

空知大橋の設計施工について

<ディビダーク部分>

三 原 貞 雄*
 青 木 正 夫**
 小 島 伊 三 郎**

1. ま え が き

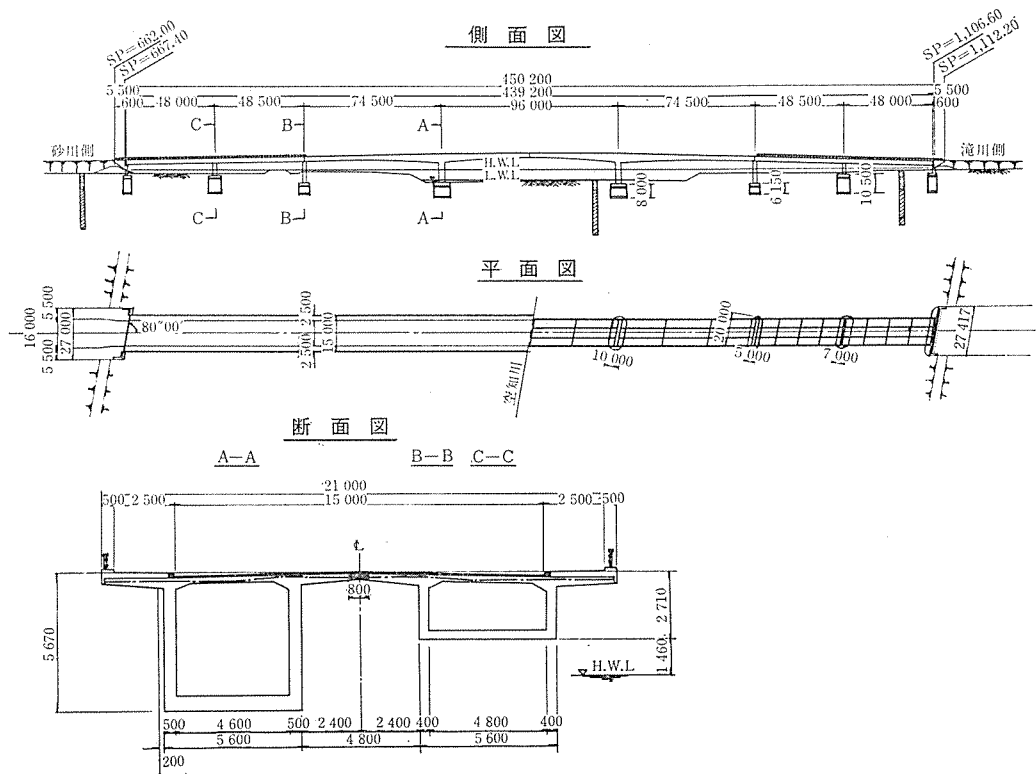
空知大橋は、一般国道 12 号線の滝川市砂川市地界を流れる空知川に現在架換中の橋である。この橋は明治 22 年に初めて木造の仮橋がかけられてから、昭和 9 年に鋼製 K トラス橋である旧橋が架換られるまでに 5 回架換られており、北海道の北部および中部と北海道の中心部札幌地区を結ぶ幹線道路の中で、重要な役割を果たしてきた。

しかし、旧橋も幅員が狭く近年増大する交通量に対してネックとなったために昭和 41 年度より新橋の架換工事が始められ、昭和 43 年の 7 月までに下部基礎と躯体を完成し、引続き上部の半分を施工完了したものである(口絵写真 参照)。

2. 上部構造概要

- 1) 構造形式：
 主 橋；ディビダーク方式による 3 径間連続有
 ヒンジラーメン箱桁橋
 水抜橋；フレシネー方式による 2 径間連続箱行
 橋
- 2) 橋長およびスパン割：
 $0.60\text{ m} + 2@ 48.00\text{ m} + 1.00\text{ m} + 74.00\text{ m} + 96.00\text{ m} + 74.00\text{ m} + 1.00\text{ m} + 2@ 48.00\text{ m} + 0.60\text{ m} = 439.20\text{ m}$
- 3) 幅員構成：車道 15.00 m + 歩道 2@ 2.50 m
- 4) 縦断勾配：1.70% 直線勾配，放物線勾配（中央径間 96 m 部分）

図-1 一 般 図



* 北海道開発局札幌開発建設部道路一課秩父別事業所長

** 北海道開発局札幌開発建設部道路一課秩父別事業所技士

- 5) 斜 角: $\theta=80^\circ$
- 6) 舗装厚: $t=70\text{ mm}$
- 7) 使用材料(主橋部): コンクリート $4\,303\text{ m}^3$
鉄筋 353 t P C鋼棒 418 t
- 8) 工 期: 昭和43年4月18日~昭和43年11月15日

3. 主橋設計計算

(1) 主桁断面力の計算

主橋構造は中央径間にヒンジを設けてせん断力のみを伝え、曲げモーメントを伝えない構造である。したがって、桁自重、静荷重、雪荷重の対称荷重に対しては、一次の不静定構造であり、活荷重の非対称荷重に対しては、3次の不静定構造である。

