

支承と橋脚の相互作用を考慮した 地震時保有水平耐力設計へのGAの適用に関する研究

杣辰雄* ・ 園田佳巨** ・ 大西陽子*** ・ 彦坂熙****

* 中央コンサルタンツ株式会社 福岡支店 (〒810-0062 福岡市中央区荒戸 1-1-6)

** 九州大学大学院助教授 工学研究科 建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

*** 九州大学大学院修士課程 工学研究科 建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

**** 九州大学大学院教授 工学研究科 建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

1. 緒言

兵庫県南部地震以後、道路橋の設計は従来の震度法から塑性域を想定した地震時保有水平耐力法¹⁾へと大きく変化した。この改訂にともない、道路橋の設計には弾塑性応答を考慮した計算が必要となり、終局時の損傷状態を想定した断面設計が採用されるなど、従来に比べて複雑なものとなった。一方、連続桁橋等の設計において、架設位置の地形や地盤特性が急変するような場合には、設計者が意識的に各橋脚や支承の荷重分担率の設定を試みることも少なくない。しかし、現行の地震時保有水平耐力法を用いて、設計者が意図する荷重分担率を可能とする理想的な橋梁を設計するには、橋梁全体系の弾塑性応答に対する各部材の相互作用を考慮した試行を行う必要^{2), 3)}があり、場合によっては非常に困難なケースもありうる。

本研究は、設計者が意図する荷重分担率を容易に実現するために、地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計にGAを適用した解析を試みたものである。その結果、支承と橋脚の相互作用の影響をGAを用いた解析により考慮することで、弾塑性応答時の各支承における荷重分担率を所定の割合に制御することが容易に行えることが明らかとなり、設計実務に有用な支援を与えうることが確認された。

2. 地震時保有水平耐力設計法へのGAの適用

本研究では、地震時保有水平耐力レベルの地震動に対する連続桁橋の支承および橋脚の断面設計にGA⁴⁾を適用し、設計者の意図を容易に実現しうる手法の開発を試みた。

2.1 目的関数

地震時保有水平耐力法に基づく連続桁橋の設計にGAを適用するために、以下の考えをもとに式(1)、(2)に示す2種類の目的関数を用いることとした。

1) 橋梁全体系の応答をできるだけ長周期化し、設計水平震度の低減を図る。

$$z_1 = k_{hc}(T) \rightarrow \min \quad (1)$$

ここで、設計水平震度 k_{hc} には道路橋示方書で示されている地震時保有水平耐力法に用いるタイプⅡの式を用いた。

2) 架設位置の地形や地盤条件等を考慮して設定された各橋脚の荷重分担率にできるだけ近づける。

$$z_2 = \sum_{i=1}^n \left(K_i - k_{cei} / \sum_{i=1}^n k_{cei} \right)^2 \rightarrow \min \quad (2)$$

ここに、 n ：橋台および橋脚基数、 K_i ： i 番目の橋脚に設定された荷重分担率、 k_{cei} ： i 番目橋脚位置における支承・橋脚・基礎の直列剛性で式(3)で求められる。

$$1/k_{cei} = 1/k_{bi} + 1/k_{pi} + 1/k_{si} \quad (3)$$

ここで、 k_{bi} ： i 番目橋脚位置における基礎の剛性、 k_{pi} ： i 番目の橋脚剛性、 k_{si} ： i 番目橋脚の支承水平剛性

ただし、(2)の条件を地震時保有水平耐力レベルで満たすには、支承や橋脚の剛性および基礎が相互に影響を及ぼす橋梁全体系の非線形応答の制御を行わねばならず、現実には必ずしも容易ではない。

