

鉛直にプレストレスを導入した PC 橋脚の設計・施工 -一宮 IC 高架橋-

名古屋支店 土木技術部 武村浩志
 名古屋支店 土木工事第一部 南 英浩

概要:PC 橋脚とは、耐震性能を改善し、被災後の橋梁の供用性能を高めることを目的に、鉄筋コンクリート(以下、RC)橋脚の鉛直方向にプレストレスを導入したものをいう。これに関しては、その優位性は認められているものの、施工実績がまだない状態であったが、この度、全国に先駆けて名古屋高速道路公社発注の県道高速清洲一宮線一宮 IC 工区における橋脚に採用される運びとなった。本稿は、これに対する各種検討・詳細設計・載荷実験・施工について報告するものである。

Key Words: PC 橋脚, 地震時保有水平耐力法, 非線形動的解析, 正負交番載荷実験

1. はじめに

橋脚の耐震性能を改善し、被災後の橋梁の供用性能を高めることを目的に鉄筋コンクリート(以下、RC)橋脚の鉛直方向にプレストレスを導入したプレストレスコンクリート(以下、PC)橋脚が研究・開発された。現在ではその設計手法は確立され、平成 11 年 11 月に(社)プレストレスコンクリート技術協会から「プレストレスコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン」(以下、ガイドライン)が刊行された。これに基づき多くの試設計が行われ、その結果は様々な方面で報告されているが、実績はまだなかった。今回、名古屋高速道路公社発注の県道高速清洲一宮線一宮 IC 工区における4径間連続鋼箱桁橋を支持する RC 橋脚のうちの 1 橋脚を PC 構造に変更することとなった。ここでは、その検討作業、詳細設計、設計の妥当性を確認する載荷実験、施工について報告する。

2. 工事概要

工事名称: 県道高速清洲一宮線 一宮 IC 工区下部工事
 工事場所: 愛知県一宮市丹陽町九日市場一宮 IC 地内
 工事期間: 平成 14 年 6 月 20 日 ~ 平成 14 年 11 月 30 日
 発注者: 名古屋高速道路公社

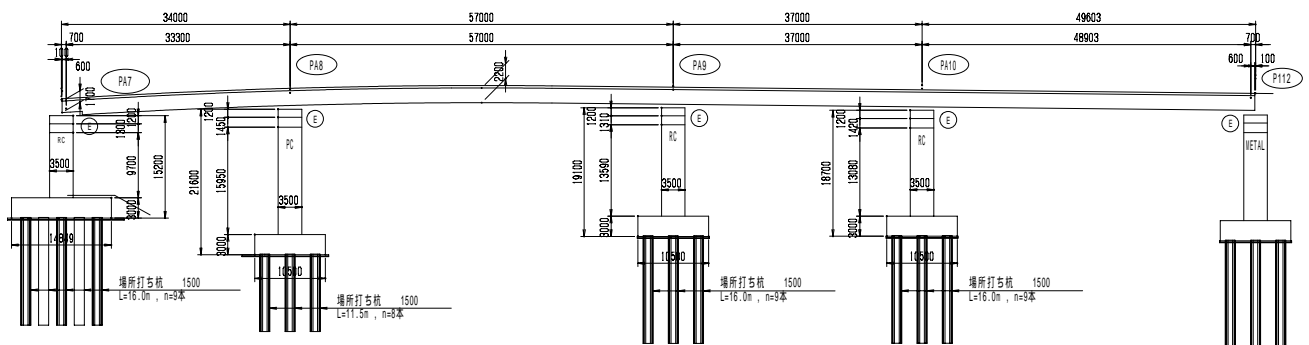


図-1 橋梁一般図



武村浩志



南 英浩

施工対象である4径間連続鋼箱桁橋を支持する下部構造は、図-1に示すようにPA7からP112までの高さの異なる5本の橋脚で構成されており、発注当時はそのうちのPA7からPA10が断面形状の等しいRC橋脚(5000mm×3500mm)であった。今回、設計変更という形で、その中のPA8をPC橋脚に変更するものとした。すべての橋脚をPC構造とすることも考えられるが、まだ実績がないという理由から、今回はあくまで試験施工ということで1本だけの採用となった。表-1に本下部工の設計条件を示す。

表-1 設計条件

下部工形式	張り出し式橋脚
基礎工形式	場所打ち杭 1500
支承条件	反力分散支承
地域区分	A地域
重要度区分	B種の橋
地盤種別	種地盤
上部構造重量	7100 kN
コンクリート	ck = 35 N/mm ²
鉄筋	SD345
PC鋼材	SWPR7B 12S12.7

3. PC橋脚の最適断面

RC橋脚をPC橋脚へ変更するに際し、検討すべきパラメータは断面寸法、鉄筋量、PC鋼材量、導入緊張力など数多く存在する。PC橋脚の最適断面諸元を決定するために数種類のケーススタディを行い、これらから最適断面諸元を決定するための条件を明らかにした。以下にその結果を示す。

(1) 曲げ耐力はRC橋脚と同程度

今回のようにRC橋脚をPC橋脚に変更する場合、その曲げ耐力はRC橋脚と同程度とすることが望ましい。大きくしすぎるとその負担が基礎構造へと移り、橋脚よりも先に基礎構造が塑性化することになる可能性があるからである。

