

長虹橋(台湾)の設計施工について

猪 股 俊 司*
塚 博 信**

1. 概 要

台湾の東海岸の花蓮と台東のほぼ中間に秀姑峦溪という河があり東海岸にそそいでいる。その河口近くには一人が通れる吊橋がかかっているのみであり、交通上のネックになっていた。その吊橋に代ってこの橋が計画された。この橋の完成により東海岸沿いに花蓮と台東を結ぶ産業道路が開通された(図-1)。

橋面から水面まで 30 m 以上あり、また台風期には流量が急激に増えるためカンティレバー(片持り)方式によるPC橋が計画され、フレッシュ現場打カンティレバー工法が採用された。

台湾省公路局の発注で台湾の業者工信工程会社が請負った。設計は(株)日本構造橋梁研究所が実施し、極東鋼弦コンクリート振興(株)が片持り施工の技術指導を行なった。一般の施工管理とともに、測量、緊張管理、およびコンクリートの品質管理は公路局の公路橋涵工程隊によって行なわれた。

図-2 長虹橋一般図

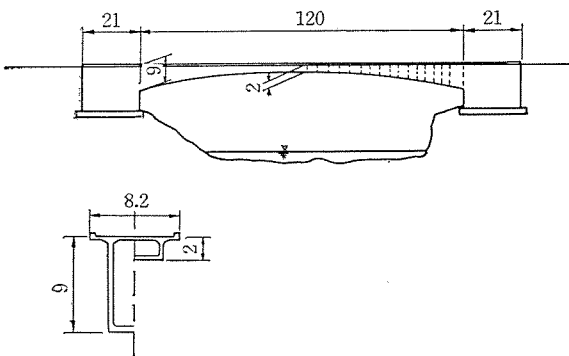
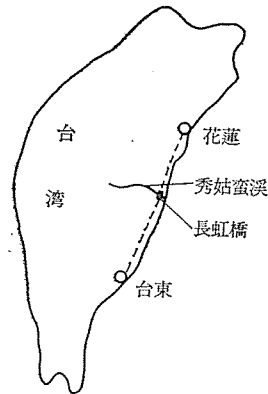


図-1 長虹橋位置図

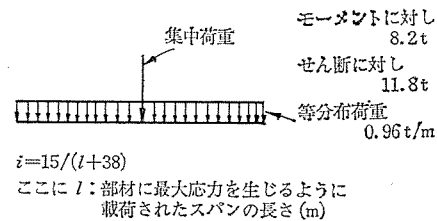


2. 橋の形状および設計条件

橋の一般図とケーブル配置図は巻末の折込付図のとおりで、アバットの前面からアバットの前面までの純スパンは 120 m の PC 長大橋である(図-2)。両側から 60 m ずつの片持りりで中央にコンクリートのクリープ、乾燥収縮、温度変化による水平方向の移動を許容し、かつ非対称荷重によるせん断力を相互に伝達する鋼製シューを配置してある。したがって、本構造物は施工中は静定であり、中央ヒンジをそう入したのちには一次の不静定である。

橋の有効幅員は 7.5 m, 設計荷重は H-20 である(図-3)。

図-3 設計荷重 H-20



地震震度 0.1g でフルプレストレッシングとしてあり、用いられた材料および許容応力はつぎのとおりである。

コンクリート 材令 28 日圧縮強度 $\sigma_{28} = 350 \text{ kg/cm}^2$
 PC 鋼線 $\phi 8$ 引張強度 156 kg/mm² 以上
 降伏点応力度 135 kg/mm² 以上

許容応力

コンクリート	圧縮	{ 施工時 150 kg/cm ² 完成後 115 kg/cm ²
	斜引張	
PC 鋼線	緊張時	115 kg/mm ²
	完成後	93 kg/mm ²
鉄筋		1 300 kg/cm ²

せん断応力度、斜引張応力度および腹鉄筋量の計算は台湾省公路局の指示により“ACI 鉄筋コンクリート構造設計規準”によった。したがって、日本の土木学会 PC 設計施工指針の計算とは異なっている。

