

東海北陸自動車道 加須良橋の設計・施工

—縦取り・張出し架設併用工法により架設されたトンネル内に側径間を有するPC連続桁橋—

池田 博之*1・畔田 雅裕*2・加藤 学*3・秋山 博*4

1. はじめに

東海北陸自動車道加須良橋は、世界遺産・合掌造り集落で名高い岐阜県大野郡白川村に位置し、一級河川加須良川沿いの急峻なV字谷に架設された、側径間が両側のトンネル内に位置するPC3径間連続桁橋である(図-1)。

アンバランスな支間割りに対応するため、部材寸法の最適化を図るとともに、張出し架設中の安全性に関しても本設部材を利用することにより仮設アンカー等を用いることなく十分な安全性を確保した。プレストレス方式は、主鋼材に耐久性への信頼性および維持管理性を考慮してエポキシ被覆鋼より線を用いた全外ケーブル方式としている。

冬期には、積雪により屋外作業が困難なため12/1~4/15まで冬期休止期間が設定されており、年間作業可能期間が7ヶ月半という厳しい施工条件下にある一方、越冬期の雪荷重のため、1施工年度内に中央径間の閉合を終えて橋体工を完了させる必要があった。

本橋では、着工の遅延による工程の遅れを回復し、当初予定どおりの開通を果たすため、冬期期間中にトンネル内において側径間および柱頭部を主桁製作・縦取り施工した後、中央径間を張出し架設するとともに、坑門工(明り巻き部)の施工を張出し架設と同時進行させることなどの創

意工夫により、約6ヶ月間の工程短縮を行い当初予定工期内に竣工した。

以下では、こうした特殊条件の下に建設された本橋の設計と施工に関して報告する。



写真-1 東海北陸自動車道加須良橋(施工時)

2. 工事概要

本橋は、加須良川沿いの急峻な地形上に建設され、橋脚

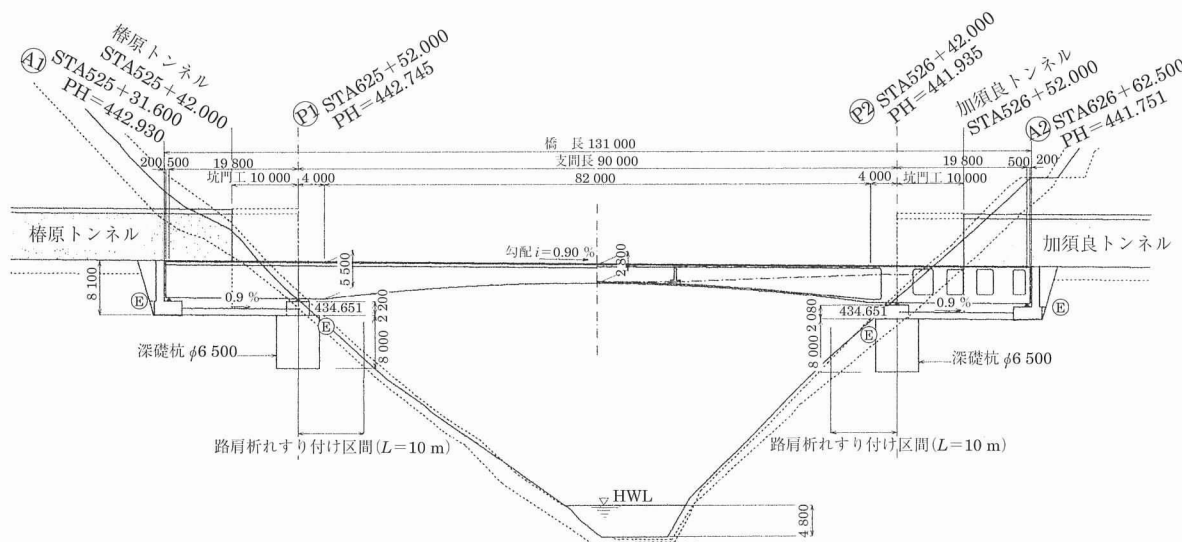


図-1 全体一般図

*1 Hiroyuki IKEDA : 日本道路公団 中部支社 東名古屋工事事務所長 (前 中部支社 建設第二部 構造技術課長)

*2 Masahiro AZETA : 日本道路公団 九州支社 大分工事事務所 湯布院工事区 工事長 (前 中部支社 清見工事事務所 白川北工事区 工事長)

*3 Manabu KATO : (株) 銭高組 名古屋支店 土木部

*4 Hiroshi AKIYAMA : (株) 銭高組 土木事業本部 土木本部 技術部

位置が制約を受けたため、隣接する椿原トンネルおよび加須良トンネル内に側径間を納めたユニークな形式のPC3径間連続桁橋である。

以下に、主要橋梁諸元、使用材料および主要数量を示す(表-1, 2)。

表-1 主要橋梁諸元・使用材料

項目	諸元
橋名	東海北陸自動車道加須良橋
発注者	日本道路公団中部支社
工期	平成12年3月23日～平成14年6月10日
橋長	131 000 m
支間割り	19 800 + 90 000 + 19 800 m
幅員	9 620 ~ 10 700 m (全幅員)
平面曲線	R = 5 000 m
縦断勾配	0.900 %
コンクリート	$\sigma_{ck} = 36, 40 \text{ N/mm}^2$
主鋼材	SWPR7B 19S15.2 (エボキシ被覆鋼より線)
床版横締め鋼材	SWPR19 1S28.6 (プレグラウトタイプ)
架設方法	縦取り+張出し架設工法

