

# 都市計画道路上における PC 下路桁工法

## A Construction Method of PC Through Bridge Over a City Planning Road

杉本 和也\*                      森田 誠\*  
 Kazuya Sugimoto              Makoto Morita  
 栗原 正英\*                      中村 勉\*  
 Masahide Kurihara              Tsutomu Nakamura

### 要 約

本工事は、横浜市港北ニュータウン内横浜環状鉄道の新設路線工事であり、高架部において都市計画道路と交差する道路上にポストテンション工法による PC 下路桁橋を含んでいる。工事の施工に際し、都市計画道路の通行を確保するとともに、PC 下路桁橋の構造の特殊性により、コンクリート打設に伴う基礎部の沈下、プレストレス導入による桁の変形、コンクリートの打設方法、ジャッキダウン工法といった技術的検討課題に加えて、定着部のコンクリートの美観対策が求められた。

本報告は、施工実績の少ない PC 下路桁の架設に伴う上述の課題への対応と、その結果について報告するものである。

### 目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 概要
- § 3. PC 下路桁橋の施工計画
- § 4. 基礎地盤の照査
- § 5. 上げ越し量と主桁の変形
- § 6. コンクリート打設
- § 7. ジャッキダウン工法
- § 8. 定着部の美観対策
- § 9. まとめ

### § 1. はじめに

横浜市の総合計画「ゆめはま 2010 プラン」の一環として、交通利便性の確保を図るとともに、首都圏の業務核都市の形成と市内のバランスある発展を支えるため、放射環状型の鉄道ネットワークの形成を目指して横浜環状鉄道整備計画が策定された。本工区は、(仮称)葛が谷駅から(仮称)川和町駅間のランニング部(全長=694.1m)を主に高架および開削工法にて施工するものである。当工区には路線内に2箇所の道路があり、高架部においては都市計画道路を横断する PC 下路桁橋が含まれる(写真-1 参照)。



写真-1 PC 下路桁全景

### § 2. 概 要

#### 2-1 工事概要

工事件名：高速鉄道4号線富士見が丘工区土木工事	
発注者：横浜市交通局	
工事場所：神奈川県横浜市都筑区高山～富士見が丘	
工期：平成13年3月14日～平成16年3月13日	
工事数量：ソイルセメント壁工 (TRD 工法)	14,900m <sup>2</sup>
鋼矢板打工	6,300m
パイプルーフ工 (NATM 工法)	22m
路面覆工	4,200m <sup>2</sup>
掘削工	53,400m <sup>3</sup>
土留支保工	1,600t
躯体コンクリート工	11,300m <sup>3</sup>
PC 下路桁工	50m

\*横浜(支)地下鉄富士見が丘(出)

§ 3. PC 下路桁橋の施工計画

高架部における（都）横浜上麻生線との交差点に架設したポストテンション工法による PC 下路桁は、場所打ちコンクリートであり、主方向・横方向とも PC 構造で 124 本の主ケーブルで構成されている。橋梁の諸元は、桁長 49.92m、スパン長 48.5m、全幅 11.0m、桁高 4.5 m、総重量 1,540t である（表-1、図-1 参照）。

3-1 地質概要

本工事の基礎部直下の地質は、地上部より層厚約 10 m の後・中期更新世の新規ローム（N 値 2~31）と、それ以深に続く前期更新世の上総層部の泥岩（N 値 43~50 以上）および細砂（N 値 3~50 以上）で構成される。また、地表部には埋設管があり、埋戻し土が存在する。

3-2 周辺地域の環境

PC 下路桁の架設を行う（都）横浜上麻生線は、20,000 台/日の交通量がある片側 2 車線・幅員 41m の道路である。また、周辺にはマンション等の居住地域および店舗等が存在する。道路規制時間帯は、9:00~17:00 であり、ジャッキダウン時のみ 21:00~6:00 とした。（写真-2 参照）