* 工博 株式会社日本構造橋梁研究所

** 極東鋼弦コンクリート振興株式会社

桁高 h は次式で与えられる 2 次パラボラ曲線である。
 x はアバット前面からの距離である。

$$h = 9.0 - 7.0 \left\{ 2 \left(\frac{x}{60} \right) - \left(\frac{x}{60} \right)^2 \right\} \quad (\text{m})$$

ウェブの厚さ t_w は直線変化をなしている。すなわち

$$t_w = 0.4 - 0.18 \left(\frac{x}{60} \right) \quad (\text{m})$$

上床版厚は $t_t = 0.2(\text{m})$ で一定である。

下床版厚 t_b は直線変化をなしており、次式で与えられる。

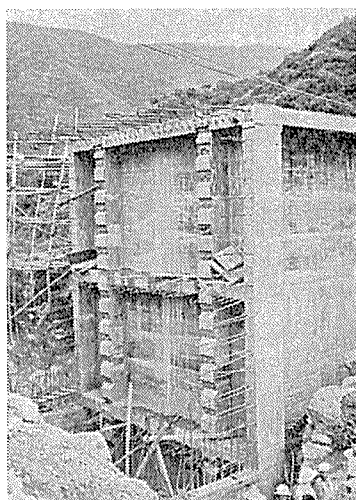
$$t_b = 0.4 - 0.25 \left(\frac{x}{60} \right) \quad (\text{m})$$

橋軸方向はプレストレスト コンクリート桁として橋軸直角方向は鉄筋コンクリート構造として計算してある。

風荷重は $P = 250 \text{ kg/m}^2$ と仮定した。

アバットの長さは 21 m ずつあり、カウンター ウェイトの役割をなす。基礎はベタ基礎であり、アバットの安定計算においてアバットと周囲の岩の摩擦係数を 0.6 と仮定した。アバットは前述のようにカウンター ウェイトとして作用するので十分な重量を与え、かつ工費を減少させることができるようにするため、内部は巨石コンクリートを施工し

図-4 アバット部ケーブル定着部



たある。また桁の PC ケーブルをすべてアバットの背面で定着すると、PC 鋼材重量が増加して不経済になるので、アバット、側壁の中間部分に定着した(図-4)。片持ばり部の施工とともにケーブルを下方から順次上方に向かって定着してゆき、転倒に対する安全性を確保するため、後部アバットを段階的に施工した。片持ばり施工の途中の転倒に対する安定度は厳重にチェックした。

コンクリートのヤング率 $E_c = 3.25 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ とし、施工速度の遅いことを考えて、クリープ係数 ϕ は $\phi = 1.8$ と仮定し、上げ越し計算を行なった。この橋の i ブロック先端の型わくセット時の上げ越しはつぎのような項目を考慮してきめられた。

- 1) i ブロックの重量により作業台車自身が弾性変形することによる i ブロック先端のたわみ。
- 2) カンティレバー施工によるたわみ

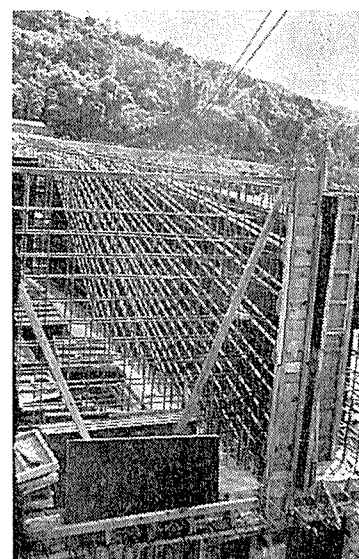
- ① i ブロックおよびそれ以後のブロックの自重による i ブロック先端のたわみ
 - ② i ブロックおよびそれ以後のブロックの緊張による i ブロック先端のたわみ
 - ③ i ブロック施工位置の作業台車を撤去することによる i ブロック先端のたわみ
- 3) 桁完成後のたわみ
- ① 静荷重による i ブロック先端のたわみ
 - ② クリープ、レラクセーションによる i ブロック先端のたわみ。クリープ係数 $\phi = 1.8$ と仮定した計算値にさらに安全のため 2 次パラボラ状に中央部分で 6 cm のたわみを仮定した。

