

限界状態設計法によるPC連続ラーメン橋の耐震設計

前原 康夫¹・日紫喜 剛啓²・角本 周³・町 勉⁴

¹正会員 八千代エンジニアリング(株) 技術開発本部 耐震保全部 (〒153-0061 目黒区中目黒 1-10-21)

²正会員 工修 鹿島建設(株) 技術研究所 土木技術研究部 (〒182-0072 調布市飛田給 2-19-1)

³正会員 工修 オリエンタル建設(株) 技術部 (〒102-0093 千代田区平河町 2-1-1)

⁴正会員 工修 オリエンタル建設(株) 技術部 (同上)

1. はじめに

橋梁の設計が、設計対象の橋梁に要求される機能を明示する性能設計へと移行するに伴い、構造設計法も、許容応力度設計法から照査しなければならない状態を明確に定義する限界状態設計法に変わりつつある^{1), 2)}。

耐震設計に関する限界状態設計法では、地震時の安全性に対してのみならず、地震後の供用性や修復性に対する限界状態を考慮する必要がある²⁾、対象橋梁の重要性和想定する地震動強度より限界状態を選択することとなる。供用性や修復性から限界状態を設定した場合は、橋梁を構成する部材が限界状態に達するか否かに着目すれば良く、個々の部材の応答値と保有性能（耐力、じん性等）とを比較し照査することになる。一方、構造物の破壊に対する安全性から限界状態を設定した場合には、特に不静定構造物では構造系のメカニズム状態を考慮しなければ全体系の保有性能を評価できないことから、全体

系の構造解析により応答値と保有性能とを一体で算出し照査しなければならない場合も考えられる。

さらに限界状態設計法へ移行する場合、安全性の整合問題として、現行設計法^{3), 4)}との整合を安全係数の設定で検討する必要がある⁵⁾。ただし、兵庫県南部地震では上部構造の耐力不足に起因する重大な損傷は生じてはいないが⁶⁾、PC橋は国内で架設され始めてから50年程であり、供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度を持つ地震動（レベル2地震動）に対する震災経験の蓄積は少なく、適切な安全性レベルを確保しているともいい難い。

そこで、まず本報告では、PC連続ラーメン橋を設計対象橋梁とし、限界状態設計法に基づいて橋脚および上部構造の耐震設計を行い、設計法上の問題点を検討した。なお、本報告は、「PC構造物耐震設計規準(案)」⁷⁾および「コンクリート標準示方書・設計編」⁸⁾、「同・耐震設計編」⁹⁾に準拠して設計した結果に基づいている⁷⁾。

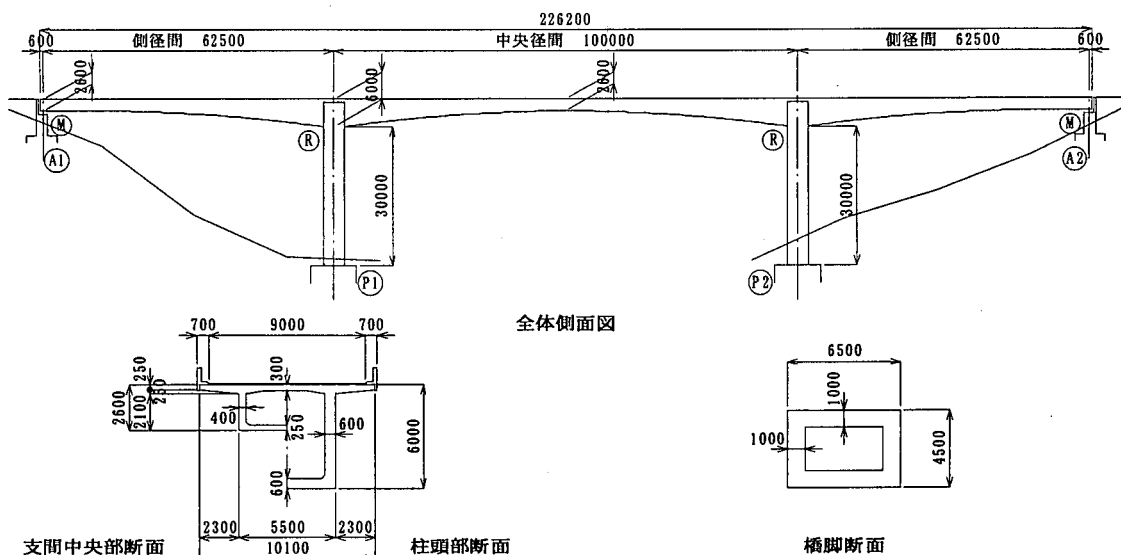


図-1 設計対象としたPC連続ラーメン橋

2. 設計対象橋梁および設計条件

(1) 設計対象橋梁

検討は、図-1に示す中央径間100mのPC3径間連続ラーメン橋を対象として行った。ここで、桁高や径間長の比率等は、既往のPC連続ラーメン橋の平均値を用いて設定している¹⁰⁾。また、橋脚高は、動的解析により耐震設計を行うのが望ましいとされる範囲である30mとした^{2), 4)}。なお、耐震設計上の地盤種別はI種地盤とし、基礎の変形は考慮しないものとした。

設計対象橋梁の使用材料を、表-1に示す。なお、常時に対しても、荷重の特性値および温度の影響を組合せた場合の制限値を除き、「コンクリート標準示方書・設計編」(以下、「コ設計編」)に準拠して限界状態設計法により鋼材配置等を決定している。

(2) 限界状態設計法による設計条件

設計対象橋梁に要求される耐震性能および健全度レベルを、表-2に示す。部材の健全度レベルは、保有性能や修復性の観点から区別されるものであり、本設計では健全度レベルに応じた評価指標および限界値を設定した。PC構造である上部構造は、健全度レベル1では鉄筋初降伏未満、健全度レベル2ではPC鋼材弾性限界程度と

表-1 使用材料

	部材・方向	種類	材料強度の特性値
コンクリート	上部構造	—	$f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
	橋脚	—	$f_{ck} = 27 \text{ N/mm}^2$
鉄筋	—	SD345	$f_{yk} = 345 \text{ N/mm}^2$
PC鋼材	主方向	SWPR7B 12S12.7	$f_{pk} = 1850 \text{ N/mm}^2$
	横方向	SWPR19 1S21.8	$f_{pk} = 1830 \text{ N/mm}^2$

