

羽咋川橋梁の設計と施工について

湯 谷 外 喜 男*
井 上 六 郎**
斎 藤 昇***

表-1

活 荷 重		KS-16	
衝 撃 係 数		0.374	
コ ン ク リ ー ト	強 度	σ_{28}	400 kg/cm ²
		プレストレス導入時	350 "
	許 容 応 力 度	プレストレス導入直後(圧縮)	170 "
		" (引張)	10 "
		設計荷重作用時(圧縮)	130 "
		" (最小圧縮)	0 "
" (斜引張)	9 "		
破 壊 荷 重 時 (")	16 "		
P C 鋼 線 $\phi 7$	材 料	引 張 強 度	155 kg/mm ²
		降 伏 点 応 力 度	135 "
		レラクセーション ($0.8\sigma_{py}$, 10時間)	3.5%以下
	定着位置における引張作業時許容 応力	122 kg/mm ²	
設計断面における設計荷重作用時 許容応力	93 "		
P C 鋼 棒 $\phi 24, \phi 18$	材 料	引 張 強 度	110 "
		降 伏 点 応 力 度	95 "
	設計荷重作用時許容応力	65 "	

1. ま え が き

国鉄七尾線の羽咋川橋梁は、羽咋川の改修工事にと
ない桁下端をこう上することが要求せられ、橋桁をかけ
かえることになった。しかし F.L (施工基面高) につい
ては羽咋駅に近接しているため、同駅構内から最急上り
勾配で上りうる高さ以下であるとともに、川を渡ってす
ぐに北陸鉄道が上側になって立体交差しており、建築限
界に対する余ゆがほとんどないため、交差地点におい
ては在来の高さにとりつくことが必要であった。このよ
うに桁下端から R.B までの高さが制限され、しかも橋
梁上の軌道は一部曲線中にあるため有道床とすることが
望まれたので上路板桁、P C 下路桁について検討し、P
C 下路桁を採用することになった。

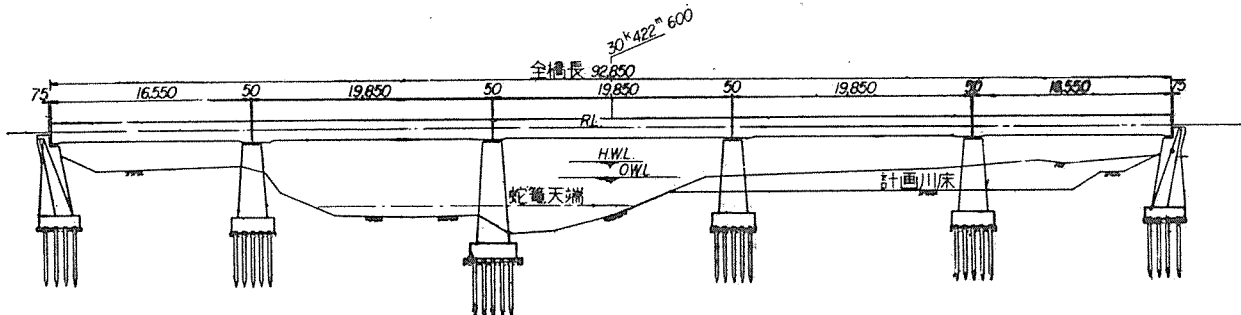
2. 設 計

この橋梁はスパン 16m 2 連、19.2m 3 連、橋長
92.85m の下路 P C 橋であり、スパン 16m の桁は
19.2m の桁より断面は小さくてもよいのであるが、外
観上同じ断面型を用いることとした。全体を 図-1 に示
す。設計条件は 表-1 のとおりである。

桁は支保工上で一律としてコンクリート打ちすること
とした断面を 図-2 に示すように選んだ。主桁断面の計
算においては (1) 床版の有効巾のとり方、(2) 鉛直方
向引張力、(3) 主桁のねじりモーメント、が下路桁であ
るため特に検討しなければならない問題であった。

(1) 有効巾のとり方

図-1 全 体 図



簡単に鉄筋コンクリートT型ばり有効巾のとり方
ならうこともできるが、合成桁における有効巾のとり
方、本誌 Vol. 2, No. 6 に猪股博士が発表しておられる
ように応力関数を解いて求める方法などもある。ここで
は一応 DIN 1078 によって合成桁にならって求めた有効
断面を用いた場合と、全断面を有効とした場合の両者
について計算を行ない、いずれの場合にも許容応力度以

