

論 說 報 告

第 29 卷 第 7 號 昭 和 18 年 7 月

河西橋に關する報告及び研究(其の4) 使用木材の強度, 型枠並に支保工に就て

正會員 横 道 英 雄*

要 旨: 河西橋に關する報告第 2 編“橋體施工上の諸問題に就て”の第 3~5 章で, 使用木材の強度試験, 型枠工及び支保工に就て述べたものである。木材の強度試験は従來等閑に附され易いが, 本橋に於ては設計の合理化を圖るため使用材種エゾ, ワタドロ, アカタモ, カシワに就き現場試験を行つたのでその方法及で結果に就き述べた。型枠はコンクリート橋に於て重要なものであるので参考として述べた。又支保工に就ては, アーチ式は次回にし本文にては主として杭打式及び方杖式に就て述べ, その設計上の注意及び沈下測定に就て述べたものである。

目 次

第 3 章 使用木材の強度に就て	7. 結 び
1. 緒 言	第 4 章 型 枠
2. 試験の材料, 種類及び方法	第 5 章 支 保 工
3. 壓縮試験	1. 概 説
4. 剪斷試験	2. 杭打式支保工
5. 引張試験	3. 方杖式支保工
6. 曲げ試験と彈性率	4. 支保工の沈下

第 3 章 使用木材の強度に就て

1. 緒 言

鐵筋コンクリート構造物の工事材料として木材の役割は甚だ重要であるに拘らず, その用途が主として型枠, 支保工等の一時的假設物であるためと, 従前木材が他に比して比較的豊富且つ低廉に供給されてゐたために, 嚴密な工學的計算を行はずして, 經驗又は積算により漫然と使用せられると云ふ傾向が多かつた。河西橋に於ては橋體工に容積 2000 m³ に達する木材を必要としたので, 型枠及び支保工の合理的設計により之が節約及び安全を期するため, 使用木材の強度試験を現場試験室に於て施行したのである。

木材は金屬材料等と異なり, 同一材種のものであつても産地, 材齡, 含水率, 節の大小及びその個數其の他の規格が異なる事により, 力學的性質にも相當の差異を生じ易いので, 普通文獻にある強度表又は實例等を基準とするのみでは許容應力の過大又は過小評價, 従つて妥當ならざる設計を招來する虞れがあるので, 木材構造の設計に際しては出來得ればその都度使用木材に就て實際に強度試験を行ふ事が最も望ましいのである。而してその試験は學究的精密試験を行ふの必要はなく, 所謂現場試験で充分なのである。本橋に於て實施したるものもその後者を目標としたものである。

2. 試験の材料, 種類及び方法

(1) 試験材料

* 工學士 北海道廳技師 石狩川治水事務所

強度試験に用ひた材種は北海道産のエゾ松, ワタドロ, 赤桧(アカタモ), 柏の4種である。エゾ松は官行所伐で主として北見國及十勝國産であり冬山で伐採せられ, 5月以降に製材に附したものが多く, 試験を行つたものは伐採後8箇月以上経過したものである。ワタドロ, 赤タモ, 柏は十勝川支流然別川の河川敷地内より直營伐採を行つたもので, 夏山のものであり, 製材に附したのは伐採後約1年を経過したもので, 試験を行つたものは尙ほ3箇月位自然乾燥をしたものが多い。この内ワタドロは北海道各地の河川敷地に多數繁茂し相當の巨樹もあるが, 耐久性に乏しく従來土木建築用材には使用せられず, マッチ軸木, 鉛筆材等に利用せられてゐたものである。然し型枠や支保工の如き短期間の構造物には或程度利用し得るに非ずやと考へて試験に供したのである。

尙ほ製材は總て現場に設けた直營挽材工場に於て爲した。この挽材工場には6"の帶鋸機械1式, 36"の丸鋸機械1臺を据ゑつけた。

(2) 試験の種類及び供試體寸法

木材の強度試験として次の6種を行つた。

- a) 繊維に平行な壓縮試験
- b) 繊維に直角な壓縮試験
- c) 繊維に平行な剪斷試験
- d) 繊維に直角な剪斷試験
- e) 繊維に平行な引張試験
- f) 曲げ試験

而して各試験にて荷重の増加に伴ふ變形量を10倍に擴大して測定した。

壓縮試験に使用した供試體は圖-37(a)に示す如き3cmの正方體とし, 加壓面には等布荷重を加へるのである。尙ほ参考に長さ9cmのものを作つて加壓幅は中央の3cmとし, 部分荷重を加へたる場合の壓縮試験を行つたが茲には省略した。

剪斷試験には圖-37(b)に示す如きものを用ひ, 複剪斷を生ぜしめ, 剪斷面積は $2 \times 2.3 \times 5 = 230 \text{ cm}^2$ とした。供試體CはA, Bなる鋼製の壓縮盤の間に挿入し, 加壓面積は $4 \times 5 = 20 \text{ cm}^2$ とした。

引張試験には圖-37(c)に示す如き供試體を用ひた。但し兩端に附してある長さ9cmの掴みは之れを16cmとしたものも使用した。應張斷面積は 1 cm^2 とした。

曲げ試験には幅10cm, 厚5cm, 長220cmの角材を支間200cmとしたものと, 厚3又は4.5cm, 幅30cmの板を支間300cmとしたものを用ひた。孰れも中央に集中荷重を加へたのである。

(3) 試験方法

本橋の現場試験室には100tのアムスラー壓縮試験機を備へたが, 木材の強度試験には小型の試験機を必要とするので, 5tの手製萬能試験機を準備して之を使用した。その構造は圖-38に略示する如きものである。地下に錨定せられた丸鋼と引張鉋Cとはターンバックルで聯結せられる。本體Dは6kg軌條の兩端を曲げ, 短鉋E, 丸鋼F, 針金Gに依り補強したものである。ac=1.755m, ab=0.3mとしたので, c點に荷重Wを吊下げれば, b點の下に挿入したる供試體Hには5.85Wの壓力を, 又引張鉋Cの間に供試體を挿して4.85Wの張力を與へる譯である。本試験機は5tの能力を有し, 錨定鉋A以外は自由に取外しが出來て甚だ簡易である。

圖-39はこの試験機により壓縮試験を行つて居る處を示し, 同圖のBは剪斷試験用壓縮盤を示す。又圖-40

圖-37.

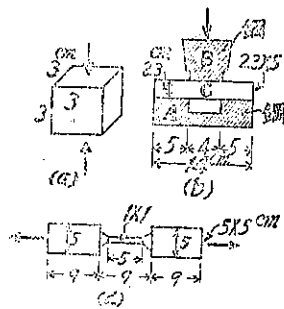


圖-38.

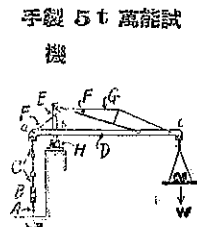


圖-39.

手製 5t 萬能試驗機

A: 供試體 B: 剪斷試驗壓縮盤

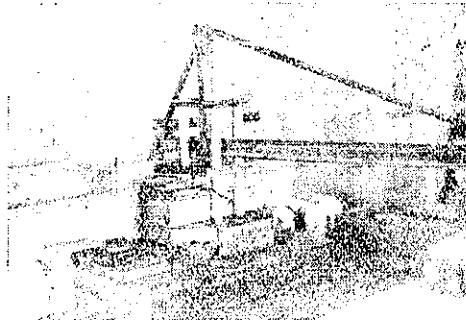
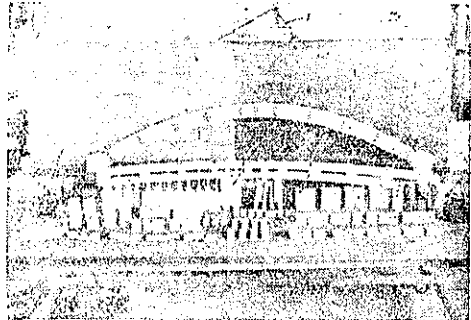


圖-40. 木材強度試驗供試體（施行後）

A: 壓縮試驗片 B: 剪斷試驗片
 C: 引張試驗片 D: 引張試驗掴み金具
 E: 壓縮試驗片(部分荷重) F: 10倍歪擴大器
 G: 釘試験片 H: アーチ式支保工模型
 I: 手製 5t 萬能試驗機



は試験済みの供試體を示したものである。同圖の D. は引張試験に用ひる掴み金具である。

3. 壓縮試験

(1) 繊維に平行な壓縮

圖-41 (a) はエゾ松に就て繊維に平行な壓縮に依る壓力と歪の關係を表したもので、これに依れば降伏點は 164~250 kg/cm² の値を示し、平均 201 kg/cm² である事が判る。圖-41 (b) はワタドロの場合で、降伏點は 113~150 kg/cm² で、平均 127 kg/cm² なる事を示してゐる。赤タモは圖-41 (c) に示す如く 251~273 kg/cm²、平均値 262 kg/cm² となつてをり、又柏に就ては同じく圖-41 (d) に示す如くで、221~252 kg/cm²、平均値 237 kg/cm² の降伏點となつてゐる。

圖-41 . (b) (ワタドロ) 繊維に平行な壓縮に對する歪

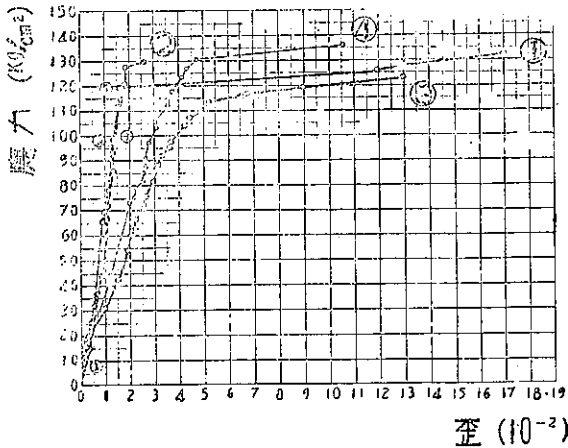


圖-41. (a) (エゾ松)

