

東海北陸自動車道夏^{なつ}厩^{まや}高架橋の設計と施工

福田 尚生*1・志水 敏之*2・加藤 学*3・山花 豊*4

1. はじめに

東海北陸自動車道は、名神高速道路の一宮ジャンクション(JCT)から分岐して、中部地方を南北に貫き、富山県小矢部砺波JCTで北陸自動車道と接続する延長約185kmの山岳高速道路である。

本橋梁は、一宮起点約120km付近に位置する清見JCTの準直結Y形ジャンクション橋で、夏厩高架橋(上り線、以下「本線橋」と呼ぶ)および清見JCT・Aランプ橋、Dランプ橋の3橋からなっている(写真-1)。

本工事は、合流一体化部や立体交差点を有するなど極めて立体的に構成された多径間連続ラーメン橋を、張出し施工法によりほぼ同時期に架設するものであり、3橋を合わせた主桁総延長は724mとなっている。

本報告は、本工事で行った設計・施工上の各種検討の中から、とくに特殊形状にかかわるものを中心として事例紹介し、今後のPC橋工事の参考とするものである。

2. 橋梁概要および工事概要

本橋の構造寸法を図-1、橋梁諸元を表-1に示す。本工事

は、その特殊形状より以下の特徴を有するものとなった。

- ① 柱頭部を境に主桁が分岐するため、3基の作業台車のペアリングにより張出し施工する(本線、Aランプ:P2張出し部)。
- ② 本線とAランプ橋が合流し一体断面となる径間では、合流方向に向け主桁幅員が減少し、主桁ウェブ数も中央連結部横桁を介して4本から3本に減少する(本線:P1-P2、後述図-7)。
- ③ Dランプ橋は平面急曲線(R=120m)の張出し施工となる(Dランプ:P2張出し部)。
- ④ 本線とDランプ橋が約5.5mのクリアランスで立体交差する(本線:P3-P4とDランプ:P1-P2)。

3. 本線・Aランプ橋の設計

本高架橋は、大きく湾曲した平面線形を有する多径間連続PCラーメン橋であることから、設計では立体的挙動を考慮した。とくに、主桁軸線方向が大きく異なる2橋を剛結一体化した本線・Aランプ橋は、その特性が顕著に現れる構造形式であったため、3次元動的地震応答解析のほか、主桁分岐部FEM解析などの特殊検討により部材設計を行った。以



写真-1 橋梁全景(張出し施工中)

写真左より
清見JCT・Dランプ橋
夏厩高架橋(本線)
清見JCT・Aランプ橋

*1 Hisao FUKUDA: 日本道路公団 名古屋建設局 清見工事事務所 清見工事区 工事長

*2 Toshiyuki SHIMIZU: 銭高組・昭和コンクリート工業IV 夏厩高架橋(PC上部工) 工事作業所 所長

*3 Manabu KATOH: 銭高組・昭和コンクリート工業IV 夏厩高架橋(PC上部工) 工事作業所 主任

*4 Yutaka YAMAHANA: 株銭高組 土木本部 技術部 技術課 課長

東海北陸自動車道 夏厩高架橋(本線)

