

河西橋に関する報告及び研究 (其の5)

アーチ式支保工に就て

正會員 横 道 英 雄*

要 旨 河西橋に関する報告第2編の第6章で、本邦最初のアーチ式支保工に就て述べしものである。支保工に用ひた拱は支間 18.5m 拱矢 3m の木造の繫拱で、拱肋は厚板を 6" 釘で綴合したものであり、繫材には径 44mm の鋼索を用ひ、拱には豫載荷重としてコンクリート荷重と等量の土砂を載せて常に一定荷重を保たしめ支保工の沈下を僅少にした。本文は之に関する設計及び施工につき述べ、又繫材に使用した鋼索の伸びについても論及したものである。

目 次

第6章 アーチ式支保工	4 繫材用鋼索の伸び
1 概 説	5 支保工沈下
2 設 計	6 結 び
3 施 工	

第6章 アーチ式支保工

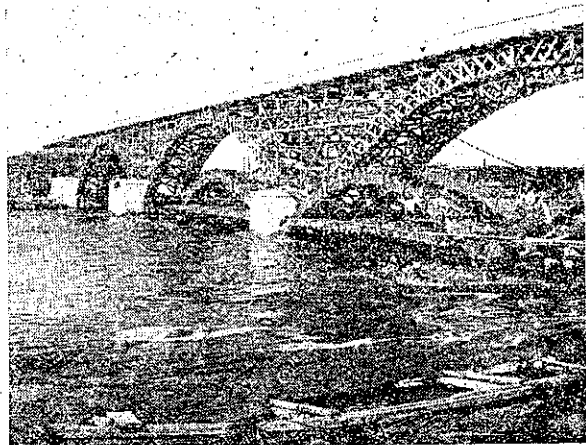
1. 概 説

鉄筋コンクリート橋の長径間となるに伴つてその支保工としての木造架構が重要視され、工法も種々採用されるに至つた。就中木造のアーチを支保工に使用することは長径間コンクリート拱の施工に例が多く、佛國では支間 186.4m のコンクリート拱橋に木造結構拱を拱架に使用した例さへあるが、コンクリート桁橋の型式では未だに餘り例がなく、多くは舊態依然として杭打式支保工が主に施工せられてゐる状態である。然るに杭打式では河中に多數の杭を打込んで支柱を樹てるため、工事中の出水に遭遇した際に杭の脚部が洗掘せられて沈下又は流失等の災害を受け易く、従て之を防止するために河流を適當區分に締切り、締切區間を先づ施工して逐次他徑間に移つて行くと云ふ迅速な方法を用ひるのが通例で、之が爲工期の延長を來し、又締切工に相當の工費を要する等の缺點を伴ふ結果となる事が多い。

以上の缺點に鑑み本橋では既に屢々述べした如く、比較的締切容易で出水の被害も少いと豫想せられる高水敷の徑間に對しては杭打式を採用するも、

低水敷徑間たる第 7, 8, 9 の 3 徑間に對してはアーチ式支保工を採用する事にしたのである。これにより出水時は安全に流水を流下させる事が出来るので(圖-78)、施工時期を選ばず、他の杭打式と同時に並行して施工する事が出来たので著しく工期を短縮したのである。而して本橋に於て施工した木造アーチは從來コンクリート拱橋の拱架に用ひられた二鉸構拱でなく、繫材を有する板桁拱の型式となし、その拱肋は 8cm

圖-78. 出水中のアーチ式支保工

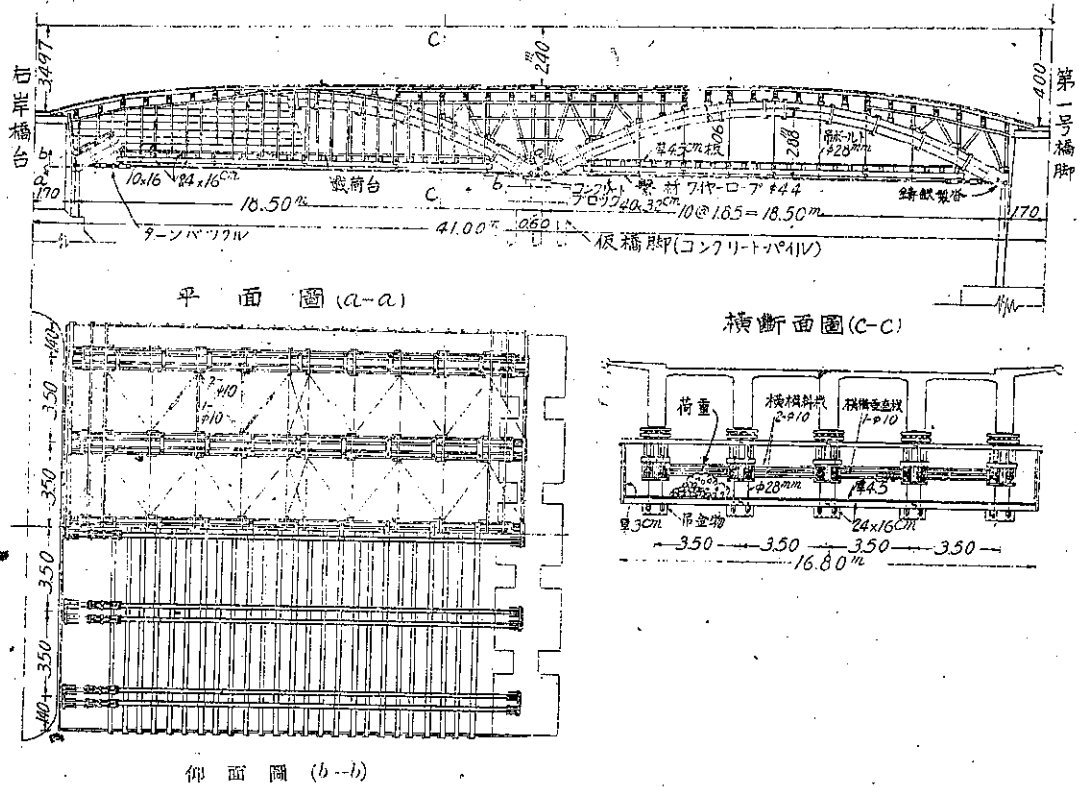


又は 16 cm の厚板を釘で合成したもので、繫材には直径 44 mm の鋼索を用ひ之を工事中の最高水位以上の高さに設けて流水の流過に支障なき様にし、アーチには豫め上部橋體コンクリートと等重量の土砂を豫載

1) Die Albert-Loupe-Brücke bei Brest, die Größte Eisenbeton Bogenbrücke Frankreichs, Zentralblatt d. Bauverwaltung Nr. 18, 1931.

