

複線下路桁式PC造3径間連続鉄道橋横取り工法 ——重量2100t、橋長71mのPC橋横取り工事例——

井上 貞文*1・近江 英家*2・宮本 良平*3・森 和夫*4・則久 芳行*5

1. まえがき

経済発展の伸長がめざましいタイ国の首都バンコック市では、終日著しい自動車交通の渋滞が見られ、これに対処すべく、首都圏環状道路網の整備が急がれている。

この整備事業の一環である、新ラマ6世橋建設工事は、BANGKOK市の環状線 MIDDLE RING ROAD が CHAO PHRAYA 河（日本名：メナム川）を跨ぐ、鉄道・道路併用既設ラマ6世橋の、上下各1車線通行である道路部の著しい交通渋滞を解消する目的で、その上流150m地点に、新たな往復6車線の道路橋と周辺インターチェンジを建設する工事であり、現在鋭意施工中である。

本報告は、当建設工事の一環として、新ラマ6世橋への本線道路が、バンコックとシンガポールを結ぶ重要幹

線鉄道の盛土下を、立体交差する地点に新設された、複線下路桁式プレストレストコンクリート造3径間連続鉄道橋工事について述べるものである。この鉄道橋工事は活線工事であり、鉄道の列車運行を阻害することなく、既存鉄道盛土部を橋梁に置き換えるため、橋長71m重量2100tの上部工を軌道脇で構築し、一夜のうちに所定の位置へ横移動して列車運行に供したものである。

2. 工事概要

2.1 新ラマ6世橋建設工事の概要

工事名称：THE RAMA VI BRIDGE
CONSTRUCTION PROJECT

発注者：タイ国内務省公共事業局

施工場所：バンコック市北西部

工期：1990年1月～1992年9月

工事内容：

- ① 主道路橋：3径間連続PC箱桁橋
(場所打ちカンチレバー工法)
橋長290m(85m+120m+85m)、幅員15m×2連
- ② 左岸アプローチ橋：12径間連続RC床版橋+橋台97m
橋長179m(支間16m～20m)、幅員12m×2連
- ③ 右岸アプローチ橋：8径間連続RC床版橋+橋台95m
橋長136m(支間13m～18m)、幅員12m×2連
- ④ 鉄道橋：3径間連続PC桁橋
詳細は後述のとおり。
- ⑤ 道路工事、排水工事、護岸工事、埋設工事、公園施設など

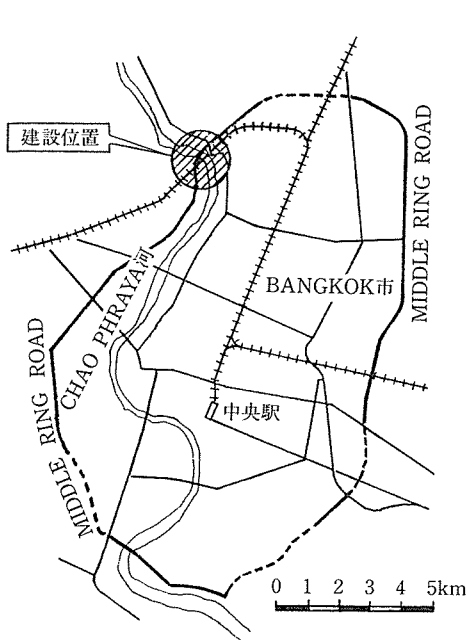


図-1 新ラマ6世建設工事位置図

*1 Sadafumi INOUE：(株)大林組土木本部海外土木部

*2 Hideya OMI：(株)大林組土木本部海外土木部

*3 Ryohei MIYAMOTO：(株)大林組土木技術本部設計第3部

*4 Kazuo MORI：住友建設(株)海外工務部

*5 Yoshiyuki NORIHISA：住友建設(株)土木部

◇工事報告◇

2.2 鉄道橋工事の概要

- ① 上部工形式：複線下路桁式プレストレストコンクリート造3径間連続鉄道橋
- ② 下部工形式：場所打ち RC 杭（アースドリルφ600, l=30 m, 94本）式, 円柱 RC 橋脚および RC 橋台
- ③ 工事主要数量：
 - 上部工 コンクリート 648 m³, 鉄筋 78 t, PC 鋼材 28 t
 - 下部工 コンクリート 1 170 m³, 鉄筋 128 t

