

(131) PC橋脚の設計規準による照査

日本大学 大学院 正会員 ○張 文耀

日本大学 大学院 正会員 河野 弘来

日本大学 理工学部 正会員 山崎 淳

1. はじめに

(社)PC 技術協会内の橋脚 PC 構造研究委員会(委員長池田尚治 横浜国立大学教授)によって実施された研究によりPC 橋脚は、RC 橋脚に比べ復元力が高く、残留変位も小さくなるという特性を見出すことができた。

しかし、PC 橋脚は新しい構造形式であるがゆえに既存の設計規準をそのまま用いることができない。

道路橋示方書(以下道示) V耐震設計編では、PC 橋脚に関する記述がない。本報告で道示Ⅲにおける PC の計算手法をもとに、道示 Vの耐震設計結果の照査手法で PC 橋脚に対する耐震性能を地震時保有水平耐力法により照査する場合の留意点を検討した。

照査対象は、橋脚 PC 構造研究委員会の資料による既報の PC 橋脚供試体とした。それらの供試体についての静的交番載荷実験から得られた履歴ループを地震時保有水平耐力法により算出した耐力、変位などを用いて、設計規準により PC 橋脚の安全性を照査する方法を検討した。なお、照査する供試体の代表として、図-1 S-3 供試体の配筋図を挙げる。

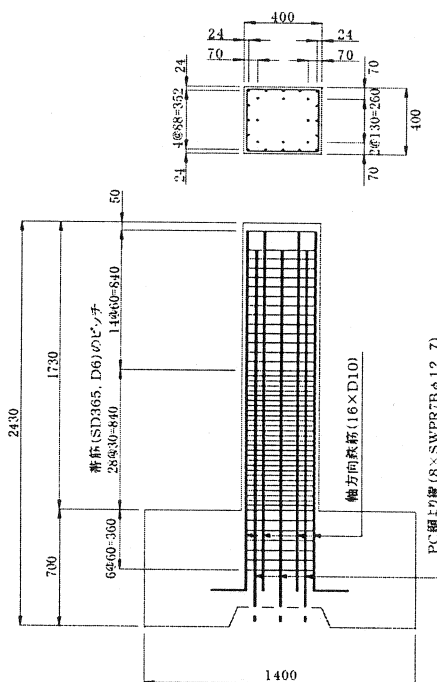


図1 S-3 配筋図

2. 照査対象とする供試体

道示 Vによる照査の対象とする PC 橋脚の配筋と材料特性を図-1,表-1,表-2 で示す。

表-1 各供試体の詳細

供試体	軸応力度 (MPa)	コンクリート強度 (MPa)	プレストレス (MPa)	帯鉄筋	帯鉄筋の体積比	PC 鋼材	軸方向鉄筋
S-1	1.0	35.0	—	D6@30	1.138	—	32xD13
S-2	1.0	35.0	2.0	D6@30	1.138	4xSWPR7B φ 12.7	16xD13
S-3	1.0	35.0	4.0	D6@30	1.147	8xSWPR7B φ 12.7	16xD10
S-5	1.0	35.0	8.0	D10@40	1.917	8xSWPR19 φ 17.8	8xD10
S-6	1.0	60.0	8.0	D10@40	1.917	8xSWPR19 φ 17.8	8xD10
S-7	4.0	35.0	—	D6@30	1.138	—	32xD13
S-8	4.0	35.0	4.0	D6@30	1.147	8xSWPR7B φ 12.7	16xD10
S-10	4.0	60.0	4.0	D10@40	1.917	8xSWPR7B φ 12.7	16xD10
S-11	4.0	60.0	8.0	D10@40	1.917	8xSWPR19 φ 17.8	8xD10