(2) 断面力の影響線

図-2 に示すように、3次の不静定構造であるから点0,10,20 に不静定力をとり、つぎの弾性方程式をとりて求めた。

図-2 反力影響線

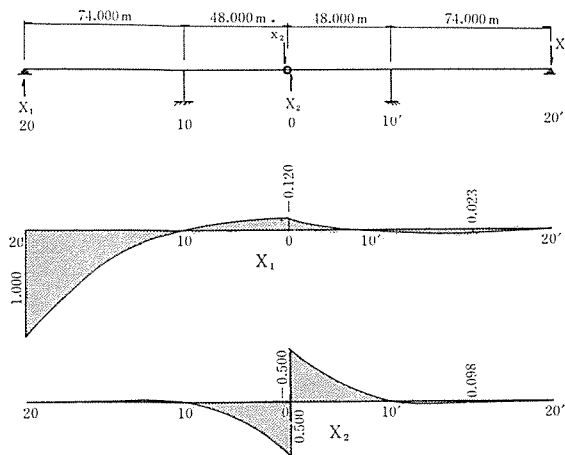


図-3 せん断力影響線

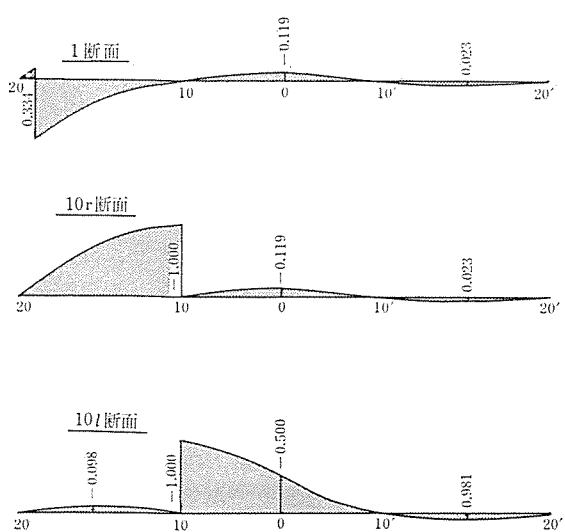
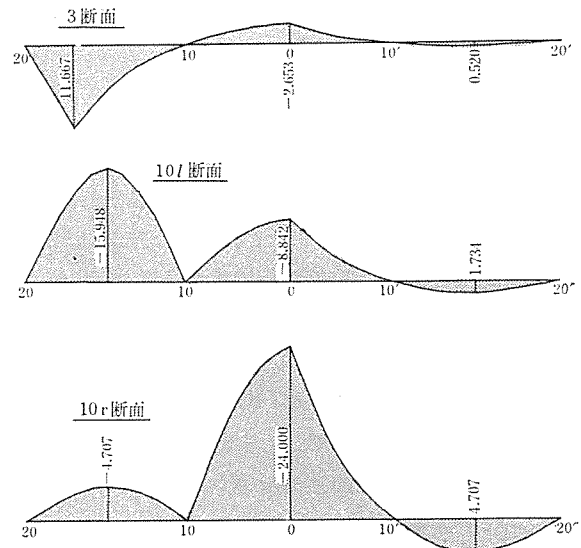


図-4 曲げモーメント影響線



$$\begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 &= -\delta_{10} \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 &= -\delta_{20} \\ \delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 &= -\delta_{30} \end{aligned}$$

求めた反力、せん断力、曲げモーメントの影響線を示すと 図-2~4 のようになる。

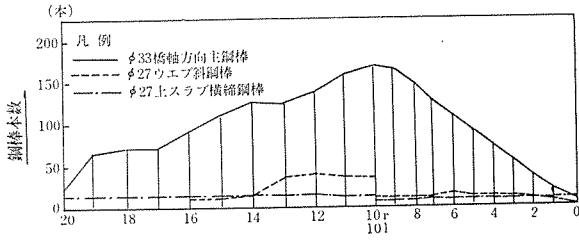
(3) 桁の曲げモーメント、せん断力

a) 桁自重、静荷重、雪荷重による曲げモーメント、せん断力 断面力の算出は、弾性格点荷重法により、分布荷重を、集中荷重におきかえて計算した。桁自重、静荷重、雪荷重は対称荷重であるから、側径間は一次の不静定となる。したがって、支点反力を不静定力として弾性方程式をとりて求めた。

b) 活荷重による曲げモーメント、せん断力 活荷重の載荷は、車道部に L-20 荷重、歩道部に群集荷重を載荷した。本橋の場合は2ボックス構成になっているので、荷重分配係数を求めて活荷重の割増しを行なった。荷重分配係数は、箱桁断面主桁を橋脚上で固定された2本の片持ばりとし、中間は床版と横桁とで互いに連結されているものとして、片持ばりの先端に荷重を作用させたときの固定端モーメントの比より求めた。活荷重は非対称荷重であるから3次の不静定となる。したがって、支点反力および中央径間のヒンジ位置のせん断力を不静定力として弾性方程式を解いて求めた。

c) プレストレストによる曲げモーメント P C鋼棒は偏心して配置されているので、偏心モーメントが生じ、静定系では上方にそりを起こすが、支点での変位は0におさえられるので不静定力が生ずる。したがって、不静定力による偏心2次曲げモーメントが生ずる。P C鋼棒の有効緊張力は脚柱上で、1本 $50\text{ t}(\phi 33\text{ mm})$ であり、1ボックス当り170本配置されている。各断面におけるP C鋼棒本数の分布は 図-5 に示すとおりである。

図-5 鋼棒本数 (160×当り)



d) 断面力の集計 各断面に生ずる曲げモーメント, せん断力を示すと 図-6, 7 に示すとおりである。図-6 よりわかるように脚柱上に生ずる曲げモーメントは, 死荷重のみによって $-27\,920\text{ t}\cdot\text{m}$, 設計荷重によっては, $-32\,623\text{ t}\cdot\text{m}$ である。したがって, 活荷重による曲げモーメントは, 全曲げモーメントの 14% にすぎない