(2) プレストレスによる軸圧縮応力は2~4N/mm²

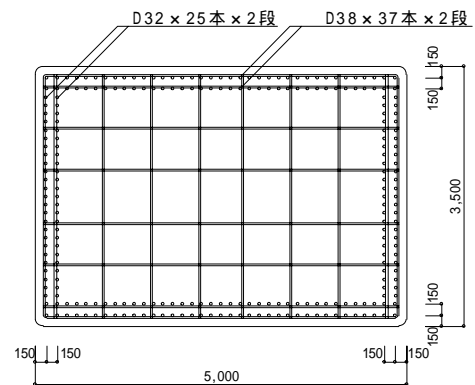
導入プレストレスが大きいほど残留変位の低下が顕著になることが既往の研究より明らかにされていることから、プレストレスによる軸圧縮応力が小さすぎると、PC橋脚としてのこのメリットが十分に発揮されないことになる。一方、4N/mm²以上のプレストレスを導入しても残留変位に与える影響は少ないことも明らかにされている。以上より、プレストレスによる軸圧縮応力は2~4N/mm²が最も適切な値であると思われる。

(3) PC鋼材と鉄筋の耐力分担率は0.5程度

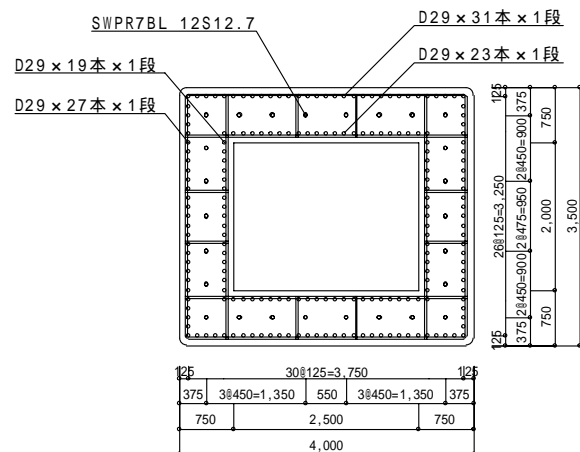
PC橋脚の構造特性を決定するパラメータの1つにPC鋼材と鉄筋の耐力分担率が挙げられる。これは、全鋼材(鉄筋およびPC鋼材)が負担する抵抗曲げモーメントに対するPC鋼材のみが負担する曲げモーメントの比のことである。PC鋼材の耐力分担率が大きいということは導入プレストレスが大きいということになるため、上記(2)の理由からこの耐力分担率は中間的な値とすることが望ましい。また、適当な量のPC鋼材を配置することで、軸鉄筋の座屈に伴う急激な耐力低下がなく、じん性に富んだ粘りある挙動をしめす橋脚にすることができるとい点からも、PC鋼材と鉄筋の耐力分担率は0.5程度がふさわしいと考えられる。

(4) 降伏剛性はRC橋脚と同程度

連続橋の橋脚を設計する場合には各橋脚が負担する上部工重量を算出するが、ある橋脚の剛性が変化するとその負担重量が変化するため、剛性を变化させた橋脚のみならず、他の橋脚の設計にまで影響を及ぼす可能性がある。また、固有周期が変化することに伴い設計水平震度も変化する可能性があるため、これも他の橋脚の設計に影響を及ぼしてしまうことになる。このようなことを避けるためには、RC橋脚をPC橋脚に変更する場合、断面形状や配筋量は変化させるものの、その降伏剛性



(1)RC橋脚



(2)PC橋脚

図-2 断面比較図

は RC 橋脚と同程度とすることが望ましい。

図-2は、以上の条件を満たす PC 橋脚断面と変更前の RC 橋脚断面の比較図である。PC 橋脚の曲げ耐力は RC 橋脚に比べて、橋軸方向に対して 101%、橋軸直角方向に対して 83%となっている。また、プレストレスによる軸圧縮応力は 2.8N/mm²、PC 鋼材の耐力分担率は 0.53 である。さらに、PC 橋脚の断面積および配筋量は RC 橋脚のそれに比べ、それぞれ約半分に低減されたが、その降伏剛性は RC 橋脚の 96%とほぼ等しい値となっている。表-2 に RC 橋脚と PC 橋脚の断面諸性能の比較を示す。

表-2 断面諸性能の比較

			RC	PC	PC / RC
曲げ耐力	橋軸	kN	6868	6918	1.01
	直角	kN	9797	8118	0.83
降伏剛性	橋軸	kN/m	52826	50496	0.96
	直角	kN/m	99699	64429	0.65
断面積		m ²	17.50	9.00	0.51
鉄筋量		mm ²	248140	128480	0.52
軸圧縮応力度		N/mm ²	-	2.8	
耐力分担率			-	0.53	

4. 地震時保有水平耐力法における照査

(1) 固有値および設計水平震度の算出

図-2 に示した PC 橋脚断面に対して地震時保有水平耐力法における照査を行うため、まず固有値および設計水平震度を算出した。ただし、上述したように PC 橋脚へ変更した PA8 の降伏剛性が変更前の値とほぼ等しいため、本橋の固有値および設計水平震度は変更前の値と変わらなかった。表-3 に本橋の固有値および設計水平震度を示す。

表-3 固有値および設計水平震度

			橋軸	橋軸直角	
固有周期		T	sec	1.497	1.479
設計水平震度	タイプ	khc		1.00	1.00
	タイプ	khc		1.50	1.50

(2) 慣性力作用位置における水平力～水平変位の算出

上部構造の慣性力作用位置における橋脚の水平力～水平変位の関係を算出した。その算出方法は基本的に道路橋示方書と同様であるが、終局変位の算出方法は大きく異なっている。すなわち、RC 橋脚(道示)では帯鉄筋比に応じて終局曲率が変化するのに対し、PC 橋脚の終局曲率は降伏曲率の 15 倍と一定の値とされている(ガイドライン)。したがって、表-4 に示すように PC 橋脚と RC 橋脚のタイプ における終局変位に大きな差が生じる結果となった。これは図-3 に示す曲げモーメント～曲率関係の比較図からも明らかである。