- ④ 工事期間：1990年7月～1991年10月
鉄道橋構造概要を図-3に示す。

3. 鉄道橋施工方法の検討

3.1 構造上の特徴

鉄道橋は、図-2に示すように、本線道路が既存鉄道盛土と立体交差するために造られた橋梁であり、構造上以下のような制約条件の下で設計されている。

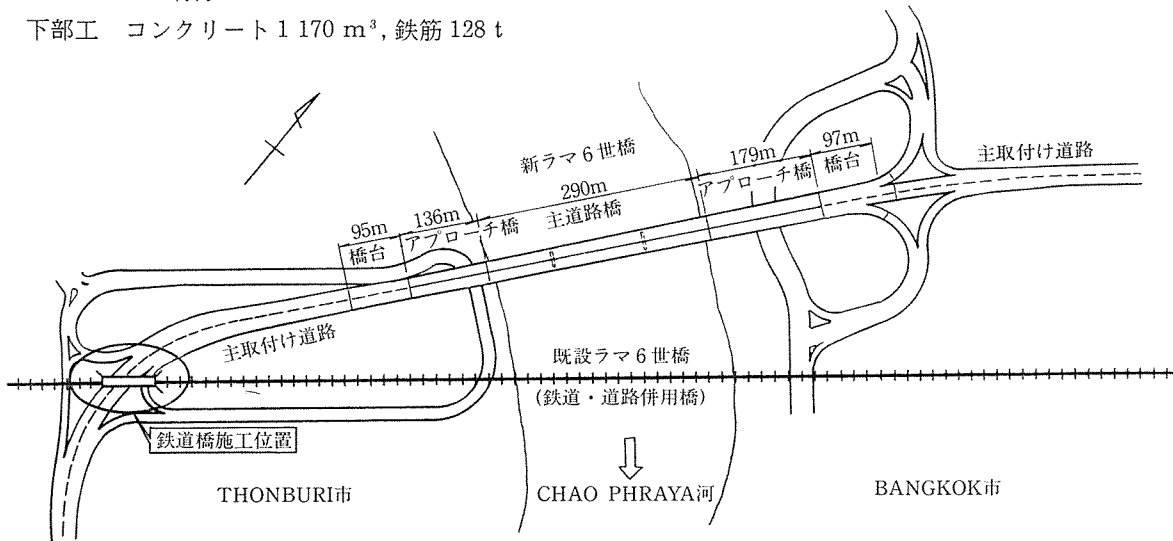


図-2 新ラマ6世橋建設工事全体図

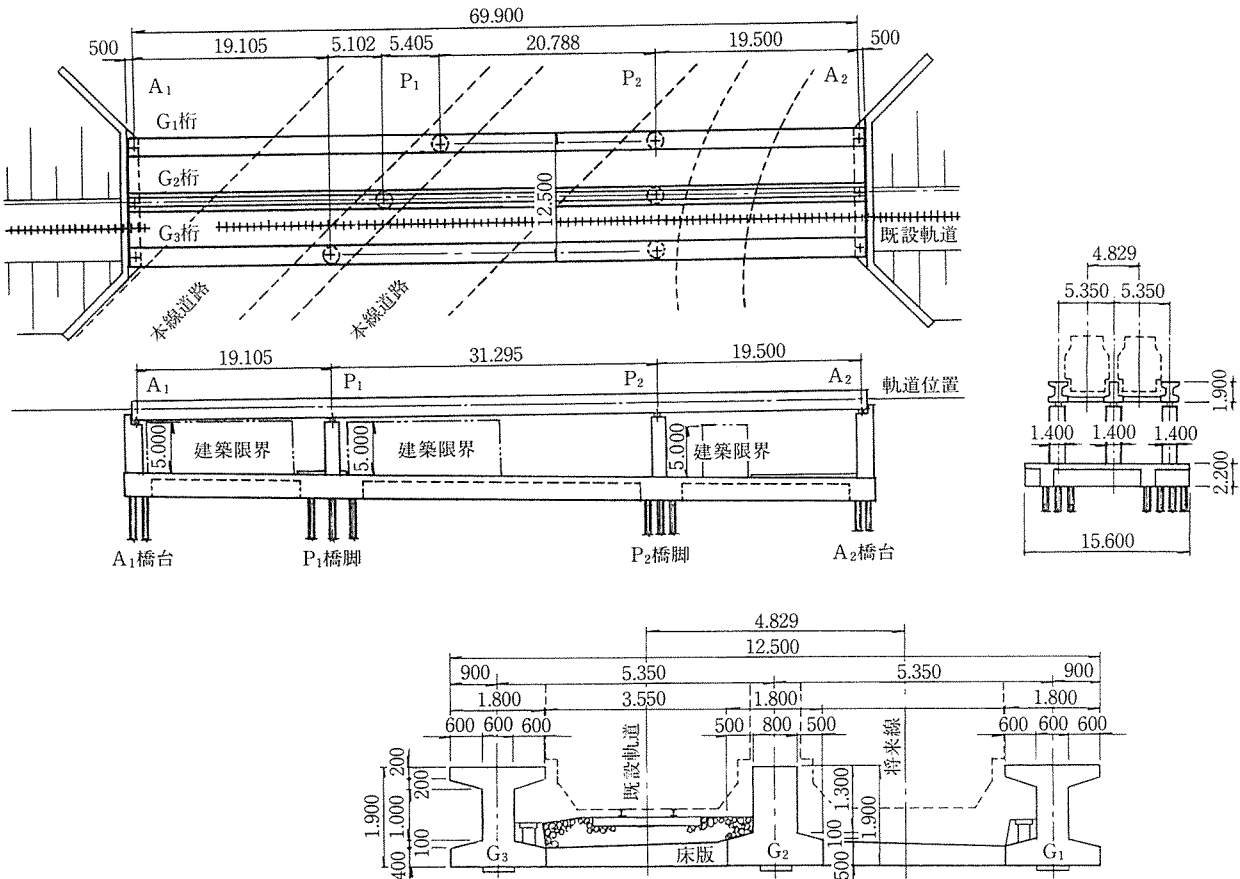


図-3 鉄道橋概要図

- ① 既存の軌道高さと同線道路の建築限界高さ確保のため、軌道から桁下までの距離が1 m 程度に制約され、レール、枕木、バラストの各高さを満足する床版厚 45 cm を持つ、下路桁形式が採用されている。
- ② 将来の複線化計画に対しては、既存ラマ6世橋を鉄道専用橋として利用するため、複線の軌道中心間隔は、一般のタイ国鉄基準 4.000 m より広く、4.829 m となる。また、①より定まる床版厚 45 cm を満足させるため、3主桁構造が採用されている。
- ③ 鉄道橋と同線道路が斜め約 45 度に交差し、また、ランプ道路も交差するため橋脚位置が制約され、P₁ 支点部各桁の橋脚が斜配置となり、3主桁の支間長が各々異なる格子構造である。
- ④ 桁高制限と支間長の制約および経済性の面から、プレストレストコンクリート造3径間連続桁構造となっている。
- ⑤ 中央のG₂桁は、軌道建築限界の都合上、断面寸法が厳しく制限され、応力的に余裕のない断面である。