繊維に平行な壓縮に對する歪

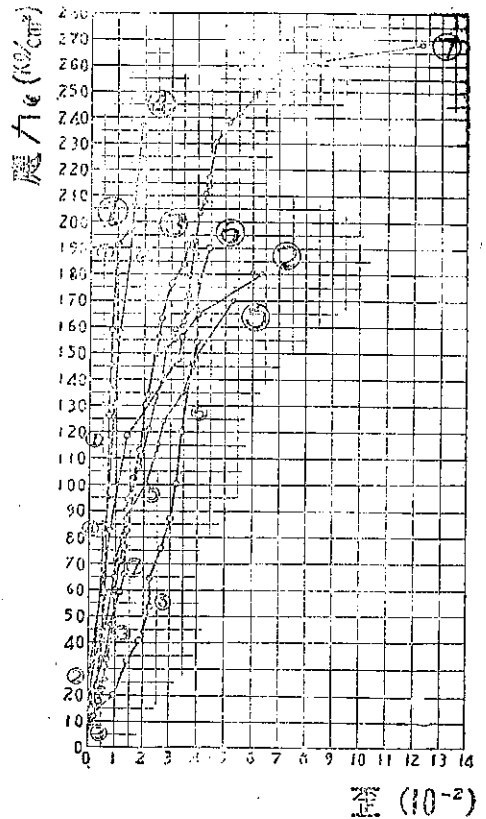


圖-41. (c) (赤杉) 繊維に平行な壓縮に對する歪

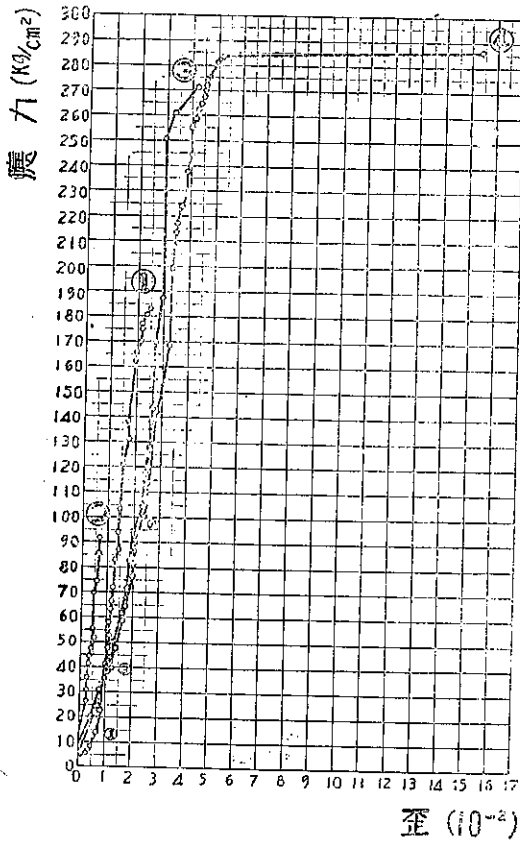
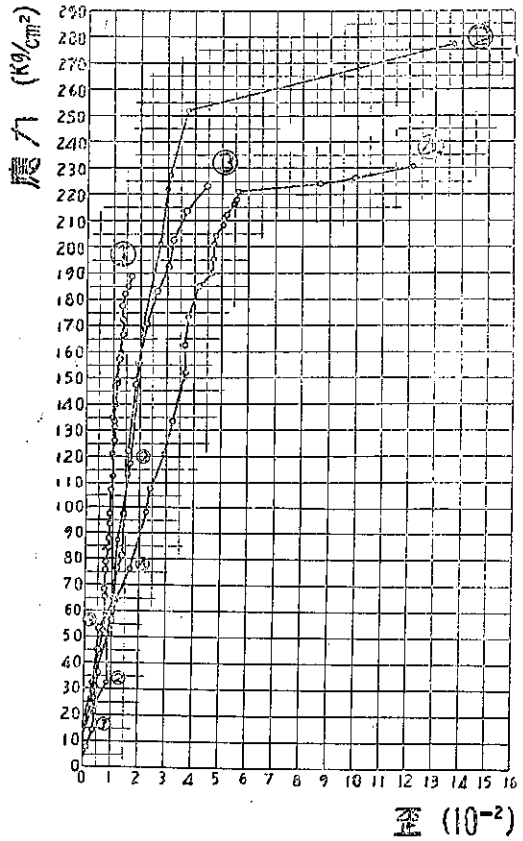


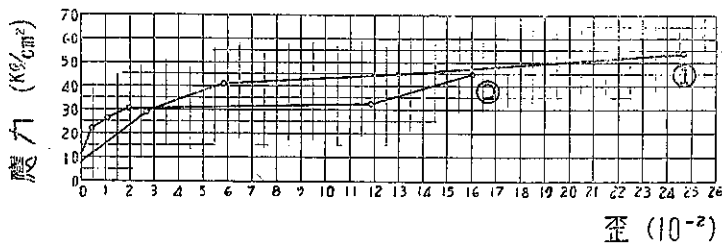
圖-41. (d) (柏) 繊維に平行な壓縮に對する歪



(2) 繊維に直角な壓縮

圖-42 (a) はエゾ松に就て繊維に直角な壓縮による應力と歪の關係を圖示したもので、これに依れば降伏點は $30\sim 40\text{ kg/cm}^2$ で、平均 35 kg/cm^2 の値である事が判る。圖-42 (b) はワタドロに就て試験したる結果で、降伏

圖-42. (a) (エゾ松) 繊維に直角な壓縮に對する歪



點は $15\sim 20\text{ kg/cm}^2$ 、平均 18 kg/cm^2 となつてゐる。赤タモに就ては圖-42 (c) に示す如く 60 kg/cm^2 となつてをり、又柏の場合は圖-42 (d) に示す如くで $62\sim 87\text{ kg/cm}^2$ 、平均 78 kg/cm^2 の降伏點となつてゐる。

圖-42. (b) (ワタドロ) 繊維に直角な壓縮に對する歪

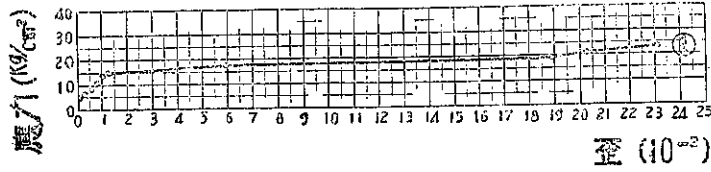


圖-42. (c) (赤樺) 繊維に直角な壓縮に對する歪

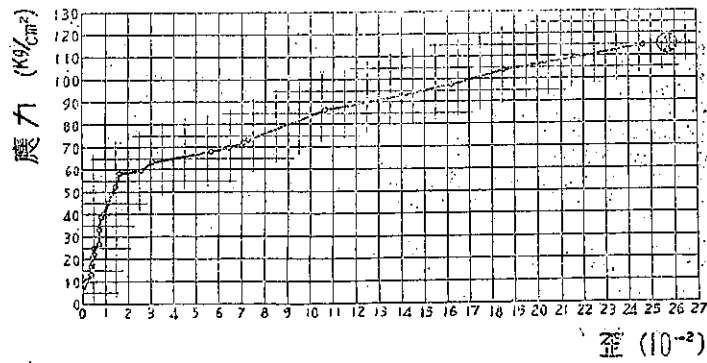
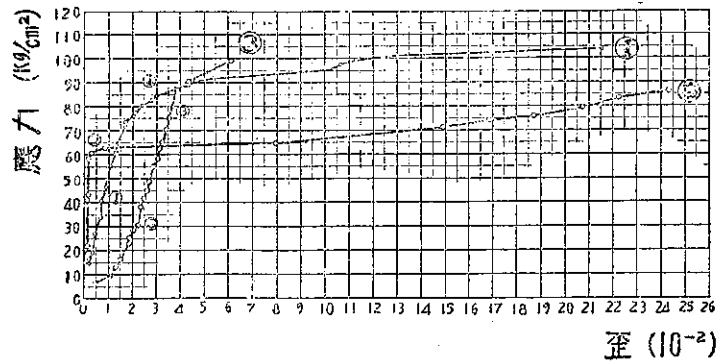


圖-42. (d) (柏) 繊維に直角な剪斷に對する歪



4. 剪斷試験

(1) 繊維に平行な剪斷

圖-43 (a) はエゾ松に就いて繊維に平行な剪斷による剪斷應力と壓縮歪の關係を示すものである。この場合の壓縮歪とは加壓面の沈下量と供試體の厚さとの比を意味するものである。この圖表によれば破壊應力は 35~44 kg/cm², 平均 40 kg/cm² の値を示してゐる。圖-43 (b) はワタドロに就て試験したる結果を示すもので、破壊應力は 26~39 kg/cm², 平均 28 kg/cm² となつてゐる。圖-43 (c) 圖は赤タモの場合で 56~63 kg/cm², 平均 60

kg/cm², 又柏に就ては圖-43 (d) により 46~62 kg/cm², 平均 54 kg/cm² となつてゐる。

圖-43. (a) (エゾ松) 繊維に平行な剪断に對する歪

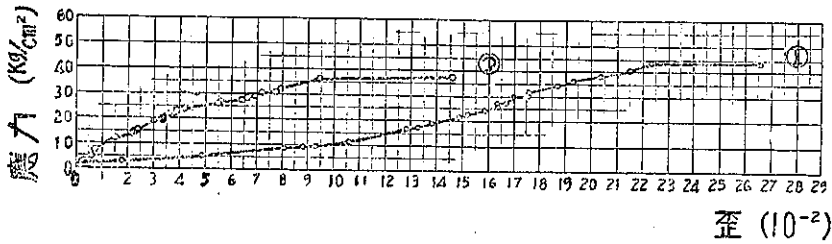


圖-43. (b) (ワタドロ) 繊維に平行な剪断に對する歪

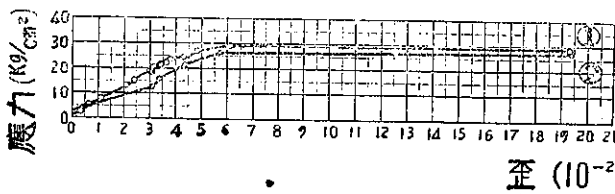


圖-43. (c) (赤樺) 繊維に平行な剪断に對する歪

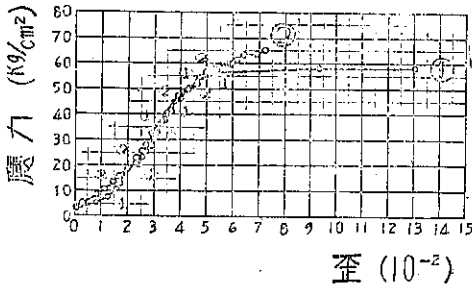
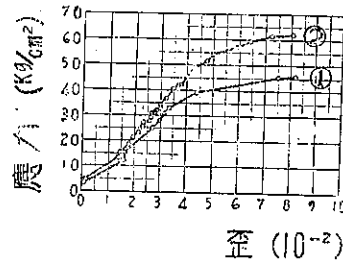


圖-43. (d) (柏) 繊維に平行な剪断に對する歪



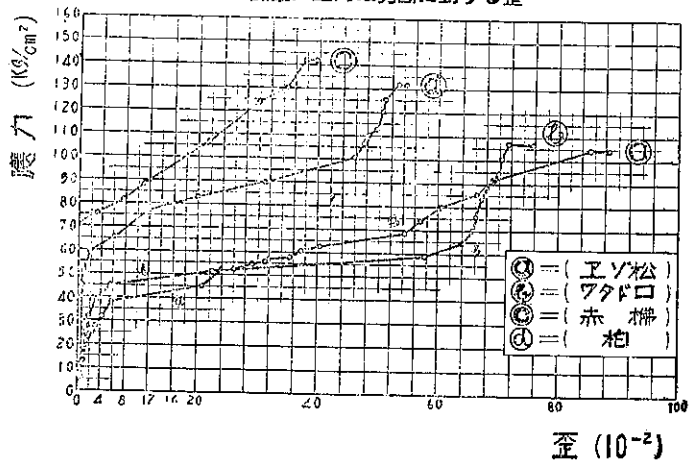
(2) 繊維に直角な剪断

繊維に直角な剪断試験の結果は圖-44 に示してある。この圖表中の歪は前項に於けるものと同じ意味のものである。これによれば、破壊應力はエゾ松に於て 105 kg/cm², ワタドロ 107 kg/cm², 赤タモ 142 kg/cm², 柏 192 kg/cm² となつてゐて、繊維に平行なる剪断の場合に比し著しく強度を増加してゐる事が判る。

5. 引張試験

引張試験は繊維に平行な場合に就て

圖-44. 繊維に直角な剪断に對する歪



行つた。圖-45 (a) はエゾ松に就て引張應力と歪 (伸率) の關係を示したもので破壊點は 463~671 kg/cm², 平均 585 kg/cm² となつてゐる。同じく圖-45 (b) はワタドロの場合で破壊點は 432~700 kg/cm², 平均 533 kg/cm² となつてゐる。赤タモに就いては圖-45 (c) に示す如く 1 082~1 170 kg/cm², 平均 1 119 kg/cm² の値となつてをり、柏では圖-45 (d) により 424~430 kg/cm², 平均 427 kg/cm² なる事が判る。

6. 曲げ試験と弾性率

幅 30 cm, 厚 5 cm, 長 220 cm の供試體を支間 2 m として, その中央に手製 5 t 試験機によりて集中荷重を與へて曲げ試験を行ひたる結果は表-6 の如くである。之によれば赤タモ最も強く破壊應力 560 kg/cm² で, 柏, ワタドロ, エゾ松の順となつてゐる。劣等材とみられてゐたワタドロが青木材エゾ松と同程度の曲げ強さを有する事が判つた。又降伏點は明瞭でなかつたが, 推定値を表-6 に掲げてあるが, 之によれば破壊點の 70~77% に相當してゐる。次に曲げ強度及び弾性率測定のため, 厚 4.5 cm 及び 3 cm, 幅 30 cm, 長 330 cm の板を支間 3 m として中央に集中荷重としてセメント袋を載せて中央の撓度を測定したる結果は, 表-7 及び表-8 に示す如くで, 之を圖示すれば圖-46 及び圖-47 の如くである。表に示してある弾性率 E は, 單桁の中央に集中荷重ある場合であるから, 桁高 h cm, 支間 l cm, 中央の撓度 δ cm, 中央の曲げ應力 σ kg/cm² なる時 $E = \sigma l^3 / 6 h \delta$ なる關係あるを用ひて計算したものである。之によれば, 表-7, 8 の結果は多少差異あるも $\sigma < 100$ kg/cm² の範圍ではエゾ松の弾性率は 75 000~105 000 kg/cm² の値を示してゐるので, 設計には 95 000 kg/cm²

