

曲振動をなすときは、共振点がづれてこの点では安定であることを示したものである。

圖-5b)

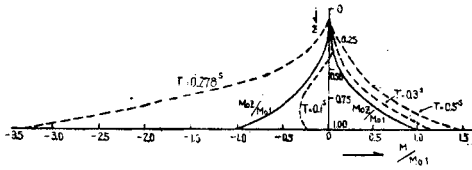
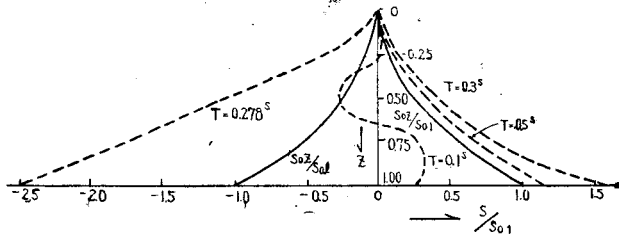


圖-6a)



V 結 語

以上によつて重力堰堤の如き基本三角形体の空虚時

及び貯水時の極めて簡單化された條件の下に於ける振動の解が得られた訳である。これから重力堰堤の耐震上の従来の取扱いの成立範囲が略々察せられる様になり、又振動論的に取扱う一つの手掛りが得られたと云える。

然しながら前述の如く地震現象は、こゝに仮定した如き單純なものではなく、その影響を適確に設計に迄取入れるには程遠いものと云はねばならない。問題を2次元的な振動に限つて考えただけでも、振幅週期の刻々変化する複雑な波が來る場合の取扱い、共振週期に近い波の來る場合の取扱い等が何等かの形で解決されねばならない。又一方各種の實驗的研究や實際の堰堤の振動観測、堰堤地点の地震動調査等の實測も併行して行われねばならない。

何れにしても非常に困難なそして広範囲な問題が残つているのであつて、今後の研究に俟たねばならない。

常磐線小貝川橋梁改良工事について

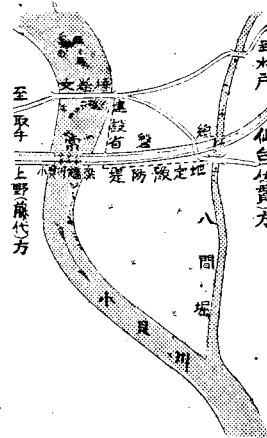
正 員 田 中 倫 治\*  
正 員 西 龜 達 夫\*\*

Synopsis The following pages are devoted to explain about performance of the clear-span expansion work recently made on Kogai-gawa Bridge on Joban Line located between Fujishiro and Sanuki.

I 緒 言

本工程は常磐線藤代佐貫間小貝川橋梁(日暮里起点44.218km)の径間拡張(橋梁延伸)工事であつて、昭和23年11月着工、24年9月竣工したものである。圖-1でわかる様に小貝川の川巾は常磐線が渡河する附近では、その上流の國道橋文卷橋附近に比し約50m狭く、而も鉄道の築堤が堤防から堤外へ、右岸で約20m左岸で約30m突出してゐた。従つて鉄道としては川の中の築堤が洪水時に危険であり、又川としても狭い川巾を一層狭くしてゐる悪影響が多いので、之を改良する爲径間を拡張することになつたものである。たまたま建設省関東地方建設局でも此の附近で小貝川の左岸場所を圖-1の様約50m移動させる計画があつたので、鉄道としては新しい堤防の位置

圖-1 橋梁附近平面圖 (Fig. 1, Plan-Neighbourhood of the Bridge)



に合せて日暮里方(右岸側)に約13m岩沼方(左岸側)に約80m拡張したのである。

又小貝川の増補計画から考えれば鉄道橋梁は現在より約1.1m昂上しなければならないが、そうすると藤代駅の昂上又は移轉の必要を生ずるので、今回は建設省との設計協議の結果一應昂上の問題は切離して径間拡張のみを実施することとなつた。

\* 日本國有鉄道東京鉄道局新橋工事部  
\*\* 同上

## II 工 法

1. 方針 径間拡張工事には種々の工法が考えられるが、此の例の様に複線の場合の工法を列挙すると次の様になる。

- a. 路線変更
- b. 仮線を敷設して施工
  - i) 仮線一線の場合
  - ii) 上下線共仮線の場合
- c. 列車間合を使つて施工
- d. 単線に切換えて施工

