

国道 378 号線長浜大橋の設計と施工について

松下 範 徳* 野 間 正 治**
 武 田 高 保* 林 田 享**

1. ま え が き

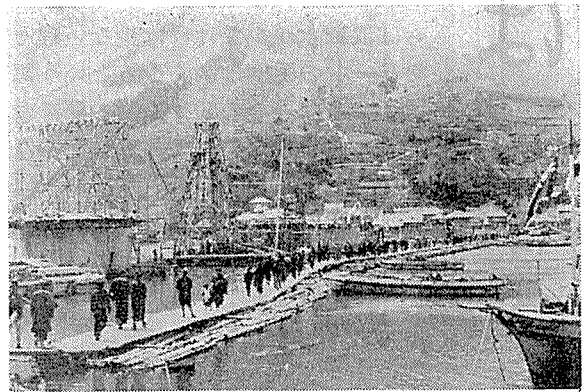
本橋は、一般国道 56 号線と 197 号線を結ぶ国道 378 号線の肱川河口部に架設される橋梁である。

本橋架橋位置の長浜町は、西瀬戸内海伊予灘に面し、流路延長 89 km、流域面積 1 211 km² の本県最大の河川肱川河口部に発達した町であり、昔から肱川を利用した筏による木材集積地の宿場町として、また鉄道開通までは、阪神別府航路等内海航路の寄港地として南予地方の交通の要所として栄えた所である。またこの長浜町は西瀬戸内海経済圏内の各都市と海上で直結できる地理的条件に恵まれるとともに、臨海工業地の開発に必要な自然的条件にも恵まれ、現在大規模な開発計画が立案され一部臨海工業用地の開発が行われている現状である。

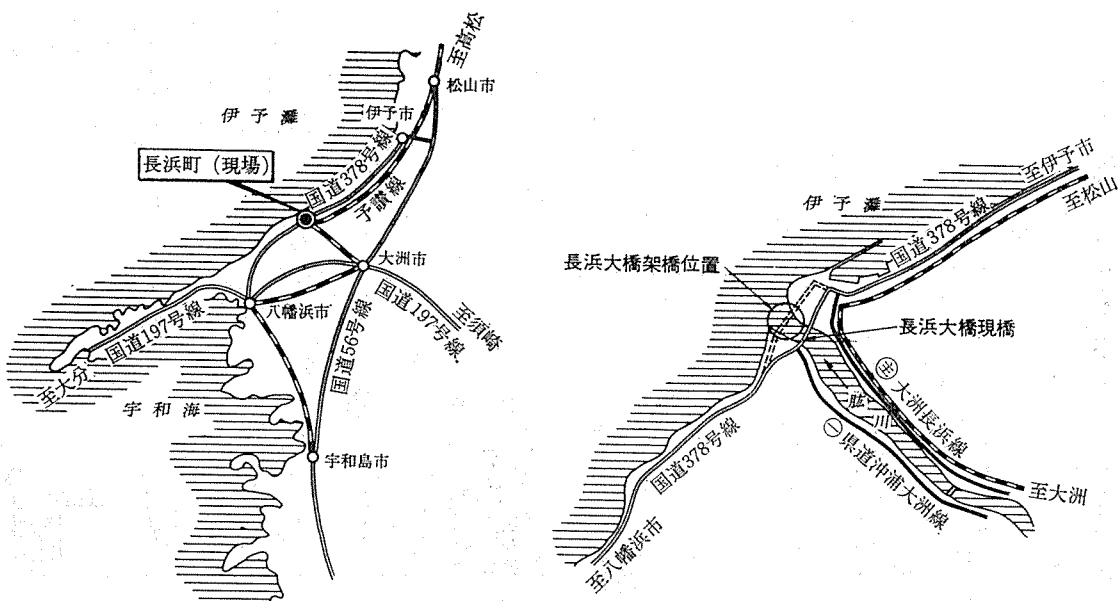
現橋は、当時県営の渡船場であったものを昭和 10 年に橋長 226.0 m、幅員 5.5 m のトラス橋で架橋したものである。構造形式は、筏、帆船等の航行を確保するため一部開閉橋（バスキュール式）になっており、全国的

も珍しい橋梁の一つであるので、その維持管理には万全を期して対処してきたが、きびしい立地条件下にあり併せて交通量の増大、車両の大型化等による老朽化も著しく、現在 10.0 t の荷重制限をしており、諸車の通行に支障をきたし、交通安全上からも危険な状態にある。

