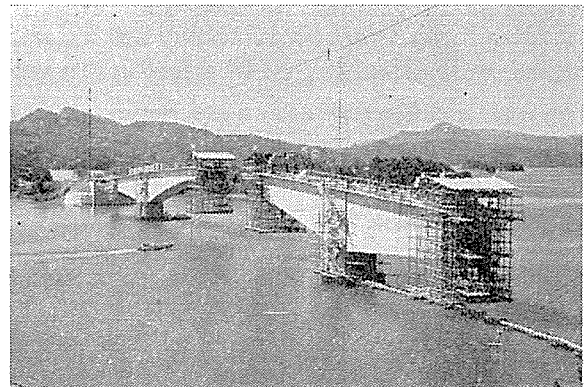


天草連絡道路橋第3号橋および第4号橋の設計・施工のあらまし

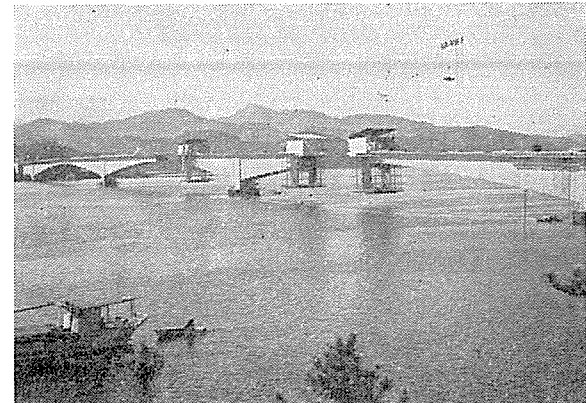
日本道路公団 天草架橋工事事務所

第 2 工 事 区

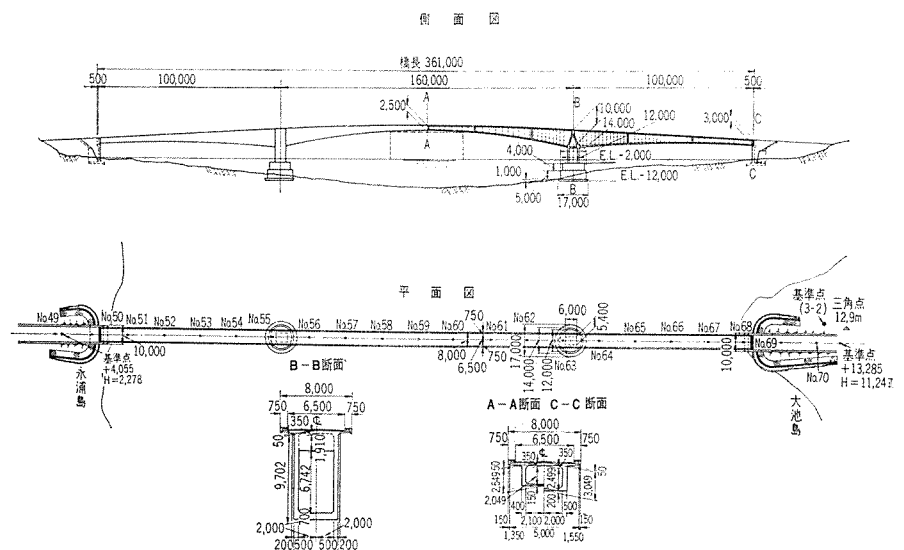
写真—1 3号橋



写真—2 4号橋



図—1 3号橋一般図



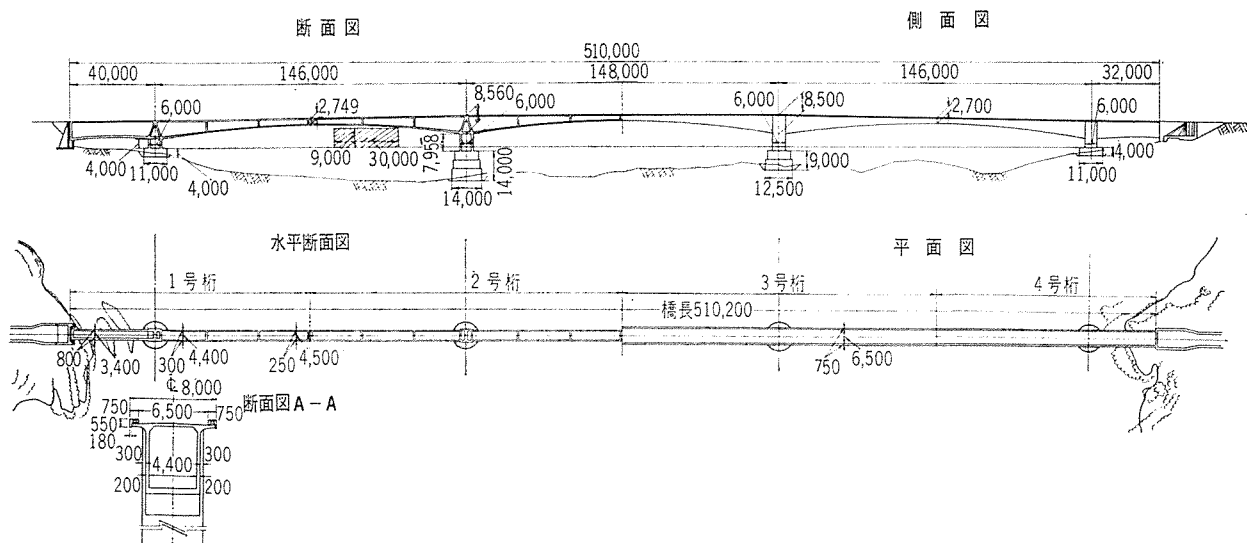
1. ま え が き

日本道路公団においては、現在、天草島と九州本土とを陸路で結ぶため、5つの橋を架設中である。5つの橋のうち、2橋は 写真—1、2 および口絵写真に示すような Dywidag 式の PC 橋である。これらの橋の支間長は、いづれも PC 桁橋としては、世界のうちでも 5 指に入る長大橋である。すなわち 3 号橋は最大スパン 160 m、4 号橋は最大スパン 146 m である。わが国で、PC 橋が架けられるようになってからわずか 10 数年にしてわが国の PC 技術が、スパン 160 m の PC 橋を架設し得るまでに育ったということは注目に値すると思われる。現在（昭和 40 年 11 月）3 号橋は約 90%、4 号橋は約 75% 程度工事が進んでいるという段階で、まだ結果の整理など十分に行なわれていないので、以下には、3、4 号橋の上部構の設計、施工のあらましについて報告する。なお、ここで橋脚基礎の構造についてごく簡単に説明しておく。橋脚の基礎は 図—1、2 に見られるように水平にならした海底岩盤の上に無筋コンクリートの礎段式の躯体をおいた構造である。この大きなコンクリートの躯体は、圧入コンクリートにより施工された。橋脚の脚柱下端は、この基礎コンクリートの躯体の上面に鉄筋によって固定されている。

