

筆者は、岐阜を中心にプレストレスト コンクリートの仕事をやっている、いわば PC 界の 田舎侍であります。垢抜けのしない私見を御披露におよんでは誠に申し訳ない次第であります。協会からの御徳もありません。得ない事と読者の皆様を御許しを願います。

筆者は PC の単純桁を多数設計施工しましたし、連続桁やラーメン橋もある数を設計施工いたしました。

筆者は、設計や施工はいくつかの新しい経験を得ましたが、とりわけ筆者が感じた一つの事がらは、PC 界の現状がこれでよいかということでもあります。

大半の製鉄原料を海外に依存するわが国では、PC 橋梁はもっともっと発展すべきであり、発展せしめねばならないと思っておりますのに、反対にその発展の伸びは急激に鈍化し始めております。地方によっては、PC 橋梁の新設数は 38 年度は前年度の 2 割くらいに落ちており誠に残念なことであります。

その原因についてはいろいろ理由がありますが、このことについて筆者はここに私見を述べる余裕を持ちません。しかし、ただ一言させて載くなら技術促進、経営合理化の叫ばれる今日、PC 業界が全体としてはあまりにも無関心であるように見受けられることです。しかし筆者は、自身の経験からして PC 橋梁は必ず非常に勢で発展してゆくものと今日も確信しております。一般にも PC はスパン 100 m 程度までは他のいずれの種類の橋よりも経済的で競争に勝ちうるものと承知されております。今日では恐らくそれ以上の橋でも競争に打勝つものと思えます。筆者が PC 橋梁が他の橋梁に打勝つと信ずる理由は、PC 橋梁が他のものに比べてコストがより安いということでもあります。しかし漠然と打勝ちうるのではなく、cost down に成功するには設計施工両面において、真に最大の努力を払わねばならぬことはもちろんであります。もしこの努力が無かったならば、それは時代に置き去りになるより仕方がないでしょう。あたかも従来の鍋釜が電気釜に代替されたと同様でしょう。鍋釜のメーカーが日本の国民は絶対に鍋釜を必要とするだろうと思っていたのに、国民は、最もおいしく、かつ経済的に炊き込めるものであれば、しいて鍋釜でなくて電気釜でもガス釜でもよろしかったのでありますと同様に、需要者の側からすれば橋梁は PC であろうと RC であろうと鋼であろうと構いません。最も経済的なものであればよいのであります。すなわち PC

* KK 安部工業所社長 (岐阜市)

橋梁だけを必要しているのではないということを示し上げておきたいのであります。このことは PC 橋梁だけのものではなく、PC の他の種類のものについても同様だと存じます。つぎに、筆者が PC が広い範囲で他の種類の橋梁に打勝ちうるに信ずる理由は、一般に知られている PC の特徴のほかに、PC がさらに他のものが持たない特徴を持っていることを認識しているからであります。すなわち PC は強い tendon (筋) と強度の高いコンクリートを使用して、homogeneous で crackless な桁を造りうることは申すまでもないことではありますが、これら一般に説明されているもののほかに PC の信頼される要素がいろいろあります。筆者はこれについて若干の記述を試みたいと存じます。いまこれを橋梁について申しますと、第一に、PC 橋は P_i 導入時いいかえると桁製作時または桁の架設時に tendon (筋) に最大応力が生じ最も危険な状態が起きるのであります。このとき満足な状態であれば、架設後の心配は一応なくなるということでもあります。このことは新しい橋、特に長大橋に踏切るときの一つの極め手として、きわめて重要だと思えます。PC 橋梁ではコンクリートの強度は外部からも観察ができます。しかし、tendon は桁の内部に包まれて外部からは観察ができない場合が多く、その応力がどうなっているかが問題であります。もしこれに最大荷重が加わったときに初めて最大応力が生ずるのであれば、橋の安全は、最大荷重の載積されるその時期でなければ立証はできません。といって特に長い橋では設計の最大荷重をいちいち乗せて試験することもできないでしょう。もちろん設計には十分な安全率をとってありましようが、とってあるにしても万一の error を考えるとき、しばらくはあと味の悪いものであります。PC の場合は tendon は P_i 導入時最大応力が働き、やがてコンクリートのクリープが起きると普通ほぼ 15% 程度のリラクセーションが生じプレストレスが減少する。この状態で最大活荷重が加わると活荷重によるプレストレスが増加する。しかし、その増加は普通 3% を越えないので tendon の応力は最大荷重の場合でも P_i 導入時の P_i より低い状態で保証されます。普通橋梁では、もし死荷重による応力と活荷重による応力が同一であるとすると、くり返し応力は 100 であるのに対し、PC ではわずかに 3% 前後である、もちろん降伏点を高くってはあがるが、それでも予想しない大きな荷重が通過したとしても非常に安全だと考えます。以上