3.2 施工上の制約条件

また、活線下の施工条件は、以下のとおりである。

- ① 本橋施工地点は、現在単線運転ではあるが、列車本数が1日50本以上で、客車便運行時間の4時30分から22時30分以外にも深夜貨物列車が走っており、最大列車運行間隔は1時間30分と短い。
- ② 既設軌道は施工地点の前後数キロにわたり直線であり、列車速度も60~70 km/hr と速く、また、40 m 離れた地点に既設小鉄道橋があることや、タイ国鉄で1989年に起った脱線事故数件はいずれもカーブ地点で発生していることから、小さなカーブ区間の生じる軌道の切り廻しは列車通行の安全面から不適當である。
- ③ 既設鉄道の盛土は、軟弱なバンコック市の地盤上に施工された当市では稀な高盛土であり、取付け盛土施工と盛土内の杭打設に際して、その安定に十分注意しなければならず、また、軌道の保守が常時必要である。

3.3 諸変更案の検討

(1) 軌道仮受け工事桁による全線区間の仮受け

トレンチ工法による下部工施工に代え、鋼杭を利用した軌道仮受け用仮設鋼製鉄道橋による工事桁工法を採用することにより、

- ① 全区間を機械掘削可能にする
- ② 土留めも支保工も不要
- ③ 基礎杭に安価なアースドリルを平地で施工できる
- ④ 長期にわたる下部工、上部工の施工期間中、安全

に軌道を保守できる

というメリットがあるが、桁架設の際には、少なくとも1回の作業に4~5時間、延べ2週間程度の線路閉鎖が必要となる。

(2) 上部工構造の変更

- ① 鋼橋案——構造上の問題や架設時の横移動にも対応し易いが、タイ国鉄がメンテナンスの予算を計上することが困難であり、採用にあたっては問題が多い。
 - ② アンダーパス（ボックスラーメン）案——横移動不要であるが、頂版厚が45 cm 程度しかとれず、構造上不適である。また、本線道路のフォーメーションを下げると、排水の維持管理設備が必要となり、同じく予算措置等の問題で採用に問題が多い。
 - ③ 構造変更は、再設計となり、時間的に難しい。
- 以上の状況より判断し、原設計を大幅に変更することは得策でなく、施工方法の変更で対処することに焦点を絞った。

(3) 軌道脇で上部工を完成系まで製作し横取りする方法

プレストレスを完全に導入しない状態で列車荷重を載せることはできないので、上部工をすべて完成してから、一晩で横取りする方法が最適と判断した。この場合、8本の主桁のうち現在線を置き換える両脇の主桁2本と床版だけを横取りする方法と、将来線までの主桁と床版を全部製作して横取りする方法とが考えられるが、列車走行下で床版コンクリートを打設することは、硬化時に桁の振動の影響を受け、床版と桁の一体化の点から好ましくないと考え、品質確保が確実な後者を選択した。

3.4 施工条件の変更

鉄道橋施工法を検討するにあたり、当初施工計画の前提である、列車運行現状維持の原則を変更しない限り、安全な施工は不可能と判断し、当社の活線作業国内実績を示してタイ国鉄と協議し、変更の実現を図った。その結果、当初の最大列車間隔1時間30分に代わり、後述する仮設鋼製道橋桁架設のために、約1か月にわたり夜間22時30分から翌朝4時30分までの6時間を隔日路線閉鎖とすること、および、上部工横取りの夜は、最終旅客列車便をバスで代替輸送することにより、20時から翌朝4時30分までの8時間30分を線路閉鎖することで合意を得た。

3.5 横取り工法の比較検討

横取り工法として、次の2つの方法を検討した。

- ① スライド用の仮沓を用いて移動し、所定位置にてジャッキアップ・ダウンして仮沓を受け替える方法。

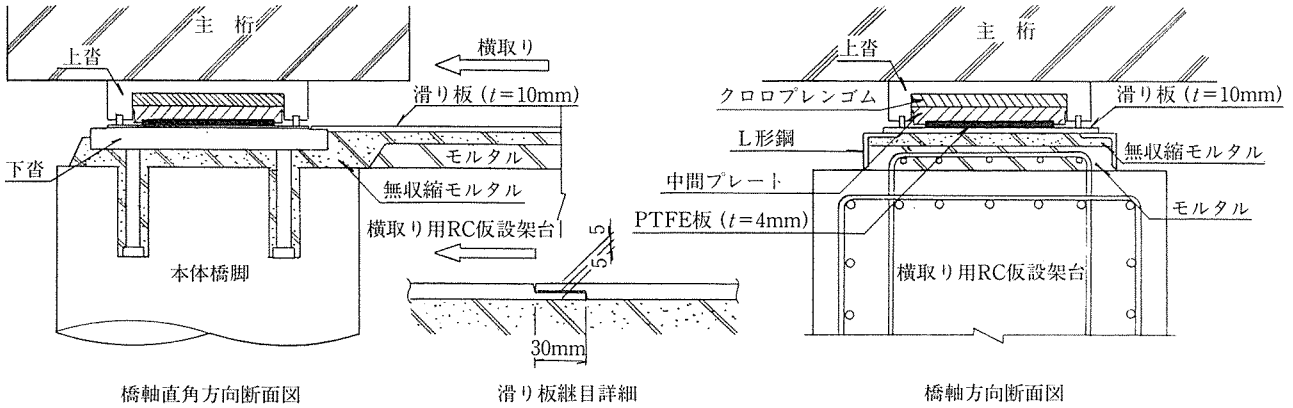


図-4 滑り機構概要図

⑥ 本沓をスライドに用いた後、所定位置でそのまま使用する方法。

その結果、以下の理由により、本工事では⑥の方法を採用した。

- ① 横取り後、仮沓を本沓に受け替える作業に長時間を要し、8時間30分の制限時間内で全工事を完了することが困難と予想されること。
- ② 本橋は連続桁であり、ジャッキアップ、ダウンの操作時に許容値以上の不等沈下を起こすと不静定応力によるクラックを生じる危険性がある。
- ③ 本沓をスライドに用いることは、日本では押出し工法の兼用沓として一般化しており、海外で用いられた実績は不明であるが、幸いタイで一件、押出し工法の実績がある。