2. 架橋位置の条件

3 号橋および 4 号橋の水際線間距離（潮位 0 のとき）は約 360 m および 500 m、水深はもっとも大きいところで約 16 m、潮流は約 1 m/sec、干満差は約 ±2 m である。海底地盤は、3 号橋では頁岩、4 号橋では砂岩が露出している。このため、海中部につくる下部構の工費が非常に大となり、全体としての工費を小さくするには海中部の橋脚数を減らすとともに、できる

図-2 4号橋一般図



だけ橋脚を水深の小さいところに設置するのが得策である。したがって、上部構は従来のPC橋とくらべかなりの長スパンとせざるを得ないということ、船舶航行の安全を確保しながら海上での架設作業を容易にするような適切な架設方法を選ばねばならないということ、および架橋位置付近が雲仙、天草国立公園の1部に入っており、橋梁の造型美という点に関してとくに注意を払わねばならないということが、上部構の計画にあたり念頭におくべき重要な事項である。

3. 構造形式

(1) 架設上の観点から

PC橋では鋼橋に比し自重が大であり、かつ本橋のように長大スパンで架橋位置が水深の大きい海上であるということを考えると、架設の難易ということが形式の選定の際に考慮すべき重要な要素となってくる。PC橋の架設には周知のごとくいろいろな方法が応用されているが、橋脚から片持ばりとして順次に施工してゆく片持式の架設方法は、本橋のような場合にはきわめて有効な方法であるといえる。片持式の架設方法を採用するとしても桁のコンクリートを現場打ちするか、プレキャストブロックをつないでゆくかの問題がある。しかし、プレキャストブロックを利用する場合には多くの利点もあるが、長大スパンの場合には桁高が大となり、1ブロックあたりの重量がきわめて大きくなり、このような重量物を取り扱うにはかなり大がかりな運搬機械および架設機械を必要とする。また、桁高が変化する場合には型わくの種類が多く、同種のブロックの数が多くならないかぎり型わくの点でもそれほどの合理化ができないなどの理由で、本橋の場合には桁コンクリートを現場打ちするのが好ましいと思われる。したがって形式の選定にあつ

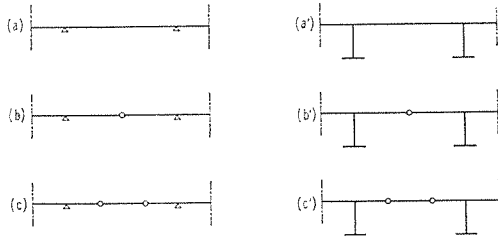
ては、わが国における過去の実績から Dywidag 工法による片持式の架設ということを原則とした。

(2) 力学系の観点から

上部構のスパンを大きくするためには、それに適した力学系を選ぶことが不可欠である。長大スパンに好都合な力学系は支点に近いところに大きな曲げモーメントが生ずるような力学系である。このような力学系では、支点近くでは大きな曲げモーメントに抵抗するために大きな断面を必要とするようになり、自重は増加するがこれが死荷重曲げモーメントの増加におよぼす影響はきわめて少ないからである。これらの点は、PC橋では鋼橋に比して自重が大であるのでとくに強調されるべきである。以上に述べた点から、中間のスパンの部分の力学系として一般に図-3に示すようなものが考えられる。これらのうち、本橋の場合いづれがもっとも好ましいかを以下に簡単に論じよう。桁と脚柱を剛結した、(a'), (b'), (c') の形式のものは、片持式架設に好都合である。橋脚上の支承装置を省略できる。剛性がすぐれている。などの点で桁の曲げの影響が脚柱に伝わらない (a), (b), (c) 形式のものに比して有利である。ゲルバー式の (c') 形式に対しては、つり桁にプレキャスト桁を用いることが一般に考えられるが、つり桁の架設の点で (a'), (b') 形式に幾分劣ると思われる。というのは片持部を施工するために Dywidag 工法によって、せっかくフォルバウワゲンを使用する以上最後までこれを利用できるような構造の方が有利であるからである。(a') 形式は、これが多径間にわたる場合には温度変化により大きな応力が生ずる。架設中の曲げモーメントが桁全体を支保工上で施工したときの曲げモーメントにできるだけ近くなるような架設方法をとらないと不利である。またスパン中央付近で正の曲げモーメントの最大値が生ずるので、これ

に抵抗するために断面が大きくなり、死荷重モーメントに不利な結果を与える、などの点で (b') 形式に劣る。以上の理由で本橋の場合には、(b') 形式すなわち桁と脚柱を剛結し、スパン中央に鉛直力のみを伝え、水平方向の移動を拘束しないヒンジをもうけたラーメン構造が最適と判断される。ただし、この構造の唯一の難点は、スパン中央ヒンジの位置で変形が大きくなるという点である。

図-3 考えられる力学系



(3) 選定した形式

上記に述べた点を考慮して、橋脚本数や橋脚位置を変えた数種のPC橋について概略の比較を行なった結果、つぎのようなPC橋が最適であるとして採用された。

3号橋は図-1から分るように、スパン割は100+160+100mの3径間連続である。中央スパン中央に鉛直方向のせん断力のみを伝えるヒンジがある。橋脚の位置では、桁と脚柱は剛結されており、橋台位置では桁はローラーを介して支持されている。したがって構造は対称荷重に対しては1次、任意の荷重に対しては3次の不静定である。水中の橋脚は2基でかなり浅いところにもってこることができるので、下部構の工費が小さくなり、上部構のスパンの大きい割には全体としての工費は安くなる。また、十分安全なように航路限界も確保できる。

4号橋は図-2から分るようにスパン割は40+146+146+146+32の5径間連続である。146mスパンの中央には鉛直方向のせん断力のみを伝えるヒンジがある。各橋脚の位置では、桁と脚柱はいずれも剛結されており、橋台位置では死荷重の状態では、桁が橋台におよぼす反力は0(側径間は橋脚から張り出した片持ばりの状態)、活荷重のみの作用によって橋台には桁から反力が生ずる(桁端が橋台に単純支持される状態)ような構造となっている。したがって構造は任意の荷重に対しては5次の不静定である。地形上からいうと、両端のP₁、P₄橋脚は干潮になれば海底が露頭するような浅いところにもうけることができるので施工も簡単となり、水深の大きいところの橋脚は2本のみとなり、下部構工費も安くできるので上部構のスパンの大きい割には全体としての工費は安くなる。