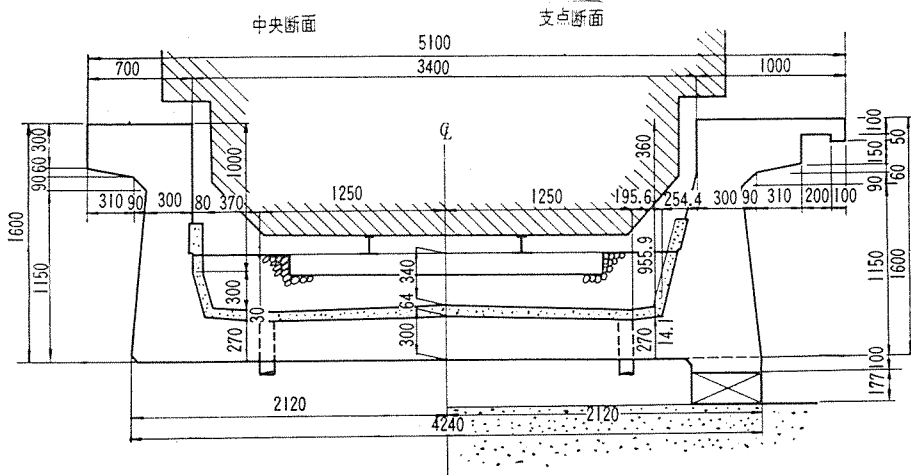
* 国鉄技師、金沢鉄道管理局工事課長

** 同 上、構造物設計事務所

***同 上、幹線工事局設計課

内となるようにした。DIN 1078 にならって求めると床
版の有効巾 λ は $\lambda=0.895, b=1.52$ m となるので全断面

図-2 桁断面



を有効とした場合とあまり大きな差は認められなかった。

(2) 鉛直方向引張力

一平面内において互いに垂直な2方向 x, y に引張応力度あるいは圧縮応力度 σ_x, σ_y が作用し、さらにせん断応力度 τ が作用する場合の主応力度は

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \dots\dots\dots (1)$$

(符号は圧縮応力度の場合+, 引張応力度の場合-) で示される。一般の場合, 鉛直方向の応力度 σ_y を無視して斜引張応力度 σ_1 を求めているが, σ_y が圧縮応力度である場合には (1) 式より明らかなように σ_1 は小さくな

用いて鉛直方向にプレストレスを与え, 一応 $\sigma_y=0$ の仮定にあわせることとした。したがって床版上の全載荷重と床版自重とが純引張力として作用するとして, 主桁に与えるプレストレスの大きさを定めた。

(3) 主桁のねじりモーメント

下路桁では横桁が設けられないことと, 主桁の間隔が大きいことのために, ねじりモーメントについても検討する必要がある。2主桁を有する桁橋のねじりモーメントについては A.A. Jacobsen が Beton u. Eisen 1935 Aug. に発表している。支承位置で桁全巾にわたって支えたと床版のたわみは支承位置において0となるから, 主桁の上縁が内側にたわむことなく, 横桁で支持された

