

# 第六章 土堰堤の漏水及び缺潰

## 第一節 土堰堤故障原因の統計

著者が日本内地に於ける溜池地方ともいふべき中関、近畿地方 47 箇所の既設溜池に付調査したる故障原因の統計を示せば次の如くである。而して故障はその原因の重複するものが多い。土堰堤工事の完璧を期するにはその失敗又は故障の原因を研究し、これを再び繰り返すことのないやう十分考慮すべきである。

一般的故障(重複あり)

起度	原因	實際の47箇所	實際の47の内%	原因の内訳	實際の47の内%
第一位	池底又は基礎或は左 右地山の地質不良並 列土崩入不徹底のた り漏水或は貯水全く 不能のもの	27	57%	(1)漏水のみもの (2)貯水全く不能の もの	45% 12%
第二位	湧水面積減少にて貯 水不足	23	49%	(1)湧水面積の減少 を限りたるもの (2)湧水面積の不足 はこれを知りたる も、貯水不足の効 果を過信したるた りため豫想に反し たるもの	34% 15%
第三位	溜池下流の導水路又 は上流の排水(路)溝 不良にして水跡の迹 中にて大部分漏水し て損失するもの(内 渠縮長の狭又は溝 岸不良)	19	40%	(水路内要にて致) (溝せるもの多し)	
第四位	溜池の缺潰	7	15%	(1)工事中水害の爲 一部又は全部の 管水に閉塞し環 境を感流したる もの (2)陥き固め不充分 なりしもの	13% 2%
第五位	埋管基礎不良、埋管 破裂漏水したるもの	3	6%		6%

### 各箇 第一節 溜池の土堰堤及びその附帯構造物の結構

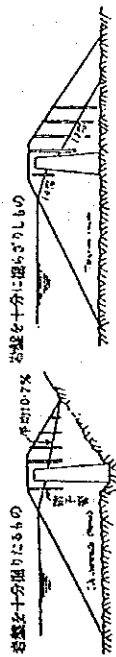
(e) 中心壁を堰堤の中心より内方に築造した場

合は、地下水位は下流側では大に低くなるか  
ら安定度が高くなるのである。



第 36 圖 (e)の場合

ジャスチン氏(Justin)の實測の結果の記録によれば、岩盤を十分掘りたる Dam に於ける浸潤線の傾斜度は 10.7% を示し、岩盤を十分に掘らざりし Dam に於ては 14.7~17% の傾斜度で流速が大きいことを示してゐる。



浸潤線と流速を示す  
第 37 圖

村山貯水池の浸潤線を測定せるに、第 38 圖の如く浸潤線のより工合は水深と反對で、貯水深き場合は下り、貯水浅き場合は反對に上れることを認めた。

これは遅延現象(Retardation)があるためである。又外法に垂直に挿し込んだ鐵管内の飽和水位を測定するには、長き針金の先に鐵力製の明き磁を結びつけたるものを下げ、水面に到着したことは鐵管に耳を當てて雷にて知ることが出来る。



第 38 圖

### 第二節 故障實例

最も屢々運ぶ所の故障の實例を掲げ將來これを再びせざるやう注意する。

第一例 (39 圖参照)

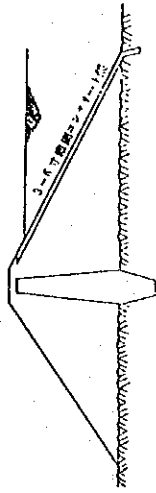
山口縣某地にあるものは開墾を目的とするものであつたが、その池敷全體が溪谷から土砂の押し出しであつたらしい。故に當初高約 8.5 米位の土堰堤を築造し止水方法は前及金とし當

初深 4.55 米、最大厚 3.64 米とし上方水面に近くづくに従ひ厚さを減じて一應完了したが、漏水甚しく計盤上の水深の 3 分の 1 位まで溜まると、外法尻に甚しく漏水

を見るに至たり、次第に少しづつ水深増加(降雨の甚しきとき等)すると外法尻からの漏水量最大 1 立方尺/秒(0.0278 立)に達するやうなことがあり、第一回、第二回追加工事を経て止水壁 16.4 米まで挿入した。けれども尙且漏水を無ならしめることが出来なかつた。これがため池内即ち池底を深き所は鉄網コンクリート(厚さ 18 種以内)にて張り、浅き所は粘土にて(1 米以内)張ることとして辛ふじて當初の通りの目的を達したものである。

第二例 (40 圖参照)

左右地山に止水粘土壁を追加挿入したけれども、少しも目的を達しなかつた。けれども鉄筋コンクリート強工を内法面に施工することにより漏水を防禦したるものがある。これは川崎式鉄網コンクリートで、鉄網は径 1 種以下のもの 15 種目又はより細きもの 12 種目位が適當である。



第 40 圖

### 第三節 土堰堤 故障原因

故障原因の主なるもの

- (1) 大降雨に遇ひたるがため満水又は満水以上の状態となりたりすることが動機となるもの、即ち溜池の流域が大きく又稀有の大雨であることが直接動機となるものが最も多い。結局稀有の降水(積雪地方では融雪もある)が直接原因となるものが最も多い。
- (2) 基礎及び兩袖地盤不良
- (3) 堰堤體材固め不十分及び築堤用土不良で堤體大部分に水の浸潤すること、即ち前及金又は心壁が在つても止水が不完全又は不十分で有れども無きが如きとき堤體が水で飽和され(俗に膿むといふ)破滅に至ること。
- (4) 餘水吐の断面不足又は餘水吐が閉塞せられること、或は工事中にして餘水吐が閉塞せられること、即ち未だ餘水吐出来上らざるか、假使水路の用意無かりし内に大雨又は大洪水が来たもの。
- (5) 河川から貯水を取入るゝものにして河川増水したるに餘水吐より餘水を排除する量が少なかりしもの。
- (6) 餘水吐に土底等を列べて貯水を増加せしめむとしたること。

一般に以上の原因が相重複して來たるとき土堰堤を越流するに及んで破壊

第七章 土堰堤築造上の注意事項

すること次例の如し。而して缺損する土堰堤は池内包容量大ならず、溪谷の勾配急なるものが缺損すること一番多いやうである。

(3)を原因とし(1)を御座るもの	(2)を原因とするもの	(3)を原因とするもの	(4)を原因とするもの	(5)を原因とするもの	(6)を原因とするもの	(7)を原因とするもの	(8)を原因とするもの
秋田県北秋田郡池田町尾去澤(尾去澤)の溜池	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること
北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること
北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること	北米ニューヨーク州ノルfolk郡の石炭層中の土質が、堤脚の土質と異なること

備考：昭和十年秋田県尾去澤(尾去澤)の溜池にあらす

- (1) 位置の探定を誤らざるべきことは最も大切なることである。堰堤敷が山崩れ跡なりや否や、火山灰の重層ならずや否や、湧出水ありや否や等、地質調査を行ふを要し、試験を行はざれば確實にこれを推定することが出来ないから試験又は試験が必行要件である。
- (2) 及金土の挿入を徹底せしむること  
下底のみならず左右両袖へ充分に及金を挿入するため、左右へも十分切り込みを行ひて良好なる母岩を見るまで繼續することが必要である。袖は場合により上流の方へ曲折せしむるを要することがある。萬一下底の床掘工事を何程繼續しても母岩に達する見込みを知らざらばコンクリート造の護壁即ち代用及金を設けねばならぬことがある(前報に於ける村山貯水池の代用及金の如し)。場合によりセメント又はモルタル注射を行ひ又場合によりては鋼製の矢板を用ひざるを得ざることがある。
- (3) 中心鋼土(心壁)及び鞘土(盛土)は掘削が大切にして、時々丁寧に撤水して掘削めねばならない。又狭き地方では過冷の場合は仕事を中止するを要することがある。
- (4) 集水面積相當大にして洪水のある場合は、(100 呎以上の場合は絕對的に必要である)工事中既除水吐が必要である。尚除水吐の断面を誤らぬやう注意せねばならない。餘水吐より放流する毎秒時の流量の決定については人により色々の意見があるが、勿論地方的事情により一定で有るべき筈はない。併し次の公式  $\frac{1}{60} \times \frac{\text{流速} \times \text{断面積} (\text{平方米})}{60 \times 60}$  …… 呎/秒 中 R は一時間雨量であるが、これを記録破りの最大量を取るか、比較的稀なる程度

のものを取るか、又はそれ等の内流出歩合若干%を見込み、Rの100%を探らないか、色々考へ方がある。著者はRは一時間の最大なりといふも必ずしも一時間平均等に降るのでないから、Rは稀有の時雨量の100%を探るべきでないかと思ふ。

Chamier氏は1時間最大雨量は4時間最大雨量の2分の1、1日最大の4分の1位であるといつてゐる。その外不測の障害として屢々耳にすることは、餘水吐に土砂岩石等の崩落することである。従てこれが防禦方法を講じ置くことが必要である。

(5) 樋管特に基礎工事に注意せねばならない。土管の如きは危険なることが多い故鐵筋コンクリート管が宜しい。而して適當なる土壓計算を行ふべきである。(水路中の構造物の造形参照)

(6) 土堰堤の自然沈下を常に注意し且つ餘溢を忘れざるやうにせねばならない。(前項参照)

(7) 堰堤横断面形の設計を誤らないやうにせねばならない(前項あり)。

(8) 土坪の量、換固め費特に軟弱の費用の高まることを憂ひて豫算見積が實施の結果不足することある故注意せねばならない。(農業の純利益を以て工費を償還するを要する故費用負擔可能なりや否やを豫め豫想することが大切である)

(9) 堰堤にあまり接近せしめて地山下に隧道(取水隧道は感々設けられる)を掘らぬやうにせねばならない。

(10) 築堤用土の吟味が大切である。往々良好の粘土が無い場合が少くない、従て遠方から運ばねばならぬが表層にありたる腐植質土を築堤内に混入せざるやうに注意せねばならない。

(11) 堰敷堀鑿中湧出水に出逢ひたるとき又は斷崖に出會ひ湧出水多きとき

は(普通水の溜り易き溜池では湧出水が多い)コンクリート及びコンクリート管等で封するが宜しい。

(12) 堰堤の缺損は水深最大の所(普通樋管樋管入口の所)に最も多き故この所の工事に着眼し樋管の基礎は充分注意し、一部でなく全部に互り均一なるコンクリート打の基礎を施さねばならない。

(13) 左右地山の突出部は押し出した所もあるから、かやうな位置はこれを避けて岩盤からなる山骨を撰ぶ必要がある。

(14) 土堰堤の安定條件に對するジャスチン氏(Justin)の結論も亦大體前記の事項に似てゐる。即ち餘水吐は充分大きく爲し水が堰體を溢流すること無きやうにすること。

浸潤線が外法尻(Down stream toe)よりも下内方にあらしめること、こゝにいふところの浸潤線(Line of saturation)とは堰體內滲透水の水面勾配を横斷的にあらはした線であつて、均質土堰堤なら動水勾配線(Hydraulic gradient)と一致するのが普通である。動水勾配線とは堰體內に多数の硝子管又は鐵管を直立させたときにこの管に上昇した水面を連結せる線をいふのである。

(15) 堰堤の内外法共に最も適當の勾配を與へ、如何なる場合でもその築堤材料に對して安全なる勾配でなければならぬ。

堰堤の内側から外側に向ひ水が自由に流通せぬやう完全且距水目的の構法を採ること、し、この構法によつて堤又は堤下の基礎を構成してゐる物質即ち主として土を移動することを不可能ならしむること、即ちPipingの現象(泥水を滲透する現象)を全くなくすること。

(16) 溜池の満水面上の高さは波浪が堰頂を溢流せざる程度に充分満水面上に餘裕を與へること。

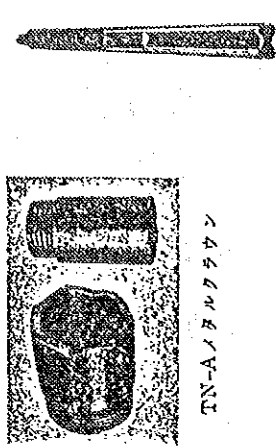
第八章 溜池敷の地質調査即ち試錐 (Boring)

(1) 試錐の必要とその方法 土堰堤にても石堰堤にても水を阻止するた  
めには必ず岩盤を露出し、これに溝を掘り粘土又は石材、コンクリート  
等を挿入する要がある。これを行はざれば水を堰上げて貯へるも即ち溜  
めることが出来ぬからである。試錐は堤防の中心線に約 2~6 米毎に  
行ふを普通とする。而して試錐はその部分に於ける下方の岩又は土層の  
見本即ち核を採取し、又は土層、砂層、岩層等の標本を採りて各厚さ及  
び堅さを測定するを目的とするものにして、試錐は深きは 15~20 米以  
上行ふを要することがある。又實際上單純なる試錐機にても 600 米以下  
の地質を探究することが不可能でない。

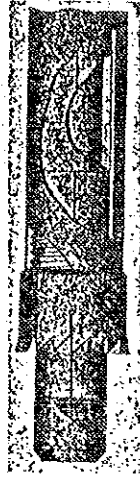
(2) 試錐機 手動式と動力附とあり。又迴轉式と衝擊式とに分類するこ  
とも出来る。一般に迴轉式が良いが各々長短がある。  
式に迴轉式(Rotary)と衝擊式(Percussion)との優劣比較表を掲げること  
とする。

種類には Suli van Brabo 型、小松型、利根式(TN 式)、ヤマト式等あり。  
価格は不定であるけれども、極めて概算は 3,500~8,000 圓位である。近來は  
國産で十分である。

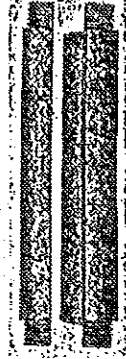
事項の種類	迴轉式	衝擊式
1 試錐の種類	ダイヤモンド又はA メタル鉋冠シヨット (鉋冠)クラウン	鉋(Bitt Bit)
2 岩盤及礫石	速かなり	速かなり
3 砂利、砂	別れて掘進不能	速かにして安全
4 泥付土	掘進速なれども弱れる	速かにして管を損
5 掘れ止め管打込	遅くして管を損ず	せず
6 泥付土中から土核を 採取すること	核を採取し難し	可能にして容易なり



第 41 圖



ダイヤモンドコア-チヌープ土砂採本採取器具  
(土中の鉋冠が型を自然の鉋冠し得る構造を有す)



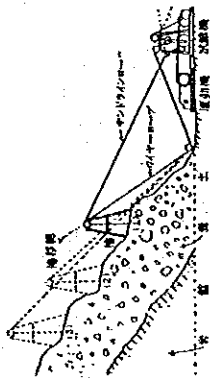
第 42 圖

次に迴轉式に於て鉋冠の種類により比較すると次の如し。

種管	ダイヤモンド又は メタルクラウン	シヨット(鉋冠)法
穿孔法	鉋冠の本端に男ダイヤモンド或は 硬合金を鉋冠付けた鉋冠で岩石を掘 切つてダイヤメタルクラウンを切取つて進む	鉋冠よりシヨット(鉋冠)と稱する散彈 (小銃仁丹大)を落し込み、鉋冠先端と岩 石との間に挿入して岩石と鉋冠とが共削 してダイヤメタルクラウンを切取つて進む
優劣	掘進方向は垂直位に同位置に於て 同一垂直面任意の方向に掘進出来る シヨット法にて及ばざる小孔も、 (33.5 <sup>mm</sup> 以上)容易、軟岩や普通岩に適 す但し鉋冠の使用上技術を要す 毎分50~70 迴轉にて可なり	進退がメタルクラウン法に比して大なり、鉋冠が 安く穿工法が容易なり、用水圧がメタル 法より少ない、硬岩崩進に適す 傾斜孔が困難にして45度以上不可能 小孔(45mm)を穿ち難く若し65mm以上 迴轉數多く毎分150 迴轉内外



第 43 圖  
シヨットの圖



第 44 圖  
ボーリング機の挿付及砂錐  
(普通砂錐より挿付へ移動す  
る要するに知り得る錐を移動す)

TN 式小型試錐機 (TN Prospecting drill) は重量約 80 貫 (300 瓩) で、分解が出来る。尖端にダイヤモンド代用の A メタルを附ける。廻轉式の場合普通のメタル錐冠に取り代り、シヨット粉を入れ大に能率を上げ得ることがある。直徑 3 種、長さ 30 種位の核 (Rock core) として採取出来る。衝擊式とするときは A メタル錐冠を取りビット (Bit) を附けかへる。

利根式 (利根製作所) 又は TN 式コア・ボーリング機第 1 號型及び第 2 號型は次の如くである。即ち軟弱なる泥粘土から硬岩に至たる違いづれにても適當するといはれ動力は淺孔には 3 馬力又は手働、深孔には 5~10 馬力の動力 (電動機又は石油發動機) を用ひる。試錐能力は最深 360 米迄にして、試錐方法は廻轉式では垂直、上向、斜向自在、衝擊式では垂直とする。

岩石掘進の一例 (利根第 2 號型又は同第 3 號型試錐機による貫徹) 次の如くである。

岩手縣にて砂岩 1 米/毎 (3.4 瓩/毎)、又長野縣にて頁岩 0.6~1 米/毎 (2~3 瓩/毎)、新潟縣にて角礫岩 0.6~1.5 米/毎、熊本縣水俣にて玄武岩質安山岩 0.3~0.45 米/毎である。

第 2 號型機は錐冠を廻轉して掘進する。全重量 200 貫 (750 瓩) なる

れども分解すれば最大部分品 30 貫 (112.5 瓩) である。第 3 號型機は廻轉式、衝擊式兼用で衝擊の場合は鉄綱 (Wire rope) を上下することにより錐桿 (Rod) を上下し掘進するものにして、ロープは滑車にて捲上げ急に下げるのである。

ヤマト式 (B) 型廻轉専用試錐機は廻轉式を以て掘鑿すると共にコアも採取することを得且掘鑿方向は垂直並同位置に於て同一直面上任意の方向に試錐し得るものである。構造は山形鋼材製、機框上に配置し各部の分解を容易ならしめ且電動機を機框内に裝置してある。

廻轉式掘鑿用具は廻轉軸管及び給進軸管より成り、廻轉軸管は廻轉しつゝ上下摺動をなし得るやう外側にキー溝を設け、傘齒車にて運動を傳へ、給進軸管スピンドルは同軸せずして把手の一端に附せる齒車と齒棒に依り上下送りをなし得る。この廻轉軸管内にボーリング・ロッドを貫通せしめ、同ロッドの先端にセデメント・チューブ、カツプリング、コア・チューブ及びシヨット・クラウン或は硬合金を植付けたるクラウンを捻込みたる後廻轉せしめて掘進する。

變速齒車裝置はクラウンの廻轉を變更調節するものにして、硬合金クラウンの廻轉には毎分 50~70 回轉とし、シヨット・クラウン使用の際は毎分 150 回轉内外とする。但し上向又は傾斜方向掘鑿の場合は、硬合金植付クラウンを使用するのである。