之等の方法につき相互に比較したのであるが、簡単に記すと a は言い換えれば渡河点を変更することになるが、本工事の場合橋梁前後の駅間距離が短く(約 2 km)且橋梁の前後は何れも高さ約 6m の築堤であつて路線の変更は経済的に考えられないこと明かである。b は良い方法であつて之が出来れば工事は営業線から離れて施工出来る爲種々利点はあるが、約 1 年間に列車を通す仮線を敷く事は本工事では 1 の方法程ではないまでもやはり経済的には良い方法ではない。c は b に比し仮設費は少いが、列車間合を使つて施工すれば必然的に作業に民間的制約を受けて工期が長くなり、且列車を通してゐる爲程安全度の高い工法を採らなければならないことになる。d は複線を一時的に単線にするのであるから運轉の面に無理が出来るわけであるが、それさへ出来れば此の場合経済的にも運轉関係の了解を得て d の方法が採られた。然しながら当時常盤線の此の附近の列車回数は上下統計で 74 回あつたので、單線区間出来るだけ短くする爲橋梁の位置構築上に信号扱所を造つて佐貫駅構内とし、そこで藤代駅とで單線運轉とした。閉塞方式は單線自動閉塞で、單線区間距離は 770m である。

後で詳述するが本工事は途中で洪水に遭つた被害が大きいため、台風期から翌年の梅雨期迄に工事を完了することが最も望ましく、従つて工期は約 8 ヶ月と考えられたので、之が上記 4 方法の選定に大きな要因となつたことは云うまでもない。

2. 切取 d の方法で單線に切換えて施工するとして、列車を通してゐる方の線に対しては土留をしなければならない。然るに上下線の線路中心間隔は 9.60m で橋脚基礎の間隔は一番狭い所では 1.60m しかないので、高さ 6m の築堤(橋脚基礎迄は 12m)を階段状に切取ることが出来ないで、一平面で土留しなければ

ならない。従つて本線土留として長さ 8m の鋼矢板を上下線の間に線路に平行に打込んで、列車の通つてゐる側の築堤の土留へすることにした。

3. 根掘 次に後述の様に基礎は杭打としたのであるが、杭を打つ迄の根掘(高水層以下基礎取石の下端迄)を行う爲には通常次の 3 方法が考えられる。

- a. 箱枠
- b. 鋼矢板
- c. 根掘用仮井筒

之等に就いて経済的に又工期的に詳細な比較検討を行つたが、結論として鋼矢板による根掘は最高價でその他は箱枠の方が幾分安價であるが大差なく、危険性及び杭打コンクリート打設其の後の施工に対する容易性の上からコンクリート仮井筒が最も適してゐることとなつたので、c の方法を採用した。

## III 設 計

1. 設計の要点 工法の大綱は上記の様に決定したが、設計に當つては特に次の 2 点が重要な要因として考慮された。

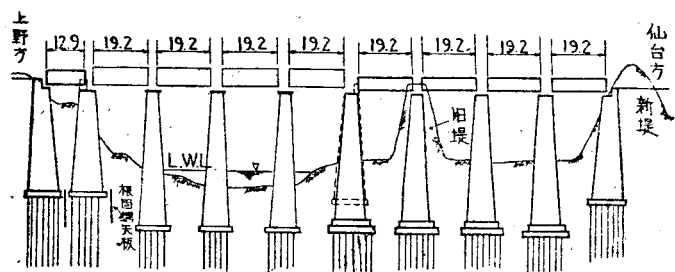
a. 複線を單線に切換えて施工する爲、工事現場のすぐ傍を通る列車に対して絶対安全を期すべき事。

b. 若し工事なかばに出水すると工事の進捗が阻害されるだけでなく、片側のみ切取つた不安定な状態の築堤が水を受けることになつて危険であるから、III-1 に記した様に工期は秋の台風期から翌年の梅雨期迄万一同くても翌年の台風期迄に完成することが必要である。