鋼橋で計画した場合には両橋とも下路式の連続トラスが最適となるが、工費の点でも、また完成後の保守費、

美観の点でも 図-1, 2 のPC橋に劣っていた。

4. 設 計

(1) 設計にあたり考慮した共通事項

設計に適用した設計示方書類は、鋼道路橋設計示方書(昭和39年6月、日本道路協会)およびプレストレストコンクリート設計施工指針(昭和36年8月土木学会)で、一般のPC橋の設計に用いられているものとまったく同じである。設計はフルプレストレスングであるが、設計条々の主要なものはつぎのとおりである。

活荷重	T. L-20	
風荷重	活荷重を載荷しないとき (0.45h+0.24) t/m	
	活荷重を載荷するとき (0.225h+0.27) t/m	
地震	水平震度 0.15	
	鉛直震度 0.10	
コンクリートの乾燥収縮度		15×10 ⁻⁵
クリープ係数		2.0
PC鋼棒のリラクゼーション		3%
桁コンクリート強度		σ ₂₈ =400 kg/cm ² 以上
PC鋼棒		第2種 φ27 および φ33
破壊に対する安全度		1.3×(死荷重)+2.5×(活荷重) 以上
		1.75×(死荷重と活荷重の組み合わせ) 以上
		1.45×(死荷重と地震の影響の組み合わせ) 以上

本橋は、長大スパンの割にはいずれも幅員(車道幅員6.5m+地覆2×0.75m)がせまいので、橋軸直角水平方向の剛性が不足するということが懸念された。したがって、断面構成にあたっては両橋とも図-1, 2に見られるように箱型断面の両側ウェブの間隔をできるだけ拡げて、横方向の剛性を増すようにした(このため、上スラブは両ウェブ間のスパンが大となり、したがって正の曲げモーメントが大となるので幾分不利となるように思われるが、上スラブは多数のPC鋼棒を収容するためその厚さはおのずからかなり大きくなるので、別に問題はない)。

また、両橋とも各橋脚にはいずれも死荷重の作用している状態で曲げモーメントが生じないように、したがって基礎の地盤反力は等分布するようにしている。これはもし死荷重の作用している状態で橋脚に曲げが入っていると、橋脚自身の曲げによるクリープおよび基礎地盤の不等反力分布による地盤の変形の影響は、上部の桁の変形に大きな影響をおよぼすからである。

PC橋でスパンが大きくなった場合、一番大きな欠点と目されるものは自重が大きいうことで、両橋とも曲げに対する抵抗に余り役立たぬ。ウェブを薄くして自重の軽減に留意している。このためウェブには斜方向あ

るいは鉛直方向にPC鋼棒を配置してプレストレスを与えウェブに生ずる斜引張応力に抵抗させることにした。

(2) 3号橋の設計結果

橋脚上における桁の曲げモーメントは、死荷重のみによって 53 000 t・m 設計荷重作用時 61 000 t・m である。すなわち活荷重による曲げモーメントは死荷重曲げモーメントの 15% に過ぎない。橋脚上の断面で桁に与える有効プレストレス力は約 8 400 t である。このように与えるプレストレスが大きく、したがってPC鋼棒の数が非常に多くなり、しかもこれを限られた範囲内(側径間橋台寄りの部分をのぞいて上フランジ内)に配置しなければならないので、橋軸方向のPC鋼棒としてφ33 mm 第2種鋼棒を使用している(橋軸方向以外のスラブ横方向、ウェブ鉛直方向のPC鋼棒はいずれもφ27 mm 第2種鋼棒である)。従来わが国におけるDywidag工法による橋に用いられてきたφ27 mm 鋼棒を用いる

とすると約 295 本配置しなければならないが、φ33 mm にすると 194 本ですみ、施工の点で非常に有利になる。橋脚に死荷重の状態では曲げモーメントが生じないようにするために、側径間側は中央径間側に比していく分桁重量が重くなるように、たとえばウェブ厚を中央径間側より大きくしてある。しかしながら橋脚には、活荷重によっては曲げモーメントが作用するようになり、この大きさは 6 700 t・m である。設計荷重によって橋脚に作用する反力は 4 000 t である。橋台に作用する反力は 600 t で、2つのローラー支承で受けている。ウェブ厚は、中央径間側では 30~25 cm、側径間側では 40 cm とかなり薄いので、片側につき約 10~145 t/m の力で、ウェブに鉛直方向のプレストレスを与えている。活荷重によって、中央径間中央ヒンジ位置に生ずる最大たわみは 8.8 cm (スパンの約 1/1 800) で、剛性はきわめて大きいということができよう。桁部分についての設計数量の一覧表は表-1のとおりである。

