

本州四国連絡橋（児島-坂出ルート）の PC 高架橋設計概要

加 田 河 大
 島 中 口 江
 聰 美 浩 慎
 * 宇 二 一

1. ま え が き

本州四国連絡橋の児島-坂出ルートは、本州と四国を結ぶ早期完成予定の道路・鉄道併用ルートである。本ルートは吊橋、斜張橋等の長大橋梁に加えて、その前後に PC 高架橋がある。特に区間の長い PC 高架橋としては櫃石島高架橋、与島高架橋、番ノ州高架橋がある（図-1 参照）。その特徴は高橋脚（50～80m）を有し、中規模径間橋梁が長区間（1～2km）連続し、道路・鉄道の 2 層構造となり、また道路 PC 橋は橋脚水平梁と剛結構造の立体ラーメン橋となる（写真-1 参照）。なお、これらの高架橋の下部工の一部はすでに工事着工しており、今後下部工および上部工の本格的な工事が進められる予定である。本文は上記 PC 高架橋の 3 橋の設計概要について紹介するものである。

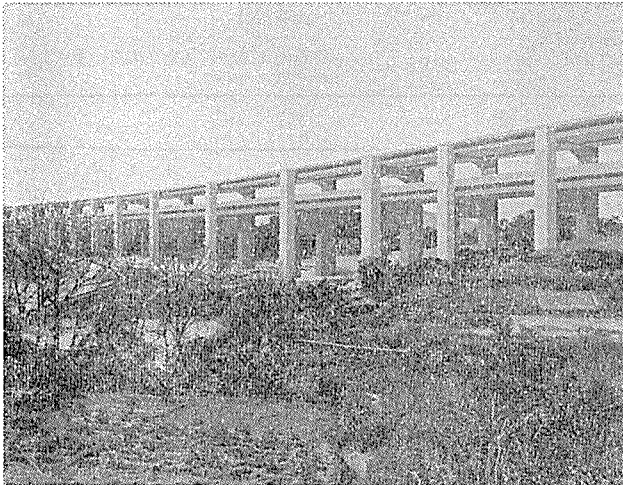


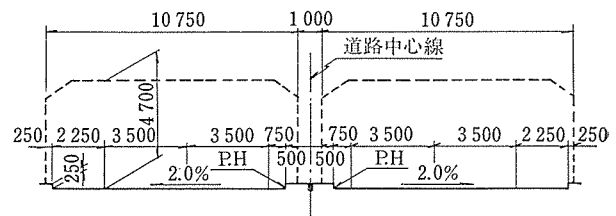
写真-1 櫃石島高架橋（写真上にプロットした予想図）

2. 設 計 条 件

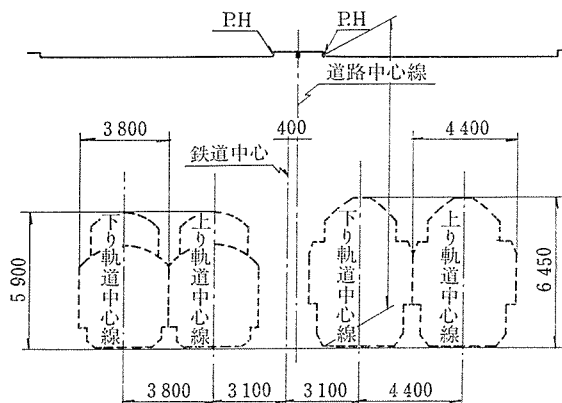
2.1 規格および建築限界

道路規格は第 1 種第 2 級の 4 車線で幅員は 22.5m である。鉄道は在来線が 1 級線複線線、また将来新幹線複線

- 第 1 種第 2 級 4 車線
- 設 計 速 度 100km/hr
- 標準横断勾配 2.0%



在来線複線 設計速度 120km/hr
 新幹線複線 設計速度 160km/hr



在来線(交流電化区間) 新幹線

図-2 道路規格、鉄道規格、標準幅員構成

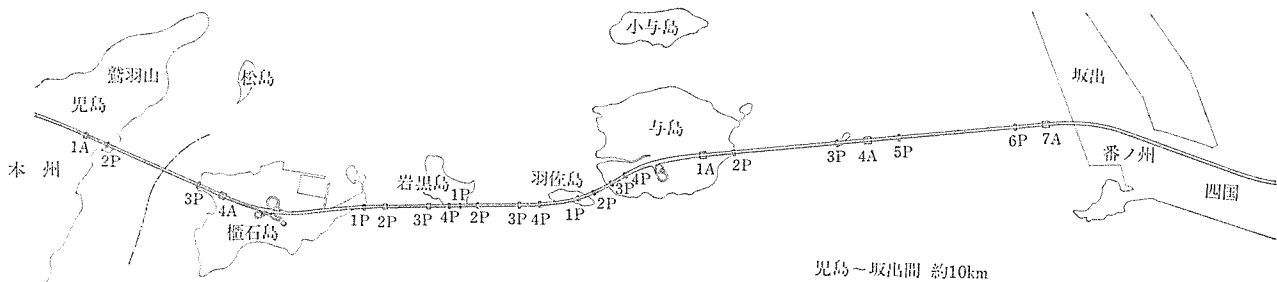


図-1 児島-坂出ルート平面図

* 本州四国連絡橋公団第二建設局

報 告

も建設可能な構造としている（図-2 参照）。図-2 には道路および鉄道の建築限界を示している。

2.2 線 形

本ルートの海峡部は道路・鉄道の併用橋であり、平面、縦断線形ともに道路も鉄道も同じである。線形の条件としては航路高、地形、下部工位置により決定され、線形としては条件の厳しい鉄道で決まっており、平面線形は曲率半径 1300 m 以上、縦断勾配は 1.5% 以下となっている。

2.3 地形および地質

本ルートは、瀬戸内海の島づたいに南北に走っており、櫃石島高架橋と与島高架橋は島内の高架橋となっている。また、番ノ州高架橋は埋立地内に計画されている。地質としては全般的に表層付近より花崗岩質の良好な地盤となっているが、南に行くほど地質は悪くなり、

特に番ノ州地域は深さ 50~70 m 程度の洪積、沖積層の粘土まじりの砂礫層となっている。

2.4 適用基準

本四公団の基準としては、上部構造、下部構造、耐震、耐風等の設計基準があるが、これらは主に吊橋等の長大橋梁を対象としたものであり、本 PC 橋梁の設計基準としては道路橋示方書、国鉄建造物設計基準を主に使用した。その他に、土木学会の標準示方書、道路公団および首都公団の各設計基準を参考にした。その他特殊な基準として本四公団の鉄骨鉄筋コンクリート設計指針、国鉄の押し出し工法基準等を用いた。

2.5 使用材料

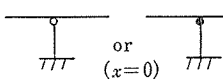
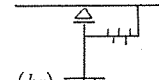

