

I. 技術論文

1

施工計画

ケーブルエレクション直吊工法の安全施工

日本橋梁建設土木施工管理技士会

宇野重工株式会社

現場代理人・監理技術者

計画担当者

狩野

徹[○]

谷口好信

1. はじめに

本工事は、ダム湖及び国道と林道に面した急峻かつ狭隘な地形に、橋長83.0m 鋼重318.6tの鋼下路式トラスランガー桁橋を新設する工事である。

本稿では、ケーブルエレクション架設工事に関し、その特徴や工夫した点について報告する。

工事概要

- (1) 工事名：一般国道169号（土場バイパス）
道路改良（橋梁上部工）工事
- (2) 発注者：三重県熊野建設事務所
- (3) 工事場所：三重県熊野市神川町土場地内
- (4) 工期：平成27年12月7日～
平成29年2月23日

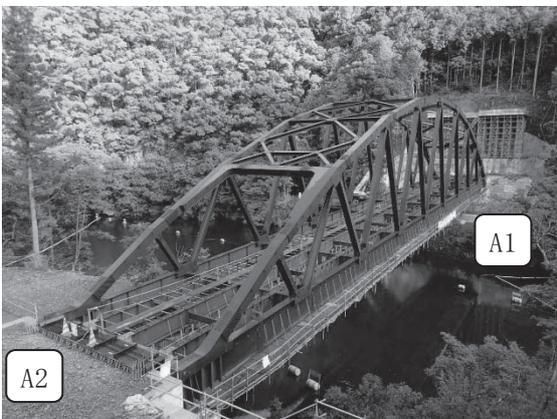


図-1 架設完了

2. 現場における問題点

ケーブルエレクション直吊工法における計画の重要なポイントは仮設計画である。本工事では、アンカー設備・鉄塔設備の計画に問題があった。

① A2鉄塔後方索は、図-2・図-3のとおり一般国道169号に近接し荷取りヤードの確保を考慮して配置されたため、水平方向との角度が60°と急勾配な計画であった。この角度では各設備への載荷荷重が大きくなるため、設備の配置を修正して角度を小さくする必要があった。

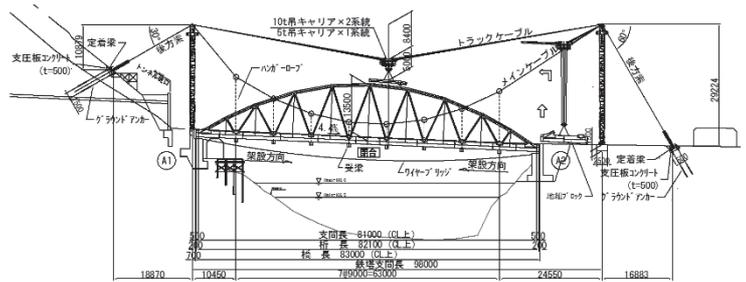


図-2 架設計画図

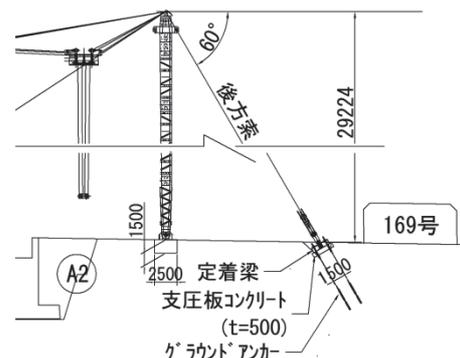


図-3 A2側鉄塔・アンカー設備配置



図-4 地盤状況

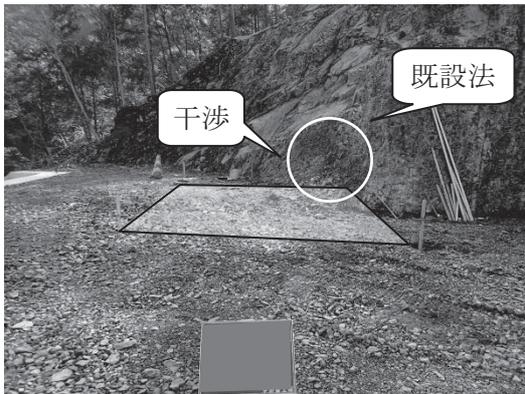


図-5 既設法面

②アンカー設備は、A1・A2とも各2基のコンクリート支圧板・定着梁をグラウンドアンカー（4本/基）にて固定する計画であった。特にA1側アンカー定着部は、図-4のとおり堆積土であり地盤の種類が明確でない事から設計条件を確認する必要があった。

③A2（L側）鉄塔基礎は、図-5のとおり既設の法面と干渉していたが、法面の安定勾配を確保するため掘削ができなかった。

④品質確保と安全管理のために、効率的な日常管理手法を確立する必要があった。

3. 工夫・改善点と適用結果

①A2アンカー設備は、図-3のとおり一般国道169号に近接しており位置を変更することが不可能であった。よって、A1・A2鉄塔高さおよびA2鉄塔位置を表-1のとおり修正した。

角度修正により鉄塔・定着梁・グラウンドアンカーに作用する力を表-3の通り修正した。なお、

表-1 鉄塔高さ・位置

	設計	修正
A1 鉄塔高さ	25.2m	27.1m(+1.9m)
鉄塔～Anc 設備間	18.9m	19.6m(+0.7m)
A2 鉄塔高さ	28.9m	26.2m(-2.7m)
鉄塔～Anc 設備間	16.9m	20.5m(+3.6m)

表-2 後方索の角度

	設計	修正
A1	30°	33° (+3°)
A2	60°	53° (-7°)

表-3 作用力（単位：KN）

		設計	修正
鉄塔軸力	A1	2,840	2,560 (90%)
	A2	4,690	3,570 (76%)
定着梁 (集中荷重)	A1	1,936	2,068 (107%)
	A2	3,534	2,594 (74%)
グラウンドアンカー (設計張力)	A1	1,147	1,178 (103%)
	A2	1,964	1,369 (70%)



図-6 鉄塔頂部

鉄塔頂部におけるケーブル定着方法は、図-6のとおり乗越し型とした。

また、図-7のとおり組合せバックステー(A1:1-28φ<6*24>・A2:2-50φ<7*19>)を設置して鉄塔の変位を抑えた。

なお、鉄塔変位量は最大でA1:23mm、A2:103mmであった。

ここで、当初計画を見直したことで確認すべき事項があった。

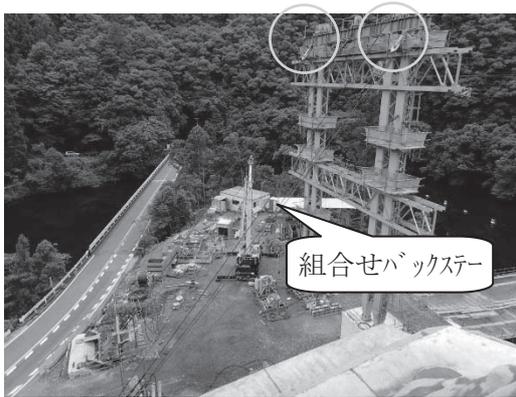


図-7 組合せバックステー

まず、左右両岸の鉄塔高低差が当初より+4.6 mと大きくなったためケーブルクレーンへの影響が無いを確認した。ロープ角度より走行索の張力を算出し安全率4を満足するロープを選定した。次に、荷取りヤードが10mと設計より5.5m短くなったため、両端部の架設ブロックの地組立用に、A2下部工に図-8のとおり荷受バントを設置することでヤードを確保した。

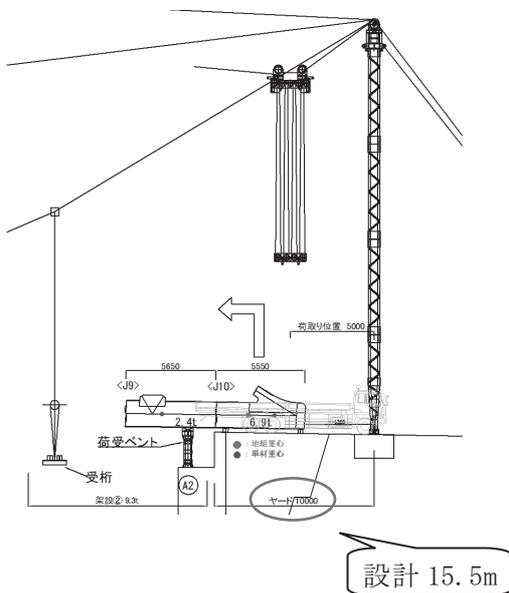


図-8 荷受バント

②地盤の種類を明確にするためグラウンドアンカー掘削角度と同じ角度で現地ボーリング調査を実施し図-9・図-10の結果を得た。

アンカー定着部における地盤の種類は、設計と異なる風化岩・軟岩である事が判明したためグラウンドアンカー設計張力(表-3)に基づき修正

A-1側ボーリング結果(斜め下方33°)

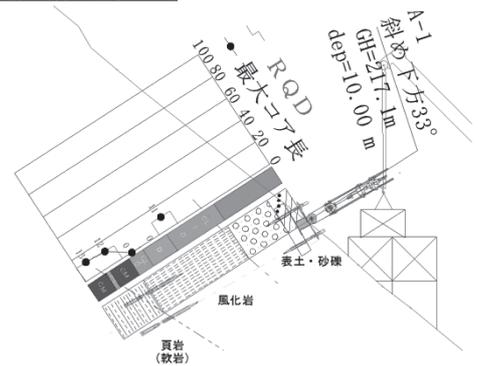


図-9 A-1側ボーリング結果

A-2側ボーリング結果(斜め下方53°)

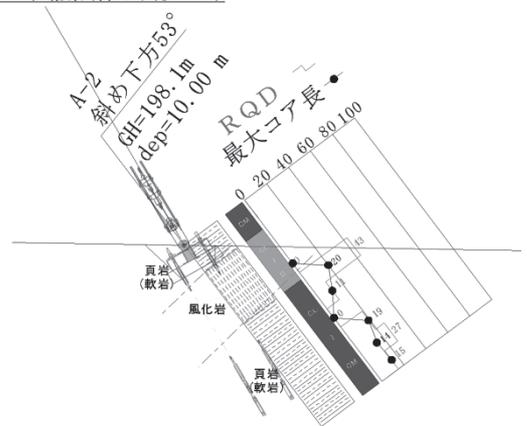


図-10 A-2側ボーリング結果

設計を行った。使用アンカーは、設計張力が許容引張力を満足していたため変更の必要はなかった。しかし、アンカー定着長は地盤の種類より定める周面摩擦抵抗の影響を受けるため変更した。なお、アンカー定着長は $L_a = Td2 / (\pi * d_a * \tau)$ にて算出した。

$Td2$: アンカー体設計張力 (設計アンカー張力 * 安全率)

d_a : テンドン削孔径 τ : 周面摩擦抵抗

なお、周面摩擦抵抗は地盤の種類により表-4 (グラウンドアンカー設計・施工基準より)となる。修正設計により、アンカー体長を変更し適切なグラウンドアンカーを選定した。また、定着具の固定方法は緊張力が地震等で低減する事のない、くさび式からナット式に変更した。更に、アンカー緊張力の変動を目視にて確認できる「見えるアンカー」(図-11)を取り付け日常管理を実施した。

表-4 摩擦抵抗

地盤の種類		摩擦抵抗 (MN/m ²)
岩盤	硬岩	1.50~2.50
	軟岩 ※設計	1.00~1.50
	風化岩 ※修正	0.60~1.00
	土丹	0.60~1.20



図-11 見えるアンカー

なお、定着時緊張力は許容アンカー力を超えない値とし設計アンカー張力の110%とした。これによりアンカーの変位は全くなかった。

③既設法面を掘削する事が出来なかったため図-12のとおり左右の鉄塔基礎に3mの高低差を付けた。ただし、鉄塔の橋軸方向回転時に、ねじりが発生することの無いよう調整架台を設けて回転軸を揃えた。

なお、L側鉄塔基礎は直接基礎の安定計算より構造を決定した。

アンカー設備・鉄塔設備・直吊設備の変位量はTSによりデジタル管理した。また、直吊主索の後方索張力は、図-13のとおり3本中1本の主索にロードセルを配置して管理した。なお、最大張力は274KNであり設計値以内であった。

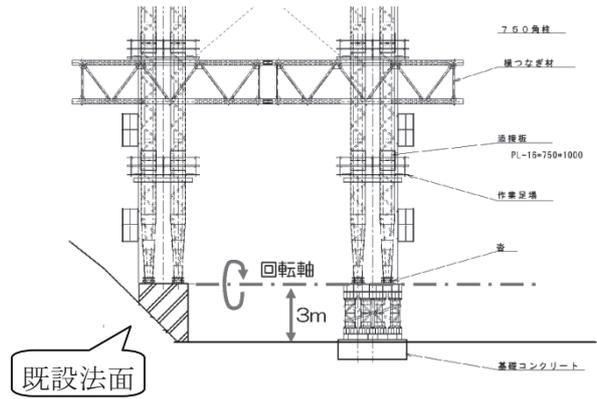


図-12 鉄塔基礎

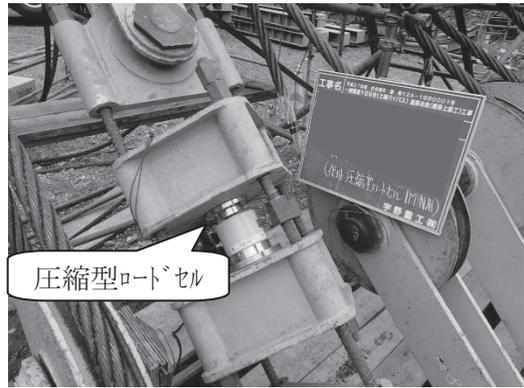


図-13 ロードセル

4. おわりに

冒頭で述べたとおりケーブルエレクション架設工法における計画の重要なポイントは仮設計画である。今回の工事では、入念な事前準備によりアンカー設備・鉄塔設備に不具合は発生しなかった。

また、有限変位骨組解析による解析結果により鉄塔変位・受桁変位・アンカー反力等を算出し日常管理を実施することで確実に安全な施工管理が実施出来た。

最後に、熊野建設事務所の関係各位に適切な助言、協力を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

施工計画

第三者への影響を考慮した、軟弱地盤部への 補強盛土施工の取り組み

長野県土木施工管理技士会
北陽建設株式会社
現場代理人
栗林 拓 司

1. はじめに

長野県小谷村梨平地区は、白馬村との境に位置し、過去の地すべりによって生じた緩傾斜地が広く存在している事から、平成9年7月22日の建設省告示で地すべり防止区域に指定された地域である。

本工事は、平成26年11月22日に発生した長野県神城断層地震に伴う、災害復旧関連の工事である。梨平地区では、村道の陥没や擁壁の転倒等の被害に見舞われ、本工事では、村道下の斜面において、地すべり対策工事を実施した。前年度工事にて当該地すべりブロックの内、約半分を完了しており、残りを今回の工事にて完了させる計画であった。

工事概要

- (1) 工 事 名：平成27年度 地すべり対策工事
- (2) 発 注 者：長野県姫川砂防事務所
- (3) 工事場所：長野県北安曇郡小谷村梨平
- (4) 工 期：平成28年2月16日～
平成28年10月12日
- (5) 主な工事内容：土工 掘削土量 1,200m³
補強盛土工 215m²
アンカー工 20本
ざぶとん枠 20基

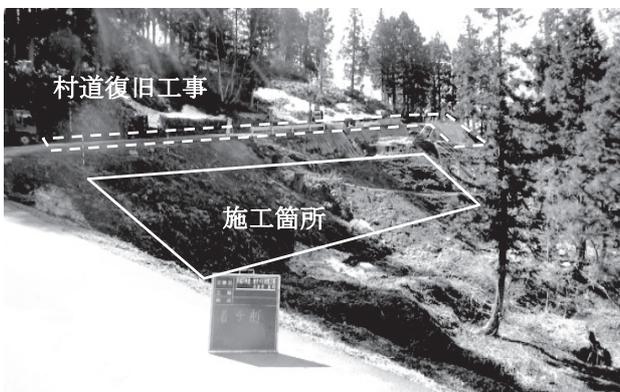


図-1 着手前（点線内、村道復旧工事）

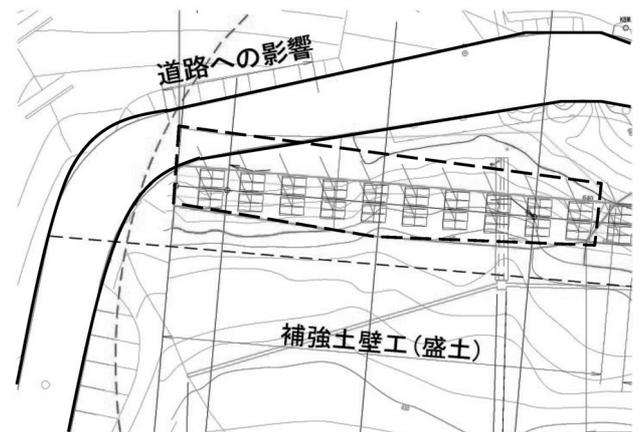


図-2 当初平面図（点線内 施工範囲）
（実線 村道）

2. 現場における問題点

前年度工事開始前に、設計照査と、アンカー基本試験によりアンカー体部の周面摩擦抵抗を確認した。それに併せて、アンカー体を利用した平板載荷試験を行い、地耐力の確認をした。

その結果、以下の表の様になり、地耐力が不足する事に伴う以下の問題が挙げられた(表-1)。

表-1 当初設計諸条件及び試験結果

	周面摩擦抵抗	地耐力(支持力)
当初	0.60N/mm ²	200 k N
実測	0.52N/mm ²	100 k N

①アンカー受圧板設置地盤の地耐力不足

平板載荷試験を行った結果、上記のとおり大幅に地耐力(支持力)が不足する値となった。アンカー受圧版の設置時に、設計アンカー力を導入した場合、地盤が沈下する可能性があり、地耐力の確保が課題となった。

②村道に影響する掘削

軟弱地盤の掘削ライン(図-3)の一部が斜面上部の村道まで掛かってしまう。この村道は、梨平集落にとって唯一の生活道路のため長期の通行止めは避けなくてはならなかった。

また、この村道自体も別途発注工事にて災害復旧として先に道路が構築されており、こちらへも掘削の影響を考慮しなくてはならなかった。

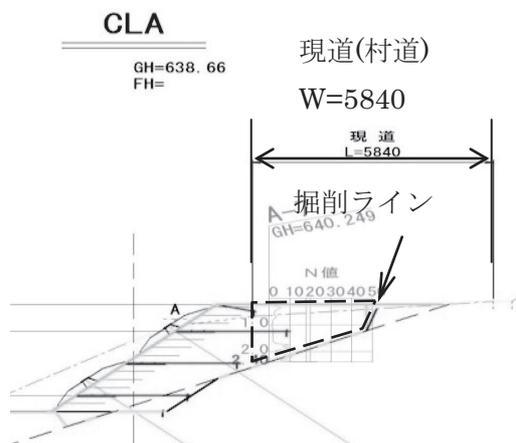


図-3 当初横断図(点線内は影響範囲)

3. 工夫・改善点と適用結果

試験結果(表-1)に基づき、アンカー仕様を(表-2)の内容に変更し、この設計諸条件を満足し村道への影響を考慮した変更提案を行った。

表-2 設計諸条件の変更内容

	アンカー力	周面摩擦抵抗	地耐力(支持力)	アンカー施工段数
当初	983.0kN/本	0.60N/mm ²	200kN	1段
変更	507.0kN/本	0.52N/mm ²	100kN	2段

①アンカー受圧版設置地盤の段階的地耐力の確認

1) 段階的な地耐力確認による掘削範囲の管理

掘削に伴う村道への影響を最小限に抑えるために、掘削の進捗段階に合わせて簡易貫入試験(図-4)を実施して地耐力の確認を行った。設計地耐力100N/m²を確認してから掘削を進めていく事で、余分な掘削をする事なく、村道への影響を抑え、補強盛土(ジオテキスタイル)の置き換えにより堅固な地盤を構築するようにした。

また、掘削を進めていく中で、地盤を脆弱化させる湧水が複数箇所あった。そこで、法面排水工及び、暗渠排水工を施し、補強盛土内に溜水しないように対策した。

簡易貫入試験結果表

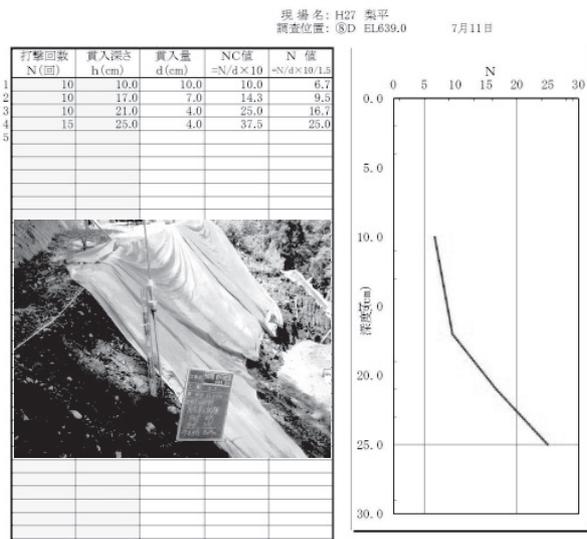


図-4 簡易貫入試験結果

2) 補強盛土工完了後の地耐力確認

掘削後のアンカー受圧版設置地盤には、新たに補強盛土工（ジオテキスタイル、盛土材：再生クラッシャーラン RC-40）を構築した。

補強盛土後の地耐力の確認方法としては、大型重機を反力にして行うのが容易な方法である。しかし、本施工箇所は狭小なため大型重機等の搬入ができず、スウェーデン式サウンディング試験(図-5、6)にて地耐力を確認する事とし、良好な結果を得る事ができた。

スウェーデン式サウンディング試験							記録用紙	
調査名：平成27年度 地すべり対策工事 (地)梨平地区 北安曇郡小谷村 梨平								
測点番号：A 天候：晴れ 試験者：横内 達 調査年月日：2016年7月23日								
No.	荷重 W sw (kN)	半回転数 Na	貫入深さ D (m)	貫入量 L (cm)	1m当たりの 半回転数 N sw	記事	許容支持力 qa (kN/m ²)	
1	0.05		0.03	3			0.0750	
2	0.15		0.04	1			0.6750	
3	0.25		0.04	0			---	
4	0.50		0.04	0			---	
5	0.75		0.07	3			16.8750	
6	1.00		0.10	3			30.0000	
7	1.00	9.0	0.34	24	38		52.8000	
8	1.00	20.0	0.50	16	125		105.0000	
9	1.00	50.0	0.60	10	500		330.0000	

スウェーデン式サウンディング試験 【 観測用紙 】 1/1

調査名・調査地点：平成27年度 地すべり対策工事 (地)梨平地区 北安曇郡小谷村 梨平

測点番号：A 標高： 試験者：横内 達

調査年月日：2016年7月23日 天候：晴れ 最終貫入深さ：0.60 m

深さ (m)	性状	貫入 W _{sw} (kN)	貫入量 L _{1m} 当たりの半回転数 N _{sw} (回)
0.25		0.05	50
0.50		0.15	105
0.75		0.25	200
1.00		0.50	300
1.00		0.75	380
1.00		1.00	500

図-5 スウェーデン式サウンディング試験結果表



図-6 スウェーデン式サウンディング試験状況

②村道に影響のない設計変更の提案

1) アンカー受圧版の設置変更及び解析

前年度工事にて、地耐力不足によりアンカーの配列が横1段から上下2段に変更された。そこで、本工事では村道に影響するアンカーの一部を、配置変更するよう提案した。それに併せて安定解析を行った結果、配置変更後も、必要抑止力が確保することができたことから、変更案が採用された。(図-7)

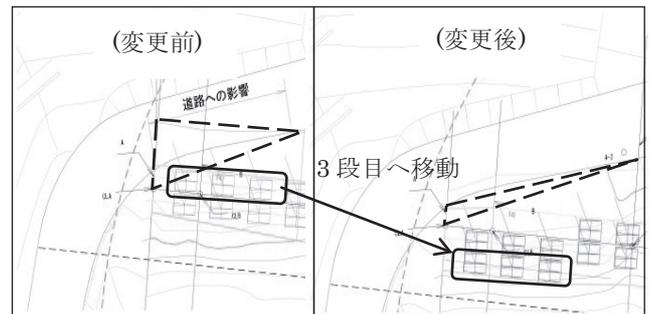


図-7 アンカー配置変更 (点線内 村道影響部)

2) 補強盛土工構造変更

アンカーの配列を変更することにより補強盛土工の構造計算を見直すと、補強盛土工の直高を5.2 mから5.8 mに変更する必要があった。更に控え長も2.8 mから3.1 mへ0.3 m長くする必要があった(図-8)。そこで、前述したとおり、仕上がり面を前面に出すことで、掘削に伴う村道への影響を解消した。

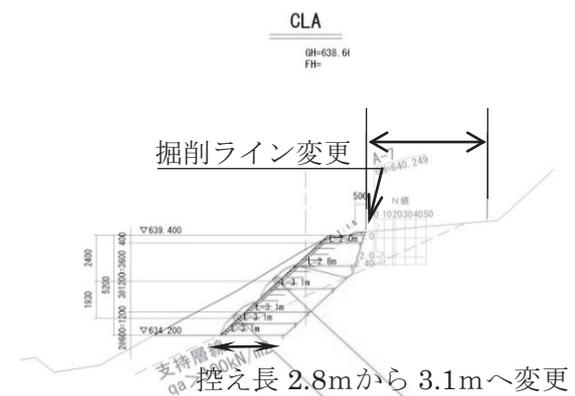


図-8 控え長変更

3) 植生土のうち詰め材の検討

ジオテキスタイルの表面側には、植生土のうが計画されていた。ただし、中詰め材には、当初設計から考慮されておらず、一般的には、現場発生



図-9 土のう作成器



図-11 竣工



図-10 補強盛土工完了

土を使用する。しかし、今回は軟弱地盤の土砂を混入すると、アンカー受圧版の設置時に変荷重により押しつぶされる等、所定のアンカー力が導入されない恐れがあった。そこで、盛土材と同様の再生クラッシャーラン（RC-40）に変更することにした。

このことにより、盛土材の敷均し・転圧作業と、植生土の中詰め作業が同時にでき、工期短縮と、コスト削減に繋がった。

4. おわりに

以上の計画、対策を立て実施したことにより、補強盛土の強度は堅固になり、アンカー工のプレストレス作用により、所定の地すべり抑止効果を確保できた。

長野県神城断層地震は11月下旬に発生し、その後の積雪により、被災状況の不明確な中での災害関連の工事発注でした。そのため、翌春の融雪時に新たな被害状況が見つかるなど、当初計画を大幅に見直す必要があり、工事着手が大幅にずれ込み、工期末期には非常に慌しい現場でありました。

最後になりますが、当初より工期内での工事完了が懸念されたにも拘らず、迅速に対応してくださった長野県姫川砂防事務所の方々また、工事にご理解、ご協力してくださった、地元の皆様に厚く御礼申し上げます、結びとさせていただきます。

施工計画

吉野川大橋（下り）補修工事の施工

日本橋梁建設土木施工管理技士会

川田工業株式会社

現場代理人・監理技術者

工事担当者

濱田 哲郎[○]

岩田 祥史

1. はじめに

「吉野川大橋」は、国道11号一級河川吉野川上に位置し（図-1）、1日の交通量が8万台を超える徳島市内への玄関口となる重要な橋梁である。本橋（下り）は架設後44年が経過し、劣化や老朽化が進行しており、平成23年度定期点検により発見された鋼床版箱桁内の疲労き裂の補修工事が順次進められている。

本文はそれらの内、鋼床版（デッキプレート）と垂直補剛材溶接部に発見された疲労き裂（図-2）の補修事例を報告するものである。

工事概要

- (1) 工事名：平成27-29年度吉野川大橋橋梁補修（その1）工事
- (2) 発注者：四国地方整備局
徳島河川国道事務所
- (3) 工事場所：徳島県徳島市東吉野町2丁目地先
- (4) 工期：平成27年10月10日～
平成29年12月20日



図-1 吉野川大橋(下り線)



図-2 き裂写真
(垂直補剛材部)

2. 鋼床版と垂直補剛材溶接部の疲労き裂

鋼床版と垂直補剛材溶接部のき裂発生原因は、既往の研究成果により車両通行に伴う鋼床版のたわみ変形を垂直補剛材の先端で拘束することで生じる応力集中（鋼床版の板曲げ：図-3）である事が明らかになっており、損傷部周辺の応力集中を補修前の50%程度となる様な半円切欠きを施す補修方法が選定されている（図-4）。

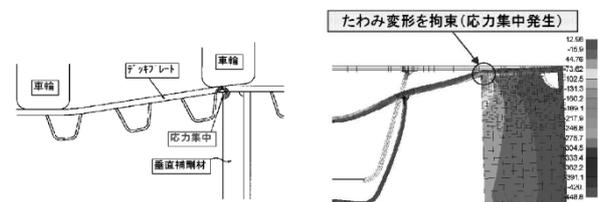


図-3 疲労き裂の発生原因

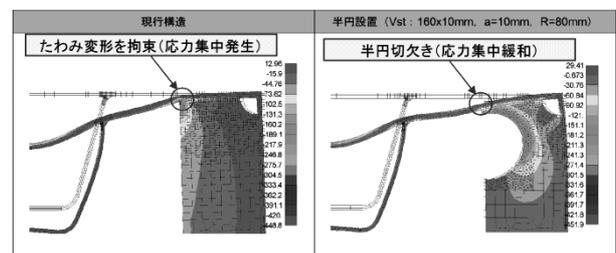


図-4 既往の研究事例（FEM 解析結果）

3. 現場における問題点

- (1) 吉野川大橋（下り）のUリブが現在標準的に使用されているものと比較して断面が小さい上に、支持間隔（ブラケット・横桁間隔）も大きく、鋼床版のたわみ変形が大きい事が予想されるため、

既往の研究結果で設定されている半円切欠き半径をそのまま適用した場合、所定の補修効果が得られない恐れがあった（表-1）。

(2) 箱桁（箱桁断面：幅6.0m×桁高3.0m，支間長：71m）には換気用孔が無く、作業用マンホールも橋脚部にしか無い上に、供用中の電力送電設備（四国電力）も添架されている為、箱桁内の作業環境を配慮し、火気の使用（ガス切断等）を極力避ける必要があった。

(3) 半円部の仕上がり形状が、応力伝達に直接影響を及ぼす事となる為、品質的に非常に重要である。しかしながらデッキプレート付近の狭隘な箇所におけるガス切断（仕上げ作業含む）は、作業員の技能に左右され、仕上がり形状がバラつく可能性があった（図-5）。

表-1 Uリブ形状比較表

	形状（板厚 6mm）	Uリブ支持間隔
既往 （標準）	320*240 mm （底面幅：213mm）	2,500 mm
本橋	320*200 mm （底面幅：150mm）	2,960 mm

図-5 垂直補剛材周辺の構造図

4. 工夫・改善点と適用結果

(1)-1 FEM 解析の実施

既往の研究事例と断面形状が異なる為、横リブ

2パネル分（2,960mm×2）を取り出した部分モデル（既往の研究事例と同じパネル分）でFEM解析を実施し、垂直補剛材の半円切欠き形状を決定する事とした（図-6）。

FEM解析を実施するパラメータについては、現場を考慮し、き裂切削幅（g）と切欠き半径（R）及び切欠き深さ（L）とした。

また次項に示すスリット切欠きを検証する為、FEM解析モデルに反映する事とした（図-7）。

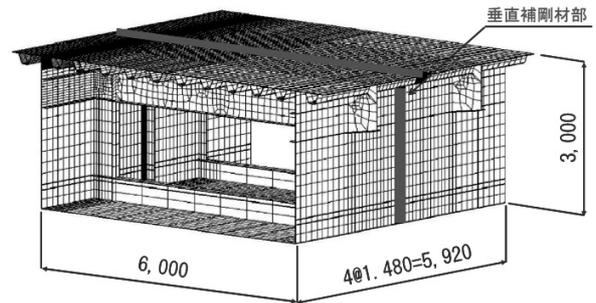


図-6 解析モデル図

No.	補剛材幅	デッキ離れ	切欠き半径	切欠き深さ	亀裂切削幅	R+L-g	備考
	b	a	R	L	g		
1	145	—	—	—	—	—	補修前モデル
2	145	20	20	55	0	75	
3	145	20	20	55	20	55	No.8との比較用
4	145	20	20	55	30	45	
5	145	20	20	80	30	70	
6	145	20	20	80	40	60	
7	145	20	20	80	50	50	
8	145	20	75	0	20	55	No.3との比較用
9	145	20	100	0	50	50	

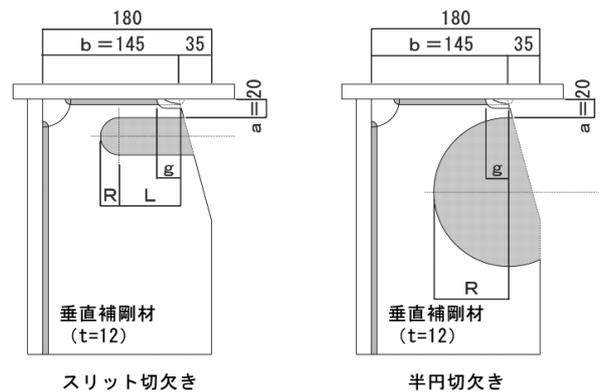


図-7 解析パラメータ

(1)-2 FEM 解析結果（図-8・表-2）

①スリット切欠きによって応力集中箇所が、き裂発生箇所である垂直補剛材先端部からスリット孔周辺に移行しており、着目部の応力は補修前の22%程度（=1400N/mm²→299N/mm²）まで低減できる事がわかった。

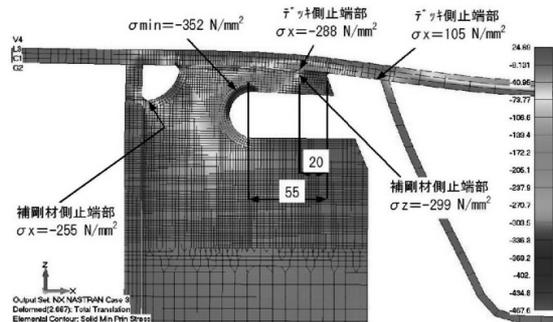
表-2 発生応力一覧表

発生応力[N/mm ²]	補修前	スリット切欠き	半円切欠き
垂直補剛材先端部	1400	299	532
スリット部		352	206
スカラップ部	51	255	180

②スリット切欠きによってスカラップ部の応力が増加する(=51N/mm²→255N/mm²)が、増加量は補修前の垂直補剛材先端部応力と比較して小さく(=255N/mm²<1400N/mm²)、溶接止端仕上げ処置を行う事で対応する事とした。

③スリット切欠きは半円切欠きと比較して、スリット孔部応力やスカラップ部応力が大きいものの、垂直補剛材先端部の応力低減効果が高くなる事が分かった。(=299N/mm²<532N/mm²)

従って、スリット切欠きの方が半円切欠きよりも補修効果が高い為、スリット切欠き施工を採用する事とした。



No. 3 スリット切欠きモデル

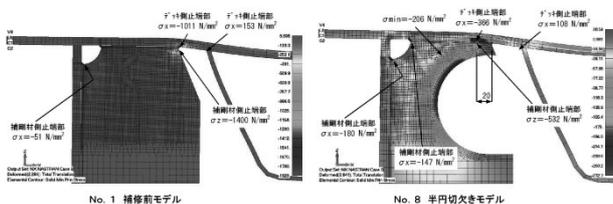


図-8 FEM 解析結果

(2) 磁気応用孔明機 (アトラー) の採用

半円切欠きは半径R = 80mm 程度となる為、施工する場合は、ガス切断 (加工) が一般的であるが、切欠き半径を磁気応用孔明機 (アトラー) の孔明可能な大きさ (φ40) に変更する事で、火気の使用 (ガス切断) を回避する事ができた。

また、スリット切欠きの施工では、アトラーに

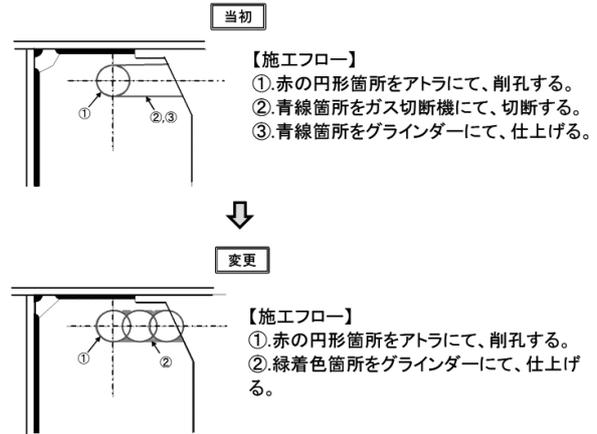


図-9 スリット切欠き施工方法

よる削孔を複数回横にずらして行う事により、半円部から垂直補剛材端までの直線部の切断作業に掛かる作業員の負担 (ガス切断やセーバーソー等複数の工具を作業箇所毎に持ち歩く事) を軽減し、効率よく施工できる様に工夫した (図-9)。

(3) アトラーによる削孔をする事により、削孔面が半円部の出来形となる為、作業員の技能に左右される事が無くなった。また、切削刃を定期的に交換する事により、破面形状が美しく、同一形状の切欠き半径に加工する事ができた。結果、均一で高い品質を有する切欠き半径を確保する事ができた。(計画通りに応力伝達させる事が実現できた。)

5. 垂直補剛材部の補修施工

垂直補剛材部の補修施工は、①損傷箇所の塗膜除去、②磁粉探傷試験 (事前) によるき裂の有無、進展位置、き裂長の記録 (写真撮影)、③き裂切削除去の順序で行った。なお、き裂のデッキプレートへの進展有無を確認する為、溶接金属 (垂直補剛材母材含む) のみを切削し、デッキ面を露出させて磁粉探傷試験 (事後) を実施した。デッキプレートにき裂が進展している場合は、デッキの板厚方向への追加切削、若しくはストップホール処置後、当て板補修を行う事とした。

④き裂切削量に応じて、スリット切欠き深さを定め、スリット切欠き施工を実施した。アトラー削孔後、グラインダー処理によりスリット部の仕



図-10 補修完了写真

上げを慎重に行い、補修施工を完了とした。

またFEM解析より、き裂先端部及びスカラップ部の応力が高くなる為、き裂の切削除去後に溶接止端部仕上げを行い、疲労強度を高め、新たな疲労き裂が発生しない様に工夫した(図-10)。

6. 応力計測

鋼床版に進展したき裂の対処方法として、鋼床版の板厚方向に追加切削によるき裂除去を実施したが、当て板補修等の応急対策の必要性を確認する為に、応力計測(72時間連続計測)を実施した。

応力計測箇所は、補修前箇所と板厚方向の切削深さが最大な箇所とし、①②スカラップ部、③デッキ切削部、④垂直補剛材部、⑤スリット部の位置の発生応力を計測した(図-11)。応力計測の結果(表-3)、垂直補剛材先端部の応力は、24%程

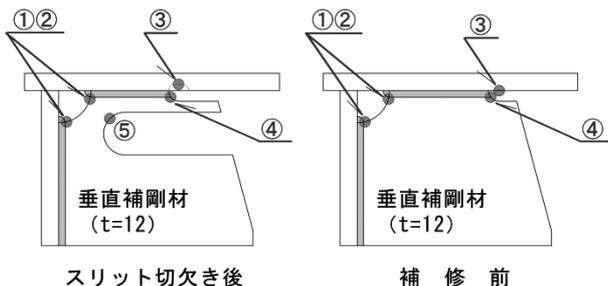


図-11 応力計測ゲージ位置図

表-3 応力計測結果

	ゲージ No.	最大計測値 [N/mm ²]	疲労損傷比
補修前	①	13.6	9.18E-06
	②	14.0	1.07E-06
	③	45.3	3.52E-05
	④	302.8	3.33E-03
切スリッ 欠き後ト	①	92.7	3.95E-05
	②	86.5	3.72E-05
	③	67.0	2.83E-05
	④	70.0	2.70E-05
	⑤	281.2	3.39E-04

表-4 FEM解析結果との比較表

	FEM解析結果	応力計測結果
垂直補剛材先端部の応力低減率	22%	24%
スカラップ部への応力増加率	5倍	6.5倍

度(=302.8N/mm²→70.0N/mm²)まで低減している事が確認できた。

また、補修後の疲労耐久性は補修前の約10倍(=3.327E-03/3.930E-04)であり、鋼床版切削部の疲労耐久性は補修前の約1.2倍(=3.519E-05/2.827E-05)であった。

従って鋼床版切削箇所への応急処置としての当て板設置は不要と判断できる。

FEM解析結果と応力計測結果を比較すると、ほぼFEM解析結果通りの結果を得る事ができた(表-4)。これらはスリット切欠き施工の形状が精確に施工した結果であり、本補修方法が妥当である事が確認できた。

7. おわりに

本工事は、標準的な鋼床版と異なるUリブ形状であったが、鋼床版と垂直補剛材溶接部に発生した疲労き裂に対して半円切欠き(スリット切欠き)補修が有効である事が確認できた。

今後の鋼床版の疲労き裂補修工事に対して一つの参考資料となれば幸いです。

最後に、四国地方整備局、徳島河川国道事務所、徳島国道出張所の関係各位に適切な助言、協力を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

施工計画

トラベラクレーン張出し架設の架設管理（留萌大橋）

日本橋梁建設土木施工管理技士会
エム・エム ブリッジ株式会社

建設部 工事1グループ プロジェクト室 技術グループ 主席
村 田 昭 好[○] 佐々木 竜 治

建設部 工事2グループ 主任
小 泉 辰 生

1. はじめに

本工事は深川JCTを起点として留萌市に至る深川留萌自動車道の終点側に位置する橋長339mの橋梁である。形式は交差する国道233号、一級河川留萌川、JR留萌本線との位置的制約から最大支間94mを有するA1-P3を細幅箱桁、支間が短いP3-A2を少数鉸桁とした6径間連続合成桁の混合橋で、床版には鋼コンクリート合成床版が採用された。架設は河川上をトラベラクレーン張出し架設、国道上は夜間通行止めによる300t吊クローラクレーンを用いた一括架設、その他は200t吊クローラクレーンによるクレーンベント架設を採用した。

本橋梁ではトラベラクレーン張り出し工法のため、架設ステップを考慮した解析を行い、解析結果との整合性（X、Y、Zの値）を確認しながら架設を行った。本稿では、本工事において実施した内容について記す。

工事概要

- (1) 工 事 名：深川留萌自動車道留萌市留萌大橋
上部工事
- (2) 発 注 者：国土交通省北海道開発局 留萌開
発建設部
- (3) 工事場所：北海道 留萌市
- (4) 工 期：平成26年11月1日～



図-1 完成写真

平成28年10月31日（全体）

平成27年7月1日～

平成28年10月31日（現地）

- (5) 橋梁形式：6径間連続鋼箱桁鋼鉸桁橋（混合橋）
- (6) 橋 長：339.0m
- (7) 支間長：46m + 94m + 55m + 55m + 58m + 29m
- (8) 総重量：1089t

2. 現場における課題・問題点

P1-P2間の右岸側の架設は、架橋位置が堀込河川で桁下までの進入路が確保できないため、トラベラクレーンを用いた張出し架設（最大張り出し長31.4m）を採用した。

張出し架設時の課題と対策を以下に記す。

①桁の転倒対策

張出し架設における桁の転倒防止のため、P2-P4間の桁を先行架設しアンカースパンとした。しかしながら架設ステップ解析の結果、桁張り出し時においてトラベラクレーンが旋回(90°)した際、アンカースパンの重量だけでは安全率1.2を確保するには約20t足りなかった。そのため、アンカースパン架設時に設置したB4ベントを10tチェンブロック4台で桁と固定し、カウンターウェイトとすることで安全率を確保した。

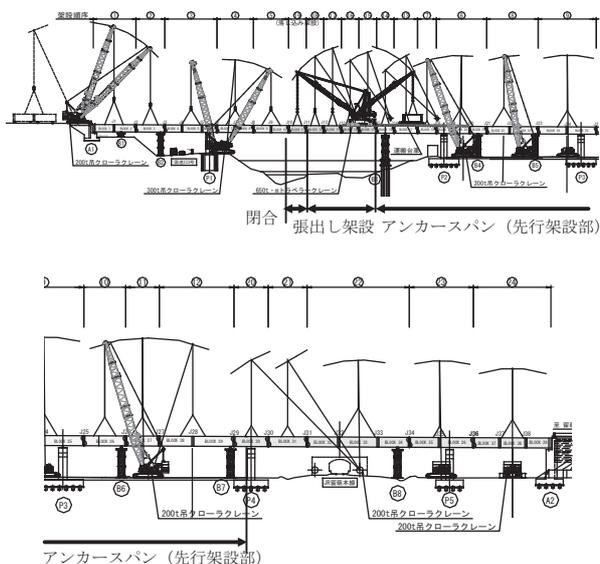


図-2 架設計画図

②主桁の形状管理

トラベラ張出し架設を行う上で、架設時の形状管理方法が問題として挙げられた。そのため、張出し架設時の主桁の形状管理は、計画段階において、架設時の構造系、実鋼重、剛度、仮設備の位置とその重量を考慮したステップ解析を行った。また、本橋は橋長が長いため(橋長339m)、日照による桁の温度伸縮を考慮した橋体温度影響解析を行い、架設時の形状管理値を算出した。架設段階では、各々の架設ステップにおいてウェブの上下で桁温を計測し、温度補正した管理値と桁の計測カンバー値を比較しながら架設した。また、張出し架設時の架設誤差を累積させないため、ステップ毎に最終形状を予測し誤差の調整量を算出し、自動追尾型トータルステーションを使用した



図-3 自動追尾型 TS による計測

3次元架設精度予測管理システムを用いた。その結果、最大支間長94mの長大スパンであったが、規格値の50%以内(±36mm以内)での管理を行うことができた。

③ P1-P2間の桁の閉合方法

閉合ブロック架設時はワーキングスペースの確保が問題となる。そのため、閉合作業を行う前に、まず起点側の桁のセットバックを行った。セットバック量は閉合時の気温を考慮し、50mmセットバックした。また、桁の閉合直前において、張出し桁長はP1、P2側とも31.4mにおよび、その際の張出し先端部のたわみはP1側で77mm、P2側で143mmとなる。閉合時の桁仕口形状の解析の結果、閉合桁を無応力で連結(モーメント連結)させるためには、張出し桁のP1橋脚で201mm、B3ベントで205mmのジャッキアップを行う必要があった。また、張出し架設時の最大桁反力は1主桁あたり1978KN作用することから、ジャッキアップ設備として200t鉛直ジャッキを各々の支点到1主桁あたり2台ずつ設置した。

ジャッキアップ時の反力を最小にするため、両継手上にセッティングビームで仮受け状態とし、トラベラクレーンをB3ベント上まで後退後に、設計量のジャッキアップを行った。

接合作業は、落とし込み桁に仕口調整装置(引込みジャッキ+押しジャッキ)を設置し、閉合時の仕口のねじれ誤差等を調整した。調整方法は連

結部の上フランジ側では押しジャッキ・下フランジ側では引込みジャッキを設置し、仕口の誤差を解消した。下記に閉合のステップを記載する。

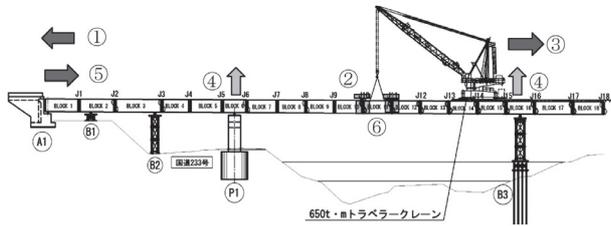


図-4 閉合時計画図

- ① A1～J10主桁を A1側に50mm セットバック
- ② 閉合ブロック J10～J11主桁架設（セッティングビームで仮受けする）
- ③ トラベラクレーンを B3ベントまで移動
- ④ P1橋脚（201mm）、B3ベント（205mm）でそれぞれジャッキアップ
- ⑤ A1～J10主桁を J10側にセットフォア
- ⑥ J10、J11継手部仕口調整、高力ボルト本締め

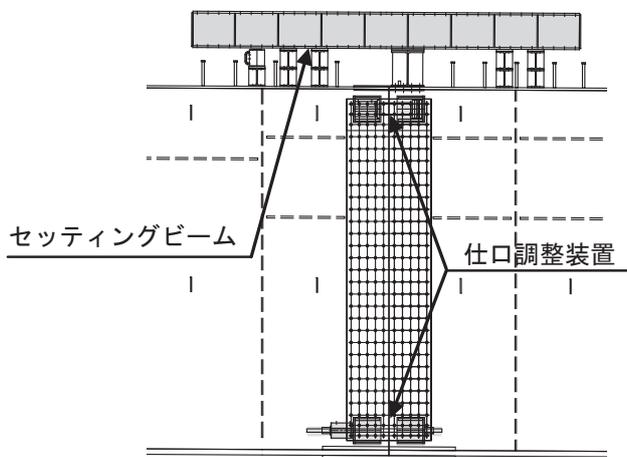


図-5 仕口調整装置

- ⑦ P1橋脚（201mm）、B3ベント（205mm）でそれぞれジャッキダウン
- ⑧完了

3. 工夫・改善点と適用結果

<国道上架設時の工夫>

A1-P1間で交差する国道233号には迂回路が無

く、桁架設時は長時間の通行止めを行うことができないため、主桁架設作業は3ブロックを地組した状態でセッティングビームを設置し、300t吊クローラクレーンを用いた一括架設とした。



図-6 セッティングビーム搭載

<取り組みの実施結果>

上記の工夫を行った結果、通常一夜間中通行止め規制を行って作業をする所、30分以下の夜間一時通行止め規制を6回で予定通り施工することができ、一般通行車両への交通障害を排除できた。



図-7 国道上夜間架設状況

<落成検査の工夫>

トラベラクレーン（吊能力650t・m）を使用するにあたり、落成検査を行った。

検査内容は、外観・寸法確認をした後に、荷重

試験・安定度試験として、吊能力100% (35t×18.5m) でのリミッター作動確認、125% (43.75t×18.5m) での巻上げ・巻下げ・全旋回による動作確認と127% (44.45t×18.5m) での安定確認（旋回90°で地切り）を行い、クレーン性能と安全性を検証した。

その際、試験荷重の重量確認は、無線式の荷重計（計量50t用）を使用することで、荷重確認を地上で視覚的に分かりやすく行った。



図-8 荷重計（ダイナホール）

4. おわりに

トラベラクレーン張出し架設において、本工事では「架設ステップ解析」「3次元架設精度予測管理システム」を取り入れた。

今回の報告が同種工事に寄与し、品質向上に繋がることとなれば幸いである。

最後に、本工事の施工において御協力頂きました関係者の皆様方に感謝の意を表します。

施工計画

鋼 2 主鈹桁橋の出来形精度向上の工夫と軟弱地盤対策

日本橋梁建設土木施工管理技士会

瀧上工業株式会社

現場代理人

加藤 順 一〇

監理技術者

福岡 直 人

担当技術者

柿木 建 二

1. はじめに

圏央道は、都心から半径およそ40~60kmの位置に計画された延長300kmの高規格幹線道路である。圏央道は横浜、厚木、八王子、川越、つくば、成田、木更津などの都市を連絡し、東京湾アクアライン、東京外かく環状道路などと一体になって首都圏の広域的な幹線道路網を成形する首都圏3環状道路の、いちばん外側に位置する環状道路である。

高須賀第2高架橋は常総IC~つくば中央IC間のつくば市を通る6径間連続少数鈹桁橋であり、緩やかな平面曲線（R=1500）を有している。本稿では、曲線桁の出来形精度向上の工夫と軟弱地

盤対策の工夫について述べる。

工事概要

- (1) 工 事 名：圏央道高須賀第2高架橋上部その1工事
- (2) 工事場所：茨城県つくば市高須賀
- (3) 発注者：国土交通省 関東地方整備局
- (4) 工 期：平成26年9月18日～平成27年12月2日
- (5) 施工範囲：鋼橋製作・架設・合成床版工
橋 長：248.0m
支 間 長：35.1+4@34.0+35.35m
有効幅員：10.31m

図-1に本線の一般図を示す。

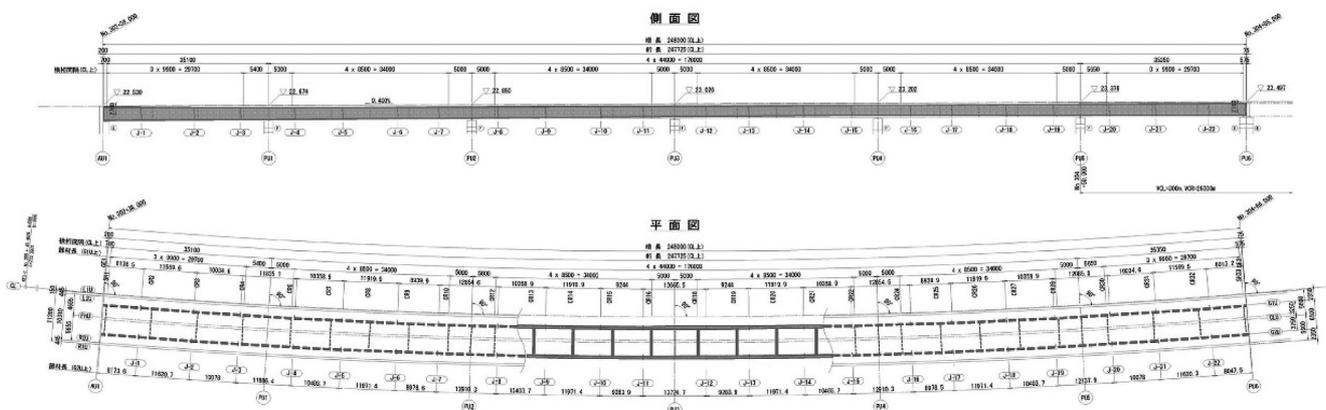


図-1 一般図

2. 現場における課題

2-1. 架設時の出来形精度向上

本橋のような曲線を有する2主桁桁橋では剛性の低い横桁のみで各主桁が連結されており、ねじれやすい特性がある。この特性を考慮した出来形精度向上対策が課題であった。

2-2. 軟弱地盤対策

本橋は高須賀地区の田園部に位置し、現地盤は腐植土を含む軟弱地盤であり、下部工事で必要な範囲は地盤改良が行われていたが、上部工事で使用する大型クレーンの範囲までは未施工であった。このため軟弱地盤対策が課題であった。

3. 課題に対する対応策と適用結果

前述の課題に対して以下の対策を実施した。

3-1. 架設時の出来形精度向上

3-1-1. 地組時における対策

地組時における出来形精度向上対策として下記項目の対策を行い、桁の鉛直度、通り、そり、主桁間隔について管理を行うこととした。

- ①地組に使用する架台に基準梁を設置
- ②鉸桁を箱組して高力ボルトを締付け
- ③仮設二次部材を設置

まず形状保持架台(図-2)上に主桁を地組し、桁の通りは基準梁からの離れを格点において微調整を行い、同時にキャンバーは油圧ジャッキを用いて調整した。桁の通り・そり・鉛直度について形状確認を行った後、高力ボルトの締付けを行った。

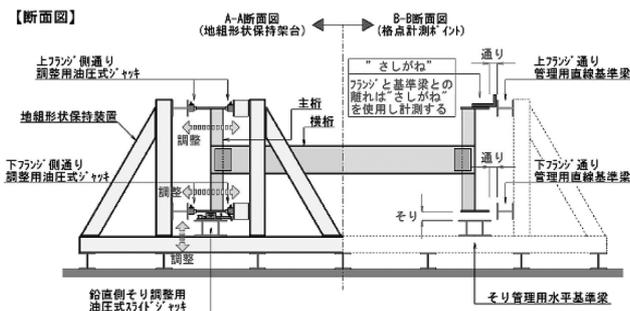


図-2 地組形状保持架台



図-3 地組立状況

地組時の形状管理が終了した後、あらかじめ仮組時に設置した仮設二次部材(対傾構、横構)を同じように現場でも取付け、形状を保持し剛性を高める対策を行った。

また架設時の吊上げ時には玉掛ワイヤーロープの絞込が懸念されたため、形状が変形し、ワイヤーによる水平力が桁に伝達されないよう吊天秤を使用し直吊りが出来る方法を採用した(図-3)。架台からの地切時には形状保持装置との接触が懸念されたため、監視者を各所に配置し慎重な作業を行った。

3-1-2. 桁架設時における対策

架設時における出来形精度向上対策では、キャンバー調整が可能となるよう架設ブロック全ての連結部にベントを設置した。また架設するブロックの連結部を跨ぐ箇所には上下に仮設横構を取り付け平面形状の精度を向上させるとともに、主桁間隔の微調整ができるように間隔調整装置を設置した。さらに、各ベント上および各橋脚上には、平面形状を確実に固定するため、橋軸直角方向に固定装置を設置した。

架設時のキャンバー管理では、工場での仮組時の形状を精度良く再現出来るようパイロットホールを設定し連結した。架設途中のキャンバー計測には桁変位自動計測システム「3Dブリッジ」を使用し、架設ステップ毎に計測を行い管理した。

3Dブリッジはトータルステーションを利用した自動計測システムであり、架設地点近傍に基準

点を2点設置しその基準点を基に、測点のターゲットを自動計測しキャンバーを自動記録する。そのため、測点間の視準角度が浅いと測定誤差が大きくなる傾向が見られたため、架設途中の状況を計測するために使用し、最終確認では通常のレベルで測定した。

測定結果は、架設完了時の多点支持状態では計画値に対して最大-5mmであったが、支点支持状態では-11mmとなった。規格値の±47mmと比較し良好な結果が得られたと考えられる。

平面出来形精度の向上対策では、温度変化による移動を拘束するため各橋脚上の橋軸方向に拘束冶具を配置する対策も同時に行った。さらに夏季施工であることから遮熱ネット（図-4）で桁全体を覆い直射日光による温度変化の影響を低減する対策を行った。

計測の結果、図-5に示すように上フランジと下フランジとの温度差は6℃程度に抑えられ、支承の変位も見られず、安定にモルタル施工を実施することが出来た。



図-4 遮熱ネット設置状況

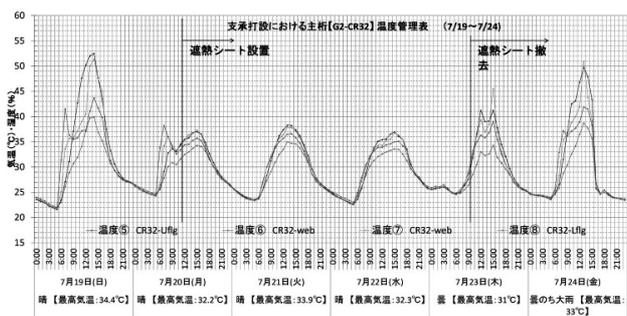


図-5 主桁温度管理

3-1-3. 床版架設時における対策

合成床版パネル架設時の精度向上対策として、工場仮組時に合成床版パネルも仮設置し、平面配置の確認をした（図-6）。

このとき主桁上フランジ上にパネル割付線、支点間における直線基準線と、対角線をパネル上に位置出しをしておき、現場ではその基準線を基にトランシットで位置調整を行い設置の目安とした。

横ずれに対する微調整はスライドジャッキを使用しフランジスポンジシールが損傷しないよう配慮した。これにより緩やかな曲線を再現でき良好な出来栄えとなった。



図-6 仮組立状況

3-2. 軟弱地盤対策

軟弱地盤対策として、下記手順により地盤改良を実施した。

3-2-1. 改良深度および配合設計

地盤改良の実施にあたり、改良厚は改良体下面の現地盤（腐食土層）の地耐力を満足できるかを確認するため、クレーン反力の地盤内への伝播鉛直荷重が、試験結果から求まる短期許容支持力以下となる値から改良厚を算定し下記（表-1）の値とした。

表-1 改良厚の算定結果

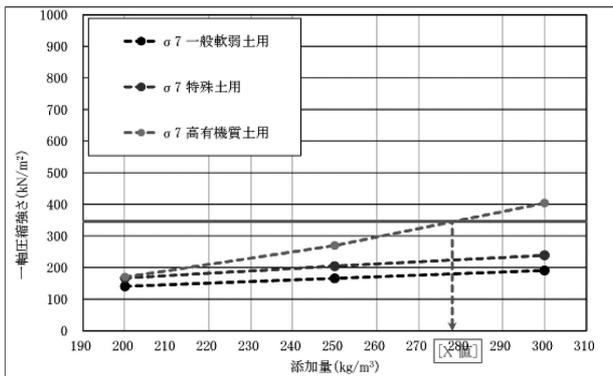
	400t油圧クレーン			判定
	試験結果 qa (kN/m ²)	改良帯厚z (m)	伝播鉛直度 σz (kN/m ²)	
Aブロック(A1-P1)	19.2	3.7	18.7	Ok
Bブロック(P2-P3)	19.2	3.1	19.2	Ok
Cブロック(P3-P4)	41.7	1.7	39.7	Ok

セメント配合量は、下部工事での橋脚付近毎の一軸圧縮試験結果から室内配合強度の圧縮強度とセメント配合量の関係グラフを基に、クレーンアウトリガ反力に対する必要地耐力に見合う目標強度から設定することとした。また、固化材（一般軟弱土用、特殊土用、高有機質土用）の選択および添加量の設定にあたっては以下の検討が必要となった。

- ①室内目標強度を満足すること。
- ②六価クロム溶出量が基準値 $0.05\text{mg}/\ell$ 以下であること。
- ③目標強度のセメント添加量が経済的であること。
- ④セメント添加量は「(現場/室内) 強さの比」表から室内強度の 0.65 と設定し、Aブロック（A1-P1ヤード）における室内目標強度は算出した現場目標強度 $225\text{kN}/\text{m}^2$ から $346\text{kN}/\text{m}^2$ とした。

室内配合試験より一軸圧縮強さに対する添加量は下記表（図-7）より高有機質土用の $278\text{kg}/\text{m}^3$ と決定した。

- ②高有機質土用の六価クロム溶出量は室内試験より確認されたため使用可能となった。
- ③セメント量の経済性の比較については、一般軟弱土用と特殊土用は室内目標強度に達しないため比較できず高有機質土用とした。



・図1-1 A(A1-P1): 添加量と一軸圧縮強さの関係

施工箇所		A(A1-P1)
現場目標強度 (kN/m ²)		225
室内目標強度 (kN/m ²)		346
添加量 (kg/m ³)	一般軟弱土用固化材	-
	特殊土用固化材	-
	高有機質土用固化材	278

図-7 室内配合試験結果

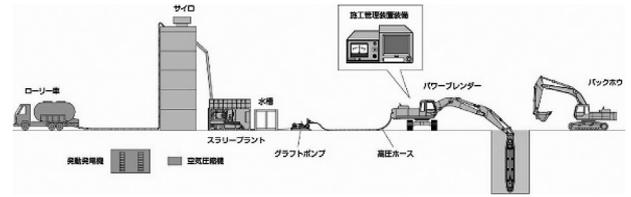


図-8 パワーブレンダー工法



図-9 完成写真

3-2-2. 施工要領

施工工法は、改良帯厚より中層混合処理ではあるが、田園部の飛散防止を考慮しパワーブレンダー工法を採用した。

パワーブレンダー工法は図-6に示すように、プラント設備を現場内に設置し、改良材サイロと水槽から混合しスラリー状に製造したものをグラウトポンプにてバックホウのトレンチャー部先端へエア加速型吐出装置により噴霧上に所定の吐出量を圧送し攪拌する方法である。

施工時の管理としては、あらかじめ区画当たりの土量に対する時間当たりの作業量から添加量を設定し、改良材の注入量を設定する。設定した注入量は、流量計によって1分当たりの排出量がチャート紙に印字されるため、施工土量当たりの配合量を計画に対して調整し記録を残し配合品質を管理した。

4. おわりに

地組立から架設時に至るまでの出来形精度の向上対策は本稿に記載していない項目も含め甚大な労力を費やしたが、精度良い効果を得ることが出来た。本工事においてご指導を賜りました関係方々に御礼を申し上げます。

交通供用下での合成床版拡幅

日本橋梁建設土木施工管理技士会

株式会社横河ブリッジ

監理技術者

長 田 修[○]

現場代理人

窪 育 美

計画担当

森 邦 彦

1. はじめに

旧姉川橋は、建設後60年が経過し、図-1に示すようにコンクリートの剥落や伸縮部から漏水が生じるなど老朽化が顕著となり、恒久的な交通機能の確保のため架け替えが急務となっていた。

架け替え工事においては、工事に伴う道路線形の変更を最小限にとどめる必要があり、仮橋を併用して旧橋を部分的に撤去し、半幅員ずつ架け替える工法を採用した。

当工事（2期工事）においては1期工事で架設された主桁および鋼・コンクリート合成床版を交通供用下で拡幅する必要があった（図-2）。

工事概要

- (1) 工 事 名：姉川橋上部工事
- (2) 発 注 者：近畿地方整備局 滋賀国道事務所
- (3) 工事場所：滋賀県長浜市酢地先～曾根町地先
- (4) 工 期：平成26年8月7日～
平成27年11月30日



図-1 旧姉川橋（近畿地方整備局 HP より）

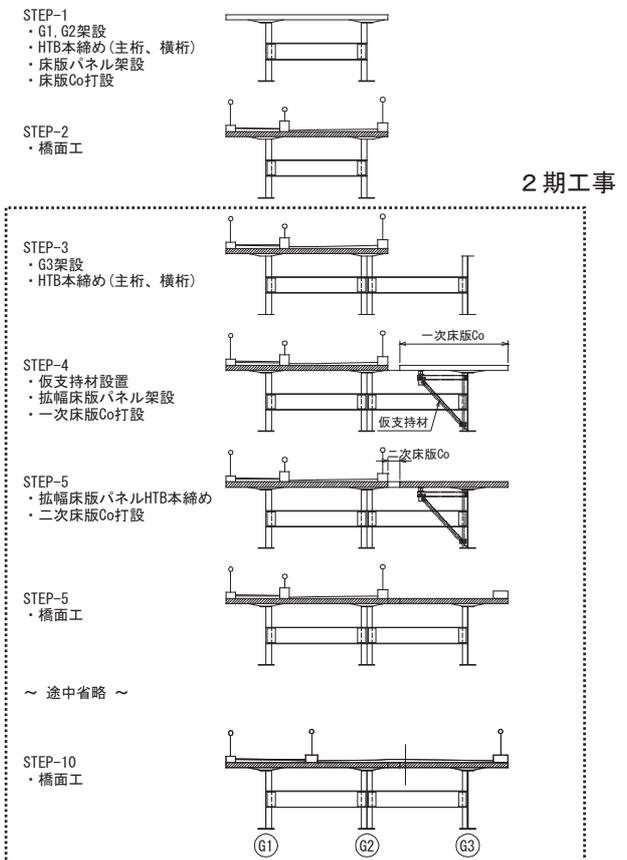


図-2 施工ステップ

2. 現場における問題点

- (1) 1期、2期工事間の分割施工による施工誤差
- (2) 床版の継ぎ手部の施工方法
- (3) 新旧床版の間詰めとなる二次床版コンクリー

トへの交通荷重の影響

(4) 周辺環境への影響

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) 1期、2期工事間の分割施工による施工誤差
2期工事の製作に先立って、1期工事におけるG2桁のそりについて現場実測を行った。現場工程上、下部工が施工中であり、既設桁も供用中であるため、足場の設置が困難であった。よって、事前測量は、トータルステーションによるノンプリズム計測とした。計測ポイントは、図-3に示すように主桁上フランジ上端、主桁下フランジ上端、横桁下フランジ上端の3箇所とし、1期工事完了時の設計値と比較を行った。代表箇所の計測結果を表-1に示す。

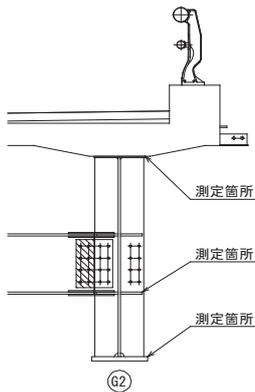


図-3 計測位置

表-1 事前測量結果

G2		S1	C1	P1	~	C18	C19	C20	~	S2
主桁 上フランジ 上端	設計値	96,249	96,556	97,019		98,740	98,635	98,494		96,288
	計測値	-	-	95,969		-	-	-		-
	誤差	-	-	-1,050		-	-	-		-
横桁 下フランジ 上端	設計値	95,564	95,739	95,969		97,165	97,061	96,919		-
	計測値	-	95,734	95,674		97,143	97,039	96,896		-
	誤差	-	-5	-205		-22	-22	-23		-
主桁 下フランジ 上端	設計値	95,049	95,118	95,201		96,240	96,135	95,994		95,034
	計測値	95,048	95,107	-		96,224	96,120	95,979		95,024
	誤差	-1	-11	-		-16	-15	-15		-10

着色凡例
 : 誤差 0~±10
 : 誤差 ±11~±20
 : 誤差 ±21~±30
 : 異常値のため、評価から除外する

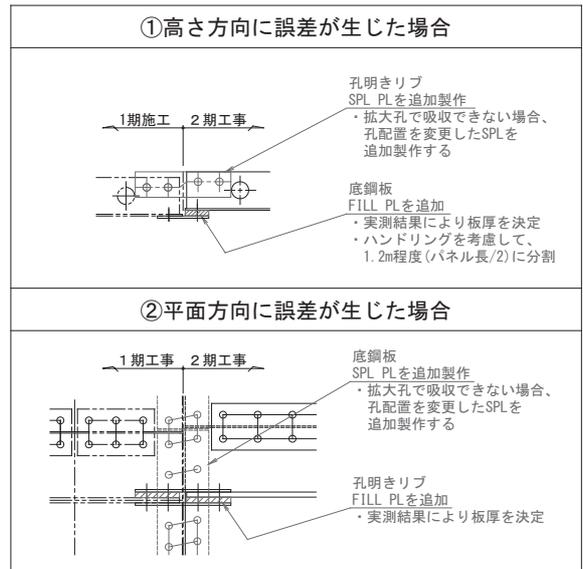
・全体的にマイナス傾向であり、最大-23mmの誤差がある。よって、G3桁を設計値どおり製作するとG2桁との間に20mm程度の高低差が生じる。

・横桁の現場継手は、拡大孔を適用している。これにより、G2-G3間の高低差として40mm程度までは誤差吸収可能である。

・ノンプリズム計測の精度は、一般的に5mm程度。以上より、G2-G3間の高低差は、横桁の拡大孔で誤差吸収可能と判断し、主桁は設計値どおりに製作を行うものとした。

合成床版架設時の誤差対策としては表-2示す①、②の誤差吸収方法により対応するものとし、一部の添接板およびフィラープレートは、実測値を反映して製作することとした。

表-2 合成床版の誤差に対する対応



(2) 床版の継ぎ手部の施工方法

2期工事の床版は、図-4に示すように一次床版と二次床版に分かれた施工となっており、鉄筋継手は一次床版打設後に既設床版と接合される。

発注時の設計では、機械式継手のみによる鉄筋継手となっていたため、一次床版コンクリートの打設前に鉄筋を配置する必要があり、以下の問題点が考えられた。

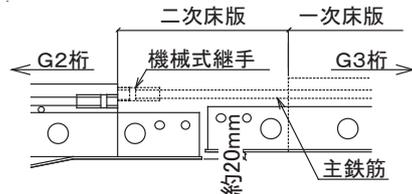


図-4 発注時の鉄筋継手

①底鋼板の高力ボルト接合への支障

既設桁とのキャンバー差により最大で約20mmの高低差が生じるため、一次床版打設後に底鋼板

を接続する必要がある。鉄筋が配置されていると高力ボルトの締付け機械が入らなくなり、施工ができなくなる。

②施工誤差により機械式継手の施工が不可能

機械式継手は、ねじ込み式による接続のため、一次床版への鉄筋配筋時に生じる施工誤差（角折れ）により継手施工ができなくなる。

これらの解決策として、エンクローズ溶接を併用することで機械式継手では施工できない接合部の角折れに対応した。また、底鋼板の高力ボルト接合後の二次床版施工時に鉄筋を配置するため、底鋼板の高力ボルト施工が可能になった（図-5）。

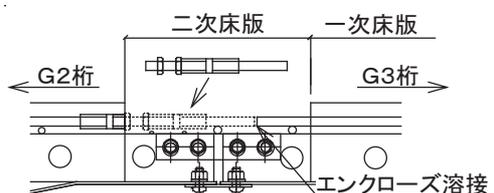


図-5 エンクローズ溶接の併用

1) 機械式継手

既設床版鉄筋と新設床版鉄筋は、「FD グリップ」を使用し接合を行った。二次床版内で収まる鉄筋については、一般的な A-TYPE を使用、既設床版と一次床版を一体化する鉄筋については、二次床版内での接続部の配置に支障がないよう、鉄筋および機械式継手のスリーブの位置が変化しない H-TYPE を使用（図-6）し、継手接続後に所定のトルクを導入した（図-7）。

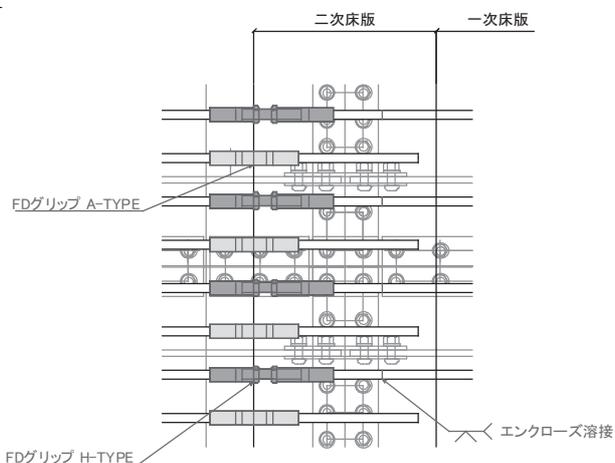


図-6 機械継手要領



図-7 FD グリップ (H-TYPE) 施工状況

2) エンクローズ溶接

鉄筋のエンクローズ溶接は多数の種類があるが、本工事では、施工条件を考慮して「ME 工法」（NETIS : TH-100001-V）を採用した。本工法は、接合部を炭酸ガスでシールドするための炭酸ガス噴出口を有する特殊な銅当て金（治具）にて覆い、半自動炭酸ガスアーク溶接用の溶接装置を用いて溶接を行う工法である。本橋の二次床版部の幅500mm、鉄筋突出長150mm と狭隘な箇所での施工も可能である（図-8）。

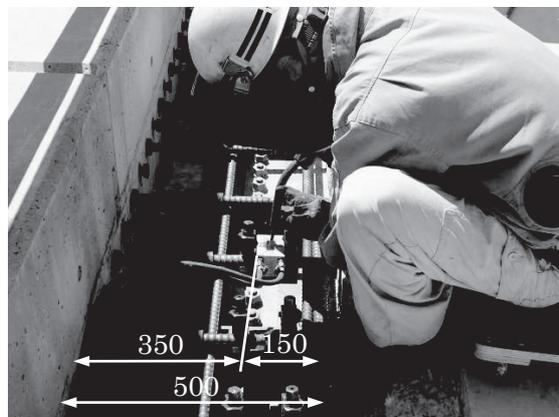


図-8 エンクローズ溶接施工状況

(3) 新旧床版の間詰めとなる二次床版コンクリートへの交通荷重の影響

新旧床版の間詰めとなる二次床版コンクリートを超速硬コンクリートにて施工した。施工中の走行車両による振動を避けるため、既設桁の夜間通行止め（仮橋への迂回）のもとで打設を行った（図-9）。

床版コンクリートの設計基準強度が $30\text{N}/\text{mm}^2$ であることから、現場で供試体を採取し圧縮強度



図-9 二次床版コンクリート打設状況



図-11 地覆切断状況

試験を行い、 $30\text{N}/\text{mm}^2$ の強度発現を確認後、通行止めを解除した。

また、打設は2日に分けて行ったが1日目の打設延長が160mとなり、幅(500mm)に対する延長が非常に長いため、拘束によるひび割れ発生が懸念された。コンクリートのひび割れ抑制、変形性能・靱性能の向上に効果があり、同様の施工条件での実績もあるポリプロピレン繊維「バルチップMK」(NETIS:KT-100021-VE)を混入した。

(4) 周辺環境への影響

姉川は鮎漁の盛んな河川であり、工事の影響をできるだけ軽減するため、流水部となるP4-P5間はベントの設置を避け、550t吊オールテレーンクレーンによる3ブロック地組架設とした。また、流水部上は鮎漁の盛んな時期を避けて桁架設作業を行う架設工程とした。架設計画を図-10に示す。

完成系として車道を拡幅するために、1期工事で施工した暫定地覆を撤去する必要があった。

発注時の設計では、コンクリートプレーカーによる取壊しとなっていたが、床版コンクリートを

傷付けてしまうこと、地元住民、鮎や他の魚類への騒音・振動の影響が懸念されることから、水平カッターによる切断とした(図-11)。

4. おわりに

本工事においては、供用中の合成床版の拡幅を行うにあたり多くの検討事項があった。今回の報告が今後の類似工事の参考になれば幸いである。

最後に本工事の施工にあたり、ご指導いただいた近畿地方整備局滋賀国道事務所工務課、ならびに彦根監督官詰所の皆様、その他各関係者の方々に感謝の意を表します。



図-12 完成写真

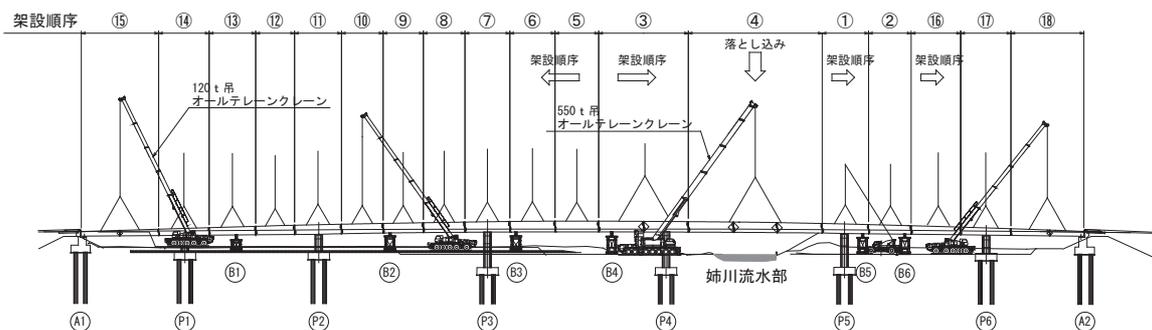


図-10 架設計画図

施工計画

中央分離帯を利用した移動式ベントによる鋼橋架設計画

日本橋梁建設土木施工管理技士会
株式会社横河ブリッジ

助 川 昌 徳[○] 溝 井 保 幸 村 上 修 司

1. はじめに

町田立体事業は、国道16号と国道246号が交差する東名入口交差点上を含む1.8km 区間を高架構造にし、慢性的な渋滞を解消することを目的とした事業である。

架設地点の状況に応じ、送出し・横取り・トラベラークレーン・移動式ベント工法など多岐にわたる施工法で架設を行った。その中で最も施工条件が厳しい国道246号との交差部付近における、移動式ベントを用いた橋桁の架設（P13～P14間、下り線）について報告する。

工事概要

- (1) 工 事 名：国道16号町田立体高架橋工事
- (2) 発 注 者：国土交通省関東地方整備局
- (3) 工事場所：東京都町田市鶴間地先
- (4) 工 期：平成24年11月22日～
平成28年3月31日



図-1 完成予想図（国土交通省パンフレットより引用）

2. 現場における問題点

当初計画では、国道16号を夜間対面通行とし、トラッククレーンベント工法で架設を行う予定であったが、実施計画の段階で以下の問題点が挙げられた。

- (1) 橋桁の架設およびベント設備・足場の設置撤去作業は全て夜間交通規制を伴うもので、規制期間は3ヶ月と長く、道路利用者への影響が大きい。また、国道が交差する複雑な車線部のため、道路規制を最小限に抑える架設工法が求められた。
- (2) 作業ヤードは、上下走行車線に挟まれた中央分離帯と供用歩道の一部しかなく、どちらも狭隘である。
- (3) 隣接する住居への夜間騒音対策が必須である。これらの問題点を解決すべく実施した架設工法の選定から対応策について、次に記載する。



図-2 施工箇所状況写真

3. 対応策と適用結果

(1) 架設工法抽出

架設工法は、道路利用者並びに、社会的影響を最小限とした一括架設工法を基本とし、図-3に示す既設橋上を利用することを前提に、交通規制を最小限に止めるべく以下の3工法について比較検討を行った。

1) 第一案：手延べ式送出し工法

送出し工法は、手延機の解体を交差点上空で行わねばならず、国道2路線（国道16号・国道246号）の夜間通行止めを数日間要することから社会的影響が大きいと判断し、適用不可とした。

2) 第二案：大型搬送車による縦取り架設工法

本工法は、図-5に示す通り、既設橋上にあらかじめ橋桁を地組し、塗装および付属物の取付けを行った後、一括で架設できる状態にした上で、

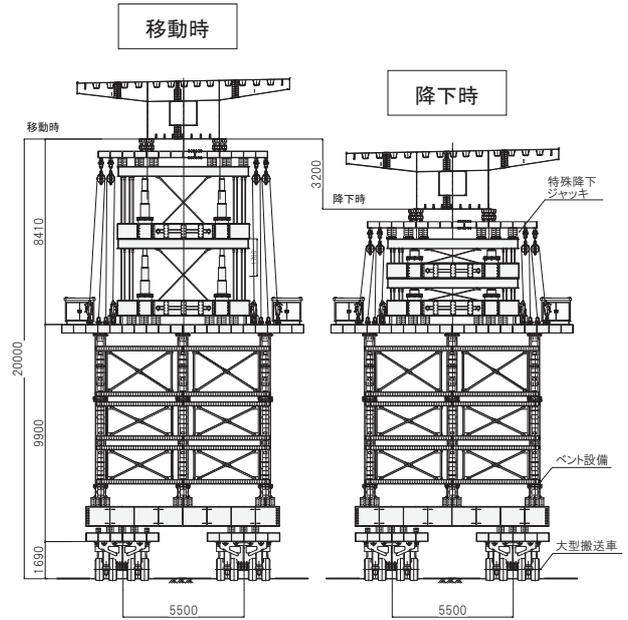


図-4 大型搬送車設備構造図（案）

前後の大型搬送車で橋桁を支え縦取りする。降下は、搬送車上に設けた特殊降下ジャッキを用いて行う。

しかしながら、大型搬送車の詳細検討を実施した結果、以下の問題点が発生した。

- ・中央分離帯に収まる幅に大型搬送車を並列配置した場合、地震等の水平力により車両の許容耐力が超過してしまう。
- ・同じく図-4に示す車両間隔では走行時の安定性が確保できない。

これらの理由により適用は不可とした。

3) 第三案：移動式ベントによる縦取り架設工法

第二案同様の施工要領であるが、大型搬送車に替えて移動式ベントを用いて縦取りを行う（図-



図-3 施工箇所状況写真

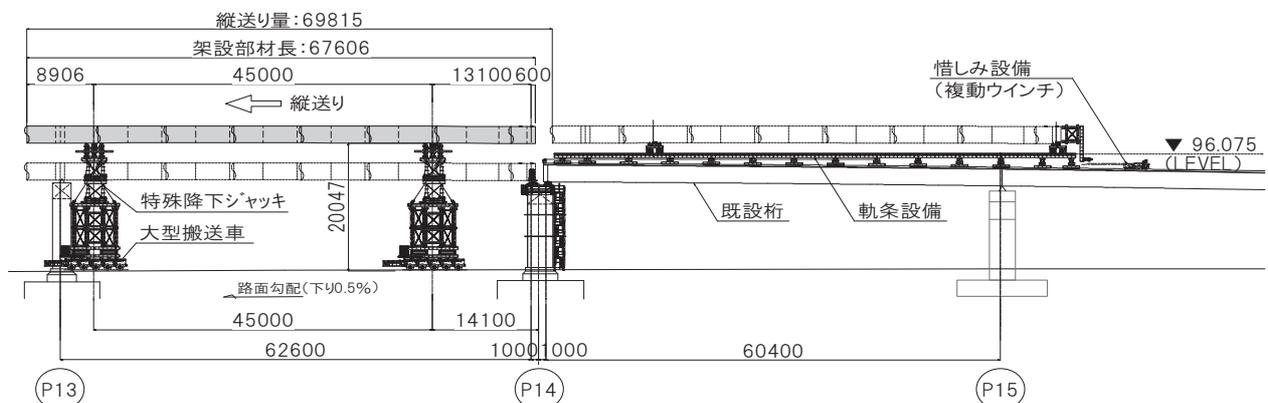


図-5 第二案大型搬送車による縦取り架設要領図（案）

7)。

縦取り後、橋脚上の仮受けベントで桁を支持し、サンドル式降下により約5.0m降下する方法である。このように3案を比較検討した結果、安全性・制約条件を満足し、かつ規制日数の削減が可能な第三案を本工事では採用した(図-7)。

(2) 実施計画

移動式ベントの高さは約20mと高く、このような高さでの施工実績は少ない。そのため、あらゆるリスクを想定し、その対策を実施計画に盛り込む必要があった。以下に対応策を記載する。

1) 移動式ベントの安定性確保

移動式ベントの構造は安定性を高めるため、中央分離帯幅を最大限に利用した箱型形状とした。

また、設備の検討条件として、作業中の予期せぬ突風を想定し、風速30m/sを考慮した設備の設計を行った。

2) 縦取り支点数の検討

橋桁の縦取りは、桁の前方は移動式ベントとし、後方は既設桁上に複数台配置した台車設備を用いて行う。

一般的に縦取り支点数が多くなるほど管理・

調整が複雑となる。本計画における既設桁上の台車数は床版コンクリートのひび割れ照査により決定した。

図-6に示すように上載荷重を分散させ、許容引張応力度に収まる範囲で台数を決定した。

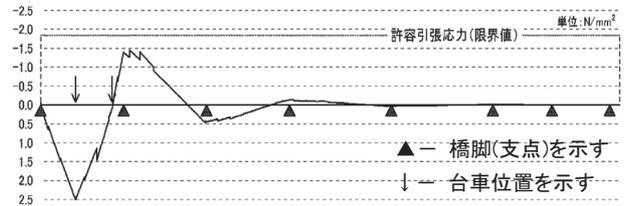


図-6 床版コンクリート応力図

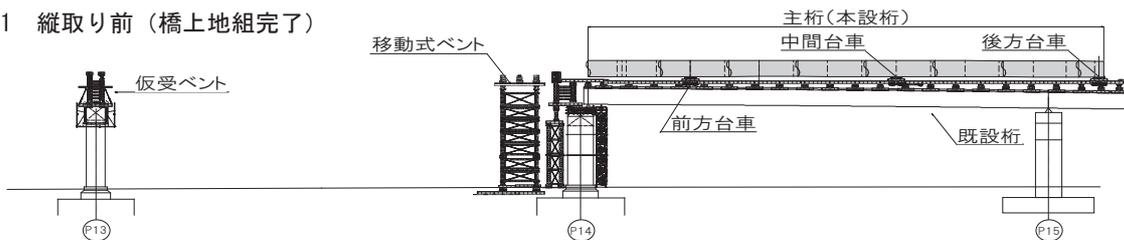
3) 反力管理および調整方法

縦取り時には既設桁のタワミにより支点反力は刻々と変化する。反力変動が大きいと先に記したコンクリート床版のひび割れや、仮設備の応力超過に繋がるため、図-8に示す鉛直ジャッキを内蔵した滑り装置を支点に用いることで、縦取り時の支点反力を常に一定に保つ計画とした。

4) 縦取り推進設備の検討

縦取りの推進力は、油圧式水平ジャッキを用いた。移動式ベントおよび、既設桁上の縦取り支点

STEP-1 縦取り前(橋上地組完了)



STEP-2 縦取り後(縦取り架設)

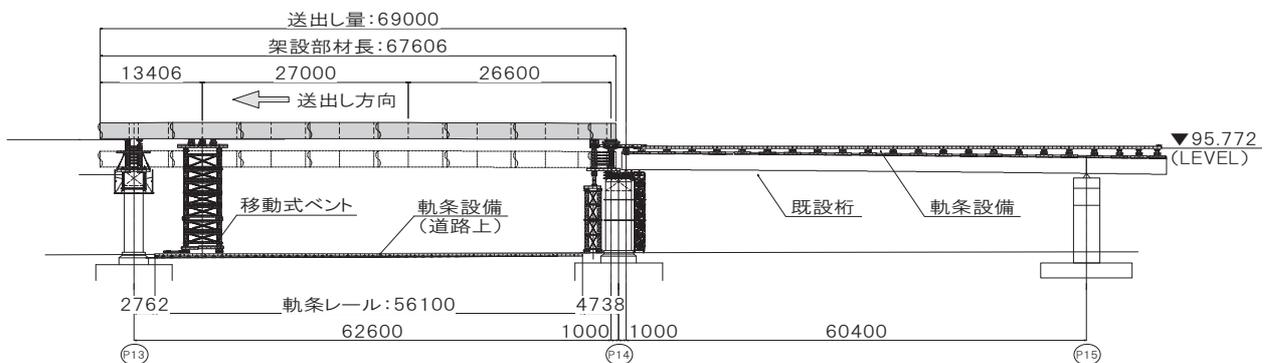


図-7 第三案 移動式ベントによる縦取り架設要領

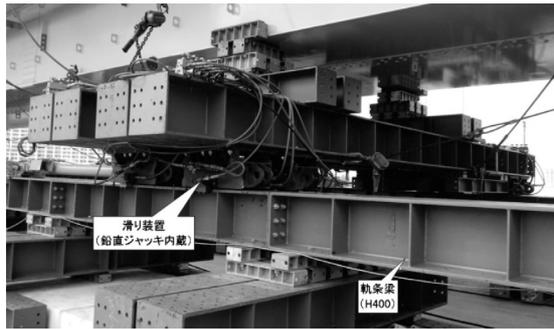


図-8 台車構造図

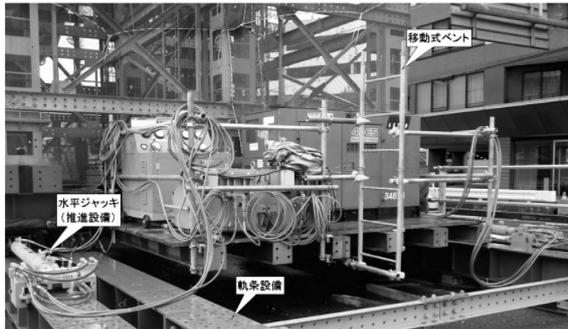


図-9 縦取り推進設備 (移動式ベント)

共に同一スピードを維持する必要があったため、油圧コントロールにより同調させる機構とした。

5) フェールセーフ対策

万一に備え移動式ベントには、方杖材を取り付けられる構造とした。移動中に滑り装置が故障した場合や軌条設備に不具合が生じた際は、即座に方杖材を取り付けることで、設備の安定性を向上させるフェールセーフ対策を設けた。

6) 管理方法

前記したとおり、移動式ベントおよび桁上支点

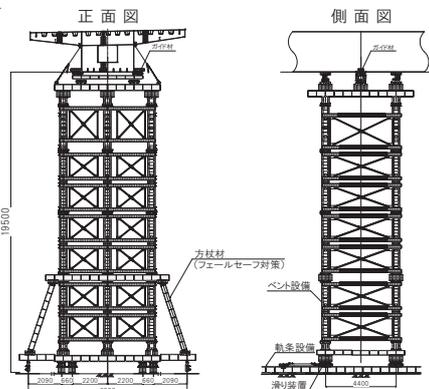


図-10 移動式ベント構造図

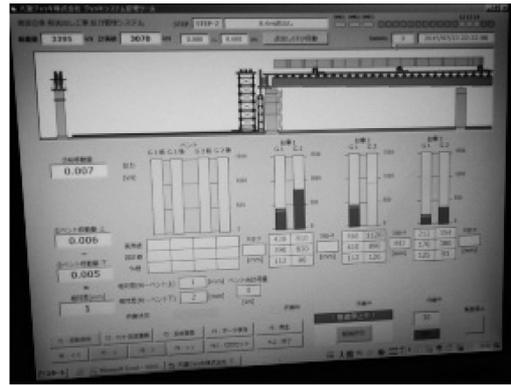


図-11 集中管理モニター

のスピードを同調させ、同時に各支点の反力も管理することが必要であることから、図-11に示すように集中管理システムを構築し、各種計測値の一元管理を行った。

4. 終わりに

移動式ベントによる架設は、平成27年7月25日の夜間作業において実施した。

前記したリスク対策が功を奏し、何一つトラブルも無く、約1ヶ月で道路規制を伴う縦取り架設作業を完了させた。当初の架設計画では3ヶ月の期間を要したが、本工法を採用することで工程を大幅に短縮することができ、道路利用者および近隣住居への影響を最小限に止めることができた。

最後に、施工に携わった関係者の皆様には誌上をお借りして御礼を申し上げます。



図-12 縦取り架設前

施工計画

サービスエリアを利用した多軸台車による一括架設の工夫

日本橋梁建設土木施工管理技士会

株式会社東京鐵骨橋梁

監理技術者

佐藤 智実[○]

現場代理人

鈴木 雅博

計画担当技術者

上遠野 直人

1. はじめに

本工事は、京奈和自動車道（紀北西道路）と阪和自動車道（阪南IC～和歌山北IC間）（以下、阪和道）とを接続するジャンクションのうち、阪和道を跨ぐ3径間連続非合成箱桁橋の鋼橋上部工工事である。このうち、阪和道を跨ぐ1径間の架設は、地組立に必要な作業ヤードを確保することができないため、架設位置から約300m離れた紀ノ川サービスエリア下り（以下、SA）の駐車スペースで桁と合成床版パネルの地組立を行い、多軸台車とこれに搭載したジャッキ設備を用いた運搬架設工法で施工した。地組立の状況を図-1に、運搬架設時の状況を図-2に示す。



図-1 SAでの地組立状況



図-2 運搬架設時の状況

地組部材長約80m、運搬重量約440t、平面線形R=150m、橋梁縦断勾配5.0%、運搬距離300mの多軸台車による運搬架設に関して、SAという特殊な作業スペースにおける対策や、8時間という限られた作業時間内で運搬架設を完了させるための注意点と対策について述べる。

工事概要

- (1) 工事名：阪和自動車道と和歌山ジャンクション Cランプ橋他1橋(鋼上部工)工事
- (2) 発注者：西日本高速道路㈱関西支社
(和歌山工事事務所)
- (3) 工事場所：和歌山県和歌山市北野～弘西
- (4) 工期：平成26年7月8日～
平成28年11月23日

2. 現場における問題点

本施工における問題点および課題を以下に示す。

- (1) 桁の地組立に使用するSAは、物資の流通や観光を目的とした高速道路利用者が多く利用する休憩施設であったため、地組立期間中における駐車スペースの確保（SA利用者への影響低減）が課題であった。
- (2) 阪和道の通行止め規制は1夜間のみであり、かつ作業時間は規制の開始と解除に必要な時間を除くと8時間に限られた。この施工条件を確実に遵守するため、事前の調査と計画を綿密に行い、運搬架設に関するリスクを無くすことが、重要な課題であった。

3. 工夫・改善点と適用結果

問題点についての対策を以下に示す。

- (1) 当初計画では、図-3のように大型車輛22台分の駐車スペースを常時占有帯とし、地組立を行う計画であった。しかし、通勤時間帯の早朝や昼食時間帯は利用台数が増える。そのため、混雑時間帯での駐車スペースを確保する目的で、以下の対策を実施した。

1) 占有駐車スペース数を減らす目的で、本線とSAとの間にある植樹帯を一部造成し、地組立位置をSAの最端に変更した。

2) 利用台数の多い1:00~15:00の時間帯は作業帯を縮小し、そのスペース内で行える作業(測量、現場塗装など)のみを行い、広くスペースを必要とする地組立作業や台車設備の施工は、利用台数の少ない時間帯(15:00~翌1:00)で部分的に占有帯を拡幅して行った。

地組立で利用した植樹帯を図-4に、時間帯の違いによるヤード範囲を図-5に示す。

これにより、混雑時間帯の占有駐車スペースを22台から8台に減少することができ、SAの混雑緩和を図ることができた。

- (2) 1夜間の阪和道通行止め規制という施工条件において、確実に施工を完了させるため、本工

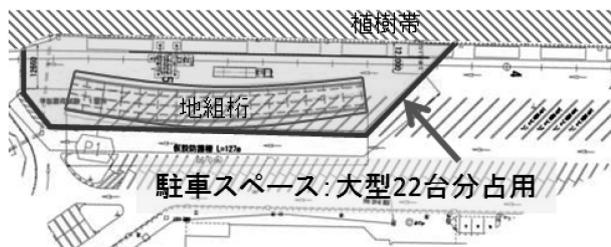


図-3 作業ヤード図(当初計画)



図-4 地組立スペースに利用した植樹帯

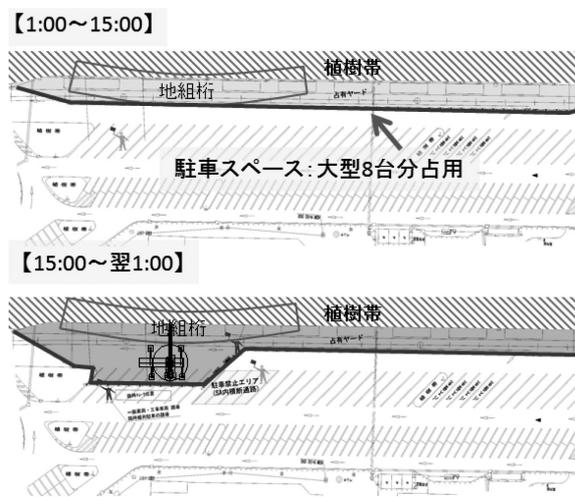


図-5 時間帯の違いによるヤード範囲

事では特に以下の内容に注意した。

- ①事前調査と対策
- ②架設後の確実な落橋防止対策
- ③タイムスケジュール管理

1) 事前調査と対策

事前調査では、運搬経路で障害となる道路標識や照明などの構造物、および、埋設物の調査などを行う。特に高速道上の運搬架設においては、中

央分離帯にケーブル類が埋設されていることが多い（図-6）。これらを事前に調査し、あらかじめ影響の有無と対策を検討しておくことが必要である。本工事では、試掘、土の置換、および鉄板敷設によりケーブルを防護した。また、途中、ボックスカルバート上が運搬経路となるため、カルバートの耐力照査、および鉄板敷設による防護も実施した。

本工法では、リフトアップ時に設備高が不足する、逆にダウン時にストロークエンドになり受点の解放ができなくなるなどといった問題が生じないように、図面であらかじめ示されている架設位置の路面高と測量結果の値とを事前に照査することが必要である。高速道路上の測量は立入が容易にできないため、本工事では、ノンプリズムトータルステーションを使用して発注図の路面高と実路面高とに差がないことを確認した。