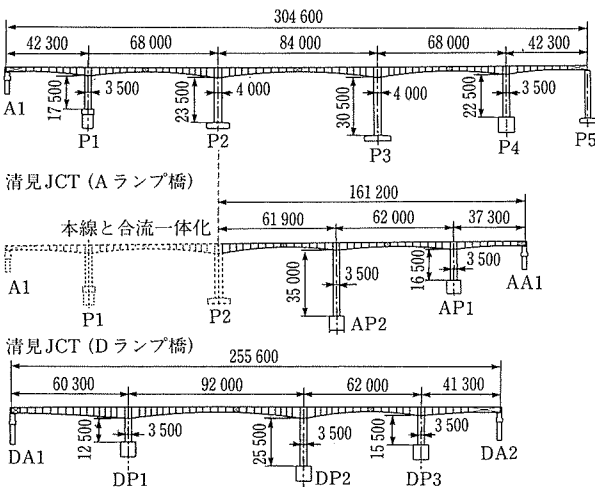


図-1 構造寸法

表-1 橋梁諸元

橋名	東海北陸自動車道 夏厩高架橋(上り線) 清見JCT・Aランプ橋, Dランプ橋		
道路規格	第1種第3級B規格 ジャンクション第2級A規格		
構造形式	(本線・Aランプ) PC(5+3)径間連続ラーメン箱桁橋 (Dランプ) PC4径間連続ラーメン箱桁橋		
断面形状	(本線) 2重箱桁→3重箱桁→1室箱桁 (Aランプ・Dランプ) 1室箱桁		
橋長	(本線) 306.000m, (Aランプ) 272.906m (Dランプ) 257.000m		
支間	(本線) 42.3m+68.0m+84.0m+68.0m+42.3m (Aランプ) (42.3m+68.0m)+61.9m+62.0m+37.3m (Dランプ) 60.3m+92.0m+62.0m+41.3m		
平面線形	(本線) $R = \infty \sim 2,500$ m (Aランプ) $A = 90$ m, $R = 200$ m, $A = 140$ m (Dランプ) $R = \infty \sim 120$ m, $A = 80$ m \sim 100m		
縦断勾配	(本線) $i = 0.9\% \sim 1.8\%$ (Aランプ) $i = 1.4\% \sim 2.9\%$ (Dランプ) $i = -2.3\% \sim 3.6\%$		
横断勾配	(本線) $i = -2.0\% \sim 2.0\%$ (Aランプ) $i = 0.4\% \sim 6.0\%$ (Dランプ) $i = -2.8\% \sim 6.0\%$		
幅員	(本線) 15.760m \sim 18.071m(P2) \sim 10.510m (Aランプ) 7.900m (Dランプ) 7.900m \sim 10.200m(P2) \sim 7.900m		
活荷重	B活荷重		
設計震度	(橋軸方向) $kh = 0.20$ (直角方向) $kh = 0.20$		
主要数量	コンクリート	$\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$	7 260 m ³
	枠		24 648 m ²
	PC 縦 締	SWPR7B 12T12.7	231 t
	鋼材 横 締	SWPR19 1T21.8	42 t
	引張 鉛直締	SBPR930/1180 ϕ 32	13 t
	鉄筋	SD345	1 038 t

下にそれらの概要を述べる。

3.1 動的地震応答解析

(1) 解析概要

図-2に示す立体骨組みモデルを用いて、震度法レベルに対し線形応答スペクトル法解析を、保有水平耐力照査レベルに対し非線形時刻歴地震応答解析を行い、保有水平耐力照査レベルの応答断面力に対し上部工の鉄筋補強を行った。

保有水平耐力照査レベル(タイプII地震)に対する非線形

KIYOMI-JCT(HONSENN/A-RAMP) RSP-Y

3次モード $F = 1.652\text{Hz}$ (T_x) (T_y) (T_z)

刺激係数(X) 0.9597 (Y) -0.1642 (Z) -0.0028

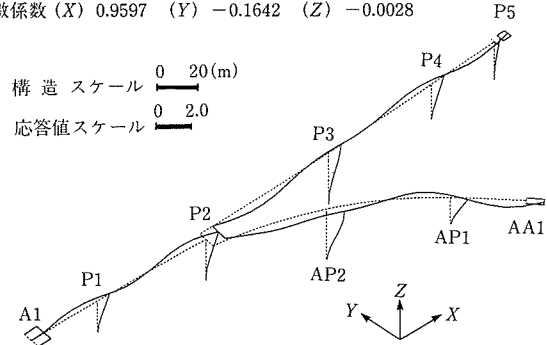


図-2 非線形動的地震応答解析モデル図

時刻歴地震応答解析に使用した地震波は、I種地盤であることから、①神戸海洋気象台強震記録(N-S)修正波、②神戸海洋気象台強震記録(E-W)修正波、③阪神高速猪名川橋での強震記録修正波の3波とし、加震方向として、本線橋軸方向、AP1橋軸方向、AP2橋軸方向およびその直角方向合わせて6方向を考慮した。

(2) 解析モデル

端支点および橋脚下端の支持条件としては、端支点にはゴム支承のせん断および鉛直方向ばねを与え、橋脚下端にはPS検層(地盤の動的特性をより直接的に知るため、ボーリング孔を利用してP波、S波速度を測定する試験)に基づく地震時の地盤定数から算出した深礎杭の換算ばねを設けた。部材の減衰定数は上部工3%および橋脚5%とし、基礎および支承の減衰定数は20%および2%とした。

(3) 部材剛性

主桁を線形部材、橋脚のみ非線形部材とした解析の結果、主桁部材にも降伏曲げ耐力を上回る断面力応答が見られたため、主桁の非線形性も考慮した解析を行った。このとき、主桁非線形部材の復元力特性には、ひび割れ発生時および引張り鉄筋降伏時を変曲点とするデグレイディングトリリニア型(武田モデル)を採用した。また、橋脚のねじり剛性についてもひび割れ発生を踏まえ低減剛性(10分の1に低減)を用いるとした。

本橋ではその立体的特性から2軸曲げに対する非線形性能評価が必要となった。しかし、解析プログラムの制約から同時に考慮できる非線形性の方向が一方に限定されたため、通常の1部材を並列2部材に分けてモデル化し、相直交する部材性能を別々に与えた。個々の曲げ剛性に非線形性をもたせたことにより、2軸の相関はないものの2方向同時の非線形性が考慮でき、より現実的な結果が得られた。