図-4 橋軸方向のPC鋼棒の配置状況

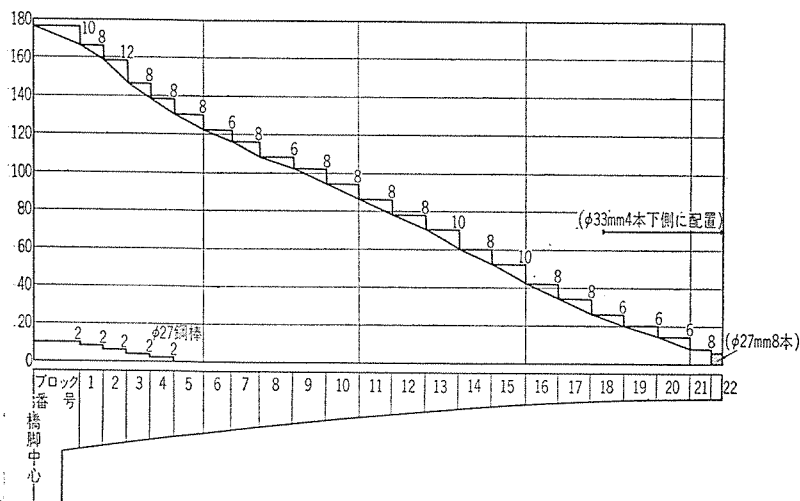


表-1 3号橋設計数量一覧表

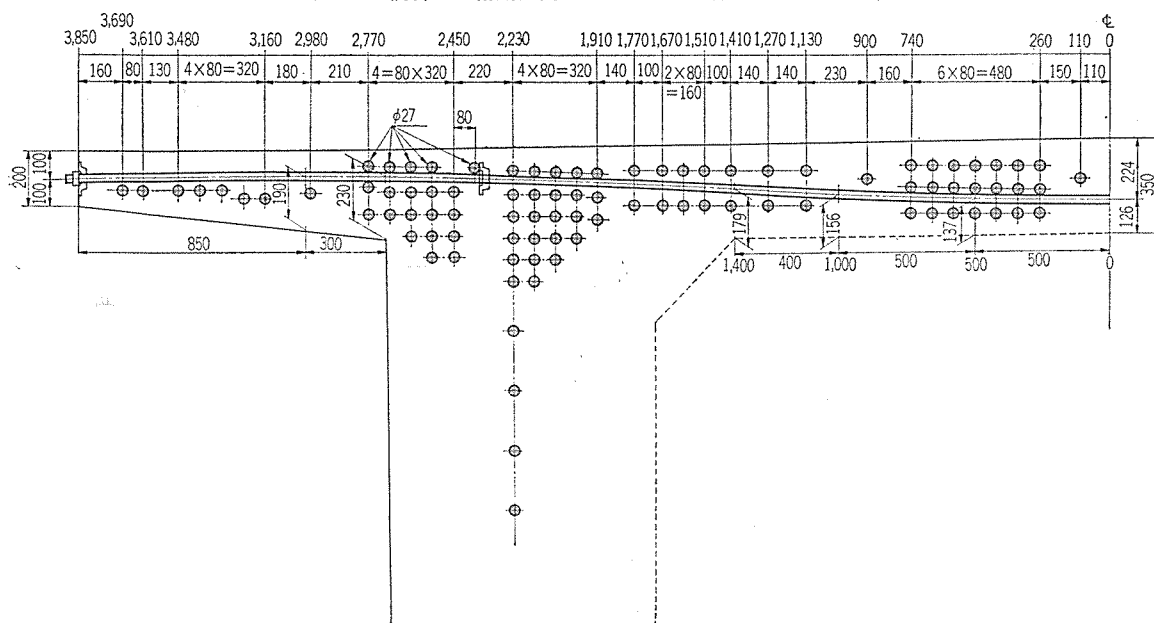
項目	数量
コンクリート	3 277 m ³ , 1.40 m ³ /m ²
PC鋼棒	276 t, 0.118 t/m ²
鉄筋	253 t, 0.108 t/m ²
型わく	14 445 m ² , 6.16 m ² /m ²
工費	192 000 000 円, 82 000 円/m

上記の単位面積当りの値を出すときの単位面積とは、車道(幅員 6.5 m)部分のみについての単位面積である。工費の中には、舗装と高欄はふくんでいない。

(3) 4号橋の設計結果

橋脚上における桁の曲げモーメントは、死荷重のみによって 41 000 t・m、設

図-5 橋脚上の桁断面内におけるPC鋼棒の配置状況



計荷重時約 48 000 t・m である。すなわち活荷重による曲げモーメントは、死荷重曲げモーメントの約 17% に過ぎない。死荷重の状態では橋脚に曲げモーメントが生じないようにするため両端の側径間は、部材厚を大きくし(底スラブ、ウェブとも 80 cm) かつ箱桁の中に重り用の貧配合のコンクリートをつめたりしてわざわざ重量を重くしてある。橋脚に作用する桁からの反力および曲げモーメントは、設計荷重時端橋脚で 4 200 t, 4 100 t・m 中間橋脚で 3 300 t, 6 000 t・m である。橋脚上の断面で桁に与える有効プレストレス力は約 7 500 t である。

P C 鋼棒の本数は、先端へ伸びるにしたがい漸減してゆく。1 例として、2 号桁における橋軸方向 P C 鋼棒の配置状況は 図-4 に示す。また橋脚上の断面では $\phi 33$ mm 鋼棒を 176 本(もし $\phi 27$ mm 鋼棒なら 268 本) および $\phi 27$ mm 鋼棒を 10 本必要とする。これらの鋼棒は、ほとんどすべて、上スラブの範囲内に配置しなければならないが、その上スラブ内における配置状況は 図-5 に示すとおりである。3 号橋、4 号橋の場合とも上スラブという限られた範囲内にコンクリートの施工の際の妨げとならぬよう一定の間隔を保って大量の P C 鋼棒を配置しなければならないので、図-5 に見られるように、上スラブ厚は 35 cm といく分厚くしている。ウェブ厚は側径間をのぞき 25~30 cm でかなり薄いので、片側につき 12~42 t/m の力で鉛直または斜め方向にプレストレスを与えて、斜引張応力に抵抗させている。活荷重によって 146 m スパンの中央ヒンジの位置において生ずる最大たわみは下向きの場合約 7.8 cm(スパンの約 1/1 900)、および上向きの場合 -1.7 cm となり剛性はきわめて大きいといえる。桁部分についての設計数量一覧表は表-2 のとおりである。

表-2 4 号橋設計数量一覧表

コンクリート	4 932 m ³ 1.49 m ³ /m ²
P C 鋼棒	337 t 0.10 t/m ²
鉄筋	353 t 0.11 t/m ²
型わく	19 336 m ² 5.83 m ² /m ²
工費	261 000 000 円, 78 700 円/m ²

上記の単位面積当りの値を出すときの単位面積とは、車道(幅員 6.5 m) 部のみについての単位面積である。工費中に舗装、高欄はふくんでいない。

5. 施工のあらまし

(1) 3 号橋の施工方法

3 号橋の実施工程(12 月以降については予定工程) および施工順序は 図-6 に示すとおりである。柱頭部(橋脚上長さ 9 m の部分) は支保工上で 図-7 に示すように 4 回にわけてコンクリートを打設した。しかる後柱頭部上にフォルバウアーゲンを組み立て、両側へ向