主要な使用材料は表-1 に示すとおりである。

3. 設計概要

表-1 主要材料表

		道 路 部	鉄 道 部
コンクリート		$\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ (主桁) $\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$ (高欄, 地覆)	$\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ (主桁) $\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$ (高欄, ダクト, 張出し床版後打ち部)
鉄 筋		SD 30	SD 35
PC鋼材	主ケーブル	PC 鋼棒 SBPR 95/120 (櫃石島高架橋 A ₁ ~1P, 16P~20P) 与島高架橋 PC 鋼より線 SWPR 7A (櫃石島高架橋 1P~16P, 20P~30P)	PC 鋼棒 SBPR 95/120 (櫃石島高架橋 16P~20P) 与島高架橋 PC 鋼より線 SWPR 7A (櫃石島高架橋 A ₂ ~4P, 8P~16P, 20P~30P) 番ノ州高架橋
	上床版横締め	PC 鋼より線 SWPR 1 (櫃石島高架橋)	PC 鋼より線 SWPR 7A (櫃石島高架橋, 与島高架橋, 番ノ州高架橋)
	ウェブ縦締め	PC 鋼棒 SBPR 95/120 (櫃石島高架橋, 与島高架橋)	PC 鋼棒 SBPR 95/110 (櫃石島高架橋, 与島高架橋, 番ノ州高架橋)

表-2 分散支承形式

	完全固定支承	バネ支承	ダンパー支承
構 造	常時・地震時共に、上部工と下部工とは橋軸方向変位に対して完全固定 	上部工と下部工は、橋軸方向変位に対してバネで連結 	上部工と下部工は、橋軸方向変位に対して減衰を持つダンパーで連結 
橋軸方向地震時上部工慣性力の各橋脚への分担率	下部工の剛性比で分担。	(下部工の剛性+バネの剛性) の比で分担。	(下部工の剛性+ダンパーの減衰) によって分担が決まる。
温度等桁の伸縮による水平力	橋脚に作用。	橋脚に作用するが、バネの伸縮によって完全固定の場合より低減される。	常時の速度の小さい橋軸方向変位に対して可動となり、橋脚に水平力は作用しない(摩擦力は作用)。
支 承 形 式	1) ピン固定沓 2) 柱頭部剛結 (ラーメンタイプ)	1) ゴム沓 2) 緊材を用いた形式 (SU ダンパー)	1) オイルシリンダー型ダンパー 2) 柱型ストッパー 3) 粘性せん断型ストッパー
摘 要	1) 構造は明確。 2) ピアー高が低く下部工の剛性の大きい橋脚では、桁の伸縮により下部に大きな水平力が作用し不利。 3) PC 支保工区間では、2) の条件のところでは特に、桁の弾性変形、乾燥収縮、クリープ等の影響大。	1) バネ定数・分担率等の検討を要す。 2) バネ定数は比較的安定している。 3) ゴム沓の場合、桁の弾性変形、乾燥収縮、クリープについては、沓セッ時の調整が可能。ただし、沓の取換えを考慮する必要あり。また長径間で反力の大きい橋梁では沓が非常に大きくなり不向き。	1) 減衰定数、分担率、割増係数等の検討を要す。 2) 減衰特性 (c) は温度の影響を大きく受け、特性は複雑。 3) 常時の桁の伸縮により下部工に水平力は作用しないため、ピアー高が低く、下部工の剛性の大きい橋脚にさらに多径間連続桁に有利となる。 4) 橋脚高のそろった下部工剛性の等しい橋脚では、地震時ダンパー支承がピンとなり各橋脚に水平力を均等に分散させることが可能となり、非常に有利となるが、橋脚高の大きく異なる橋脚では、剛性の違いと 2) のダンパー沓の特性の不確実性により、分散性が劣る。

本高架橋は、維持管理、騒音、振動等に有利な PC 構造としているが、さらに自動車走行性、構造上弱点となる伸縮装置数の低減、落橋防止を考えた耐震性、長径間および高橋脚に対する施工性等を考慮して多径間連続構造を極力採用している。このため上部工の総重量も非常に大きくなり、橋梁下部工への地震の影響が支配的となるので、従来の 1 点集中固定・他端可動の支承形式では、連続桁である上部工の地震時橋軸方向慣性力を 1 基の橋脚に集中させることとなり、設計が困難となるうえ経済性も悪くなる。このような集中固定支承方式の不利な欠点を避けるため、近年では上部工の地震時橋軸方向慣性力を各橋脚に分散させ、経済性・合理性にすぐれ、耐震上の安全性を向上させる分散支承方式が多用されてきている。この分散支承方式には表-2 に示す 3 種類があり、本高架橋においても各種条件を考慮して種々の形式を採用している。本高架橋の分散支承方式においては長区間高架橋が連続し、橋脚高、基礎構造等が変化するため、連続桁のかけ違い部では少なくとも片方の支承は

可動とし、隣の橋梁の水平力が作用することによる連成によって反力分散の不確実化となることを避けた。

なお、与島高架橋の鉄道桁においては前後にマッシュアップな橋台があり、高橋脚の水平力分担を軽減させるために 1 点集中固定方式を採用している。

3.1 各高架橋の概要

3.1.1 樫石島高架橋

樫石島高架橋の一般図を図-3 に、橋梁諸元を表-3 に示す。

樫石島高架橋は他の高架橋に比べ比較的橋脚高も低く、地盤も良好であり、設計は修正震度法によっている。修正震度は 5P~8P の $k_{hm}=0.15$ を除いてその他はすべて $k_{hm}=0.19$ を使用している。スパン 40m 以上の道路 PC 桁は支承取合の関係上、橋脚水平梁と剛結構造の完全固定構造を採用している。この場合、上・下部工の結合条件が完全固定であるため、上部工の桁の伸縮の影響が下部工に水平力として作用するため橋長は 200m 程度とし、連続径間数についてはこの点を考慮し、

表-3 樫石島高架橋橋梁諸元表

	形式および支間割		橋脚高 (m)	支 持 地 盤 高 (T.P)	支 持 層 地 盤	基 礎 形 式				
	道 路 部	鉄 道 部								
SB A ₄	2 径間連続箱桁 (横梁剛結方式)	37.0+45.0	単 純 箱 桁	37.0	39~47	+13	花 崗 岩	直 接 基 礎		
SB F ₅			単 純 箱 桁	38.0			”	”		
SB 4A	2 径間連続箱桁 (横梁剛結方式)	47.0+47.1	単 純 箱 桁	46.0	17.4~32.3	+17 +22 +24 +30 +31 +33 +33 +29 +22	”	”		
1P	4 径間連続箱桁	4×35.0	3 径間連続箱桁	3×35.0			”	”		
2P							”	”		
3P							”	”		
4P							”	”		
5P							”	”		
6P							”	”		
7P	4 径間連続箱桁	4×35.0	土 工 部				15.2~25.8	+33	”	”
8P							”	”		
9P							”	”		
10P					”	”				
11P	3 径間連続箱桁 (横梁剛結方式)	3×35.0	4 径間連続箱桁	4×35.0	25.8~43.4	+14 +8	”	”		
12P							”	”		
13P	4 径間連続箱桁 (横梁剛結方式)	4×35.0	4 径間連続箱桁	4×35.0	42.7~52.5	+4 +5 +7 +1	”	”		
14P							”	”		
15P							”	”		
16P							”	”		
17P	4 径間連続箱桁 (横梁剛結方式)	52.0+2×68.0 +52.0	4 径間連続箱桁	52.0+2×68.0 +52.0	48.6~57.7	-8 -3	”	杭 基 礎		
18P							”	”		
19P							”	”		
20P	5 径間連続箱桁 (横梁剛結方式)	5×40.0	5 径間連続箱桁	5×40.0	44.8~57.7	0 0 0 0 0	”	”		
21P							”	”		
22P							”	”		
23P							”	”		
24P							”	”		
25P							”	”		
26P	5 径間連続箱桁 (横梁剛結方式)	5×40.0	5 径間連続箱桁	5×40.0	33.4~47.5	+6 +12 +14 +8	”	”		
27P							”	”		
28P							”	”		
29P							”	”		
30P	”	”								