3-3 施工フロー

現況測量（横浜上麻生線）	
支保工計画図の作成	
作業帯設置	
支柱基礎コンクリート工	
支保工および鋼製桁の組立（橋台側より組立）	道路切廻しによる作業帯の設置を行う
型枠・鉄筋・PC シース等設置	
コンクリート打設	
コンクリート養生	
型枠および外部足場解体	
PC 緊張	
PC グラウト注入	
支保工および鋼製桁の解体（中央より解体）	道路切廻しによる作業帯の設置を行う
支保工盛替（ジャッキダウン用）	
ジャッキダウン	
ジャッキダウン用支保工解体	

表-1 PC 下路桁施工数量

項目	種別	単位	数量	摘要
コンクリート	f <sub>ck</sub> = 40N/mm <sup>2</sup>	主桁	m <sup>3</sup>	617.14
型枠	合板型枠	底版	m <sup>2</sup>	548
		側枠	m <sup>2</sup>	884
		妻枠	m <sup>2</sup>	33.8
		合計	m <sup>2</sup>	1465.8
鉄筋	SD345	D10~D13	kg	22933.53
		D16~D25	kg	20689.3
		合計	kg	43622.83
PC 鋼材	12T 15.2mm (SWPR7B)	kg	2584.72	主ケーブル
	12V 12.7mm (SWPR7B)	kg	8481.36	横縮ケーブル
シース	φ82	m	76	縦縮用：φ80 使用
	φ75	m	1810.23	縦縮用：φ80 使用
	φ65	m	798.6	横縮用：φ75 使用
定着具	12T15M319	組	76	縦縮用
	12V13 緊張用	組	86	横縮用
	12V13 固定用	組	86	横縮用
支承	1100×700×70	個	4	JIS K6386
ストッパー	STKR 490, JIS K 6386	個	6	256.9kg/個
足場工	枠組支保工 φ48.6mm	掛 m <sup>2</sup>	400	内壁・妻部用
支保工	STK540 φ49.6mm・承認第1号	空 m <sup>3</sup>	300	外壁地覆
	STK540 φ114.3mm・承認第15号	基	5基	中央側
	鋼材式支保工	基	2基	橋台側

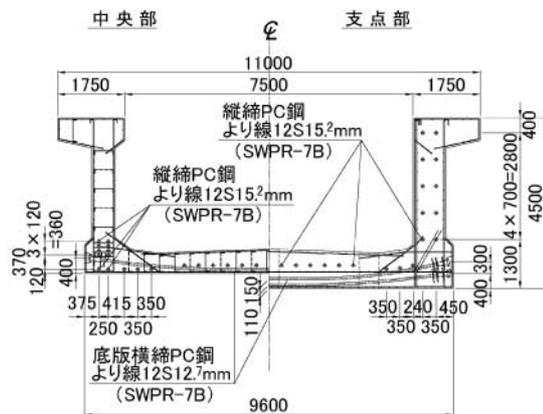


図-1 PC 下路桁断面図



写真-2 周辺環境

3-4 支保工形式

PC 下路桁橋の支保工形式は、直接基礎による支柱式支保工とし、片側 2 車線の車道を確保するため、最大スパン長を 10m とした。支柱式支保工は、φ114.3 の支柱と H 形鋼 (H-600×300) を支保梁として採用し、車道の空頭制限を 4.5m とした (図-2, 写真-3 参照)。

§ 4. 基礎地盤の照査

PC 下路桁仮受け部の施工基盤は次の 3 つに分類される。

4-1 橋台フーチング上

橋台部支保工にはジャッキダウン時に 7600kN の荷重が作用する。支保工は橋台フーチング部で受けており、最終据え付け時の支承位置とは異なる。よって、ジャッキダウン時における橋台場所打ち杭の支持力とフーチングの構造の照査を行い、許容値内であることを確認した。

4-2 仮舗装部

仮舗装により施工基盤上部は安定しているが、支保工荷重は路床部となるローム層にて支持されるため、基礎部全箇所の地質を確認する必要がある。よって、基礎部の舗装を撤去し、乱されていないローム層であることの確認と平板載荷試験を行った。