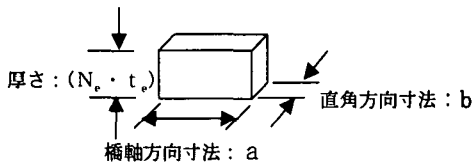


図-1 支承に関する遺伝子データ

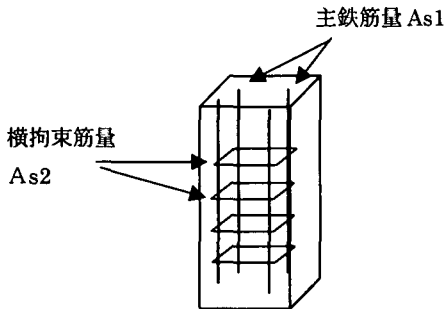


図-2 橋脚に関する遺伝子データ

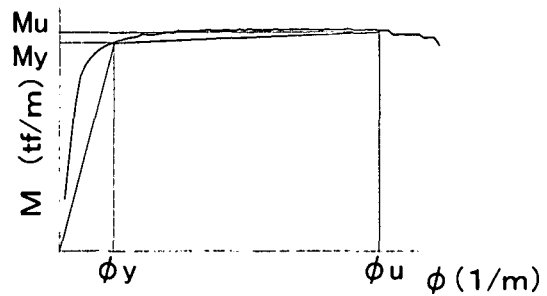


図-3 部材の M~ϕ 関係

2.2 制約条件の設定

設計計算における制約条件として、以下の項目を与えた。

1) 各橋脚の耐力が規定値を上回ること。

$$g_1 = k_{he} \cdot W_i - P_{ai} \leq 0 \quad (4)$$

ここに、 $k_{he} = k_{hc} / \sqrt{2\mu_a - 1}$: 塑性率を考慮した等価水平刚度、 P_{ai} : i 番目の橋脚の保有水平耐力、 $W_i (=W_{ui} + 0.5W_{pi})$: i 番目の橋脚に作用する曲げ変形時の等価重量、 W_{ui} : i 番目橋脚に作用する上部工分担重量、 W_{pi} : i 番目の橋脚の重量

なお、各橋脚の保有水平耐力は、道路橋示方書に示される鋼・コンクリートの応力度-ひずみ曲線、および終局状態の定義に基づき、断面分割法により求めた許容塑性率 μ_a をもとに決定した。

2) 各支承の変位、応力度が規定値を満たしていること。

$$g_2 = u_{si} - u_i = \frac{k_{he} \cdot W_{ui}}{k_{si}} - u_a \leq 0 \quad (5)$$

$$g_3 = \gamma_{si} - \gamma_a \leq 0 \quad (6)$$

ここに、 u_{si} : i 番目の支承水平変位、 u_a : 支承の許容水平変位、 γ_{si} : i 番目の支承に生じるせん断ひずみ、 γ_a : 許容せん断ひずみ

$$g_4 = \sigma_{pi} - \sigma_{pa} \leq 0 \quad (7)$$

$$g_5 = \sigma_{pi} - \sigma_{cra} \leq 0 \quad (8)$$

ここに、 σ_{pi} : i 番目の支承に作用する支圧応力度、 σ_{pa} : 許容支圧応力度、 σ_{cra} : 座屈に関する許容応力度

2.3 遺伝子データの選定

上記の目的関数と制約条件のもとで、橋脚および支承の断面諸元を設計変数とした解析を行った。すなわち、支承に関する遺伝子データは、図-1に示すような水平反力分散ゴム支承を想定した各支承の寸法（橋軸方向 a，橋軸直角方向 b，1 層当りのゴム厚 t_e ，ゴム層数 N_e ）およびゴム材のせん断弾性係数 G の計 5 種類とし、橋脚に関する遺伝子には、図-2に示すような一般的な矩形断面を有する RC 構造を対象に、主鉄筋量 As1，横拘束筋量 As2 の 2 種類を選定した。なお、RC 橋脚の断面寸法は既定値とした。以上の遺伝子データをもとに、式(3)中の支承水平剛性 k_{si} （1 個当り）は式(9)で求められ、

