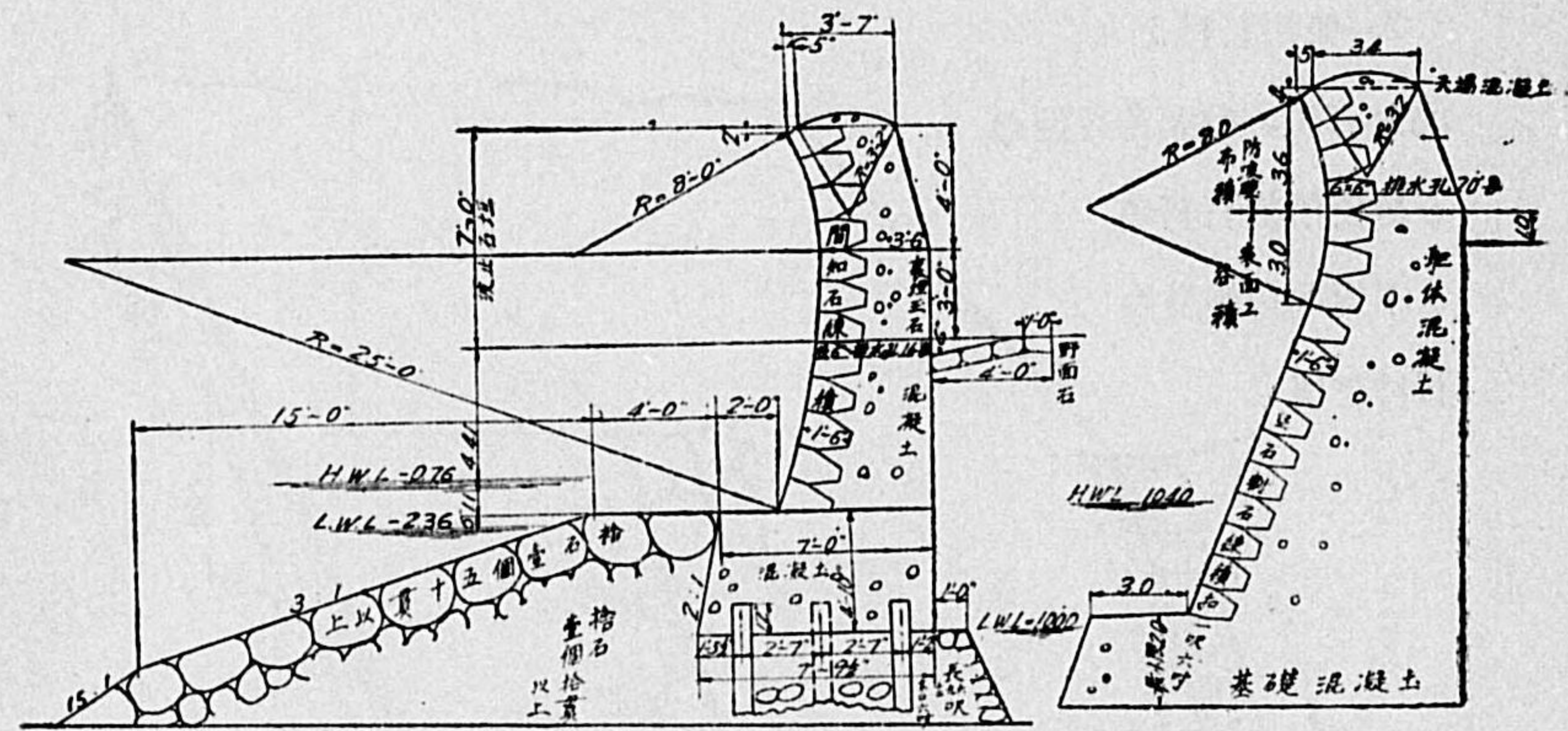


谷積。合端を谷形に築きたるもの

布積。表面矩形の石材を以つて合端を水平に通したるもの

4. 目地より

空積石垣。石材の合端を適當にして組合せただけのもの



第 11 圖 護岸擁壁

練積石垣。目地及び石材間の空隙をモルタル及び混凝土にて填充せるもの。

鐵道工事に適用せらるゝ主なるものは、築堤切取護岸石垣にして、主に間知石、割石、時に玉石を使用し、殆んど谷積に依り目地は、空積、練積共に施工せらる。

12 石垣に作用する力及び其の設計

普通クーロンの土壓論を適用し、活荷重をも考慮した土壓に對し其の作用力線が石垣断面厚味の中央 3 分の 1 内に納まる様設計するものが多い。嚴密に云へば石垣に働く土壓其の他は場所により變化し一定し難いのであるが、鐵道省にて標準設計を定める際の要旨を下に掲ぐ。勿論此の標準設計は、此の要旨に甚しく反するが如き場所には用ふるを得ず、適當に變更しなければならぬ。

間知積石垣設計要旨

築堤の石垣

1. 同一場所にして石垣の高さにより法の異なるものありては其の内の最も緩の勾

配と同一にす

切取の石垣

2. 切取の勾配を一割とす
3. 一割より緩なる勾配のもの又は土質堅牢にして單に風化を防ぐ目的のものには特別に設計を要す
4. 同一場所にして石垣の高さにより法の異なる場合は築堤と同じく其の内の最も緩の勾配に従ふ

材 料

5. 空積用間知石は控長 1 呎 6 吋合端 2 吋以上控尻面 8 平方吋以上のものにして積上り一面坪の箇數は 40 内外たるへし
6. 練積用間知石は控長 1 呎 3 吋乃至 1 呎 6 吋 (平均約 1 呎 5 吋) 合端 1 吋以上のものにして形状は略空積用間知石に同じきものたるへし、但し控尻は稍々尖りたるものにして差支へなし  
若し控長及び合端が前項の仕様に適するものにして價格低廉ならば割石を用ひる事を得

施 工

7. 積方は一般に谷積とすべし但し高さ 4 呎以下のものは布積となすことを得
8. 練積に用ふる膠泥、混凝土の調合は下の標準に依るべし

	膠 灰	砂	砂 利
膠 泥	1	4	
混 凝 土	1	4	7

9. 練積には成可く控の長短の間知石を交互に使用し、目地厚 3/4 吋以下とし合端には膠泥を用ひ其他には混凝土を用ふべし
10. 新舊混凝土の繼目には 1:1 の膠泥を敷く事を要す
11. 築堤に於ける石垣の下脚に於て裏込栗石が地山に達する時は其の土質に應じ適宜に栗石を減ずべし

石垣の安定を計算する條件

12. 築堤の石垣

築堤の勾配	1 割 5 分
列車荷重	土の等布荷重にして 5 呎とす
土の休角	40 度
石垣と裏込との摩擦角	30 度
土の重量	每立方呎 100 封度
石垣の重量	每立方呎 150 封度

13 切取の石垣

土の休角	45 度
土と石垣との摩擦角	30 度
土の重量	每立方呎 100 封度



石垣の重量

毎立方呎 150 封度

## 基礎

14. 地質に應じ石積に適當の基礎を設くべし練積石垣の底部に於ては礎段を附して基礎底面を擴げ土質に應じ壓力を制限するを可とす

参考圖に於ては石垣基礎混凝土前端に於ける壓力強度は之を 1 平方呎に付き 1 噸以内に止めたり、但し其の後端に於ける壓力強度は 1 平方呎に付き 1 噸を超過することあり若しこの壓力強度過大にして石垣後方に沈下を起さんとする傾向あれば其の沈下せんとする以前に石垣は土の抵抗力 (Passive Pressure) を受けて少しく前端に於ける應力負擔を増加し全體として安全を保持するものと見るを得べし。

即ち石垣の設計、計算の手順を約言すれば

1. 土の性質に依つて、休息角、摩擦角を推定し、尙活荷重に依る換算過載高も含めて、土壓の大きさ及び方向を定むる。
2. 此の土壓に對抗すべき石垣の断面及び勾配を決定する。
3. 基礎は土壓を受け、且つ自重を有する石垣に對して充分の強さを有すべきこと。
4. 石垣の安全を増すべき裏込め栗石の詰め方を決定す。

普通に設計した石垣を破壊に導くのは次の如き地質の場合が多いのであつて、斯る所に於ては其の基礎と共に石垣断面も特殊な設計を施さねばならぬ。

1. 粘土又は微細な砂質土等にして、水に腫み流動し易き土質を支ふる場合
2. 土丹、頁岩の同化膨脹するが如き地質の切取石垣
3. 附近附近が匍行する地盤の上の築堤又は切取石垣

此の最後の場合は匍行の原因を除かなければ、石垣を如何に堅固に築堤するも破壊を免かれない。

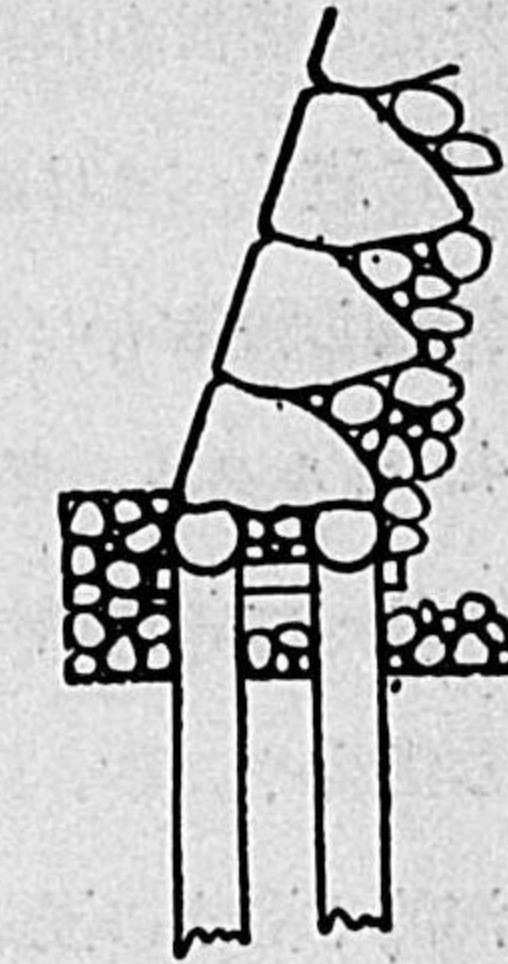
## 13 石垣の基礎

石垣の高さが高くなると其の自重及び土壓に依り、石垣基礎に起る壓力強度は非常に大きくなる。石垣の築造後基礎盤に水が廻つて、其の盤が軟弱に變る事があるから、始めよく検査の必要がある。護岸石垣では耐壓力の外に洗掘の虞なき深

さまで、基礎盤を下げなければならぬ。特に石垣の附近には、河流が偏流して、洗掘を惹起し易いものであるから注意が肝要である。

兎に角石垣の基礎は、石垣が土壓に耐える所であるから、主要な石垣には確かな基礎を設計すべきである。然らざれば折角強大に石垣の軀體を設計しても崩壊する危険がある。

確實な岩盤を得ることが出来なければ、根掘りを深くし下方に栗石を搗固め地盤の耐壓力を増す。栗石の上に更に基礎混凝土を施すこともある。尙地盤の耐壓力不足の時は、普通杭打工を行ひ、其の上に梯子胴木工を置いて根石の据付をなす事もある。



第 12 圖

杭の長さ數及び排列は其の場合々々に設計すべきである。其の實例は附圖に示してある。根掘りは地盤の所要耐壓力を得る深さが必要であり、且つ寒地では凍上を防ぎ得る深さが望ましい。又杭打工及び胴木工は地下水位以下であつて欲しい。

## 14 使用材料の吟味

1. 石材。所要の強度を有すべきは勿論のこと寒暑、乾濕、海水等に充分耐久的でなければならぬ。又一面硬過ぎて玄能廻はしが效かず、細工に困難なものも良好な石材とは云はれない。花崗岩、安山岩、砂岩等は良質の石材となるものが多い。

石材は所要の大きさを有し且つ略同形の面を持つて居るものが良品で、割石と雖も胴瘦、胴曲りの甚だしいものは棄却すべきである。

2. 飼石。飼飼、艦飼に用ふるもので普通石作りより出る片石を用ふ。之は石材を正位置に保ち土壓への抵抗に備ふるものであるから大切な役目をするものであつて、決して等閑に附して良い加減の土塊や之に類したものを使つてはならぬ。

3. 栗石。後述の如く裏込め栗石は、土壓に對しては寧ろ第一線に立つて作用



するもので、石垣軀體は後衛とも考へられるから栗石の品質及び大きさは充分吟味したものを要する。石垣軀體に接する部分は幕板を使用しないから、適當の大きさのものを組合せ、土と接するものは栗石が自立するやう相當大なるものを積み、且つ何れも目潰砂利にて充分間隙を詰めなければならぬ。而して飽逆排水は良好なる様計らねばならぬ。勿論年を過れば分解して土と化して了ふ様な栗石は絶対に避くべきは言を俟たない。其の上自重大で良く噛み合ひ土壓の勢力を有効に減殺し得るものを選ぶべきである。

4. モルタル、混凝土。石垣の練積に使用するものは、他の場合に使用するものに比べて、兎角に軽んじ易いが、之は大なる誤りで延いては石垣の破壊を來す。其の配合や、砂、砂利の品質も吟味して良質のモルタル、混凝土を施すべきで特に河流や海水に浸る部分は念を入れて良質のものを施工すべきである。

### 15 石垣と排水

築堤石垣の崩壊する主原因の一は築堤土又は基礎の排水を不完全にして土壓を増加し、又は基礎盤の支壓力減退し、石垣根石の支持不能に陥るためである。

練積石垣の排水孔は下段に多く作り其の数は  $3m^2$  宛に 1 箇以上備へる可きで徑は 3cm 以上を望む。切取石垣に於ても、裏側へ水の浸込を防ぐと同時に切取面より湧出する水量は速に排水さるゝ様考慮せねばならぬ。石垣に造る排水孔は築堤の時と同様である。

海岸石垣は浪に裏面を洗はれて、崩壊する事が屢あるから此の點によく注意して石垣より上の法面に張混凝土、張石等適當な施工を要する。

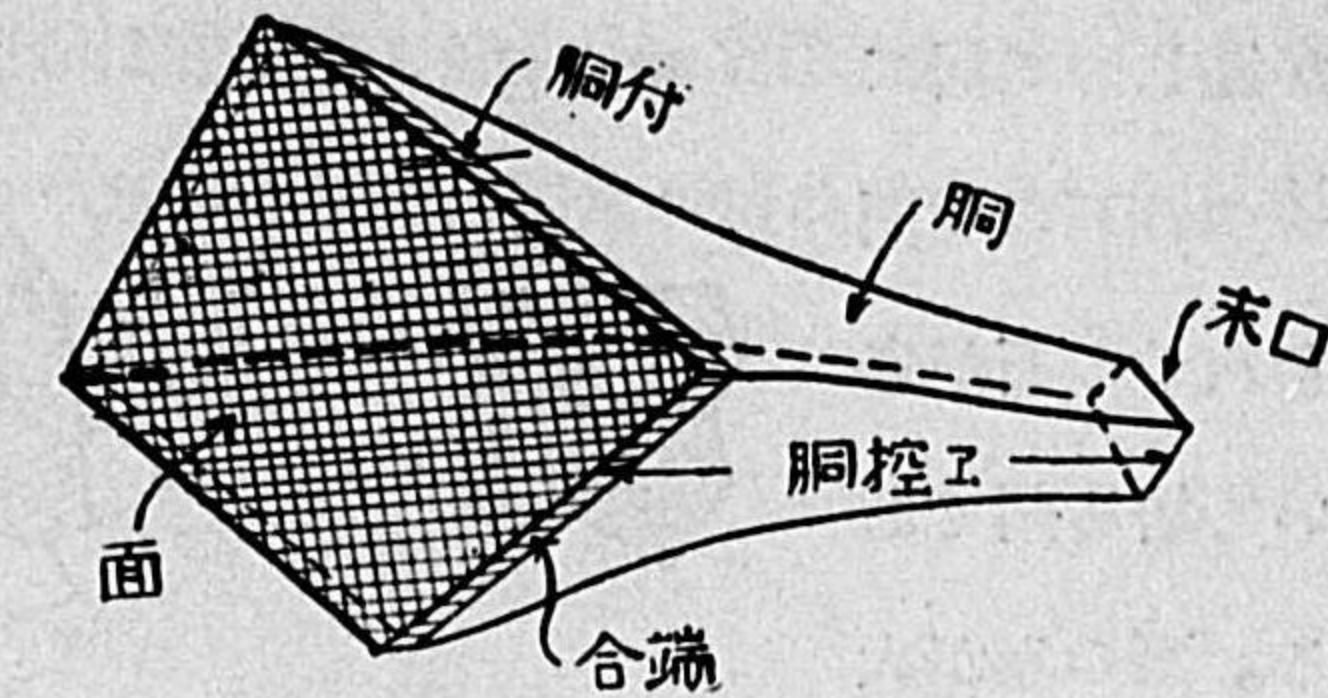
### 16 間知石垣施工に関する注意

空積の場合は石工と略々同人數の手傳が働くのを常とする。即ち手傳は石材の小運搬栗石の運搬詰込みをなす。石工が石作りをなす前に、監督者は石材置場で石材の質形状大きさ等を検査し不合格のものは取除いて了はねばならぬ。

石作りに當つては面の大きさを略揃へ胴は成る可く面に直角に切り胴は中瘦せ

のせぬものが良い。次に最も必要な事は合端に沿つて相當幅の胴付きを付けることで堅固な石垣を築くための一要件である。

間知石の表面は合端で互に密着せしめ、胴及び末口には夫々胴飼、髓



第 13 圖

飼を喰はせ、石材は微動もせぬ様充分固めなければならぬ。而して石材間には空隙のない様石片を填充する。

石材が一段積上る毎に其の背に裏込めの栗石をよく詰め尙ほ栗石背後の築堤も蛸で充分搗固むる。

練積みに於てはモルタル及び混凝土を石積みの一段進む毎に詰め込むのであるが、石材は豫め水を打つて充分濕して置き、鏝を使つて合端にはモルタルを、隙間には混凝土を充分突き込む。根石、笠石には最も大型の、形の整つたものを選び之を使用する。

石垣は全面が一體となつて土壓に抗し又自重に耐えなくてはならぬ。この一體となるために大いさ形状の略々同一の石材を揃へ積み方を一定の形式にすべきである。即ち局部的な力が働かぬやう、出来る丈各方面に應力が傳はる様な積方がよい。總ての石に力が働いて居る様に互の石が喰ひ合つて居る可きである。又假令少しの狂が起きても石垣全體で直に互に整齊し得る様積みねばならぬ。普通注意して避ける可きものを列挙して見ると次の如くである。

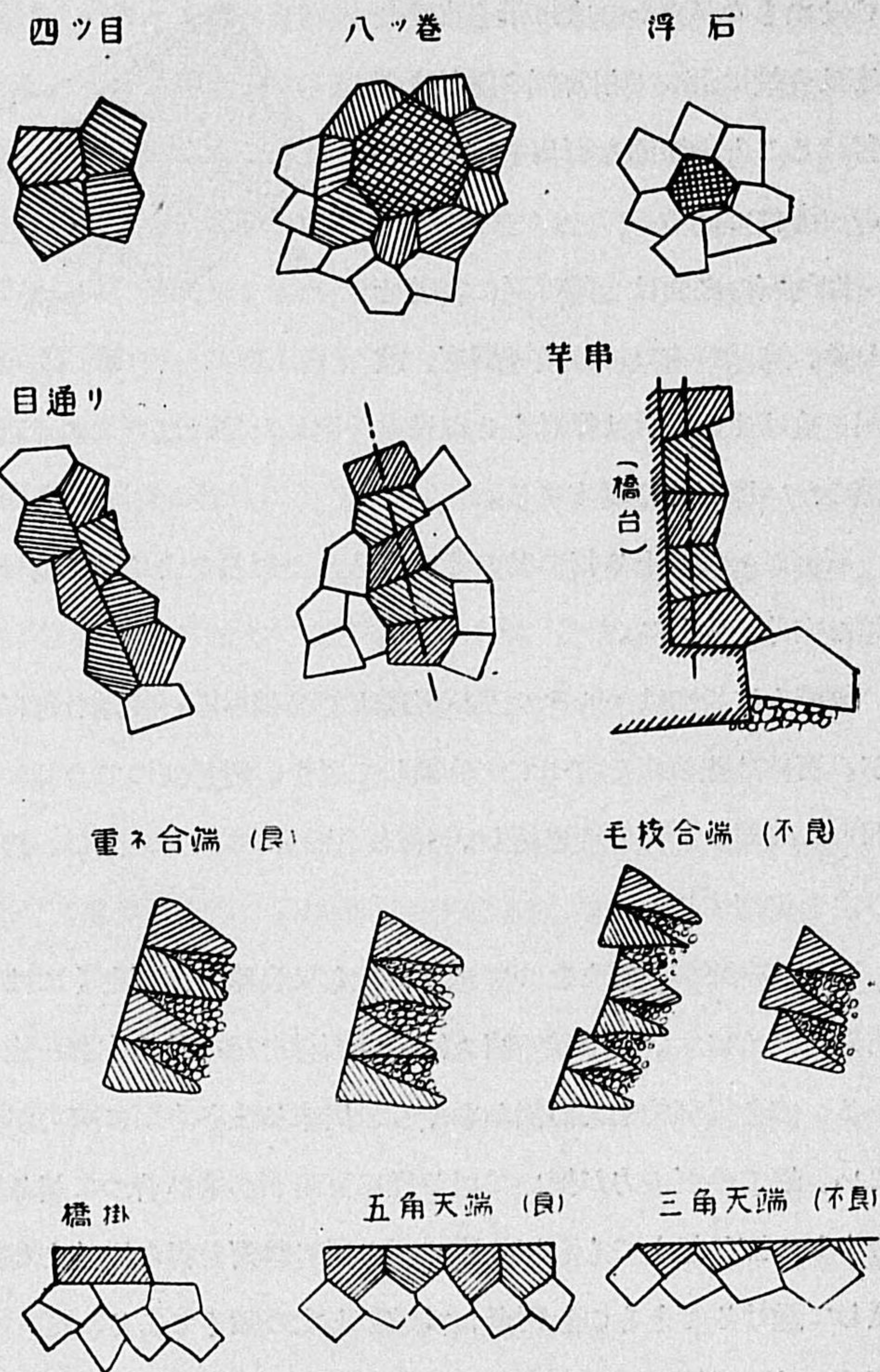
(a) 毛拔合端。外觀が良くして仕事を早くするため最も普通に侵され易いものであつて、石相互の接觸が角稜で行はれて居るから、一つの石が少しでも脱け出せば其の周圍から加速度的に崩壊が早められる。合端の胴付は 2cm 位は欲しいものである。

(b) ハツ巻。飛び抜けて大きい石が一つ混じつて居るか、又は法外に小さき石



が混じつて居て一つの石の周囲を八つの石が巻いて居る謂である。面のみが大きくて控が之に相應せず、又面も控へも小さい石が使用されて居ることになるから、随つて力の傳達の均等を缺き石の狂ひから崩壊を惹起させることになる。

(c) 四つ目、目通り、芋串、何れも力の傳達均等ならず、且つ狂つた場合折合



第 14 圖

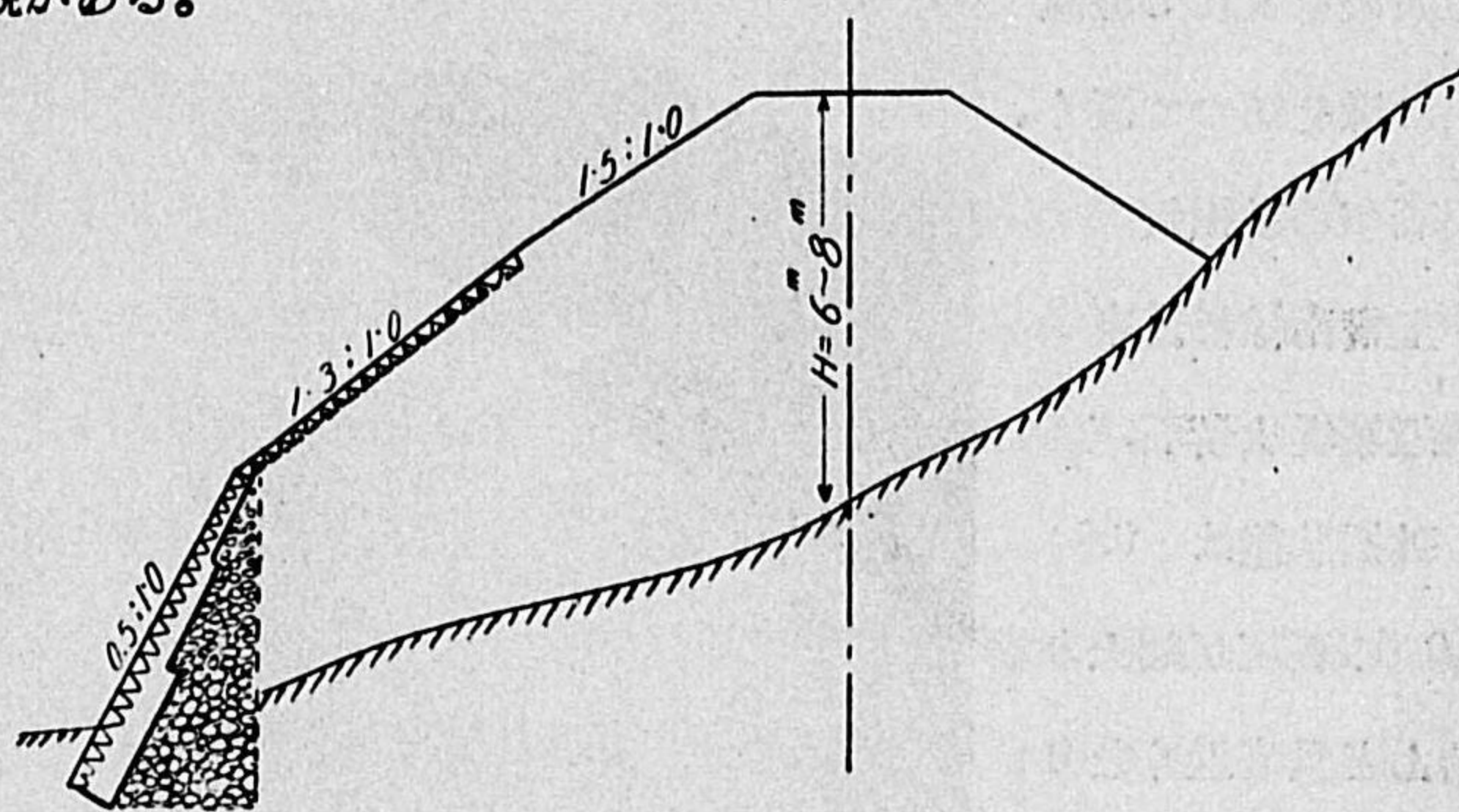
ひ難い積方である。袖石垣が橋臺に取付く部分によく見受けられ、袖石垣の崩れる一因をなす。

(d) 天端は五角石を据え得る様石割をすべし、合せ石、三角石、橋掛等避け度し、以上空積を主として避く可き事項を列挙した。練積にては間隙に充分モルタ

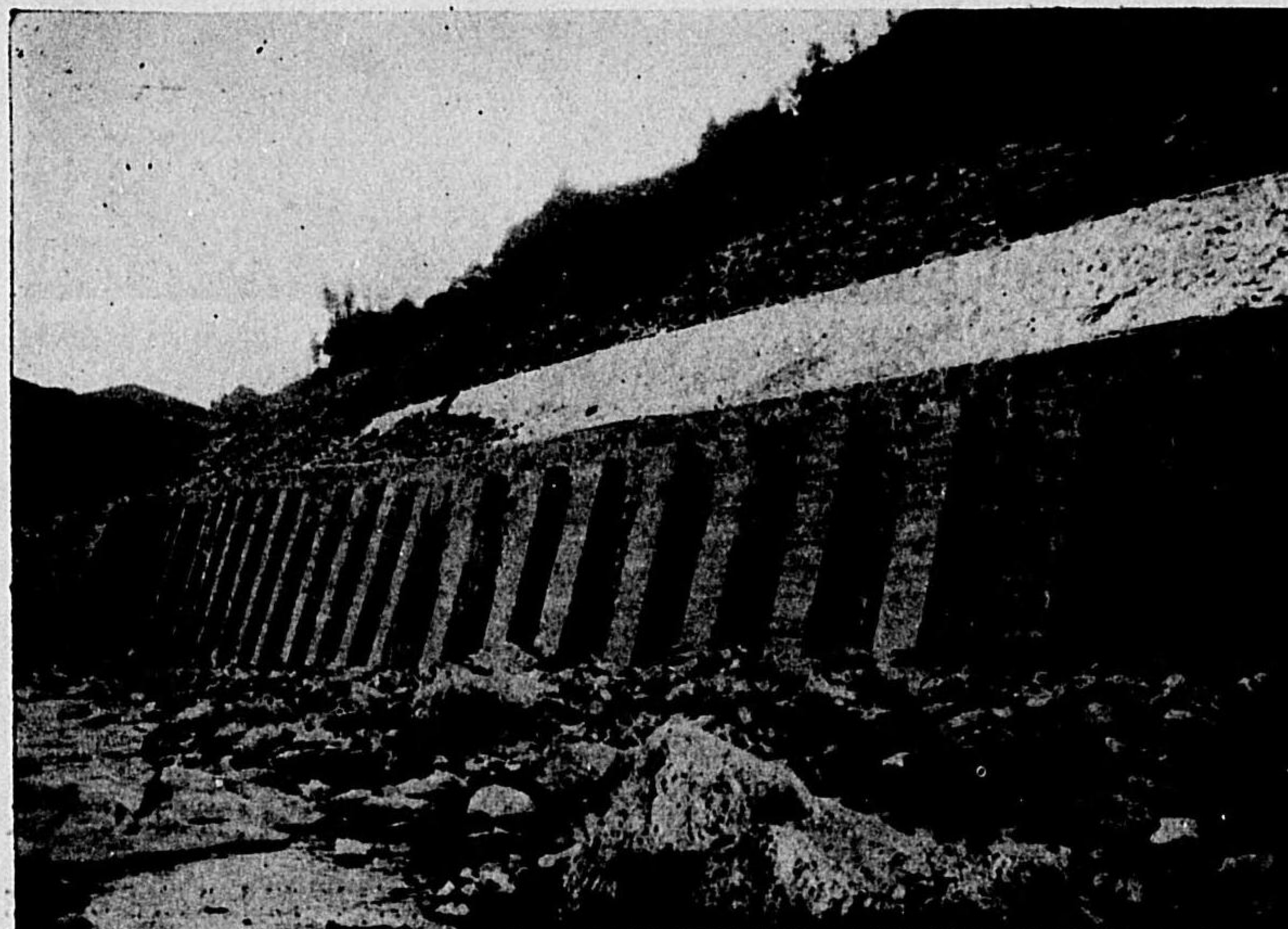
ル及び混凝土を填充すれば、是等の缺點は許しても宜しい。實際近頃控の大なる間知石を使用せず、練積とする事が多くなつたので、間知石積の正しき技術は昔より退歩した觀がある。

一般に線路石垣の如きものは實用を第一とし外觀に捕はれざる様注意すべきである。

伸縮接手、練積石垣に於



第 15 圖



第 16 圖



て寒暑に依る膨脹、縮小により龜裂を防ぐために沿直の縁切を設ける。之は 20~30 m 毎に 1 cm 以下の薄板を入れて混凝土の縁を切つて置く。

石垣の破損例

土讃南線杉停車場

附近築堤土留石垣

破損状態は 0.5:

1.0 の石垣が起上り

殆んど垂直近くなり

上部張石は龜裂を生

じ、法面は崩壊を來

したが石垣面には何

等損傷がなかつた。

原因としては

1. 基礎は玉石

混り崩壊土であつたが水の

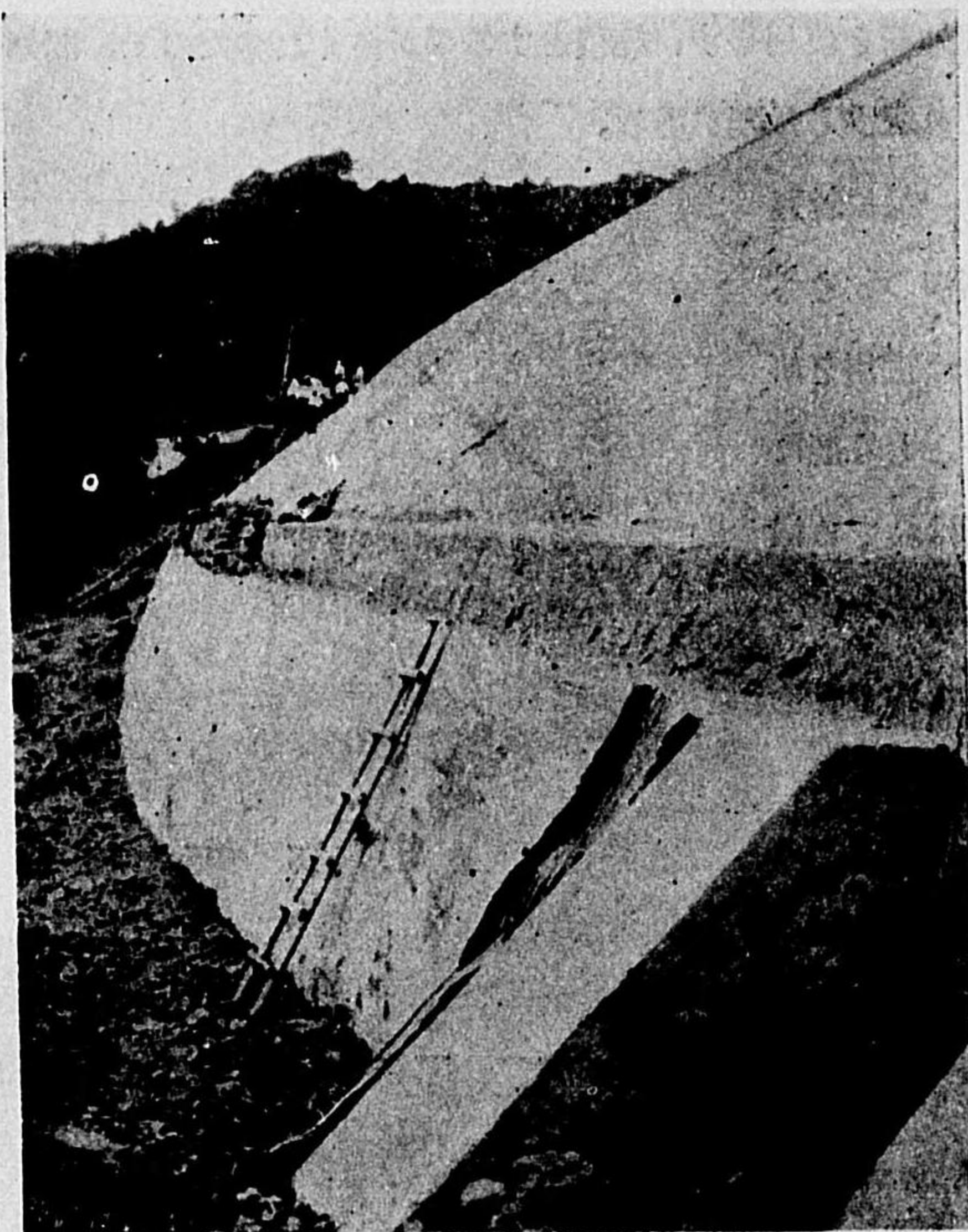
滲出の影響を受けて軟弱となり石垣の壓力に耐え得ざるに至りたること。

2. 築堤材料は粘土質にして、水を含み流動し易くなつたこと。

3. 地山表面より滲出した水の排出完全に行はれず、爲に築堤の滑出を起したること。

4. 張石が滑り落ちんとして石垣の天端を押し出したこと。

是等の原因が重つたものと推定される。対策としては寫眞の如く前面に柱型又は腹混凝土を施し其の基礎には杭打工を施した。其の後石垣の起上りは止み安定した。



第 17 圖

## 第八章 川溝付替及び伏樋

### 1 川溝付替

鐵道線路が餘り廣くない谷を廻る時、谷川を數回渡る事がある。川幅が相當大ならば其の都度橋梁を架して渡るも、川幅狭き溫和の川ならば、線路に沿ひて付替へ橋梁を省く方が得策の場合がある。川筋の彎曲甚だしき時は、寧ろ線路より離れた所に於て付替へる事がある。

又山が川に迫りて其の間に空地少き所を、線路が山麓を縫つて進む時法尻が屢々河敷に落ちて之を侵すので、其の部分は擁壁又は石垣により鐵道線路を防禦し、侵しただけの河敷を線路と反對側に擴ぐる事が多い。

一般に斯る場所には、鐵道の外に縣道等の道路が之と相隣接し並行して居る事が多いので、切取法面より落石の憂ある時は道路を山側に、洪水の際流水の衝きかける虞のある時は道路を川側に付替へ、之を鐵道の小橋とする。

線路と川筋とが斜に交叉し、溝橋又は經間の小さき橋梁により川を渡る時、斜角の度が餘りに鋭角に過ぎれば、川又は水路を付替へ橋梁を直角にするか或は斜角の度を減ずる。

谷の奥に於て、峠又は山に隧道を穿ち、鐵道線路が將に其の谷を離れて他に出でんとする場所に於て、勾配の關係上、已むを得ず田圃を切り、線路の施工基面の高さを谷川の川底より低くする事がある。且つ斯る所は谷の幅が狭き故、多く谷川の川敷は線路敷地にかゝるので之を付替へる。又隧道より更に奥の谷から來る川、又は其の支流の横の谷から來る水路は、屢々之を付替へ、隧道の上に於て線路を横斷せしむる事がある。

是等は危険の設計であつて、一寸誤れば、豪雨の際線路の切取及び隧道の中に川が氾濫し來り、土砂を以て埋められる虞がある。又隧道の坑門附近、上の被り



土の浅い所に水路があるのは、隧道に水が湧出し、水路の覆工が工事中沈下して龜裂を生ずる故、天候を選び渇水時期に短時日に此の部分の工事を仕上げなければならぬ。

何れも危険であるから、斯る設計は避けたいのであるが、隧道の延長、溪筋の土工量等の関係で工事費に多額の差異があるので、已むを得ず斯くする事が多い。

谷川の性質、即ち、豪雨の際の水量及び土砂搬出量並に地質を判断して、設計及び施工に過失の無きやう、特に注意しなければならぬ。

川溝付替の設計に當り次の事項に注意しなければならぬ。

付替部分の川幅は、在來の舊河川の幅に倣らふのであるから、不當の過不足無き様に考へらるゝが、事實必ずしも然らず、水量に比して川幅の廣過ぎる事が多い。付替へた水路は多く直線となり、且つ人工水路の断面は天然河川の在來の断面よりは規則正しくなり、水流を妨ぐるものがないので、新水路の水通りが遙に良好となり、水路の断面過大であるとの感を懐かしむる。特に地盤を相當深く切る時は、川底の幅を在來の川に合せる結果、切開いた上幅は廣くなるので、尙更過大の觀を呈する。

又前記の理由により付替へ新水路の流速は大きくなるので、水流の侵蝕作用は在來の河川より烈しくなり、少しの出水にも川底及び兩岸が洗掘さるゝ虞れがある故、護岸工及び床固工を施さなければならぬ。是等の工事は付替箇所のみに限らず、河の勾配に應じて、上流又は下流に相當長さの河敷にも及ぼすを要する。

## 2 護岸工

付替へ得る河川は普通小さき谷川か、用排水路である故、一般河川工事に施行さるゝ如き大規模の護岸工を、鐵道建設のために施工する機會は殆んど無く、極めて輕微のものにて足りる。

護岸工の最も簡單なるは普通の張芝であつて、平水位以上を張り留串に柳を使

用する。

線路の築堤法尻に沿ひ川溝を付くる時、築堤法尻に1尺以上の犬走りを置き、一割に切るか或は犬走を置かず築堤と同じ法に切る。線路の反對側は一割若くは之より急に切り、法肩に小土堤を置く、岸の法が崩れる頃には柳が生ひ付くか、或は、雜草の根がはびこつて自然の川溝の如くなる。

次に簡單なるは箒工である。之を施す所は5分又は之より急に一時保つだけの勾配に切り、長4~6尺、末口2.5寸以上の雜木の杭を、約3尺間に2~3尺地中に打ち込み、之に元口8分内外の粗朶にて箒を網み、其の裏に厚さ約1尺の粘土を踏み締め之に柳をさすか、或は萱根土を踏み締むる。箒工は其の腐る年月の間に土が落ち付くか、又は柳、萱等の根が繁茂して、土留の必要なきに至る如き所に施工する。

最も普通に行はるゝは割石積又は雜石積の石垣であつて、高さ6尺以下の石垣として、控1尺以下、1面坪當り60箇以上の石を以て勾配2分5厘位に積む。空積が普通であるが石の種類によりては練積にする。張石及び張混凝土は、兩岸を一割以下に切り、其の上に厚さ1尺以下の混凝土を敷くか又は控1尺以下の割石を練張にする。多くは川底を弧形に仕上げ之をも張る。

石垣と張石の區別は土留擁壁の働きをなすか否かによる。石垣には相當厚さの裏込めが附屬する。張混凝土は面積の廣大なるものには、特別の注意を要し施工困難であるが、深さ10尺以下の水路に張るのは問題にならぬ。

間知石垣又は混凝土擁壁は少し大きな川の護岸に施工する。荒れ川に於ては其の根入を充分にしなければならぬ。特に水流の衝きあたる場所には、蛇籠、木工沈床等により其の基礎の洗はるゝのを防がなければならぬ。

## 3 床固め

付替へ水路の川底の洗掘を防ぐため、床固めを施工する必要がある。簡單なるは、徑5寸以上の玉石又は栗石を、厚さ1尺以上敷き均し、水流のため動かぬ様



に、川に直角に適當の間隔に小さき竝工を施し、傾斜のある所は之により小段を附けて瀧とする。

又張石或は張混凝土を施工する。之を施せば水の滑りがよくなり流速が増すため、其の前後の洗掘作用を大にする故、夫れを施す長さを適當にし、其の両端には前垂を相當深さに入れ、端から洗ひ取らるゝのを防がなければならぬ。此の判断を誤り、掘られては床固めを継ぎ足した結果、洗掘作用が遠くに及び仕末に終へなくなつた實例がある。特に暗渠の前後に此の傾向がある。

#### 4 側溝

線路が水田を通過する時、築堤の法尻、又は切取の法肩に、深さ1尺、底幅1尺の溝と小土堤を設くる。此の爲めに法尻又は法肩より外に用地を6尺廣く取る、如其他乾地では3~4尺廣く取るのみである。此の側溝は普通工事數量に掲げない。即ち請負人には此の爲めに特に支拂はない。請負人は此の費用を築堤又は切取りの工費に含ませる。深さ又は底幅が1尺を超える時に、始めて川溝付切取又は築堤として支拂ふのは鐵道省の規定である。

#### 5 橋梁、溝橋、伏樋

鐵道線路は大小種々の水路と交叉し之と關係を持つ。大きな河川には橋梁を架し、川幅の小なる川及び水路には溝橋を架す。國有鐵道では橋臺面間5m以上を橋梁と稱し、一徑間1m以上橋臺面間5m未滿を溝橋と稱し、溝橋を暗渠と開渠に區別する。

一徑間1m未滿の暗渠を伏樋、開渠を下水渠と稱す。徑間1m未滿のものが連続し、若しくは桁を架しても之を下水渠と云ふ。線路の上に横架する樋にして、幅1m以上のものは之を水道橋と云ひ、幅1m未滿のものを架樋と云ふ。

以上は財産其他公簿上の名稱である。伏樋、架樋、下水渠の工事費は伏樋費の節に計上する。吹放管は伏樋の兩端を特別の構造とするものと看做し、之を伏樋費の節の中に入れる。

避途橋、棧道橋、陸橋、水道橋、跨線道路橋の工事費は橋梁費の節に、溝橋の工事費は溝橋費の節中に計上する。

#### 6 土管伏設

鐵道線路の下に小水路を通す最も簡單にして最も普通に行はるゝ工事は、土管伏設である。土管は徑9吋、1呎、1呎6吋の三種類に限らる。飲料水の竹樋を通す爲めに、徑9吋以下の土管を伏設する事があるが極めて稀である。

水量の多い所では1呎6吋の土管を二列に伏設する、特殊の場合は徑1呎のものを二列伏設する事がある。土管の徑は水路の大きさにより適當に決定するのであるが、水路に勾配のある所では流水量を考慮に入れ、口徑の小さき土管を使用し、節約せる工費を、前後の水路の護岸及び床固に費すのが得策である。

土管は俗に常滑の鐵道工管と稱するものを使用する。知多半島に産するものは特に品質を試験する必要がない。叩きて音を確め取の有無を検査すれば宜しい。近頃岡山縣の伊部産に良質のものが出る。國有鐵道の工事仕方書に次記の如く指定する。

土管は素質堅緻にして火度充分に行渡り、圓度正しく且無瑕のものたるべく、其の寸法及び重量は概ね次の通とす。

内 徑	長 (ソケットを除き)	厚	重 量 (乾燥したるもの)
5 寸	2 尺	8 分 以 上	6 貫 目 以 上
7 寸 5 分	2 尺	1 寸 以 上	9 貫 目 以 上
1 尺	2 尺	1 寸 1 分 以 上	16 貫 目 以 上
1 尺 5 寸	2 尺	1 寸 5 分 以 上	30 貫 目 以 上

土管敷設工事の單價數量は口徑と本數を以て指す。土管1本の長さは承口(ソケット)を除き2呎であるが、多少の不同があり、且つ承口に密着する様に伏設しても、多少の間隙が生ずるので、築堤の横断面圖の延長より1本の長さを2呎として推定せる本數と、實際の本數とは合致しない事が多い。適當の「のび」を



考慮しなければならぬ。1本に付き1~2寸の「のび」があるのが普通である。

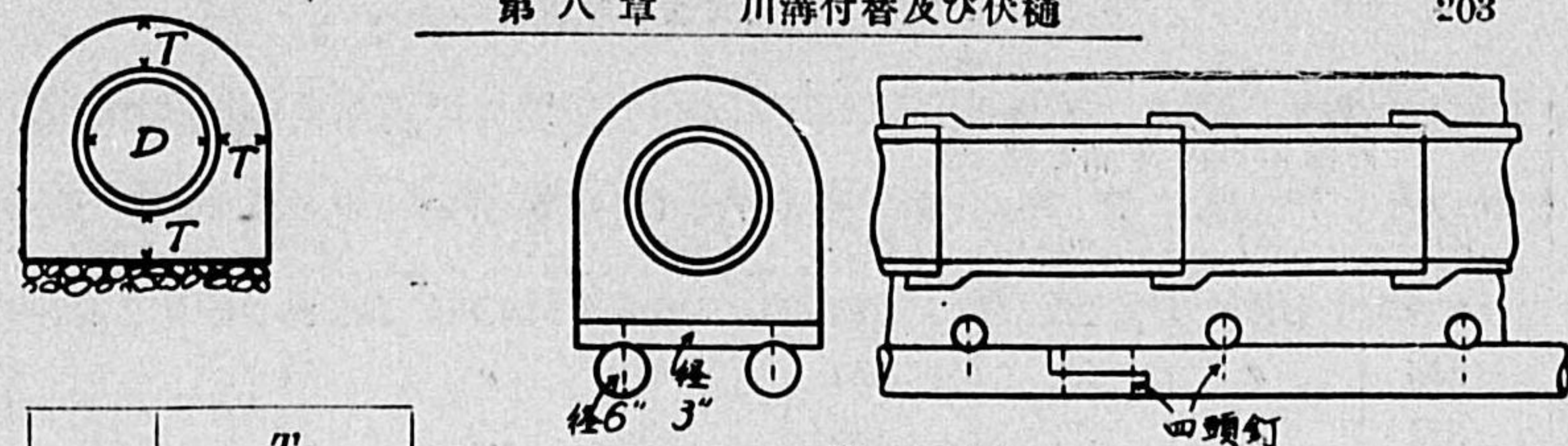
土管を伏設する深さは、其の水路の深さに應ず可きは言を俟たないが、水路は用水路であるか排水路であるかにより考へなければならぬ。良き水田では、収穫後地下水を地表より2.5尺以上に下げ、地中諸成分を春までに肥料化するのが普通であつて、用排水を兼ねる水路では此の時期に掘り下ぐる事がある。新る水路では土管も此の深さに伏設する。必要以上に深く土管を伏設すれば、土砂で埋まり、徒に水の流通有効断面積を減ずる結果となる故、之を避けなければならぬ。

土管敷設の位置を決定するには考慮を要す。全部の水路に悉く其の川筋の方向に土管を伏設すれば、百姓と議論の餘地はないが、不経済となり、且つ長き土管は保守に困難である故、築堤の両側の側溝を利用して、小なる用水路は合併し、1本の土管により直角に線路の下を通過し、又分るゝ様に設計する。又水路を線路に沿ひて付替へ、土管の線路に対する斜角の度を小さくし、其の延長を減ずる。

然しながら百姓は我田引水を主張し、時に各自獨得の用水路を持ち、田一枚毎に土管伏設を主張する。設計協議の際は附近を豫め観測し、各水路の状況、目的を充分理解し、百姓の言により之を補ひ、最善の設計を樹て、之を説明し理解せしむるやう努むべきである。水路に明るい老農程技術者の言を理解する。

土管を伏設するには、圖の如く周圍に一定厚さのよく足で踏んでこねた粘土を巻く。但し下敷になる部分はなるべく固目の粘土を逆蛸で締めつゝ敷き込む、之に餘り軟かい粘土を用ふる時は、後日築堤の爲め沈下の因をなす、粘土と云つても田の表面の肥土を除いたものを使用する事が多い。土管は必ず承口を上流に向ける。

一年中水のある濕田、即ち「どぶ田」では直に土管を伏設するのが困難であり、伏設後も不規則に沈下する虞ある故、基礎として梯子胴木工を置く。梯子胴木工は末口5寸長さ12呎以上の松丸太2本を、土管の方向に並べ、継手は横に相缺きにし、四頭釘にて留める。此の2本の丸太の上に末口2寸5分以上の小



第1圖

丸太を、2尺間隔に横に棧木として打ちつけ、基礎として厚さ1呎以上及び胴木の間隙に栗石を填充し、目潰し砂利を入れる。此の棧木の上に土管を置く。

土管は築堤に着手以前に伏設するものであり、不用とされるものを送り返へすに困難である故、工事着手の初期に於て充分考慮し、地元の人々と設計協議を了し、位置其の他を決定しなければならぬ。築堤高き場所及び勾配強き場合には粘土の代りに混凝土を以て巻く事がある。

### 7 混凝土管

最近土管の代りにヒューム管を使用する。徑1尺5寸の土管二列伏設するよりは、徑2尺のヒューム管を使用する方が得策である。

ヒューム管には、普通管、壓力管及び下水管の三種類がある、普通管は、内壓水頭6m位迄は耐えられるから、吮放管用として適當であり、壓力管は、最大12呎位迄各種の水壓に耐えるものを製作し得る。下水管は、外壓強度のみを考慮してなるべく安價に製作されたもので、鐵道伏樋用としては此の管が適當である。

下水管及び普通管の内徑は、最大1,524mm迄各種あり、其の種類及び重量表は概ね次の如きものである。

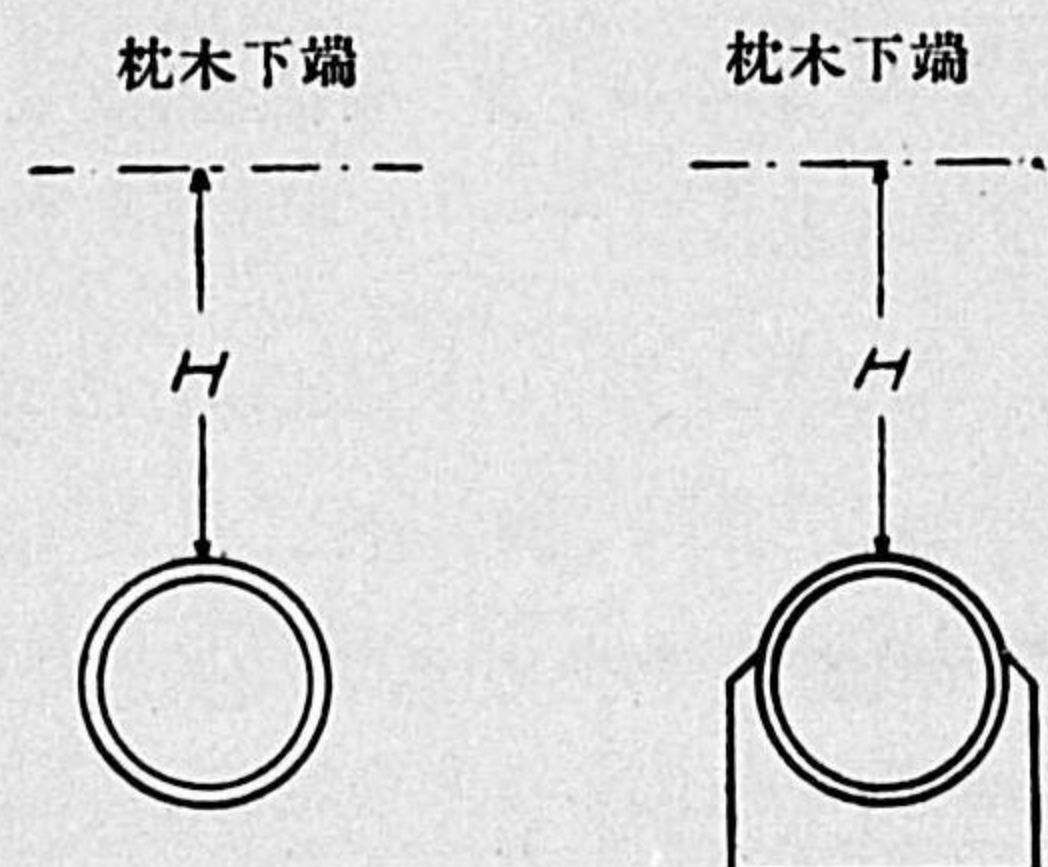
但し下表は日本ヒューム管株式会社製品目録に寄つたもので必ずしも定まつた規格と云ふ譯ではない。

普通の地盤に於ては、ヒューム管伏設に當つて基礎工事を施す必要は殆無、只埋戻しの際管の下半部に充分土砂を突き込む事が必要で、特に接手掘の箇所に

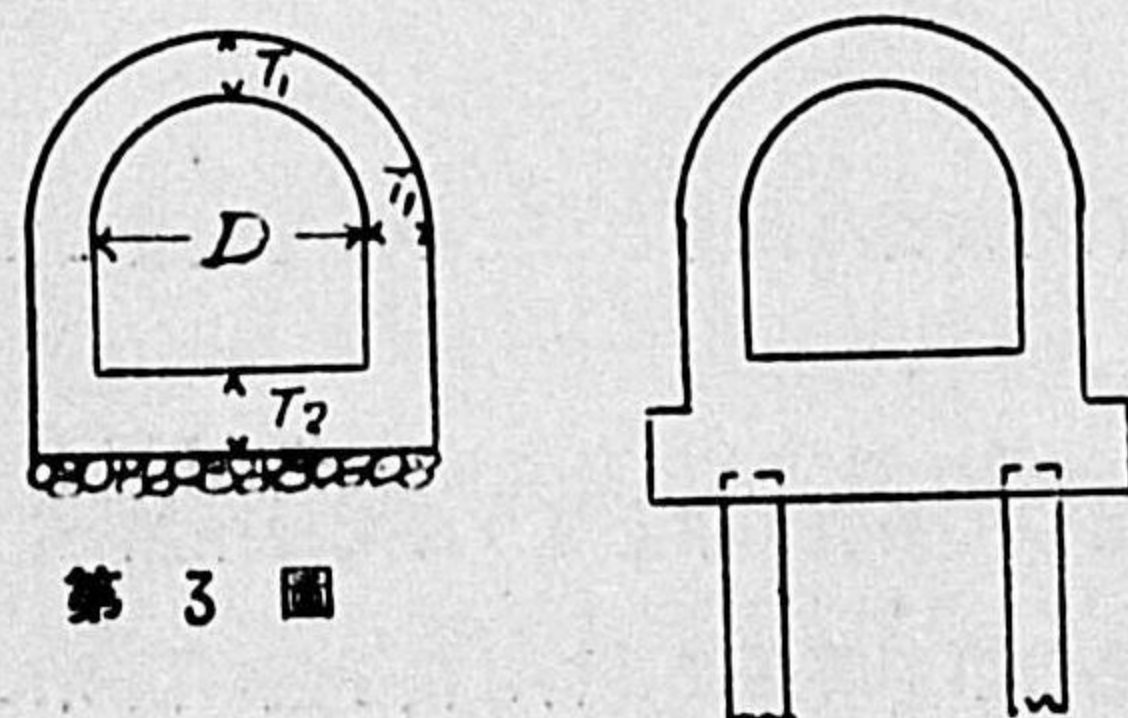


普通管 (内径 230mm 未満を略す)				下水管			
内径 (mm)	管長 (m)	管厚 (mm)	重量 (kg)	内径 (mm)	管長 (m)	管厚 (mm)	重量 (kg)
229	1.82	25	93	230	0.9	25	43
305	"	29	134	300	"	31	64
381	"	32	185	380	1.2	33	118
457	2.43	38	355	450	"	42	184
533	"	"	409	533	"	44	231
610	"	"	463	610	"	54	322
689	"	45	611	689	"	57	381
762	"	48	726	762	"	64	471
838	"	51	849	838	"	70	571
914	"	"	924	914	"	76	682
1,067	"	62	1,310	1,067	"	"	790
1,219	"	76	1,838	1,219	"	89	1,055
1,372	"	"	2,050	1,372	"	102	1,358
1,524	"	"	2,269	1,524	"	114	1,700

注意を要する、地質軟弱なる場合は、梯子脚木、基礎混凝土等適當なる基礎工事を施す。ヒューム下水管を伏設する際、土被りの高さは大體次の標準による。



第 2 圖



第 3 圖

H の表

管内径	基礎工なき場合		基礎工ある場合	
	最小	最大	最小	最大
1m 未満	0.75	5.00	0.30	11.00
1m 以上	1.00	4.00	0.50	9.00

口径 2 尺以上 3 尺内外の伏樋には、ヒューム管の外、場所詰混凝土管あり。圖表に其の主要寸法を列記する。

D	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>
2'-0"	8"	10"
2'-6"	10"	1'-0"
3'-0"	1'-0"	1'-2"

是等の利害得失は現場に於て、砂利を得らるゝか否や、現場への運搬の便、不便等によつて異り、一般には論じられない。其の都度工費を比較して適當に設計すべきである。砂利、砂に困まらない場所では、場所詰混凝土管を無難として著者は推奨する。

### 8 下水渠

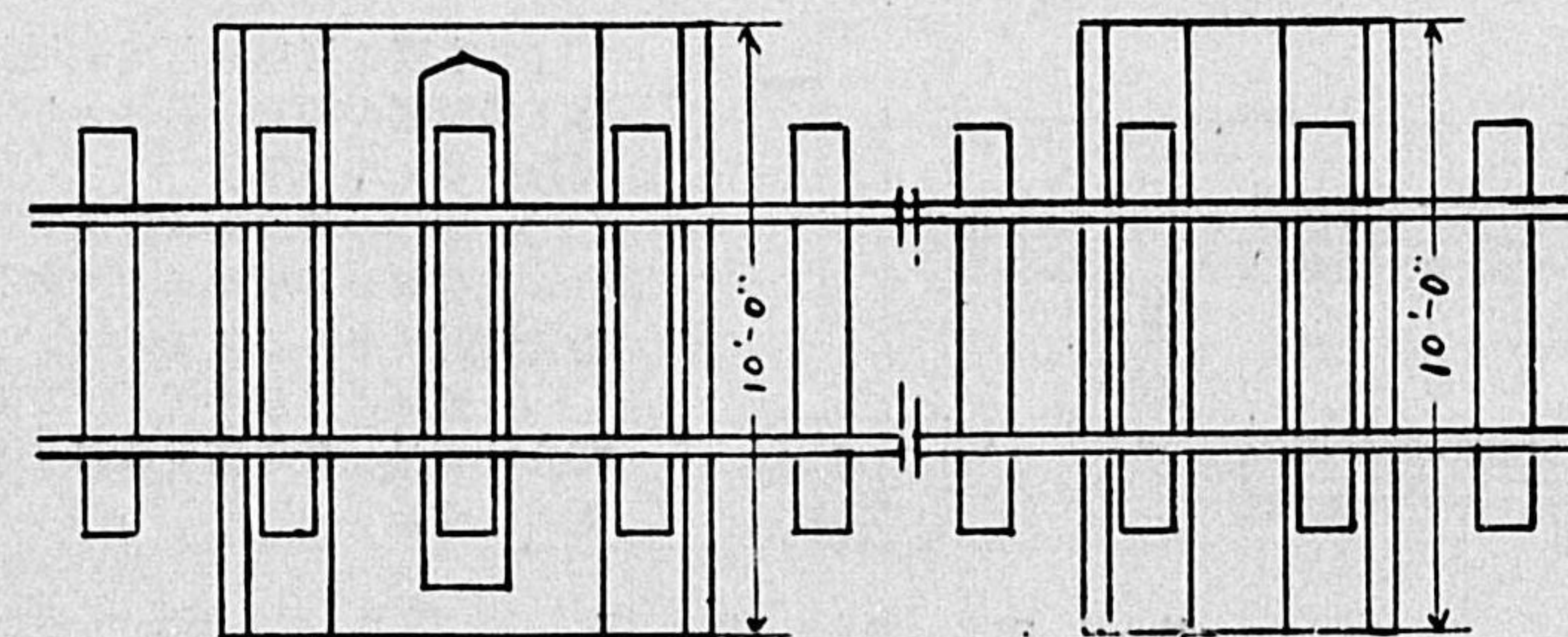
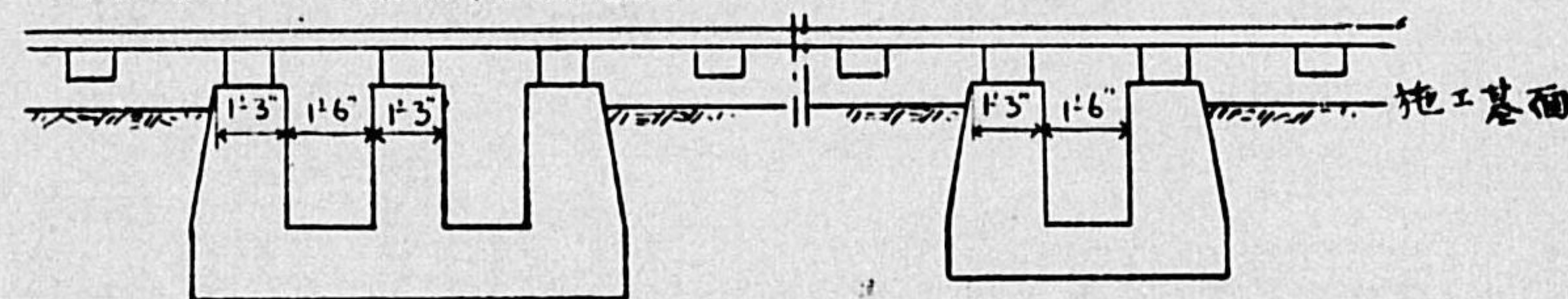
築堤の高さ低くして、施工基面と土管との間隔少い時、機關車の重量を直接受けて土管が破折する虞れある箇所は、下水渠とする。

普通水路の底より施工基面に至る高さ 2 尺 5 寸以下なる所は下水渠とする。下水渠は枕木の間隔より径間 1 呎及び 1 呎 6 吋に限られて居る。之より廣くする必要ある所は、径間 1 呎 6 吋のものを二列とする。

下水渠の土留となる部分の長さは普通 10 尺として、其の左右の土留の爲め施工基面以下に割石の袖石垣を設くる。

丙線又は簡易線にあつては施工基面幅 4 m 内外に過ぎない故、此の長さを減ずるか、或は袖を簡單なる小さき混凝土擁壁とするのが得策である。

國有鐵道の下水渠標準設計を圖に示す。



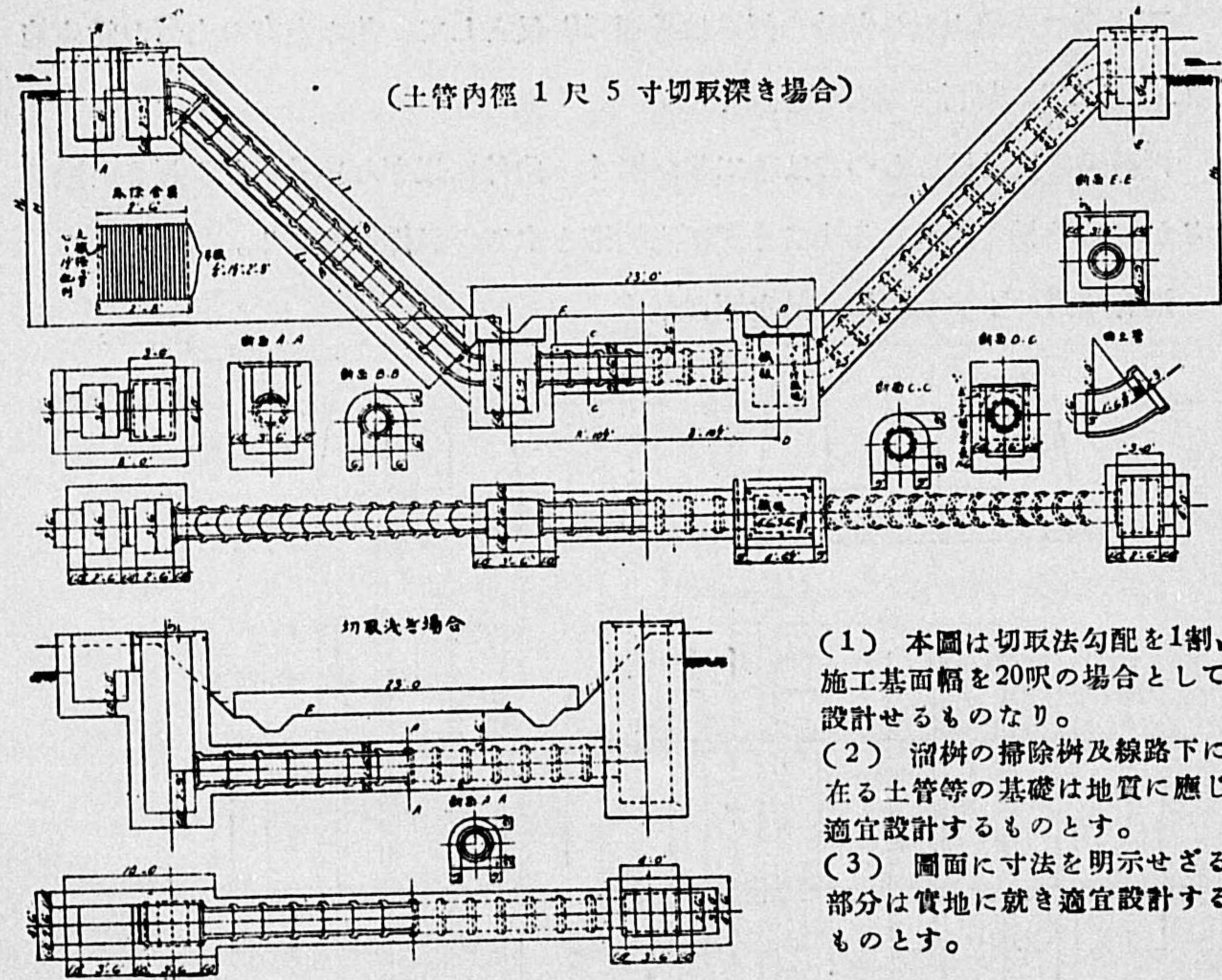
第 4 圖 下水渠



9 吮放管

水路の部分を取取る時、其の施工基面よりの高さ低くして水道橋又は架樋を設けるとしても、其の間に列車を通すだけの建築定規の餘裕なき所には、吮放管を設くる。吮放管は、普通次の三つの部分、即ち取入及び放水口、切取の肩より施行基面以下に至る部分、及び施工基面の下にて線路を横断する部分より成る。

取入口及び放水口は、水路に連続し塵芥遮断網を有す。第二の部分は水路の高さ低き所（普通施工基面よりの高さ 10 尺以下）では、一邊の長さ 2 尺以上の正方形の断面を有する混凝土の桁形にして、垂直に施工基面以下に至り、線路下には径 1 尺又は 1 尺 5 寸の土管を敷設して、混凝土を巻き、更に施工基面迄約 2 呎良質の粘土を巻いたものである。



- (1) 本圖は切取法勾配を1割、施工基面幅を20呎の場合として設計せるものなり。
- (2) 溜樹の掃除樹及線路下に在る土管等の基礎は地質に應じ適宜設計するものとす。
- (3) 圖面に寸法を明示せざる部分は實地に就き適宜設計するものとす。

第 5 圖 吮 放 管

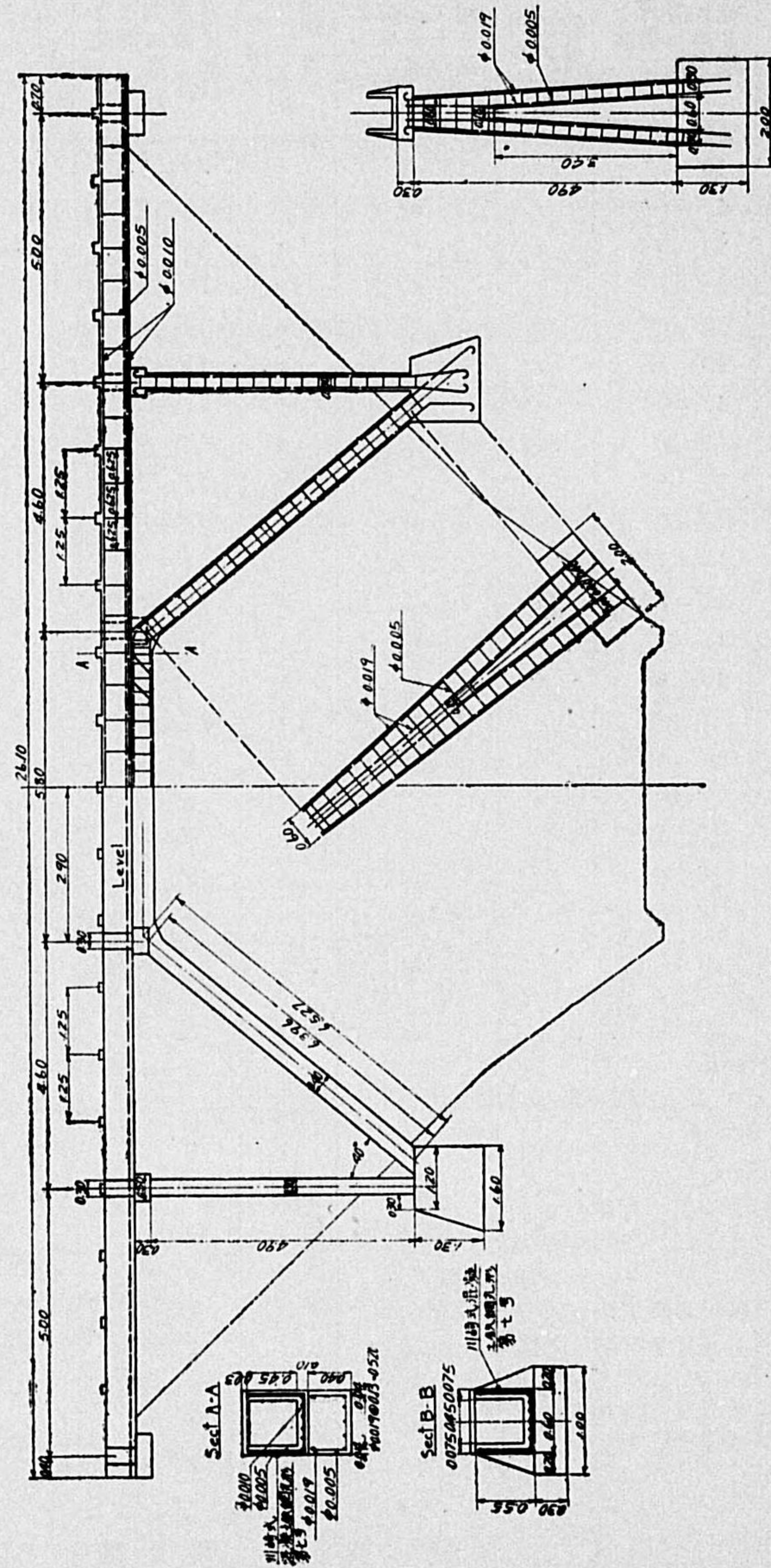
施工基面より 呑口溝底迄の高	法沿土 管の長	施工基面より 土管中心迄の高	損水 失頭	施工基面より 吐口溝底迄の高	呑口泥溜の 深	吐口泥溜の 深
$H_1$	$L_2$	$H$	$h$	$H_2$	$d_1$	$d_2$
16'-0"	24	15'-0"	4'	15'-8"	3'-9"	2'-5"
15'-6"	"	"	"	15'-2"	3'-3"	1'-11"
15'-0"	"	"	"	14'-8"	2'-9"	1'-5"
14'-7"	"	"	"	14'-3"	2'-4"	1'-0"
14'-0"	22'	13'-7"	4'	13'-8"	3'-2"	1'-10"
13'-6"	"	"	"	13'-2"	2'-8"	1'-4"
13'-2"	"	"	"	12'-10"	2'-4"	1'-0"
13'-0"	20'	12'-2"	4'	12'-8"	3'-7"	2'-3"
12'-6"	"	"	"	12'-2"	3'-1"	1'-9"
12'-0"	"	"	"	11'-8"	2'-7"	1'-3"
11'-9"	"	"	"	11'-5"	2'-4"	1'-0"
11'-6"	18'	10'-9"	4'	11'-2"	3'-6"	2'-2"
11'-0"	"	"	"	10'-8"	3'-0"	1'-8"
10'-6"	"	"	"	10'-2"	2'-6"	1'-2"
10'-4"	"	"	"	10'-0"	2'-4"	1'-0"
10'-6"	16'	9'-4"	4'	9'-8"	3'-5"	2'-1"
9'-6"	"	"	"	9'-2"	2'-11"	1'-7"
8'-11"	"	"	"	8'-7"	2'-4"	1'-0"
8'-6"	14'	7'-11"	4'	8'-2"	3'-4"	2'-0"
8'-0"	"	"	"	7'-8"	2'-10"	1'-6"
7'-6"	"	"	"	7'-2"	2'-4"	1'-0"
7'-0"	12'	6'-6"	3'	6'-9"	3'-3"	2'-0"
6'-6"	"	"	"	6'-3"	2'-9"	1'-6"
6'-0"	"	"	"	5'-9"	2'-3"	1'-0"
5'-6"	10'	5'-1"	3'	5'-3"	3'-2"	1'-11"
5'-0"	"	"	"	4'-9"	2'-8"	1'-5"
4'-7"	"	"	"	4'-4"	2'-3"	1'-0"
4'-0"	8'	3'-8"	3'	3'-9"	3'-1"	1'-10"
3'-6"	"	"	"	3'-3"	2'-7"	1'-4"
3'-2"	"	"	"	2'-11"	2'-3"	1'-0"
3'-0"	6'	2'-3"	3'	2'-9"	3'-6"	2'-3"
2'-6"	"	"	"	2'-3"	3'-0"	1'-9"
2'-0"	"	"	"	1'-9"	2'-6"	1'-3"
1'-5"	"	"	"	1'-6"	2'-3"	1'-0"



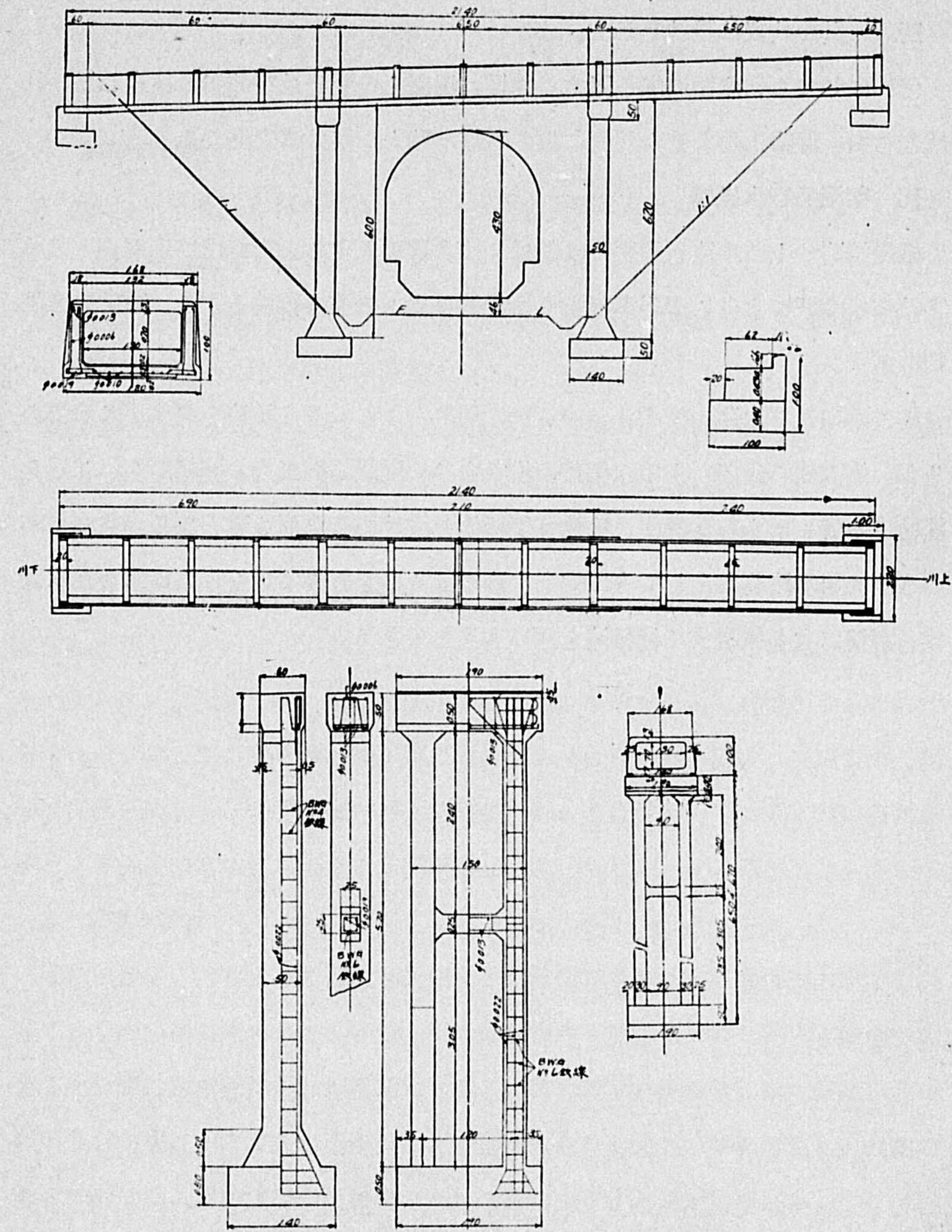
切取の高さ深き時は、榊形の根掘りが困難となるので之を止め、只法肩の所に浅い榊形を置き、之に連続して切取法面に沿ひ、第三の部分の如き混凝土卷土管を設置して榊形に代ふる。

而して第三の部分と連続する所、即ち切取の側溝に當る部分には接続榊を作り、水壓に充分耐える木又は鐵の蓋板にて覆ひ、掃除の際蓋を取除き得る様にする。

混凝土卷土管の代りにヒューム管を使用すれば施工が簡易で漏水をよく防ぎ得る點が有



榊 架 圖 6 第



水 道 橋 圖 7 第



利である。

圖面に其の代表的設計を示す。

何れにしても、水壓に堪へ漏水なき様、混凝土の配合及び施工に注意しなければならぬ。混凝土卷土管の外側に更に良質の粘土を巻けば安全である。

### 10 架樋及び水道橋

鐵道線路の上に水路を通す時は架樋又は水道橋とする。全部鐵筋混凝土、又は古軌條の支柱により、溝形混凝土又は鐵管を支ふる等の構造とする。設計を實例圖に示す。

總て水田及び水路の箇所は、成る可く切取とならぬやう線路を選定するのであるが、停車場の位置、土工の切盛の均り合ひ、隧道の延長等の關係から、工費を節約する爲めに止むを得ず、吮放管架樋等を設けて切り取る事となる。従つて其の水路は用水路等主として人工的小水路に限るのであつて、谷川又は大きな水溜は、溝橋により横斷する様線路を選定す可きである。

## 第九章 溝 橋

### 1 溝橋の種類

橋梁の小さきものを特に溝橋と云ふ、即ち一徑間 1 m 以上、橋臺面間 5 m 未満を、國有鐵道に於ては溝橋と稱す。

即ち徑間 2 m の桁二連を架し、橋臺面間の距離が 5 m 未満ならば溝橋であるが、徑間 2 m の桁三連を架せば橋梁となる。

溝橋を暗渠と開渠とに區別する。暗渠は桁又は拱の上に或る高さの土の築堤があり、其の上に軌道のあるものを云ひ開渠は桁の上に直接軌道の來るものを云ふ。

暗渠に次の種類がある。鐵筋混凝土函渠、函渠にして蓋石を鐵筋混凝土とせるもの、及び拱暗渠とせるものである。

何れを選ぶべきかは、主として基礎地質の良否による。基礎の大部分が岩盤の上に乗る時には拱とする。鐵筋を使用する手敷なき故である。基礎が少しでも沈下すれば、拱に龜裂を生ずる故、斯る處のある所は他の型を選ぶ。鐵筋混凝土函渠は徑間小にして（普通 3 m 以下）築堤淺きか、又は沈下の處ありて其の自重を少くする必要のある箇所に造る。函渠は二箇並べて二列とする事がある。

### 2 溝橋の設計

溝橋の位置、大きさ並に種類を決定するには考慮を要する。溝橋の大きさを決定するものは川の流量である故、川の流域面積を圖上に計算し、之と溝橋の大きさととの間に關係を持たした實驗式もあるが其の地方の降水量、川の勾配、流域の形及び勾配、樹木繁茂の程度等により最大流量が異なるのであるから、我國の如き地形では、單に流域の面積のみから溝橋の大きさを決定出来ない。

幸ひ我國に於ては古くから土地が開けて居り、附近には道路橋其の他参考とすべき構造物があり、出水狀況等を教ふる土地の人が居るから、計算して決定する



よりは、寧ろ觀察判斷する方が宜しい。勿論流域面積の大小も亦考慮に入れなければならぬ。要するに流域面積より溝橋の大きさを與ふる實驗公式は、米大陸の如き未開の土地に鐵道を通するに當り、水系のみありて、出水記録、道路橋其の他參考す可き何物もない場所に於て、溝橋の大きさを見當付ける爲め、已むを得ず適用するのであつて、米國の公式を降水量の異なる他國に其の儘使用する事が出來ないのは言を俟たない。

人工的水路、及び整理されて川幅の一定せる水路に架する溝橋の大きさは、無論之に應ずれば宜しい。只水路を斜に横斷する時、又は蛇行する水路を線路が縫ふ場合、水路を付替へ斜角の度を減するか、或は水路を線路の一方の側に之に沿ひて付替へ、二箇の溝橋を廢し、舊水路跡には土管を伏設するのが得策の事がある。

一般に溝橋には多少の川溝付替工事が伴ふのであつて、水路の位置に溝橋を置き、時期によりては假水路を造り一時水を之に導きながら根掘りして、溝橋を築造するのは厄介である。寧ろ陸地に先づ溝橋を造り、然る後に之を通るやう水路を付替ふる方が、施工容易の場合もある。要するに溝橋に於て工費を如何程節約し、川溝付替に於て如何程失ふのが適當であるか、水の疏通の良否をも考慮し、現場に就き判斷して溝橋の位置及び大きさを決定すべきである。