捲揚裝置は掘鑿を停止しロッドの捲揚を行ふ裝置にして、ロッド上端をワイヤー・ロープにて連結し、同ロープをワイヤー・ドラムに捲取る。

送水裝置は機械本體よりベルトにて傳動し、クラウン冷却盤に錐粉洗流用水に必要なる壓力と水量を供給し、掘進停止後と雖も錐粉を洗流し得る。

尚その他の部分次の如しである。

水筒径 80 尺、筒程 95 尺、送水量(毎分) 60 立

原動機 三相交流電動機 馬力 500 馬力

機軸寸法 高さ 約 1.55 米 幅 約 1.08 米 奥行 約 2.16 米 重量 560 尺

各種のヤマト型硬頭合金

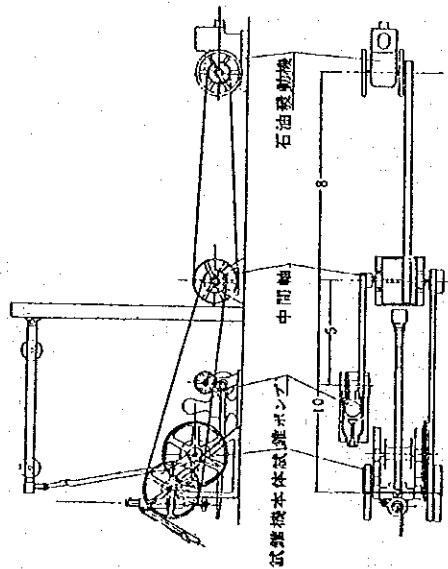
寸法	硬度(Rockwell E)
ヤ印 A $5\frac{1}{2}"/m \times 5\frac{1}{2}"/m \times 8\frac{1}{2}"/m$	75-76
ヤ印 B $5\frac{1}{2}"/m \times 6.5\frac{1}{2}"/m \times 6.5\frac{1}{2}"/m$	75-76
マ印 C $4\frac{1}{2}"/m \times 4\frac{1}{2}"/m \times 6\frac{1}{2}"/m$	75-76
マ印 A $5\frac{1}{2}"/m \times 5\frac{1}{2}"/m \times 7\frac{1}{2}"/m$	77-78
マ印 B $5\frac{1}{2}"/m \times 6.5\frac{1}{2}"/m \times 6.5\frac{1}{2}"/m$	77-78



第 45 圖  
硬合金植付クラウン

ヤマト硬合金はクラングレンカーバイト属の合金にして従来の高價なるブラックダイヤモンドの代用として用ひ、歯冠の径の大小により適當なるものを植付ける

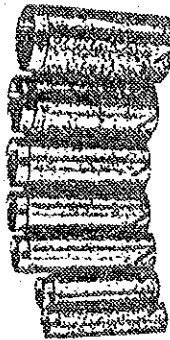
ヤマト式 A 型回轉衝擊兼用試験機は A ロータリー機に特殊衝擊作用を組合せたるもので、性能は B ユニヴァーサル機同様土質、岩質を共に試験



第 46 圖 据付圖 (ヤマト式 A 型試験機)

する場合に用ひ、主として河川海上等水の動搖ある場合等の試験に適する。衝擊装置が簡單なるため即時 A ロータリー機のみには取はつことが出来る。本機は B 型機に比して摺付面積を相當考慮に入れねばならぬ。種類は次表の如くである。

型式	試験能力	機軸重量 (kg)	分解最大重量	所要馬力	機軸寸法 (米)	
					高	幅
AUS	150 馬	395	76	5.0	1.15	0.826
AUL	500 馬	780	136	7.5	1.45	1.2



第 47 圖

シヨットクラウン

硬合金にて衝撃不能なる硬質岩石に對してヤマト型シヨットクラウンを使用しこのクラウンを用ひて衝撃す

(3) 費用 農林省にて各府縣に機械を貸與し施行せしめたるもの、統計の結果次の如くである。



第九章 築堤工事費の見積及び費用

第一節 人力の場合

一般の土工と同様土堤築立のみならず主として掘鑿費と運搬費とによりて左右せらるゝもので、荷き固め費即ち埋結土工に對しては餘り大なる變化はない。只人力荷きとローラーによるものにて相當大なる變動がある。

(1) 人力荷き固め費 大抵定つてゐるもので1立坪につき暫土即ち盛土では2人内外の掛り即ち0.33人/米<sup>3</sup>で、及金土では1立坪當 3.5 人内外掛り即ち0.6人/米<sup>3</sup>である。これに反してトラクターにては安値となり甚だしく經費を節し得ること第三節の通りである。

(2) 掘鑿費 上層の植物質を含む土の除去及び金土挿入箇所の掘鑿は地質により異なるも、湧水ある時は困難で深さを増すに従ひ困難となるから、非常に工事費に不同を生ずるも、普通の土にありては1立坪につき1~0.4人(1米<sup>3</sup>につき0.17~0.07人)即ち1人夫で1日に1~2.5立坪(6~14米<sup>3</sup>)を掘り得る。その順序は普通土、土砂利、粘土、固砂利で岩層なるときは10倍も人力を要することがあり、ダイナマイトを用ひざるべからざる場合もある。

第二節 土の運搬

(1) トロビール (Decaubit) 即ちトロ車によるとき  
今1立坪に要するトロ推し人夫数は次の如くである。即ち

$$\text{トロ推し人夫(但し一人推すトロ車)} = \frac{\pi(a + \frac{2d}{3})}{l \times 60} \quad \text{人又は臺}$$

但し絞線るときはトロ車の半分餘の人間でよい、即ち前述の間に運搬をす

作業費の統計

種別 地方	1本管		試 雑 費							1米當り經費				推進1米當り 正味時間				備 考
			人夫費		所 要 品 費													
	米	円	員數	賃銀	丸木 材	工具	桐油	其他	計	土壤	軟岩	硬岩	平均	土壤	軟岩	硬岩	平均	
官崎	9.90	8.39	11.00	7.70	0.19	不明	0.15	0.35	0.69	0.16	不明	3.73	0.85	1.09	—	3.29	0.47	穿孔7本を平均したるもの
秋川	9.10	37.93	50.00	35.00	2.25	"	0.13	0.55	2.93	1.79	"	7.50	4.17	1.11	"	5.23	2.48	穿孔2本を平均したるもの
長野	8.06	24.50	35.30	21.18	無し	"	0.07	3.25	3.32	不明	"	不明	3.04	不明	"	不明	2.09	穿孔3本を平均したるもの
愛知(1)	2.27	9.00	8.60	7.74	0.25	"	0.08	0.93	1.26	"	"	"	3.94	"	"	"	2.19	穿孔6本を平均したるもの
同(2)	7.40	12.06	7.20	5.76	0.10	"	0.16	6.04	6.30	"	"	"	1.63	"	"	"	不明	穿孔5本を平均したるもの
同(3)	6.67	8.93	8.00	6.40	無	"	0.13	2.40	2.53	"	"	"	1.34	"	"	"	"	穿孔4本を平均したるもの
平均	5.45	10.00	7.90	6.63	0.18	"	0.12	3.12	3.36	"	"	"	3.30	"	"	"	2.19	上記平均を合せたる上平均したるもの
大分	10.40	54.36	70.00	29.00	4.50	"	0.21	0.56	5.36	2.58	"	15.40	5.23	"	"	"	不明	
熊本	7.65	31.71	41.50	29.05	2.25	"	0.16	0.25	2.66	2.58	"	9.90	4.15	"	"	"	"	
徳島	4.09	30.96	34.80	24.36	1.00	"	0.15	4.25	6.60	不明	2.28	13.20	7.57	1.36	3.32	5.33	3.12	穿孔3本を平均したるもの
山梨	6.60	28.51	25.80	18.06	無	"	不明	10.45	10.45	"	不明	不明	4.21	不明	不明	不明	1.37	穿孔4本を平均したるもの
愛媛	7.27	27.50	31.80	22.26	0.42	0.01	1.30	3.51	5.24	2.17	3.42	8.70	3.78	1.04	"	4.16	1.50	右同
香川	8.18	29.97	30.00	21.00	1.90	1.16	0.70	5.21	8.97	2.88	不明	不明	3.66	0.49	"	不明	1.21	穿孔11本を平均したるもの
埼玉	4.48	14.40	13.50	9.45	2.20	不明	不明	2.75	4.95	不明	"	"	3.21	不明	"	"	2.49	
總平均	7.38	27.11	31.96	22.15	1.49	0.59	0.33	3.23	4.96	2.03	2.85	9.74	3.83	0.57	3.32	4.40	2.06	

備考：總平均の計算には「無」(必要なりしもの)は除数の數に加算し「不明」はその數に加算せず



ることが出来る。

$1/n = 1$  車の容積(0.05 立坪(0.3 立米) 積のトロ車なり)とすれば  $1/n = 1/3.3$  立米、 $a =$  車を停止する時間の合計、主として土を積み入るに要する時間の分の数 6~12 分なるも土によりて増減する。 $d =$  片道の距離(米)、 $b =$  毎分の速度にて約 45 米なるを以て 12 分で 540 米(1 分間 65 米の割合とするときは 4 杆/1 時間、坂のときは不同)、 $t =$  時間 約 9 時間労働とするも  $8\frac{1}{2}$  時間のこともあるが何れにしても分に直し 540~510 分とする。

1 人 1 臺押しとし 1 立米に  $n$  回かゝつて運搬すると次のやうな関係がある。

$$1 \text{ 日中車の通る回数} = \frac{60t}{a + \frac{2d}{b}}$$

$$1 \text{ 回の人(臺)数} = \frac{a + \frac{2d}{b}}{60t}$$

$$1/n = \frac{a + \frac{2d}{b}}{60t} = 1 : x \quad x \text{ は 1 立米に要する臺数である}$$

以上の外に附帯費用を要する。即ち (i) レール及びトロ車の損料又は購入料、(ii) レール引き延ばし及び手入れ夫は 180 米に 2 人位の割合に要し土砂均しはトロ車 1 臺に 0.2 人位の割合を要する、(iii) 土砂掘整人夫は土の種類により異なるも普通 1 人 12 立米位。

(2) 輕便機關車(Casoline locomotive)又は牽引車(Tractor)をトロ箱に結合せるもの

- (1) 軌間 24~36 吋(0.6~0.9 米)、(ii) 重量 3.5 及び 4 噸の 2 種が普通で
- (iii) 評定馬力 25 馬力内外で四輪付である。但し評定馬力算式は  $D$  を mill mater に於ける Cylinder の直徑として、 $L$  を衝程(Stroke)、 $N$  を毎分回轉數とすると  $\frac{D^2 L N}{260 \times 10^3}$  で計算する。(iv) 速度 坂小  $1\frac{1}{2}$  哩/毎(2.4 杆)、中間 3 哩/毎(4.8 杆)、最大 8 哩/毎(13 杆)、(v) 制動(Break)をかけることが出来る。(vi) ガソリンは 1 時間 1 馬力當り 1.5~2 合 (0.05~0.08 ガロン)を要する。

- (vii) Draw bar (牽引桿)の最大牽引力は 3.5 噸車にて 1,400 斤(635kg)内外、
- (viii) 牽引抵抗は絕對水平の軌道上にて荷重 1 噸に對し約 20~30 斤(9~13.6 kg)なれば、レベルの場合は牽引力 1,400 斤の  $\frac{2,240}{20}$  倍 ~  $\frac{2,240}{30}$  倍の總重量のものを曳き得る筈である。

併し乍ら勾配がつくと次の如くに少なくなると

牽引可能總重量

勾配	4 噸機關車			3.5 噸機關車		
	20 斤/噸	30 斤/噸	30 斤/噸	20 斤/噸	30 斤/噸	30 斤/噸
Track の勾配 1/10	噸 9	噸 5	噸 4	噸 4	噸 3½	噸 3½
" 9/100	10	6.6	5	5	4½	4½
" 8/100	11	7	6	6	5½	5½
" 7/100	12.5	8	7	7	6½	6½
" 6/100	14	9.5	9	9	8	8
" 5/100	17	11	11	11	10	10

### 第三節 機械による轉壓 (Machine rolling)

(1) 機關付轉壓機(Macadam roller with engine)

市街地用 Roller-car 又は Macadam roller である。一回で 100~200 平方呎(7~14kg/cm<sup>2</sup>)の壓力度の壓力であるとせられてゐる。その中には(i) Steam roller、(ロ) Oil Engine Roller、(ハ) Gasoline macadam roller 等がある。Oil engine roller の最小は約 2.5 吨位からある。Gasoline macadam roller 中には Fordson tractor の機關を利用し、ローラーをつけたものがあつて、ローラーの全重量 3~4 噸位のものもある。併し Steam roller は相當大きなものがある。

而して農薬用には餘り用ひられない。即ち山間僻地に持ち出すには運搬上困難なことがあるからである。又比較的費用も安くはないからである。

(2) トラクター及びコンクリート・ローラーによる轉壓

土堰堤築造のために用ふるトラクターは普通20~30馬力、目方800貫(3,000kg)、ローラーは950貫(約3,500kg)内外(徑3.5尺即ち1米餘、長さ1.5米内外の鐵板卷コンクリート造)であるが、實際上は450~500貫(約1,700~1,880kg)位のローラーで、トラクターも15~20馬力位の小型のものを使用する方が山間僻地では有利である。尙解體容易なものを可とする場合が多い。機械による鴉き固め即ち轉壓の施行方法は撤出せる土の厚さを普通の盛土なら1尺以内とし60%に締める。5~6往復位ローラーをひくのである。心壁ならばもつと丁寧に行ふ。作業日数は天候就中降雨降雪等によりて一樣でない。東北地方とか天候不良の山間地方では一箇年130~150日しか作業出来ぬ。又時間は一日5時間内外である。

費用は一時間平均石油8~9升を要する。これで10~15立坪(60~90米)内外鴉き固めが出来。1立坪當鴉固め費約0.50~1.0圓以内で、内半分は燃料油代運轉士及び人夫賃即ち作業費で、これを人力による鴉固め費2圓内外以上を要するものと比較すると25~30%ですむ(尤も機械賃借料を見込まないが償却費を見込んである)。

(イ) 元償却費 10箇年使用と見做し1箇年150日運轉とし6%の利率をつけ償却するとせば1日ベスト型(Best)30馬力のもの約7圓内外、キヤタピラー(Catapiller)25馬力のもの約6.24圓内外、フォードソン(Fordson)22馬力のもの約5.5圓内外である。

(ロ) 修繕費 1日1.20~1.50圓を見込めば可なりである。

(ハ) 運轉作業費 給料、燃料、油代、人夫賃等1日に9圓内外。

1 日に大體25~30立坪(150~180米<sup>2</sup>)を鴉固める。故に1立坪當は以上の計約18圓の1/25~1/30即ち60~70錢(1立米當り10~11錢)内外となる。

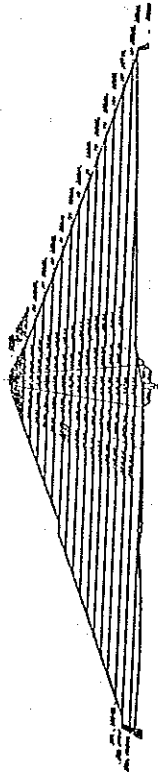
機械で鴉き固めたる高堰堤の費例

兵庫縣の昭和土堰堤は、昭和四年農林省からBest型30馬力、Holt型25馬力Tractorの貸與を受け、重量800貫(3,000kg)のローラー一個を牽引して鴉固めたのであつた。尙トラクターは土の運搬にも利用も得

工事進捗程度一覽表 (ミの一)

種目	求數器=袋ノ高敷		床型(土砂)		床型(碎石)		心壁石積鋼		鋼土			
	内法分	合計	數量	累計	數量	累計	數量	累計				
1	413	6	465.0	407.0	872.0	9.90	492.44	3.70	484.65	94.26	3,786.88	
2	410	3	591.0	505.0	1,096.0	19.30	482.54	8.07	480.95	205.40	3,692.62	
3	404	6	828.0	798.0	1,626.0	13.50	463.24	6.19	472.88	215.41	3,487.22	
4	398	6	1,025.0	1,064.0	2,089.0	11.90	449.74	8.44	466.69	239.54	3,271.84	
5	392	6	1,229.0	1,267.0	2,516.0	12.69	437.84	8.50	458.25	255.97	3,032.47	
6	386	6	1,410.0	1,441.0	2,851.0	16.66	425.15	11.32	449.75	266.50	2,776.50	
7	380	6	1,452.0	1,586.0	3,128.0	44.98	408.49	15.44	438.43	295.61	2,510.00	
8	374	6	1,577.0	1,586.0	3,263.0	47.50	363.51	15.53	422.99	301.51	2,214.39	
9	368	6	1,782.0	1,686.0	3,468.0	26.72	316.01	15.80	407.46	321.46	1,512.88	
10	362	6	1,751.0	1,617.0	3,368.0	24.10	289.29	17.65	391.66	277.60	1,591.42	
11	356	6	1,743.0	1,560.0	3,303.0	22.19	265.19	19.93	374.01	254.08	1,313.82	
12	350	6	1,665.0	1,500.0	3,165.0	24.67	243.00	29.60	354.08	241.47	1,059.74	
13	344	6	1,513.0	1,454.0	3,067.0	29.10	218.33	26.93	324.46	6.30	46.01	258.55
14	338	6	1,572.0	1,563.0	3,235.0	198.23	198.23	297.55	297.55	39.71	39.71	579.94
15	332	6	1,524.0	1,100.0	2,624.0							
〃	326	6	1,251.0	279.0	1,530.0							
〃	323	3	704.0	68.0	772.0							
〃	320	3	315.0		315.0							
〃	314	6	66.0		66.0		517.00		490.80		3,683.70	

たので相當の進捗を示した。その断面基準圖(48圖)及び各標高毎の材料寸法容積、容積等を表示したものの次の如くである。(その一及びその二參照)



第 48 圖 兵庫縣昭和池堤断面基準圖

工事進捗程度一覽表 (その二)

外面土		内面土		芝		付		取石		符
數量	累計	數量	累計	數量	累計	數量	累計	數量	累計	號
34.20	20,153.20	34.20	17,277.30	285.0	285.0	441.0	441.0	235.5	2,968.5	1
267.02	20,119.00	240.00	17,273.10	1,862.0	1,862.0	12,698.0	12,698.0	113.0	2,733.0	2
203.24	19,851.98	168.70	17,003.10	550.0	550.0	10,336.0	10,336.0	308.0	262.0	3
566.83	19,649.74	512.79	16,834.40	1,030.0	1,030.0	10,286.0	10,286.0	290.0	2,312.0	4
759.62	19,082.91	763.82	16,321.61	1,010.0	9,256.0	9,256.0	9,256.0	287.0	2,022.0	5
1,006.90	18,323.29	1,055.40	15,557.79	990.0	8,246.0	8,246.0	8,246.0	276.0	1,736.0	6
1,190.66	17,316.39	1,235.16	14,502.39	940.0	7,256.0	7,256.0	7,256.0	257.0	1,459.0	7
1,341.39	16,125.73	1,378.73	13,267.23	876.0	6,316.0	6,316.0	6,316.0	237.0	1,202.0	8
1,577.64	14,773.34	1,473.64	11,888.34	110.3	556.0	556.0	556.0	208.0	965.0	9
1,626.75	13,206.70	1,520.29	10,414.70	820.0	4,620.0	4,620.0	4,620.0	162.0	757.0	10
1,628.23	11,579.91	1,513.23	8,894.41	700.0	3,860.0	3,860.0	3,860.0	156.0	595.0	11
1,610.75	9,951.68	1,452.29	7,381.18	640.0	3,160.0	3,160.0	3,160.0	144.0	439.0	12
1,573.81	8,340.89	1,340.89	5,928.89	580.0	2,520.0	2,520.0	2,520.0	128.0	295.0	13
1,515.37	6,767.08	1,353.37	4,529.08	4,529.08	1,930.0	1,930.0	1,930.0	106.0	167.0	14
1,475.52	5,251.71	1,291.52	3,175.71	500.0	1,400.0	1,400.0	1,400.0	61.0	61.0	15
3,352.99	3,776.19	1,685.04	1,884.19	45.5	45.5	45.5	45.5			
+ 238.20		+ 199.15		900.0	900.0	900.0	900.0			
	20,153.20		17,277.30			441.0	441.0		2,968.5	
						12,698.0	12,698.0			