3.6 滑り機構の検討

基本設計で採用されていた支承は、ドイツ SHW 社製の密閉ゴム支承型ポットベアリング沓であったが、横取りスライドの実績のあるオイレス工業（株）製の同等品に変更した。また、横取り時の桁の回転を自由にさせ、スライドが容易となるよう、本設沓の上下を逆さまに使用した。

本横取り工法の滑り機構は、完成後の桁の伸縮に追従するため上沓に使用した PTFE 板により、横取り用架台の上を下沓と連続して設置した AB コーティング加工の滑り板の上を滑らせるものであり、上部工の上下移動を全く必要としない機構である。PTFE 板と滑り板の摩擦は非常に小さく、一般に、初期縁切時7%、移動中3%程度といわれている。滑り機構の概要を図-4に示す。

4. 鉄道橋の施工

4.1 鉄道橋施工の概要

(1) 鋼製仮設鉄道橋の施工

鉄道橋下部工施工に先立ち、下部工施工時の安全性確保と、上部工横取り時の軌道撤去時間の短縮および、こ

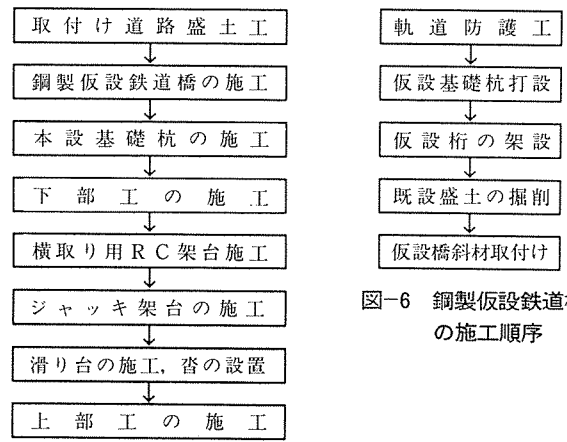


図-5 鉄道橋躯体施工順序

図-6 鋼製仮設鉄道橋の施工順序

これらの施工の容易性を検討した結果、両側橋台の背面15.0mを含む100mをスパン6.5m~6.0mの16径間から構成される鋼製仮設鉄道橋により、既設軌道をすべて仮受けすることとした。その概要および施工順序を図-6, 7に示す。

仮設基礎杭は、軌道盛土脇にバイプロハンマで打設した試験杭で載荷試験を行い、杭長および打止め時の貫入速度を決定した。盛土中への杭打設は、軌道の安全管理等を考慮し、昼間に列車通過時を避けて行った。貫入速度の計測結果から、支持力が不十分と考えられる杭については、杭を延長打設した。全杭打設後、支持力が最も小さいと推定される3本の杭について再度載荷試験を行い、必要支持力の確保を確認した。

鋼製仮設鉄道橋の桁架設は、まず、未経験スタッフと作業員等の教育のために、仮設盛土と軌道を造り、桁架設の訓練を行った。そのうち、夜間6時間の列車運行休止時間内で、既設軌道の撤去、盛土天端掘削、受桁設置、主桁設置、軌道復旧の工事を、始めの2回は各1径間ずつ、3回目は2径間を施工し、その後は毎回3径間ずつ4回の合計7回の夜間工事で無事完成した。