図-3

主桁ケーブルおよび鉄筋配置側面図

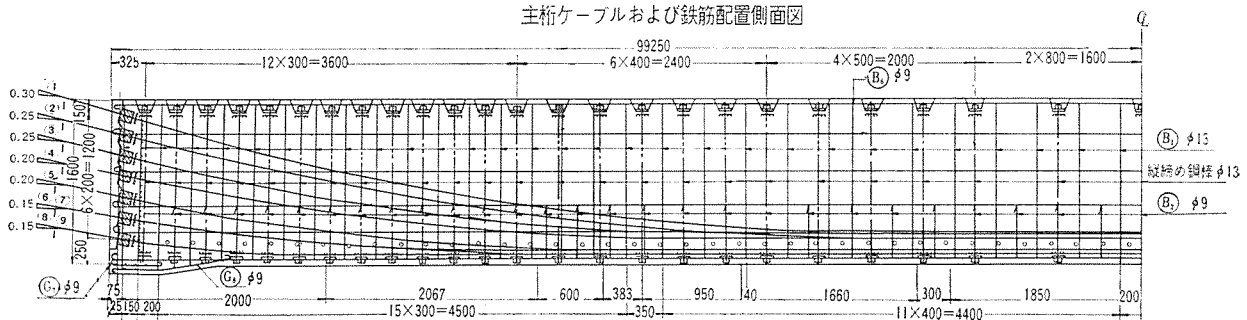
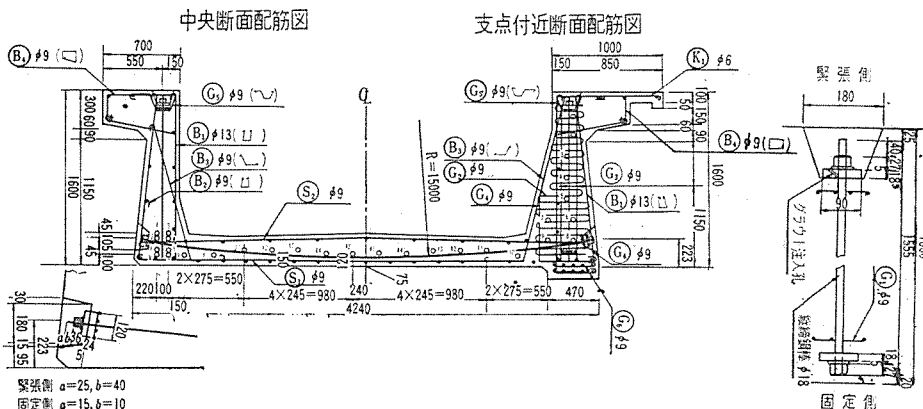


図-4



のと同様であると考えられる。そのため主桁のねじりモーメントは最大となる。ねじりをうけた場合については、まだ十分明らかでないので、このようなねじりモーメントを、できるだけ避けるため支承位置における主桁の橋軸と直角方向の面内における回転を、スパン中央部などと同じような条件にすることとし、主桁の下端のみを両側で支持することとした。

床版の設計は主桁位置において支持された単位巾の桁として計算した。中央断面においては両端を単純支持した場合に生じるモーメントに対して設計し、主桁との接続点においては両端を固定した場合に生じるモーメントに対して設計した。いずれも最大の値を考えたものである。この設計において考えているように全体を一体としてコンクリート打ちを行ない、床版と主桁との接合部をかなり rigid にしておけば、主桁のねじり抵抗により床版中央部では、モーメントは単純支持とした場合よりかなり小さな値となるものと思われるが、信頼しうる資料がないので設計にはとり入れていない。

以上のような設計法によって図-3, 4 のような PC 鋼線、鋼棒配置が決定された。

3. 施 工

PC 鋼線の緊張は両側から行なうものとし、コンクリートの打設位置を図-5 に示すように第 1, 3, 5 連を所定位置とし、第 2, 4 連をそれぞれ架設位置より桁巾だけ横にはなれた位置とし桁完成後、横移動によって所定位置におさめることとした。支保工の設計を図-6 に示す。桁緊張時に支保工の弾性変形その他によって上向きの力が残ると自重が十分作用せず、設計において考慮したのと、いちじるしく異なった状態となるので、中間部の支保工をケーブル緊張時に容易に沈下させるため第 1 径間、第 5 径間においては砂箱を使用した。砂箱を図-7 に示す。支保工の基礎杭は十分な支持力のあることを確かめるため、すべて打止まりを記録したが、最初に作った第 5 連目では載荷試験を行なって杭の支持力を求めた。図-8 は杭の荷重-沈下曲線である。杭の支持力を 1 本当たり約 3t として 45 本の基礎杭を用いた。第 2, 3, 4 径間においては図-6 に示すように第 1, 5 径間とは異なった形の支保工とした。この場合、PC 鋼線緊張時に支保工を沈下させるのは、木のくさびをはずすことによつて行なった。

支保工の沈下は基礎杭の沈下、木材の弾性変形にもとづく沈下のほかに木材と木材の継目、木材と鋼材の継目における死による沈下が大きいので継目にはモルタルを入れて、死による沈下が少なくなるように努めた。あげこし量は第 1, 5 径間において図-9 に示すように行なっ

