

# 論 說 報 告

## 土 堰 堤 の 一 工 法 に 就 て

(康徳11年度土木講習會講演)

松 澤 太 郎\*

### 目 次

- 1. 緒 言
- 2. 地形及地質
- 3. 土堰堤の構造

- 4. 止 水 壁
  - 地下止水壁
  - 地上止水壁
- 5. 盛 土

### I. 緒 言

「土堰堤の一工法に就て」と云ふ講演題目を滿洲土木學會から與へられましたので之から御話を申し上げようと思ひますが御手許に差上げました刷物が數集ありますのでこれを参照し乍ら話を進めて行きたいと思ひます。

實は私の勤務して居ります朝鮮の某所に現に工事中にある大堰堤がありまして此の土堰堤は色々な型から世間の視聽を集めてゐるので既に御承知の御方も大分あることと思ひますが特異點としましては

- (1) 工事が大計畫なる事即ち高26米、堰長1,500米、盛土量約3,000,000立米である事。
- (2) 河床には深さ10.0~13.0米の砂礫層があり此の透水性地盤上に土堰堤を築造する爲に地盤と同様な材料である砂礫を以て盛土する計畫なる事。
- (3) 砂礫層中の止水壁は壓氣潜函を沈下させて作る事。
- (4) 砂礫で盛土し且心壁粘土の物理的性質が極めて「スレーキング」(澱化)なるために高き「コンクリートコア」を挿入する設計なる事。

等であつて種々な點で世界的な大土堰堤工事と云つても過言ではありません滿洲土木學會では此の土堰堤に着目されまして朝鮮總督府に此の演題を豫定されたのであらうと思ひますので私も此の土堰堤を對象と致しまして述べ度いと思ひます。然し乍ら場所とか標高とかの所謂方謀上差支へますことは一切抜きますからその要點から

ず御承知願ひます。尤も土堰堤の定規圖の中にはE.L.が書いてありますが此の數字は全く架空なものでして基準點即ち標高の零點を任意にとつてありますので左様御含み下さい。[ゴデイメシヨウ]だけは相違ありません。

本論に入ります前に先づ順序として土堰堤の歴史的な事柄を一寸申しあげます。

我が日本に於ける土堰堤築造の歴史は極めて太古の事でありまして今を去る約1,080年前人皇第10代崇神天皇が勅を下し給ひて河内國河内郡に溜池を築かしめられたのに初まりまして次の垂仁天皇の御代に至りましては全國に互りて溜池の數が300箇所に及んでゐたと云ふ事であります。それで現在ではどの位土堰堤があるか調べて見ますに一寸古い統計ではありますが昭和8年現在では堰高10.0米以上溜池用貯水池3,200、餘て發電用上水道用のものを包含すれば相當な數字になるのではないかと思はれます。私の奉職致して居ります朝鮮では堰倉半島と云はれる位ですから必然土地改良事業が頗る盛であります。10.0米以上の土堰堤は90箇所(昭和10年現在)を數へられ現在只今も各所で工事中であります。

斯様に土堰堤工事は頗る盛であります。土堰堤の主要材料である土質は南は珊瑚礁の層から北はバツンドラに至るまで其の間全く千變萬化でありまして即ち粘粒子の大小或は其の含水量に依る複雑な力學的性質がありまして現在今だに土堰堤の理論的な設計の根據と云ふものは完成されて居らずととして經驗に基いて論ぜられてゐる様

\* 朝鮮總督府技師

な次第であります。

## II. 地形及地質

本土堰堤は川幅 2,000 米の箇所に造るのでありますが此の附近では最も狭く地形的に適當なる堰堤地盤であります河の中央部に幅員 1,500 米の中の島があり此の上に土堰堤を造らうと云ふ構想であります。残りの 500 米は右岸 200 米と左岸の 300 米が在來の低水致でありまして此の部分は洪水時の「コンクリート」造溢流堰堤に致しますので本日は觸れない事に致します。

土堰堤基礎 1,500 米間に「ポーリング」した結果大體基礎岩盤は「レベル」であつて其の上に厚さ 10.9—13.0 米の砂礫層があります。此の砂礫層を節分試験した結果表層 2.0 米分は砂 90% と洗泥 10% の地層であり其の下は岩盤まで全部 10% より 30% の砂と 90% より 70% の砂礫からなつて居ます基礎岩盤は花崗片麻岩と赤褐色頁岩より成り頁岩が二本の斷層によつて片麻岩の間に挟まれてゐるのであります。其の爲に斷層附近が破砕帯となつて居り右岸側斷層附近に潜函を沈下し岩盤を調査した結果破砕帯は灰色の粘土の中二割石が含まれた様なものである事が判明致しました。之れは相當軟弱であり幅員 20.0 米以上あります。

二本の斷層は本流洗路に略平行して居りまして一本は土堰堤部分の左岸開始處から約 550.0 米離れた處にあり他の一本は土堰堤の右岸側終點にあります花崗片麻岩は主として正長石石英及び少量の雲母角閃石より成り完品質であつて岩質堅緻で「コンクリート」堰堤の基礎としても良好であります。此の間に珪岩が岩脈或は岩床として貫入せるものを目撃しますが堰堤基礎上層に悪影響を及ぼすものと思はれません。

頁岩はその幅員が約 1,000 米ありまして洗路に沿ひて帯狀に發達せるものゝ様であります。岩質は軟弱で發破をかけることなく鋸割で容易に崩壊される程度であります尙吸水状態では相當の支持力を有するものゝ如くであります但し潮濕して乾燥すればばらばらに崩れ易くなります兩岩共に亀裂又は空洞の如きものはありませんから水密性の點では「グラウチング」をやれば差程善念したものではありません。

## III. 土堰堤の構造

此の土堰堤の工事を計畫致しましたのは昭和十六年（康徳八年）でありましてそれから今日迄設計の方針が色々研究されて段々變遷して居りますがまだ今日最後の實施設計には到達して居りません。是れから土堰堤の構造を述べやうと思ひますが土堰堤の形状は次の如くであります。

- 1, 天端高; 計畫洪水位上 55.0 米 計畫滿水位上 9.0 米
- 2, 天端幅; 10.0 米
- 3, 上流法勾配; 天端より 55.0 米迄 2.5% 以下 2.5% 割及 3% 割
- 4, 下流法勾配; 天端より 11.0 米迄 2.5% 割にて 3.0 米の中央小段を設け以下 2% 割として E. L. 31 5.50 米に幅員 10.0 米以上の小段を設ける
- 5, 法面保護; 上流側は現場打鐵筋コンクリート下流側は張石施工