表-2 各供試体の材料特性

供試体	コンクリート		帯鉄筋		軸方向鉄筋		PC 鋼材		
	圧縮強度 σ_c (MPa)	弾性係数 E_c (MPa)	降伏強度 σ_{sy} (MPa)	弾性係数 E_s (MPa)	降伏強度 σ_{sy} (MPa)	弾性係数 E_s (MPa)	降伏強度 σ_{sy} (MPa)	弾性係数 E_s (MPa)	初期緊張力 P(MPa)
S-1	39.8	2.45×10^4	387	2.06×10^5	391	2.06×10^5	—	—	—
S-2	39.4	2.42×10^4	387	2.06×10^5	391	2.06×10^5	1754	1.94×10^5	808.16
S-3	42.2	2.48×10^4	387	2.06×10^5	401	2.06×10^5	1754	1.94×10^5	808.16
S-5	32.8	2.48×10^4	401	2.06×10^5	401	2.06×10^5	1791	1.90×10^5	765.58
S-6	60.5	3.17×10^4	401	2.06×10^5	401	2.06×10^5	1791	1.90×10^5	765.58
S-7	40.8	2.52×10^4	387	2.06×10^5	391	2.06×10^5	—	—	—
S-8	45.6	2.59×10^4	387	2.06×10^5	401	2.06×10^5	1754	1.94×10^5	808.16
S-10	62.4	2.59×10^4	401	2.06×10^5	401	2.06×10^5	1754	1.94×10^5	808.16
S-11	64.6	3.11×10^4	401	2.06×10^5	401	2.06×10^5	1791	1.90×10^5	765.58

3. 設計条件

道示Vに従って計算をする前に、①橋の種別、②地盤種別、③地域区分を決めておく必要がある。

本論では、①橋の種別: B種の橋 ②地盤種別: I種 ③地域区分: Aと決めた。

過去の静的交番載荷実験の結果から、PC橋脚は、優れた耐荷性能を持つ構造形式であることが知られている。そこで本論ではPC橋脚に対して最も厳しい条件で照査を行うこととした。

橋の種別は、残留変位に対する照査が必要とするので、B種とした。地盤種別と固有周期から設計震度が定まるが、保耐法においては、I種地盤タイプIIのとき最も大きな設計震度となるのでI種とした。地域は最も危険度の高いA地域とした。

4. PC橋脚の道示Vへの適用手法

道示VにはPC橋脚に関する記述がない。本論では、道示IIIにおけるPCの計算手法をもとに、道示Vの耐震設計の照査手法で計算を行う。本論で行った計算の大半は道示Vと同様であるので割愛する。本論では道示Vに記述がない部分や、変更を加えて用いる式等について説明する。

道示Vに対してPC橋脚の具体的な適用手法を説明するため、道示Vでは扱われていない用語を本論では道示IIIに沿って以下のように定める。

$$\epsilon_{pe} \cdots \text{道示IIIに規定される有効プレストレス力によるひずみ} \quad \epsilon_{pe} = \frac{\sigma_{pc}}{E_p}$$

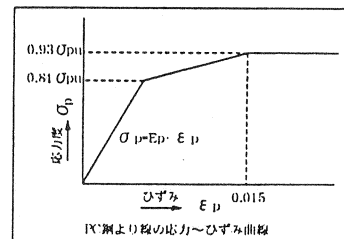
ϵ_p ……PC鋼材に作用している全ひずみ (PC鋼材の応力算定時に用いる)

A_p ……PC鋼材の断面積 (mm²)

σ_{pe} ……有効プレストレス力によるPC鋼材の応力 (N/mm²)

σ_{pu} ……PC鋼材の引張り強さ (N/mm²)

E_p ……PC鋼材のヤング係数 (N/mm²)