図 5 施工位置平面図

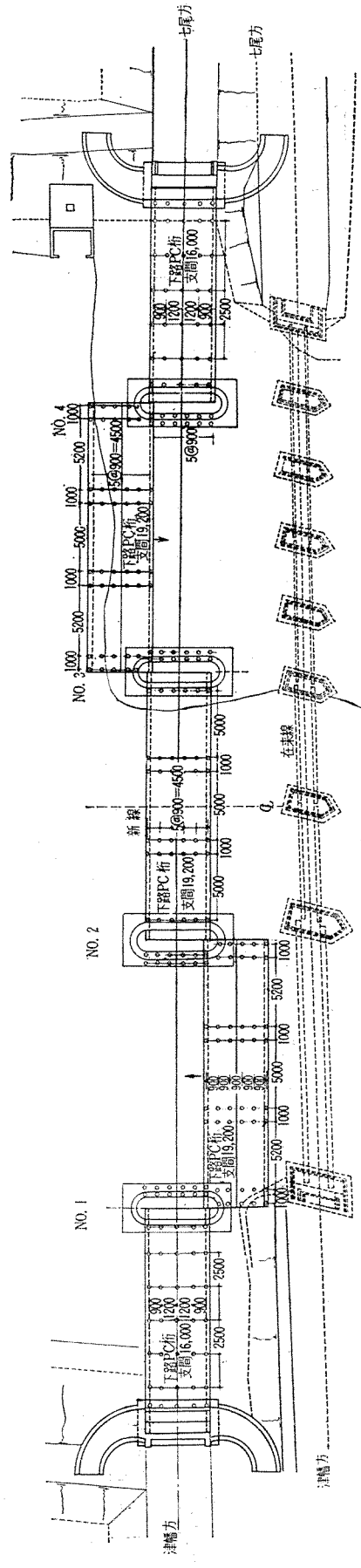
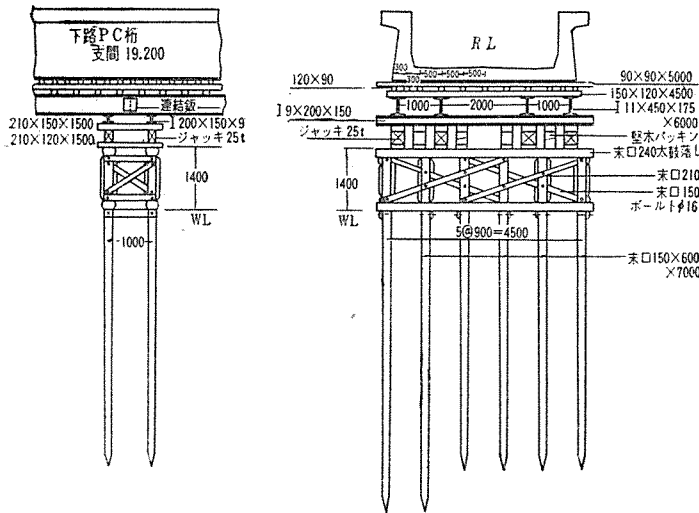


図-6 支保工の設計図

第2, 第3, 第4連
(中央部)



第1, 第5連

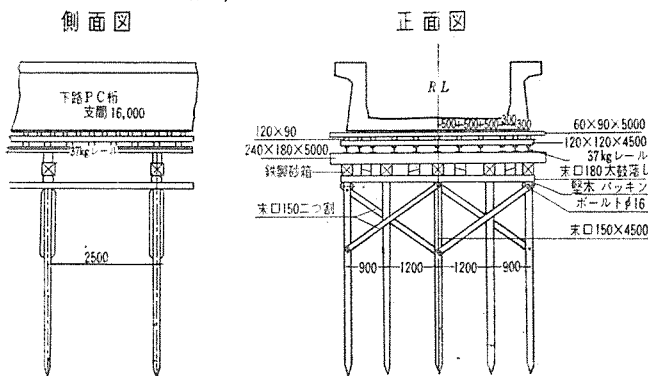


図-7 砂箱

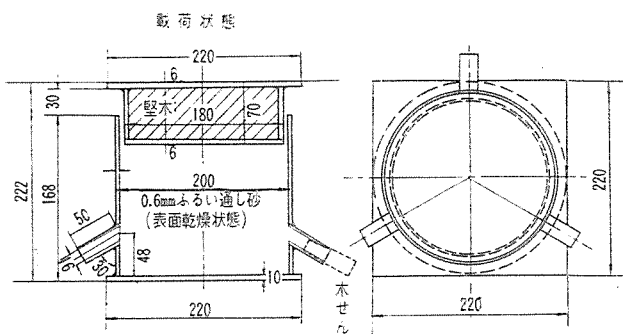


図-8 基礎杭の荷重沈下曲線

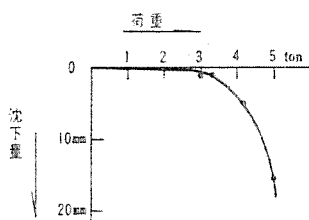
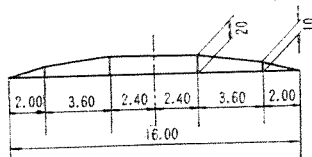