橋脚の剛性 k_{pi} は主鉄筋量と横拘束筋量等の遺伝子データをもとに計算される M~ϕ 関係から、図-3に示すようなバイリニア型の非線形バネ特性でモデル化した。

$$k_s = \frac{a \cdot b \cdot G}{N_e \cdot t_e} \quad (9)$$

2.4 GA による最適断面の探索

式(1)~(9)を用いて、表-1に示す範囲から各遺伝子データを選択しながら図-4に示すフローに基づく GA による解析を行い、合理的な橋脚および支承の断面諸元の探索を行った。なお、各個体の適応度はペナルティ関数を用いた以下の式で与え、エリ

表-1 各遺伝子の選択範囲

遺伝子	選 択 範 囲
a	40～70cm (2cm 刻み: 16 種類)
b	40～70cm (2cm 刻み: 16 種類)
N_e	1～16 層 (16 通り)
t_e	1.0～4.0cm (0.2cm 刻み: 16 種類)
G	6,8,10,12kgf/cm ² (4 種類)
A_{s1}	1000～1750cm ² (50cm ² 間隔: 16 種類)
A_{s2}	6～36cm ² (2cm ² 間隔: 16 種類)

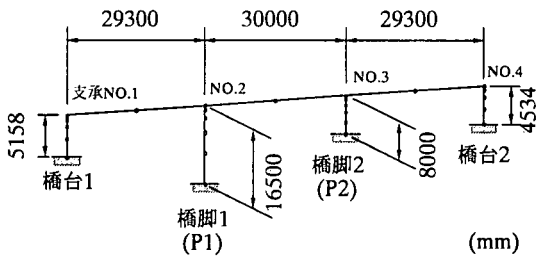


図-5 解析モデル (3 径間 P C 連続桁橋)

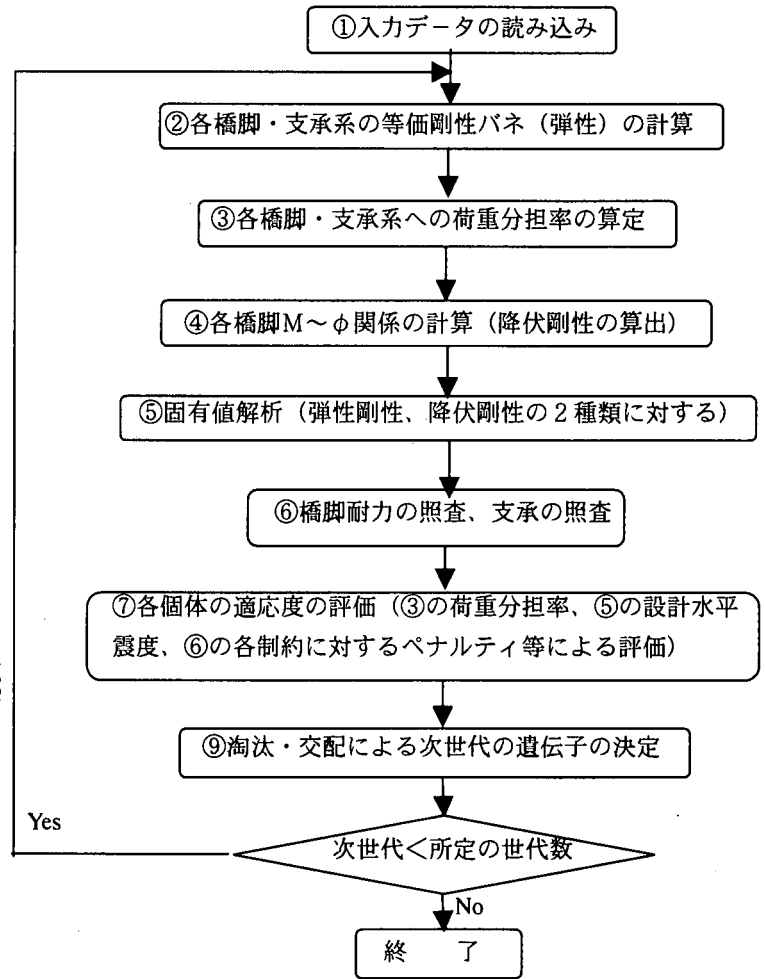


図-4 解析フローチャート

ート保存方式による単純GAを適用した。

$$z_i = \alpha_1 \frac{z_{1i}}{\sum_{i=1}^{N_p} z_{1i}} + \alpha_2 \frac{z_{2i}}{\sum_{i=1}^{N_p} z_{2i}} + \lambda \sum_{j=1}^5 \max[g_j, 0] \quad (10)$$