以上の 2 点を中心として、其の他地質、在來橋梁の状況等普通の考え方で次に記す様な設計が順次決定した。

2. スパン割 建設省の川巾拡張量が在來桁の支間(19.2m)の略 4 倍となつてゐたので、新桁も 19.2m を使用することとした。但し藤代方は 12.9m を使用することにした。(圖-2 参照)

圖-2 橋梁縦断面圖  
(Fig. 2, Longitudinal Section of the Bridge)



3. 基礎 地質は上層部的 6m は細砂と粘土との互層又は混合層であるが、その下は青色粘土層が数 m 続いてゐる。そこで摩擦力に頼る基礎とすべきであるが、井筒にすると工期が長くなるので、一應杭

打ということにして試験杭打を行ったが、その結果表 11.00m 末口 0.21m の杭で所要の強度が得られることがわかった。在來橋梁の基礎も記録に依れば 36 尺の杭を打つてある。尙実際に施工した時上総掘に依り地質を調べてみた処、11m の杭を打つと丁度その尖端が青粘土層の下にある荒砂の層に届くことになり、又杭の支持力もその附近迄打込むと急激に支持力が増大するのを確めた。(第 8 号橋脚) 尤も地質はかなり変化にとみ、相隣 32 本の杭で全然異つた傾向を示した場合もあつた。杭の配置は井筒の形に制約されたが、井筒の中の限られた面積を最も能率良く利用する様に設計した。(圖-3)

尙基礎ではないが、関連が深いから、根掘用の井筒の設計に就いて一寸記しておく、之は II-ii にも述べた様に上下線の間中に打込んだ鋼矢板にあまり接近させることが出来ないで、その間隔(鋼矢板壁中心線より井筒の外周迄の最端距離)を 8.0m に決めて、荷重の方から定つた基礎杭の所要量 55 本が打てる様に井筒を設計した。実際には対称の関係で橋脚では 56 本打つことにした。又橋台の方は杭の所要量が 50 本であるから井筒の設計は同様として杭の配置の

筒が現橋台の基礎を包含するものとなつて非常に大きくなり却つて高價になるので、之のみは鋼矢板で締切つてコンクリートを取毀し、根掘することとした。然し在來の基礎杭がどの様になつてゐるかは根掘してみないと判らないので、従つて新しく橋脚としての基礎杭をどの様に打つべきかは予め決定出来ないから、根掘を終つて後旧基礎杭 3m を打込んで不足の杭を打増しする場合と、旧基礎杭の頭を 3m 切つて不足する杭をその周囲に打増しする場合との 2 様の設計を用意して根掘を行った。その結果は、下り線の場合は旧基礎杭を打下げて尙強度の足りない所では旧基礎杭間に新しい杭を打ち、且橋台を橋脚にした爲線路に直交する橋脚中心線に対し杭を対称に配列するには旧橋台の裏側に杭が 1 列不足するのでその不足杭を打増した。然し上り線では旧基礎杭は非常に強く、頭を 3m 切つてもその強度は変らなかつたので、上記不足杭 1 列のみ増杭した。

4. 軀体 通常の軀体コンクリートの参考図に従つて下部鉄桁に合う様に設計したが、唯將來線路を 1.1m 揚上することを考へて、軀体表面の傾斜をそのまゝとして 1.1m 上に継ぎ足した時に、天端の中が丁度正規の中になる様に設計した。

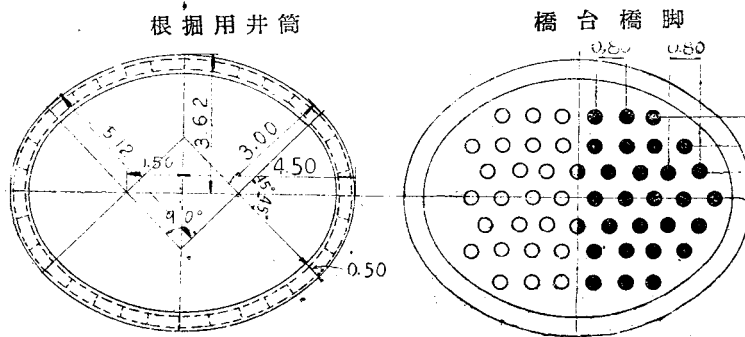
5. 鉄桁 前述の様に支間 12.9m 及び 19.2m であるが、規格及び數量は上下線共、KS 18 下路鉄桁支間 12.9m 1 連・同支間 19.2m 4 連宛である。