図-6 施工順序

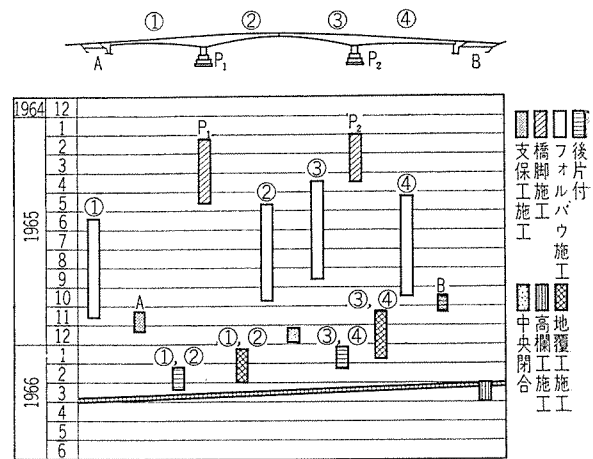
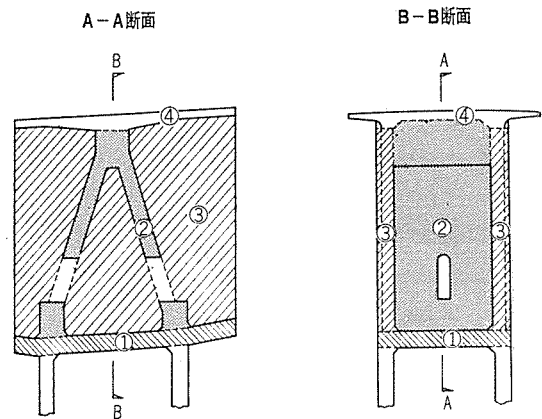


図-7 柱頭部コンクリート打設方法



て張り出し施工をした。フォルバウアーゲンは 4 台利用し、1 号桁、2 号桁をほとんど同時施工した。中央径間部は片側片持ばりについて 26 ブロック(各ブロックには 図-8 に示すような番号を付する)に、側径間部は 33 ブロックに分割して施工した。各ブロックの長さは支保工上で施工するブロックをのぞきフォルバウアーゲンの積載能力を考慮して、1 ブロックのコンクリート量が大体 30 m³ を越えないように定めた。したがってブロックの長さは 2.0~3.5 m で、橋脚付近では、短く先端へ向うにしたがい長くした。架設中、橋脚に入るアンバランスモーメントが活荷重による値より小くなるようにつぎの順序で施工する。

- (1) — (2) — (1') — (2') — (3) — (3') — (4) — (4') — (5) — (5') ...
 ... — (24) — (24') — (25) — (25') — (26') — (27') | (27') を仮
 支保工で支持 | — (28') — (29') — (30') — (31') — (32') —
 (33') — (26)

中央径間側は (25)、側径間側は (27') までは、橋脚から完全に片持式にウーゲンで施工する。(27') — (31') もウーゲンで施工するが、橋脚に大きなアンバランスモーメントが生じないように (27') を仮支柱で支持した状態で施工する。側径間の (14') より (31') の間は、設計荷

写真-3 仮 鋼 棒

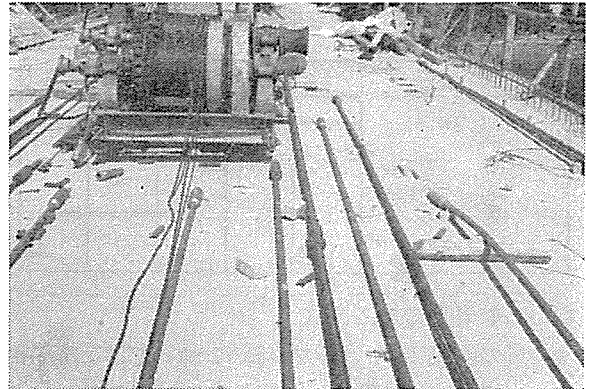
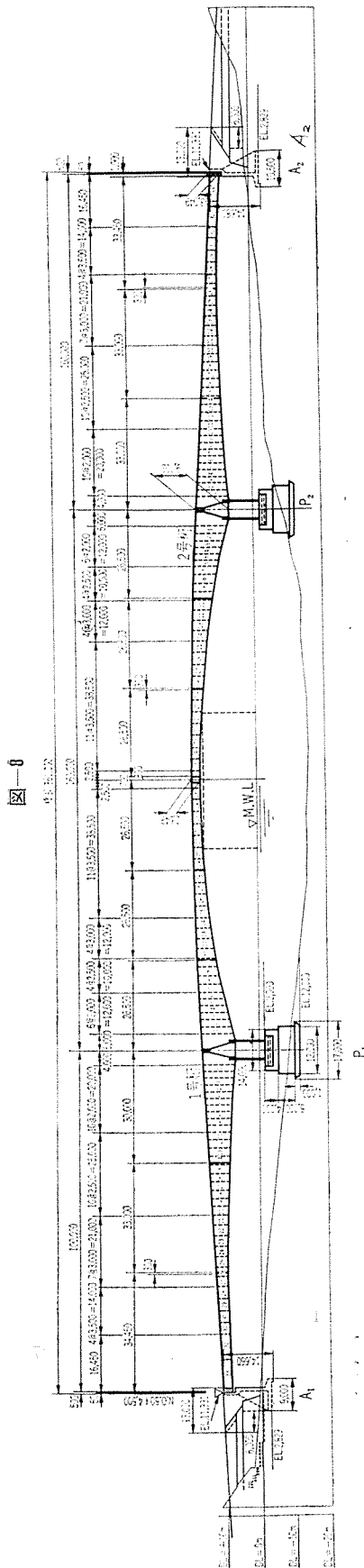
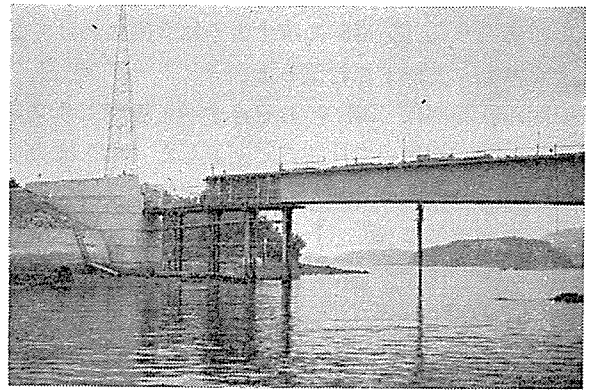


写真-4 側径間の支保工 (3号橋)



重時と施工時とで曲げモーメントが大分ことなる。すなわち設計荷重時では正の曲げモーメントが作用するが、架設中には負の曲げモーメントが作用する。このため、架設中は、上スラブ上面上に沿って、仮鋼棒 (φ27 mm 鋼棒で1ブロックについて2~4本定着する)を配置し一時的なプレストレスを与える。この一時的なプレストレスは、桁が完成してから除去する。仮鋼棒は定着具といっしょに上スラブのコンクリート中に埋め込んだ両端の部分のをぞき写真-3のように上スラブ上に露出して配置されているので、回収して再使用することができる。(32'),(33')は写真-4に示すような支保工上で施工する。このような方法で架設した場合の側径間の桁自重による曲げモーメントは、側径間全部を支保工上で施工としたときの桁自重による曲げモーメントとことなる。