表-2 主要数量

項目	種別	単位	数量	備考
コンクリート	$\sigma_{ck} = 36 \text{ N/mm}^2$	m ³	1 849	側径間
	$\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$	m ³	703	中央径間
鉄筋	SD345	t	361	
PC 鋼材	SWPR7B 19S15.2	kg	62 427	主鋼材
	SWPR19 1S28.6	kg	7 444	床版横締め
	SBPR930/1180	kg	7 482	横桁補強
	SWPR7A 12φ7	kg	467	負反力防止装置
	SBPR930/1080 D32	kg	430	仮設鋼材

※横桁補強はプレテンションタイプ (NAPP 工法)

3. 設 計

3.1 断面形状の決定

本橋は、加須良川兩岸の約45°の急峻な谷間に位置し、

中央径間 90.0 m、両側径間 19.8 m のアンバランスな支間割りのため、側径間にカウンターウェイトの機能を付与させる必要があった。

このため、側径間断面の部材厚を厚くするとともに、中詰めコンクリートをあと打ちすることにより、過度に部材厚を厚くすることによるマスコンクリートとしての影響を軽減した。

部材厚の決定においては、以下の事項を満たすように断面形状の適正化を行った(図-2)。

- ① トンネルからの主桁縦取り工における安全性
- ② 端支点で支承の許容反力を超過しないこと
- ③ 全死荷重時において負反力が発生しないこと
- ④ 温度応力の低減
- ⑤ 走行性を確保するため坑門内側ラインと高欄内側ラインを同一ラインとすること

側径間の主桁縦取り時の転倒に対する安全性に関しては、支保工部第1施工部の施工完了後の状態で、死荷重時の安全率で2.10、鉛直震度kV = 0.10の地震時に対して1.60の安全率を確保した¹⁾。

端支点部の支承に関しては、施工時と供用時とで作用反力が大きく異なり、施工時作用反力より支承寸法が決定されることを避けるため、部材寸法を制限する必要があった。全死荷重状態に関しては、負反力防止装置(SWPR7A F170TS)の鉛直プレストレスを考慮しない状態で負反力が生じないように部材寸法の決定を行った。

温度応力に関しては、中詰めコンクリートを用いない場合では最小温度ひび割れ指数²⁾がおおむね0.7前後であったのに対し、中詰めコンクリートをあと打ちとした場合には柱頭部横桁近傍を除き温度ひび割れ指数をおおむね1.0以上に改善することができた(※平成8年版コンクリート標準示方書に準拠)。