道示IIIのプレストレスの扱いに関する記述の道示Vへの適用を(表-3)にまとめる。

表-3 プレストレスの道示Ⅲに基づく道示Ⅴへの対応

検討項目	道示Ⅲでの対応	道示Ⅴでの従来対応と今回の適応の方法
プレストレスをどのように考慮するのか?	ϵ_{pc} で考慮する	従来: 規定なし ϵ_{pc} で考慮する
プレストレスによる軸方向力の扱いは?	ϵ_{pc} で考慮されているので破壊抵抗曲げモーメントの計算では軸方向の力として考慮はしない	従来: 規定なし ϵ_{pc} で考慮されているので初降伏時・終局時の曲げモーメントの計算では軸方向の力とし考慮はしない
ϵ_{pc} はどのように計算式に組み込まれるのか?	破壊抵抗曲げモーメント算出時にひずみの適合条件式の中に組み込まれる $\frac{x}{\epsilon_{cu}} = \frac{d-x}{\epsilon_p - \epsilon_{pc}}$	従来: 規定なし ϵ_{pc} を初降伏時と終局時のモーメント算出時にひずみの適合条件の式の中に組み込む 初降伏時: $\frac{d-x}{\epsilon_y} = \frac{y_p-x}{\epsilon_p - \epsilon_{pc}} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_y}$ 終局時: $\frac{x-かぶり}{\epsilon_{cu}} = \frac{y_p-x}{\epsilon_p - \epsilon_{pc}}$

初降伏時と終局時のひずみの適合条件の式をひずみ分布図によって示す。(図-2、3)

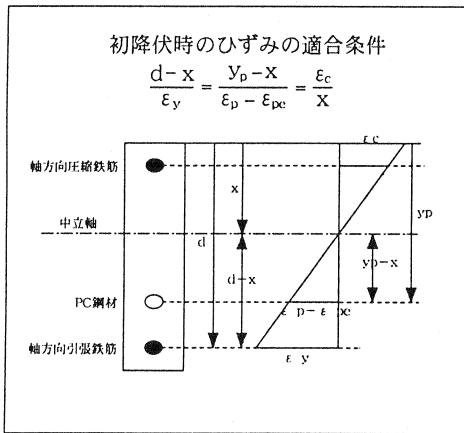


図-2 初降伏時のひずみ分布

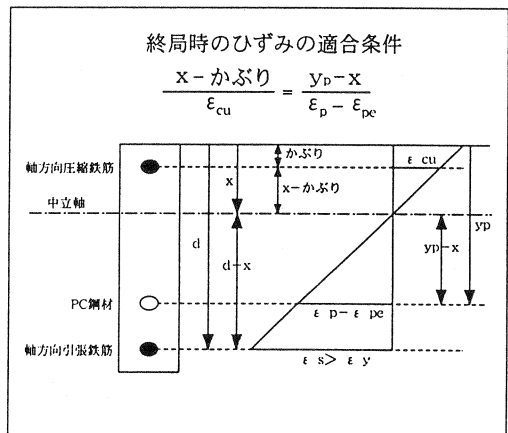


図-3 終局時のひずみ分布

断面内の力の釣りの式の(左辺) N_i にはプレストレスは加算しない。

$$N_i = \left(\sum_{j=1}^n \sigma_{cj} \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} \Delta A_{sj} + \boxed{\sum_{j=1}^n \sigma_{pj} \Delta A_{pj}} \right) / 1,000 \quad (\text{kN})$$

PC鋼材の寄与する項

$$M_i = \left(\sum_{j=1}^n \sigma_{cj} x_j \Delta A_{cj} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} x_j \Delta A_{sj} + \boxed{\sum_{j=1}^n \sigma_{pj} x_j \Delta A_{pj}} \right) / 1,000 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