ここに、 z_i : i 番目の個体の適応度、 α_1, α_2 : 式 (1)、(2) の目的関数に対する重み、 N_p : 世代人口、 λ : 式 (4)～(8) に対するペナルティ係数

3. 数値計算例および考察

3.1 解析モデル

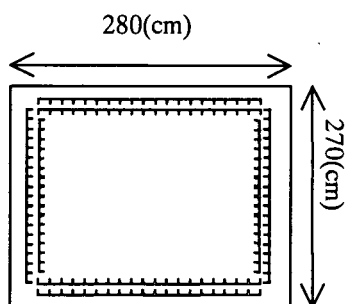
図-5に示すような高さの異なるRC橋脚を有する3径間PC連続桁橋を対象とした検討を行った。橋脚1および2の断面寸法および配筋状況を図-6に示す。本解析では遺伝子データである鉄筋量に応じて、図-6と同一ピッチで鉄筋径のみを変更しながら、RC橋脚の剛性の変化を考慮した。桁および橋脚は曲げと軸力を考慮した骨組要素とみなして解析を行った。ところで、各支承位置の荷重分担率は、一般に上部工形式、地形状況、地質状況、交差条件、

河川条件 (河積阻害率)、景観条件、構造的および経済性等を総合判断して決められる。

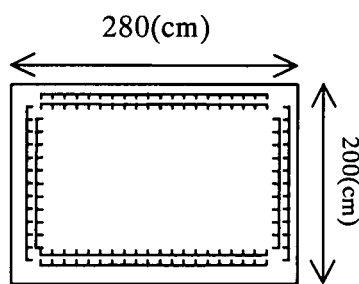
本研究では図-5のモデルに対して、以下のような想定のもとに2通りの荷重分担率の設定を行った。
 ケース1 : 各橋脚の基部における水平力がほぼ一定になるように分担率を設定する。(A1橋台:10% P1橋脚:40% P2橋脚:40% A2橋台:10%)
 ケース2 : 各橋脚の基部における曲げモーメントがほぼ一定になるように分担率を設定する (A1橋台:10% P1橋脚:25% P2橋脚:50% A2橋台:15%)

3.2 目的関数の推移

図-7 (a) は、ケース2における目的関数値の推移について、式(10)の重みを $\alpha_1 : \alpha_2 = 0.2 : 0.8$ とした場合 (荷重分担率の制御に重点を置く場合) と、 $\alpha_1 : \alpha_2 = 0.8 : 0.2$ とした場合 (設計水平震度の低減に重点を置く場合) の2通りで得られた世代全体の平均値を示したものである。この図より、両者とも適応度の平均値は急激に小さくなっており、世代全体の質の向上が図れていることがわかる。一方、図-7 (b) は各世代の最小値を示したもので、世