IV 施工

1. 大要 工事は軌道関係を除いては請負とし、鹿島建設株式会社が施工した

圖-3 根掘用井筒及び基礎杭配置圖

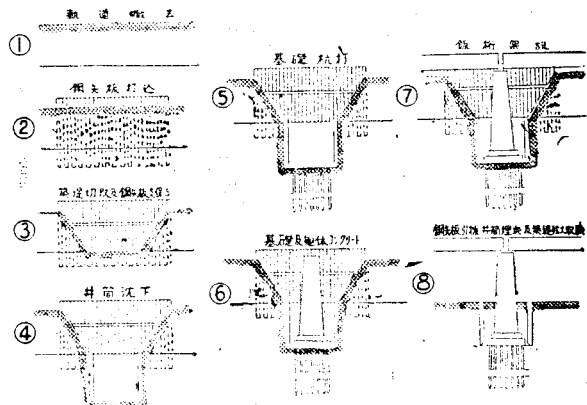
(Fig. 3, Wells and Foundation Piles)



みを変えた。其の結果は圖-3の通りであるが、井筒は 2 つの円曲線に依る擬似楕円で内径は長径 8.00m 短径 6.24m で厚サ 0.50m である。設計は無筋コンクリートで計算したが、用心のため下部に  $\phi 18\text{mm}$  の鉄筋を入れた。沓部の構造は地質が上述の様な処であるから、特別の形は採用せず又保護もしなかつた。双口の角度は  $45^\circ$  である。

次に第 5 橋脚(旧佐貫方橋台)は新しい川の略中央になるので在來のまゝでは根入れが約 3m 足りないから、取毀して根入れを他の橋脚と同じ深さまで下げることにしたが、取毀しの関係上井筒を沈めることは困難であるのと又井

圖-4



が、その大要を模式的に示すと圖-4 の様になる。

本工事では土捨、諸材料機械類の搬入等を考慮して、下り線に先に着工した。先づ上下線の間の本線土留用の鋼矢板を打つ。之は各橋台橋脚を作るべき位置にのみ打ち、その中間は工事が終る迄切取らないことにした。切取が終れば井筒を造つて沈下させ次いでその中に基礎杭を打ち、基礎栗石基礎・躯体コンクリートを打上つて、別に組立て、おいた鉸桁を架設し線路を敷設して、互線の切換を行い、列車運轉を始めるのである。以下順を追つて施工の要点を記す。

2. 本線土留用鋼矢板 各橋台橋脚の位置に水平延長 13.6m 宛、旧橋台の位置では 8m 宛打込んだ。型式は日鉄及びラルゼン式、共に II・IV 型で、1 枚の打込深さは 8m 以上、打方は障子櫓に依つた。之は下り線が竣功して上り線の施工中に二又に依り引抜いた。

3. 切取 桁の架設に支障する爲、旧築堤は FL から 2m 切取つてから鋼矢板を打つたのであるが、それ以後の各橋台橋脚位置の切取は人力に依り切取りトロにて土捨した。唯切取の後半では旧築堤の法尻の擁壁コンクリートの爲、トロをホイストで捲上げた。切取が進んで FL から 3.5m 迄下つた処で鋼矢板の支保工を入れた。之の計算には鋼矢板の撓を計算してそれ自身の剛サで土圧の一部を受けさせる様にしたが、I 型钢(250mm×150mm) 3 本を重ねて腹起とし、杭圧材には溝型钢(250mm×90mm) を 1 ヶ所に 2 本宛方杖型に支えさせた。型钢の寸法はもつと適当なものが使いたかつたが、当時在庫のものを使つて設計した爲この様な寸法となつたものである。型钢の連結はボルトに依り、杭圧材の基礎はコンクリートを場所打した。

4. 根掘 切取が終つたらそこに井筒を造つたがそのコンクリートは下り線ではデリックに依り、上り線では一部を除きタワーに依り施工した。又工期が短い爲各橋脚共夫々型枠を造つて、交互の轉用は行わなかつた。但し上り線に対しては下り線のものを轉用した。後述の躯体コンクリートの型枠についても同様である。