図-6 曲げモーメント

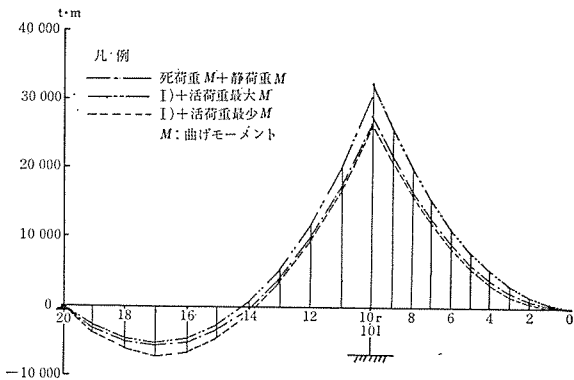


図-7 せん断力

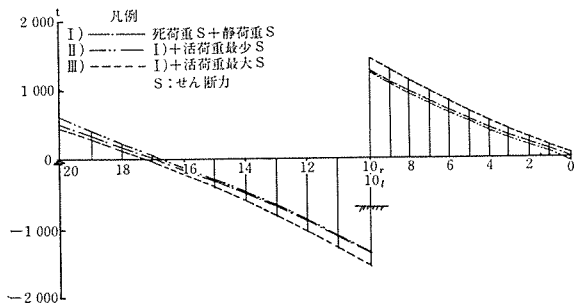


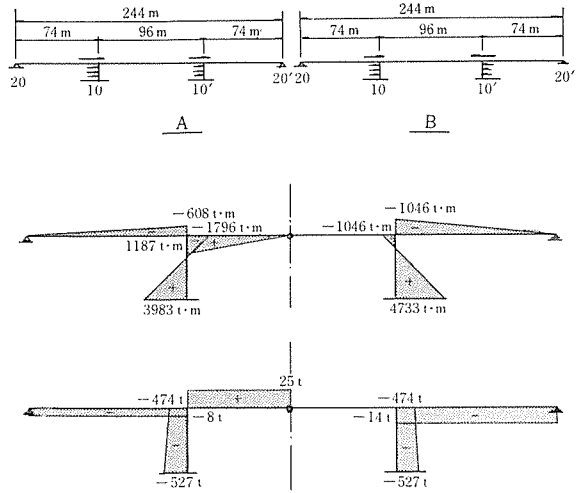
表-2 橋脚に作用する力

種類	方向 状態 位置	橋軸方向			橋軸直角方向	
		常時	地震時		常時	地震時
			位相差無し	位相差有り		
鉛直力 (t)	上	d 2619 e 338	1+0.1 2881 1-0.1 2357	1+0.1 2881 1-0.1 2357	d 2619 e 338	1+0.1 2881 1-0.1 2357
	下	d 2970 e 338	1+0.1 3267 1-0.1 2673	1+0.1 3267 1-0.1 2673	d 2970 e 338	1+0.1 3267 1-0.1 2673
水平力 (t)	上	0	474	474	0	393
	下	0	527	527	0	446
曲げモーメント (t·m)	上	d 1316 e 2562	±1796	±1046	d 0	d 0
	下	d 1316 e 2562	±3983	±4736	e 0	e 4835

表-1 橋脚反力

自重 (t)	静荷重 (舗装, 高欄 地覆) (t)	活荷重 (t)		合計 (t)	
		最大	最小	最大	最小
435	76	112	-20	623	491

図-8 地震時曲げモーメントせん断力



いことがわかる。

e) 橋脚反力 側径間支承位置の P_2, P_5 に作用する反力をまとめると 表-1 のようになる。

f) 地震荷重による曲げモーメント, せん断力 地震荷重による曲げモーメント, せん断力は 図-8 に示すとおりである。またこの場合の水平震度は $K_H = \pm 0.1$, 鉛直震度は $K_V = \pm 0.15$ である。

(4) 脚注に作用する曲げモーメント, 鉛直力, 水平力, 脚柱に作用する断面力を示すと 表-2 に示すとおりである。

この表よりわかるとおり脚柱全反力のうち活荷重による反力は 12% にしかすぎないことがわかる。また脚柱に作用する全曲げモーメントのうち活荷重による曲げモーメントは 48% である脚柱には $\phi 27\text{ mm}$ PC鋼棒を1ボックス当り 64 本配置し引張り応力が生じないように設計している。

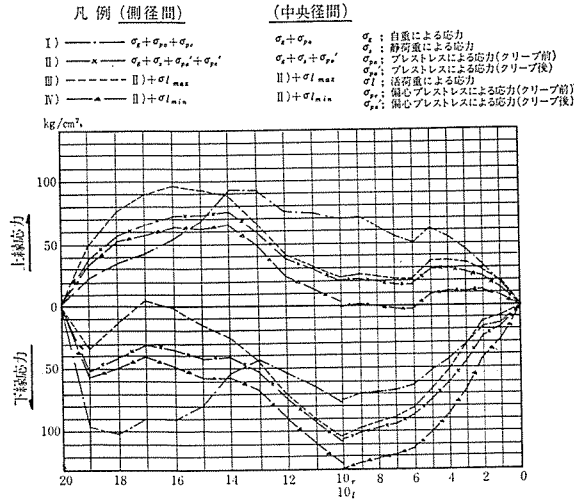
(5) 桁のたわみ

活荷重によって中央径間せん断位置に生ずる最大たわみは 63 mm である, これはスパン長の $1/1524$ にあたり, 許容たわみ $1/600$ より十分に小さいとともに剛性の大きいことがわかる。