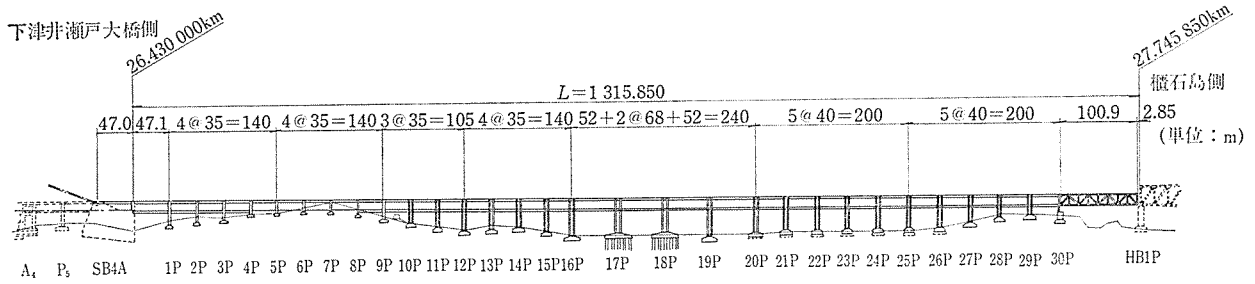


図-3 櫃石島高架橋一般図

3, 4, 5 径間連続の 3 種類を採用している。また、一部 1 P~9 P の道路桁においては橋脚高も低く、剛性も比較的大きいため、上部工の伸縮によって下部工に大きい水平力が作用するうえ、橋脚高不ぞろいによる剛性差により、反力分散も難しく完全固定方式は好ましくない。したがってこの区間はゴム沓を採用し、反力分散をはかった。なお、分担率は種々のバラツキを考え、割増し 1.2 を考慮した。また、この区間の中間支点上の道路水平梁は大きい反力を受け梁高制限もあり、死荷重時のコンクリートひびわれを制限するため第Ⅲ種のプレストレストコンクリート (PRC 構造) を採用している。

鉄道 PC 桁についても、極力反力分散を考え、国鉄で多用しているダンパー式ストッパーを採用している。このストッパーの水平反力分担率については直接応答による動的解析も実施し検討した。なお、橋脚高の不ぞろい区間については、ダンパーの減衰特性を考慮すると多点分散は不適當であり、1 点集中固定または 2 点分散を採用した。

桁形状は、道路桁が立体ラーメン区間で上・下線一体構造の 1 室 2 主箱桁形式、ゴム沓区間 (1 P~9 P) で上・下線分離構造の 1 室 1 主箱桁形式となっている。一部ランプによる拡幅のため、2 室箱桁形式となっている部分もある。鉄道桁は 3 本の 1 室 1 主箱桁からなっており、当初、中央に複線用の 1 室 1 主箱桁を設置し、二期施工時に外側に 2 本の 1 主箱桁が設けられるよう計画している (図-4 参照)。

床版形式は、道路桁および鉄道複線桁が PC 床版、鉄道単線桁が RC 床版となっている。また、道路桁で、ブロック工法が計画されている区間の橋脚水平梁付近については、水平梁の剛性により床版にプレストレスがあまり導入されないことが FEM 解析によって予想されたため、鉄筋補強を行った。

橋脚形式は道路・鉄道のダブルデッキ構造であるため、2 層の門型ラーメン形式となっている。構造は主に D51 を使用した RC 構造であるが、道路部水平梁については上部工反力およびスパン割等によって RC 構造、RPC 構造、PC 構造の 3 種類を用いている。RC 構造は

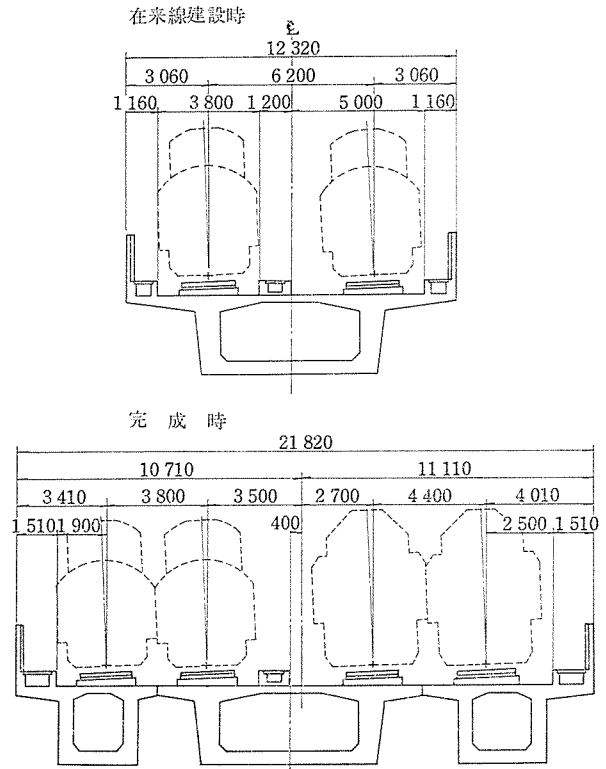


図-4 鉄道桁の構成

反力の小さい上部工かけ違い部、PRC は比較的橋脚高の低いスパン 35 m の中間橋脚、また PC 構造はスパン 35 m 以上の橋脚に用いている。橋脚断面は美観等を考慮して六角断面を採用している (写真-1 参照)。

基礎形式は 2.3 項の地形および地質で述べたように一般に岩盤が地表面近くにあるので直接基礎形式を採用している。ただし、ダブルデッキ構造、高橋脚であること等により、フーチングが非常に大規模になるので、地形の傾斜しているところでは部分的に置換コンクリートを使用している。なお、低地部の 17 P, 18 P では支持地盤面が深くなるので、杭形式が採用されている。

3.1.2 与島高架橋

与島高架橋の一般図を 図-5、完成予想図を 写真-2、橋梁諸元を 表-4 に示す。与島高架橋 (62.5 m のスパンで 11 径間) は、高橋脚 (最大 80 m) で非常にスレン