表-2 対象橋梁の耐震性能と健全度レベル
(重要度が高い構造物)

地震動	耐震性能	健全度レベル	
		上部構造	下部構造
レベル1地震動	耐震性能1	1	1
レベル2地震動	タイプI	耐震性能2	2
	タイプII	耐震性能3	2

表-3 耐震性能に対する安全係数

耐震性能	材料係数 γ_m		部材係数 γ_b	構造解析係数 γ_s	構造物係数 γ_i	荷重係数 γ_f
	γ_c	γ_s				
耐震性能1 曲げ (せん断)	1.0	1.0	1.0 (1.15~1.3)	1.0	1.0	1.0
耐震性能2・3 曲げ (せん断)	1.0 (1.3)	1.0	1.0 (1.15~1.3)	1.0	1.0	1.0

表-4 各材料強度の特性値または制限値

		特性値または制限値	
		耐震性能1	耐震性能2・3
コンクリートの特性値	設計圧縮強度 f_{cd}	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$	
	設計曲げ強度 f_{td}	$f_{td} = 0.42 f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$	
鉄筋の制限値		f_{yk}	f_{yk}
PC鋼材の制限値		$0.7 f_{pk}$	$0.84 f_{pk}$

し、いずれも補修が不要な状態を想定した。また、RC構造である橋脚は、健全度レベル1では補修が不要な状態を想定して鉄筋初降伏未満、健全度レベル2では限定された損傷で軽微な補修が必要な状態を想定して許容塑性率算出における低減係数を $\alpha=3.0$ に、健全度レベル3では大きな被害はないが補修・補強が必要な状態を想定して $\alpha=1.5$ に設定した。

各耐震性能の照査における安全係数を表-3に、各材料強度の特性値または制限値を表-4に示す。本設計では、コンクリートの応力度-ひずみ関係に「道路橋示方書・V耐震設計編」(以下、「道示V編」)に規定された曲線を用いており、PC上部構造においても材料係数 γ_c を1.0として変形性能との整合が図られることを考慮して¹¹⁾、コンクリートの曲げに対する材料係数を1.0とした。また、何れの耐震性能の照査においても、荷重の組合せにクリープ・収縮の影響も考慮し、荷重係数を1.0とした。

3. 限界状態設計法による耐震設計結果

(1) 耐震性能1に対する耐震設計

線形静的解析により橋脚および上部構造の応答値を算出し、耐震性の照査を行った。設計水平震度は、橋軸方向・橋軸直角方向ともに0.20である。

橋脚下端および上部構造主要断面の曲げモーメントに対する安全性の照査結果を、表-5および表-6に示す。なお、耐震性能1に対しては、発生応力度とその制限値による照査で示している。

表-5 橋脚の曲げモーメントに対する安全性の照査

鉄筋量	A_s	mm^2	橋軸方向	橋軸直角方向
			135660 D 38-外側2段配置 内側1段配置	54720 D 38-外側1段配置 内側1段配置
曲げ応力度	f_c	N/mm^2	18	15
	f_s	N/mm^2	331	306
応力度の制限値	f_{cd}	N/mm^2	27	27
	判定		$f_c \leq f_{cd}$ OK	
	f_{yd}	N/mm^2	345	345
	判定		$f_s \leq f_{yd}$ OK	

表-6 上部構造の曲げモーメントに対する安全性の照査

		(a) 橋軸方向					
		柱頭部右		中央径間1/4		中央径間中央	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
地震時合成応力度(max)	N/mm^2	2.7	6.4	3.6	5.1	7.8	0.9
地震時合成応力度(min)	N/mm^2	0.7	9.6	0.1	9.8	3.3	9.3
制限値*	N/mm^2	曲げ圧縮応力度 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 40$					

		(b) 橋軸直角方向					
		柱頭部右		中央径間1/4		中央径間中央	
		上縁	下縁	上縁	下縁	上縁	下縁
地震時合成応力度(max)	N/mm^2	3.5	8.3	4.0	4.2	2.7	0.8
地震時合成応力度(min)	N/mm^2	0.2	6.6	7.2	6.0	9.1	4.3
制限値*	N/mm^2	曲げ圧縮応力度 $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 40$					

*コンクリートの緑応力度が引張応力となる場合には、鉄筋の制限値が引張降伏点強度であることを考慮して引張鋼材を配置する。

(2) 耐震性能2・3に対する耐震設計

非線形静的解析により、耐震性能2・3に対する橋脚の照査を行った。

橋軸方向に対しては、ラーメン橋であることから橋梁全体系をモデル化し、各部材には以下のモデルを用いた。

- ・上部構造：線形はり要素（全断面有効）
- ・橋脚上下端：非線形回転バネ（トリリニア型）
- ・橋脚一般部：非線形はり要素（トリリニア型）

なお、部材の曲げモーメントー曲率（ $M-\phi$ ）関係の算出において、コンクリートの応力度ーひずみ曲線は「道示V編」に従ったが、引張応力度の制限値は、「コ設計編」の設計曲げ強度 f_{bk} に対して部材寸法を考慮した f_{ide} とした。

橋軸方向に対して、プッシュオーバーアナリシスにより上部構造慣性力作用位置における水平震度ー水平変位関係を算出した。ここで、連続ラーメン橋の初降伏および終局は、想定した複数の塑性ヒンジのうち1つが降伏あるいは終局に達するときと定義した。タイプII地震動に対する上部構造慣性力作用位置における水平震度ー水平変位関係は、図-2のようになる。