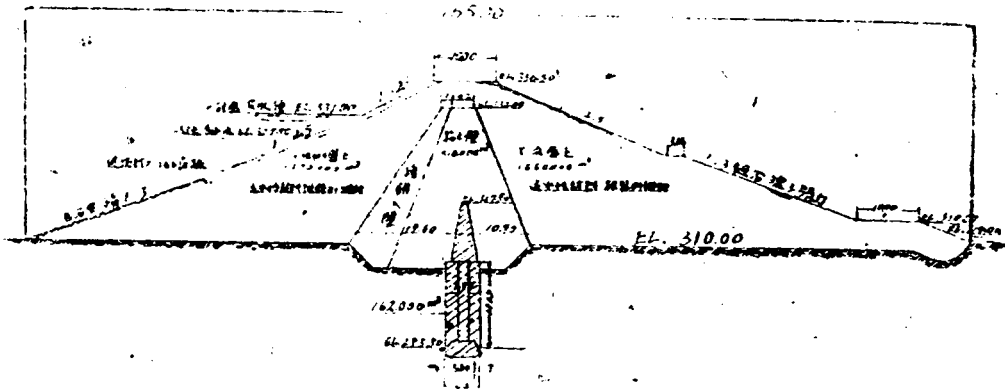
前述の如く砂礫層が 13.0 米もありますので地下止水壁は壓氣潜函を用ふことにしましたが最初潜函の大きさは幅員下部で 3.6 米上部で 3.4 米長さ 20.0 米のものでしたが現在は幅員を 6.0 米に擴大し長さ 22.5 米に変更して 41 基工中であります。幅員を擴大した理由は幅員 3.6 米では潜函の双口から下方へ更に止水溝を掘るのでありますがそれでは作業上から狭すぎ又地下は潜函のみを頼りにして止水するのであるから大きくしたのです而して潜函の上には高さ 23.0 米もある「コンクリートコア」を載せるのですからその「フーチング」としても 6.0 米位必要であると云ふ事になつたのであります。壓氣潜函に関しては後から詳述致します潜函の上の地上止水壁は計畫洪水位の E. L. 331.0 米の高さまで入れるのですが「コア」の厚さを幾らしし鐵筋を何の程度使ふかは勿論土堰堤の不透過度盛土の不均等上流側水壓の加はり方等により定められるべきでしょうが考へ方が大體二つに分れます。

1, コア—基礎潜函の接合部は鍍溝造にして貯水後に受ける大なる水壓と築堤盛土の不等沈下等により力學的平衡を可及的容易ならしめる。

2, 鍍は水の滲透の誘因となり易く且地盤による土堰堤

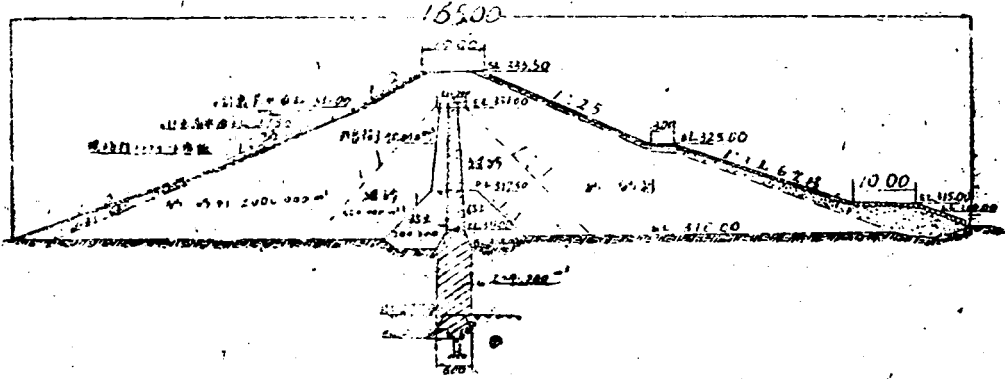
### 土堰堤標準断面圖 其の一

$S = \frac{1}{150}$



### 土堰堤標準断面圖 其の二

$S = \frac{1}{150}$



の缺損又潮解に於ける地震の小さき等より勘察して滑動と上部止水壁は固定して水壓にも抵抗せしむる様にする。

日本に於ける高き「コンクリートコア」のある土堰堤の實例を調べますと之は餘り澤山ないのでありますがその理由は①工費多額、②兩側の築堤盛土の不等沈下或は地震動に際して盛土との間に所謂「地肌離れ」が生じ易い、③此の爲に物理的性質の類似な粘土心壁がよく又工事箇所附近に粘土が多量に得られたからであります。日本内地では東信電氣の田代堰堤群馬利根川水系吾妻高18.0米長980.0米、九州水力電氣の地蔵原堰堤(大分縣築後川水系秋

珠川支川地蔵原川高32.0米長94.0米) 北海道の雨龍堰堤(高18.5米長350.0米)以上が發電用で其の他昭和十一年に開催された第二回國際大堰堤會議に提出した北海道の聖代堰堤(高38.0米長480.0米)等ありまして「コア」は何れも基礎岩盤中に固定して居るのであります。獨逸の「ブルグハンメル」堰堤には「シンチアクション」がされる様になつて居り「モーゼ」堰堤は滑動する様になつて居ります。當初「コンクリートコア」は所謂獨立してあつたのですが①粘土の物理的性質が非常に悪く②築堤盛土を透水性材料で盛土することゝしたる爲に逕水は全面的に「コンクリートコア」に依頼しなければならぬので「コア」

は計置洪水位迄の高さにすることにしました。粘土の土質資料10個に付土質試験をした結果は次の如くであります。今之を東京上水道の山口堰堤と同様な心壁粘土に對する適性範圍(合格規準)と比較して説明すると。

種 目	材 料 適 性 範 圍 (山 口)	本 堰 堤	山 口 堰 堤	聖 合 土 堰 堤
粒 徑 配 合 比	0.01 耗 以 下 の 粒 子 60 % 以 上	0.005 耗 以 上 最 小 30% 最 大 59%	最 小 63% 最 大 78%	0.005 耗 以 上 63%
比 重	真 比 重 に て 2.60 以 上	2.58~2.63	2.64~2.69	2.59~2.64
沸 化	型より除去して直に水中に浸し36時間以上沸化せるもの	成型加壓により異なるも 5分~20分	36時 間 以 上	7日 以 上
抗 張 力	收縮停止時に於て6kg/cm <sup>2</sup> 以上	—	8.21~9.56kg/cm <sup>2</sup>	—
水 分	天 然 含 水 率 30~50% 以 上	22~29%	32.33~39.96%	32.94%