本橋は、これ等諸点の改善と地域開発を図る目的で現



写真一 現橋下部工施工中と筏利用の仮橋（緑日のみ）昭和 8 年



図一 位置 図

* 愛媛県大洲中央土木事務所 ** 鹿島建設（株）長浜大橋作業所

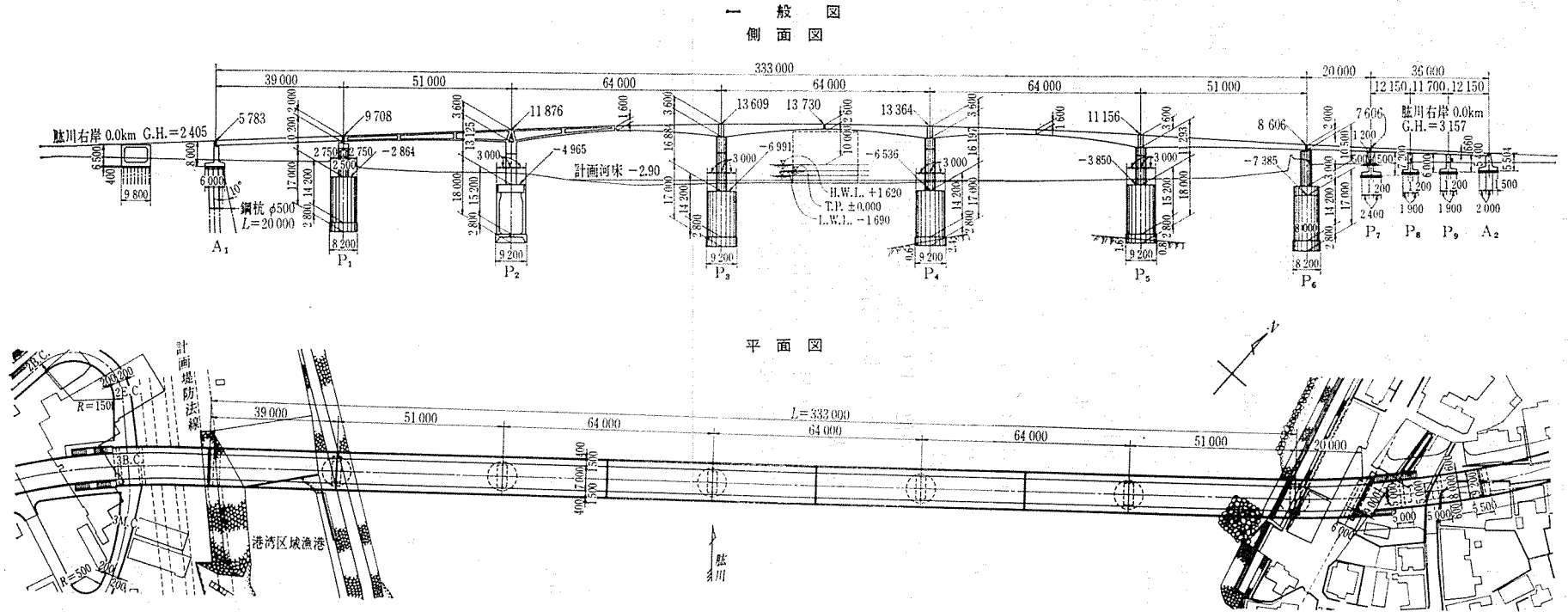


圖-2 橋梁一般圖

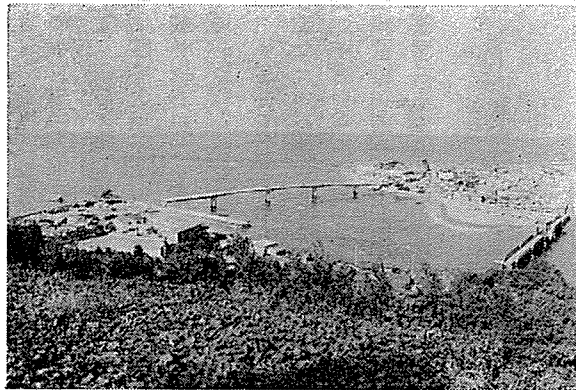


写真-2 長浜大橋全景

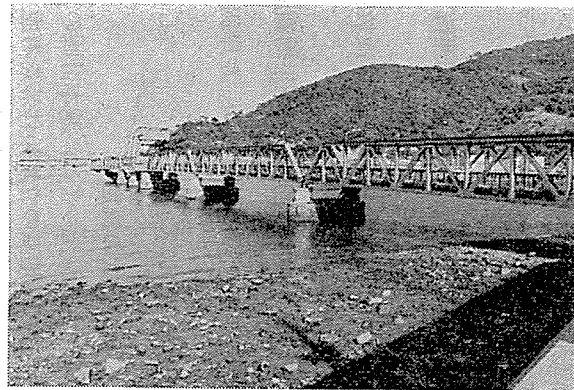


写真-3 長浜大橋現橋（中央部開閉橋）

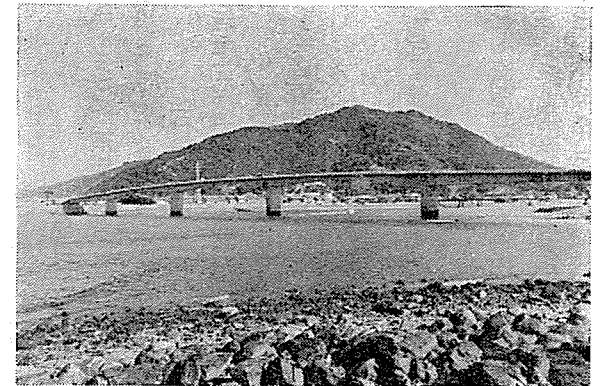


写真-4 全景（橋面工施工中）

報 告

橋下流 250 m 地点に、昭和 45 年度を初年度とする継続の橋梁整備事業で施工中のもので、昭和 50 年 10 月現在上部工を施工中であり、取付道路を含め昭和 52 年度完成予定である。

ここにその設計、施工の概要を紹介する。

2. 長浜大橋の概要

- 工 事 名：長浜大橋橋梁整備工事
- 路 線 名：一般国道 378 号線
- 工 事 箇 所：愛媛県喜多郡長浜町沖浦～長浜
- 河 川 名：一級河川 肱川
- 橋 長：39.0+51.0+3×64.0+51.0=333.0 m
- 幅 員：10.0 m (車道 7.0 m+歩道 2×1.5 m)
- 設計荷重：TL-20
- 道路規格：3種 2級
- 橋 種：プレストレスト コンクリート道路橋
- 下部工形式：ニューマチックケーソン基礎
- 上部工形式：ディビダーク式 ポストテンション PC 箱桁橋
- 構 造：中央ヒンジ付 5 径間連続ラーメン橋+単純 PC 箱桁
- 橋面勾配：5.0% (P₂~P₅ 間 2 次放物線)
- 横断勾配：1.5%
- 桁 下 高：中央径間部 塑望平均満潮面 ⊕10.0 m
- 取付道路：右岸側 134.0 m 左岸側 493.0 m

3. 設計について

(1) 橋梁形式の決定

橋種の選定にあたっては、基本計画のための基礎調査資料および架橋地点の立地条件等を考慮し、下記 3 形式につき概略設計を行い比較検討した。

第 1 案 5 径間連続 PC ゲルバー桁橋+PC 単純桁橋

第 2 案 5 径間連続 PC 有鉸ラーメン橋+PC 単純桁橋

第 3 案 5 径間連続鋼箱桁橋+単純鋼合成桁橋

第 1 案は、橋脚柱頭部の主桁を橋脚基礎構造、または橋脚躯体に支持させた支保工上で場所打施工し、ワーゲンをを用いてディビダーク工法により片持ばりの張出し架設を行い、プレキャスト部材の吊桁をエレクションガーター等により架設して構造系を完成するものである。

この形式は仮設費が高く、また支承構造、縦断線形の確保等に問題が残る、ヒンジ部分が構造上弱点となる。

第 2 案は、PC 長大橋に多く採用されてきた構造形式であり、施工はディビダーク工法による。

施工は橋脚柱頭部柱桁を、橋脚または基礎からのステ

ージング上で施工した後、主桁をワーゲンをを用いて 3.0~3.5 m の区間に分割して順次張出し架設を行い、端径間の支保工上で施工されている桁と連結し、最後にヒンジ部分を施工して構造系を完成するものである。

本工法は施工実績も多く、施工中と構造系完成後の断面力の変動も少なく合理的な構造であるが、径間中央にヒンジを有するため、クリープ変形のように不確定要素による変形管理にやや難点がある。

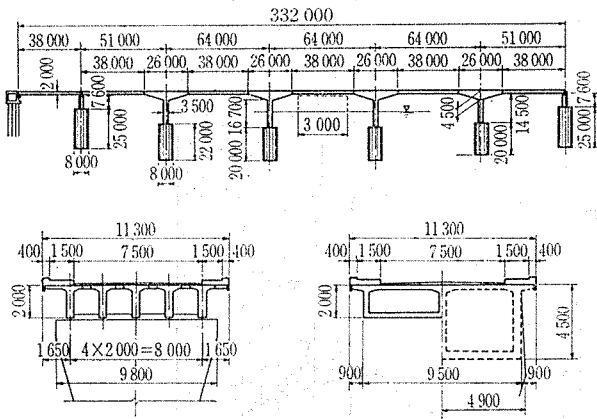
第 3 案の鋼橋案は、支間長より判断して特殊構造を採用しない限り単純支持構造とすることは困難である。連続構造としては非合成連続鋼箱桁橋、合成連続鋼箱桁橋、連続箱桁橋等が考えられる、この内構造形式としては合成連続鋼箱桁が合理的で経済的と思われるが、4 径間以上の多径間連続の場合、構造解析、施工上の問題が残る、施工実績も少ないため非合成連続鋼箱桁、連続箱桁案で検討した。この 2 案については、非合成連続鋼箱桁の場合、箱桁に比較して桁高も高くなり、運搬架設等施工上に問題があるので、たわみ量の制限、横方向曲げねじり剛性の増加等の点で有利と判断される連続箱桁橋とした。

この他に PC 橋案としては連続桁橋が考えられるが、コンクリート橋の場合、自重も大きく、したがって水平力も大になり、1 か所の固定支承で取らすことは困難である。この対策として水平力分散方式を採用して各下部工に均等に取らすことを考えても、第 2 案のラーメン構

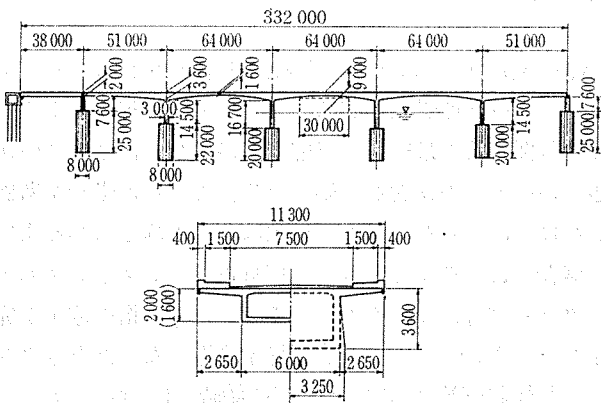
表-1

	長 所	短 所	m ² あたり工事費 (45 年度)
(第 1 案) 5 PC 径間連続ゲルバー桁橋	(1) 維持管理費が少ない。 (2) 工事費が 3 案のうちで 2 番目に安い	(1) ゲルバー形式のため支承構造が構造上の弱点となりやすい (2) 鋼橋案に対して、工期が長い。 (3) 走行性は劣る (4) 吊桁架設中の応力的なバランスに注意を要する。	上部工 57 千円/m ² 下部工 82 千円/m ²
(第 2 案) 5 PC 有鉸連続ラーメン橋	(1) 工事費が一番安い (2) 維持管理費が少ない。 (3) 架設は移動作業車使用であり、航行舟に対する規制が少ない。 (4) 施工に関する実例が多い。	(1) 変形管理にやや難点がある。 (2) 鋼橋案に対して工期が長い。	上部工 54 千円/m ² 下部工 78 千円/m ²
(第 3 案) 5 箱桁間連続	(1) 工期が一番短い。 (2) 走行性、耐震性に優れる。	(1) 工事費が一番高い。 (2) 再塗装費等の維持管理費が高い。 (3) 地震時水平力の分散をはかるのにやや難点がある。	上部工 82 千円/m ² 下部工 71 千円/m ²