(6) 桁の曲げ応力度, せん断応力度

a) 設計荷重時の曲げ応力度 各荷重段階における曲げ応力度を 図示すると 図-9 に示すとおりである。図において, 中央径間では「自重+静荷重+プレストレス」

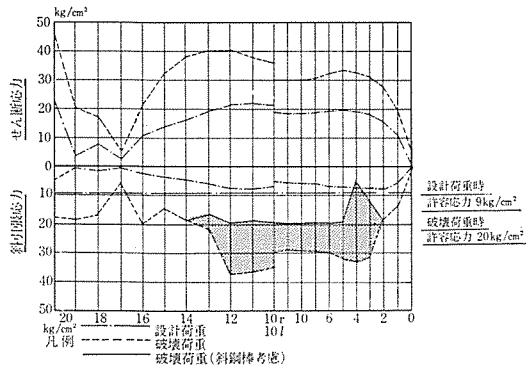
図-9 曲げ応力度



の状態下下縁応力が上縁応力より大きいので、クリープによりたれ下がる傾向のあることがわかる。設計荷重作用時、上下スラブの一部に引張応力を生ずるが、パーシャルプレストッシングの場合の許容応力 15 kg/cm² 以内にあるので安全である。

b) 設計荷重作用時せん断応力, 斜引張応力 各断面に作用するせん断応力, 斜引張応力を示すと 図-10 のようになる。斜引張応力は近似的に断面の図心位置に最大斜引張応力が生ずるとして計算したものである。また、鉄筋コンクリートのはりにおける部材有効高さの変化によるせん断力の減少分に相当するものとして、底版に作用する圧縮力を底版の傾斜によるせん断力として計算してせん断力の減少を考慮している。図-10 からわかるとおり設計荷重においては、斜引張応力はいずれの断面においても許容応力 9 kg/cm² 以内にあることがわかる。

図-10 せん断応力および斜引張応力

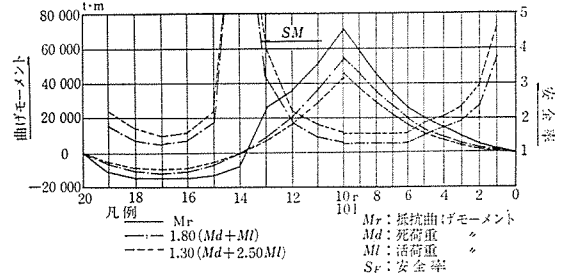


(7) 桁の曲げ破壊に対する検討

桁の各断面における破壊抵抗曲げモーメントを示すと 図-11 のようになる。この図において安全度を検討すべき状態, すなわち,

$$1.3 M_D + 2.5 M_L, 1.80(M_D + M_L)$$

図-11 破壊荷重時曲げモーメント



についての曲げモーメントも示しているが、いずれの状態においても安全であることがわかる。

(8) 桁のせん断破壊に対する検討

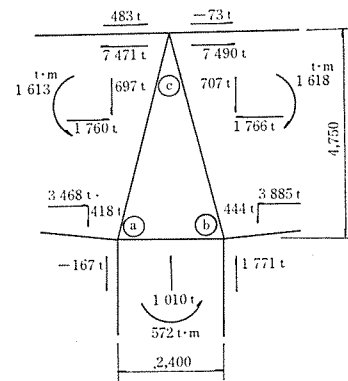
桁各断面における破壊時のせん断力による斜引張応力度を示すと 図-10 のようになる。断面 2 から断面 13 における斜引張応力度は、いずれも破壊荷重安全度を検討するときの最大値 40 kg/cm² 以下であるが、許容応力の 20 kg/cm² をこえている。したがって、本橋においては $\phi 27$ 斜鋼棒を配置して斜引張応力度を許容値以内におさめるようにしている。

斜鋼棒を考慮したときの破壊荷重時の斜引張応力度は 図-10 でわかるとおり、許容数値内にあり安全である。斜鋼棒の本数分布は 図-5 に示すとおりである。

(9) 柱頭部

柱頭部はトラス構造とし、側径間, 中央径間より伝わる断面力がトラスを通じて脚柱に作用すると考えて設計を行なった。柱頭部に作用する断面力を示すと 図-12 のとおりである。この結果、橋軸方向に $\phi 27$ P C 鋼棒を 64 本、橋軸直角方向に $\phi 27$ P C 鋼棒を 4 本配置した。