基礎版は、試験結果をもとに地盤バネで支持された弾性床の梁として設計し、スターラップ D16@150、主筋 D19@150、配力筋 D16@150 で構成されるコンクリート基礎 (最小厚 300mm) とした。また、基礎幅は道路の制約上から 2.2m (支保工幅 1.2m+1.0m) とした。

4-3 地下埋設物の存在する歩道部

歩道部には、支保工荷重影響範囲にガス (φ100)・汚水管 (φ400)・水道管 (φ600・φ900) が、1.2m~2.4m と比較的浅い深度に埋設されている。コンクリート打設時の上載荷重増加による埋設物の破損および埋戻し土の沈下による不等沈下が懸念されたため、FEM 解析により基礎下端における沈下量、埋設管への影響、地層別沈下量の解析を行った。その結果、基礎下端の沈下量は最大 40.1mm、また最も心配された水道管 (φ600) のつぶれが 2.5mm という解析結果が得られた。

この解析結果を検証するため、試験用基礎版を設置して、本施工時と同等の荷重 (294kN/3m<sup>2</sup>) を載荷する試験 (写真-4) を実施し、埋設管の変状と基礎の沈下量を調査した。試験では、埋戻し土を深さ 1.0m の範囲で砕石に置き換え、基礎版は仮舗装部と同様の構造とした。

試験の結果、水道管のつぶれは 0.97mm、基礎の沈下は 2.27mm となった。この値をコンクリート打設後の実測値 (水道管の変位 1mm、基礎の変位 2mm) と比較すると、載荷試験が有効であったことがわかる。

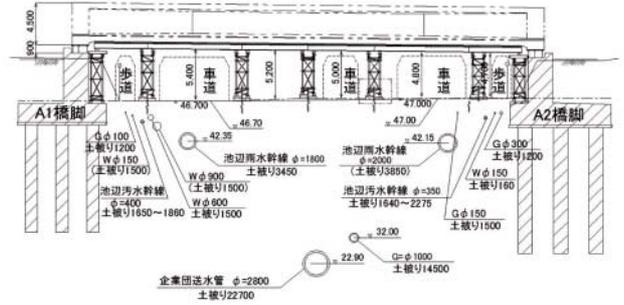


図-2 PC 下路桁支保工図



写真-3 支保工架設状況



写真-4 載荷試験実施状況

§ 5. 上げ越し量と主桁の変形

当現場で施工した PC 下路桁橋は 48.5m の支間長を間隔の異なる 7 基の支保工で受持つため、コンクリート打設時に支保工の沈下、架設桁のたわみが発生する。また、プレストレスによる反りや短縮、死荷重・活荷重・クリープ・乾燥・温度などさまざまな条件による変形が発生し、竣工時における出来形の確保が懸念された。そのため、事前にこれらの変位を予測し、上げ越し量およ

び桁長の設定を行った (表-2 参照)。竣工後の電車走行時までに必要な上越し量は +60.2mm となったが、竣工引渡し時の出来形を基準高規格値内に収めるために、同規模工事の過去の実績に基づく調整量を加え、最終上越し量を +50mm とした。

また、桁長に関しては、プレストレッシング、自重によるたわみ、クリープ等の諸条件による伸縮量 (表-3 参照) を考慮して、可動側で 30mm、固定側で 10mm 桁長を伸ばすこととし、コンクリート打設時の桁長を設定した。

図-3 に、コンクリート打設前後、プレストレス導入前後の橋面の変位量の変化を示す。

コンクリート打設時には、設定量とほぼ等しい橋面の沈下が見られたが、プレストレス導入時には計画値よりも 10mm 上方への反りが生じている結果となっている。

ジャッキダウン完了後の累積変位を考慮した橋面の基準高を図-4 に示す。図-4 からわかるように、実測高は計画高に近い値を示すところもあるが、前述したプレストレス導入時の桁のたわみが計画値よりも小さかったため、支間中央付近では実測高は計画高よりも高い値を示している。