第1案 5径間連続PCゲルバー桁橋+PC単純桁橋



第2案 5径間連続PC有鉸ラーメン橋+PC単純桁橋



第3案 5径間連続鋼箱桁橋+単純鋼合成桁橋

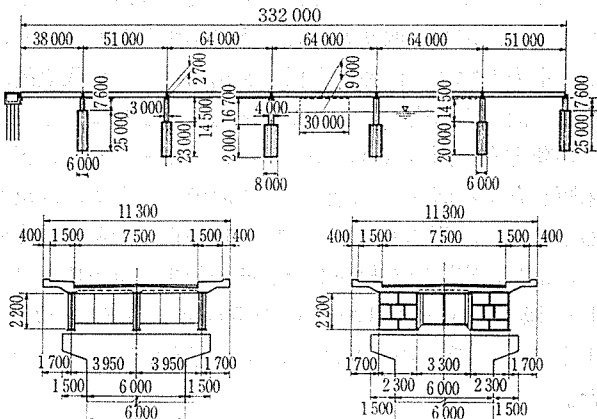


図-3

造のように水平力の完全な分散が期待できる構造に対して不利となるため、連続構造は比較橋種より除外した。

基礎構造については、本橋梁の規模、下部工施工箇所の基礎地盤構成、立地条件より判断して、直接基礎、杭基礎構造を採用することは不得策と判断されるため、本橋の場合はニューマチック工法を採用した。

以上、各形式についての長所、短所をまとめると表-1のようになる。

(2) 下部工の設計概要

架橋地点の地盤構成は図-4に示すように、基盤岩は長瀨変成岩(結晶片岩)から成り、風化の進んだ緑色片岩であり、この片岩は東西性の走向をもち北側へ傾斜している。左岸側には、第三紀層と推定される泥岩、礫岩がのっているが侵食を受けており、分布はNo.1付近に限られる。基盤層および第三紀層は、砂層、礫層の互層におおわれている。最上部には、現河床推積物である緩い沖積層が厚く推積している。

各層の土性は、次のとおりである。

沖積層互層はTP-16m以浅で主として砂礫層およびシルト混り砂層より成る。TP-10~-15mでやや厚いが、N値2~4の緩いシルト層を狭んでおり、河川中央で厚く両岸に近づくとうすくなっている。

粒度分析の結果では20~40%程度の礫を含み、低塑性粘土に分類される、砂礫層は径5~50mmの緑色片岩礫を多く含み、所により70~100mmの巨礫も見られ、また砂は中粗砂よりなりよく締っている。洪積層はTP-16~23mで、粘土を多く含む砂礫層であり、礫は5~20mmの小径の礫が多く、粘土を含むのでN値30~40と洪積礫層としてはやや低い値となっている。第三紀層はTP-16m~24mでN値20~40の固結した粘土層よりなっているが、左岸側の一部に分布している。岩盤はTP-24m以深で結晶片岩よりなる風化の進んだ基岩盤であるが、N値>50と非常に硬い。

基礎構造は、基礎地盤構成、橋梁構造形式、規模より判断して、直接基礎、杭基礎構造の採用は不相当であり、また施工上からも問題が残るため、ケーソン基礎工法を採用した。

この場合、オープンケーソン工法、ニューマチックケーソン工法のいずれを採用するか問題となるが、橋梁構造形式、施工性等から判断した場合、上部工の反力も大きく、構造上、上部工施工時または、構造形完成後のケーソンの沈下は避ける必要がある。

この点で施工の確実性が高く、支持地盤の地耐力の確認が可能なニューマチックケーソン工法を採用した。またケーソンの躯体の形状は、沈下中の摩擦抵抗および外圧により断面に生ずる曲げ応力も少なく、壁厚をうすくすることができる等の利点のある円形断面を採用した。

(3) 上部工の設計

a) 設計概要 上部工はフルプレストレスのディビダーク式PC橋として設計した。主桁の構造は一般図に示すとおり、中央径間の中央3か所にヒンジを有し、P₂~P₅橋脚において桁と橋脚とが剛結になっており、側径間端支点上に可動沓をもつ中央ヒンジ付5径間連続ラーメン1室箱桁である。桁高は全長に亘ってcos曲線状に変化しており、P₂~P₅橋脚上では3.6m、中央ヒ

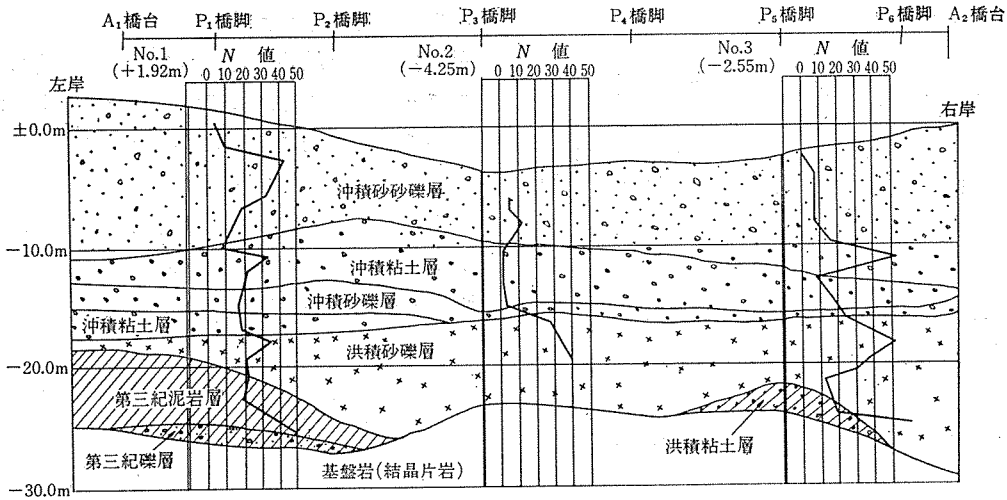


図-4 地層断面図

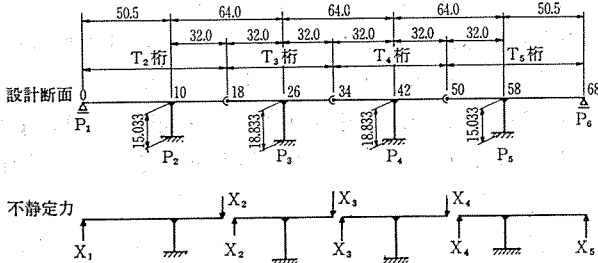


図-5 力学系および設計断面図

ンジ部では 2.0 m になっている変断面形式を採用した。

下部工は全橋脚ともケーソン基礎である。この橋梁は上部工，下部工ともに橋梁中心に対して対称の構造になっている。

設計上の力学系は，図-5 に示すとおり 5 次不静定構造であり，設計断面は，側径間の 10 等分点，中央径間の 16 等分点の合計 68 断面とした。応力度はこの各断面について，通行開始時および，最終時について計算しその検討を行った。

b) 応力度の検討 上部工は，後述するディビダーク式カンチレバー工法で施工される。この工法を用いると，各施工段階で力学系が逐次変わる。すなわち，張出架設時においては，カンチレバーの静定構造であり，側径間支保工部施工後では，この部分だけ 1 次不静定構造になり，中央ヒンジ部 3 箇所施工後には，5 次不静定構造になる。したがって，施工終了直後では，5 次不静定構造を解いたときの応力とは異なる状態にあり，これにクリープ乾燥収縮等が関連してくる。このことを考慮に入れて，応力計算では次のように行った。5 次不静定構造を解いたときの断面力を X_L ，施行順序に従って計算したときの断面力を X_B とすれば，クリープ乾燥収縮等が進行するに伴って断面力は X_B から X_L へと漸次変化し，任意のときにおける断面力の変化量 X_t は， $X_t =$