PC鋼材の寄与する項

5. 計算結果

表一4 各供試体の実験値と保耐法により算出した計算値

供試体		初降伏時		終局時(タイプII)		靱性率 (μ)
		水平耐力 (KN)	水平変位 (mm)	水平耐力 (KN)	水平変位 (mm)	
S-1	計算値	152.9	5.47	192.6	37.20	6.80
	実験値	200.0	8.00	215.0	37.00	4.63
S-2	計算値	160.1	6.43	229.3	23.50	3.65
	実験値	170.0	8.00	195.0	37.00	4.63
S-3	計算値	134.9	6.16	200.5	24.10	3.91
	実験値	195.0	8.00	220.0	29.00	3.63
S-5	計算値	187.7	8.32	303.5	31.00	3.73
	実験値	240.0	9.00	270.0	42.00	4.67
S-6	計算値	208.3	6.89	331.7	24.70	3.58
	実験値	290.0	8.00	325.0	27.00	3.38
S-7	計算値	195.9	6.00	232.5	25.90	4.32
	実験値	245.0	9.00	250.0	31.00	3.44
S-8	計算値	174.3	6.50	227.3	19.30	2.97
	実験値	205.0	4.00	255.0	19.00	4.75
S-10	計算値	179.2	5.19	251.5	25.90	4.99
	実験値	245.0	5.00	275.0	20.00	4.00
S-11	計算値	245.5	7.19	353.1	21.60	3.00
	実験値	240.0	6.00	345.0	19.00	3.17

橋脚 PC 構造研究委員会資料の交番載荷実験の履歴ループから求めた降伏時と終局時の値を表一4に示し、計算値との比較をした。保耐法の計算による各供試体の耐力と変位の関係を図-4に示した。計算結果の中から、タイプIIの降伏時と終局時の値を、各供試体に対する静的交番載荷実験の履歴ループ上にプロットし、実験値と計算値の比較をしたものを図-5に示す。