は tendon についてであります。コンクリートについては設計で P_i 導入時、桁の下縁の圧縮応力が許容応力を超過しないように、またコンクリートのレラクセーションが起って活荷重が加わっても上縁の圧縮応力が許容応力を超過しないように計算されているので十分安全であります。かれこれ合わせ考えると、この点は PC 橋が他のものにまさる大きな特徴としてよいと思います。このことは連続桁やラーメン橋についても同様です。これらの橋は現場の足場の上でブロックで組立てたりコンクリートを現場打ちしたりします。また足場の上でプレストレス導入もします。他の橋梁では足場を取り払ってから始めて最大荷重は加わるので、もし error があつたとしたら大変なことになる。それにくらべて考えるならば PC の現場は至極安全なものと考えられます。実際筆者は、ラーメン橋を現場でプレストレス導入をするときプレストレスの導入にしたがって桁が足場から浮いたという報告を受ける途端に心配が一掃されるのであります。筆者はスパンと桁高の比を 1/40 にとってみました。これはスパンが長くなると非常にスレンダーなものになりますので、皆さんが大層不安がられます。しかしだんだんいくつか架橋して見ますと理論とマッチして心配もなくなります。この比が小さくとれることは死荷重を減らすことであり、長いスパンのものを計画するときの重要な必要条件の一つであります。これが足場を取り払ってからのちに最大応力が起るといふことならば、万一のことを考えるとそれを採用しようというふんぎりが、なかなかできかねると思いますが、幸いにも PC 橋では足場がまだそのままの状態でも安全かどうかの決着がつきますので心配をせずにすみます。将来、長大スパン橋を架設するときには、これが有力な極め手の一つとなると信じます。結論として災害の予知となり災害の防止となる点において、すこぶる重要であると考えます。

第三に沈下に対して PC 橋は有利であります。

支持力の小さい土地に架設する場合、重要な問題は、架設時、または架設後の沈下でありましょう。コンクリートの強度を高くし、また tendon の強度を高いものにすれば PC はそれだけ有利になりますが、日本では従来連続桁やラーメン橋は地盤の弱い所には用いておりませんが、これらの橋が単純桁にくらべて経済的であることはよく知られております。この経済的に有利なものを不利な地盤状態の所にあてはめるには沈下に対する措置が極められるかどうかであります。換言すれば、たとえば沈下を 1 cm なり 3 cm なり起るとして計算し、沈下がその付近に達したならば、オイル ジャッキで修正することにすればよいのであります。架設するときジャ

ッキ取つけの位置と、その高さをきめて置けばごく簡単に修正できるのであります。PC 橋ではありませんが、筆者はすでに数々の橋梁の不等沈下の修正やかさ上げをしてきましたが、従来のものは沈下した場合の修正を考えて設計してありませんので、足場やジャッキの取つけに困難で、それで金額がかさむのであります。筆者は現在重量 20 000 t 級のビルを移動しております。5 000~6 000 t のものはたえず移動しておりますが、これにくらべて橋梁はそんなに重くありませんし、PC の場合はさらに一段と軽いのでありますから、この修正は一段と容易であります。それですから筆者は躊躇せずに少々の軟弱地盤でも PC の高級構造物の計画をして経済的のものとするべきだと主張するのであります。また、PC 橋は他にくらべて非常に flexible な構造物でありますから、沈下を考えてもこれを調整すれば大きな復元力を持っていますから被害はないと思います。これが支持力の小さい土地にも適用されるよい点と思います。

第四に、PC の flexible な点をラーメン橋について考えてみますと数連のラーメン橋の場合むしろ pier を薄い flexible なものとし、その柔軟さを利用して温度の変化による伸び縮みや硬化の際の変化やクリープに対する長さの変形に対応せしめるように考えるならば、非常に頑丈な pier の場合に生ずるような応力は PC 橋では相当吸収されると思います。すなわち柔軟ではあるが容易に fail しない PC 橋脚または橋台の利用によって困難が大幅に克服されると思えます。

第五に、クリープに対してであります。

PC の場合たしかにコンクリートのクリープが重要な課題であります。そしてこれが重要課題であるから難かしいものとされ厄介な面だけが強調されがちであります。しかし強い力を構造物に与えるとき設計が必ずしも実際とマッチするとは限りません。マッチしない方が本当でしょう。このときの error を修正するのはクリープであります。計算以上の大きな応力はその部分がそれ相当のクリープを起そうとすると、他の部分がこれを助けようとし、そこに一種の平衡状態が成立する。もしクリープがなかったならば、過度の圧力を受けた部分は fail する。これが fail しないのはクリープのためであります。そこで筆者らはこのクリープの有利な点を生かしてクリープによって error を修正せしめクリープのために構造物に生起する二次的な応力はこれを取り去るといふ考えをもつたらいと考えています。たとえば門型ラーメン橋で各 tendon の摩擦の計算が全く正しく行なわれなくとも、コンクリートのクリープによって各 tendon の応力やコンクリートの圧縮応力は適当に修正され適当な釣合ができます。しかしクリープによって部材の長さ

