

PRC 7 径間連続ラーメン版桁橋の設計・施工

— 首都高速埼玉新都心線 —

末吉 学*1・吉尾 泰輝*2・渡邊 健司*3・田村 多佳志*4

1. はじめに

首都高速埼玉新都心線がさいたま新都心から東へ延伸される区間の終点で、一般道である第二産業道路に接続される箇所に、橋長 155 m の PRC 7 径間連続ラーメン版桁橋を建設した。建設地の周辺一帯は、さいたま市の見沼たんぼとして知られ、都心域の中で自然環境がよく保存されている区域にある。高速道路の建設にあたり、緑地空間を保全するための環境施設帯が道路の両側に整備されるとともに、高架下にはピオトープが全線にわたって整備される計画である。したがって、本橋の建設にあたっては、景観、環境保護に配慮した設計・施工が求められた。

建設地である見沼たんぼ地域は古くは東京湾の入江であったことから、 N 値 0～5 の沖積粘性土層が 20 m 以上堆積する非常に軟弱な地盤である。

また、本橋は将来計画では高速道路本線から第二産業道路へのすりつけが行われるランプ橋となるため、橋面高が地盤から 5 m 程度と低い。平面的にも、本橋の区間内にさいたま見沼入口料金所が設置されるため、第二産業道路へのすりつけと合わせて橋幅（全幅）が 17.60 m～20.29 m～13.95 m～21.16 m と大きく変化する。

以上の建設条件を検討した結果、以下に示す特徴を有し、景観の統一性に優れた橋脚柱構造の PRC 7 径間連続ラーメン版桁橋を採用した。

- ・桁高が小さいため、路面高が低くても桁下空間を確保でき、柱式橋脚と合わせて圧迫感が少ない。
- ・比較的スパン長が大きいため、本線の一般部構造（スパン長約 42 m の連続合成少数版桁橋）との連続性があり、終点部の先詰り感を軽減できる。
- ・料金所設置等による幅員の変化に対し、主桁および橋脚柱の本数を 3 本から 2 本に変化させた立体ラーメン構造として対応できる。
- ・ラーメン構造で橋脚断面力（曲げモーメント）を上下に分散させるため、橋脚断面が小さく圧迫感が軽減できる。
- ・橋脚高さの低いラーメン橋であるが、軟弱地盤上の基礎ばねの考慮および PRC 構造による導入プレストレス量の低減により、コンクリートのクリープ・乾燥収縮、温度変化やプレストレスによる不静定力に対応できる。

以下に本橋の設計・施工について報告する。

2. 橋梁概要

本橋の施工位置を図 - 1 に、全景写真を写真 - 1、主要工事数量を表 - 1、橋梁一般図を図 - 2 に示す。工事概要を以下に示す。

工事名：首都高速埼玉新都心線 OE 36 工区 (2) 高架橋工事

工事箇所：埼玉県さいたま市緑区三浦

工期：平成 15 年 10 月～平成 17 年 7 月

発注者：首都高速道路 (株) 東京建設局

概略設計：協和コンサルタント (株)