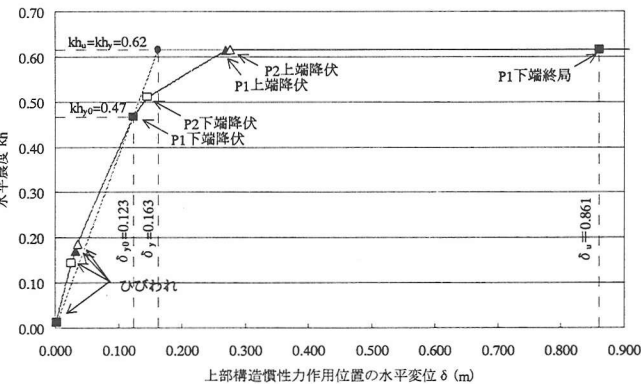


図-2 水平震度ー水平変位関係の算出結果（タイプII地震動）

表-6 耐震性能2・3に対する橋脚の安全性の照査（橋軸方向）

安全係数	材料係数	コンクリート γ_c		タイプI	タイプII
		鉄筋 γ_s		1.0(1.3)	1.0(1.3)
材料強度の特性値	コンクリートの圧縮強度	曲げ耐力 γ_b		1.0	1.0
		せん断耐力（コンクリート） γ_d		1.56	1.56
		せん断耐力（鉄筋） γ_b		1.15	1.15
		γ_i		1.0	1.0
設計せん断耐力	コンクリート負担	腐部の幅		200	200
		部材高さ		450	450
		設計軸方向力		40441	40441
		設計曲げモーメント		351086	351702
		β_d		0.702	0.702
		β_p		1.18	1.18
		β_n （橋脚下端）		1.12	1.12
		M_θ （橋脚下端）		43437	43437
		f_{cd}		0.550	0.550
		V_{cd} （橋脚下端）		2704	2703
破壊形態の判定	非線形回転バネの終局曲げモーメント	鉄筋負担		29024	29024
		合計		31727	31727
		M_{us}		356432	357257
		M_{us}		374880	375334
		非線形回転バネ間の距離		27.750	27.750
		終局水平耐力		26354	26400
部材の変形性能の照査	判定	$\gamma_i \cdot V_{us} / V_{rd}$		0.83	0.83
		δ_y		0.162	0.163
		δ_u		0.459	0.861
		低減係数		3.0	1.5
		許容変位塑性率		1.61	3.85
		設計水平震度		0.70	1.23
		終局水平震度		0.61	0.62
		応答変位塑性率		1.16	2.47
部材の変形性能の照査	判定	$\gamma_i \cdot \mu_{rd} / \mu_{rd}$		0.72	0.64
				<1.0 OK	<1.0 OK

び終局は、想定した複数の塑性ヒンジのうち1つが降伏あるいは終局に達するときと定義した。タイプII地震動に対する上部構造慣性力作用位置における水平震度ー水平変位関係は、図-2のようになる。

橋軸方向に対する橋脚の耐震性の照査結果を、表-6に示す。ここで、応答変位塑性率 μ_{rd} は、エネルギー一定則を適用して算出した。なお、表中の()は、せん断耐力算出におけるコンクリートの材料係数 γ_c を示しており、{ }は、「コンクリート標準示方書・耐震設計編」(以下、「コ耐震編」)より、破壊モード判定において用いた軸方向鉄筋の実降伏強度(規格値の1.2倍)を示している。さらに、せん断耐力算出においては、現時点では正負交番繰返しの影響を的確に評価することが困難であるため、「コ設計編」を参考にしてコンクリートに対する部材係数 γ_b を一般の場合($\gamma_b=1.3$)の1.2倍とした。

橋軸直角方向に対しては、1本柱形式の橋脚とみなして設計を行った。ただし、安全係数および材料強度の制限値の設定等は、橋軸方向と同様にした。橋軸直角方向に対する橋脚の耐震性の照査結果を、表-7に示す。

耐震性能2・3に対する耐震設計により決定した橋脚の断面を、図-3に示す。耐震性能1に対する耐震設計で決定した鉄筋配置に対して、橋軸方向のせん断力に対して帯鉄筋径をD19からD25に、また橋軸直角方向の曲げモーメントに対して軸方向鉄筋を外側1段から2段に変更した。なお、橋脚は全て等断面寸法の同一鉄筋配置とした。

表-7 耐震性能2・3に対する橋脚の安全性の照査（橋軸直角方向）

				タイプⅠ	タイプⅡ
設計せん断 耐力	合計	V_{rd}	kN	35186	35186
	終局水平耐力	V_{us}	kN	17580	17600
破壊形態の 判定	判定	$\gamma_i \cdot V_{us} / V_{rd}$		0.50	0.50
				<1.0 曲げ破壊型	
部材の変形 性能の照査	許容変位塑性率	μ_{Rd}		1.72	4.41
	応答変位塑性率	μ_{ed}		1.52	2.46
	判定	$\gamma_i \cdot \mu_{ed} / \mu_{Rd}$		0.88	0.56
				<1.0 OK	