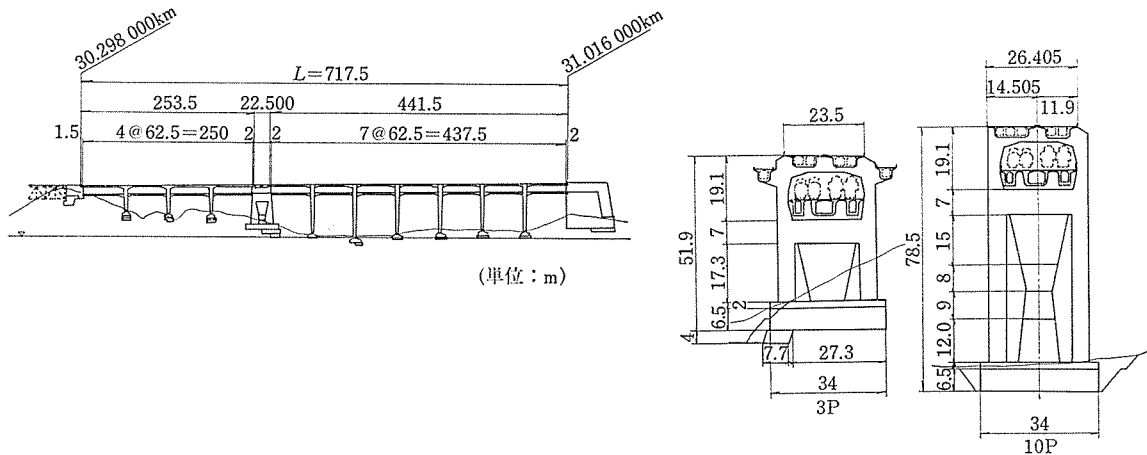


図-5 与島高架橋一般図

表-4 与島高架橋橋架諸元表

	形式および支間割				橋脚高 (m)	支 持 地 盤 高 (T.P)	支持層地盤	基礎形式
	道 路 部		鉄 道 部					
(YB 4 P)	4 径間連続箱桁 (横梁剛結方式)	4×62.5	4 径間連続箱桁	4×62.5	47.6~51.9	+27.0 +25.4 +24.0 +12.9	花崗岩 " " "	直接基礎 " " "
1P								
2P								
3P								
4P	7 径間連続箱桁 (横梁剛結方式)	7×62.5	3 径間連続箱桁	3×62.5	51.9~87.5	+ 1.5 + 9.5 - 5.3	" " "	" " "
5P								
6P								
7P			4 径間連続箱桁	4×62.5	73.5~83.9	+ 1.4 + 3.2 + 2.0	" " "	" " "
8P								
9P								
10P								
(BB 1 A)								

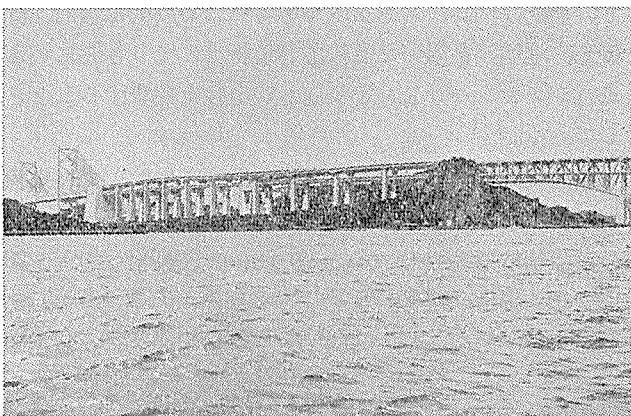


写真-2 与島高架橋の概要 (写真上にプロットした予想図)

ダーな橋脚 (橋軸方向の幅: 4 m, 図-6 参照) となっている。このため耐震設計は修正震度法に加えて動的解析 (スペクトル応答解析) も実施し照査した。震度は橋軸直角方向が $k_{hm}=0.21$, 橋軸方向は 1P~3P 区間は $k_{hm}=0.17$, 5P~10P 区間は $k_{hm}=0.08$ (周期 $T \div 2.6$ sec) となる。鉄道桁の橋軸方向は 1点集中固定であり, 4P (固定) については $k_{hm}=0.19$, BB 1 A (固定) に

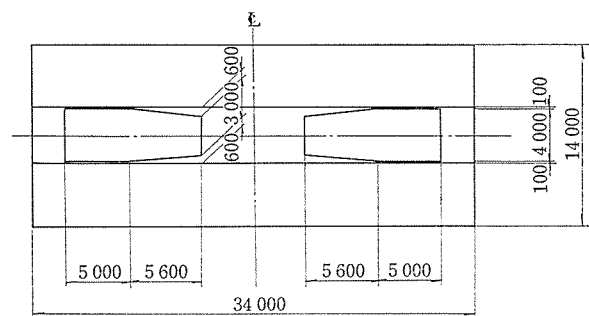


図-6 与島高架橋 (6P) 橋脚平面図

については $k_{hm}=0.19$ となっている。

道路 PC 桁はすべて下部工水平梁との剛結構造としており, YB 4P~4P 間は 4 径間連続, 4P~BB 1 A 間は 7 径間連続桁である。7 径間部については, 橋脚高も非常に高く, 下部工の剛性が小さいので桁の伸縮による下部工断面力への影響が少ない 7 径間連続とし, 走行性, 施工性, 伸縮装置維持管理等を改善した。また, 本橋の道路桁は本線とランプ桁があり, 1P と 7P で分離しており, ランプ桁の支承構造はピン固定査を採用し, 本線

桁と同様に反力分散をはかっている。また7径間部の道路部ラーメン橋は地震時橋軸方向変位が15cm程度となり、それに比べ鉄道桁は大きな橋台に固定されているので1~2cmと小さい。したがって5P~10P間の鉄道桁可動沓の摩擦は7径間ラーメン橋に対しては減衰効果となり、逆に鉄道桁の集中固定沓には水平反力増大となる。したがって鉄道桁の可動沓の摩擦力については、7径間ラーメン橋に対しては安全側を考慮して無視し、鉄道桁集中固定沓については全摩擦力を考慮することとした。また、下部工は地震時断面力により鉄筋量が多くなるためSRC構造を採用している。

桁形状については、道路桁は上・下線一体構造で標準幅員区間が2室2主箱桁、拡幅部分が2~5室まで変化している。鉄道桁は檜石島高架橋と同じく3本の1室1主箱桁で、当初は中央の在来線用複線桁、二期施工時に外側2本の単線桁を設ける。

床版形式は、道路桁については幅員および床版スパンの変化が大きいため、PC構造では施工性が悪くなるのでRC床版としている。鉄道桁の複線桁はPC床版、単線桁はRC床版である。

橋脚形式は、橋軸方向には橋脚厚を極力薄くした長周期系構造、橋軸直角方向には地震時列車走行性の面から剛性の高い構造形式が必要であり、さらに美観等も考慮して2層および3層のラーメン橋脚を採用した。断面構造は、地震時の粘りのある構造や施工性を考慮してSRC構造とした。

基礎形式は、良質の花崗岩が露出または薄い表土下に分布するので直接基礎形式を採用した。橋脚は傾斜地に設けられるので、掘削量を減じる目的から置換えコンクリートを併用した。6P橋脚は、沖積層が約20mと厚いため連続地中壁を用いて岩着させ直接基礎とした。