(4) 解析結果

① 橋脚の応答

本線橋軸方向加震時の応答結果として、橋脚天端の最大応答変位および加速度を表-2、橋脚応答断面力を表-3に示す。応答塑性率は最大でも3.3程度とさほど小さくなく、多くの部材が2以下に収まった。Aランプの橋脚では、加震方向を変えると2軸で同時に曲げ降伏に至る場合も見られ、より正確な解析のためには2軸曲げ部材の非線形性をより忠実に再現できる非線形モデルの採用が望まれる。

表-2 応答変位および応答加速度

位置	応答変位 (cm)		応答加速度 (m/sec ²)	
	X	Y	X	Y
P1	15.5	0.2	7.77	0.34
P2	15.5	0.4	8.03	0.49
P3	15.5	0.8	9.11	0.69
P4	15.5	0.3	9.51	0.45
AP2	19.1	16.5	8.99	7.54
AP1	9.6	5.3	9.54	5.44

表-3 橋脚応答断面力

部材	応答曲率 (1/m)	応答曲げモーメント ×10 ³ (N・m)	応答塑性率	
P1	上端	6.95E-04	269 134	0.97
	下端	2.42E-03	301 908	3.30
P2	上端	8.47E-04	230 594	1.45
	下端	1.46E-03	295 161	2.42
P3	上端	8.04E-04	155 416	1.25
	下端	1.02E-03	190 837	1.56
P4	上端	5.49E-04	155 798	0.72
	下端	1.35E-03	220 708	1.73
AP2	上端	6.42E-04	69 673	0.92
	下端	8.04E-04	88 343	1.10
AP1	上端	2.79E-04	75 415	0.37
	下端	7.82E-04	173 813	1.01

② 主桁の応答および補強

主桁応答曲げモーメントおよび抵抗曲げモーメントを図-3に示す。負の曲げでは部分的に降伏耐力を若干上回る程度、正の曲げでは終局耐力をも超える応答結果となった。

このため、上部工部材に対し、① 曲げおよびせん断に対する軸方向鉄筋、スターラップの補強、② 橋脚直角方向地震時のねじりおよびせん断に対する軸方向筋、横方向筋の補強を行った。

地震時保有水平耐力法の適用による設計地震レベルの増大により、曲げモーメント交番部で配置プレストレス量が少ない方向において軸方向筋の不足が多く見られた。とくに、連続ケーブルの定着により正のプレストレスが大きく減少する断面で顕著であったため、これらの部位では曲げ耐力の急変を避け、周辺部一体のじん性を高めるよう配慮した鉄筋補強を行った。

3.2 主桁分岐部FEM解析

(1) 解析概要

分岐部周辺の応力状態を確認するため、FEM解析を行った。活荷重作用時の主桁応力度が許容内にあることを確認し、柱頭部横桁および底版に作用する地震時局部応力に対して補強を行った。

(2) 解析モデルおよび荷重載荷ケース

主桁分岐部は、合流側3重箱桁と2つの分岐側1室箱桁が中空橋脚頭部を介して剛結される構造となっている。分岐部FEM解析では、境界条件の設定誤差が解析結果に及ぼす影響に留意したうえ、分岐部周辺の主桁および橋脚を切り出し、8節点立体要素によりモデル化した。

境界条件としては、橋脚下端を鉛直固定および水平せん断断面ばね支持とし、主桁断面縁端を骨組み構造解析より得られた断面力を既知量として与えた。これにモデル化部分

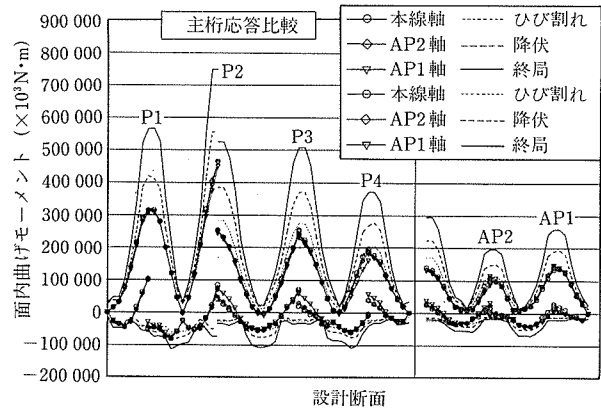


図-3 主桁応答曲げモーメントと抵抗曲げモーメントの比較

に直接作用する荷重を加え、単ケースの解析とした。検討ケースは、設計荷重作用時および地震時より以下の状態を選出し決定した。

- ① 各主桁の面内・面外曲げ、ねじりの最大、最小
- ② 本線橋、Aランプ橋間での面内・面外曲げ、ねじりの差の最大、最小
- (3) 解析結果

① 活荷重作用時(常時)