表-4 慣性力作用位置における水平力～水平変位

		橋軸		橋軸直角		
		PC	RC	PC	RC	
初降伏	P _{y0}	kN	4869	5684	5495	6983
	y ₀	mm	91	103	80	70
降伏	P _y	kN	7153	6966	8230	9795
	y	mm	133	127	120	98
終局	P _{u1}	kN	7153	6966	8230	9795
	u ₁	mm	716	615	712	420
	P _{u2}	kN	7230	6964	8335	9797
	u ₂	mm	724	1225	721	831

(3) 破壊形態の判定

橋脚のせん断耐力を算出し、それと曲げ耐力を比較することで破壊形態の判定を行った。その結果、表-5 に示すようにすべてのケースにおいてせん断耐力が曲げ耐力を上回っており、曲げ破壊型の橋脚であると判定された。なお、PC 橋脚のせん断耐力が RC 橋脚に比べて小さくなったのは、中空断面にしたためにせん断抵抗筋(帯鉄筋および中間帯鉄筋)の本数が減少したためである。今回の設計ではこのことが問題となることは特になかったが、中空断面として設計する場合はこのことも留意する必要がある。

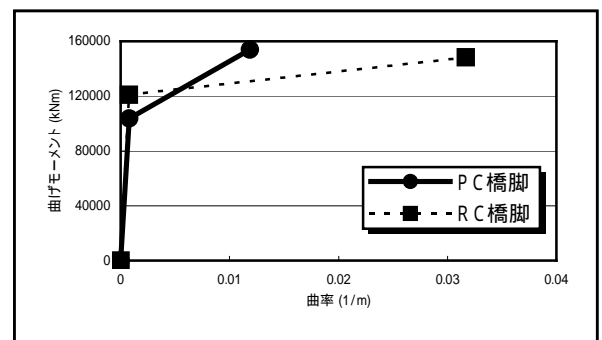


図-3 曲げモーメント～曲率関係

(4) 地震時保有水平耐力の照査

表-5 破壊形態の判定

		橋軸		橋軸直角		
		PC	RC	PC	RC	
タイプ	せん断耐力	kN	14369	36449	16588	41655
	曲げ耐力	kN	7153	6966	8230	9720
	破壊形態		曲げ	曲げ	曲げ	曲げ
タイプ	せん断耐力	kN	14758	37535	17021	42636
	曲げ耐力	kN	7230	6964	8335	9797
	破壊形態		曲げ	曲げ	曲げ	曲げ

上部構造の慣性力作用位置における橋脚の水平力～水平変位の関係から、許容塑性率および等価水平震度を算出し、地震時保有水平耐力の照査を行った。その結果、表-6 に示すようにすべてのケースにおいて地震時保有水平耐力の照査を満足しており、PC 橋脚の安全性が確認された。ただし、(2)でも記述したように、PC 橋脚と RC 橋脚のタイプ における終局変位に差が生じているため、許容塑性率および等価水平震度にも同様に差が生じる結果となった。すなわち、高い拘束効果を有する RC 橋脚を PC 橋脚にすることで等価水平震度が大きくなり、荷重条件として厳しい方向へと変化する。また、同一の設計振動単位では等価水平震度は同一の値を用いることになっており、それは各橋脚における等価水平震度の最大値であることから、PC 橋脚の等価水平震度で他の橋脚も設計することになる。今回の設計では、この大きな等価水平震度でも各橋脚に対する照査を満足する結果となったが、今後留意する必要がある。

表-6 地震時保有水平耐力の照査

		橋軸		橋軸直角	
		PC	RC	PC	RC
タイプ	許容塑性率 μ_a	2.457	2.285	2.640	2.030
	等価水平震度 k_{he}	0.51	0.53	0.48	0.57
	$k_{he} \cdot W$	kN 5025	6050	4729	6507
	保有水平耐力	kN 7153	6966	8230	9720
	判定	OK	OK	OK	OK
タイプ	許容塑性率 μ_a	3.914	6.781	4.281	5.706
	等価水平震度 k_{he}	0.57	0.42	0.55	0.46
	$k_{he} \cdot W$	kN 5616	4795	5419	5251
	保有水平耐力	kN 7230	6964	8335	9724
	判定	OK	OK	OK	OK

表-7 残留変位の照査

		橋軸		橋軸直角	
		PC	RC	PC	RC
タイプ	残留変位	m 0.017	0.064	0.007	0.011
	許容残留変位	m 0.213	0.213	0.213	0.213
	判定	OK	OK	OK	OK
タイプ	残留変位	m 0.061	0.192	0.037	0.062
	許容残留変位	m 0.213	0.213	0.213	0.213
	判定	OK	OK	OK	OK

(5) 残留変位の照査

本橋はB種の橋であるため残留変位の照査を行った。PC 橋脚の残留変位の算出方法は、終局変位の算出方法と同様に道路橋示方書とは異なり、PC 鋼材の耐力分担率の関数となっている。すなわち、PC 鋼材の耐力分担率が大きいほど残留変位は小さくなる。今回の PC 鋼材の耐力分担率は 0.53 であり、それを用いて残留変位の照査を行うと、表-7 に示すようにすべてのケースにおいて許容値を満足する結果となった。表-6 および表-7 からわかるように、PA8 は RC 橋脚の場合、保有水平耐力の照査よりも残留変位の照査で決定した断面であり、このような橋脚を PC 構造とすることは非常に有効である。