圖-45. (a) (エゾ松)
纖維に平行な引張に對する歪

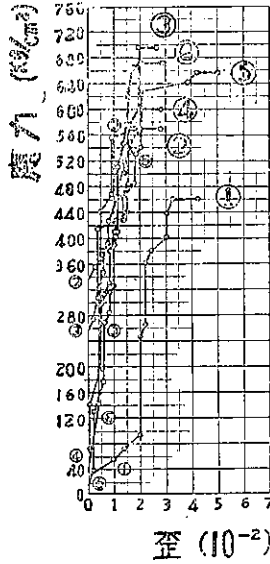


圖-45. (b) (ワタドロ)
纖維に平行な引張に對する歪

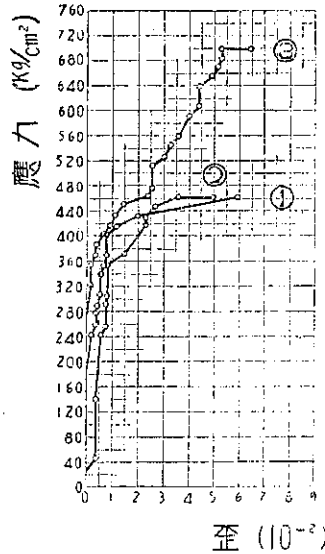


圖-45. (c) (赤柳)
纖維に平行な引張に對する歪

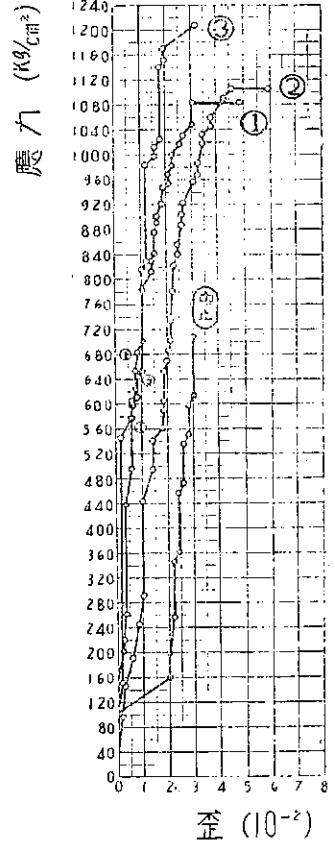
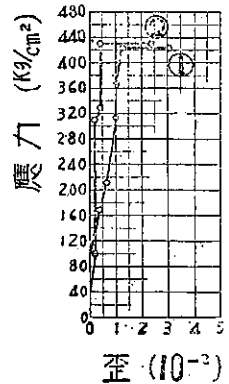


圖-45. (d) (柏)
纖維に平行な引張に對する歪



とする事にした。

表-6.

材 種	降 伏 點 (kg/cm ²)	破 壊 點 (kg/cm ²)	備 考
エゾ松	201	246~273 平均 260	供試體 20×5×220 cm l=200 cm 荷 重 中央集中荷重
ワタドロ	195	244~282 244~263	
赤タモ	400~440 平均 420	538~582 538~560	
柏	280~353 280~317	408~502 408~455	

表-7.

荷 重		曲應力 σ (kg/cm ²)	撓 度 δ (cm)	弾性率 E (kg/cm ²)	備 考
セメント袋 個	P (kg)				
1	51	37.8	1.8	70 000	供試體 30×4.5×330 cm l=300 cm 荷 重 中央集中荷重
2	102	75.6	2.5	101 000	
3	153	113.4	3.0	105 000	
4	204	151.2	5.3	95 000	
5	255	189.0	6.0	105 000	
6	306	226.3	7.2	105 000	
7	357	264.2	8.3	106 000	
8	408	302.2	9.6	105 000	
9	459	340.0	11.1	102 000	
10	510	377.8	13.3	95 000	
11	561	415.6	破 壊	—	

表-8.

荷 重		σ (kg/cm ²)	δ (cm)	E (kg/cm ²)	備 考
セメント袋 個	P (kg/cm ²)				
1	51	84	4.	105 000	供試體 30×3×330 cm l=300 cm 荷 重 中央集中荷重
2	102	170	7.	121 000	
3	153	256	11.5	111 000	
4	204	340	16.2	105 000	
5	255	425	21.5	99 000	
6	306	510	破 壊	—	

圖-46. (1)

木材曲げ試験成績圖(エゾ松)

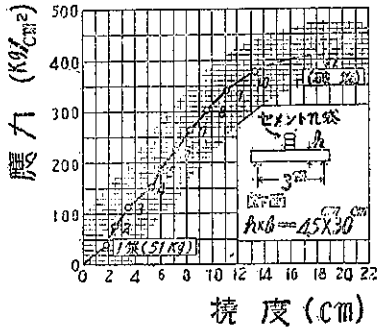


圖-46. (2)

木材曲げ試験成績圖(エゾ松)

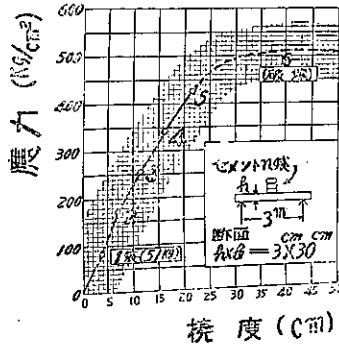
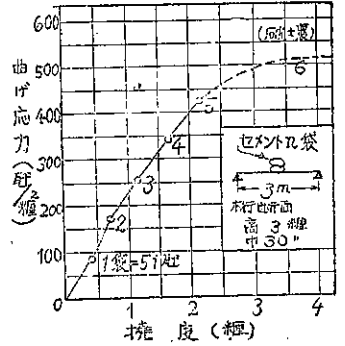


圖-47.

木材曲げ試験成績圖(エゾ松)-2



7. 結 び

前節述の結果を一括すれば表-9 の如くなる。但しエゾ松の曲げ破壊強度は、既に掲げた表-6 によれば 260 kg/cm² なるも、他の試験結果即ち表-7, 8 によれば平均 463 kg/cm² なるを以て、兩者の平均即ち 361 kg/cm² を用ひて記してある。又許容應力算定の基準としては破壊應力を用ふべきも、壓縮材に就ては降伏値を用ひた。許容應力は應力の種類を考慮して適當なる安全率を定め基準値より算定すべきである。採用した許容値は表-9 に示

表-9.

種 別		壓 縮 (kg/cm ²)		剪 断 (kg/cm ²)		引 張 (kg/cm ²) σ_{11}	曲 げ (kg/cm ²) σ_{11}
		σ_{11}	σ_{\perp}	τ_{11}	τ_{\perp}		
エゾ松 (トド松)	破壊又は降伏點*	201	35	40	105	585	361
	許 容 値	100	20	30	40	100	100
	安 全 率	2	1.75	2	2.6	5.9	3.6
ワタドロ	〃	127	18	28	107	533	263
	〃	60	10	15	30	80	80
	〃	2.1	1.8	2	3.6	6.6	3.3
赤タモ (ナラ)	〃	262	60	60	143	1119	560
	〃	120	40	25	50	160	160
	〃	2.1	1.5	2.4	2.8	7.0	3.5
柏	〃	237	78	54	132	427	455
	〃	120	40	25	50	120	120
	〃	2	1.9	2.2	2.6	3.6	3.8

* 壓縮に對しては降伏點, 他は破壊點を示す

してあるが、之によれば安全率は、壓縮に就ては σ_{11} に對し 2 以上、 σ_{\perp} に對し 1.5 以上、剪断に就ては τ_{11} 2 以上、 τ_{\perp} 2.6 以上であり、引張に對しては 6 以上を標準としたが柏のみは 3.6 となつてをり、曲げに對しては引張と同一の許容値としたのであるが、安全率は約 3.5 を標準としたのである。以上の内引張に對しては木材の性

質に優み特に安全率を大にした。又青木材たるトド松の成績が明示されてゐないが、大體エゾ松と同じとしてよく、又ナラは赤タモと同程度と見てよいと思はれる。

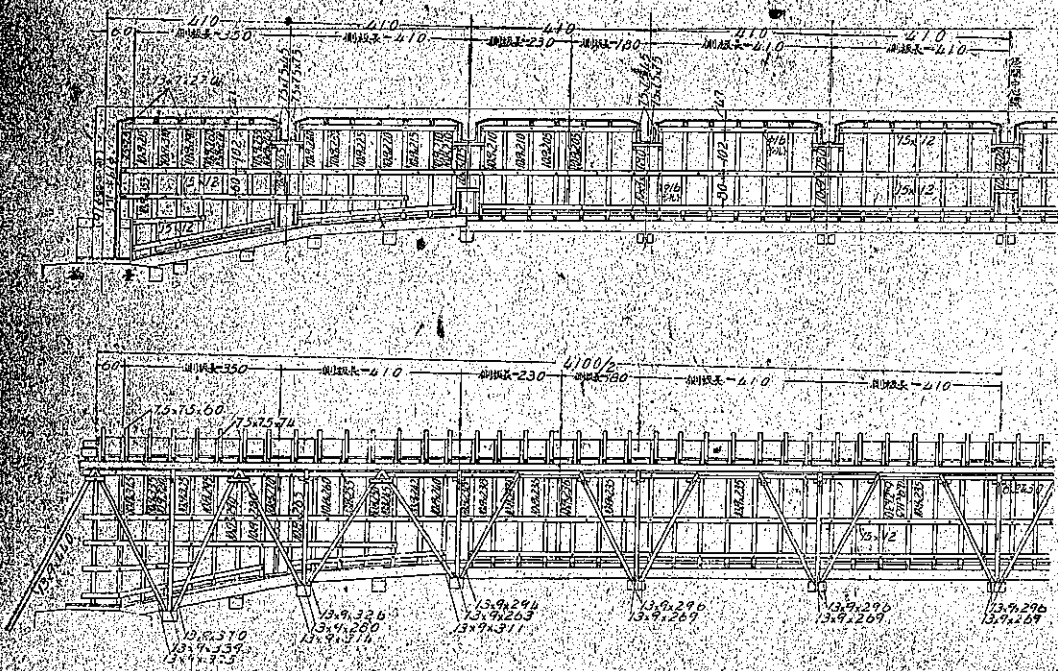
最後に本試験成績による結論を述べれば次の如くである。

- (1) 本試験に供した材種は北海道産エゾ松、ワタドロ、赤タモ、柏の4種でその強度及び採用許容應力の値は表-9に示す如くである。
- (2) 供試體はエゾ松は伐採後約8個月、他は15箇月経過したものが多し。
- (3) 従來土木用材として規格に入れられなかつたワタドロは、松材に匹敵する程で假設物には使用してよい。
- (4) 赤タモは最も強度大で堅木として優良なものである。ナラも之に準じてよい。
- (5) 柏は赤タモに比し稍々強度劣るも大體同じ値を採用し得るものと思はれる。
- (6) エゾ松の弾性率は曲げ應力 100 kg/cm² 以内に於ては 95 000 kg/cm² としてよい。
- (7) 表-9に示す許容應力は普通文獻にあるものに比し相當大きな値を採用してゐる。それだけ部材の斷面を小さらしめ工費の節約を期し得た。
- (8) 荷重の方向と繊維方向との關係により、強度に相當の差異ある事は既知の事にして表-9の示す處も同様であり、木材使用上大いに注意すべき事項である。

尚ほ最後に本試験は長友眞島恭雄工學士が主として之に當つたもので茲に同君に對し深甚なる感謝を捧ぐると共に、懇切なる御指導を賜りし前帯廣治水事務所長(現東京府技師)岩岡武博氏に深厚なる謝意を表する次第である。

第4章 型 枠

圖-48. 第1 窓間型枠側面圖



コンクリート構造物に於いて型枠の如何に重要なものであるかは贅言を要しない所である。これにも拘はらずそれが假設的なものであり、又使用材料が比較的豊富低廉な木材（但し現今は然らず）であるの故に比較的輕視され易い傾向にあつた。本橋に於ては使用木材の強度試験を行ひ又細部につきて換算をなして出来る限り合理的設計を圖るべく努めた。