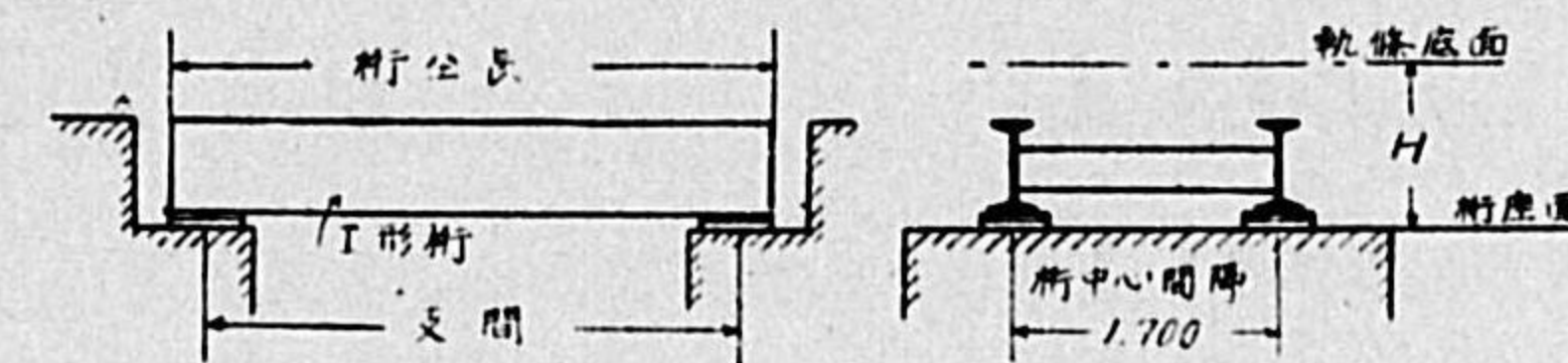
開渠にすべきか、又暗渠にすべきかは、施工基面の高さによつて自ら定まるのであつて、谷川等に於て徑間を増大して開渠にすると、徑間の小さき暗渠にし其の延長を増すのと何れが利益であるかは、大略設計して工事數量の概略を知り、工費を計算し、出水の狀況をも考慮に入れ比較判斷す可きである。

溝橋の下を水路と共に道路を通す事がある。此の場合水路を一方の側に道路を他方の側に置くのと、水路の上を蓋石にて覆ひ、其の上を道路にするのと二種類の設計がある。水路、道路の幅員、溝橋との取り付け等周圍の關係から適當の設計を選ぶ。道路より上の高さは馬を通す場合に 9 尺、人の交通ならば 6 尺とする。

3 開 渠

開渠は普通桁、橋臺及び基礎より成る。桁は線路の等級即ち其の上を通過する機關車の標準重量に應じて、基本設計を定めて置く。

國有鐵道にては、甲線 KS. 18、乙線 KS. 15、丙線 KS. 12、簡易線 KS. 10 として、之に相當する桁の基本設計を定む。其の主要寸法及び重量を第 1 表に掲ぐ。



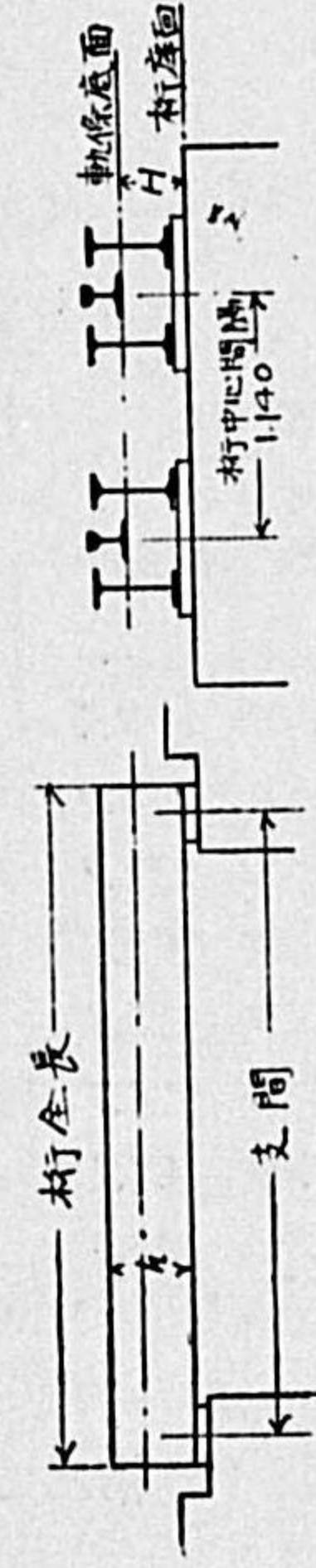
第 1 表 工 形 桁 表

支 間 (mm)	桁全長 (mm)	KS 12			KS 15			KS 18		
		H (mm)	總重量 (噸)	ペイント塗 面積 (m <sup>2</sup> )	H (mm)	總重量 (噸)	ペイント塗 面積 (m <sup>2</sup> )	H (mm)	總重量 (噸)	ペイント塗 面積 (m <sup>2</sup> )
1,300	1,600	549	0.469	7.6	549	0.469	7.6	599	0.518	7.5
1,600	1,900	〃	0.497	8.3	599	0.553	8.2	649	0.615	9.4
1,900	2,100	599	0.589	8.9	649	0.658	9.9	〃	0.658	9.9
2,200	2,500	〃	0.639	10.3	〃	0.716	11.1	699	0.852	12.8
2,900	3,200	〃	0.905	11.7	699	0.982	15.1	749	1.121	16.3
3,550	3,850	699	1.164	19.2	749	1.329	20.7	〃	1.329	20.7
4,150	4,450	749	1.489	23.3	849	1.704	25.7	849	1.704	25.7
5,050	5,350	849	1.953	29.1	〃	2.409	29.1	〃	2.409	29.1
6,000	6,300	〃	2.848	34.0	858	3.007	34.5	861	3.203	35.0
6,700	7,000	858	3.261	37.0	861	3.525	38.0			

何れも製鐵場に於て展壓して造られた工字形桁である。支間 3 m 以下の桁にては S 荷重 (二軸) が最大應力を與ふる。

停車場の近く等にて、前後の關係より施工基面を下ぐる必要ある時は、槽狀 (ト ラフ) 桁を使用する。其の基本設計の主要寸法は第 2 表の如し。





第2圖 槽桁状橋表

支間 (mm)	桁全長 (mm)	KS 12			KS 15			KS 18		
		h(mm)	H(mm)	総重量 (吨)	h(mm)	H(mm)	総重量 (吨)	h(mm)	H(mm)	総重量 (吨)
1,300	1,600	300	210	0.856	300	210	0.856	300	210	0.856
1,600	1,900	"	"	0.972	"	"	0.972	"	"	0.972
1,900	2,200	"	"	1.030	"	"	1.030	"	"	1.030
2,200	2,500	"	"	1.149	"	"	1.149	"	"	1.149
2,900	3,200	"	"	1.345	"	"	1.345	350	260	1.515
3,550	3,850	"	"	1.551	"	"	1.764	"	"	2.203
4,150	4,450	260	260	2.482	"	"	2.482	400	310	2.643
5,050	5,350	"	"	2.877	"	"	3.092	450	360	3.568
6,000	6,300	"	360	3.635	450	360	4.214	500	410	5.024
6,700	7,000	"	"	4.661	500	410	5.558	600	510	5.297
				11.7			11.7			11.7
				13.6			13.6			13.6
				15.0			15.0			15.0
				16.9			16.9			16.9
				20.9			20.9			22.6
				24.9			27.0			27.0
				31.1			31.1			32.9
				36.8			39.1			44.7
				52.7			52.7			56.8
				57.9			62.9			69.4

4 橋 臺

橋梁の橋臺と略同様の形態であつて、國有鐵道では幅員 2.5~3 m 前面の勾配は桁受より 2.5 m 間は 1/10、それ以下は 2.5 m づゝ 1/4, 1/3 とし、裏側は垂直とする。

國有鐵道の基本設計は第十章に示す。

5 基 礎

基礎混凝土の厚さを約 60 cm 内外とする。用水路其の他平地の川溝は、出水しても流速小にして洗掘さるゝ虞なき故、其の根入は必要以上に深くするに及ばない。基礎混凝土の天端を河床より、15~30 cm 下か、或は將來其の水路を掘り下ぐる時の河床面に置けば宜しい。特別の場合を除き基礎を 50~100 cm 深く下げても、地盤の支持力を増さない。

徑間の小さき溝橋では、一つの基礎混凝土の上に兩側の橋臺を乗せる。基礎が岩盤か、或は兩側の基礎の間に 2 m 以上の地山を残す場合にのみ、各箇別々にする。

6 拱 橋

拱橋の上に来る荷重は築堤の土壓である。盛土中の土壓はランキン系の理論に比較的よく適合すると考へて宜しい。拱の形をランキン理論に基くジオスタチック曲線に合致するやうに定むれば、壓力線は拱肋の中心を通過し、拱肋の一部に張力を生ずることなく、一様に應壓力が働き最大應力強度が低い故、拱肋の厚さを減ずることが出来る。

ジオスタチック曲線は拱の徑間と拱頂より施工基面に至る高さの比によつて其の形が變る。即ち築堤の高さ大なる程拱頂が尖り、低ければ扁平なる曲線となる。前者はイントラドスの形を五心又は三心の圓曲線により近似的に代らしむる。拱頂上の盛土の高さ低き時は、土壓と共に機關車の活荷重の影響があるで、ジオスタチック曲線に依らず半圓形とする。



拱を設計するには、豫め其の形と拱肋の厚さを定め、之に来る土壓を計算し、拱肋に壓力線を入れて検する。壓力線を入れる方法に二種類ある。何れも圖上計算によるを便とする。

十分の一乃至二十分の一の縮尺を以て拱の形を描く。イントラドスとエキストラドスの線は普通一定の圓弧にするが、拱肋の中心線は始めより定めずして、圖上に之を近似的に求むる方が便宜である。其の方法は拱肋の外又は内側線上の任意の一點と、イントラドス及びエキストラドスの圓弧の中心を結ぶ二直線を描き、其の二直線の角を二等分する線を、拱肋の中心線に直角なる線と假定し、其の線に沿ひ断面の厚さを測るとし、厚さの中點を拱中心線中の一點とする。斯く任意に數點を採り、之を曲線定規により結べるものを拱の中心線とする。

此の中心線に直角に引ける直線が、實際中心線により二等分されない事を發見すれば、又一層近い中心線を求むる。斯の如くテナチーブに繰り返せば、手數少く眞の中心線を直に發見し得る。

此の中心線に沿ひ一定の長さ(約 70 cm)に、拱肋を區切り、各部分に働く土壓を圖上に高さを測り計算する。機關車の活荷重は、施工基面幅全體に高さ 5 尺の土があるものに換算し、軌道の重量は、1 尺乃至 2 尺に換算する。外力の力の多角形を適當の縮尺により圖上に造り、拱頂断面に於ける水平力の働點と、起拱線に於て反力の働く點とを假定すれば、圖上に容易に壓力線を引く事を得。

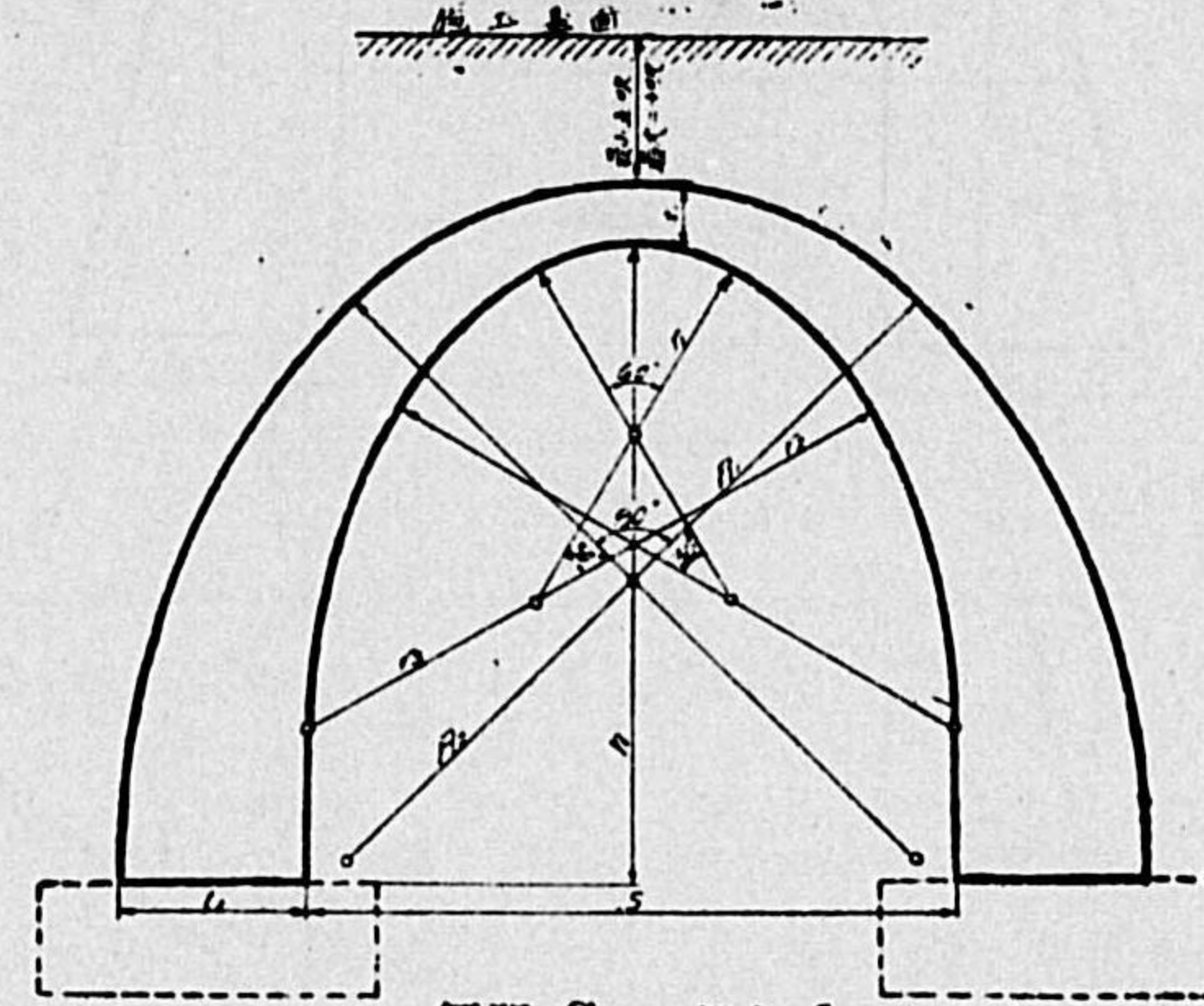
壓力線は何れの断面に於ても、拱肋の厚さの中の三分の一以外に出なければ、何れの部分にも應張力が起らない故に安全とする。若し外へ出る様なれば拱頂及び起拱線の水平力及び反力の働く點を適當に變じて、入れるやうに勉むる。如何にするも中の三分の一に収まらなければ、適當に拱の厚さを増す。

此の方法は昔より行はれた周知のものである。一見餘りに勝手過ぎた不正確の方法であるとして、理論を好む人達には嫌はれるかも知れぬが、根本の考へが「最小働」原理とも通ずる所あり、捨てたものではない。不正確であつても不安全で

ない。

理論的に正確に計算せんとする人は、彈性理論、又は最小働の理論に基き、ヒンジなし拱の應力の計算方法に従へば宜しい。但し此の場合でもイントラドス、エキストラドスの兩曲線から、中心線を現はす方程式を得んとするが如き手數をせず、前記の方法で圖上に中心線を定む。xy を圖上に計り、 $\delta_s$  は一區切の長さ

混凝土拱橋標準圖



第 3 圖

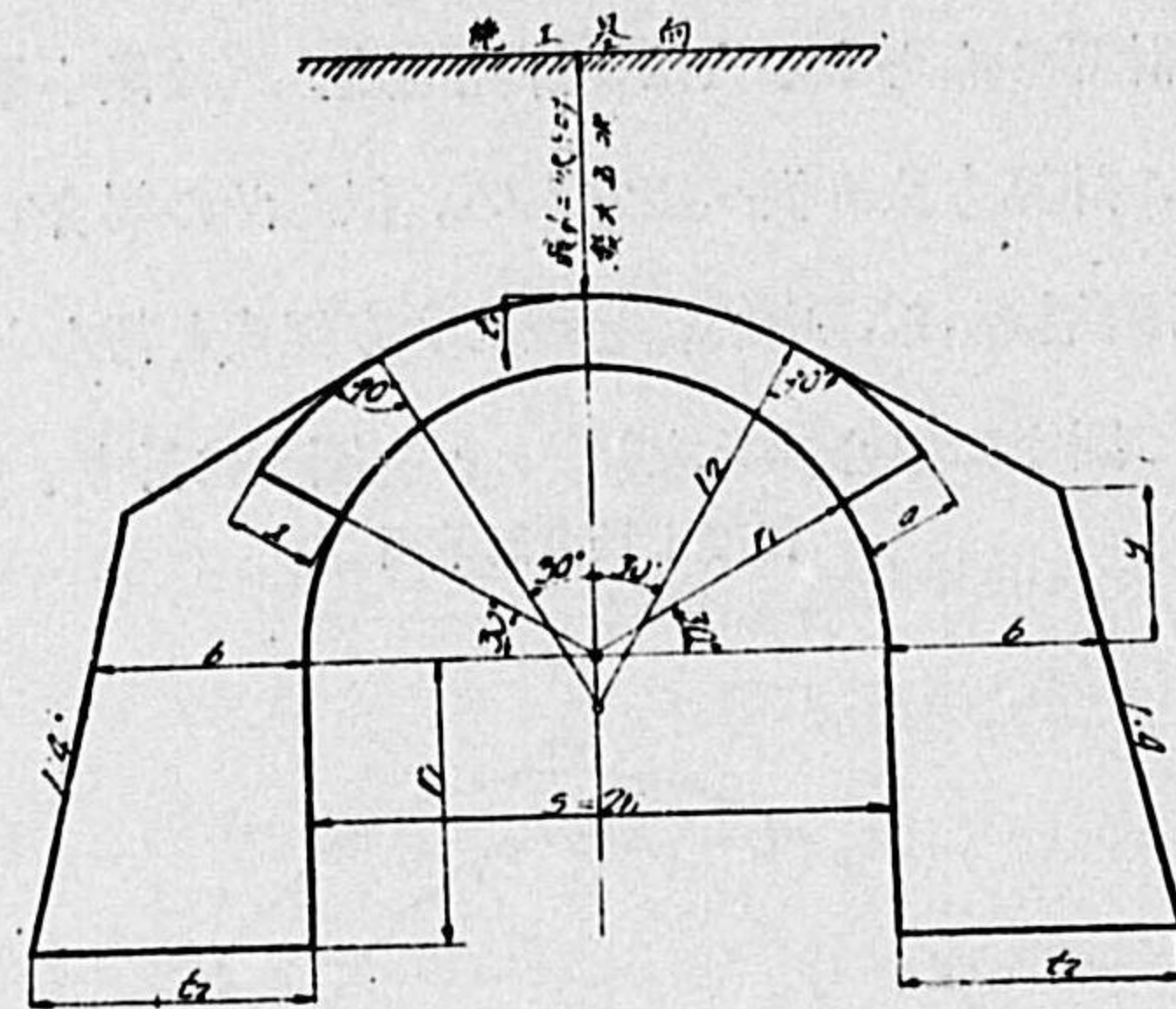
徑間  $S =$  拱矢  $h$

徑 間 $S$	拱頂の厚さ $t_1$	基拱線に於ける厚さ $t_2$	$R_1$	$R_2$	$r_1$	$r_2$	$r_3$
6'-0"	9"	2'-6"	4'-3"	8'-6"	1'-9 $\frac{1}{2}$ "	3'-6 $\frac{1}{2}$ "	6'-0"
8'-0"	10"	3'-0"	5'-5"	10'-10"	2'-4 $\frac{1}{2}$ "	4'-9 $\frac{1}{2}$ "	8'-0"
10'-0"	1'-0"	3'-6"	6'-7 $\frac{1}{2}$ "	13'-0 $\frac{1}{2}$ "	2'-11"	6'-0"	10'-0"
12'-0"	1'-3"	4'-0"	7'-9"	15'-5"	3'-6 $\frac{1}{2}$ "	7'-2"	12'-0"
15'-0"	1'-6"	4'-9"	9'-5 $\frac{3}{4}$ "	18'-11 $\frac{1}{2}$ "	4'-4 $\frac{3}{4}$ "	9'-0"	15'-0"
18'-0"	1'-9"	5'-6"	11'-2 $\frac{1}{2}$ "	22'-5 $\frac{1}{2}$ "	5'-4 $\frac{1}{2}$ "	10'-8"	18'-0"
20'-0"	2'-0"	6'-0"	12'-4 $\frac{1}{2}$ "	24'-9"	5'-11"	11'-11"	20'-0"

備考 煉瓦石を以て拱橋を築造する場合には本圖に示す拱背面を包括する適宜の形状を選用すべし。混凝土の割合は 1:2:4 とす。



混凝土拱橋標準圖 (半圓徑)



第 4 圖

徑 間 $S = 2r_1$	拱頂の 厚さ $t_1$	$a$	$b$	$t_2$	$r_1$	$r_2$	$y$
6'-0"	10"	1'-0"	2'-0"	3'-0"	3'-0"	4'-2"	1'-8 $\frac{1}{8}$ "
8'-0"	10"	1'-3"	2'-9"	3'-9"	4'-0"	5'-9 $\frac{1}{2}$ "	2'-1 $\frac{7}{8}$ "
10'-0"	1'-0"	1'-6"	3'-3"	4'-6"	5'-0"	7'-1 $\frac{5}{8}$ "	2'-8 $\frac{5}{8}$ "
12'-0"	1'-3"	2'-0"	3'-9"	5'-3"	6'-0"	9'-0 $\frac{1}{8}$ "	3'-6 $\frac{1}{4}$ "
15'-0"	1'-6"	2'-6"	4'-7 $\frac{1}{2}$ "	6'-6"	7'-6"	11'-4 $\frac{1}{2}$ "	4'-4 $\frac{5}{3}$ "
18'-0"	1'-9"	3'-0"	5'-6"	7'-9"	9'-0"	13'-8 $\frac{7}{8}$ "	5'-3 $\frac{1}{8}$ "
20'-0"	2'-0"	3'-6"	6'-0"	8'-6"	10'-0"	15'-7 $\frac{3}{4}$ "	6'-0 $\frac{5}{8}$ "

備考 煉瓦石を以て拱橋を築造する場合には本圖に示す背面を包括する適宜の形状を選用すべし。拱頂より施工基面に至る高さは最小2呎6吋最大5呎とす。

(60 cm) にして、積分する代りに  $\Sigma$  として、一つ宛累計すれば宜しい。

只何れの所を起拱線とするかは、設計によりては判定に苦しむことがあるが、橋臺と拱との境が多少移動しても計算の結果殆んど變りはない。

圖に國有鐵道の基本設計と應力計算の實例を示す。

此の基本設計に就き注意すべきは、築堤が或る高さになり、拱の左右の土壓が

徑 間 15 呎

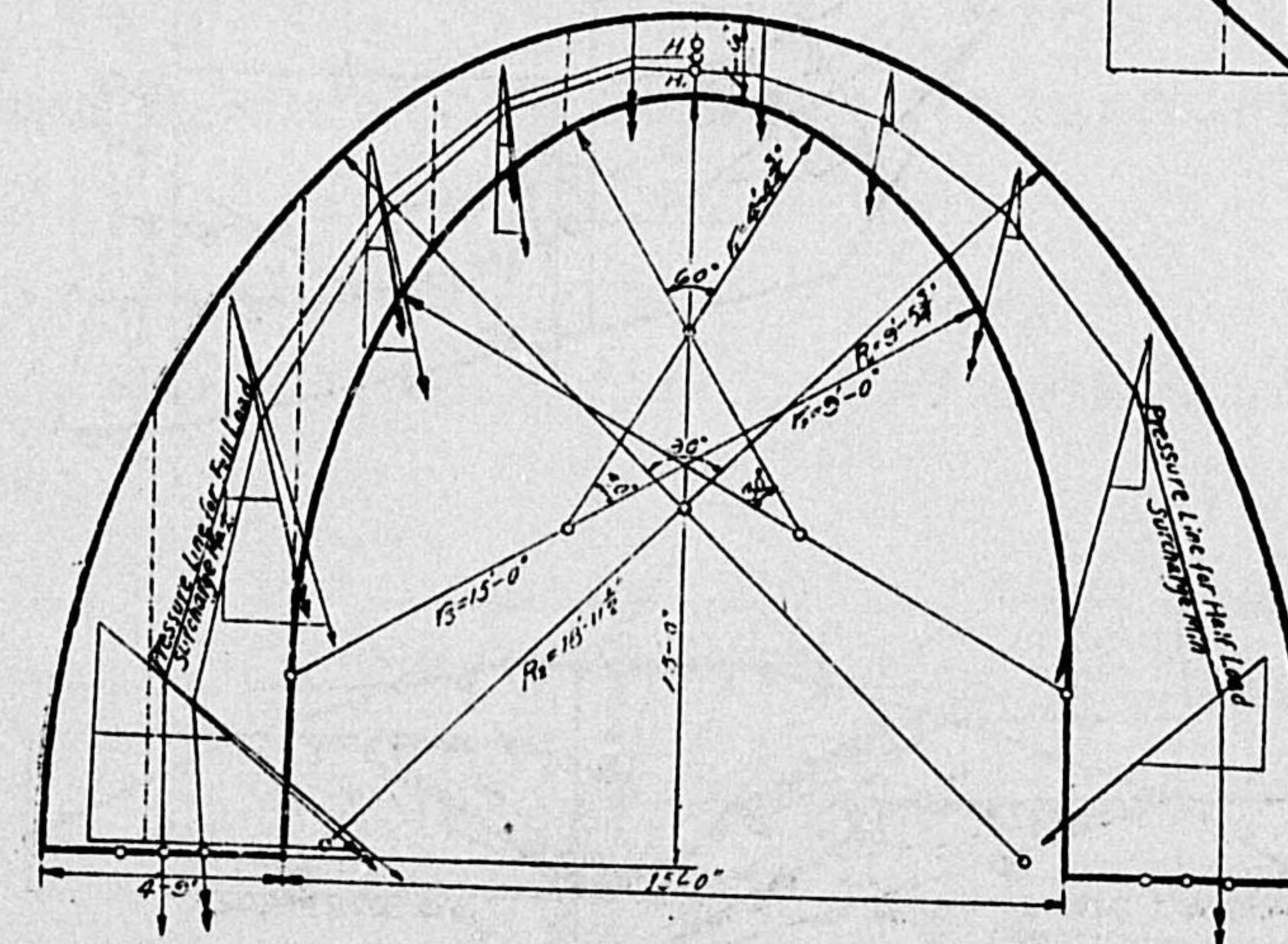
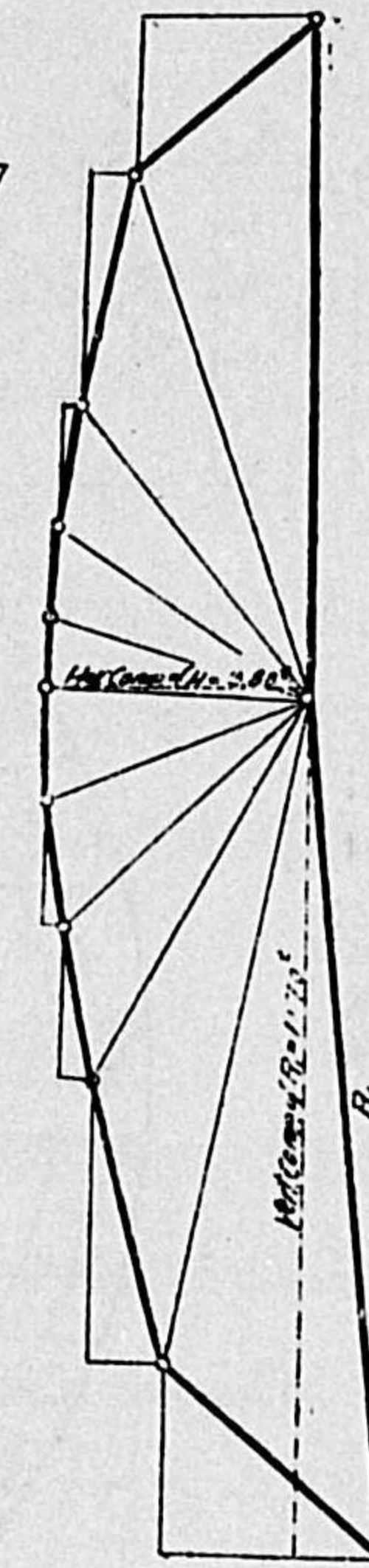
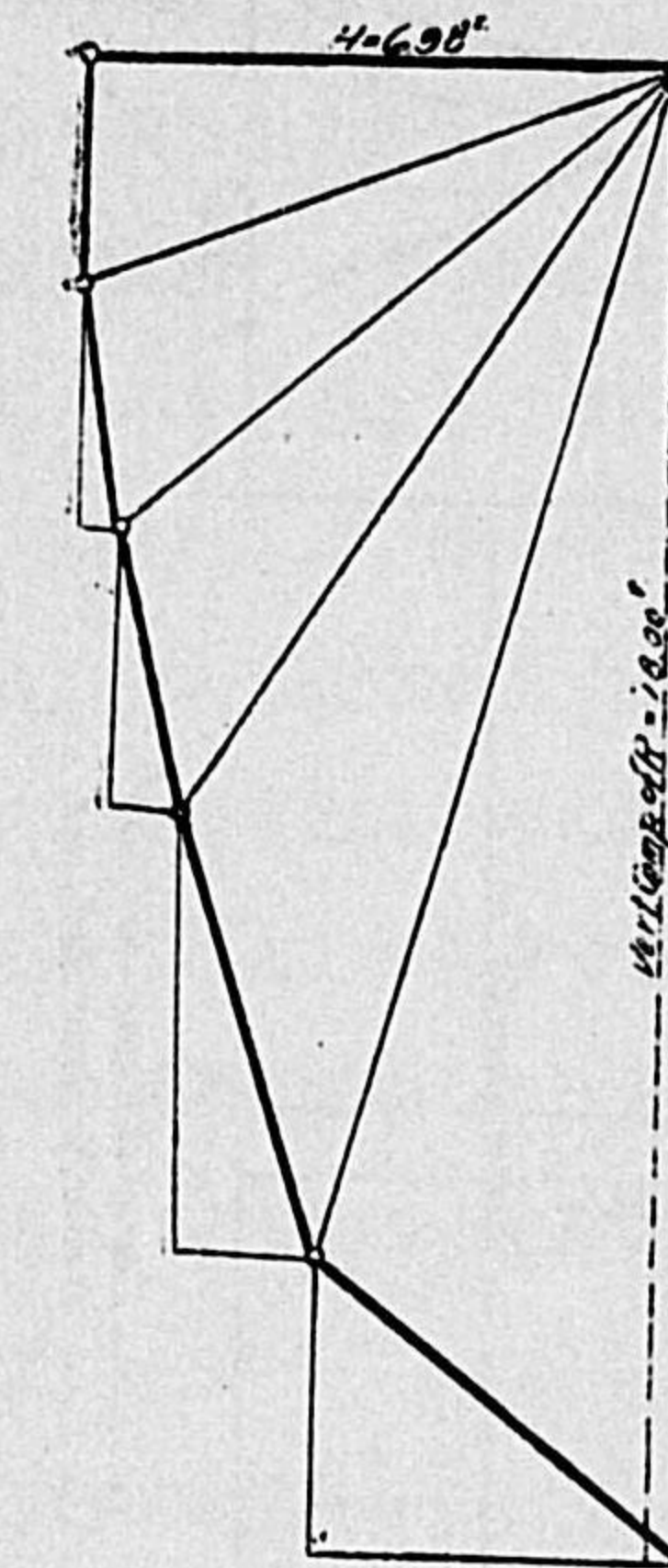
過載 5 呎より 20 呎迄

斷面積(平方呎) = 12.97

最大應壓力 (1 平方呎に  
付き噸)

拱 頂 = 4.50

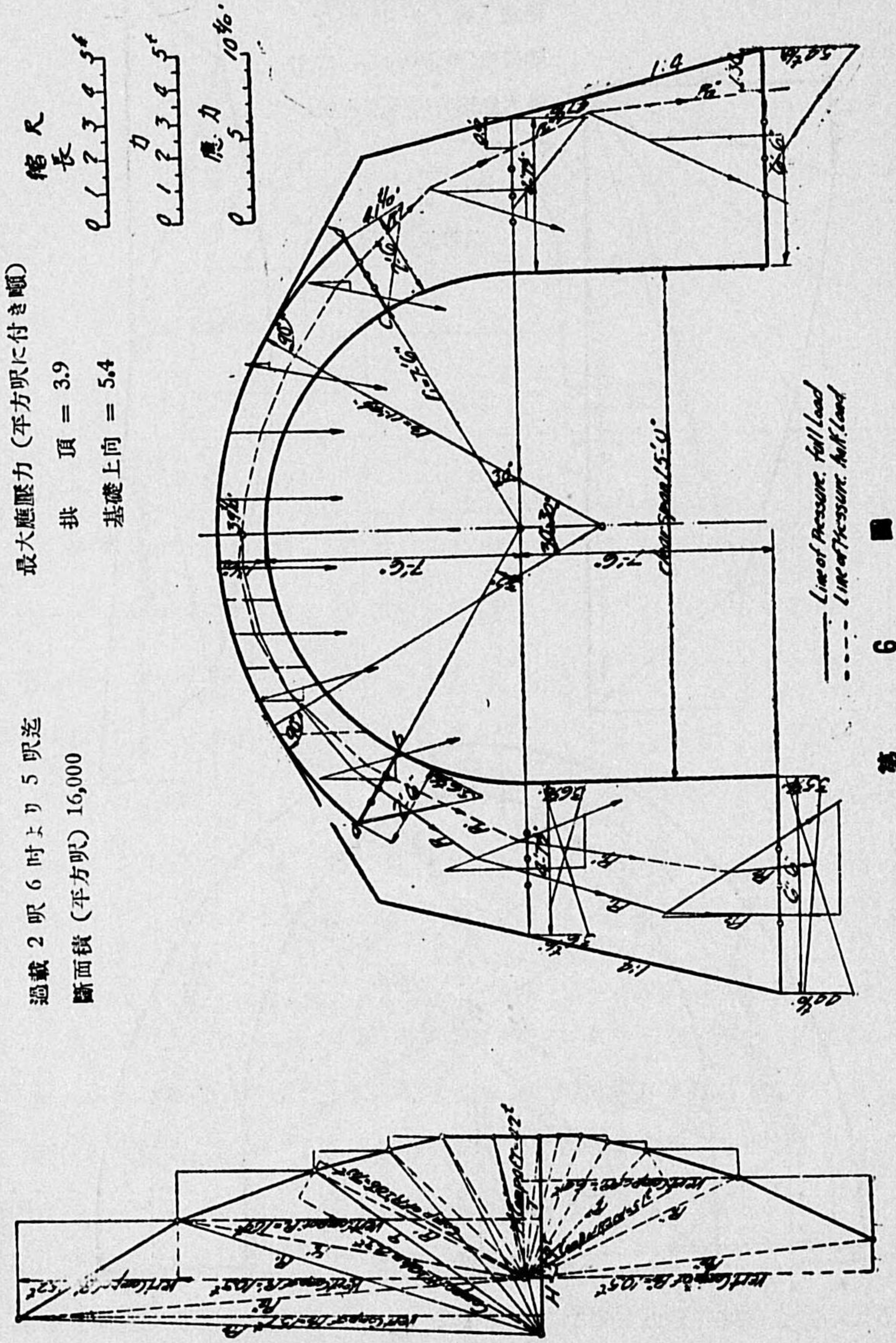
基拱線 = 4.53



第 5 圖



過載 2 呎 6 吋より 5 呎迄  
 断面積 (平方呎) 16,000  
 徑間 15 呎  
 最大應壓力 (平方呎に付き噸)  
 拱頂 = 3.9  
 基礎上向 = 5.4



第 6 圖

釣り合ひたる時に、此の設計が安全なのであつて、若し不均衡の場合は特別の設計を要する事である。

一般に拱渠の完成後、其の上に土を盛り築堤を完成せしむるには、必ず拱の左右両側平均に土を置き、等しく盛る事を何れの示方書も厳に命じて居るに係らず、事實間々拱の一方の側から土を運ぶ。即ち所謂一方から「巻き出す」事があり、土壓の不平均を生じ、拱の肩の所に必ず龜裂を生ずる。然し幸にして其の後築堤が完成されれば、壓力線は拱の中心線に殆んど一致する如き形に拱が設計されて居るので、拱肋には張力働かず、龜裂の箇所にも殆んど等布の應壓力が働くので、龜裂の有無は土壓に對しては問題ではないが、地震其他の事故に對しては、龜裂は依然として弱點である故、之を避くべきである。

拱の兩側に平均して土を盛る事が困難であると豫想さるゝ所では、最初より形を變へ、不平均の土壓に對して、龜裂を生ずる如き應張力の起らない設計にすれば宜しい。盛土の各状態に就き壓力線を入れて見れば簡単に斯る形を設計し得る。

基礎の地盤良好にして、相當築堤の高さある所の暗渠は多く拱とする、徑間 6 m まで此の形とする。

基礎混凝土は兩橋臺を連結し、水の流通をよくする爲め仰拱形とする事が多い。

ジオスタチック曲線

シュウエツドレルの與ふる所によればジオスタチック曲線は次の式にて表はすを得る。

$$\rho = Z_0 \frac{\alpha}{\cos^3 \alpha \sqrt{(1+2\varphi \tan^2 \alpha)^3 \left\{ 1 + \frac{\alpha(\sqrt{1+2\varphi \tan^2 \alpha} - 1)}{\varphi \sqrt{1+2\varphi \tan^2 \alpha}} \right\}}}$$

$$\varphi = \frac{1}{2} \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) \quad \alpha = \frac{\rho_0}{Z_0}$$

$\rho$  = 曲線上の一點の曲率半徑



$\alpha$  = 中心線と曲率半径との爲す角度

$\theta$  = 土の休息角

$\theta$  を  $30^\circ$  として  $a$  の各種の價に對して  $\rho$  と  $\alpha$  との關係は次表の如し。

$\alpha$	$\rho$	$a = 3$	$a = 1$	$a = 0.5$	$a = 0.3$	$a = 0.1$
$0^\circ$	$a$	3.00	1.00	0.50	0.30	0.10
$10^\circ$	$\frac{a \times 1.046}{\sqrt{0.03a + 1.02}}$	2.99	1.02	0.51	0.31	0.103
$20^\circ$	$\frac{a \times 1.204}{\sqrt{0.15a + 1.11}}$	2.90	1.07	0.55	0.34	0.113
$30^\circ$	$\frac{a \times 1.54}{\sqrt{0.4a + 1.275}}$	2.94	1.19	0.64	0.39	0.134
$40^\circ$	$\frac{a \times 2.213}{\sqrt{1.036a + 1.64}}$	3.04	1.34	0.76	0.47	0.168
$50^\circ$	$\frac{a \times 3.739}{\sqrt{2.81a + 2.49}}$	3.43	1.62	0.95	0.61	0.225
$60^\circ$	$\frac{a \times 3.975}{\sqrt{2.583a + 1.323}}$	4.00	2.00	1.25	0.83	0.316
$70^\circ$	$\frac{a \times 6.638}{\sqrt{5.593a + 1.699}}$	4.62	2.46	1.57	1.08	0.442
$80^\circ$	$\frac{a \times 12.182}{\sqrt{16.054a + 3.001}}$	5.12	2.76	1.83	1.31	0.567
$90^\circ$	$\frac{8a}{\sqrt{8a + 1}}$	4.80	2.70	1.79	1.30	0.60

此の曲線に近似する三心圓又は五心圓を求めれば次表の如し。

$a$	$r_1$	$\alpha$	$r_2$	$\alpha$	$r_3$	$\alpha$
3.0	3	$0^\circ \sim 45^\circ$	4	$45^\circ \sim 90^\circ$	—	—
1.0	1	$0^\circ \sim 45^\circ$	2	$45^\circ \sim 90^\circ$	—	—
0.5	2	$0^\circ \sim 30^\circ$	3	$30^\circ \sim 60^\circ$	5	$60^\circ \sim 90^\circ$
0.3	3	$0^\circ \sim 30^\circ$	6	$30^\circ \sim 60^\circ$	10	$60^\circ \sim 90^\circ$
0.1	1	$0^\circ \sim 30^\circ$	2	$30^\circ \sim 60^\circ$	4	$60^\circ \sim 90^\circ$

$l$  = Span

$$l = 2(r_1 \sin \alpha_1 + r_2 (\sin \alpha_2 - \sin \alpha_1) + r_3 (\sin \alpha_3 - \sin \alpha_2))$$

$a = 3.0 \quad l = 2.195 r_1$

$a = 1.0 \quad l = 2.586 r_1$

$a = 0.5 \quad l = 2.770 r_1$

$a = 0.3 \quad l = 3.333 r_1$

$a = 0.1 \quad l = 3.536 r_1$

$a$	$r_1$	$\alpha_1$	$r_2$	$\alpha_2$	$r_3$	$\alpha_3$	$z_0$
3.0	$0.455 l$	$45^\circ$	$0.607 l$	$90^\circ$	—	—	$0.152 l$
1.0	$0.387 l$	$45^\circ$	$0.774 l$	$90^\circ$	—	—	$0.387 l$
0.5	$0.361 l$	$30^\circ$	$0.542 l$	$60^\circ$	$0.903 l$	$90^\circ$	$0.722 l$
0.3	$0.300 l$	$30^\circ$	$0.600 l$	$60^\circ$	$1.000 l$	$90^\circ$	$1.000 l$
0.1	$0.283 l$	$30^\circ$	$0.566 l$	$60^\circ$	$1.132 l$	$90^\circ$	$2.800 l$

前掲鐵道省基本設計實例の應力の圖上計算は次のデータによるものである。

活荷重は衝擊を入れて土の高さ 5 呎に換算する。

軌道重量は每平方呎 200 封度とす

土の重量は 1 立方呎 100 封度

混凝土の重量は 1 立方呎 140 封度

土の休息角  $\varphi = 30^\circ$

垂直壓力  $P$  はビールマウエル氏の公式により

$$P = rh \left\{ 1 - \frac{h \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \tan \varphi}{b + 2 \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} \right\}$$

$\varphi$  = 土の休息角

$r$  = 土の重量

$h$  = 土の高さ

$b$  = 拱橋の幅

$t$  = 拱橋の高さ

水平土壓  $q = P \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$   $\varphi = 30^\circ$  ならば  $q = \frac{1}{3} p$



拱に生ずる應力は混凝土の強度に比して小さい、換言すれば安全過ぎると考へらるゝかも知れぬが計算の正確さ、現場の混凝土施工の程度から檢すると、此の位の寸法が適當と考へらる。

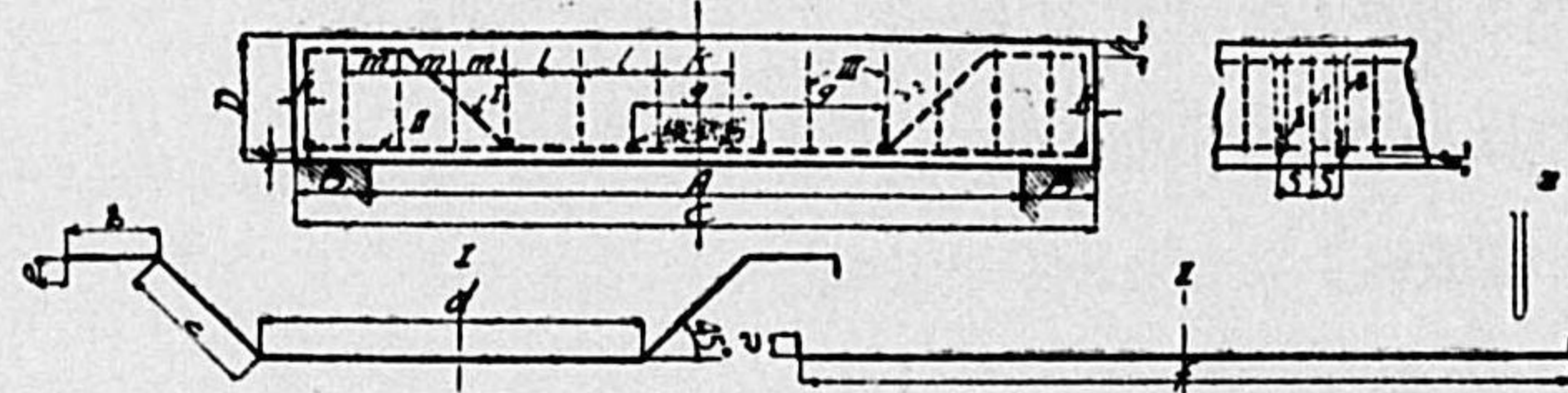
7 鐵筋混凝土蓋を有する函渠

暗渠の内最も多數あるものは此の形である。施工容易であつて、拱の如く、僅かの基礎の沈下により龜裂を生ずる恐れもなく、徑間3m以下の函暗渠は特別の理由なき限り、此の形を採用するのは工費其の他の點より得策である。

國有鐵道の標準設計を次圖に掲ぐ。

函渠用鐵筋混凝土蓋標準圖

活荷重クーバー氏 E 33  
過載1呎より 15 呎まで



- 備考 ※は函渠の延長 1 呎に付 〆は (I) の鐵筋 1 本に付  
 (1) 過載 1 呎以上 2 呎 6 吋以下なるときは (II) の鐵筋 (スターラツプ) を圖に示せる位置に使用し其他の場合には是を使用せず  
 注 (2) 土の息角は 30 度以上とし建造物周圍の地盤は沈下せざるものとす  
 (3) I. II の鐵筋は交互に配列し (III) の鐵筋を用ふるときは (I) の鐵筋と同一平面にのみ配列す  
 意 (4) 鐵筋の交叉點は總て鐵線にて緊結し縱鐵筋の繼目には其の徑の約 40 倍に相當する襲接を要す  
 (5) 混凝土の混合率は 1:2:4 とし蓋の上面には場合により排水のため適當の勾配を附するものとす

混 凝 土	據 置 長 尺	全 長 尺	蓋 厚 D	體 積 方 呎 ※	鐵 筋 の 數 量 及 配 列						1 本 の 重 量	1 本 の 長	1 本 の 重 量
					a	b	c	d	1 本 の 長	1 本 の 重 量			
3'-0"	8"	4'-4"	8" 1/2	2.889	3" 1/8	7" 1/2	7" 8	2'-0"	4'-9"	1,786	3" 1/8	4'-4" 3/4	1,653
4'-0"	8"	5'-4"	10" 1/2	4.444	1" 1/2	8" 1/2	9" 8	2'-6"	5'-11" 3/4	3,994	1" 1/2	5'-6"	3,674
6'-0"	9"	7'-6"	13"	9.375	5" 3/8	11"	1'-3" 2	3'-6"	8'-5" 4	8,800	5" 3/8	7'-8" 4	8,018
8'-0"	1'-0"	10'-0"	19"	15.833	3" 3/4	1'-3"	1'-9" 4	4'-8"	11'-4"	17,023	3" 3/4	10'-3" 2	15,458
10'-0"	1'-2"	12'-4"	24"	24.667	3" 3/4	1'-5"	2'-4" 4	5'-10"	14'-0"	21,028	3" 3/4	12'-7" 2	18,963

I. II 間隔 S	縱 鐵 筋 總 數	總 重 量 ※	鐵 筋 の 數 量 及 配 列 (スターラツプ)		K	l	m
			1 本 の 重 量	1 本 の 長			
3"	7	1,169	0.157	11" 4	1" 1/4	5" 4	1" 2 2
4"	7	1,169	0.216	1'-3" 2	1" 1/4	6" 2	1" 3 2
4 2	8	1,336	0.331	1'-11" 4	1" 1/4	10" 8	1" 5 2
4 2	9	3,384	0.846	2'-3"	3" 8	1'- 4	1" 7 2
3 2	10	3,760	1.316	3'-6"	3" 8	1'-2" 3 4	10

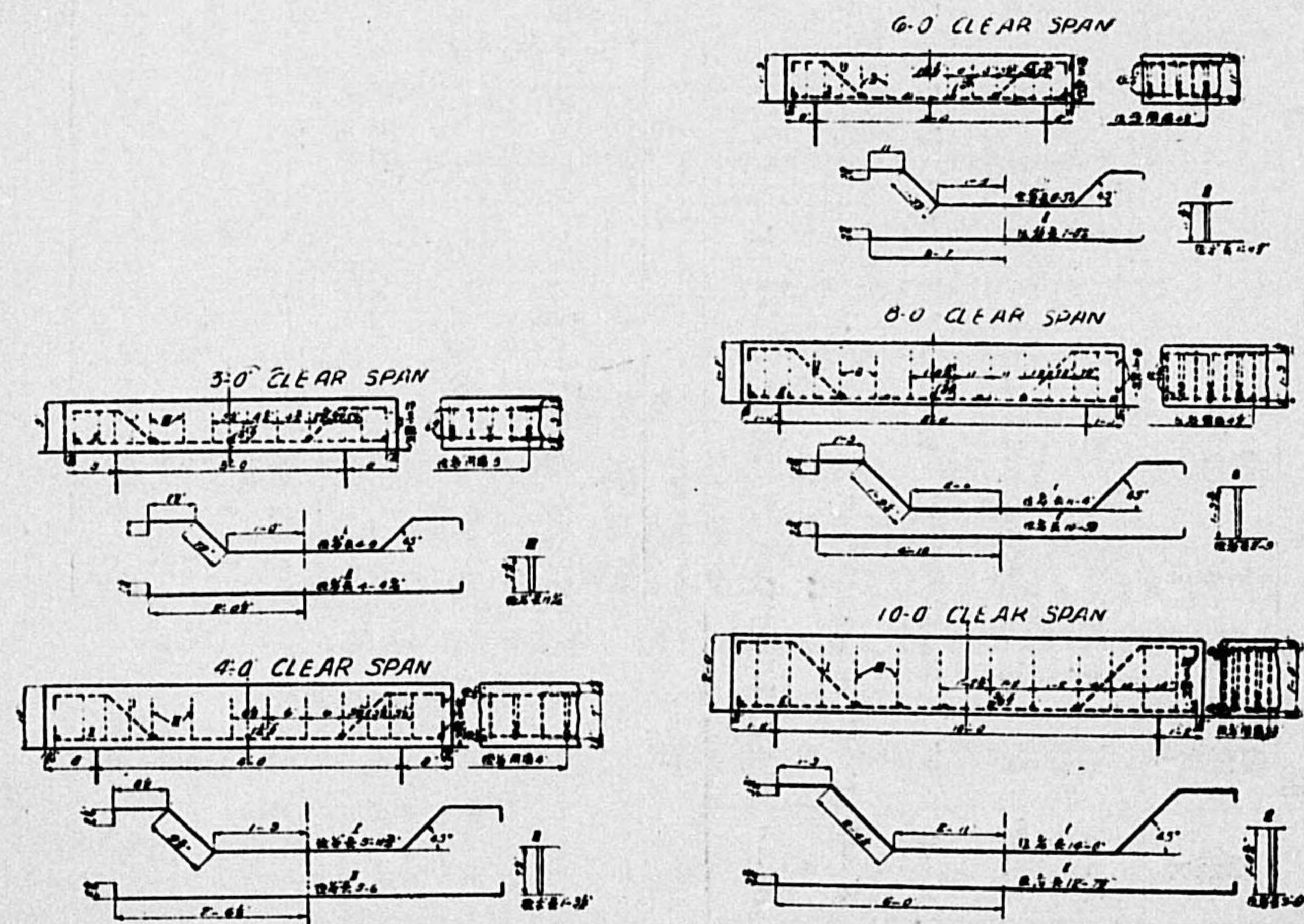


函渠用鉄筋混凝土蓋参考圖

注意 記事は第7圖参照

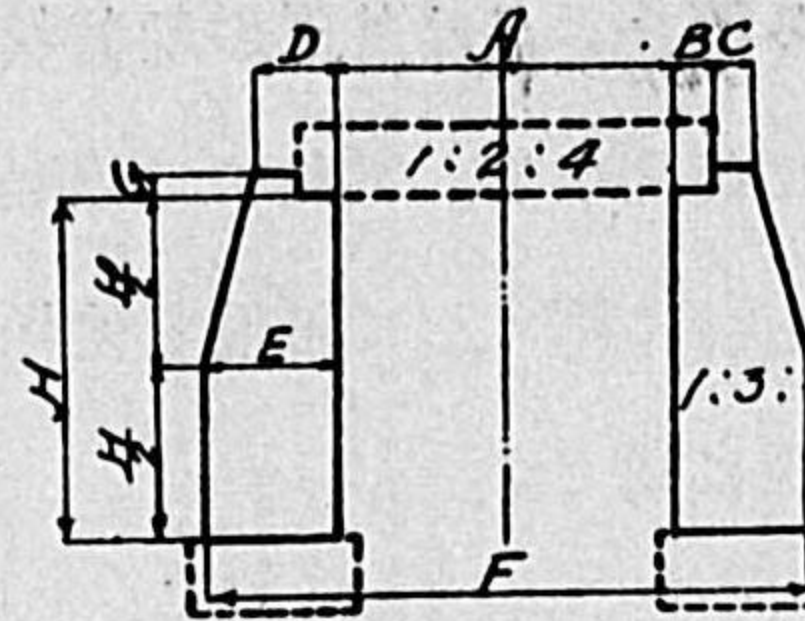
A	D	h	D-h	$\phi$	S	$\omega$	$f_s$	$f_c$	v	u	V	W	
呎	吋	吋	吋	吋	吋	噸	噸	噸	噸	噸	立方呎	噸	
5	0	8	1 1/2	6 1/2	3/8	5	1,700	13,500	460	50	120	2 389	8 047
4	0	10	1 1/2	8 1/2	1/8	4	1,800	13,200	450	50	120	4 444	12 671
6	0	15	2	13	5/8	4 1/2	1,870	14,200	450	50	110	9 375	23 760
8	0	19	2	17	3/4	4 1/2	2,140	14,600	500	50	100	15 833	46 692
10	0	24	2	22	3/4	3 1/2	2,220	14,700	480	50	80	24 667	72 316

A = 徑間  $f_s$  = 鉄筋に生ずる單位應張力  
 D = 蓋の厚さ  $f_c$  = 混凝土に生ずる單位應壓力  
 h = 蓋下端より鉄筋の中心に至る距離 v = 混凝土に生ずる單位應剪力  
 $\phi$  = 鉄筋の直径 u = 混凝土の鉄筋間の單位粘着力  
 s = I. I. 鉄筋の間隔 V = 混凝土の體積(函渠の延長 1 呎に付)  
 $\omega$  = 推定荷重(蓋の自重を含む) W = 鉄筋重量(函渠の延長 1 呎に付)  
 本表中に掲げた鉄筋の重量中には第7圖注意第4項に要する重量及スター  
 ラップの重量を包含せず。



第 8 圖

函渠用側壁標準圖  
 大正五年十二月達第一三〇五號



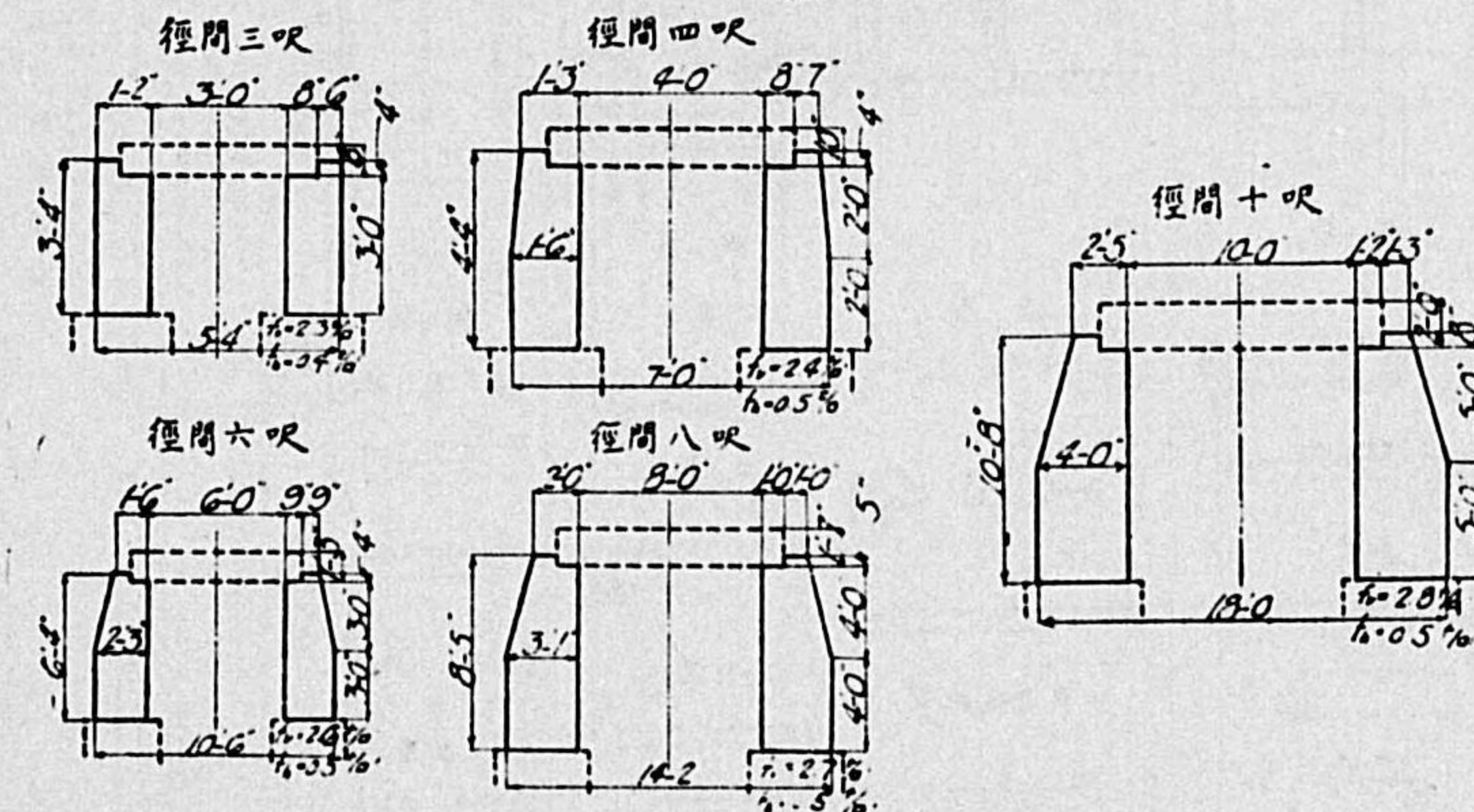
A (徑間)	B	C	D	E	F	G	H	體積 * 立方呎
3'-0"	8"	6"	1'-2"	1'-2"	5'-4"	4"	3'-0"	7.336
4'-0"	8"	7"	1'-3"	1'-6"	7'-0"	4"	4'-0"	11.972
6'-0"	9"	9"	1'-6"	2'-3"	10'-6"	4"	6'-0"	25.498
8'-0"	1'-0"	1'-0"	2'-0"	3'-1"	14'-2"	5"	8'-0"	46.286
10'-0"	1'-2"	1'-3"	2'-5"	4'-0"	18'-0"	8"	10'-0"	74.814

備考 \*は函渠の延長 1 呎に付兩側壁の體積なり

注意

- (1) 側壁用混凝土の配合率は 1:3:6 とす
- (2) 地盤良好ならざる場所に於ては基礎混凝土を連續せしむべし

函渠用側壁參考圖



備考

$f_v$  = 基礎上面に於ける單位垂直應壓力  
 $f_h$  = 基礎上面に於ける單位水平力

第 9 圖



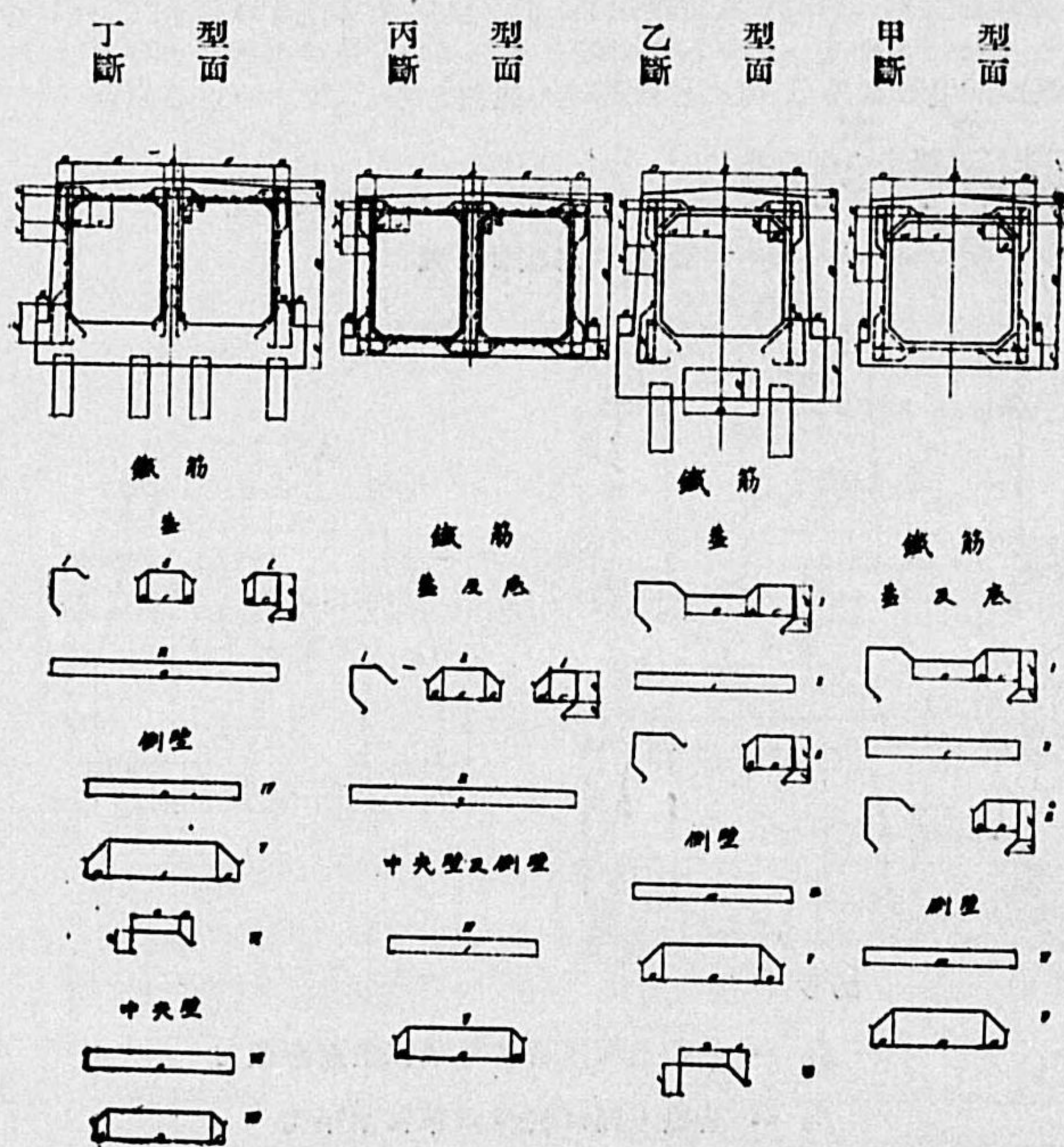
### 8 鉄筋混凝土函渠

函暗渠にして径間の大なる場合、又は基礎の地盤軟弱なる爲め、構造物の重量を軽くする必要のある所等に使用する。又特に二径間連続せるものを使用する事がある。基礎を兼ねた底部を特に厚くして鉄筋を使用しない場合もある。國有鐵道の設計例及び計算方法を次に掲ぐ。

#### 鉄筋混凝土函渠標準

##### 備考

- (1) 混凝土の混合率は總て 1:2:4 とす。(2) 混凝土の構造物全部に對し連続して打込むものとす。(3) 總ての鉄筋は混凝土打込以前に 20 番 (B. W. G) 鐵線にて緊結すべし。(4) 本函渠は盛土高 15 呎以上の場合には使用し得ざるものとす。(5) 鐵筋の中心より混凝土の表面に至る間隔は 2 吋とす。



第 10 圖

鉄筋混凝土函渠標準寸法表 (標準寸法より 15 呎迄に用い) (基礎の地盤は軟弱に注意せよ)

標準寸法	丁型				丙型				乙型				甲型			
	幅	高さ	重量	容積	幅	高さ	重量	容積	幅	高さ	重量	容積	幅	高さ	重量	容積
4'-0" x 4'-0"	4	4	11.2	0.1	4	4	11.2	0.1	4	4	11.2	0.1	4	4	11.2	0.1
4'-0" x 6'-0"	4	6	17.2	0.15	4	6	17.2	0.15	4	6	17.2	0.15	4	6	17.2	0.15
6'-0" x 6'-0"	6	6	17.2	0.15	6	6	17.2	0.15	6	6	17.2	0.15	6	6	17.2	0.15
6'-0" x 8'-0"	6	8	23.2	0.2	6	8	23.2	0.2	6	8	23.2	0.2	6	8	23.2	0.2
8'-0" x 8'-0"	8	8	23.2	0.2	8	8	23.2	0.2	8	8	23.2	0.2	8	8	23.2	0.2
8'-0" x 10'-0"	8	10	29.2	0.25	8	10	29.2	0.25	8	10	29.2	0.25	8	10	29.2	0.25
10'-0" x 10'-0"	10	10	29.2	0.25	10	10	29.2	0.25	10	10	29.2	0.25	10	10	29.2	0.25
10'-0" x 12'-0"	10	12	35.2	0.3	10	12	35.2	0.3	10	12	35.2	0.3	10	12	35.2	0.3
12'-0" x 12'-0"	12	12	35.2	0.3	12	12	35.2	0.3	12	12	35.2	0.3	12	12	35.2	0.3
12'-0" x 14'-0"	12	14	41.2	0.35	12	14	41.2	0.35	12	14	41.2	0.35	12	14	41.2	0.35
14'-0" x 14'-0"	14	14	41.2	0.35	14	14	41.2	0.35	14	14	41.2	0.35	14	14	41.2	0.35
14'-0" x 16'-0"	14	16	47.2	0.4	14	16	47.2	0.4	14	16	47.2	0.4	14	16	47.2	0.4
16'-0" x 16'-0"	16	16	47.2	0.4	16	16	47.2	0.4	16	16	47.2	0.4	16	16	47.2	0.4
16'-0" x 18'-0"	16	18	53.2	0.45	16	18	53.2	0.45	16	18	53.2	0.45	16	18	53.2	0.45
18'-0" x 18'-0"	18	18	53.2	0.45	18	18	53.2	0.45	18	18	53.2	0.45	18	18	53.2	0.45
18'-0" x 20'-0"	18	20	59.2	0.5	18	20	59.2	0.5	18	20	59.2	0.5	18	20	59.2	0.5
20'-0" x 20'-0"	20	20	59.2	0.5	20	20	59.2	0.5	20	20	59.2	0.5	20	20	59.2	0.5
20'-0" x 22'-0"	20	22	65.2	0.55	20	22	65.2	0.55	20	22	65.2	0.55	20	22	65.2	0.55
22'-0" x 22'-0"	22	22	65.2	0.55	22	22	65.2	0.55	22	22	65.2	0.55	22	22	65.2	0.55
22'-0" x 24'-0"	22	24	71.2	0.6	22	24	71.2	0.6	22	24	71.2	0.6	22	24	71.2	0.6
24'-0" x 24'-0"	24	24	71.2	0.6	24	24	71.2	0.6	24	24	71.2	0.6	24	24	71.2	0.6
24'-0" x 26'-0"	24	26	77.2	0.65	24	26	77.2	0.65	24	26	77.2	0.65	24	26	77.2	0.65
26'-0" x 26'-0"	26	26	77.2	0.65	26	26	77.2	0.65	26	26	77.2	0.65	26	26	77.2	0.65
26'-0" x 28'-0"	26	28	83.2	0.7	26	28	83.2	0.7	26	28	83.2	0.7	26	28	83.2	0.7
28'-0" x 28'-0"	28	28	83.2	0.7	28	28	83.2	0.7	28	28	83.2	0.7	28	28	83.2	0.7
28'-0" x 30'-0"	28	30	89.2	0.75	28	30	89.2	0.75	28	30	89.2	0.75	28	30	89.2	0.75
30'-0" x 30'-0"	30	30	89.2	0.75	30	30	89.2	0.75	30	30	89.2	0.75	30	30	89.2	0.75
30'-0" x 32'-0"	30	32	95.2	0.8	30	32	95.2	0.8	30	32	95.2	0.8	30	32	95.2	0.8
32'-0" x 32'-0"	32	32	95.2	0.8	32	32	95.2	0.8	32	32	95.2	0.8	32	32	95.2	0.8
32'-0" x 34'-0"	32	34	101.2	0.85	32	34	101.2	0.85	32	34	101.2	0.85	32	34	101.2	0.85
34'-0" x 34'-0"	34	34	101.2	0.85	34	34	101.2	0.85	34	34	101.2	0.85	34	34	101.2	0.85
34'-0" x 36'-0"	34	36	107.2	0.9	34	36	107.2	0.9	34	36	107.2	0.9	34	36	107.2	0.9
36'-0" x 36'-0"	36	36	107.2	0.9	36	36	107.2	0.9	36	36	107.2	0.9	36	36	107.2	0.9
36'-0" x 38'-0"	36	38	113.2	0.95	36	38	113.2	0.95	36	38	113.2	0.95	36	38	113.2	0.95
38'-0" x 38'-0"	38	38	113.2	0.95	38	38	113.2	0.95	38	38	113.2	0.95	38	38	113.2	0.95
38'-0" x 40'-0"	38	40	119.2	1.0	38	40	119.2	1.0	38	40	119.2	1.0	38	40	119.2	1.0
40'-0" x 40'-0"	40	40	119.2	1.0	40	40	119.2	1.0	40	40	119.2	1.0	40	40	119.2	1.0
40'-0" x 42'-0"	40	42	125.2	1.05	40	42	125.2	1.05	40	42	125.2	1.05	40	42	125.2	1.05
42'-0" x 42'-0"	42	42	125.2	1.05	42	42	125.2	1.05	42	42	125.2	1.05	42	42	125.2	1.05
42'-0" x 44'-0"	42	44	131.2	1.1	42	44	131.2	1.1	42	44	131.2	1.1	42	44	131.2	1.1
44'-0" x 44'-0"	44	44	131.2	1.1	44	44	131.2	1.1	44	44	131.2	1.1	44	44	131.2	1.1
44'-0" x 46'-0"	44	46	137.2	1.15	44	46	137.2	1.15	44	46	137.2	1.15	44	46	137.2	1.15
46'-0" x 46'-0"	46	46	137.2	1.15	46	46	137.2	1.15	46	46	137.2	1.15	46	46	137.2	1.15
46'-0" x 48'-0"	46	48	143.2	1.2	46	48	143.2	1.2	46	48	143.2	1.2	46	48	143.2	1.2
48'-0" x 48'-0"	48	48	143.2	1.2	48	48	143.2	1.2	48	48	143.2	1.2	48	48	143.2	1.2
48'-0" x 50'-0"	48	50	149.2	1.25	48	50	149.2	1.25	48	50	149.2	1.25	48	50	149.2	1.25
50'-0" x 50'-0"	50	50	149.2	1.25	50	50	149.2	1.25	50	50	149.2	1.25	50	50	149.2	1.25
50'-0" x 52'-0"	50	52	155.2	1.3	50	52	155.2	1.3	50	52	155.2	1.3	50	52	155.2	1.3
52'-0" x 52'-0"	52	52	155.2	1.3	52	52	155.2	1.3	52	52	155.2	1.3	52	52	155.2	1.3
52'-0" x 54'-0"	52	54	161.2	1.35	52	54	161.2	1.35	52	54	161.2	1.35	52	54	161.2	1.35
54'-0" x 54'-0"	54	54	161.2	1.35	54	54	161.2	1.35	54	54	161.2	1.35	54	54	161.2	1.35
54'-0" x 56'-0"	54	56	167.2	1.4	54	56	167.2	1.4	54	56	167.2	1.4	54	56	167.2	1.4
56'-0" x 56'-0"	56	56	167.2	1.4	56	56	167.2	1.4	56	56	167.2	1.4	56	56	167.2	1.4
56'-0" x 58'-0"	56	58	173.2	1.45	56	58	173.2	1.45	56	58	173.2	1.45	56	58	173.2	1.45
58'-0" x 58'-0"	58	58	173.2	1.45	58	58	173.2	1.45	58	58	173.2	1.45	58	58	173.2	1.45
58'-0" x 60'-0"	58	60	179.2	1.5	58	60	179.2	1.5	58	60	179.2	1.5	58	60	179.2	1.5
60'-0" x 60'-0"	60	60	179.2	1.5	60	60	179.2	1.5	60	60	179.2	1.5	60	60	179.2	1.5
60'-0" x 62'-0"	60	62	185.2	1.55	60	62	185.2	1.55	60	62	185.2	1.55	60	62	185.2	1.55
62'-0" x 62'-0"	62	62	185.2	1.55	62	62	185.2	1.55	62	62	185.2	1.55	62	62	185.2	1.55
62'-0" x 64'-0"	62	64	191.2	1.6	62	64	191.2	1.6	62	64	191.2	1.6	62	64	191.2	1.6
64'-0" x 64'-0"	64	64	191.2	1.6	64	64	191.2	1.6	64	64	191.2	1.6	64	64	191.2	1.6
64'-0" x 66'-0"	64	66	197.2	1.65	64	66	197.2	1.65	64	66	197.2	1.65	64	66	197.2	1.65
66'-0" x 66'-0"	66	66	197.2	1.65	66	66	197.2	1.65	66	66	197.2	1.65	66	66	197.2	1.65
66'-0" x 68'-0"	66	68	203.2	1.7	66	68	203.2	1.7	66	68	203.2	1.7	66	68	203.2	1.7
68'-0" x 68'-0"	68	68	203.2	1.7	68	68	203.2	1.7	68	68	203.2	1.7	68	68	203.2	1.7
68'-0" x 70'-0"	68	70	209.2	1.75	68	70	209.2	1.75	68	70	209.2	1.75	68	70	209.2	1.75
70'-0" x 70'-0"	70	70	209.2	1.75	70	70	209.2	1.75	70	70	209.2	1.75	70	70	209.2	1.75
70'-0" x 72'-0"	70	72	215.2	1.8	70	72	215.2	1.8	70	72	215.2	1.8	70	72	215.2	1.8



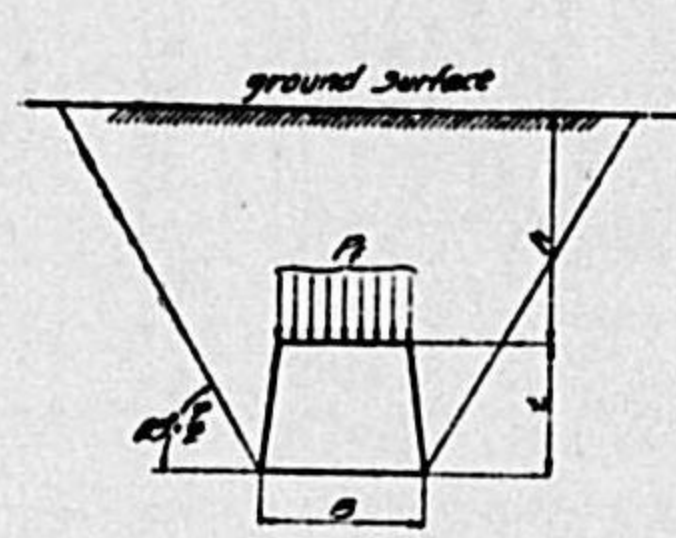
鐵筋混凝土函渠參考圖

鐵筋混凝土函渠設計要旨

- (1) 動荷重はクーバー氏 E 33 としこれを土の高さに換算して 5 呎とす
- (2) 蓋の上面より施工基面に至る高さは 2 呎 6 吋乃至 15 呎とす
- (3) 蓋に作用する垂直荷重はピールバウムエル氏の公式による

即ち  $P_r$  = 蓋上面に作用する垂直荷重の強度

$h$  = 蓋上面より地表面迄の高さ (動荷重を土に換算したる高さを含む)



$B$  = 函渠の幅

$t$  = 函渠の高

$A$  = 土の息角

$$K = \tan A \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{A}{2} \right)$$

$$C = \tan \left( 45^\circ - \frac{A}{2} \right)$$

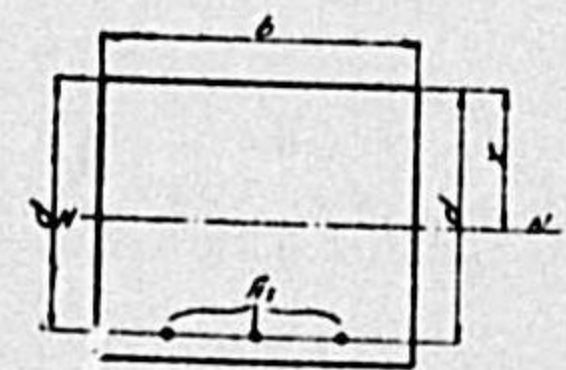
$r$  = 土の單位重量とし

$B = t$  とすれば

$$P_f = rh \left( 1 - \frac{hK}{1+2tc} \right)$$

- (4) 鐵筋混凝土 1 立方呎の重量を 150 封度とす
- (5) 土 1 立方呎の重量を 100 封度とす
- (6) 鐵筋混凝土牀の計算は直線式による

即ち



$b$  = 牀の幅

$d$  = 牀の有効高

$X$  = 抗壓線維より中立線に至る距離

$n$  = 鐵筋の彈性係數ト混凝土ノ彈性係數との比

$f_c$  = 混凝土に生ずる線維應壓力

$f_s$  = 抗張鐵筋に生ずる應張力

$V$  = 應剪力

$u$  = 粘着力

$A_s$  = 抗張鐵筋の斷面積

$U$  = 抗張鐵筋周邊の和

$m$  = 剪力に對して必要なる傾斜鐵筋の數

$L$  = 牀を單桁と考へたる場合の有効徑間

$M$  = 彎曲率

$Q$  = 剪力

とすれば

$$x = \frac{nA_s}{b} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2bd}{nA_s}} - 1 \right\}; f_c = \frac{2M}{bx \left( d - \frac{x}{3} \right)}; f_s = \frac{M}{A_s \left( d - \frac{x}{3} \right)}$$

$$V = \frac{Q}{b \left( d - \frac{x}{3} \right)}; u = \frac{Q}{U \left( d - \frac{x}{3} \right)}; m = \frac{VbL}{4\sqrt{2}f_s A_s}$$

(7) 混凝土彎曲應張力に對し抵抗し得ざるものとす

(8) 鐵筋の彈性係數は混凝土の彈性係數の 15 倍とす

(9) 許容應力

混凝土に生ずる線維應壓力は 1 平方吋に付 500 封度とす

鐵筋に生ずる應張力は 1 平方吋に付 15,000 封度とす

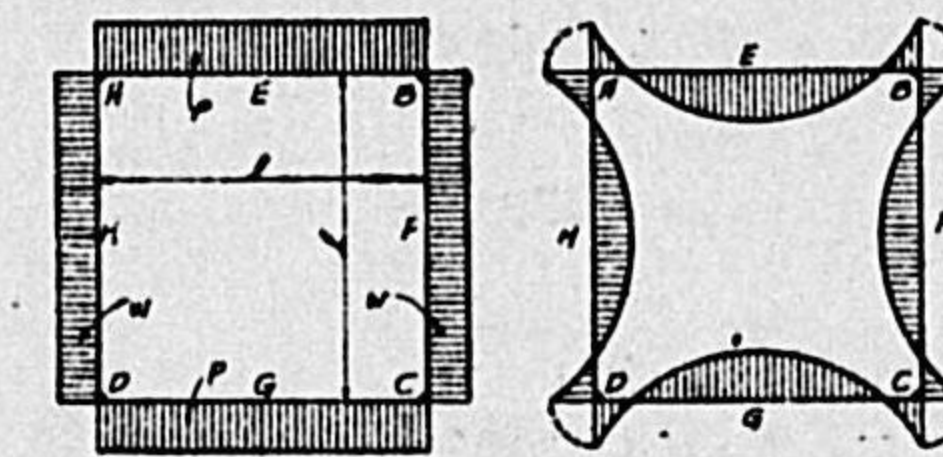
粘着力は 1 平方吋に付 80 封度とす。但し杭張鐵筋の端を充分碇着するときは此値を 160 封度とす

應剪力は 1 平方吋に付 60 封度とす

(10) 彎曲率及剪力

(I) 圓まれたる矩形匡構 (甲型)

$P$  を蓋に作用する垂直荷重  $W$  を  $P$  に對應する水平壓力  $L$  を有效徑間とし匡構の各點  $A, B, C, D, E, F, G, H$  等の各點に於ける彎曲率を次の如く假定す



$$M_A = M_B = M_C = M_D = -\frac{1}{10} PL^2;$$

$$M_E = M_G = +\frac{1}{10} PL^2;$$

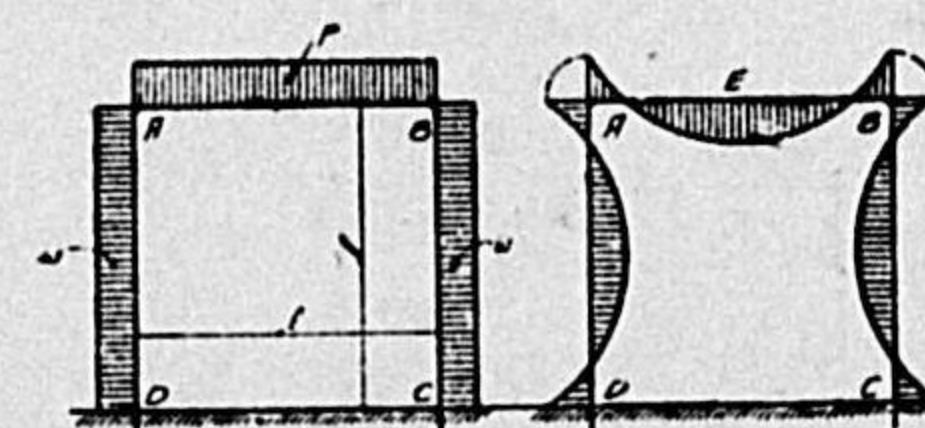
$$M_H = M_F = +\frac{1}{20} PL^2$$

(II) 鉸を有せざる矩形匡構 (乙型)

(I) の如く  $M_A, M_B$  等を次の如く假定す

$$M_A = M_B = -\frac{1}{10} PL^2; M_C = M_D = -\frac{1}{10} PL^2$$

$$\text{及} +\frac{1}{20} PL^2; M_E = +\frac{1}{10} PL^2$$



$AD$  又は  $BC$  に生ずる正值最大彎曲率

$$= +\frac{1}{20} PL^2 \text{ 剪力}$$

(I) と同様の記號を用ひ側壁に生ずる最大

剪力を  $Q_{max}$  とすれば

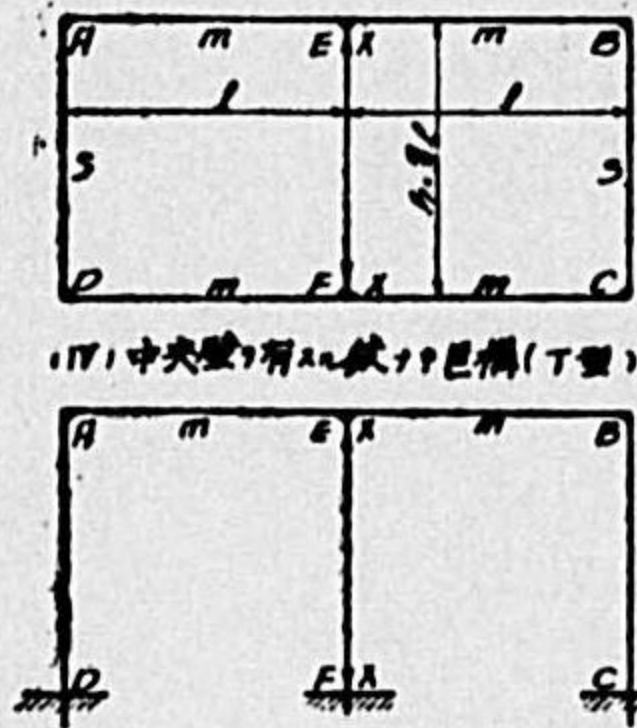


$$Q_{max} = Q_0 \times \frac{M_D - M_A}{L} \text{ 但し } Q_0 = \frac{1}{2} WL^2$$

本設計に於ては  $Q_{max} = \frac{1}{3} PL$  と假定せり

(II) 中央壁を有する圓まれたる矩形匡構 (丙型)

$$M_A = M_B = M_C = M_D = M_E = M_F = -\frac{1}{10} PL^2$$



$$M_m = +\frac{1}{17} PL^2$$

$$M_s = +\frac{1}{16} PL^2; X = \frac{6}{5} PL$$

$$M_A = M_B = M_C = M_D = M_E = -\frac{1}{10} PL^2$$

$$M_m = +\frac{1}{17} PL^2$$

AD 又は BC に生ずる正值最大彎曲率 =  $+\frac{1}{16} PL^2$

$$X = \frac{6}{5} PL$$

甲型函渠計算の一例

函渠の大きさ 6'-0"×6'-0"