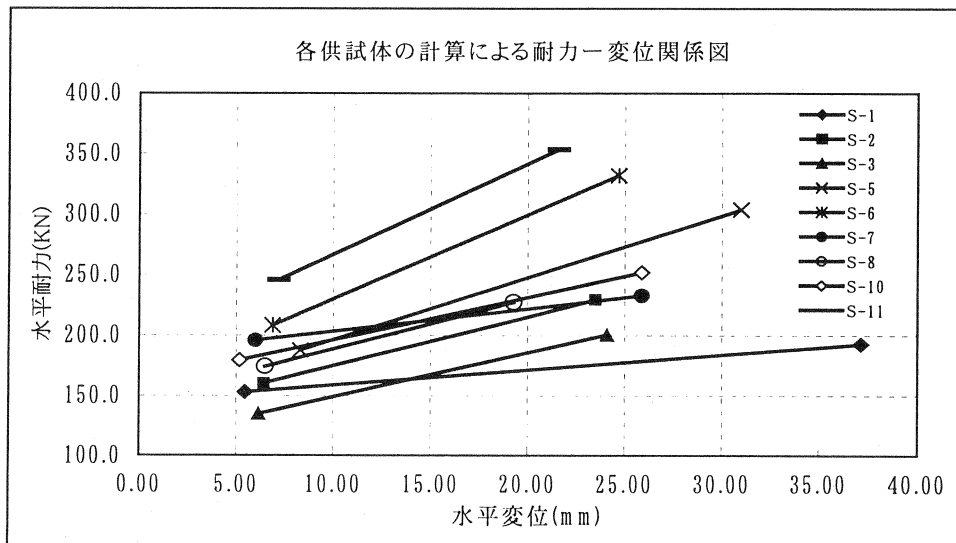
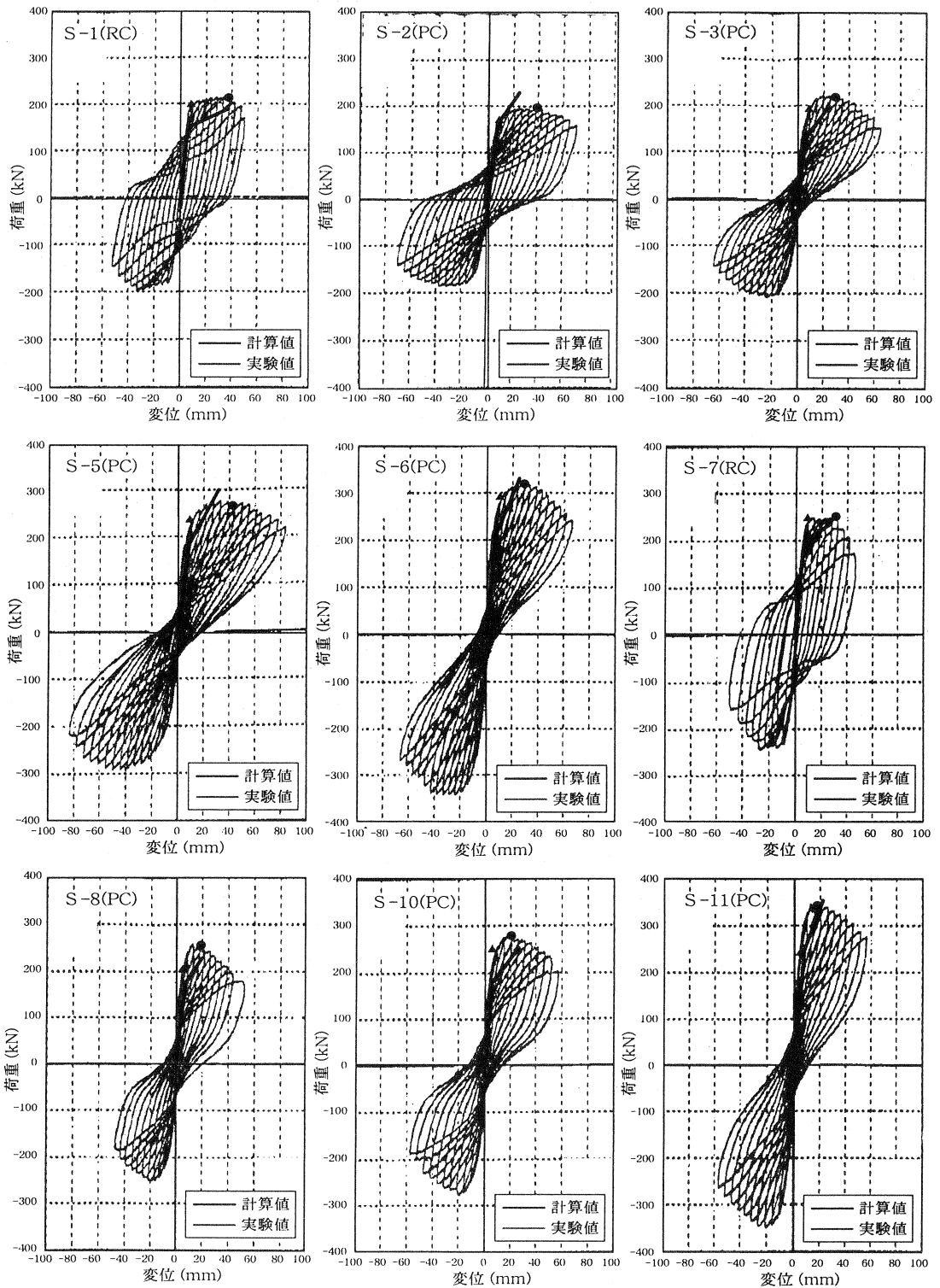


図-4 計算による水平耐力と変位

供試体S-1とS-7、S-3とS-8、S-6とS-11など、同じ配筋で軸応力度が1MPaと4MPaの組み合わせに着目する。たとえば、S-3(1MPa)の終局時の水平変位が24.10mmに対して、S-8(4MPa)の終局時の水平変位が19.30mmである。軸力が大きくなるほど変形能力は低下することがわかる。

プレストレスが8.0MPaのS-5、S-6、S-11は、他の供試体よりも終局時における水平耐力が高い。



(注) 図注の実験値の履歴ループにおいて値を参照した点 ▲: 降伏時、●: 終局時

図-5 計算値と実験値の比較

静的交番載荷実験より得られた履歴ループに本論で計算した降伏時と終局時の値をそれぞれプロットし、直線で結んだものを図-5に示す。いずれの供試体についても、計算値の折れ線が履歴ループの包絡線にほぼ一致している。