既設盛土掘削と仮設橋脚斜材の取付けは、軌道横方向の安定確保のため、始めに盛土上部掘削と上部斜材の取

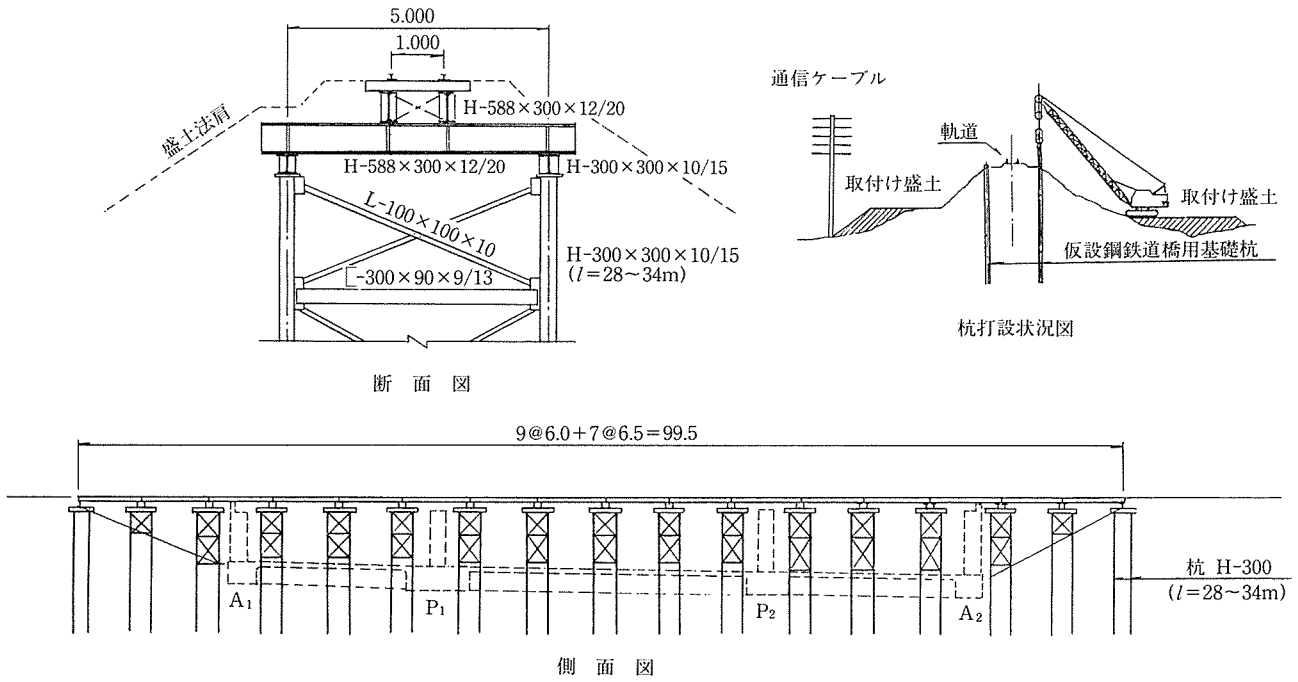


図-7 鋼製仮設鉄道橋概要図

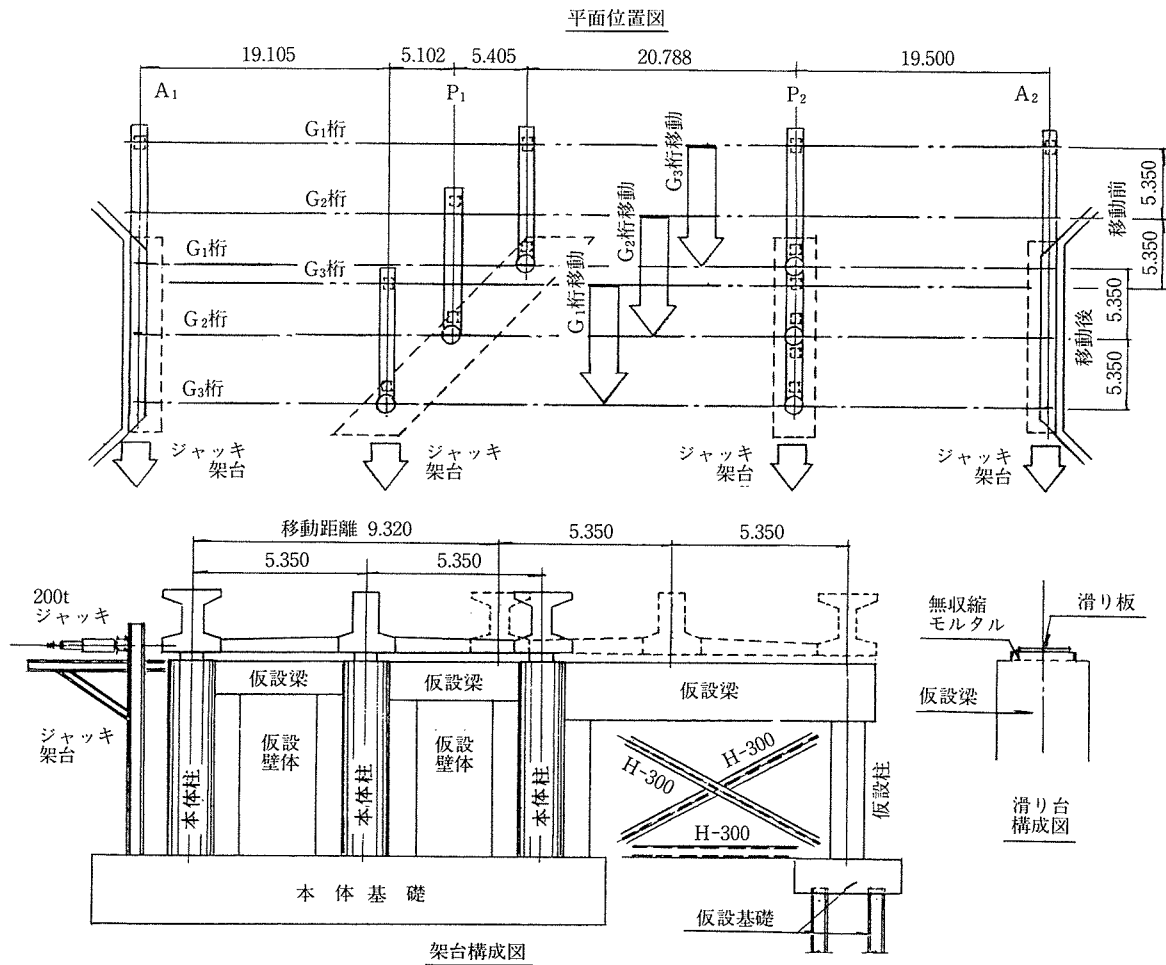


図-8 横取り用 RC 架台およびジャッキ架台概要図

◇工事報告◇

付けを行い、その後、盛土下部掘削、下部斜材取付けを行う二段階施工とした。

(2) 横取り用 RC 架台, ジャッキ架台の施工

合計計画移動距離 9.32 m (試験移動 2.3 m と本移動 7.02 m) 用に構築した横取り用 RC 架台を図-8 に示す。架台は、本設下部工と仮設基礎で支持する RC 造梁柱構造とし、特に P₁ 部は橋脚が斜め配置となっているため、各橋脚に架台を配置した。また、ジャッキ架台は形鋼などで組み立て、鉛直方向荷重を本設下部構造フーチングで、また、牽引時の発生水平力を、A₁、A₂ 部では橋台へ、P₁、P₂ 部では横取り用 RC 架台の頭部へ伝達し、それぞれの構造系に負担させた。