したがって架設後、桁自重による曲げモーメントは、クリープによってだんだんと側径間全部を支保工上で施工するとしたときの曲げモーメントに近づいてゆく。この場合の曲げモーメントの不明確さを避けるため桁完成後、橋台位置で200tジャッキ4台を用いて反力調整(約60tだけ反力を大きくする。すなわち桁を約10cm持ち上げる)をおこない橋台位置での反力を、側径間全部を支保工上で施工するとしたとき生ずるような反力と一致させた。中央径間中央の(26)は、他の部分の施工がすべて完了した後、一番最後につり支保工を用いて施

工する。ワーゲンで施工するブロックの標準的な作業工程の1サイクルはつぎのとおりである。

日 数	1	2	3	4	5
型わく, 鋼棒, 鉄筋	[Horizontal bar across all days]				
打 設			[Horizontal bar]		
養 生			[Horizontal bar]	[Horizontal bar]	
緊張ワーゲン, 前進					[Horizontal bar]

(2) 4号橋の施工方法

4号橋の実施工程(12月以降については予定工程)および施工順序は図-9に示すとおりである。柱頭部(橋脚上長さ10mの部分)は、コンクリートの打設能力を考慮のうえ図-10に示すように5回にわけて支保工上でコンクリートを打設した。

中間の径間部は(22)をのぞきすべて橋脚よりフォルパウワーゲンを用いて片持式に架設した(22)はつり支保工で施工する)。片側片持ばりについて22ブロック(各ブロックには図-11に示すような番号を付する)

図-9 施工順序

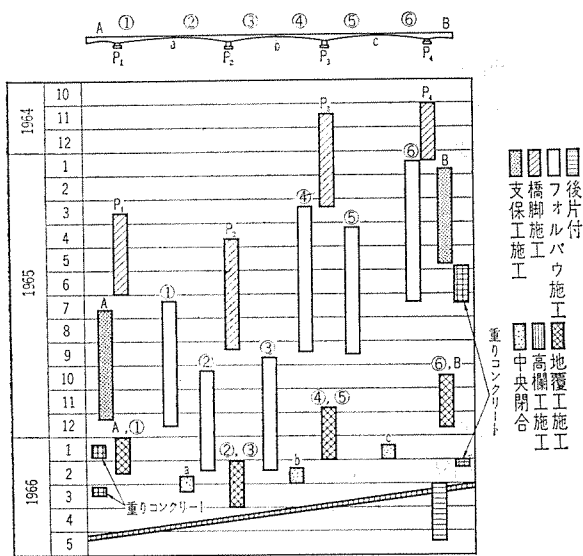


図-10 柱頭部コンクリート打設方法

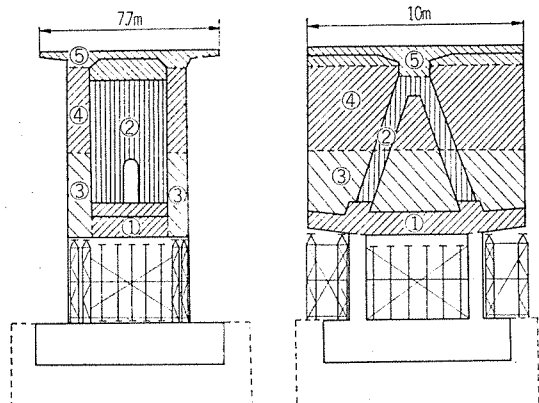
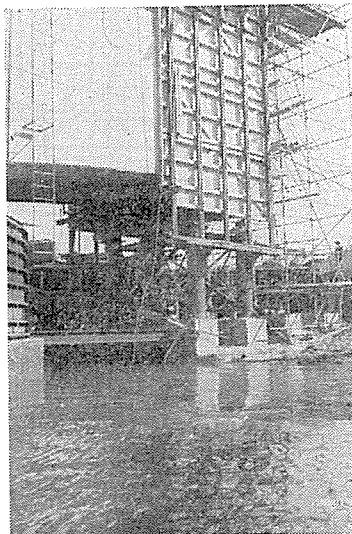


写真-5 側径間の支保工 (4号橋)



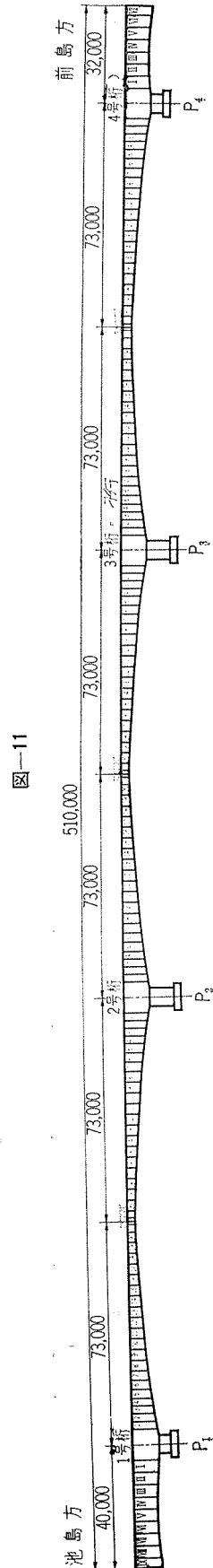
に分割して施工する。ブロック長さは2.5~3.5mで、橋脚付近では短く先端へ向うにしたがい長くした。側径間部は、自重が非常に大きく支保工の支えるべき荷重は底スラブの単位面積について約10~11 t/m²に達するので、写真-5に見られるような鋼管よりなる支保工上で施工した。側径間は前島側は7ブロック、池島側は9ブロックに分割して施工した。施工中における橋脚のアンバランスモーメントが完成後に活荷重によって生ずる橋脚のモーメントより小さくなるようつぎの打設順序で施工した。

1号桁

(1)-(I)-(2)-(II)-(3)-(4)-(III)-(5)-(6)-(IV)-(7)-(8)-(V)-(9)-(10)-(VI)-(11)-(12)-(VII)-(13)-(14)-(15)-(VIII)-(16)-(17)-(18)-(IX)-(19)-(20)-(21)-[重りコンクリート]-[重りコンクリート2]