## 第十章 グラウチング (Grouting)

地質不良の場合には必ず之を施行するを要する。之には先づ注入孔を掘り、然る後純セメント液又はモルタルを注入するから、試験機と注入機を要する。

### 第一節 使用機械

(Boring machine and Grouting machine)

穿孔は人力、電力により直接行ふか、又は壓縮空氣 (Compressed air) を用ひて行ふ。

穿孔機につきましては既に述べた通りである。

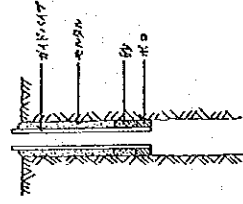
注入機の種類中ヤマト式井型機はプランヂャー・ポンプ式、最大注入壓力 700 #/方 (49 噸/方) 位が出る。

ヤマト式大型機は、ピストン・ポンプ式、最大 1500 #/方 (105 噸/cm<sup>2</sup>) 位の壓力が出る。セメントばかりでなくモルタル注入にも兼用し得る。

尚利機式機にて中型機及び大型機及び目下部製注入機等あり、何れも現今まで農林省にて購入、各府縣で實施してゐる所の機械である。

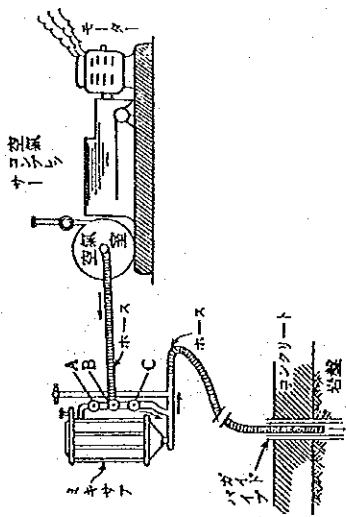
注入孔の穿孔には孔の徑 1~1.2 寸位 (3~3.6 廻) のガス管を導管即ちガイド・パイプ (Guide pipe) として入れ、周囲をセメント・モルタルにて定着させる。

(49 廻) 注入孔の水洗にはポンプを以て水洗し、岩粉を洗ひ出す (ガイド・パイプの長さは 5.0~3.5 米位にて可)。次に注入機の噴付を了し、注入の方法に取りか



第 49 圖

ガイドパイプの入れ方、場合によりセメントと砂とを混入注射すること



第 50 圖 注入機ダイヤグラム  
水とセメント混合のときは A を開き C を閉く、グ  
ラウト混練のときは C を開き BA のコックを開く

あるも普通は純セメントで行ふ。

注入機のダイヤグラムは第 50 圖の如くであるが、注入機の内が一番大切  
な心臓部ともいふべきものは、動力機以外にセメント入れのシリンドーであ  
る。そのシリンドーはミクサーともいひ、又グラウト・ミクサーともいふ。  
その種類は色々あつて一定しないけれども、第 51 圖のものは佐藤式グラウ  
ト・ミクサーである。

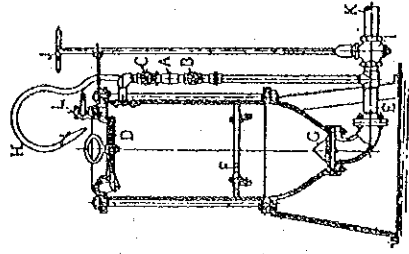
大體の形状は三脚を有する圓筒状のモルタル混合室の下部に、多数の螺旋  
穴を有する圓錐形板を設けて、下方より壓搾空気を渦状に旋回運動をなす  
噴射せしめて、モルタルの混合を完全ならしめ且排出を均一ならしめる。  
寸法は胴径 45.5 寸、胴高 1.2 米、総高 1.36 米、容量 0.0278 立米、排出ホースの  
径 5 寸、胴體は軟鋼板製とし、底部は漏斗形鑄鐵製にして、混合室内に鑄鐵  
製網目板を備へ上部には閉閉自在な蝶番附扉を有する。圓筒内には 2.5 寸位  
の間隔を有する鐵格子(F)を設け、底部に攪拌羽根(G)を取付け、この攪拌  
羽根はセミ・スチール製で、その周圍には外方に向つて稍々傾斜且渦狀に併  
列せる數多の導孔を有し、下方より噴出する壓搾空気の作用でセメントと砂

と水とを攪拌しつゝモルタルを製造する。パイプ  
(A)は空氣ポンプに連結する。

使用法は最初に (B) のヴァルブを少し宛開き  
て、上部から豫定量の水を投下し、下方から攪拌  
羽根を通じて噴出せる空気で水を攪拌する。次に  
豫定量の半分のセメントを投入し、次に豫定量の  
砂を投入し(但し砂を用ひざる場合もある)、次に  
残りの半分のセメントを投入し壓搾空気によつて  
充分に混合さす。充分練上りたる頃合を見計つて  
(B) のヴァルブをその儘とし、(C) のヴァルブを

少しづつ開放し蓋 (D) の接觸面を掃除管(H)で空

氣を噴付けて附着せる砂や塵埃等を除けてから引上げ、同時に (C) のヴァル



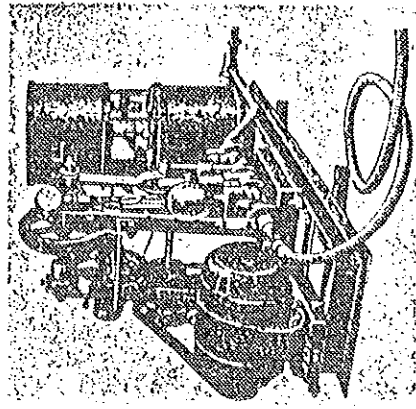
第 51 圖

佐藤式グラウト・ミクサー

型 式	單式型製
胴筒直徑	6.5 呎 2.5 呎
衝程(垂直距離)	76 呎 3 呎
壓力(毎平方呎)	17.5 呎 { 250 呎 35 呎 { 500 呎
容量(毎分)	{ 0.03 立方米 { 1.13 立方呎 { 0.016 立方米 { 0.565 立方呎
クランク(毎分)	70 回
同轉數	{ 70 回 { 70 回
パイプロ徑	{ 19 呎 吹入 { 32 呎 吹入 { 1.5 呎 吹入
原動力	5 馬力

注入壓力の高いものを選擇必要とする場合

衝程	76 呎	壓力(垂直距離)	28 呎
容量(毎分)	0.012 立方米	クランク	同轉數



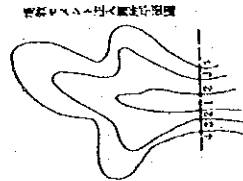
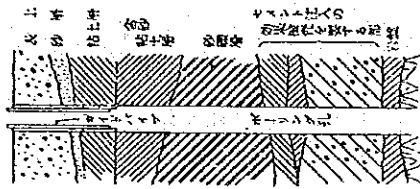
第 52 圖

ヤマト式 グラウチング・ポンプ  
(右側にその機状を示す)

ブを全閉すると、圓筒内は高壓の空氣で充滿され蓋は自ら脱落される。次に(J)のハンドルを廻して(I)のヴァルブを開放すると、圓筒内のモルタルは(K)の排出管に連絡せるゴム管を通じて所要の箇所へ送られて注入する。  
尚ヤマト式の一つを109頁に示した。

第二節 注入作業費(一箇所毎平均深6米と假定)

- (イ) 試錐工費 1尺(30種)當り0.30~0.50圓内外を標準とし、普通20尺(6米)以上を要することがある。
- (ロ) ガス・パイプ代金 1尺當り0.50圓(1.50圓/米)内外であるから合計普通10箇所以内にて足りる場合が多い。
- (ハ) 所要マメント量 1箇所12袋以上を要する。1袋1.50圓以内と見込得る。
- (ニ) 機械運轉代 ガソリン代金1日4圓内外と見做す。運轉には運轉手



第53圖

日給3圓と見做し、外に少々見込む。

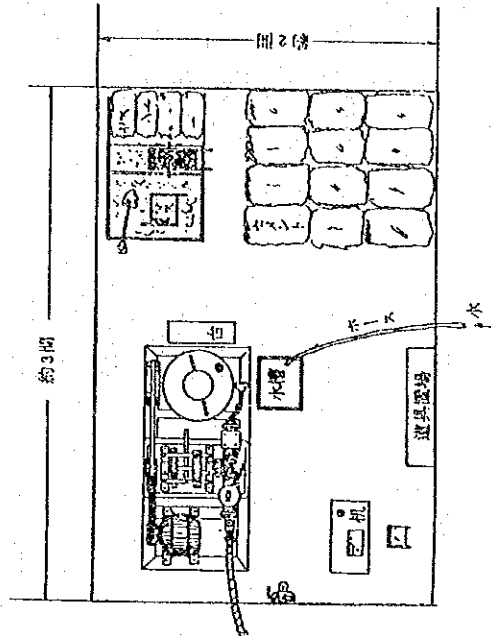
- (ホ) 機械その他材料運搬費 入夫3人位とする。以上にて大體一箇所(6米深と假定し)80~100圓位必要である。
- 注入の效果たるや否やを鑑定するとき、壓力を與へても錶定通り出でざるときは(裂目澤山あるときは壓力がかゝらぬ)、大に警戒を要する。場合によりは注入孔の附近にボーリング機を以て試錐してマメントの到達を知ることゝ要する。

この場合上圖55圓の如きマメント注入箇所平面圖を描き各番號毎にその左方の如き断面想像圖を作るべきである。

第三節 グラウト・ポンプ使用法

ポンプの据付及び組立

ポンプの据付場所は注入口との距離を考へ度々移動しないで作業が出来、



第54圖 グラウト機一切の配置圖

又水を流しても差支へないやうな位置を選定する。

### 注入準備

次の品を準備して置く。

- (1) セメント用篩、(2) セメントを入れる箱、(3) セメントを計る升、
- (4) 水櫃、(5) スコップ、(6) 肌及び掃子、(7) バケツ二個、(8) 給水設備

### 注入作業

(イ) セメントの濃度 セメントは成るべく微粉で新しいものが必要であるが、普通1時に付三十目の篩を透したものを使用する。

注入に際し先づ水を透つて注入孔を洗ひ、龜裂の状態を検べ注入圧力及び濃度の見當をつける。龜裂の大きな所に濃度の薄いものを送つてはポンプの運転時間は徒らに長くなり、又反對に龜裂の小さいものに濃度の大きなものを送ると口元のみにセメントが沈殿して侵入不十分になるから、初めは必ず水を透りて龜裂の状態を知り、大龜裂又は湧水多き所には比較的濃度の高いものを送り、反對に堅い岩石で非常に龜裂も細かく注入に困難を豫想される場合には薄いものを注入する。

セメント・ミルクの濃度即ち水とセメントの比は注入圧力及び注入量と密接の関係があるから、作業中はポンプの廻轉數、セメントの單位時間の注入量等をよく記憶して置き、又セメントの濃度を變へた後の注入圧力の變化に氣をつけて作業を進める。

普通の場合、水とセメントとの比は1:10位の薄いものより始め、段々濃度を高める。注入しても限りなく入るやうな場合は1:5から1:2位まで濃くするが、セメントを節約するため粘土、火山灰、シラス、砂、鋸屑、細かく刻んだ薬層等を入れることもある。砂とセメントの割合は容器で水5、セメント3、砂4の割合が最高で、それ以内任意の割合でモルタルとしてミ

クサーで練つたものを注入することもある。

(ロ) 圧力 セメント・ミルク注入作業の操作に於て、注入圧力を如何に加減するかといふことは最も大切なことである。初めより高圧力を要し、注入困難な穴には壓力に應じてポンプのストロークを加減し、セメント・ミルク注入量を調節して壓力の上昇に急變化を與へないで、徐々に上昇を行ふやうにせねばならぬ。セメント・ミルクは注入されても湧水の壓力及び龜裂の磨擦に打勝つて奥へ進入する力を失ふに至ると龜裂内に沈積し漸次充實され、ポンプの壓力も上昇しそれにつれて水分も絞り出されて固結する。最終壓力に達したならば、この壓力で10~20分間位注入して見てセメントが入らないやうなら次に水を透つて見る。水が相當に浸入するやうなら薄いセメントを作つて又注入して見て入らぬやうなら注入を終る。

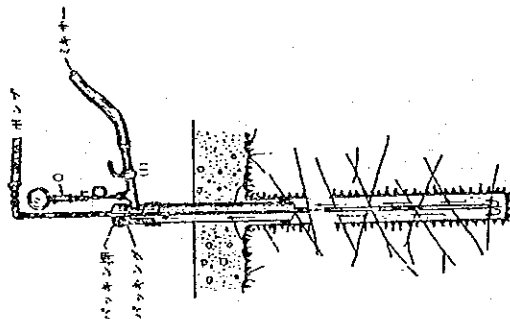
(ハ) 循環装置 ストロークを調節するに際しヤマト式注入機には55圓の如き循環装置がある。注入量及び壓力を調節するには圓の(1)コックを開閉し、さへすれば、壓力計を見ながら任意に調節することが出来る。セメント・ミルクはコックよりホースによつてミクサーへ循環するやうになつてゐる。若し循環装置を使用せずガイド・パイプに直接に注入ホースを取り付けて注入した場合、龜裂が大きい内は左程沈殿は起らぬが、龜裂も大半充實され壓力も上昇すると沈殿が激しくなる。

循環装置は壓力及び注入量を調節するばかりでなく、沈殿防止としても必要なのである。

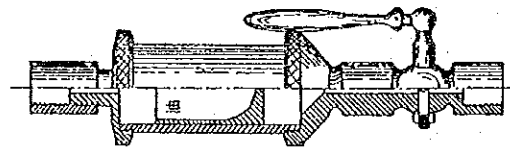
(ニ) 壓力計用オイルシリンダー 56圓の如く壓力計の下部に取り付ける。オイルシリンダーがないとセメント・ミルクが壓力計の中に入り硬化して針が動かなくなることがある。

(ホ) 注入孔 堰堤底の注入孔の孔列二列のときは、間隔は3米の千鳥

形に鑿孔する。孔徑は 65~80 程が適當で、深さは堰堤の大きさ又は岩質により色々違つてゐる。この注入孔の鑿孔及び注入作業は殆どコンクリート作業と同時に進んでゐる關係上、コンクリート作業の邪魔になることが度々起り、これがため工事の進行を遅延さす原因になるから、鑿孔及び注入作業は晝夜兼行で行はなければならぬことがある。



第 55 圖  
グラウトの筒状装置



第 56 圖  
壓力計用オイルシリンダー  
(油の入る部分)

## 第十一章 土堰堤に關する法規

世界各國共災害防除のため大なる水利構造物には法規を以て取締つてゐる。就中相當の貯水池は一旦その缺損あらば波及するところ甚大なものがあるを以て取締が必要である。

伊太利の土堰堤に關する規則（第 46 條乃至第 53 條に在り）を抄録して見ると次のやうなことがある。

- (a) 水深は 20 米を以て普通土堰堤の限度とすること。
- (b) 横断面の形状としては、高さ 12 米以下の場合には兩法共 2 割以上とし、高さ 12 米以上の場合には兩法共上部にて 2 割とし、以下次第に緩とし 3 割を以て平均となるやうにすること。
- (c) 堤頂幅員は高さの  $\frac{1}{4}$  以下とし且 2.6 米以上とすること。
- (d) 堤盤の防水に對しては中央部に心壁を設くるか又は水側面に前及金を設くるを要すること。
- (e) 基礎地盤面に沿ふての滲透水に對しては堤盤と地盤との間に止水壁を設くべきこと。
- (f) 堤頂の高さは最高水面（波高を加へたるもの）より少くとも 1.5 米の餘裕あるべきこと。
- (g) 心壁その他止水用土は十分粘着性を有し、30~60% の純粘土分を含む有するを要すべきこと。
- (h) 堤盤は一層の厚さ 30 厘以下の充分壓し固めたる水平層より成るべきこと。
- (i) 工事完成後 6 ヶ月以上經過せざれば貯水を開始すべからざること。

(j) 堰堤下流側法脚は適當なる排水方法を講ずべきこと（堤土が水で飽和されぬやう）。

以上の規則は餘りに微細に過ぎて場所により、事業者によりては悉くは實困難なることがないとも限らないから、かくの如きは良好なる規則とはいひ得ない。

本邦に於ける土堰堤に關する取締規則は次の如しである。即ち昭和 10 年内務省令第 36 號河川堰堤規則中に高さ 10 米以上の土堰堤に對しては、次のことを守らねばならぬ（發電用のものは別に同年逓信省令にて出てゐるも省略する）。但し河川法を施行し又はこれを準用せる河川の水流又は水面に設ける場合に限られてゐる。併しこれは今のところで、將來は更に範圍が廣まるかも知らない。

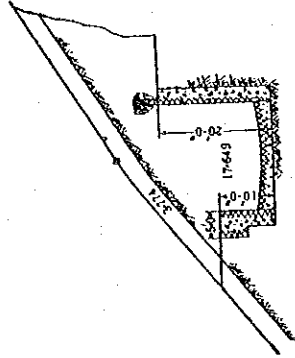
その要點を擧ぐれば、高さ 10 米以上の土堰堤の新築、改築を發起せむとするときは第一回に許可申請書を、第二回に工事施行認可申請書を夫れ夫れ出だして許可及び認可を受けねばならぬ。その申請書のうちには土堰堤の安定計算書、貯水池容積計算書、附帯設備に關する計算書、地質説明に必要な表、掘鑿土石の數量表及び水位及び流量表を添付せねばならない。尚工事施行監督のため相當の經歷ある擔任技術者を置くべきことを要求してゐる。

本邦のものは伊太利のものに比すれば遙かに趣通がきくが、農業土木土堰堤として一番問題となるのは農民の負擔を増加させることである。即ち専門の技術員を置く等のことは農民にとりては容易でない。而かも 10 米以上の溜池は農村にては普通のこととて、その數の多いこと數ふるに邊がない位であることをよく考へられたいものである。

## 第十二章 土堰堤の餘水吐

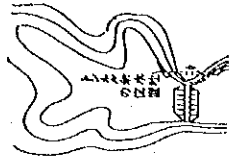
(Spillway 又は Waste way)

位置につきましては土堰堤の餘水吐として特に注意すべきことは、餘水吐は、堰堤の一部を通さずして全く分離して切り放して設けることが最も大切であることである。この場合次の圖の如く隧道となること又は深き溝溝 (Groy) 位



第 57 圖

地山を切込みたる餘水吐  
(堤防と全く分離して掘削工事を  
施したるもの、兵隊縣淡路大城  
池餘水吐急傾配水路の部分)



第 58 圖

cutting) となることもあるが、隧道の場合の方が一般に代用が深き者より  
もかゝらぬことがあるが、裡張を行ひ又断面を充分與へることを要する。例  
へば 1 時間最大雨量は 1 時間内に又 4 時間最大雨量ならば 2 へる 4 時間最大  
するやうな計算方法で、1 秒の流出量を穩定して断面を與へ相當の餘地ある  
断面が要る。例へば、

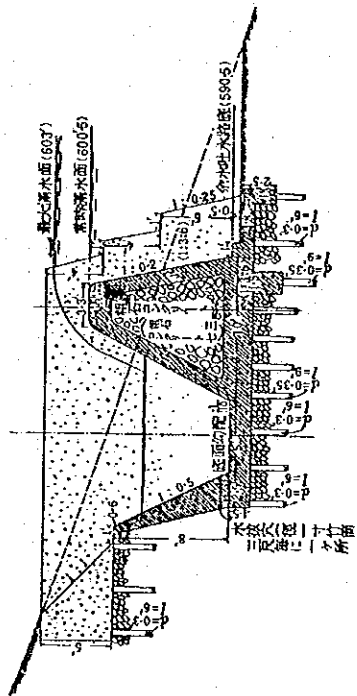
$$Q = \frac{1 \text{ 時間最大雨量}(\text{mm}) \times \text{流域}(\text{坪方米})}{60 \times 60} \quad (\text{立方米} \text{ 毎})$$