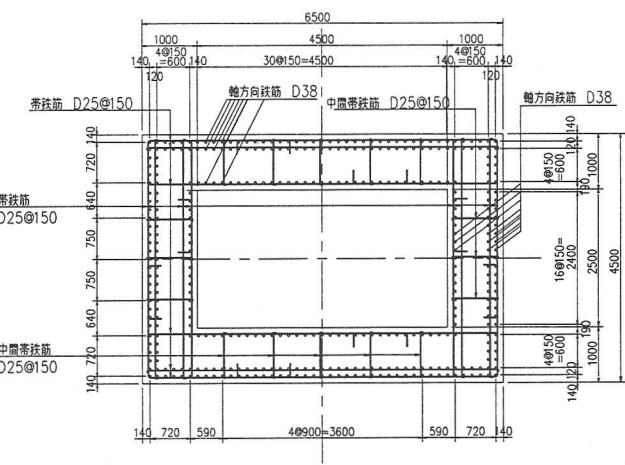


図-3 耐震性能2・3に対する耐震設計で決定した橋脚の断面

(3) 非線形動的解析による耐震性能2・3に対する照査

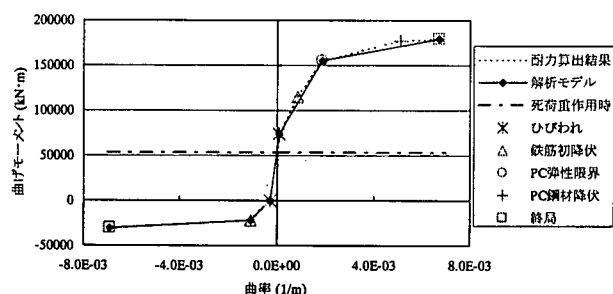
非線形動的解析により、耐震性能2・3に対する橋脚および上部構造の照査を行った。

a) 解析モデル

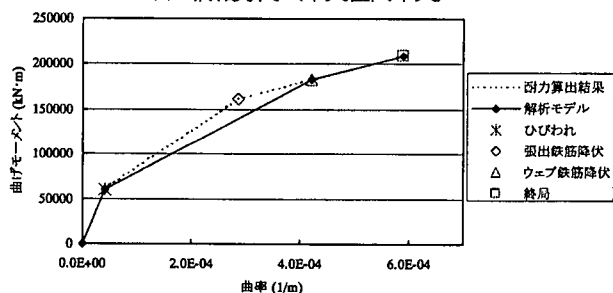
骨組モデルは、橋軸方向・橋軸直角方向ともに橋梁全体をモデル化した。

橋脚のモデル化は、橋軸方向に対して橋脚上下端に、橋軸直角方向に対して橋脚下端に塑性ヒンジを想定した非線形回転バネを導入し、その他の部材は非線形はり要素とした。非線形履歴特性には、剛性低下型トリリニアモデル（武田型）を用いた。

また、非線形動的解析では、上部構造も非線形はり要素でモデル化し、0-ひびわれ-初降伏-終局を結ぶトリリニア型の非線形弾性モデルとした^{11), 12)}。ここで、上部構造の初降伏の定義は、橋軸方向に対しては①引張縁側にPC鋼材が配置されている場合はPC鋼材弾性限界および②配置されていない場合は鉄筋初降伏とし、橋軸直角方向に対しては①ウェブに配置される外側の鉄筋が降伏に達するときまたは②PC鋼材が弾性限界に達するときのいずれか早い方とした^{11), 12)}。また、終局の定義は、部材圧縮縁のコンクリートひずみが2000μに達した状態とした。上部構造のM-φ関係算出結果および非線形モデル化を、図-4に示す。なお、上部構造の応力度-ひずみ曲線は、橋脚と同様に「道示V編」を使用した。



(a) 橋軸方向（中央径間中央）



(b) 橋軸直角方向（中央径間中央）

図-4 上部構造の M-φ 関係と非線形モデル化

表-7 固有振動解析結果

	固有周期(sec)	有効質量率	モード減衰率
橋軸方向1次	1.048	79%	3.3%
橋軸方向2次	0.416	10%	3.9%
橋軸直角方向1次	1.211	72%	2.4%
橋軸直角方向2次	0.441	10%	4.8%

横拘束筋による拘束効果は考慮しないこととした。

解析モデルにおいて、橋脚および上部構造のねじり剛性は、全断面有効剛性の1/20とした¹⁾。

b) 固有振動解析

橋梁の振動特性の把握およびRayleigh減衰の設定のため、固有振動解析を行った。橋軸方向および橋軸直角方向の地震時に卓越する振動モードの固有振動数および減衰定数を、表-7に示す。なお、各部材の減衰定数は、橋脚は2%とし、上部構造は非線形弾性モデルを用いるため履歴減衰が考慮されないことから5%とした¹¹⁾。

c) 非線形動的解析による橋脚の照査

橋脚の非線形動的解析による耐震性能2・3に対する照査は、塑性ヒンジの塑性回転角、橋脚上下端のせん断力、橋梁全体の残留変位について行った。解析結果の一例を図-5に、照査結果の一例を表-8に示す。なお、入力地震動は「道示V編」の加速度応答スペクトル適合波を用い、タイプIおよびタイプIIとも各3波形に対して解析し、その平均値に対して照査した。

図-3に示した橋脚の断面は、タイプIおよびタイプII地震動ともに、動的解析による照査を満足した。

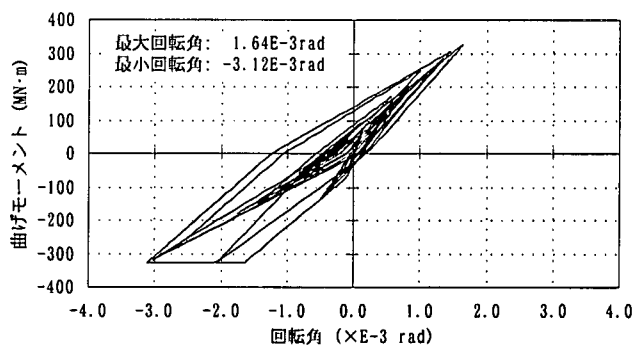
d) 非線形動的解析による上部構造の照査

上部構造の耐震性能2・3に対する照査は、曲げモーメントおよびせん断力について行った。

曲げモーメントに対しては、式(1)により照査した。

$$\gamma_i \cdot \phi_{sd} / \phi_{Rd} \leq 1.0 \quad (1)$$

ここに、 ϕ_{sd} は部材の応答曲率を、 ϕ_{Rd} は部材の曲率の各



P1 橋脚基部塑性ヒンジの M-θ 応答履歴

図-5 非線形動的解析結果（橋軸方向 タイプII-1-1）

表-8 動的解析による橋脚の耐震性能2・3に対する安全性の照査（橋軸方向 タイプII地震動）

	設計応答値 S_d	設計部材性能 R_d	$\gamma_i \cdot S_d / R_d$	判定
入力地震動の最大加速度	gal	—	—	—
最大応答加速度	a_{max} gal	653.3	—	—
最大応答変位※	δ_{max} m	0.225	—	—
残留変位※	δ_R m	0.008	0.332	$\delta_R \leq \delta_{Ra}$ OK
最大回転角（上部）	$\theta_{sd} \times 10^{-3}$ rad	1.219	21.502	0.06 OK
最大回転角（基部）	$\theta_{sd} \times 10^{-3}$ rad	2.967	20.088	0.15 OK
最大せん断力（上部）	V_d kN	18899	31642	0.60 OK
最大せん断力（基部）	V_d kN	25442	31727	0.80 OK