橋面の最終上げ越しはワンズパン橋で美観上からも好ましく、また安全のためをも考慮に入れて 2 次パラボラ状に、中央部分で 15 cm とした。活荷重によるたわみが中央で 3.6 cm、桁の上下面の温度差によるたわみが温度差最大 7°C と仮定して 4.6 cm になるが、最終上げ越しを 15 cm としてあるので、十分に安全であることが確認された。

3. 施 工

橋本体と取付道路が平行して施工された。アバット基礎の掘削が昭和 42 年 1 月 15 日から始まった。アバットの施工状況を図-5 に示す。上部のカンティレバー施工が 10 月末から始まり、昭和 43 年 5 月 5 日に中央ブロックの施工を終了した。上部工は片側 17 ブロックずつに分け、最初の 1 ブロック (5 m) はステージング上で施工され、第 2 ブロック以後が、カンティレバー施工された。1 ブロックの長さは最初 3 m、中間で 3.5 m、先端付近で 4 m となっている。作業台車 2 台を用い両側から交互に張り出し、片側の養生期間中にもつ一方の側の施工をして作業を

図-5 アバットの施工状況



連続させた。
 最初は桁高が高いためコンクリートを 3 回に分けて打設し、かつ普通セメントを用いたので 1 ブロックの施工に 10 日程度を要した。中間以後はコンクリートを 2 回に分けて打ち、1 サイクルが 8 日程度をた。作業工程の一覧は表-1 のとおりである。台湾で

表-1 長 虹 橋 工 程 表

	43年																	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	
基礎の掘削	—																	
アバット						—												
ステージング上の第1ブロック											—							
作業台車すえ付け											—							
カンティレバー施工第2~第16											—							
中央部第17ブロック																—		

は最初のカンティレバー工法によるPC橋であり、そのため仕事の経験のある作業員は全然いなかったが、順調に施工を完了した。交通事情が悪く資材の供給が円滑にいかないため、なにか必要なものが生じた場合すべて台北か高雄に行かなければ入手できず、また不便な場所なので大工・とび職等の技能労務者の集まりが悪い等の理由で工期はかなり長くなっている。

施工に従事した人員はつぎのとおりである。

公路局公路橋涵工程隊 平均7人：一般施工管理および測量緊張管理，コンクリート品質管理を行なった。

工信工程公司 職員3人，雇員5人：緊張作業，作業台車移動セット，グラウト，コンクリート打設を行なった。

大工2人，手伝い1人。型わく，一式を行なった。

鉄筋工1人，手伝い3人。配筋，シース配置，ケーブル通しを行なった。

人夫・土工およびコンクリート打設の手伝い。近所に住んでいるアミ族から集められた。

重量物の運搬，架設はすべてマキと称する人力ウインチによってなされた。兩岸間の連絡，資材の運搬等には前からかけられている吊橋を用いた。

(1) 作業台車

現場打ちカンティレバー架設に用いた作業台車は 図-6 に示すとおりで，台北で2台製作し現場に搬入した。作業台車の組立てはマキと滑車とコロを用いて巧妙に行

図-6 作業台車

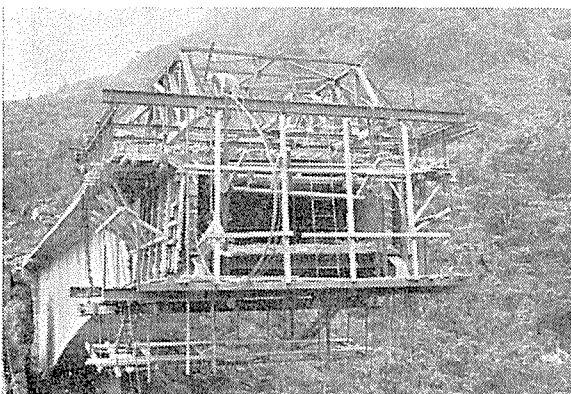
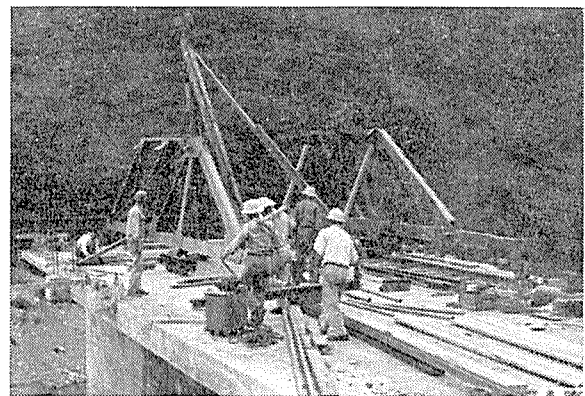