図-6 事前調査状況（試掘）

通行止め規制後、すみやかに照明設備や標識板などの障害物の撤去と移設、更に、既設構造物の防護を行う必要があったが、どれ一つ見逃しても運搬架設は成功しない。通行止め規制時間内での施工を確実に完了するためには、前述のような事前調査を行い、きちんとした対策を検討しておくことが、最も重要な事項であると考えます。

2) 架設後の確実な落橋防止対策

曲線を有する桁では、運搬時受点反力と架設後受点反力のバランスが大きく変化することに注意し、安定した状態で桁を支持しなければならない。

本工事においては、図-7に示すように受点位置が変わる。これに伴い変化する反力と配分率を、表-1に示す。運搬時は4点がほぼ均等に作用しているのに対し、架設後は反力配分が不均等になる。そのため、運搬架設後のジャッキ操作は行わない方針とし、架設前に無収縮モルタルでベースプレート（アンカーボルト）を固定しておき、主桁にあらかじめ取り付けけた上巻とベースプレートとを架設後すみやかに溶接で一体化させることで、落橋に対する安全性の向上を図った（図-8、図-9）。

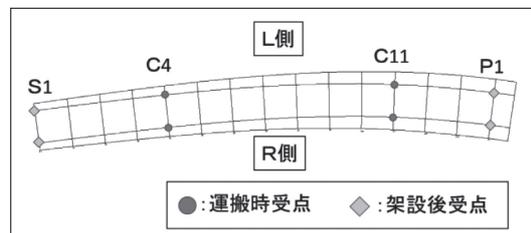


図-7 桁の受点位置図

表-1 受点反力と配分率（左：運搬時、右：架設後）

	【運搬時】			【架設後】		
	kN			kN		
	C4	C11	合計	S1	P1	合計
L側	965.4	909.1	4,314.2	1,737.7	1,979.3	4,314.2
	22.4%	21.1%		40.3%	45.9%	
R側	1,161.2	1,278.5	4,314.2	252.2	345.0	4,314.2
	26.9%	29.6%		5.8%	8.0%	



図-8 支承ベースプレート先行固定



図-9 上巻先行設置

(3) タイムスケジュール管理

本工事では、規制班を除き、標識の移設、照明柱の一時撤去・復旧、既設構造物の防護、架設班、運搬班の計6班にわかれて作業を行ったが、このうち一つの作業が遅延し、規制時間を遵守できなかった場合に備え、作業を中断するポイントをあらかじめ設定したタイムスケジュールを検討した。

本施工では4つのポイントを設け、タイムスケジュールを管理した。計画と実施、および設定したポイントとの関係を図-10に示す。ポイント①～③は時刻を超えた場合に桁をSAに戻すポイントであり、④は桁の位置調整を後日に延期し、規制解放を優先するポイントである。(ポイント①：規制開始、ポイント②：1次旋回完了、ポイント③：2次旋回完了、ポイント④：桁調整完了)

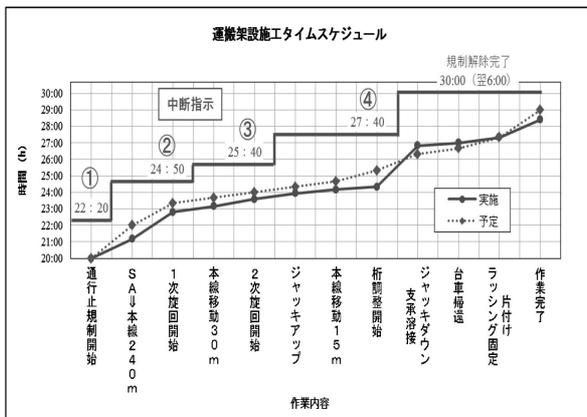


図-10 タイムスケジュール管理図

このように、タイムスケジュールにポイントを設け、不慮の事態においても、作業継続の可否判断を明確にして時間を管理することが重要である。

4. おわりに

本稿では、SAという特殊な作業ヤードでの施工事例と多軸台車による一括架設計画においての注意点と工夫について紹介した。環境や施工条件は各現場で異なるが、注意すべき基本事項に大きな違いはないと考える。

今回の工事で多軸台車とジャッキ設備のみの架設を初めて経験することができた。私と同様に経験のない技術者に対し、今回の紹介現場を今後の参考にしていただければ幸いである。

最後に、紹介した多軸台車による一括架設は平成27年7月9日に行い、無事に架設を完了することができた(図-11)。



図-11 阪和道上架設完了写真

施工計画

福岡3号筑後川橋（鋼5径間連続非合成3主箱桁橋）の架設工事について

日本橋梁建設土木施工管理技士会

宮地エンジニアリング株式会社

施工計画・現場担当

永井大策[○]

現場代理人

宇佐美隆宣

工場製作担当

山下修平

1. はじめに

本工事は、福岡県久留米市内における国道3号の負荷の軽減と、久留米市街地における交通を整流化するために計画された一般国道3号鳥栖久留米道路の筑後川渡河部における鋼連続箱桁橋の上部工架設工事である（図-1）。

本橋の現場施工は二非出水期に分けて行い、第一非出水期施工で実施したクローラクレーンベント・横取り併用工法、そして第二非出水期で実施した送出し・降下架設工法について、本稿で報告する。

工事概要

- (1) 工事名：福岡3号筑後川橋上部工工事
- (2) 発注者：国土交通省九州地方整備局
- (3) 工事場所：福岡県久留米市宮ノ陣地先
～東合川干出町地先
- (4) 工期：平成25年11月14日～
平成28年6月30日

2. 現場における問題点

本工事の施工にあたり、設計図および現場状況を確認した結果、下記の問題点があった。

- (1) 架設工事は、河川区域への仮栈橋設備、杭基礎式ベント設備および送出し架設用設備の設置が必要であったため、水質汚濁防止等による環境維持が求められた。

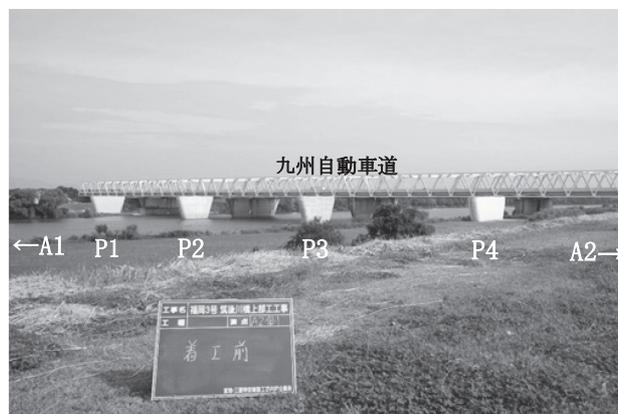


図-1 筑後川橋 着工前状況

- (2) 本橋は、橋長390.5m（支間割77.1m + 3@77.7m + 77.9m）、幅員21.5mおよび全体鋼重3,420tの鋼5径間連続非合成3主箱桁橋であり、支間長も長く、主桁の単位重量も大きくなることから、送出し架設時における主桁本体への補強対策、架設用設備の安全対策が課題となった。
- (3) 第二非出水期施工での送出し架設および桁の降下に際し、第一非出水期施工で架設した既設桁上に軌条設備、台車設備および送出し設備を設置し、その上で桁を送り出す必要があったため、既設桁の強度確保および作業ヤードとしての安全性確保が課題となった。

3. 工夫・改善点と適用結果

施工計画立案に際し、前述の問題点に対して、重点的に下記の検討を行い現場施工を実施した。

- (1) 河川区域環境維持に対する検討

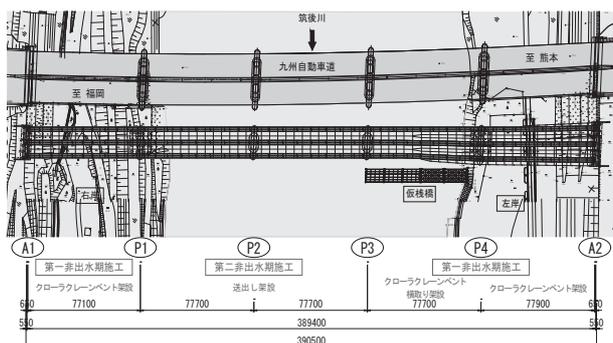


図-2 施工範囲図



図-3 鋼桁横取り状況

第一非出水期に施工する橋梁部は、図-2に示す範囲であり、河川流水部はP3橋脚～P4橋脚間の1径間のみであった。

施工計画検討の結果、大型クレーンによる高水敷部からの主桁ブロックの架設では、大きな作業半径となることから定格荷重不足となり、架設作業は不可能であった。そのためP3橋脚～P4橋脚間の河川流水部にクレーンヤードとして、仮栈橋設備を設置することとし、クレーンベント架設を行う計画とした。加えて、横取り架設工法(図-3、4)を採用することで、ベント設備を1主桁分のみに縮小することが可能となり、杭施工本数の削減を図るとともに、杭の打設および引抜作業で発生する汚濁水の発生を軽減することができた。第二非出水期での送出し架設では、第一非出水期で架設したA1橋台～P1橋脚間の既設桁上に図-5に示す軌条設備を設置し、主桁の組立・送出しヤードとして使用する計画とした。その際、軌条設備の滑動防止設備として、主桁上フランジ

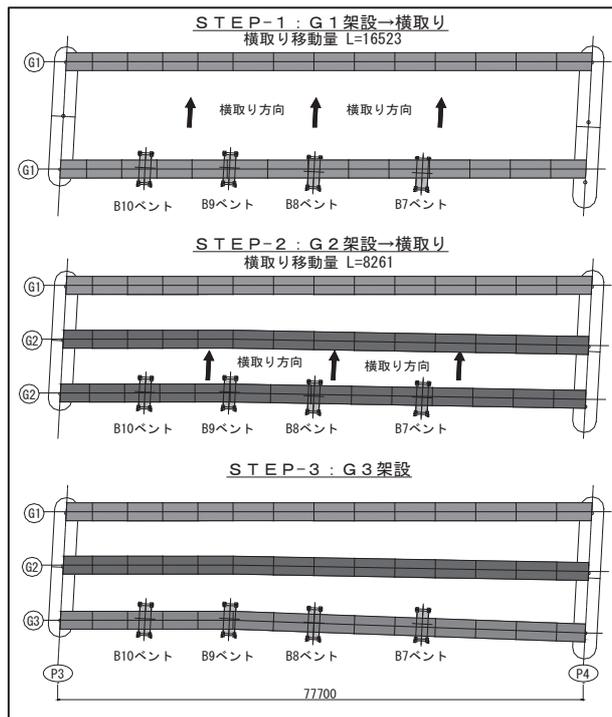


図-4 鋼桁横取りステップ図

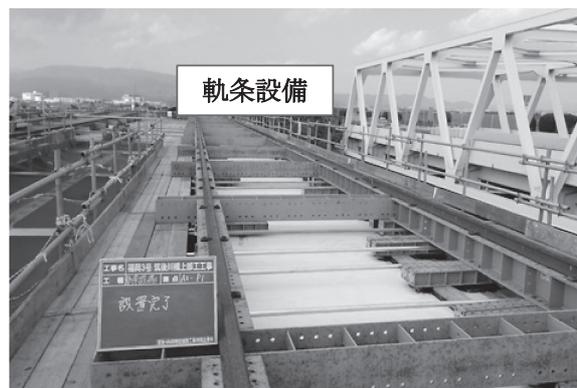


図-5 軌条設備

にピースを追加溶接して軌条設備とボルトで固定する方法を検討したが、軌条設備解体後のピースのガス切断による上フランジ面の塗膜損傷、切断後に行なうグラインダー仕上げによる鉄粉の流水部への飛散が予想されたため、ピンチプレート方式(図-6)を採用し、主桁と軌条設備を機械的に挟み込み固定することで、主桁の品質確保と河川内環境の維持に努めた。

また、送出し架設および桁降下完了後、使用した手延べ機(図-7)の解体についても、P3橋脚～P4橋脚間の既設桁上に手延べ機移動用の軌条設備を設置し、手延べ機をP4方向へクレーン

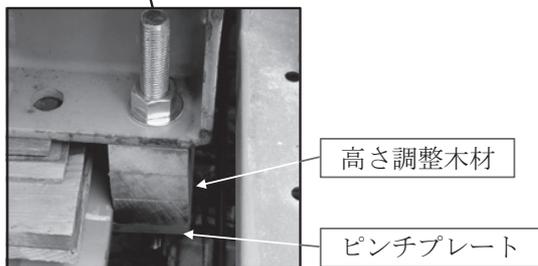


図-6 ピンチプレート取付け状況

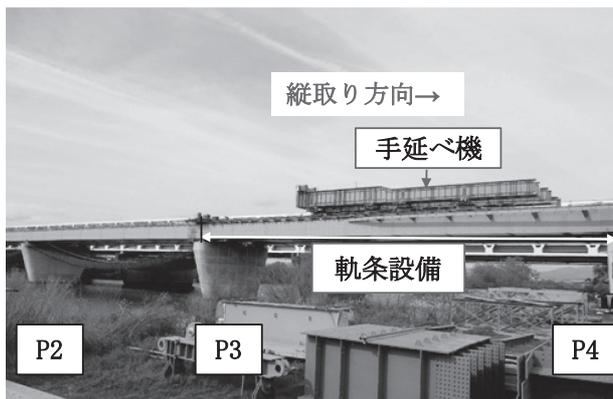


図-7 架設完了後（解体前）の手延べ機設備

吊能力の確保できる位置まで縦移動し、既設桁上で解体することで、河川流水部への仮栈橋設置を省略し、河川内環境を維持した。

(2) 主桁本体への補強対策、架設用仮設備の安全対策について

送出し架設範囲はP1橋脚～P3橋脚であり、支間長が77m～78mと長いことから、それに伴い架設時における手延べ機+主桁張出長も大きくなり、手延べ機の橋脚到達前の発生曲げモーメントは、当初設計における主桁断面での抵抗曲げモーメントをオーバーする結果となった（図-8）。そこで、完成系における主桁断面の見直しを図り、

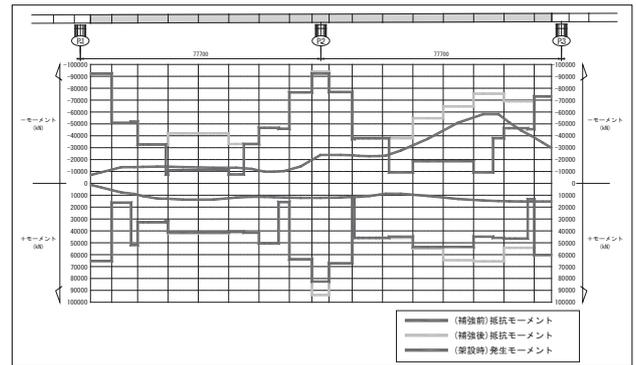


図-8 主桁モーメント図比較表

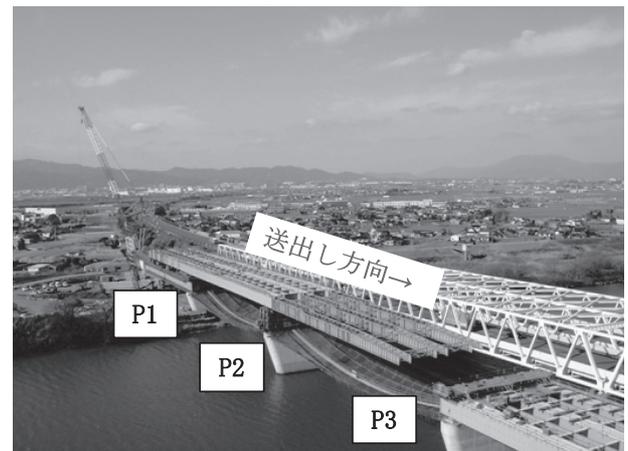


図-9 鋼桁送り出し状況

主桁フランジ板厚アップおよび縦リブの追加設置に加え、鋼材の材質をSM490Y材からSM570材にアップすることで、主桁本体の強度を引き上げた。その結果、図-8に示す発生曲げモーメントは、抵抗曲げモーメントの約8割程度に抑制された。

また、送出し設備は油圧式水平ジャッキを駆動力として、ジャッキ上に極厚H型鋼梁を取付け、その上に主桁を載荷し、送り出す構造（図-9, 10）としている。最大曲げモーメントが発生する送出し架設ステップでは、1箱桁当りの最大主桁反力は4000kN≒400tとなるため、橋脚上の送出し設備自体への影響も大きく、施工計画では予測されない軽微な施工誤差に起因する荷重集中による設備自体の座屈の恐れがあったため、デジタル荷重計を各橋脚の送出し設備箇所に設置し、油圧換算による時間の遅延を軽減し、リアルタイムに反力確認を行なえる状態を整備した。

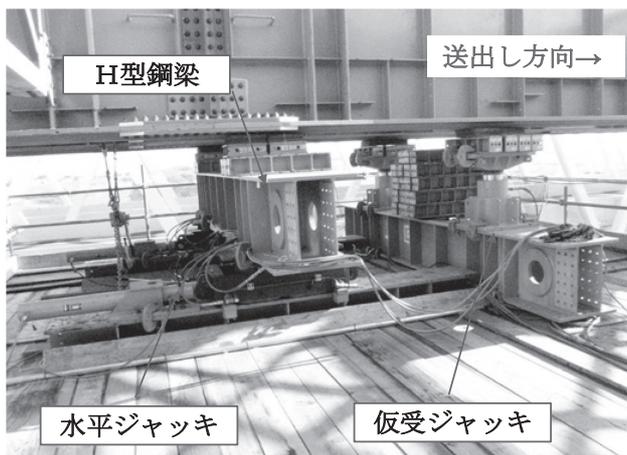


図-10 橋脚上 送出し設備

(3) 軌条設備下の既設桁強度の確保と作業ヤード確保について

前述の通り、A1橋台～P1橋脚間の軌条設備は既設桁上に設置しているため、送出し架設する主桁ブロックは台車設備での支持状態となり、その結果として既設桁へ集中荷重として載荷されることになる。その場合、既設桁のたわみ量は、許容値をオーバーする結果となり、何らかの対策が必要となった。そこで、この過大なたわみ量を低減するため、既設桁支間中央部にたわみ防止用のベント設備（図-11）を設置し、既設桁の支持間隔を半減することで、発生するたわみ量を1/8に低減して既設桁の強度を確保した。

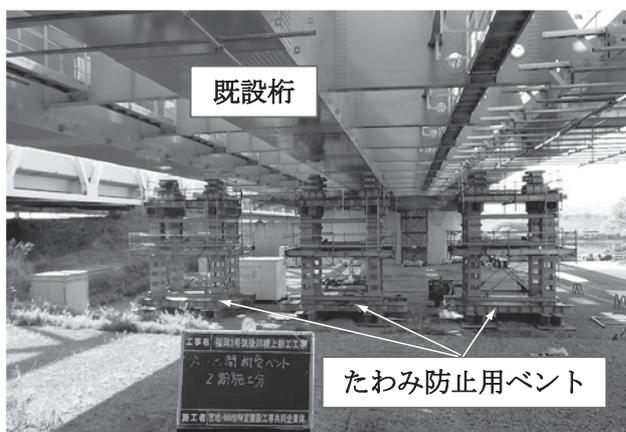
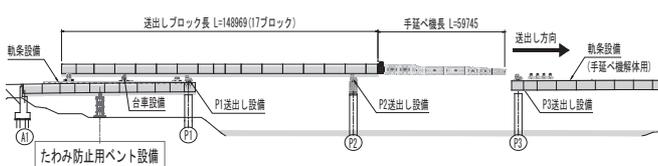


図-11 たわみ防止用設備



図-12 主桁間作業ヤード足場

桁の送り出し架設における軌条設備上の作業ヤードは、既設桁の主桁上フランジ面のみであり、送出し主桁ブロックを既設桁上で組立てる際には狭隘であった。そこで、桁組立時の施工性の確保に加え、施工時の安全性を向上させることを目的として、3主の箱桁間（5.5m 間隔）に□60×60パイプと鋼製足場材で許容荷重200kg/m²を確保できる作業ヤード足場（図-12）を設置することで、送り出し主桁ブロックの組立作業床として使用できるようにした。

4. おわりに

本工事は、九州最大河川の筑後川を跨ぐ一般道路橋の架設工事であり、鋼桁の工場製作から架設完了まで2年7ヶ月におよぶ工事であったが、現地施工期間中は幸い、雨、風、地震の影響もほとんど受けず、無事故で無事に平成28年6月に竣工を迎えることができた。

本橋の架設は、河川区域内作業における比較的大きな橋梁構造であったことから、施工計画立案時に環境への配慮、主桁の品質・出来形の確保、仮設備の安全性、施工性を重点的に考慮することで、工事受注時の問題を解決した。

この工事を進めるにあたり、国土交通省九州地方整備局福岡国道事務所ならびに筑後川河川事務所の方々をはじめ、共同企業体構成員であるエム・エムブリッジ(株)、協力会社関係各位に深謝する次第であります。

低コストでも出来る、作業効率化と 見えないコンクリート堰堤の品質管理

長崎県土木施工管理技士会
株式会社吉川組
現場代理人
満尾裕也

1. はじめに

本工事は、平成新山山頂に存在する溶岩ドームの崩壊に伴い発生する岩屑なだれ及び、崩壊後に発生する土石流の氾濫を防止する事を目的に嵩上げされた堤体下部を補強する改築工事である。

工事概要

- (1) 工事名：水無川2号砂防堰堤右岸堤体部改築工事
- (2) 発注者：国土交通省九州地方整備局雲仙復興事務所
- (3) 工事場所：長崎県南島原市
- (4) 工期：平成28年1月20日～平成28年9月30日
- (5) 工事内容：掘削工17,000m³ 緩衝盛土工12,400m³ コンクリート堰堤工1式 他



図-1 竣工写真

施工延長=110m 堤体高さ=12.5m～18m 底幅=4.9m 天端幅=2.7m 勾配=1:0.65 (天端下5mは直壁) コンクリート打設量=4,241m³

2. 現場における問題点

過去に無人化施行で行った既設堤体部の表面を取壊し、腹付けコンクリートを打設する補強工事である。施工に先立ち以下の問題点が考えられた。

1) 既設堤体部の表面取壊し方法

既設堤体部は図-2に示すような形状をしており、この三角部分と劣化部分を取壊し、コンクリートを腹付けする計画となっている。

通常のブレーカのみを取壊しでは、良質な部分まで衝撃が伝わり既設堤体部に余計なクラックが発生する恐れがある。また、表面を均一に仕上げる事が難しいため、既設堤体部の劣化状況の判断方法や、付着力、コンクリート打設量の増加が懸



図-2 既設堤体の形状

念された。

2) コンクリート堰堤工の施工計画

2)-1 工期の短縮

附帯工事は施工可能であったが、本堰堤工を行う場所が他の関連工事等と工期が一部輻輳しており、2ヶ月間着手できない状況であった。

2)-2 夏季に伴うコンクリート施工

コンクリートの打設予定が5月上旬から8月下旬頃であり、時期的に最も不利な条件下での作業になるため、暑中コンクリート対策が必須となる。

温度応力解析により、ひび割れ指数を算定しリフトを適切に割り付ける事も大事であるが、適切に施工したコンクリートであっても、施工時期の夏季から冬季に向けて気温が低下するとコンクリートは収縮する。この時、既存の堤体が干渉することにより、内部応力を超えた引張力が生じてひび割れが発生する可能性があり考慮する必要がある。

また、打設後の養生についても施工箇所は午後から直射に晒され日射を遮る物がなく、通常の吸水型養生マットを用いても水分が逸散される方が早いため常時散水する必要があり、付近に常時確保できる水源もない事も課題であった。

2)-3 堰堤工施工時の安全対策

当初計画(設計)は、鋼製型枠(スライドフォーム)を使用する予定でいた。しかし検討を重ねるにつれ、コンクリート打設作業時は転落防止機能を有するが、鋼製型枠の組立、脱枠時には専用金具の脱着作業があり、一時的に作業足場が不安定になること、型枠をスライドし固定するまでは転落防止機能が低下することから別途、転落防止対策を考案する必要があった。

3. 工夫・改善点と適用結果

1) ツインヘッドによる表面切削

ブレーカによる表面取壊しに変えツインヘッド式切削機を用いて施工(図-3)を行い、ハツリ面の不陸を整えることで目視による既設堰堤の劣化状況の確認が容易になり、また、凹凸が無いた



図-3 切削状況

めコンクリート数量管理を容易に行う事ができる。

切削に伴い発生するコンクリート殻は、細かく破碎されるため、産廃処理を行う必要がなく現場流用できるメリットもある。

ツインヘッドの調達コストは掛かるが、生コンのロス等や作業効率を考慮すると、負担は少ない。

2) 残存型枠利用による施工の合理化と安全性

工期の短縮が目的であるが、本工事は夏季施工で作業者の体力的負担が大きいこともあり、脱枠作業の手間がない残存型枠工法を採用し、脱枠や型枠清掃の工程を短縮することで作業の効率化を図った。

また、型枠の材質はコンクリート製であり鋼製



図-4 転落防止柵の常時設置

型枠に比べ熱を吸収しない。そのため作業環境の改善にも繋がり作業者の体力的負担も軽減される。

次にコンクリート堰堤工施工中の転落防止対策として、外部足場（キャットウォーク等）を設置することなく、天端部に使用する専用取付け金具の使用方法和型枠組立作業の方法を工夫し、施工完了まで常に転落防止機能を果たす仮設備を設置した。

3) 夏季施工に伴うコンクリート対策

暑中コンクリート対策については、材料のプレクーリング、AE 減水剤遅延形の使用、運搬や待機時間も含めた作業時間の調整、アジテータ車のドラム部の保護（耐熱シートや塗装等）等を実施しているが、これらは近年一般化しているので説明は省略する。

また、水和熱が小さく乾燥収縮も小さいとされるフライアッシュセメントや低発熱セメントの使用を検討していたが、今回の施工エリアではこれらの普及が進んでおらず安定した供給が望めないため、今回使用していない。

乾燥収縮ひび割れ等の体積変化によるひび対策とし、膨張材（コンクリート添加型）の利用を検討したが、無筋構造体である堤体部は乾燥収縮率が大きく、十分な効果が得られないのではないかと考えた。コンクリート材料 m^3 当たり単価の約3割程度コストが上昇する事もあり使用を見送った。

以上を踏まえ、当現場で行った対策を説明する。

3)-1 マスコンクリート対策

断面の厚さが大きいと、コンクリート内部の温度が外気温程度まで下がるのに時間がかかる。また、一度に長く高くコンクリートを打設すると既

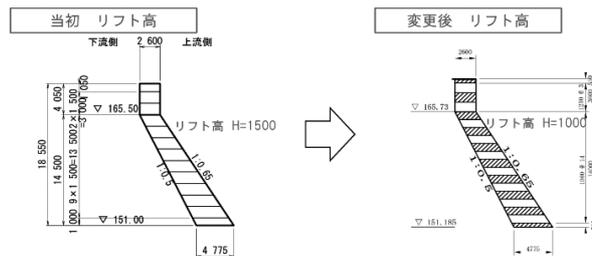


図-5 リフト高の変更

存構造物の拘束度が大きくなり、ひび割れが発生しやすいため、当初1リフト計画高さ $H=1.5m$ から $0.5m$ 下げた値に変更した。細かく分割すると拘束力が小さくなり多少温度が上昇しても応力はそれほど大きくならないので、ひび割れを低減できると考え実施した。

3)-2 コンクリート養生

湿潤養生は、硬化に必要な水分供給は効果的だが、マスコンクリートの場合、外部（表面）のみを散水養生すると表面のみ温度が下降し、外部養生面に引張力が発生し、ひび割れが発生しやすいと考えられる。問題点に挙げた、日光の直射による水分逸散も考慮し打設表面は常温水を用いた冠水養生（図-6）を行い、側面の養生は、風や直射による水分逸散を抑制し、水和反応を進行させる目的で残存型枠を採用した。なお、型枠材の引かせ等に使用している鉄筋は、防錆剤及び錆転化剤を塗布している。

養生水は、現場内に $3m^3$ タンクを2台設置し水温を常温に保つよう24時間以上貯水し利用し、グリーンカットに用いる水は、周辺環境も考慮しノッチタンクを用いて循環利用を行った。

3)-3 コンクリート打設後の温度管理

打設後コンクリートの温度上昇を抑える目的もありリフト高さを下げているが次リフトを打設する際、先に打設したコンクリート温度が高いままであると、膨張による体積変化で、ひび割れが発生しやすい。

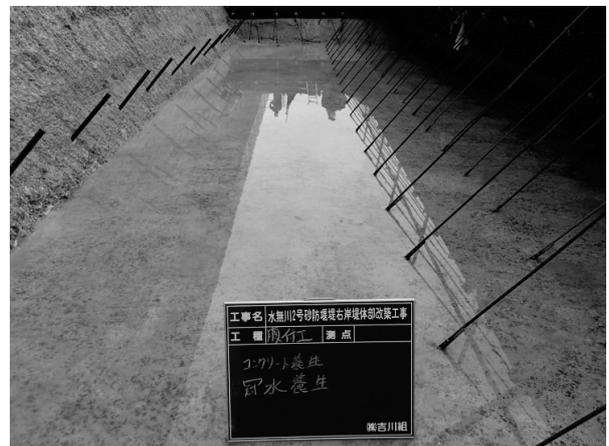


図-6 冠水養生

コンクリート硬化時のピーク温度を超え外部との平均温度差が20℃以下になってから次リフトを打設するように計画し、温度解析の結果データのみならず、施工中の温度確認はデータロガー(図-7)を打込み完了から5日間設置計測し、見えない情報を見えるようにして観察を行った。

通常、側壁の型枠を取り外した時点では、コンクリート内部は高温になっている。外気により表面が冷却されると、引張力が生じひび割れの原因となる。

そこで、外気温の影響を小さくして内部の温度勾配を緩くするため、熱伝導率が比較的低いコンクリートパネルを設置する計画とし実施した。

コンクリート打込み後のコンクリートパネル内外と中心部温度の平均的なデータを図-8に示す。

この温度管理は次層の打継時期が適切かの判断をすることも目的であるが、ここでは外気温とコンクリート内部温度差について説明する。

コンクリート内部のピーク温度は48℃となっており、前述したリフト高さの低減と表面の常温水

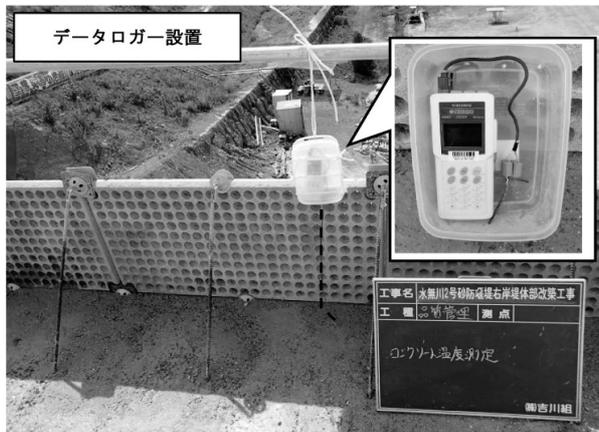


図-7 データロガー設置状況 (型枠側)

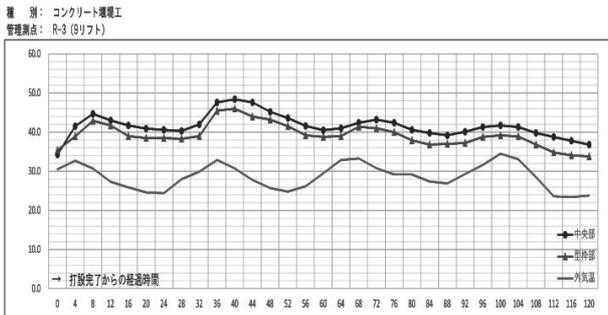


図-8 温度データグラフ (8月上旬頃)

を用いた冠水養生が温度上昇の抑制になったと考察する。また、リフト中央部の温度と残存型枠の内側の温度差は平均で3℃であり、温度降下が緩やかな事から、型枠材が外気による影響を抑制し保温効果が得られていると判断でき、季節による温度変化から起こり得るコンクリートの収縮も低減できるのではないかと考察する。

4. おわりに

本文中には記載しなかったが、本施工箇所も熊本地震(施工地域で震度5)や記録的豪雨の影響を受け作業の停滞を余儀なくされた。本施工箇所が溶岩ドーム崩落・崩壊時や土石流発生時の危険区域であるため、こういった崩落等が起こった場合の対策・対応も別途必要であった。

そういった施工条件の中、工期に余裕があるわけでもなく、特に夏季施工におけるコンクリート品質を確保しつつ、作業環境の改善及び合理化を図るという点に一番頭を悩ませた。

パイプクーリングは有効手段である事は理解しているが、コスト面の他に、作業(設置)ヤードの都合やパイプクーリングに伴う循環設備は、前述の通り当施工箇所が危険区域であり制約があるため設置できなかった。

このような理由もあり、不要なコストを掛けず品質的にも施工性も合理的に施工可能な残存型枠での工法を選定するに至った。一般的に残存型枠は施工の合理化が主な目的として利用されているが、構造物側面の風や直射による水分逸散の抑制や、外気温の影響を小さくしてコンクリート内部の温度勾配を緩くする効果があった事から、十分に付加価値があると考えられる。

最後に、協力会社の支援と関連工事各社のご協力のもと無事に工事完了できたこと、また雲仙復興事務所(発注者)の皆様には、当方からの既設構造物の取壊し方法の立案や残存型枠の採用など前向きに応じていただいたこと並びに、ご指導いただきました事にこの場をかりて感謝を申し上げます。

切土工事における仮設防護柵の工夫

宮崎県土木施工管理技士会
日新興業株式会社
佐藤 豊明

1. はじめに

工事概要

- (1) 工事名：宮崎218号深角南地区改良工事
- (2) 発注者：国土交通省 延岡河川国道事務所
- (3) 工事場所：宮崎県西臼杵郡日之影町
- (4) 工期：平成27年8月8日～
平成28年3月31日
- (5) 工事内容：片切掘削2,000m³、オープン掘削
8,000m³、法面工1式、排水工1
式、仮設工1式

2. 現場における問題点

今回の現場は、切土工事（片切掘削）が主体の高速道路ランプ部の道路改良工事であった。

現場の下部において家屋があるため、当初の設計はH鋼および矢板を使用した仮設の切土防護柵が計上されていた。設置箇所は中段に計画されており、上部の一次掘削を行うための防護柵であった。

作業道を防護柵設置箇所まで造成し、防護柵を設置しての一次掘削で、一次掘削が終われば切土防護柵を撤去しての二次掘削の計画とされていた。

最初に図面を見て単純に疑問を感じたのは、中段部まで作業道を造成したところで縦断勾配が急であり、建込みのクレーン作業が可能なのかと思え、下部の平地から行うのであればワンランク上の大型クレーンが必要ではないかと考えた。まず

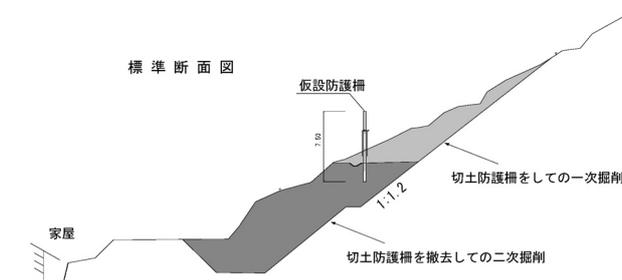


図-1 標準断面図

は現地調査をしてからの判断とした。

現場における問題点として、施工計画および現地調査を進める中で、切土防護柵はまず家屋上部の平地にクレーンを据えてH鋼や矢板の設置を行う計画であろうが、別途工事においてそこに行くまでの工事用道路を現在も施工中のため、現況において今回現場まで大型車両関係が搬入できない状態であった。

他工事の現場員と打合せをする中で、工事道路が完了するまで40日程度の待ちがあることが判明した。

事業全体の工程を考慮すると40日も待つことはできず、後にも詳細は述べるが、現況の地山を観察するにここまでの防護柵が必要なのかとも思え、防護柵上部の土量および掘削施工日数も2週間程度であることを考慮すると、現状でできる別の工法を考える必要にせまられた。

また現地調査の中で、小型建設機械であれば既存の個人の林道を使用しての搬入が可能であると思われた。

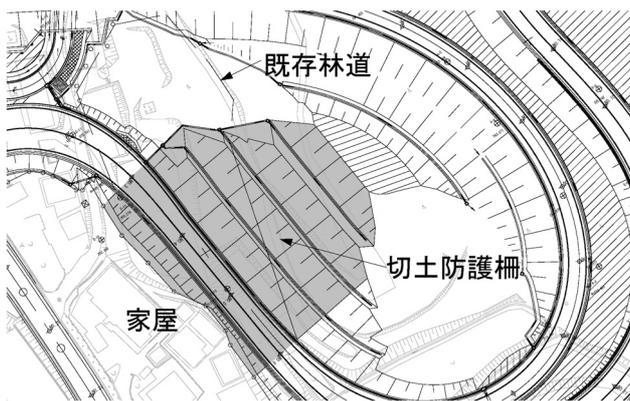


図-2 平面図

林道を通行するには地権者の承諾が必要であり、事前に話を伺ったところ、通行について問題はないとの返答を得られた、

3. 工夫・改善点と適用結果

まず工夫改善する点として代替工法として考えたのは、大型土のうを2段積みにしての土止めであった。選定理由として、当初設計の矢板式に代わるものとしては、重力式（盛土式）の大型土のう積みが効果的であると考えた。現場周辺に土砂があることや設置するスペースが十分にあるという理由である。高さは3m以内とし、耐荷重20KNにて検討した。

次に代替工法の条件として次の3項目をクリアする事を課題とした。1. 施工性、2. 安全性、3. 経済性である。

1. の施工性については、大型車両や重機が搬入できなくても小型バックホウ0.25m³移動式クレーン仕様で既存の林道より乗り入れできるので、製作設置の施工が可能であることと小型機械の乗り入れの了承を得ていること。

材料に関しては鋼材等の使用がなく、軽量の土のう袋であるので、人力にての運搬が可能なこと。

またその後上部の片切掘削（図-1参照）を同じ小型バックホウにより連続して進められることでロスがない点。以上により、別途工事の工事道路が完成するまでの約40日の間には、かなりの進捗が図れると予想された。あわせて専門工や熟練工を必要としない利点もあった。

ただ、小型バックホウ0.25m³移動式クレーン仕様であるので、吊荷重量を考慮すると可動範囲が限られるので、大型機械と比較すれば施工性は劣ると考えられたが、大型土のうに使用する土砂がその場で調達できる利点でカバーできると考えた。

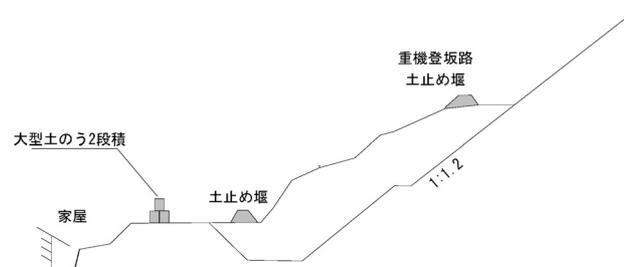


図-3 変更施工図

2. の安全性については、ボーリング柱状図の観察および現地調査の観察結果において、土質変化も見られない土砂であり、転石等の岩塊や湧水等も見受けられないと判断した。

また掘削土を利用して安定する土質であり、法面の安定を計れることから、大型土のうによる土止めで十分可能と考えられた。

念のため、「大型土のう積層工法設計・施工マニュアル」を参考にし、大型土のうを積上げて裏込めに盛土をするタイプではないのであるが、今回施工に該当する部分で安定検討を行った。

表-1 安定検討

項目	安全率及び許容値	備考
袋体の圧縮体力	安全率 $F_s \geq 1.5$	
滑動に対して	安全率 $F_s \geq 1.2$	
転倒に対して	偏心距離 $e \geq B/3$	B 底面幅
支持力に対して	安全率 $F_s \geq 2.0$	
全体安定に対して	安全率 $F_s \geq 1.05$	円弧すべり

滑動に対しては、土のう間・基礎地盤との間のせん断抵抗力と推定土圧の安全性を確認し、転倒に対しては、合力土圧と底版幅の範囲内の関係を確認した。

その他の安全対策として重機登坂路を利用して

の段階的な土止め堰の設置により土圧を軽減し、また土のうを官民境界沿いに設置することにより家屋上部の平場をポケットとして活用でき、掘削土を下部に押え盛土的に巻きだすことに対応できるようにした（図-3参照）。

大型土のう積みとなることで、クレーン作業等もなくなることから、リスクの軽減にもつながったと思われる。

3.の経済性については、当初設計が矢板やH鋼材を使用した仮設防護柵であること、またクレーン作業等を考えれば、一目瞭然で経済的効果があると考えられた。

ただ経済性が優先ではなく、結果として経済的効果があったということで、今回は工程短縮を含めた施工性、近辺家屋に対する安全性が最優先であったことは述べておきたい。

以上を踏まえ、発注者と協議を行い大型土のう積みでの施工となった。

製作設置作業は設置面の地盤を確認しつつ、使用土砂の掘削も安定した地山を中心に採取し、安定性の向上に努めた。



図-4 施工写真

適用結果として、施工性においては、大型土のうの製作設置も5日程度で終了し、続けて登坂路造成～小型機械による上部の片切掘削が行え、隣接工区の工事用道路が完了するまでに、当初40日の待ち予定から10日程度の待ちに短縮し、ほぼ予定通りに完了させた。

併せて、その後の大型重機を搬入しての掘削工事が遅延なく進められた。

また当初の切土防護柵は、一次掘削が終了して二次掘削に移る前に撤去であったが、今回の大型土のうは全ての掘削施工完了まで置ける利点があり、施工全般において安全面にも通じる利点があった。

表-2 施工性

項目	当初防護柵	大型土のう
設置日数	10日	5日
存置日数	14日	掘削終了まで
掘削開始まで	40日	10日

安全性においては、土砂の崩壊等もなく、巻き出した土量にも十分に耐えうるものであり、転倒や滑動等の変位も見受けられなかった。

降雨時の泥水の流出防止にも土砂止めとしての相乗効果を発揮したと考える。

また設置作業においても、クレーン作業がなくなったことにより大掛かりな機械作業が減少し、かなりのリスク低減が図れたと感じた。



図-5 近景写真

写真（図-5）のように外周を安全通路として利用もでき、民地との区分けも明確化できることから、想像した以上に色々な効果を感じられた。

経済性においては、当初設計の切土防護柵では支給品材料が主体であっても220万程度の工事金であったが、今回提案の大型土のうでは120万程度で、約半分のコストであった。

これは単純比較であり、実際は当初の仮設防護柵には付随して設置箇所までの作業用道路・仮水路等が組み込まれており、これらの金額も算入すれば、実際の経済性はさらに高まっている。

表-3 経済性

項目	当初防護柵	大型土のう
施工費	220 万	120 万
付帯工事費	45 万	0
計	265 万	120 万

今回2段積みでの施工であったが、これが全て3段積みが必要な現場になれば、おのずと施工費も施工日数もかかっていくことになり、利点もやや減少する場合もある。

そのような場合には、今回大型土のうを設置した箇所に、小型機械にて施工できる木矢板や軽量鋼矢板を使用した簡易土止め等の検討も必要であると思えた。

4. おわりに

今回、以上のような課題と改善に取り組み、無事に工事を完了させることができた。

現在は新技術等、目新しい工種や工法が主流な傾向もある。それはそれで十分に効果を発するものも多々あり、私どもの現場においても図-4や図-6のようなドローンによる空撮および測量（I

-construction）を率先して活用している。今までの建設業界に比べれば飛躍的に進化していると感じられる。

ただ今回のような工種においては逆の発想で、もっと単純で効果のある方法はないかとの、考え方の転換が必要なケースもあると思われる。

しかしながら単純な考え方の転換の中にも、確固たる安全性の立証もさらに必要であったと感じている。

最後に、今回は工事期間が比較的短期であること、長期間置かないこと、再利用がないことで、中程度の大型土のう袋の使用としたが、もう少し長期の現場であれば耐候性土のうの使用が望ましいと思われる。



図-6 完成写真

京葉道路作草部高架橋他拡幅工事

日本橋梁建設土木施工管理技士会

株式会社横河ブリッジ

蔭山裕太[○]

金杉浩行

安部宏介

1. はじめに

千葉市中央部に位置する京葉道路の穴川IC～貝塚IC間は、1日あたり約10万台の交通量があり、交通集中時には慢性的な渋滞が発生していることが問題視されてきた。本工事は、この問題を解消するために実施される車線の付加工事のうち、作草部高架橋、殿台高架橋を設置対象とした拡幅工事である(図-1)。

路肩側を拡げる一次拡幅工事は過年度工事で完了しており、本工事では幅員構成の変更を目的に中央分離帯の改良・改築を行う二次拡幅工事を実施した。本稿では、供用下および狭隘な現場ヤードにおける増設桁の架設方法、振動下で連結する床版コンクリートの品質管理方法等について報告を行う。

工事概要

- (1) 工事名：京葉道路作草部高架橋他拡幅工事
- (2) 発注者：東日本高速道路株式会社関東支社市原管理事務所

- (3) 施工箇所：千葉県千葉市稲毛区萩台町～千葉県千葉市若葉区東寺山町
- (4) 工期：平成25年11月6日～平成27年12月25日

<橋梁緒元>

I. 作草部高架橋(改良前)

- ①(鋼5径間連続3主鈑桁(連続化)+2主鈑桁)×2橋

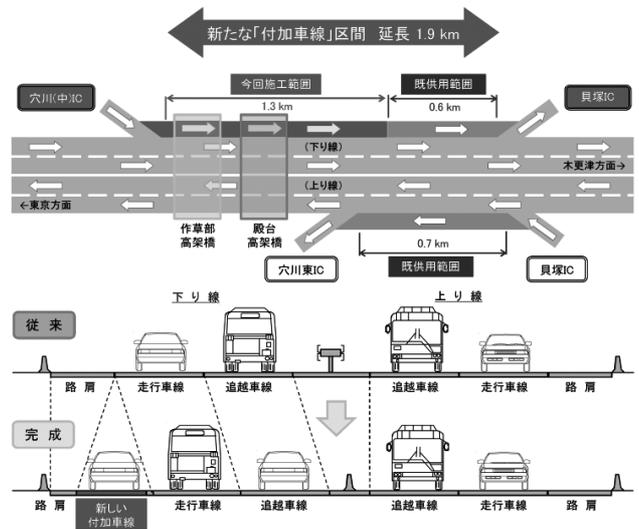


図-1 付加車線設置事業概略図
(NEXCO 東日本 ホームページを参考に作成)

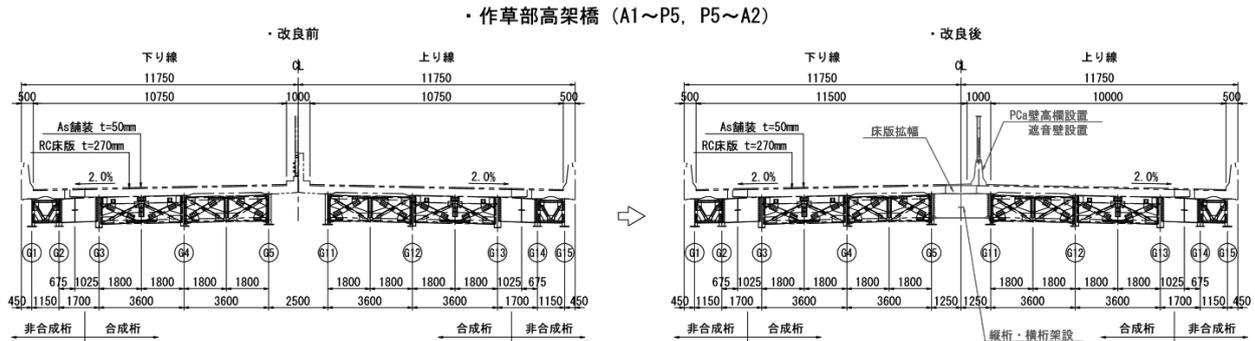


図-2 工事概念図(作草部高架橋)

II. 殿台高架橋（改良前）

- ②（鋼2径間連続4主鈑桁+1主箱桁）×1橋
- ③（鋼3径間連続4主鈑桁+1主箱桁）×2橋

作草部高架橋の工事概要図を代表として図-2に示す。

2. 現場における問題点

(1) 部材設置時の相対たわみ差

拡幅構造は上下線の異なる構造系の既設桁を横桁で連結し縦桁を設置する構造であるが、既設桁は異なる活荷重により変位しており、相対たわみ差が大きくなると新設部材設置時の不整合や、新設部材への2次応力付与を生じさせる恐れがある。

(2) 狭隘部での部材架設

本工事では、本線上の固定規制幅が6m程度と狭隘であり、床版撤去後に橋面上での部材保管・現場内運搬が困難であった。

(3) 既設床版の外部拘束

コンクリート床版の施工において、セメントの水和反応に伴う温度応力、コンクリート打設時の床版内外部の温度差による内部拘束応力、乾燥収縮や自己収縮による外部拘束応力によるひび割れの発生が懸念された。特に拡幅床版は、両側に配置された既設床版と一体化されることから、乾燥収縮および自己収縮ひずみや温度ひずみが拘束される状態にあり、外部拘束ひび割れが生じやすくなる（図-3）。

(4) 供用下における品質管理

コンクリート施工において、コンクリートが硬化し所定の強度が発現するまで、振動等の外的圧

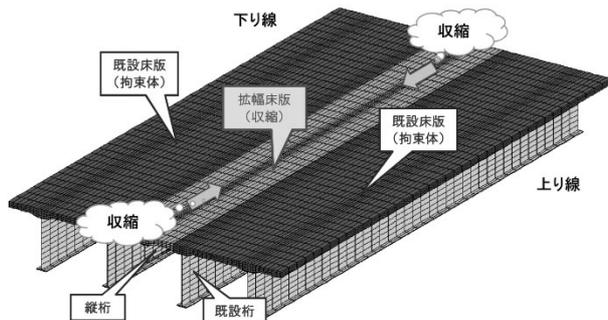


図-3 外部拘束ひび割れ概念図

力は避けることが望ましいが、本工事では常時供用下にて床版コンクリートを打設する必要があり、車両通行による振動がコンクリートの品質に与える影響が懸念された。

3. 対応策と適用結果

(1) 部材設置時の相対たわみ差への対応策

現地にて各桁のたわみ計測を実施し、相対たわみ差の変動傾向および最大値等を把握し、取合い構造や施工手順を検討することとした。たわみの計測状況を、図-4に示す。

計測の結果、殿台高架橋で相対たわみ差として、最大7.4mmが計測されたが、たわみ差が生じている時間は2秒弱とわずかな間であった。また、部材のボルト径とボルト孔径の差を4.5mm（設置許容精度 $\pm 2.25\text{mm}$ ）としていることから、部材設置時に影響を与えるたわみ差の許容値を $\pm 2\text{mm}$ 以下とし、これ以上のたわみ差が計測された時間帯は午前10時から午前11時の1時間が最も多かったが、そのたわみ差が生じている時間は、1時間で65秒と短い時間であった（図-5）。

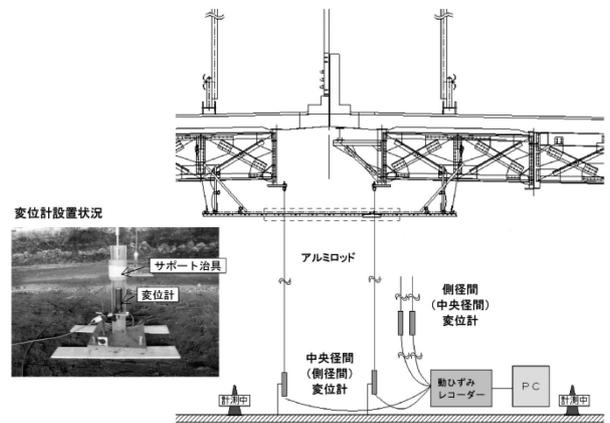


図-4 たわみ計測状況

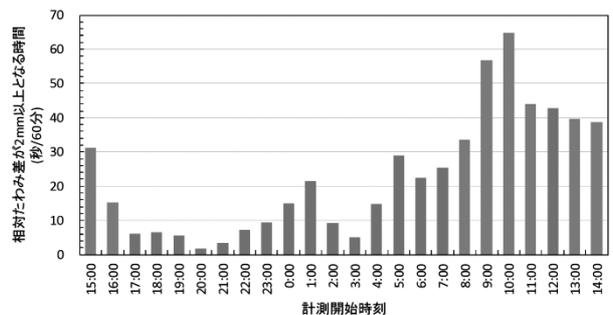


図-5 上下線の相対たわみ差

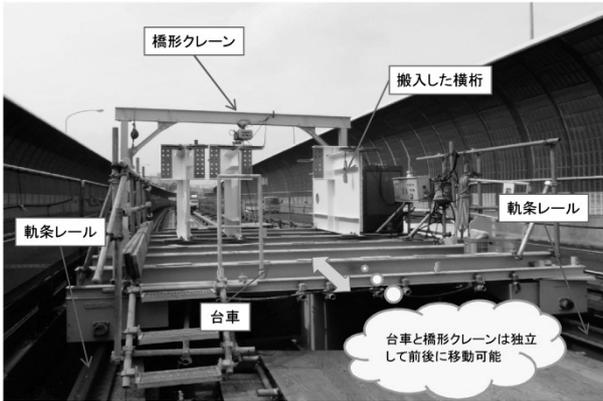


図-6 台車+橋形クレーン



図-7 縦桁架設状況

以上より、相対たわみ差が構造に与える影響は少ないと考え、構造変更は不要と判断した。また、たわみの計測結果と格子解析で検討した結果、施工手順は最も相対たわみ差の影響が少ない支点上から支間中央に向けて横桁を架設することとした。

(2) 狭隘部での部材架設への対応策

橋面の施工延長(約600m)に渡って、軌条レールを敷設し自走可能な台車と橋形クレーンを設置し、部材を橋梁下のヤードに搬入、橋形クレーンにて橋面上へ吊り上げ、台車で架設場所まで運搬することで狭隘ヤード内での施工を可能にした

(図-6)。縦桁と横桁は、既設桁に対して横桁取付け用の仕口を設置し橋形クレーンを使用して橋面上から部材を落とし込み架設していった。

3. (1)節に示したとおり、相対たわみ差の影響を考慮して横桁を支点上から支間中央にむけて架設し、その後縦桁を架設した(図-7)。

(3) 既設床版の外部拘束への対応策

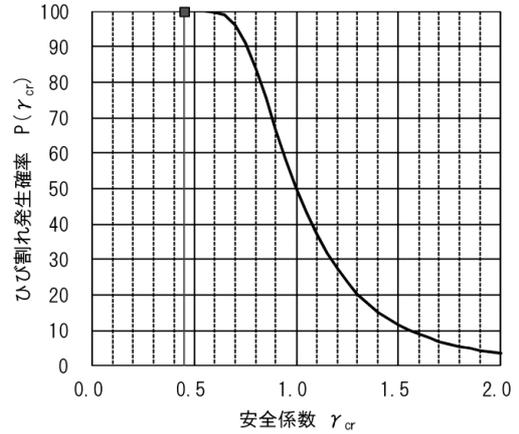


図-8 ひび割れ発生確率の照査¹⁾

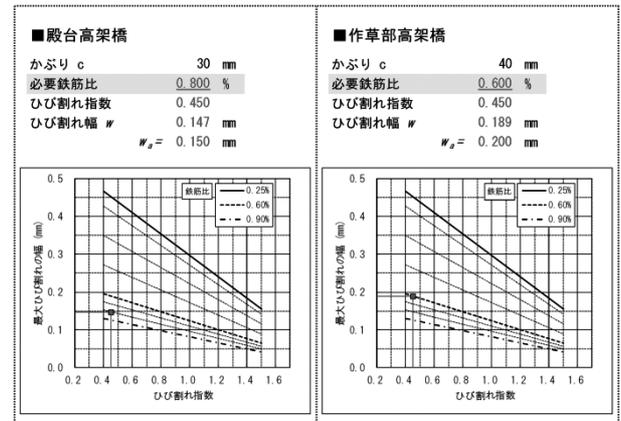


図-9 各橋の必要鉄筋比¹⁾

温度応力解析にて、温度履歴、乾燥・自己収縮により作用する引張応力度の推定、推定された応力に対する必要鉄筋量の検討を実施した。

解析結果より、橋軸方向応力度における最小ひび割れ指数が拡幅床版の断面中央で0.45となった。算出されたひび割れ指数(図中の安全係数)からひび割れ発生確率を照査したところひび割れ発生確率が100%となった(図-8)。

そのため、ひび割れが高い確率で発生することが予測されたため、ひび割れ幅が許容ひび割れ幅以下となるような必要鉄筋量を算出し、拡幅床版の配筋に反映した。算出された各橋の必要鉄筋量を図-9に示す。

(4) 供用下における品質管理への対応策

①打設時間帯の検討

交通量は午前4時から午後8時までが多い傾向にあり、その間は振動による大きな相対たわみ差も比例して発生していることから昼間の施工は避

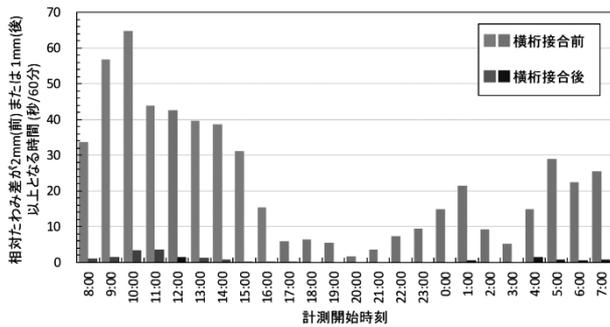


図-10 縦桁・横桁架設後の相対たわみ差

け夜間施工とした（図-10）。また、コンクリートは初期硬化時に振動の影響を受けるとひび割れが発生しやすくなるため、打設完了は朝の交通量が增加する午前4時に対して余裕を持って終了する施工計画とした。

以上より、午後10時より翌午前2時までをコンクリートの打設期間に設定した。

②コンクリート混和材の検討

コンクリート自体のひび割れ抵抗性を向上させるために、セメント材料内にポリプロピレン製の短繊維（図-11）を添加し、収縮ひび割れの分散および抑制（図-12）をすることとした。



図-11 ポリプロピレン製短繊維

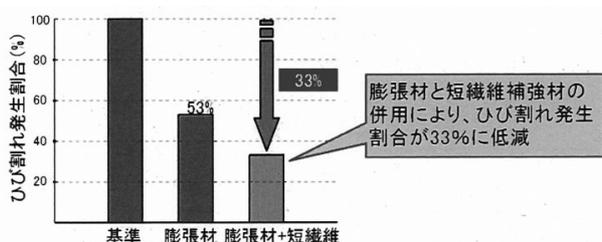


図-12 短繊維補強材を添加した場合のひび割れ抵抗性能²⁾



図-13 作草部高架橋完了写真（橋梁下より）

4. おわりに

本工事完了時の全景写真を図-13に示す。本稿では主に上下線連結における品質管理について記載した。特に拡幅床版については、工事着手時よりひび割れの発生が懸念され、様々な検討を行い対策を実施してきた。その結果、ひび割れを防止し所定の品質を確保することができた。また、中央分離帯固定規制内に自走式台車と橋形クレーンを設置したことで狭隘区間での施工を可能にした。今後、本報告が類似工事の一助となれば幸いである。

最後に工事進捗に多大なるご指導とご助言を頂きました、東日本高速道路株式会社関東支社および市原管理事務所の方々、その他関係者の方々に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕、丸善株式会社、2012年3月
- 2) 橋爪・青木・郭・大島：膨張コンクリートと少量の合成短繊維を添加したコンクリートのひび割れ抵抗性に関する評価、土木学会第64回年次学術講演会論文集、VI-282、2009年9月

東京メトロ車両基地上空での、 短時間100m 送出し架設と13.5m の桁降下

日本橋梁建設土木施工管理技士会

高田機工株式会社

現場代理人

監理技術者

平田

覚[○]

半田 和久

1. はじめに

一般県道船橋行徳線は幅員が狭い区間が断続的にあり、沿道は市街地や人家が連なっており、交通渋滞の緩和や歩行者の安全対策のための道路拡幅が困難な状況となっていた。このため、市川市内の交通混雑の緩和と災害時の緊急輸送路としてのバイパス道路建設の一環として、妙典橋が江戸川放水路上に建設された。

そのうち、『妙典橋上部工その3』は、A1～P3（钣桁部）とP3～P4(J7)（鋼床版箱桁部）で構成され、誇道部であるA1～P3はP2～P3間で市道を跨ぎ取付盛土へ接続し、P3～P4(J7)は江戸川放水路上の6径間連続鋼床版箱桁橋のうち、東京メトロ行徳車両基地を跨ぐ部分である（図-1）。

このP3～P4(J7)を既設桁(P6～P7)上で組立てた後に、J7からP3側へ送出し架設した。本稿ではこの送り出し架設について述べる。

工事概要

- (1) 工事名：社会資本整備総合交付金工事
（(仮称) 妙典橋上部工その3）
- (2) 発注者：千葉県葛南土木事務所
- (3) 工事場所：千葉縣市川市妙典6丁目地内
- (4) 工期：平成26年10月16日～
平成28年3月25日

2. 現場における問題点

2-1 東京メトロ行徳車両基地上空の送出し

送出し架設は、東京メトロ行徳車両基地上空であり、基地内には中間ベント施設を設けられないこと（図-2）、き電停止後に手延べ機到達まで約100mの送出しを、既設鋼床版箱桁上で4時間半以内に施工しなければならないという制約があった（表-1）。また、送出し施工時大きな反力が作用するJ7位置では、既設桁の残置ベントを利用した。

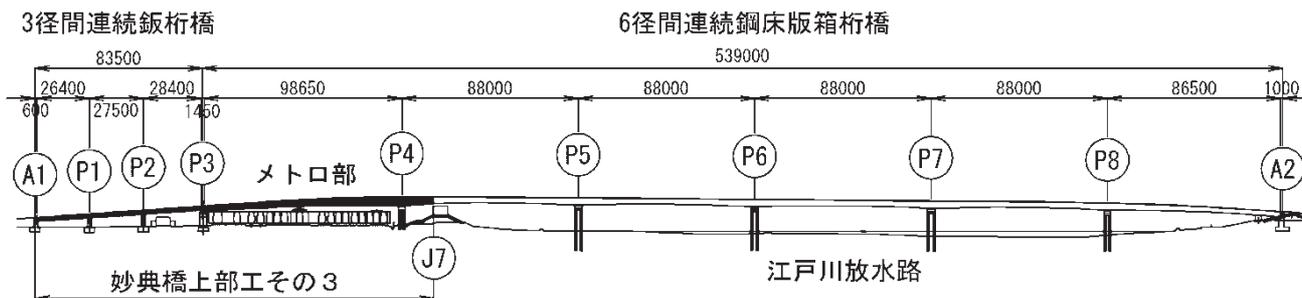


図-1 妙典橋全体一般図



図-2 東京メトロ行徳車両基地の状況

表-1 送出し作業時間工程表

第1日目 送出し作業時間工程		1時間	2時間	3時間	4時間	5時間	6時間
工程	時間	10:00	11:00	12:00	13:00	14:00	15:00
準備工	準備工	■					■
送電停止	送電停止		■	■	■	■	■
試験走行(10m)	試験走行(10m)		■	■	■	■	■
送出し(90m)	送出し(90m)			■	■	■	■
突点調整	突点調整					■	■
折戻り作業	折戻り作業		■	■	■	■	■

2-2 桁の大きな降下量と、降下量の差

縦断勾配の差より、P3側の桁降下量が13.5mと大きいこと、P3側とP4側の降下量に5.0mの差があることから、安全な施工方法を検討する必要があった。

3. 工夫・改善点と適用結果

3-1 東京メトロ行徳車両基地上空の送出し

①ダブルツイングジャッキの採用

車両基地上空の送出しは、施工時間の制約からスピードが求められたため、ダブルツイングジャッキを用いて1m/minの速度で行った(図-3)。



図-3 送出し推進設備

なお、送出し中にダブルツイングジャッキ装置が故障した場合を想定し、別系統のクランプジャッキ装置を設置した。

②反力不均等への配慮

本工事の送出し架設は、前方台車と後方台車の2台の台車で施工した。平面線形に曲率を有するため、L側R側の反力差を考慮し、送出しに使用する台車、推進設備には100%の不均等を考慮した。特に前方台車には最大640tの反力がかかり、カーブ区間にあたるためL側とR側の反力バランスが大きく異なることが想定された。したがって、台車は片側に両側の反力が作用しても問題が無いよう、解析で得られた反力の2倍の片側640t両側で1,280tの能力を有する構造とした(図-4)。

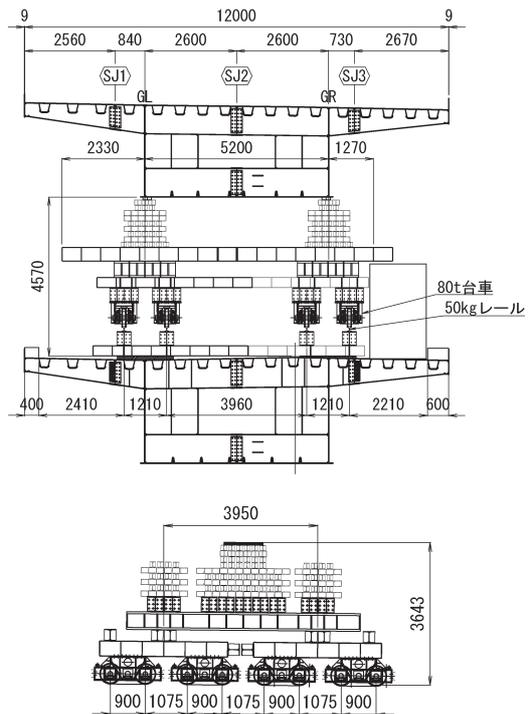


図-4 1,280t 台車

桁の地組立、縦送りは既設の鋼床版箱桁上に軌条を設置して大型台車によって運搬し、軌条の総延長は約200mとなった。手延べ機と橋桁を合わせた合計重量は820tあり、既設鋼床版箱桁の支点上は前後の台車反力によるたわみによって山形勾配になる。特に反力の大きな前方台車通過時は勾配が大きく変化し、橋軸方向の車輪反力が均等

にならないことが予測されたため、勾配の変化に車輪が追従できるよう、前車と後車を電車の連結車両のようにボギーで繋ぐ構造的な配慮を行った。

反力の不均等に配慮した結果、送出し桁が曲率を有していたため、解析値に対して10%程度の反力差を生じたが、台車や軌条設備の能力に余裕を持たせたことで、制限時間内に安全に送り出すことができた。また、車輪の故障もなく推進抵抗も想定範囲で、スムーズな送出しができた。

③既設ベントの安全性検討

送出し施工前、送しヤードとなる既設桁を支持するJ7下の既設ベントに不等沈下が生じた。ベントの傾斜が確認されたため、送出し時における既設ベントの安全性の検討と対策を行った。

J7下に残置していた既設ベントの不等沈下が最大30mmであることを確認した。送出しは、き電停止後全車両を退避させて行すが、車両基地に与える影響を考慮して、ベントの大きな傾斜による不測の事態が発生しないよう、安全に対する対策が必要であった。

沈下発生前の既設ベントは、既設桁の死荷重に加えて軌条設備70t程度と最大100t程度の台車のみが載荷された状態であった。その後、さらに700t程度の荷重載荷を計画しており、安全性を確保するため以下の対策を行った。

1) 既設ベントの河川側に既設ベントの1/4の荷重を受ける補助ベントを構築した。その補助ベントに送出し時に載荷される実荷重の1/4である300tを載荷し、地耐力、沈下量を確認した。

2) 構築した補助ベントで既設桁をジャッキアップし、既設ベントの受点の修正と傾いたベントを鉛直に修正し、さらにベントに使用していた普通ボルトを高力ボルトに変更した。

3) 送出し時は845tの台車（移動荷重）がベント上を通過するため、既設ベントと補助ベントに均等に荷重を分散させるため、既設ベント上に4基、補助ベント上に2基の300tジャッキを配置し、台車の通過時は6台のジャッキを連動させて均等に荷重を分散させた（図-5）。

上記対策を立案し、施工前に安全性の事前確認、作業員への水平展開を行った。施工の当日は、8mm程度ベントの沈下がみられたものの、ベント上に配置した6台の連動ジャッキで調整し、桁の送り出しを計画どおり安全に実施できた（図-6）。

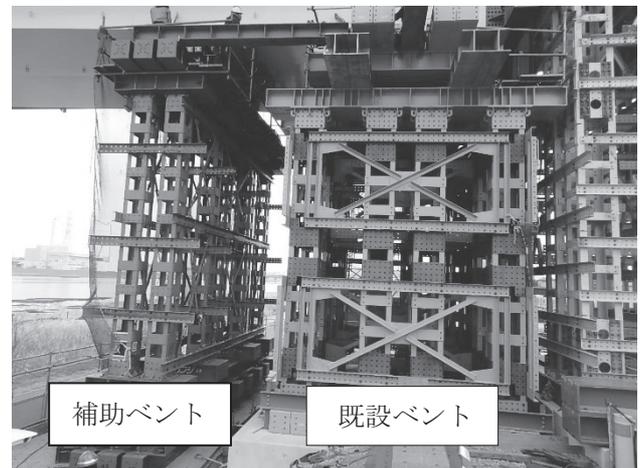


図-5 既設ベントと補助ベント



図-6 手延べ機到達時

3-2 桁の大きな降下量と、降下量の差

①門構の低層部拡幅

接続部の路面高が9m、鋼桁降下量が13.5m、セッティングビーム高が2.5mおよび門構大梁高が1.65mあることから、P3降下設備（門構）は高さ30mの高層門構となった。高層門構の設置箇所はメトロ行徳車両基地の敷地内であり、転倒した場合は甚大な被害が想定され、その対策が重要であった。

当初、高層門構面外方向の転倒は一般的な水平

震度 $K_h = 0.15$ を門構に載荷して検討したが、転倒した場合の被害の甚大さから、 $K_h = 0.25$ で検討を実施した。また、送出し時のたわみ取りおよび桁降下時の面外方向転倒対策として、門構低層部柱を拡幅した。結果は、当初の構造では転倒に対する安全率が 0.76 で、許容値 1.2 を満足することができなかったが、低層部拡幅構造に変更したことで安全率を 1.2 以上確保することができた。



図-7 低層部を拡幅（□枠内）した門構

②ストランドジャッキ工法の採用

降下作業は縦断線形および送出し勾配の影響を受け P4 側で 8.5m 、P3 側で 13.5m となり、降下量に 5.0m の差が生じた。

桁の吊下げは鋼棒を使用する工法と、PC ストランドワイヤーを使用するストランドジャッキ工法がある。前者は揺れや横方向の力に弱く、後者はワイヤーを使用するため揺れや横方向の力に柔軟性がある。降下量が大きいことと降下量に差があることを考慮し、今回の降下設備には柔軟性のあるストランドケーブルを採用した（図-8）。また、降下量の差による桁の回転などの影響については、ストランドケーブルの設置位置や J7 に設けた架設時の遊間（ワーキングスペース）で対応



図-8 P3降下設備

した。

③降下時のフェールセーフについて

- ・降下量はストランドジャッキ能力に関係なく、安全に配慮し P3、P4 交互に 500mm ずつ降下した。
- ・降下後は必ず、橋脚上の架台へあずけた後、相対する橋脚の吊り降下を行った。
- ・橋梁全体を吊りこむ作業（2 時間程度）は、J7 引き寄せ時（既設桁との連結時）のみとした。このとき、橋体と門構柱の離隔が 250mm 程度と少ないこと、基礎の不等沈下への配慮から、長時間の橋体つり込みは行わず、緊急時は橋脚上の架台で支持できる構造とした。

4. おわりに

東京メトロの車両基地上で、手延べ機到達まで 100m の送出しを 4 時間半という限られた時間内で実施し、その後主桁送出し完了後 13.5m の降下を行った。送出し当日は地元住民の方や小学生など多数の見学者が来場するなか、無事に施工が完了した。今後、この橋が地元の人たちの交通渋滞緩和や歩行者の安全につながれば幸いである。

山間地域でのPC上部工の施工

東日本コンクリート株式会社
現場代理人

目 黒 仁

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：東北中央自動車道
布川大橋上部工工事
- (2) 発 注 者：国土交通省東北地方整備局
- (3) 工事場所：福島県伊達市月舘町布川地内
- (4) 工 期：平成27年11月10日～
平成28年12月26日

本工事は、先の東日本大震災からの復興道路として位置づけられている沿岸の相馬市と福島市を結ぶ東北中央自動車道の橋梁工事である。

現在相馬市と福島市は国道115号線で結ばれているが、山岳地帯ということもあり、約50kmを通行するのに1時間20分ほど要している。この自動車専用道路の開通によって約30分の時間短縮を図ることができ、地元の方々からも医療、福祉の面から大いに期待されている道路である。現場は山間地でありトンネルと高架橋の連続で布川大橋も例外ではなく宝直トンネルを出てすぐの県道316号線（広畑月舘線）の上に架かる橋梁である。

橋長 203m、全巾員12.79m

型式 ポストテンション方式6径間連結コンポ橋
主桁はプレキャストセグメントで当社の亘理PC工場で作成し、トレーラーにて現場まで運搬し現場で接合、緊張して1本の桁としている。



図-1 施工前

2. 現場における問題点

受注後社内の施工検討会に懸案事項として考えられた事項を下記に示す。

- 1) 曲線橋であるので、ガーダーの移動およびセッットを確実に行うことができるか。また門構脚の据え付けは可能か。
- 2) 高架橋の施工なので、打設高さ及び配管によってコンクリート打設に支障はないか。またコンクリートの配合について検討が必要。
- 3) 県道上の主桁の架設に関する安全対策。
発注時の架設方法は、県道を全面通行止めにして昼間の架設であった。地元の方々への影響がないかどうか検討が必要であった。
- 4) 連結横桁がマスコンクリートとなるので温度ひび割れに対する検討が必要であった。

5) 作業ヤードが十分に確保できるかどうか。クレーン及びポンプ車の設置が可能か。

3. 工夫・改善点と適用結果

1) ガーダーの移動

A1～P1への引出は、通常の手で行い、ウインチを使用してガーダーを引出し門構にてガーダーをセットした。A1～P1の架設完了後P1～P2径間にガーダーを出す、平面線形が入っていてP2橋脚上で1m近くガーダーの先端を横移動する必要があった。これには橋脚上に広くベントを組立てて対応した(図-2)。

門構架設の場合、必ずと言っていいほど脚を立てる位置の検討が必要となる。というのも橋脚巾がないなど制約を受ける場合が多いからである。布川大橋も例外ではなかった。通常より沓が大きくしかも橋脚巾に余裕はなかった。かといって30mも下から脚を立てる時間的余裕はない。そこで通常より大きくブラケットを製作し沓と干渉しない構造として対応した(図-3)。

門構の移動には、専用の移動台車を用いることで平面線形に対応できスムーズな移動ができた。

2) コンクリート打設

布川大橋は、地上から床版までの高さが最大30mほどあり発注時のコンクリートのスランプは8cmであった。以前同じ福島県内で鋼橋の床版工事を行い地上35mで配管して打設した経験があった。この時の経験を生かし床版打設時のスランプを8cmから12cmに変更し現在床版コンクリートを施工中である。一般的にポンプ車の圧送性能を検討する場合、次の式で圧送負荷を算出する。

$$P=K(L+3B+2T+2F)+WH*10^{-3}$$

ここに

P: コンクリートポンプに加わる圧送負荷 (N/mm²)

K: 水平配管の管内圧力損失 (N/mm²/m)

L: 直管の長さ (m)

B: ベント管の長さ (m)

T: テーパー管の長さ (m)



図-2 ガーダー横移動状況

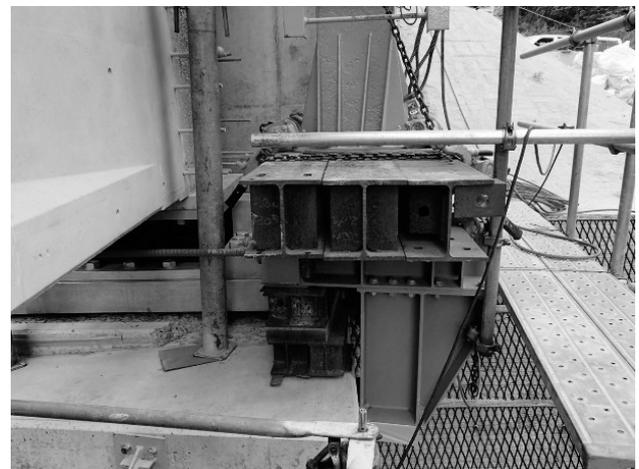


図-3 橋脚ブラケット組立

F: フレキシブルホースの長さ (m)

W: フレッシュコンクリートの単位容積重量 (kN/m³)

H: 圧送高さ (m)

最も厳しい条件となる床版コンクリート打設時の条件により圧送負荷を算出すると以下のようになる。

$$K=1.0 \times 10^{-2} \text{ (N/mm}^2\text{/m)}$$

125A (5B) 管、スランプ 8cm

L=181m 125A (5B) 管

B=2m 90° ベント管

T=1m テーパー管

F=8m フレキシブルホース 1本

W=24.5 (kN/m³) 単位容積重量

H=30m 圧送高さ

$$P=0.01 * (181 + 3 * 2 + 2 * 1 + 2 * 8)$$

$$+ 24.5 * 30 * 10^{-3}$$

$$= 2.79 \quad (\text{N/mm}^2)$$

算出した圧送負荷の1.25倍以上の吐出能力を有するコンクリートポンプ車を選定する必要があることから

$$P' = 2.79 * 1.25 = 3.49 \quad (\text{N/mm}^2)$$

選定したポンプ車 IPG135B-6 N36 / 4 型式の最大圧送負荷は、 $P = 6.3 \quad (\text{N/mm}^2)$ であるので圧送可能である。

以上の計算から打設は可能と考えたが、前回の床版工事の経験を踏まえて、スランプの検討を行うこととした。発注時のスランプは8cmであった。一般にコンクリート標準示方書ではスラブ部材においては、最小スランプが7cmと定められていて8cmはこれを満足する。しかし、打設箇所が高所であること、ポンプ打設の場合の水平換算長さが200mにもなること、高密度配筋であること等から、スランプを12cmに変更することにした。現在床版の施工を行っているが、順調に打設を行っている。

3) 県道上の主桁架設時の安全対策

発注は昼間の全面通行止めによる架設であった。主桁架設作業以外にも県道上のガードー引出し、足場組立解体など通行止めが必要な作業がたくさんあり、通行止めが必要な日数は18日にも及んだ。地元の方々とは説明会を開催し協議を重ねたが、この県道が通学路であること、付近に適当な迂回路がないことなどから通行止めは困難と判断し、



図-4 床版コンクリート打設状況



図-5 迂回路設置

P2～P3間に迂回路を設けて架設作業時の通行止めを回避した。県道の規制は9時～17時と時間的な制約は受けたが、作業間の連絡、調整を密にして無事故無災害で施工することができた。

4) 連結部横桁のマスコンクリート対策

温度解析を行い、内部の最高温度を推測しモバイル式の温度測定装置を用いてコンクリート内部の温度を測定した。また湿潤養生期間を2週間とし外気と内部の温度差が20℃以下になるまで型枠を存置させた。打設時期が幸いなことに真夏ではなく秋口になり施工条件が良くなった。コンクリート温度は2日目までは上昇するが、それ以降はゆるやかに下降を始めた。しかし内部温度と気温の差が20℃位下になるまで脱枠を行わなかったため、脱枠まで2週間ほど必要であった。

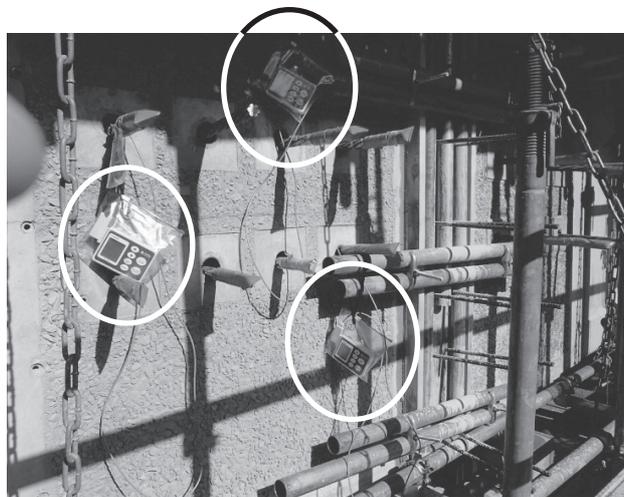


図-6 コンクリート温度測定状況



図-7 クレーン作業状況（P 5 橋脚付近）



図-8 現在の布川大橋（施工状況）

5) 作業ヤードの確保

受注後直ちに現地調査を開始し、施工計画の作成に着手した。山間地の高架橋であるため作業スペースが限られていた。高架橋での施工の場合クレーンが設置可能かどうかで作業効率が変わることは既知のとおりである。通常の高架橋では両側に工事用道路がありここにクレーンやポンプ車を設置する。しかしこの現場では、工事用道路はなく設置場所を確保するための作業が必要であった。ヤードを整備し鉄板を敷き何とか各橋脚に1箇所の作業スペースを確保することができた。

4. おわりに

12月末の時点で布川大橋は、床版、横桁コンク

リートの打設が完了している。県道上の架設や地上30m以上でのコンクリート打設など施工条件は決して良いとは言えなかった。しかし、施工計画作成前に施工検討会を数回開催し問題点を明確にしたことで、作業が順調に進み平成29年3月の竣工に向かう体制が整いつつある。受注後現場を最初に見たときは、完成できるイメージが湧かなかったのは事実である。知恵と意見を出し合い、入念な現地調査を行い施工に反映させたことで竣工が見えてきた状況である。

この現場は、幸い無事故で施工が進んでいる。竣工まであとわずかであるが、気を緩めることなく無事故で竣工を迎えることが出来るように努力していきたいと思う今日この頃である。

幹線道路上を跨ぐ桁送出し架設時の安全設備と安全対策

日本橋梁建設土木施工管理技士会

株式会社駒井ハルテック

現場代理人

田村 有 治[○]

監理技術者

高 良 人 伊 藤 哲 也

1. はじめに

砂部大橋（旧橋）は、国道2号加古川バイパスと交差する兵庫県道390号神吉船頭線に位置し、バイパス上を2径間の単純PC桁橋で横断する橋梁であった。平成24年2月27日、この旧橋に大型トレーラーの積荷が衝突する事故が発生し、PC桁が重度の損傷を受けた。

そこで、旧橋の桁と中間橋脚を撤去し、バイパス上を1径間で横断する鋼単純鋼床版箱桁橋（新橋）に架け替える復旧計画が立案・実行された(図-1)。

本稿では、その架設に関する詳細を報告する。

工事概要

- (1) 工 事 名：県道神吉船頭線砂部陸橋上部工事
- (2) 発 注 者：国土交通省近畿地方整備局
姫路河川国道事務所
- (3) 工事場所：兵庫県加古川市東神吉町砂部地先
- (4) 工 期：平成26年1月17日～
平成28年3月31日
- (5) 構造概要：鋼単純鋼床版箱桁橋
橋長：47.988m
支間長：47.100m
総幅員：9.135m
架設重量：218.6 t

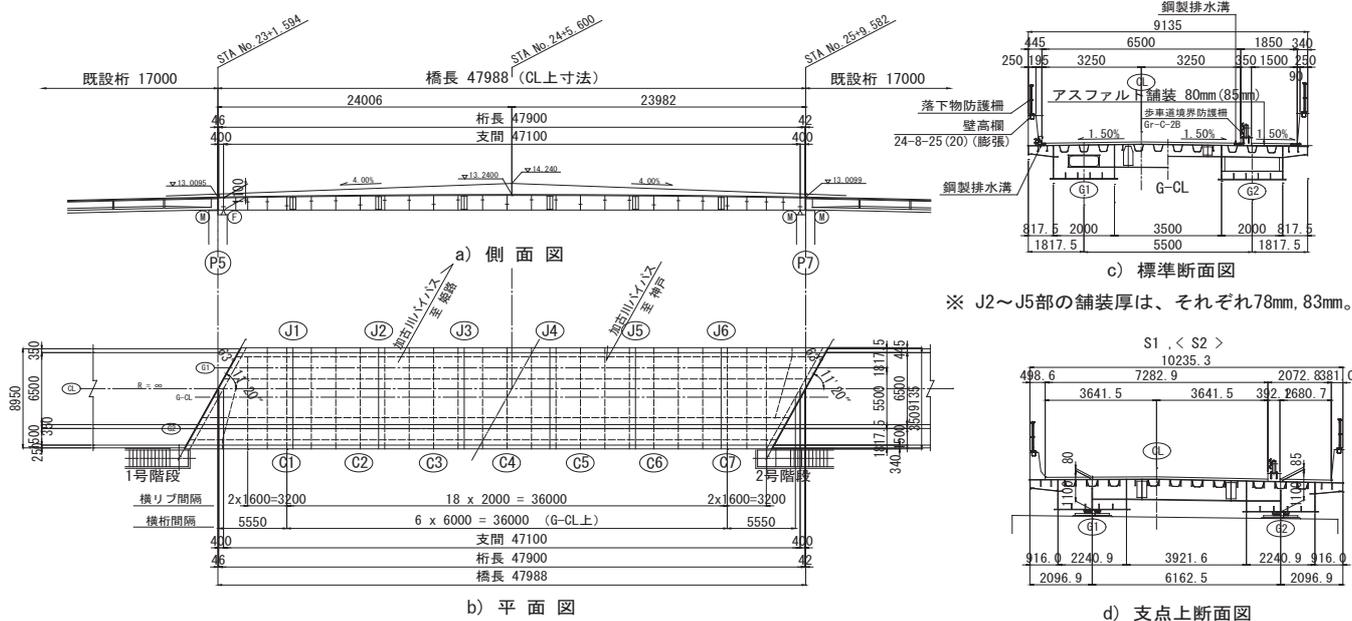


図-1 構造一般図

2. 現場における問題点

新橋の送出し架設を行うに際し、特に大きな課題と設定した項目を以下に示す。

2.1 通行止め規制の最小化

加古川バイパスは一般国道自動車専用道路として、兵庫県明石市魚住から同県高砂市に至る重要な幹線道路である。平均交通量が約96,000台/日の重交通路線であることから、工事を行うにあたり通行止め規制を最小化にすることが最大の課題であると考えた。

通行止め規制の条件としては、送出し架設および桁降下作業で2日、壁高欄コンクリートの打設で1日、落下防止柵の設置で1日の計4日間と規定され、それらはいずれも0:00から4:00までの4時間と限定された。

特に、桁の送出しおよび降下作業は多くの作業項目を有しているため、所定時間内での安全かつ確実な施工を、いかに行えるかが重要であった。

2.2 構台設備を設ける既設PC橋の耐荷力確認

新橋の送出し架設は、既設PC橋上に構台設備を設置して行う計画であった。このため、既設PC橋は構台設備の重量に加え、構台上に搭載する新橋や手延機、後部桁等の重量も支持する必要があった。しかし、既設PC橋は1970年に完成した古い橋梁であるため、PC桁の健全性および耐荷力について、作業前に確認する必要があった。

2.3 推進装置トラブルへの対策

当初計画では、送出し架設の推進装置として自走台車のみが採用されていた。このため、推進装置にトラブルが生じた場合には、送出しができなくなり、制限時間の4時間を厳守できない可能性があった。

2.4 桁降下時の安全性確保

当初計画では、新橋の桁降下は吊下げ方式により行う方法であった。しかし、桁の送出し完了から桁降下作業開始までの間に、手延機・後部桁の切り離し、連結構接続部である桁端の切断・塗装作業があり、バイパス上に長期間新橋が仮置き状

態となるため、桁の安定性に関する懸念があった。

3. 対応策と適用結果

上述の課題に対する対応策と結果を以下に示す。

3.1 施工時間の短縮

(1) 送出し延長の短縮による時間短縮

手延機の短縮が可能か解析にて検討を行い、後部桁を40m追加することで手延機の延長を60mから25mまで短縮可能なことを確認した。この結果より、送出し延長を108.5mから79.5mへ29m短縮し、送出しに要する時間を大幅に短縮した(図-2)。

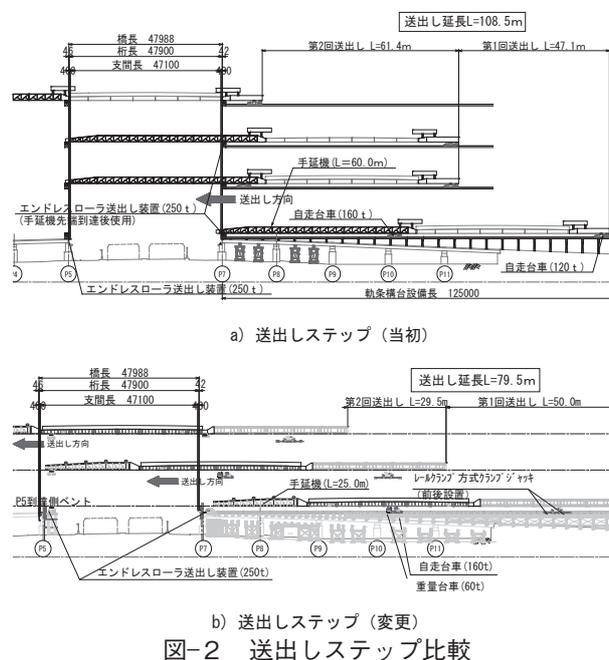


図-2 送出しステップ比較

(2) 送出し設備盛替え時間の短縮対策

手延機先端がP5側の受け点に到達する際、先端のたわみ量と受け点高さが一致しないと、受け点における盛替え作業等が生じ、この処理に時間を要する。この対策として、到達時における手延機のたわみ量を解析にて算出し、到達時の高低差が0mmとなるよう、P7側の送出し設備の高さを調整した。

この結果、実施工においても高低差が無い状態でP5側受け点に到達し、次ステップに向けての盛替え作業は受け点では生じず、上げ越しを行ったP7側送出し設備の高さ調整のみとでき、作業



図-3 盛替え設備

時間を短縮する事ができた(図-3)。

3.2 既設 PC 橋の耐荷力確保

既設 PC 橋の調査の結果、耐荷力に影響を及ぼす損傷は発見されなかったが、耐荷力の不足する箇所があることが判明した。そこで、構台設備の支柱位置に合わせ、既設 PC 橋の下にベント支持点を設け、曲げ作用を緩和する計画とした。

具体的には、送出し構台設備図を作成し、荷重作用位置を橋面上に罫書いて平面計測し、ベント支持点の位置を座標管理で完全に一致させ、仮受補強を行った。送出し構台の基礎には、場所打ちコンクリートを採用することで、既設 PC 橋の主桁に直接反力が載荷される構造とした(図-4、図-5)。

また、構台設備は既設 PC 橋の縦断勾配(4%)の影響により、始点から終点までの高低差が約5mあり、不陸が生じやすい構造であった。そこで、構台設備基礎の高さ管理を徹底し、不陸をなくすことで、構台搭載荷重が均等に PC 橋へ伝達され、出来形不良による送出し架設時における PC 橋へ

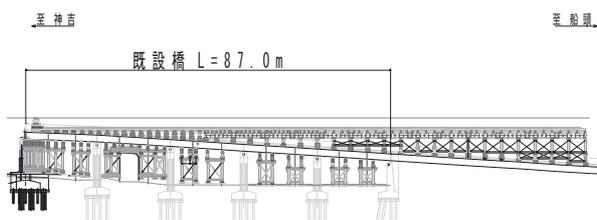


図-4 仮設備配置図



図-5 既設 PC 桁受けベント

の応力集中発生を防止した。

3.3 推進装置トラブル発生対策

本工事では、当初計画の自走台車に加え、新たに2系統を追加し、合計3系統の推進設備を準備して送出し架設を行った。具体的には、第1回送出しの50mを自走台車にて行い、第2回の29.5mを図-6に示すレールクランプ方式クレビス油圧ジャッキにて行う計画とした。

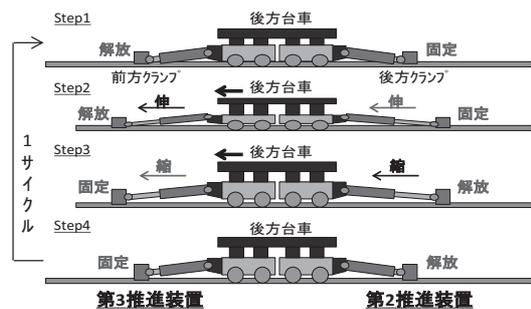
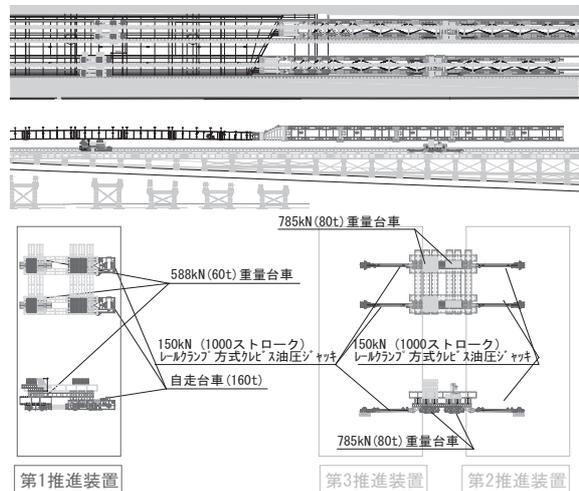


図-6 送出し推進装置図

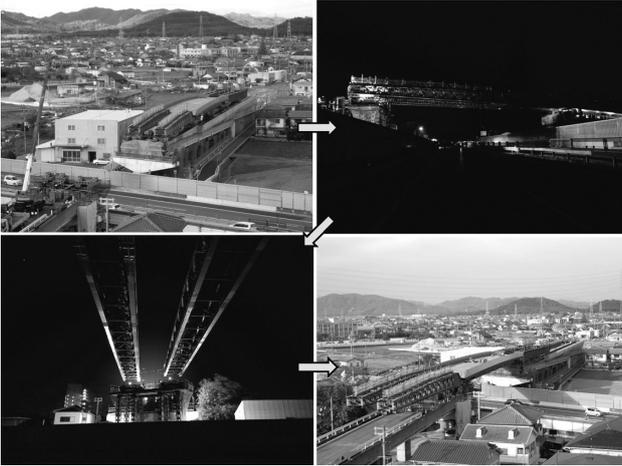


図-7 夜間送出し

実施工においては、第1回の送出し量50mのうち、約30mが完了した位置で自走台車の電気系統に不調が生じた。そこで、即座に電気系統の修繕ではなく、第2、3推進装置に切り替え、残り約49.5mの送出し架設を行った。その結果、無事に1夜間での作業制限時間である4時間を厳守し、架設を完了することができた(図-7)。

このように、複数系統の推進装置の準備は、トラブル発生時、即座に第2・第3の設備への切替えが可能であり、リスク対策として非常に有効であった。

3.4 特殊ジャッキと仮受設備の採用

桁降下の施工方法について、当初の吊下げ方式から、特殊ジャッキと仮受設備を用いる方法に変更した。降下設備はジャッキストロークが5.4mの特殊ジャッキであり、両橋脚前面の側道部に設置し使用した。仮受設備はサンドル設備を橋脚上に井桁に積上げ、設備の転倒防止対策を施した。

降下作業時は、特殊ジャッキの降下量にあわせてサンドル設備を順次撤去することで、特殊ジャッキにトラブルが生じ、ジャッキが制御不能になった場合でもサンドル仮受設備が桁を受け止め、桁落下を防止する対策を取った。さらに、桁の転倒防止対策設備として、桁後方部と既設橋をワイヤーで強固に固定し、地震時水平力荷重への対策を行った(図-8)。

これらの結果、桁降下開始までの期間、桁の安

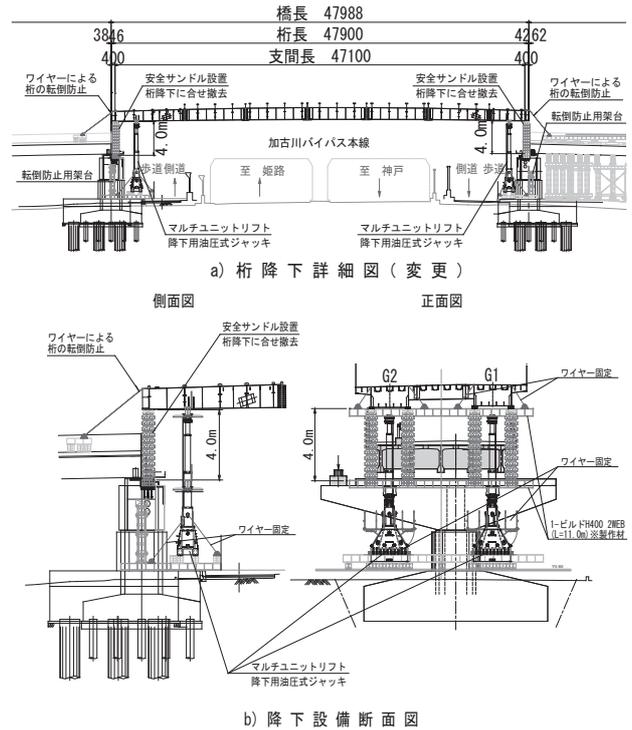


図-8 桁降下詳細図



図-9 夜間降下作業

定性を確保し、1夜間4時間以内を厳守した上で、安全に施工を終了させることができた(図-9)。

4. おわりに

幹線道路上を跨ぐ桁の送出し架設および桁降下作業を1日4時間以内という制限時間のなかで行う厳しい作業条件であったが、無事に施工を終えることができた。

最後に、本工事の施工においてご指導、ご協力を賜りました国土交通省近畿地方整備局姫路河川国道事務所および関係各位に深く感謝いたします。

供用中の都市高速道路における拡幅工事の課題と 増設桁の接続方法の工夫

日本橋梁建設土木施工管理技士会

日本車輛製造株式会社

課長

林 栄 人

1. はじめに

本工事は名古屋第二環状自動車道の延伸工事（名古屋西～飛鳥）に伴う名古屋西ジャンクションの拡幅工事である（図-1）。昭和58年度に施工した1期施工時には、2期施工である本工事は考慮されていたが、供用中の既設桁の拡幅工事であるため、解決すべき課題が多くあった。1期施工は7主桁を施工、2期施工は2主桁（一部区間は3主桁）を増設する拡幅工事である。