(3) 滑り架台の構築および沓の設置

滑り架台は、図-4 に示すように横取り用 RC 架台上の鉄筋に L 形鋼を固定し、その上に厚さ 10 mm の滑り板を設置し、内部を無収縮モルタルで充填した。

滑り板は、普通鋼材の表面に二硫化モリブデン焼付けの後、PTFE 粉末吹付け処理による AB コーティングを施したものである。

L 形鋼と下沓は、レベル測量と高精度水平器を用いて高さ誤差 ±1.0 mm 以内で設置した。また上沓は、主桁コンクリートのクリープ・乾燥収縮の影響を考慮し、橋軸方向に計画位置より表-1 のように OFFSET して設置した。

表-1 上沓の OFFSET 値

	A ₁	P ₁	P ₂	P ₂
G ₁	20 mm	10 mm	固定点	10 mm
G ₂	25 mm	15 mm		10 mm
G ₃	20 mm	15 mm		10 mm

(4) 上部工の構築

上部工構築は、まず、3本の主桁を施工し、次に中間床版を施工した。PC 緊張工は、桁重量とプレストレス力のバランスを考慮して、主桁一次緊張、床版横締め緊張による主桁床版の一体化、主桁二次緊張、の順に行っ

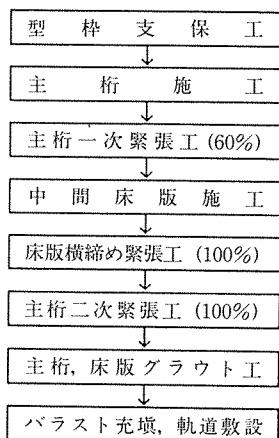


図-9 上部工の施工順序

た。

4.2 横取り工

(1) ジャッキ・油圧機器の設置

横取り用ジャッキは、設計上 100 t/台であったが、現地で調達の場合上、能力 200 t/台、ストローク 600 mm のものを使用し、牽引用として、A₁、P₁、P₂、A₂ 各橋台・橋脚に合計 4 台、また、最終調整時引戻し用として、P₁、P₂ 各橋脚背面に合計 2 台、総計 6 台設置した。上部構造の横移動は、各ジャッキにより、上部構造耳桁下フランジに埋設したアンカーを、カップラーで接続した PC 鋼棒 (ゲビンデスターブ φ36 mm) を牽引することによって行い、ストローク戻し時には、手締めによりナットの締込みを行った。

(2) 横取り工全体工事実績

横取りは、縁切り移動 (7/16, 6 cm), 試験移動 (7/17, 110 cm), 試験移動 (7/18, 104 cm), 本横取り (7/20, 710 cm) の 4 回にわたり、図-10 に示す管理体制で行った。

横取り当夜の作業は、「仮設桁撤去」と「本引」の 2

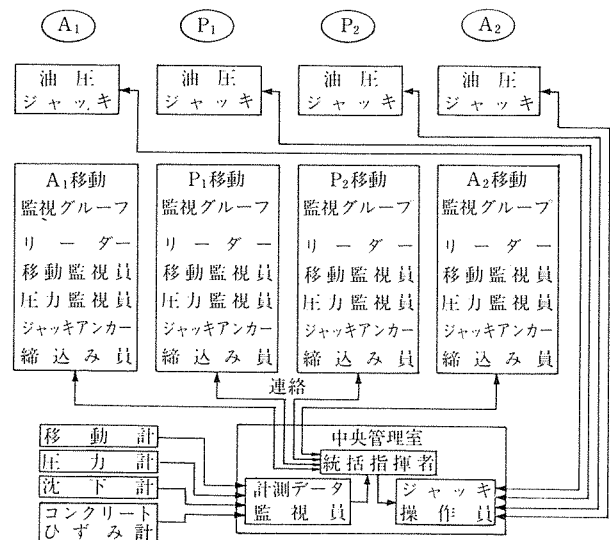


図-10 横取り工管理体制

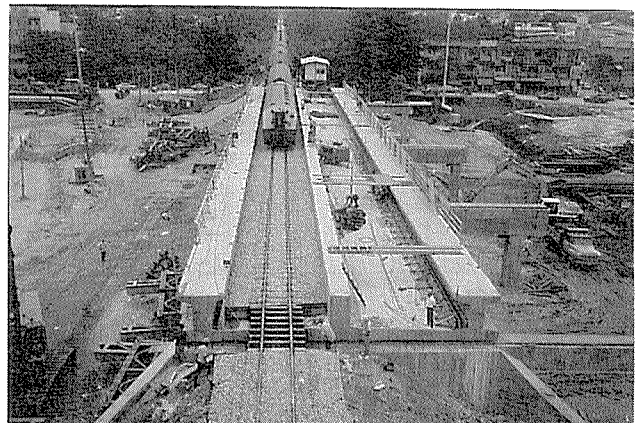


写真-1 横取り後の状況

表-2 横移動工全体進捗実績表

時間 事項	1991/7/20				1991/7/21				
	20:00	21:00	22:00	23:00	00:00	01:00	02:00	03:00	04:00
列車走行									
最終列車	■								
試験列車							■		
始発列車								■	
作業員待機	■								
線路軌道撤去		■							
仮鉄道橋撤去			■						
上部工横移動				■					
調整移動							■		
支承固定							■		
橋台部軌道仮受						■			
線路接続復旧							■		
全体検査							■		

つに大きく分けることができる。

仮設桁撤去は、軌道と鉄道通信ケーブルに挟まれた、狭い場所に据えた2台のクレーンにより、周辺構造物に損傷を与えぬよう、細心の注意を払って行った。また全作業は、ローカルスタッフに委ねた体制で行った。