6. 安全性の判定

表-5 保耐法による照査結果

供試体		Khe W ≤ Pa					Khe W / Pa	δ R ≤ δ Ra					δ _R / δ _{Ra}
		等価水平 震度 Khe	等価重量 W (KN)	Khe W	判定	Pa(KN)		C _R	μ _R	δ _y (mm)	δ _R (mm)	判定	
S-1	タイプ I	0.41	172.85	71.39	○	192.00	0.37	0.70	6.87	1.24	○	15	0.08
	タイプ II	0.51		88.50	○	192.60		0.46	1.23	6.89	0.93		○
S-2	タイプ I	0.57	173.06	98.64	○	217.60	0.45	0.66	8.74	1.81	○	15	0.12
	タイプ II	0.79		136.20	○	229.27		0.59	1.04	9.21	0.23		○
S-3	タイプ I	0.56	165.51	92.68	○	189.30	0.49	0.62	8.65	1.97	○	15	0.13
	タイプ II	0.51		84.00	○	200.47		0.42	0.59	9.16	2.26		○
S-5	タイプ I	0.59	164.71	97.18	○	262.60	0.37	0.60	11.70	2.80	○	15	0.19
	タイプ II	0.85		140.00	○	303.53		0.46	0.79	13.50	1.70		○
S-6	タイプ I	0.58	162.64	94.66	○	304.47	0.31	0.57	10.00	2.58	○	15	0.17
	タイプ II	0.77		125.56	○	331.73		0.38	0.69	11.00	0.19		○
S-7	タイプ I	0.52	682.60	352.22	×	231.50	1.52	2.63	7.08	6.92	○	15	0.46
	タイプ II	0.94		641.64	×	232.53		2.76	17.73	7.12	71.50		×
S-8	タイプ I	0.59	654.27	386.00	×	217.20	1.78	2.72	8.10	8.37	○	15	0.56
	タイプ II	1.31		856.44	×	227.33		3.77	19.66	8.48	94.90		×
S-10	タイプ I	0.52	649.84	337.92	×	240.00	1.41	2.30	6.97	5.44	○	15	0.36
	タイプ II	0.78		508.17	×	251.50		2.02	5.44	7.28	19.39		×
S-11	タイプ I	0.61	648.20	395.40	×	322.27	1.23	1.49	9.44	2.77	○	15	0.18
	タイプ II	1.25		810.25	×	353.13		2.29	6.93	10.34	36.79		×

ここまで計算によって得られた結果に対して、道示 V の地震保有水平耐力法による照査した。保耐法による安全性の照査結果を表-5に示す。

表-5の右側の曲げ耐力の照査について、軸応力度が 1.0MPa の供試体S-1 からS-6 については、安全側(Khe W / Pa < 1)であったが、軸応力度が 4.0MPa の供試体S-7~S-11は危険側となった。

表-5の左側の残留変位に対する照査について、タイプ I については、全ての供試体が安全側(δ_R / δ_{Ra} < 1)であった。しかし、タイプ II については、曲げ耐力の照査するときと同様に、軸応力度が 4.0MPa の供試体については危険側であることがわかった。以上より、道示 V 保耐法による PC 橋脚の照査ができた。

7. 結論

- ① 道示 V に記述のない PC 橋脚について、道示 III でのプレストレスの計算手法を道示 V にあてはめることにより、道示 V の保耐法による照査ができた。
- ② 計算値と実験値との対比は、表-4、図-5に示すように満足できるものだった。

参考文献

- 1) 池田、森、吉岡:プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究、プレストレストコンクリート、Vol.40, No.5
- 2) 道路橋示方書・同解説 I 共通編 III コンクリート橋編、日本道路協会、平成 8 年 12 月
- 3) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、日本道路協会、平成 8 年 12 月