が変化して水平反力が変化します。この反力は脚を移動することによって取り除かれます。その他種々な方法で不当応力は除去されますので、プレストレスを導入すると同時に構造物の一部を動かすことを考慮してみると flexible で軽くて強度の高い P C は、クリープの有効な面を取り入れ二次的な応力は移動によって除去するとすれば正に鬼に金棒であって、種々な高級構造物に応用するに最も適したものと思います。かような点よりしても他の橋梁より有利な場合が多いと思います。なお、筆者が得た一つの経験では脚の高い Π ラーメン橋でまづ脚を完成してこれだけをプレストレスすると脚は外方にたわむ。つぎに両側スパンを打設してから最後に中央スパンを打設して P_i を導入するようにしました。このときの桁のクリープによって脚のたわみは修正され元の位置に帰すことができました。このようにしてクリープや沈下に対する対策を持てば P C 橋は自体軽量で強いから、橋としてすこぶる有利になります。余談ですが、Magnel は同一強度の部材では鋼と P C の重量が同一になることを理想とすると述べていたように記憶しています。そういうところにまで到達すれば P C の利用範囲は、きわめて広範囲になります。

第六に crack の問題であります。

わが国では多数の P C 桁に crack を出したこと等も原因しているのではあるまいかと思えます。近頃 P C は R C 桁に tendon が入れてあるものとする向きもあって、shear の筋もだんだん増加して、いよいよ P C が不利な方向へ向こうとする動きがあるようです。また硬化収縮による crack 等に対してコンクリートの配合を落とし、許容応力を小さくする動きがあるようにも思われますが、筆者はこのさい後向きでなく前向きになるよう積極的な努力が必要と考えます。単純桁の web や連続桁の web に crack が出たことは、それはそれなりの原因があるのでそれが P C 自体の罪ではないと思えます。

P C 自体の原理からして設計施工が原理どおりに運ばれば厳寒地でも crack は生じません。ですから crack の問題は設計と施工とに問題があると考えますので、これが P C に対する不信の一つであることは、きわめて残念に思うものであります。

ある方式では crack が生じ、ある形式では crack が出ないならば、それは P C 自体の罰ではないことを最もよく証明するものであります。

P C 橋ではもともと桁は crackless が本命でありますから、このような汚名は業界一致して返上したいものです。P C には本来 hair crack はつきもので、これが disintegrate の本になるが P C は crackless ですから、いっそう優れていることも他に優る点であることを強調

したいのであります。

第七に P C と stirrups。単純桁では R C と P C の相違の一つは shear についてであります。R C では桁の shear と tension とが diagonal tension となつてきれつが生じる。stirrup はきれつが出てからしか働かないので R C にきれつはつきものであります。

しかし P C の単純桁では tendon を桁端で曲げ上げて定着するために tendon の鉛直成分が桁のせん断力とほぼキャンセルして桁には shear はわづかしか残らない。そのために桁端部を除き shear は無視されてよいのであります。R C の T ビームと P C の T ビームとを比較した場合、P C 桁の web が非常に薄いのはそのためであります。この shearless を利用して筆者は T 型桁橋のブロックの目地にコンクリートを打設せず asphalt felt をはさんただけで数橋架設しました。古いのは 10 年近くになりますが、今日もなんらの異状もありません。

しかも最初のもは寒冷地で冬期 -30°C 程度になる土地でありました。筆者はこの経験からして stirrup を「ベタベタ」に用いる必要はないと思えます。第一に鉄筋が勿体ないばかりでなくコンクリートの打込みも困難であります。R C と P C とではこんな点ではっきり違うのでありますから、有利な点をはっきりさせて cost down を有利にさせるべきだと思います。

相当 shear の出る場合には、もちろん、単純桁であろうとラーメンであろうと stirrup をプレストレスして crack を防止すべきであります。筆者は時おりこの方法によって crack の発生防止に成功しております。

第八には P C 桁の目地についてです。P C の著書の多くはそのトップに書棚にある何冊かの書物を両手で押えながら持ち上げればこれが一つの桁になることを原理の説明としています。このように P C 桁は桁の両端から強く圧することによって桁が成立するのでブロック間にはなんらの繋ぎがなくともよいのであります。しかしただ単に両端から圧するだけでは長大桁では端部付近の shear に対処しかねますが tendon を桁の端部だけで曲げ上げ定着すれば tendon の鉛直成分とせん断力とがほぼキャンセルして、桁には shear はほとんどなくなることをいま述べたところであります。そこで筆者らはブロックを現場で組み立てるのに、なぜ目地のコンクリートを打設せねばならないかという疑問をもっているわけです。現に目地に felt 層をはさんただけで橋はかかっているのであります。筆者はこの問題を相当課題として研究を続けたいと思ったのであります。当時 P C の指針に最初に生起する桁下端の tension が何程と規定してあるからということとそのままと今日におよ

びましたが、ブロックを正確に造って目地がきちんと合うようにすれば一番結構ではないかと考えます。しかしどうしても必要な時は接着材で糊づけする程度とした方がよく、現場打目地コンクリートがなくなれば桁自体の強度は相当上げてよいではないか、また手数も省けるのではないかと考えております。

なぜ現場打ちのコンクリート目地を大きくするかということ、そしてこれは省略できないものかという研究は今後も進めたいと思います。これも cost down に連なる一方法でありますし、そして他に勝る工法の一つと思うのであります。