之を概念的に云ふと本土堰堤の粘土と稱するものは Silty clay であり、山口及聖合のものは Clay, Clay loom, Sandy clay, であります即ち試験の結果を要約すると本土堰堤の粘土は土堰堤構築用粘土として止水には充分であるが沸化が早い換言すれば水中に於ける崩潰性が著しく大であると言ふことであります。是が爲此の粘土を使ふならば水で飽和された時でも崩潰しにくい様に粘土心壁の兩法を頗る緩勾配にするか又は何か別な材料(例へば石灰とか「セメント」とか砂礫とか)を混入して土を安定處理して使用せねばならぬと思ひます。處が次の様な問題が考へられます。之が一番最初の設計に迄廻ることになります。實は最初の設計は全断面を粘土質材料で盛上げて單に兩法附近のみ粗いものを使用する計畫を立てたのであります。之が非常な反駁を浴びたのです。その理由は「築堤部分を幾ら良質の粘土で築造しても基礎には依然として砂礫があり築堤が水で飽和されると粘土は砂礫の中に吸ひ取られ砂礫は泥厚化した粘土中に潜り込む。即ち交流作用がある、そして次第に粘土がやせてゆき此爲に堤體に龜裂でも入つたら大變だ」と云ふことであつたので設計方針を變更して透水性材料で盛土することにしたのです。處が粘土心壁の部分では依然として前述の憂が残つて居るのであまりして此部分には交流作

用を阻止する爲に稀層を置いたら如何と云ふ話も出て居ります。砂利にて盛土することは距離上頗る有効となります。

其の理由は簡單です即ち土中其他の物體中堤の爆強

の侵徹の深さを出すには「ペトリイ」の公式が好く用ひられて居りますが(土木學會誌第二十九卷第二號及第三號參照)

Petry, 公式(一様な物體への侵徹公式)

$$y = \beta w y_0$$

上の實驗式を使用して例へば1.0kg爆彈が溜速 200m/sで投下された場合は砂利では10.0米位「ローム」では18.0米位侵徹するのであります。此の場合砂利の方が非常に淺く有利であるから「陸軍工學上からは土堰堤は粘土で造るより砂利で造れと推奨しても過言でない事になります。

次に洪水放流施設に付一言致します。計置洪水量は、4,000m<sup>3</sup>であつて如斯洪水にそなへて水門幅 14.0米のもの3連を設置し之を開放すれば水位は計置満水位を上昇する事 3.5米即ち標高331.0米が洪水位となりて溢流水深 14.5米となります。茲に注意して戴だきたい事は元來土堰堤一般の餘水吐乃至放水路は此の様に水門の天端を満水面として洪水が來れば開放して放流してやると云ふのは近頃やりません。此れは水門操作に萬一の事があつてはと云ふ事の爲に固定堰の天端を常時満水面として洪水が來れば自分勝手に溢流してゆくと云ふ仕方になつて居ります。含みに於て本土堰堤も萬一の水門の故障時を考慮して水門全連數の二分の一が故障を來し門扉が開けら

れなくなつてもまだ堰堤頂までには數十厘の餘裕がある計算をなして餘裕は前述の如く 5.50 米と決定された譯であります。

#### IV 止 水 壁

##### (イ) 地下止水壁

本土堰堤の地下止水壁は壓氣潜涵を沈下させて築造するのである事は本土堰堤の特異點として前述致しましたが斯様な工法は他に實例がないかと申しますと二ヶ所ばかり調べたものがありますから之れを簡単に紹介して、本堰堤の止水壁に移ります。先づ、米國の「コービンダイク」の話を致します。「ボストン」市の水道の水源池には二つの土堰堤があつて堰堤地點は何れも砂利、砂が堆積してゐるので止水壁として潜涵を沈下致しました。Maindam (本流筋切の方)は高50.0米堤長700米、Dike (低地筋切の方)は高40.0米堤長640.0米で兩法共同一工法で實施致しましたので Dike の實例に就て述べます。

地質は砂利玉石が深い處で厚さ約 40.0 米あつて地下水位は殆ど地盤まで來てゐます。諸員工事に附する前に試験潜涵を沈下させました。試験潜涵は幅員 3.60 米長 9.60 米、長 13.50 米で潜涵間の間隔は 0.45 米であり材料用「シャフト」二個、人間用シャフト一個を備へて居ります。

試験潜涵は 48.  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  (3.4  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ) と云ふ高壓をかけて仕事をしが可成地下水位を下げる事に努力致しました。

その意味は「マサチューセツト」では「潜涵作業取締規則」と云ふのがあつて 18  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  (1.25  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ )迄は労働時間賃銀も普通でありますが之以上の壓力になると労働時間は減少し賃銀は急に増加するのでなるべく 18  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  で作業をしようとする特別な努力を致したのであります。此の目的を以て試験潜涵完成後最初の六ヶ月間は二個の「ポンプ」で 1,000 g. p. m. 及び 1,700 g. p. m. 排水を行つて谷の中央部で地下水位を約 9.0 米低下させる事に成功致しました。

次に更に多くの「ポンプ」排水を致しまして地下水位を更に 15.0 米下げ結局 24.0 米地下水位を低下させ潜涵内の壓力の減少を計つたのであります。此の「ポンプ」をかけ

て水位を下げたことは非常に特色と思ひます。沈下は通常一般の潜涵作業と同一ですから省略致しますが沈下を容易にする爲に簡単な Water jet を使用しました。又兩口に玉石が出ると多くの場合孔をもんで發破をかけて取除きました。斯くて双口が岩盤に達すると岩盤は凸凹してゐるので岩盤を切込んで「コンクリート」で根固する。然る後作業室内の「コンクリート」を填充するが施工の大體の順序であります。潜涵相互の隙間は作業室の「コンクリート」と填充を一部残して置いて其處から潜涵間の隙間に掘り出て矢張り壓搾空氣を挿込んで地下水位面まで下から上の方に廻り上り「コンクリート」を填充する。かくすると残りの部分地下水位上の部分は掘鑿も「コンクリート」打も大氣中で作業が出来る事になります。尚潜涵の「コンクリート」打の「リフト」は 4.80 米であります。