3.1.3 番ノ州高架橋

番ノ州高架橋の一般図を図-7、橋梁諸元を表-5に示す。番ノ州高架橋は、橋脚高が高い(50~75m)うえ地盤が悪く、基礎地盤までが非常に深い(40~60m)。したがって本高架橋は、本ルートの中でも震度は最も大き

く、修正震度 $k_{hm}=0.25$ となる。本高架橋の耐震設計は修正震度法のほかに、高橋脚であることや基礎地盤までが非常に深いことを勘案して動的解析(スペクトル応答解析、RC部材の弾塑性履歴を考慮した動的解析)も実施し強度設計を行った。

支承方式は、道路については建築限界の関係より鋼箱桁である主桁と橋脚部の道路水平梁とは一体の剛結構造であるが、この水平梁と下部工脚柱とはヒンジ構造のBP固定沓を用いている。したがって完全固定方式であるため、道路主桁の温度による伸縮に対して下部工に水平力が作用するため、橋脚高に応じて(下部工剛性に応じて)5径間、4径間、3径間連続の区間を設定している。橋軸方向地震時には、橋脚高がそろっているため水平力は各橋脚へほぼ均等に分散することになる。

鉄道PC桁については、ダンパー式ストッパーを採用しており、これについても各橋脚へ水平力を均等に分散させることになる。本高架橋においては動的解析(スペクトル応答解析:土研スペクトルを1.25でピークカットして使用)による上部工水平力が非常に大きくなり、表-6に示す数案について比較検討し、それぞれ震度0.7(道路)、0.35(鉄道)程度を採用することとした。

また番ノ州高架橋においては、地震時列車走行性について種々検討が実施されており、橋梁形式(図-8参照)においては本高架橋の単周期系が採用された。地震時列車走行性の検討とは、橋軸直角方向地震による橋梁の振動により列車が脱線、転覆を起こさないよう走行するか検討するものであり、軌道面の変位と周期が大きく影響し、静的な検討、スペクトル応答による動的な検討、直接入力地震波を用いた直接応答解析等によりさらに列車走行シミュレーションを実施し安全性を照査することとしている。

鉄道PC桁の桁形状は、在来線開業時において在来線の平面線形が中央の2線から左方の2線へ摺りつくため、当初は中2線桁(3P~21P)、右3線桁(21P~28P)、左3線桁(28P~31P)、左2線桁(31P~37P)を設置する。また、3P~17Pは複線桁であるが、17P~

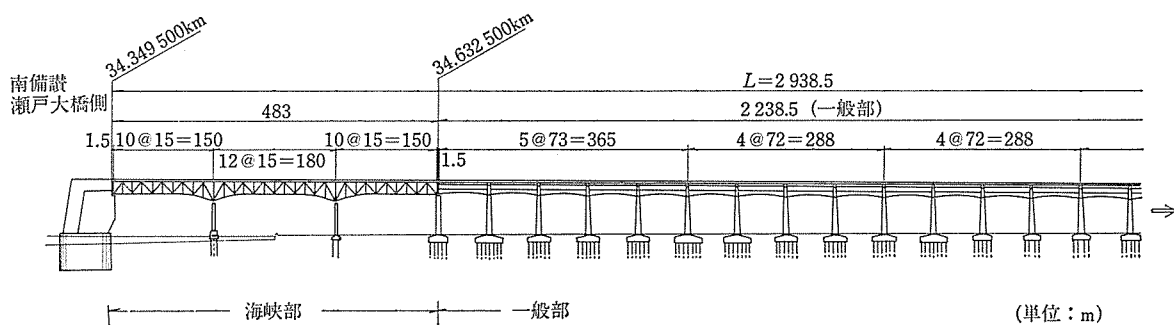


図-7 番ノ州高架橋一般図

表—5 番ノ州高架橋橋梁諸元表

	形 式 お よ び 支 間 割				橋 脚 高 (m)	支 持 地 盤 高 (T.P)	支持層地盤	基礎形式
	道 路 部		鉄 道 部					
3P							花崗岩	杭基礎
4P							"	"
5P	5 径間連続鋼箱桁	5×73.0	5 径間連続PC箱桁	5×73.0	73.4~77.5		"	"
6P							"	"
7P							"	"
8P							"	"
9P							"	"
10P	4 径間連続鋼箱桁	4×72.0	4 径間連続PC箱桁	4×72.0	68.7~77.5		"	"
11P							"	"
12P							"	"
13P							"	"
14P	4 径間連続鋼箱桁	4×72.0	4 径間連続PC箱桁	4×72.0	64.3~68.7		"	"
15P							"	"
16P							"	"
17P	3 径間連続鋼箱桁	3×72.0	3 径間連続PC箱桁	3×72.0	61.1~64.3		"	"
18P							"	"
19P							"	"
20P	3 径間連続鋼箱桁	3×72.0	3 径間連続PC箱桁	3×72.0	57.9~61.1		"	"
21P							"	"
22P							"	"
23P	3 径間連続鋼箱桁	3×72.0	3 径間連続PC箱桁	3×72.0	54.6~57.9		"	"
24P							"	"
25P							"	"
26P	3 径間連続鋼箱桁	3×72.0	3 径間連続PC箱桁	3×72.0	51.4~54.6		"	"
27P							"	"
28P							"	"
29P	3 径間連続鋼箱桁	3×72.0	3 径間連続PC箱桁	3×72.0	48.2~51.4		"	"
30P							"	"
31P							"	"
32P	3 径間連続鋼箱桁	3×72.0	3 径間連続PC箱桁	3×72.0	44.9~48.2		"	"
33P							"	"
34P							"	"
35P	3 径間連続鋼箱桁	3×71.7	3 径間連続PC箱桁	3×71.7	41.7~44.9		"	"
36P							"	"
37P							"	"

表—6 橋軸方向水平反力 (単位: t)

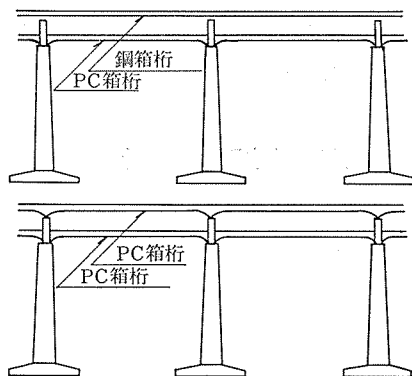
		3 P	4 P	5 P	6 P	7 P	8 P
道 路 桁	全体系振動解析	—	1 500	1 601	1 479	1 477	1 267
	$0.25 \cdot R_d$	213	650	562	565	640	459
	$0.7 \cdot R_d$	595	1 820	1 574	1 581	1 792	1 284
鉄 道 桁	全体系振動解析	—	3 033	2 458	2 654	2 628	3 122
	$\Sigma R_d \times 0.35 \times 1/5 \times 1.3$	—	3 369	3 369	3 369	3 369	3 369

[R_d : 鉛直反力]