* 工學士 北海道廳技師 河川課勤務

圖-79. アーチ式支保工側面圖 (第 9 徑間)



荷重として載せ置き、コンクリート打施工中は之と並行して漸次土砂を落させて拱には常に一定の荷重を與へる様にしたのである。この豫載荷重を載せたのは、之によりて拱に常に一定荷重を與へるのでコンクリート打施工中に拱の變形を生ずる事少く、従て支保工の沈下も少いので橋體コンクリートの硬化中に龜裂を生ぜしむる如き悪影響は殆ど見られなかつた。この様に支保工として豫載荷重を載せた木造鑿拱を架設する合理的施工法は本邦は勿論歐米に於ても寡聞にしてその例を見ない所であつて今後長徑間コンクリート橋に推奨したいと考へるのである。

本工法で苦心をした所は、拱肋の構造及び組立て、支點の構造、鑿材に用ひた鋼索の伸びの調節、豫載荷重の載荷及び取除き、拱の移設等の諸問題であつて以下之に就き順次述べたいと考へる。尙ほ本工法に先立ち、實物の 1/10 の縮尺に模型を作つて強度試験を行つてその安全度を確めると共に拱の變形狀況を調査観測をしたのであるが之に就ては別に稿を改める事とす度い。

2. 設 計

アーチは最初 1 徑間 41m に對し 1 支間のものとする豫定であつた。之は出來得れば河中に何等の工作物を置き度くないからであつたが、橋體がゲルバー桁であるため桁下の空間が狭小で充分な拱矢をとる事が困難であつた。それで徑間の中央にコンクリート杭を打つて假橋脚 1 基を作り、この上に支間 18.5m 拱矢 3m の拋線形の木造アーチを 2 連架ける事にしたのである (圖-79)。

拱は橋體主桁の直下に 1 本宛据ゑたので 1 連の拱は橋の全幅では合計 5 本より成り、最初右岸橋臺付きの複線着桁の支保工を組立てるため第 8 徑間の右半分と第 9 徑間に計 3 連を架設して同部分の橋體が出來上つてから之を第 8 徑間の左半分及び第 7 徑間に移設して拱を 2 回使用としたので製作した拱の數は 3 連分 15 本であつた。圖-79 は第 9 徑間に於けるアーチ式支保工の側面圖を示すものである。

拱肋は圖-80 にその一部詳細を示す如く、8cm 及び 16cm の厚板を釘で合成したものである。この釘

付け材を用いた木造拱の例はソ聯のイルクーツでアンガラ河に架けた支間 80m のコンクリート拱橋の支保工に支間 32.3~41.7 m の木造 3 絞拱を用いたものがある*。拱肋は圖-80 の断面 (a) 及び (b) に示す如く 2 個の矩形断面から成り、この矩形断面は幅 32 cm 高さ約 60 cm で、中心距離 58 cm の間隔に配置される。拱肋の總斷面積は 3840 cm² であるが、継手では特に添接板を用ひず、拱肋を組立てる板の半

数がその儘他の半數に對し添接板として働く様にしたので、引張及び曲げモーメントに對しては全體の 1/2 が有效斷面積となる。然し壓縮に對しては頂頭繼手の効率を 75% とすれば全斷面の 87.5% が有効となる。

拱に働く荷重としては上部橋體コンクリート、型枠及び支保工の自重である。この内コンクリート荷重は普通活荷重と見るべきであるが、本設計では既に述べた如く之と等量の豫載荷重として土砂を拱に載せて置く

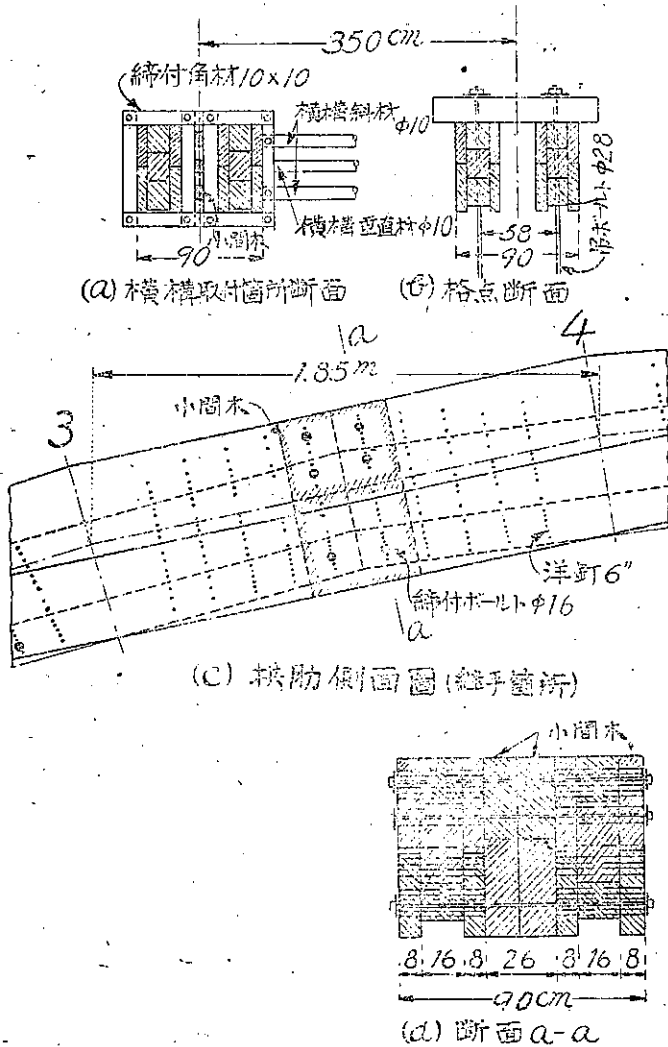
ので死荷重と考へてよく 11.47 t/m となつており、型枠及び支保工の自重は夫々 0.46 t/m 及び 1.05 t/m となつた。尙この外に活荷重として 0.5 t/m を考慮することとし、又溫度變化 ± 30°C 及び風荷重をも考へた。以上の垂直荷重によりて生じた最大曲げモーメントは拱頂に於ける 18.35 mt、同じく最大向心剪斷力は起拱點の 3.96 t、最大軸壓力は起拱點の 231.05 t、最大縁應力は格點 4 の 95.5 kg/cm²、最大水平反力は 186.43 t、同じく垂直反力 124.69 t に達した。尙溫度變化に因る水平反力は ± 3.47 t である。

拱肋を組立する釘の配置は圖-80 にその一部を示してあるが、釘は徑 5.1mm 長 6" のものを用ひ、木材の纖維方向では釘の直徑の 30 倍即ち 15 cm 以上の間隔とし、又材端からは 20 倍の 10 cm を離すものとし、纖維に直角方向では 4 倍の 2 cm 以上の間隔に打つた。この間隔は木材に割れを生ぜしめない様に實驗的に決めたものである。釘 1 本の支持力は板の厚、釘の徑及び長に關係があつて實驗式を作る事が困難であるが、前記ソ聯のアンガラ河橋では

$$N = 0.8 d^2 / \sqrt{N_1 \cdot N_2} \dots (1)$$

なる實驗式を用ひてゐる。但し N は釘 1 本の許容支持力 (kg)、 d は釘の直徑 (cm)、 N_1 は木材の許容支壓強度 (kg/cm²)、 N_2 は釘の許容抗曲強度 (kg/cm²) で、 N_1 として青木 80 kg/cm²、堅木 110 kg/cm² を、 N_2 として 1800 kg/cm² を用ひてゐる。(1) 式は板の厚さの

圖-80.



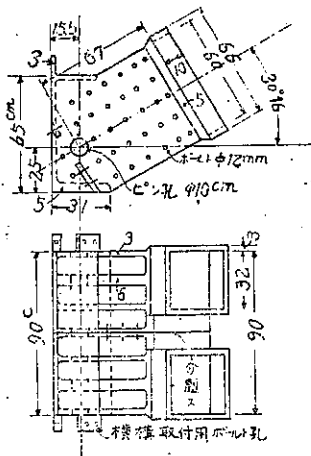
* E. L. Chelebnikov: "Noiled Timber Centering for Concrete-Arch Bridge in Russia," E.N.R., April 16, 1936.