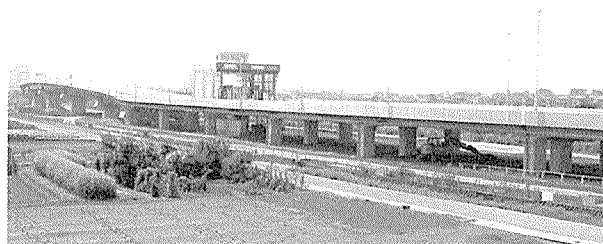


写真 - 1 橋梁全景

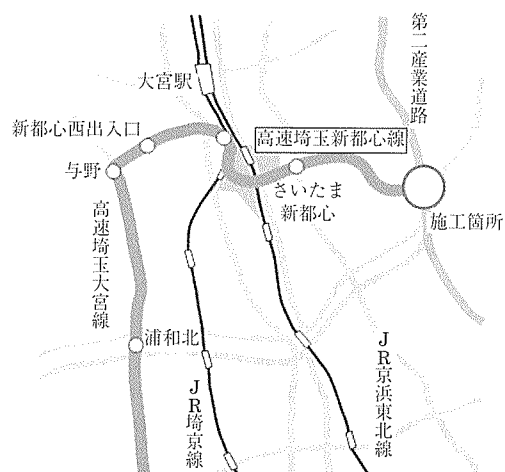


図 - 1 施工位置図

*1 Manabu SUEYOSHI : 首都高速道路 (株) 東京建設局 埼玉工事グループ 総括マネージャー

*2 Hiroki YOSHIO : 首都高速道路 (株) 東京建設局 埼玉工事グループ

*3 Kenji WATANABE : 首都高速道路 (株) 東京建設局 設計第二グループ

*4 Takashi TAMURA : 三井住友建設 (株) 名古屋支店 土木部

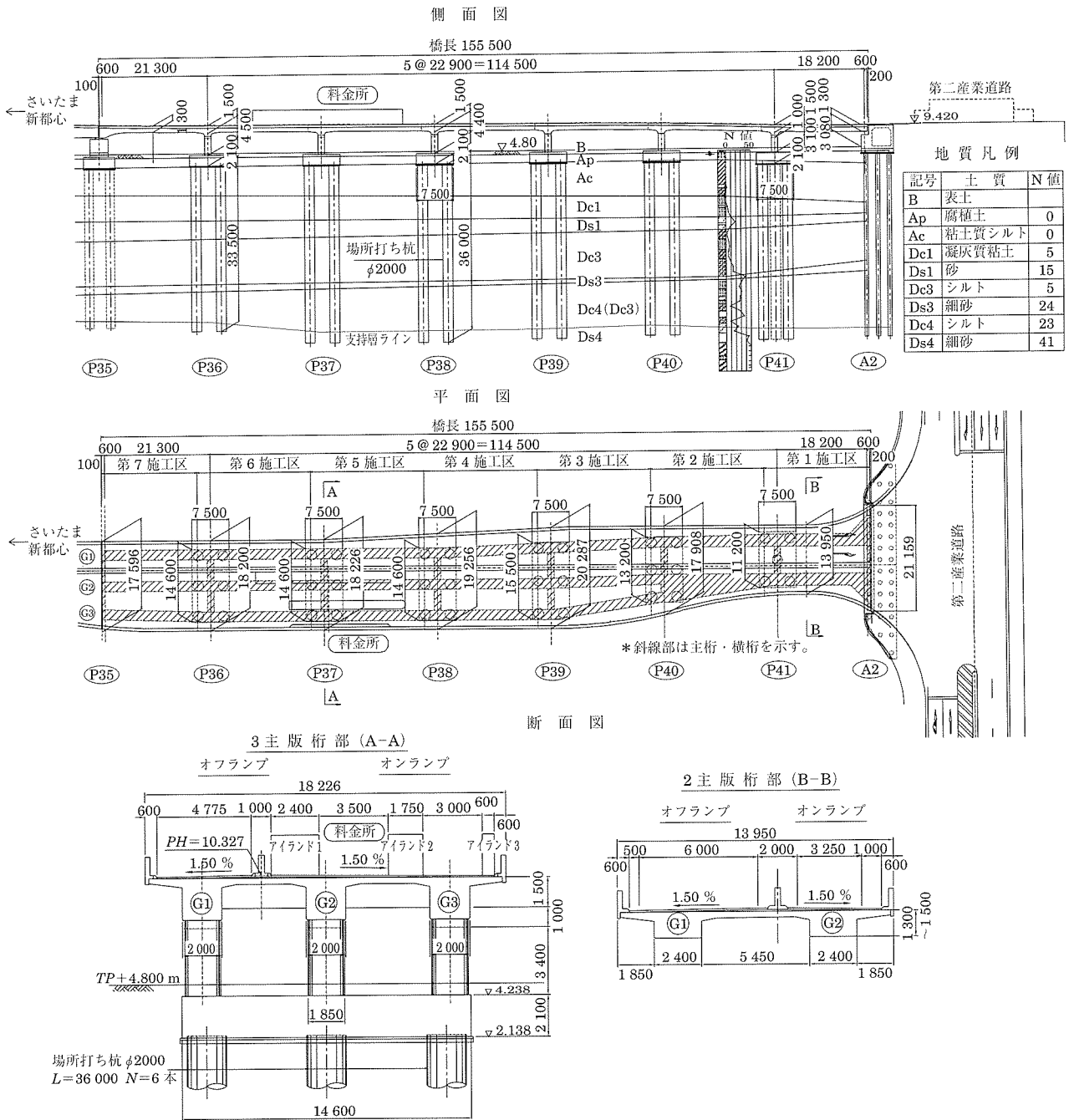


図 - 2 橋梁一般図

実施設計・施工：三井住友建設(株)

道路規格：第2種第1級

構造形式

上部工：PRC7径間連続ラーメン3～2主版桁橋

下部工：3～2本柱橋脚(立体ラーメン)，橋台

基礎：場所打ち杭(橋脚)，PHC杭(橋台)

橋長：155.5 m (支間長 21.3 m + 5 × 22.9 m + 18.2m)

総幅員：21.16 m ~ 13.95 m (有効幅員 18.74 m ~ 11.75 m)

平面線形：R = ∞

縦断勾配：- 0.3 % ~ - 3.0 % ~ 2.0 %

横断勾配：1.5 %

荷重：B活荷重

架設工法：固定式支保工分割架設工法

3. 設計概要

3.1 設計フロー

図 - 3 に主方向の曲げに対する設計フローを示す。本橋は橋脚高さの低いラーメン橋であるため、主桁および橋の中心から遠い外側の橋脚は、コンクリートのクリープ・乾燥収縮、温度変化およびプレストレスによる不静定力の影響が大きく、常時の設計で部材が決定される。このとき、軟弱地盤上へのラーメン構造の適用となるため、各橋脚で

表 - 1 主要工事数量

材料	部材	単位	数量		規格
			数量	備考	
コンクリート	主桁	m ³	2 121	$\sigma_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$	
	高欄	m ³	181	$\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$	
	橋脚柱	m ³	137	$\sigma_{ck} = 27 \text{ N/mm}^2$	
	フーチング, 橋台	m ³	1 988	$\sigma_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$	
型枠	主桁	m ²	3 798		
	高欄	m ²	1 131		
	橋脚, 橋台	m ²	1 834		
鉄筋	主桁	ton	275	SD345	
	高欄	ton	50	SD345	
	橋脚, 橋台	ton	63	SD345	
PC 鋼材	主方向	kg	39 823	SWPR7B 12S12.7 (SEEE 工法)	
	横方向	kg	16 589	SWPR19 1S28.6 (プレグラウト, SM 工法)	
場所打ち杭	橋脚	本	35	$\phi 2 000 \text{ mm}$, $L = 33.5 \text{ m} \sim 36.0 \text{ m}$	
PHC 杭	橋台	本	39	$\phi 800 \text{ mm}$, $L = 38.0 \text{ m}$	