$(X_L - X_B)[1 - \exp(-k\phi)]$ なる式で表わされるものとする。クリープ乾燥収縮等は終了するまで数年を要するので通行開始時と最終時とで応力度が異なり，結局この状態での応力度の検討が必要になる。これらの影響を考慮しなければならない荷重の種類は 5 次不静定になるまでに載荷される荷重であって，桁自重，プレストレスおよびクリープ等によるものがある。ここでは桁の施工が完了したとき，すなわち，5 次不静定構造になったときクリープ乾燥収縮等は 20%，通行開始時には 60% ($t = \phi/2$ と表示)，最終的には 100% ($t = \phi$ と表示)，それぞれ進行しているものとして各種の応力度を検討した力学系および不静定力の取り方は図-5 に示すとおりであり，不静定力の解法には弾性方程式を用いた。また代表的断面での曲げ応力度およびせん断応力度を表-2 に示す。

横断方向断面の設計については，力学系として，張出床版を有するボックス断面として取扱い，車道には重交通を考慮して，T-20 荷重の 20% 増の荷重を載荷し床版厚，桁厚，底版厚を検討した。その結果，車道床版は，P C 鋼棒 SBPR 95/120 ϕ 26 を 50 cm ピッチに配置し，1 本あたり 37 t のプレストレスを導入することになった。

c) 施工時の計算 P C 橋をディビダーク式カンチレバー工法で施工する場合，次の事項を施工時計算として行う。

- ① 各施工段階における桁および，橋脚の応力度の検討
- ② 各施工段階における桁および，橋脚のたわみから型枠セット高さの計算（上げ越し計算）
- ③ 各施工段階における P C 鋼棒の緊張値の計算
- ④ 桁端支承，中央ヒンジ沓，伸縮継手のセット量の計算

ここでは誌面の都合により上げ越し計算についてのみ

表-2

曲げ応力度

		単位	T ₂ 桁								T ₃ 桁													
設計断面			4				10R				14				22				26R					
PC鋼棒本数		本	78				152				84				80				152					
断面性能	断面積	m ²	コンクリート断面		換算断面		コンクリート断面		換算断面		コンクリート断面		換算断面		コンクリート断面		換算断面		コンクリート断面		換算断面			
	上縁の断面係数	m ³	6527	6724	8705	9089	5983	6194	5983	6184	10006	10823	4744	4977	4744	4962	10006	10823	8705	9089	10006	10823		
	下縁の断面係数	m ³	5198	5281	8755	8863	3119	3134	3119	3133	3739	4033	8755	8863	3119	3133	8755	8863	3119	3133	8755	8863		
	$t=\phi/2$ or $t=\phi$			$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	
曲げ 応 力 度	上下縁の別		σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
	プレストレス	kg/cm ²	-13	120	-19	128	140	-26	140	-25	93	-14	93	-14	89	-13	89	-14	141	-26	141	-26	141	-26
	桁自重	"	36	-49	41	-56	-68	78	-68	78	-37	56	-37	56	-36	55	-36	56	-69	79	-69	79	-69	79
	地覆歩道舗装等	"	10	-13	10	-13	-19	23	-19	23	-11	17	-11	17	-12	19	-12	19	-20	24	-20	24	-20	24
	活荷重最大	"	23	-30	23	-30	8	-10	8	-10	10	-16	10	-16	9	-14	9	-14	7	-9	7	-9	7	-9
	活荷重最小	"	-11	14	-11	14	-27	33	-27	33	-23	36	-23	36	-21	33	-21	33	-26	32	-26	32	-26	32
	クリープ乾燥収縮等	"	2	-10	4	-19	-9	1	-17	3	-6	1	-12	2	-6	1	-11	2	-9	2	-17	3	-17	3
集計	活荷重最大時	"	58	18	59	10	52	68	44	69	50	44	44	45	43	48	38	49	50	70	42	71	42	71
	活荷重最小時	"	25	62	26	53	17	110	9	112	17	96	10	97	14	95	8	96	17	110	9	112	9	112

注：PC鋼棒はSBPR 95/120, ϕ 26 を使用し、平均 37 t/本のプレストレスを与える。

せん断応力度

		単位	T ₂ 桁								T ₃ 桁											
設計断面			0				10L				14				22				26L			
断面性能			6128				9089				6194				6184				9089			
断面2次モーメント		m ⁴	3467				17742				4283				4277				17742			
主桁厚		m	0.450				0.500				0.379				0.379				0.500			
プレストレス		kg/cm ²	19.4				27.5				16.9				16.9				10.7			
$t=\phi/2$ or ϕ			$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$	$t=\phi/2$	$t=\phi$
せん断応力度	設計荷重時	kg/cm ²	20.2	20.1	26.2	26.2	22.7	22.6	22.5	22.4	17.9	17.8	41.8	42.4	47.0	46.8	40.4	40.3	40.1	40.1	31.3	31.2
	破壊荷重時	"	41.8	42.4	47.0	46.8	40.4	40.3	40.1	40.1	31.3	31.2										
斜引張応力度	設計荷重時	"	5.5	5.3	17.3	16.8	7.9	7.4	7.7	7.3	5.8	5.5	-15.4	-15.4	-16.7	-17.0	-15.5	-17.5	-16.2	-18.0	-19.1	-19.3
	破壊荷重時	"	-15.4	-15.4	-16.7	-17.0	-15.5	-17.5	-16.2	-18.0	-19.1	-19.3										

注：PC鋼材にはSBPR 95/120, ϕ 26 のPC鋼棒を使用し、37 t/本のプレストレスを導入する。

述べることにする。

たわみを計算するとき2つに分ける。1つは、施工終了以後に生ずるたわみであり、他の1つは、施工中に生ずるたわみである。前者には、桁自重、静荷重、プレストレスおよび、鋼棒応力減少等による塑性たわみと静荷重、鋼棒応力減少および、活荷重による弾性たわみがある。後者は、施工順序を追って、各施工段階でのたわみを算出するのであるが大別して3つに分け、側径間支保工部の施工によるたわみ、中央ヒンジ部施工によるたわみおよび、張出架設によるたわみとする。このたわみは、桁自重、プレストレスおよび、支保工重量等によるものであり、張出架設によるものには、ワーゲン重量によるたわみ加わる。これ

らの計算例を表-3に示す。ここで塑性たわみを計算す

表-3

	T ₂ 桁		T ₃ 桁	
	14BL	15BL	16BL	15BL
① 桁完成以後に起る撓み (Σ イ〜ト)	-2.4mm	-70.3mm	-70.1mm	-66.8mm
イ. 桁自重による塑性撓み	-69.0	-127.0	-126.9	-126.9
ロ. プレストレスによる塑性撓み	59.0	146.5	146.4	142.0
ハ. 鋼棒応力減少による弾性撓み	-3.9	-8.3	-8.4	-7.9
ニ. 鋼棒応力減少による塑性撓み	-4.5	-9.6	-9.5	-9.2
ホ. 静荷重による弾性撓み	-4.6	-18.7	-18.6	-16.0
ヘ. 静荷重による塑性撓み	-7.4	-30.0	-29.9	-25.6
ト. 美観上の上げ越し	-	-23.2	-23.2	-23.2
② 施工中に起る撓み量 (イ+ロ+ハ)	1.2	-13.9	-9.4	8.4
イ. 側径間施工による撓み	9.2	-5.8	-	-
ロ. 中央ヒンジ部施工による撓み	2.1	-13.4	-8.4	-9.0
ハ. 張出架設による撓み	-10.1	5.3	-1.0	17.4
合計 ①+②	-1.2	-84.3	-79.5	-58.4
張出架設時の上げ越し量	1.2	84.3	79.5	58.4

