

二主版桁形式のP R C斜材付π型ラーメン橋の設計報告

J H 中国支社構造技術課

庄司 宏臣

ピーシー橋梁(株)

中原 満

同上

正会員

廣井 幸夫

同上

正会員

○ 仲住 明展

1. はじめに

本橋は、中国横断自動車道（尾道松江線）上に架かる二主版桁形式のP R C斜材付π型ラーメン橋（以後斜π橋）である。従来の斜π橋は主に中空床版形式を採用していたが、主版内の点検や補修方法等に問題があることから、これに変わる形式として二主版桁形式を採用した。また、本橋では構造物の耐久性向上を目的としてケーブルに湿気硬化型プレグラウト鋼材を使用するが、主ケーブルへの使用が増加する中、緊張までの設置期間の長い斜材鋼材に適用された事例は少ない。従って、実施工に先立ち、ケーブルが緊張まで長期に設置されることになり、かつマスコンクリートとなる橋脚部及び主桁と斜材の接合部の温度応力解析を行い、プレグラウト鋼材の硬化に対する検討を行った。

本稿では、二主版桁形式のP R C斜材付π型ラーメン橋へのプレグラウト鋼材の適用性についての確認及び構造検討について報告する。

2. 橋梁概要

橋 種：プレストレストコンクリート道路橋

構造形式：P R C斜材付π型ラーメン橋

橋 長：54.400m

支 間 長：11.300m+32.400m+10.700m

有効幅員：4.000m

活 荷 重：A活荷重

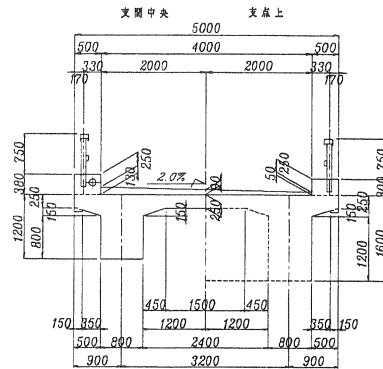


図-1 断面図

図-1,2 に全体一般図を示す。

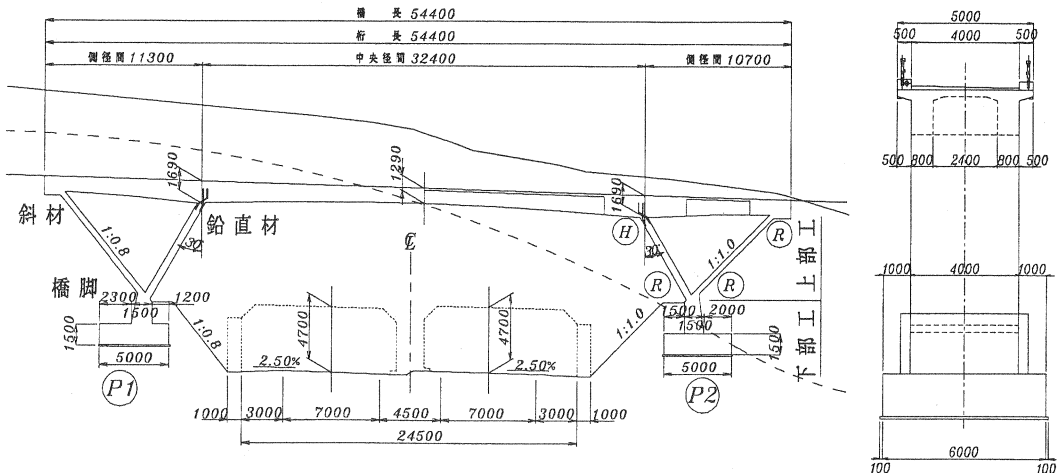


図-2 全体一般図

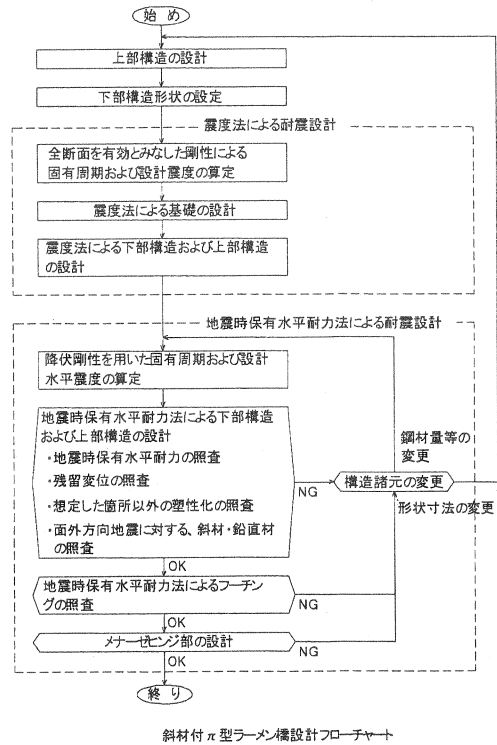
3.各部材寸法の決定経緯

(1) 設計方針