圖-48 及び圖-49 は第3及び第1徑間の型枠の側面圖、圖-50 は吊桁の型枠側面圖を示し、之等の横斷面圖は圖-51 に示してある。主桁腹部型枠の側板は施工中のコンクリートの流動壓に對して充分安全なるを要するが、この流動壓は一度に打ち上げるコンクリートの量及び時間の経過によりてその大きさを異にするから先づ以て橋體コンクリートの施工順序を豫定して置く事が必要である。本橋に於ては圖-52 に示す如く a—a 線即ち床版のハウレンチの下端にて一度コンクリートを中止し、一旦硬化の後に床版鉄筋を組立て、再びコンクリートを打つ事としたので側板の計算には a—a 線より下部のコンクリートの影響を考へればよい。但し底板の計算には桁全高のコンクリート荷重を考慮すべきは勿論である。側板の或點に於けるコンクリート流動壓はその上方にあるコンクリートの有效高さを h とすれ ρh で表される。この ρ は高さ h によりて變化するもので、本橋に於ては表-10 の如き値を用ひた。又一般に型枠の各部材の計算に際しては、その使命の性質上變形量が或制約を超過しない様に考慮しなければならぬ。この變形量即ち撓みは支間にも依るが 2~3mm 以内とし度い。一般に矩形斷面を有する單桁の最大撓度 δ は

$$\delta = \frac{\sigma l^3}{dE} C$$

で表されるから、 δ 及び應力 σ に制限を與へる事により桁高 d 又は支間 l の限界を求め得る。 E は木材の彈性率であり、 C は荷重係數である。 C の値は等布滿載荷重の場合 5/24、中央集荷重の場合 1/6 等となる。

枠板は 4.5cm 厚のものを主として用ひたが車

圖 49. 第 3 徑間型枠側面圖

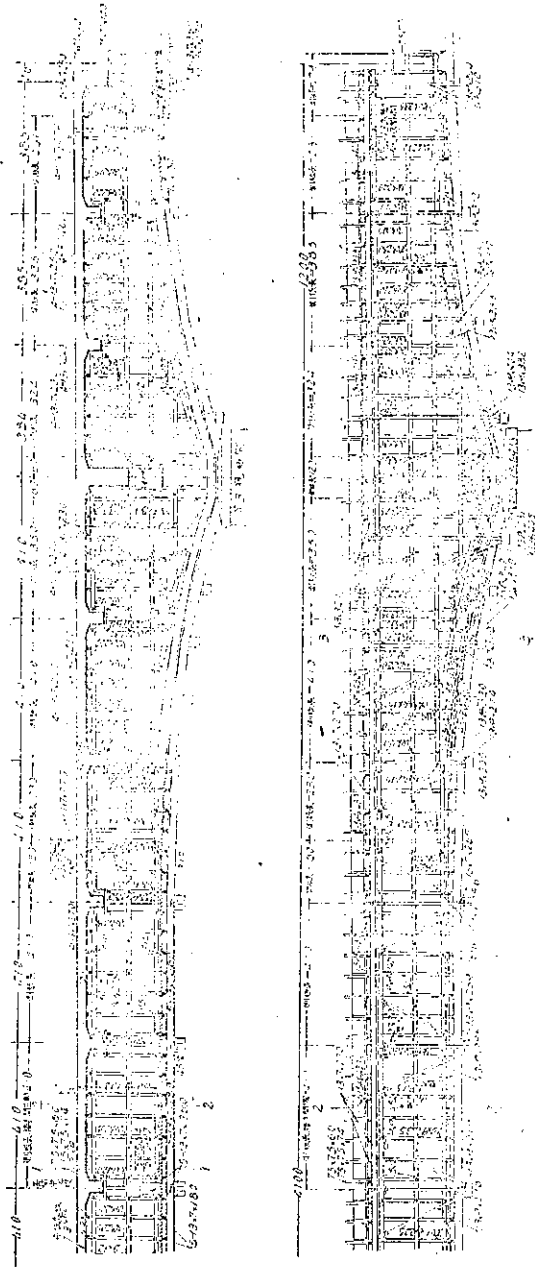


圖-50. 吊桁型枠側面圖

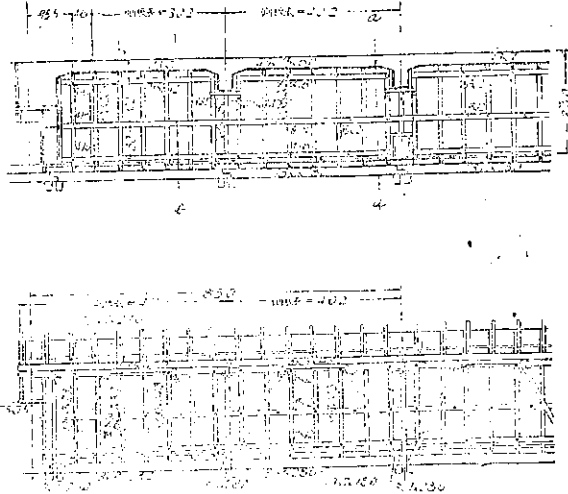


圖-51. 型枠横断面圖

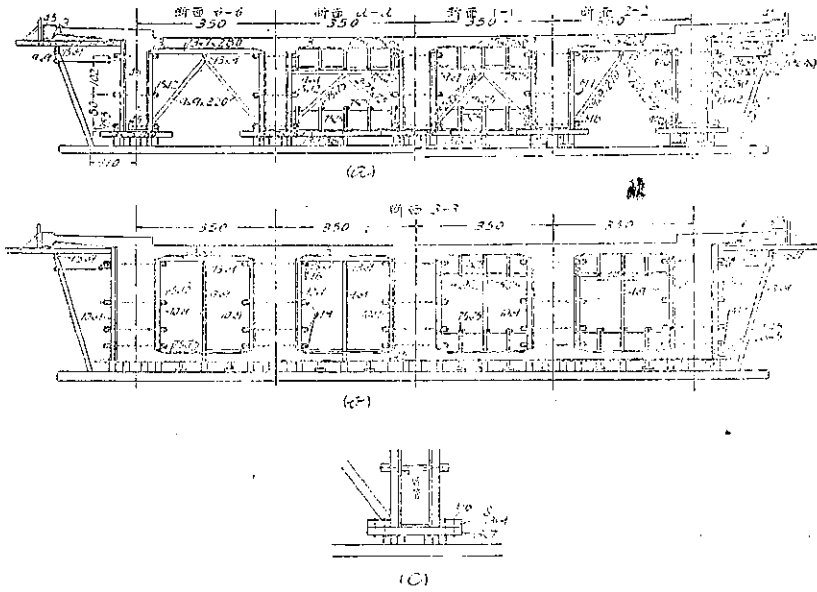


表-10.

h (m)	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
ρ (kg/m ³)	2400	2200	2000	1900	1800	1700	1600

圖-52.



道床版の底板には3 cm厚のものを用いた。本橋の如く支間41 m, 橋體の連続部延長65 mにも達する長大橋の場合には, 型枠を正しく保持するために枠板は相當厚くする事が望ましく, 之は又型枠の繰返し使用による破損を少くするためにも必要である。主桁型枠側板も厚4.5 cmとしたがその縦椽の間隔は枠板の撓みを2 mm程度に制限

する事により決定した。又その上に取りつける腹起し(縦椽)の上下の間隔も同様にして縦椽の變形を制限する事に決定し得る。一面に於て部材の應力は木材の許容値を超過しない様にすべきは勿論である。曲げ應力を受ける他の部材も同様に設計した。軸壓應力を受ける部材は木材の挫屈を考慮して即ち所謂長柱として設計せらるべきで, その公式に就ては第2章, 第3節に於いて既に述べた所である。

主桁腹部型枠の締付けには $\phi 16$ 又は $\phi 19$ mmのボルトを用ひたが, 若し之をコンクリート中に埋殺しとすれば總計22 tにも達するので, コンクリート中の部分は竹管で被覆して抜取る事が出来る様になし, 繰返し使用を可能ならしめて鋼材を節約した。勿論この竹管はそのままコンクリート中に埋殺しとしたので, 圖-53に見る如く橋體の側面に竹管の孔が残つた。竹管は $\phi 16$ mmボルトの場合は末口孔径22 mm, 元口25 mmのものを, 又 $\phi 19$ mm用としては末口25 mm, 元口28 mmのものを使用した。この締付けボルトは最初は底部附近にも使用する設計であつたが, この部分には主鐵筋が密集してゐるのでその間隙を通すとしても幾多の不便があり, 又コンクリート打ちにも支障があるので之を廢し, 圖-51(c)に示す如く底板受椽の上に迂り止めSをボルト締めで取付け, 縦椽の膨れるのを防ぐ方法に代へた。

橋脚附近では橋體には下部床版があるため箱狀断面となる。この部分の中枠を支持するために床版厚丈けのモルタル塊を挿入した。下部床版は杭壓版であるから, モルタル塊を埋込むもコンクリート龜裂の原因とはならな

圖-53.

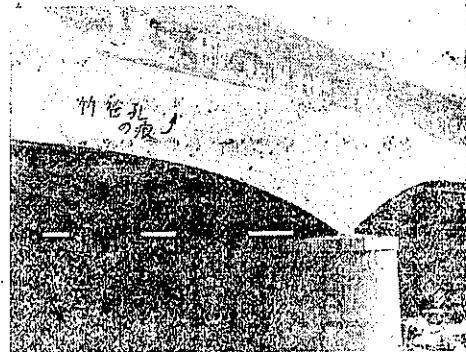


圖-54.

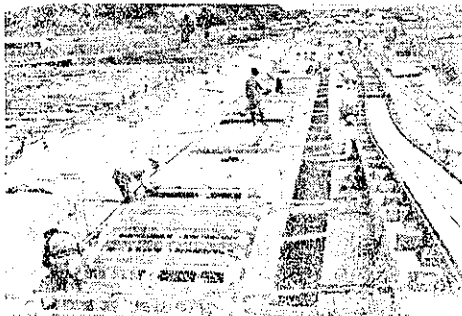
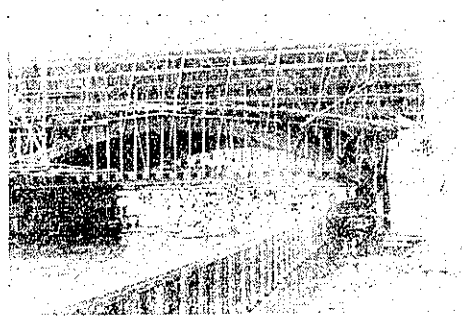


圖-55.



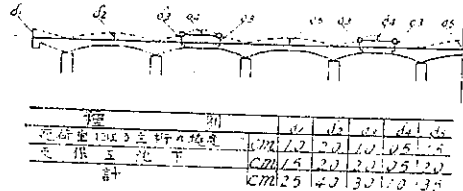
い。又この中枠の底即ち床版上面の枠板は, コンクリート打ちの進捗につれて漸次張つて行つた。

圖-54は型枠施工状況, 圖-55はその側面を示す。型枠は最初主鐵筋の組立後に組み立てたが, 幾多の支障が

あつたので, 型枠の組立てを先に行つた。かくするも主桁腹部の厚が 50~120 cm もあるので, 型枠内にて充分作業が出来るので鉄筋の組立てに支障はなかつた。

型枠の定規圖には勿論反りを考慮して寸法を定めた。反りの量は死荷重による主桁の撓度と支保工の沈下の合計を標準とした。嚴密に云へば, 5 本の主桁が同一の撓度及び沈下を生ずるとは限らないので, 各異つた反りを附すべきであらうが, 近似的にその平均値を以て一様の反りを附すこととした。反りの量は圖-56 の如くである。

圖-56.



本橋に於ける型枠材料は表-11 に示す如くである。即ち之によれば型枠面積は 23 390 m² で, 一方橋體コンクリートは 7 351 m³ であるからコンクリート 1 m³ 當り型枠面積は 3.18 m² となる。

表-11.