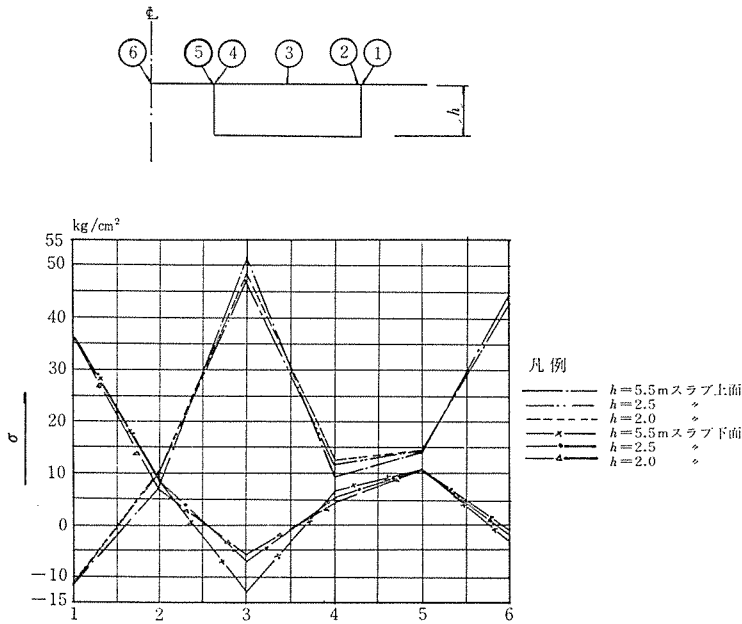
図-12 柱頭部に作用する断面力



(10) スラブの応力度

ボックスラーメンに作用する曲げモーメントは Kani のモーメント分配法を用いて算出した。活荷重の T-20 荷重によるモーメントは「鉄筋コンクリート道路橋示方書 53 条」によって支点およびスラブ中央点のモーメントを求め、そのモーメントを下スラブおよびウェブに分布させて求めた。各曲げモーメントに、上スラブの応力

図-13 上スラブ曲げ応力度

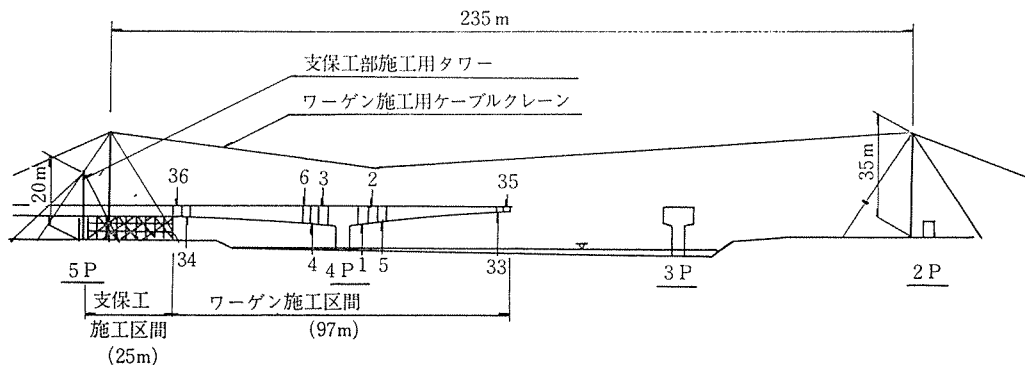


度を示すと 図-13 のとおりである。上スラブ上縁および下縁において最大 12 kg/cm² の引張応力を生ずるが、スラブは、パーシャルプレストレッシングの設計で -15 kg/cm² までの引張応力が許容されるから安全である。またスラブには横締め の φ27 mm 鋼棒を 40 cm ピッチに配置している。

(11) 中央径間ヒンジ位置のせん断力

本橋においては、右岸側橋体完成後約 10 カ月後に左岸側が完成するように計画されている。したがって、右岸側が完成するように計画されている。したがって、右岸側は中央ヒンジ位置結合時にクリープたわみを生じている。そのクリープたわみは 35.2 mm である。結合の方法は左岸側を強制的に 35.2 mm たわませて結合するよう計画されている。したがって、結合により 19.3 t のせん断力が生ずる。しかしクリープたわみの進行度は左岸側が右岸側に比して大きいため結合時のせん断力は次第に小さくなってゆき、クリープ終了後には 8.3 t のせん断力になる。本橋においては、ヒンジ結合時におけるせん断力 19.3 t より各断面の応力度を計算している。

図-14 施工設備図



その結果、側径間側で、設計荷重作用時 4 kg/cm² の引張応力度が断面で生ずることになるが、当初入れている鉄筋で十分であるし、パーシャルプレストレッシングの許容値 15 kg/cm² 以内でもあるので安全である。

(12) 施工中の応力度

a) 側径間施工中の曲げモーメント

側径間の施工方法は、脚柱より 45 m の区間は中央径間にバランスを取りながらフォルバウワーゲンを使用して片持施工を行ない、残りの 25 m 区間は支保工を使用して施工した。したがって、曲げモーメントについては、つぎの各段階において検討した。

- 1) 脚柱より 45 m 区間までフォルバウワーゲンにより片持施工したときの曲げモーメント。
- 2) フォルバウワーゲン除去による曲げモーメント。
- 3) 支保工部分の曲げモーメント。
- 4) 支保工除去による曲げモーメント。

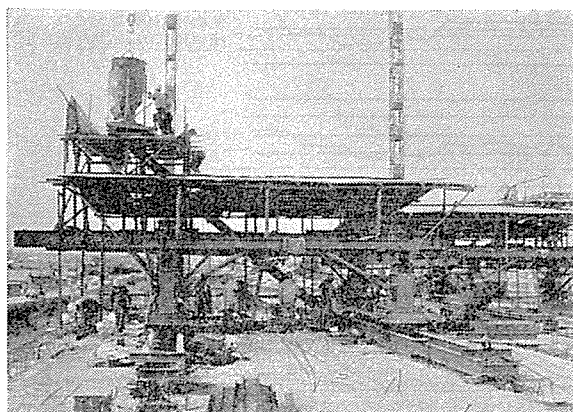
このような施工方法による、桁自重の曲げモーメントと側径間全部を支保工施工した場合の曲げモーメントとの差は 406 t・m であり、全設計曲げモーメントの 2% にしかすぎず、施工完了後クリープによりその差は 1% 以下になるので本橋においては、支点反力の調整は行なわれないことにした。