項がないので不完全な式であるが、個々の場合につき実験的に N_1 を決定するに於ては大差なき値を示す様である。本設計の如く釘の長が板の厚の約 2 倍に過ぎない場合には N_1 として木材の繊維に平行な壓縮強度の許容値を用ひてよく本例では $N_1=100 \text{ kg/cm}^2$ を用ひたので釘 1 本の支持力は

$$N=0.8 \times 0.51 \times \sqrt{100 \times 1800}=88 \text{ kg}$$

となつたが之は實驗値に大體一致した。拱肋の繼手の中間に打つべき釘の所要数は、繼手に働く剪力、同じく軸壓力及び水平目地に沿つて働く水平剪斷力に對して充分なものとすべきであるが、軸壓力は繼手自身にも 25% 負擔させた。尚ほ繼手には安全のため小間木を入れて拱肋全體を 16 mm のボルトで締つけた(圖-80 (c), (d))。

圖-81. 沓



5本の拱の間には拱肋に沿ひ徑10cmの青木丸太を以て横構を取付けた。之は風荷重に抵抗させるのみでなく、拱肋が軸壓力に因つて挫屈するのを防止するに役立つもので、横構には挫屈に因りて生じた側方よりの水平剪力が荷重となつて働く譯である。この剪力は既に第2章の(2)及び(3)式で與へた値を採つてよい。横構の部材を取付ける位置には拱肋の周圍を10×10cmの角材で締付けて結合に便ならしめた(圖-80 (a))。

拱肋の支端には圖-81に示す如き鑄鐵製の沓を穿かせて安全に反力を傳へ得る構造とした。この沓は附屬の機械工場直營製作で約1.4tの重量である。圖-82はその据付け状態を示す。この沓は30個製作したの

で45tの鑄鐵を要したが、使用済後は取毀して高欄金物の鑄造に利用した。

緊材には鋼索を用ひたが、之は徑44mm 37本線6撚り中心麻入りコンポジション塗、保證破斷力10.48tのものである。拱1本につき鋼索4本を使用した。荷重によりて生ずる鋼索の伸びはターンバックルを締めて調節し、拱の支間は常に一定となる様に保つた(圖-83)。

豫載荷重として土砂を載せるための載荷臺は格點毎に拱肋より徑28mmのボルトを吊下げてその下端に24×16cmの縦根太を吊り、この上に同寸法の横根太を約62cm間隔に架け渡した。後表面を4.5cm厚の敷板を張つて作つた。徑間中央の假橋脚に用ひた鐵筋コンクリート杭は對邊距離35cmの八角形断面を

圖-82.

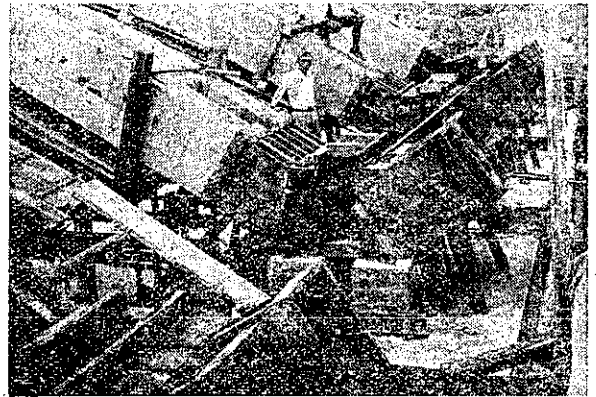
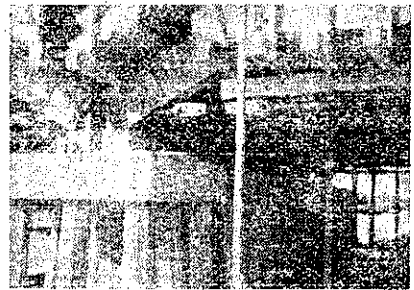


圖-83.



有し、根入り3mに打込み、その頭部は厚60cmの鐵筋コンクリート床版で聯結した。床版上には40cm角高さ32cmのコンクリートブロックをのせて、その上に沓を据へた。

3. 施工

先づ現寸圖により拱肋各部の板材の寸法を取り之を

6' 釘で綴合して拱肋の一部を作り之を順次架設場所に運搬する(圖-84, 85)。拱の組立ては圖-86, 87 に

圖-84.

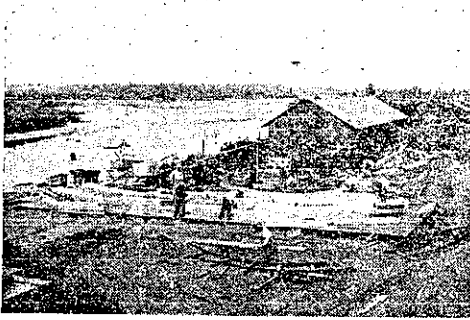


圖-85.



示す様に總て足場丸太で組んだ拱架の上で行ふ。最初に杓を所定位置に据へて鋼索を張渡した後に拱肋を組立てゝ行く。次いで載荷臺、横構を取付ける。

豫載荷重に用ひる土砂はトローリーで運搬した(圖-

圖-86.

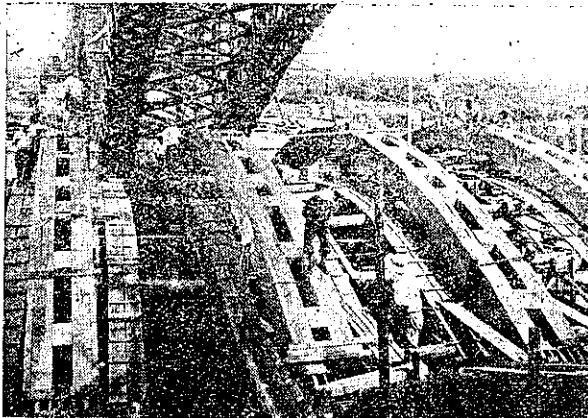


圖-87.

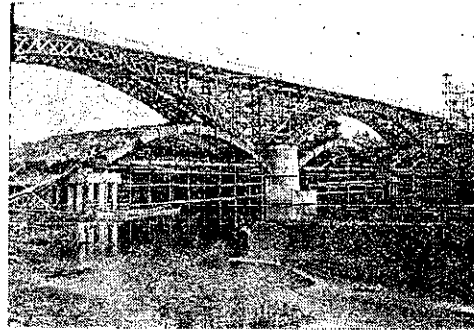
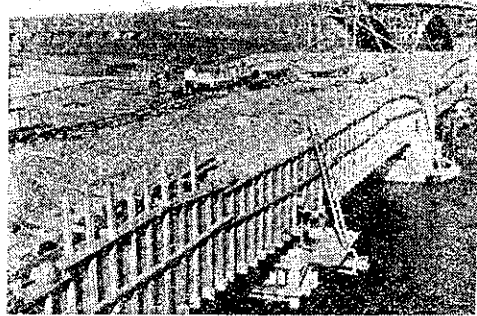
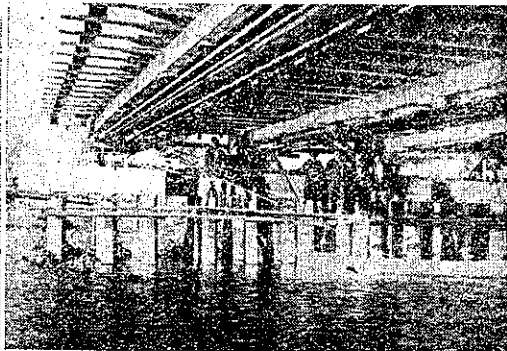


圖-88.