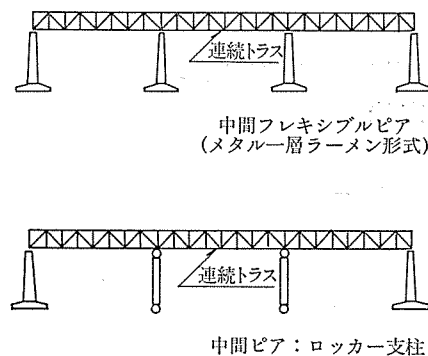
21 P は保守用通路が 19 P, 20 P 間で立体交差する(図—9 参照) ために単線桁が 2 本となる。二期施工時には、残る部分の桁を設けるように計画している。

沓形式は、曲線区間では桁の回転と伸縮の方向が異なること、ストッパーとの併用のため沓高が低い構造が望ましいことを考慮して BP 沓を採用した。

床版形式は複線桁が PC 床版、単線桁は RC 床版とし



(1) 短周期橋梁の例



(2) 長周期橋梁の例

図—8 番ノ州高架橋橋梁形式比較

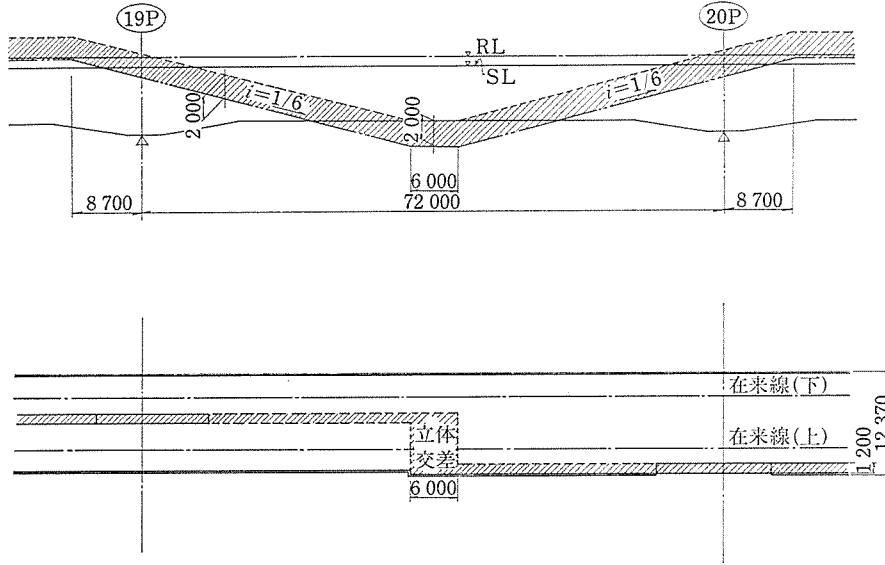


図-9 保守用通路の立体交差

ている。

橋脚形式は、道路桁を支持する2本の上段柱を有するI断面形状(耐震壁:2m厚)を採用した(図-10参照)。

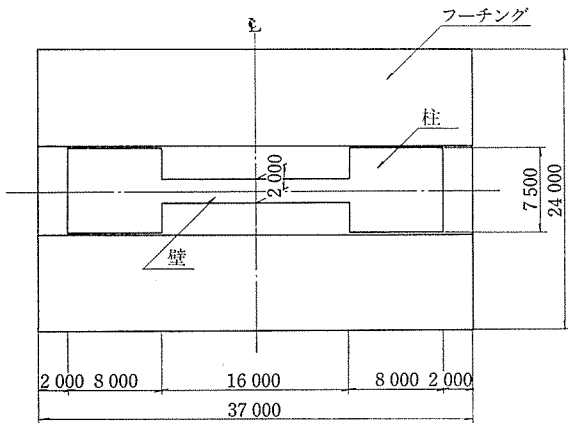


図-10 番ノ州高架橋(3P)橋脚平面図

基礎形式は杭基礎とし、フーチング寸法を極力小さくすることが全体の経済性につながるため、杭間隔を杭径の2倍とし、群杭の影響と地盤の流動化の影響を考慮したφ3mの場所打ちRC杭とした。

3.2 解析方法

道路桁設計のための解析モデルとして、樞石島および与島高架橋の立体ラーメン構造区間については死荷重、活荷重に対して立体ラーメン解析と同程度の解析が可能な平面格子モデル(図-11)を用いて行い、地震、クリープの影響等については平面ラーメンモデルを用いた。また、ゴム沓区間については平面格子モデルを用いた。鉄道桁の設計については、主桁を1本の棒として棒理論によって解析を行った。

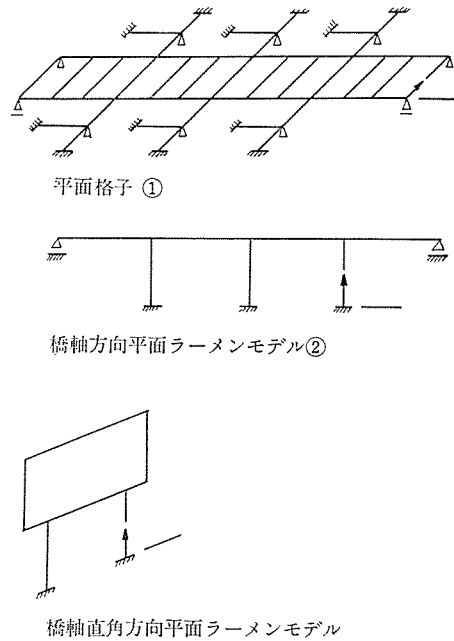


図-11 解析モデル

また、下部工の解析モデルとしては図-11に示すような橋軸方向、橋軸直角方向の平面ラーメンモデルを用いた。

3.3 道路部剛結水平梁の設計

児島-坂出ルート共用部のうち、吊橋および斜張橋において道路計画高(P.H.)と鉄道レールレベル(R.L.)間の高低差は12.51mである。この高低差がルート全体で一定であること、および鉄道建築限界の制約等により、スパン40m以上になると道路PC桁と水平梁の間に支承を設ける構造は困難となる。その結果、道路桁と橋脚水平梁とを一体とした剛結構造が採用されている。

この剛結水平梁は、ねじりスパンが短く、死荷重・地震荷重によって曲げ・せん断・ねじりの組合せ応力状態となる。そこで「島しょ部 PC 高架橋の設計・施工に関する調査研究委員会」での検討結果³⁾、FEM 解析や模型実験²⁾ (写真-3) 結果をもとにして剛結水平梁の設計に関するまとめを行った¹⁾。ねじりモーメントのみ、ねじりモーメントおよびせん断力に対する設計は道路橋示