本橋のような斜π橋は橋脚高さが低く剛性が高いため、橋脚で多くのエネルギー吸収を期待しにくい構造形式である。そのため、橋脚が終局状態に達したときの上部工発生断面力が大きく、上部工が耐力不足となることが考えられる。そこで最も地震時のエネルギー吸収を効果的に行えるよう、じん性の高い橋脚の部材寸法を決定する必要がある。また、二主桁形状としたことから主桁のみでは配置できる鉄筋本数が少ないため、ラーメン橋特有の地震動により中間支点付近に発生する下縁引張の曲げモーメントに対して補強できるように、横桁厚（橋軸方向）を大きくする必要がある。

このことを踏まえ本橋においては、非線形静的解析により部材寸法を決定した。なお斜π橋においては斜材・鉛直材を上部工とみなすため直角方向地震時に降伏させないようにした。軸方向地震時には斜材・鉛直材の付け根が塑性ヒンジ化してもトラス構造として構造系が成立するため、必要な軸力を伝達できることを照査し、さらに不足分については斜材鋼材で補うこととした。

図-3に設計フローを記す。



斜材付π型ラーメン橋設計フローチャート

図-3 設計フロー

(2) 解析モデル

本橋は図-4に示す全体系モデルにて解析を行った。斜π橋において地震時に塑性化が生じる箇所としては、橋脚基部、斜材及び鉛直材の基部が考えられる。斜材・鉛直材が塑性ヒンジ化してもトラス構造として構造系が成立し、荷重伝達が軸力に移りし塑性ヒンジでのエネルギー吸収が十分に期待できないことが考えられるため、確実にエネルギー吸収が図れるように橋脚基部に主たる塑性ヒンジを設けた。また斜材は法面と接しており土圧の影響があり得るが、本橋においては斜材背面の土で斜材を支持しない構造とした。これは地震時保有水平耐力法で想定するような大きな地震動を受けた場合の土圧の評価法が確立されておらず、また構造物が正負交番の非線形振動をするようになると、構造物はその周囲の土や水と一体となり振動しにくくなる。これらの作用が構造物に対し、常に荷重側としてではなく抵抗側としても働くことが考えられたからである。