※：上部構造の慣性力作用位置における応答値

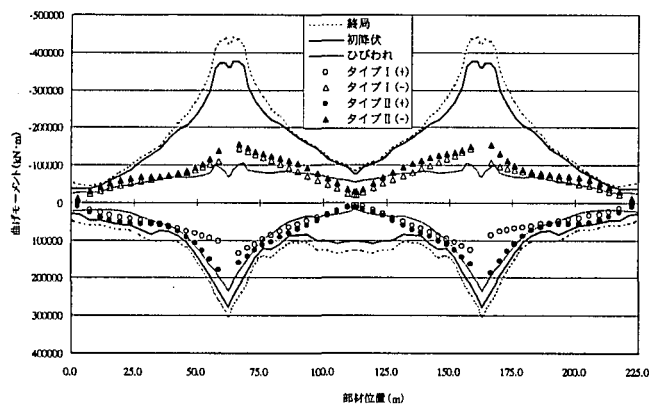


図-6 最大応答曲げモーメントと曲げ耐力（橋軸方向）

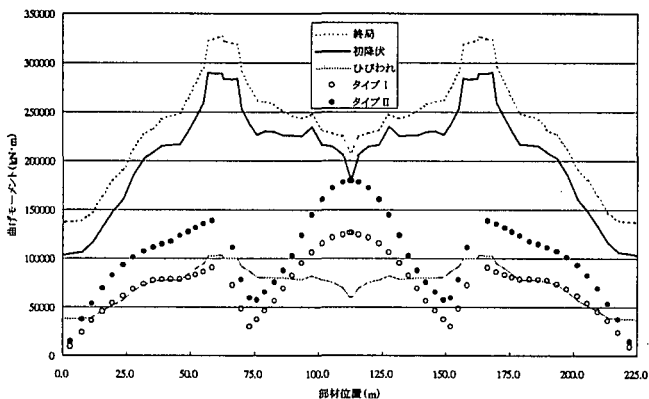


図-7 最大応答曲げモーメントと曲げ耐力（橋軸直角方向）

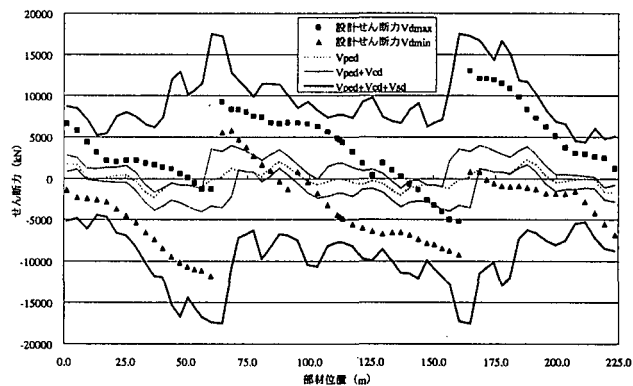


図-8 最大応答せん断力とせん断耐力（橋軸方向）

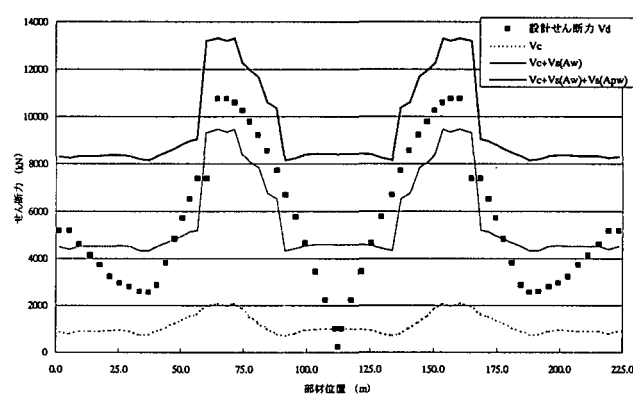


図-9 最大応答せん断力とせん断耐力（橋軸直角方向）

健全度レベルにおける制限値（部材が初降伏に達する時の曲率）を示す。曲げモーメントに対する照査結果として、本報告では表示の都合上、応答曲げモーメントと曲げ耐力を比較し図-6および図-7に示す。ここで、応答曲げモーメントおよび曲げ耐力は、死荷重作用時の曲げモーメントを基準にして表示している。

せん断力に対しては、「コ設計編」に従って式(2)により照査した。

$$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0 \quad \text{かつ} \quad \gamma_i \cdot V_d / V_{wcd} \leq 1.0 \quad (2)$$

ここに、 V_d は部材の設計せん断力を、 V_{yd} は部材各断面の設計せん断耐力を示し、また V_{wcd} は設計斜め圧縮破壊耐力を示す。

設計せん断力 V_d は、式(3)で算出した。

$$V_d = V_p + V_r - V_{hd} \quad (3)$$

ここに、 V_p は死荷重によって作用するせん断力を、 V_r は地震動によって発生するせん断力を示す。また、 V_{hd} は、死荷重作用時および一方地震力載荷時の曲げモーメントより、部材高さの変化の影響を設計せん断力に考慮するものであり、せん断力の作用方向別に算出した。

また、設計せん断耐力 V_{yd} は、式(4)で算出した。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{ped} \quad (4)$$

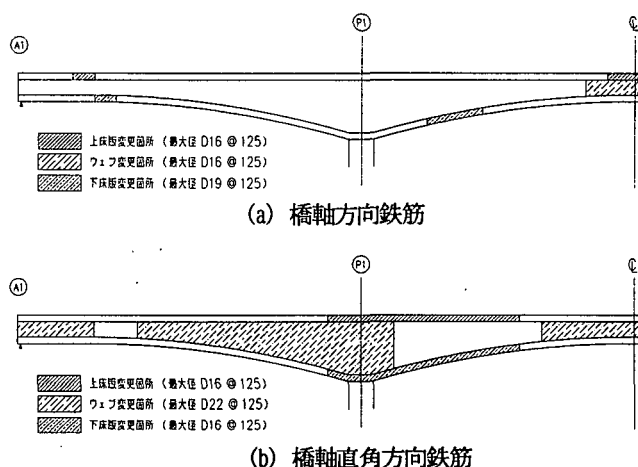


図-10 動的解析による照査結果に基づく鉄筋配置の変更箇所

レベル2地震動のように大きな強度を持つ地震動が作用した場合、せん断力の作用方向が、死荷重作用時と逆方向になることがある。上部構造の橋軸方向にはPC鋼材が死荷重作用時の曲げモーメントを考慮して配置されているため、せん断力の作用方向によってコンクリートが分担するせん断耐力 V_{cd} と軸方向緊張材の有効引張力のせん断力に平行な成分 V_{ped} が異なる。そのため、橋軸方向については、せん断力の作用方向別にせん断耐力を算出した。また、橋軸直角方向の場合は、下床版幅を部材高とし、ウェブ部材間の上下床版に配置された横方向鉄