3.2 外ケーブル配置と定着部補強

主方向のプレストレス方式は、耐久性、維持管理の容易性およびグラウト注入が厳寒期となること等を考慮

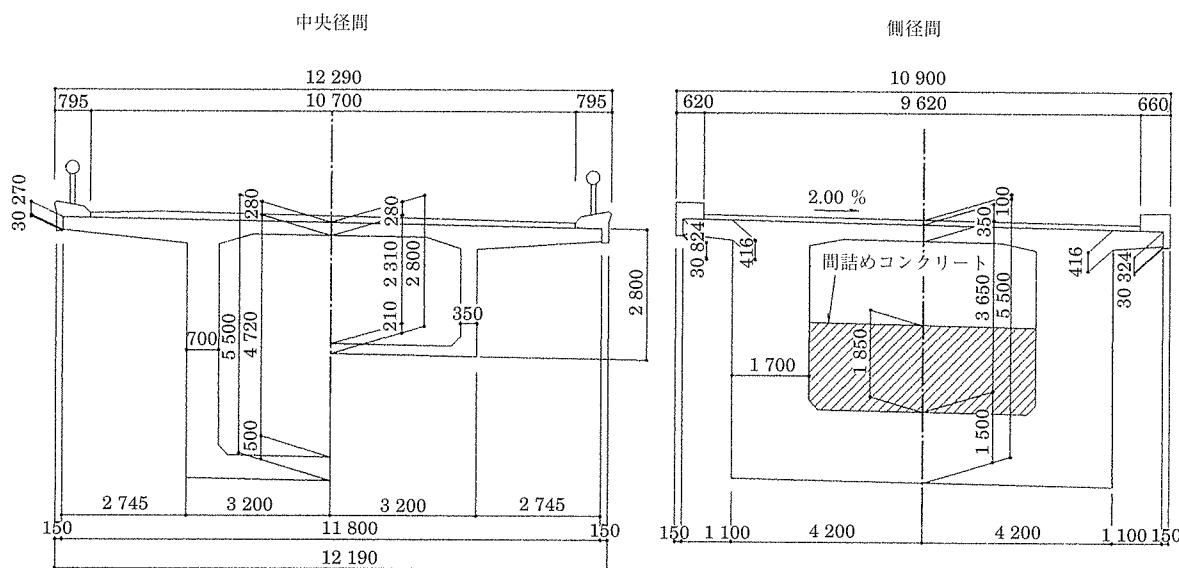


図-2 主桁断面図

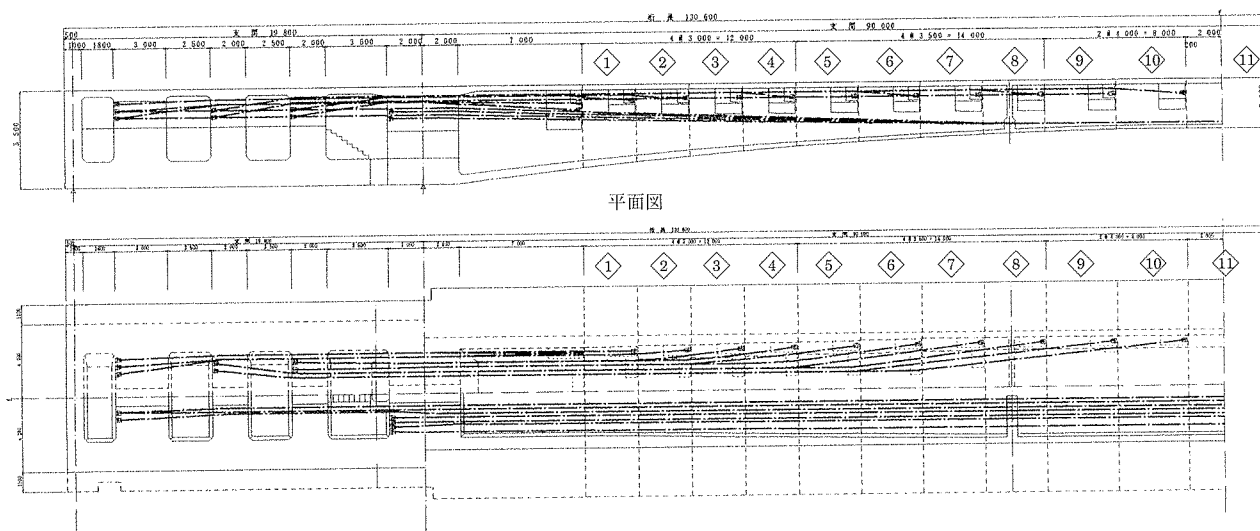


図 - 3 PC 鋼材配置図



写真 - 2 外ケーブル配置

して、エポキシ被覆鋼より線を用いた全外ケーブル方式とした。PC 鋼材配置図を図 - 3、外ケーブル配置を写真 - 2 に示す。

側径間部での外ケーブルの定着は、側径間が短く中央径間側のように分散定着が困難であることや、端支点横桁に定着した場合には側径間がトンネル内に位置しており、ケーブルの点検や取替え作業が困難となるため端支点近傍での応力照査の上、張出し鋼材は側径間に設けた3箇所の中間横桁に定着し、連続鋼材は中間支点横桁に定着することとした。

各横桁の外ケーブル定着本数（予備孔分2本含む）は、側径間端部中間横桁で14本、側径間中間横桁および中間支点横桁で各10本と多数定着されることとなった。

外ケーブル定着部の設計では、中央径間部の定着突起および柱頭部と側径間部の横桁に生じる局部応力に対して有限要素解析を行い応力状態を求め、横桁部の部材厚と補強鋼材量および定着突起の形状と補強鋼材の決定を行った。図 - 4 に、外ケーブル定着部の主応力度図を示す。

中央径間部では、柱頭部ブロックにおいて外ケーブル（19S15.2）が1つの突起に2本定着されることにより、他のブロックと比べて大きな応力が作用するため床版部の外

ケーブル偏向梁をリブ形式として箱桁内ですないだ構造とするとともに突起長を2.0 m（一般部1.5 m）として引張応力度の抑制を行った。

局部応力に対する定着部の設計では、鋼材の材料安全率の関係から設計荷重時で鋼材量が決定されるため設計導入張力を0.6 Pu（Pu：外ケーブルの引張強度）として解析を行い、コンクリートの引張応力度の照査と補強鋼材量の算出を行った。定着突起の応力照査では、コンクリートの引張応力度を3.0 N/mm²以下とした。

横桁部ではコンクリートに生じる引張応力度を抑制するために、外ケーブル定着位置や横桁厚を適正化するとともに中空PC鋼棒（NAPP工法60T）によりプレストレスを導入し、補強を行った（表 - 3）。

表 - 3 側径間側外ケーブル横桁

	横桁厚	定着本数※	最大引張主応力
	m	本	N/mm ²
柱頭部横桁	4.0	10	- 3.0
中間横桁	2.0	10	- 3.0
端部中間横桁	3.0	14	- 4.5

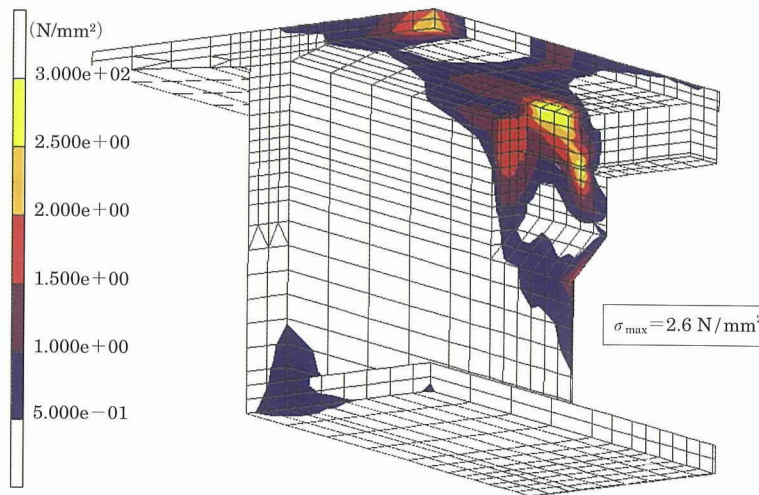
※定着本数には予備孔ケーブル2本を含む

一方、補強鉄筋に関しては設計荷重時におけるひび割れ幅を抑制するため補強鉄筋の引張応力度が120 N/mm²以下となるように配置を行った結果、0.2 mm未滿と耐久性上問題の無いひび割れ幅に制御することができた。