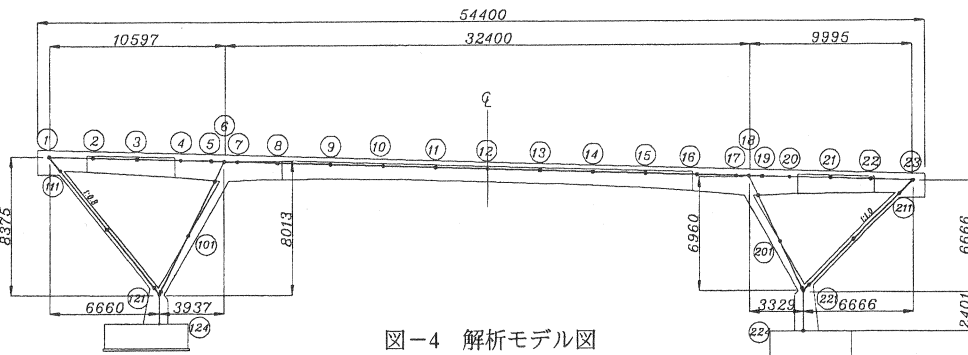


図-4 解析モデル図

(3) 検討結果

本構造を成立させるために表-1に示す5ケースの検討を行った。構造が成立した Case5 までの経緯を以下に記し、表-2、3、4、5に各ケースの照査結果を記す。

	橋脚				斜材・鉛直材		横桁長(m)
	幅(m)	軸筋	帯鉄筋	中間帯鉄筋	軸筋	幅(m)	
Case1	3.000	D22-52本	D32ctc150	D32-6本	D19-60本	3.000	1.500
Case2	5.000	D19-78本	D32ctc150	D32-11本	D19-60本	3.000	1.500
Case3	5.000	D19-78本	D32ctc150	D32-11本	D32-60本	3.000	1.500
Case4	4.000	D19-48本	D22ctc150	D22-9本	D16-60本	4.000	1.500
Case5	4.000	D19-48本	D22ctc150	D22-9本	D16-60本	4.000	6.500

表-1 検討ケース

橋脚の部材寸法を決定するにあたり、まず橋脚幅が3.0m、5.0mの2ケースを考え、じん性を高めることから帯鉄筋をD32とした。しかし、この Case1 では残留変位が許容値を満足せず、Case2 では斜材・鉛直材が直角方向地震に対して降伏する。これに対応すべく Case2 の斜材・鉛直材の軸方向筋をD19→D32にランクアップさせた結果が Case3 である。ここで下部工、斜材、鉛直材の耐力を満足する結果が得られたため、主桁の安全性についての検討を行った。中間支点上に着目した場合、下縁引張側の終局時発生モーメントが $Mu=33000kN$ に対し、主桁に想定される最大鉄筋量 D32-12 本×2 段(24 本)の配筋をした場合の初降伏モーメントは $My0=13000kN$ であり耐力不足の結果となった。

そこで、橋脚の剛性を弱めることで、橋脚基部の終局変位およびそれに対応する水平震度を小さくし、主桁の終局時発生モーメントを低減させるようにした。そのため、橋脚幅を4.0m、軸筋・帯鉄筋・中間帯鉄筋をそれぞれ小さくし、それに合わせて斜材・鉛直材幅を4.0mとした Case4 にて検討を行った。図-5に Case4 の橋脚・斜材・鉛直材の部材寸法および配置鉄筋を示す。

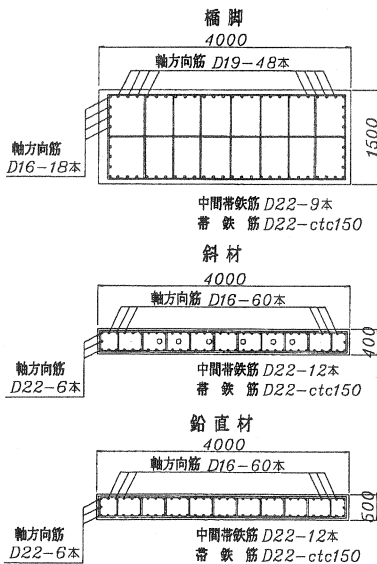


図-5 部材寸法および配置鉄筋

破壊形態の判定		軸方向地震		直角方向地震		判定
		曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	
Case1	橋脚	曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	O. K
	斜材	曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	
	鉛直材	曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	
Case2	橋脚	曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	O. K
	斜材	曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	
	鉛直材	曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	
Case3	橋脚	曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	O. K
	斜材	曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	
	鉛直材	曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	
Case4	橋脚	曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	O. K
	斜材	曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	
	鉛直材	曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	
Case5	橋脚	曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	O. K
	斜材	曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	
	鉛直材	曲げ破壊	先行型	曲げ破壊	先行型	

表-2 破壊形態の照査

	軸方向地震		直角方向地震		判定
	Khy	Khe	Pa(kN)	KheW(kN)	
Case1	0.868	0.860	1565.2	1416.2	O. K
Case2	0.988	0.750	2654.4	1785.2	O. K
Case3	0.975	0.750	2620.2	1760.3	O. K
Case4	0.904	0.810	1820.7	1207.1	O. K
Case5	0.929	0.810	1840.3	1246.1	O. K

表-3 保有水平耐力の照査

	軸方向地震		直角方向地震		判定
	$\delta R(mm)$	$\delta Ra(mm)$	$\delta R(mm)$	$\delta Ra(mm)$	
Case1	0.044	0.090	0.184	0.090	OUT
Case2	0.034	0.090	0.088	0.100	O. K
Case3	0.035	0.090	0.089	0.100	O. K
Case4	0.052	0.089	0.075	0.099	O. K
Case5	0.050	0.089	0.079	0.099	O. K