注) 撓みは上方を+, 下方を-とする。

るときのクリープ係数は、設計計算時とは異なり、従来の経験的データから、歩道等の静荷重に対しては $\phi=1.6$ 、その他の荷重に対しては $\phi=2.3$ を使用した。また美観上の上げ越しに対する考え方は、種々あろうが、本橋では、比較的たわみが大きい中央径間に対して、活荷重の最大たわみの $1/2$ を採っている。

型枠のセット高さを決定するには、以上のことの他に、上部工自重による橋脚の沈下量、支保工のたわみとその基礎の沈下量、ワーゲンの弾性たわみ等、施工方法に応じて考えられる事項すべてを考慮する必要がある。

4. 施工について

(1) 下部工の施工

a) 下部工仮設備工について 下部工施工にあたっては、架橋地点の水深が塑望平均満潮面より $5\sim 6$ m であるため、下記のような仮設工を採用した。

工事用栈橋は、各種資材運搬、ケーソン沈下掘削土の搬出を目的として、設計荷重は生コン車 (3.0 m^3 普及型) 掘削土運搬用 8.0 t ダンプを対象にし、TL-14.0 t とした。

構造は支間 6.0 m 、幅員一般部 4.0 m 、拡幅部 9.0 m で、脚柱は $H\ 350\times 350\times 12\times 19$ の3本建、連結材は $L\ 90\times 90\times 7$ を使用、主桁は $250\times 250\times 9\times 14$ の4本桁で、床部は $2000\times 750\times 200$ の覆工板を使用する構造とした。

栈橋工は治水工および航行船舶の関係から、右岸側に 120 m を仮設し、 P_4, P_5, P_6 ケーソン施工終了後左岸側

に転用し P_1, P_2, P_3 ケーソンを施工した。

築島工は、 $400\times 125\times 13$ の鋼矢板Ⅲ型を使用した直径 15.0 m の一重締切とした。腹起し材は $\phi 38\text{ mm}$ ワイヤーを二重巻として 2.0 m 間隔に設置し、中詰土砂は良質の砂質土を用いて、中詰施工時、掘削沈下作業時、中詰土砂搬出時の流水汚濁防止、ケーソン構築時および初期沈下作業時の偏心傾斜を最少限にするよう配慮した。

コンプレッサー設備については、本工事に使用するコンプレッサーは 200 HP を常時運転し、予備として 150 HP のコンプレッサーおよび停電時に使用する 30 HP 高圧コンプレッサー(ディーゼルエンジン式)を設置して、不測の事故に対処した。コンプレッサーの運転に伴う騒音振動等の問題については、各地で建設公害として地域住民との間にトラブルが絶えない情勢にある。当地域は騒音規制指定地区ではないが、架橋地点が人家連担区域で、コンプレッサー設置箇所も人家に隣接した悪条件下にあったため、環境基準に適合する夜間 $40\sim 50$ ホーンに抑えるよう配慮した。

コンプレッサー運転に伴う騒音は 110 ホーン程度であるが、吸音装置を取り付けることにより約 90 ホーン程度に抑えることが可能である。

本橋の場合、騒音防止に対処するため鉄筋コンクリート構造の小屋を計画していたが、不経済であり、これに代る構造形式として種々検討の結果、鉄骨スレート構造とするとともに、建物の内壁、天井、レシーバータンクに、グラスウール(厚さ 50 mm) を三重張りにして騒音

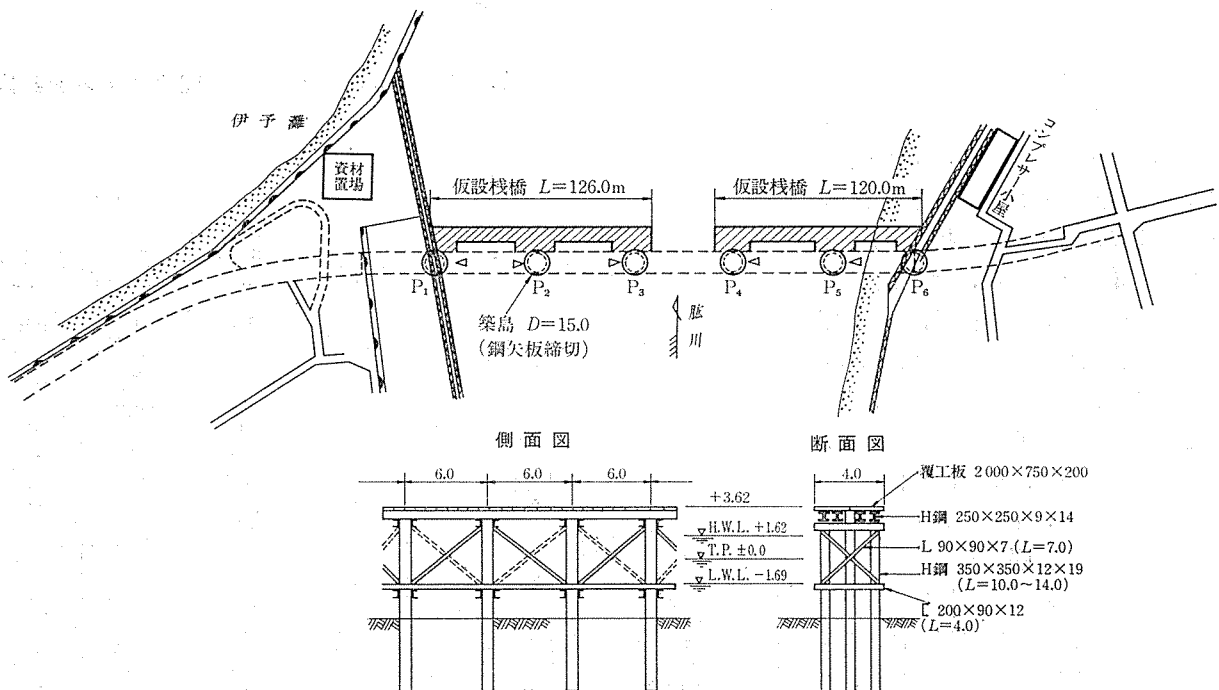


図-6 下部工事仮設平面図

の吸収をはかった。

騒音測定については、コンプレッサー試運転時と工事中に数回、地域住民、町、県、施工者合同で測定を行った。その結果は、コンプレッサー小屋内部で90ホン、小屋に隣接した人家（小屋より20m）の所で40～50ホンを測定、環境基準を満足する結果を得た。

一方振動については種々検討の結果、コンプレッサー据付の際、基礎コンクリート上に防振ゴム9個を設置してコンプレッサー稼動による振動の吸収をはかり成功した。

b) 下部工の施工 下部工の施工は昭和47年12月着工、昭和49年6月完成したが、立地条件不良にもかかわらず、各ケーソンとも順調に施工することができた。

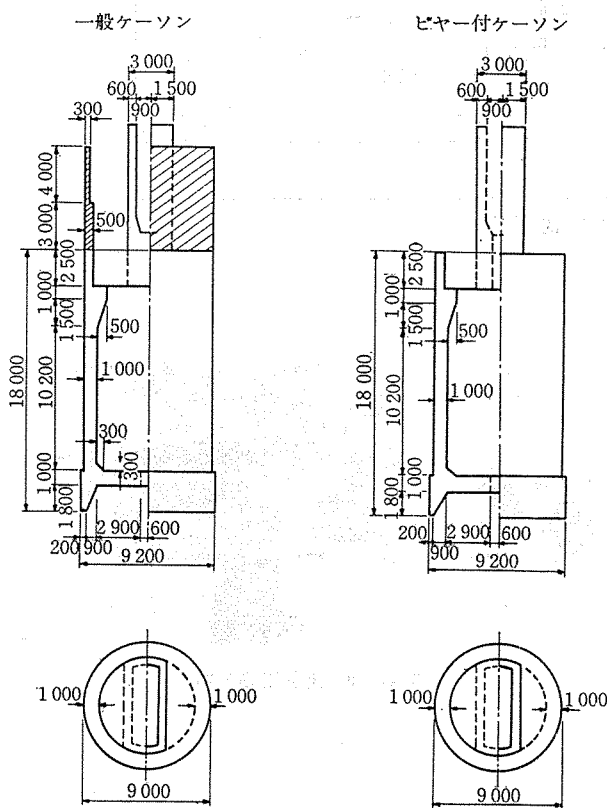


図-7 ケーソン一般図

本橋の P_2, P_3, P_4, P_5 橋脚は、当初図-7に示すように脚柱工は止水壁により施工する計画であったが、脚柱施工後の仮壁取壊し作業時の安全性の問題があり、工費の節減、工期の短縮、施工時の安全確保、流水濁汚防止、ケーソン沈下時の周辺摩擦力減少等に利点があるピア付ケーソン工法に変更した。