さて紙数に制限がありますので私見はさしひかえて最近架設した Shräge Seile 工法による PC 吊橋、島田橋を御紹介して参考に供したいと存じます。この橋は岐阜県の田舎に架けました町村道の橋で幅員 3.5 m、橋長 38 m の 2 等橋で橋そのものは小さなものでありますが既存の吊橋の塔橋やアンカー ブロックを利用して cost down を試みた点で特色があると存じます。もっとも実際には関係者が初めてであり、また厳寒の中で架設したので工費は安くつかなかったのですが、熟練によって架設費が安価になり、また長い橋にも応用ができる見とおしがつきましたので、きわめて有意義であったと心得ております。そもそも筆者がこれを思いついたのは

(1) 筆者の現住地岐阜県は山国で幾つかの長いかつ

表-1 島田橋設計条件

種別	プレストレスト コンクリート道路橋
形式	ポストテンション吊桁橋
活荷重	TL-14
衝撃係数	$i = \frac{20}{50+l}$
スパン	12.50+1.50+10.00+1.50+12.50=38.00 (m)
桁長	14.37+10.00+14.37=38.74 (m)
橋長	38.80 (m)
有効幅員	3.50 (m)
角度	90°
安全率	破壊に対する安全率 静荷重に対して F.S. ≥ 1.3 活荷重に対して F.S. ≥ 2.5

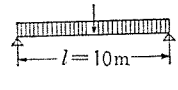
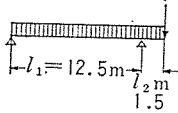
表-2 材料および許容応力度

PC ストランド強度 (3.4 mm × 37 ply)	引張強度	$\sigma_{pu} \geq 182 \text{ kg/mm}^2$	
	降伏点応力度	$\sigma_{py} \geq 146 \text{ "}$	
	許容強度	$\sigma_{pi} = 127 \text{ "}$	
PC 鋼線(φ2.9 mm) 素線強度	引張強度	$\sigma_{pu} \geq 195 \text{ kg/mm}^2$	
	降伏点応力度	$\sigma_{py} \geq 170 \text{ "}$	
コンクリート強度	圧縮強度	$\sigma_{cs} \geq 500 \text{ kg/cm}^2$	
	許容曲げ圧縮強度	$\sigma_{ca} \geq 150 \text{ "}$	
	許容曲げ引張強度	$\sigma_{cat} = 0 \sim 10$	
	許容斜引張強度	設計荷重作用時	$\sigma_{i,0} = 10 \text{ kg/cm}^2$
		破壊	$\sigma_{i,s} = 20 \text{ "}$
	許容軸方向圧縮強度	$\sigma_a = 120 \text{ kg/cm}^2$	

表-3 島田橋断面の諸数値

名称	断面	断面積 A_c (cm ²)	図心の高さ y (cm)	断面二次モーメント I (cm ⁴)	断面係数 Z (cm ³)	断面二次半径 r^2 (cm ²)
床	(中央) 	$A_c = 1436$	$y_1 = 13.9$ $y_2 = 36.1$	$I = 295317$	$Z_1 = 21200$ $Z_2 = 8170$	$r^2 = 206$
	(端部) 	$A_c = 2900$	$y_1 = 22.1$ $y_2 = 27.9$	$I = 675036$	$Z_1 = 30500$ $Z_2 = 24200$	$r^2 = 233$
主	(中央) 	$A_c = 2950$	$y_1 = 52.2$ $y_2 = 47.8$	$I = 2656374$	$Z_1 = 58142$ $Z_2 = 63493$	$r^2 = 1029$
	(端部) 	$A_c = 3475$	$y_1 = 51.0$ $y_2 = 49.0$	$I = 3188397$	$Z_1 = 62518$ $Z_2 = 65069$	$r^2 = 918$