本稿では、2期施工の拡幅工事の課題と、設計・製作段階における増設桁の接続方法の工夫について述べる。

工事概要

- (1) 工 事 名：市道高速1号名古屋西JCT工区
上部工事及び名古屋第二環状自動車道名古屋西ジャンクションFランプ橋（鋼上部工）工事
- (2) 発 注 者：名古屋高速道路公社
- (3) 工事場所：愛知県名古屋市中川区島井町
- (4) 工 期：平成26年6月24日～
平成29年10月31日
- (5) 橋梁形式：
 - ・S0橋：単純非合成鋼鈹桁橋
（東P41～万164 橋長 23.662m）
 - ・S1C橋：2径間連続非合成鋼鈹桁橋

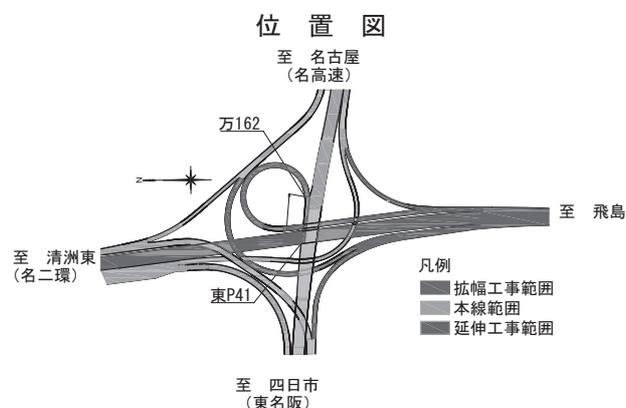


図-1 位置図

(万164～万162 橋長 52.615m)

図-2に構造一般図を示す。

2. 本拡幅工事の課題

本拡幅工事の施工では、以下の課題があった。

- (1) 既設桁形状の把握
本拡幅工事の特徴として、増設桁が曲線の拡幅桁で平面線形が複雑であること、既設桁は従来タイプの多主鈹桁構造であるため、横桁や対傾構、下横構などの取り付け部材が多いことがあげられる。また増設桁の取り付けを考慮して、既設桁にはボルト孔が施工済みであった。そのため本工事では、既設桁の増設桁取り付け部の三次元座標やボルト孔位置の正確な情報が必要であった。
- (2) 施工ステップと実測時期の検討
既設桁と増設桁の連結部材（横桁、下横構、中縦桁）の工場製作にあたり、可能な限り製作キャ

ンバーは設計値ではなく、実測値を用いることで連結部材の精度向上を図ることを考えた。そのため、連結部材を工場製作する上で必要な寸法の実測時期を含めた施工ステップを検討する必要があった。

(3) 連結部材取り付け時の誤差吸収方法の検討

既設桁と増設桁は仮組立ができないこと、増設桁と既設桁で別々の挙動を示すことから、連結部材取り付け時の誤差吸収方法を検討する必要があった。

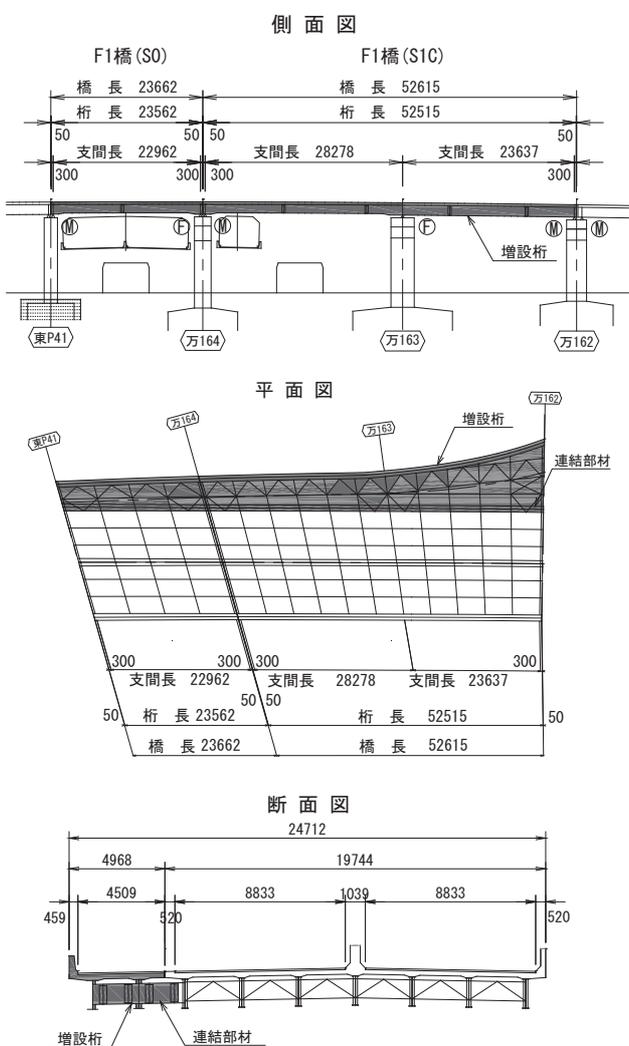


図-2 構造一般図

3. 本拡幅工事の対応策

前述の課題に対し、設計・製作段階で以下の対応策を実施した。

(1) 既設桁形状の把握

本拡幅工事は、既設桁と増設桁を連結する取り付け部材が多く、連結部1箇所あたりの計測項目也多岐にわたった。計測では、既設桁の横桁などの仕口形状のみではなく、ボルト孔位置も三次元座標を把握する必要があった。また既設桁と連結する上で、計測後に追加検討や確認事項が生じることも考えられた。そこで本拡幅工事の計測は、レーザースキャナによる三次元計測を行った。表-1にレーザースキャナの性能諸元、図-3に計測画像、図-4に画像から測り出した計測結果(横桁の例)を示す。

レーザースキャナによる計測は、構造物の形状そのものが点群でデータ化されるため、計測したそれぞれの点が三次元座標となり、既設桁形状を正確に把握することが可能となった。また着目箇所以外の点も後で参照することが可能となった。なお、レーザースキャナの計測精度を確認するため、トータルステーションによる計測も同時に行い、実測結果の比較を行った。主桁下フランジ下面の標高計測値を比較すると最大3mmの相違であったため、レーザースキャナによる計測は妥当であると判断した。

表-1 レーザースキャナの性能諸元

計測機器	地上型3Dレーザースキャナ (ライカジオシステムズ社製)
計測範囲	300m
計測点	フルドーム計測(水平360° 鉛直270°)
距離精度	約50000点/秒
	50mで±4mm

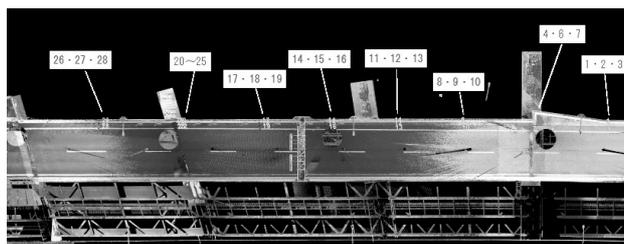


図-3 計測画像(画像と点群)

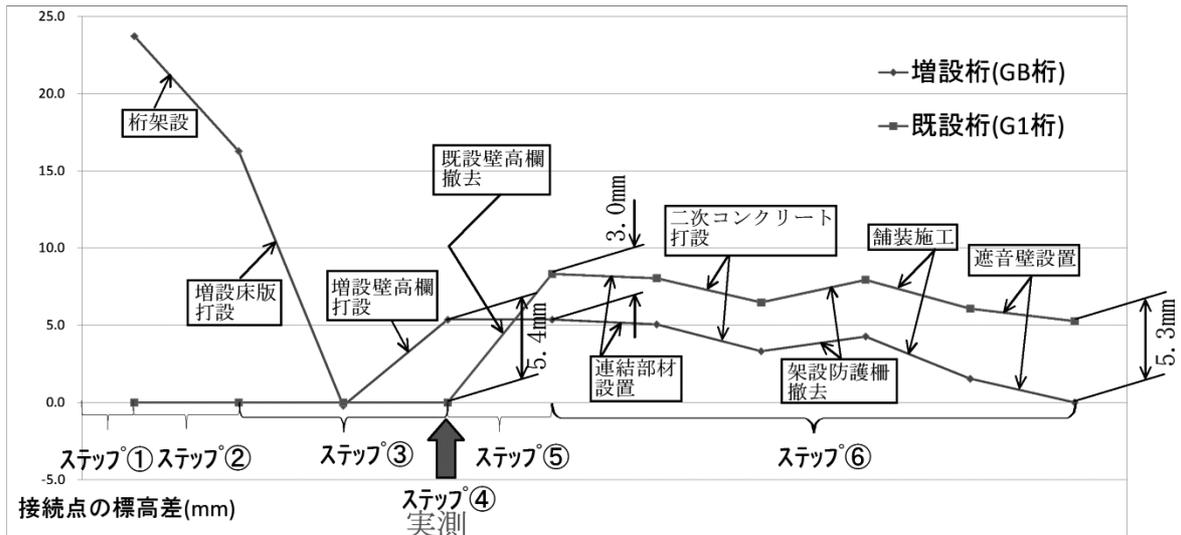


図-6 S0橋のたわみ

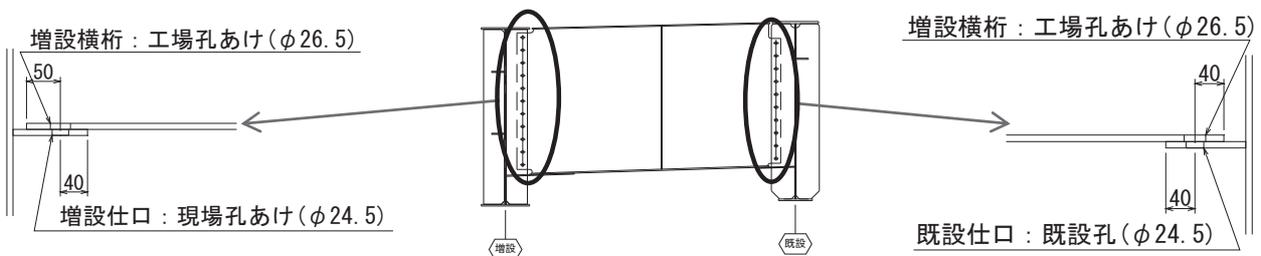


図-7 連結部材の誤差吸収方法

S0橋における既設桁と増設桁の施工ステップ毎のたわみを図-6に示す。既設桁は、既設高欄の撤去により上昇し、施工完了後も現位置から上げ越しされたまま戻らないことが判明した。増設桁のたわみは、鋼重と床版・壁高欄で全体の80%を占めているため、床版・壁高欄の打設後に、既設桁と増設桁のたわみ差を実測し、連結部材の製作に反映させることとした。なお本稿では詳述していないが、本施工ステップは詳細設計に反映した。

(3) 連結部材取り付け時の誤差吸収方法の検討

連結部材の取り付け部の誤差吸収方法は、図-7に示すように、横桁などの連結部材の母材側は工場孔明けで拡大孔(φ26.5mm)とし、増設桁の仕口部は現場孔明け(φ24.5mm)とした。な

お増設桁の仕口部を現場孔明けする際、ボルトの縁端距離は、不足する恐れがあるため40mmに調整代10mmを加えて50mmとした。

4. おわりに

本工事は、供用中の都市高速道路における拡幅工事であり、既設桁の形状を正確に把握し、確実に既設桁と増設桁を一体化することが重要であった。本稿で紹介した課題とその対応策が今後の拡幅工事に参考になれば幸いである。本稿執筆時は、増設桁の架設が完了した状態で、今後連結部材の工場製作、現場取り付けを予定している。

最後に、名古屋高速道路公社の方々から適切な助言、多くのご指導をいただきました。ここに深く御礼を申し上げます。

供用中の上層桁直下での下層桁の施工

日本橋梁建設土木施工管理技士会

株式会社駒井ハルテック

監理技術者

現場代理人

堀口 耕 平[○]

澤田 裕

1. はじめに

本工事は、東京湾周辺の諸都市を連絡する東京湾岸道路事業のうち、一般国道357号線の本牧ふ頭地内に位置する橋梁の上部工製作・架設工事である。

本橋は、上層に供用中の首都高湾岸線を有するダブルデッキ構造の下層に位置するとともに、施工ヤードは民間企業の管理敷地にあり、橋梁下は常時トレーラーが通行する現場条件であったため、架設にあたり以下に配慮する必要があった。

- ①下層の上空制限を侵さない（首都高湾岸線に干渉しない下側からの施工とする）
- ②トレーラーの常時通行を妨げない

本報告では施工条件を踏まえた架設工法の概要について報告する。

工事概要

- (1) 工 事 名：湾岸道路本牧地区1号橋上部工事
- (2) 発 注 者：国土交通省 関東地方整備局
横浜国道事務所
- (3) 工事場所：神奈川県横浜市中区本牧ふ頭地先
- (4) 工 期：平成26年6月25日～
平成28年3月18日
- (5) 構造形式：4径間連続鋼床版箱桁橋
- (6) 橋 長：344.5m(104.5m + 74m + 75m +
88.1m)
- (7) 幅 員：25.8m

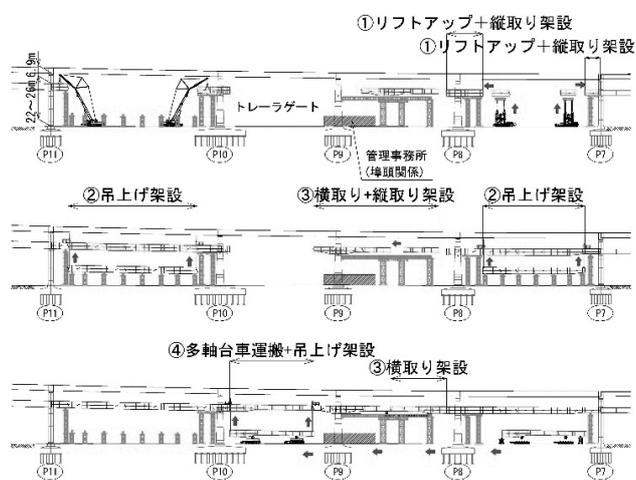


図-1 架設概要図

- (8) 鋼材重量：4,480t
- (9) 架設工法：①リフトアップ+門型吊上げ架設、
②一括吊上げ架設、③横取り+縦
取り架設、④多軸台車運搬+吊上
げ架設（図-1）

2. 現場における留意点

前段で述べたダブルデッキ構造は、上層桁の下端と下層桁の上端との離隔が約6.9mで、下層桁の架設高さは地上から22m～26mに位置する。

トラッククレーンベント架設では、クレーンのブーム先端が上層桁に接触する恐れがあるだけでなく、桁架設位置が高いためクレーンブームが起きてしまい、上層桁との離隔が確保できないため部材を所定の位置に架設することが困難な状態であった。架設における制約条件を以下に示す。

- ① 供用中の上層桁に近接しない。
- ② P11～P8間の施工は昼間コンテナターミナルが営業しているため施工不可、夜間施工（19：00～4：00）。
- ③ P11～P9間の昼間は敷地内トレーラーの運行を阻害しない状況に復旧する。

3. 架設方法

(1) リフトアップ・門型吊上げ架設

P8・P7橋脚上の桁架設は、多軸台車上にリフトアップ設備を設け、各主桁1本単位でリフトアップ・縦取りを行った（図-2）。桁を低い位置でリフトアップ設備上に地組することにより、上層桁へのクレーンブームの近接を回避した。

主桁の架設設備は4か所に設置する必要があったが、多軸台車上にリフトアップ設備を設け、多軸台車を移動使用することにより、ベント設備他の組立解体の回数を低減し、工程を短縮した。

中床版は地上の低いベント上にて地組を行い、架設主桁上に設置した門型吊上げ設備により吊上

げ架設を行った（図-3）。

(2) 一括吊上げ架設

(2)-1 架設計画

P11～P10間・P8～P7間の桁架設は、セッティングビーム吊上げ設備による吊上げ架設を行った（図-4・5・6）。地組立時の空頭確保と、地組桁直下を敷地内トレーラーが運行可能な高さとするべく、P11～P10間のベント高さは約8mとし吊上げ高さを14m、P8～P7間のベント高さは約7mとし吊上げ高さを10mとした。

吊上げ設備は、センターホールジャッキとPC鋼線を採用した（図-7）。吊上げ荷重は、P11～P10間が約1,000t、P8～P7間が約800t、不均等



図-2 主桁リフトアップおよび縦取り（G1桁）



図-3 門型吊上げ設備による中床版吊上げ

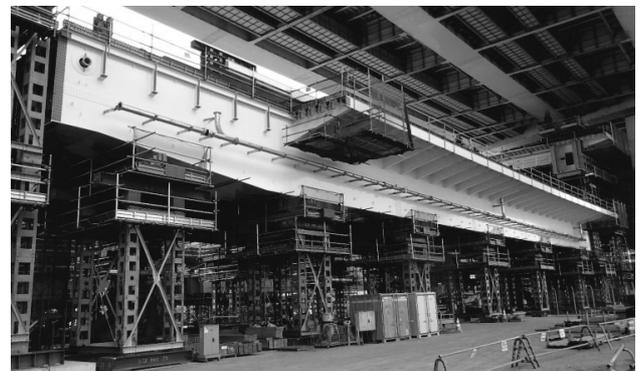


図-4 P8～P7間 一括吊上げ前



図-5 P8～P7間一括吊上げ架設完了

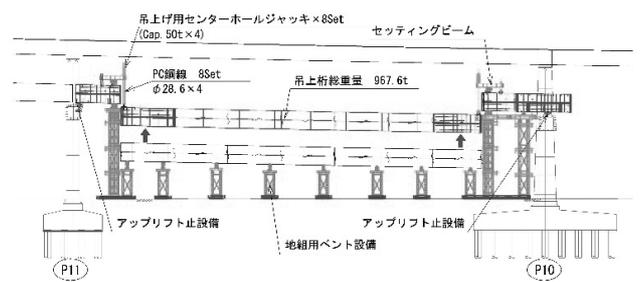


図-6 P11-P10間吊上げ架設

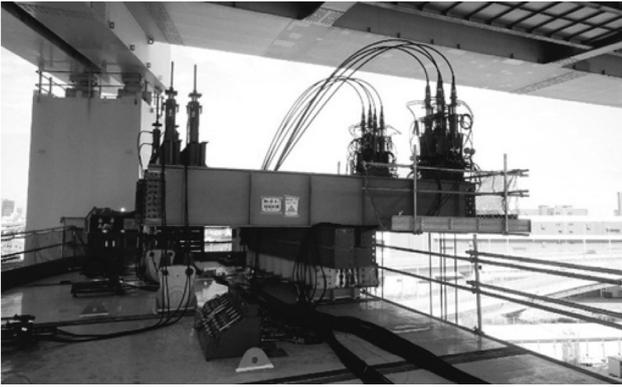


図-7 吊り上げ架設設備

係数1.5を考慮し、1ウェブ当たりを使用するジャッキを50t×4台の8か所とし、計1,600tの能力にて計画を行った。PC鋼線はφ28.6を1ウェブ当たり4本計32本使用した。反力管理として集中管理システムを採用し、荷重バランスを確認しつつ吊り上げを行った。

(2)-2 試験吊りの実施

架設精度の確認の一環として、本吊上げ前に試験吊りを実施した。先行架設桁と地組桁の挙動(仕口間距離、仕口角度、たわみ、地組桁長さ、桁平面位置他)を計測し解析結果と比較し、吊上げ設備位置、先行架設桁位置の補正を行った。

(2)-3 計測による精度確認

吊上げ計上の確認は、光波測距儀による座標管理とレーザー下げ振りを使用した。光波測距儀による方法は、吊上げ桁の鋼床版上に計測器を設置し、先行架設桁と地組桁の主桁仕口部を計測し、相互の位置関係を座標管理した。レーザー下げ振りによる確認は、下げ振りを先行架設桁の主桁ウェブに設置し、地盤または吊上げ桁の鋼床版上に先行架設桁のウェブ位置または吊元のセンターホールジャッキ芯を投影させた。

地組桁と先行架設桁との位置関係をチェックすることにより、架設精度(桁長、仕口間距離および仕口角度)を確認するだけでなく、吊上げ時の荷振れ方向が把握でき、安全に施工することができた。

(3) 横取り・縦取り架設

P9～P8間の施工は前述の通り空頭制限のた

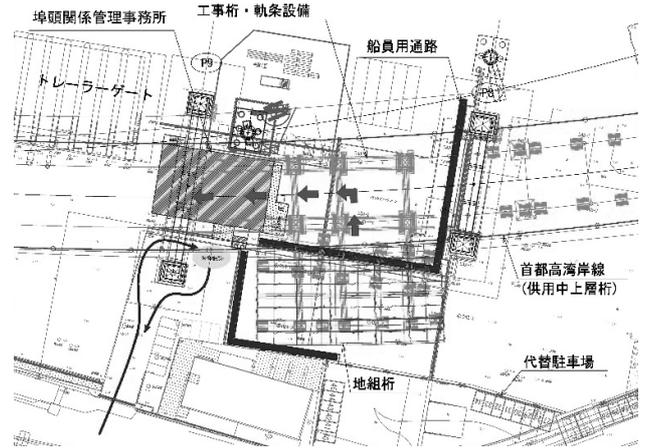


図-8 P9-P8間横取り+縦取り

めクレーン架設は不可であった。また、径間長75mの約半分を埠頭関係管理事務所の建物および船員通路が占めており、桁吊上げも困難であった。そのため、工事桁を使用したベント設備を設け、横縦取りの軌条設備を設置することにより、供用中の桁下での条件付き架設を可能とした。

具体的な架設方法としては、P9橋脚の門型橋脚が支障となり、P9～P8間の桁全量の横取りは不可能であった。そのため、P9～P8間の桁を2分割し、先行架設分は横取り+縦取り架設、残りを横取り架設とする手順とした(図-8)。

(4) 多軸台車運搬・吊上げ架設

P10～P9間の施工は、埠頭関係車両が入退場するトレーラーゲート上に位置し、ベント等の仮設機材を設置することが不可能であったため、多軸台車による約250mの運搬(図-9)と、約20mのリフトアップによる架設(図-10・11)を採用した。多軸台車での運搬は、地組した桁長52mの主桁を2回、4枚の中床版を地組したパネルを6回行った。

主桁の運搬は、運搬経路近傍にある街灯・建築物等の障害物回避のために、多軸台車上にリフトアップ設備を設けることで、障害物を回避した。

さらに吊上げ架設においては、地切り時に発生する荷振れ量を最小限に抑える対策として、吊上げ桁(多軸台車)の正確な停止位置の位置出しを行うとともに、介錯ワイヤーにて吊上げ時の荷振れ抑制対策も行った。なお、主桁吊上げ単体荷重



図-9 多軸台車による桁運搬（地組ヤード）



図-10 多軸台車よりの吊上げ架設（主桁単体）

は約200tであるが、中鋼床版の全ての現場溶接およびボルト連結後、架設済み先行主桁とモーメント連結接合を行って後に、吊上げ設備の荷重開放を行う構造であった。そのため他径間同様、1,600tを吊上げ可能な能力設備とした。

P10～P9間の吊上げは、それまでの吊上げと条件が異なり、試験吊り不可のため、吊上げ時の先行架設桁と地組桁の挙動を、解析結果に基づき予測し調整を行った。また、P10～P9間の施工

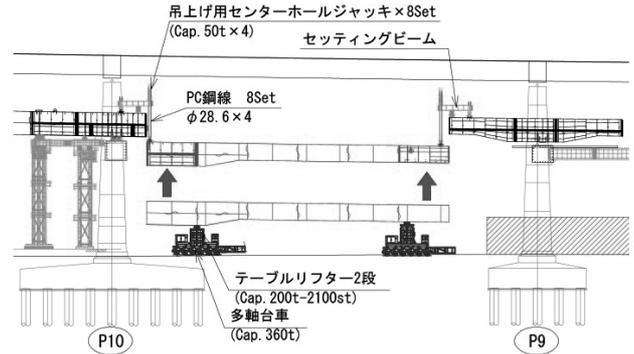


図-11 P10～P9間多軸台車による桁運搬後の吊上げ

が最終の吊上げブロックとなるため、センターホールジャッキとPC鋼棒を使用した引き込み装置を利用してモーメント連結を行った。これらの対策を行った結果、桁連結をスムーズに行うことができた。

5. おわりに

本工事は、4,400tを超える橋梁を現場施工約1年の短期間かつ、常時昼夜間で施工する必要があったが、無事に終えることができた。本報告で述べた内容が、今後の類似工事の参考となれば幸いである。

最後に、本工事の施工にあたりご指導、ご協力を賜りました国土交通省関東地方整備局横浜国道事務所の関係各位をはじめ、工事に携わって下さいました多くの方々に、この場を借りて厚く御礼申し上げます。

駅前交差点を跨ぐ鋼桁の架設について

日本橋梁建設土木施工管理技士会

株式会社駒井ハルテック

現場代理人

東京設計課

山崎 義実[○]

伊藤 匠

1. はじめに

本工事は、一般国道18号高崎安中拡幅事業における、暫定2車線供用部区間の4車線化に向けた橋梁の上部工製作・架設工事である（図-1）。

本橋架設付近には、JR信越本線安中駅、県道と本路線ランプとの交差点、駐輪場、歩道橋があり、車両・歩行者（自転車）の利便性・安全性に配慮した施工計画が必要であった。

本報告では施工条件を踏まえた架設工法について報告する。

工事概要

- (1) 工事名：中宿高架橋上部工事
- (2) 発注者：国土交通省 関東地方整備局
高崎河川国道事務所
- (3) 工事場所：群馬県安中市中宿地内
- (4) 路線名：一般国道18号線
- (5) 工期：平成26年1月24日～
平成27年12月25日
- (6) 構造形式：5径間連続非合成細幅箱桁橋
- (7) 鋼材重量：793 t

2. 現場における問題点

本工事の架設場所は、安中駅ロータリー入り口交差点上であるため、駅利用者の駅へのアクセスを最優先とし、交通規制を最小限とする必要があった。



図-1 位置図

施工条件と採用した架設工法を以下に示す。

①架設地点が国道18号バイパス上り線と下り線のオン・オフランプに挟まれた狭隘な部分に位置し、P2～P4間は国道18号の上下オン・オフランプと県道の交差点上となる。

そのため、架設は図-2に示すとおり、A1～P2間の桁をクレーン架設後、その上に軌条設備を設け送しヤードとし、P2～P3・P3～P4間をそれぞれ送し工法にすることとした。最終径間のP4～A2間はA2橋台背面からクレーンにて架設を行った。

②送し架設に伴う通行止め時間は、関係機関との協議により終電23：24から始発5：38の間の0：00から5：00の5時間となった。さらに送し径間の下に仮設備を残置すると、安中駅へのアクセスができなくなり一般交通への影響が大きいこと

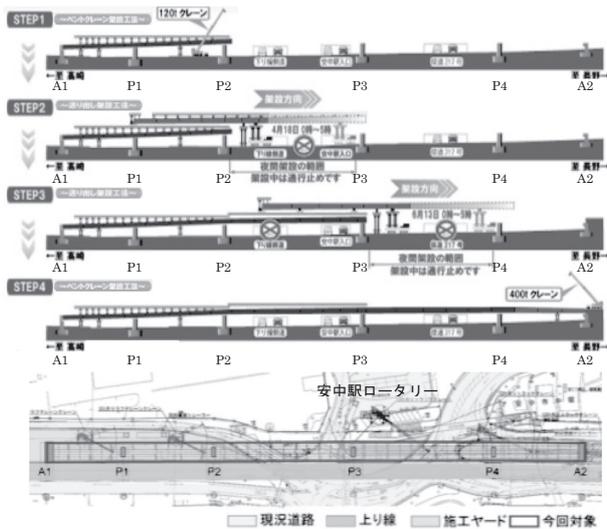


図-2 架設概要図

から、送出し・降下・仮設備撤去までを1夜間で
行う必要があった。

ここではP2～P3・P3～P4間の送出し架
設について報告する。

3. 工夫・改善点と適用結果

3.1 架設概要

交通規制回数を最小限となるよう検討した結果、
1夜間で送出し・降下・仮設備撤去まで行うこと
とした。具体的には、P2～P3間では、送出し
量50m、降下量3.8m、P3～P4間では、送出し

量40m、降下量3.6mと過去に実績の無い作業量
を各1夜間に実施可能な計画を行った。P2～P
3間の送出し架設概要図を図-3に示す。

3.2 機材の選定

送出し・降下・仮設備撤去までを1夜間内で施
工を行うためには、施工完了後道路上にある各設
備を速やかにヤード内へ移動可能とする構造が求
められる。これより現況道路上に前方台車設備と
して積載能力245tの多軸式特殊台車を並列に2
台配置した(図-4)。

また、送出し完了後、直ちに降下作業に移行で
きるよう、多軸式特殊台車上へ昇降能力200t、ジ
ャッキストローク2100mmの降下装置を並列かつ
上下に2基、計4基(昇降能力340t、ジャッキス

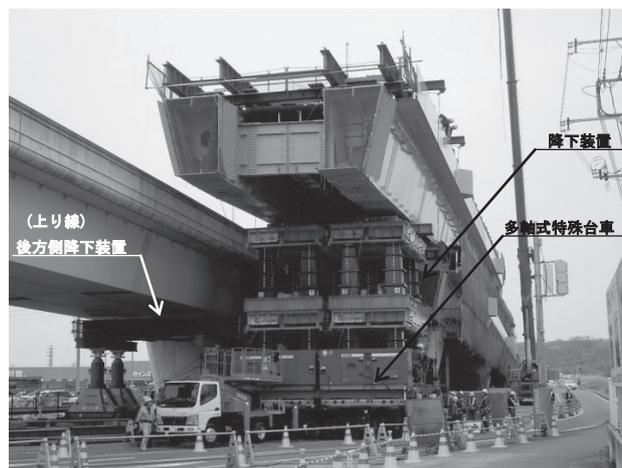


図-3 送出し架設概要図

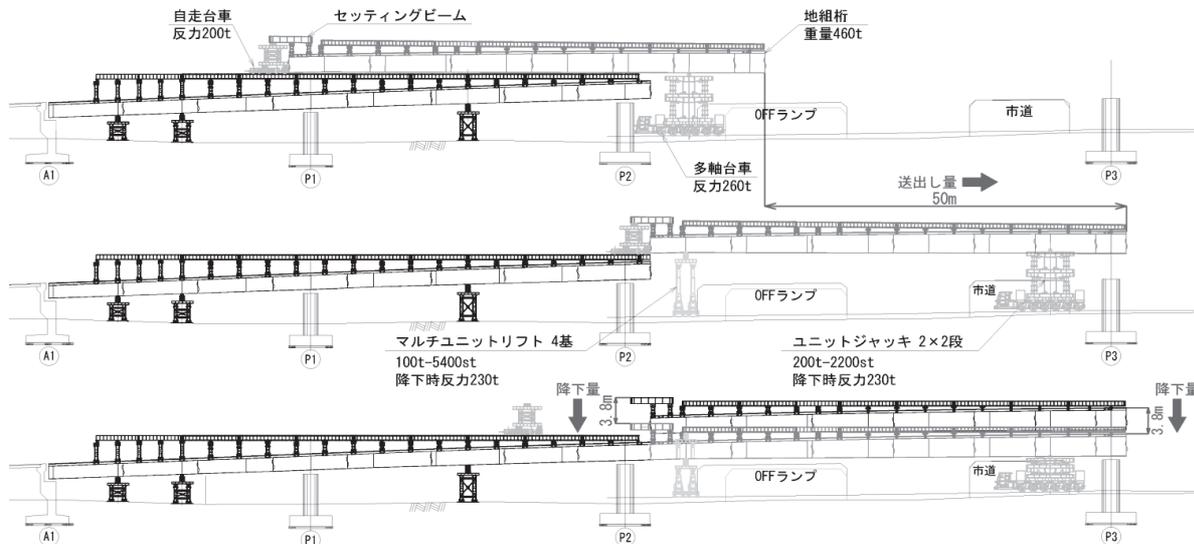


図-4 前方台車状況写真



図-5 後方側降下装置横取り状況写真

トローク4200mm) 搭載することで、送出し架設作業から降下作業への移行時間を最小とした。降下完了後も多軸式特殊台車上に降下装置を載荷させているため、ヤード内への移動が容易に行える。

一方、後方台車は既施工分の箱桁上に軌条設備を水平に設置し、それ上に前方台車の牽引スピードに合わせた自走台車を配置した。降下設備はP2橋脚前面の桁下ヤード内に昇降能力100t(ジャッキストローク全張出し時)、ジャッキストローク5400mmの機材を4基組み合わせた設備を設置した。送出し開始時は、前方台車と干渉するため、一時的に供用中橋梁(上り線)直下に配置し、前方台車移動後、所定位置に横取りを行う計画とした(図-5)。後方台車および降下装置は全てヤード内に配置可能な構造を採用した。

本計画により送出し量50mを送出し速度毎分2m、降下量3.8mを降下速度毎分0.2mでの施工が可能となり、実施工においても、ほぼ計画通りの時間にて無事施工を完了した。

3.3 送出し架設時の軌道管理

本橋の施工は、供用中橋梁(上り線)との離隔が145mmと非常に近接しているため、以下の方法により送出し架設時の主桁の軌道管理を行った。

- ①送出し架設時の推進力により、送出しヤードとなる主桁がズレないように、橋脚上の主桁に橋軸方向の変位制限装置、ベント上に橋軸直角方向の変位制限装置を設置した。

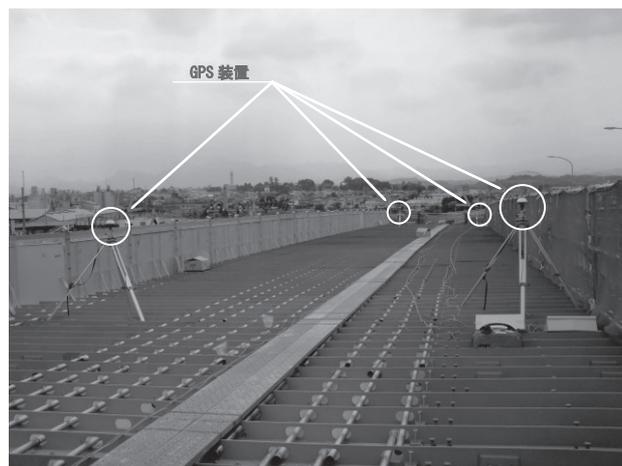


図-6 GPS装置設置状況

- ②送出し桁に移動量を計測する変位計、および倒れを計測する傾斜計を設置し、送出し時の変位を計測した。
- ③送出し桁の四隅にGPS装置を設置し、送出し時の移動量をリアルタイムで計測した(図-6)。
- ④集中管理室を設け、計測値をリアルタイムで確認し、軌道の管理・調整を行った。

以上の管理により、供用中の既設橋へ影響を与えることなく送出し架設を行うことができた。

3.4 送出し架設時の対策

送出し始動時の推進力や多軸式特殊台車の牽引力不足を補うために、後方の自走台車へ水平ジャッキとレールクランプを設置し、確実な施工を可能とした。

同様にA1~P2間の上部工は4%の縦断勾配を有するため、架設した桁上に軌条設備の受架台を設け、軌条設備を水平に設置し、余分な水平力の発生を抑えた。

送出し架設時に機材トラブルが発生し、作業中に台車が駆動できなくなった場合においても、安中駅へのアクセスが確保できるよう、事前に現場周辺の縁石等を撤去し、緊急用車線を設ける対策を行った。また、施工初期でトラブルが生じた場合、作業を中止し元の状態に引き返せるよう、作業工程毎にタイムリミットを設け時間管理を行った。

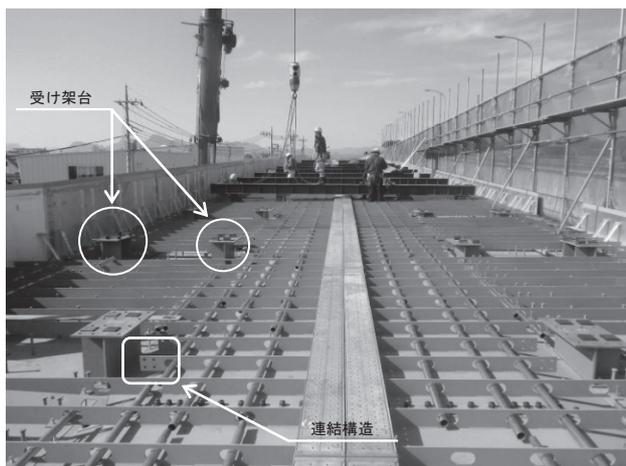


図-7 軌条設備架台設置状況



図-8 軌条設備撤去状況

3.5 桁最終位置調整

送出し架設および降下作業完了後、前方台車が作業ヤードへ引き返す際には、作業ヤードの幅が狭いため前方台車を1台ずつ解体しヤード内へ移動する必要があった。この時間を確保するため、送出し桁の最終位置調整は前方台車・降下装置を使用せず橋脚上とセッティングビームで支持し、スライドジャッキを用いることで対応した。

3.6 交通規制回数の低減対策

- ①合成床版のリブを改造することによって、軌条設備と共に合成床版パネルを先行設置し送出し架設を行った(図-7)。このことにより、送出し架設後の合成床版パネルの架設、吊足場(板張防護工)の設置が不要となるとともに、夜間交通規制の削減ができた。
- ②送出し架設完了後、軌条設備上に自走式運搬台車、およびクレーン台車を配置し軌条設備の撤去を行った(図-8)。これにより当初10回予定していた通行止めを2回に削減することができた。
- ③壁高欄の外型枠に鋼製型枠を採用した。これにより、足場設置・撤去作業に必要な約3ヵ月の交通規制を回避することができた。

以上の対策により、駅利用者および地元住民への負担を軽減することができた。

4. おわりに

本橋の施工現場は、駅前であることから地元住民の関心度も高く、多くの見学者が現場へ来られた。

送出し架設中は、作業の進捗説明および工事説明を行う広報担当者の配置に加え、施工概要や機材のカタログ等を展示したブースを設けたことにより、見学者からの沢山の質問に対応でき、工事への理解をさらに深めていただくことができた。

本工事で実施した送出し架設は過去に実績の無い作業であったが、関係部署との綿密な打合せを幾度となく行ったことで、送出し架設時の作業時間を最小限に短縮することが可能となった。また関係者一同の団結により、所定時間内にトラブル無く終わることができた上、通行止め作業を実施した日数は最小限の2日とすることができた。

最後に、本橋の架設に伴い、沢山のご指導とご協力をいただきました関係者各位に深く感謝いたします。

国道上でのケーブルエレクション直吊り工法架設

日本橋梁建設土木施工管理技士会

株式会社駒井ハルテック

監理技術者

現場代理人

稲葉

章[○]

岡本

茂

1. はじめに

本工事は、広域営農団地農道整備事業の一環で、橋本市から紀の川市の山間部を結ぶ農道のうち、国道480号および紀の川支流の四邑川上空に位置する橋梁の上部工製作・架設工事である。

本橋は、直下にカーブが続く国道および町道が位置し、高野山へと続く観光ルートのため一般車両や歩行者が頻繁に通行する現場条件であったため、架設にあたり以下に配慮する必要がある。

- ①国道および町道への飛来・落下物防止対策。
- ②国道上の架設は、直下の通行止めによる交通規制で国道を渋滞をさせないよう、効率よく施工を行なう。

本報告では施工条件を踏まえた架設工法の概要と架設中の安全対策について報告する。

工事概要

- (1) 工事名：紀の川左岸地区（仮称かつらぎ3工区2号橋）上部製作架設工事
- (2) 発注者：和歌山県伊都振興局建設部農林道課
- (3) 工事場所：和歌山県伊都郡かつらぎ町東渋田地内
- (4) 工期：平成27年1月28日～平成28年5月31日
- (5) 構造形式：鋼単純上路トラス橋
- (6) 橋長：87.0m
- (7) 幅員：7.2m

(8) 鋼材重量：283t

(9) 架設工法：ケーブルエレクション直吊り工法

2. 部材製作

2.1 CIMの活用

本橋の橋梁形式は鋼単純上路トラスであり、構成部材数が非常に多い。また、支点部回りや付属物等の取合い確認は、出来形精度を確保するうえで重要である。そこで、下部工を含めた3次元モデルを作成し、製作前の各種取合い等の確認作業を実施した。

これにより、狭隘部や特殊部などの構造、主部材同士の取合い、付属物関係との干渉を適切に確認できた。CIMの3次元モデルを図-1に示す。

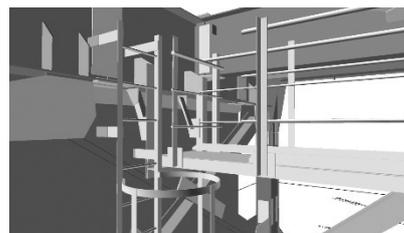
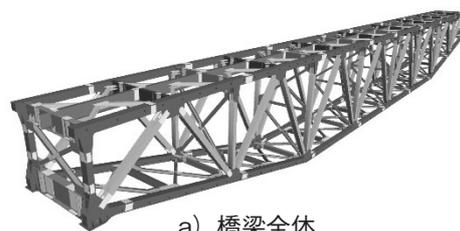


図-1 CIMの3次元モデル



図-2 立体仮組立状況

2.2 立体仮組立の実施

本橋は、国道上におけるケーブル直吊架設を行うため、架設途中の中断が許されない。このため、部材相互の取合い確認を入念に行うことと高い出来形精度を確保した製品が求められた。

そこで、工場における部材組立確認は現場条件に合せた立体仮組立を実施した。

これにより、部材組立手順で斜材を所定の位置に建て込みした後、上弦材の架設時に床桁のフランジが障害となることが事前に把握できたため、現場では斜材の建て込み角度調整装置を設置したことで桁架設を円滑に行うことができ、仮組立の再現で現場での高い出来形精度を確保できた。

立体仮組立状況を図-2に示す。

3. 現場における留意点

3.1 ケーブルクレーン設備

ケーブルクレーン設備は、A1側鉄塔18.0m、A2側鉄塔25.0m、ケーブルスパン115.0m、定格荷重57.918kNを計画し設置した。A1側は背面には町道があり、そのためヤードが狭く、鉄塔より背面12mにグラウンドアンカーが位置していたため、ケーブルクレーンでの桁架設が可能な範囲で、A1側鉄塔の高さを低く抑えた(図-3)。

また、A1鉄塔基礎部は、埋戻し盛土で地盤支持力が不足したため、H鋼杭を約6m下の岩盤まで打込み、鉄筋コンクリート基礎と併用して地盤支持力を確保した。

3.2 架設中の安全対策

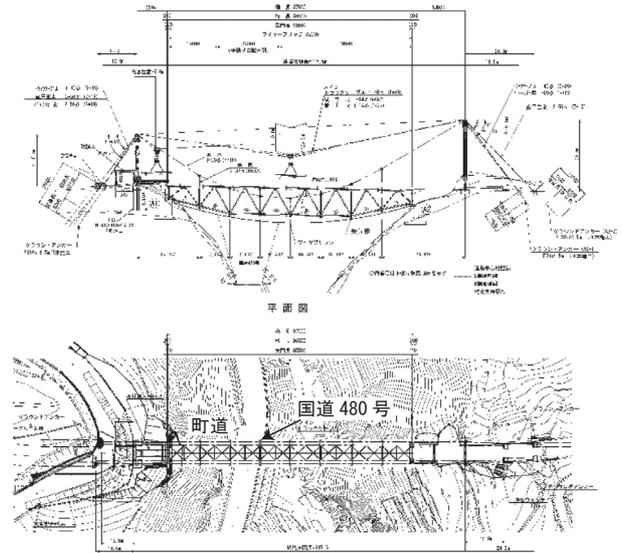


図-3 架設概要図

国道影響部については、飛来・落下物防止対策として、先行設置したワイヤーブリッジに板張およびシート張防護の設置に加え、鋼桁吊足場および朝顔足場にも同様な防護設備を設置した。更に鋼桁側は、上下弦材の間隔が広い為、桁全体を安全ネットで覆うことにより上下弦材間の隙間も防護した。

この二段構えの防護機能設備により、ボルト等の小物の落下や、飛散物を確実に防止することができた。施工状況を図-4に示す。

また、A1側背面の町道上空には、バックステイケーブルが位置するため、道路防護工を設置して油漏れ等を防護し、夜間一般車輛が安全に通行できるように道路防護回りに投光機を設置して視認性を確保した。施工状況を図-5に示す。



板張防護工

垂直ネット設置

図-4 施工状況写真

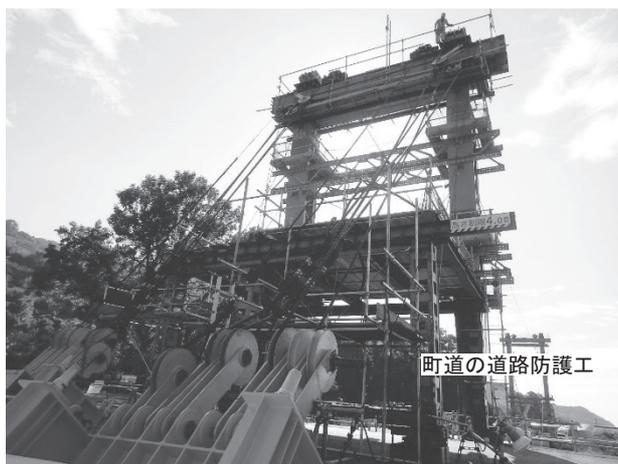


図-5 施工状況写真

3. 架設方法

ケーブルエレクション直吊り架設

桁の搬入はA1側、A2側の両側から行い、搬入部材の荷卸しには、25t吊ラフテレーンクレーンを使用することで荷卸しとケーブルクレーンによる桁架設を同時に施工することができ、架設工程を短縮した。

国道上の架設は、午前8時から午後5時までの時間帯で国道を一時通行止めして施工する条件となったため、交通渋滞を考慮して1回の通行止め時間を5分間に設定し、作業を分割して架設した。

対傾構等の軽量部材は、地上にて25t吊ラフテレーンクレーンで地組立した後ケーブルクレーンにて所定の位置に架設することで架設回数を低減した。架設ステップ図を図-6に示す。

架設時の形状管理は、ステップごとに形状計測を行い、各ステップの計画値との対比および調整を行った。その結果、架設完了後のカンバー出来形精度を規格値の50%以下とすることができた。

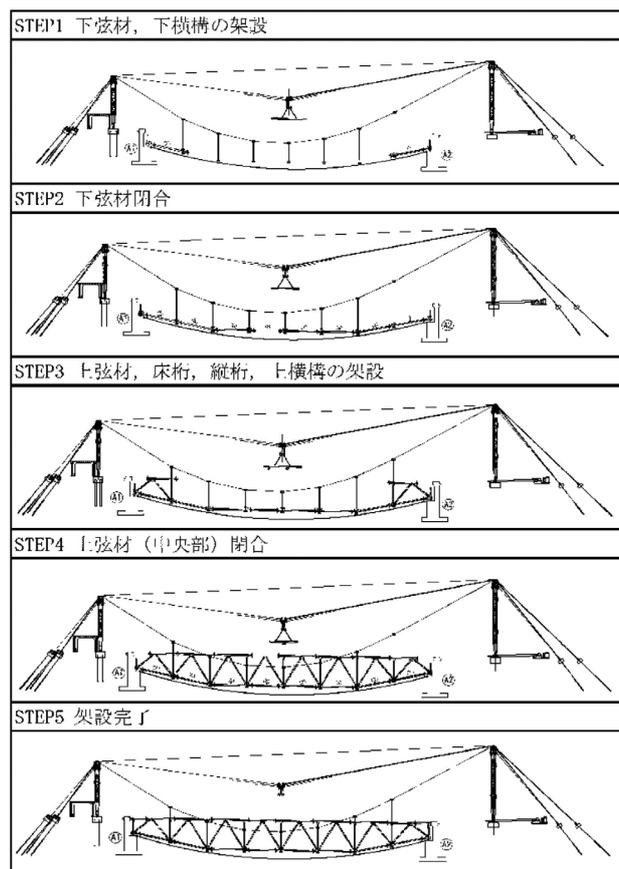


図-6 架設ステップ図

4. あとがき

本工事は、CIM活用による3次元モデルでの取合い確認および立体仮組立による手順確認により、難易度の高いケーブルエレクション直吊り架設工法を順調に遂行でき、無事故・無災害で高精度の出来形を確保して工事を終えることができた。

最後に、本工事の施工にあたり、ご助言・ご指導いただきました伊都振興局建設部ならびに関係者の皆様に厚く御礼申し上げます。

鋼トラス橋の耐震補強工事における変位制限装置の問題点と対策について

日本橋梁建設土木施工管理技士会

日立造船株式会社

監理技術者

橋本 潔 高[○]

現場代理人

大野 豊 榎本 修 二

1. はじめに

本工事は、一級河川片品川を横架する橋長1034mの鋼3径間連続トラス橋3連の耐震補強工事である(図-1)。工事の施工前には下部工補強は完了しており、本工事では上部工を対象に、既設支承を免震支承への取替え、対傾構および横構部材への制震装置の設置、主構部材への当板補強、変位制限装置の設置等を行った。

本稿では、支承反力(35,000kN/基)が大きく支承取替えが出来なかったB橋(図-2)の中間支点(P4、P5)に設置した変位制限装置に関する問題点とその対策について記述する。

工事概要

- (1) 工事名：片品川橋耐震補強工事
- (2) 発注者：東日本高速道路株式会社関東支社
- (3) 工事場所：群馬県利根郡昭和村～沼田市
- (4) 工期：平成24年3月8日～

平成28年12月1日

橋長 A橋 264.000m (A1～P3)

B橋 404.350m (P3～P6)

C橋 365.500m (P6～A2)

形式 鋼3径間連続トラス橋3連

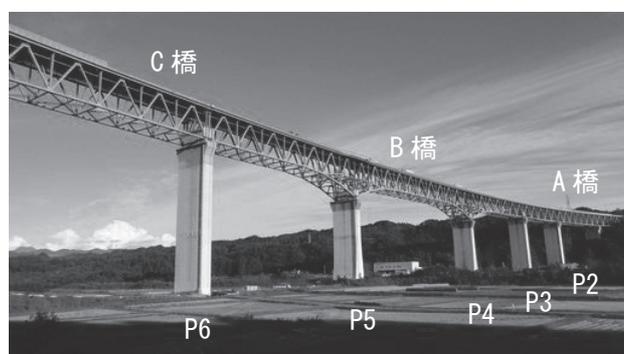


図-1 片品川橋全景

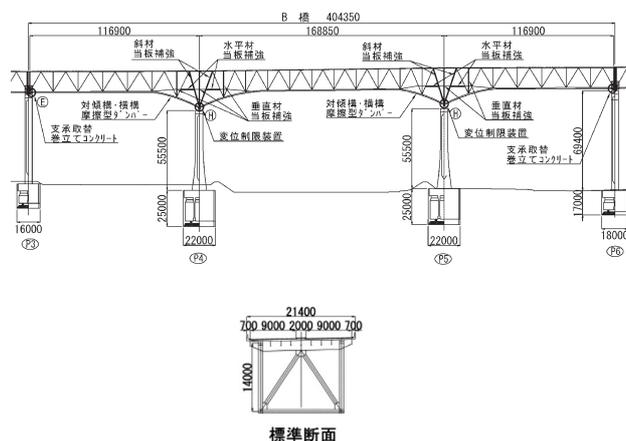


図-2 片品川橋(B橋)補強一般図

2. 現場における問題点

当初設計の変位制限装置は、上部工側を巻立てコンクリート、下部工側をコンクリートブロックとしたコンクリート構造であった(図-3)。

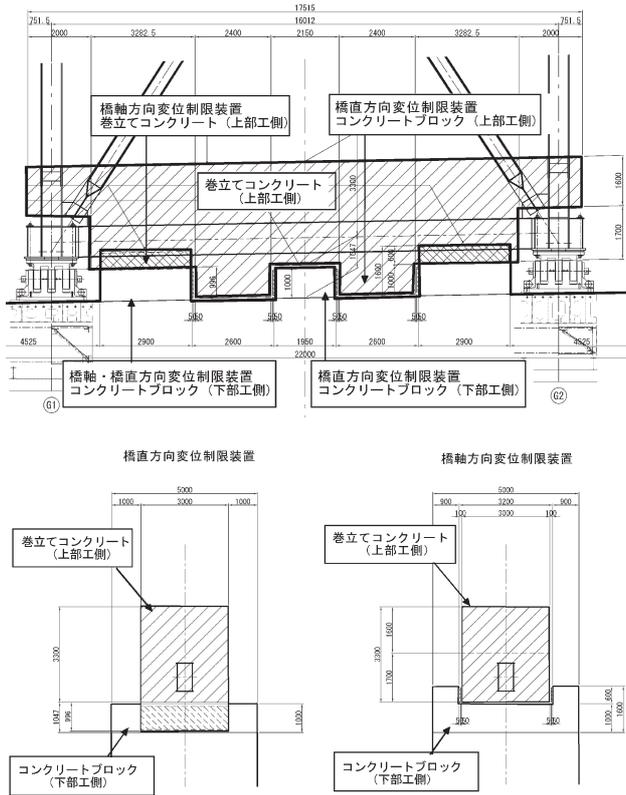


図-3 変位制限装置 (当初設計)

このコンクリート構造物を施工する上での問題点を以下に示す (図-4)。

- 問題点1 コンクリートどうしのすき間が狭く型枠の設置、調整、解体が困難である。
- 問題点2 コンクリートどうしのすき間が狭く緩衝ゴムの設置後の遊間の調整が困難である。

問題点1については、巻立てコンクリートを先行して施工した場合と、コンクリートブロックを先行して施工した場合と検討したが、いずれもすき間が狭くお互いが作業の妨げとなるため、当初

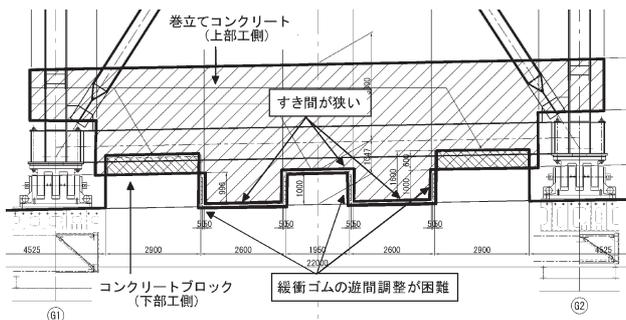


図-4 変位制限装置の問題点

設計の構造では施工が困難であった。

問題点2については、巻立てコンクリートとコンクリートブロックの完成後に、そのすき間に緩衝ゴムを設置して50mmの遊間を設ける構造となっていたが、当初設計の構造では緩衝ゴムの設置および巻立てコンクリートとの遊間調整が困難であった。

そこで問題点1と2についてコンクリートブロック構造と、新しく鋼製ブラケット構造で施工可能な構造を検討することとした。

3. 工夫・改善点と適用結果

問題点1については、型枠支保工の最小施工高さ (図-5) から施工可能となるコンクリートすき間を600mmとしてコンクリートブロック案を見直すこととした。

見直した結果を対策案1とする (図-6)。対策案1では、型枠の設置、調整、解体作業が可能となるように鉛直方向に600mmの空間を設けたが、次に示す新たな問題点が発生した。

- 問題点3 鉛直方向に空間を設けたためブロック高が低くなりブロックどうしの衝突面が確保できなくなった。

そこで問題点3の対策として、橋直方向の変位制限装置については、巻立てコンクリートに鋼製ブラケットを設置してブロック高を高くすること

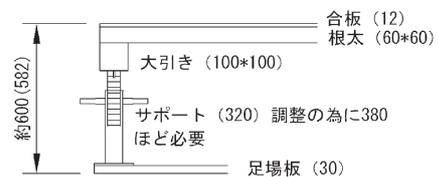


図-5 型枠支保工の最小施工高さ

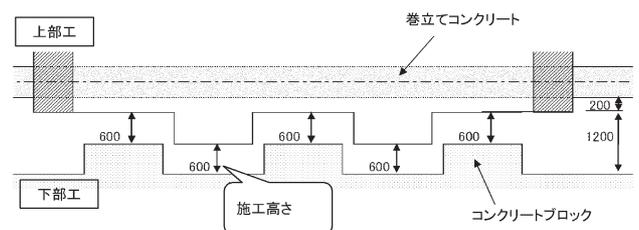


図-6 対策案1

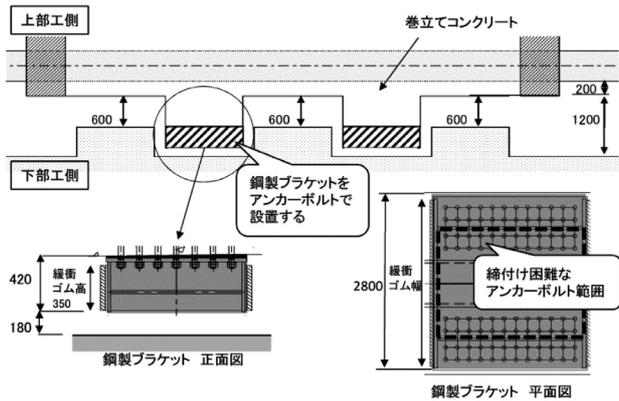


図-7 対策案2 (橋直方向)

で衝突面を確保することとした (図-7)。

鋼製ブラケットの設置には、巻立てコンクリート側に前もってアンカーボルトを設置し、巻立てコンクリート施工後、鋼製ブラケットを設置することとした。しかし、次に示す新たな問題点が発生した。

- ・問題点4 鋼製ブラケットと下部工との空間が180mmしかなく、ブラケット内側のアンカーボルトのボルト締め付け作業が出来なかった (図-7)。

問題点4の対策としては、鋼製ブラケットを分割し、アンカーボルト締め付けのための作業空間を600mm以上確保することとした (図-8)。さらに、ブラケットを分割し作業空間を確保したことにより、緩衝ゴムの設置面積が減少した結果、緩衝ゴムの支圧応力度の許容値を超過したため、巻立てコンクリート側のブラケット基数を2基か

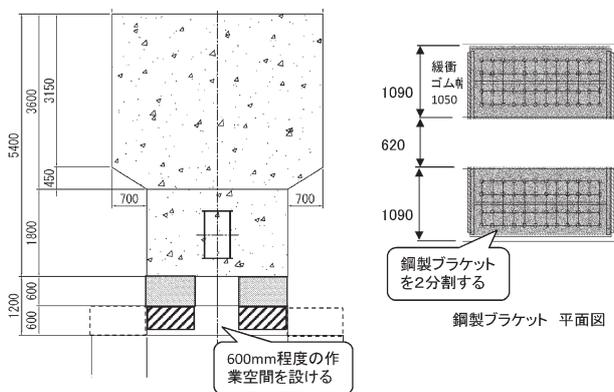


図-8 対策案3 (橋軸直角方向)

ら3基に、下部工側のコンクリートブロック基数を3基から4基に増設した。

以上の対策の結果、橋直方向の変位制限装置については、コンクリートブロックに鋼製ブラケットを設置することにより、施工可能な構造に改良することができた。

次に橋軸方向の変位制限装置について問題点3に対する対策を検討する。

問題点3の対策としては、まず橋軸方向の台座コンクリート上にコンクリートブロックを設置してブロック高を高くすることで衝突面を確保することとした (図-9)。

しかし図-9に示す対策案とした場合、以下のように橋軸方向地震時の曲げモーメントに対してコンクリートブロック断面が小さく断面不足となることがわかった。

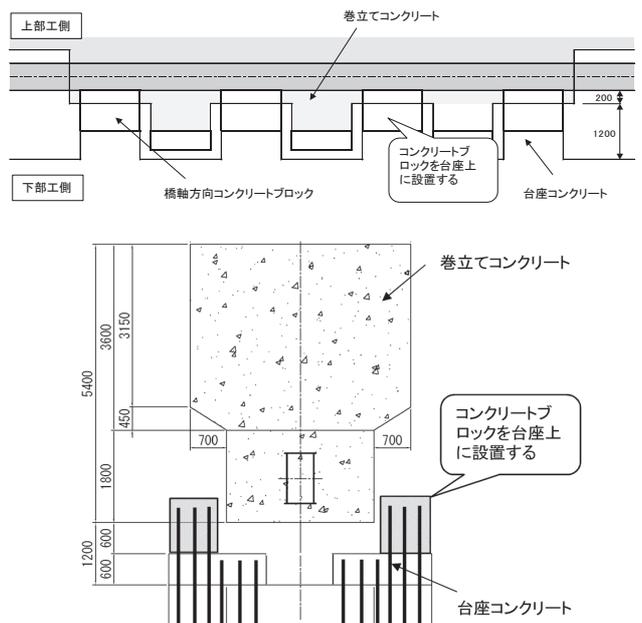


図-9 対策案4 (橋軸方向)

- ・問題点5 変位制限装置の橋軸方向作用力に対してコンクリートブロック断面が不足する。

問題点5の対策としては、下部工を橋軸方向に拡幅することでコンクリートブロック断面を拡幅するか、巻立てコンクリート長さを拡幅し、それに合わせてコンクリートブロック断面を拡幅する方法が考えられるが、いずれも改造が大規模とな

り現状の施工条件では施工が困難であると判断し、コンクリートブロックを鋼製ブラケットに変更する案について検討した。

検討にあたり鋼製ブラケットの設置範囲は対策案4のコンクリートブロック範囲とし、台座コンクリート上に鋼製ブラケットを設置する構造とした。検討の結果、鋼製ブラケットを設置範囲内に納めることは可能となったが、アンカーボルトを必要本数配置することが困難であった。そこで、台座コンクリート部分を鋼製ブラケットと一体構造としてアンカーボルト本数を確保する構造とした(図-10、11)。

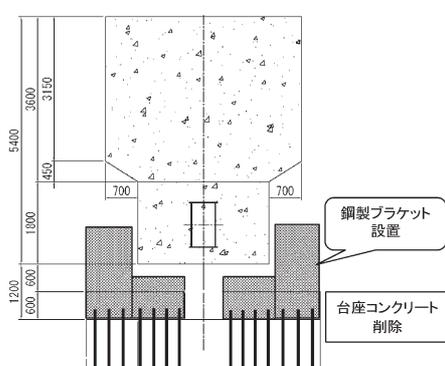


図-10 対策案5(橋軸方向)



図-11 アンカーボルト配置

以上の対策の結果、橋軸方向の変位制限装置もコンクリートブロックから鋼製ブラケットに変更することにより施工可能な構造にすることができ

た。

以下に施工完了した変位制限装置を示す(図-12、13)。



図-12 変位制限装置完成



図-13 変位制限装置全景

4. おわりに

本工事における変位制限装置は、当初設計のコンクリートブロック構造では施工が困難な状況であったが、施工性を確認して構造検討を行った結果、鋼製ブラケット構造に変更とすることで、限られた下部工天端範囲の中で配置、施工することが可能となった。

本報告書は検討概要のみの記載であるが、本検討が同種の工事の参考になれば幸いである。

狭隘な立地条件下の工事現場における施工上の工夫

長野県土木施工管理技士会
北野建設株式会社
現場代理人兼監理技術者
萩原 房 紀

1. はじめに

本工事は、1級河川“浅川”の一連の改良工事のうち、浅川排水機場の建設予定地に在った「新堰用水」を河川上流側へ約120m付替る工事である。

工事場所は国道18号の法下に位置し、四方を河川や生コン工場に囲まれており、非常に狭隘な立地である。

搬入路は営業中の生コン工場の坂路を使用し、施工中の建築工事現場の中を通り抜ける必要があった。また、この建築工事も支障移転の案件であり、厳しいスケジュールの中で工事が進められていた。

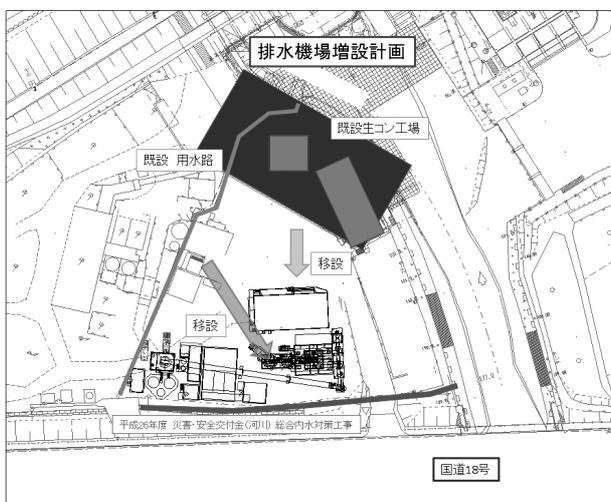


図-1 位置図

工事概要

- (1) 工事名：平成26年度 防災・安全交付金
(河川)総合内水対策工事
- (2) 発注者：長野県長野建設事務所
- (3) 工事場所：長野県長野市豊野町浅野
- (4) 工期：平成26年11月27日～
平成27年5月29日
- (5) 工事概要：管路布設工 L=115.9m
開削工 L=47.8m HP800mm
推進工 L=65.7m HP800mm
吐口工 L=2.3m

2. 現場における問題点

現場の狭隘な立地条件により、様々な工種で工夫が必要である。現地調査時に湧水が確認され、また土質は崩壊性が高く人力掘削による刃口推進工法の採用に検討が必要である。

一連の改良工事の一環であることから、本工事の遅延は、計画全体のスケジュールに影響があることは明白であり、迅速な対応が求められる。

以下に現場における問題点を列記する。

① 推進工法の検討

刃口推進工法が計画されていたが、試掘時及び近接工事の掘削時に湧水が確認されており、切羽崩壊、孔内での土砂崩壊危険性がある。

② 土留工法の検討

鋼矢板土留工法が採用されていたが、狭隘な立

建築の基礎工事中



図-2 湧水状況（隣接工事施工時）

地であるとともに、隣接施工中の建築工事が進むと、施工ヤードが確保できず鋼矢板引拔ができない。

また、国道18号にはブロック積が施工されており、滑動や沈下等の影響も配慮する必要がある。

③ 到達立坑側の仮設計画の工夫

到達立坑側ヤードは迂回できる余地は無く立体駐車場の1階部分を通り抜ける必要がある。到達立坑～吐出口～開削工と施工を進める中で作業ヤードが不足している。

また、一つの工種の施工完了を待って次程に進めると手待ち時間が発生し施工日数が多く必要となる。

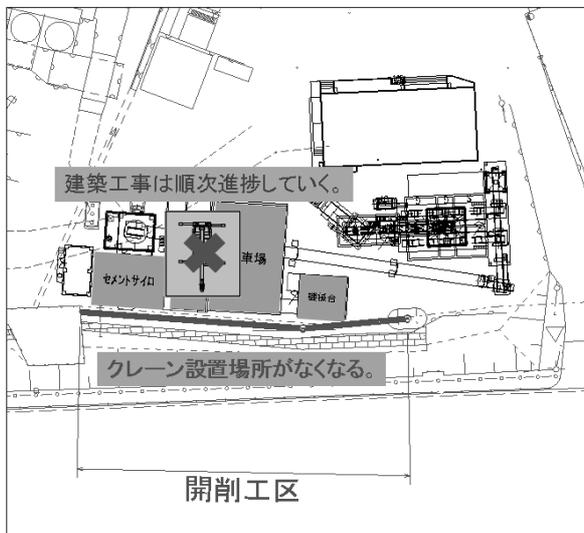


図-3 開削工区と建築工事の位置関係

④ 推進先導体回収時のクレーンヤードの確保

推進工の到達時に先導体を回収するため大型クレーンを必要とするが、狭隘な立地の中でクレーンヤードを確保する必要がある。

国道18号にクレーンを設置することは困難であり、また、生コン工場の坂路は他に迂回路はなく、関係者等の通行量は多い。

3. 工夫・改善点と適用 結果

① 泥土圧推進工法を採用

刃口推進工法は切羽を人力で掘削するため、切羽の安定が必須条件である。湧水が確認されたことにより安全性の確保ができないと判断し機械推進工法を検討した。河川に近接した工事のため、汚濁防止対策が必要と考えてベントナイトを使用しない泥土圧推進工法（アイアンモール工法）を採用した。

結果として、泥土圧推進工法は切羽面の土圧を制御しながら掘進するため、周辺地盤や国道18号への影響もなく、安全性の確保、河川の汚濁防止も図れ、環境へ配慮した施工に繋がった。

推進工施工状況



図-4 推進工施工状況

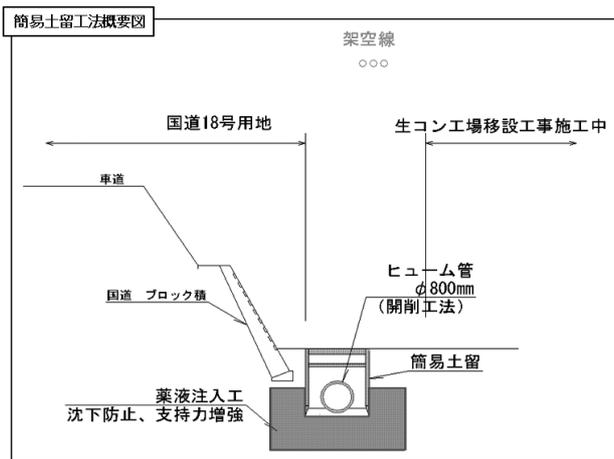


図-5 簡易土留工法概要図

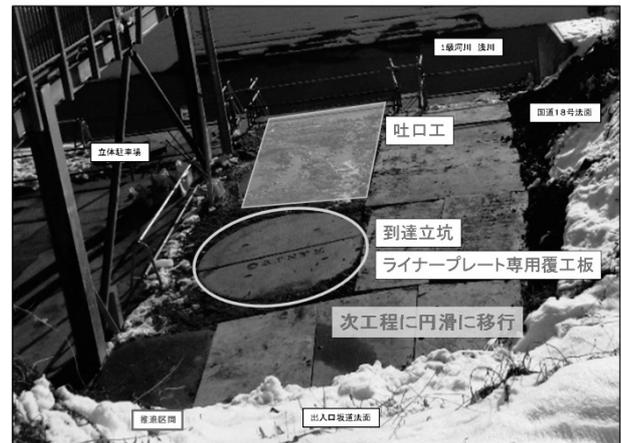


図-7 到達立坑覆工板設置

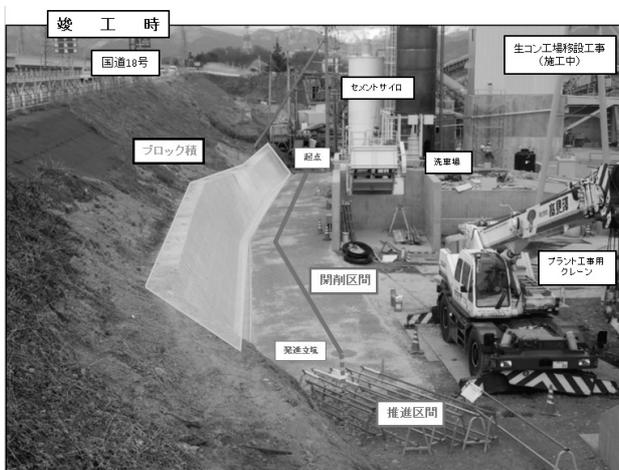


図-6 開削工とブロック積



図-8 到達立坑工区

② 簡易土留工法を採用

簡易土留工法は施工に大型クレーンを必要とせず、その施工手順は、管布設1本毎(約2.4m)が最小施工単位となる。このため、管の布設が完了した範囲は順次近接施工の建築工事へ引き渡すことが可能になり、施工ヤードの干渉が緩和される。

ただし、国道18号の法尻にはブロック積が施工されており、その直近を掘削するためブロック土台工の保護が必要であったため、薬液注入を行い支持力増強、土台工の沈下防止を図った。

結果としては、近接施工中の建築工事の工程に影響を与えず、また、作業中には変位観測を行っていたが、国道18号法尻のブロック積への影響も無く、無事に施工を完了した。

③ 到達立坑に覆工板を採用

施工箇所には迂回できる余地はなく、到達立坑を開口部のままにしておくと次工程の作業ヤードが不足し、墜落・転落災害の危険性が高いと考え、到達立坑にライナープレート立坑専用覆工板を設置し、立坑内の作業時のみ覆工板を開け、普段は重機が立坑上部を通行できる構造とし、かつ、次工程施工時には開口部をなくす仮設計画を立案した。

結果として、吐口工、開削工施工時における作業ヤードを確保し、墜落・転落災害防止にも繋がり安全な施工ができた。また、手待ち期間もなく円滑に次工程へと移行できたため、全体工程の進捗にも効果があった。

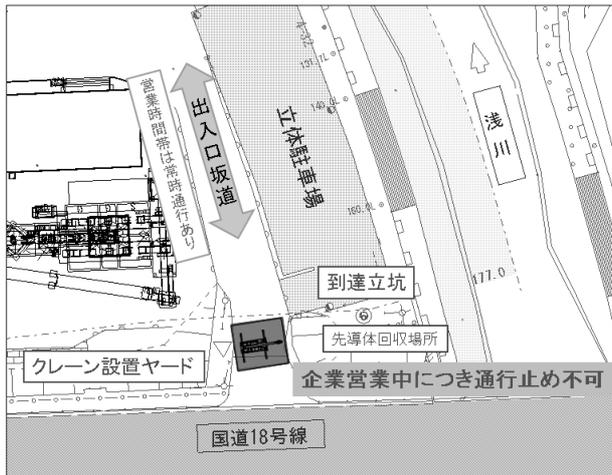


図-9 クレーン配置計画

④ 夜間作業によるクレーンヤードの確保

出入口坂路をクレーンヤードとして使用した。しかし、この出入口は生コン会社、砕石会社、圧送ポンプ会社、建築工事の関係者、および関連する顧客等の第三者が通行に使用しているため、各社との協議を重ね夜間に作業を行う計画を立てた。

一部企業は不定期に夜間の出入りが必要であり、あらかじめ夜間施工日を設定して調整を行い施工した。

事実上作業予定日の変更は不可能な状態であっ

たが、事前に十分な検討と準備を進めてきたため、複雑な作業工程を計画通りに安全に完了することができた。

4. おわりに

現地調査時及び関係者との事前協議の中で狭隘な立地条件のために困難な問題点が多数出てきましたが、困難な事象と真の原因を突き詰めて考え、一つ一つの困難な問題をクリアすることで工事全体を施工可能な状態にしました。

本工事が無事故・無災害で竣工できた事は発注者・関係者の皆様方のご指導とご協力のおかげと深く感謝しております。

工程を踏まえた早急な検討、提案、的確な判断を迫られましたが、発注者の迅速な対応、関係者からのアドバイスもあって、無事竣工を迎えることができました。

今後とも、これまでの経験を大切に日々勉強しながら、発注者の皆様や地元の皆様方のニーズに的確に応える様、より安全に、より確かな品質を確保し、環境に配慮した現場管理を行っていきたいと思っております。

多軸式特殊台車を用いた東名高速道路上の夜間一括架設

日本橋梁建設土木施工管理技士会

株式会社東京鐵骨橋梁

担当技術者

現場代理人

大 瀨 隆 司[○]

田 中 健 史

1. はじめに

本工事は、東名高速道路の守山PAに設置するスマートインターチェンジへのアクセス路となる鋼3径間連続非合成箱桁（2主桁）2橋（C、Dランプ）の施工である。

本稿は、多軸式特殊台車（以下、特殊台車）による東名高速道路上（中央径間）の夜間一括架設について記述する。全体図および対象範囲を図-1に、夜間一括架設における施工条件を下記に示す。

- ・東名高速道路の通行止め：名古屋IC～春日井IC
- ・通行止め規制時間：20時～翌6時 計10h

（規制設置撤去時間：各1h、施工時間：8h）

- ・一括架設桁は、東名高速道路に隣接する作業ヤードで地組立（I型鋼格子床版と落下物防止柵を先行設置）を行い、特殊台車に受け替える。

通行止め規制完了後、東名高速道路の上り線および下り線上に移動し、所定位置に搬送して据付ける。

特殊台車の走行軌跡を図-2に示す。

工事概要

- (1) 工 事 名：東名高速道路 守山スマートインターチェンジDランプ他1橋（鋼上部工）工事
- (2) 発 注 者：中日本高速道路株式会社
- (3) 工事場所：愛知県名古屋市守山区下志段味～深沢2丁目

- (4) 工 期：平成26年5月8日～平成28年10月23日

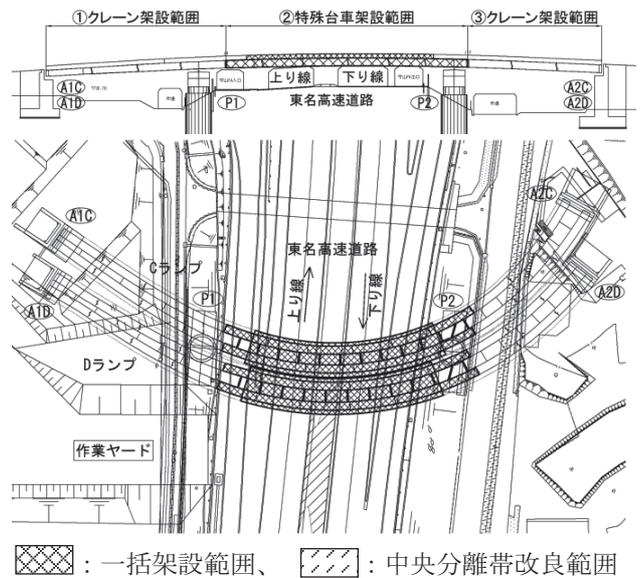


図-1 全体図および対象範囲

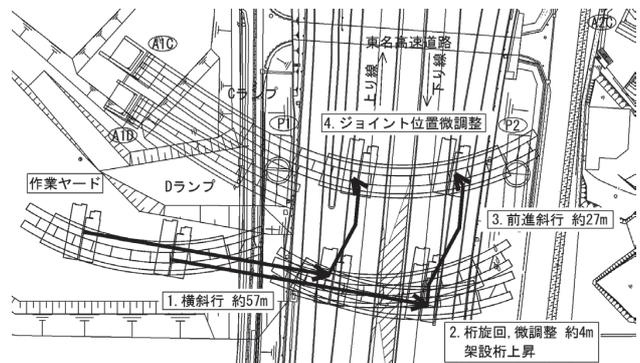


図-2 特殊台車の走行軌跡（Cランプ）

2. 現場における課題・問題点

特殊台車による夜間一括架設を行うにあたり、交通規制時間内での架設完了、架設時の安全性と架設後の出来形の確保において下記の課題・問題点があった。

①東名高速道路上の特殊台車の走行軌跡の道路勾配が縦断勾配：最大約4.5%、横断勾配：最大約3.0%あり、中央分離帯があるため、横断時の架設桁の安定性が悪い。また、作業時間の制約があるため、特殊台車と架設桁の平面や高低差の調整に時間を割けない。

②架設地点には守山PAがあり、分離帯や線形により特殊台車の配置が制限されるために架設桁の張り出し長が長くなり、上り線側の特殊台車の反力（約70t）と下り線側の特殊台車の反力（約130t）の差が約60tとなる（図-3）。また、施工範囲の桁の平面線形（曲率R=57.7m）が小さいため、特殊台車上のG1桁とG2桁の受点反力が異なり搭載位置によって負反力が発生する。

この結果、架設桁にたわみやねじれが生じ、仕口の形状が変化する。

③施工範囲の桁の平面線形が小さく、側径間（A1～P1）のみの先行架設であり、主桁連結後（特殊台車の荷重解放後）にはP2橋脚のG1桁にアップリフト（負反力）が生じるため、架設桁が不安定な状態となる。

④桁下空間が狭いため、特殊台車の荷重解放後の桁の自重によるたわみを考慮すると特殊台車が退出できない。

⑤作業工程の遅延により、添接部の高力ボルトによる連結（モーメント連結）が完了せずに特殊台

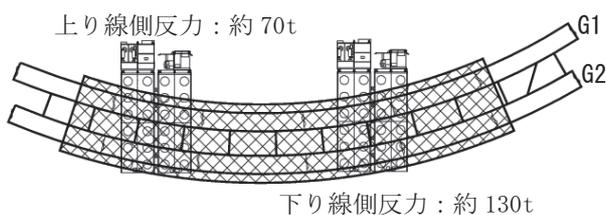


図-3 特殊台車配置図 (C ランプ)

車を退出させなければならない場合、面内方向および面外方向の作用力への対策が必要となる。

3. 対応策・工夫・改善点と適用効果

前項で挙げたそれぞれの課題・問題点について下記の対応策を実施した。

①架設桁の安定性の向上

・特殊台車のスムーズな走行を確保し、架設桁に損傷を与えないようにするため、中央分離帯の改良を事前に実施し、特殊台車の走行軌跡上の段差を可能な範囲で解消した（図-4）。

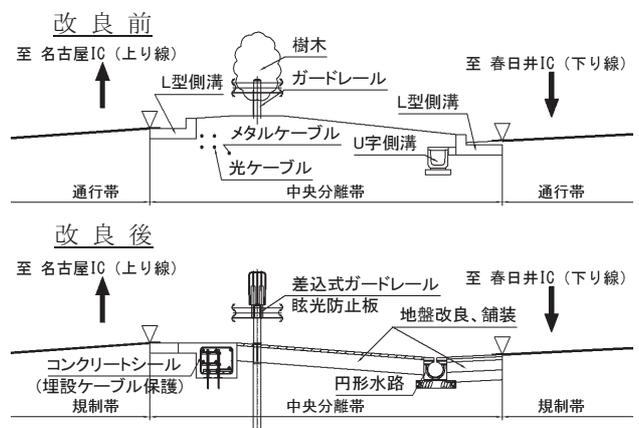


図-4 中央分離帯改良図

・上り線側と下り線側の特殊台車の速度差によって生じる受点のずれ、道路勾配による特殊台車の高低差や傾きを調整する時間を最小限にするため、受台が平面で回転し特殊台車の高低差を吸収することができるターンテーブルを特殊台車の架台頂部に配置した（図-5）。これにより、架設桁の受点反力を一定に保つことも出来た。

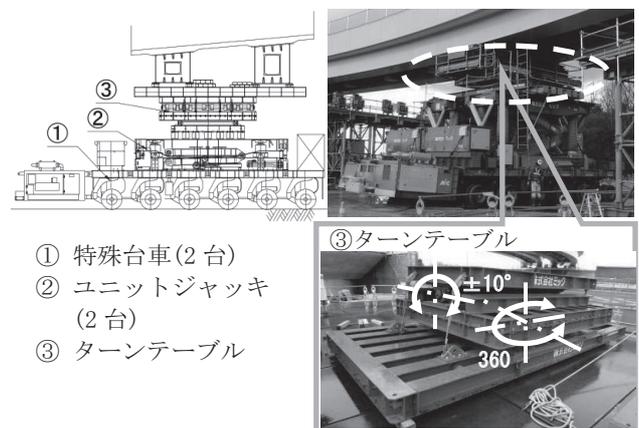


図-5 特殊台車の構成 (1 箇所あたり)

- ・特殊台車の転倒を防止するため、架設桁と特殊台車のズレ量を計測するエンコーダーを設置した。エンコーダーによる受点位置のズレ量を運転席に設置した表示計でオペレーターが直接確認し、特殊台車の走行速度、上り線側と下り線側の特殊台車の距離やサスペンションを必要の都度調整した(図-6)。



図-6 エンコーダー

- ・走行時の特殊台車の転倒を防止するため、中央分離帯を越えるまでユニットジャッキを下げ、重心位置を下げる工夫をした。図-2に示すように、中央分離帯を越えてからユニットジャッキを所定の高さまで上げ、所定位置まで走行させた。

②特殊台車への搭載方法、架設桁と既設桁の仕口調整および連結方法

- ・特殊台車の受点に負反力を生じさせないため、各主桁のウェブの外側の2点(G1桁:L側、G2桁:R側)を受点とした。また、特殊台車の重心位置に、架設桁の重心がくるように、架設桁の受点位置を調整した(図-7、表-1)。

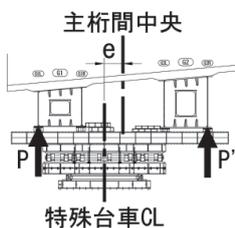


図-7 特殊台車の搭載位置

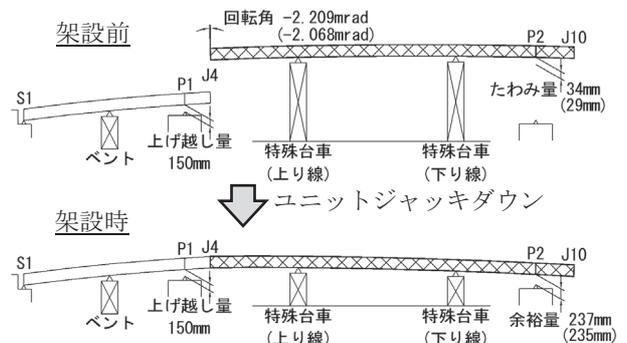
表-1 特殊台車の反力および桁の搭載位置

		反力 (kN)		偏心量 e (mm)
		P(G1側)	P'(G2側)	
C	上り線側	440.15	266.07	672
	下り線側	722.09	426.31	702
D	上り線側	488.75	341.28	506
	下り線側	557.60	361.87	607

- ・架設桁および既設桁の仕口および桁形状を計測した上で、一括架設時の気温等の条件を考慮した添接板を製作し、使用した。また、センターゲージの異なる添接板(±10mm)を製作し、

準備した。

- ・たわみにより架設桁の仕口(連結側)が下がっているため、事前に200t油圧ジャッキでP1橋脚の既設桁を最大150mm上げ越して架設桁と既設桁の仕口を合わせた(図-8)。



※ ()外: G1桁、()内: G2桁

図-8 仕口調整のための上げ越し量(Dランプ)

- ・架設桁と既設桁の連結時に、特殊台車による細かい調整は困難なため、橋軸方向、橋軸直角方向および高さ方向に対する調整治具(図-9)を使用した。調整および連結は下記の順序で行った。

- | | |
|----------------|-------------------|
| 調整順序 | 連結順序 |
| 1. 高さ(治具①) | 1. 下フランジ(G2桁) |
| 2. 橋軸直角方向(治具②) | 2. ウェブ(G2桁) |
| 3. 橋軸方向(治具③) | 3. 下フランジ(G1桁) |
| | 4. ウェブ(G1桁) |
| | 5. 上フランジ(G1, G2桁) |

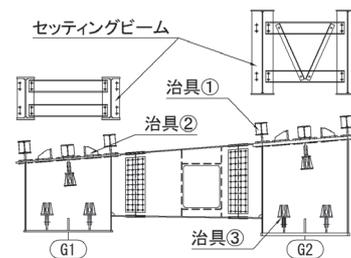


図-9 連結仕口部の調整治具配置図

③架設後のアップリフト(負反力)対策

- ・J4添接作業完了後(特殊台車の荷重解放前)、

表-2 架設後の支点反力

Cランプ	A1		P1		P2	
	G1	G2	G1	G2	G1	G2
死荷重反力	143.29	86.24	452.02	1178.14	-238.95	1086.19
強制変位後反力	150.51	57.38	163.02	1502.51	88.78	744.74

Dランプ	A1		P1		P2	
	G1	G2	G1	G2	G1	G2
死荷重反力	137.21	65.74	574.48	932.74	-86.99	906.96
強制変位後反力	143.76	42.34	234.50	1300.41	255.15	554.00

単位: kN

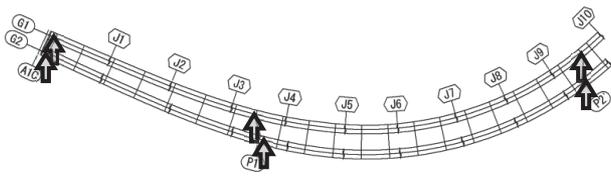


図-10 架設後の支点反力作用位置

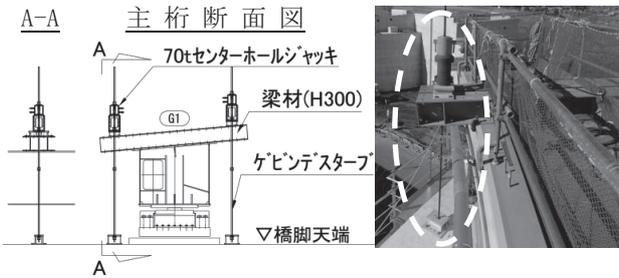


図-11 アップリフト止め治具

P2のG1桁を50mm上げ越しを行い、負反力を解消した状態で桁の降下作業を実施した（表-2、図-10）。

- ・P2のG1桁に、アップリフト止め治具を設置した。治具は70tセンターホールジャッキでゲビンデスターブを引込み、梁材で主桁を橋脚に定着させた（図-11）。

④特殊台車の退出手順

- ・P1橋脚およびP2橋脚で架設桁を上げ越した状態で特殊台車の荷重を解放し、特殊台車を退出させ、その後200t油圧ジャッキでP1およびP2橋脚毎に約50mmずつジャッキダウンする手順で、特殊台車の退出時間の短縮を図った。

⑤ジョイント未連結時の対策

- ・面内方向力に対する桁仮固定対策
連結側の仕口に、セッティングビームを設置し、架設桁の荷重を載荷し、②で使用した橋軸方向調整治具での固定を図った。
- ・面外方向力（水平力）に対する桁仮固定対策

連結側仕口を②で使用した橋軸直角方向調整治具で固定した。P2橋脚上は、ソールプレートに取り付けた水平力対策治具に支承せん断キーを収めて安定させた。

4. おわりに

当該工事は、東名高速道路の通行止め規制を伴う施工であり、作業時間の制約、橋梁の線形、搬送路面の段差や勾配変化といった様々な架設条件があり、それぞれの問題点に対して検討を行った。

各課題・問題点に対して対応策の検討を行い、準備したことでトラブルなく連結が完了し、予定時間よりも1時間程度早く作業を完了することができた（図-12）。

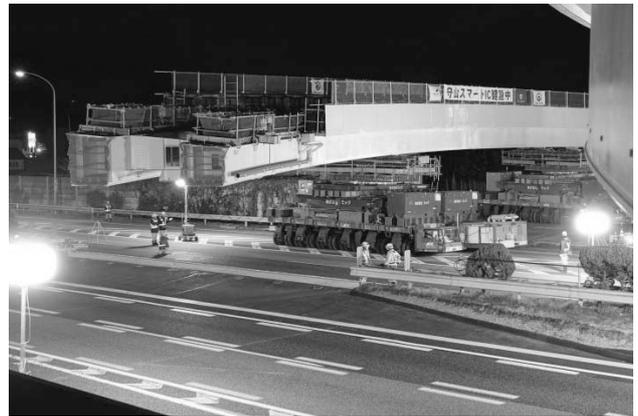


図-12 多軸式特殊台車を用いた架設状況

本稿が今後の同様な橋梁架設工事において参考になれば幸いである。

施工にあたり、御指導、御協力頂いたNEXCO中日本名古屋支社、協業事業者である名古屋市ならびに関係各位に深く感謝する。

なお、守山スマートインターチェンジ事業は、平成29年度末の開通を目標に工事が進められている。

浚渫出来形精度の向上改善について

山口県土木施工管理技士会
宇部工業株式会社
建設事業部 次長
安田 義昭

1. はじめに

工事概要

- (1) 工事名：徳山下松港新南陽地区航路
(-12m) 浚渫工事
- (2) 発注者：国土交通省 中国地方整備局
- (3) 工事場所：山口県周南市臨海町地先
- (4) 工期：平成28年6月27日～
平成28年10月20日

徳山下松港は、山口県周南市・下松市・光市にわたる港湾である。港湾管理者は山口県。港湾法上の国際拠点港湾、港則法上の特定港に指定されている。瀬戸内工業地域の一角である周南コンビナート地帯や周辺の工場群と各地を結ぶ拠点港湾として機能している。

徳山下松港新南陽地区では、立地企業の生産拡大に伴ってバルク貨物船の大型化に対応した港湾機能の強化を進めることが喫緊の課題であった。

岸壁(-12m)は、既に完成しており、泊地(-12m)及び航路(-12m)整備について、鋭意施工中だが、浚渫土砂の処分先が課題となり事業促進が進まない状況であった。

それを打開する方策として、地元漁協関係者及び周南市の協力により、航路整備の付帯工事として、平成17年度より浚渫土砂120万 m^3 を活用した干潟造成事業を行うことにより事業促進を図った。



図-1 徳山下松港全景

干潟造成事業は平成24年度に完了、N7直轄土砂処分場(容量300万 m^3)は平成22年より整備を始め、護岸構造は、ハイブリットケーソン式(39 $m \times 14m \times 9.3m$ 、約1800t/函)を採用し、全体として24函の製作・据付、平成25年度末に完了、平成26年度からは、航路整備を本格的に開始し、平成28年度で完了となった。

2. 現場における問題点

浚渫土砂はN7直轄土砂処分場に投入される、最終年度につき浚渫土量の低減が求められた。通常、浚渫の設計土量は純土量、底面余土量、法面余土量を合わせた土量となる。

本工事に於いては薄層浚渫につき底面余土量の占める割合が多く、浚渫土量を低減する為には出来形水深を平均-12.6m以下としなければならない

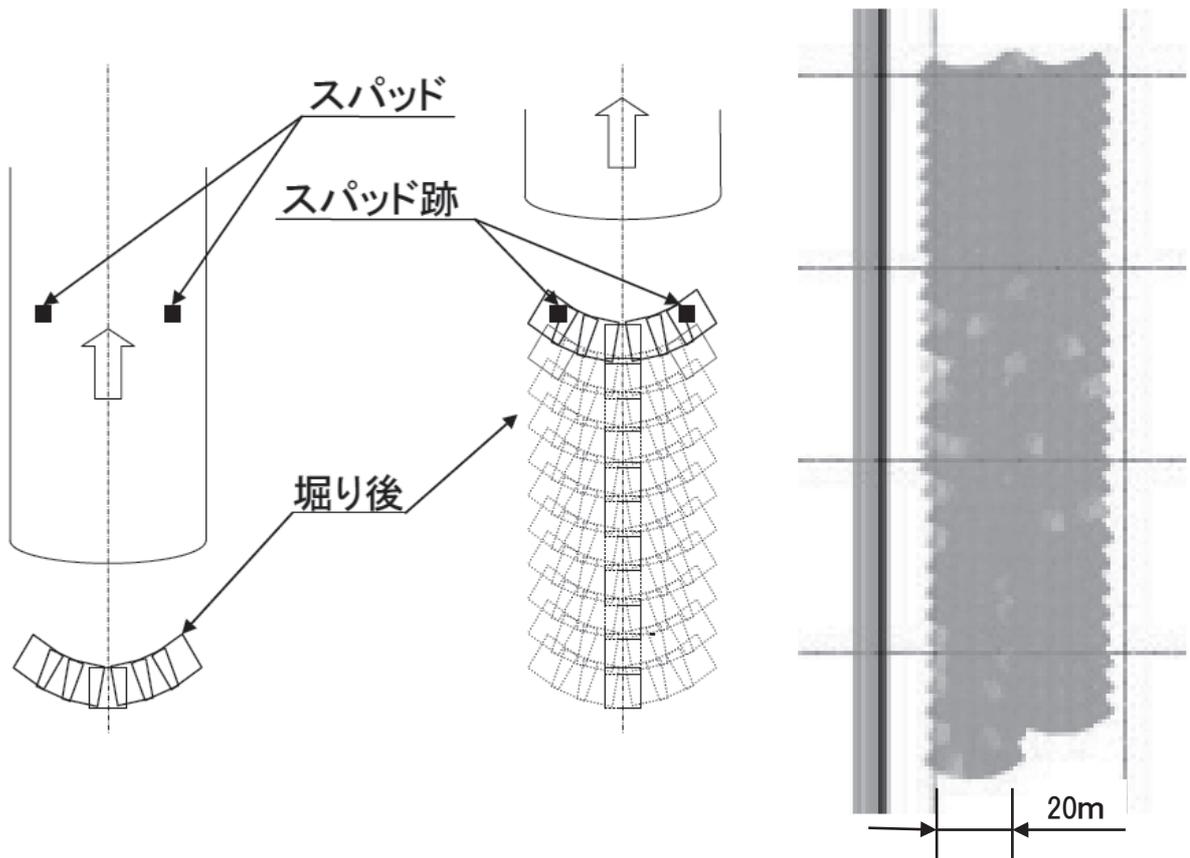


図-2 浚渫施工図及び進捗ディスプレイ

い。また海上保安部による水路補正測量があるので余裕を見て-12.2m以深で仕上げるには浚渫出来形の精度を向上する工法が必要であった。

3. 工夫・改善点と運用結果

浚渫はスパッド式グラブ浚渫船で施工するが、土質が粘性土につき浚渫船を移動するとき、過去の経験よりキックスパッド前後に倒した時の蹴り上げの圧力による地盤の盛り上がりが0.5m程度、両舷の固定スパッドを抜くときによる地盤の盛り上がりが0.3m程度予想され、手直しの原因であると共に浚渫出来形精度に大きく影響していた。

これを改善する為、浚渫船の移動方法は従来は前進移動しながら浚渫していたが、今回は後進移動して浚渫をすることによりキックスパッド、固定スパッドの盛り上がりを取るようにした。

キックスパッドは船体中央部、固定スパッドの設置幅（スパッドの中心間距離）20m、各スパッドの幅は2mなので掘幅は22m以上必要となるの

で、掘幅23mで掘削するが隣の列とのラップ幅を3mとし浚渫有効幅20mで施工した（図-2）。

浚渫はグラブバケットは爪なしワイドグラブバケット（グラブ容量30m³ 重量60t）（図-3）を使い、水平掘削装置を使用した。

水平掘削装置とはバケットを閉じるのに合わせて支持ドラムディスクブレーキの保持、解放を繰り返し替えることで掘削軌跡を水平に近づける装置で深度停止を深度停止を数センチ単位で制御でき、高精度の薄層浚渫が可能である（図-4）。

1回の移動距離は水平掘削装置の掘削軌跡を考慮し、坦性を確保するためラップを2mとし移動距離を4mとした。

掘削時に使用する潮位は岸壁に設置した潮位センサーで計測された潮位データがリアルタイムで送られてくる潮位伝送装置を使用、潮位の調整についてはインターネット上にあるリアルタイムナウファス（国土交通省港湾局）で適時、潮位を確認、±5cm以下になるように調整した。



図-3 ワイドグラブバケット

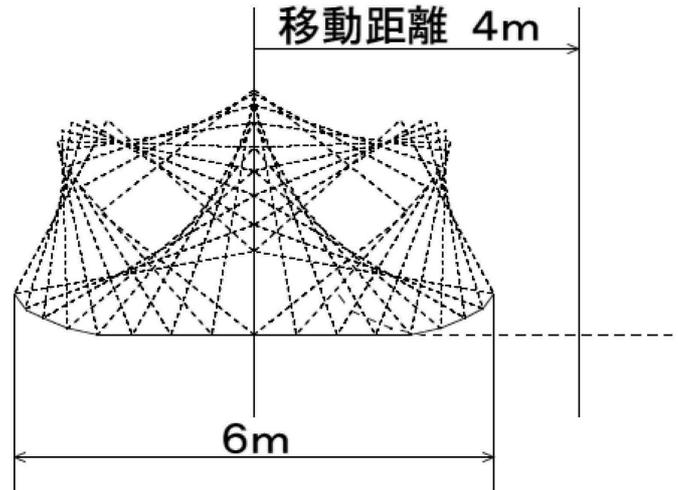


図-4 水平掘削装置使用時の掘削軌跡

潮位システム送信装置のセンサーで計測された潮位データは特定小電力無線機（周波数430 MHz 帯出力10mW）にて2分毎に送信され、作業船に設置された受信機で受信され、浚渫施工管理システムに入力されクレーンの設定深度が自動的に設定された（図-5）。