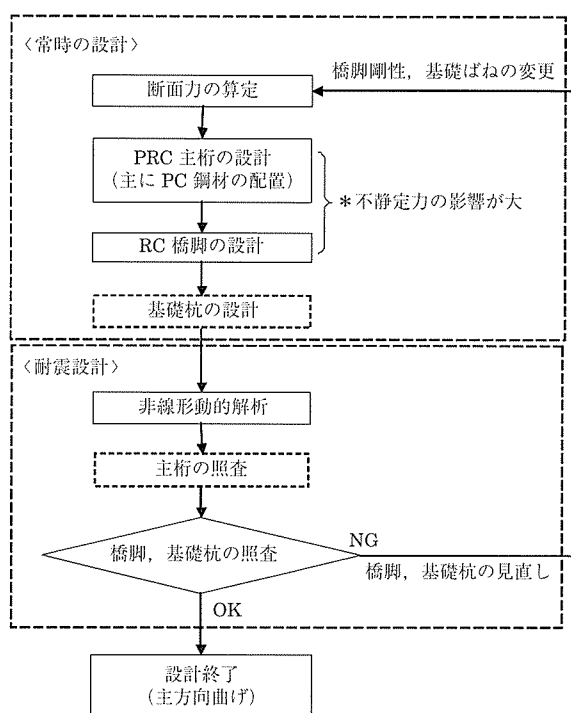


図 - 3 主方向の曲げに対する設計フロー

個々に支点沈下が生じるものとして、不等沈下の影響を考慮している。

一方、橋の中心に近い内側の橋脚および各橋脚の基礎杭は、レベル 2 地震時の照査で部材が決定される。ここで、耐震設計の結果で橋脚、基礎杭の部材が変わると、橋脚剛性、基礎ばねが変化し、その結果で不静定力が変化するため、主桁の設計（主に PC 鋼材の配置）からもう一度やり直さなければならない。なお、幅員が広いこともあって、橋脚、基礎杭は橋軸直角方向には余裕がある。したがって、主方向について不静定力の算定を含めた常時の部材設計と、非線形動的解析による耐震設計を、主桁、橋脚、杭基礎個々の部材の設計が整合するまで繰り返して行って部材を

決定した。

以下に、このようにして決定した主桁および橋脚、基礎の主方向の設計結果の概要を示す。

3.2 主桁の設計結果

(1) 断面力算定モデル

既往の版桁橋の設計事例を参考に、版桁自重、プレストレスおよびクリープ等による常時断面力（モーメント、軸力）は、2次元骨組みモデルにより、架設ステップを考慮して算定した。幅員および主桁数の変化の影響が大きい、橋面荷重、活荷重による各主桁の曲げモーメントおよびねじりモーメントは、図 - 4 に示す立体骨組みモデルにより算定した。2次元骨組みモデルで算定した版桁の断面力は、立体骨組み解析で確認した分配率で、各主桁へ分配した。なお、図 - 4 に示す立体骨組みモデルでは、P 40 の主桁分岐部の横桁部材に大きな断面力が発生するが、後述する FEM 解析結果より、部材の実挙動とは異なる特異な断面力と判断し、設計には考慮しなかった。

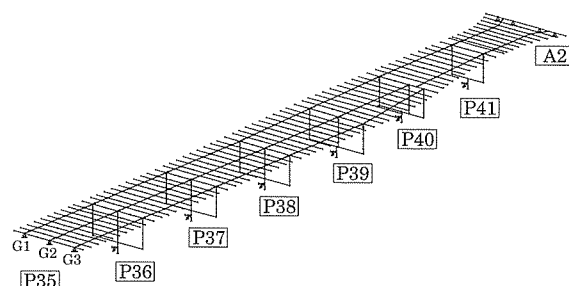


図 - 4 立体骨組みモデル

応力分布性状が複雑になると考えられる、3 主桁から 2 主桁に変化する P 40 付近の主桁分岐部については、ソリッドモデルによる弾性 FEM 解析を行い、問題となるような局所的な応力集中がないこと、発生断面力が部材の設計断面力と大きな違いが無く、設計断面力の算定が妥当であることを確認している。

(2) PRC 構造の設計条件

本橋の鋼材腐食に対する環境条件は一般の環境と考えられるが、首都高速での PRC 構造の実績等を考慮して耐久性を重視し、表 - 2 に示すようにとくに厳しい腐食環境に相当する制限を設定した。

(3) PC 鋼材配置

図 - 5 に、P 40 ~ P 41 径間の G1 桁を例として、常時の曲げモーメント分布と PC 鋼材配置を示す。ラーメン橋で

表 - 2 主桁 PRC 構造の制限値 (主方向)

	施工時	死荷重時	設計荷重時
主桁上縁	方法 B	方法 C	方法 B
主桁下縁	方法 B	方法 B	方法 A

方法 A : ひび割れ幅制御 (本橋での制限値は、 $0.0035 \cdot C$ (C : 鉄筋かぶり) とし、 $0.0035 \times 51 \text{ mm} = 0.178 \text{ mm}$)

方法 B : ひび割れ発生制御 (制限値は、部材高さ (h) を考慮した引張強度⁴⁾ とし、本橋では、支点上 ($h = 1.5 \text{ m}$) 桁上縁 -1.29 N/mm^2 、支間 ($h = 1.3 \text{ m}$) 桁下縁 -1.35 N/mm^2)

方法 C : フルプレストレス (引張応力を生じない)

は、コンクリートの乾燥収縮や温度変化により、各径間で橋の中心に近い側（図の左側）が桁上縁引張り（負の曲げ）、中心から遠い側が下縁引張り（正の曲げ）となる不静定力が働く。本橋は橋脚高さが低いためにその影響が大きく、橋脚柱の左右で常時のモーメントの大きさが異なるため、PC 鋼材の配置高さを橋脚柱の左右で変える必要がある。また、同図に示すように、プレストレス 2 次力の影響が大きいため、PC 鋼材の配置高さを試行錯誤して調整し、制限値を満足するような配置を決定した。

なお、以上のような PC 鋼材の配置上の制約を考慮し、1 径間ずつ分割施工する際の施工目地は、橋脚柱面から 2 m（支間長の約 1/10）の位置に設けている。

(4) 主桁合成応力度

PC 鋼材配置を図 - 5 に例示した P 40 ~ P 41 間の G1 桁の主要断面の設計結果を表 - 3 に、全区間の死荷重時および設計荷重時 Mmin（最小モーメント）の主桁応力度の分布図を図 - 6 に示す。(3) に示したように、各径間において橋の中心から遠い側の橋脚付近（たとえば図 - 5 の断面 C）の死荷重時の桁下縁引張応力度、および中心に近い側の橋脚付近（図 - 5 の断面 A）の設計荷重時 Mmin の桁上

表 - 3 主桁の設計結果 (P 40 ~ P 41 径間)