合流部活荷重負曲げ最大時の橋軸方向応力度分布を図-4に示す。P1の主桁上縁応力度は棒理論に基づく設計では1.2(N/mm²) (許容応力度0(N/mm²))、主方向PC鋼材量は分岐側の必要量で決定)と余裕があったのに対し、FEM解析の応力分布では本線側とAランプ側との間で最大3.0(N/mm²)もの応力差があり、Aランプ側では許容値に対する余裕がなくなるほどの応力レベルとなっている。

これは分岐側の断面で決定された主方向プレストレス配置が本線側とAランプ側とで偏ることによるものであり、構造特性の異なる主桁を分岐接合した構造では、全体バランスにも配慮したプレストレス配置が必要であると言える。

② 地震時

神戸海洋気象台(N-S)修正波に対する全体骨組みモデルの非線形時刻歴地震応答解析結果を用いて、保有水平耐力照査レベル(タイプII)相当に対する線形FEM解析を行った。また、その解析値を応答加速度の比でスケールダウンしたものをタイプI(60%)および震度法レベル(33%)に対する応力値として考え、対策検討ケースに加えて考慮することとした。本線橋軸直角方向曲げ最大時の隔壁および底版の応力度分布を図-5に示す。

保有水平耐力照査レベルの地震に対する解析では、上部工橋軸方向にも部材の線形範囲を大きく超える応力の発生が見られた。こうした場合、非線形解析によるのが望ましいと考えられるが、上部工橋軸方向は梁部材としての検討から耐震補強を行っており、応力分布性状は異なるものの相応の引張り伝達性能は有しているとの考えから、線形解析の値をそのまま用いて検討することとした。

(4) 補強検討

① 保有水平耐力照査レベルに対する検討

一般に柱頭部など部材の結合点は、大地震時でもその剛

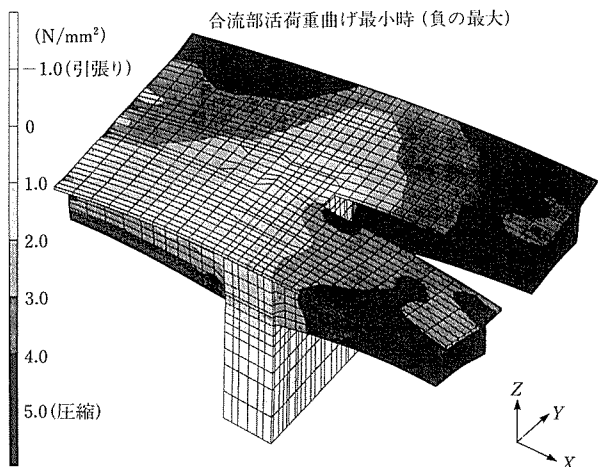


図-4 橋軸方向応力度分布(常時)

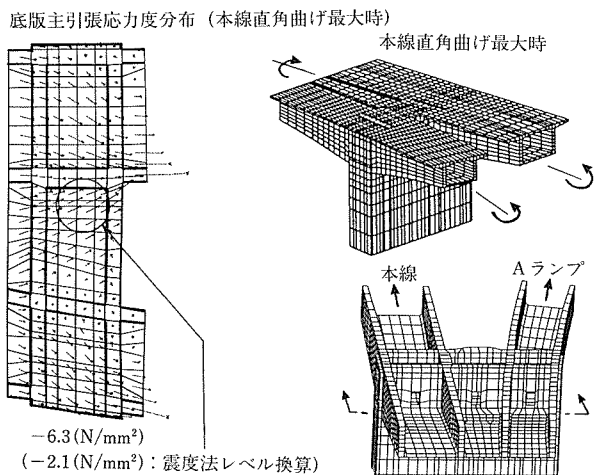
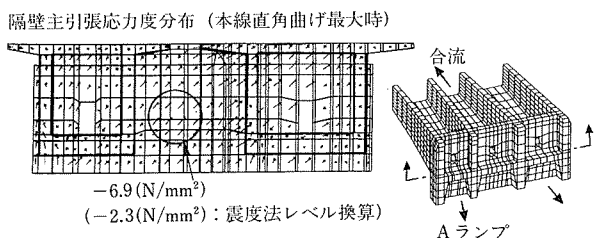


図-5 隔壁および底版の応力度分布

性を保つため構成部材を降伏させないように設計するのがよいと考えられるが、タイプIIの地震波に対して算出した必要補強鉄筋量は多く、不経済であるばかりか配筋の困難が予想される結果となった。