図-9 あげこし量
(スパン 16.0 m)



た。第2, 3, 4 径間においても中央で 20 mm のあげこしをした。

スパン 16.0 m の桁の支保工の状態を写真-1, 2 に示す。

コンクリートの示方配合は表-2 に示すとおりである。

セメントは早強セメントを使用した。第1, 5 径間は昭和 35 年秋期に作ったが、冬期は非常に気象条件が悪いので、この間を避け第2, 3, 4 径間は昭和 36 年春になって作った。第5 径間のコンクリートを打設した時のコンクリートの温度と外気温の測定結果を図-10 に示す。測定位置は断面の中の最も Massive な所でコンクリート温度は最も高くなっていると思われる所である。養生はコンクリートの上面を濡れむしろでおおい、散水養生を行なった。

コンクリートの打設にともなう支保工の沈下量の測定を行なったので、その結果を表-3 に示す。

写真-1

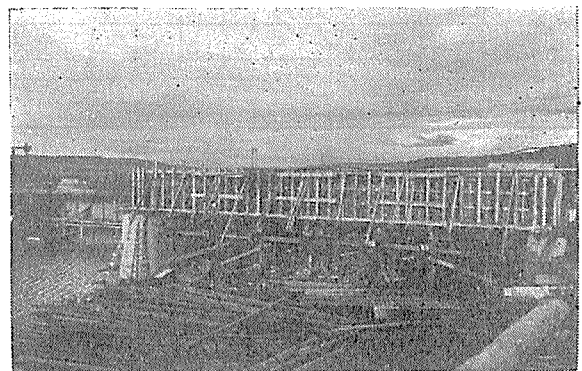


写真-2

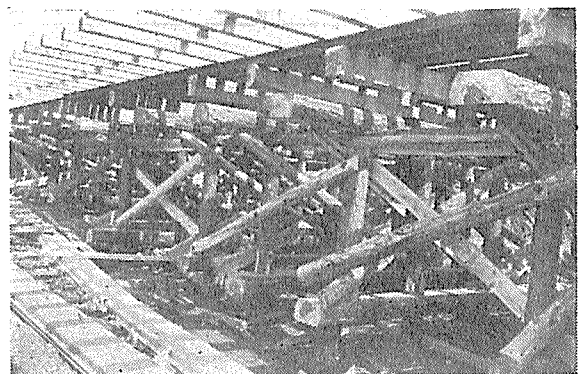
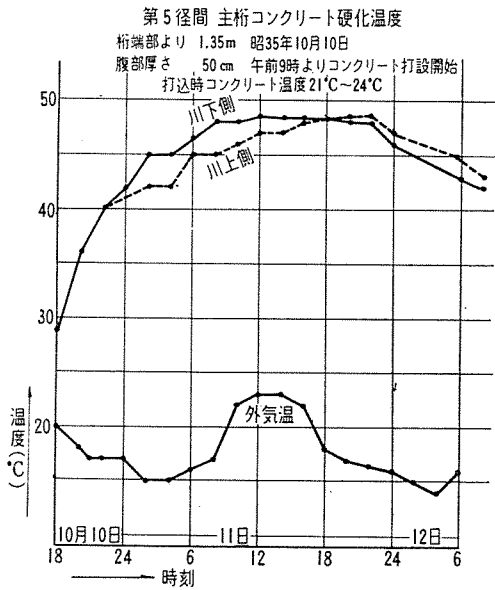


表-2 コンクリート示方配合

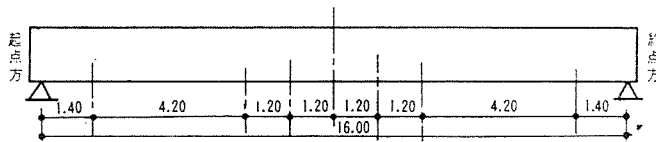
粗骨材の最大寸法	スラブの範囲	単位水量 W	単位セメント量 C	水セメント比 w/c	絶対細骨材率 S/A	単位細骨材量 S	単位粗骨材量 G
mm	cm	kg	kg	%	%	kg	kg
25	3~5	148	400	37	35	657	1239