次に「メリマンダム」の話を致します。此の堰堤は「ニューヨーク」市水道水源池の土堰堤であつて高 60.0 米堤長 750.0 米堤頂幅員 18.0 米堰堤最幅最大 420.0 米上流法勾配 25 分乃至 4 割下流勾配 3 割乃至 4 割であつて両面共張石をして居ります。地質は兩岸部は氷河時代の砂礫層であつて此の厚さは右岸側 6.0 米乃至 9.0 米左岸側 12.0 米乃至 18.0 米中央最深部では實に 54.0 米にも及んでゐます。(此の砂礫層は築堤材料に使用致しました)

此處も「コービンダイク」と同様に「ポンプ」で地下水を下げたのでした。まづ試験潜涵を沈下致しました。之は幅 3.6 米長 11.4 米で其の他の一箇潜涵は幅 30 米長 13.5 米であります。一般的に一番仕事のし易い潜涵の幅と長さとの比率は 1:3 乃至 1:4 の様です。然し土壤との摩擦力を考へて此「スキンプリクション」當り重量を最大にする爲には圓が最も良く角ならば正方形が最も好いと云ふ事になります。「シャフト」は直徑 4 呎の材料用「シャフト」二本と 4' x 6' の人間用「シャフト」一本を設けました。沈下に當り「ポンプ」排水をやりました關係上各潜涵を僅か 25  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  の氣壓で岩盤に達せしめる事を得ました。地下水の低下は最初 12.0 米低下し其の後 3 ヶ月間連続「ポンプ」排水のために更に 12.0 米の低下を見ました。此の試験潜涵は最後に傾斜した由です。斯く試験潜涵を沈下し之れから「ポンプ」排水に依つて地下水位を下げる事が出

米ましたので仕事も極めて順調に進み総沈下深62.2米を1940年(昭和15年)1月2日に着手し翌年1月23日に完了しました。一週間當り平均進行度は約11.3米であります。(1日當り約1.6米)、之は物凄き「スピードアップ」の工事であると思ひます。一組の標準作業員は監督1名潜水夫8名起重機運轉手1名油差1名信託手1名計12名1日3交代の作業であります。

「ケーソンコンクリート」の配合は1:1.4:2.66で平均「スランプ」11厘、平均28日強度400kg/cm<sup>2</sup>でありました。

次に本土堰堤の地下止水壁たる潜函に就て申し上げます先づ次の順序で申し上げます。

1. 止水潜函の壓力計算

2. 潜函沈下進行実績

1. 止水潜函の壓力計算は附録壓力計算1例に示しましたので之を参照して下さい。

2. 潜函沈下進行実績は作業1日數當り0.4米であつて「メリマン」埋場延日數當り日1.6米で之數字と對稱せしめる爲延日數當りの沈下量を出すと僅少な數字である處の0.12米となり1割にも満たないのであります。此等兩者の數字を眺めると我々は如何に工事の「スピードアップ」を要するに工事の機械化と云ふ事が重大なる要件であるかを痛感するのであります。

此の潜函工事の爲に現在總馬力1,200空気壓搾機が使用されて居り尙馬力1,000を追加して設置中であります大體一基沈下に300馬力程度を要して居ります。

尙現在沈下中の潜函は長22.45米幅6.0米であつて一割當りの「コンクリート」容量は中埋と下部の止水溝も含めて1,810立米鐵筋量は26基弱でありまして次の内訳は凡そ「コンクリート」は總體が1,160立米中埋と止水溝が650立米であります。鐵筋は作業室の高2.7米分に最も多く用ひて12.0厘次はその上の「ロッド」の八割で其れ以上は施工者手上的鐵筋程度で各2屯位で接合3ヶ所で6基合計26基であります。之は潜函高を14.0米とした場合であります工費は現在では大體送氣漏壓沈下完了中埋コンクリート完了等一切終る迄に一基當り18.0萬圓となつて居りますから之れを「コンクリート」1立米で見るときは1立米當り100圓前後の工事費となつて居ります。「セメント」

は1立米大體300圓使用して居ります。

(ロ) 地上止水壁

土堰堤中に挿入された「コンクリートコア」が如何なる應力状態となるかを論じたものは余り見受けません只大體の寸法を示す經驗式として月岡氏の「堰堤の設計と實例」なる著書に「プレコンクリート」心壁の厚さは上部で0.70乃至2.00米下部で水深の $\frac{1}{10}$ 乃至 $\frac{1}{15}$ とすべしと書いてあります。之れは「ウェグマン」あたりの翻譯らしいのです。今此の公式を借用して本堰堤に適用すれば水深は約20.0米であるから下部で3.0米、程度上部で0.70米から2.0米となりますが兩側の勾配は $\frac{1}{20}$ より緩にすべしとあるから上部は大體1.0米合となります、然し之れは何らもしつくりせず理論的でないから他人を説得することが出来ない様と思はれます。茲にたつた一つ書いたものがありますので紹介いたします。

「フリドリツヒテルケ」が Wasser Kraft Anlagen (水力設備) なる書のP. 277に載つて居ります。

「テルケ」の考へ方を碎いて云へば「コア」が水平地面中へ挿入されて居るなら理論的に云つて厚さは零でよい。兩法が次第に急になつて来るに伴つて「コア」の厚さは大となり極限では通常の質量となると云ふのです。心壁にかかる荷重は土堰堤の上流斜面に作用する水壓のみである。然して水壓の水平及垂直分力並に心壁の自重の三つの合力が心壁の下流側三等分點を過る時は「コア」に「テンション」は起らない。即ち下流側三等分點に歸する前記三つの「モーメント」が零であれば良いと云ふことの同意義であり斯くして一つの式を導いたのですが今此の式を借用して本土堰堤の「コンクリートコア」基部の厚さを計算すると21米となります。