しかし、この基準高の相違は、今後のクリープによるたわみの進行と列車走行時の活荷重と衝撃荷重が作用した場合、設計規格値に近づくものである。

今回の上越し量について見直してみると、基礎地盤を含めた支保工の沈下の評価は妥当なものであったが、プレストレス導入による変形並びに自重による変形に関しては、計画値について吟味する余地があったと言える。その検討項目としては、単位体積重量、コンクリートのヤング係数等が考えられる。あわせて、クリープ係数についても今後の変形をもとに設計値の妥当性を検証し、今後の類似工事における有益なデータを得たいと考えている。

§ 6. コンクリートの打設

6-1 コンクリートの充填性

PC 下路桁にはシースが密に配置されているほか、主構造である桁部には 100・200mm 間隔で、D19~22 の鉄筋が配置されることから、コンクリートの充填性が懸念された。

設計配合は 40-8-20H であり、スランプ 8cm では充填性が確保されないと判断し、表-4 に示すような配合の変更検討を行った。施工性・経済性の両面から総合評価し、タイプ②の流動化剤の添加によるワーカビリティの向上策を選定した。

流動化剤の添加方法には現場添加と工場添加があるが、当工事では近隣住民への騒音の配慮、練り上がりの均一性を考慮した結果、工場添加を採用した。

目標スランプは打設時 12cm を確保できるように練り

表-2 橋面上げ越し量一覧表 (mm)

時 期	要 素	A1 橋台 (可動側)	A2 橋台 (固定側)	累 計
コンクリート打設から据え付けまで	① プレストレッシング	-5.2	-5.2	-10.4
	② 直後のプレストレス	-10.0	-10.0	-20.0
	③ 主桁の自重	+10.7	+10.7	+21.4
	⑦ 乾燥収縮	-4.9	-4.9	-9.8
ストッパー取付け前	⑥ コンクリートのクリープ (50%)	-5.9	-5.9	-11.8
竣工まで	⑥ コンクリートのクリープ (20%)	-4.7	固定されているので変化無し	-4.7
通 年	乾燥収縮	*1-14.5	〃	-14.5
	版上死荷重	+5.0	〃	+5.0
	コンクリートのクリープ (30%)	-7.1	〃	-7.1
合 計		-36.6	-15.3	-51.9

\*1 乾燥収縮量算出値は 15℃ を基準としている。コンクリート打設時期は 6 月末であり、平均気温は 25℃ と推定されることから、収縮最大値は -14.5mm とした。

表-3 桁長の伸縮量一覧表 (mm)

時 期	要 素	上越し量	累 計
コンクリート打設から竣工まで	① コンクリート打設による沈下	+6.0	+6.0
	② プレストレス導入直後のたわみ	-31.6	-25.6
	③ 主桁自重のたわみ	+28.9	+3.3
	④ コンクリートのクリープ (設計値の 70%)	+20.0	+23.3
竣工後から供用開始まで	⑤ 版上死荷重	+9.0	+32.3
	⑥ コンクリートの最終クリープ (竣工~無限大)	+8.6	+40.9
電車走行時	⑦ 電車荷重, 衝撃荷重	+19.6	+60.2
	基準高規格値に基づく調整量	-10.2	+50.0