88)。荷重の増加に伴ひ鋼索の伸びが増加するが、それ従てターンバックルの締付けも困難となり、圖-89に示す如くターンバックルの孔に長 1.8 m の金挺を挿し込みその先端にロープを結び付け之を滑車で1/4の力に減少させて6人の手で引張つて辛ふじて締付けたのである。豫載荷重の運搬が終了してから型枠及び鉄筋を組立て、次いでコンクリートを打つ。このコンクリート作業中は土砂を等量丈け落下させて拱には

圖-89.



常に一定の荷重が働く様にしたのであるが、この土砂の落下は必ずしも常に時々刻々に打つコンクリート量と正確に一致させる程の必要はなく連続して打つコンクリートの重量と等量の土砂を同じ時間内に落下させればよいのであつて、その中間の時刻では多少の差は大した影響はないのである。かくして拱の變形を殆ど無くする事が出来た。土砂を落下させるには圖-90の如く、豫め載荷臺に各格間及び拱間に1個づゝの孔を開けておき、之に大いさ40cm角、高30cm位ひの箱 a を重ねて積み、人力によりてこの孔より土砂を投入落下させて土砂表面の降下するに従ひ漸次 a を1個宛取外して行つた。第9徑間では支保工及型枠組立後越年して春になつてからコンクリート打ちを行つたので、土砂が凍結してふた爲之を砕いて落下するのに非常に苦勞をした。圖-91は

圖-90.

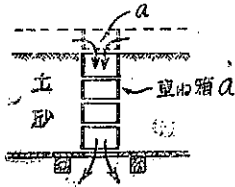


圖-91.

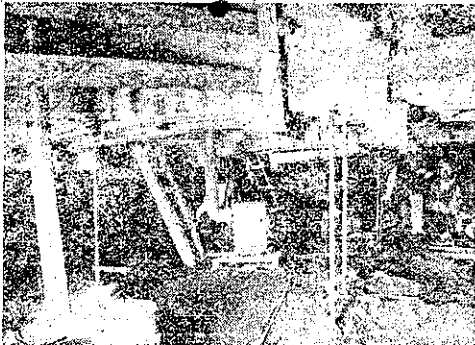
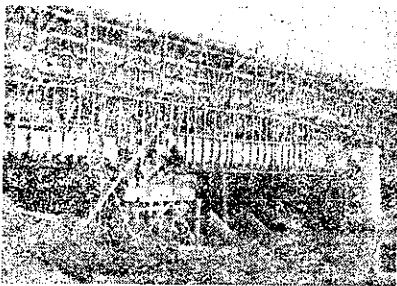


圖-92.

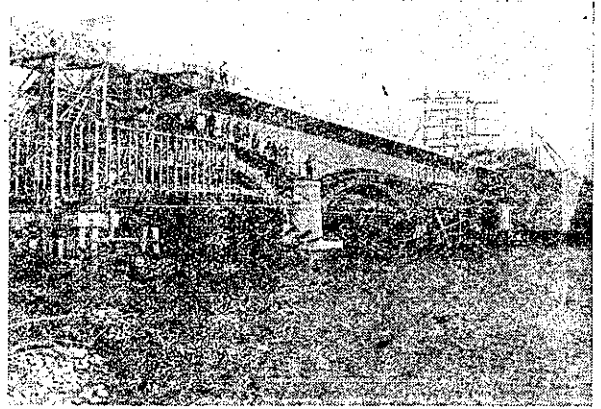


載荷臺の内部でストーブを焚いて室内の温度を上昇させ乍ら作業してゐる狀況を示すもので、前上方に大き

く見えるのは拱の肋材で、所々に載荷臺を吊つてゐるボルトが2本宛下つてゐるの見える。圖-92は第7徑間の作業中を側面から見たもので、落下した土砂が所々に堆積してゐるのが見える。

支保工の解体は、先づ主桁型枠の側板を取外してから次に拱全體を下げるを要する。拱は荷重により壓縮變形を受けてゐるから單にターンバックルを弛めたのみでは拱は原形に戻るために隆起する丈けで拱頂が下降する様な事はないであらうから、この時は沓の下にあるコンクリートブロックを靜かに壊して拱全體を下げればよいであらうと最初豫想したのであつたが、事實は之に反して、ターンバックルを弛めて支間を3~5cm増大した處拱頂も3~5cm下降したので、容易に支柱を取外す事が出来たのである。従てブロックを壊す必要はなかつた。圖-93は第8,9徑間でターンバックルを弛めた爲、拱が少し下つて支柱の一部は取外されて了つた所を示すものである。尙又、橋體型枠

圖-93.



の底板がコンクリート面から離れてゐる所も見てゐる。

前述の如くアーチ式支保工は2回繰返して使用したので、第1回終了後之を移設しなければならない。先づ第8徑間では右半分即ち橋脚P₁側にある拱を左方にそのまま持ち上げて移設した。圖-94は下流から見た所で、左方にP₁が見えるが、拱が1個宛移されてゐる所を示す。移動に際しては後方の沓は取外してこの端部を圖-95の如く吊上げ、前方の沓を迂り臺にして軌條上を走らしていつた。次に第9徑間の拱は第7徑間に移設しなければならないが、それには拱1本宛を圖-96の様に水上に倒して浮上させ、圖-

圖-94.

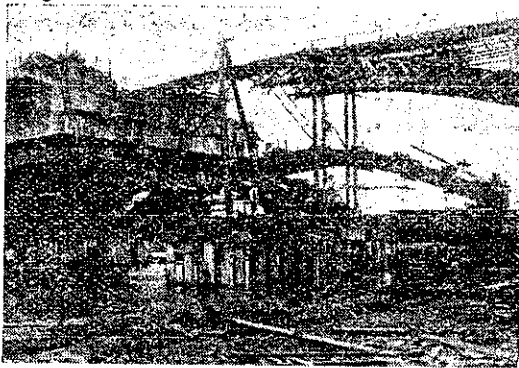


圖-95.

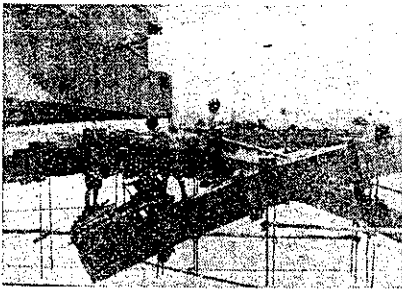


圖-96.

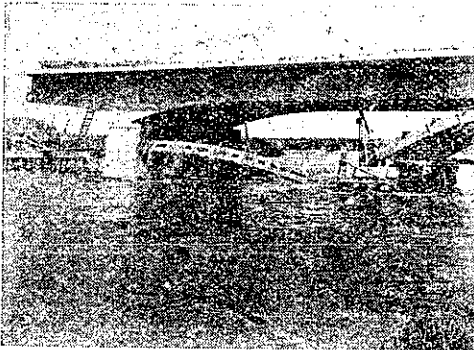


圖-97.

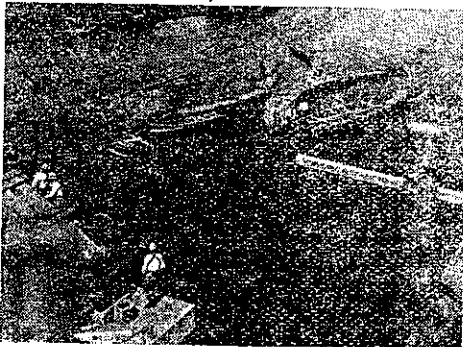
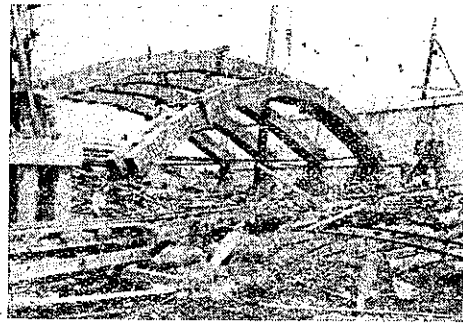


圖-98.