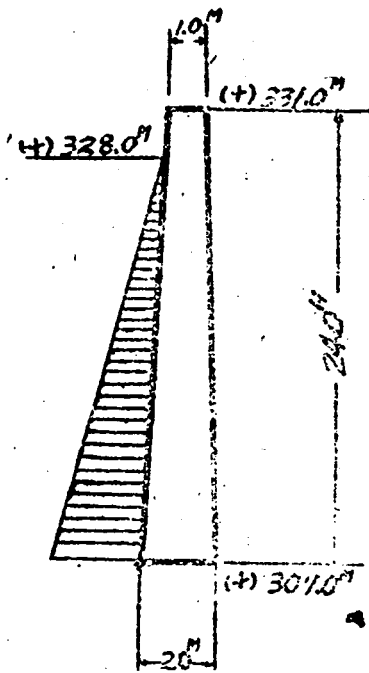
此處で不思議と思ふのは「テルケ」が提唱する水壓の探り方である。吾々は果して之で良いのかと迷ふのであります。最近私は上京した折に東大教授の山口昇先生に此の事を話して見た。處が先生は「凡て如斯く誤解糊としたものを理論づけるには實在の土堰堤の「コンクリートコア」がどんな厚さになつて居るかを調べてそれから歸納して一つの見解を作るのである。依つて「テルケ」が提案してゐる水壓の探り方も滿更誤りではないのであ

る」と言はれました。

然し私はこれにはあきたらず次の計算方法をやつて見ました。即ち「コア」上流側には土はなく水壓が加はつて居る。下流側には土がある換言すれば弾性地盤上の折に水壓が加はつたものとして計算したのです。

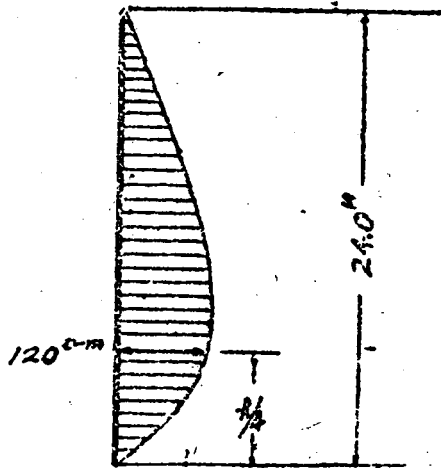
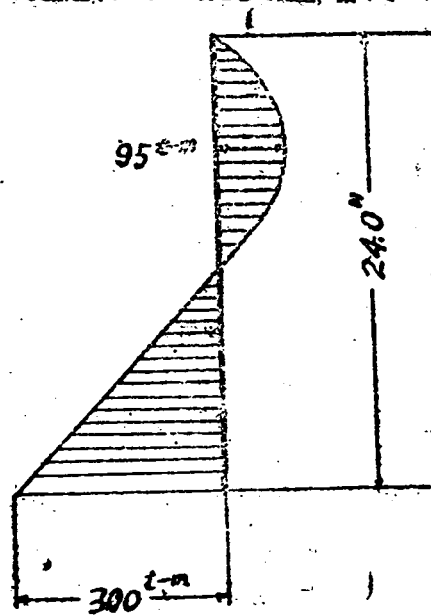
地盤の弾性係数は内務省の高田技師が村山の上下、山口、大野と四つの土堰堤で實際した結果に依れば最小値は大野土堰堤の堤頂附近の實際値  $17.0\text{kg/cm}^2$  最大値は村山貯水池の  $100.0\text{kg/cm}^2$  近くになつて居り其の畚物にも  $15.0\text{kg/cm}^2$  としてありますが私は安全率を見て計算には  $5\text{kg/cm}^2$  を採つたのです計算の「プロセス」は省略しますがその事に関しては土木學會誌第二十八卷第一號に内務省東京土木出張所(現関東土木出張所)江戸川水門工事事務所の三江氏が書かれて居りますから御覽下さい。

結果のみ申上ぐれば、下部を固定にした場合は次の如くなる。但し「コンクリートコア」の厚さは上で1.0米下で2.0米でありました。



之では(此の下部の(-))「モーメント」の大きさでは横筋を入れ程がない位大きな「モーメント」と云ふ結論に到達

し下部を軟にして見た結果第一圖の如くなりましたが然し軟は實際土中に入つて軟として完全に働いてアロカト



疑問を持つたのですが又如斯大きな土堰堤工事では軟の部分で漏水の原因になる確率は可成多い之は何うしても固定にすべきであると考え直して又固定工法に戻したわけですが、そして下部で厚さ6.0米(之は陸両厚と同様)にし上部で1.0米にして計算し「コンクリート」の膨張力も  $5\text{kg/cm}^2$  程度は認めようとしてやつて見たのです、そして大體満足したので然し乍ら此の固定が幾かと云ふことは六ヶ敷しく考へれば考へる程六ヶしいので東京の機

い方に開きました處でやるべきだと云ふ人あり固定にすべきだと云ふ人ありで未だ設計の方針が定つて居りません。

V. 盛 土

最後に築堤盛土の施工方針について一言致します。

盛土開始は來年になる事と思ひますが先づ堤體の大部分を占める砂礫は河原にそれこそ無盡蔵にありますので先産金用の「ドレチャー」が開放されたのがあるので上下流に一隻宛置いて「ドレチャー」で掘る計畫であります；此の船は500噸、長27.0米幅13.0米で吃水1.5米能力は1ヶ月6萬立米であり1年250日として50萬立米、二隻ですから年間浚渫土量100萬立米の能力となりますそれを「ベルトコンベヤ」で運搬して(ベルト900耗1時間能力450噸、1立米1噸として)約20立米10時間で2,200立米1年250