設計断面		P40 支点 (右) 図 - 5 の断面 A	P40 - P41 支間 図 - 5 の断面 B	P41 支間 (左) 図 - 5 の断面 C	
PC 鋼材本数 (本)		12	10	10	
死荷重時	曲げモーメント (kN・m)	-7 108	6 734	3 043	
	コンクリート応力度 (N/mm ²)	上縁	2.01 ≥ 0	2.97 ≤ 12	4.13 ≤ 12
		下縁	4.26 ≤ 12	1.34 ≥ -1.35	-0.86 ≥ -1.35
設計荷重時	曲げモーメント (kN・m)	-10 851	9 087	5 327	
	コンクリート応力度 (N/mm ²)	上縁	-1.01 ≥ -1.29	4.80 ≤ 12	5.57 ≤ 12
		下縁	8.27 ≤ 12	(-1.72)	(-3.18)
	ひび割れ幅 (mm)	—	0.091 ≤ 0.178	0.171 ≤ 0.178	

縁引張応力度の両者が制限値以内になるように、PC 鋼材の配置を決定している。

(5) 耐震設計 (レベル 2 地震時)

主方向のレベル 2 地震時の耐震設計は、先に示したように収束計算を伴う設計フローの中で非線形動的解析により行った。橋脚の剛性が上部構造に比べて小さく、全橋脚の高さがほぼ等しいラーメン橋であるため、本橋の終局状態は、上部構造が剛体的に水平移動して橋脚のみ塑性化すると考えられる。そこで、解析モデルは、ラーメン橋における橋脚軸力の変動も考慮し、橋脚のみに非線形性を考慮した 2 次元ファイバーモデルを用いた。

非線形動的解析の結果は、橋脚については 3.3 に、上部構造について図 - 7 に示す。解析において上部構造は弾性挙動するものとしているため、非線形動的解析の結果で上部構造が降伏しないように、P 36 および P 41 橋脚付近の主桁下縁の軸方向鉄筋をそれぞれ D 25 から D 29、および D 29 から D 32 にランクアップしている。

(6) 温度ひび割れ補強鉄筋の配置

桁高を抑えた版桁橋では、比較的マッシブな主桁部と薄い床版部とのコンクリート硬化温度の履歴差による内部拘束で、床版部に軸方向の温度引張り応力が発生する。また、打継目付近では旧コンクリートの外部拘束により新コンクリート側に橋軸直角方向の温度引張り応力が発生する。本橋においては、これらの温度引張り応力に対し、類似橋梁における温度応力解析結果を参考に補強鉄筋を配置した。

また、類似構造における経験から内部拘束による表面ひび割れが懸念される柱頭部のサークルハンチ部や横桁の側面についても、ひび割れ用心鉄筋を配置した。

3.3 橋脚、基礎の設計結果

(1) 橋脚の設計結果

橋脚柱の主方向の設計結果を表 - 4 に示す。橋脚主鉄筋の配置は外側の P 36, P 37, P 40, P 41 橋脚が温度荷重時により、内側の P 38, P 39 橋脚が地震時 (レベル 1) で決

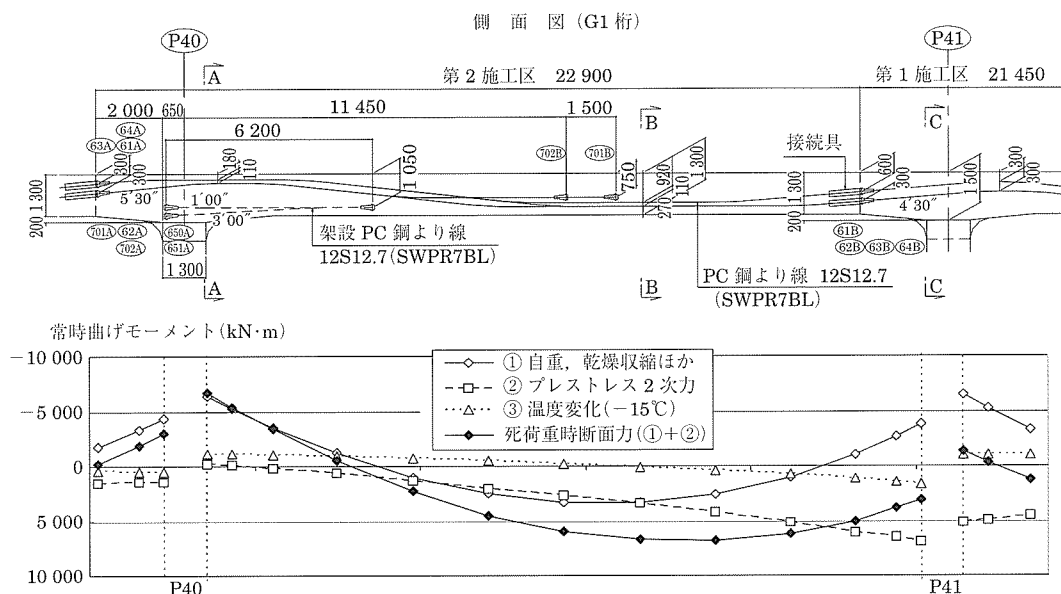


図 - 5 断面力と PC 鋼材配置の例 (P 40 ~ P 41 径間)