97 の如く岸に曳寄せてから1本宛トローリーに載せて運搬して圖-98 の如く中央を吊つて所定位置に据付けた。

4. 繫材用鋼索の伸び

繫材に作用した鋼索は径44 mm, 37本6 撚り中心麻入普撚りコンポジション塗, 保證破斷力 106.48 t のもので興國鋼線索株式会社製作に係るものである。鋼索の両端には圖-99 及び圖-100 の様にシンプルを取付け之に適合する滑車も附屬させて納入した。仕様書に

圖-99.

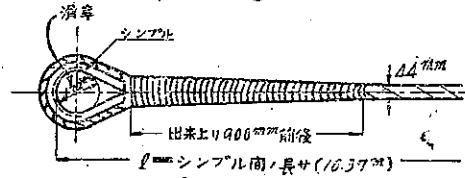
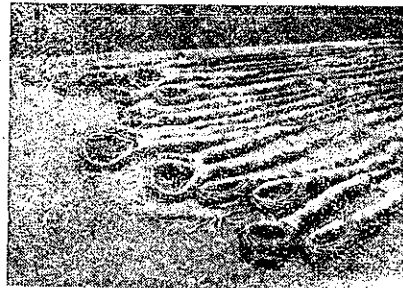


圖-100.



は鋼索の強度試験に合格する事, シンプル及び車を取付けたるものにつき70 位の引張試験を行ひたる場合有害なる缺點を生ぜざる事及びその伸展状況並に残留伸長を報告する事等を規定し, 之が検定を内務省土木試験所に依頼した。又ターンバックルによる調節量に限度があるので鋼索製品の長さの誤差は $\pm 5 \text{ cm}$ 以内

表-12. 鋼索強度試験成績 (昭和 18. 5~7. 施行)

試験回数	ドラム番 號	1 ドラムの鋼索の重量	1 ドラムよりとれる製品の數	試料番 號	鋼索直 徑	子繩の撚りのピッチ	ピッチと直徑の比	破斷荷重	試料の掴み間の長さ	摘 要
第一回	3	1480kg	10本	A 3	45mm	380mm	8.44	100.0t以上	1800mm	
	6	1770	12	A 5	45	370	8.22	79.2	1580	
	6	1770	12	A 6	44.5	380	8.54	83.5	1400	
第二回	1	1480	10	B 1	45	370	8.22	86.0	1740	
	2	1180	8	B 2	45.8	330	7.20	94.0	1730	
	3	1480	10	B 3	46	325	7.06	100.0 以上	1080	
	4	1480	10	B 4	45	370	8.22	84.4	1780	
	5	1480	10	B 5	45	375	8.33	77.0	1750	
第三回	1	1480	10	O 1	46	390	8.48	100.0 以上	1620	掴みの合金滑る
	2	1180	8	C 2	46	325	7.06	94.0	1680	
	4	1480	10	C 4	46	395	8.59	100.0 以上	1720	
	5	1480	10	C 5	46	395	8.59	100.0 "	1670	
	6	1770	12	C 6	46	330	7.17	100.0 "	1700	
	4	1489	10	D 4	46	330	7.18	100.0 "	1400	
第四回	1	1480	10	D 1	46	330	7.18	100.0 "	1440	索線の切れた音ありて中止
	4	1489	10	D 4	46	330	7.18	100.0 "	1400	
	5	1480	10	D 5	46	350	7.60	98.0	1350	
	6	1770	12	D 6	46	330	7.18	100.0 以上	1390	

に止める事としたが検査の結果は 11 本の手直しを必要とした。次に検定及び現場使用の状況につき少しく述べてこの種關係の參考資料としたい。

(1) 検定試験

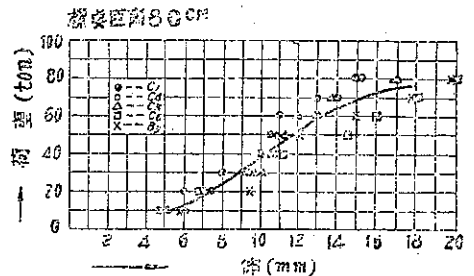
検定に必要な試験は總て内務省土木試験所に依頼したのであつて、以下はその報告より抜萃したものである。鋼索の強度試験には同所備付の水平型 100t 引張試験機を使用して 10 mm/min の速度で行ひ、製品の 70t 引張試験には東京製鐵工業株式會社備付のローレ式 150t 鉛鎖試験機を使用した。又鋼索強度試験用の試料は鋼索の端部の撚りを振して索線となし、此部分に溶融點の低い合金を鑄込んで試験機の掴みに適合させたものを使用した。

強度試験の結果は表-12 に示す如くで、6 個のドラムより試料を切取つて前後 4 回の試験を行ひ、最初は稍々異なる値を示したが後では大體許容すべき結果を示したので合格させた。試料端部の掴み金物を作るのが一様でなく、或場合には合金が滑出したり、又或る場合には少數の索線に過荷重が作用したりした事が

試験結果を不同にした原因ともなつた。

この強度試験の一部につき荷重-伸長曲線を作つた結果は圖-101 の如くで、土木試験所報告第 54 號に

圖-101. 鋼索伸量圖表



依れば、標點距離 1m に換算したる場合の伸び e を與へる式として

$$e = 0.18 W + 5.62 \text{ (mm)} \dots \dots \dots (2)$$

を誘導してゐる。但し W は荷重 (t) であつて、上式は W が 20~60t の間にある時曲線を直線と見て作つたものである。次に又試料 C₆ につき試験機の最

表-13. 加工鋼索の伸量表 (昭和 13. 7. 12 施行)

番 號	シンプル間の長及び伸び																
	負荷前	10t 負荷		20t 負荷		30t 負荷		40t 負荷		50t 負荷		60t 負荷		70t 負荷		無 荷 重	
	L ₁	長 L ₁₀	伸 L ₁₀ -L ₁	長 L ₂₀	伸 L ₂₀ -L ₁	長 L ₃₀	伸 L ₃₀ -L ₁	長 L ₄₀	伸 L ₄₀ -L ₁	長 L ₅₀	伸 L ₅₀ -L ₁	長 L ₆₀	伸 L ₆₀ -L ₁	長 L ₇₀	伸 L ₇₀ -L ₁	長 L ₂	残留伸 L ₂ -L ₁
1	16.465	16.615	15.0	16.655	19.0	16.695	23.0	16.730	26.5	16.775	31.0	16.825	36.0	16.880	41.5	16.700	23.5
2	16.350	16.435	8.5	16.480	13.0	16.520	17.0	16.565	21.5	16.605	25.5	16.655	30.5	16.710	36.0	16.525	17.5
3	16.510	16.600	9.0	16.650	14.0	16.695	18.5	16.730	22.0	16.770	26.0	16.820	31.0	16.870	36.0	16.700	19.0
平均	16.442																

