量으로 되고 大口徑이 되면 經濟的이고 開閉의 容易等 利點이 있으나 밸브의 全開時에도 밸브體가 管徑內에 殘溜하기 때문에 水頭損失도 크고 또 實績도 많지않기 때문에 使用時에는 愼重히 檢討할 必要가 있다.

(다) 다이야후램밸브

그림 5.4.35와 같이 中央部에 隆起部를 갖인 鑄鐵管의 몸體와 이에 圧着한 流水를 遮斷하는 다이야후램으로 되어있다.

使用流體의 條件에 의하여 內面에 고무라이닝, 글라스라이닝等을 하여 高級金屬을 使用하지 않고 耐

蝕性을 얻을 수가 있기때문에 價格도 싸다.

止水部에 홈(溝)이 없으므로 多少의 먼지 모래 等이 끼는 경우라도 機能에는 支障이 없고 밸브體의 損傷도 없다.

農業用水에서는 어느程度의 異物의 混入을 피할수 없으므로 特히 高圧의 경우를 除外하고는 이 種類의 밸브가 有利하게 採用된다.

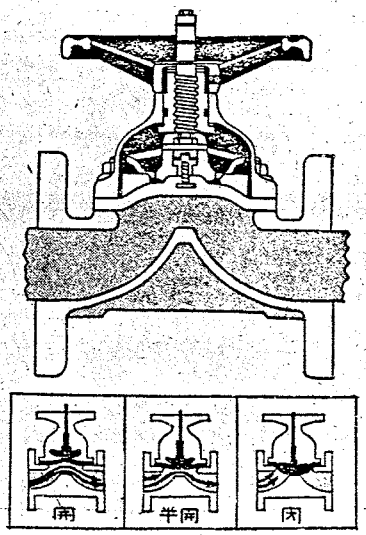


그림 5.4.35 다이야후램밸브

(3) 밸브室

制水밸브에는 그 所在를 明確하게 하고 操作을 容易하게 함과 동시에 將來의 補修도 생각하여 制水밸브室을 設置하지 않으면 안된다.

(가) 小口徑의 制水밸브室은 鐵筋콘크리트管을 使用하고 그 위에 鐵筋콘크리트製의 뚜껑을 놓으면 廉價로 築造된다.

더욱 路面荷重을 고려하여 밸브室 基礎가 直接管에 접촉하지 않은 構造로 한다.

(나) 大口徑管의 경우는 밸브室의 構造는 原則的으로 鐵筋콘크리트製로 하고 內部에 사람이 들어가 修理作業을 할수 있을 程度의 크기로 한다.

더욱 副制水밸브를 設置한것에 대하여는 이들 全體를 制水밸브室에 收容한다.

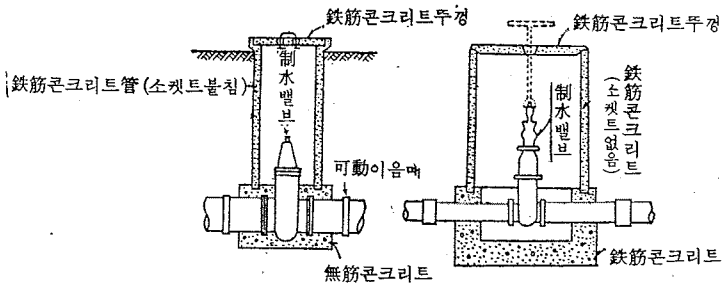


그림 5.4.36 小形制水밸브室例(φ350㎜以下)

(다) 制水밸브室은 밸브 閉止時의 押水圧의 支持體로 되므로 大形밸브室에서는 밸브室底版 과의 結着은 경고하게 하고 무거운 制水밸브에 의한 不等沈下를 防止하기 위하여 必要에 따라 말뚝基礎工을 한다. 또 雨水나 地下水의 浸入을 防止하기 위하여 完全防水工事를 하여 두지 않으면 안된다.

(라) 制水밸브室의 兩側 바깥쪽에 近接하여 可動 이음매를 끼워 不等沈下에 對応하도록 하지 않으면 안된다.

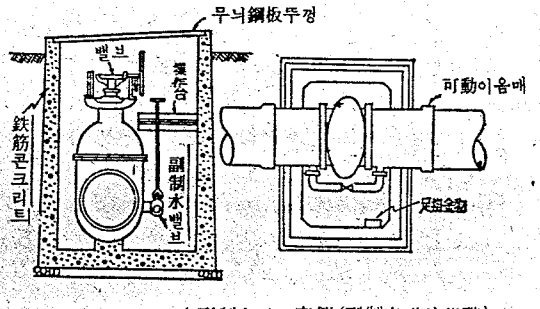


그림 5.4.37 大形制水밸브室例(副制水밸브併設)

다. 맨 홀

管內의 淸掃나 點檢을 하기위하여 呼稱口徑 800㎜以上의 파이프라인에는 原則的으로 맨홀을 設置한다.

맨홀은 作業을 위하여 사람이 出入할 수 있는 크기가 必要하고 一般的으로는 지름 600㎜를 標準으로 한다.

맨홀은 여러가지 事故의 發生의 可能性이 많은 水管橋 制水밸브 地形地質이 変化하는 곳과 이밖의 主要한 곳에 設置하지 않으면 안된다. 또 一般的인 곳에서도 適當한 간격마다 設置하면 좋다.

흙이 많이 싸이는 곳에서는 外部로 부터 點檢修理가 不可能하므로 特히 必要하다.

맨홀의 設置位置는 사람이 出入하는 點에서 보면 管路의 凸部인 곳이 좋으나 點檢을 위한 排水의 便宜도 있으므로 排泥施設의 配置도 아울러서 決定한다.

맨홀은 普通 上向으로 設置하고 그 部分의 空氣排除를 위하여 空氣밸브 또는 給水栓을 붙인다.

맨홀의 바로 위에는 맨홀室을 設置하여 側壁에는 발판 鐵物을 붙이고 鐵뚜껑은 사람이 通할 수 있는 지름50㎝ 程度로 한다.

設置地點에 있어서 最高動水位가 地上 1.0m 以下의 경우에는 開放型의 監査孔으로 하는 것이 좋다.

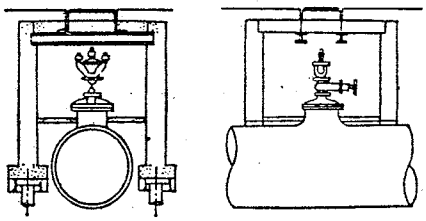


그림 5.4.38 맹홀例

라. 排泥施設

파이프라인 敷設直後의 洗淨排水口로서 또는 常時의 維持管理上, 其他 管內의 물을 排出하기 위하여 管路에는 排泥施設을 設置한다.

排泥施設의 配置 및 構造는 다음과 같다.

(1) 路線中의 低位部이고 排水路 또는 河川이 있는 附近을 選擇하여 흙빼기管을 設置한다.

(2) 흙빼기管의 管徑은 파이프라인의 管徑의 ½~¼ 以上으로 하고 管內洗淨에 必要한 流速을 고려하여 決定한다. 但 放流水를 充分히 流下할 수 있는 排水路 또는 河川이 있을 경우에는 크게 하는 것이 便利하다.

(3) 흙빼기管은 排水用의 枝管과 本管의 바닥을 一致시킨 것으로 이것에 制水밸브를 붙쳐 放流장소까지 끌어간다. 普通 各管種도 흙빼기管으로서 規格品을 製作하고 있으므로 이것을 사용하면 좋다. 口徑管에서는 흙빼기管代身으로 T字管을 사용하는 경우도 있다.

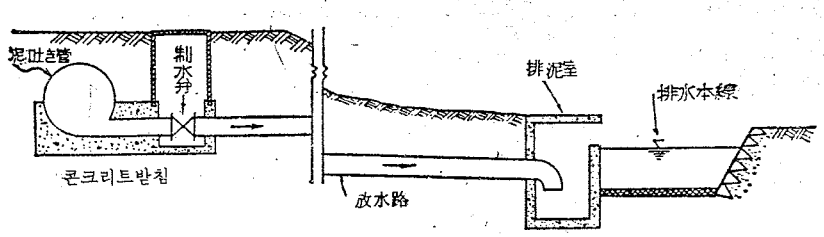
(4) 흙빼기管을 내는 方法은 本管의 制水밸브를 끼운 두개의 흙빼기管을 붙이는 경우와 흙빼기 管을 끼운 2個의 本管制水밸브를 붙이는 경우가 있다.

(5) 흙빼기管의 末端은 排水路에 따라 出口를 設置한다.

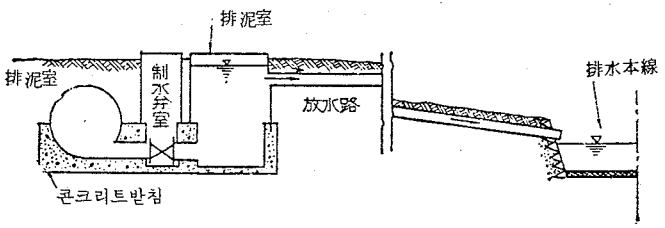
大口徑管의 出口는 一般的으로 鐵筋콘크리트로 만들고 흙빼기管에서 噴出하는 물을 壁에 衝突시켜 水勢를 減少시키는 構造로 하고 그 越流口는 流速을 減少하도록 될수 있는限 크게 하여 둔다.

(6) 흙빼기管으로 直接放流하는 경우에도 또 出口를 設置하는 경우에도 出口附近의 護岸이나 河床은 放流水에 의하여 浸蝕 또는 破壞될 염려가 있으므로 콘크리트, 돌망태 捨石工等의 防護工事를 한다.

(7) 放流水面이 管底보다 높은 경우에는 自然流下에 의한 完全排水가 되지 않으므로 排泥室을 設置하여 펌프排水가 될수있게 하고 또 逆流하는 염려가 없는 構造로 한다.



① 自然排水의 境遇



② 自然排水不能의 境遇

그림 5.4.39 排泥施設例

마. 물넘이

開放型의 파이프라인 및 準閉鎖型의 파이프라인에서는 分水工의 構造 및 그 操作의 如何에 따라서는 分水工을 越流하는 경우가 있으므로 물넘이를 設置하지 않으면 안된다.

물넘이는 스탠드의 側壁의 一定區間을 다른 部分보다 낮게 하고 水路內의 剩餘水를 越流시켜 排除하

는 構造로 한다.

물넘이의 越流水는 管路 또는 홈루움으로 河川 或은 排水路에 接續한다. 放流水의 出口附近의 護岸은 水流에 의하여 浸蝕 또는 破壞되지 않도록 堅固히 築造하지 않으면 안된다.

물넘이의 크기는 計劃最大流量을 放流시키는 것이 바람직하지만 이것이 無理한 경우라도 分水量 全量이 放水되도록 하는것이 必要하다.

開放型의 파이프라인의 最末端部에는 반듯이 全量放流가 되는 放水路를 設置하여 適當한 排水路나 河川에 連結한다.

바. 集中監視制御裝置

파이프라인에 의한 送排水의 對象地域이 광범위하게 分散되어 있을경우 合理的인 물 管理를 達成하기 위해서는 ① 各給水블록 또는 末端의 使用狀態를 把握하고(檢水部) ② 各種의 情報를 中央管理室에 모아 (資料傳送) ③ 測定量을 監視, 記錄하고(資料處理) ④ 設定條件에 의하여 所要의 指令을 내려(自動制御) ⑤ 現場의 操作機器에 의하여 適確한 調整動作을 하는 시스템이 必要하다.

最近의 電子工學의 發達에 따라 遠隔制御, 遠隔測定技術 및 資料處理技術은 더욱 高級化하고 局部的인 自動으로 부터 廣範囲한 綜合的인 自動으로 進展이 可能하게 되었다.

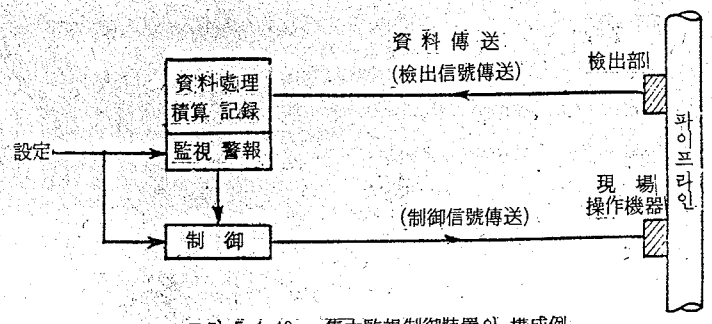


그림 5.4.40 集中監視制御裝置의 構成例

파이프라인에 의한 送配水組織에 있어서 集中監視 制御裝置의 構成 및 各部의 機能例를 그림 5.4.40 및 表 5.4.9에 표시한다.

表 5.4.9 集中監視制御裝置各部의 機能例

項 目	內 容
檢 出 部 트란스쥬우사아	圧力, 流量, 水位, 温度, pH, 重量, 位置等의 偏差 其他 …電氣量으로 変化 (電圧, 電流, 周波數의 変化) 電圧, 電流……電送에 適當한 크기로 変換 現場機器의 故障檢出
資 料 電 送 (檢出信號 制御信號)	資料의 種類 ON—OFF信號 電氣量으로 変換된 測定量 傳送의 方法 그대로 傳送하는것. 다른 電氣量으로 変換하여 傳送하는것.
資 料 處 理	測定量의 指示 記錄, 積算 測定量의 監視 異狀이 있으면 警報

項　目	內　容
制　御	自動制御 例：流量測定, 圧力一定, 水位一定, 変位一定 프로그램 運轉制御 最適値制御
現場操作機器	制御量을 받아 連續的으로 調節操作을 하는 것. ON—OFF信號를 받아 調節機器의 運轉 停止制御 動作을 하는것.

(1) 檢出裝置

(가) 水位檢出 ① 훌로트스윗치 ② 훌로트레스液面計 (液面接點式) ③ 셀신式水位計 ④ 氣泥管式水位計 ⑤ 抵抗式水位計等 ①과 ②는 設定水位와 現在 水位와의 關係를 檢出하는 것으로 ON—OFF 信號를 한다. ③~⑤는 水面의 変動量, 変動速度等의 情報를 얻을수 있기 때문에 連續制御의 경우에 사용된다.

(나) 流量檢出

流量計에는 差圧式, 面積式, 電磁式, 超音波式, 임페라 等이 있고 그 特性 및 適用條件은 表 5.4.7에 표시한 바와 같다.

(다) 圧力檢出

브로돈管式圧力計 抵抗線式圧力計 半導體形圧力計等이 있고 保存, 點檢, 設置가 容易한 브로돈管式이 가장 널리 使用되고 있다.

(라) 其 他

必要에 따라 溫度, 水質等의 檢出器를 사용한다.

(2) 資料傳送

傳送할 資料의 內容은 다음과 같은 것이 있다.

(가) 檢出器에서 얻어진 測定量(現場→中央管理室)

(나) 制御操作을 하기위한 制御量(中央管理室→現場)

(다) 機器의 狀態表示 或은 電動機의 運轉, 停止 指令을 위한 ON—OFF信號 (現場→中央管理室)

이들 信號를 傳送하는 方法으로서는

① 各資料마다 單獨의 操作線을 사용하여 直送하는것(比較的 近距離의 경우 또는 傳達할 資料量이 적을 경우)

② 다른 電氣量 例를 들면 周波數 또는 발스폭로 変換하여 傳送하는것 等이 있다.

②의 方法은 操作線을 共用하여 많은 資料를 傳送할 수 있는 外에 測定量 制御量을 線路特性의 変動에 영향됨이 없이 正確히 傳送할 수가 있기 때문에 檢出 操作의 現場機器가 廣範囲하게 分散하고 또한 各系統마다의 資料量이 많은 送配水 組織의 集中監視制御에는 없어서는 안되는 手段이다.

이 경우 要求되는 性能의 主된 것은

㉮ 送回線數가 적어도 되는것 ㉯ 信號數의 處理能力이 큰것 ㉰ 確實한 選擇動作—錯誤動作의 排除 ㉱ 選擇時間이 짧은것 ㉲ 設定條件의 変更에 對応할 수 있는 유연성 ㉳ 保存이 容易한것 ㉴ 價格이 低廉한것 等인데 制御의 對象이 되는 機器의 種類와 數 或은 周囲의 條件에 의하여 그 重要度는 変하여 지므로 경우에 따라서는 適當한 것을 選擇할 必要가 있다.

5.4.10 調 整 池

調整池의 規模 構造의 決定에 있어서는 물利用計劃, 水源에서 灌漑地區로의 導配水方式, 水路形式 물管理方式 및 設置支點의 立地條件等 綜合的인 觀點에서 檢討하는 것이 必要하다.

가. 調整池의 規模

導配水의 對象이 廣域이고 또 물利用目的이 多樣하게 되면 用水量의 時間的 變動이 크고 또 複雜하게 된다.

調整池는 水路組織中에서 末端의 使用狀況에 따라 適時, 適量給水의 條件을 만족시키고 水路組織으로서의 機能을 有機的 또는 彈力的인 것으로 하기 위하여 設置한 것이다. 調整池의 規模는 水源容量에서부터 末端의 물利用 시스템까지 全體的인 關聯性에 立脚하여 綜合的으로 檢討하여 決定하지 않으면 안된다.

(1) 配水管理 即 물의 円滑한 配分을 主目的으로 하는 경우에는 調整池에서 下流의 計劃最大流量의半日이나 1日分 程度의 貯水能力을 갖게하는 것이 바람직하다.

(2) 水路施設의 管理 即 補修, 點檢, 淸掃等의 面에서 생각할 경우에는 여기에 要하는 時間으로 부터 決定된다. 一般的으로 0.5m³/Sec以下의 파이프라인에서는 破損時의 補修를 1日以內로 끝나는 일이 많다.

그러나 그 以上의 規模에서는 3－7日 程度를 必要로 한다. 따라서 補修, 點檢에 必要한 日數를 想定하여 調整池의 容積을 定하면 그 下流地區는 支障없이 물利用이 繼續된다.

(3) 물配分 및 施設管理 뿐만 아니라 補助水源의 役割도 하는 경우에는 그 調整池에 貯水할 必要貯水量과 調整池로의 流入水路의 通水能力의 餘裕에서 規模를 決定한다.

이 경우 調整池의 規模와 上流水路의 斷面과는 서로 經濟性을 比較하여 決定한다.

(4) 調整 池設置 豫定地點의 立地條件에 의한 經濟性(貯水容量과 工費와의 關係) 및 上下流파이프라인의 水位計劃 等 總體的인 水頭配分에 對하여도 檢討하는 것이 心要하다.

나. 調整池의 構造

調整池의 構造는 大規模 灌漑計劃에 있어서 貯水容量이 큰 경우에는 댐을 築造하여 貯水하는 本格的인 貯水池에서 小規模의 것은 아스팔트라이닝이나 콘크리트라이닝 或은 鐵筋콘크리트製의 調整池까지 있다.

어느 것이고 技術的인 觀點과 經濟性을 생각하여 그 構造를 決定한다.

調整池에는 適當한 餘水放流施設을 設置하여 河川이나 溪谷에 放水되게 하지 않으면 안된다. 또 파이프라인에 土砂나 먼지가 流入하지 않는 構造로 한다.

다. 후암폰드(田地灌漑調整池)

田地灌漑에 있어서의 農用池(溜池)는 1日中의 水源에서 灌漑地區로의 供給水量과 田地灌漑地區內에의 灌漑使用水量과의 사이에 생기는 時間的 水量的 不均衡을 調整하는 役割을 갖는 것이다. 따라서 地區內에서 必要로 하는 組織容量을 恒常 水源에서 容易하게 供給할 수 있는 施設로 되어 있는 경우에는 農用池는 不必要하다.

5.5 通水試驗

파이프라인은 敷設後 通水試驗을 하여 水密性, 安全性을 確認하지 않으면 안된다.

試驗에 있어서는 異常水位가 發生하여 管을 破壞하지 않도록 充分히 注意하지 않으면 안된다.

特히 파이프라인의 注水는 愼重히 하지 않으면 안된다. 通水試驗은 漏水試驗과 水圧試驗을 包含한다.

이中 漏水試驗은 반드시 實施하지 않으면 안된다. 또 特히 重要한 파이프라인에 對하여는 水圧試驗을 하는 것이 바람직 하다.

가. 通水試驗

파이프라인에 물을 注入하여 漏水하는 곳의 發見 및 漏水量이 許容限度內에 있는가 없는가를 試驗하는 것으로 그結果 必要에 따라 適切한 止水措置를 講究하지 않으면 안된다.

漏水試驗의 順序, 方法은 다음과 같다.

(1) 임시되메움

水圧에 의하여 管이 移動하는 일이 있으므로 어느 程度의 되메움을 한다.

檢査나 補修를 위해서는 이음매부의 되메움은 조금만 하여 두는것이 바람직하다.

콘크리트基礎의 경우는 充分한 強度가 發生할때 까지는 通水試驗을 해서는 안된다. 더욱 되메움에 앞서 管의 接合後 大口徑管에 대하여는 테스트밴드와 이음매部의 水密性을 檢査하여 두어야 한다.

(2) 水 張

(가) 管內에의 注水前에 空氣밸브나 給水栓等을 全開하여 注水에 따르는 空氣의 出口로 한다.

(나) 注水速度는 管內에서의 排氣速度에 따라 加減한다. 急激히 注水하면 空氣圧으로 因하여 생각하지 않은 事故를 일으키는 수가 있으므로 空氣가 모이기 쉬운 部分의 排氣狀態에 注意하지 않으면 안된다.

(다) 모든 出口 또는 給水栓에서 氣泡를 含有하는 물이 나오지 않게 되었을 때에 徐徐히 計劃流量을 通水한다.

(라) 通水時 체크밸브等의 機能을 點檢한다.

(마) 水張中에는 파이프라인의 異常의 有無를 點檢하고 事故防止에 萬全을 期한다.

(바) 漏水하는 곳에는 止水措處를 講究치 않으면 안된다.

(3) 漏水試驗

(가) 管의 吸水와 殘溜空氣를 排除하기 위하여 水張後 적어도 一晝夜를 經過하여 漏水試驗을 하는 것이 바람직하다.

(나) 漏水試驗에 앞서 管內의 空氣를 完全히 排除한다.

(다) 一定한 試驗水圧을 24時間 維持하고 이 사이의 漏水量(補給水量)을 測定한다. 試驗水圧으로서는 設計使用水圧(設計內水圧一設計水擊圧)이 바람직 하다.

(라) 漏水의 許容量은 管種, 管徑 이음매構造 內水圧 및 밸브 其他 附帶施設의 狀況等에 의하여 다르다. 管徑 1 cm 延長 1 km當 콘크리트管類에서는 100~150ℓ/日, 石綿, 鑄鋼管에서는 50~100ℓ/日 程度를 標準으로 한다.

(마) 漏水量이 許容限度內에 있어도 集中的인 漏水個所에는 止水措處를 講究치 않으면 안된다.

나. 水圧試驗

水圧試驗은 파이프라인이 設計水圧(設計使用水圧+設計水擊圧)에 安全하게 견디는 것을 確認하기 위한 것이다. 그러나 特히 重要한 파이프라인에 對해서는 水圧試驗을 하는것이 바람직하다.

水圧試驗은 漏水試驗이 끝난后에 한다.

水圧試驗은 파이프라인에 設計水圧(設計使用水圧+設計水擊圧)을 手動式펌프等으로 加壓하여 試驗區間의 파이프라인의 異常의 有無를 點檢한다.

管內의 공기가 完全히 排除되어 있지 않으면 큰 事故가 發生할 염려가 있으므로 注意하지 않으면 안된다.

(參考) 許容漏水量의 例(美國水道協會의 例)

① 콘크리트管

P.S 콘크리트管

$L \leqq 92.5 \sim 139\ \ell/km/cm/24hr$　L : 許容漏水量

② 石綿시멘트管

$$L \leqq \frac{ND}{710}\sqrt{P}$$

여기서 L : 許容漏水量 (ℓ/hr)
N : 이음매의 數
D : 파이프 徑 (cm)
P : 試驗水壓 ($1g/cm^2$)

③ 鑄鐵管

메카니칼 및 挿入이음매의 경우

$$L \leqq \frac{ND}{660}\sqrt{P}$$

여기서 L, N, D, P는 石綿시멘트管과 같다.

鉛코오킹의 경우

$$L \leqq \frac{ND}{330}\sqrt{P}$$

④ 鋼管

$L \leqq 9.3\ \ell/km/cm/24hr$

제 6 장 開水路

6.1 開水路 種類

6.1.1 開水路

灌漑를 쉽게 하기 위하여 一般的으로 水面을 높게 하고 比較的 水深을 얕게한다. 그러나 可及的 浸速을 크게 하여 작은 斷面으로 많은 流量을 흐르게 하는 것이 경제적으로 유리하다. 한편 漏水와 浸蝕을 防止하기 위하여 必要에 따라 라이닝을 함이 바람직하다.

6.1.2 排水路

排水路는 排水가 쉽게 잘되게 하기 위하여 低位部에 配置하고 地下排水까지 꾀할 때에는 可及的 깊은 斷面으로 할 것이다. 라이닝은 側面을 보호하는 目的으로 하고 바닥은 라이닝을 하지 않는 것이 普通이다.

6.1.3 用, 排水 兼用水路

이 경우에는 主目的을 排水路로 보아 設計하고 灌漑도 할 수 있도록 보를 마련하여 水位를 높혀서 用排水 기능을 다 할 수 있게 하여야 하는데 特히 排水路로서의 기능이 充分하게 할 것이다.

6.2 開水路 設計上의 基本事項

6.2.1 流量計算의 5要素

사다리꼴이나 또는 直4角形 斷面의 水路에서 流量計算을 할 때의 5要素는 조도, 옆비탈면 기울기, 水路기울기, 水深 및 밑나비이다.

6.2.2 計算의 順序

조도 및 옆비탈면기울기를 選定하고 水路기울기를 決定한 다음 水深과 밑나비를 決定하는 것이 보통이지만 경우에 따라서는 조도와 側面기울계를 選定하고 水深과 밑나비를 決定한 다음 이것들에 對應하는 水路기울기를 算定하기도 한다.

즉, 側面기울기와 조도는 主로 水路內面을 구성하는 材料의 性質에 따라라 定해자고 이것들에 의하여 許容流速의 範圍가 決定된다. 이 流速에 適合한 斷面 即 水深과 밑나비 및 水路기울기를 決定하는 것이다. 그리고 水路의 斷面과 기울기는 서로 關聯되어 決定되고 한쪽이 정해지면 이에 의하여 다른 쪽이 決定된다. 이를테면 地形的으로 보아 우선 水路기울기를 정한다면 이 水路기울기에 適合한 斷面이 정해지고 또 한편 經濟的 및 水理學的으로 有利한 斷面을 決定하였다면 이에 對應하는 水路기울기가 정해진다.

6.2.3 粗 度

제 表 4,3,3, 1), 2), 3), 4) 참조

6.2.4 水路의 기울기

流水中의 浮遊物이 침전하지 않고 水路에 雜草가 번성하지 않으며 水路의 內面을 構成하는 材料가 침식작용을 받지 않는 範圍內에서 流速이 크게 되는 기울기로 하여 될 수 있는한 水路斷面을 縮少시키는 것이 좋다. 또 末端으로 감에 따라 斷面도 좁고 流量도 적어지므로 차차 기울기를 급하게 하지 않으면 물이 빨리 供給되지 않을 뿐만 아니라 泥土가 침전하여 水路가 황폐하게 된다. 따라서 간선보다 支線을, 支線보다 支渠를 보다 급한 기울기로 하여야 한다.

이 開水路의 기울기에 대한 標準은 表-6.2.1, 表-6.2.2 와 같다.

表-6.2.1. 用水路의 種類와 기울기의 標準

종 류	幹線水路	支線水路	支渠水路
기 울 기	$\frac{1}{3,000} \sim \frac{1}{5,000}$	$\frac{1}{1,000} \sim \frac{1}{3,000}$	$\frac{1}{300} \sim \frac{1}{1,000}$

表-6.2.2 各種 土質에 對한 기울기의 基準

土 質	실 트	부 식 토	모 래	자 갈	중 점 토
기 울 기	$\frac{1}{6,000}$	$\frac{1}{1,000}$	$\frac{1}{800}$	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{150}$

6.3 水路의 斷面型

6.3.1 一般的인 原則

水路의 斷面을 決定하는데는 다음의 6個原則이 있다. 即

① 水理上 유리단면 ② 침수상 유리단면 ③ 水路의 安全性 ④ 굴착이 쉽고 經濟的인 斷面 ⑤ 침식되지 않는 단면 ⑥ 실트 등의 침전이 생기지 않음

위의 6개 원칙중에서 ①②⑤는 比較的 깊은 斷面이고 ③④⑥은 얕은 단면이 有利하다. 이와 같이 原則上에서 서로 相反되는 점이 있는데 水路의 種類, 目的 또는 地形 등에 따라 調整 決定한다.

水理上 有利한 斷面은 윤변이 최소로 되는 斷面이니까 라이닝하는 水路에서는 經濟的으로 되어 重要視되지만 흙水路에서는 그다지 重要視할 必要는 없다.

침투상 유리한 斷面은 흙水路에서는 침투손실을 적게 할 必要가 있으니까 重要하지만 라이닝하는 水路에서는 問題가 되지 않는다.

水路의 安全性問題는 水路가 山 中腹을 通過하게 되는 경우 特히 重要視되며 水深이 커서 水位가 흙쌓기한 部分까지 돌아오게 되면 취구멍 等에서 흘러나오는 물의 水壓에 의하여 危險하게 되므로 通水斷面積을 흙깎기部 까지로 하거나 라이닝을 하거나 한다.

굴착이 쉽고 경제적인 斷面은 水路의 水深이 커지면 굴착의 單價가 커지는 한편 흙이 남게 되어 버려야 하니까 土捨場이 멀면 工事費가 增加하게 된다.

따라서 이러한 경우에는 I·T이 經濟的으로 되어야 한다는 것이 斷面決定에 있어 重要한 要素로 된다.

세굴과 침전에 對해서는 이미 말한 바와 같이 適當한 流速을 갖게 하므로서 充足시킬 수 있으며 經濟

的으로는 許容流速의 最大값을 擇하도록 할 것이다.

6.3.2 流量과 水面나비, 水深의 比, 水路의 기울기

同一한 水路 기울기에 대해서는 流量이 많아지면 流速도 빨라지고 流速이 許容流速을 超過하게 되면 밑나비를 넓게 하여 流速을 작게 한다. 流速은 通水斷面이 크면 작은 斷面에서 보다 빨라진다.

流量이 많을수록 밑나비가 넓고 水深이 얇은 斷面으로 하여야 한다.

万一 水路의 밑나비와 水深의 관계만으로 調節되지 않을 경우에는 라이닝이나 낙차공으로 調節한다.

側面기울기가 1:1.5의 흙水路에서의 適當한 b/H와 H에 대한 표준을 제시하면 다음과 같다.

$b/H=2\theta^{\frac{1}{7}}$ $H=\beta\theta^{\frac{1}{3}}$ $\theta\leqq 20^{m^3/sec}$ ..... (6,3,1)

$b/H=2\theta^{\frac{1}{2}}$ $H=\beta\theta^{\frac{1}{3}}$ $\theta>20$ 〃 ..... (6,3,2)

여기서 θ : 유량(m^3/sec) b : 밑나비(m) H : 수심(m)

α, β는 계수이며 表-6,3,1 과 같다.

表-6.3.1 α, β의 값

$\theta\leqq 20m^3/sec$		$\theta>20m^3/sec$	
계수의 범위	평 균	계수의 범위	평 균
α 1.40~2.0	1.70	0.71~1.06	0.78
β 0.71~0.87	0.79	0.71~0.87	0.79

식(6,3,1) (6,3,2)은 美國에 있어서의 實例로 부터 기납적으로 유도한 經驗式이다.

各種 流量에 對한 b, H, V와 흙水路의 기울기를 提示하면 表-6,3,2와 같다.

表-6.3.2 흙水路의 기울기와 밑나비 水深의 比

$Q^{m^3/sec}$	b(m)	H(cm)	b/H(표준)	b/H	H	V	기울기(1:I)
1.0	1.3	0.70	1.7	2.0~1.4	0.70~0.80	0.50~0.75	400~1,000
3.0	2.5	1.10	2.3	2.7~1.8	1.00~1.20	0.55~0.80	1.100~1,800
5.0	3.5	1.35	2.6	3.0~2.1	1.20~1.50	0.55~0.85	1.600~2,400
7.5	4.4	1.58	2.8	3.3~2.3	1. 0~1.75	0.56~0.86	1.800~2,700
10.0	5.4	1.73	3.1	3.6~2.5	1.55~1.90	0.58~0.88	2.000~3,000
15.0	6.7	1.98	3.4	3.9~2.8	1.80~2.20	0.59~0.89	2.400~3,600
20.0	8.7	2.17	4.0	4.7~3.2	1.95~2.40	0.61~0.91	2.700~4,200
25.0	10.4	2.32	4.5	5.3~3.6	2.10~2.50	0.63~0.94	2.900~4,700
30.0	12.0	2.45	4.9	5.8~3.9	2.20~2.70	0.65~0.95	3.000~5,000

가. 옆면비탈 기울기의 變化에 의한 수정

1.5할 以外의 옆면비탈 기울기(m)에 대하여 同一한 通水斷面積의 A 값을 求하는 밑나비 b'는 式(6,3,3)으로 求한다.

$$b' = b + H(1.5 - m) \quad \cdots\cdots (6,3,3)$$

여기서 H : 수심

나. 라이닝 水路

라이닝水路에서는 潤邊이 最少일때 라이닝의 길이가 最少로 되어 경제적이다. 그러나 밑바닥이 콘크리트 일 때는 콘크리트를 치는데 거푸집이 필요없다.

따라서 밑바닥에 대한 비용과 측벽의 비용을 합친것이 最少로 되는 斷面이 經濟的인 斷面이라 할수 있다.

6.3.3 水理上 有利한 斷面

水理上 有理한 斷面은 通水斷面積 A에 대하여 윤변 P가 最少로 되는 경우 즉 動水半徑 R가 最大가 되는 斷面이다.

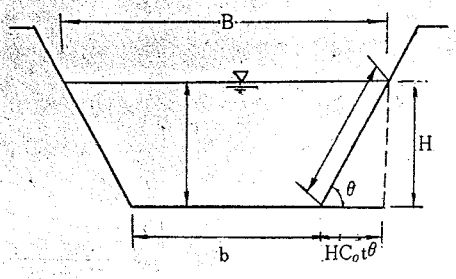


그림 6.3.1

그림 6.3.1에서 보는바와 같이 사다리 꼴이나 直四角形의 일반적 斷面形에서 다음 關係가 成立한다.

H : 最大水深(m), B : 水面나비(m), A : 斷面積(m²),

m : 옆비탈면기울기 $= \cot\theta$, ℓ : 비탈의 길이(m), P : 潤邊(m),

R : 動水半徑 $= \frac{A}{P}$ 라 하면

$$B = b + 2H\cot\theta = b + 2H\cdot m \qquad \therefore\ b = B - 2H\cot\theta = B - 2H\cdot m$$

$$P = b + 2\ell = b + 2H\,\mathrm{cosec}\,\theta$$

$$A = \frac{1}{2}(B+b)H = H(B - H\cot\theta) = H(b + H\cot\theta)$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{H(B - H\cdot\cot\theta)}{b + 2H\,\mathrm{cosec}\,\theta} = \frac{A\cdot H\cdot}{A - H^2(\cot\theta - 2\,\mathrm{cosec}\,\theta)} \quad \cdots\cdots (6.3.4)$$

여기에서 A를 一定하게 하고 R를 최대로 되게 하는 水深 H를 구하면 식(6.3.4)으로 부터

$$\frac{dR}{dH} = 0 \qquad H = \sqrt{\frac{A\sin\theta}{2 - \cos\theta}}$$

$$\therefore\ b = 2H\tan\frac{\theta}{2} \text{ 또는 } b/H = 2\tan\frac{\theta}{2} \quad \cdots\cdots (6.3.5)$$

$$\frac{B}{2H}=\text{cosec}\theta \qquad \ell=\frac{B}{2}$$

이들을 식 (6,3,4)에 대입하면

$$A=H^2(2-\cos\theta)\ \text{cosec}\theta$$

$$P=2H(2-\cos\theta)\ \text{cosec}\theta \qquad \cdots\cdots (6,3,6)$$

$$R=\frac{H}{2}$$

즉 $b/H=2\tan\frac{\theta}{2}$, $B/H=2\text{cose}\theta$, $\ell=\frac{B}{2}$ 되는 斷面形이 水理上 가장 有理한 斷面이다.

直四角形 斷面에서는 $\theta=90°$의 경우이니까

$b=B=2H$, $A=BH$, $P=2B=4H$, $R=\frac{1}{2}H=\frac{1}{4}B$의 關係가 成立되면 水理上 가장 有利한 단면이다.

이에 관한 계산상 필요한 표를 제시하면 표-6.3.3, 6.3.4과 같다.

표-6.3.3 水深 H가 주어졌을 때의 水利上 有理한 斷面

옆비탈면기울기	90°	1 : 0.25	1 : 0.5	1 : 1.0	1 : 1.5	1 : 2.0	1 : 2.5	1 : 3.0
수면나비 (B)	2.0H	2.062H	2.236H	2.828H	3.606H	4.472H	5.392H	6.329H
바닥나비 (b)	2.0H	1.562H	1.236H	0.828H	0.606H	0.472H	0.392H	0.329H

표-6.3.4 水利上 有理斷面

m	0.0	0.2	0.3	0.5	0.75	1.0	1.25	1.50	2.0	2.5	3.0
θ	90°	78°41′	73°18′	63°20′	53°08′	45°	38°41′	33°41′	26°34′	21°48′	18°26′
$\sin\theta$	1.00	0.981	0.958	0.894	0.800	0.707	0.625	0.555	0.447	0.371	0.316
$\cos\theta$	0.00	0.202	0.287	0.447	0.600	0.707	0.781	0.832	0.894	0.928	0.949
ℓ/H	1.00	1.0198	1.044	1.118	1.250	1.414	1.600	1.803	2.236	2.696	3.165
B/H	2.00	2.040	2.088	2.236	2.500	2.828	3.200	3.606	4.472	5.392	6.329
b/H	2.00	1.640	1.488	1.236	1.000	0.828	0.702	0.606	0.472	0.386	0.324
$H/\sqrt{A}$	0.707	0.737	0.748	0.759	0.756	0.739	0.716	0.689	0.636	0.589	0.549
$B/\sqrt{A}$	1.414	1.583	1.562	1.698	1.890	2.092	2.271	2.483	2.844	3.169	3.502
$b/\sqrt{A}$	1.414	1.209	1.113	0.938	0.755	0.612	0.503	0.417	0.300	0.227	0.178
$\ell/\sqrt{A}$	0.707	0.752	0.781	0.849	0.945	1.046	1.146	1.242	1.422	1.585	1.756

6.3.4 浸透上 有理한 斷面

水路에서의 浸透損失量은 表土와 下層土의 性質, 地下水位의 高低에 관계가 있을 뿐만아니라 動水半徑에 比例하고 水深에도 관계가 있다.

보통 침투손실량은 수심의 계곱근에 비례하는 것으로 취급한다. 즉

$$S_y = C\sqrt{H_y} \quad \cdots\cdots (6,3,7)$$

식에서 S_y : 어떤 점의 침투손실량

H_y : 어떤점의 수심 C : 토질과 지하수위의 고저에 따르는 계수

수로의 옆비탈면에서의 평균 浸透强度는 밑바닥의 것의 $\frac{2}{3}$와 같다.

즉 $$S = 2\times\frac{2}{3}C\sqrt{H}\times\frac{H}{\sin\theta}+C\sqrt{H}\times b = C\sqrt{H}\left(b+\frac{4H}{3\sin\theta}\right) \quad \cdots\cdots (6,3,8)$$

지금 $b/H=\alpha$ 라하면

$$A = \frac{2b+H\cot\theta\times 2}{2}\times H = b\,H+H^2\cot\theta$$

$b=H\alpha$ 이므로 $A=H^2\alpha+H^2\cot\theta=H^2(\alpha+\cot\theta)$

$\therefore H=\sqrt{A/(\alpha+\cot\theta)}$

$$\therefore S = C\left\{\frac{A}{\alpha+\cot\theta}\right\}^{\frac{1}{2}}\left\{\alpha+\frac{4}{3\sin\theta}\right\} \quad \cdots\cdots (6,3,9)$$

따라서 浸透量 S가 최소가 되는 α를 계산하면 되는데 이는 윗식을 α에 관하여 微分하고 이를 0으로 놓으면 된다.

즉 $$\alpha = 4\tan\frac{\theta}{2}$$

$$\therefore \frac{b}{H} = 4\tan\frac{\theta}{2} \quad \cdots\cdots (6,3,10)$$

따라서 침투량이 最少가되는 斷面의 수심과 수로 밑나비의 비는 水理上 가장 有理한 단면의 경우의 2部가 되는 것이므로 침투손실을 적게 하기 위해서는 얕고 넓은 斷面이 유리하다.

6.3.5 수로에서의 손실

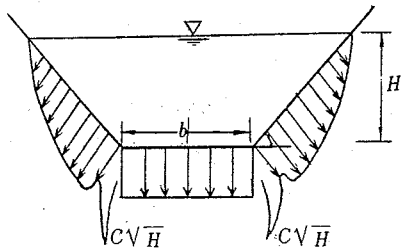


그림 6.3.2 침투량설명도

수로 서의 損失水量은 水面으로부터의 蒸發損失과 바닥 및 옆면으로 부터의 침투손실량의 합계인데 침투손실에 영향을 미치는 要因에는 다음과 같은 것들이 있다.

① 表土 및 下層土의 性質
② 지하수위의 위치 및 표토 하층토의 배수상태
③ 水温
④ 水路의 新, 旧 및 浮遊 土의 量
⑤ 水路의 水深과 浸透路長의 거리

⑥ 水路中의 流速

6.4 水路의 斷面設計

(그림 6.4.1 참조)

6.4.1 水路 둑의 나비

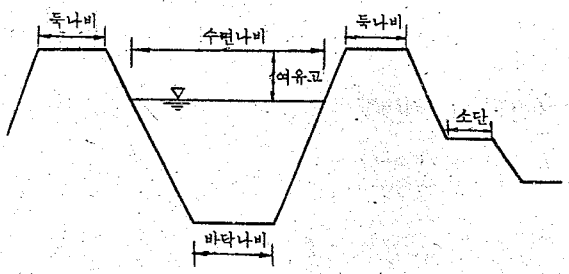


그림 6.4.1 수로횡단면의 각부명칭

수로의 둑을 道路로 사용할 때에는 그 나비는 道路로서 필요한 나비를 가지게하여야 하며 그렇지 않은 경우에는 土質과 水深에 따라서 차이가 있는데 普通 水路에서는 最少나비 3(60㎝) 큰 수로에서는 最大 3.0m로 取하고 一般的으로는 水深과 같은 程度로 한다.

6.4.2 옆비탈면 기울기

수로의 내면을 콘크리트등으로 라이닝하는 경우는 例外지만 보통의 흙수로에서는 수로둑이 무너지지 않게 그 兩側을 비탈지게 하여야 하는데 안쪽 비탈면 기울기는 항상 물로 飽和되어 있으므로 더욱 무너지기 쉬우며 따라서 바깥쪽 비탈면 기울기보다 느리게 하여야 한다따

비탈면의 기울기는 土質에 따라 다르며 그 기준은 表-6 4.1과 같다.

표-6.4.1 水路의 옆비탈면 기울기

토 질	깎아내기	흙쌓기 (바깥면)		흙쌓기 (안쪽면)			
		높이 3m以下	3m 以上	1m以上	2m以上	3m以上	4m以上
모래질흙	1:(1.5~1.8)	1:2.0	1:2.5	1:1.8	1:2.0	1:2.2	1:2.5
자갈 〃	1:(1.0~1.5)	1:1.8	1:2.2	1:1.5	1:1.8	1:2.0	1:2.2
양 토	1:(0.5~1.0)	1:1.5	1:2.0	1:1.2	1:1.5	1:1.8	1:2.0
진 흙	1:(0.5~1.0)	1:1.5	1:2.0	1:1.2	1:1.5	1:1.8	1:2.0
자갈질진흙	1:(0.5~1.0)	1:1.5	1:2.0	1:1.2	1:1.5	1:1.8	1:2.0

(1) 計劃最高 水位上의 余有高는 水深의 $\frac{1}{3}$을 標準으로 하고 과히 크지 않은 水路에서는 30㎝ 이상으로 할 필요는 없다.

(2) 一般的으로 일어나는 高水位에 대해서는 最大水深의 $\frac{1}{10}$로 할수 있다.

단 15㎝ 이상으로 되어야 한다.

(3) 重要한 水路에서는 安全을 維持하기 위하여 특히 必要할 때에는 最大水深의 $\frac{1}{2}$까지 增大시킬 수 있다.

6.5 水路의 土工

6.5.1 平坦地 水路에서의 土工의 均衡

x : 水路掘鑿 깊이 (m)
D : 水路 깊이 (m)
b : 水路의 바닥나비 (m)
t : 둑마루 나비 (m)
$1:n_1$: 外側비탈기울기
$1:n_2$: 內側비탈기울기

로 하고 굴착한 흙을 흙쌓기에 전용하여 過不足이 없도록 하기 위해서는 中心線에 있어서의 굴착 깊이를 x로하면

$$\text{평탄지 한쪽 側面의 흙쌓기면적} = \left\{\frac{2t+n_2(D-x)+n_1(D-x)}{2}\right\}(D-x)$$

$$\text{굴착량의 } \frac{1}{2}\text{量} = \frac{1}{2}(b+n_1x)x$$

흙쌓기의 沈下量을 10%로 보고 굴착토량 = 1.1× (흙쌓기량)으로 하면

$$\frac{1}{2}(b+n_1x)x = 1.1\left\{\frac{2t+n_2(D-x)+n_1(D-x)}{2}\right\}(D-x)$$

로 되며 이것을 정리하면 다음과 같다.

$$x^2\left(\frac{n_1}{10}+1.1n_2\right)-x\{b+2.26+2.2(n+n_2)D\}+2.2tD+1.1D^2(n_1+n_2)=0 \cdots\cdots (6,5,1)$$

여기에서 $n_1=n_2=1.5$, $t=\frac{3}{4}D$로 하면

式 (6.5.1)은 $1.8x^2-(D+8.25D)x+4.95D^2=0$

이식을 풀어 b/D의 各種 값에 대한 x의 값을 計算하면 다음과 같다.

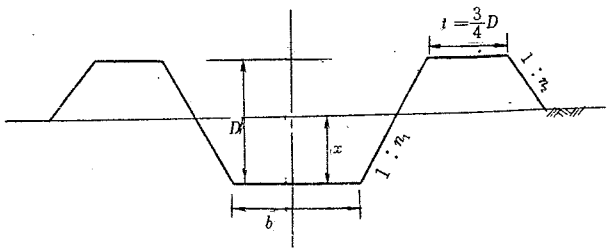


그림 6.5.1 土工의 均衡

表－6.5.1　　均衡土工의 掘鑿깊이 x(m)

D \ b	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0.61	0.54	0.47	0.43	0.40	0.37	0.33	0.30	0.27	0.23
2	1.22	1.08	0.95	0.87	0.80	0.74	0.66	0.60	0.54	0.45
3	1.83	1.63	1.42	1.29	1.20	1.11	8.99	0.90	0.81	0.67

6.5.2 山復部 水路의 흙깍기

山復部같은 急한 경사지에서는 통수단면이 굴착부안에 있게 한다. 지금

A : 통수단면적(m²)　　1 : n; 수로 옆비탈면의 기울기

A_1 : 수면위의 굴착단면(m²)

$A+A_1$: 전굴착 단면　　1 : n_1; 지표면 기울기 $r_0=b/D$=바닥나비/수심

$$A+A_1=A\left\{1+\frac{1}{2}\frac{(2n+r_0)^2}{(n+r_0)(n_1-n)}\right\}=AC \quad \cdots\cdots (6.5.2)$$

식에서 C는 굴착토량계수이며 表－6.5.2과 같다.

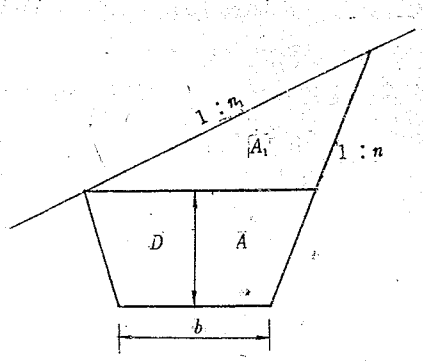


그림 6.5.2　山復部의 水路

표－6.5.2　계수 C의 값

단면형	지표면기울기								
	1 : 2				1 : 3				
	비탈면 기울기	1 : 0.5	1 : 1	1 : 2.5	비탈면 기울기	1 : 0.5	1 : 1	1 : 1.5	1 : 2
수라상유리단면	1.66	1.96	3.19	7.17	1.50	1.58	2.09	3.06	5.04
침투상유리단면	2.33	2.35	3.52	7.54	2.20	1.81	2.26	3.18	5.15
$b/D=1$	1.33	1.89	3.25	7.50	1.25	1.54	2.13	3.13	5.16
2	1.66	2.20	3.67	8.16	1.50	1.72	2.34	3.38	5.50
3	2.00	2.52	4.13	9.00	1.75	1.92	2.56	3.66	5.90
4	2.33	2.86	4.60	9.93	2.00	2.12	2.80	3.97	6.34

단 면 형	1 : 4					1 : 5				
	비탈면 기울기	1 : 0.5	1 : 1	1 : 1.5	1 : 2	비탈면 기울기	1 : 0.5	1 : 1	1 : 1.5	1 : 2
유수상유리 단면	1.33	1.41	1.73	2.24	3.03	1.26	1.32	1.54	1.88	2.35
침투상유리 단면	1.66	1.58	1.84	2.31	3.07	1.50	1.45	1.63	1.94	2.38
$b/D=1$	1.16	1.38	1.75	2.20	3.08	1.18	1.30	1.55	1.81	2.39
2	1.33	1.53	1.89	2.43	3.25	1.26	1.40	1.66	2.02	2.50
3	1.50	1.65	2.04	2.60	3.45	1.40	1.51	1.76	2.14	2.62
4	1.66	1.750	2.20	2.78	3.67	1.50	1.62	1.90	2.27	2.78

山 復部에 設置하는 水路는 수로의 安全性問題를 중요시하여야 하며 水面이 原地盤 안에 있어야 하는 동시에 굴착량이 적어 경제적이어야 한다. 이를 위해서는 水理上 및 浸透上 有理한 斷面이되게 한다는 점은 고려할 필요가 없다.

지표면의 기울기가 급할때에는 b/H는 1 : 1내외로 하고 아울러 옆비탈면의 기울기는 1 : 0.5보다 급하게 하여야 한다. 따라서 대개의 경우에는 라이닝이 필요하다.

6.5.3 경사지 수로에서의 토공의 균형

한쪽 측면이 흙쌓기로 되는 경사지에서의 토공량의 균형은 다음과 같이 산정한다.

(1) 水路의 옆비탈면기울기를 결정하고 밑나비와 水深과의 비, 여유고, 둑마루 나비를 책정하여 표준단면을 결정한다.

(2) 이 표준단면에 對하여 地表가 水平인 경우의 均衡 굴착깊이를 산정한다.

(3) 위에서 구한 높이의 점을 現場에서 求하고 이점에서 水平으로 Y되는 偏距를 測定한다. 이 水平으로 測定하는 中心線의 偏距는 수로의 단면형에 따라 다르지만 경사지의 기울기에는 관계가 없다. 여기에서 偏距 Y는 다음과 같이 求한다.

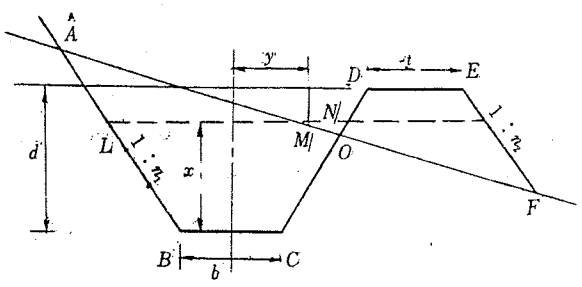


그림 6.5.3 傾斜地 水路에서의 土工의 均衡

$\triangle ALM = 1.1 \triangle MPF$로 하고 이 닮은 꼴뷔 3角形으로 부터

$\triangle ALM / \triangle MPF = (LM)^2 / (LP-LM)^2 = 1.1$

$\therefore (LM) / (LP-LM) = \sqrt{1.1}$

$LP = LM / \sqrt{1.1} + LM = 1.95LM$ 또는 $LM = 0.514LP$

$\therefore LP = b + (n_1 + n_2)d + t$

$\therefore Y = LM(b/2 + n_1 x) = 0.514LP - b/2 - n_2 x$ ..... (6.5.3)

여기에서 $n_1 = n_2 = 1.5$, $t = \frac{3}{4}D$로 하면 중심선과의 偏距 Y(m)는 表 6,5,3과 같다.