その結果を踏まえ、発生確率が低く継続時間が短い地震であること、および該当部材が破壊しても直ちに交通への支障がなく、補修が比較的容易であることなどの判断からタイプIIの地震波に対する補強は行わないものとした。ただし、タイプI相当の地震応答に対して隔壁および底版の剛性低下を見込んだ解析による耐力照査を付加した。

② 震度法レベルに対する検討

隔壁で $-2.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ 、底版で $-2.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ の主引張応力度に対し、面内力を受ける面部材としての検討を行い、鉄筋応力度が降伏以下となるよう横締PC鋼材および鉄筋の補強を行った。隔壁および底版の補強内容を図-6に示す。

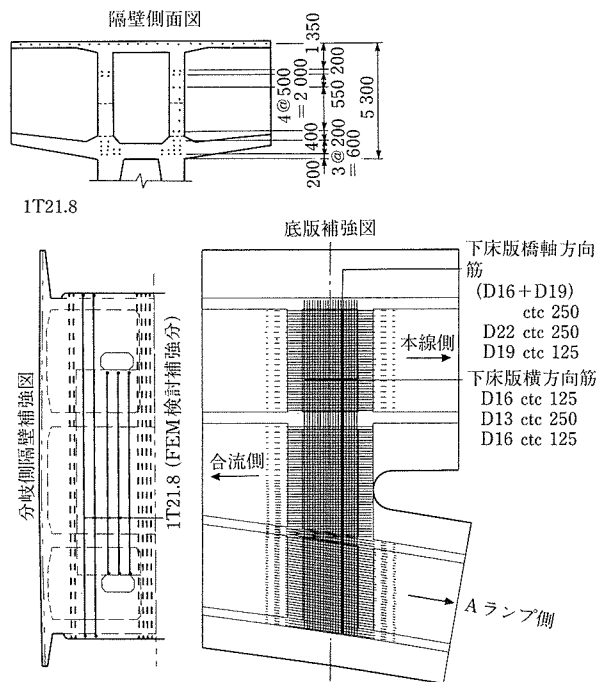


図-6 主桁分岐部隔壁および底版の補強

4. 施 工

4.1 工程計画

全体工程を表-4に示す。

下部工の引渡し時期、冬期休止等の条件を考慮し、計11基の移動作業台車(4主桁拡幅型1基、3主桁一般型2基、2主桁一般型8基)を使用するとした(前出写真-1)。

4.2 ベアリング・拡幅部の施工(本線P2橋脚)

本線とAランプ橋が合流するP2橋脚からA1橋台の区間では、施工幅員が $W=19.3\text{m}$ から 15.5m へと順次変化し、主桁ウェブ数も4本から3本へと変化する構造である(図-7)。この区間の施工には、4主桁拡幅型作業台車1基(P2)、3主桁作業台車2基(P1)を用いた。

(1) 柱頭部の施工

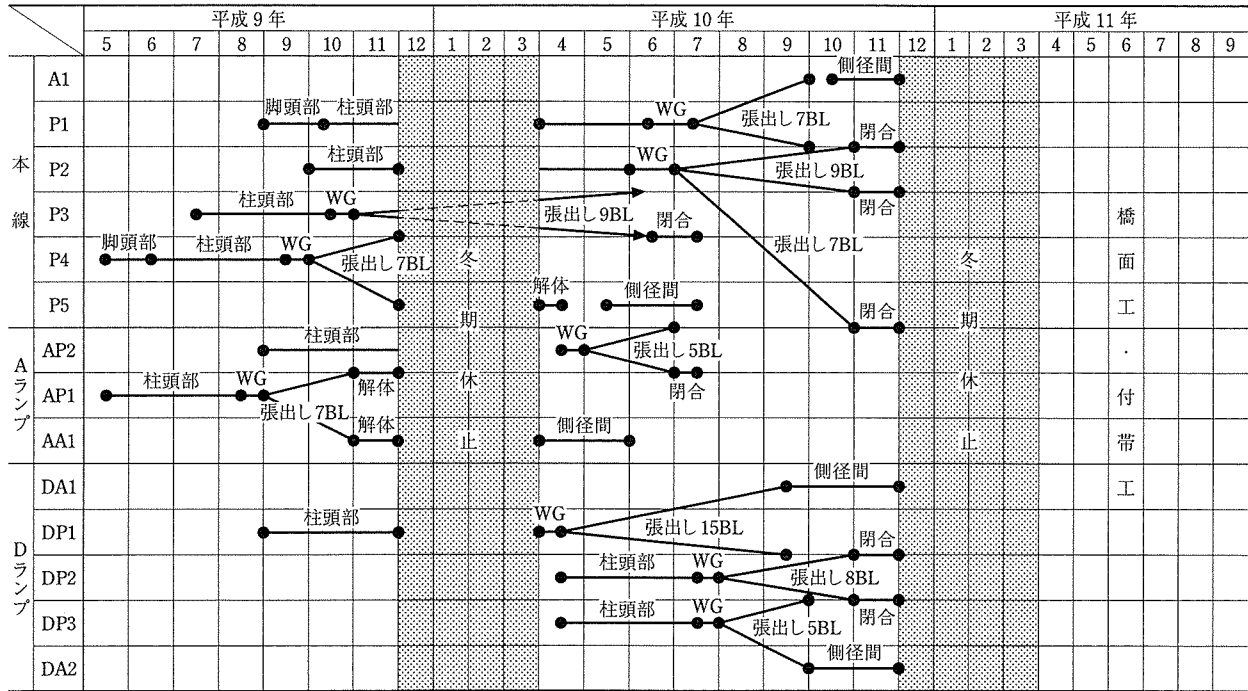
長さ12m、最大施工幅員20mのP2柱頭部は支柱式支保工にて施工した(写真-2)。支保工解体後、分岐方となる終点側に2基の一般型作業台車を組み立て、合流方となる起点側に4主桁拡幅型作業台車を組み立てた。