しかし、潮位システムの送信装置が浚渫施工基域まで約5 km あり、浚渫船の位置、設置方向によって電波が届かない場合は、施工管理システムのGPS 潮位に切り替えて使用できるよう、GPS 潮位も適時潮位を確認しておいた。

施工中の掘跡の確認については浚渫開始後の早

いうちに浚渫深度が適性かどうか確認する為、音響測深機により深浅測量（図-6）を行いクレーンの掘削深度の調整を行うようにしたが、クレーンの構造上、10cm 単位の調整になるので1 cm 単位の微調整は潮位の潮高にて行った。

その結果、日々の施工管理を徹底したことにより掘残しもなく、出来形も平均水深-12.5mで出来形ヒストグラムで-12.4m~-12.6mの範囲内が90%を占め、平坦性を十分満足する結果が得られた。

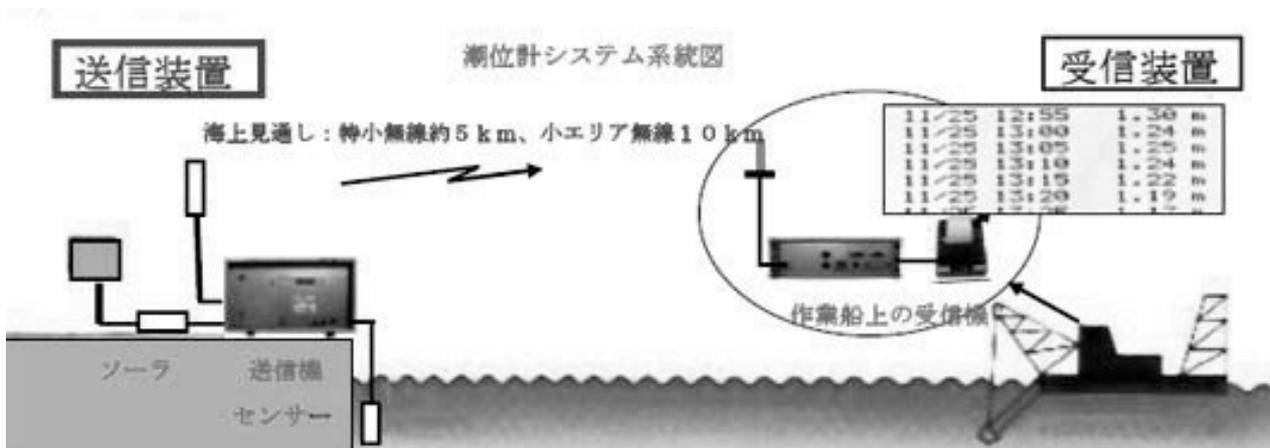


図-5 潮位計系統図

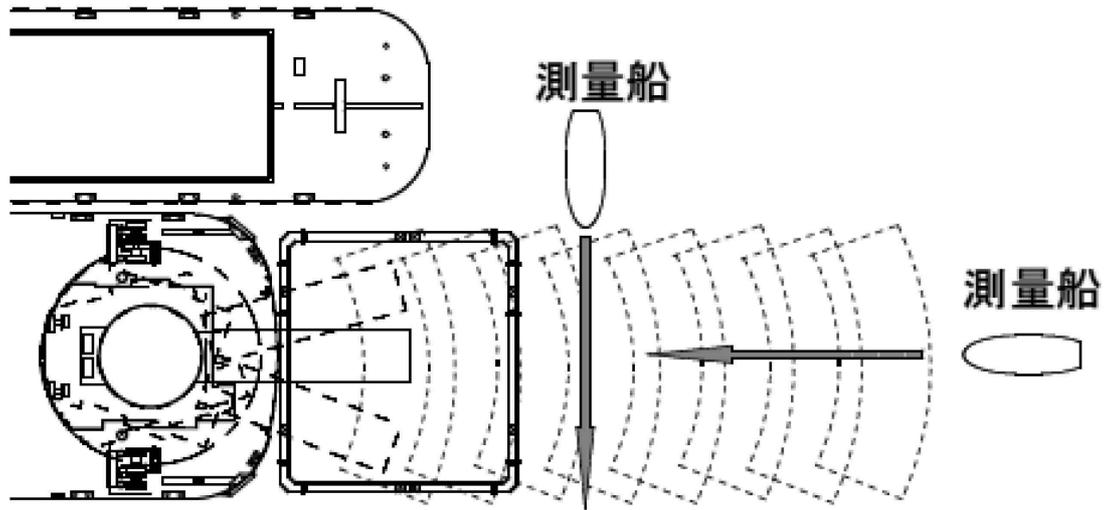


図-6 深浅測量要領図

4. おわりに

航路、泊地等の浚渫工事に伴い発生する浚渫土砂は主に埋立地や人工島建設に有効利用されているが、土砂処分場の受入容量にも限りがあり、環境負荷を低減するためにも、浚渫土の減容化を図り現処分場の延命化が必要とされている。

このため技術提案で浚渫土砂を低減する工法が求められた。工法については過去の経験、実績を

もとに考えるとともに今までの工法に手を加え、更に進歩させなければならない。また施工するため必要とされるシステム（浚渫施工管理装置等）グラブバケットの仕様も日々進歩している。

これらの情報を早めに掴んで、いいものは取り入れると共に、これらのメーカーに要望改善事項を伝え相談し、さらに進化したものを作ってもらうのも大切である。

全断面溶接構造の橋梁における出来形管理手法と高精度施工

日本橋梁建設土木施工管理技士会

JFE エンジニアリング株式会社

監理技術者

現場代理人

森 智 宏[○]

伊勢村 忠 宏

1. はじめに

本橋の主桁の接合は全断面溶接継手である。一般に現場溶接接合は仮組時の形状の再現が困難であり、現場におけるその接合精度は桁の全体形状に大きく影響する。本工事ではこれに留意し、出来形管理を行ったのでその施工方法と結果を報告する。

工事概要

- (1) 工 事 名：中部横断自動車道 吉原高架橋
鋼上部工工事
- (2) 発 注 者：中日本高速道路株式会社
東京支社
- (3) 工事場所：静岡県静岡市清水区吉原
- (4) 工 期：平成25年3月18日～
平成29年3月27日

本橋は山間部に位置し、清水富士宮線・市道草ヶ谷吉原線・農道大向線を跨ぐ、橋長536.9mの鋼10径間連続合成鋼桁橋である。

架設は隣接関連工事との調整により、下記の通り当初の架設計画から変更されている。図-1および図-2に当初架設計画および変更架設計画を示す。

○当初架設計画

A1-P4間をトラッククレーンベント架設工法（以下、TC 架設）により架設後、A2橋台背面のヤードにて地組立した桁を手延べ式送出し工法に

より A2-P5間を架設する。最後に P5付近の閉合ブロックを調整ブロックとし仕口角度の調整等を行い、閉合する。

○変更架設計画

A2-P5間を先行して送出し架設を行い、その後 A1-P5間を P5側から若番側に TC 架設を行う。

（調整ブロックは J26-J27 とし当初架設計画から変更なし）

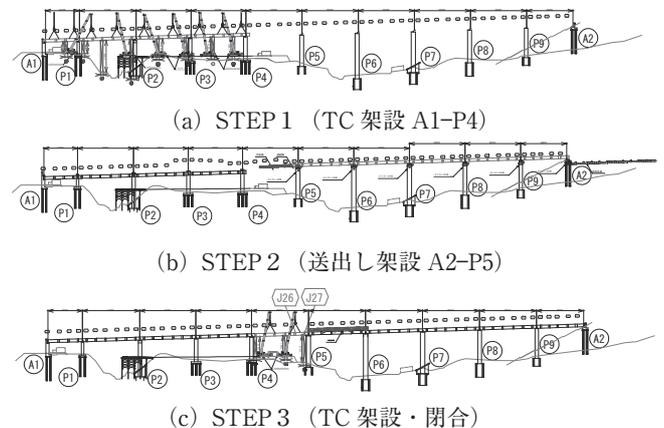


図-1 当初架設計画

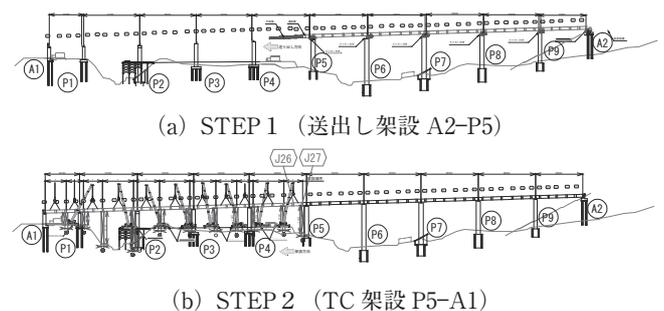


図-2 変更架設計画

2. 現場における問題点

上述したとおり、架設計画の変更および全継手が全断面溶接構造であることから、設計どおりの形状を確保するための出来形管理が重要となる。以下にその出来形管理における概要および問題点を述べる。

①主桁形状の管理

A2-P5間の送出し架設後、送出し区間は支点支持となる。また、TC 架設区間は多点支持であり、そのまま送出し完了区間に連結すると支点支持と多点支持が複合した状態となり、仕口に折れ角が生じる（図-3ヒンジ連結）。そのため、仮組み時の多点支持キャンバーを TC 架設区間で再現することができない。

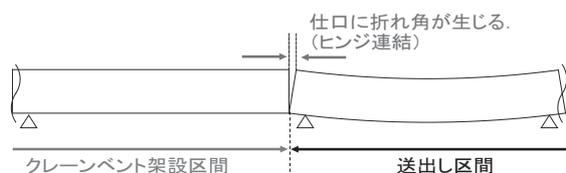


図-3 ヒンジ連結

②調整ブロックの桁長

調整ブロックは当初架設計画と変更がない（J27-J26）。そのため、J27からA1へ向かって架設するにあたり、調整ブロックによる橋長の調整を、A2-P5の送出し架設が完了後、P5-A1間の TC 架設に先立って行う必要がある。

3. 工夫・改善点と適用結果

上述した2点の問題点に対する改善点と適用結

果を以下に述べる。

①主桁形状の管理

主桁形状の管理として、モーメント連結工法による架設を行うことで主桁形状の管理を行った。モーメント連結工法の概要図を図-4に示す。送出しが完了している J27の仕口に合わせて桁の架設を行うため、連結部の仕口角度による上げ越し量を考慮して TC 架設の桁形状を管理した。その後、上げ越し量を降下させることで、各連結部に設計通りの断面力が導入され、橋全体が所定のキャンバー値（製作キャンバー値－鋼桁自重によるたわみ）を得られるように管理した。

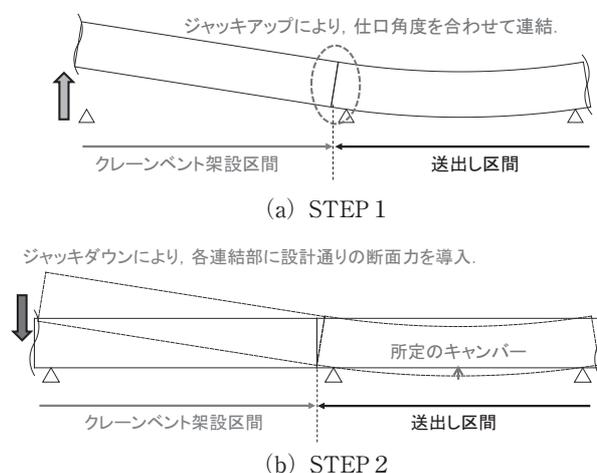


図-4 モーメント連結工法概要図

FEM 解析結果による TC 架設時および架設完了時の桁形状を図-5に示す。解析結果から仕口回転角は1.56mradであり、それに伴う上げ越し量が最大で394.6mm必要であるとわかった。送出し完了時における P5-P6間のキャンバーおよび

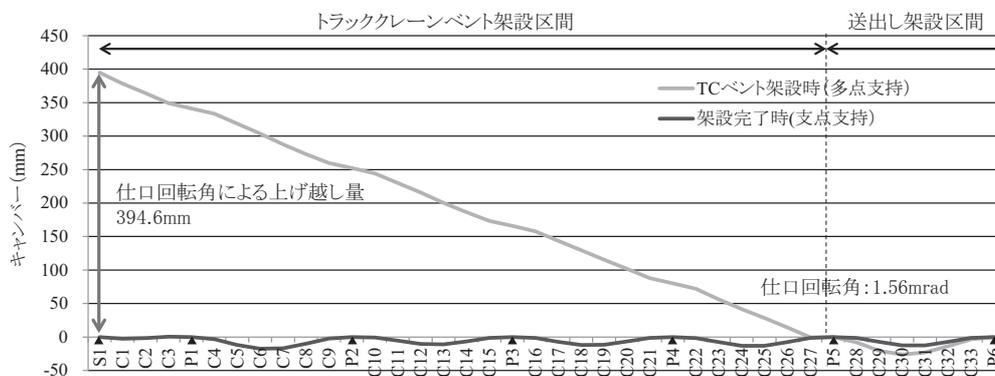


図-5 TC 架設時および架設完了時のキャンバー

架設完了時のキャンバーを図-6に示す。図-6に示すように、FEM解析では上げ越し量を降下することでP5-P6間のアップリフトが最大で約13mm発生することがわかった。また、現地および設計のキャンバーが同程度と判断し、解析結果による上げ越し量を現地に反映し架設を行った。図-7にS1における上げ越し量を確認した状況を示す。

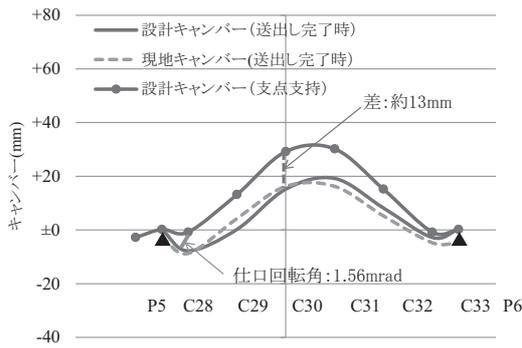


図-6 送し完了時のキャンバー

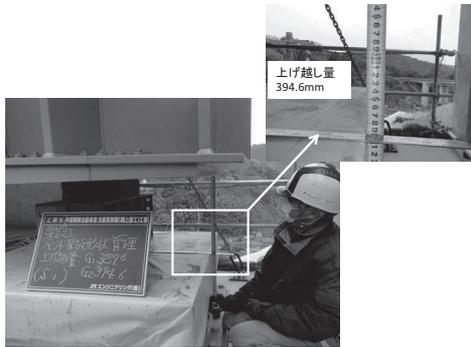


図-7 上げ越し量の確認

図-8に架設完了時（支点支持）における、設計および現地のキャンバーとその誤差を示す。図-8に示すように、現地のキャンバーの誤差は±10mm以内と、ほぼ設計とおりの出来形と考えられることから、TC架設区間において、仕口角度による上げ越しを行い、全断面溶接完了後にその上げ越し量を降下させることで、所定の断面力が導入されていることが確認できる。図-9には架設完了時における全径間の設計および現地のキャンバーを示す。全径間のキャンバーの誤差についても誤差が±10mm程度と、高精度な出来形が得られている。

②調整ブロック

調整ブロックの長さ決定するにあたり、トータルステーションによりA2-P5間のスパン測量を実施した。スパン測量に際し、考慮した補正は球面補正・温度補正・後死荷重による支点の水平移動量の3点である。

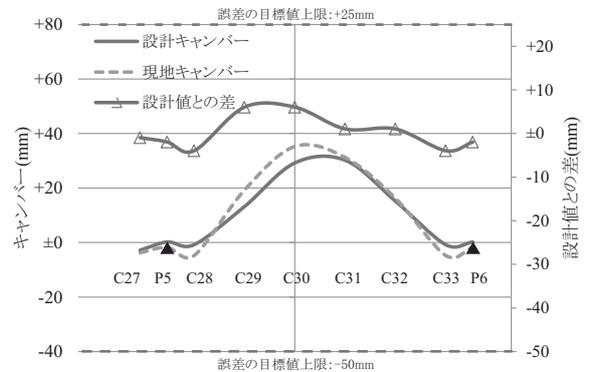


図-8 架設完了時のキャンバーと誤差

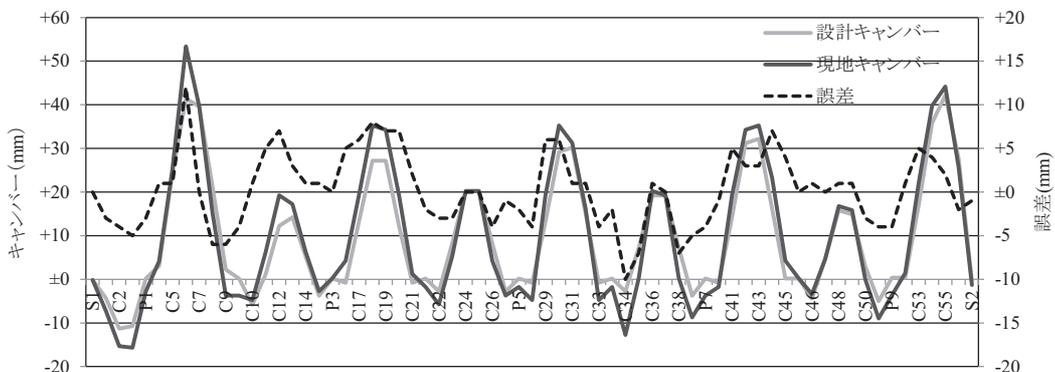


図-9 TC架設時および架設完了時のキャンバー

表-1 に計測時における部材温度、表-2 に測量結果を示す。これらの結果を踏まえ、P5-A2間のスパン誤差を全て P5 で調整を行い、調整ブロックの桁長を以下の通り調整し、合計 +35mm の伸ばしを与えた。

- ・ P5-A2 誤差の精算（現場で発生した誤差）： +25mm
- ・ A1-P5 の現地施工誤差の余長： +10mm

表-1 測量時の部材温度（単位：℃）

計測時間	U-Flg	Web	L-Flg	Ave
13:30	20.9	18.9	17.4	19.1
15:16	18.6	17.7	16.8	17.7

表-2 測量結果（単位：mm）

		P5-P6	P6-P7	P7-P8	P8-P9	P9-A2	P5-A2
G1	計画支間長	56,456	56,472	56,486	56,497	46,614	272,525
	実測値	56,448	56,466	56,475	56,499	46,611	272,499
	差	-8	-6	-11	2	-2	-25
G2	計画支間長	56,352	56,398	56,443	56,484	46,625	272,303
	実測値	56,343	56,394	56,441	56,479	46,622	272,279
	差	-9	-4	-2	-5	-3	-24

表-3 に架設完了後のスパン計測結果を、図-10 に各スパンの誤差を示す。表-3 に示すように、P4-P5 のスパン誤差が G1、G2 共に +30mm となっており、調整ブロックの伸ばしの影響が確認できる。

また、図-10 に示すとおり各スパンの誤差は P4-P5 間は限りなく上限値に近い値ではあるが、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に示すところの組立精度の許容値（式(1)）内に収まっていることがわかる。

表-3 架設完了後のスパン測量結果一覧

測定項目	桁	区間	桁温(℃)	規定値(20℃時) (m)	規定値(桁温) (m)	測定値 (m)	誤差 (mm)
支間長	G1	S1-P1	15.8	34.181	34.179	34.171	-8
		P1-P2	8.8	57.050	57.042	57.043	+1
		P2-P3	18.3	55.437	55.436	55.432	-4
		P3-P4	18.3	54.938	54.937	54.935	-2
		P4-P5	18.3	56.444	56.443	56.473	+30
		P5-P6	18.4	56.456	56.455	56.448	-7
		P6-P7	18.4	56.472	56.471	56.466	-5
		P7-P8	18.4	56.486	56.485	56.475	-10
		P8-P9	18.4	56.497	56.496	56.499	+3
		P9-S2	18.4	46.614	46.613	46.610	-3
		支間長	G2	S1-P1	15.8	34.333	34.331
P1-P2	8.8			57.123	57.115	57.124	+9
P2-P3	18.3			55.290	55.289	55.287	-2
P3-P4	18.3			54.792	54.791	54.780	-11
P4-P5	18.3			56.310	56.309	56.339	+30
P5-P6	18.4			56.352	56.351	56.343	-8
P6-P7	18.4			56.398	56.397	56.394	-3
P7-P8	18.4			56.443	56.442	56.441	-1
P8-P9	18.4			56.484	56.483	56.479	-4
P9-S2	18.4			46.625	46.624	46.622	-2
全長	G1	S1-S2	17.2	530.575	530.557	530.552	-5
	G2	S1-S2	17.2	530.150	530.132	530.131	-1

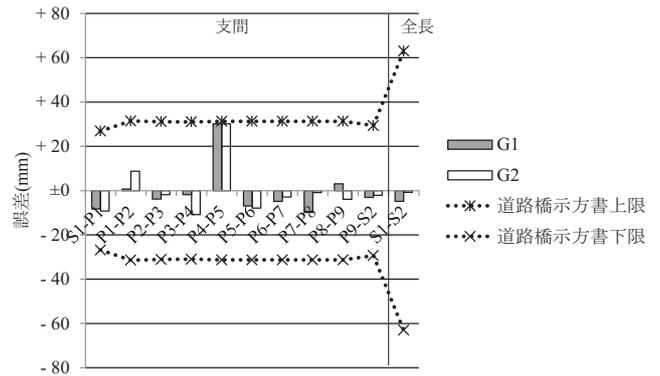


図-10 各スパンの誤差

また、全長は道路橋示方書に示されるところの仮組立の精度 $\pm 63\text{mm}$ （式(2)）に対して、G1で-5mm、G2で-1mm（支間長誤差の累積誤差）であり、十分に満足されている。

$$\pm (20 + L/5) \quad \text{式(1)}$$

$$\pm (10 + L_0/10) \quad \text{式(2)}$$

ここに、

L ：主桁の支間長（m）

L_0 ：主桁の全長（m）

4. おわりに

本工事では架設計画の変更に伴い、事前の照査および入念な計画に基づき施工したことで、高精度な施工ができた。その要因として、送出し架設時は地組立および計4回の送出し完了毎にキャンバーを確認したこと、およびTC架設時はブロック架設毎にキャンバーを確認すると共に、各支点の上げ越し量を確認しながら施工を行ったことが挙げられる。

今回の経験をもとに更なる検討・照査に工夫を重ね、類似工事における品質・出来形の向上に努める所存である。

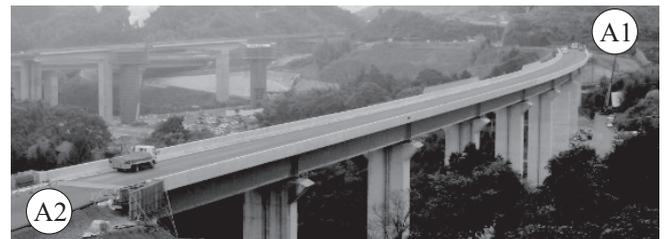


図-11 全景写真

鈹桁橋の連結板取替工事

日本橋梁建設土木施工管理技士会

日本橋梁株式会社

担当技術者

上 山 勉[○]

現場代理人

鈴 木 琢 也

担当技術者

絹 見 哲 也

1. はじめに

沖縄自動車道の許田高架橋は、建設後40年以上経過し、特に、連結板と高力ボルトの腐食が著しく、連結板を新設溶射部材に取り替えることになった。本工事では、支保工で鋼桁を支持しないで連結板を取り替えるバイパス工法¹⁾を採用した。ここでは、バイパス工法による連結板取替の施工について報告する。

工事概要

- (1) 工 事 名：沖縄自動車道許田高架橋支承改良工事
- (2) 発 注 者：西日本高速道路株式会社 九州支社
- (3) 工事場所：沖縄県名護市字幸喜～
沖縄県名護市字許田
- (4) 工 期：平成26年1月9日～
平成29年9月19日

2. 現場における問題点

本工事の問題点を下記に示す。

(1) バイパス材溶接の品質確保

本工事は海岸沿いでの工事である為、非常に風が強く溶接品質が落ちる可能性があった。また、共用下での作業の為、振動による悪影響などが考えられた。

(2) 既設連結板切断時の母材への影響

従来、連結板を切断する場合、ボルト孔位置で

連結板のみを横方向にアトラーにて削孔を連続させる施工方法を行っていた。しかし、この方法では母材にアトラーの刃が食い込む恐れがあり、慎重かつ丁寧な施工が求められていた。また、母材に刃が食い込んだ場合、補修に要する労力が多大なものとなっていた。

(3) AIMg 溶射ボルトの締付時の傷

本工事は、海岸沿いであることから、防食性能の高い AIMg 溶射ボルトを使用した。しかし、AIMg 溶射は非常に衝撃等の外力に弱く、締付時にナットの角の AIMg 溶射が剥がれる等の恐れがあった。

(4) バイパス材撤去時の母材への影響

バイパス材の撤去は、ガス切断により溶断することにしたが、母材を損傷させる可能性があった。

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) バイパス材溶接の品質確保

まず、風対策としては、吊り足場外面にコンパネにより騒音防止対策及び風防設備を施工した。これにより、足場内では風速2 m/s 以下となり溶接品質の向上につながった(図-1、図-2)。

振動対策として試験施工を行った。現場とまったく同じ条件になるように試験体をセットし、より荷重条件が悪くなるよう試験中は10t ダンプトラックを路上で走らせた。試験体はマクロ試験で溶接品質を確認し、合格した溶接技能者に溶接を



図-1 風防設備（外側）



図-4 バイパス材連結板トルク確認



図-2 風防設備（内側）



図-5 エンドミル装着切断機



図-3 超音波探傷試験実施

行わせた。新規の溶接技能者も同様の溶接技量試験を行い、その都度溶接技量確認を行った。実際に施工したバイパス材については、全て超音波探傷試験を行い不良部は取り除き再度溶接し、超音波探傷試験で全て合格になるよう施工した（図-3）。

また、バイパス材の連結部で使用した高力六角ボルトについても、通常品質管理で行うとおり、10本に1本はトルクレンチにより締付トルクを確

認し、バイパス材の品質を確保した（図-4）。以上により、連結板取替時の応力をバイパス材へ計画通り、移行することができた。

(2) 既設連結板切断時の母材への影響

本工事では、母材への影響を考え、当社開発のエンドミル装着切断機を使用した（図-5）。

これにより、母材への影響は最小限に留められた。しかし、この切断機は切断位置の2段下と3段下の両端のボルトにブラケットを取付け、レールを固定する為、腹板連結板の下から3段目と4段目のボルト孔間が切断できる最下段となる（図-6）。

当初、腹板の中央付近のみ、切断予定であったが、下フランジの連結板を取替後に腹板最下段のブラスト及びAlMg溶射ができなくなる為、腹板下から2段目のボルト孔付近で切断し、下フランジのブラスト・溶射施工時に同時施工をする必要性があった。この為、下から2段目のボルト孔位置では従来通り、アトラーによる切断を行わな

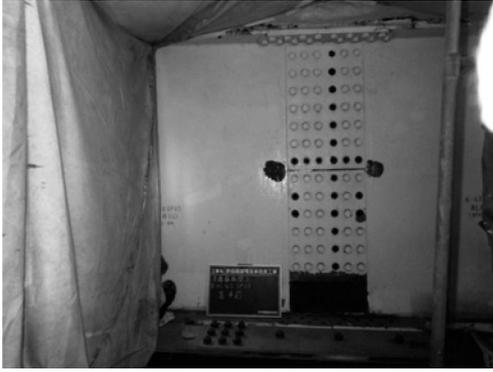


図-6 ブラケット取付位置



図-8 ボルト抜け落ち写真

ければならなかった。

今回の施工に先立ち応力計測を行った際に、腹板の連結板を一枚全て取り替えると、せん断応力がオーバーする結果となった為、腹板連結板は2回施工とした。しかし、この為、上記の通り腹板連結板の切断数は2本になった。今後の対策としては、下フランジ連結板と腹板の下から1/3位までの連結板を1回目とし、腹板連結板の残り2/3を2回目とした場合の応力照査を行い、許容応力内に収まるようであれば2回施工を考えたい。

一方、今回の連結板には、垂直補剛材としてアングルが設置されていた為、せん断応力だけでなく、腹板の座屈応力も照査の対象となる。実際に、連結板を取り外した際に腹板の左右のずれ量を計測したところ、下縁に圧縮応力が作用する場所で最大5mmのたわみがあった(図-7)。

また、発生応力度の計測結果から床版との合成効果を考慮することで断面全体の応力低減が期待



図-7 連結板取り外し時のたわみ量



図-9 保護カバー装着

できると判断したが、実際の床版ではクラック等からの雨水等の浸透により上フランジのボルトが腐り落ちている場所もあったので、全てにおいて床版との合成効果が期待できるとは限らないので注意が必要である(図-8)。

(3) AIMg 溶射ボルトの締付時の傷

AIMg 溶射ボルトは締付時に角の溶射が剥がれやすい為、ゴムカバーとアルミ保護材により保護し、締付を行った(図-9)。

これにより、締付時の傷及び、シャーランナーの反力爪による、へこみ等はなくなった。しかし、この保護カバーを取り付けるのは非常に手間がかかる為、今後、シャーランナーのソケット側に保護材を装着するなどの改良が望まれる。

(4) バイパス材撤去時の母材への影響

バイパス材の切断はガス切断で施工する為、母材を痛める恐れがあった。このため、今回の施工では、ガスの火口をレールに取り付け、直線で切断できるように工夫した(図-10)。切断跡はグラ



図-10 レール装着による切断

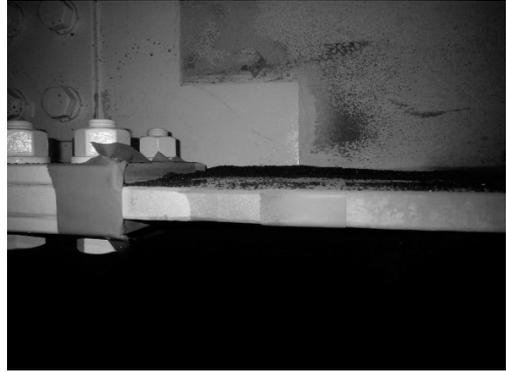


図-13 バイパス材跡補修溶射完了



図-11 ローバルによる仮塗装



図-14 連結板取替完了



図-12 バイパス材跡補修溶射状況

4. おわりに

以上により、バイパス工法による施工が本線共用下での施工方法として有効な手法であることが確認できた。

今後、安全上留意しなければいけない点や、施工方法の改善により施工手間を削減する手段など、より安全に、またより経済的に実施できるように改良を加えていきたい。

最後に、今回の補修工事に際して、多くのご指導をいただきました西日本高速道路株式会社様をはじめ、各関係機関の皆様、協力会社の皆様、工事期間中に多大なご迷惑をおかけする中、ご理解とご協力をいただきました住民の皆様に対して、ここに深く感謝の意を表します。

【参考文献】 1) 川村、竹内、鮫島、西谷：バイパス工法による連結板取替手法、鋼構造年次論文報告集、第24巻、pp. 383～390、2016. 11

インダーにより仕上げを行い、塗装塗り替え時期まで日数がある場合はローバル塗料で仮の防錆処理を施した（図-11）。

AlMg 溶射範囲に切断箇所が重なっている場合は、切断後に小型ブラスト機と小型溶射機で補修溶射を施した（図-12、13）。これにより、バイパス材撤去後の防錆処理も万全を期した。

軟弱地盤における沈下板ワンマン計測による 時間短縮効果について

(一社)北海道土木施工管理技士会

株式会社玉川組

現場代理人

監理技術者

西 清 張[○] 竹 樋 満 寛

1. はじめに

本工事の道央圏連絡道路は、千歳市を起点とし、小樽市に至る延長約80kmの地域高規格道路である。このうち中樹林道路は、北海道縦貫自動車道江別東ICと接続し、高速ネットワークの拡充による札幌圏の連絡機能の強化を図り、地域間交流の活性化及び、拠点空港新千歳空港、国際拠点港湾苫小牧港等への物流効率化等の支援を目的とした、南幌ランプから江別市江別太に至る延長7.3kmの事業である。ここ幌向原野での軟弱地盤管理を短時間に計測した施工管理について報告する。

- (1) 工事名：道央圏連絡道路 南幌町幌向改良工事
- (2) 発注者：北海道開発局 札幌開発建設部
担当事務所 札幌道路事務所
- (3) 工事場所：北海道空知郡南幌町
- (4) 工期：平成28年6月14日～
平成29年2月13日

2. 現場における問題点

主な問題点を以下に示す。

- ① 沈下板計測にはレベルで測定すると測量者と測量助手の2人で行う作業となる。
- ② 変位杭は光波測距儀とレベルで測定し、沈下板はレベルで測定するので器械が2台必要となる。

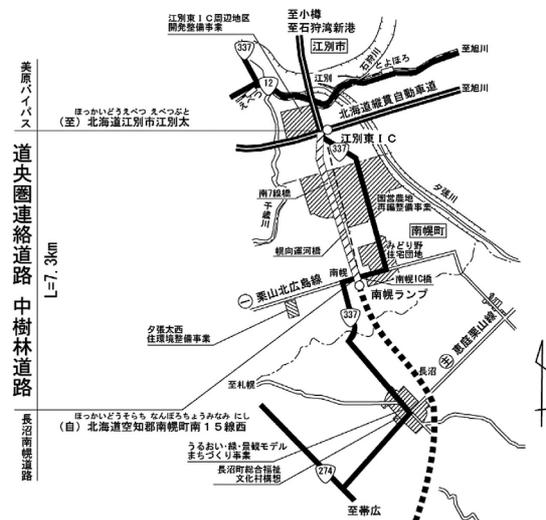


図-1 路線図

(平成25年度北海道開発局 再評価原案準備書説明資料から引用)

- ③ 器械を2台使用すると移動時間と運搬に労力を必要とする。
- ④ 計測時間が長く、他の作業に支障をきたす。
- ⑤ ぎりぎりの人数で作業をしているので測量助手の確保が難しい。

3. 工夫・改善点と適用結果

- (1) 工夫・改善点

固定プリズムを変位杭、沈下板に取付けてワンマン（1人）測定し、測定時間も短縮させた。自動追尾の光波測距儀で測定するので、ターゲット板を使用すると自動追尾機能が作用しなくなることと測量精度の点でプリズムを採用した。

変位杭観測には、定点観測用プリズムを変位杭にドリルで穿孔し、グリップアンカーで固定し、観測した。

表-1 従来の計測方法

計測箇所	変位量測定箇所	高さ
変位杭	アースネイル	アースネイル
沈下板		沈下板継足管

表-2 従来計測方法の改善点

計測箇所	変位量測定箇所	高さ
変位杭	固定プリズム	固定プリズム
沈下板		固定プリズム



図-2 変位杭に取付けたプリズム

沈下板を固定プリズムで測定するには通常だと測量助手にプリズムを持たせて計測する。この方法だと測定者の他にもう一人必要となり、測量助手がいなければ計測できない。そこで沈下板蓋にプリズムを固定する方法を検討した。固定ミラーにはM12の雄ネジが固定されているのでナットを蓋に取付、プリズムを固定すれば解決する。M12の高ナットを必要数用意し、コンクリートボンドでナットを固定し、プリズムを取付けた。プリズム高は、92mm 高くなるので補正した。これにより変位杭、沈下板を3次元計測し、光波測距儀からCSV出力した、データを専用ソフトに取り込み、転記ミスのない施工管理が可能となり事務処理時間も短縮した。沈下板の平面位置(X, Y座標)も自動で帳票に取り込まれている。

図-3 観測システムソフト画面



図-4 蓋に取付けたプリズム

(2) 時間短縮効果

観測時は重機稼働時に実施しているので障害物ありとなり光波測距儀の移動回数が約350mで4回程度となった。機器は自動追尾システムを使用し、後方交会法により測定して90分程度である。作業終了後に計測すれば60分程度で観測できる。

又、北海道では11月後半から降雪があるが、自動追尾システムを装備した光波の場合、レベル測定が可能な程度の視界が確保出来る降雪であれば測定は可能である。

表-3 測定時間

測定保方法	40点当り	1点当り
固定プリズム	90分	2.25分
従来	210分	5.25分

表-4 短縮時間(実際の測定回数より)

測定保方法	1回当り	60回当り
固定プリズム	90分	90時間
従来	210分	210時間

(3) 経費削減効果

今回の現場の測定期間は8月中旬から12月中旬であり、時間短縮効果は210時間-90時間=120時間となる。120時間÷6時間/日=20日で20日分の工程短縮で経費削減効果が伴った。

表-5 経費削減効果

名称	1日当たり	20日
測量技師補	¥25,700	¥514,000
測量助手	¥25,600	¥512,000
合計		¥1,026,000

測量機器は現場に備えてあることを前提とし、人件費のみを比較した。

表-6 プリズム等の仮設費控除

名称	金額
人件費	¥1,026,000
仮設費	¥400,000
差引	¥626,000

プリズムは全数量50個計上し、2回転用単価とした場合、工期4か月の観測で約60万の経済効果がある。また、プリズムは破損するとは考えられないので他の現場での流用を考慮し5回程度の転用単価でも良いと考えると約100万の費用対効果である。

以上から、軟弱地盤管理で地表面沈下管理をプリズムによる測定を実施すれば、作業時間の短縮による経済効果が期待でき、初期投資は直に補填できる。

(4) ヒューマンエラー防止効果

沈下測定を従来方法で職員がレベルで測定し、野帳に記入する作業は、アナログ作業となる。アナログ作業はヒューマンエラーの本質である。この部分を光波測距儀でデジタル化してしまえばエラーはなくなる。

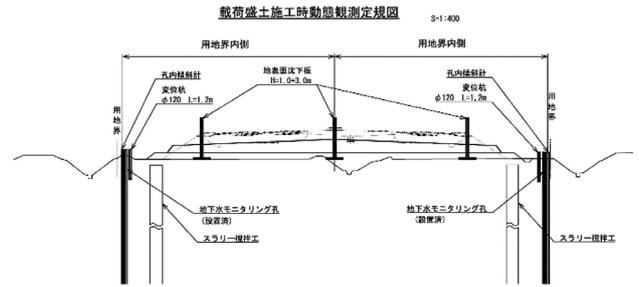


図-5 標準定規図

(5) 職員数低減効果

経費削減効果には、職員の現場測定作業の20日分だけを見ているがその他に事務処理（測量計算、ソフトへの入力等）がある。事務処理を含めると工程短縮効果は更に見込める。固定プリズムを使用するシステムを構築することによりワンマン計測が可能となり1名で短時間に計測し、事務処理時間を短縮することにより、変位観測のために職員数を1名増員することなく計測が可能となる。

4. おわりに

現地は、プレロード盛土も完了し、12月中旬で作業も終了となる。軟弱地盤における計測管理は、今後とも地盤の挙動を管理するうえで重要な作業である。限られた人数の職員体制で作業効率をあげるためにはどうしたらいいかを常に模索しながら可能性を考えて現場を施工している。

特に目新しいものでなくてもその使用方法の工夫により効果が期待できるものもあると思われる。プリズムによる3次元データ処理の採用にあたり、ご理解と数々のご助言を頂いた北海道開発局 札幌道路事務所の皆様に感謝を申し上げ、ここに謝意を表します。

FWD 試験による土中の加速度と土圧分布の計測

東京土木施工管理技士会
東亜建設工業株式会社
技術課長
堺 谷 常 廣[○]

主任技術者 大和屋 隆 司
工事担当 青 木 雅 俊

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：東京国際空港D滑走路建設外工事
- (2) 発 注 者：国土交通省関東地方整備局
- (3) 工事場所：東京都大田区羽田空港内
- (4) 工 期：平成19年3月～平成22年8月

東京国際空港D滑走路建設外工事（以下、D滑走路工事）は、既存の羽田空港沖500mに新たにD滑走路を建設するものである。滑走路の延長は、3,120mで多摩川側が栈橋構造、第一航路側は埋立構造となっている。図-1に滑走路の平面図を示す。

本工事の特徴として

- ・滑走路の標高が既存の空港に比較して高い。
- 滑走路が第一航路に隣接しており、航行する船

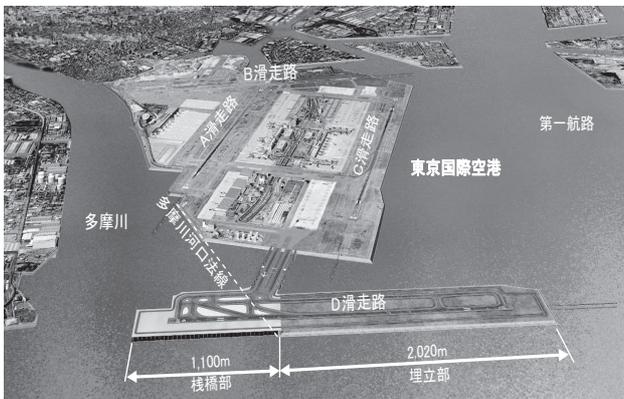


図-1 D滑走路の全体平面図

舶と滑走路に進入する航空機の制限表面の関係から、滑走路面はT.P+10～13mと既存の空港（T.P+4m）と比較して高くなっている。

- ・原地盤が深く、軟弱であるため、埋立土量が多い。
埋立の原地盤がT.P-19mと深く埋立工事としても困難な工事である事に加え、軟弱層が18mと厚く堆積しているため、8m程度の沈下が生じる。そのため、埋立・盛土厚が27mに達するものとなった。滑走路を建設する全土量は、水中の埋立分が約2,000万 m^3 、気中の盛土分が1,000万 m^3 となった。

- ・施工期間が3.5年と短い。

供用開始が平成22年10月に予定されている中で、工期が設定されていたため、施工期間が3.5年と同様の空港工事の中では極めて短い。

2. 現場における問題点

羽田D滑走路では、気中の盛土を1層当たりの厚さを90cmとして撒出・転圧を行う。通常の路体盛土が30cmに対して厚層化した施工であるため、施工管理方法を新たに定める必要があった。従来の乾燥密度による管理は、材料毎に最大乾燥密度が決められているため複数の盛土材料を扱う場合には不向きである。そのため、乾燥密度による管理に加えて地盤反力係数（KFWD30）を使った盛土の品質管理について検討を行った。

問題点とし30cmの平板載荷試験で計測出来る範囲が90cm程度であるため、90cm盛土に対応出来るかどうか検証を行う必要があった。そのため、地中に土圧計、加速度計を設置して地中の応力電波について計測を行った。

3. 工夫・改善点と適用結果

3-1 FWD 試験の概要

FWD 試験 (Falling Weight Deflectometer Test 以下 FWD) は、重錘を自由落下させて、平板に動的載荷を加え、急速載荷荷重と沈下量から地盤の剛性を計測する試験法である。図-1 は FWD 計測装置の外観図である。平板載荷試験と比較して、大型の反力を使用しないため、短時間で多数の地盤剛性を計測できる利点がある。元々は舗装などの支持力試験であったが、最近では路体や裏込めなどにも応用されている。

従来の地盤剛性の計測は前述したように大型の反力を用いるなど大量・急速施工には不向きであったが、FWD を採用することにより、このような課題に対応ができる。FWD を採用するに当たり、課題となったのが厚層化盛土 (90cm) の計測範囲である。支持力評価を行うにあたり、計測値の計測範囲を確認する必要がある。盛土の深部に未転圧部分があると、将来的に不同沈下や水浸による沈下が生じるおそれがあるために深部までの転圧効果を確認するため、盛土下端までが計測範囲である必要がある。FWD は、動的載荷試験であるために、硬質ゴムバッファによる応答や地盤との反発など複雑な挙動をする。そのため、FWD の変位挙動と土厚分布から対象となる盛土材の測定限界深度について、実験的考察を行った。実験方法は、砂質土及び礫質土盛土の内部に加速度計と土圧計を埋設し、FWD による地盤応答を計測し、地盤の測定限界について推定を行った。

3-2 山砂と用いた FWD 載荷試験

FWD の土中の加速度分布及び応力の分布を計測するため、砂質土 (以下、山砂) を $t=90\text{cm}$

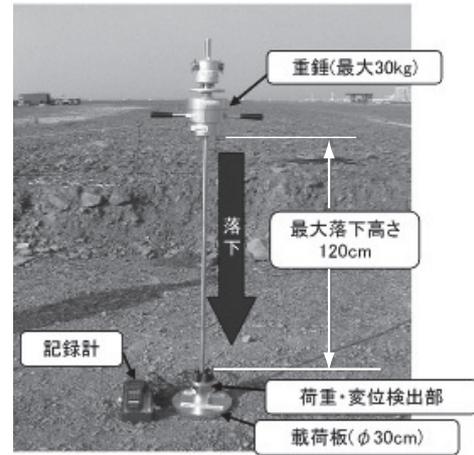


図-2 FWD の外観図

表-1 盛土材料

項目	規格	備考
地盤材料	$F_c \leq 20\%$ の砂質土	
重錘質量	20kg	
落下高さ	100,300,600,900,1100mm	各3回計測
載荷盤	$\phi 300\text{mm}$	
計測項目	加速度	5箇所
	鉛直土圧	3箇所

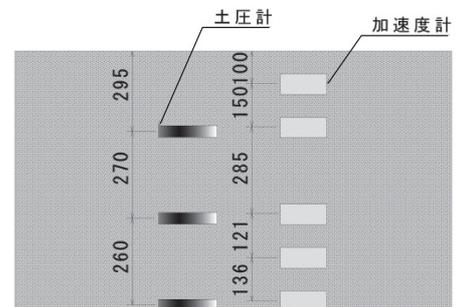


図-3 加速度計、土圧計の設置位置

で撤出、転圧を行い FWD による載荷試験を行った。試験条件を表-1 に記す。土中の加速度計、土圧計の設置断面図を図-3 に示す。センサーは、撤出時に埋設し、転圧を行っている。そのため、撤出に設置した深度と転圧後の盛土の圧縮による設置深度が異なるため、計測値は、転圧後にセンサーを撤去居時に計測した設置深度を用いている。転圧回数は大型振動ローラー (350kN 級) を用いて 8 回転圧し、十分に転圧が完了した状態で載荷試験を行った。8 回転圧は、実際の施工で規定している転圧回数である。FWD の載荷盤径は $\phi = 30\text{cm}$ を用い、重錘の落下高さを変えて計測を

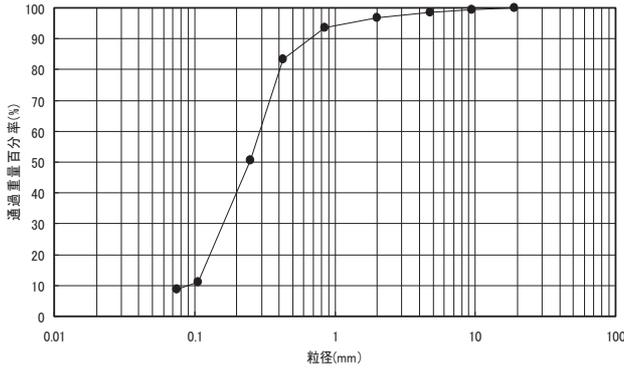


図-4 山砂の粒度分布

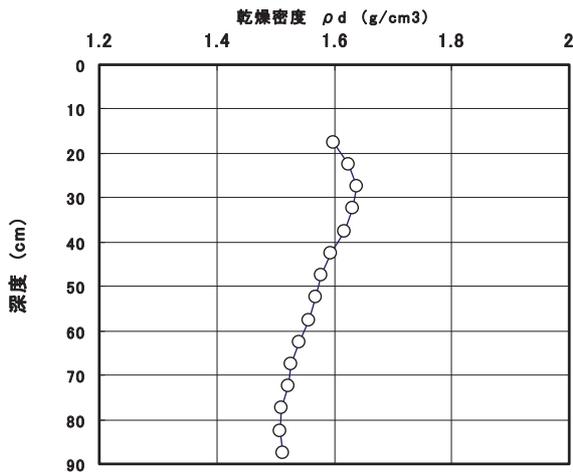


図-5 盛土の乾燥密度の深度分布

行った。

計測は、動ひずみ測定器を用いて $\Delta t = 0.001 \text{ sec}$ で計測を行っている。載荷試験に用いた山砂は、千葉県君津市内陸部で産出した盛土材である。粒度分布を図-4に示す。山砂は、 $U_c = 3.04$ と粒径が揃った砂質土である。図-5は転圧後の乾燥密度の深度分布であるが、表層から盛土深層まで $\gamma_t = 1.65 \sim 1.70 \text{ g/cm}^3$ と密度勾配が小さな盛土となっている。

3-3 加速度計の計測結果

山砂の加速度計測結果を落下高 $H = 60 \text{ cm}$ を抜粋して記してみる。図-6が実測結果である。深度が深くなるごとに土圧の分布に伴う分布が移動しておりこの移動速度は、 $V = 243 \text{ m/sec}$ である。この加速度の計測結果より各深度での加速度を試算した。

試算した加速度を2回の数値積分から変位量としている。図-7は深度毎の変位量のグラフであ

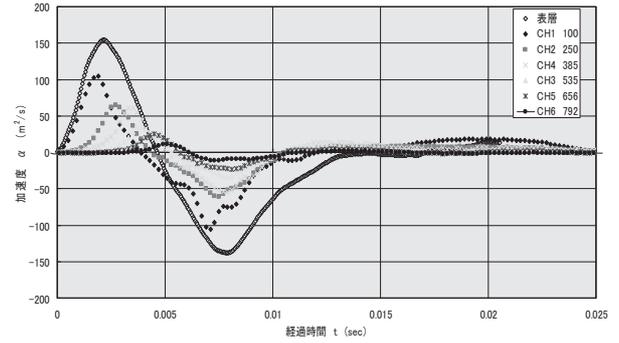


図-6 加速度計の実測値

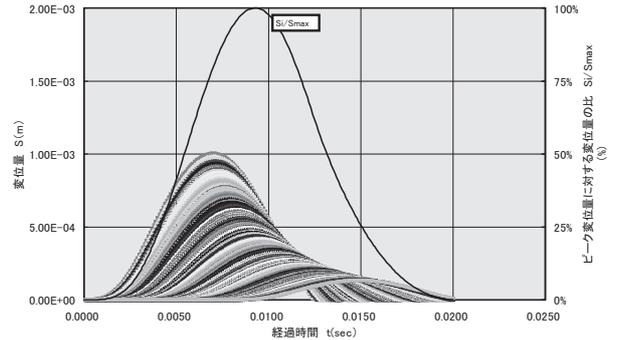


図-7 山砂の1 cm 深度毎変位量と表層の最大変位量に対する時系列変化量の百分率

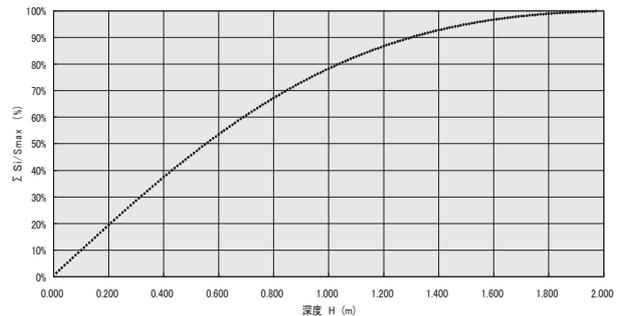


図-8 ピーク変位量に対する表層からの累計変位量の百分率

る。1 cm 深度毎の変位量の合計としたため表面の変位量に実測との差が生じる。試算が離散化した深度を用いているため、表層の変位量に実測値と差が生じる。そのため各深度の影響度合は、変位量の合計に対する百分率で表している。図-8は、表層からの変位量を累計したものである。

例えば表層30cm までの変位量が S_{max} に占める割合である。この結果を見ると、変位の50%が表層から約60cm で生じ、90%が120cm までに生じている。計算上、変位量は応力伝達速度から200 cm 以深まで達している。ただし、変位量全量がこの深度までで生じている。ただし120cm 以深

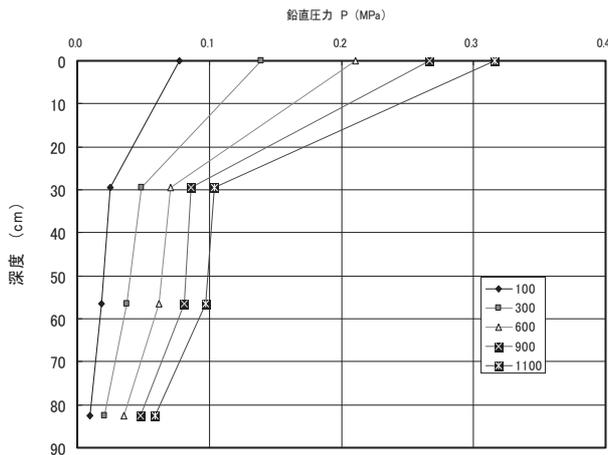


図-9 FWD 試験による土圧の深度分布

の変位量が全体の10%に満たず表層に与える影響は大きくない。変位量の80%を目安とすると、100 m 程度までが応力が伝達する範囲と考えられる。

3-4 土圧計の計測結果

図-9は、鉛直土圧の計測結果を埋設深度毎、落下高さ別に整理したものである。表層の載荷荷重はFWDの計測値のピーク値を用い、地盤の応力分布は動的荷重のピーク値を用いている。地盤の応力は深度が深くなるごとに減衰していることが分かる。

同箇所でもFWDと合わせて平板載荷試験を行っており、平板載荷試験からKöglerの土圧分布計算を用いて試算を行うと、静的荷重では分布角度 $\beta = 30^\circ$ となった。FWDの表層の動的荷重でも同様に $\beta = 30^\circ$ で試算を行うと実測値の試算が可能であるため、FWDによる土中応力はほぼ予測可能である。一連の計算のうち、平板載荷試験の載荷荷重とFWDの表層の載荷荷重が近い条件での試算結果を記すと図-10のようになる。前述したように、土中の応力分布に関して動的、静的載荷の土圧分布は、同一の分散角を用いて予測可能

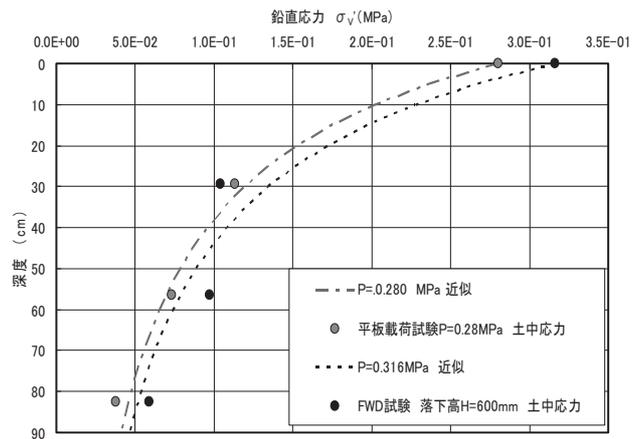


図-10 FWD と平板載荷試験結果の深度分布と土圧の試算

であった。地中応力は、深度30cmで表層の35%程度になり深くなるにつれて漸減する。深度90cmでは17%となるが、応力伝播は確実に行われていることがわかる。表層の応力と深層の応力は転圧機の接地面積や載荷荷重によって大きく変わるため、盛土厚と転圧機の組み合わせが重要となる。

4. おわりに

本文では、FWDの加速度及び土圧分布からFWDの有効限界深度を求めてみた。ここでは、動的応答そのものを計算するのではなく、地盤の応答から、加速度及び土圧から地盤のパラメータをもとめ、試算を行っている。その結果、山砂でピーク変位量の90%が $H = 120\text{cm}$ までに生じている。本文の目的は、厚層化盛土の計測に用いる場合に計測深度について考察をするものであるが、試算の結果では、概ね $H = 100\text{cm}$ が対象になると考えられる。この深度より深い部分は、変位量に対する影響が小さく、実測時のばらつきに含まれるものと考えられる。そのため、厚層化盛土の計測に用いる場合、 $H = 90\text{cm}$ での盛土では、適用範囲と考えられる。

コンクリート荷卸し時に即時強度判定を取り入れた コンクリートの品質管理について

日本橋梁建設土木施工管理技士会

日本車輛製造株式会社

神頭 峰 磯[○]

杉田 謙 一

田島 貴 裕

1. はじめに

コンクリートの圧縮強度は、水和反応の進展に応じて強度が発現するため、打込み前の荷卸し時に採取した供試体によって、強度発現性や強度のバラツキを後日確認している。供試体による圧縮強度の確認は、材齢7日や28日の品質管理の他に、型枠の脱型やPCケーブルの緊張時期など、様々な工程管理にも利用されている。コンクリートの圧縮強度が打込み前に判定できれば、圧縮強度のバラツキが大きいコンクリートでも、確実に設計強度が得られる構造物を建設できる。また、工程に必要な圧縮強度が得られる材齢が判れば、工程見直しにより、工程短縮を行うこともできる。

本稿では、コンクリートの荷卸し時の品質管理に、圧縮強度の即時判定を加えて、鋼コンクリート合成床版に打込むコンクリートの品質管理の強化を行った事例を報告する。

工事概要

- (1) 工事名：国道181号（岸本バイパス）橋梁
上部工事（交付金）
- (2) 発注者：鳥取県
- (3) 工事場所：鳥取県西伯郡伯耆町吉定
- (4) 工期：平成26年12月25日～
平成28年10月31日

2. 現場における問題点

コンクリートの圧縮強度を打込み作業に支障なく判定するためには、コンクリートが、プラント工場から出荷し、荷卸し検査が完了するまでのおおよそ45分程度に行う必要がある。そのため、この短時間に圧縮強度を推定できる技術として、マイクロ波促進養生法¹⁾の採用を検討した。

マイクロ波促進養生法は、図-1に示すように、フレッシュコンクリートを特殊な樹脂型枠に詰め込み、電子レンジにより、マイクロ波を照射する加熱養生（以下、促進養生）を行う。促進養生により、水和反応を促進してコンクリートを硬化させた促進養生供試体を作製する。この促進養生供試体の圧縮強度（以下、促進強度）と、同一コンクリートから作製した各材齢の標準養生供試体の圧縮強度は、相関関係にあり、図-2に示すような相関関係図を利用して任意材齢の圧縮強度の推定を行う技術である。



図-1 促進養生供試体の作製手順

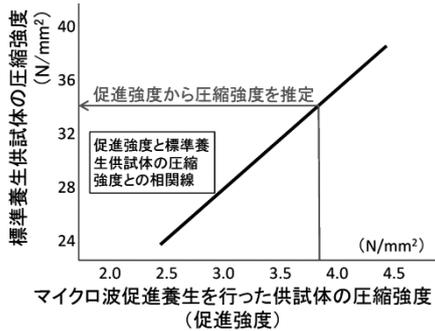


図-2 標準養生供試体と促進供試体の相関関係図

このマイクロ波促進養生法をコンクリートの即時強度判定技術として、現場への適用を検討したところ、次の課題を解決する必要があった。

- ・マイクロ波促進養生法の実効性の確認
- ・使用材料の変化による技術の適用性の確認
- ・圧縮強度推定までの必要時間

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) マイクロ波促進養生法の実効性

促進強度は、電子レンジでコンクリートを高温で加熱して強制的に水和反応を進展させるため、得られる圧縮強度は小さくなる。そのため、促進強度と標準養生供試体の圧縮強度との相関関係が成立し、圧縮強度の推定が確実に可能であることを実験により確認した。

実験は、呼び名が30-8-20Nで、水セメント比が50%の配合のコンクリートと、水セメント比を±10%変化させた配合により、促進養生を行い、促進強度とセメント水比の関係を図-4に示す。なお、型枠は、電子レンジで1800Wの出力により10分弱加熱することから、図-3に示すような耐熱性の特殊樹脂を採用し、供試体の寸法が75mmの立方体となるようなサイズとした。促進強度とセメント水比との関係を図-4に示す。促進強度は、セメント水比の低い順に、2.4N/mm²、3.3N/mm²、3.7N/mm²と材齢28日の圧縮強度（以下、材齢28日強度）の1/10程度であった。しかし、促進強度とセメント水比の相関係数は、0.944であり、一般的なコンクリートと同様に、セメント水比に比例していることから、水和反応の進展に応じた強

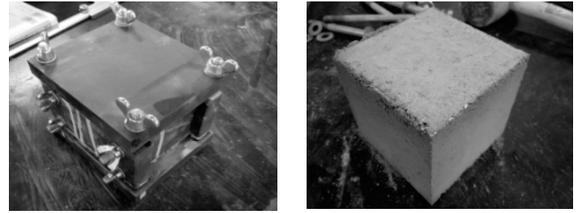


図-3 型枠（左）と促進養生供試体（右）

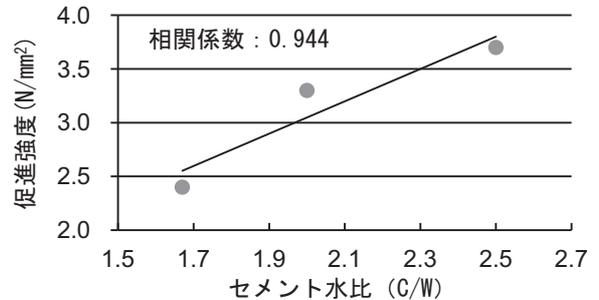


図-4 促進強度とセメント水比との関係

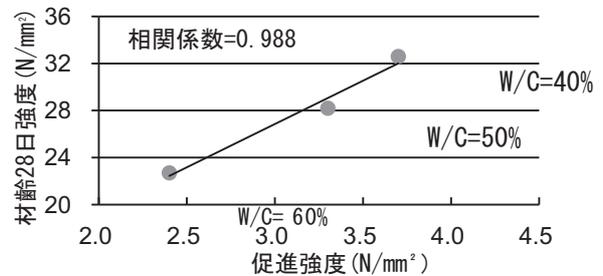


図-5 材齢28日強度と促進強度との関係

度発現が得られていると考えられる。図-5は、同じコンクリートで標準養生を行った材齢28日強度と促進強度の関係を示した図である。促進強度と材齢28日強度は、相関係数が0.988と高い相関性を示し、促進強度から標準養生供試体の圧縮強度が推定できることを確認できた。

(2) 使用材料の変化による技術の適用性

コンクリートの材料は、骨材が地産地消であり、セメントの種類が異なる場合や混和材の追加などもあるため、コンクリート材料の一品一様性はない。そのため、本技術が多種多様なコンクリートに対して適用できることを実験により確認した。

実験水準を表-1に示す。呼び強度30の普通ポルトランドセメントを使用した配合を基本として、骨材の種類を変更した場合、混和材として膨張材を20kg/m³使用した場合、セメントを高炉セメントB種に変えた場合として、材齢28日強度と促

表-1 実験水準

	セメント	混和材	細骨材
基準配合	普通	なし	山砂 A、砕砂 A
配合 1	普通	なし	山砂 B、高炉スラグ
配合 2	普通	膨張材	山砂 A、砕砂 A
配合 3	高炉 B 種	なし	山砂 A、砕砂 A

表-2 実験結果

	変更種別	相関係数
基準配合	—	0.999
配合 1	骨材変更	0.985
配合 2	膨張材追加	0.853
配合 3	セメント種類変更	0.991

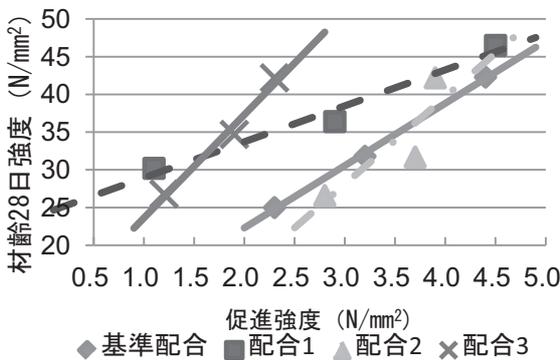


図-6 条件変更による相関関係図

進強度との相関性を確認した。

実験結果を表-2、図-6に示す。何れの場合においても材齢28日強度と促進強度は、高い相関性を有しており、様々な種類のコンクリートにマイクロ波促進養生法が適用できることを確認できた。

(3) 時間工程の確認

マイクロ波促進養生法は、様々な工程を経て促進強度を得るため、輸送中の短時間に履行可能であるか、各工程の作業時間を把握する必要がある。そのため、本手法による各作業時間の確認を行った。

促進強度を得るまでの各作業時間を表-3に示す。1回の作業で、供試体は2個作製して、同時に電子レンジで加熱する。促進強度の計測までに二人で作業を行えば、1サイクル23分程度で完了する。圧縮強度の推定精度を上げるために、2サイクル行っても、45分程度で作業が完了することを確認した。

表-3 促進強度計測までの作業時間

	作業内容	作業時間	累計
①	コンクリート詰込み	5分	5分
②	電子レンジ加熱	10分	15分
③	脱枠・採寸	4分	19分
④	圧縮強度試験(促進強度)	4分	23分

(4) 現場への適用

マイクロ波促進養生法が工事に適用できることを確認できたため、本工事の鋼コンクリート合成床版に対して、コンクリートの硬化性状を打込み前に確認し、設計基準強度(30N/mm²)以下のコンクリートを排除する目的で、材齢28日強度を打込み前に判定して施工した。また、促進強度の計測はプラント工場で実施するため、出荷前に採取したコンクリートのフレッシュ性状の確認を行い、荷卸し時と比較することで、輸送時の品質変動の管理も同時に行う計画とした。なお、圧縮強度の推定は、材齢7日、14日も行い、他の材齢における本手法の適用性の確認も行った。また、圧縮強度の推定は、1日の打込み量に対し、コンクリート運搬の初回、中間、最終の出荷に対して行う計画とした。

まず、圧縮強度を打込み当日に推定する資料として、打込むコンクリートの各材齢の圧縮強度と促進強度の相関関係図を試験練りの時に作成した。コンクリートは、呼び名が30-10-20Nであり、混和材として低添加型膨張材を20kg/m³使用した。試験練りに使用したコンクリートの配合を表-4に、各材齢の圧縮強度と促進強度の相関関係を図-7に示す。なお、図-7の相関関係図は、促進養生供試体を4体使用して作成した。図-7では、各材齢の圧縮強度に対して0.8以上の高い相関性が得られたため、打込み当日に、このグラフが使用できると判断した。

表-4 試験練りの配合表

配合名	W/C+Ex (%)	s/a (%)	W	C	Ex
			(kg/m ³)		
-5%	45.0	47.0	164	344	20
基本	50.0	47.9	164	308	20
+5%	55.0	48.6	164	278	20

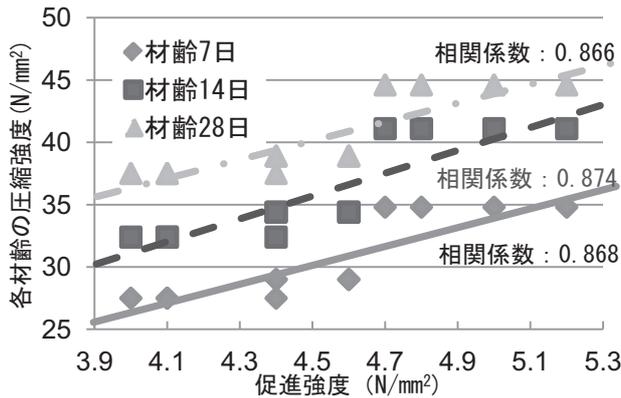


図-7 打込み時に使用した相関関係図

打込み当日は、コンクリートの運搬中に図-7を使用して、プラント工場において、各材齢の圧縮強度を打込み前に推定し、コンクリートの硬化性状を確認した後に打込みを行った。促進強度から推定した圧縮強度と後日確認した標準養生供試体の圧縮強度の比較の一例を表-5に示す。材齢28日強度は設計基準強度を上回っており、現場で打込み当日に採取した供試体との誤差は、各材齢において、概ね5%程度と良好な精度を確保できていることを確認できた。また、輸送時の品質変動の管理例を表-6に示す。早朝の打込みからの経時の環境変化に対して、フレッシュコンクリートの品質変動が、著しく大きくならないように管理を行うことができた。

表-5 圧縮強度推定結果の例

材齢(日)	促進強度(N/mm ²)	推定強度(N/mm ²)	標準養生供試体強度(N/mm ²)	誤差(%)
7	4.3	28.7	29.9	4.0
14		33.9	35.9	5.6
28		38.6	40.1	3.7

表-6 輸送時の品質管理の例

		スランプ(cm)	空気量(%)	C.T.(°C)
規格値		10±2.5	4.5±1.5	5~35
1台目	出荷時	9.5	3.2	19.0
	荷卸し時	10.5	4.2	20.0
	変動値	+1.0	+1.0	+1.0
15台目	出荷時	12.0	4.0	21.0
	荷卸し時	10.5	4.4	25.0
	変動値	-1.5	+0.4	+4.0

また、プラント工場が保有するコンクリートの配合強度算出式を用いた場合の材齢28日強度と、本手法による促進強度からの推定との比較を行うために、荷卸し時にエアメータ法により、単位水量の推定を行った。表-7に示すように、単位水量から圧縮強度を求める場合は、10~15%の誤差が発生しており、マイクロ波促進養生法による圧縮強度推定の精度が上回ることを確認できた。

表-7 配合強度算出式から求めた強度の精度

	単位水量(kg/m ³)	算出強度(N/mm ²)	標準養生供試体強度(N/mm ²)	誤差(%)
①	166.8	34.0	40.1	15.2
②	166.1	34.2	38.3	10.7

以上により、マイクロ波促進養生法を本工事に適用することにより、打込み前に材齢7日、14日、28日の圧縮強度を推定した。本手法により、これまで荷卸し時には確認できなかったコンクリートの硬化性状を打込み前に定量評価して確認することができた。また、輸送時の品質変動も同時に管理できたため、本工事のコンクリートの品質管理の強化に繋がり、鋼コンクリート合成床版の品質向上の一躍を担えた。

4. おわりに

本工事において、マイクロ波促進養生を利用することにより、打込み前の任意材齢の圧縮強度を精度良く確認できることが判った。今回は、打込み時の圧縮強度の確認に留まったが、今後は、若材齢時に本手法を適用し、脱型強度管理や橋面上への重量物載荷時期などの検討に使用することで、工程短縮や供試体作製の大幅削減などのコスト削減に繋げていきたい。本手法がコンクリート工事の品質向上の一助になれば幸いである。

参考文献

- 1) 伊藤幸広, 辻正哲: マイクロ波加熱養生によるコンクリート強度の即時判定に関する研究, 土木学会論文集, No. 514/V-27, pp19-28, 1995.5

船堀橋（北側）連絡橋製作架設工事について

日本橋梁建設土木施工管理技士会

株式会社 IHI インフラ建設

橋梁事業部 橋梁工事1部

秋野友之[○]

橋梁事業部 橋梁設計部

山田智之

1. はじめに

船堀橋は、東京都の荒川と中川を跨ぐ約1.5kmの橋梁である。歩道部は橋長が長いことから自転車による利用者が多いのが特徴である。これまでバリアフリー対策事業として、スロープおよび階段の改良と南側にエレベーター昇降設備を設置する工事が行われた。しかし、北側については用地的な事情により12%勾配となっており、車いすの利用を考慮した規準を満足することができなかった。そこで北側には新たに、バリアフリーに適応したエレベーター昇降施設への連絡橋の設置が計画された。

当社は、この船堀橋北側の昇降設備連絡橋の製作架設工事を受注した。構造の特殊性から様々な架設検討を行っている。本稿では、本工事で実施した検討概要を報告する。

工事概要

- (1) 工事名：船堀橋(北側)連絡橋製作架設工事
- (2) 発注者：東京都建設局第五建設事務所
- (3) 工事場所：東京都江戸川区東小松川四丁目地内
- (4) 工期：平成27年3月13日～
平成28年3月31日
- (5) 工事内容：歩道橋製作架設1式(鋼重55t)
- (6) 型式：片持ち式鋼箱桁橋
(主桁先端部(NB1)は、群集荷重のみ支持)

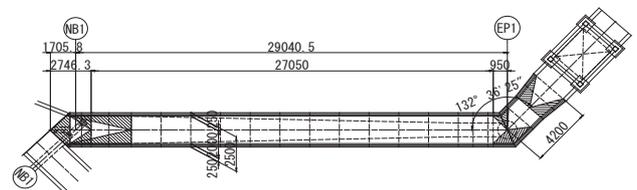


図-1 完成図(平面)

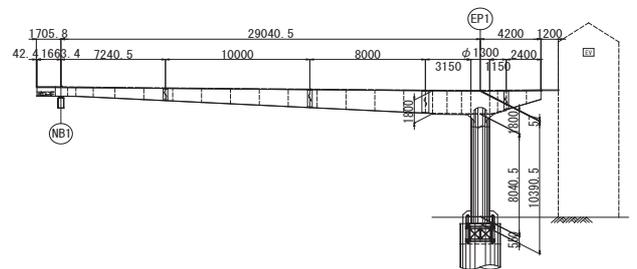


図-2 完成図(側面)

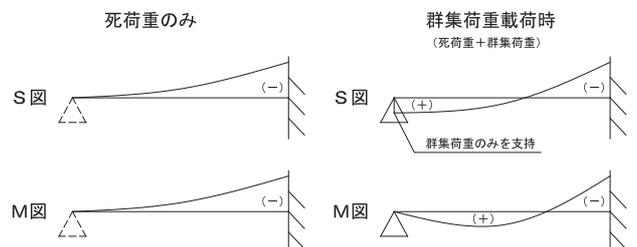


図-3 構造モデル

2. 現場における問題点

本橋の型式は片持ち式構造で、群集荷重に対してのみ主桁先端でも支持する特殊なものである(図-3)。

架設時のキャンバーの調整は、調整コンクリート(カウンターウェイト)を打設することで行う構造になっている。注入孔は桁高が低いためデッキプレート面のみである。注入孔を塞ぐため、薄層舗装設置時までは調整コンクリートの打設を完了させておく必要がある(図-4、5)。そして、薄層舗装設置後に、本橋梁の構造の特徴である、片持ち式構造(NB1側支点の面タッチ)を成立させなければならない。

以上、問題点を整理すると、

〈問題点①〉荷重の管理が不明確。

片持ち式構造を成立させるには、足場撤去による荷重軽減と後死荷重(高欄、調整コンクリート、薄層舗装)による荷重増加を正確に把握しなければならない。そのために荷重の管理が重要である

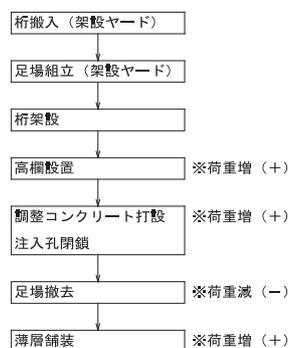


図-4 架設順序

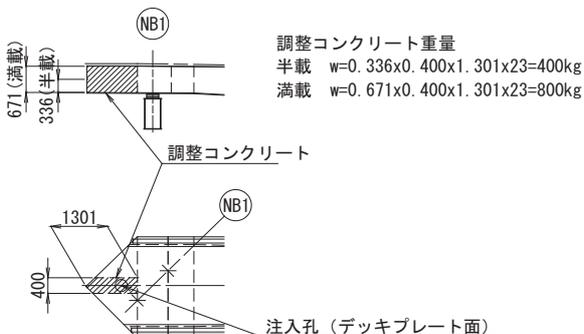


図-5 調整コンクリート

こと。

〈問題点②〉キャンバーを調整できる要素が少ない。通常の桁架設の場合、キャンバー調整用の仮受点を設けるが、交差条件(道路協議)より、仮受点を設けることはできなかった。そのため、架設開始後は調整コンクリートによるキャンバー調整のみとなること。

の2点であった。

3. 工夫・改善点と適用結果

〈工夫・改善点①〉

荷重を管理する上で、主桁鋼重および、後荷重となる高欄、薄層舗装はほぼ正確に把握することができる。しかし、足場荷重については、概算重量でしか把握することができない。

足場の構造は足場構造計算によって決定され、足場組立図が作成される。足場組立は、架設ヤードに桁が搬入された後に地組みされ、主桁と一括で架設した(図-6)。

しかし、実際には足場組立図に反映されない部材がいくつかある。そのため、足場荷重は概算荷重より多くなるのが一般的である。そこで架設時は、ブロック毎で足場組立に必要な材料をすべて桁上に仮置きし、架設時にクレーンの運転席に表示される荷重表より、主桁と足場荷重込みの重量を管理した(図-7)。



図-6 架設状況

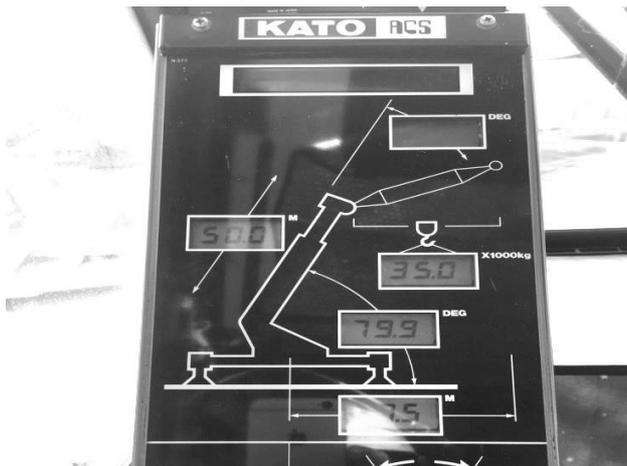


図-7 モニター表示
(表示されている値は本文とは関係なし)

キャンバー計算時に見込んでいた足場荷重と実際の荷重の差分を、調整コンクリートの打設量を調整することで、片持ち式構造を成立させた。

〈工夫・改善点②〉

架設は、柱1ブロックと主桁4ブロックの計5ブロックで実施した(図-8)。

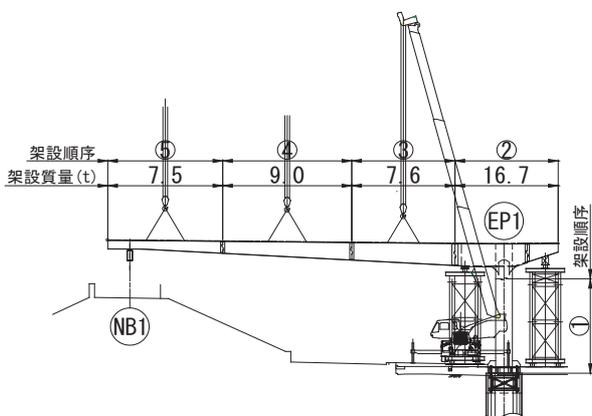


図-8 架設ブロック

各ブロックの架設毎に、基準となるNB1点と架設ブロック先端のエレベーションの測量を行うことで、計画と実際のキャンバーの差を把握することとした。こちらも、足場荷重、高欄、調整コンクリート、薄層舗装の荷重増減を考慮して計画値を算出しておく必要がある(図-9, 10)。

架設時のキャンバーが計画値とおりとならない要因として、実剛度(製作図面)と仮定剛度(構造解析)の違いがある。また、製作図面と実際に製作された構造物にも剛度の差は生じている。構

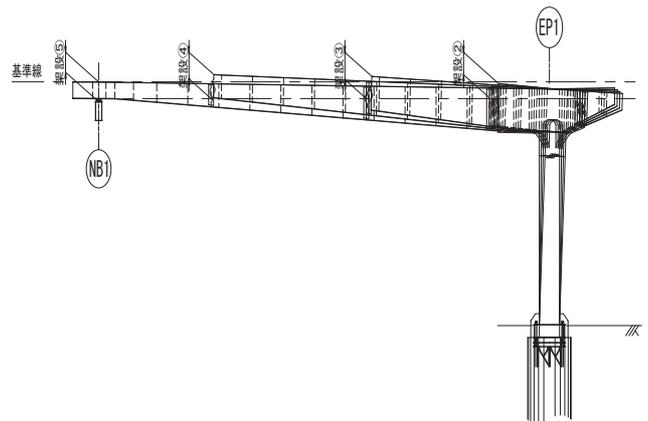


図-9 キャンバー(エレベーション)計測

施工ステップ	作業内容	増減	S1(NB1)	J1	J2	J3	EP1	備考
STEP1	桁架設	計画				10.955	10.752	
		荷重(+)				-0.767	-0.163	
		解析値 mm				-36.773	-0.547	
		架設時				10.918	10.751	
STEP2	桁架設	計画			11.390	10.916	10.751	
		荷重(+)			-19.948	-6.272	-0.305	
		解析値 mm			-127.597	-36.773	-0.547	
		架設時			11.213	10.875	10.750	
STEP3	桁架設	計画		11.690	11.213	10.875	10.750	
		荷重(+)		-144.673	-73.000	-21.526	-0.454	
		解析値 mm		-282.929	-127.597	-36.773	-0.547	
		架設時		11.282	11.012	10.816	10.749	
STEP4	桁架設	計画	11.494	11.282	11.012	10.816	10.749	
		解析値 mm	-396.942	-282.929	-127.597	-36.773	-0.547	
		荷重(+)	-38.296	-28.533	-13.837	-3.990	-0.617	
		架設時	11.099	10.991	10.871	10.775	10.748	
現場溶接	溶接前	11.080	10.991	10.871	10.775	10.748	デッキプレート	
	計画値	-0.034	-0.017	-0.006	0.000	0.000	現場溶接分	
	溶接後	11.122	11.008	10.875	10.775	10.748	(mm/箇所)	
STEP5	高欄設置	設置前	11.122	11.008	10.875	10.775	10.748	
		荷重(+)	0.046	0.033	0.015	0.005	0.000	
		設置後	11.076	10.975	10.860	10.770	10.748	
STEP6	足場撤去	撤去前	11.076	10.975	10.860	10.770	10.748	
		荷重(-)	38.296	28.533	13.837	3.990	0.617	
		撤去後	11.038	10.947	10.847	10.767	10.748	
STEP7	調整モルタル打設	設置前	11.038	10.947	10.847	10.767	10.748	
		荷重(+)	0.057	0.041	0.020	0.006	0.000	
		設置後	11.038	10.947	10.847	10.767	10.748	
STEP8(完成)	舗装設置	設置前	11.038	10.947	10.847	10.767	10.748	
		荷重(+)	0.005	0.004	0.002	0.001	0.000	
		設置後	11.030	10.947	10.847	10.767	10.748	完成系

図-10 キャンバー(エレベーション)管理表

造が片持ち式のため、主桁先端のたわみ量の影響は大きい。

(一般的に剛度の差は10%までは許容されるが、仮に10%の差が生じた場合、たわみ量の差は9.2 mmとなる)

各施工ブロックでエレベーションを管理し、主桁キャンバーの倒れ具合(戻り具合)を測量することで、調整コンクリートの打設量を定める一つの要素とした。

〈問題点解決の総括〉

工夫・改善点①、②の方法で、最終ブロック架設後のキャンバーの差分(すなわち、面タッチさせるのに必要なたわみ量)と足場荷重を見直して、再度骨組解析を実施し、必要な打設量を算出した。



図-11 伸縮部（供用後）

調整コンクリートが不足した場合、主桁のたわみ量が不足し、主桁先端は仮受点に面タッチしない。これは、構造モデルが計画時と異なるため、固有振動数が変わり、利用者に不快感を与えることにもなる。また、橋面上に段差が生じる原因にもなり、バリアフリー対策事業の意にも反する。

調整コンクリートが超過した場合は、仮受点に死荷重分の反力が載荷することとなる。構造上特に問題となる点はないが、仮受点の支承に死荷重分の反力が載荷するため、群集荷重が載荷した際に、設計反力を超過する恐れがある。

また、片持ち式構造のため主桁と橋脚の接合は剛結構造となっている。そのため、主桁のたわみ量は柱の傾きにも影響を与える。こちらも、主桁張出方向と反対側にあらかじめキャンバーを設けておくことで、完成時に橋脚は直立するよう調整した。

調整コンクリート量の決定は、工事が無事完了するかを左右する重大なポイントであったが、架設時の桁のたわみ量は再解析による計画量とおりとなり、出来形を管理値内に収めることができた（図-11）。

今回の工事の反省点としては、NBI仮受部に反



図-12 連絡橋完成（左はエレベーター昇降施設）

力計等を設置し、足場撤去から後荷重載荷による荷重管理を詳細に行えば、よりよい出来形管理ができたと考えられる。次回類似工事があれば反映させたい。

4. おわりに

船堀橋の歩道部に関するバリアフリー対策事業は、北側、南側のスロープと南側のエレベーター昇降施設が平成25年に、北側のエレベーター昇降施設および連絡橋が平成28年に完成したことで完了した（図-12）。

本橋梁の構造型式は、全国的にも非常にめずらしく、当社では前例のない工事であった。出来形の調整が非常に難しい構造を製作・架設するにあたり、前もって3者会議（発注者、設計コンサルタント、当社）を開催し、構造の特殊性、設計・施工のポイントを3者が把握し、十分な協議検討を行えたことは、架設時の不安要素を取り除くと同時に、無事工事が完了したことに繋がりました。

最後に、本工事を担当してくださった発注者、設計コンサルタント、そして弊社の製作・架設に協力いただいた工場、現場の職人の方々に深く感謝の意を表し、厚く御礼申し上げます。

寒中コンクリートの表面品質を向上させる 養生方法の工夫

(一社)北海道土木施工管理技士会

西江建設株式会社

課長代理

福田 幸士郎[○]

土木本部長

小原 得 誘

課長

一ノ渡 祐 二

1. はじめに

本工事は、帯広市と音更町を結ぶ重要路線に位置する中島橋（L=499.1m）の橋台新設工事である。

最低気温が連日 -20°C 近くまで下がる厳冬期の工事となるため、寒中コンクリートとして所要の期間、防寒養生を行う必要があった。本工事では、コンクリートの品質向上を目的に、ジェットヒーターによる給熱とボイラーで発生させた蒸気を組み合わせた給熱・蒸気養生を行い、中性化進行に対する抵抗性など耐久性を向上させたコンクリート構造物を施工した。

本稿では、本現場で実施した蒸気養生の施工管理方法と、表面品質の評価方法について述べる。

工事概要

- (1) 工 事 名：川西芽室音更線防 B328改良工事
（中島橋A 1 橋台工）
- (2) 発 注 者：北海道十勝総合振興局 帯広建設
管理部
- (3) 工事場所：北海道帯広市
- (4) 工 期：平成27年9月18日～
平成28年3月22日
- (5) 工事内容：箱式橋台1基
コンクリート打設 $V=604\text{m}^3$ 、
防寒囲い 縦15m×横15m×高さ12m

2. 現場における問題点

蒸気養生は底版部の周囲下端に設置した配管から蒸気（蒸発量 253L/h ）を発生させ、防寒囲い内の相対湿度を上昇させる事で行うが、高さのある養生環境であるため、温度・湿度分布にムラが発生する。

計画した養生環境（ 10°C 7日間 + 0°C 2日間：相対湿度90%以上）を確実に確保するため、熱供給量や蒸気発生量を必要に応じて調節できる計測管理体制を構築する必要があった。

そこで、市販の温・湿度計を使用し、温度・湿度分布を計測管理するとともに、蒸気によるコンクリート表層部の含水量変化を把握するため、湿度センサー^{*1}を埋め込んだ供試体による内部湿度

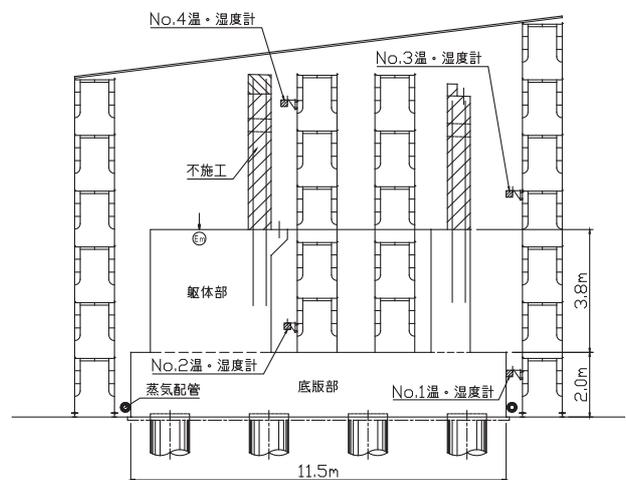


図-1 温・湿度計設置図

計測管理を行った。

また、蒸気養生がコンクリート表面品質に与える影響に加え、表面品質を評価する方法が不明であったため、耐久性（中性化）に着目し、吸水試験^{*2}及び細孔径分布測定を選定し確認した。

3. 工夫・改善点と適用結果

3-1 計測管理体制

(1) 防寒囲い内の湿度管理

温・湿度計（図-1）と供試体を設置し、湿度変化を把握することで蒸気発生量の管理を行った。なお、温度管理については、施工前の熱量計算を基にした給熱により計画養生温度を確保できており、既往の施工管理で問題となる事象は認められなかった。

供試体（図-2）は底版部側面を想定して製作し、防水・透湿処理を行った湿度センサー^{*1}を表面から1cmの深さに埋設することで、コンクリート表層部に現れる相対湿度変化を測定した。

また、供試体は比較のため、養生水の散布を行う散水養生環境（蒸気は不使用、囲い内温度条件は両環境とも同様）にも置き、計測を行った（表-1）。

(2) 計測結果

蒸気・散水養生環境とコンクリート表層部（供試体）で計測した相対湿度変化を図-3に示す。

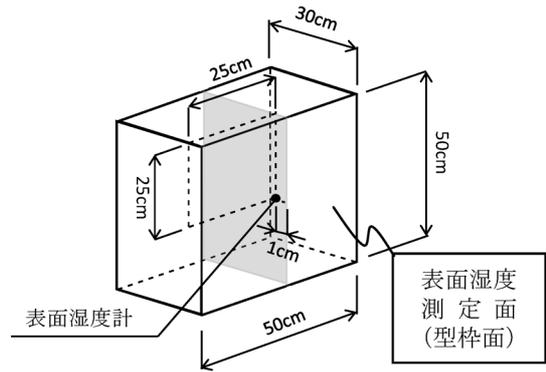


図-2 湿度センサー埋設供試体

表-1 供試体一覧表

項目	供試体A	供試体B	供試体C
養生環境	蒸気養生	散水養生	散水養生
型 枠	3日目脱型	3日目脱型	残置

※注記）供試体は底版部コンクリートを使用し、同日に打設。

以下に、測定により明らかになった事項を述べる。

- ①蒸気養生期間中は、No. 2及びNo. 4温・湿度計が同様の相対湿度変化を示しており、日中を除き、防寒囲い内がムラ無く湿潤状態にあることがわかる（日中は、躯体部型枠・鉄筋組立作業等の安全確保のため、蒸気発生は停止）。
- ②蒸気発生停止のため防寒囲い内の相対湿度が低下しても、供試体Aの相対湿度は90%以上を記録しており、養生期間+7日間（合計14日間）は継続して湿潤状態にあることがわかる。

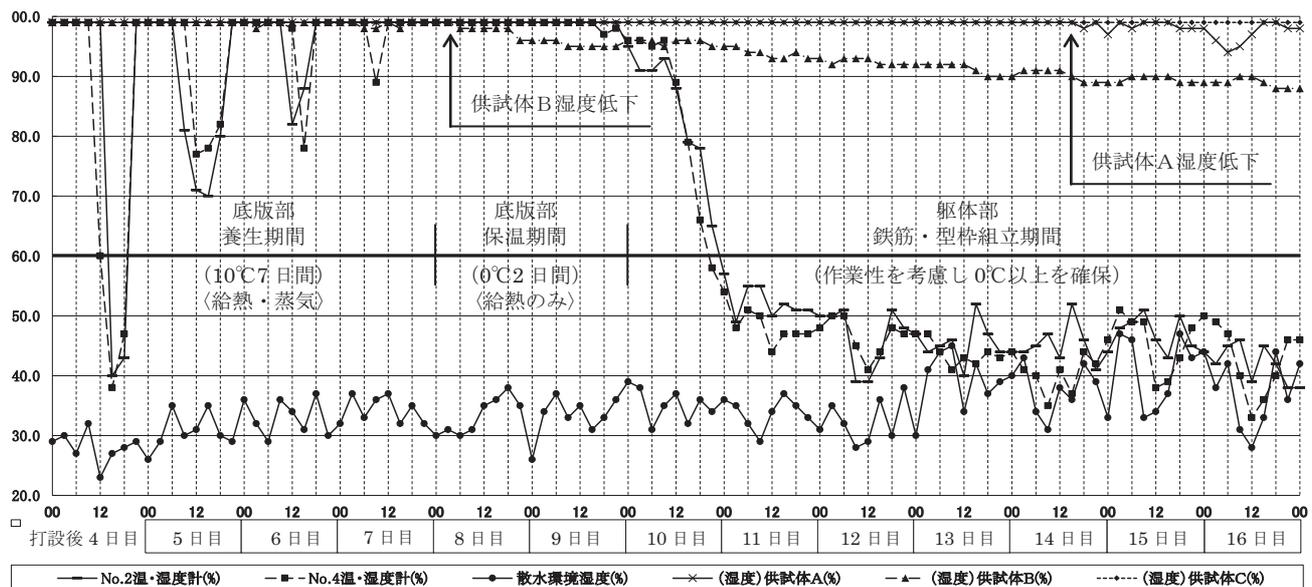


図-3 防寒囲い内及びコンクリート表層部（供試体）の相対湿度変化

③供試体Aは養生終了後、相対湿度が50%以下に低下する4日目から表面湿度が低下し、供試体Bは型枠脱型後5日目から表面湿度が低下していた。これから、周囲環境が乾燥状態にある場合、5日程度で表層部に乾燥の影響が及び始めることがわかる。

④供試体Cは、90%以上の相対湿度を継続して示しており、型枠が高い保水性能を持ち、長期間湿潤状態を維持することがわかる。

⑤温・湿度計(図-1)及び湿度センサー^{*1}を使用することで、熱供給量・蒸気発生量管理を可能とする計測管理体制を構築できたと評価できる。

3-2 コンクリート表面の品質評価

(1) 吸水試験^{*2}

吸水試験とは、養生条件や配合の違いによりコンクリート表面の吸水率が異なることを利用した試験方法である。

15cm×15cm×15cmの供試体(打設後3日目脱型)を2個製作し、供試体A～Cと同様に蒸気・散水養生環境でそれぞれ別に養生した後、円柱供試体(φ100×50mm:材齢25日)を各々2個採取する。吸水面以外をエポキシ樹脂でコーティングし、吸水面が水中下2mm位置となるよう蒸留水中に静置し、吸水させた。

円柱供試体表面の含水状態が、養生環境により異なることから、初期状態を合わせるため、はじ

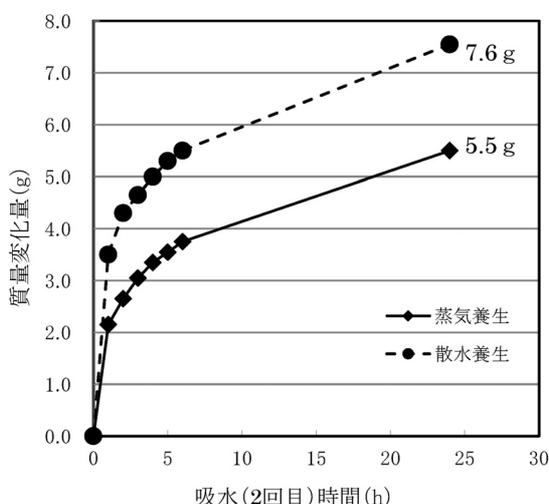


図-4 吸水(2回目)における質量変化

めに20℃恒温室で24時間吸水を実施(1回目)した後、20℃相対湿度60%の環境で24時間乾燥を行い、次に行う24時間吸水(2回目)で現れる質量変化から、表層品質の違いを評価した。

図-4に吸水(2回目)時の平均質量変化を示す。

24時間吸水量の質量変化は、蒸気養生で平均5.5g、散水養生で平均7.6gとなり、蒸気養生の吸水量は散水養生に対し70%程度まで低減した。これから、蒸気養生により、コンクリート表面が緻密になり表面品質が向上したと評価できる。

(2) 細孔径分布測定

蒸気養生により、コンクリート表面の緻密さがどの程度向上したかを確認するため、水銀圧入法により細孔径分布測定を行った。

なお、供試体(寸法、採取方法・個数)及び養生方法は、吸水試験と同様である。

細孔の測定は、15cm×15cm×15cm供試体の表層部5mm(型枠面)から試料を採取して行った。

図-5及び図-6に細孔径分布図及び累積細孔容積分布図を、表-2に細孔径区間毎の細孔量を示す。

図-5の細孔径分布図の点線で囲んだ部分に示す通り、細孔容積のピーク値が散水養生の100nm～1000nm(1μm)区間から、蒸気養生の10nm～100nm区間にシフトしていることがわかる。

これから、蒸気養生を行ったコンクリート表面では、粗大な細孔径の細孔容積が減少し、緻密な

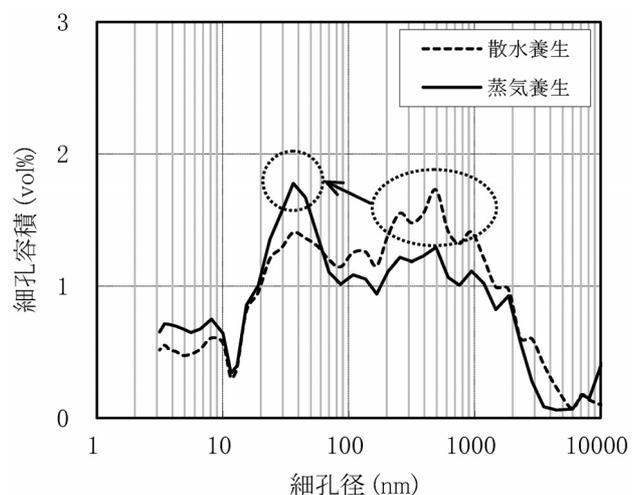


図-5 細孔径分布図

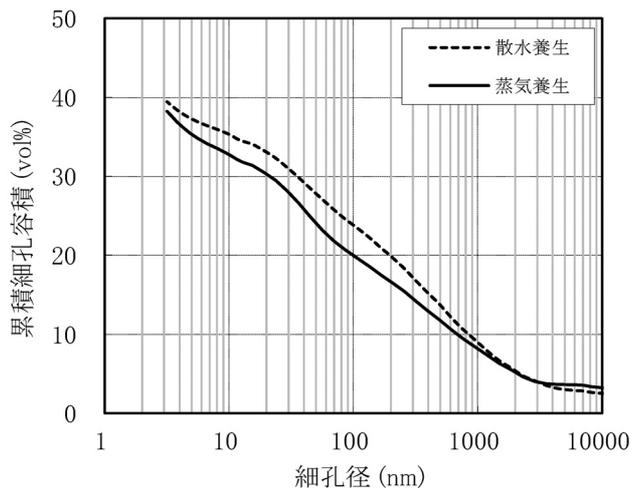


図-6 累積細孔容積分布図

表-2 細孔径区間毎の細孔量 (cc/g)