表-6.5.3 中心線의 偏距(m)

b \ b/D	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1.03	1.15	1.27	1.34	1.40	1.46	1.53	1.59	1.65	1.72
2	2.05	2.29	2.53	2.68	2.80	2.91	3.06	3.18	3.30	3.45
3	3.08	3.44	3.79	4.02	4.20	4.37	4.59	4.59	4.77	5.20

곡선수로인 경우에는 수정이 必要하며 토량은 굴착과 흙쌓기부의 각각의 中心거리의 길이에 비례하는 것으로 하여 계산한다.

急傾斜地에서 굴착토량과 흙쌓기량이 均衡을 取하도록하면 토공상으로는 경제적이지만 水面이 原地盤보다 높게되는 것이 보통이고 水路가 작을때에는 均衡이 잡힐 때도 있지만 水路가 커질수록 안전상 좋지 못하다. 이러한 경우에는 地形과 地質을 判斷하여 決定토록 한다.

一般的으로 ① 작은 단면인 水路에서는 土量의 均衡을 고려할 것이며 ② 만일 內外옆 비탈面을 急한 기울기로 하면 水面이 커지고 ③ b/D가 작을수록 亦是 水面은 커진다. ④ 큰 水路에서는 둑마루 나비와 여유고를 크게 하지않고서는 土量의 균형을 取할수 없다.

6.5.4 굴착한 비탈면의 기울기

굴착 높이와 비탈면의 관계는 土質에 따라 다르며 토질이 分明해진 다음에야 決定된다. 긴 수로에서는 여러가지 종류의 흙이 섞여있으니까 일일히 그 토질을 검사하고 시험할수는 없으므로 소규모의 水路에서는 特히 서로 다른 土質에 대한 시험만으로 끝맺도록하고 너무 나쁘지않은 土質에 대해서는 經驗的 판단에 의하여 設計하여도 된다.

均等한 粘土質 지반에서 정규단면인 경우에는 다음과 같은 안정수를 사용한 테일러(Tay lor)의 도표를 이용하여 계산하여도 좋다.

안정수 $N = \frac{C}{whF}$ ..... (6.5.4)

여기서 C : 점착력 e/m^2, W : 흙의 단위중량 (t/m^3)

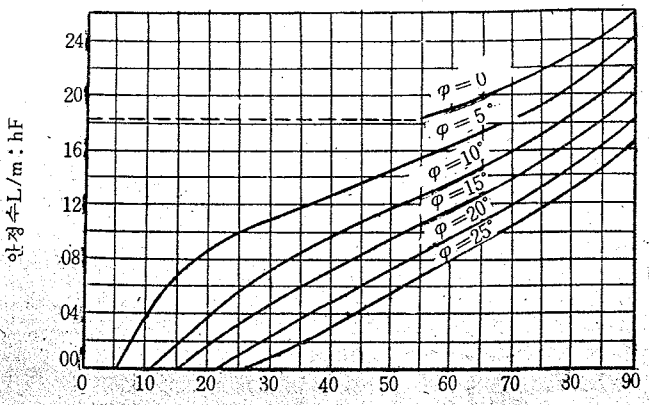
h : 굴착높이 (m) F : 안전계수

그림 6.5.4에 있어서 안정수를 종축에 내부마찰각 ϕ를 1군의 곡선으로 표시하고 이들의 값이 정해지면 기울기 각 i를 횡축상에서 구한다.

결도량의 수위가 갑자기 내려가는 경우에는 내부마찰각 ϕ를 다음식으로 補正한다.

보정된 내부마찰각 $\phi w = \frac{\rho - 1}{\rho + e} \times \phi$ ..... (6.5.5)

여기에서 ρ : 참비중 e : 간극비



그 림 6.5.4 테일러의 도표

6.6 라이닝 (Lining)

6.6.1 라이닝의 설계

라이닝은 수로 내면을 보호하고 누수를 방지하여 수로를 양호한 상태로 유지하기 위하여 실시한다. 따라서 수로 내면을 파괴하거나 누수를 일으키는 다음 원인들을 고려하여 설계하여야 한다.

(1) 수로에 있어서의 유속
(2) 수로의 수심
(3) 수로 위치의 토질
(4) 지하 수위
(5) 수로를 유하하는 배, 벳목 또는 토사
(6) 작은 동물에 의한 천공
(7) 겨울철의 동결

아울러 이닝의 구조 設計에 있어서는 토압 및 지하수에 의한 양압력도 고려 검토하여야 한다.

가. 토 압

水路의 비탈면을 흙의 安息角 이상의 기울기로 쌓거나 굴착하여야 할 경우에는 라이닝공은 그 비탈면이 무너지지 않도록 設計하여야 한다. 이 비탈면에 작용하는 토압에 대한 쿠우롱(Coulomb)의 공식을 다음과 같다.

(1) 옹벽 뒷면의 지표면이 수평일때

$$P=\frac{1}{2}WH^2\sec\beta\sec^2\gamma'\frac{\cos^2(\phi+\gamma')}{\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+S_1)\sin\phi}{\cos\beta\cos\gamma'}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6.6.1)$$

(2) 옹벽 뒷면의 지표면이 경사져 있을 때

$$P=\frac{1}{2}WH^2\sec\beta\sec^2\gamma'\frac{\cos^2(\phi+\gamma')}{\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+S_1)\sin(\phi-\gamma)}{\cos\beta\cos(\gamma+\gamma')}}\right\}^2} \quad \cdots\cdots\cdots \quad (6.6.2)$$

식에서

W : 단위부피의 흙의 무게

β : 토압 p가 수평선과 이루는 각

ϕ : 흙의 안식각

S_1 : 토압이 옹벽뒷면의 法線과 이루는 각

H : 옹벽의 높이

γ : 옹벽 뒷면의 지표면에 대한 기울기

α : 옹벽 뒷면 AB의 기울기 $\gamma' = 2 - 90°$

β : $\delta_1 - \alpha'$

P의 작용각 δ_1은 벽면에 대한 法線에 대하여 $\phi \sim \frac{2}{3}$만큼 경사진 것으로 한다.

수로 옆비탈면의 흙의 안식각을 안전을 위하여 흙쌓기한 경우에는 물로 포화된것, 굴착인 경우에는 습한 정도로 취급 채택한다.

表— 6.6.1 안 식 각

종 류	무게 (t/m³)	안식각 (ϕ0)	자연기울기
모 래 (습 한 것)	1.6	35	1 : 15
〃 (포화된것)	2.0	25	1 : 20
보통흙 (습 한 것)	1.6	45	1 : 10
〃 (포화된것)	1.8	35	1 : 15
점 토 (습 한 것)	2.0	25	1 : 20
〃 (포화된것)	2.5	17	1 : 32
연 암 (습 한 것 / 포화된것)	2.2	35	1 : 15
경 암 〃	2.2	45	1 : 10
자 갈	1.9	25	1 : 10

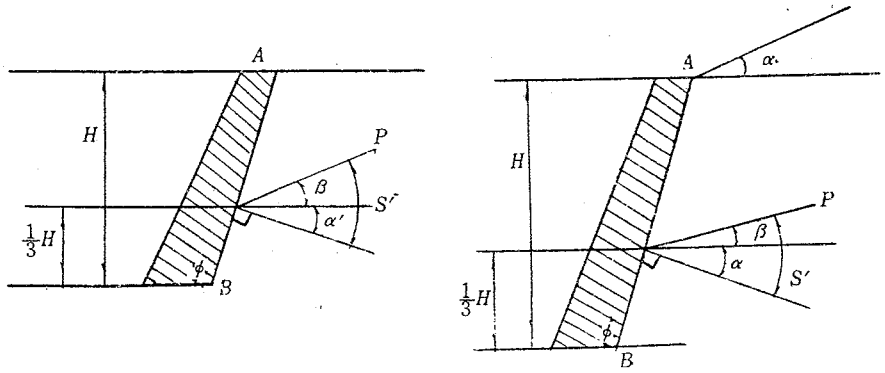


그림 6.6.1.

表— 6.6.2 수로라이닝두께에 대한 최대허용수심

수로의 비탈면 기울기	흙의 안식각	위에 하중이 걸려있지 않을 때의 콘크리트 두께		위에 최대하중에걸였을 때의 콘크리트 두께	
		50㎜	75㎜	50㎜	75㎜
1 : 0.5	1 : 1	3.22	4.88	1.0	1.50
1 : 0.5	1 : 1.5	0.97	1.46	0.37	0.55
1 : 0.5	1 : 2	0.67	0.91	0.24	0.37
1 : 0.5	1 : 3	0.34	0.49	0.18	0.27
1 : 1	1 : 1.5	9.60	14.40	2.95	4.40
1 : 1	1 : 2	2.34	3.50	1.15	1.73
1 : 1	1 : 3	1.15	1.74	0.51	0.76
1 : 1.5	1 : 2	22.50	33.80	6.90	10.30
1 : 1.5	1 : 3	3.75	5.66	1.55	2.30

나. 揚圧力

굴착부안의 라이닝은 수로에 물이 없을때 라든가 물이 줄었을 때와 같은 경우에 지하수위가 높으면 양 압력을 받아 수로가 떠오르든가 바닥지반의 강도 부족으로 파괴된다.

이 때문에

(1) 암거를 마련하여 지하수를 낮은곳으로 유도 배제한다.

(2) 수로의 라이닝에 충분한 두께를 갖게하여 떠오르는 것을 방지한다.

(2)에 대한 검토를 다음 순서로 한다.

① 양압력은 항상 라이닝 자중 보다 작아야 한다. 즉

P : Wh 양압력 (t/m^2)

TNo : 라이닝 자중 (t/m^2)

L : 수로 바닥나비 라하면

$W \geq PL = WhL$

이와같이 하기 위하여는 (i)수로 측벽을 L자형이나 부벽형의 옹벽으로 한다 (ii)수로중에 제수문을 마련하여 필요에 따라 단수(斷水)한다.

(iii) 측벽위에 돌을 쌓아 중량을 더해준다.

(iv) 암거로 하고 흙이 두껍게 덮이도록 하는등의 방법으로 수로자체의 중량의 증가를 꾀하고 이와 동시에 안전을 위하여 (v)측벽 또는 바닥 혹은 쌍방에 물빼는 구멍을 마련하여 양압력을 경감토록 한다.

② 水路側壁 土圧 및 水圧으로 인하여 활동이나 전도가 생겨서는 않된다. 수로측벽 배후의 흙은 물로 포화되어 있으므로 흙의 안식각은 작고 토압은 크게되며 이에 다시 수압이 더하여지는것으로 하여 계산한다. 측벽은 중력식의 옹벽으로 취급하여 그 안전을 검사하거나 또는 철근콘크리트의 부벽형 옹벽으로 취급 계산하여 어느 때에도 전도나 활동에 대하여 충분히 안전하여야 한다.

③ 수로바닥의 콘크리트가 양압력으로 파괴되어서는 안된다. 이를 위해서는 양압력에 견딜만큼 (i) 바닥 콘크리트의 두께를 증가시키고 (ii)수로바닥을 철근콘크리트의 양단 고정의 슬래브로 취급 설계하고 (iii)수로바닥의 하면에 종횡으로 철근콘크리트의 기더(girder)나 비임을 마련하여 슬래브를 고정시키고 (iv) 수로바닥을 역아아치로 하고 양압력을 측벽에 전달시켜서 수로바닥의 슬래브에 생기는 모

모멘트를 작게한다.

6.6.2 라이닝의 種類

가. 콘크리트 라이닝

1. 옆비탈면의 기울기와 두께

이에 對해서는 첫째 農耕地로 水路로 通過하게 되는 경우와 같이 地籍을 節約할 必要가 있을 때나 둘째 山복부를 水路가 통과할 때 土工量을 減少시키기 위하여 셋째 암반을 굴착하는 경우등을 除外하고는 1 : 1 以上의 느린 기울기로 하여 라이닝 두께를 얇게 하는것이 유리하다.

흙쌓기한 水路둑의 排水가 充分하여 安全하며 機械的 파괴를 받을 염려가 없고 氣候가 따뜻한 곳에서는 얇게하고 겨울철에 凍結하는 곳에서는 排水가 잘되게하고 結氷으로 부풀어 오르지 않게하고 라이닝의 두께를 增加시켜야 한다. 凍結의 영향이 적으면 한냉지에서도 100㎜ 內外의 라이닝 두께로서 充分하다.

. 측벽의 라이닝이 必要한 水路의 바닥면은 관개용 水路에서는 바닥나비가 퍽 넓을 때 土地가 극단적으로 연약한 경우를 除外하고는 라이닝 施工함을 原則으로 하고 排水路에서는 급한 기울기의 水路以外는 바닥은 라이닝을 하지 않는다. 바닥의 라이닝을 하지 않을 때에는 측벽의 活動을 防止하기에 充分한 基礎가 必要하다.

- 2. 伸縮이음

溫度와 濕度의 變化는 콘크리트 라이닝의 균열의 原因이 된다. 鐵筋을 使用하지 않는 콘크리트 라이닝의 균열의 크기와 간격은 라이닝의 두께 콘크리트의 인장강도 및 흙쌓기에 의하여 일어나는 活動에 對한 저항에 의하여 定해진다.

균열은 콘크리트에 收縮이 일어났을 때 생기고 이를 피하기 위해서는 다소의 누수를 許容하더라도 어느 간격마다 이음매를 마련한다. 實際로는 무근 콘크리트 라이닝에서 伸縮이음매를 設置하지 안했어도 成功한 예도 있다. 水路에 通水하였을 때에 콘크리트가 팽창하고 균열의 틈새에 실트가 유입되어서 누수량이 許容量까지 減少한다.

重要한 構造物에서는 콘크리트가 伸縮하므로서 생기는 균열을 通하여 일어나는 누수를 막기 위하여 伸縮이음매를 마련한다. 別로 重要하지 않은 水路에서는 간단한 伸縮이음매를 마련한다. 수축균열은 라이닝의 최소두께부분에 일어나니까 슬래브 두께의 $\frac{1}{4}$~$\frac{1}{3}$ 혹은 전두께를 잘라놓으면 된다.

철근콘크리트의 라이닝에서는 鐵筋을 이음매 部分에서 자르고 이것을 종이 봉지로 싸도 좋고 連結시켜도 좋으며 그 간격은 9~10m로 한다.

伸縮이음매는 세로방향 뿐만 아니라 가로방향으로도 설치하고 둘레의 길이가 9~15m 일때에는 1, 2個所 設置한다.

美國의 실예를 보면 무근콘크리트의 伸縮이음의 간격은 라이닝의 두께에 따라 다르고 슬래브 두께 7.5~10㎝인 때 3.5~4.5m, 5㎝인때 1.8m를 표준으로 하고 있다.

伸縮이음매는 콘크리트를 친다음 콜탈핏치 또는 아스팔트에 시멘트 20%를 더한 Mastic (乳香)을 使用한다. 重要한 水路에서는 伸縮이음매의 構造는 그림 6.6.2에서 보는바와 같은 構造로 한다.

그림(a)와 같은 凹凸이음매는 가장 간단한 이음으로써 이것은 라이닝의 두께가 두터울 때에 적당하다.

(b)형 및 (c)형은 라이닝의 두께가 얇을 때에 좋고 철판을 사용한다. (b)형은 압거의 이음매 또는 라이닝이 얇은 水路에 適當하다.

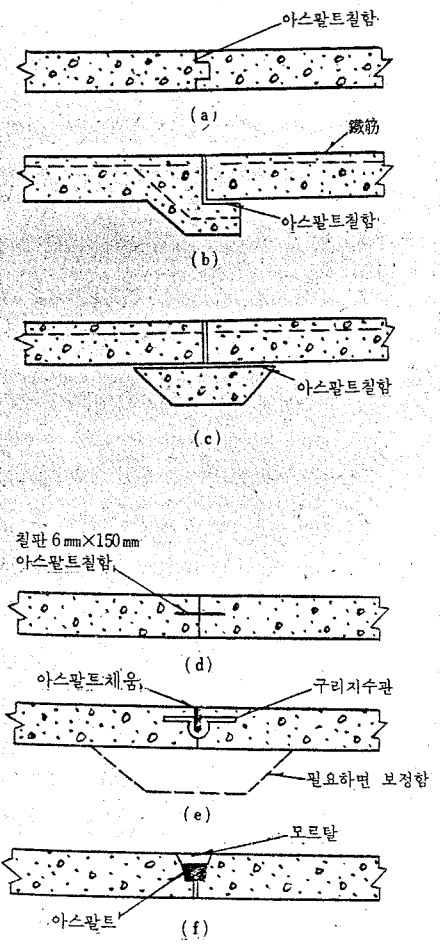


그림 6.6.2 신축이음

구리판이나 스텐레스 강철판을 사용하는 (e)형은 단순한 直線狀의 것으로서 이음매에 끼어 놓는 것으로서 (a)(b)(c)형의 이음매에도 이용하면 누수를 완전히 방지할 수 있다. (f) 형과 같이 아스팔트를 삽입하는 것은 어떤 곳에 써도 적당하다.

(a)형 및 (b)형은 하나씩 건너띠어 콘크리트를 쳐 나가야 하므로 기계적 시공에 適合하고 (c)형은 접합부의 밑바닥 콘크리트를 먼저 쳐두면 連續的으로 施工할 수 있고 (d)(e)(f)형도 連續的으로 施工할 수 있다.

3. 거푸집

거푸집은 판재와 이를 固定하는 부재로 構成되고 設計한 形狀, 치수 및 位置에 正確히 一致시켜 제작오차가 일어나지 않도록 할 것이다.

또 하루동안에 타설할 수 있는 콘크리트량에 相當할만한 거푸집을 組立토록 한다.

水路 兩側面의 콘크리트는 可及的 左, 右 兩側 대칭적으로 設置하고 左, 右 兩側壁을 번갈아 타설해 나가므로서 1日 동안에 一定區間의 양측 비탈면을 타설하도록 한다.

거푸집은 견고하게 組立하는 同時에 가급적 간단한 構造로 하고 組立이나 除去가 쉽고 除去할 때 충격을 주던지 판재를 破損시키지 않고 조용히 할 수 있는 構造로 한다.

側壁이 기울러져 있을 때에는 콘크리트를 타설할 때 거푸집이 떠오르기 쉬우므로 그런일이 생기지 않는 構造로 한다. 거푸집의 판재는 運搬에 便利한 市場製品으로 하고 가급적 횡판으로 할 것이며, 콘크리트면은 겉 다듬질로서 모르탈 등을 바르지 않으니까 판재의 나비는 一定한 것을 쓰고 가로 세로 모두 바르게 맞추어 完成面이 반반하고 매끈하게 되도록 할 것이며 거푸집은 가급적 여러번 反覆使用할 수 있게끔 노력한다.

4. 거푸집의 材料

木材 : 普通 소나무 재목을 使用하고 큰옹이, 터짐, 쪼개짐, 썩음, 굽으러짐 등의 결함이 없는 것을 사용하고 中間程度로 乾燥된 것을 쓰도록 한다. 판재의 두께는 2.6~5.0㎝ 範圍의 것으로 하되 縱·橫의 간격에 따라서 決定한다. 기둥부재는 4.5㎝角材 이상의 범위에서 하중에 따라 適合한 치수의 것을 쓴다. 콘크리트에 거푸집에 미치는 횡압력은 벽의 높이 1.5m 까지는 2,300kg/m²로 하고 1.5m를 超過하는 壁의 높이에 對해서는 높이 1.5m 마다 300kg/m² 씩 減少하는 것으로 한다.

여기에서 사이기둥(間柱)의 중심간격은 다음 식으로 계산한다.

단순보의 경우 $$S=\frac{4\sigma bd^2}{3(W+P)l^2} \quad \cdots\cdots (6.6.3\ a)$$

연속보의 경우 $$S=\frac{5\sigma bd^2}{3(W+P)l^2} \quad \cdots\cdots (6.6.3\ b)$$

여기서 σ : 휨응력(kg/cm²) d : 부재의 높이(cm) b : 부재의 나비(cm) W : 등분포하중(콘크리트의 횡압) (kg/cm²) P : 동하중(360kg/m²) l : 스팬(m) $\delta\ \delta\ \delta$

금속물 : 못 길이는 판재두께의 2.5배를 標準으로 하고 特別히 잘 붙이고저 할 때에는 3.5배의 것을 쓴다. 꺽쇠는 지름 12~22㎜, 길이 18~30㎜, 갈고랑이 6~9㎝의 것을 使用하고 볼트를 쓸 경우에는 지름 12~22㎜ 것으로 하고 철사는 8番線이나 10番線을 쓰도록 한다.

其他事項 : 콘크리트의 타설작업 전에 거푸집은 그 位置, 치수, 強度, 쐐기, 鉄物, 기름칠 또는 비누물칠 等에 대하여 檢査하고 作業中에 뻐저(孕胎)나오거나 제작오차가 생기지 않도록 注意한다.

鉄筋콘크리트에서는 鉄筋의 아랫쪽에 콘크리트가 充分히 들어가 채워지게끔 하고 移動性 거푸집을 쓸때에는 傾斜面의 아래에서부터 위로 向하여 다듬질을 하게 되므로 그 濃度는 경사면 위에 머물러 있을 정도의 것이어야 하며, 스럼프는 5~6.5㎝로 한다다.

水路 라이닝에 使用하는 콘크리트의 입도는 적당히 모래를 함유하여 다진위는 가장 좋은 걸 다듬질이 되지 않으면 않된다. 콘크리트의 겉다듬질이 잘 되게 하려면 5~10㎜의 자갈을 5% 程度 減少시키도록 하고 골재의 最大치수는 라이닝 두께의 1/2을 한도로 한다.

콘크리트의 치기에 있어서는 그에 앞서 기반의 두께 15㎝程度가 추겨질 程度로 물을 뿌려 줄것이며 기반의 고정과 그 마무리의 정도는 設計 두께에 대하여 凹凸 10%程度는 許容되며 使用하는 콘크리트의 量이 設計數量이 되게끔 하면 된다.

5. 伸縮이음의 位置

伸縮이음매의 간격은 温度變化 및 콘크리트의 乾燥에 의한 수축, 하중, 진동, 기초지반의 부등침하 등이 일어나더라도 伸縮이음매 사이의 라이닝이 한덩이가 되어 작용하도록 가급적 간격을 좁히는 것이 좋으나 실제로는 소량의 누수는 허용되니까 伸縮이음은 構造物의 접합점이라든가 수로단면이 변화하는 곳에만 마련하고 水路中에는 수축줄눈을 設置하는데 그치도록 한다.

나. 鉄筋콘크리트 라이닝

鉄筋콘크리트 라이닝으로 하면 施工이음의 수를 줄일 수 있으나 發生하는 균열은 鉄筋의 強度에 左右된다. 이는 콘크리트가 가장 많이 수축하였을 때에 일어나는 인장強度 以上으로 鉄筋의 인장응력이 있어야 한다.

이때 鉄筋의 強度는 허용강도 이내이어야 함은 勿論이다. 萬一 콘크리트의 최대수축이 温度의 강하에 기인하는 것이라면 鉄筋의 温度應力도 温度 강하에 상응하는 것이여야만 한다.

콘크리트의 인장강도는 그 배합, 施工法 및 材料의 良否에 따라 여러가지로 변화하지만 압축강도의 10%로 본다. 萬一 콘크리트의 인장강도가 鉄筋의 탄성한계 以上이면 鉄筋은 不必要하다.

配力筋은 콘크리트 단면의 0.2~0.25%로 하고 0.5%이면 균열에 대하여 充分하다.

수로단면이 작고 별로 重要하지 않은 수로에서는 鉄筋 代身에 지름 3~4㎜ 눈 15㎝의 鉄網을 使用하여도 좋다.

다. 콘크리트 불록 라이닝

재료를 놓을 場所가 없거나 骨材를 얻기 어려운 경우나 또는 연장이 긴 수로의 라이닝을 현장에서 施工함은 대단히 곤란하나. 이러한 때에는 불록을 만들어서 使用하면 施工期間도 단축되고 유리하게 施工할 수 있다. 또 湧水가 있는 곳에서는 콘크리트 불록을 쓰는 편이 現場콘크리트치기 보다 좋은 結

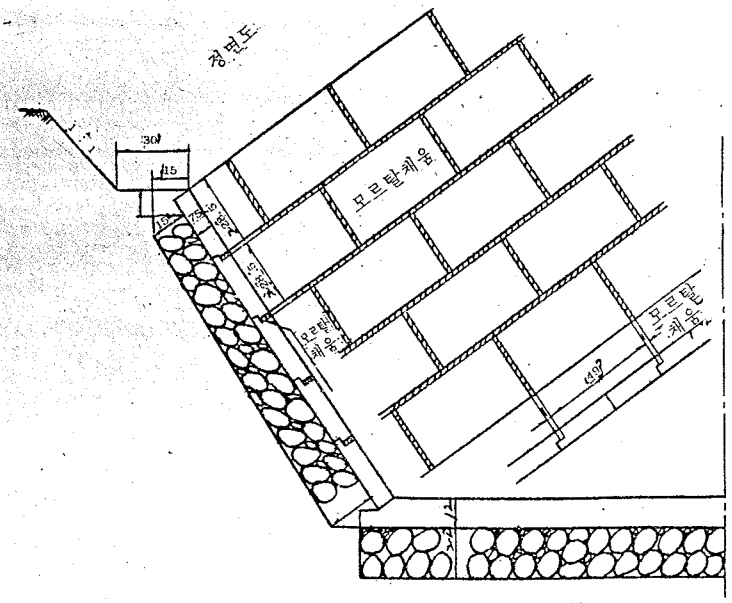
果를 얻는다.

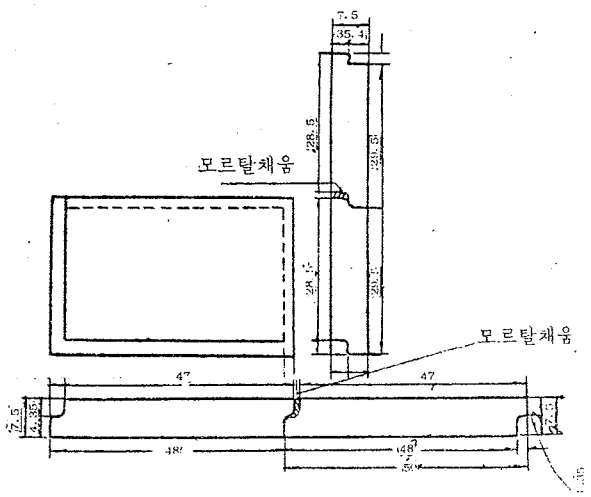
불록의 크기는 運搬이나 施工面에서 가급적 작은 편이 좋으나 한편 施工이음매가 많아져서 누수는 증가하게 된다.

불록의 이음매는 맞붙임 이음으로 하고 이음매部分을 모르탈로 메꾼다. 큰불록의 경우에는 그 이음매를 서로 엇갈리게 한다.

이음매에 鉄筋을 配置하여 모르탈이음매로 하든지 불록에 구멍을 뚫어 한끝을 기초에 정착한 鉄筋에 집어 넣어 施工한다.

공법에 關한 例를 參考로 제시하면 그림6.6.3와 같다.





라. 돌쌓기 및 돌붙임공

石材가 豊富한 地方에서는 콘크리트 라이닝에 비하여 싸게 施工할 수 있다.

용수로에서는 누수방지를 위하여 찰쌓기로 하는데 이때 뒷면의 배수에 注意하여야 한다. 排水가 나쁘면 土壓이 增加되고 쌓은 돌이밀려 나오게 되기 때문이다. 一般的으로 排水路에서는 메쌓기로 한다.

돌붙임(張石)은 콘크리트 수로에 비하여 물의 침식에 의한 피해가 적으므로 유속이 빠른 수로에서 採用한다.

이에 使用하는 石材는 견치돌, 깬돌(罰石), 호박돌 등이 있으며 얻기 쉬운것을 구해쓰도록 할 것이다. 석재의 질(質)은 단단하고 치밀한 동시에 풍화의우려가 없고, 균열이 없는 좋은 질의 것을 선정 사용토록 한다.

1. 유속과 石材의 치수

수로의 유속과 石材치수의 關係는 다음과 같다.

(1) 捨石 호박돌 $d=\frac{1}{20}V_b^2$, 깬돌(割石), $d=\frac{1}{25}Vb^2$ V_b^2

鉄筋콘크리트 라이닝으로 하면 施工이음의 수를 줄일 수 있으나 發生하는 균열은 筋筋의 強度에 左右된다. 이는 콘크리트가 가장 많이 수축하였을 때에 일어나는 인장強度 以上으로 鉄筋의 인장응력이 있어야 한다.

(2) 돌붙임 호박돌 $d=\frac{1}{40}V_b^2$, 깬돌(割石) $d=\frac{1}{50}V_b^2$ 여기에서 d : 돌의 뒷길이(控長)(m) V_b : 수로의 윤변에서의 유속(m/sec), 안전율은 1.5로 함.

각종 유속에 대한 석재의 치수는 表—6.6.3과 같다.

표 6·6·3 石材의 値数와 유속

유속 V_b (m/sec)		2.5	3.0	4.0		5.0
工種		材料	뒷 길 이 (控 長)			
사석		호박돌	32	45	80	125
		깬돌(割石)	25	36	64	100
돌붙임 (메쌓기)		호박돌	25	30	45	65
		깬돌(割石)	25	30	35	50
돌붙임 (찰쌓기)		호박돌	20	25	30	45
		깬돌(割石)	20	25	30	35

2. 돌쌓기 측벽의 설계

土壓에 대한 측벽의 設計는 막쌓기를 할 수 있는 수로와 흙막이벽(土留壁)을 必要로 하는 곡착수로로 分類하고 막파기를 할 수 있는 수로에서는 측벽에 土壓이 걸리지 않는 것으로 보고 다만 누수방지

와 유수에 의한 침식방지등의 目的으로 최소두께의 라이닝으로 한다.

돌쌓기나 또는 콘크리트의 기울기 θ에 沿하는 단위 길이 당의 중량 q와 그 部分에 作用하는 토압 P의 합력이 비탈面 기울기에 나란하게 치수를 決定한다. 지금 쌓은 돌의 자중과 토압의 합력 R의 수평분력을 H 수직분력을 V라하면,

$$H=W\alpha h \qquad V=W\beta h$$

여기서 W : 흙의 단위중량(kg/m³)

α, β : 레사르의 토압계수

h : 측벽의 높이

측벽이 안전하려면 다음 관계식이 성립하여야 한다.

$$(q-V)\cos\theta = H\sin\theta$$

측벽의 중량을 W' (kg/m³)

두께를 d(m)로 하면 $q=W'd$

$$\therefore (W'd-W\beta h)\cos\theta = \alpha W h \sin\theta$$

$$\therefore d=\frac{W}{W'}h(\alpha\tan\theta-\beta)$$

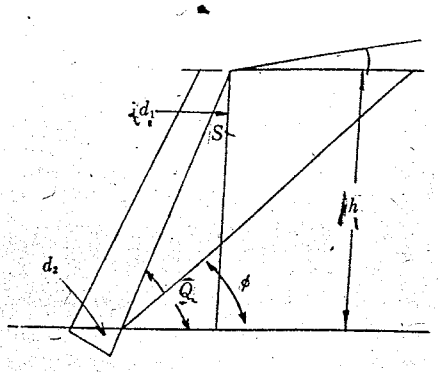


그림 6.6.3 돌담의 단면

측벽의 소요두께 d에는 뒷채움 조약돌을 포함한다. 측벽의 두께는 둑마루에서부터 기초에 이르기까지 점차로 넓혀가는 것이 普通이며 이때 임의의 높이 hx에서의 두께 d는 다음 式으로 計算한다. (그림 6.6.4 參照)

$$d=d_1+\frac{hx}{h}(d_2-d_1)$$

여기서 d_1, d_2 : 各各 둑마루 기초의 두께.

h : 측벽의 全높이

비탈면의 기울기가 느릴 때에는 上部의 一部는 흙의 마찰과 응집력으로 지탱되니까 측벽을 必要로 하지 않으며, 이 部分의 높이는 흙깎기의 한계높이가 된다.

〔計算例〕 점토질의 흙으로 5m높이의 둑을 쌓는데 안식각 $\phi=35°$, 地表面 기울기 $i=0°$, 돌쌓기의 비탈면 기울기 1 : 0.5, $\theta=63°26'$, $\delta=26°34'$, 흙의 단위중량 1,540kg/m³, 石材의 단위중량 2,200 kg/m³로 하여 돌쌓기의 두께 d를 산정하라.

〔풀이〕 $d=\frac{W'}{W}h(\alpha\tan\theta-\beta)$

레사르의 토압계수표로부터 $\alpha=0.135$, $\beta=-0.050$, 또 $\tan 63°26'=1.999$이니까 이를 대입하면,

$$d=\frac{1,540}{2,200}\times 5(0.135\times 1.999+0.050)=1.12\text{m}$$

즉, 石築은 둑마루에서 石材의 길이 30cm, 뒷채움 조약돌 10cm 합계 40cm로 하고 기초부에서 石材의 길이 45cm, 뒷채움 조약돌 67cm 합계 112cm로 하면 된다.

3. 細部設計 및 施工

(1) 돌의 치수

이는 돌쌓기의 높이, 기초지반의 良否, 土質에 따라 다르다. 地盤의 質이 좋고 排水도 잘 되며 土壓이 많이 걸리지 않는 良質의 地盤에서는 다음 標準에 의하고, 地質의 良否에 따라 가감하도록 한다.

돌쌓기의 비탈면 기울기 $h=0.2+0.05H$, 增減의 範圍 +30, −10%,

石材의 길이 $S=24+6H$(cm), 增減의 範圍 +30, −10%

조약돌의 두께 $G=15+3.5H$(cm), 增減의 範圍 +100, −10%

여기서 H : 돌쌓기의 높이(m)

여기에서 石材의 뒷길이와 조약돌 두께의 合計를 一定하게 하고, 그 범위에서 돌의 뒷길이와 조약돌의 두께를 調整할 수가 있다. 다만, 돌의 뒷길이는 25cm 이하의 것은 안된다. 또 견치돌 쌓기는 뒷길이가 45cm 以上이어야 한다.

(2) 基礎 파기

기초가 岩盤인 경우, 풍화의 염려가 없으면 돌을 놓을 자리를 고르는 程度면 되고, 흙인 때에는 동결의 영향, 지질의 良否, 水路의 流速等을 고려하여 기초파기의 깊이를 決定한다. 유속 1.8m/sec 以內인 경우에는 30cm, 1.8m/sec 以上의 경우에는 45cm를 標準으로 하고 土質이 모래질인 때에는 50%를 增加한다.

(3) 밑돌(根石)

밑돌은 표준치수보다 큰 것을 使用하고 그 위에 오는 돌(2番石)의 치수가 밑돌보다 갑자기 작아지지 않도록 한다.

(4) 첩축(疊築)

돌은 비탈면에 直角으로 되게 쌓아가고 옆돌과의 마찰면이 가급적 크게 되게끔 틈돌(飼石)을 넣고 다시 그 틈새에는 틈메꾸기 자갈을 넣도록 한다.

그림 6.6.5와 같은 돌쌓기는 좋지 못하며 무너지기 쉬우니까 피하도록 할 것이다.

(5) 둑마루돌

둑마루부는 평평하게 표준치수보다 약간 큰 돌로 마무리 한다.

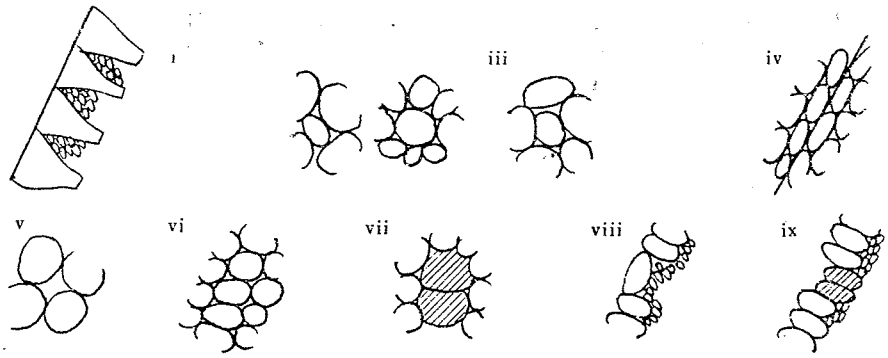


그림 6.6.5 不良한 돌쌓기

(6) 찰쌓기

찰쌓기로 하는 경우의 이음매의 최소두께는 18mm로 하고 면을 다듬지 않은 돌(野面石)이나 雜割石의 경우에는 옆돌과 가급적 밀착시키고 틈새를 모르탈이나 콘크리트로 채운다. 돌쌓기의 강도를 크게 하려면 뒷쪽 틈새부분을 充分히 채우고, 石築面의 옆부분에는 모르탈이나 콘크리트를 많이 쓰지 않아야 한다.

(7) 배합

찰쌓기에 使用하는 모르탈은 1 : 3, 콘크리트는 1 : 3 : 6의 배합을 標準으로 한다.

(8) 곡선 돌쌓기

돌쌓기의 강도를 增加시키기 위해서는 높이 30m 이상의 돌쌓기에서는 곡선돌쌓기로 하는 경우가 있

다. 이 경우 그 둑마루와 기초를 연결하는 직선의 기울기는 1 : 0.5로 하고, 그 치름은 式(6.6.4)으로 산정한다.

$$R=\frac{1}{2}\overline{AB}\,cosec\,\theta \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (6.6.4)$$

여기서 $\overline{AB}$: 둑마루와 기초를 연결하는 길이,

θ : 중심각의 $\frac{1}{2}\overline{AB}$의 기울기를 1 : 0.5로 한 경우에는 $\theta=26°34'$, $cosec\theta=2.237$, $\cos\theta=0.894$이다. 만일 높이를 10m로 하여 계산하면 表-6.6.4와 같으며 임의의 높이에 대한 돌쌓기 各部의 치수는 이 表를 基礎로 하여 計算할 수 있다.

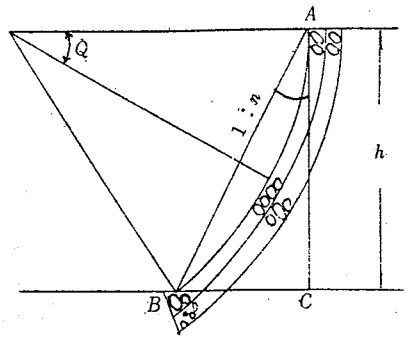
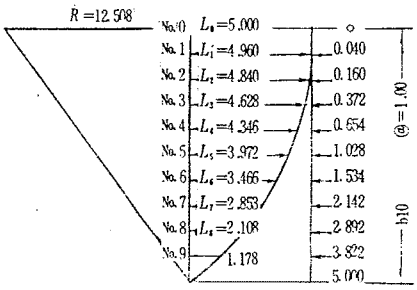


그림 6. 6. 6 곡선 돌쌓기

表—6. 6. 4 곡선 돌쌓기 치수

NO	h/R	θ	cosθ	L	Ln+1−Ln
0				5.000	
1	0.07994	4° 33′ 18″	0.9968	4.960	0.040
2	0.15988	9 12 0	0.9871	4.840	0.120
3	0.23977	13 52 22	0.9708	4.628	0.212
4	0.31975	18 33 43	0.9475	4.346	0.282
5	0.39965	23 33 24	0.9867	3.972	0.374
6	0.47959	28 39 51	0.8774	3.466	0.506
7	0.55953	34 1 23	0.8288	2.859	0.607
8	0.63947	39 45 8	0.7688	2.108	0.751
9	0.71941	46 1 0	0.6945	1.178	0.930
10	0.79936	53 4 8	0.6008	0	1.178



그림—6. 6. 7 곡선 돌쌓기 치수

(9) 돌의 치수와 무게

돌쌓기에서 1m²당의 갯수와 무게는 다음의 표준에 따르고 ±15%의 범위로 한다.

表—6. 6. 5 1m²당石材의 갯수와 무게

종 류	1m²당갯수	1m²당무게
견 치 돌	525/ϕ	14.70ϕ
割 石	600/ϕ	14.40ϕ
雜割, 野面石	675/ϕ	14.10ϕ
잡 석	675/ϕ	14.10ϕ

단, ϕ는 돌의 길이

(10) 柵工 및 널말뚝공

배수로의 호안등에 있어서는 물 때문에 시공이 곤란하고 지반이 연약하여 침하가 심하기 때문에 콘크리트나 돌쌓기공은 부적당한 경우가 있으므로 이러한 경우에는 柵工이나 널말뚝공(Sheet pile)이 채택된다.

柵工에는 木材나 콘크리트를 사용하고 널말뚝은 현재 대부분이 콘크리트나 철재의 것이 사용되고 있다. 목재는 항상 물속에 있게 되는 것 이외에는 내구성이 적으니까 永久的인 것에는 가급적 콘크리트제 또는 철제를 사용한다.

(1) 판책공(板柵工)

말뚝을 0.6~1.0m 간격으로 박고, 그 뒷면에 송판을 댄다음 흙을 다져 넣는다. 판재의 하단은 반드시 하상지반 밑으로 지질에 따라 20~30cm 깊이까지 설치하고 뒷면의 흙이 밀려나오지 않게 하여야 한다.

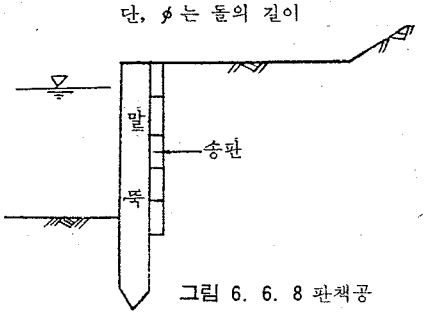


그림 6. 6. 8 판책공

말뚝과 판재를 콘크리트제로 할 때에는 어미말뚝을 1.5~2.0m 간격으로 박고 土壓이 클 때에는 板柵工 以外에도 통나무책공(그림 6.6.9), 말뚝책공(그림—6.11) 등이 있다.

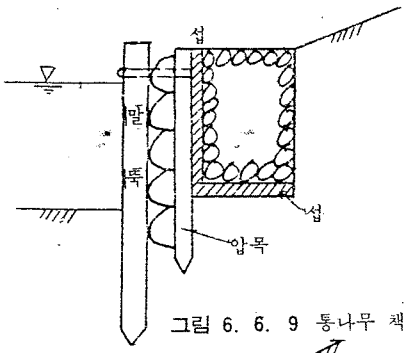


그림 6. 6. 9 통나무 책공

(2) 널말뚝 호안

널말뚝에는 철근 콘크리트제와 강철제가 있으며 통수부 全體를 널말뚝호안으로 하면 側面을 垂直하게 할 수도 있고 또 공비를 절약할 수도 있지만 널말뚝 材料費가 비싸니까 갈수위까지만 널말뚝으로 하고 그 위는 돌쌓기나 불록쌓기 또는 떼붙임 등으로 하여도 된다.

이 널말뚝에 대한 계산방법은 다음과 같다.

즉, 그림 6.6.11에서와 같이 하부지점을 바닥에서 x되는 곳으로 가정한다. 보통 흙일 때에는 $x=0.15h\sim0.25h$, 岩盤인 경우에는 $x=0$ 즉, 바닥에 취한다.

널말뚝 앞면의 전체 저항토압을 p라 하면,

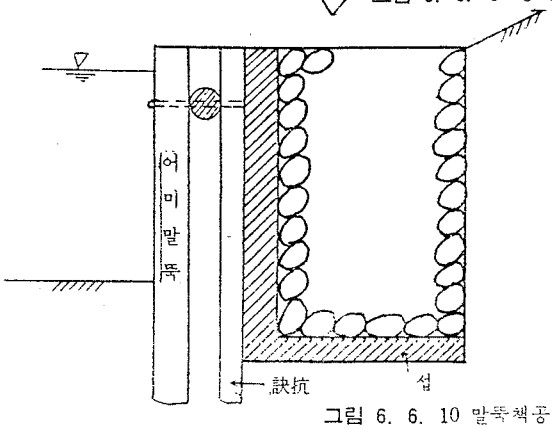


그림 6. 6. 10 말뚝책공

$$p=\frac{1}{2}Wh_3^2(45^\circ+\frac{\phi}{2})$$

여기서

W : 흙의 단위 重量이며 1.6~2.0t/m³

h_3 : 기초속에 들어간 깊이,

土壓計算에 의하여 얻은 土壓과 널말뚝에 걸리는 荷重으로부터 최대 모멘트 $Mmax$을算出하고 강철제 널말뚝일 때에는 그 단면계수 S로 나눈 값이 그 許容 應力보다 작으면 그 널말뚝의 단면은 安全하다.

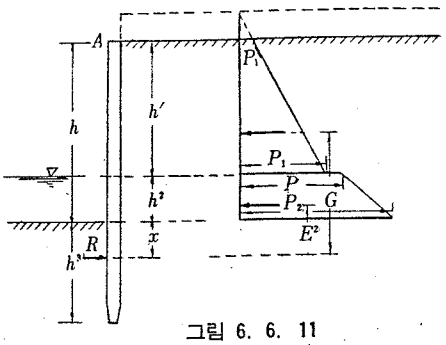


그림 6. 6. 11

即, $\frac{Mmax}{S}\leqq\sigma_c$ ……(6.6.5)

철근콘크리트제 널말뚝인 경우에는 $Mmax$로부터 所要의 두께와 鐵筋量을 算出한다. 한편, 기초속에 박을 깊이의 검산은 다음 順序에 의한다. 即,

① 下部地點의 반력을 算出하고 ② 基礎속에 들어가는 깊이 h_3을 假定하여 抵抗土壓 p를 算出한다.

③ $P\geqq3R$이면 가정한 深度는 適當하다.

〔計算例〕 그림 6.6.11에서 h=2m, h_2=0.5m, S=0.5t/m², ϕ_1=30°, $\phi_2=\phi_3$=25°, W_1=1.6t/m, $W_2=W_3$=2.0t/m인 경우 널말뚝의 深度를 算定하라.

① 地點의 假定 : 바닥에서 $0.2h$=40cm의 곳에 잡는다.

② 土壓의 計算 : 먼저 載荷重을 이것과 같은 荷重의 흙으로 換算하여 그 두께를 求한다.

S=(載荷重)÷(흙의 單位重量)=0.312m

土壓은

$$P^1=W_1S\tan^2(45^\circ-\frac{\phi_1}{2})=0.165\,\text{t/m}^2$$

$$P_1=W_1(S+h_1)\tan^2(45^\circ-\frac{\phi_1}{2})=0.960\,\text{t/m}^2$$

$$P_2=W_1(S+h_1)\tan^2(45^\circ-\frac{\phi_2}{2})=1.170\,\text{t/m}^2$$

$$P_3=P_2+W_2h_2\tan^2(45^\circ-\frac{\phi_2}{2})=1.575\,\text{t/m}^2$$

다음에 널말뚝 앞면의 전체 저항토압을 산정한다.

$$P=\frac{1}{2}W_3h_3^2\tan^2(45^\circ+\frac{\phi_3}{2})=5.50\,\text{t/m}^2$$

여기에서 기초속에 들어간 深度(h_3)를 1.5m로 假定한다.

③ 널말뚝이 박힌 깊이 h_3=1.5m의 安全 如否를 檢査한다. 이를 위하여 AB를 캔티레버로 取扱하고 AB 사이에 걸리는 土壓으로부터 壓力을 算定한다.

$$R=\frac{(P^1+P_1)h_1}{2}+\frac{(P_2+P_3)h_2}{2}=0.845+0.685=1.530\,\text{t}$$

$\therefore 3R=3\times1.530\,\text{t}=4.59\text{t}$ $\quad P=5.50\text{t}$

따라서 $P\geqq3R$이 成立되므로 假定한 深度 h_3=1.5m는 適當하다.

④ 最大휨모멘트의 算定

$$Mmax=\frac{(P^1+P_1)h_1}{2}\varepsilon_1+\frac{(P_2+P_3)h_2}{2}\varepsilon_2(\varepsilon_1=1.47\text{m},\ \varepsilon_2=0.64\text{m})$$

$=0.845\times1.47+0.685\times0.64=1.68tm$

鐵筋콘크리트 널말뚝은 現場에서 製作하는 것으로서 형상과 크기를 自由롭게 採擇할 수 있는 이점이 있는 반면, 10cm 이하의 얇은 것은 製作이 困難하므로 외력이 작을 때에는 단면이 과대하여 不經濟的으로 되는 缺點이 있다. 大略 나비는 30~70cm, 두께는 외력에 따라 그때마다 設計하여야 하는데 두꺼운 것은 40cm, 얇은 것은 10cm 정도로 한다.

한편, *P*, *S* 콘크리트 널말뚝도 使用되는데 이는 콘크리트 단면을 節約할 수 있으며 두께를 줄이든가 속을 비게 만들어 무게를 경감할 수 있다. 이는 價格은 多少 비싸지만 土壓荷重이 큰 경우에는 유리한 경우가 있다.

또 遠心力을 이용 製作하는 널말뚝도 있는데 이는 遠心力을 利用하는 흄관의 製作設備를 利用하여 管을 세로로 쪼개면 원호의 일부를 形成하게 되는데 이를 널말뚝으로 쓰는 것이다. 이것은 딴 것에 비하여 얇은 콘크리트로 할 수 있고 土壓이 너무 크지 않은 곳에서 使用한다.

바. 아스팔트 라이닝

비탈면이 무너지는 것을 防止하는데는 別効果가 없지만 漏水防止만을 目的으로 라이닝하는 경우에는 工事費가 싸고 施工도 쉽고, 特히 伸縮이음을 마련할 必要도 없고 溫度變化에 의해 균열이 생기지도 않고 밑바닥이 多少 沈下되어도 柔軟性이 있어 適應性이 있는 등, 콘크리트 라이닝에 比하여 有利한 點이 많다. 다만 缺點으로는 비탈면의 기울기를 느리게 하여야 하니까 地積을 많이 必要로 하는 點이라 할 수 있다.

두께는 한 층을 6~10cm로 하여 1~2층으로 하면 되는데 이 아스팔트 밑면에는 반드시 배수층을 마련하여야 한다. 자세한 것은 設計基準 필댐편 포장형 댐을 參考로 할 것이다.

또한, 앞으로는 아스팔트 콘크리트에 의한 라이닝 問題도 研究開發할 課題로 여겨진다.

사. 점토라이닝 및 점토코어

점토나 점토질 흙을 잘 다져서 바닥과 측면에 다 같이 10cm 이상의 평쳐 붙임으로서 침투 누수를 防止할 수 있다. 대단히 값싸게 시공할 수 있으나 持續的인 長期的 效果는 期待하기 어려우며 特히 流速이 0.60cm/sec 이내인 水路에 限定하여야 한다.

점토는 乾燥하면 갈라지므로 점토를 바른 위에 다시 10~20cm 두께로 보통의 흙을 덮고 잘 다져야 한다. 流速이 빠르면 그 위를 돌붙임 또는 자갈로 保護하도록 하여야 하는데 이는 흙댐의 前面 코어의 工法에 準하여 施工하도록 할 것이다.

水路가 한쪽이 흙쌓기로 되는 곳에서는 흙댐에서의 中心코어와 같이 둑 中心部에 점토 코어를 設置하여도 漏水防止의 效果를 얻을 수 있다.

아. 멧일

水路의 비탈면을 保護하는 一般的인 方法으로서 멧일에는 평떼와 줄떼가 있다. 떼는 長期間 물속에 잠겨 있게 되면 活着이 잘 안되므로 普通은 水路의 바깥 비탈면에 주로 쓰인다.

(1) 떼붙임

물로 둑이 세굴될 우려가 있는 흙쌓기에 보통 떼붙임을 실시한다. 떼붙임은 모래질 흙 같은 토질이 나쁜 경우에는 9cm 이상의 질이 좋은 흙을 깔아 잘 고른 다음에 그 위에 떼를 붙이고 다진다. 떼붙임의 치수는 길이 30cm, 나비 15cm, 두께 5cm를 標準으로 하고 1 : 1보다 급한 기울기의 흙쌓기의 경우에는 떼 한장에 대고치 2~3본을 꽂도록 한다.

(2) 줄 떼

수로의 유속이 느리고 물에 의한 침식의 우려가 없는 흙쌓기부나 全然 물에 잠길 우려가 없는 흙쌓기 바깥 비탈면은 줄떼로 한다. 떼의 치수는 떼붙임의 경우와 같으며 줄떼의 間隔은 바탈면 길이 30cm로 한다. 떼는 위로 향하게 하고 뒤집어 놓지 않도록 하며, 여름철 건조가 심할 때에는 때때로 물을 뿌려 주도록 할 것이다.

제 7 장 水路터널(Aqueduct Tunnel)

7.1 調 査

開水路로 하기가 곤란하거나 山 허리를 돌아 開水路로 하면 延長이 길어져 工事費가 오히려 많이 소요되고 山 사태등으로 維持管理가 곤란한 경우 또는 수로의 기울기 관계로 거리를 단축시켜야 할 경우등에 水路터널을 설치한다.

터널의 계획을 세우려면 地質調査와 經濟調査부터 시작한다. 一般的으로는 터널은 그 건설비가 暗渠에 비하여 2배 開水路에 비하면 4배가량 많이 소요되는 것이 보통이니까 어느편을 採擇하느냐 하는 문제는 經濟的面과 維持管理面을 아울러 고려하여 比較設計 후에 決定토록 할것이다. 水路 터널에 있어서는 가급적 流速을 빠르게하여 斷面을 작게 하는 동시에 補修에 安全하고 경제적인 路線을 選擇토록 할 것이다.