4. 施 工

(1) 施工概要

資材およびコンクリートの運搬は 図-14 に示すようなケーブル設備を設けて使用した。支保工施工区間については P₁ 横に 20 m のタワーをたてて資材運搬およびコンクリート打設に使用した。脚柱施工用足場および側径間部支保工にはビティわくを使用した。また柱頭部はあらかじめ脚柱に H 梁 4 本を埋設しておき、これを足場にして施工した。柱頭部のコンクリート打設は、下

写真-1 フォルパワーゲン使用による
コンクリート打設作業中



スラブ、ウェブおよびトラス部、上スラブの3回打ちとした。またワーゲン施工時のコンクリート打設は1回打ちとし、支保工施工区間は、下スラブ、ウェブ、上スラブおよび支点上の4回打ちとした。片持施工区間は、本橋の場合2ボックスよりなっている为上流側、下流側合わせて4台のフォルパワーゲンを使用し、1ブロック5日工程で施工した(写真-1)。

(2) コンクリート施工

本橋のコンクリート示方配合は表-3に示すとおりであるが、セメントは390 kg/m³とし、目標強度は440 kg/cm²とした。骨材は現場の近くを流れる石狩川産のものを使用した。また現場より約1 kmはなれたところ

に生コン会社があり、試験の結果も良好であったので、レディミクストコンクリートを使用した。緊張はコンクリート打設後50時間とし、そのときの必要強度を280 kg/cm²としたが、実際は45時間から55時間で280 kg/cm²の強度発現があった。図-15にプレストレスリング時のコンクリート強度の管理図を示すが、これを見ると強度のばらつきがめだつたが、これはテストピース試験時間が一定ではなく差があったためである。図-16に σ_{28} のコンクリート強度の管理図を示すが、これを見ると目標強度に近い値を示しており、コンクリートの管理は良好であったものと思われる。

(3) プレストレッシング

PC鋼棒はSBPC2種の $\phi 33$ mm, $\phi 27$ mmである。 $\phi 33$ mm PC鋼棒の試験結果を示すと図-17のようになる。緊張力の計算は、 $\phi 33$ mm PC鋼棒の有効緊張力を50 t/本とし、鋼棒とシース間の摩擦、曲り(鉛直、水平両方向)、コンクリートのクリープおよび弾性変形、鋼棒のリラクセーション等による減少量を考慮して計算した。緊張力の計算に使用した諸数値はつぎのとおりである。

$$\lambda = 0.0014, \mu = 0.26, E_s = 2.05 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2,$$

$$E_c = 3.50 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2, \varphi = 2.0, S = 15 \times 10^{-10},$$

$$R = 3\%$$

鋼棒の伸び量は、計算した導入緊張力に対する伸び量にカップラーおよび定着具のゆるみによる規定の割増し

表-3 コンクリート配合表

使用材料の種類			示方配合						
セメント	骨材	混和剤	配合強度	W/C	S/a	スラブ	空気量	混和剤量	粗骨材最大寸法
早強ポルトランドセメント	川砂利	ポゾリス No 5L	400 kg/cm ²	37%	36%	7±1 cm	4%	0.25%	25 mm

図-15 コンクリート強度試験 (σ_{50h})

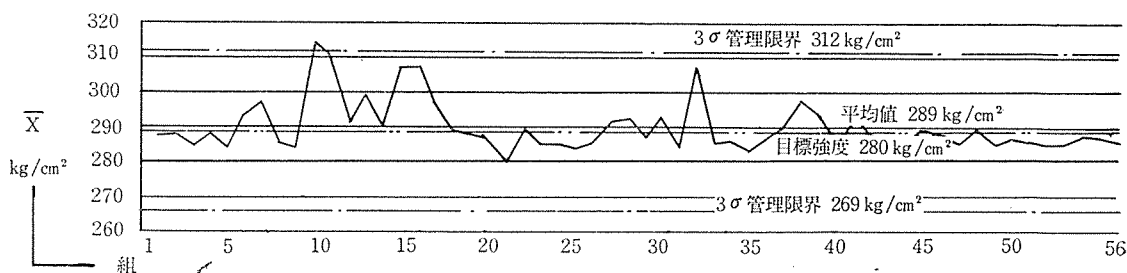


図-16 コンクリート強度試験 (σ_{28})

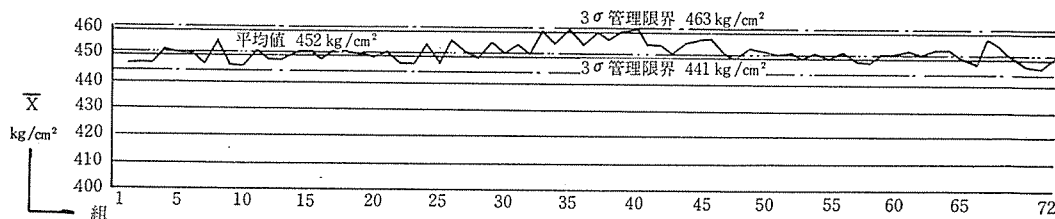


図-17 PC 鋼棒試験 (φ 33)