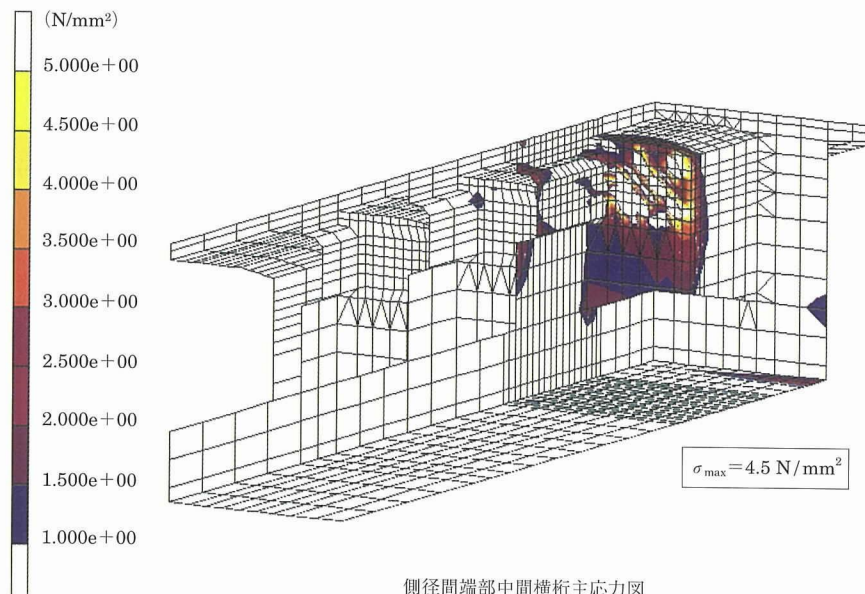
3.3 負反力に対する検討

本橋は、側径間が中央径間に比べて短いアンバランスな支間割りのため、設計荷重時および道路橋示方書 I 4.1.2 に示されている（死荷重+2×活荷重）の荷重組合わせにおいて負反力が生じることとなった。

このため、負反力防止鋼材（SEEE F170TS）を桁端部に5本ずつ配置することとした。導入張力は0.6 Pu（1 008 kN/本）以下とするとともに、地震時における主桁変位にともなう幾何学的非線形性を考慮したケースに関して検討を行った。



張出し架設部定着突起主応力図



側径間端部中間横桁主応力図

図 - 4 外ケーブル定着部主応力図

震度法地震時では、負反力防止鋼材を弾性範囲に留めるため降伏させないこととし、大規模地震時では、負反力防止鋼材の破断を防止するため、トリリニア型の鋼より線の応力-ひずみ曲線の2次勾配領域に収めることとした(図 -

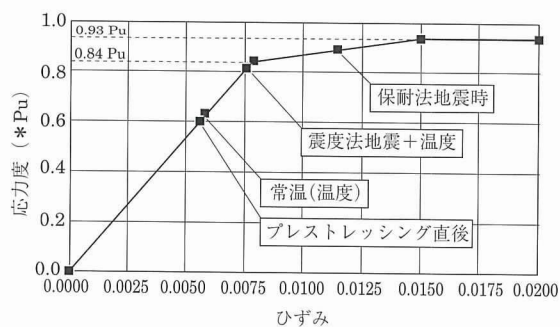


図 - 5 負反力防止鋼材の応力-ひずみ曲線

5)。

3.4 桁端部緩衝材

橋軸方向の大規模地震に対して橋台部でパラベットと桁端部が衝突し、桁端部またはパラベットが万一損傷した場合、トンネル内での復旧作業が困難となることからハニカム形の合成樹脂ダンパーをパラベット前面に設置し、緩衝効果によりフェールセーフ機能を付与し、構造系全体としての耐震性を向上させた(写真-3)。

4. 施工

4.1 施工概要

当初の施工計画では、側径間および中間支点より4.0 mの柱頭部部分を固定支保工により一括施工した後、冬期休止期間終了後、坑内作業により移動作業車を組み立てて中央径間を張出し架設により施工することとしていた。

