

最大支間 200 ft のコンクリート連続箱桁橋

“Kentucky Builds Long Continuous Concrete Box Girder Bridge”

E.D. Smith

Road and Streets, Vol.99, No.12, Dec. 1956

ケンタッキー州，レキシントンの南方 10 マイルの地点でケンタッキー州にかかる 200 ft の主径間を持つコンクリートの箱桁が架設された。

旧橋は 1953 年に交通止めとなった鉄橋で，その後間もなく臨時的に 8 t トラック 1 台の活荷重に耐える 180 ft 3 スパンのダブルベアー橋が架設された。

1954 年当初，この溯航河川に架橋することに対する軍当局の許可があり，同年 8 月 13 日コンクリート箱桁の設計で落札した。工期は 400 日で 1955 年 11 月 28 日交通を開始した。

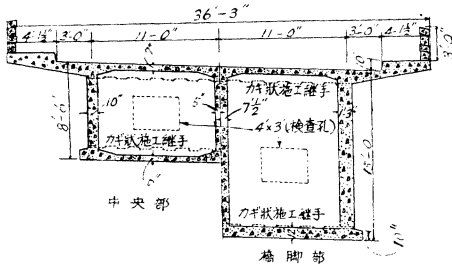
橋台は岩盤まで達する傾斜した鋼杭支柱により支えられ，橋脚の基礎は平水位下約 21 ft のところにある良好な硬石灰岩に達している。橋脚の施工は普通の鋼矢板締切り工法によつたが，なんら支障はなかつた。

橋梁の設計は AASHO の仕方書 (1953) に従つて H 20-S の荷重によつてゐる。幅員は総幅 28 ft の車道の両側にそれぞれ 3 ft の歩道がついてゐる。箱桁は両側それぞれ 70 ft の単桁と中央部 140-200-140 ft の径間割りの連続桁よりなつてゐる。

70 ft の単桁と 140 ft の側径間の一方は 20° の曲線形をしているので，このため施工が複雑となり，また曲線形のためねじれによる応力 (せん断力および曲げモーメント) を考慮して設計する必要があつた。また橋梁部に縦断曲線および最急 1/24 の片勾配がついてゐる。

箱桁の高さは主橋脚上で 15 ft，主径間中央で 8-1/2 ft で 3×4 ft の検査孔を持つ厚さ 7 in のダイヤフラムが 25 ft 間隔に配置されている (図-1)。腹部の厚さは最小 10 in，支承付近で最大 15 in でその間なめらかなテーパがついてゐる。

図-1 主桁の断面



マンホールのフタは主径間の中央部に各箱部 1 カ所づつ設けられ，各橋脚上の端部隔壁には銅製のスクリーンでフタをした銅製ワクがある。従つて各箱部は全長にわたつて検査することができる。また各箱部には銅製のスクリーンのついた排水設備が設けられている。

航行用の照明のための配線は箱の内部に設けてあり，航行用照明灯の管理のために高欄および箱桁の外側に適当なハシゴを設けた。照明灯は橋の一端に取つけた自動スイッチで点滅する。点滅は呟燭光により制御される感度のよい光電回路によつて行つた。

鉄筋で利用できる在庫品の最長のものは 60 ft であるので，いずれにしても重ね継手によるか，溶接して長尺物にして使わなければならない。重ね継手にする場合には，十分な付着力を持たせるには鉄筋間隔が足りない部分もあるので，鉄筋の両端を V 型に切断して，突合せ溶接により接合した。床版では鉄筋の一部を 3 本一束にたばねて配筋したところもある。溶接工の適性試験のために請負者にあらかじめ溶接を行わせ，そのいくつかを試験した。一径間分の溶接が完了したのちに任意に供試体をとつて材料試験所において試験を行つた。

支保工を全部取りはらつた後に各約 10 ft の長さに区切つて高欄を施工した。各区切の間の隙間は 1/4~2 in 程度である。高欄の一部は橋体の曲線形に合わせた形に施工した。高欄設計には遊覧客が景色を楽しめるように配慮してある。