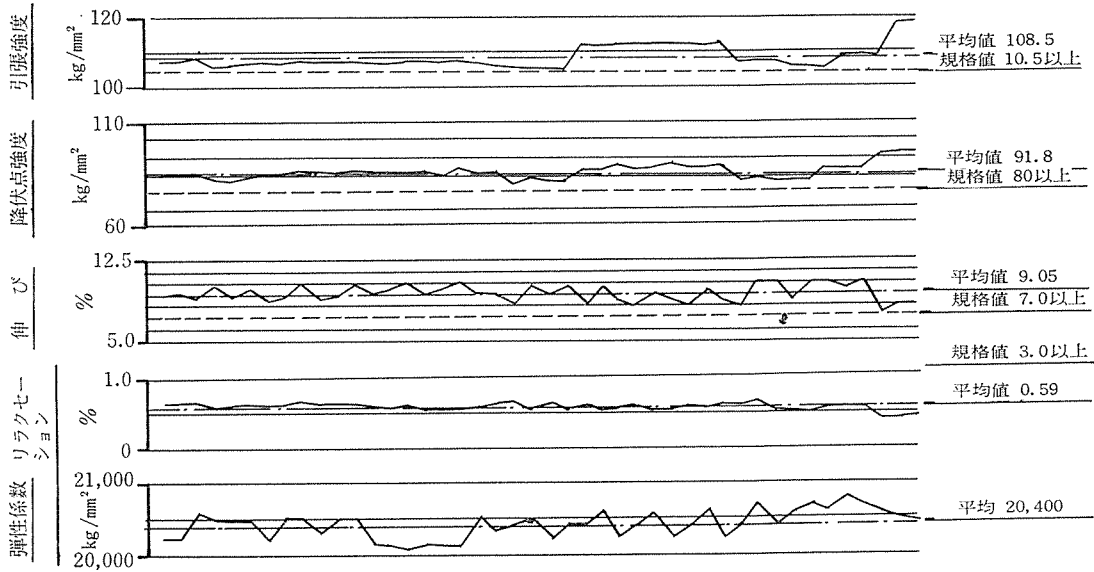
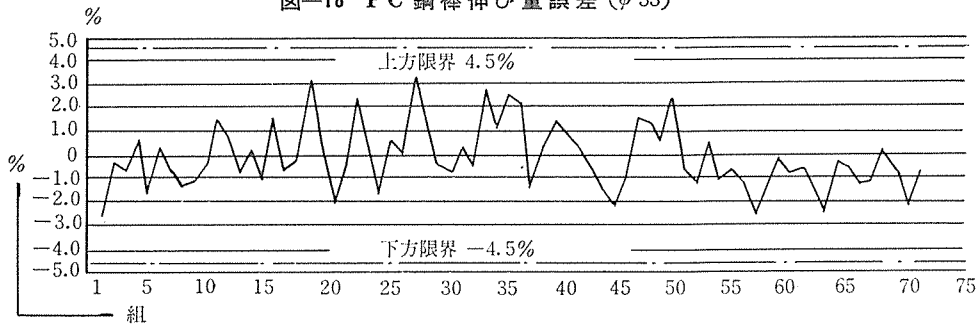


図-18 PC 鋼棒伸び量誤差 (φ 33)



量を加算して求めた。緊張作業はジャッキのマノメーターの示度が所定の値に達し、オートカウンターおよびユーザースタントメジャーによる伸び量も所定の値に達するように緊張した。もしマノメーターの示度が所定の値に達しても、オートカウンターの示度が所定の伸び量に達しないときは、鋼棒に打撃を与え、摩擦による損失を少なくして所定の伸び量に達するように施工した（写真-2）。PC 鋼棒緊張の管理図は 図-18 に示すとおりである。図からわかるとおり、計算上の鋼棒の伸び量に対して、実際の伸び量は 97.5%~103% の範囲にあり良好な結果であったと思われる。またジャッキのキャリブレーションは、緊張本数 80 本に 1 回の割合で行なった。

(4) グラウト

グラウトの配合は表-4 に示すとおりである。完全なグラウティングを行なうため W/C を 44% にしたが、施工結果は良好であった。グラウトの試験結果は 図-19, 20 に示すとおりである。

(5) 上げ越し

図-21 は各施工段階におけるたわみに対しての上げ越しを集計したものである。美観上の上げ越しは、中央径間先端において 52 mm とし、脚柱側に放物線形状で

写真-2 プレストレス作業中

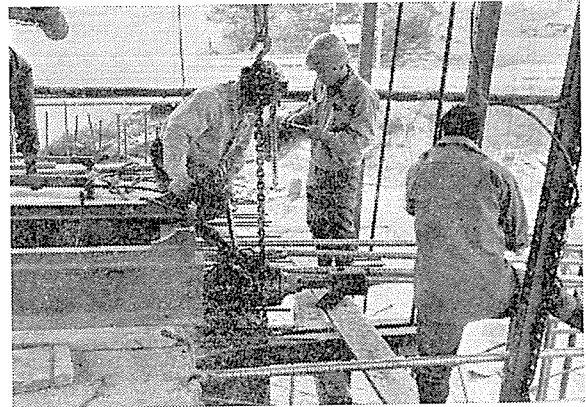


表-4 グラウト配合表

使用材料の種類			示方配合				
セメント	骨材	混和剤	W/C	セメント量	水	混和剤	アルミ粉
普通ポルトランドセメント		ポゾリス No 8	44%	50 kg	22 l	125 g	

分布させた。また、クリープによる中央径間先端のたわみは 109 mm である。施工時型わくの設置は、型わくのゆるみ、ワーゲン自体の弾性変形を考慮して 20 mm を加算した。