の如しである。深き切削工のときは土工費に多くかゝるのみならず、





第 59 圖 狭山池溢水吐上端溢流部 (改造後の状態)

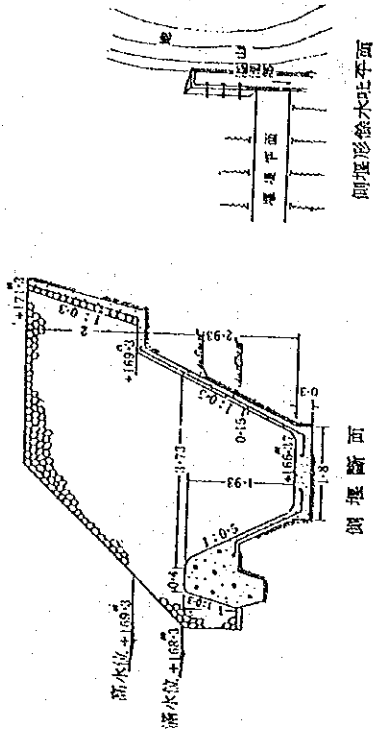


第 60 圖 活者の設計せる秋山縣湯の澤池の溢水吐構造圖

土砂等が崩落して溢水吐を埋設するやうなことが絶無なるやうに被覆を要することが多い。又堰堤の上ではなく地山に於ての竊真 59 圖の如く堰堤と列べて設けることが出来ることもある。これは溢水吐が小さくすすむ場合に限る。又側堰(Side weir)を用ひ、これを溢流させることもある。(次頁の圖参照)

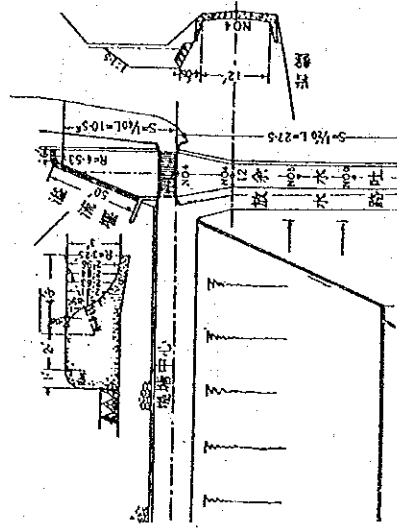
一般に切割の場合は費用を惜むべきでない。溢水吐の長さ及び深さについては一般に、

$$Q = cA\sqrt{2gH} = K L H^{\frac{3}{2}}$$



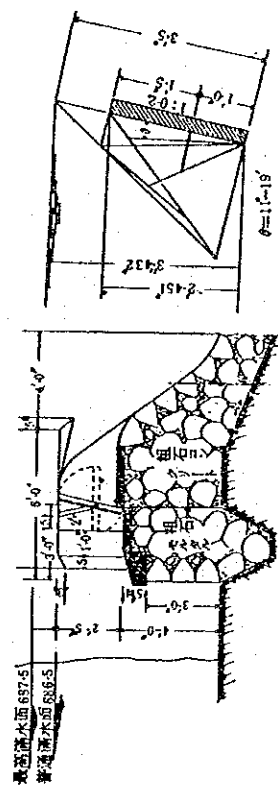
第 61 圖

なる形の公式で  $H$  (溢流深) を定むべきであるが、 $H$  は 1 米以下が最もよい。多くとも 1.5 米 (5 尺) を超ゆるべからず。最高水位とは溢水吐をこの最大の深さ  $H$  で流れるときの水位をいふ。餘水が堰を溢流する箇所はコンクリート或は石造とし、水の衝波に堪へるやう安全なる工事を施さすべきである。勿論堤上を洗流 (Wash) せぬやうにする必要がある。

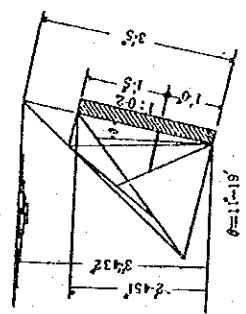


第 62 圖 溢流堰及溢水吐放水貯留池(昭和池)

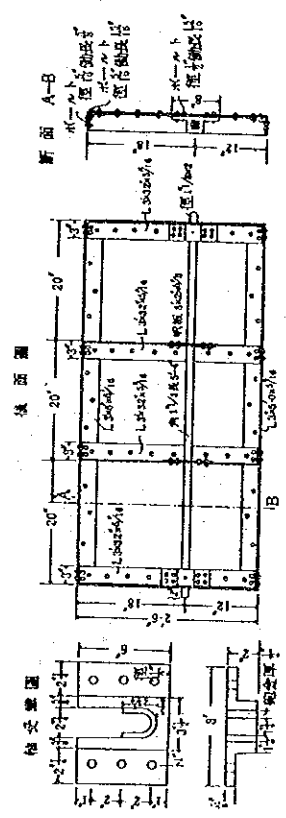
が必要である。その断面は最大日雨量を1日以内に排除する程度に毎秒の排水量を定めて、これから断面を決めることがある。



第 65 圖  
大藏池餘水吐頂附近横断

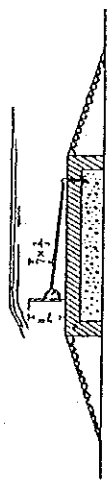


第 66 圖  
堰板構造示力圖



第 67 圖 型轉式堰板

かめたから、後日に至り 2.6 尺丈け自動轉式堰板を餘水吐頂上に設けた。溜池は圓錐形であるから、上で少しでも水を貯めるときは大いに貯水を増すから、餘水吐を幅広く且高く設けることは最も有利であるが、これがために土壁等を置くことが却て破壊の原因をなすことがある。



第 68 圖  
外國の自動餘水吐原の一種 (寸法は呎)

又工事中の餘水吐は流域稍大なる場合、例へば 100 呎以上の所ではこれ

第十三章 溜池取水装置

(Water intaking apparatus)

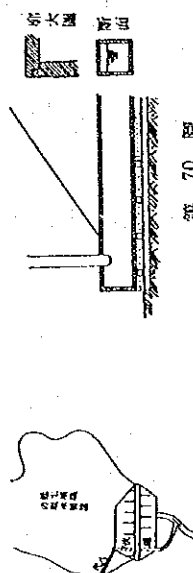
第一節 分類

取水装置には色々の種類があつて尺入、樋、樋管等の名がある。

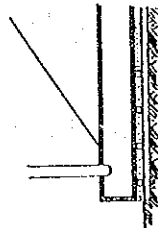
- (イ) 底樋又は伏樋のもの
- (a) 入口に木栓又は木柱を有するもの (次の70圖の如し)
- (b) 入口にスライス・バルブを有し、水上又は堤上にて繰繰するもの

(72圖狭山池第二堤防のもの)

(ロ) 底樋と堅樋又は斜樋を有するもの (堅横兩樋結合装置を要する) 堅樋又は斜樋は盛土の上に横たへるときは基礎に注意を要する。又横堅結



第69圖

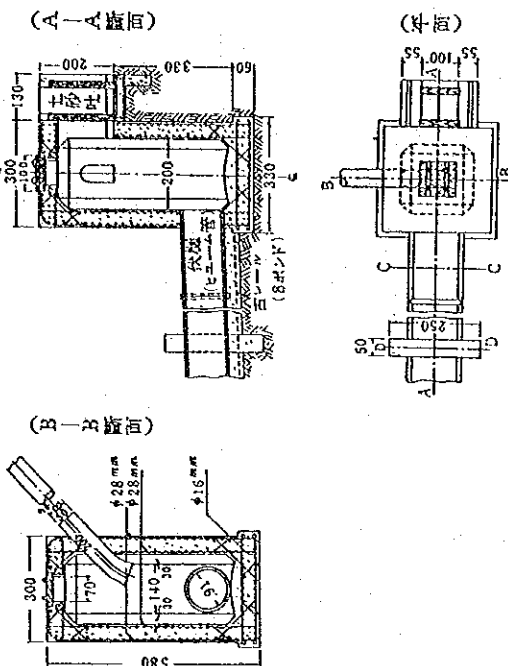


第70圖  
最も原始的のもの  
(伏樋のものにして  
入口に木柱を立てる)

合の所はコンクリート・タンク等を用ひて、直接に継ぎ合はさず一旦タンク中に入れ、又必要の場合タンクの泥吐を可能ならしめるやう土砂吐を設ける。

斜樋又は尺入下のこのタンク即ち水槽は餘程丈夫でなくてはならぬ。

次頁の71圖は埼玉縣山根池のものである。

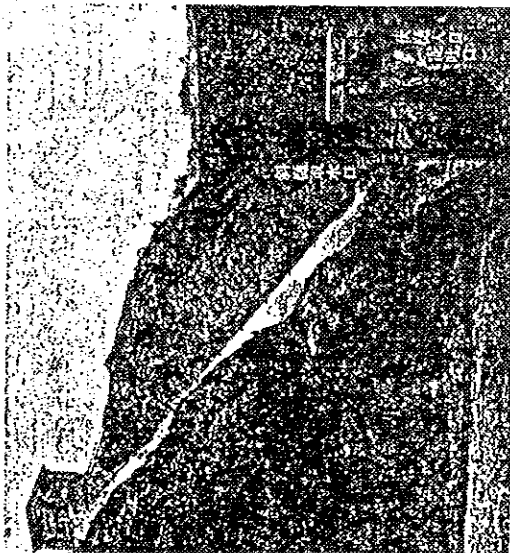


第71圖 山根池の伏樋と尺入樋の接合部水溝

以上の横堅樋よりなるものゝ内、

- (a) 尺入樋を有するもの
  - (i) 木造尺入……近來はすたるに至る
  - (ii) 土管尺入
  - (iii) コンクリート尺入
  - (iv) 特殊鉄筋コンクリート管尺入……ヒューム管の如き繼手に改良を施したるもの
  - (v) 現場打鉄筋コンクリート尺入……三重縣多氣郡佐奈村五柱池の尺入の如くにして、74圖はこれである。
- (b) 鉄製斜樋管を有するもの

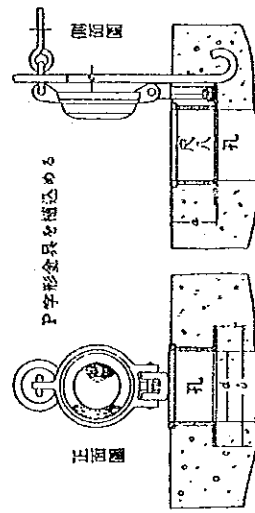
これは元來取水塔 (Valve tower) の井筒を取り除きたるもので、直



第 72 圖

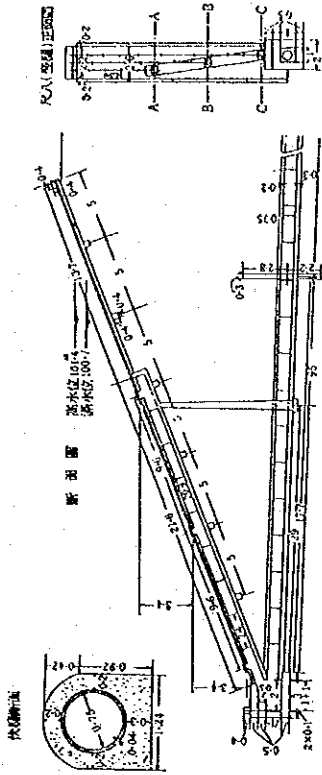
狭山池第二堰防の斜堰堤内より望む  
天然地山上に斜堰を置き茶種取水口は下端ヶヶ所

立のものを傾斜させたに過ぎない。尺入の孔数は水深約 60 呎位毎に 1 孔を設ける。最大取水の場合と雖も 3 孔以上を同時に閉くことは困難である。孔の径は直径 3 ~ 4 ~ 5 寸位 (10 ~ 12 ~ 15 呎) が普通である。又尺入を 2 列位並べることもある。



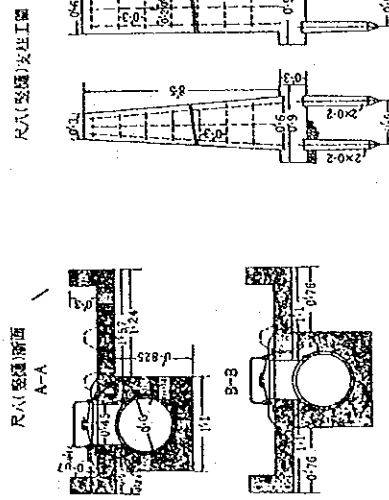
第 73 圖

コンクリート尺入の栓 (純金製栓)



第 74 圖

三重縣多氣郡佐奈村五柱池尺入通構造圖 (寸法米)



第 75 圖

三重縣五柱池尺入類孔明細及尺入支柱圖

流入公式は  $Q = CA\sqrt{2gh}$  の型を用ふる。

但し  $h$  は水面より孔中心迄の距離にてこれは刻々に變化する。又常に  $C$  は 0.6 を取つても間違は無いが、 $Q$  は刻々變化するから  $h=0$  から  $h=$  最大、例へば 60 呎の場合の  $Q$  を平均して、即ち  $h = \left(\frac{最大}{2}\right)$  として計算する。

一般に尺入は基礎に最大の注意を要する。又水深大なるときはヒュー

ム管又は鐵管を用ひ、スルイス・バルブに長き鐵棒をつけて水面上で閉閉棒即ち捲揚機を操縦するのでなければ不便である。

鐵製斜樋管 (Inclined intake apparatus) は取水塔の中身だけのやうなものであるが、取水塔に比べると第一費用が比較的廉い。又第二に修繕容易である。短所は堰堤が高きときは閉閉棒長くなり、扭力應力 (Torsional stress) が起り易い。尙傍又は泥等のため閉閉困難を來すことがある。

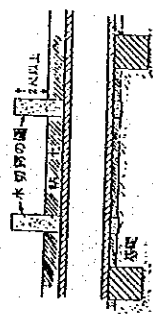
(ハ) 取水塔

前記斜樋管を直立せしめ、その周りに鐵筋コンクリート造等の井筒を用ひたるものを取水塔といふ。(第十四章貯水池の取水塔参照)

第二節 伏樋又は底樋

堰堤下に土管、木造樋等を直接伏せてはならぬ。失敗した例が多い。原因は堰堤の沈下のためが多いが、基礎さへよければ大丈夫のこともある。次に底樋は水圧が強いから、底樋管の外壁と土との間を停つて潛流するのは自然である。このために止水方法を講ずることが必要である。

止水方法は管の周りに 3~4 箇所以上、60 厘以上の突起をつけたる水切樋、即ち取水壁 (Cutoff flange) 又は Cutoff collar とも言ふ) は往々有效なることもある。特に突起は右の

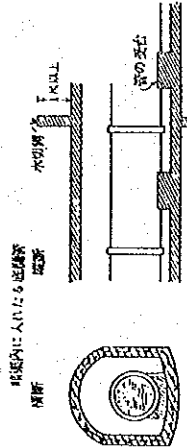


第 76 圖

76 圖の如く下の方よりも上の方が大切である。鐵管ならば大なる鑄 (Flange) ある管をこの部分に用ふれば足る。粘土及金を有する土堰堤にては及金の前後に石造等の受蓋を置いて管を支へるやうにすれば、鐵筋コンクリート管で

も好い。水切樋も鐵筋コンクリートとするが好い。

一般に管と土堰堤の土とを直ちに接觸させない方がよい、即ち 77 圖の如く一應暗渠内に入れる。即ち暗渠内に石造又は岩盤上に築せる石造又はコンクリートの暗渠 (Culvert) 内に置くが最もよい。修繕にもよく又管が曲る憂もない。而してこのコンクリート暗渠の場合にてもその周囲に水切樋、即ち取水壁を用ふると止水の目的を達し得るし又基礎にもなる。底樋管は勾配 1/100~1/500 が最もよく、耐



第 77 圖

壓力管として計算する。

伏樋と隧道の連絡

伏樋又は底樋を取水隧连接到せざる場合もある。この場合隧道路と暗渠との接合には餘程注意を要し、暗渠を長く隧道路中に挿入するのみならず、その周囲をコンクリートを以てよく膠着せねばならぬ。

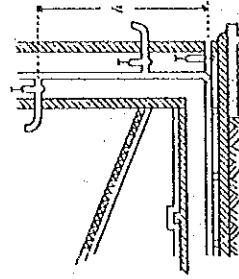
78 圖は取水塔と築堤下、暗渠との連絡を示し、又鐵管の伏樋を表す。

尙暗渠の中に入れてある鐵管内の流入公式は

$$\text{毎秒 } Q = A_0 v = \pi r^2 \sqrt{\frac{2gh}{1 + f + f \frac{l}{d}}}$$

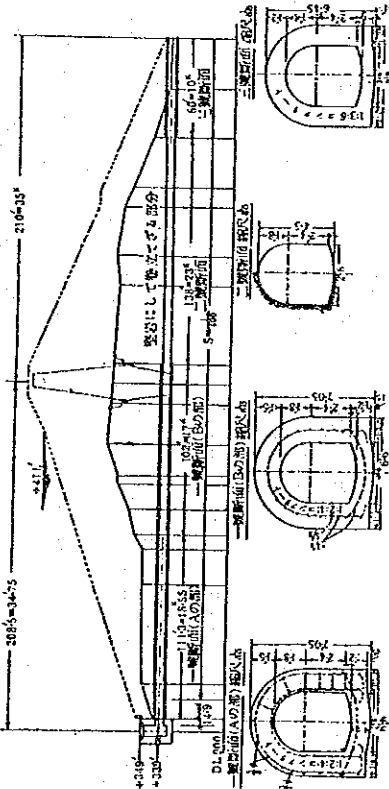
の形である。(但し  $f = 0.017$  内外)

けれども  $h$  は刻々に變るから、 $Q$  は一定でない。即ち  $h$  は最大と最小とは大なる差であるが、若しバルブを 2 以上開くなら最大の  $h$  で計算したものと



第 78 圖

取水塔と伏樋との連絡部



第 79 圖  
兵庫縣昭和池鐵道管地山を切り割つて敷設する例  
(垂直線は地山各部の切割高)

断面(尺) <sup>2</sup>	内法断面積	外法断面積
拱	17.11	拱 5.09
中	23.76	中 8.64
母拱	0.56	母拱 0.73
計	41.23	計 14.46
面坪	1.45	坪 0.40
別型コンクリート断面積(差)		
面坪	0.743	
延長 28.55K		
突断面	0.743	水切型(コンクリ)
立坪	21.213	三ヶ所計 立坪 2.01
第一號断面の部		

断面(尺) <sup>2</sup>	内法断面積	外法断面積
拱	14.14	拱 5.09
中	19.80	中 8.64
母拱	0.36	母拱 0.73
計	34.30	計 14.46
面坪	0.953	坪 0.402
別型コンクリート断面積(差)		
面坪	0.551	
延長 10K		
突断面	0.551	
立坪	5.51	
第三號断面の部		

$\frac{1}{2}$ を平均と見てもよい。 $f_1$ はバルブの開き方によつても變化する。

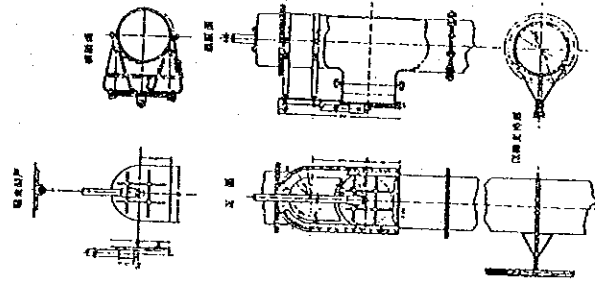
- 50% 開いた場合  $f_1 = 5.25$  内外
- 30% "  $f_1 = 19.70$  内外
- 鐵形の孔口で全開の場合  $f_1 = 0.08 \sim 0.17$