この場合ケーソン施工時の偏心および傾斜、支持地盤の変動による脚柱工断面力の変化等の問題があるが、前者の場合、ニューマチックケーソン工法は偏心および傾斜が少ないのが特徴の1つであり、施工実績の調査においてもあまり問題はなかった。後者の場合、ボーリングによる地盤構成と掘削沈下時の土質の変化等に留意して着岩不可能なケーソンでは掘削沈下時に函内ボーリングを実施し、支持地盤の確認をするとともに脚柱工の断面力の増加による応力検討も併せて行い施工した。

ピア付ケーソン工法の施工実績は図-8のとおりで

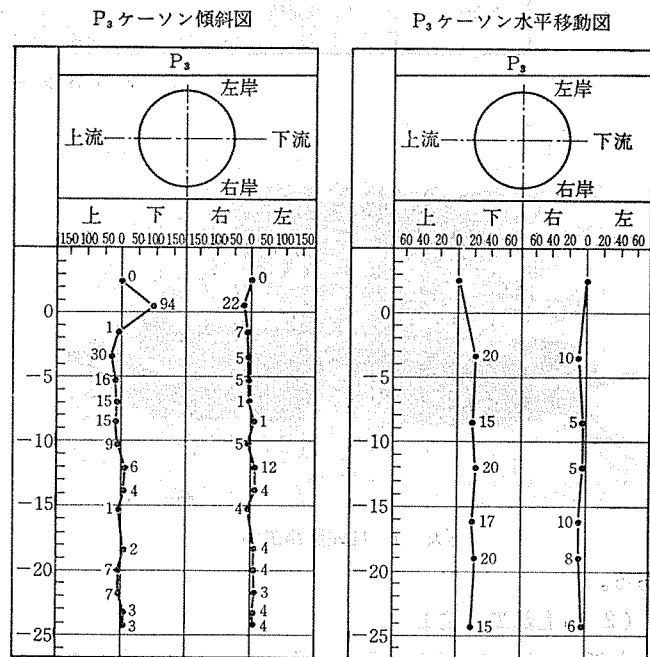


図-8 ケーソン偏心、傾斜図

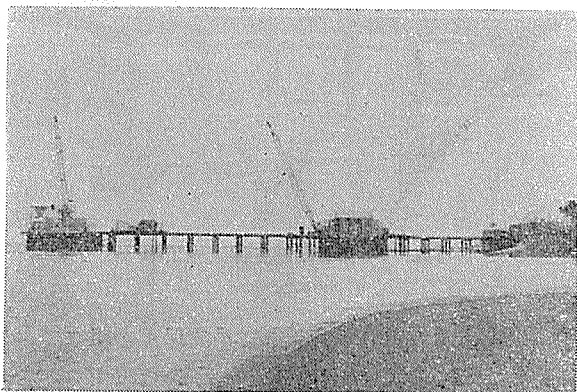


写真-5 下部工施工中

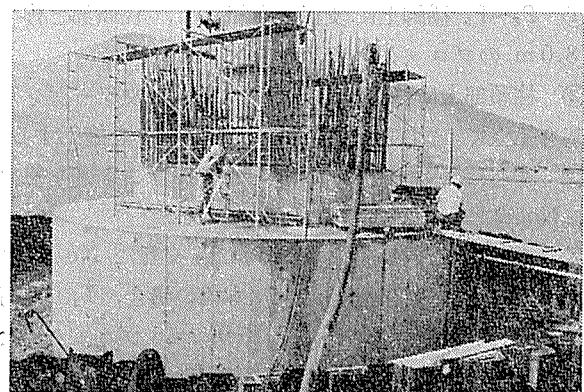


写真-6 ピア付ケーソン施工中

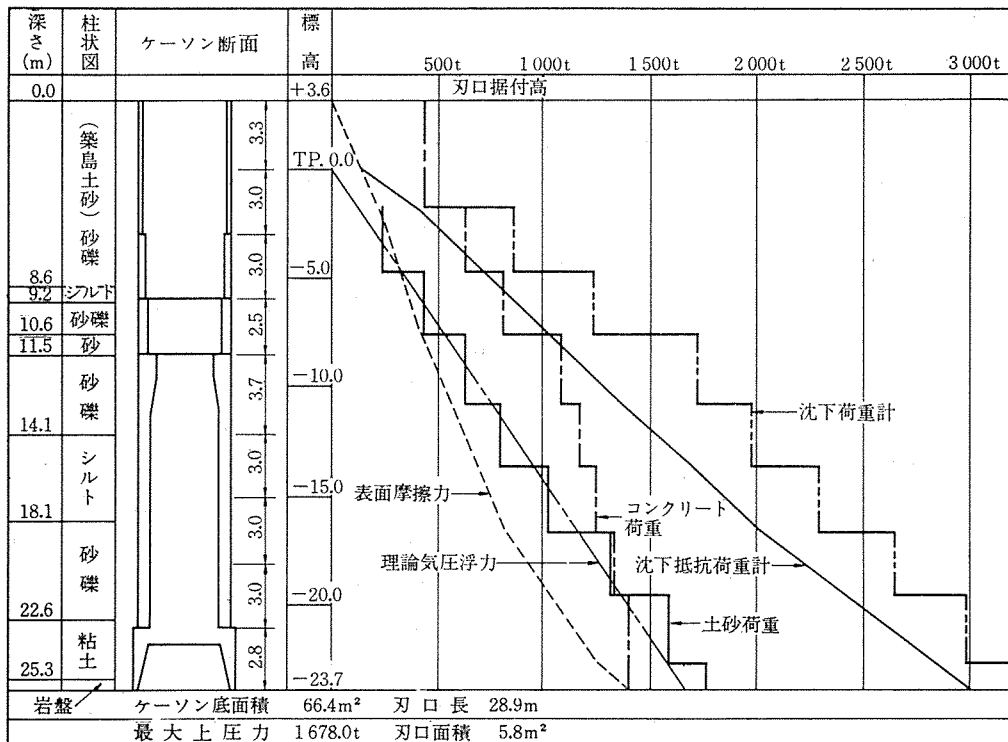


図-9 PS ケーソン 沈下図

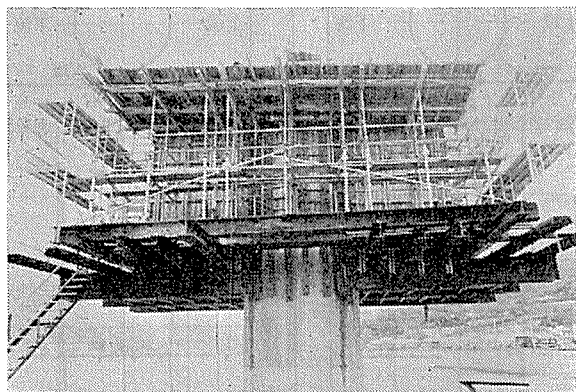


写真-7 柱頭部施工中

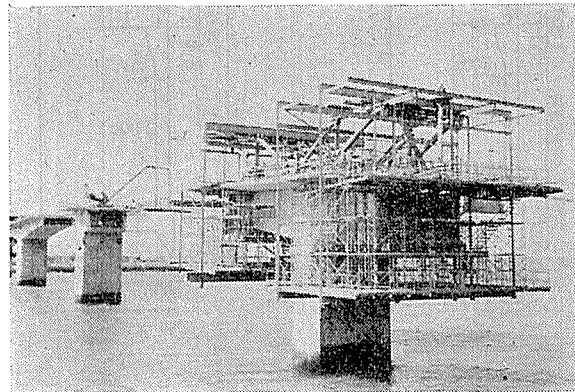


写真-8 上部工施工中

ある。

(2) 上部工の施工

上部工の施工順序は、設計計算および施工時計算において定めた順序で行う。すなわち

- ① P₂~P₅ 橋脚上に支保工を組立て、柱頭部と称する 8.0m のブロックを施工する。
- ② 柱頭部上に移動式作業車 (フォルバウワージェン) 1 基を組立て、これにより No. 1 ブロックを施工する。
- ③ ②とは反対向きにフォルバウワージェン 1 基を組立て、No. 2 ブロックを施工する。
- ④ この 2 基のワージェンを用いて、交互に No. 3 ブロックから順次張出架設を行う (本橋の場合、T₂, T₅ 桁では No. 15 ブロック、T₃, T₄ 桁では 16 ブロックになっており、1 ブロックの長さは 2.3~3.5m である)。
- ⑤ 側径間のうち、22m 区間は支保工により施工す

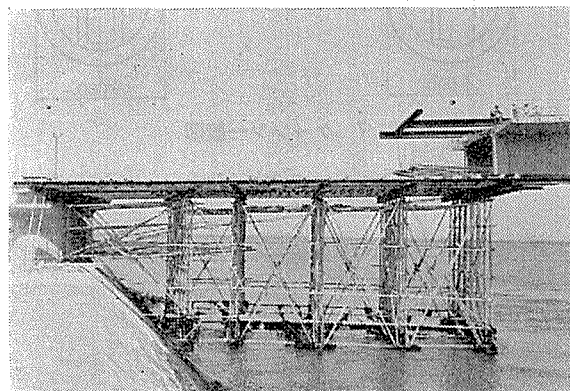


写真-9 側径間部支保工施工中

る。

- ⑥ 中央径間の中央ヒンジ部に吊支保工を組立て、これによって 3 か所同時にコンクリートを打設する。この段階で橋体工の施工を終る。

⑦ 次いで、地覆を小型ワーゲンをを用いて施工し、その後歩道、排水工等を施工する。

上部工事における主な仮設備は、次のようなものである。

○簡易ケーブルクレーン（1基）（スパン 368 m, 鉄塔高さ 48 m×2 基, 吊上げ荷重 2.9 t）

○フォルバウワーゲン（4基）（普通型, ブロック最大重量 75 t, 最大ブロック長 3.5 m, 鋼重量 40 t）