実施工では、隣接するトンネル工区との関係から冬期休

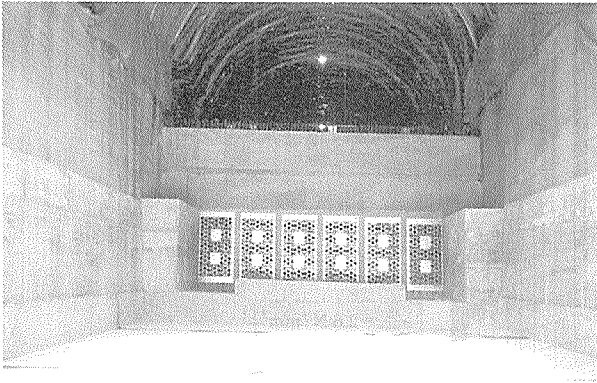
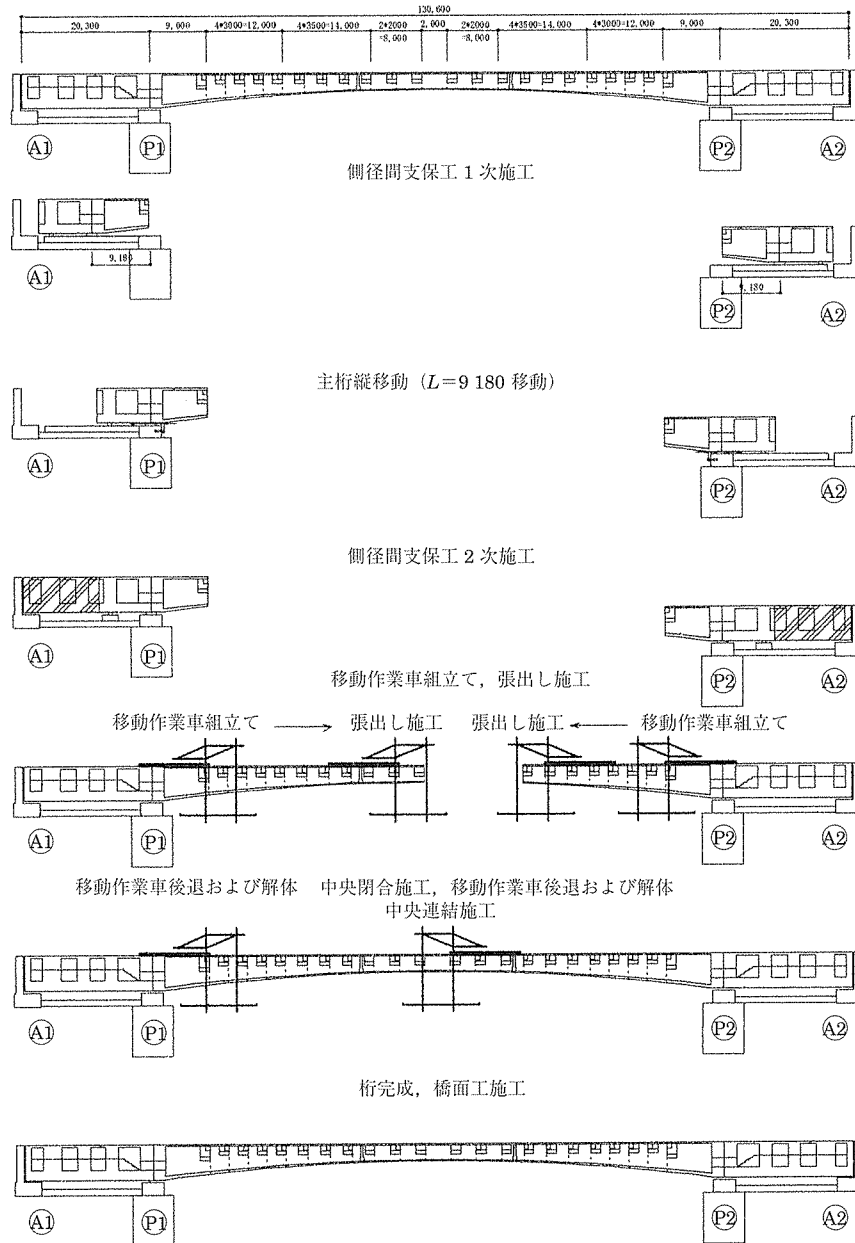


写真 - 3 桁端部緩衝材

止前に側径間部の施工を完了することが困難であったこと、および坑内作業では移動作業車の安全な組立てが困難なことから、1 施工年度内に橋体工を完成させ、かつ安全な作業を行うことができるように施工方法を改善する必要が生じた。

そこで、トンネル坑内で側径間および柱頭部を製作した後、張出し架設を行うことで当初の冬期休止期間を作業期間とすることを可能とするとともに、中央径間側の柱頭部長さを 4.0 m から 9.0 m とした (図 - 6)。これにより、移動作業車の組立てを坑外作業として作業の安全性を確保し、かつ当初 12 ブロックあった張出し架設ブロック数を 2 ブロック減少させることが可能となり、安全性とともに工程



- ※1 負反力防止鋼材は、移動作業車が7ブロックコンクリート打設後緊張をおこなうものとし、それまではセットのみしておく。
- ※2 側径間部間詰めコンクリートは、張出し架設前に打設することとする。

図 - 6 施工順序

短縮も可能とした。

4.2 側径間部および柱頭部桁製作と縦取り工

側径間および柱頭部の桁製作では、製作桁長が坑内の作業空間を超過するため2分割し、柱頭部9.0 mおよび側径間のうち中間支点から8.5 m区間を1次製作し、橋軸方向に縦取り工を行い、その後側径間の残り部分11.8 mを2次製作することとした(写真-4, 5)。



写真-4 冬期仮囲い

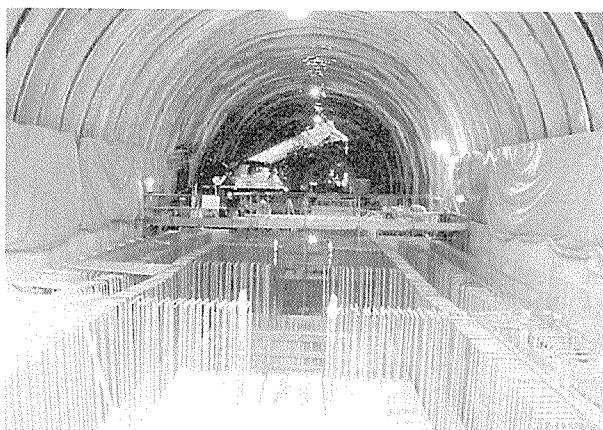


写真-5 坑内桁製作状況

主桁縦取り工では、異形PC鋼棒 D32 (SBRD930/1080) を3本配置し、中間橋脚に反力をとる集中方式により桁移動を行った(図-7, 写真-6)。以下、主桁縦取り工について詳述する。