大能力なる 100 t 迄負荷したる後、荷重を一旦除きて再び荷重を増加して伸びを測定したる結果弾性伸(残留伸を控除したるもの)につき毎 10 t の平均値を求めて、再伸張の場合の鋼索弾性係数として次の値を計算してゐる。即ち

標點距離 150 cm の場合

$$E_1 = \frac{PI}{PY} = \frac{10\,000 \times 150}{8.3 \times 0.165} = 1\,095\,000 \text{ kg/cm}^2,$$

100 cm の場合

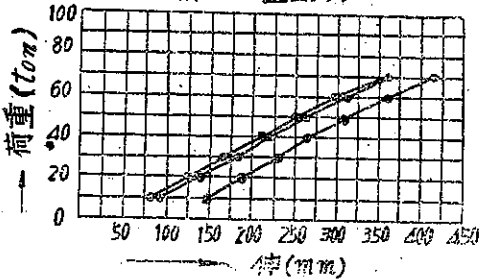
$$E = \frac{10\,000 \times 100}{8.3 \times 0.114} = 1\,058\,000 \text{ kg/cm}^2$$

.....(3)

次に加工した製品の 70 t 引張試験の結果は表-13 に示す如くで、この外に尙 3 本につきて試験したるも孰れも有害な缺點は認められなかつたので残餘の製品全部を合格させる事とした。圖-102 は表-13 を圖示したものである。土木試験所報告によれば、之より

圖-102.

加工鋼索の伸量圖表



長さ 1 m につきての伸びを與へる式として

$$e = 0.2565 W + 4.013 \text{(4)}$$

を與へてゐる。但し單位は mm である。之を前出 (2)

式と比較する時は稍々趣を異としてゐるが、之は前者は鋼索試料の伸びであり、後者は両端を加工した製品の伸びであるから引張に際して種々の變形を生ずるためであるとしてゐる。

(2) 實際使用時の鋼索の伸び

前項で檢定したる 60 本の鋼索は前後 2 回に互つて實際に拱の繫材として使用したが、この時に生じた鋼索の伸びはターンバックルの締付量を測定する事により求められた。又シンプル取付部附近に弛みを生ずる傾向があるので、第 2 回ではアーチ A につき之を測定した。その結果は表-14~16 に示す通りで之は豫載荷重に因る伸びを示すものである。この表で拱番號 A, B, C は第 1 回の配置に於て 3 連の拱に橋臺より順次に附した番號で圖-103 及び圖-104 に示されてゐる。1 連のアーチは 5 本から成つてゐる故、第 1 回の配置状態で上流から 1~5 號と番號を附して桁の區別を明らかにした。2, 3 及 4 號は車道桁即ち a, b 桁直下の拱を示し、1 及 5 號は歩道桁即ち c 桁を示すものであつて、鋼索の應力が異つてゐるので斯く區別したのである。又同表にある鋼索長 L は兩端シンプルの内法間の長でなく車の中心距離である。この表によれば、鋼索に生じた伸びの最大は第 1 回の B 3 の 21.5 cm で、最小は同じく第 1 回の C 4 の 9.1 cm となつており相當の開きがある。又各拱の平均値につきて見るに第 1 回は 14.0~19.05 cm、平均 16.83 cm、第 2 回は 11.7~13.59 cm 平均 12.87 cm で、一般に初伸張のものに比し再伸張のものが小さい値を示しておりその差は第 1 回に比し約 20% となつてゐる。又同表に於て x 印を附したものは製品檢收の際、長さに誤差があつて手直しを命じたものであり、○印を附

したものは製品につき 70t 引張試験を行つたものである。一度引張試験を行つたもので手直しを命じなかつたものは現場使用の際は再伸張となるので他の製品に比し伸量が少い筈であるが、表-15 の B2 の 2 號は 1 回目 13.7 cm, 表-16 の C4 及び C5 の 4 號は同じく 21.5 cm 及び 21.4 cm となつてゐて前者は稍々その影響を見るも後者では却て比較的大きい値となつてゐて明かな結果が現れなかつた。之は製品の両端が加工されてゐるため、この端部に弛みを生ずるに非ずやと考へられたので、第 2 圖では拱 A につきて之を測定したる處、表-14 に示す如く、 $\delta = 2 \sim 3.2$ cm の

弛みが生じてゐる事が判明した。

次に以上の結果より加工せる鋼索の弾性率を計算せんに先づ鋼索の斷面積を求めねばなる必要がある。然るにこの斷面積を如何に決定するかは目的により算定方法が異つてゐるので之を區別するを要する。この算定法には

$$\left. \begin{aligned} F &= \text{鋼索と同じ直徑の圓の斷面積} \\ F_0 &= \text{素線の斷面積に本數を乘じたるもの} \\ F' &= \text{鋼索の單位長當り重量より換算して} \\ &\quad \text{斷面積を求めたるもの} \end{aligned} \right\}$$

.....(a)

表-14. 繫材の現場使用時伸量表 (拱 A)-1.

拱 及 桁 番 號	鋼 索 番 號	購入時長 L (m)	第 1 回		第 2 回		
			組立時長 L_1 (m)	伸 ΔL_1 (cm)	組立時長 L_2 (m)	伸 ΔL_2 (cm)	端部弛み δ (cm)
A 1	1	16.205	16.25	14.5	16.34	12.0	2.5
	2	16.20	16.185	20.0	16.31	12.0	2.5
	3	16.205	16.22	15.5	16.31	12.0	2.0
	4	16.19	16.225	15.0	16.30	13.0	2.0
A 2	1	16.21	16.22	18.0	16.315	12.5	2.0
	2	16.21	16.22	14.5	15.333	12.0	3.0
	× 3	16.18	16.225	17.2	16.296	11.6	2.5
	× 4		16.225	16.9	16.284	11.8	3.0
A 3	1	16.21	16.22	19.5	16.307	12.0	2.0
	× 2		16.26	14.0	16.327	11.9	3.0
	3	16.21	16.26	16.6	16.327	10.7	2.5
	4	16.15	16.27	15.0	16.313	9.5	3.0
A 4	1	16.22	16.26	16.5	16.332	12.0	2.0
	2	16.22	16.25	17.0	16.337	11.9	3.0
	3	16.22	16.265	17.2	16.315	11.7	2.5
	4	16.22	16.27	16.0	16.315	11.5	3.0
A 5	1	16.21	16.295	12.5	16.330	11.5	3.0
	2	16.22	16.29	12.0	16.330	11.3	3.0
	3	16.216	16.285	12.5	16.317	11.1	2.5
	4	16.22	16.30	10.0	16.325	11.0	3.2
A 2, 3, 4 平均			16.245	16.53	16.317	11.68	2.62
A 1, 5 平均			16.256	14.00	16.319	11.74	2.52
平 均			16.249	15.52	16.318	11.70	2.58

表-15. 繫材の現場使用時伸量表(拱B)-2.