細孔径区間	蒸気養生	散水養生	蒸気/散水
3nm~40nm	0.0903	0.0726	1.243
40nm~120μm	0.1888	0.2078	0.909

コンクリート表面になったことがわかる。

図-6の累積細孔容積分布図では、3nm~1μm区間における蒸気養生のグラフが、散水養生を常に下回っていることから、蒸気養生は特定の細孔径では無く、全体的に影響してコンクリート表面を緻密にし、表面品質を向上させていると評価できる。

(3) 中性化進行に対する抵抗性評価

既往の研究^{*3}において、中性化進行に支配的な影響を及ぼすのは40nm以上の細孔量であり、養生期間や養生方法などの養生条件に関係無く、中性化深さは40nm以上の細孔量と直線関係にあると報告されている。

40nmを基準に蒸気養生と散水養生の細孔量の比較を行うと、表-2の細孔径区間毎の細孔量に示す通り、小さい細孔径を示す40nm以下の細孔量は約1.2倍に増加し、反対に40nm以上の細孔量は約0.9倍に減少する。

これから、蒸気養生を行ったコンクリート表面は、中性化進行に対する抵抗性が1割程度向上すると評価できる。

4. おわりに

蒸気養生は、コンクリート構造物全体をムラ無く湿潤状態に保ち水和反応を促進させることで、コンクリート品質を向上させるために当社が考え、工事に取り入れた施工方法である。

蒸気養生はコンクリート表面が緻密になり、中性化に対する抵抗性が向上することに加え、外部環境から取り込む水分量が減少することで、耐凍害性の向上についても期待できることから、コンクリートの耐久性向上に寄与する養生方法であると考えられる。

なお、蒸気養生の採用にあたっては、大量の清水を消費することから、流量の多い河川に近接した現場であることに加え、清水確保のため沈砂池を設け、そこから取水する必要があることや、蒸気発生用のボイラー用の灯油(22.1L/h)が別に必要となり、本現場においては通常の給熱養生と比較して20%程度のコスト増になる等の施工上の留意点を持つことから、注意を要する。

最後に、施工及び品質評価試験の実施に関してご助言、ご指導頂いた関係各位に厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- ※1 桂修、高分子湿度センサーを用いたコンクリート中の相対湿度測定その1センサーの測定精度、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1207-1208、2005. 9
- ※2 島多昭典、性能規定に対応したコンクリート構造物の施工品質管理・検査に関する研究(2)、国立研究開発法人土木研究所、平成26年度プロジェクト研究・重点研究報告書
- ※3 郭度連、養生条件によるコンクリートの組織変化と中性化を支配する細孔径の評価、土木学会論文集No.718、V-57、pp.59-68、2002.11

土石流危険区域における安全対策網の確立

長野県土木施工管理技士会
北陽建設株式会社
現場代理人
丸山 弘志

1. はじめに

当工事の溪流は、大町市から長野市へ繋がる県道川口～大町線に隣接しており、犀川の支流にあたる金熊川に流入する。

平成27年9月10日の台風18号による集中豪雨(30mm/時間)により土石流が発生し県道川口～大町線下部のボックスカルバートが閉塞し道路上に越流・埋塞した。

溪流地内には依然多量の不安定土砂が堆積しており、一旦豪雨となると、土石流発生危険が高いので、溪間工の設置により、不安定土砂の固定を図ることを目的とする。

工事概要

- (1) 工事名：平成27年度 災害関連緊急治山事業第6号工事
- (2) 発注者：長野県北安曇地方事務所 林務課
- (3) 工事場所：長野県 大町市 美麻 太田沢
- (4) 工期：平成28年3月23日～平成28年10月31日
- (5) 主な工事内容
 - 床固工 H=5.5 L=23.5 V=250m³
 - 谷止工 H=7.0 L=25.5 V=358m³

大町市 美麻地区の地形は、小谷-中山断層の東部に位置しており、フォッサマグナ特有の硬い砂岩層が多く、対象溪流の両岸は侵食により、勾配30度以上の急斜面となっている。その象徴とも



図-1 完成写真(手前-床固工・奥-谷止工)

いえる溪床をなしているのが、谷止工計画場所であり、着手前の谷止工法面の状況は次のような状態であった。

- ・左岸上部には、法面の大規模な崩落跡が見られ、その下部には過去に落下したであろうと思われる転石群の存在が確認された。さらに計画掘削ライン上部には崖錐層が確認され堆積土で覆われている。
- ・右岸側においては、計画掘削ライン上部には滑落崖が確認され、こちらも法肩部に堆積土があり流れ盤構造であった。土石流労働災害防止のためのガイドライン第2の危険河川そして、左右岸の落石及び法面崩落の危険を背中に感じながら、とても困難な作業を展開していかなければならないし、何よりも現場代理人の職務として、作業員をこの危険から守らねばならない義務があった。

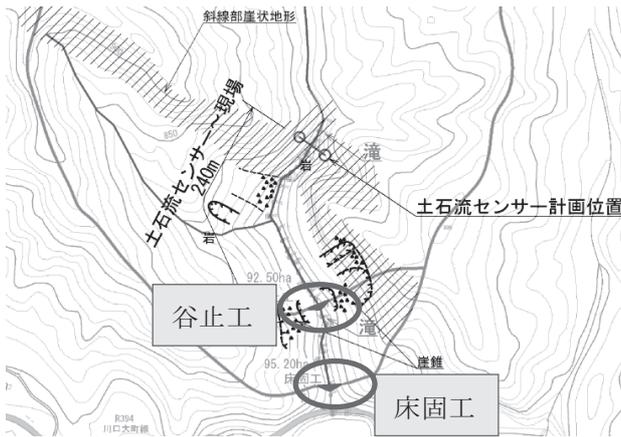


図-2 現場平面図

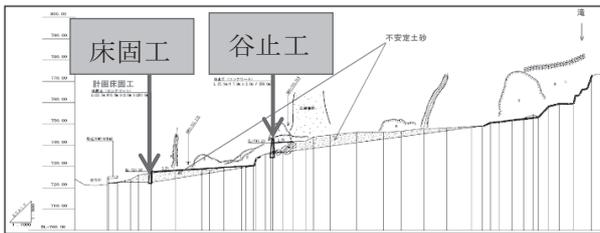


図-3 現場縦断面図

2. 現場における問題点

①土石流センサーの設置場所の検討

土石流発生の危険度が高い溪流は、次のような溪流であるとされている（建設省河川砂防部、土石流危険溪流及び危険区域調査要領）

- ・ 溪床勾配が15度以上の集積面積が5 ha 以上有るか溪床に平均厚2 m 以上の土砂堆積物が存在している場合。
- ・ 溪床勾配が15度以上の集積面積が5 ha 以下であっても溪床に多くの堆積物が存在していて、常時湧水があり、比較的規模の大きな（1000㎡以上）崩壊地が上流にある場合、また新しい滑落崖が存在している場合、とある。

それに対して土石流センサーそのものの最適な条件を満たすものとしては、次の要因が必要となる。

- イ) 土石流の発生あるいは、流下を瞬時に察知できること。
- ロ) 警報が発令されてから、非難までの余裕を満たす位置であること。

イ) の条件としては、下流側が望ましく、あまり上流に設置すると、それよりも下流で発生した

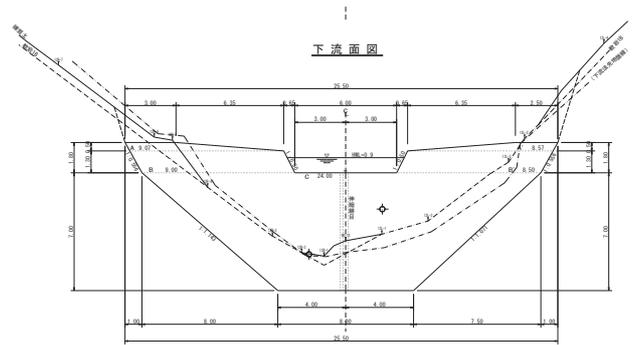


図-4 谷止工横断面図

土石流を感知できない。

一方、ロ) の条件としては、できるだけ上流に設置することなので、この相反する条件をできるだけ満たす位置を選定する必要がある。

②法面崩落跡直下での安全対策

谷止工計画場所より10m上流に左岸法面崩壊跡から落ちたと思われる巨石が大小4個（最大24 m³）あり、これから先も落石の恐怖と戦いながらの作業が予想された。

谷止工計画場所は、地形的な特質により右岸側には露出した硬質な岩盤法面上部に崩積土が堆積しており、その上部には、滑落崖が確認できるが、現状では落石の脅威は少ないと感じられた。

これに対して左岸側の法面は、硬質な岩盤法面上部に崖錐層が見られ、法肩部には崩積土が堆積しており、その上部には転石群が存在し、最上部に大規模崩壊跡がある、危険極まりない状況であった。

3. 工夫改善と適用結果

①土石流危険度の再検証と土石流センサー設置場所の検討

前述の設置場所の地形条件と実際の土石流センサーの最適な場所を模索するため、地質コンサルタント部指導の下、土石流溪流調査を実施した。

またSCS立体図・地すべり図形分布図・空中写真などの図書を用いて土石流危険度の再検証を行い、最適な土石流センサー設置場所を決定した。

溪流調査の結果、谷止工計画場所よりも上流において、溪床勾配15度以上の集水面積は、5 ha

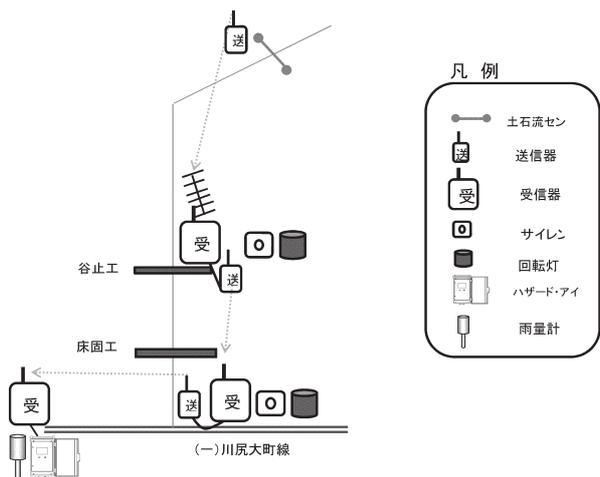


図-5 警報システム簡略図



図-6 警報システムと連動した訓練で効果を確か

を大きく上回り、上流部には溪床に平均厚2m以上の堆積物が存在している可能性があり、特に谷止工計画場所より上部で、土石流の危険度が高く、谷止工計画場所も土石流の到達範囲であることが検証された。

- ・溪流調査結果より、谷止工計画場所より240m上流に土石流センサーを設置して、谷止工の20m上部の安定した高台に警報機・回転灯を、さらには県道隣接箇所にも警報機・回転灯を設置した。
- ・また簡易気象観測装置（ハザードアイ）・雨量計を設置することで、降水量及び土壌指数においても作業中止規準を超えた場合は、警報システムと連動する形をとったので、作業所内全域と第三者や一般交通車両にも危険を知らせるシステムを構築できた。

②3種類のネットを組み合わせた安全対策
社内施工検討会を実施し、3種類のネットを組



左岸袖部

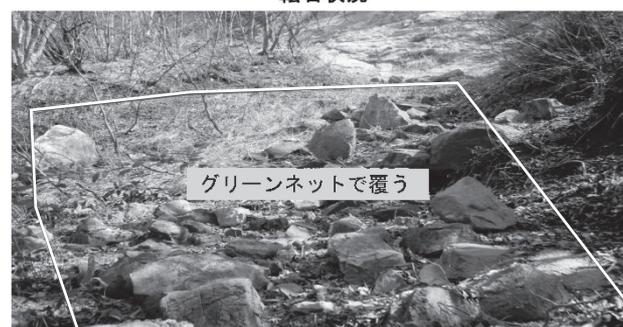


図-7 谷止工左岸上部の状況と対策工模式図

み合わせた対策工で対処することとした。

イ) 不安定な転石群においては、グリーンネットを施設して、大型アンカーピンの打設により、転石をネット覆い、不安定な転石の安定を図った。

ロ) 上部からの落石に対してはイーザーネットを横断状に設置して、待ち受け型の落石防護対策とした。

ハ) 法肩部の崖錐層・堆積土に対して、ラス張り工を行い、法表面からの表土の崩落落石に対処した。

勿論これだけでは、十分な対策ではないが、日々の地山点検を入念に行い、周辺地山の変状を事細かく観察することとし、更なる安全対策が必要となる場合も考えて作業を進めた。

③右岸部（流盤構造）の施工中の突発的崩落への対応

左岸側において上述の安全対策工を施した結果異常はなく、岩盤掘削作業も波に乗りかけた、

5月12日の昼食休憩中、右岸側の岩盤が崩落した。対応策を検討した結果、岩盤崩落により、取り残された不安定土塊や崩落・落下の恐れのある、樹木や堆積土も除去して整地することで地山の安定

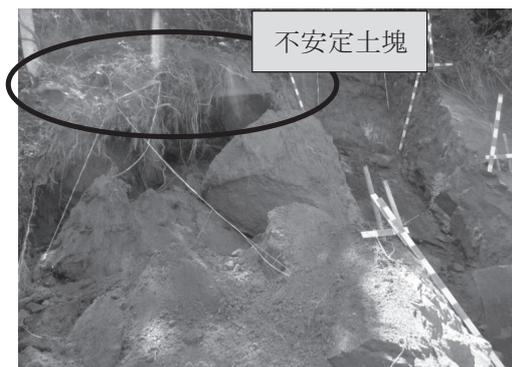


図-8 右岸岩盤崩落状況



図-10 伸縮計設置状況



図-9 崩落岩盤・不安定土塊除去完了

を図ることとした。さらに不安要素解消のために、技術部門により、新たに伸縮計を3基左右岸に新設して、警報システムと連動することで対応した。

適用結果

①土石流危険度の再検証と土石流センサー設置場所の検討

作業所内全体を警報システム網で包み込み、警報システムと連動した効果を避難訓練で確認し、不安材料を払拭したので作業員の安全意識の高揚が必然的に生まれ、作業に専念して工事の進捗を進め、また第三者の安全確保にも役立つことができた。

②3種類のネットを組み合わせた安全対策

不安定転石群の保護・待ち受け型落石防護ネット・法地表面からの表土・落石に対応することで広範囲に及ぶ不安定斜面を覆うことにより、左岸側の斜面の安定を図ることができた。

③右岸部（流盤構造）の施工中の突発的崩落への対応

通常の地山点検では、目視では確認しづらい本当に微妙な地山の動き・変状も記録されることに

なり伸縮計のデータを毎日確認することで、地山の崩落や崩壊のマイナス要因がなくなり、さらに作業に集中できた。

4. まとめ

谷止工岩盤崩落後の左右岸の地山移動量は、約50日間で、10mmに満たないものであったが、現実には動きがあり、その要因である流れ盤構造や崖錐層の存在を知らされ、現地踏査・渓流調査の重要性を再認識することができた。

谷止工完了後、床固工へ移り、提体の高さも水通し部まで打ちあがった8月1日、大町地域に(50mm/時間の)集中豪雨が発生し、流水が増水して、床固工と県道に越流した、昨年よりも雨量の多い集中豪雨であったが、土石流の発生はなかった。

土石流発生の危険度が高い谷止工上部の渓床が安定した勾配を確保して渓流地内に堆積した不安定土砂が固定した状態であったため、流水による侵食を最小限に抑え、土石流の発生を防ぐことができたと考えられる。

5. おわりに

今回このような危険区域における工事は大きな教訓となり、また安全対策工の発案や対応策への反応は、当社特有の協力体制・行動力の早さが導いた答えだと想われます。

最後となりましたが、発注関係者・工事関係機関・地権者の方のご指導ご協力に感謝を申し上げます。

狭隘な施工ヤードにおけるロッキングピアの撤去・更新

日本橋梁建設土木施工管理技士会
 三井造船鉄構エンジニアリング株式会社
 現場代理人 青 山 智 明[○] 監理技術者 江 栄 二

1. はじめに

追分橋は滋賀県南部に位置し、昭和38年に供用を開始した名神高速道路の高架橋である。

本橋は図-1に示すように中間支点がロッキングピアで支持されており、大規模地震動に対して十分な耐震性能を確保できない状態であった。対策を種々検討した結果、ロッキングピアを撤去し、鋼コンクリート複合構造橋脚に更新する耐震補強方法が採用された。本工事で実施したロッキングピアの撤去・更新工法について述べる。



図-1 追分橋（施工前）

工事概要

- (1) 工 事 名：名神高速道路
追分橋他1橋耐震補強工事
- (2) 発 注 者：西日本高速道路(株) 関西支社
- (3) 工事場所：滋賀県大津市追分町
- (4) 工 期：平成24年6月28日～
平成28年7月6日

2. 現場における問題点

本工事の施工にあたり、下記の3点が主な課題であった。

2-1 ロッキングピア撤去中の上部工の支持方法

本工事では、施工ヤード幅が国道1号の1車線分しか無く、加えて桁下を国道1号および京阪電気鉄道の路線が通っていること、供用中の高速道路の橋脚の取替えであることから、よりコンパクト

トでより安全性の高い上部工の支持方法が求められた（図-2）。

2-2 狭隘な桁下空間における橋脚の建設

本工事では、梁部が鋼部材、柱部がコンクリートの複合構造橋脚が採用されている。

前述した狭隘な作業スペースに加えて、桁下空間が約8.0mしかないという条件下で橋脚を建設しなければならなかった（図-3）。

2-3 ロッキングピアの撤去

ロッキングピアは上下にピボット支承が設置された鋼管柱で、中詰めコンクリートが充填されていた。さらに、桁下での作業であるため大型重機による撤去はできない。

以上の条件下で、ロッキングピアの転倒を防止し、安全に撤去する施工方法を確立し、それを確実に実施することが求められた。

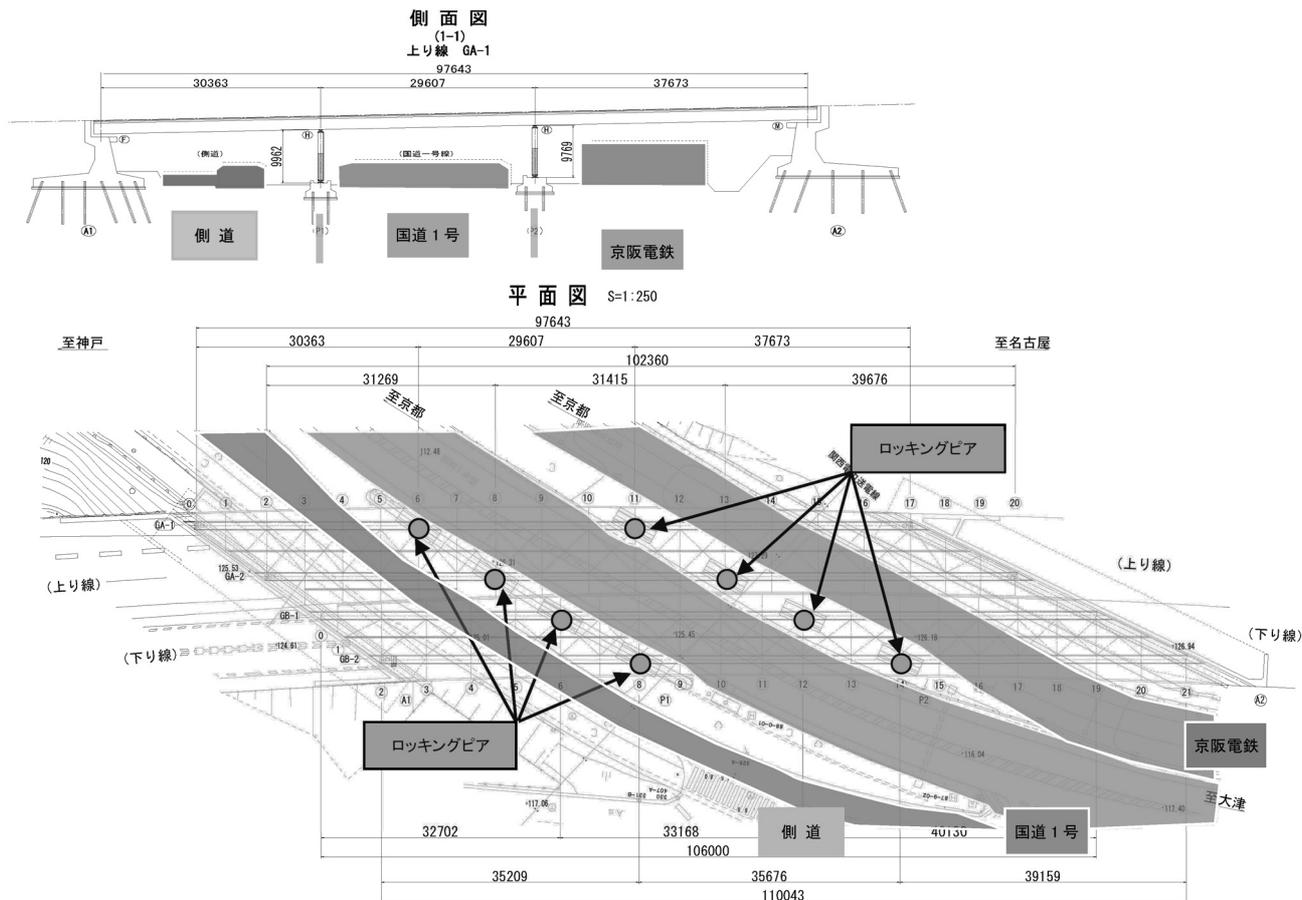


図-2 追分橋一般図（施工前）

3. 対応策と適用結果

3-1 ロッキングピア撤去中の上部工支持方法

既設橋脚の撤去および新設橋脚の建設中は、上部工をバント等で仮支持するのが一般的であるが、作業ヤードが狭小なこと、路下に重要交差物が存在し、より確実な安全性が求められることから、仮設構造物での支持は適さないと判断した。

代替案として、新設橋脚を先行して建設し、新設橋脚で上部工を支持した状態で、既設ロッキングピアを撤去する施工順序とすることを決定した。この施工順序とすることで、仮設構造物を設置する必要がなくなり、安全性の向上および、作業の省スペース化が実現できた。

しかし、既設ロッキングピアの撤去前に新設橋脚を建設する必要が生じ、その構造と施工方法の立案と実施が新たな課題となった。

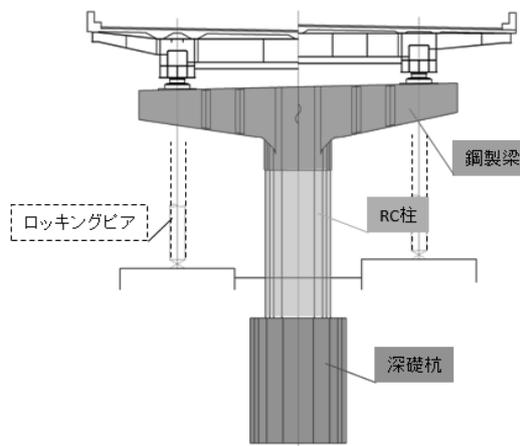


図-3 新設橋脚

国道1号および京阪電気鉄道の建築限界等の制約条件から、新設橋脚の基礎構築位置を既設ロッキングピア間とし、T型橋脚が採用された。また、基礎形式を省スペースで施工可能な深礎杭形式とした。

既設ロッキングピアで上部工を支持した状態で新設橋脚の建設を可能とするため、新設橋脚の梁部にロッキングピアが貫通する構造を設けて対応した。なお、貫通部はロッキングピア撤去後に、梁の上フランジ側は支承台座にて、下フランジ側はカバープレートにより閉塞した。

3-2 狭隘な桁下空間における橋脚の建設

狭隘かつ低空間で橋脚の建設を行うため、以下に示す施工ステップを立案し、施工した（図-4）。

Step-1：基礎および柱1次施工

深礎杭基礎および柱部の最下部を先行して施工した（図-5）。

Step-2：貫通ブロックの架設

梁の先端側を2ブロックに分割し、ロッキングピアを前後から挟む形で架設した。なお、この先端側部材は小型クレーンで架設可能な重量となるように分割した（図-6）。

Step-3：鋼製梁部材地組み・横取り・縦取り
貫通ブロック以外の梁中央の部材は、大型重機でしか架設できないため、桁下高の制約を

受けない位置で架設を行い、横取り・縦取り工法によって桁下の所定位置まで移動した（図-7）。

Step-4：ブロックの一体化とジャッキアップ
まず、桁下において縦・横の移動を行った梁中央部材と、先端側の貫通ブロックの一体化を行った。桁下空間の制限があるため、油圧ジャッキおよび総ねじのPC鋼棒を用いた吊上げ工法を採用した。

また、梁上部にはセッティングビーム等の吊上げ設備を設置する必要があるため、この段階では鋼製梁は所定の高さよりも低い位置に設置し、作業空間を確保している（図-8）。吊上げ設備解体後、一体化した鋼製梁を所定の高さまでジャッキアップした（図-9）。

Step-5：柱2次施工（新設橋脚完成）

鋼製梁と1次施工の柱基部間のコンクリート脚柱を構築したのち、鋼製梁と脚柱を剛結して新設橋脚を完成させた（図-10）。

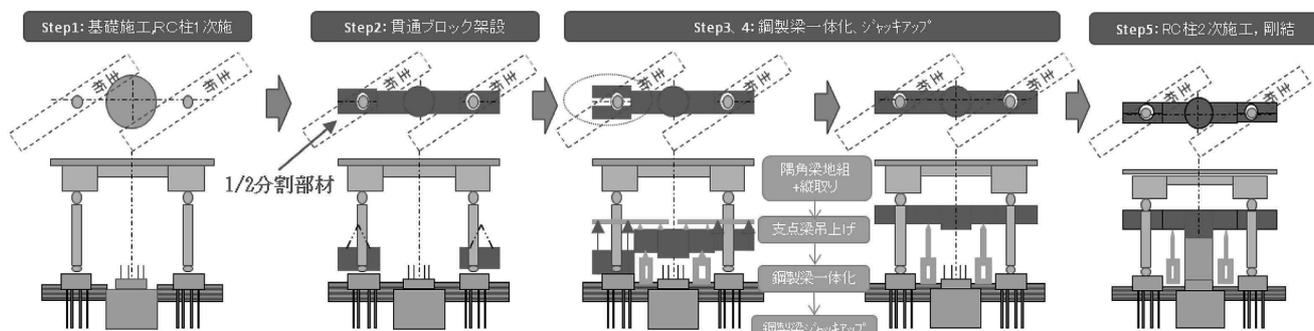


図-4 橋脚構築ステップ図



図-5 RC柱1次施工完了



図-6 貫通ブロック架設状況



図-7 鋼製梁横取り・縦取り完了

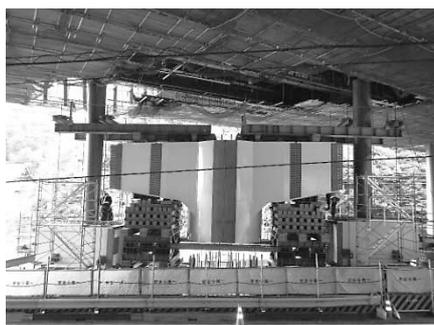


図-8 吊り上げ（一体化）

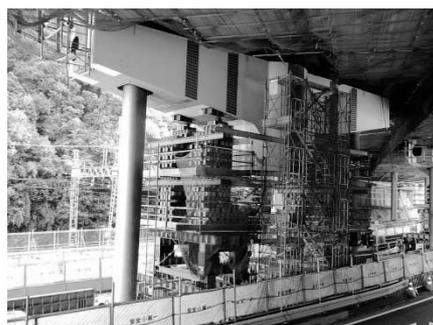


図-9 ジャッキアップ



図-10 新設橋脚完成

3-3 ロッキングピアの撤去

ロッキングピアの撤去に先立ち、上部工反力を新設橋脚上に設置した仮受けジャッキに移行した。

桁下での作業であり、大型重機による撤去ができないことに加え、新設橋脚内部を貫通している状態を勘案し、ロッキングピアを撤去設備で支持して下部から順にブロック状に切断し、だるま落とし方式で撤去する方法を採用した（図-11、図-12）。

なお、撤去設備はロッキングピアの重量を吊上げ設備で支持するとともに、撤去中に不安定となるロッキング橋脚の転倒防止の機能も兼ね備えている。

ロッキングピアには中詰めコンクリートが充填されていたため、外側の鋼管部はガス切断で、内部のコンクリート部は湿式のワイヤソー工法で切断した。

図-13に施工完了後の橋脚を示す。



図-12 ロッキングピア撤去設備



図-13 施工完了

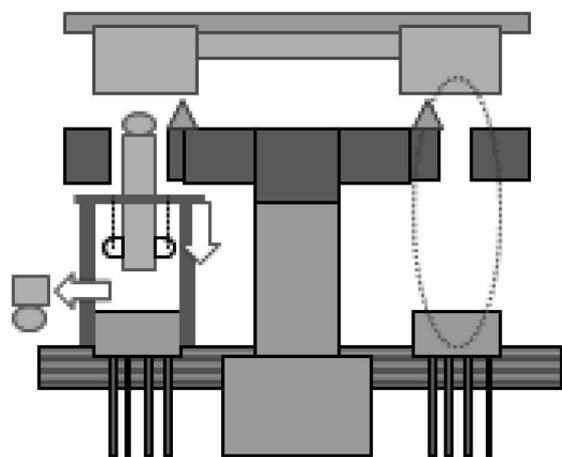


図-11 ロッキングピア撤去概略図

4. おわりに

ロッキングピアを有する橋梁は建設スペースが限定された高速道路の跨道橋などで構造の合理性から多数建設されたが、近年その耐震補強法が課題となっている。本稿が同種工事の一例として、狭隘な作業スペースでの施工方法の参考となれば幸いである。

最後に、西日本高速道路株式会社関西支社、滋賀高速道路事務所の関係各位には適切な助言、協力を賜りました。ここに深く感謝の意を表します。

東京外環自動車道 外環葛飾大橋 送出し架設工事

日本橋梁建設土木施工管理技士会
株式会社横河ブリッジ

原 岡 雅 史 末 澤 寛

1. はじめに

東京都では、環状方向の高速道路の整備が遅れたことに起因し、都心エリアに慢性的な交通渋滞が発生している。これを解消するための一つである東京外環自動車道は、自動車専用部(高速道路)と一般部(国道298号)で構成されており、自動車専用部はこれまでに関越道の大泉JCTから三郷南ICまでが供用されている。現在は、三郷南IC以南～東関東自動車道・首都高湾岸線との接続箇所である高谷JCT(仮称)までの約15.5kmの区間について建設が進められている。

本工事は、江戸川を跨ぐ外環葛飾大橋および東京都葛飾区に位置する東金町高架橋(図-1)の架設工事を行ったが、ここでは、そのうちの外環葛飾大橋の送出し架設工事について報告する。

工事概要

- (1) 工 事 名：東京外環自動車道 新葛飾橋(鋼上部工)工事
- (2) 発 注 者：東日本高速道路(株)関東支社
- (3) 路 線 名：高速自動車国道 東関東自動車道

水戸線

- (4) 工事場所：(自)東京都葛飾区東金町
(至)千葉県松戸市上矢切
- (5) 工 期：平成23年2月3日～
平成28年1月7日

【橋梁緒元】

<外環葛飾大橋>(図-2)

- (1) 橋 長：506m
- (2) 支 間 長：53.65+80+80.6+80+80.6+80+49.45m
- (3) 有効幅員：10.560m(上下各線)
- (4) 橋梁形式：7径間連続3主箱桁橋(合成床版)
- (5) 設計速度：80km/h
- (6) 活荷重：B活荷重

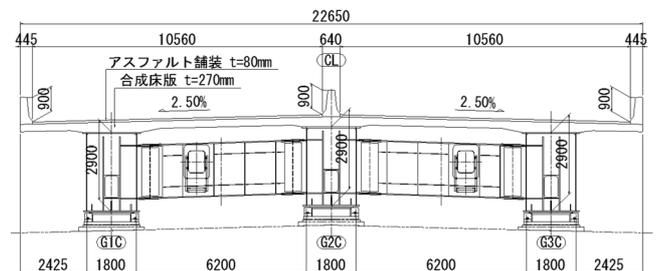


図-2 主桁断面図

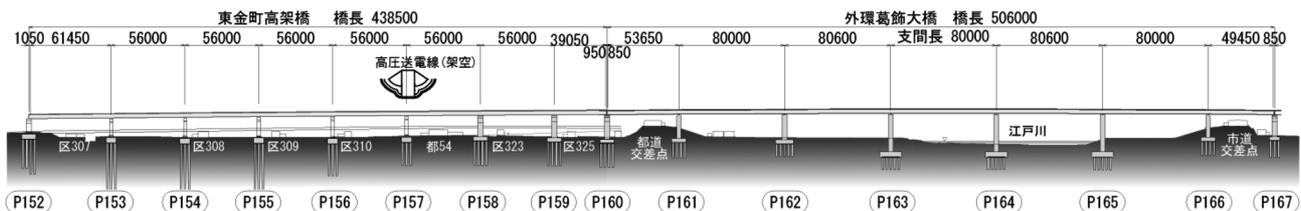


図-1 全体側面図

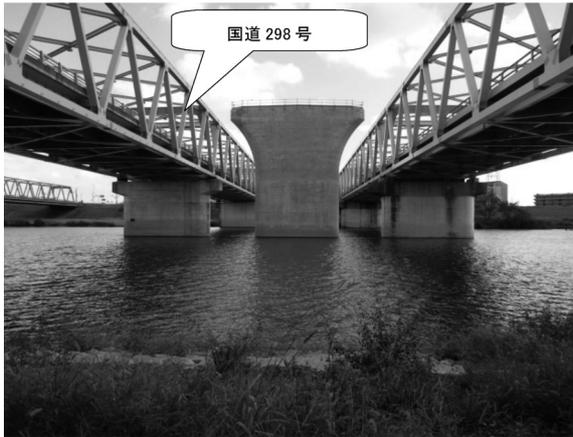


図-3 江戸川河川内の橋脚と国道298号

2. 現場における問題点

本工事の問題点を下記に示す。

2-1 非出水期施工と各交差道路への対応

架設箇所が河川内であるため、施工時期は非出水期に限定された。また、両脇を国道298号線に挟まれた狭隘な場所での主桁地組立を行い、都道および市道を跨いだ送出し架設・降下作業を夜間交通規制内で行わなければならない。よって、公道に与える影響を極力減らす架設工法が求められた。

2-2 たわみ処理方法

通常、送出し架設を行う際、到達直前の手延機先端の自重によるたわみを調整する方法としては、手延機先端をクレーンで吊り上げるか、先端を持ち上げるための大掛りな設備を橋脚上に準備する必要がある。しかし、本橋は、橋脚が河川内に位置しており、クレーンを容易に据付できない、脚上が狭くて大掛りな設備を組み上げられないという状況であった。また、たわみ量が2,500mm程度あるため、安易に出発側の設備を高くすることも困難であった。よって、その他の方法でたわみ処理を行うことが課題であった。

3. 対応策と適用結果

3-1 非出水期施工と各交差道路への対応策

外環葛飾大橋の架設要領図を図-4に示す。

非出水期の短い期間と、国道298号上下線間の狭隘な空間で効率良く作業を行うため、トラベラー

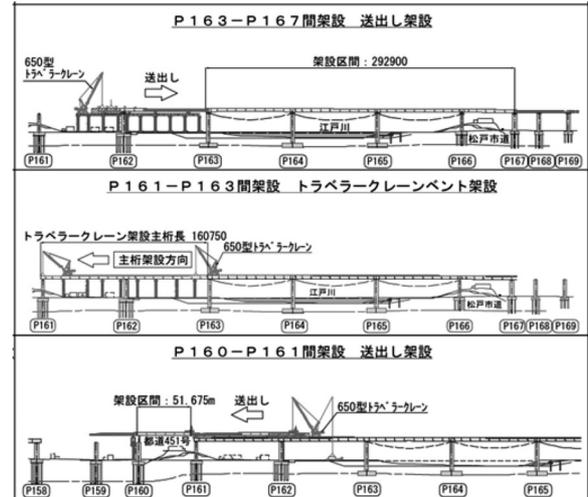


図-4 架設要領図



図-5 トラベラークレーン架設状況

クレーン(図-5)を用いての荷取りから地組・桁架設および合成床版パネル敷設を行った。完成形状に組んだ状態で送出し架設を行うことで、後施工を極力減らして、公道に与える影響を最小限となるようにした。また、河川右岸部についてはトラベラークレーンを移動させながら架設を行った。

送出しおよび降下方法については、夜間での短い規制時間内での施工を可能とするため、下記の装置を採用して対応した。

3-1-1 推進装置(以下、ダブルツインジャッキ)

送出し構台の前後端部にPC鋼線を固定し、送出し最後尾に設置したダブルツインジャッキ(Cap.700kN, ストローク300mm)で引き込みを行った。ダブルツインジャッキは、1基あたり二組のジャッキがPC鋼線の引込とストローク戻しを交互に繰り返すことで連続送出しができるた

め、時間制限のある夜間交通規制中の送出し架設を実現できた(図-6)。なお、ダブルツインジャッキの裏側には固定架台を挟んでブレーキング装置を設置し、油圧ジャッキにより一定力でPC鋼線を掴むことで、送出し桁の逸走防止対策を図った。

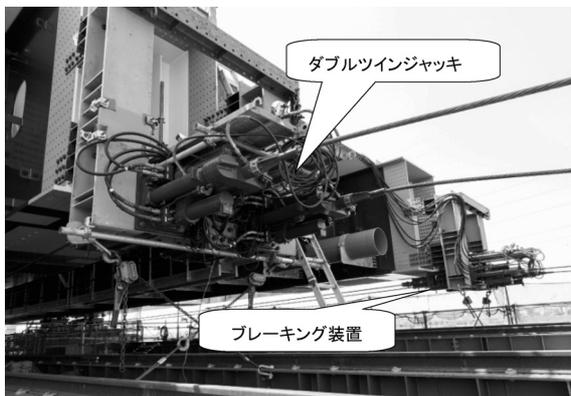


図-6 ダブルツインジャッキとブレーキング装置

3-1-2 クローラ式送出し装置(以下、エンドレス滑り装置)

各橋脚上には、仮受ローラー設備とエンドレス滑り装置(Cap. 2500kN、鉛直ストローク300mm)を1腹板あたり1基配置し、上述のダブルツインジャッキと併用することで、ジャッキの盛替作業等により生じる時間ロスの無いスムーズな送出しが行えた(図-7)。



図-7 エンドレス滑り装置

3-1-3 高速降下装置(以下、SHL システム)

外環葛飾大橋 P160-P161間は、都道交差点上の架設となるため、送出し架設後の降下方法として高速降下装置「SHL システム(Super Heavy Lift System/共同特許:(株)横河ブリッジ、オックス

ジャッキ(株))」を使用した。SHL システムの概要を図-8に示す。この装置は、降下柱の下段部に設置した油圧式トラニオンジャッキ(ストローク約1.0m)を伸縮させることで、高速降下を可能としている。

これにより、降下量5m以上の桁降下を一夜間で、かつスムーズに桁降下し、交差点の通行止め規制も短時間で解放できた。

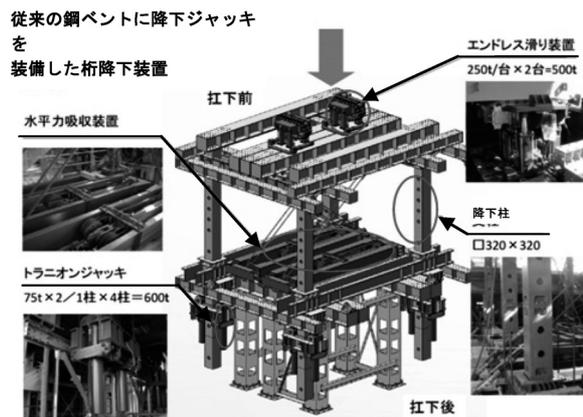


図-8 高速降下装置機構と設置状況

3-2 たわみ処理への対応策

本工事では、前述の課題への対応策として手延機先端のたわみを容易に持ち上げられるよう「手延機先端の高さ調整装置(共同特許:(株)横河ブリッジ、オックスジャッキ(株))」を採用して対応した。

3-2-1 高さ調整装置の概要と調整手順

概要図を図-9、手順を図-10に示す。手延機の上フランジ側はピンを挿し込んだヒンジ構造、それを支点にして下フランジ側に仕込んだ油圧式ジャッキ(ストローク:1.0m)を延ばすことで、

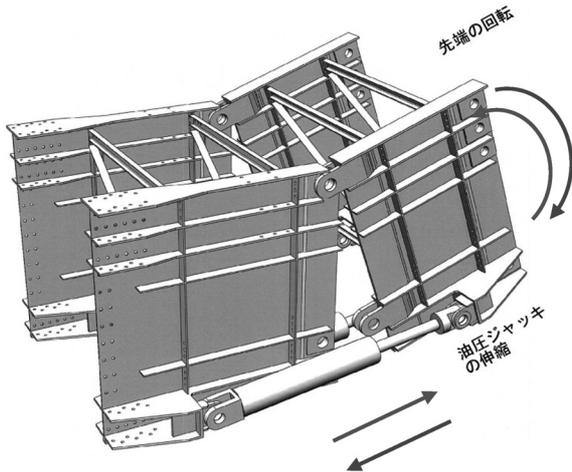


図-9 高さ調整装置機構

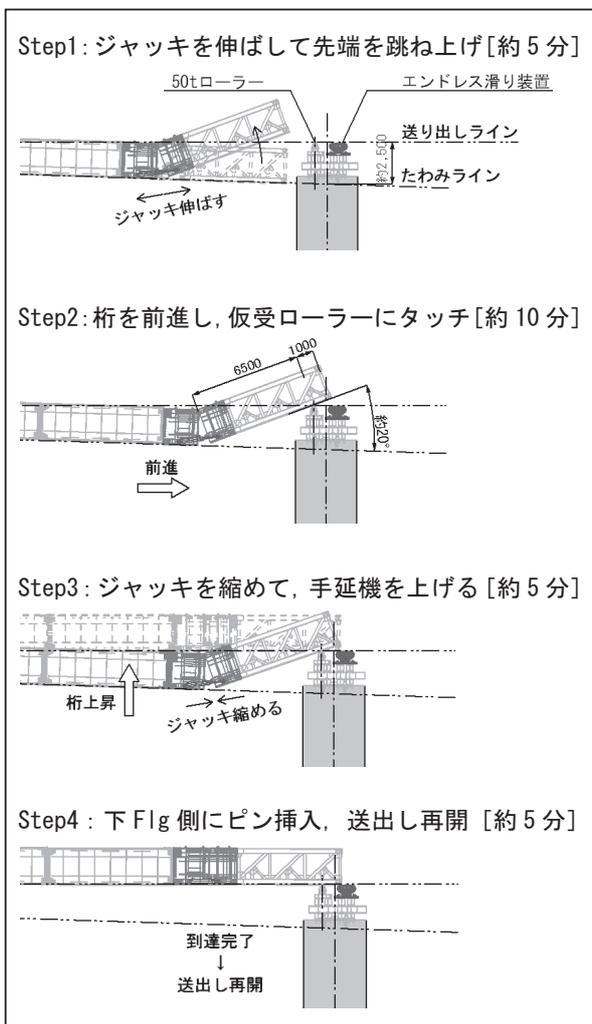


図-10 高さ調整手順

手延機先端を曲げ上げて、たわみを処理できる構造となっている。

3-2-2 現場での使用状況

外環葛飾大橋の送出し架設では、前述したとおりたわみ処理が課題だった。特に、最終送出しのP166-P167間は、市道交差点の夜間通行止めを伴う送出し架設となるため、限られた規制時間内の作業を行わなければならなかった。

手延機先端高さ調整装置を使用することで、地理的制約および時間制限について問題なく、かつ安全に施工ができた。施工状況写真を図-11に示す。



図-11 たわみ処理状況

4. おわりに

橋梁架設時において、送出し架設工法を採用する際、架設直下の作業ヤードが十分に取れない場合や、道路規制を伴い時間的な制約を受ける工事が多い。本工事はこれらの幾多の制約条件をクリアするため、様々な高度技術を駆使することで、無事に完遂できた(図-12)。本稿が、そのような類似工事の参考となれば幸いである。

最後に、本工事の施工を進めるにあたり、ご指導いただいた東日本高速道路株式会社の関係各所の方々をはじめ、協力業者、および地域住民の皆様の多大なるご協力に謝意を表する次第である。



図-12 完成写真(松戸市方より撮影)

鋼床版下面補強法（ビード切断あて板工法）における Uリブ切断および仕上げの効率化に関する開発

日本橋梁建設土木施工管理技士会

日立造船株式会社

研究担当者

研究代表者（現場担当）

須藤 丈[○] 岡村 敬

1. はじめに

疲労き裂が顕在化するUリブ鋼床版の補修・補強および予防保全を目的とし、阪神高速道路(株)では、交通規制を伴わずに鋼床版下面から施工が完結する補強法（以下、下面補強法）の開発を行っている。これらの補強法の1つとして、デッキプレートとUリブの既存溶接ビードを切断し、ボルトを用いてあて板により締結する方法（以下、ビード切断あて板工法）（図-1）を提案している。

このような中、阪神高速道路(株)および当社を含む共同企業体は、平成27年度にビード切断あて板工法を含む下面補強法の施工効率化および品質向上に関する共同研究を実施した。本稿では、これらの一環として、ビード切断あて板工法の施工効率化に関する開発成果の検証を目的として実施した現場施工試験について報告する。

工事概要

- (1) 研究名：閉断面リブ鋼床版補強の施工に関する共同研究（その2）
- (2) 研究者：阪神高速道路株式会社
日立・日橋・NTI特定建設工事共同企業体
- (3) 工事場所：兵庫県道高速湾岸線六甲アイランド北ランプ付近

- (4) 工期：平成27年11月24日～
平成27年12月24日
- (5) 工事内容：Uリブ切断工 16.91m
モルタル充填工 1.56m³
現場塗装工 17.9m²

2. 現場における問題点

ビード切断あて板工法ではこれまでに、Uリブの切断および切断面の仕上げにおいて、補修・補強現場で一般的に使用される手動プラズマ切断機および手動の動力工具（グラインダーなど）を用いた方法（以下、標準工法）（図-1）を採用してきた。この標準工法は、手動により切断および仕上げを行うことから、作業者の裁量による施工の自由度が高く狭隘部などでの施工に優れている。しかしながらビード切断あて板工法を実橋へ適用する上で、標準工法は以下の施工上の課題があった。

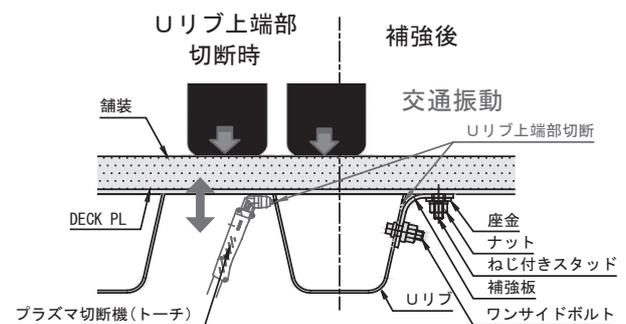


図-1 ビード切断あて板工法（標準工法）

①切断工程での施工速度の向上

標準工法では切断作業に加え、切断後において溶着金属を除去し切断面の凹凸を滑らかにするための仕上げが必要となることから施工効率が低い。一方で、実橋で本補強法を適用する場合にその切断延長は膨大になることから、施工速度の向上が不可欠であった。

②交通振動下での効率的な施工および要求品質の確保

下面補強法は交通規制不要な施工を目指しているが、通行車両により切断対象が振動する中、手動プラズマ切断では要求品質を満足する切断を効率的に行うことが困難であった。

3. 工夫・改善点と適用結果

3-1 工夫・改善点

2で述べた通り、ビード切断あて板工法を実橋へ適用する上で、交通振動の影響を含む実橋の施工条件下において、溶接ビードの切断および仕上げの品質を確保しながら、かつ標準工法よりも施工速度を向上させることが課題であった。そこで、本開発では手動プラズマ切断に代わる切断方法として、切断および仕上げの同時施工による工程全体の施工速度の向上を図るため機械切断に着目し、Uリブ溶接ビード近傍の切断に特化した自動機械切断機（図-2、図-3）を開発した。

自動機械切断機の特徴を以下に示す。

【自動機械切断機の特徴】

- ・専用のレールを切断対象Uリブに固定し、推進力に板バネを使用してレール上を走行させながらUリブ上端部の切断を行うことから、自動切断が可能であり、手動切断に比べて切断面の品質や出来形のばらつきが小さい。
- ・機械切削用の切断刃を使用することから、切断面は滑らかで（図-4）、動力工具による仕上げ作業の省略が可能である。
- ・交通振動下において切断機が切断対象Uリブと一体となって振動することから、切断面の品質や出来形が振動の影響を受け難い。

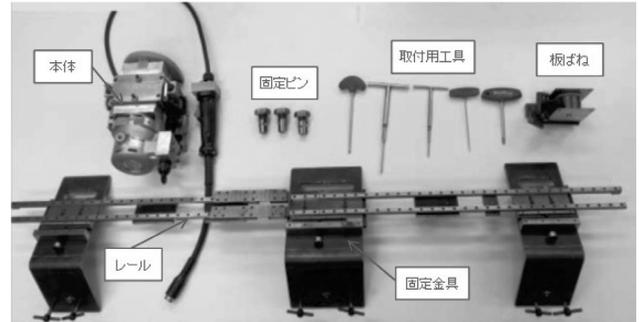


図-2 開発した自動機械切断機

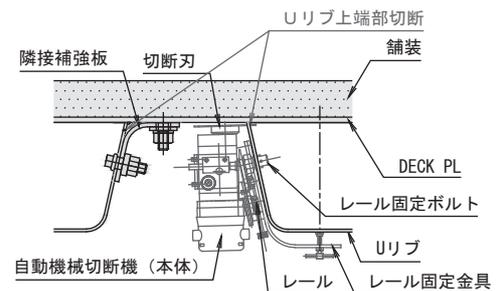


図-3 自動機械切断機の概要図

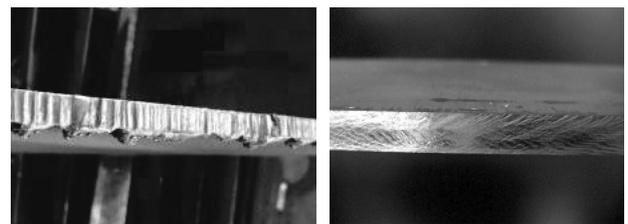


図-4 切断面の比較
（左：手動プラズマ切断、右：自動機械切断）

- ・Uリブ間隔などの適用対象となる実橋の構造条件の実績を考慮して切断機の仕様（外形寸法等）を決定していることから、実橋において想定される狭隘な施工空間でも適用可能である。

3-2 適用結果

(1) 現場施工試験概要

現場施工試験に先立ち、室内において、実橋の施工条件（施工空間、縦横断勾配等）が考慮できる実大試験体を用いて、交通振動が開発工法の施工へ与える影響の切断速度および切断・仕上げ面の品質の確認を目的とした施工試験を実施した。室内試験の結果を踏まえ、現場施工試験では、実橋における自動機械切断機を用いたビード切断あて板工法の適用性の確認を行った。

本試験における確認項目を以下に示す。

【現場施工試験における確認項目】

- 1) 施工性
- 2) 出来形および切断面の品質
- 3) 施工速度

(2) 施工試験要領

ビード切断あて板工法の施工手順を図-5に示す。縦リブ支間部における一連の補強作業（Uリブ切断、スタッドボルト溶接、あて板取付まで）は、施工時の安全性を考慮してあて板1枚毎に行った。また、機械寸法から自動機械切断の適用範囲外となる横リブ交差部の切断（手動プラズマ切断）を先行して行い、その後、縦リブ支間部切断

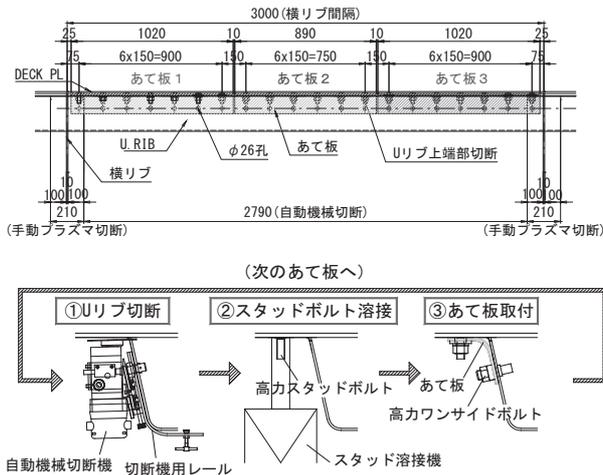


図-5 ビード切断あて板工法の施工手順

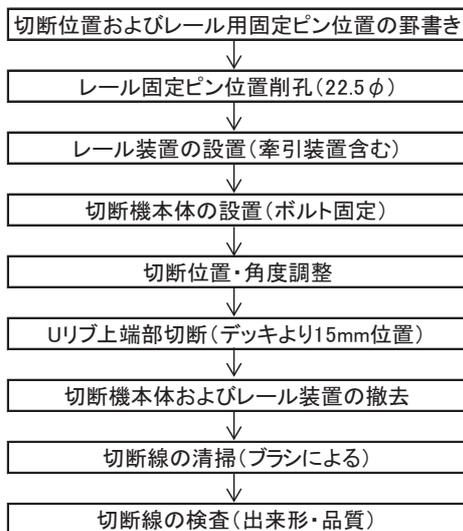


図-6 Uリブ切断の施工手順

（自動機械切断）を行った。

自動機械切断機を用いたUリブ切断の施工手順を図-6に示す。ここで、切断に先立ちレールを固定するためのボルト孔をUリブに削孔する必要があるが、母材への削孔数が最小限となるように、レール固定用ボルト孔位置は当て板のワンサイドボルト孔位置を利用するものとした。

(3) 施工試験結果

1) 施工性

現場施工試験状況を図-7に、自動機械切断機の設置状況を図-8に示す。試験の結果、一般的な構造条件下においては、機械の搬入や設置において支障が無いことを確認した。ただし、塗装用吊金具や垂直補剛材が施工時に支障となる場合は事前に撤去した。



図-7 現場施工試験状況



図-8 自動機械切断機の設置状況

2) 出来形および切断面の品質

切断部の出来形（切断位置および切断幅）の定義を図-9に、切断前および切断後における切断部の状況を図-10示す。

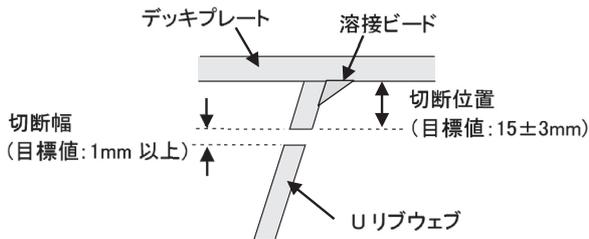


図-9 切断部の出来形の定義

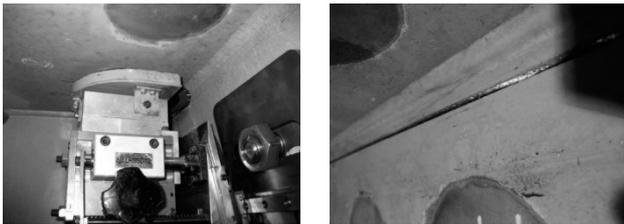


図-10 切断部の状況
(左：切断前、右：切断後)

切断後の出来形を計測した結果、全切断線について切断位置（目標値：15±3mm）、切断幅（目標値：1mm以上）共に、目標値を満足していることを確認した。

また、切断部は全て直線で平滑であり、安定した品質で切断が可能であることを確認した。

3) 施工速度

自動機械切断（レール固定用ボルト孔明けからレール撤去まで）の施工時間の計測結果、および標準工法による施工時間の比較を表-1に示す。

表より、標準工法による1m当り（あて板1枚分に相当）の切断時間（仕上げ含む）である60分/mに対して、開発工法では平均で20分/mであり、仕上げ作業が必要な標準工法の約3割の時間で施工可能であることが分かった。

表-1 施工時間の比較

施工時間	標準工法	開発工法	備考
切断・仕上げ時間 (1m当たり)	60 (1.00)	20 (0.33)	装置の設置・撤去を含む
1横リブ間(3m) の施工時間	431 (1.00)	345 (0.80)	スタッド施工・当て板補強を含む

()内は、開発工法に対する割合を示す。

また、本試験結果を踏まえて、スタッドボルト溶接およびあて板取付を含むUリブ切断工法全体の施工時間を試算した結果、施工区分の目安となる1横リブ間（施工延長3m、補強板枚数3枚を想定）において、施工時間を標準工法の約8割に短縮できることが分かった。

4. おわりに

本稿では、ビード切断あて板工法の施工効率化に向けた開発の一環として、自動機械切断機を用いたビード切断あて板工法の実橋における適用性の確認を行った結果について報告した。

本施工試験を含む開発を通して、Uリブ溶接ビード近傍の切断・仕上げ作業、およびそれを含む工法全体の施工効率を向上させることが出来た。一方で、本工法全体のさらなる効率化を図る上では、スタッドボルト溶接およびあて板取付といったUリブ切断以外の工程の効率化やこれらとの連携について検討を行う必要がある。

最後に、本開発の共同研究としてご指導・ご協力頂きました阪神高速道路(株)、日本橋梁(株)および(株)ニチゾウテックの皆様にお礼申し上げます。

点群データと3次元モデルの応用で i-Construction

新潟県土木施工管理技士会
猪又建設株式会社
川上 康 弘

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：山本観測所災害復旧工事
- (2) 発 注 者：北陸地方整備局高田河川国道事務所
- (3) 工事場所：新潟県糸魚川市大野地内
- (4) 工 期：平成27年10月14日～
平成28年3月30日

本工事は一級河川姫川 R7.2K 付近に位置する岩盤崩落により被災した山本観測所の災害復旧工事である。

現状は、非常に不規則で凸凹の岩盤法面が露出している。崩落した10mを超える岩塊も存在する。施工する躯体の規模はL=28m, H 9 m, W 1 m～3 m のもたれ式擁壁。この躯体で岩盤法面を抑える。今回のような特に地形突起がある工事では、施工管理を進めるにあたり構造物の完成形をイメージするのが先決と考えた。そこで「点群データと3次元モデルの利用」に着目した計画検討お

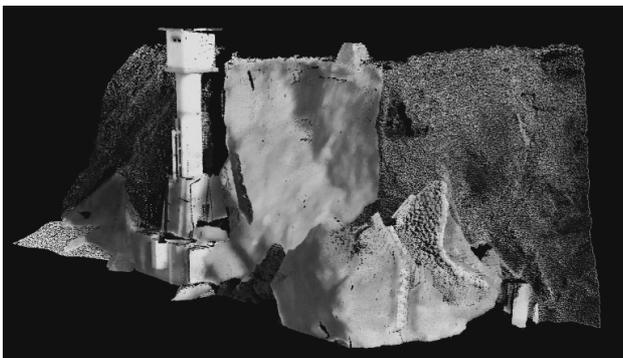


図-1 3次元レーザースキャナーの点群データ

よび施工管理を立案した。

2. 現場における課題・問題点

本業務を進める中で現況地盤に3Dで属性を持った完成形をモデリングする事が重要な課題となった。3D属性データを基に、具体的に構造物や観測計器の配置計画を考案する。このCIMモデルが持つデータで数量計算、さらに足場等の仮設計画やコンクリートの打設、養生計画等、施工計画全般も進めたい。

これらを実現するために以下の重要項目をあげ、問題解決する必要があると考えた(表-1)。

表-1 問題点

問題点	
①	岩盤が急角度で崩落、露出、下は水面という現場。測量者が直接観測困難な条件下で安全に測量出来るか懸念された。測量方法の考案が求められる。
②	2D図では完成イメージがつかぬ、提案で合意形成が可能か懸念された。 3D図作成が要求される。

3. 工夫・改善点と適用結果

3-1 技術的提案

上述した課題点に対して、起工測量・モデリング・施工計画段階に検証を行い合意形成に反映するための提案を行った(表-2)。

現況を立体表現する測量では3次元レーザースキャナーを導入。得られたデータは点群処理システムで加工(図-1)。

完成形の擁壁はCIMモデルを作成。3DCADに点群データを入力することに成功。二つのデー

表-2 技術的提案と課題解決内容

問題点解決にいたる方向性	具体的な技術提案
①現地測量方法の提案 3D観測を立案し不規則地盤を正確に測量。安全性も確保。	A. 3Dレーザーキャナの導入。 (測定箇所は無人化観測) B. 10cmコンタ作成による地形の表現化。 C. 任意測点での横断図作成。 (従来工法との比較も実施)
i-Construction	
②構造物の表現方法 点群データと3Dモデルの合成。 ICT構造物工。	A. 数案の3Dモデルを作成、比較提案。 B. 3Dモデルを利用した合意形成 C. 3Dモデルを利用した施工計画。 D. 点群データを応用した数量算出。

タを合成した。

3-2 技術的成果

提案に基づく測量、3Dモデリングの活用を実施した結果、間接的ではあるが現場の生産性向上に寄与できたと判断される。具体的には i) 緊急を要する災害復旧工事で発注者と早期の合意形成による工程の短縮。ii) 点群データ利用による位置出し等、工事測量の迅速化でスムーズな次工程への移行。iii) 現況地形と3Dモデルの合成により細部寸法が明確となる。効率の劣る現地合わせでの型枠加工作業が減り現場外作業が可能になり効率的となったこと等が挙げられる。以下に問題解決に至る方向性と具体的な技術提案を述べる。

- (1) 現地測量方法の提案成果→3Dレーザーキャナによる点群データ採取。
- イ) 従来工法では横断図は線でしか表現できない。3Dレーザーキャナを使用した結果、現況を実写で捉えた為、立体感が得られ視覚的に優れた(図-2)。

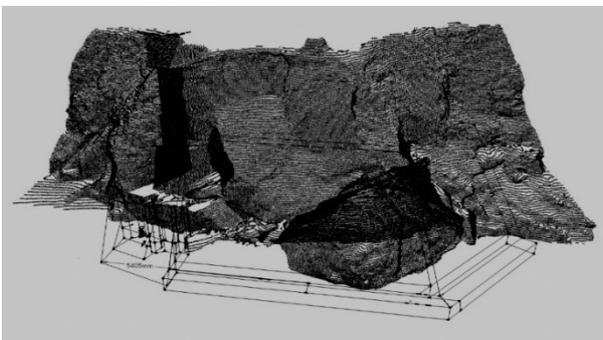


図-2 10センチコンタ作成による地形の立体化

ロ) 従来工法では観測測点の横断図しか得られない。3Dスキャンされた箇所であれば任意の断面が垂直および横断方向共、無限に抽出可能になった。その結果、数量計算書作成等にも応用できた(図-3)。

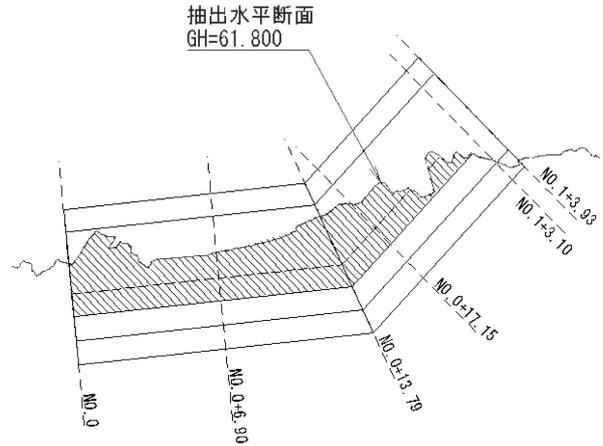


図-3 点群データカットによる任意水平断面抽出

ハ) 従来測量作業工法と比較すると人工で6割、作業時間で5割軽減が可能となった。

従来工法：ノンプリズムによる3次元放射観測。

- ①構造物中心線に対して直角方向の観測が困難。
- ②複数の横断観測には長時間を要してしまう。
- ③躯体の配置計画を行うには膨大な量の観測を行う必要がある。



図-4 従来工法 TSによる3次元放射観測

提案工法：3Dレーザーキャナ測量

- ①施工カ所全体のXYZ情報を持つ3D点群データを取得することが可能(図-5)。
- ②新たな観測点が必要となっても再測の必要がな



図-5 3Dレーザースキャナー測量状況

い。観測も短時間で完了する。今回の実績は2時間。

③任意の箇所での横断図の抽出が可能。精度もTSと同等。

(2) 構造物の表現方法提案の成果→3Dモデルの作成

イ) 関係者以外には理解困難な2D図面内容も、わかりやすく説明できた。

ロ) 3D構造物モデルを作成することで比較検討が容易になった。躯体配置の検討等で連携会議、異業種との打合わせ時間の短縮にも効果的だった(図-6)。

ハ) 3D点群データと3Dモデルの合成で完成形を作成した結果、関係者間で迅速な合意形成に付与したと思える(図-7)。

ニ) 施工計画書に3Dモデルを添付したことで、関係下請負業者との施工方法の検討がスムーズに行う事ができた(図-8)(図-9)。

4. おわりに

4-1 現時点での技術的評価

3Dレーザースキャナーにより得られた点群データを10cmの等高線に変換して現況地盤の立体表現。横断図の抽出や3DCADで作成した構造物モデルとの合成。これらの応用技術は提案や打合せ、施工計画さらには数量計算書にも発展できた。これは生産性向上に繋がり効果的であったと思える。一方、3Dデータで数量を自動算出可

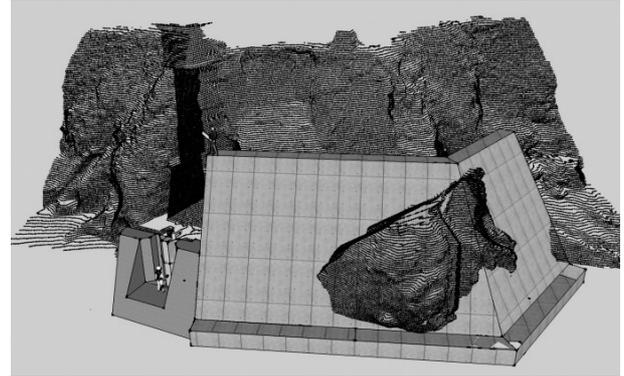


図-6 提案資料 躯体配置検討図

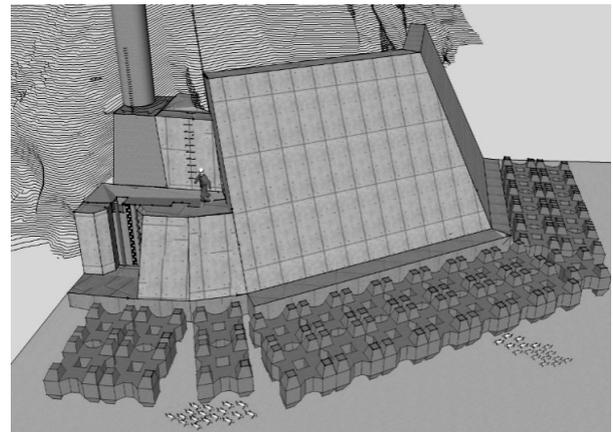


図-7 点群データと3Dモデルの合成

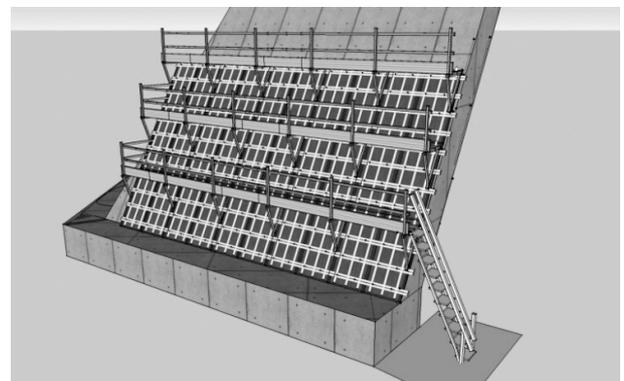


図-8 施工計画 足場設置図

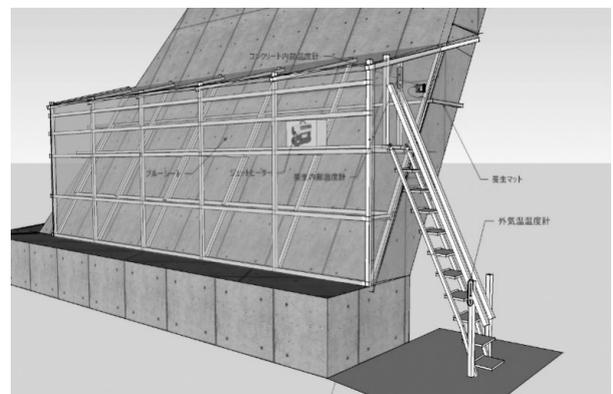


図-9 施工計画 寒中コンクリート養生図

能なデータも存在した。これを根拠付けの目的で2Dデータに変換して数量計算や出来形管理を行ったことは今後の改善点といえる。算出や出来形検測方法の工夫が課題である。

4-2 今後の将来展望

建設現場では施工の各プロセス①設計②資材生産③施工の異業種間でそれぞれの情報を有している。それらを統合した効率的な施工管理も必要と考える。2Dデータに比べ、より多くの情報を有する3Dデータは活用の方法により関係者の情報共有や伝達効率化は特段と広がる事となる。

建設業では多発する自然災害への防災、橋梁や道路等インフラの老朽化対策等工事が見込まれる。我々、建設に関連する労働者は近年減少しており2012年にはピークの7割程度と言われている。建設業では需要に対し一層の生産性向上が求められている。これらを進める上での第1歩が点群データの活用と3Dモデルによる設計・施工管理と考える。

今回の現場をスタートに私が思う将来の建設現場管理の構想を述べたい。

概略設計や路線決定ではweb上で閲覧可能となった点群データを利用する。予備設計や路線測量でもこのデータを活用。さらにGNSSと小型ドローンも併用する。詳細設計や計画は施工業者が担当する。3次元レーザースキャナー機能を備

表-3 将来のi-Construction

実施者	業務区分	作業内容	作業場所
発注者および 測量・設計業者	概略設計	webで点群データ入手	机上
	路線決定等	点群データで路線自動解析	現場・机上
	予備設計	TSLレーザースキャナー	現場・机上
	路線測量	GNSS・ドローン	現場
施工業者	詳細設計	TSLレーザースキャナー	現場
	積算・数量計算	点群データ・3Dモデルより 自動算出	机上
	施工計画	3Dモデル・点群データ活用	現場・机上
	工事測量	ドローン・TSLレーザースキャナ GNSS	現場
製品工場	資材製作	3Dプリンター	工場
現場	躯体打設	3Dプリンター吹きツナ	現場
施工業者	土工	オートバックホウ	現場
	製品据付け・設置	オートクレーン	
発注者および 測量・設計業者	検査	TSLレーザースキャナー	現場

えたTSを使い、これから得られた点群データは瞬時に現況実写や必要断面に図化が可能。3D完成モデルを配置すれば数量算出、積算も自動化。施工でもこのデータを共有する。3次元データは建設機械にも入力、無人で作業を行う。躯体や製品は製作工場配備のコンピューターに3Dデータを入力。3Dプリンターで出力する。

現場での据付けも躯体の位置座標情報をクレーンに入力、自動で配置する。

検査は段階確認毎に3Dスキャンを実施。計測機械や紙データは不要となる。夢のような例え話ではあるが、このような情報通信技術や機械化・生産技術が整えば生産性阻害要因が解消され、労働者不足解消や生産性の向上につながる可能性があると考ええる。

河川上に位置する鋼床版橋の支承取替工事

日本橋梁建設土木施工管理技士会
株式会社 IHI インフラシステム

設計担当

福井 敦史[○]

工事担当

浅野 純

監理技術者

渡邊 裕一

1. はじめに

本工事は首都高速3号渋谷線および5号池袋線において、鋼桁、鋼橋脚およびRC床版等に発見されたき裂損傷、腐食損傷およびその他各種の損傷を補修・補強する工事である。5号池袋線飯田橋付近では、塗り替え塗装工事が計画されており、工事用足場の設置が行われ、それに伴って構造物点検が実施された。構造物点検の結果、飯田橋出口の最下流に位置する鋼床版橋の支承に、著しい腐食損傷が報告されたため、支承取替を実施した。

図-1に対象橋梁路面全景を、図-2に対象橋梁河川側全景を示す。また、図-3に全体平面図を示す。

工事概要

- (1) 工事名：(修)上部工補強工事1-113
- (2) 発注者：首都高速道路株式会社東京西局
- (3) 工事場所：首都高速5号池袋線飯田橋出口
- (4) 工期：平成26年3月13日～
平成28年11月6日

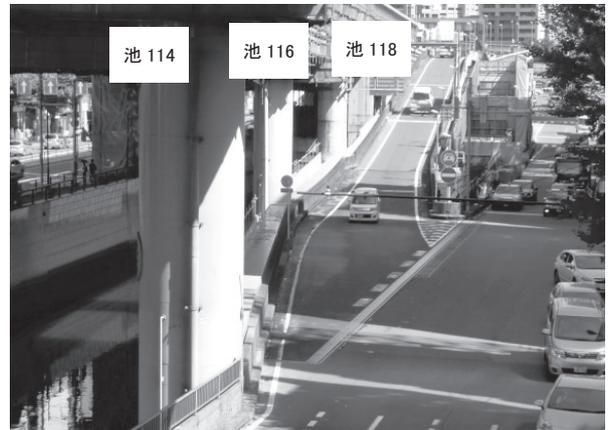


図-1 路面全景

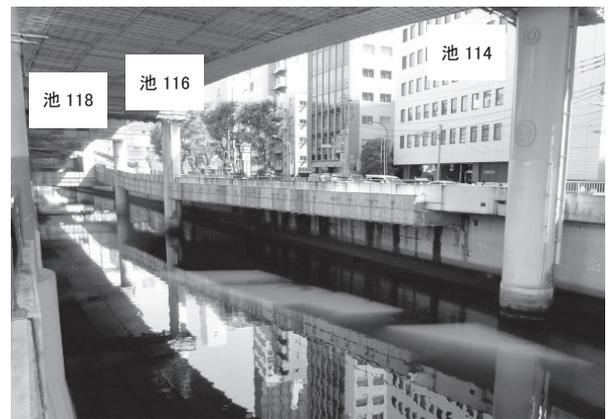


図-2 河川側全景

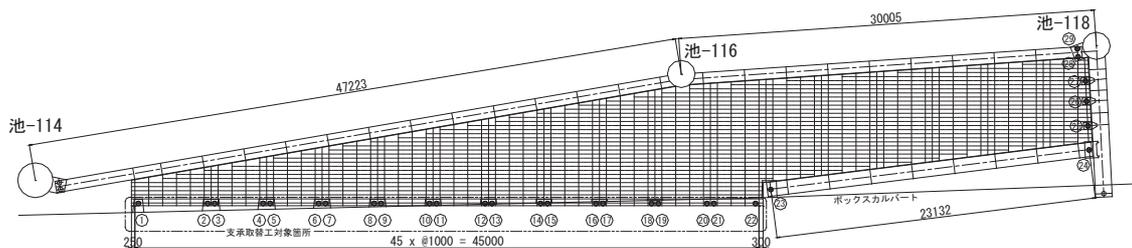


図-3 全体平面図

支承の腐食損傷について、詳細調査を実施したところ、下沓は全面的に腐食しているため減肉量が不明であったが、アンカーボルトのナットが原形をとどめていないことから、相当量の減肉であることが伺えた。その他、腐食に起因してベアリングプレートやナットの破損も生じていたため、支承取替を行うこととなった。図-4に支承の損傷状況を示す。



図-4 支承腐食状況

当該支承は神田川の護岸となっているボックスカルバート上に配置されており、支承線（端縦リブ）の背面側にアクセスできない構造である。当初の計画では支承線を前面側に移設し、支承基数も削減することで支承線の背面側の維持管理が容易になるような構造改良を行う予定であった。しかし、支承を移設するためには新たに支承受け台を構築する必要があるが、支承受け台はH.W.Lより下側になる。河川協議の結果、河川内に永久構造物を構築することは認められず、結果として現状の位置で支承のみ取り替える方針となった。図-5に河川横断面図を示す。

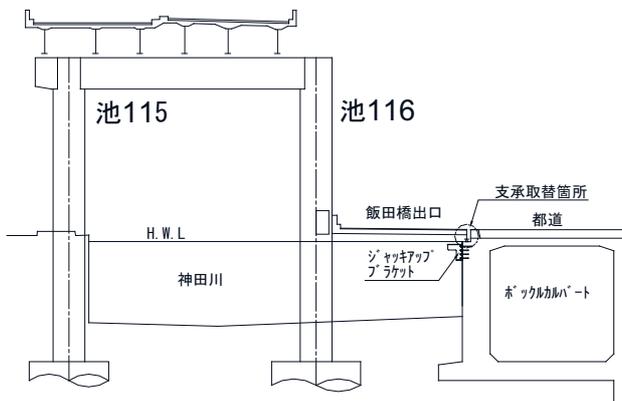


図-5 河川横断面図

2. 工事における問題点

支承取替を実施する上で、以下に示す問題点があった。

1) 河川内でのジャッキアップブラケット設置

上部構造下端とH.W.Lまでの高さクリアランスが小さいため、必然的にジャッキアップブラケットは河川内に設置することとなる。よって、施工を行うためには河川協議で許可を得る必要があった。渇水期の施工ではあるが、H.W.Lより下側に常設足場を設置することは認められなかったため、作業用仮設足場の構築方法および降雨時に備えた安全対策が求められた。

2) 狭隘な施工スペース

前述の通り、支承線（端縦リブ）の背面側にはアクセスできない構造であり、端縦リブと支承受け台との離隔が小さい（140mm程度）。支承取替に当たり、支承の撤去や沓座のハツリ、アンカーの溶接等の作業を行うためのスペースが全く無い状態であった。図-6に支承線である端縦リブを示す。



図-6 端縦リブ

3) 渇水期施工

今回の施工は渇水期に限定されており、支承取替工、ジャッキアップブラケットの撤去および吊足場の撤去までを渇水期中に施工する必要があった。さらにジャッキアップブラケットの撤去部は、河川協議によってアンカーボルトの切断およびコンクリート断面修復に加えて剥落防止工も施工することとなった。これらの作業を如何に渇水期に収めるかが問題であった。

3. 対策と適用結果

前述の問題を解決するために、以下の対策を行った。

1) 折り畳み足場採用と降雨対策

ジャッキアップブラケット設置のための足場は、折り畳み足場とし、日々の作業開始時に展開し、作業終了時および河川の増水が予想され作業を中断する場合は主桁直下まで引き上げることにした。折り畳み足場の概要図を図-7に示す。

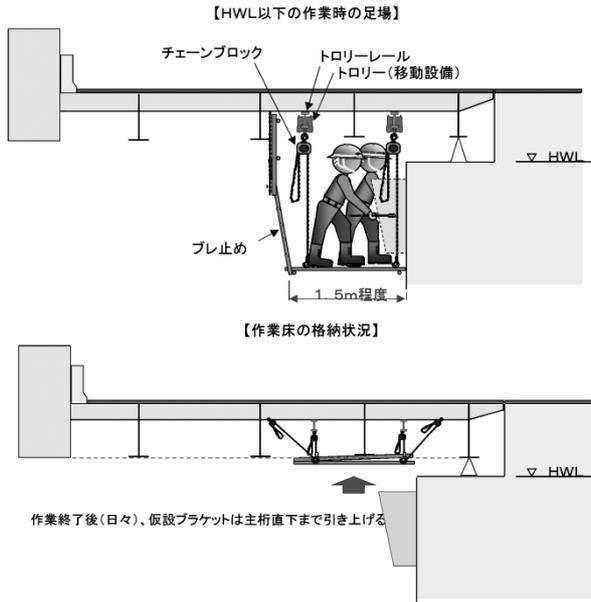


図-7 折り畳み足場概要図

降雨対策は以下の2点により、十分な安全対策を行った。

①降雨量による作業中止判断

神田川流域で3mm/h以上の降雨となった場合は、足場を主桁直下まで引き上げて作業を中止することとした。職員全員がiPhoneを携帯し、神田川上流地域の天候が通知されるサービスに登録して定期的に降雨量が把握できるようにした。

②河川水位監視員

降雨量の予報が3mm/h未満となる場合は、工事場所より約3km上流に監視員を配置した。一定の水位を超えた場合、職員に避難するよう連絡することとした。

どちらも折り畳み足場が浸水する前に足場の収納と吊足場からの退避が十分可能な設定とした。

2) 支承取替手順の工夫

図-8にジャッキアップ以降の支承取替ステップを示す。

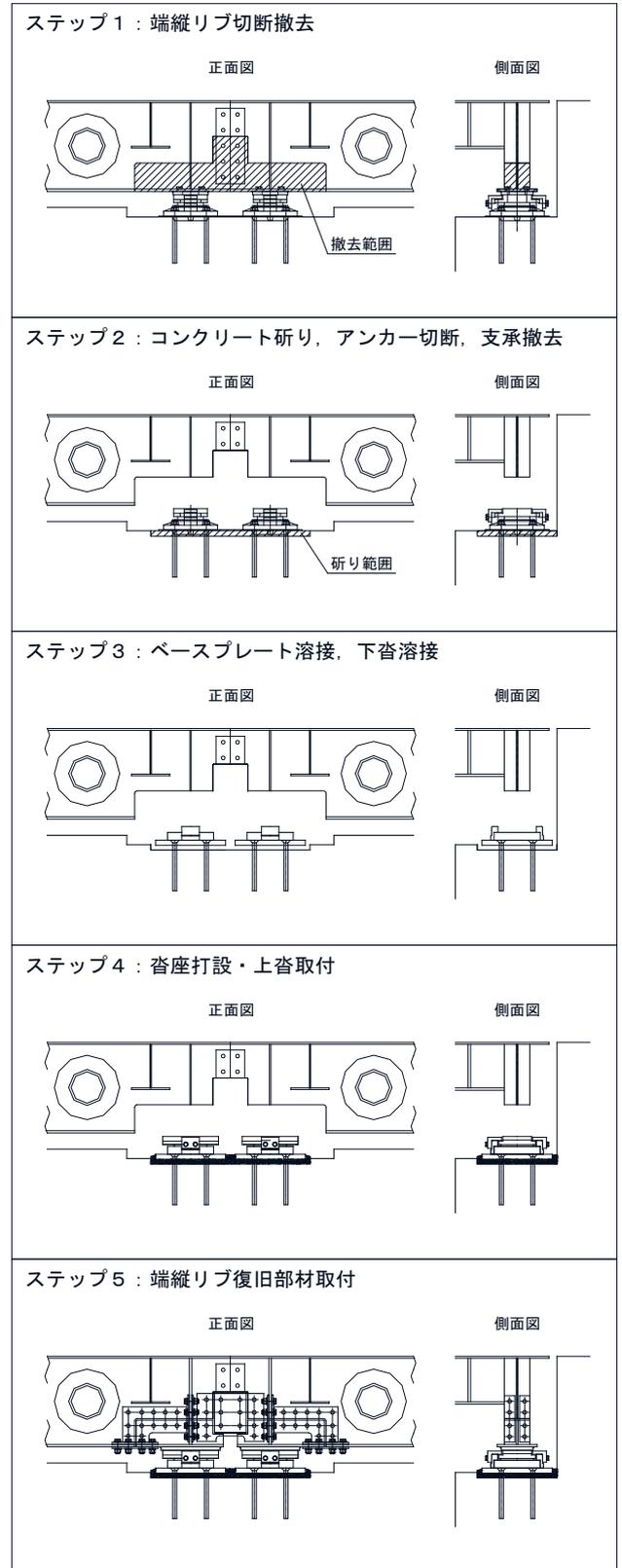


図-8 支承取替ステップ

狭隘なスペースで支承の撤去・据え付けを行うためには少なくとも支承裏側を覗き込めるだけの空間が必要となる。そのため支承撤去時に既設上部工部材（端縦リブ）も部分的に撤去し、支承据え付け後に新設部材で復旧する施工方法を採用することで支承取替を可能にした。また新設支承には上沓・下沓が分離可能なBP-B支承を採用し、既設アンカーとベースプレートの溶接、ベースプレートと下沓の溶接および沓座モルタルの打設まで行った後、上沓・ピンチプレートの組み立てを行い、最後に新設部材復旧と下から順番に固めていく施工手順とした。

また、新設部材は既設とボルト接合であるが、部材取り付け後は裏側へのアクセスができなくなるため塗装ができない。そこで新設部材は溶融亜鉛めっき仕様を採用した。摩擦接合面はリン酸塩処理にて摩擦係数を確保し、高力ボルトもめっきボルトを使用した。支承も同様に溶融亜鉛めっき仕様とし、現場の腐食環境に配慮して無機系塗料を上塗りすることで耐食性の向上を図った。図-9に支承取替完了後の状況を示す。

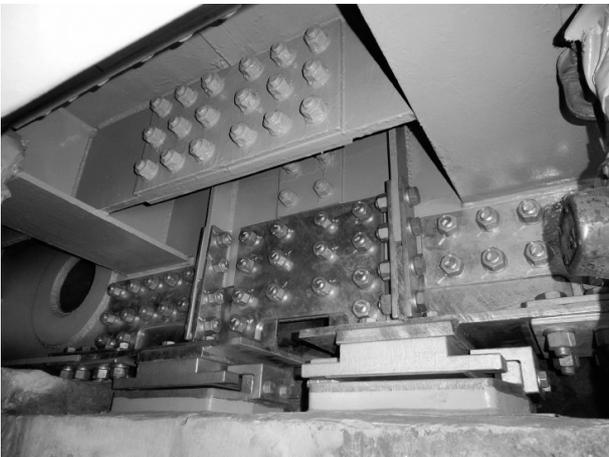


図-9 支承取替完了状況

3) 橋梁点検車による施工

渇水中に全ての作業を完了させることは不可能であったため、支承取替が完了し、ジャッキアップブラケットの撤去まで行った後、吊足場の撤去を優先させて渇水中に完了させた。ジャッキアップブラケット撤去部のアンカーボルト切断、コンクリート断面修復および剥落防止工は吊足場

撤去後、橋梁点検車を使用して施工することとした。なお、橋梁点検車による作業は飯田橋出口を通行止めして行うため、夜間作業で対応した。図-10に橋梁点検車による作業状況を示す。



図-10 橋梁点検車による作業状況

4. おわりに

本橋は河川上にあるため、腐食しやすい環境にある。新たに支承受け台を構築できない河川条件から、抜本的な構造改良を実施することはできなかったが、支承の耐食性向上等により現場の特殊性に応じた配慮を行い、今後も供用していくための機能回復を行うことができた。また施工空間が狭隘なため、今までは支承取替が実現出来なかった箇所において支承取替を実現させたことは、今後の類似工事の参考例になると考える。

本橋では、今回報告したボックスカルバート上の支承取替の他、池-118橋脚側の支承取替、き裂損傷部の補修・補強、腐食損傷部の補修・補強および塗り替え塗装（他工事）を施工し、渇水中に吊足場の撤去を完了させなければならない厳しい工程であったが、十分な事前検討と最適な工程調整を行うことで無事施工を完了することが出来た。

本工事の施工に当たりご指導、ご協力いただいた首都高速道路株式会社をはじめとする関係各位に深く感謝致します。

II. 技術報告

1

施工計画

出水期における河川掘削

宮崎県土木施工管理技士会
日新興業株式会社
土木部土木次長
佐藤 宗 近

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：野田地区上流外掘削工事
- (2) 発 注 者：延岡河川国道事務所
- (3) 工事場所：延岡市野田町
- (4) 工 期：平成28年3月8日～
平成28年9月30日

本工事は、市街地を流れる五ヶ瀬川7k200+10.119～7k400+28.553の河川敷を掘削・法面整形、残土処理張芝をする工事で、発注者や地元住民・漁協との打ち合わせで施工する上での問題点がでてきた。

2. 現場における問題点

- ①河川敷をグラウンドゴルフや幼稚園・小学校の臨時駐車場として現在利用している
- ②増水時のバックホウ等の退避場所
- ③増水時の退避の判断基準
- ④残土運搬時の交通事故対策
- ⑤鮎漁との兼ね合いで8月中旬までには、掘削を終了させなければならない。

3. 工夫・改善点と適用結果

- ① まず区長、幼稚園・小学校に挨拶に行き、工事内容を説明した上で要望等を伺い、それを発注

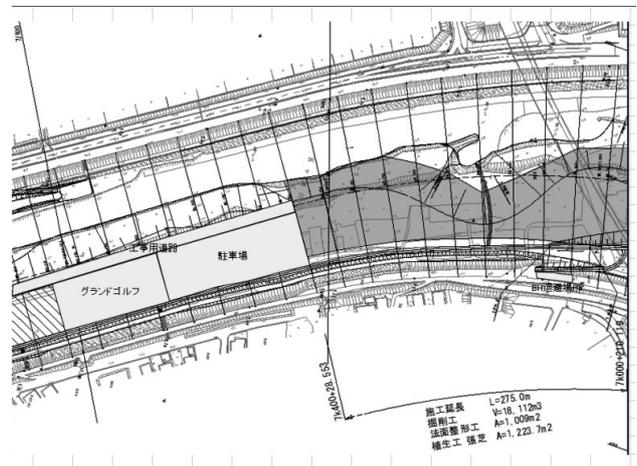


図-1 平面図

者と協議して、工事用道路は駐車場の利用に影響のない様、川側に造る事にした。そして毎月幼稚園・小学校には進捗状況を報告に行き、次月の駐車場の利用予定を確認し、地元住民へは区長を通して進捗状況の回覧をお願いした。また作業日は車載トイレを駐車場に置き、河川敷利用者にも使用ができる様にし、月1回程度駐車場の草刈りを行った。その御陰で地元の方々と良好な関係を築く事ができて、苦情は1件も無かった。

- ② 現場周辺では降雨がなくても、上流の県境付近の降雨による増水を考慮して、日々の作業終了後は、松尾橋橋脚の高水敷（H=7.06）まで移動させた。また降雨時は、上流の巳・三輪水観測所のデータや星山ダムの放流状況、天気予報を基に

現場の水位と併せて、7k200付近の堤防上（H=11.00）に移動するようにした。

③ 安全訓練でバックホウを7k200付近の堤防上（H=11.00）まで移動し、移動時間と水位の上昇を勘案して退避水位 H=3.70m（平水位 H=2.20m）を決定した。またバックホウの運転席には緊急時の連絡先を掲示、施工箇所には上流から下流の3地点に退避水位・退避場所を明示した水位標示板を設置して退避の基準を明確にした。

④ 新規入場者教育時に運搬経路の危険ポイントや注意事項を記載した経路図を各自に配布して周知を行うと伴に、安全訓練でダンプ運転手や誘導員を含む工事関係者全員がマイクロバスに乗車して、残土置場までの運搬経路を走行して再度危険ポイントの洗い出しを行った。工専用道路に10～100mの距離を表示して車間距離を意識する様にし、ダンプの台数が多いのでナンバー・運転手名を把握する為の掲示板も設置した。

また残土運搬に使用するダンプには、全車ドライブレコーダーを取り付け、チェックシートを基に巡視時や社内パトロール等で運転状況の確認を行った。その為、運転手自身が交通ルールの順守を意識し、安全運転に繋がったと思う。

⑤ 工期を短縮するには、梅雨の雨が多い中で作業を休止せず如何に土砂が運搬出来るかがポイントと考えた。その為には工専用道路、残土処理場の搬入路の表土を剥ぎ取り、現場の礫混り土砂で置き換えを行い堅固なものとした。施工に於いて



図-2 運搬ルートの確認



図-3 施工状況

は起点側よりバックホウ0.8m³で過掘しない様、掘削・積込を行い、ある程度土砂を運び出した段階でマシンガイダンスを搭載したバックホウ0.8m³にて、約10m間隔で計画断面に仕上げ、その後をブルドーザー D61で押土・整地を行った。またダンプの台数を15～20台/日、経費は掛かるが東九州道を利用する事で7～8回/日の運搬が可能となり、機械の組合せもあって、1日当たりの平均運搬土量が約550m³で、掘削・土砂の運搬は7月末で終わり工期の短縮に繋がった。

4. おわりに

今回の現場では、地元の協力と8月中旬という工期が重要な課題であった。地元の協力に於いては、出来るだけ意向に沿える様に発注者や地元の方々と話し合い、歩み寄れる処はないかを考えて工専用道路を造り週間工程の掲示、施工状況の回覧でコミュニケーションをとり良好な関係を築けた事が大きかった。

工期については、着手前に下請け業者と打合せを行い日当たりの運搬土量から逆算してダンプの台数、運搬経路等を決めていたので予定通りではあったが、全てに於いて下請け業者の理解と協力がなくては出来なかった。最後に交通事故防止対策として外部講師による安全訓練やドライブレコーダーによる運転状況のチェックから、運転手自身の意識の改革が僅かながらではあるが感じとれた事は良かった。

施工計画

多軸台車を使用した歩行者デッキ設備の 一括架設について

日本橋梁建設土木施工管理技士会
JFE エンジニアリング株式会社

現場代理人

山田 光 一[○]

監理技術者

田川 和 広

追加技術者

岡本 昌 紀

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：環状第2号線及び補助第315号線
交差部分における歩行者デッキ整
備工事（鋼製橋脚・鋼けたほか）
- (2) 発 注 者：東京都新市場整備部
- (3) 工事場所：東京都江東区豊洲
- (4) 工 期：平成27年1月22日～
平成28年8月31日
- (5) 形 式 横断歩道橋
鋼中路式2主箱桁×3橋
鋼上路式1室箱桁×1橋
- (6) 橋 長：64.5m(A橋)+64.5m(B橋)
+45.75m(C橋)+100.1m(D橋)
- (7) 有効幅員：標準部 4.0m

本工事は、豊洲新市場整備に伴い新交通ゆりかもめ「新市場駅」と各市場施設を連絡する歩行者デッキを整備するもので、主な工種は、工場製作、輸送、架設、現場塗装および付属物取付である。

桁架設地点は、供用中の都道交差点部で、また上空にはゆりかもめの軌道が通る条件となり、架設用の重機（クレーン）の設置やベント設備等（桁受設備）の設置が困難であったため、近接作業ヤード内（未供用部）にて単材ブロックを地組立し、現地溶接、現場継手部塗装まで行った後、多軸台車を使用して最大64.5m・約160tの橋体を一括

架設した。

2. 現場における問題点

一括架設は、ゆりかもめとの近接作業となるため、ゆりかもめの通電停止時間内の1時から4時までの限られた時間内での施工となるとともに、軌道への接触等が起きないように慎重な施工が求められた。

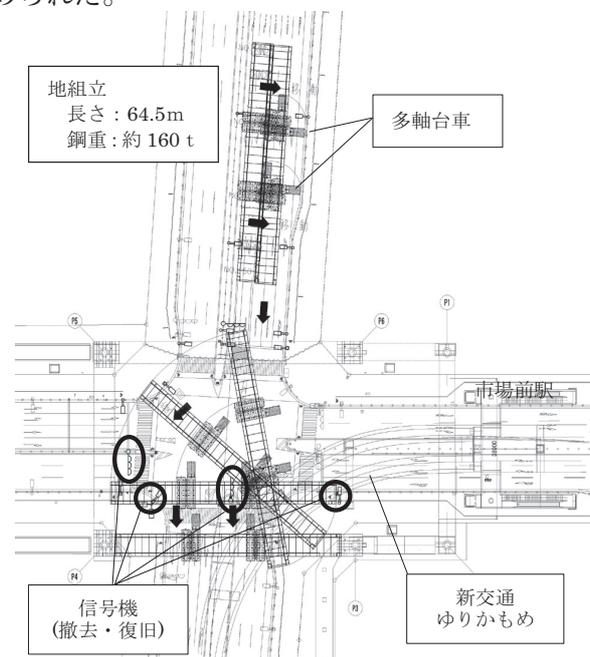


図-1 架設計画図（平面）

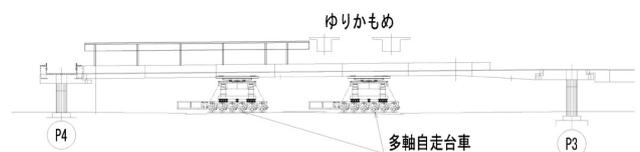


図-2 架設計画図（側面）

また、交差点は供用中であるため、信号設備及び照明設備が設置されていて、これら設備が桁架設時に干渉するため撤去が必要となったが、桁架設後、交通規制解除前にこれらの迅速な復旧も必要となった。

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) 桁架設時の改良・時短

今回の桁移動時に、桁の90度回転が必要となるが、当初計画では、多軸台車のタイヤの回転にて行うようになっていた。この回転作業を台車上に360度回転可能なターンテーブルを設置し使用することにより、よりスムーズかつ迅速に行うことが出来た。

多軸台車は2セット使用したが、操作員も2名配置し、桁の回転時等それぞれ単独で運転したほうがよい場合は2名で操作し、直線移動時等台車を同調し1名で操作を行う場合は1名で操作し、計画通りの軌跡を迅速に移動した。

桁のジャッキアップ・ジャッキダウン用として、能力のより高い200t級のリフトアップジャッキを2台使用して細かい調整を行うことにより、ゆ

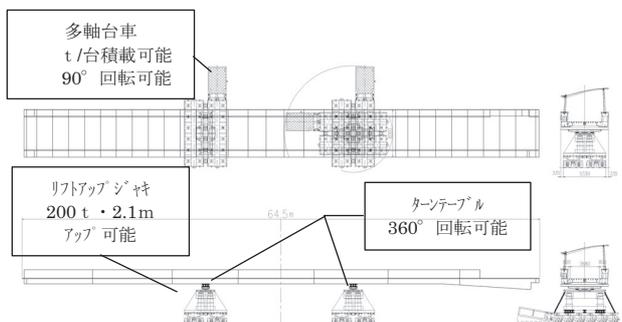


図-3 桁積載計画図



図-4 桁積載状況

りかもめ軌道桁との接触防止や工程遅延防止に努めた。

(2) 干渉設備（信号機、照明等）の撤去・復旧

桁と干渉する照明設備については、事前に撤去し、代わりに仮設照明を干渉しない位置へ設置し、桁仮設完了後、速やかに復旧を行うことにより、架設当日の作業をなくし、遅延リスクを低減した。

信号機設備については、架設当日の交通規制開始と同時かつ速やかに撤去が必要となり、架設終了後速やかに復旧をしなければならないため、事前に撤去が行いやすい基礎形状のタイプに一時的に変更すると共に、歩行者用信号等は、可能な限り低く設置変更を行うことにより当日の作業数量を低減した。