(1) 函渠に作用する垂直壓力

$$B = t = 6.0 + 1.0 = 7.0; A = 20^\circ; K = 0.18; c = 0.70$$

$$P_f = 100 \times 20 \times \left\{ 1 - \frac{0.18 \times 20}{7.0 \times (1 + 2 \times 0.70)} \right\} = 1,570 \text{ 磅}$$

$$\begin{aligned} \text{蓋の重さ} &= \frac{150 \times 1.0}{P} = \frac{150}{1,720} \end{aligned}$$

(2) 蓋及底

$$L = 7.0; d = 10'' \quad A_s = 0.96 \text{ (直径 } \frac{3}{4}'' \text{ 間隔 } 5 \frac{1}{2}'' \text{)}; U = 5.18$$

$$M = \frac{1}{10} PL^2 = \frac{1}{10} \times 1,720 \times 7^2 \times 12 = 10,100 \text{ 磅吋}$$

$$Q = \frac{1}{2} PL = \frac{1}{2} \times 1,720 \times 7 = 6,020 \text{ 磅}$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{15 \times 0.96}{12} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2}{15} \times \frac{12 \times 10}{0.96}} - 1 \right\} = 3.85; d - \frac{x}{3} \\ &= 10 - \frac{3.85}{3} = 8.72 \end{aligned}$$

$$f_c = \frac{2 \times 10,100}{12 \times 3.85 + 8.72} = 500 \text{ 磅}; f_s = \frac{10,000}{0.93 \times 8.72} = 11,800 \text{ 磅}$$

$$V = \frac{6,020}{12 \times 8.72} = 58 \text{ 磅}; U = \frac{6,020}{5.18 \times 8.72} = 133 \text{ 磅}$$

$$m = \frac{58 \times 12 \times 84}{4 \times 1,414 \times 12,000 \times 0.96} = 0.9 \text{ 殆んど } 1$$

(3) 側壁

$$L = 7.0; d = 8''; A_s = 0.53 \text{ (直径 } \frac{3}{4}'' \text{ 間隔 } 10'')$$

$$M = \frac{1}{20} P_f L^2 = \frac{1}{20} \times 1,570 \times 7^2 \times 12 = 46,200 \text{ 磅吋}$$

$$Q = \frac{1}{4} P_f L = \frac{1}{4} \times 1,570 \times 7 = 2,750 \text{ 磅}$$

$$\begin{aligned} X_1 &= \frac{15 \times 0.53}{12} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2}{15} \times \frac{12 \times 8}{0.53}} - 1 \right\} = 2.66; d - \frac{x_1}{3} \\ &= 8 - \frac{2.66}{3} = 7.11 \end{aligned}$$

$$X_2 = \frac{15 \times 0.96}{12} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2}{15} \times \frac{12 \times 8}{0.96}} - 1 \right\} = 3.55; d - \frac{x_2}{3} = 8 - \frac{3.55}{3} = 6.88$$

$$f_c = \frac{2 \times 46,200}{12 \times 7.11 \times 2.66} = 410 \text{ 磅}; f_s = \frac{46,200}{0.53 \times 7.11} = 12,000 \text{ 磅}$$

$$V = \frac{2,750}{12 \times 6.88} = 33 \text{ 磅}; U = \frac{2,750}{5.18 \times 6.88} = 77 \text{ 磅}$$

(4) 翼壁

$$d = 8''; A_s = 0.53 \text{ (直径 } \frac{3}{4}'' \text{ 間隔 } 10'') \quad U = 2.83$$

$$M = \frac{200}{3} \times (7.08)^2 = 23,700 \text{ 磅吋}$$

$$Q = \frac{50}{3} \times (7.08)^2 = 840 \text{ 磅}$$

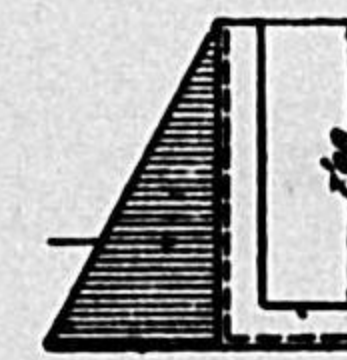
$$X = \frac{15 \times 0.53}{12} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2}{15} \times \frac{12 \times 8}{0.53}} - 1 \right\} = 2.66$$

$$d - \frac{X}{3} = 8 - \frac{2.66}{3} = 7.11$$

$$f_c = \frac{2 \times 23,700}{12 \times 2.66 \times 7.11} = 210 \text{ 磅}$$

$$f_s = \frac{23,700}{0.53 \times 7.11} = 6,300 \text{ 磅}$$

$$V = \frac{840}{12 \times 7.11} = 10 \text{ 磅}; U = \frac{840}{2.83 \times 7.11} = 41 \text{ 磅}$$





(5) 基礎

蓋に作用する垂直荷重 = 1,570 磅

函渠の重さ = 150 × 41.6 = 6,240\*

基礎に生ずる単位應圧力 =  $1,570 \times \frac{6,240}{9.5} = 2,230$  磅

延長 1 呎に付き基礎に生ずる合成圧力 = 1,570 × 8.0 + 6,240 = 18,800\*

基礎の厚さ = 2'-0"

基礎に於ける単位應剪力 =  $\frac{18,800}{2 \times 2 \times 12 \times 12 \times 4} = 0.8$  磅

以上の如くにして甲型函渠に就き計算せる結果を示せば次の如し

最大應力表 (毎平方呎に付封度)

函渠の大きさ		$f_c$	$f_s$	V	u
4'-0" × 4'-0" {	蓋	430	11,200	49	150
	側壁	330	11,500	27	81
6'-0" × 6'-0" {	蓋	500	11,800	58	133
	側壁	410	12,000	33	77
8'-0" × 8'-0" {	蓋	490	11,200	60	109
	側壁	310	11,400	32	58

丙型函渠計算の一例

4'-6" × 6'-0"

$h = \frac{4}{3} \times 4.5 = 6'-0"$

$B = 2 \times (4.5 + 0.83) = 10'.67 \quad t = 6.0 + 0.83 = 6'.83$

$P_f = 100 \times 20 \times \left\{ 1 - \frac{0.18 \times 20}{10.67 + 2 \times 6.83 \times 0.7} \right\} = 1,644$

蓋の重さ =  $150 \times \frac{0.83}{P = 1,770}$  磅

$L = 4.50 + 0.83 = 5'.33 ; d = 8" ; A_s = 0.74$  口" (直徑  $\frac{5}{8}$  間隔 5")

$U = 4".71$

A, B, C, D, E, F 等の各點に於ける彎曲率は

$M = -\frac{1}{10} PL^2 = -\frac{1}{10} \times 1,770 \times 5.33^2 \times 12 = 60,300$  磅

$X = \frac{15 \times 0.74}{12} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2}{15} \times \frac{12 \times 8}{0.74}} - 1 \right\} = 3".02$

$d - \frac{X}{3} = 8.0 - \frac{3.02}{3} = 6".99$

$f_c = \frac{2 \times 60,300}{12 \times 3.02 \times 6.99} = 480$  磅 ;  $f_s = \frac{60,300}{0.74 \times 6.99} = 11,700$  磅

$Q = \frac{3}{5} PL = \frac{3}{5} \times 1,770 \times 5.33 = 3,660$  \*

$V = \frac{3,660}{12 \times 6.99} = 44$  磅 ;  $u = \frac{3,660}{4.71 \times 6.99} = 111$  磅

$m = \frac{45 \times 12 \times 64}{4 \times 1,414 \times 12,000 \times 0.74} = 0.69$  殆んど 1

m 點に於ては  $A_s = 0.46$  口" (直徑  $\frac{5}{8}$  間隔 8")

$M = \frac{1}{17} PL^2 = \frac{1}{17} \times 1,770 \times 5.33^2 \times 12 = 35,500$  磅

$x = \frac{15 \times 0.46}{12} \left\{ \sqrt{1 + \frac{2}{15} \times \frac{12 \times 8}{0.46}} - 1 \right\} = 2".51 ;$

$d - \frac{x}{3} = 8 - \frac{2.51}{3} = 7'.16$

$f_c = \frac{2 \times 35,500}{12 \times 2.51 \times 7.16} = 330$  磅

$f_s = \frac{35,500}{0.46 \times 7.16} = 10,800$  磅

s 點に於ては  $A_s = 0.46$  口" ;  $x = 2".51 ; d - \frac{x}{3} = 7".16$

$M = \frac{1}{16} PL^2 = \frac{1}{16} \times 1,770 \times 5.33^2 \times 12 = 3,770$  磅

$f_c = \frac{2 \times 3,770}{12 \times 2.51 \times 7.16} = 350$  磅

$f_s = \frac{3,770}{0.46 \times 7.16} = 11,400$  磅

以上の如くにして丙型函渠に就き計算せる結果次の如し

最大應力表 (毎平方呎に付封度)

函渠の大きさ		$f_c$	$f_s$	V	u
4'-6" × 6'-0" {	蓋	480	11,700	44	111
	m 點	330	10,800		
	s 點	350	11,400		
6'-0" × 8'-0" {	蓋	470	11,200	70	148
	m 點	320	10,300		
	s 點	340	10,900		
7'-6" × 10'-0" {	蓋	480	10,900	73	133
	m 點	340	11,200		
	s 點	360	11,900		



各種函渠材料表

備考 翼壁は單に其の一例をあげたるものなれば實地施工に當りては適宜設計すべし

種類	函渠の大きさ	混凝土の體積		鐵筋の重量	
		函渠底を含む (1呎に付) (立方呎)	翼壁及底を含む (立方呎)	函渠底を含む (1呎に付) (封度)	翼壁及び底を含む (封度)
甲型	4'-0"×4'-0"	14.6	166.0	73.6	358
	6'-0"×6'-0"	27.1	419.0	144.9	910
	8'-0"×8'-0"	49.3	836.0	285.1	1,847
乙型	4'-0"×4'-0"	25.3	248.2	58.7	269
	6'-0"×6'-0"	41.6	593.0	122.8	699
	8'-0"×8'-0"	63.7	1024.0	238.1	1,460
丙型	4'-6"×6'-0"	36.8	492.0	148.6	928
	6'-0"×8'-0"	63.0	966.0	276.2	1,886
	7'-6"×10'-0"	96.2	1546.0	442.5	3,124
丁型	4'-6"×6'-0"	54.3	619.4	121.8	641
	6'-0"×8'-0"	92.1	1136.0	219.8	1,388
	7'-6"×10'-0"	128.7	1840.6	353.1	2,332

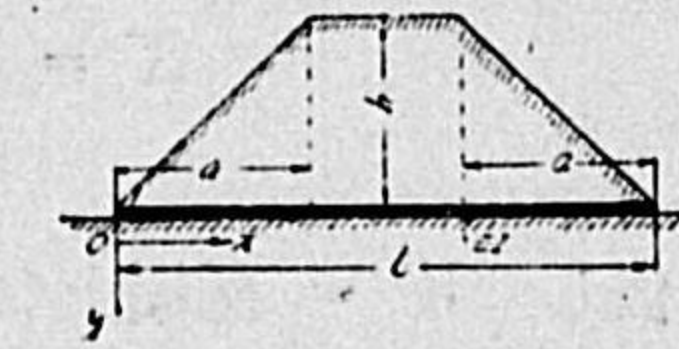
函渠全體が沈下する處ある時、其の基礎の鐵筋配置には特に注意しなければならぬ。之に就き田中豊博士が計算され次の結果を得られた。此の力率及び剪斷面を考慮し之に堪へる様、縦鐵筋の位置、配置、大きさを定めなければならぬ。即ち函渠を彈性基床上の桁と假定して梯形の載荷重を受けた場合の沈下量をフーリエ (Fourier) の級數を適用して計算したのである。先づ函渠を彈性基床上に在る桁と假定し、其の撓剛率 (Flexural rigidity) は一定であり、且つ基床各點の沈下が壓力に正比例し、然かも沈下率が一定であるものと假定すれば、一般に函渠の撓度及び沈下は次の式に依つて求められる。

$$EI \frac{dy^4}{dx^4} = -bky + q \dots\dots\dots(1)$$

但し  $EI$  = 函渠の撓剛率

$b$  = 函渠の幅

- $k$  = 基床の沈下率 (Sinkit.g modulus)
- $q$  = 函渠の單位長に作用する載荷重
- $y$  = 函渠の垂直沈下
- $x$  = 函渠の一端よりの水平距離



第 11 圖

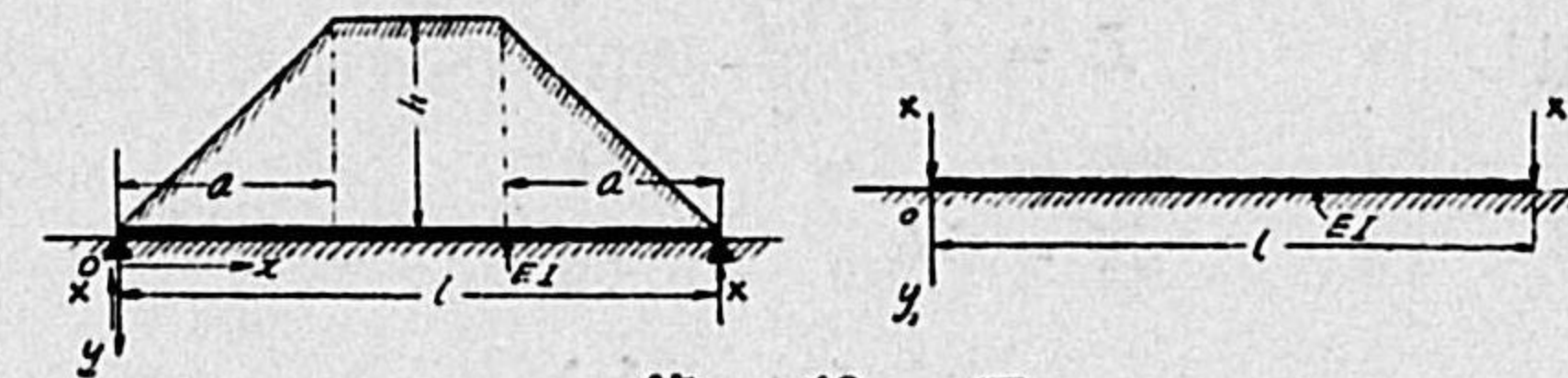
此の (1) 式を左圖に示した様な分布荷重を受けた場合に嚴格に解くのは非常に難しいものである。そこで Fourier の級數を適用して近似的に解くのである。先づ沈下量  $y$  を

$$y = y_1 + y_2 \text{ と二種類の沈下に分つ。}$$

但し  $y_1$  = 假想兩

支點を有する場合の

沈下



第 12 圖

$y_2$  = 假想兩支點

に於ける反力と同量にして方向相反せる端荷重による沈下

然して  $y_1$  を求めるのに Fourier 級數を適用し、 $y_2$  は普通の方法で求めたのである。荷重  $q$  の形も次の如く大體假定する。

$$q = \frac{4l}{\pi^2} \frac{wbh}{a} \sum \frac{1}{k^2} \sin \frac{k\pi}{l} a \sin \frac{k\pi}{l} x \quad k = 1; 3; 5; \dots$$

但し  $w$  = 土の單位容積の重量

$b$  = 函渠の幅

$$y_1 = \sum B_k \sin \frac{k\pi}{l} x$$

但し  $B_k$  = 解法によつて決定せらるべき係數

此の  $q; y_1$  を (1) 式に入れて

$$y_1 = \frac{4l}{\pi^4} \frac{wbh}{a} \frac{\sin \frac{\pi}{l} a \sin \frac{\pi}{l} x}{EI \left( \frac{\pi}{l} \right)^4 + k} \text{ と出る}$$

従つて此の場合の假想兩支點の反力  $X$  は



$$X = \frac{W}{2} - \frac{4lw^2bh}{\pi^3 a} \frac{\sin \frac{\pi}{l} a}{EI \left(\frac{\pi}{l}\right)^4 k}$$

但し  $W =$  函渠上の梯形盛土の全重量

$$k = bk$$

此の  $X$  に対する沈下は

$$y_2 = \frac{4x}{kL} \frac{\cosh \xi_1 \cos \xi_1}{\sinh 2\xi_1 + \sin 2\xi_1} \cosh \xi \cos \xi + \frac{4X}{kL} \frac{\sinh \xi_1 \sin \xi_1}{\sinh 2\xi_1 \sin 2\xi_1} \sinh \xi \sin \xi$$

但し

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K}}$$

$$K = bk$$

$$\xi = \frac{l}{L} \left( \frac{x}{l} - \frac{1}{2} \right)$$

$$\xi_1 = \frac{l}{2L}$$

以上求めた  $y_1$  と  $y_2$  とから沈下量  $y$  を出し次に示した圖式解法によつて函渠の縦軸に沿ふ剪力と彎曲率等を算出することが出来るのである。

次に計算例を示す。

今無鐵筋のコンクリート函渠が下圖の如く築造された場合の

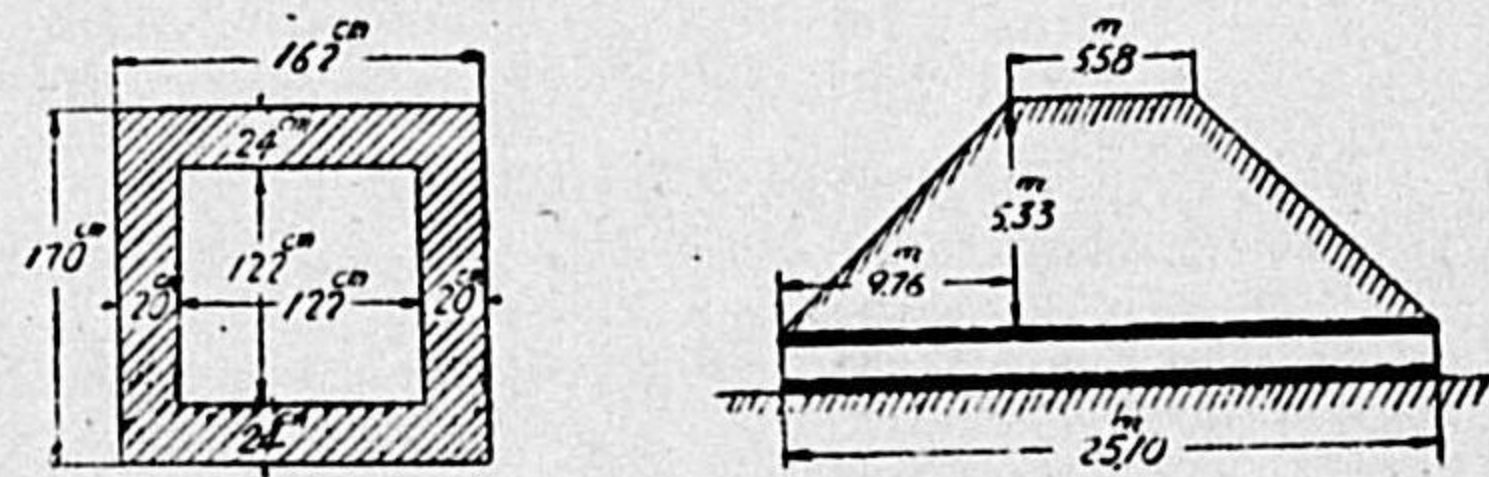
の載荷重に依る沈下を求め

て見る。但し盛土の單位容積の重量  $w = 1,600 \text{ kg/m}^3 = \frac{16}{10,000} \text{ kg/cm}^3$

と假定する。然る時は圖に依つて

$b = 162 \text{ cm}$   $a = 976 \text{ cm}$   $h = 533 \text{ cm}$   $l = 2,510 \text{ cm}$  又  $I = 47.9 \times 10^6 \text{ cm}^4$   $E = 2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$  とし  $EI = 100.59 \times 10^{11} \text{ kg/cm}^2$  従つて

$$EI \left(\frac{\pi}{l}\right)^4 = 24.69 \text{ kg/cm}^2$$



第 13 圖

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K}} = \sqrt[4]{\frac{2518.6}{K}} \text{ cm}$$

但し  $K = bk$

故に  $b = 162 \text{ cm}$  に對し種々なる  $k$  に對し  $K; L;$  及び  $X$  を求めて見ると次の通りである。

$k \text{ (kg/cm}^2\text{/cm)}$	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$K \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	81	162	243	324	405	486
$L \text{ (cm)}$	839.52	705.95	637.90	593.63	561.42	536.41
$X \text{ (kg)}$	2,3100	1,2160	7,830	5,510	4,070	3,080

但し  $W = 211,930 \text{ kg}$

是等の數値を使用して  $y_1 y_2$  及  $y$  を求むれば次の如くである。

$\frac{x}{l}$	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5

$k = 0.5 \text{ kg/cm}^2\text{/cm}$  の場合

$y_1 \text{ (cm)}$	0.0000	0.3962	0.7529	1.0359	1.2176	1.2803
$y_2 \text{ (cm)}$	0.6062	0.4138	0.2491	0.1252	0.0494	0.0239
$y \text{ (cm)}$	0.606	0.810	1.002	1.161	1.267	1.304

$k = 1.0 \text{ kg/cm}^2\text{/cm}$  の場合

$y_1 \text{ (cm)}$	0.0000	0.2243	0.4262	0.5874	0.6893	0.7248
$y_2 \text{ (cm)}$	0.2066	0.1301	0.0663	0.0204	-0.0067	-0.0156
$y \text{ (cm)}$	0.207	0.354	0.493	0.607	0.683	0.709

$k = 1.5 \text{ kg/cm}^2\text{/cm}$  の場合

$y_1 \text{ (cm)}$	0.0000	0.1564	0.2974	0.4090	0.4807	0.5055
$y_2 \text{ (cm)}$	0.1008	0.0606	0.0280	0.0055	-0.0073	-0.0114
$y \text{ (cm)}$	0.101	0.217	0.325	0.415	0.473	0.494

$k = 2.0 \text{ kg/cm}^2\text{/cm}$  の場合

$y_1 \text{ (cm)}$	0.0000	0.1201	0.2282	0.3140	0.3691	0.3881
$y_2 \text{ (cm)}$	0.0580	0.0337	0.0145	0.0017	-0.0053	-0.0075
$y \text{ (cm)}$	0.058	0.154	0.243	0.316	0.364	0.381



$k = 2.5 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$  の場合

$y_1(\text{cm})$	0.0000	0.0975	0.1852	0.2548	0.2995	0.3149
$y_2(\text{cm})$	0.0364	0.0206	0.0083	0.0005	-0.0036	-0.0049
$y(\text{cm})$	0.036	0.118	0.194	0.255	0.296	0.310

$k = 3.0 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$  の場合

$y_1(\text{cm})$	0.0030	0.0820	0.1558	0.2144	0.2520	0.2650
$y_2(\text{cm})$	0.0240	0.0132	0.0050	0.0000	-0.0025	-0.0032
$y(\text{m})$	0.024	0.095	0.161	0.214	0.250	0.262

以上の計算によつて函渠の沈下量が分つたから一例として  $k = 0.5 \text{ kg/cm}^2/\text{cm}$  の場合の函渠の剪力及び彎曲率を求めて見ると第 14 圖の様なものである。

注 意

築堤の高き高き時は暗渠の長さも亦増す、然して中央部と両端に近き部分とは、上に來る土壓荷重の強度異なるので、場合により断面の厚さを變へる。勿論断面の厚さを變更する毎に縁を切つて置く。長き場合は断面の厚さを變へる變へないに係らず、10m 位毎に縁切り継目を置く可きである。基礎の状態の變る箇所にも之を置く。

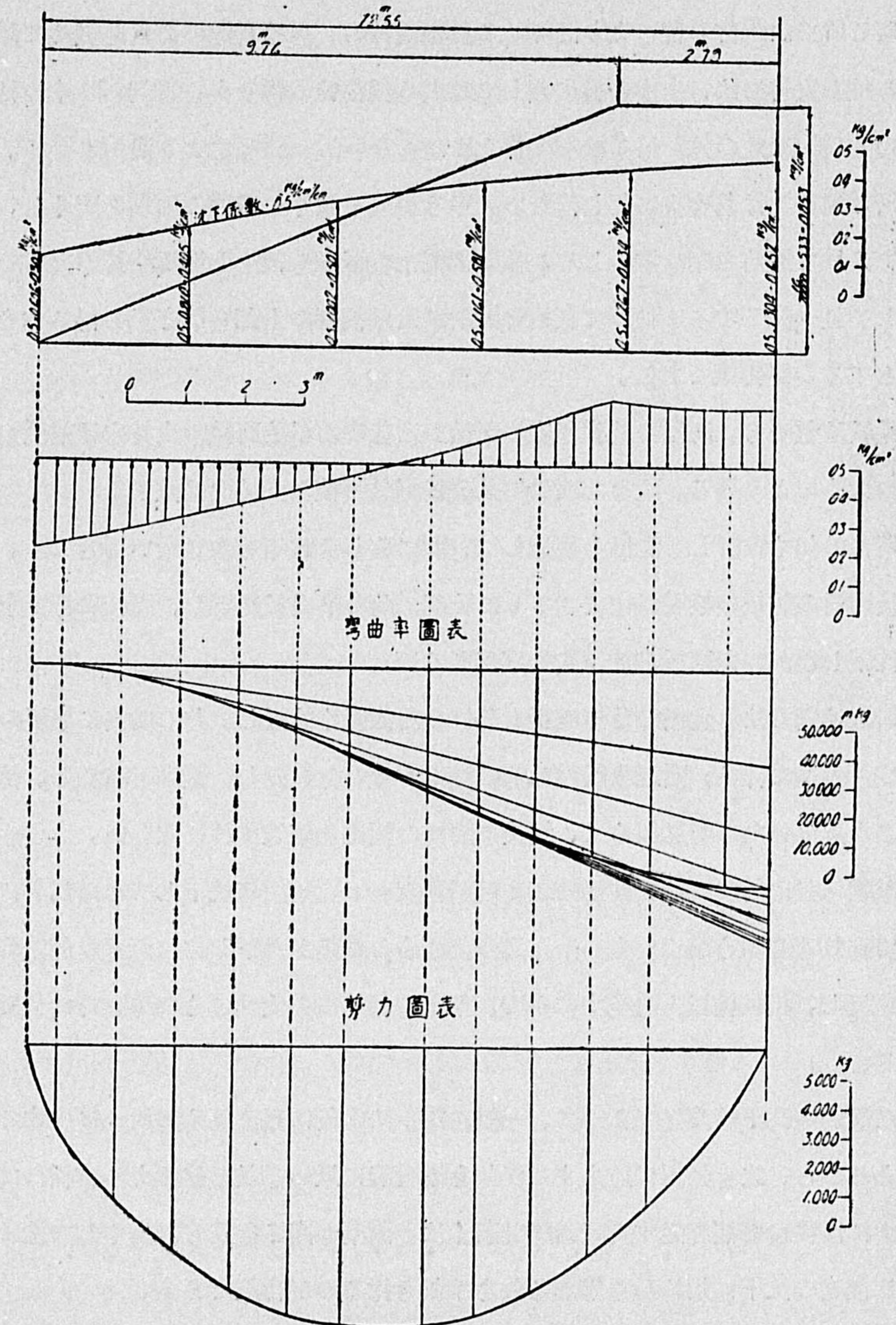
9 溝橋基礎

基礎の根入りは橋梁の如く深く入るゝ必要はない。基礎の上に来る荷重も橋梁の如く多くない故、大仕掛の基礎を必要としない。基礎杭も長さ 6m 以上のものを打つに及ばない。

山の裾の谷川に暗渠を造る時、其の基礎の一部分は岩盤に乗るが、他の部分では、岩盤は地表より陰るゝ事がある。斯る所では場所により長さの異つた杭を打ち、岩盤まで届かせ其の上に基礎を置けば沈下の虞がなく拱橋にても差支へない。

屢々地質軟弱にして沈下の虞ある箇所に承知の上已むを得ず溝橋を築造する場合がある。斯る地質では下に砂層の如き相當締つた地質なき限り、概ね杭打をしても打留めのない事が多い。長さ 6m 以上 10m 近くの杭を打ち、よし留まつても、隣の杭を打てば逆に其の杭が上に上つて來、之を押へて置く仕掛を必要とす

(函渠の幅 1 m 當りの彎曲率及剪力圖表)



第 14 圖



るが如き奇現象を呈する事がある。

斯る所では「打ち留」より計算せる杭の支持力、又は實際に荷重を載せて試験せる杭の支持力は、1本の杭に対しては其の儘信頼し得るが、10本20本の杭の群の支持力は此の10倍又は20倍とはならない。一般に之より遙かに少い。

斯る地質では基礎杭に信じ得ない。寧ろ根入を浅くし基礎の面積を廣くし、鐵筋を入れて彎曲力率に堪へしめ、基礎混凝土の厚さを減少し溝橋全體の自重を重くし、且つ沈下するに従つて、(桁を) それだけ橋臺の上部を縦ぎ足し得る如き設計とするのが得策である。

柔軟地盤でも、溝橋の基礎程度の面積では基礎の單位面積の支持力は基礎の面積の大小により異なる。大きな面積の基礎程單位面積の支持力は減する。

斯くの如く設計し、溝橋を築造して、別に著しき沈下を生じない場合でも、其の後溝橋の前後の築堤が完成するに及び、此の築堤が沈下し、夫れに伴ひ今まで沈下しなかつた溝橋が沈下する事がある。

斯る地質では、溝橋の基礎混凝土を打つた儘暫く放置し、其の前後に築堤の土が盛らるるに伴ひ、附近全體の地盤の沈下するのを觀測し、築堤が竣功し、沈下が多少落付いたのを見極めて、最後に溝橋の軀體を築造すれば宜しい。

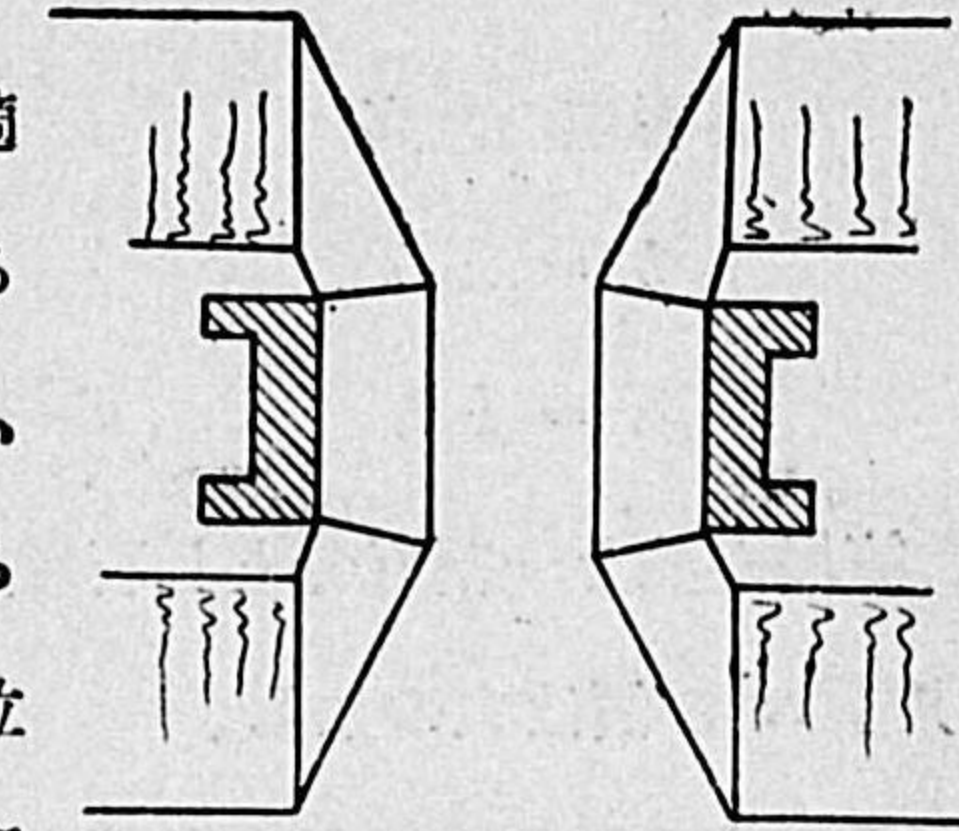
柔軟地盤に於て溝橋の沈下せる實例が甚だ多い。函渠が沈下して水面以下に没して吮放管の如くなつたものや、道路を通ずる拱橋が沈下して、側壁の部分が地中に没し、起拱線以上を残すのみで、車馬の通行に差支へるもの等、時に見受けらる。

破壊的の沈下は論外であつて、一般に沈下は永年に亘り極めて徐々に生ずるのであるから、之を絶対に防止するが如き不可能に近い手段を取るより、従つて沈下すれば従つて縦ぎ足すと云ふ設計若くは、函渠の高さを餘分に高くして造り、或る程度の沈下に始めから備ふる如き手段を採るのが得策である。

### 10 袖石垣

開渠の橋臺は桁を支へ其の背後の築堤の土留の役をするが、築堤の施工基面の幅は3.8~4.8mなるに對し、開渠の橋臺の幅は2.5~3m橋梁で3~4mであるので、橋臺以外の残りの部分即ち築堤の法を主とした、大略三角形の部分の土留を要する。普通此の部分の土留には間知石積を以つてし之を袖石垣と稱す。

袖石垣の形及び位置は現場の地形に應ずる様適宜設計しなければならぬ。平面なれば簡單であるが、水路の方向に合わせて之に取り附くる爲めには、圓曲線を挿入して屢々圓錐面形にしなければならぬ。普通の間知石垣の工事契約數量は面積が單位となつて居るので、請負の支拂、財産帳簿への記入には是非其の面積を算出しなければならぬ。其



第 15 圖

の算出及び現場の遺形を設置するには、簡單なる幾何學的知識が必要である。

平坦なる地面に袖石垣のみある場合、其の形に二種類ある。一つは其の肩が線路の中心線に直角をなし、石垣の平面及び其の裾の線が之と少しく傾斜するものである。

之は圖に示す如く溝橋を夾みて前後に袖石垣の前面に餘地がある。道路を通ずる時は此の餘地は利用價值があるが、水路の場合、其の川幅は兩橋臺間の距離即ち水面での徑間で充分であるとすれば、此の餘地は無意味のもので、水路に必要なだけの川幅に保つとすれば、石垣と水路の岸とは關係がなくなる。一般に在來の川溝の岸が、袖石垣の根掘りの際一部崩れ去り、其の儘放置されるので、其の部分は、川幅の廣き濶みとなつて居る事が多い。

石垣と岸との取付けを善くするためと云ふより、寧ろ、早く岸から逃げるため、石垣の終りを第16圖の如く卷く事が多い。

此の形は最も自然であつて、僅かではあるが築堤の土坪も少ない。



築堤の高さ築堤及び石垣の勾配と開きの角度の關係其の他を第 18 圖に示す。

$s$  を築堤の法とす一割五分ならば  $s = 1.5$

$k$  を石垣の勾配とす三分五厘ならば

$$k = 0.35$$

$h$  は石垣の直高

$$b = s \cdot h$$

$$a = k h \quad \sin \alpha = \frac{a}{b} = \frac{k}{s}$$

築堤の法を一割五分とし石垣の各種勾配に對する  $\alpha$  の價は次の如し。

$\alpha$	2分5厘	3分	3分5厘	4分
	9°36'	11°32'	13°30'	15°28'

一般に  $1/10 \sim 1/20$  の縮尺にて平面圖及び側面圖を描き之より石垣の面積を示す圖を造り、面積は圖上の寸法より計算する。

他の種類は、石垣の平面、從つて其の裾の線が線路の中心線に直角をなし、石垣の肩が之と或る角度を爲すものである。石垣と水路の兩岸との取り付き宜しく、橋臺、袖石垣を通じ水路は直線にて一様の河幅を保つ事となる。

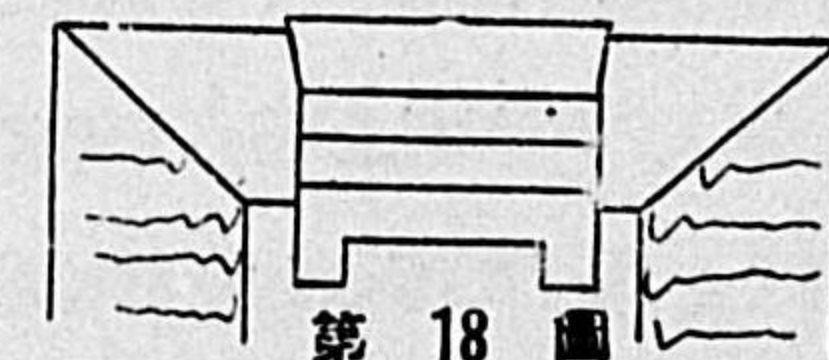
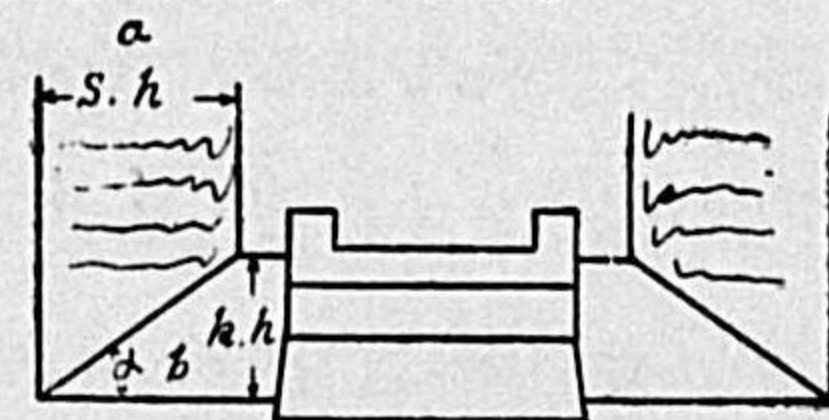
一般に採用せらるゝは前の型である。

$$a = s \cdot h$$

$$b = k h$$

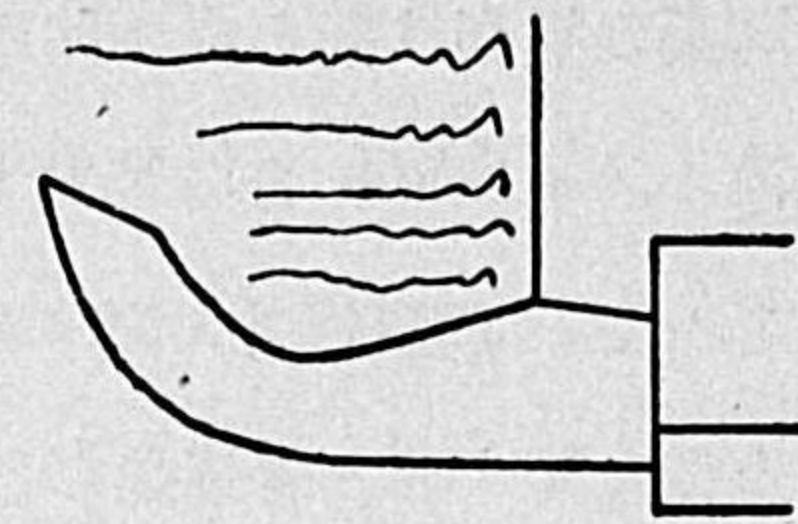
$$\tan \alpha = \frac{b}{a}$$

$$= \frac{k}{s}$$

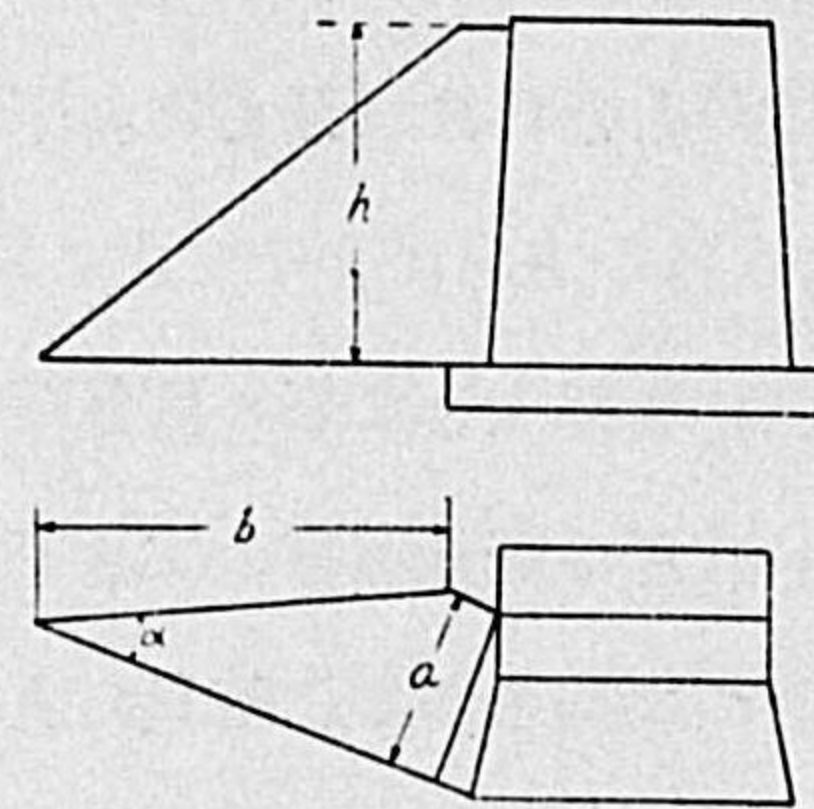


第 18 圖

然しながら斯る規則正しき袖石垣を設計する事は少い。自然の川溝は概ね曲折



第 16 圖



第 17 圖

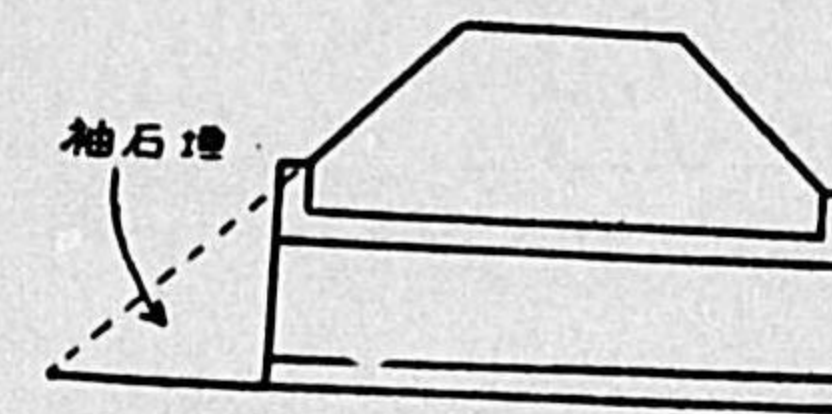
して居り、線路は之を直角に横斷する事は殆んどない。従つて溝橋の橋臺の所を離れば川溝は何れかの方向に曲るので、袖石垣も川溝の形に伴ひ種々の形となる。

袖石垣を間知積とする時は然しながら其の形に制限がある、即ち橋臺の側面と餘り鋭角を爲して接続させては、其の接続の部分は普通の間知石を以つて積み得ない。橋臺と袖石垣平面のなす角少くとも  $60^\circ$  より大くなければならぬ。若し水路との取付け上袖石垣を斜角にする必要ある時は、橋臺と接続の所は直角に近い角度にし、其の後平面圖の上にて圓曲線を入れる。

此の曲線の半径も 3 尺より小さくは間知石を積むに困難である。内向曲線は土壓に對して弱く、且つ裏込め栗石の量が少いので石垣は孕み出す傾向がある。外向曲線は拱の働きを爲すので土壓に對して強く、且つ裏込め栗石の量も多く安全である。

暗渠の袖石垣

袖石垣の形が複雑となるのは開渠よりも寧ろ暗渠である。暗渠の長さは、其の背中が築堤の法から外へ出る程は長くせず、一般にパラベツトウォールを造り土を留め暗渠を短くし、其の餘りの土留の爲めに袖石垣を造る。暗渠は開渠と異り其の長さ大であり、且つ線路と必ずしも直角にする必要がないので、水路との取付上線路と斜角になる事が多い。斜角と云つても全體の構造を斜角にするのではなく、普通の型としながら、只出入口のパラベツトウォールを肩上りの形にする。



第 19 圖

パラベツトウォールは、土留としては不安定の形であるから、餘り高くして暗渠の長さを儉約する事は出来ない。之と暗渠の軀體との取付けには施工上充分注意し、必要に応じて横ぎめに鐵筋を入れる可きである。

此の出口の壁に接続し、在來水路に取付くるのである故、袖石垣の形は複雑と







洪水に対する安全度を異にしても宜しいとの判断による。橋臺基礎の天端を石垣の基礎の下端とする程度である。地質軟弱なる所は、基礎杭及び混凝土を置き其の上に石垣を積む。

袖石垣は石材の得られない所では、L字形の混凝土擁壁とする事がある。

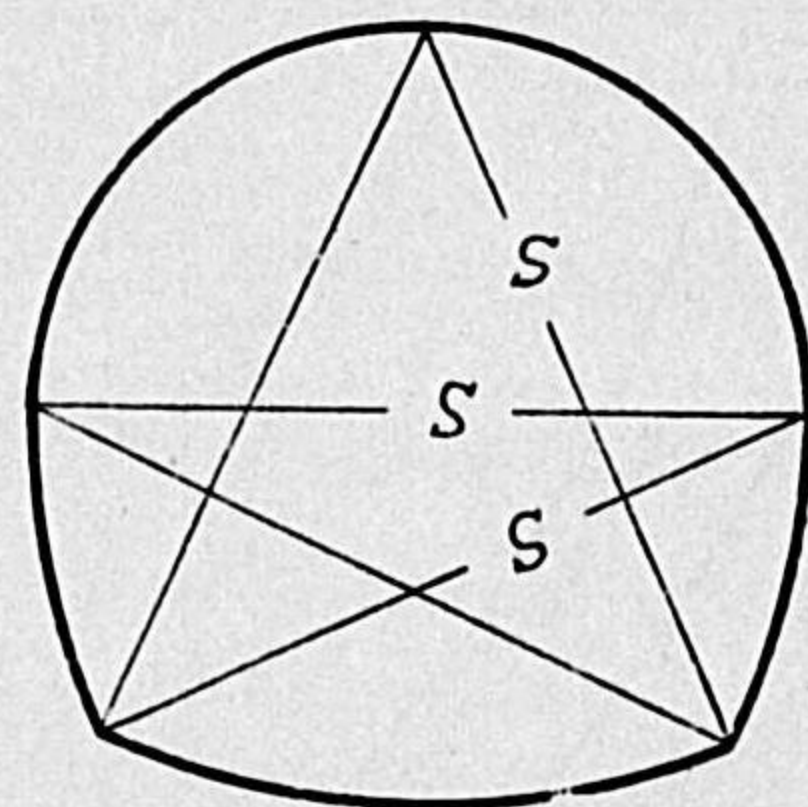
溝橋は設計及び施工共大仕掛けならず、普通の常識にて解決し得るものであり、其の設計及び施工法が現場の地形に適合せるものなるや否やも直に明になり、批評を下し得る。大雨の際には自然が最も適切な批評を事實に示すのであるから、初學者は溝橋により、最初に現場の地形其他の状況の観察方法、之に対する設計判断を如何にするかを學び、現場の技術者としての基礎を造る可きである。

11 疏水隧道

線路が溪谷に沿ひ山腹を縫ふ時、其の溪谷の支流の谷川を高さ築堤を以て横斷する事がある。斯る場合谷川の勾配が急であり、屈折して居るので、暗渠を設ければ其の長さ大となり、其の出入口に瀧を造るを要し、又一部には相當深き根掘を必要とする事がある。

斯る地形にては、此の谷川を全部埋め、別に山腹に疏水隧道を穿ち、之により谷川の水を鐵道線路と關係なく直ちに本流に放流する方が、工費の安い場合がある。勿論上流側の築堤の法尻には堅固なる土留擁壁を造り、之により谷川の水を堰して舊川筋には土管を伏設する。

疏水隧道は小なるものは狸掘（幅 4 尺高さ 6 尺まで）にし得る。一般に其の形は上を半圓、下を垂直にし、底を弧形に仕上げて水の疏通を良好にする、断面が大きくなれば水路隧道の標準断面形（圖に示す）にする。



第 22 圖

第十章 橋梁の基本設計及び徑間割

1 標準荷重

鐵道の列車を編成する車輛は機關車、客貨車等其の種類が多い。同種類の車輛でも軸數、軸重及び軸間距離は型によつて異なるので、鐵道橋に対しては特に假想的機關車及び車軸を設定し、之を標準荷重とする。

世界を通じて一般に採用せらるゝ標準荷重は Cooper's E. と K. S. とである。何れも車軸の配置及び働輪の重量と其の他車輪との重量比を一定にして置き働輪の重量を表はす數字を以つて、E. 40, K. S. 18 の如く其の大小を示す。米國の幹線鐵道で E. 70 を採用し、東海道線では一時 E. 45 を採用した事がある。E. 70 では働輪一軸の重量は 70,000 封度を示す。

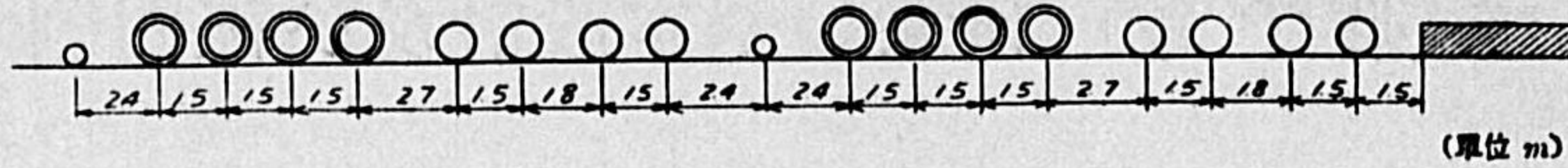
路線によつて其の輸送量から之に入り來る機關車の重量を制限しても差支へない。我國有鐵道では、甲線に K. S. 18. 乙線に K. S. 15. 丙線に K. S. 12. 簡易線に K. S. 10 を橋梁の標準とする。Cooper の E にすれば K. S. 18 = E. 40, K. S. 15 = E. 33, K. S. 12 = E. 26 に相當する。

K. S. 車軸の配置及び軸重を別圖に示す。

記號	標準活荷重																		
	荷 重 (單位 噸)																		
																噸 / m			
K-10	5	10	10	10	10	6.6	6.6	6.6	6.6	5	10	10	10	10	6.6	6.6	6.6	6.6	3.3
K-11	5.5	11	11	11	11	7.3	7.3	7.3	7.3	5.5	11	11	11	11	7.3	7.3	7.3	7.3	3.6
K-12	6	12	12	12	12	8	8	8	8	6	12	12	12	12	8	8	8	8	4
K-13	6.5	13	13	13	13	8.6	8.6	8.6	8.6	6.5	13	13	13	13	8.6	8.6	8.6	8.6	4.3
K-14	7	14	14	14	14	9.3	9.3	9.3	9.3	7	14	14	14	14	9.3	9.3	9.3	9.3	4.6
K-15	7.5	15	15	15	15	10	10	10	10	7.5	15	15	15	15	10	10	10	10	5
K-16	8	16	16	16	16	10.6	10.6	10.6	10.6	8	16	16	16	16	10.6	10.6	10.6	10.6	5.3
K-17	8.5	17	17	17	17	11.3	11.3	11.3	11.3	8.5	17	17	17	17	11.3	11.3	11.3	11.3	5.6

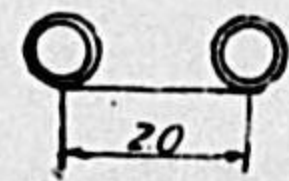


K-18 9 18 18 18 18 12 12 12 12 9 18 18 18 18 12 12 12 12 6



記號	荷重(單位越)		
S-10	12.2	12.2	本荷重は車輛の停止中に於ける軌條に對する壓力を示すものなり
S-11	13.4	13.4	
S-12	14.5	14.5	本圖に於ける◎は働輪を示し運轉時に於ける働輪
S-13	15.8	15.8	不釣合遠心力は停止中に於ける壓力の 100 分の
S-14	17.1	17.1	15 とす車輛のバネ下重量は其の總重量の 100 分の
S-15	18.3	18.3	25 とす
S-16	19.5	19.5	K-18 と S-18 とを考慮すべき標準活荷重を K
S-17	20.7	20.7	S-18 と稱す其の他之に準ず
S-18	22	22	

2 橋 桁



鐵道橋に使用さるゝ橋桁の種類は限られて居る。道路橋の如く附近の景色に應じて型を選定する苦勞を要しない。又都會の尺寸を争ふ繁華な巷に架するのではなく、多くは天空快闊の地に架するのである故、場所により特別に設計する必要なく、各種徑間長の標準設計を豫め定めて置き、之を適宜組合せて必要の長さの橋梁とする。

我國の如く特に地形上大河存在せず、大橋梁も徑間 350 呎を越すもの無き國柄に於ては鐵道橋の型は多くない。其の主なる型を列擧すれば次の如し。

鉸 桁……上路及び下路

構 桁……上路及び下路

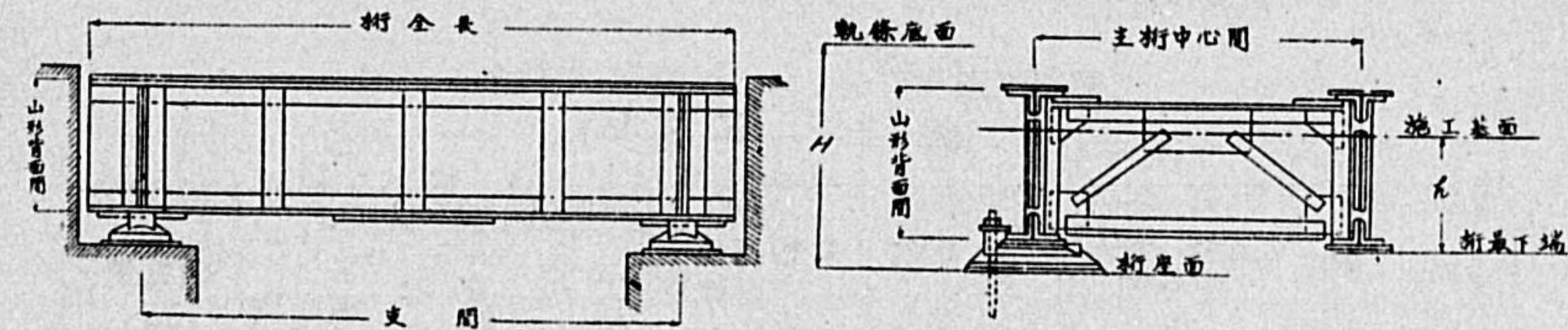
以上何れも單桁である。稀には連續構桁、鐵筋混凝土スラブ及びラーメンを使用する。

他の種類は市街地其の他特殊の場所以外は使用しない。可動橋の二三の型と拱

橋の二三の型が使用された例がある位のものである。

各種標準荷重に對して鉸桁にあつては、約 10 呎毎に徑間の長さ別に基本桁の標準設計を定め、何れの線路にも之を使用する。

國有鐵道の標準橋桁の主要寸法及び重量を次表に掲ぐ。



上路鉸桁總覽 (K.S. 10)

支間 (mm)	桁全長 (mm)	主桁中心間 (mm)	高 さ (mm)		鉸頭(徑22mm)		ペイント塗面積 (m <sup>2</sup> )	總重量 (噸)	
			山形背面間	桁最下端より施工基面迄 (h)	桁座面より軌條底面迄 (H)	工場鉸			現場鉸
8,200	8,660	1,700	760	734	1,076	2,314	226	64	4,140
9,800	10,260	"	910	886	1,227	2,806	270	87	5,279
12,900	13,360	"	1,100	1,092	1,425	3,724	368	122	7,780
16,000	16,460	"	1,240	1,268	1,593	4,192	1,036	163	11,092
19,200	19,660	1,800	1,390	1,422	1,747	4,796	1,568	223	15,928
22,300	22,760	"	1,550	1,590	1,921	5,832	1,896	285	20,593
25,400	25,860	"	1,710	1,758	2,085	6,580	2,176	348	27,505
31,500	31,960	"	1,950	2,014	2,353	7,668	4,072	469	43,237

備考 橋上枕木 200 mm, 並枕木 140 mm とし枕木下面より施工基面迄は 120 mm とし計算す。

同 上 (K.S. 12)

支間 (mm)	桁全長 (mm)	主桁中心間 (mm)	高 さ (mm)		鉸頭(徑22mm)		ペイント塗面積 (m <sup>2</sup> )	總重量 (噸)	
			山形背面間	桁最下端より施工基面迄 (h)	桁座面より軌條底面迄 (H)	工場鉸			現場鉸
8,200	8,660	1,700	840	784	1,156	2,370	226	68	4,301
9,800	10,260	"	1,010	956	1,327	2,886	270	92	5,525
12,900	13,360	"	1,190	1,156	1,517	3,764	368	128	8,198
16,000	16,460	"	1,360	1,358	1,713	4,272	1,072	168	11,468
19,200	19,660	1,800	1,520	1,518	1,883	4,892	1,600	235	16,419



22,300	22,760	1,800	1,670	1,676	2,037	5,728	1,888	295	22,245
25,400	25,860	"	1,820	1,842	2,205	7,068	2,104	357	28,975
31,500	31,960	"	2,110	2,148	2,513	7,722	3,988	488	45,758
36,400	36,900	"	2,480	2,442	2,523	9,432	4,544	630	61,288

備考 橋上枕木 200 mm, 並枕木 140 mm とし枕木下面より施工基面迄は 150 mm とし計算す。

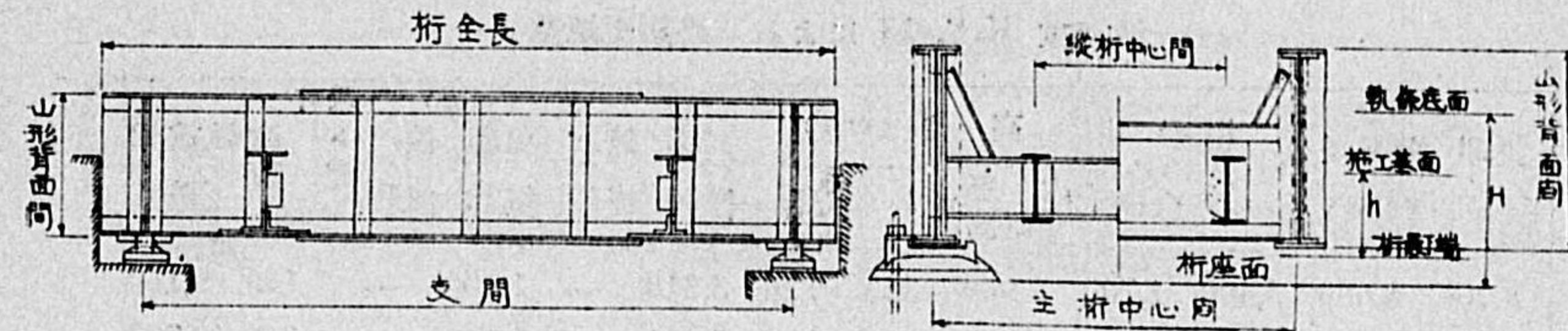
同上 (K. S. 15)

支間 (mm)	桁全長 (mm)	主桁中心間 (mm)	高さ (mm)			鉸頭(径22mm)		ペイント塗面積 (m <sup>2</sup> )	総重量 (吨)
			山形背面間	桁最下端より施工基面迄 (h)	桁座面より軌條底面迄 (H)	工場鉸	現場鉸		
8,200	8,660	1,700	950	846	1,267	2,522	226	75	4,656
9,800	10,200	"	1,060	972	1,395	2,950	270	92	6,011
12,900	13,360	"	1,270	1,200	1,624	3,916	368	131	8,955
16,000	16,460	"	1,440	1,388	1,803	4,216	1,248	180	13,218
19,200	19,660	1,800	1,610	1,566	1,987	4,956	1,724	245	18,846
22,300	22,760	"	1,780	1,732	2,165	6,284	1,948	319	25,926
25,400	25,860	"	1,970	1,950	2,369	7,016	2,204	388	32,370
31,500	31,960	"	2,290	2,286	2,717	7,804	4,296	526	51,321

備考 橋上枕木厚 200 mm, 並枕木厚 150 mm とし枕木下面より施工基面迄は 200 mm とし計算す。

同上 (K. S. 18)

支間 (mm)	桁全長 (mm)	主桁中心間 (mm)	高さ (mm)			鉸頭(径22mm)		ペイント塗面積 (m <sup>2</sup> )	総重量 (吨)
			山形背面間	桁最下端より施工基面迄 (h)	桁座面より軌條底面迄 (H)	工場鉸	現場鉸		
6,700	7,160	1,700	880	774	1,196	2,226	218	62	3,926
8,200	8,660	"	990	902	1,325	2,586	226	78	5,016
9,800	10,260	"	1,150	1,062	1,495	3,166	270	98	6,453
12,900	13,360	"	1,320	1,250	1,674	4,060	368	143	9,698
16,000	16,460	"	1,520	1,476	1,897	4,392	1,320	192	14,294
19,200	19,660	1,800	1,700	1,664	2,091	5,044	1,820	265	20,732
22,300	22,760	"	1,900	1,872	2,305	6,296	2,096	334	28,372
25,400	25,860	"	2,100	2,088	2,523	7,212	2,356	406	35,955
31,500	31,960	"	2,480	2,484	2,921	7,972	4,628	550	56,739



活荷重 K. S. 12 による下路鉸桁總覽

支間 (mm)	桁全長 (mm)	主桁中心間 (mm)	縦桁中心間 (mm)	高さ (mm)			鉸頭 (mm)				ペイント塗面積 (m <sup>2</sup> )	総重量 (吨)
				山形背面間	h	H	工場鉸 径22	現場鉸 径19	現場鉸 径22	現場鉸 径19		
8,200	8,660	3,400	1,700	830	354	726	3,010	—	1,080	—	122	7,879
9,800	10,260	3,600	"	1,010	355	"	3,542	—	1,106	—	150	9,520
12,900	13,360	"	"	1,180	365	"	4,526	—	1,054	—	196	12,948
16,000	16,460	"	"	1,390	381	"	5,688	—	2,334	—	266	18,213
19,200	19,660	"	"	1,550	453	808	6,298	—	2,706	—	332	23,651
22,300	22,760	3,800	"	1,680	460	811	6,906	168	2,890	252	408	30,328
25,400	25,860	"	"	1,840	468	821	9,118	—	3,638	—	493	38,904
31,500	31,960	4,400	"	2,210	476	831	10,236	240	5,704	360	702	59,660

備考 表中 h は桁最下端より施工基面迄の距離を示し、H は桁座面より軌條底面迄の距離を示す、又橋上枕木は 200 mm 並枕木は 140 mm 枕木下面より施工基面迄は 150 mm とし計算す。

活荷重 K. S. 15 による下路鉸桁總覽

支間 (mm)	桁全長 (mm)	主桁中心間 (mm)	縦桁中心間 (mm)	高さ (mm)			鉸頭 (mm)				ペイント塗面積 (m <sup>2</sup> )	総重量 (吨)
				山形背面間	h	H	工場鉸 径22	現場鉸 径19	現場鉸 径22	現場鉸 径19		
8,200	8,660	3,400	1,700	930	305	726	3,254	—	1,106	—	128	8,453
9,800	10,260	3,600	"	1,050	313	"	3,722	—	1,130	—	153	10,284
12,900	13,360	"	"	1,250	372	776	4,674	120	1,186	180	206	14,118
16,000	16,460	"	"	1,460	383	788	5,498	—	2,658	—	284	20,433
19,200	19,660	"	"	1,630	460	871	6,338	—	2,922	—	349	26,771
22,300	22,760	3,800	"	1,810	468	"	7,634	196	3,106	252	429	34,480
25,400	25,860	"	"	1,970	472	881	9,104	—	3,912	—	528	43,144
31,500	31,960	4,400	"	2,320	484	905	10,276	280	6,220	360	740	67,211

備考 橋上枕木は 200 mm, 並枕木 140 mm 枕木下面より施工基面迄は 200 mm とし計算す。



活荷重 K.S. 18 による下路鉸桁總覽

支間 (mm)	桁全長 (mm)	主桁 中心間 (mm)	桁 中心間 (mm)	山形 背面間		鉸頭 (mm)				ペイント 面積 (m <sup>2</sup> )	總重量 (噸)	
				h	H	工場 鉸 徑22	現場 鉸 徑19	工場 鉸 徑22	現場 鉸 徑19			
8,200	8,660	3,400	1,700	960	313	726	3,318	—	1,106	—	130	9,164
9,800	10,260	3,600	"	1,130	353	776	3,886	—	1,162	—	161	10,923
12,900	13,360	"	"	1,310	441	855	4,682	140	1,282	180	223	15,360
16,000	16,460	"	"	1,540	457	868	6,064	—	2,486	—	306	22,436
19,200	19,660	"	"	1,690	464	871	6,432	196	3,130	252	375	29,017
22,300	22,760	3,800	"	1,950	518	931	7,734	"	3,404	"	466	37,321
25,400	25,860	"	"	2,160	526	951	9,554	56	4,186	72	563	47,313
31,500	31,960	4,400	"	2,550	538	965	9,960	280	6,784	360	795	73,889

備考 橋上枕木厚さ 200 mm, 並枕木 140 mm, 枕木下面より施工基面迄は 200 mm として計算す。

上路橋にては径間 7 m までは輻輳工形桁を使用しそれ以上 30 m まで鉸桁を使用する。

径間 30 m 以上は普通下路構桁を使用する。構桁は 45 m まで、プラット型の平行弦とし、60 m 以上は上弦を曲線とする。

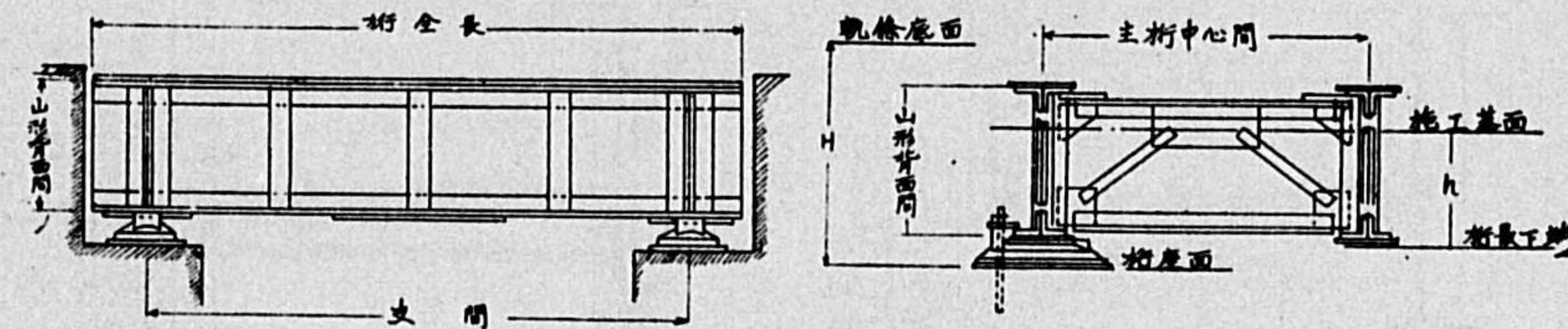
停車場附近にある場合、其の他前後の土工數量の関係上、河川横斷箇所の施工基面の高さを低くする必要ある場合は、下路鉸桁を使用し、径間 7 m 以下ではトラフ型とする。

又溪谷等に於て施工基面が高きとき、上路構桁を使用し、橋脚の高さを減ずるのが工費安き事がある。上路構桁は勿論上下の弦を平行直線とする。

曲線中に橋梁のある時、左右の桁に對して軌條の位置が對稱とならない。又下路構にあつては左右の構の間隔を広げなければならぬ。其の程度は曲線半径により異なる。それ故に曲線には時に曲線用の橋桁を架する。

曲線用鉸桁の標準設計は次の如し。

河川を斜に横斷する時は必要により斜角の桁を使用する。角度 50 度までの斜角に對しては、普通の上路鉸桁の左右の位置少し變更した程度の設計にし、標準



曲線上路鉸桁總覽 (K.S 12)

支間 (mm)	桁全長 (mm)	主桁 中心間 (mm)	高さ (mm)		鉸頭 (徑22mm)		ペイント 面積 (m <sup>2</sup> )	總重量 (噸)	
			山形 背面間	桁最下端 より施工 基面迄 (h)	桁座面よ り軌條低 面迄 (H)	工場 鉸			現場 鉸
8,200	8,660	1,700	840	785	1,157	2,402	226	68	4,361
9,800	10,260	"	1,010	984	1,328	2,918	270	93	5,649
12,900	13,360	"	1,190	1,156	1,527	3,828	388	131	8,443
16,000	16,460	"	1,360	1,362	1,727	4,260	1,188	171	11,994
19,200	19,660	1,800	1,520	1,622	1,887	4,940	1,644	238	17,014
22,300	22,760	"	1,670	1,680	2,051	5,736	1,940	300	23,047
25,400	25,860	"	1,820	1,850	2,213	6,928	2,265	364	30,563
31,500	31,960	"	2,110	2,142	2,527	7,616	4,300	497	47,488

備考 橋上枕木 200 mm, 並枕木 140 mm とし枕木下面より施工基面迄は 150 mm として計算す。支間 12.9 ~ 31.5 m のものに於て (H) はバツキングを含まず。

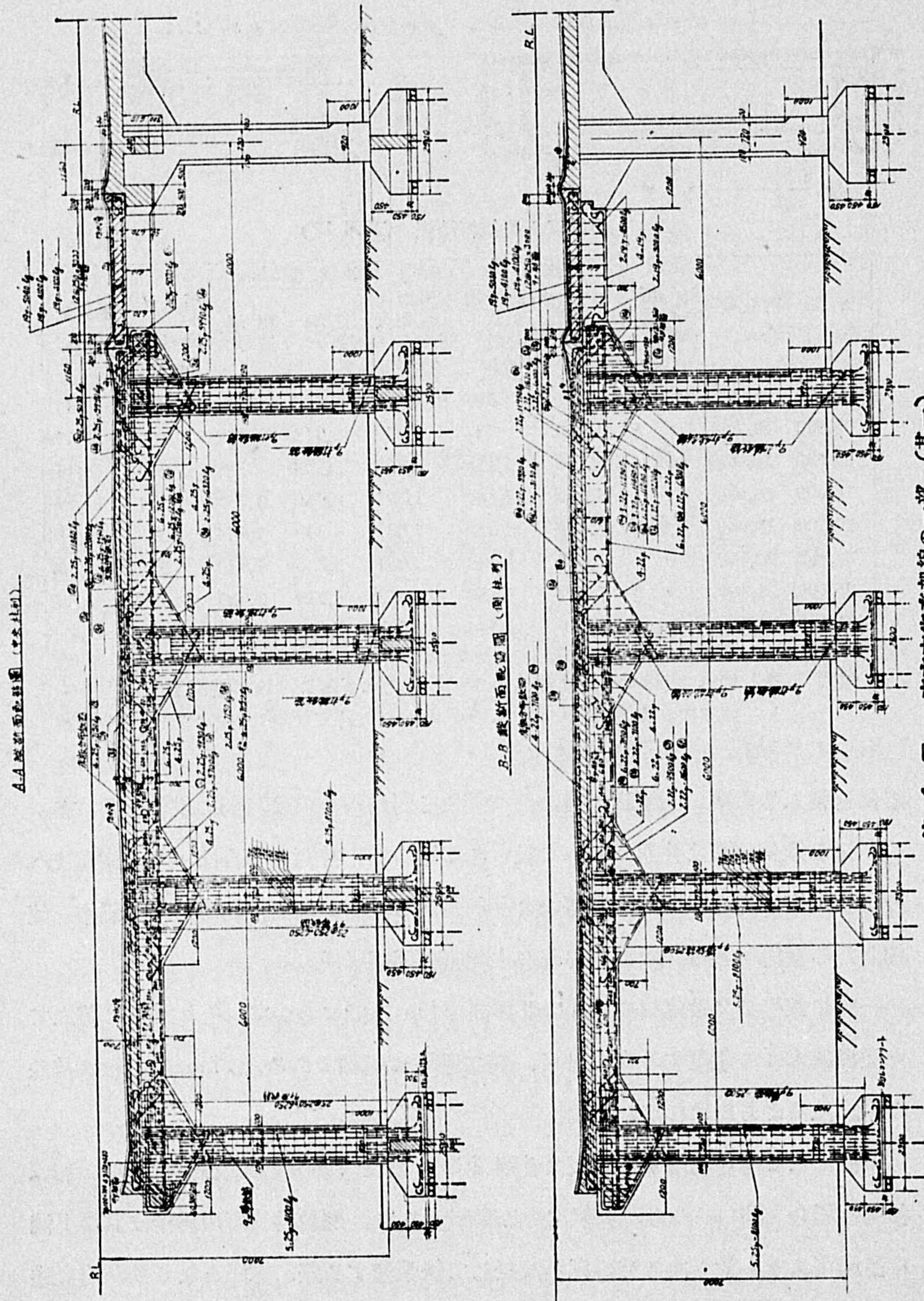
設計を備ふるも構、下路鉸桁其の他極端なる斜角のものは特別に設計を要する。

鉸桁の最長径間は普通 30 m に限られて居るが、特別の場合は 40 m 迄差支へない。又桁の高さが周囲の事情により制限される場合には径間 50 m の鉸桁を使用した実例がある (兩國・御茶の水間昭和通架道橋)。

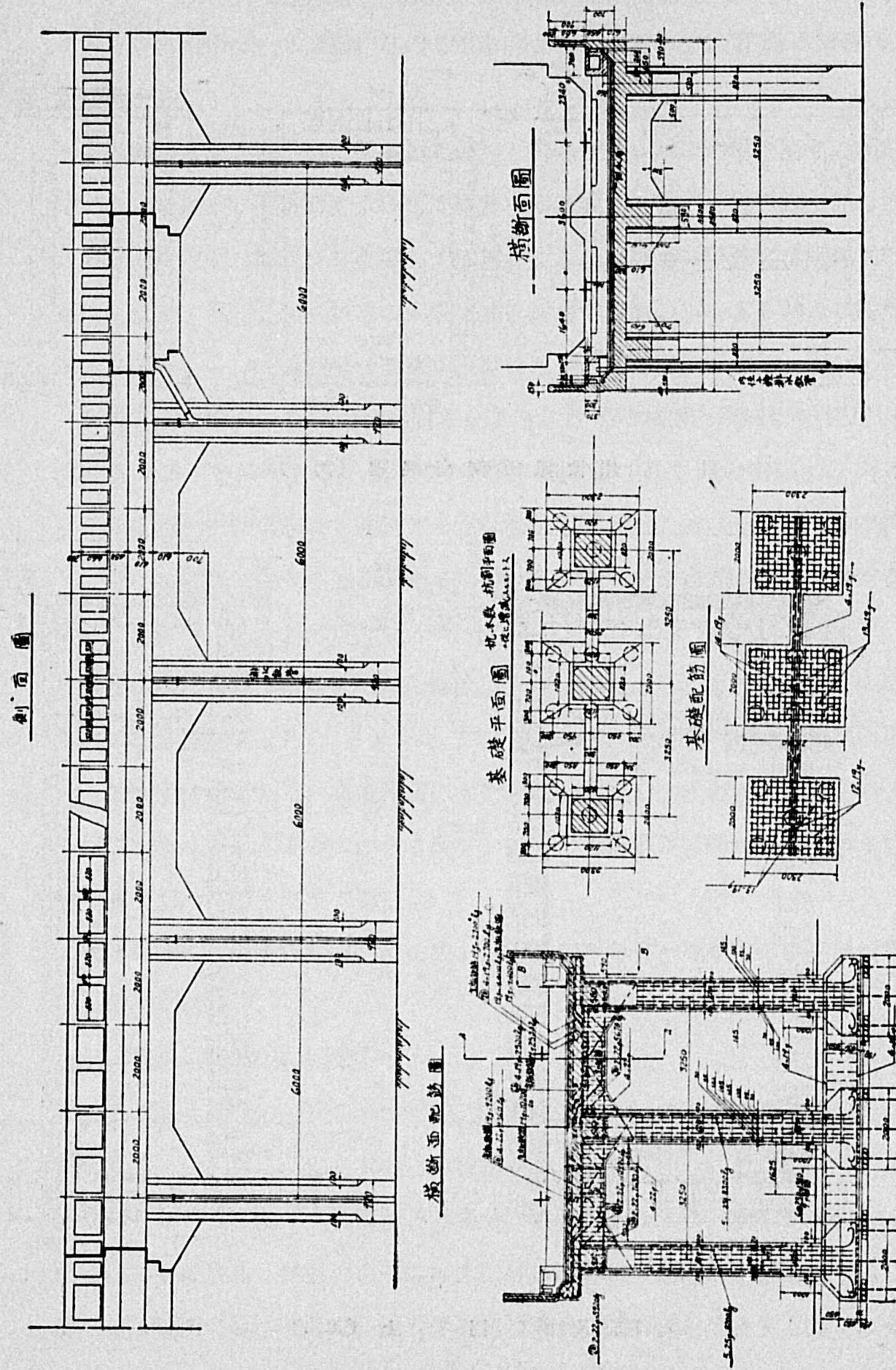
一般に鉸桁が多數使用されるのは径間 24 m までであつて、それまでは組立てた儘操重車にて架設する事も出来、總て架設に便利である。27 m を超せば特殊の架設法によらなければならぬ。

單桁として構を使用する最長は普通 100 m までであり、其設計を鐵道に備ふ。特別の場合 120 m のものを架設せる実例がある。羽越線三面川橋梁は其の上流に養鮭場あり、放ちたる鮭の兒が成長して後溯流する際、障碍となり他の川に逃



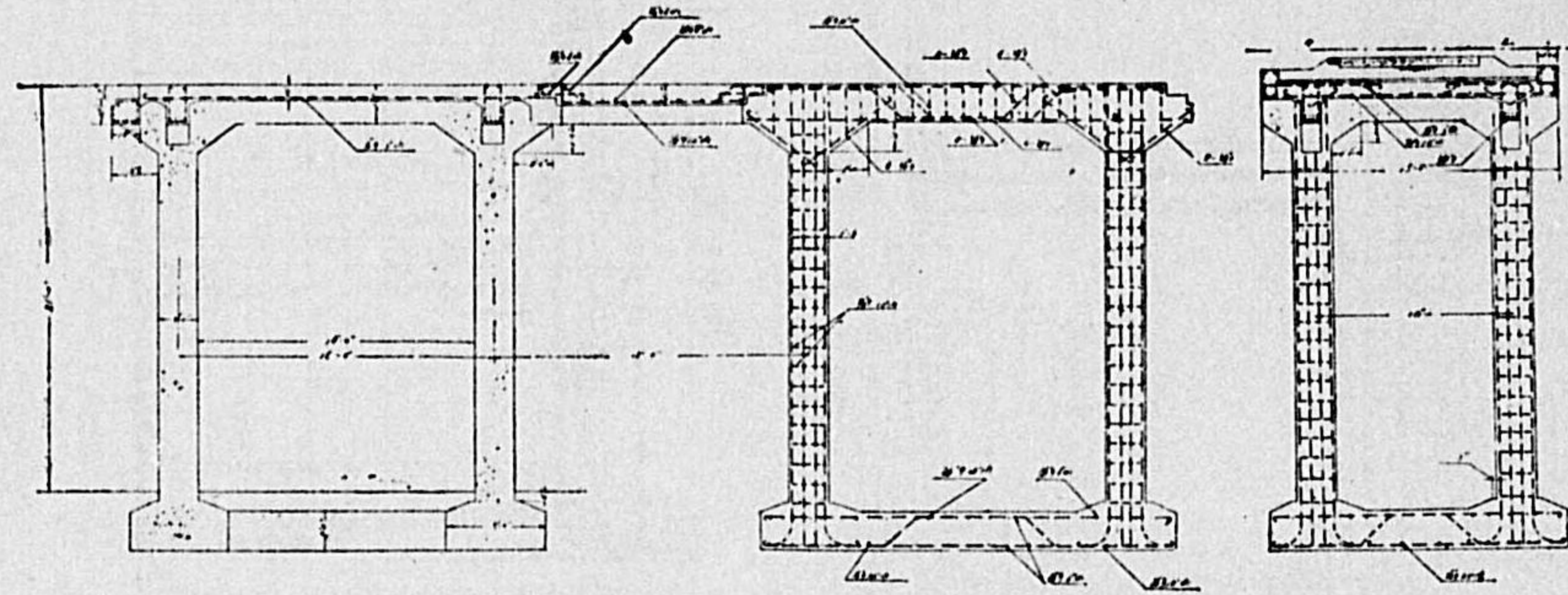


第1圖 東京市街高菜線の一部 (其一)

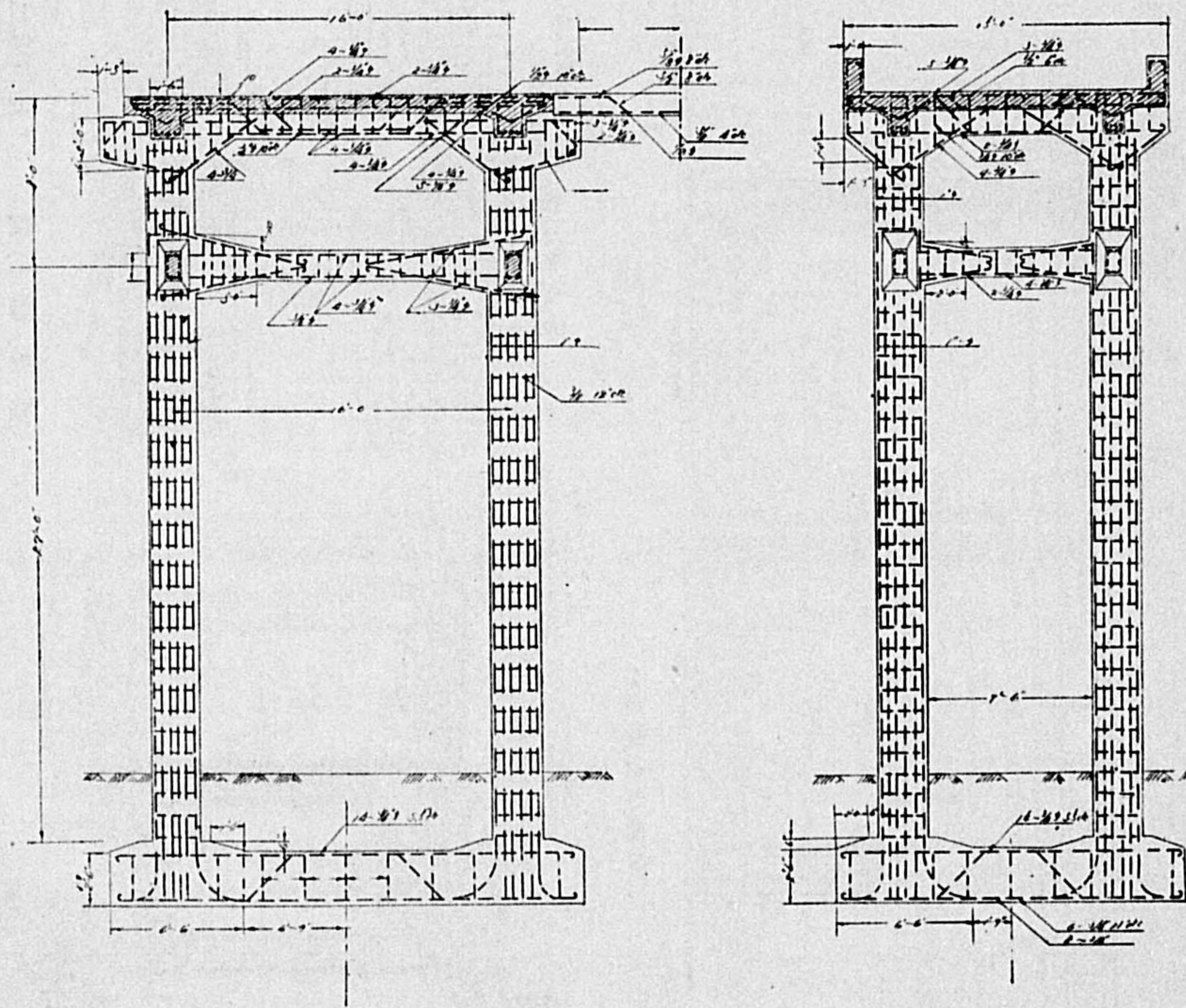


第2圖 同上 (其二)





佐世保市街高架線 (其一)



第3圖 同上 (其二)

ぐるを恐れ水中に一本の橋脚を造る事を許さなかつたので、徑間 120 m の橋桁を架した。

鐵道橋にては普通一般に基本桁を使用し得るやう、河川の横斷箇所の線路を選定する。又多くの場合斯くすれば工事費も亦低廉であるが、地形其の他の事情のため稀には半端の徑間長を必要とする事がある。極端なる斜角又は曲線を以つて水路を横斷する所、又は特殊の架設方法を採用する等の事により特殊の橋桁を使用する事がある。又可動橋には基本設計はない其の都度設計する。