井筒の沈下は湧水を 4 吋のポンプ 1~2 台で替へつ素掘に依り沈下させた。下り線では荷重をかけなくても下つたが、藤代方橋台だけは双口より約 1m 掘越しても下らないので、水を張つて爆破に依り底に振動を與えた処稍と時間を経て沈下した。上り線でも大体順調に沈下したが、第 6 橋脚では湧水が甚しく素掘が出来なかつたので、軌條荷重をかけながらオレンジピールバケット(容量 8 切)で水中掘を行った。

橋台筒の深さは 3.4m だから 1 ロットで打ち、橋脚は 6~8m だから 2 ロットに分けて打つた。沈下速度は平均して 1 ロット目は 1 日(実動 20 時間)約 70cm, 2 ロット目では 30~40cm であつた。下り線の 2 ロット目では細砂が流入してきてその爲地山が割れ、上り本線の築堤が沈下し且線路が下り線側に引かれて、その保守に相当心配したが幸い事故はなかつた。

佐貫方旧橋台は、ジャックハンマーで穿孔してダイナマイトに依り列車間合を使つて爆破しながら取毀し、地上部の取毀しが終つたら鋼矢板を周囲に打つて更に取毀し根掘を続行した。下り線では異物の爲矢板の間の水洩れがひどく、又根入が足りないと思われる所もあつて、矢板を 2 重に打つた所もある。上り線では鋼矢板の打込深さを 10m とし特に打込に注意して、地中で鋼矢板の溝が外れたのではないかと思われる時は引抜いて打直した。又打込む前に鋼矢板の曲り、溝の開き等に充分注意し、その修正に相当の人員をかけた。次に鋼矢板の引抜は殆ど二又に依つた。

5. 杭打 主筒の上に鋼矢板を渡して、その上に障子櫓を立て 750kg の重錘で真中打した。

上下線共橋脚の基礎杭は打込の途中で杭が浮上つた。というのは杭を約 5~6m 打込むと、重錘を持ち上げる時杭が一寸浮上り、之を繰返すと次第に浮上りの

寫眞-1



量が增大して遂に 1 回の打撃に依る打込量と浮上り量とが同じくなくなつて打込不能となつたのである。之は數時間放置すると締つてきて、再び打始めても浮上らなくなるので、下り線では 1~2 日置いて打つたがその爲段取替の時間が多くなつて能率は良くなかつた。

そこで上り線では寫眞-1 の様に杭の頭にワイヤーを緊締してそれを下向きに引張つてホイストに依り重錘の 1 撃毎に引締めながら杭を打込んだが、之で完全に杭の浮上りを防ぐことが出来た。

6. 基礎及躯体コンクリート 杭打が終れば栗石を入れて蛸搗しその上に基礎コンクリート、躯体コンクリートを打つたのであるが、基礎及躯体は配合 1:3:6W/C 60% とし、桁座附近では配合を 1:2:4 とした。特に本工事では躯体コンクリート打に電気振動機を使用した。コンクリート強度は試験の結果平均し

て、躯体で  $\sigma_7 = 60 \text{ kg/cm}^2$ 、尖端付近で  $\sigma_7 = 150 \text{ kg/cm}^2$  であつた。

7. 鉸桁架設 鉸桁は分解して輸送されるので、一應之を藤代駅に降り橋梁トロにて列車間合に藤代方橋台西方の上下線の間を集積して、そこで組立・鍍銀を行つた。

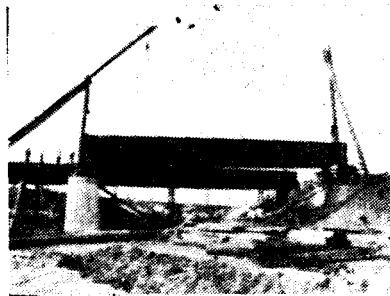
寫眞-2

次に各橋台橋脚間に残つてゐる築堤の一部を利用してスティジングを組み軌條桁を載せてその上に本線軌條を敷設し旧橋梁上の本線軌條と連結して、橋梁トロの上に載せられた桁を1連宛移送し、佐貫方から逐次架設した。(寫眞-2)