横取りの最終位置は、エンコーダ読みと、 A_1 、 A_2 ジャッキ架台に設けたストッパーにより管理した。横取りの実施工程を表-2に示す。

本横取り当日は、最終列車通過の遅延により実作業開始が45分程遅れたが、全作業は予定より2時間早い、午前2時30分に終了することができた。

4.3 横移動工計測管理

(1) 計測管理の目的

PC造鉄道橋上部構造横移動時に行う計測は、

- ① 横移動作業を円滑に行うための施工管理を目的とする計測
- ② 横移動作業時の上部構造品質管理を目的とする計測に分けることができる。

これらの目的を果たすため、以下の計測を行うこととした。

計測1：横方向水平移動量計測

計測2：ジャッキ圧力計示度調査

計測3：上部構造支点部鉛直方向変位計測

計測4：上部構造中間支点部断面コンクリートひずみ計測

計測管理用計器配置を図-11に示す。

(2) 計測管理結果

① 横移動速度

横移動量計測は、 A_1 と A_2 橋台側上部構造下面に設置した、回転エンコーダ式移動距離計により行った。

横移動進捗は図-12(a)に示すとおりで、横移動速度は、前進作業時最大199 mm/分、全作業時平均59 mm/分であった。

② 上部構造 A_1 側と A_2 側の移動量差

上部構造に設置した2台の移動距離計示度の差は図-12(b)に示すとおりである。移動量差の制御は、上部構造へ取り付け付けた橋軸方向移動制限装置と、橋台前面との間隙15 mmより決められた、許容移動量差100 mm