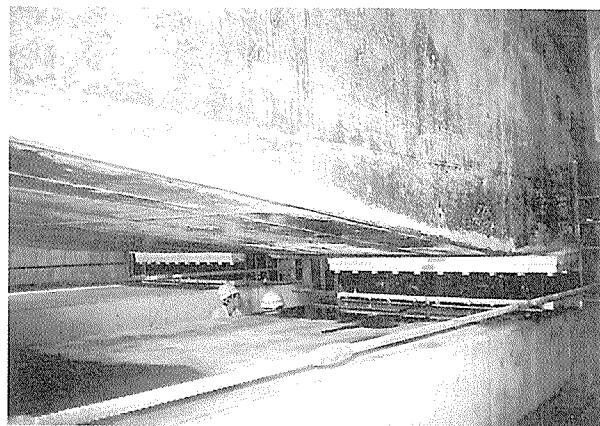


写真-6 主桁縦取り状況

(1) 移動装置

引出し装置は、橋脚前面に反力台を設置し主桁下面にアンカーブラケットを取り付け、PC鋼材で連結しセンターホールジャッキにより引き出す方式とした。方向調整装置は、トンネル壁体を反力台にジャッキにより押し修正する方式とした。ジャッキ能力は、主桁自重 ($W = 11829.0 \text{ KN}$) に滑り板の摩擦係数を $\mu = 0.1$ と仮定し算出した。滑り装置は、コンクリート製滑り架台上を橋脚本支承と鋼製仮支承を支点に滑り板を挿入し滑動させる方式とした。中間支点の本設支承を移動時の支点として使用したため、ベースプレートは橋脚計画位置に先行設置し、主桁移動後支承本体と連結する分離タイプとした。連結方法は、設置誤差を吸収するため溶接接合とした(表-4)。

表-4 主桁縦取り工主要機械設備

装置名	機械名称・能力	数量
引出し装置	500 kN センターホールジャッキ	3台
	反力台, アンカーブラケット	各3基
	補助500 kN ジャッキ	3台
滑り装置	滑り架台	2基
	仮支承	2基
	滑り板, ステンレス板	4支承分
主桁昇降装置	3 000 kN コンパクトジャッキ	4台
	2 000 kN ジャッキ	2台
	1 000 kN ジャッキ	2台
方向調整装置	500 kN ジャッキ	4台
	反力材, 移動台車	各4基
支承変形防止ブラケット		12基

(1移動あたりの数量)

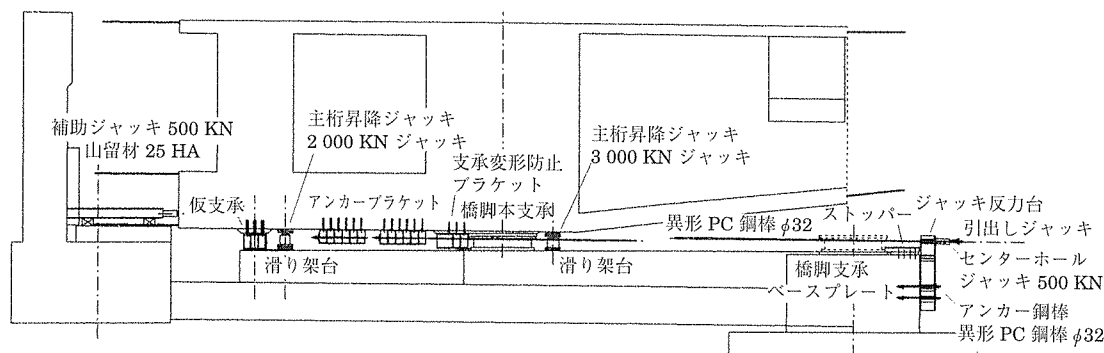


図-7 主桁縦取り装置配置図

(2) 主桁縦取り工の施工

主桁移動作業の前後に、主桁を昇降し滑り装置の設置撤去を実施した。主桁の移動は、1ストローク 15 cm (ジャッキ最大ストローク長 20 cm) として繰返し作業で行った。

(3) 施工管理

1) 主桁製作位置

本橋の平面線形は $R = 5\,000$ の単曲線であり、主桁製作位置は主桁移動時に直線的に引き出すため橋脚位置の接線方向に移動量の 9.18 m 移動させた位置とした。

2) 主桁製作時の高さ

本橋の縦断勾配は、0.9 % の一定勾配であるため、主桁移動時に水平に引き出せるように滑り架台を橋脚支承ベースプレートと同じ高さで製作し、主桁の縦断勾配は仮支承のレアー部で調整した。