ケンタッキー河はこの地点で航行可能となつてゐるため U.S. Engineers により施工期間中，中央径間 200 ft の中央部最少 88 ft は開けておくことを要求されたので，この部分の支保工は鉄塔 2 基により支えられた全溶接の長さ 100 ft のプラウトラス 3 組と鉄塔と橋脚により支えられた 50 ft の鋼桁 2 連によつた。鉄塔はおの 73 lb の H 型パイル 12 本を用い，横構および対傾構には 8 in の溝形鋼を溶接でパイルに取つけた。

各鉄塔のまわりには長さ 45 ft の鋼矢板を打つて締切ワクを作り，堅固な岩盤が河床より 8 ft の深さのところにあるので，鉄塔の補強工法としてこの締切ワクの中に河床の砂礫を填充した。

図-2 施工継手の位置

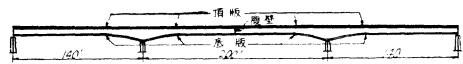


図-2 は連続桁部分の底版頂版および腹壁の施工継手の位置を示すものである。コンクリートは底版，腹壁および隔壁，頂版の順序で施工した。底版のコンクリート打設に先立つて，この部分の死荷重による理論的タワミに対応して型ワクにキャンバーをつけた。そのためには支保トラスの各格点に 6.5 in・10 t の水圧ジャッキを置き，底版を持ち上げて，クサビをかまし，かつ腹壁，隔壁および頂版のコンクリートの施工中においても底版を計画高に保つようにした。内側の型ワク取りはずしの便宜のために底版に一時的な孔を設けておき，型ワクを取りはずしたのちコンクリートを填充してふさいだ。

各径間すべて死荷重のみに対するキャンバーをつけた。橋の中心線にそつてタワミが最大となる点にドリルで孔を開け溶融した鉛を用いて径 1/4 in で長さ 1-1/2 in のシンチュウのベンチマークを橋面と同じ高さに設置した。これは今後 3,4 年にわたり各径間の全死荷重キャン

バーの減少を把握するためのものである。今後4年間年測定を行つて各年ごとの死荷重によるタワミをつかみたいと思つている。

コンクリートの箱桁は次のような利点を持つている。すなわち、ねじり抵抗が大きいこと、パイプ類やケーブル等を蔽設するための十分な空間が得られること、勾配、曲線、斜面および片勾配に対する適応性がすぐれていること、および建築学的な可能性に富んでいる点である。

入札終了後、契約前に次の型式に対して比較見積りを行つてみた。1. 上路式鋼ゲルバー桁。2. 主径間を下路式トラス、その他を上路式プレートガーダー。その結果ここに採用した設計が一番経済的であるとの結論を得た。

コンクリート箱桁の工事量見積りの内訳を示すと次のとおりである。

コンクリート	下部工	1900.5	yd ³	54.00	102 627.00
"	上部工	1 631.7	"	147.00	239 859.90
"	高欄	72.6	"	200.00	14 520.00
鉄筋		856 467.0	ポンド	0.13	111 340.71
掘削	普通土	4 932.0	yd ³	20.00	98 640.00
"	岩	458.0	"	20.00	9 160.00
航行用照明	一式				1 750.00
パイプ	12 in 製品	2 296.0	ft	4.50	10 332.00
"	12 in 打込	2 296.0	ft	5.00	11 480.00
構造用鋼		47 474.0	ポンド	0.35	16 615.90
マンホールフタおよびワク	一式				300.00
端部壁スクリーンおよびワク	一式				720.00
旧橋脚撤去					7 000.00
計					624 345.51

(建設省道路局 松崎 彬賢)

水路底より分流のある流れ

“Correnti Permanenti con Portata Progressivamente Defluenti su Griglie di Fondo”