5. 非線形動的解析における照査

(1) 解析法および解析モデル

地震時保有水平耐力法による耐震設計結果の照査という位置づけで、非線形動的解析による耐震設計を行った。橋脚の非線形性を直接非線形履歴モデルに取り込んだ時刻歴応答解析法を採用することとし、その積分方法は

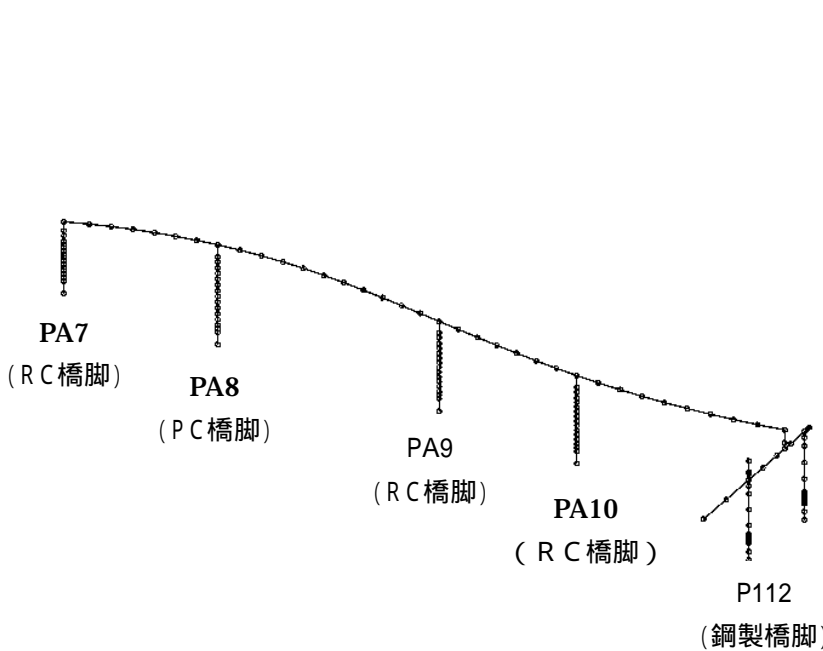


図-4 全体骨組みモデル

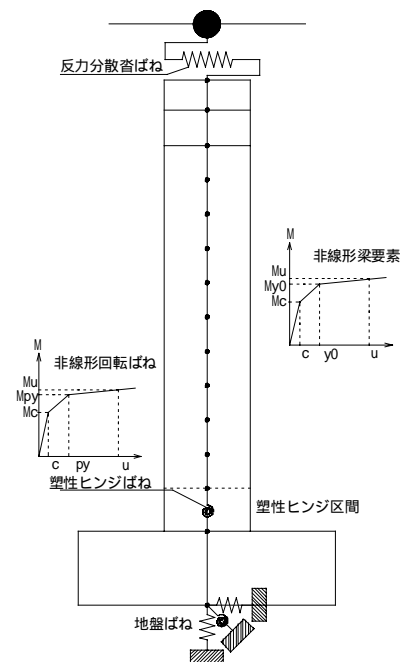


図-5 PA8 橋脚モデル

Newmark-法(=0.25),積分時間間隔は0.001秒とした.図-4に解析に用いた骨組みモデルを示す.橋脚のモデル化は,塑性ヒンジ部に曲げモーメントと回転角の関係を非線形としたトリニア型の非線形回転ばねを設け,その他の部材には曲げモーメントと曲率の関係を非線形としたトリニア型の非線形梁要素を設定した.また,その非線形履歴モデルとして,PA8のPC橋脚には原点指向型モデルを,その他のRC橋脚には武田モデルをそれぞれ用いた.図-5にPA8橋脚のモデル図を示す.減衰は,主要な振動モードに着目できるようにRayleigh減衰とし,これに用いる係数を設定するための卓越する振動モードを算出する固有値解析を動的解析に先立ち行った.この際の各構造要素の減衰定数は,上部工0.03,支承0.02,橋脚0.02,基礎0.20としている.入力地震動は,道示6.3(3)に規定される標準加速度応答スペクトルに近い特性を有するよう,既往の強震記録を振動数領域で振幅調整された加速度波形を用いた.本橋が種地盤上にあることから,種地盤用のタイプ地震波3波,タイプ地震波3波の計6加速度波形を用い,照査にはこれら各タイプの応答結果を3波平均した値を用いて行った.また,死荷重による断面力を初期断面力とみなし,その初期状態に地震力を載荷した.なお,PA8をRC橋脚にした場合の解析も行い,RC橋脚からPC橋脚へ変更したことによる影響の確認も行った.

(2) 安全性の照査

a) 塑性回転角に対する照査

塑性ヒンジ部の応答回転角が許容回転角以下であることを照査した.なお,許容回転角は次式により算出した.

$$\theta_{pa} = \theta_{py0} + \frac{\theta_{pu} - \theta_{py0}}{\alpha}$$

ここで,

θ_{pa} :許容回転角

θ_{py0} :初降伏回転角

θ_{pu} :終局回転角 (式1)

α :安全係数(タイプ地震動に対して3.0,タイプ地震動に対して1.5)

表-8にまとめた照査結果からわかるように,すべての橋脚において許容値を満足する結果となった.また,PA8をRC橋脚からPC橋脚へ変更すると,各橋脚の応答回転角はRC橋脚の場合の1.4~2.3倍程度大きくなるものの,許容値に対しては特に影響を及ぼすものではなかった.

b) せん断力に対する照査

橋脚部の応答せん断力がせん断耐力以下であることを照査した.表-9にまとめた照査結果からわかるように,すべての橋脚において許容値を満足する結果となった.また,PA8をRC橋脚からPC橋脚へ変更しても,各橋脚の応答せん断力は0.8~1.1倍程度とほとんど影響は及ばなかった.