拱及桁 番 號	鋼 索 番 號	購入時長 L (m)	第 1 回		第 2 回	
			組立時長 L ₁ (m)	伸 ΔL ₁ (cm)	組立時長 L ₂ (m)	伸 ΔL ₂ (cm)
B 1	1	16.23	16.225	16.1	16.297	13.3
	2	16.23	16.26	15.5	16.499	13.1
	3	16.23	16.25	16.0	16.320	13.0
	4	16.23	16.30	10.3	16.312	12.9
B 2	1	16.21	16.308	14.0	16.345	13.5
	○ 2	16.18	16.27	13.7	16.302	13.7
	3	16.215	16.31	13.0	16.345	13.9
	4	16.24	16.23	21.3	16.336	14.0
B 3	1	16.215	16.32	17.0	16.338	14.3
	2	16.22	16.28	11.0	16.300	14.3
	× 3	16.18	16.217	10.6	16.272	14.3
	4	16.22	16.34	21.5	16.448	14.3
B 4	1	16.225	16.32	9.7	16.303	14.5
	2	16.225	16.21	15.5	16.267	14.5
	3	16.225	16.275	17.0	16.272	14.5
	4	16.22	16.37	13.0	16.372	14.5
B 5	1	16.244	16.255	14.3	16.315	12.3
	2	16.24	16.445	10.0	16.445	12.3
	3	16.24	16.245	13.2	16.350	12.3
	4	16.24	16.28	9.5	16.307	12.3
B 2, 3, 4 平均			16.288	15.28	16.325	14.19
B 1, 5 平均			16.287	13.12	16.356	12.68
平 均			16.287	14.42	16.337	13.59

の3方法が考へられるが、普通設計に當りては素線の断面積が不明なので F' 又は F'' を用ひる。通常見掛け断面積の F を用ひる事が多いので、以下之を用ひる事とした。使用鋼索に就て計算したる結果は

$$F = \frac{\pi}{4} \times 4.4^2 = 15.21 \text{ cm}^2$$

$$F_0 = \frac{\pi}{4} \times 0.21^2 \times 37 \times 6 = 3.49 \times 222 = 7.75 \text{ cm}^2$$

$$F'' = 6.97 \div 0.785 = 8.88 \text{ cm}^2$$

.....(a')

であつて、若し F, F_0 及び F'' を用ひて計算したる弾

性率を夫々 E, E_0 及び E'' とすれば

$$E_0 = 1.962 E, \quad E'' = 1.713 E \dots (b)$$

なる關係にある事が判る。

次に豫載荷重を載せたる場合に鋼索1本の受けたる張力及び断面積 F' を用ひて計算したる應力 σ の値は表-17 に示す如くである。この値と前出の表-14 ~16 より計算したる至の値を用ひて弾性率 E を計算すれば表-18 の如くで、端部の弛みを控除したる純伸量につき計算したるものは表-19 の如き結果となり尙ほ (b) 式を用ひて E に相當する E_0 及び E'' を計

表-16. 繫材の現場使用時伸量表 (拱 C) — 3.

拱及桁 番 號	鋼 索 番 號	購入時長 L_1 (m)	第 1 回		第 2 回	
			組立時長 L_1 (m)	伸 ΔL_1 (cm)	組立時長 L_2 (m)	伸 ΔL_2 (cm)
C 1	1	16.25	16.25	18.0	16.275	17.8
	2	16.245	16.258	15.2	16.260	16.9
	3	16.25	16.29	17.7	16.322	14.0
	4	16.245	16.245	19.5	16.325	12.2
C 2	1	16.26	16.20	20.8	16.335	11.0
	2	16.26	16.23	18.0	16.310	12.1
	3	16.255	16.258	17.2	16.24	13.2
	4	16.255	16.253	21.7	16.317	14.4
C 3	1	16.28	16.271	23.9	16.338	12.1
	× 2	16.33	16.243	18.7	16.285	12.3
	× 3	16.18	16.217	19.3	16.30	12.5
	4	16.21	16.223	20.4	16.30	12.6
C 4	× 1	16.255	16.315	17.5	16.327	12.8
	○ 2	16.25	16.227	9.1	16.30	12.8
	× 3	16.245	16.267	20.1	16.322	12.8
	○ 4	16.23	16.205	21.5	16.295	12.8
C 5	× 1	16.25	16.337	19.8	16.329	13.8
	○ 2	15.25	16.305	20.0	16.30	13.7
	× 3	16.25	16.284	20.9	16.322	13.7
	○ 4	16.28	16.331	21.4	16.295	13.6
C 2, 3, 4 平均			16.242	19.05	16.306	12.62
C 1, 5 平均			16.285	19.06	16.303	14.34
平均			16.259	19.05	16.304	13.31

算して一括したるものは表-20 の如くである。

但しこの場合注意すべきは以上計算したる彈性率は孰れも所謂割線彈性率であつて、所謂切線彈性率とは異なる。即ち應力-歪曲線を描きたる場合、前者は原點と曲線上の點とを結ぶ割線の歪軸となす角の正切をその値とするに反し後者では曲線に對して引いた切線の歪軸となす角の正切であつて、前者で計算したる伸量は負荷當初よりの全量を與へるが後者では與へない。前項の (3) 式は切線彈性率を示すもので一般に割線彈性率に比し大きい値を與へる。

表-20 の一覽表によりて明かなる如く、端部の弛みを考慮しないで(即ち伸びの中に弛みを含めたる場合) 計算したる見掛け彈性率は $E = 241\ 000 \sim 256\ 000$ 、平均 $251\ 000\ \text{kg/cm}^2$ 、素線斷面積に本數を乗じて計算した E_0 に對する眞彈性率(假稱)でも $E_0 = 479\ 000 \sim 502\ 000$ 、平均 $458\ 000\ \text{kg/cm}^2$ と云ふ値を示しており、普通文獻に示されてある $700\ 000 \sim 1\ 400\ 000\ \text{kg/cm}^2$ に比し著しく小さい値と云はねばならない。尤も端部の弛みを伸量より控除したるものにつきて計算すれば $E = 308\ 000\ \text{kg/cm}^2$ 及び $E_0 = 722\ 000\ \text{kg/cm}^2$ となつ

て辛ふじて普通文獻の範囲内に入り得る。

端部の弛み s を荷重に比例するものと假定すれば
表-17 の張力及び表-19 にある最終弛みより任意張力 $P(t)$ に因りて生ずる s (cm) は

表-20. 使用鋼索の弾性率一覽表

弾性率 (kg/cm ²)	端部の弛みを考慮せぬ場合			考慮せる場 合
	第 1 回	第 2 回	平均	第 2 回
E	244 000	256 000	251 000	368 000
E_0	479 000	502 000	458 000	722 000
E'	418 000	439 000	430 000	631 000

a, b 桁 $s = 2.62 \times \frac{P}{32.9} = 0.03 P$

c 桁 $s = 2.52 \times \frac{P}{28.7} = 0.088 P$

平均 $s = 0.084 P \dots\dots(5)$

となる。又表-20 の真弾性率 E_0 を用ひて製品鋼索の伸量を求めれば

$$\Delta L = \frac{L \cdot P}{F_0 \cdot E_0} \times 100 \times 1000 + s$$

$$= \frac{L \cdot P}{F_0 \times 722000} \times 100000 + 0.084 P$$

$$= \left(0.1385 \frac{L}{F_0} + 0.084 \right) P \dots\dots(6)$$

徑 44 mm の場合は

$$\Delta L = \left(0.1385 \frac{L}{7.76} + 0.084 \right) P$$

$$= (0.0179 L + 0.084) P \dots\dots(6')$$

となる。但し ΔL は伸び (cm), L は鋼索長 (m), F_0 は素線斷面積に本數を乗じたるもの (cm²) である。

又若し F_0 が不明の時は鋼索の徑と同じ圓の面積を F (cm²) とし、表-20 より見掛け弾性率 E を用ひて

$$\Delta L = \frac{L \cdot P}{F \cdot E} \times 100000$$

$$= \frac{L \cdot P}{F \times 251000} \times 100000 = 0.399 \frac{L \cdot P}{F} \dots\dots(7)$$