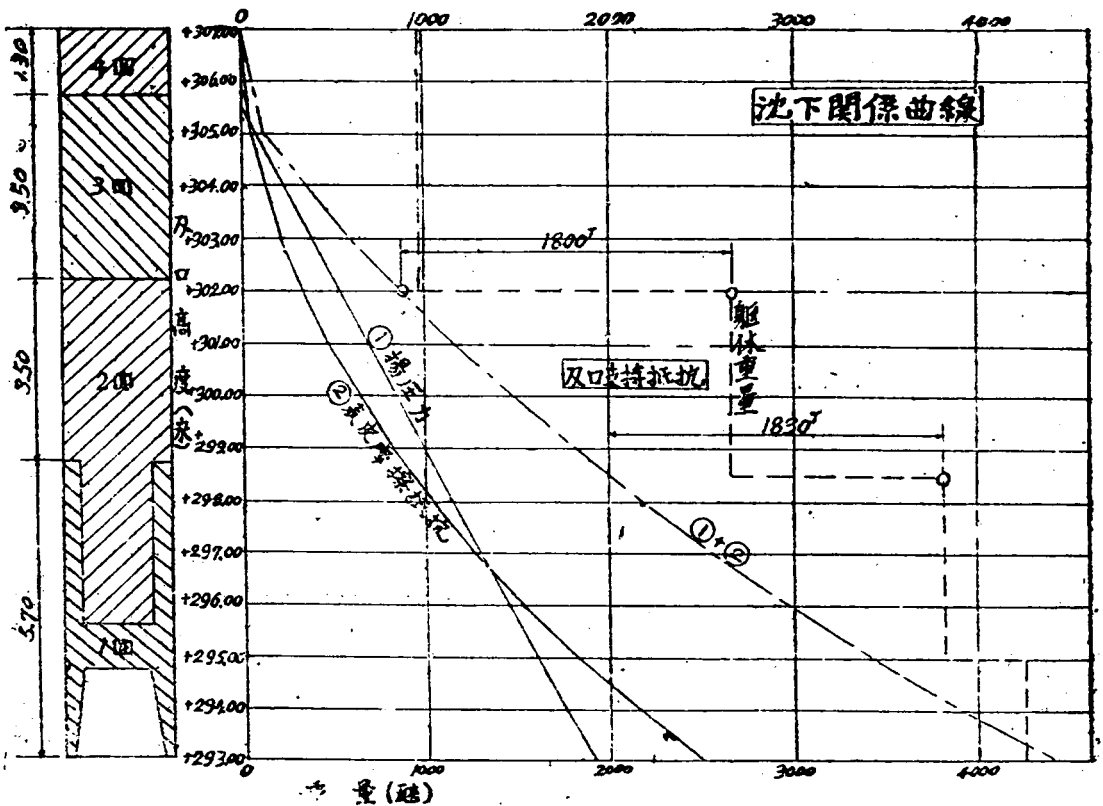
撤布機は堤長方向に堰堤法尻附近に敷かれた軌條上を動き且「スクレーパー」に依つて「ブーム」の何處からでも土が撒かれる仕掛になつて居ります、撤布機は重量約200噸です問題は土の締固めですが砂礫の摩滅力が大凝集力が小さいから「ローラー」をかけても伸々締らないので今水締でやる方針でその施工方法を研究中であります此の撤布機と良く似た寫眞が「テルケ」の本に出て居ます「テルケ」の撤布機と本堰堤のものとは尖端に「サポート」のあるなしの點が相違しております。

粘土は築道で約5 軒運搬します(築道の能力70t h) 麵粉な機械を用ひて年間土量約100萬立米で2年間に盛土を完了しようと云ふ構想であります。

1. 應力計算要領

本蓄水池沈没後は止水壁として現地表面下に埋設され

第 一 圖



日で60萬立米で「ドレチャー」の能力より餘裕があります此れて撤布機で任意の箇所撤布させるのであります。

岩盤上に定着されるを以て完成後は何等重大な荷重下にさらされる事なし



故に應力計算も沈没過程に起る種々なる條件に對して適宜之を行へば充分である。

従つて潜函部材に起る應力も之を一時的と見做し之に對する「コンクリート」及鐵筋の許容強度も其の永久的應に對するもの2倍程度を許容するものとす。

2. 潜函施工中の應力照査

(1) 潜函沈下關係曲線

沈下關係曲線を標準寸法圖により作圖すれば第一圖の如し但し製作の假定下記の如し。

- (イ) 潜函掘付面+307.00米、定着面+293.00米、
- (ロ) 平均水面+305.50米、
- (ハ) コンクリート平均重量 2.35t/m<sup>3</sup>
- (ニ) 水中の土の重量 1.2t/m<sup>3</sup>
- 水中の土の息角30°
- (ホ) 土壓計算は「ランキン氏」公式に依る
- (ヘ) 表皮摩擦係数を100%とす

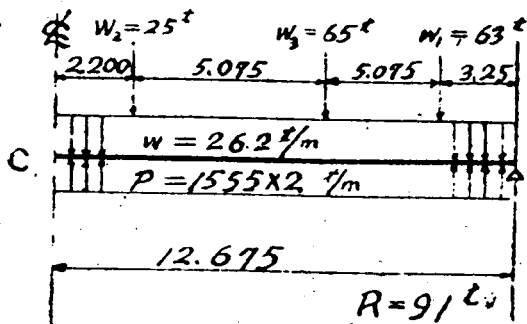
(ト) 壓障空氣による場壓力は外水區に平衡して直線的に増加するものとす。

(2) 潜函沈下中に於ける桁としての應力照査

(イ) 「ストライクセンター」の時の「曲げモーメント」  
「ストライクセンター」時に於ける岸角は自重370t幅5.00M長さ25.50Mの桁として沈下開始す此のときの双口反力を次の三圖に考へて「曲げモーメント」を算出す。

(a) 及口反力均等なるとき(第二圖)

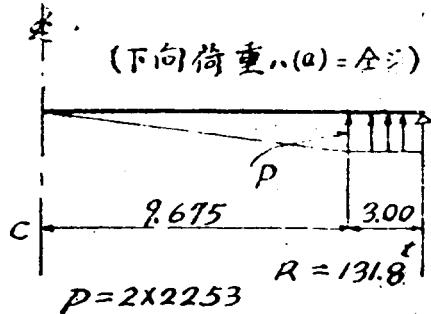
第 二 圖



Mc = 240t-m (張力下側)

Mc = 1.177t-m (下側張力)

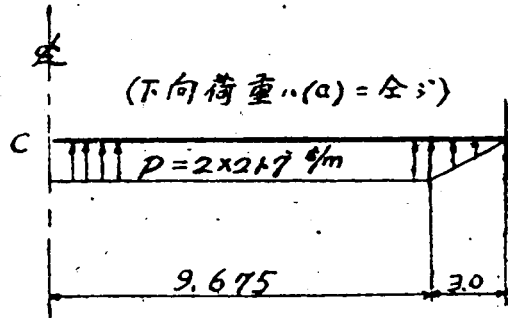
第 三 圖



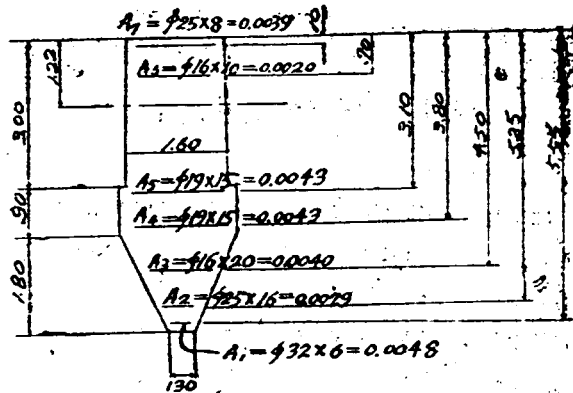
(b) 双口反力梯形(中央部零)、(第三圖)