Dott Ing Giorgio Nosedà

L'Energia Elettrica gennaio 1956

水路底の一部に grid が挿入され、そこから分流のある流れは、例えば雨水溝等にみられる。この流れについての理論をのべる。まず次の条件を仮定する。

i) grid 上で

の静水圧分布、

ii) 抵抗と重力

の分力の平衡、

iii) 流れの一樣

性。もちろんこ

これらの条件は厳

密には成立しな

い。この条件から、

h を水路底

からの水深、 p

を単位幅あたりの流量、 e を水路底からの比エネルギー、

φ を grid の傾斜角とすれば

$$e = h \cos \varphi + p^2 / 2gh^2 = \text{const.} = e_0$$

をうる。また grid からの分流量 $-dp/dx$ は、 ψ を

grid の間隙率、 μ を流出係数として

$$-\frac{dp}{dx} = \mu \psi \sqrt{2gh \cos \varphi}$$

で与えられるとすれば、上の2式から、水面形の微分方程式として

$$\frac{dh}{dx} = -\frac{2\mu\psi\sqrt{h(e_0-h\cos\varphi)}}{2e_0-3h\cos\varphi}$$

をうる。これを積分すれば、水深 $h_1 = e_0 y_1 / \cos \varphi$ と $h_2 = e_0 y_2 / \cos \varphi$ の距離として、

$$L = x_2 - x_1 = \frac{e_0}{\mu\psi} [\Phi(y_2) - \Phi(y_1)]$$

また、流量 $p_1 = u_1 p_{\max}$ 、 $p_2 = u_2 p_{\max}$ ($p_{\max} = \frac{2}{3\sqrt{3}} e_0 \sqrt{2ge_0/\cos^2\varphi}$) 間の距離として、

$$L = x_2 - x_1 = \frac{e_0}{\mu\psi} [\beta(u_2) - \beta(u_1)]$$

が与えられる。

grid 上の流れは、grid の勾配・長さによつて、次のような状態となる。

a) grid の勾配が限界勾配より大きければ、射流で水深は減少し、水面形は上に凹である。

b) grid の勾配が限界勾配より小さければ

(1) grid が十分短かければ、常流で e_0 は下流の等流に対する値をとる ($L < L_0$)。 (2) ある程度 grid が長くなれば、下流の状態

で定まる。grid 前端の水深はちょうど限界水深になる ($L = L_0$)。

(3) これ以上 grid が長くなれば流れは射流

に変わり、grid の途中

で跳水を起す ($L_0 < L < L_r$)。 (4) ある長さ L_r で、跳

水はちょうど grid の末端に生ずるようになる ($L = L_r$)。

(5) これ以上 grid が長くなれば、跳

水は下流水路内に生ずるようになる ($L > L_r$)。

この L_r を求めるには、長さ L の grid の末端にお

ける力積量 $N = \frac{1}{2}h^2 + \frac{k^3}{h}$ (k は限界水深) および下

流への流量 p_2 の等流に対する N を L の関数として図

示し、2つの曲線の交点で与えられる。

なお、原論文には抵抗損失を無視した Bouvard の理論との比較も行われている。

図-2

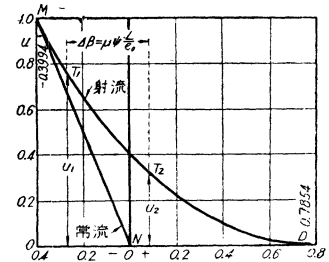
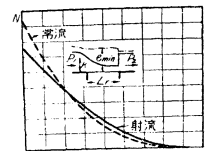
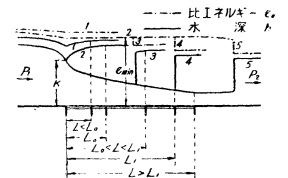