7.1.1 地 質 調 査

지질의 良否는 建設費와 工事期間에 影響을 미치며 아울러 장차의 補修에도 관계되므로 地質調査를 충분히 하여 工事를 安全하게 推進시키기 위하여 地質에 適合한 설계와 시공을 하여야 한다.

가. 調 査 의 種 類

地上調査와 地下探査로 나누어 지고 地下探査는 보오링과 物理的 探査法으로 구분된다.

먼저 地表를 踏査하여 槪略的인 地質圖를 作成하고 地質狀況을 正確히 把握할 필요가 있다. 그러나 이 地表踏査만으로는 잘 알수없는 岩盤의 깊이 風化層의 두께, 斷層의 位置等은 터널路線 全般에 걸쳐 物理的 探査를 하는것이 適切한 調査方法이며 특히 路線延長이 길때는 經濟的이다. 그러나 物理的 探査만으로는 各部分의 岩質이나 正確한 深度를 把握하는데는 不充分하니까 이를 補充하고 정확한 把握을 위해서는 보오링을 併用하여야 한다.

이상 여러가지 조사결과를 綜合判斷하여 지질을 추정하므로서 정확한 지질도를 작성하는 것인데 이를 위해서는 地質學的 專門知識과 經驗이 필요한 것이다.

나. 調 査 狀 況

(1) 岩 質

硬岩 : 동바라를 마련할 필요 없이 굴진할 수 있는 암석이며, 花崗岩 · 角閃岩 · 輝岩 · 玄武岩 · 片麻岩등이 이에 속하며 이들중에는 공기중에서 風化하는 것과 안하는것이 있어 라이닝의 필요 如否와 그 程度는 風化 如何에 따라 결정된다.

軟岩 : 일반적으로 落盤을 방지할만한 정도의 간단한 支保工이 필요한 岩石이며 砂岩 · 혈암 · 片岩 · 凝灰岩 · 雲母片岩등이 이에 속하고 보통 中間程度의 라이닝을 필요로 한다.

軟土 : 이는 보통의 흙 자갈, 모래, 점토등이며 동바리 없이는 굴착할 수 없다. 土壓이 크고 물이 湧出되는 경우에는 압축공기 工法이나 시일드(Shield) 공법에 의하여 施工할 필요가 있으며 라이닝이 절대 필요하다. 큰 轉石이 없으면 폭약을 쓰지 않고 파 나아갈수 있다.

(2) 地 下 水

地下水面은 地形에 따라 변화하며 지하수의 含水量은 산바닥을 구성하는 지질의 틈새를 통하여 나오는 것과 節理, 龜裂 空洞等에 포함되어 있는것이 있어서 間隙의 多少는 수량에 관계가 있다. 터널

안에서의 湧出水는 소량인 경우에는 환기작용을 촉진시키는 좋은 경우도 있지만 瞬間的인 多量의 용출수로 큰 사고를 誘發하는 원인이 되기도 하므로 세심한 주의가 필요하며, 부근의 水脈에 연결된 것인가 또는 水流로부터 침투한 것인가 또는 그 方向이나 水源과 터널예정선과의 관계등을 정확히 파악하여야 한다. 일반적으로 암석 그 자체에는 含水量은 작은 것이며 서로 다른 지질의 接触部나 透水性土層과의 경계면이나, 龜裂이나 節理가 발달된 地層에서 용출수가 많다.

7.1.2 經 濟 調 査

경제적인 노선을 선택함에 있어서 노선의 연장을 단축하는 것이 언제나 꼭 有利하다고 단정할수는 없다. 最短거리를 선택하므로서 연약지반을 통과하게되어 의외로 工期와 공사비가 많이 소요되게 되는 일이 적지않다. 거리가 늘어도 不良地盤을 피하는 편이 경제적인 경우가 많다. 앞서 말한바와 같이 開水路나 暗渠로 하였을 경우의 建設費와 維持補修費를 터널의 경우와 비교 검토하여야 한다.

가. 建 設 費

터널의 건설비는 지질의 良否에 左右되므로 거리를 단축하는것이 반드시 경제적인 工事로 되는 理由가 되지는 않는다. 測量上의 편의나 손실수두를 이유로하여 곡선을 피하고 직선을 택할 필요는 없으며 첫째로 생각할것은 좋은 지질인 곳에 적합한 시공법으로 터널을 뚫어야 한다는 점이다.

나. 維 持 補 修 費

不良地盤에 뚫은 터널에서는 工事完了後에 事故가 발생하는 경우가 있는데 이 때문에 補修, 補强 또는 復舊에 비용이 소요된다. 移動性 지반중에 설치한 터널에서는 側壓의 增大로 인하여 파괴되거나 라이닝이 파손되기도 한다. 결국 유지보수비를 절감하기 위해서는 좋은 지질과 이에 적합한 공법 설계가 필요한 것이다.

다. 工 事 期 間

공사기간의 長短은 完成後의 利用效果에 따라 결정되는 것이 원칙이지만 施工能力 공사비의 調達 등으로 制約을 받을 때도 있다. 터널은 開水路와 달라서 시공할 수 있는 장소가 한정되기 때문에 일정하고도 상당히 긴 시일이 요한다

7.1.3 路 線 選 定

노선 선정에 있어서는 특히 地質上 다음 各項에 대하여 주의하지 않으면 안된다.

가. 지 형 의 概 察

터널의 豫定線 위치를 높은 곳이나 또는 기타 적당히 내다볼 수 있는 곳에서 멀리 바라보아 지형과 지모를 概察한다. 복잡한 지형을 형성하고 있는 경우 특히 산골짜기가 있는 경우라던가 또는 험한 산이 갑자기 느린산에 이어져 있는 경우에는 斷層의 결과이거나 岩質이 急變하는 곳으로서 지질상 좋지 못한 경우가 많다. 또 직선적인 絶壁이 길게 連續되어있는 경우에는 斷層인 때도 있다.

이들은 터널노선을 선정함에 있어 경계를 요하는 곳이므로 地質構造와 岩質의 변화에 대하여 충분히 조사하여야 한다. 터널 노선으로서는 良質의 암반인 곳에 가급적 最短距離를 선택하는것이 바람직하지만 터널이 긴 경우에는 양끝 부분으로부터만 掘進 해서는 工事期間이 길게 되므로 도중에서 적당히 옆굴을 조성하여 굴진할 수 있는 지형을 선택하는 문제도 고려해볼 필요가 있다.

나. 地質調査와 岩石의 性質

(1) 硬軟 : 터널 예정선에 대하여 지질의 종류, 풍화의 有無, 岩質의 硬軟등을 조사한다.

터널의 工事費中에서는 굴착비가 태반을 차지하게 되므로 굴착방법, 進度 또는 라이닝의 必要如否와 그 두께를 결정하기 위하여 암질을 조사할 필요가 있다. 적당하게 軟한 岩石이면 쉽게 굴착할수 있어 동바리도 별로 많이 소요되지 않으며 굴진도 빨라서 터널을 뚫는데 적합한 지질이다.

軟한 지반이라도 含水量이 적으면 굴착이 쉽지만 동바리와 두꺼운 라이닝이 必要하며 특히 함수량이 많으면 시공도 곤란하고 진도도 느리고 때때로 流砂가 밀려나와 多額의 費用을 요하게 된다.

硬岩이면 동바리도 불필요하고 湧出水도 보통 적으니까 연약지반과 같이 곤란하지는 않으나 너무단단하면 진도가 다소 느려진다.

(2) 層理 節理 암질이 동일하여도 층리나 절리의 發達 如何는 掘進速度뿐만 아니라 사용하는 火藥量과 동바리에도 영향을 미친다. 또 水成岩에서 層向에 沿하는 노선에서는 偏壓을 받기 쉽고 특히 層面에 沿하는 滑動面이 있을 때에는 壓力이 한층 더 增加한다. 만일 褶曲지층인 경우에는 向斜軸中에 터널을 뚫는것은 위험하니까 피하도록하고 背斜軸中을 뚫도록 할것이나 이때에도 可燃性 가스가 존재하는 수가 있으니 주의할 것이다.

(3) 風化 : 풍화암 가운데에는 砂紋岩과 같이 표면이 매끄럽고 片狀으로 벗겨지기 쉬우며 공기와 접촉하면 부풀어나는 현상이 생겨 터널의 側壁에 심한 土壓이 작용하게 되거나 때로는 산 전체가 무너지는 수가있다. 함수점토중에도 이러한 성질의 것이 있으며 火山地帶의 軟弱粘土는 그중의 하나이다. 이들은 湧出水로 인하여 泥流가 되며 工事進行이 곤란해 진다.

(4) 斷層 : 단층은 용출수가 수반하기 쉽고 굴착하면 다량의 물이 솟아나오기 시작하여 굴진할 수 없게 되는 경우가 있다. 용출수가 과다하여 굴진할 수 없게되면 별도로 물을 빼낼 導坑을 파거나 여러가지 注入工法을 채용하게되어 많은 工事費와 시일을 낭비하게된다. 또 斷層에는 대개 破碎帶가 따르기 마련이고 때로는 대단히 넓은 폭에 걸쳐 거의 粘土化한 軟弱地帶를 형성하고 있는 경우도 있다. 설사 이러한 연약지대가 없더라도 단층의 부근에는 龜裂이 많고 地層이 흐트러져 있으므로 斷層線에 沿하여 路線을 設置하는 일은 공사에 곤란을 招來하게되니까 가급적 피하도록 한다. 부득이한 경우에는 斷層帶를 최단거리로 돌파하기 위하여 단층선에 가급적 直角으로 中心線을 설정하도록 한다.

(5) 段丘 : 河岸段丘와 海岸段丘는 주로 모래 자갈등의 두꺼운 층으로 되어 있고 그 밑바닥은 岩盤으로 되어 있는 것이 보통인데 이 기반이 不透水性이기 때문에 암반에 접하는 부분은 滯水層을 형성한다. 이와같은 滯水層을 뚫는것은 湧出水로 인하여 시공에 곤란이 수반할뿐만 아니라 上部의 지반을 이완시켜 강력한 동바리을 필요로하게 된다.

(6) 崖錐 : 암반이 무너지고, 사태가 일어나 산기슭이나 낭떨어지 밑에 堆積되어 생긴것으로서 透水性이 크고 移動性이 있어 重壓이 적용한다. 扇狀地도 이것과 똑같은 성질이므로 이러한 곳에 터널을 뚫는것은 여러가지 위험이 따르기 마련이니까 가급적 피하고 이동성이 없는 산바닥을 지나도록 노선을 선정하여야 한다.

(7) 軟弱地盤 : 屈曲된 하천에 물이 흘러간 뒤에는 보통 연약지반을 형성하게 되고 또 火山地帶의 火山破片物이나 火山灰로 이루어진 곳도 流砂를 수반하는 연약지반을 形成하게 되는 경우가 많은데 이러한 곳에 터널을 뚫는것은 어려우므로 주의가 필요하며 가급적 피하도록 할것이다.

7.1.4 터널 路線의 地上測量

터널 노선에 대한 측량은 豫測, 地上測量 및 坑內測量으로 나누어지는데 具体的인 測法은 설명을 略하기로하여 갱내측량에 대해서는 뒤에 설명하기로 한다.

가. 豫測 : 踏査를 통하여 터널을 뚫을 방침이 결정되면 현지에서 중심선을 선정하고 이것을 기준으로 삼아 中心線 測量을 실시하는것인데 이것과는 별도로 한 두개의 비교노선을 취하고 지질조사 결과와 종합하여 維持補修面과 工事費面에서 가장 有利한 노선을 선정토록 할것이며 坑門, 선굴, 가로굴의 위치도 예정하여 이들에 대한 세부측량도 실시한다.

나. 中 心 測 量

(1) 地上에 中心말뚝을 박을수 있는경우 : 平野部에서 水路의 路線設置와 마찬가지이며 한쪽부터 다

른쪽으로 向하여 트랜싯트로 中心線을 연장 설정하는 것인데 具体的方法에 대해서는 測量學을 參照하기 바란다.

(2) 中心線에 直接 말뚝을 박을수 없는 경우 : 이때는 트래버스(traverse) 測量에 의하는 방법과 三角測量에 의하는 방법의 두가지가 있는데 前者는 터널의 길이 1,000m 이내인 경우에 適用하고 트래버스 측량에 적당한 선 이 없고 터널의 길이가 1,000m 以上인 긴 터널의 경우에는 三角網을 짜서 3각측량을 하는 것인데 이들에 대한 具体的인 측량법의 설명은 약한다.

다. 高 低 測 量

高低測量은 중심선에 말뚝을 박을수 있는 경우에는 中心線上의 각 측점에 대하여 실시하지만 말뚝을 박을수 없어서 트래버스측량이나 3각측량으로 中心線의 距離와 方向을 알아낼 경우에는 중심선에 대한 高低測量은 必要없고 基點과 終結點을 연결하면된다. 선굴(垂直坑) 가로굴 및 出入口附近에는 工事에 지장이 없는 견고한 곳을 택하여 水準點을 마련해 놓아야 한다.

수준점의 밑은 40cm 내외의 정4각형의 콘크리트 基礎를 만드러 이동을 방지하고 結氷의 우려가 있는 곳에서는 地下 90cm 以上 깊이에 設置할 것이며 年1回이상 검사하여 移動의 有無를 調査 확인한다. 만일, 부근에 대용할만한 적당한 自然岩石이 있으면 이것을 이용하여도 좋다.

高低測量의 許容誤差는 터널의 경사도에 따라 다르고 급할수록 크며 기울기 1/1,000 내외인 터널에서는 1,000m에 대하여 1cm 이내를 標準으로 하고 터널의 목적에 따라 적당한 범위의 許容誤差를 둔다.

라. 曲 線 設 置

地上에 곡선을 설치할 필요는 없고 다만, I, P의 위치 만을 정하고 계산상으로 I.A, T. L, C. L를 정해둔다. I.A의 오차는 곡선을 설치할때의 中心線의 誤差의 근원이 되므로 工事中 1回이상 檢査토록한다. 곡선의 반지름은 클수록 水利上으로 유리하고 水頭의 損失은 적지만 施工面에서는 수리상 지장이 없는한 곡선장을 短縮시키는 것이 유리하다.

7.2 設 計

7.2.1 斷 面 計 算

터널의 형상은 地壓의 大小 地質의 硬軟에 따라 달라져야하며 지반이 軟弱하고 地壓이 큰 곳에서는 圓形에 가까운 단면을 適用하고 則壓이 없고 수직압만을 받는 곳에서는 타원형에 가까운 단면으로 한다. 일반적으로는 수로터널과 접속하는 開水路의 斷面과 아울러 생각하여야 한다.

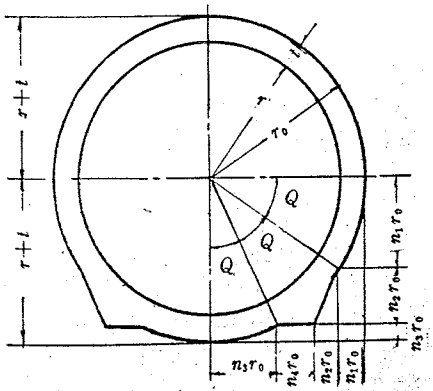
이를테면 높이에 비하여 폭이 넓은 開水路에 접속되는 경우에는 터널의 단면도 가급적 扁平한 단면을 선정토록 한다. 일반적으로는 開水路에 比해서 터널의 높이가 높은 斷面이 많으므로 특별히 다른 수로와의 접속은 극단적인 수심의 차를 피하는 것이 좋다. 通水斷面中에 자유수면이 없는 소위 압력터널에서도 단면형은 圓形이 유리하며 이때에는 철근콘크리트 라이닝을 한다. 土質이 대단히 軟弱하여 시드(Shieid)를 사용할 경우에는 역시 원형단면으로 한다. 터널工事費中에서 굴착비가 차지하는 비중은 크니까 경제적면에서나 안전면에서나 단면은 작을수록 유리하다. 그러나 유량면에서매우 작은 斷面이 되더라도 施工上 最小斷面은 되게 하여야 하니까 나비 1.2m 높이 1.5m 정도는 되어야 하며 이보다 단면이 작으면 터널의 길이가 짧더라도 施工이 困難하다.

니널안의 流速에도 限界가 있으며 콘크리트 라이닝한 곳에서 1.0~3.0m/sec의 流速이 適當하다. 터널의 傾斜는 流量, 水路內面의 粗度 및 斷面의 크기에 따라 결정토록 한다.

가. 원 형 단 면

압렵터널, 쉴드工法에 의하는 터널 또는 토압이 매우클 경우에는 원형단면으로 한다.

반지름r인 원형단면의 단면적과 주변장은 다음과 같다.



円形断面

그림-7.2.1.

內部斷面積 : $Ai=3.141.593r^2$ ……7.2.1

주변의길이 : $P=6.283.185r$ ……7.2.2

掘鑿斷面의 반지름을 r_0라 하면

굴착단면적 : $Ae=3,141,593r_0^2$ ……7.2.3

그림7.2.1과 같이 굴착단면의 側壁과 기초의 두께를 다르게한 경우 各部의 치수를 원형굴착단면의 반지름 r_0에 계수m 또는 n을 곱한것으로 표시하면 다음과 같다.

$n_2 r_0=(\mathrm{Cos}\,\theta_2-\mathrm{Sin}\theta_1)\tan\theta_1 r_0$

$n_3 r_0=\mathrm{Sin}\,\theta_3 r_0$

$n_e r_0=(1-n_1-n_2-n_3)r_0$

掘鑿斷面積

上部半圓 $A_0=1.570796r_0^2$

左右欠圓 $A_1=(\theta_1\,\mathrm{rad}-\mathrm{Sin}\theta_1\ \mathrm{Cos}\theta_1)r_0^2$

中部사다리꼴 $A_2=2m_1(1-n_1)r_0^2$ } ……(7.2.4)

下部사다리꼴 $A_3=2m_2\{1-(n_1+n_2/2)\}r_0^2$

下部欠圓 $A_4=(\theta_3\,\mathrm{rad}-\mathrm{Sin}\theta_2\ \mathrm{Cos}\theta_3)r_0^2$)

표-7.2.1 원형수로단면과 치수

Ⅰ		Ⅱ	Ⅲ
$\theta_1=20°\ \theta_2=40°$ $\theta_3=30°$		$\theta_1=25°\ \theta_2=35°$ $\theta_3=30°$	$\theta=\theta_2=\theta_3=30°$
m_1	0.342620	0.422618	0.500000
m_2	0.524005	0.443407	0.366025
m_3	0.133975	0.133975	0.133975
n_1	0.060307	0.093692	0.133975
n_2	0.190722	0.206764	0.211325
n_3	0.500000	0.500000	0.500000
n_4	0.248971	0.199544	0.154700
A_0/r^2	1.570796	1.570796	1.570796
A_1/r^2	0.027672	0.053310	0.090586
A_2/r^2	0.642788	0.766044	0.866025
A_3/r^2	0.884868	0.712046	0.556624
A_4/r^2	0.090586	0.090586	0.090586
굴착A/r^2	3.216710	3.192782	3.174617
내측단면a/r^2	3.141593	3.141593	3.141593

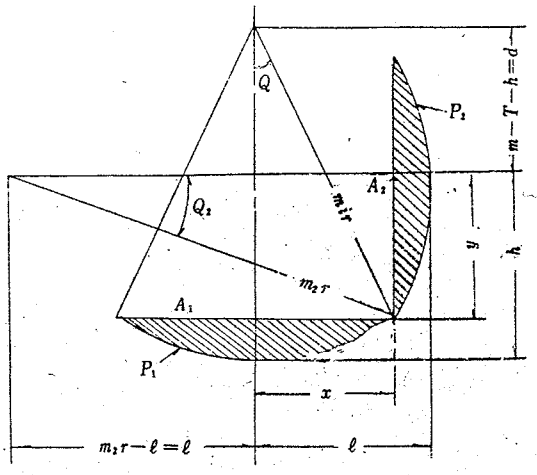


그림 7.2.2 흙벽 逆 아아치의 교점

나. 馬蹄型 斷面

아아치의 반지름 γ_1 逆아아치와 측벽의 반지름 $2r$인 馬蹄型斷面을 표준이라 한다.

이는 원형에 가까운 모양이며 圓形斷面과 같이土壓이 큰 곳에 적당하다. 지반이 좋고 地壓이 크지 않은 곳에서는 측벽과 逆아아치(Invert)의 반지름을 25이상으로 하여도 좋고 나비에 비해 높이가 얕은 斷面으로 하기 위해서는 側壁을 빼거나 또는 그 높이를 낮게 한다.

이 단면의 側壁과 逆아아치와의 交叉點의 位置는 측벽과 逆아아치와의 두개의 원의 聯立方程式을 풀어서 求한다.

원의 방정식 : $x^2+(y+a)^2=(m_1r)^2$

$(x+b)^2+y^2=(m_2r)^2$

여기에서 : $a=m_1r-h$, $b=m_2r-\ell$, $k_1=a^2+b^2$,

$k^2=\dfrac{k_1-(m_2r)^2+(m_1r)^2}{2}$로 놓고 윗식을 풀면,

$$\left.\begin{aligned} x&=\frac{a\sqrt{k_1(m_1r)^2-k_2^2-b\,k_2}}{k_1}\\ y&=\frac{k_2+bx}{a}-a\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(7.2.5)$$

또 $\mathrm{Sin}\theta_1=x/(m_1r)$, $\mathrm{Sin}\theta_2=y/(m_2 5)$로부터 θ_1, θ_2를 구하고 이것을 라디안(radian)으로 나타내여 그림 7.2.2의 사선부의 斷面積과 潤邊을 다음式으로 求할 수 있다.

$$\left.\begin{aligned} A_1&=(\theta_1\,\mathrm{rad}-\mathrm{Sin}\theta\cdot\mathrm{Cos}\theta_1)\ (m_1r)^2\\ A_2&=(\theta_2\,\mathrm{rad}-\mathrm{Sin}\theta_2\cdot\mathrm{Cos}\theta_2)\ (m_2r)^2\\ P_1&=2\theta_1\,\mathrm{rad}\cdot m_1r\\ P_2&=2\theta_2\,\mathrm{rad}\cdot m_2r\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(7.2.6)$$

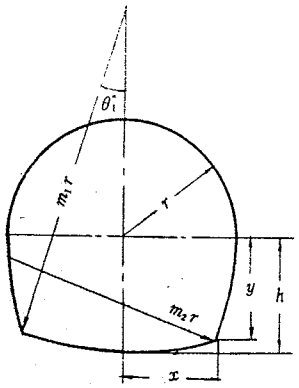


그림7.2.3 말굽모양단면

그림 7.2.3에서 아아치의 반지름을 r, 逆아아치의 반지름을 m_1r, 側壁의 반지름을 m_2r라 하면,

內部斷面積:

$$\left.\begin{aligned} &\text{上部半圓 } A_0 = 1.570796r^2 \\ &\text{逆아아치欠圓 } A_1 = ((\theta_1 rad - \sin\theta_1)\ Cos\,\theta_1\ (mir)^2 \\ &\text{측벽欠圓 } A_2 = (\theta_2 rad - \sin\theta_2 Cos\,\theta_2)\ (m_2 r)^2 \\ &\text{中部直四角形 } A_3 = 2\sin\theta_1 m_1 r \cdot \sin\theta_1 m_2 r = 2xy \end{aligned}\right\} \cdots\cdots(7.2.7)$$

周邊의 길이

$$\left.\begin{aligned} &\text{上部半圓} && P_0 = 3.141593r \\ &\text{逆아아치부결원} && P_1 = 2\theta_1 rad \cdot m_1 r \\ &\text{側壁欠圓} && P_2 = 2\theta_2 rad \cdot m_1 r \end{aligned}\right\} \cdots\cdots(7.2.8)$$

굴착단면의 치수

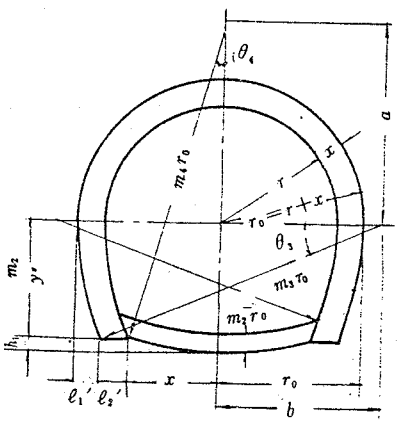


그림7.2.4 馬蹄型斷面

그림7.2.4에서

$$\left.\begin{aligned} x' &= \frac{a\sqrt{k_1(m_4 r_0)^2 - k_2^2} - bk_2}{k_1} \\ y' &= \frac{k_2 + bx'}{a} - a \end{aligned}\right\} \cdots(7.2.9)$$

단, $a = m_4 r_0 - h_2'$, $k = a^2 + b^2$

$$k_2 = \frac{k_1 - (m_2 r_0)^2 + (m_4 r_0)^2}{2}$$

또 $$Sin\,\theta_2 = \frac{y'}{m_2 r_0}$$

$$Sin\,\theta_4 = \frac{x'}{m_4 r_0} \qquad \cdots(7.2.10)$$

$$h_0' = m_3 r_0\ vers\ \theta_3$$

$$h_1' = h_2' - y'$$

$$h_2' = r_0 - (x' \ell_1' + l')$$

堀鑿斷面

上部欠圓　$A_0 = 1.570776(r_0)^2$

側壁欠圓　$A_1 = (\theta_3 rad - sin\theta_3 \cdot Cos\theta_3)\ (m_3 r_0)^2$

逆아아치결원　$A_2 = (\theta_4 rad \cdot sin\theta_4 \cdot Cos\theta_4)\ (m_4 r_0)^2$ } ..... (7.2.11)

中央直四角形　$A_3 = 2y'(x' + \ell_2')$

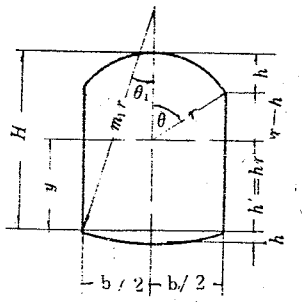


그림 7.2.5 直四角形斷面

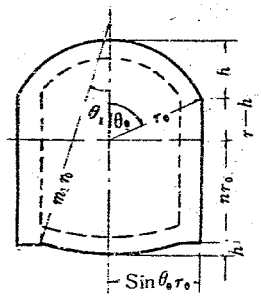


그림 7.2.6 직각형단면의 굴착

다. 직사각형단면

나비 1.8m 이하인 작은 斷面의 터널에서는 그 통수부분을 直四角形이나 사다리꼴을 포함하는 단면을 사용한다.

이 단면은 지반이 좋은 곳에 適合하고 굴착이나 라이닝하기 쉽고 正確한 設計斷面 형상대로 堀鑿할 수 있다.

7.2.2 水 理 計 算

自由水面을 갖는 수로터널의 平均流速은 보통의 用水路에서의 그것과 같으니까 쿠타, 매닝등의 公式을 쓰면 되는데 이들 公式에 대해서는 생략하고 각종 터널 단면형의 水理計算에 대해서는 제1편 4.5 水理計算附表를 참조하기로 한다.

가. 通水斷面

任意의 水深에 대한 流水斷面積과 潤邊은 내부단면적과 周邊의 길이에서 자유공간에 상당하는 欠圓의 단면적과 주변의 길이를 각각 빼서 구한다.

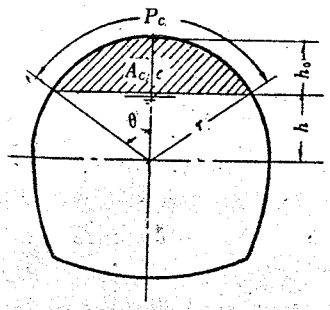


그림 7.2.7 아아치의 餘有高

그림 7.2.7에서

$$Ac = (\theta rad - Sin\theta \cdot Cos\theta)\gamma^2$$
$$= \{\theta rad - (sin\,2\theta)/2\}\gamma^2$$
$$= (\theta rad - h\sqrt{r^2-h^2}) \cdots\cdots (7.2.12)$$
$$Pc = 2\theta rad \cdot r \cdots\cdots (7.2.13)$$

터널단면의 아아치는 圓形이며 水深은 起拱點 위에 있는것이 一般的이므로 각종의 水深 h에 대한 欠圓의 空間斷面積 Ac와 그 周邊長 Pc를 계산하여 표시하면 表-7.2.2과 같다.

表-7.2.2. 欠圓斷面積과 周邊長

h/r	θ	Ac/r^2	Pc/r
0.98	11° 28′ 42.2″	0.005317	0.400671
0.96	16° 15′ 36.8″	0.014579	0.566759
0.94	19° 56′ 54.4″	0.027462	0.696332
0.92	23° 4′ 26.1″	0.042151	0.805432
0.90	25° 50′ 30.9″	0.058726	0.902253
0.88	28° 21′ 27.5″	0.076957	0.989869
0.86	30° 41′ 0″	0.096673	1.071050
0.84	32° 51′ 35.6″	0.117741	1.147027
0.82	34° 54′ 54.7″	0.140047	1.218702
0.80	36° 52′ 11.6″	0.163502	1.287061
0.78	38° 44′ 21.9″	0.208023	1.352266
0.76	40° 32′ 8.9″	0.213542	1.414752
0.74	42° 16′ 6.9″	0.239997	1.475488
0.72	43° 56′ 43.9″	0.267333	1.533998
0.70	45° 34′ 22.8″	0.295499	1.590779
0.68	47° 9′ 22.9″	0.324449	1.646006
0.66	48° 42′ 0.5″	0.354142	1.699975
0.64	50° 12′ 29.4″	0.382519	1.752558
0.62	51° 41′ 1.9″	0.415600	1.804107
0.60	53° 7′ 48.3″	0.447295	1.854590
0.58	54° 32′ 58.0″	0.479590	1.904135
0.56	55° 56′ 37.2″	0.512455	1.952821
0.54	57° 18′ 58.8″	0.545860	2.000717
0.52	58° 40′ 3.9″	0.579779	2.017891
0.50	60° 00′ 0″	0.614185	2.074395
0.48	61° 18′ 52.6″	0.649053	2.140284

0.46	62° 36′ 46·4″	0.684358	2·185602
0.44	63° 53′ 46·1″	0.720079	2·230396
0.42	65° 9′ 55·5″	0.756191	2·274702
0.40	66° 25′ 18·6″	0.792674	2·318559
0.38	67° 39′ 58·7″	0.829515	2·362000
0.36	68° 53′ 57·3″	0.866666	2·405057
0.34	70° 7′ 23·2″	0.904135	2·447758
0.32	71° 20′ 13·5″	0.941893	2·590135
0.30	72° 32′ 32·6″	0.979922	2·532207
0.28	73° 44′ 23·2″	1.018202	2.574004
0.26	74° 55′ 47·8″	1.036716	2·615548
0.24	76° 5′ 48·4″	1.095171	2·656271
0.22	77° 17′ 27·4″	1.134371	2,697963
0.20	78° 27′ 47·0″	1.173480	2·738877
0.18	79° 37′ 48·8″	1.212750	2.779619
0.16	80° 17′ 35·1″	1.243669	2·802757
0.14	81° 57′ 8·1″	1.291715	2.860673
0.12	83° 6′ 28.4″	1.331373	2.901013
0.10	84° 15′ 38.9″	1.371130	2.941257
0.08	85° 24′ 41.2″	1.410967	2.981422
0.06	86° 33′ 36.6″	1.450868	3.021520
0.04	87° 42′ 27.2″	1.490818	3.061571
0.02	88° 51′ 14.4″	1.530799	3.101590
0	90°	1.570796	3.141593

나. 接續水路

터널의 양끝과 이것과 연속되는 開水路는 딴 수로 構造物의 경우와 같이 서로 단면이 다르기 때문에 그 중간에 단면이 점차적으로 좁아지거나 넓어지는 水路를 마련하여 水流의 急變을 피하여야 하는 것이며, 이것이 이른바 접속수로인바 그 설계방법은 딴 構造物의 경우와 같으므로 설명은 省略한다.

7.2.3. 라 이 닝

가. 라이닝의 設計

라이닝의 두께는 土質과 山바닥을 이완시키는 정도에 따라 다르며 터널의 施工中에 붕괴되어서 산바닥을 이완시키거나 하면 地壓이 증가되므로 라이닝의 두께를 增加시키도록 한다.

수로터널에서는 通水斷面形을 一定하게 定하고 地壓에 따라 라이닝두께를 增減토록 한다.

터널의 굴착에서는 부주의 기타 원인으로 굴착단면에 凹凸이 생기기 마련인 것이며 따라서 좀 덜 파진 部分이 있는가 하면 너무 파진 부분도 있게 마련이다. 너무 덜 파진 部分은 라이닝강도의 均一性을 잃게 되고 너무 지나치게 파진 곳은 불경제적인 것이다. 따라서 덜 파짐에 대한 許容限界를 정하는 한편 콘크리트 기타 라이닝의 표준두께를 決定하여야 한다.

實際 施工에 있어 일어나는 더파기는 施工法, 施工技術의 熟練度 및 施工上의 注意 程度등에 따라

다르기는 하지만 石墨片岩에서 5%, 화강암 10%, 閃緑岩에서 14% 정도의 실적을 보여주고 있다.

(1) 라이닝 두께를 나타내는 선과 공사비 지불의 한계선

터널의 설계는 표준단면도를 작성하고 이것에 A, B, C, D선을 명시한다.

A선은 最小堀鑿 限界線 또는 最小 라이닝 두께를 나타내는 선이고, B선은 굴착에 대한 工事費支拂限界線이며 C선은 라이닝 콘크리트에 대한 공사비지불 한계선이다.

콘크리트 工事費의 支拂線이 B선과 一致하는 경우에는 C선의 표시는 省略한다. D선은 설계 라이닝의 두께를 나타내는 線이며 構造上 強度에 필요한 라이닝의 두께를 表示한다.

이 설계 라이닝의 두께를 나타내는 선이 A선과 일치하는 경우에는 D선의 표시는 省略한다.

(그림-7, 2, 8 참조)

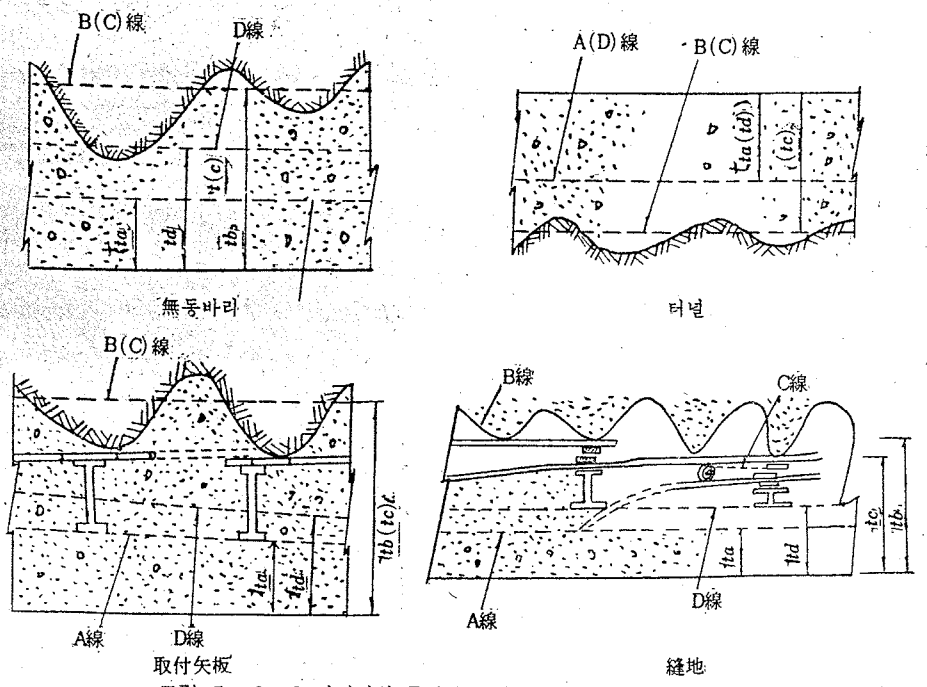


그림 7. 2. 8 라이닝의 두께와 지불관계를 나타내는 線의 表示

(2) 라이닝의 設計

(가) 막파기 또는 모르타르 뿜어붙인 단면 터널 노선의 山바닥이 堅固한 岩盤이어서 앞으로 長期間 物理的 化學的 變化에 견디어 낼 수 있다고 여겨질 때에는 터널斷面의 全體 둘레를 막파기 한대로 두던가 모르타르를 뿜어 붙여 마무리 하던가 한다. 그러나 全體 주변을 콘크리트 라이닝하는 경우의 그 水理면이나 經濟面에서 比較하여 보는 同時에 장래의 管理問題에 대해서도 검토할 필요가 있다. 또 실지에 임해서는 굴착의 결과 예상과 다르게 될 경우의 조처에 대해서도 충분히 고려해 둘 것이다.

(나) 無筋 콘크리트 라이닝 斷面

일반적으로 不安定한 지반에서는 동바리 및 비개공이 필요하고 터널단면의 大小, 地盤의 性質에 따라 비개공의 치수나 규모도 달리지며 이 비개공의 有無와 種類에 따라 라이닝의 두께도 달리지는데 강철제 아아치식 동바리를 사용한 경우의 무근 콘크리트 라이닝의 두께는 다음 基準에 의한다.

表－7．2．3　　라어닝 두께의 基準

①硬岩 터널(A．B型)

區分 \ 種別	아아치의最小두께	側壁의最小두께	逆아아치中央部의두께
A 선	$ta=D/30\leqq 7.5$cm	左 同	$ta=td$
B 〃	$tb-ta=D/20\geqq 17.5$cm	〃	$tb=ta+3$cm
C 〃	$tc=tb$	〃	$tc=tb$
D 〃	$td=D/20\geqq 15.0$cm	〃	$td=D/20\geqq 12.0$cm

② 軟岩터널(A형)

區分 \ 種別	아아치의最小두께	측벽의最小두께	逆아아치中央部의두께
A 선	$ta=D/30\geqq 7.5$cm	左 同	$ta=td$
B 〃	$tb-ta=D/30\geqq 12.5$cm	〃	$tb=ta+3$cm
C 〃	$tc=tb$	〃	$tc=tb$
D 〃	$td=D/20\geqq 15.0$cm	〃	$td=D/20\geqq 12.0$cm

③ 土砂 터널(A형)

區分 \ 種別	아아치의最小두께	측벽의最小두께	逆아아치中央部의두께
A 선	$ta=td$	左 同	$ta=td$
B 〃	$tb=3D/40\geqq 22.5$cm	〃	$tb=ta+3.0$cm
C 〃	$tc=tb$	〃	$tc=tb$
D 〃	$td=D/20\geqq 15.0$cm	〃	$td=D/20\geqq 15.0$cm

④ (C형)

區分 \ 種別	아아치의最小두께	측벽의最小두께	逆아아치中央部의두께
A 선	$ta=D/30\geqq 10.0$cm	左 同	$ta=td$
B 〃	$tb=ta+2tr$	$tb=ta+tr+5.0$cm	$tb=ta+3.0$cm
C 〃	$tc=tb$	$tc=tb$	$tc=tb$
D 〃	$td=ta+5.0$cm	左 同	$td=D/20\geqq 12.0$cm

⑤ (D형)

區分 \ 種別	아아치의最小두께	측벽의最小두께	逆아아치中央部의두께
A 선	$ta=ta-5.0$cm	左 同	$ta=td$
B 〃	$tb=ta+tr+15.0$cm	$tb=ta+tr+5.0$cm	$tb=ta+3.0$cm
C 〃	$tc=ta+tr+10.0$cm	$tc=tb$	$tc=tb$
D 〃	$td=D/15\geqq 20.0$cm	左 同	$td=D/15\geqq 20.0$cm

⑥ (E형)

區分 \ 種別	아아치의最小두께	측벽의最小두께	逆아아치中央部의두께
A 선	$ta=td-5.0$cm	左 同	$ta=td-tr$
B 〃	$tb=td+tr+15.0$cm	〃	$tb=td+3.0$cm
C 〃	$tc=td+tr+10.0$cm	〃	$tc=td$
D 〃	$td=D/15\geqq 20.0$cm	〃	$td=D/15\geqq 20.0$cm

위의 基準은 日本의 토목학회 터널표준시방서 및 미국 개척국의 설계기준을 참고로 하여 마련한 것이며 表의 각 기호의 뜻은 다음과 같다.

단, 단면은 標準 馬蹄型이다.

D : 터널內部 斷面의 上部半圓部의 지름

ta : 터널라이닝 內面線에서 A선까지의 두께

tb : 〃 B 〃

tc : 〃 C 〃

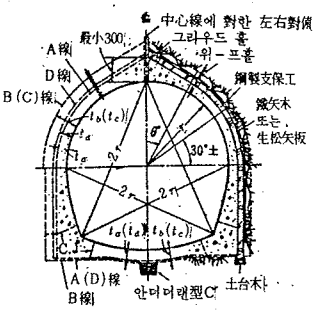
td : 〃 D 〃

tr : 鋼纖材 동바리공의 두께

A형 : 無동바리공 B형 : 루우푸볼트 동바리공

C형 : 널말뚝걸이 동바리공 D형 : 縫地동바리공

E형 : 縫地스트럿트 동바리공(그림 7. 2. 9 참조)



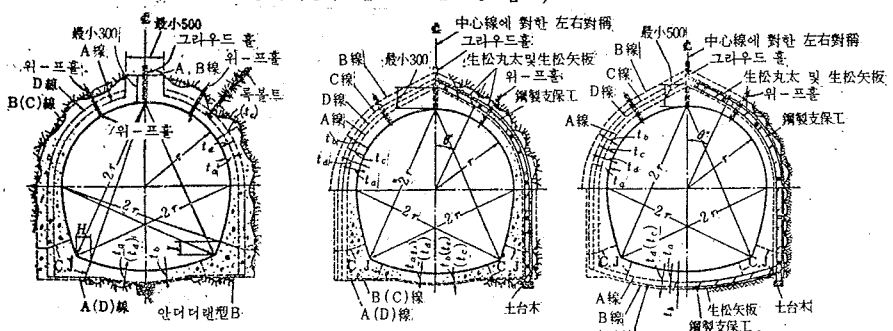


그림 7. 2. 9 동바리의 유무 및 그 종류에 의한 형식구분

(다) 압력터널 라이닝

압력터널에서는 可及的 円形斷面으로 하지만 内水壓 10m 未滿에서는 標準 마제형의 경우도 있다. 無筋 콘크리트 라이닝의 경우 : 설계 라이닝의 두께는

$td=1/150 \geqq 15cm$

$ta=1/22.5D \geqq 10cm$

철근콘크리트 라이닝의 경우 : 설계 라이닝의 두께는 $td=1/10D$

단, 複 鐵筋의 경우 最少 30cm, 單 鐵筋의 경우에는 20cm로 함.

$ta=td$

이 철근콘크리트 라이닝은 地壓이 대단히 크고 동바리공도 대단히 복잡하여 이를 除去할 수 없는 경우에 應力計算을 통하여 斷面의 두께를 정한 다음에 실시한다.

나. 地壓의 算定

터널지반이 軟弱한 岩盤이나 또는 흙으로 되어 있고, 굴착으로 인하여 山바닥을 이완시키게 되는 경우에 일어나는 地壓은 地表面의 형상, 흙덮개의 깊이, 지반의 성질 및 斷面의 大小에 따라 다르다.

(1) 흙덮개 20~30m, 地表面이 水平인 경우

地層에 별로 균열이나 절리의 발달이 없고 均一性인 山바닥으로서 측벽에는 壓力이 가해지지 않는 경우에는 그림 7. 11(a)와 같이 라이닝 上部의 흙무게가 아아치에 가해진다. 이때 안전을 위하여 라이닝 上部의 흙무게 全部가 걸리는 것으로 취급한다.

W : 터널라이닝 上部의 垂直土壓力(kg/m)

W : 흙의 單位重量(kg/m³)

b : 터널의 나비(m)

h : 터널上部 흙덮개의 높이(m)

$$W=W\,b\,h \cdots\cdots (7.\ 2.\ 14)$$

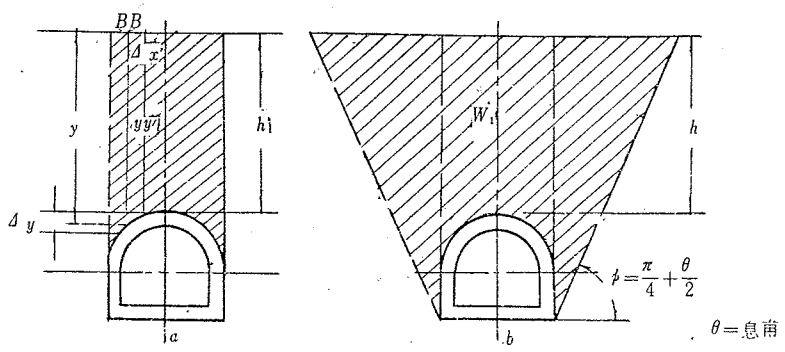
均質의 山바닥에서 側壓力度 받는 경우에는 그림 7. 2. 10(b)와 같이 라이닝 상부의 흙 중량은 아아치에 수직으로 作用하고 主働土壓이 아아치와 측벽에 水平으로 가해진다.

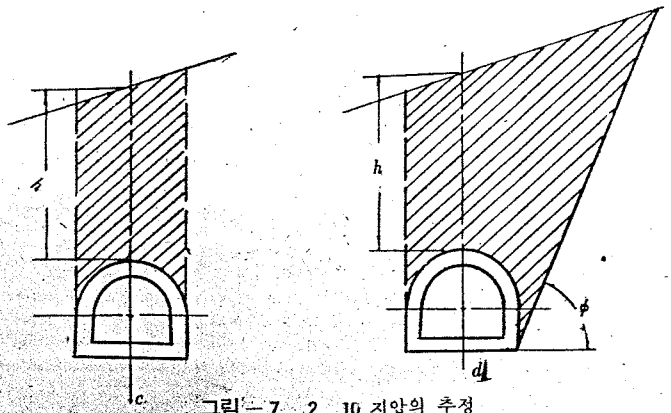
滑動面의 方向은 水平線과 $(\frac{\pi}{4}+\frac{\theta}{2})$의 기울기이고, 主働土壓은 흙의 쐐기의 중량을 反力과 水平力으로 分解하고 수평력은 地表面에서부터 직선으로 분포하는 것으로 가정한다.

그림 7. 2. 10(a), (b)에서 나비$\triangle x$에 대하여 고찰한다.

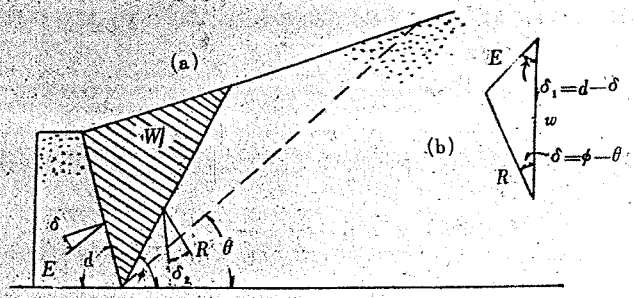
垂直力 $\triangle W=\frac{y_1+y_2}{2}\triangle x W \cdots\cdots (7.\ 2.\ 15)$

W : 흙의 단위중량(kg/m³), y_1, y_2 : 나비 $\triangle x$의 양끝에서의 흙덮개의 높이(m)





그림－7．2．10 지압의 추정



그림－7．2．11 쿠우론의 토압

横壓力 $E=\dfrac{Wy^2}{2}tan^2(45°-\dfrac{\theta}{2})$

$$\triangle E=Wy\triangle y\,tan^2(45°-\frac{\theta}{2}) \cdots\cdots\cdots\cdots (7.\ 2.\ 16)$$

여기서 θ : 흙의 安息角　　$\triangle y=y_2-y_1$

(2) 흙덮개 20~30m, 지표면이 傾斜져 있는 경우

山腹部 경사지의 下部에 얕게 터널을 뚫는 경우, 지질이 良好하고 側壓을 받지 않는 경우에는 그림 7．2．10(c)와 같이 上部의 흙중량만이 아아치에 가해지며, 側壓을 받는 경우에는 그림 7．2．10(d)와 같이 垂直으로 작용하는 흙중량 이외에 水平으로 작용하는 主働土壓도 받는다. 이 주동토압은 滑動면의 方向을 여러가지로 變化시켜 그 중에서 最大값을 取한다. 이미 滑動面이 있는 경우에는 이것을 활동면의 방향으로 취한다.

그림 7．2．11(a)에 있어서 壁面 AB에 작용하는 土壓 E와 崩壞面 AC에 의하여 경계지어지는 흙의 쐐기 ABC의 垂直荷重 W, 활동면에 作用하는 反力 R의 3력은 그림 7．2．11(b)에 표시한 바와 같이 힘의 3각형을 이루어 平衡하는 것으로 한다.

崩壞面이 水平線과 마드는 각 ϕ를 여러가지로 가정하면 이에 의하여 土壓 E의 값도 변화한다.

E의 값이 最大로 되는 ϕ가 붕괴면이다. 이 E의 最大값은 *Culmann*線에 의한 圖解法으로 求한다.

〔*Culmann*선에 의한 해법〕

높이 55m, 安息角 $\theta=15°$, 흙의 應集力 $C=35t/m^2$, 흙의 무게 $W=1.8t/m^3$, 벽의 수직선과 側壓方向 사이의 각 $\delta=10°$ (δ는 라이닝 뒷면의 흙의 摩察角이며 $\theta\sim\frac{2}{3}\theta$로 취함)인 경우, 먼저 붕괴면이 수평선과 만드는 각 ϕ의 여러 값에 대하여 흙의 무게와 應集力을 計算한다. 그 값은 그림 7．2．12에서 AD선을 긋고 AD선상에 表시 W의 값을 취하여 h_1, h_2, ……h_6으로 한다.

$\delta_1=90°-\gamma=80°$의 角으로 KF선을 또 A점에서 $(\phi-\theta)$의 角度로 선을 그어 AF선과의 교점을 F_1, F_2, ……F_6으로 한다. 이들 F_1, F_2, ……F_6선을 連結한 것이 *Culmann* 선이며 K_1F_1, K_2F_2,……K_6F_6가 土壓을 나타낸다. 그 最大값은 이 경우 1,430t으로서 이를 崩壞面에서의 값으로 한다. 또 AF_1, AF_2, ……AF_6는 反力R을 나타낸다. R와 應集力C가 이루는 각은 $90°-\theta=75°$이다. R즉, AF선상에서 75°의 方向으로 應集力의 크기(C_1, C_2,……C_6)를 취하여 KF선과의 교점을 M라 하면 M_1, M_2,……M_6을 연결하는 선은 應集力을 고려한 *Culmann*선이다. 應壓力의 最大는 AD선에서 應集力을 고려한 *Culmann*선에 이르는 것 중 最大의 것이며 이 경우는 1,165t이다.

만일 流水를 수반하는 軟弱土砂의 地盤에서는 應集力은 0이 된다.

表-7.2.4 흙의 무게와 응집력

$\phi(0)$	$\phi-\theta(0)$	水平距離 b (m)	斜面의 길이 ℓ(m)	흙의 무게 $W=wbh$(kg)	應集力 $c\times\ell$
35	20	79.0	96.5	3910.5	337.7
40	25	66.0	86.1	3267.0	301.4
45	30	55.3	78.2	2736.9	273.7
50	35	46.4	72.0	2296.8	252.5
55	40	38.6	67.2	1910.7	235.2
60	45	31.9	63.7	1578.6	223.0

(3) 흙덮개가 깊고 側壓이 없는 경우

흙덮개 20~30m 이상의 깊은 터널에서는 地表面의 형상에 관계없이 이완된 山바닥의 높이와 측압의 有無에 따라 決定하며 側壓의 유무는 導坑 굴착중에 동바리가 처짐으로써 판단한다.

이 境遇 라이닝 상부의 이완된 흙무게 전부가 垂直으로 加해지는 것으로 取扱한다. 이완된 흙은 본 山바닥에서보다 부피가 커진다. 一端 부피가 부풀어 山바닥과 동바리 사이의 틈새가 없어지면 그 以上 더 이완되지는 않는다. 따라서 이완되지 않은 上部의 흙은 아아치作用에 의하여 터널 左右의 산바닥에 傳達되고 동바리나 라이닝에 하중을 미치지는 않는다. 이때 山바닥의 永久的 부피增加率을 P%, 동바리의 沈下를 a, 동바리에 걸리는 山바닥의 높이를 h라 하면,

$$h=\frac{100a}{P}\cdots\cdots\cdots\cdots(7.2.17)$$

崩壞하여 이완된 部分의 山바닥 형상은 다음과 같은 타원식으로 表示한다. (그림 7. 14)

$\frac{y_2}{y^2}+\frac{z^2}{h^2}=1$ 여기에서 $h=\frac{100a}{P}$, b : 터널의 나비(m)이다. 따라서 $P=4$%, $a=0.60$m일때의 타원의 높이 h는,

$h=100\times0.60/4=15$m로 된다.