表-4 残留変位の照査

	位置	橋脚終局時の曲げモーメント		判定
		M(kN·m)	初降伏モーメント My0(kN·m)	
Case1	鉛直材基部	7482.1	8886.2	O. K
	斜材基部	5690.2	9652.6	O. K
Case2	鉛直材基部	14117.6	8886.2	OUT
	斜材基部	10735.4	9652.6	OUT
Case3	鉛直材基部	14091.9	14528.9	O. K
	斜材基部	10716.5	10734.8	O. K
Case4	鉛直材基部	9689.1	10826.6	O. K
	斜材基部	6634.6	12040.5	O. K
Case5	鉛直材基部	9802.7	11031.2	O. K
	斜材基部	6713.3	12041.0	O. K

表-5 斜材の照査

図-6 に Case4 での主桁の照査結果を示す。通常のラーメン橋と異なり鉛直材の面内剛性が弱いことから中間支点上付近の下縁引張側の曲げモーメントは、0.25L 付近までが卓越した値 (図-6) となっており、主桁内に配置可能な鉄筋本数 D32-12 本×2 段(24 本)では主桁耐力が不足する。そのため、横桁内に鉄筋を配置し対応することとした。Case5 は Case4 の横桁厚を 6.5m としたケースで、その結果を図-7 に示す。横桁厚を 1.5m→6.5m としたことで横桁内の配置鉄筋を有効な引張鉄筋とみなし、配置鉄筋本数を D32-31 本×2 段=62 本と増やすことができ、Case4 に比べて主桁の耐力向上を図ることができた。

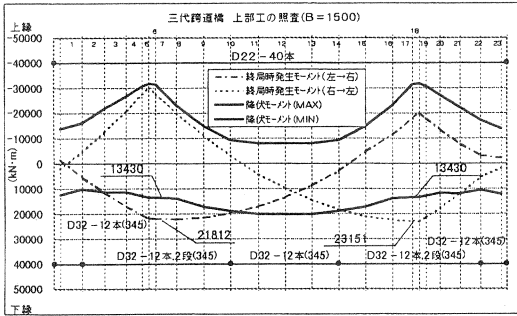


図-6 主桁の照査(Case4)

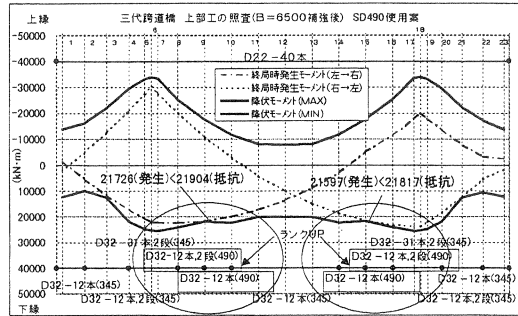


図-7 主桁の照査(Case5)

4. プレグラウト鋼材安全性の検討

(1) 検討概要

本橋の斜材鋼材に湿気硬化型プレグラウト鋼材を使用するにあたり以下の問題が考えられた。

- ① 斜材橋の施工順序は、橋脚部に斜材 P C 鋼材を埋め込み、橋脚→斜材→鉛直材→主桁を打設し、その後斜材鋼材を緊張するため、橋脚内に埋め込まれた P C 鋼材は配線後緊張までに約 60 日を要する。
- ② 橋脚部及び主桁と斜材の接合部がマスコンクリートとなり発熱温度が高くなる。

湿気硬化型プレグラウト鋼材の特徴は高温下での硬化が遅いことであるが、上述したように樹脂製造から緊張まで、日数が長い部位に使用する際には、緊張前に樹脂が硬化してしまい緊張不可能となることが考えられた。従って、温度応力解析によるコンクリート温度の確認および緊張可能な日数の算定を行い、施工工程について検討を行った。コンクリート打設時期については、打設温度の低い冬場施工とした。