c) 残留変位に対する照査

残留変位が許容残留変位以下であることを照査した.なお,残留変位は,動的解析において地震動が終了した後継続して10秒間の自由振動解析を行って求めた.表-10にまとめた照査結果からわかるように,すべ

表-8 塑性回転角に対する照査

			PA7	PA8	PA9	PA10	
橋軸	タイプ	最大回転角	rad	0.000176	0.004409	0.001827	0.001706
		許容回転角	rad	0.014003	0.010373	0.012007	0.011988
		判定		OK	OK	OK	OK
	タイプ	最大回転角	rad	0.000370	0.007472	0.003521	0.003387
		許容回転角	rad	0.059470	0.019655	0.050557	0.050468
		判定		OK	OK	OK	OK
橋軸直角	タイプ	最大回転角	rad	0.000081	0.002368	0.001014	0.000952
		許容回転角	rad	0.012532	0.010570	0.006647	0.006641
		判定		OK	OK	OK	OK
	タイプ	最大回転角	rad	0.000200	0.005540	0.002298	0.001972
		許容回転角	rad	0.053207	0.020097	0.027070	0.027049
		判定		OK	OK	OK	OK

表-9 せん断力に対する照査

			PA7	PA8	PA9	PA10	
橋軸	タイプ	最大せん断力	kN	4245	8791	9046	9048
		せん断耐力	kN	29673	14369	29561	29561
		判定		OK	OK	OK	OK
	タイプ	最大せん断力	kN	5697	11419	12207	12186
		せん断耐力	kN	30511	14758	30564	30564
		判定		OK	OK	OK	OK
橋軸直角	タイプ	最大せん断力	kN	3662	8848	8631	8609
		せん断耐力	kN	31749	16588	42055	42055
		判定		OK	OK	OK	OK
	タイプ	最大せん断力	kN	4848	12533	12486	12374
		せん断耐力	kN	32501	17021	42967	42967
		判定		OK	OK	OK	OK

表-10 残留変位に対する照査

			PA7	PA8	PA9	PA10	
橋軸	タイプ	残留変位	mm	2	2	2	2
		許容残留変位	mm	144	213	188	184
		判定		OK	OK	OK	OK
	タイプ	残留変位	mm	3	2	3	2
		許容残留変位	mm	144	213	188	184
		判定		OK	OK	OK	OK
橋軸直角	タイプ	残留変位	mm	10	9	9	9
		許容残留変位	mm	144	213	188	184
		判定		OK	OK	OK	OK
	タイプ	残留変位	mm	5	7	9	7
		許容残留変位	mm	144	213	188	184
		判定		OK	OK	OK	OK

ての橋脚において許容値を満足する結果となった。また、PA8をRC橋脚からPC橋脚へ変更すると、すべての橋脚において残留変位が半減することとなった。このことから、PC橋脚の残留変位に対する優位性が確認できた。

6. 正負交番载荷実験

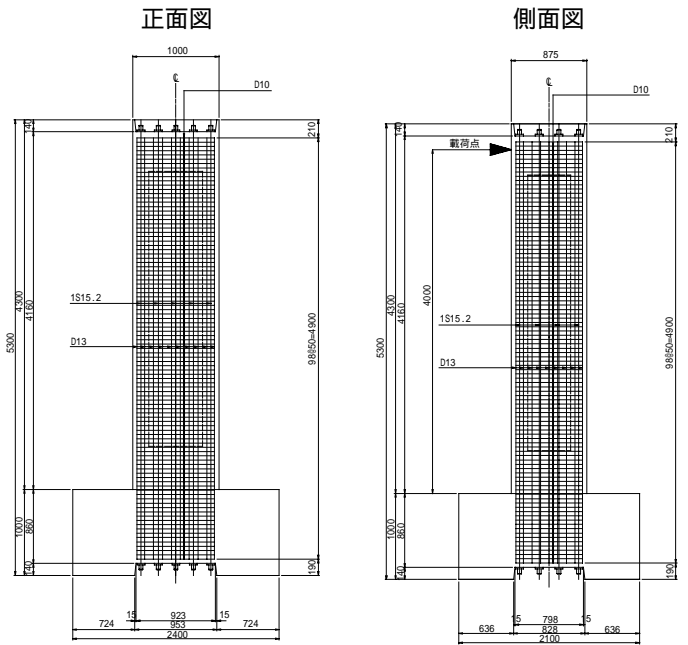
初めての実施に当たり、本橋脚が設計通りの耐震挙動を示すかどうかを1/4モデルの交番载荷実験により確認することとした。これまでも数多くの载荷実験が行われており、その結果は様々な方面で報告されているが、その供試体は断面が400mm×400mm、高さが1500mm程度の小型(1/8~1/10程度)なものが多かった。しかしながら今回の実験では、初めての施工であり実橋脚に近い挙動を実験により確認することを目的とし、極力実物に近い規模の供試体を用いることとした。設計の妥当性と安全性を実構造レベルで実証することは、初施工においては非常に意義のあることである。施工に先立って小田原技術研究所において実験を行った。