表 7. 2. 5 地盤의 永久的 이완 팽창율

地質	연弱한地質	약간강한지질	강한점토 (粘土를含有한모래)	강한토질 (軟岩)	硬岩
부피증가율	1~3	3~5	6~8	8~12	10~15

(4) 흙덮개가 깊고 측압이 있는 경우

側壓을 받는 경우에는 그림 7. 2. 12와 같이 滑動面이 생긴다. 이 활동면 頂部끝을 지나는 水平面과의 左右의 교점을 폭으로 하여 상부의 산마루가 이완되는 것으로 취급한다.

$$W_1=W\left(\frac{z+H}{2}\times b\right)$$
$$W_2=W\left(\frac{\pi H d}{4}-\frac{z+H}{2}\times b\right) \quad \}\cdots\cdots(7.\ 2.\ 18)$$

$$Z=\sqrt{H_2-\frac{H_2}{d_2}b^2} \quad \}\cdots\cdots(7.\ 2.\ 19)$$
$$E_1=Ge\ \tan(\phi-\theta),\ E_2=W_2\tan(\varphi-\theta)$$

여기서 Ge : ABC의 흙쐐기의 무게$=\frac{Wh^2}{2}\tan(90°-\phi)$

$$P_1=Ge\ \tan(\phi-\theta)/h$$
$$P_2=W_2\tan(\phi-\theta)h \quad \}\cdots\cdots(7.\ 2.\ 20)$$

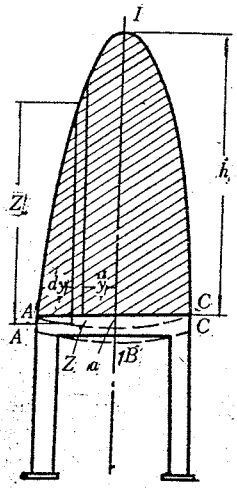


그림 7. 14 측압이 없는 경우

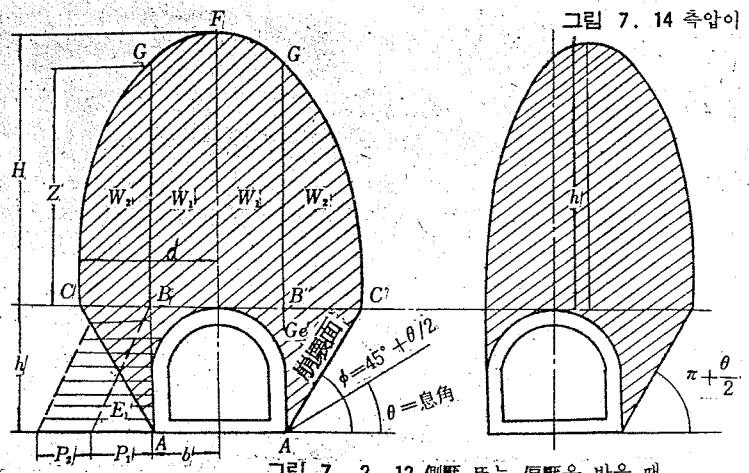


그림 7. 2. 12 側壓 또는 偏壓을 받을 때

(5) 深度가 크고 偏壓을 받는 경우

그림 7. 2. 12와 같은 土壓을 받는다. 라이닝 直上部의 土量 W_1과 라이닝 側面에 가해지는 흙荷

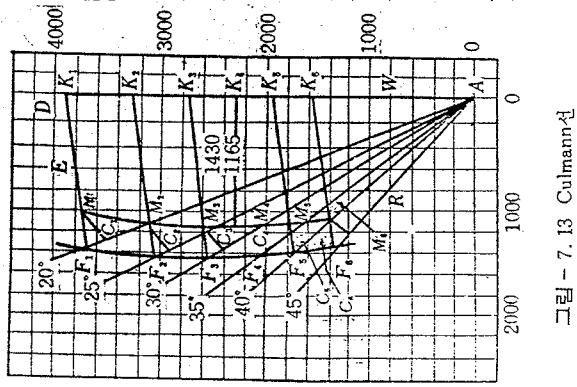


그림 - 7. 13 Culmann선

重 W_2로 나누고, 계산은 앞의 (3),(4)의 경우에 준한다.

다. 라이닝의 설계 예

어느 지대에 설치한 水路터널의 설계예를 제시키로 한다.

지질이 좋지 않아서 偏壓을 받으며 흙은 含水되어 軟化되어 있다. 剪斷試驗의 結果는 表—7.2. 6과 같거니와 含水狀態에 따라 抗剪斷強度가 줄어들고 있음을 알 수 있다.

表—7. 2. 6 試驗土壤의 剪斷強度

含水量	剪斷強度		單位重量	비고
	내부마찰각	응집력		
20.3%	29°20′	0.16kg/cm²	1.68t/m³	自然狀態
25.0	20 15	0.09	1.69	
30.0	21 20	0.08	1.70	
35.0	19 20	0.08	1.70	

라이닝의 安全檢査에는 含水量 35%, $\theta=19°20'$, $C=0.05$kg/cm², $W=1.7$t/m³으로 假定한다. 地表面은 河川側에 급경사가 되어 있으므로 山바닥측에 主働土壓 F_1 하천측에 受働土壓 F'를 받는 것으로 하고 쿠우롬(*Coulomb*) 土壓論을 적용하여 最大 및 最少土壓을 算定한다. 주동토압이나 수동토압이나 그 붕괴면(활동면)은 直線滑動面으로 하고 쿠우롬線을 그리면 最大土壓 390 t/m, 최소수동토압은 126t/m로 된다. (그림 7. 16)

측압은 지표면에서부터 直線上으로 증가하는 것으로 하고 터널 상부의 수직하중은 상부의 흙 전부의 중량이 걸리는 것으로 한다.

라이닝의 단면을 그림 7. 2. 13(a)와 같이 가정하고 이것에다 앞에서 구한 수평 및 수직토압을 작용시켜 압력선을 그린다.

그러면 각 단면에 일어나는 應力은

$$\left.\begin{matrix}\delta_1\\ \delta_2\end{matrix}\right\} = \frac{N}{A} \pm \frac{N,e}{S} \text{ (kg/cm²)} \cdots\cdots \text{(7. 2. 21)}$$

여기서 N : 斷面에 作用하는 壓力의 垂直分力(kg) A : 단면적(cm²)

S : 단면계수(cm³) e : 편심거리(cm)

각 斷面의 응력은 表—9. 13에 表示한 바와 같이 된다. 라이닝의 허용응압력을 50kg/cm², 許容應張力을 4 kg/cm²라 하면 응압력에 대해서는 安全하나 應張力에 대해서는 許容應力보다 크다. 즉, 山바닥으로부터 큰 側壓을 받기 때문에 (6)에 있어서는 16. 62kg/cm², (6)′에서는 23. 06kg/cm²의 應張力이 일어난다. 따라서 應張力을 許容應力內에 들게 하기 위하여 逆아아치를 붙이고 左側壁의 밑을 넓게 하여 揚壓에 견디게 하고 再次 앞에서와 같이 압력선을 그린다.(그림7. 2. 13(b)) 이것에 의하면 압력선은 各斷面의 $\frac{1}{3}$內에 들어가고 라이닝에 생기는 最大應力 以下로 되어 安全하다.

表—7. 2. 7 라이닝 應力

번호	2	3	5	6	2′	3′	4′	5′	6′
응압력 (kg/cm²)	28. 61	33. 34	38. 26	40. 34	20. 53	15. 76	8. 33	29. 01	40. 78
응집력 (kg/cm²)	3. 95	13. 02	10. 94	16. 62	5. 89	1. 43	0	11. 95	23. 06

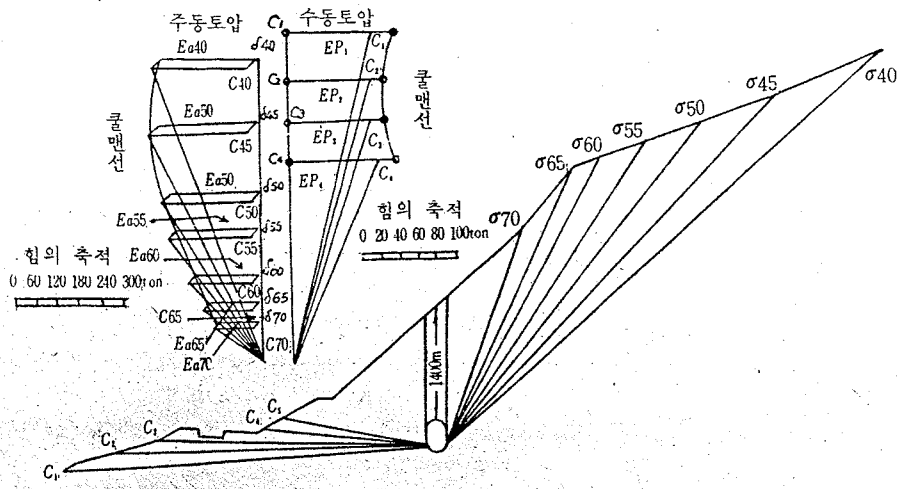


그림 7. 2. 13 라이닝 土壓

7. 2. 4 동바리

가. 동바리의 選定

동바리는 地質, 掘鑿方式, 라이닝工法等을 고려하여 作業의 安全과 經濟性을 꾀할 수 있도록 愼重히 設計토록 한다. 특히, 岩質이 좋은 경우 동바리를 省略할 수도 있지만 이러한 경우에도 部分的인 낙반 사고등이 일어날 수 있으니까 이에 대한 위험 防止問題를 고려하여 되도록 適當한 동바리나 루우프 볼트를 설계하도록 하는 것도 바람직하다.

나. 동바리의 설계

동바리공은 必要한 강도와 거치간격을 가지며 침하, 변형, 전도등이 생기지 않도록 설계하여야 한다.

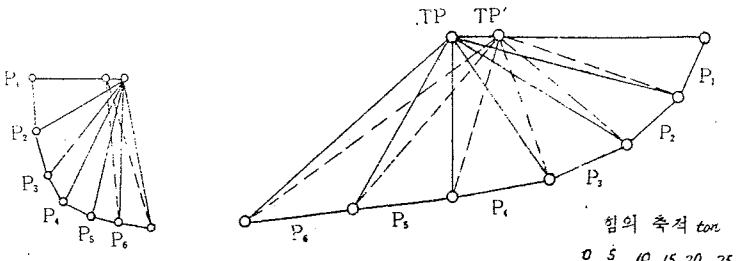
최근에는 鋼鐵材 동바리가 많이 適用되고 있는데 이는 施工의 安全性과 構造上의 有利性 때문에 종래의 木材 동바리보다 優秀하며 경제적인 면에서도 여분의 굴착단면을 줄일 수 있고, 라이닝의 두께도 절약되며 기계시공에 의한 工事期間의 短縮을 꾀할 수 있어 유리하다.

강철제 아아치 동바리로서는 鋼鐵材 리브식 동바리, 鋼鐵管 동바리, 리브 동바리,등이 使用되고 있다. 동바리의 斷面은 라이닝의 두께 콘크리트의 最少 두께 및 施工方法등을 고려하여 適當한 것을 選定토록 하고, 距離間隔은 120cm 以下를 標準으로 하고 最大 150cm 程度로 한다.

7. 2. 5 坑 門

터널의 出口와 入口는 地盤이 風化되기 쉽고 지진시에는 땅속 깊은 곳에 比하여 진동이 크다. 地下 30m되는 곳의 진동은 地表의 1/10이 된다. 이들의 힘 및 土壓에 低抗하고 山바닥의 崩壞를 防止하기 위하여 坑門을 마련한다. 터널안의 라이닝이 끝난 다음 갱문의 콘크리트를 施工한다.

갱문은 충분한 강도를 가짐과 同時에 터널工事中에서 地表에 나타나는 有一한 部分이므로 單純하고도 美的인 것이라야 한다. 構造는 단순하게 하고 複雜한 장식은 피하도록 한다. 즉, 構造上으로는 附近의 환경에 잘 어울리고 單純하고도 깨끗한 감을 주도록 할 것이다.



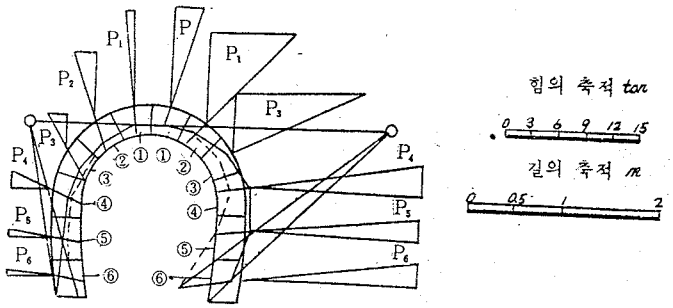
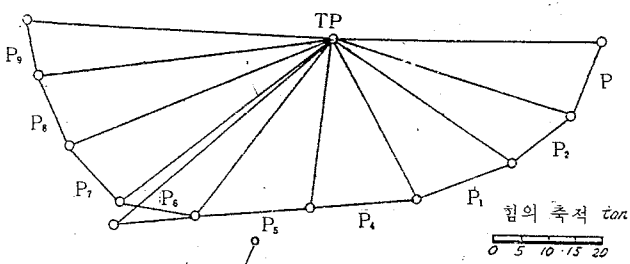


그림 -7. 2. 14 (a)



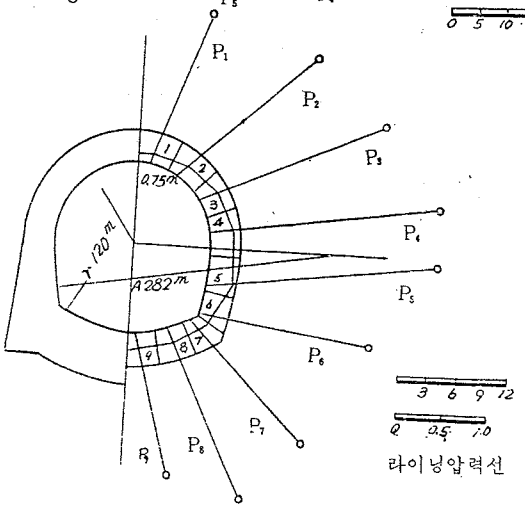


그림 7. 2. 14 라이닝 압력선

第8章 暗 渠

8.1 使用目的에 依한 分類

8.1.1 用水暗渠

用水路가 地質이 風化된 岩石 혹은 퇴적토, 암설, 土砂등의 不良地質로 인하여 터널(Tunnel)로서 施工이 곤난하거나 頭首工에 접해서 河川을 횡단하는 경우, 또는 鐵道, 道路, 堤防 등을 횡단하는 경우에 設置되는 暗渠이다.

8.1.2 排水暗渠

排水路 또는 排水溝가 鐵道, 道路, 堤防 등을 횡단하는 경우에 橋梁을 가설하는 것보다 經濟的이거나 또는 堤防橫斷의 경우 水害防止上 橋梁을 가설할 수 없는 경우 또는 用地関係로 用水路로 施工 不可能한 경우에 設置되는 暗渠이다.

8.1.3 用排水 兼用暗渠

地形 其他의 관계로 부터 用排水兼用의 目的으로 設置되는 것으로 用排水兼 用水路등에 設置하는 暗渠이다

8.2 斷面의 決定

8.2.1 用水暗渠

用水暗渠의 斷面은 流量 및 流速에 따라서 정하여 진다. 流量은 計劃最大用水量이 基準이 되고 流速은 水面기울기 또는 바닥기울기, 徑深 및 構築材料가 가지는 粗度係數로 정해진다.

또 한편 材料自體가 가지는 耐久性으로 부터 流速은 一定한 制限을 받으며 콘크리트의 경우 最大流速은 4 m/sec, 一般的으로 3 m/sec이하로 하고 自由水面을 가지는 等流로서 開水路의 경우와 같은 方法으로 計算한다.

開水路와 暗渠사이에서는 斷面과 流速의 變化가 다르므로 이로 의한 水頭損失이 있다.

따라서 設計에 있어서 水路의 水頭損失中에 이를 고려하여야 한다(開水路接續水路참조).

그리고 오리피스로 되는 경우는 暗渠入口의 水位가 頂部보다 위에 있는 경우로서 一種의 오리피스로 그림 8.1에 있어서 D를 円管의 지름 H를 上流의 水位(接近流速이 있는 경우에는 $V\alpha^2/2g$를 加함) A를 斷面積으로 하면 暗渠 入口에서의 流量 Q는,

$$Q=CA\sqrt{2g(H-D)} \quad \cdots\cdots (8.2.1)$$

C는 流量係數로서 0.81~0.91. 단, 角型의 경우는 0.81이다. 直四角型의 暗渠의 경우는 D대신에 높이 d로 한다. 滿水의 경우 暗渠內의 摩擦 損失 水頭 hf는

$$hf=f\frac{\ell}{D}\frac{V^2}{2g} \quad \cdots\cdots \text{(円 管)}$$
$$hf=f\frac{\ell}{4R}\frac{V^2}{2g} \quad \cdots\cdots \text{(一般斷面)} \qquad \cdots\cdots (8.2.2)$$

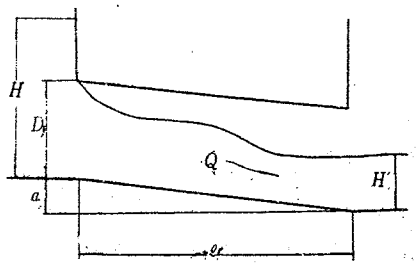


그림 8.1

밑바닥의 落差가 式8.2.2보다 큰 경우에는 自由流로 한다. f는 摩擦損失係數로서 $f=124.6n^2/D^{1/3}$(円管), $f/4=19.6n^2/R^{1/3}$(長方形暗渠), R는 徑深(動水半徑), 式(8.2)을 변형하면 $Q/D2.5=3.48C\sqrt{(HID-1)}$ (円管), $Q/d^{1.5}=4.43C\sqrt{(HId-1)}$ (直四角形暗渠)이며 直四角形暗渠는 單位幅에 대한 것임. 入口損失係數를 0.5로 하고 H/D 또는 H/d에 대한 $Q/D^{2.5}$ 또는 $Q/d^{1.5}$를 구하면 表 8.2.1과 같다.

表 8.2.1

H/D	$Q/D^{2.5}$	$Q/d^{1.5}$	H/D	$Q/D^{2.5}$	$Q/d^{1.5}$	H/D	$Q/D^{2.5}$	$Q/d^{1.5}$
1.1	0.90	1.14	2.1	2.98	3.78	3.1	4.12	5.23
1.2	1.27	1.61	2.2	3.11	3.95	3.2	4.21	5.35
1.3	1.56	1.93	2.3	3.24	4.11	3.3	4.31	5.47
1.4	1.80	2.29	2.4	3.36	4.27	3.4	4.40	5.59
1.5	2.01	2.54	2.5	3.48	4.42	3.5	4.49	5.70
1.6	2.20	2.79	2.6	3.59	4.56	3.6	4.58	5.81
1.7	2.38	3.02	2.7	3.70	4.70	3.7	4.67	5.92
1.8	2.54	3.23	2.8	3.81	4.84	3.8	4.75	6.03
1.9	2.70	3.43	2.9	3.91	4.97	3.9	4.83	6.13
2.0	2.84	3.60	3.0	4.02	5.10	4.0	4.91	6.24

〔計算例〕

管徑 $D=0.9m$, 管길이 $L=18.2m$의 直線暗渠로 流量 $Q=1.4m^3/sec$인 경우 上流水深H, 管路의 기울기를 구하라(단 $n=0.013$)

① H의 계산

$Q=1.4m^3/sec$ $A=\pi D^2/4=0.636m^2$ $V=Q/A=1.4/0.636=2.201$

$V^2/2g=0.247m$ $Q/D^{2.5}=1.4/0.9^{2.5}=1.82$,

表 8.2.1에 의하여 비례 배분하여 H/D를 구하면 $H/D=1.42$, 따라서 暗渠上流水深 H는

$H=H/D\times D=1.42\times0.9=1.278m$

② 暗渠內 摩擦損失水頭를 hf라고 하면

$hf=f\frac{\ell}{D}\cdot\frac{V^2}{2g}=0.22\times\frac{18.2}{0.9}\times0.247=0.11m$ (여기서 $f=124.6n^2/D^{1/3}=124.6\times(0.013)^2/0.9^{1/3}=0.022$)

管路의 기울기 $I=\frac{0.11}{18.2}\fallingdotseq1/165$ 暗渠의 기울기가 1/165보다 급하면 暗渠內는 自由流로 되고 緩慢하면 滿流로 된다.

③ 全水面落差

$$h=(1+fm+f\frac{\ell}{D})\frac{V^2}{2g}=(1+0.5+0.022\times\frac{18.2}{0.9})\times0.247=0.48m$$

또한 $h=H-D+hf=1.278-0.9+0.11=0.488m$로서 대략 一致한다. 下流水深과 上流水深과

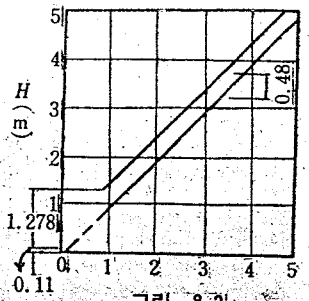


그림 -8.2

의 関係는 그림 8.2.2와 같다. 即 下流水位 H_1이 0.9m이하의 경우에는 上流水位는 一定하나 下流水位가 管徑以上으로 上昇하면 下流水位의 上昇에 比例하여 上流로 올라간다.

8.2.2 排水暗渠

排水路途中의 暗渠斷面의 決定은 用水暗渠와 同一하다. 斷面의 餘裕高에 대하여는 設置位置上의 條件, 管徑, 土砂流下量에 따라 充分한 檢討를 요한다. 特히 短時間의 急激한 流出水位의 增加를 同伴하는 個所, 上流部로 부터 土砂流下量이 많이 있어 管斷面의 相當한 部分이 土砂로 폐쇄되기 쉬운 位置에서는 暗渠入口의 上流에 물넘이, 排砂口등을 設置하고 暗渠自體에 충분한 餘裕를 부여 한다.

8.3 荷重을 定하는 方法

5.3.2에 準한다.

8.4 橫方向의 計算

8.4.1 管 渠

5.3.3에 準한다.

8.4.2 鐵筋콘크리트 函型暗渠

鐵筋콘크리트 函型暗渠는 製品의 치수에 따라 그 規模가 制約되는데 反하여 어떠한 크기로도 만들수 있다. 또한 길이가 긴 暗渠로서 縱方向의 強度를 必要로 하는 境遇, 管渠에 있어서는 管을 거푸집 代身에 使用하게 되므로 斷面形狀도 不利하고 工事費의 面에 있어서도 不經濟的이 된다. 그러나 鐵筋콘크리트 函型暗渠는 現場치기 콘크리트이므로 內部의 거푸집의 組立 및 除去하기 위하여 一定한 공간을 必要로 하므로 너무 작은 것을 만들 수 없다. 內側面치수로서 높이가 0.9m程度를 施工의 限度로 생각하여도 좋다.

函型暗渠의 應力計算은 不靜定의 算式에 依한다. 函型暗渠는 基礎가 硬固한 岩盤이라든가 또는 鐵筋콘크리트로서 그 두께가 頂版과 側壁에 比하여 顯著하게 두꺼운 底版의 境遇에는 門型라아멘으로 한다.

各部의 所要두께는 徑間의 크기에 比例해서 近似的으로 定하고 높이에 比해 幅이 넓은 境遇에는 頂版과 底版이 두꺼워지므로 中間에 隔壁을 設置해서 2連以上으로 하는것이 經濟的인 境遇가 많다.

延長이 긴 境遇에는 縱方向에 對해서 合理的이 되도록 決定한다. 큰 斷面의 境遇에는 版으로 하지않고 適當한 間隔에 帶狀으로 斷面을 外側으로 넓혀서 보(beam) 로 하고 그 중간은 壁으로 생각하여 設計한다. 이렇게 하면 거푸집이 複雜한데다가 施工하기도 나쁘고 또 中間壁은 全體를 版으로 하여 設計했을 때에 比하여 얇아지는 關係로 水密性도 떠러지므로서 兩者를 비교하여 優劣을 定한다.

8.4.3 石造아아치 또는 콘크리트 아아치暗渠

이 節에서 記述할 石造아아치 暗渠는 아아치의 各 斷面에 引張應力이 일어나지 않는 것으로 仮定한다. 附近에 良質의 石材가 容易하게 廉價로 얻을 수 있는 때라든가 鋼材가 高價이어서 鐵筋콘크리트아아치 또는 函型暗渠로 하는 것보다 多少 斷面이 커지고 시멘트 骨材등이 많이 要할지라도 이것이 有利할 때에는 使用한다. 다만, 이러한 경우에는 縱方向에도 鐵筋을 配置하지 않으므로 基礎地盤이 良好해서 기초 말뚝 等이 必要가 없고 縱方向으로도 沈下의 우려가 全혀 없어야 한다.

아아치型暗渠의 利點은 (1) 鋼材가 不必要한 點 (2) 水理學的으로 適合한 通水斷面을 決定할 수 있는 點이고 不利한 點은 施工上 거푸집 製作 및 組立과 콘크리트치가가 어려운 點이다.

가. 아아치型 暗渠의 形狀決定

斷面形으로서는 半圓形 馬蹄形 等으로 한다. 다음에 細部의 치수를 定하는 方法을 記述하면 다음과 같다.

(1) 크라운의 두께 (crown thickness)

크로이젯트 데스노이어 (Croizette Desnoyer) 의 式

아아치의 腹面이 半圓 또는 楕圓으로서

$$\frac{\text{라이스}}{\text{徑間}}=\frac{1}{2}\sim\frac{1}{4}\text{인 경우는 } \ell_o=0.15(1+\sqrt{2R})\ (m) \cdots\cdots (8.4.25)$$

여기서 ℓ_o=크라운(crown)두께 R : 아아치腹面에서의 徑間과 同一한 라이스(rise)를 가지는 圓形 아아치의 반지름 (m) :

세쥬울네 (Sejourne) 의 式

$$\ell_o=\alpha(1+\sqrt{2R})\ u\ (m) \cdots\cdots (8.4,26)$$

이 式도 楕圓 또는 半圓形 아아치에 쓰이며

α=0,10, $2R$: 아아치의 徑間 (m)

이를테면 半圓形인 때라면 $u=\frac{4}{3+2m}$, $m=\frac{\text{라이스}}{\text{徑間}}$

分圓아아치인 때는 $u=\frac{4}{3}(1-m+m^2)$

(2) 스프링깅의 두께 (springing thickness)

아아치의 中心角 60° 의 點의 두께를 ℓ_1으로 한다. 아아치의 中心角 45°~60° 에서 壓力線이 아아치腹面에 가장 接近하여 龜裂의 우려가 많으므로 이 點을 破壞 이음 (joint of rupture) 으로 생각하여 起拱點 (springing) 으로 한다.

ℓ_1을 起拱點의 두께라 하면

$$\ell_1=2\ell_o\sim1.4\ell_o\left(\frac{f}{\ell}=\frac{1}{2}\sim\frac{1}{6}\right) \cdots\cdots (8.4.27)$$

(3) 아아치背面과 아아치環의 두께

아아치 크라운 (crown) 과 起拱點 (springing) 의 두께에서 兩者間의 環 (ring) 의 두께는 다음 式으로 求한다.

① 直線的으로 變化하는 경우

$$\ell=\ell_o+(\ell_1-\ell_o)\ell/L \cdots\cdots (8.4.28)$$

② 拋物線的으로 變하는 경우

$$\ell=\ell_o+(\ell-\ell_o)(\ell'/L)^2 \cdots\cdots 8.4.29)$$

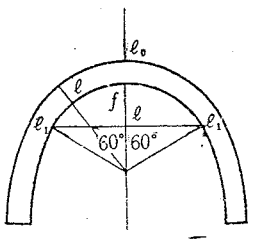


그림 - 8.4.24

여기서 ℓ', L는 크라운 (crown) 에서 ℓ, ℓ_1까지 아아치 腹面에 연해서 잰 거리이다. 간단히 아아치 背面을 定함에는 크라운 (crown), 起拱點 (springing) 및 그 中央의 3點을 가정하고 이들 3點을 지나는

원을 그리면 近似的으로 얻어진다.

아아치 暗渠의 各斷面이 同一한 壓力度를 갖게끔 함에는

$$\ell = \ell_0 \sec\theta \cdots\cdots (8.4.30)$$

여기서 θ는 아아치 腹面에 垂直인 線이 크라운(crown)을 지나는 垂直線과 이루는 角度

나. 아아치型 暗渠의 解法

一般的으로 아아치型 暗渠가 安全하려면 다음 여러 條件을 滿足시켜야 한다.

① 分割된 各 斷面에 있어서, 壓力線은 中央 $\frac{1}{3}$內에 들어 갈 것(石造 또는 콘크리트블록아아치).

② 中央 1/3을 벗어날 때라도 아아치의 構築材料의 許容引張力을 넘지 않을 것(콘크리트 아아치인 때).

③ 各斷面에 일어나는 壓縮應力이 構築材料의 허용壓縮 應力以內에 있을 것

④ 石造 및 콘크리트블록아아치의 경우에는 推力(thrust)의 아아치環의 이음方向의 分力이 環(ring) 相互의 磨擦力을 넘지 않을 것(돌 相互間 또는 돌과 콘크리트, 콘크리트 相互間의 磨擦係數는 0.6으로 생각한다).

⑤ 아아치型 暗渠에 의한 地盤反力이 그 地盤의 耐壓力以內에 있을 것.

(1) 圖式解法

石造아아치 콘크리트블록 또는 콘크리트 아아치型 暗渠에 있어서 側壁의 剛性이 크다고 仮定할 수 있을 때 使用되며, 아아치는 剛體위에 兩端이 支持된 것으로 하여 計算한다. 따라서 인버트(invert)가 있더라도 이것은 단순히 底面의 粗度를 갖게 할 뿐 으로서 아아치와 一體가 되어서 使用한다고는 생각지 않는다. 아아치型 暗渠는 左右對稱으로 設計하고 偏壓을 받는 곳은 路線으로써 選定하지 않는다.

荷重도 對稱이 되므로 아아치의 半에 對하여 計算을 한다. 우선 아아치環을 任意의 數(6~16 정도)로 아아치軸에 直角으로 分割하고 分割한 斷面의 垂直荷重과 水平荷重을 求한다.

$$Ph = Pv\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi} \cdots\cdots (8.4.31)$$

여기서 Ph : 水平荷重 $Pv = Wh$, W는 土砂의 重量 φ : 土砂의 內部 摩擦角

이들의 荷重에 依한 힘과 環(ring)의 자중의 合力을 計算하여, 重心을 求하면 合力 W_1, W_2……W_n의 荷重線을 안다. W_1, W_2……W_n으로 힘의 多角形을 만든다.

크라운(Crown)에 作用하는 推力 H 및 그 點의 位置는 아직 不明하다.

荷重이 對稱이므로 H는 水平으로 생각한다.

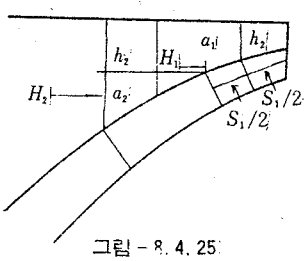


그림 - 8.4.25

그림 8.4.26에 있어서 이제 0點에서 水平線을 긋고 그 線上에 任意의 點 0′를 一時的 極點으로 取하고 W_1, W_2……W_n을 연결하여 R_1', R_2'……R_n'로 한다. 크라운(crown) a點(中央 1/3의 上部의 點)부터 O_0'에 平行線을 긋고 W_1과의 交點에서 R_1'에 平行線을 긋는다. 順次로 이를 反復해서 起拱點(springing) 또는 그 延長과 R_n'를 만나게 하여 그 交點을 b'이라고 한다.

H와 R_n'에 平行한 線 b', c'와의 交點을 g라고 한다. A點부터 $b'g$에 平行線을 그어 O_0'와의 交點을 P라고 하면, P는 실제의 極點으로 되고, OP는 H의 크기를 나타낸다.

W_1, W_2……W_n과 P를 연결하고, 前과 같이 連力圖를 그리어 起拱點(springing)과의 交點을 b라 한다. 이들 多角形이 各 아아치環을 자르는 點이 斷面의 中央 1/3內에 있으면 좋고, 만약 1/3以內에 있지 않을 경우에는 環(ring) 의 두께를 加減해서 中央 1/3點內에 들어 가도록 反復한다.

콘크리트의 아아치型 暗渠인 때는 壓力線이 環(ring) 斷面의 中央 1/3에서 조금 벗어나 斷面에 引張力이 생기더라도 그 크기가 콘크리트의 許容引張應力 3kg/cm² 以內에 있으면 좋다.

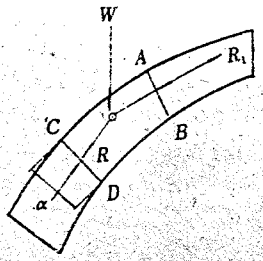
이때의 環(ring)의 應力은

$$\left.\begin{matrix}\delta_1\\ \delta_1\end{matrix}\right\} = \frac{R\cos\alpha}{d} \pm \frac{6R\cos\alpha}{d^2}e \quad \cdots\cdots(8.4.32)$$

$\alpha = 0° \sim 10°$의 範囲이라면 V는 近似的으로

$$\left.\begin{matrix}V_1\\ V_2\end{matrix}\right\} = \frac{R}{d} \pm \frac{6R}{d^2}e \quad \cdots\cdots(8.4.33)$$

이 式은 環(ring)의 나비를 單位나비로 取한 것이다.



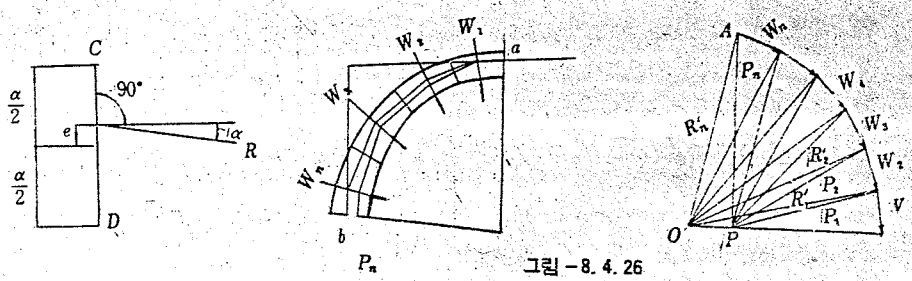


그림 – 8.4.26

(2) 彈性力學的 解法

콘크리트 아아치에서 인버트(invert)와 一體가 되어 作用하는 때 即 耐縮性인 土砂위에 構築할 때는 아아치型 暗渠에 彈性變形이 일어나므로 (1)에서 論한 圖式解法에 의할 수는 없다.

또 嚴密히 말하자면 인버트(invert)가 없더라도 現場치기 콘크리트에 의하는 아아치는 당연히 彈性變形을 하므로 이 方法에 의한다.

(1)의 圖式解法에서는 推力 H의 作用點을 크라운(crown) 上部 1/3이라고 仮定하고 있으므로 이에 의한 誤差는 約 10%로 생각해도 좋다.

彈性力學的解法은 다음 順序에 의한다.

그림 8.4.27의 $K-a$를 아아치軸의 길이 1/2로 취하고, 環(ring)의 여러點에 대한 斷面二次모멘트를 計算하여 이 값을 $K-a$線에 直角으로 취하여 이 點들을 連結하면 斷面二次모멘트의 曲面을 얻는다.

다음에 任意의 斜線을 A點에서 긋고, B點에서 斷面二次모멘트의 曲面과 만나게 한다.

B부터 垂線을 내리어 曲線과의 交點을 C로 한다.

C부터 AB에 平行線을 그어 曲線과의 交點을 D라고 한다.

이와 같이 順次같은 方法을 반복하여 最後의 斜線 MN의 N點이 K부터의 垂線上에 있으면 좋다.

만약 K點의 垂線上에 오지 않을 때는 AB의 方向을 조금 바꾸어 반복한다. 아아치軸을 따라 아아치를 ab, bc, cd등의 길이로 分割하면,

$$\frac{S_1}{I_1} = \frac{S_2}{I_2} = \frac{S_3}{I_3} = \frac{S_n}{I_n} = \text{一定이 된다.}$$

여기서 I는 斷面 2次모멘트, S는 各軸에 따르는 各分割 環(Ring)의 길이 이다.

$$H_c = \frac{n\sum(m_L y + m_R y - \sum(m_R + m_R)\sum y}{2\{n\sum y^2 - (\sum y)^2\}}$$

$$V_c = \frac{\sum m_L x - \sum m_R x}{2\sum x^2}$$

$$M_c = \frac{\sum m_L + \sum m_R - 2H_c \sum y}{2n} \qquad \cdots\cdots (8.4.34)$$

여기서

H_c : 크라운(Crown)에서의 水平推力.

V_c : 크라운(Crown)에서의 垂直剪斷力.

M_c : 크라운(Crown)에서의 휨모멘트.

m_L : 크라운(Crown)의斷面으로 생각되는 斷面사이에 있는 外力에 의한 휨모멘트(아아치의 左半部에 대한 것)

m_R : 같은 아아치 右半部에 대한 휨모멘트.

x 및 y : 크라운(Crown) 斷面의 中點에서 생각하는 斷面의 中點에 達하는 水平 및 垂直距離.

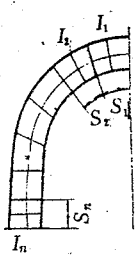
n : 左半部 또는 右半部의 아아치에 대한 分割斷面數.

아아치가 左右對稱이며 對稱荷重인 때

$$H_c = \frac{n\sum(m_L y) - \sum m_L \sum y}{n\sum y^2 - (\sum y)^2}$$

$$V_c = 0$$

$$M_c = \frac{\sum m_L - H_c \sum y}{n} \qquad \cdots\cdots (8.4.35)$$



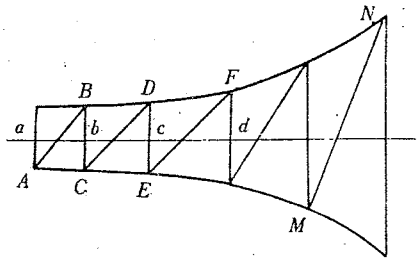
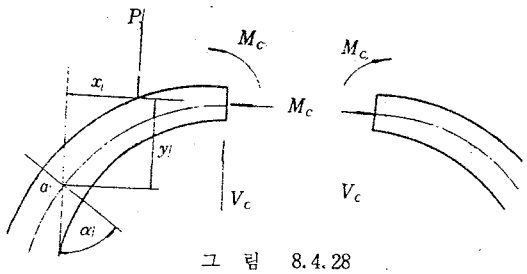


그림 - 8.4.27



그 림 8.4.28

H_c, V_c가 求해지면, 이 값을 써서 (1)과 마찬가지로 連力圖를 그리어 크라운(Crown)부터 逐次的으로 圧力線을 그을수가 있어서 各 斷面의 応力을 求할 수가 있다.

H_c의 作用點은 $\frac{M_c}{H_c}$로 부터 求 하고,

$M_c/H_c = e$의 값은 크라운(Crown)의 中心부터의 거리를 나타낸다.

H_c, V_c가 求해지면, 이 값을 써서 (1)과 마찬가지로 連力圖를 그리어 크라운(Crown)부터 逐次的으로 壓力線을 그을수가 있어서 各 斷面의 應力을 求할 수가 있다.

H_c의 作用點은 $\frac{M_c}{H_c}$ 로 부터 求하고 $M_c/H_c = e$의 값은 크라운(Crown)의 中心부터의 거리를 나타낸다.

M_c값이 (+)인때는 H_c는 크라운(Crown) 中心에서 上部로, (−)인 때는 下部로 作用한다. 또 任意의 斷面의 휨모멘트, 軸方向力 剪斷力은 다음 式으로 計算한다.

아아치의 左半部에 對해서는

$$\left.\begin{aligned} M_L &= M_c + H_c y + V_c x - m_L \\ N_L &= H_c \cos\alpha + V_c \sin\alpha + \sum P \sin x \\ S_L &= H_c \sin\alpha + V_c \cos\alpha - \sum P \cos\alpha \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (8.4.36)$$

아아치의 右半部에 對해서는

$$\left.\begin{aligned} M_R &= M_c + H_c y - V_c x - m_R \\ N_R &= H_c \cos\alpha + V_c \sin\alpha + \sum P \sin\alpha \\ S_R &= H_c \sin\alpha - V_c \cos\alpha - \sum P \cos\alpha \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (8.4.37)$$

對稱인 때는 左右 어느 것이든지 하나만으로 된다.

인버트(Invert)가 있을 때, 인버트(Invert)에 作用하는 外力으로서는 荷重 및 아아치型 暗渠의 自重의 合計로 부터 인버트(Invert)의 自重을 뺀 垂直地盤反力과 土圧에 依한 水平荷重으로, 垂直反力은 인버트(Invert) 全長에 걸쳐 等分布하는 것으로 생각 한다.

만약 地下水에 依한 揚圧力을 받을 때는 이것도 外力으로서 考慮에 넣는다.

8.5 縱方向의 計算

非圧縮性의 地盤, 即 岩盤 또는 굳게 다져진 자갈層 위에 暗渠를 構築할 때는 橫方向의 計算만 으로도 좋으며, 緩流의 河川下流部와 같은 土砂실트(silt)의 混合으로 이루어지는 沖積層上에 設置하는 경우는 縱方向 應力을 考慮한다. 特히 暗渠의 길이가 길고 또 河川 堤防을 橫斷하는 경우와 같이 荷重狀態가 均一치 않을 때는 暗渠의 길이 方向의 보(beam)로 보고 計算하여, 이를 견딜만한 斷面과 鐵筋을 作用한다. 暗渠는 設計와 施工이 適當하면 우선 橫斷方向으로는 破壞되지 않으나 縱方向의 沈下로 破壞되는 경우가 있다.

8.5.1 暗渠의 길이의 決定

暗渠의 길이가 地形, 接續等 周囲의 條件에 依해 決定하는 경우 以外는 다음과 같이하여 經濟的인大略的인 길이를 定한다.

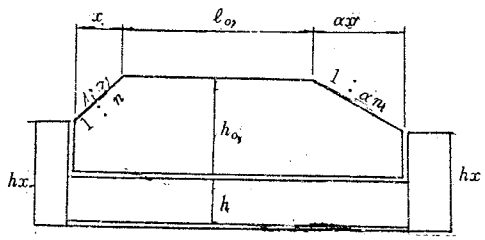


그림 8.5.1

그림 8.5.1에 있어

h_o : 暗渠本體부터 築土 上面까지의 높이

h : 暗渠 本體의 높이

ℓ_o : 築土 上面의 나비

x_1 αx : 비탈 部分의 暗渠의 길이

n_1 αn : 비탈面의 경사

hx : 正面壁의 높이

C_o : 暗渠 本體의 1 m當의 工費

C_1 : 正面壁 1個當의 工事費 이라 하고, 築土量의 增減에 依한 影響을 無視하고 따라서 正面壁의 工事費는 높이의 自乘에 比例하는 것으로 하면

$$C_1 = ahx^2 \cdots\cdots (8.5.1)$$

$$h_x = h_0 + h - \frac{1}{n}x \quad \cdots\cdots (8.5.2)$$

따라서 總工費 C는 다음式과 같이 된다.

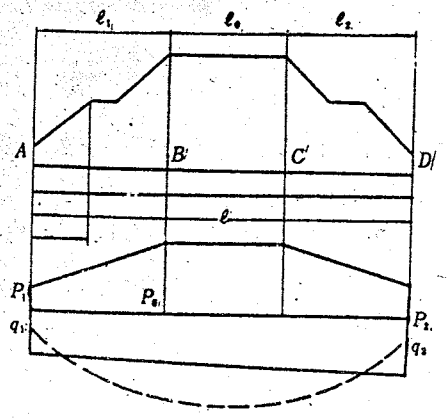
$$C = C_0(\ell_0 + x + \alpha x) + 2C_1 = C_0\{\ell_0 + C_1 + (1+\alpha)x\} + 2a(h_0 + h - \frac{1}{n}x)^2 \quad \cdots (8.5.3)$$

$\frac{dc}{dx} = 0$으로 부터 C가 最小로 되는 x의 값은

$$x = n\{h_0 + h - \frac{C_0 n(1+\alpha)}{4a}\} \quad \cdots\cdots (8.5.4)$$

求하여진 x로 부터 定하여지는 h_x가 暗渠의 높이보다 낮을때는 暗渠의 本體를 盛土의 비탈面에 接할때까지 延長한다.

8.5.2 縱方向의 解法



그 림 8.5.2

荷重은 暗渠위의 土砂의 重量과 暗渠의 自重이다. 交通에 依한 荷重은 縱方向인 경우 無視해도 좋다. 暗渠의 自重은 全길이에 걸쳐 同一하다고 생각하고 單位길이에 對해 g인 것으로 한다. 土砂의 重量은 被覆土의 두께가 変化할때 마다 式(8.5.1)으로 부터 값을 求하면 그림 8.5.2의 굵은 線과 같이 된다. 이 荷重狀態는 計算을 簡單히 하기 爲하여 直線이라고 假定한다. 細線을 暗渠의 나비와 同一한 나비의 土砂의 重量이 作用하는 것으로 볼때의 荷重을 나타낸다. B를 暗渠의 나비라 하고, g_1, g_0, g_2를 各 A, $B\sim C$區間, D點의 暗渠에 걸리는 土砂의 單位幅當의 重量이라고 하면

$$P_1 = g + Bg_1,\ P_0 = g + Bg_0,\ P_2 = g + Bg_2 \quad (8.5.5)$$

地盤反力은 地質, 基礎말뚝의 長短等에 依해 달라지기 때문에 實地의 反力分布狀態를 確認하기는 敎으로 不可能에 가까우나 그림 8.5.2과 같은 경우는 $B\sim C$區間에 頂點을 가지는 高次의 拋物線으로 되는 것으로 생각한다. 그러나 數値的으로 表示하기엔 困難하기 때문에 普通 地盤反力의 分布는 A부터 D로 向해 q_1부터 q_2로 変化하는 것으로 假定한다. 이 假定은 暗渠의 휨모멘트에 對해 가장 危險한 狀態에 對한 것으로, 이 가정에 依해 算出되는 휨모멘트는 實際의 境遇보다 크다.

但 暗渠中央部의 地盤圧力은 이假定에 依한 數値보다. 크게 되므로 말뚝 其他의 基礎工은 이 反力圖의 反力보다 큰 反力에 견딜수 있도록 設計하지 않으면 沈下를 일으키고 대단히 큰 휨모멘트가 일어나 暗渠에 龜裂이 생기어 破壞한다.

가. 地盤反力

荷重의 總合과 反力의 合計가 같다는 條件으로 부터

$$\frac{P_1 + P_0}{2}\ell_1 + P_0\ell_0 + \frac{P_0 + P_2}{2}\ell_2 = \frac{q_1 + q_2}{2}\ell \quad \cdots\cdots (8.5.6)$$

荷重의 重心과 反力의 重心은 一致하고, 荷重에 依한 모멘트와 反力에 依한 모멘트는 같으므로 D點에 있어서

$$\frac{(2P_0 + P_2)}{6}\ell_2^2 + \frac{(\ell_0 + 2\ell_2)}{2}P_0\ell_0 + \frac{(P_1 + P_0)}{2}\ell_1$$

$$\left\{\frac{(2P_1+P_0)}{3(P_1+P_0)}\ell_1+\ell_0+\ell=\right\}=\frac{(q_1+q_2)}{6}\ell^2 \quad \cdots\cdots (8.5.7)$$

式 (8.5.6), 式 (8.5.7)이 두式을 整理하면

$$\left.\begin{aligned} &P_1\ell_1+P_0(\ell+\ell_0)+P_2\ell_2=(q_1+q_2)\ell \cdots\cdots (a)\\ &P_1\ell_1(3\ell-\ell_1)+P_0\{3\ell_0(\ell+\ell_2)+(\ell_1+\ell_2)(\ell_1+2\ell_2)\}\\ &+P_2\ell_2^2=(2q_1+q_2)\ell^2 \cdots\cdots (b)\end{aligned}\right\} \cdots\cdots (8.5.8)$$

上式으로 부터 地盤·反力·q_1 및 q_2를 求할 수 있다.

나. 휨모멘트

A點에서 x되는 位置에 있는 荷重, 反力 및 휨 모멘트를 各各 P_x, q_x, M_x라 하면 AB사이에서 $0 \leqq X \leqq \ell_1$

$$\left.\begin{aligned} &P_x=P_1+\frac{P_0-P_1}{\ell_1}x=\frac{1}{\ell_1}\{P_1(\ell-x)+P_0x\}\\ &q_x=q_1+\frac{q_2-q_1}{\ell}x=\frac{1}{\ell}\{q_1(\ell-x)+q_2x\}+q_1x\\ &M_x=-\frac{(2P_1+P_x)}{6}x^2+\frac{2q_1+q_x}{6}x^2=-\frac{x^2}{2}(P_1-q_1)\\ &-\frac{x^2}{6}\left\{\frac{P_0-P_1}{\ell_1}-\frac{q_2-q_1}{\ell_1}\right\}\end{aligned}\right\} \cdots\cdots (8.5.9)$$

B點에 있어서

$$M_B=\frac{(p_1-q_1)}{2}\ell_1^2-\frac{\ell_1^3}{6}\left\{\frac{P_0-P_1}{\ell_1}-\frac{q_2-q_1}{\ell_1}\right\} \cdots\cdots (8.5.10)$$

B, C사이에서는 $\ell_1 \leqq x \leqq (\ell_0+\ell_1)$

$$P_x=P_0 \quad q_x=\frac{1}{\ell}\{q_1(\ell-x)+q_2x\}$$

$$\left.\begin{aligned} &M_x=-\frac{(2P_1+P_0)}{6}\ell_1^2-\frac{(P_1+P_0)(x-\ell_1)}{2}\ell_1-\frac{P_0(x-\ell_1)^2}{2}\\ &+\frac{(2q_1+q_x)^2}{6}=-\frac{(P_0-P_1)\ell_1^2}{6}+\frac{(P_0-P_1)}{2}\ell_1x\\ &-\frac{(P_0-q_1)}{2}x^2+\frac{(q_2+q_1)}{6\ell}x^3\end{aligned}\right\} \cdots\cdots (8.5.11)$$

휨모멘트의 最大値 $Mmax$은 $B\sim C$間에서 일어나고, 그 값은 $\frac{dM}{dX}=0$으로부터 求하여진다. 그 x의 값을 x_0로 表示하면

$$x_0=-\frac{B\pm\sqrt{G}}{A}, \quad Mmax=\frac{1}{6}\left\{\frac{-H\mp 2G^{3/2}}{A^2}\right\} \cdots\cdots (8.5.12)$$

上式中

$$A=\frac{q_2-q_1}{\ell}, \quad B=-(P_0-q_1)$$

$$G=(P_0-q_1)^2-\frac{\ell_1}{\ell}(q_2-q_1)(P_0-P_1)$$

$$H=-\frac{3\ell_1}{\ell}(q_2-P_1)(P_0-q_1)(P_0-q_1)+2(P_0-q_1)^3+\frac{\ell_1^2}{\ell^2}(q_2-q_1)^2(P_0-P_1)$$

C, D사이에서

$$\left.\begin{aligned} P_x &= P_2+\frac{(P_0-P_2)\ (\ell-|x|)}{\ell_2}, \quad q_x=q_2+\frac{(q_1-q_2)\ (\ell-|x|)}{\ell} \\ M_x &= -\frac{(\ell-|x|)^2}{2}(P_2-q_2)-\frac{(\ell-|x|)^3}{6}\left\{\frac{P_0-P_2}{\ell_2}-\frac{q_1-q_2}{\ell}\right\} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (8.5.13)$$

C點에 있어서

$$M_C=-\frac{\ell_2^2}{2}(P_2-q_2)-\frac{\ell_2^3}{6}\left\{\frac{P_0-P_2}{\ell_2}-\frac{q_1-q_2}{\ell}\right\} \cdots\cdots (8.5.14)$$

A와 D點에 있어서는 $M_A=M_D=0$

以上의 各式에 依해 暗渠의 길이의 各點의 휨모멘트를 計算한다.

다. 剪斷力

暗渠의 設計에는 剪斷力을 생각할 必要가 없는 경우가 많으나, 여기에 計算式을 들어둔다.

A, B間에 있어서는 $D\leqq x\leqq\ell_1$

$$S=-x(P_1-q_1)-\frac{x^2}{2}\left\{\frac{P_0-P_1}{\ell}-\frac{q_2-q_1}{\ell}\right\} \cdots\cdots (8.5.15)$$

B點에 있어서는

$$S_B=-(P_1-q_1)\ell_1-\frac{\ell_1^2}{2}\left\{\frac{P_0-P_1}{\ell_1}-\frac{q_2-q_1}{\ell}\right\} \cdots\cdots (8.5.16)$$

B, C間에 있어서는 $(\ell_1\leqq x\leqq\ell_1+\ell_0)$

$$S=\frac{(P_0-P_1)}{2}\ell_1-(P_0-q_1)x+\frac{(q_2-q_1)}{2\ell}x^2 \cdots\cdots (8.5.17)$$

C, D間에 있어서는 $(\ell_1+\ell_0\leqq x\leqq\ell)$

$$S=(P_2-q_2)(\ell-x)+\frac{(\ell-x)^2}{2}\left\{\frac{P_0-P_2}{\ell_2}-\frac{q_1-q_2}{\ell}\right\} \cdots\cdots (8.5.18)$$

C點에 있어서는

$$S_C=(P_2-q_2)\ell_2+\frac{\ell_2^2}{2}\left\{\frac{P_0-P_2}{\ell_2}-\frac{q_1-q_2}{\ell}\right\} \cdots\cdots (8.5.19)$$

A點 및 D點에서는 $S_A=S_D=0$ 또 휨모멘트의 最大인 點에 있어서는 剪斷力은 0으로 된다.