図-19 グラウト試験管理図

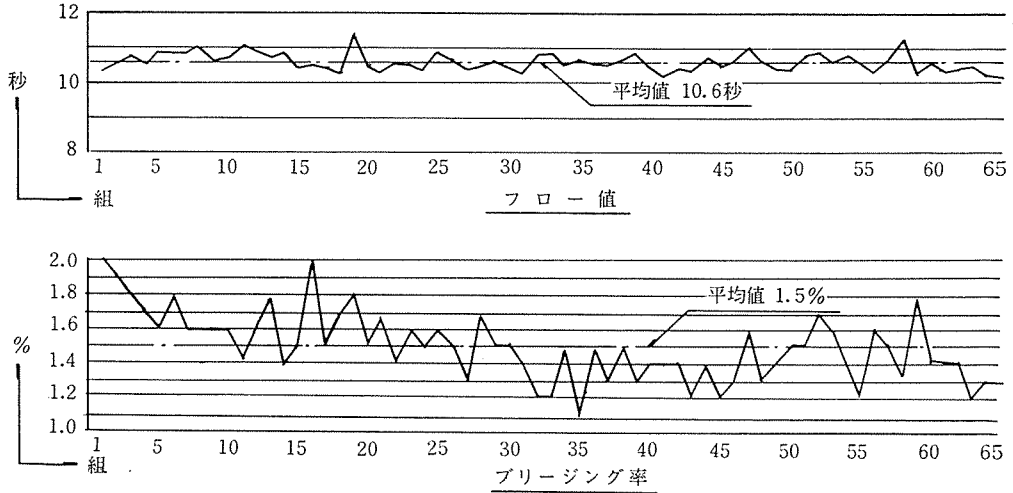


図-20 セメントペースト強度 (σ_{28})

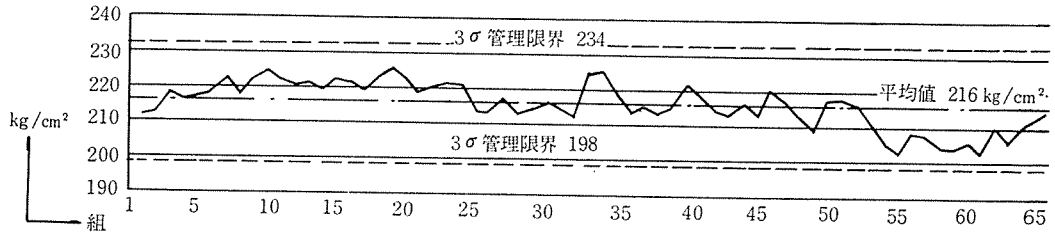


図-21 上げ越し集計図

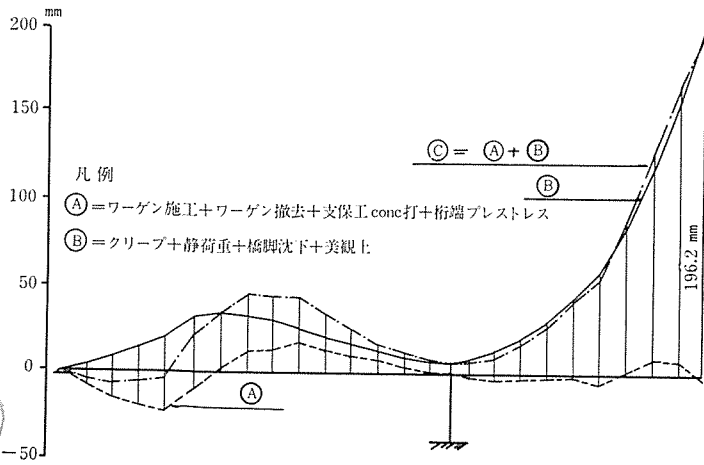
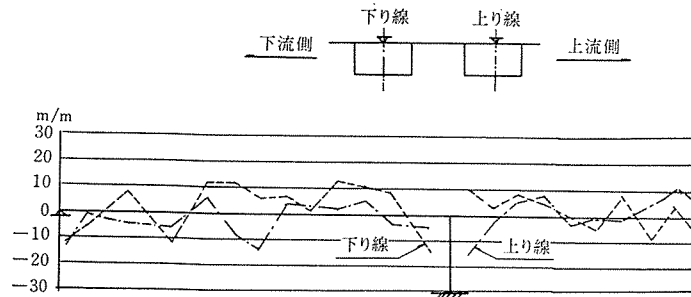


図-22 スラブ上面仕上がり精度



(6) スラブ上面の仕上がり精度

図-22 はスラブ上面の仕上がり精度の実測結果である。図よりわかるとおり誤差は -14 mm から +12 mm の範囲にあり良好な結果であった。

5. あとがき

本橋は、昭和 44 年の 9 月頃に中央径間ヒンジ位置の結合を行なう予定である。なお、クリープたわみの実測と、測定器によるクリープおよび乾燥収縮量を現在実測しているが、得られた資料と設計値を比較検討しながら今後の施工を行ないたいと思っている。

おわりに、本橋の設計施工にあたり、御指導、御協力をいただいた、札幌開発建設部道路一課上司の方々、北海道開発コンサルタントの諸氏および施工にあられた住友建設(株)空知大橋作業所長 大坪 切氏に対し謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 猪股俊司：プレストレスト コンクリートの設計および施工，技報堂
- 2) 横道英雄：コンクリート橋，技報堂
- 3) 日本道路公団編：工事報告・天草五橋，土木学会

1969.1.27・受付