表-4 島田橋各断面の応力度

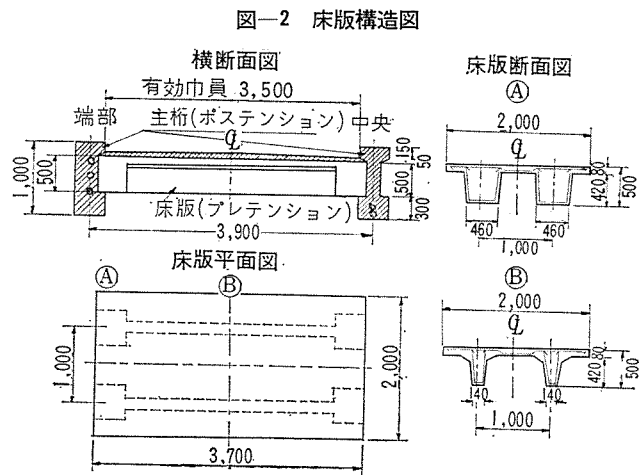
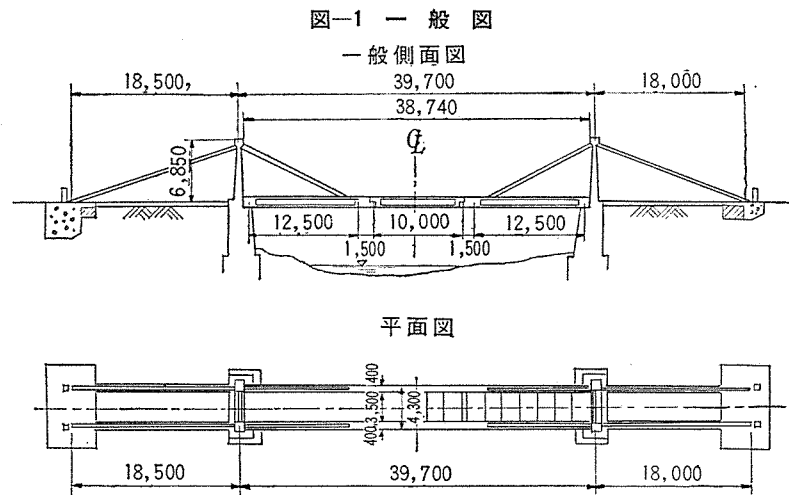
名称	荷重状態	断面係数 $Z(\text{cm}^3)$	曲げモーメント $M(\text{tm})$	桁の自重による Fiber-Stress $C_{dt}, C_{db}(\text{kg/cm}^2)$	Super-imposed Load による Fiber Stress $C_{at}, C_{ab}(\text{kg/cm}^2)$	緊張力 $P_i(\text{t})$
中央吊桁		$Z_1=58\ 142$ $Z_2=63\ 493$	$M_g=9.04$ $M_{a1}=10.90$ $M_{a2}=18.63$	$C_{dt}=15.55$ $C_{db}=14.24$	$C_{at}=50.79$ $C_{ab}=46.5$	$P_i=90.0$
側主桁		$Z_1=58\ 142$ $Z_2=63\ 493$	$M_g=8.15$ $M_{a1}=17.03$ $M_{a2}=29.11$	$C_{dt}=14.02$ $C_{db}=12.84$	$C_{at}=79.36$ $C_{ab}=72.67$	$P_i=11.8$
桁	片持ちり支点上の最大曲げモーメントにつき検討	$Z_1=62\ 518$ $Z_2=65\ 069$	$M_d=-0.81$ $M_a=-24.2$	$C_{dt}=1.30$ $C_{db}=1.24$	$C_{at}=38.7$ $C_{ab}=37.2$	$P_i=77.2$ 実際は 118 t にて緊張するから安全である。

備考： M_g ：桁自重による曲げモーメント
 M_{a1} ：死荷重（床版、舗装）による曲げモーメント
 M_{a2} ：活荷重（TL-14）による曲げモーメント
 C_{dt} ：桁の自重による Fiber Stress $=M_g/Z_1$
 C_{db} ： ” ” $=M_g/Z_2$
 C_{at} ：Super-imposed Load による Fiber Stress $=(M_{a1}+M_{a2})/Z_1$
 C_{ab} ： ” ” $=(M_{a1}+M_{a2})/Z_2$
 P_i ：緊張力

深い渓谷があります。これには多数の吊橋が架かっておりますが、吊橋の寿命が短いので、しばしば架けかえねばならず、一方山間部の市町村は財政的に恵まれておりませんので、それが大きな負担であります。筆者は何となくして旧来の施設を利用して値打ちな橋を架けたいと思っておりました。

(2) たまたま京都でパン製造会社の寮の建築でA形状コンクリートの柱から陸屋根をストランドで吊る計画がなされ、筆者が協力する機会を得ました。この建築方式は橋梁でいえばShräge Seile工法にあたるのであります。このとき筆者は seil をコンクリートに包み、このコンクリートをプレストレスすることを提案しましたが実現しませんでした。たまたま島田橋を値打ちに架けることを頼まれたので PC による Shräge Seile 工法を試用することにしました。

(3) この方式の特徴は吊材によってスパンが分割され1スパンが短くなるので部材が短くなりモーメントもシャワーも小さく経済的であることです。一種の連続桁と考えられることであります。



島田橋側主桁条件式

P.S.C. 桁として、つぎの四条件を満足する P_i を求める。
 $C_{dt} + C_{at} = 14.02 + 79.36 = 93.38 \text{ kg/cm}^2 > 150 \text{ kg/cm}^2$
 条件式

For line 1: $-\frac{1}{(C_{dt} + C_t)A} = \frac{-1}{(14.02 + 0)A}$
 $= \frac{-4.163}{100A} \dots\dots(1)$

For line 2: $+\frac{1}{(C - C_{dt} - C_{at})A} = \frac{+1}{(150 - 93.38)A}$
 $= \frac{+1.766}{100A} \dots\dots(2)$