따라서 (−)의 最大剪斷力을 A點과 中間의 剪斷力이 0이 되는 點 x_0와의 사이에 생기며, (+)의 最大剪斷力은 D點과 x_0와의 사이에서 생긴다.

그 값은 式(8.5.15)와 式(8.5.18)을 써서 $\frac{ds}{dx}=0$으로부터 求한다.

8.5.3 鐵筋量의 算定 및 應力度의 計算

가. 管渠 및 아아치型 暗渠 其他 複雜한 斷面의 境遇

複雜한 斷面의 경우에는 圖式解法에 依한다.

(1) 斷面은 垂直의 對稱軸을 가지는 것으로 한다. 우선 算出한 휨모멘트로 부터 大略의 鐵筋量을 想定하고, 이것을 A_s, A'_s라 한다. 처음에 直四角形 보로 생각하여 計算하고 이를 斷面形에 따라서 加減한다)

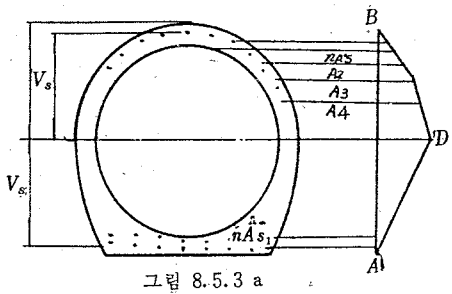
(2) 中立軸의 位置를 求함에는 圧縮側斷面을 中立軸에 平行하고 對稱軸에 直角인 線으로 좁고 긴 斷面으로 나누어 各 斷面의 面積 및 圖心을 求한다.

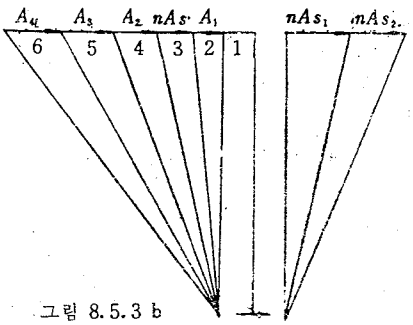
이들의 圖心 및 壓縮鉄筋斷面의 圖心을 지나서 中立軸에 平行한 線을 긋는다.

細分斷面의 面積을 A_1, A_2, A_3……A_n이라 하고 壓縮鉄筋의 斷面積의 n倍를 nAs'라 하고, 이들을 힘이라 생각하여 그림 8.5.3의 힘의 多角形을 그린다. 即 1—n에 直角인 直線 $\overline{10}$ —點 0을 極으로 한다. 이에 의하여 連力圖 BD를 그린다.

다음에 引張鉄筋斷面 As_1, As_2의 圖心을 지나서 中立軸에 平行線을 긋고, 斷面積의 n倍를 힘이라고 생각하여 前과 같은 極距H를 使用하여 OI', OZ'……를 그어 이들을 使用하여 連力圖 AD를 그리고, 이것과 BD와의 交點D를 求한다. D點을 지나서 對稱軸에 直角인 線이 中立軸 $N-N$이다.

有效等値斷面의 中立軸에 關한 斷面 二次모멘트 I는 $I=2H\times$(面積 ADB) …… (8.5.20)





콘크리트의 應力度

$$\delta_c=\frac{M}{I}x \quad \cdots\cdots (8.5.21)$$

鉄筋의 引張應力度

$$\delta_s=n\frac{M}{I}V_s \quad \cdots\cdots (8.5.22)$$

鉄筋의 壓縮應力度

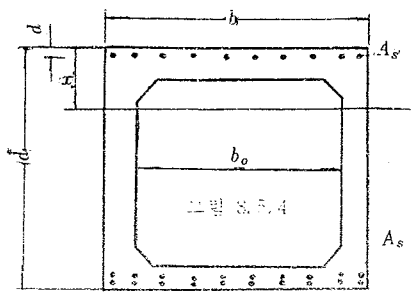
$$\delta_s'=n\frac{M}{I}V_s \quad \cdots\cdots (8.5.23)$$

식 (8.5.20)～(8.5.22)으로부터 算出된 δ_c·δ_s의 값이 各各의 許容應力度를 넘을 때는 콘크리트의 두께를 크게 하든가 引張鉄筋量을 增加시켜 δ_c, δ_s가 許容應力度內에 있겠금 이 方法을 反覆한다.

나. 函型暗渠의 境遇

이때도 橫方向의 計算으로부터 頂部와 底版의 두께가 定하여지므로 縱方向의 휨모멘트는 鉄筋量에 依해 加減한다.

函型暗渠는 中空의 보이지만 中立軸의 位置에 따라 直四角形보 또는 T型보로 생각하여 計算한다. 다만 施工上 不得已 底版上部에 施工이음이 생기므로 콘크리트의 이음을 充分히 注意해서 施工하여 一體가 되어 作用하도록 한다.



函型暗渠의 縱方向의 鉄筋은 複鉄筋으로 하여 取扱한다. 콘크리트 및 鉄筋의 應力度를 假定하여 中立軸 x를 求한다.

b를 頂版의 나비라 하면

$$x=\frac{n\delta_c}{n\delta_c+\delta_s}d=hd=hc_1\sqrt{\frac{M}{b}} \quad \cdots\cdots (8.5.24)$$

x의 값이 頂版의 두께와 比較해서 $x>t$이면 中立軸은 側壁안에 있고, $x<t$이면 中立軸은 頂版안에 있게 된다. 近似的으로는

k c_1의 平均値를 써서 $\delta_s=1,200 kg/cm^2$일 때는 $x=0.14\sqrt{\frac{M}{b}}$ ····· (8.5.25)

1) 鉄筋量의 決定

(가) $x<t$인 경우

$$\left.\begin{aligned} A_s &= \frac{M}{(7/8)d\delta_s} \\ \delta_{s'} &= {}_n\delta_c\frac{x-d'}{x} \\ A_{s'} &= \frac{1}{\delta_{s'}}\left(A_s\cdot\delta_s-\frac{b}{2}\delta_{cx}\right) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (8.5.26)$$

d'는 壓縮側表面부터 壓縮鉄筋의 圖心까지의 거리

(나) $x>t$인 경우

$$\left.\begin{aligned} x &= \frac{{}_n\delta_c}{{}_n\delta_c+\delta_s}d,\quad \delta_{s'} = {}_n\delta_c\frac{x-d'}{x} \\ A_s &= \frac{M}{\delta_s(d-t/2)},\quad A_{s'} = \frac{A_s\delta_s-\frac{\delta_c}{2x}\{bx^2-(b-b_0)(x-t)^2}{\delta_{s'}} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (8.5.27)$$

上式중 b_0는 側壁과 中間壁의 두께의 合이다.

(2) 應力度의 計算

$$x=\frac{n(d'A_{s'}+dA_s)+\frac{bt^2}{2}}{n(A_s+A_{s'})+bt} \cdots\cdots (8.5.28)$$

에 依하여 x를 求하며, $x>t$일 때에는 中立軸은 側壁안에 있고, $x<t$일 때는 頂版안에 있다.

(가) $x<t$인 경우

$$\left.\begin{aligned} x &= -n\frac{(A_s+A_{s'})}{b}+\sqrt{\left\{\frac{n(A_s+A_{s'})}{b}\right\}^2+\frac{2n}{b}(dA_s+d'A_{s'})} \\ \delta_c &= \frac{M}{\frac{bx}{2}\left(d-\frac{x}{3}\right)+nA_{s'}\frac{x-d'}{x}(d-d')} \\ \delta_s &= n\delta_c\frac{d-x}{x},\quad \delta_{s'} = n\delta_c\frac{x-d'}{x} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (8.5.29)$$

(나) $x>t$인 경우

x값은 式(8.5.28)에 依한다.

콘크리트에 作用하는 全壓縮應力의 作用線과 中立軸과의 거리를 y라고 하면,

$$\left.\begin{aligned} y &= x-\frac{t}{2}+\frac{t^2}{6(2x-t)} \\ I &= byt\left(x-\frac{t}{2}\right)+n\{A_{s'}(x-d')^2+A_s(d-x)^2\} \\ \delta_s &= \frac{nM}{I}(d-x);\quad \delta_c = \frac{M}{I}x,\quad \delta_{s'} = n\delta_c\frac{x-d'}{x} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (8.5.30)$$

8.5.4 軟弱地盤에 對한 對策

暗渠의 破壞의 原因은 地耐力의 不足으로 沈下에 基因하는 것이므로 沖積平野 特히 沼澤地等에서는

注意해야 한다.

濕田地帶, 荒地, 丘陵에 둘러 쌓인 畓地帶는 不良地盤으로 생각해야 할 것이고, 이런 경우에는 附近의 地質을 充分히 調査하여 施工豫定位置에는 構造物의 크기와 이 重要度에 따라 길이와 나비의 方向으로 여러곳에 보오링(boring)과 사운딩(Sounding)을 하여 이에 依해 土質柱狀圖 또는 地耐力圖를 만들어 이것으로 軟弱度를 推定한다. 土質이 不良한 경우에는 路線을 變更할 必要도 생긴다.

軟弱 地盤上의 暗渠設計에는

① 可能한限 暗渠의 延長을 짧게 한다.

沈下量은 길이의 3乘에 比例하므로 地形 其他의 條件이 許容하는 範圍內에서 延長을 짧게 할 것이 要望된다.

② 基礎 말뚝은 荷重이 많이 걸리는 中央部에 긴 것을 쓴다.

③ 基礎 말뚝은 試驗 말뚝보다 多少의 餘裕를 보고 긴 것을 쓴다. 말뚝을 박고 그 박킴새가 不良할 때에는 追加말뚝을 박지만 軟弱地盤에서는 效果가 없고, 박은 當初는 附近의 地盤의 壓縮에 依해 抵抗이 增加하여 박힘새가 나쁜것 같이 보이지만 時日이 經過함에 따라 地盤이 壓密되어 沈下한다. 또 이음말뚝도 1本의 말뚝에 比하여 效率이 나쁘므로 긴 말뚝을 넓은 간격으로 말뚝의 影響圈이 겹치지 않도록 박는다.

④ 暗渠의 길이가 길면 휨모멘트가 길이에 比例해서 增加하고 鉄筋量도 增加할 뿐만 아니라, 龜裂이 생기기 쉬우므로 暗渠에 이음매를 設置하는 方法도 있다. 이 때 이음은 剪斷力을 받으므로 이에 對抗할 것과 漏水가 없게끔 한다. 또 이음매는 휨모멘트가 생기지 않는 것으로 보고 計算하고 構造도 이假定下에 휨모멘트가 일어나지 않는 것으로 본다.

⑤ 前項의 特例로서는 基礎말뚝을 이음個所에 集中시켜, 이음 途中의 地盤反力을 생각하지 않는 일도 있다. 이때 휨모멘트는 普通의 基礎工法에 比해 計算上 크게 되나 橋梁의 單純보와 같은 이치로 이 假定에 不確實한 要素가 없는 만큼 信賴度가 크다.

8.6 設計細目

8.6.1 浸透水의 防止

暗渠에 沿하는 浸透水는 底面을 따라 移動하는 것과 다짐이 不充分하기 때문에 周邊을 통하여 移動하는 것이 있다.

暗渠의 基礎를 通하는 浸透水는 만약 基礎부터 1m內外의 곳에 岩盤 또는 粘土等의 不透水層이 있다면 不透水層까지 掘鑿하여 1 : 3 : 6 程度의 콘크리트를 敷設하여 防止할 수 있다. 콘크리트의 나비는 깊이에 따라 30~50cm로 한다. 이 阻水壁은 一般的으로 얕은 것을 相接하여 施設하는 것 보다 깊은 것을 數를 줄여 設置한다. 基礎가 透水性의 모래, 자갈等인 경우에는 널말뚝을 박아서 防止한다.

가. 널 말 뚝

地盤의 良否, 暗渠의 重要性 및 暗渠가 받는 水頭에 따라 變하며, 널말뚝은 길이 1.80~4.50m, 두께 6~9cm의 소나무널말뚝을 使用한다. 普通 阻水用으로서 쓰여지는 것은 길이 2,70m, 두께 6cm 程度의 것이다. 널말뚝은 1~1.20m 間隔으로 기둥(15~18cm 角材로서 널말뚝보다 90cm以上 긴것)을 박고 쪽매이음으로 해서 水密性을 크게 한다. 平面的인 널말뚝의 位置는 暗渠의 流入口 및 排出口이고, 다음에 記述할 카아라(Collar)를 둘일 때는 그 下部에 박는다. 河川 堤防을 橫斷하는 暗渠의 排出口에는 물받이를 設置하고 물받이 前面에도 널말뚝을 박는다.

이 널말뚝은 暗渠의 本體밑의 널말뚝보다 짧아도 좋다.

널말뚝 頭部는 1 : 3 : 6程度의 콘크리트로 나비 30~40cm, 두께 30~50cm 程度로 둘러쌓고 左右에의 延長은 本體 또는 물받이의 나비보다 1~2m 길게 한다.

透水의 危險이 많을 경우에는 暗渠 上下流의 水位差가 클때이므로 暗渠의 水門이 닫혀 上流의 水位가 높을 때, 또는 排出口의 河川水位가 上昇할 경우이다. 따라서 特히 洪水河川의 堤防橫斷에 對해서는 널말뚝工을 省略해서는 안된다.

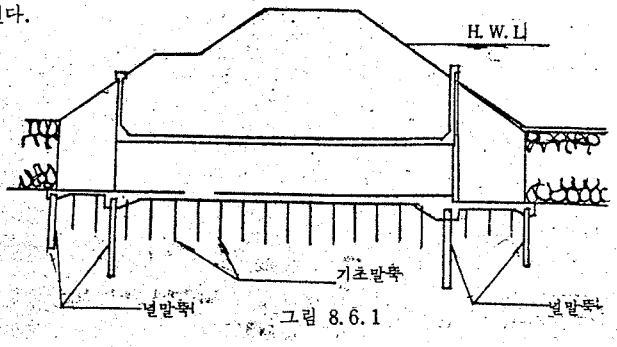


그림 8.6.1

나. 其他의 漏水防止工

暗渠의 周邊에서의 浸透防止工으로서는 水壓이 걸리는 側(普通은 上流側이나 河川堤防을 橫斷하는경우에는 排出口일 때도 있다.)의 暗渠와 擁壁, 날개벽과의 接續部分의 水密工과 暗渠本體에 設置하는 카아라가 있지만 어느것에 대해서도 現在로선 理論的 解明이 困難하다.

暗渠本體와 接續擁壁과는 基礎 및 荷重狀態가 다르므로 延長이 긴 暗渠에 있어서는 絶緣狀態로 만드는 것이 合理的이다. 따라서 兩者의 接合部는 接觸面을 넓게하여 아스팔트(Asphalt)등을 끼워 水密로 하든가 艹 工作을 하여 漏水가 없도록 한다. 그림 8.6.2는 後者의 例를 표시한 것이다.

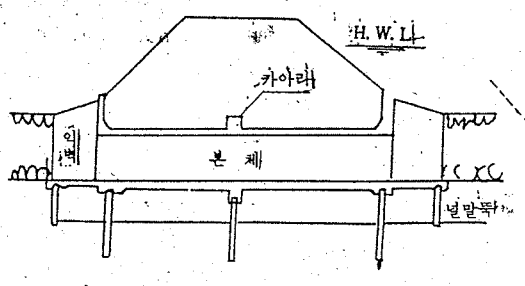


그림 8.6.2

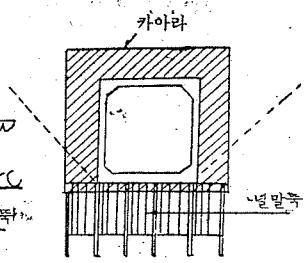


그림 8.6.

暗渠本體의 中間에 設置하는 카아라의 效果는 不明하여 그 크기를 決定하는 方法도 아직은 없다. 다만, 洪水時에 堤防의 浸潤線보다 그 높이를 크게할 必要는 없다. 카아라는 거의 外力을 받지않으므로, 無筋 또는 9mm 程度의 補助鉄筋을 넣는 것으로 充分하며, 두께는 20~25cm로 한다. 카아라의 橫幅은 暗渠本體 上部의 掘鑿幅까지로 하는 것이 理想的이나, 工事費가 커지므로 普通은 50~100cm로 한다. 暗渠本體의 附近은 다짐질이 아무래도 不充分하므로 確實히 할 수 있는 곳까지 延長한다.

카아라에 對해 注意할 點은 軟弱地盤에서 沈下의 危險性이 있는 경우로써 만약 沈下하면 土砂의 아아치作用에 依해 카아라만이 沈下하여 沈下한 카아라의 容積에 相當하는 틈이 생기게 된다.

8.6.2 河川橫斷暗渠에 對해서

河川橫斷暗渠는 內壓을 받지 않는 것 外에는 管渠과 다른 點이 없으나 設計함에 있어서 注意할 點은 다음과 같다.

가. 暗渠위의 흙덮개는 水理條件이 許容하는 範圍에서 크게 한다. 洪水의 高水時에는 반드시 河床이 洗掘된다. 河床이 岩盤이 아닐 것 같으면 河床傾斜가 數千分의 1의 緩한 傾斜일지라도 流速과 水深이 增加하여 1m 程度 洗掘된다. 따라서 河床傾斜가 數百分의 1 또는 數千分의 1의 危流河川에서는 2m 以上도 洗掘되는 경우가 있다. 洗掘의 程度는 河床傾斜 以外에 流速, 水深, 河床을 構成하는 모래, 자갈의 크기 및 平面形에 左右된다. 이들의 要素를 檢討해서 洗掘豫想 깊이를 定하여 暗渠上端이 이보다 위에 있을 때는 콘크리트 또는 돌붙임 等으로 保護한다. 이 河川의 上流部에 砂防, 發電 其他의 댐이 있거나 將來 築造될 計劃이 있을 경우에는 上流部로부터의 모래, 자갈의 供給이 減少하여 오랜 사이에 河床低下를 일으키고 洗掘을 促進하게 되므로 이 點도 調査할 必要가 있다.

나. 暗渠의 基礎

河床洗掘에 依한 暗渠의 破壞는 暗渠의 基礎에 對해서도 同一하다. 河床이 나쁘고 基礎밑이 빠질 우려가 있을 때는 井筒基礎로 한다. 깊게 패인 곳 또는 그렇게 될 可能性이 있는 곳에는 井筒을 가라앉혀 그 위에 暗渠를 構築한다.

基礎가 깊어서 掘鑿量이 많고, 또 湧水가 많아 普通의 基礎로서의 施工이 困難할 때라도 井筒은 確實하고 經濟的이다. 井筒의 形狀은 이음매의 관계로 直四角形으로 되는데, 길이와 나비의 比는 沈降時의

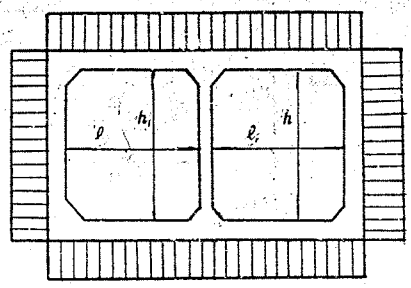


그림-8. 6. 4

安定上 3 : 1 乃至 3.5 : 1로 한다. 井筒의 構造計算은 沈下時의 不等沈下와 밑바닥 콘크리트를 친후 물을 돌릴 때의 水壓과 土壓에 對抗할 수 있는 強度로 하고 井筒의 높이에 따라 2～3 段階로 區分하고 라멘으로 하여 計算한다. 井筒은 沈下할 때 隅角部에 龜裂이 가기 쉬우므로 반드시 한치(haunch)를 붙이고 한치 鐵筋을 넣는다. 井筒의 높이가 큰 경우에는 中間에 隔壁 또는 支柱를 넣는다. 井筒의 內側치수 l과 h는 井筒內에서 容易하게 掘鑿作業을 할 수 있도록 3m 以上으로 하는 것이 좋으며, 1.8m를 限度로 한다. 井筒은 얕은 경우는 沈下가 簡單하다. 깊게 되면 相當히 沈降시키기 어려워지므로 井筒의 벽두께는 強度와 沈降重量을 考慮하여 決定한다. 地質이 모래 또는 작은 자갈 程度이면 활주판(Shoe)을 붙일 必要가 없으나 큰 돌이 混入되어 있을 경우에는 활주판(Shoe)을 붙인다. 井筒의 이음매 間隔은 1:5～2m로 한다. 井筒을 沈降시킬 때 所定의 位置에서 조금이라도 벗어나기 쉬우므로 地質에 따라 暗渠本體를 構築하는 所要나비에 一定한 餘裕를 붙이어 井筒의 나비로 한다. 井筒의 이음매에 鐵筋콘크리트版을 使用하는 경우는 한장으로 하고 分割하지 않는 것이 施工上 便利하다.

一般的으로 河川을 橫斷하는 경우의 暗渠의 터파기에는 相當 湧水가 있으므로 펌프排水가 可能할지라도 完全斷水의 狀態에서 콘크리트를 치는 것은 困難한 것이다. 따라서 기초콘크리트의 두께는 적어도 40cm 以上으로 하고 그 配合은 1 : 2.5 : 5 程度로 하는 것이 좋다. 湧水가 많아서 排水할 수 없을 경우는 水中콘크리트로 하는데 이때 콘크리트 基礎의 두께는 最小 70cm 以上으로 한다. 水中 콘크리트

는 施工이 不確實하여지고 콘크리트의 시멘트의 損失이 많으므로 콘크리트 1m³中의 시멘트量을 390kg 以上으로 한다. 河川橫斷의 暗渠는 渴水期에 施工하여야 하므로 工期의 制約을 받는다. 따라서 設計는 흄管으로 할 것인가 또는 現場 施工으로 할 것인가는 工期를 생각하여 決定한다. 그 河川의 工事 施工期間中의 最大日雨量, 高水位 및 湧水量, 率, 渴水位등을 적어도 數年間에 걸친 資料에 의하여 施工中의 出水가 上下流에 미치는 영향을 確認한다. 豫算이나 暗渠의 延長등의 관계에서 1年間에 完成치 못할 경우에는 어디까지 施工할 것인가를 決定하여 工事를 中斷하는 이음매의 位置와 工法을 決定한다.

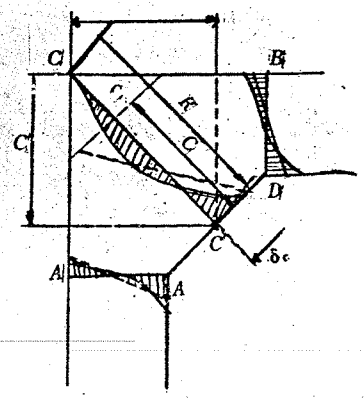
흄管을 利用할 때는 몇 連으로 하는 것이 經濟的으로 有利한가를 維持管理의 觀點에서 比較한다.

8. 6. 3 函型暗渠의 隅角部

函型暗渠의 隅角部 應力은 다음의 近似的 計算法에 依한다.

가. 計算方法

隅角部의 應力度의 分布狀況은 그림 8.6.5와 같으며, 隅角部 兩端의 斷面 AA', BB'의 垂直應力度



그림—8. 6. 5

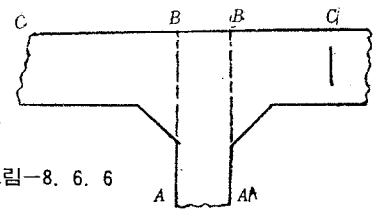
는 直線分布라고 假定한 境遇에 比해 內側의 緣應力度는 大略 그 4/3倍, 外側에서는 거의 같다고 본다. 따라서 AA', BB'의 應力度의 計算은 普通의 보理論에 의하여 直線 分布로 假定해서 計算하고 內側의 緣應力度를 그 4/3倍로 한다. 또 斷面設計에는 內側의 緣應力에 對한 許容應力度를 普通의 境遇의 3/4 程度로 하고, 普通의 보의 境遇와 마찬가지로 鐵筋의 所要斷面積을 算出한다.

對角線斷面에서의 內側의 應力度 δ_c는 C點에서의 휨모멘트를 M_0라 하고, M_0만의 영향을 생각하면,

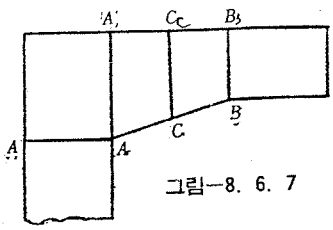
$$\delta_c=\frac{\delta M_0}{C^2}\cdots\cdots(8.6.1)$$

로 되며, 이 값은 $CC'=C$ 사이에 應力이 直線 分布하였다고 假定하였을 때의 값과 同一하다. 그러므로 對角線 斷面의 計算 또는 設計에서는 $CC'=C$를 有效斷面이라 생각하여 이에 普通의 計算方法을 適用한다. 그림 8.6.5로부터 아는 바와 같이 對角線의 外側의 角에는 거의 應力이 作用하지 않는다.

剪斷應力에 關해서는 AA', BB', CC' 모두 普通의 보理論을 使用한다. 그림 8.6.6과 같은 T形隅角部에서는 이것을 ABC, $A'B'C'$의 두 個의 隅角部가 組合된 것으로 생각하여 前記 計算法을 適用한다. 그림 8.6.7과 같이 隅角部의 傾斜가 緩한 때는 BB', CC'는 普通의 보理論으로 計算하고, AA'는 隅角部의 兩端斷面으로 보고 計算한다.



그림—8. 6. 6

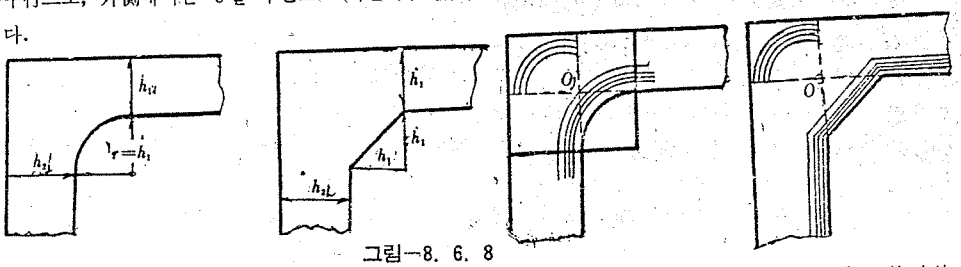


그림—8. 6. 7

나. 隅角部의 設計 및 配筋

隅角部의 緣應力度를 작게 하기 爲해서는 되도록 큰 한치를 붙이는 것이 좋으나 實際로는 部材의 나비와 같은 程度의 한치를 붙이면 充分하다. 隅角部는 圓形이 理想的이긴 하나 거푸집의 關係로 直線한치가 簡單하다. 또 緣應力度를 작게 하기 爲해 한치의 傾斜를 너무 緩하게 하면 壓版의 한치에서는 콘크리트를 칠 때 콘크리트가 잘 채워지지 않는다.

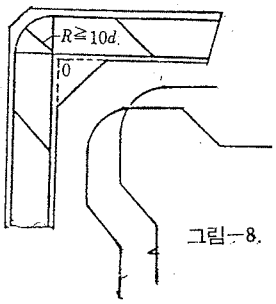
隅角部의 主應力線은 實際로는 複雜하며 近似的으로는 그림 8.6.8과 같이 된다. 內側에서는 隅角에 平行으로, 外側에서는 0을 中心으로 하는 同心圓이라고 생각하여 配筋은 이 主應力線의 方向으로 한다.



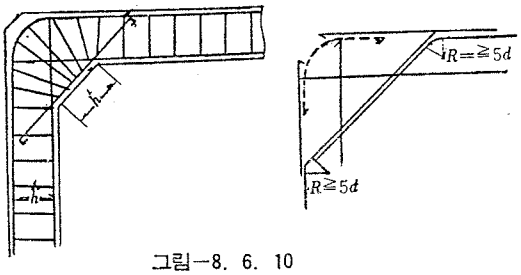
그림—8. 6. 8

函型暗渠의 隅角部는 (—)의 휨모멘트가 作用하는 것이 普通이며 그림 8.6.9는 이 경우의 配筋 方法을 表示한 것이다. 外側의 鐵筋이 引張主鐵筋이 되므로 0을 中心으로 하는 圓周에 따라 꾸부리면 거의 主應力線에 一致한다. 이 경우 꾸부리는 鐵筋의 半徑 R는 鐵筋直徑을 d라고 하면 $R>10d$로 한다.

이 引張主鐵筋은 壓縮側에 定着하는 것이 바람직 하며, 또 引張鐵筋에 서로 交叉하는 直線의 한치筋을 引張鐵筋과 同數 또는 한個 건너서 꼭 넣어준다. 內側의 壓縮鐵筋을 延長하여 引張鐵筋과 結合한다. 水平荷重이 큰 경우는 隅角部에 正의 휨모멘트가 생기는 일이 있고, 이때의 配筋例는 그림 8. 6. 10과



그림—8. 6. 9



그림—8. 6. 10

같아 內側의 鐵筋이 主引張鐵筋으로 되고 內側으로 押出코저 않고, 外側의 壓縮鐵筋은 外側으로 向하려 하지 않아 表面의 콘크리트가 떨어지기 쉬운 傾向이 있으므로 肋鐵筋을 配置한다. 이 경우의 肋鐵筋은 보의 境遇와 달라 콘크리트에 龜裂이 생긴 후에 斜引張力에 對抗하는 것이 아니라 內外의 主鐵筋 自身에 作用하는 힘의 分力을 分擔하는 것이 目的이므로 最初부터 有效하게 作用하게끔 充分히 內外의 主鐵筋에 結合한다. 경우에 따라서는 콘크리트를 치기 前에 이것을 緊張하여 初應力을 주어 줄 必要가 있다. 外側의 部分은 壓縮部分으로서 그 應力은 一般的으로 작으므로 特別히 壓縮鐵筋을 必要로 하지

않으나 點線으로 보인 바와 같이 圓形鐵筋을 配置하여 이에 依해 內側의 引張鐵筋을 받치는 肋鐵筋의 定着을 便하게 한다.

隅角部에 正負의 휨모멘트가 번갈아 作用하는 경우는 以上을 綜合해서 設計한다. T字形 隅角部도 以上을 綜合하여 設計 配筋한다.

以上과 같이 隅角部의 外側에는 거의 應力이 作用하지 않으므로 三角形으로 잘라도 좋다.

8. 6. 4 正面壁

暗渠의 正面壁은 本體와 荷重이 다르고 基礎狀態도 다른 것이 一般的이며 그 때문에 沈下量도 달라져서 本體와의 接續部에 龜裂이 생기기 쉽다.

따라서 正面壁이 높고 土壓이 클 때는 本體와 떼거나, 本體와 一體로 만드는 部分을 작게 한다. 다만, 河川 堤防을 橫斷하는 暗渠와 같이 洪水時에 浸水할 우려가 있을 때는 正面壁과 暗渠本體와를 一體로 하여 設計한다. 이때 正面壁에 作用하는 土壓이 크면 이에 따라 暗渠本體에도 큰 引張應力이 作用하여 本體의 橫斷方向에 균열이 갈 위험이 있으므로 이에 對한 充分한 鐵筋을 넣을 必要가 있다.

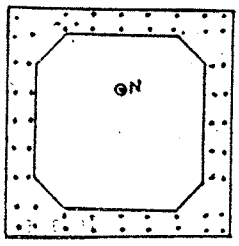
正面壁이 높드래도 正面壁과 暗渠本體와의 接續部에는 한치를 붙이고 반드시 한치筋을 넣는다. 正面壁이 暗渠本體에 미치는 引張應力을 算出할 때에는 콘크리트의 引張應力度를 零으로 하여 생각하고 鐵筋만으로 對抗하는 것으로 假定한다.

이제 그림 8.6.11과 같은 橫斷面을 갖는 函型暗渠에 N인 引張力이 作用하는 것으로 한다. 그림 8.6.11을 그림 8.6.12의 形으로 바꾸어 놓아 引張力의 作用點에서 무어리짐에 따라 鐵筋의 番號를 1, 2, 3……로 하고, 引張力의 作用點에서 밑의 部分의 鐵筋番號에는 〔 ′〕를 붙인다. 鐵筋의 斷面積을 A_s, 鐵筋에 생긴 引張應力度 δ_s, 引張力의 作用點에서 鐵筋까지의 거리를 U_s라 하고, 作用點의 아래에서는 負의 값을 取하여, 콘크리트의 引張應力을 無視하면,

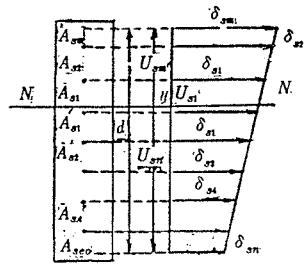
$$\sum A_s \cdot \delta_s = N \cdots\cdots (8.6.2)$$

$$\sum A_s \cdot \delta_s \cdot U_s = O \cdots\cdots (8.6.3)$$

이 兩式으로부터 兩端鐵筋의 引張應力度 δ_{sm} δ_{sn}′는 다음 式과 같이 定해진다.



그림—8. 6. 11



그림—8. 6. 12

$$\delta_{sm} = \frac{N(G''-dG)}{G''A-GG'} \cdots\cdots (8.6.4)$$

$$\delta_{sn'} = \frac{NG''}{G''A-GG'} \cdots\cdots (8.6.5)$$

上式中

$$A=\sum A_{sk},\quad G'=\sum A_{sk}(-U_{sn}+U_{sk})$$
$$G=\sum A_{sk}U_{sk},\quad G''=\sum A_{sk}U_{sk}(-U_{sn}'+U_{sk}) \Big\} \cdots\cdots (8.6.6)$$

但, K는 任意의 k番째의 鐵筋을 意味한다.

이 式은 콘크리트에 對해서는 그 引張應力을 無視한 것이지만 近似的으로 鐵筋의 引張應力度로 부터 콘크리트의 引張應力度를 算出하면

$$\delta_{cm}=\frac{1}{n}\delta_s n,\ n=15 \cdots\cdots (8.6.7)$$

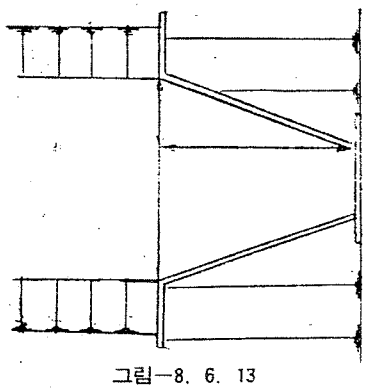
$$\delta_{cn}'=\frac{1}{n}\delta_{sn},\ n=15 \cdots\cdots (8.6.8)$$

이와 같이 하여 求한 δ_{cm}, δ_{cn}'가 콘크리트의 許容引張應力度 以內에 있으면 安全하다.

8. 6. 5 接續水路

暗渠는 用水路에 比하여 單位길이當의 工事費가 많이 든다. 따라서 立地條件이 許容하는 限, 傾斜를 急하게 하여 流速을 빠르게 하여 斷面의 縮少를 圖謀하고 工事費를 節減한다. 暗渠와 開水路와의 接續部의 側壁은 그림 8.6.13과 같이 1 : 6을 標準으로 해서 나비를 開渠에 向해 넓힌다. 물받이 및 側壁의 길이는 接續場所의 狀態에 따라 定해진다. 暗渠 前後의 開水路가 흙水路인 때는 流出入口, 特히 排出口의 流水가 下流側水路를 洗掘치 않는 流速 90cm/sec 以內로 減速시킨다. 特히 暗渠內 流速이 클 때에는 물받이는 表面에 돌을 붙임等을 하여 抵抗을 增加시키든가, 콘크리트 물받이에 接해서 捨石,돌붙임을 한다.

接續部水路의 側壁은 높이가 나비와 같거나, 또는 작은 때는 側壁과 물받이와를 一體로 해서 U字型의 라멘으로 하는 것이 合理的이며 經濟的이다. 特히 地盤이 나쁠 때는 말뚝 基礎로 해서 地盤反力을 넓게 分布시킨다. U字型의 兩上端에서는 휨모멘트를 0으로 하고 側壁은 土壓 및 地下水面이 底版以上인 때는 水壓을 생각하여 底版의 물받이가 되는 部分은 側壁의 自重이 等分布하는 것으로 假定하여 地下水의 揚壓力을 함께 생각하여 地盤反力을 決定한다. 一般的으로 通水前의 狀態에서 計算하나 水深이 크거나 重要한 것은 通水前後의 境遇를 생각하여 計算한다. 土壓은 흙이 濕潤해진 때를 생각한다.



그림—8. 6. 13

側壁의 높이가 낮고 나비가 넓을 때는 물받이와 겨과를 떼고 壁은 鐵筋 콘크리트의 T字型 擁壁으로 하고, 물받이는 無筋 또는 균열의 防止에 必要한 程度(0.02%以上)의 鐵筋을 넣고 그 두께는 一般的으로 20~30cm 程度로 한다.

側壁은 어느 때든 적어도 5~10° 程度 背面으로 傾斜지게 하여 土壓을 적게 하고 斷面을 節約한다.

側壁의 延長이 10m 以上으로 되는 때는 伸縮이음매를 設置한다. 이 伸縮이음매는 물받이 바닥을 通하여 設置한다. 側壁이 直線이 아니고 屈折되어 있고, 地盤이 軟弱한 때는 종종 屈曲部는 破壞되기 쉬우므로 充分히 鐵筋을 넣을 뿐 아니라 반드시 한치를 붙인다. 바닥과 側壁을 떼었을 때는 基礎 말뚝은 바닥에서는 側壁에서 보다 짧은 말뚝을 쓴다.

8. 6. 6 모래흙 모우개 및 맨홀

가. 모래흙 모우개

水路가 지나는 地形의 傾斜가 緩하여 暗渠의 傾斜를 急하게 할 수 없어서 平均流速이 70cm / sec 以

下로 되고, 水路內에 流送土砂가 많으면, 暗渠內에 流送土砂가 沈澱 滯積하여 流積을 縮少시킨다. 이와 같은 水路에서는 暗渠의 入口에 모래흙 모우개를 設置한다. 沈砂作用을 均一하게 하기 위해 幹線水路 나비를 漸次 넓히고 排砂가 잘 되게끔 모진 隅角部를 붙이지 않도록 한다.

排砂의 位置는 모래흙의 量과 地形에 따라 決定한다. 물로 排砂가 되지 않을 때는 人力에 依한 掃砂가 便利하도록 通路를 미리 設置한다.

小水路의 暗渠 特히 흙水路에 接한 작은 暗渠의 入口에는 반드시 모래흙 모우게를 設置한다. 작은 暗渠入口의 모래흙 모우게는 暗渠의 밑바닥보다 30~50cm 낮게 하는것이 보통이며, 그 크기는 流入모래·흙의 量에 依한다.

나. 맨 홀

一般的으로 맨홀(man hole)을 暗渠에는 設置하지 않는다. 그러나 暗渠가 길고 內部檢査를 必要로 할 때나 中間의 滯砂를 긁어내야할 맨홀이 必要하다. 洪水河川의 集水暗渠에 接續시키는 것은 平水時엔 普通暗渠와 다름이 없으나 洪水時에는 水位가 높아지므로 集水暗渠의 適當한 位置에 게이트(gate) 를 設置한다. 이때 게이트의 操作 檢査修理等 때문에 맨홀이 必要하다. 檢査 때문에 만드는 맨홀의 直徑이 60cm면 충분하고 土砂搬出 其他의 目的이 있을 때는 이들에 맞춰서 그 크기를 定한다. 맨홀은 圓形·正方形 또는 直四角形으로 하고 昇降用鉄製 사다리를 붙인다.

8.6.7 暗渠의 凍害防止

氣溫이 −10℃ 以下로 되는 地方에서는 凍害에 對한 考慮를 해야 한다. 暗渠의 凍害에는 서리기둥에 依한 凍上과 暗渠 內部의 물이 漏水해서 外部로 浸出하여 結氷하는 경우가 있다. 어느 경우도 暗渠의 흙덮개가 적어서 地上에 露出되어 있는 후름이나 暗渠의 流出入口에서 일어나기 쉽다. 暗渠流出入口의 側壁의 그늘지는 北쪽에서는 −5℃ 前后에서도 結氷에 依한 凍害를 입는다.

暗渠의 路盤이 凍上한 우려가 있는 곳에서는 그곳에서 서리기둥이 서는 깊이를 調査하여 그 以上의 흙덮개를 하게끔 暗渠의 兩側에 築土하거나 地下의 凍結하는 깊이까지 基礎자갈을 깔아서 地下水의 毛細管作用을 斷絶시켜 서리기둥이 생기지 않도록 한다. 地方에 따라서는 冬期에도 飮料水이나 防火用水, 其他 雜用水로서 水路에 물을 斷絶시킬 수 없으므로 이러한 경우에는 現場치기 콘크리트의 暗渠에서는 漏水에 依한 凍害를 받기 쉽다. 콘크리트內의 空隙을 通해 스며드는 漏水가 冷한 外氣에 의해 結氷하기 때문에 暗渠外側의 콘크리트壁이 벗겨져 鉄筋이 露出하여 腐蝕, 破壞된다. 이것을 防止함에는 暗渠 콘크리트의 施工에 있어서 콘크리트의 配合의 물—시멘트比를 合理的으로 하고 다짐질과 養生을 充分히 해서 不透水性의 콘크리트를 만드는 同時에 內側에 3cm 以上의 몰탈(mortar)을 시멘트가앙(Cement gun)으로 뿜어 붙인다. 이음매가 漏水의 原因이 되기 쉬우므로 伸縮이음매에는 銅鈑, 아스팔트等을 使用하고 施工이음매는 꼼꼼히 施工할 것이다. 가장 根本的인 防止法은 立地條件만 許容한다면 冬期의 通水斷面까지 土砂로 덮어 暗渠本體를 直接 外氣에 닿지 않도록 하거나 暗渠本體의 外側에 아스팔트의 防水膜(아스팔트·류우핑 3張을 접쳐 그 사이에 아스팔트를 流込시킴)을 만들고 그 外側을 다시 두께 20~25cm의 콘크리트로 싼다.

接續部壁의 凍害는 背后의 地下水位가 높은 境遇에 일어나기 쉽다. 裏込部의 排水를 充分히 하고 壁에 沿하여 排水시키고 氣溫이 低下되더라도 얼지않는 水中이거나 모래속에 地下水를 導水시킨다.

暗渠 流出入口와 側壁은 地表水의 結氷에서도 損傷을 받으므로 地表水도 側溝에 依해 除去시킨다.

8.6.8 暗渠의 保護

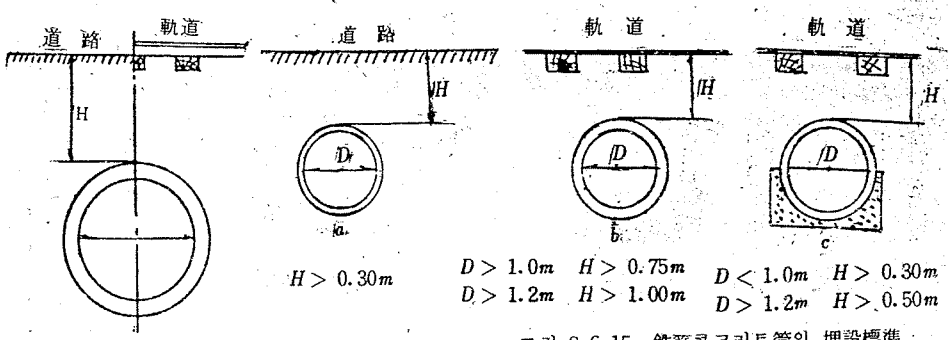
흙덮개가 얇을 때는 活荷重에 依한 衝擊에 依해 파괴될 우려가 있다. 道路, 軌道, 鉄道等의 밑을 지나는 경우는 그 흙덮개에 依해서 衝擊, 振動에 依한 破壞을 防止하도록 講究한다.

以下 上記의 경우의 標準 흙덮개와 防止方法을 圖示하면 다음과 같다.

表 8·6·1 列車 荷重과 土管의 最小 埋設깊이

活荷重 \ D	30 cm	45 cm	60 cm
KS 12	0.50(m)	0.60(m)	1.80(m)
KS 15	0.70	1.40	2.40
KS 18	1.80	2.40	4.30

道 路 $H > 0.60\text{m} > D$ 軌 路 $H > 0.90\text{m} > 1.5D \sim 3.0D$



$H > 0.30m$

$D > 1.0m$ $H > 0.75m$
$D > 1.2m$ $H > 1.00m$

$D < 1.0m$ $H > 0.30m$
$D > 1.2m$ $H > 0.50m$

그림8.6.14 陶土管의 埋設標準

그림 8.6.15 鉄筋콘크리트管의 埋設標準

레일面

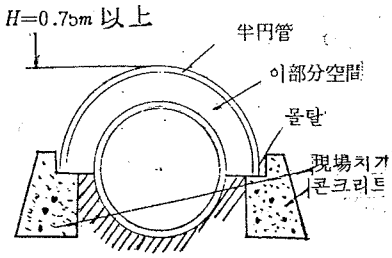


그림 8.6.16 暗渠管의 保護(1)

表 8·6·2 列車荷重과 鉄筋콘크리트管의 最小埋設깊이

D / 活重量	基礎 없는 경우			
	30 cm	45 cm	60 cm	90 cm
KS 12	50(cm)	50(cm)	50(cm)	50(cm)
KS 15	50	50	80	200
KS 18	50	100	180	300
D / 活重量	基礎 있는 경우			
	30 cm	45 cm	60 cm	90 cm
KS 12	50(cm)	50(cm)	50(cm)	50(cm)
KS 15	50	50	50	100
KS 18	50	50	50	100

※ 備考：安全率을 2로 보아 計算한 것임.

D：管의 안지름

H：흙 덮게 깊이

레일面

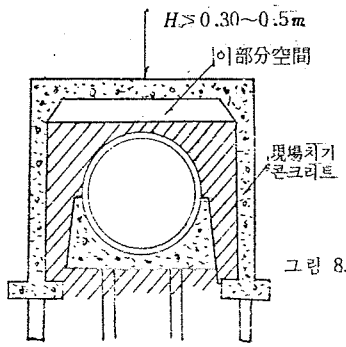


그림 8.6.17 暗渠管의 保護(2)

제 9 장 水路橋 (Aqueduct bridge)

9.1 總 論

9.1.1 概 說

수로교는 水路豫定線上의 低地 河川 또는 用·排水路 등을 횡단하게 되는 경우에 設置한다. 이 수로교와 같은 目的의 구조물에는 逆사이폰, 暗渠등이 있다.

溪谷이 깊고 그 나비가 넓은 경우에는 水路橋로 하는 것은 바람직하지 못하여 逆사이폰으로 하고, 계곡이 얕고 좁은 경우에는 수로교가 有利하다.

이 두 가지중 어느것으로 하는 것이 유리하는지 判斷하기 어려운 경우에는 比較設計를 하여 最小의 費用으로 목적을 達成할 수 있는 工法을 채택할 것이다.

수로교를 그 使用材料 및 構造上으로 분류하면 다음과 같다.

① 木造수로교
② 鐵筋콘크리트 수로교
③ 鐵筋콘크리트 아아치 수로교
④ 鋼鐵製 트러스 수로교
⑤ 管路 트러스 수로교

농업토목에서 一般的으로 사용되는 수로교는 철근 콘크리트 수로교이다. 이 章에서는 鐵筋콘크리트 수로교와 장차를 생각하여 아아치 수로교에 대하여 설명하기로 한다.

9.1.2 水理計算

수로교의 工事費를 최소로 하려면 그 상부 및 하부구조의 공사비의 合計가 최소로 되게 設計하여야 하는데 그렇게 하려면 通水斷面을 가급적 작게 할 것이다. 그러나 수로교의 斷面은 徑間, 보(beam)의 높이, 또는 그 上·下流側의 수로단면에 따라 制約을 받게 되므로 너무 단면을 縮少시킬 수도 없는 것이며, 上·下流水路斷面과 될수록 균형을 취하는 작은 단면으로 할 것이다.

물론 수로교 통수단면의 水理計算은 이것이 開水路(Open channel)이므로 쿳터(Kutter), 바잔(Bazin). 매닝(Manning)등의 開水路에 대한 流速公式을 적용하면 된다.

위에서 말한바와 같이 그 단면은 可及的 작게 하는 것이 有利하므로 그 動水傾斜度는 상류측 水路보다 急한 기울기로 하는 것이 보통인데 이곳에서의 最大許容流速은 4.0m/sec이고, 보통 3.0~0.7m/sec의 범위이다.

落差를 충분히 취할 수 있는 곳에서 기울기는 1/350~1/400보다 急하게 하면 水流가 射流로 된다.

만일 上·下流則 水路의 水流가 常流이면 調節斷面(Control section)은 接續水路內에 있게 設計한다.

一般的으로 水路에서의 水流가 射流이거나 常流이거나 간에 그 上·下流 水路와 함께 다 같이 이를 等流로 取扱 計算하고, 不等流는 接續水路 사이에서 일어나게 하며,, 上·下流則에는 미치지 않도록 設計한다. 또 接續水路는 可及的 直線部에 設置하여 콘크리트 水路로 하고 그 단면은 그림-9.1.1 에서와 같이 漸變斷面으로 한다.

이와 동시에 그 바닥의 높이도 급변을 피하고 점차적으로 변하는 커어브로 되게 한다.

이 水路橋의 通水斷面은 예상되는 어떠한 流量에 대해서도 넘지 않는 높이로 하며, 수로교의 流入部에 수로물넘이가 없는 경우에는 上流水路의 餘有高를 포함한 단면으로 最大流量이 흐를 수 있는 通水斷面으로 設計하여야 한다.

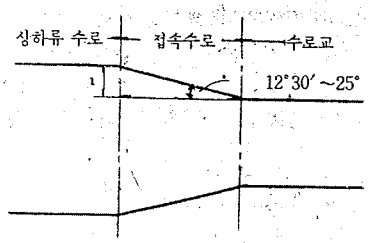
특히 上·下流側의 接續水路의 精密한 水理計算을 할 때에는 다음 方法에 의한다.

가. 接續水路의 精密計算

接續수로는 원칙적으로 簡單한 曲線形으로 이루어지는 적당한 길이의 漸變斷面으로 한다. 그 형상의 選擇은 水頭損失의 大小에 의하여 決定하고, 水位를 可及的 높게 維持하려 할 때, 예를 들면 극히 평탄한 곳으로 水頭損失을 最少로 하기 위해서는 다음과 같은 유선형의 接續水路로 한다. 그 計算順序는 다음과 같다.

(1) 기호 : V : 유속(m/sec), hf : 마찰 손실수두(m), B : 접속수로의 밑나비(m), hr : 유속수두(m), h : 수심(m), H : 접속수로 側壁의 높이(m), Δhr : 流速水頭의 變化(m), W_s : 수면의 변화(m), T : 수로의 수면나비(m), I : 수면경사도, ΔW_s : 수면의 변화량(m), W : 접속수로의 윗나비(m).

(2) 접속수로의 길이 : 旣知의 두 수로의 水面巾을 連結하는 直線과 水路 中心線 사이의 각이 12°30′~25°가 되도록 접속수로의 길이를 선정한다.



그림—9.1.1 접속수로

(3) 損失水頭 : 接續水路의 流速이 점차적으로 빨라지는 漸縮接續部에서는 손실수두를 $0.1\Delta hv$, 반대로 漸次的으로 流速이 느려지는 漸擴接續部에서는 손실수두를 $0.2\Delta hv$로 한다. 단 Δhv는 두 수로의 유속수두의 차이며 接續水路의 始點과 終點의 水面差를 F라 하면,

입구접속부(점축부) : $F=1.1\Delta hv$

출구접속부(점확부) : $F=0.8\Delta hv$

(4) 水面曲線 : 水面은 接續水路의 中間 0점에서 反曲되는 拋物線形으로 되게 한다. 즉 접속수로의 시점으로 부터 $\frac{1}{2}$의 거리의 점 0에서 $F/2$만큼의 水面降下가 있는 것으로 하고 그 水面曲線을 다음 식으로 계산한다.

$$y=ax^2 \cdots\cdots (9.1.1)$$

여기서 y : 接續始點으로 부터 x의 거리에 이르는 水面降下量(m)

x : 접속 시점으로 부터의 거리(m)

a : 正數이며, $2F/L^2$,

L : 접속수로의 길이(m)

接續水路의 길이를 몇개의 區間으로 區分하여 그 各點에 있어서의 水面降下量을 식(9.1.1)으로 계산한다. 또 이 流速水頭의 差 ΔW_s를 1.1로 나누어 유속수두의 差 Δhv를 計算하고 이것에 접속수로 입구에서의 流速水頭를 더하여 유속V와 斷面積 A를 計算한다.

(5) 各部의 치수 : 接續水路에 있어서 水面과 側壁이 만나는 線 및 밑나비의 선을 拋物線 또는 直線으로 仮定하고 앞에서 계산한 A로 부터 수심 h를 산출한다. 여기서 摩擦損失水頭를 계산하고 이것을 빼

서 밑바닥 높이를 決定한다. 이 밑바닥 높이가 一定한 曲線으로 되지 않을 때에는 앞에서 仮定한 밑나비, 측벽의 치수를 加減하여 바닥 기울기가 적당한 곡선으로 될 때까지 되풀이 한다.

9.1.3 形式과 徑間 기장의 관계

근래에는 수로교라 하면 보통 철근콘크리트 函型, P.S콘크리트 函型, 강철제 函型등이 가장 많이 使用된다.