市内の高架鐵道に於ては砂利道床を使用する等の關係上鋼鈹桁を使用せず、混凝土スラブを採用する。又汽車の煙其の他に侵されて鐵の腐蝕する虞のある所、積雪箇所を棧道橋にて通過する際、桁が積雪と共に運び去らるゝのを防ぐ爲め之を橋臺橋脚に固定する必要がある所等特殊の場所には鐵筋混凝土スラブを使用する。

鐵筋混凝土スラブには桁のみに鐵筋を入れ單桁とせるものと、橋脚にも鐵筋を入れて桁と連続せしめ、ラーメンとして取扱ふものゝ二種類ある。1連又は2連の短き橋梁では前者とし、高架鐵道の如く連続せるものは後者とする。ラーメンにも種類があるが、沈下の虞のある所に、沈下の影響が及ぶ範圍を狭くする爲め、短く縁を切つて置く必要がある。

國有鐵道には基本設計として決定したものがないが、東京附近の高架線の實例其の他別圖に掲ぐ。

### 3 橋臺、橋脚の基本設計

橋桁の基本設計あり其の形が一定されて居る以上、之を支持する橋脚及び橋臺の形狀も一定し得る。即ち其の基本設計がある。

勿論是等の高さは一々場所により異り、橋脚にありては、水深、流速、流の方向は河川毎に異る。橋臺にあつては之に伴ひ、背後の築堤の土留となる袖石垣の形狀等も場所によつて異り、此の袖石垣の形及び袖石垣を用ひず「盛りこぼし」















くものと假定する。

土壓は普通クーロンの理論に従ひ、土の休息角及び土と橋臺背面の摩擦角を 30 度とする。築堤上の列車の荷重を高さ 1.5 m の土の重量に換算する。

今國有鐵道の標準設計に對する應力計算の方針を次に述べる。

I 荷 重

II 許容應力

III 應力算出方法

I 荷 重

1. 靜 荷 重。

橋桁重量

乙線用のものは K.S-15 を設計荷重とする上路鉸桁又は工形桁の總重量を使用す。

丙線用のものは K.S-12 を設計荷重とする 同上

軌道重量。

橋桁全長に對し 600 kg/m と定む

橋臺自重。

混凝土の重量は 2,200 kg/m<sup>3</sup> とす

2. 動 荷 重。

乙線用の場合には K.S-15 丙線用の場合には K.S-12 を用ふ、但し動荷重の橋臺に作用する土壓に及ぼす影響を考慮する場合には乙線に於ては高さ 2.2 m、幅 3.2 m、丙線に於ては高さ 1.7 m、幅 3.05 m の土の重量が載荷せらるゝものと考ふ。

3. 撃 衝 力。

2 に規定せる動荷重より生ずる橋臺反力に次式に依つて算出せる撃衝力を加算すべし。

$$I = R \times \frac{45}{L+45} \times \frac{R}{R+D+G}$$

上式に於て

$I$  = 撃衝力

$R$  = 動荷重による最大橋臺反力

$D$  = 橋桁及び軌道重量

$L$  = 支 間 (m)

4. 縱 荷 重。

列車の牽引及び制動によるものなり。

便宜上動荷重の 20 % が反力に比例して脊上面に作用するものとす。

5. 土 壓。

土の重量を 1,600 kg/m<sup>3</sup> 息角を 30° 橋臺背面と土との摩擦角を 30° としクーロンの公式により算定せるものを用ふ。

尙地震時の土壓の算定に當りては地震の最大加速度が恒久的に働くものと假定しクーロン公式より誘導せる算式を用ふ。

6. 横 荷 重。

橋脚の場合と同一風壓及び流水による壓力を用ふ。但し實際設計に當りては通常の場合特に考慮するを要せず。

7. 地 震 力。

地震動の構造物に及ぼす影響は恰も震度  $\frac{1}{5}$  なる水平地震動の影響に等しきものと假定す。従つて地震動による應力の算定には各部重量の  $\frac{1}{5}$  が其の重心に於て水平に作用するものとす。但し地震動に依る應力の算定をなすに當りては動荷重を考慮せざるものとす。

8. 基礎に對する考慮。

橋臺基礎に於ける最大垂直力に對し、地盤の支持力不足する時は礎段を附して支持面積を増し、又は杭打基礎工を用ふる等の手段を講じて基礎の支



持力を増大すべし。

橋臺の基礎下面に於ける水平力と垂直力との比は其の最大なる場合に於て 0.2 を超過する事を得ず。

地震力を考慮する場合にありては基礎底面の地盤の支持力は相當の増加を許すものとし、其の水平力と垂直力との比は 0.3 まで許容するものとする。

■ 許容應力。

彎曲率による混凝土の許容應力は

混凝土の應壓力  $35 \text{ kg/cm}^2$

混凝土の應張力  $2 \text{ kg/cm}^2$

大體に於て従來の

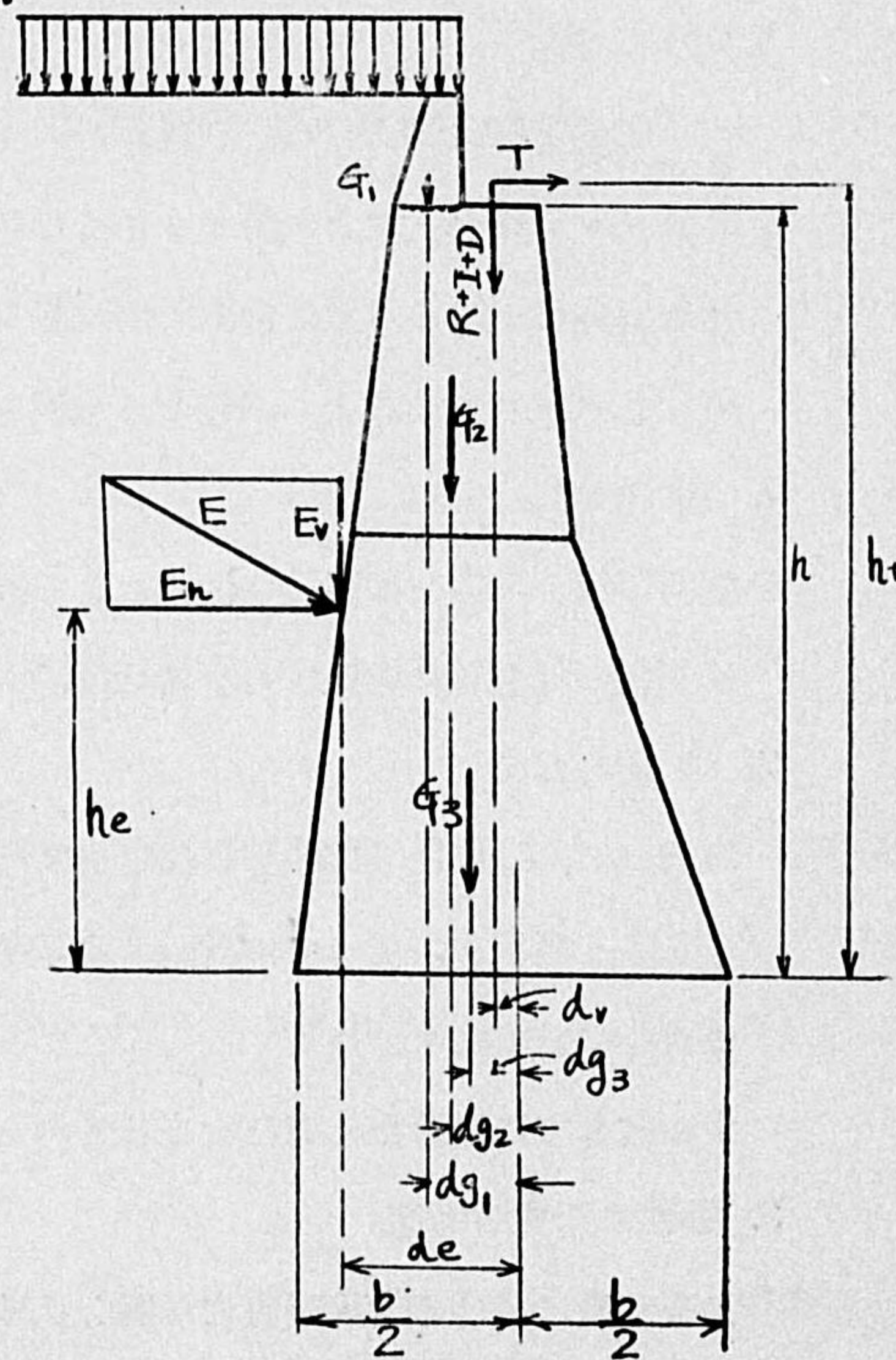
1:3:6 の混凝土を標準とす。

但し横荷重による應力を考慮する時には許容應力を 50% 増とし地震力を考慮する時には 100% 増とす。

但し實際設計に當りて算出せる應力が上記の許容應力より 10% 以内の超過は之を許す事とせり。

■ 應力算出方法

橋臺に生ずる應力を算出するには、橋臺を各断面



第 10 圖

に於て固定されたる突桁と考へ、垂直力と水平力による彎曲率を受くるものとす。而して實際計算に當りては簡單のため動荷重撃衝力、靜荷重等すべての荷重が橋臺の幅員の方に等布的に分布するものと假定し、單位長の幅員を有する橋臺部分の安定を考ふ。

(1) 應力計算例。

(イ) 動荷重を考慮せる場合。

高さ  $h$  なる断面の應力

$R$  = 動荷重に依る橋臺反力

$I$  = 橋臺反力に對する撃衝力

$D$  = 橋桁及び軌道重量

$G_1, G_2, G_3$  圖面に於

て梯形をなす部分の重量

$T$  = 列車の牽引及制

動に依る縦荷重

$E$  = 高さ  $h$  なる断面

以上の橋臺の部

分を擁壁と考へ

たる時之に働く

土壓

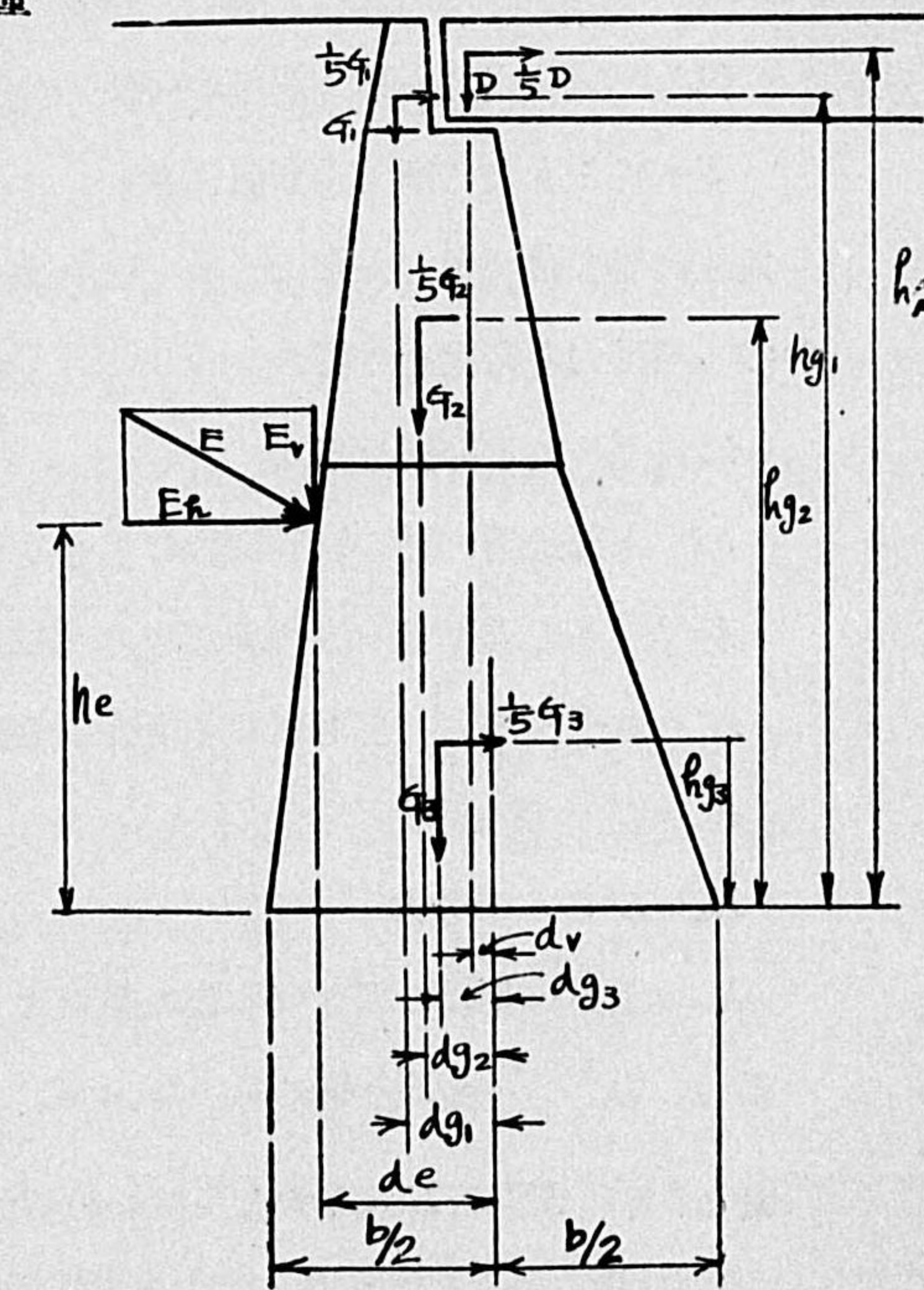
$E_v$  =  $E$  の垂直分力

$E_h$  =  $E$  の水平分力

$h_i$  =  $T$  の作用點より

高さ  $h$  なる斷

面までの高さ



第 11 圖



$h_c$  = 土壓働點より高さ  $h$  なる断面までの高さ

$d_v = R, I, D$  の高さ  $h$  なる断面の中點よりの横距

$d_{g1} = G_1$  " "

$d_{g2} = G_2$  " "

$d_{g3} = G_3$  " "

$d_c = E_v$  " "

垂直力  $N = R + I + D + G_1 + G_2 + G_3 + E_v$

彎曲率  $M = E_v d_c + (R + I + D) d_v + G_1 d_{g1} + G_2 d_{g2} + G_3 d_{g3} - E_h h_c - T h_c$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{S}$$

但し  $A$  = 高さ  $h$  なる断面の面積

$S$  = 高さ  $h$  なる断面の断面係數

負號の場合は應張力となる

(ロ) 地震力を考慮せる場合。

(イ) に用ひたる符號を用ふ。

$hd$  上部造構(橋桁及び軌道)の重心の高(  $h$  なる断面より上の高さ)

$hg_1, hg_2, hg_3$  第11圖に於て梯形をなす部分の高(  $h$  なる断面よりの高さ)

$E$  = 水平震度  $\frac{1}{5}$  を考慮せる場合の土壓

$E_v = E$  の垂直分力

$E_h = E$  の水平分力

$h_c$  = 土壓作用點の高さ(  $h$  なる断面よりの高さ)

垂直力  $N = D + G_1 + G_2 + G_3 + E_v$

彎曲率  $M = E_v d_c + D d_v + G_1 d_{g1} + G_2 d_{g2} + G_3 d_{g3} - \frac{1}{5} G_1 h g_1 - \frac{1}{5} G_2 h g_2 - \frac{1}{5} G_3 h g_3 - \frac{1}{5} D h g - E_h h_c$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{S}$$

但し  $A$  = 高さ  $h$  なる断面の面積

$S$  = 高さ  $h$  なる断面の断面係數

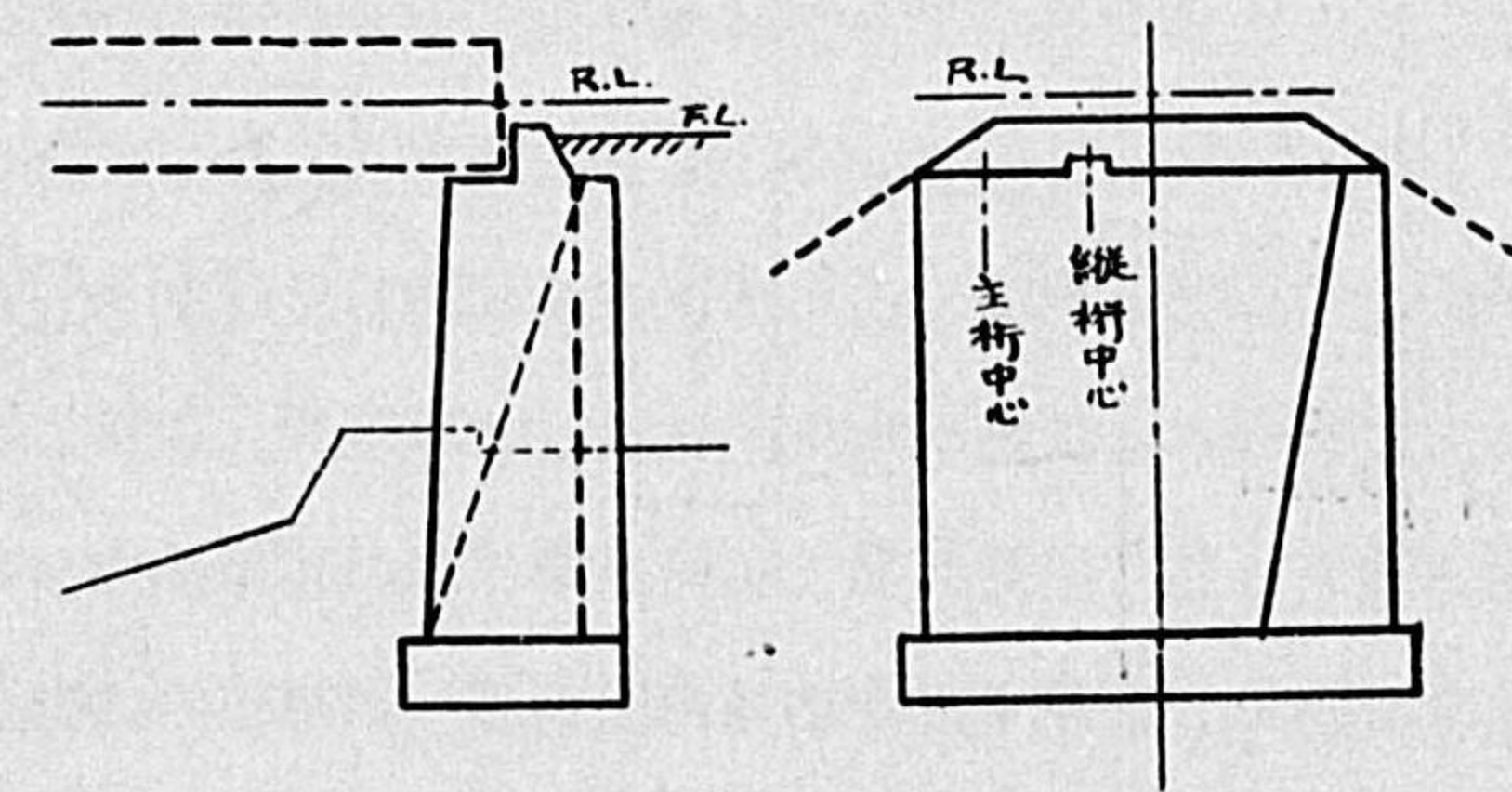
負號の場合は應張力となる。

(但し此の場合には許容應力は 100 % 増しとす)

### 設計の實際

橋臺設計の實際に徴するに相當の高さに至る迄其の断面を決定するは動荷重による影響なり、故に設計に當りては地震時の應力計算は必要に應じ檢算するに止め、主として動荷重による應力強度を算定し、断面を決定せり、而して此の際に生ずる應壓力は許容値に對し頗る小にして總て混凝土の應張力に依るものである。無論特殊の場合には應力を算定するを要し特に断面を変更さす事も必要である。

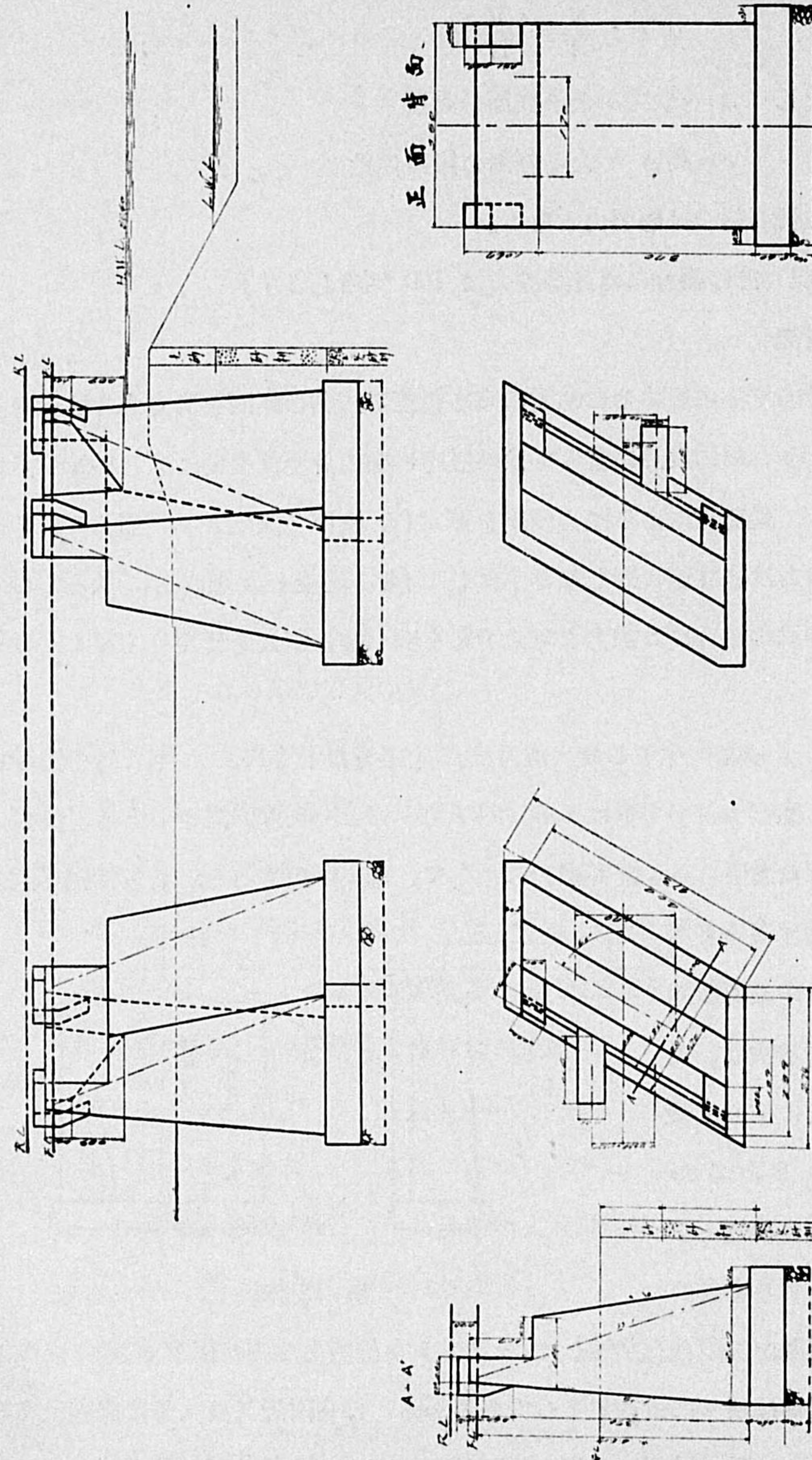
之に依れば橋臺に生ずる最大應力は、應壓力每平方呎に 6 噸(每平方吋に約 100 封度) 應張力每平方呎に 1 噸(每平方吋に 15 封度) 以下である。良質の混凝土に最近負擔せらるゝ許容應力に比して、過少の感あるも、著者は標準設計の橋臺は過大であると考へない。且つ土留の働きをなす構造物は、夫自身の重量に依り土壓に抗するのであるから、薄く輕き構造とするよりは、大さを其の



第 12 圖

儘にして混凝土の配合を加減して、セメントを節約する方が得策である。建設工事では小橋梁等は所々に散在するのであるから、都會附近又は大量に混凝土工事の在る所と異り、砂、砂利を一定にし衡量を正確にし監督及び試験を嚴にする事が





第 13 圖

出来難い故、等質の混凝土を得る事が望めない。今日の混凝土施工の状況では此の標準設計程度が適當と考へらる。

下路鈑桁及び下路構桁用橋臺は普通其の幅員が廣くなる。従つてパラベツトウォールの形、袖石垣との取付けも上路鈑桁とは異なる。

第 12 圖に其の實例を擧ぐる。

上路構桁の橋臺にあつてはパラベツトウォールの高さ高くなるので、其の斷面を相當大きくするか或は之に鐵筋を入れるゝ必要がある。桁受面より地上に至る高さは左程高くないので、袖石垣と取付けのために第 9 圖の如く桁受面の兩側に三角形の側壁を置く事がある。

斜角の鈑桁を支ふる橋臺は特別の複雑せる形となる。特に注意すべきは袖石垣との取付けである。第 13 圖に適當と考ふる實例を示す。

桁の沓金を受くる所に昔は床石と稱し、特別の切石を置きたるも、現在は普通の混凝土として軀體と共に築造し、特に表面を平に均す。

### 6 橋脚

橋脚は場所により基礎地盤の硬軟、水深の深淺、及び洪水の流速に依つて、形を多少異にするも、基本橋桁に對しては、之を支持する橋脚の頂部の形を一定にするを得る。

橋脚を其の形により矩形、圓形及び橢圓形に區別する。矩形は棧道橋、陸橋の如く水路以外に橋脚のある所に、橢圓形は一定方向に水の流るゝ水路の中に、圓形は水の流るゝ方向一定せず洪水毎に潮の變る河川、又は橋梁が甚しく斜に河川を横斷する所に設くる。其の外矩形の一端に三角形の双先を附して「水切り」とする形もあるが、日本では特に大なる橋脚が特別の場合に限り此の形とし、一般には橢圓形のものを使用する。

容積は圓形最小なるも流れの障礙となる度多く、且つ何れの方角に對しても同じ強度なる故、地震の際破壊する機會が多い。他の形は長さの方角に對しては強



度大である。斯る理由に依り圓形橋脚は已むを得ざる場合にのみ使用する。

國有鐵道の各種橋脚基本設計を第14~21圖に示す。

7 橋脚の安定

橋脚の安定度を計算するに當り考ふべき外力は、垂直の方向に死荷重として桁及び其の上の軌道の重力、活荷重として列車の重量及び其の撃衝、水平の方向に列車及び桁に受くる風壓、水流の力、列車の牽引力又は制動力である。此の水平力の内前二者と後者とは互に直角の方向に働く。外力以外に地震に對する安定の度を考ふるを要する。

楕圓形及び矩形の橋脚は、普通其の横の方向の安定度を計算すれば充分である。長さは桁を載する關係から定まるのであつて、此の方向の外力に對する安定は問題にするに及ばない。但し洪水の際流木のある所、又は北海道の寒地の如く冬季流氷のある所、或は氷の凍結作用から生ずる力を考ふる必要ある所の橋脚は特別に設計するを要する。特別に設計すると云つても形を大きくするよりは寧ろ鐵筋を入れて補強するのが宜しい。

圓形橋脚に於ては總ての方向の外力を考へなければならぬ。然しながら各種の外力の最大値が同時に働く事は殆んどない。最高水位の出水時に、流れの方向に最大風速の烈風が吹き、其の時標準荷重の列車が通過し急停車するが如き機會の組み合わせは殆んど永久に生じないと云つて宜しい。

又列車の橋梁通過中に大地震の起る機會も極めて稀である故、地震に對する安定を計算する時活荷重を考へない。

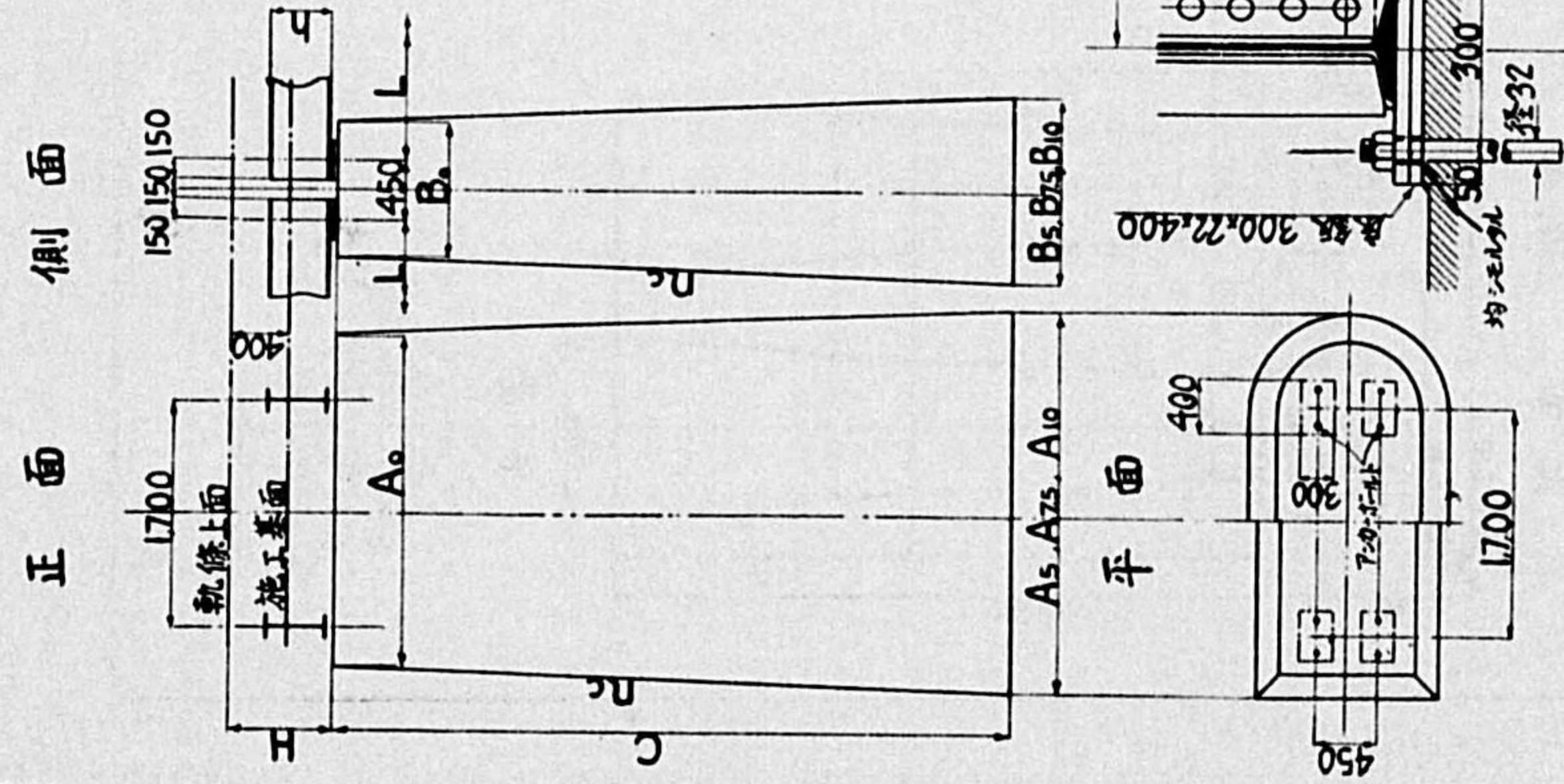
風力、水壓、列車牽引力、其の内の一つが最大値を採る時、他は起り易い程度の値をとる。例へば橋桁の設計に考慮する風壓は列車の通過する時每平方呎30封度、通過せざる時は每平方呎50封度位の程度に適宜推定する。融雪季、梅雨季其の他の時期に毎年相當日數出水する水位と、其の時の流速とを推定して、他の外力の最大値と組合すべきである。

工形桁用矩形並楕圓形橋脚參考圖及主要寸法表  
動荷重 KS-12

橋脚形状	支間	橋脚頂面ヨリ記號數字、示ス米ノ深サB (株)					橋脚内底ヨリ記號數字、示ス米ノ深サC					橋脚頂面ヨリ記號數字、示ス米ノ深サA					橋脚内底ヨリ記號數字、示ス米ノ深サD										
		L	A <sub>0</sub>	B <sub>0</sub>	A <sub>25</sub>	B <sub>25</sub>	A <sub>10</sub>	B <sub>10</sub>	A <sub>5</sub>	B <sub>5</sub>	A <sub>0</sub>	B <sub>0</sub>	A <sub>25</sub>	B <sub>25</sub>	A <sub>10</sub>	B <sub>10</sub>	A <sub>5</sub>	B <sub>5</sub>	A <sub>0</sub>	B <sub>0</sub>	A <sub>25</sub>	B <sub>25</sub>	A <sub>10</sub>	B <sub>10</sub>	A <sub>5</sub>	B <sub>5</sub>	
矩形橋脚	15	2.90	2300	1000	2633	1333	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	16	3.55	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	17	4.15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	18	5.05	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	19	6.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	20	6.70	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
楕圓形橋脚	15	2.90	2700	1000	3100	1400	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	16	3.55	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	17	4.15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	18	5.05	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	19	6.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	20	6.70	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	

工形桁橋脚ト關係寸法表  
動荷重 KS-12

支間	L	h	H
15	2.90	450	785
16	3.55	—	—
17	4.15	500	835
18	5.05	600	935
19	6.00	—	—
20	6.70	—	914



第 14 圖

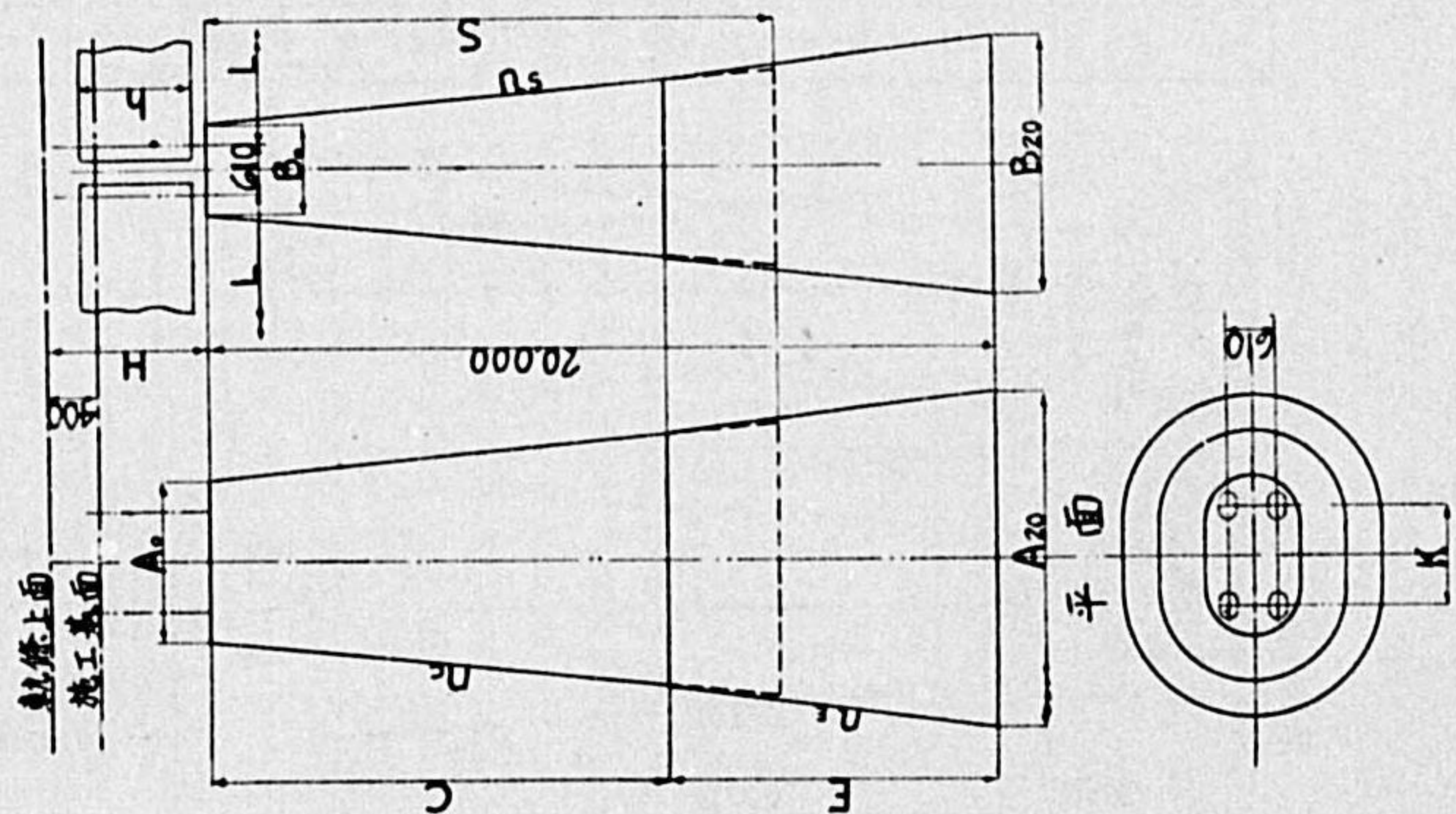
備考 表中Hノ項、數値、中ニ含ム軌條ハ高106  
枕木ハ高178トシ枕木下ニハレキレノハ之ヲ除ク







上路板桁用楕円形橋脚参考圖及主要寸法表  
動荷重 KS-12



支間 番号	橋脚頂面より記号数字1を示す米ノ深サニ於テル 断面ノ幅A及厚T(B) (米)										C 1500	D 500	E 1700	F 1700	G 1700	H 1700	I 1700	J 1700	K 1700	
	L	A <sub>0</sub>	B <sub>0</sub>	A <sub>1</sub>	B <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	B <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	B <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>										B <sub>4</sub>
3	870	2700	1000	3325	1625	3250	2750	4575	2875	5408	3708	1500	500	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700
4	980	1100	1300	1725	1725	2350	2350	3175	3175	4008	4008	1500	500	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700
5	1290	1500	1900	2025	2025	2650	2650	3475	3475	4308	4308	1500	500	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700
6	1600	1800	2300	2625	2625	3250	3250	4075	4075	4908	4908	1500	500	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700
7	1920	2100	2700	3000	3000	3650	3650	4525	4525	5408	5408	1500	500	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700
8	2230	2400	3100	3400	3400	4050	4050	4925	4925	5808	5808	1500	500	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700
9	2540	2700	3500	3800	3800	4450	4450	5325	5325	6208	6208	1500	500	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700
10	3150	3400	4300	4600	4600	5350	5350	6225	6225	7108	7108	1500	500	1700	1700	1700	1700	1700	1700	1700

橋脚體積表

支間 番号	橋脚頂面より記号数字1を示す 米ノ深サニ於テル體積 (立方米)					
	L	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>
3	870	1805	4232	9710	16785	27100
4	980	1927	5122	10127	17372	27785
5	1290	2163	5708	10743	18545	29072
6	1600	2535	6563	12333	20722	32366
7	1920	2710	7053	13382	22366	35660
8	2230	2933	7551	14424	24525	38954
9	2540	3164	8065	15550	26788	42248
10	3150	3502	8840	16852	29275	45742

第 17 圖

工形桁用矩形橋脚参考圖及主要寸法並ニ體積表  
動荷重 KS-15

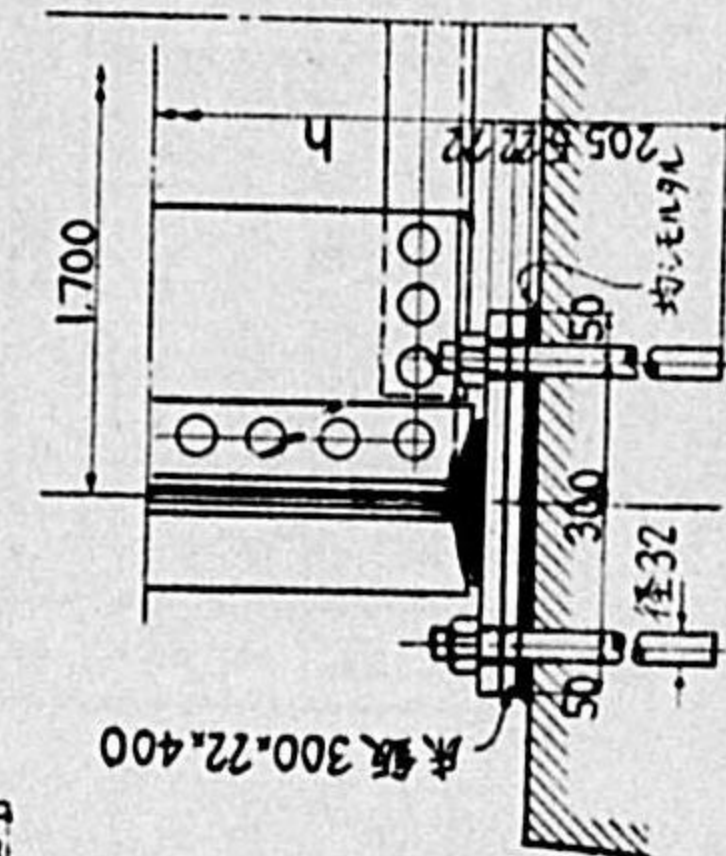
支間 番号	橋脚頂面より記号数字1を示す米ノ深サニ於テル 断面ノ幅A及厚B (米)										C 500	D 30	E 1443	F 1507	G 1604	H 1724	
	L	A <sub>0</sub>	B <sub>0</sub>	A <sub>1</sub>	B <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	B <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	B <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>							B <sub>4</sub>
15	290	2300	1000	2633	1333	3200	3200	4000	4000	4800	4800	500	30	1443	1507	1604	1724
16	415	2700	1400	3050	1750	3600	3600	4400	4400	5200	5200	500	30	1507	1604	1724	1844
17	505	2800	1500	3050	1750	3600	3600	4400	4400	5200	5200	500	30	1507	1604	1724	1844
18	600	2900	1600	3150	1850	3700	3700	4500	4500	5300	5300	500	30	1507	1604	1724	1844
19	670	3000	1700	3250	1950	3800	3800	4600	4600	5400	5400	500	30	1507	1604	1724	1844
20	770	3100	1800	3350	2050	3900	3900	4700	4700	5500	5500	500	30	1507	1604	1724	1844

工形桁用楕円形橋脚参考圖及主要寸法並ニ體積表  
動荷重 KS-15

支間 番号	橋脚頂面より記号数字1を示す米ノ深サニ於テル 断面ノ幅A及厚B (米)										C 500	D 30	E 1591	F 1684	G 1804	H 1858	I 1926	
	L	A <sub>0</sub>	B <sub>0</sub>	A <sub>1</sub>	B <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	B <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	B <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>								B <sub>4</sub>
15	290	2700	1000	3100	1400	3700	3700	4500	4500	5300	5300	500	30	1591	1684	1804	1858	1926
16	355	3200	1500	3600	1850	4200	4200	5000	5000	5800	5800	500	30	1684	1804	1858	1926	2000
17	415	3300	1600	3600	1850	4200	4200	5000	5000	5800	5800	500	30	1684	1804	1858	1926	2000
18	505	3400	1700	3700	1950	4300	4300	5100	5100	5900	5900	500	30	1684	1804	1858	1926	2000
19	600	3500	1800	3800	2050	4400	4400	5200	5200	6000	6000	500	30	1684	1804	1858	1926	2000
20	670	3600	1900	3900	2150	4500	4500	5300	5300	6100	6100	500	30	1684	1804	1858	1926	2000

工形桁橋脚ノ關係寸法表

備考 表中Hノ項ノ數値ハ中ニ含ム流線  
ハ高サ172cmノ流線ハ高サ178cmノ流線  
下ノバッキングノハ之ヲ考慮ス

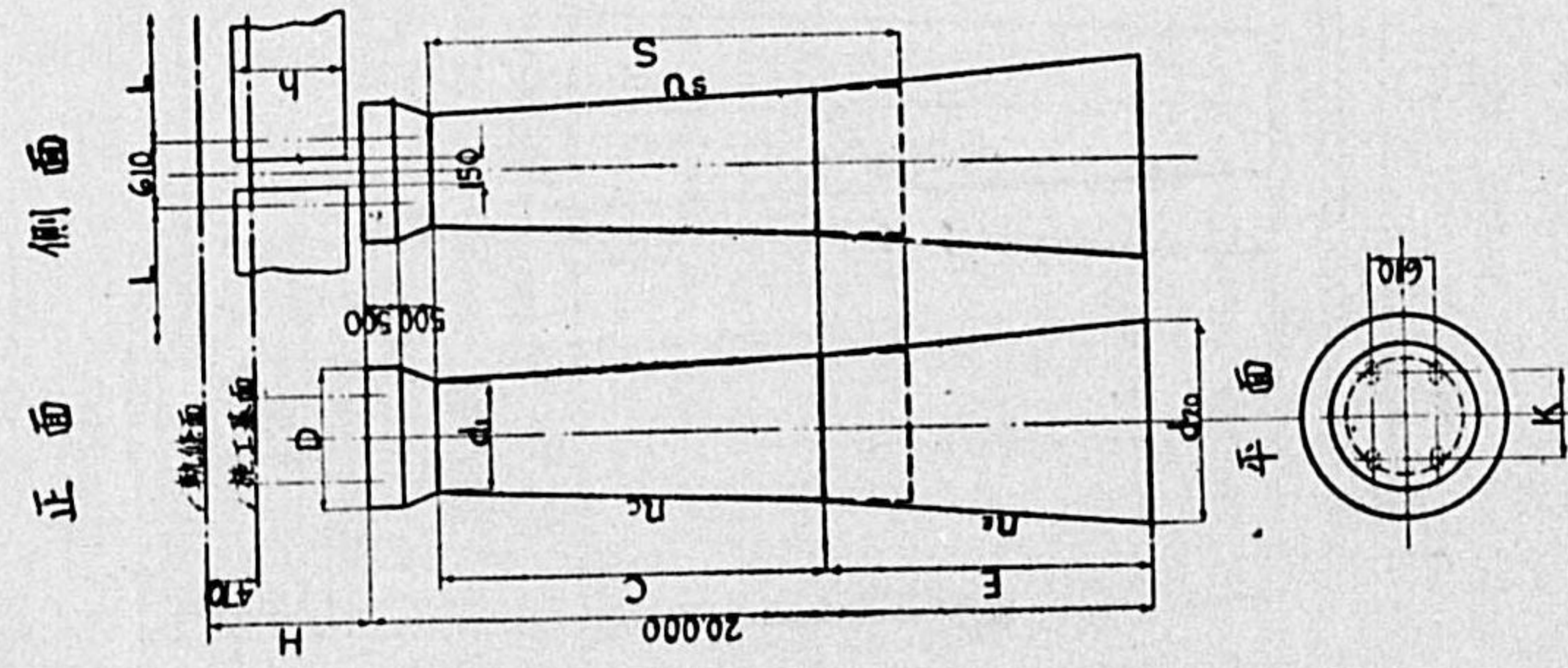


支間 番号	橋脚頂面より記号数字1を示す 米ノ深サニ於テル體積 (立方米)			
	L	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>
15	290	450	792	1188
16	355	500	842	1242
17	415	600	942	1342
18	505	650	992	1392
19	600	700	1042	1442
20	670	750	1092	1492

第 18 圖



上路板桁用円形橋脚参考圖及主要寸法表  
動荷重 KS-15



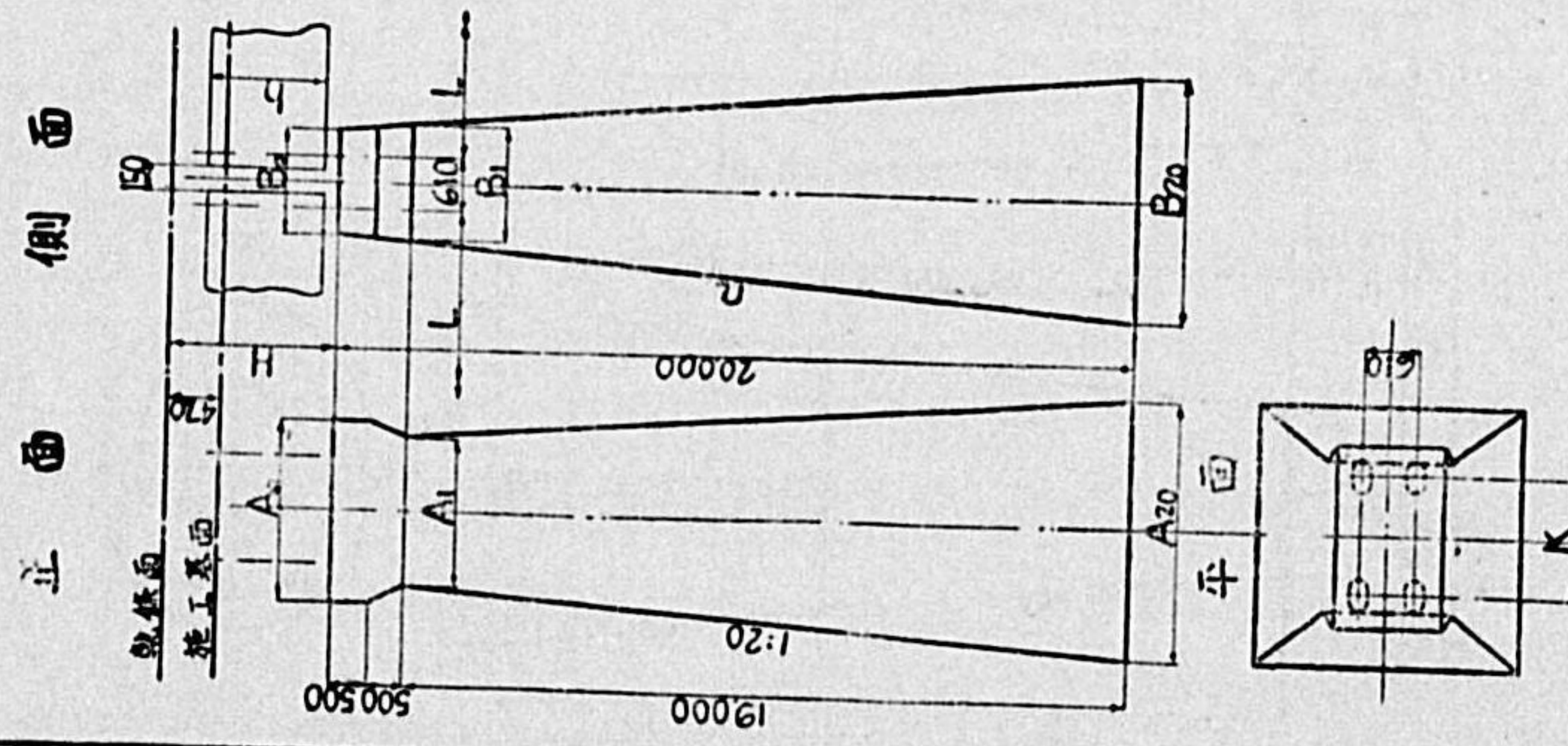
支間 番号	L	橋脚 断面寸法		断面、直径		d部C部		E部		S部	
		D	d	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub>	d <sub>10</sub>	d <sub>15</sub>	d <sub>20</sub>	E	E <sub>1</sub>	S
3	870	2,600	2,700	2,520	2,920	3,753	4,587	9,000	10,000	11,000	11,000
4	980	2,600	2,700	2,600	3,100	3,933	4,767	10,000	11,000	12,000	12,000
5	1,290	2,700	2,800	2,700	3,325	4,250	5,084	11,000	12,000	13,000	13,000
6	1,600	2,800	2,900	2,800	3,550	4,525	5,359	12,000	13,000	14,000	14,000
7	1,920	2,900	3,000	2,900	3,775	4,750	5,593	13,000	14,000	15,000	15,000
8	2,230	3,000	3,100	3,000	4,000	5,000	5,827	14,000	15,000	16,000	16,000
9	2,540	3,100	3,200	3,100	4,225	5,225	6,061	15,000	16,000	17,000	17,000
10	3,150	3,200	3,300	3,200	4,450	5,450	6,295	16,000	17,000	18,000	18,000

橋脚躯体容積表

支間 番号	L	頂面測り橋脚、高さ			V <sub>0</sub>	V <sub>15</sub>	V <sub>20</sub>
		5m	10m	15m			
3	870	22.45	51.55	95.49	164.02		
4	980	23.06	55.04	103.82	178.38		
5	1,290	24.15	59.92	112.01	197.11		
6	1,600	25.82	63.99	118.97	215.54		
7	1,920	25.83	68.39	135.15	231.63		
8	2,230	27.87	73.05	143.09	243.50		
9	2,540	29.66	77.53	150.92	255.34		
10	3,150	33.77	87.27	167.99	280.26		

第 19 圖

上路板桁用矩形橋脚参考圖及主要寸法表  
動荷重 KS-15



支間 番号	L	断面、橋脚 断面寸法		断面、直径		d部C部		E部		S部					
		A <sub>1</sub>	B <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	B <sub>2</sub>	A <sub>3</sub>	B <sub>3</sub>	A <sub>4</sub>	B <sub>4</sub>	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>		
3	870	2,500	1,700	2,100	1,311	2,500	1,756	3,000	2,311	3,500	2,867	4,000	3,472	4,000	3,700
4	980	2,600	1,800	2,200	1,425	2,600	1,875	3,100	2,450	3,600	3,075	4,100	3,700	4,200	3,967
5	1,290	2,700	1,900	2,300	1,533	2,700	1,997	3,200	2,633	3,700	3,300	4,200	3,867	4,300	4,067
6	1,600	2,800	2,000	2,400	1,647	2,800	2,167	3,300	2,733	3,800	3,400	4,300	4,067	4,267	4,267
7	1,920	2,900	2,100	2,500	1,755	2,900	2,275	3,400	2,950	3,900	3,575	4,400	4,200	4,200	4,200
8	2,230	3,000	2,200	2,600	1,863	3,000	2,387	3,500	3,033	4,000	3,700	4,500	4,267	4,267	4,267
9	2,540	3,100	2,300	2,700	1,971	3,100	2,497	3,600	3,133	4,100	3,800	4,600	4,267	4,267	4,267
10	3,150	3,200	2,400	2,800	2,079	3,200	2,607	3,700	3,233	4,200	3,900	4,700	4,267	4,267	4,267

橋脚躯体容積表

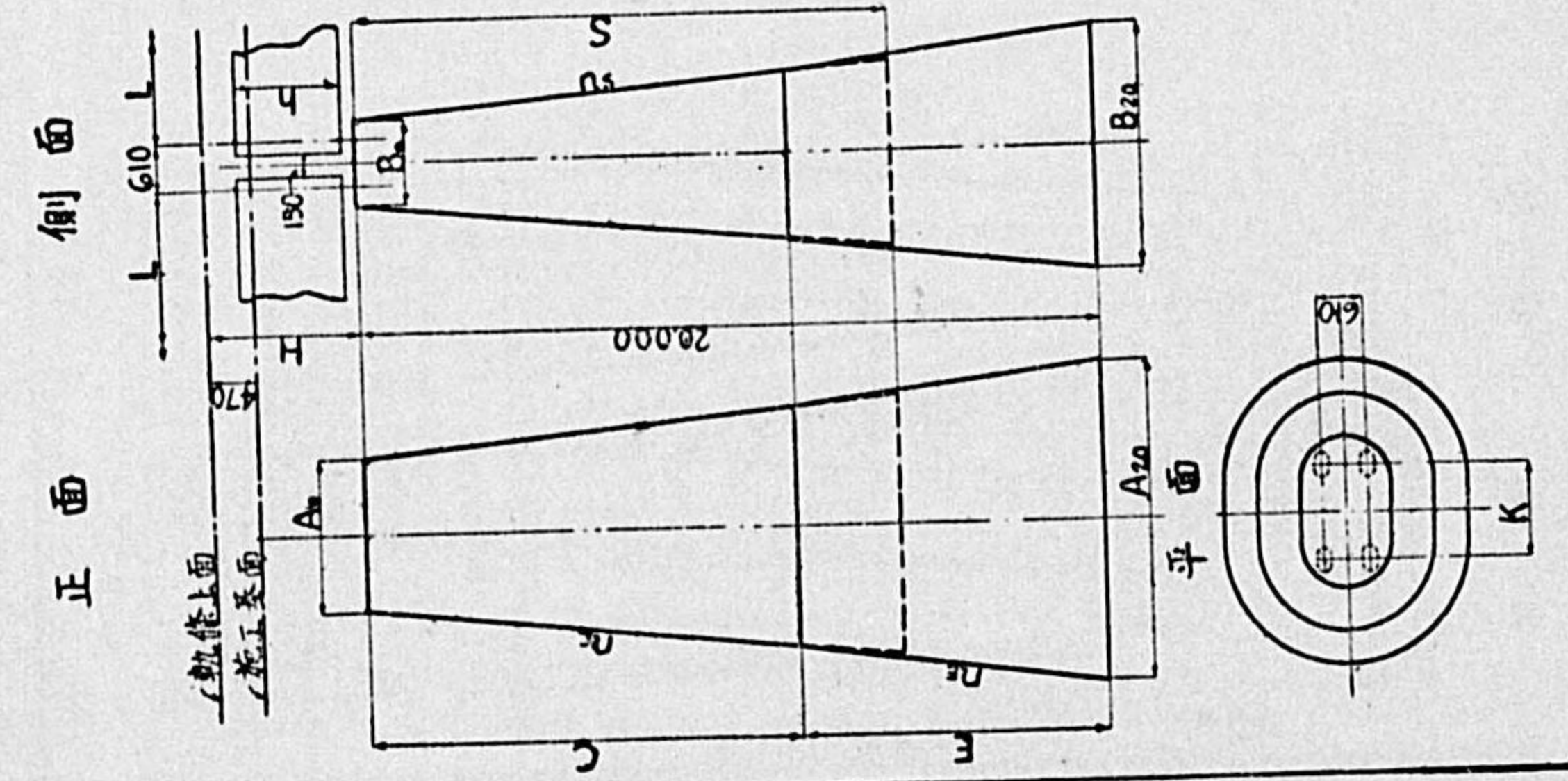
支間 番号	L	頂面測り橋脚、高さ			V <sub>0</sub>	V <sub>15</sub>	V <sub>20</sub>
		5m	10m	15m			
3	870	17.18	45.25	87.24	146.50		
4	980	18.25	48.94	95.24	160.88		
5	1,290	20.57	54.57	105.89	177.80		
6	1,600	22.64	59.37	113.91	189.69		
7	1,920	25.37	65.15	123.27	203.07		
8	2,230	27.41	69.88	128.75	209.55		
9	2,540	28.58	72.58	135.85	221.71		
10	3,150	31.84	80.27	148.87	240.29		

第 20 圖



上路鋼桁用積円形橋脚參考圖及主要寸法表  
動荷重 KS-15

橋脚番号	支間		断面		幅 A 及 厚 B		結果		CAT. E 11		結果	
	L	支間	A <sub>0</sub>	B <sub>0</sub>	A <sub>1</sub>	B <sub>1</sub>	C	E	P <sub>c</sub>	E	P <sub>s</sub>	S
3	870	2,700	1,100	3,367	1,767	4,033	2,833	4,700	3,100	5,533	3,933	4,033
4	980	2,800	1,200	3,467	1,867	4,133	2,733	4,800	3,400	5,633	4,233	4,233
5	1,230	2,800	1,400	3,467	2,067	4,133	2,633	5,000	3,500	5,833	4,633	4,633
6	1,600	3,000	1,500	3,667	2,167	4,333	2,533	5,200	3,700	6,033	4,833	4,833
7	1,970	3,200	1,700	3,867	2,367	4,533	2,433	5,400	3,900	6,233	5,033	5,033
8	2,230	3,400	1,800	4,067	2,467	4,733	2,333	5,600	4,100	6,433	5,233	5,233
9	2,540	3,600	2,000	4,267	2,667	4,933	2,233	5,800	4,300	6,633	5,433	5,433
10	3,150	3,600	2,000	4,267	2,667	4,933	2,233	5,800	4,300	6,633	5,433	5,433



橋脚躯体容積表

番号	支間	頂面	測り	橋脚	高さ	V <sub>0</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	V <sub>4</sub>	V <sub>5</sub>
3	870	12.62	19.62	53.93	106.28	183.19					
4	980	20.88	56.52	110.45	182.16						
5	1,230	24.07	63.63	122.12	206.33						
6	1,600	27.10	70.53	133.82	223.66						
7	1,970	31.64	79.65	150.56	248.21						
8	2,230	37.26	83.47	158.03	264.39						
9	2,540	35.02	88.42	166.52	277.25						
10	3,150	40.20	92.67	185.12	304.50						

第 21 圖

一般に最大活荷重と牽引又は制動力を組合せたのに対して寸法を定め、地震に對する安定を計算して之を補正すれば、他の外力に對しても充分耐え得る。

國有鐵道の各種橋脚標準設計の際行ひたる應力計算の方針を次に掲ぐ。

今 K.S 12 に對するものに就て云へば

- I 荷 重
- II 許容應力
- III 應力算出方法

I 荷 重

1. 靜 荷 重。

イ、橋桁によるもの

K.S 12 を設計荷重とする上路鋼桁、I 形桁を使用す

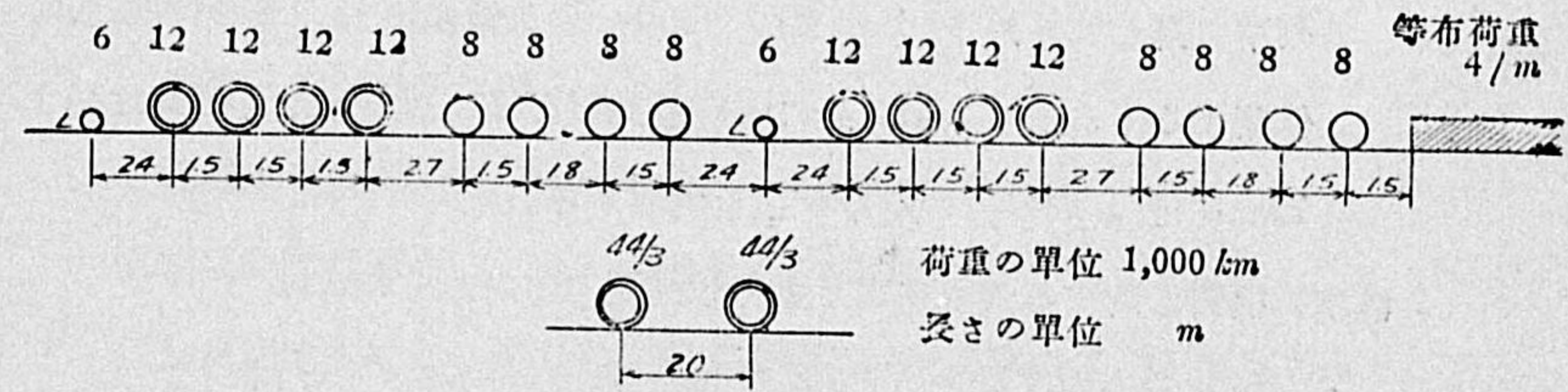
ロ、軌道重量

600 kg/m と定む

ハ、橋脚自重

混凝土の重量をとり 2,200 kg/m<sup>3</sup> とす

2. 動荷重 K.S 12 を用ふ。



動荷重は一軌道に對し上記の如くとり、甲乙の内孰れか部材に大なる應力を生ずべきものを用ふ。

3. 撃 衝 力。

2 に規定せる動荷重より生ずる橋脚反力に次式に依つて算出せる撃衝力を



加算する

$$I = R \times \frac{45}{L+45} \times \frac{R}{R+D+G}$$

上式中

$I$  = 撃衝力

$R$  = 動荷重による最大橋脚反力

$D$  = 橋桁及び軌道の重量

$G$  = 橋脚自重 (考ふる断面以上の)

$L$  = 支間 ( $m$ )

#### 4. 縦荷重。

列車の牽引及び制動に依るものである

動荷重の 20 % が反力に比例して沓上面に作用するものとす

#### 5. 横荷重。

風 壓

イ、列車の通過せざる場合には構造物の垂直投射面  $1 m^2$  に付  $150 kg$  とす

ロ、列車の通過する時には構造物の垂直投射面  $1 m^2$  に付  $100 kg$  とす  
列車に対しては長さ  $1 m$  に付  $400 kg$  とし軌條面上  $1.8 m$  の高さに作用するものとす。但し此の場合動荷重は 2 に規定せるもの又は長さ  $1 m$  に付  $1,500 kg$  の空車荷重を考慮する。

流水、橋脚に対する流水による動力學的壓力を考ふる時には

イ、流水の方向は線路と直角の方向とす

ロ、洪水位は橋脚上面までとし同一流速を以て同一の壓力を橋脚に及ぼすものとす

ハ、橋脚の浮力に依る垂直力の減少は之を考慮せず

流水による壓力

流水に対しては其の壓力により橋脚に生ずる應力が許容し得べき最大流速度を算出するに止む

但し其の場合に風壓を考ふる時は前項の (ロ) の場合の  $1/2$  とす

注意 特に洪水位高くして流速大なる橋脚に対しては特殊の設計をなすべし。

流木、流水及び河水凍結の虞ある場合には特に考慮するを要す。

#### 6. 地震力。

震度  $\frac{1}{5}$  とし各部の重量に比例して水平に作用するものとす、地震力による應力の算定をなす場合には動荷重を考慮せず

#### 7. 基礎に対する考慮。

橋脚基礎に於ける最大垂直力に對し、地盤の支持力不足する時は礎段を附して支持面積を増し又杭打基礎工を用ふる等の手段を講じて基礎の支持力を増すべし。

橋脚の基礎下面に於ける垂直力と水平力との比は其の最大なる場合に於て 0.2 を超過することを得ず。

地震力を考慮する場合にありては、基礎底面の地盤の支持力は相當の増加を許すものとす且其の垂直力と水平力との比は 0.5 迄許容するものとす。

#### Ⅰ 許容應力

混凝土の應壓力  $35 kg/cm^2$

混凝土の應張力  $2 kg/cm^2$

大體に於て従來の 1:3:6 の混凝土を標準とす

但し風壓流水による壓力を考慮する時には許容應力は 50 % 増しとし、地震應力を考慮する時には許容應力を 100 % 増とす。

但し實際計算に當りては許容應力より 10 % の超過を許す事とせり。

#### Ⅱ 應力算出方法

橋脚に生ずる應力を算出するには、橋脚は各断面に於て固定せられたる柱と



考へ、垂直力と水平力による彎曲率とを受くるものとする。

1. 動荷重を考慮したる場合の計算。

高さ  $h$  なる點の斷面の應力を求む

垂直力…… $N$

$$N = R + I + D + G$$

$R$  = 動荷重による橋脚反力

$I$  = 橋脚反力に對する撃衝力

$D$  = 橋桁及び軌道重量

$G$  = 高さ  $h$  なる點の斷面以上の橋脚自重

彎曲率…… $M$

$$M = T \times (h + \Delta h)$$

$T$  = 動荷重による縦荷重

$h$  = 橋脚の高さ

$\Delta h$  = 橋脚上面から沓の上面までの高さ

應力強度…… $\sigma$

$$\sigma = \frac{M}{W} \pm \frac{N}{A}$$

$\pm$ の内正號をとる場合には應壓力、負號の場合には應張力となる

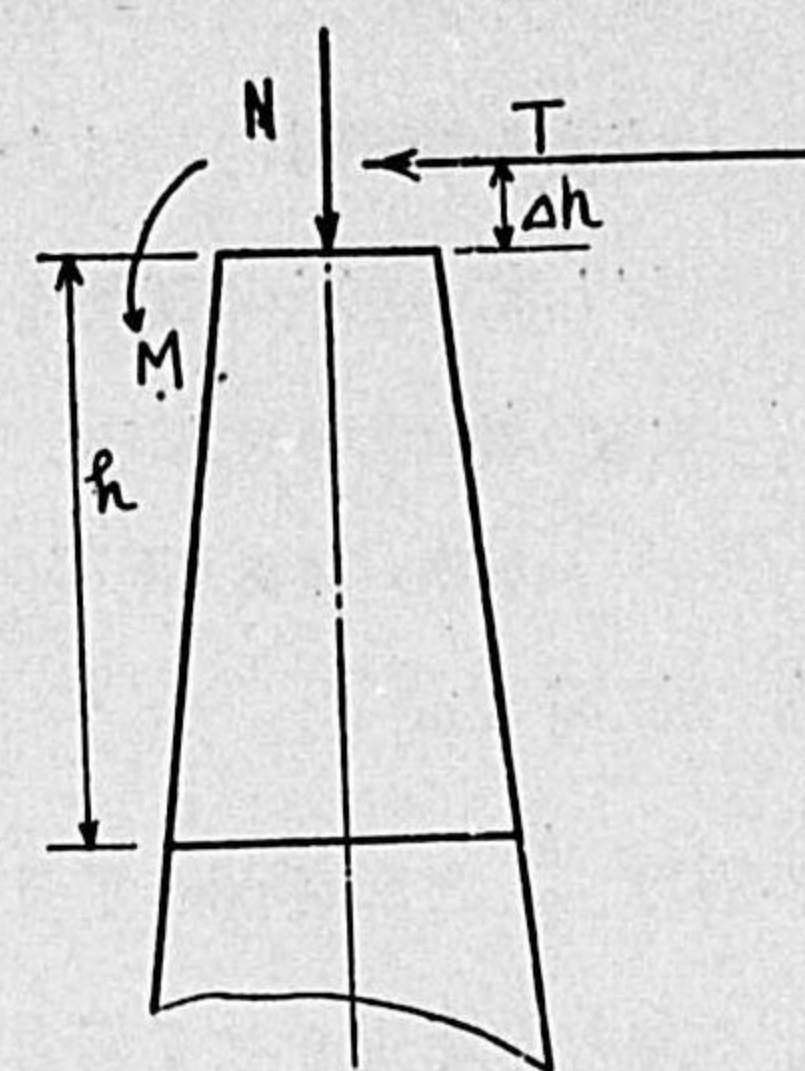
$W$  = 高さ  $h$  なる點の斷面の斷面係數

$A$  = 高さ  $h$  なる點の斷面の面積

2. 地震力を考慮したる場合の計算。

地震力は其の震度を  $\frac{1}{5}$  とし各部の重量に比例して水平に作用するものとする。

垂直力…… $N$



第 22 圖

$$N = D + G$$

$D$  = 橋桁、軌道の重量

$G$  = 橋脚自重

彎曲率…… $M$

$h$  = 橋脚の高さ

$\Delta h'$  = 橋脚頂面より軌條面まで

の高さの  $\frac{1}{2}$

橋桁及び軌道重量によるもの

$$\frac{1}{5} \times D \times (h + \Delta h')$$

橋脚自重によるもの

$$\frac{1}{5} \times G \times g$$

$$M = \frac{1}{5} [D \times (h + \Delta h') + G \times g]$$

$g$  高さ  $h$  なる橋脚の重心の高さ

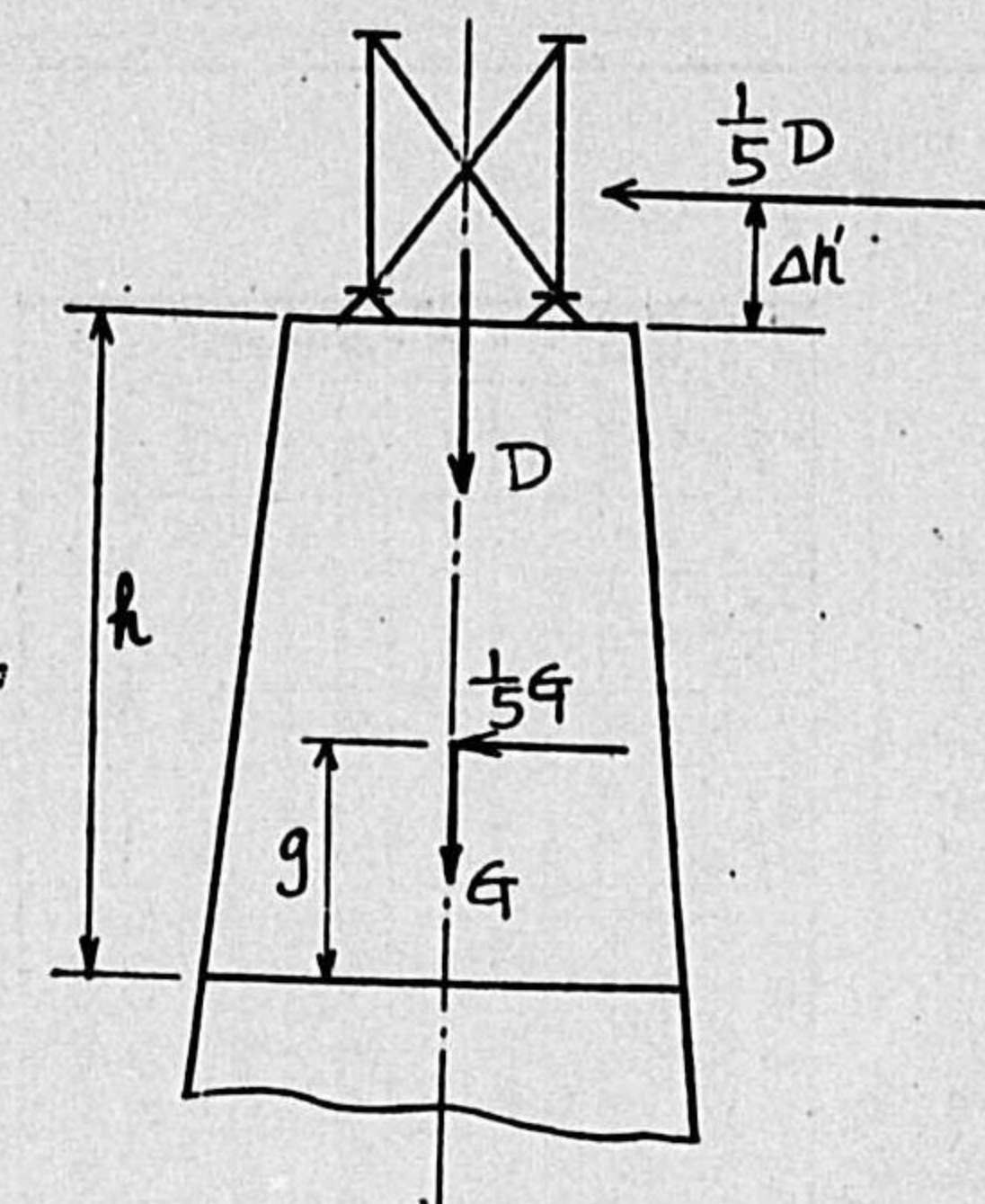
應力強度

$$\sigma = \frac{M}{W} \pm \frac{N}{A}$$

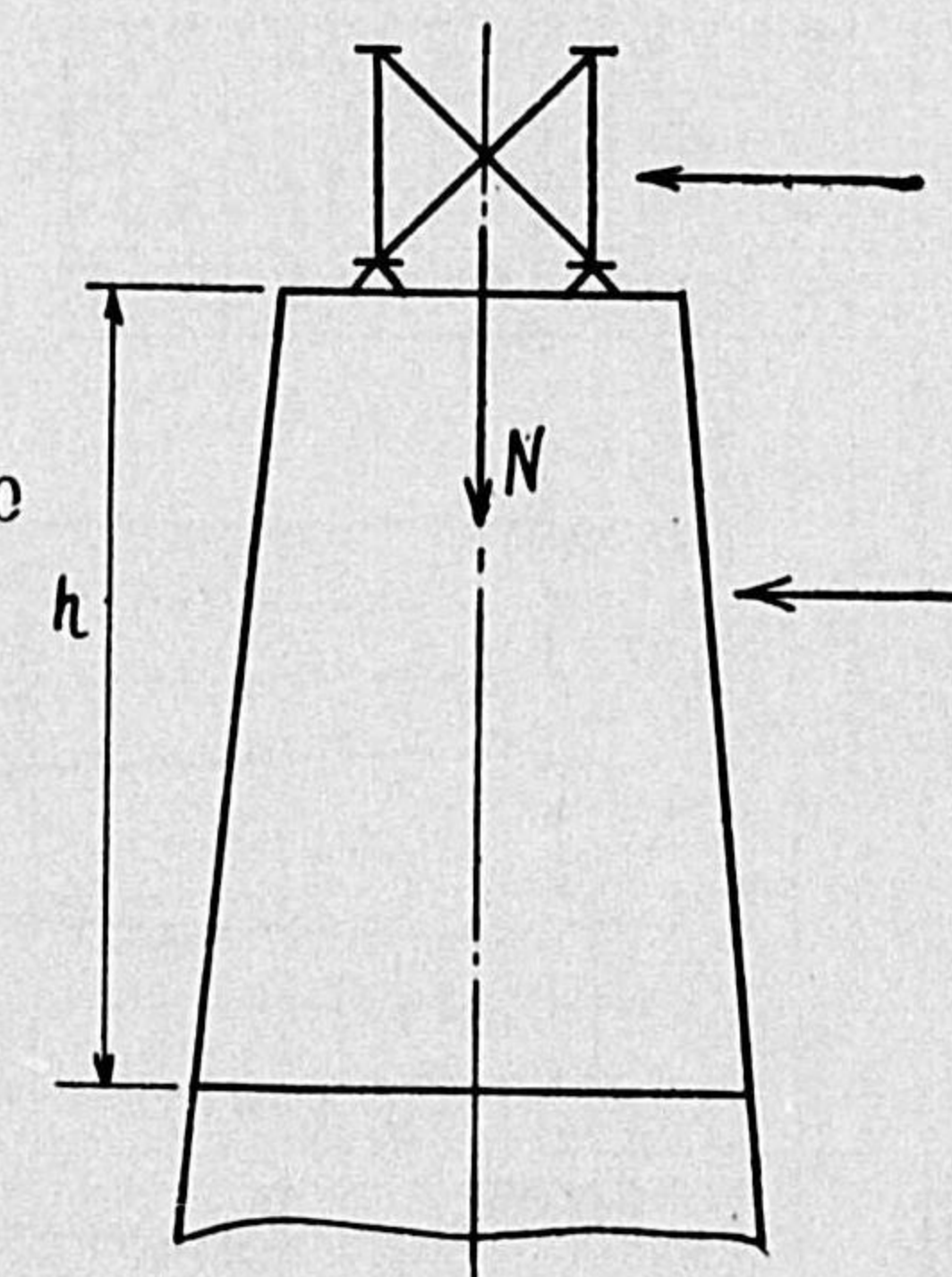
(但し此の場合には許容應力は 100% 増しとなる)

3. 風壓、流水による壓力等を考慮せる場合。

5 に列記せる横荷重を考慮す、此の場合にも垂直力と彎曲率とに依つて前記の場合と同様に應力を算出するを得る。



第 23 圖



第 24 圖

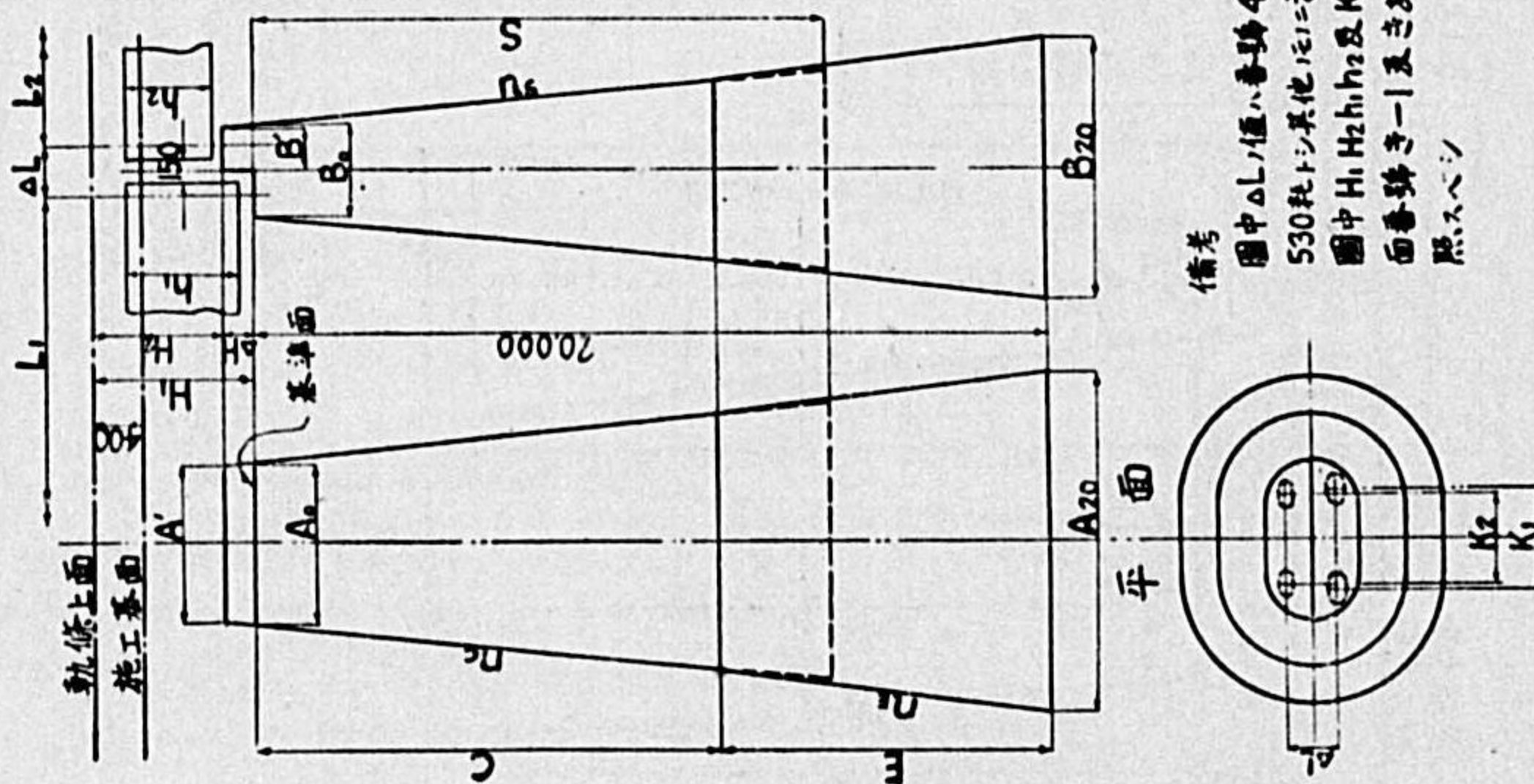






梁上踏鉄桁,工形桁用積圓形橋脚參考圖及主要寸法表  
動荷重 KS-12

支間 番號	支間		下段橋脚頂面基準より某面に於ける桁軸線数字を示す。於此に於ては、 A: 橋脚頂面基準より上段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。 B: 橋脚頂面基準より下段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。		橋脚頂面基準より某面に於ける桁軸線数字を示す。於此に於ては、 A <sub>0</sub> : 橋脚頂面基準より上段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。 B <sub>0</sub> : 橋脚頂面基準より下段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。		橋脚頂面基準より某面に於ける桁軸線数字を示す。於此に於ては、 C: 橋脚頂面基準より上段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。 D: 橋脚頂面基準より下段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。		橋脚頂面基準より某面に於ける桁軸線数字を示す。於此に於ては、 E: 橋脚頂面基準より上段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。 F: 橋脚頂面基準より下段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。		S面 桁軸線数字 1700 桁		
	L <sub>1</sub> L <sub>2</sub>	ΔH	A	B	A <sub>0</sub>	B <sub>0</sub>	C	D	E	F			
42	58.67	463	2641	471	2700	1000	3925	1645	3950	2250	5400	3700	3900
43	82	171	2673	539	1100	1775	2350	2975	2350	2975	5075	4775	4475
52	123.67	659	2618	509	1700	1825	2450	3175	1700	1825	5075	4775	4475
54	98	190	2676	588	1300	1925	2500	3175	1300	1925	5075	4775	4475
64	160.	377	2653	624	1400	1925	2500	3175	1400	1925	5075	4775	4475
74	192.	547	2832	666	1400	1925	2500	3175	1400	1925	5075	4775	4475
75	179.	357	2555	678	1500	2105	2750	3375	1500	2105	5075	4775	4475
85	223.	510	2926	718	1600	2205	2850	3475	1600	2205	5075	4775	4475
87	254.	319	2981	779	1600	2205	2850	3475	1600	2205	5075	4775	4475
97	254.	319	2981	779	1600	2205	2850	3475	1600	2205	5075	4775	4475
108	315.223	462	3138	812	3200	1700	3867	2967	4533	3033	5367	3867	4700
109	254	296	3160	830	3200	1700	3867	2967	4533	3033	5367	3867	4700