次に参考のため、成績のよいとせられてゐる兵庫縣昭和溜池に於ける伏樋を掲げることとした。この伏樋は堤防中央部でなく地山を切り割つて設置したものである。堤防下中央部に伏設することは絶対に避けたがよい。

### 第三節 鐵管斜樋 (圖面参照)

溜池の取水装置として鐵管及びこれに附屬せる開閉用バルブ (Valve) 又はゲート (Gate) 並に螺旋鐵鑿による樋も一種の斜樋で、これを鐵管斜樋と稱する。その設置に當りて天然地山の表層を切り取り、堅牢なる母岩 (第三

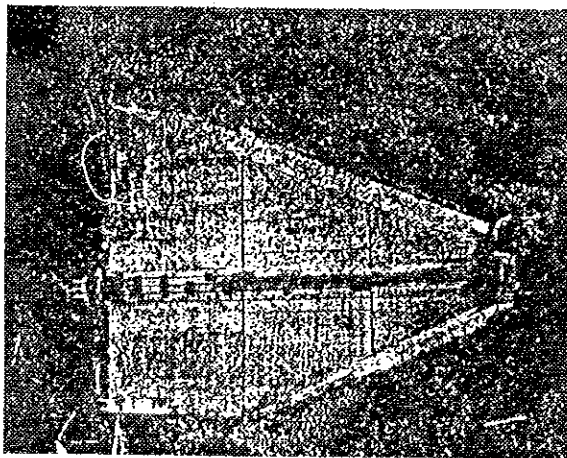
第 80 圖



第 80 圖  
落着考案のゲート詳細圖

第 81 圖  
落着の設計したる秋田縣湯ノ澤溜池斜樋詳細圖

泥層の粘板岩の如し)を露出せしめねばならぬ。而して正面、左右共適當の法勾配に仕上げ更にその法面に鍍防コンクリート張を施すを可とす。その法上面に内徑6寸以上1.5尺以内(18~45cm)の鐵管を斜に横たへ、又その

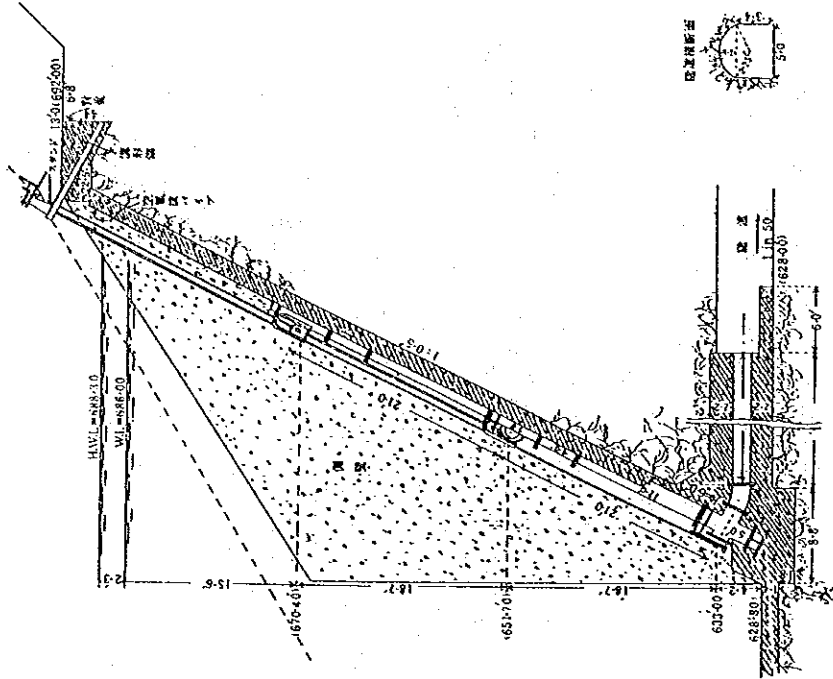


第 82 圖 の 1  
著者の設計せる秋田原湯溜池の外観

下端にはこれに連結する水平管を置くこと 82 圖斜線の如しとする。傾斜管長は大體貯水池の有效水深で決まるものである。而して、最下端、満水面並にその中間に各一節所以上合計3節所以上の流入鐵管を付ける。その管口にはバルブ又はゲートを備へる。

バルブ又はゲートの開閉は、水面上に達せる細長き鐵管又は管と、水面上に於てこれに連結せる螺旋閉閉器

とによる。而して流入管口に入りたる貯水は下端の水平鐵管により、大抵は長き鐵管その他の管類又は暗渠或は隧道内に導かれて溜池外に出ずるものにして、水平管は堅牢なる天然岩盤上に築き上げたコンクリートの基礎上に横たへべきである。若しも水平鐵管を隧道と連結せんとし、管を隧道内部へ挿入する場合、鐵管の周囲即ち隧道内に於て水の漏るゝを防ぐ方法は仲々困難であつて、幾度か實地の試験を實行するを要するのであるが、鐵管の周囲即ち隧道内部は悉くコンクリートで填充し、鐵管と隧道との連絡は水密的



第 82 圖 の 2  
著者設計にかゝる鐵管斜線  
秋田縣湯の澤溜池一観的側面圖

であるを要する。

尙傾斜鐵管はその底より上まで即ち満水面上まで必ずしも同徑又は同大でなくともよい。その上方には内徑2寸(6cm)以上の鐵管をその中心に連結せしめ、これを更に満水面上に達せしめ以て鐵管内部に眞空の發生するを防

止すべき空気を作つて置いていただけにても實際上差支へはない。

各バルブ又はゲート閉閉装置は皆満水面上に設けるのであるが、その設置場所は地山の表層を水平に切り取りて岩盤を露出せしめ、混凝土の基礎工を施し、その上に閉閉用「スタンド」を設置すべきである。その基礎は溝形鋼の如きものを並列し、これをコンクリートにて包巻し、その一端に混凝土の對重を置き閉閉用のスタンド數箇を据付ける。この混凝土の對重で閉閉操作の場合に起るモーメントに對抗させるのである。(83 圖参照)

(1) 細管ゲートを引き揚ぐるときに起る最大力率及びこれに對抗する對重の抵抗力率(83 圖参照)

下段ゲートに附屬する鐵棒及びこれを閉閉する閉閉器及びスタンド等の重量並にゲートを閉くとき水壓に基因する加重等の總計は最大の場合として  $W$  とする。今ゲートを引き揚ぐる際如何程の力率が起るべきやといふに、勿論水深によりて變化するも最大水深の場合を考へるに、閉閉器(スタンド)を安置せる鋼材は片持即ち張出梁を形成して空間に突出してゐる。



第 83 圖

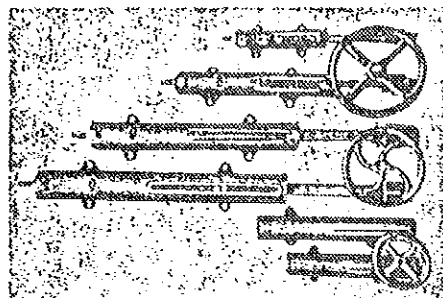
その張出梁上の一部份にて支點を隔ること  $L$  の箇所に前記スタンド及び閉閉鐵棒の中心が位するのであるから、支點  $O$  に関する力率  $M$  は 83 圖に於て説明すれば  $M = W L \cos \theta$  である。但し  $W$  は前記の總重量、 $L$  は管長、 $\theta$  は溝形鋼たる張出梁が水平面となす角度であるに、溝形鋼材の自重による力率を除外視するときは、バルブ又はゲートを閉くときに鐵棒の方向に起る所の最大力率  $M$  は計算することが出来る。

これに對抗して轉覆に備ふべき對重は如何程の抵抗力率があるかといふに溝形鋼の全延長から前記突出長を差引きたる殘餘の長さは  $B \sec \theta$  で、この上部に位して鋼材を懸し付けてゐる所の對重は「ブリズム」形を成せるコンクリート體で、その重量は  $W_1$  とせばブリズム形斷面の重心線と支點との距離  $l$  を對重の自重による抵抗力率 ( $RM$ ) は次の如くである。即ち

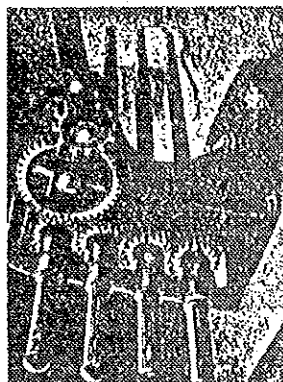
$$RM = W_1 \times l \times \cos \theta$$

今對重はコンクリートから成るとし、その單位重量を  $w$  とし、その突出を  $l$  とすれば、 $W_1 = w \times \frac{H \times B \times l}{2}$  である。直角三角形であるから  $l$  は分る。従て  $W_1 \times l \times \cos \theta$  は計算が出来る。

$RM$  は  $M$  よりも大なるべきは勿論で、尙安全率を採つて置いた方がよい。



第 84 圖  
各種目盛板及ハンドル



第 85 圖  
昭和池盛板閉閉機

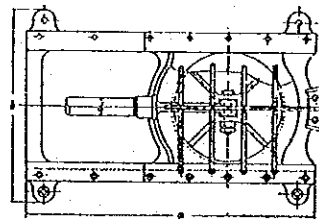
次に掲げた斜樋は兵庫縣のものであるが、これは前者が五分法の急傾斜面であるに反し、約 3 割の緩勾配である。従て閉閉用鐵棒が非常に長くなる(斜管も勿論)。併し鐵棒が各流入管に一つ宛附いてゐるし、短距離に支臺を



付けてある(87 圖参照)。又寫眞 84 圖の如く開閉目盛りが附けてあるし且傾斜が緩いから力が多かゝらない點が長所である。

丸島商店にて製造せる捲揚機用目盛板、捲揚ハンドル及びゲートを示すと 84~86 圖の如し。

(2) 鐵管斜樋の水量計算に適用する流量公式  
斜樋管により貯水を放出する場合各水頭は刻々に変化するから、流出水量との關係は斜樋流入管口上の全水頭  $H$  を色々の種類に區別し、各相當水頭に於て更に又ゲート開閉の程度をば全開放の場合、50% (流入口断面積の) 開放の場合及び 30% 開放の場合等に區別し各々の場合につき夫れ夫れ流出量を計算して置くべきものである。流量の計算は下流に設置する量水堰等により觀測すべきであるが、大體に於て次の公式に依る流出量は正確である。



第 86 圖  
ゲート圖

公 式

$$\begin{matrix} \text{米のとき} & g = 9.8 \\ \text{尺のとき} & g = 32.2 \end{matrix}$$

全開の場合  $Q = \pi \left(\frac{d}{2}\right)^2 \sqrt{\frac{2gH}{1+f_1+f_2}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} H = \text{全水頭(米又は尺)} \\ l = \text{鐵管全長} \\ d = \text{管徑} \\ g = 32.2 \text{ 又は } 9.8 \\ f_1 = 0.5 \text{ 内外} \\ f_2 = 0.017 \text{ 内外} \end{array} \right.$$

50% 開放の場合  $Q = \pi \left(\frac{d}{2}\right)^2 \sqrt{\frac{2gH}{1+f_2 \frac{l}{d} + f_3}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_3 = 5.256 \text{ 内外} \\ \text{其の他同上} \end{array} \right.$$

30% 開放の場合  $Q = \pi \left(\frac{d}{2}\right)^2 \sqrt{\frac{2gH}{1+f_2 \frac{l}{d} + f_4}}$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_4 = 19.78 \text{ 内外} \\ \text{其の他同上} \end{array} \right.$$

(3) 鐵管斜樋の施工(87 圖参照)

鐵管掘付 溜池斜樋の流入孔口の大き、斜樋管の内徑、底樋管の内徑等

は水深、その他の種々なる事情に依り、それに相應するやう夫れ夫れ設計する必要がある。大體大さの比率としては斜樋流入孔口 15 徑に對し斜樋管内徑 24~30 徑、底樋内徑 50~60 徑の程度とし、底樋は成るべく大きな程よいとされてゐる。

斜樋流入孔は水頭による水壓があり、斜樋は普通は急勾配であるのに、底樋は百分の幾何かの落差より無いに注意を要する。各地の溜池に孔口、斜樋及び底樋の比率の失はれたるものが少なからず見受けられる。この孔口が斜樋及び底樋に比して大きい場合は、それだけ漏水の度が多くて何等の効果を齎さない。

またタンクを底樋と斜樋との接合箇所に設ける。このタンクは排水の際に起る空氣の衝波を緩和し、水の流速を圓滑ならしめる。そのタンクの前方溜池の内面には泥吐孔口を設け、その小なるものは泥吐口蓋を、又大なるものは泥土の多く溜まる場所にて毎年泥出しの必要ある溜池にはスルイス・ゲートを用ひる。

斜樋孔口には東北地方及び北國地方の如く氣温の低き地方及び溜池から田地までが近き場所等にて、少しにでも温き用水を求めめる地方は上わ水を取らため尺入式がよい。四國、九州、山陽、近畿、東海道方面の如き地方にては底部一ヶ所だけスルイス・バルブを使ふこともある(72 圖)。従來の木柱及び木製堅樋等は遠々金屬製の柱及びコンクリート尺入に改良せられつゝある。

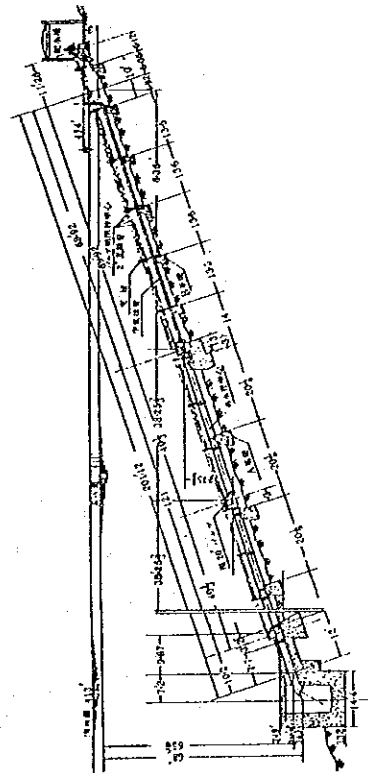
排氣孔は溜池の大小斜樋の如何に拘らず必要で、この装置は斜樋の上方より堰堤上まで亜鉛鍍板鋼管の如きものを利用して設備するがよい。この排氣孔は最初流入による空氣の衝波を緩和するを以て、栓やバルブを開くとき斜樋の内部に真空が生ずるのを防止し且通水の場合空氣を上部より送るため底樋に於ける水流を非常に早める。而してスルイス・バルブその他の尺入栓

等よりの漏水状態を知らんとする場合は、上部排気孔口へ耳を當てるとよく音響が聞え、それによりその費相がよく感知し得る。

斜樋基礎工事 捲揚機とスライス・バルブ流入管設置箇所までの間を糸にて中心線を引き、捲揚機、軸受け、送気管受け、スライス・バルブの装置箇所等を夫れ夫れ確定し、コンクリート基礎工事を成す。

これ等の取付箇所の内スライス・バルブを除きて、他は一切基礎ボルトを適當に植込む。この場合にコンクリートの板枠を作り、直線に引ける糸に平行なる勾配にコンクリートを作り上げる。續いて捲揚機、軸受け、送気管受けを前記植込みたる基礎ボルトに挿込み、後コンクリートの固まるを待ちてシャワーを當てナットにて軽く締附ける。

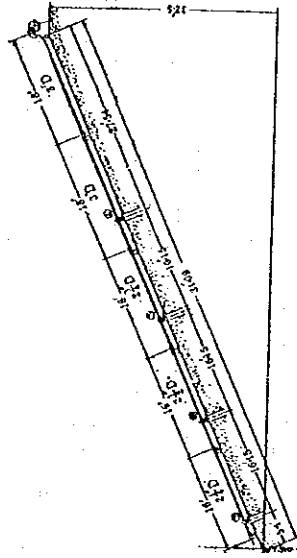
スライス・バルブの取付に當り、先づ取付用金棒又は厚板にて穴型を作り夫れ夫れ基礎ボルト植込みの位置を定める。



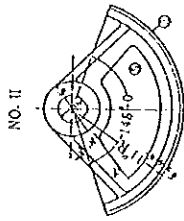
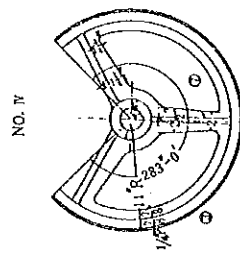
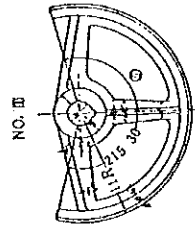
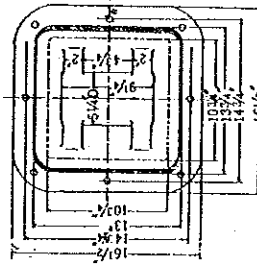
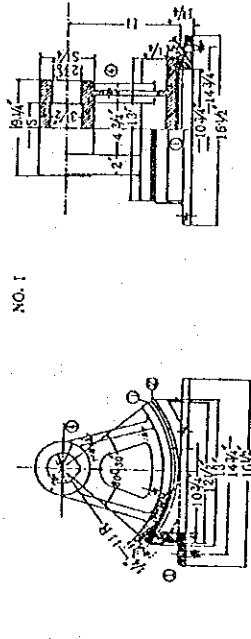
第 87 図 兵庫縣沼和池斜樋管配設図

(4) 斜樋開閉装置中異例に屬するもの

富山縣東礪波郡大礪屋耕地整理組合では次のやうなものを設置した。即ち流入口の開閉を容易にし且水量の調節を自由ならしめる目的で、一本の開閉

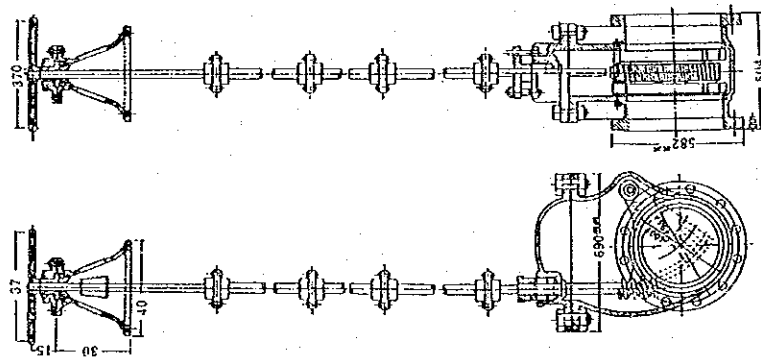


第 88 図 富山縣大礪屋打尾溜池斜樋基礎構造圖



第 89 図 打尾溜池斜樋基礎詳圖

器で4個のバルブを自由に開閉し得るものである。バルブ No. 1は圓周の $\frac{1}{2}$ 、No. 2は $\frac{1}{3}$ 、No. 3は $\frac{2}{3}$ 、No. 4は $\frac{1}{4}$ の各断面を有する4個のバルブを描へて取付けてある。全閉鎖の時水を引き出さんとする場合は、開閉器を $\frac{1}{4}$ 回転すると、先づ閉鎖してゐた No. 1のバルブが開く。更に $\frac{1}{2}$ 回転すると No. 2が開く。かくして開閉器の回転 $\frac{1}{4}$ 、 $\frac{1}{2}$ 、 $\frac{3}{4}$ に對し、夫々 No. 1から順次開き、最後の $\frac{1}{4}$ 回転のときは、全部のバルブが開く。次々残りの $\frac{1}{4}$ を回転するときは全部最初の位置に復し、4個のバルブは皆閉ぢる。各バルブの開閉程度は上端に(開閉鐵鑢 Spindle)取付けてある目盛りで明かに分る。開閉器は人力にてハンドルの回転を小齒車より大齒車に傳へ軸に傳へる。