据付の方法は、桁が到着すると両端を橋脚(又は橋臺)上に立てた二又で吊上げ、トロを藤代方に逃し、スティジングを倒して橋脚の上に組んだ枕木サンドルの上に先づ桁をあづけ、次に片側宛二又で吊つてサンドルを外しながら桁の据付を終つたのである。寫眞-3は今トロを逃してスティジングを倒しサンドルにあづけた処で、向ふ側に見えるのは既に完了して列車が通つている下り線である。

寫眞-3



## V 各種試験

施工中種々問題があつたのでその都度試験的に色々の方法をとつてみたが、その中参考となる事項について簡単に記しておく。

1. 基礎杭打 始め試験杭を打つた時の一例に依ると、打込直後の支持力は打込んで72時間経た後の支持力に比し約48%少い事が判つた。之は今迄多くの人に依り指摘されている処であるが、その量は地質その他の状況に依り異なるのであるから、夫々の工事で基礎杭を打つべき場所に就いて試験を行えば、その結果をその現場に應用出来る筈である。本工事では下り

線藤代方橋台で杭の打込直後の支持力の50%を杭の数日後の支持力としたが、その後桁架設して列車運轉を始めてから既に5ヶ月になるが何ら異状は認められない。

上り線の橋脚では丁度上層の砂を含む層を切取つて青粘土層に基礎杭を打込む様になつた処もあつたので(第8号橋脚)、此の層の締り方を見る爲に11mの杭を6m迄打込んで一時打込を中止し48時間後再び打込んでみたが、打込を中止した時の1回の打撃に依る杭の沈下量は8.6cmあつたのが、48時間後には0.7cmとなり、引続き50回打込んだが沈下量は2.9cmにしか増大しなかつた。又第1日目に10m迄打込んだ杭を48時間後再び打込んでみたが、3.4cmの沈下量が0.7cmに減じており更に37回打撃を加えたが沈下量は殆ど変化なく、最後の沈下量は0.6cmであつた。いづれも重錘は750kg、落錘高は3.0mである。尙此の外基礎杭については種々興味ある事があつたが之等については別にまとめようと思つている。

2. コンクリートポンプ 石川島重工業株式会社の依頼により本工事の末期にコンクリートポンプを試験的に使用してみたが、まだ試作品を始めて現場で使用してみた程度で充分な数値的結論は得てゐない。詳細は省略するが使用後の感想を記すと、1 一般に骨材の最大径及び粒度、セメントの配合及びウォーカビリティーが適当であれば、此の機械で施工すれば良いコンクリートが得られる。2 コンクリート打の足場等は節約出来るし又ミキサの位置を移動させないで広範囲の施工出来る等種々の利点はあるが、隧道等の狭い所ではパイプの操作があまり容易でないから必ずしも適しているとは言えない。3 此の機械では橋脚コンクリートの様に骨材の最大径を特に小さくする必要のない様な場合では適当でない。従つて本工事の様な場合に対しては、少くとも無筋コンクリート標準方書に示す範囲の、もつと大きな骨材を使用出来る様に設計したものが適当である。4 機械自体については、ピストンの位置、バルブの機構その他に尙多くの研究すべき点がある。要するにコンクリートポンプは、適当な場所でその機械に良く合つた種類のコンクリートを施工する時のみ良好な結果をもたらすものであるから、機械技術者も土木技術者もその様な考えに立脚して研究すべきであろう。

## VI 工事数量其の他

1. 工事数量 主な工事数量を挙げれば表-1の通りである。

表-1

工事種類	単位	数量	備 考
切 取	m <sup>3</sup>	14,800	
盛 土	〃	3,300	
根 掘	〃	3,000	
鋼天板打			
本練土管	m	76	打込深さ8m
根掘用土管	〃	80	打込深さ10m
井筒沈下	〃	55	
基礎杭打	本	556	本径0.21m長11.00m
コンクリート打			
基礎コンクリート	m <sup>3</sup>	520	
躯体コンクリート	〃	1,590	
コンクリート取扱			
旧橋台コンクリート	m <sup>3</sup>	340	
張コンクリート	m <sup>2</sup>	640	厚さ0.20m
橋型コンクリート	m <sup>3</sup>	150	
飯桁組立架設			
H518 2間 129m	連	2	下路飯桁
H518 2間 192m	〃	4	

