

【論文・報告】

荒本第1工区工事報告

Construction Report of ARAMOTO Sec. 1 Bridge

木舟三雄^{*}
Mitsuo KIFUNE
 山本和夫^{**}
Kazuo YAMAMOTO
 川田積^{***}
Tsumoru KAWADA
 中川裕敏^{****}
Hirotoshi NAKAGAWA

〔要旨〕 本橋は、大阪府道高速大阪東大阪線の一橋で、大阪府道中央環状線、近畿自動車道と立体交差となる。

工事内容は、3径間連続鋼床版箱桁1連、鋼製橋脚2基で、鋼重約1,700t、橋長190.0M、幅員18.0である。

昭和55年12月に阪神高速道路公団より、設計、製作、施工を受注したものである。

報告書は、架設工事の概要と、主桁横引き工法を重点に紹介するものである。

1. はじめに

大阪府道高速大阪東大阪線の一高架橋として、大阪府道中央環状線並びに高速自動車国道近畿自動車道天理吹田線と立体交差する本橋は3径間連続鋼床版箱桁である。

現在当該地においては、大阪市交通局及び東大阪生駒電鉄の地下鉄工事並びに日本道路公団の高速道路工事が重複し施工されており、施工スペースの制限から主桁2本の内1本についてトラッククレーンベント工法により架設した後、横引き工法を採用したのでここにその計画施工について概要を報告するものである。



写真-1 着工前全景



写真-2 架設後全景

2. 設計条件及び一般寸法図

橋格	一等橋
型式	三径間連続鋼床版箱桁
橋長	190.0m (道路中心線上)
支間割	50.5m + 84.0m + 54.5m (道路中心線上)
幅員	18.0m
舗装	アスファルト舗装 8.0m厚(主桁上)
床版	鋼床版厚1.2cm
設計震度	K _H = 0.25
使用鋼材	鋼版 SS41, SM50Y, SM53 高力ボルト TCボルトM22(F10T)
許容応力度	SS41 σ _a = 1,400kgf/cm ² (137.3 MPa) SM50Y, SM53 σ _a = 2,100kgf/cm ² (205.9 MPa)
HTB M22(F10T)	
一面マサツ	ρ = 4,800kg, (47.1 KN)
二面マサツ	ρ _a = 9,600kg, (94.1 KN)
設計基準	道路橋示方書 同解説I II (S. 55.2)
鋼重	1,702.728t



図-1 平面図

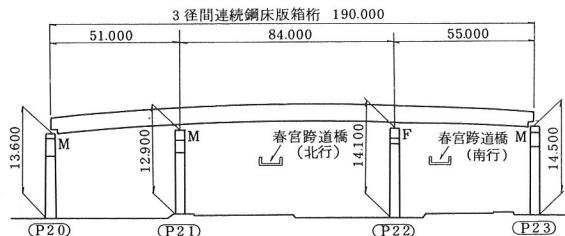


図-2 側面図

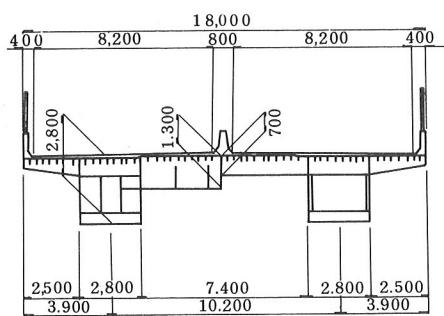


図-3 断面図

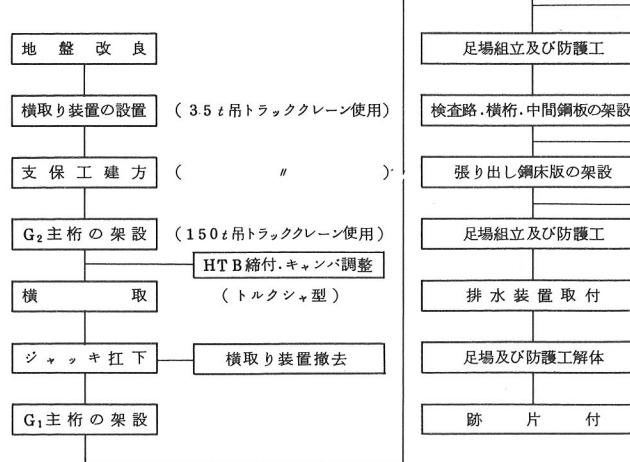


図-4 架設順序フローチャート

3. 架設工法の選定

当該区域は冒頭でも述べたように種々制約された条件の中でオールステージング工法による架設が出来ないので、図1のとおり G_1 主桁位置において G_2 桁をトラッククレーンベント工法により架設し横引する工法を採用した。