第90圖 斜樋開閉装置 (山根池)

大正十四年著者が秋田縣湯ノ澤池(半鹿堰水利組合用水改良事業中)に斜樋を考案して以來(斜樋といふ名前は著者が付けたのであつた)斜樋開閉装置は大に改造せられて今日に至り、既に著者考案の装置の如きものは舊式なものとなつてしまつた。

90圖は埼玉縣山根池のものにて相當考慮を費やしてある最新なものといひ得る。

## 第十四章 貯水池の取水塔

### 第一節 總説

貯水池の取水装置中で最も發達したるものは、取水塔(Valve tower)である。重力堰堤では取水塔は堰堤體內の一部、又は過半部入れ込んで築造されるのが普通なるも、土堰堤では殆んど常に孤立して貯水池内に築造せられる。而して堰堤頂上から渡塔橋といふ橋にて取水塔に達し、塔頂又は塔頂に在る開閉用鐵鑢を動かし、阻水弁(Sluice valve)或は扉(Gate)を開閉して調節するのである。

取水塔は以前は煉瓦造もあつたが、近來は殆んど皆鐵筋コンクリート造にして、工費は貯水池の取水装置としては普通他の装置よりは高價である。

取水塔を築造すべき箇所は、必ずその基礎地盤が岩盤たることを要する。その基礎工事項施行に際しては、先づこの岩盤を龜裂の無い部分まで削り取り、その面を平坦ならしめ、その上に根盤工(Footing)としてコンクリートを打つのである。勿論この根盤工の上表面は絶對水平面たるを要し、相當の鐵筋を挿入しても、コンクリートの厚さは60 廻以上が良い。その頂上は上部の塔體全部を支へる基礎であるから、轉倒に對して十分安全なるべき底さを必要とし特に上部の塔體と鐵筋と十分結着せしめることが最大要件である。塔體の断面は普通圓形であるけれども、六角形の如きものもある。圓筒壁の厚さは鐵筋コンクリートであつても、相當の厚さを必要とする。若し厚さ1米以下であれば、水壓非常に大なる部分に對しては多少不安に思はれる。又塔の内徑は2米以下なるときは工事施行上、即ち中央に鐵管設置その他型枠支保工等の施行の際、非常に窮屈を感ずるを以て、少なくとも2米の内徑は經

驗上必要と思はれる。

貯水を引用すべき流入口は取水塔の下底以外、數箇所にてこれを設ける。これを閉閉すべき長き鐵線は、鐵棒自體は回轉せざるやう、即ち扭應力 (Torsional stress) が起らぬやうに、單に上下せらるべき螺絲閉閉器を設備するのである。(後章の附圖参照)

取水塔の中央に直立鐵管なきもの、即ち流入公式を  $Q = CA\sqrt{2gh}$  で計算すべき型式のもの、流入口より入りたる池水は直接塔壁に接して塔底に達する。中央に直立鐵管あるものは、塔壁に觸れずして下底に達し、更に水平管又は水平暗渠等により池外に出る。この場合使用すべき流入公式は勿論

$$\text{サイホン型の公式即ち } Q = A\sqrt{\frac{2gh}{1+f_1+l/f_2+l/f_3}} \text{ なる式である。}$$

この中央直立管は普通直徑1呎以上2呎位であるが、池水が流入口より入る際鐵管内に真空を生ずること多く、このために或は負壓力を受けたり、又或る場合は空氣が氷と水との中間に蓄積して、水の流下を幾分阻碍する様なこと少なからず、故に中央直立管はその上端を長くして最大満水面上に開口せしめるか、或は上部即ち流入口以上の部分は別に細管を直立させて最大満水面上に開口せしめるか、何れかの方法を採るを要す。

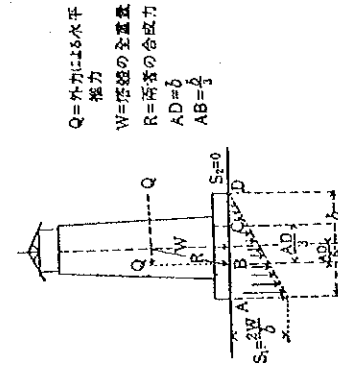
次に塔頂と堰堤との交通上の連絡を計るべき渡塔橋は、貯水池の水深が大なるを帯とするため橋脚を多く作り得ず、従て徑間の長き橋たるを要するを以て結構橋 (Trussed bridge) とする場合がある。この場合はアングル鋼鐵を組み合せて Warren truss, Bowstring truss 等を築造すること尠なからず、又近來は鐵筋コンクリートで相當の長徑間のものが實施せられてゐる。

尚橋幅は徒歩道であるから 1.2~1.5 米で足る。

## 第二節 取水塔體の安定度

取水塔體は設計の初めに當り、適當なる大きさに設計を試みて先づ大きさを定め、然る後假定の大きさに安全なりや否やを計算し、若し不安ならば更に大さ又は厚さを變更し、或は挿入する鐵筋量を増加する等の方法を採りてこの後に確定するを普通とす。今ある高さ及び大きさの混凝土塔體を假定し、次の事項につき安定度の試算を行ふ。

(1) 天然の基礎地盤が塔體の重量、即ち壓力に對し耐へ得るや否やこれにつきては塔の下底に於ける根盤工 (Footing) の廣さを先づ定めるを要す。而して根盤工上塔體總べての重量を計算し、根盤工の單位平面積例へば一平方米當りに對する壓重量を見る。この單位重量と天然地盤(勿論岩盤)の安全抗壓強度と比較したるとき實際の場合、抗壓強度が前者の二倍以上あれば安全である。根盤工と上部塔體とは鐵筋で完全に連絡し、又水は根盤工の下部に浸入せぬやう施行するべきで、この條件に違はざることを前記とするのである。然るときは根盤工の下面に於て下の圖の如くなること有りても安全である、即ち風、水壓或は地震による強烈なる外力が塔體に加へられたるとき、この外力と塔體の自重



量との合成力線が根盤工の下の水平線と交叉するとき、その中央三分の一の一端を切りても、(たとへば右端は單位應壓力  $S_1$  が零で、左端  $S_2$  は平均の二倍の應壓力が生じて) 安全であることが確實である。

普通の岩盤の耐圧強度は相當大きい。故に苟くも取水塔を築造せんとするやうなる箇所では、表層の岩盤を削り採りたる上、少しく丁寧なる試験又は試験を行へば明瞭に知ることが出来る筈である。

参考のため安全耐圧強度を擧ぐれば次の如くである。

材 料 の 種 類	單位重の安全耐圧強度 (噸/平方呎)	
	小	大
岩盤の最硬なるものにして極めて厚きもの	200 (2,190)	—
同上最上等の煉瓦工に匹敵するもの	15 (164)	20 (219)
同上煉瓦の煉瓦工に匹敵するもの	5 (55)	10 (109)
同上軟弱のもの	1.8 (20)	3 (33)
粘土の厚層にして常に乾けるもの	4 (44)	6 (66)
砂利層にして粗砂の良く密着せるもの	8 (87)	10 (109)
泥炭土の基礎を施行せる軟地盤	平均 { 2.75 (30)	
枕打地形を施せる軟地盤	1.82 (20)	

(2) 塔盤の全體が外力により轉倒せらるゝ處なきや

これは前記の如く塔全盤の重量と外力の最大なるものとの合成力を求め、この合成力線が塔底即ち板盤工の底幅の中央三分の一以内を切る如き結果を得るならば安全である。但し塔盤に作用する外力は、次に説くが如く地震の水平推力が最大であらうから、次の試算にて自然にこれが分明する次第である。

(3) 地震に對する安全度を見ること

地震學者の説によれば構造物が地震のために破壊せらるゝ際、最も破壊され易き部分は大體定まつてゐるといふ。即ち破壊せらるゝ部分は構造物の種類によりて、大體の破折位置が定まつてゐるといふ。

普通の建築物 (Building) ではこの破折面、寧ろ破折面は地盤に在ることが多いと雖も高層建築物や高塔、或は煙突の如きものでは、全高の下から三分の二内外の所が最も破折し易い(大正十二年九月淺草の十二階も稍、これに似て八階位の所で折れてゐる)といふことは事實らしい。

故に吾人が高き取水塔を設計し、計算で破折面を決定し、この部分が地震の力で破折する傾向あるものと假定し、破折面に於ける構造物の強さ、即ち抵抗力と地震による破折力とを比較し、前者が後者より相當大であるならば、安全であると考へても差支へなき筈である。即ち單位耐圧強度を求める場合、全高に互り各部を悉く試算する勞を省き得るが如くである。併し吾人は理論上又は單に實見上の説のみに信頼することは出来ぬ。故に破折面に於ける試験は勿論行ふが、尙塔盤構成材料 (主としてコンクリート) の受ける壓力が最も大なる部分を模倣し、この部分に於て外力と材料の安全抵抗力とを比較し、初めて安心するまで試算を行はねばならぬ。

この外力として標準に取るべき地震力の大きき、寧ろ強度は如何なるものを標準に採用すべきかは問題であるが、吾人は取水塔を築造し得る如き岩盤上では、敢て未曾有の大震に於ける震度を考へに入れるに及ばぬと思ふ。

地震力の強さ 今塔盤 (塔盤は主として基礎工上の泥炭土四角體のみを考へる) の目方を  $W$  とすれば、 $W$  なる重量即ち重力は、地面に對し垂直の方向を爲す重力の加速度 ( $g$ ) に比例する、即ち  $W \cos g$  或は  $\frac{W}{g} = m$  (この  $m$  を質量 mass といふ) である。

而して物理學に因れば、力は加速度と質量との相乘積であらざるからして、かくの如き地震の力につきても同様のことがいひ得る。即ち今地震の垂直分力を無視し、水平分力だけを考へる。この水平分力を  $Q$  とすれば、 $Q$  はその加速度即ち地震の加速度 ( $\alpha$ ) に比例し、更に質量にも比例する。

$ma = Q = \alpha$  なるが故に  $\frac{Q}{\alpha} = m$  である。

$m = \frac{W}{g}$  なるが故に  $Q = \frac{W}{g} \alpha$  である。

この  $\alpha$  なる地震の加速度を一名地震安全度といつてゐる。その理由は  $\alpha$  を極めて大なるものと考へて設計する程、その構造物の耐震強度が安全であるからである。又  $\alpha$  と  $g$  との比を震度といふ。(市街地建築物法施行規則には、水平震度即ち  $\frac{\alpha}{g}$  を 0.1 以上に採るべく規定されてゐる)。

吾人の設計の基礎に取るべき震度は、前説の如く未曾有のものを標準とすることは無益であるから、次の如く定めたら如何と思ふ、即ち

第一には取水塔壁を建築物同様破折面を地盤面(根堅工面上)に想像したる場合、即ち  $Q = \frac{\alpha}{g} W$  により  $W$  が最大であるから、震度が一定ならば力の水平分力も亦最大となる場合には  $\alpha = 1,000^{mm}/g$  即ち震度を  $\frac{\alpha}{g} = \frac{1,000}{9,800} = 0.102$  を標準に採りて試算し、第二には塔壁を建築物でなく長柱と考へて試算により一定の破折面を想定する場合は、震度を  $\frac{\alpha}{g} = \frac{980 \times 2}{9,800} = 0.2$  と採りて試算をなすことゝするも、大なる間違はないと考へらるゝ。

### 第三節 設計數字例とその説明

説明の便を計るため、下記概算的例題を掲げることゝする。  
 今計算せんとする取水塔の形状、高さ及び断面形は公表の如しとする。(但し塔頂の上(縦壁)は木造建築と假定したるを以て、その重量を無視する)。尚塔頂部に於ける床下の鐵桁(Iビーム及び薄形鋼)、捲揚器及び鐵鏈、流入口その他水平管の目方等正確に計算して、これを加算すべきものであるが、これ等附屬品一切にて約 10 噸以上を算すること稀である。混凝土觀の目方

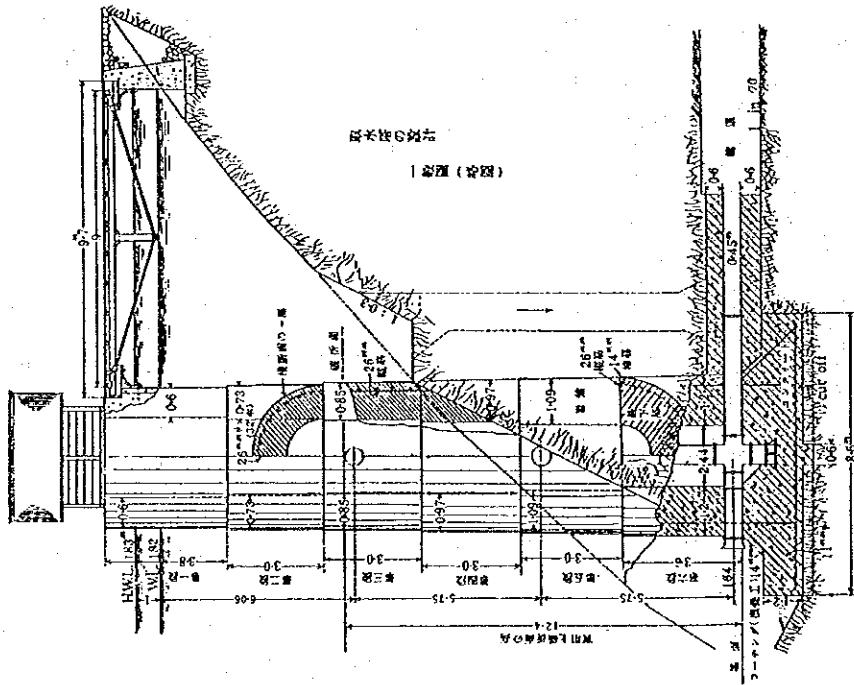
鐵筋混凝土圓筒形塔壁の最上段より最下段の寸法(根堅工上とす)

區 間	各區間の高さ(四)	各區間の壁厚(四)	各區間の外半径(四)	各區間の内半径(四)	各區間の径厚(平方米)	全塔の重量の概算(噸)	圓筒壁の中央軸迄の半径(四)
第一段(最上段)	3.8	0.60	2.12	1.52	6.9	—	—
第二段	3.0	0.73	2.20	1.47	8.4	—	—
第三段	3.0	0.85	2.25	1.40	9.8	—	—
第四段	3.0	0.97	2.30	1.33	11.1	—	—
第五段	3.0	1.09	2.30	1.27	12.4	—	—
第六段	3.6	1.20	2.42	1.22	13.7	—	—
計(全體)	19.4	平均 0.90	平均 2.27	平均 1.37	—	(512 噸)	1.66

約 512 噸に比すれば百分の二に満たざるを以て、無視することも出来ないこととはないと思ふ。尙地盤面下に於ける Footing は 92 圓の如く長さ、幅共に 8.5 米の正方形とし厚さを 1.2 米、更にその上斜面を設け徑 4.84 米の圓筒と連設せしむることゝ假定した。

地震に對する計算に入る前に、先づ計算の方法を二様に行ふことゝする。即ち第一に建築物 (Building) 或は短柱の形に倣つて、地震の際に起る破折面が地盤上に現れるものと見做して計算する。即ち此の場合は地震力  $W \frac{\alpha}{g}$  が最大となつてくるから、 $\alpha = 1,000^{mm}/g$  位の比較的小さい地震安全度で満足することゝする。

第二に長さを見做し、算式にて破折面なるものを計算し、破折面上塔壁の部分に地震力(算る地震の水平分力)が作用するものとし、破折面に於ける塔壁材料の強さが、果して抵抗力ありや否やを計算する。この場合力率  $M_1$  は前者に比すれば極めて小であるから、 $\alpha$  は  $1,960^{mm}/g$  位、即ち震度 0.2 として計算することゝする。



第 92 圖

第一の場合

これは地震の水平分力が塔全體の重心に作用し、その破折面は地震即ち根  
 礎工 (Footing) の上面に現れるものと考へたる場合なりとする。

先づ塔全體の顛倒に對する安全度を檢し、尙偏心距離或は核心の範圍を計  
 算し、偏心の程度によりて適用し得べき公式を決定する。

地震の水平分力が重心に作用するものとし、根礎工上より重心までの高さ  
 を  $h$  とすれば、地震力は  $Q$  なる故に力率 (Moment)  $M$  は  $M = Qh$  で、  
 $Q = \frac{W}{g} \times \alpha$  であり  $\alpha = 1,000 \text{ 觔/觔}^2$ 、 $g = 9,800 \text{ 觔/觔}^2$  なるが故に、 $\frac{\alpha}{g} = 0.102$ 、  
 $W = 512 \text{ 觔}$ 、 $Q = 512 \times 0.102 = 52.22 \text{ 觔}$ 。

塔體の重心高は概算次の算式により得らるゝ。即ち  $h = \frac{H(A_0 + 2A_1)}{3(A_0 + A_1)}$ 、  
 但し  $H$  は塔體 (コンクリート圓筒のみを考へる) の全高 ( $= 19.4 \text{ 米}$  とする)、  
 $A_1$  は頂部 (中空圓筒) の横斷面積 ( $= 6.9 \text{ m}^2$  とする)、 $A_0$  は底部 (圓筒) の  
 横斷面積 ( $= 15.7 \text{ m}^2$  とする)。故に  $h = 8.6 \text{ m}$  である、地震力によるモーメ  
 ントは  $M = Qh = 52.22 \times 8.6 = 449.1 \text{ 觔} \cdot \text{米}$ 。

次に偏心距離即ち  $e$  の長さを計算するに次の如くする (93 圖)。即ち地震  
 工上の一處にして、中空圓筒體の左端  $A$  を基點としてモーメントを取るに、  
 塔體靜止せる以上はモーメントの代數和は零である。

$$Qh - W \times \overline{AO} + W' \times \overline{AC} = 0$$

$W'$  は  $Q$  と  $W$  との合成力 ( $R$ )、即ち地震に對する全壓力の垂直分力であ  
 るから、 $W = W'$ 、故に

$$Qh = W (AO - AC) = W \times \overline{CO} = W \times e$$

$\overline{CO}$  は即ち中心線  $O-O_1$  と  $R$  の底面に於ける着力點  $C$  との距離、即ち圓  
 筒底の偏心距離  $e$  である。

$$\text{偏心距離 } e = \frac{Qh}{W} = \frac{52.22 \times 8.6}{512} = 0.9 \text{ m}$$

(93 圖参照)

然るに前記の如く圓筒底の直徑は  $4.84 \text{ 米}$  に設計するから、 $R$  は圓筒底の  
 中央三分の一の外部で底を切る、即ち  $\frac{4.84}{6} = 0.807 \text{ m}$  である。故に塔主體  
 たる圓筒と、その根礎工とを鐵筋で十分結合しなければ、即ち單に置いた  $\times$   
 けでは危険である。鐵筋で結合し、コンクリートを練り合せて結合せしめた

る場合に、大地震に於ける水平震力に對し抵抗し得るや否やを次に試算することとする。それから次に Footing を加へたる全體の塔體の目方を  $W'$  とし、Footing の底から全體の重心までの高さを  $H'$  とし、Footing の底面に於ける偏心距離  $e'$  を求むるに

$$e' = \frac{\left(\frac{\alpha}{g} W'\right) \times H'}{W'} = H' \times 0.102$$

$H'$  は 11m 以下であるから、 $e' < 1.1m$  である。

然るに Footing の底に於ける幅は 8.5m で、その  $\frac{1}{6}$  は 1.42m であるから、底面に於ける偏心距離はその  $\frac{1}{6}$  以内にある。故に塔體はその Footing 諸共地上に顛倒することは絶無である。