(2) ベアリング施工

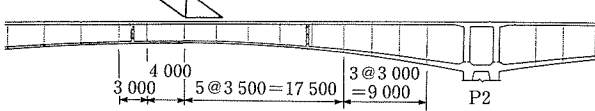
P2橋脚からの張出し施工は、合流方向および本線方向、Aランプ方向、計3基の作業台車をベアリングした同時張出しを行った。本線とAランプの交角は分岐位置で約10度、張出し先端で約17度(主桁中心の離れは17.6m)である。これほど大きな主桁分岐角をもつ桁の非対称張出しは、張出し施工の実績としても極めてまれなものであった。ベアリング部のサイクル工程を表-5、施工状況を写真-3に示す。

ベアリング施工部における1回のコンクリート最大打設量は約 134m^3 で、そのうちの約 70m^3 を拡幅部が占めた。打設中における橋脚左右でのアンバランスを最小限に留めるため、本線部→拡幅部→Aランプ部の順序で行うこととし、ポンプ車1台により打設した。

表-4 全体工程



側面図



平面図

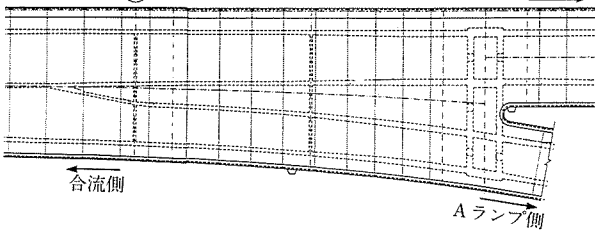
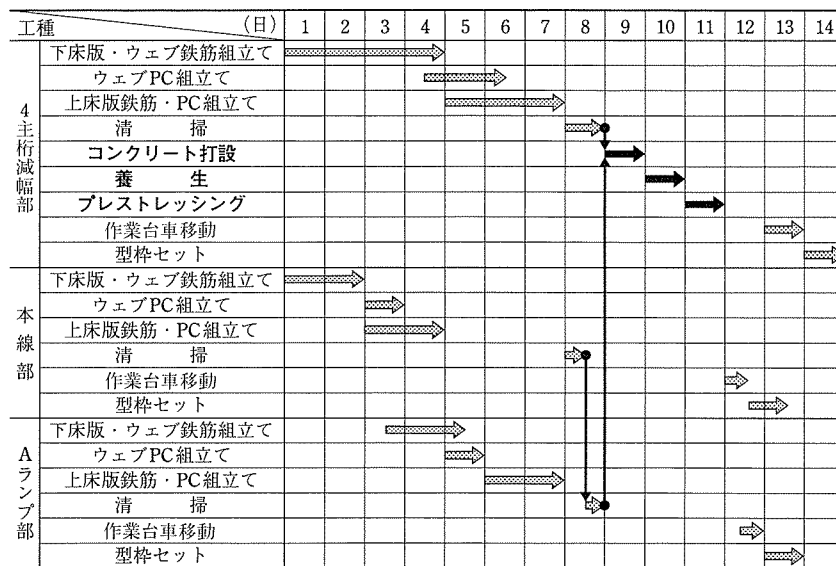