即ち、本締めされた3径間連続鋼床版箱桁 G_2 をP-20, P-21, P-22, P-23支点に設置された水平ジャッキにより逐次横引きしたわけで問題はその厳しい条件下での安全な制御、管理にあると言えるだろう。

4. 架設条件の考慮

架設工法が主桁の横取り工法となるため表-1のよう系I, 系IIに分けて断面力を算出した。

表-1

	系 I	系 II
荷重	主桁、鋼床版自重	後死荷重、活荷重
抵抗断面		

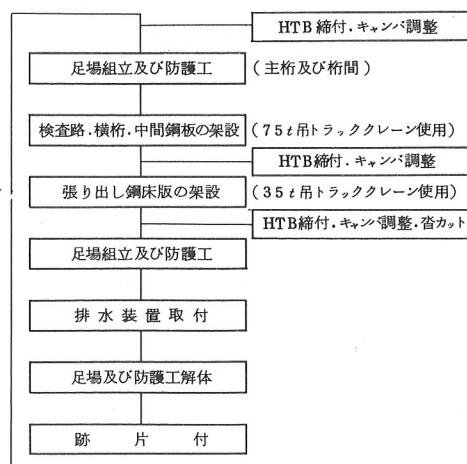
5. 架設順序

5-1 架設順序フローチャート

架設順序フローチャートを図-4に示す。

5-2 架設地点周辺における地盤支持力の検討

当架設地点周辺における地盤は地表下15.0m程度はN値0という非常に軟弱な層があり、この地盤にベント



反力、トラッククレーンアウトリガー反力等が作用した場合の地盤支持力が問題となってくる。そこで過去に実施した地質調査資料及び当架設地点において実施した平板載荷試験結果を基に許容地盤支持力を決定し、ペント基礎の設計を行った。



写真-3 地盤改良状況

検査結果より許容地耐力は、支持力、沈下量より決定し 2.5 t/m^2 (24517 Pa) 程度とした。従ってペント反力を 2.5 t/m^2 以下とする必要があるが図-5のように地盤の置換及び地盤改良(ケミコライザー工法)をすることによって荷重直下の地盤を強度的に大きくしその深さ方向の応力分布によって、改良地盤下面での応力を現地盤の許容応力以下に押えた。

5-3 架設順序

架設順序は、P-2 → P-21 → P-20, P-22 → P-23 の方向に架設し、主桁の添接は仮締ボルト

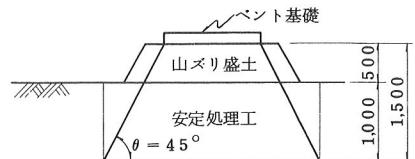


図-5 地盤改良

ト、ドリフトピンで全数の半分以上をとった。

また、1ピース架設毎のキャンバー調整用として、支保工受梁上にて 50 t (490 KN) 及び 100 t (980 KN) 油圧ジャッキ並びに木製、鋼製のキャンバーを併用し施工した。

主桁の架設に当っては、住友FMC-Link-Belt機械式トラッククレーン(HC-24BS)最大吊り上げ荷重 150 t (作業半径 3.8 m 時)を使用し最大吊り上げ荷重(主桁架設番号⑧) 52 t の時ブーム長 4.27 m (ハンマー・ヘッド・トップ・ブーム付)作業半径 1.0 m で架設した。なお、この時アウトリガー最大反力が 100 t (980 KN) (後方)になるので、道路上(アスファルト舗装)には、鉄板($3.0 \times 3.0 \times 0.03$)を敷き、荷重の分布を計った。