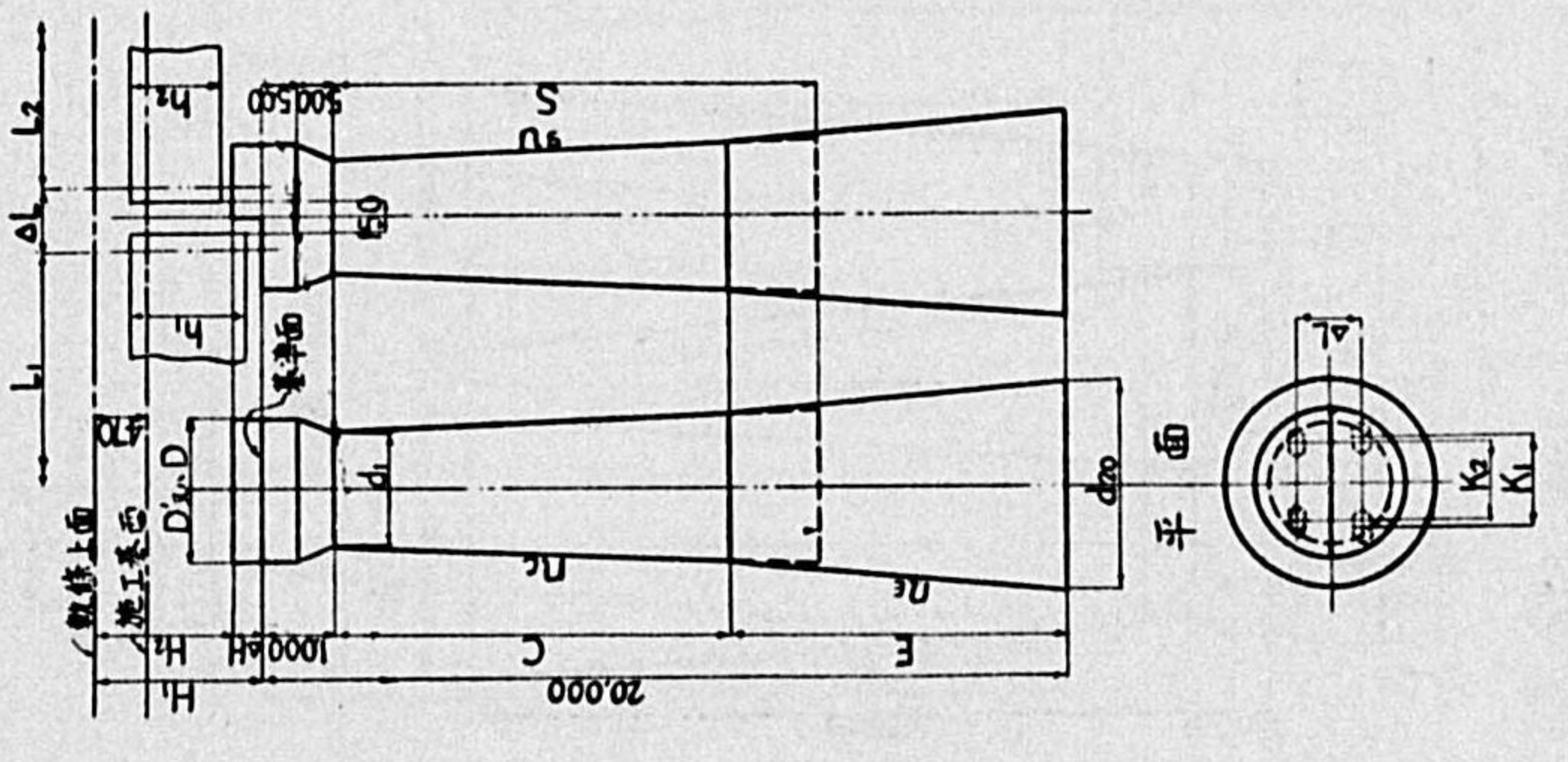
橋脚橋体容積表

支間 番號	橋脚頂面基準より上段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。		橋脚頂面基準より下段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。		容積 V <sub>0</sub>
	L <sub>1</sub> L <sub>2</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	
42	58.67	1861	4225	9766	16841
43	82	1949	5222	10149	17402
52	123.67	2011	5281	10211	17464
54	98	2073	5484	10565	17924
64	160.	2271	5766	11000	18602
74	192.	2545	6457	12138	20281
75	179.	2601	6529	12459	21108
85	223.	2762	6936	13273	21765
87	254.	2820	7138	13725	22313
97	254.	3007	7670	14276	22985
108	315.223	3272	8173	15458	25826
109	254	3234	8135	15400	25800

備考  
圖中ΔL、他、普通脚42及52、橋脚、於ては、  
530桁トシ、其他、凡て、凡て、610桁トシ、  
圖中H<sub>1</sub>、H<sub>2</sub>、h<sub>1</sub>、h<sub>2</sub>及K<sub>1</sub>、K<sub>2</sub>、各数値、  
面番號より一覽に於て、一覽に於て、  
示す。

梁上踏鉄桁,工形桁用積圓形橋脚參考圖及主要寸法表  
動荷重 KS-15

支間 番號	支間		下段橋脚頂面基準より某面に於ける桁軸線数字を示す。於此に於ては、 A: 橋脚頂面基準より上段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。 B: 橋脚頂面基準より下段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。		橋脚頂面基準より某面に於ける桁軸線数字を示す。於此に於ては、 A <sub>0</sub> : 橋脚頂面基準より上段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。 B <sub>0</sub> : 橋脚頂面基準より下段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。		橋脚頂面基準より某面に於ける桁軸線数字を示す。於此に於ては、 C: 橋脚頂面基準より上段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。 D: 橋脚頂面基準より下段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。		橋脚頂面基準より某面に於ける桁軸線数字を示す。於此に於ては、 E: 橋脚頂面基準より上段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。 F: 橋脚頂面基準より下段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。		S面 桁軸線数字 1100 桁	
	L <sub>1</sub> L <sub>2</sub>	ΔH	A	B	A <sub>0</sub>	B <sub>0</sub>	C	D	E	F		
42	58.67	534	2600	2600	2100	2500	3000	3833	4667	900	1000	1100
43	82	128	2544	3100	2600	2600	2600	2600	2600	2600	2600	2600
52	123.67	763	2700	2700	2700	2644	2700	2700	2700	2700	2700	2700
54	98	229	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700	2700
64	160.	399	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800
74	192.	582	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800
75	179.	353	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900
85	223.	529	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900
87	254.	379	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000
108	315.223	549	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000
109	254	346	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000	3000



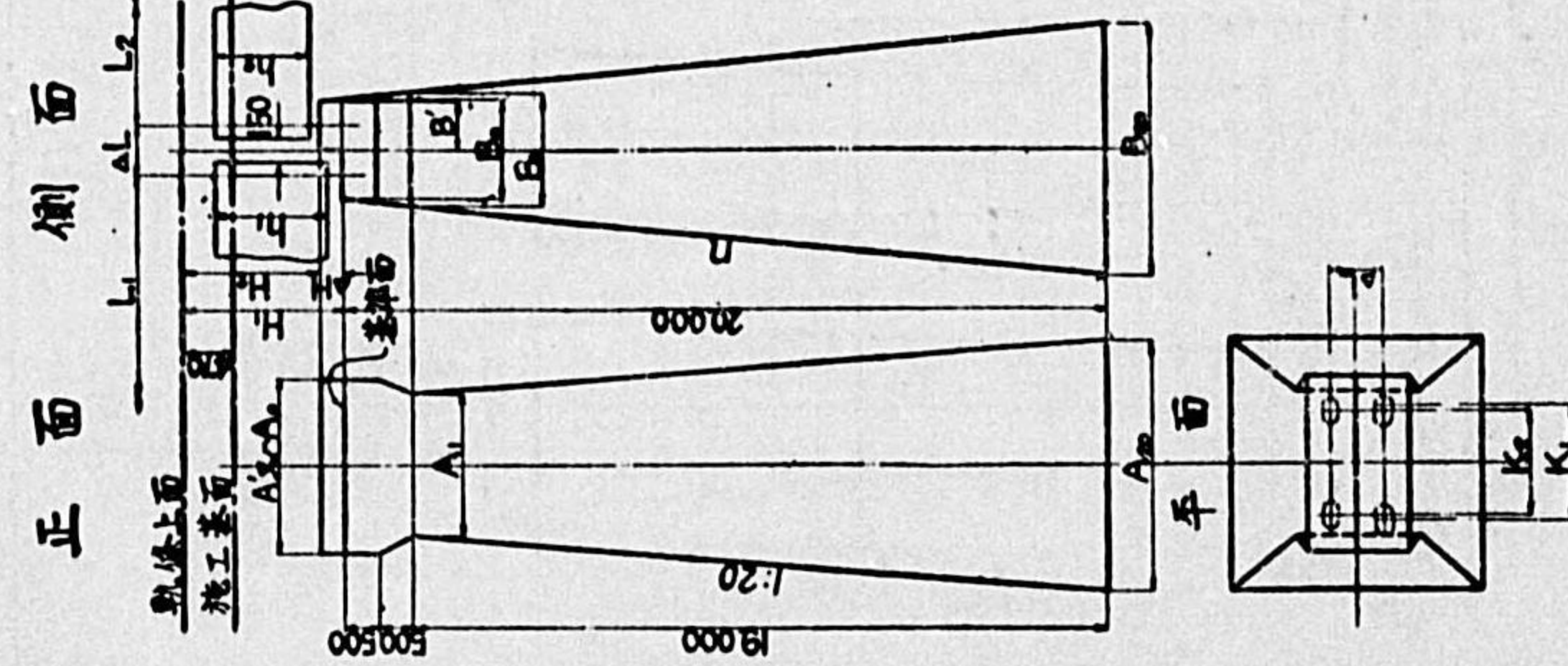
備考  
圖中ΔL、他、普通脚42及52、橋脚、  
於ては、530桁トシ、其他、  
凡て、凡て、610桁トシ、  
特記、凡て、凡て、  
圖中H<sub>1</sub>、H<sub>2</sub>、h<sub>1</sub>、h<sub>2</sub>及K<sub>1</sub>、K<sub>2</sub>、各数  
値、一覽に於て、  
示す。

橋脚橋体容積表

支間 番號	橋脚頂面基準より上段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。		橋脚頂面基準より下段橋脚頂面基準に於ける桁軸線数字を示す。		容積 V <sub>0</sub>
	L <sub>1</sub> L <sub>2</sub>	V <sub>1</sub>	V <sub>2</sub>	V <sub>3</sub>	
42	58.67	2751	5769	9876	16841
43	82	2716	5956	10233	17688
52	123.67	2502	5706	10585	18040
54	98	2437	5800	10929	18760
64	160.	2529	6106	11315	19825
74	192.	2748	6566	12064	20921
75	179.	2750	6702	12402	20761
85	223.	2978	7183	13275	22114
87	254.	3087	7553	13958	22966
97	254.	3213	7430	14434	24475
108	315.223	3147	7935	15273	25715
109	254	3108	7872	15454	26095



架設上路鋼桁工形桁用矩形橋脚參考圖及主要寸法表  
動荷重 KS-15



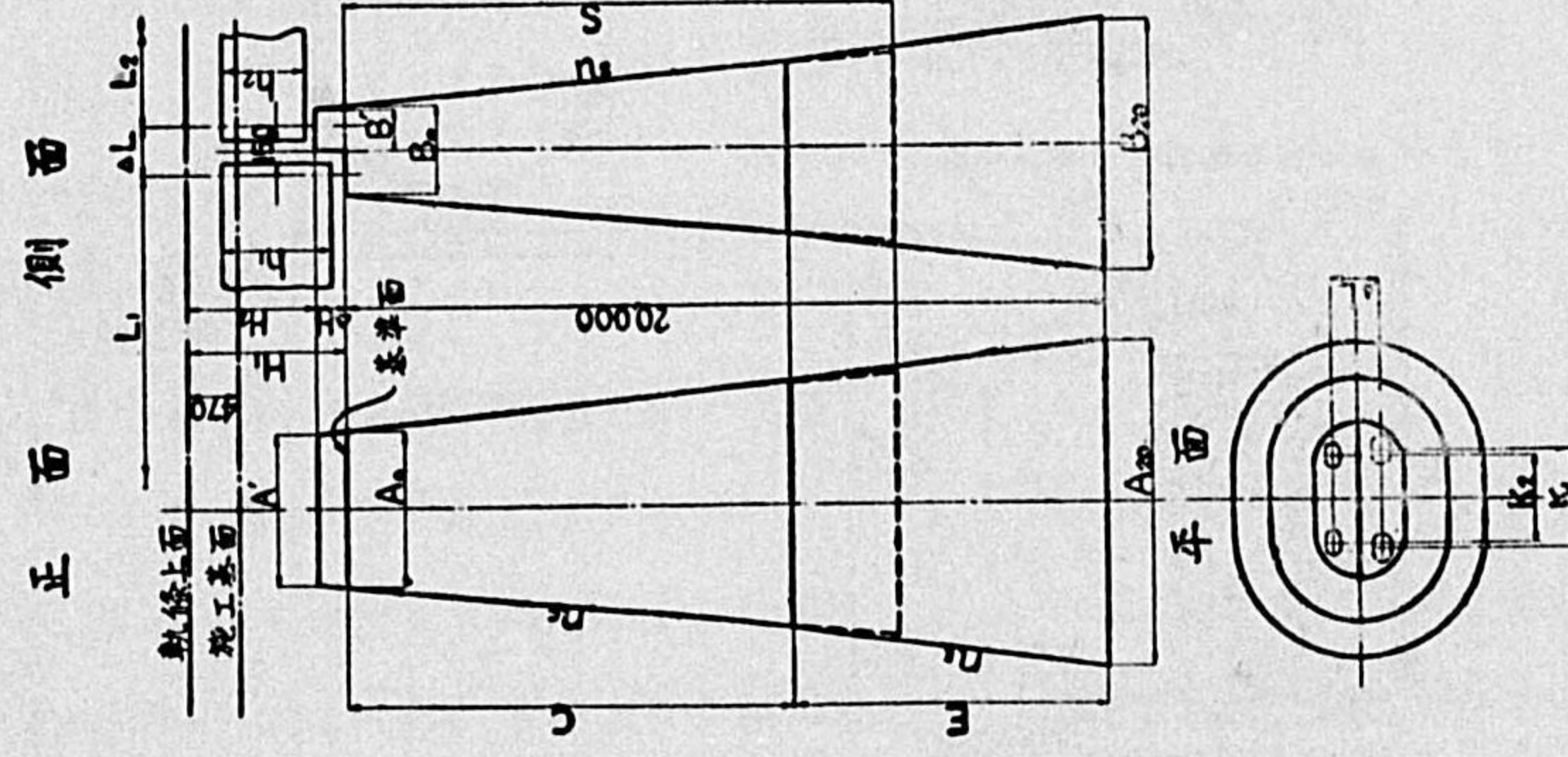
各支間 幅	深さ寸法		上面幅		下面幅		断面幅		断面高		断面積		断面重心		断面慣性		
	L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	
42	534	671	534	2500	517	2500	1100	2200	1225	2600	1725	3100	2350	3600	2975	4100	3600
43	534	671	534	2500	517	2500	1100	2200	1225	2600	1725	3100	2350	3600	2975	4100	3600
52	729	867	729	2600	552	2600	1200	2300	1325	2700	1825	3200	2525	3700	3200	4200	3867
54	729	867	729	2600	552	2600	1200	2300	1325	2700	1825	3200	2525	3700	3200	4200	3867
64	1024	1162	1024	2700	625	2700	1300	2400	1425	2800	1925	3300	2725	3900	3475	4500	4067
74	1320	1458	1320	2800	661	2800	1400	2500	1525	2900	2025	3400	2925	4000	3575	4600	4167
75	1320	1458	1320	2800	661	2800	1400	2500	1525	2900	2025	3400	2925	4000	3575	4600	4167
85	1723	1861	1723	2900	716	2900	1500	2600	1625	3000	2125	3500	3025	4100	3675	4700	4267
87	1723	1861	1723	2900	716	2900	1500	2600	1625	3000	2125	3500	3025	4100	3675	4700	4267
97	2224	2362	2224	3000	771	3000	1600	2700	1725	3100	2225	3600	3125	4200	3775	4800	4367
108	3152	3290	3152	3100	826	3100	1700	2800	1825	3200	2325	3700	3225	4300	3875	4900	4467
109	3152	3290	3152	3100	826	3100	1700	2800	1825	3200	2325	3700	3225	4300	3875	4900	4467

橋脚躯体容積表

備考：圖中L<sub>1</sub>、L<sub>2</sub>、値は各號42及52、橋脚=於ハ530號、トシテ其他、モハ510、凡ハ610號トシ、  
圖中H<sub>1</sub>、H<sub>2</sub>、h<sub>1</sub>、h<sub>2</sub>、及K<sub>1</sub>、K<sub>2</sub>、各容積値ハ、  
「圖面各號中5-1及5-5」ニモテ、  
集積スベシ、  
特記セザルニテ、各容積値ハ、  
概以テ、

各支間 幅	深さ寸法		上面幅		下面幅		断面幅		断面高		断面積		断面重心		断面慣性		
	L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	
42	534	671	534	2500	517	2500	1100	2200	1225	2600	1725	3100	2350	3600	2975	4100	3600
43	534	671	534	2500	517	2500	1100	2200	1225	2600	1725	3100	2350	3600	2975	4100	3600
52	729	867	729	2600	552	2600	1200	2300	1325	2700	1825	3200	2525	3700	3200	4200	3867
54	729	867	729	2600	552	2600	1200	2300	1325	2700	1825	3200	2525	3700	3200	4200	3867
64	1024	1162	1024	2700	625	2700	1300	2400	1425	2800	1925	3300	2725	3900	3475	4500	4067
74	1320	1458	1320	2800	661	2800	1400	2500	1525	2900	2025	3400	2925	4000	3575	4600	4167
75	1320	1458	1320	2800	661	2800	1400	2500	1525	2900	2025	3400	2925	4000	3575	4600	4167
85	1723	1861	1723	2900	716	2900	1500	2600	1625	3000	2125	3500	3025	4100	3675	4700	4267
87	1723	1861	1723	2900	716	2900	1500	2600	1625	3000	2125	3500	3025	4100	3675	4700	4267
97	2224	2362	2224	3000	771	3000	1600	2700	1725	3100	2225	3600	3125	4200	3775	4800	4367
108	3152	3290	3152	3100	826	3100	1700	2800	1825	3200	2325	3700	3225	4300	3875	4900	4467
109	3152	3290	3152	3100	826	3100	1700	2800	1825	3200	2325	3700	3225	4300	3875	4900	4467

架設上路鋼桁工形桁用精圓形橋脚參考圖及主要寸法表  
動荷重 KS-15



各支間 幅	深さ寸法		上面幅		下面幅		断面幅		断面高		断面積		断面重心		断面慣性		
	L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	
42	534	671	534	2500	517	2500	1100	2200	1225	2600	1725	3100	2350	3600	2975	4100	3600
43	534	671	534	2500	517	2500	1100	2200	1225	2600	1725	3100	2350	3600	2975	4100	3600
52	729	867	729	2600	552	2600	1200	2300	1325	2700	1825	3200	2525	3700	3200	4200	3867
54	729	867	729	2600	552	2600	1200	2300	1325	2700	1825	3200	2525	3700	3200	4200	3867
64	1024	1162	1024	2700	625	2700	1300	2400	1425	2800	1925	3300	2725	3900	3475	4500	4067
74	1320	1458	1320	2800	661	2800	1400	2500	1525	2900	2025	3400	2925	4000	3575	4600	4167
75	1320	1458	1320	2800	661	2800	1400	2500	1525	2900	2025	3400	2925	4000	3575	4600	4167
85	1723	1861	1723	2900	716	2900	1500	2600	1625	3000	2125	3500	3025	4100	3675	4700	4267
87	1723	1861	1723	2900	716	2900	1500	2600	1625	3000	2125	3500	3025	4100	3675	4700	4267
97	2224	2362	2224	3000	771	3000	1600	2700	1725	3100	2225	3600	3125	4200	3775	4800	4367
108	3152	3290	3152	3100	826	3100	1700	2800	1825	3200	2325	3700	3225	4300	3875	4900	4467
109	3152	3290	3152	3100	826	3100	1700	2800	1825	3200	2325	3700	3225	4300	3875	4900	4467

備考：圖中L<sub>1</sub>、L<sub>2</sub>、値は各號42及52、橋脚=於ハ530號、トシテ其他、モハ510、凡ハ610號トシ、  
特記セザルニテ、各容積値ハ、  
概以テ、

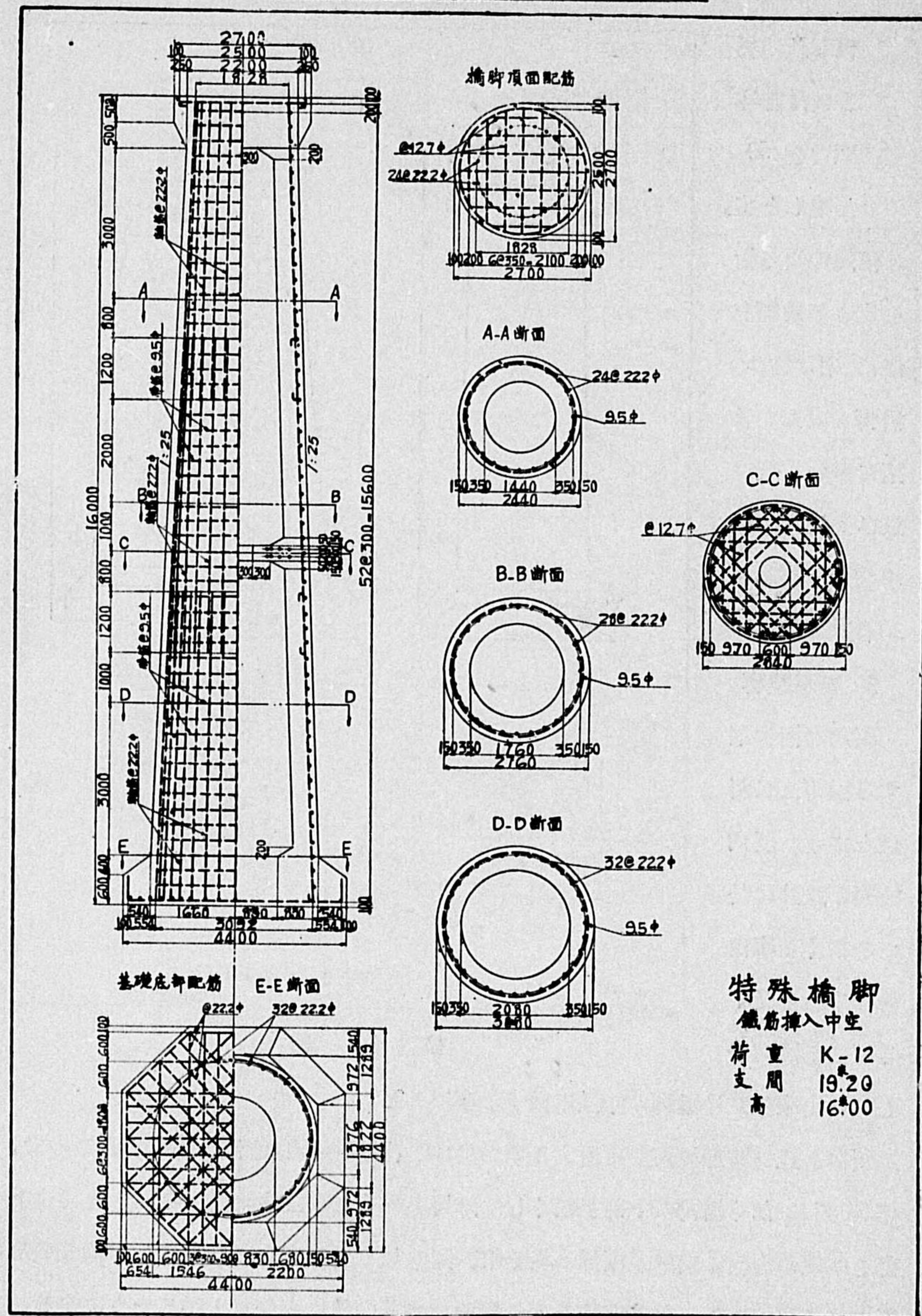
橋脚躯体容積表

各支間 幅	深さ寸法		上面幅		下面幅		断面幅		断面高		断面積		断面重心		断面慣性		
	L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	A <sub>1</sub>	A <sub>2</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	
42	534	671	534	2500	517	2500	1100	2200	1225	2600	1725	3100	2350	3600	2975	4100	3600
43	534	671	534	2500	517	2500	1100	2200	1225	2600	1725	3100	2350	3600	2975	4100	3600
52	729	867	729	2600	552	2600	1200	2300	1325	2700	1825	3200	2525	3700	3200	4200	3867
54	729	867	729	2600	552	2600	1200	2300	1325	2700	1825	3200	2525	3700	3200	4200	3867
64	1024	1162	1024	2700	625	2700	1300	2400	1425	2800	1925	3300	2725	3900	3475	4500	4067
74	1320	1458	1320	2800	661	2800	1400	2500	1525	2900	2025	3400	2925	4000	3575	4600	4167
75	1320	1458	1320	2800	661	2800	1400	2500	1525	2900	2025	3400	2925	4000	3575	4600	4167
85	1723	1861	1723	2900	716	2900	1500	2600	1625	3000	2125	3500	3025	4100	3675	4700	4267
87	1723	1861	1723	2900	716	2900	1500	2600	1625	3000	2125	3500	3025	4100	3675	4700	4267
97	2224	2362	2224	3000	771	3000	1600	2700	1725	3100	2225	3600	3125	4200	3775	4800	4367
108	3152	3290	3152	3100	826	3100	1700	2800	1825	3200	2325	3700	3225	4300	3875	4900	4467
109	3152	3290	3152	3100	826	3100	1700	2800	1825	3200	2325	3700	3225	4300	3875	4900	4467

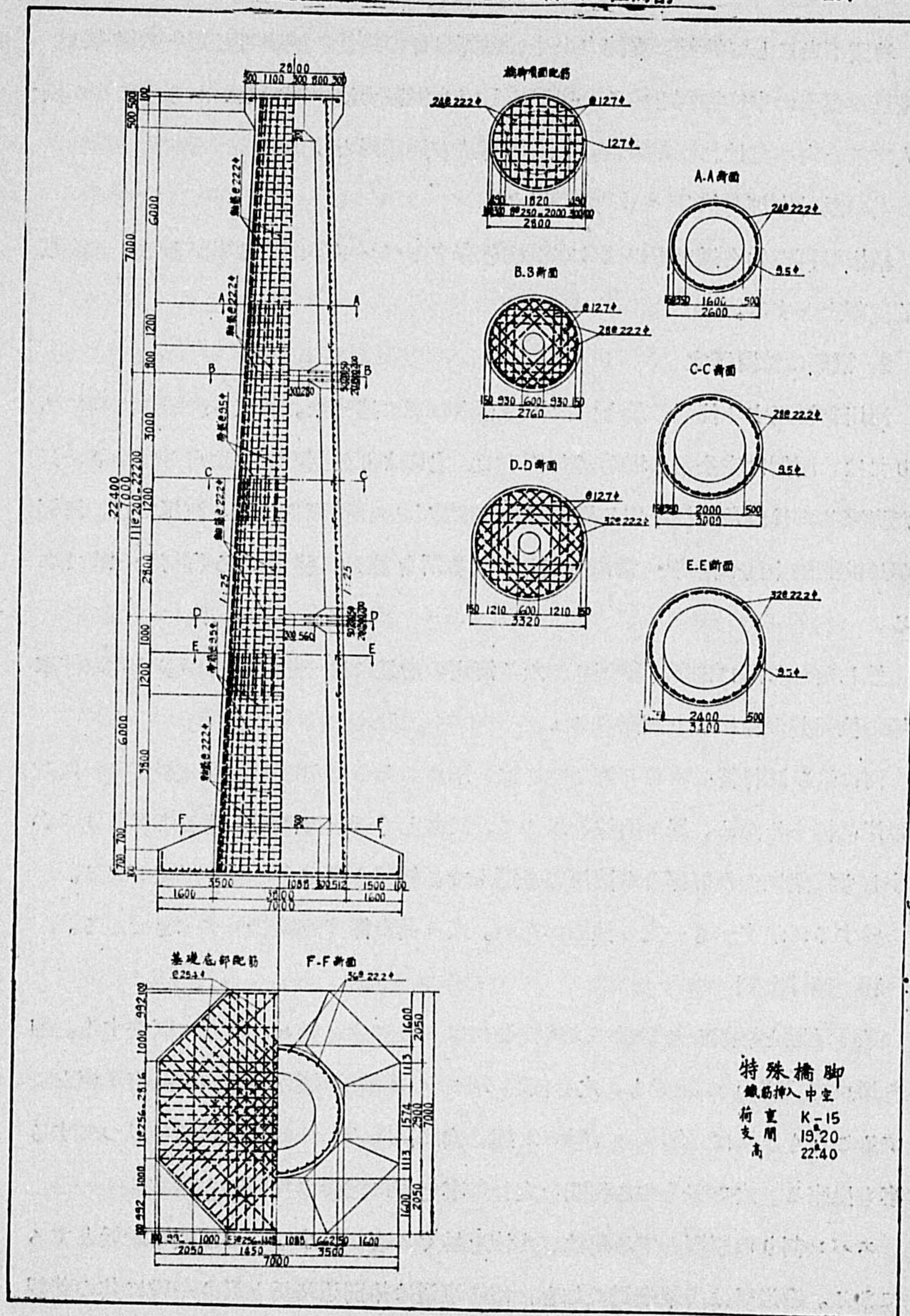








第 33 圖



第 34 圖



地質不良にして地盤の支持力少く、橋脚自身の重量を減ずる必要がある場合は、  
 鐵筋混凝土の中空橋脚とする。中空にしても混凝土は水密でないから中に水が入ると考へなければならぬ。中空橋脚は普通圓形とする。

其の設計實例を第33～43圖に掲ぐ。

構桁橋脚の如く長きものは2本の柱を有するベンド型にする事がある。勿論鐵筋混凝土とする。

### 9 橋梁の位置選定

河川を横斷する位置に就きては線路選定の章に述べた。整理されたる河川にありては、兩側に完全なる堤防があるので、之により橋梁の長さは自ら定まり。只だ出来るだけ直角に横斷する様に努むれば宜しい。整理されざる河川では、河幅が比較的狭く且つ河身が常に一定して居る所を直角に横斷する様努むべきである。

然しながら河口に近く整理されたる河川の附近には一般に都會が多く其の停車場の位置其の他により制限される。

河に沿ひ溪谷特に峡谷を遡る時には、兩岸にある僅かの平坦地を選び、左右の岸に轉ずるため、屢々曲線を以つて、又甚しく斜角に河川を渡る事があり、必ずしも橋梁にのみ好都合の渡河點を選んで、線路を選定する事が困難である。

要するに示すべき一定の法則がない。夫々其の都度比較判斷すべきである。

### 10 徑間割

架橋地點と橋梁の全延長が大略定まれば、次に之を種々の徑間に區分する。即ち延長約100mの橋梁も、之を徑間70mの構桁1連と30mの鈹桁1連とにすることもあれば、50mの構桁2連、或は徑間20mの鈹桁5連を以つてする事も出来る。之を區分する徑間を定むる事を俗に橋梁の徑間割と稱す。

スパン割りの原則とする所は、水流を妨ぐる事が最小で且つ工費を最低とするにある。鐵道橋は高架鐵道の如き市街の鐵道は格別道路橋と異り一般に其の美觀

を考慮に入れる必要がない。目的に適ふ橋梁を最も經濟的に架設すれば宜しい。

桁の代價は一定であり、其の架設費も假足場を設け其の上に於て組立つるもの以外は、橋脚の高さに餘り關係がなく場所により差異が少ない。一律に評價し難いのは橋臺橋脚、即ち一般にサブ・ストラクチャーと稱するもの、工費である。スーパー・ストラクチャーの工費は場所により異なる度が少ない。

サブ・ストラクチャーの工費を支配するものは其の基礎である。従つて徑間割をなすには先づ河床の地質を明にしなければならぬ。

特に大橋梁に於ては、地質により架橋地點をも變更する事がある。試験ボーリングに工費と時間とを費すことを厭つてはならない。

河の河口附近の下流沈積層の柔軟なる地層では、ボーリングにより地質を知る事だけで充分とせず、杭の支持力、沈井工の摩擦抵抗、地盤の支持力を知る爲めに試験杭を打ち、又は荷重試験、それも原寸試験を行ふ必要がある事がある。

地質を知り、之に應じて基礎土の種類、即ち其の根入、基礎杭の要不要、沈井工の深さ等を豫想し得るに至れば、サブ・ストラクチャーの工費を推定し得、經濟的の「徑間割」をなし得る。

### 11 橋脚による背水の上昇

徑間割の際問題となるのは、橋脚の水流に與ふる障碍の程度である。橋脚の河川に與ふる障碍に二種類ある。

一つは其の爲めに水流の方向を多少變じて、下流に於て豫想せざる地點に水流が突きかゝる事であつて、橋架が河川を多少斜角に横斷する爲めに起る。即ち、水流は障碍物を直角に乗り越さんとする傾向があるので、橋脚の線と直角の方向に流れんとする。斜角の橋梁を避くるのは主として此の爲めである。他は橋脚のために通路を狭めらるゝ結果、其の上流と下流とに水位の差を生じ、上流では湛水する傾向となり、橋脚の附近に於て流れが激しく河床が洗掘さるゝ事となる。

河中にある障碍物の爲め水面の上昇する高さは、以前から水理學者の研究の對



象となり、諸種の公式が発表されて居るが、人工の小水路に於ける実験、又は、これ以外には合致せざる假定に基き、計算されたものである爲め、我國に於て橋脚の水流に對する障碍を最も多く考慮するの必要のある如き河川に、果して正しく適用し得るや否やは疑問である。種々の書籍から諸種の公式を次に列挙する。

1. Debauxe

$$Z = \frac{\alpha Q^2}{2g} \left\{ \frac{1}{C_c^2 B^3 H^2} - \frac{1}{B_1^2 (H+Z)^2} \right\}$$

$\alpha = 1.11$  (by Flamant)

$Q =$  discharge

$B =$  河幅

$g =$  gravity

$B_1 =$  橋脚を除きたる河幅

$H =$  河深

$Z =$  水位上昇

$C_c < 1$  Coef of Contraction

2. Merriman

$$q = c \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} B(H+h)^{3/2} + 6 D(H+h)^{1/2} \right\}$$

$c =$  Coef of discharge 0.75 ~ 0.9 普通 0.8

$h =$  Vel head

$H =$  水位上昇

$B =$  河幅

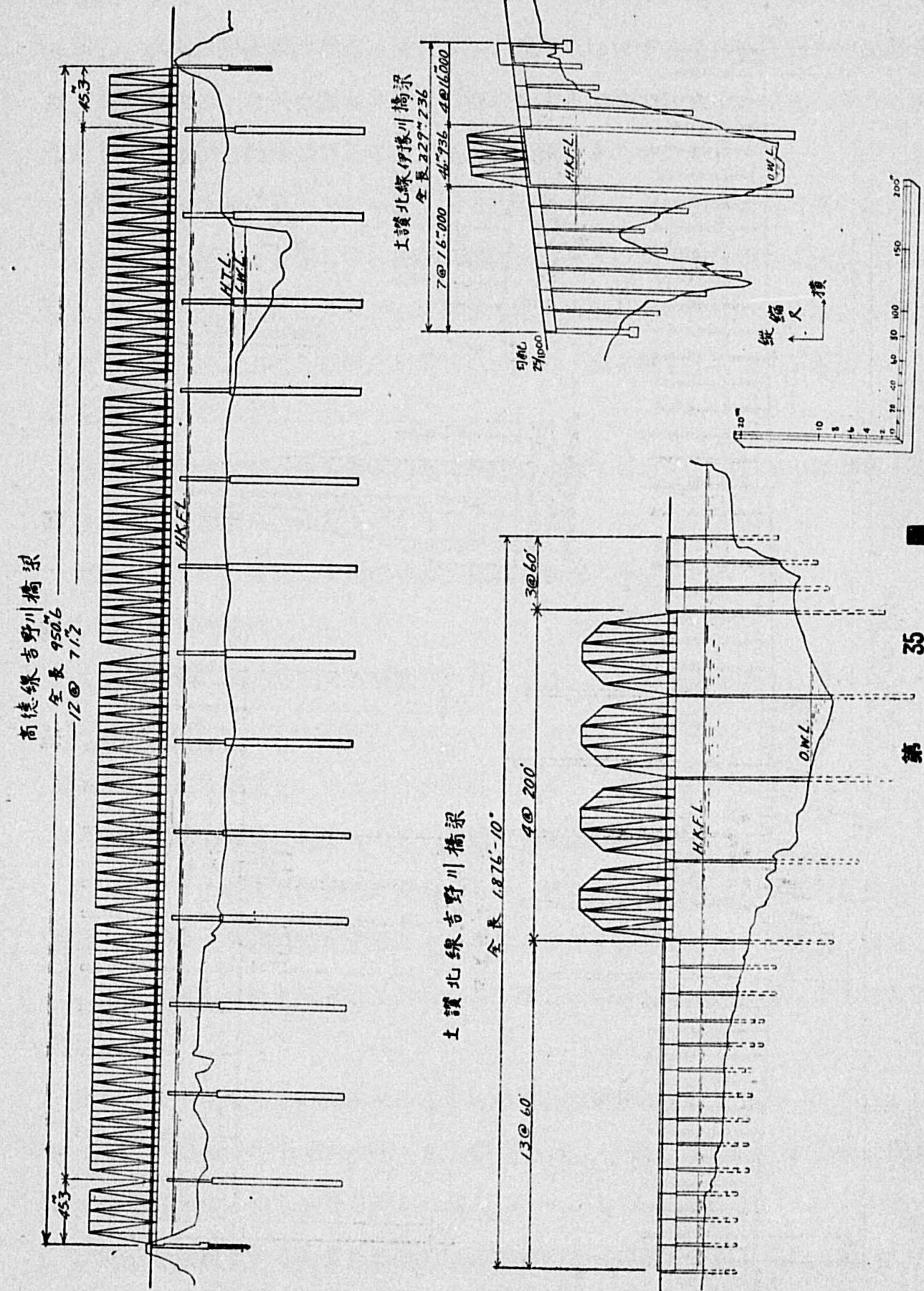
$b =$  橋脚築造後の河幅

$q =$  discharge

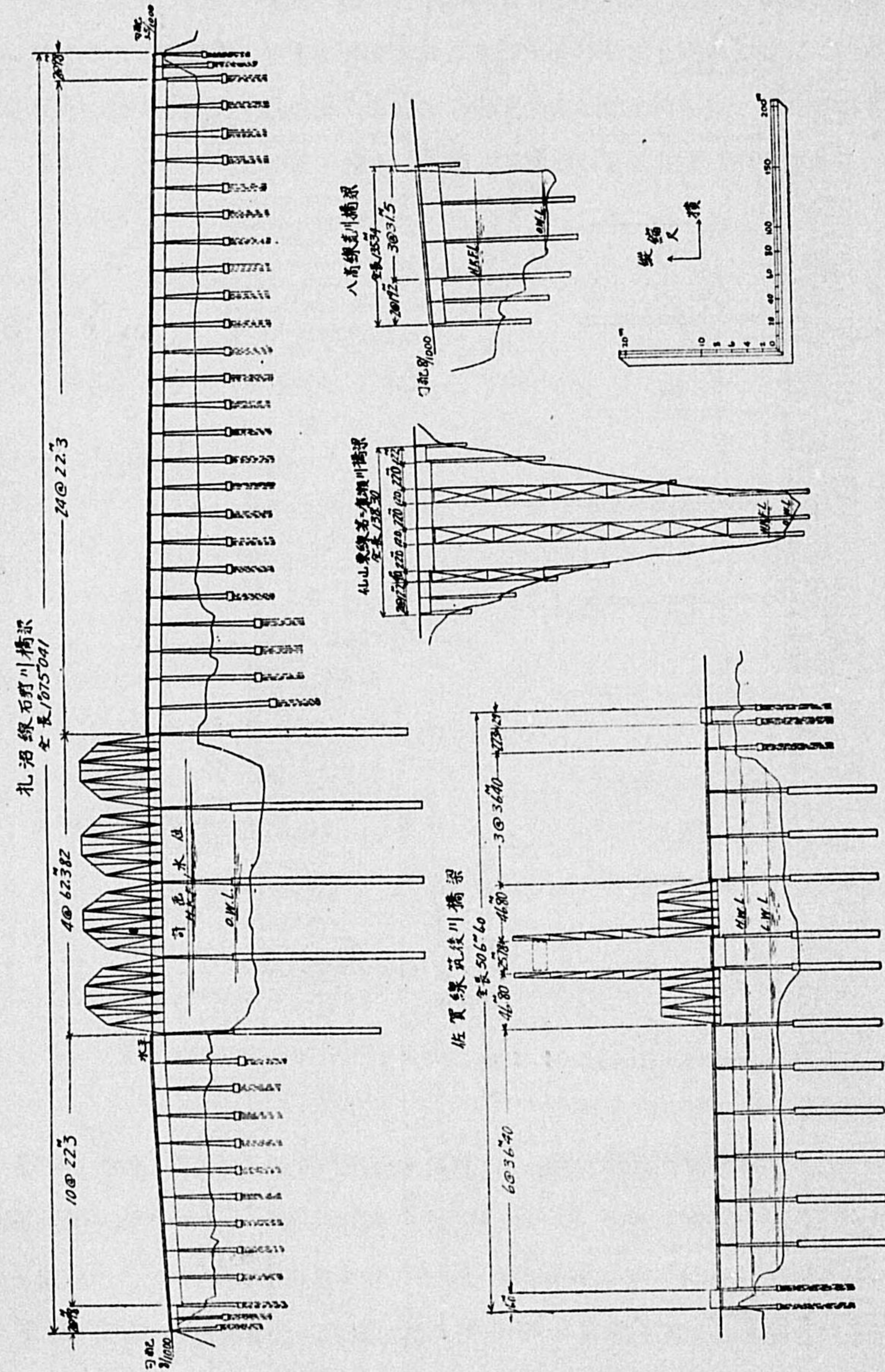
$g =$  gravity

$D =$  natural depth

是等の公式は次の諸點に於て實際と隔離して居るのは誰でも指摘し得る。第一河幅全體を通じて水が一様に流れると假定してある。従つて橋脚の幅員の總和のみを計算に入れて、箇々の幅員を考へない。即ち中流に於て 65 m の径間とし堤防の近くで 20 m とするの、河幅全體を径間 50 m の桁で渡るのも同じ結果を與







36 第

ふる。

第二、洪水の際橋脚の周圍は洗掘され、後平水に復するまでに洗掘された幾分は又埋め戻さる。河床の断面は洪水の時のを採るべきであるに、平水の時の河床で計算する。即ち橋脚の爲めに生ずる河床の變化を考へない。

前記の公式は各々異つた數字を與ふるのみならず、其の根本に於て斯の如く實際と隔離して居るにも係らず、橋梁の徑間割に付き、河川の管理者に設計を協議する際、是等の公式により水面の上昇する事を主張して、極端の場合は、橋梁の上流背水曲線の及ぶ限り、鐵道に於て、堤防の「嵩さ置き」をなす事を要求された實例もある。非常識の極である。

然して實際洪水時に橋脚は如何なる程度に水流を妨げ、水位が其の爲めに上昇する高さを觀測發表されたものがない。

著名なる河川を横斷る鐵道橋の徑間割を別表に示す。

### 12 徑間割の法則

工事費を最も經濟的にする徑間割に付きては、一定の法則がない。昔からスーパー・ストラクチャーとサブ・ストラクチャーの工費が等しくなれば工事費が最低だと、確な理由なしに云ひ傳へられて居る。又基礎まで入れた縦断面圖で、桁と橋脚とが正方形に近くなるのが最低だとも云はれて居る。

徑間により桁の代價が如何に變化するか、徑間と橋臺橋脚との關係等を數式に表はし、微分して最小額を求むると云ふ如き方法を採用よりは、實際二三設計して、橋臺橋脚の容積を圖表より計算し、工事費の概算額を求めて比較する方が捷徑である。

小さき河川又は高さの餘り高からざる陸橋、棧道橋にては、徑間 10 m 又は 15 m を以つて連續せしむるのが最も經濟的である。一般に 10~14 m の桁は最も多く使用さるゝ。少し大なる河川は徑間 20~24 m とする。

沈井工を基礎とする必要ある所では、(地盤の支持力小さきか、洗掘を考へて根



入りを深くする所) 一般に径間 24 m 以上とする。

径間 27 m と云ふ鉸桁は、特別の場所に 1 連か 2 連架するものが普通であつて、之を連続して數径間架する事はない。鉸桁としての設計寸法従つて其の重量に、径間 24 m と 27 m との間に或る階段があり、27 m は架設其の他取扱い上不便であつて不経済となる。

河川の堤防より堤防に至る橋梁の全長の内で、平水路として常に水が流れ、洪水の際には河の流心となり、流速の大となる主要部分には一般に橋の径間を大きくし、平素水がなく洪水時にのみ流るゝ所は径間を小にする。一般に云つて主要部分を径間 70 m の構桁にすれば、両側の堤防に近き部分は径間 24 m の鉸桁、径間 50 m の構桁には径間 20 m の鉸桁、主要部分は 24 m 又は 20 m の鉸桁ならば、其の両側は 14 m 又は 10 m の鉸桁と云ふ如き組合せとなる。

平地の河川を横断する橋梁の径間割は殆んど一定され、所により大差はない。川幅流量等似たる實例を採用すれば大なる誤りはない。只地質特に柔軟なる場合にのみ特別の考慮を要する。河川の大さのみから径間割を定め、愈々工事に着手して後一部地質不良なるを發見せるも今更径間割の變更が出来ず、径間 14 m の橋脚に特別の沈井工の基礎としたが如き實例はある。

溪谷を線路の施工基面が高く横断する時には、種々異なる設計があり比較講究する必要がある。

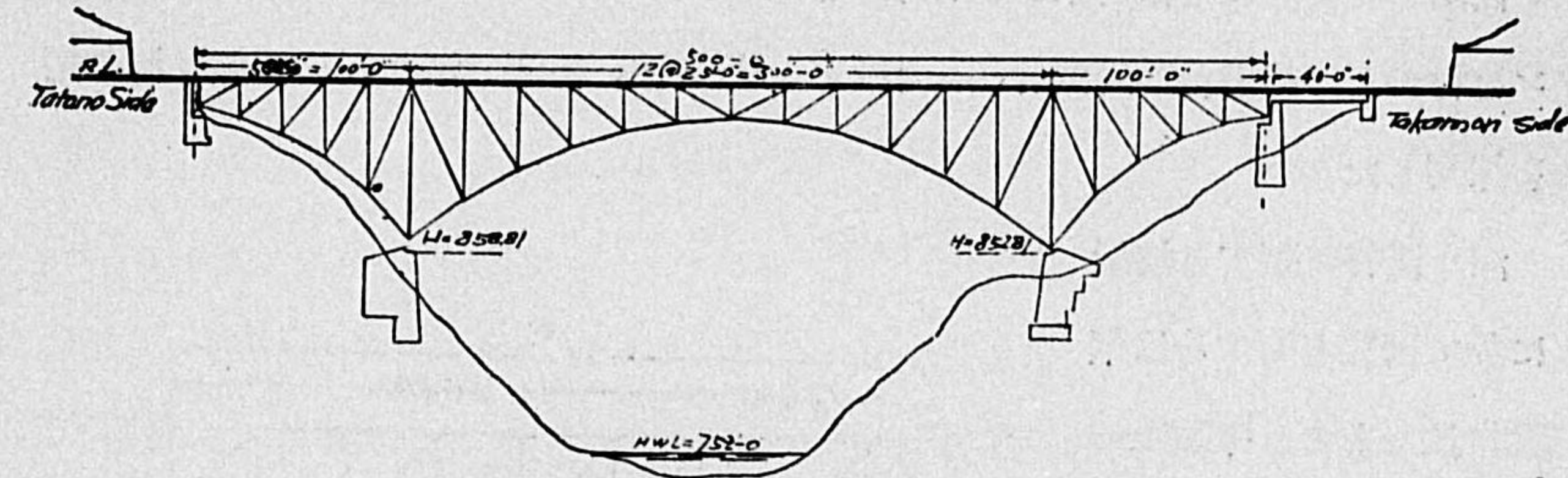
懐の稍々広い谷を横断するのは別として、峻しき谷を横断する所では、溪の中央では高き橋脚を要するに拘らず、両側の橋臺の高さは低くして、所によりては岩盤を掘り取りて桁受の底を造る事がある。従つて橋梁全長を同じ径間にする事は殆んどなく、中央の径間を大にして左右兩側を小にする。

場合によりては四又は五径間全部異つた長さにし、橋脚は總て「架け違ひ」型となり、桁の展覽會の如き觀を呈するものが計算上、最も経済となる事がある。

相當深き谷では中央に径間 60~50 m の上路構桁を置き、其の兩側に鉸桁を

連ねる事がある。此の場合以前は特に「ブラ下り」と稱し構桁のエンドポストに直接鉸桁を取付けたが、温度の變化による伸縮の爲めに生ずる應力を考慮して、現在では橋脚の上から別に柱を建て、之により鉸桁を支ふる様に設計する。

溪谷の形が對稱的であつて、バランスドアーチの如き拱橋を架し度く感ずるが如き場合もある。高森線白川橋梁は其の實例である。然しながら通例新規の設計を採用するのは、其の橋梁のみに就いて論ずれば不経済である。既に設計もあり、架設用の機械器具も備はり其の經驗にも富むものと、未だ經驗なきものとを比較すれば、後者の不利なるは言を俟たない。只新しき技術を開發する所にのみ意義がある。



第 37 圖 高森線第一白川橋梁

溪谷の深き所に築造する橋脚の位置は地形上自ら定まる故、中央の大なる径間に就いては議論の餘地が少いが、其の左右の径間特に橋臺の位置は研究を要する。

是等の径間は多く洪水位とは関係なく、陸橋に類するものである故、築堤及び石垣を増して橋梁一径間又はこれ以上減ずるか、或は逆に橋梁の延長を増し石垣築堤を減ずるのが得策か、或は崖の中途に、不規則の形の橋臺及び袖石垣を造るのを嫌ひて橋梁を延し、平坦なる臺地に橋臺を造るのが勝るか等、相當比較研究を要する。此の場合考慮に置く可きは、橋桁にはペイント塗り換へ其の他の保守費を必要とするも、設計及び施工に缺點なき築堤石垣には保守費を必要としない事である。

同一橋梁に於て、各種異なる径間の桁を採用して桁の展覽會の觀を呈せしむる

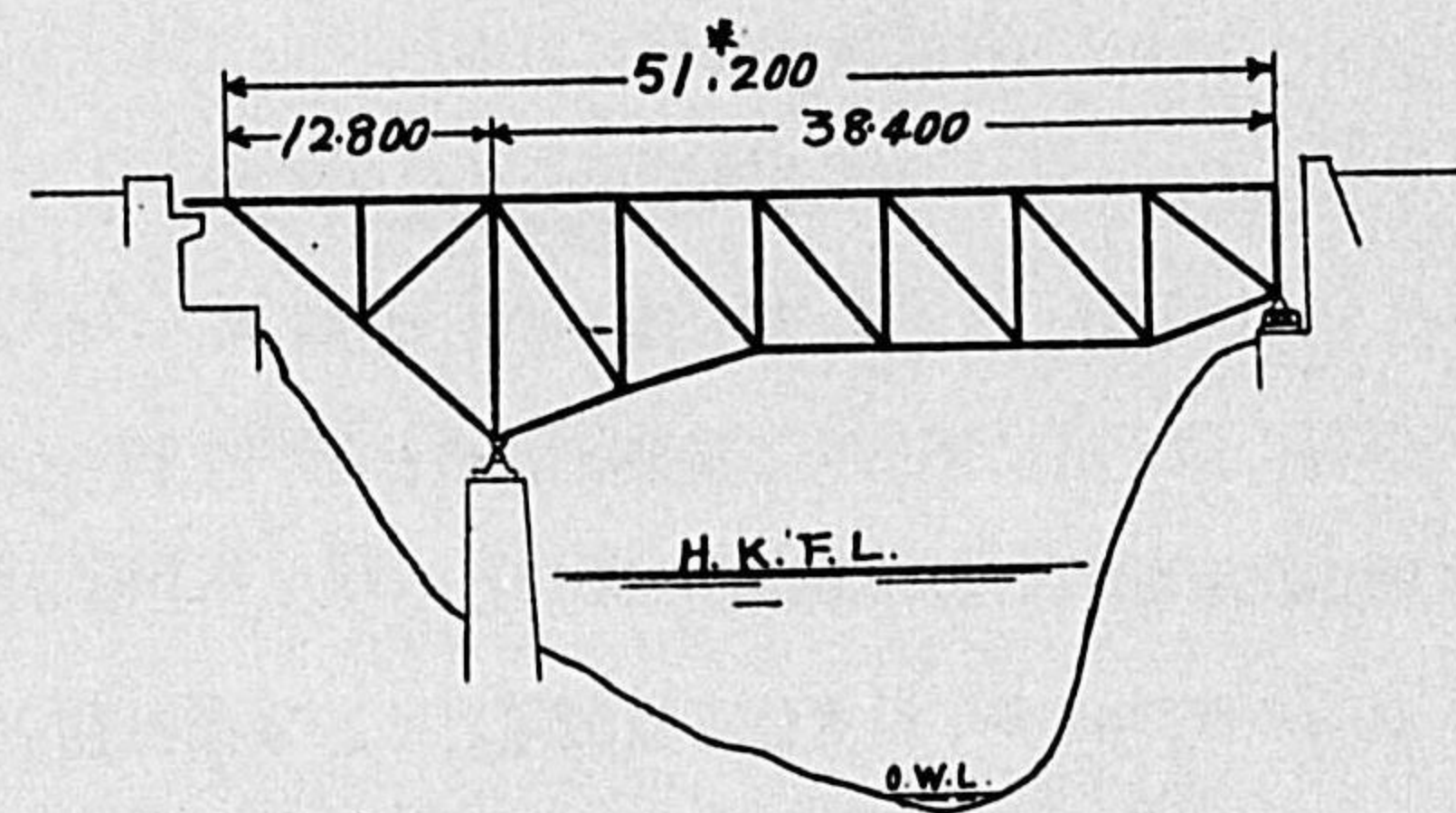


は、桁の重量、橋脚の容積等の數量の上では經濟となるかも知れぬが、餘り感心しない。橋脚の形が一定し同じ桁を數連架設するのと、橋脚が一基毎に異り、一つ毎の長さ及び重量に差異ある桁を架設するのとでは、工事上の便不便に大差がある。

同一の河川を數度横斷架橋する場合は、成るべく橋梁の主要部の設計を類似せしめ、同一徑間の桁を採用するのが得策である。同じ作業を繰り返し得る事は、元來大規模の準備を要し、其の作業複雑にして且つ危険の伴ふ架橋工事には、工程の進捗に従つて工事費の上に計り難き利益がある。

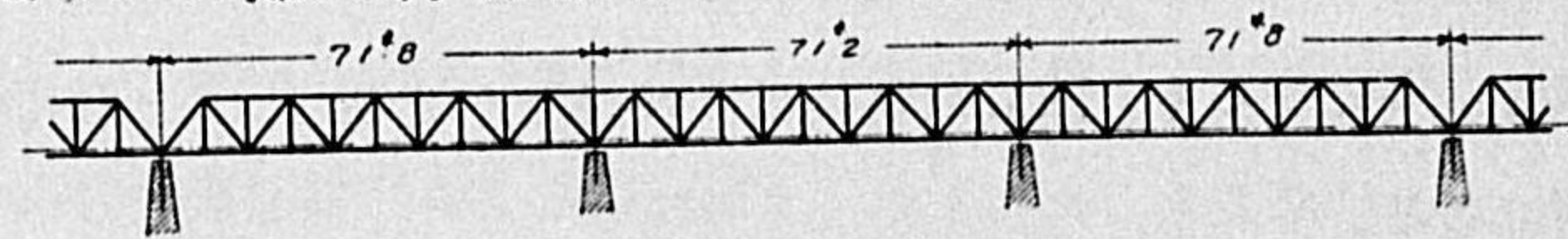
徑間 100 m の構桁を架し、日本で最初に足場なしのカンチレバーエレクションを行つた。岩越線の阿賀野川に架する、釜ノ脇、徳澤、深戸の三橋梁は同じ型を採用した。

深き溪谷に架する橋梁に於て研究を要するは架設方法である。架設上の都合を主として徑間割を行ふ場合もある。甚だしき時は架設の便宜の爲めに、桁を特別に新しく設計する事がある。



第 38 圖 會津線 間川 橋梁

會津線間川橋梁は對岸へ桁の部材を輸送する道路なく、其のためにケーブル等の特別の輸送機關を造るよりは、一方の側よりのみ架設し得る設計とするのが得策であるので、第38圖の如き設計とした。



第 39 圖 高德線吉野川橋梁の連續桁

又高德線吉野川橋梁は、徑間

70 m の桁 14 連を要する大河であるが、頂部弦材トツブコードの上にデリッククレーンを置き之を進めながら時に必要に応じて河中に支柱を建て假橋脚とし、片側より順次架設する考へで、第 39 圖の如き連續桁を使用する事とした。

勿論連續桁には橋脚の沈降により應力の變化を生ずる虞あり、架橋地點の地質も沈井工の井筒の周圍の摩擦抵抗を必要とするが如きものであつて、支持力充分なる岩盤を見出し得ないのであるが、橋脚の沈降量は桁に害を及ぼす程度とならないので、連續桁の方が桁の架設費及び重量に於て經濟である理由を以つて之を採用した。



## 第十一章 橋臺橋脚の基礎及び施工法

橋梁の桁及び橋臺橋脚の設計に就きては前章に述べた、本章に於て基礎と其の施工方法を述ぶる。

### 1 基礎の根入

基礎工の種類及び其の大きさを決定するに當りて、最初に考慮すべきは、「根入り」即ち地表又は河床より基礎の下端に至る深さを、如何にす可きかと云ふ事である。根入りは二つの事項により決定さるゝ。一つは洪水の際洗掘さるゝ深さ他は信頼し得る支持力を有する地層のある深さ、若くは其處迄で掘り下ぐる事により、支持力を充分にするを得ると考へらるゝ深さである。

砂、砂利又は之に玉石を混するが如き河床に於ては、支持力は充分ある故根入は洗掘の深さによりて定むる。橋脚の周圍が洪水の際如何なる程度に洗掘さるゝかは判断に苦しむのであつて、實例を観測する方法を知らない。従つて未だ観測されたと云ふ事實を聞かない。洪水の際洗掘された所も多くは又水の引き際に埋め戻さるゝ故である。只洪水の際橋脚が倒れた實例を参考として推定判断するに過ぎない。

勿論河床の地質、即ち、泥混り砂、細砂、粗砂、砂交り砂利、玉石交り等の如く常に動き易きものなるか、或は、砂利玉石が噛み合つて充分締つて居るか否かにより異なる。洪水時の水深、流速、河床の勾配、上流より山津浪式に土砂を持ち出すが如き山崩地の有無、簡単に云へば荒れ川であるや否やにより異なる。

又橋脚の大きさによりて異なる。大なる橋脚は水流の障碍となり、之を激せしむる事が多い故、洗掘の程度も深い。橋脚の根入りの深さを決定するには定まつた據り處がない。各人の経験と観察によるより外に方法がないが、大略次の範囲の内決定すれば誤りが少からう。

橋脚の徑間	根入の最大深さ	普通の深さ
30 呎	12 呎	10 呎以下
40	15	12 呎乃至 9 呎
60	20	15 呎
70	25	20 呎乃至 15 呎

構桁の橋脚の根入は最小 20 呎とする。之は餘程締つた砂層か、流速大ならざる河床に限るのであつて、普通は深さ約 10 m 以上の沈井工とする。

以上は勿論、支持力充分の地質の河末にして洗掘に備ふる場合の大略根入の標準を示すものであつて、一般に、河床の地質、河川の性質を充分理解して適當に定む可きである。根入れ浅かりし爲め橋脚の倒れた實例は少くないが、必要以上に深くするも不經濟である。

普通岩盤と稱する程度のもは、洗掘の虞なきにより、之を掘り下げて基礎を置く必要なく、表面を均す程度に僅かに掘りて、其の上に直に基礎混凝土を置けば宜しい。

橋脚の根入り不充分なりし爲め、洪水の際、橋脚倒壊して、桁を落して不通となるのは目に立つ悲惨の事故であつて、技術者の過失を其の儘立證するが如く感ぜられ、且つ其の復舊にも相當時日を要し、其の間列車不通が続くのであるから、勿論根入れの決定には念を入れなければならぬが、然し萬全を期して必要以上に深くするのは無益である。

又洪水の際一時に洗掘されて倒壊する例は稀であつて、多くは夫以前流心又は流れの方向の變化により、多少洗掘されて居たものが、洪水の際一層洗掘されて遂に倒壊するに至つたのである。線路の保守に當つては、橋梁の竣工圖により其の根入れを充分記憶し、常に洗掘の度を調べ、危険と思はるゝ時は蛇籠、捨石、張石等の洗掘防禦工を橋脚の周圍に施す可きである。

地盤の支持力を主として、橋脚の根入れの深さを定むるが如き地質の河床は、河口に近きか、或は平坦地を蛇行して流るゝが如き河川のものであつて、荒川で



はない。多くは柔き沖積層である。時に所謂底無し地盤と稱する軟柔地層もある。

## 2 地盤の支持力

一般に岩盤以外の地層支持力に就きては未だ充分研究されて居ない。最近十年間に漸く其の研究が各國に於て開始された状態であつて、未だ總ての人に信頼されるゝが如き法則は發見されて居ない。従つて之によつて計算し得るが如き公式もない。若し有るとしても、特殊の場合にのみ應用し得るのであつて、無制限に何處にでも使用すれば飛んだ誤謬に陥る。

然しながら今迄研究され、多數の人が之を承認する範圍だけでも、從來充分の證明なしに使用されて居た。ランキンの受働土壓の公式、杭の支持力公式等は或る場合には信用し得ざる事を立證して居る。

新しき土質力學の進歩の程度では、未だ數字を以つて支持力を表はすまでには進んで居ないが、基礎の沈下は如何なる現象であるか、土の支持力とは何を意味するか等、總て現象を或る程度まで説明し得るに至つた。此の説明に付き多少の異論があるが、之に従つても大なる誤謬はないと考ふるので次に其の大略を述ぶる。

## 3 新しき土質力學

荷重を受けて地盤の沈下する現象、従つて其の支持力は土質によつて異なる。混凝土の如き固體と看做して差支へなき石、又は之より多少柔き第三紀層の土丹盤に至る間の、普通所謂盤と稱するものは、橋脚、橋臺に對しては支持力充分である故、茲に論ずる必要がない。

夫れ以外の土質には砂、砂利の混合して縮つたものから、砂、小砂を経て、多量に水を含む柔軟なる粘土に至るまで種々の階段がある。縮つた砂、砂利及び砂層は、橋脚、橋臺には充分の支持力を與ふる故之又論ずる必要がない。普通の砂層と水を多分に含む粘土とは、土質力學から見た土の兩極端を現はすものである。

砂は粒の集まつたもので 50 % 以下の空隙があり、此の空隙を普通水が満して

居るが、粒徑が比較的大きいので、水の毛細管壓力は働いて居ず、凝集力が殆んど働いて居ないので一定の形を與へ得ない。又水の滲透度が大きいので砂層に荷重を加ふれば、此の水は容易に他に逃げ出で空隙量は減じて砂は締る。砂の粒は相當硬いので壓力を加へても粒自身が破壊する事が少い。以上の諸性質よりして砂は之を搗き固め得る。即ち、荷重が加はれば直に最後の容積まで沈下する。然して砂粒が硬いので縮つたもの全體の壓縮性が小さく支持力が大きい。

粘土は鱗片状の分子の集まつたもので、其の空隙は特に柔軟なるものは 95 % に達する事がある。斯く空隙は大きい、鱗片状の各分子間の間隙の幅が小さいので、之を満す水に毛細管壓力が働き、粘土の表面には水の表面張力が働いて居て、乾燥するに従つて此の爲めに收縮する。又分子間には元來の粘着力がある上、毛細管壓力により締めつけらるゝので、此の壓力に係數を乗じた摩擦力が働いて、分子と分子とが離れ難い。即ち砂には凝集性を缺くが、粘土の凝集性は大きい。

粘土の粒分子が鱗片状をなして居て、分子自身が碎け又は變形し易いので、空隙量を變化せしめないで、粘土に自由なる形を取らしむる事が出来る。即ち形を與へ得る度が大きい。又分子の集體として壓縮性が大きい。

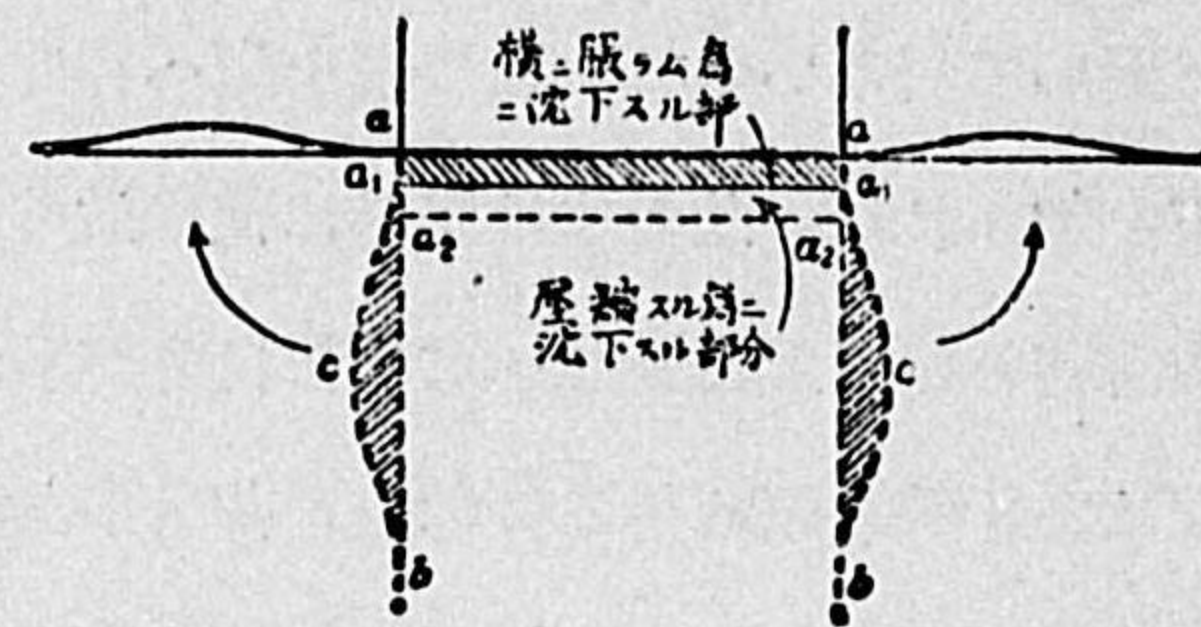
粘土の分子間の間隙の幅は小さいので、水の滲透度が砂に比較して非常に小さい。従つて粘土に基礎により荷重を加ふれば、空隙から水の逃げ出すのが遅いから、基礎の沈下は極めて徐々であるが、中々落着かない、換言すれば粘土を搗き固むる事が出来ない。

以上の砂と粘土との相違を充分理解して、次に沈下現象、土の支持力、杭打工の支持力に就きての説明を讀まれ度い。勿論以上の性質を述べた砂と粘土は兩極端であつて、多くの土は砂の粒と粘土の鱗片状の分子と混合したものであつて、或るものは砂の性質により近く、他のものは粘土により近いと云ふ如きが多いのである。



基礎の沈下現象を調べると其の仕方に大體二通りある事が認められる。

(a) 土が上から荷重を受けた結果横に逃げるために沈下するもの、即ち全體の容積は少しも壓縮せられず、只變形する事によつてのみ沈下するもの。



第 1 圖 沈下の原因

(b) 土全體が壓縮され締め固まるが、一方又横にも逃ぐるもの。即ち土の容積が壓縮されると同時に又變形するもの。

構造物を建てる前に土の中に  $ab$  なる垂直線があつたとする。荷重のために土は横に広がらうとして、垂直線  $ab$  は曲線  $acb$  となる。土が横に働いた爲めに沈下したとすれば、直線  $ab$  と曲線  $acb$  との間の面積は、明に沈下した面積  $aa_1a_1$  に等しい。若し土質の水の滲透率少く、壓力の爲めに水が逃げ出し土が壓縮する速度が非常に小さい時は、 $aa_1a_1$  の面積は事實上長年月間に沈下する全量を表はす。

然して其の沈下の速さは、専ら粘性半流動體の粘流の法則に従つて定まる。若し基礎の周圍に深く鐵矢板を打ち込むか、又は同様の手段を講じて横に逃ぐるを阻止するならば、沈下しなくなる。之が (a) の沈下現象である。

然し若し土の有する水の滲透性が相當大きく、同時に空隙中の水が他に逃れ出るならば、沈下は二つの異つた部分からなる。即ち  $aa_1a_1$  の部分の沈下は土が横に逃げる事により、 $a_1a_1a_2a_2$  の部分の沈下は土の壓縮により容積が減じた爲めに生ずる。

此の場合沈下の速さは、二つの異つた法則に従ふ。一つは前記の粘性物質中の粘流の法則、他は含有水の壓力の差と滲透の抵抗とに支配される、水の流出量の法則である。之が (b) の沈下現象である。

粘土が砂に近くなる程粘性を失ひ、且つ滲透度が大きくなる故 (a) による沈下が少くなり、(b) 特に其の第二項の法則による沈下が多くなり、沈下總量が減する。

以上に述べた沈下と云ふのは、徐々に連続的に生ずるものを云ふのであつて、土の内部の層に急激なる變化を惹き起すが如き土の破壊とは異なる。地震の際に龜裂を生じての沈下、陥没するが如き急激なる破壊作用ではない。

土の支持力と云ふのは、一般に此の沈下の量に或る制限を置いた時の荷重の強度である。沈下に制限を加へなければ、急激なる陥没破壊作用を起さない範圍の荷重の強度を云ふ。ラーメン連続桁其の他靜力學的に不定の應力を生ずる構造物では、之を支ふる橋脚其の他の沈下が一定量を超せば、破壊する故、沈下量に制限を加へなければならぬ。斯の如く土の支持力は常に沈下と關聯するものである。

此の沈下量及び支持力に對して、未だ正確なる數字を以つて示し得る如き法則は發見されて居ない。唯だテルツアギーが主張する次記の事項は大體認められて居る。

(a) 基礎の單位面積に來る荷重の強度を同一にしても、土質によつては、沈下量は基礎の面積が大きくなる程増加する。其の増加する割合は主として土質の有する凝集力に依る。凝集力の大きい粘土では、單位荷重によつて生ずる沈下量は載荷面の直徑に正比例して増加する。然しながら凝集力のない砂質では面積の大きさに關係が殆んどない。

(b) 基礎の根入れが増加すると、同一荷重強度に對して沈下量は減少する。

一般に同じ單位荷重に對し根入れ零なる場合の沈下量を  $S_0$  とし。

根入れの深さ  $t$  なる場合の沈下量を  $S$  とし

載荷面の直徑を  $d$  とすれば、

$$\frac{S_0}{S} = f\left(\frac{t}{d}\right) \text{ であつて}$$

$t$  が増せば  $\frac{S_0}{S}$  は大きくなる。即ち  $S$  が小さくなる。



$d$  が増せば  $S$  が大きくなる。

5 呎平方の面積を有する基礎工があつて、其の根入れを 5 呎とした爲めに、沈下量は  $S_0$  の半分に減少したと假定する。

10 呎平方の基礎工を根入れ 5 呎にしても、其の時の沈下量は根入れ零の時の沈下量の半分には減ぜず、其の差が少ない。半分にするには  $\frac{t}{d}$  の比を同一にするため 10 呎根入れしなければならぬ。

(c) 普通吾々は従来、基礎の下に一樣に荷重が分布するものと假定せるも、實際は然らず、ブウシネスクの弾性體としての理論的計算によつても、基礎下面の荷重の強度は其の中央に於て最大であつて、周邊では零である。分布の表はす荷重の強度曲線は大略パラボラとしても大差ないと云はれて居る。之は基礎のフーチングの設計に當り考慮しなければならぬ事柄である。

さて一般に支持力及び沈下量と、基礎の面積と、根入れの深さとの關係を、公式を以つて表はす程に研究が進んで居ない。其の數字は土質によつて異なるのは言を俟たない。土質と云つても土を分類する規準を何處に置くかが問題である。砂と粘土と云へば、誰も識別し得るが、其の中間のものを如何にして識別するかは、近年漸く研究し始められたのである。更に困難なるは地表より深き所にある土の其の儘の状態の試材標本を、簡易に抽出する方法である。

#### 4 土の分類法

現行はれて居る土の分類の仕方に種々あるが、最も簡易であり、且つ相當に役立つものとして推奨し得るは、山口昇博士の創始された次の二つの方法である。

(1) 土を器械分析して、其の組成粒分子の徑の次の如き各種大さの百分率を求め、且つ其の空隙量即ち含水量の百分率を求む。

砂利 米式 8 mesh の篩に残るもの。徑大略 2.5 mm 以上。

砂 米式 8 mesh の篩を通過し 200 mesh の篩に残るもの、徑は大略 0.05 mm 以上。

沈泥 米式 200 mesh 篩を通過し、深さ 11 cm の水中に 8 分間静置し、底部より 3 cm 以下に沈澱せるもの。徑大略 0.05 ~ 0.005 mm

粘土 米式 200 mesh の篩を通過し、深さ 11 cm の水中に 8 分間静置し、表面より 8 cm、即ち底部より 3 cm 以上に浮遊せるもの、徑大略 0.005 mm 以下。

(2) 土に壓力を加へ其の剪斷抵抗を試験する。

土の剪斷抵抗は、壓力に摩擦係數を乗じたる摩擦力と、壓力(外から加へた)に無關係に含有水の毛細管壓力による摩擦力及び固有摩擦力の和である粘着力より成る。砂には此の粘着力は殆んどない。

(此叢書中の山口昇氏著土性力學第三章及第四章参照)

基礎の支持力沈下を取扱ふ範圍では、第一の方法により識別した方が適當に思はる。第二は地滑り關係の時に行ふ方が寧ろ適切であらう。基礎の施工に當りては、従來の成功又は失敗せる技術者の經驗は、分類と相伴つて始めて、將來他の場所に於て稍々正確に役立つのである。技術者は設計、施工の際問題となるものに對しては必ず、其の土を試験し識別して、土に關する技術發展の資料とする事を忘れてはならない。

#### 5 土質力學と根入

以上は最近の土質力學の大略を説いたが、橋脚橋臺の基礎の根入れを如何にすべきかの根本要求は、之によつて少しも解決されて居ない。

根入れを深くすれば、支持力を増す事は、昔から施工技術者の常識であつて、此の常識は新しい土質力學でも崩れない。唯だ夫れ以外に、基礎の幅員、面積が重要なる函數として之に加はり、根入れを深くして増加する支持力の量は、土質によつて大いに異なる事が明にされた。

根入れを深くすれば、橋臺橋脚の容積が増し、基礎に加はる荷重が多くなる。従つて又基礎の面積を大きくしなければならぬ。基礎の面積を大きくすれば、逆に



土の単位面積の支持力が減ずる。斯くして土質によつては、根入を深くして得る所少き結果に終る事がある。柔軟なる粘土にては、荷重を減ずる爲め長き基礎杭を打つか、或は、砂杭、又は或る深き粘土を根掘りして、之に砂を搗き固めながら満たし、其の上に基礎を置く施工法が昔から知られて居る。之は基礎に来る荷重を増さずして、根入れを深くするを目的とするものである。柔軟なる粘土に於ては、根入れの問題は杭打と關聯する事となるので、次の項をも参照されたい。茲に注意したいのは、橋臺の餘り高からざるものが、水のない締つた粘土質の上にある場合、経験の少き技術者は、夫れを盤でない事を理由として之を不安に思ひ、不用の杭打を行ふ事である。盤にあらざるも締つた粘土質は相當支持力を有する。

## 6 基礎杭

従來杭 1 本の支持力が  $a$  噸ならば 50 本の杭打基礎工の支持力は  $50a$  噸であると、何等實驗せず普通の常識として假定して居たが、其の後必ずしも斯の如くならざる實例が所々に起つたので、改めて杭の支持力が研究され始めた。是等の研究は未だ完成されて居ないが、既に知られて居る範圍で施工技術者の参考となり且つ八分の信用を置いて良いと考ふる事項を次に擧ぐる。基礎杭打工を三つの場合に分け得る。

- (1) 杭は構造物の重量を下の岩盤又は他の堅固なる地層に傳ふるものであつて、柱の役目をする。
  - (2) 杭は構造物の重量を沈下し易い上の層から、比較的壓縮し難い下の層に傳ふる。
- 之に二つの場合がある。
- (a) 上の層は軟いが壓縮し難いもの
  - (b) 上の層が軟かくて壓縮し易いもの
- (3) 杭が深い沈澱層中に或る深さまで打込まれ、其の層の含水量(空隙量)

が深い所でも變化しないもの。

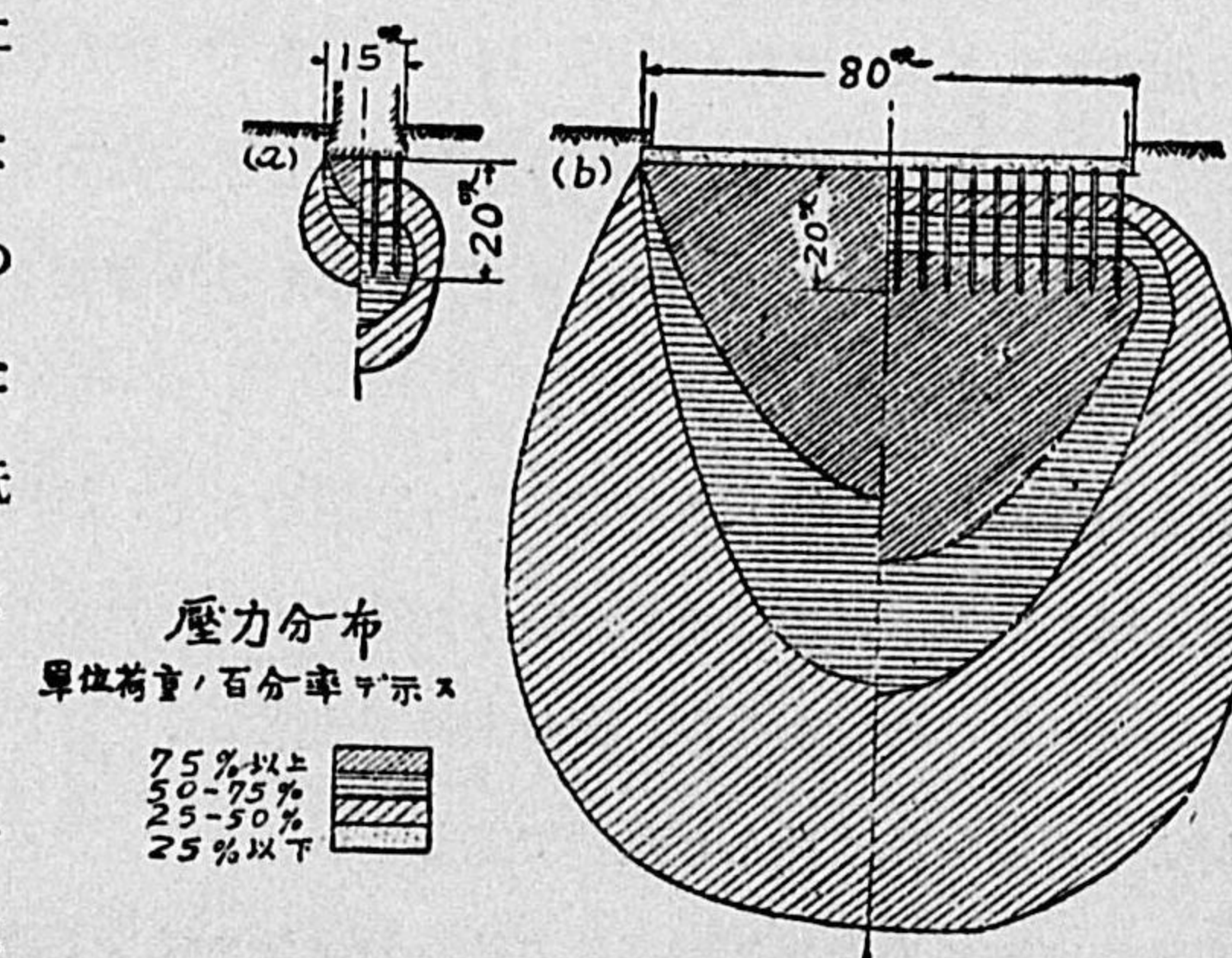
(1) は疑問の餘地のないもので、堅固なる地層に届く長さの杭を打てば宜しい。群杭の支持力は、單杭の支持力に本数を乗じたるものであつて、單杭の支持力は錘の落下の高さと打止めから計算することが出来ない。下の盤に達すれば、錘が杭の上で跳るのみである。之を無理に打ち過ぎれば反つて杭を折損する虞がある。

(2) の (a) の場合は上の層は杭打によつて締まらない。打ち込むと粘土の表面が持ち上つて其の組織が破壊される。杭の支持力は主として下層に打ち込まれるために生ずるのである。

(b) の場合は杭を打ち込むに従つて上層の土が締つて、搗固めと同じ作用を受ける事となり、土が締ると共に杭の表面と土との摩擦力(壓力と摩擦係數との積)が増し、杭の支持力も増す。杭を周圍より打ち始め、順次中央に行くと云ふ普通の杭打方法は、斯る地質にのみ有効である。

杭打により上層の土の支持力が増すため、充分建造物を支へ得る故、杭を上層の下端で止むる方が經濟である。又斯る地質では最初に 1 本の杭を打ちて、其の試験荷重又は杭打公式により計算する支持力により、杭の本数を定むるのは誤である。土が締つたため最後の最も打込み抵抗の大なりし杭を標準とする方が眞に近い。

(3) の場合は杭打により直接地盤の支持力は増さない。杭の效能、杭



第 2 圖 基礎工の下の土に於ける應力分布状態



の作用に付き未知の領域があり、単杭としてより群杭として意味があり、杭の表面積即ち其の太さより長さが有効に働く。適當の長さの杭は建造物の重量を都合よく土に傳ふる働きをする。

一般に廣き彈性體の上に荷重を置いた時の、彈性體内部に傳はる壓力の強度に就き、ブウシネスクの計算したものがある。同氏は壓力分布の状態を推定して、基礎直下の單位面積の壓力を100とし、荷重が廣い面積に傳はるに従つて、壓力の強度の大略は第2圖の如く減じて行くと云ふ結果を得た。勿論圖の形は想像的に大略を示すもので、正しき形は基礎の形により異り、正確に計算せるものがある（土質調査委員會第一回報告書木村二郎氏報告参照）。

柔軟粘土は彈性體でないから、ブウシネスクの法則を其の儘應用し得ないであらうが、大略の傾向を此の形によつて示し得る。即ち、杭のあらざる場合は同圖の(a)及び(b)の左半分の如く、壓力が分布する。基礎杭があれば同圖の右半分の如く基礎直下の壓力強度を減じ、壓力強度の最大なる部分を杭の下端まで下げた事となり、當然沈下量を減ずる。

又圖面の壓力分布の形より想像し得る如く、杭の有効の度は基礎の幅員と杭長との關係により大いに差がある。同じく長さ20呎の杭を打ちながら、基礎の幅が15呎の時は、杭の無き時に比較して壓力強き部分を遙かに深く下ぐるも、(a圖参照)基礎の幅員が80呎ならば、杭のなき時と餘り差がない(b圖参照)。即ち杭の有効の度が遙かに減ずる。

勿論何れにしても杭1本の支持力は問題でなく、杭は唯だ基礎の根入れを深くしたと同じ效用があるに過ぎない。勿論長き杭程有效であるが、同時に基礎の幅員も考慮しなければならぬ。土の支持力と同じく $\frac{t}{d}$ が關係する。一般に基礎の幅員よりも短い杭は殆んど無効である。

要するに斯る柔軟なる粘土にては、相當長き杭(基礎の幅以上)を適當間隔に打てば宜しい。試験荷重により杭1本の支持力は知り得るも、之に本數を乗じた

るものは全體の支持力とはならない。換言すれば未だ支持力を數字的に算出し得ない。

## 7 杭の支持力

杭の支持力を示す公式は永く土木技術者の宿題であつた。各國に種々異なる公式がある。然しながら現在に於ては、杭1本の支持力は之を重大視する必要がない。不確と考ふれば、試験杭を打ち、之に試験荷重を載せて、其の沈下の状態を觀測して安全支持力を決定すれば宜しい。