これにより地震の水平分力によつて起る曲げ力率のために、塔體の構成材料たる鉄筋及びコンクリートに如何程の應力が起るやを計算することとする。この場合は即ち根盤工の直上、圓筒體の下底に破折面を假想して試算する場合で、第一に問題となるのは、その部分の横断面である。

本數字例にては、根盤工の上  
方 19.4m の全高に互り 26mm  
径の丸鋼三十二本を外周に近く  
挿入し、又 20mm 径丸鋼三十  
二本を外周附近に挿入すること  
圓の如く施工せんとするのであ  
る。(94 風の断面圖参照)

而して最下部は外半徑 2.42m

内半徑 1.22m であるから、圓筒壁厚 1.2m である。

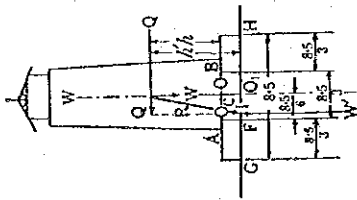
この圓筒體は地震力のためその内部に應力を起すが、地震の方向とその反對方向とは應力度著しく異にすること勿論で、地震と同方向の側の縁端のコンクリートは、應壓力は少なからざるも却つて應壓力を起し、コンクリートが龜裂或は分離せんとする傾向あり。張力の程度著しきときは無論、根盤工と圓筒とが分離する。又地震方向と反對方向側の縁端のコンクリートは應壓力が最大で、甚しきときは材料の抗壓強度を超過し破潰する傾向を生ずる。

これ等の傾向の強弱、又は大小は圓筒底面に於る偏心距離の大小、即ち  $e$  の値によりて豫め分明するものにして、本例にては前記の如く  $e = 0.9m$  である。而して圓筒體の外半徑 2.42m であるから、中軸より中央三分の一の限界點までの距離は、前記の 0.807m である。

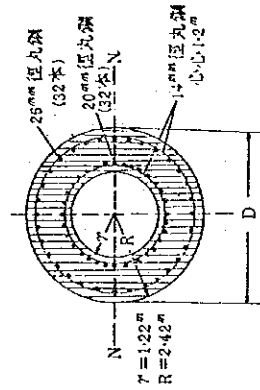
併し乍ら以上の 0.807m は單なるコンクリート圓筒に於ける極めて大體の核心の限界であつて、實際は鉄筋入りコンクリート圓筒の核心を計算して（勿論鉄筋はコンクリートに比し、約 15 倍位の彈率を持つてゐるからこれを加味する）正確に知ることを得るも、何れにしても核の限界外に出ることは明白である。併しその逸出する長さは僅かで、偏心の程度は少くないといひ得る即ち約 12.12mm であるからその偏心の程度は著しくはない。

故に吾人は、圓筒體の断面の曲應力（地震力による曲げ力率にて起る）及び直應力（塔體の自重にて起る）を同時に起す場合に適用する公式を撰定し、尙コンクリート材料に幾分の應壓力を起さしむるも、コンクリートの受ける張力はその程度極めて少ななるが故に、この程度ならば抵抗力を有すると考へ得る場合の公式で計算ができる。

今地震と同方向側の縁端に於けるコンクリートの單位應力度を  $S_2$ （この場



第 93 圖



第 94 圖

實施の場合に於ける塔體断面



合  $S_2$  が (+) ならば應圧, (-) ならば應張とし, 地震と反對方向側の縁端に於けるコンクリートの単位應力度, 即ち最大の應力度を  $S_1$  とすれば次の如くである。

$$S_1 = \frac{W}{A_1} + \frac{MR}{I_1} \quad (S_1 \text{ は常に } (+))$$

$$S_2 = \frac{W}{A_2} - \frac{MR}{I_2} \quad (\text{本例で } S_2 \text{ は } (-))$$

但し  $W$  は塔盤の全重量にして, 本例では單にコンクリート圓筒體の重量のみを考へ, 他の目方は便重上無視したから,  $W=512$  噸とする。

$A_1$  は鉄筋をもコンクリートに換算したる鉄筋コンクリート圓筒の全斷面で,  $A_1 = A_0 + mA_1$  である。即ち  $A_0 = 13.7 \text{ m}^2 = 137,000 \text{ cm}^2$ ,  $m=15$  でコンクリートと鉄筋の弾率比である。 $A_1$  は鉄筋の斷面積で, 本例では  $26 \text{ mm}$  と  $20 \text{ mm}$  徑丸鋼各  $32$  本であるから次のやうである。即ち  $94$  圓の通りで

$$mA_1 = 15(5.31 + 3.14) \times 32 = 4,056 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_0 + mA_1 = 137,000 + 4,056 = 141,056 \text{ cm}^2$$

$M$  は地震の水平分力による曲げ力率で, 前記の如く  $449.1$  噸米である。

$R$  は圓筒體の中心軸から最遠端までの距離, 即ち外半徑で  $2.42 \text{ m}$  である。

$I_1$  は鉄筋をもコンクリートに換算したる鉄筋コンクリート筒斷面の全二次率即ち物量力率で,  $I_1 = I_0 + mI_1$  である, 即ち  $I_0$  はコンクリート圓筒斷面の Moment of Inertia で, 外形を  $D=4.84 \text{ m}$ , 内徑を  $d=2.44 \text{ m}$  とすれば,

$$I_0 = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{64} = 25.2 \text{ m}^4 = 25.2 \times 100 \text{ (cm)}^4$$

次に  $I_1$  は鉄筋コンクリート圓筒斷面の中心を通する軸線に對し, 外圓  $26 \text{ mm} \phi$   $32$  本, 内圓  $20 \text{ mm} \phi$   $32$  本の鉄筋の横斷面の二次率を計算したるものと總であつて, 極めて計算が複雑となる。

先づ外輪の鉄筋  $32$  本は半徑  $2.3$  米の圓周上に縦に入るものとし, 圓筒の中心  $N-N$  線に對する各鉄筋の距離を計算するに, 最も距離の遠きは  $2.3$

米である。又  $2.3$  米の半徑の圓の圓周長は  $14.5$  米で, その圓周に  $32$  本を入れるのであるから, 縦筋間隔は  $\frac{14.5}{32} = 0.45 \text{ m} = 45 \text{ cm}$  である。仍て  $N-N$  軸から最も近い縦筋の中心距離は  $0.4$  米以内である。今概算として平均距離 (最遠, 最近の縦筋の) は  $\frac{1}{2}(2.3 + 0.45) = 1.38 \text{ m}$  である。 $26$  毫徑の鐵筋横斷面積は  $5.31$  厘<sup>2</sup> なる故, 全外輪筋の二次率は  $32 \times 5.31 \times 1.38^2 \times 100^2 (\text{cm})^4$  である。次に内輪は半徑  $1.5$  米の圓周中に  $32$  本配列され, 斷面  $3.14$  厘<sup>2</sup> で, 平均距離 (中心  $N-N$  線に對して)  $\frac{1}{2}(1.3 + \frac{1.3 \times 3\pi}{32}) = 0.78 \text{ m}$  である。仍て内輪  $32$  本の二次率は  $32 \times 3.14 \times 0.78^2 \times 100^2 (\text{cm})^4$  である。

$$\begin{aligned} \text{即ち } I_1 &= 32 \times 5.31 \times 1.38^2 \times 100^2 + 32 \times 3.14 \times 0.78^2 \times 100^2 \\ &= 32 \times 100^2 (5.31 \times 1.38^2 + 3.14 \times 0.78^2) \\ &= 384.7 \times 10^4 (\text{cm})^4 \end{aligned}$$

である。即ちコンクリートを同値に換算したるものは

$$m = 15 \text{ とせば}$$

$$mI_1 = 15 \times 384.7 \times 10^4 = 5,770.5 \times 10^4 \text{ 厘}^4$$

従て

$$I_1 = I_0 + mI_1 = (25.2,000 + 5,770.5) \times 10^4 = 237,770.5 \times 10^4 \text{ 厘}^4$$

尚ほ  $A_1 = 141,056 \text{ cm}^2$ ,  $m = 15$  (弾率比),  $R =$  外半徑  $2.42 \text{ m}$ ,  $r =$  内半徑  $1.12 \text{ m}$ ,  $R_m =$  内外平均半徑  $1.82 \text{ m}$ ,  $\rho =$  鐵筋斷面のコンクリート斷面に對する百分比

$$\rho = \frac{(5.31 + 3.14) \times 32}{15.7 \times 100^2} \times 100 = 0.20\%$$

とし, 以上の數字を當てて  $I_1$  を概算で前記の如く計算し, 式で  $S_1, S_2$  を計算すれば,

$$S_1 \left. \begin{aligned} &= \frac{W}{A_1} + \frac{MR}{I_1} \\ S_2 &= \frac{W}{A_2} - \frac{MR}{I_2} \end{aligned} \right\} = 3.6 \pm 4.2$$

即ち概算に於て  $S_1 = 7.8 \text{ kg/cm}^2$   $S_2 = -0.6 \text{ kg/cm}^2$  となる。以上は塔體の基面上に於ける最大並に最小の單位應力度である。

コンクリートの實用抵抗強度約  $35 \sim 50 \text{ kg/cm}^2$  に對比すれば安全に過ぎる位であり、又最小應力は零以下即ち負壓となり、 $0.6 \text{ kg/cm}^2$  の膨張となるを知る。元來コンクリートの抗張強度はこれを無視すること少なからねども、今採用したる公式は、これを無視せざることを前提とせるものである。而してコンクリートなるものは、膨張強度は  $2 \text{ kg/cm}^2$  は實用上許し得る安全なる數であるから、本例題に於る計算の結果約  $0.6 \text{ kg/cm}^2$  の負壓力を生ずるに止まるならば、本設計は安全なりといひ得る。

次に最大最小應力度を生ずる左右兩端に近き部分に、挿入せられたる鐵筋の受ける最大最小の應力度は、大體に於て  $mS_1$  と  $mS_2$  とであるから、鐵筋の方は安全過ぎるといふ結果になる。これ本例に採用した公式が適當しなるといひ得る。こゝに不合理な一點を見出たのである。然りと雖水中に築造する鐵筋コンクリートは鐵筋よりも寧ろコンクリートが問題となるのであるが如きこと有りては外周に少し龜裂を生じてその中に水が滲入し、結水すれば鐵筋は計算通りの強さを保てないから、寧ろ鐵筋に依頼することを避け、以上の公式を適用するのも一方法であると思ふ。

次にこの方法に準じて破折面を圓筒體の最下部以外の他のあらゆる断面につき計算を爲すべきであるが、これ等の他の断面では  $W$ 、 $M$  等がより小であるから、 $S_1$ 、 $S_2$  も亦小である、従て一々計算せずとも好い。

## 第二の場合

地震學者の説によれば、煙突又は取水塔の如きものは、建築物とは異なりて長柱と考へらるゝのであるから、大地震の際破折する破折部位は、極めて

大體ではあるが、稍定まつてゐるといふ。故に吾人はこの破折面附近を先づ計算式から假定して、この部分に對し地震の場合、充分抵抗し得る大きさと強さとを興へて置けば極めて便利である。地震力のために破折せらるゝ破折面 (Plane of fracture) は、實見上は大抵長柱の基面上  $\frac{2}{3}$  の所にあるといふが、併し理論上は實見と必ずしも一致せずして、次の公式でこれを求め得るといふ。

理論上の破折面の高さを基面上  $h_p$  とすれば、 $h_p = \frac{J}{Vh}$  である。但し、 $J$  は塔體 (主として鐵筋コンクリート圓筒體) の基面を基準の軸面として計算したる圓筒體容積の物量力率 (米) である。 $J$  の概數は次の公式でこれを求めることが出来る。即ち  $A_0$  を最下部の斷面積、 $A_1$  を同最上部の斷面積とし、 $H$  を全高とすれば大體次の如くである。

$$J = \frac{H^3}{12} (A_0 + 3A_1)$$

$V$  は塔體の上部から基面まで均一的の材料と考へた場合、中空圓筒形塔體士の容積にして、 $h$  は中空圓筒の基面上の重心高にして約  $8.78 \text{ m}$  である。然るときは  $h_p = 11.9 \text{ m}$  と計算できる。

然るに吾人は只に理論上の公式のみに信頼せず、理論と實見との兩方を參考とし、その平均を探るが上策であらう。故に  $h_p$  と  $\frac{2}{3}H$  との平均を以て標準とすべき實用上の破折面の高さとすることとした、即ちこれを  $h_0$  とすれば

$$h_0 = (h_p + \frac{2}{3}H) \frac{1}{2} = 12.4 \text{ m}$$

以上の破折面に於ける塔體構造材料の應力を試算すると次の如し。

破折面は基面上約  $12.4 \text{ m}$  と定めたるとき、その上部に於ける中空圓筒體の重量を計算するに、鐵筋コンクリートの單位重量を  $2.4 \text{ t/m}^3$  と見込むときは、 $W_1 = 128.1 \text{ t}$  となる。尙塔頂の建築物、捲揚機その他一切の附屬設備

をもしく見込み、破折面の全重量 (W) を概算 136 噸と假定す。

地震の水平分力 (Q) は

$$Q = \frac{\alpha}{g} W, \text{ 又水平分力によるモーメントは } BM = Qh_1, \text{ 但し}$$

$h_1$  は破折面以上の圓筒及びその附屬設備を加味したる構造物の重心高 (破折面上) で、正確なる數は極めて計算し難いけれども、この所にては大體の數として  $h_1 = 3.63$  米と見做することとする。

$\alpha$  は地震安全度で  $\frac{\alpha}{g}$  は震度であるが、長柱と考へた場合であるから

$\alpha = 1,960 \text{ mm/s}^2, \frac{\alpha}{g} = 0.2$  と定めた、即ち Building と考へた場合の約二倍を採つたのである。

然るときは  $BM = \frac{\alpha}{g} W h_1 = 98.7$  噸・米

曲げ力率が分明したから、次は破折面に於ける塔體の強さ、即ち構造材料の抗壓及び抗張強度と曲げ力率のため構造物内部に起る應力度との比較を計算し、前者の方が遙に大ならば安心し得るものとするのである。

前記の如く塔體中軸よりの最縁端に於けるコンクリートの受ける単位應壓

度は次式  $S_1 = \frac{W}{A_1} \pm \frac{MR}{I_1}$  を採用し得る。即ち曲げ力率 (BM) が非常に

少なくなるとこの場合には勿論適用し得るのである。何となれば偏心距離

即ち  $e = \frac{M}{W}$  にして

$$\frac{M}{W} = \frac{98.7}{136} = 0.73 \text{ m}$$

即ち正に破折面に於ける圓筒外徑の中央三分の一を少しく外れるのみである。

W は破折面上 (基面上約 12.4 米) 塔體の重量で、大約 136 噸である。

$A_1$  は鐵筋断面をもコンクリート断面に換算したる鐵筋コンクリート中空圓筒の全断面積で、勿論破折面に於けるものである。即ち  $A_1 = A + mA$ 、で

$A = 9.8$  米<sup>2</sup>で、 $m = 15$  とす。而して鐵筋断面積は第一の場合と同量なれば、

$$A_1 = 10.20 \text{ 米}^2$$

M は即ち曲げ力率 (BM) で 98.7 噸・米である。

R は破折面に於ける圓筒の外半徑で 2.25 米である。

$I_1$  は各鐵筋 (断面) の圓筒中軸に對する物置力率の和の  $m$  倍と、中空圓筒コンクリート断面の物置力率との總和で、 $I_1 = mI_2 + I$  である。

第一の場合と同じく吾人は理窟を簡單にし大なる誤差を生ぜぬ範圍で略算するのであるから、概算の公式を用ひて  $I_1$  を計算する、即ち

$$I_1 = I_2 = \frac{A}{4} (2mpR_m^2 + R^2 + r^2) \text{ とする。}$$

こゝに

$$p = 0.20 \% \quad m = 15 \quad R = 2.25 \text{ 米} \quad r = 1.4 \text{ 米 (内半徑)}$$

$$R_m = 1.8 \text{ 米 (平均半徑)} \quad A = 9.8 \text{ 米}^2$$

$$\text{從て } I_1 = I_2 = 17.68 \text{ 米}^4$$

以上の數値を夫れ夫れ當て據めて、 $S_1$  及び  $S_2$  を計算すれば

$$S_1 = 2.59 \text{ 噸/米}^2$$

$$S_2 = 0.07 \text{ 噸/米}^2$$

以上は地震の方向と同方向及び反對方向に於ける中空圓筒縁端に於けるコンクリート材料の受ける最大最小應壓である。前記コンクリートの縁端

部附近に於ける鐵筋 (實際の位置は外周より若干内部へ入り込むが) 断面に起る應壓は大體その  $m$  倍餘で、 $m$  は彈率比にして約 15 であるから

$$S_1 = mS_1 = 38.9 \text{ 噸/米}^2$$

$$S_2 = mS_2 = 1.05 \text{ 噸/米}^2$$

故に鐵筋が受ける應壓力は問題にならぬ程となり、寧ろ少なきに失する。

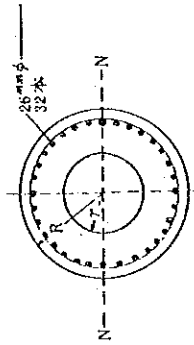
鐵筋量の節約

以上の鉄筋量中一部即ち内輪側の分 20 耗徑 32 本はこれを節約して、外周附近のもの 26 耗徑 32 本だけとしたら、如何なる結果を生ずるといふに次の如し。即ち

$$\left. \begin{aligned} S_1 \\ S_2 \end{aligned} \right\} = \frac{W_I}{A_s} \pm \frac{MR}{I_s} \text{ の公式を使用するとし } W_r = 512 \text{ 吨 (幾分}$$

軽くなるも概算には同様とし)  $M = 449.1 \text{ 吨} \cdot \text{米}$ ,  $R = \text{外半徑 } 2.42 \text{ 米}$ ,  $r = \text{内半徑 } 1.22 \text{ 米}$ 。

最も危険なるべき最下端の断面に於けるコンクリートの単位應力を檢算せんとす。こゝに  $I_t = I_c + mI_s = \frac{\pi}{64} \{ (2R)^4 - (2r)^4 \} + mI_s$  であり、 $I_s$  は如何といふに前項既述の通りであるが、只これでは内側鉄筋がないだけ異なるのである。即ち  $N-N$  軸からの平均距離は  $\frac{1}{2} (2.3 + 0.45) = 1.375 \text{ 米}$  である。而して挿入鉄筋は 26 耗徑で、その断面積は一本で  $5.31 \text{ 釐}^2$  であるから  $I_s$  は次の如くなる。即ち  $I_s = 32 \times 5.31 \times 1.375^2 \times 100^2 = 321.255 \times 10^4 \text{ (cm)}^4$ ,  $m = 15$  とし  $mI_s = 4,818 \times 10^4 \text{ cm}^4$ , 故に  $I_t = 25,618.8 \times 10^4 \text{ 釐}^4$  である。