横引き完了後は、 100 t 油圧ジャッキで桁を少し持ち上げ横引き装置を撤去した後、ジャッキ扛下を行い沓に据付けた。

5-4 横引き

横引き装置の概略図を図-6に示す。

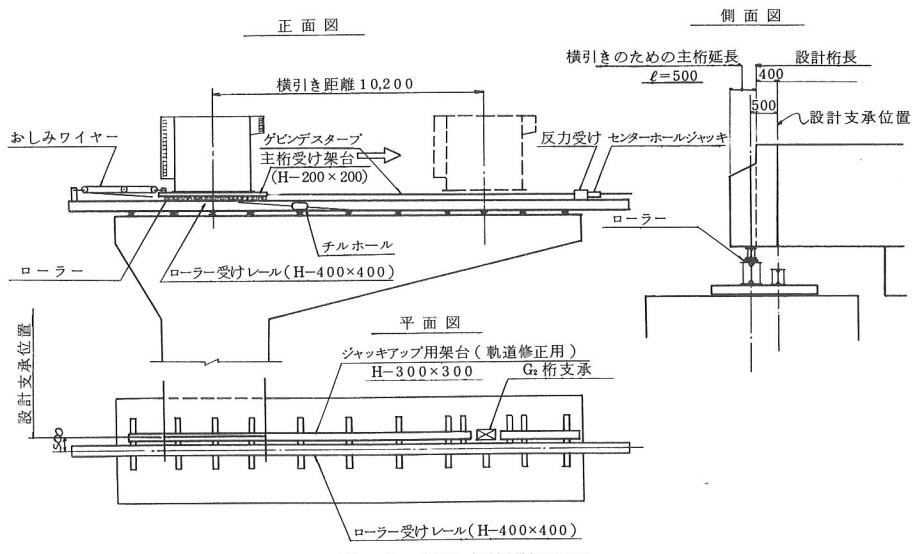


図-6 横引き装置概要図

5-4-1 各支点上の反力集計表 (G 2 主桁架設後)

表-2

	P-20	P-21	P-22	P-23
G 2	32.7t	168.3t	173.1t	37.6t

5-4-2 施工手順

高力ボルト締付完了後、支保工上の仮受けを撤去し、予め設置された横引き装置上（ソロバンローラー）に数回（架設完了から桁受梁まで10cm、桁受梁から沓天端まで50cmを、30mmづつ各支点順にインターホンで連絡をとりながら）に分け、ジャッキ扛下した後引続いて主桁を平行に移動させる必要から（主桁移動量に差がないようにするため）、連動ジャッキシステムによる集中管理を採用し横引きを行った。センターホールジャッキの操作は、1台のポンプを使い主桁の橋面上中央部で行い同じ移動量となる中央と支点とは電話で連絡をとりながら操作した。



写真-4 主桁横取り作業（運動油圧ポンプの制御状況）

又、作業員は総括指揮者1名、ジャッキ操作係1名、記録係1名を橋面上中央部に、各支点には指揮者1名、作業員3名を配置して行った。

5-4-3 調整装置の配置

キャンバー調整用（桁の上降下作業）として次のようにジャッキを配置した。なお、各支点上反力のアンバランスを考慮し、各支点毎の連動ジャッキを採用した。又、各支点の反力により、それぞれ架台補強材の検討を行った。

P-20, P-23支点上 100t (980KN)
油圧ジャッキを2台づつ

P-21, P-22支点上 100t (980KN)
油圧ジャッキを4台づつ

5-4-4 横引き装置の配置

各支点に120t (1.18MN) センターホールジャッキを1台づつ

5-4-5 横引きローラー架台の検討

- (1) 各支点上の仮受台、横引き装置は、支点沈下による支点反力の増大及び移動することのないように構造上十分検討した。
- (2) 中間支点はP-22、端支点はP-23の荷重にて行った。
- (3) ローラー形状及び応力検討
- (4) 中間支点のローラーは、125φ×192 (S35

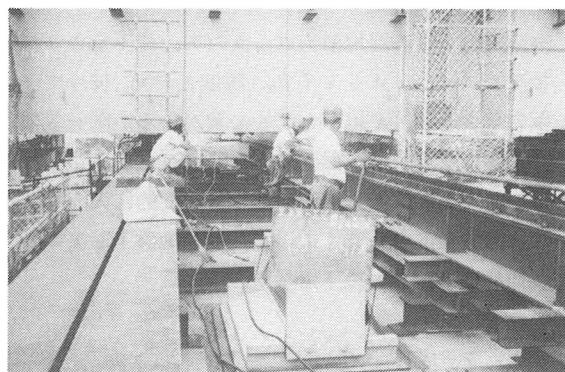


写真-5 主桁横取り作業 (1)