(2) 設計条件および解析モデル

温度解析は橋脚内に埋め込んだ斜材鋼材位置、主桁と斜材の結合部で行い、コンクリートの最高温度及びその履歴を算出した。また橋脚 ($\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$) はコンクリートの発熱量の差を考慮し、早強ポルトランドセメント (単位セメント量 405kg/m^3) と普通ポルトランドセメント (単位セメント量 410kg/m^3) の 2 タイプとし、主桁 ($\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$) は早強ポルトランドセメントとした。主桁打設時に斜材は打設から 1 ヶ月半程度経過していることより、フーチング部同様常温状態として扱った。設計条件を表-6 に示す。断熱温度上昇式・圧縮強度・引張強度・弾性係数の式は、コンクリート標準示方書に準じた。コンクリートの断熱温度上昇特性値及び日中平均気温を表-7 に示す。橋脚部、斜材と主桁の付け根部の解析モデルは図-8 に示すようなモデルに置き換えた。解析には「マスコンクリートの温度・応力計算用プログラム」(社) 日本コンクリート工学協会を用いた。

物性の項目	単位	ポルトランドセメント
単位セメント量	Kg/m ³	405 (準強)、410 (普通)
比熱	KJ/kg°C	1.15 × 10 ³ (平均)
熱伝導率	W/m°C	2.7 × 10 ³ (平均)
密度	Kg/mm ³	2.35 × 10 ⁴ (平均)
初期打ち込み温度	°C	30
断熱温度上昇式		$Q(t) = Q_0(1 - e^{-t})$
外気温	°C	25
熱伝導率	W/mm°C	5.0 × 10 ⁴
導率	W/mm°C	0.8 × 10 ⁴
圧縮強度	N/mm ²	$f_c'(t) = \frac{t}{2.9 + 0.97t} \times 36$
引張強度	N/mm ²	$f_t(t) = -0.35\sqrt{f_c'(t)}$
弾性係数	N/mm ²	$E_c = \phi(t) \times 4700 \times \sqrt{f_c'(t)}$
クリープ係数		0.73 (材齢3日まで) 1.00 (材齢5日まで)
ポアソン比		0.167
熱膨張係数	1/°C	10 × 10 ⁻⁴
解析期間	日	4

早強ポルトランドセメント 設計基準強度 36 N/mm²

生コン温度	単位セメント量 405					
	a	b	Q [∞]	g	h	r
10	0.13	15.0	67.65	0.0016	0.478	1.126
15	0.13	13.5	66.15	0.0021	0.564	1.415
20	0.13	12.0	64.65	0.0025	0.650	1.663
30	0.13	10.0	62.65	0.0014	1.720	2.287

普通ポルトランドセメント 設計基準強度 36 N/mm²

生コン温度	単位セメント量 410					
	a	b	Q [∞]	g	h	r
10	0.12	11.0	60.2	0.0015	0.135	0.750
15	0.12	12.0	59.2	0.0027	0.050	1.136
20	0.11	13.0	58.1	0.0038	-0.036	1.622
30	0.11	12.0	57.1	0.0040	0.337	1.977

	9月	10月	11月	12月
平均気温	22	16	10	6
生コン温度	28	24	19	17

表-6

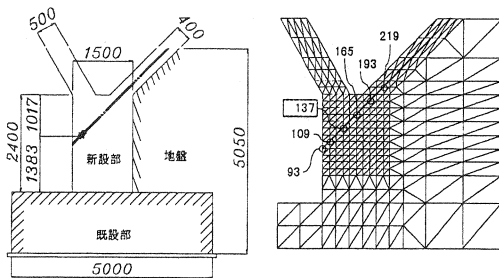


表-7

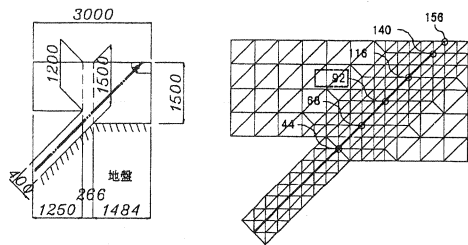


図-8 橋脚部及び主桁と斜材結合部の解析モデル

(3) 解析結果

表-8~10に橋脚および主桁と斜材結合部の温度履歴を示す。

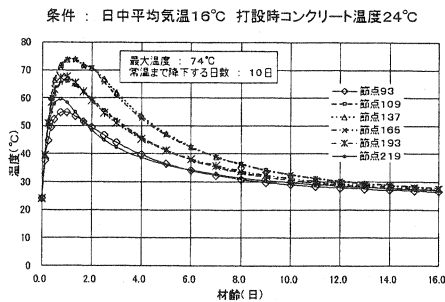


表-8 (橋脚早強コンクリート)