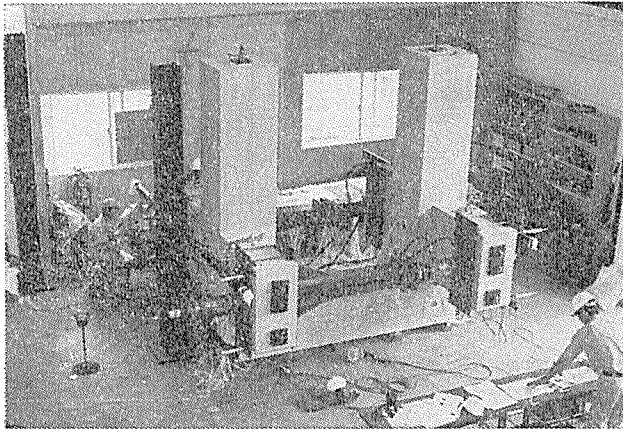


写真-3 水平梁ねじり模型実験

方書によって十分安全であることが実験等で確認されており、道路橋示方書の規定にもとづいて設計した。

剛結水平梁の設計断面は 図-12 に示すようにつぎの 3 断面である。

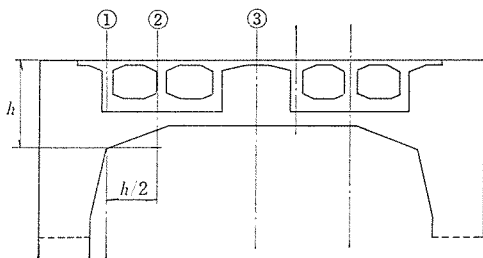


図-12 橋脚上段水平梁の設計断面

断面①：曲げモーメントに対する設計断面

断面②：せん断力およびねじりモーメントに対する設計断面

断面③：曲げモーメントおよびねじりモーメントに対する設計断面

各設計断面の断面力は、図-13 に示すように、作用荷重（鉛直荷重、ねじりモーメント）を橋軸直角方向ラーメンモデルに面内荷重として載荷して求める。鉛直荷重は各ウェブに等分に集中載荷、ねじりモーメントはフランジ幅に等分布載荷した。

なお、地震時の許容斜引張応力度はプレストレストコンクリート標準示方書のⅡ種の規定に準拠した。

そして、充実断面（与島高架橋）および中空断面（樫

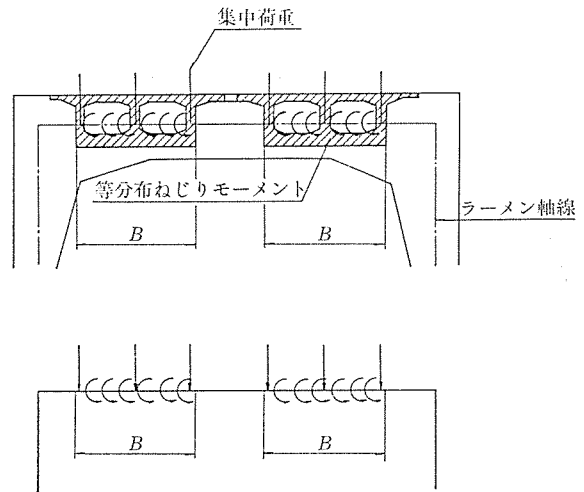


図-13 断面力の載荷方法

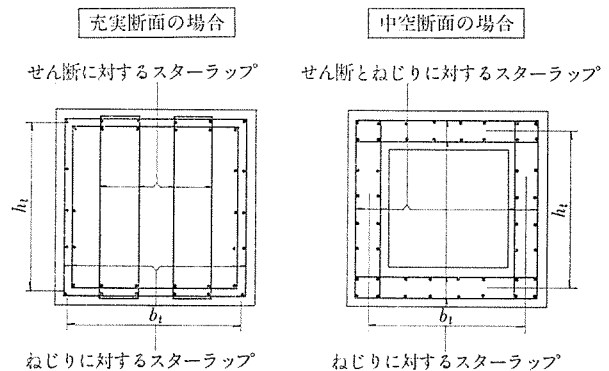


図-14 橋脚上段水平梁の配筋

石島架橋) の配筋例を 図-14 に示している。

3.4 PC 桁の配筋

PC 桁の配筋の一例を 図-15, 16 に示している。鉄筋のかぶりとしては、外面 3.5 cm, 内面 3.0 cm としている。それは道路橋示方書および建造物設計標準によったが、海洋に面した地域であるので、鉄筋の防錆について現在検討中である。

3.5 沓の移動量および伸縮装置の伸縮量

本高架橋においては、橋脚高が非常に高いため、従来の橋梁に比べ、地震時橋軸方向変位が非常に大きくなる。そのため、沓の移動量等は常時の温度等以外に地震時で決定される可能性がある。地震時の沓の可動量の算定法について明確に規定された基準はなく、本ルートの高架橋については以下の考え方で行った。

- ① 地震時以外の可動量は従来の考え方で算定する。
- ② 沓および桁遊間については、本体構造である上部工の重要性を考慮して、地震時変位（静的または動的解析値）を十分とれる構造とする。算定式は以下のとおりで、そのうち大きい方の値を用いた。