此の頃は従つて杭の支持力公式を餘り問題にしないが、尙ほ習慣的に、杭の打止めの穿入、錘の重量、及び落下の高さより、打ち込みに對する抵抗力を計算し、此の抵抗力を其の儘杭1本の支持力と假定する從來の方法が行はれて居る。或る場合には之は杭の支持力に合致する事があるから、其の代表的のものを次に掲ぐ。

### 理論公式

$$\begin{aligned}
 R &= \text{錘の重量} & G &= \text{杭の重量} \\
 L &= \text{杭の長さ} & F &= \text{杭の斷面積} \\
 E &= \text{杭の材質の彈性率} & h &= \text{錘の落下の高さ} \\
 S &= \text{1回の打撃による穿入距離} \\
 m &= \text{撃衝係數} \quad \text{完全なる非彈性撃衝では} \quad m = 0 \\
 & \quad \quad \quad \text{完全なる彈性撃衝では} \quad m = 1 \\
 c &= \text{杭の性質と穿入に對する抵抗力とに依る實驗常數} \\
 &= \frac{QdL}{2FE}
 \end{aligned}$$

半彈性撃衝の理論から次の方程式を得る。

$$Qd = \frac{F}{L} E \left[ -S \pm \sqrt{S^2 + \frac{2Rh}{E} \cdot \frac{R+m^2G}{R+G} \cdot \frac{L}{F}} \right]$$

$m$ の値を半彈性撃衝に對し $\frac{1}{2}$ に取る。

$m = 0$ にすれば、Redtenbacherの公式になる。



完全なる弾性撃衝にて  $m = 1$  の場合には

$$Rh = QdS + \frac{1}{2} \frac{Qd}{F} \frac{L}{E} = Qd \left( S + \frac{1}{2} \frac{Qd}{F} \frac{L}{E} \right)$$

$$Qd = \frac{Rh}{S + \frac{1}{2} \frac{Qd}{F} \frac{L}{E}}$$

$\frac{1}{2} \frac{Qd}{F} \frac{L}{E}$  なる項は杭の性質と穿入に対する抵抗力とに依るが、是等に無関係なるものとして実験常数  $c$  にて置き換へると、

$$Qd = \frac{Rh}{S+c} \quad \text{即ち Wellington の Engineering News の公式となる。}$$

$$\text{(Eng News 公式 } \frac{Rh}{S+0.0833} \text{)}$$

此の打込みに對する抵抗力は、直に杭の支持力に相當するや否やは疑問であつて、土質によつては合致しない。杭を打込んだ儘二三日放置し、其の後打つ時は穿入距離は以前と異なるを發見する。斯る場合は静止せる時の杭の支持力は、連続打撃中の抵抗力と異なるを意味する。

一般に杭の抵抗力及び支持力は二つの分子から成立つ。一つは杭の周囲の外皮摩擦力、他は杭の下端の抵抗力（土が杭に壓縮又は押し除けらるゝ爲の抵抗力）である。摩擦力は壓力と摩擦係数の積である。

此の二つの分子が杭が急激に連続打撃さるゝ時も、靜に押さるゝ時も變りなき如き土質ならば、杭の打込み抵抗力が支持力と合致するのであるから、杭打の支持力公式を使用して差支ない。或る種の土、特に砂又は滲透性のある土の盛土層の如きは之に屬する。只後に土が他の杭により締まるので、外皮に働く壓力が増加して、摩擦力が増す場合は別に考慮を要する事、前記の通りである。

水を含む粘土にして、滲透性の少き土質に杭を打込む時、錘の一打毎に、杭の尖端の下の土から幾何かの水を搾り出す、水は杭と地盤の間から地表に逃れ出でんとして杭の外皮を覆ひ、一種の滑劑の働きをなし、摩擦係数を非常に小にする。

従つて摩擦抵抗が殆んどなくなる。

之に反して先端の抵抗は、急に土を壓縮して水を搾り出すのであるから、靜に徐々に壓縮する場合に比して遙かに大きい。杭を放置すれば、外皮と地盤の間の水は再び周圍に吸収さるゝ故、摩擦力は打込みの時より増加するが、靜に荷重を掛ければ、先端抵抗は非常に小さくなる。

即ち杭の打込み抵抗力及び支持力の兩分子は双方の場合に相反して増減し、其の和は何れが大なるかは土質により異なるも、支持力と抵抗力とは相違する事だけは確實である。

杭打公式の與ふる値と、實際に杭を引抜いて摩擦力を試験し、又試験荷重により觀測せる支持力との差異に就きては、各國に於て行つた數多の實驗がある。杭打公式が支持力を與ふるのは特殊の場合のみである事は、以前から主張されて居た。

要するに公式を應用し得る土質は極めて限られて居る。現場技術者には Engineering News 公式位が簡便であつて、参考に使用して見ても宜しからう。只最後の穿入が  $\frac{1}{2}$  吋以下の時は實際の支持力の方が此の公式の與ふるものより遙かに大きいと一般に云はれて居る。

以上理論に亘つたが次に又實際問題に立返る。

### 8 許容沈下量

基礎の破壊的急激沈下は構造物全體の破滅を來す故、絶対に避けなければならぬ。普通の常識を以つて施工すれば、斯る事故を惹起すべき事は稀有である。之に反して柔軟土質の上に、絶対に沈下しない構造物を造る事は至難であつて、或る場合は不可能である。先づ構造物の許容沈下量を定むるを要する。

幸にして橋臺橋脚は建物と異り、ラーメン、連続桁、拱其他特殊のものを支持する以外、沈下によつて大なる龜裂其他の破損を生ずる虞が少ない。特に最も多數にある單桁を支ふる場合は、徐々の沈下は橋梁全體に殆ど損害を與へない。



沈下の虞ある地質には、其のために故障を生ずるが如き型の橋梁を避くるか、或はラーメン等の許容沈下量を計算し、之以下に沈下を止むるを得るとの確信が、試験荷重等の実験によりついた時にのみ、是等の型を採用すれば宜しい。

単桁には徐々の沈下は害が少ない。竣工後二、三年間に 2 尺以上も沈下せる實例が所々にある。東京の隅田川以東、江戸川以西の龜井戸を中心とする越中島線其の他の改良工事によつて、過去十箇年間に建造された橋脚中に、沈下するものが多數ある。

柔軟なる沈積層に造る橋梁には、沈下を極力防禦する事に苦心して工費を投ずるよりは、寧ろ沈下を覺悟し、従つて沈下すれば、従つて桁を扛重機により上げて床石又は橋臺橋脚の頂部を高く繼ぎ足し得る如き構造にする方が得策である。桁の両端には扛重機を以つて受け得るやう、特殊のクロス・フレーム又はブラケットを取付け、橋臺橋脚の頂部には扛重機を据えるに足るだけの廣さと足場とを、豫め考へて特殊の形にすべきである。

沈下量の推定の際注意すべきは、單位荷重を同じくしても沈下は基礎の面積に比例して増す事である。之は只基礎のみでなく、橋臺の場合は背後の築堤盛土をも考慮に入れなければならぬ。橋臺の基礎の下と築堤の下とでは單位面積に來る荷重の強度は異り、築堤の下の荷重は小さきにも係らず、橋臺單獨にては充分試験荷重にも耐え、沈下しなかつたものも、其の後背後の築堤の高さが増すに従つて、築堤と橋臺共に等しく沈下する實例が甚だ多い。

柔軟なる沈積層中に砂に小砂利交りの層が挟まつて居る場合がある。此の層の厚さ大なれば支持力充分にして信頼し得るが、薄き時は危ぶまる。普通 2 m 以上ならば沈井工及び基礎杭を此の層に留めても、多くの場合安全である。1 m 前後ならば大ならざる橋脚又は杭を留めしむるに過ぎない。

柔軟なる粘土中に基礎を置く橋臺橋脚は、垂直の方向の沈下を免かれざる外に、水平力に對して一層其の抵抗力が少ない。高き築堤を背後にする橋臺は屢

前に押し出され徑間が狭くなる事がある。此の外一見不思議にも小さき橋臺は反對に後に引かるゝ場合がある。築堤の下が一層多く沈下する事が原因するものと考へらる。

## 9 根掘り

橋臺橋脚の基礎が地表又は水面より相當深き時、其の根掘りは困難なる作業である。渴水時を選び順序よく手早く大膽に仕上ぐれば工費を節約し得るも、作業の方法と時期を誤り遷延すれば、非常なる困難に遭遇する。

近年我國に於て到る所に電力の供給あり、又内燃燒機關の如く持運び容易なる機械普及せるため、有力なるポンプにより排水し得る様になり、一方鐵矢板の如き土留装置も發達し、水中の根掘り作業は昔日より餘程容易となつたが、尙ほ施工技術者の巧智と果敢なる判断を要するものが多い。以下普通行はるゝ方法を記す。

### (1) 素掘り

格別の土留装置を施さず掘鑿するものであつて、地下水の存在せざる粘土層、及び河床の如き玉石混り砂利層の締つたもの等に成功する。

土留装置を施す時間を節約する以外、土留の切梁等が掘鑿作業を妨げないので、短時日に床着し、基礎混凝土を打ち終る。従つて周圍の土が弛む機會が少なく、天候を選んで施工すれば手軽に成功する。

河床又は一般に砂利層は水の滲透が多いので、有效なる排水ポンプを必要とする。河床の締つたものは、水の湧出のために周圍が弛緩する虞が殆んどない。

河原に於て水流を他所に附替へ、根掘の周圍に土俵を二三段積み並べ、水流の直接根掘中に浸入するを防ぎ、湧水をポンプにより排水しつゝ掘鑿すれば、案外容易に成功する。

ポンプは普通徑 8 吋、6 吋、4 吋のものを根掘りの大さ及び深さに應じて備ふれば宜しい。徑間 70 呎の橋脚では徑 8 吋又は 6 吋のもの二臺以上、普通の大



いさの橋脚では 6 吋と 4 吋を 2 臺備ふれば充分である。1 臺に故障生じても作業を中止せざる様、常に豫備を 1 臺据付けて置けば作業早く進捗する。セントリヒューガル・ポンプのフトヴアルブに小石が挟まり故障生ぜざる様常に注意するを要する。ポンプに要する動力は大體次表の如き大きさである。

ポンプ口径 吋	1 分間排水量 立方呎	消 費 馬 力				消 費 馬 力				消 費 馬 力			
		全揚程 呎	消費馬力	全揚程 呎	消費馬力	全揚程 呎	消費馬力	全揚程 呎	消費馬力	全揚程 呎	消費馬力	全揚程 呎	消費馬力
3	17	146	7.7	49	2.4	34	1.7						
4	32	210	21	71	6.4	50	4.4						
5	53	276	42	92	14	64	9.2	42	5.8				
6	80	360	87	120	27	84	18	55	11				
7	115			142	44	100	30	65	19	44	13		
8	150			183	76	128	52	83	33	57	22		
9	190			210	110	146	79	95	47	65	31	52	25
10	240			232	152	163	103	105	64	72	43	65	39
12	350					214	200	138	128	95	84	76	66

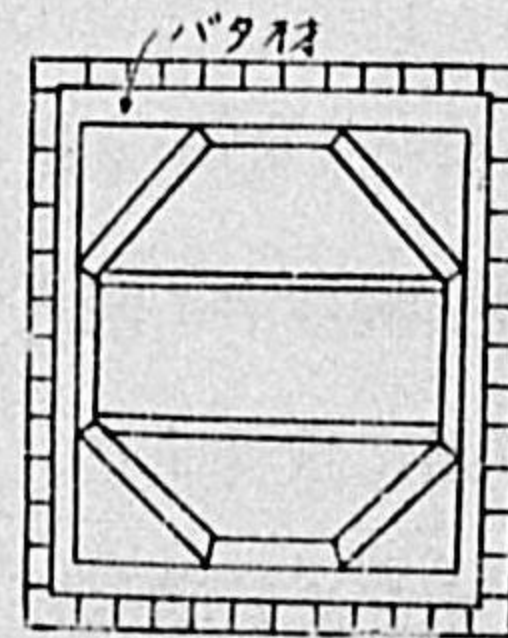
根掘り深くして、周囲が弛んで崩れると云ふよりは、一部肌落ちする處あるときは、矢板を以つて後押付の土留をする。即ち長さ 6~9 尺の矢板を、普通二段に横のバタ材を置いて押へ、之に切梁をかぶ。

餘り深からざる根掘りであつて、砂交り粘土等にして多少湧水するものは、俗稱達摩ポンプ（エドソンポンプ）により排水する。小さきガソリン機關にて動かす輕便のものもある。

矢板掘り

軟弱なる粘土又は砂質に於て、地下水面以下に根掘りするには素掘りにするを得ない。斯る地質を深く掘り下ぐるには、地下水面まで地表より約 5 尺以内 5 分乃至 1 割の法に切り開き、夫れ以下を矢板掘にする。

矢板は厚さ 1 寸 2 分以上 2 寸まで長さ 9 尺及び 12 尺が普通である。松材を使用する。

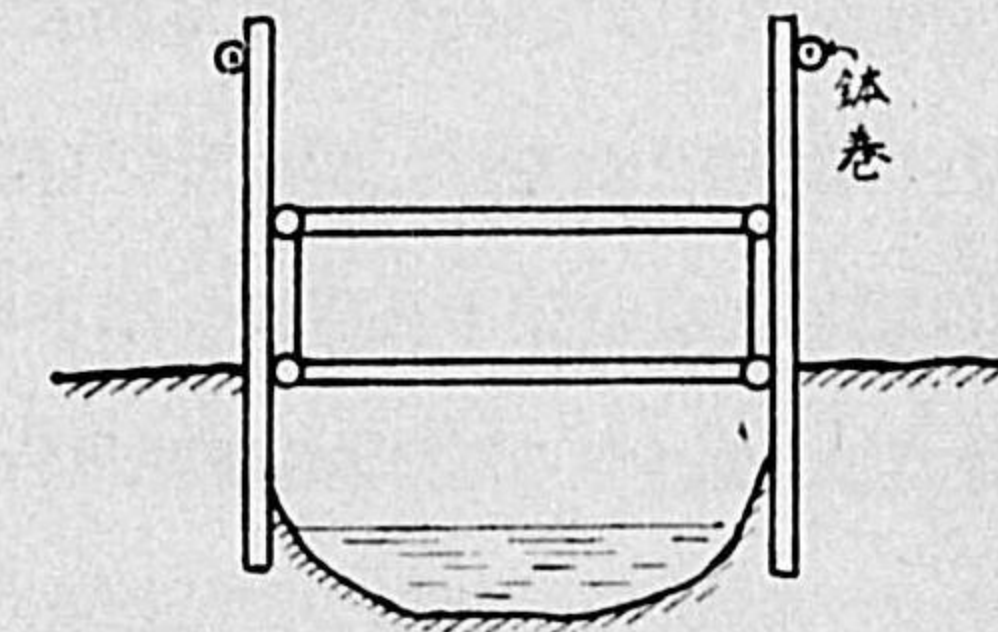


第 3 圖

相當深さ普通に根掘りした後、基礎の大きさに準じて地上に水平に最初バタ材を切り組む。バタ材は太鼓に削つた丸太である。バタ材に沿はして矢板を立て込み其の上端が外に開くのを防ぐため、上に外から俗に云ふ鉢巻を締めさせる。

矢板の立て込みが終れば其の一枚一枚を順次逆鉋にて打込み、矢板の双先きの土を鋤簾等にて除きながら下げて行く。之に伴ひバタ材をもヤツトコと鉋にて叩きながら下げ相當下がつた時に更に一段上のバタ材を切り組み、上下のバタ材を繋材を以つて繋ぐ。土圧が加はればバタ材に切梁を入れる。

即ち此の方法では、作業は掘鑿、矢板打ち下げ、バタ下げの三段になる。各作業は順次適當に引續いて行はなければならぬ矢板を打ち下げずして掘鑿しても、周囲の土を徒に弛めるのみで、下へは進まない。矢板打ち込みにバタ材下げが伴はなければ、下段のバタ材



第 4 圖

以下の矢板の部分は土壓のために内に撓屈して、其の後はバタ材下がらず、矢板の先が折れる處がある。

掘鑿には鋤簾ガツト・ミル等を使用し、必要に應じてポンプにて排水し、又潜水夫を入れて矢板の双先を掘らせる。矢板が土壓のために下がらぬ時は箱枠の如く軌條等の荷重を乗せる事がある。

普通長さ 9 尺矢板には、二段にバタ材を入れ、12 尺の矢板には三段入れる。切梁は掘鑿の作業に都合好きやう適當の形に入れる。

所定の深さまで掘り下がれば基礎杭を打ち、基礎混凝土を打つ。排水困難ならば矢板一面に水中混凝土として、其の硬化を待ち排水する。一度に 12 尺より長き矢板を使用しない。之より深くすれば、箱枠又は鐵矢板を使用するか或は二段にする。

此の方法により掘鑿し得る最大の深さは地表より 15~20 尺である。又最初よ



り矢板をバタ材に釘にて打ち付けて組み立て、次の箱枠の如く板の間を出来るだけ水密にし、箱枠の如く下ぐる事がある。之を普通縦枠と云ふ。

### 10 箱 枠

有力なるポンプが普及し、且つ鐵矢板工法も一般的に採用せらるゝに及び、箱枠の使用が近來減じたるも、以前は水中工事には欠く可からざるものであつた。基礎の大いさに準じたる云はば底のない木の箱である。

厚さ 2 寸以上 4 寸の板を水平に縦の柱に釘付けにし、板と板との境目には横膚を詰め、船板の如く船釘及びボルトを以つて締め付け、水の洩りを防ぐ。縦の柱には三段に適當に横に繫材を入れ切梁をかひ、充分水壓に抗するやうにする。其の間隔は水の深さ及び板の厚さによつて定まり水壓土壓の爲めに板が彎曲して折れない様にする。深き箱枠では水壓の小さき上部の板を薄くする事がある。

水中の橋脚の位置に適當に杭を打ち足場とし、其の上にて箱枠を組み立てる。深さ即ち高さの大なる箱枠は、最初の下半部のみを組立てる。然る後支へを取り去り水中に落す、此の時水平に正しき位置に据える様豫め四隅に指導杭を打つて置く。

其の後に箱枠の上に軌條等の荷重を載せ、ガツトミル其の他の掘鑿器具により箱枠の中を掘り下げ潜水夫を入れ、板の端口の土を除かしめ、箱枠を自然に徐々に下げる。深きものは上端が水面近くなつた時、荷重を取り去り、縦の柱を繼ぎ足して之に初めの如く板を張り、適當に横の繫ぎ及び切梁をかひ、又荷重を乗せて掘り下ぐる。

所定の深さに達すれば排水し、基礎杭を打ら、或は直接に基礎混凝土を施工する。排水困難なる時は雇杭（やつとこ）を使用して水中に杭打し潜水夫を入れて杭頭を切揃へ基礎混凝土を底一面に水中施工する。

混凝土の硬化せる後（一週間若くは十日後）始めて排水する。

此時は箱枠全體の浮力を計算して、充分に打ち勝つに足る荷重を乗せなければ

ならぬ。又基礎混凝土も其の重量及び板との粘着力により、底の浮力に耐え得る厚さでなければならぬ。昔此の簡單なる計算をも行はずして、箱枠を浮き上からして事故を起した實例は少くない。

箱枠の板の合せめより多少漏水する故、橋脚の軀體壘築中はポンプ排水を繼續するを要する。基礎混凝土の一隅にはポンプのフードヴァルブが入るだけの孔を開けて置く。

箱枠の切梁は軀體混凝土の型枠の妨げとならぬ様の位置に置くか、或は型枠を堅固にし、切梁を一時之に盛り換へ得る様豫め考慮して、箱枠の設計をなす。軀體混凝土が水面以上に高くなつた後箱枠を撤去する。多くの場合、地中に入りたる部分は撤去困難にして之を地中に捨て置く。

箱枠により根掘りする所は、基礎混凝土の大きさを施行後實際の地質に應じて變更するを得ない。夫故に着手以前に充分地質を調査し、設計變更の必要なき様にするを要する。

箱枠により根掘りし得る最大の深さは、水面以下約 7m までである。箱枠の端先が大玉石に出會する時は仕末に苦しむ。潜水夫を入れて取除ける。最近陸上より水中に使用し得る鑿岩機が出来たが、鑿岩機を使用し得る潜水夫を入れて、軽く爆破するも一つの手段である。

傾斜せる岩盤に基礎を置く場合は箱枠下げの最も苦しむものである。一方の岩盤を掘り下げて箱枠を下ぐるか、或は他方の先端を、掘りながら袋混凝土を詰めなどして、岩盤まで達せしむるより他に方法がない。斯る所には鐵矢板が最も適合する。

### 11 鐵 矢 板

近年水中の締切り又は土留に盛んに使用され偉功を奏するものに鐵矢板がある。深さ深く且つ基礎の面積大なるものゝ根掘りには最も適しハドソン河の大釣橋の橋脚の根掘りには之を使用し、水面以下 80 餘呎の所まで排水し掘り下げて基



礎を置いた。

単線の鐵道橋の橋脚は、鐵矢板を使用するには小に過る嫌があるので、少しく深き所に基礎を置くには、從來施工に馴れて居る沈井工を採用し、鐵矢板の締切りは未だ鐵道工事には普及して居ない様に考へられる。即ち矢板打込み機械の現場運搬、打込機を乗せる足場、或は船の装置に要する費用に比して、矢板の数が少な過ぎる感がある。

然しながら鐵矢板には其の長所あり、箱枠の及ばざる深さ、或は大きな基礎面積を要する所には、之を使用するのが經濟的である。

鐵矢板に関しては本叢書第五卷基礎工及施工法に詳細記述してある故それを参照されたい。

橋脚の根掘りに特に注意すべきは、打込みに際して之を左右に傾けない様に、立込みの整列及び打込みを加減する事である。矢板が傾けば最初のもとの最後のものが結合しないので、已むを得ず之を重ねて置く事となる。斯る所は切梁をかふための押への横木（バタ材）の取着けに不都合なるのみならず、特別の装置をせざれば此の間より水を湧出し矢板の效能を害するのは云ふまでもない。小さき橋脚の締切り工事には斯る失敗は特に目立つ故、極力避けなければならぬ。

矢板を一回に 10～20 枚同時に建て込み、足場には特に整列用の水平布材を取付けて之を助ける。完全に建て込みたる後、其の兩端の矢板を最初其の打込み深度の  $\frac{1}{2} \sim \frac{3}{4}$  だけ叮嚀に打込み、其の後残りを數回に階段的に打ち込む。總て打込みには性急の無理は禁物である。常に方向を正し、其の歪みは無理に叩き込まない内に正さなければならぬ。

一般に橋脚の基礎は小さき故シートパイルの種類によつては、隅を圓形に廻る事が出来ない場合が多い。斯る時は特別に直角に曲げた矢板を用ふ。普通の矢板を中央にて切り之をアングル鐵にて取付けても宜しい。

所定の深さまで打込みを了した後中を掘鑿する。掘鑿に従つて、水壓及び土壓

に抗するため水平の押へ木（バタ材）を入れ、之に適當に切梁をかふ。鐵矢板輸入の當初は、矢板自身にて是等の壓力に抗し得るものと誤解して、切梁を怠つたために失敗した實例がある。深く掘り進むに従つて數段に堅固なる切梁を入れなければならぬ。

水面より深く掘り下ぐる廣大なる基礎にては、矢板を二重に打ち、之を所々又シートパイルで繋ぎ、正方形又は矩形の連続として、最初に此の間を掘り混凝土又は粘土を詰め、然る後に中を掘ると云ふ方法を探るも、普通の單線橋梁の橋脚にては、30 呎以下の根掘りには一重の鐵矢板で充分締切るを得る。

徑 8 吋ポンプ 1 臺又は徑 6 吋 2 臺位のポンプ力にて充分排水し得る。

使用する鐵矢板の長さは、水面より基礎の下端に至る深さに地質に應じて 1～2 m の餘裕を加へたるものとする。長さに依り矢板の幅即ち重量が定まる。玉石混り等にて打込み運き地質には、剛性の大きなるもの即ち長さに比して重きものを使用する。

矢板の重量により打込みハンマーの重量即ち打込機械の大きさが定まる。

近年種々の形の鐵矢板輸入せられて、各々其の長所を主張し、又實際に使用して多少特徴がある様だが橋脚に使用する程度の數ならば、ランゼル、ラツカワナテルルーシュなど普通にあるものを手當り次第に使用して差支へないと考ふる。日本の製鐵所に於ても近く製作して賣り出す計畫ありと聞く、若し日本製のものが出来れば其の型に一定さるゝであらう。

## 12 杭打基礎工

基礎杭の作用に就きては既に前に述べた。杭打の確實に有效なるは、之によつて周圍の土が締り、地盤自身の支持力が増し、同時に杭の外皮に加はる壓力が増し、摩擦係數を増し、杭が信頼し得る支持力を有するが如き土質である。斯る土質に打たるゝ普通の橋脚及び橋臺の基礎杭は、次の寸法以外に出ない。



末口徑 (吋)	長 さ (呎)				
	6	9	12	15	18
6	6	9	12		
7	9	12	15	18	
8	15	18	21	24	30

末口太くして比較的長さ短きものを選ぶか、或は長さを長くして末口細きものを使用するのが得策であるかは、地質によつて異り、地表より深くなる程締つた土質のある所は、長きを選ぶ。

杭の間隔は長さ 15 呎以上のものにては 3 呎以上とし、之以下にては 2 呎 6 吋以上とする。普通は杭の點が正方形をなす様に打つが、數を増し度き時は正三角形をなす様俗に云ふ千鳥に打つ。然し杭の數を増すために、杭の間隔を之以下に減すれば間の土の層を破碎して杭の本來の働きを失ふ虞がある。

柔き粘土層へ打つ杭は、前記以外の長さのものを用ふ。末口の徑も長さに比して細くする。

杭材は普通生松丸太に限る。打つ時に皮を剥ぎ、先を尖らし頭に鐵の輪を箝め打撃により裂けるを防ぐ。長さ 30 呎以上の杭には米松を使用する。勿論すべての木材の杭は地下に水分のある所に打つ。

一般に地下で水氣のなき所には杭打の必要がない。只近く盛土せるものにして、未だ締らない所のみが其の必要がある。斯る所にては杭は永久的でなき事を考慮して其の腐蝕せる時に採る方法を豫定するを要する。

普通の橋臺橋脚の如く、一箇所に杭數の多からざる場合は、杭打に動力機械を使用せず、女人夫に綱を引かせる打方を行ふ。錘 (モンキー) の重量は杭の大小により異なる。杭の大きさに比して小さき錘を使用すれば、如何に高く上ぐるも錘は杭の上にて跳りて有効でない。15 呎以下の杭には、重 60~75 貫目までの錘を使用し、18 呎以上の杭には 80 貫目以上のものを用ふ。

關東にては眞矢打、關西にては二本子打とする。綱子 1 人の引く重量は平均 2.5~3.0 貫であつて 75~80 貫の錘には約 30 人の女人夫を要する。然して一

度引にて 4 尺、二度引にて 5,6 尺、三度引にて 7~10 尺上げる。

杭を打ち終れば、杭頭を切り揃へ、杭打によつて亂されたる地表の土を 1,2 尺取り除き、栗石を入れ目潰し砂利を満し、搗固めて基礎混凝土を打ち、杭頭は 5 寸以下混凝土の中に入れる。

### 13 混凝土杭

橋臺橋脚の基礎に混凝土杭を使用する機會は少ない。混凝土の杭には種類が多いが、橋脚の水中基礎に使用するものは、現場にて混凝土を孔に詰めて杭とする種類のものでなく、豫め他の所にて作り、相當日數を経て充分凝固した、鐵筋混凝土杭を打つ。

只水氣のない盛土の上に橋臺を造るが如き場合に、徑 6 吋以上の鐵管を杭の如く打ち込み、其の中に混凝土を詰めて杭とする。然し斯る機會は稀有である。

鐵筋混凝土杭打基礎工を考ふる橋脚は、河床の表面が柔軟なる泥土にして、相當深き所に小砂利、砂混り等の稍々締つた沖積層があり、是非此の層まで基礎を下ぐるを要するが如き箇所にある場合である。斯る所に於て比較考慮さるゝは、米松の長き杭と沈井工である。

杭の數少なき時は米松の杭が有利であり、橋脚の數多く、水深くして沈井工の井島を築くに苦しむが如き所では、杭頭を低水面に出すを要する場合は、混凝土の杭が有利である。又市街鐵道の高架線の如く、周圍に建物あり、根掘りを深くするを得ず、水氣なき柔き土を通して杭を打つ時には、混凝土杭を使用する。

鐵筋混凝土杭にも種々の形があるが、瘤や角を出して支持力を増加せんと試みたるものよりは、普通の正方形にして四隅の面を取つたものゝ方が製作及び打込みに便宜であつて杭の目的を達する。杭の寸法及び鐵筋の配置等に付きては本全集第五卷を参照され度い。混凝土杭の打込みには動力打込機を使用する。

船に杭打機械を設置すれば、足場等不用であつて、此の點で混凝土杭は沈井工に勝る。2 尺角長さ 90 呎の杭の両面にウオータージェットの管を置き、水射に



より土砂を掘り、杭の沈下を助けながら之を打込み、然も杭の建て込みを始め、之に要する機械設備を全部一艘の船の上に置き、之を繰りながら船の上にて全部の作業を巧妙に、且つ簡単に、遂行する實例を著者は米國に於て見學した。

#### 14 沈井工

明治初年鐵道敷設の爲めに我國に來た御傭外人（主として英國人）技術家の傳へた工事方法であつて、昔から印度に於て行はれ、東洋的であり、我國の井戸掘と相通する點があつたので、我國に擴まり、少し大きな橋梁の橋脚基礎は殆んど全部沈井工であると云つて宜しい位である。

沈井工の太さ及び深さを決定する計算方法は未だ明かでない。其の支持力は地盤の支持力及び杭の支持力同様土質によつて異り、未だ判明しない部分がある。

一般に沈井工の支持力は二つの分子より成る。一つは周圍の地盤と沈井工の外皮との間の摩擦力であつて、周圍の土の壓力に摩擦係数を乗じたるものである。他の一つは沈井工の底部に於ける地盤の支持力である。

土の壓力並に支持力共に前に記するが如く未だ確實に計算し難い。摩擦抵抗は、沈下のために必要なる荷重及び試験荷重により或程度推定し得る。試験荷重は通常沈下を終り、未だ底部の混凝土を打たない以前に乗する。従つて、其の荷重は沈井工の摩擦抵抗と、周壁の先端に於ける地盤の支持力との和を示す。

沈井工全體の支持力は、底の混凝土を打つた後に荷重に乗するに非ざれば知る事が出来ない。底の混凝土を打ち終つて荷重を乗せて、若し試験の結果支持力不足せるを發見せる時も、之以上沈下して支持力を増す事が出来ない。

柔き地層へ深く沈井工を下ぐる時は、屢々底部の支持力を安全側に無視し、沈井工1本の重量及び其の上に来る荷重の和を、前記の試験荷重として乗せ、沈下せざるを確めたる所で沈井工を止むる。

然しながら多少でも締つた層があり、此の層の上に止めんとする時に、底部の支持力を無視するのは不經濟である。斯る場合は底部の支持力を推定し摩擦から

來る支持力のみを、試験荷重により、適當の安全率を考慮して測定する。

河床が砂利又は砂層の時は支持力は問題でない。深さは洪水の時の洗掘の深さによつて定まる。一般に沈井工は、橋脚軀體より流れの妨害となる幅員が大なる故、水流を激する度も強く、従つて深く洗掘さる。且つ沈井工の周壁が垂直にして重心も上にあり、坐り（安定）が悪い故、同じ深さの普通の橋脚より、洪水に對して不安全である。

一般に沈井工の深さは同じ橋脚の根入りより深くしなければならぬ。構桁の橋脚にあつては、沈井工の深さは30呎以下にしない方がよい。小形の沈井工でも25呎以下としては、山間部の少し流れの急なる河川にては不安全である。

沈井工を岩盤の上で止むる時には、岩盤の傾斜に注意しなければならぬ。岩盤が傾斜し沈井工の一部が其の上に乗し、他は未だ岩盤に達しないのに、其の儘にして置いた爲め、洪水の際洗掘せられ、危険に瀕したる實例は少くない。此の場合には岩盤を掘り下げ、全部岩盤に達せしめなければならぬ。

沈井工の井筒の太さは、上に乗る橋脚の太さによりて異なる。複線橋梁、又は特に幅の廣き構桁の橋脚に乗する沈井工は、圓形の井筒2本として、其の上を鐵筋混凝土のスラブの基礎にて連結する事がある。

普通の鐵道橋の井筒は、圖及び表に掲ぐる寸法の内何れかで間に合ふ。此の寸法以外の太さを適當とする場合は、之に準じて特別に設計すれば宜しい。尙ほ第6圖には佐賀線（佐賀一矢部川間）筑後川橋梁の徑間120呎鉸桁の橋脚の井筒を示す。

井筒の強度、即ち混凝土の厚さ及び鐵筋の數量を、應力計算により決定するは困難である。第一之に働く土壓を推定しなければならぬ。此の土壓は地質及び沈下の工事方法により異なる。同一地質にても徐々に掘り下げ眞直に沈下するのと、周圍の「山を呼び」急速に沈下せしめ、時に傾斜せしめて之を垂直に復するが如き下げ方をするのとでは、井筒に働く土壓の強度大に異なる。



井筒に周囲より均一の土圧及び水圧が働くとし、此の壓力の強度を沈井工の深さより假定すれば、井筒断面の應力を計算する事が出来るも、斯くして得たる應力強度は、井筒の厚さ及び鐵筋の配置を設計する時の参考に止めて置く可きであつて、桁其の他の正確に計算し得る應力に置く如き信用度を、之に置く事が出来ない。

圖に示す鐵筋の配置は、計算と云ふよりは寧ろ、常識判斷により定めたものであつて、地質及び深さによりて井筒の厚さ及び鐵筋の配置を適當に加減して宜しい。

井筒の先端には沓鐵と稱する鐵鉞の双先を附する。其の双先きの角度は地質により異り、玉石を混する土質では角度を45度とし、砂粘土の如き地質では之より鈍角にする。又軟き地質には此の沓鐵を省く。

沓鐵は元來昔井筒を煉瓦石にて積みたる時、下端の双先の形を木塊にて型取つた爲めに、之を鐵鉞にて包む主意から、使用したものであつて、砂及び粘土の如き地質には不用である。

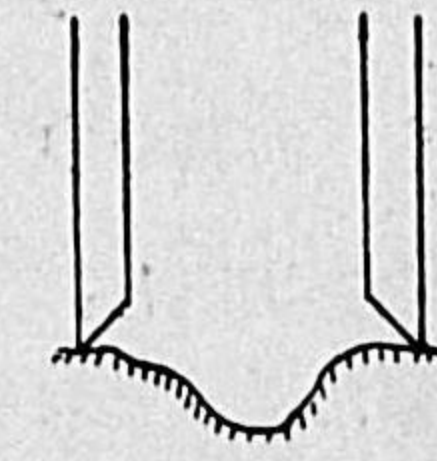
井筒は一回に2~4.5mの高さに混凝土を打ち、或る程度硬化するまで待つ。其の時日は季節により異なるも、普通一週間乃至二週間である。其の後内部の土砂を掘りながら沈下せしむ。沈下せる後又井筒の混凝土を継ぎ足す。一回に沈下する長さを俗にロットと云ふ。

一回毎に沈下の抵抗が増すので、井筒自身の重量では不足となり、沈下用の荷重を上に乗する。此の荷重には一般に軌條を借用する。其の量は井筒の大きさ深さ及び地質によつて異なる。普通第二若くは第三ロットより荷重を乗せ、段々増加する。一回の軌條數は200~1,000本を普通とする。

井筒沈下のための内部の土砂掘鑿方法は、地質により異なる。柔軟なる粘土層ならば、河床より滲透して湧出する水量少き故、排水して所謂「空掘」を行ふ。此の場合井筒の端先は常に粘土中に喰ひ込んで居る様努めねばならぬ。沈下の抵抗

は井筒周囲の摩擦のみである。掘鑿が容易なる故沈下率も早い、容易なるに任せて掘り越して、徒に沈下を急げば、井筒が傾き易く、一旦傾斜せる井筒を眞直に正しき位置に復せしむるは中々困難である。夫れ故に常に井筒の沈下に注意し、平均して掘鑿し徐々に沈下せしむる事を怠つてはならぬ。

砂又は砂利を含み滲透率の大なる地質では、空掘りする事が出来ない。ガツトミルやクラムシユルを捲揚機にて動かして掘鑿する。此の場合、第5圖の如く中央を常に掘り越して置けば、沈下容易なるも、時に不規則に下り、井筒が傾く事がある故、掘り越しを少くして時々潜水夫を入れて、井筒の双先の土砂を濡はしめ、平均に沈下する様に注意を要す。



第5圖

大なる沈井工にして竣功を急ぐものにあつては、井筒の周圍に約2尺の間隔に水射管を置き、射水により双先の土砂を洗ひ掘りて沈下を容易にし、他方砂上げポンプを使用し、此の土砂を水と共に、井筒より外に排水する方法を採る事がある、米國に於て盛んに行はれる。

壓力水管を井筒の周壁の中に設くる事もあれば、周壁の外側に凹所を置きそれに水管を通ずる事もある。水射の壓力は地質の硬軟により異なるも、普通は徑 $\frac{1}{2}$ 吋乃至 $\frac{3}{4}$ 吋のノズルに對して毎平方吋65~200封度であつて、要する水量は水射一箇に就き毎分50~250ガロンである。砂上げポンプの馬力は水中に10~15%の土砂を含むものとして計算する。

砂利層に大玉石を混するが如き地質に於ては、井筒の双先に出會ふ大玉石は破碎するを要する。其のために潜水夫に鑿岩せしめ、火藥により爆破する。普通ジャックハンマー、ハンドハンマーの如き鑿岩機を其の儘潜水夫に使用せしむるも、近年陸上にて動かし得る水中鑿岩機が發賣された。インガンソルランド社製サブマリノックドリルタイプ×80は錐鋼の徑 $1\frac{1}{4}$ 吋にして、毎平方吋100封度の壓搾空氣にて動かす。孔の掘進に従つて鑿岩機自身かガイドに沿ひて、水



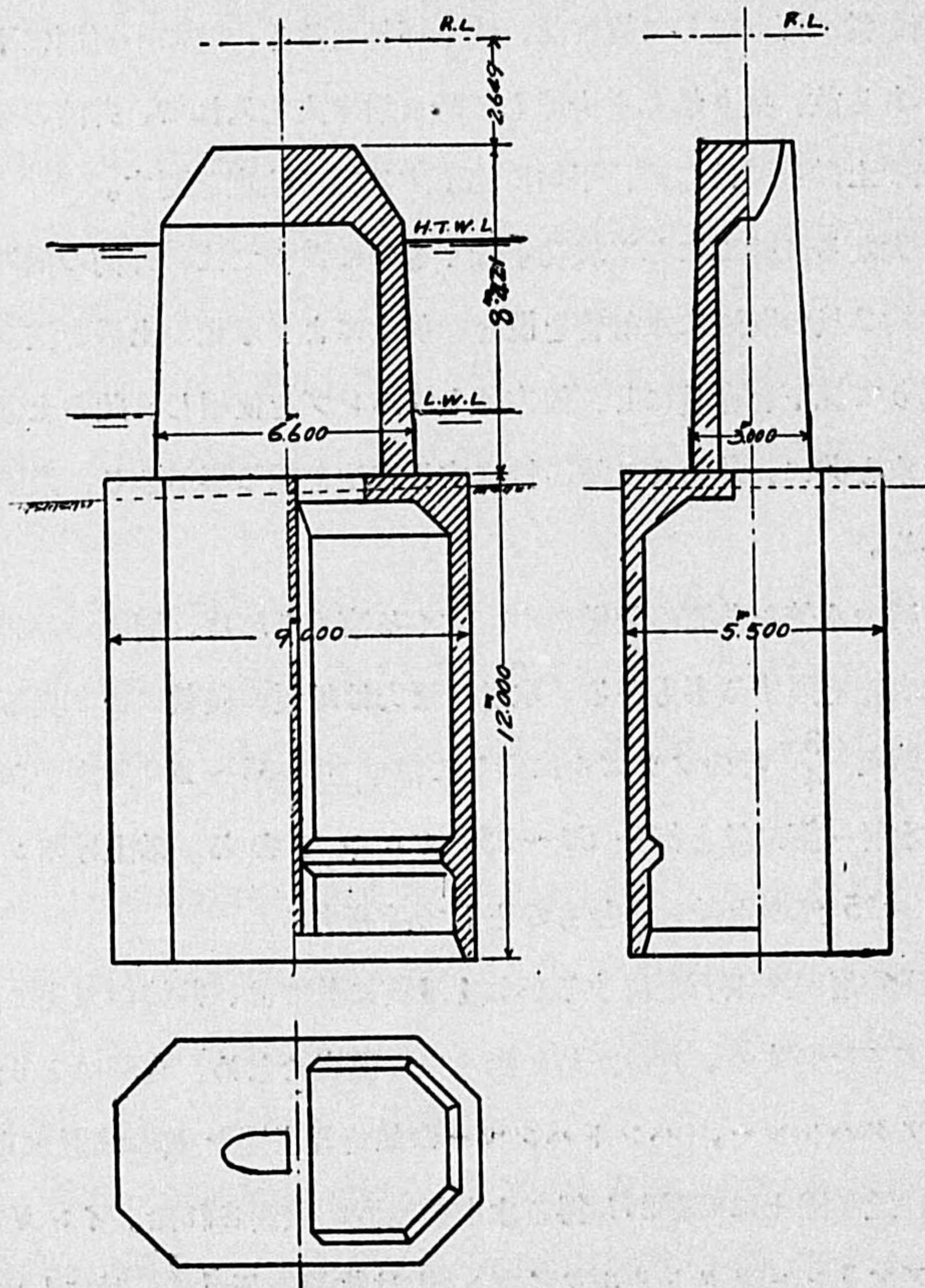
中に侵入する。

井筒が設計の深さに達した時、試験荷重を載せ、其の沈下せざるを確めて、底に水中混凝土を満す。沈下するための荷重から、周囲の摩擦力と端先の支持力との和を推定し得る場合は特別に試験荷重として載せる必要がない。

沈井工の頂上を平均水位近くの或る高さに指定するのであるが、指定されたる高さに正確に井筒を止むるは中々困難である。一般に1尺以内の上り下りは許して居る。井筒の

沈下は一旦止つても、尙其の中の水を排出し、内外に水壓の差を生ぜしむれば、1尺以内沈下する。外から内に流れ入る水に洗はれ、端先の土が均らされ、周囲の土が落着くためだと云はれて居る。

沈下が終れば底を均して水中混凝土を打つ。其の厚さは約6呎とする。其の



第 6 圖 佐賀線筑後川橋梁橋脚及基礎井筒

硬化を待ち、井筒の内を排水して中埋混凝土を填充する。中埋混凝土は 1:4:8 の如き貧弱の割合とする。或は混凝土の代りに砂利を或る厚さ填充し、其の上に又厚さ6呎程の混凝土を置くと云ふ様に、混凝土と砂利の互層にすることも有る。

又地質柔軟にして、沈井工自身の重量を軽減せんとする時は、内空の井筒とし繋ぎとして所々に鐵筋混凝土の水平の隔壁を置く。此の隔壁の取着けの爲め、豫め井筒に凸所を造つて置く。内空としても結局中に水が透入して之を満す事となる。第6圖に佐賀線筑後川橋梁に施工の實例を示す。

### 15 沈井築島工

井筒の最初のロツトを据え付くるに當り、水の無い河原は簡單であるが、相當水深のある所では、締切つて土を盛らなければならぬ。之を築島工と云ふ。

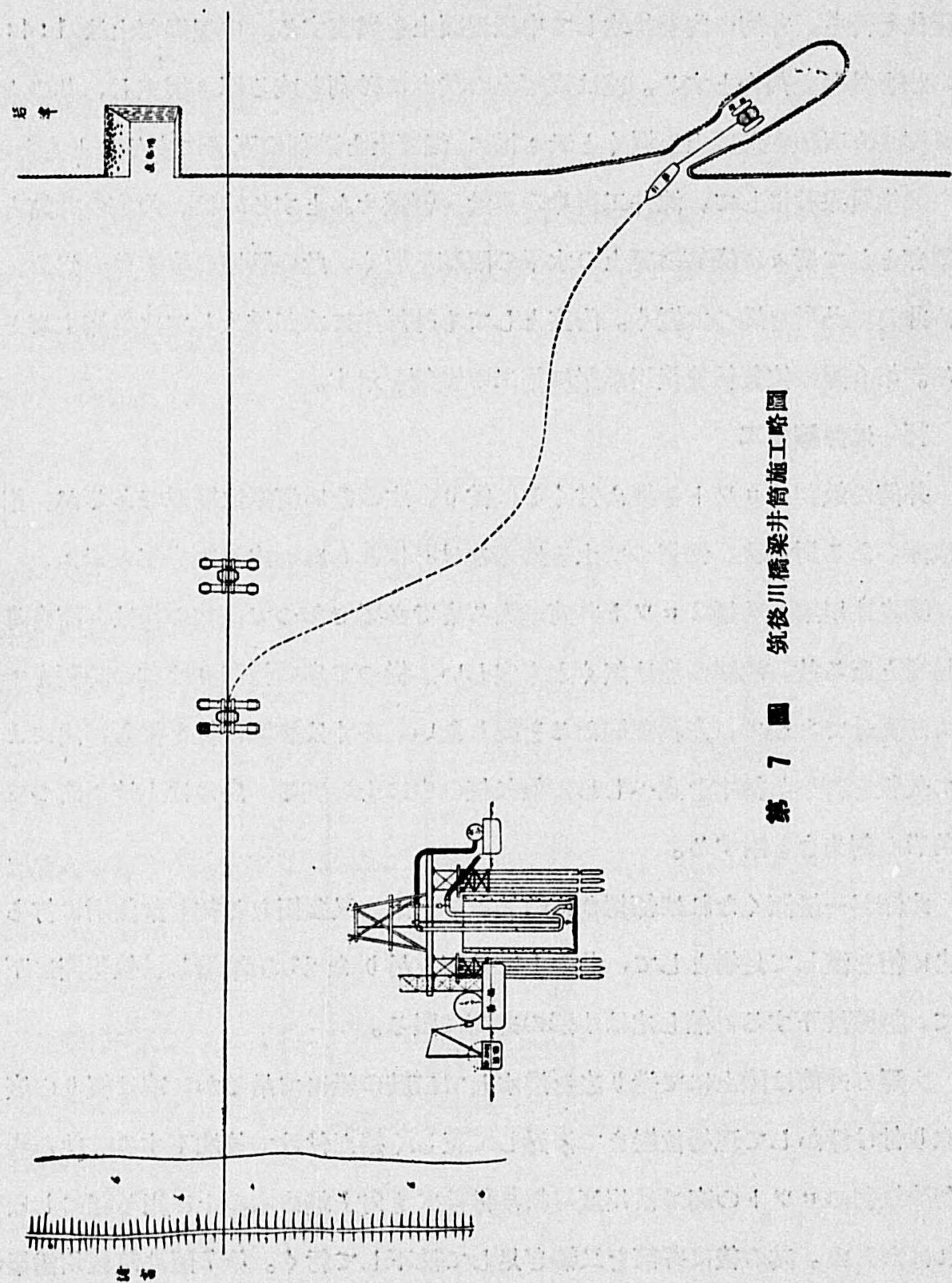
築島は川床へ普通2ロツト井筒が入るまで必要であつて、其の後は井筒自身が足場となる故、周囲の島は無くとも宜しい。従つて島の締切りは其の時間まで保てば充分であつて、左程強固なるを要しない。多くは周圍に杭を打ち、之によつて矢板を押へる横木を支へしめ、後矢板の中に土を盛る。島には上流に向つて三角形の劍先きを附する。

水深が一層深くなれば締切りに鐵矢板を用ふ。又強固なる杭を數箇所に打ち、之に桁を渡して足場として、其の上に井筒を吊りながら築造し、後川底に下げて、掘鑿沈下する。然し之は小形の井筒に限る。

大形の井筒は陸上にて造り之を進水して二艘の船にて吊るか、或は假りの底を取り付け浮かして現場位置まで浮動して正しく据え付けて後沈下する。此の場合勿論最初のロツトの高さは川底に据え付けても尙上端は水の上に出る程にしなければならぬ。其の後に井筒を又繋ぎ足して沈下して行く。第7圖は筑後川橋梁の足場及び井筒進水の狀況を示す。

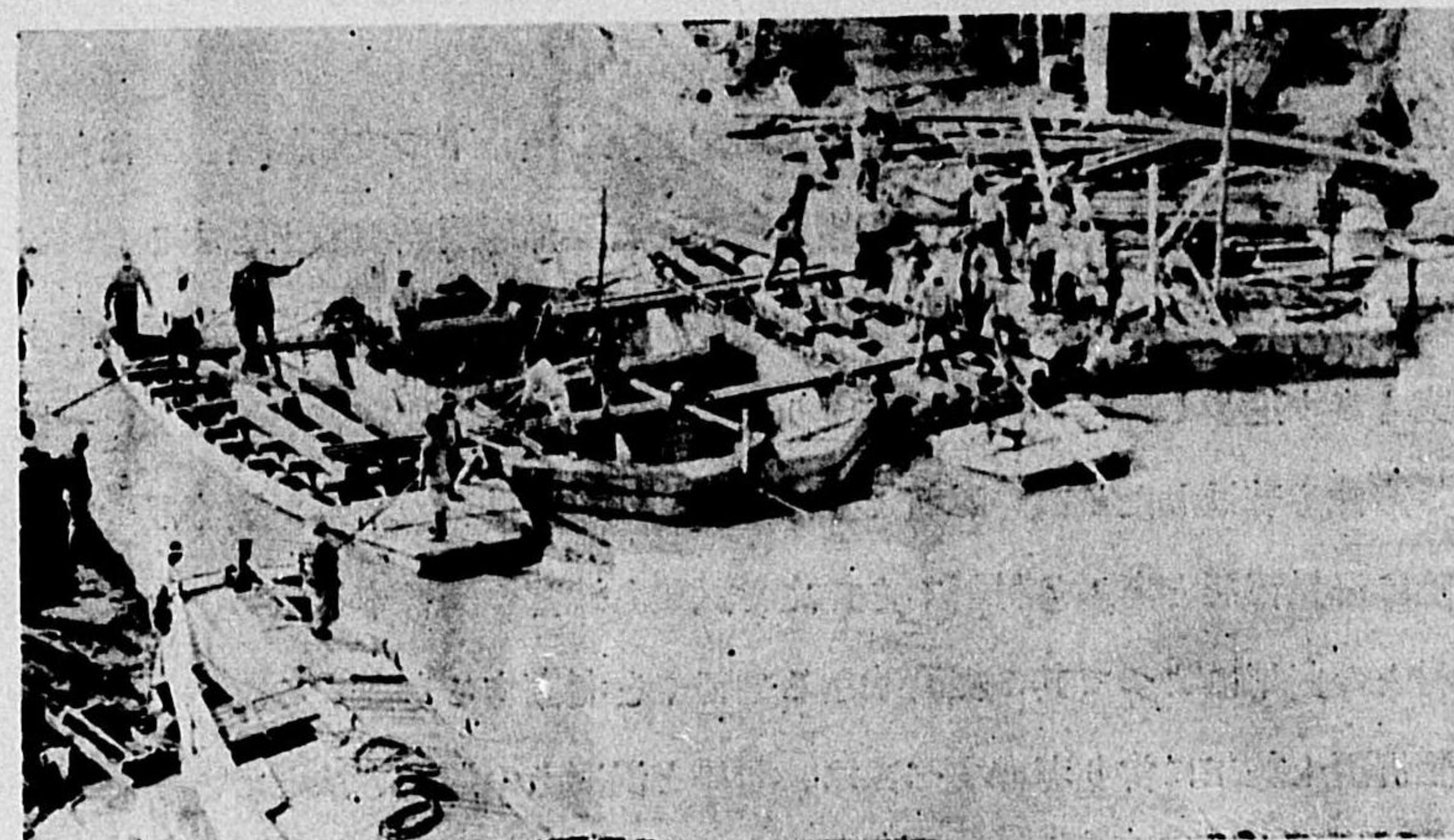
沈井工施工に當つて注意すべきは、未だ井筒が深く地中に入らざる以前に洪水に出會すれば、洗掘せられて横に倒るゝ危険のある事である。從來斯る事故が多



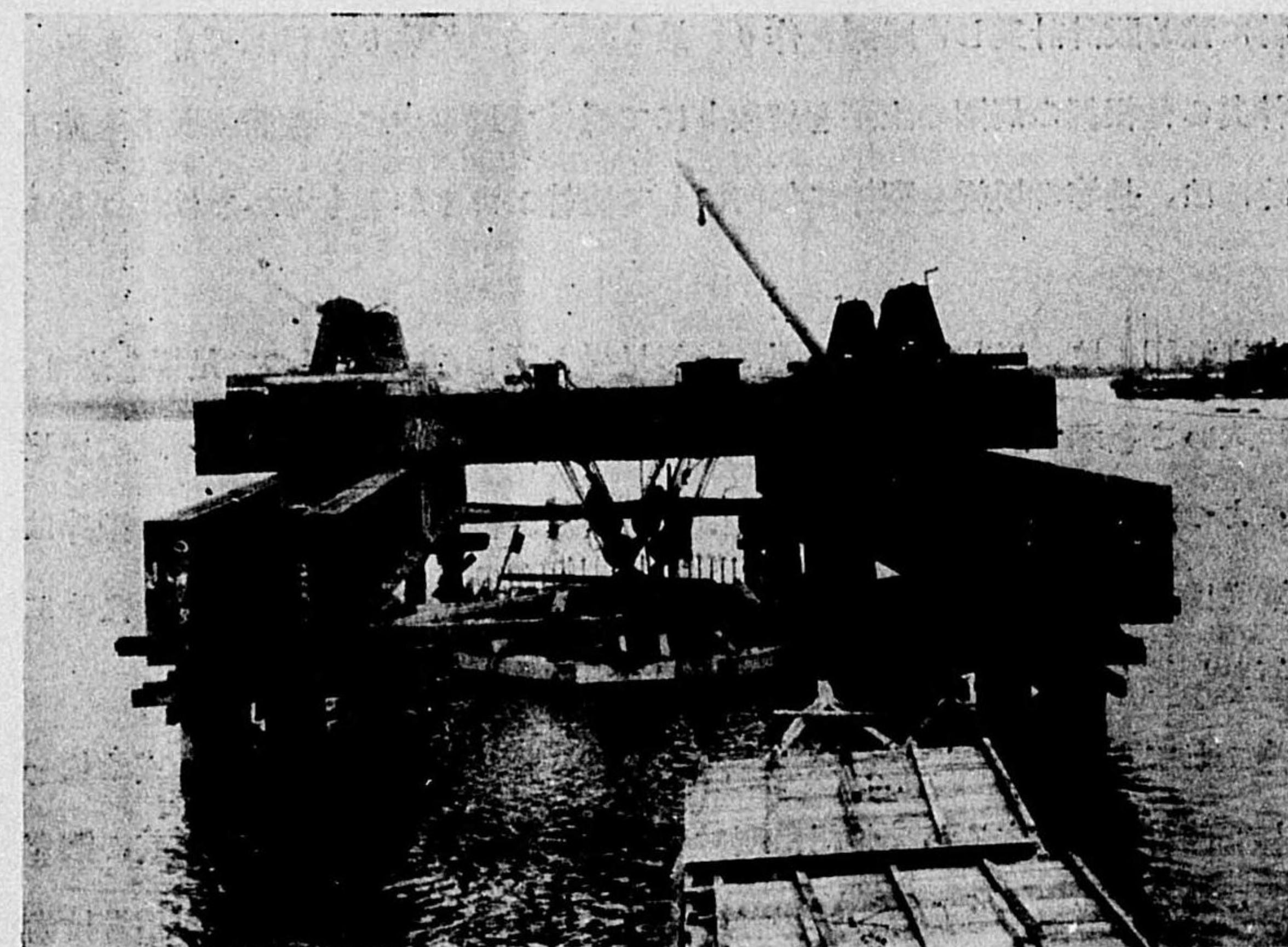


第 7 圖 筑後川橋梁井筒施工略圖

いのであつて、施工に當つては各橋脚の工事時期を考慮し、其の順序を豫め計畫して、安全なる状態に於て洪水に出會する様、心掛けなければならぬ。  
 又沈下に際しては、平均に掘鑿して急激の沈下を避け、眞直に徐々、確實に



第 8 圖 ドックより井筒引出し



第 9 圖 井筒据付

下げる様努めなければならぬ。一旦傾けば之が匡正は寧ろ不可能に近く、結局「く」の字形の井筒とするより外に仕方がなくなる。



16 橋臺、橋脚の軀體混凝土

昔は混凝土の型枠使用を避くる爲め、周圍を粗石積、下つて間知石、又は割石積、混凝土塊とせるも、現今では型枠を使用し、全部場所詰混凝土とする。

混凝土用砂、砂利は成る可く現場附近に得らるゝものを使用する。最近混凝土の研究も多少進歩し、特に試験塊を造り之を試験して、所要強度の混凝土を一樣に造る方法も普及したる故、以前よりは使用する砂、砂利の範圍が廣くなつた。夫れ故に一見粗悪と考ふる材料でも、之を試験し適當の配合率を定め、セメントと骨材との費用によつて其の經濟的なるや否やを考慮するを要する。

軀體混凝土施工に當り考慮すべきは、型枠と混凝土の運搬方法とである。高さの低き橋梁では特に問題とするに足らないが、高さ橋脚が十數本ある大橋梁では、特に豫め設計計畫し、略圖を作り、最も經濟的の段取りを行ふ可きである。

箱枠其の他根掘の周圍の土壓を切梁りにて受けて居る中に、軀體混凝土を施工する時には、是等の切梁を型枠に如何にして盛替ふ可きかをも考へなければならぬ。

又高さ橋脚には、以前は其の周圍に遣形足場と稱し、丸太を以つて足場を造り、橋脚の大いさを示す遣形、型枠を組立て、混凝土を擔ぎ上ぐる通路等皆此の遣形足場によつたが、大なる橋脚の多い所では勞銀及び材料の高き現今では、型枠は捲上機又は之に類似せる簡單の設備で釣り上げて組み立て、混凝土運搬のためには輕便なる塔とシュートとを使用する等種々の考案がある。

型枠にしても、幕板の厚さを極端に薄くして、骨組を堅固にするか、或は板を厚くして他を簡單にするか、骨組に鐵材を使用するか、或は木材として其の繼ぎ金具を如何なる形にするか等、労働者の其の日の現場作業任せにせず、相當技術者が現場に適應するやう豫め、考案設計す可きものが多々ある。

混凝土井筒定規

長 徑	短 徑
31 呎	13 呎 9 吋
28 呎 6 吋	12 呎 6 吋
27 呎 6 吋	11 呎
16 呎 6 吋	10 呎 6 吋
直 徑 13 呎 6 吋	

井筒の種類	井筒の大小		混凝土の體積		鐵材の重量		掘鑿體積	中埋の體積	
			下部(杓及傾斜部)	上部(垂直部)	下部(杓及傾斜部)	上部(垂直部)		下部(杓及傾斜部)	上部(垂直部)
	長 徑	短 徑	1 呎に付立方呎	1 呎に付立方呎	封 度	1 呎に付封 度	1 呎に付立方呎	1 呎に付立方呎	
甲 型	31'-0"	13'-9"	1,098	171	4,580	201	366	1,502	176
	28'-6"	12'-6"	994	155	4,202	190	307	1,184	136
	27'-6"	11'-0"	930	144	4,070	184	267	956	107
	16'-6"	10'-6"	516	74	2,773	121	149	529	64
乙 型	31'-0"	13'-9"	1,032	171	4,800	201	366	1,598	176
	28'-6"	12'-6"	978	155	4,454	190	307	1,224	136
	27'-6"	11'-0"	918	144	4,260	184	267	991	107
	16'-6"	10'-6"	500	74	2,898	121	149	558	64
型	13'-6"	13'-6"	449	65	2,844	121	154	647	79

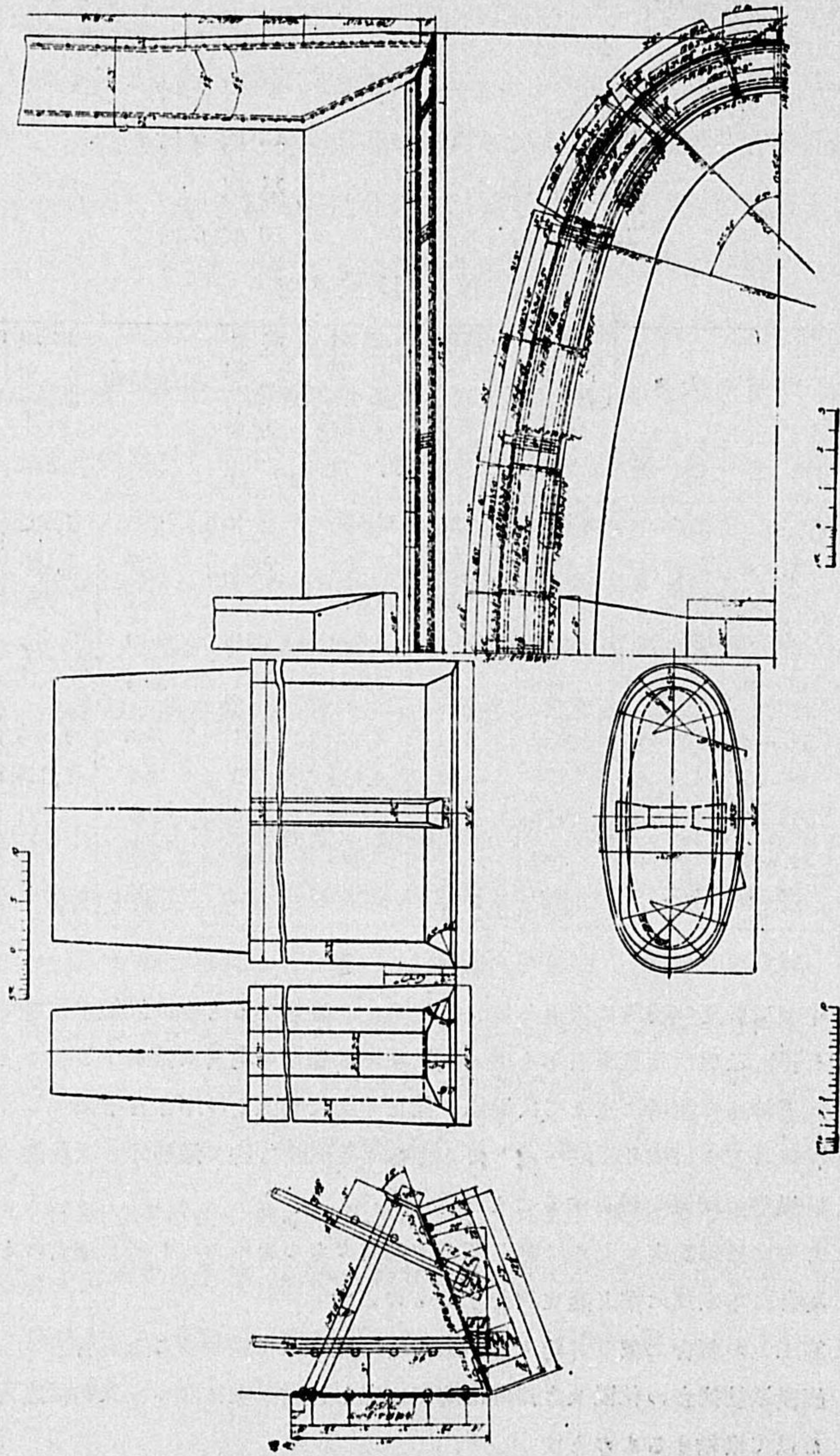
注 意

- 1 甲型は普通の場所に適用し地質粘土若くは砂層なるときは鐵筋を省略することを得。乙型は地質玉石等を混じ沈下稍々困難なる場所に適用するものとす
- 2 地質特殊の箇所に在りては鐵筋の數量寸法及混凝土の厚さを増減するものとす
- 3 材料の都合に依り強度に差したる影響なき限りに於て鐵筋寸法及數量の増減又は鐵筋の配置を變更することを得
- 4 井筒は橋脚橋臺の大きさに應じ圖面中適當のものを用ふべし若し適當のものなき場合は本定規に準じ適宜設計するものとす
- 5 施工上の都合に依り井筒下部傾斜區間は適宜に伸縮することを得
- 6 縱横鐵筋接合の位置及方法等は施工に際し適宜に定め其の交叉點は適當の鐵線を以て緊結するものとす



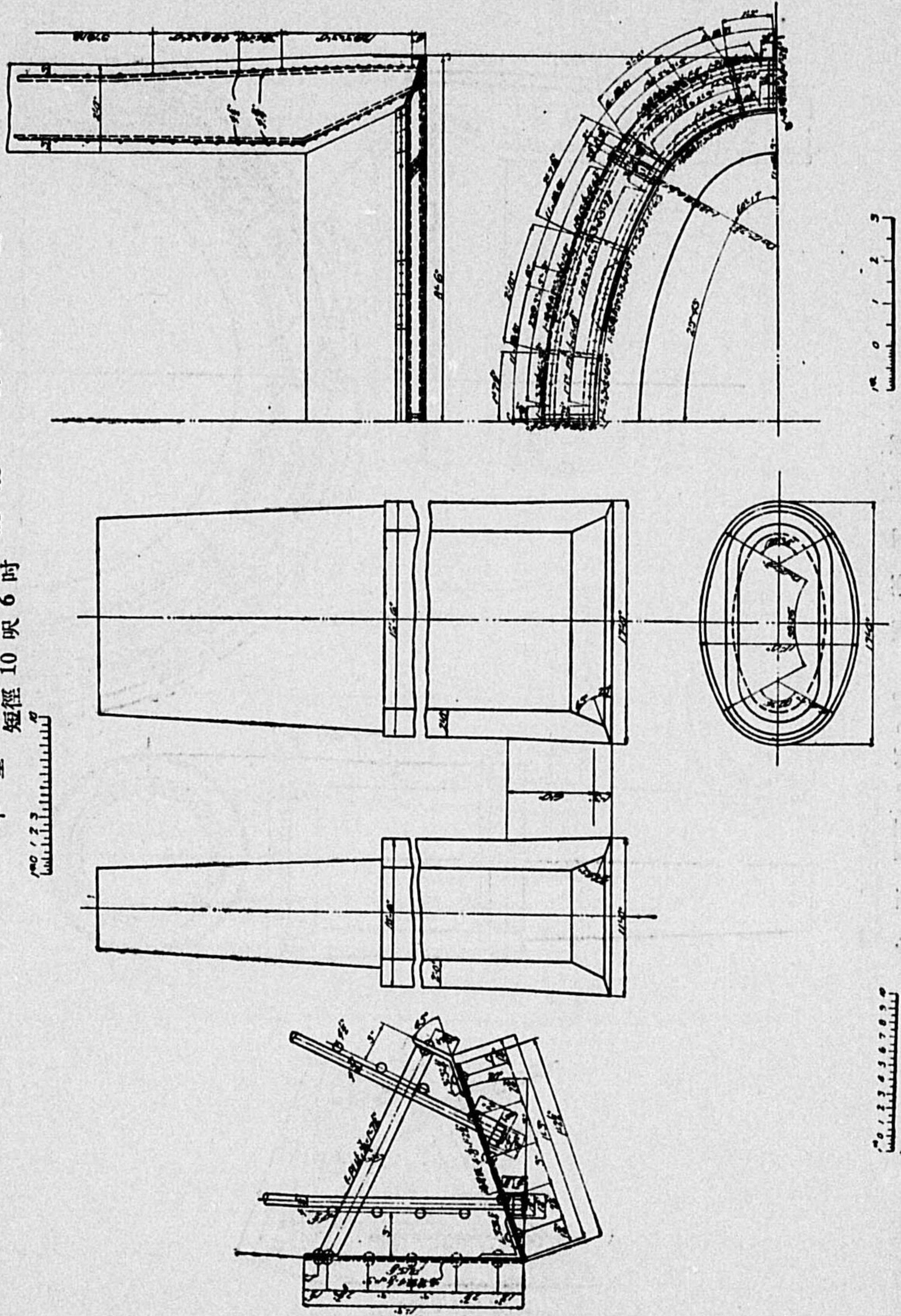
混 凝 土 井 筒 定 規

甲 型 長 徑 31 呎 短 徑 13 呎 9 吋



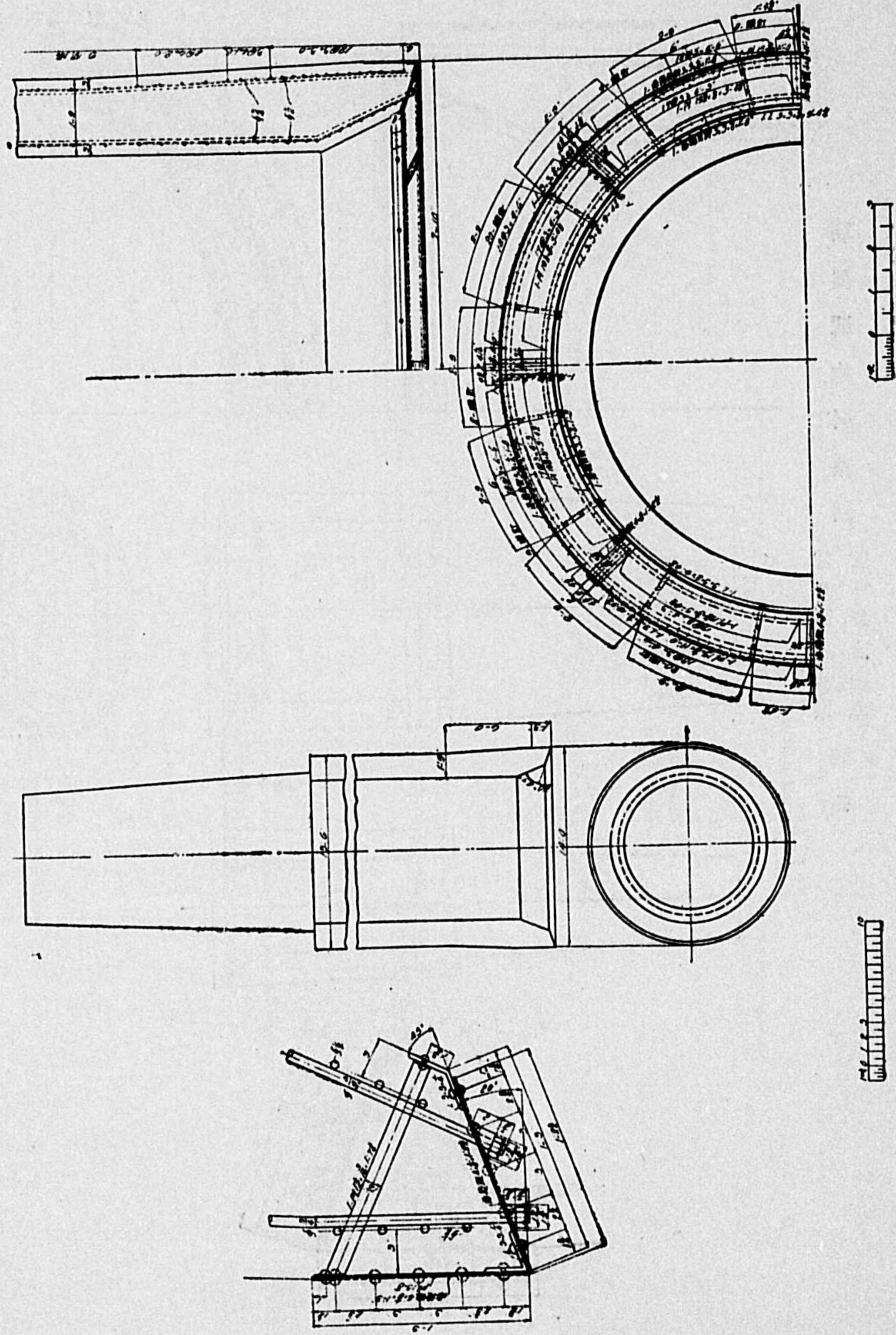
混 凝 土 井 筒 定 規

甲 型 長 徑 16 呎 6 吋 短 徑 10 呎 6 吋





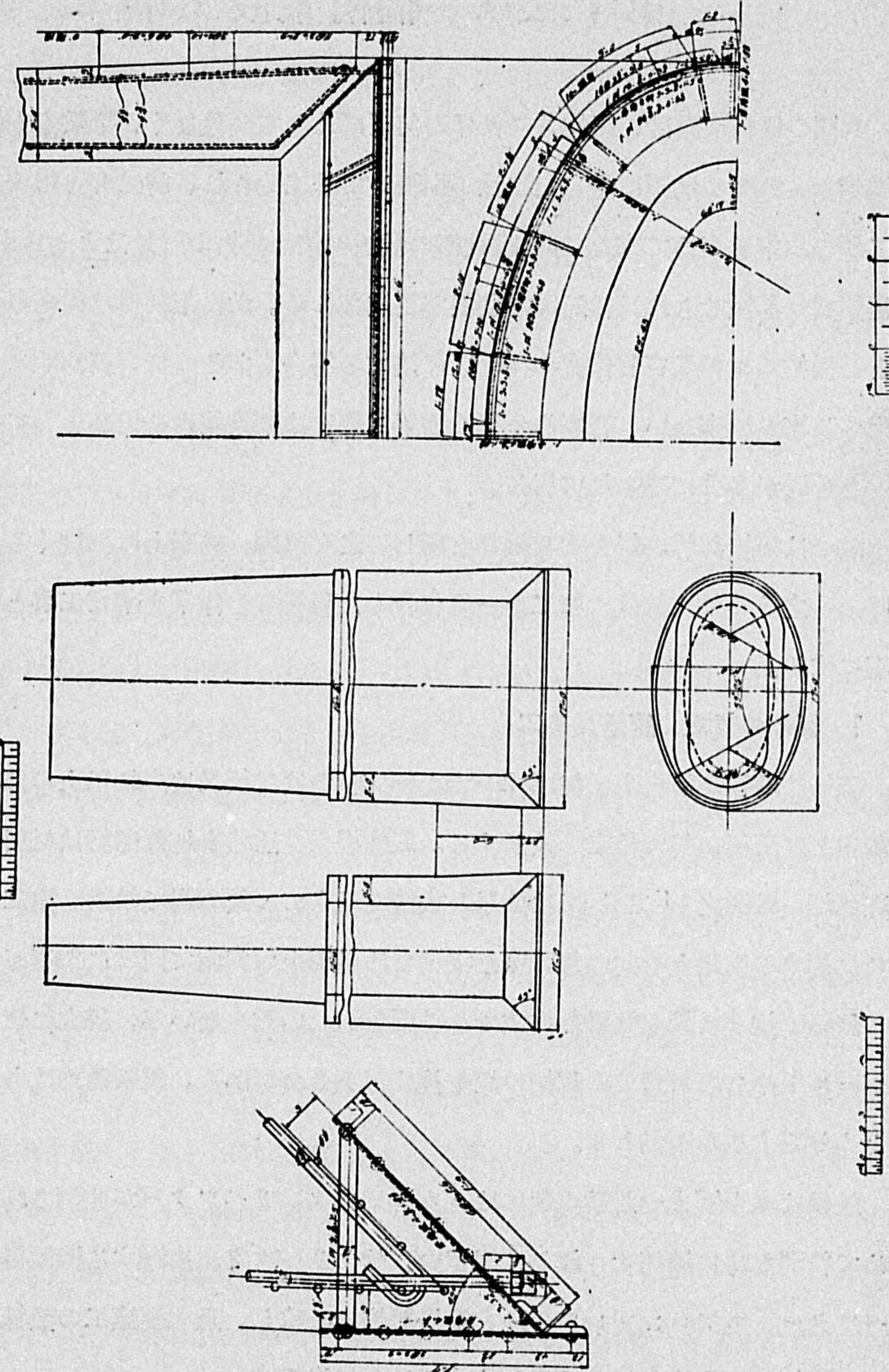
甲型 直徑 13 呎 6 吋 混 凝 土 井 筒 定 規



混 凝 土 井 筒 定 規

長徑 16 呎 6 吋  
短徑 10 呎 6 吋

乙 型





## 第十二章 橋桁架設工事

我國の橋桁は設計、製作共に世界の何國に比して遜色なく、架設も亦最近頃に進歩し、四圍の状況に應じた工法が引續いて施工せられ、前二者と相俟つて橋梁工學の水準を高めて來た、即架設技術の發達に依り橋桁の設計はより自由になり、橋梁費は節減せられ又線路開通期限が促進される。殊に架設費は從來の例に據ると、橋桁の材料及び製作費の 60% に達する場合もあるので、經濟的にも等閑に附する事が出來ない、否寧ろ今後の橋梁工學には架設技術を中心として研究さるべき分野が多分に殘されて居る。

茲では橋桁部材の組合せを組立と稱し、之を橋脚、橋臺上に据付くるを架渡と呼ぶ、之等の外に鉸鉸、塗工を一切包含した現場での作業を架設工事と稱呼する事にする。

### 1 鉸桁の組立、鉸鉸、塗工

鉸桁は輸送の都合上、徑間 20 呎以上のものは二箇又は夫れ以上の部材として製作し、現場に於て組立、鉸鉸する。製作場より送込まれた部材は材料置場に整理され、普通之を「二又」又は簡単な設備で組立て、其の場で鉸鉸、塗工を完了する。都市の街路上や其の他特別な場所では足場上で組立て同時に架渡が了はる。

鉸桁の組立は最も簡単な作業で、特別難かしい點もないが、組立に使用する假ボルトやピンだけでは鉸桁の歪や撓は匡正されぬから、鉸鉸前には各支持點をよく整正する必要がある。

鉸鉸は多少纏まつた數の鉸にはニウマチツク、リベッターが使用され手鉸は極めて特別な時に適用せられるに過ぎぬ、故にリベッターに関する機械器具即ちリベッター、エアコンプレッサー、鉸燒器等を吟味し、且つ製鐵工の熟練なる者を使用すれば不合格な鉸は殆どなくすることが出来る。

塗工は近時一般に研究が進んだとは云へ、尙其の製造會社を吟味し、且つ施工には熟練工を選択すべきである。塗工は橋桁の壽命を左右するものであるが、其の施工は最も監督し悪い。最近は桁の塗料として鉛粉塗料が試みられて居る。

### 2 鉸桁架渡

(a) 落とし込み。7~8m 以下の短い桁に適用する簡易な方法である。即ち其の徑間に軌條桁を組み、トロリー運搬によつて桁を徑間上に据ゑ、適當な方法で軌條桁の間隔を開き、桁を其の座に落とし込み、梃又はジャツキにより正確に脊上に据付を行ふ。

(b) 足場。徑間内に足場を組み、其の上に軌條を敷設し、組立、鉸鉸、塗工を了つた鉸桁をトロリーに乗せて引き出しジャツキ其の他に依り脊上に据付くる方法である。足場の基礎は橋梁位置の状況により異なるので、水の無い處では皿板で濟ませる、川の中で水深大なるか又は泥深い處には杭打をし、尙又激流には簡単な蛇籠や木枠を組んで根固めを施す。是等の基礎の上には軌條桁を組んで其の上に足場の本體を組むを普通とする。小規模の足場は土臺木の上に柱を建込み、先端を截り揃へ、笠木も鉸止めとし、筋違や繫材も繩結で濟ます、少し大規模な者になると最初より鳥居建を切組み、笠木も柄組みとし、筋違や繫材もボルト締とする、柱には末口四寸以上の松、杉の丸太を用ひ、長手の者には杉丸太を使用するが多い。鳥居建の間隔は 10 呎乃至 12 呎位迄とし、笠木上端を桁座面より 7~8 吋低く据ゑ、其の上に軌條桁を架渡す。軌條桁の數は鉸桁の大きにより片側 2 本乃至 4 本を並列し其の上に枕木サンドルを以て橋臺上面の高さに達せしめ假軌道を敷く、但し假軌道は橋臺上より直に最急 1/15 位の勾配にて下降せしめる。數連々續施工する時は手前の一スパン半位にて桁座面の高さに下り、其の餘は軌條桁上に直接假軌道を敷く。

桁の架設は先方の徑間より漸次手前に及ぼす。桁を載せたトロリーは前方よりウキンチにて引出されることもあり、又機關車で押込む場合もある。ウキンチで



引出す時には勾配上を過走せざる様に後方より惜み綱を利かせ、機關車にて押込む時には足場上に機關車が載らぬ様に中間に土運車を差挟む。桁が所定の徑間上に來ればジャツキを使つて桁を受け替へトロリーや軌條を撤去し脊上に据付ける。この場合ジャツキは桁の両端にジャツキ臺を設け此の上で作用させるのが普通で、最後にジャツキが喰はれない様にジャツキ臺を考へておかねばならぬ。

足場の一變形として、地形と材料が許すなら枕木で井桁を組んだ所謂サンドル足場を適用する。サンドルは枕木を井桁に組み上げたもので、二挺組と三挺組とあり、又片方二挺片方三挺に組む場合もあるが、二挺組が最も材料も手間も少くて且つ安定のよきものが出来る。枕木一挺毎にパツキングを飼ひ乍ら組み上げるのであるが、高さ 6 呎以上になれば横又は丸太を以て筋違を入れ、10 呎以上になれば両側に丸太にてストラットを飼ふ。サンドルは材料其の他の都合上便利な場合もあるが荷重を負ふた際沈下の度が多いから最良の假臺とは云へない。

足場及び假軌道を徑間の側方に組みて横取式に架渡す事もある、此の場合は假軌道の高さを橋脚の桁座面よりトロリーの高さ丈低く設け、桁を運び込んだら其の高さのまま横取用軌條桁の上を滑らせて橋脚上に移す。ジャツキにて降す事が少いから架渡時間は早い種々の條件から中心足場式に比して一長一短はある。

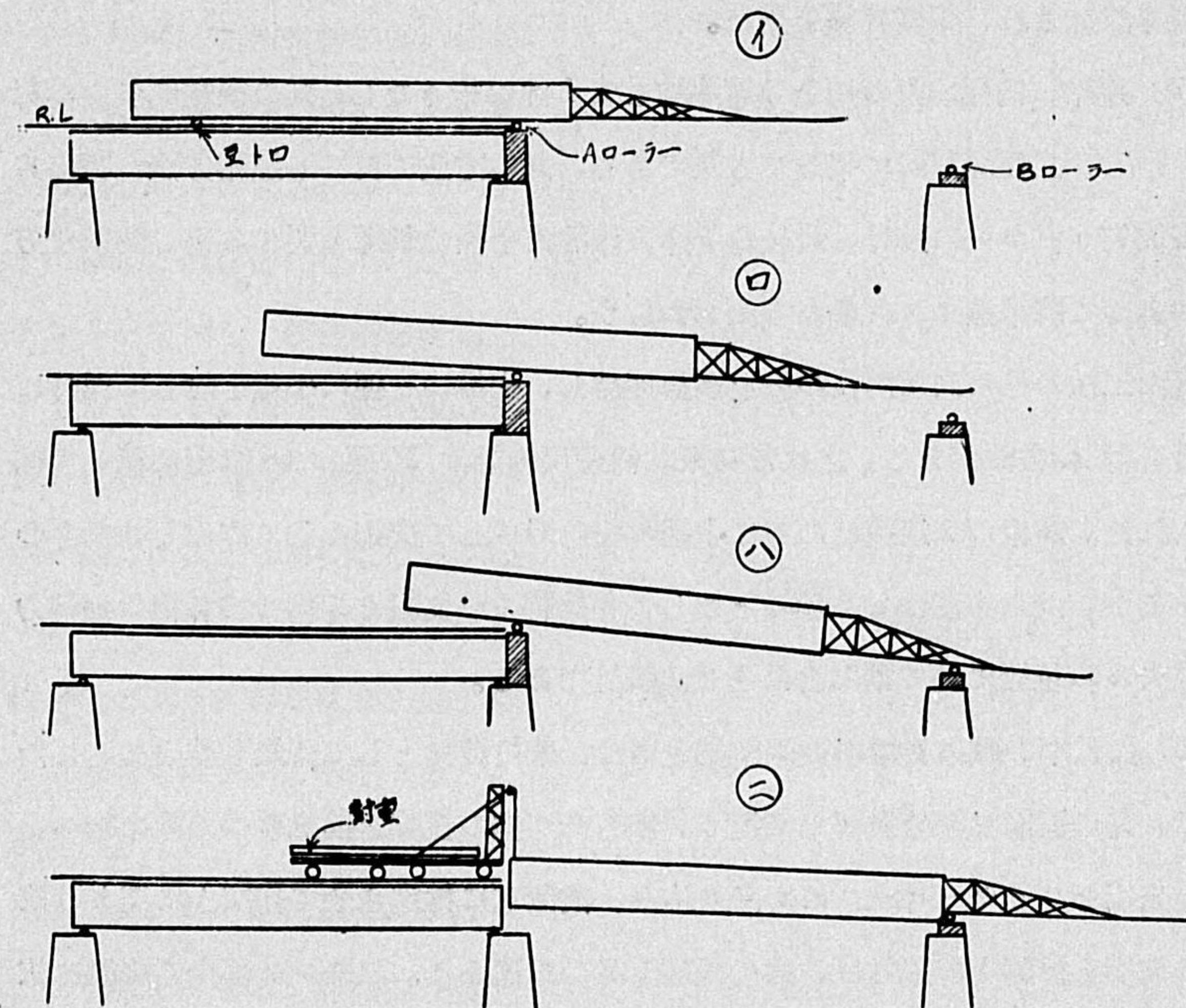
場所や場合に依つては足場上で初めから組立、鉸紙、塗工を行ふ場合があるが、之は施工が足場に頼る期間が長くなるから洪水の虞ある河川では考慮を要する。