筋をせん断補強鉄筋、上床版に配置された横方向P C鋼材をせん断補強用緊張材と見なして、せん断補強鋼材が負担するせん断耐力 V_{sd} を算出した。

せん断力とせん断耐力を比較して、図-8および図-9に示す。なお、本報告では、タイプⅠ地震動よりタイプⅡ地震動による応答値が大きいため、タイプⅡの応答値のみ表示する。

動的解析による上部構造の照査の結果、常時の設計で決定した鉄筋配置に対して変更した箇所および最大鉄筋径を図-10に示す。

4. 限界状態設計法における問題点

(1) クリープ・収縮による2次力の影響

「コ設計編」では、終局限界状態の照査においてはクリープ・収縮の影響は一般に考慮しなくてよいが、施工時と完成時の構造系が異なる場合にはその影響を考慮するように記述されている。一方、大規模地震時には、基礎の変形や構造系の塑性化によりクリープ・乾燥収縮やプレストレスによる2次力は解放されるとの指摘もある¹³⁾。そこで、耐震性能2・3に対する照査において、初期断面力にクリープ・収縮による2次力を考慮する場合としない場合の応答値の相違を検討した。

検討結果を表-9および図-11、図-12に示す。クリープ・収縮を荷重組合せに考慮するか否かが地震時の応答値および耐震性能の照査に及ぼす影響は数%であり、設計対象橋梁に関してはその影響は小さい結果となった。

なお、耐震性能1に対する照査では、塑性化を許容しないことから、使用限界状態と同様にクリープ・収縮を考慮することが妥当であると考えられる。

表-9 クリープ・収縮による2次力の考慮の影響

			考慮	無視	比率(%)
PI橋脚 下端 死荷重時	曲げモーメント M	kN・m	65797	55367	-15.9
	軸方向力 N	kN	40441	40593	0.4
	せん断力 S	kN	2314	1854	-19.9
	終局水平耐力 V_{Ru}	kN	26400	26415	0.1
PI橋脚 下端 静的解析	せん断耐力 V_{yd}	kN	31727	31728	0.0
	$\gamma_i \cdot V_{Ru} / V_{yd}$		0.83	0.83	0.0
	応答変位塑性率 μ_{sd}	—	2.47	2.47	0.0
	許容変位塑性率 μ_{Rd}	—	3.85	3.84	-0.3
	$\gamma_i \cdot \mu_{sd} / \mu_{Rd}$		0.64	0.64	0.0
	応答回転角 θ_{sd}	$\times 10^{-3}$ rad	2.967	2.973	0.2
PI橋脚 下端 動的解析	回転角の制限値 θ_{Rd}	$\times 10^{-3}$ rad	20.088	20.073	-0.1
	$\gamma_i \cdot \theta_{sd} / \theta_{Rd}$		0.15	0.15	0.0
	設計せん断力 V_d	kN	25442	25542	0.4
	せん断耐力 V_{yd}	kN	31727	31728	0.0
	$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$		0.80	0.81	1.3
	上部構造 中央1/4 死荷重時	曲げモーメント M	kN・m	-1418	-15758
軸方向力 N		kN	-1977	-1517	-23.3
せん断力 S		kN	5340	5340	0.0
応答曲率 ϕ_{sd}		1/m	8.24E-04	7.88E-04	-4.4
上部構造 中央径間 支間1/4 動的解析	曲率の制限値 ϕ_{Rd}	1/m	1.18E-03	1.22E-03	3.4
	$\gamma_i \cdot \phi_{sd} / \phi_{Rd}$		0.70	0.65	-7.1
	設計せん断力 V_d	kN	6556	6815	4.0
	せん断耐力 V_{yd}	kN	11403	11392	-0.1
	$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd}$		0.57	0.60	5.3

(2) 材料係数の設定

「コ耐震編」では、耐震性能2・3に対する照査において、コンクリートの材料係数を1.3としている。しかしながら、「道示V編」の応力度-ひずみ曲線を使用した場合、材料係数を1.0とした場合と1.3とした場合とでは、図-13に示すように、M- ϕ スケルトンにおけるイベント発生順序が変化し実際の挙動と異なることとなる¹¹⁾。さらに、耐震設計では、じん性率の照査が重要となることから、コンクリートの強度に対して考慮する材料係数のみならず終局ひずみに対して考慮する材料係数の設定を検討する必要も考えられる。