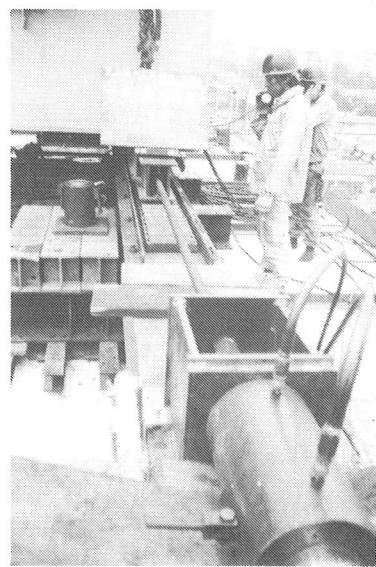


写真-6 主桁横取り作業 (2)

C) 6個を使用し、荷重有効分布長は 750mmとなる。又端支点のローラーは 55φ×200 (SS41) 8個を使用し、荷重有効分布長は、595mmとなる。

(5) 桁受梁の検討

中間支点、端支点共 1-H 200×200×8/12 を使用する。

(6) 横引き用H鋼の検討

2-H-400×400×13/21 を使用する。

5-4-6 横引き装置の検討

P-22支点の最大荷重にて桁で横引きするための反力受台の検討を行う。

- (1) 引張り鋼棒の検討 P C 鋼棒 (ゲビンデスタート) φ32 1本を使用する。
- (2) 反力受台溶接部の検討
- (3) 最大張り出し部 (2.300m) でのローラー受け、H-400 の検討を行う。
- (4) ローラー受け H-400 の最大曲げモーメントは、梁中間支点 (最大スパン 3.500m) に集中荷重が作用することによる許容応力度の検討を行う。
- (5) 最大タワミ量の検討 2-H-400×400 として集中荷重にて行う。

5-4-7 主桁横引き時の主桁面外のタワミ量の検討

主桁の横取り時に生ずると考えられる各支点の移動量の差により主桁が面外方向に強制的に曲げられた状態となる。この時の各支点の移動量の差について主桁の応力上許容出来る量の算定を行う。

Web-Eを補剛された圧縮版として面外方向の抵抗モーメントを求め、これを弾性荷重に置き換えて各支点上での許容変位量を計算した。

$$\delta_B = 0.84 \text{ m}$$

5-4-8 横引きの施工管理要領

- (1) 基準線は、道路 Gとする。
- (2) 外天端高と桁下フランジ間の差は、各支点共同一値にてセッティングする。
- (3) 架設誤差があるため正規の桁形状を確保した後、調整用の横引きを行う。
- (4) 各支点共、同時平行作業とする。即ち同じストロークにて横引きする。

1ストローク 20cm

作業タイム 15分/1サイクル(盛替から移動まで)

移動量 10,200/20cm = 51回

作業時間 51回×15分 = 765分 → 13時間 → 2日間

(5) 各支点上の横引き距離は、レールのガイドに記された目盛 (10mmきざみ) を常に電話で確認しながら移動相対誤差が 5cm以下となるよう進める。もしそれ以上の差が出た場合は直ちに遅れた支点上ののみ調整する。

5-4-9 結果

結果を図-7に示す。

- (1) 1~3ストローク架設誤差の調整を3ストローク(最大10cm程度)にて分け行った。
- (2) 3~52ストローク 1ストローク20cmづつ移動した。
- (3) 各ストローク後の移動量の相対誤差は、3cm程度に収まった。
- (4) センタホールジャッキの作用反力は、最大8.3tであった。

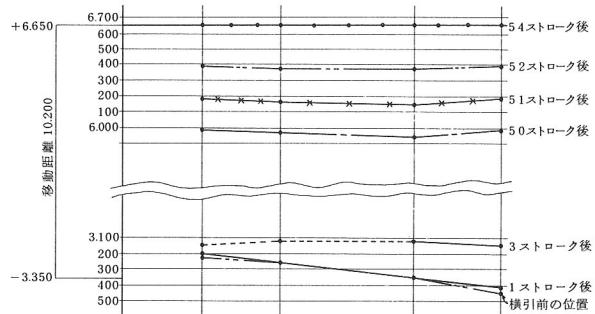


図-7 移動量図

6. あとがき

本橋の架設工法の選定に当り、他工区(東生駒電鉄地下鉄工事)との工事区域の境界範囲、交通量調査、騒音対策を充分に検討を行い架設工法工程を決定した。これらの成果として、主桁の横取り作業も良好に行われた。また、全工事が無事故で完了し、工期の短縮も可能であった。

今後、市街地区、または都心部での工事施工は、増え厳しい架設条件下で工事施工が行われることが予想され、充分な現地調査と検討が必要と思われる。

最後に、本報告書作成に当り、阪神高速道路公団東大阪工事事務所の方々に対し、深く感謝の意を表します。