図-5 架設状況

4. おわりに

本橋の夜間一括架設は、一般道路交通や新交通ゆりかもめへの影響が多岐にわたっており、制限時間の厳守、また万全な安全性が求められたが、3日間、3回の夜間架設は、無事時間内に終了することが出来た。このようにいろいろな制限や限られた条件がある場合は、起こりうるリスクを洗い出し、その対策として入念な施工計画を立案し、その実施を行うことによりそのリスクを可能な限り低減することが重要である。

最後に、本工事の施工にあたり多大なるご協力とご指導をいただいた東京都の方々、道路管理者の方々、警視庁の方々、ゆりかもめの方々、工事に携わっていただいた協力会社の方々に深く感謝し、厚く御礼申し上げます。

施工計画

防波堤延伸工事における大型ケーソン据付について

(一社)北海道土木施工管理技士会

岩倉建設株式会社

現場代理人

監理技術者

及川和夫[○]

三浦洋一

1. はじめに

石狩湾新港は、北海道の日本海側に臨む石狩湾沿岸のほぼ中央に位置し、道内の政治・経済の中心である札幌圏にあり、重要な物流機能を担っている。本工事は、石狩湾新港の北防波堤延伸に伴う大型ケーソン約5,500t(L25.0×B16.7(20.7)×H18.5)2函の据付を行う防波堤建設工事である。

工事概要

- (1) 工事名：石狩湾新港北防波堤建設工事
- (2) 発注者：北海道開発局 小樽開発建設部
- (3) 工事場所：石狩湾新港
- (4) 工期：平成27年3月20日～
平成27年10月20日

2. 現場における問題点

(1) 本工事は、防波堤延伸工事の初年度にあたり、1函目のケーソン据付は、既設防波堤から延長方向へ75m離れた位置に堤幹部として据付しなければならなかった。しかも、既設防波堤と新設ケーソンの間には、最終的にケーソン3函を据付する計画があるため、距離75mを確保し、尚且つ出来形規格値+300mm(社内規格値+240mm)以内でケーソンを据付する必要がある。そのため、水深17.0mの位置にケーソン据付を行う海上作業にとっては高い精度を要求されることから、その施工方法が問題となった。

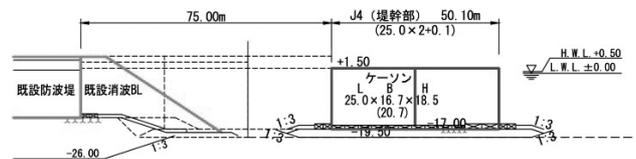


図-1 ケーソン据付縦断面図

(2) ケーソン据付に使用する中詰材は、一般的には砂を使用するが、本工事では製鋼スラグ(鉄鋼製造時にでる副産物)の使用が計画されていたため、産地である室蘭より石狩湾新港まで距離約180km、数量約11,000m³を陸上運搬する必要があった。工期は10月20日までとなっていたが、石狩湾新港における漁期の関係で海上作業は8月末までという制約があった。そのため、7月には1函目のケーソン据付を開始しなければ工程確保が困難となることから、5～6月の2ヶ月間で運搬を終了する必要があり、製鋼スラグの運搬方法もまた問題となった。

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) 1函目のケーソン据付に伴い、事前の測量による位置出しの精度が重要であった。そこで、『モンケン自動追尾システム』を使用し、ケーソン据付の起点及び管理法線の位置出しを行った。このシステムは、モンケン(重錘)にプリズムを設置して光波測距儀と同様に高さ位置を自動計測することができ、一般的には基礎捨石均しの施工管理に使用する。今回の測量方法は、指定した座標位置にモンケンを誘導し水中に下した位置に潜水

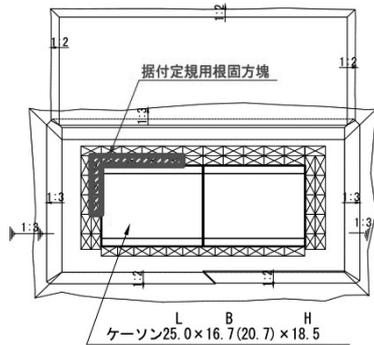


図-2 定規方塊設置図

士にて杭と水系で明示する。この方法で行った結果、通常の光波測距儀での測量よりも精度が高く時間も短縮できた。

さらに、位置出し完了後、本来ケーソン据付後に設置する根固方塊の1部をケーソン据付前に設置した。根固方塊を水系の起点側と外港側のL字型に設置し、ケーソン据付時の定規として使用することにより据付精度向上を図った。

上記の準備完了後、1函目のケーソン据付を行うが、据付の一連作業には、浮上→曳航→据付→中詰材投入→蓋ブロック据付があり、今回の大型ケーソンでは3日間の風が必要であった。まず、据付箇所より500m離れた仮置場に沈設してあるケーソンを起重機船にて据付前日より浮上させ、最終の天気予報確認後、日の出から曳船2隻にてケーソンを据付箇所まで曳航した。据付箇所には予め別の起重機船を据付位置の外港側にアンカーでセットしておき、曳航してきたケーソンは起重機船に引渡し、ウインチと滑車を使用してケーソンを起重機船と一体化させて、据付時の波浪による影響を少なくした。次に、据付位置は既設防波堤から光波測距儀にて誘導し、一般的な1素子ではなく精度の高い3素子のプリズムを使用して据付位置を決定した。最後に、ケーソンに注水し据付終了となるが、水深が17mあり沈設に時間を要するため、注水には一般的に使用する8吋水中ポンプではなく、管径φ500mm長さ約12mのサイフォンを使用し注水時間の短縮を図った。

以上のような施工方法の工夫により、今回の大型ケーソンを延長方向に75.06mという高い精度



図-3 1函目ケーソン据付状況



図-4 運搬経路図

で据付することができた。

(2) ケーソン据付を海上作業の期日である8月末までに終了させるためには、中詰材の運搬作業に費やせる期間は2ヶ月しかなかった。しかも室蘭からの陸上運搬では1台/日あたり1往復しかできず、運搬車両も日々30台以上必要である。その台数の運搬車両を確保するのは困難で、予定期日に間に合わないリスクも大きいため、室蘭港よりガット船による海上運搬を行うことにした。ガット船の運搬距離は460kmと陸上より長いが、1度に約2,000m³を運搬することができ、積込・運搬・荷下ろしの一連作業が3日で行える。これにより運搬作業を予定の半分の1ヶ月で終わらせることができた。

4. おわりに

今回の工事は、工期前半の5～6月は天候に恵まれず工程管理にも苦勞したが、制約の8月末での海上作業終了(8月29日)に至った。ケーソン据付一連作業では、いかに施工方法等を工夫し、工程をフォローアップしていくことが重要な課題である。

施工計画

トラベラークレーンによる張り出し・ 落とし込み架設について

日本橋梁建設土木施工管理技士会

日立造船株式会社

監理技術者

東 大 輔

1. はじめに

本工事は中川郡音威子府村字音威子府から中川郡中川町字誉に至る延長19.0kmの音威子府バイパス事業の終点到位置し（図-1）、一級河川天塩川を跨ぐ全長459m鋼7径間連続非合成3主桁桁橋を架設するものである。高水敷部はクローラークレーン（200t吊級）、河川上はトラベラークレーン（650t・m級）で架設した。

本稿では河川上の張り出し・落とし込み架設について報告する。

工事概要

- (1) 工事名：一般国道40号
中川町 天塩川橋上部工事
- (2) 発注者：国土交通省 北海道開発局
旭川開発建設部
- (3) 工事場所：北海道中川郡中川町
- (4) 工期：平成25年11月7日～
平成27年12月18日



図-1 施工位置図

2. 現場における問題点

架設ステップを図-2に示す。左岸側はB6ベント上付近に設置したトラベラークレーンでP-5橋脚上の桁を架設、それからP-5橋脚上までトラベラークレーンを前進させ、2ブロックの張り出し架設を行った。残りの3ブロックは右岸側から架設するため、一旦トラベラークレーンを解体、運搬しP-4橋脚上付近に搭載、2ブロックを張り出し架設して、支間中央で閉合せせた。

架設にあたっては、下記の問題点が考えられた。

(1) 主桁のねじれ

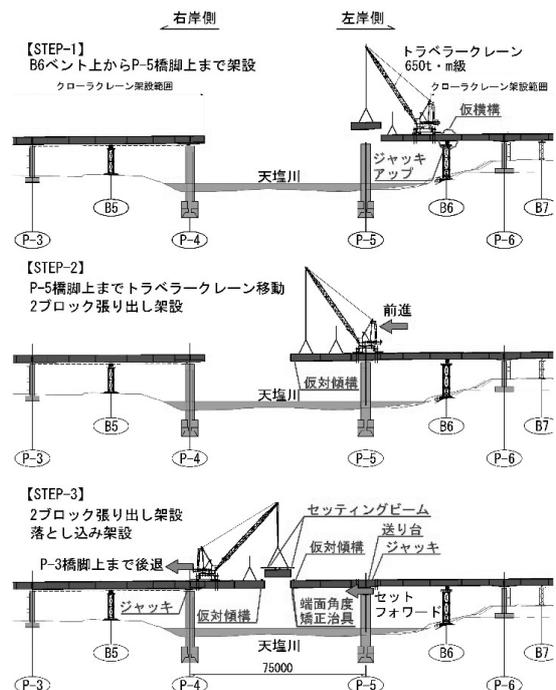


図-2 架設ステップ図

少数鉸桁橋であるので横剛性が低くトラベラークレーン旋回時は片側の主桁にクレーン反力が作用するため、主桁にねじれが生じる。

特に、P-5 橋脚上の部材架設時は、張り出し桁上での作業となるため、主桁のねじれが増幅する。

(2) 主桁間のたわみ差

張り出し架設であり、そのブロックの先端側に横桁が配置されないことなどによって、主桁間にたわみ差が生じ、仮組立時の組立形状を適切に再現できない。

(3) 閉合部の出来形管理

ベントを設置できない河川上は、地盤上での添接作業と異なりジャッキによる高さ調整ができないため、閉合継手部の端面角度が計画通りにならないことによって架設完了時の出来形精度を低下させる。

(4) 落とし込み桁架設用のクリアランス確保

橋長が長いので、製作・架設誤差の累積、架設作業時の鋼桁温度の影響による伸びにともない落とし込み部材のクリアランスの確保が困難である。

(5) トラベラークレーン自重によるキャンバーへの影響

P-5 橋脚上の桁架設時にはトラベラークレーンによって桁がたわむため、橋脚とのクリアランスを確保できない可能性がある。

また、閉合部材架設位置にトラベラークレーンが残っているとその自重によって、閉合区間のキャンバーに影響が生じる。

3. 工夫・改善点と適用結果

先の問題に対し、下記の工夫を適用した。

(1) 仮横構の設置

トラベラークレーン設置位置付近に仮横構を設置して主桁のねじれ防止対策を実施した。

(2) 仮対傾構の設置

張り出した桁の先端付近に仮対傾構を設置して、主桁間のたわみ差を防止した。

(3) セッティングビーム、端面角度矯正治具の設置

落とし込み桁の両側にH形鋼と鉛直ジャッキ (cap. 50t) で構成したセッティングビームを設

置した状態で架設して、添接作業完了までそれで閉合部材を仮受けした (図-3)。

閉合は5月末となり、昼間は30度前後まで気温が上昇することが予想されたため、作業は早朝に行った。

(4) 送り台の設置

左岸側は約50mmセットバックして架設していたため、P-5 橋脚上に配置した送り台でセットフォワード作業を行った。それからP-4、P-5 橋脚上の鉛直ジャッキ (cap. 200t) と桁上のセッティングビーム、さらに主桁上下に設置した端面角度矯正治具 (センターホールジャッキ cap. 50t とゲビンデスターブ $\phi 32\text{mm}$ で構成) で、ウェブ上下のすき間とキャンバーを確認しながら閉合作業を行った。

(5) 架設形状の調整

P-5 橋脚到達前にB-6 ベント上でジャッキアップ (約200mm) して橋脚とのクリアランスを確保した。閉合時にはトラベラークレーンをP-4 ~ P-5 径間のキャンバー値に影響を与えないP-3 橋脚上まで後退させた。

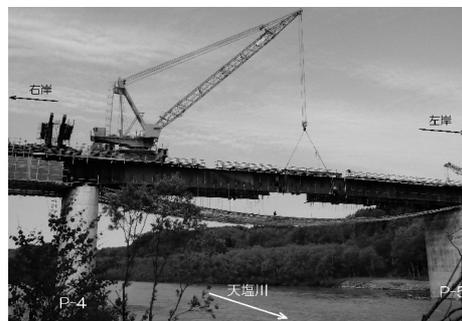


図-3 閉合部材架設状況

4. おわりに

河川上の支間長75mの張り出し・落とし込み架設部分の出来形精度が課題であったが、上記3の工夫・改善点を適用した結果、架設完了時の出来形精度を規格値に対して50%以下におさめることができた。また、横剛性の低い少数鉸桁上にトラベラークレーンを配置したため、クレーン旋回時の主桁の揺れに不安を感じていたが、架設時の本体照査など事前準備により無事に閉合することができた。

本稿が同種工事の参考になれば幸いである。

施工計画

鋼矢板打設時のクレーンヤード合理化による 施工サイクル向上

山梨県土木施工管理技士会
国際建設株式会社
中山 好仁

1. はじめに

工事概要

- (1) 工事名：鎌田川1工区河川工事(一部債務)
- (2) 発注者：山梨県
- (3) 工事場所：山梨県中央市一町畑地内の1
- (4) 工期：平成27年3月17日～
平成28年6月30日

本工事は一級河川笛吹川の右支である鎌田川（河川管理者：山梨県）の右岸側護岸改修工事である。工事箇所近傍には公共施設があるため、用地の関係で河川断面が限られており、護岸形状はパラペット護岸を擁した特殊堤として計画されている（図-1）。

この護岸工事の施工のため、土留仮締切工の施工は広幅鋼矢板（45H型、L=12.5m）を用いて締切延長151mを施工する計画となっている。

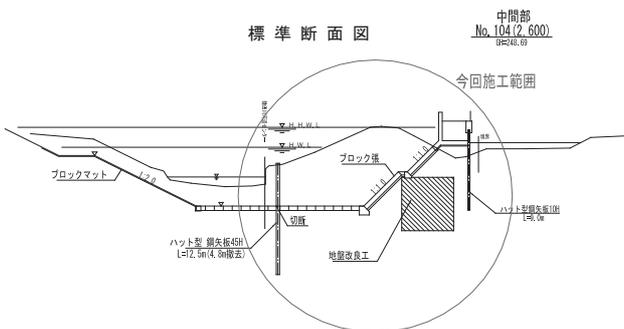


図-1 標準断面

2. 現場における問題点

2-1 問題点の抽出

本工事の土留仮締切工は指定仮設であり、使用する鋼矢板は広幅鋼矢板の45H型（有効幅90cm、有効高さ36.8cm）である。この鋼矢板を使用するにあたり以下の点が問題となった。

- 本製品は新製品であり、国内での使用実績がほとんどないため、施工進捗が予測できない。
 - 打設箇所はN値が50を超える硬質な地盤であり、打設が困難。（換算N値：最大75、平均58）
- このように、未経験な材料や現場条件など施工に対する鋼矢板打設工程に不確定要素が多いため、全体工程に与える影響が大きいことが問題となった。

2-2 克服すべき課題

この問題を解決するため、従来の施工プロセスの中で渇水期施工における工程確保の観点に立ち、以下の点について検討を行った。

a. 鋼矢板打設時期の検討

b. 鋼矢板打設後の工程の短縮

a. については、河川内の施工となるため渇水期時期の施工が原則であり、着手時期はどうしても固定されてしまうため工程短縮が計れない。

またb. についても護岸ブロックの施工方法や根固めブロックの制作・設置などの方法などについて検討したが、大幅な工程短縮となる決め手が

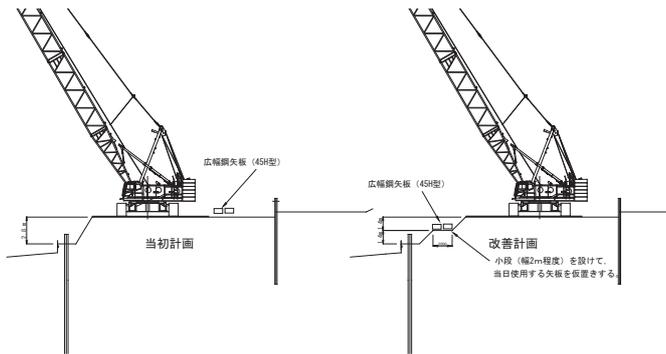


図-2 施工ヤード改善図

ないなどの結論に至った。

よって、着手時期や本体工事での工程短縮は困難と結論付けられたため、どうしても土留仮締切工での工程短縮が必要となり、この工程短縮方法が課題となった。

3. 工夫・改善点と適用結果

3-1 従来の方法の問題点

工程短縮のために矢板打設のサイクルタムの向上を図ることとした。

従来の方法ではクレーンの移動方向又は後方に材料を仮置きするため、鋼矢板1枚を打設するまでに90度程度旋回し材料を吊り上げるが、材料の置き方によってはジブを能力限界まで起伏させる必要がある。

その後、旋回しながら巻き上げを行い打設箇所に矢板をセットする、というフローとなる。また、クレーン移動時に余った鋼矢板を移動する手順があり、各工程で大幅なタイムロスが発生する。

3-2 現場に置ける工夫・改善

そこで、サイクルタイム向上方法として鋼矢板打設用の布掘を二段としてクレーン正面に小段を設け、そこに鋼矢板を仮置きする方法を考案した。

この方法を採用することにより次の効果が期待できる。

- 鋼矢板を吊り込むための旋回時間が省略できる。
- 常に正面に鋼矢板があるため、ジブの起伏を最小限にすることができる。
- クレーンの移動のために鋼矢板の移動が発生しない。

よって、この方法によって鋼矢板打設時の施工



図-3 施工状況

サイクルタムの向上が期待できるという結論に達した。

3-3 適用効果

この方法を採用した結果、以下の効果を確認することができた。

当初5枚/日程度の施工量を想定していたが、8枚/日の施工量を達成し、約2週間程度の工程短縮を図ることができた。

また副次的効果として、小段上にウォータージェット設備を設置できたため、この設備の移動時間によるロスタイムが削減できた。

更に、小段上でウォータージェット配管取付けなどの作業も行えるため、作業員の上下移動の動線が短くなり、法肩からの転落災害のリスク低減が図られ、安全確保にも無視できない効果を与えた。

4. おわりに

今回の施工に関して、実施した方法は期待以上の効果を発揮したといえる。しかし不利な点として、クレーンの作業半径が大きくなりクレーン規格が過大なものとなるなど経済的に不利な状況となり得る。よって今後の課題として施工条件の検討と適切な経済比較が必要である。

最後に、施工レイアウトの検討や細かい工具・道具などの改善を通して、工程短縮及び無事故・無災害の達成に尽力した工事関係者の皆様に深く感謝を申し上げます。

坂東跨道橋の架設報告

日本橋梁建設土木施工管理技士会

川田工業株式会社

笹原 啓[○]

井上 康太郎

庄谷 英男

1. はじめに

工事概要

- (1) 工事名：国道8号坂東跨道橋上部工事
- (2) 発注者：国土交通省北陸地方整備局
富山河川国道事務所
- (3) 工事場所：富山県射水市坂東地先
- (4) 工期：平成26年8月21日～
平成27年11月6日

富山県内を東西に横断する国道8号富山高岡バイパスは、富山県内の主要都市を結ぶ重要な幹線道路ネットワークである。しかし、坂東交差点には交通が集中しており、慢性的な渋滞が発生していた。坂東立体化事業は、坂東交差点の交通渋滞の緩和と幹線ネットワークの充実強化を目的として、射水市沖塚原～川口間約1.1kmを立体化する事業である。本工事は、坂東交差点上に鋼単純箱桁橋を上下線の2連を架設する工事である。

2. 現場における問題点

当初の架設計画案では、Cap360tTCによるトラッククレーンベント工法にて計画されており、



図-1 施工位置図

地組ブロック(L=約30m)は、架設地点から約800m離れた中央占用帯内でトラッククレーンにて地組を行い、トレーラーにて架設地点まで運搬することとされていた。

架設クレーンについては、地組桁の荷取りや架設時の作業半径を考慮し、Cap500tTCに変更した。

(1) 架設ヤード

架設ヤードは、両橋台の盛土工事が施工中であるため、橋台背面はクレーンを設置したり、仮置きヤードとして使用することができず、架設ヤードとして使用できるのは坂東交差点内のみであった。非常に狭いヤードでの作業であったため、架設時のクレーン、トレーラー、ベント、電柱等の位置を正確にCAD上に反映し、シミュレーションを行った結果、地組ブロック4本目の架設時にトレーラーが配置できず、架設できないことが判明した。

(2) 地組ヤード

地組ヤードは、架設地点(坂東交差点)からL=800m離れた中央占用帯内であった。この地組ヤードは、橋台背面の盛土工事の10tダンプの搬入ゲートと近接していることと、国道8号に近接した箇所での地組となるため、他業者との工程調整、第三者災害防止への対応が懸念された。

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) モジュール台車の使用



図-2 地組桁積み込み状況（モジュール台車）



図-3 架設状況

4本目の地組ブロック架設時に架設ヤードが一番狭い状態となり、トレーラーヘッドとベントが干渉して、荷取りできないことが判明した。そこで、地組桁の運搬をモジュール台車+舵切り台車にて行うことに変更した。このことにより、ベントと地組桁の間にクリアランスを確保することができ、架設が可能となった。モジュール台車とは、トレーラーヘッドがなく、リモコンで移動できる台車であり、トレーラーヘッド分（約7.0m）のスペースを確保することが可能となった（図-2～図-4参照）。

(2) 門型クレーンの使用

地組ヤードに Cap40t 門型クレーンを 2 基設置

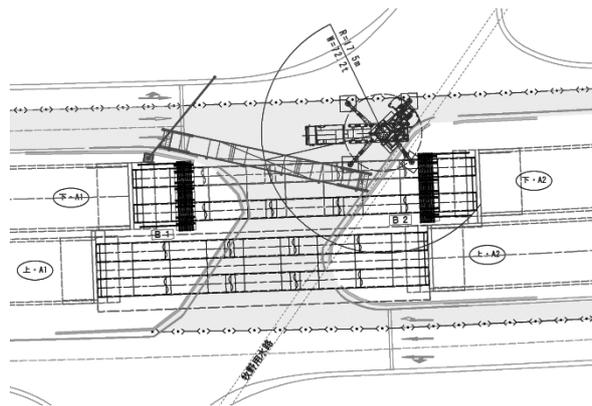


図-4 架設計画図



図-5 施工完了

することにより、盛土運搬の10tダンプの通行の妨げになることもなく、桁の地組が可能となった。また、地組み時、桁積み込み時に桁が道路上に出る等のリスクを回避することができた。

4. おわりに

交通規制日数が6日間という非常にタイトな工程を綿密な工程計画、架設計画を職員、作業員が一体となって行った結果、無事故で工事を完了することができた。

最後に、本工事の施工にあたり、ご指導賜りました、国土交通省富山河川国道事務所の皆様、及び関係者の方々に厚く御礼申し上げます。

※参考資料 国土交通省 富山河川国道事務所
坂東立体化事業パンフレット

万場大橋の施工

～S字カーブの橋桁を曲線半径425mで送り出し架設～

日本橋梁建設土木施工管理技士会

川田工業株式会社

監理技術者

三 浦 敏[○]

現場代理人

石 田 広 祐

現場担当者

館 暢

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：156号大和改良万場大橋鋼上部工事
- (2) 発 注 者：国土交通省 中部地方整備局
- (3) 工事場所：岐阜県郡上市大和町剣から
郡上市大和町万場まで
- (4) 工 期：平成26年2月4日～
平成27年5月1日

一般国道156号大和改良は、岐阜県郡上市大和剣地区から白鳥町中津屋に至る延長2.6kmのバイパスであり、現道の防災課題箇所の解消や冬期の交通安全確保を目的に整備が進められている。このバイパスの一部として施工された万場大橋は、鋼桁の平面線形が一定ではない曲線（S字に近い形状）を成す橋長131.5mの鋼2径間連続非合成箱桁橋である。本橋は、一級河川長良川に架かる橋で、鮎が生息する自然豊かな河川の環境への配

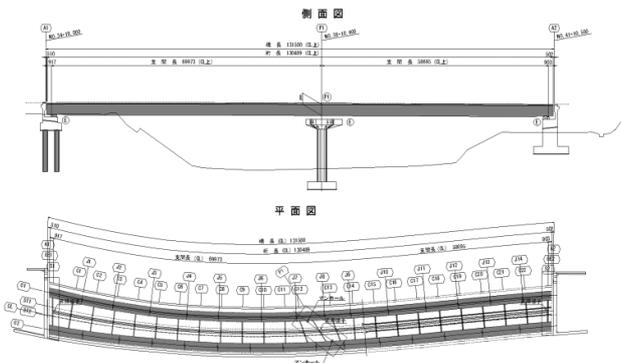


図-1 橋梁一般図

慮により、桁下へのベント等仮設備の設置や大型重機の進入が不可であったため、A2橋台背面を地組ヤードとした「手延べ式送り出し工法」にて架設を行った。送り出しラインをR=425mとする曲線送り出しを1主桁毎に実施し、それぞれの主桁を所定の位置に「横取り」後、二次部材の架設を行い、「桁降下」を実施した。

2. 現場における問題点

「送り出し方法の立案」

本橋の当初架設計画（発注時）の問題点は以下の通りであった。

- ・主桁間隔が変化する曲線桁であり、送り出し架設中は主桁位置が刻々と変化し、送り出し装置の受点位置も一定ではないため作業が煩雑となり、設備やヤード幅の増大が懸念される事。
- ・河川方向と本橋が斜めに交差しているため、上下部工の斜角の影響により、橋軸直角方向に隣り合う受点のジャッキ反力が大きく変動し反力管理が難しくなる事。
- ・主桁間隔を狭めた仮横桁で2主桁を連結した送り出しは、不静定構造となり反力管理が難しくなる事。
- ・直線送り出しであり、送り出し桁を間接的に受梁で支持するため、送り出し途中でジャッキ反力の変化が大きくなる事。（受梁の水平度を保つのが困難となり桁転倒のリスクが大きくな



図-2 施工前（長良川下流側から望む）

る。)また、中間橋脚に到達させるために、途中で大きく横方向への位置調整を実施しながらの架設となり、設備の増大と作業が煩雑になることが懸念される事。

これらの問題点を解決するための送り出し方法の立案が必要であった。

3. 工夫・改善点と適用結果

「リスクを低減する送り出し方法の立案」

当初架設計画を以下の方法に変更することで改善を図った。

- ・ 1 主桁毎に送り出しをすることで斜角や曲線による反力変動を小さくし、静定構造とすることで反力管理を容易にした。
- ・ 曲線送り出しとし、送り出し桁をほぼ直接支持の状態を受梁上で支持することで橋軸方向に隣り合うジャッキ反力の変動（反力差）を抑えた。（受梁の水平度を保つのが容易となり桁転倒リスクが低減する。）また、中間橋脚に到達させるための送り出し途中での横方向への位置調整を小さく出来たことで、位置調整作業を低減させ作業の安全性を向上させた。

以上の改善点を考慮・反映し、再度、送出しステップ、設備計画等を立案し施工した。

その結果、本橋の送り出し架設は2015年1月上旬より開始し、同年2月下旬に無事完了した。



図-3 送り出し中の万場大橋



図-4 完成した万場大橋

4. おわりに

本工事は、送り出し架設時期に大雪に見舞われたが、その後、横取り・桁降下・二次部材設置後、現場塗装を経て、2015年5月上旬に無事故・無災害で無事竣工を迎えた。

小学生の学習の場として、製作工場の見学会や、送り出し架設中の親子現場見学会などを実施し、地域との連携に積極的に取り組んだ。本報告が今後同様な架設計画の一助となれば幸いである。

最後に、本工事の施工にあたり、国土交通省中部地方整備局岐阜国道事務所ならびに地域の皆様など、関係者の方々には多大なるご指導・ご協力を頂いた。ここに厚く御礼申し上げます。

既存護岸設置型波力発電装置の設置工事

日本橋梁建設土木施工管理技士会

エム・エム ブリッジ株式会社

コンソーシアムリーダー

コンソーシアムメンバー

木原 一 禎[○]

古田 大 介

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：酒田港波力発電装置設置工事
- (2) 発 注 者：NEDO との共同研究
- (3) 工事場所：山形県酒田市酒田港内護岸
- (4) 研究期間：平成26年4月～平成28年3月

本報告は、NEDO との共同研究で実施した海洋エネルギー実証研究の「空気タービン式波力発電装置」における実証実験工事についての報告である。

図-1に工事の概要図を示す。既設の護岸ケーソン上に約30tの波力発電装置を設置する工事である（エレクトロ機器の設置・接続含む）。設置場所である酒田港は、冬場の日本海の季節風の影響により、晩秋～冬季の間（10月～4月）、荒天日数が多く、海上起重機の稼働率が大幅に低下する上、日没時間が16：00時と工事の作業時間に制限を受ける。

一方、実証研究の工程の都合上、現地工事の開始時期は11月で、1月中旬には、発電装置を稼働

させる必要があった。

2. 現場における問題点

2.1 ブロックの輸送・架設

工事概要に述べたとおり、現地工事の期間は、晩秋～冬季に掛けての荒天日数が非常に多く、海上起重機での架設が困難な時期であった。そのため、駆体装置のブロック分割化をはかり、陸上輸送後にトラッククレーンでの架設が前提となった。また、本発電装置は、装置内の波の上下運動を利用して、装置内の空気を圧縮空気にして、タービンを回転させて発電する機構であるため、ブロックジョイント部のエアリークに配慮が必要な特殊構造物である。

2.2 エレクトロニクス工事を含め45日の短工期

図-2に付帯工事の施工概要を示す。付帯工事は、本工事が発電装置の実証研究工事であることから、本体駆体工事とともに非常に重要である。

発電装置の発電開始日は、翌年の1月中旬であるため、駆体設置後の付帯設備の施工効率の向上

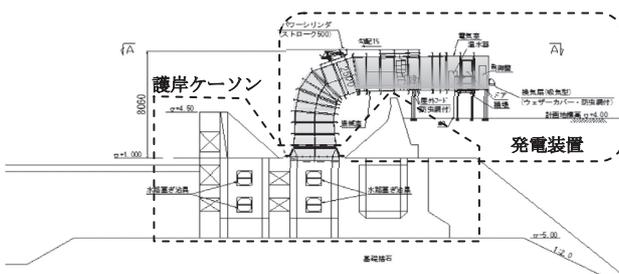


図-1 波力発電装置の概要

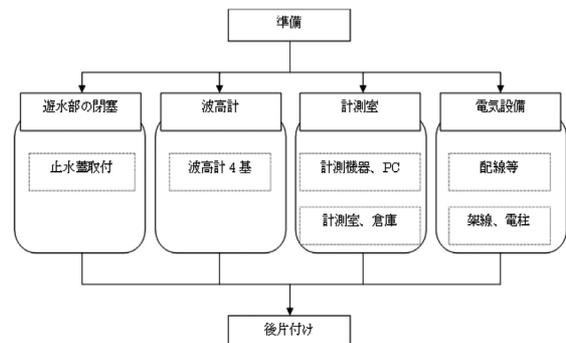


図-2 付帯工事施工概要



図-3 発電装置完成写真

も重要な課題であった。

3. 工夫・改善点と適用結果

3.1 架設ブロックの分割

上述のように、海上起重機船による輸送・架設は、工程管理上のリスクが大きく回避する必要があった。そのため、トラック輸送、トラッククレーン架設を前提に製作ブロックの分割寸法を決定した。

また、ブロックを設置する際、荒天による待機が数日発生することが予想されたため、装置の曲線部ブロックまでを2日で完了できるように、現地ヤードでブロックの大型化を図った。結果、発電装置駆体の接続は11日間で完了した。この11日のうち、実作業は4日で、荒天による待機が7日であった。そのうち、1日は爆弾低気圧の来襲により20m/sec 越えの防風雪であったが、曲線部のブロックまで短工期で接続し、防風対策サポートを設置したので、無事据え付けが完了できた(図-3)。

また、ブロックジョイント部には、エアー漏れ対策として、ブロック継ぎ手にゴムパッキンを使用している。このゴムパッキンを確実に取り付けるため、ゴムパッキンを事前にジョイント受け側のブロック継手部にシリコンボンドで確実に接着させた。

3.2 エレクトロ設備の事前取り付け

本発電装置のエレクトロ機器は、タービン&発電機のハード部とインバーター、シーケンサーなどの制御部がある。現地でのハード部ソフト部の接続作業を削減させるために、ハード部、ソフト部両方の機器は、ユニット構造とし、事前に製作工場内で仮設置した。これにより、現場での作業

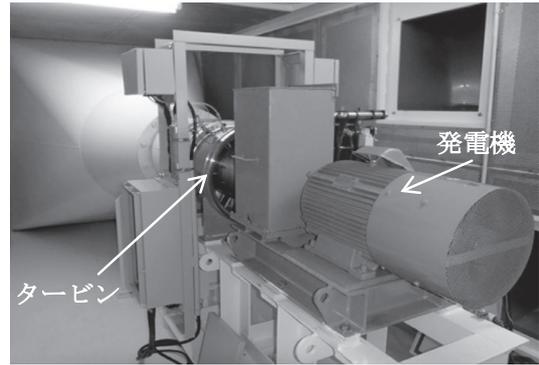


図-4 タービン&発電機ユニット

が大幅に削減できた。図-4に発電装置の完成状況を示す。発電装置駆体部を連結した後は、装置内部は風雪などの影響を受けることなく作業が進められるため、装置駆体の荒天待ちで生じた3日間の工程の遅れを挽回することができた。この工法では、制御機器の大敵となる飛来塩分の浸透を遮断できるため、トラブル要因の排除にも繋がった。また、波高計や止水蓋については、1ヶ月の工事期間のなかで、海象が比較的静穏であった2日間で設置を行った。

4. おわりに

これまで我が国においては、後付けタイプの波力発電装置の実施(実証)例はなく、今回の実証研究が初めての試みであり、発電単価の低減につながる施工の省力化は、研究課題であった。研究終了後の本実証研究の事後評価において、今回の実証工事は、波力発電装置の実用化に向けての目処付けができたとの評価をいただいた。実証実験の成功は、今後の海洋再生可能エネルギーの活用への発展に向けた成果として非常に有意義なものとなった。

最後に、本成果は、国立研究開発法人新エネルギー・産業技術総合開発機構(NEDO)と8者の共同研究業務の成果であり、施工の主担当の(株)本間組他、(国研)海洋研究開発機構、(国研)港湾空港技術研究所、佐賀大学、日本大学、東亜建設工業(株)、エイ・エス・アイ総研(株)の空気タービン式波力発電コンソーシアム参加メンバーには多大なるご尽力を頂いた。ここに敬意を表し、お礼を申し上げます。

施工計画

京都駅前におけるペDESTロリアンデッキの施工計画

日本橋梁建設土木施工管理技士会
株式会社駒井ハルテック

橋梁工事部工事2課 課長代理
小原 康 宜[○]

橋梁設計部 大阪設計課 課長
小川 久 志

橋梁設計部 大阪設計課 課員
谷口 真 世

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：京都駅八条口デッキ工事
- (2) 発 注 者：京都市建設局
- (3) 工事場所：京都市南区西九条院町他地内
- (4) 工 期：2015年4月25日～
2016年3月31日

2. 現場における問題点

本工事は、日利用者が20万人と言われる京都駅に直結するデッキを構築する工事である。また、架設する駅南側全体において大規模な周辺開発も同時に行われるものであった。そこで現場工程を実現するために、設計照査時より下記の項目を問題点と考え検討を行った。

- ①工程通りのデッキ架設を実現するために、駅を利用する観光バス、タクシーなどの駅利用車両の円滑な誘導および利用者の安全確保
- ②デッキ架設時の部材調整時間を短縮するため、アンカーフレームおよび柱の架設精度の向上
- ③②の架設精度を実施するための架設工法の検討と既設構造物との取り合い検討

3. 工夫・改善点と適用結果

工事による駅周辺の渋滞を防ぐために、信号の移設計画を立案ならびに、関係官庁と協議を行い、



図-1 イメージアップ看板設置状況

仮信号器の設置を実施した。歩行者については、誘導員を適宜配置し、安全確保に努めた。

ヤード全体を高さ2m万能塀で囲うことで、歩行者および一般車両に対し、飛散物や埃等が駅周辺に飛散しないように心がけた。また、万能塀には、第三者へのイメージアップを図るためにデッキ完成予想図および現場工程が一目でわかるイラストを配置した。

デッキの構造は、円柱9本でデッキを支えているペDESTロリアンデッキである。柱1本の架設精度がデッキ全体の出来形を左右するため慎重に架設作業を行った。具体的には、アンカーフレームの据付誤差を3mm以内とする社内目標を設定し実施した。アンカーフレームの架設後にデッキ全体の座標系での測量を実施し、据付誤差が3mm



図-2 デッキ架設状況

以内であることを確認し、柱の架設を実施した。デッキ供用後は、既設構造物である京都駅南北自由通路との直結通路となるため、アンカーフレーム、柱の架設高さは、既設構造物よりも3mm低い状態で架設を行い、最後の高さ調整は橋面工のタイル施工にて擦り付けることとした。柱架設後に水平キャンバーを考慮した鉛直度を計測し、デッキである鋼床版の架設に影響が無いことをCAD上で確認した。

デッキの架設は、工程短縮を実施するために当初のベント工法からノーベント工法に変更した。柱とデッキ下端のエレクションピースの形状を計算によりデッキの死荷重に耐えうる構造とした。これにより工程の短縮と重機設置のスペースの確保が出来た。当初の架設工程の日数は、ベント設置の場合は約14日必要であったが、ノーベント工法に変更することにより架設日数を約9日短縮した5日間で架設を完了することが出来た。

架設完了後に建築業者がデッキ下のヤードを必要とすることから吊足場には設置高さの制限があった。現状の地盤高さから工事用車両が通行できるように、計画を行うとともに、デッキ部分の塗装や溶接作業に支障がでないように設置した。

デッキ架設完了後の鋼床版部の溶接は、溶接により鋼材が縮むことを考えて溶接順序を設定した。溶接收縮量を1継手あたり2mmと設定し、デッキ架設後に溶接收縮量を考慮した幅員を計測することで、問題の無いことを確認した。また、デッ



図-3 足場組立状況

キ溶接に際しては、バット方向を先行して溶接し、その後シーム方向を溶接した、この作業により、デッキ全体の総幅員と橋長の確保が出来た。この一連の計画、検討、実施により出来形管理基準を満足するアンカーフレーム架設、柱架設およびデッキ架設を完了することができた。デッキ溶接完了後の橋面工の施工においては、他工事の施工範囲であるエレベーター、エスカレーターおよび階段部との取り合い検討の必要があった。方針としては、橋面工の高さ調整は、デッキ部分全体として調整を行い、特に雨水が既設構造物側に浸入しないように予め、計測を実施し、デッキ歩廊面の屋根勾配部分の設計ELを設定した。この設定した設計ELから設計図面に記載の縦断勾配、横断勾配を満足する勾配を設定し、調整コンクリートの施工を実施した。調整コンクリート打設後のタイル施工は、縦断勾配と横断勾配を考慮し、特に既設構造物周辺は擦り付け区間を長くとり自然に雨水が流れるように工夫した。また歩行者に対しては、違和感なく通行できるようにタイル施工の際に試験的に勾配の擦り付けを実施した。

4. おわりに

現場作業の施工前に入念に事前検討を行い、業者とも工程調整やヤード施工区分等を実施し、決められた工期の中で問題なく工事を完成させることができた。

岸壁鋼管矢板の控工としてのグラウンドアンカーの施工

東京土木施工管理技士会
東亜建設工業株式会社
現場代理人兼監理技術者
田代 玄[○]

工事担当者 生井 秀 浩
工事担当者 山本 純 也

1. はじめに

本工事は、仮設構台を構築し岸壁鋼管矢板の控工としてのグラウンドアンカーを施工するものである。(鋼管矢板打設は前年度工事、上部工その他は次年度工事)

工事概要

- (1) 工 事 名：千賀の浦観光物揚場災害復旧工事
- (2) 発 注 者：宮城県仙台塩釜港湾事務所
- (3) 工事場所：宮城県塩竈市海岸通り地先
- (4) 工 期：平成28年3月4日～
平成28年12月22日

2. 現場における問題点

グラウンドアンカーは、堅固な岩盤に所定の長さ以上貫入され良質なグラウトで定着させることで、鋼管矢板に緊張力を与えることが出来る。

現場のグラウンドアンカー定着岩盤層は、起伏が大きく、近接した場所で行った岸壁本体の鋼管矢板打設や仮設構台支持杭打設の為の岩盤探査では、岩盤高の高低差が3.6m、最大傾斜が15%あり、定着長が確保できない懸念があった。

また、緊張試験(適性試験・確認試験)時に最大で125tf/本(設計アンカー力(地震時)×1.25倍)の引張荷重をかけるので、裏込材の無い状態で鋼管矢板が大きく変位してしまう危険性があった。

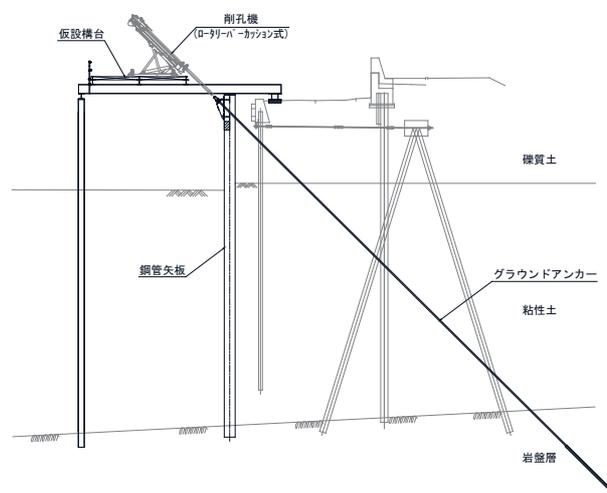


図-1 断面図

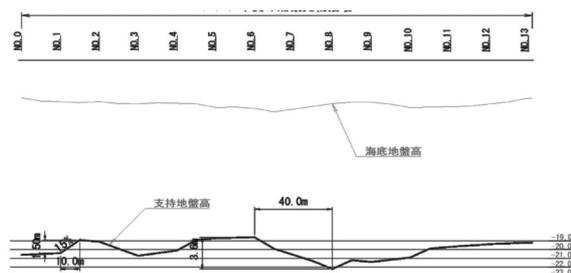


図-2 縦断面図(鋼管矢板位置岩盤探査結果)

3. 工夫・改善点と適用結果

施工延長260m、計70本のグラウンドアンカーは、5本のボーリング調査結果からアンカー材料の長さが決定されていた。岩盤探査結果で岩盤の起伏が大きな箇所については、工事着手時に追加ボーリング調査を行い、その結果を基にアンカー材料の長さを算出、発注者と協議し、変更した長

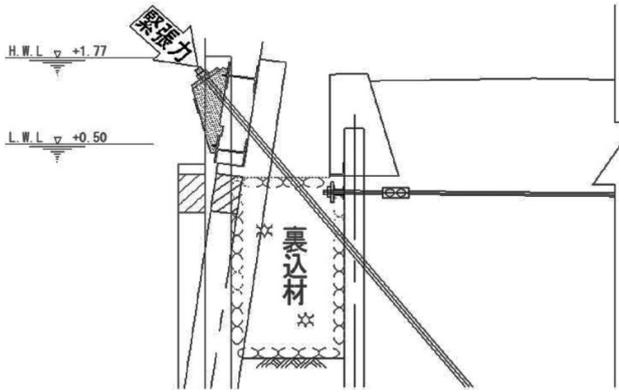


図-3 鋼管矢板変位概念図(グラウンドアンカー緊張時)

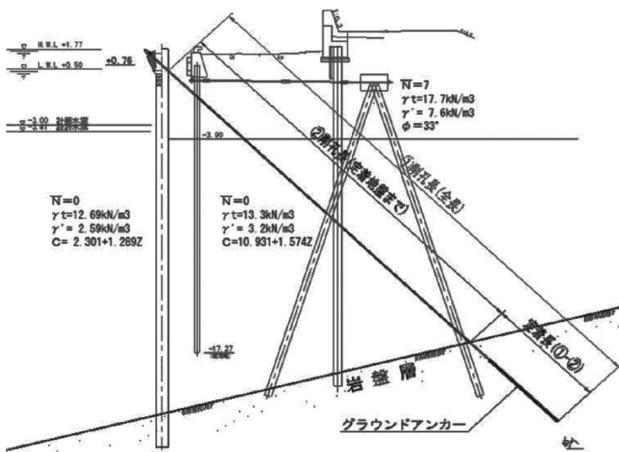


図-4 定着長測定断面図

さで施工を行った。(結果的には長くした箇所と短くできた箇所があった。)

グラウンドアンカー削孔の出来形確認に関しては、設計図書で規定されているのは削孔全長の管理だけであり、これだけでは当現場のように岩盤層の起伏が激しいところでは、アンカー材が岩盤にどのくらい貫入できているか分からない。このため、岩盤層までの削孔長も計測し、所定の長さ以上岩盤層に貫入できていることを確認した。

鋼管矢板の変位を抑制するためには、当初設計には無かった裏込工の必要性を協議し、グラウンドアンカー緊張前には鋼管矢板背面に裏込材を投入することが出来た。しかし、現地盤は軟弱な粘

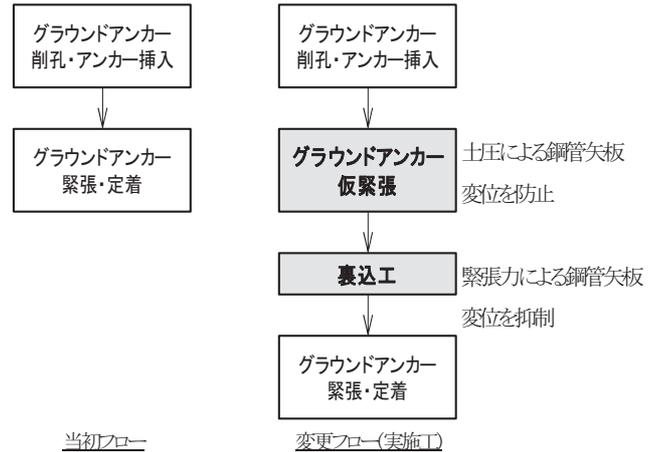


図-5 施工フロー図

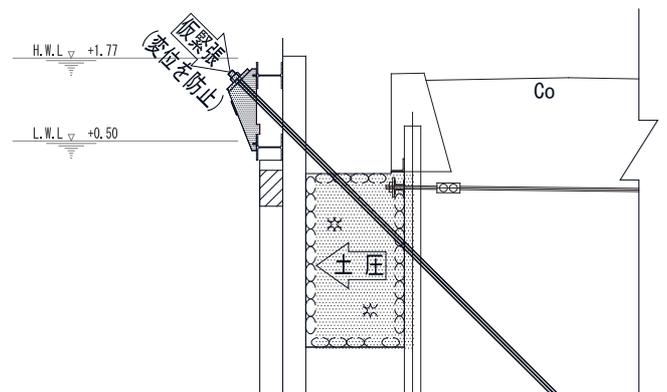


図-6 仮緊張による鋼管矢板変位防止対策

性土が厚く堆積 ($N=0 \cdot t=20m$ 程度) しているため、裏込材の土圧で鋼管矢板がせり出してしまう危険性が新たに生じた。このため、裏込材投入前にはグラウンドアンカーの仮緊張を行い、鋼管矢板の変位を防止した。

4. おわりに

本現場は、現場条件を考慮し、事前の追加調査及び上乗せ施工管理を行うことで、グラウンドアンカーを確実に岩盤層に定着させることが出来た。

また、裏込工の必要性を発注者に理解いただき、施工手順を工夫することで、鋼管矢板の変位も抑制することが出来た。

渡河部における5径間送出し架設について

日本橋梁建設土木施工管理技士会

日立造船株式会社

監理技術者

三 浦 省太郎

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：国道47号 古口大橋上部工工事
- (2) 発 注 者：東北地方整備局
山形河川国道事務所
- (3) 工事場所：山形県最上郡戸沢村大字古口地内
- (4) 工 期：平成25年11月14日～
平成28年8月31日

1級河川最上川上に架かる本橋（図-1）は、陸上部鋼4径間連続非合成鈹桁橋、渡河部鋼6径間連続箱桁橋であり、陸上部と渡河部1径間はトラッククレーン、渡河部P5～A2までの5径間394.5mを送出し工法にて架設を行った。

送出し設備の組立・解体用に、鉄塔高さ約50m、鉄塔支間長383mのケーブルクレーンを用いた。

本橋が一部となる一般国道47号線新庄古口道路



図-1 施工位置

は、新庄市大字本合海と戸沢村大字古口を結ぶ約10.6kmの自動車専用道路で、地域高規格道路「新庄酒田道路」の一部を構成する。本道路の開通は、地域間の社会的交流や物流の促進、また災害発生時の迂回路や緊急輸送路として大きな役割を果たすことが期待されている。

2. 現場における問題点

2-1 送出し基準線の設定

本橋梁の送出し桁はR=1200～クロソイド[A=600]と平面線形が複雑に変化する。

送出し時に主桁のウェブ位置が偏心し、橋脚上から外れるため、送出し設備の検討及び送出し基準線の最適化が必要となった。

2-2 送出し桁の出来形精度

送出し桁の組立は、ヤードの関係上1径間毎に分割組立を行い（図-2）、送出し後の降下量を少なくするため、縦断勾配を完成時の1.89%から1.05%で地組を行うことになり、地組精度の管理が複雑になった。

2-3 送出し高さの決定

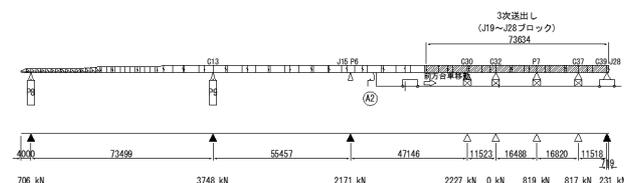


図-2 送出しSTEP図

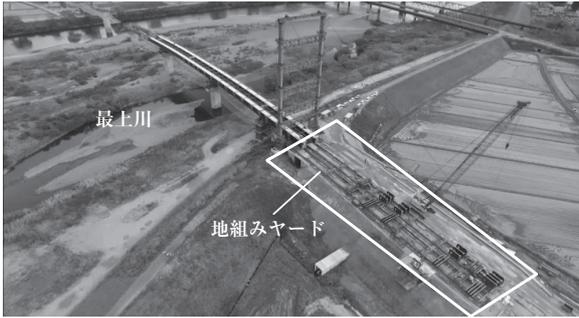


図-3 地組ヤード



図-4 送出し設備

送出し高さが高くと、主桁とケーブルクレーン鉄塔の第1水平材が干渉する（図-3）。

送出し台車が既設構造物のボックスカルバート上を通過する高さが必要である。

送出し時に手延べ機先端が1.8mのたわみ生じるため、たわみ処理可能な高さが必要である。

2-4 送出し反力管理

ウェブ位置が橋脚上から外れるため、送出し設備（図-4）を橋脚より張出して組立の必要があった。

設備の検討時に用いた、設計反力を過度に上回ると、転倒する恐れがあり、また、桁の品質確保の観点からも各橋脚での反力管理を密に行う必要があった。

3. 工夫・改善点と適用結果

3-1 送出し基準線の設定

P5～P9橋脚上での偏心量を最小とするもの。送出し時に軌条設備、送出し桁がケーブルクレーン鉄塔やバックアンカーと干渉しないようにすること。

以上により、送出し基準線は $R=2160m$ とし、

かつその曲線をP5支承線橋軸直角方向のG1側に200mm偏心させたものとした。

また、軌条設備は送り出し基準に合わせ、曲線を付加したものにした。

3-2 送出し出来形精度

各送出しステップ毎に、地組桁に影響する応力が増えるため、影響する応力とカンバーの変化値を算出した。

地組の勾配に合わせた多点支持状態の管理値を算出し、各ステップ毎の管理点を統一させるため、標高で管理を行った。

標高で管理するため、送出し長の管理も送出し桁最後尾の位置を厳密に行い、地組位置のずれによる誤差をなくした。

3-3 送出し高さの決定

2-3にて挙げた項目について満足する高さを設定し、尚且つ縦断勾配を調整（1.89%→1.05%）することにより、到達側の降下量を少なくした。

その結果、降下作業の作業量を減らすことにより、危険性を軽減した。

3-4 送出し反力管理

各ステップの送出し設備にかかる反力を、送出し長5m毎に算出し、その反力値の±10%の値を管理表に記入し、各設備の責任者に管理させた。

特に橋脚より張出した設備にかかる反力は、桁の偏心誤差が大きすぎると、設備の転倒を起こす危険性があるため、送出し桁の位置（送出し方向）管理値を桁に貼付け目視可することで、管理にあたった。

4. おわりに

渡河部送出し架設部分の出来形精度が課題であったが、上記3の工夫を行った結果、架設完了時のカンバー・桁の通りといった出来形精度を規格値に対して30%以下におさめることが出来た。

また、トラブルなく予定通りの工程で無事に終わることが出来たのは、この現場に関わった全ての人のおかげであり、ここに深く感謝の意を表します。

施工計画

営業線直上部での上下2層トラス鉄道橋の架設

日本橋梁建設土木施工管理技士会
株式会社横河ブリッジ

計画担当

現場主任

村部 剛史[○]

中川 浩規

1. はじめに

本橋は、阪急淡路駅の連続立体交差事業の内、都市計画道路（歌島豊里線）の交差部分に架設する2層トラス鉄道橋である。架設位置は、阪急京都線の直上に位置することから、営業線の運行に支障とならないように限られた作業時間内で架設することが求められた。本工事の工事概要を以下に示す。

工事概要

- (1) 工事名：京都線・千里線淡路駅周辺連続立体交差工事（第3工区）
- (2) 発注者：阪急電鉄株式会社
- (3) 注文主：大林・ハンシン特定建設工事共同企業体
- (4) 工事場所：大阪市東淀川区2丁目
- (5) 橋梁架設期間：平成27年4月～平成28年3月

架設工法は、表-1に示す工法比較検討の結果、営業線への運行障害のリスクが低く、工程短縮可能である横取り一括架設工法を採用した。

図-1に横取り一括架設の計画図を示す。本工事では、営業線近接作業範囲内でのクレーン作業は夜間作業となるため、トラス桁は営業線近接作業外の施工ヤードにてトラッククレーンベント工法で全量地組立てした。次に上下2層の床板構築、橋脚とベント上に軌条設備を設置した。最後に夜間作業にて横取り一括架設・桁降下を行い支承据

付けを行った。

表-1 架設工法比較表

架設工法	トラッククレーン・ベント工法 (分割架設)	トラッククレーン・ベント工法 (ブロック架設)	横取り一括工法 (一括架設)
	桁は橋脚間にベント4基を設置して単材架設、その後に床版を構築する	桁は橋脚間にベント3基を設置してブロック架設、その後に床版を構築する	桁組立から床版構築までを橋脚横の施工ヤードで行い、最後に横取り一括架設する
近接作業	・ベント設置解体 ・桁架設 ・床版構築	・ベント設置解体 ・桁架設 ・床版構築	・横取り降下
評価	×	△	○

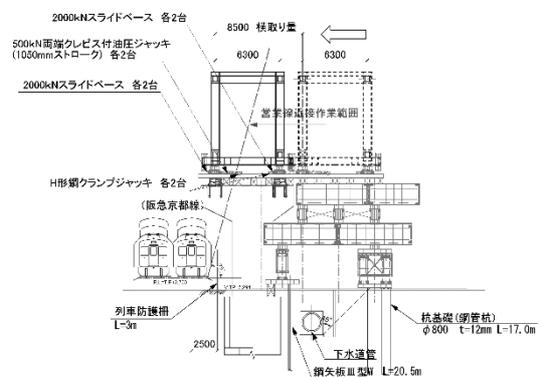


図-1 横取り一括架設計画図

2. 現場における問題点

横取り一括架設工法の問題点を以下に示す。

1) 軌条設備の撤去・降下設備組替え作業

横取り架設後の降下作業のためには、クレーンによる横取り軌条（極厚H形鋼）の撤去、油圧ジャッキによる降下設備の組替え作業が必要となる。これらの作業を営業線近接作業としないことが更なる工期短縮に繋がるため検討する必要があった。

2) 重量構造物の横取り・降下

横取り一括架設時は、鋼桁重量356 t、床板重量795 tの総重量1,151 tであった。総重量が大きいため、横取り時の反力のバランスが崩れた場合、橋体、横取り設備、ベント設備などに大きな損傷を与える。また、橋体が線路側へ逸走しないように、この重量に適した安全対策が必要であった。



図-2 横取り架設前



図-3 横取り架設後

3. 工夫・改善点と適用結果

問題点に対する対策について下記に示す。

1) 軌条設備撤去・降下設備組替え作業の効率化

降下設備は、横取り架設前の営業線近接外のクレーン作業で事前取付け可能な構造(図-4)とした。軌条設備を挟んで油圧ジャッキを配置することで、橋体を仮受けした状態で施工yard側へ軌条設備をクレーンで引出し撤去(図-5)できる構造である。



図-4 降下設備



図-5 軌条設備撤去

2) 重量構造物の横取り・降下の安全対策

①反力・移動距離の集中管理システム

橋体を受けるスライドベースの反力は、軌条設備のたわみや受点の僅かな沈下でアンバランスが発生する。そこで、各スライドベースの反力状態と横取り移動距離がパソコン内で集中管理できるシステム(図-6)を採用した。本工事では、計画反力値に対するスライドベース耐力の安全率1.5倍に達した時に自動的に横取り装置が停止する対策を行ったが、大きな反力のアンバランスは

発生しなかった。



図-6 集中管理システム



図-7 橋体固定

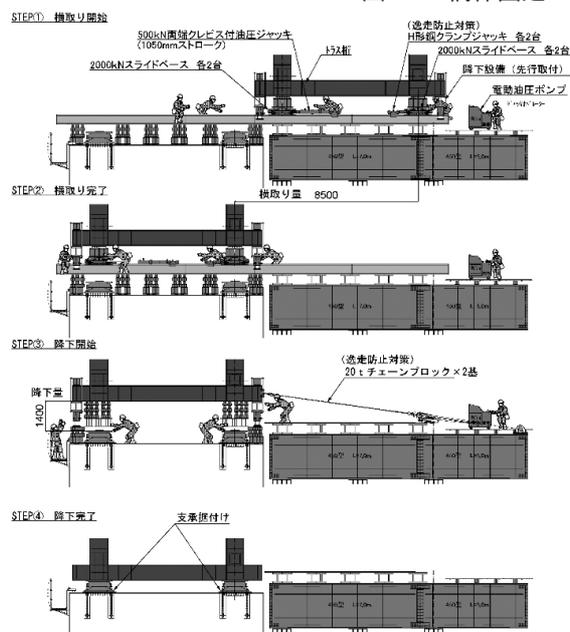


図-8 横取り・降下作業手順

②逸走に対する安全対策

橋体が線路側へ逸走しない対策として、横取り時は、横取り設備を推進用押引ジャッキと逸走防止固定用のH鋼クランプジャッキの組合せ(図-8)とした。また降下時の対策は、設計水平震度0.2の地震時水平力から受点の摩擦抵抗を差し引いた水平力について、ベントから橋体を20 tチェーンブロック2基で固定(図-7)した状態で降下作業を行った。

4. おわりに

本工事は、施工実績の少ない営業線直上での1000 tを超える重量構造物の横取り架設である。この条件の工事では、事前に施工条件を十分把握した施工計画とそれを実行する現場作業手順が重要となる。

最後に、本工事の施工にご指導いただいた大林・ハンシンJVの皆様へ厚く御礼申し上げます。

首都高速横浜北線生麦 JCT 大規模工事における 上部・橋脚架設について

日本橋梁建設土木施工管理技士会
JFE エンジニアリング株式会社
筒井 健多

1. はじめに

本工事は、横浜市道岸谷生麦線・首都高速横浜北線の事業に伴う、5径間連続鋼床版箱桁橋と鋼製橋脚の架設工事を行うものである。生麦 JCT と港北 JCT を結ぶ延長約8.2kmのうち、国道15号と交差する岸谷生麦出入口近傍の約360m 区間における5橋、鋼製橋脚9基、その他付属物である遮音壁・裏面吸音板等の施工を担う。本稿は、総鋼重約15,000t に及ぶ上部・下部工架設の現場施工について報告する。

工事概要

- (1) 工事名：(高負)YK41工区(2)YK42工区(1-1)
上部・橋脚工事
- (2) 発注者：首都高速道路株式会社
- (3) 工事場所：神奈川県横浜市鶴見区生麦地内
- (4) 工期：平成23年2月1日～平成29年2月28日
- (5) 橋梁形式：5径間連続鋼床版箱桁橋
- (6) 橋長：約1,717m (360+357+282+364+354)
- (7) 重量：上部工 約9,816t
鋼製橋脚工 約5,901t
(アンカーフレーム含む)



図-1 工事位置概要図

2. 現場施工における課題

本工事は、以下2点の課題に留意した。

- (1) 横断する国道15号、旧東海道（以下、街路）上空の橋脚・橋桁架設を行う際、限られた期間と時間の中で、いかに安全かつ迅速に、さらには精度良く施工するかが課題として挙げられた。また、隣接工区との競合作業が各所で求められ、ヤード・工程・作業手順を調整しながら、相互の作業を止めることなく効率よく施工できる計画を選定していく必要があった。
- (2) 前述した街路に加え、旧東海道沿いの住宅地にも近接したヤードでの工事であり、近隣住民の方々や通行人・通行車両の安全安心の確保が絶対条件であった。そのため、落下・飛散物や騒音による第三者被害が無いよう、周辺環境に最大限配慮した施工が求められた。

3. 課題に対する工夫・改善点と適用結果

- (1) 国道15号を跨ぐPN本4橋脚横梁とPN本4～5間岸谷生麦線産業道路行き橋桁は、一晩ずつ



図-2 工事位置詳細図

国道15号の全線通行止めを行い、多軸式特殊台車による大ブロック一括架設と水平ジャッキによる横取り架設により施工した。また、上記以外の橋桁と橋脚は、すべてトラッククレーンベント架設により施工した。

PN本4橋脚横梁の一括架設では、多軸式台車上にリフトアップ装置を搭載することで国道上での大型クレーン組立解体作業を省略し、施工安全性を向上させるとともに、両梁端部にセッティングビームを設けることで、多軸式台車の早期解放・撤退及びmm単位での調整と架設精度の確保を可能にした。以上より、限られた通行止め時間内での効率的な作業を実現させた。

PN本4～5間の横取り架設では、ベント設備をすべてヤード内に設置することで国道を跨ぐ作業を省略した。また、ヤード内での地組立て時に併せて、足場や飛散・落下物防止用の防護パネル・飛散養生ネットの設置、裏面吸音板等の付属物の取り付けも行い、交通規制回数の低減と街路への飛散物防止を考慮した。さらには、隣接工区の送り出し設備の杭基礎を地組立て用のベント設備と併用できる構造を選定したため、狭隘なヤード内でも相互の作業を滞留させることなく、工区



図-3 多軸式特殊台車による一括架設状況



図-4 横取り一括架設状況



図-5 防音・飛散防止状況

全体の工期縮減も実現させた。

(2) 環境保全の具体的内容として、ハード面とソフト面の両面からアプローチした対策について以下記載する。

ハード面の対策として、防音・飛散物防止を目的に、民地境界の仮囲いフェンスに加えてフェンス内に防音シートを設置した。また、橋脚足場には防音パネル、朝顔足場にはSKパネルを隙間無く設置することで、作業時に発生する騒音の低減と粉塵等の飛散物防止を行うとともに目隠し効果にも期待し、景観に配慮した安心感のある外装を施した。さらに各種重機や機材については、超低騒音型・排ガス規制対応型の機械を使用することで環境負荷の低減に寄与した。

ソフト面の対策として、旧東海道沿いに安全巡視員を配置し、約3年間に渡り継続して住民の方々と親切・丁寧なコミュニケーションを図ると共に、橋面からの飛散物点検及び住民の方々の安全誘導を行った。また、定期的に騒音・振動の測定を行い、環境保全対策の順守状況も確認した。

4. おわりに

本工事も、間もなく約6年の工期を終え、横浜北線の供用を迎えようとしている。施工に際し、多大なるご理解とご指導ご助言を頂きました首都高速道神奈川建設局の皆様をはじめ、近隣住民の方々とその他関係者各位のご協力の賜物であると心得る。感謝の意を表し、この場をお借りして深くお礼申し上げます。

1) 出典：HP「きたせん－首都高速道路」より

鋼鉄道橋の支承取替工事における工夫

日本橋梁建設土木施工管理技士会

瀧上建設興業株式会社

現場代理人

工事管管理者

内 田 義 光[○]

小 谷 誠

1. はじめに

1964年に営業を開始して既に50年を迎えた東海道新幹線の土木構造物は、「予防保全」の観点から2013年度から大規模改修工事が行われている。東海道新幹線の土木構造物のうち、鋼橋は日本で本格的に採用された溶接構造であり、繰り返し載荷される列車荷重による溶接部の疲労き裂の発生を防止していくことが重要である。そのため、鋼橋における「予防保全」として、①床組接合部補強、②支点部取替・補強という新しく開発された工法により、大規模改修工事が発注された。

ここでは、②支点部取替・補強を施工した水門川橋りょうにおける、現地状況を踏まえた施工上の工夫について述べる。図-1に支点部取替施工後を示す。

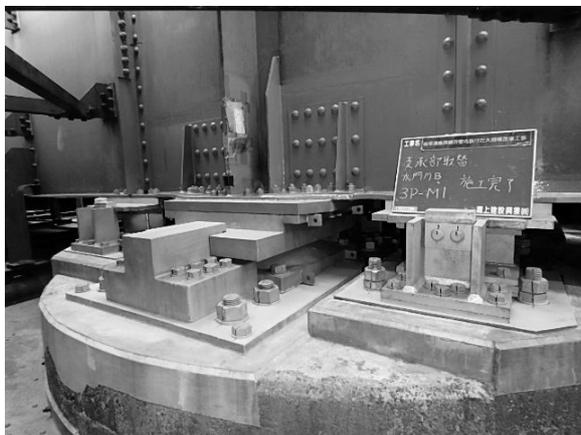


図-1 支点部取替施工後

工事概要

- (1) 工 事 名：名古屋地区豊橋保線所ほか4保線
所管内土木構造物大規模改修その他工事（鋼橋）
- (2) 発 注 者：東海旅客鉄道(株)
- (3) 工事場所：岐阜県大垣市
- (4) 施工期間：平成26年10月～平成27年3月

2. 現場における問題点

本工事を施工するにあたり以下の課題があった。

(1) 部材運搬方法

施工区間の1P橋脚から4P橋脚の中で、3P橋脚を除いた各橋脚は、橋脚近くまで支点部取替用部材を運搬できる施工状況であるため、橋脚廻りの防音工の一部を撤去して、橋脚基部から防音工内に取り込むこととした。しかし、3P橋脚は橋脚が流水部に設置されており、橋脚基部まで部材を運搬することができない。このため、3P橋脚天端まで支点部取替用部材を運搬する方法について検討した。

(2) 沓座モルタル打設方法

新設する支承ベースプレートの平面寸法が大きいため、打設する沓座モルタル量は中間支点部支承で約2.4m³、プレミックスタイプモルタルで約180袋になる。支点部取替工事では当夜の所定時刻（確認車通過時刻）までに沓座モルタルの打設を完了させることが要求される。このため、作業

の効率性から沓座モルタルを打設する支承近傍の防音工内に材料（モルタル、水）を仮置きすることが望ましい。しかし、防音工の耐荷力から防音工内に重量物である材料を仮置きすることが不可能であったため、沓座モルタルの打設方法について検討した。

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) 部材運搬方法

上下線間に部材運搬に障害となる構造物がないこと、部材運搬用レールを設置するための受梁としてグレーチング受梁を利用できること、他の法に比べ経済的に施工できることから、上下線の箱桁間に設置した部材運搬設備により運搬することとした。4P橋脚の基部から新設支承を荷上げし、3Pから4P間に設置した部材運搬設備で3P橋脚まで運搬した。上下線の箱桁間に設置した部材運搬用レールに手動のギヤードトロリを繰り込み、新設支承を運搬した。ただし、グレーチング受梁の耐力より計算した最大運搬重量から、新設支承1組（約3t）を運搬することが不可能であったため、新設支承の上沓（約1.5t）、サイドストッパー、ベースプレートに分解して運搬した。図-2に部材運搬設備を、図-3に新設支承運搬状況を示す。

(2) 沓座モルタル打設方法

打設量 2.4m^3 のモルタルを当夜所定時刻までに打設するため、モルタルポンプによるモルタル打設とした（図-4）。モルタルポンプ車を4P橋脚に近接する道路上に配置し、配管延長はモルタルポンプ車から4P橋脚まで約30m、4P橋脚から3P橋脚まで約40m、合計で約70mとなった。モルタル打設速度は約 $1.3\text{m}^3/\text{時間}$ であり、沓座モルタル打設開始から完了までの所要時間は約2時間であった。また、沓座モルタルは1時間程度で所要の強度が発現する早強モルタルであり、モルタル打設時の施工性を考慮して遅延剤を使用することとした。このため、メーカーカタログを参考にして現場で試験練りを行い、モルタルポンプ圧送

状況を確認して遅延剤の最適な使用量を決定した。

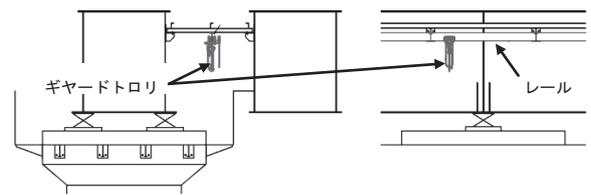


図-2 部材運搬設備



図-3 新設支承運搬状況



図-4 沓座モルタル打設状況

4. おわりに

今後の支点部取替工事では、水門川橋りょうのように標準タイプの支点部取替工法で施工できない特殊な橋りょうが予定されている。そのため、各橋りょうの特性および施工性を考慮して最適な支点部取替工法を検討する必要がある。

最後に、本工事を施工するにあたり、ご指導を頂きました東海旅客鉄道(株)新幹線鉄道事業本部施設部工事課、技術開発部および岐阜羽島保線所の皆様に厚く御礼申し上げます。

橋脚底版の補修方法と補修材料 － 矢田川橋補強工事（その6） －

日本橋梁建設土木施工管理技士会

瀧上建設興業株式会社

現場代理人

坂本道夫

1. はじめに

矢田川橋は、名古屋市東区と守山区とを結ぶ県道名古屋多治見線（瀬戸街道）上にあり、一級河川庄内川水系矢田川を渡河する1958年供用開始のコンクリート橋である。

本工事は、地震時における緊急輸送道路の機能を確保するため、鉄筋コンクリート橋脚（壁式橋脚）を鋼板で巻き立て、橋脚の耐震性能を向上させる工事である。過年度までにP2～P5橋脚の施工が完了しており、本工事ではP1橋脚の施工を行った。

本稿では、鋼板巻立て工の施工前に実施した橋脚の底版補修工について報告する。

工事概要

- (1) 工事名：矢田川橋補強工事（その6）
- (2) 発注者：名古屋市 緑政土木局
- (3) 工事場所：名古屋市東区大幸一丁目、矢田町 字寺畑
- (4) 工期：平成27年6月25日～
平成28年6月30日

2. 現場における問題点

橋脚基部に底版定着用アンカーボルトを設置するため、底版にコアボーリングマシンを使用してコンクリート削孔（94箇所）を行ったところ、全ての孔から湧水が確認された。常時湧水の状況下

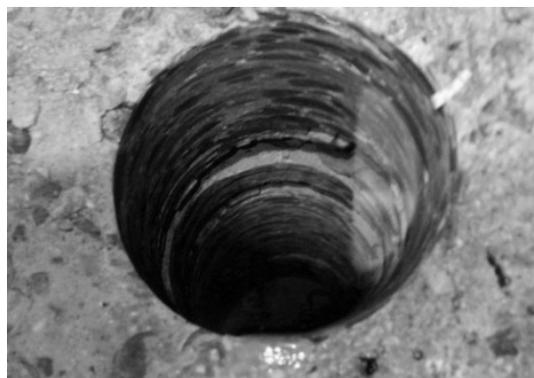


図-1 調査孔

では、アンカーボルトを固定するエポキシ系樹脂の流失やアンカーボルトの定着が不十分となることが想定されたため、本工事を一時中断し、底版コンクリート内部の劣化状況を調査した。

底版に調査孔（孔径110mm、深さ1000mm）を8箇所削孔し、採取したコアと削孔壁を目視および指触調査を行った。調査の結果、湧水が確認された7箇所の調査孔に図-1に示すようなセメント成分が流出した豆板層やクラックを底版コンクリート内部で確認した。

そのため、底版コンクリートの補修方法および補修材について検討した。

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) 補修方法の検討

補修方法として底版コンクリート内部の湧水を遮断することを目的とし、コンクリート内部に補

修材を注入する工法を採用した。補修材の注入孔は、孔径を35mmとし、底版の厚さが800～1600mmであることから、底版上面からの深さを600mmおよび1000mmとした。1箇所の注入孔から補修材が1000mmの球形状に広がると考え、注入孔を44箇所とした。底版コンクリート内部に補修材が確実に充填できるように、橋脚中心から端部に向かい上段・下段の順に注入することとした。

(2) 補修材の検討

補修材について、①薬剤、②水中不分離性無収縮モルタル、③無収縮セメントスラリータイプ+水中不分離性混和剤の3種類の材料を比較検討した。

その結果、河川の水質への影響が少なく、細骨材を含まないため底版コンクリートの豆板層やクラックへの充填が期待できる③無収縮セメントスラリータイプ+水中不分離性混和剤を採用した。

(3) 補修材の注入

補修材は、無収縮セメントスラリーに水中不分離性混和剤を現場で混合するものであり、混和剤の使用量を試験施工により決定した。材料メーカーの過去の実績から無収縮セメントスラリータイプ20kg（1袋）に対する水中不分離性混和剤の使用量は、推奨量として49g、水中不分離の機能が保証される量として30gであった。当初、水中不分離性混和剤の使用量をメーカー推奨量の49gで配合して注入を行ったが、補修材の粘性が高いため充填不足が懸念された。そのため、段階的に減少させ、補修材の流動性を考慮して使用量を30gに決定した。

現場配合となることから、練り混ぜ後の流動性の品質管理は補修材の注入前に毎回テーブルフロー試験を行った。本工事における流動性の管理基準は「フロー値：200～300mm」とした。水中不分離性混和剤の使用量を30gにした場合のフロー値は260mmであり、本工事で設定した管理基準範囲内であることを確認した。

補修材を1.3Mpaで圧入し、隣接する注入孔から補修材が噴出することを確認して注入完了とし



図-2 補修材注入状況

た。44箇所の注入孔から注入した補修材の総量は約1.6m³であった。補修材注入状況を図-2に示す。

(4) 補修材の充填確認

補修材の注入完了後、孔径110mm、深さ800mmで6箇所のコア削孔を行い、補修材の充填確認を行った。採取したコンクリートコアおよび削孔壁を確認したところ、削孔壁にわずかに水が浸み出していたが、コンクリートの豆板層やクラックに補修材が充填されており、採用した補修方法および補修材の妥当性が検証された。

また、補修効果の確認のため、コンクリートコアの圧縮強度試験を行った。その結果、平均の圧縮強度が40.9N/mm²であり、特記仕様書に示された最低基準圧縮強度の21N/mm²以上が確保されていることを確認した。

4. おわりに

当初、平成28年3月末竣工の工程で鋼板巻立て工の施工を進めていたが、底版補修工の追加により工期が延伸され、5月末までに現場を完了することとなった。底版補修工の調査や検討のための工事中断があったが、施工工程を調整して工期内に施工を完了することができた。

最後に、本工事においてご指導を賜りました名古屋市緑政土木局道路建設課および東土木事務所の方々をはじめ、関係者の皆様に御礼を申し上げます。

本牧5号橋 送出し架設の検討

日本橋梁建設土木施工管理技士会

株式会社 IHI インフラシステム

中 松 裕[○] 赤 木 利 彰

1. はじめに

東京湾岸道路は、東京湾周辺の諸都市を連絡する延長約160kmの幹線道路である。本牧5号橋は神奈川県横浜市中区本牧ふ頭に位置し、一般国道357号東京湾岸道路の本牧ふ頭～錦町までの総延長約2.3km区間を結ぶ道路の一部を担っている。

- 工事概要
- (1) 工 事 名：湾岸道路本牧地区5号橋工事
 - (2) 発 注 者：国土交通省関東地方整備局
横浜国道事務所
 - (3) 工事場所：神奈川県横浜市中区本牧ふ頭
 - (4) 工 期：平成25年9月20日～
平成27年10月30日
 - (5) 橋梁形式：3径間連続鋼床版箱桁橋
 - (6) 橋 長：287m
 - (7) 支 間 長：89.0+110.0+88.0m

2. 現場における問題点

本橋は首都高速湾岸線とのダブルデッキ構造で

あり、その下層を構成する。P3,P4,P5,P6橋脚4基の横梁で支持されている3径間連続鋼床版箱桁橋であり、そのうちP5橋脚では、横梁と上部工が一体化した剛構造となっている。また、橋梁線形は緩やかなS字カーブであり、P3橋脚上では110°、P4橋脚上では127°、P5橋脚では117°という大きな斜角を有している(図-1)。そこで、本橋の架設は現在供用中の首都高速湾岸線の下層に剛結される構造であり、作業時の上空制限が厳しく、かつP3-P5橋脚間の約200mは横浜港を跨いでおり海上での架設となることから、架設途中での調整が難しい送出し架設の精度管理について工夫が必要となった。

3. 工夫・改善点と適用結果

送出し途中における継手の施工は、桁が変形した状態での接合となるため、継手部に折れ角が発生しやすく、この折れ角が全体形状の精度に大きな影響を及ぼす。今回の送出しでは、図-2に示すようにSTEP-13で後方桁の連結を行った。

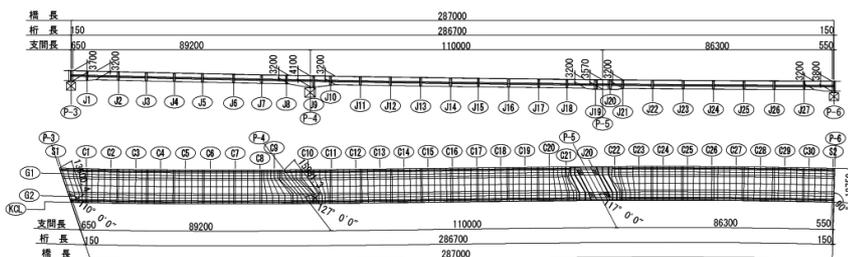
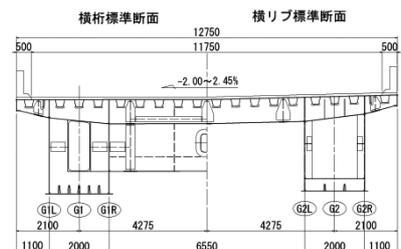


図-1 一般図



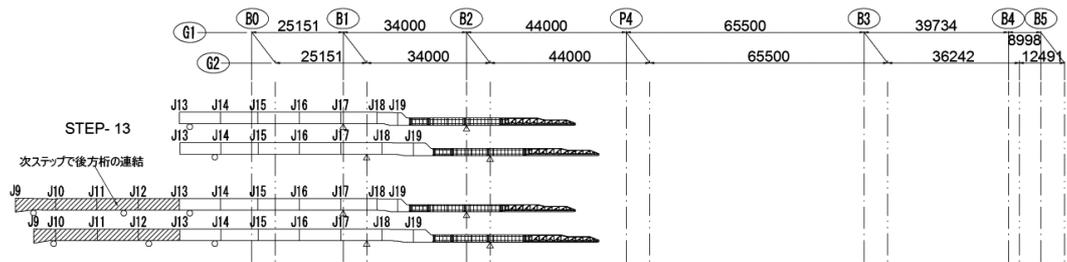


図-2 送出し STEP-13

送出し途中の桁の変形については、格子解析よりも高い精度で主桁連結時の桁の変形状態を把握し、仕口角度を調整して連結部の折れ角を低減する目的で、STEP-13のFEM解析を行った。

FEM解析で算出した連結部の仕口角度を用いて後方桁の組み立て基準線を設定する。この組立て基準線を基に、後方桁のキャンバーを考慮した地組高さを設定することで、後方桁の架設誤差を排除した連結が可能となる(図-3)。

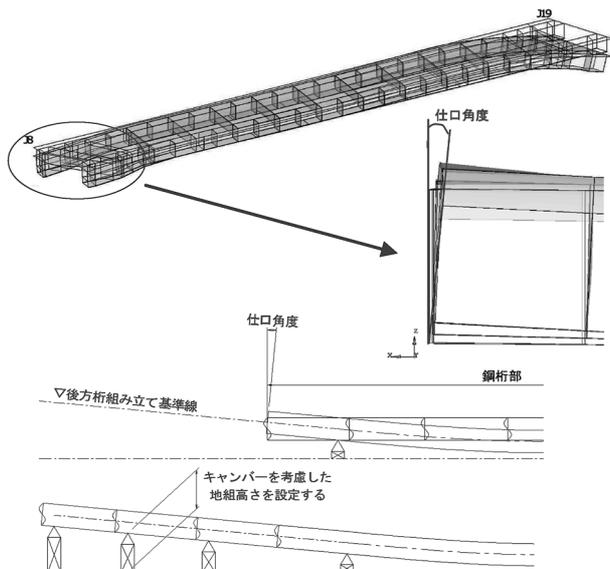


図-3 組み立て基準線の設定

FEM解析で得られた、J13の連結部の仕口角度を表-1に示す。

表-1 J13仕口角度

	回転角 (度)	回転角 (mrad)	平均 (mrad)
G1	0.016	0.279	0.384
G2	0.028	0.489	

J13の回転角については、G1、G2桁の回転角差が0.2mrad程度なので、平均値の0.384mradを用いて、後方桁の基準線を設定した。

その結果、J9～J13ブロックを接続した場合の高度は17mmとなり、送出し基準線に対して17mm上げ越して地組立てを行うこととした(図-4)。

以上の検討を用いて後方桁の連結作業を行い送出しをおこなった結果(図-5)、連結部においても精度よく架設することが出来た。

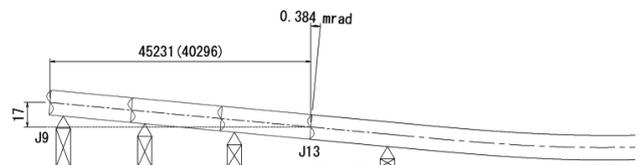


図-4 STEP-13組み立て基準線の設定



図-5 後方桁連結状況

4. おわりに

本牧5号橋の送出し架設の検討について報告した。本工事は、架設空間の制約が大きい中での送出し架設工法を採用しており、形状の調整が難しく最終的な出来形確保が課題であったが、FEM解析により送出し架設状態を検討することで、十分な出来形を確保することが出来た。

最後に、本牧5号橋の設計・架設にあたり、ご指導、ご協力を頂いた国土交通省関東地方整備局の方々はじめとし、工事関係者各位に深く感謝の意を表します。

ケーブルクレーン直吊工法による落合橋仮橋の架設

日本橋梁建設土木施工管理技士会

宮地エンジニアリング株式会社

麓 貴 行[○] 藤 本 貴 介

1. はじめに

本工事施工箇所である南小川流域は、一級河川吉野川の中流域に位置し、砂防指定地域に指定されている。そのため、国土交通省より、土砂災害の防止及び落合集落や国道439号の保全を目的に、砂防事業として当該河川流域の計画高水位（H.W.L）の見直し、既設護岸の改修、既設の落合橋（旧橋）の改修を予定している。そこで、旧橋解体に先立ち迂回するための仮橋（図-1）を架設する必要があった。

仮橋の架設は非出水期で行うが、河川内にベントを設置して橋体を支持することができない施工条件のため、ケーブルエレクション直吊り工法が採用された。本稿では、上記の仮橋の架設の概要について報告する。

工事概要

- (1) 工 事 名：平成25年度 落合仮橋新設工事
- (2) 発 注 者：国土交通省 四国地方整備局
四国山地砂防事務所
- (3) 工事場所：高知県長岡郡大豊町大瀧500
- (4) 工 期：平成25年11月～平成26年7月

2. 現場における問題点

(1) 電線・お墓防護設備

A1鉄塔からA1グランドアンカー設置箇所にかけて通信・電力等の架空線が張り巡っており、墓地も鉄塔設備ケーブル設置箇所直下にある条件であった。移設できる架空線に関しては、関係各所と協議し、移設を行ったが、移設が行えない架空線及び墓地に対しては防護設備を設けることとした。

しかしながらその場合、国道439号に防護設備を設置する必要があり、本設備の設置に伴い鉄塔設備の組立や桁地組に使用するクレーンやトレーラー等の進入が困難となることが予想され、その対策として国道を専用しない防護設備の検討が必要であった。

(2) 桁架設

南小川流域は、砂防地域に指定されているように毎年の河川の氾濫を繰り返す場所であり、非出水期での作業ではあったが、桁架設等の河川上で行う作業の期間について極力、短縮することが求められた。



図-1 落合仮橋全景

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) 国道を専用しない電線防護設備

A 1 鉄塔の背面の防護設備は国道439号に設置出来ないことから、鉄塔設備から直接、防護設備を組み立てることとした（図-2）。

防護設備の組立には鉄塔支柱にあいているボルト孔にガセットプレートを取り付け、そこから【-300の溝形鋼を設置するとともに、板張り養生を施すことにより、電力線の防護工とした。その電力線防護からグランドアンカー設備にワイヤロープをはり渡し、キャッチネットを取付け、お墓防護設備とした（図-2）。

電線防護工は、ケーブルクレーンエレクション設備の主索や運搬索等のケーブル設置時の足場としても利用できる構造を採用したため、安全性および施工性を向上することが出来た。

(2) 河川上での桁架設期間短縮に配慮した施工

ケーブルクレーン直吊工法での仮橋のトラス桁の架設は、ケーブルエレクション設備および直吊索のサグの形状変化を極力少なくするため、下弦材→斜材→上弦材の順に架設することが一般的である。

しかしながら本工事においては、工程短縮を求められたことから下弦材、斜材および上弦材を面組し、面組部材に横桁を取付けた上で桁架設を行うことにより河川上での桁架設の工程短縮に努めた。なお、桁架設は中央から順に隣接する箇所から端部に向けて行った（図-3）。



図-2 A 1 鉄塔防護設備



図-3 主桁架設状況

本工事で採用した面組したブロックを架設する方法は、架設途中で吊り索のサグの変化により、橋体の仕口形状が安定しないため、添接作業が、極めて困難であると予想された。

添接作業で重要となる仕口の調整は、図-4に示すカウンターウェイトを使用しての仕口角度調整と、架設部材を仮受けする吊り索を下げ越しする方法で行った。

その結果、架設済ブロックの仕口角度を次に架設するブロックの仕口にある程度調整することにより、うまく添接を行うことができ、無事架設が完了した。

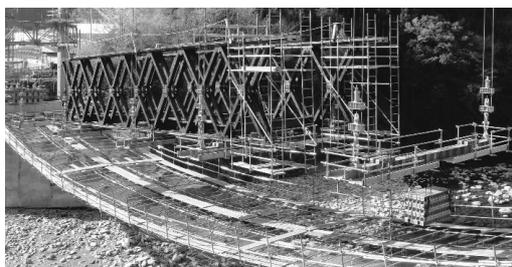


図-4 カウンターウェイト設置状況

4. おわりに

本工事は電線やお墓などの支障物があり、狭隘な作業ヤードでの施工が条件であった

施工中には河川が氾濫し、A 2内に設置したグランドアンカーが埋没することもあったが、最終的には無事故・無災害で無事に完工することが出来た。

本報告が、後の同種工事の少しでも参考になれば幸いである。

函渠設置工事における問題点と対策

福岡土木施工管理技士会
株式会社廣瀬組
現場代理人
松 藤 隆 起

1. はじめに

本工事は、福岡県大牟田市から佐賀県佐賀市に至る主要地方道の県道大牟田川副線の幅員狭小や線形不良といった課題を解消するため、柳川市南浜武内において大開橋の架替及び、道路拡幅を行う工事である。

工事概要

- (1) 工 事 名：県道大牟田川副線大開橋函渠設置工事
- (2) 発 注 者：福岡県 南筑後県土整備事務所
道路課 県道建設係
- (3) 工事場所：福岡県柳川市南浜武
- (4) 工 期：平成27年11月11日～
平成28年8月31日

2. 現場における問題点

- ①県道大牟田川副線本線からの雨水が既設側溝へ集水され現場掘削箇所へ排水されているためドライワーク施工。
- ②降雨による法面浸食。
- ③障害物等による鋼管杭打設中の杭芯のズレ。

3. 工夫・改善点と適用結果

これらの問題に対して改善策を検討した結果、下記の対策を講じた。



図-1

- ①雨水の排水方法。
 - ②法面浸食防止対策。
 - ③鋼管杭打設時の杭位置ズレ確認測量。
 - ④鋼管杭打設定用定規設置。
- ①県道大牟田川副線本線からの雨水が集水され施工箇所への流水が予測されたため、既設側溝にコルゲート管（φ150mm）を接続し、現場内排水ポンプ設置箇所へ集水し現場外へ排水を行った（図-2）。
- ②既設函渠撤去施工後は法面掘削を行い、1月～5月中旬の埋戻施工時までは降雨による法面掘削箇所の崩壊が予想されたため、法面部全面にシートを設置し、法面浸食を防止。又、法肩部には土のうを設置し施工箇所への流水を防止（図-3）。
- ③鋼管建込時及び打ち込み時の杭芯ズレ防止のために、光波計によるノンプリズム測距にて測定し、鋼管杭位置の確認測量を行いながら施工を行った。

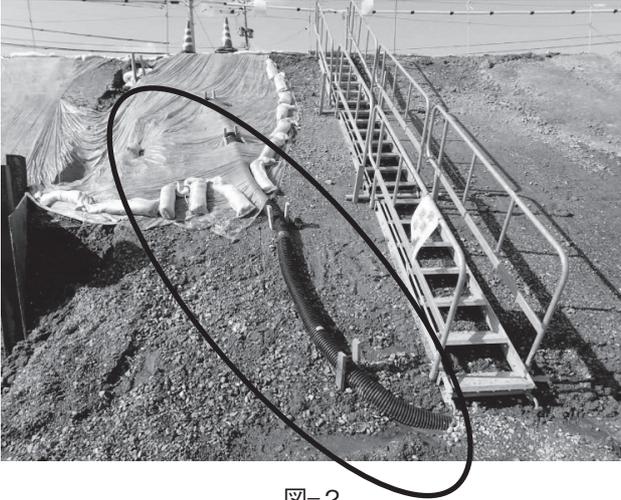


図-2



図-3

結果、偏心量 規格値100mm以内に対して実測値（最大値31mm～最小値4mm）と高精度で施工し品質向上に繋がった（図-4）。

④鋼管杭施工において杭打設時の偏心量を少なくする対策として、導杭（H形鋼）を打ち込み、導杭にH形鋼を井桁に設置し定規とし、パイプロハンマ先端（鋼管杭）の位置を保持することができた。又、鉛直度を2方向から確認することにより鋼管杭打設の精度を向上させることができた（図-5）。

4. おわりに

今回の工事では、上述のような対策を実施したことで、鋼管杭芯ズレ防止対策においては、規格値の50%以内で施工でき品質向上に努めたのである。雨水の排水対策、法面浸食防止対策においても、水没及び法面浸食無く、安心して施工するこ



図-4



図-5

とができた。

今回の工事で、現場周辺は漁業者及び耕作者の交通量が多く、通行車との交通事故が懸念されたが、協力業者と入念に打合せを行うことで全作業員へ注意箇所などを周知できたので事故を防止することができた。又、現場に近接した田畑の耕作者に作業内容の説明を行い住民の方と頻繁にコミュニケーションをとり、スムーズに現場を進めることができ、工期内無事故・無災害にて完成出来たことを大変嬉しく思う。今後も無事故・無災害に向けて取り組み、近隣住民の方々への配慮を怠ることなく、全作業員で現場完成を目指して行くと共に、今回の工事での経験を今後の工事に活用したいと思う。

法面保護工における湧水処理について

宮崎県土木施工管理技士会
日新興業株式会社
土木部 主任
黒田 義隆

1. はじめに

当現場は、延岡市より西へ五ヶ瀬川に沿った約20kmの山間部に位置し、平成26年の台風により崩壊した法面を復旧する工事である。工事としては、小規模であったが、施工時期が梅雨に入り二次災害が発生するリスクも高く、災害規模が拡大する前に工事を完了することが急務であった。

工事概要

- (1) 工事名：県道北方高千穂線道路災害復旧工事
- (2) 発注者：宮崎県延岡土木事務所
- (3) 工事場所：宮崎県延岡市北方町地内
- (4) 工期：平成26年4月20日～
平成26年8月15日

(5) 工事内容：

土工

掘削 $V=120\text{m}^3$

法面工

現場吹付法枠工 $A=140\text{m}^2$

落石防止工

落石防止網工 $A=200\text{m}^2$

2. 現場における問題点

地質的な特徴として、第四期に活動した熊本県の阿蘇火山の影響を受け、俗に灰石と呼ばれている溶結凝灰岩と火山灰質粘性土から構成され、節

理面に粘性土が陥入していた。その為、降雨により粘性土が浸食を受けると、周辺の岩片が落石を繰り返す、不安定な状態となり、容易に法面作業者が近寄れなかった。又、降雨が数日間続くと、節理面からの湧水が発生し、特に部分的な範囲で集中して水量が多い所も見受けられ、地下排水の処理方法をどのように行うかが問題点であった。

3. 工夫・改善点と適用結果

既設落石防止網を撤去時、見張り人が異変に気づき法面作業者が避難した直後、法面上部の岩塊が抜け落ちた。幸い、小崩壊であった為、大事には至らなかったが、親綱を利用した高所作業は危険であると判断し、法面作業者の安全を確保する為、高所作業車を使用し、ショットクリートによ



図-1 素吹き状況

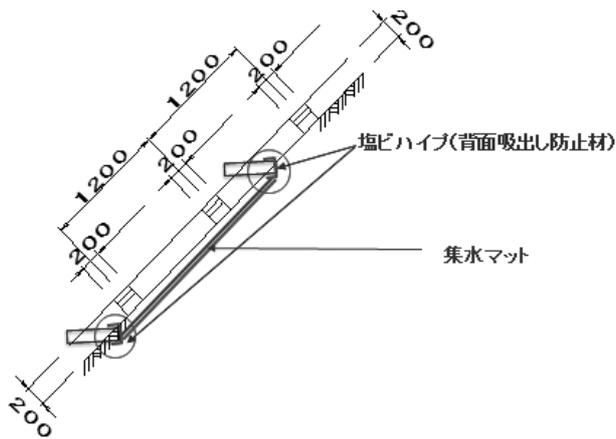


図-2 湧水処理 断面図

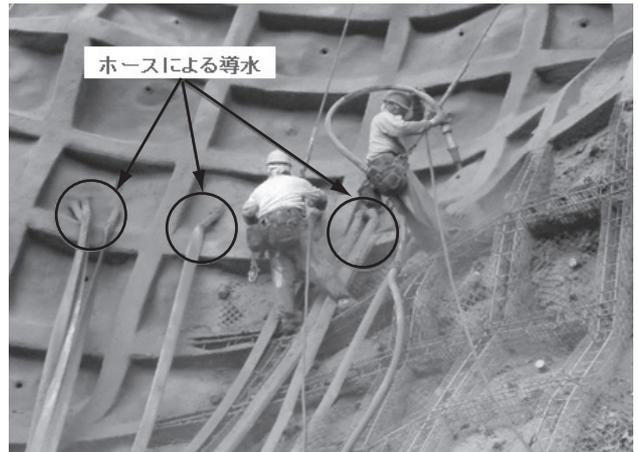


図-4 導水状況

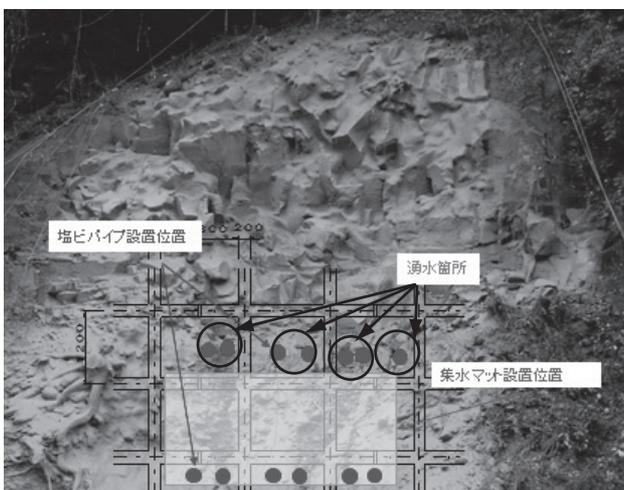


図-3 湧水処理 正面図

る素吹き（3cm）を行い法面の安定化を図った（図-1）。

その結果、連鎖的に崩落しそうであった岩片は安定し、湧水も素吹き表面がガリ状に洗掘され、位置が確認し易くなり、その後の対応も確実にできた。又、法面に変状が起きれば、素吹き表面にクラックが発生するので、異常にも気付き易くなった。

湧水処理においては、法面中間部の不透水層の上部に湧水が集中しており、集水マットを敷設後、急結剤と塩ビパイプを併用し水抜き孔を設け、孔口にホースを継なぎ導水した（図-2、3、4）。その後、湧水処理を行った塩ビパイプ周辺を再度ショットクリートによる吹付を行い、ラス張及び

枠金網組立作業時、パイプに触れても外れないように堅固した。

又、枠金網組立完了後、吹付作業においては施工箇所に応じて、導水ホースを移動しながら行った。その際、施工に先立ち法枠工の梁内に水抜き孔がこないように事前に法枠の芯出し割付け測量を行い、構造物の機能を損なわないように注意をした。

塩ビパイプの背面には、地下水の流出にともなって、土粒子が吸い出されないように、吸い出し防止材を取り付けた。その結果、主体工事である法枠工の吹付作業では、湧水による洗掘や、土粒子の吸い出しもなく施工ができ、安定した構造物を形成することができた。

4. おわりに

当現場の地域は、住宅戸数は少ないが主要な生活道路である。もし、現場施工の遅れによって大規模な崩落災害が発生すれば、道路は寸断され、市道及び林道が迂回路となり、延岡市内へ移動する所要時間も長くなり不便さが増す。又、再調査し設計され現場施工の再検討となり、その他にも時間と費用が費やされ大きなものとなる。