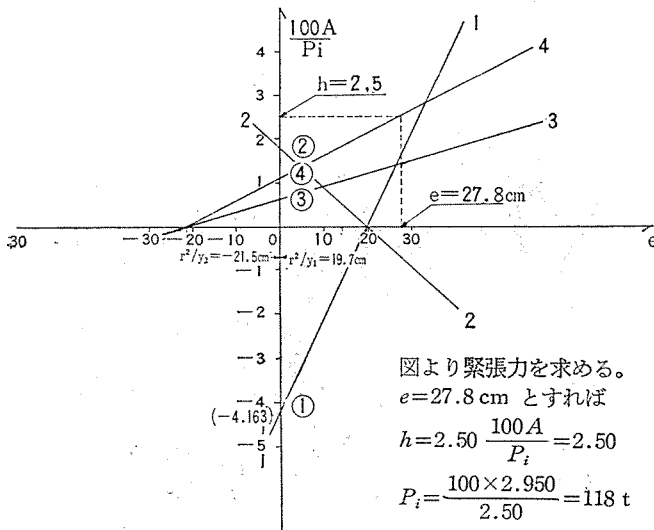
For line 3: $+\frac{1}{(C + C_{db})A} = \frac{+1}{(150 + 12.84)A}$
 $= \frac{+0.614}{100A} \dots\dots(3)$

For line 4: $+\frac{\eta}{(C_{db} + C_{ab} - C_t)A}$
 $= \frac{+0.85}{(12.84 + 72.67 + 0)A} = \frac{+1.126}{100A} \quad (4)$

縦軸 $\frac{100A}{P_i}$ 上に (1), (2), (3), (4) 式の分子を Plot する。

これらの点を $\frac{r^2}{y_1} = \frac{1.029}{52.2} = 19.7 \text{ cm}$, $\frac{-r^2}{y_2} = \frac{-1.029}{47.8}$
 $= -21.5 \text{ cm}$ と結んで P_i - e 図を作る。

中央吊桁 P_i - e 図



(4) 支保工を用いず架設されること、すなわち既存のケーブルを利用して桁の架設が可能なこと。しかし実際には支保工を組んで主桁を架け渡しました。それは工事中に濁水期となって河中に棧取が組めるようになったからです。

(5) 斜材のコンクリートをストランドでプレストレスして活荷重に相当する P_i を導入して橋の動揺を少なくできることでもあります。そういう四つの理由で設計をして架設したのであります。

構造は図面に見られるように P.C.I.-型桁を 2 列に並

島田橋中央吊桁条件式

P.S.C. 桁として、つぎの四条件を満足する P_i を求める。
 $C_{dt} + C_{at} = 15.55 + 50.79 = 66.34 \text{ kg/cm}^2 < 150 \text{ kg/cm}^2$
 条件式

For line 1: $-\frac{1}{(C_{dt} + C_t)A} = \frac{-1}{(15.55 + 0)A}$
 $= \frac{-6.34}{100A} \dots\dots(1)$

For line 2: $+\frac{1}{(C - C_{dt} - C_{at})A}$
 $= \frac{+1}{(150 - 15.55 - 50.79)A} = \frac{+1.195}{100A} \quad (2)$

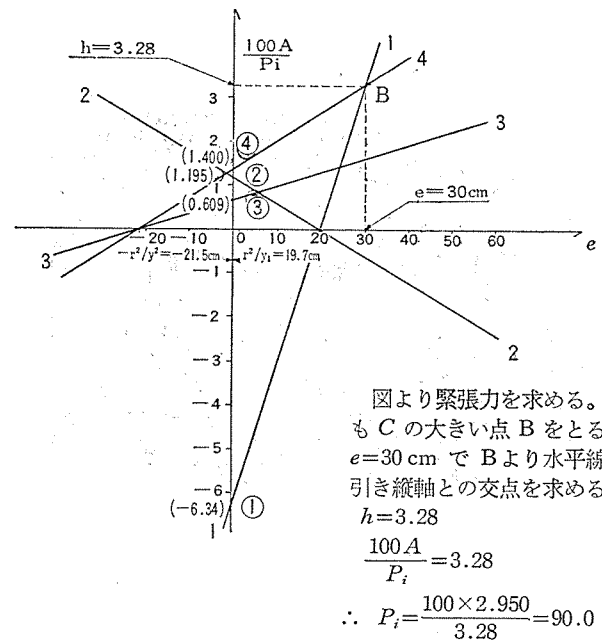
For line 3: $+\frac{1}{(C + C_{db})A} = \frac{+1}{(150 + 14.24)A}$
 $= \frac{+0.609}{100A} \dots\dots(3)$

For line 4: $+\frac{\eta}{(C_{db} + C_{ab} - C_t)A}$
 $= \frac{+0.85}{(14.24 + 46.5 - 0)A} = \frac{+1.400}{100A} \dots(4)$

縦軸 $\frac{100A}{P_i}$ 上に (1), (2), (3), (4) 式の分子を Plot する。

これらの点を $\frac{r^2}{y_1} = 19.7 \text{ cm}$, $\frac{-r^2}{y_2} = -21.5 \text{ cm}$ と結んで P_i - e 図を作る。