図-7 作業台車の組立て状況



なわれた(図-7)。作業台車1台の自重は23tであった。移動時に必要なカウンターウエイトには現場で製作していたプレキャストの高欄ブロックを一時的に用いた。

(2) 型わく，配筋

型わくはすべて木製である。側壁外型わくと底版型わくは一定にして移動していった。移動のたびに底版型わくのレベルを変え，側壁外型わくの下側の不用な部分を適当に切り取っていった。側壁内型わくはパネルを組み合わせたものとして，前進するごとに下側のパネルをはずしていった。側壁内型わくには2mの高さごとにコンクリート打設とバイブレーターそう入用の窓をつけた。吊鋼棒のおおる箱抜きにはバナナの幹を用い非常に有効であった。

シースの配置には特に慎重を期し，位置を正確に固定するため鉄筋のわくを組み，各ブロックの先端付近の型わくに固定した。フレシネーケーブルはコンクリートの硬化後に通された。そのためコンクリート打ちのときシースが変形しないように，あらかじめシース内にフレキシブルなプラスチックパイプを通しておき，コンクリート打設直後にこのパイプをまわしてシースが変形していないことを確かめた。

(3) コンクリート打設

普通セメントを用い，粗骨材，細骨材とも海岸の砂利および砂を洗浄して用いた。ミキシングプラント(図-8)を兩岸のアバットの近くに置き，すでにでき上がっ

図-8 コンクリート ミキシング プラント

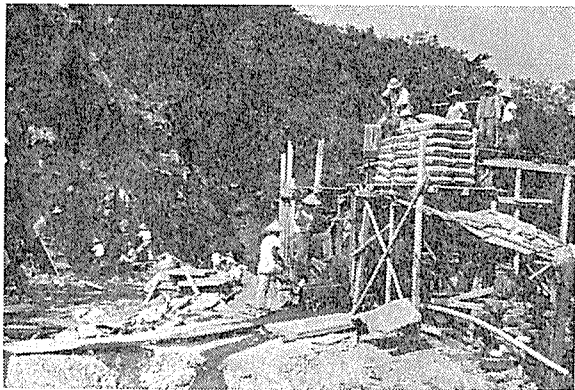
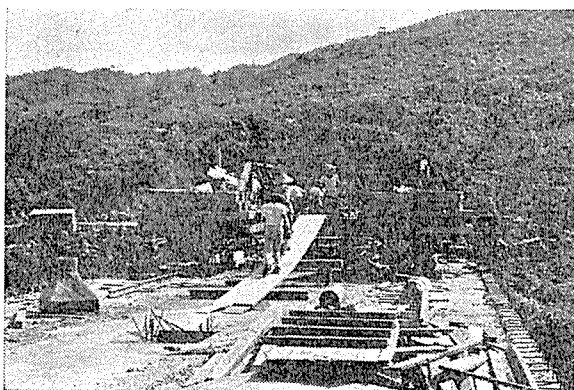


図-9 コンクリート打設状況



た橋面を通してネコ車で打設された(図-9)。締固めは1台の棒状バイブレーターを用いて行なわれた。打継面はワイヤーブラシをかけ水洗いした。コンクリートの圧縮強度は標準円柱供試体を用い、現場事務所に置いた100tポータブル圧縮試験機を用いて管理された。ブロックの σ_{28} の平均値は 361 kg/cm^2 で変動係数は7.6%であった。