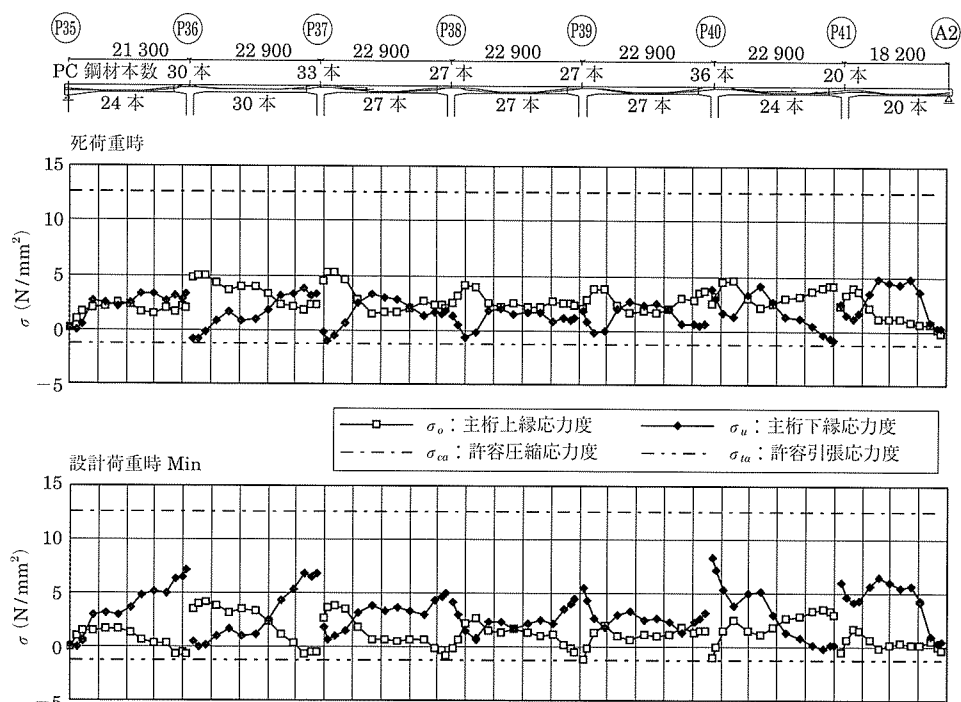


図 - 6 主桁コンクリートの合成曲げ応力度

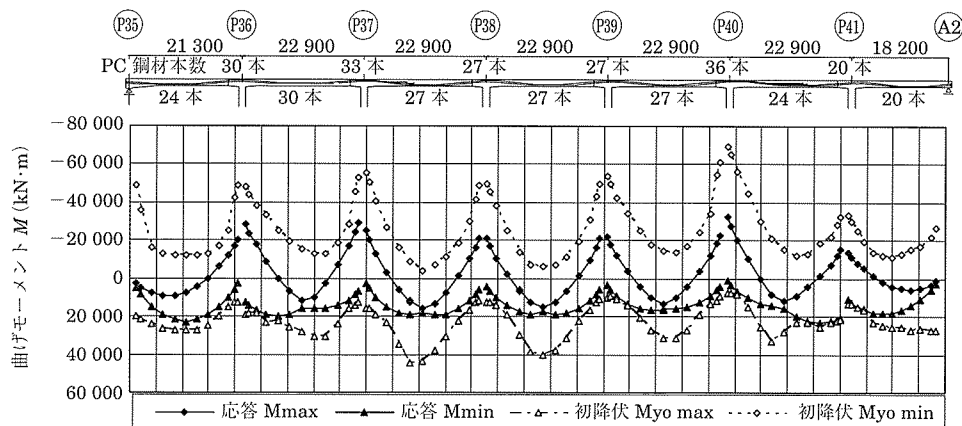


図 - 7 上部構造のレベル 2 地震時最大応答曲げモーメント

定されている。レベル 2 地震時の非線形耐震解析結果では、P 36、P 40 以外の橋脚下端断面が降伏するが、コンクリートひずみは終局に対して余裕がある。

(2) 橋脚基礎の設計結果

橋脚基礎の設計結果を表 - 5 に示す。軟弱地盤上に架設されていることもあり、橋脚基礎にはφ 2 000 mm、長さ 33.5 m ~ 36.0 m の場所打ち杭を経済比較の結果で採用している。杭の主鉄筋配置は、レベル 2 地震時の耐力（杭体モーメント）により決定されている。

3.4 主桁と橋脚の取合い部の構造

当初の概略設計では主桁幅と橋脚幅が同じであったが、主桁スターラップと橋脚主鉄筋とのあきを確保してコンクリートの充てん性を改善することを目的に、図 - 8 に示すように、橋脚柱の幅を主桁幅よりも小さく設定した。なお、橋脚幅を縮小し、橋脚剛性を低減することはラーメン構造

の不静定力の低減にも効果があった。

主桁と橋脚柱の間には応力伝達をスムーズにするためと隣接する連続合成少数主桁橋の曲線を有する単柱橋脚との統一性から、図 - 9 に示すように主桁側にサークルハンチを設けた。また、同様の理由で主桁と柱の隅角部それぞれに曲線の面取りを付けている。型枠の転用により施工の省力化を図るため、各橋脚および主桁の形状寸法はできるだけ統一を図った。

4. 施工概要

4.1 施工手順

施工手順を図 - 10 に示す。橋脚、橋台を施工後、上部工の架設を 1 径間ごとの分割施工で A 2 側から順番に行った。

4.2 下部工の施工

架橋地点の地盤は、図 - 2 に示すように軟弱地盤であり、

表 - 4 橋脚柱の設計結果

	P 36	P 37	P 38	P 39	P40	P41	
柱高さ	4.500	4.400	4.400	4.300	4.100	4.100	
断面寸法 (橋軸方向×直角方向) (m)	1.300 × 1.850	1.300 × 1.850	1.300 × 1.850	1.300 × 1.850	1.300 × 1.850	1.300 × 2.250	
柱本数	3	3	3	3	3	2	
主鉄筋配置	D41 etc 125 × 1.5 段	D38 etc 125 × 1 段	D29 etc 125 × 1 段	D29 etc 125 × 1 段	D41 etc 125 × 1.5 段	D38 etc 125 × 1.5 段	
断面決定荷重時	温度時	温度時	地震時	地震時	温度時	温度時	
断面力 (柱 1 あたり)	モーメント (kN・m)	5 215	4 411	3 478	3 810	5 129	6 278
	軸力 (kN)	3 717	4 628	3 331	3 238	4 145	3 597
応力度 (N/mm ²)	コンクリート	10.3 ≤ 10.4	10.0 ≤ 10.4	10.3 ≤ 13.5	11.3 ≤ 13.5	10.2 ≤ 10.4	10.3 ≤ 10.4
	鉄筋	177 ≤ 207	152 ≤ 207	236 ≤ 300	281 ≤ 300	164 ≤ 207	198 ≤ 207
レベル 2 地震時耐震照査 (タイプ II) (橋脚あたり)	モーメント (kN・m)	22 860	19 826	11 585	11 485	20 588	20 350
	鉄筋ひずみ	弾性域	降伏	降伏	降伏	弾性域	降伏
	コンクリートひずみ (μ)	1 033 ≤ 7 256	1 209 ≤ 7 256	1 346 ≤ 7 256	1 385 ≤ 7 256	1 034 ≤ 7 256	1 518 ≤ 7 256
	せん断力 (kN)	10 927 ≤ 12 040	11 000 ≤ 11 907	9 289 ≤ 11 524	9 534 ≤ 11 524	12 178 ≤ 14 937	11 931 ≤ 13 059