2号桁, 3号桁

(1)-(2)-(1')-(2')-(3)(3')-(4)(4').....-(21)(21')-(22)(22')



4 号桁

(1)―(I)―(2)―(II)―(3)―(4)―(III)―(5)―(6)―(IV)―
 (7)―(8)―(V)―(9)―(10)―(VI)―(11)―(12)―(VII)―(13)
 (14)―(15)―重りコンクリート, 1―(16)―重りコンク
リート, 2―(17)―重りコンクリート, 3―(18)―重り
コンクリート, 4―(19)―重りコンクリート, 5―(20)―
 (21)―重りコンクリート, 6―(22)―重りコンクリ
ート, 7

フォルバウワーゲンは3台使用し、まず4号桁、3号桁を施工し、しかる後これらのワーゲンを1号桁と2号桁に転用した。なお重りコンクリートとは、側径間の箱桁内部に重り用としてつめる貧配合のコンクリートのことである。

(3) コンクリートの施工

桁コンクリートの強度は $\sigma_{28}=400 \text{ kg/cm}^2$ 以上としており、この示方配合は、たとえば3号橋の場合表-3のとおりである。混和材料は気温の高いときにはポゾリス No. 8 あるいはプラスチックをその他のときには、ポゾリス No. 5 あるいはプラスチックを用いている。

表-3

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (cm)	水、セメント比 (%)	絶対細骨材率 (%)	コンクリート 1 m ³ あたり重量				
				水 (kg)	セメント (kg)	細骨材 (kg)	粗骨材 (kg)	混和剤 (kg)
30	3~5	39	37.4	149	早強セメント 380	704	1 216	ポゾリス No. 5 1.9 またはプラスチック 9 またはポゾリス No. 8 0.95 またはプラスチック 0.95
30	3~5	36	36.8	137	普通セメント 380	704	1 247	

セメントについては、当初施工工程を考慮して、従来から行なわれてきた Dywidag 式 PC 橋における慣例にしたがってすべて早強セメントを使用することにしてきた。しかしながら先に着工した4号橋において、底スラブ下側面中央に橋軸方向のひびわれの発生しているブロックが二、三見い出された。ひびわれの生じた箇所の底スラブ厚はいずれも 70 cm 程度で、このひびわれは前ブロックとの継ぎ目の付近にいずれも発生している。これらのひびわれは新しく打ったコンクリートが硬化するとき温度が上昇し、この温度が常温にもどろうとするとき収縮をおこそうとするが、この収縮が前ブロックによって妨げられるということに起因しているものと思われる。橋軸直角方向について考えると底スラブ中央付近は死荷重によって正の曲げモーメントが作用し、その底面には引張応力 (8 kg/cm² 程度) が生じている。この引張応力に上記の収縮が拘束されることによって生ずる引張応力が加味されて、底スラブ下側面はひびわれの出やすい状態となっている。このようなひびわれが発生す

るかも知れないということは、当初から懸念されたので、打ち継ぎ目の付近には鉄筋をふやしたり、海水を利用してのパイプクーリングを実施したのであるが、ひびわれの発生を避け得なかった。このため、工事途中より厚さ 30 cm を越える底スラブおよび厚さ 40 cm を越えるウェブには普通ポルトランドセメントを用い、他の部分には早強ポルトランドセメントを用いるように変更した。このようにすることによって以後は、上記のようなひびわれの発生はみられていない。普通セメントを使用することによる工程への影響はほとんどない。すなわち実際に早期に強度が出る必要があるのは、定着具の配置されている上スラブのみであるので、この部分には従来どおり早強セメントを使用し、2日で 240 kg/cm² 以上の強度を得るようにした。一方ウェブや底スラブには、第1回目の主桁方向のプレストレスを与え、型わくをはずすことによってほんのわずかの応力しか生じないので、ウェブや底スラブのコンクリートの強度は、第1回目の主桁方向のプレストレスを与えるときには、鉄筋コンクリート標準示方書 69 条「型枠とりはずしの時期」にしたがって、140 kg/cm² 以上の強度があればよいと考えられる。幸い、普通セメントを用いる時期が5月~11月の間であるので2日養生(コンクリート打設後主桁方向のプレストレスを与えるまでの間)した後に 140 kg/cm² 程度の強度は十分容易に達せられることができた。なお上記の底スラブに生じたひびわれの幅はマイクロメータで測定した結果によると、ほぼ 0.05~0.2 mm 程度で有害なものではないと判断される。混合には 0.5 m³ 容量の呉一IBAG 強制練りミキサーを使用し、計量器には、デジタルプリンターを付して計量結果を印字式に記録できるようにしている。コンクリートの強度は、3号橋の場合について9月までに得られた結果によると σ_{28} の平均値は、早強セメントの場合 540 kg/cm²、普通セメントの場合 490 kg/cm² で、変動係数はそれぞれ 5% および 4% となっている。普通セメント使用の場合、その配合は早強セメント使用の場合よりも w/c が小さいにもかかわらず強度が大分低くなっているのは、セメント自体の強度の差によるものである(セメントの圧縮強度試験の結果によると早強セメント $\sigma_{28}=470 \text{ kg/cm}^2$ 、普通セメント 420 kg/cm² である)。

(4) 上げ越し

橋梁が完成後、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮が終った後、死荷重とプレストレスの作用している状態で橋梁の路面が所定の位置にあるようにするためには、張り出し架設の各段階において、その後作用する荷重あるいはクリープなどによって生ずると予想される桁の変形を考慮して、上げ越しを行なわなければならない

い。計算に用いる諸係数は、桁全体の平均値としてつぎのような値を採用した。

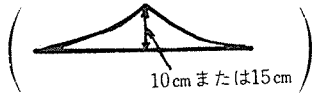
クリープ係数 20

乾燥収縮度 15×10^{-5}

コンクリートの弾性係数 $3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

P C鋼棒のリラクゼーション 3%

中央ヒンジ位置における桁の塑性たわみは、3号橋で18 cm、4号橋で16 cmである。以上のほかに、美観上の上げ越しとして3号橋で最大15 cm、4号橋で最大10 cmのパラボラ状の上げ越しを余分に加えた。この美観上の上げ越しは、日中は日照の影響で橋はたれ下るといこと（たれ下り量は4号橋で実測の結果、夏期には、日中は早朝に比してヒンジ位置で約4 cm たれ下る）および少々のがり過ぎはそう美観を害するものではないが、わずかの桁のたれ下りでも美観ははなはだ害されるのでたれ下りはどうしても防ぎたいということを念頭において定めたものである。