今回は天候が不順な中、冒頭でも言ったとおり、災害リスクの高い状況下で迅速に対応して頂いた発注者及び協力業者の皆様へ、この場借りて御礼を申し上げたい。

地震災害により損傷したローゼ桁の応急復旧工事 (熊本白川橋)

日本橋梁建設土木施工管理技士会

日本橋梁株式会社

綱本 将[○] 竹内 正一 楠 章生

1. はじめに

熊本市白川橋（ローゼ桁部）は当社が昭和34年3月に「熊本県土木部」より製作・輸送を請負った工事である（図-1）。（2012年以降は熊本市の管理となる）

これまで、耐震補強工事やモニユメントの設置などが施され、完成から57年間市民に愛され続けている橋梁である。2016年4月16日未明に起きた熊本地震の本震により、ローゼ桁部の支承・伸縮装置に損傷が生じ、通行止めの措置をするに至った（図-2）。本工事は、地元の人々に少しでも早く、元の生活を取り戻していただくための応急復旧工事である。



図-1 白川橋（ローゼ桁部）

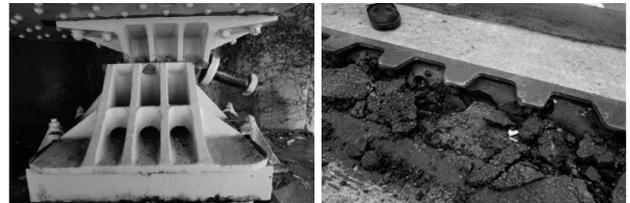


図-2 損傷状況（支承、伸縮装置）

工事概要

- (1) 工事名：白川橋応急復旧工事
- (2) 発注者：国土交通省 熊本河川国道事務所
- (3) 工事場所：熊本県熊本市西区春日1丁目から中央区本山2丁目まで
- (4) 工期：平成28年6月1日から26日間
- (5) 工事内容：損傷箇所の撤去、仮復旧仮設変位制限構造の設置

2. 現場における問題点

早期の通行止め解除のために、以下の課題があった。

2-1 製作部材、資材納期

施工指示から着手まで猶予が短期間であったため、現場施工と併行して部材製作と資材調達が必要であり、工程管理が重要な要素であった。

2-2 施工誤差に対する対策

施工と製作とを併行して進めるため、工程が現場計測の結果に左右されることのないように、誤差を吸収できる構造とする必要があった。

2-3 非渇水期施工等、天候に関するもの

施工時期が6月初旬からと梅雨時期であるとともに、河川管理の観点からは非渇水（増水）期であったため、増水による災害が懸念された。

3. 工夫・改善点と適用結果

3-1 構造と納期のバランス確保

基本設計に対して板厚を上げるなどして入手が可能な材料に変更するとともに、製作に必要なデータを少しでも早く提供できるように、対象箇所の施工を最優先して進め、データ取りも型板を用い、現地での実測値を迅速・確実に工場へ伝達するように配慮した。

3-2 実測データの早期反映と誤差吸収構造

図-3に示す変位制限装置は、RC構造の新規縁端拡幅部に約100本のアンカーボルトで固定されており、基本設計の位置に全てのアンカーボルトを配置することは事実上不可能であった。また、使用するコンクリートは、基本設計では強度発現に4週を要する配合であり、早期開通の妨げとなっていた。そのため、使用する配合は、設計基準強度を早期に発現するものとし、試し練りにより決定した。

また、打設前に配筋を避けてアンカー孔用に箱抜きパイプを配置し、現場実測データを早期に反映させるとともに、調整板を用いる構造に変更し、幅や高さ方向の誤差に対処した(図-4、5)。

3-3 増水対策

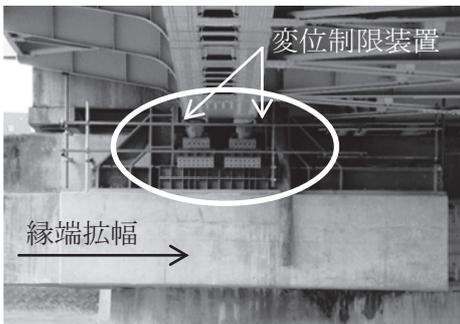


図-3 新規縁端拡幅部と変位制限装置



図-4 新規縁端拡幅部アンカーボルト用箱抜きパイプ (削孔から変更)

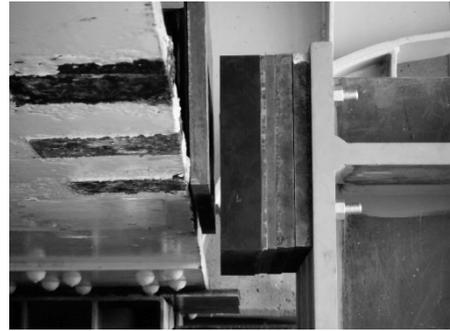


図-5 変位制限装置調整板による設置



図-6 足場の吊上げ構造

増水に備えてH.W.L以下に配置した足場等は、流水部の吊足場を吊上げ可能な構造とし、護岸側はローリングタワー構造に変更して、速やかにH.W.Lより上方へ移動できる構造とした(図-6)。

実際に作業の終盤には大雨により河川が増水したが、容易に上方へ移動することができた。

4. おわりに

現地では、今も避難生活を余儀なくされている方がたくさんおられ、震災前の生活を取り戻すためには、まだ時間を要するものと考えられる。

通行止め解除となった本橋の歩道上で、いつもこの橋を利用していたと思われる学生さんから微笑みながら一言、「お疲れ様でした」と声を掛けられた時、ほんの僅かでも被災地の方々へ貢献することができたことに、改めて感動を覚えた。

本橋の本復旧工事は、本工事の完了に伴い通行止めが解除されているため、交通を確保しながらの作業となる。応急復旧のような急速性とは違い、より安全で確実に施工する必要がある。

縦断勾配の大きな箱桁鉄桁混合橋の曲線送出し架設

日本橋梁建設土木施工管理技士会

日本車輛製造株式会社

芳 崎 一 也[○]

吉 川 正 城

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：中部横断自動車道
 富士川第二橋他1橋（鋼上部工）
 工事
- (2) 発 注 者：中日本高速道路(株) 東京支社
- (3) 工事場所：山梨県南巨摩郡南部町富士
- (4) 工 期：平成26年2月22日～
 平成28年8月9日
- (5) 工事内容：富士川第二橋
 型式 鋼6径間連続
 箱桁鉄桁混合橋（細幅箱桁+2主鉄桁）
 橋長 336.0m
 支間長 89.0m+60.0m+3@47.5m+42.5m
 重量 893.3t（鋼重）

※工事は富士川第二橋の他、第三橋を含む。

富士川第二橋は、中部横断自動車道の新清水JCT-富沢間の富士川渡河部に位置する6径間連続橋である。本橋の特徴は、曲率半径1200mの緩やかな曲線形状を有し、河川上で支間長の大きいA1-P1間は箱桁で、その他は鉄桁からなる

混合橋となっていることである。河川上となる箱桁の架設は、送出し工法であるため、まず陸上部の鉄桁を先行架設し、河川部の箱桁を鉄桁上で地組して、曲線状に送出し架設を行った。

2. 施工上における問題点

図-2は、客先より提示された設計図書による送出し計画図（以下、当初計画とする）であるが、これには、次に示す2つの問題点があった。

①発進側先端送出し装置の計画（図-2“a”）

先端から張出した位置に計画されており、送出し時にたわみの影響を受ける。このたわみの変化が大きい場合、施工時の管理が困難となる。

②先端以外の支点への台車の適用（図-2“b”）

曲線軌条や縦断勾配への対応が必要となり、安全性の確保に課題がある。

また、本工事の到達側ヤードは、隣接のトンネル工事と共用であったが、トンネル工事が路線開通に対するクリティカルになったことで、客先より、確実な工程コントロールを厳しく要求された。

先述の問題点は、客先要求である工程に直接影響を及ぼす要因となる。よって、この問題点を解

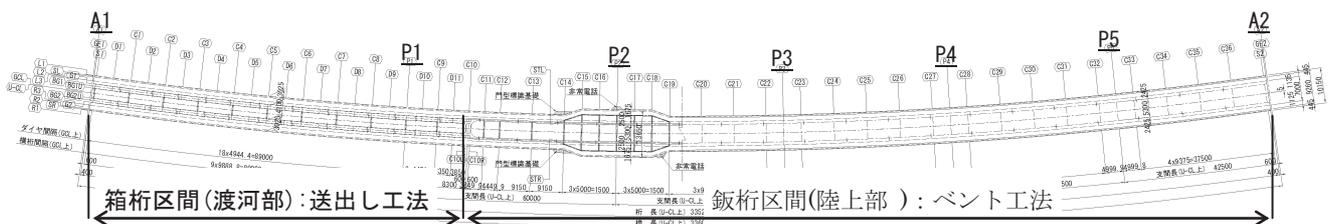
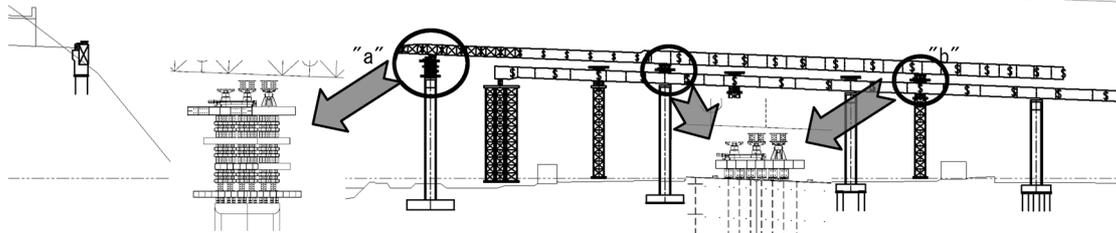
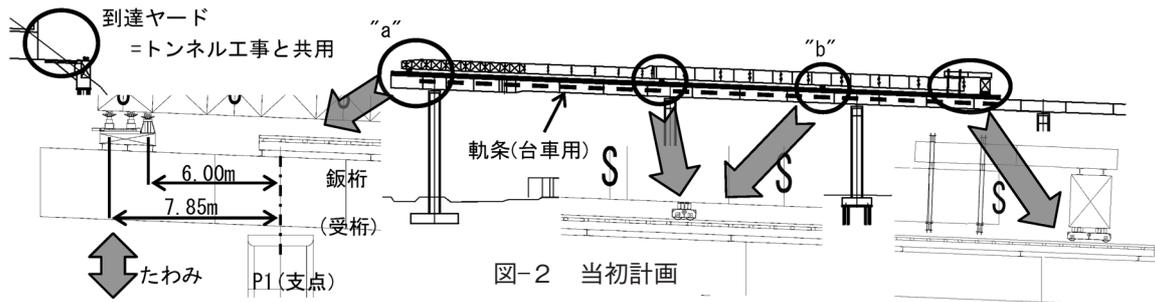


図-1 富士川第二橋



決し、より安全かつ確実な送出し方法の提案が、本工事の重要課題の一つとなった。

3. 施工計画の見直し

図-3に、計画見直しによる送出し計画（以下、提案計画とする。）を示す。改善点は次のとおりである。

① P1 橋脚設備計画の変更（図-3 “a”）

送出し範囲の見直し等を行い、P1 橋脚上に直接送出し設備を立ち上げる構造とする。

② 全支点での送出し装置採用（図-3 “b”）

台車に代わり送出し装置を採用する。

以下、改善点について述べる。

(1) P1 橋脚設備計画の変更

当初計画において先端の送出し装置が受けるたわみの影響を試算したところ、最大反力260tf（/主桁平均）作用時で、送出し1m（/ストローク）当たり23mm の変化があることが分かった。これは、mm 単位で行う送出し施工時の高さ管理に対して過大であり、施工上問題があると判断した。

たわみの影響を除くため、先端送出し装置はP1 上に配置することとした。また、送出し範囲を見直して橋脚上に直接設備を立ち上げる構造を採用することで、仮設備の高さを抑えた。

(2) 全支点での送出し装置採用

当初計画では、先端の送出し装置以外の支持点

に台車を用いているため、次の問題があった。

- ① 軌条が曲線となり、ジャッキ推進による水平力が発生するため、軌条と桁の固定が課題となる。
- ② 縦断勾配に対する送出し架設の適用範囲は常態で $\pm 1.5\%$ であるが、本桁は4%と大きい。
- ③ 鈑桁上で送出し桁となる箱桁を支持するため、軌条設備が大がかりになる。

そこで本橋の送出し架設では、台車の使用を止め、曲線状の送出しにも対応でき、送出し時の桁移動方向を水平にできる送出し装置を全支持点に配置して、曲線線形と縦断勾配に対して安全性と確実性を向上させる送出し工法とした。

送出し装置直下に必要となるベントは、先行架設時のものを転用できるように計画を行い、ベント設置基数を最低限にした。

4. おわりに

実施工では、提案計画による安全性と確実性向上により、隣接工事との緻密な工程管理を実施し、無事施工を完了した。また、無事故無災害の施工が評価され、中日本高速道路株式会社東京支社（工事安全協議会）より、H27年度優良事業所表彰を頂いた。

今後も、安全と品質を最優先とした架設施工に取り組んでいく所存である。

災害復旧工事におけるプレキャスト歩道床版の取替え

東日本コンクリート株式会社

監理技術者

堀江延幸[○]

浦野友希

1. はじめに

工事概要

- (1) 工事名：平成26年度311地震災5935-A01号
新北上大橋橋梁災害復旧工事
- (2) 発注者：宮城県東部土木事務所
- (3) 工事場所：宮城県石巻市北上町橋浦地内
- (4) 工期：平成27年4月1日～
平成28年10月31日
- (5) 復旧延長：565.7m
- (6) 全幅員：10.2m(車道6.5m、歩道2.5m)
- (6) 橋梁形式：2+2+3径間連続下路式トラス桁橋
- (7) 施工範囲：歩道床版撤去工、歩道床版工、
橋梁附属物工、栈橋撤去工

国道398号線新北上大橋は、東日本大震災の津波の影響で被災した橋梁で、迂回路栈橋及び仮歩道等の応急復旧により供用されていた。本工事は、仮歩道及び既設歩道床版を撤去し、新たに歩道用プレキャスト床版を設置する歩道の復旧工事である。震災で流出した2径間のトラス桁本体の復旧工事も本工事で並行して別工事で行われていた。

これらの復旧工事では終日全面通行止めによる交通規制が必要となるが、新北上大橋は主要道路であり、また迂回路は10km以上離れていることから終日通行止めの交通規制を最小限に抑えるとともに、復旧工事の早期完成が強く望まれていた。



図-1 施工前状況

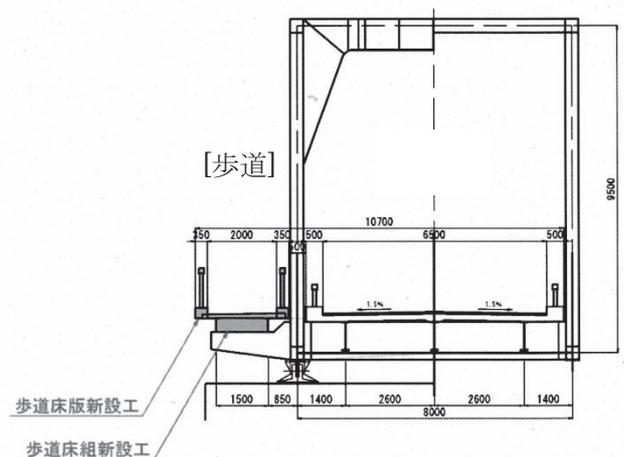


図-2 橋梁断面図

2. 現場における問題点

歩道床版工は、延長566mの既設歩道床版を撤去し、新たなプレキャスト床版(約3t/枚×236枚)を設置する作業である。以下の問題点を解決する

必要があった。

①工程の短縮

別工事によるトラス桁本体の復旧工事で必要と設定された終日通行止めの2ヶ月間を如何に有効に使用して本歩道復旧工事を進めて工程短縮を図るかが課題となった。

②トラス桁内部から行うトラス外部の歩道作業

歩道はトラスの外部に設置された構造であるため、歩道床版等のクレーン作業はトラス内部から部材の隙間を縫って行う難しい作業となる。さらにクレーンを据え付ける車道も6.5mと狭いため、機械の選定や施工方法が課題となった。

3. 工夫・改善点と適用結果

上記の課題に対して以下の工夫・改善を実施した。

- ①既設床版撤去等の新設床版施工前の準備作業は、事前に夜間通行止めを行って進めた。
 - ②トラス内部からのクレーン作業は、クレーンの据付位置や一連の動作を図面上でシミュレーションして16tラフタークレーンを選定するとともに、実機による試験施工を行って必要な作業が可能であることを確認した(図-3)。
 - ③終日通行止め開始後は、別工事に影響しない車道部を利用してプレキャスト床版を搬入・仮置きした。据付位置付近に配って仮置きすることにより、据付作業の効率が上がるよう準備した。
 - ④据付作業は、フォークリフトを使用して据付位置直上まで運搬し、クレーンに盛り替えて据え付けた。クレーンのブーム移動回数を減らすことで施工スピードの向上を図った(図-4)。
 - ⑤据付時の床版の固定については、現場溶接からボルト締めへ変更して簡素化を図った。
 - ⑥地覆は当初現場打ちコンクリートであったが、床版と一体化したプレキャスト製品とした。
- 以上の工夫と改善により、安全に施工することができ、また予定していた2ヶ月間での据付を、2週間程度短縮して完了することができた。



図-3 実機による事前確認



図-4 床版据付状況



図-5 施工完了全景

4. おわりに

本工事は、予定されていた通行止め期間を守り、余裕を持って円滑に行うことができた。また、長い間、通行することができなかった歩道についても早期開通へと繋げることができた。震災で失った物をすべて取り戻すことはできないが、少しでも復興の役に立てれば幸いである。

JR 近接における斜橋の送出し架設

日本橋梁建設土木施工管理技士会

高田機工株式会社

現場代理人・監理技術者

平田圭介[○]

安江克泰

1. はじめに

工事概要

愛知県の海部南部地域における東西の幹線道路は国道1号のみであり、渋滞が日常化している。東西軸の交通改善に県道弥富名古屋線は弥富市内と名古屋を結ぶ重要な路線であるが、弥富市と蟹江町を結ぶ一部区間が未着手となっていた。また、本路線はJR関西線と近鉄名古屋線に挟まれた地域に位置しており、地域内の道路は生活道路のみで、鉄道へのアクセス等の利便性が低かった。

本橋は県道弥富名古屋線でJR関西線に隣接し、市江川を渡る橋梁として計画された。

- (1) 工事名：道路改良事業 県道弥富名古屋線市江橋上部工事
- (2) 発注者：愛知県
- (3) 工事場所：弥富市鎌倉町地内始め
- (4) 工期：平成27年7月15日～平成28年10月31日

2. 現場における問題点

2-1 鉄道近接作業

JR関西線と近接しており、クレーン作業時に旋回制限、列車通過時の作業中止等の制限があった。

2-2 軟弱地盤

田園地域であり、地盤が軟弱であった。



図-1 架設後全景

2-3 斜角を有する桁

架設は送出し工法で行ったが、橋台パラペットが後施工であるため鉄筋が突出しており、また、桁、橋台に60度の斜角があり、橋台部橋軸直角方向に十分な降下設備の組立スペースが確保できなかった。

3. 工夫・改善点と適用結果

3-1 鉄道近接作業

本工事において、クレーン作業を伴う作業は近接工事の対象とし、有資格者を配置するとともに作業時の対策を行った。

- ①強風時のクレーン作業中止基準について、標準では10分間の平均風速が10m/secであるが、7m/sec以上と厳格化して管理した。



図-2 主桁組立状況



図-4 橋台上の作業構台



図-3 置換工法による地盤改良

②重量物である主桁の架設時は、JR側に旋回を行わないように作業範囲を制限した。

3-2 軟弱地盤

①地耐力確認のため、平板載荷試験を実施した。結果、必要地耐力が得られなかったため、地盤改良が必要となった。道路用地の脇は田園であるため、セメント系固化剤を用いた改良ができなかった。置換工（岩砕+敷砂利、置換厚600mm）と敷鉄板の設置で対応した。

②工事施工に併せて、軌道の変位計測を行った。任意点4点について、施工前・施工中・施工後に定点観測を実施し、変位がないことを確認した。

3-3 斜角を有する桁

本橋は斜角60度を有した2主桁の単純箱桁の送出し架設であり、送出し時に反力差が生じる。送出し時の反力を管理し桁や仮設材の変形を防止した。

また、橋台はパラペットが未施工で鉄筋が突出していたため、構台を拡幅して送出し装置と盛替えジャッキを配置した。橋台背面部にサンドルを設置して仮支持を行った。

4. おわりに

本橋梁は、海部南部地域の慢性的な渋滞緩和と交通アクセス向上に重要な役割を担っている。

工事の施工にあたり、ご指導いただいた愛知県海部建設事務所の皆様をはじめ、関係者の皆様に厚くお礼申し上げます。

I 形鋼格子床版の特徴に配慮した施工の工夫

日本橋梁建設土木施工管理技士会

瀧上工業株式会社

現場代理人

藤井 一也[○]

監理技術者

日置 末男

担当技術者

日下部 和弘

1. はじめに

工事概要

- (1) 工事名：多伎朝山道路 朝山第1高架橋鋼上部工事
- (2) 発注者：国土交通省 中国地方整備局
- (3) 工事場所：島根県大田市朝山町仙山地内
- (4) 工期：平成27年1月9日～平成28年2月26日

一般国道9号多伎・朝山道路は交通事故の多い「仙山峠」の迂回路として出雲市多伎町から大田市朝山町までの約9kmの区間を繋ぐもので、本橋梁はその一部区間を形成する3径間連続合成2主鈹桁橋（図-1）である。床版は工期を短縮し、安全に施工できるI形鋼格子床版（少数主桁用縦置き構造）を使用していることから、床版内への雨水浸入を防ぐことが重要であり、中間支点でのひび割れを抑制する必要があった。



図-1 朝山高架橋全景

2. 現場における問題点

2-1 桁架設工

I形鋼格子床版は配力筋に相当するI形鋼を格子状に配置する構造で、床版パネルは橋軸方向に約11mと長いため、架設時の桁のキャンバー誤差を少なくする管理が課題であった。

2-2 床版架設工

I形鋼格子床版は桁との固定金具が無い場合、施工性は良いが出来形管理に配慮が必要であった。形状については寸法管理が出来ないため、横桁設置部の高さ調整部材と横桁天端が密着しているかが品質上課題であった。また、平面線形がR=950で横断勾配が3.0%であったため、架設方向を横断勾配の低い方から隙間の無いように架設し、底板重なり部からの漏水やコンクリートのノロ漏れを防止することが課題であった。

2-3 鉄筋組立工

床版の鉄筋は、主桁間のI形鋼格子床版上筋及び張出部のRC床版側の組立となる。パネル組立筋の上面に配力筋を設置し、張出床版側から配置する上面配力筋の曲げ加工部が、主部材であるI形鋼及び底鋼板と干渉するため、組立時の鉄筋間隔の精度確保が課題であった。

2-4 コンクリート打設

I形鋼格子床版は底鋼板パネルと現場で設置する鉄筋で囲まれた狭隘部が多いため、コンクリー

ト打設時において締固め方法が課題であった。

2-5 コンクリート養生

床版コンクリートは表面積が大きく乾燥収縮が生じやすいことから、施工時の初期ひび割れを抑制する養生方法が課題であった。

3. 工夫・改善点と適用結果

3-1 桁架設工

桁の架設に使用するベントは1基しか無く、架設完了後のキャンバー調整が困難であるため、地組立時のキャンバー誤差を3mm以内として厳しく管理することとした。

地組立時の多点支持キャンバー誤差を3mm以下に抑えることにより、支点支持後の桁のそり精度を概ね5mm以内に確保することができた。さらに、G1、G2間の高さの相対誤差も5mm以下となり、当初計画の規格値を守れた。

3-2 床版架設工

I形鋼格子床版は3格点間に跨がって設置される構造(図-2)であったが、支点支持後の桁のキャンバーを厳しく管理することにより、床版パネルを精度よく設置することができた。さらに、床版パネル設置後の形状管理は、横桁上の支持金具の隙間確認を全数行うことでコンクリート打設後の出来形精度の確保及びコンクリート打設時の漏水やノロ漏れを防止できた。



図-2 床版架設状況

3-3 鉄筋組立工

I形鋼格子床版の主部材であるI形鋼と上面配力筋の曲げ加工部分の寸法が同じため、鉄筋加工に施工誤差があり、底鋼板と干渉する箇所(図-3)があった。また、曲げ加工部がI形鋼と干渉し、結束線で固縛しても完全に密着できない箇所があった。そのため、床版厚さを+5mmで管理する工夫で上面配力筋のかぶり厚さを許容値内に

確保した。

今後は、誤差吸収のできる余裕度を設けた鉄筋の曲げ加工計画をすべきと感じた。

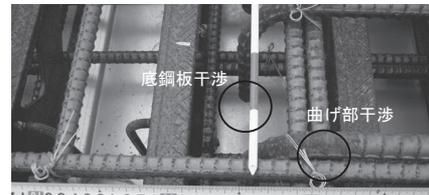


図-3 配筋詳細

3-4 コンクリート打設

I形鋼格子床版の底鋼板が1.6mmと薄いため、コンクリート打設時の高周波バイブレーターが、接触しないように、バイブレーターの所定深さ位置にマーキングを施し、注意を払った。本床版は主部材各所に狭隘部があるため、コンクリート打設時の締固めにわずかな隙間にも挿入できる高性能細径バイブレーターを使用し、密実なコンクリートとした。

3-5 コンクリート養生

床版コンクリートの乾燥収縮による初期ひび割れを抑制すべく、コンクリートの水和反応を充分促進するため、湿潤養生を通常より約3週間長い期間確保した。床版コンクリートの養生には保温性・保湿性に優れたQマットを使用し、コンクリート表面と内部の温度差を少なくすることで温度ひび割れを防止した。圧縮強度試験結果は、標準養生供試体と現場空中供試体を比較した結果、同様な値が得られたことから、品質の良いコンクリートを施工出来たと考える。

4. おわりに

一般国道9号は急カーブが多く、上り下りの激しい道路で、これの代替えとなる路線も無いため、地域の方の日常生活、経済活動に多大な支障をきたしている。このような状況を改善するため計画されたのが多伎・朝山道路である。朝山第一高架橋の施工は地元の方の高い関心の中、無事完成することができた。本工事においてご指導を賜りました関係方々に御礼を申し上げます。

施工計画

送電線による上空制限下での架設と交通対策の工夫

日本橋梁建設土木施工管理技士会
 瀧上工業株式会社

現場代理人

高橋 佑輔[○]

監理技術者

伊藤 竜也

担当技術者

吉田 健一

1. はじめに

工事概要

- (1) 工事名：福岡208号 徳益高架橋上部工（P46-P53）工事
- (2) 発注者：国土交通省九州地方整備局福岡国道事務所
- (3) 工事場所：福岡県柳川市三橋町蒲船津地内
- (4) 工期：平成26年9月25日～平成27年12月15日

徳益高架橋は、有明海沿岸道路事業の一貫で、一般国道208号の交通緩和を目的に計画された地域高規格道路の一部である。本工事は、徳益高架橋のうち P46橋脚から P53橋脚までの橋梁上部工事（図-1）である。架設地点は上空に送電線があり、側道上下線に挟まれている。さらに、2つの交差点を跨ぐ架設工事である。工事の大半が一般道の近接作業であったため、一般通行車両の安



図-1 徳益高架橋（P46-P53）全景

全確保と沿線住民の方々の生活環境への配慮が課題であった。

2. 現場における問題点

本工事を施工するにあたり、次の点が課題となった。

- 2-1. 上空送電線の離隔距離の確保
- 2-2. 交差点上の規制時間を最小限にする架設
- 2-3. 道路近接での安全に配慮した架設

3. 工夫・改善点と適用結果

これらの課題点についての対策の詳細を以下に記述する。

3-1. 上空送電線の離隔距離の確保について

P46-P47径間上を送電線（66,000V）が横断しており、主桁架設時に最も接近する可能性のあるクレーンブームとの離隔距離（4m以上）を確保する必要があった。このため、あらかじめ桁架設前に送電線高さを計測しておき、その計測結果を架設用クレーンのシステム設定に反映させ、ブーム可動高さを機械的に制限した。さらに、架設時の離隔距離管理として、クレーン先端にプリズムを設置し、トータルステーションによりブーム高さの計測を行った。具体的な計測方法は、測量機器の自動追尾機能を使用して、ブーム高さのリアルタイム計測を行った。この結果、送電線とクレーンブームとの離隔距離を確保していることを常に確認しながら、安全に架設作業を行う事が

できた。

3-2. 交差点上の架設について

県道上の架設にあたり、県道（上り線）の右折レーン終日閉鎖と県道（下り線）の右折レーン幅員減少および夜間交通規制を行う必要があった。通行止め規制に対しては、周辺住民と道路ユーザーへの影響が最小限になるように、以下の要領で規制を行った。

(1) 交通規制要領

夜間通行止め規制は、徳益交差点より県道（下り線）を最大1.2kmの通行止め規制を行う必要があった。そのため、施工範囲に応じた交通規制（図-2）となるように6パターンの規制を実施した。また、迂回路に対しては、大型車両と一般車両に対しての看板を設置した。



図-2 夜間交通規制状況

(2) 夜間施工日数の削減

- ① 桁架設作業では、架設班と足場班に分かれた2パーティ作業をすることで足場にかかる日数を削減した。また、足場設置に対しては、朝顔の面組を日中に行うことで、夜間足場設置の効率化を図った。
- ② 交差点上の架設作業は限られた時間内での作業となるため、作業の手間取りによる夜間日数を増加させないように、日中に架設桁の地組立を行った。
- ③ 交差点上の架設は、落とし込み架設となるため、事前に落とし込みブロックのスパン長が確保されているか計測するとともに、先行架設ブロックとの主桁添接部の仕口を合わせるため主桁先端部の高さを調整した。架設時には、スライドジャッキを各主桁にセットしておき、主桁



図-3 上部受梁張出ベント

連結時の微調整を行った。

これらの工夫により、当初夜間施工日数40日間を予定していたが、29日間まで削減することができた。

3-3. 道路近接での架設について

当初案では交差点の歩道位置にベントを設置する計画であったが、県道上の一般車両の視界の確保の妨げにならないように、歩道部を避けてヤード内にベントを設置するように変更して、一般車両交通に配慮した。また、県道下り線側の右折帯は商業施設の進入に配慮して、閉鎖せずベントを設置する工夫をした。具体的には桁の受梁となる上部H鋼を県道側に張り出した形状（図-3）とし通行帯を確保した。このとき、桁架設時のベント転倒に対する安全性を確保するため、張り出し部の反対側にコンクリートブロックを積載してカウンターウェイトとして機能させ、転倒防止措置を実施した。

4. おわりに

交通規制では、協力業者との工程打合せを密に行い、作業範囲に応じた交通規制を実施した。

商業施設及び沿線住民の方々へは、交通規制のチラシを個別に配布して、交通規制だけでなく工事に対するご意見を頂く事とした。そのため、夜間作業の多い工事ではあったが、沿線の住民からの苦情もなく完工する事ができた。

本工事においてご指導を賜りました関係方々に御礼を申し上げます。

曲線 (R = 50m) を有するランプ橋の施工

日本橋梁建設土木施工管理技士会

株式会社駒井ハルテック

現場代理人

真 嶋 敬 太

1. はじめに

紀北西道路岩出 IC D ランプ橋上部工事は、紀北西道路のうち岩出根来 IC の下りオフランプの橋梁であり、最小半径50m の平面線形を有する連続箱桁橋である。

工事概要

- (1) 工 事 名：紀北西道路岩出 IC D ランプ橋上部工事
- (2) 発 注 者：国土交通省 近畿地方整備局
- (3) 工事場所：和歌山県岩出市根来地先
- (4) 工 期：2014年5月8日～2015年6月30日
- (5) 橋梁形式：鋼 5 径間連続非合成箱桁橋
- (6) 橋 長：190.0m
- (7) 支 間 長：39.0m + 19.0m + 39.0m + 39.0m + 54.0m
- (8) 平面線形：A = 45m、R = 50m、A = 50m、R = 800m
- (9) 工事範囲：桁架設、床版、壁高欄、付属物

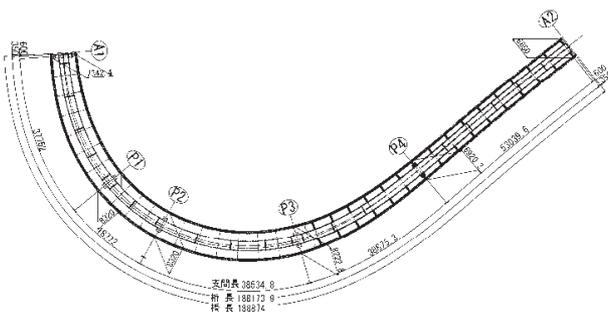


図-1 橋梁平面図

2. 現場における問題点

(1) 鋼桁の平面出来形

本橋の架設工法は、550t 吊オールテレンクレーンを用いたトラッククレーンベント工法で、架設上の最大の課題は曲線橋の平面出来形の管理であった。

鋼橋架設における橋桁の平面出来形管理は、架設時に支点間ごとに桁中心をトランシット等で視準し、架設するブロックの先端において桁中心と視準線とのズレを管理する手法が一般的に用いられる。

しかしながら、本橋は平面線形が最小で R = 50m のため、支点間を結ぶ視準線は桁ブロックから飛び出した位置となるため、一般的な管理方法の適用が困難であった。

(2) キャンバー管理の問題点

工事概要に示すとおり、本橋は不等径間の 1 主桁連続箱桁橋であり、鋼桁架設時のキャンバー管理には次の問題点があった。

- ①他工事との施工ヤードの調整により、架設順序は A1 から A2 への一方通行で限定された。
- ②ヤード調整により、ベント設備は図-2 に示す位置に限定された。なお、P4～A2 は先述の洞尾川があり、A2 と洞尾川の間は山斜面のため、最大支間長の径間に P4 直近と A2 直近の 2 基しかベントを設置できなかった。

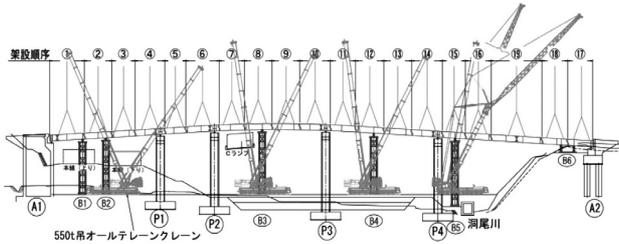


図-2 架設計画側面図

③他工事との工程調整により、A1～P3のベント設備は鋼桁がP3に到達した時点で解放しなければならなかった。

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) 架設時の平面出来形管理手法

本工事における曲線橋の平面出来形の管理について、以下の工夫を実施した。

①架設時にトランシットの視準線と桁位置を比較するために、長尺定規を改良して直接的かつ数値により通りを管理した。この時、架設ブロックの先端は連結板等が支障となったため、先端部に近い格点部に定規を設置した(図-5)。

②仮組形状の正確な再現のために、仮組立時のデータを管理値として、上下フランジの端部でジョイントの間隔を計測管理した。

③各径間の架設完了ごとにトータルステーションにより支点と格点の座標を計測し、平面形状の出来形確認を行った。

なお、架設中は各支点部に水平ジャッキ、ベント部にはレバーブロックを設置し、随時平面線形を調整しながら架設を進めた。

以上の管理手法により、鋼桁の平面出来形は、規格値31mmに対して6mmの誤差(P4～A2支間部)であり、国交省の規格値を充分満足することができた。また、格点位置の座標計測結果の誤差は10mm以下であり、設計通りの平面線形を実現することができた。

本工事では、鋼桁架設における出来形管理の社内管理値を国交省規格値の80%に設定していたが、支間長・全長を含む全ての平面出来形において社

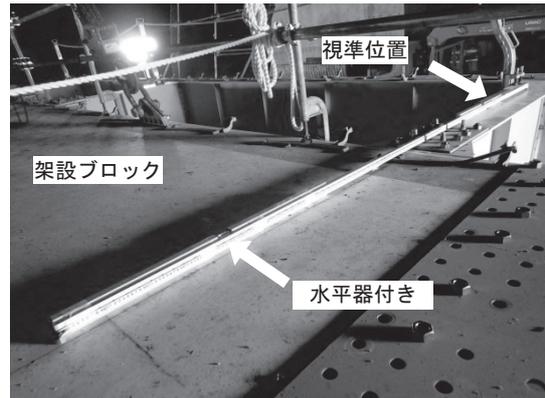


図-3 通り視準用定規

内管理値の50%以内(国交省規格値の40%以内)とすることができた。

(2) キャンバー管理の工夫

キャンバー管理には以下の工夫を実施した。

①A1～P3の高力ボルト本締めを先行し、ベント設備を解放してもP3～A2のキャンバーに大きく影響しないことを立体骨組解析により検証した。

②P4～A2のベント不足に対しては、まず、ベント設備を可能な限り支間部に設置できるようにヤードを改造し、P4直近のジョイント仕口を可能な限り上向きに調整した。

キャンバー出来形の結果としては、全体として十分に規格値を満足することができた。P4～A2径間は想定した通り下がり傾向となったが、社内管理値 $\pm 41\text{mm}$ に対して -34mm に収めることができた。

4. おわりに

紀北西道路は、本工事を含む根来岩出ICまでが平成27年和歌山国体に合わせて2015年9月に無事供用が開始された。

本工事は、本稿記載の施工上の工夫などが高く評価され、事務所長表彰をいただくことができた。

最後に、国土交通省の担当者をはじめとする関係者各位に、この場を借りて感謝の言葉を述べさせていただきます。

第3種陸上競技場改修工事での創意工夫について

株式会社大歳組

主任技術者

松田和位[○]

現場代理人

黒谷武晴

1. はじめに

本工事は、5年に1回の第3種陸上競技場の公認検定に伴う改修工事である。

工事概要

- (1) 工事名：上野総合公園陸上競技場改修工事
- (2) 発注者：庄原市
- (3) 工事場所：広島県庄原市新庄町地内
- (4) 工期：平成28年7月4日～
平成28年9月30日

工事内容：舗装版切断 400m

複合弾性舗装切削 371m²

コンクリートはつり 48m²

ウレタン舗装 491m²

ラインマーク 3,979m

高圧洗浄 8,330m²

2. 現場における問題点

本工事は、上記規模の陸上競技場改修工事に係る標準施工日数50日に対して、受注時点では陸上競技場の利用計画により8月1日～9月15日迄の暦日数46日、施工可能日数34日となり、天候を考慮した実際施工可能日数29日という厳しい中で、工程管理を進めていく必要があった。

3. 工夫・改善点と適用結果

1) 労務管理の工夫

工期短縮の基本は人間関係が重要と考え、作業員とのコミュニケーションの向上と、明るく楽しい現場づくりが必要と考え、次の事を実施した。

まず、朝の体操を気分転換に、通常のラジオ体操第1から津軽弁・津軽三味線のラジオ体操とユーモアのある物に替えた。これにより職場の雰囲気良くなり、笑顔で作業を行う気質が出来た。現場代理人と主任技術者とが半日ずつ現場に出て、作業員と一緒に空間を共有した。この事により作業員との会話の中からアイデアが多く出る様になり、工期短縮に寄与した。

2) コンクリートはつり作業の工期短縮

コンクリートはつり作業は複合弾性舗装の前段階であり、この作業をいかに早く終わらせるかによって工期短縮が出来るかどうかにかかっている。その対策として、はつり部分の中央にカッターで溝を掘り、応力の逃げ道をつくり(図-1)、且つ電動はつり機のノミのクサビ作用を利用する事を容易にした事で4日短縮できた。

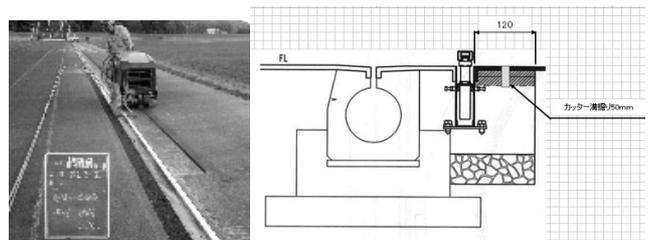


図-1 カッターでの溝掘り状況

3) 発電機の変更

当初、切削機械用発電機は切削機械6台を養う25KVAを予定していたが、切削機械8台に変更するため45KVA ビックタンク(図-2)に変更した。これにより切削機械8台を使用可能になり、2台タンデムで切削作業を施工した。短縮日数は6日である。



図-2 45KVA ビックタンク発電機

4) 作業効率低下防止(熱中症対策)

工事期間(特に8月)の気温は高く、30℃から最高35.9℃まで上がり、ウレタン表面温度は45℃に上昇することもあった。これに伴い熱中症対策が必要になり、下記の対策を実行して疾病休業者なしの効果を得た(図-3)。

- ・大型扇風機2台
- ・冷却スプレーと冷感タオル
- ・移動テント



休憩所風景



移動テント

図-3 熱中症対策

5) 高圧洗浄作業の工期短縮

高圧洗浄面積8,330m²を洗浄するにあたり、当初は10気圧の機械を4台、作業日数4日を計画していたが、予想以上に現状の汚れがひどく、途中工程で14日掛ることが確定になり、機械を30気圧2台、10気圧2台に変更した。この事により8日で終り6日短縮が出来た。

4. おわりに

今回の工事は極端に工期が短い工事であった。しかも、9月に入ると秋雨前線の影響を受け作業可能日が10日と短い条件ではあったが、全体で休日出勤2日、残業2日に収められた。これも現場の人たちの協力により全工程が能率よく楽しく出来た賜物と思う(図-4)。

何より全工程が無事故・無災害で終わり作業員から『もう一度このメンバーで仕事をしたいですね。』と言われた時は、やって良かったと思いました。

最後に管理者から感謝状(図-5)を頂き、関係各位に感謝申し上げます。



図-4 完成写真



図-5 感謝状

沈澱ピット掘削における工期短縮について

長野県土木施工管理技士会
庫昌土建株式会社
小尾口 仁 志

1. はじめに

当工事は、諏訪湖における新たな浄化工法として湖内へ流入する栄養塩類低減を図るため流入量最大の上川河口に沈澱ピットを設置する工事である。

工事概要

- (1) 工 事 名：河川環境整備工事(一)諏訪湖3工区
- (2) 発 注 者：長野県諏訪建設事務所
- (3) 工事場所：(一)諏訪湖 諏訪湖管内一円
諏訪湖3工区
- (4) 工 期：平成27年9月2日～
平成28年2月29日

2. 現場における問題点

関係機関協議会の席で上川に産卵のため遡上する公魚のため11月下旬までに諏訪湖内作業を終了させてほしいとの要望があり、当初12月中旬を予定していたため掘削作業の工期短縮が問題となった。さらに9月上旬には、諏訪湖新作花火大会が開催され仮設工等の準備（仮設道、係留施設）も早期に施工できなかった。

3. 工夫・改善点と適用結果

工期短縮の掘削時の工夫として、情報化施工(3Dマシンガイダンス)を実施した。従来の方法は、

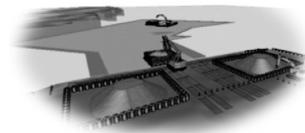


図-1 3次元データ

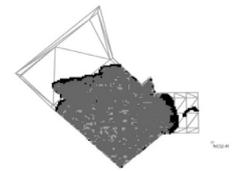


図-2 モニター図

日々の施工範囲に竹竿等で目印を設置し、掘削機械のバケットアームに深さの目印を付けオペレーターの感覚により掘削し、水面からスタッフ等で深さを確認したので施工範囲の位置出し、掘削出来形の確認に多くの時間を使用した。3Dマシンガイダンスは、バックホウにGPS測量機器を設置し、バックホウの現在位置のXYZ座標を取得させ、あらかじめ設計に基づき作成した3次元データ(図-1)にバックホウの現在位置(高さ、向き、設計値に対する差等をリアルタイムに表示させて施工した。掘削完了部分はモニター上で色塗り(図-2)されるため未施工部分が瞬時に把握できた。

これにより、従来の施工範囲の位置出し、出来形確認等の時間が無くなり、掘削作業時間に回すことができた。また精度の面でも水中で目視確認ができなかったものがモニター上ではっきり確認でき、監督員への施工状況報告、段階確認等(図-3)において有用なものとなった。

土運搬、揚土時の工夫として、揚土用機械の変更、揚土ヤードの区画分け、土運搬船と引き船の増設を行った。当初設計は、揚土用機械BH0.8



図-3 監督員立会



図-5 集積ヤード

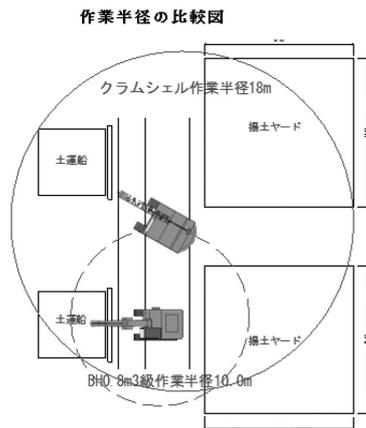


図-4 作業半径比較

m³級であり、作業半径約10mのため土運船の土砂全体に届かず半分揚土した後、土運船を反転し残り半分を揚土しなければならなかったので、50tクローラークレーンにクラムシェルを取り付け、作業半径を18m確保し土運船の掘削土を一度に揚土できるようにした(図-4)。また土運船、引き船も2隻に増設し、掘削揚土作業の待ち時間も短縮した。さらに揚土ヤードを2箇所設置し(掘削土の粒度分布が礫分1%砂分92%シルト粘土分7%で水はけが良く1日集積すれば搬出できる状態となったため片方の集積ヤードで搬出作業ができる)、搬出作業と揚土作業が重ならない様工夫した(図-5)。その結果、揚土ヤード集積も容易になり、作業効率の向上と、20日間の工期短縮ができ、漁協からの要望に応えられた。

4. おわりに

3Dマシンガイダンスを使用しての感想

施工開始前(毎日)に測量成果の基準点に基づき、施工機械の現在地(今回バケットセンター刃先位置)と合っているかXYZ座標を確認する必要がある。

人工衛星が1箇所集中するとエラーがしやすい。今回は、インターネットで衛星飛来予測(都道府県別)を参考にその日の衛星の状態を確認した。現場では、8~10基を受信したが、6基以下の場所では使用できないと思われる。

3次元設計データがモニター上にあるため、設計値との差が瞬時に把握でき、現場を止めて確認する必要がなくなった。従来の丁張り間の中間部は、感覚により合わせていた部分があったが、どの場所でも(特に目視できない水中等)正確な掘削が行え、作業効率も上がる。現場の作業員の感想も好評であった。掘削ラインにバケットがどのような角度で接しているか初心者でもわかり、熟練者は作業性の向上になると絶賛していた。

費用の面では、丁張り等の費用(今回交通船で毎日設置がいらなかった)工程短縮時間分費用を比較するとほぼ従来施工と変わらなかった。(今回の3Dマシンガイダンスはリース品使用)

次回工事で土工事等の複雑なカーブ、法面等の施工に使用したい。

冬期の床版コンクリート施工を回避するために

東日本コンクリート株式会社
 監理技術者
 宮澤 寿

1. はじめに

工事概要

- (1) 工事名：東北中央自動車道
布川大橋上部工工事
- (2) 発注者：国土交通省東北地方整備局
- (3) 工事場所：福島県伊達市月舘町布川地内
- (4) 工期：平成27年11月10日～
平成28年12月26日
- (5) 構造形式：PC6径間連結コンボ桁
(プレキャストセグメント工法)
- (6) 橋長：203.0m
- (7) 支間長：32.15m + 4@32.9m + 32.15m
- (8) 全幅員：12.79m
- (9) 架設工法：架設桁架設工法

本工事は、福島県相馬市の「常磐自動車道」と福島市の「東北縦貫自動車道」を結ぶ復興支援道路「相馬福島道路」の橋梁工事である。本報告では、高耐久PC橋仕様の本橋において、床版の冬期施工を回避するために実施した施工方法の工夫について述べる。

2. 現場における問題点

主桁の組立及び架設は、A1橋台背面にてセグメント桁を取卸して接合し、組み立てた主桁を送り出して架設する標準的な施工方法が計画されていた。2径間目以降の主桁は、架設済みの主桁上

に軌条を設置して順次送り出していく方法である。この方法の場合の床版施工は、すべての主桁架設が完了し、主桁上に設置した軌条を撤去した後に開始することとなる。主桁の送り出し状況を図-1に、当初計画の工程表を図-2に示す。

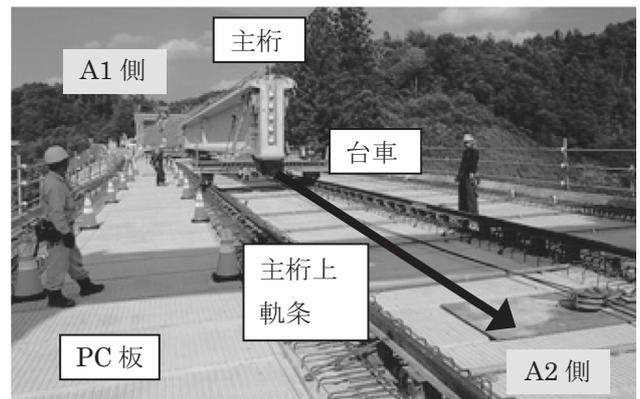


図-1 主桁送り出し状況

主要工種	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月
主桁組立工		A1橋台背面にて取卸し												
主桁架設工														
横組・連結工														
PC板工														
床版工														

図-2 当初計画工程表

支承の塗装が高耐久仕様へ変更されることとなり、支承の納期延期に伴って主桁組立及び架設開始時期も延期となり、床版コンクリートの施工を冬期に行わなければならなくなった。断面が薄く

面積の広い床版コンクリートを冬期に施工する場合は、養生上屋等の設備が必要となるほか、その設置期間や稼働率の低下により3ヶ月程度の施工期間の延長が見込まれた。また、所定の品質を確保するための養生コスト及び養生期間が工事に過大な影響を及ぼすことが想定された。変更工程表を図-3に示す。

主要工程	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月	
主桁組立工				← A1橋台背面にて取卸し →											
主桁架設工				—————											
横組・連結工															
PC板工															
床版工															
上屋等設置工															

図-3 変更工程表

3. 工夫・改善点と適用結果

工程を短縮して床版の冬期施工を回避するため、主桁架設工事と床版コンクリート工事を同時に施工できないか検討した。検討の結果、6径間の内4径間は起点A1側よりA2側へ向かって順次主桁の移動架設を行い、残りの2径間はセグメント桁の取ろし及び荷上げをP4付近に設置した160tクレーンにて行うこととした。先行施工の4径間架設完了後に主桁送り出し軌条を撤去することにより、A1側からの床版施工と残り2径間の主桁架設の同時施工が可能となる。セグメント桁の取ろし中は県道の通行止めが必要となるため、現場内に迂回路を設置し第三者への影響を最小限に抑えた。同時施工の工程表を図-4に、変更後の施工方法を図-5、図-6、図-7に示す。

主要工程	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月	1月	2月
主桁組立工				← A1橋台背面にて取卸し →										
主桁架設工				—————										
横組・連結工														
PC板工														
床版工														

図-4 同時施工工程表

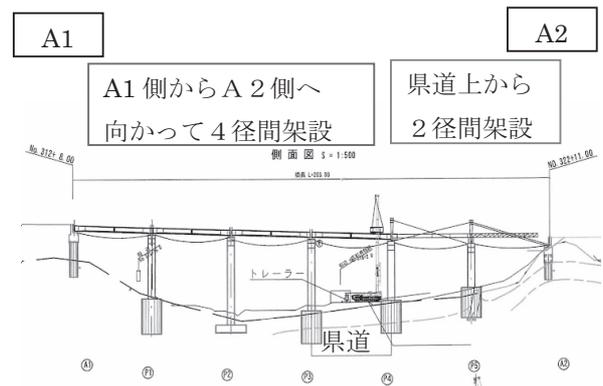


図-5 主桁架設計画図 (P4-P5)



図-6 セグメント桁吊り上げ状況

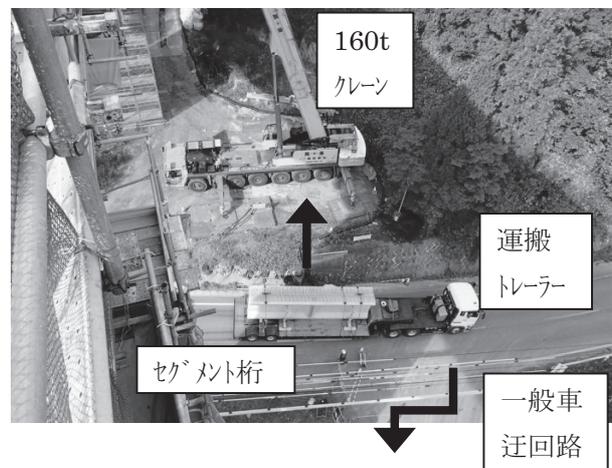


図-7 セグメント桁取ろし状況

施工方法の工夫により、床版施工は若干12月に残ったものの本格的な冬期施工を回避できた。

4. おわりに

これまで供用道路を跨ぐ橋梁工事は安全対策に時間と労力を要するため大変だと思いがなかった。しかし、「逆にその条件をうまく利用することで問題が解決できることもある」ということを学んだ。

工事完了時期を見据えた工程短縮の工夫

東日本コンクリート株式会社
 監理技術者
 齋 藤 鉄 雄

表-1 工程表

主な工種	当初予定工期	改善目標工期
主桁製作工	2 か月	乗込み前製作
架設工	1 か月	1 か月
橋梁上部工	3 か月	3 か月
計	6 か月	4 か月
予定期間	引渡し～28.12	28.8～28.12

1. はじめに

当現場は、女川町内における国道398号を復興道路として新設するポストテンション方式PC単純バルブT桁橋（プレキャストセグメント工法N=7本）を、架設桁架設による工法で施工するものである。

以下に工事概要を示す。

- (1) 工 事 名：(仮)女川橋上部工工事
- (2) 発 注 者：宮城県東部土木事務所
- (3) 工事場所：宮城県牡鹿郡女川町女川浜地内
- (4) 工 期：平成27年4月1日～
平成28年12月16日

2. 現場における問題点

主桁製作～架設～工事完了までの期間は約半年程度で完了できる程度であったが、先行作業していた他業者の下部工及びそのあとに施工する他業者の護岸工築造の工期が遅延気味（平成28年7月完了）だった。しかし女川町の復興事業全体として当該女川橋の施工完了が今後の工程へ影響するという事で、竣工日（平成28年12月16日）までに確実に終わらせる施工方法を考える必要があった。

3. 工夫・改善点と適用結果

施工工程（表-1）について、下部工・護岸工

が施工中で現場乗り込みが出来ないため、先行して出来る施工方法について検討を行った。

1つ目は主桁製作工を先行して製作し、現場内にセグメントブロックを仮置きしておくこと。

2つ目は架設方法の検討及びこれに伴う盛り土高さの変更の提案である。

①現場内へのセグメントブロック仮置き

現場乗り込み前にセグメントブロックを仮置きすることにより主桁製作工を2か月ほど早めた。仮置きする場所に関して現場付近は今後の復興事業における準備用地があったが、地権者の把握、交渉など受注者側だけでは賄いきれない部分があったため、発注者監督員に協力をお願いし用地の確保に努めた。

セグメントブロックを製作して現場付近に仮置きするにあたり、下部工アンカー孔の位置・深さ・胸壁位置確認は必須となるので、下部工の胸壁完了を待って、現地測量を行った。そして必要とされる寸法の確認を行った後、主桁製作に取り

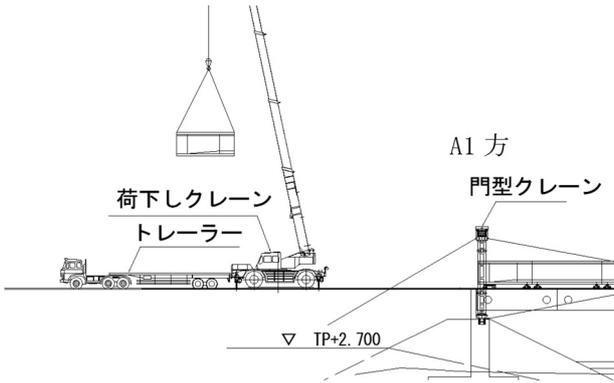


図-1 架設計画側面図 (当初)

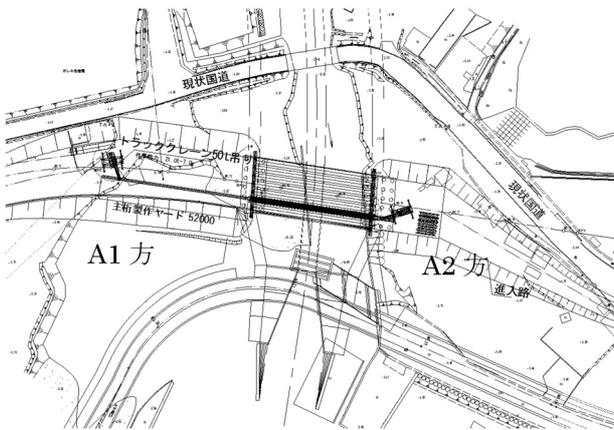


図-2 架設計画図平面図 (当初)

掛かった。特に注意したのは、セグメントブロックの仮置き期間が数か月以上に渡る事だった。

このためセグメントから露出している鉄筋に、あらかじめ「水性エポキシ樹脂一液性鉄筋長期防錆剤」を塗布し防錆対策を行った。

②架設方法の検討及び盛り土高さの変更

当初計画図 (図-1、2) による架設は架設桁架設+門構架設による方法であったが、あくまで条件は胸壁天端と地盤高さがほぼフラットな状態であった。ただし、当該施工場所の高さは現状国道との高低差が7mほどあり登坂勾配も9%ほどあった。そのため、登坂に対する配慮や、フラットな作業エリアの確保が課題となった。

このため、盛り土高さを計画より3.0m低く施工し、登坂勾配を9.0%から6.4%に低減 (図-3) するとともにフラットな作業エリアの確保を提言した。

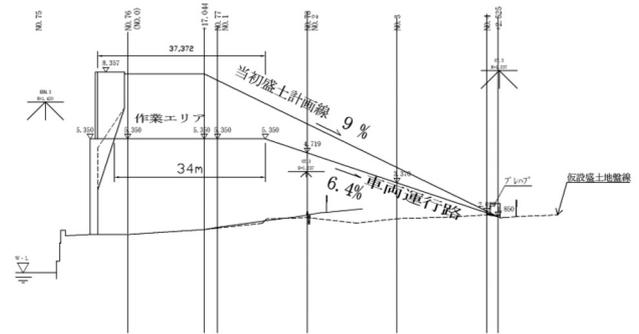


図-3 盛り土高さ及び登坂勾配の改善

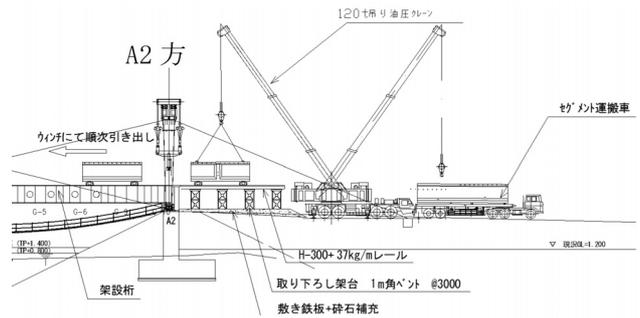


図-4 架設架台の設置

また、盛り土高さの変更により、胸壁天端高より3.0mほど低くなった地盤に関しては架設架台の設置 (図-4) により対応することにした。具体的には当初予定通り架設桁架設+門構は変えず、胸壁背面に強固な架台を設けることにより高さの違いを解消し予定通り約1か月で架設作業を終了することが出来た。なお、架設場所は工事車両の出入りの関係から、A1方からA2方に変更した。

4. おわりに

今回の工事に関して、工期の設定が約1年半と非常に長く施工条件がどうなるかも分からない状態であった。そこで発注者と他業者も含めた打ち合わせを積極的に行い、乗り込み時期の確定や現場引き渡し時の現場状況の把握に努め、当工事の完了時期を見越した協力などにも積極的に関与した。特に、発注者へは計画図を作成し、丁寧に理由や趣旨を説明するなどコミュニケーションを十分に行ったことが、良い結果につながったと改めて感じています。

コンクリートの品質・耐久性の向上について

岡山県土木施工管理技士会
アイサワ工業株式会社
近 土 輝 昌

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：多岐朝山道路口田儀第2トンネル
 工事
- (2) 発 注 者：国土交通省 中国地方整備局
- (3) 工事場所：島根県出雲市多伎町口田儀地内
- (4) 工 期：平成26年1月23日～
 平成28年6月30日

2. 現場における問題点

本工事において、コンクリートの品質・耐久性を向上させる為に、以下について実施を行った。

(1) 覆工コンクリートの品質

コンクリートのひび割れ抵抗性の増大、型枠への付着を防止する為、型枠の脱型はコンクリートの脱型強度 $5\text{N}/\text{mm}^2$ 以上を積算温度測定システムから推定し、加温養生型枠を使用してコンクリートの初期養生を行った後、脱型を行った(図-1)。

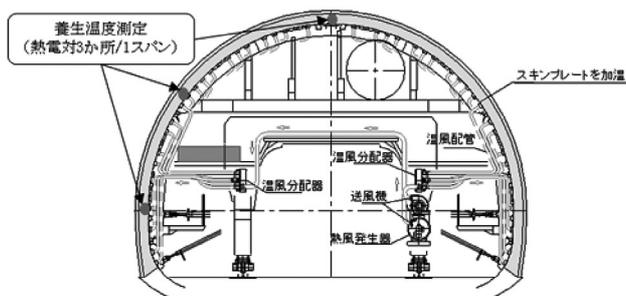


図-1 セントル仕様

トンネル掘削中(6月～9月)のコンクリートの打設では、養生時間は20時間で $5\text{N}/\text{mm}^2$ 以上となりコンクリート温度は計画通りの結果となり、予定通り脱型を行った。しかし、トンネル貫通後(10月～4月)は風が抜ける様になり、最低気温も0度を下回る日があった。その為、コンクリート温度の上昇が悪くなり、目標強度に到達するために22～23時間要するようになり、脱型時期が遅れ作業に支障が出るがあった。また、本トンネルは下り2.2%の勾配の為、コンクリート打設時にブリーディング水が妻側(終点側)にたまりやすく、型枠脱型後には、ラップ側(起点側)には剥離が見られなかったが、妻側には剥離する箇所が見られた。

(2) インバートコンクリートの品質

本工事では、トンネル掘削時に突発的な湧水が度々あり、インバート掘削時にも湧水が大量に発生することがあった(図-2)。



図-2 インバート床付時の湧水

そのため、コンクリート打設時に湧水がコンクリートに流入する事によってコンクリートの品質が低下する懸念があった。

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) 覆工コンクリートの品質

貫通後のコンクリートの初期養生温度・湿度を確保するため、終点側に遮風シートを設置した。シート台車が終点側に到達時には、起点側に遮風シートを設置して防風対策を行った(図-3)。

ブリーディング水を排出することで密実なコンクリートを構築する事を目的として下記(i~iii)を実施した。

- (i) 妻型枠の間隔を広げて(2cm)ブリーディング水の排出を行う。
- (ii) 型枠バイブレータを使用する。
- (iii) ノロの発生を抑制する為に、バイブレータの締め固め時間を短くする。

上記を実施した結果、(i~ii)は効果があったが、(iii)は効果が見られなかった。今回行った対策ではコンクリートが剥離した箇所は何か所か見られたが、かなり改善されたと思われる。また、竣工時には覆工コンクリートに0.2mm以上のひび割れは見られなかった。

遮風シートを現場にて制作したが、時間・費用が思った以上に掛かってしまった為、専門業者に依頼した方が良かったと思われる。



図-3 防風シート

(2) インバートコンクリートの品質

本トンネルは下り2.2%の勾配の為、掘削時に

発生した湧水や、起点側から流れてきた湧水で掘削箇所に湧水が滞留してしまっ。その為、インバート掘削時に湧水量が多い箇所は、地下排水管(φ150の有孔管)、単流碎石(S-30)を設置した。地下排水管の流末に水抜き孔を設け、インバート上面に自噴して中央排水管に排出する構造を採用した(図-4)。

インバートコンクリート下面に排水管を設置する事で、湧水がコンクリートと混ざる事なく良質なコンクリートの品質確保が行えたと思われる(図-5)。

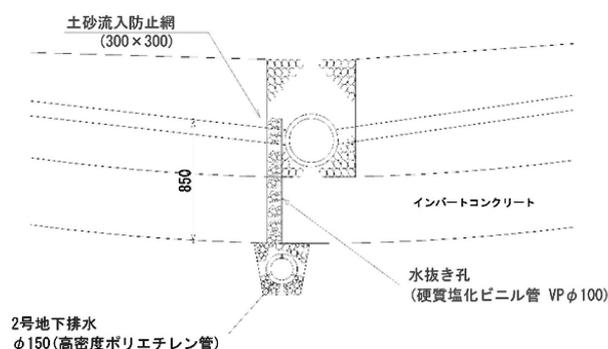


図-4 インバート湧水処理



図-5 インバート床付全景

4. おわりに

今回のトンネル工事では、コンクリートの品質の向上に重点を置き施工を行った。覆工コンクリートは当初、夏期に施工の予定であったが、着手が遅れ冬期に施工を行った為に、貫通後の設備の防風対策が必要となってしまった。今回行った対策がトンネル工事に限らず他工事の参考になれば幸いです。

品質管理

ダウンザホールハンマ テーブルマシン工法による 立坑削孔($\phi 470\text{mm}$ 、 $L=97.0\text{m}$)における偏心精度の確保

広島県土木施工管理技士会

株式会社大歳組

監理技術者

現場代理人

角 祐 二〇

田 坂 伸 介

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：尾道・松江自動車道
高野地区管理道工事
- (2) 発 注 者：国土交通省中国地方整備局
三次河川国道事務所
- (3) 工事場所：広島県庄原市高野町和南原
- (4) 工 期：平成27年7月1日～
平成28年6月30日

尾道・松江自動車道の大万木トンネル施工に伴い、地上部にある槇谷川の水が枯渇し、下流に存在する民家及び田畑の水利用に支障をきたしている。

このため、大万木トンネル内に発生した湧水を、今回施工する立坑 ($L=97.0\text{m}$) を経由し、大万木トンネル内ポンプ施設より地上部へ揚水させる施設が計画された (図-1)。



図-1 大万木トンネル内連絡坑ポンプ施設着手前写真

立坑径 $\phi 400$

(施工余裕57mm)

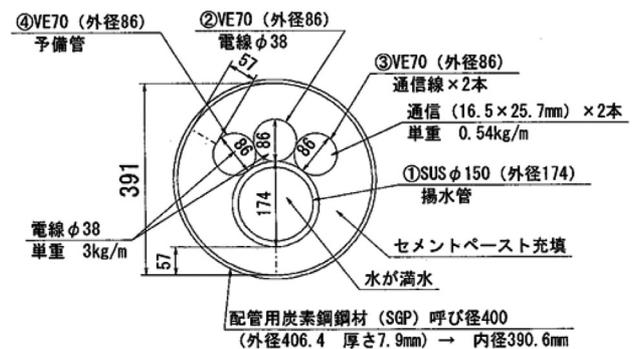


図-2 立坑径 $\phi 400\text{mm}$ 断面

立坑径については、当初計画では水の送水管だけが入る計画であったが、外径 $\phi 300\text{mm}$ であったが、山頂からポンプ室へ電源を供給する為、送水管及び通信ケーブル管、予備管も含めて外径 $\phi 400\text{mm}$ の立坑径にて削孔径 $\phi 470\text{mm}$ が必要となった (図-2)。

2. 現場における問題点

削孔位置の岩質及び地下水位の確認を行う為、調査ボーリングを実施し、別表 (表-1) の削孔延長が得られた。その結果、当初計画よりも大幅に地質が異なっていた為、使用予定していたハンマービット・ロッドの破損及び鉛直性、偏心精度の確保が困難であり、削孔到達点が、供用中のトンネルと並行する管理用トンネルの間の管理道となり、精度の高い工法を選定する事も重要である。

表-1 地質区分表

名 称	当初計画	調査結果
土 砂	20m	2m
軟 岩	25m	10m
中 硬 岩	25m	26.3m
硬 岩	30m	59.1m
合 計	100m	97.4m

3. 工夫・改善点と適用結果

削孔位置の地質は大半が岩盤層であり、長尺削孔となる事より、坑曲りリスクの低いダウンザホールハンマ テーブルマシン工法を採用した(図-3)。

偏心精度の高い大口径での長尺削孔の事例が過去に無く、様々な補助工法等の検討を行ったが、必要の可否が計画段階では予測出来ない為、以下の工夫・改善策を行った。

使用するロッドは通常L=3.0m~L=6.0mを使用しているが、今回はジョイント部を少なくし、ロッドの剛性を高め、鉛直性を確保する為、L=10.0m/本を全ロッド分(L=100.0m)及びハンマービットを新規製作した(図-4)。

工夫として、削孔開始前は必ず下げ振り、トランシットにて二方向からの鉛直確認を行い、ビット・ロッドへの負荷を抑え且つ削孔速度を調整し



図-3 ダウンザホールハンマ テーブルマシン



図-4 ハンマービット・ロッド工場検査



図-5 ロッド鉛直確認及び立坑削孔状況



図-6 大万木トンネル内連絡坑削孔完了写真

ながら施工した(図-5)。

その結果、GL-20mでの偏心量=50mm(規格値=200mm以内)、GL-40mでの偏心量=80mm(規格値=400mm以内)と高い精度の値を得ることが出来た。

以降、GL-77m附近にて削孔に異常が見受けられ、ロッドの引抜きを行ったところ、ビット・ロッドに欠損、損傷が起きた。削孔作業を一旦中止し、対策としてビット・ロッドの補強(フラットバー全溶接)を行うと共にロッドジョイント部も同様に全溶接を行う事により、ロッドの一本化によるさらなる剛性を高めて目標到達点まで削孔を行った。

その結果、到達点(GL-97m)での偏心量=200mm(規格値=1000mm以内)と高い偏心精度にて、大万木トンネル内連絡坑への削孔が完了した(図-6)。

4. おわりに

近年には無い、大口径での長尺削孔を弊社で施工させて頂いた事に際し、御指導及び御協力を賜りました国土交通省 中国地方整備局 三次河川国道事務所の職員の方々及び協力業者各位他、すべての関係者に深く感謝申し上げます。

毛細管現象を利用したコンクリート打設後の 湿潤養生サポートタンクの使用

(一社)北海道土木施工管理技士会

近藤工業株式会社

土木部土木係長

高 良 丞

1. はじめに

工事概要

- (1) 工事名：美国漁港外1港 ケーソン製作その他工事
- (2) 発注者：北海道開発局小樽開発建設部
- (3) 工事場所：北海道小樽市
- (4) 工期：平成28年6月14日～
平成28年10月25日

2. 現場における問題点

- ・コンクリート湿潤養生における散水養生の手間がかかる。通常の散水養生を行っていても、コンクリートの発熱もあり養生マットが短時間で乾いてしまいマットの湿潤状態を確認しながら1日に何度も散水を行わなければいけない。
 - ・現場の稼働時間外の夜間などに乾燥してしまう恐れ。休日なども人員を確保し養生を行う手間が多くなり人件費がかさむ。
 - ・散水養生に使用する水の供給に水道設備が使用できないので、散水車などで、散水用の水の運搬を行うのでなるべく少量の水にて養生を行わないと運搬費等もかさむ。
 - ・散水養生がおろそかになり湿潤状態を維持できなくなりコンクリートの乾燥収縮によりクラックが発生する恐れがある。
- などの問題点が考えられる。

3. 工夫・改善点と適用結果

通常の養生マット敷設、散水養生に加え毛細管現象を利用した養生サポートタンク（図-1）を設置しコンクリートの湿潤養生を行う。

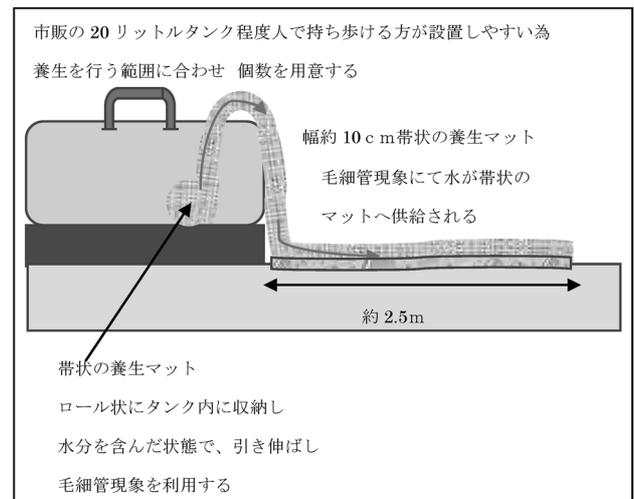


図-1 養生サポートタンク概略図

実際に工事で使用する前に、毛細管現象を利用した養生サポートタンクのテストを行い工事にて実用を行った。

テスト内容として5m×1m=5m²の養生シート3枚を用意し、散水し十分に湿潤状態にする。内2枚に養生サポートタンクを設置し湿潤状態が何時間保てるかテストした。

使用するタンクの形状は、ほぼ同じものを使用。

テスト開始時に通常の散水を1度行い敷設したマットの2枚は、毛細管現象を利用した養生サ



図-2 養生サポートタンクテスト

ポートタンクを使用、1枚そのまま何時間湿潤状態が保てるか経過を観察した(図-2)。

テスト経過(表-1)

表-1 湿潤状態の対比表

水分の含んだ状態 湿潤状態>湿っている

テスト開始から6時間後	養生シートの状態	コンクリートの状態
5m×1m+養生パック無し	湿っている	湿っているが乾き始めている
5m×1m+養生パック 1個	湿潤状態	湿潤状態
テスト開始から22時間後	養生シートの状態	コンクリートの状態
5m×1m+養生パック無し	湿っているが乾き始めている	乾いている
5m×1m+養生パック 1個	湿潤状態	湿潤状態
テスト開始から24時間後	養生シートの状態	コンクリートの状態
5m×1m+養生パック無し	若干湿り ほぼ乾き	乾いている
5m×1m+養生パック 1個	湿潤状態	湿っているが乾き始めている

テストの結果を参考にしコンクリート打設後、湿潤状態7日間の養生を行った。24時間を超えない間に散水を行い、毛細管現象を利用した養生サポートタンクに給水を行った。ケーソン製作工事となるためケーソン側壁、隔壁の交点に養生サポートタンクを設置し養生を行った(図-3、図-4)。

通常の散水養生を行った後、毛細管現象を利用した養生サポートタンク設置し湿潤状態を維持している時間の確認を行った。

養生開始2016.8.2 11:00スタート

翌日2016.8.3 16:00毛細管現象が持続しているのを確認した。

摘要結果として、通常だと、1度の散水養生では、湿潤状態を長時間持続するのが難しいが、毛細管現象を利用した養生サポートタンクを通常の養生に加え利用することで1度の散水、タンクへの給水にて24時間以上湿潤状態を保てるのを確認しコンクリートの乾燥収縮を効果的に防ぎクラックの発生を抑えコンクリートの品質向上に繋がっ



図-3 養生サポートタンク設置状況

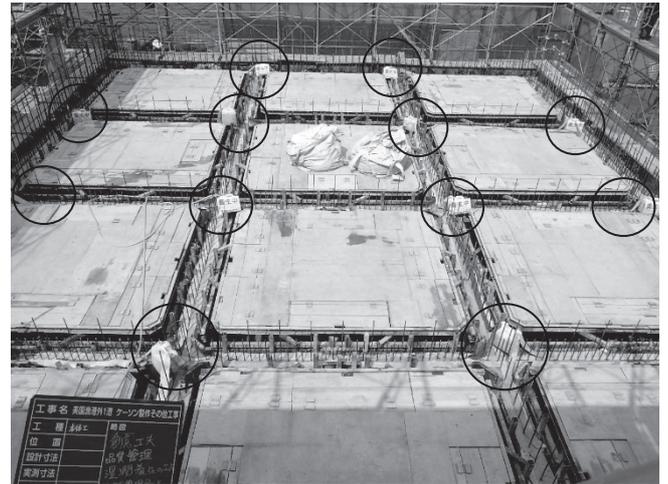


図-4 養生サポートタンク設置全景

た。

散水養生にかかる人員、及び水量も削減できても有用であった。

4. おわりに

毛細管現象は、あくまでも自然現象であるため天候や気温、湿度、気圧などの変化に左右されやすいので確実に24時間以上の効果が得られないことがある。

保湿性の高い養生マットなどと合わせて使用することによってより効果を発揮すると思われる。

あくまでも通常の湿潤養生のサポートする役目なので、湿潤状態は、随時確認して設置個数やタンクの大きさなどは、検討しての利用が必要である。

今回のケーソンでは露出する壁の天端部の養生に用いましたが、設置個数や帯状の養生マットの本数や帯の広げ方などによっては、面積のある躯体にも毛細管現象を利用し湿潤状態より長く維持できると考える。

深礎混合処理地盤改良工について

沖縄県土木施工管理技士会
株式会社南山開発
監理技術者
平 良 仁 一

1. はじめに

工事概要 国場川河川改修工事（H27-2）における法覆護岸工。

- (1) 工 事 名：国場川河川改修工事（H27-2）
- (2) 発 注 者：沖縄県南部土木事務所河川港湾班
- (3) 工事場所：沖縄県島尻郡南風原町字宮平地内
- (4) 工 期：(仮)平成28年2月9日～
平成28年12月14日
- (5) 施 工 者：(株)ソルテック



図-1 深礎混合処理工法施工時
(三点式改良機、単軸高圧噴射方式)

2. 現場における問題点

河川の護岸施工において、河川土工にて地盤を掘削による法面崩壊防止および基礎地盤等が軟弱地盤のため地盤改良を行う必要があった（図-2参照）。

3. 工夫・改善点と適用結果

施工においてアースオーガーを用いてセメント

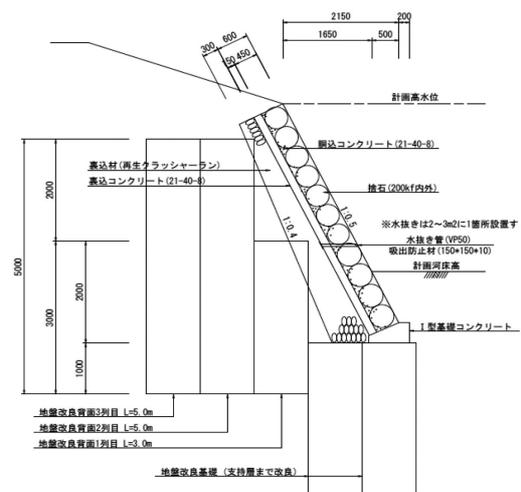


図-2 地盤改良詳細断面

改良を行うので、設計支持層に到達しているか確認する手段として負荷電流値の記録を採用した。

また、改良杭の強度の品質を保つため、改良長におけるセメント練混ぜ量やスラリー注入力、スラリー比重管理を行った。

施工上における留意点として、注入開始から注入完了までの深度を再度練混ぜ、スラリーの攪拌が確実にできるように施工サイクルを調整した。

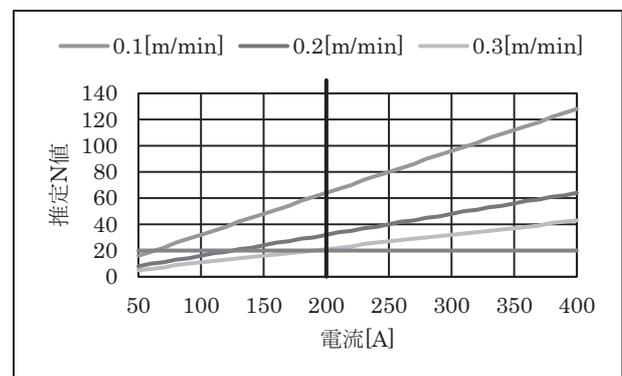


図-3 掘進速度と電流の関係

1) 【負荷電流値】

掘削機の着底は電流により確認を行った。電流計の基準は設計図書から改良点の柱状図よりモータ使用電流200[A]以上で改良機の掘進速度が0.3[m/min]以下であることで着底していることを確認した(図-3参照)。

2) 【セメント練混ぜ量】

設計支持力が434kN/m²以上となるように3倍の安全率でスラリーの一軸圧縮試験を行い、セメント練混ぜ量が190kg/m³となるよう決定した。

3) 【スラリー量】

式3.1より1m当りに必要なスラリー量を求め、管理基準とした。

スラリー量 (ℓ/m) =

$$\left[\frac{\text{セメント練混ぜ量}(\text{kg}/\text{m}^3) + \text{練混ぜ水量}(\ell/\text{m}^3)}{\text{セメント比重}(\text{kg}/\ell)} \right] \times \text{掘削断面積}(\text{m}^2) \dots\dots(\text{式}3.1)$$

実施については1.1倍の安全率以上で施工。

4) 【スラリー比重】

スラリー比重はマッドバランスを用いて測定する。これを用いて、式3.2より測定スラリー比重より実施セメント量 kg を求める。

実施セメント量 (kg)

$$= ((\text{計測スラリー比重}-1))/((1-1/\text{セメント比重})) \dots\dots(\text{式}3.2)$$

式3.3より実施セメント量および実施スラリー量を用いて水セメント比を求める。

水セメント比

$$= [\text{実施スラリー量}(\ell) - \text{実施セメント量}(\text{kg})/\text{セメント比重}] \dots\dots(\text{式}3.3)$$

ここで、セメント比重：3.16kg/ℓ

スラリー比重は(1.58~1.64)±2%以内と規定した。

これにより、水セメント比は(75%~87%)以内。

以上を下記の表-1~4のように記録管理した。

4. おわりに

深礎混合処理地盤改良工により次のことについて重点管理を行った。

表-1 掘進速度と負荷電流

杭番号	施工日	最終貫入速度	過電流	GL
		0.0~0.3	200A以上	E.L
		[m/min]	[A]	[m]

表-2 掘削長と空堀長

杭番号	掘削深度		削孔長	空堀長
	E.L(設計)	E.L(実施)		
	[m]	[m]	φ1[m]	φ2[m]

表-3 改良長とセメント量

杭番号	改良長	セメント(150kg/m以上)		
		L=φ1-φ2	計画	実施
			[kg]	[kg]
A1	8.308	1,246	1,294	155.7
B1	8.409	1,261	1,396	166.0

表-4 スラリー量と比重

杭番号	スラリー注入量(170ℓ/m以上)				比重管理 ρ(1.58~1.64)	
	計画	実施			計画	実施比重
		(W/C=80%)	75%~87%以内)	[%]		
A1	1383	1499	180.4	84	1.61	1.59
B1	1400	1564	186.0	80	1.61	1.61

1) 電流負荷と深度により杭が規定の支持層まで到達していることを確認(表-1~2)。

2) 改良セメント量の設定と実施量の記録(表-3)。

3) 練混ぜスラリー量の設定と実施量の記録(表-4)。

4) 実施・水セメント比の記録(表-4)。

5) 施工後チェックボーリングを行い。改良杭が所定の強度に達していることを確認。

以上により改良杭が所定の強度で、計画支持層まで到達したことが確認でき、施工においては品質を標準化した施工管理ができた。

現場打ちボックスカルバートにおける 暑中コンクリート対策

佐賀県土木施工管理技士会
松尾建設株式会社
工事作業所長
真海 一 昭

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：道改2A 第0111444-060号
国道444号道路改良(国道)(2A)
工事(道路改良工)
- (2) 発 注 者：佐賀県有明海沿岸道路整備事務所
- (3) 工事場所：佐賀県小城市芦刈町永田
- (4) 工 期：平成27年3月11日～
平成27年12月10日

2. 現場における問題点

本工事は、現場打ちボックスカルバートを構築する工事で、コンクリート打設時期が夏場になり、直近5年間の気象データからも、日平均気温25℃以上が約50日間あるため、コンクリート打設に先んじて、打設予定日における温度解析を行った。これによりひび割れ指数が1.0を下回ることが解った。

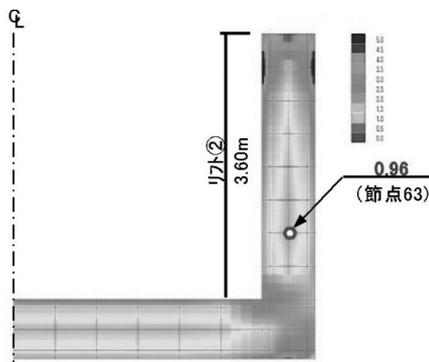


図-1 温度解析図

3. 工夫・改善点と適用結果

解析結果から、今回のボックスカルバートに使用するコンクリートを暑中コンクリートとして取り扱う事にした。採用した工夫・改善点を下記に示す。

①膨張材の添加：膨張材を使用した場合の解析結果は、ひび割れ指数が1.2となった。確実にひび割れに対する対策を行う必要があるため、膨張コンクリートを使用することにした。事前に試験錬りを行い JIS A 6202B 法膨張コンクリートの拘束膨張及び収縮試験も合わせておこない、強度及び膨張率等が基準を満たしていることを確認した。プラントでの練り混ぜ段階で膨張材を人力投入し、練り混ぜ後アジテーター車で運搬することにした。打設日に担当者がプラントに出向いていき膨張材投入の確認を行った。

膨張材の効果を調べるために、コンクリート内部に熱電対線を設置して、コンクリート温度を計測した。その結果、無対策のコンクリート温度経



図-2 膨張材投入状況



図-3 パイプ内温度測定状況



図-5 打設箇所日陰対策



図-4 対機場に日陰設置

過に比べて、上昇速度が緩やかになっていることが確認できた。打設後数日間のコンクリート温度上昇速度を緩くすることによって、内部拘束による温度ひび割れ低減への効果が確認できた。打設後3ヶ月経過した後もひび割れが無いことから、膨張材の効果が確認できた。

②パイプクーリング：底版部に直径50mm、底版厚の半分の長さのパイプを3m間隔で設置した。打設後にパイプ内部の温度はコンクリート内部の温度とほぼ同じで、パイプ上部より熱気が立ち上る現象があり、コンクリート内部温度の上昇を緩やかにできる効果が確認できた。パイプを設置していない箇所との内部コンクリート温度を比較したが、最高で3℃程度低くなった。パイプクーリングは設置箇所において過剰に温度が下がると、その周辺部との間に引張応力が働き、パイプ周りにひび割れが発生するため、適度な温度低下と考えている。

③アジテーター車日陰待機：待機時のアジテーター車のドラム部に直射日光が当たると、手で触れないほどの高温になり、内部の温度が上昇し初期のコンクリート温度が高くなる。打設時の初期温度が高くなれば、ピーク時の温度も高くなり、

内部拘束による温度ひび割れが発生しやすくなる。この改善策として、アジテーター車の待機場所を特定し、そこに寒冷紗を用いて車全体を覆える日陰を作成した。クールミストファンも設置し、ドラム部に吹きかけることで、ドラム内部の温度上昇を抑えることができた。

④打設箇所に日陰：夏場の直射日光に当たるとコンクリート表面部が過剰に熱くなり、適度なコンクリート温度低下を妨げ、ときに打設後上昇するコンクリート内部のピーク温度を引き上げる場合がある。そこで打設箇所上部に寒冷紗を設置した。温度計を寒冷紗の上下部に設置し計測した結果、約5℃寒冷紗下部の方が上部に比べて気温が低く、効果を確認できた。この効果は人体でも明らかに解るものであり、壁部コンクリート打設時には足場側面に設置し、型枠表面の温度上昇を抑えると同時に、壁たたきの作業員も涼しいと評判で熱中症対策にもなった。

4. おわりに

今回は暑中コンクリートとして、前記した対策以外も複数の工夫を行った。ひび割れ対策は、一つの優れた工夫だけでは防止することが出来ないため、散水時間、その水量や打設開始時間及び終了時間、打設時間の間隔や打設中の気温の測定、バイブレーターの振動時間、抜き差し時の速度管理など多岐にわたる対策を講じてこそ、より緻密なコンクリート構造物ができると確信している。今後も今回行った工夫や改善策に対するPDCAを行い、次のコンクリート構造物がより良い構造物になるようにしたいと思う。

バッファー固定治具を用いた反力壁コンクリートの 施工報告

日本橋梁建設土木施工管理技士会
株式会社東京鐵骨橋梁
工事一部 工事一課
古 賀 元

1. はじめに

阪神淡路大震災以降、橋梁用支承にはゴム支承が多く採用されるようになってきているが、ゴム支承に求められる全ての機能を有した単一支承とした場合、地震時の変位が大きく、支承形状が肥大化して合理的ではなくなる。したがって、近年ではコスト縮減のため、鉛直力支持機能と水平力支持機能を分離した支承装置の採用が増えてきており、本橋でもその機能分離型の支承構造を採用している。

本稿ではその機能分離型支承のうち、主桁と橋台反力壁の間に配置するゴムバッファー固定部について、反力壁コンクリート打設時の品質確保対策に着目し報告する。

工事概要

- (1) 工 事 名：圏央道真瀬今鹿島線跨道橋上部工事
- (2) 発 注 者：国土交通省 関東地方整備局
- (3) 工事場所：茨城県つくば市島名地内
- (4) 工 期：平成27年2月3日～
平成27年12月25日

2. 現場における問題点

バッファーは1主桁に対して両側に配置され、せん断キーを有しており、主桁とはセットボルトで固定する構造である。また、反力壁とは異形の

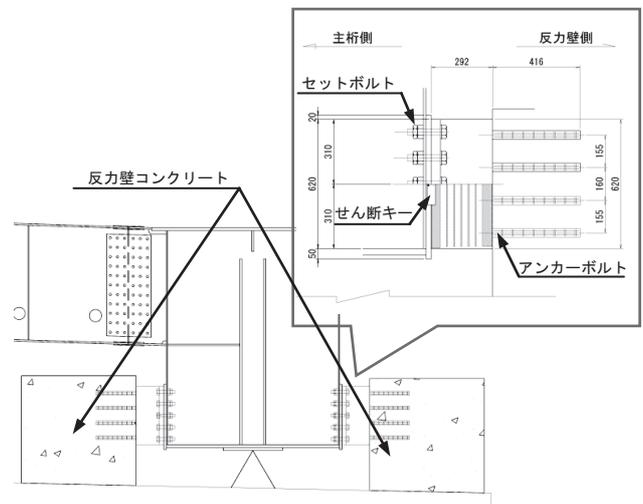


図-1 バッファー構造図

アンカーボルトでバッファーを固定する構造である。バッファーの構造図を図-1に示す。

この構造では、バッファーを先に反力壁と固定することができないため、施工手順は、①主桁架設→②バッファー取付け（主桁と固定）→③反力壁コンクリート打設、となる。バッファー取付け後、鋼桁の温度伸縮でゴムバッファー位置が橋軸方向に大きく移動する（図-2参照）。この移動はコンクリートの打設直後から硬化始発時間までに発生すると、コンクリート品質に悪影響を及ぼすことが懸念された。

3. 工夫・改善点と適用結果

本橋の反力壁コンクリート打設時期は12月であ

現道の舗装修繕の工夫

宮崎県土木施工管理技士会
日新興業株式会社
現場代理人
城 田 智 和

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：大峡交差点改良外工事
- (2) 発 注 者：九州地方整備局延岡河川事務所
- (3) 工事場所：国道10号
宮崎県延岡市大峡地内
- (4) 工 期：平成28年03月08日～
平成28年12月09日

本工事は、国道10号の切削オーバーレイ延長
L≒700m 面積 A=5470㎡ 切削厚 t≒4.3cm
密粒ギャップアスコン改質 I 型厚さ t=5cm の施
工を含む大峡交差点の改良工事であった。切削
オーバーレイは施工範囲を6分割にしカットカ
バーで行った。



図-1 位置図

2. 現場における問題点

本工事を施工するにあたり、下記についての問
題点を検討した。

- ①現道の舗装面は老朽化に伴いクラックが多く、
表層へのリフレクションクラックの発生が懸念
された（図-2）。
- ②表層の施工幅員は左右（w=3.4m～7.5m）で
あり、As フィニッシャー（2.3～6.0）で施工
を行っても、走行車線上に施工縦断ジョイント
が発生することが懸念された。

以上のことにより、リフレクションクラックの
抑制方法、道路幅員6.0m以上の施工箇所につい
ての施工方法の検討が課題となった。



図-2 現道のクラック状況

3. 工夫・改善点と適用結果

前述の課題について、下記の対策を行った。

- ①まず路面性状自動測定装置（測定車）による現地調査を行い、現状の舗装性能の把握に努めた。その結果、施工箇所の現状路面の平均ひび割れ率（17.4%） MCI（4.8）であった（図-3）。

以上のことを踏まえた上で、路面切削完了後、監督職員と現地でクラック確認を行い、基層部分まで達しているクラック箇所には「クラック抑制シート」の敷設をおこなった。

抑制シートは、舗設時の As フィニッシャー・ダンプトラック走行による剥ぎ取れ防止や、施工時間と労力の削減、ゴミや有害物質を排出しないという観点から、鋲止め工法を採用した。また、鋲止め箇所には事前にマーキングを行い、鋲の打込みもれのないよう指導を行った（図-4）。

- ②表層の施工幅員が6.0m 以上ある箇所について施工方法を検討した結果、As フィニッシャー（2.3m～6.0m）と As フィニッシャー（1.4m～3.2m）の2台並走による舗設を行う事にした。通常の1台で2回舗設を行う方法であれば、施工縦断ジョイントがコールドジョイントとなり、



図-3 現道測定状況

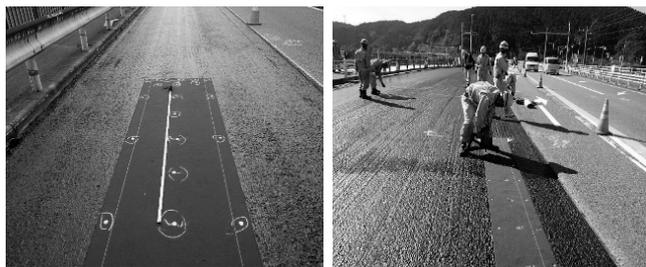


図-4 クラック抑制シート

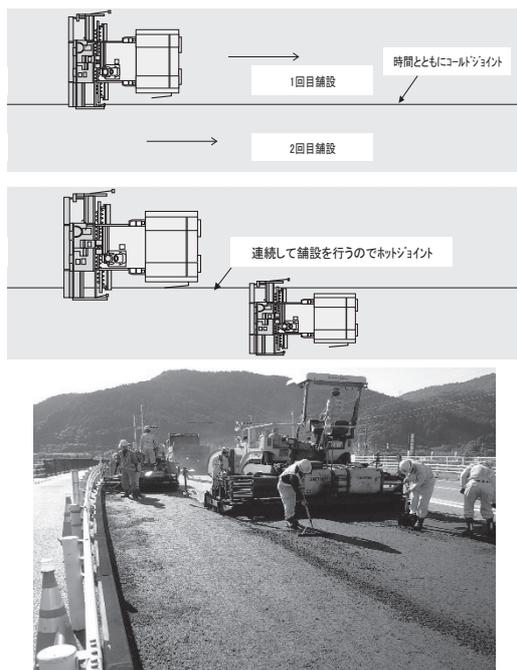


図-5 As フィニッシャー2台舗設

どうしても継目が発生してしまう。継目は防水性が損なわれやすく構造上の欠点にもなる。また車両の走行性にも影響を与えてしまう。

2台並走による舗設は施工ジョイントがホットジョイントになる為、継目が発生しない。また、1日当たりの施工量が増えることで、片側交互通行規制日数を短縮することができ、一般交通への影響を縮減できた（図-5）。

以上の対策を行った結果、施工縦断ジョイントは走行車線上に発生せず、景観的にも納得のいく結果となった。リフレクションクラックに関しては、今後のクラック発生状況を調査していきたい。

4. おわりに

施工にあたって、現場の問題点や課題について多くの意見を基に工夫と対策を実施することや、作業従事者一丸となって工事を進める大切さを感じた現場であった。

ストッパー型水平力分担構造の取付ボルトの 締付けトルク管理について

酒井工業株式会社

担当技術者

中川明洋[○]

担当技術者

井澤直弘

担当技術者

梶田暢生

1. はじめに

本工事は、4径間単純PCT橋のTYPE-A支承の耐震補強として水平力分担構造を設置する工事である。

本工事で設置する水平力分担構造は、PCT桁下面に設置した鋼製ブラケットと、下部工側面に打設した沓座拡幅コンクリートとの隙間に、ストッパーを設置する構造となっている。

ストッパーの設置にあたっては、地震時の大きな水平力が取付ボルト部に作用するため、取付ボルトが高強度、太径（強度区分10.9、M20）となることから、適切な締付けトルクを取付ボルトに与えて固定することが重要な管理項目であった。

工事概要

- (1) 工事名：国道482号（三宅橋）道路緊急安全確保小規模改良（耐震）工事
- (2) 発注者：京都府丹後土木事務所
- (3) 工事場所：京都府京丹後町三宅地先
- (4) 工期：平成28年7月6日～平成29年3月10日

本報告では、高強度、太径の取付ボルトの締付けトルク管理にあたり、工夫した点について述べる。

2. 現場における問題点

本現場で使用する水平力分担装置の製造メー

カーが示す取付ボルト（強度区分10.9、M20）の締付けトルクの施工管理値は、546N・m未満の値が示されているが、一般の手動レンチで締めつけることには多大な労力が必要となることが予想された。

よって、作業の省力化と適切なトルク管理手法が重要な課題であった。

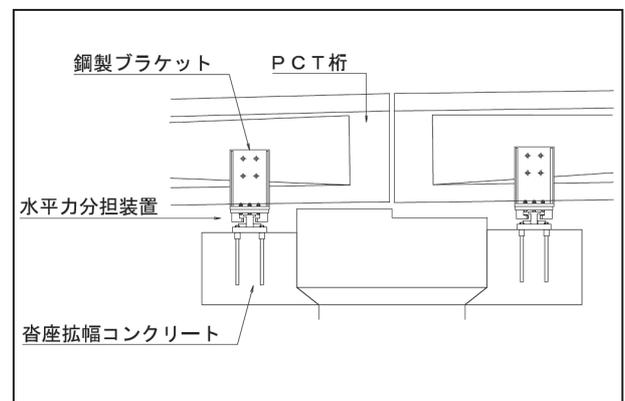


図-1 水平力分担構造取付図

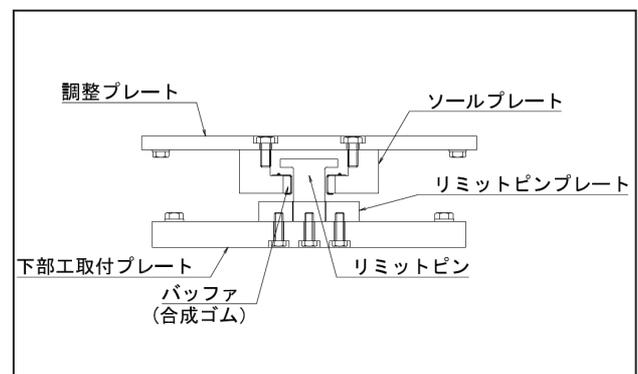


図-2 ストッパー型水平力分担装置
((株)エスイー SEリミッターカタログより)