(1) 実験供試体

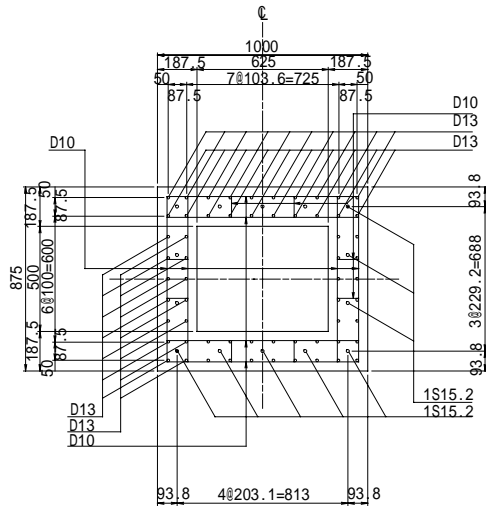
供試体図を図-6に示す。断面は外寸法1000mm×875mmの中空形状で、橋脚基部から慣性力の作用位置までの距離は4000mmとした。この値は実橋脚高18600mmの1/4には満たないが、実験装置の载荷能力を考慮して決定した。また、フーチング形状寸法は、実験施設内の天井クレーンの吊り能力内に収まるような重量にするために決定された。このように、種々の制限によって一部1/4縮尺とはなっていないが、断面積は正確に1/16となっており、軸方向鉄筋比、プレストレス量、PC鋼材耐力分担率は実橋脚とほぼ等しい。使用材料として、コンクリートには $ck=40N/mm^2$ 、鉄筋にはSD345、PC鋼材にはSWPR7B 1S15.2をそれぞれ用いている。

(2) 実験方法

加力は、水平および鉛直ジャッキによる2方向から静的に行われた。载荷方法は漸増型正負交番载荷とし、同一振幅に対する载荷繰り返し回数は3回とした。これはタイプ地震動を考慮した上で一般のおよび妥当な繰り返し回数であると考えられる。载荷ステップは、まず荷重制御にてひびわれ荷重、降伏荷重を载荷し、それ以降は供試体の回転角制御で、1/200(20mm)、2/200



(1) 正面、側面図



(2) 断面図

図-6 供試体図

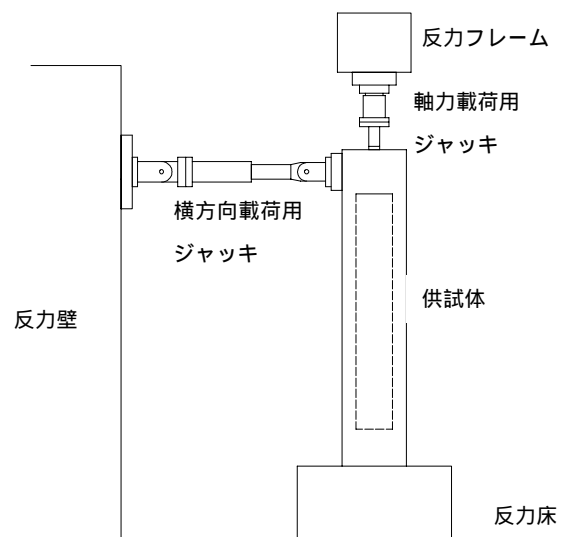


図-7 载荷状況図

(40mm), 3/200(60mm), …という順で載荷した。最終的には、供試体の終局時を「最大耐力の80%にまで水平荷重が低下した段階」と定義し、この状態に至った段階で実験を終了した。図-7に載荷状況図を示す。

(3) 実験結果

a) 履歴曲線

実験より得られた載荷点における水平荷重と水平変位の関係を図-8に示す。なお図中には、設計より得られた各計算値(初降伏点, 降伏点, 終局点)を合わせて示している。この際の終局点とは、タイプ のものである。さらに、実験中に観測されたかぶりコンクリート剥落点および軸方向鉄筋の破断点も示されている。これらによると、計算より得られた各値は若干の誤差はあるものの、おおよその履歴曲線は表現できていると考えられる。特に初降伏点は実験値と計算値がほぼ一致しており、実験より得られた最大耐力も計算値の約1.1倍と、コンクリート強度のばらつきを考慮すればおおよそ再現できている。また、道路橋示方書耐震設計編によると、計算より求まる終局変位はかぶりコンクリートが剥落し始める点とほぼ一致すると記述されており、今回の実験では計算より求まる終局変位に相当する供試体の回転角より1/200(20mm)~2/200(40mm)程度遅れてかぶりコンクリートが剥落し始めた。しかし、そのかぶりコンクリート剥落点より小さい計算値を終局変位とし、そこから安全率を考慮して行った今回の設計手法は適切であることが検証された。以上のことから、供試体と同様に「ガイドライン」に基づき設計を行った実橋脚においても、地震時にほぼ計算値通りもしくは安全側の荷重と水平変位の関係を示すことが立証された。計算上は「終局時 = かぶりコンクリート剥落時」までしか求められないが、さらに載荷を進めると軸方向鉄筋が破断し、これによってそれまで保っていた最大耐力が低下して実験上の終局時(最大耐力の80%)を迎えた。

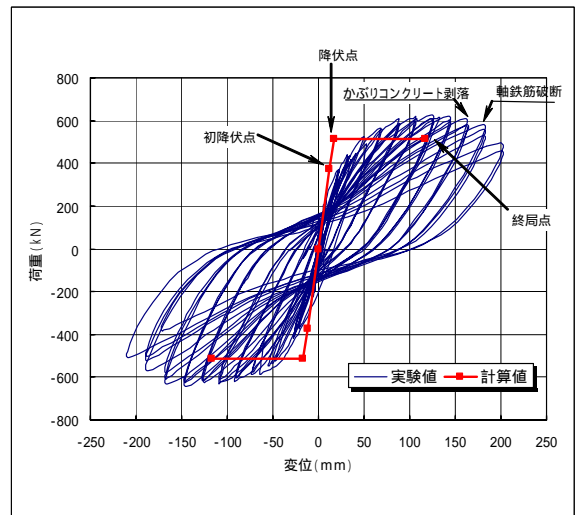


図-8 荷重～変位曲線

b) 破壊性状

供試体は橋脚基部における曲げ破壊が生じた。これは設計で想定した通りの結果である。供試体および実橋脚とも橋脚基部から0.5D(D=1000mm:断面高さ)の範囲は充実断面であり、その部分より上が中空断面となっている。したがって、その断面変化位置において破壊が生じる恐れも考えられたが、実験では写真-1に示すように、設計想定通り橋脚基部から塑性ヒンジ長の範囲で破壊が生じた。破壊は、「曲げひびわれの進展」、「かぶりコンクリートの剥離」、「軸方向鉄筋の座屈」、「かぶりコンクリートの剥落」、「軸方向鉄筋の破断」の順に進展した。曲げひびわれについて