図-3



Rhône 河 La Voulte 鉄道橋の復旧

“Le premier grand pont-ral français en
béton précontraint”

par L. Carpentier, N. Esquillan

Le Génie Civil 1^{er} Mai 1956

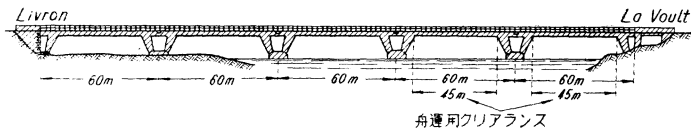
Travaux Septembre 1956

” Octobre 1956

” Décembre 1956

フランスの東南地方 Rhône 河に 1861 年に鑄鉄製の 5 スパンの上路アーチ鉄道橋がかけられ、その後 1923 年に列車荷重が増加したため、アーチをコンクリートでまいて補強された。しかし 1944 年の爆撃でアーチと橋脚の大部分が破壊されてしまい最近までそのままになっていた。この橋梁の復旧計画として、残存橋脚を利用すること、および幅 45 m 高さ 7 m の舟運用のクリアランスをとるという 2 つの条件のもとに、始めフランス国有鉄道により鉄筋コンクリート中路アーチ橋が計画されたが、これに対して Boussiron 会社から鉄筋コンクリートラーメン橋案が提出された。後者によると残存橋脚の基礎反力という点で有利になるが、アーチ構造と違って部材に大きな曲げモーメントが働きコンクリートにキレツを生じ、保守の面から難点がこのこされる。そこでラーメンをプレストレスト構造にすること、プレストレスはフルプレストレッシングとして計算どおりのプレストレスが確実に導入されるよう PC ケーブルはすべて直線に配置することを条件として、プレストレスト コンクリ

図-1 La Voulte 橋全体図



ートによるラーメン橋の架設が決定された。

橋梁の全長は 300 m で橋脚は 60 m 間隔に配置され、各門型は橋脚の上で連接され、2 つの脚部とその間の水平桁から成立っている。この脚部は高さ 10 m でその断面は 3 つの内空部をもつ箱型断面で側面からみたところ、その厚さは下のヒンジの所で 1.5 m、上部で 3.5 m になっている。水平桁の桁高は一定で 2.4 m になっており、これも同様に 3 つの内空部に仕切られている。2 つの門型の間、および一番端の門型と河岸の橋台の間は独立した桁が渡されているが、工事中は架設用のケーブルで締められている。この断面も厚さ 19 cm の箱型断面である。

この橋梁に使用した PC 鋼線は径 8 mm のもので破断強度 140 kg/mm²、初期緊張応力は 100 kg/mm² であった。1 本のケーブルは 16 本の PC 鋼線よりなり、そのうち 12 本を周辺部に配置し、4 本を中心部に配置してある。周辺部の鋼線の緊張方法は 図-2 に示すごとく、ちょうど模型飛行機のプロペラをまわしてゴムヒモ

に張力を与える方法に似て、ケーブルそのものを回転させて各鋼線に張力を与える。ただしこの場合周辺部の鋼線が中心部の鋼線にまきつかないよう適当な間

隔にリングを配置するか、あるいはスパイラルを配置しておく。中心部の鋼線は周辺部の鋼線とは独立に直接引張力を与えて緊張される。この方法は Boussiron の特許工法になっている。

また主ケーブルが全部水平に配置されているため、せん断力に対抗する PC 鋼線が箱型断面の鉛直壁内に、鉛直方向に配置された。これには 7 mm あるいは 8 mm の単線が使用されている。

この橋梁の架設方法は 図-3 に示されるように河に足場を床中組まないで、つぎつぎとエレメントを継ぎ足してゆく工法がとられ

図-2 ケーブルの可動端の概略図

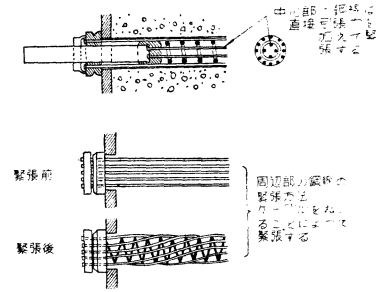
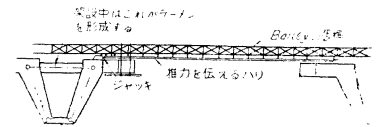