(c) 双口反力梯形(端部零)、(第四圖)

第 四 圖



第 五 圖



(ロ) 「ストライクセンター」時の應力照査

(a) 双口反力平均等のとき(第五圖)

M = 240t-m

第五圖の抵抗斷面に付きN. A. 及 I を等出すれ

ばI = 斷面に於て = 5.633m<sup>4</sup>

$$6c = \frac{Myc}{I} = \frac{240 \times 1.22}{5,633} = 52t/m = 5.5kg/cm^2$$

$$6s = \frac{nMys}{I} = \frac{15 \times 240 \times 4.33}{5,633} = 78(t/m^2) = 78kg/cm^2$$

(b) 双口反力梯形(中央零)

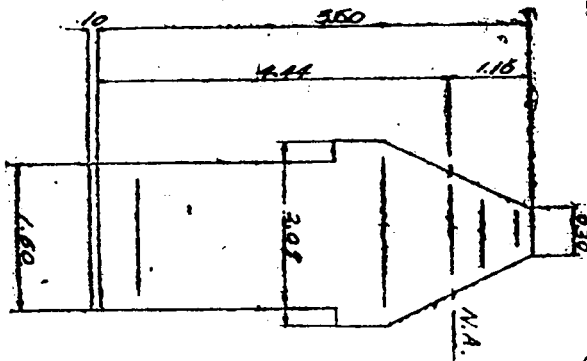
Mc=1,177t-m 抵抗断面は(a)の場合と同様なり

$$6c = \frac{Myc}{I} = \frac{1,177 \times 1.22}{5,633} = 255t/m^2 = 25.5kg/cm^2$$

$$6s = \frac{nMys}{I} = \frac{15 \times 1,177 \times 4.33}{5,633} = 13,571t/m^2 = 1,357$$

kg/cm<sup>2</sup>

第六圖



(c) 双口反力梯形(兩端部零)(第六圖)

第六圖の断面に付きN. A. を等出すれば次の如し

$$I = 2,20m^4$$

$$6c = \frac{Myc}{I} = \frac{925 \times 1.16}{2,204} = 487t/m^2 = 48.7kg/cm^2$$

$$6s = \frac{nMys}{I} = \frac{15 \times 925 \times 4.44}{2,20} = 437,951t/m^2 = 2,795$$

kg/cm<sup>2</sup>

此の場合の縦筋力はやゝ過大なるも普通の場合沈下中短手双口の反力が零となる様な事なき故大した心配なきものと認む。但し安全を計るを最上とする故沈下初期に於ける兩内層には充分な注意を拂ひ斯る状態に迄で双口に不均等反力を興へざるを可とす。特に皿板引抜き作業及曲り鋼管に關しては入念な施工を要す

(ハ) 第二回混土打込に於ける曲げモーメント

第二回混土打込に於ける階面は沈下關係圖に見る如く壓氣其の他の沈下抵抗存在するも尚双口に依り支持さるべき重量1,800tを有す。此の重量を(イ)同様の三

つの双口反力を假定して曲げモーメントを算出する

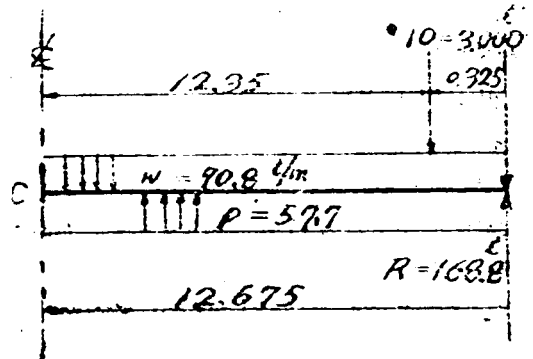
(a) 双口反力均等なるとき(第七圖)

$$Mc = 1,053t-m \text{ (下層張力)}$$

(b) 双口反力梯形、(中央零)、(第八圖)

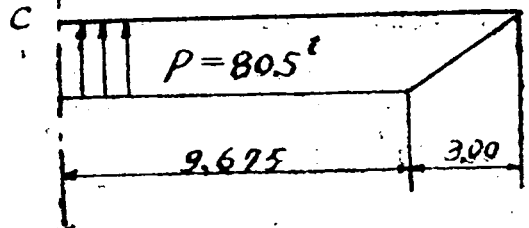
$$Mc = 2,788t-m \text{ (下層張力)}$$

第七圖



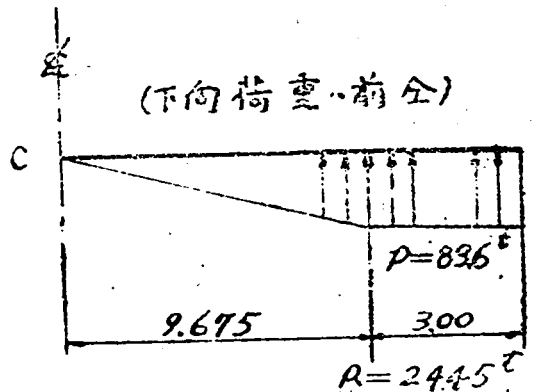
第八圖

(下向荷重ハ前全)



第九圖

(下向荷重ハ前全)



(c) 双口反力梯形(兩端部零)、(第九圖)、

$M_c = 661t \cdot m$  (上側掘削)

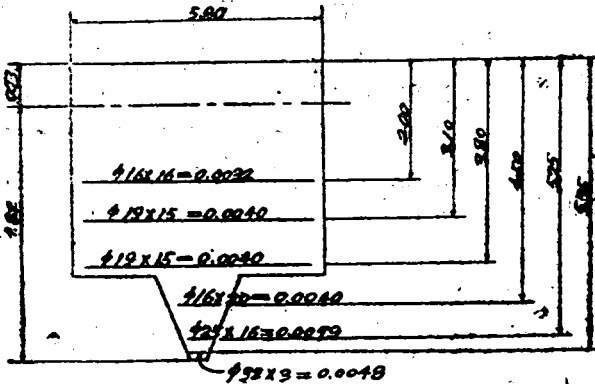
( ) 第二回掘削土打後の應力照査

(a) 双口反力計算のとき(第十圖)