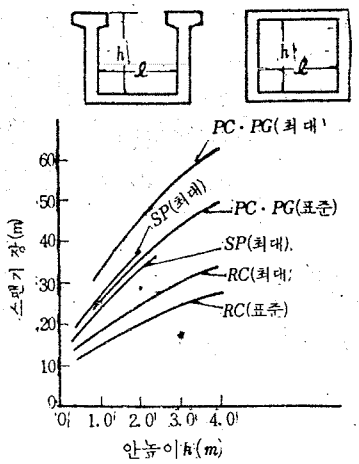


그림 9.1.2

R. C: 철근콘크리트함형
P. C: 프리스트레스콘크리트함형
P. G: 강철판거더
S. P: 강철판

水路橋에 있어 그 通水斷面의 안높이에 대한 스팬기장의 관계는 그림-9.1.2에 표시한 바와 같다. 그림을 통하여 알 수 있는 바와 같이 긴 스팬에 대해서는 鋼鐵製 함형단면을 보조거더(girder)로 한 아아치형이 주로 채용된다. 管狀水路의 일부가 수로교로 되는 경우에는 水管橋로 하는 것이 有利하고 이때 그 스팬이 길어지면 管體를 트러스나 아아치식 교량위에 올려놓는 형식을 취할 것이다.

一般的으로 水路橋의 形式과 스팬기장과의 관계는 横斷할 對象物 즉 河川, 溪谷, 道路 等의 立場에서 要請되는 여러 條件 즉 上部, 下部를 包含한 全體의 경제성을 비롯하여 그 耐久性이나 工事의 難易 및 維持管理面 등에 관하여 綜合的으로 檢討 分析하므로서 選定하도록 할 것이다.

9.2 철근콘크리트 水路橋

近來 가장 보편적으로 施工되는 水路橋의 代表的形式이라 할 수 있다.

수로교 몸체의 콘크리트는 보통 *AE*콘크리트로 하고 材令 28일에서 壓縮強度는 적어도 210kg/cm² 이상, 특히 徑間이 긴 경우에는 300~400kg/cm²로 하여 설계하여야 한다.

使用할 最大骨材의 치수는 25mm까지가 보통이고 물, 시멘트비는 水密性과 耐久性인 면에서 0.45이하로 하는것이 바람직하다.

이 철근콘크리트 水路橋의 設計는 通水斷面의 決定, 보 種類의 決定, 荷重의 計算, 應力計算 및 細部設計의 順으로 한다. 經濟的 條件에 따라 보의 종류는 철근콘크리트 *I*型보나 또는 *T*型보 중의 하나를 택한다.

9.2.1 通水斷面의 決定

통수단면형은 正方形, 直四角形, 矩形 및 円形이 있지만 보통 直四角形으로 한다.

그 水理에 대해서는 9.1.2에서 말한 바와 같이 그 傾斜度를 上下流側 水路의 斷面과 傾斜度의 関係로서 결정하는 것이지만 可及的 急하게하여 流速을 크게 함으로써 단면을 작게 할 것이다.

流速은 평상시에 흐르는 流量에 대하여 3 m/sec를 표준으로 한다.

즉 통수단면적은 $A=\frac{Q}{V}$에서 Q는 計劃最大通水量(m^3/sec)이며, 이는 上流側 水路의 斷面을 結定할 때 채택한 計劃通水量을 채택하면 된다.

V는 流速이며 3.0m/sec를 標準으로 하되, 쿳타, 바잔, 맨닝등의 流速公式을 써서 傾斜度를 위의 기준유속이 생기도록 결정하거나 上·下流側의 고저관계로 傾斜度에 제약을 받을 때에는 許容範囲내에서 가급적 3.0m/sec程度의 流速이 되도록 경사도 I를 정하여 流速計算을 하면된다. 이때 粗度係數 "n"은 콘크리트水路의 경우 0.012~0.013정도를 취하면 되는데 만일 모르타르 끝손질을 하면 더 작게 취해도 되고 흄관의 경우에는 0.01이하로 취해도 된다. 미국에서 이 粗度係數 "n"에 대한 實測結果에 의하면 0.0132~0.017의 범위의 것이 많고 日本에서는 0.017보다 큰 경우는 거의 없다.

이와같이하여 A가 算定되면 $A=B\cdot D$(B는 나비, D는 수심)이니까 B, D중 하나를 仮定하면 나머지 하나는 결정된다. 그리고 이 D에 약간의 餘有를 주어 최종단면을 결정하는 것이다.

9.2.2 보 種類의 決定

긴 스팬의 水路橋로 되면 휨모멘트와 剪斷力이 커져서 I型보의 경우에는 壓縮側에 철근이 필요하다. 이 압축측의 철근량은 스팬이 길어짐에 따라 더 증가하게 되고 결국 工事費의 증가를 가져온다.

따라서 이러한 경우에는 T형보의 水路橋로 하는 편이 有利하다. 그러나 T형보의 水路橋에 있어서도 압축측에 鐵筋이 必要하지 않는 範囲의 스팬에서는 經濟的이지만 이것이 증가하게 되면 이것 역시 不經濟的으로 되니까 이러한 때에는 $P.S$콘크리트보로 하거나 다른 형식의 水路橋로 하는 것이 有利하다.

그림-9.2.1은 수로교에서 通水斷面 내측단면의 높이와 나비의 比率을 0.5~1.0의 範囲로 잡어서 I型보 및 T型보로 한 경우 그 壓縮側에 鐵筋이 必要하지 않은 限界를 나타낸 것인데 그 中間에 經濟的限界가 있다. 따라서 그 中間附近의 스팬에 대해서는 그 橋體에 對하여 경제상의 비교를 할 必要가 있다. 이 경제상의 비교에서는 교체뿐만 아니라 橋臺, 橋脚등의 下部構造의 要所經費까지 합친것이 最少가 되는 스팬을 비교 選定토록 하여야 한다.

9.2.3 荷 重

水路橋에 作用하는 荷重에는 自重에 의한 靜荷重, 流水에 의한 動荷重 및 風壓, 支持力에 의한 水平荷重등이 있다.

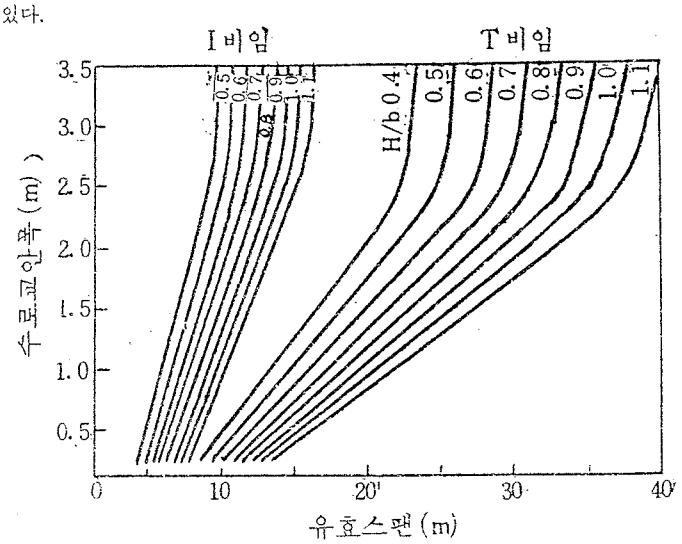


그림 9.2.1 限界스팬

물론 以外에도 경우에 따라서는 土壓도 考慮해야 하고 또 温度變化의 영향을 비롯하여 콘크리트의 乾燥 収縮의 영향도 고려하여야 하며 特殊荷重으로서 雪荷重, 地盤變動의 영향, 波壓, 氷壓 등도 생각할 수 있다.

가. 靜荷重

가정단면에 대하여 自重을 計算하는 것인데 이때 콘크리트의 비중은 2.4로 한다.

나. 動荷重

水路橋에 흐르는 물의 중량이며 보통 等分布荷重으로 취급한다.

T형보인 수로교에서는 상부슬래브 위에 群集荷重 200kg/cm²를 취한다.

다. 풍압, 지진력

(1) 풍압 : 그 地方에서의 기왕의 最大風速 관측치로부터 式9.2.1로 산정할 것이며, 正面에는 80%, 뒷면에는 40%가 작용하는 것으로 한다.

$$P=0.132V^2 \cdots\cdots (9.2.1)$$

여기서 P : 風向에 直角인 면에 미치는 풍압(kg/m²), V : 풍속(m/sec)

만일 風速의 觀測値가 없는 곳에서는 다음의 기준에 의거할 것이다.

① 海岸線에 近接해 있는 곳 300(kg/m²)

② 內陸의 平野部 200(kg/m²)

③ 山間部의 바람이 강하지 않은 곳이나 防風物에 가까운 곳 100(kg/m²)

風速에 대한 風壓은 表—9.2.1과 같다.

表-9.2.1 風 壓

풍 속(m/sec)	풍 압(kg/m²)	풍 속(m/sec)	풍 압(kg/m²)
5	3.3	30	119
10	13.0	35	162
15	30.0	40	211
20	49.0	45	267
25	83.0	50	330

한편 支持力은 등치 수평진도로서 다음 값을 표준으로 한다.

충적층의 軟弱地盤 0.25~0.04, 홍적층의 지반 0.15~0.25, 제3기층이전의 硬地盤 0.10~0.15, 附近에 有力한 지진대가 없는 지역에서는 위의 값의 $\frac{1}{2}$을 取할 수 있다.

지진력은 구조물의 중량에 수평진도를 곱한 힘이 構造物의 重心에 水平하게 作用하는 것으로 한다.

9.2.4 설 계

철근콘크리트 水路橋의 주보(main beam)은 I형보와 T형보로 하고, 그 응력계산에 앞서 斷面을 仮定한다. 上部構造는 앞서 말한바와 같이 직4각형단면으로 하고 上部構造는 보통의 橋梁과 같다.

가. 部材치수의 仮定

通水斷面을 기본으로 하여 먼저 주보(Main beam)의 치수를 가정한다. 통수단면의 안높이 h는 설계計劃水深에 약간 餘有를 주어 決定하고 그림—9.1.2의 R.C.(표준)의 스팬기장 이하의 경우에는 상부가 덕있는 상자형으로 하고 바닥판과 측벽의 콘크리트 두께는 그림 9.2.2를 참고로하여 선정토록 하나. 만일 스팬이 R.C.(표준)이상으로 되는 경우에는 여러가지의 보강대책을 강구할 것이다. 그 方法으로서는, 經濟的인 面에서 먼저 콘크리트강도의 증가문제를 檢討할 것이며, 이것으로 부족할 경우에

는 ① 상부 프랜지(Flange)나 상부의 슬래브를 채용하던가 ② 부재의 두께를 증가시키던가 ③ 보의 높이를 增加시키던가하여 補強토록 한다.

(1) 슬래브(Slab)

슬래브의 두께는 위에서 말한 바와 같이 그림-9.2.2(a)를 참고로 하여 仮定하여도 되지만 이는 통수단면의 안나비와 水深에 따라 定해지는데 式9.2.2로 그 두께를 算定하여 仮定한다.

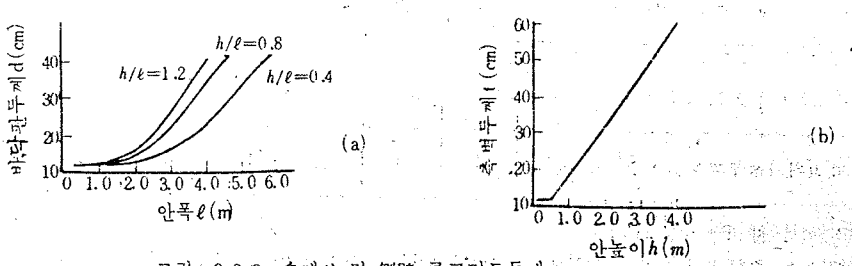


그림 9.2.2 슬래브 및 側壁 콘크리트두께

$$d = 2\ell + 0.03 > 0.08\text{m} \cdots\cdots (9.2.1)$$

여기서 ℓ : 通水斷面의 안나비 α : (수심h)/(나비ℓ)에 따라 변하는 계수이며, $(0.06+0.04h/\ell)$ 로 산정한다.

表-9.2.2 α의 값

h/ℓ	α	h/ℓ	α
1.1	0.104	0.7	0.088
1.0	0.100	0.6	0.084
0.9	0.096	0.5	0.080
0.8	0.092	0.4	0.076

表-9.2.3 슬래브의 두께

(cm)

수로안나비(m)	<1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
1.1	8	12	17	23	27
1.0	8	12	17	22	27
0.9	8	11	16	21	26
0.8	8	11	16	20	25
0.7	8	10	15	19	24
0.6	8	10	14	18	22
0.5	8	9	13	17	21

(2) 側壁(Side wall)

콘크리트의 許容壓縮應力을 σ_c=55kg/cm², 철근의 許容引張應力을 σ_s=1,300kg/cm²로 하면 측벽의 仮定두께 t는 式(9.2.3)으로 算定한다. 물론 이것 역시 앞서 말한바와 같이 그림 9.2.2(b)를 利用하여 그 概略的인 값을 알 수 있다.

$$d = 0.016L \text{ 또는 } d = h/10 \cdots\cdots (9.2.2)$$

여기서 L : 스팬(m), h : 通水斷面의 깊이(m)

위의 두 식으로 계산한 것 중에서 큰 값을 취할 것이며 最少두께는 0.08m이하 이어서는 안된다.

表-9.2.4 側壁의 仮定두께 (cm)

수로교의 스팬(m)	< 5	6	7	8	9	10	11	12	13
측벽의가정두께(cm)	8	10	11	13	14	16	18	19	21

수로교의 높이(m)	<0.7	0.9	1.0	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50
측벽의가정두께(mm)	8	9	10	13	15	19	20	23	25

(3) 이음 材(Tie)

*I*형보를 주형으로 하는 水路橋에서는 水深이 1.0m이상으로 되는 경우에는 보통 이음材를 설치한다. 그 간격은 通水斷面의 大小에 따라 다르지만 0.5~1.0*h* 정도로 한다. (단 *h*는 수심)

(4) 상부슬래브

*T*형보의 水路橋의 상부슬래브의 두께 *d*는 式9.2.3으로 仮定한다.

$$d=0.035\ell, \quad \ell=\text{안나비}<4\text{ m} \cdots\cdots (9.2.3)$$

(5) 세부치수

그림-9.2.3에서 通水 斷面의 각 세부치수는 다음과 같이 취한다.

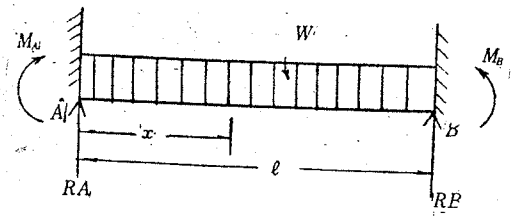
$$a=0.03h, \qquad b=0.05(\ell+1)$$

$$c=0.03(\ell+1), \qquad d=0.1h\sim0.05h$$

나. 部材의 應力計算

(1) 슬래브

〔兩端固定〕



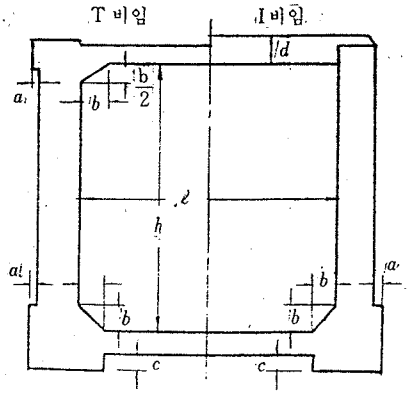
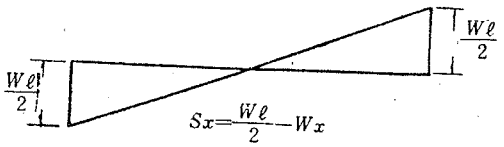


그림 9.2.3



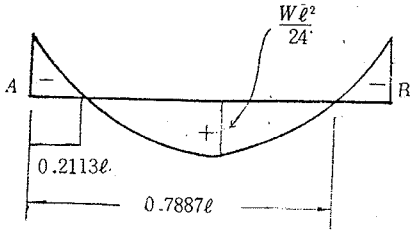


그림 9.2.4

$$M_A=M_B=-\frac{w\ell^2}{12},+M_{max}=\frac{w\ell^2}{24}$$

$$M_x=\frac{w\ell}{2}x-\frac{w\ell}{2\ell}x^2-\frac{w\ell^2}{12}=\frac{W}{2}x-\frac{W}{2}x^2-\frac{W\ell}{12}\text{ (단 } W=w\ell\text{)}$$

스팬은 순 스팬의 기장을 취하여 계산한다. 한편 콘크리트의 有效두께 d와 철근의 所要斷面積 A_s는 다음 식으로 계산한다.

$$d=C_1\sqrt{M/b}\ (\text{cm}) \qquad A_s=C_2\sqrt{M\cdot b}\ (\text{cm}^2) \quad \cdots\cdots (9.2.4)$$

만약 가정한 슬래브의 두께 (da)가 윗식으로 算定한 有效두께 d에 被覆두께를 더한것 보다 크고, 構造上 必要에 의하여 假定한 두께 da를 사용할 경우에는 (da—피복두께)=d로 하고 다음 근사식으로 철근량과 응력도를 계산한다.

要素 鐵筋斷面積 $$A_s=\frac{M}{\sigma_s j d}\fallingdotseq\frac{M}{\sigma_s\frac{7}{8}d} \quad \cdots\cdots (9.2.5)$$

剪斷 応力度 $$\tau=\frac{S}{bjd}\fallingdotseq\frac{S}{b\frac{7}{8}d} \quad \cdots\cdots (9.2.6)$$

付着 応力度 $$\tau_o=\frac{S}{Ujd} \quad \cdots\cdots (9.2.7)$$

最少 被覆두께 (Protective Coverng)는 다음과 같이 취한다.

氣象이 온화한 곳 : 슬래브에서 3 cm, 보나 거더에서는 3.5cm

기상변화가 심한곳 : 슬래브, 보, 거더 다 같이 5.0cm

지름 25mm이하의 鐵筋에서 양끝에 혹크(Hook)를 만들어 콘크리트 압축부에 고정시킬 때는 付着応力度를 계산할 필요가 없다.

만일 전단력이 허용 전단력을 초과할 때에는 肋筋(Stirrup). 複철근 또는 양자를 병용해서 분담시킨다. 주철근의 간격은 15cm 이하 또는 슬래브의 유효두께의 1.5배 이하로 하고 어떠한 경우에도 30cm 이상으로 해서는 않된다.

主鐵筋에 직각인 方向으로 인장철근 단면적 이상의 配力철근을, 또 主철근과 같은 방향과 直角方向에 複철근을 각각 배치한다. (안나비 60cm 이상 일 때)

複철근 일때에는 휨모멘트 M을 M_1과 M_2로 나누어 다음과 같이 계산한다.

$$A_s=p\cdot b\cdot d+\frac{M_2}{\sigma_s(d-d')} \quad \cdots\cdots (9.2.8)$$

$$M_2=M-M_1,\quad M_1=\frac{1}{2}\sigma c\cdot kd\cdot b\left(d-\frac{kd}{3}\right),\quad k=\frac{n\sigma_c}{n\sigma_c+\sigma_s}$$

$$A'_s=\frac{k}{n\sigma_c(k-d_1/d)}\frac{M_2}{(d-d')} \quad \cdots\cdots (9.2.9)$$

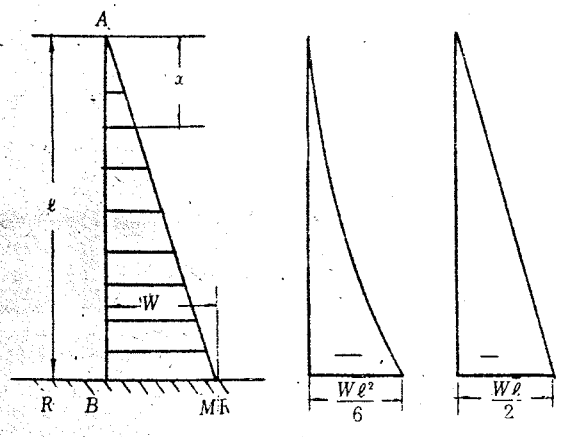
(2) 側 壁

측벽은 다음과 같은 경우가 있다.

(가) 내민 슬래브 (Cantilever slab)

하단은 슬래브에 固定되고, 上端은 自由인 경우이며 하중은 상부에서 0 이고 하부에서는 수압(Woh)에 상당하는 하중을 받는다. 또 等分布 風圧荷重도 받는다. 水圧이나 風圧에 의한 휨모멘트 중에서 큰 편의 휨모멘트에 의하여 계산한다. 이와같이 측벽은 슬래브로서 作用하는 외에 주형(Main beam) 로서

도 작용하므로 내민슬래브로서의 鐵筋은 주보의 스터럽(Stirrup)으로서의 役割도 한다. 따라서 스터럽으로서 使用하는 철근량과 내민슬래브로 取扱할 때의 철근량을 더한 斷面積을 갖게한다. 이 내민 슬래브의 경우 그 슬래브의 두께, 철근량, 剪斷応力度 및 附着応力度의 계산은 앞에서 설명한 슬래브의 경우와 같다.



$$R=\frac{W\ell}{2} \qquad M_c=-\frac{Wx^3}{6\ell}$$

$$S_c=-\frac{Wx^3}{2e}$$

$$Mmax=-\frac{W\ell^2}{6}=M_B$$

$$Smax=-\frac{W\ell}{2}$$

그림 9.2.5

(나) 連續보

側壁의 上部가 이음材(Collar brace)로 고정되는 경우 1부 측벽은 연속보로 취급 계산한다.

풍압에 의한 等分布荷重, 水圧에 의한 等辺荷重가운데 큰 것을 하중으로 취하여 계산한다.

이 때에는 그림 9.2.6 (a)와 같이 側壁 상부는 이음材로 固定된 연속 보로 취급하여 이 이음재와 바닥 슬래브로 고정된 1방향 슬래브로 取扱하여 設計한다.

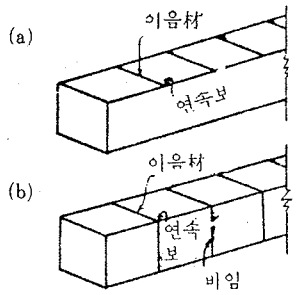


그림 9.2.6 측벽의 이음비임

또 그림 9.2.6 (b)와 같이 이음材를 지나는 횡단방향의 측벽을 보로 취급하여 이 보와 上下에서 4방향으로 固定된 2 방향 슬래브로 취급하여 설계하여도 좋다. 이 경우는 側壁이 높을 때에 適合하다.

2방향 슬래브에서는 짧은 스팬과 긴 스팬의 빔이 0.5보다 클 때에는 짧은 方向에 對하여 $1/(1+m^4)$

긴 方向에 대하여 $m^4/(1+m^4)$의 比率로 하중을 配分한다.

연속 보의 스팬은 支點 中心 사이의 간격으로 하고, 最大 휨모멘트는 (+) $W\ell^2/10$, (−) $W\ell^2/10$으로 하면 된다.

(다) 兩端固定

이 경우에는 바닥 슬래브와 마찬가지로 계산한다. 等辺荷重을 받을 때의 휨모멘트와 剪斷力은 다음과 같다.

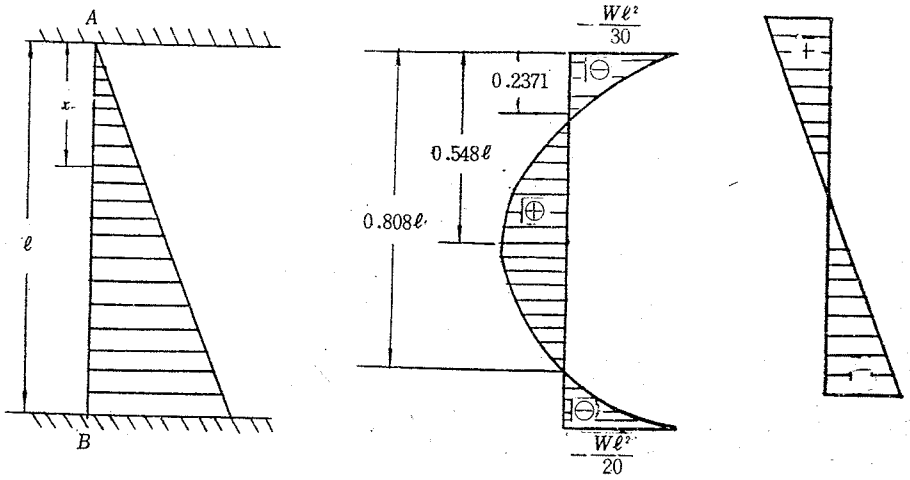


그림 9.2.7

$$R_A=\frac{3}{20}W\ell \qquad M_A=-\frac{W\ell^2}{30} \qquad S'x=\frac{3}{20}W\ell-\frac{Wx^2}{21}$$

$$R_B=\frac{7}{20}W\ell \qquad M_B=\frac{W\ell^2}{20} \qquad Mmax=\frac{1}{46.6}W\ell^2$$

(라) 上部 슬래브 이음材

T형보 水路橋에서의 上部 슬래브는 바닥 슬래브와 같이 등분포하중을 받는 固定슬래브로 취급 하여 계산한다. 이음材는 引張材로 취급하여 계산하고 引張力에 대하여 必要한 철근량을 삽입한다.

또 그 위를 步道로 이용할 때에는 固定보로 취급 계산한다.

(마) 주 보(Main beam)

주보는 단순보의 主 보로 取扱 計算한다.

荷重은 보 全體에 걸쳐 定荷重과 動荷重이 等分布하는 것으로 假定한다.

有效스팬은 순 스팬의 1.05倍 以上으로 하고 이 以下로 할 때에는 支圧力의 安全度를 檢算할 必要가 있다.

I형보로 계산할 때에는 그 斷面計算을 슬래브의 경우와 같다.

뚜껑이 있는 函型 斷面의 水路橋에서는 T형보로 취급 계산한다. I형보로서 보의 높이가 不足하고 항압측에 철근을 필요로 할 때에는 그 항압 철근이 많아지면 T형보로 하는 것이 유리하게 되므로 比較設計를 통해 決定한다.

T형보의 후랜지의 압축유효폭 b는 式 9.2.10으로 산정한 값 이내라야 한다.

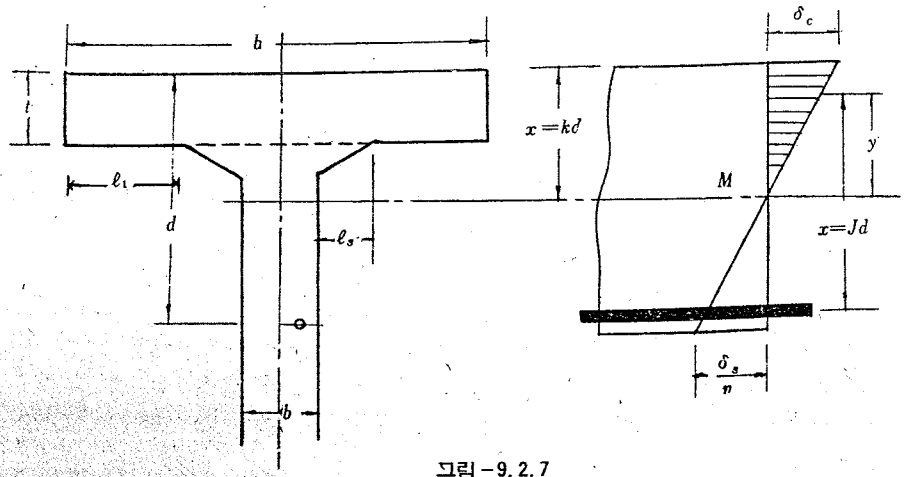


그림-9.2.7

$$b=qt+2\ell_1+2\ell_s \quad \cdots\cdots (9.2.10)$$

여기서 t : 슬래브 두께 (cm)

b_1 : 측벽의 두께 (cm)

ℓ_s : 헌치의 길이 (cm)

그 림 9.2.8

만일 가정한 b가 式 9.2.10로 계산한 값보다 클때에는 設計上 윗 식으로 계산한 b를 쓴다.

中立軸의 위치 : 中立軸의 거리 x는 式 9.2.11로 산정한다.

$$x=kc_1\sqrt{\frac{M}{b}} \quad \cdots\cdots (9.2.11)$$

여기서 M : 휨모멘트 ($kg-cm$) b : T형보의 나비 (cm), $k=\frac{n\sigma_c}{n\sigma_c+\sigma_s}$, $C_1=\sqrt{\frac{2}{\sigma_c k(1-\frac{k}{3})}}$

만일 x의 값이 上部 슬래브의 두께 t보다 작을 때에는 中立軸의 位置가 후랜지 안에 있게 된다. 이 때에는 나비 t를 갖는 直四角形 斷面의 보로 취급계산한다.

또 x가 上部 슬래브 두께 t보다 클 때에는 中立軸은 후랜지 보다 下部에 있으며 이 때에는 T형보로 취급 계산한다. 單鐵筋 T형보의 유효높이 d는 式 9.2.12으로 산정한다.

$$\left.\begin{aligned} d&=D+\sqrt{D^2-Wt^2}\\ D&=\frac{M}{2\sigma_c bt}+mt \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (9.2.12)$$

여기서 $V=\frac{1}{3k_1}$ $m=\frac{1}{4}(1+\frac{1}{k})$

$$k=\frac{n\sigma_c}{n\sigma_c+\sigma_s}$$

윗 식으로 구한 d보다 큰 높이일 때에는 單鐵筋으로 하고 작을 때에는 複鐵筋으로 한다.

만일 單鐵筋으로 할 때에는 다음의 近似式으로 철근량을 算定한다.

$$A_s=\frac{M}{(d-\frac{t}{2})\sigma_s} \quad \cdots\cdots (9.2.13)$$

複鐵筋의 경우에는 윗식으로 A_s를 구한 다음 式 9.2.14로 応压縮의 鐵筋斷面積 A_s'를 산정한다.

$$A_s'=\frac{M-\sigma_c(1-\frac{t}{(2kd)})b\cdot t\cdot d-\frac{t}{3}\cdot\frac{3kd-2t}{2kd-t}}{\sigma_s'(d-d')} \quad \cdots\cdots (9.2.14)$$

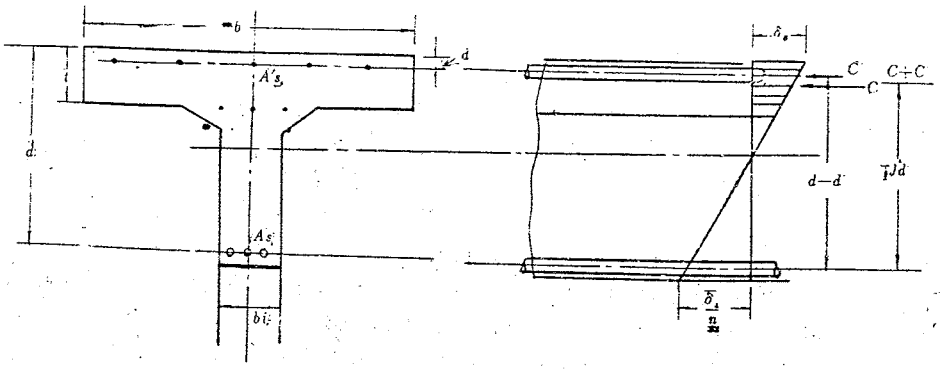


그림 - 9.2.9

(라) 剪斷応力度, 附着応力度

슬래브, I형보에 있어서 剪斷応力度는

$$\tau = \frac{S}{bjd} = \frac{S}{\frac{7}{8}bd} \ (\mathrm{kg/cm^2}) \quad \cdots\cdots (9.2.15)$$

T형보에 있어서는

$$\tau = \frac{S}{b_1 (d - \frac{t}{2})} \quad \cdots\cdots (9.2.16)$$

τ의 값은 14kg/cm² 이하로 하고 보에서는 4.5kg/cm² 슬래브에서는 6 kg/cm²를 초과할 때는 剪斷力을 複鐵筋으로 받게 한다.

단 σ_{ck}이 160kg/cm² 이상 일때에는 14kg/cm²는 16kg/cm², 4.5kg/cm²는 6 kg/cm²까지 각각 높여 줄 수 있다.

附着応力度 $\tau = \frac{S}{U \cdot jd}$ ····· (9.2.17)

만일 折曲鐵筋이나 肋筋 또는 양자를 並用하여 全 전단력을 받게 할 때에는 $S/2$를 취해도 좋다.

또 τ_o가 5.5kg/cm²을 초과할 때에는 가는 鐵筋을 使用하여 둘레 길이의 總合計를 크게 하거나 d를 增加시켜 τ_o가 5.5kg/cm² 이하가 되도록 한다.

또 지름 25mm 이하의 鐵筋에서 그 끝을 지름의 3倍 以上의 半圓形의 혹크로 잡아 맸을 때에는 附着応力度의 계산은 생략할 수 있다.

보의 主鐵筋은 적어도 늘은 휘어 올리지 말고 支點을 지나게 하여야 한다.

스터럽(肋筋)은 引張鐵筋을 둘러싸며 末端은 콘크리트의 圧縮軸에 定着한다. 스터럽의 형상은 U형 또는 W형으로 하고 그 간격은 보의 有効높이의 늘 또는 腹部의 나비보다 작게한다. 그러나 計算上으로 복철근이 必要가 없을 때에는 보의 유효 높이까지 스터럽의 間隔을 擴大 시킬 수 있다.

(사) 複鐵筋

복철근의 계산방법은 휨모멘트도에 의하는 것과 전단력도를 사용하는 방법이 있으며 여기에 對해서는 鐵筋콘크리트工學을 參照하기 바란다.

다. 세부설계

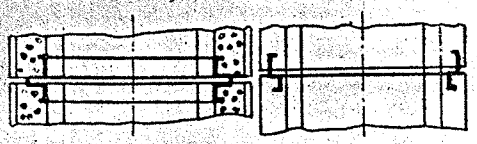
(1) 鐵 筋

端 부분에는 철근 지름 d의 3倍 以上의 半圓形의 훅크(hook)를 만들고, 콘크리트 안에 定着시킨다. 모서리 부분의 折曲은 반지름의 10倍 이상의 半圓形으로 구부리고 其他 部分의 折曲은 5 d이상으로 한다. 철근의 이음은 可及的 引張側에서는 하지 말고 또한 이음개소가 한곳에 集中되지 않게 한다. 이음에서 겹치는 부분의 길이는 지름의 30倍 以上으로 하고 0.9mm 이상의 철사로 여러군데 묶어 죄인다.

(2) 신축이음

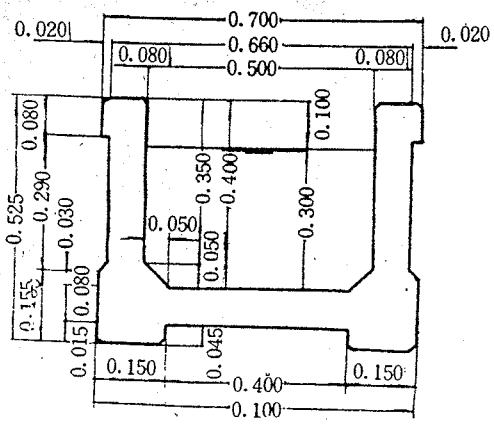
橋體와 接續水路 사이나 또는 두 스팬 이상으로 되는 수로교에서는 교체와의 사이에 각각 신축이음을 마련한다. 通水 斷面積 0.5m² 以下인 작은 水路橋에서는 스팬이 6m 이하의 것에 있어서는 木板으로 모서리를 깎아내고 그곳에 모르타르나 또는 아스팔트를 채울정도로 하면 되지만 通水斷面積이 큰 水路橋에서는 銅, 鉛 또는 스텐레스철판 같은 것으로 伸縮이음을 마련하여야 한다. 이때 이음의 틈새는 스팬의 장단에 따라 差異가 있지만 1.5~2.5cm 정도로 한다.

(3) 縱斷 기울기 (Camber)



그 림 9.2.10 신축이음

水路橋의 주형에 종단방향의 기울기를 갖게 할 때에는 橋體의 中央에서 양쪽으로 1/250~1/500정도의 기울기로 하지만 通水部의 수로바닥에는 이러한 기울기는 붙이지 않는다.



그 림 9.2.11

9.2.5 橋 台

가. 種 類

교대를 材料로 分類하면 콘크리트, 철근콘크리트, 석조, 벽돌등이 있고 形象으로 分類하면 直線, U자형 T자형이 있다. 그러나 水路橋의 橋台로서는 보통철근콘크리트 또는 콘크리트로 하고 형상은 직선 또는 U자형으로 한다. 이 橋台는橋座, 橋台主體, 擴大基礎로 區分한다.

(1) 橋 座

上部構造에서 오는 하중을 橋台 下部에 전하는 부분이며 上部荷重을 支持하는데 充分한 支压面積을 필요로 한다. 그 나비는 주형의 腹部 두께의 2.5倍 이상 길이는 주형 外側의 間隔에 주형 복부두께의 4倍이상을 더한것으로 하여 許容 支压力 以下로 되게 한다.

교좌의 콘크리트는 容積配合으로 1 : 2.5 : 5 이상의 符配合으로 하고 표면에서 5cm 되는 곳에 ϕ 9mm 철근을 10cm 간격으로 支压面積의 3倍이상에 걸쳐 配置한다.

갓돌(Coping)을 設置할 때에는 그 두께는 높이의 $\frac{1}{10}$, 내민 부분은 갓돌 높이의 $\frac{1}{8}$정도로 한다.

(2) 橋台 主體

상부로 부터의 하중을 받는 외에 土圧과 凍結에 의한 圧力을 받는다. 교대의 높이는 직선형 교대에서 하부폭을 0.3~0.4H로 할 것이며 길이는 橋座와 같게한다. 콘크리트나 철근콘크리트로 하는 경우 이외는 주로 경제적 면에서 결정한다.

(3) 擴大基礎(Footing)

후팅은 교대 하부의 地盤에 따라 安全하게 荷重을 傳하기 위해서 必要한 것이며 그 형상과 치수는 상부의 하중과 支耐力에 따라 정해진다.

나. 橋台에 作用하는 外力

垂直力과 水平力으로 區分하는데 수직으로 작용하는 하중에는 動荷重과 靜荷重이 있으며 道路橋에서의 충격하중은 이때 고려하지 않는다. 수평하중에는 뒷면의 토압이 있다.

(1) 垂直荷重

靜荷重 : 수로교 자체의 반력

動荷重 : 通水部의 計劃水位에 대한 물의 중량으로 한다. 단 斷面 1.5m² 이하의 수로교에서는 滿水位를 취해도 좋다.

T형보 교량에서는 위에 걸리는 하중으로서 200kg/m²의 群集荷重을 보아준다.

(2) 수평하중

토압공식에는 다음 기호를 쓴다.

h : 벽의 수직높이(m)　　p : 토압(kg)

W : 흙의 단위중량 (kg/cm²)　　ϕ : 안식각

β : 벽의 뒷면에 수직선과 이루는 각

h_1 : 等値換算過載荷重 kg/m²

y : 바닥에서 토압의 作用點까지의 높이(m)

C : 土圧係數, $\frac{1}{2}\frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}$

Rankine 公式에 의하며 過載荷重이 있을때는

$$\text{水平土圧} : P=\frac{Wh}{2}(h+2hi)\frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi}=Wh(h+2h_1) \quad \cdots\cdots (9.2.18)$$

作用點까지의 높이

$$y=\frac{h^2+3hh_1}{3(h+2h_1)} \quad \cdots\cdots (9.2.19)$$

그림 9.2.12 (b)와 같이 뒷면이 앞쪽으로 傾斜질 때에는 뒷면에 있는 쐐기모양의 흙의 중량 G와 P의 合力이 土圧이 된다. 즉

$$P=\sqrt{P^2+G^2} \quad \cdots\cdots (9.2.20)$$

橋台의 設計에 있어서는 安息角은 35°를 標準으로 하고 地質이 좋고 排水가 잘 되는 곳에서는 45°를 취할 수 있다.

다. 橋台의 安全

橋台는 일어날 수 있는 모든 경우에 대하여 안전하여야 한다. 一般的으로 평상시와 지진시로 나누어서 그 安定을 檢討하는 것인데 우리나라의 경우 지진에 대해서는 特別히 검토할 필요까지는 없다고 생각된다.

(a) 토 압

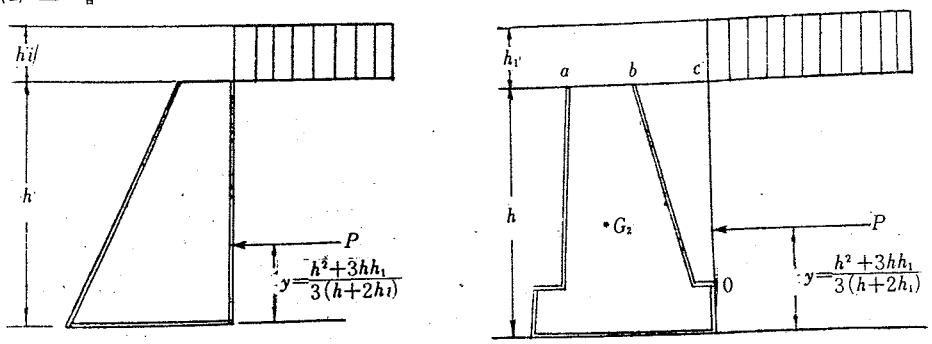


그림 -9. 3. 12

一般的인 橋台의 安全條件은 다음과 같다.

① 水平으로 作用하는 모든 外力에 의하여 전도하지 않을 것

② 水平으로 作用하는 모든 外力에 의하여 橋台는 滑動하지 않을것.

③ 橋台의 도든 斷面에 있어서 圧力으로 파괴되지 아니하고 또한 支耐力이 충분 할 것.

이상의 安定條件은 橋台 各部는 물론 全體에 대하여도 全部 檢討해야 한다.

(1) 전도에 대한 安定

여기서 P : 橋台에 水平으로 작용하는 土圧(kg)

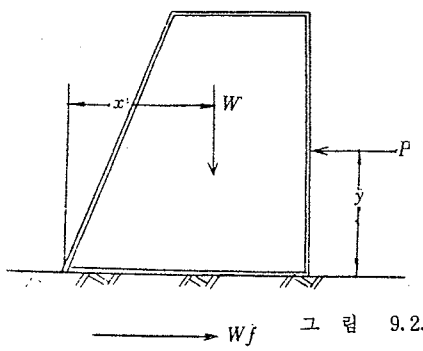
W : 橋台에 作用하는 垂直力 (kg)

y : 基礎바닥에서 p의 作用點까지의 높이 (m)

x : 橋台 先端에서 W의 작용점까지의 水平距離 (m)

전도에 대한 安全率을 f_o라 하면

$$f_o=\frac{Wx}{Py}>=1.5 \cdots\cdots (9.2.21)$$



그 림 9.2.13

(2) 활동(Sliding)에 대한 安定

W : 橋台에 作用하는 垂直荷重 (kg)

P : 橋台에 作用하는 水平力 (kg)

f : 마찰계수

평상시 $SWf \geqq P$

S는 安全率이며 2以上으로 되어야 한다. 摩擦係數 f는 다음값을 취한다

表- 9.2.5 f의값

마 찰 계 수	콘크리트와 접촉하는 재료의 종류
0.2	젖은 粘土

마찰계수	콘크리트와 접촉하는 재료의 종류
0.3	젖은흙. 젖은모래
0.5	다진흙, 玉石, 마른점토,
0.6	마른모래, 자갈, 조약돌
0.65	콘크리트

(3) 기초 바닥면의 圧力과 지반의 支持力

基礎 바닥면에 미치는 圧力은 지반의 支持力 以下이여야 한다. 地盤의 支持力은 흙의 種類, 그 조성 및 荷重狀態에 따라 다르므로 重要한 構造物에 대하여 支耐力에 不安한 감이 있을 때에는 재하시험을 통하여 그 支耐力을 試驗할 것이다.

基礎 바닥면의 반력도

$$\left.\begin{aligned} P_1&=\frac{W}{b}\left(1+\frac{be}{b}\right)\\ P_2&=\frac{W}{b}\left(1-\frac{be}{b}\right)\end{aligned}\right\} \cdots\cdots (9.2.22)$$

(a) 기초의 中央에 W가 作用하는 경우 偏心거리 $e=o$

$$P_1=P_2=\frac{W}{b}$$

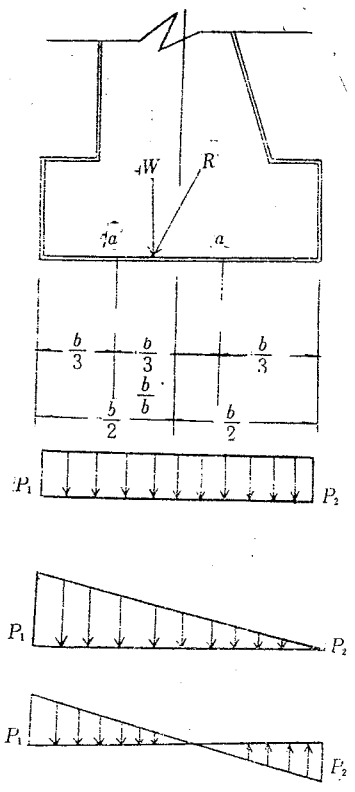


그림-9.2.14

偏心距離 $e=b/6$

$$P_1=\frac{2W}{b},\quad P_2=0$$

(c) 中央 $\frac{1}{3}$보다 外側에 W가 作用하는 경우. $b/2>e>b/6$인 경우이며 $P_2>0$로 되어 張力이 생기니까 不安全 한것이며 平常時의 하중에 대하여서는 張力이 생기지 않게 하여야 한다. 지반의 支持力이 충분히 크고 式 9.2.35로 구한 P_1의 2倍보다 클 때에는 지진시에 장력이 생기더라도 무방하다. 그러나 그 張力이 3 kg/cm²을 넘어서는 않된다.

$$P_1=\frac{4W}{3(b-2e)} \cdots\cdots (9.2.23)$$

(4) 橋台 內面의 安定

直線形 橋台에서는 考察 對象 斷面에 대해서 고정된 내민 보로 취급하고 垂直力과 水平力에 의한 휨모멘트를 받는 것으로 한다. 계산을 간단하게 하기 위하여 動荷重과 靜荷重은 橋台巾 全體에 걸쳐 等分布하는 것으로 仮定하고 單位길이당의 安定을 檢査한다.

한편 U자형 교대에서는 兩側의 壁을 扶壁(buttress)으로 하는 옹벽으로 취급한다.

고찰하는 斷面의 中心에 있어서 휨모멘트 M^{kg-cm} 支圧力 W^{kg}이 作用하는 것으로 하고 斷面積을 $A cm^2$ 斷面係數를 S^{cm^3}라 하면 応力度는 8.3.36식

과 같다.

$$\frac{S_1}{S_2}=\frac{W}{A}\pm\frac{M}{S}\text{kg/cm}^2 \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (8.2.24)$$

여기에서 교대 콘크리트는 許容 応張力 3 kg/cm²을 超過해서는 안된다.

라. 細部設計

(1) 뒷면 排水 : 뒷면이 過濕狀態로 되면 土圧이 증가할뿐만 아니라 겨울철에 동결할 우려가 있으므로 뒷면의 排水가 잘 되도록 排水溝를 마련한다.

(2) 擴大基礎 : 上部荷重이 下部에 넓게 分布되어 지반의 단위 圧力強度를 減少시켜 地盤의 支耐力 이하로 되게 하기 위하여 후팅을 마련한다.

겨울철의 凍結線 이하에 기초돌의 밑면이 놓이게 한다.

(3) 基礎말뚝 : 圧縮沈下의 우려가 있는 지반에는 말뚝을 박는다. 말뚝간격은 0.75~1.0m로 하고 말뚝의 길이는 기초 밑면의 나비보다 길게하고 外力의 合力線이 外側 말뚝의 중심에서 밖으로 나오지 않게 한다.

말뚝의 摩擦抵抗으로 하중을 支持할때 지반의 抵抗力이나 또는 支持力을 實驗的으로 調査하여 결정하거나 또는 말뚝의 주변길이에 말뚝의 길이를 곱한 마찰면적에 摩擦抵抗을 곱한 것이 다음의 단위 면적당의 마찰저항 이상이 되도록 한다. 즉

軟土 200 kg/m² 普通土 1000 kg/m²

軟砂土 2,000 kg/m² 堅粘土 3,000 kg/m²

말뚝의 杭圧力에 의하여 上部 荷重을 지지하게 될 때, 즉 하부의 堅固한 지반에 말뚝이 달할 때에는 말뚝을 長柱로서 계산한다. 말뚝의 杭圧強度를 4 kg/cm²로 하면

$$P=4.2-0.7\frac{\ell}{d} \cdots\cdots\cdots\cdots (9.2.25)$$

여기서 P : 말뚝 1개의 支持力 (kg/cm²), ℓ, 長柱로서의 말뚝의 길이 (cm) d : 말뚝의 지름 (cm)

9.2.6 橋 脚

橋脚을 材料上으로 分類하면 콘크리트 철근콘크리트, 석조 및 벽돌등으로 나눌 수 있으며 구조상으로 분류하면 重力, 中空, 圓筒 및 라멘형등이 있다.

이들 중에서 어떤 형식의 것을 採擇하느냐 하는것은 經濟的 見地에서 決定한다.

가. 橋脚 各部

수로교의 교각은 교좌 갓돌(coping) 각체 및 후팅으로 구성된다.

(1) 橋座 : 교좌의 目的과 構造는 교대에 있어서와 동일하다.

(2) 갓돌(coping) : 脚體보다 넓고 外側으로 돌출되어 있어 빗물의 排除를 쉽게 하는 동시에 美觀을 目的으로 한다. 콘크리트의 配合은 1 : 2.5 : 5 이상의 좋은 配合으로 하여야 한다. 이 갓돌은 中央을 높게하여 빗물의 배제가 잘 되게 한다.

(3) 脚體 : 斷面이나 形狀은 外部 荷重에 따라서 決定된다. 橋脚 側面의 傾斜는 1/12~1/48의 범위로 한다.

(4) 후팅 : 脚體보다 나비를 넓게하고 上部荷重을 安全하게 下部에 전달한다.

脚體 外部의 푸팅 上部의 水平部는 30cm 이상 넓게하지 말것이며 두께는 60cm 이상으로 하고 30° 정도의 경사를 붙인다. 基礎에 말뚝을 박을 때에는 콘크리트 속에 5 cm정도 파묻치게 하고 후팅 外側에서 25cm 이상 內側에 配置한다.

나. 橋脚에 作用하는 外力

수직하중은 교대의 경우와 동일하며 수평하중은 교대 때와는 달리 토압이 없는 대신 流水圧이나 汽

木圧, 風圧등을 받는다.

(1) 風圧 : 이는 等分布荷重으로 취급할 수도 있고, 한편으로는 바닥 슬래브의 아랫쪽에 集中하는 것으로 생각 할수도 있다.

風圧 (H) : 바람을 받는 면적 (A) ×單位圧力 (146kg/cm²) ····· (9.2.26)

(2) 流水圧

$$P=K_o \cdot W\frac{V^2}{2g} \cdots\cdots (9.2.27)$$

여기서 P : 橋脚에 작용하는 水平水圧 (kg/m²)

W : 물의 단위중량 (1 t/m³)

V : 유속 (m/sec)

k_o : 橋脚의 형상에 의한 係數 (表— 9.2.6)

g : 重力의 加速度

表— 9.2.6 k_o의 값

교각의 형상	정방형	직4각형/단변>3)	원형
k_o	1.47	1.33	0.75

유수압의 작용점은 水面으로 부터 수심의 ⅓점으로 한다.

(3) 流木圧

$$P=\frac{W}{g}\cdot\frac{V}{t}\ (\text{kg}) \cdots\cdots (9.2.28)$$

여기서 W : 流木의 單位重量 (kg)

V : 유속(m/sec), t : 유목이 교각에 부딪친 다음 정지할 때 까지의 시간(sec) (0.5~1.0초

밑바닥에서 고정된 내민보로 취급하면 교각 밑바닥에서의 最大応力 F는

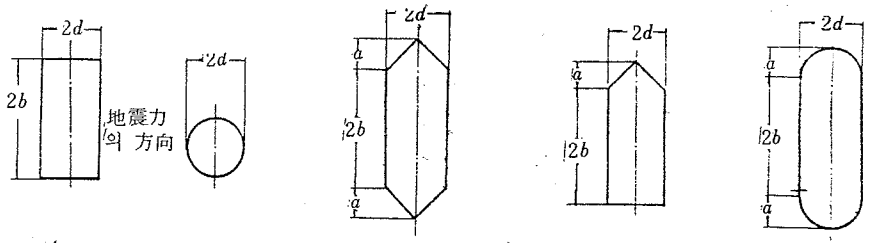
$$F=\frac{K(Wy_1+Gy_2)\,d}{I} \cdots\cdots (9.2.42)$$

여기서 d : 橋脚 밑바닥 나비의 ½,

I : 橋脚 바닥 단면의 2차 모멘트

각종 형태의 교각에 대한 중심축선의 2차 모멘트는 그림 9.2.15에서 보는 바와 같다.