其の他交通や舟運を考へなければならぬ處には特別の足場を組立てる。

(c) 手延。架渡すべき桁の先端に所謂手延を取付け突桁の状態で押出せば、既に架設した徑間の先端に取付けられた固定ローラーを支點とし、桁の安定が失はれる前に手延の先端は既に先方の桁座上に到着し、其の後は両端支持の状態の本桁が徑間上に架渡される方法である。故に手延は桁の半以上の長さを有し、可及的に軽くして且つ所要の剛度を持つて居る事が必要である。従來の設計になるも

のはパイプ又は山形鋼にて構桁を組んだ者で適當に分解し得る様になつて居る。今迄使用せられて來た一つの設計の概要は次の如くである。

分解式手延	70 呎上路鋼桁用
全 長	43 呎 9 吋
總 重 量	2.53 噸



第 1 圖

之が架設方法はイの位置迄トロリーにて運び、茲にてトロリーを抜いて圖の如き形にする、之れよりウキンチにて前方に引出し、圖示の順序にて架渡をする、重心が A ローラーを通過する際急激な變動を避ける爲め豫め桁後部に若干の對重を載せて置き、重心が A ローラーの僅か手前に達した時進行を止めて對重を少しづつ、卸し手延先端を徐々に B ローラーに掛からしめる。桁後端を桁座面に



迄下げるにはジャッキを使用しても出来るが幾分危険も伴ひ易いから、貨車上に圖の如き設備をなし、ウキンチにて捲き降す方が早く安全である。

本法では手延を調達する外は普通現場に有りふれた道具で事足り、且つ作業も單純であるから最も適用され易い、乍併手延の取付取外、桁座に落付け方等、尙改良を施すべき點多く目下着々考案されつゝある、尙 100 呎以上の鉸桁に對する手延も設計され、架渡實施を見た。

(d) 連結。同種同長の桁を 2 連連結して 1 連の桁となし、其の後端に多少の對重を附し、二徑間同時に架渡す方法である。此の方法に於ても連結方法、押出方法及固定ローラーの設計、最後の下降方法等尙今後の創案を要するが、簡明な方法であつて將來應用され易き方法であらう。

此の工法の外に同種同長の桁を多數連結し、先端の一連に手延を附して同時に架渡を行ふ方法がある、之は最初東北線荒川橋梁で 16 連の 60 呎桁に就いて試みられた。前述の 2 連連結の方は 1 連の桁を形成して突桁として作用しめたものであるが、此の方法はピン連結となし、各橋脚上の支點と相俟つて各桁の廻轉力率を夫々の位置に於て消し合はさせた設計である。

(e) 操重車。鐵道省標準の架桁操重車は、架桁機械としては最も整備せられた者で、其の機能を充分發揮して居る。即ち先づ桁の後端を操重車の先端に抱へ、桁の先端をワイヤーロープにて吊り込み、機關車に推進させて徑間上に至り、第一に先端を橋脚上に落付け、次に後端を吊つて据ゑる。ウキンチは全く手動に依り、八人掛りで樂に操作される。1 日 3 連乃至 4 連の架設を行ひ得る。操重車は夫れ自體車輛として列車に連結輸送を行はんが爲に、其の設計は使用中の安定度等を多少犠牲にして居るのは止むを得ない。最初建造された 1 臺は約 10 年間に 700 連の架桁に使用せられ尙今後も充分使用し得る状態に在る。

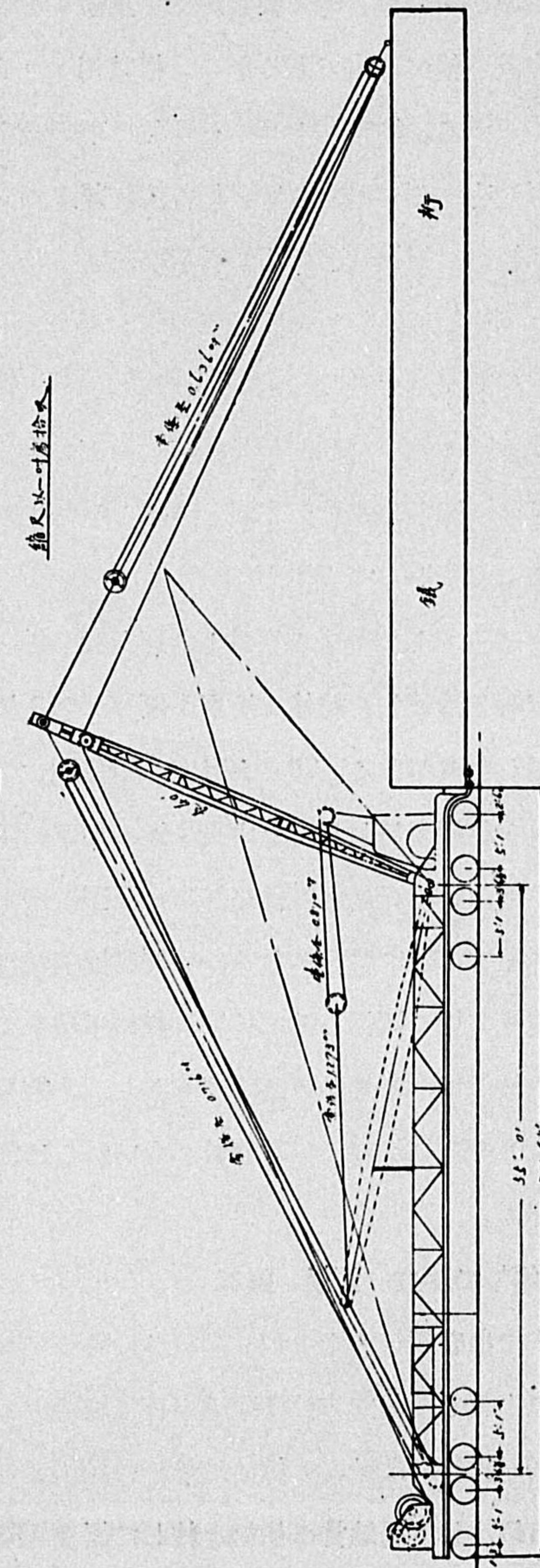
この操重車に不便を感じるのは、自重約 75 噸を有し、廻送に相當な運送費が掛る事と、又軟弱な築堤上にて最初の桁を架設する際や、隧道間に介在する橋梁

には使用し悪いことである。

この操重車の外にも各種クレーンが工事現場で創案され地方的に使用せられ皆相當な効果を収めて居る。

(f) 廻轉。古桁架替の爲に創案されたもので、先づ新桁に枕木及び軌條を取付け、之を倒にトロリーに積んで架替桁の直上に進み、トロリーを挟んで新舊桁を緊結して一體とする。此の一體の重心を貫く水平軸に沿つて廻轉軸を取付け、適當に扛上した位置で此の軸を支へて廻轉し、新桁を据付け舊桁をトロリーに背負はせて退去せしめ架替を完了する順序である。誠に巧妙な創意であつて之は既に東海道線に於て實施せられ良好な成績を収めて居る。尙細部の設計操作を研究せられた曉は、作業時間からも亦經濟的にも、桁架替の工法に一期限を劃する者であらう。

附。鉸桁の運搬、鉸桁は軌道工事始點附近にて組立て、架設地點





迄運ぶ事が多いが、時に営業線内を運搬することもある、建設線内を運搬する時は速度共の他に自由であるから、桁積用トロリーに積載し機関車にて推進徐行して現場に至る。桁積用トロリーは特に車軸を太くして、フレームを鐵製にし、注油装置を有するものならば、相當遠距離迄運ぶことが出来る。

営業線内を貨物列車又は混合列車に連結して運搬するには相當の速度で走るからトロリー等に積むことは出来ない。鐵道省には鐵桁運搬車として 15 噸積 3 軸貨車（記號ケタ）及 10 噸積材木車（記號チ）があり、桁の兩端を是等の貨車に積み、中間に側板を取外した貨車（荷重を負はさざるを以て捨車と呼ぶ）を挿入し、負荷車輛共 3 輛乃至 4 輛 1 連結として運搬し得るが、ケタ車は現有輛數少くチ車は積載量少くて 70 呎桁に供することが出来ない不便がある。

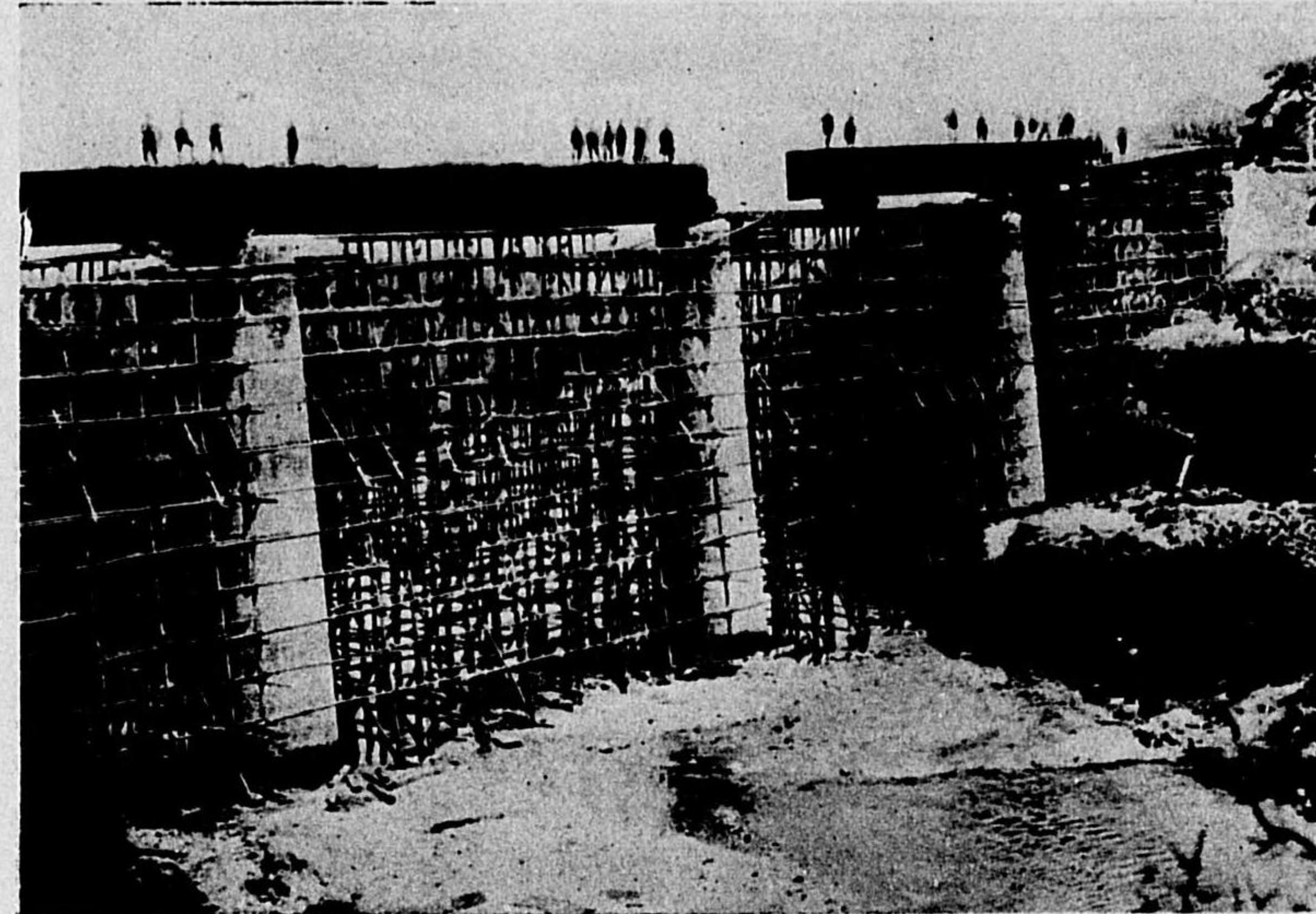
他の方法として著者の實驗した手段は、25 噸積材木車（記號オチ）1 輛に 70 呎の鉄桁を積載し、前後に捨車 1 輛づゝを入れて混合列車に連結し、普通の速度で運搬した事がある。70 呎鉄桁は KS15 にて 1 連約 26 噸あり、（オチ）の許容積載量を超過するし又之を中央 1 輛の貨車に積込む爲め、ポイントの曲線箇所等にては桁の兩端が非常に線路外廣い範圍に飛出すので、建築定規に關係し、大ピラで運搬する譯には行かない。車輛は檢車所に於て特に優良な車を選択して貰ひ、建築定規の關係と共に特別取扱の手續を要するものである。

其の他低床の重量品運搬車等もあり、之等を利用して、より安全なる方法も考案されるやも知れぬが、車輛數が少いから比較的借入れ易きオチ車の使用を勧め度く思ふ。

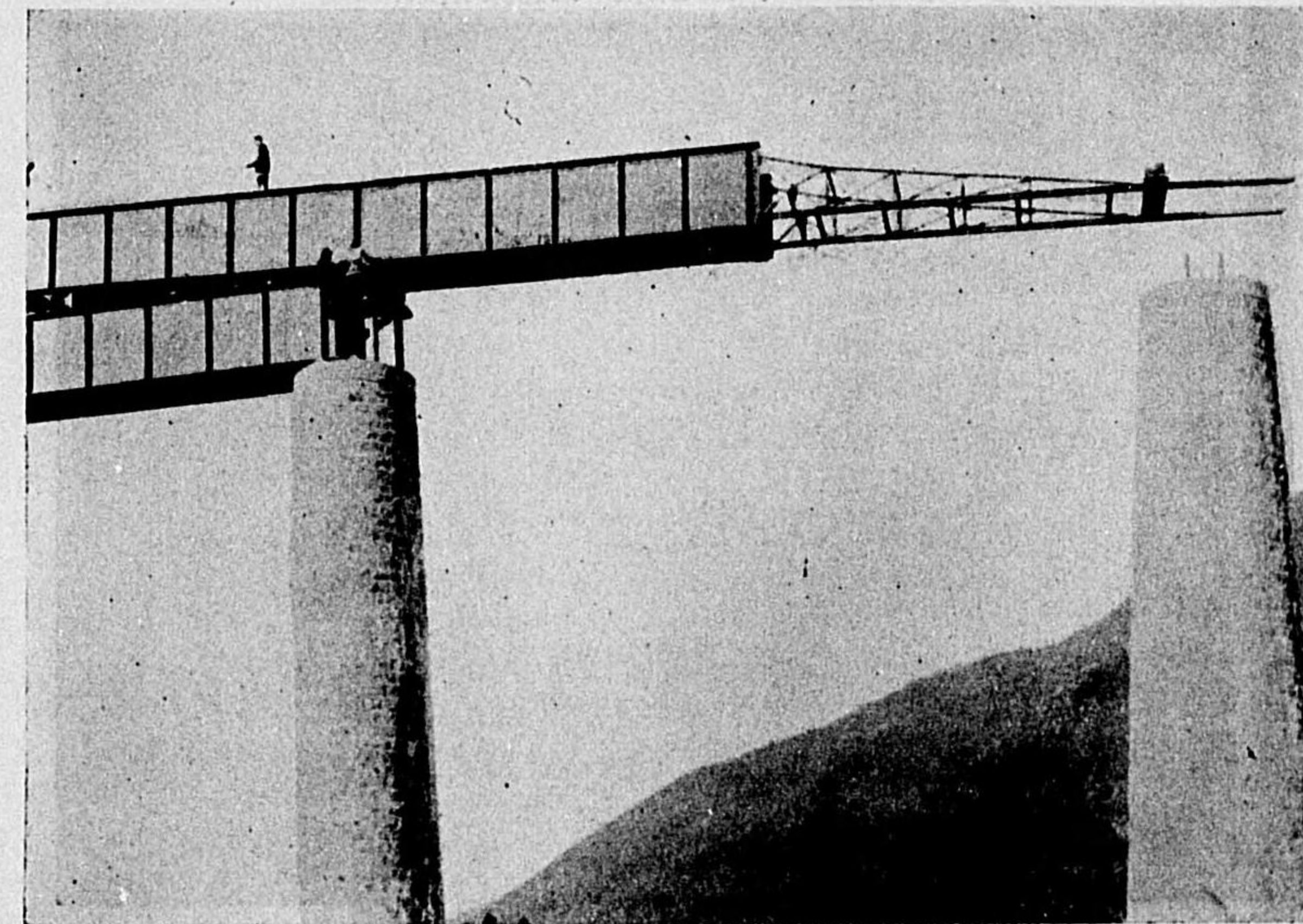
### 3 構桁の組立、鉸接、塗工

構桁では普通徑間上で組立を行ひ、随つて架設も同時に完了する譯で、各架設型式に附隨した組立方法は架設の項で略説することにする。

構桁の鉸接には殆ど手鉸は跡を絶つて居る、塗工は鉄桁と殆ど同様で、添接鉸や接續鉸は鉸接前適當に塗料を施して置き、架設後全部完了するを普通とする。

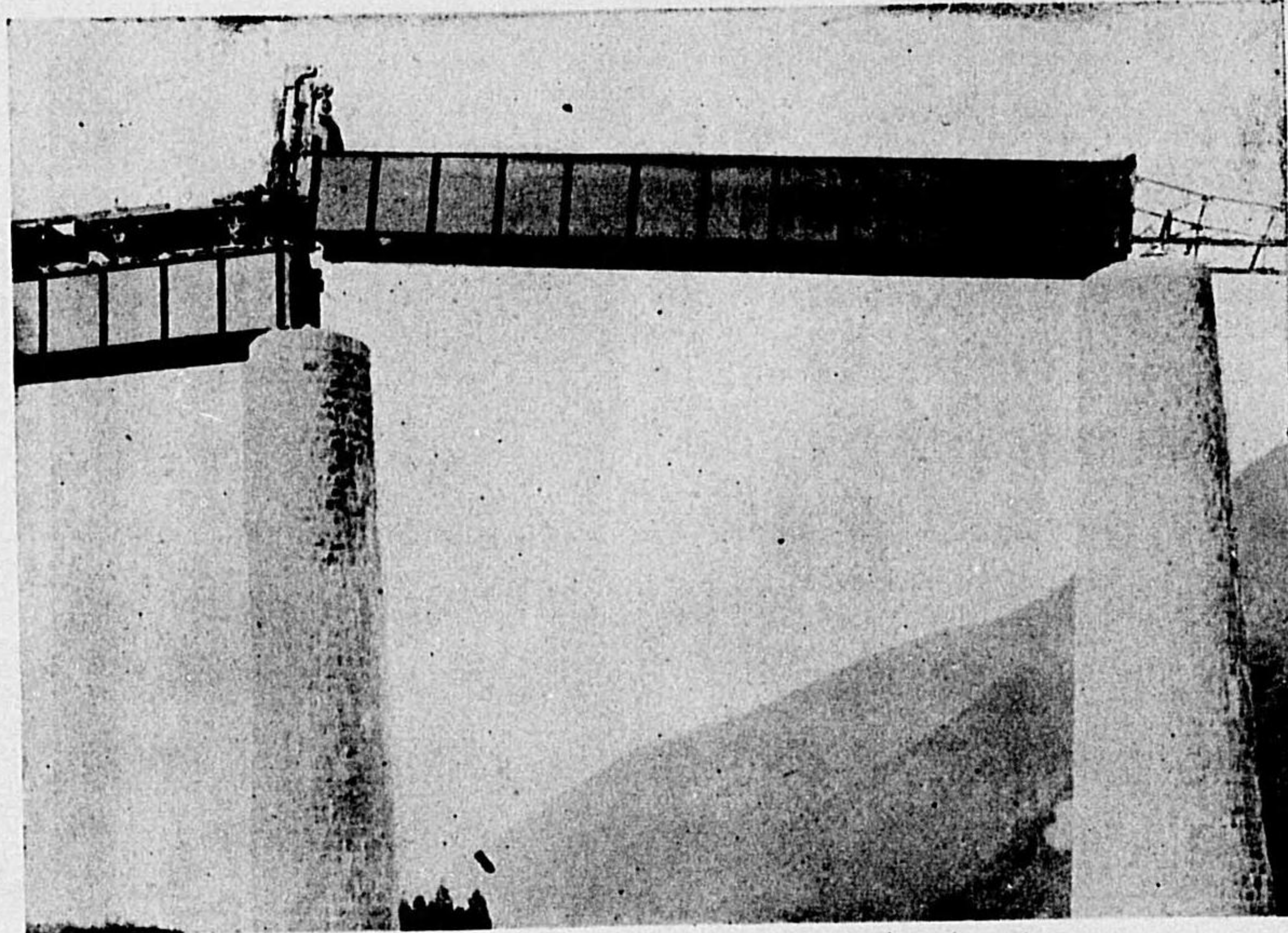


第 3 圖 足場式架渡（徳島線平田川）

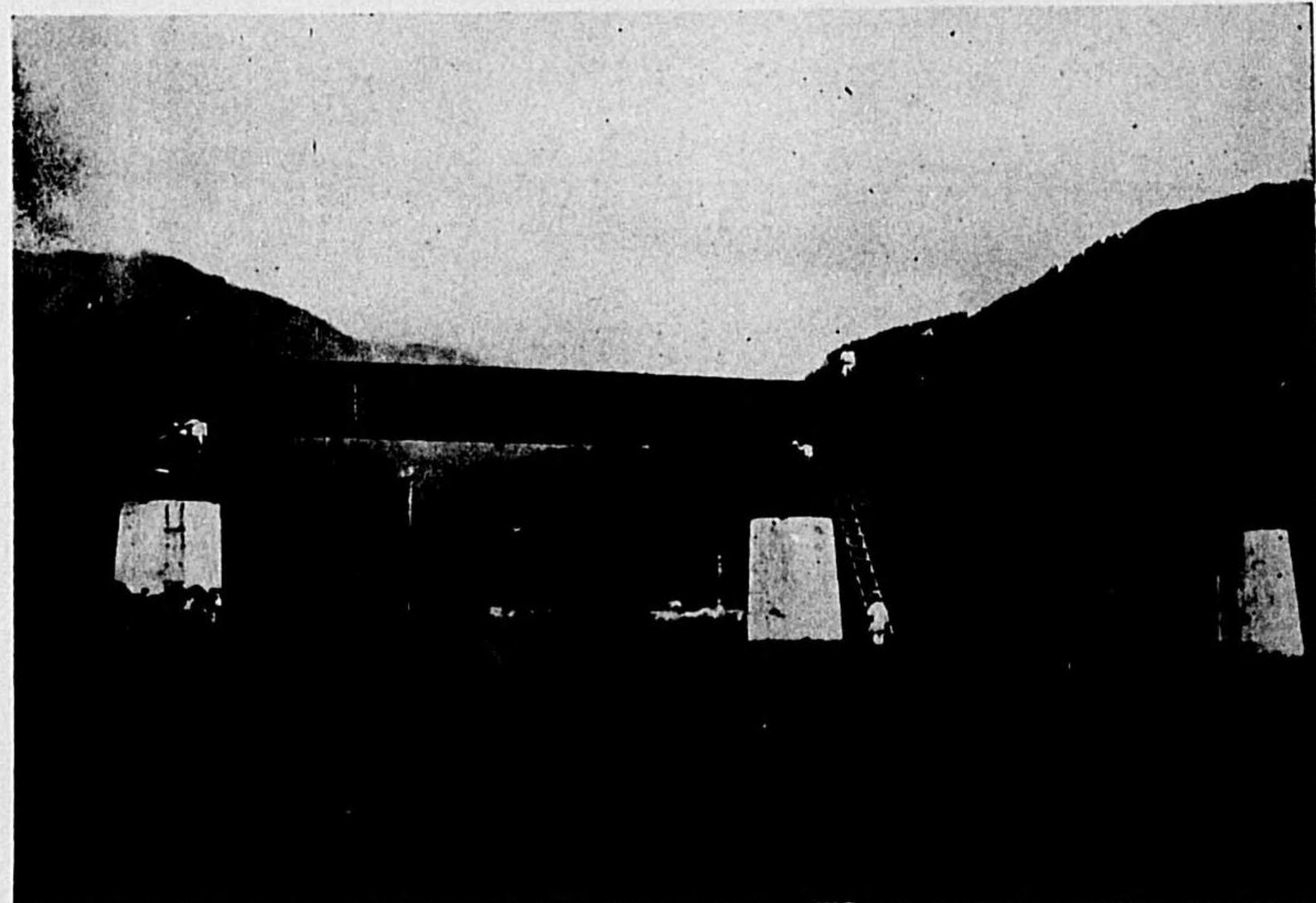


第 4 圖 手延式架渡 上越線毛波潭橋梁 60 呎

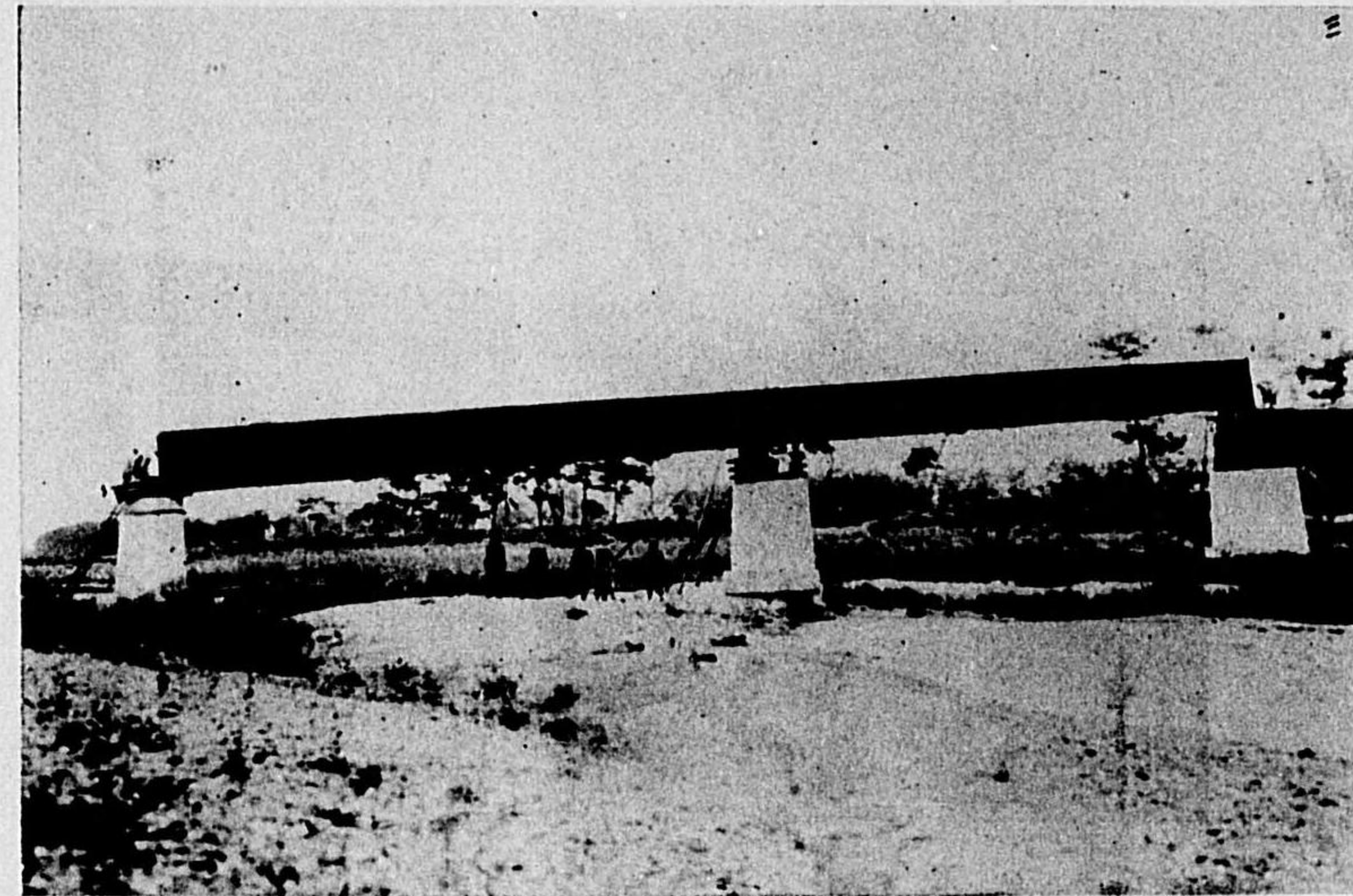




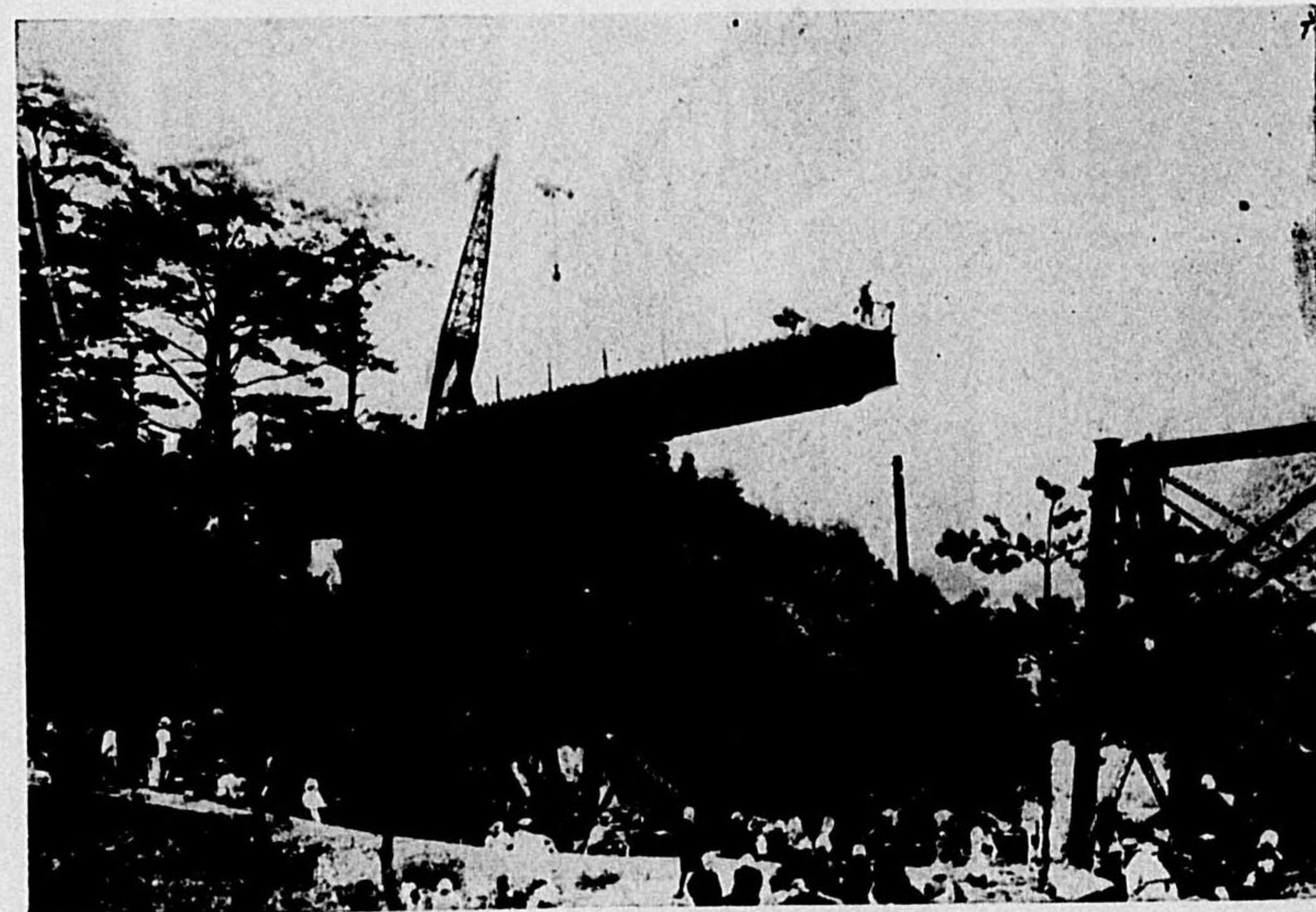
第 5 圖 手延式架渡 上越線毛波澤橋梁 60 呎



第 6 圖 連結架渡 八幡濱線重信川 60 呎

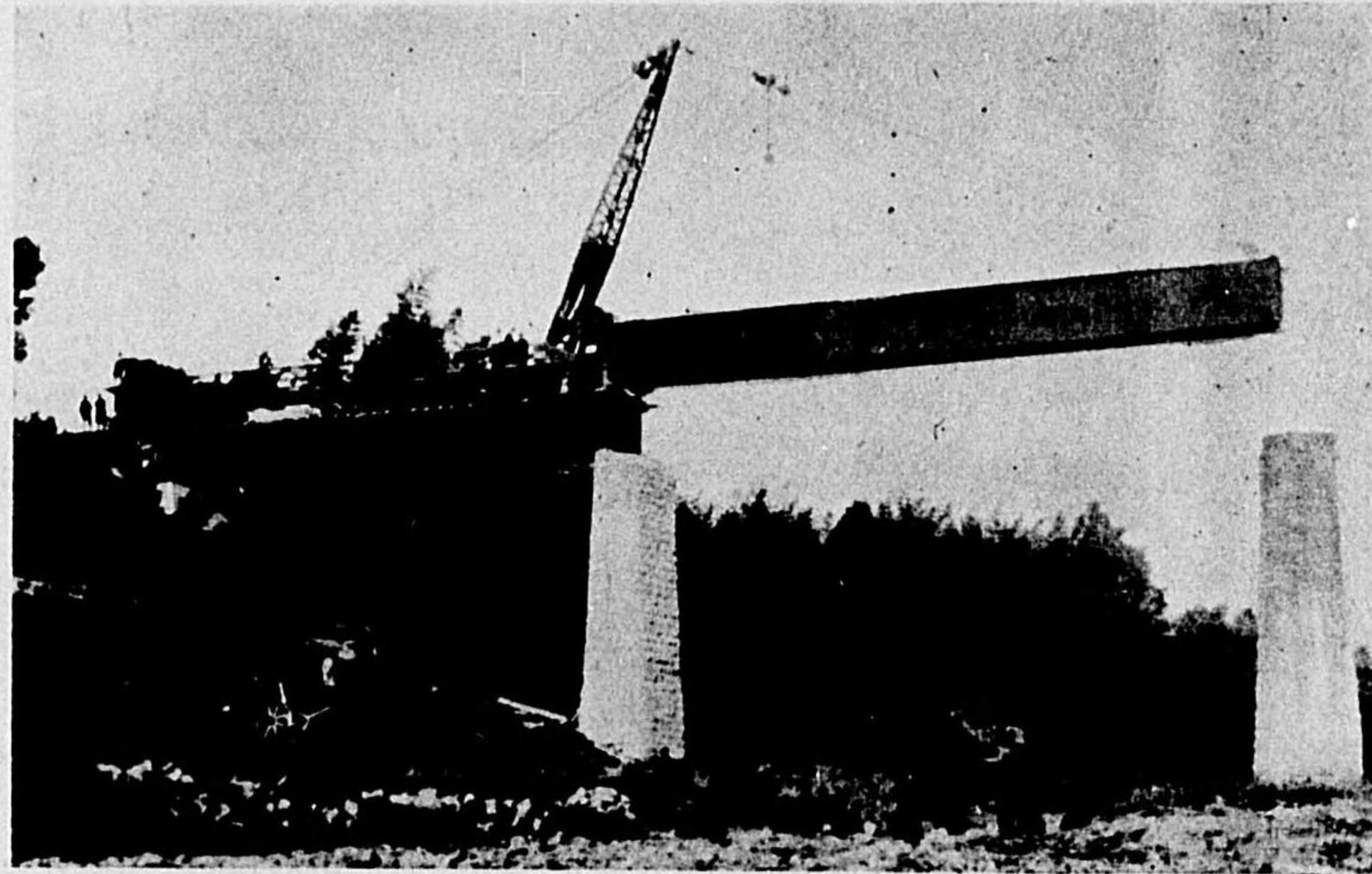


第 7 圖 連結架渡 土讃線吉野川 60 呎

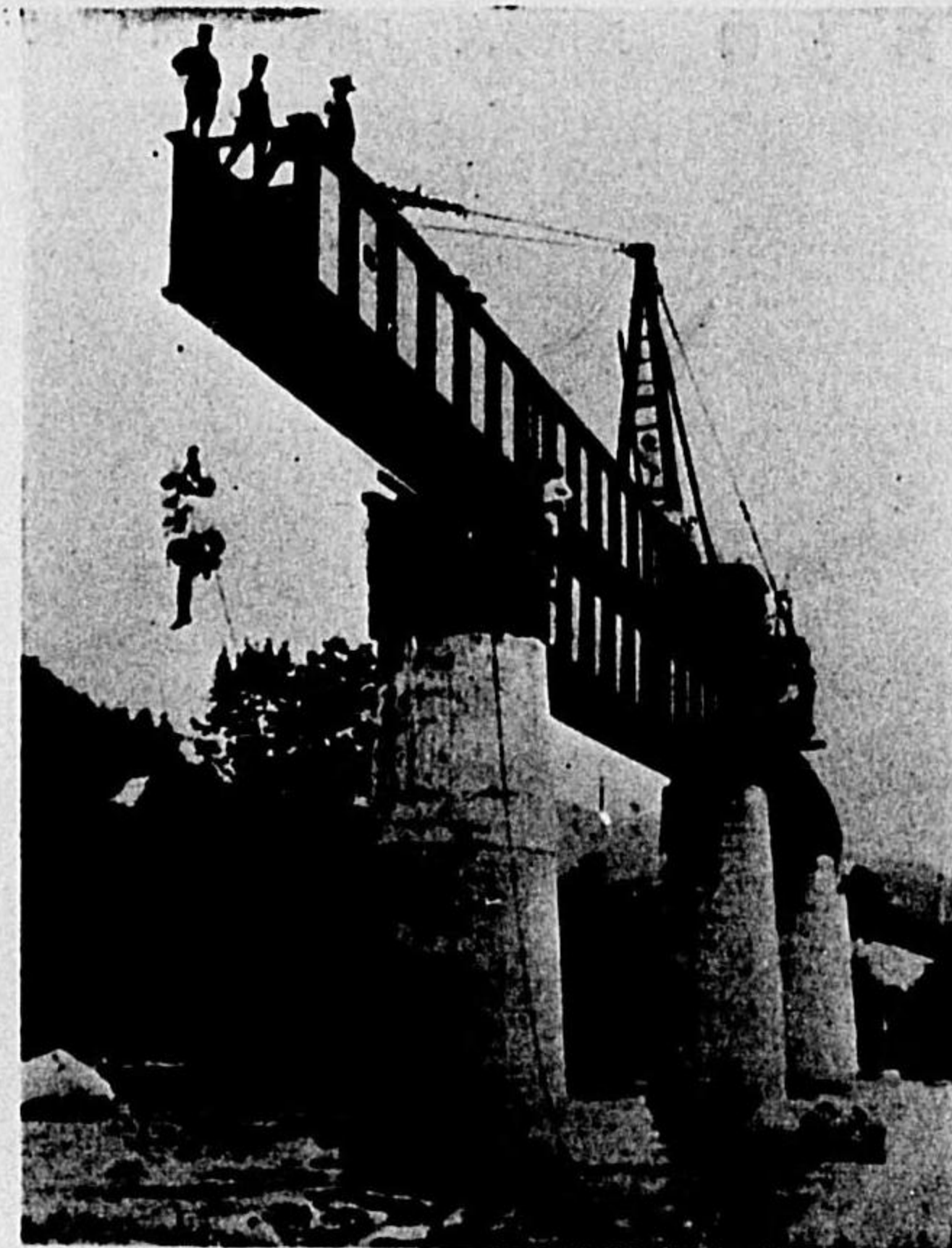


第 8 圖 操重車架渡 花輪線米代川 70 呎

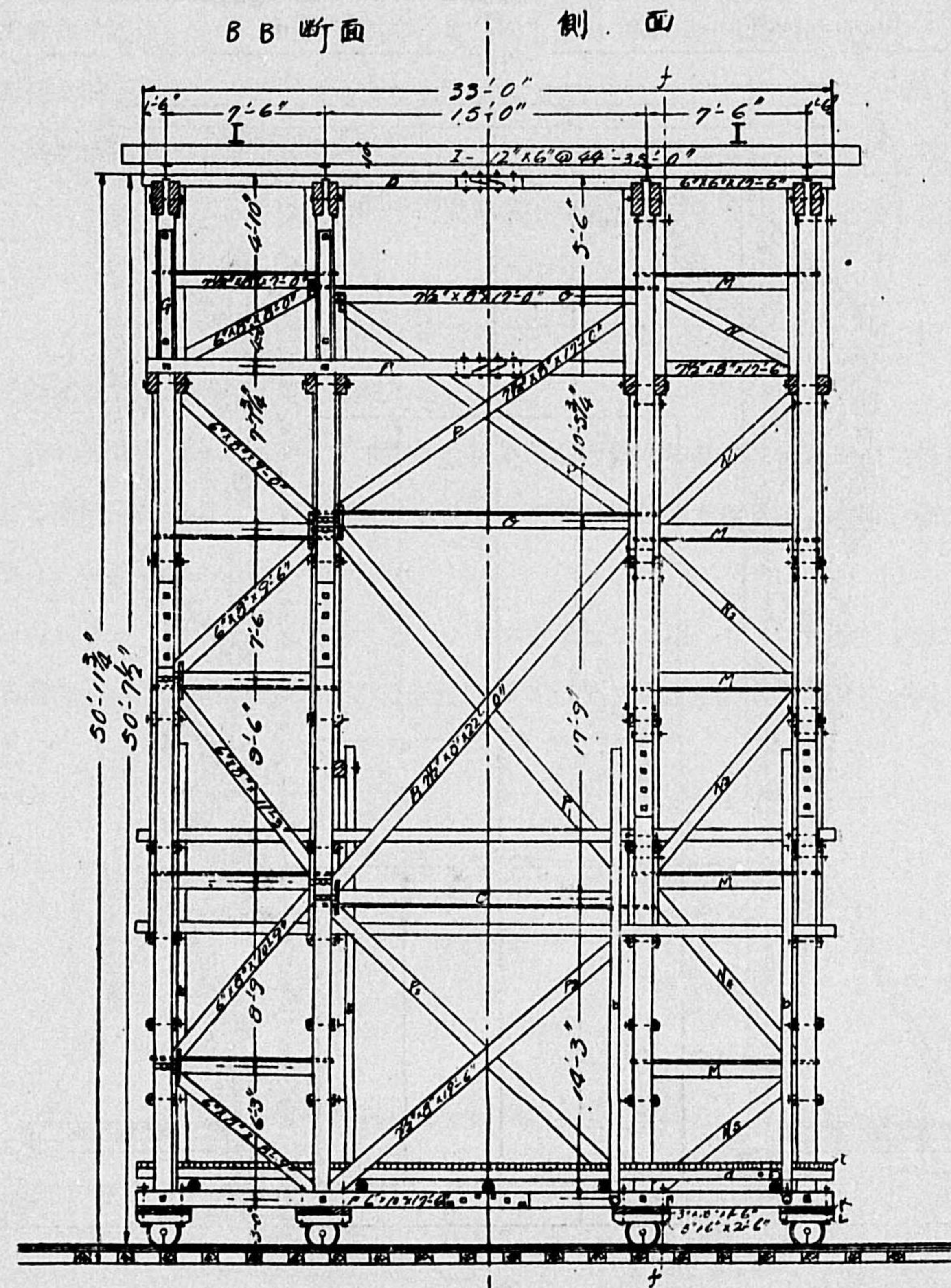




第 9 圖 操重車架渡 太多線木曾川 70 呎

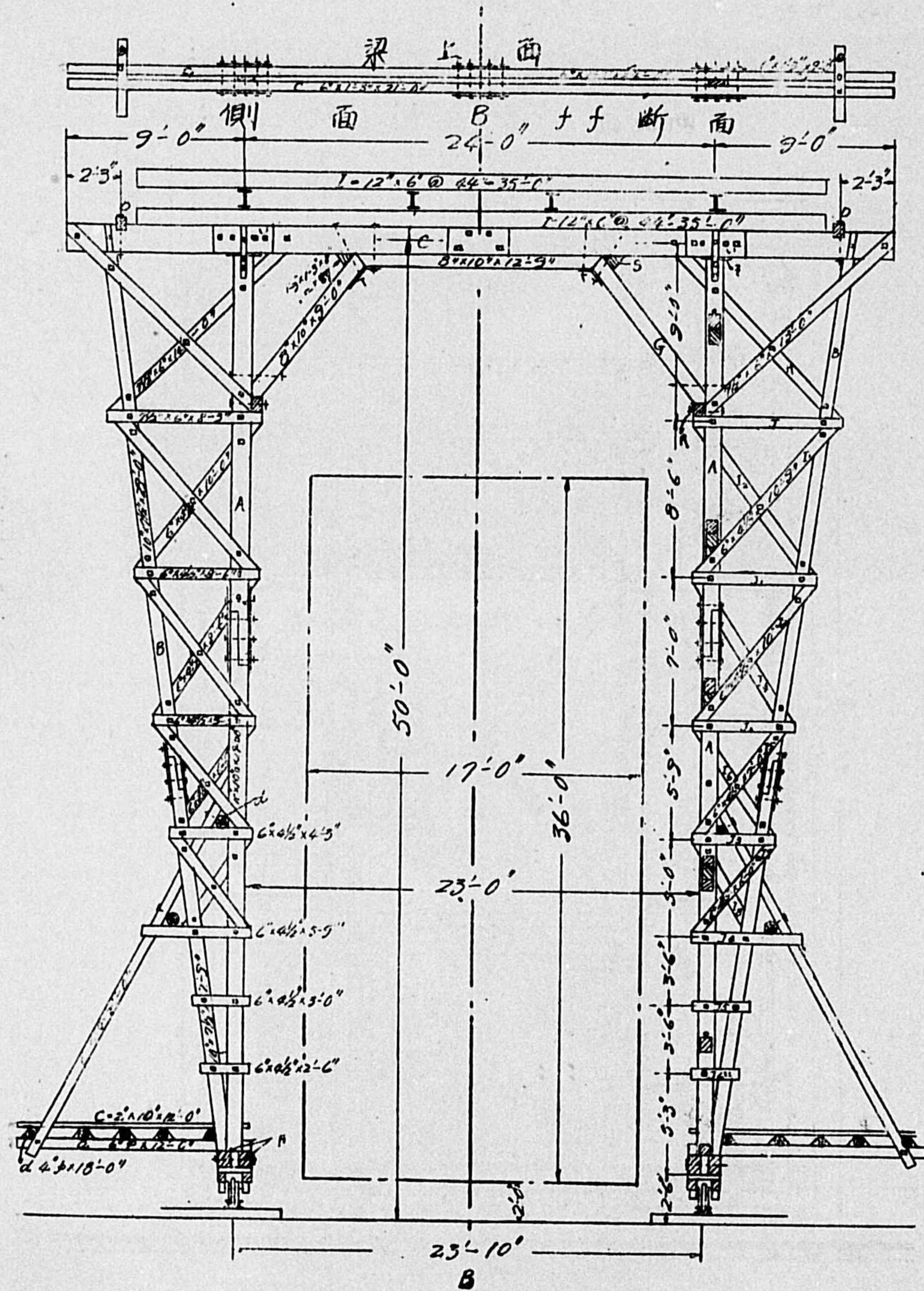


第 10 圖 簡易クレン架渡 伯備線日野川



第 11 圖 吉野川橋梁ゴライヤス圖





第 12 圖 吉野川橋梁ゴライヤス圖

4 構桁の架渡

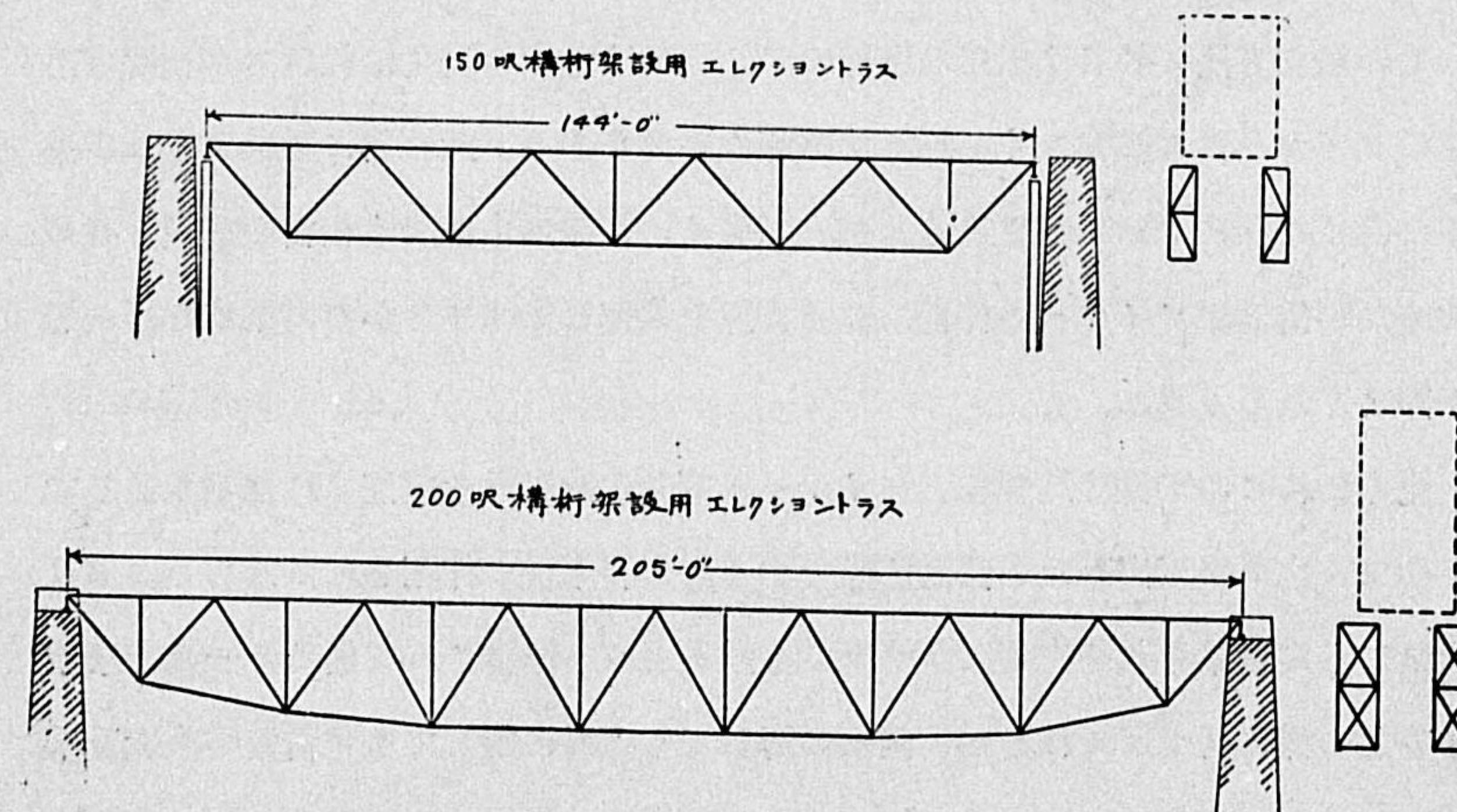
(a) 足場。構桁架設の足場は鉄桁の夫に比して大袈裟になり、材料も長大にして多量に嵩む。谷や川の状態が悪くて足場を連ねることが困難な時はハウトラスを組んで足場に代へる場合もある。

構桁は足場上にゴライヤスを動かして組立てる方法が主として採用せられて居るから、其の間洪水や風に對して考慮を拂ふべきである。サンドル足場も地形によつては用ひられる。

足場架設は屢々採用せられる工法であつて、組立用としてゴライヤスに代る可き簡単な者を考へれば更に能率的にならう。

(b) エレクショントラス。本桁の直接架渡が困難なる爲め、豫め先づ足場用として鐵製假構桁即ちエレクショントラスを架渡し、此の上にゴライヤスを使つて組立、架渡を行ふ。

エレクショントラスは合計4枚のトラスを2枚づゝ組んで2連の構桁を形成する者で、徑間150呎用のものは全長144呎、高さ16~6呎、重量全部にて約



第 13 圖



56噸、徑間 200 呎用のものは全長 205 呎、高さ 22 呎、總重量約 100 噸に達す。エレクショントラスの架渡には豫め徑間上に張り渡したケーブルに吊りつゝ 2 枚 1 組づゝトラスを組む方法を探つて居る。尙エレクショントラスの各部材はピン連結になつて居る。

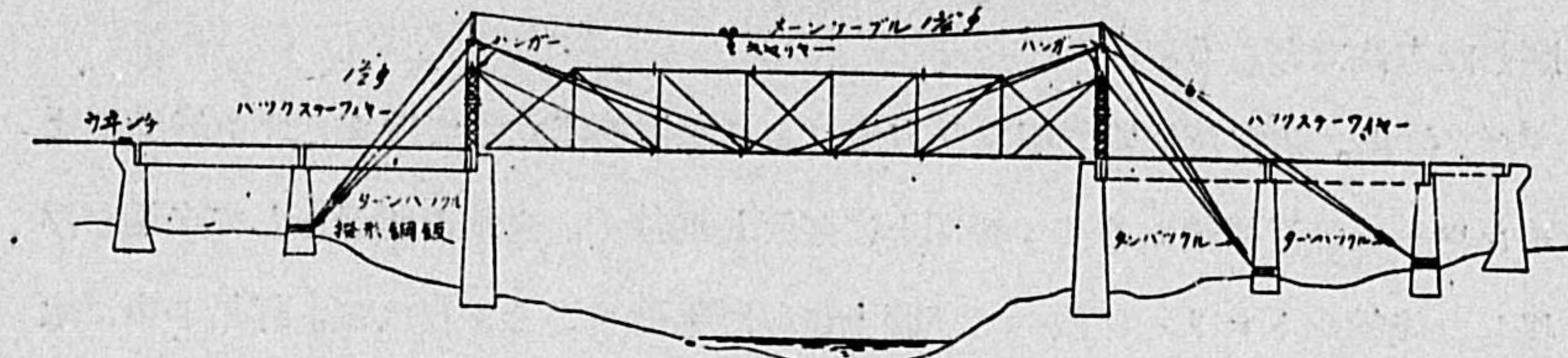
エレクショントラスの架設は夫自身既に相當の經費を要するのみならず、水位の關係等より使用不可能の場合少なからず、現今各種工法の發達した爲め本工法の適用は少なくなつて來た。

(c) 吊懸。從來ケーブルエレクションと呼ばれて居たもので、一種の跳出式とも考へらる。

架渡さるべき徑間兩端の橋脚、橋臺上に略ほ構桁幅に等しき間隔の門型を建て、此の先端よりワイヤーロープのステーを取つて後方にアンカーする。此の柱の先端より適當に吊手を下げて之に吊懸けつゝ下弦材より始めて柱、斜材、上弦材を組み進む、即ち兩端より相吊りしたまま構桁を組み終り、直に鉸鉸を行ひ、然る後沓に落付かせる。部材の運搬及び組合せは兩岸の門型間に張渡したケーブルに吊つて行ふ。

この組立方法に於ては組立の進行につれ、又は溫度の變化に従ひステー及び吊手のワイヤーは伸縮常なく、絶えず調節の必要がある。此の爲にアンカー及び吊手のワイヤーにターンバツクルを挟んで置く。從來の方法でも相當の成績を収めて來たが尙前記ワイヤーの伸縮に依る支障を如何に始末するかを考案すれば一層手際よくなると思ふ。

兎もあれこの工法は門型柱、ワイヤー及び其の附屬品を調達すれば足りるのであつて、之が適用出來ない位置は稀であるから將來盛に採用されるだらう。200 呎構にも良結果を収め尙更に 250 呎にも試みようとな準備されて居る。一見工事中不安定の様に見受けられるが、洪水に對しても亦風に對しても相當な安全度を確保することが出来る。



第 14 圖

(d) 跳出式。橋梁の一端を適宜アンカーし、突桁の状態に於てクレーン其の他の方法に依り前方へ組立を進行させるもので、普通兩端より跳出し中央で結合す。

沓又は橋梁の  
一格點をピン

高森線第一白川橋梁組立圖解

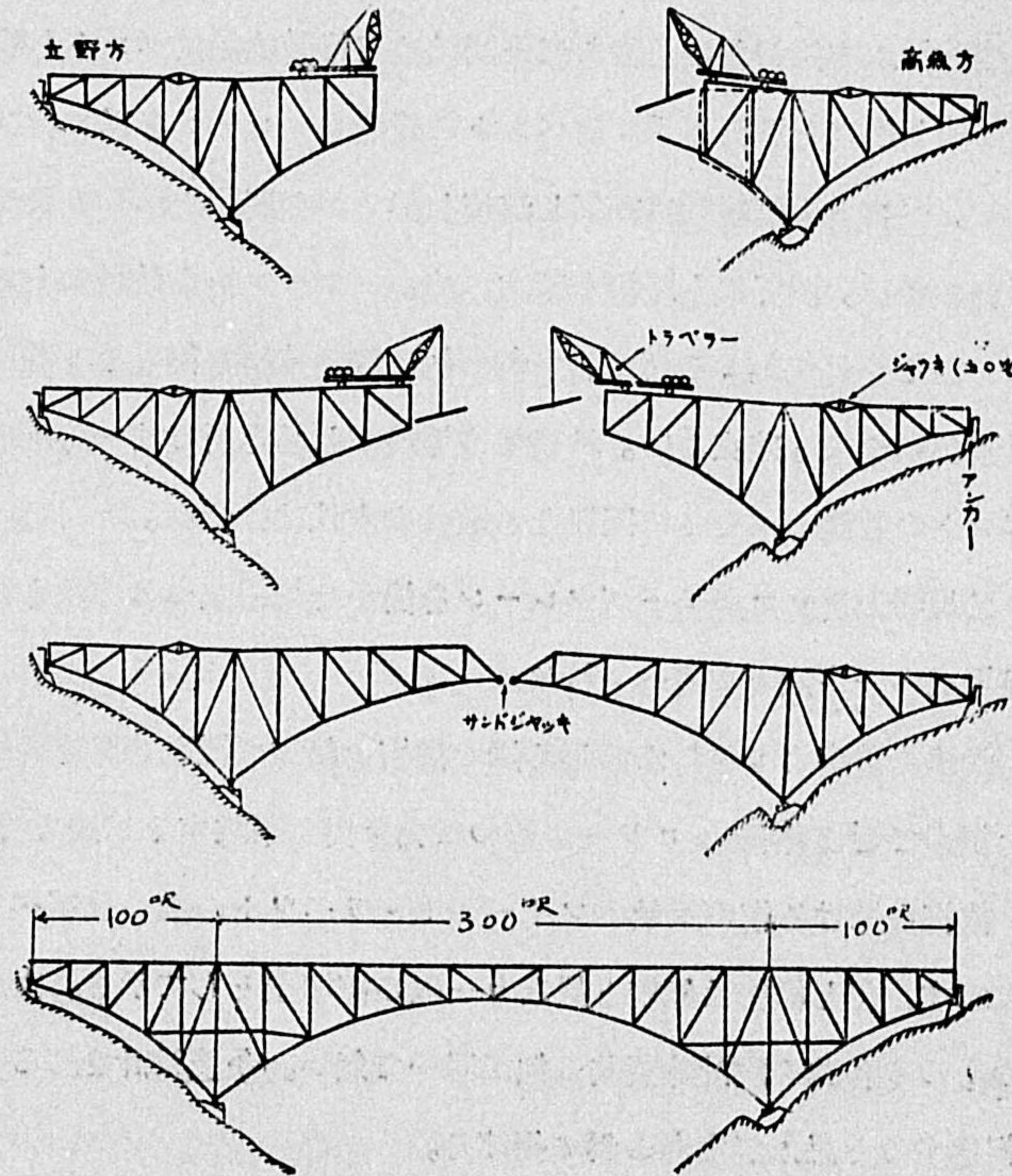
總重量 637,868 噸 現場鉸數 39,986 本 ペイント塗面積 2,140 面坪

チとしトツグ  
ル、ジャツキ、  
ウエツヂ等を  
作用せしめて

結合の調節を  
行ふ。即ち此  
の方法は桁自  
身の剛度を利

用して架渡を  
行ふもので、橋  
桁の構造が始

めより之に適  
するもの即ち  
長大な突桁橋、  
溪谷のアーチ  
等には最も適



第 15 圖



應した方法であらう。

(e) 舢舨。適当な位置で便宜な方法により構桁を組立てて置き、之を舢舨又はポンツーンで浮揚せしめつゝ徑間上に架渡し据付く。又此の變形として先端を浮揚し、後端をトロリーに依つて徑間上に移動架渡すことも行はる。舢舨の中に水を出入せしめても其の浮沈を加減し得べく、又潮位を利用し得る場合もある。

舢舨架渡は河川の状態によつては其の期間及び工費に於て非常に能率的で且つ安全を保つて施工し得るのみならず、洪水、舟運等よりの支障も全く避くることが出来る。

其の他、ベントを使用し半足場式半跳出式によりクレーンを移動せしめて組立架渡を行ふ方法がある。即ち二格間又は三格間位毎にベントを建てて其の間跳出式に依り組立を進行さす。尙ベントの建込もクレーンを以て行ひ得るから簡単である。ベントも連続的に繰返し流用し得るから期間上からも又工費上にも有利な場合が多い。溪谷に上路構を架する時、クレーンを上弦材の上に動かし得る故便利である、且つかゝる所は岩盤其の他良好の基礎を得らるゝ故、ベントに桁の全重量が懸つても差支ない。堆積地方等沈下し易き所では一時桁の全重量を支ふるベントの基礎を求むるに困難なる故此の方法は適せぬ。

又足場上をロコモチーフクレーンを働かせて組立つる方法も試みられた、之は足場式の一方法とも考へられる。

洪水の危害より免れんが爲め岸で構桁を組立て置き、同時に徑間の半過迄足場を組んで置き、桁をトロリーに依つて引き出し架設する工法も行はれた事がある。

構桁に於ける桁の重量、フィールド・リベットの數、及びペイント塗面積を次に示す。但し構桁は鋼桁と異なり一般の標準型として示された設計は無く、次表のものも各其の設計時期其の他が同一で無い。今後設計されるものも亦之と多少相違すると思ふが参考の爲に掲げる。

荷重	徑間	種類	重量(噸)	フィールド・リベット數	ペイント塗面積 (m <sup>2</sup> )
E 33	100呎	下路	66.	3,942	1,221
"	150	下路	108.4	6,506	1,930
"	"	上路	117.5	6,077	1,789
"	200	下路	167.2	9,893	2,057
"	"	上路	190.3	9,012	2,552
"	250	下路	233.1	13,738	3,300

組立に際してはフィールド・リベットの數の 1/6~1/3 の假締ボルトと約 1/10 のドリフトピンとを準備する。組立の方法により組立中に應力を多く生ずる様な方式に據る時にはボルト及びピンを自然多數に準備しなくてはならぬのは當然である。

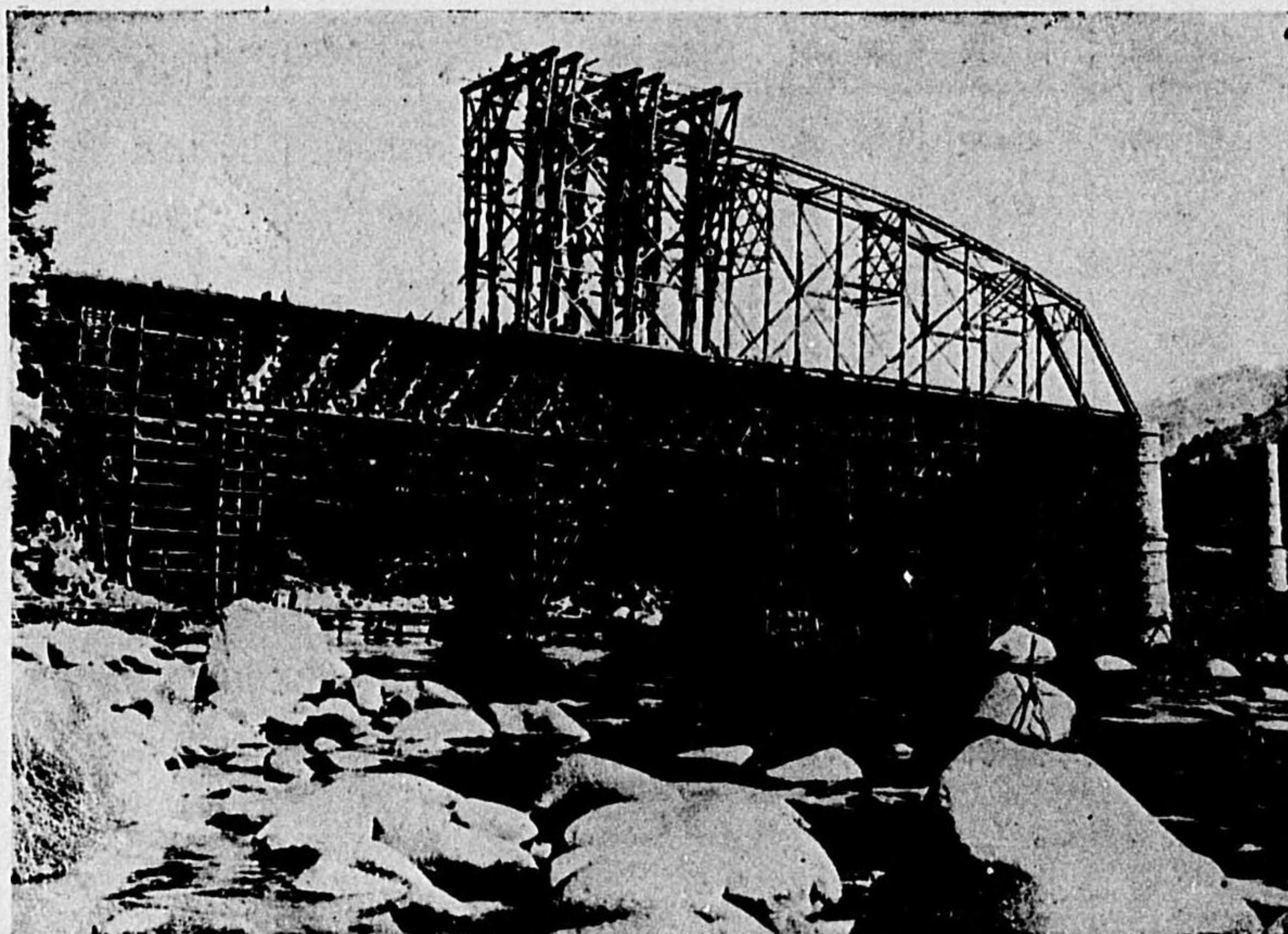
鉋鉋に使用するエアコンプレッサーには定置式と可搬式とあり鉋鉋數特に多からざる限り可搬式が輕便である。可搬式は普通 40~50 馬力、ガソリン機關を具へ常用壓力 80 封度 1 分間空氣量 160~210 立方呎のものが適當である。リベッチングハンマー 1 臺の所要空氣量は普通 30 立方呎内外であるが、實際はコンプレッサー 1 臺に對し、ハンマー 3~4 臺が適當する。

コンプレッサーは陸上適宜の地點に据付け 2 吋位の瓦斯管にて橋上に導き長さ 50 呎内徑 3/4 吋のゴムホース 2 本乃至 3 本を連絡してハンマーを取付ける。鉋燒爐と鞆は橋上適當の所に据付け附近の鉋燒に充てる譯であるが、構桁に於ては鉋が少數づゝ各所に散在するから、小型の電氣爐を以て一々鉋打箇所にて鉋を燒き施工する時は、鉋が冷えない内に打ち了ることが出来て良質の鉋を得る。

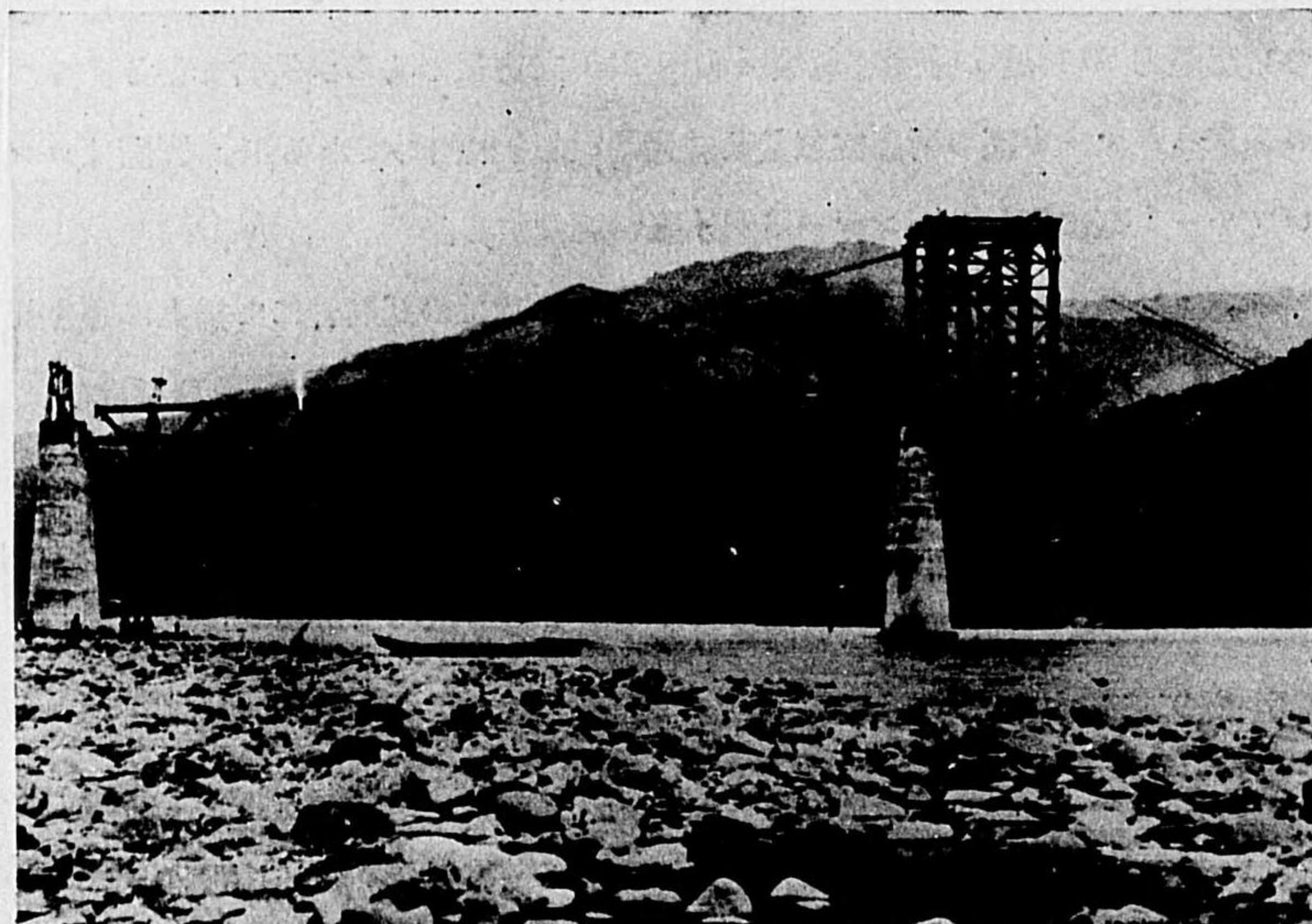
##### 5 施工に関する注意

橋梁架設の如きは總じて短期間の工事であつて其の作業も決して複雑とは考へられぬが、何分狭い現場に薦職、製鐵工、塗工職等割合に統制し悪い連中が入り込む故に、設備に於ても又作業に於ても之等が混亂しない様に段取をすべきで、