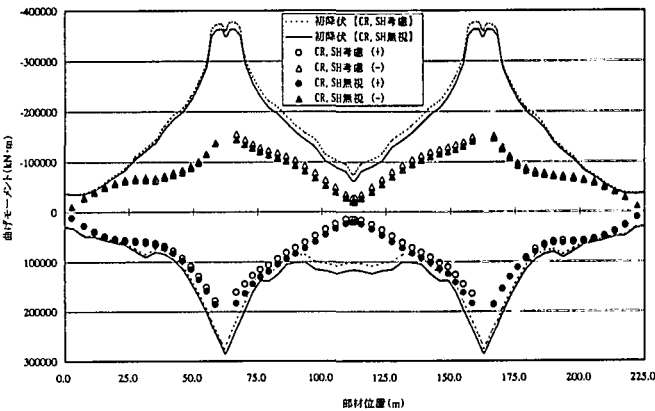


図-11 クリープ・収縮による2次力の考慮と上部構造の応答曲げモーメントの相違

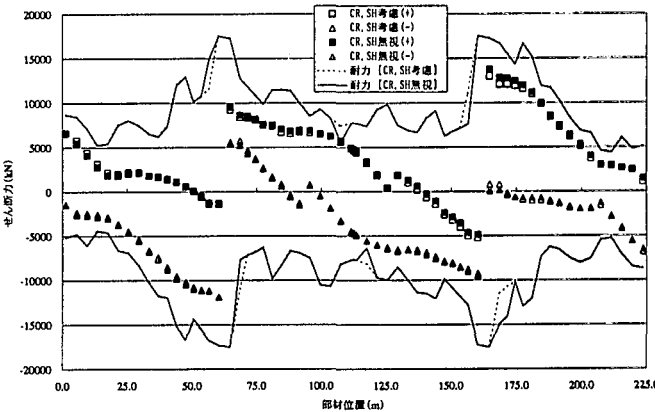


図-12 クリープ・収縮による2次力の考慮と上部構造の応答せん断力の相違

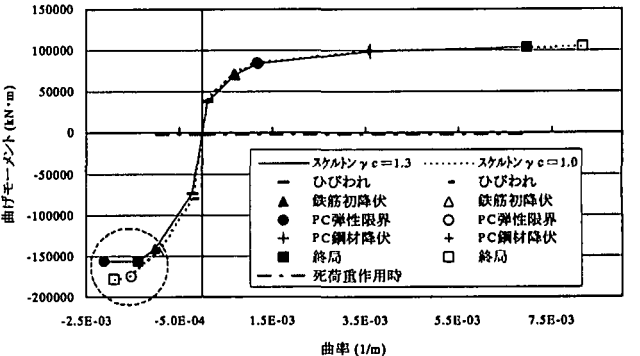


図-13 材料係数の設定とスケルトンの関係（中央径間1/4）

(3) せん断力に対する照査

a) 破壊モードの判定

「コ耐震編」では、破壊モードの判定時の曲げ耐力の算出において鋼材の実引張降伏強度を考慮するものとしており、鉄筋の実引張降伏強度は材料規格値の1.2倍程度としている。このことは、動的解析による照査においても、曲げモーメントに対する照査に用いるスケルトンと、せん断力に対する照査（破壊モードの判定）に用いるスケルトンの2種類を設定して解析を行うこととなる。しかしながら、設計の煩雑さからすれば、鋼材の実強度の影響は「部材耐力計算上の不確実性」の影響を考慮するための安全係数である部材係数で考慮することが望ましい。なお、P C鋼材の実強度特性については、「コ耐震編」においても一般的な数値を示していない。

b) 部材係数の設定

本報告では、せん断耐力の算出に用いる部材係数は正負交番作用の影響を考慮し、コンクリートに対してのみ「コ設計編」を参考にして一般の場合の1.2倍とした。よって、せん断耐力算出時の部材係数は $\gamma_b = 1.3 \times 1.2 = 1.56$ となる（注：「コ耐震編」では $\gamma_b = 1.3$ としている）。これにより、有効高さおよび軸方向引張鉄筋比に関する補正（ β_d 、 β_p ）をしたコンクリートの負担するせん断耐力に対しては、部材係数に一般の値を用いた場合は $1/1.30 = 0.77$ 倍であるが、正負交番作用の影響を考慮した値を用いた場合は $1/1.56 = 0.64$ 倍することになる。一方、「道示V編」では、コンクリートの負担するせん断耐力に対しては、正負交番作用の影響を考慮してタイプIIの地震動に対して0.8倍、タイプIの地震動に対して0.6倍しており、それぞれ「コ設計編」の部材係数を一般の値とした場合および正負交番作用の影響を考慮した値とした場合と同程度の補正となっている。

なお、せん断補強鉄筋の負担するせん断耐力に対しては、「道示V編」では正負交番作用の影響を考慮していないのに対して、「コ設計編」では影響を考慮することになるが、せん断補強鉄筋の負担するせん断耐力に対して正負交番作用の影響を考慮すべきかは、今後の課題であると考えられる。

c) せん断耐力に対するプレストレスの影響

「コ設計編」では、コンクリートの負担するせん断耐力の算出において、軸方向力（プレストレス等）の影響を考慮している。ここで、P C上部構造ではプレストレスの偏心による影響を無視できず、断面位置によっては、プレストレスによる軸方向力に対しては縁応力度が圧縮状態であっても、偏心の影響を考慮すると一方の縁応力度が引張状態になる場合がある。デコンプレッションモーメントの算出には、プレストレスの偏心による影響を考慮すべきであるので、補正係数の算出式は「コ設計編」のように軸方向力 N'_d ではなく、式(5)に示すように設

計曲げモーメント方向に対するデコンプレッションモーメントの符号で選定した。

$$\begin{aligned} M_o/M_d \geq 0 : \beta_n &= 1 + M_o/M_d < 2 \\ M_o/M_d < 0 : \beta_n &= 1 + 2 \cdot M_o/M_d > 0 \end{aligned} \quad (5)$$

つまり、正負作用方向で、係数 β_n が異なることになる。

なお、せん断耐力に対するプレストレスの影響は寸法効果に影響されないとの指摘もあり、有効高さに関する補正（ β_d ）との関係は今後の課題であると考えられる。

(5) 上部構造非線形としたプッシュオーバーアナリシス

本報告では、耐震性能2・3に対する上部構造の照査は動的解析により行っている。しかしながら、動的解析では想定地震動に対する要求性能は求められるが、保有性能を評価するには全体系の終局状態までの挙動を把握する必要がある¹⁴⁾。そこで、上部構造線形または非線形としたモデルに対するプッシュオーバーアナリシスを行