먼저 단면을 가정하여 F를 求하는 것이며 許容引張応力이 3 kg/cm² 이내에 있으면 안전하다.



$I=\frac{4}{3}ba^3$ $I=\frac{\pi d^4}{4}$ $I=\frac{4}{3}bd^3\left(1+\frac{a}{4b}\right)$ $I=\frac{4}{3}bd^3\left(1+\frac{a}{8b}\right)$ $I=\frac{4}{3}bd^3+\frac{\pi d^4}{4}$

그 림 9.2.15

다. 橋脚의 安定

(1) 任意 斷面의 安定

橋脚中의 임의 단면에 있어 垂直荷重에 의한 支圧力과 水平力을 받아 휨모멘트가 發生한다. 水平荷重에 의한 휨모멘트를 M(kg, m), 垂直荷重을 W(kg)라 하면 偏心距離 $e=M/W$로 되며 e의 位置에 의해서 발생하는 応圧力이 許容応力이내 즉 合力의 作用線이 中央 $\frac{1}{3}$을 통과하면 안전하다.

(2) 橋脚 全體의 安定

平常시에 있어서의 安定은 外力에 依한 圧力強度가 許容 応圧力의 範囲內에 있어야 한다.

安定條件은 橋台에서와 같이 轉倒, 滑動 및 支圧力에 대하여 安全하여야 한다.

라. 細部設計

콘크리트 橋脚은 철근콘크리트로 補強한다. 콘크리트 表面에서 5㎝이상 안쪽에 가로, 세로 方向으로 철근을 配置하고 그 鐵筋量은 ϕ13mm의 철근을 50㎝ 간격으로 配筋한다.

수평철근은 垂直鐵筋의 外側에 배치하고 수직철근의 기초 후팅내에 充分히 定着 시킨다.

후팅의 표면에서 5㎝의 위치에 D10mm 철근을 10㎝ 간격으로 配置한다. 配筋의 면적은 支圧面積의 3倍以上으로 한다.

또 후팅에는 水平方向의 補強鐵筋을 배치 하여야 하며 그 철근량은 가로, 세로 다 같이 D16mm, 50㎝ 간격 이내로 配置하여야 한다.

마. 設 計

橋脚의 설계는 먼저 部材斷面의 치수를 仮定하고 各種 外力에 의해 야기되는 部材의 휨모멘트와 軸方向力 등을 計算하고 이들의 휨모멘트와 軸方向力에 대해서 必要한 部材의 단면치수와 처음에 가정한 단면 치수가 거의 一致하였을때 부재의 설계가 完結되는 셈이다.

原來 橋脚은 위로부터 작용하는 垂直荷重 以外에 通水部 몸체의 側壁에 作用하는 風圧에 의한 풍하중에도 對抗할 수 있도록 設計하여야 한다.

9.2.7 프리스트레스트(P S)콘크리트 水路橋

$P.\ S.$ 콘크리이트 수로교는 I형보나 T형보의 콘크리트 水路橋가 경제적인 스팬을 초과할 때 또는 水路를 횡단할 경우 橋脚을 설치하지 않고저 할때 채택하면 適當하며 그 설계 순서는 다음과 같다.

가. 水路橋 斷面

수로교의 通水斷面을 결정하고 $P.\ S$보로서의 나비, 높이 및 형상을 가정한다. 그 치수는 철근콘크리트의 치수보다 작게 취한다. 仮定한 단면에 대하여 上緣 또는 下緣에 대한 1차 모멘트 W를 계산하고 이를 콘크리트의 斷面積 A로 나누어 $y_t=W/A$로 부터 보 단면의 重心과 2차 모멘트를 구한다.

$$I=I_o+a^2A \quad \cdots\cdots (9.2.51)$$

任意의 軸에 대한 2차모멘트 I는 그 단면의 圖心을 지나는 2차모멘트 I_o에 도심선과 任意의 축사이의 거리 a의 제곱에 斷面積 A를 곱한것을 더하여 얻는다.

나. 강도와 허용응력

(1) 재료의 강도

鋼線의 인장강도 $\sigma_{su}=20,000$ kg/cm²

콘크리트 압축강도 $\sigma_{28}=500$ 〃

$P.\ S.$ 導入時 $\sigma_{cit}=350$ 〃

(2) 허용응력

鋼線의 허용 緊張応力度 $\sigma_{si}=12,000$ kg/cm²

콘크리트 허용 압축응력도 $\sigma_c = 160\ kg/cm^2$
($P.\ S.$ 도입시)
〃 (載荷時) $\sigma_c = 160$ 〃
許容引張応力度($P.\ S.$ 도입시) $\sigma_t = 0$ 〃
〃 (載荷時) $\sigma_t = 0$ 〃
許容引張 主応力度 $\sigma_p = 10\ kg/cm^2$
Young 계수비
$n = E_s/E_c$ ($P.\ S.$ 도입시) $210,000/26,000 = 8$
〃 (載荷時) $210,000/35,000 = 6$

(3) 프리스트레스의 감소

강철선의 인장력을 開放하고 $P.\ S.$ 를 도입할 때 콘크리트의 圧縮에 의한 彈性変形, 강선의 slip 또는 콘크리트의 Creep에 의하여 감소하는데 그 比率은 다음과 같다.

表－9.2.7 $P.\ S$의 減少率

區 分	$P.\ S.$ 도입시 (%)	도입후 (%)	도입전과후 (%)
프리텐숀닝에 의할 때	5	20	15
포스트텐숀닝에 의할 때	5	15	10

(4) 안전율

龜裂에 대한것 $F_c \geqq 1.5$
破壞에 대한것 $F_u \geqq 2.5$
$\zeta \leqq \ell/800$

(5) 처짐 (deflection)

다. 설계 휨모멘트, 剪斷力

설계에 使用하는 휨모멘트는 자중에 의한 靜荷重, 물 및 상부 슬래브 위의 하중으로 나누어 각각의 휨모멘트와 전단력을 계산한다. 하중은 等分布荷重, 단순보로 취급하여 다음 식으로 계산한다.

$$Mmax = W\ell^2/8,\quad Smax = W\ell/2 \quad \cdots\cdots (9.2.29)$$

全荷重에 의한 휨모멘트 Mt로부터 斷面係數를 산정하고, 이것이 仮定한 단면계수 보다 작으면 이것으로 좋고 만약 크다면 단면을 다시 고쳐 가정해야 한다.

$$Wt = \frac{Mt}{\eta\sigma t + \sigma'_c} > \frac{I}{Y_t},\quad W_b = \frac{M_t}{\eta\sigma_c + \sigma_t} > \frac{I}{Y_b} \quad \cdots\cdots (9.2.30)$$

이것은 鋼線을 무시하고 계산한 것으로 Y_t, Y_b는 上, 下緣에서 圖心까지의 거리이다.

라. 보 단면의 計算

(1) 偏心量 e

프리스트레스트 P_t를 도입했을때 上部 緣辺에 引張応力이 발생해서는 않되므로

$$\sigma_{to} = \frac{P_t}{A} - \frac{P_t \cdot e}{I} Y_t \geqq 0$$

$$\frac{P_t}{A}\left(1 - \frac{e\tilde{Y}_t}{r^2}\right) \geqq 0 \quad 단\ r^2 = \frac{I}{A}$$

$$\therefore\ 1-\frac{eY_t}{r^2}\geqq 0\quad \therefore e\leqq\frac{r^2}{Y_t} \qquad \cdots\cdots (9.2.31)$$

(8.73) 식으로 편심거리 e를 산정한다.

(2) 全휨모멘트에 대한 応力度

全휨모멘트에 對한 上下緣応力 σ_{to}, σ_{bo}는

$$\left.\begin{matrix}\sigma_{to}\\ \sigma_{bo}\end{matrix}\right\}=\frac{M_t}{I}\times\left\{\begin{matrix}Y_t\\ Y_b\end{matrix}\right. \qquad \cdots\cdots (9.2.32)$$

(3) 鋼線의 緊張力

最大휨모멘트에 의하여 鋼線에 유효인장력 P_e가 작용할 때 보의 下緣에 応張力이 생겨서는 않된다. 즉

$$\frac{P_e}{A}+\frac{P_e\cdot e}{I}Y_b-\frac{M_t}{I}Y_b\geqq 0$$

$$\therefore\ P_e\left(\frac{1}{A}+\frac{eY_b}{I}\right)\geqq\frac{M_t}{I}Y_b$$

兩辺에 I를 곱하고 $I/A=r^2$라 하면

$$P_e\geqq\frac{M_t\cdot Y_b}{r^2+eY_b}=\frac{M_t}{\frac{r^2}{Y_b}+e} \qquad \cdots\cdots (9.2.33)$$

$P.S.$를 콘크리트에 도입하면 鋼線의 인장력 P_t는 $P_t=P_e/\eta$로 되고 鋼線의 최초의 緊張力 P_t는 $P_t=P_e/\eta\cdot\gamma$ 또는 $P_t=P_t/\gamma$로 된다. 여기에서 η는 $P.S.$ 도입후의 감소율로서 약 0.85이고 γ는 $P.S.$ 도입 전후의 긴장력의 比로서 약 0.95로 된다.

(4) 鋼線 斷面積

강선의 단면적 A_s는 최대하중에 의하여 일어나는 긴장력 P_t를 강선의 허용 응장력 σ_{st}로 나누어서 算定한다. 즉

$$A_s=P_t/\sigma_{st} \qquad \cdots\cdots (9.2.34)$$

이 A_s는 소요강선의 全斷面積이므로 이것을 上·下로 배분한다. d_t, d_b는 上, 下緣에서 강선 도심까지의 距離이다.

$$\left.\begin{matrix}\text{上部鋼線}\quad A_{st}=A_s\cdot\dfrac{Y_b-d'_b-e}{(Y_b+Y_t)-(d'_t-d'_b)}\\ \text{下部鋼線}\quad A_{sb}=A_s\cdot\dfrac{Y_t-d'_t+e}{(Y_b+Y_t)-(d'_t-d'_b)}\end{matrix}\right\} \qquad \cdots\cdots (9.2.35)$$

프리 텐숀닝(Pretentioning)에 의할 때에는 강선의 지름은 5㎜ 이하의 것으로 한다. 강선의 附着力을 증가시키기 위해서는 두 가닥의 강선을 쓴다. 강선의 지름, 斷面積, 단위길이당의 무게는 다음과 같다.

表－9.2.8　　鋼線의 지름, 斷面積, 重量

ϕ (mm)	A (㎠)	W(kg/m)	ϕ (mm)	A (㎠)	W(kg/m)	ϕ (mm)	A (㎠)	W (kg/m)
1.0	0.00785	0.0062	2.3	0.041	0.033	4.5	0.159	0.125
1.2	0.011	0.0088	2.6	0.053	0.042	5.0	0.196	0.154

1.4	0.015	0.012	2.9	0.066	0.052	5.5	0.238	0.187
1.6	0.020	0.016	3.2	0.080	0.063	6.0	0.283	0.222
1.8	0.025	0.020	3.5	0.096	0.075			
2.0	0.031	0.025	4.0	0.126	0.099			

마. 応力計算

(1) 응력을 계산하는 一般式

$$\left.\begin{matrix}\sigma_1\\ \sigma_2\end{matrix}\right\}=\frac{P}{A}\mp\frac{P_e}{I}Y+\frac{M}{I}Y \quad \cdots\cdots (9.2.36)$$

応力은 ① 긴장력을 개방하고 *P. S.* 를 도입 했을 때와

② 동하중이 작용하여 最大휨모멘트가 일어났을 때로 나누어 계산한다.

이 두지 경우에 대해서 鋼線 斷面積을 고려하지 않을 콘크리트 단면을 생각하여 近似的 計算으로 산정한다.

P. S. 導入時

$$\left.\begin{matrix}\sigma_{to}\\ \sigma_{bo}\end{matrix}\right\}=\frac{\gamma P_1}{A}\mp\frac{\gamma P_1 e}{I}\times\left\{\begin{matrix}Y_t\\ Y_b\end{matrix}\right.$$

(−)부호는 上緣, (+)부호는 下緣 載荷時 $\cdots\cdots$ (9.2.37)

$$\left.\begin{matrix}\sigma_{to}\\ \sigma_{bo}\end{matrix}\right\}=\frac{P_e}{A}\mp\frac{P_e\cdot e}{I}\times\left\{\begin{matrix}Y_t\\ Y_b\end{matrix}\pm\frac{M_t}{I}Y\right\}$$

P. S. 에 의한 하연의 圧縮応力은 荷重이 걸리면 이 휨모멘트가 작용해서 인장응력이 발생하므로 허용응력을 초과해도 무방하다.

(2) 等値 斷面積

강선 단면적을 고려한 콘크리트의 등치단면적 A_e에 대하여 *P. S.* 導入時와 載荷時에 대해서 計算한다. *P. S.* 도입시는 $n=8$, 재하시는 $n=6$으로 한다.

等値 斷面積 $A_e=A_c+n(A_{st}+A_{sb})$ $\cdots\cdots$ (9.2.38)

A_c는 콘크리트 단면적이며 圖心의 位直는 수로교 단면의 圖心을 구한것과 마찬가지 방법에 의하여 Y_{te}, Y_{be}를 구한다. 斷面 2차모멘트는 계산을 간단히 하기 위하여 몇개의 直4角形 단면으로 分割 산정 한다. 콘크리트 단면적 A_c와 등치 강선 단면적 nA_s를 개별적으로 計算하여 합계한다,

즉.

$$I=\sum\{A\times(b^2/2+a^2)\} \quad \cdots\cdots (9.2.39)$$

有効 斷面積 A_e에 대해서 Y_{te}, Y_{be}(上緣, 下緣에서 각각 도심까지의 거리)이외에 회전반지름 $\gamma^2=\frac{I_e}{A_e}>$, 偏心距離 $e_o=\frac{\gamma^2 e}{Y_{te}}$를 구한다.

応力計算은 *P. S.* 를 콘크리트에 도입한 후와 사하중, 동하중의 재하시와로 나누어 따로 따로 계산한다. *P. S.* 를 콘크리트에 導入한 후의 등치단면에 대해서

$$\left.\begin{matrix}\sigma_{te}\\ \sigma_{be}\end{matrix}\right\}=\frac{P_i}{A_e}\mp\frac{P_{iee}}{I_e}\times\left\{\begin{matrix}Y_{te}\\ Y_{be}\end{matrix}\right. \quad \cdots\cdots (9.2.40)$$

실지의 有効 *P. S*는

$$\left.\begin{matrix}\sigma_{te}\\ \sigma_{bc}\end{matrix}\right\}=\gamma\left\{\begin{matrix}\sigma_{to}\\ \sigma_{be}\end{matrix}\right.=0.85\left\{\begin{matrix}\sigma_{te}\\ \sigma_{be}\end{matrix}\right. \quad \cdots\cdots (9.2.41)$$

載荷時에 대해서는 휨모멘트에 의한 応力을 計算한다.

$$\pm \frac{M}{I_e} \begin{cases} Y_{te} \\ Y_{be} \end{cases} \quad \cdots\cdots (9.2.42)$$

(3) 合成応力

예상되는 다음의 하중상태에 대하여 合成応力을 上·下縁에 대해서 계산하여 그 安全度를 검사한다.

$P.S$ 導入時

① 프리스트레스

② $P.S$와 보의 자중에 의한 휨모멘트

載荷時

① 有効 $P.S$와 靜荷重에 의한 휨모멘트

② 有効 $P.S$와 최대하중에 의한 휨모멘트

(4) 主応力

$P.S$ 콘크리트의 보에서는 보의 中心軸과 나란하게 강철선을 배치하면 剪斷力은 영향을 미치지 않고 主引張応力이 중요하다. 균열이 발생치 않을 정도의 보의 剪斷応力度는

$$\tau = \frac{SW_e}{b_e I_e}$$

그리고 圖心線에 있어서의 垂直応力度를 σ라 하면

$$\sigma = 3 \cdot \frac{P_i}{A_e} \quad \cdots\cdots (9.2.43)$$

이들로부터 主引張応力度 σ_1을 式9.2.44로 算定한다.

$$\sigma_1 = \frac{1}{2}\sqrt{4\tau^2 + \sigma^2} - \frac{\sigma}{2} \quad \cdots\cdots (9.2.44)$$

(5) 安全率의 檢定

균열 휨모멘트 M_{cr}는

$$M_{cr} = (\sigma_{be} + \sigma_{cr}) \frac{I_e}{Y_{be}} \quad \cdots\cdots (9.2.45)$$

安全率

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{M_t} \geqq 1.5 \quad \cdots\cdots (9.2.46)$$

여기서 $\sigma_{cr} = 60 kg/cm^2$, σ_{be}는 $P.S$ 도입후의 有効프리스트레스이다.

破壞 휨모멘트 M_u는

$$\frac{x}{d} = \frac{A_{sd} \cdot \sigma_{su}}{B_d \cdot \sigma_{cu}} \quad \cdots\cdots (9.2.47)$$

$$j = 1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{x}{d} \quad \cdots\cdots (9.2.48)$$

이라 하면 破壞 휨모멘트 M_u는

$$M_u = A_{sb} \cdot \sigma_{su} jd \quad \cdots\cdots (9.2.49)$$

안전율 $F_u = \frac{M_u}{M_t} \geqq 2.5 \quad \cdots\cdots (9.2.50)$

6) 斜引張応力

安全率은 2.5를 취하고 剪斷力은 $S_t=2.5S$로 하여 도심에 있어서의 剪斷応力度를 계산하고 이것과 도심에 작용하는 垂直応力度 σ에 의하여 全引張応力度 σ_u를 계산하여 안전 여부를 조사한다.

$$\sigma_t=\frac{1}{2}\sqrt{4\tau^2+\sigma^2}-\frac{\sigma}{2}$$

(7) 처 짐

수로교에서는 하중을 等分布로 취급하고 보통의 철근콘크리트와 같이 다음式으로 計算한다.

$$\sigma=\frac{5}{384}\cdot\frac{q\,\ell^3}{E_o\,I_e}\geqq 0.00125\,\ell \qquad \cdots\cdots (9.2.51)$$

포스트텐숀에 의하는 경우에는 콘크리트 斷面中에 鋼線을 삽입하는데 필요한 薄鋼板管의 단면이 크므로 *P. S.* 도입시의 応力計算은 薄鋼板管의 단면을 뺀 콘크리트 단면을 가지고 計算한다. 이 薄鋼板管內를 시멘트 주입(Grouting)으로 메꾼 후의 外力에 의한 휨 応力의 계산은 콘크리트 全斷面 또는 等値斷面을 가지고 계산한다.

9.3 철근콘크리트 아아치 수로교

이 수로교는 깊은 계곡에서 適用되는 것으로서 스팬(Span)을 크게 하여 無脚상태로 支持하게하는 구조로 된 것이다. 이러한 地形에서 보통형의 水路橋를 계획할 경우는 스팬이 좁아져서 상당수의 橋脚이 필요하게 되어 아아치형 水路橋보다 이에 요하는 건설비 및 施工期日이 증대될 뿐만 아니라 배가 航行하는 계곡 하천에서는 그 항행을 不可能하게까지 만들게 된다. 따라서 보통형의 수로교의 이러한 欠點을 보완한것이 이 아아치형 수로교이다.

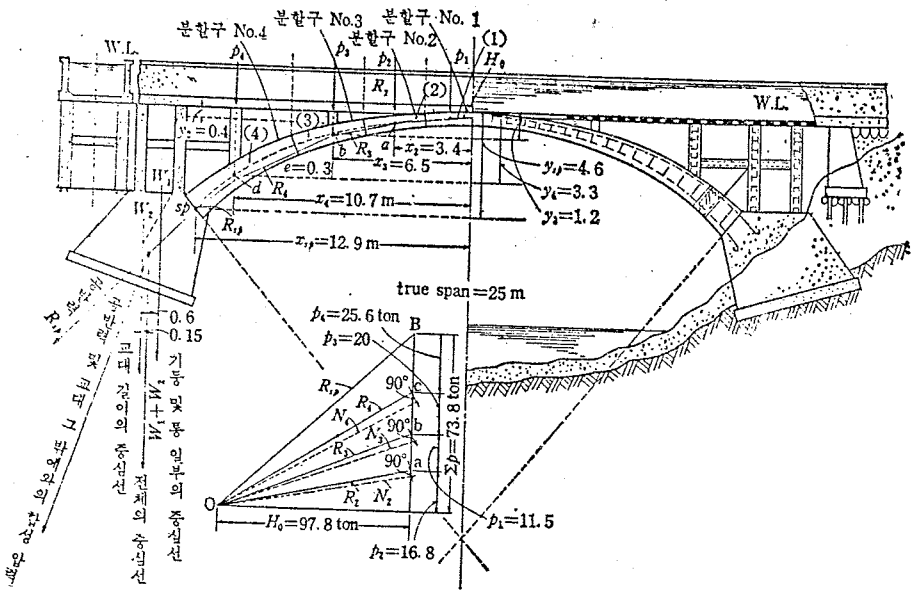


그림-93.1. 아아치 물다리 側面圖

가. 통수부의 몸체

樋水部(box flume)의 측벽 및 슬래브의 계산을 하기에 앞서 그림 9.3.2와 같이 단면과 두께를 가정한다. 그리하여 계산한 결과 불합리한 곳이 없으면 그대로 결정한다. 지금 그 橫斷面積을 계산하여 보면 鐵筋 및 콘크리트의 횡단 면적의 合計는 1.24m² 이며, 콘크리트 1m³의 중량을 2,400kg이라 할 때 통수부 몸체의 길이 1m당 2.9706ton, 그리고 水深을 약 2m라 하면 나비는 3m이므로 길이 1m당의 물의 重量은 6ton이다. 따라서 단위 길이當 전체중량은 8976ton/m이다.

여기에다 이 통수부 몸체 위에 설치하는 鐵筋 콘크리트의 가로보와 步板을 가산하면 약 9.0ton/m이므로 약산할 수 있다.

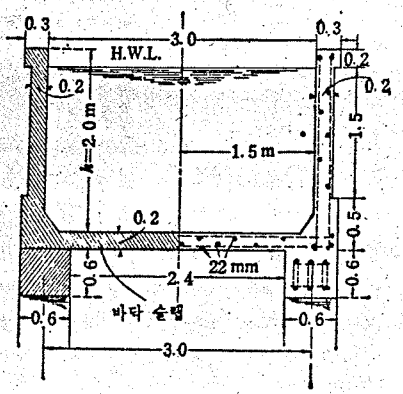


그림-9.3.2아아치 물다리 中央部 斷面

(1) 바닥 슬래브

물의 流動은 動荷重을 일으키지 않는다고 생각하고 단지 靜荷重만 作用한다고 보아 바닥 슬래브(bottom slab)의 휨모멘트를 계산한다. 지금 통수부 몸체는 U자 橫斷面型을 가진 것이라 한다면 우선 單純보로 생각하여 바닥 슬래브의 中央點의 휨모멘트는 적은것이 된다. 왜냐 하면, 측벽에 대한 水圧에 의해서 反對 方向의 휨모멘트 만큼 빼게 되기 때문이다.

즉 全荷重 $W=9$ ton, 스팬 $l=3$ m, 물의 單位重量 $W=1$ ton/m³, 수심 $h\fallingdotseq 2$ m라 할 때에 중앙의 휨모멘트는 單純보이므로 $\frac{Wl}{8}-\frac{wh^3}{6}=2.042$ ton/m로 된다.

그런데 實際는 측벽과 바닥 슬래브가 접하하는 모서리에 허온치(haunch)가 붙을 뿐 아니라, 바닥 슬래브의 양단 측벽이 세로 方向으로 보의 作用을 하면서 바닥 슬래브을 固定시키고 있어서 이때에는 오히려 적당할 것이다. 이와 같이 取扱한다면 다음 공식을 適用하게 된다.

바닥 슬래브 中央에 대한 휨 모멘트 $M=\frac{Wl}{24}$ ……(9.3.1)

바닥 슬래브 兩端에 대한 휨 모멘트 $M=\frac{Wl}{12}$ ……(9.3.2)

그러므로, 먼저 양단에서의 鐵筋 콘크리트 슬래브의 단면을 計算하면 된다. 이미 슬래브의 두께는 대체로 0.2m(스팬 3m)라 정하여 있으므로 다만 철근량과 有效 두께만 정하면 된다.

원래 바닥 슬래브는 보인 동시에 풍압에 대항할 스트랏트(strut)이라고 생각하여야 한다.

그런데 이 水平力은 비교적 작으므로 단지 固定보로 취급하고 안전을 위하여 철근을 上·下 複筋으로 넣어 두면 좋다.

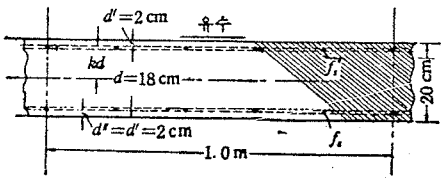


그림-9.3.3 바닥 슬랩의 縱斷

지금 다음과 같은 鐵筋量을 使用한다고 하면 철근과 콘크리트에 어떠한 應力이 일어나는가를 檢査하여 그 결과 鐵筋 및 콘크리트가 가지는 許容強度 범위 이내이면 安全하다고 보아 仮定한 斷面을 適用하도록 한다.

여기에서 許容引張強度를 철근에서는 1,300kg/cm²콘크리트는 65kg/cm²로 하고 n을 탄성 계수비 즉 양 계수비로 정한다.

δ_s=引張筋의 단위 응력도(kg/cm²)

δ'_s=壓縮筋의 단위 응력도(kg/cm²)

δ_c=壓縮側의 콘크리트의 縁의 단위응력도(kg/cm²), 콘크리트의 引張應力은 무시한다.

b=바닥 슬래브의 안쪽 길이로 1 m라고 함

d=바닥 슬래브의 上端부터 아래 철근의 중심까지의 거리, 즉 有効 두께(cm)

p=引張筋의 단면적과 $b\times d$와의 比
p'=壓縮筋의 단면적과 $b\times d$와의 比 } 라 하고 $p=p'=1.0\%$라 함

d'=보의 상단부터 壓縮筋 중심까지의 거리(cm)
d''=보의 하단부터 引張筋 중심까지의 거리(cm) } 라 하고 $d'=d''$라 함

k=압축측 縁부터 중축선까지의 거리와 d와의 比

(이 경우에는 $kd=\dfrac{d+d''}{2}=10$cm)

이때 그림-9.3.3 같이 바닥 슬래브를 流水 方向으로 단위 길이를 베어보면 콘크리트의 壓縮應力度 및 上·下의 各 鐵筋應力度는 다음 공식으로 계산할 수 있다.

$$\delta_c=\frac{M}{bd^2C_c}\quad \delta_s=\frac{M}{bd^2C_s}\quad \delta'_s=\frac{M}{bd^2C'_s} \qquad \cdots\cdots(9.3.3)$$

윗식 중에서 C_c' C_s C_s'를 一般式으로 表示하면

$$\left.\begin{aligned} C_c&=\frac{k}{2}\left(1-\frac{k}{3}\right)+\frac{mp'\left(k-\frac{d'}{d}\right)\left(1-\frac{d'}{d}\right)}{K}\\ C_s&=p\left(1-\frac{k}{d}\right)-\frac{k^2}{2m(1-R)}\left(\frac{k}{3}-\frac{d'}{d}\right)\\ C'_s&=p\frac{1-k}{k-d'\frac{d'}{d}}\left(1-\frac{k}{3}\right)+p'\left(\frac{k}{3}-\frac{d}{d}\right) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots(9.3.4)$$

이다. 그리고 k의 一般式은

$$k=\sqrt{2m\left(p+p'\frac{d'}{d}\right)+m^2(p+p')^2}-m(p+p')$$

$d=18$cm, $p=p'$로 산하 對稱形이면, $kd=10$cm이고, $p=p'=10\%$, $m=15$, $d'/d=2/18$.

$d'=d''$를 代入하면 $k=0.555$가 되고 $C_c\fallingdotseq 0.25$, $C_s\fallingdotseq 0.0089$, $C'_s=0.0232$으로 計算된다. 그러므로 $\delta_c=$

$\frac{M}{C_c bd^2}$중 $M=\frac{Wl}{12}=225{,}000\text{kg}-\text{cm}$라 하고 $b=100\text{cm}$, $d=18\text{cm}$라고 하면 $\delta_c=27.8\text{kg cm}^2$로 안전하다.

또 $\delta_s=\frac{M}{C_s bd^2}$에서 $C_s=0.0089$로 할 때 $\delta_s=772\text{kg/cm}^2$이 되고 $\delta_s'=300\text{kg/cm}^2$이 된다.

즉 이상과 같이 상하에 각각 1%, 합계 2%의 철근을 넣어두면 철근의 應力限度에 대하여 충분히 여유가 있다는 것을 알수 있다. 그 중에서도 바닥 슬래브의 중앙부는 더욱 안전하다. 그러므로 철근콘크리트의 有效斷面의 2%, 즉 36cm²로 하고 1개당 斷面積 3.6cm²인 것 22mm의 것을 上·下에 각 20cm 간격으로 넣으면 충분하다.

(2) 측 벽

側壁은 흐름에 직각 방향으로 켄티레버의 작용을 하여, 흐름에 平行方向으로는 보로서 작용을 한다. 보로 생각하는 데는 여러 가지 方式이 있는데 L자형을 이루는 두 보가 나란히 아아치 위에 안치되어 있는 것이어서 橋梁과 같은 計算을 할 必要는 없다. 다만, 앞에것의 計算 즉 캔티레버의 계산을 하면 된다.

여기서 수심 $h=2\text{m}$라 하면

$$\text{全水壓}=\frac{Wh^2}{2}=\frac{1{,}000\times 2^2}{2}=2{,}000\text{kg}$$

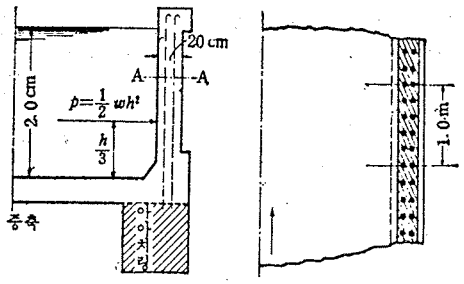


그림-9.3.4 통수부 몸체에 대한 수압과 철근 배치(왼쪽 그림은 횡단면, 오른쪽 그림은 평면도 A—A 단면)

水壓에 의한 最大 휨 모멘트는 $M=\frac{Wh^3}{2\times 3}=1{,}333\text{kg/m}$ 측벽의 두께를 20cm로 하고 철근을 複筋으로 하여 左右 각각 0.5%씩 세로로 삽입한다. 이때 공식에 의해서 計算한 結果,

$k=0.26$, $C_c\fallingdotseq 0.17$, $C_s\fallingdotseq 0.0045$, $C_s'\fallingdotseq 0.0226$을 얻으므로 $\delta_c=\frac{M}{C_c bd^2}$에서 $M=133.300\text{kg/cm}$. $b=100\text{cm}$, $d=18\text{cm}$, $d'=d''=2\text{cm}$로 할때 $\delta_c=24.2\text{kg/cm}^2$로 되어 安全하다.

또 $\delta_s=\frac{M}{C_s bd^2}$에서 $C_s=0.0045$로 하면 $\delta_s=914\text{kg/cm}^2$로 되어 安全하다. 따라서, δ_s'도 더욱 안전 하다는 것을 알 수 있다.

나. 아아치 橋

받침대가 되는 아아치는 道路橋모양으로 動荷重이 오지 않는다고 가정할 수 있다. 따라서 그 計算은 더욱 간단하다.

아아치는 먼저 全荷重을 정하고 대체적인 치수를 定하여 아아치링을 적당히 구분하고 荷重을 假定한다. 실제의 경우는 적어도 左右 각 10구분을 하여야 하는 것이지만 여기에서는 단지 설명을 하기 위한 계산으로 좌우 각 4구로 나눈다.

나음에는 公式에 따라서 아아치 크라운(croun)의 휨모멘트 및 水平 推力을 계산한다. 그리고 아아치 크라운의 前斷力은 좌우 대칭이라 볼 수 있어 여기에서는 간단한 零이라 취급한다. 다음에 아아치 各區의 重心點의 휨모멘트를 계산한다. 다음 하중에 位置에 따라 각 단면에서 일어나는 引張應力 또는 壓縮應力을 구한다. 이 응력이 콘크리트 또는 鐵筋의 許容應力이하이면 안전하다.

만약에 지나치게 安全하다고 判斷되면 단면이나 철근량을 감하면 된다. 元來 철근 콘크리이트 아아치는 그 스팬이 대단히 길게 되면 外力인 荷重에 따라서 미량의 처짐(deflection)이 일어나고 하중을 除去하면 원위치로 돌아가게 된다.

따라서 彈性論으로 해석할 수 있는 理由가 바로 여기에 있다.

아아치는 ① 스팬 길이가 變化되지 않을 것 ② 兩端 起拱部(springing)가 있는 곳에서 수직 伸縮이 없을 것 ③ 특히 기공부에 있어서는 아아치 곡선과 그 접선의 각이 不變이어야 한다.

즉 하중에 의해서 起拱部의 곡선에 변화가 일어나지 않을 것 등을 전제로 한다. 그리고 아아치링 단면의 推力이 중축선에서 위 또는 아래로 편재하여 作用하므로 여기에 휨모멘트가 일어나는 것이다. 이 상적으로 말한다면 모든 斷面에 대해서 휨모멘트가 생기게 되어야만 하므로 가급적 많은 斷面으로 구분하는 것이 정확하다. 이 예는 이 결점이 있다.

(1) 아아치링의 두께의 검산과 荷重의 仮定

아아치 크라운의 두께를 가정하는 實驗公式에는 여러가지가 있다. 그러나 이들 공식은 모두 대체적인 추산으로 나중에 檢算을 하여야 하는 것이다. 대체로 鐵筋 콘크리트 아아치에서도 頂部의 아아치링의 두께는 스팬의 1/100보다 작지 않아야 한다. 이 計算 예 에서는 다음과 같이 가정한다.

즉, 순 스팬 길이 25m 중(즉축선의 스팬 25.8m) 頂部의 두께 60cm 起拱部 끝단에서 100cm 그 중간은 평균적으로 변화하는 것으로 한다(그림-9.3.5 참조)

거기서 아아치의 각 分割區(segment)의 중축선의 각 길이 δ_s와 그 標準斷面(δ_s인 길이의 아아치 분할구 중앙부의 단면)의 2次率 I_t와의 比 δ_s/I_t를 일정하게 하는 방법이 필요하다. 均質의 無筋 콘크리트 아아치나 石造 아아치에서는 必要없다. 이것을 다음 방법으로 구한다.

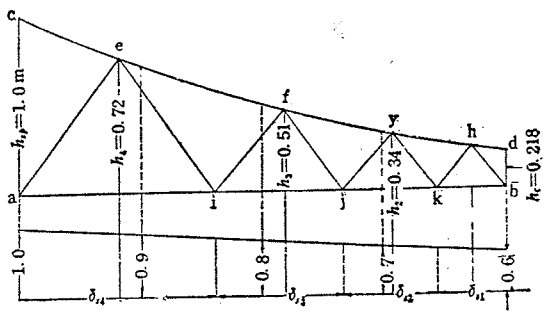


그림-9.3.5 中央과 左端까지의 아아치링에 대하여 δ_s/I_t를 一定하게 하기 위한 I一圖

表-9.3.1

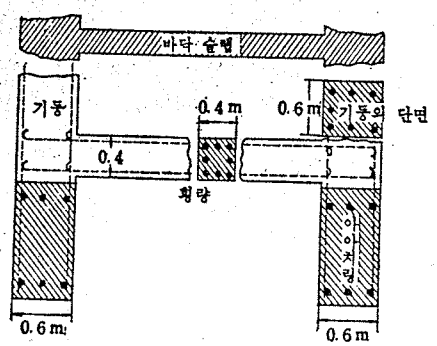
① 頂部의 두께	② (1)과(3)의 중간	③ 頂部(1)과(5)의중간	④ (3)과(5)의 중간	⑤ 起拱端
h_c=60cm	h_2=70cm	h_3=80cm	h_4=90cm	$h_s p$=100cm

단, b는 아아치링의 안쪽 길이이다. 여기에서는 일정하게 60cm로 한다. 만약에 동질인 구형 단면이면 $I_c=\frac{bh^3}{12}$ 이고 철근 콘크리트 구형 단면에서는 $I_t=I_c+nI_s$ ……(9.3.5)

단, $I_s=2pbh\left(\frac{h}{2}-d'\right)^2$ ……(9.3.6)

이다. 그런데, p는 1% 이하이므로 이를 無視하고 이 例에서는 I_t대신에 略算으로 I_c를 사용하고, 또 I_c대신에 안길이 (b)가 一定하므로 h^3에 比例하는 것으로 하고 I_t를 計算하는 대신에 각 h^3를 계산하여 그림 9.3.5와 같이 δ_s/h^3를 一定하게 만들기 위하여 다음의 方法을 취한다(그러므로, 만약에 頂部와 起拱部에서 높이 h가 균일하면 δ_s의 길이는 링(ring)을 균등히 m등분하면 좋을 것이다)

지금 그림 9.3.5도에서 a—b를 아아치의 중축선을 延長한 全長의 반과 같게 한다(이 例에서는, $\frac{28.4}{2}=14.2$m이다). a—c를 起拱部 두께의 3제곱 h_{sp}^3, 즉 1 m로 잡고 $b-d$의 길이를 $h_c^3=0.6^3$ m와 같게 취하고 그 사이는 각 부의 h^3 즉 0.9^3. 0.8^3, 0.7^3 (m^3) 등을 計算하여 각 位置에 이 치수를 兩端과 같은 눈금으로 나타내고 I—圖表 cabd 를 만든다. I—도표가 완성되면 이 圖形 cabd안에 아아치링을 구분하려는 수만큼 2等辺三角形을 넣으면 된다. 단, 삼각형은 그 左右 각 변이 각각 이웃한 것과 모두 平行한 2等辺三角形이라야 한다.



그림—9.3.6 그림—9.3.6의 S.P部를 直角으로 자른 아아치비임의 斷面과 横梁 및 横梁面

아아치 좌우 전체를 2 m으로 區分한다면 그 왼편 쪽에는 m개의 2等辺三角形이 필요하다. 이 例에서는 아아치 전체를 8구분하였으므로 $m=4$개의 2等辺삼각형을 넣는다. 이와 같이 하면 各三角形의 높이, h^3에 各 밑변 δ_s와의 比는 기하학적으로 比例한다. 즉, δ_s/h^3는 一定하다. 그러므로, ai, ij, jk, kb는 구하고자 하는 아아치 分割區의 각 길이 δ_s가 된다(아아치 분할구의 길이는 중축선에서 잰다).

다음에 아아치링을 4구로 나누는 데는 제4구의 길이를 ai, 제3구의 길이를 ij, 제2구의 길이를 jk, 제1구의 길이를 kb와 같게 취하고 각구의 중심을 (4), (3), (2), (1)이라고 称한다. 그리고 이 아아치는 단면이 四角形인 2본의 아아치 보로 되고 胸壁은 개방식으로 하였으므로 (4), (3)의 각점에는 直立角柱를 세워서 이것으로 上部의 콘크리트 통수부 몸체를 지지하게 한다(그림 9.3.6 參照)

즉, (1), (2), (3), (4)의 각 점은 아아치 각 分割區의 核點이고 하중은 이상 4점에 집중하여 作用한다고 한다.

그리고 그림 9.3.6도에서 본 바와 같이 (1)점에 집중하는 하중은 p_1이며 이 部分의 통수부 몸체는 δ_1길이의 아아치 分割區에 (2)점에 집중하는 하중은 p_2로 δ_2의 길이의 아아치 분할구에 작용한다. 같은 방법으로 (3), (4)의 各點에는 p_3, p_4가 각각 집중한다. 단, δ_3, δ_4는 제3 및 제4분할구의 길이로 한다.

이상에 의해서 분할구의 핵점 (1), (2), (3), (4)의 하중의 位置가 정하여졌으므로 다음에 그 무게를 계산하면 다음과 같다. 단, 하중 p_3 및 p_4의 아래의 角柱는 60cm 角이고 鐵筋은 周囲에 8개(철근 단면

적의 합계는 全斷面의 2%)을 배치하고 角柱 사이는 40cm각의 가로보로 연결하는 것으로 한다(그림9. 3.7도와 9.3.6 參照).

아아치 分割區의 各區에 집중하는 荷重 計劃表는 表 9.3.2와 같다.

表—9.3.2 각구의 하중(P)

分割區	핵점번호	각구 중축부의 길이 $\delta(m)$	각구아아치링 중앙부 두께 (m)	각핵점에집중하는중량 (ton)	각 분할구의 자중 (ton)	직립 각주의 자중 (ton)	각핵점에집중하는하중 $P(ton)$
No.1	(1)	2.1	0.63	4.45	2.05	없 음	$P_1=11.5$
No.2	(2)	2.8	0.70	13.75	3.05	〃	$P_2=16.8$
No.3	(3)	3.7	0.80	15.30	4.25	0.435	$P_3=20.0$
No.4	(4)	5.6	0.92	16.20	7.50	1.875	$P_4=25.6$
합계		14.2		54.07			$\Sigma_P=73.9$

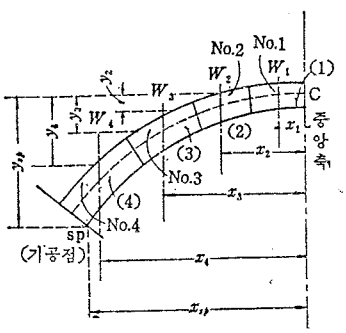
아아치의 안길이는 一定하고 각 높이, 즉 두께 및 각 분할구의 길이 δ_s는 이미 결정하고 또 直立柱 및 가로보의 치수도 결정하였다. 아아치는 균등한 2개의 곡선 비임(curved beam)으로 보고 좌우 어느 것이나 하나를 취하여 계산한다. 따라서 계산은 통수부 몸체를 좌우 어느 쪽이든 반을 취하여 계산하는 것이 편리하다.

(2) 아아치 크라운에서의 수평 추력(H_0) 및 휨 모멘트(M_0)

이 아아치교는 좌우 대칭이고 동하중을 생략하였으므로 정부에서의 전단력(V_0)은 0이라 취급한다. 그림 9.3.7도에서 정부의 중앙점 C를 원점으로 하나 종횡축을 그려 이 축에 대해서 제1분할구로부터 제4분할구까지의 모든 核點 (1), (2 (4)에서의 橫距를 가르는 x_1, x_2, x_3, x_4, x_{SP}, 縱距를 y_1, y_2, y_3, y_4, y_{SP}라 한다.

다음에 아아치의 각부에 대해서 아아치의 각 하중 즉각 P에 의해서 생기는 아아치링 각구의 휨 모멘트 m_1, m_2, m_3, m_4, m_{SP}를 계산한다(아아치를 좌우 2개의 캔틸레버〔片持梁〕로 생각한 경우이므로 모멘트는 각 분할구의 핵점을 각각 원점으로 취한다).

각 분할구의 각 핵점에 대해서 하중만에 의한 각 휨 모멘트 m을 생각하려면 제1분할구에 있어서는 핵점 그 자체가 하중의 집중점이어서 휨 모멘트 m_1의 팔(arm)은 0이므로 모멘트 m_1도 0이다. 제2분할구 이하는 다음과 같다.



그림—9.3.7 (1)~(4)의 각 核點 및 S.P點의 事由에 대한 각 座標(x,y)와 核點 荷重W의 표시

表—9.3.3　　아아치 크라운 C點을 原點으로한 $X-Y$座標

	$x\,(m)$	$y\,(m)$	$x^2\,(m^2)$	$y^2\,(m^2)$	각구의 각 P즉 전하중 $W\,(ton)$
핵 점 (1)	$x_1 = 1.0$	$y_1 = 0.1$	$x_1^2 = 1.00$	$y_1^2 = 0.01$	$p_1 = 11.5$
핵 점 (2)	$x_2 = 3.4$	$y_2 = 0.4$	$x_2^2 = 11.67$	$y_2^2 = 0.16$	$p_2 = 16.8$
핵 점 (3)	$x_3 = 6.5$	$y_3 = 1.2$	$x_3^2 = 42.25$	$y_3^2 = 1.44$	$p_3 = 20.0$
핵 점 (4)	$x_4 = 10.7$	$y_4 = 3.3$	$x_4^2 = 114.49$	$y_4^2 = 10.89$	$p_4 = 25.6$
계 Σ	$\sum x = 21.6$	$\sum y = 5.0$	$\sum x^2 = 169.30$	$\sum y^2 = 12.50$	$\sum p = 73.6$
起拱點 SP	$x_{SP} = 12.9$	$y_{SP} = 4.6$	$x_{SP}^2 = 166.41$	$y_{SP}^2 = 21.16$	

그리고 각 하중 $W=p$는 모두 垂直荷重만으로 하고 하중을 包含하지 않은 것으로 가정하고 있다. 즉, 수평 분력을 0으로 한다.

$m_1 = 0$

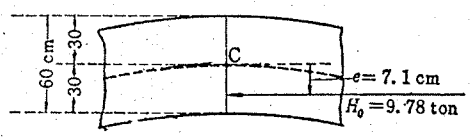
$m_2 = P_1(x_2-x_1) = 27.6\,ton-m$

$m_3 = P_1(x_3-x_1)+P_2(x_3-x_2) = 115.5\,ton-m$

$m_4 = P_1(x_4-x_1)+P_2(x_4-x_2)+P_3(x_4-x_3) = 318\,ton-m$

$m_{SP} = P_1(x_5-x_1)+P_2(x_5-x_2)+P_3(x_5-x_3)+P_4(x_5-x_4) = 481.1\,ton-m$

이상은 모두 아아치의 左側半의 것인데 右側半도 이와 꼭 마찬가지이다. 그리하여 왼쪽반의 각 모멘트를 m_L, 오른쪽 반의 것을 m_R이라고 하자 그러면 식(9.3.7)이 될 것이다. 그리고 m_L은 휨 모멘트방향이 時計針回轉方向일 때 負號로 하고 그 반대를 正號로 한다. $m_L+m_R=2\,m_L=2\,m_R$ ……(9.3.7)



그림—9.3.8　아아치 크라운에 H_0가 作用하는 水平추력의 位置

이와 반대로 m_R는 오른쪽 반에서는 휨 모멘트의 방향이 時計針과 반대 방향일 때를 負號로 한다. 따라서 오른쪽의 m_R는 시계 바늘 방향이 正號가 된다. 지금 왼쪽 반의 아아치에 대해서 각 分割區의 핵점에 作用하는 各 m을 計算하여 이것에 表 9.3.3중에 있는 各 y를 곱하면 제 表 9.3.4와 같다.

表—9.3.4

각 분할구	각 m	각 m_L $(ton-m)$	$m_L+m_R=2\,m_R$ $(ton-m)$	각 $y\,(m)$	각 $2\,m_L y$ $(ton-m^2)$	각 $y^2\,(m^2)$
No.1	m_1	0	0	0.1	0	0.01
No.2	m_2	− 27.6	− 55.2	− 0.4	− 220.8	0.16
No.3	m_3	− 115.5	− 231,0	− 1.2	− 254.1	1.44
No.4	m_4	− 318.0	− 636.0	− 3.3	−2,098.8	10.89
계Σ	$\sum m$	− 461.0	− 992.2	− 5.0	−2,375.0	12.50
SP	m_{SP}	− 481.1	− 962.2	− 4.6	— ,	21.16

이상에 의하여 水平推力 H_0와 모멘트 M_0의 산출 공식에 代入하여 H_0, M_0를 계산하면 다음과 같다. 단, $m=4$이다.

頂部(crouh)에 있어서 水平推力은 제116표와 제117표의 값에 의해서

$$H_o=\frac{m\Sigma 2\,m_L y-2\,m_L\times\Sigma y}{2\left[(\Sigma y)^2-m\Sigma(y)^2\right]} \quad \cdots\cdots (9.3.8)$$

$$H_o=\frac{-4\times2375.0-(-922.2\times5)}{2\,(5^2-4\times12.5)}97.8\,ton$$

정부에 있어서 휨 모멘트는(정부에서의 전달력 $V_o=0$)

$$M_o=\left(\frac{2\,m_L+2\,H_o\times\Sigma y}{2\,m}\right) \quad \cdots\cdots (9.3.9)$$

$$M_o=\left(\frac{-922.2+2\times97.8\times5}{2\times4}\right)=-6.97\,ton-m$$

그러므로 頂部에 있어서의 偏心距離는

$$e=\frac{M_o}{H_o}=\frac{-6.97}{97.8}=0.071\,m=7.1\,cm$$

즉 頂部에 있어서의 휨모멘트는 負號를 나타내므로 아아치의 왼쪽 반에서는 時計方向과 같은 방향으로 된다. 그리하여 水平推力 H_o는 頂部의 中央點 C보다 아래쪽에 작용한다는 것을 알 수 있다.

(3) 아아치 각구의 각 모멘트와 直壓力

이상으로 頂部에 있어서 水平推力 H_o및 휨모멘트 M_o를 알았으므로 각구의 m이외에 아아치의 각 분할구의 각 核點에 작용하는 모든 휨모멘트 M(H_o에서 오는 휨모멘트 및 M_o를 가한다)을 구한다.

지금 各區의 핵점, 즉 (1), (2), (3), (4), (SP)의 각점에 있어서의 모멘트의 總合을 M_1, M_2, M_3, M_4, M_{SP}로 나타낸다. 그러면 公式에 의해서 그 값은 다음과 같다.

단 $m_1=0$, m_2 이하는 모두 앞의 약속대로 時計針 方向과 같으므로 負號이다. (表 9.3.3, 表 9,3,4 參照)

$$M_1=m_1+M_o+H_{oy1}=0-6.97+97.8\times0.1=-2.81\text{ton}-m$$

$$M_2=m_2+M_o+H_{oy2}=-27.6-6.97+97.8\times0.4=-4.55\text{ton}-m$$

$$M_3=m_3+M_o+H_{oy3}=-115.5-6.27+97.8\times1.2=-5.11\text{ton}-m$$

$$M_4=m_4+M_o+H_{oy4}=-318.0-6.97+97.8\times3.3=-2.23\text{ton}-m$$

$$M_{sp}=m_{sp}+M_o+H_{oysp}=-481.1-6.97+9.78\times4.6=38.2\text{ton}-m$$

이상의 $M_1\sim M_{sp}$중에서 最大 휨모멘트는 m의 最大인 m_{sp}가 작용하는 부분, 즉 sp부의 $M_{sp}=-38.2$ ton$-m$이다. 그 符號가 (−)이어서 이 例의 왼쪽 반의 아아치에서는 時計針方向이 된다. 그리고 直圧力 N은 다음과 같다.

$$N=\frac{M}{e}$$

여기서 e : 偏心距離

그러므로 이것으로부터 각 N, 즉 N_1, N_2, N_3, N_4를 구하여야 한다. 直圧力을 구하자면 그림−9.3.9와 같이 示力圖에 의하는 것이 가장 간단한다.

($N=H_{cos}\theta-(P-V_o)_{sin}\theta$인 공식으로도 구할수 있으나, 각$\theta$가 정확히 얻어지지 않는다)

圖式方法은 그림과 같이 0점을 極點으로 하고 수평으로 H_o=97.8ton을 취하고 여기에서 이에 상당하는 같은 축척으로 A점부터 荷重의 方向 즉 수직으로 P_1, P_2, P_3, P_4를 각각 취하면 결국 그 合計는 $\sum P$=73.8ton이 된다. 그리고 각 접속점과 極(0)과를 연결하여 斜線을 얻는다.

다음에 그림−9.3.9(B)와 같이 오른쪽에 커다랗게 아아치링을 그려 그 그림 안에 斜線에 平行한 力線

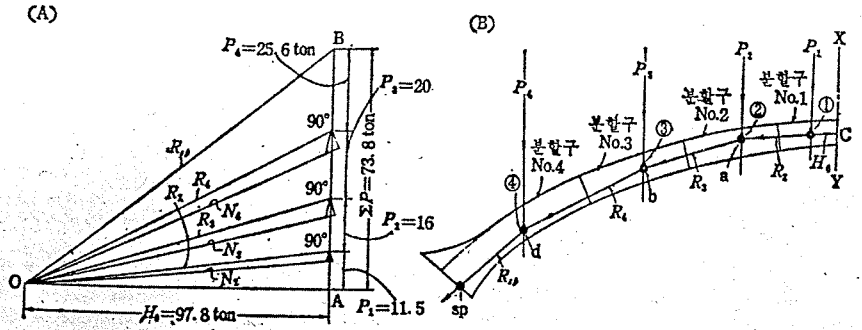


그림-9.3.9 각 直壓力 N을 求하는 圖式解法(A)과 아아치링內에 壓力線 R_2, R_3, R_4, R_{sp}를 넣는 그림(B)

을 넣는다. 즉, H_0에 평행하게 頂部(점 아래에 e=7.1cm를 내린 점에서 그림-9.3.9와 같이 수평선을 그어 P_1주직선에서 만나게 하고 이 點으로 부터 다시 P_2선에 향하여 P_2에 평행선을 그어 ②점 ∂를 연는다.

이와 같이 하여 마침내 P_4선과 P_4선의 평행선과의 교점 d로부터 P_{sp}선에 평행한 역선을 그리고 起拱部의 선을 뚫고 橋台에 나오는 선이 최후에 橋台에 作用하는 合力이 된다.