○吊棧橋（スパン 64 m×5, 最大載荷重 400 kg, 幅員 1.0 m）

○給気, 給水, 電気設備（一式）

表-4 上部工材料表

種 別	示 様	単 位	数 量	備 考
コンクリート	主 桁 $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$	m^3	2034	照明灯受台とも
	地覆等 $\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$	"	112	
型 枠	主 桁	m^2	7497	照明灯受台とも
	地 覆 等	"	739	
鉄 筋	SD 30 主桁 D 13~D25	t	193	照明灯受台とも
	地覆 D 13~D16	"	8	
P C 鋼 棒	SBPR 95/120, $\phi 26$	"	157	B 種 2 号 鋼 棒
支 承	225 t 可 動 沓	組	4	アーマーローラー沓
	中央ヒンジ沓 30t	"	6	
	水 平 沓	"	6	
伸 縮 継 手	フィンガージョイント	"	3	
歩 道		m^2	882	コンクリート版敷並べ

簡易ケーブルクレーンは、荷役運搬設備であり種々雑多の資材の運搬に用いるが、資材の種類、運搬回数が多いため、高速ウィンチ（横行速度 170 m/min）を用いた。また作業場までの作業員通路として吊棧橋を橋長全長に亘り架設した。ディビダーク工法の主要機械であるフォルバウワーゲン4基は、本橋の形状に合わせて改造するのであるが、幅員が広い大改造となった。

上部工は、柱頭部 8.0 m×4 か所, 張出しブロック 62 BL, 側径間支保工部 22 m×2 か所, 中央ヒンジブロック 3 か所の部分に分けられる。柱頭部の支保工は I-600×13.0 m 5本を橋脚に埋込み、この上に H 鋼パイプサ

ポート等を用いて型枠支保工とした。柱頭部コンクリートは形状が複雑なため3回に分けて打設した。ワーゲン作業においては創意工夫によって工程短縮を計ったが、基礎調査資料（気象調査）により予想された強風と寒気（11月～2月の間）のため、標準工程を維持するに留まった。側径間支保工は H 鋼とペコサポートを用いて組立て、コンクリート打設については数量が多いことと型枠組立ての都合から、桁底部部と床版部の2回に分け、それぞれコンクリートポンプを用いて打設した。また、中央ヒンジの施工も、形状の複雑さ、鉄筋、

簡易ケーブルクレーン

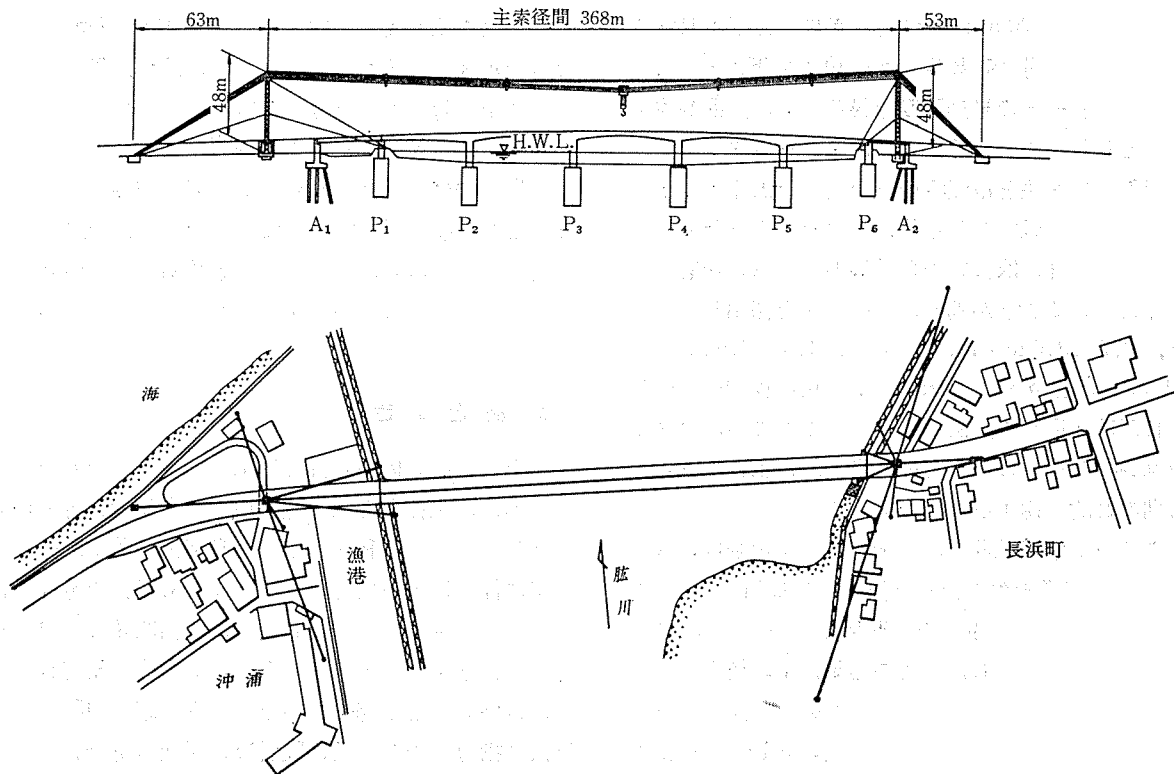


図-10 ケーブルクレーン設備配置図

表-5 コンクリート配合表

設計基準強度 σ_{ck}	最大粗骨材 寸法	スランプ SL	水セメント比 W/C	細骨材率 S/a	単位セメント量 C	単位水量 W	単位細骨材量 S	単位粗骨材量 G	混和剤 P
400 kg/cm ²	25 mm	7±1 cm	38.7%	39.0%	早強ボルト 420 kg	153 kg	692 kg	1,296 kg	ポゾリス No. 5 LA ₃ 0.30%