種別	複碇着桁(0)			複碇着桁(1),(2)			吊 桁			合 計		
	1ヶ所分	所要数	購入数	1ヶ所分	所要数	購入数	1ヶ所分	所要数	購入数	所要量	購入量	購入歩合(%)
型枠面積 A (m ²)	3 610	2		4 110	3		9 60	4		23 390		
木 材 H (m ³)	265.7	2	1	241.2	3	2	65.5	4	1	1 517.0	813.6	54
金 物 E (kg)	6 145.1	2		5 957.1	3		1 103.6	4		34 575.9	21 565.3	62
" 締付用 E ₁ "	5 062.1	2	1	4 724.1	3	2	815.6	4	1	27 558.9	14 548.3	53
" 洋 釘 E ₂ "	1 083.0	2	2	1 233.0	3	3	288.0	4	4	7 017.0	7 017.0	100
單位型枠面積當り												
木材 H/A (m ³ /m ²)	0.0736			0.0587			0.0682			0.0649	0.0348	54
金物 E/A (kg/m ²)	1.77			1.45			1.15			1.48	0.92	62
" E ₁ /A "	1.47			1.15			0.85			1.18	0.62	53
" E ₂ /A "	0.30			0.30			0.30			0.30	0.30	100

又型枠 1 m² 當りの型枠材料は全部購入するものとすれば木材は 0.0587~0.0736 m³, 平均 0.0649 m³, 締付用金物 0.85~1.47 kg, 平均 1.48 kg, 洋釘 0.3 kg, 合計金物 1.15~1.77 kg, 平均 1.48 kg を要するのであるが, 之に對し購入又は製作した歩合は木材 54%, 締付金物 53%, 洋釘 100%, 合計金物 62% であつた。

第 5 章 支 保 工

1. 概 説

河西橋に於て採用したる支保工の工法に就ては既に第 2 章に述べた所である。即ち平時陸又は中州となつてゐるか若しくは水深小であるため, 假締切堤を施工する事により比較的容易に保護し得る部分の第 1~6 徑間には杭打式支保工を, 又水深大なる部分の第 7~9 徑間には主としてアーチ式支保工及び一部に方柱式支保工を夫々施工したのである。尙ほ之等の施工順序等に就ては圖-24 (第 2 章) を見られ度い。

本橋の支保工に於て最も注目すべき事はアーチ式支保工及び之に豫載荷重を併用した新工法の施工であるが之に就ては次章に詳述する。

杭打式支保工は従来高水敷は勿論締切工を施す事により低水敷にも施工せられてゐるが、往々出水に際して被害を蒙つた例が少しとしない。然し締切工さへ安全であれば最も経済的である。設計に際しては部材の接觸部に於て支壓力の不足を來さぬ様に注意するを要す。又豫め試験荷重を與へて沈下量を豫測する事が望ましく、反りを考慮して下部構の枕梁の位置を決定すべきである。

方杖式支保工とは假に附した名稱であるが、第8徑間の吊桁の右岸側半分に對する支保工として、徑間中央の假橋脚と第8號橋脚の間には何等河中工作物を設けずに斜材及び合掌材とに依りて組立てたもので、この内約80tの設計荷重を受ける長さ9mの抗壓材を木造複合断面によりて設計した處は注目すべきである。

本橋に於ては橋體コンクリート施工中支保工の各格點に於ける沈下量を測定して施工繼手に於ける新舊コンクリートの休止日數決定資料及びこの種設計の設計資料とするに努めた。

2. 杭打式支保工

圖-57は杭打式支保工の一般圖を示すもので、圖-58は複礎着桁の例として第5徑間の支保工を、又圖-59は吊桁を有する第4徑間(第6徑間も同じ)を示し、圖-60は之等の横斷面を示すものである。

杭打式支保工は上部構及び下部構より成るが、下部構の杭は1本ものとせず、地杭と繼柱に分け、先づ地杭を地表面迄打込んでからその上の繼柱を建て、枕梁を載せて上部構の支持臺とした。かくすれば基礎杭が短くて済み施工容易であり、繼柱から上部にある部材は比較的損傷なく解體出来るから繰返し使用に便利で工程を早めるに役立つものと考へる。この地杭は末口24cmの青木丸太で、根入りは3.5mとした。この根入りは豫め試験杭を打つて定めたもので、洗掘に對する餘長は見込まなかつた。之れは假締切堤で安全に保護せられるからである。

上部構と下部構の間にはナラ材の楔を挿入して支保工解體の便を圖つた。楔は厚19cm、幅30cm、長40cmで傾斜面の勾配は1/10とした。

構造上注意を要するのは部材の接觸部や結合部に於て支壓面積が果して充分なりや否やと云ふ事で、此際に木材の纖維に直角な壓縮應力の換算を忘れてはならない。必要に應じて堅木材の支壓板を挿入したり、挟み木をボルトにて締付けたりして支持力の増加を圖る事が必要である。例へば圖-58に示す第5徑間に於て下部床版の中間に當る第2垂直材と臥材との間の支壓力を換算して見ると、圖-61を参照して

圖-57. 杭打式支保工一般圖(第4, 5, 6徑間)

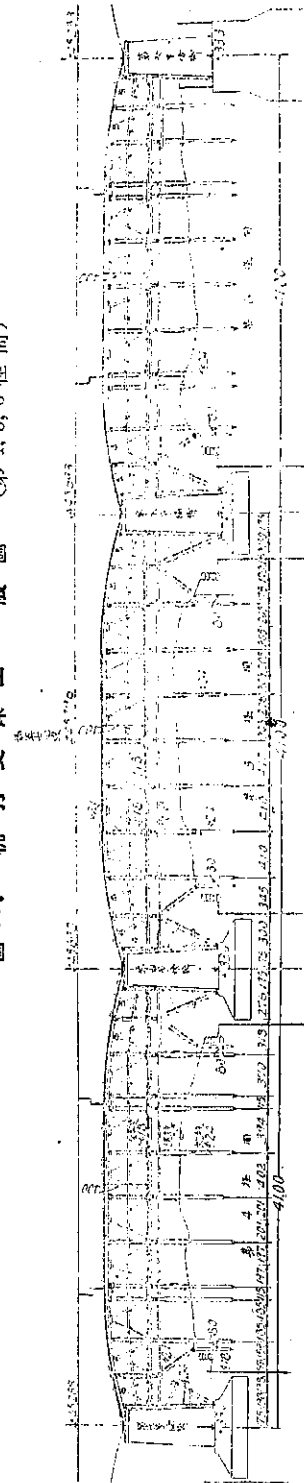


圖-58. 第5 徑間 杭打式 支保工

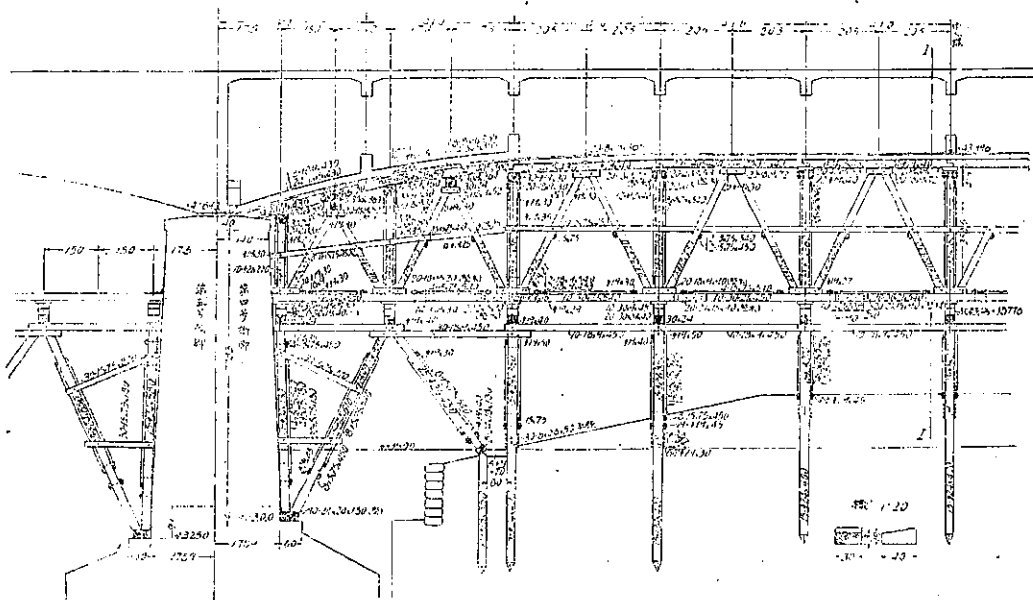


圖-59. 第4 (6) 徑間 杭打式 支保工

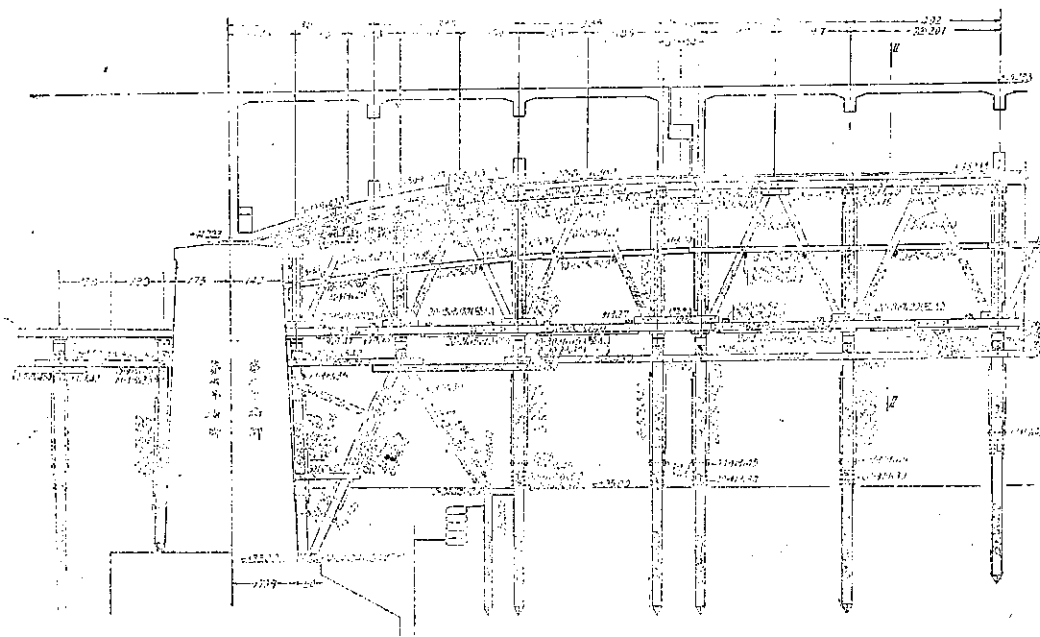
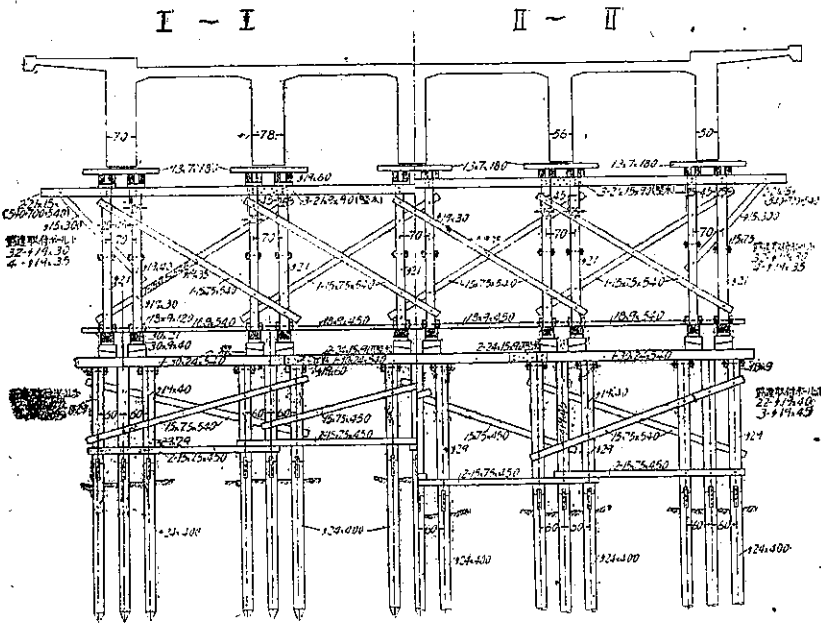


圖-60. 杭打式支保工横斷圖



- 扱木と垂直材の間.....堅木の σ_1 $2 \times 76 \times 40 = 6\ 080\ \text{kg}$
- 下臥材と垂直材の間.....青木の σ_1 $194.4 \times 20 = 3\ 888\ \text{kg}$
- ボルトと垂直材の間.....青木の σ_{11} $1.9 \times 9 \times 100 = 1\ 710\ \text{kg}$
- $11\ 678\ \text{kg}$

となつて 11678 kg の支持力を有する事を知るも, 垂直材 1 本當りの設計荷重は 11025 kg であるから安全である。然し若し扱木やボルトがなければ垂直材と臥材の間の支壓力のみで

$$346.4 \times 20 = 793\ \text{kg}$$

となり安全でない。又支保工の各部材は主として軸壓應力を受けるものが多いが之等に對しては木材の長柱公式を用ひて計算する。公式は第 1 章 (1) 式を用ひればよい。

圖-61.