7. あとがき

両橋ともまだ工事中の段階であるので、以上には、あらししか報告できなかったが、詳細についてはまた別の機会にゆずりたい。スパン160 mともなればまず鋼橋というのが、わが国における従来からの常識的な考え方であった。しかし本橋が他の鋼構造形式の橋に比してより経済的に架設できるという事実は、わが国におけるP C橋にとって画期的なことといえるであろう。また、これがわが国における今後の長大P C橋の発展をうながすための大きな契機になればと考えている。最後に本橋の程度のスパンであっても、P C橋は他の形式の橋と十分競合できるものであるということ強調したい。

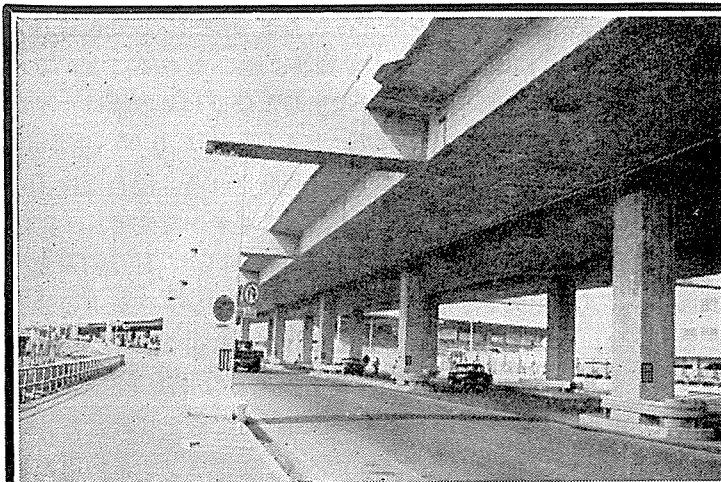
本橋の設計・施工を担当した天草架橋工事事務所 第2工事区員はつぎのとおりである。

栗原利栄, 国広哲男, 田中国喜, 飯岡 豊,

八尋勇次, 山本昭造

(文責 国広哲男)

1965・12.21・受付



首都高速 高架橋新設工事

第106工区(その1) 高架橋上部新設工事

発註先 首都高速道路公団

橋 長 526.00m

有効巾員 16.40m

桁 長 56.60~94.40m

桁 高 1.40m

P.C2室箱型連続桁

3径間連続5連, 2径間連続2連,
単桁1連

プレストレスト コンクリートB・B・R・V・工法 M・D・C・工法 橋梁、タンク等の設計施工



東亜コンクリート株式会社

取締役社長 巽 榮 吉

本 社
大宮工場
大阪営業所
名古屋出張所
福岡出張所

東京都渋谷区栄通り一丁目五番地
(長谷川スカイラインビル)
大宮市日進町2丁目1950番地
大阪市北区山崎町47番地(海屋ビル)
名古屋市昭和区高辻通り3の15(三富ビル)
福岡市天神3丁目10番地30号(東亜ビル)

TEL 東京(463) 7231

TEL 大宮(42) 1385~6

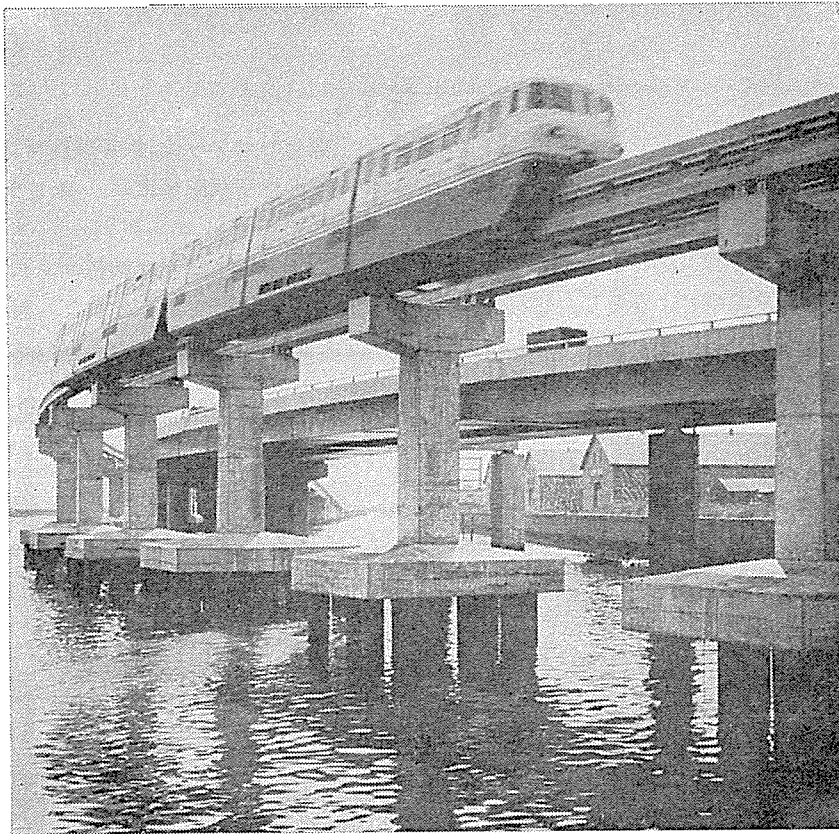
TEL 大阪(341) 9081

TEL 名古屋(87) 1731~5

TEL 福岡(75) 5436~9

NCS-PCパイプ

プレテンション方式 NCS溶接継手



NCS-PCパイプの特長

- ① 継手—全強であるから支持力の低減がいない。
- ② 耐撃性—頭部が耐撃的であるため確実に打止りが得られる。よつて支持力に全材強を活用できる。
- ③ 曲げ剛性—プレストレスの効果によつて曲げ剛性が大きい。よつてパイプ施工中の安全はもちろん、くい基礎の経済設計ができる。



日本コンクリート工業株式会社

本社	東京都中央区銀座東8の19	東京(542)大代表3151番
営業所	大阪市阿倍野区天王寺町南2の66 名古屋市中村区下広井町1丁目66番地(三建設備工業ビル)	大阪(718)1881 ~ 5番 名古屋(58)代表9706番
工場	川島(茨城県下館市)	下館代表2181番
研究所	鈴鹿(三重県鈴鹿市)	鈴鹿(8)代表1155番
	茨城県下館市川島工場内	下館3942番