第 95 圖

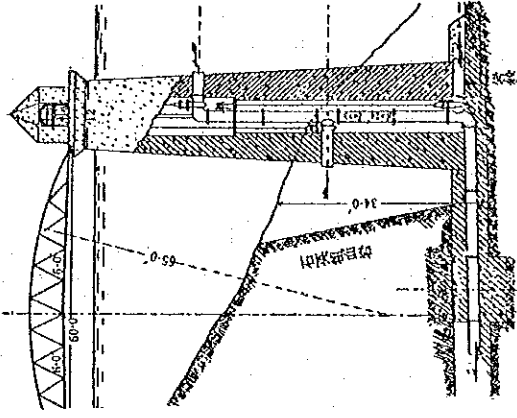
最小単位應力が正数なる場合鉄筋量の節約の考案 (混凝土留池外周附近だけに鉄筋 26 耗徑を入れ内周は節約したるもの)

$$\text{又 } A_s = A_c + mA_s = 13.7 \times 10^4 + 15 \times 32 \times 5.31 = 139,549 \text{ 釐}^2$$

$$\text{仍て } \left. \begin{aligned} S_1 \\ S_2 \end{aligned} \right\} = \frac{512 \times 10^3}{139,549} \pm \frac{449.1 \times 2.42 \times 10^7}{256,818.8 \times 10^4} = 3.67 \pm 4.23$$

$$S_1 = 7.90 \text{ 釐/釐}^2, \quad S_2 = -0.59 \text{ 釐/釐}^2$$

即ちこれ位の應張力ならば、二重の縦筋を節約し一重の外周縦筋だけでもよいといひ得る。即ちこの方がより経済的である。



第 96 圖

著者考案(鉄材節約)無鉄筋  
コンクリート圓筒形取水塔

無鉄筋コンクリート圓筒の取水塔

著者は次の圓の如き無鉄筋の圓筒形取水塔を設計した。これは外半徑を極めて大とし内半徑を小として下部を特に厚くして無鉄筋としたのである。併し未だ工事を實施したるものでは無いので、只一案に過ぎない。鉄材節約上から考へたものである。

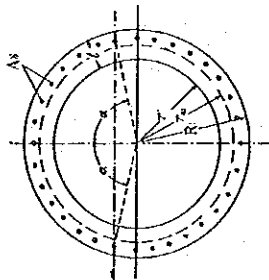
#### 第四節 偏心著しき場合の解法

偏心が著しくなると複雑な公式となり、また未知数の一方を假定し、他の未知数を割り出さねば出てこない。即ちコンクリートの應張力度を無視し、應張力度を求めねばならぬ。今コンクリートに働らく平均應張力度を  $f_m$  と定め且ミーメントと直壓力との比  $M/W$  を  $e$  とし、圓筒壁厚を  $t$ , 平均半徑を  $r_m$  とし、擲率比を  $m$ , コンクリート圓筒横断面積を  $A_c$  とし、 $p$  を鉄筋の % とし、 $\alpha$  を平均半徑、 $r_m$  の爲す圓に於てその圓周と偏心軸線との二箇所の會合點間の中心角の半分とする(97圖)。然るときたとへば次のやう

な複雑な関係となつてしまふ。

$$\frac{c}{r_m} = \frac{1}{2} \left( \frac{\sin \alpha \cos \alpha - \alpha + \pi(1+mp)}{\sin \alpha + [-\alpha + \pi(1+mp)] \cos \alpha} \right) \dots \dots \dots (1)$$

$$W = \left( \frac{\sin \alpha + [-\alpha + \pi(1+mp)] \cos \alpha}{2\pi \cos^2 \frac{\alpha}{2}} \right) A_c f_m \dots \dots \dots (2)$$



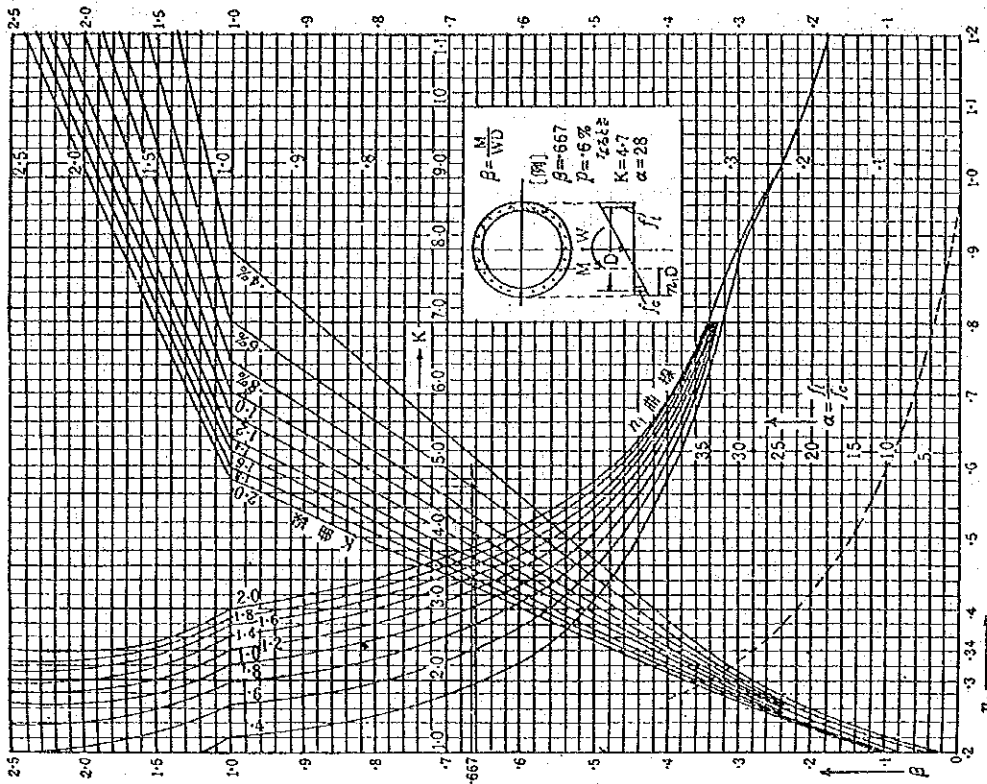
第 97 圖

以上の公式の中でコンクリートの平均応力度  $f_m$  と  $\alpha$  とは未知数である。以上の外は既知数であるが 2 箇の方程式から 2 箇の未知数を求めねばならぬ。この面倒を解決するのは表の線圖か一番便利である。今最も便利な線圖を描げると 98 圖の通りである。次に線圖の使用方法を説くこととする。

今線圖使用方法説明のために次の如く假定する。直壓力  $W=150$  吨、曲げ力率  $M=400$  吨米、鉄筋量 0.6%、平均半径  $r_m = \frac{D}{2} = 2$  米、コンクリート圓筒斷面積  $A_c$  は壁厚  $t$  を  $\frac{1}{2}$  米とすると  $A_c = 2\pi r_m t = 6.28$  米<sup>2</sup>。

今  $\beta = \frac{M}{W \times 2 r_m}$  を計算し且  $\beta = 0.667$  なりと知る。

線圖にて左側の  $\beta$  の目盛りを下方から上に 0.667 を見、これから右へ水平に 0.6% の斜線 (K 曲線) と交はる點を求め、上の方 K の目盛りを見る



第 98 圖 曲げ力率と直壓力とを受ける中空圓柱の最大應力度を求むる圖表

(建築工業社城郭コンクリート計算圖表より)

と  $K=4.7$  を得る。仍つて次の式から  $f_0$  即ちコンクリートの単位應壓度を  
得る。 $f_0 = K \times \frac{W}{A} = \frac{4.7 \times 150}{6.28} = 112 \text{ 馬/米}^2$  即ち  $11.2 \text{ 馬/釐}^2$ 。

次に  $\beta = 0.667$  の水平線と右側の  $n_1$  曲線との交點を求む。即ち  $0.6\%$  の  $n_1$  曲線との交點から下方を見ると  $n_2$  の値  $0.34$  を得く(これは軸距比で  $n_1 D$  は計算することが出来る)。次に  $n_1 = 0.34$  の垂直目盛りと下方點線の曲線との交點から水平に右へ進み  $\alpha = \frac{f_0}{f_c}$  の線と交る目盛り  $28$  を求むると、 $\alpha = 28$  を得る。 $f_c = 11.2 \text{ 馬/釐}^2$  であるから、 $f_0 = \alpha f_c = 313.6 \text{ 馬/釐}^2$  を得る。尙計算式にして應壓側鉄筋の単位應壓度も計算出来る。(後段設く大阪府光明池の取水塔圓筒の計算参照)。

### 第五節 實際上の問題

以上の結論をいへば次の如くである。

取水塔の主體たる鉄筋コンクリート圓筒體の取はその下の根盤工 (Footings) と鉄筋とで十分に連絡が保たれ、コンクリートも亦十分結合して一體となつてをつたなら、單に根盤工上に圓筒を載せたり、置いたりしたる場合は全然異なり、根盤工上で圓筒だけが顛倒するやうなことは絶無である。

又根盤工の取さが相當十分で、塔全體の重量と地震の水平分力との合成力が、根盤工の中央三分の一の限界以内で根盤工の底邊を切るならば、根盤工諸角共塔體が顛倒するやうなことは絶無である。假定の地震力は、震度が  $0.2 \sim 0.1$  の程度で、大正十二年關東地方に實現したる記録に比すれば、小さきに過ぎるやうであるが、取水塔を有する貯水池を築造するが如き所の地盤に對しては、大體この位を標準とせねばならぬ。無暗に大なる地震を標準とすることは考へものである(實際東京府下東村山貯水池の取水塔の如きは安全であつた)。

以上の程度の変位を標準として計算すれば、長柱としたる場合は勿論の事短柱即ち普通の建築物として計算したる場合でも、即ち最大のモーメントを豫想したる場合でも、そのコンクリート材料に起る最大の應壓及び應張力度は、コンクリートの抵抗力が安全に耐へ得る範圍内に在る、即ち普通のコンクリートの抗張強度、抗壓強度の費用上の限界を超えないから、當初豫定した断面及び鐵筋量で不足はない。

風壓、水壓その他貯水池内不慮の衝動に對しても無論考慮を拂はねばならず一應の計算は必要であるが、震度  $0.2$  の地震水平分力による曲げ力率に耐へるから、他の外力に對しては大抵安全である。

次に取水塔體と堰堤外部とを連絡する暗渠或は隧道等の取付けは、絶體に水の漏らざるやう入念に施工すべきで、この工事は相當深き經驗を要する。

以上の理論により圓筒形取水塔の一端に於けるコンクリートの最小單位應力度  $S_2$  が負數にならぬやう大なる直徑を與へて置けば無鐵筋でも差支へなき筈である。即ち著者設計のものゝ如きは如何やと思はるゝ。

取水塔設計上の參考として次に大阪府光明池(農業水利改良事業として施行す)のものを掲げる。

取水塔竝に樋管は砌堤北側に設置し、取水塔は鐵筋コンクリート造とし、基面上高さ  $19.85$  米 ( $65.5$  尺)、内徑  $2.4$  米 ( $8$  尺)、塔壁上部厚さ  $45$  釐 ( $1.5$  尺)、下部厚さ  $1.36$  米 ( $4.5$  尺) とし、基礎は  $8.2$  米平方 ( $27$  尺<sup>2</sup>)、厚さ  $1.8$  米 ( $6$  尺) とす。基礎地盤は試掘によれば第三期の頁岩にして厚さ  $6$  米内外と認めらる。塔の頂部には八角鐵骨上屋を設け、これに長さ  $29$  米 ( $96$  尺)、有效幅員  $1.45$  米 ( $4.8$  尺) の三徑間 I 型桁鋼骨をかけ、床版は厚  $8$  分の  $1$  吋 ( $\frac{2.54}{8}$  吋) 鋼鐵板とし、橋脚は引絞鋼管を使用し地山に取付けである。

取水塔は塔の中央に直立せしめ、 $50.8 \sim 61$  釐 ( $20 \sim 24$  吋) の鐵管を使用し、

取水鉄管は塔壁を貫き壁と取水管の中間にスライス・バルブを装置した。最大取水量は1孔乃至2孔の開放を以て所要最大取水量 1.28 秒立方米 (46.05 秒立方尺) を流出せしむる。第1孔徑 45.7 吋(18吋) 取水管は満水面より 4.24 米 (14 尺) の箇所、第2孔 (45.7 吋)、第3孔 (45.7 吋)、第4孔 (53.3 吋 21吋) 各取水管間の距離は 4.55 米 (15 尺) である。

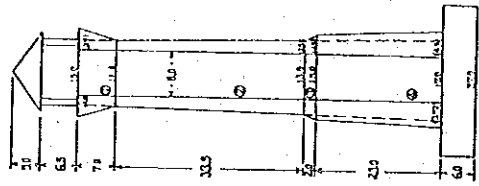
取水の落下より来る塔の震動防止並に第4孔の礮師の兩目的を兼ね塔最下部のL型管と水平管との接合部に 61 吋 (24吋) スライス・バルブを設け、而して各取水操作は全部塔上部で行ふ。

底面はコンクリート巻立トンネルとし地山中に設けてある。

取水塔の仕方並に塔體の全高 (H) 19.8465 米 (65.5 尺)、塔内徑 (r) 2.42 米 (8 尺)、コンクリート配合比 1 : 2 : 4、コンクリート許容應力毎平方吋 當 35 磅 (500 磅)、同應力 2.8 磅 (40 磅)、同粘着力 5.6 磅 (80 磅)、鐵筋許容應力 (f) 983 磅 (14,000 磅)、同粘着力 1 磅 (15 磅)、コンクリート 1 立方尺の重量 2,400 磅、投射面上の風壓 180 磅/呎<sup>2</sup> 地震加速度 (a) 1,500 mm/sec<sup>2</sup> (基面上) 乃至 2,000 mm/sec<sup>2</sup> (塔破折面上) である。

塔断面は 100 圓の通りとし尙塔頂部の家屋、捲揚機、鐵鑄及び渡塔橋より来る荷重は、塔の自重に比し僅少ななるを以て本計算に於てはこれを省略してある。

取水塔断面は耐震安定を検したる後その他の影響を検し、何れもその應力は許容應力内にありたるを以て、最初の設計にて安全なりとした。

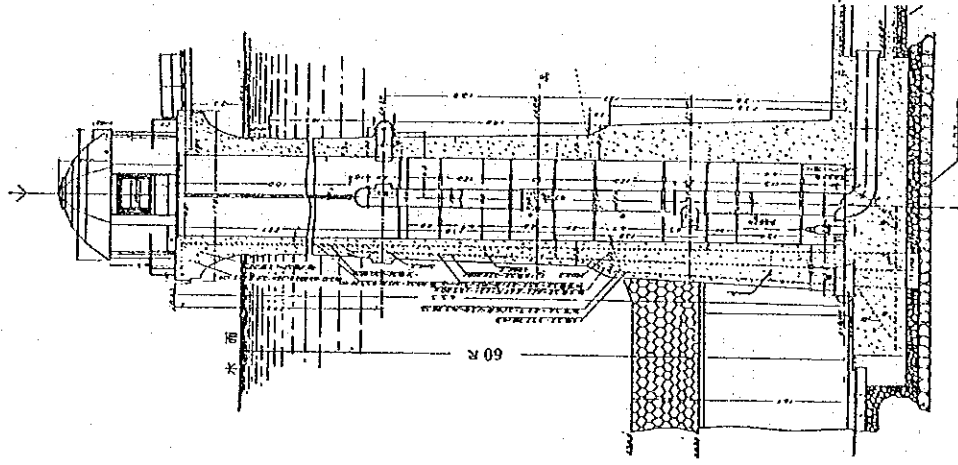


第 99 圖

破折面を地盤上に取りたる場合、塔體の重量 443,200 磅、塔體の重心高 8.535 米 (28.17 尺)、地震力  $Q = \frac{\alpha}{g} W = 67,800$  磅。故に地震による出げ力率  $M = Q \cdot h = 578,673$  磅・米。次に地震力による偏心距離  $e = \frac{M}{W}$   $e = 1.30$  米。然るに圓塔體の底部横断面の直徑は 4.315 米 (14.24 尺) にして、核心限界半徑は鐵筋を入れても 0.709 米 (2.34 尺) なる故偏心距離は中央 3 分 1 外にある。故に應張力を無視しない、公式 (前段) により得ない。

故に應力計算は複雑となるから主として表による。然るときは次の如くである。即ちコンクリートの最大應力度は表により 14.27 磅/呎<sup>2</sup> (203 磅/呎<sup>2</sup>) なるを知る。

即ちコンクリートの許容應力度は 35 磅/呎<sup>2</sup> (500 磅/呎<sup>2</sup>) ならば充分安全である。



第 100 圖  
大阪府光明池土壌堤  
附屬取水塔塔體断面圖

## 第二編 溜池の重力堰堤及びその附帯構造物の造形

### 第一章 總説

而して鉄筋は断面の1,000分の5を挿入するにより尙更に安全である。尙破折面を上部に假定した場合の最大総壓力  $10.62 \text{ 噸/呎}^2$  ( $151 \text{ 噸/呎}^2$ )、風壓による影響の最大總壓力  $5.83 \text{ 噸/呎}^2$  ( $83 \text{ 噸/呎}^2$ )、何れの場合に於てもその應力は許容應力以内にあるを以て安全である。最大水深部 18.786 米 (62 尺) に付き水壓に對する檢査をなせば、型厚は 10 釐 (0.34 尺) でも足るから設計壁厚 1.36 米 (4.5 尺) なれば充分である。

取水塔の鉄筋量は曲げ力率より求めれば少量にて足るも、前述の如く本設計にては各部断面に對して鉄筋量はその 1,000 分の 5 を下らざる程度に挿入することとした。而して縦筋 (2.5 釐徑) はコンクリート表面より 15~20 釐の位置に配し、横筋とする箇所は大體 3 分の 2 を外周に、3 分の 1 を内周に挿入することとし、横筋は 15 釐 (5 寸) 間隔に徑 1.9 釐 (4 分の 3 吋) を挿入するものとしてある。

フーチング (Footing) は方形とし一邊の長さ 8.18 米 (27 尺) とし、總厚 1.81 米 (6 尺) とするときは地震及び風壓と自重との壓力線は、基礎幅中央 3 分 1 内にある。次に基礎左右兩端に於ける地震力の最大及び最小値を考へ鉄筋を、塔體内幅 5.15 米 (17 尺) の間は徑 2.54 釐 (1 吋) と 1.9 釐 (4 分の 3 吋) とを 1.5 釐 (5 寸) 間隔に交互に、その外側は徑 1.9 釐を 1.5 釐間隔に挿入したれば安全である。

近來土木工事に於ける石堰堤又はコンクリート堰堤は特に目立つて急に進歩發達した。然るに我が農業土木に於けるものは未だ貧弱の域を脱しない。これその目的とする所農業の經營であつて、重力堰堤を築造するために相當の費用を投じて、これにより得たる農産收益の純利益でその費用を相償ひ得る箇所はそれ程無數に在るべき筈なく、彼の水力發電事業等と比べものにならぬはいふまでもない。併し既往を顧み將來を想ふと農業土木として重力堰堤を施工するを有利とし、又その必要を感じるもの決して少なくない。要は農産物の需要或は價格と大なる關係を有し主としてその收支採算に係るのである。彼の滿洲其他支那に於て資源開發上大規模の集團的造田計畫實施の際には是非溢に施工の必要を生ずるべく、農産物増産、資源開發、國土利用増進上内地及び外地に於ても更にその氣運に向つてある。

筆者が大正末期に於て計畫した淡路成相堰堤は未だ工事中であつて、發起以來完成まで二十年以上の年を経過するであらう。その他大分縣の大谷堰堤、滋賀縣大上及び鉾川堰堤等發起以來その名を聞くこと實に久しいものであるが、完成は中々でこれが大きい農業土木事業の特色の一つである。凡そ農村百年の仕事で、農民の子孫までの負擔を殘す所の工事が發電用堰堤のやうに早急に出来る筈はない。現今農業土木中の堰堤中一番高さが大で又その完成も古いのは淡路の上田池堰堤である。何分關東大震災以前の時代であるから、