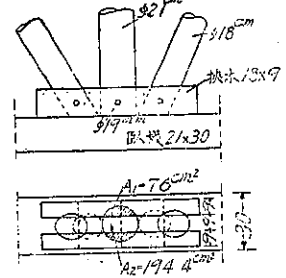


圖-63.

圖-62.

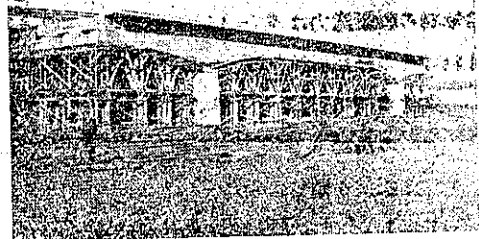


圖-62 は第 5 徑間の支保工組立状態で, 圖-63 は同じく橋體完了後型枠を取外したところである。

3. 方杖式支保工

第 8 徑間の吊桁に對しては左岸側半分にはアーチ式支保工を残りの右岸側には方杖式支保工を用いた。この事は既に第 2 章に於て述べた所である。圖-64 はその下流側より見た所で, 圖-65 及び圖-66 はその設計圖である。方杖式支保工とは假の名稱であつて斜材及び合掌材を以て組立てたものである。即ち先づ徑間中央の假橋脚より 4 本の合掌材を出だし, その脚に働く水平分力は隣りの支保工用アーチの脊で受ける様にし, 又その頭部は横材に切込んで安定させる。次に橋脚よりは斜材を突出させて横材と衝頭接合により連結させる。又斜材と横材との交點に働く上向きの垂直分力は橋體の既成部分たる突桁の重量で支持させると云ふ譯である。かくして假橋脚と第 8 號橋脚との間に支間 18.80 m の結構を作つて河中には工作物を設けなかつたので流水には何等の障害を與へなかつた。

圖-64.

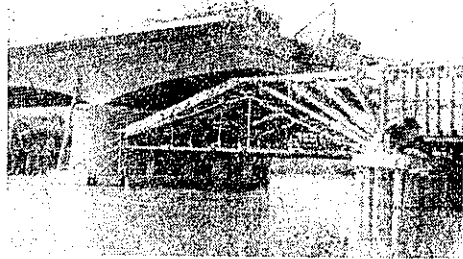
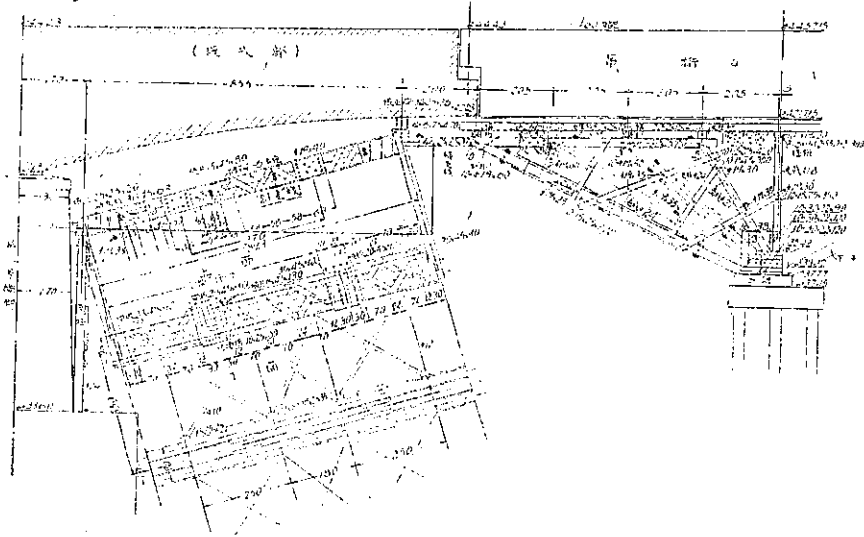


圖-65. 方杖式支保工

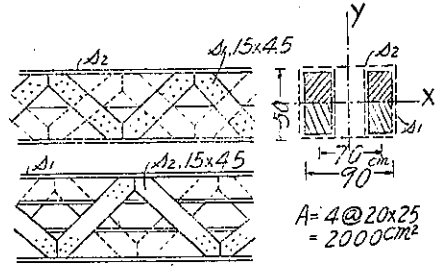
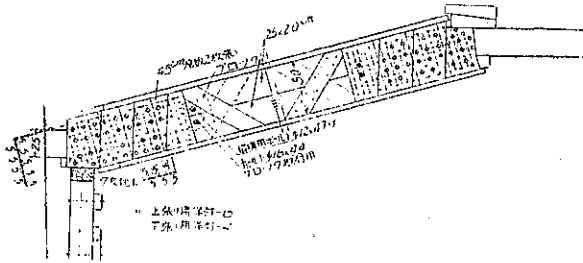


合掌材の軸壓應力は 9.7~18.5 t であるが, 之に對し $\phi 21\sim 24$ cm の丸太を主桁 1 本につき 2 本宛使用した。合掌材はその挫屈抵抗を増すために相互に貫及筋違で連結した。横材の最大軸壓應力は 79.25 t で之に對し 25×25 cm の角材 2 本を用いた。斜材は長さ 8.93 m で設計荷重は 82.8 t に達する。之に對しては設計圖に示す如く 20×50 cm の角材 4 本より成る複合断面とした。4 本の角材はその上下左右の各側面に綾片を洋釘で取付け, 挫屈に對する抵抗を増加させた。

尙ほ參考として斜材に關する計算を示せば次の如くである (圖-67 参照)。

圖-66. 支點附近詳細

圖-67.



先づ $N=82.8 \text{ t}, \quad l=8.93 \text{ m}, \quad d=50 \text{ cm}, \quad A=2000 \text{ cm}^2,$
 $\rho=0.289 \times 50=14.45 \text{ cm}, \quad \lambda=\frac{\rho}{l}=61.8$

次に第 2 章 (1) 式により挫屈係数 w は

$$w = \frac{100(3.75 + 0.0075 \times 61.8)}{375 - 2.75 \times 61.8} = 1.92$$

なるを以て

$$\sigma = 1.92 \times \frac{82800}{2000} = 79.5 \text{ kg/cm}^2 < 100$$

故に安全である。次に圖-67 に於て X 軸に關する挫屈によりて生ずる最大剪力は細柱と考へて (2) 式により

$$s_1 = 8 \frac{\rho}{d} \frac{\sigma'}{\lambda} A$$

で、二次應力 σ' は

$$\sigma' = \sigma - \frac{N}{A} = 79.5 - \frac{82800}{2000} = 38.1 \text{ kg/cm}^2$$

であるから

$$s_1 = 8 \times \frac{14.45}{40} \times \frac{38.1}{61.8} \times 2000 = 2850 \text{ kg}$$

となる。故に之に對して綾片 s_1 として $15 \times 4.5 \text{ cm}$ の板を 45° の傾斜角で用ひるものとすれば 1 枚の綾片の受くる壓縮力は

$$D_1 = \frac{1}{4} \times 2850 \times 1.414 = 1007 \text{ kg}$$

となる。又之を取付けるのに 4" 洋釘 (徑 4.2 mm) を用ひるものとすれば釘 1 本の支持力は

$$N' = 4.5 \times 0.42 \times 100 = 189 \text{ kg}$$

であるからその所要本数は

$$n = \frac{1007}{189} = 5.3 \text{ 本}$$

即ち 6 本用ひれば安全である。

次に Y 軸に關しては太い柱と考へて (3) 式により最大剪力は

$$s_2 = N \frac{l}{d} \frac{4\alpha}{\lambda^2}$$

$$\alpha = w - 1$$

であるからこの場合は

$$d = 90 \text{ cm}, \quad \rho = \sqrt{5.77^2 + 35^2} = 35.4 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{8.93}{0.354} = 25.2$$

$$\therefore w = 1.27$$

$$\therefore \alpha = 1.27 - 1 = 0.27$$

$$\therefore s_2 = 82800 \times \frac{8.93}{0.9} \times \frac{4 \times 0.27}{25.2^2} = 1398 \text{ kg}$$

となる。之に對して綾片 s_2 として $15 \times 4.5 \text{ cm}$ 板を用ふるものとすれば 1 枚當りの壓縮力 D_2

$$D_2 = \frac{1}{2} \times 1398 \times 1.414 = 988 \text{ kg.}$$

となる。然るに綾片は

$$l = 99 \text{ cm}, \quad \rho = 0.289 \times 4.5 = 1.3 \text{ cm},$$

$$\lambda = \frac{99}{1.3} = 76, \quad \therefore w = 2.35$$

$$A = 15 \times 4.5 = 22.5 \text{ cm}^2$$

であるから

$$\sigma = 2.35 \times \frac{988}{22.5} = 103 \text{ kg/cm}^2$$

となりてこの位は許容してよい。又 s_1 同様 4" 釘を用ひて取付けるものとすれば

$$n = \frac{988}{189} = 5.2 \text{ 本}$$

即ち 6 本あれば充分である。

斜材は以上の如く綾片によつて補強されるが、材端部は特に 4.5 cm 厚の板を 2 枚張りにして充分に補強した。又風荷重の如き水平力に對しても安全なる如く、斜材の間には横構を取付けて萬全を期したのである。

圖-68.

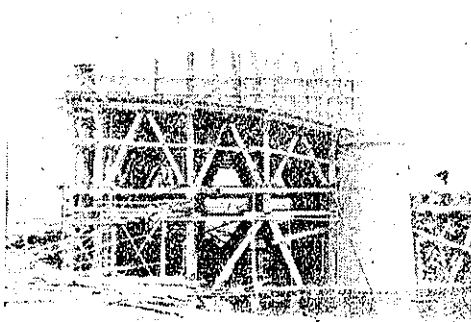
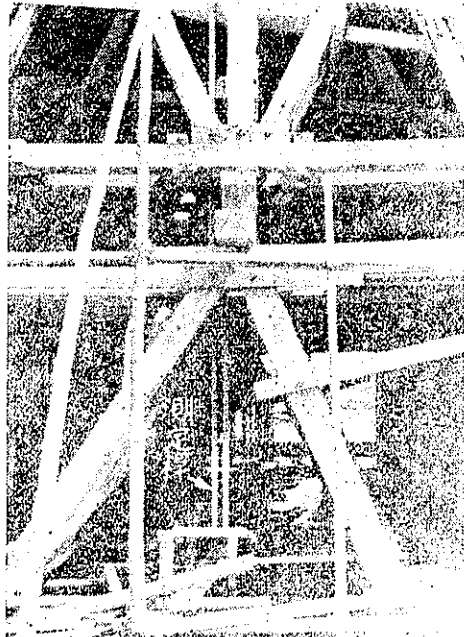


圖-69.