を得べく、徑 44 mm の場合は

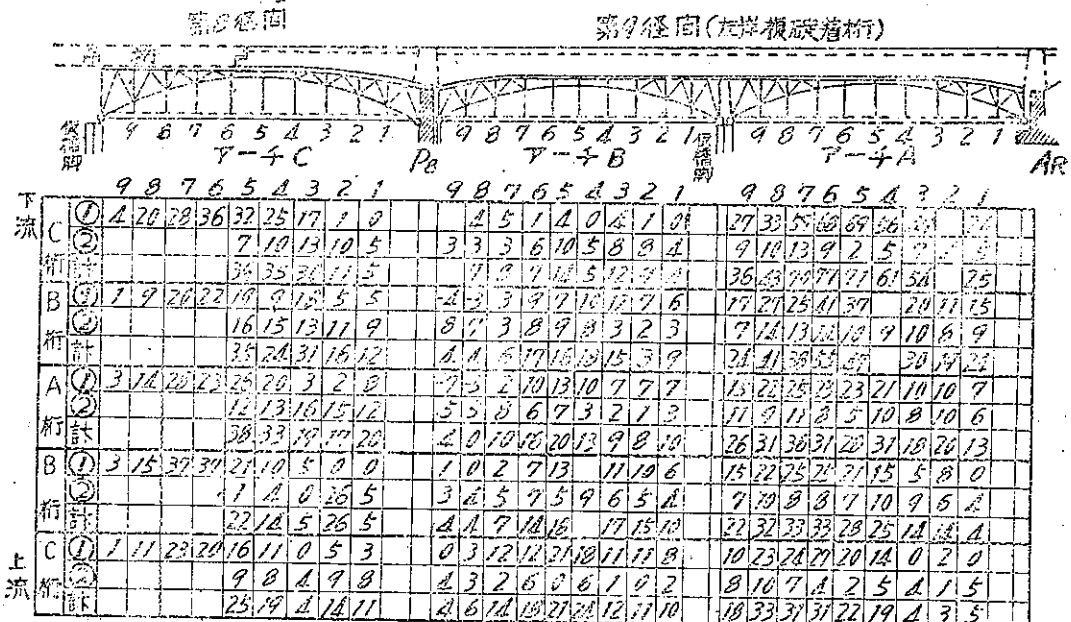
$$\Delta L = 0.399 \frac{L \cdot P}{15.21} = 0.0262 L \cdot P \dots\dots(7')$$

となる。以上の (5), (6), (6'), (7), (7') の 4 式は端部を加工してシンプルを取付けたる場合の鋼索の弛み並に伸びを與へるものとして廣く適用し得る。

5. 支保工の沈下

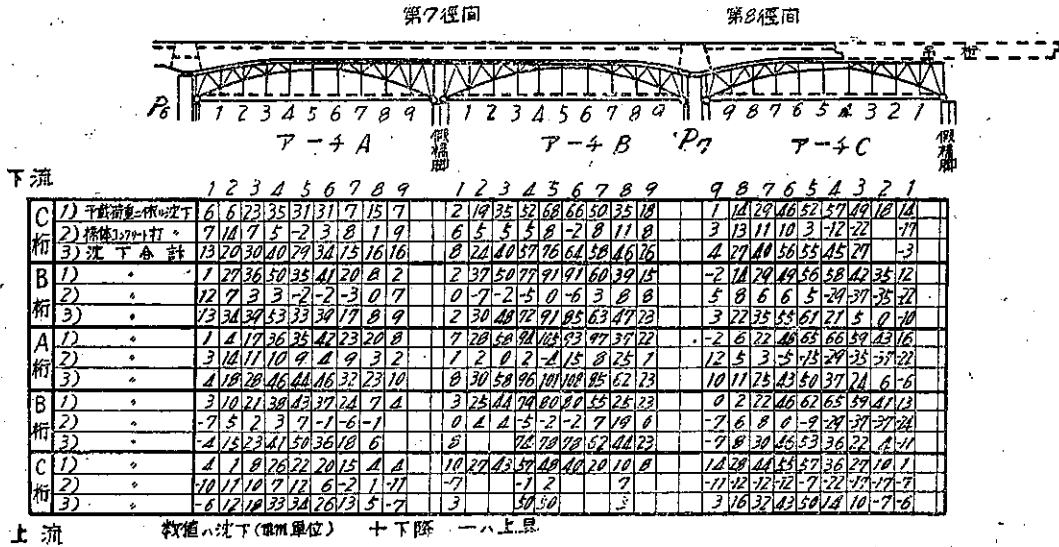
アーチ式支保工の沈下狀況は圖-103 及び圖-104 に示す通りである。先づ豫載荷重として土砂を載せ

圖-103. アーチ式支保工沈下表-1 (第 1 回)



數値ハ沈下(mm單位) ①下流 ②上流 ③豫載荷重ニ依ル沈下 ④橋床ノクリト打ニ依ル沈下

圖-104. アーチ式支保工沈下表-2 (第2回)



た場合に生じた拱頂に於ける沈下量は第1回では圖-103に依れば最小4mmで最大はアーチA下流C桁の69mm, 第2回では圖-104によれば最小22mm最大はアーチBのA桁105mmとなつてゐる。一般に第1回に比し第2回の場合が沈下最大となつてゐるのは、恐らく拱を移設する際に吊下げたり倒したりした爲、拱肋に弛みを生じたに因るに非ずやと思はる。次に橋體コンクリート打に因る沈下量を見るに、第1回では一般に0~16mmの範圍であるが特にアーチC上流B桁の格點2では26mmの沈下を生じてゐるのは支柱接觸部其他に缺陷ありたるものと思はれる。第2回施行では0~25mmの沈下量を示し、又一部では却て2~12mmの隆起を示した所もある。尤もアーチCはその半徑間分丈けコンクリートを打つたので、コンクリート荷重のない他の半分では一般に隆起を生じた個所が多くその最大値は37mmに達した。以上を綜合するに、變形を生じ易き木造拱を支保工に使用したるに拘らず、コンクリート打施工中の沈下量は杭打式の場合に比し却て少かつたのは豫載荷重法を採用した事に起因するものと思はれる。

6. 結 び

以上述べたる豫載荷重法を用ひたアーチ式支保工は本邦及び歐米にも前例なき合理的の工法であつて、豫期通りの良成績を収める事が出来た。その結論を述べれば次の如くである。

- (1) アーチ式支保工は支間を大にし得るを以て河中に工作物を少くし、出水による被害を最小にならしむ。
- (2) 拱に豫載荷重を載せて常に一定荷重を與へる如き工法を用ひれば支保工の沈下量を僅少ならしめ、從て橋體コンクリートの硬化中に悪影響を及ぼさぬため竣功後コンクリート表面(特に主桁底面)に龜裂の發生を防止するに役立つ。
- (3) 木造拱は架設及び移設に便利である。
- (4) 拱肋の板材綴合に釘を用ふるも充分安全であり釘の支持力は(1)式に依り算出してよい。但し N_1 の値を適當にするを要するも之につきては別に述べたい。
- (5) 拱の支間を一定に保つ事が必要で、繫材を用ひる場合は鋼索が經濟的なるも、ターンバックルにて締付ける事が必要である。鋼索の彈性率は表-20の値を又伸びは(6)及び(7)式を用ひてよい。
- (6) 支保工を解體するには、ターンバックルを弛めて拱頂を下げればよいので容易である。

* 河西橋に関する報告及び研究 (其の4), 土木學會誌, 昭和18.7, 523頁.

(昭. 18. 10. 27. 受付)