図-3 架設中の構造物の平衡



た。まず脚部の所はいわゆる vo-us_soire すなわち 1.2 m ごとの層に区切つて施工され、水平桁の部分は 2.75 m ごとの voussoire に区切られ、Bailey 式の仮橋で材料運搬 voussoire の型ワクの吊り下げを行う。架設中の構造物の安定については、同一橋脚の上に立つラーメンの 2 本の脚部と、ラーメンの間の独立したハリとが 1 つの架設用のラーメンを形成するようにケーブルで締められ、さらに 図-3 に示されるように Bailey の仮橋の下に組まれたハリにジャッキで推力を加えて安定させてある。

このようにしてコンクリート打ちが進行してゆき、スパン中央における“せめ”には、まずかりのヒンジを作っておき死荷重が全部載せられてから、ヒンジを埋めたのち、連続用のケーブルで締めつけられた。

この橋梁に使用されたコンクリートは材令 90 日で圧縮強度 500 kg/cm² 以上であり、容積は 2600 m³、鋼材は 220 t、プレストレス用のケーブルは 80 t であった。

試運転は一列車 (2 台の機関車 141 R 型軸重 20 t および、6 連結の Talbot) で行われ、タワミは各スパンごとに列車速度 5, 20, 60 km/h に応じて測定した結果 8~10 mm であり、計算による理論値 9.6 mm とよく一致している。

(国鉄東京工事局 田中 和夫)

米国州際道路網の構造規格

“Design Standard for Interstate Roads”

by Duane L. Cronk

Roads and Streets, Oct. 1956

米国の州際道路網は、防衛道路整備計画によつて重点的に整備されようとしているが、その幾何学的構造基準についても種々検討が加えられ、1976年の交通需要に沿うべきものとして、以下に述べるようなものが定められた。

1. 接続の制限 他の道路との平面交叉は、次の条件が満たされる場合以外は許さない。有料道路における従来の経験によれば、接続の制限の効果は、沿道の小数の人々の損失を補つてあまりあるものである。

- 1975年の予想1時間交通量が500台以下であること。
- 出入交通量が1日50台以下であること。
- 接続路が道路の一侧につき2カ所/km以下であること。
- 接続方法が本線の交通流をできるかぎり乱さないものであること。
- 道路管理者の接続路位置変更等の権限を認めた場合であること。

2. 設計速度等 設計速度および縦断勾配は次のとおりとする。線形、視距等については、AASHOの推奨する規格(1954)による。

	設計速度 (km/h)	縦断勾配 (%)
平地部	112	3
丘陵部	96	4
山地部	80	5 (特別の場合7%)
市街地	80	

3. 車道 車線幅は3.66mを最小とする。車道は1975年における予想交通量が700台/h以下の場合を除き、往復分離の4車線からなるものとしなければならない。なお、長い勾配部については必要に応じてトラック用の登坂車線を設け、道路の効率を高めること。

4. 中央分離帯 幅員は平坦部および丘陵部11m、山地部および市街地5m、その他止むを得ない場合も1.2mを最小限度とする。縁石を設ける分離帯は、車線縁端から少くとも0.3m以上離して設け、また分離帯上に建植する高さ0.3m以上の物件は、車線端から少くとも1.1m以上離さなければならない。

5. 路肩幅員 最小3.1mとし、山地部では1.8mまで縮小できる。

6. 路面の勾配 岩等の場合を除き、通常は4:1より緩とする。

7. 構造物 橋またはこれに類する構造物は、上路形式が望ましく、また道路の一部分としての線形、縦断形を持たせなければならない。道路上(路肩の上を含む)に確保する空高は4.3mとし、長さ46m以下の橋の幅員は、路肩を含む接続道路の全幅に一致させなければならない。また車線端から高欄または胸壁までの水平距離

は1.1m以上とし、長い構造物で路肩幅を縮小するときは safety wall を設けるものとする。

なお、以上に記した構造基準のほか、これら道路整備計画について特記すべきことは、用地のみを確保して当初は2車線道路とするような段階的建設を認めていることである。

(建設省道路局 渡辺 修自)