이상은 단지 역선으로 표시한 것이지마는 각 아아치의 단면에 直圧力이 생기고 아울러 中立軸에 대해서 휨 모멘트를 일으키게 하는 것은 P_1, P_2, R_3, R_4, 되는 직각의 合成力이 아니고 각 아아치링 반지름 방향에 직각인 分力, 즉 각각의 直圧力 N_1, N_2, N_3, N_4이다. 그러므로 이들 각 N을 구하자면 각 R를 대각선으로 하고 하나는 아아치 軸線의 曲率 반지름에 平行한 것과 다른 하나는 이것에 직각인 것의 2개의 힘으로 나누고 後者를 N으로 한다. 그림 9.3.9 〈A〉참조 도식으로 그려 축적으로 재어 본 결과 다음과 같다.

$N_1 = H_0 = 97.8$ton　　$N_2 \fallingdotseq 102$ton

$N_3 \fallingdotseq 109$ton　　$N_4 \fallingdotseq 110$ton　　$N_{sp} \fallingdotseq 123$ton

그러나 實用的으로는 $N=R$라고 하더라도 큰 착오가 없다. 이상의 方法에 의해서 각 M과 N을 알았으므로 각 아아치 分割區(segment)의 편심거리 e를 알수 있다. 즉 $e=\frac{M}{N}$이다.

表- 9.3.5　　各分割區의 M, N, e

각분할구	M(ton-m)	N(ton)	$e=\frac{H}{N}$(cm)	착 력 점
No. 1	+ 2.81	+ 97.8	+ 2.87	단면 중축선의 상측
No. 2	+ 4.55	+ 102.0	+ 4.46	
No. 3	− 5.11	+ 109.0	+ 4.69	단면 중축선의 하측
No. 4	− 2.33	+ 110.0	− 2.12	
SP	− 38.20	+ 123.0	− 31.00	

(4) 아아치 各 分割區의 応力計算

이상과 같이 起拱部(springing)부 이외에도 偏心距離 e가 각 분할구마다 매우작다. 그리고 대체적이나마 큰 인장 응력이 생기지 않았다는 것이 明白히 되었으므로 여기에서 콘크리트의 單位応力圖를

計算함에 있어 콘크리트의 引張力을 무시하지 않는 概算公式을 채용하여 그 응력도를 계산하여도 좋다. 그뿐만 아니라 여기에 삽입할 철근도 비교적 少量으로 充足된다는 예측이 선다.

즉 起拱部 이외에서는 휨모멘트가 매우 작으므로 제1, 제2, 제3구는 鐵筋量을 어느 것이나 같도록 하고 제4구는 조금 증가하도록 하고 ④점부터 起拱部까지 철근량을 急激히 增加하고 아아치 두께도 急激이 증가하도록 하여야 한다.

다음 그림 9.3.10에 아아치 각구의 표준단면의 치수 및 起拱部 단면의 치수를 표시한다.

단, 彈性係數比를 $n=15$로 하고 철근단면을 콘크리트 단면으로 換算하면 mA_s로 되고 全斷面積은

$$A_t=A_c+mA_s \quad \cdots\cdots (9.3.1)$$

로 된다. 또 철근 斷面의 2차율은 中軸에 대해서

$$1_s=A_s do^2 \quad \cdots\cdots (9.3.11)$$

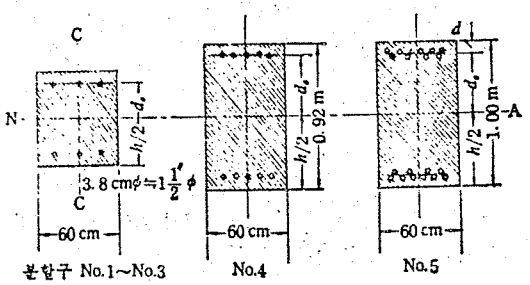


그림-9.3.10 아아치비임의 各分割區의 中央과 S.P部에서의 斷面圖

이고 全斷面의 2次率은 $1_t=I_c+mI_s$이다.

아아치 보(arch beam)의 上, 下 양끝에서 콘크리트가 받는 單位応力度 σ_1 및 引張応力度 σ_2의 계산에는 다음 公式을 사용한다.

$$\left.\begin{matrix}O_1\\O_2\end{matrix}\right\}=\frac{N}{A_t}\pm M\frac{h}{2} \quad \cdots\cdots (\text{ton/m}^2) \quad \cdots\cdots (9.3.12)$$

여기서 A_t : 鐵筋을 콘크리트로 換算한 경우의 총단면적(cm^2)

1_t : 鐵筋을 콘크리트로 환산한 경우의 콘크리트 斷面積의 2次率(cm^4)

즉 위의 公式은 단면에 일어나는 引張力이 콘크리트가 가지고 있는 許容 強度 範囲內에 있을 때에 한해서 使用하는 공식이다. 이때 被覆部에도 龜裂이 생기지 않을 것이다.

이것은 약간 콘크리트를 過多하게 하는 結果를 가져오므로 適當하지 않으나 水中工事에서는 반드시 헛된 것이 아니다. 각 분할구에 對해서 계산하면 각부의 응력도는 다음 表와 같다.

表-9.3.6 各區의 斷面 및 鐵筋表 (그림 9.3.10 참조)

각 구	아아치 링나비 (m)	아아치 링두께 (h) (m)	중축부터철근중심까지 d_o (m)	콘크리트 단면 $b\times d(\text{m}^2)$	본 수	철근총단면적 $A_s(\text{cm}^2)$	비 고
No.1 중앙	$b=0.6$	0.64	0.27	0.378	6	68.4	No.1~No.3
No.2 중앙	$b=0.6$	0.70	0.30	0.420	6	68.4	
No.3 중앙	$b=0.6$	0.80	0.35	0.480	6	68.4	

№4 중앙	$b=0.6$	0.92	0.40	0.552	④점이상10	114.0	№4
SP점	$b=0.6$	1.00	0.45	0.660	〃 이하 20	228.0	№5

表－ 9.3.7　　各區応力 計算表

각 구	$At=A_c+mA_s$ (m²)	$I_t=I_c+mI_s$ (m⁴)	N (ton)	M (ton—m)	$\frac{h}{2}$ (m)	σ_1 (kg/cm²)	σ_2 (kg/cm²)
№1 구중앙단면	0.4806	0.01891	99	+ 2.81	0.315	25.45	+ 16.00
№2 〃	0.5220	0.02645	102	+ 4.55	0.350	25.52	+ 13.04
№3 〃	0.5686	0.03780	109	− 5.11	0.400	24.61	+ 13.03
№4 〃	0.6544	0.06400	110	− 2.33	0.460	18.80	+ 14.01
SP부	0.9420	0.11840	123	− 38.02	0.500	28.50	− 2.35

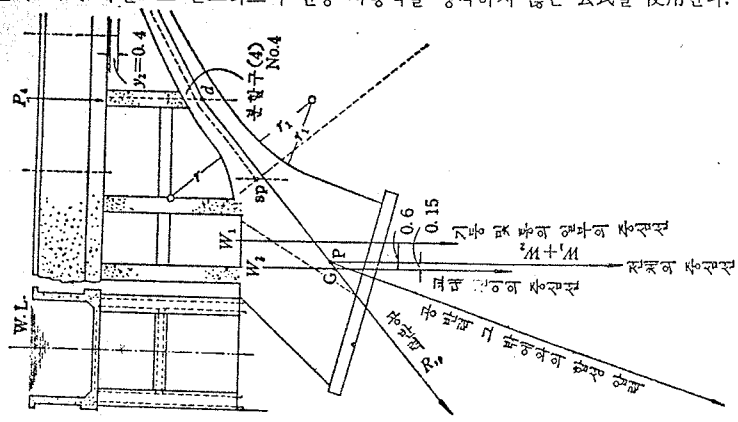
表－ 9.3.7를 볼때 가장 不安한 것은 起拱部이고 여기에서 작으나마 引張力이 생기고 있다는 것을 알수 있다. 따라서 다른 部分과 같은 정도의 安定度를 줄 필요가 있다.

즉 그림 9.3.11와 같이 SP부에 곡선을 덧붙여 두껍게 하여 斷面을 修正하여야 한다. 起拱部를 두껍게 하자면 그림 9.3.11와 같이 아래는 r_1, 위는 r_2인 반지름을 가진 弧線으로 橋台와 SP의 아아치보와의 사이를 맺으면 된다. 그리고 나서 다시 h와 d_c의 실제의 치수를 넣어 앞의것과 같은 計算으로 單位応力을 求하여야 한다.

그러나 차우 10구 정도로 細分하여 계산한 結果 最大圧力度 σ_1이 약 20kg/cm²를 超過하지 않고 또 引張圧力度 σ_2가 약 2kg/cm²를 초과하지 않으면 이 公式을 사용하더라도 무방하다.

그러나 이와 같이 한다면 鐵筋이 받는 圧縮·引張의 각 応力은 지나치게 안정할 정도로 작다(거의 n배, 즉 약 15배를 넘는 일이 별로 없기 때문이다)그러므로 이 公式을 쓰면 콘크리트가 과다하게 사용된다. 이것은 不利한 것이므로 콘크리트의 인장력을 無視하고 철근만으로 引張応力을 받도록 하는 公式이 一般的으로 경제적이다(다만, 表面에 균열이 절대로 가지 않도록 하는 데에는 앞의 公式이 有利하다)

그리하여 앞의 公式 대신으로 콘크리트의 인장 저항력을 생각하지 않는 公式을 使用한다. 이 공식은



그림－9.3.11　起拱部의 部分을 補强하는 반지름r와 r_1을 붙인 수정단면과 橋台에 作用하는 역선

매우 복잡하다. 이것을 便利하게 計算하자면 그림 9.3.12의 圖表를 이용한다.

즉 이 도표는 偏心 e를 크게하여 콘크리트의 저항력을 無視하여 철근만으로 引張力에 대항하는 것으로 하여 計算하는 공식을 圖表化한 것이다. 그 使用方法은 다음과 같다. 直圧力과 동시에 휨모멘트를 받는 아아치링의 단면에 삽입한 鐵筋 및 콘크리트의 最大応力度를 알기 위하여 다음 기호를 약속한다.

편심거리 $e=\frac{M}{N}$式에서 M은 휨모멘트, N은 直圧力 아아치보 斷面은 전체 높이 D(전기 아아치 높이의 h에 해당)로 하고 안쪽 길이는 一定하게 b라 한다. 그리고 아아치보의 단면중 장력과 압력이 모두 0인 중축으로부터 最大圧縮度를 받는 끝까지의 거리를 $n_1 D$라 한다. 편심이 심한 경우를 생각한 것이므로 n_1은 1보다 작다.

탄성 계수비 $m=15$(여기에서는 n으로 하지 않고 m으로 하였다)이므로 철근량은 압축 인장근이 모두 같다고 한다. 즉 抗圧鐵筋斷面積, a_c는 항장 철근단면적 a_t와 같도록 한다. 또 n을 對筋比로 하여

$$\frac{Db}{a_c}=\frac{Db}{a_t}=\frac{1}{P} \quad \cdots\cdots (9.3.13)$$

로 한다. (이들의 表示는 이 圖表에 한해서만 사용한다)

가령 휨모멘트 $M=750\text{kg}-\text{cm}$, 直圧力 $N=36\text{kg}$, $D=b=52\text{cm}$가 주어졌다 가정하고 鐵筋의 応力度 및 콘크리트의 응력도를 구하자면

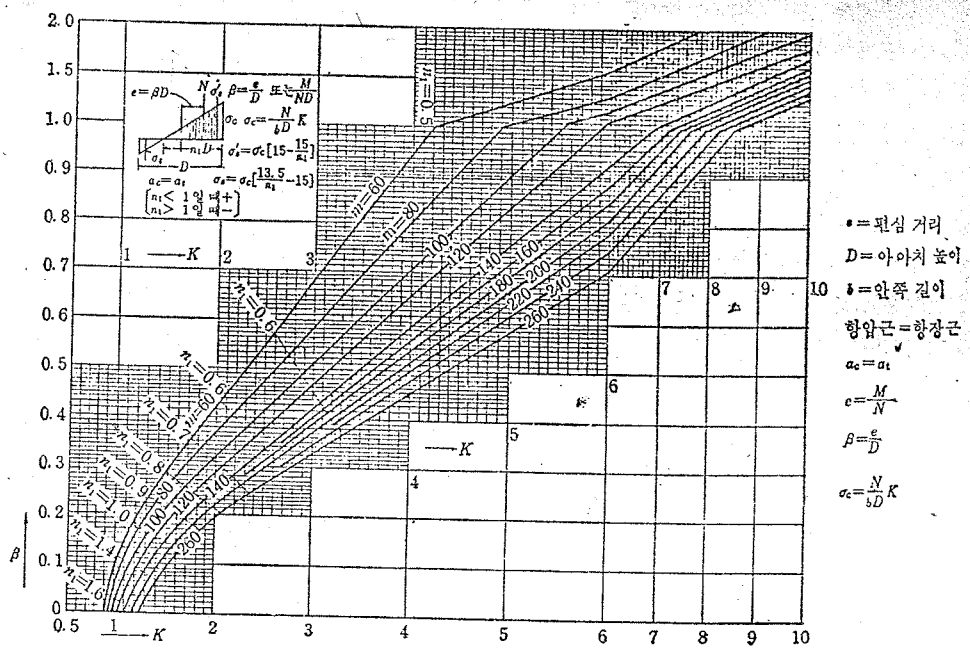


그림 −9.3.12 偏心이 顚荷하여 콘크리트의 引張强度를 考慮하지 않은 境遇의 鐵筋 및 콘크리트의 應力計算圖.

콘크리트의 圧縮応力度	$\sigma_c=\frac{N}{bD}\times K\ (kg/cm^2)$	····· (9.3.14)
鐵筋의 圧縮応力度	$\delta_s=\sigma_c\ (15-\frac{15}{n_1})\ (kg/cm^2)$	
鐵筋의 引張応力度	$\sigma_s=\sigma_c\ (\frac{13.5}{n_1}-15)\ (kg/cm)$	

단, $m_1<1$ 일 때라고 한다.

이상의 公式에 의해서 구할 수 있지만 計算을 하는 대신 圖表로부터 K를 먼저 구하고 σ_c를 얻고 m_1을 구하여 σ_s 및 σ_s를 얻을 수 있다 지금 설계하는 철근량을 $a_c=a_t=P\times Db=\frac{0.85\times Db}{100}$ 라고 仮 定한다 그리고 偏心距離 $e=\frac{M}{N}=20.75$cm로부터 $\frac{e}{D}=\frac{20.75}{52.0}=0.4$를 계산하여 이것을 B로 한다. 또 對筋比는 $n=\frac{Db}{a_c}=\frac{1}{P}=119\fallingdotseq120$이다 그림 9.3.12에서 $B=0.4$의 선과 $n=120$의 선과의 交點을 보고 $K=2.62$를 얻는다. 다음에 左端으로부터 β선과 n선과의 교점은 m_1선에 대해서 어느 位置에 있는가를 본다. 이 점은 $m_1=0.7$과 $m_1=0.6$사이에 있는데 즉=0.65임을 알 수 있다. 따라서 公式에 의하여 ($k=2.62$ 이므로)

$$\sigma_c=\frac{NK}{bD}=\frac{36\times2.62}{52\times52}=35kg/cm^2$$

$$\sigma_s=\sigma_c\ (15-\frac{15}{m_1})=\frac{35\ (15\times0.65-15)}{0.65}=282kg/cm^2$$

$$\sigma_s=\sigma_c\ (\frac{13.5}{m_1}-15)=\frac{35\ (13.5-15\times0.65)}{0.65}=202kg/cm^2$$

(5) 아아치 橋台

이 例는 아아치 외에 橋台가 있다. 그리고 直立柱가 2개씩 아아치 교대에 직접 걸려있다.

그러므로 아아치 교대에 걸리는 垂直力, 즉 垂直荷重은 통수부 몸체의 兩端에 가까운 각 부분 (연장각 3.8m인 것)과 各 直立支柱 2개씩의 重量和이다. 그 중량 W_1은 58.6ton이 된다. 또 교대는 높이 6 m, 下幅, 6 m, 안길이 3.6m로 하고 上幅은 起拱部를 제외한 3.6m로 그 重量 W_2는 약 181ton이다.

그리고 圖表 計算에 의해서 W_1중심선과 W_2중심선과의 거리는 0.6m임을 알 수 있으므로 共通의 중심선은 아아치 교대의 重心點 G에서 오른쪽으로 X만큼 떨어진 곳을 지날 것이므로 X는 대체로 다음 式에 의하여 구할 수 있다.

즉 概算으로 $X:W_1=(0.6-X):W_2$ $\therefore X=0.15$m ($W_1=58.6$ton, $W_2=181$ton), 즉 共通 重心點은 G에서 0.15m 오른쪽으로 떨어진 P점을 지난다. (그림—9.3.11 참조) 그리고 $W_1+W_2=239.6$ton이다.

이것과 $R_{s\rho}$ 즉 123ton과의 合成力 Q를 구하면 되는 것이다. 그 값은 大體로 334ton 내외이다. 그리고, 그 역선은 아아치 교대의 基礎 重心點과 거의 一致할 정도이므로 편심이 되는 일이없이 安全하다. 또 지반에 대한 아아치 橋台 1 m²당의 圧力은 약 10ton 즉 1 kg/cm²이므로 이것 역시 안전하다.

아아치 교대의 구축에 있어 그 下流側 교대와 수로 기울기에 상당하는 落差만큼 上流側의 것보다 낮게 設置하여 적당한 水面 기울기를 주는 것을 잊어서는 안된다.

이상의 계산예는 아아치 頂部에서 절단하여 2개의 켄티레버로 취급하여 解析한 극히 개략적인 방법이며 이것으로 실제의 아아치를 完全히 設計할 수 없다. 다만 初學者들에게 그 개요를 설명한 것에 지나지 않는다. 그러므로 더욱 많은 검토를 하지 않으면 절대로 안전하다고 말할 수 없다.

다. 橋台 設置上의 注意

먼저 아아치 교대는 確固不動한 교대라야 한다. 기초는 岩盤이라야 하는데 만약에 이러한 곳이 없으면 그림 9.3.13. 에서 보는 바와 같은 計算을 하여 合成力 Q_1 방향으로 말뚝 또는 기타 基礎를 설치한다.

그 大體的인 것을 설명하면 그림 9.3.13에서 아아치의 수평, 수직 방향의 合力 R가 a점에서 起拱部에 작용한다. 교대의 重心點에는 그 중량 W가 작용하고 있으므로 R와 W의 合成力은 Q로 된다.

한편 교대 直上의 흙 또는 콘크리트, 기타 하중의 垂直力은 E이고 右側부터 土圧 P_1과의 합성력은 R_1이 된다. 거기에서 R_2와 먼저의 Q가 n점에서 交叉한다고 하면 n점부터 하나는 R_2만큼 그 方向으로 잡고 하나는 Q만큼 그 方向으로 잡는 두힘의 合成力 Q_1은 最后의 합성력이 된다.

이 합성력이 가급적 AB인 교대 밑나비의 中央가까이에 作用하는 것이 가장 安全하고 圧力을 기초에 均等히 전달한다. 그러므로 중앙 1/3을 이탈하는 일이 절대로 없게 하다.

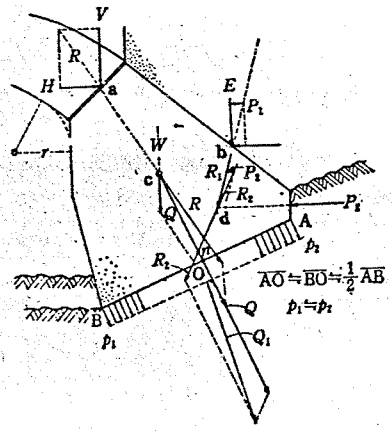


그림 -9.3.13 아아치橋台를 安全하게 하는 方法說明図

라. 아아치의 側面 胸壁

다음에 주의할 것은 아아치의 胸壁部를 충분히 補強하는 것이다. 즉 그림 9.3.14와 같이 두꺼운 기둥을 세워 鐵筋으로 아아치보의 철근을 연결한다. 아아치보를 2개 이상 3개 4개로 한다거나 혹은 안길이 나비를 水路 나비와 같게 만들면 胸壁柱도 이와 만찬가지의 안쪽 길이로 하거나 또는 안길이 나비를 아아치와 같은 나비로 한다.

다음은 앞 計算例에서 보는 바와 같이 起拱部 부근에서 모멘트가 가장 크기 때문에 위험성이 많으므로 이 부분은 그림 9.3.13에서와 같이 適當한 반지름 r를 붙여 보충한다. 그 밖에 主鐵筋이 교차하는 곳에는 콘크리트 斷面積의 0.2~0.3%에 해당되는 철근을 넣어 表面의 龜裂을 防止하게 한다.

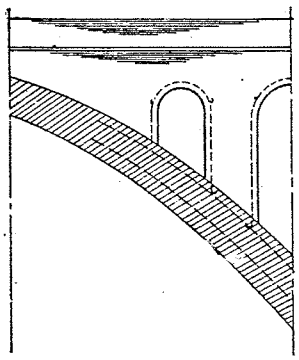


그림 -9.3.14 아아치의 胸壁의 補强圖

第10章 역사이폰(用水潛管)

10. 1 調査

① 水路가 凹地 또는 障害物을 橫斷할 때에 水路橋와 逆사이폰中 어느 것을 適用하느냐 하는 것은 交叉의 條件, 施工의 難易, 工期 및 工事費等을 考慮하여 決定한다. 地形 地質에 따라서는 사이폰의 最低部를 管水路橋로 할 것도 考慮에 넣는다.

② 縱斷測量은 路線測量으로 充分하나 設計上 必要하다면 流入口, 排出口, 물넘이의 路線과 地形이 變化하는 곳에서는 縱橫斷의 細部測量을 한다. 반드시 路線全體에 대해서 할 必要는 없다. 平板 測量은 流入口, 排出口에서 必要하다.

③ 地質은 構造物의 形狀 施工方法에 영향을 미치므로 地質調査에 依하여 合理的인 設計를 하여 헛됨이 없도록 해야 한다. 例를 들면, 地下湧水가 極히 많고, 多額의 假設費와 排水費를 들더라도 管의 完全한 接合과 콘크리트工事가 不可能한 곳에서는 그 部分을 管水路橋로 計劃하는 便이 바람직하다. 그리고 支持力이 充分한 곳에서는 基礎말뚝을 박거나, 바닥 콘크리트를 치는 等의 일은 피하여야 한다.

10. 2 設計上의 一般事項

10. 2. 1 水理關係

가. 地形的으로 落差를 自由로히 얻을 수 있는 곳에서는 管內의 平均流速을 許容 最大流速으로 한다. 低落差의 平野地帶에서는 許容最大流速으로 한다.

나. 流速은 (5.2)를 參照한다.

10. 2. 2 工作物 關係

가. 逆사이폰은 一般的으로 工場製 遠心力콘크리트 圓形管 또는 鐵筋콘크리트圓形管을 使用하는 것이 바람직 하다. 이들은 規格品으로 使用하게 되면 應力計算을 省略할 수가 있다. 다음과 같은 곳에서는 現場치기 函型管이 有利한 경우가 있으므로 比較檢討할 必要가 있다.

① 內壓이 적고 通水量이 큰 경우.

② 地形上 埋設의 깊이를 얕게 하지 않으면 안될 경우.

③ 管의 길이가 짧고 內徑의 큰 경우.

④ 다른 構造物의 一部를 利用하는 경우.

나. 管의 連數

管의 連數는 一連을 原則的으로 하나 다음과 같은 경우에는 二連으로 할 것을 考慮한다.

① 交通이 不便하든가 또는 湧水등으로 大形管의 運搬 取扱이 困難한 경우.

② 地質上 大徑管을 깊이 埋設하기가 困難하거나 不適當한 경우.

③ 開拓地와 같이 全水量을 必要로 하고 相當히 長期間을 要할 때, 一連만 먼저 敷設하고 나머지를 次期工事로 하는 경우.

다. 埋設깊이

埋設깊이는 다음 事項을 留意하여 決定한다.

① 耕地內에서는 耕作에 支障이 없는 깊이로 한다.
② 터널式 構造를 避한다.
③ 移動性地盤에서는 滑動面 以下로 埋設한다.
④ 寒冷地에서는 凍結線 以下로 埋設한다.
⑤ 重要한 道路 軌道밑에 埋設하는 경우는 管의 材料, 基礎工 如何에 따라 表—10.2.1을 標準으로 한다. 軌

表—10. 2. 1 埋設깊이의 標準

埋 設 材 料	道 路	軌 道
土 管	$H>0.6m>D$	$H>0.9m>1.5D$
鐵筋콘크리트管(基礎없음)	$H>0.3m$	$D<1.0m$, $H>0.75m$, $D>1.2m$ $H>1.0m$
〃 (콘크리트基礎)	—	$D<1.0m$, $H>0.3m$ $D<1.2m$, $H>0.5m$

여기서 H : 흙두께 D : 管지름(m)

라. 基礎工

逆사이폰의 管體는 構造物로서 가벼운 것이므로 60cm 以下의 小徑管인 경우에는 不等沈下를 防止할 程度로 하고 特別한 基礎工을 하지 않는다. 口徑 60cm以上의 基礎工의 種類와 地盤과의 關係는 表—10.2.2, 表—10.2.3을 標準으로 한다.

表—10. 2. 2 口徑 60cm以上의 遠心力管의 基礎工

地盤의 粘土含有量	基礎工의 種類	備 考
10%까지	모래두께20cm	
20% 〃	〃 30cm	
30%以上	〃 40cm	

表—10. 2. 2 口徑 60cm以上의 普通콘크리트管의 基礎工

地 盤	基 礎 工 의 種 類
岩盤, 砂礫土	굴착 狀態 그대로
砂土, 로움, 排水良好한 곳	다짐질 만으로
로움, 排水不良한 곳	모래를 깐다.
실트, 軟弱地盤	杭木 基礎工
軌道 및 堤防의 밑	杭木, 사다리土臺 基礎工

其他 特殊한 경우나 支持力이 不足한 경우는 基礎設計를 하여야 하며, 傾斜部의 基礎는 흙다짐을 잘 하거나 또는 모래를 깐다. 流入口, 排出口는 接續水路, 沈砂池 其他의 附帶施設과의 關係를 고려하여

沈下移動이 없도록 한다.

마. 伸縮 이음매

一般的으로 遠心力콘크리트管이나 흙속에 埋設하는 管體에 對하여는 伸縮을 고려하지 않는다. 現場치기로써 地表面에 露出되는 것은 5~10m 간격으로 伸縮이음매를 設置한다.

바. 流入口, 排水口의 開放緩和工 出

流入口, 排出口의 開放緩和工은 될 수 있는 限, 損失水頭를 작게 하기 위한 施設이며 그 形態 및 損失係數는(4.3)項의 그림4.3.4 및 表—4.3.6을 參照할 것이며, 길이는 流入部에 있어서는 上流水路의 側壁과 流入口斷面의 側壁을 連結한 直線이 水路軸과 이루는 角度를 12°30′~25°로 한 길이다. 排出部에 있어서는 排水口斷面의 側壁과 下流水路의 側壁을 連結한 直線이 水路軸과 이루는 角度를 12°30′~25°로 한 길이이다. 水路工과 開放緩和工과의 接續部分의 保護工은 流入部에서는 普通 設置하지 않으며 排出部에 있어서는 開放緩和工의 終點의 流速이 0.7m/sec 以上일 때는 設置하여야 한다.

사. 流入, 排出口

流入口에서는 管體속으로 砂土나 空氣가 流入되지 않도록 한다. 沈砂作用을 完全히 하기 위해서는 流入口 바로 上流에 沈砂池를 設置하는 경우도 있다. 流入口의 上端은 그림 10.2.1과 같이 緩和口의 速度水頭에서 土工水路의 速度水頭를 뺀 값의 1.5倍 以上의 깊이가 必要하며 最小 0.45m 以上 있어야 한다. 流入口 上流에는 스크린을 傾斜지게 設置하여 浮遊物의 浸入을 防止하고 保安措置도 兼한다. 排水口의 上端은 그림 10.2.1과 같이 管體의 速度水頭와 水路의 速度水頭의 差 만큼의 깊이로 하든가 水路內의 水位와 같게 하여도 된다.

아. 流入口, 排出口의 閉鎖緩和工

開放緩和工과 管體를 連結하는 區間으로 損失水頭를 될 수 있는 限, 작게 하기 위한 施設이다. 流入口閉鎖緩和工의 始點斷面은 管體의 안지름을 邊으로 하는 正方形으로 하고 길이는 管지름의 2倍로 하여 管體와 連結한다. 排出口 閉鎖緩和工에서 終點의 斷面은 管體의 안지름을 一邊으로 하는 正方形으로 하여 管體와 連結하며 길이는 管體 지름의 2倍로 한다.

10. 2. 3 附帶施設

가. 沈砂槽

管內流速으로 運搬할 수 없는 크기의 粒徑의 실트를 流下하는 水路에서는 반드시 逆사이폰上流에 沈砂槽를 設置하며, 集積된 실트는 排砂門으로 排除한다. 落差가 없는 平野地인 경우 流水에 의한 排砂가 不可能한 곳에서는 非灌漑期에 파낸다.

나. 물넘이

逆사이폰이 水源에서 取入한 水路의 바로 下流에 있는 경우나 또는 다른 곳에서 流入하는 水路에 連結되는 경우에는 不時의 洪水를 맞는 일이 있으므로 逆사이폰 上流에 물넘이를 設置하는 것이 바람직하다.

10. 3 水理計算

逆사이폰은 一般的으로 通水量(Q), 管의 길이(L), 許容落差(H)가 주어지고 管의 斷面을 求하는 경우와 落差를 自由로히 取할 수 있는 곳에서는 Q, L, D(管의 안지름)를 既知로 하여 必要한 落差(H)를 求하는 경우가 있다.

一般的인 水理計算 即, 管內流速 損失水頭等에 대한 것은 (5.2)를 參照할 것이며, 逆사이폰의 水理計算은 Q, L, H가 주어 졌을 때에는 다음과 같이 한다.

表—10. 3. 1　　水理條件

區分 ＼ 條件	流　速	速度水頭	粗度係數	動水傾斜	길　이
上　流　水　路	V_1	hv	n_1	I_1	L_1
流入口開放緩和工	V_2	hv_2	n_2	I_2	L_2
流出入口閉鎖緩和工및管體	V_3	hv_3	n_3	I_3	L_3
排出口開放緩和工	V_4	hv_4	n_4	I_4	L_4
下　流　水　路	V_5	hv_5	n_5	I_5	L_5

① 流入口 開放緩和工(Open Transition)

마찰損失水頭：$L_1\times(hv_3-hv_1)\quad\times\dfrac{I_1+I_2}{2}$

斷面縮少 損失水頭：$K_1\times(hv_3-hv_1)$

여기서 K_1：流入口의 斷面縮少에 의한 損失係數로서

直線形인 경우 0.2

流線形인 경우 0.1

② 流入口 閉鎖緩和工(Closed Transition)

마찰損失水頭：$2D:\dfrac{I_2+I_3}{2}$

여기서 $2D$：閉鎖緩和工의 길이

D：管의 안지름

③ 管體

마찰損失水頭：$(L_3-2\times2D)\times I_3$

屈曲損失水頭：$\sum f_b\times hv_3$

여기서 f_b：屈曲에 의한 損失係數

④ 排出口 閉鎖緩和工

마찰損失水頭：$2D\times\dfrac{I_3+I_4}{2}$

⑤ 排出口 開放緩和工：

마찰損失水頭：$L_4\times\dfrac{I_4+I_5}{2}$

斷面擴大損失水頭：$K_2\times(hv_3-hv_5)$

여기서 K_2：排水口의 斷面擴大에 의한 損失係數로서

直線形인 경우 0.3

流線形인 경우 0.2

⑥ 스크린에 의한 損失水頭

(4.3.3)의 (2)項 參照

以上의 總合計가 所要落差이다.

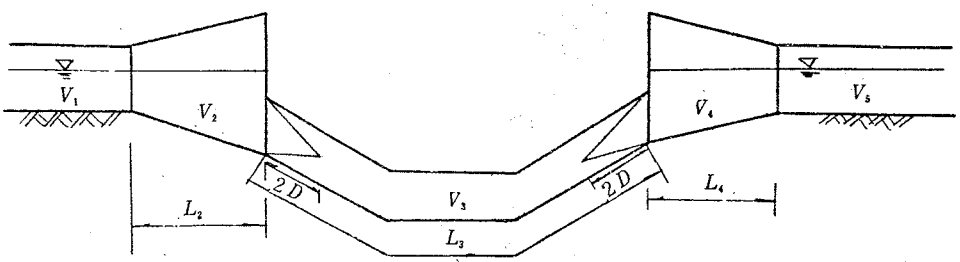


그림 10.3.1　역사이폰의一般圖

以上과 같이 하여 計算한 總損失水頭가 計劃落差보다 작거나 計劃落差의 10%를 加算한 값보다 클 때에는 管體의 지름을 다시 假定하여 反復計算을 한다.

10. 4 構造設計

(5.3)項 參照

第11章 分水工

11. 1 總 括

分水工은 用水를 所定 灌漑地區에 必要水量만큼 調節分配하기 위하여 設置하는 構造物이다. 分水施設은 用水路의 水理狀態 및 물 利用形態의 變化에 適合하도록 構造와 水理學的으로 充分히 機能을 發揮할 수 있도록 만들어 져야 한다.

分水工 上流部의 水理條件 分水工의 位置選定에 있어서

11. 1. 1 分水工 上流部의 水理條件

가. 最小 50m 以上의 區間이 直線 流路이어야 한다.
나. 水路 밑나비는 水平에 가까운 極히 緩傾斜이어야 한다.
다. 水路內에 分水의 障害가 되는 物件이 流下되는 일이 없어야 한다.
라. 維持管理에 좋고 결과의 염려가 없어야 한다.

11. 1. 2 分水工 位置의 條件

가. 構造物 築造에 適合한 良好한 地盤이어야 한다.
나. 分水工 靜水池 等을 設置할 수 있는 餘地가 있는 곳이어야 한다.
다. 바람을 잘 안타고 水面의 동요가 되지 않는 곳이어야 한다.
라. 分水工의 維持管理가 便利한 地形이어야 한다.

11. 1. 3 分水工 下流側의 水理條件

가. 사이폰式 또는 越流式인 때는 下流水路와의 사이에는 充分한 落差가 있어야 한다.
나. 水路의 流水에 따른 洗掘 破損의 念慮가 없어야 한다.

11. 2 水理計算

11. 2. 1 水路式 分水工

水路의 隔壁으로서 一定比率의 流積으로 分割하여 分水한다는 것은 事實上 어렵다. 水理計算은 一般的인 開水路 流速 公式에 準한다. 반드시 각기 下流水路에 流量測定裝置를 하여 隔壁의 位置를 假設하여 여러번 分水量을 實測한 後에 隔壁의 位置를 決定하는 것이 좋다.

11. 2. 2 越流式 分水工

兩端收縮이 없는 狀로 하고 各 部分은 入口붙임, 整流部, 물넘이部, 靜水池, 出口붙임으로 이루어지며 水理計算은 狀의 물넘이量(越流量) 公式을 適用한다.

$$Q = mB(H^{3/2} - ha^{3/2})\,m^3/sec \cdots\cdots \quad (11.2.1)$$

B =보의 길이 (m)

$m=\frac{2}{3}c\sqrt{2g}$

$H=h+ha$ (m)

h =越流水深 (m)

ha=接近速度 水頭 (m)

11. 2. 3 射流式 分水工

同一 基底面 위의 上下流側 各 水頭가 다음 條件을 滿足하면 된다.

$$\frac{2}{3}\left(h_1+hz+\alpha_1\frac{V_1^2}{2g}\right)\geq h_2-hz-hd+\alpha_2\frac{V_2^2}{2g} \cdots\cdots (11.2.2)$$

但, hd : 上下流 底面落差

그런고로 直四角形斷面의 越流部의 나비 b은 다음 式에 依하여 決定한다.

$$\frac{Q}{b}=\left\{\frac{2g}{\alpha}h_c^2(E-hc-hz)\right\}^{1/2} \cdots\cdots (11.2.3)$$

但, h_c : 보위의 限界水深

보위의 水面形은 다음 式에 依하여 $Q-h$ 曲線을 그리면 알 수 있다.

$$\left.\begin{aligned} Q&=\left\{\frac{2g}{\alpha_1}(b+mh)^2(E-hz-h)\right\}^{1/2} \text{ (사다리꼴斷面)}\\ Q&=\left\{\frac{2g}{\alpha_1}b^2h^2(E-hz-h)\right\}^{1/2} \text{ (直四角形斷面)}\end{aligned}\right\} \cdots\cdots (11.2.4)$$

但, m : 側壁 斜面 기울기

b : 水路 밑나비 (m)

E : 比에너지 높이 (m)

α : 流線의 둘레에 의하여 定해지는 係數 $\alpha=1.1$

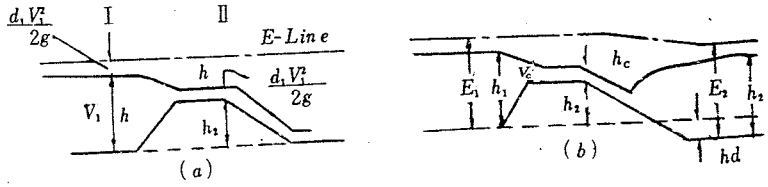


그림 11.2.1

11. 2. 4 잠김式 分水工

가. 오리피스型

큰 오리피스의 경우(直四角形 오리피스)

$$Q=\frac{2}{3}cb\sqrt{2g}\,(H_2^{3/2}-H_1^{3/2})\ (m^3/\text{sec}) \cdots\cdots (11.2.5)$$

c : 流量係數

작은 오리피스의 경우

$$Q=CA\sqrt{2gH}\ (\text{m}^3/\text{sec}) \cdots\cdots (11.2.7)$$

작은 오리피스의 경우

$$Q=CA\sqrt{2gH}\ (m^3/\text{sec}) \cdots\cdots 11.2.6$$

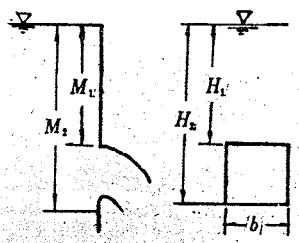
A : 斷面積 (m^2)

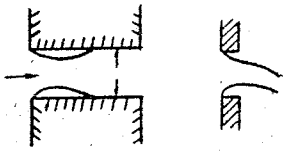
나. 잠 오리피스의 경우

H : 內外 水面差(m)

A : 오리피스의 斷面積(m^2)

C : 오리피스의 모양, 크기, 두께 等에 의하여 變하는 係數





C=0.680~0.604, C=普通 0.62 그림 11.2.2

다. 水門式 分水工

下流가 射流인 경우

$$Q=C\cdot h\cdot\sqrt{2g(E-Ch)} \quad (m^3/sec)\cdots\cdots(11.2.8)$$

C : 收縮係數

比에너지 $E=h_0+\frac{V_0^2}{2g}$

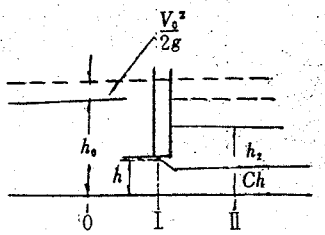


그림 11.2.3

下流側이 潛수인 경우

$$Q=Ch\sqrt{2g(E-h_2)}$$

$$E=h_0+\frac{V_0^2}{2g}$$

h : 水門을 연 높이(m)

h_0 上上流水深(m)

h_2 : 下流水深(m)

Ch : 下流水深(射流時) (m)

C의 값

h/h_0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
C	0.611	0.605	0.605	0.604	0.607

11. 3 流量測定裝置

分水工에서는 計劃대로 分水되는가를 檢定하기 위하여 특히 調節式 分水工에서는 分水比를 調節하기 爲하여 流量測定裝置를 設置한다.

越流分水工에서는 越流水深을 알면 계산으로 越流量을 알 수 있는 고로 靜水池內의 接近速度의 影響이 적고 動搖가 되지 않는 地點에다 水位標를 設置한다.

水路式 分水工에서는 各 分流 水路內에 水位標를 세워 水位와 流量의 關係를 나타내는 流量 曲線을 먼저 만들어 두고 이것에 의하여 流量을 求한다.

또 各 分水路의 適當한 下流部에 完全越流 보를 設置할 수 있는 適地가 있으면 보를 設置하는 것이 가장 理想的이다.

第12章 落差工

12. 1 總 論

落差工은 地形의 傾斜가 急할 경우에 計劃水路의 기울기를 調節하기 爲하여 路線 위에 段落을 設置하는 構造物로서 水路의 保全을 圖謀함에 기여한다.

落差構造物에는 落差工, 急流工이 있으며 이의 配置 및 工種은 比較設計를 함으로서 安全하고 全水路組織이 가장 經濟的이 되도록 選定한다.

落差工은 入口붙임水路, 落差部, 靜水池, 流出口붙임水路로 構成되어 있다.

12. 2 流入口붙임水路

落差工의 落差部에서는 水流가 限界水深이 되며 이 때문에 上流水路의 水深보다 水面이 低下되고 通水斷面이 縮少되며 流速이 增加된다. 落差工의 落差部보다 上流는 落差部의 水面低下의 影響을 받아 水深이 낮아져 流速이 增加되며 不等流部分이 생긴다. 이 때문에 水路 비탈면이나 밑바닥이 洗掘, 浸食이 되지 않도록 保護하여야 한다.

붙임水路의 길이 l는

$$\left.\begin{array}{ll} Q<2\mathrm{m}^3/\mathrm{sec}\text{인 境遇} & l=1.2+\frac{3}{2}Q^{1/2}\,(\mathrm{m}) \\ Q\geqq 2\mathrm{m}^3/\mathrm{sec}\text{인 境遇} & l=2.1+\frac{3}{2}Q^{1/2}\,(\mathrm{m}) \end{array}\right\}\cdots\cdots\cdots(12.2.1)$$

또는 $l=4He$로 하여 어느 쪽이든 큰 것을 使用한다. 流量 $Q=50\mathrm{m}^3/\mathrm{sec}$ 以上인 때는 이 式에 있어서 l값이 크게 되므로 現場條件에 따라 調節한다. He는 落差工의 上下流의 比 에너지差(m)이다. 붙임部에 있어서의 損失水頭는 l區間의 摩擦에 의한 細密한 計算을 省略하고 近似的으로 $0.1\triangle hv$로 보아도 좋다. $\triangle hv$는 上流水路와 落口와의 流速水頭의 差이다

入口붙임水路의 餘裕高는 $\frac{1}{3}\sqrt{H}>0.3\mathrm{m}$이고 붙임始點에 있어서의 止水壁의 길이는 $0.6\sqrt{H}>0.6\mathrm{m}$로 한다. H는 水路의 水深이다.

12. 3 落差部

落差部에서 限界水深이 되며 이 落差部의 比에너지는 上流水路의 等流部의 比에너지에서 損失水頭$0.1\triangle hv$를 뺀것과 같게 定한다. 上流部의 比에너지와 같도록 하기 爲하여 落差部는 다음 方法 中에서 擇하여야 한다.

① 落差部의 나비를 줄인다.

② 落差部를 높인다.

③ 落差部를 높이며 나비를 줄인다.

④ 노치(缺口)한다.

12. 3. 1 狹幅 落差部

가. 完全越流일 때

落差部의 나비는 上流의 等流水路의 比에너지와 같은 比에너지를 주도록 決定한다. 落差部의 上流에 限界水深이 생기는 것으로 보고 直四角形斷面에 있어서

$$Hc=\left(\frac{\alpha q^2}{g}\right)^{1/3} \qquad H_c^2=\frac{\alpha q^2}{g}$$

$$\therefore q=\alpha^{1/2}g^{1/2}Hc^{3/2}=2.98Hc^{3/2} \cdots\cdots (12.3.1)$$

또는 $Q=qb$에서 $q=\frac{Q}{b}$로서 求한다.

여기서

Hc : 限界水深(m)

He : 比에너지(m)

q : 單位나비當 流量(m^3/sec)

Q : 全流量(m^3/sec)

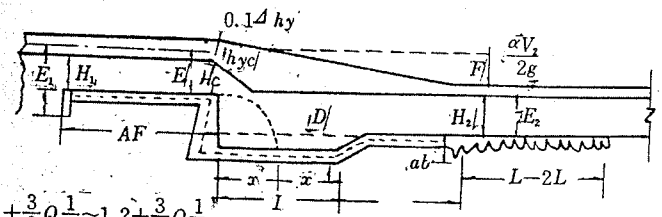
$\alpha\alpha$: 係 數 1.1

b : 落差部의 나비(m)

g : $9.8m/sec^2$

$$Hc=\frac{2}{3}He \cdots\cdots (12.\ 3.\ 2)$$

$$q=\frac{1}{\alpha^{1/2}}\ g^{1/2}\left(\frac{2}{3}He\right)=1.7He^{3/2}/\alpha^{1/2} \cdots\cdots (12.\ 3.\ 3)$$



또는 $2.1+\frac{3}{2}Q\frac{1}{2}\sim 1.2+\frac{3}{2}Q\frac{1}{2}$

그림 12.3.1 落差工 標準斷面

나. 잠김보越流의 境遇

落差部에 있어서 比에너지의 2/3 보다 위에 下流水面이 있을 때에 잠김보가 된다.

直四角形斷面에 있어서

$$Q=mb\ H_2\ \{2g(He-H_2)\}^{1/2} \cdots\cdots (12.\ 3.\ 4)$$

여기서

m : 係数이며, 0.7~0.9이다.

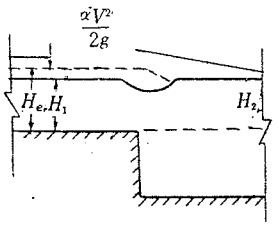


그림 12.3.2 잠긴보가된 落差部

12.3.2 막아올림 落差部

狹幅 落差部의 境遇보다 落差部의 나비를 넓게 취하고 水路의 밑나비 또는 平均나비를 標準으로 한다. 落差部의 바닥을 上流水路의 比에너지와 均衡이 되도록 올린다.

直四角形 斷面에 있어서

$q=Q/b$ (但 $b=A/H_1$)

$Hc=(\alpha q^2/g)^{1/3}$, $He=1.5Hc$

$$h=He_1-He-0.1\Delta h_v \quad \cdots\cdots (12-6)$$

여기서

h : 막아올린 높이

He_1 : 上流等流部 水路의 比에너지(m)

He : 落差部의 比에너지(m)

b : 落差部의 나비

Δh_v : 上下流 流速水頭의 差(m)

H_1 : 上流等流部 水路의 水深(m)

이러한 落差工은 上流의 特定한 分水工이 있어 流量이 주어졌을 때 一定比率 以上으로 多量의 分水를 必要로 하는 境遇以外는 不適當하다.

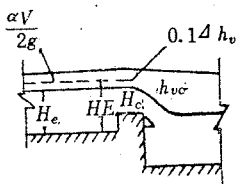


그림 12.3.3 막아올림落差部

12.3.3 노 치

노치 落差工은 落差部의 바닥 높이를 上流水路의 바닥높이 보다 높아지지 않도록 하고 밑나비가 좁고 위로 갈수록 넓어져 사다리꼴의 斷面으로 한다. 이 目的은 水路의 水深과 落差部의 水位가 流量의 增減에 關係없이 平衡을 維持하도록 하기 위함이다.

치수를 決定하는데 그 標準은 다음과 같다.

① 落差口의 나비는 水路의 밑나비와 같게 한다.

② 노치의 위 나비는 水深의 3/4～1로 한다.

③ 壁頂은 水深의 1/2보다 크게 한다.

④ 노치의 數는 水路 밑나비를 水深의 1.4～1.5倍로 나눈 값으로 한다.

12.4 靜 水 池

落水의 衝擊을 緩和하기 위한 靜水池에는 ① 堅固한 물받이를 設置한다. ② 물 방석을 設置한다. ③ 壁에 의하여 衝擊을 緩和시키는 方法等이 있다.

①의 경우는 地盤이 堅固할 때. ②의 경우는 普通地盤일 때. ③의 경우는 地盤이 軟弱하거나 水量이 많은 경우의 方法이다.

12.4.1 靜水池의 길이

靜水池의 끝에 얕은 보를 設置하는 것은 다시 小落差를 이루게 되어 될 수 있는限 避하는 것이 좋다. 靜水池의 길이는 落下水가 그 中央에 落下하게 한다.

그림에서 A點을 落差部 溢流水深의 $\frac{1}{2}$의 點이라 하면,

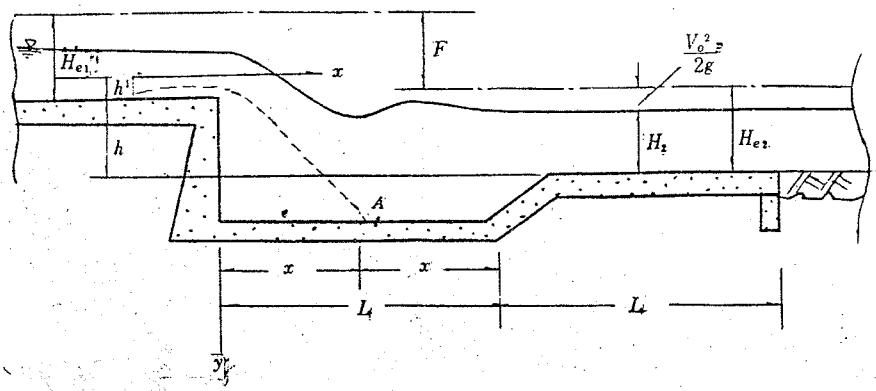


그림 12. 4. 1

$y=\frac{1}{2}gt^2$ $x=vt$

여기서 t는 落下時間(sec)

v : 落差部에서의 平均流速(m/sec)

t : $(2y/g)^{1/2}$

$\therefore x=v(2y/g)^{1/2}$

그런데 $y=h+h'$

$\therefore x=v[2(h+h')/g]^{1/2}$ ····· (12. 4. 1)

故로 靜水池의 길이 $L=2x$

但 h : 落差의 落差높이(m)

h' : 落差部의 越流水深의 $\frac{1}{2}(m)$

또는 $L=\sqrt{He\ F}\ (m)$ ····· (12. 4. 2)

但 He : 落差部의 比에너지

F : 上下流의 比에너지의 差

12.4.2 靜水池 깊이

$D=\frac{1}{2}(He\cdot F)^{1/2}$ ····· (12. 4. 3)

但 $\frac{1}{2}F>D>\frac{1}{3}F$로 한다.

D : 靜水池 깊이

12.4.3 靜水池 바닥의 두께

$T=\alpha\{0.1+0.1(qF)^{1/2}\}>0.15(m)$ ····· (12. 4. 4)

여기서 T : 靜水池콘크리트 바닥두께

F : 上下流의 落差

q : 落差部 單位나비當의 流量(m^3/sec)

α : 土質材料에 따른 係数

표 10 · 4 · 1　土質材料에 의한 係数(α)

區　　分	막 돌 콘 크 리 트	콘　크　리　트	鉄 筋 콘 크 리 트
岩　　質	0.8	0.6	0.4ϕ 12 mm
普　通　흙	1.2	1.0	0.6ϕ 16 mm
輕　壞　土	1.5	1.2	0.7ϕ 19 mm

12.5　流出口 붙임水路

쿠션(물방석)과 下流 水路와의 붙임은 될 수 있는한 緩하게 4～10割로 接續시킨다. 붙임水路의 길이는 靜水池의 길이와 같게 한다.

靜水池의 水深은 물방석의 깊이(D)와 下流水路의 比에너지에다 붙임 區間의 損失을 合한 것으로 한다.

$$\text{靜水池의 水深} = D + He_2 + 0.2\frac{v_2^2}{2g} \quad \cdots\cdots (10-11)$$

여기서　He_2 : 下流水路의 比에너지

$\frac{v_2^2}{2g}$: 下流水路의 速度水頭

12.5.1　浸蝕의 保護

落差工으로서 생기는 不定流와 渦流는 下流水路까지 계속되어 이 때문에 下流水路의 洗掘을 防止하는 保護工을 設置할 必要가 있다. 保護工의 길이는 普通 흙에 있어서는 靜水池 길이의 1.0倍 輕壞土에 있어서는 2.0倍를 標準으로 하며, 岩盤이나 硬質地盤에는 保護工이 必要없다.

12.6　急水路 落差工

急水路落差工은 急傾斜地에 設置하는 開水路 또는 暗渠의 라이닝 水路로써 落差工 대신 使用된다. 急水路 落差工은 ① 流入口 붙임水路 ② 調節斷面 ③ 急流部 ④ 放射流部 ⑤ 靜水池 ⑥ 流出口 붙임 水路로 나누어 設計한다.

이 設計는 土地改良事業 計劃設計基準(횡댐)을 參照할 것.

12.7　管水路式 落差工

이 施設은 작은 水路의 急傾斜地에 設置하는 工作物로써 落差工, 急水路落差工 代身 使用된다.

이 管水路式 落差工은 ① 流入口붙임水路 ② 管體 ③ 排出口 ④ 排出部 붙임水路로 나누어 設計한다.

이 設計는 제10장 逆사이폰을 參照할 것.

비 매 품

농지개량사업 계획설계기준

수로공2편

1974. 12. 발행

발행 농 수 산 부
감수 농업진흥공사
편수 한국농공학회
인쇄 서 울 산 업 사