写真-1 供試体破壊状況(1)



写真-2 供試体破壊状況(2)

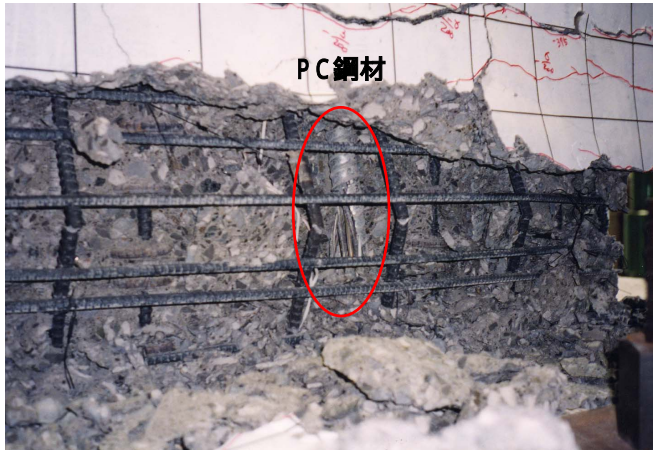


写真-3 供試体破壊状況(3)

は、小さい荷重の段階では、その水平力を除荷するとひびわれが閉じるという、PC 橋脚特有の復元性が確認された。しかし、さらに大きな荷重を載荷していくと、そのひびわれが進展し、かぶりコンクリートが剥離した。そしてこの剥離コンクリートは、軸方向鉄筋の座屈による面外へのはらみ出しによって剥落した。写真-2 に軸方向鉄筋の座屈状況を示す。かぶりコンクリートが剥離し、供試体が保持していた水平耐力が低減し始め、さらに載荷が進行すると、写真-3 に示すように軸方向鉄筋が破断した。RC 橋脚の場合、軸方向鉄筋が破断すると供試体の水平耐力は大きく低減するが、PC 橋脚の場合、PC 鋼材がまだ健全であるため、RC 橋脚ほどの大きい低減は示さなかった。PC 鋼材が抵抗している様子は写真-3 からも確認できる。シー스가破断し、グラウトも粉々になっているが、PC 鋼材は引張力に対してはより線1本1本が絞られるように抵抗していたが、圧縮力に対しては、そのより線が戻るような挙動を示していた。

7. 施工

本橋脚の施工フローを図-9 に示す。当社施工部分は図中のハッチング部である。以下に各工種の内容について述べる。

(1) フーチング部および柱部シーソ組み立て

本橋脚の断面には 12S12.7 の PC 鋼材が 26 本配置されるが、これらは梁部で定着され、フーチング内では図-10 のように U 型に配置される。よってフーチング内のシーソは、U 型に加工された 13 本の STK 鋼管を使用した。位置保持金具として 65 × 65 のアングルを使用し、それとシーソとの固定には写真-4 に示すように U 型ボルトを使用して、位置保持金具と U 型ボルトを溶接することにより固定した。フーチング部のシーソ設置完了状況を写真-5 に示す。