アメリカにおける深い橋脚基礎の新工法

——特に大量生産の場合に適した——

“Gründung von tiefen Brückenpfeilern mit
Gross-Fertigbauteilen in den USA”

Beton-und Stahlbetonbau, April 1955

アメリカにおいて、従来の基礎工法とは違つた工法として Richmond-St Raphael 橋の深い基礎の橋脚の建設において、初めてプレキャストの鉄筋コンクリート円筒が使用された。

この橋梁は、二階の走行床版が計画されているが、カリフォルニアの St. Francisco 湾の北側を横断する。そのため鋼製トラスによる航路用 303m スパン2連と 89m スパン36連、充腹ガーダーによる 30.5m スパン36連とからなる。そのため全部で79の深い基礎の2つの頭を持つた橋脚が必要であり、基礎として1年このかた特に“Bell-Bottom型”が採用されている(この名称は橋脚基部の鐘のような形からつけられた)。

そして在来の工法、井筒基礎に比しいちじるしい工費の節約となつた。この際、次の考慮が払われた。

- 建設中における潮汐作用と津波の可能性に対しても大なる安定性を有すること。
- 多数の構造躯体の構成が互いに等しく、また比例的なことはプレキャスト鉄筋コンクリート製造に好都合でまた水中コンクリート施工にもよい。
- 橋脚表面の優秀なコンクリートが得られること。
- 鉄筋の簡単かつ十分な据付。
- 建設場所の近くに現存する鉄筋コンクリート製品製造用のための施設を利用する可能性を考慮した構造が経済的であること。

工事を始める前にプレキャスト鉄筋コンクリート円筒と、その中に打ち込まれる水中コンクリートとの結合が優れたものであることが、広範囲の研究から確信を持たれ、また鋼杭と水中コンクリートとの結合が研究され、特別な注意がプレキャスト製品と鉄筋との継手に於ける完成に払われた。

水中コンクリートは Pontoon に載っているコンクリート設備で製造され、骨材、セメント、水は舟により供給される。水深が平均12~15mにもなり、かつ支持力の十分な岩盤まで、さらに42~46mもあるときには二つの浮游杭打機が用いられる。これは36mの高いしつかりしたマストを持ち、さらに36mを望遠鏡のように伸ばすことができるようになっていゝ。蒸気式ハンマーが5000kg・mまで打込み仕事をする事ができる。鋼杭は杭打機までは舟により運ばれる。

鉄筋コンクリート製円筒の据付には二つの 150t 浮クレーンが用いられる。

次に施工順序を写真と概略のスケッチにより簡単に説明する。

1. 第1段階 (図-1 参照) 半径 36m の深い泥土層がしゅんせつされ、木杭が打込まれ、あらかじめ地上で製作された 30cm 厚の円形かつ十分な補強を施した沓板が(それには写真-1 のようにH型の孔がありその上に橋脚中心線測量のための鋼管ラチスマストが据付けられるのであるが)浮クレーンにより木杭上に置かれ一つの接合バリにより互いに固定される。

写真-1 陸上における沓板の製造

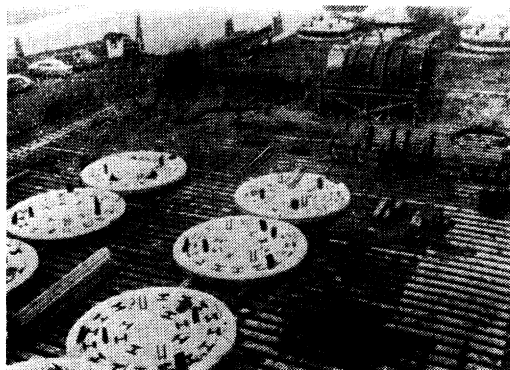
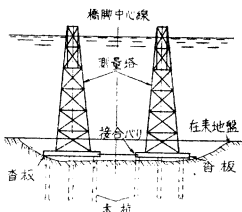


図-1 沓板の据付



2. 第2段階 (図-2) 測量用マストが取除けられたのち 65m までの H 型断面の長い鋼杭が沓板の H 型孔へ潜水夫の力を借りて通され、そして打込まれ、最後に H 型孔を水中コンクリートで固定する。