中央吊桁 P_i - e 図



べこれに橋床板をはさませる、中央はスパン 10 m の吊桁。床版は Π 型断面で両端のウェブを拡幅してボルト孔を開け、主桁のウェブのくぼみに嵌合させ、また主桁の lower flange に乗せて荷重を受けさせウェブの孔と床盤のウェブの孔とを合わせボルトを通して締めつける工法であります。また塔柱は既設のものを補強してストランドの定着が容易にできるよう改良しました。

死荷重のすべてが乗せられてから塔柱でストランドを

図-3 構造図

主桁・吊桁 構造図

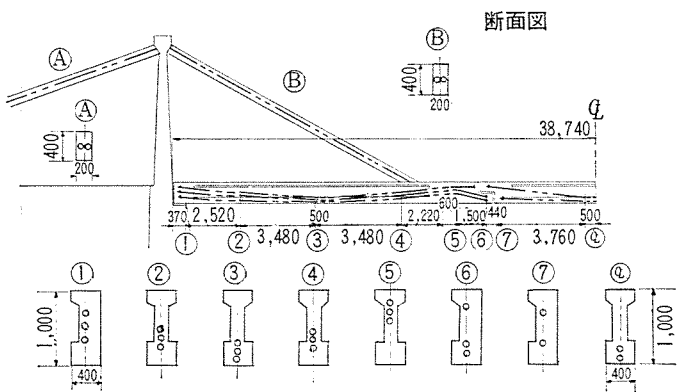


図-4 床版詳細図 (単位 mm)

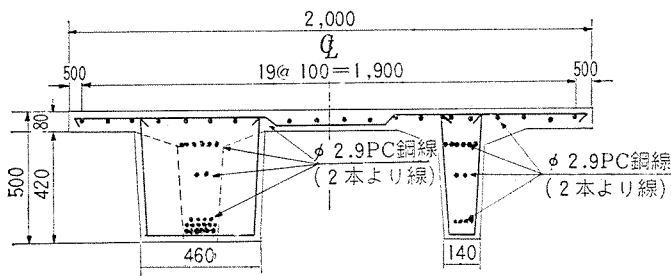


写真-1 床版鉄筋組立

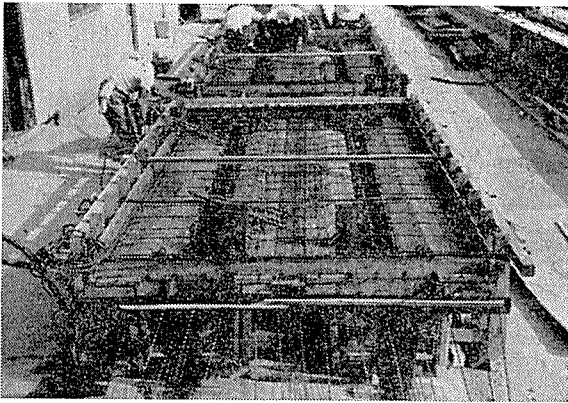


写真-2 主桁配筋

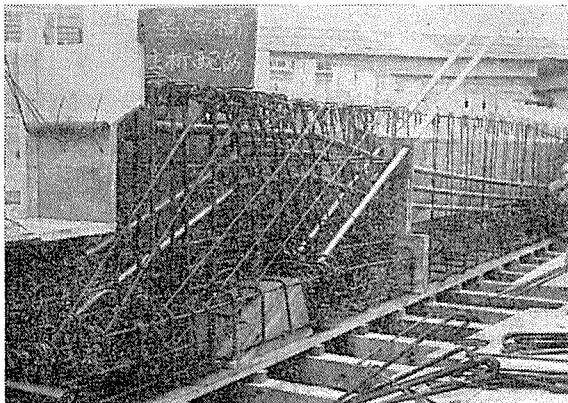


写真-3 側主桁製品

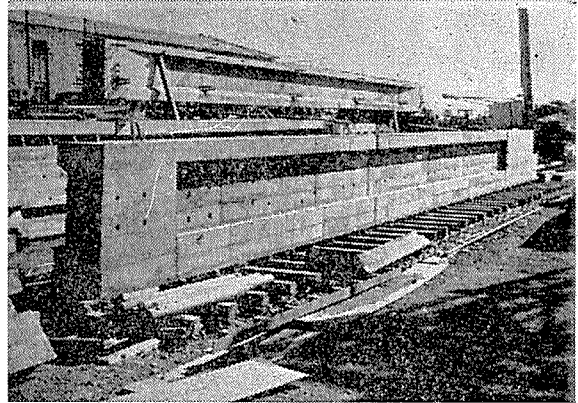
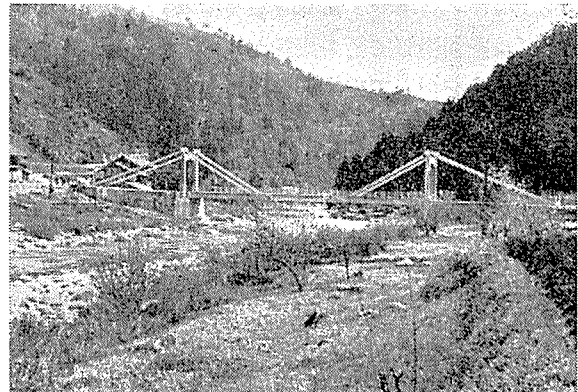