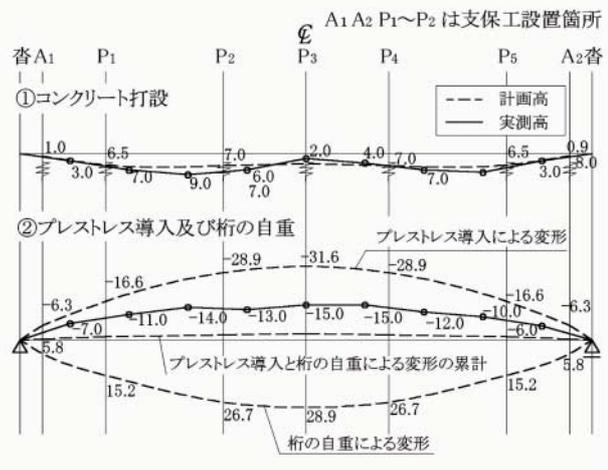


図-3 橋面相対変位図

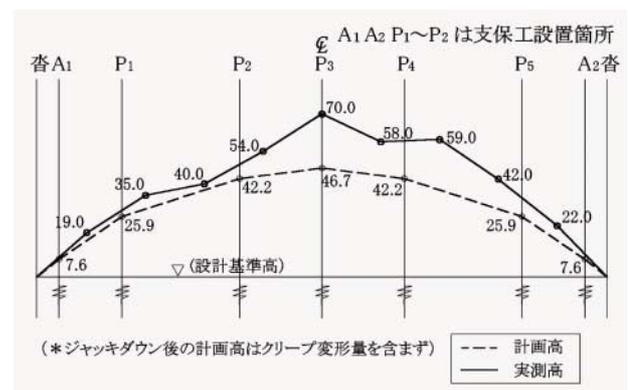


図-4 橋面基準高

混ぜ直後を 13cm で設定した。ただし、工場添加の問題点として、練混ぜから打込みまでの間にスランブの回復が懸念されるので、生コン車を用いた実車テストを実施した。その結果、スランブ回復量は 60 分経過時においても 2cm であり、実施工においても十分ワーカビリティを確保できることを確認した。

表-4 コンクリート配合変更比較 (計画時)

	原設計	タイプ①	タイプ②	タイプ③
配合	40-8-20H	40-12-20H	40-8-20H	40-8-20H
変更箇所	-	配合変更によりスランブを 12cm にする	流動化剤の添加 (目標スランブを 12cm)	高性能 AE 減水剤の使用 (目標スランブ 12cm)
特徴	・ワーカビリティ不足による未充填箇所の発生	・セメント量の増加により、乾燥収縮や温度ひび割れが発生しやすい	・ワーカビリティの向上により、鉄筋やシース周りへの充填性を向上させる	・ワーカビリティの向上により、鉄筋やシース周りへの充填性を向上させる
	・打継ぎ箇所におけるコールドジョイントの発生	・配合が標準仕様と異なる	・ポンパビリティの向上により、閉塞を減少させる	・ポンパビリティの向上により、閉塞を減少させる
	・ポンパビリティが低下し、閉塞しやすい	・セメント量が増加するので、割高である	・現場にて添加するので、現地到着スランブに対応した調整が可能	・工場にて添加するので、運搬および待機中のスランブロスが考えられる
総合評価	×	△	○	△



写真-5 コンクリートの打設方法

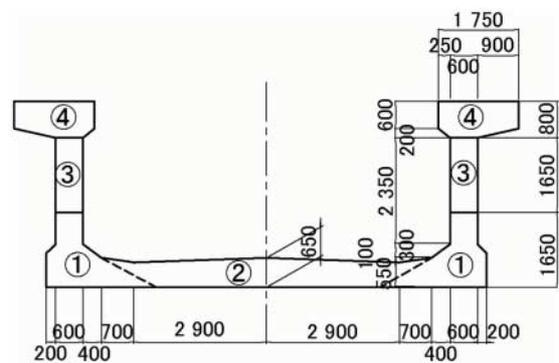


図-5 コンクリート打設順序図

### 6-2 コンクリートの打設方法

打設時期が 6 月末であり、早強セメントを使用するためコンクリートの硬化速度が速いので、コールドジョイントを防ぐための打設方法を検討した。また、床版、桁部を同時に打設するため、桁下の吹上りを防止した打設計画が必要であった。

コールドジョイントへの対策として、コンクリートポンプ車を各桁に各々 1 台、底版に 1 台配置することにより打設能力に余裕をもたせ、打継ぎ部の打設間隔をコントロールした (写真-5 参照)。

コンクリート打設量の実績は、主桁部では 30~50m<sup>3</sup>/h、床版部では 23m<sup>3</sup>/h であった。また、打継ぎ部の打設間隔は平均 60 分であり、ほぼ計画通りであった。

打設リフト割は、図-5 に示すように計画し、コンクリートの充填性に懸念のあった桁下部をハンチ部の吹き上がり部と共に先行し、コンクリートの落ち着きを待ちながら、底版、桁 2 層目、桁 3 層目の順に打設した。ハンチ部の吹き上がり部には押え型枠の検討も行ったが、今回の打設ピッチ、スランブ特性では押え型枠は特に必要としなかった。