3) 主桁移動時の管理

主桁移動時の管理は、各ジャッキ圧力の管理・主桁平面位置の管理、主桁の支点高さの管理を行った。以下、管理項目と結果を示す (表 - 5)。

表 - 5 主桁縦取り時管理項目と実測値

管理項目	予測値 (管理値)	実 測 値
引出力 (kN)	1 182.9 ($\mu = 0.1$)	660.2 ($\mu = 0.06$) ~ 1 217.6 ($\mu = 0.11$)
主桁昇降力 (kN)	本 7 341.2 仮 4 487.8	本 7 147.3 (97 %) 仮 4 024.8 (90 %)
方向調整力 (kN)	本 734.1 仮 448.8	本 637.5 (87 %) 仮 343.2 (76 %)
主桁平面位置 (mm)	移動時 ± 50 最終時 ± 10	移動時 最大 58 で修正 最終時 + 4
主桁支点高さ (mm)	± 10	移動時 + 10 ~ - 4 最終時 + 5 ~ - 2

※表中、本は本設支承、仮は仮支承の値を示す。

引出し力は、おおむね当初計画した引出し時摩擦係数より小さい結果となったが、最終移動位置付近で摩擦係数が増加する結果となった ($\mu = 0.11$)。これは、滑り架台と中間支点支承のベースプレート部への乗上げ時の不陸によるものと推測される。

4.3 張出床版の施工

本橋の幅員構成はトンネル内に位置する側径間と明り部に位置する中央径間部とで異なり、高欄を設置する関係から中央径間側の幅員がトンネルの幅員よりも広がるため、張出し床版を坑内桁製作時と主桁移動後の 2 回に分けて施工を行なう必要があった。

この際、床版横締め鋼材 (1S28.6 プレグラウト鋼材) の施工は坑内にて鋼材配置を行なった後床版を 1 次打設し、主桁移動後床版横締め鋼材をカップラーにより接続して床版の 2 次打設を行ない、その後プレストレスを導入した。

なお、床版 1 次打設後、床版横締め鋼材が約 2 ヶ月間緊張できないことからプレグラウト樹脂の硬化性状に関して温度履歴を考慮して硬化影響度の検討を行った結果、暑中コンクリート用樹脂を採用した。

4.4 中央径間の施工

(1) 移動作業車の組立て

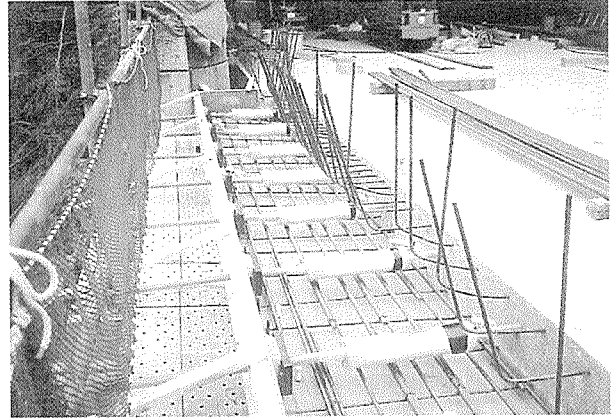


写真 - 7 床版横締め鋼材のカップラー

移動作業車の組立ては、主桁縦取り工により確保した 9 m の施工ヤードで行った。組立ては、橋面上に設置したクレーンでの作業となるので、下床版に仮受け梁を設置し、作業台横梁を仮受けし、上部横梁と先行組立て後、口の字にしてトラスへ設置した。

(2) 張出し架設とトンネル 2 次覆工の並行作業

側径間部のトンネル 2 次覆工は側径間にセントルを載せ、張出し架設と並行作業とすることで工程短縮および 2 次覆工の施工における支保工数量の低減によるコストダウンを図った (写真 - 8)。

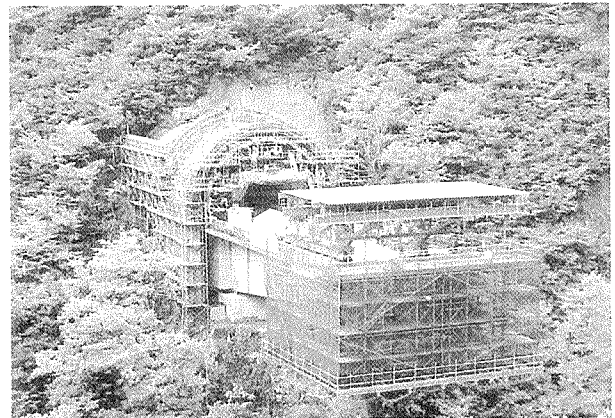


写真 - 8 2 次覆工・張出し架設並行作業状況

(3) カウンターウエイトと負反力ケーブルの施工

本橋は、中央径間 90.0 m、側径間 19.8 m とアンバランスな支間割りのために発生する負反力を死荷重時はカウンターウエイト (側径間の部材厚増加と側径間箱桁内間詰めコンクリート) で抑え、活荷重時は橋台と連結した負反力防止ケーブルで抑える構造となっている。間詰めコンクリートと負反力ケーブルの施工時期は、トンネル 2 次覆工のセントル荷重も考慮し端支点支承反力と主桁転倒について各施工ステップについて照査の上、第 7 ブロックの主桁コンクリート打設後に緊張することとした。