$M = 1,053t \cdot m$

抵抗断面のN. A. 及Iを算出すれば

第十圖



$I = 6,873m^4$

$\sigma_c = \frac{Myc}{I} = \frac{1,053 \times 0.73}{6,873} = 112t/m^2 = 11.2kg/cm^2$

$\sigma_s = \frac{nMy_s}{I} = \frac{15 \times 1,053 \times 4.82}{6,873} = 1108t/m^2 = 1108kg/cm^2$

(b) 双口反力梯形(中央零)

$M = 2,788t \cdot m$  (抵抗断面は脚間)

$\sigma_c = \frac{Myc}{I} = \frac{2,788 \times 0.73}{6,873} = 296t/m^2 = 29.6kg/cm^2$

$\sigma_s = \frac{nMy_s}{I} = \frac{15 \times 2,788 \times 4.82}{6,873} = 29,330t/m^2 = 2,933kg/cm^2$

縦筋の應力やや過大なるに付沈下に當りては中央部双口を過ぎす如き傾方は厳に注意すべし。

(c) 双口反力梯形(兩端零)

$M = 661t \cdot m$

抵抗断面のN. A. 及Iは( )の(c)の場合と同なり

即ち  $I = 2,204m^4$   $y_c = 1.16m$   $y_s = 4.44m$  なり。

$\sigma_c = \frac{Myc}{I} = \frac{661 \times 1.16}{2,204} = 348t/m^2 = 34.8kg/cm^2$

$\sigma_s = \frac{nMy_s}{I} = \frac{661 \times 4.44 \times 15}{2,204} = 20,000t/m^2 = 3,000kg/cm^2$

(3) 作業室天床の反力

3mの填充コンクリート打のときの荷重に對し照査す

L. L. ....  $3.00 \times 2.3 = 6.90t/m^2$

D. L. ....  $0.90 \times 2.4 = 2.16t$

総反力 .....  $3.50t$

差別計.  $5.56t/m$  ..... w.

二方向配筋として  $l_x = 4.40m$   $l_y = 5.00m$ .

$w_x = \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = 3.48t/m^2$

$w_y = w - w_x = 2.08t/m^2$

準固定版と考へ、

$M_c = \frac{wl^2}{12}$   $M_e = \frac{wl^2}{16}$

$-M_x = -5.66t \cdot m$   $+M_x = 4.2t \cdot m$

$-M_y = -4.33t \cdot m$   $-M_y = 3.25t \cdot m$

$M_{max} = 5.66t \cdot m$  に對し應力照査すれば断面

として  $b = 90$ ,  $b = 100$ ,  $d = 80$   $d' = 10$ なるを以上

$A_s = A_s' = \phi 19 \sim 30$  c. t. e.  $= 9.36cm^2$

$p = p' = 0.00117$   $d'/d = 0.125$

"ノモグラム"に依り  $K = 0.18$ ,  $L_e = 0.096$

$\sigma_c = \frac{M}{L_e b d^2} = 9.1kg/cm^2$   $\sigma_s = \frac{1}{K} \sigma_c = 660kg/cm^2$

又  $Sin \alpha x t = 7.66t$  より  $C = 1.2kg/cm^2$

以上何れも安全なり。

(4) 床版吊り桁の應力。

支間  $l = 5.00m$  受持幅  $l_0 = 4.4m$   $w_0 = 5.56t/m^2$

$w = 5.56 \times 4.4 = 24.5t/m$

$M = \frac{wl^2}{8} = 76.5t \cdot m$   $S = \frac{wl}{2} = 61.25t$

断面として  $b = 80$   $d = 345$   $d' = 10$   $d'/d = 0.029$

$A_s = \phi 25 \times 3 + \phi 19 \times 15 = 57.0$   $A_s' = \phi 25 \times 3$   $1.47$

$= 14.7$   $p = 0.0021$   $p' = 0.0005$   $K = 0.22$   $L_e = 0.104$

$\sigma_c = 7.8kg/cm^2$   $\sigma_s = 47.0kg/cm^2$   $t = 2.4t/m^2$

(5) 双口應力

双口に作用する應力は沈下終了時に於て

土壓 .....  $5.60t/m^2$

水壓 .....  $12.50$

管内氣壓 = 理論氣壓 =  $-6.25$

$$\text{差引} w = 11.35t/m^2$$

片持梁として  $M = 19.2t \cdot m$ ,  $S = 21.3t$

断面として  $b = 100d = 90$ ,  $d^1 = 10$ ,  $d^1/d = 0.111$

$As = As^1 = \phi 19 \sim 15c.t.c. = 13.7cm^2$

$p = p^1 = 0.00207$ ,  $K = 0.205$ ,  $I.c = 0.108$ .

$c = 22kg/cm^2$ ,  $bs = 1,260kg/cm^2$ ,  $C = 2.6\tau kg/cm^2$

### III 施工上の注意

以上應力照査の結果より見て個々の部材に就ては充分なる鐵筋量を有してゐる故何等心配は要しないが蓋函全部を彈性體上に置かれた桁として考へたときに施工の如何に依つては不慮の應力を生ずる體に龜裂を生ずる事

ある故入念なる施工を希望する

- (1) 沈下に當りては常に双口に均等なる支持力を與へる如き掘鑿方法を取るを原則とすべし。
- (2) 「ストライキセセンタ」時的に於て作業上上記の原則を守り得ない場合は中央より逐次短手双口の方へ攻める様に成すべし
- (3) 第二回混凝土打後に於ては(2)と反對に短手の双口附近より中央部に向つて攻める様に心掛くべし。
- (4) 前述の双口反力の認定は兩極限を示せるものに付如何なる場合と雖もかかる極限に達せしめざる異常に注意すべし。

## — 會 告 —

### 防衛施設講習會開催に関する豫告

本會の事業として毎年度繼續開催し來たれる土木講習會は時局の要請に即應特別の事態發生せざる限り康徳12年度は防衛施設講習會として下記の豫定にて開催するに決定目下着々準備中に付きお知らせす、

- 1 開催豫定期日 2月 自22日 至23日 2日間
- 2 開催地 新京市 記念公會室
- 3 豫定科目

イ、科學技術と戦力    ロ、防空土木対策    ハ、機械化土木    ニ、土建  
 新體制    ホ、土壘堤築造と防空対策    ヘ、飛行場の急速施工    ト、  
 代用工法    チ、最近のセメント