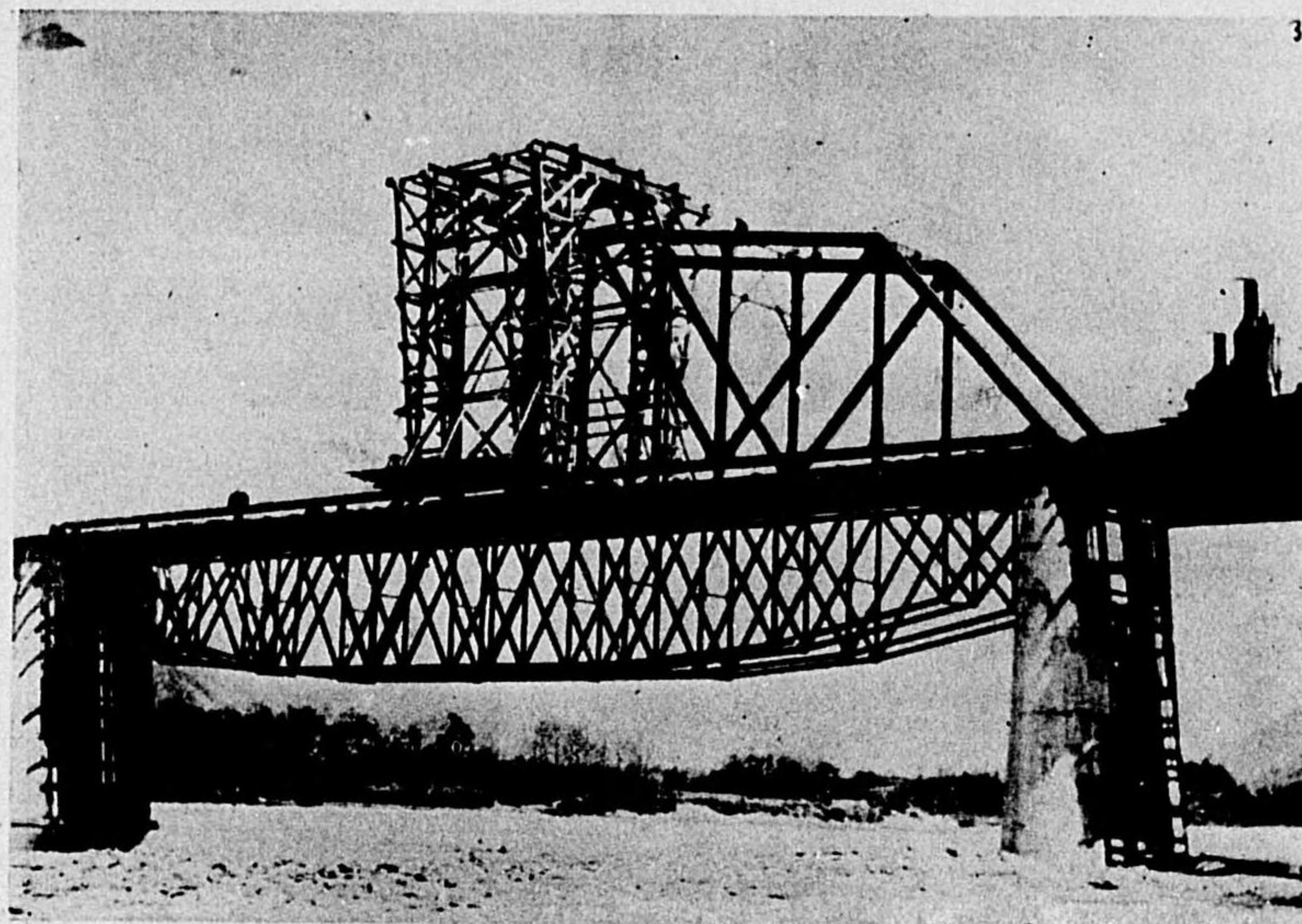




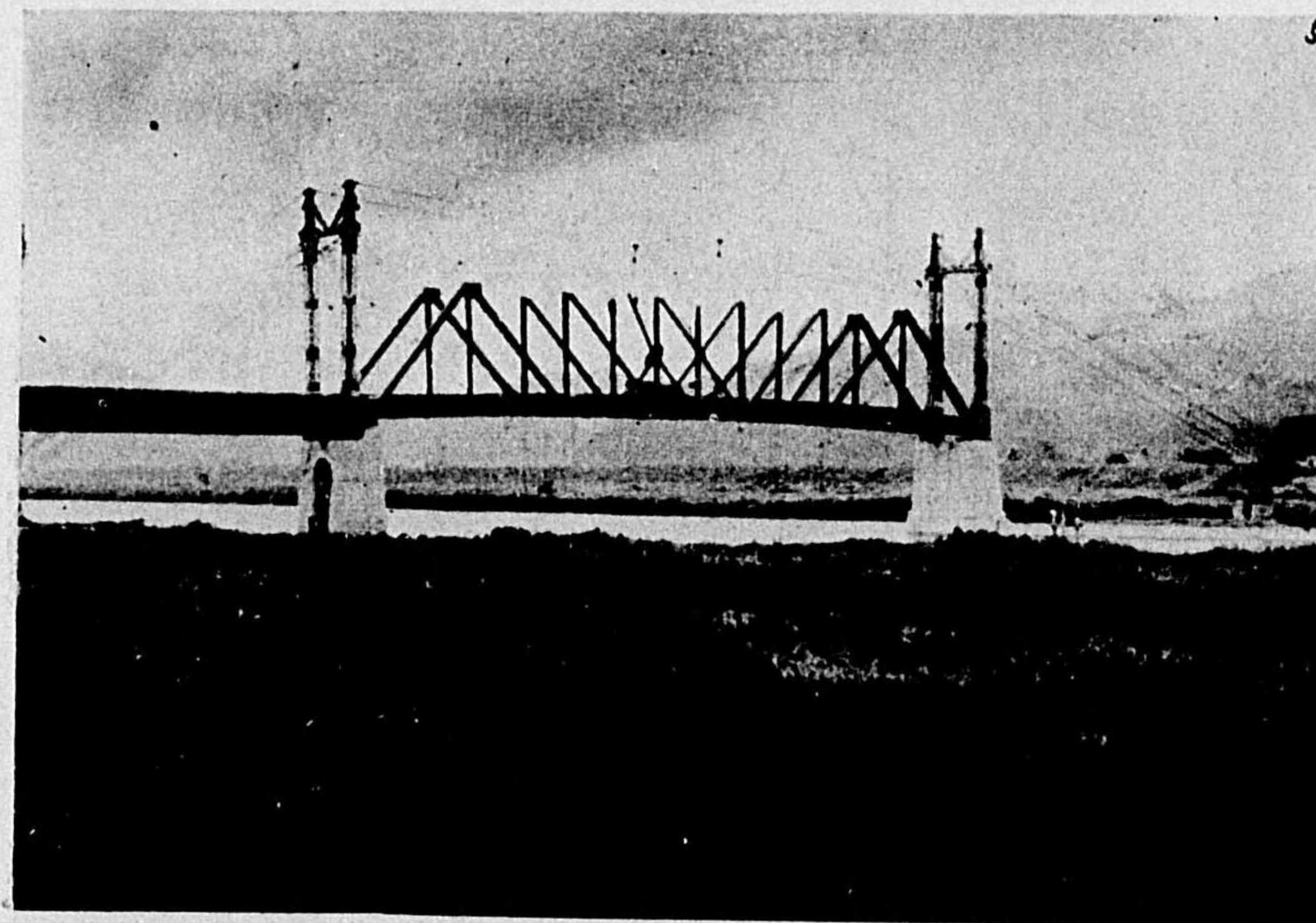
第 16 圖 足場架渡 中央線木曾川 300 呎



第 17 圖 エレクショントラスの架渡 土讃線吉野川

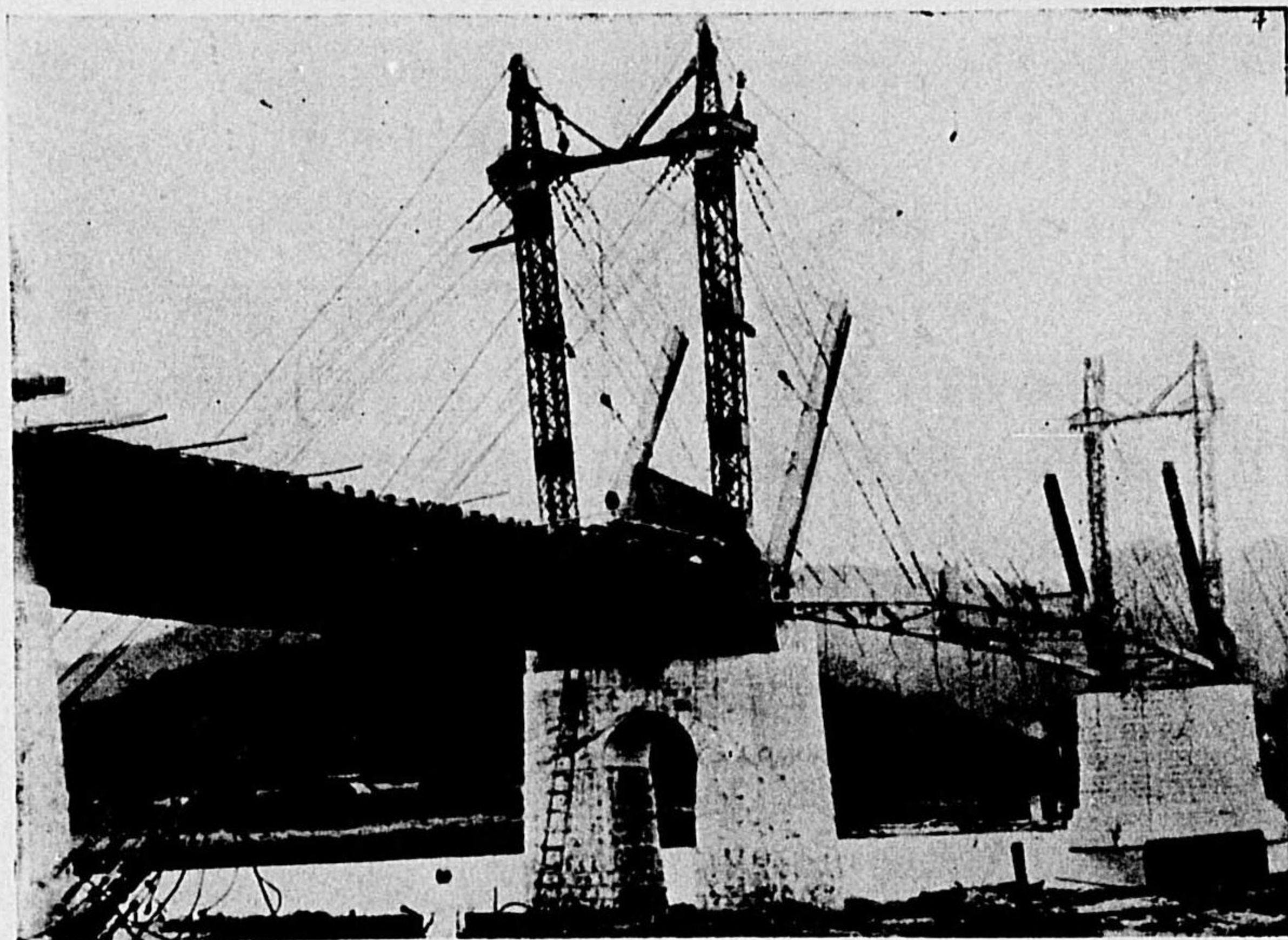


第 18 圖 エレクショントラス架渡 土讃線吉野川 200 呎

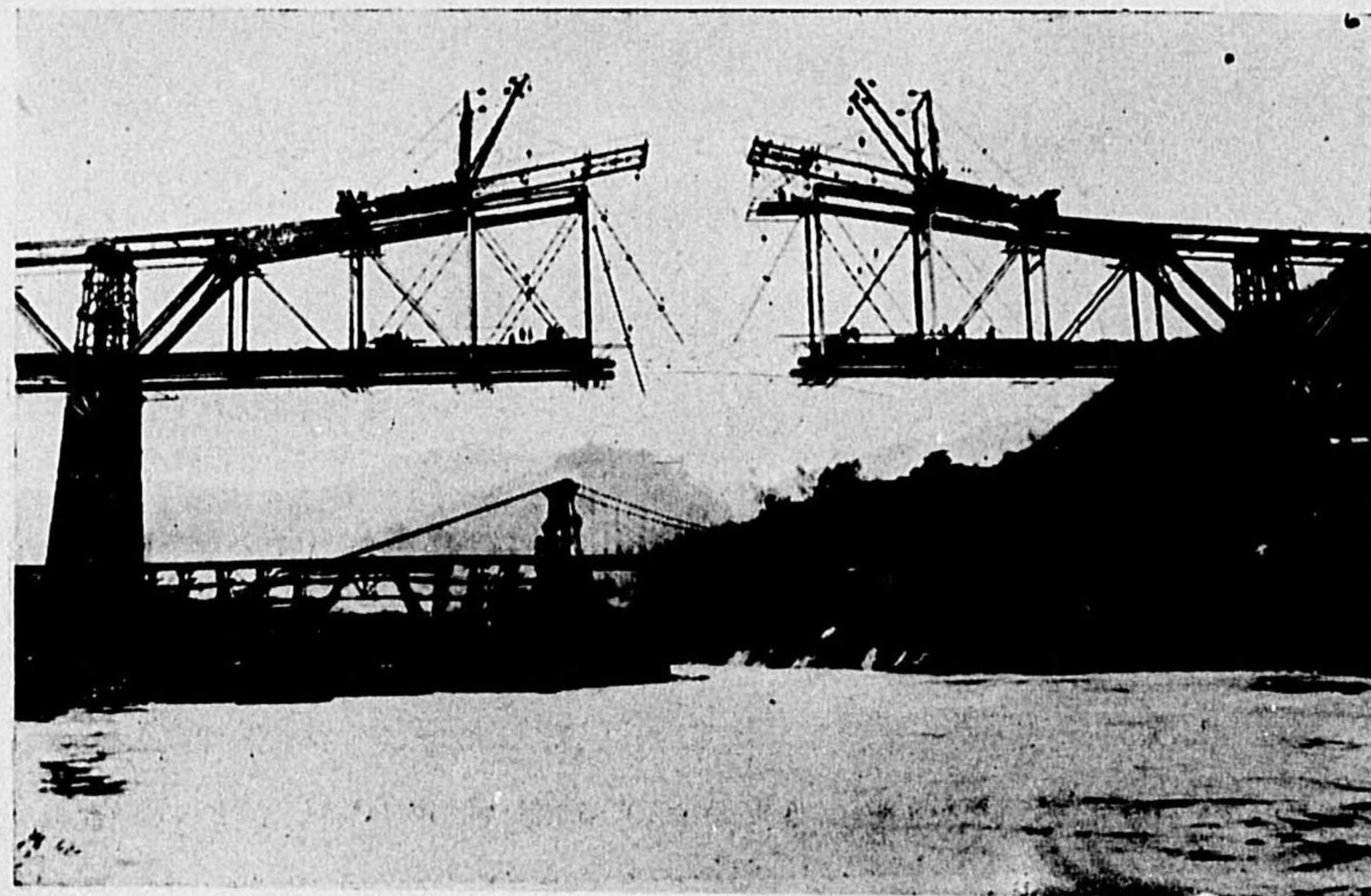


第 19 圖 吊懸架渡 峰豊線四山川 150 呎

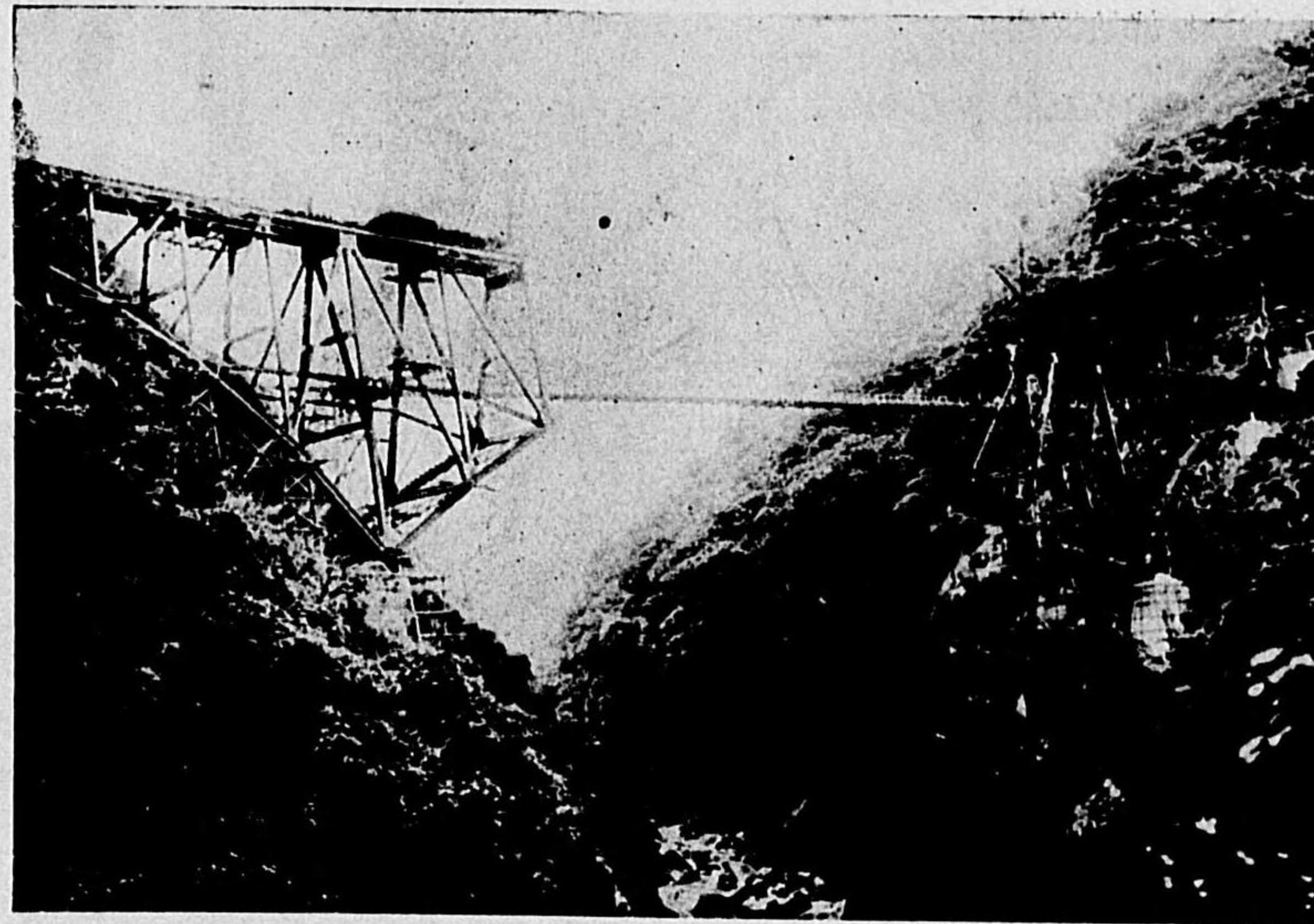




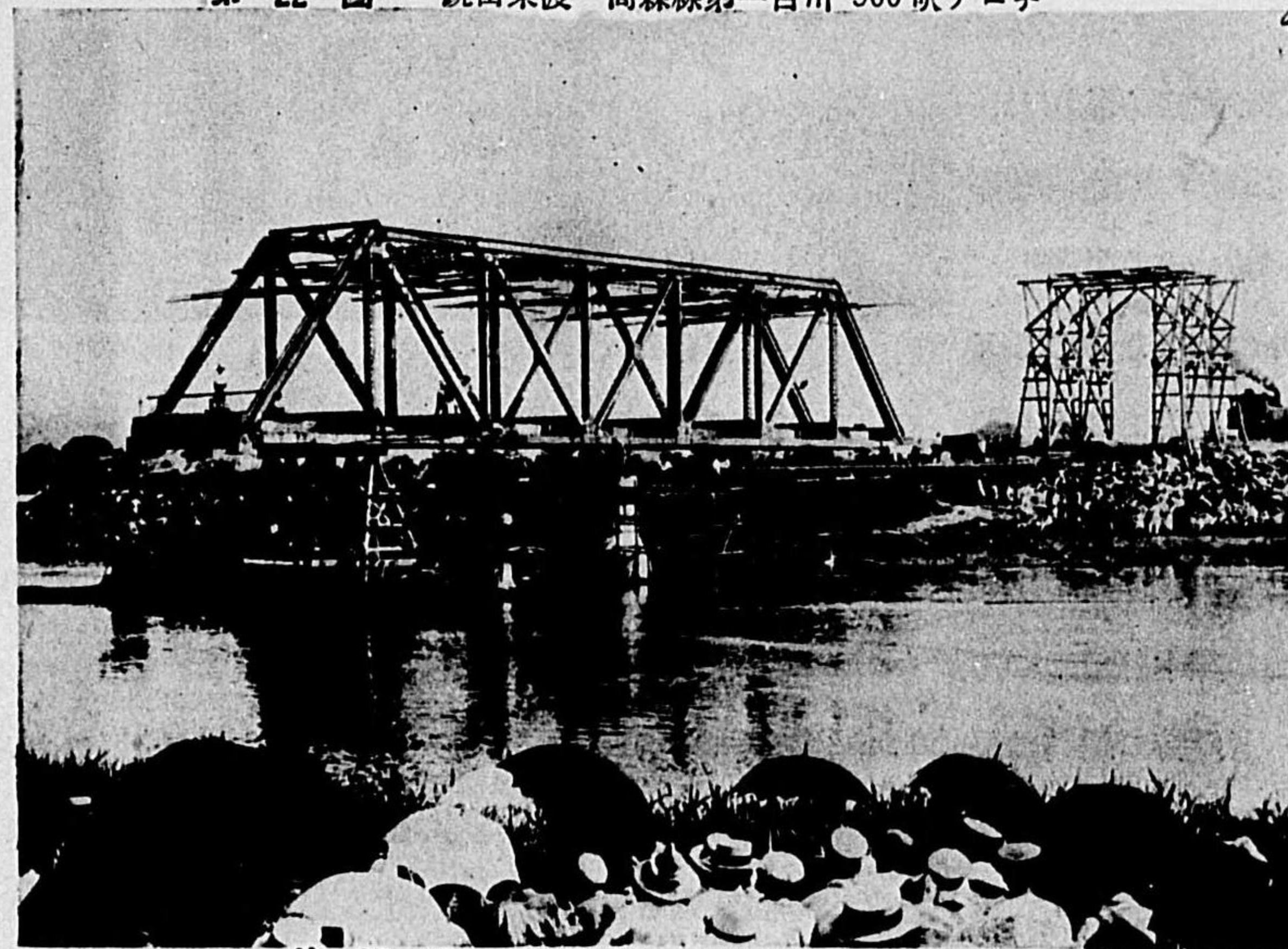
第 20 圖 吊懸架渡 峰豊線四山川 150 呎



第 21 圖 跳出架渡 阿賀野川 300 呎



第 22 圖 跳出架渡 高森線第一白川 300 呎アーチ



第 23 圖 船架渡 有明線六角川 150 呎



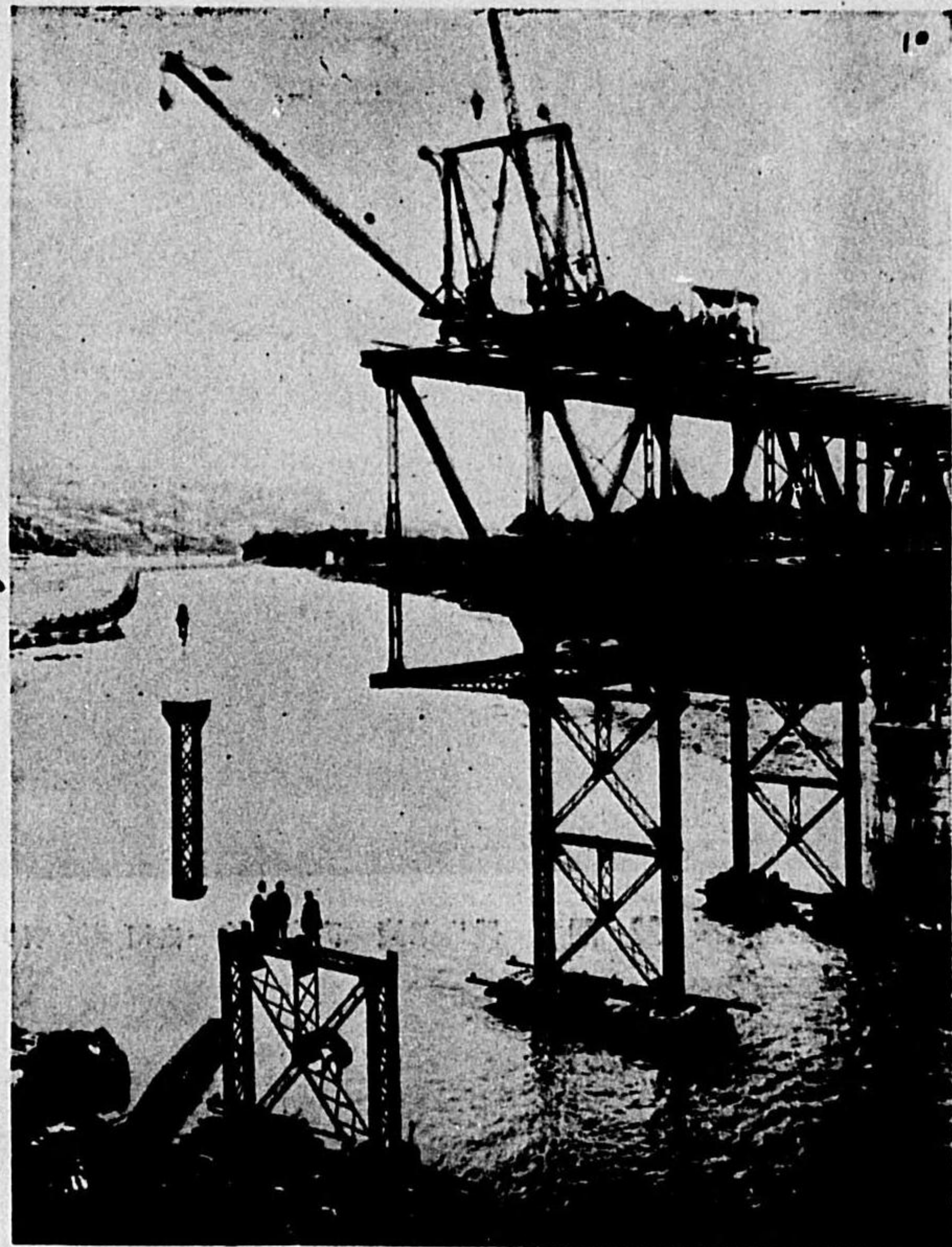
之を怠れば終始混亂中に工事を進めねばならぬ。故に段取は徹底的に吟味しなければならぬが一般に橋梁架設の設備、設計は簡明なる事を最も尚び、考へ過ぎた、凝つた案は案外失敗する。

部材の組合せに當つては、豫め材料置場で一片の填充材に至る迄よく整頓し、送出しの手順、順序を具合よく計畫しておかねばならぬ、又

符號は誰にでも一見

了解出来る様にして置き、送出係の薦にも呑込める様にしておかねばならぬ。送出其他作業の手順を段取る薦を「地方」と稱し作業の第一線には立たぬが警へば參謀本部であつて最も頭の利く者が當らねばならぬ。

薦の持つ道具は長 50 cm 程の片ロスパナー、ハンマー等で至つて簡單である。材料取扱にはワイヤーロープを盛に使用するから其の基礎知識を獲て置かねばならぬ、普通ワイヤーロープの本體の強さに就ては吟味するが、之に附屬するブロック等は等閑に附し勝で、是等から失敗が起り易いから使用前及び使用中常に留



ベントに依るクレン架設

第 24 圖 飛越線第二神通川 200 呎

意警戒を要す。

薦は猿の如く身軽く働く者も必要であるが、其の中心には動作は鈍くとも頭の働く者が是非必要である。

上薦 1 人と並薦 4 人並人夫 10 人を 1 組とし手捲ウキンチを使用して組立つる者とすれば、一日に鉄桁に於て 30 噸、構桁に於て 25 噸位に見積る可きである。この外に送出しや設備の費用を見込まなければならぬ。

鉸鉄にはコンプレツサーの容量と使用リベッター（鉸打槌）の數とをよく研究して空氣の不足を來してはならぬ。リベッターの壽命は打鉸 40,000 本内外で其の後の修繕は奏功せぬが普通である。鉸の焼方は仲々難しい者で焼過、生焼共に締らない上に外觀が悪い、焼方は色合で鑑別する。

鉸打には鉸焼 1 人、當盤 1 人、ハンマー 2 人、介添 1 人、其の他小廻 1 人を以て 1 組となし、其の他にフィゴを使用すれば之に 1 人を要する。打數は 1 組 1 日 250 本乃至 350 本を標準とすべきである。良い鉸を得る爲には、組立の時使つた假締ポルトを完全に締め直し、尚鉸むべき鉸孔の周圍に其の數を増加せねばならぬ。又鉸の長さに誤りなき様にし焼具合を吟味し、一旦ハンマーを働かすに至れば、殆ど四五秒にして打終る様な打方でなければ良い鉸は出來ない。グズグズして鉸數の抄らぬ組の出來榮は警戒を要す。

鉸は打了つたら全部検査せねばならぬ。鉸の検査は小型ハンマーで打つて見る。最も悪い鉸は打つた時に槌が反撥しないから直に判斷出来る、其の次には鉸頭の側方に指を添へて槌で軽く打つて見る、締りが悪い時には打振が添へた指に感じる、即ち鉸と鉸とが一體に緊締されて居らぬ證據である、熟練した検査員は音のみにより判斷するが相當の練習を要する。狡猾な職工は締りの悪い鉸に細工を施して振動や音響のみで判斷出來ない様にする者があるから、常に注意を怠ることは出來ない。悪い鉸が出來たら冷えない間に直に切斷して打直すべきである。然らざれば悪い鉸を切る爲めに周圍の良い鉸をも浮かせる結果となる。



塗工は職人に熟練を要求する事が第一義である。新しい桁でも製作後錆を充分落さずに光明丹を塗つて来る場合が往々にあるから全部一應の検査をなし、錆のある部分は塗料を削り錆を落して手早く錆止剤を塗る。削つて見て光明丹の完全に密着して居る部分は錆の無い處であるから強ひて除去を要しない。削り方(ケレンと呼ぶ)は稍もすると軽視され易いが相當重大な使命を持つた作業であるから適當した器具を與へ、常に器具の手入れを完全にして効果ある作業をなすべきである。

塗料を原料から調合するには季節、天候、温度等を考慮に入れて其の配合を加減せねばならぬ。塗布に當つては熟練せる職人はよく手首を震動的に働かせ、塗料をよく鐵面に摺り込み且つ延ばす事が出来る。良い職人は結局仕事を早くし、材料を節約して完全な施工をすることが出来る。一般に塗料が寧ろ薄く平均に濃くなく延ばし得る職人の腕前は上乘である。

塗方の順序は普通下塗(錆留)、中塗、上塗を行ひ、中塗を省くこともある。工程は足場の状態及び職人の腕前に依つて大差があるが、大凡一日一人ケレン 10 m<sup>2</sup>、塗方 80 m<sup>2</sup> 位であつて之に足場其の他の費用を見込まねばならぬ。

以上は橋桁の組立架設方法の大略を示したものであつて、其の詳細は現場に應じて各人の工夫に待たなければならぬものが多い、由來橋桁の設計は机上の仕事とし、組立架設を現場の仕事として、機に臨み變に應じて其の都度適當に行ふべきものと誤解されて居た傾がある、従つて手違が生じたる時作業の混亂を來し工事の進捗を碍ぐる事となる。架設組立も詳細に作業を解析すれば、机上に於て各作業の段階を圖に示して設計するを得る。橋桁の圖には設計と工場に於て要する製作用圖及び組立架設圖の三種類がある。米國の橋梁會社は設計、製作、架設全部を請負ふ爲め此の三種類の圖面を全部揃へて有する、其の内にて枚數の最も多きは最後の架設組立圖であつて、現場に於て架設するに當つては此の圖の通り別に他事を考へずして作業し得る事になつて居る、組立架設も亦机上に於て設計し

得るのである。

總て桁架設の如き重量大なるものを取扱ふ作業に於ては、靜力學と應力の智識を常に活用する準備がなくてはならぬ、勿論手数を要するが如き計算を必要とするものではない。架設中強大なる應力が働いても一時的であるから安全率が小さくて宜しいのである、従つて相當無理をしても宜しいが、桁違ひの強き應力又は符號の反對の應力が働いては危険至極である。一般に如何なる微細の部分に對しても夫れに働く應力の種類と其の大見當の量とを監督技術者は理解して居なければならぬ。

要するに架設に於ては作業を分析して此の段階毎の段取を明にする事と、働く力の推定を誤らず其の上に巧妙なる工夫を凝らすことが必要であつて、夫れだけ技術者に取つては晴れやかな仕事である。



## 第十三章 隧道

### 1 位置選定

隧道の位置により大別すれば二種類とするを得る。第一は山脈の一方から他の側に出るものであつて、國境山脈を貫くが如き長大隧道及び、一つの谷の奥から他の谷頭に出る普通の長さの隧道も之に屬す。第二は山腹を貫くものであつて、線路が海岸又は溪谷に沿ふとき、斷崖あり峻険にして河又は海岸に沿ひて線路を通す事の出来ないため、其の山腹を貫くもの、或は岬又は山嘴を曲線により廻り得ないで、其の山腹を貫くものである。

第一の種類では、隧道の位置選定に當つて最切に考ふ可きは、如何にして其の長さを短くするかと云ふことである。隧道は莫大なる工費を要する構造物である故、延長の短きを望むのは言を俟たない。昔鑿岩機の使用を知らず、隧道技術の幼稚なりし時代には、初めは 3,000 尺後には 5,000 尺を越ゆるを大隧道と稱し、其の竣功に長年月を要するので之を避けた。

相當必要なる線路も、隧道のために着手の運びとならなかつたものが多い。清水隧道のある上越線、丹那隧道の熱海線の如き其の實例である。兎も角も隧道の延長は位置選定に當つて考慮す可き重要事項である。

延長を短くするには、山脈の遙か手前より山腹に沿ひて施工基面を上げて行き、且つ勾配を急に上れるだけ上り、最後に隧道とするより外はない。然しながら斯くすれば隧道の延長は短くなるが、途中の土工數量が増す。溪の平地を其の勾配を勾配として之に沿ひて上れば、切取築堤の量は少いが、施工基面を高くして山腹を通す場合は、溪の一方の側より他の側に移る時、或は谷の支流を越す時に、高き築堤又は橋梁を要する。且つ山の壁は高くなる程細かくなり曲線にて之を廻り難くなるので、切り盛りの量が増す、それ故に此の部分のみに就いて

云へば、一般に施工基面は低くする方が利益である。即ち隧道の延長を短くするには、之に達するまでの工費が増す。

普通山脈を越す時には、出來得る限り溪について廻り、溪から溪へ抜く事を考へるので所謂峠をねらふ事となる。然るに峠の地形は第四章に述べた如く、多くは斷層線に當るので、隧道の延長は短いが地質不良にして難工事となる。

悪地質と闘つて如何にかして竣功せしめても、後故障が起り、甚だしき時は、崩壊する事がある。富士身延鐵道の勝坂隧道は其の實例である、延長を短くするために、兩側の迫つた谷を選んだが不幸にして之は斷層谷であつて、竣功後六年にして、一方の側の山腹が法長約 250 尺滑り出して、隧道の坑門附近 150 呎を崩壊せしめた。

一般に隧道工事中崩壊陥落せしめ、多數の死傷者を生ぜしむるが如き事故を惹起すれば、復舊其の他に 50,000 ~ 100,000 圓の費用は要する。亦工事中の小さき事故にして死傷者を生ぜずとするも、一度崩壊せしむれば、其の復舊に少くとも 10,000 ~ 30,000 圓は要する。普通の隧道 1 尺當りの工費を 100 圓とすれば、延長 300 尺短縮しても 1 回事故を起せば反つて不經濟となる。其の外に覆工の厚さの増加、支保工の費用、進行の遅延等の不利益を計算すれば、延長を短縮しても地質が悪ければ無意味となる。

斯る理由により、近頃は隧道の延長を極端に短縮するよりは、相當地質の良好なる地點を選び、其處より地下に入る事を考ふる。

勿論悪地質と雖も無條件に之を恐れ避けるには及ばない。豫想し得るものは、之を突破する方法と工費とを豫め調査し、隧道延長を増加するための工事費と、之とを比較して決定す可きである。

第二の種類に於て地質的に考慮すべきは、崖錐、單傾斜地層、及び斷層崖錐、河段丘及び海岸段丘であつて、是等の地形に於て隧道の延長其の他を多少犠牲にしても、堅固なる地山に隧道の主要部分を入れる事は云ふまでもない。



然しながら線路が山腹に沿ひて進む時は、曲線其の他の關係で此の希望が満されない。強いて隧道の地質的條件を良好にせんとすれば、其の前後に於て橋梁、高大なる土留擁壁等を必要として、莫大なる工費の増加を來す事となり、已むを得ず惡地質を承知の上隧道を掘鑿する場合は多々ある。

斯る場所は先づ地質的調査により、完全に之を突破する掘鑿方法と隧道竣功後の安全とを確め、工事費の増加を對照して判斷を下す可きである。但し崖錐又は山崩れ跡であつて、僅少でも洞行する地質ならば、一時的に隧道を掘鑿し得るも、早晚破壊して之を放棄する運命に立ち到るのは必然であるから、絶対に隧道を避けなければならぬ。之を要するに、隧道に強大なる偏壓が働いても、一方の側壁に角卷を施して覆工の厚さを増し、且つ仰拱を附する事によつて、隧道の安全を期し得る程度でなければならぬ。

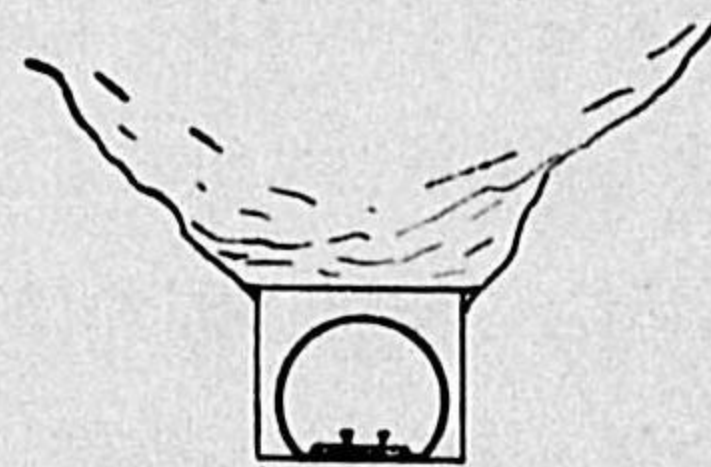
崖錐、河段丘等に於ては、地質的の惡條件地帯を、地山に入れる前に多少通過しなければならぬのであるから、其の條件を調査して豫知し、之に對する掘鑿方法を研究し、之に従ひて注意深く施工すれば可成りの惡地質をも突破する事が出来る。

2 坑門の位置

坑門は隧道中の一つの弱所である。極めて切立つた山に隧道を掘鑿する以外、地面を切取つて後隧道とするのである故、多くの隧道は坑門口に於て三方切り取る事となる。従つて徒に延長を短くする事のみを考へず、此の切取法面の保守をも考慮しなければならぬ。

惡天候の後、此の坑門の法面が崩壊して列車を止むる事故が屢々起る。又地震の際に崩壊するのは此の坑門口の切取口である。

且つ隧道の上の覆土薄き時は、土壓の平衡が破れ易く、工事中及び 後も危險である故、第1圖の如く、

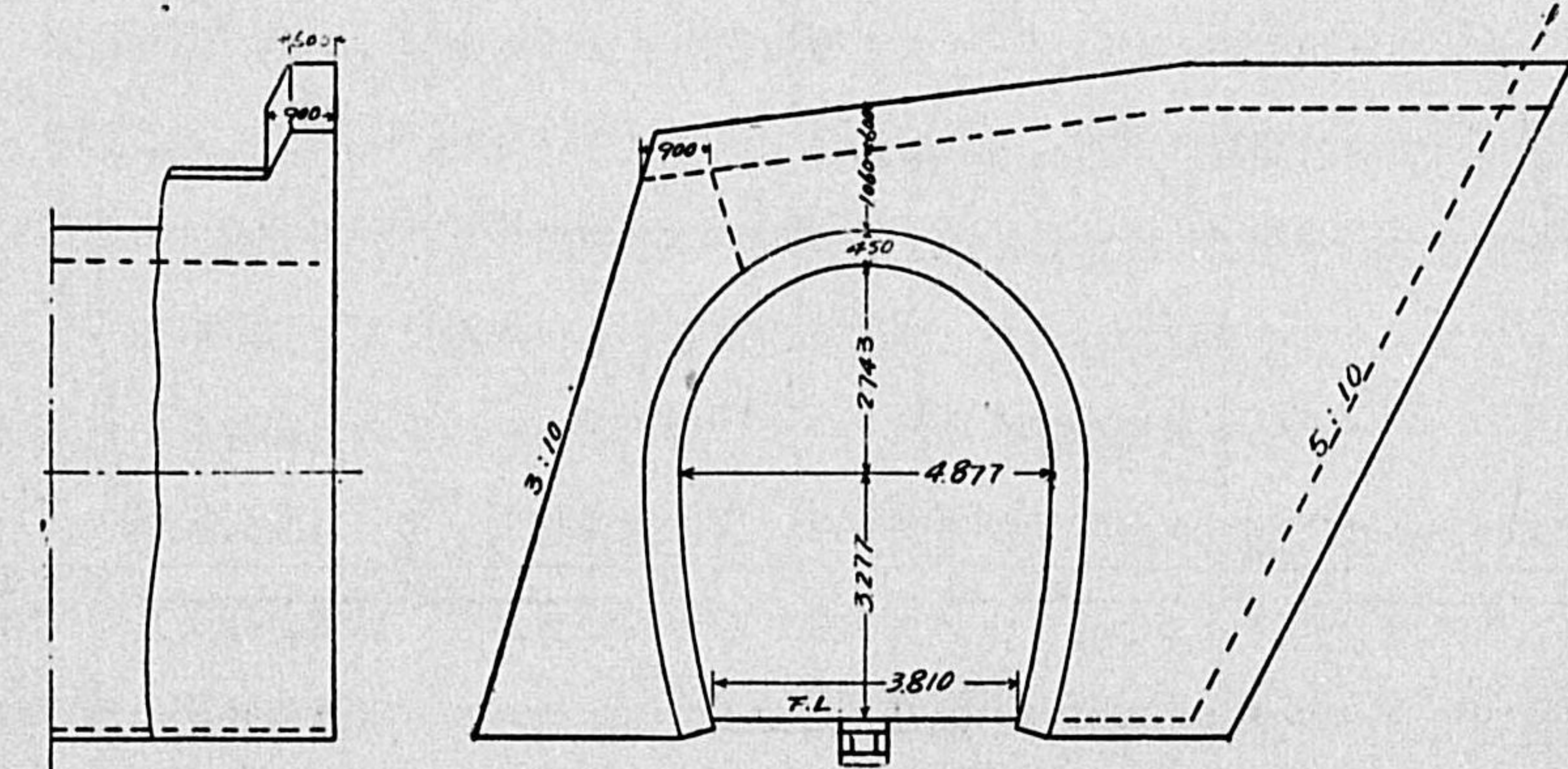
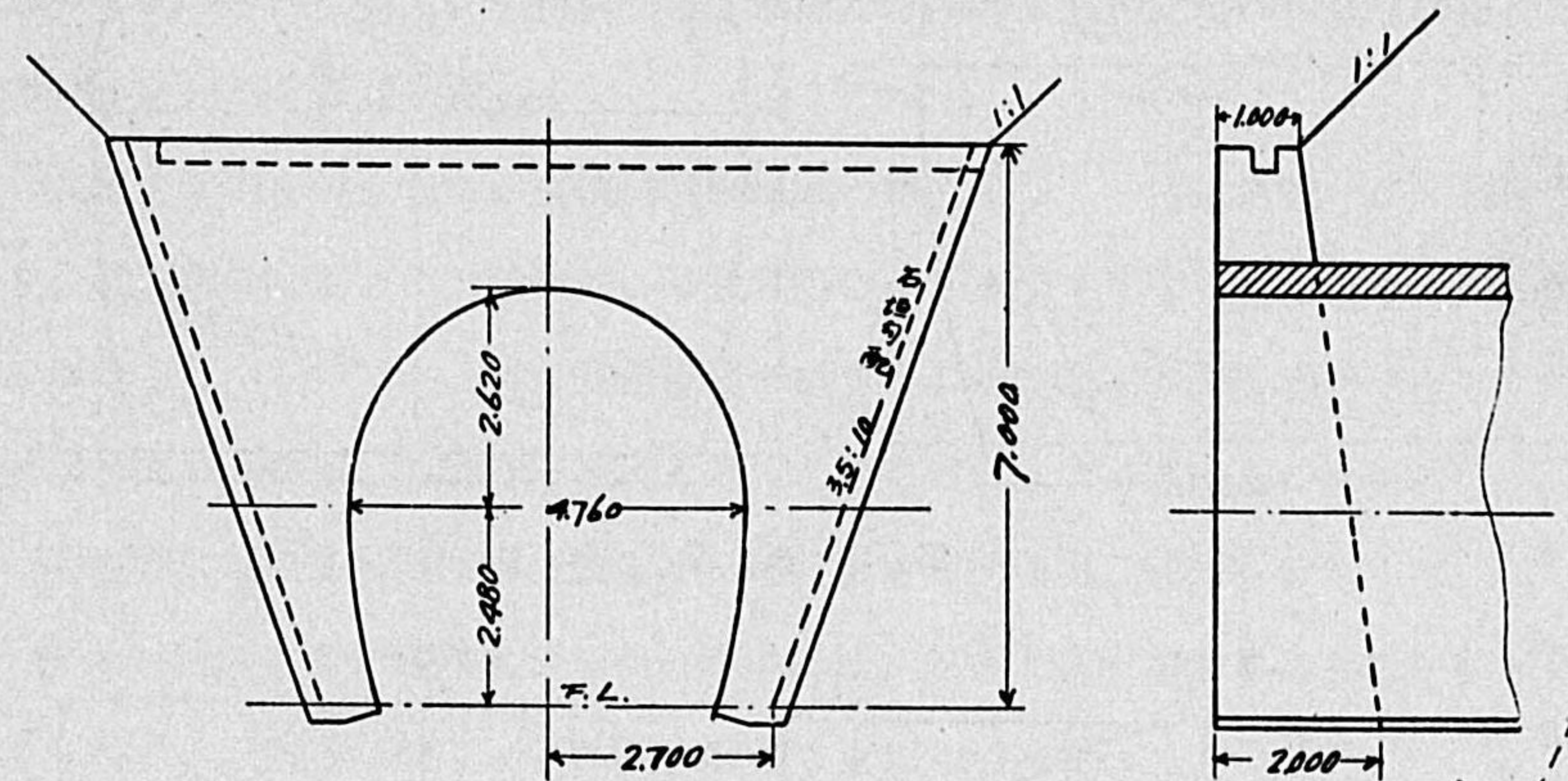


第 1 圖

兩側より迫れる谷底に坑口を設くるのは、隧道の延長が少し短縮しても不得策であつて、且つ谷川の仕末に苦しむ故、之を避けて山腹から地中に入る様にすべきである。

山腹隧道に於ては、坑門口に於て山側の切取法面は高く走るのに、川側は隧道覆工の脊中が現はれそうに薄き事がある。斯る地點では坑門口を多少斜角にして此の傾向を減する。

坑門上部の切取法面と、之に直角の方向の線路の兩側の法面との間に、同じ勾配の圓錐面を入れて、其の部分の法面の高く走ると落ち込み溝が其の部分に出



第 2 圖

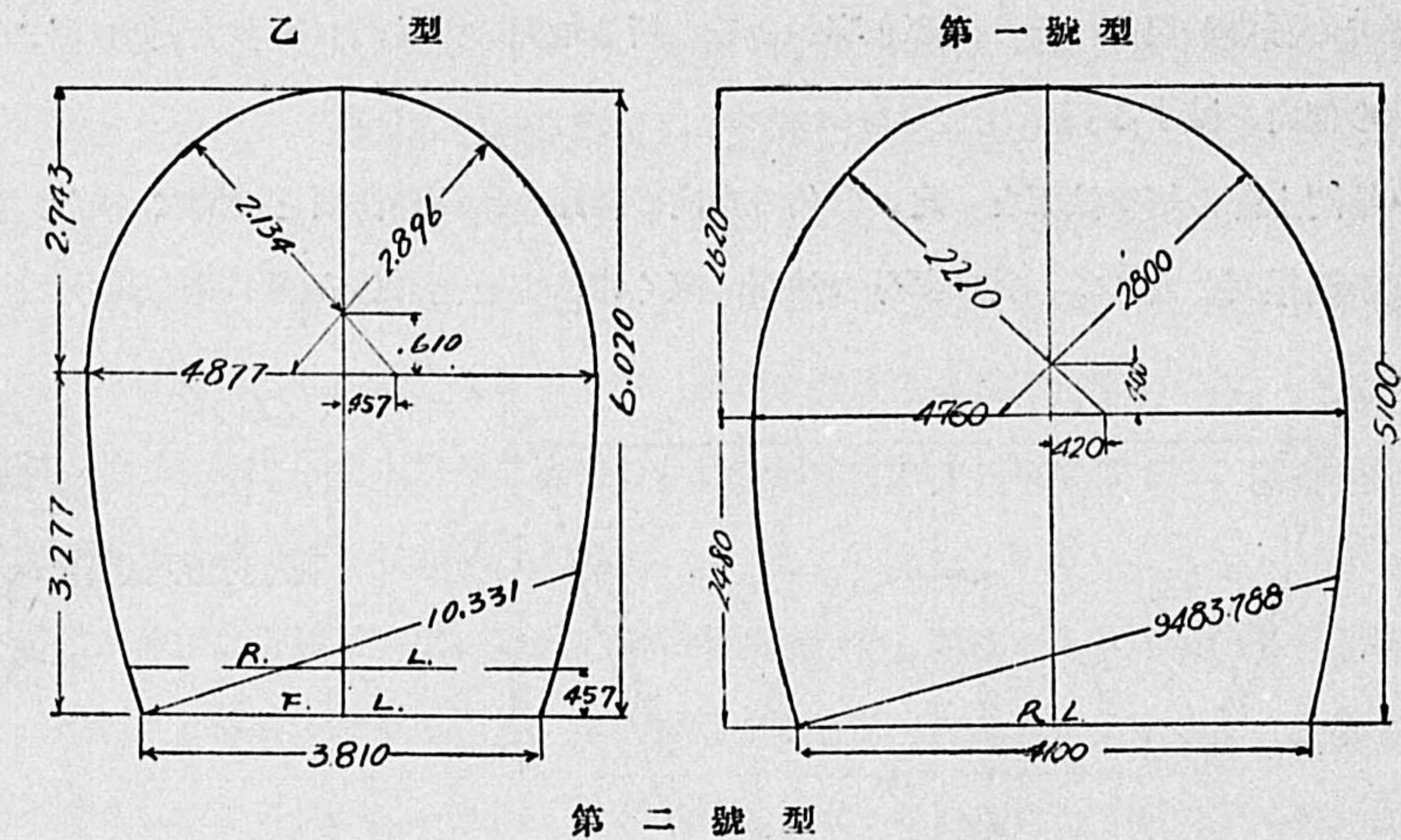


来るのを防ぐ。

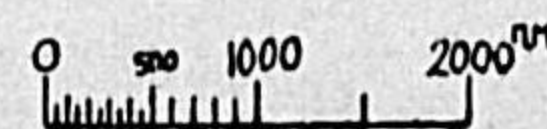
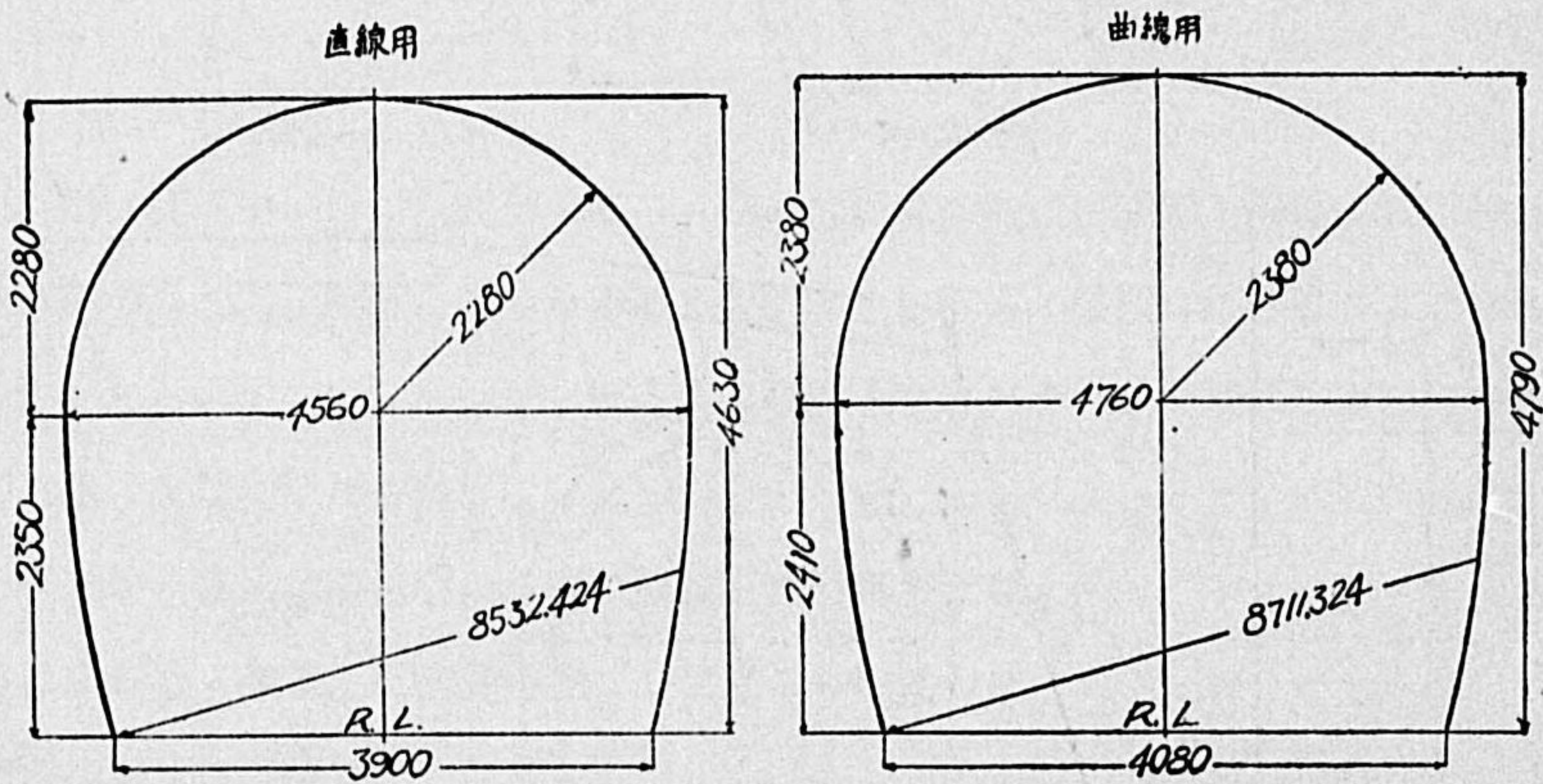
坑門口設計の實例を第2圖に示す。

### 3 隧道の断面形

鐵道隧道の断面形は之を通過する車輛の大きさと之に働く土壓とによつて定ま



第二號型



第 3 圖

る。車輛は鐵道全線に共通し得るのが原則である。従つて全線を通じて、同一型である可きであるが、國有鐵道全線には現在數十種の断面形がある。隧道は將來殆んど改築不可能の構造物であるから、將來の發展を見越し、機關車及び車輛の形が大きくなる事を豫想し相當の餘裕を置くのであるが、此の餘裕に對する考へ方が時代と共に變化するので、隧道の形も亦變化するのを免れないのである。

現在國有鐵道に於て使用されるのは第3圖に示す三種類である。

乙型は大正の始めに設定せられたるものであつて、當時國有鐵道の廣軌改築が盛んに唱へられたので、廣軌にしても支障なき断面とした。それ以後建設線の大部分が此の型を採用した。

大正十年頃を境として、廣軌改築論は其の跡を絶ち、一方鐵道電化が問題となり、且つ新に計畫される新線は、漸次貨客の少なき地方を通るものとなり、幹線が少なくなつたので、一律に廣軌鐵道に近きものを建設する必要がなくなり。最近第一號型及び第二號型の二種類を設定し之を標準とする事になつた。

即ち將來電化する線は第一號型を、電化せざる所は第二號型を使用する。

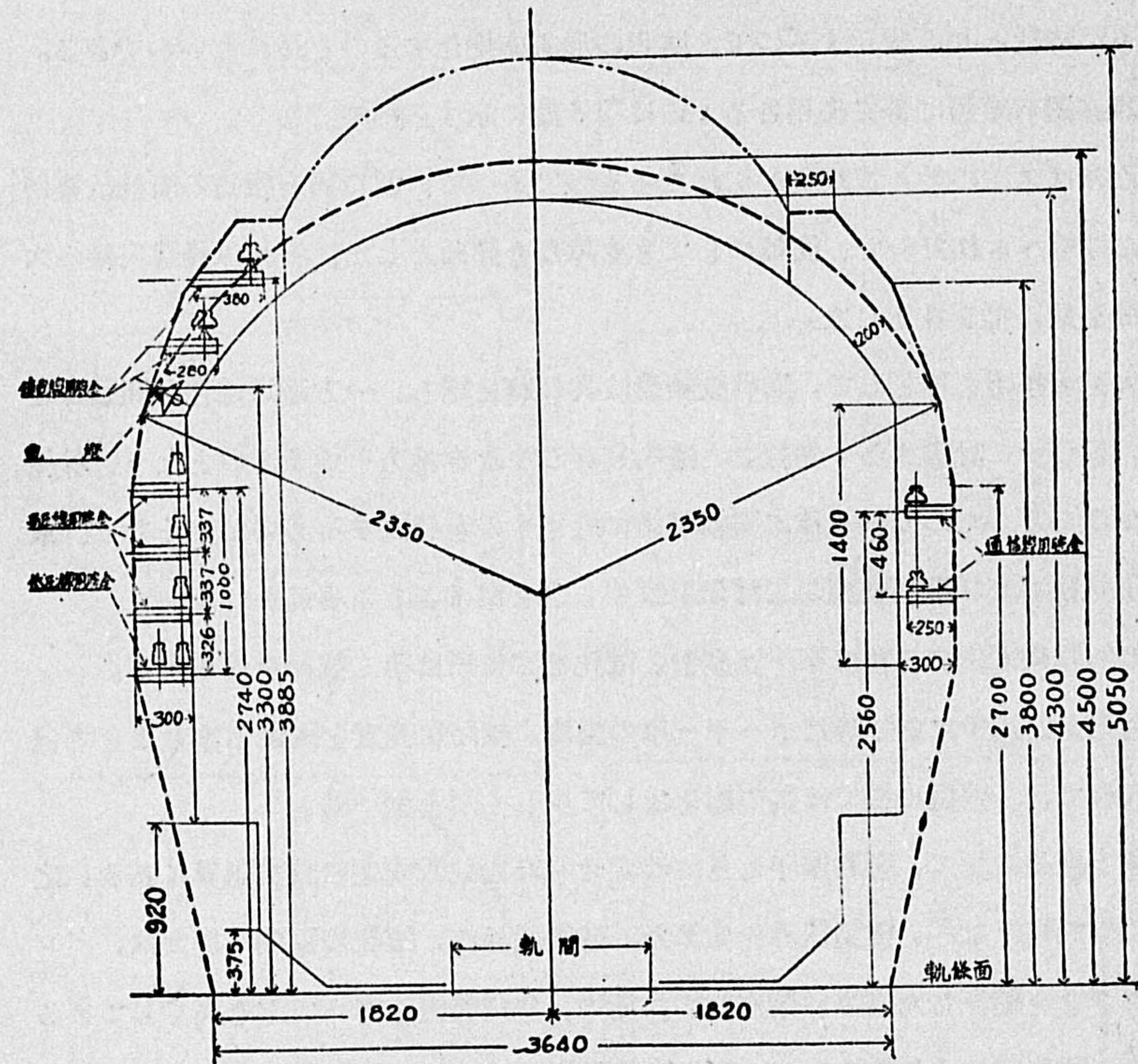
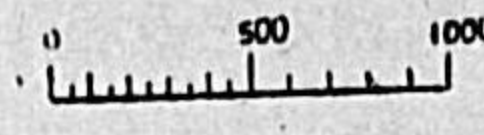
隧道が曲線中にある時はボギー車の偏倚、線路に高度を附する事などを考慮に入れて、二號型に於ては其の幅を増して少しく形を變へる。

國有鐵道に於て、昭和四年七月に改定せられた建設規定の建築限界に基き、之に相當餘裕を加へ、隧道限界を定めた。建築限界は、電化の區間に於ては、パンタグラフを縮小した高さ、架空線の位置等、集電裝置を考へて上を高くしてあるので、將來電化する見込みのある線路の隧道は、此の建築限界を入るゝに足る大きさにする必要があるので、第4圖の如く二種類の隧道限界を定めた。

此の隧道限界は、アーチ型を豫想し、第4圖に示すが如き電燈、電線等の添架に必要な最小限度の寸法を基準として定めたものであつて、軌條面に於ける幅は、最小限度の餘裕を考へた寸法である。隧道内に信號機、補強用の軌條製拱柱等を使用するのは稀に起る場合であつて、是等に對して總ての隧道を大きくして



- 一般の場合に対する建築限界
- 普通の区間に対する餘裕
- 架空電車線に依り電氣運轉を爲す區間に於て  
隧道に對し建築限界を縮小し得る限度
- 架空電車線に依り電氣運轉を爲す區間に對する餘裕



第 4 圖 隧道限界圖

置くのは不經濟である故、之を考慮しなかつた。信號機の建植の必要ある部分は相當擴げなければならぬ。

此の隧道限界を充分容れ得る様に適度の形にしたのは、此の隧道断面形である。建築限界は曲線に於ては幅を増し、且つ軌道の高度に従ひ傾かしむるのである故、曲線用の隧道をも別に定めた。勿論隧道限界を入れさへすれば、如何なる

形であつても隧道の利用上支障がないのである故、場所により又土壓の方向により断面形を適當に變へるのが合理的である。

#### 4 隧道に及ぼす土壓と覆工の厚さ

隧道掘鑿中の土壓及び覆工に及ぼす土壓に関する限り、種々の學説があるが、未だ之に信頼して數字的に解決し得るが如きものはない。隧道に及ぼす土壓は非常に複雑して居り、之を數字的に解決し得る曙光さへ未だ見出せないと云ふのが當つて居る。

従來の學説の内、或る場合にのみ多少信頼し得るのは、ピールバウメル及びウキルマンの兩學説である。

前者の學説は、隧道上の覆土餘り高からず、且つ土を一様の粒集體と考ふる事が出来る様な場所、云はゞ盛土に類して、地表にさしたる高低のない低い丘の下の隧道、又は地下鐵道の隧道、或は坑門附近の覆工の厚さを、應力計算により檢するが如き場合に適す。次にそれを示す。

ピールバウメル公式。

土質の休息角を  $\alpha$  とし、土の深さ  $H$ 、土の單位容積の重量  $y$  とすれば、垂直荷重  $W$  は次の如し。

$$W = yH \left( 1 - \frac{zH + w}{2} + \sqrt{\left( \frac{zH - w}{2} \right)^2 + Htg^4} \right)$$

$$\text{但し、 } g = tg^2 \left( 45^\circ - \frac{\alpha}{2} \right)$$

$$z = g^2 tg \alpha$$

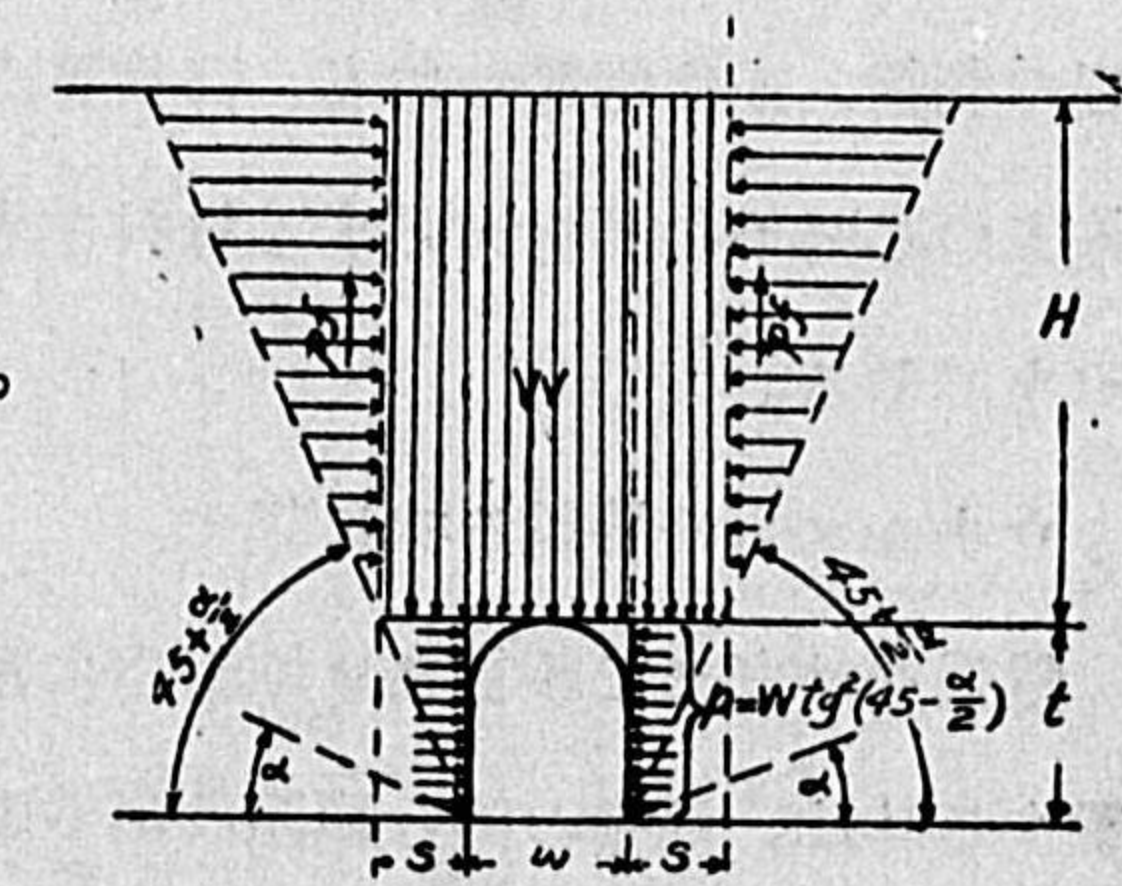
其の他の文字は圖に示す、寸法を表はす。

$\alpha$  の各値に對して  $g^4$  の價は次の表の

如し。

$$\alpha = 15^\circ \quad 20^\circ \quad 25^\circ \quad 30^\circ \quad 35^\circ \quad 40^\circ \quad 45^\circ$$

$$g^4 = 0.35 \quad 0.24 \quad 0.17 \quad 0.11 \quad 0.07 \quad 0.05 \quad 0.03$$



第 5 圖



ウキルマンの學説は、隧道掘鑿により土の弛む範圍を考へ、隧道に來る土壓は此の弛んだ範圍の土の重量によるものと假定し、其の範圍を推定し、ランキン系の理論により、土壓を計算するのであつて、其の考へ方は或る場合には當つて居ると思ふ。

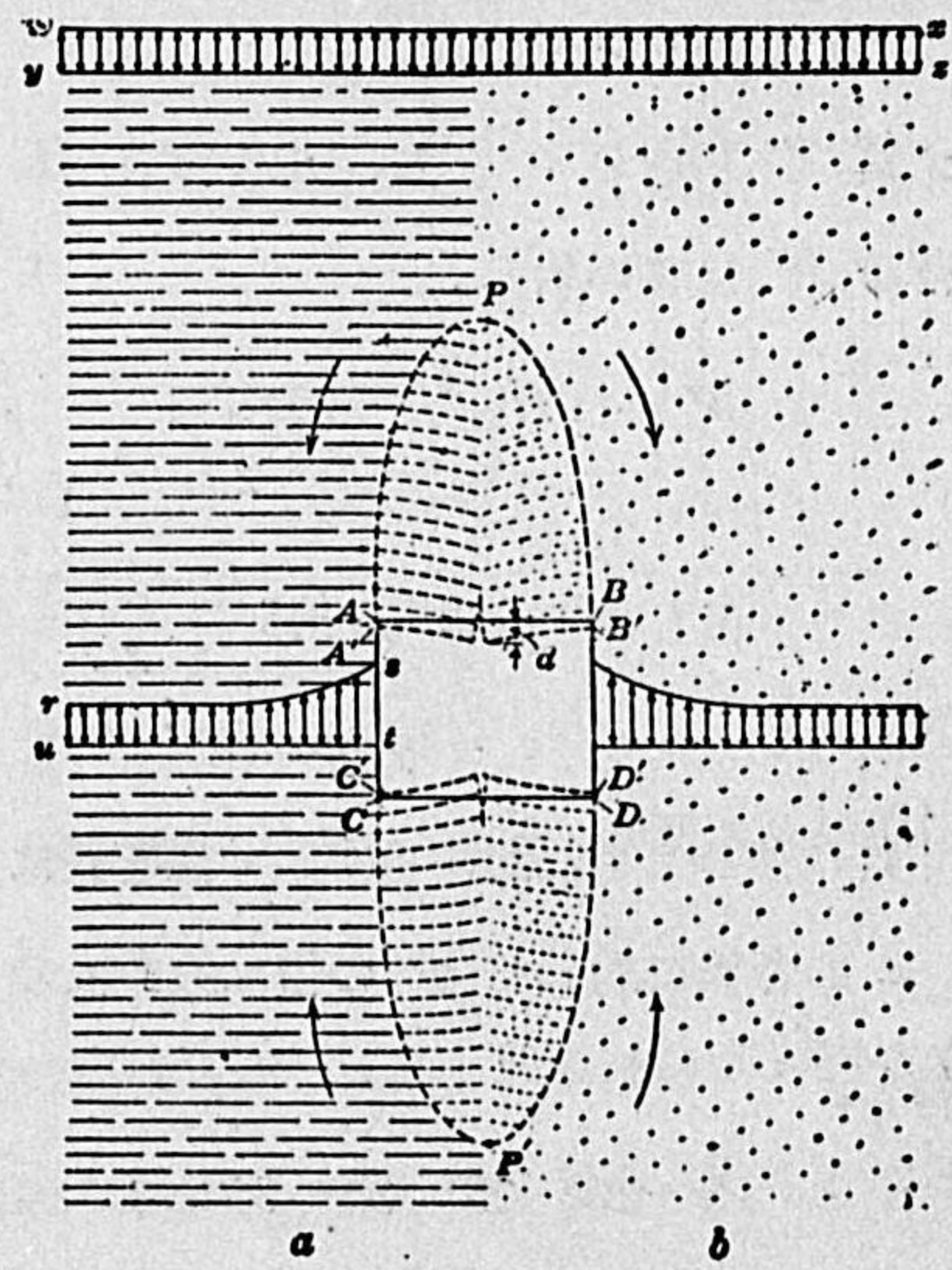
唯だ其の弛んだ範圍を推定する確實なる方法が見出されないのであつて、ウキルマンは之を橢圓形とするも、隧道が崩壊陥落して地表まで陥没し、又は地表に龜裂が生じたる實例を見るに、何れも不規則であつて、著者の見聞する範圍では橢圓形類似の龜裂が熱海線小峰隧道（小田原地内）の切り付け面に現はれたのみであつて、ウキルマン説の眞なるを示す實例は殆んどない。

矢張り經驗により、其の範圍を適當に推定するのが寧ろ眞實に近い。即ち附近の地層地質により、或は直上に或は左右何れか斜上に弛む範圍を推定し、覆工に及ぼす土壓の方向と量とを大略計算し、之に對應して或る部分の厚さを増し、或は或る部分に於て充分受働土壓を働かしむる爲めに、裏込めを完全にし必要に應じてグラウチングを施して間隙を填充する。

隧道覆工に關する範圍では現在の所、土壓の量よりは寧ろ其の方向を正しく知るだけで満足し、覆工に生じたる龜裂の判斷、或は側壁の角卷、仰拱等の施工の必要不必要を決定する材料とすべきである。

ウキルマンの學説を次に掲ぐ。

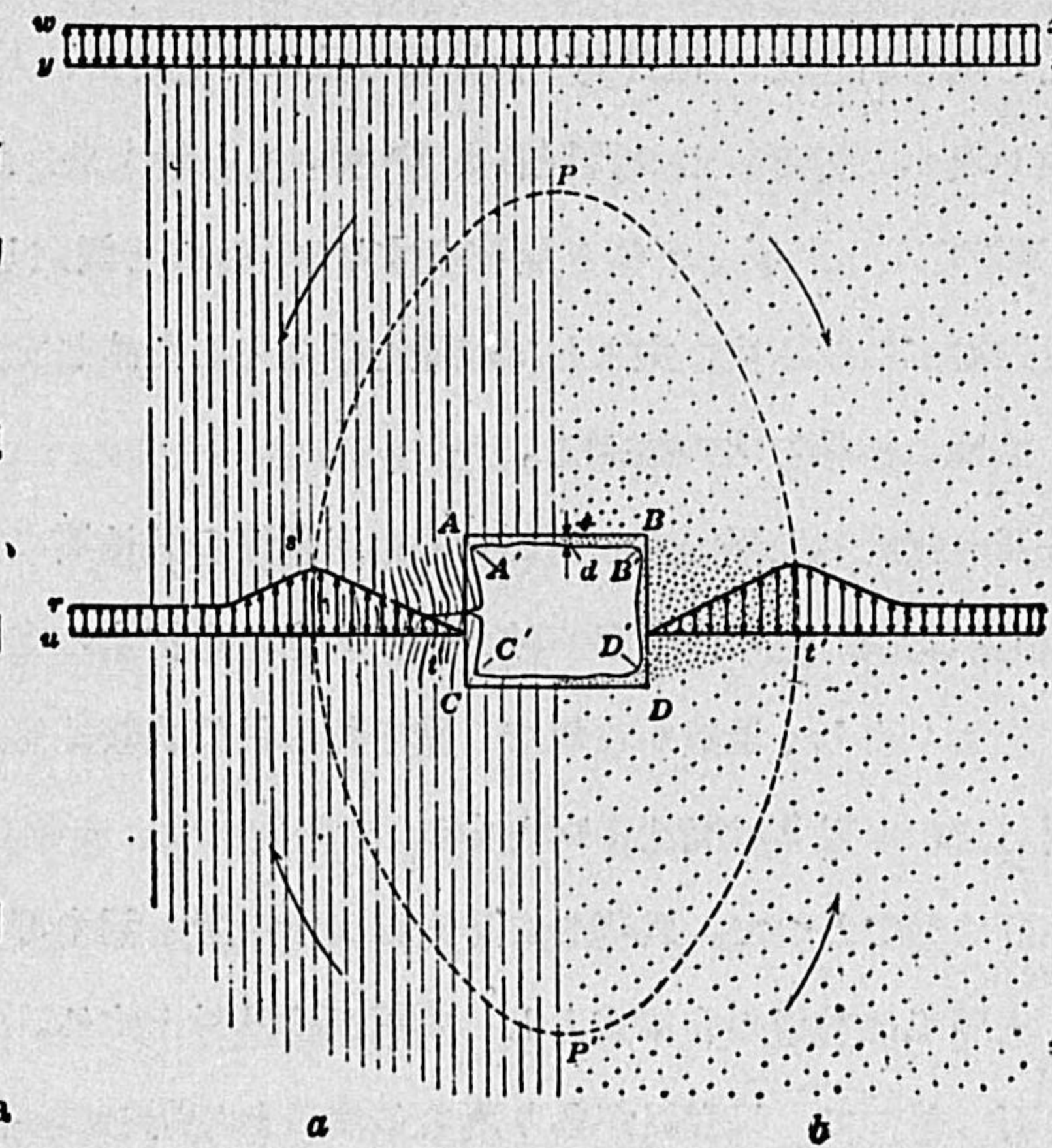
隧道を地表まで相當高き地盤中に掘鑿する時は、地盤の弛む範圍は第6圖の點線が示す如く限られて居る。隧道



第 6 圖

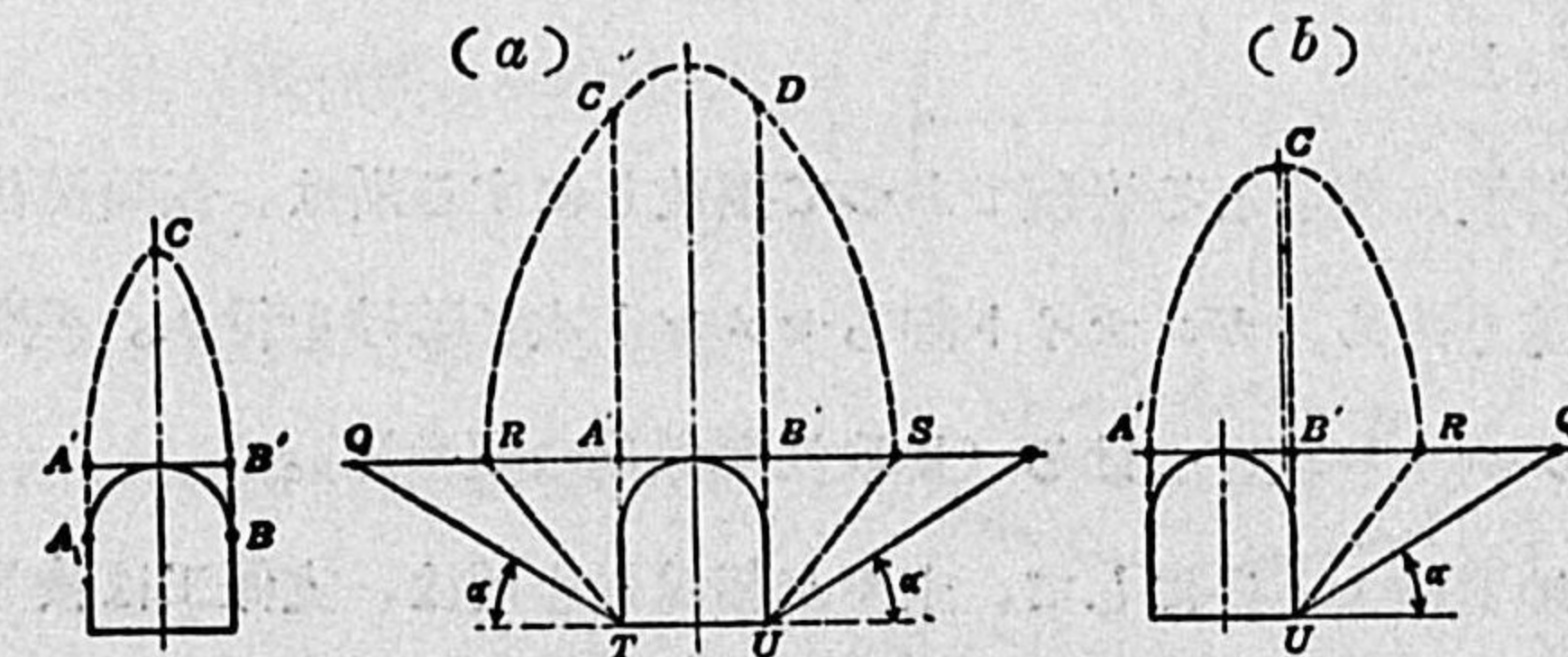
を掘鑿せざる以前には地盤全體に  $wxyz$  の示す如き、垂直等布荷重が働いて居る。此中に  $ABCD$  なる斷面の隧道を掘鑿すれば、其の天井の部分に働いて居た荷重は側壁に移る。側壁の岩盤が充分堅固にして増加せる荷重に耐え得る時は、第6圖の如き應力の配置となり  $urst$  の示す如く、内空に面する部分の應力は最大となり、之を遠かるに従つて減じ、或範圍以外には隧道掘鑿の影響が及ばない。隧道に働く土壓は天井の爲めに弛んだ部分、 $A'PB$  の土の重量から生ずる。

側壁の部分が強固ならず、増加したる荷重に耐えざる時は、第7圖の如くなり、土の弛む範圍は擴大さるゝ。土の弛む範圍は地質によつて異なるも、隧道の大きさが増す程、側壁の部分の受くる荷重は増す故、其の參る機會も多く二重に土の弛む範圍が擴大さるゝ。



第 7 圖

其の形は普通 Parabola であると假定さる、之を決定するには種々の假定を要するも、休息角  $\alpha$  の土質ならば、第8圖に示す如く隧道の施工基面  $TU$  より、水平線と角  $\alpha$



第 8 圖



を爲す直線  $TQ$  を描き、拱頂  $A'B'$  の延長線と  $Q$  に於て交らしめ、 $QA'$  の中点  $R$  を取り  $TR$  を結べば破壊面を得る。

隧道の拱は垂直荷重として  $A'CD B'$  の土の重量を支へ、側壁及び拱は  $TRA'$  の三角形、及び  $A'CR$  の部分の土重量より来る水平荷重に抵抗しなければならぬ。

一方の側壁が堅固にして他方が軟弱なる時は第 8 圖 (b) の如くなる。

土の弛む高さは、地質其の他掘鑿方法により異る、Kommerell は之に對して公式を與へて居る、土の弛む形は Parabola と云ふも、此の高さを長徑、第 8 圖の  $RS$  又は、 $A'B'$ 、 $A'R$  を短徑とする ellipse と假定しても宜しい。

隧道覆工の厚さは、主として經驗を基礎とした感じで定むるより外に方法がない。大略の標準を次に述ぶる。

普通の程度の土壓が来る地質、即ち崖錐等の惡地質に非らざる坑門口附近、覆土の高からざる所は 1 呎 6 吋とする。之に相當する支保工の型式は枝梁式である。之より少しく地質が良好で、稍手輕の枝梁式又は完全なる合掌式支保工を施す所では、1 呎 3 吋又は 1 呎とする。

地質は盤であつて、肌落ちを防ぐ程度で土壓と稱す可きものが現はれない所は、支保工は普通の合掌式とし、1 呎又は 9 吋とする。

岩石であつて、只裂目があり落ちる處のある所をのみ簡單なる合掌で止め、大部分支保工なしと云ふが如き場合は、6 吋とする。6 吋より薄き覆工は施工に困難である。

最後に完全なる岩盤であつて掘放しにする所は、表面風化してボロボロ落るのを防ぐため、ガンナイト即ちセメント吹き着けを行ふ。必要に應じて金網を張りセメントを吹きつける(切取法面保護の項参照)。

地質稍々不良にして、土壓が相當強き所は、支保工は後光梁式として、覆工の厚さを 1 呎 9 吋乃至 2 呎 3 吋として仰拱を施す。

之以上特別に地質不良の所、又は一度崩壊せる所は、2 呎 6 吋又は之以上にすも、斯る所は特殊の掘鑿方法により、一部分坑道として掘鑿し、之を混凝土にて填充し、更に隣接せる部分を掘ると云ふ、所謂獨逸式掘鑿方法によるものであつて、特別の場合と考へて宜しい。

覆工の厚さを如何に厚くしても、3 呎を超ゆる事がない。3 呎にしても尙不足にして破壊するが如き場所には、隧道を掘鑿し得ないのである。

### 5 膨脹する地質

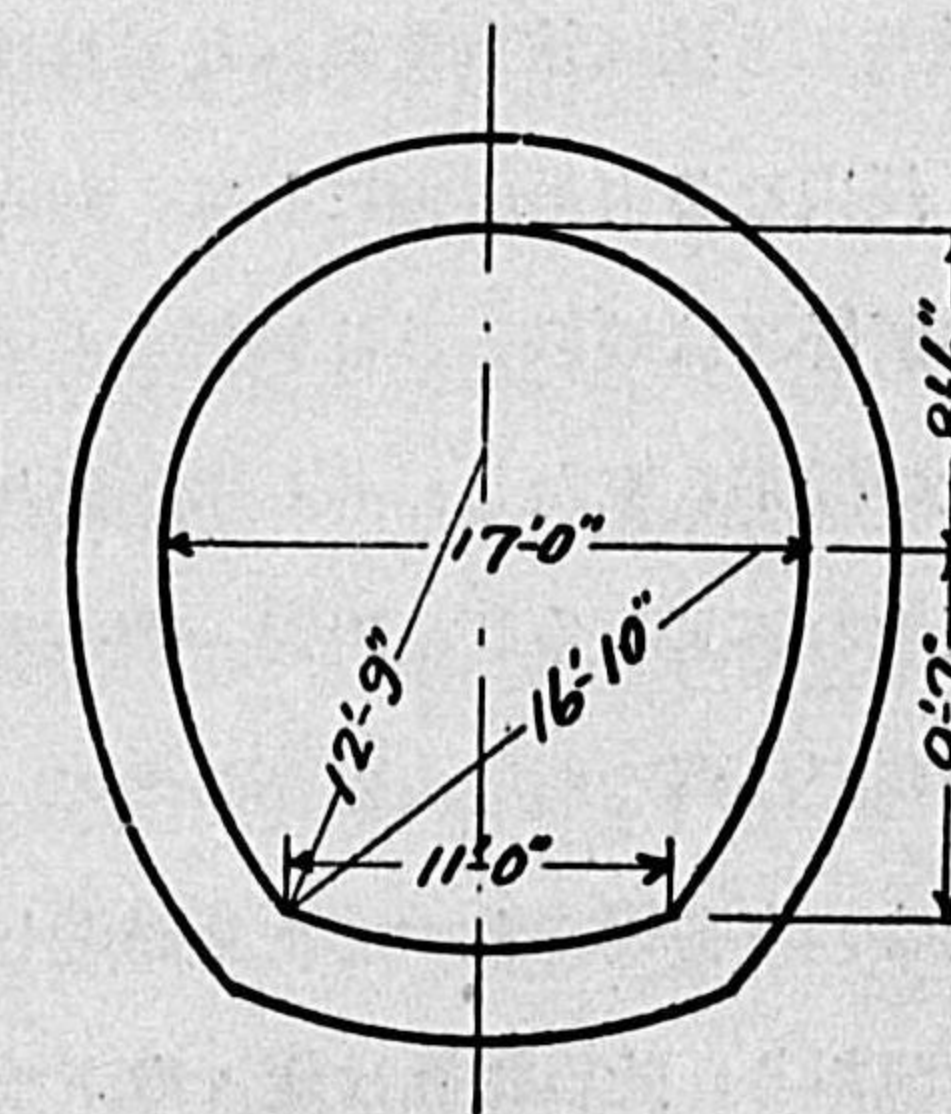
温泉余土、第三紀層の粘板岩の風化せる粘土、油頁岩等の軟弱なる地質の中には、掘鑿する時は相當硬くして屢々火藥を必要とするが如きものも、掘鑿後時日が経過するに従つて膨脹し始め、其の土壓は強大にして、之を支ふる何物をも、眞綿にて首を締むるが如くに破壊せざれば止まざる觀があるものがある。

然して掘鑿の當初は、一時掘放しにしても導坑位の大きさならば差支へなき程であつて、其の後約二三週間にして土壓が働き始むる。此の間に掘鑿し覆土の疊築を終れば土壓が小さいのである。

斯る土壓の作用は到底普通の剛體力學又は粒集體の土壓理論では説明し得ない。寧ろ是等の地質は局部的には固體であるが、全體としては飴の如きプラスチックのものと看做す可きである。剪斷試験其他の示す所によれば、其の休息角は殆んど零に近く、掘鑿後膨脹し始むれば、四方より等しく土壓が加わり、床が上昇し、流體の壓力の如き土壓が加はる。

然して周囲の土を支ふる支保工が破壊し掘鑿断面が縮小しても、土には相當粘着力があるため、決して陥没崩壊しない。

斯る地質に於ては、上部からの土壓にのみ強



第 9 圖



固にして、横からの水平土圧には弱い従來の形は不適當であつて、仰拱をも含めて圓に近き形とするを要する。第9圖は其の一例であつて房總線嶺岡山隧道の斷面形を示す。

### 6 隧道の地表に及ぼす影響

隧道より地表に至る高さ大ならざる時、其の附近に家屋、土藏等があれば、掘鑿に伴ひ地盤が弛みて沈下し、其の沈下が不規則ならば家屋等の構造物に狂を生じ、甚だしきときは地破れして家屋が傾斜する。

隧道上の覆土の高さ低き所は、絶対に地表に影響を與へずして掘鑿し得る方法がない。地表が多少沈下しても、隧道が完成すれば少しも危険でないのであるが、地破れや、壁の龜裂、家屋の傾斜は住民の神經に觸り恐怖を感じしむるものである故、豫め之に備へなければならぬ。

掘鑿以前の狀態をそれとなく調査して置き、沈下が生じたる時之と比較す可きである。然して住民には説明して理解を求め、尙相當の補償を至急なす方が問題を紛糾せしめない。

一般に地表まで淺き所は、掘鑿に伴ひ常に地表の狀態に注意し、必要によりては測量觀測して、地表に現はるゝ龜裂の狀態及び沈下の量を知り、之によつて掘鑿施工方法に注意を與へなければならぬ。

長大なる山岳隧道にして、地表に溪谷あり水田あり人家あるものは、隧道掘鑿中斷層又は熔岩、或は岩脈より多量の地下水が湧出する場合、地表に於て地下水位の低下を來たし、井戸水が渴れ、泉の湧水が止まり、溪川の流量も減じて灌溉用水の不足を生じ、附近一帶の渴水問題を惹起する。

我國は到る所に火山があつて、此の火山よりの噴出物により形成せられたる地質は、多孔質であつて水を滲透し易く、多量の地下水を含有する。又到る所に斷層があり、此の斷層は屢々地下水の通路となつて居るので、長大隧道では、何處かに於て此の地下水に出會ひ、隧道内に湧出する事を覺悟しなければならぬ。

隧道掘鑿に原因し、地下水位の低下する傾向がある事が地方の人達に知らるゝと、平素干魃の際用水に不足を生じて居たものをも、皆隧道工事の責任として、損害の補償を要求さるゝ事がある。それ故に隧道に多量の湧水ある時は、直に地表の諸水流の流量及び井戸の水位の觀測を始め、之を繼續して、如何なる程度に隧道工事が影響したかを判斷する證據とするを要する。

一般に地下水位を直接觀測する事は困難であつて、附近の雨量と、河川の流量とを觀測し、一定の雨量が、河川の流量に、隧道の湧水後如何に變化して現はるるかを知り、間接に地下水低下の狀況を推定し得るのみである。地下水位が低下すれば、小さき水流は渴れ、少し位の降雨量があつても、川に水が流れない様になる。

是等の關係は丹那隧道の附近一帶に於て觀測せる結果を參考として研究され度い。

雨量及び流量の觀測を愈々開始すれば、引續いて精密に規則正しく行ふに非れば信頼する結果を得られない。雨量觀測は、流域の適當の地點に雨量計及び蒸發計を置いて行ひ、流量は水路の所々適當の所に觀測用の堰を置いて、之によつて計る。三角形又は矩形の堰にして鋭角の椽にし、規定通りに建造し、周圍より洩水を絶無にしたるものは、之により極めて正確なる流量を知る事が出来る。

### 7 工事上よりの隧道の種別

工事の方法により普通の山岳隧道を大略次の四種類に區別する事が出来る。

(a) 手掘り (b) 機械掘り (c) 長大隧道 (d) 特殊隧道

隧道の延長が短くして、線路の其の區間の竣功期限が他の工事によつて制せらるゝ時は、急いで隧道を掘鑿するに及ばない。斯る隧道は普通手掘りとするのが最も經濟的である。然し隧道の延長が長くなり、之によつて竣功期限の制せらるるものは、隧道其のものゝ工事費が多少増加しても、其の竣功期限を早むるのが鐵道全體としては經濟的である。相當長き隧道にては、一般に其の大半の地質は



岩石であつて、岩石中に早く隧道を掘鑿するには鑿岩機を使用しなければならぬ。

手掘りと機械掘りとの別るゝ延長は、其の線路の竣功を急ぐか否かによつて異なるも、普通片口から工事する延長が 1 km を超せば機械を使用するのが経済的となる。手掘り隧道の最大延長は 5,000 尺片口から 3,000 尺と見れば大差はない。

國境山脈を貫くが如き長大隧道に於ては、其の延長大なる故、掘鑿の搬出、工事材料の隧道への運搬等に電車を使用しなければならぬ。且つ其の位置は交通不便の山奥にある事が多いので、労働者の收容小屋、工事係員の住宅、工事材料及び日用品の配給設備、傷病者のための醫院等諸種の施設を要する。清水隧道の如きは、従事員の子弟の爲めに特に小學校をも設け、兩口に各々入口 1,500 人以上を有する一時的の村が出来た。長大隧道に於ては、進工を早めるために、あらゆる施設をなしても経済的であるのは言を俟たない。

地質不良にして、隧道を造り得るや否やが技術上の問題となるが如き所では、完成時期などは考へずして、如何なる方法を探れば安全に工事を爲し得るかを案出しなければならぬ。其の工事方法は地質に應じて特殊のものを必要とする。

### 8 手掘り

延長短き隧道は鑿岩機を使用せず、地質柔軟なる時は鶴嘴を以つて掘鑿し、岩石は手錐と手槌にて鑿孔し、ダイナマイトを填充して爆破する。

掘鑿の順序は最初に導坑を掘り順次切り擴ぐる。以前は最初に頂設導坑を掘りたるも、此の頃は底設導坑を最初に掘る事が多い。

頂設導坑の缺點とする所は、導坑に湧水ある時に、此の水は中背其他の切擴げ階段に於て瀧をなして流れ落ち、此の部分の作業の妨害となる事と、頂設導坑、丸形切り擴げ等上段の掘鑿より生ずる礫の運搬の爲めに、切擴げ階段が邪魔になる事である。

底設導坑では湧水は最初より施工基面を流れ、又切擴げの礫は皆底設導坑の屋根に落し、漏斗により土運車に積む故、他の作業



第10圖

の妨害とならぬ。只底設導坑の支保工だけが餘計物となるが、之は切擴げの礫を積むための礫棚に利用し得、其の費用は礫搬出の便に比しては遙かに小さい。

岩石に手掘りにより導坑を掘鑿するには、通常其の加背を 7'×7' 又は 8'×8' とし坑夫 3~4 人が手錐を以つて鑿孔する。

錐は徑 6 分の錐鋼を使用し、錐の刀形は一文字、蛤形及びポイントの別があるが、最も普通に使用されるゝは一文字である。一文字刃の兩端は使用中に磨滅して、自然に蛤形となる故、始めより蛤形にする方が能率が宜しいとして、蛤形を好む者あるも、刃先きを造るには一文字の方が便利であつて、従つて鋭く堅固なる刃を得る。

手錐による孔徑は一般に 0.8~1.0 寸であつて、孔深 2.5 尺を超す事は困難である。平均 1 本の孔深は 1.0~2.0 尺であつて、堅岩にては 1 尺より深くしない。1 本の錐にて掘り得る深さは 1.0~1.5 寸であつて、其の間に刃が磨滅する故、錐を充分多数用意しなければならぬ。又錐燒にも注意して、錐鋼の材質、燒入れの温度及び方法に就きて、鑿岩機の錐同様職人を指導するを要する。

導坑に於ては孔の間隔を平均 2 尺とするのが有効である。手掘りに使用するダイナマイトは小形ダイナマイトであつて、導坑の如き一開面壁には、孔の深さの 50~70% の深さに火薬を填充すれば、岩石の「起き」の能率が善い。掘鑿の歩掛り、及び所要火薬量、1 日の進工尺は岩質の硬軟により異なる。

鑿岩する孔の深さは、堅岩では坑夫 1 人一交替 3 尺、普通の岩石では 4~5 尺を標準とする。一晝夜の掘鑿進行は 2~6 尺を標準とする。使用火薬量は導坑の 1 立坪當り 12~20 封度である。

切擴げ掘鑿の工費は、普通導坑掘鑿の平均約 60% と見る。

### 9 鑿岩機壓氣機及び送風管

鑿岩機。

壓搾空氣によつて動かす鑿岩機は、現在に於て完成の域に達した。鑿岩機が將