図-7 主桁分岐構造



写真-2 柱頭部支保工

表-5 ペアリング部サイクル工程



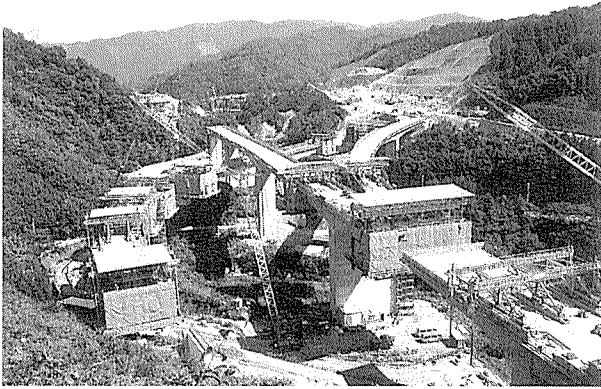


写真-3 ヘアリング部施工状況

本線および拡幅部は9ブロック、Aランプ部は7ブロックと施工ブロック数が異なるため、8、9ブロック施工時においてAランプ部はプレストレス導入のみの放置状態となる。Aランプ側施工作業台車の放置位置および解体時期の決定は、最終ブロックに向け漸増するアンバランスモーメント、およびAランプ部の主桁応力に着目した検討により行った。Aランプ側中央閉合先行案、移動作業台車解体・カウンターウェイト案など数種の施工案について、上越し管理方法、施工性などを含めた比較を行った結果、最終ブロック打設前にAランプ側の移動作業台車を前進させ、中央閉合用吊り支保工への組替え作業までを完了させる案を採用した。

(3) 拡幅施工

本線P2から起点側への合流減幅径間の張出し施工には、主桁幅員の減少に対応するため横移動装置を備えた作業台車を用いた(写真-4)。図-8に4主桁作業台車の構造を示す。

作業台車の4主トラスは、本線側とAランプ側で2つずつ対になっている。このうち、本線側の2トラスは上部横梁と固定し、Aランプ側の2主トラスのみの横方向スライドで主桁幅員変化に対応するものである。横移動の機能は、作業台車の移動(走行)時間に合わせて自動的にトラス間隔を変化させることができるもので、あらかじめ設定した減幅量により、走行用モーターと横移動用水平ジャッキを連動制御することによるものである。

また、幅員変化と同時に本線主トラスと横移動主トラスとの交角も変化するため、移動主トラスと大梁の間にピン結合により水平回転可能とした台座を据え付け、方向変化にも対応できるようにしている。本橋の最大幅員変化量はP2橋脚付近における、橋軸方向1mあたり12cmであった。

4.3 急曲線およびアンダーパスの施工

Dランプ橋は、本線(下り線)より分岐した後、急曲線を描きながら計画高を下げ、本線下をくぐるようにして中部縦貫道へ連絡するランプ橋である。本橋の施工は、縦横断の合成勾配が9.6%(縦断=3.6%, 横断=6.0%)にもなる張出し施工となった。

(1) 作業台車の据付け

横断勾配に対して、トラスと上梁の間に鋼製スペーサー($h=24\text{ cm}$)を用い、上梁が水平に据わるようにした。また、縦断勾配に対しては、移動用レールの下にサンドル材