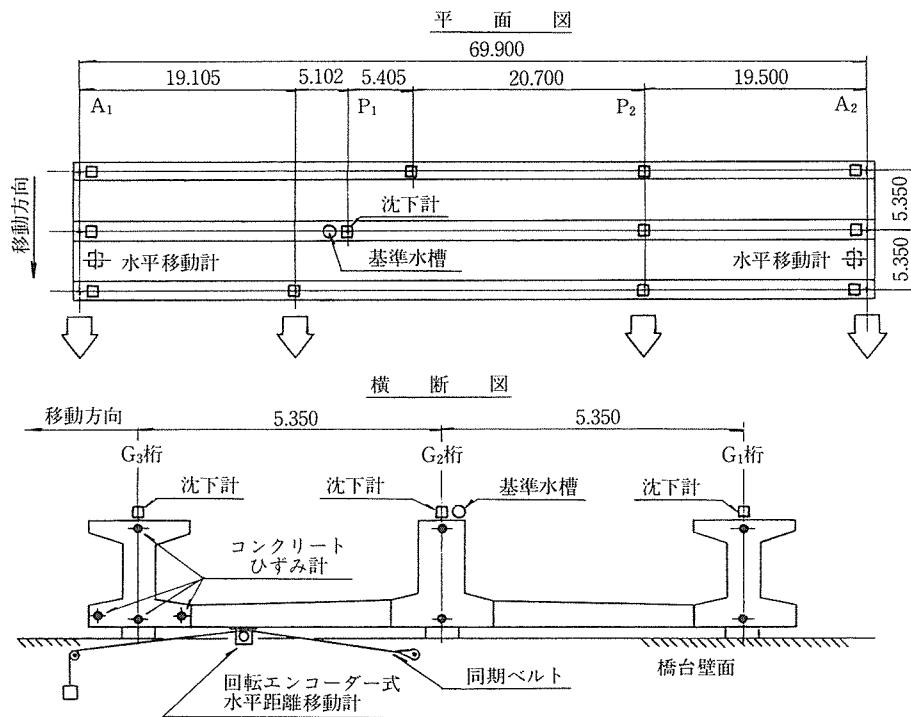


図-11 計測管理用計器配置図

◇工事報告◇

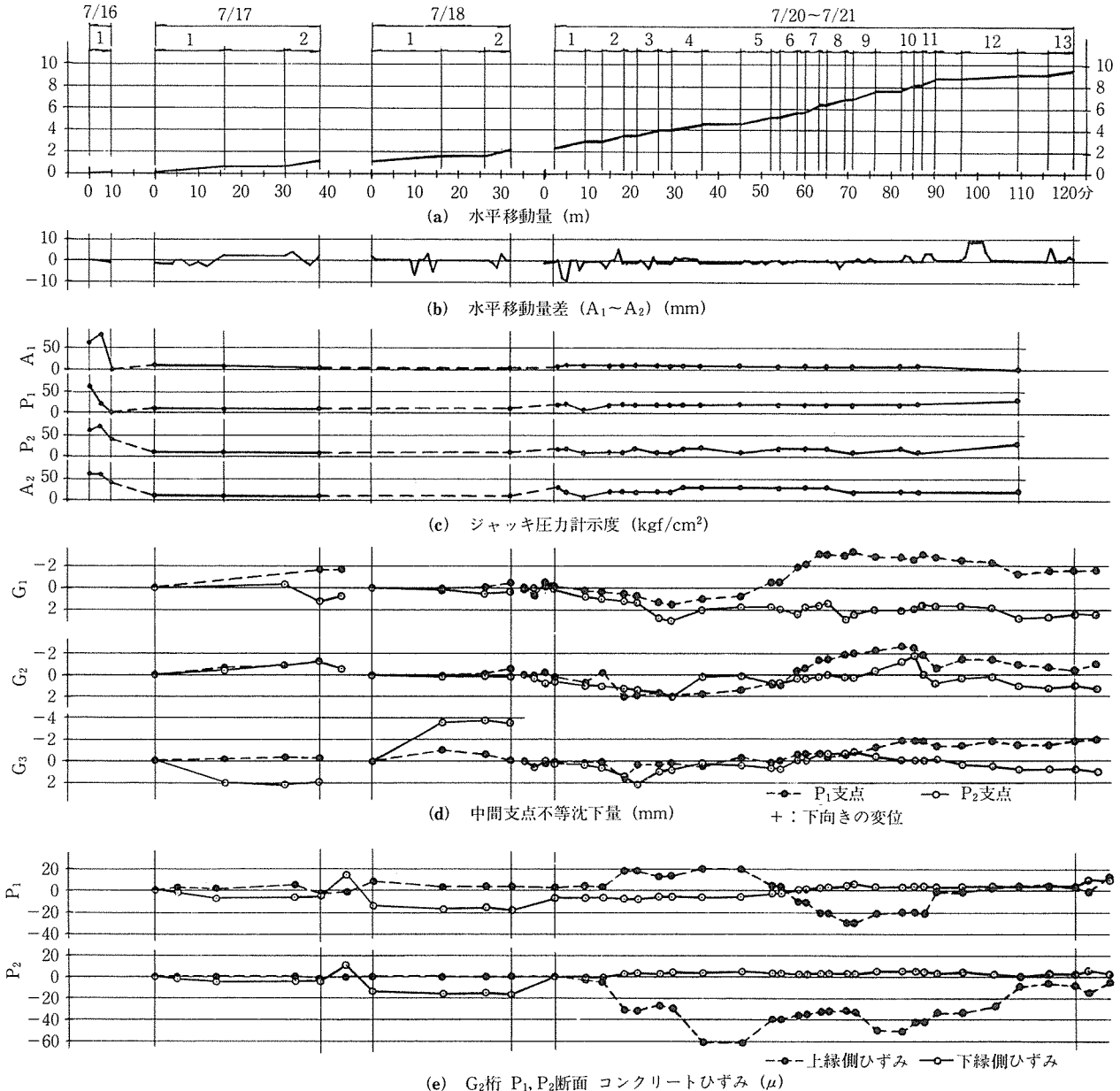


図-12 計測結果図

以内に収まるようジャッキ操作により行った。

③ 滑り摩擦係数

横移動時に調査した、各ジャッキの圧力計示度を図-12 (c) に示す。得られたジャッキ圧力は、一台当り、縁切り時 60~80 kg/cm²、試験移動時 10 kg/cm²、本移動時 10~30 kg/cm² であった。これから求めた滑り装

置の摩擦係数は、表-3 に示す値となる。

④ 中間支点不等沈下量

支点沈下量の測定は、上部構造主桁の各支点位置天端に設置した連通管式氷盛沈下計により、横移動の間、継続して行った。図-12 (d) に、G₁~G₃ 各桁の A₁、A₂ 両支点を基準とし、中間支点 P₁、P₂ の不等沈下量を求めた結果を示す。

また、移動中の支点沈下監視に用いた管理グラフの例として、主桁コンクリート応力度が最も厳しい、G₂ 桁に関するものを図-13 に示す。G₂ 桁中間支点の不等沈下量は、沈下 2.6 mm~上昇 3.8 mm であり、当図から判断して、無視し得る不等沈下量であったといえる。

⑤ コンクリート応力度

G₁~G₃ 桁中間支点断面に埋設したコンクリートひず

表-3 滑り装置摩擦係数算出表

移動状態	圧力の合計 ΣP(kgf/cm ²)	ジャッキ面積 A _j (cm ²)	牽引力 ΣT _i	上部工重量 ΣW _i	摩擦係数 ΣT _i /ΣW _i
縁切り移動	230	452.4	135	2 100	0.064
試験移動	40	452.4	40	2 100	0.019
試験移動	35	452.4	37.5	2 100	0.018
本移動	50~80	452.4	45~60	2 100	0.021~0.029

$T=0.5 \times P+20$

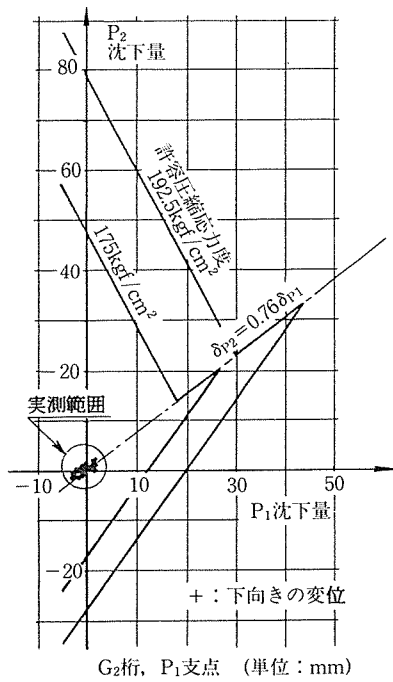


図-13 変位管理グラフ (単位: mm)

み計による計測結果のうち、G₂桁に関するものを図-12 (e) に示した。各主桁とも横移動中のひずみ変化は-60~+60 μ で、コンクリート応力度換算値 ± 20 kgf/cm²程度の変動範囲であった。

前記④の結果と総合的に判断し、十分安全性のある横移動工であったと言える。

5. あとがき

本横取り工事は、仮設鋼製鉄道橋による、既設軌道の仮受け作業という、これだけでも十分一つの橋梁工事に匹敵する仮設工事を伴ったものであったが、1991年7月20日深夜から21日未明にかけての本番で、細部については種々の課題をのこしたものの、全体的には大過なく無事終了することができた。本施工報告が今後同様な施工法を検討する際の参考となれば、関係者一同望外の幸せである。

◀刊行物案内▶

第 2 回 プレストレストコンクリートの 発展に関するシンポジウム 論 文 集

(平成3年11月)

本書は、平成3年11月に奈良で開催された標記シンポジウムの講演論文集である。

頒布価格：6 000 円 (送料 450 円)

体 裁：B 5 判, 箱入り

内 容：特別講演 2 編 (10 頁), 講演論文集 72 編 (350 頁)