(4) 緊張作業

フレシネケーブル $12\phi 8 \text{ mm}$ を用いて橋軸方向にプレストレスが与えられた。ケーブルは網状の引込具を用いてシース中にとおされた。コンクリートの圧縮強度が 250 kg/cm^2 以上に達したとき緊張作業を行なった。大体コンクリート打設後 4~5 日後に所要の強度に達した。フレシネコーンはアウトにして用いられた。経験から認められているように、 $\lambda/\mu = \text{一定}(0.0133)$ と仮定し、緊張結果の抜出量と圧力計示度の関係から実際の μ, λ を推定し、それから各設計断面に実際に導入された緊張力を算出した。桁の長さ 6 m

ごとに設計断面があり、おのおの設計断面に予定の10%を越えない範囲で十分な緊張力が導入されていることを確かめた。海辺でありかつ包装されていないPC鋼線が納入されていたためさびがいちじるしく、 μ の平均は0.45になった。フレシネコーンの定着時のプルインは平均5mm弱であった。緊張作業が終ればただちに作業台車を移動しつぎの位置にセットした。外型わくを定め、底版、側壁の配筋をしている間に平行してグラウトを行なった。

(5) 中央部分の閉合

両側から交互に張出したため、コンクリートのクリープ、乾燥収縮の進行は同じ程度であり、中央ブロック打設前の両張出桁のレベルの差はわずか6mmであった(図-10, 11)。一方の作業台車を中央ブロックの施工位置に前進させ、他方の作業台車はたわみ調整用として少し後方にずらせ放置した。荷重の相異によるレベルの差はジャッキにより両張出し桁に相反する方向の同じ大きさの力を作用させて調整した。

(6) 工事費

この橋の工事費は上下部合わせて 753 600 NT (台湾 1 NT=日本 9 円として 6 780 万円) であり、アバット部の橋面もふくめ、橋面 1 m^2 あたり 6 200 NT (56 000 円) という非常に安い工費で施工された。台湾での材料費は日本とやや同じ程度であり、人件費は非常に安く日本の約 1/3 である。

図-10 上げ越し施工状況 (16 ブロック施工終了時)

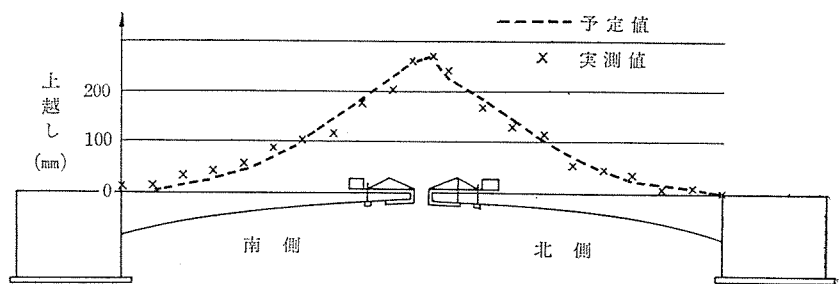
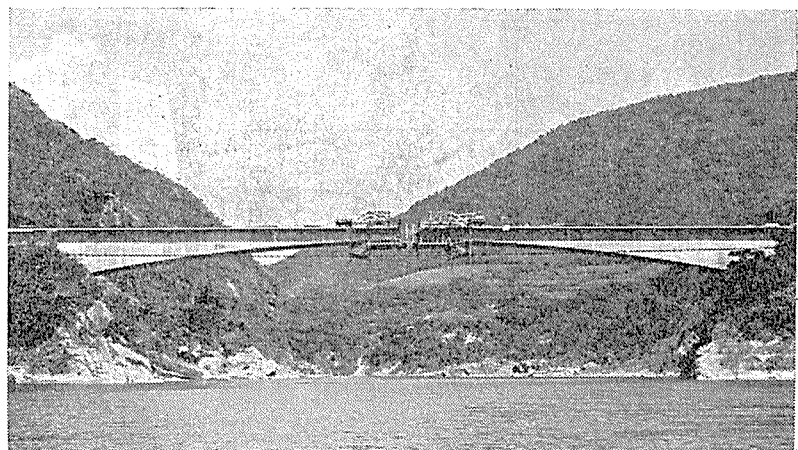


図-11 中央部閉合直前の施工状況



台湾では構造用鋼はすべて輸入しているため、鋼橋は工費が高くなり、かつ多額の外貨を必要とする。セメントおよび鉄筋は国内で製造しているため、プレストレストコンクリート橋にすれば工費が安くなるとともに外貨の節約になる。また台湾は地形の急峻な所が多いため、この種のカンティレバー工法によるPC長大橋は将来ますます有望視されている。