### § 7. ジャッキダウン工法

プレストレス導入後の PC 下路桁は油圧ジャッキを使



写真-6 油圧ジャッキ配置状況

用して、900mm 下ろさせた。下ろし用油圧ジャッキは設計反力 (1,519kN) の 1.5 倍を基準として選定し、2,914 kN (300t) の油圧ジャッキを 8 基使用した (写真-6 参照)。下ろし時は油圧ジャッキのストロークを考慮して、1 サイクルの下ろし量を 200mm とし、サンドル抜き時の落橋に対するリスクを軽減するために、サンドル材は交互に抜き下ろさせた。

また、下路桁全体に 1.02% の勾配がついていることと、斜角形状に対する支点反力に 1.04 の比が生じるこ

とから、打下時の構造中心と橋台目地遊間の変位が懸念された。このため、各サイクル毎に変位量の測定を行い、変位量が許容値を超える場合には水平移動ジャッキにて微調整する計画とした。

打下は自動制御システムにより集中制御し、常に桁下4箇所を設置した油圧ジャッキで桁の荷重を受け、桁のバランスを保つようにした。その際に、油圧ジャッキにかかる水平力によりジャッキのラムとサンドル材の接点およびサンドル材と支保工架台の接点で若干のすべりを生じ、**図-6**に示すように12mmの時計回りの回転変位を生じた。この変位は、PC下路桁が斜角形状を持つため、四箇所の支点反力が異なることに起因すると考えられるが、未検証である。

今回の施工においては、この変位が生じたことに課題が残るが、構造的には規格値を満たすことができたため、変位修正用の水平移動装置を使用することはなかった。この水平移動装置は、各油圧ジャッキに水平移動装置を据え付けての1方向ずつの修正となるため、回転した変位を修正するには、多大な時間を要したと思われる。

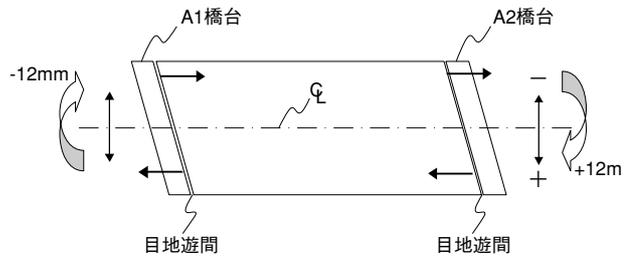


図-6 下路桁変位図



写真-7 定着部仕上げ前

§ 8. 定着部の美観対策

ポストテンション方式の定着部は、グラウト注入後に無収縮モルタルによって充填するが、箱型の充填跡は美観面で課題であった（**写真-7**参照）。そこで、その対策として変性高分子シリカ塗料“YNコンクリートコート”によるコーティング処理を行った。

この塗料は、透湿性・撥水性・耐久性・耐アルカリ性に優れ、外観性においてもコンクリートと同質の無機質感があり、本体同様の美観を保つことが出来るものである。また、最終仕上げとして浸透性吸水防止材“アクアシール 200S”を塗布した（**写真-8, 9**参照）。



写真-8 定着部仕上げ後

§ 9. まとめ

工事着手から完成まで、約6ヶ月の道路上での作業となったが、公衆災害や周辺住民からの苦情もなく無事に施工を終えることができた。また、支間長が約50mと鉄道PC単純下路桁としては国内最長規模の工事实績を得ることができた。

課題としては、プレストレスング後の橋面出来形に、想定値と異なる変位が生じ、上向き方向のたわみが残留したことである。各ステップの挙動が同時に働いたことによる差異と考えられるが、今後、実績データを蓄積して、差異を軽減していく必要がある。

本工事の計画および施工にあたっては、土木設計部をはじめ、社内で施工実績をもつ有識者の方々に参画して頂いた。多くのご示唆、ご教示を頂いた関係各位に深く感謝の意を表します。



写真-9 定着部仕上げ後全景