P C 鋼棒等が密集していること等で2回に分割して施工した。柱頭部施工時の型枠高さの決定については、各ケーソンの基礎地盤構成を検討した結果、P₂ケーソンは他のケーソンと比較して、地盤構成が不良であるため20 mm の上げ越しを行った。現在では、この橋脚に最終状態に近い反力が作用しているが、何ら沈下の様子もないようである。側径間支保工部でも、ペコサポート基礎を直接基礎としたので、支持地盤の土質を検討の結果、20 mm の上げ越しを行ったところ予想どおり15~18 mm 程度の沈下量におさまった。

5. 品質管理

(1) コンクリートの管理

ディビダーク工法では橋体を小ブロックに分けて張出し架設をするため、各ブロックコンクリートの早期強度が必要になる。したがって、コンクリートの配合では早強セメントを用い、冬期の寒冷時には加温養生等の処置をしなければならない。コンクリートの配合は種々の試験結果から、6種の試験配合を行い、経済的で施工性のよい配合を選定し、示方配合とした。冬期においては毎年11月~2月の間、当地特有の肱川嵐と呼ばれる強風(瞬間最大風速20 m/sec程度)がほとんど毎日吹き荒れ、このため夜間の気温が-5°C位まで下がる。この期間のコンクリートの早期強度を得るため、加温養生をすることとした。この方法として、スチームクリーナーによる蒸気養生方法と電気温床線を用いた温床マットによる方法について試験した結果、1ブロックあたりのコスト、熱源の管理、取扱いの難易等の点から、後者の方法がすぐれていることが判り、この方法を採用した。これには、2.7×3.6 m×1 kW×4枚、4.5×3.6 m×1.5 kW×1枚の合計5枚の温床マットを用い夜間の16時間×2日だけ通電して加温養生を行ったところ、コスト低廉でコンクリートの早期強度も得られ、工程の遅延もなく所期の目的を達することができる。

コンクリート強度試験では標準養生の1週強度、4週強度の他に、現場養生の緊張時強度(2日強度)、4週強度を測定し、標準養生での4週強度について $\bar{X}-R_s-R_m$ 方式の管理を実施した。この結果は平均値として、標準養生で $\sigma_{28}=483 \text{ kg/cm}^2$ 、現場養生で $\sigma_{28}=420 \text{ kg/cm}^2$ の値が得られ、現場養生の場合が63 kg/cm²ほど低くなっている。この原因はいろいろ考えられるが、テ

ストピースについて橋体コンクリートと同じ養生ができなかったこと、養生水が少なかったことが考えられるので、この差だけ橋体コンクリートの強度が低いとは思われない。この他、骨材、セメント等の品質、スランプ、空気量の測定、配合のチェック等、種々の事項について管理を行っているが、誌面の都合により省略する。

(2) 緊張管理

ディビダーク工法によるプレストレスの導入は、ディビダーク工法設計施工指針(案)の19条の規定によりP C 鋼棒の伸びを主体として行う。したがって、伸びの誤差は他の工法に比べて非常に小さいので、ここでは伸びの誤差と緊張圧力の誤差を同時に考え、計算上の緊張上の緊張値との相対誤差をもとにして管理することにした。すなわち、この相対誤差を施工ブロックを単位としてP C 鋼棒1本1本について計算し、併せて、誤差の平均値および標準偏差を求める。これらをT₂桁、T₃桁、T₄桁、T₅桁について各桁ごとに累加平均および標準偏差の計算を行い、どの桁に何%程度のプレストレスの誤差があるか、またどの程度のばらつきがあるかを調べる方法である。誤差平均0.7%程度、標準偏差2.0~2.7%ときわめて小さく、したがって、緊張値計算における摩擦係数の値も実際に即応しておりP C 鋼棒の配置も充分の精度があるものと考えられ、設計計算上のプレストレス量に対して、充分な精度をもったプレストレス量を与えることができたものと判断される。緊張作業中には、P C 鋼棒の切断、継手のねじ部の破損等の危険を伴うことが多いが、本橋では継手のねじ部の破損が2~3か所あったものの、これによる事故あるいは緊張不能によるプレストレス量の不足などまったくなく無事に終了することができた。

6. あとがき

以上、長浜大橋の設計と施工についての概要をのべたが、本橋は現在上部工を施工中で左右岸取付道路の施工を残している。昭和47年12月下旬工着工以来、工事施工に伴う地域住民とのトラブルや労働災害もなく、順調に工事が進んでいる。しかし、供用開始後の自動車騒音対策、強風時の歩行者安全対策等今後の研究課題も多く、皆様方のご指導を願いたい。また昭和45年度着工以来ご指導いただいた建設省道路局地方道路課の方々に心より感謝を申し上げる次第である。(1975.11.19・受付)



富士ピー・エス・コンクリート株式会社

(旧社名 九州鋼弦コンクリート株式会社)



取締役社長 山崎 鋼 秋

本 社 福岡市中央区天神二丁目12番1号天神ビル(〒810)
 電話 福岡(092)721-3471~3・721-3468~9
 福岡支店 福岡市中央区天神二丁目14番2号福岡証券ビル(〒810)
 電話 福岡(092)721-3475~6・721-3481~3
 建築事業部 福岡市中央区天神二丁目14番2号福岡証券ビル(〒810)
 電話 福岡(092)721-3485~7
 大阪支店 大阪市北区芝田町97新梅田ビル(〒530)
 電話 大阪(06)372-0382~0334
 東京支店 東京都港区新橋四丁目24番8号第二東洋海事ビル(〒105)
 電話 東京(03)432-6877~6878
 営業所 大分営業所・宮崎営業所・広島営業所
 工場 山家工場・大東工場・関東工場・下淵作業所・筑豊工場・甘木工場・夜須分工場・大村分工場

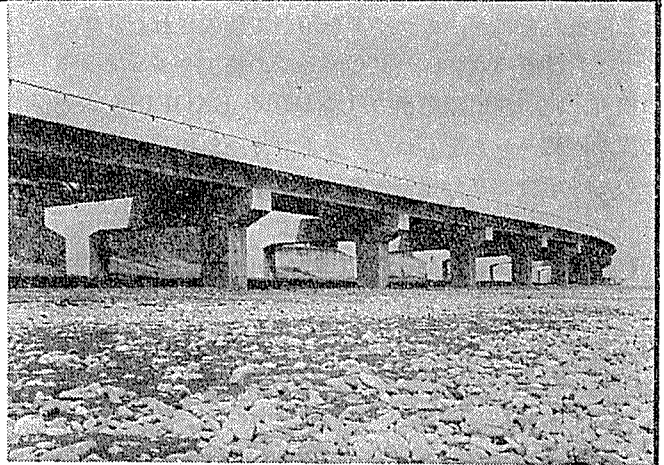
大村空港大橋
(ℓ=970m)

プレストレスト

コンクリート

建設工事—設計施工

製 品—製造販売



建設省 西湘バイパス道路



日本鋼弦コンクリート株式会社

取締役社長 仙波 隆

本 社 東京都新宿区西新宿1丁目21番1号 電話 (343) 5281 (代表)
 営業所 東京 Tel 03(343)5271 工場 多摩工場 Tel 0423(64)2681~3
 大阪 Tel 06(371)7804~5 滋賀工場 Tel 07487(2)1212
 中部 Tel 07487(2)1212 相模原工場 Tel 0427(78)1351
 仙台 Tel 0222(23)3842