4. フレシネー現場打カンティレバー工法について

フレシネー方式のカンティレバー工法にはこの橋のように1ブロックずつ移動する作業台車を用いてコンクリートを現場打ちする方式と、前もってプレキャストブロックを現場近くで製作しておき、それを1つずつつないでいく方式とがある。プレキャスト方式の場合はブロック製作のための諸設備と運搬、架設のための重機を必要とするので、橋の規模が大きいかつ地形がブロックの運搬に適している場合、工期が早くなり非常に有利になる。橋の規模が小さい場合、また地形が急峻でブロックの運搬が困難な場合、工期に余裕があれば現場打ちカンティレバー工法の方が有利である。

またPC鋼棒を用いる現場打ちカンティレバー工法に比べて、PC鋼線、鋼より線を用いる方式の現場打ちカンティレバー工法にはつぎのような利点があると考えられる。

- 1) ケーブル1本の緊張力が大きい。フレシネー方式では一般に12φ8 mm, 12T12.4 mm または 12T12.8 mm の大型ケーブルを用いるのでシースの本数がすくなくすみ、施工が容易である(表-2)。
- 2) 高張力のPC鋼材を使用する。フレシネー方式ではPC鋼棒に比べてはるかに高張力のPC鋼線またはP

表-2 有効プレストレス 1000 t を導入するに要するケーブル本数

種 別	ケーブル1本の有効プレストレス (t)		ケーブル本数 (本)
	引張荷重×0.6	(と仮定)	
フレシネーケーブル	12φ8 (鋼線)		18
	12T12.4 (鋼より線)		9
	12T12.8 (鋼より線)		8
PC鋼棒	φ27	3 種	30
		2 種	23
		3 種	20

表-3 PC鋼材の強度比較

種 別	引張強度 (kg/mm ²)	降伏点応力度 (kg/mm ²)
フレシネーケーブル	12φ8 (鋼線)	159 以上
	12T12.4 (鋼より線)	176 "
	12T12.8 (鋼より線)	187 "
PC鋼棒	第 2 種	95 "
	第 3 種	110 "

C鋼より線を用いるので使用鋼材量が少なくなる(表-3参照)。

3) カップラーを用いない。フレシネー方式ではPC鋼棒を用いる場合のように短い鋼材を比較的高価なカップラーで連結してゆく必要がなく、施工が容易であるとともに工費が安くなる。

4) フレシネー方式ではPC鋼線またはPC鋼より線がコイルのまま現場まで送られ、ケーブルの製作、運搬、配置が非常に容易である。またPC鋼線、鋼より線は柔軟性に富むので所望の形状にケーブルを配置することが容易である。