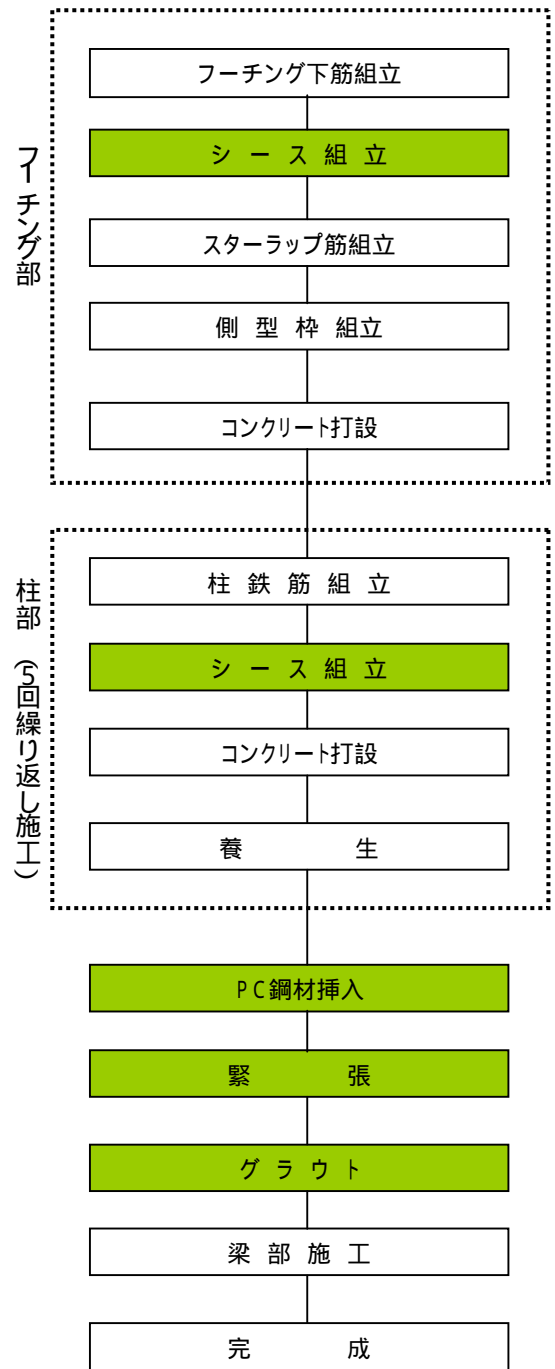


図-9 施工フロー図

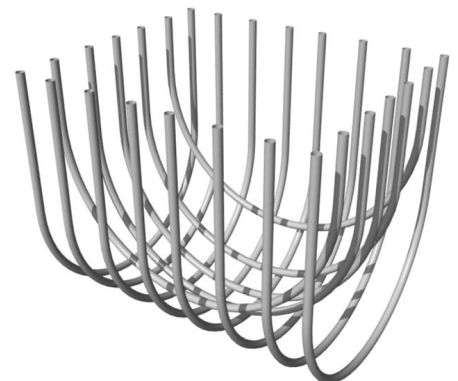


図-10 フーチング内シーソ配置図



写真-4 シース固定状況

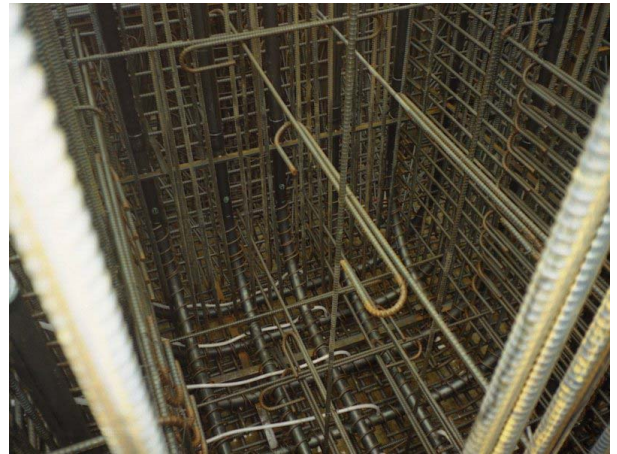


写真-5 シース設置完了状況



写真-6 PC鋼材挿入状況



写真-7 PC鋼材緊張状況

柱部の施工は1口ットの高さ3.6mで5回に分けて行われた。シースの接続はコンクリート打設天端より100mm上に出しておき、そこでカップリングを行った。シースの固定には50×50のアンクルを使用し、このアンクルとシースを直接点付け溶接した。

(2) PC鋼材挿入

コンクリートをPC鋼材定着面である梁部中間まで打設した後、シースにPC鋼材を挿入した。橋脚高が21m以上もあるため、PC鋼材挿入に先立って先行ワイヤーを挿入する必要があったが、通常よく用いられる7mm程度のPC鋼線では剛性が小さく、上まで到達しないことが予想された。したがって本施工においては1S12.7のPC鋼線を採用した。今後は、シース内にあらかじめ先行ワイヤーを入れておくことが望ましいと思われる。

先行ワイヤーを挿入した後、これを用いて12S12.7のPC鋼材のウィンチによる挿入、巻き上げを行った。PC鋼材の挿入状況を写真-6に示す。

(3) 緊張

緊張作業は両引きにて行った。なお、導入緊張力はガイドラインに規定されている通り $0.5P_y$ (P_y :降伏点荷重)としている。また、緊張管理は通常の摩擦管理とした。PC鋼材の緊張状況を写真-7に示す。

(4) グラウト

グラウトを橋脚最下端より注入するため、高低差が18m以上もある。そこで、グラウトを確実に充填するために橋脚部の途中に5.5mごとの中間排気孔を設けた。また、グラウト注入後に液面が下がることを予測して、長さ400mmの

特殊グラウトキャップを設置することにより、グラウトの沈下に対応した。ただし、実際にはグラウトの沈下は見られなかった。

8. おわりに

以上の流れを経て、本橋脚は写真-8 に示すように、無事施工を終了することができた。変更前の RC 橋脚に比べて、耐震性が向上したことのみならず、コンクリートおよび鉄筋量が半減でき、さらにその自重の低減により別途橋脚基礎について設計検討した結果、杭本数を 9 本から 8 本へ変更することができた。このようなメリットによって、全体的な経済性も RC 橋脚とほぼ同程度にすることができた。しかしながら、PC 橋脚の採用領域は、経済性の面から RC 橋脚ではなく鋼製橋脚と競合する領域であると思われる。これまで RC 橋脚での計画が難しい場合、その代替案は鋼製橋脚しかなかったが、その選択肢に鋼製橋脚よりも大幅に廉価にできる PC 橋脚があらたに加わった。今後、この PC 橋脚の採用が増えることが望まれる。本稿がその採用にあたっての参考資料になれば幸いである。



写真-8 施工完了状況

謝辞

本橋脚の設計・施工にあたっては、名古屋高速道路公社の関係各位の方々より多大なご指導、ご尽力を賜りました。また、橋脚の設計では大日コンサルタント(株)、施工では竹中土木・日産 JV の皆様のご協力をいただきました。この場を借りて、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説V, 1996.3
- 2) (社)プレストレストコンクリート技術協会:プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン, 1999.11
- 3) (社)プレストレストコンクリート技術協会:橋脚PC構造研究委員会発表論文集, 1999.11
- 4) 加藤三樹夫・森成顕・平塚史男・武村浩志:実設計におけるPC橋脚の耐震設計手法, 第11回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.869-874, 2001.11