また、側径間施工直後から負反力ケーブル緊張までの間はセットのみしておくことで、万一の場合にも転倒防止装置としてパッシブに作用させることができ、仮設部材を設

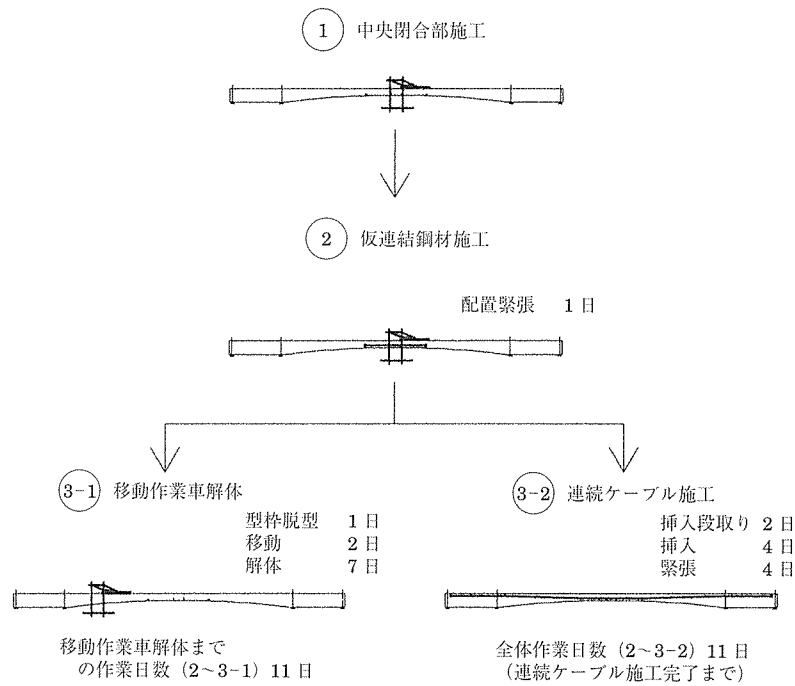


図 - 8 中央閉合部施工順序

けることなくフェールセーフ機能を付与させた。

(4) 中央閉合部仮連結鋼材による施工

中央閉合部連続ケーブルの緊張は、外ケーブル配置のため、中央閉合部内部支保工解体後ケーブル挿入緊張という施工順序となり、移動作業車の解体開始は躯体施工完了から11日程度後となる。中央閉合部の施工が12月となり、降雪による移動作業車解体作業の中断が懸念されたため、早期に解体作業を開始する必要がある。

中央閉合部に仮連結鋼材（異形PC鋼棒 SBPD930/1080 φ32, n = 2本）を配置し、主桁に支保工解体可能なプレストレスを与えることにより、移動作業車解体作業と連続ケーブル挿入緊張作業の並行作業により工程短縮を行なった（図-8）。

5. おわりに

本橋では、本径間および柱頭部を当初冬期休止期間としていた時期に両端の坑門工内において製作・縦取り施工するなどの創意工夫により、約6ヶ月の工期短縮と作業の安全性を確保した。

また、トンネル明り巻き部の2次覆工と張出し架設を並行作業とするなどの方策により約6ヶ月の工程短縮を可能とした。

設計では、断面形状の最適化を図ったほか、張出し架設時における負反力防止装置の転倒防止装置としての利用、張出ブロック上縁へのフェールセーフ鋼材の配置および桁端緩衝ダンパーを設けることにより大規模地震時に対してフェールセーフ機能を付与させ構造全体として信頼性の高い耐震システムとるなど、フェールセーフの考え方を広く取り入れたものとなっている。

本工事は、2002年6月10日、無事故無災害で無事竣工を迎えることができ、2002年11月16日の白川IC～五箇

山IC間の開通により供用を開始した。本橋での試みが、今後同種の施工条件を有する山岳橋梁等の設計・施工の参考となれば幸いである。

最後に、本橋設計当時ご指導いただいた日本道路公団本社技術部構造技術課課長代理（当時 中部支社建設第二部構造技術課課長代理）水口和之氏ほかご指導・ご協力いただいた関係各位に記して謝意を表します。

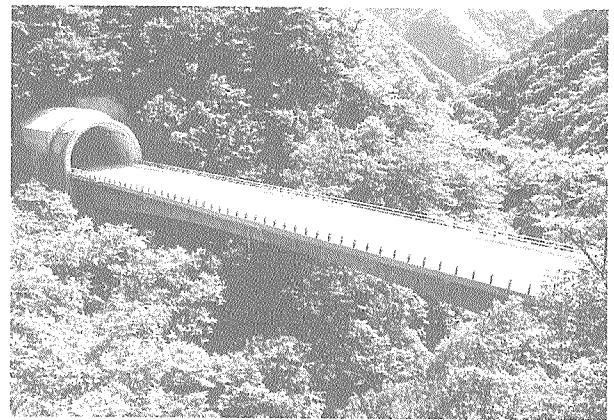


写真 - 9 全景

参考文献

- 1) 日本国有鉄道構造物設計事務所：押出し工法によるPC桁設計施工の手引き、1980.3
- 2) H.Ikeda, M.AZETA, H.AKIYAMA, K.SHOJI, Y.MATSUO: Design of Kazura Bridge, Tokai-Hokuriku Expressway, Proceedings of The 11th Symposium on Developments in Prestressed Concrete, Japan Prestressed Concrete Engineering Association, pp.55-60, 2001.11.
- 3) H.Ikeda, M.AZETA, H.AKIYAMA, M.KATO, Y.MATSUO: Design and Construction of Kazura Bridge, Tokai-Hokuriku Expressway, Proceedings of fib2002 Congress, fib, 2002.10.

【2003年1月28日受付】