表 - 5 橋脚基礎の設計結果

	P 36	P 37	P 38	P 39	P 40	P 41	
フーチング寸法 (m)	14.600 × 7.500	14.600 × 7.500	14.600 × 7.500	15.500 × 7.500	13.200 × 7.500	11.200 × 7.500	
杭形式, 杭径	場所打ち杭 φ 2 000	場所打ち杭 φ 2 000	場所打ち杭 φ 2 000	場所打ち杭 φ 2 000	場所打ち杭 φ 2 000	場所打ち杭 φ 2 000	
杭長×杭本数	33.5 m × 6 本	36.0 m × 6 本	36.0 m × 6 本	35.5 m × 6 本	35.0 m × 6 本	35.5 m × 5 本	
主鉄筋配置	D38 etc 125 × 2 段	D38 etc 125 × 2 段	D38 etc 125 × 1 段	D38 etc 125 × 1 段	D38 etc 125 × 2 段	D38 etc 125 × 2 段	
レベル 2 地震時耐震照査 (タイプ II)	押し込み支持力 (kN)	9 414 ≤ 25 760	10 150 ≤ 28 139	7 161 ≤ 28 514	7 320 ≤ 28 017	9 683 ≤ 27 600	12 557 ≤ 28 703
	杭体モーメント (kN・m)	9 950 ≤ 12 391	10 328 ≤ 10 432	6 141 ≤ 6 677	6 543 ≤ 6 677	10 364 ≤ 11 432	11 994 ≤ 12 214
	せん断力 (kN)	14 333 ≤ 21 399	14 992 ≤ 21 434	10 906 ≤ 21 194	11 197 ≤ 21 191	15 258 ≤ 21 427	14 388 ≤ 17 802

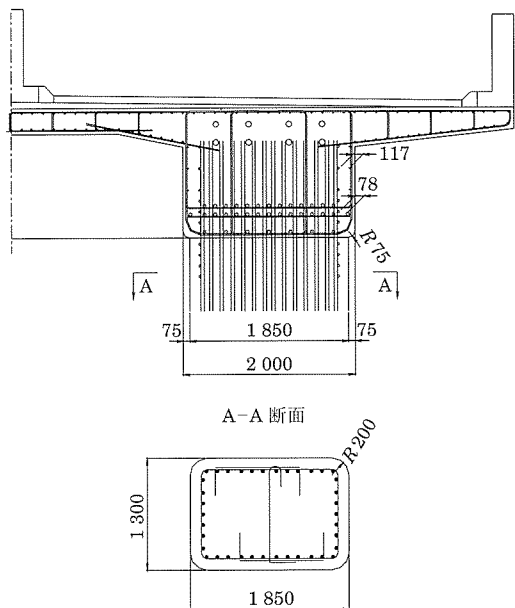


図 - 8 主桁と橋脚柱の鉄筋の取合い

橋脚基礎としてφ 2 000 mm, 長さ 33.5 ~ 36 m の場所打ち杭をリバース工法により施工した。なお, 橋台部は経済比較の結果, φ 800 mm の PHC 杭を採用した。

基礎の施工後, 切梁式鋼矢板による仮設土留めを施工し, 所定の深さまで掘削した後, フーチング, 橋脚柱を構築した。橋脚の型枠はブロック化して転用し, 施工の省力化を図った。橋脚柱の施工状況を写真 - 2 に示す。

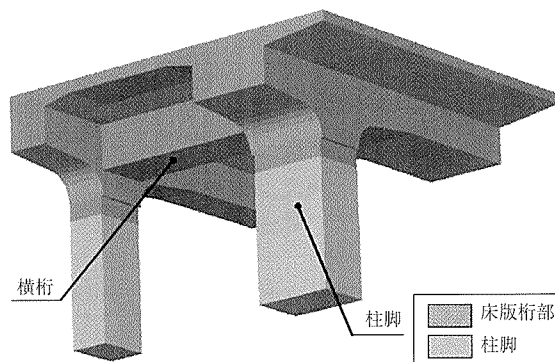


図 - 9 主桁と橋脚柱の間のサークルハンチ

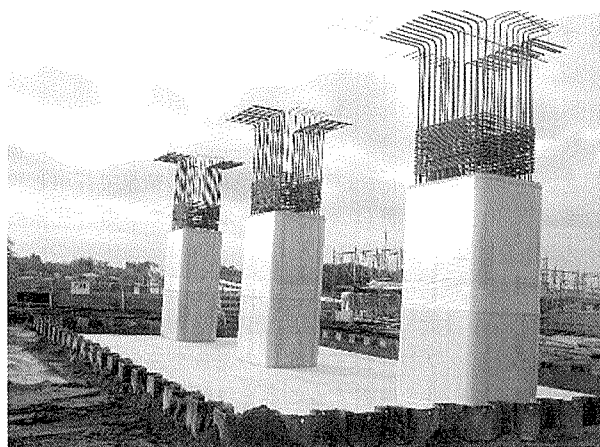
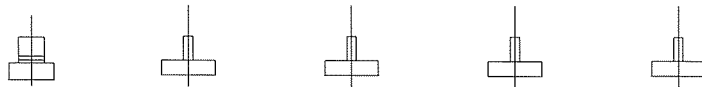