Case (1)：計算移動量+余裕

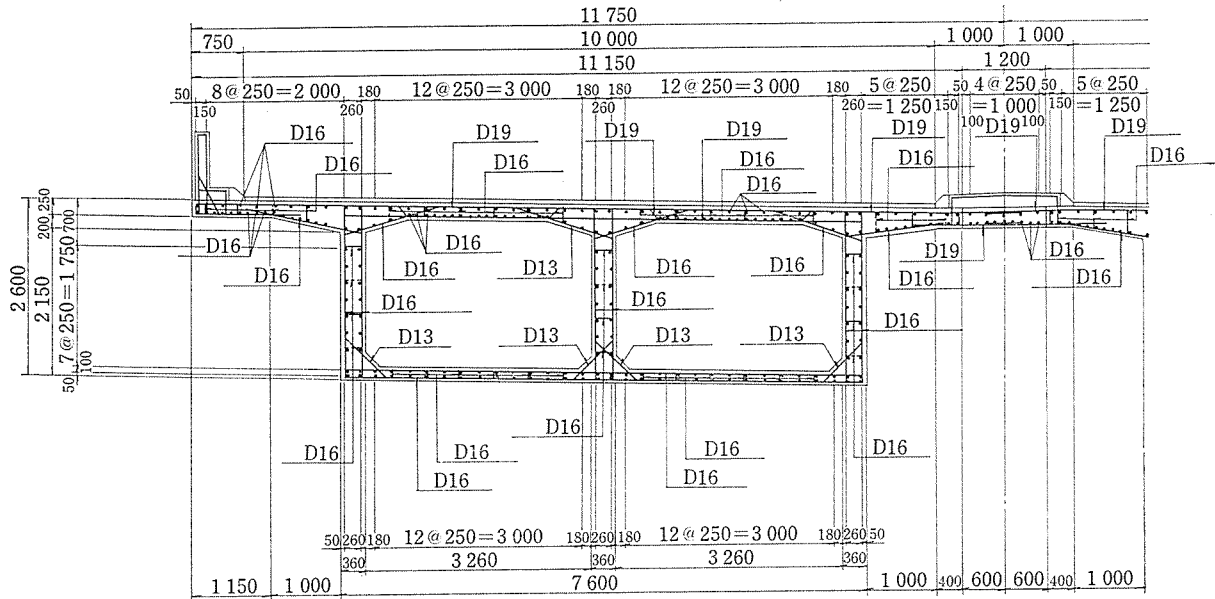


図-15 道路 PC 桁の配筋例

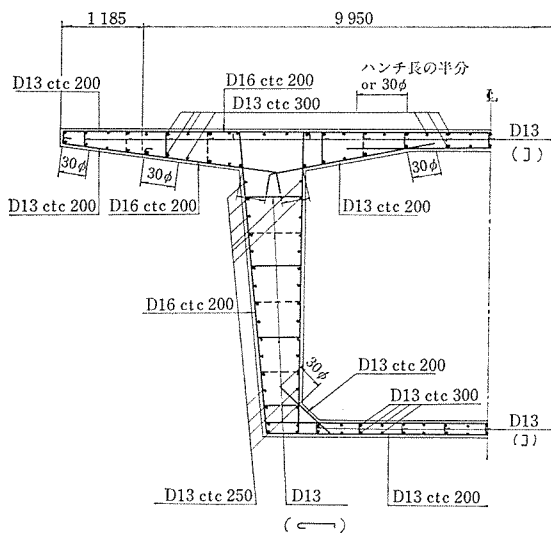


図-16 鉄道 PC 桁の配筋例

Case (2) : 計算移動量×0.8+設置余裕量+地震時移動量

ここに、

計算移動量 : 温度変化+乾燥収縮+クリープ

+弾性変形+たわみ

$$\text{地震時移動量} : \delta = \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2}$$

δ_1 : 上沓部分の最大変位

δ_2 : 下沓部分の最大変位

③ 伸縮装置については、桁の落橋につながるものではなく、伸縮装置の耐用年数も短いため、震度を低減した。なお、ひんぱんに伸縮装置が破損すると維持管理上不都合であるので、10~15年間に1回発生する程度の地震までは伸縮可能なこととし、伸縮量はつぎのように算定した。

$$\text{計算移動量} \times 0.5 + \text{設置余裕量} + \text{地震時移動量} \times 0.2$$

4. 想定施工法

各高架橋の施工法としては、橋脚高が低くスパンの短い区間の支保工施工を除いて、張出し工法を主体としている。また、等径間、同一断面の高架橋が連続する区間では新工法 (HSK 工法)⁹⁾も検討している。それは図-17, 18 に示すように、移動送り桁を2径間にわたって設置し、その送り桁によって道路 PC 桁用の移動支保工

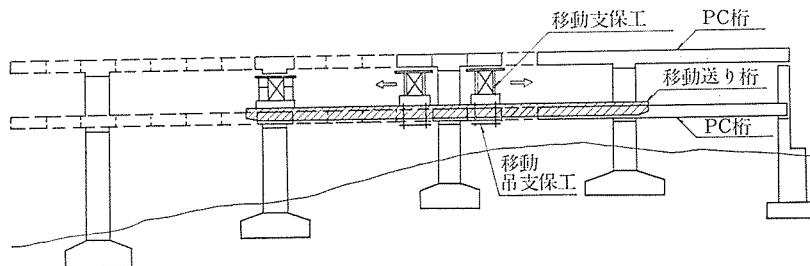


図-17 移動式支保工による施工 (HSK 工法)

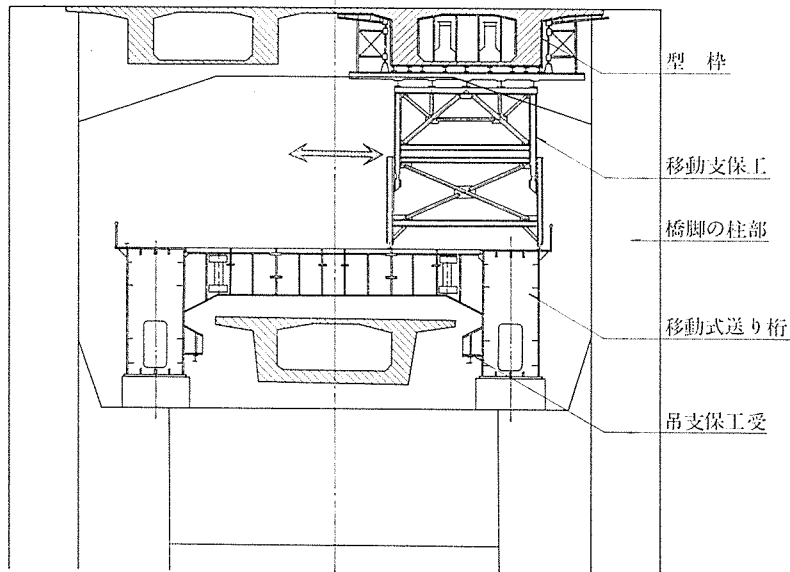


図-18 移動式支保工による施工 (HSK 工法) 断面

を支え、鉄道 PC 桁用の移動支保工を吊っている。この工法によって道路部および鉄道部の PC 桁をほぼ同時に大ブロックで張出しすることが可能となる。

なお、各高架橋の詳細な施工法検討は昭和 56 年度に海洋架橋調査会に委託した「Dルート PC 高架橋施工法検討委員会 (津野委員長)」⁹⁾において実施されている。

5. あとがき

道路と鉄道が 2 層構造である櫃石島高架橋、与島高架橋、番ノ州高架橋の設計概要について紹介した。

本橋についての技術的検討は、各種の委員会、実験および構造検討によって、多数の関係者の御尽力によってほとんど解明されたが、まだ未解決の問題もいくつかあり、さらに検討を進めていく必要がある。

最後に、本橋梁の計画、設計、検討に関係した各位に感謝の意を表するとともに、今後ともますます御指導して頂きたいと願う次第である。

参 考 文 献

- 1) 本四公団第二建設局建設部設計課：PC 高架橋水平梁剛結部設計法の検討，昭和 57 年 3 月
- 2) 加島，他：PC 水平梁のねじり強度に関する実験検討，コンクリート工学年次講演会，昭和 57 年 6 月
- 3) 本四公団第二建設局 (海洋架橋調査会に委託)：島しょ部 PC 高架橋の設計・施工に関する調査研究，昭和 55 年 3 月
- 4) 本四公団第二建設局 (海洋架橋調査会に委託)：Dルート PC 高架橋の施工法に関する検討，昭和 57 年 3 月
- 5) 本四公団第二建設局：櫃石島高架橋上部工実施設計 (その 3)，昭和 57 年 2 月

【昭和 57 年 5 月 11 日受付】

◀刊行物案内▶

プレストレストコンクリート構造物設計図集 (第 2 集)

本書は協会設立 20 周年行事の一環として、前回発行した設計図集の様式にならい編集した、その第 2 集です。協会誌第 10 巻より 21 巻に亘る巻末折込付図を主体とし、写真ならびに説明を付し、その他参考になる PC 構造物についてとりまとめた設計図集で、PC 技術者の座右に備え付けべき格好の資料と考えます。

希望者は代金 (現金為替または郵便振替 東京 7-62774) を添え、下記宛お申し込みください。

体 裁：B 4 判 224 頁

定 価：9,000 円 (会員特価 7,000 円) 送 料：1,000 円

内 容：PC 橋梁 (道路および鉄道) 74 件，PC 建築構造物 25 件，その他タンクおよび舗装等 10 件

申 込 先：(社)プレストレストコンクリート技術協会

〒102 東京都千代田区麹町 1-10-15 (紀の国ヤビル) 電話 03 (261) 9151