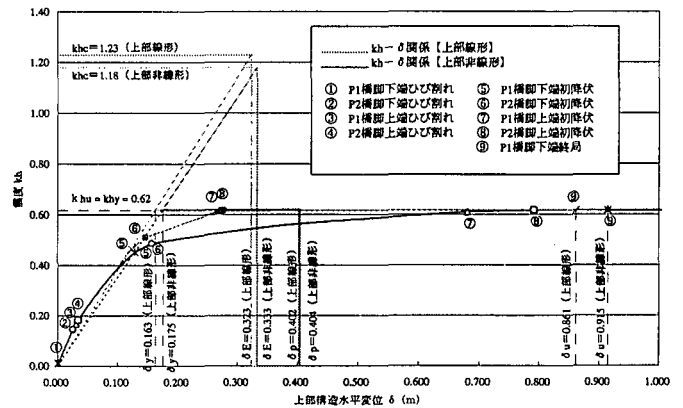


図-14 水平震度—水平変位関係（タイプII地震動）

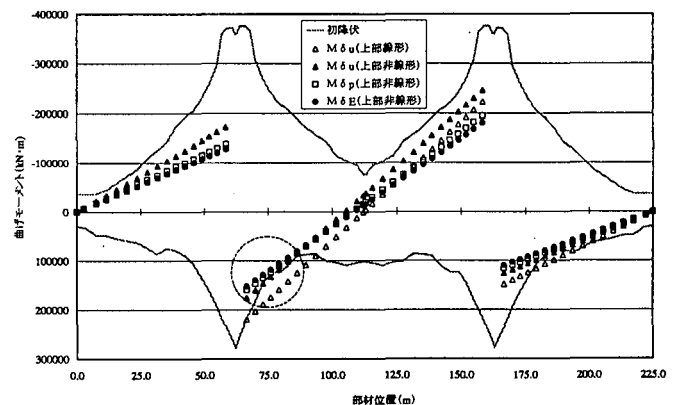


図-15 上部構造の応答曲げモーメント

表-10 上部構造の応答曲率の照査結果

		応答曲率 ϕ_{sd}	初降伏曲率 ϕ_{Rd}	終局曲率 ϕ_{ud}	$\gamma_i \cdot \phi_{sd} / \phi_{Rd}$
部材位置: A1より76m		1/m	1/m	1/m	
上部線形	δ_u 作用時	1.833E-04	1.291E-04	1.466E-04	1.42
	δ_p 作用時	5.176E-03	5.095E-04	8.751E-03	10.16
上部非線形	δ_p 作用時	9.486E-04	5.095E-04	8.751E-03	1.86
	δ_e 作用時	4.310E-04	5.095E-04	8.751E-03	0.85

い、以下の段階における上部構造の応答値を検討した。

- ①上部構造線形モデルでの構造系終局時(δ_u 作用時)
- ②上部構造非線形モデルでの構造系終局時(δ_u 作用時)
- ③上部構造非線形モデルでのエネルギー一定則より算出した応答変位時(δ_p 作用時)
- ④上部構造非線形モデルでの変位一定則より算出した応答変位時(δ_e 作用時)

なお、解析は、非線形動的解析による耐震性能2・3に対する照査を満足した鋼材配置に対して行った。

各モデルに対する水平震度－水平変位関係を図-14に、各段階での上部構造の応答曲げモーメントを図-15に示す。また、曲率による判定($\gamma_i \cdot \phi_{sd} / \phi_{Rd}$)が最も厳しくなる断面での照査結果を、表-10に示す。

プッシュオーバーアナリシスで一般的に用いられる上部構造線形としたモデルでは¹⁾、設計対象橋梁においては、 δ_u 作用時に上部構造に終局耐力を超える断面が生じる結果となる。一方、上部構造非線形としたモデルでは、 δ_u 作用時に初降伏曲率は超過するが終局曲率に達する断面は生じていない。さらに、 δ_e 作用時では、上部構造の全ての断面で初降伏曲率を超えない結果となった。これは、設計対象橋梁の橋軸方向固有周期が1.05秒であり、タイプⅡ地震動の加速度応答スペクトルに対しては変位一定則で応答値が評価できる周期帯域にあるため¹⁴⁾、 δ_e 作用時の上部構造の応答値と動的解析による上部構造の応答値が同程度となったものと考えられる。

以上、上部構造非線形としたモデルを用いれば、全体系の保有性能の評価のみならず想定地震動に対する要求性能も適切に求めることが可能である。ただし、保有性能の評価において、上部構造の限界状態をどの段階で照査するかは、今後の課題であると考えられる。

5. まとめ

本報告では、限界状態設計法によるPC連続ラーメン橋の耐震設計を行い、構造設計法上の問題点を検討した。得られた知見をまとめると、次のとおりである。

- (1)限界状態設計法では、安全係数としての材料係数や部材係数、荷重係数等の設定が重要なファクターとなる。特に、コンクリートの材料係数については、耐震設計ではじん性の照査が重要であることを考慮して設定する必要がある。
- (2)耐震性能2・3に対する照査において初期断面力にクリープ・収縮による2次力の影響を考慮するか否かは、設計対象の橋梁においては結果に与える影響は小さい。
- (3)破壊モードの判定において鋼材の実強度の影響を直接解析に考慮する方法は設計計算を煩雑とすることから、せん断力に対する部材係数で考慮するか、キャパシティデザインの手法を導入することが望ましい¹⁾。

(4)耐震性能2・3に対するPC上部構造のせん断耐力の算出においては、正負交番作用の影響やプレストレスの影響、有効高さの変化の影響等、今後、実験等により詳細に検討する課題が多く残されている。

(5)プッシュオーバーアナリシスによる上部構造の曲げモーメントに対する照査は、上部構造を非線形とし、橋梁の固有周期より変位一定則で応答値を評価することで、設計対象の橋梁では動的解析による照査結果と整合した。

謝辞：試設計において御指導頂いた、埼玉大学の陸好宏史教授、東京工業大学の二羽淳一郎教授を初め(社)プレストレストコンクリート技術協会「PC技術標準研究委員会・耐震設計分科会」の各委員に感謝いたします。

参考文献

- 1) (社)土木学会：橋梁の耐震設計に関する講習会－海外から見た日本の耐震設計法－，1998.9.
- 2) (社)土木学会：橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会－耐震設計の現状と今後の課題－，1999.10.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅲコンクリート橋編，1996.12.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，1996.12.
- 5) 星谷勝，石井清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，1986.5.
- 6) (社)プレストレストコンクリート技術協会：兵庫県南部地震・PC構造物震害調査報告書，1995.4.
- 7) (社)プレストレストコンクリート技術協会：PC構造物耐震設計標準(案)，1999.12.
- 8) (社)土木学会：コンクリート標準示方書・設計編，1996.3.
- 9) (社)土木学会：コンクリート標準示方書・耐震設計編，1996.7.
- 10) (財)高速道路調査会：PC多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書，1988.3.
- 11) 大塚久哲，堤忠彦，角本周，岡田稔規：繰返し曲げ載荷を受けるPC箱桁の復元力特性，第9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.491-496，1999.10.
- 12) 二階堂輝幸，角本周：PC連続ラーメン橋の上部構造の耐震性に関する一検討，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.65-68，1998.1.
- 13) 吉村洋司，豊福俊泰，米田利博：PCばかりにおける不静定力の挙動について，土木学会第42回年次学術講演会講演概要集，第1部，pp.196-197，1987.9.
- 14) 角本周，吉村徹，吉川卓：PC連続ラーメン橋における静的耐震設計法の適用範囲に関する検討，第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.109-116，1998.12.