図—10 コンクリートの硬化時の温度と外気温測定結果



表—2 コンクリート打設に伴う支保工の沈下量

第1, 第5径間の支保工沈下量と測定位置

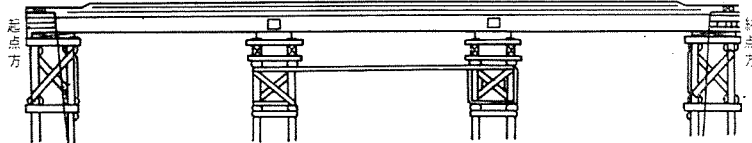


単位 mm

第1径間	0	7	9	9	8	0	
第5径間	10	3	7	8	8	5	15

第2, 3, 4径間の支保工沈下量と測定位置

単位 mm 上段 川上側, 下段 川下側



第2径間	3	11	16	17	14	7	2
第3径間	0	0	17	20	16	0	0
第4径間	12		15	27	15	15	4

プレストレスト コンクリートはプレストレスがないときは、ほとんど無筋コンクリートと同じような状態であると考えられるので支保工上にある場合は、特に基礎の状態がよく、絶対に沈下の心配がないという時でない限り、できるだけ早くプレストレスを与えて支保工が沈下しても大丈夫なようにするのが安全である。そのため緊張はコンクリート強度が 300 kg/cm² 以上になったとき、まず自重に耐えられるだけのプレストレスを与えるため 14 本のケーブルについて行なった。次にコンクリート強度が 350 kg/cm² 以上となつてから床版の横方向

の鋼棒を全体にわたって均等に 4 本について 1 本の割で緊張し、その後にスパン方向の残っているケーブルを緊張した。スパン方向のケーブルは主桁部分に配置されているものと床版部分に配置されているものがあるが、主桁部分のケーブルのみを緊張すると床版の端部にスパン方向のひびわれを生ずることもあるので、緊張する際、全体に uniform にプレストレスされるように特に注意した。スパン方向のケーブルを全部緊張し終つたのち、残っている横方向の鋼棒を緊張し、その後に主桁の鉛直方向の鋼棒を緊張した。PCケーブルの緊張は次のようにして行なった。PC鋼線のヤング係数はメーカーより提出された鋼線の引張試験成績表中の引張荷重—ひずみ曲線より鋼線径を 7.0 mm として求めた。実際には各試験片は 7.0 mm に製作誤差が生じているのであるが、緊張力の計算はすべて 7.0 mm として行なうので、PCケーブルの伸びと緊張力の関係を求めるためには 7.0 mm

として求めておけばよい。試験成績表から求めた値は $E=2\,060\,000\text{ kg/cm}^2$ から $E=2\,120\,000\text{ kg/cm}^2$ の範囲にあった。PC鋼線とシースとの間の摩擦については摩擦係数 $\lambda=0.004$ とし、 μ を $\mu=0.2$ と $\mu=0.4$ の間で変化するものとした。ヤング係数と摩擦係数との組み合わせについて、それぞれPCケーブル端の緊張力すなわちマンメーターの読みとPC鋼線の伸びの関係が与えられる。この設計においてはPC鋼線の引張応力は許容応力に対して非常に余裕があるのでPC鋼線に与える引張力が所定の引張力より小さくなり、したがって与えたプレストレスが所定の値より小さくなることのないようにのみ注意すればよかった。それでPC鋼線のヤング係数を $E=2\,060\,000\text{ kg/cm}^2$ とし、摩擦係数は

$\lambda=0.004$, μ については $\mu=0.2$ の場合と $\mu=0.4$ の場合についてPC鋼線の伸びとマンメーターの読みとの関係を求めた。この値をグラフ上にかいておき、実際の緊張時におけるPC鋼線の伸びとマンメーターの読みとの関係をそのグラフ上にプロットしながら緊張した。なおPC鋼線の伸びについては最初マンメーターの読みで 50 kg/cm² の緊張力を与えておいて、それ以後の伸びを測定し、0~50 kg/cm² の間の伸びを 50 kg 以上の測定値より推定してPC鋼線の伸び量を求めた。PC鋼線緊張時におけるPC鋼線の伸びとマンメーターの読みとの関係