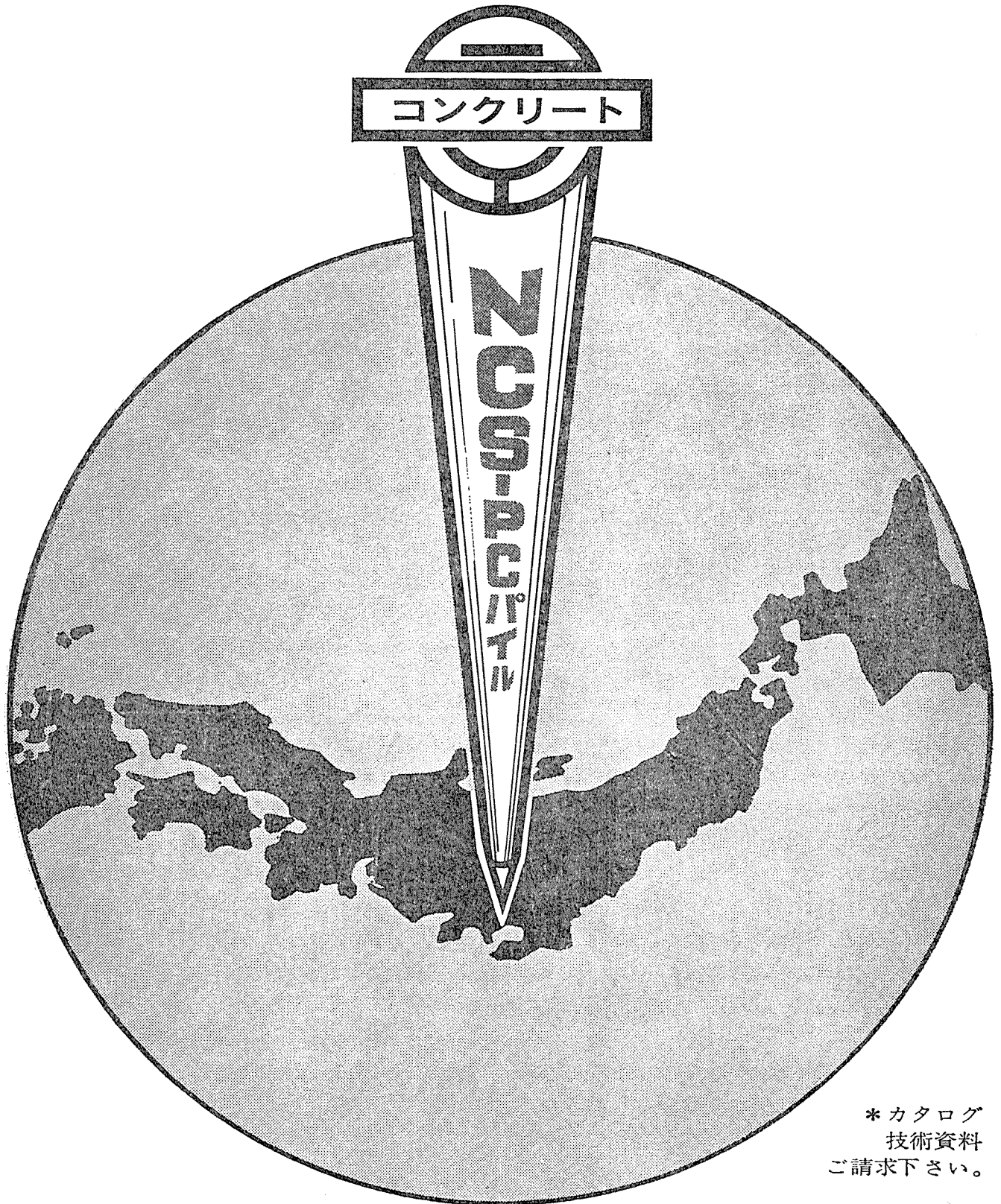
5) フレシネー方式ではケーブルを後からとおすことができるので施工が容易であり、また片持ばり架設後これを連続桁にすることも容易である。

5. おわりに

前に述べたように、この橋は台湾で最初のカンティレバー工法によるPC長大橋であり、現場のスタッフはすべて未経験であった。しかし極東鋼弦コンクリート振興(株)の筆者が、カンティレバー架設の始まる前後50日間と中央閉合部の施工時に30日間現場で技術指導を行なったのみで、あとはすべて現場のスタッフによって順調に施工がなされた。要するにカンティレバー工法といっても、特別熟練した施工技術を必要とするわけではなく、要領さえのみ込めば普通のPC橋の施工と大差はないものである。特にPC鋼線または鋼より線を用いるカンティレバー工法は施工容易、経済的であるので今後広く普及することが望まれる。

この橋は仮称、秀姑巒溪橋と呼ばれ、完成後その外観が虹のように美しいため「長虹橋」と正式に命名された。舗装、高欄取付け等の工事を終り、6月28日に政府の要人約200人が出席し、花蓮と台東を結ぶ東部産業道路の開通式が盛大に行なわれた。 1968.8.2・受付

NCS-PC/パイタル



*カタログ
技術資料
ご請求下さい。

日本コンクリート工業株式会社

本社 東京都港区新橋1-8-3 (住友新橋ビル) 電話東京 (573) (大代表) 0361
大阪営業所 大阪市阿倍野区天王寺町南2-23-7 電話大阪 (718) (代表) 1881
名古屋営業所 名古屋市中村区下広井町1-66 (名古屋宇徳ビル) 電話名古屋 (581) (代表) 9706