写真 - 2 橋脚柱の施工

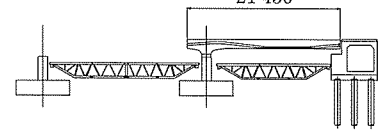
STEP-1 橋脚、橋台施工、梁式支保工架設、第1施工区構築

・A2 橋台側から片押しで1径間ずつコンクリートの打設、緊張を行う。



1次施工

21 450



STEP-2 第2施工区構築

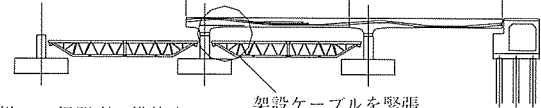
・第2施工区の主ケーブルは第1施工区の主ケーブルと接続し、コンクリート打設後に緊張する。



2次施工

22 900

21 450

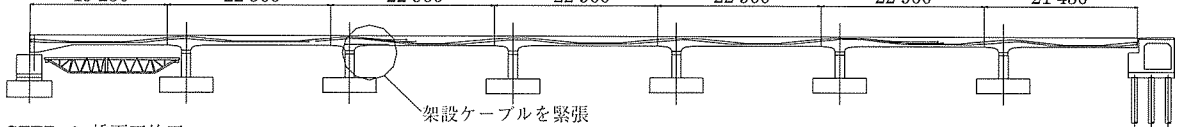


STEP-3~8 第3~第7施工区構築

・型枠、支保工を転用し、同様に1径間ずつ構築する。

架設ケーブルを緊張
(第2次施工、第5次施工のみ)

7次施工 6次施工 5次施工 4次施工 3次施工



STEP-9 橋面工施工

・壁高欄を施工後、P37とP40の架設ケーブルを解放する。

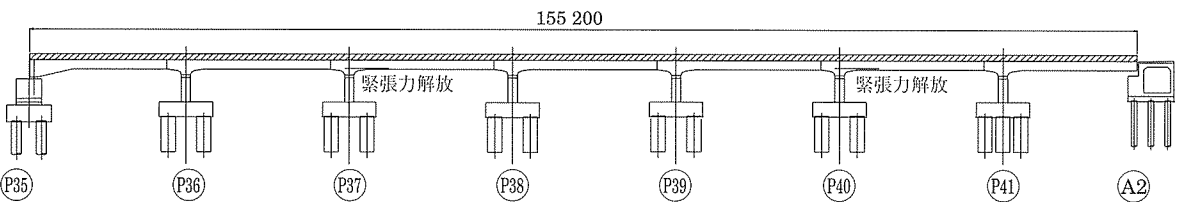


図 - 10 施工手順

4.3 上部工の施工

(1) 上部工の架設

上部工架設の支保工には、現地地盤が軟弱であることから、写真-3に示すように梁材にトラス構造を用いた梁式支保工を採用した。フーチング上に設置した鋼材の上にあらかじめ地組したトラスを架設し、その上にくさび式支保工を組み立てて上部工の架設を行った。

上部工の架設は、1径間ごとに、型枠、鉄筋の組立て、PC鋼材の配置後にコンクリートを打設し、緊張を行った。緊張後、同区間の型枠、支保工を撤去し、転用することでコスト縮減を図った。施工継目部の状況を写真-4に示す。

(2) 架設時鋼材の配置

図-10に示すように、各径間で主ケーブルの緊張時には緊張端部の桁がわずかに片持ち張出しの状態であり、橋脚付近に発生する死荷重による負のモーメントは完成時よりもかなり小さい。そのため、主ケーブルが他橋脚よりも多く配置されている、2主版桁から3主版桁に分岐するP40橋脚と料金所の位置で載荷重の大きいP37橋脚の近傍で架設時にオーバーストレスとなり、桁下側に引張応力が発生する。そこで、図-5および図-10に示すような架設時鋼材を配置し、この引張応力を打ち消した。架設時鋼材は水平方向に曲げて横桁へ定着するようにしてあり、主ケーブルによるオーバーストレスが解消される壁高欄施工後に緊張力を解放した。