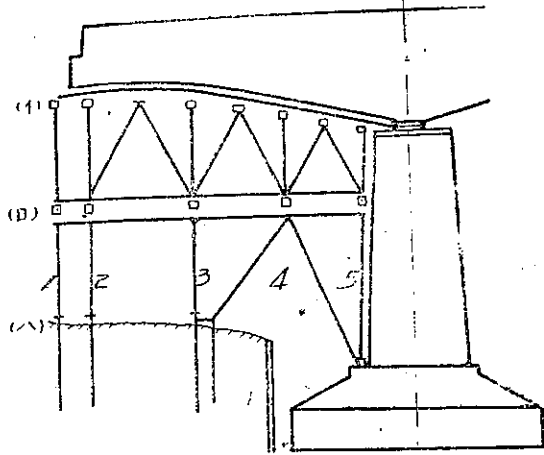


4. 支保工の沈下

支保工は橋體コンクリート施工に際して沈下を生ずる。然るに橋脚には殆ど沈下を生じない。このため若し橋體コンクリートを全長に互り一様に施工するものとすれば不平等沈下のため橋脚の近くで主桁腹部コンクリートの下面及び側面に龜裂を生ずるであらう。故に支保工に豫め上げ越しをなさしめ置くは勿論、橋體コンクリート施工中その沈下状況を測定してその安定化を待つて後に橋脚上の橋體部分を施工することが望ましい。本橋に於ては之を實行したのである。

圖-70. 支保工載荷試験沈下圖表
(第4號橋脚突桁部)

荷重は、桁筋の材料(單位容量 $10^3/m^3$)を用いて、高さ 3 回に分けて載荷セリ。
尚沈下測定、(1)縱桁 (2)横梁
(3)抗天端 \equiv 筋筋 = 沈下セリ。

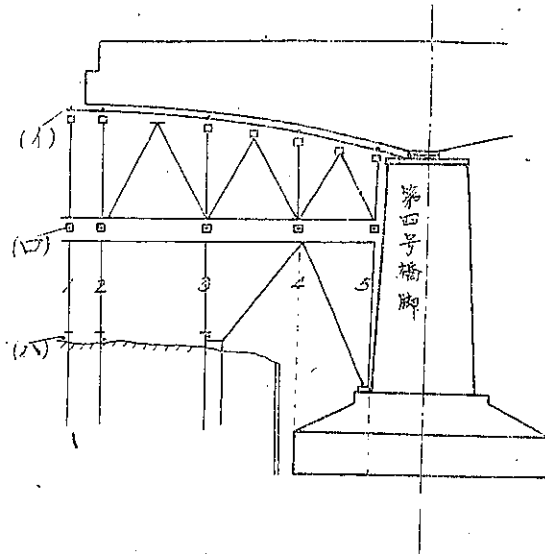


支保工沈下表 單位mm

測 定 部 位	1			2			3			4			5				
	1回	2回	3回	1回	2回	3回	1回	2回	3回	1回	2回	3回	1回	2回	3回		
下 流	C 桁	(1)	4.7	6.2	9.7	6.0	9.5	17.0	6.5	10.5	20.5	6.0	9.8	17.4	4.5	6.5	11.5
		(2)		1.2	3.6	0.1	0.6	2.5	3.5	4.5	9.5	3.0	4.5	5.2	3.5	3.5	4.7
		(3)	1.0	1.0	1.2	0.1	0.1	0.1	1.0	1.0	2.2						
B 桁	(1)	1.7	7.9	12.2	4.8	10.0	20.8	7.0	11.8	22.5	6.0	9.5	18.5	5.0	7.4	13.5	
	(2)	3.0	3.5	4.0	1.0	2.3	4.5	3.2	5.2	10.7	1.2	2.0	2.2	1.2	2.4	2.7	
	(3)	0.5	0.5	1.5	0	0	0	1.2	2.2	3.7							
A 桁	(1)	4.7	7.8	14.2	5.0	13.0	25.0	4.2	7.4	25.2	4.5	9.3	19.5	3.5	5.9	11.5	
	(2)	2.5	3.5	5.5	2.0	4.4	8.3	1.2	3.5	9.2	2.0	3.2	5.5	1.6	3.1	4.4	
	(3)	0.1	0.1	0.6	0	0.2	1.2	0	1.0	2.5							
B 桁	(1)	3.5	5.5	11.0	4.2	8.4	19.2	4.0	8.5	21.5	3.0	8.0	18.0	1.0	3.5	9.5	
	(2)	1.2	1.5	2.4	1.2	2.2	4.4	2.0	4.5	10.5	2.0	3.5	5.3	0.2	1.4	3.4	
	(3)	0	0	0.2	1.0	1.0	1.0	0.5	0.5	2.0							
上 流	C 桁	(1)	3.0	4.5	8.5	3.5	6.2	14.0	3.5	6.5	15.0	3.2	8.2	19.0	1.0	2.8	8.0
		(2)	1.0	1.2	2.5	1.5	2.5	4.2	1.0	2.5	5.7	3.0	6.0	11.5	0.8	1.8	4.1
		(3)	0	0	0.2	0	0.2	0.2	0.8	1.3	2.3						

先づ杭打式支保工に於ける上げ越し量を決定する資料として第4號橋脚の突桁部に於て載荷試験を行つた。圖-68 はその状況である。荷重には切込砂利を用ひ、高さを3回に分けて積み、各回毎に地杭天端、枕梁、縦桁の3箇所の沈下量を各格點に就き測定した。測定には細い木の角材を各點より吊下げて行つた (圖-69)。その結果は圖-70 に示す如くである。之に依れば最も沈下量の多いのは格點3で15~25.2mmに達してゐる。依つて支保工の最大上げ越し量を2.0cmと定めた。圖-70で(イ)點即ち縦桁に於ける沈下がその格點に於ける全量を示

圖-71. 支保工載荷試験沈下圖表
(第4號橋脚突桁部)

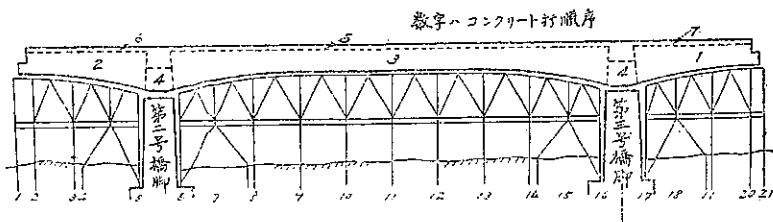


支保工沈下表 單位: mm

測點	格點	1			2			3			4			5			
		1面	2面	3面	1面	2面	3面	1面	2面	3面	1面	2面	3面	1面	2面	3面	
下流	C	①	4.7	6.2	9.7	6.0	9.5	17.0	6.5	10.5	20.5	6.0	9.8	17.4	11.5	6.5	11.5
		②		1.2	2.1	0.1	0.6	2.5	2.5	4.5	9.5	3.0	4.5	5.2	3.5	3.5	4.7
		③	1.0	1.0	1.2	0.1	0.1	0.1	1.0	1.0	2.2						
桁	B	①	4.7	7.9	12.2	4.8	10.0	20.8	7.0	11.8	24.5	6.0	9.5	18.5	5.0	7.4	13.5
		②	2.0	3.5	4.0	1.0	2.3	4.5	3.2	5.2	10.7	1.2	2.0	2.2	1.2	2.4	2.7
		③	2.5	0.5	1.5	0	0	0	1.2	2.2	5.7						
桁	A	①	4.7	7.8	11.2	5.0	12.0	25.0	4.2	8.4	25.2	4.5	9.3	19.5	3.5	5.7	11.5
		②	2.5	3.5	4.5	2.0	4.4	8.0	1.2	3.5	9.2	2.0	3.2	5.5	1.6	3.1	4.4
		③	0.1	0.1	0.6	0	0.2	1.2	0	1.0	7.5						
上流	B	①	3.5	5.5	11.0	4.2	8.4	19.2	4.0	8.5	21.5	3.0	8.0	18.0	1.0	3.5	9.5
		②	1.2	1.5	2.4	1.2	2.2	4.4	2.0	4.5	10.5	2.0	3.5	5.3	0.2	1.4	3.4
		③	0	0	0.2	1.0	1.0	1.0	2.5	0.5	2.0						
桁	C	①	3.0	4.5	8.5	3.5	6.2	14.0	3.5	6.5	15.0	3.2	8.2	18.0	1.0	2.8	8.0
		②	1.0	1.2	2.5	1.5	2.5	4.2	1.0	2.5	5.7	3.0	6.0	11.5	0.8	1.8	4.1
		③	0	0	0.2	0	0.2	0.2	0.8	1.3	3.3						

に比し沈下量が少いが、之は當然である。各桁の最大沈下は格點 8 又は 12 に生じてゐて、その量は 20.2~25.6 mm となつており、上げ越し 20 mm と大差がなかつた。又橋體コンクリートは先づ主桁腹部 1 を打ち、次に床版 2~5 を打ちて後に橋脚上の 6 及び 7 を打つ順序により施工したので、支保工が良く落付いてから橋脚上の部分を施工することとなり、最後のコンクリートを打つてから橋脚附近の格點即ち 4~8, 15~18 に生じた沈下量は僅々數耗に過ぎない事を知るのである。圖-72 及び圖-73 は左岸複礎着桁 (1) 即ち第 3 徑間及び左岸複礎着桁

圖-73. 複礎着桁(1)(左岸)支保工沈下表



mm 単位

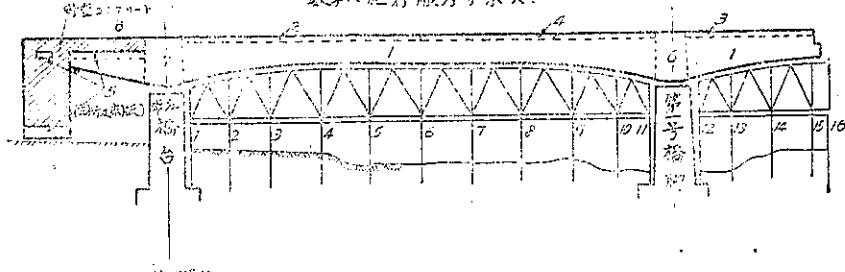
下流	橋	① 全桁(12)間終了	4	7	12	20	25	28	28	25	20	12	7	4	10	12	15	18	20	22	25	28	30	32	35	38	40	42		
		② 主桁(14)終了	9	12	18	25	30	32	30	25	18	12	9	6	4	15	18	22	25	28	30	32	35	38	40	42	45	48	50	52
		③ コンクリート完成	12	15	20	25	28	28	25	20	15	12	8	6	5	18	22	25	28	30	32	35	38	40	42	45	48	50	52	55
		④ 完成一週間目	15	18	22	25	28	28	25	22	18	15	10	8	7	22	25	28	30	32	35	38	40	42	45	48	50	52	55	58
橋	A	① C桁=全し	6	12	18	22	25	28	28	25	22	18	12	6	4	10	12	15	18	20	22	25	28	30	32	35	38	40	42	
		② 以下全桁	8	12	18	22	25	28	28	25	22	18	12	8	6	12	15	18	22	25	28	30	32	35	38	40	42	45	48	
		③	9	12	18	22	25	28	28	25	22	18	12	9	7	15	18	22	25	28	30	32	35	38	40	42	45	48	50	
		④	10	12	18	22	25	28	28	25	22	18	12	10	8	18	22	25	28	30	32	35	38	40	42	45	48	50	52	
橋	B	①	6	12	18	22	25	28	28	25	22	18	12	6	4	10	12	15	18	20	22	25	28	30	32	35	38	40	42	
		②	8	12	18	22	25	28	28	25	22	18	12	8	6	12	15	18	22	25	28	30	32	35	38	40	42	45	48	
		③	9	12	18	22	25	28	28	25	22	18	12	9	7	15	18	22	25	28	30	32	35	38	40	42	45	48	50	
		④	10	12	18	22	25	28	28	25	22	18	12	10	8	18	22	25	28	30	32	35	38	40	42	45	48	50	52	
上流	橋	①	6	12	18	22	25	28	28	25	22	18	12	6	4	10	12	15	18	20	22	25	28	30	32	35	38	40	42	
		②	8	12	18	22	25	28	28	25	22	18	12	8	6	12	15	18	22	25	28	30	32	35	38	40	42	45	48	
		③	9	12	18	22	25	28	28	25	22	18	12	9	7	15	18	22	25	28	30	32	35	38	40	42	45	48	50	
		④	10	12	18	22	25	28	28	25	22	18	12	10	8	18	22	25	28	30	32	35	38	40	42	45	48	50	52	

(0) 即ち第 1 徑間の支保工沈下圖表で前例と同様の傾向を見る事が出来る。圖-72 に於て格點 4 の沈下量が比較的大きい値を示してゐる、殊に下流 C 桁にては 4 cm にも達してゐるのは斜材結合部の構造に少し缺陷があつたのではないかと思はれる。然し他は豫定沈下量以下の値を示してゐる。圖-73 では最大沈下は格點 4~7 に生じて 28~35 mm に達してゐる。次に吊桁部に對しては圖-74, 75, 76 に示す如くで、最大沈下量は大體 15 mm となつてゐる。

方杖式支保工に於ても型枠組立に先立ち、A 桁に載荷試験を行つた(圖-77)。その結果は圖-78 (a) に示す如くで 18~42 mm の沈下を示したが、荷重撤去後の殘留値は 0~7 mm で僅少であつた。實際施工の結果は圖-78 (b) に示す如くで、アーチ式支保工の部分の沈下は非常に少ないが方杖式の部分には最大 25 mm の沈下を生じた。

圖-74. 複碇着桁(0) (左岸) 支保工沈下表

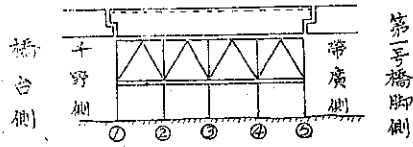
数字ハ進行順序ヲ示ス.