2. 工事用機械 使用した主な機械器具は表-2の通りである。

3. 工費其の他 総工費は軌道関係、仮建物等を合して約 80 000 000 円であり、第1回単線切換は昭和 23 年 11 月 10 日、上下線開通は 24 年 8 月 26 日で、この間が 290 日あり全工事の従業労務者数は延 85 000 人である。

VII 結 言

以上で常盤線小貝川橋梁改良工事についての概略の説明を終つたのであるが、之に関してはさきに上り線

表-2

品 名	品質規格	数量	使用場所
重 錘	1 Ton	1	試験機打
	750kg	3	鋼天板基礎機打
	600kg	3	---
鉄 塔	高さ 18m	2	コンクリート打
ミキサー	14.17	4	コンクリート打
	10.17	1	---
コンプレッサー	50HP	1	穿孔鉄錘24Vハンマー
ジャックハンマー	R39	2	穿孔用
コールドハンマー		1	コンクリート取扱い
リベットハンマー		2	鉄釘用
エアーハンマー	マキタ製 63	1	水中鉄釘取扱
クラムセレンバット	12寸	2	水中鉄釘
プレチンボルトバット	8寸	1	---
ジャッキ	35T 12.17	4	飯桁組立移動
	35T 12.14	3	---
	15T	4	---
コンクリート振動機	電気式	3	コンクリート打
塔 吊 車	電気式	1	鋼天板加工
	足踏式	1	---
ホキスト	容量 15~20T	12	コンクリート塔吊車
	複用 25~30T	9	
ポンプ	7-ポンプ 12~3	3	コンクリート塔吊車用
	7-ポンプ 4~6	12	井筒降氷用
	ヒューズ 4~6	6	---
モーター	50HP	1	コンプレッサー用
	75~30HP	56	ホキストポンプモーター用
変圧器	容量 15KW	4	---
	20KW	3	
	三相 100KW	2	
軽便軌道	16 号	5km	---
鋼天板	日鉄式 I II 型	2,900m	線延長本線土質規模
	ラレド式 II 型	1,600	---

の工事中「交通技術」に紹介した事がある。尚目下工事誌を編集集中であるが細部にわたつて詳細に記録しようと思つている。

(19頁から)

$$\frac{\sin(k-2)\alpha}{\sin(k-1)\alpha \pm \sin\alpha} = \frac{ST'}{SS''}, \cos\alpha = \frac{T}{S} \dots (7)$$

上式に於て左辺復号中上号は連続板の y 軸に平行な中線に関して斜対称形挫屈に、又下号は正対称形挫屈に対応する、又  $k=\infty$  の時は前同様 (5) 式に一致す

(20頁から)

しかし正方形であるから  $C_{AB,1} + C'_{AB,1}$  と  $C'_{CD,1}$  は等しい筈であるが、最初のうちはそうならない。従つて両者の平均をとつて次の計算に移る。このような計算を  $m=1, 3, 5, \dots$  に対して繰返すわけである。

以上の計算を機械的に行うのであつて、この結果固定辺の曲げモーメントが求められる。従つて不静定構造物の不静定量が求められたこととなり、板中点の撓みその他は容易に求められる。

4. 矩形板の場合(圖-1)には準備計算の量は正方形の 2 倍となる。まず辺 A を固定して辺 C に移り更

る。実際の計算結果は径間数  $k$  の増加に伴ひ  $P$  或は  $Q$  の値は極めて急速に一定値に収斂する事が解り、事実上 4 径間以上に対しては自由端辺の存在する場合は (5) 式に依り挫屈荷重を決定する事が出来ると考えられる。

に辺 A にもどつて固定する場合と辺 C より始めるのと 2 通りの計算を必要とする。この両者の平均をとればよい。

5. 以上述べた方法により四辺固定矩形板の問題は連立多元 1 次方程式を解くことなく、機械的に解き得る。特に正方形以外の場合手数は半減する。

参 考 文 献

- (1) S. Timoshenko: Theory of Plates and Shells; 1930, p. 222
- (2) 著者: 土木学会論文集第 4 号 (昭 24. 6) p. 1