(3) 主桁柱頭部付近のひび割れ

上部工の完成後、主桁柱頭部、ハンチ部、柱頭部横桁に図-11に示すような幅0.04~0.10mmのひび割れが発生

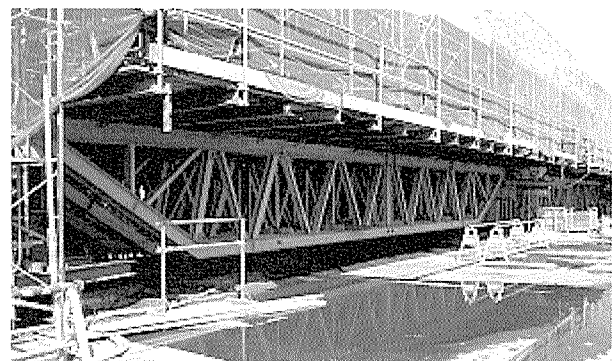


写真-3 梁式固定支保工

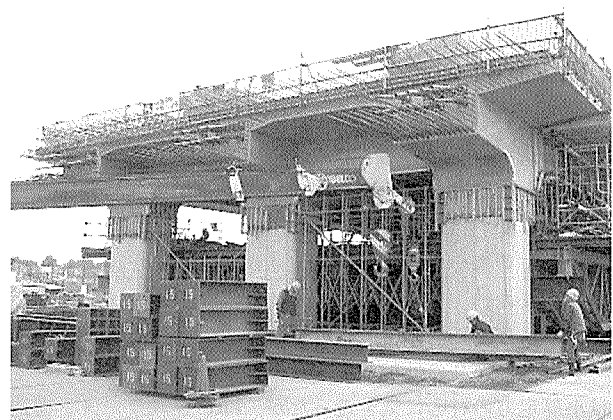


写真-4 施工継目部施工状況

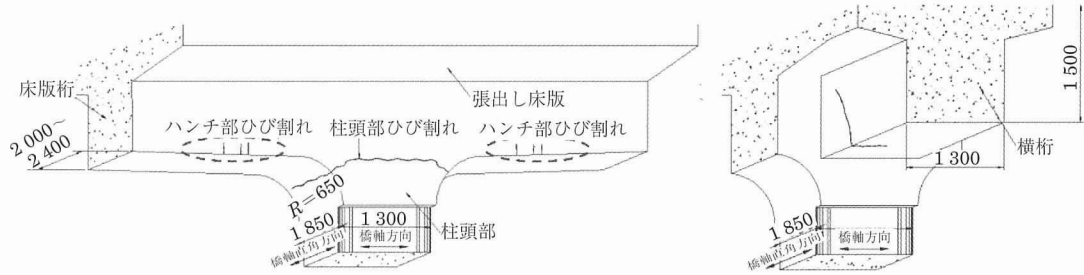


図 - 11 柱頭部および柱頭部横桁のひび割れ状況

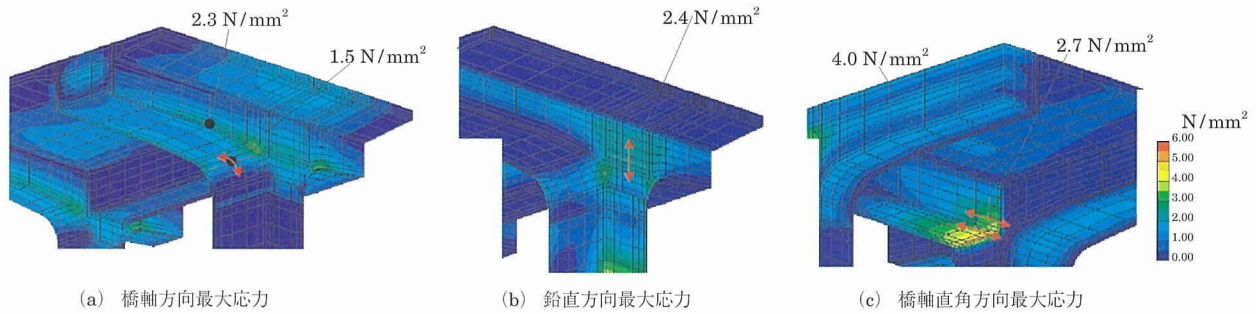


図 - 12 柱頭部および柱頭部横桁の温度応力解析結果

していることが確認された。ひび割れの原因を推定するために行った温度応力解析の結果を図 - 12 に示す。温度応力解析等で検証した結果、柱頭部およびハンチ部のひび割れは、温度応力（内部拘束応力）にラーメン構造に特有の温度変化による不静定力の影響が加わったものと推測した。また、横桁のひび割れは、両側の主桁に拘束されて温度応力と乾燥収縮の影響により発生したものと推測した。両者とも構造的には有害なひび割れではないと考えたが、美観および耐久性を考慮してセメント系補修材による表面処理工法で補修を行った。

なお、3.2 (6) に示したようにひび割れ用心鉄筋として、主桁柱頭部には D16 etc 125 の配筋、横桁部には D13 etc 125 の配筋を行っており、ひび割れ幅の低減には効果があったものとする。

施工時のコンクリートのひび割れ対策については、今後も、対象構造物の特性を理解したうえでさらに改善すべく、設計、施工の両面から検討していかなければならない課題である。

5. おわりに

本橋は平成 17 年 7 月に無事しゅん功した。さいたま見沼料金所施設および橋面工を施工し、平成 18 年 8 月 4 日に首都高速埼玉新都心線が開通した。架橋地点の施工前の状況を写真 - 5 に、開通前の状況を写真 - 6 に示す。遠景にさいたま新都心のビル群が見えるが、のどかな田園地帯である。また、主桁完成時の桁下の状況を写真 - 7 に示す。桁下には今後ビオトープが整備される予定である。

本橋は橋脚高の低いラーメン構造であり、設計においては不静定力の対応に気を遣ったが、PRC 連続ラーメン構造は適用のしかたによっては魅力のある構造型式のひとつ



写真 - 5 架橋地点施工前状況



写真 - 6 開通前状況（平成 18 年 8 月）

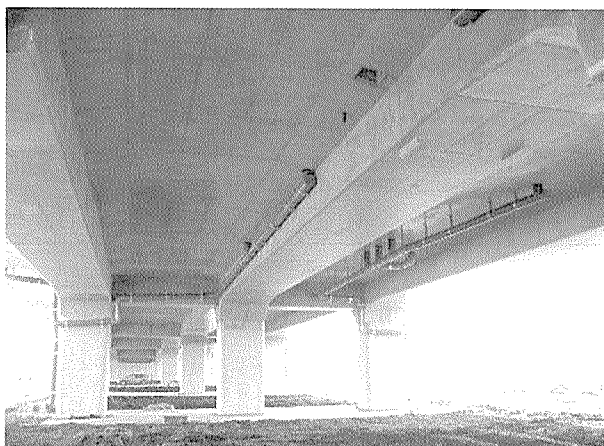


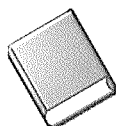
写真 - 7 完成時桁下状況（ビオトープ整備前）

考えられる。本報告が今後の同様な形式の橋梁の設計・施工の参考になれば幸いである。

最後に、本橋梁の建設に関して、ご協力をいただいた埼玉県、さいたま市をはじめ、多くの関係者各位に深く感謝し、ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：平成8年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕，p.90
【2006年8月4日受付】



刊行物案内

プレストレストコンクリート技士試験 講習会資料

平成18年度 PC 技士試験講習会

資料のほか、過去3年間の試験問題、正解及び解説が掲載されています。

（平成18年6月）

頒布価格：3500円（送料を含む）

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会