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) 強力パワーレンチによる大トルク出力

強力パワーレンチ（TONE）は、16.7倍の倍力機構付きレンチで、小さな入力トルクで大きな出力を得ることのできる（図-3）。この省力工具を用いて管理を行うことで、作業の安全性と管理精度を向上させる事ができた（図-4）。

(2) 締付けトルクの管理図表

トルクレンチで計測した締付けトルクは、トルクレンチ（TONE ラチェットデジタルトルク）のメモリ機能によりデジタルデータとして記録され、現場事務所のパソコンで簡易に図表化（図-5）することで、締付けトルクの管理状況の把握が容易となった。



図-3 強力パワーレンチ使用状況



図-4 締付けトルク確認状況

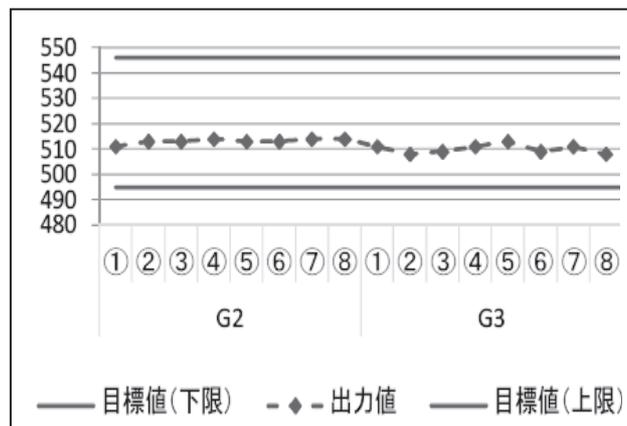


図-5 締付けトルクの管理図表

4. おわりに

本現場は、水平力分担装置の部材が比較的小さく大型の動力工具の使用が安全性からも適さなかったため、手動省力工具の使用となった。

また、昨今の、建設労働者の高齢化や人手不足の影響を鑑みると、新しく開発、改良されている省力工具の情報を入手し、活用していくことが、作業の安全性と管理精度向上を図るうえで、今後ますます重要になっていくことをあらためて感じさせる現場であった。

覆砂工事における施工管理について

福岡県土木施工管理技士会
株式会社廣瀬組
主任技術者
濱崎博重

1. はじめに

工事概要 福岡県は漁業不振が続く有明海の再生を目指し、大牟田、柳川市沖に海砂をまく「水産基盤整備事業」の一環として「福岡有明海地区覆砂工事」事業を実施しているところである。この工事は、アサリやサルボウなど二枚貝の成育や養殖ノリの生産安定のため、泥が堆積した海底を玄界灘・五島・壱岐周辺海域で採取した海砂で覆うことにより底質改善を行う工事である。

- (1) 工事名：平成28年度 起工第9号
覆砂工事 22(2)第3工区
- (2) 発注者：福岡県農林水産部水産局水産振興課
- (3) 工事場所：福岡県有明海地区
- (4) 工期：平成28年6月1日～
平成28年9月9日
- (5) 工事内容：底質改善
造成面積82,230m²
覆砂工34,730m³
不陸均し工82,230m²

2. 現場における問題点

覆砂工事は、海中に海砂を投入するため、直接目視で確認することができず、海砂の品質や、海底の起伏及び海砂投入厚をわかりやすく正確に施

工管理できるかが、問題点であった。

- ① 深浅測量による地盤高管理
- ② 海砂の品質管理
- ③ 海砂投入の施工管理
- ④ 不陸均しの施工管理

3. 工夫・改善点と適用結果

- ① 深浅測量を行うにあたり、風や波の影響で測量船が揺れることにより、測量標高に30cm以上の誤差が生じるため、測量を行う環境は満潮時及び干潮時の穏やかな朝風時に測量を行った。また、測量準備として事前に測量する測線を縦横断20m間隔で設定し割付図を作成、測量時は位置が施工前と施工後でずれてしまうと正確な海砂投入厚が得られないためGPS測位機を併用しパソコンモニターで航跡を確認しながら一定速度で測量を行った。以上のことを実施したことにより正確なデータを得ることができた。
- ② 海砂の品質は、採取する場所が広範囲であり当初の試験結果と誤差が生じるため、以下の試験を実施し品質が満足していることを確認後海砂投入を行った。

海砂投入前に船上において粒度・骨材のふるい分け試験及び簡易質量試験を行った。ふるい分け試験においては、手動で行うとふるい方にムラが生じやすいため、電動振とう機を用いて



図-1

約3分間ふるい分けを行うことで正確なデータを得た。

簡易質量試験においては、100ccの容器に乾燥した試料を充填し計測した重量が、容器重量を除いて130g以上であれば貝殻分が30%以下として判断できる方法を採用した。

- ③ 海砂投入の施工管理は、事前に砂撒き船の積載量に応じて、1隻毎の割付図の作成を行った。次に、一次施工として設計砂厚35cm分を投入し、不足箇所をなくすため、二次施工でロス計上分の20%（7cm）の投入を行なった。

投入の管理は、砂撒き船クレーンブーム先端にGPS受信機を取付け、クレーン運転席で正確な投入位置を確認できるようモニターを設置



図-2



図-3

した。投入位置は、モニター画面上でプロット管理し塗りつぶすことにより、事前に作成した割付位置に、均一に海砂投入できているか確認しながら作業を行なった。一次投入完了後は、一定の面積毎に海砂のコア採取を行い、不足箇所を把握し再投入を行なった。

- ④ 不陸均しの施工管理は、計画航跡図を多少ずれても均し漏れがないようにラップ幅3m以上とし事前に計画図を作成した。

均し作業では、曳船にGPS受信機を設置し計画航跡に沿って曳航できているかを、曳船の操船室に設置したモニターで確認しながら作業を行なった。

また、均し機の深さは魚群探知機で測定し、クレーン運転手に無線機により指示を行った。

4. おわりに

当工事は施工にあたり、詳細な施工計画を作成し確実に実行する事を重要課題とし、①から④までの対応策を行ったことで、砂厚管理72箇所すべてにおいて規格値及び社内規格値（許容差80%以内）も満足し、事故もなく無事完工する事が出来た。

砂防ソイルセメントの施工性の向上と 品質確保の工夫について

長野県土木施工管理技士会
株式会社大系
工事主任
岡本 聡 章

1. はじめに

当工事で行なった基礎処理は、当初コンクリートによる置換えだったものを、現地発生土の再利用により環境への負荷低減と、コスト削減のため、ソイルセメントによる置換えに変更し行なった工事である。

工事概要

- (1) 工事名：平成25年度 通常砂防工事
- (2) 発注者：長野県姫川砂防事務所
- (3) 工事場所：(砂)海道沢 白馬村 堀之内
- (4) 工期：平成25年10月23日～
平成28年1月29日
- (5) 工事内容：砂防堰堤（鋼製スリット）工
本提工 $H=10.0\text{m}$ $L=53.0\text{m}$ $V=1,669\text{m}^3$
鋼製スリット $W=26\text{t}$
基礎処理工（有スランプ工） $V=1,186\text{m}^3$

2. 現場における問題点

当初計画では、狭い箇所でも施工可能なクレーン使用によるコンクリートのバケット打設であった為、通常のINSEM材（土砂混合材）の仕様では材料・転圧機械の搬入および転圧施工が困難であった。この為、コンクリートバケットで打設す

ることができ、また狭所でも転圧を必要としない材料が要求された。

3. 工夫・改善点と適用結果

問題点を解決するに当り、INSEM材を流動化することを提案した。このことは、コンクリートバケットでの打設ができ、同時に転圧を不要とする材料にすることより、狭所での施工を可能にした。

以下に配合と試験結果を述べる。

最初にセメントの種類を決めるにあたり、高炉B種とGS225の2種類のセメントで試験を行い、使用セメントと配合量を決定した。セメントは現場発生土に有機質が多く含んでいたため、有機質対応のGS225を使用することとした。また、流動化させることで、転圧及び締固めを行わなくても強度が発現することも同時に確認できた。

決定した配合で現場での試験施工を行い、実際にコンクリートバケットを使用して打設を行うと、コンクリートよりも粘性が強く硬化も早いため、打設の後半ではコンクリートバケットから材料が落ちなくなってしまう、施工が困難になることが分かった。その為、最後まで打設することができ、その上で品質を確保できる配合が必要とされた。

当現場では1バッチあたりの打設が完了するまでの時間を60分程度とし、60分後でも打設できるスランプを目標に設定し配合試験を行った。加水



図-1 試験施工スランプ試験 (30分後)

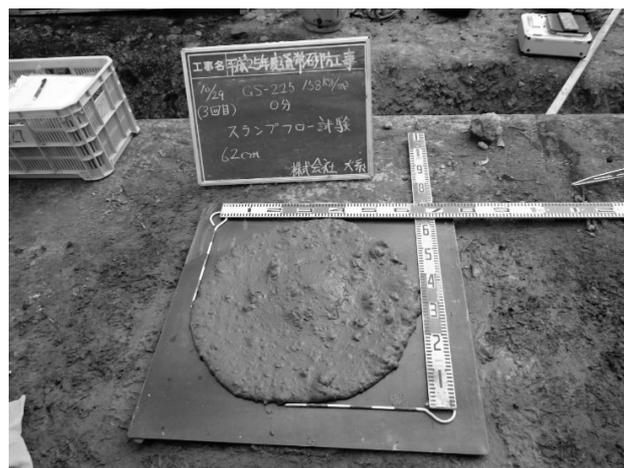


図-2 スランプフロー試験 (62cm)

量を変えて初期のスランプから、15分おきに60分後までのスランプを測定し変化を確認した。施工性の確保としてスランプフロー値を48cm以上とし、目標強度を満足する加水量を設定した。

次に、含水比・加水量とスランプについての試験を行った。通常のINSEM材ではその日の土の含水比を基に日ごとに加水量を設定するが、当現場では含水比によって加水量を減少させると、スランプフロー値も減少してしまったため、常にスランプフロー値を確保できる加水量とした。これは、土中に含まれる水が今回の混合方法では打設時にはセメントとの反応に影響しない可能性が考えられた。そのため、この試験では含水比の違う試料で加水量を一定にしてスランプフロー値と圧縮強度が共に確保できる範囲を確認し、含水比が24%～34%の間であれば品質が確保できることを確認した。

これらの試験により、現場施工でもスランプフロー値48cm以上を常に確保することができ、最後までスムーズに打設することができた。品質においては目標強度 $0.8\text{N}/\text{mm}^2$ に対して $1.5\sim 2.3\text{N}/\text{mm}^2$ 、 $1.2\text{N}/\text{mm}^2$ に対して $2.1\sim 3.2\text{N}/\text{mm}^2$ と、安定した結果を得ることができた。



図-3 打設状況

4. おわりに

今回の工事では、INSEM材に流動性を持たせるという新たな試みであった。その為、室内試験を繰り返し行い、施工性と品質を確保できる配合を決定した。現場ごとに状況が変わるので、配合決定までに時間がかかってしまうが、ソイルセメントに流動性を持たせることによって、重機の入れない離れた場所や転圧の困難な狭い場所でも施工することが可能となった。

また、流動化させることにより、転圧不足や転圧斑による品質のばらつきを抑え、安定した品質を確保することができた。

供用下におけるアーチ斜材の取替

日本橋梁建設土木施工管理技士会

三井造船鉄構エンジニアリング株式会社

設計担当

現場担当

高田 孝史朗[○]

三野 鎌 司

1. はじめに

蟬丸橋は、名神高速道路の天津 IC～京都東 IC 間の天津トンネルと蟬丸トンネルに挟まれた峡谷に位置し、国道1号と京阪電気鉄道を跨ぐ上路式鋼2ヒンジスパンドレルブレースドアーチ橋である。

昭和37年に上路式2ヒンジ鋼アーチ橋として建設、昭和38年に供用開始されたが、重交通にさらされ、RC床版、補剛桁、垂直材等が激しく疲労損傷を受けたため、昭和62年から平成3年までの様々な調査・測定・検討を経て、抜本的な対策が行われ、鋼床版を有する上路式鋼2ヒンジスパンドレルブレースドアーチ橋として甦った。

しかし、耐震補強対策は実施されておらず、早急な対策が必要であった。耐震対策の一環として常時部材である斜材の取替を行ったので、本稿ではその施工について報告する。図-1に側面図を示す。

工事概要

- (1) 工 事 名：名神高速道路
追分橋他1橋耐震補強工事
- (2) 発 注 者：西日本高速道路(株) 関西支社
- (3) 工事場所：滋賀県大津市逢坂
- (4) 工 期：平成24年6月28日～
平成28年7月6日

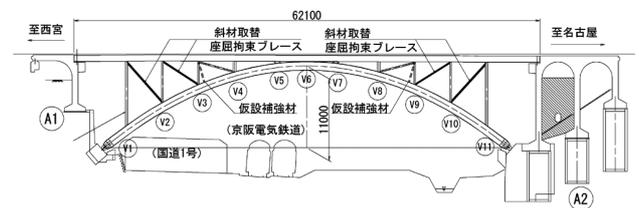


図-1 側面図

2. 現場における問題点

本工事の施工にあたり、下記の3点が主な課題であった。

(1) 供用下における斜材取替時の安全性確保

本工事では、車両供用下で斜材取替を行った。よって、供用下で斜材が撤去された状態となるため、斜材取替時の安全性確保が課題であった。

(2) 撤去する既設斜材の軸力制御

本工事では、供用下で既設斜材を撤去するので、活荷重により軸力が変動している。撤去は、ガス切断にて行う予定であったが、その際、斜材軸力を制御しなければ、切断作業の安全性が確保できないことが予想された。よって、撤去時にその軸力を制御することが課題であった。

(3) 新設斜材の設置可否の判断

新設斜材を設置する時点では、斜材を撤去している状態であるため、活荷重により、本体の斜材取付部の間隔が伸縮する。その伸縮量が大きい場合、斜材が設置できない可能性がある。よって、新設斜材設置時の伸縮量を把握し、設置の可否を

判断することが課題であった。

3. 対応策と適用結果

先の問題点に対し、下記に示す対策を実施した。

(1) 供用下における斜材取替時の安全性確保

現況の状態から V1-V2間の斜材を撤去した状態で、B活荷重を載荷した場合の橋梁全部材の応力照査を行ったところ、V3、V9の鉛直材の耐力が不足する結果となった。よって、V3、V9近傍に、仮設補強材を設置した。対策の結果、供用下で無事に取替が完了した。

(2) 撤去する既設斜材の軸力制御

活荷重の影響により、撤去時の既設斜材に引張・圧縮のどちらの軸力が発生するか不明であった。よって、引張側・圧縮側の双方に対応できる軸力制御装置の設置が必要であった。軸力を制御するため、図-2に示すジャッキを斜材撤去前にタッチした状態で設置し、既設斜材を切断した。撤去時の軸力が圧縮の場合は圧縮負担ジャッキを、引張の場合は引張解放用ジャッキを操作することにより、軸力を制御しながら安全に撤去することができた。

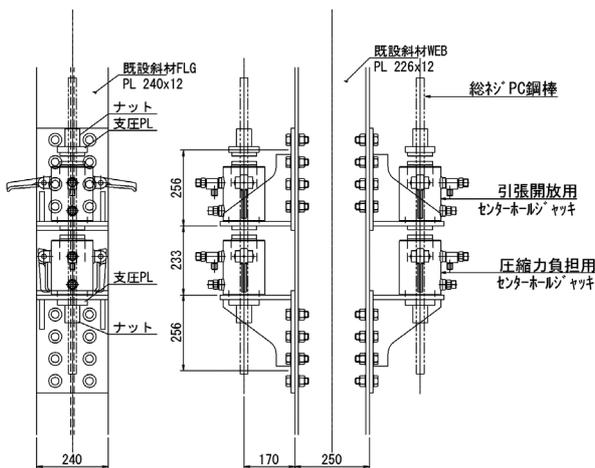


図-2 軸力制御装置

(3) 新設斜材の設置可否の判断

斜材を撤去した構造系で、斜材取付位置の活荷重による伸縮量を3次元骨組解析により算出した。荷重の載荷幅を、①供用下を想定した全幅員載荷 ②片側車線規制を想定した半幅員載荷とし、それ

ぞれL荷重および、T荷重について算出した。解析の結果、最大で11mmの伸縮量であった。

図-3に斜材取替図を示す。高力ボルト孔はすべてφ26.5としており、継手1箇所あたり $\pm(\phi 26.5-M22)/2 = \pm 2.25\text{mm}$ の伸縮量の吸収が可能であった。継手箇所が、図-3に示すとおり、既設ガセットプレート・中間継手材・本体継手部の各2箇所、合計6箇所 $2.25\text{mm} \times 6 = 13.5\text{mm}$ となり、最大11mmの伸縮量を吸収できるため、車線規制なしで取替可能と判断した。実際の施工でも問題なく取り替えることができた。

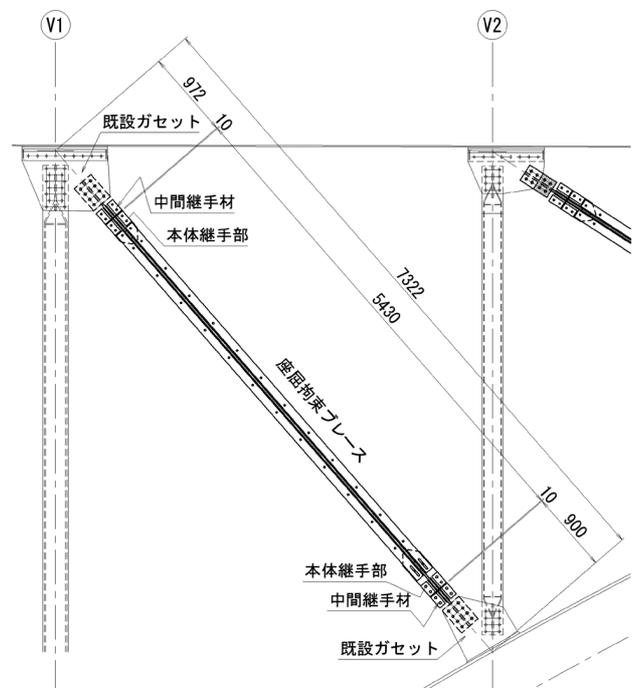


図-3 斜材取替図

4. おわりに

今後、本橋のような特殊な橋梁を供用下で、耐震対策を施す工事が増えてくるものと思われる。特に、本工事のように、常時抵抗部材を取り替えることも少なくないと思われる。本稿が今後の工事の参考となれば幸いです。

最後に、西日本高速道路(株)関西支社、滋賀高速道路事務所の関係各位に適切な助言、協力を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

特殊車両の運行管理事例

岐阜県土木施工管理技士会
株式会社松野組
工務部課長
牧村 佳幸

1. はじめに

工事概要

- (1) 工事名：平成27年度東海環状東深瀬3号高架橋下部工事
- (2) 発注者：国土交通省中部地方整備局岐阜国道事務所
- (3) 工事場所：岐阜県山県市東深瀬地内
- (4) 工期：平成28年3月24日～平成29年2月17日
- (5) 工事内容：橋梁下部：RC橋脚工3基
（場所打杭φ1500N=18本）
仮設工1式

本工事は、東海環状自動車道の橋梁下部新設工事である。

2. 現場における問題点

工事で使用する建設機械の中には非常に大型で、特殊車両運行許可を得ないと運搬できないものがある。本工事では、場所打杭に使用する杭打機やクローラクレーン本体がその対象であった。

昨年、中部地整管内で発生した特殊車両の重量超過違反が原因の公衆損害事故により、平成28年2月15日付事務連絡『特殊車両の通行許可について』に基づき、徹底事項として、『道路工事における特殊車両の通行許可の確認について』の事務連絡が平成28年3月31日付であり、それを受け



図-1 運行経路確認写真（走行中）

て、運搬資材毎に運搬計画を作成し施工計画書に記載しなければならないとなった。

なお、受注者は確認資料については整理保管し、要求があった場合速やかに提示しなければならない。そこで、確認事項として『運行経路』の確認方法について問題があった。

3. 工夫・改善点と適用結果

通常、運行経路の確認方法としては、交差点名など場所のわかる標識を映しこみ、走行途中の写真撮影を行う（図-1）。

この管理に関しては、非常に困難な場合が多く、とても繁雑な管理である。また遠方からの場合、職員が行うと日常の業務に支障をきたすこととなる。

そこで、当現場では運行経路の確認方法としてGPSデータロガーを活用した（図-2）。



図-2 GPS データロガー



図-4 運行経路地図表示 (詳細)



図-3 運行経路地図表示 (全体)

時間: 2hr 39min	距離: 74.2km
走行時間: 2hr 11min	停止時間: 28min
最高速度: 58.61km/h	走行速度: 33.78km/h
累積標高(+): 878(m)	累積標高(-): 952(m)

図-5 運行結果詳細表示

ている (図-5)。

これにより GPS データロガーの活用効果として、特車の運行経路の確認の省力化を図ることができた。

また、提示資料としての信ぴょう性が向上したと考えられる。

さらに、これを持たされた運転手の『見られている』『記録されている』という意識から、安全運転意識の向上にも繋がったと考えられる。

4. おわりに

今後の課題として、運行経路や、運行時間の順守の確認が事後でしかわからないということがあ

る。また、スイッチの入れ忘れ等によるデータの未取得があった場合の対応にも課題がある。

最近ダンプの運行管理などに利用されている、バスマップの活用も考えられるが費用が高価であり、夜間運行の場合一晩中パソコンによる監視は現実的ではないと考えられる。

今後も様々な工夫を行い、省力化できるところはできる限り行なうことで、効率的な現場管理に繋げていきたい。

ももとは登山等の移動経路の確認や、撮影写真に位置情報を載せることでマップ上に写真を貼り付ける様な利用をされているものである。

出発地が遠方の場合、宅急便にて送付し、出発地点において GPS データロガーのスイッチを入れ、そのままダッシュボードにおいて走行を開始させる。

現場到着後、GPS データロガーを運転手より回収する。

事務所に戻り、GPS データロガーからデータを抜き取り、パソコン上で許可を受けた運行経路を走行したかの確認をする (図-3)。

なお、拡大表示することで、何処を何時に走行していたかを確認することも可能である (図-4)。

また、移動距離や時間、最高速度なども記録し

道路近接施工時の安全対策と三次元 CAD の活用報告

愛媛県土木施工管理技士会

極東興和株式会社

現場代理人

監理技術者

高井 佑 樹[○]

三宅 裕 典

1. はじめに

大夫興野 IC 橋は、本線 OFF ランプと県道204号島見新発田線との交差部に近接して支保工を設置することや、国道7号線（本線）との近接施工となる（図-1）ことから、周辺道路利用者の安全を確保することが重要である。このため、施工時の安全対策および三次元 CAD を活用した施工について報告する。

工事概要

- (1) 工 事 名：国道7号 大夫興野 IC 橋(下り)
上部工事
- (2) 発 注 者：北陸地方整備局 新潟国道事務所
- (3) 工事場所：新潟県北蒲原郡聖籠町藤寄地先
- (4) 工 期：平成28年1月21日～
平成28年9月12日

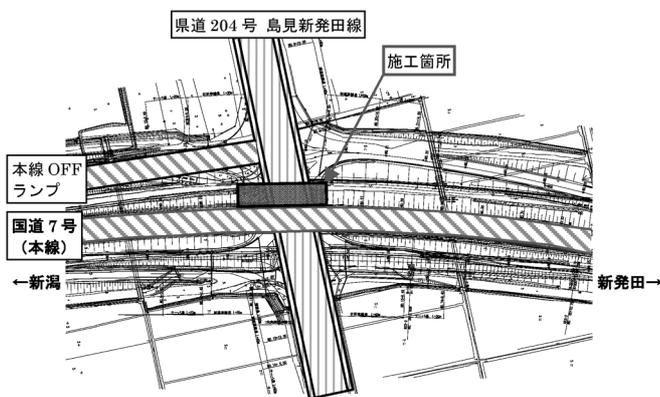


図-1 位置図

2. 現場における問題点

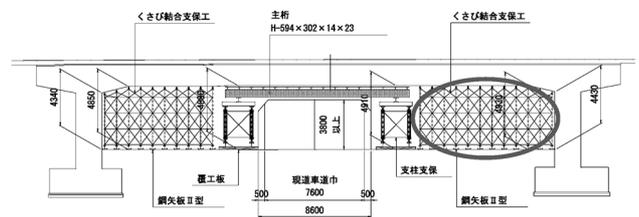
(1) 支保工形式による交差道路の視認性

発注時の仮設計画では、道路上以外の支保工は「くさび結合支保工」で計画されていた。しかし、本線 OFF ランプと県道204号島見新発田線との交差部に近接して支保工を設置することから、橋台前面部の「くさび結合支保工」が死角となり、一般交通利用者間の相互確認を阻害する恐れがあった。

(2) 国道7号線近接のクレーン作業

本工事は、国道7号線（本線）との近接施工となることから、国道7号本線脇のクレーン作業では、誤操作等で吊荷が通行中の一般車両に異常接近し、危険を及ぼす恐れがあった。

【くさび結合支保工】



【梁・支柱式支保工】

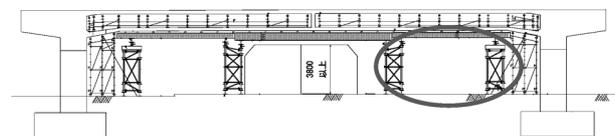


図-2 支保工形式の変更

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) 支保工形式の変更による視認性の向上

発注時の支保工形式「くさび結合支保工」を3連の「梁・支柱式支保工」に変更した(図-2)。また、その視認性の改善効果の検討に三次元CADを活用した。具体的な方法を以下に示す。

- ・「くさび結合支保工」と「梁・支柱式支保工」を、それぞれ三次元CADでモデル化する。
- ・道路利用者のアングル(目線)で、本線OFFランプから国道204号島見新発田線に進入する際の画像を、変更前後の支保工形式で比較する。

三次元CADの活用により、「くさび結合支保工」に比べ「梁・支柱式支保工」では接近車両を早期に認識できることを確認し、道路利用者の視認性に配慮した施工を行うことができた(図-3)。

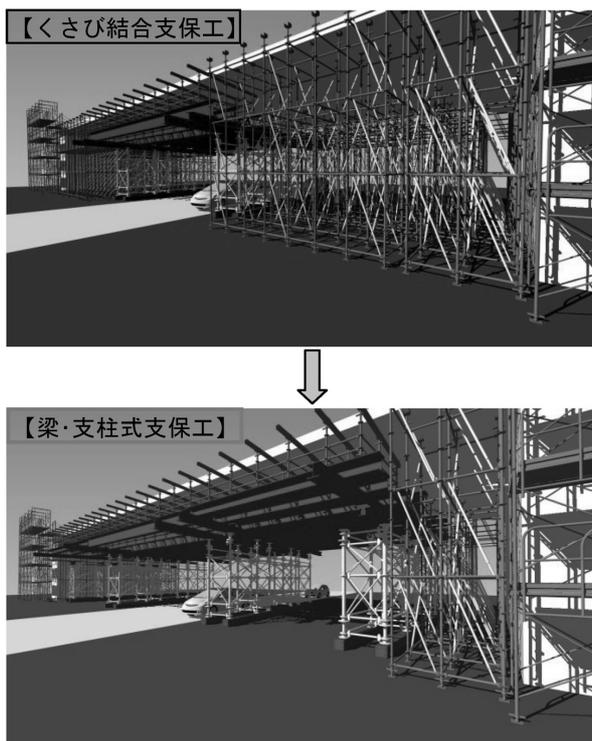


図-3 三次元CADによる視認性の向上

(2) 国道7号線近接作業時の安全性向上

監視エリア内への吊荷の侵入を感知するレーザースキャナを設置し、クレーン作業中の第三者事故を防止した。監視バリアは、供用中の国道7号線境界から2.0mの離隔を確保したエリアに設定し、橋面上および運転席に警報器を設置した(図

-4)。

支保工と同様に、クレーンの安全対策について下記のとおり三次元CADでデータを作成した。

- ・支保工、クレーン、現道を三次元CADでモデル化する。
- ・クレーンが現道へ接近する際、クレーンを停止させた動画を作成する。

三次元CADの活用により、クレーン作業において、センサーの監視エリアなどが視覚的に確認できることから、施工性・安全性が向上した(図-5)。動画は、道路に配慮したクレーンの旋回方向や吊荷の接近位置等の施工手順確認や教育訓練資料に活用した。

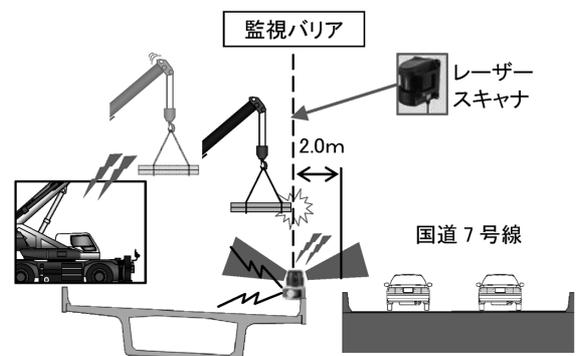


図-4 レーザースキャナによる吊荷の監視



図-5 三次元CADによるクレーンの安全対策

4. おわりに

上記対策により、現道や交差道路利用者の安全性が向上した。三次元CADの活用については、視覚的に確認できることから、有効であったと考える。

本報告が、今後の安全対策やCIMを導入する際のひとつの事例として、参考となれば幸いである。

鋼管杭施工時の安全管理に対する工夫

福岡県土木施工管理技士会
株式会社廣瀬組
現場代理人
津村 太輔

1. はじめに

当工事は、国道208号浦島橋架替え事業に伴い、下部工を矢部川のみやま市（高田町）側に橋台1基を施工する工事である。

工事概要

- (1) 工事名：福岡208号
浦島橋下部工（A1）外工事
- (2) 発注者：国土交通省
九州地方整備局 福岡国道事務所
- (3) 工事場所：福岡県みやま市高田町徳島地内
- (4) 工期：平成27年5月16日～
平成28年3月31日

2. 現場における問題点

鋼管杭（中掘工法）施工時に現道（国道208号線と県道大牟田川副線）に近接していたため、以下に示す課題に留意した。

- (1) 一般車両に対する災害防止
- (2) 大型機械の転倒防止
- (3) 杭残土搬出時の過積載防止

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) 一般車両に対して、鋼管杭掘削時に排出する泥土の飛散防止として、現道側に昇降式のネットを設置した。また、掘削作業以外及び夜間は車両の見通しが利くようにネットを降ろし、視界の確



図-1

保に努めた。その結果、一般車等に飛散することなくスムーズに施工でき、交通事故も発生しなかった（図-1）。

また、鋼管杭溶接時（溶接時間30分）に発生する溶接光による第三者への被災防止として、遮光性の目隠しネットを設置して、溶接作業を行った。その結果、一般通行者及び作業員の目の被災は発生しなかった（図-2）。

(2) 大型機械の転倒防止対策として、杭打機（総重量128 t）の地耐力調査をスウェーデン式サウンディング試験で事前に行い、地盤改良施工及び敷鉄板敷設の必要性の有無を検討した。その結果、旧現道箇所ということもあり、地盤改良の必要性は無く、敷鉄板（6 m×22mm）敷設のみで施工可能な地耐力判定が出たので施工時の機械足場に



図-2



図-4



図-3

適用した（図-3）。

（3）杭残土搬出時の過積載防止対策として、ダンプトラックの積載重量の確認を、簡易重量計を使用して、積載高さを決定し、バックホウオペレーターとダンプトラック運転手に教育を行った。ま

た、その結果を反映して、ダンプトラックの荷台に「積載高さ標示ステッカー」を貼付け、過積載防止に努めた。今回の杭残土は泥土状でやわらかく、運搬時の荷こぼれを防止するため脱水風乾を行い、土の含水比を下げた後から搬出を行った。その結果、過積載防止に対する作業員の意識向上と交通事故防止に繋がった（図-4）。

4. おわりに

現道工事における当工事の安全管理は、最重点課題の一つとして施工計画を行った。今回は、特に国道と県道が交差する箇所での施工であったため、一般車両及び一般者に対する安全配慮を徹底した。その結果もあり、無事故・無災害（第3者災害含む）で竣工できた。

大型ダンプトラックによる陸上運搬時の過積載防止対策について

大阪府土木施工管理技士会

ヤマト工業株式会社

竹田 真一[○]

木下 勝章

1. はじめに

本工事は、奈良県から大阪府を流れて大阪湾に注ぐ一級水系「大和川」の高規格堤防整備事業に伴い、支障となる地中構造物（マンション基礎杭φ1.3～1.6m L=22.8～23.7m14本）の撤去を行う工事である。

工事概要

- (1) 工事名：「錦綾地区地下構造物撤去他工事」
- (2) 発注者：国土交通省近畿地方整備局
大和川河川事務所
- (3) 工事場所：大阪府堺市遠里小野1丁目地先
- (4) 工期：平成28年3月16日～
平成29年2月18日
- (5) 工事内容：河川土工、構造物撤去工、仮設工、付帯道路工

2. 現場における課題・問題点

「大型ダンプトラックによる陸上運搬時の過積載防止対策について」

本工事で撤去した「現場打ち鉄筋コンクリート基礎杭」は現地で圧砕した後、コンクリート殻として、日々ダンプトラック1～2台で主要道を利用して産廃処分を行った。そのため過積載での運行を防止することが安全管理上、重要なポイントとなった。

ダンプトラックによる過積載は、衝突時の衝撃

～過積載防止活動スローガン～
全員で安全活動に取り組む現場を作ろう！

図-1 「過積載防止活動スローガン」



図-2 作業関係者事前教育



図-3 作業関係者による危険予知活動

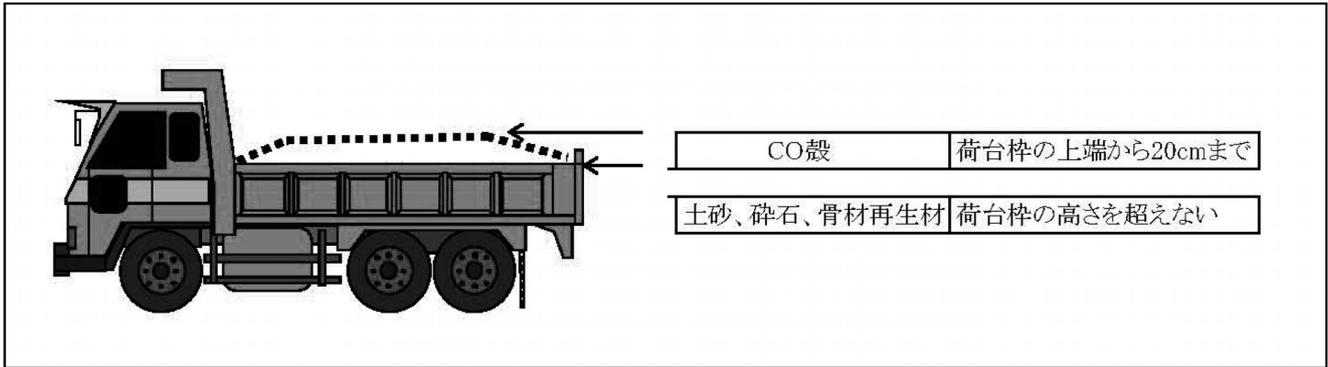


図-4 土砂（荷台枠と同等）



図-5 積載基準明示



図-6 積込確認（コンクリート殻-荷台枠より20cm）

力の増大、バランスを崩しやすくなるなどにより重大事故を招くことになるとともに道路・橋梁の破損やタイヤの摩耗また、車両に過大な負荷がかかるためエンジン音が大きくなり、沿道への騒音・振動・排ガスを増加させ、環境悪化の一因である。

3. 対応策・工夫・改善点と適用結果 （当現場での取り組み）

当現場ではダンプトラック一台当たりの積載量の確認はポータブル型計量器では手間が掛かるため、ダンプ運転手及び作業に関わる関係者に事務所での教育を行い「過積載による事故原因と社会へ及ぼす影響」、「過積載への罰則」、「過積載防止対策」について理解した上で、実際に積込んだ状態を全員で確認を行った。それに加えて元請職員による一日二回の巡視を行いその結果を共有し運

行に有効活用した。

・大型ダンプの荷台高さ管理による過積載防止対策
大型ダンプの荷台にコンクリート殻と土砂の「積込みライン」をそれぞれ明示することにより、バックホウ積み込み時の目安と、積み込み後の積載量確認に活用した。

4. おわりに

本工事は現場打ち鉄筋コンクリート杭の撤去・搬出が主な工種であったが、「過積載防止対策」に取り組むことにより、作業間でのコミュニケーションが図れ、スローガンに掲げた「全員で安全活動に取り組む現場を作ろう！」の趣旨を共有できた。また工程面においても余裕を持たすことにより過積載運行をすることなく、運搬経路沿線からの苦情もなく安全に搬出作業を行った。

観光地における施工・安全管理について

長野県土木施工管理技士会
庫昌土建株式会社
新 村 洋次郎

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：平成27年度県単道路改築工事
- (2) 発 注 者：長野県諏訪建設事務所
- (3) 工事場所：長野県茅野市御射鹿池
- (4) 工 期：平成28年2月16日～
平成28年11月30日

本工事は、近年メディア等に取り上げられ茅野市で有名な観光地での施工であった。駐車場がないことから路上に駐車し観光する危険な場所であったため、観光協会並びに地元等からの要望で駐車場の無い所に現道を改良して駐車場を新設する工事であった。施工延長L=377m、駐車場A=2220㎡

道路改良部分は、大部分が曲線でかつ、直高H=6.6mの盛土工が延長L=132mある道路改築工事である。

本報告文では、観光協会から熱望された駐車スペースのない所に駐車スペースを作り、観光地としての品位を保ちつつ、観光客からの苦情がないように施工した取り組みについてと、本工事で最重要な盛土工について述べる。

2. 現場における課題

本現場は、標高1500mに位置し、冬季の積雪及び凍結の影響から5月上旬から11月下旬までの期間でしか施工出来ない現場であった。なおかつ7

月上旬から11月上旬は観光シーズンで大型バスが1日に50台訪れるなか、駐車スペースがないことを観光協会から説明を事前に受けた。さらに御射鹿池は立入禁止となっており、路上にカメラを設置して景色を撮影したりしているすぐ横を自動車が通過するという特殊で危険な観光地であったことから、新たに駐車スペースを確保しつつ11月には工事を完成させなければいけなかった。

また、事前に実施した盛土材(現場掘削土流用)の土質調査(締固め試験・CBR試験)の試験結果が、設計CBR値3%に対してCBR値1.8%と良質ではない盛土材での盛土施工になったため、(当初設計で路床入替工t=55cmがあり、路床入替工を34cm行えば設計CBR値3%を確保出来る。)盛土の締固め回数、現場密度の確保が課題であった。

3. 工夫・改善点と適用結果

3-1 3次元CADシステムによる3D化した工事説明の実施

駐車スペースの確保を行いながらの施工が本現場の命題だったので、観光協会及び地元並びに観光客に如何にして分かり易く工事説明を行えるか検討した結果、事前説明段階から現場を3D化し工事説明を行った。現場を3D化したことにより、土木工事に携わったことのない方にも分かり易く説明できた。

橋梁耐震補強工事の安全対策

東日本コンクリート株式会社

監理技術者

門 間 博 通[○] 星 野 仁 志

1. はじめに

本工事は、鋼橋の落橋防止とP1橋脚のコンクリート巻立工を行う工事である。P1橋脚は耐震基準が古い事からフーチングの補強も行う必要があり、フーチングを含めたコンクリートの巻立を行う発注であった。

工事概要

- (1) 工 事 名：鹿折大橋橋梁耐震補強工事
- (2) 発 注 者：宮城県気仙沼土木事務所
- (3) 工事場所：宮城県気仙沼市東中才地内
- (4) 工 期：平成26年9月30日～
平成27年9月30日

2. 現場における問題点

P1橋脚の床掘り掘削を行ったところ、フーチングの劣化及び損傷がみられ、発注者及びコンサルタントの確認を受けた。調査を行ったところP1橋脚フーチングは健全ではないと判断され設計を修正する事となったが、その際の問題として以下の項目が考えられた。

- (1) 設計の問題
 - ①現場は河川内工事であり、濁水期内に修正設計～施工を完了できるようにする。
 - ②すでにマイクロパイル、SEEEケーブル等の材料手配を行っており、製造にかかっているもの



図-1 橋梁全景

をできるだけ使用できる設計とする。

(2) 施工の問題

P1橋脚が健全ではなく、施工中に橋脚の転倒の可能性も考えられるため、転倒防止の安全対策が必要である。

3. 工夫・改善点と適用結果

設計の問題については、平成26年12月下旬に修正設計を行う事となった時点で、最初に施工する予定のマイクロパイルの設計を最優先で行うようにコンサルタントに依頼した。幸い、本数については現設計のまま施工可能との結果がでて、台数の少ない施工機械についても確保することができた。

又、SEEEケーブルについては本数が2本増える事となったが、メーカーから対応可能との返答があった。

施工の問題については、施工中の安全対策として下記の3案を検討した。

第1案：P1橋脚の周りにシートパイルを打ち込みそれを反力として橋脚を固定する。

第2案：A1～P1間をワイヤー等で引張り、A1～P1間の下にコンクリートの反力台を施工し反力台から支柱で突っ張る。

第3案：P1橋脚の前後にベントを立て、P1橋脚が転倒した場合の受台とする。

第1案は桁下空間があまり無いためシートパイル打ち込み機の手配が不確実であり、打ち込みにも日数がかかるため不採用とした。

第2案は比較的容易に施工出来そうなため、さらに検討する事となった。

第3案はベントは立てられるが、支点となる部分のトラス桁の検討及び補強が必要となるため不採用とした。

第2案について検討を進める事となったが、P1橋脚転倒の引張力に対するA1橋台の安定計算をコンサルで行い、安全であるとの結果を得た。又、ワイヤーではタワミが大きく橋脚の転倒に対する補強ができないので、PC鋼棒を使用する事となった。

反力台については、A1～P1間の鋼桁を支柱と考えA1橋台を反力台とする事とした。鋼桁の支承条件がA1橋台は可動、P1橋脚は固定となっているため、A1の遊間部にパッキン材を配置して反力を受け持つ構造とした。

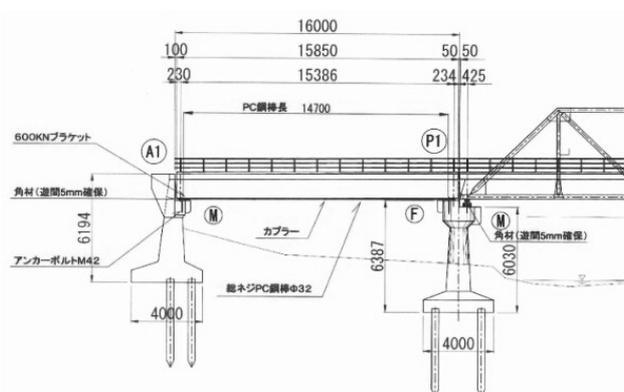


図-2 橋脚固定側面図

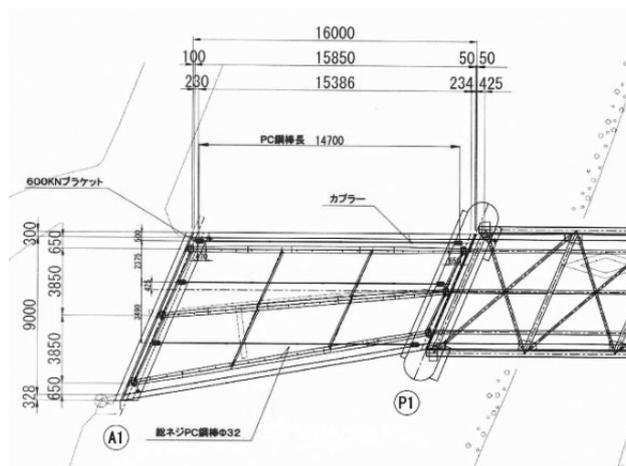


図-3 橋脚固定平面図



図-4 P1橋脚固定状況

渇水期施工であり橋脚固定機材の調達に時間をかけられないため、固定用ブラケットは自社在庫品のPC桁架設用600KNワンピンブラケットを使用した。又、PC鋼棒についても自社在庫品のφ32総ネジPC鋼棒を使用した。

4. おわりに

橋脚が健全ではないと確認されてから橋脚の変位を毎日確認しながら施工を行い、何とか渇水期施工に間に合わせる事ができた。

橋脚が健全ではない場合の安全対策はケースバイケースであるが、ひとつの事例として工期短縮・安全施工の参考としていただければ幸いです。

3 Dマシンガイダンスを使った河川掘削工事

宮崎県土木施工管理技士会
日新興業株式会社
梅田 誠 二

1. はじめに

工事概要

- (1) 工 事 名：方財地区河道掘削（下流）工事
- (2) 発 注 者：九州地方整備局延岡河川国道事務所
- (3) 工事場所：宮崎県延岡市方財町地内
- (4) 工 期：平成26年5月27日～
平成26年10月31日
- (5) 施 工 量：バックホウ掘削：19,400m³
掘削土運搬（L=23.6km）：19,400m³

当現場は、一級河川五ヶ瀬川の河口付近（1k400～2k200）の浚渫工事であり、上下流の工区に分かれており、当社は下流掘削であった。

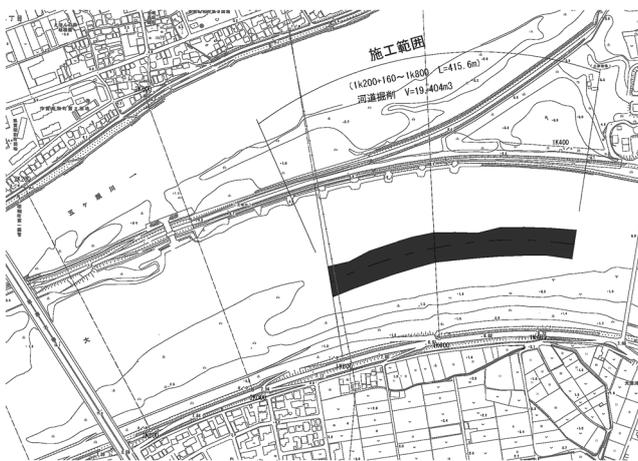


図-1 平面図

2. 現場における問題点

現場は河口に近いので、潮の干満の影響があり、大潮の干潮時は一部干潟になる場所もあったが、ほぼ水中掘削であった。

バックホウで河床の土砂を使って重機足場を築堤しながら掘削・搬出を繰り返す工法で、掘削土量は19,400m³だが動かす土量は41,100m³となった。また、鮎の遡上時期との兼ね合いがあり9月末には河川内の作業を終わらせる条件となっており、それに加えて出水期の施工であり台風・豪雨による増水で作業一時中断が予想された。

当初計画の見直し・変更等で着手が7月下旬となり、短期で作業を終了させる必要があった。

3. 工夫・改善点と適用結果

作業は河川内の土砂を掘削し、高水敷に仮置き水切りし、土捨て場に運搬処理する工程に於いて、

掘削箇所内の縦断方向にダンプの走路用に築堤を行い、それより横断方向に櫛状に重機足場を築堤するのだが、櫛状の築堤間隔を広く（築堤本数を少なく）するため解体用のロングアームバックホウと、通常のバックホウ（0.8m³）にステーションアーム（2.0m）を取付けた2台のバックホウで掘削をした。

掘削時は過掘りとならないよう位置・深さをその都度測る必要があり、築堤の天端幅は5m程でそこに常にバックホウが居るため、測量作業の度



図-2 1号機掘削状況



図-3 2号機掘削状況

にバックホウの作業を止める必要があり、作業時間のロスと作業員との接触災害が懸念された。また、水中掘削で不可視部分の施工精度を向上させる目的で、上記のバックホウ2台にはGNSSを用いた3Dマシンガイダンスを導入した。

3Dマシンガイダンスは盛土の締固め管理でしか帳票は出力されないが、オペレーターの作業の目安と日々の掘削管理用に、バケットが設定の深さを越えるとモニター画面が着色されるように設定を依頼し、そのデータを持ち帰り日々の施工管理を行った。

上記2台のバックホウは掘削のみとし、通常バックホウ(0.8m³)を各1台ずつまくりと積込用に付け、場内運搬はダンプ2台を付け、重機2台ダンプ2台を1セットとして2セットで作業を行った。



図-4 モニター画面

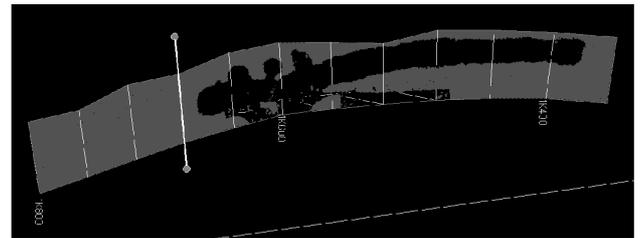


図-5 掘削データ

4. おわりに

3Dマシンガイダンスを導入することにより、重機作業半径内に立ち入る回数も必要最小限度に抑えられ事故防止に役立った、また櫛状の重機足場の位置・方向・高さは別プログラムで登録し、モニター画面の切り替えだけでガイダンスするように設定しておいたため効率よく築堤が行われた。

掘削完了後音探による深浅測量で出来形管理を行ったが、出来形不足箇所は無かった。工程的には、好天に恵まれた事もあり実質50日程(実作業日数)で完了し9月内に完了できた。

工事終盤にはマシンガイダンスの現場見学会も開催し、発注者や他の施工業者に参加していただき工法の説明を行った。

受注者提案型でマシンガイダンスを導入したが、機器のレンタル料が高価であり、予算的には厳しいものがあつた。鼯ごっこかもしれないが、今後もっと普及して単価を下げてもらえればありがたいと思う。

河川上でのトラベラークレーンによる 杭基礎の施工と橋梁架設

日本橋梁建設土木施工管理技士会

株式会社横河ブリッジ

主任技術者

工事担当

飯島明彦[○]

今和也

1. はじめに

一般国道289号は新潟市を起点として福島県いわき市に至る総延長340kmの本州を横断する広域幹線道路である。燕北バイパスは、渋滞を引き起こす一因となっている通過交通を燕市街地から迂回させ、市街地の交通混雑の緩和と安全の確保、北陸自動車道三条燕インターや新幹線燕三条駅へのアクセスの向上を目的として計画された延長4.75kmの4車線道路である。当面は、事業効果の早期発現のため、燕市井土巻～小高までの延長1km区間を暫定2車線を建設中である。

本工事は、この暫定2車線のうちの信濃川分流の中ノ口川に架かる朝日大橋の鋼桁製作と架設、合成床版を行う工事であり、河川上はトラベラークレーンベント工法、陸上部はクローラクレーンベント工法を採用した。

本稿では河川上のトラベラークレーンベント工法のうち架設と河川部に施工した杭基礎の施工について記載する。

工事概要

- (1) 工事名：一般国道289号燕北バイパス
(仮称)朝日大橋上部工工事
- (2) 発注者：新潟県
- (3) 受注者：藤木・横河・福田特定共同企業体
- (4) 工事場所：新潟県燕市朝日町～南7丁目
- (5) 工期：平成26年10月10日～
平成27年12月20日
- (6) 工事諸元

橋梁形式：鋼8径間連続非合成細幅箱桁橋
橋長：395.000m(最大支間長：59.0m)
幅員構成：車道8.0m歩道3.2m
総重量：約1302ton
床版形式：鋼コンクリート合成床版
(パワースラブ)

2. 架設工事

(1) 概要および施工上の問題点

トラベラークレーン(以下TVC)で架設する河川部の線形は、横断方向に3%勾配、縦断線形は登り勾配で3%からレベルに変化、平面線形はR=690m、桁間隔は一定の6.0mとなっていた。また床版の形式が鋼コンクリート合成床版となっているため、主桁ウェブ上部にスタッドジベルが配置されていた。

(2) 軌条レールの設置とTVCの固定について

スタッドジベルを避けるため主桁上に軌条受金具(H100+H150)を600mm以下の間隔となるように配置し、3.0m程度に1箇所レールと主桁を固定するレール固定金具を設置した。レール設置の位置と主桁に設置したTVCのアップリフト止め金具の位置が一緒となるので、レールを挟み込みかつ移動用のクレビスジャッキが干渉しないように工夫したアップリフト止め装置とした。今回選定した50Kレールは3m毎に設置した主桁との固定金具により平面線形690Rについては、問題なく曲げることが出来た(図-1)。

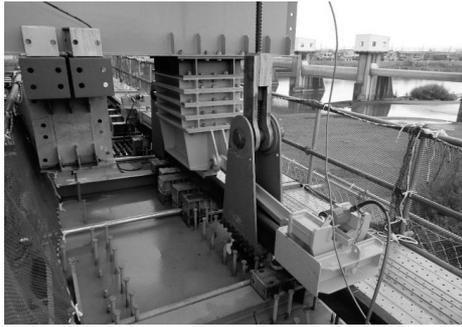


図-1 アップリフト止め金具施工状況



図-2 主桁の運搬状況

(3) 部材運搬について

架設場所への部材運搬は最長130m、平面線形690R、縦断勾配3%であったため、動力設備を持たない従送台車をウインチによる牽引方式で行なった。運搬する主桁が最長12mのため、7mの運搬台車2台を連結し主桁を積載できるようにした。また連結部の長さを変えることにより平面線形に対応した。

主桁の架設が進むにつれて台車を牽引するワイヤーの長さが変化することへの対応策として、ウインチは油圧式複胴を選定し、エンドレスドラムを設置したドラムをメインの走行用とし、サブドラムをワイヤー尻手巻取り用とした。運搬台車の積載の有無や、牽引ワイヤーの長さ変化によりエンドレスドラムが滑る恐れがあったので、走行ドラムの状態確認を十分に行いながらの作業となった(図-2)。

3. ベントの杭基礎工事

(1) 概要および施工上の問題点

河川部のベントの杭基礎をTVCで行う必要があるが、TVCのフックは1系統しかなく、クローラクレーンのようにフック2系統を使用して杭にバイプロを装着する施工ができない。また、バイ



図-3 H鋼杭の運搬状況



図-4 キャプタイヤケーブル取り回し状況

プロの油圧ユニットの配置場所はTVC後方の運搬台車上に限定され、TVC前方で行なう杭打込み時のキャプタイヤの介錯方法に工夫が必要であった。

(2) 施工方法

杭基礎であるH型鋼については、運搬台車に梁材を設置し運搬台車の外側に吊り下げる構造とした。これによりバイプロ単独で直接H型鋼を装着することが可能となった(図-3)。

バイプロの油圧ユニットからのキャプタイヤケーブルについては、TVCの旋回体に固定した小型ウインチからTVCのジブを介したワイヤーにて行なった。キャプタイヤケーブルは60m程度と長く、狭い桁上で取りまわしを行う必要があったので、細心の注意を以て介錯を行った(図-4)。

4. おわりに

トラベラークレーンで杭基礎を施工した例は少なく、手さぐり状態で工夫を要する施工であったがが無事故・無災害で完成することができた。

最後に、本工事を進めるにあたってご指導・ご協力いただいた新潟県三条地域振興局の方々、ならびに共同企業体の構成会社の藤木鉄工(株)、(株)福田組の関係者の皆様に深く感謝申し上げます。

塗膜剥離における電磁誘導加熱工法（IH 工法） の導入と施工性の改善

日本橋梁建設土木施工管理技士会

株式会社横河ブリッジ

監理技術者

河内 幸男[○]

現場代理人

諸木 良仁

1. はじめに

工事概要

- (1) 工事名：関門自動車道 関門橋
中央径間門司側南補剛桁補修工事
- (2) 発注者：西日本高速道路株式会社
九州支社 北九州高速道路事務所
- (3) 工事場所：福岡県北九州市～山口県下関市
- (4) 工期：平成24年11月25日～
平成28年12月9日

関門橋は関門海峡を跨ぐ道路橋で、本州と九州を結ぶ高速道路として昭和48年11月より供用を開始した3径間2ヒンジ補剛桁吊橋である。補剛桁はトラス構造で、鋼部材の防食には亜鉛溶射が採用されている。架橋から40年が経過し、交通量の増大に伴い様々な部分の劣化が進んでいることから、補剛桁の塗替塗装や疲労亀裂補修、支承の取替といった大規模補修工事が実施されている。



図-1 関門橋

2. 現場における問題点

関門橋が建設された1970年前後に製造および使用された塗料の一部にはPCB（有害物質）が可塑剤として使用されており、本工事区間の既存塗膜にもPCBが含まれていた（図-2）。

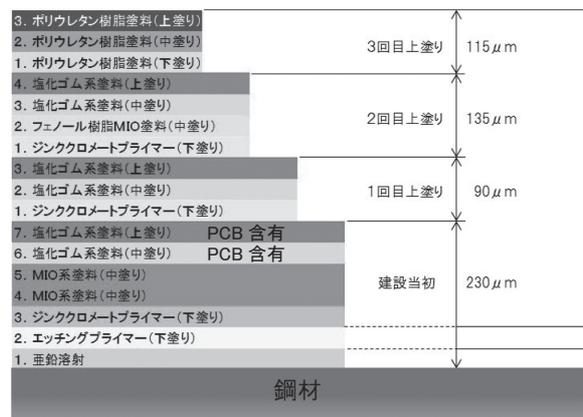


図-2 既設塗膜構成

PCBは脂肪に溶けやすいという性質から、慢性的な摂取により体内に徐々に蓄積し、様々な症状を引き起こすことが報告されている。本工事では作業員の健康および環境への影響を考慮し、既存の塗装を除去する際に発生する粉塵の飛散防止対策をする必要があった。

3. 工夫・改善点と適用結果

本工事では、PCBを含む既存塗膜の剥離作業の飛散防止対策として、塗膜剥離剤工法と電磁誘導加熱工法（以下IH工法）の2種類の塗膜剥離

工法を併用した。

3-1. 塗膜剥離剤工法

この工法は剥離剤を既存塗膜に塗布し、塗膜を軟化させて除去する工法で、「剥離剤の塗布」「養生」「塗膜除去」の工程を繰り返すものである。関門橋の既存塗膜厚は1000 μ mを超えていたため2回以上の塗布が必要だった。また、塗布後、剥離剤を浸透させるための養生材が必要である。剥離性能としては、概ね素地面までの剥離が可能で、部材形状に関係なく施工可能である。ただし、冬場などの気温の低い環境下では剥離剤を浸透させるための養生期間を長くとる必要がある。

3-2. 電磁誘導加熱工法 (IH工法)

IH工法は誘導コイルが内蔵されたヘッドを鋼材表面に滑らせ加熱することで鋼材表面と塗膜の界面結合を破壊し、浮いた塗装をスクレーパー等で剥ぎ取る工法である。ただし、最下層の塗料にMIOやジンク等鉛系塗料が塗布されている場合は剥離できない。関門橋は最下層にこれらの塗料が使用されていなかったため、1回の施工で塗膜を剥離できた(図-3)。塗膜除去直後に鋼材が加熱される範囲は誘導ヘッド直下のみであり、鋼材表面温度は約100 $^{\circ}$ Cで母材や亜鉛溶射への熱影響はなかった。車輪がついたヘッドを鋼材表面に走らせる工法のためボルト部や隅角部のような狭小部の剥離はできないが、IH工法は塗膜剥離剤工法のような養生が不要のため施工速度が速く、外気温の影響も受けない。また、養生材等の廃棄物を最小限に抑制できる。



図-3 電磁誘導加熱工法

3-3. 施工結果のまとめ

表-1に2種類の塗膜剥離工法を比較した結果を示す。

表-1 塗膜剥離工法の性能比較

塗膜剥離工法	IH工法	塗膜剥離剤工法
	剥離性能	溶射面まで剥離可 ◎
施工回数	1回 ○	2回以上 △
施工範囲	平滑部:○	平滑部:○
	狭小部:×	狭小部:○
塗膜の飛散	なし ○	なし ○
総廃棄物量	塗膜のみ ○	塗膜、剥離剤、養生材 △

本工事ではIHのヘッドを走らせやすい平滑面の塗膜剥離をIH工法で行って、IH工法で施工できないボルト部や隅角部に塗膜剥離剤を適用した。表-2に本工事のIH工法(剥離剤併用)と当社が過年度に剥離剤のみで施工した同じ関門橋の施工実績を示す。

表-2 施工日数と廃棄物量の比較

塗膜剥離工法	【本工事】 IH工法(剥離剤併用)	【過年度工事】 塗膜剥離剤
施工対象面積	20,454 m^2	20,793 m^2
施工日数	389日	445日
低濃度PCB汚染物質 総廃棄物量	56.4t	83.5t

2種類の工法を併用することで、塗膜剥離剤のみの場合に比べて施工日数が56日間短縮され、総廃棄物を約30%削減できた。IH工法は養生時間を必要としないことから労務工数の削減にもつながりトータルコストも改善されている。

4. おわりに

我が国の既設橋梁ではPCBだけでなく含鉛塗料(鉛系さび止め塗料)を塗膜に含むものが少ないため、塗替塗装工事での塗膜除去時の環境配慮は必須である。

本工事では塗膜除去にIH工法を導入することにより有害物質を含む既存塗膜の飛散流出を防ぐだけでなく、塗膜剥離剤を使用する工法に比べて、施工期間の短縮並びに、労務工数と廃棄物量の縮減によりトータルコストの改善に成功した。

今回、IH工法で施工できなかったボルト部や狭小部については補機類の小型化などによる更なる効率化が期待される。

鉄筋製大型土嚢作製器による大型土嚢の製作の 安全化と効率化

和歌山県土木施工管理技士会
有限会社隅田建設
隅田 武志

1. はじめに

工事概要

- (1) 工事名：古座川災害復旧工事
- (2) 発注者：和歌山県
- (3) 工事場所：和歌山県東牟婁郡古座川町相瀬
- (4) 工期：平成24年5月～平成24年11月

2. 現場における問題点

器具を使わないで大型土嚢を作成する場合、作業員が土嚢袋の端を持ち、バックホウで土砂を投入するため、人力では土砂の重量に耐え切れず、完成まで土嚢袋の形を保持できないため、途中で何度も重機で土嚢袋を吊り上げて土嚢袋の形を直さなくてはならないので、作製時間が長くなる。また、作業員が端部を持って重機で土砂を投入すると、接触事故の危険性も高い。しかし、市販の大型土嚢作製用器具は高価なので、減多に大型土嚢を作成する機会がない小規模事業者にとっては、購入に踏み切ることは難しい。

3. 工夫・改善点と適用結果

そこで弊社では、建設会社ならばどこでも所有している安価な材料を使って、手軽に簡単に作れる大型土嚢作製器を製作してみた。今回作ってみたのは1t大型土嚢用の作製器である。土木業者なら、鉄筋とアーク溶接機さえあれば誰でもお手軽、簡単に作成できる。この報告をご覧になった

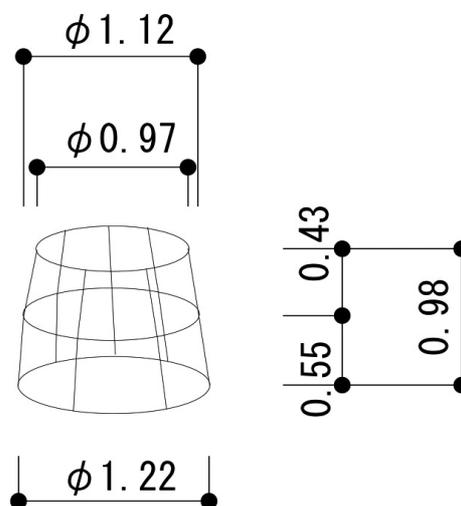


図-1 大型土嚢作製器 図面

方々の参考のために、材料、寸法等をできるだけ詳しく書き記すことにする。

まずは、大型土嚢作製器の製作方法であるが、円形に加工した鉄筋の輪を3つ用意する。輪の直径はそれぞれ上から、0.97m、1.12m、1.22mで、材料はφ10mm異形鉄筋を使用し、端部はアーク溶接で接着した。

次に縦筋として、長さ1.00mのφ13mm異形鉄筋を7本用意する。

最後に「図-1 大型土嚢作製器 図面」に図示されている通りに鉄筋の輪と縦筋を溶接で固定すると、大型土嚢作製器の完成である。

次に、この大型土嚢作製器を使用した土嚢の製作手順を記す。

- (1) 大型土嚢作製器を設置する場所を平らに均し、そこに土嚢作製器を設置する（鉄の輪の小さい方を上にして設置する）。
- (2) 大型土嚢袋を広げながら、土嚢製作器の中に入れ、土嚢袋の口を広げて土嚢製作器の一番上の輪に引っ掛けて固定する（「図-2 大型土嚢作製器使用状況」参照）。
- (3) バックホウで、土嚢袋の中に土砂を投入する。
- (4) 土砂が土嚢作製器の一番上の輪のあたりまで入ったら、土嚢作製器を土嚢袋から外す（このとき、外し難ければ、土嚢袋の持ち手の紐を重機で軽く吊り上げれば、土嚢作製器を取外し易くなる）。
- (5) 完成した大型土嚢を重機で吊り上げて移動させ、再び土嚢作製器を設置し、次の土嚢を製作する。

以上の手順で、簡単、安全、かつスピーディーに大型土嚢を作成することができる。

この土嚢作製器は軽量なので、人力で簡単に設置、移動ができる。

また、人力ではなく単管等を用いて端部を保持して土嚢を作成した場合でも、土嚢の形状がいびつになることが多いため、投入された土砂を敷き均す手間が発生するが、この大型土嚢作製器は、大型土嚢の形状にフィットする形に作ってあるので、土嚢が自立し、土砂が土嚢の形に合わせて投入されるので、土砂投入後に重機で吊り上げるだけで、土嚢の形状が安定する。

この土嚢作製器ならば、重機の台数と作業員の人数に合わせて、安価に短時間で、何個でも作成できる上、破損した場合の修繕も容易である。

この大型土嚢作製器には、以上のような利点が



図-2 大型土嚢作製器使用状況

ある。そして実際に工事でこの土嚢作製器を使用することによって、作業員が人力で支えるよりはずっと効率よく、スピーディーかつ安全に大型土嚢を作成できた。

4. おわりに

鉄筋製の大型土嚢作製器は、当工事の安全化、効率化に寄与してくれた。また、他の工事でも使用が可能な工法であると思われる。なお、使用する鉄筋の種類や本数、形状、大きさ等は、耐久性などを考慮し、個々が現場に応じて工夫すれば良い。また、製作と使用にあたっては、事故等いかなる事態が起きても、自己責任で願います。

樹脂コンクリート沓座の撤去における改善工法について

日本橋梁建設土木施工管理技士会

日本車輛製造株式会社

株式会社ニチゾウテック

竹内 彰[○]

阪本 良

1. はじめに

東海旅客鉄道(株)では、開業50年を迎えた東海道新幹線の土木構造物の延命化を図るため、平成25年度より土木構造物の大規模改修工事を行っている。鋼構造物における工事内容は、トラス橋、開床式下路プレートガーダー橋の床組接合部対策や、支承部取替補強などがある。

支承部取替補強では、過去の補修工事によって、既設の沓座の多くが樹脂コンクリートに置き換えられていた。樹脂コンクリート沓座は、通常のコンクリートに比べて硬く粘りがあり研り難い。また、箱桁の桁下や既設沓の下部の研り作業は作業空間が狭くなり、熱中症などの労災のリスクが高い。そこで、沓座撤去に放電破碎工法の採用を提案した。実施工の前に、試験体による樹脂コンクリートの放電破碎を行い、既設のコンクリート構造物を損傷させない手法を確認した。本稿では、この放電破碎工法の現場施工について報告する。

工事概要

- (1) 工事名：静岡地区新富士保線所ほか2保線所管内土木構造物大規模改修その他工事（鋼橋 H28）
- (2) 発注者：東海旅客鉄道株式会社
- (3) 工事場所：静岡県富士市～浜松市
- (4) 工期：平成27年11月～平成29年6月

2. 現場における問題点

樹脂コンクリートは、研りとコア削孔を併用し撤去していたが、現状の施工に当っては、下記の問題点があった。

- (1) 樹脂コンクリートの研り作業は騒音が大きく、作業員の負担が大きい。特に夏場は体力の消耗が激しく、狭隘な場所での作業になる為、熱中症発祥リスクも高かった。
- (2) コア削孔は、沓座前面の仮受支点を一次的に撤去してから作業を行う。このため、夜間作業時間帯に、軌道緩解・ジャッキアップ・仮受架台の撤去・復旧等の作業が必要であった。よって、時間の制約が多く、作業が非効率であった。

3. 対応策と適用結果

2.の課題を解決するため、既設沓座の撤去方法に放電破碎工法を適用した。

(1) 放電破碎工法

放電破碎工法は、コンクリートや岩盤を、安全で効率的に破碎するために開発された、非火薬の破碎工法である。

放電破碎工法は、放電衝撃発生装置および放電カートリッジ等でシステム構成されている。また、沓座以外のコンクリート構造物に影響をおよぼさないため、従来品より威力が小さなカートリッジを開発し、使用した。また、図-1の施工フロー

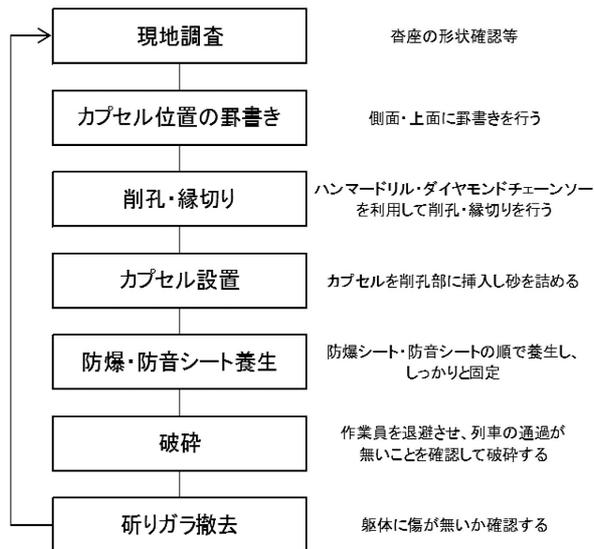


図-1 放電破碎施工フロー

手順を試験施工により確認し、実施工に適用した。

(2) 既設沓下での放電破碎

放電破碎工法は破碎を繰り返し、既設沓座を撤去していくものだが、破碎後の亀裂の状態や沓座の形状に応じて、研り作業が必要になる。特に既設沓の下部は狭隘な場所なので研りが非効率であった。その為、放電破碎と研りで既設沓座をある程度撤去した。既設沓下部を露出した状態にすることで、作業空間を確保し、効率化して放電破碎を行った。

(3) 成果

従来の研りとコア削孔に比べて、鉸桁や箱桁部の外側、既設沓の下部での破碎は作業効率よく行い、時間短縮できた。また、作業員の体力の消耗を防ぎ、作業の安全性も向上した。さらに、軌道作業が無くなった為、コストダウンに繋がった。しかし、本来効果を期待していた箱桁の桁下の狭隘な箇所については、カプセルを配置するための削孔スペースすら確保することが難しく、効果が薄かった。今後施工していく上で改良していく必要がある。

4. おわりに

本工事が施工開始されてから約2年半の間、無事故・無災害での施工を達成することができた。



図-2 箱桁の桁下部削孔完了



図-3 箱桁の桁下部カプセル配置



図-4 箱桁の桁下部破碎後

今後も今回提案した放電破碎の様に、安全で効率的な工法を提案し、高精度な施工を目指す。

最後に、樹脂コンクリート放電破碎工法の現場施工について、試験施工から現場施工実施にいたるまで、ご協力いただいたJR 東海新富士保線所様、日進機工(株)藤根忠様 (株)平山工業 平山武夫様に厚くお礼申し上げます。

参考論文

- 1) 佐々木加津也 他、放電破碎工法の特性と施工例、Hitz 技報、VOL. 71、2010
- 2) 寺浦努他、既設構造物および環境に配慮した撤去工法のうち放電破碎の試験施工、Np. 367、電力土木、2013. 9

移動機能が損なわれた支承の機能回復工事

日本橋梁建設土木施工管理技士会

株式会社横河ブリッジ

現場代理人

木村 恭平[○]

監理技術者

西村 卓紹

1. はじめに

工事概要

- (1) 工事名：平成26年度孫崎高架橋支承補修工事
- (2) 発注者：本州四国連絡高速道路株式会社
鳴門管理センター
- (3) 工事場所：徳島県鳴門市鳴門町土佐泊浦字福池
(KP79.433～KP79.567)
- (4) 工期：平成27年3月19日～
平成28年2月1日

孫崎高架橋（図-1）は鳴門海峡に面した腐食環境の厳しい場所にかかる大鳴門橋への取付高架橋である。橋長134mの鋼3径間連続非合成鋼桁橋で、供用後30年が経過しており多くの箇所では鋼材の腐食が確認されている。中でも支承部（図-2）は特に腐食が激しく、腐食堆積物により可動支承（BP-A 支承）が固定化し移動機能が損なわれていた。この状態ではレベル2地震動時に橋脚のせん断力に対する耐荷力が不足することが確認された。

固定化された中間橋脚に位置する28基（14基×2橋脚）の可動支承の機能回復を図るため、上沓の取替えを実施した。健全な下沓とベアリングブ

レートは防せい処理を行って再利用した。

2. 現場における問題点

2-1 下沓防せい処理の品質確保

孫崎高架橋は鳴門海峡に面し、また直下に国立公園の森林が広がっている湿度の高い環境にある。このため飛来する塩分や結露等の水分によって鋼材が腐食しやすい環境に置かれている。

今回の工事についても腐食堆積物により支承の移動機能が損なわれていることから、特に塗装・溶射など防せい機能の品質管理を厳格に行う必要があった。

2-2 可動支承の機能回復

工事完了後に再び支承が固定化することの無いよう、可動支承が固定化している原因を特定し対処する必要があった。

前年度工事で行われた調査作業の結果から、可動支承が固定化した原因は主に上沓と下沓の当たり面に著しい腐食が発生し、錆等が上沓と下沓の間に堆積して固着したためであると判断された（図-3、4）。その他可動支承の移動を妨げる要因になる恐れのある箇所についても調査し対応する必要があった。



図-1 孫崎高架橋



図-2 補修前の支承



図-3 撤去した上沓



図-4 上沓撤去後の下沓

3. 工夫・改善点と適用結果

3-1 下沓防せい処理の品質確保

再利用する下沓の防せい処理は長期の防せい効果を期待して亜鉛・アルミニウム合金による金属溶射を行った。既設支承表面を水拭き後に表面塩分計で塩分濃度を計測し、20mg/m²未満であることを確認してからブラストを施工した。ブラストは主にオープンブラストで行い、サイドブロック内側や既設アンカーボルト周囲などの狭隘部はブリストルブラスターを併用して十点平均粗さ Rz50 μm 以上の粗面を形成した。溶射皮膜の厚さは100 μm 以上とし、溶射施工後に電磁式膜厚計で確認した。また、封孔処理後に長期防食性能を高めるためポリウレタン樹脂塗料を2層塗布した(図-5)。

下沓の溶射・塗装作業完了後、既設ベアリングプレートに潤滑剤を塗布し、新設上沓の設置を行った。

溶射皮膜及びジャッキアップ補強材・新設支承周囲の塗装について施工完了後引張付着試験器を用いたアドヒージョン試験を行い、塗膜の付着力が1N/mm²以上あることを確認した。また、ジャッキアップ補強材・新設支承周囲の塗装については電磁式膜厚計による確認に加えて破壊式膜厚計(ペイントボアラー)で塗膜に孔を開け目視で膜厚



図-5 封孔処理後の下沓

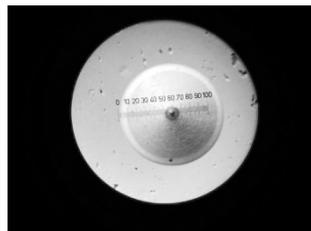


図-6 膜厚確認状況

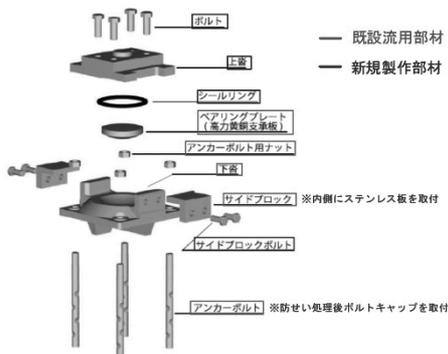


図-7 BP-A 支承分解補修図

の確認を行い、標準膜厚以上であることを確認した(図-6)。塗装完了後、既設アンカーボルトにボルトキャップを取付け、作業を完了した(図-7)。

3-2 可動支承の機能回復

支承補修の施工に先立ち、外観調査を実施した。既設支承の腐食堆積物は上沓と下沓の間、サイドブロックと上沓の間にも固着していた。また一部の支承では上沓とサイドブロックが接触して隙間の無い状態であった。

このため、上沓取替えと下沓の防せいに加えサイドブロック側面に孔明タップ加工を行い、上沓接触面にステンレス板を取付けた(図-8、9)。また、新設上沓の設置時に下フランジのセットボルト孔を拡大し、上沓の位置を調整してサイドブロックとの間に隙間を確保した。

また、施工前後で挙動計測を行い補修作業によって本来の可動支承機能が回復したか確認した。挙動計測の項目は荷重車による動的計測、72時間の動的計測とし、桁の変位・桁温とひずみの計測を行った。

施工後の挙動計測(実施期間:平成27年12月8日~平成27年12月11日)においては補修した支承の移動は確認できなかったが、竣工後平成28年4月12日に現場確認を行った際に支承の移動が確認された。



図-8 ステンレス板取付状況 図-9 補修後の支承

4. おわりに

支承の溶射作業など、防せい工の品質管理を厳格に行い施工した。移動機能の回復は支承の状態を確認しながらの施工であったため、計測・確認作業に時間をかけて施工した。

今後は厳しい腐食環境から橋梁を保護するため、カバープレートを設置して箱桁化し防護する防食工事が予定されている。

支承取替工における据付時の支承移動量の設置方法について

酒井工業株式会社

監理技術者

中谷賢介[○]

担当技術者

小坂敏彦

担当技術者

長藤高行

1. はじめに

本工事は、鋼3径間連続鈹桁橋のTYPE-A鋼製支承をTYPE-B鋼製支承に取替えを行う工事である。

既設橋においては、既設支承が架設時の施工誤差や、経年による下部工等の変形等で誤差が生じていることが予想されるので、事前調査により適切な支承据付時の支承移動量を確認することとなった。

工事概要

- (1) 工事名：国道8号近江橋他耐震補強工事
- (2) 発注者：近畿地方整備局 滋賀国道事務所
- (3) 工事場所：滋賀県大津市竜が丘4番5号
- (4) 工期：平成28年2月18日～
平成29年2月28日

本報告では、支承取替工における据付時の支承移動量の設定方法について、事前調査の方法や工夫した点について述べる。

2. 現場における問題点

既設支承の架設当時の施工誤差や経年による下部工等の変形量の正確な値を把握することは不可能であるが、支承の適切な移動量とは、標準温度時（気温20℃）で支承遊間量が中央となることであり、実橋の熱線膨張係数と据付時の気温関係で適切な値を求める事ができるため、事前調査で実

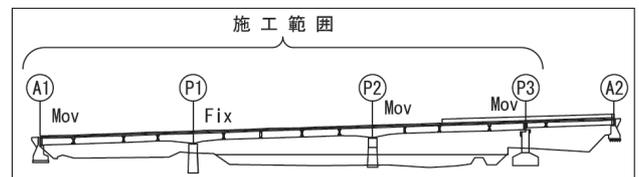


図-1 近江橋側面図



図-2 既設TYPE-A支承

橋の熱線膨張係数を求める方法が課題となった。

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) 事前調査方法

実橋の熱線膨張係数の計測は、熱電対とデジタル変位計を用いて、気温と桁の変位量を72時間連続で測定した（図-3、4）。

(2) 計測データの分析

縦軸を変位量、横軸を時刻とした折れ線グラフを作成し、そのグラフに計測した気温と推定する

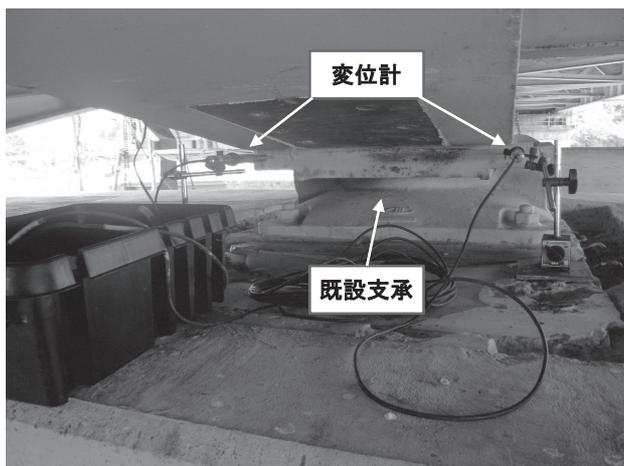


図-3 変位計設置状況



図-4 データロガー設置状況

熱線膨張係数と伸縮桁長から求めた理論値のグラフを重ね合わせて、熱膨張係数の近似値を求めた(図-5、式-1)。

(3) 据付時の支承移動量の設置

事前調査から求めた実橋の線膨張係数と据付時の気温から、式-1の計算方法で適切な支承移動量を算出し、支承移動量の管理を行うことができる。

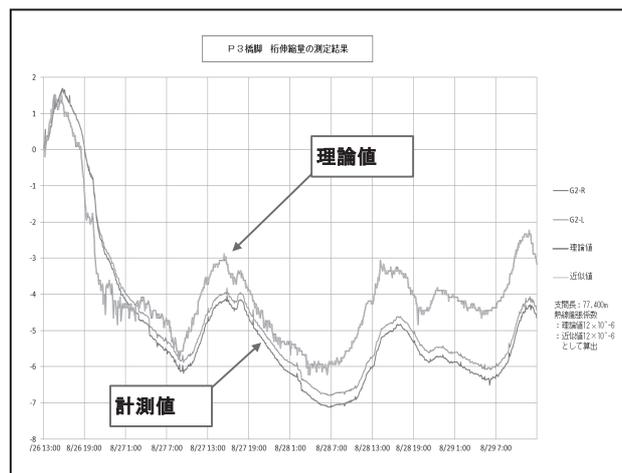


図-5 桁の変位量グラフ

$$\text{桁の変位量} = \text{熱線膨張係数} \times \text{伸縮桁長} \times (\text{気温} - \text{標準温度}) \dots\dots\dots \text{式-1}$$

4. おわりに

本現場は、3径間連続鋼鈹桁橋で過去の補強工事で床版部に縦桁補強が施され上部工の複雑に拘束される構造であり、また、河川中に設置された橋脚の変形が懸念されるため、事前調査により適切な支承移動量を確認することは施工管理の上で重要な点であった。

また、過去の事前調査の結果では、桁の温度変位が生じておらず、現地の詳細調査を行ったところ、落橋防止構造(連結版タイプ)により桁変位が拘束されていることが判明したため、先に落橋防止構造の撤去が必要となった事例もあった。

このことから、支承取替工にのみならず既設橋の補修補強工事においては、実橋の状態を事前調査によつて的確に把握することが重要であると感じさせる現場であった。

維持管理

支承取替における鋼製支承台座据付方法の工夫について

酒井工業株式会社

監理技術者

裏河 秀元[○]

現場代理人

明角 政俊

担当技術者

谷口 淳哉

1. はじめに

本工事は、鋼4径間単純鈹桁橋のTYPE-A鋼製支承をTYPE-B鋼製支承に取替えを行う工事である。

本現場は、河川水位と既設支承までの高さが近く、台風等で河川が増水すると水没してしまうため、新たに鋼製の支承台座を設置し嵩上げした上で新設支承を設置する。よって、新設支承の水平度を確保するためには、鋼製支承台座の据付精度の確保が重要な管理項目であった。

工事概要

- (1) 工事名：国道2号左門橋補修補強工事
- (2) 発注者：近畿地方整備局 兵庫国道事務所
- (3) 工事場所：大阪府大阪市西淀川区佃2丁目地先
- (4) 工期：平成27年10月24日～
平成29年2月28日

本報告では、支承取替における鋼製支承台座据付について、工夫した点について述べる。

2. 現場における問題点

支承取替の鋼製支承台座の設置においては、既設支承および周囲の沓座を撤去した位置に台座を据付けるため設置面の凹凸が大きく、また、主桁仮受け架台の設置により狭隘な施工空間での作業条件のもとで、鋼製支承台座の据付精度を確保するための微調整の方法が課題となった。

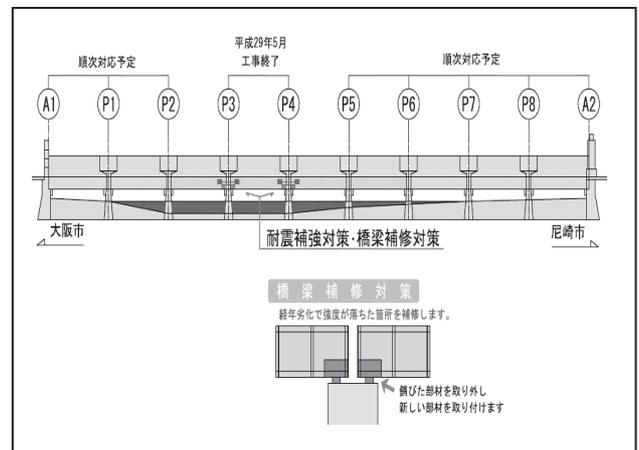


図-1 左門橋支承取替箇所



図-2 支承取替構造

3. 工夫・改善点と適用結果

(1) 鋼製台座高さ調整治具の設置

まず、鋼製支承台座のアンカーボルトのねじ切り長を長くとり、台座の下方位置に3種ナットを設置して台座の仮受けをおこなった。

次に、据付面の凹凸が大きく台座ベースプレート4角の位置で深さがそれぞれ違うこととなるため、ネジ棒による高さ調整が可能な治具を製作し、4角の高さの微調整を行った(図-3、図-4)。

微調整が完了した後は、アンカーボルトの下方3種ナットと上方の1種ナットを締付け固定した。

(2) 台座モルタルの充填確認

既設支承撤去により生じた鋼製支承台座との隙間に無収縮モルタルを打設するが、作業箇所が狭

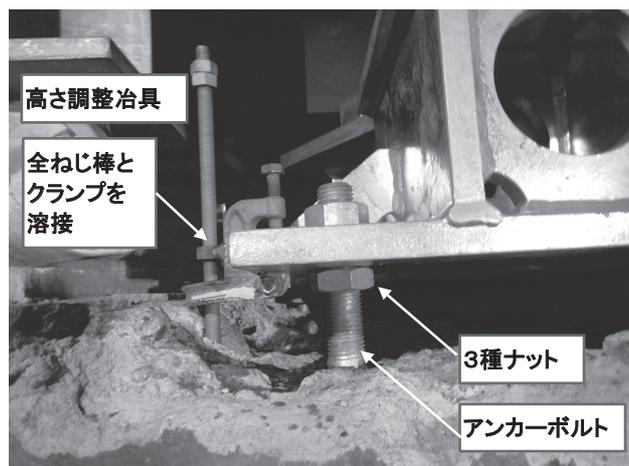


図-3 高さ調整治具設置状況



図-4 鋼製支承台座仮固定状況

隘で、台座下面の隙間の充填状況を目視で確認することが困難な状態であったため、モルタル充填センサーを使用して、台座下面の空気溜りによる不充填の発生を防止した(図-5)。

モルタル充填センサーには、電工用のマルチテスターを使用し、モルタルが充填されるとテスターのセンサー部に通電され電気抵抗値が変化することで確認を行った。



図-5 モルタル充填センサー

4. おわりに

本現場は、河川中に設置された橋脚での支承取替であり、河川の非出水期間中での施工期間の制約と、足場の設置範囲に河川阻害率からの制約があることから、事前に新設支承の据付精度の確保について、過去の経験や事前調査を反映し効果的な方法で施工計画を立案する必要があった。

現在は、1期目の河川非出水期間で1橋脚の支承取替が完了しており、計画された据付方法で適切な支承据付精度が確保することができた。

既設橋の補修補強工事においては、現地の作業空間や作業条件の制約、経年劣化による思いもよらない損傷が課題となることが多く、施工計画立案にあたっては、現場特性を十分に考慮する必要性をあらためて感じさせる現場であった。

軌道桁の耐震補強工事について

日本橋梁建設土木施工管理技士会

株式会社駒井ハルテック

現場代理人・監理技術者

工事担当

多々見 隆 幸[○]

桜井 宏 之

1. はじめに

本工事は、湘南モノレール軌道桁の隅角部補強および橋脚に軌道桁の移動制限装置を設置する工事である。本報告書は施工方法について記す。

工事概要

- (1) 工 事 名：軌道桁上部隅角部補強工事
軌道桁移動制限装置設置工事
- (2) 発 注 者：湘南モノレール株式会社
- (3) 工事場所：湘南モノレール江ノ島線
大船～湘南町屋駅
- (4) 工 期：平成27年3月9日～
平成28年6月30日

2. 現場における問題点

本工事は供用中のモノレール軌道桁、橋脚を補強するため、多くの制約条件があった。施工条件を以下に示す。

- ①軌道点検車両（図-1）で施工できる方法
- ②軌道点検車両で搬入できる機材および部材寸法・重量



図-1 軌道点検車両

- ③終電から始発までの約4時間での施工
- ④近接する民家への騒音対策
- ⑤道路やJR横須賀線に対する安全対策

3. 工夫・改善点と適用結果

施工方法の詳細を以下に示す。

3.1 隅角部の補強工法と施工内容

図-3に軌道桁の断面図を示す。過年度工事において隅角部にニーブレス構造の補強部材が設けられていたが、このフランジ溶接部に図-3に示す疲労損傷と考えられるき裂が発生していた。そのため、き裂発生箇所は補強部材を撤去し、新たにR付きリブ鋼板に取替えることとした（図-2、図-3）。

施工手順を以下に示す。

- ①既設部材のガス切断および新設部材の溶接時において、スパッタシートを用いATSループ線

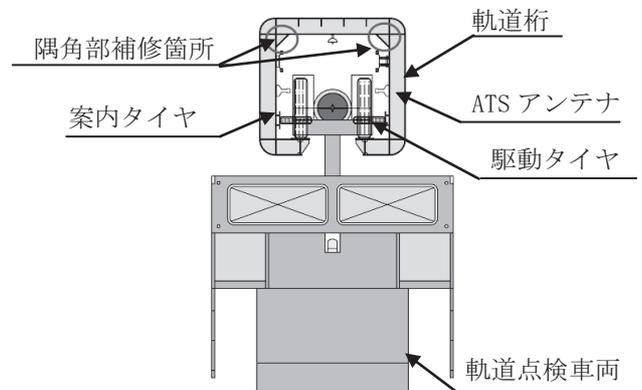


図-2 隅角部補強箇所図

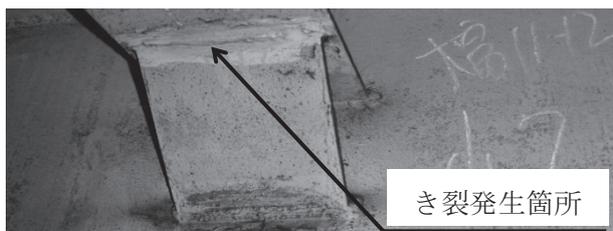


図-3 軌道桁隅角部補強溶接部のき裂

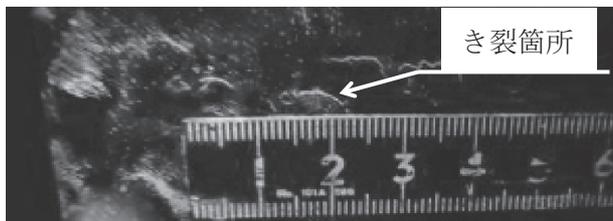


図-4 軌道桁隅角部の磁粉探傷試験によるき裂状況

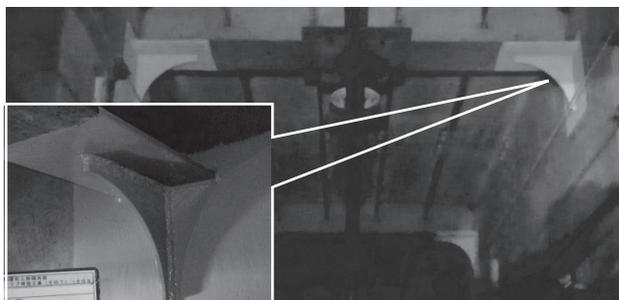


図-5 隅角部補強施工完了 (R付リブ鋼板)

と給電線を養生した。

- ②既設部材をガスで切断にて撤去後、磁粉探傷試験にて、き裂の有無を確認した。
- ③図-4に示すように磁粉探傷試験にて軌道桁部材き裂を検出した箇所については、グラインダーで最大2mm程度削り、再度磁粉探傷試験を行った。この結果き裂が消失したことを確認した。
- ④部材き裂の除去後、R付きリブ鋼板を溶接し、止端部をグラインダーで仕上げた。さらに、溶接部の品質を確保するため磁粉探傷試験を行い、欠陥が無いことを確認した。
- ⑤新設部材および溶接部を現場塗装した。

完成後の状況を図-5に示す。

3.2 移動制限装置の施工

既設の落橋防止装置は、軌道桁同士を連結する構造を採用しているが、橋脚支点部から軌道桁支点が逸脱すると、軌道桁が落下する構造であったため、軌道桁支点が橋脚支点部から逸脱しないよう、軌道桁と橋脚の相対間移動を拘束する移動制

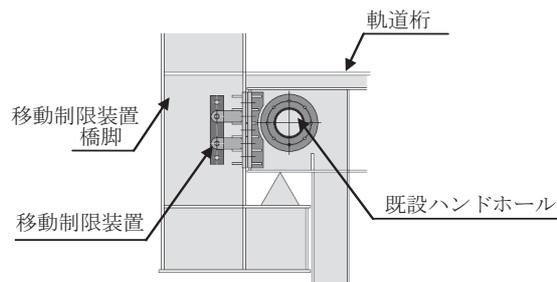


図-6 移動制限装置見取り図

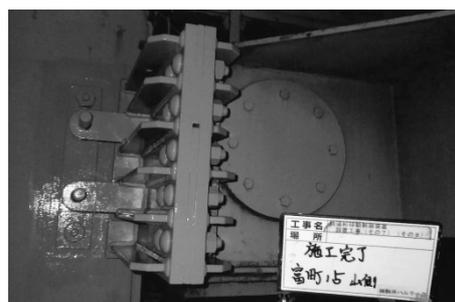


図-7 移動制限装置施工完了

限装置を設置した。

移動制限装置は、懸架装置や車体に干渉せず、狭隘部に設置可能な構造を採用した。また、施工重量を考慮し連結板3分割した(図-6)。

施工手順を以下に示す。

- ①机上調査に加え現地踏査および計測を行った。
 - ②施工可能な部材重量(60kg以下)、かつ搬入可能な部材寸法(0.50m×0.45m以下)として当初計画に対する再設計を行った。
 - ③塗装除去は騒音、振動、粉塵が少なく、機材重量が小さい、超音波振動剥離工法を採用した。
 - ④隅角部は狭隘な箱断面であるため、部材取付けのボルトにワンサイドボルトを用いた。
 - ⑤連結部に現場塗装を行った。
- 完成後の状況を図-7に示す。

4. おわりに

隅角部補強、移動制限装置にあたり、事前に現地状況を把握することで、始発列車の遅延等なく施工完了することができた。本報告が今後の類似工事に参考となれば幸いである。

最後に、本工事の施工にあたりご指導ご協力いただきました湘南モノレール株式会社をはじめとする関係各位に厚くお礼申し上げます。

第21回土木施工管理技術論文・技術報告表彰者一覧表

賞		題名	会社名	技士会	執筆者名	頁
技術論文	最優秀	狭隘な施工ヤードにおけるロッキングピアの撤去・更新	三井造船鉄構エンジニアリング(株)	日本橋梁建設	青山 智明 江 栄二	p. 125
	優秀	吉野川大橋（下り）補修工事の施工	川田工業(株)	日本橋梁建設	濱田 哲郎 岩田 祥史	p. 9
		軟弱地盤における沈下板ワンマン計測による時間短縮効果について	(株)玉川組	(一社)北海道	西 清張 竹樋 満寛	p. 101
		切土工事における仮設防護柵の工夫	日新興業(株)	宮崎県	佐藤 豊明	p. 41
	i-Construction賞	点群データと3次元モデルの応用でi-Construction	猪又建設(株)	新潟県	川上 康弘	p. 137
特別	鋼床版下面補強法（ビード切断あて板工法）におけるUリブ切断および仕上げの効率化に関する開発	日立造船(株)	日本橋梁建設	須藤 丈 岡村 敬	p. 133	
技術報告	最優秀	毛細管現象を利用したコンクリート打設後の湿潤養生サポートタンクの使用	近藤工業(株)	(一社)北海道	高 良丞	p. 211
		塗膜剥離における電磁誘導加熱工法（IH工法）の導入と施工性の改善	(株)横河ブリッジ	日本橋梁建設	河内 幸男 諸木 良仁	p. 245
	優秀	供用下におけるアーチ斜材の取替	三井造船鉄構エンジニアリング(株)	日本橋梁建設	高田 孝史朗 三野 鎌司	p. 227
		沈澱ピット掘削における工期短縮について	庫昌土建(株)	長野県	小尾口 仁志	p. 201
		鉄筋製大型土嚢作製器による大型土嚢の製作の安全化と効率化	(有)隅田建設	和歌山県	隅田 武志	p. 247
		冬期の床版コンクリート施工を回避するために	東日本コンクリート(株)		宮澤 寿	p. 203
	特別	特殊車両の運行管理事例	(株)松野組	岐阜県	牧村 佳幸	p. 229
		砂防ソイルセメントの施工性の向上と品質確保の工夫について	(株)大糸	長野県	岡本 聡章	p. 225

第21回土木施工管理技術論文報告集（平成28年度版）

平成29年6月30日初版発行

編集・発行 一般社団法人 全国土木施工管理技士会連合会
〒102-0076 東京都千代田区五番町6-2
ホームATTホライゾンビル1F
TEL 03-3262-7421（代表）
URL <http://www.ejcm.or.jp/>

不許複製

落丁本・乱丁本はお取り替えいたします。

印刷・製本 第一資料印刷株式会社