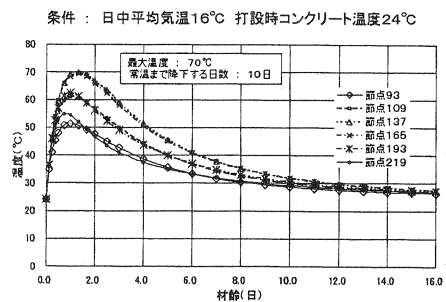


表-9 (橋脚普通コンクリート)

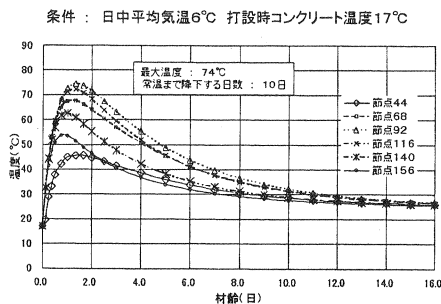


表-10 (主桁早強コンクリート)

温度解析の結果、コンクリートの最高温度は橋脚部・主桁部共に 74℃となった。この結果をもとに緊張可能日数の算出および施工工程の検討を行った。9月・10月の保管期間温度は、緊張に対して十分な安全を考慮し 30℃とし、配線後の温度は直射日光等を考慮し 40℃とした。表-11 に温度履歴とそれに対する粘度を示す。鋼材の緊張可否は樹脂の粘度が 30000Pa・s 以下の場合には可能であると判断した。30000Pa・s に達するのは鋼材製造後 132 日であり、この日数以内に製造～緊張までの作業を終わらせる必要がある。橋脚～主桁の施工までの工程表を図-10 に示す。鋼材は製造から納入まで 31 日を要し、配線、緊張、打設まで 80 日を要するため緊張時期は 111 日後となる。鋼材が緊張できなくなるのは 132 日後であることより 21 日の余裕があり、鋼材が緊張前に硬化するといった問題は回避できると考えた。

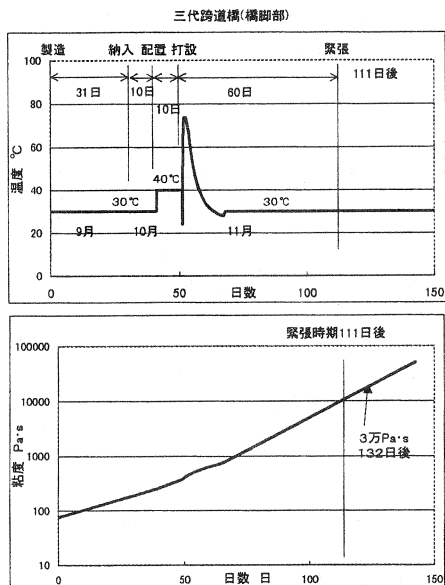


表-11

三代跨道橋工程表

工種	10月			11月			12月		
	10	20	31	10	20	30	10	20	31
脚部									
鉄筋組立									
P C鋼材配置									
型枠組立									
コンクリート打設									
養生									
支保工組立									
鉛直材部									
V型材部									
縦体部									
斜材部									
均し基礎コン									
養生									
鉄筋組立									
P C鋼材配置									
型枠組立									
コンクリート打設									
養生									
鉛直材部									
鉄筋組立									
型枠組立									
コンクリート打設									
養生									
主桁工									
型枠組立									
鉄筋組立									
P C鋼材配置									
鉄筋組立									
コンクリート打設									
養生									
P C鋼材緊張									

図-9

5. おわりに

今後、耐久性に優れたプレグラウト鋼材の使用はますます増加すると思われる。その使用にあたり硬化に対する確認は必要不可欠なものになる。本稿では、温度解析を行いコンクリートの温度履歴を算出し、鋼材の緊張可能日数を算定したが、施工開始の際には温度計測を行い、解析値の検証を行うつもりである。

本稿が今後の同種橋梁の参考となれば幸いである。