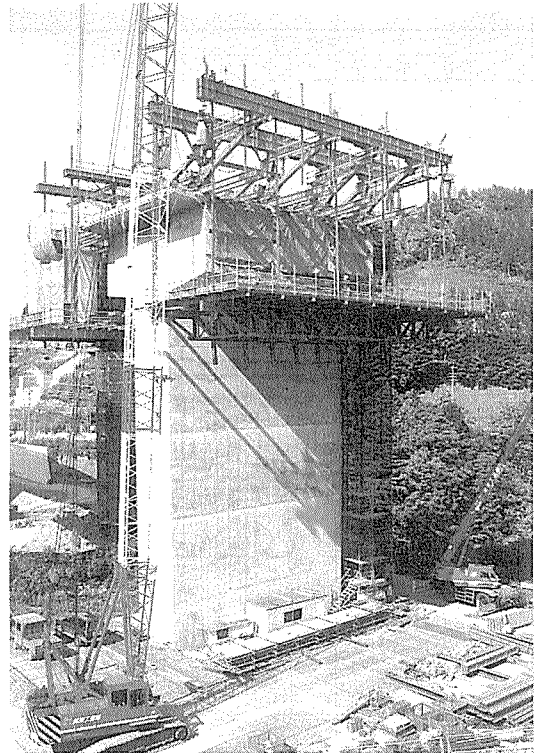


写真-4 4主桁拡幅型移動台車

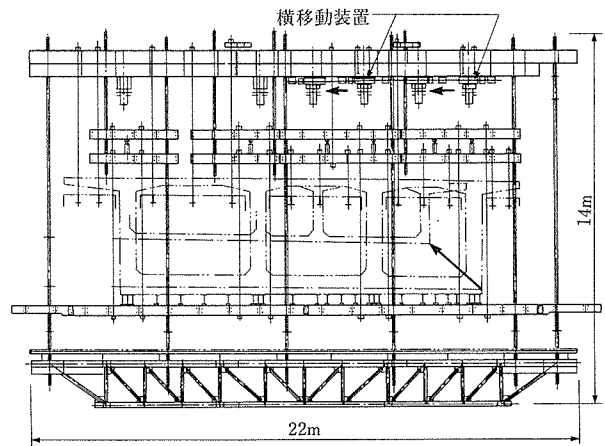


図-8 4主桁拡幅型移動作業台車正面図

(堅木)を用いて、上り方向へは1.6%勾配、下り方向へはレベルとなるようレールをセットした。

(2) 急曲線部(平面曲線 $R=120\text{ m}$)の張出し施工

先行して施工したAランプ橋の平面曲線は $R=200\text{ m}$ であり、移動用レールには曲げレール($R=250\text{ m}$)を用いた。施工状況より、 $R=250\text{ m}$ レールではこの程度までが限界であると判断し、急曲線部の施工には $R=170\text{ m}$ レールを使用することとした(写真-5)。

曲線部の作業台車移動では、移動用レールに作業台車の内輪差からくる横方向偏圧が作用し、レールが軋むなどの現象が見られる。さらに、曲線レールの横方向剛性が小さいこともあり、本橋では横方向偏圧による変形も見受けられた。そこで、レール幅止めおよびレールアンカーを増設し剛性を高めるよう対処するとともに、内輪と外輪の軌道を細かくピッチ割りし、移動作業台車の進行方向が主桁軸



写真-5 急曲線部施工状況

線と一致するよう微調整しながら前進させた。

また、急曲線部では横断勾配が6%に達したことから、下スラブ型枠受け縦梁の転倒を防ぐため、縦梁上に6%キャンバーを配置し、鋼材がレベルとなるよう据え付けた。

(3) アンダーパス部の施工

本線P3～P4径間の直下約5.5m付近にDランプ橋が交差し、また、張出し施工時期が重なるため、冬期休止再開を転機に本線橋作業台車を低床型（桁下1.3m）に組み替え、作業台車どうしの接触を防いだ。この組替え後の作業車どうしのクリアランスは約60cm程度であった（写真-6）。

低床に組み替えた作業台車の型枠セットは、4台の20t電動センターホールジャッキで行う方式とした。この電動ジャッキは軽量で作業台車の油圧装置と接続可能であり、当現場では国道の建築限界確保のために行ったリフトアップ作業にも使用した。

5. ま と め

不静定次数が高く、立体的に構成された特殊構造の本橋

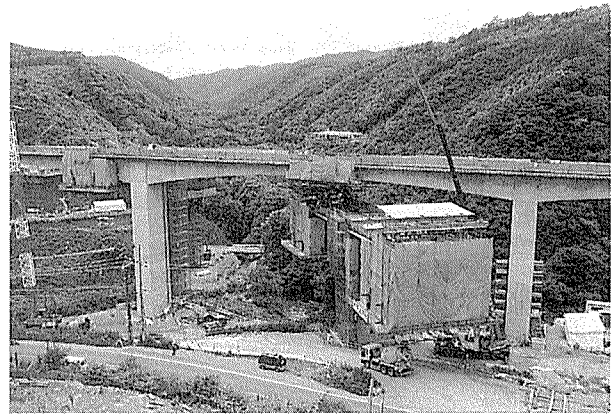


写真-6 アンダーパス部施工状況

の設計・施工では、数々の検討を行った。本工事は、主桁全箇所を施工を終えた後、2度目の冬期休止期間明けを迎え、1999年4月現在、橋面工施工に入っている。

今後、橋梁分野では、景観デザインや維持管理費削減のための多径間連続化などにより、ますます複雑かつ特殊な構造形式の採用が検討に上るものと予想される。本橋の設計・施工事例および本報告が一助となれば幸いである。

最後に、本橋の設計および施工にあたり多大なるご指導ご協力をいただいた関係者各位に対し、深く感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 水口, 橋本, 山花, 梅枝: 曲線連続ラーメン橋の耐震検討, プレストレストコンクリート技術協会第7回シンポジウム論文集, pp.223~226, 1997.10
- 2) 水口, 橋本, 山花: 平面曲線を有する連続ラーメン橋の耐震検討, 第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.69~72, 1998.1
- 3) 橋本, 山花, 梅枝: 主桁分岐を有するPC連続ラーメン橋(夏厩高架橋の設計), プレストレストコンクリート技術協会第8回シンポジウム論文集, pp.217~222, 1998.10

【1999年2月18日受付】