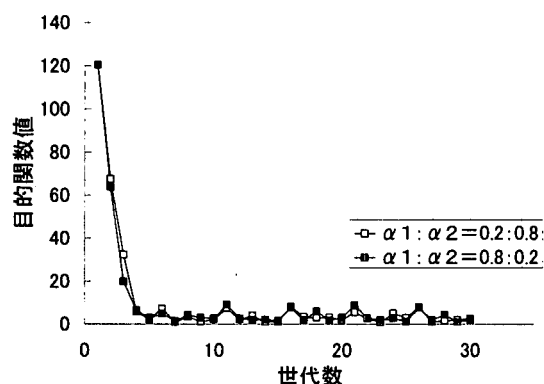


(a) 橋脚 1

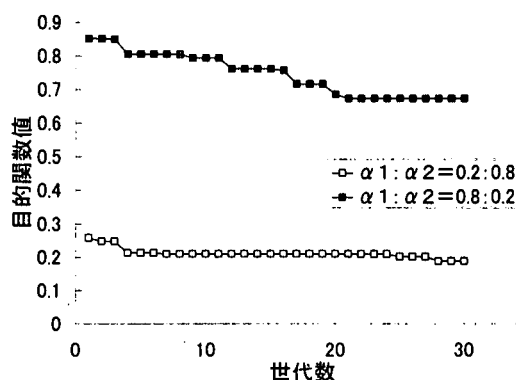


(b) 橋脚 2

図-6 橋脚の配筋図



(a) 世代平均の推移



(b) 最適解の推移

図-7 個体の適応度の推移

代交代とともに着実に解が改善されていることが認められる。

3.3 各支承の荷重分担率

ケース 1 の場合を例に、各橋台、橋脚の荷重分担率の変動について、式(10)に対して 2 通りの異なる重み係数を与えた場合の結果を図-8(a), (b)に示す。この図より、いずれの場合も世代が進むにつれて緩やかに荷重分担率の設定値に近づいていくことがわかる。両ケースともに、1 世代目で橋台 2 と橋脚 1 の荷重分担率が設定値と大きく異なる状況が改善され、30 世代目には 2 つの橋脚で 5 % 程度のズレが見られるが、ほぼ設定値に近い値を示していることが認められる。したがって、本法により設計者が意図する荷重分担率を満たす設計が容易にできることが確認された。

3.4 設計水平震度

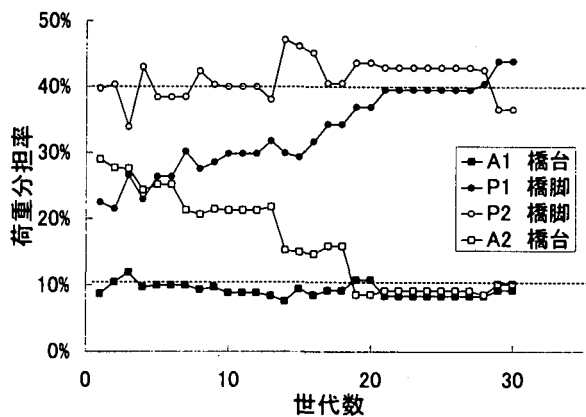
ケース 1、ケース 2 の 2 通りの荷重分担率を与え、式(10)に対して 2 種類の重み係数を与えたときの設計水平震度の変化を図-9(a), (b)に示す。この図より、停滞期があるものの、いずれのケースでも確実に設計水平震度は低下していることが認められ、本

法により、橋脚に作用する地震時慣性力が小さな経済的な断面の選択が可能であることが確認された。また、当然の結果として $\alpha_1 : \alpha_2 = 0.8 : 0.2$ と設計水平震度の低減に重点を置く場合の方が、設計水平震度がより小さくなる結果が得られている。また、ケース 2 の荷重分担率（橋脚基部の曲げモーメントを均一にするような設定）の方が、設計水平震度の低減度が大きいことが認められ、橋梁全体系の長周期化が無理なく図れる可能性が高いことが推察された。

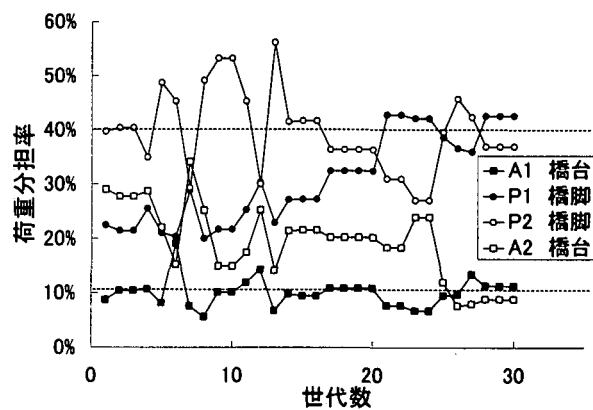
3.5 最適解（遺伝子データ）の変化

表-2 は、各世代の最適解が有する遺伝子データの変化を示したものである。この表より、荷重分担率を重視した解析では、橋台 2 の分担率を低減させるために支承 4 の厚さを初期値に対して 50 % 増加させ、橋脚 1 の分担率を大きくするために主鉄筋量を初期値に対して 37 % 程度多くする解を与えている。