沈下係数 50%

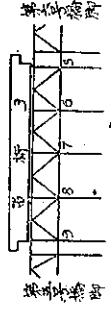
下 流	桁 C	① 主桁着桁後	10	11	10	10	9	9	11	12	13	9	13	5	8	5		
		② 架取終了後	15	15	16	16	17	16	16	17	16	15	16	15	15	15	15	
		③ 全部終了後	18	20	20	20	21	20	20	20	20	19	20	17	16	20	21	17
		④ 成り立一週間後	25	25	27	27	28	28	28	28	28	27	28	25	25	25	25	20
桁 B	① 架取	11	11	11	11	12	12	12	12	13	13	11	11	11	11	12		
	② 架取	14	14	14	14	14	14	14	14	15	15	13	12	15	12	13		
	③ 架取	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	16	15	19	18	17		
	④ 架取	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	18	17	22	21	20		
桁 A	① 架取	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	11	11	11	11	12		
	② 架取	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	13	12	15	14	13		
	③ 架取	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	14	13	18	17	16		
	④ 架取	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	17	16	22	21	20		
桁 B	① 架取	10	10	10	10	11	11	11	11	11	11	10	10	10	10	10		
	② 架取	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	11	10	14	13	12		
	③ 架取	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	13	12	18	17	16		
	④ 架取	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	15	14	22	21	20		
上 流	桁 C	① 架取	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
		② 架取	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	9	9	10	10	10	
		③ 架取	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	12	11	15	14	13	
		④ 架取	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	15	14	22	21	20	

圖-75. 吊桁(1) 支保工沈下表



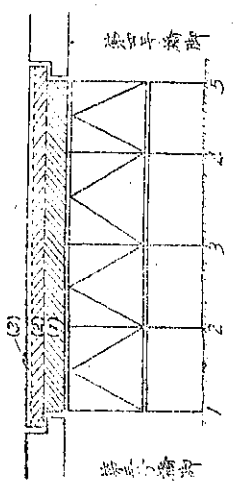
		①	②	③	④	⑤	
下 流	桁 C	① 主桁終了後	5	8	8	8	5
		② 架取終了後	1	10	12	12	8
		③ 成り立一週間後	3	11	13	13	10
桁 B	① 架取	1	7	10	8	6	
	② 架取	1	10	13	12	8	
	③ 架取	3	11	12	12	11	
桁 A	① 架取	0	6	8	9	7	
	② 架取	1	10	13	12	10	
	③ 架取	3	11	15	13	12	
桁 B	① 架取	0	7	10	10	6	
	② 架取	0	10	14	12	9	
	③ 架取	0	13	15	14	12	
上 流	桁 C	① 架取	2	7	8	8	5
		② 架取	2	12	12	13	7
		③ 架取	3	11	14	15	10

圖-77. 吊桁(3)支保工沈下圖表



單位 凡例		① 相連釘コナリ打透後		② 相連釘コナリ打透前		③ 全直後		④ 終了後3日目		⑤ 終了後3日目	
下流	C	1	4	8	7	6	5	3	2	1	0
		2	6	8.5	6	6	6	6	2	2	2
桁	1	8.5	10	12	10	10	7	2	7	7	
	2	4	11	14	14	14	14	7	7	7	
	3	10	13	15	15	15	15	8	8	8	
	4	5	10	7	10	10	10	2	2	2	
	5	6.5	10	8	11	11	11	2	2	2	
桁	1	8	12	10	13	13	5	5	5	5	
	2	9	13	10	13	13	5	5	5	5	
	3	9	14	13	16	16	8	8	8	8	
	4	7	10	9	9	9	3	3	3	3	
	5	8	10	9	9	9	3	3	3	3	
桁	1	9	13	12	12	12	5	5	5	5	
	2	11	13	13	13	13	6	6	6	6	
	3	12	15	14	13	13	9	9	9	9	
	4	6.5	8	9	8.5	8.5	1	1	1	1	
	5	8.5	8	9	8.5	8.5	1	1	1	1	
桁	1	11	11	12	12	12	4	4	4	4	
	2	11	12	14	15	15	5	5	5	5	
	3	11	13	15	15	15	7	7	7	7	
	4	5	10	10	10	10	2.5	2.5	2.5	2.5	
	5	5	10	10	10	10	2.5	2.5	2.5	2.5	
桁	1	8	13.5	15	10	10	7	7	7	7	
	2	8	13.5	16	11	11	7	7	7	7	
	3	8	15	17	16	16	9	9	9	9	
	4	8	15	17	16	16	9	9	9	9	
	5	8	15	17	16	16	9	9	9	9	

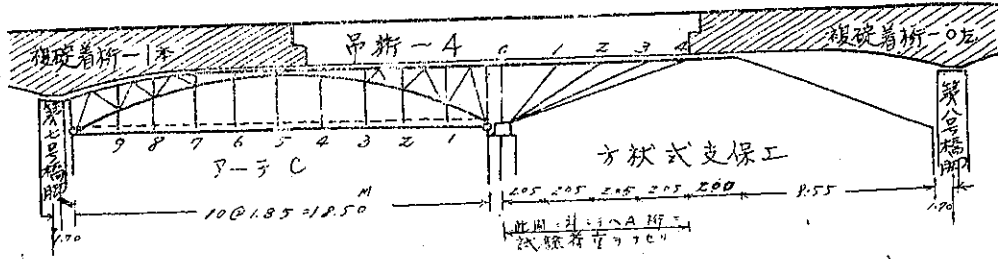
圖-76. 吊桁(2)支保工沈下圖表



先コナリコナリ確定
 (1) 先行確定
 (2) 先行確定
 (3) 先行確定
 (4) 先行確定
 (5) 先行確定
 (6) 先行確定
 (7) 先行確定
 (8) 先行確定
 (9) 先行確定
 (10) 先行確定
 (11) 先行確定
 (12) 先行確定
 (13) 先行確定
 (14) 先行確定
 (15) 先行確定
 (16) 先行確定
 (17) 先行確定
 (18) 先行確定
 (19) 先行確定
 (20) 先行確定
 (21) 先行確定
 (22) 先行確定
 (23) 先行確定
 (24) 先行確定
 (25) 先行確定
 (26) 先行確定
 (27) 先行確定
 (28) 先行確定
 (29) 先行確定
 (30) 先行確定

下流	C	1	4	8	7	6	5	3	2	1	0
		2	6	8.5	6	6	6	6	2	2	2
桁	1	8.5	10	12	10	10	7	2	7	7	
	2	4	11	14	14	14	14	7	7	7	
	3	10	13	15	15	15	15	8	8	8	
	4	5	10	7	10	10	10	2	2	2	
	5	6.5	10	8	11	11	11	2	2	2	
桁	1	8	12	10	13	13	5	5	5	5	
	2	9	13	10	13	13	5	5	5	5	
	3	9	14	13	16	16	8	8	8	8	
	4	7	10	9	9	9	3	3	3	3	
	5	8	10	9	9	9	3	3	3	3	
桁	1	9	13	12	12	12	5	5	5	5	
	2	11	13	13	13	13	6	6	6	6	
	3	12	15	14	13	13	9	9	9	9	
	4	6.5	8	9	8.5	8.5	1	1	1	1	
	5	8.5	8	9	8.5	8.5	1	1	1	1	
桁	1	11	11	12	12	12	4	4	4	4	
	2	11	12	14	15	15	5	5	5	5	
	3	11	13	15	15	15	7	7	7	7	
	4	5	10	10	10	10	2.5	2.5	2.5	2.5	
	5	5	10	10	10	10	2.5	2.5	2.5	2.5	
桁	1	8	13.5	15	10	10	7	7	7	7	
	2	8	13.5	16	11	11	7	7	7	7	
	3	8	15	17	16	16	9	9	9	9	
	4	8	15	17	16	16	9	9	9	9	
	5	8	15	17	16	16	9	9	9	9	

圖-78. 桁出(4)支保工沈下圖表



a) 試験荷重沈下表 (mm)

		0	1	2	3	4
桁	A	8	32	22	20	8
	B	13	42	28	33	13
	C	0	7	5	1	0

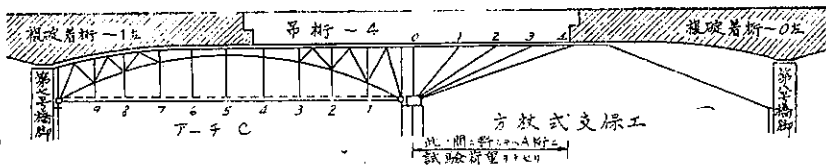
- 1) 試験荷重直後測定値 (照 14. 10. 10)
 - 2) 試験後 16 日目測定値 (照 14. 10. 26)
 - 3) 荷重除去後残留沈下測定値 (照 14. 10. 27)
- (荷重ハ 50t ナリ)

b) コンクリート打=依り沈下表 (mm)

		4	3	2	1	0	1	2	3	4	
下流	C 桁	1)	5	3	4	4	7	7	11	10	-
		2)	5	9	9	10	14	13	14	16	-
	B 桁	1)	1	1	1	3	5	9	12	12	-
		2)	-	-	-	-	9	14	18	22	-
	A 桁	1)	0	3	1	0	5	7	7	12	-
		2)	1	3	2	1	7	11	11	19	-
B 桁	1)	2	4	2	4	7	12	16	14	-	
	2)	-	-	-	-	9	16	19	25	-	
上流	C 桁	1)	3	2	4	3	8	8	12	9	-
		2)	-	-	-	-	13	14	15	15	-

- 1) 桁腹部コンクリート終了後測定値
- 2) 床版コンクリート打後測定値 (最終沈下)

圖-79. 吊桁(4)アーチ式及方杖式支保工沈下表



b) コンクリート打=依り沈下表 (mm)

		4	3	2	1	0	1	2	3	4	
下流	C 桁	1) 桁腹部コンクリート終了後測定値	5	3	4	4	7	7	11	10	-
		2) 床版コンクリート打後測定値 (最終沈下)	5	9	9	10	14	13	14	16	-
	B 桁	1) C 桁=全レ	1	1	1	3	5	9	12	12	-
		2)	-	-	-	-	9	14	18	22	-
	A 桁	1)	0	3	1	0	5	7	7	12	-
		2)	1	3	2	1	7	11	11	19	-
B 桁	1)	2	4	2	4	7	12	16	14	-	
	2)	-	-	-	-	9	16	19	25	-	
上流	C 桁	1)	3	2	4	3	8	8	12	9	-
		2)	-	-	-	-	13	14	15	15	-

a) 試験荷重沈下表 (mm)

		0	1	2	3	4
桁	1) 試験荷重直後測定値	8	32	22	20	8
	2) 試験後 16 日目測定値	13	42	28	33	13
	3) 荷重除去後残留沈下測定値	0	7	5	1	0

(荷重ハ 50t ナリ)

(昭. 18. 4. 2. 受付)