まず、垂直杭を残らず打つてしまい、それにより沓板を動かないように固定し、それから斜杭をしつかりと打込む。その傾斜は 1:4 と 1:6 の間で、その杭総数に対する割合は 40~70 % である。

一つの杭の打込み時間は 15~40 分である。杭は 36cm の断面長を持ち、重量 45kg/m、設計荷重 60t に対し地震荷重を考慮し 100t として設計している。

3. 第3段階 (図-3) 橋脚基礎として壁厚 20cm 重量各 80t 高さ 2.7m の鉄筋コンクリート輪型一組を浮遊イカダの上であらかじめ製造し、150t 浮クレーンにより沓板の上に設置する。そして沓板上に出ている

図-2 鋼杭の打込み

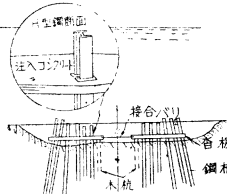
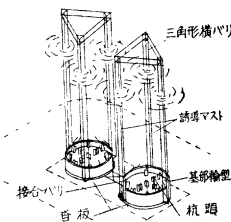


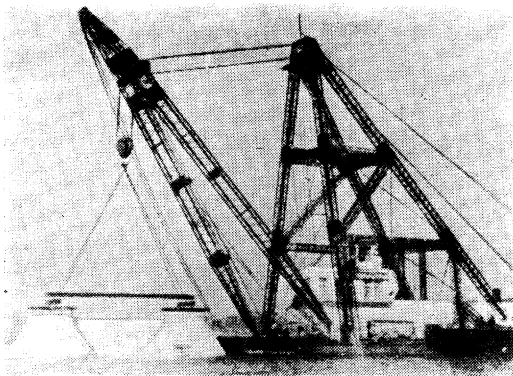
図-3 基部輪型の据付



る鋼杭の頭の上に 1.5m 厚の水中コンクリートを打込む。この輪型の上に 3本の鋼管ラチスマストを立て、その頭を三角形横バリで結ぶ。これはプレキャスト鉄筋コンクリート部材の誘導と水中コンクリート打込用パイプの誘導に役立つ。

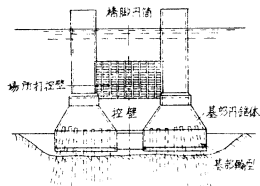
4. 第4段階 (写真-2) 浮遊イカダの上では総重量 130t、控壁で互いに結合された鉄筋コンクリート截頭円錐体一組が製作され、同様に浮クレーンにより基部輪型の上に設置する。

写真-2 基部円錐体型の沈設



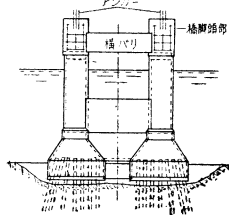
5. 第5段階 (図-4) 軽くて、沓板同様陸上で造られる橋脚駆体として設計された鉄筋コンクリート円筒を浮クレーンで運んでくる。二つの橋脚駆体を結合する控壁の鉄筋と鋼製型ワクが取付けられ、控壁、橋脚基部、駆体は水面上 1.5m の高さまで水中コンクリートを打つ。

図-4 橋脚円筒と控壁の取付



6. 第6段階 (図-5) 陸上であらかじめ造られた上に載せる横バリが橋脚上に設置される。ついで橋脚駆部が更に取付けられ、コンクリートで固定される。最後に水面下にある控壁の鋼製型ワクと誘導マストが取除かれ、橋脚が完成する。

図-5 横バリも含めた橋脚駆部の完成



以上に述べた施工法により一年間に 62 の橋脚の建設が可能となり、その建設費は 14 234 000 ドルである。

(国鉄東京工事局 柳田 真司)

コンクリート標準示方書 (五版)

B・6版 p.350 上質紙使用ビニールクロス上装

会員特価: 300円(〒35円) 一般 350円(〒35円)