写真-4 Schräge Seile 方式 PC 吊橋全景 (Strand 工法)



裸のまま締めつけ橋が栈取より少々浮いたとき、すなわち死荷重を吊り上げたとき strand のまわりにシーすをはめ型わくをつけてコンクリートを打ち、これが固まってから活荷重に対する P_i だけを導入しました。この仕事が初めてであり担任者が初心者であったので、いろいろ面倒ではありましたが、とにかく一応架設が終了したので現場員がトラックに荷重 12 t を載せて橋の上を通過させ試験をしましたとき、最大たわみはわづかに 2 mm でありました。

これはレベルで測定したので正確とはいえませんが、一応の目標はつきました。暇を見て、さらに正確な測定をしたいと思っております。一般的な応力の計算のほか心配のために検算しましたものの要点は、

(1) 風圧に対しては 400 kg/m^2 が主桁に水平にあたるとしてチェックしました。中央吊桁の風圧が側スパンの先端部に集中荷重として働き側スパンの風圧は等分布荷重として働き桁自体はアバットにヒンジされたとして計算したところ、風上の主桁には風圧によって引張りを生じますが、斜材の緊張力の水平分力の方が、はるかに大きい

ので打消される風下の主桁とともに圧縮力を受けることとなります。すなわち風圧のために桁端部が浮くようなことはありません。

(2) つぎにアバットのパラペットに向かって主桁の水平力が加わりますのでパラペットを補強しましたが、なお念のためにアンカーブロックからパラペットの裏まで地中ばりを入れました。

(3) この thrust に対する地中ばりは最初から考えていればアンカーブロックの水平力は橋桁の水平力とバランスするから、あまり大きなものに改造せずによかったと思っております。

(4) 斜材のたわみの問題であります。

ストランドは一応死荷重からの引張力を受けて緊張されているので、これにコンクリートのサヤをかぶせてもコンクリートの重りで大きなたわみは生じない。それに型わくで下から受けている中に活荷重に対してプレストレスを導入しますので、たわみは生じておりません。しかし左岸下流側はアンカーとの間にすき間があるままで

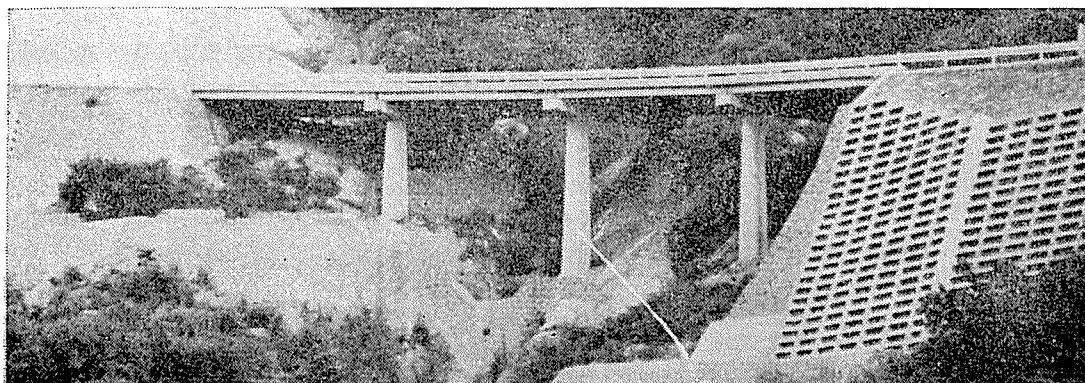
型わくをはずしたので、少しのたわみが生じました。今後施工するときにはコンクリートの重量も考えて若干偏心させることも必要ではないかと思えます。

また横振りを少なくするような tendon の配筋を考えた方がよいと思えます。アンカーボルトの太さも始めから塔柱とアンカーとの間に地中ばりを用意するのであれば、あまり太いものも必要ありませんし、この部分を橋梁にすれば橋梁面積がずっと増加する割合に金額はかきみませんので相当 cost down されます。

(5) 地震に対しては風圧を考えたので、よいだろうと思えます。

またの機会に書かせて頂くとして、この拙稿がいくぶんかでも P C 橋の有利性をお示しすることができたならば幸甚の至りと考えますし、また P C 橋の安全性について御理解を得、この使用範囲を拡大できるように御願いできるならば有難いと存じます。

1963.6.26・受付



箱根
プレハブ
パイプ
方式
P C
子構造
橋物

プレストレスト コンクリート製品の製造と建設工事の設計施工



日本鋼弦コンクリート株式会社

取締役社長 仙波 隆

本社 東京都中央区銀座東1丁目3番地 電話 (561)0842~3
9301~4(交換)
営業所 滋賀(Tel甲西147) 天竜(Tel磐田2330) 松本(0263-3-0143)
工場 多摩工場 (Tel 04236-2681~3) 滋賀工場・天竜工場・松本工場