一方、設計水平震度の低減を重視した解析では、橋脚の鉄筋量は殆ど変えず支承 1,3,4 の厚みを増加させることで、相対的に支承 2 の剛性のみを大きくしていることがわかる。その結果、全体系としての剛性を増加させることなく橋脚 1（支承 2）の荷重分担率を上げることが可能となるなど、設計者の意図に沿う断面決定がなされていることが認められた。

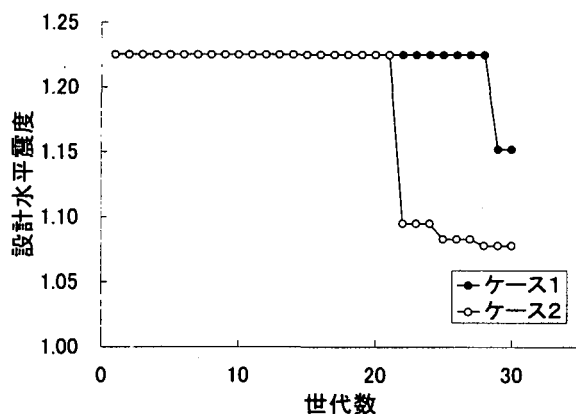


(a) $\alpha 1 : \alpha 2 = 0.2 : 0.8$

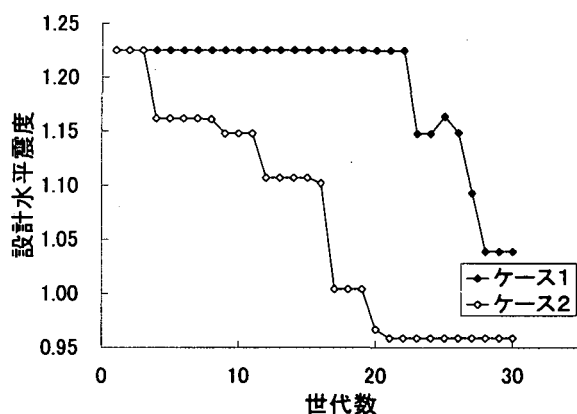


(b) $\alpha 1 : \alpha 2 = 0.8 : 0.2$

図-8 荷重分担率の変動



(a) $\alpha 1 : \alpha 2 = 0.2 : 0.8$



(b) $\alpha 1 : \alpha 2 = 0.8 : 0.2$

図-9 設計水平震度の变化

表-2 遺伝子データの変化

遺伝子		1世代目	30世代目	
			分担率重視	水平震度重視
支承1 A1 橋台	a	44	44	54
	b	44	44	40
	te	3.8	3.8	3.8
	Ne	4	5	8
	G	12	12	12
支承2 P1 橋脚	a	58	58	56
	b	58	68	56
	te	1.2	1.2	1.2
	Ne	7	8	7
	G	10	8	10
支承3 P2 橋脚	a	68	70	68
	b	68	68	70
	te	1.0	1.0	1.6
	Ne	8	11	8
	G	12	12	10
支承4 A2 橋台	a	46	44	46
	b	50	50	48
	te	1.0	3.0	2
	Ne	10	5	9
	G	12	10	12
橋脚1	As1	1200	1650	1150
	As2	14	16	14
橋脚2	As1	1200	1450	1250
	As2	14	28	12

3.6 動的応答解析による照査について

これまでに示した手法で得た解に対して、実際に合理的かつ安全なものであるか、動的解析による照査を行うことは重要かつ不可欠なものであると考えられる。本研究では、今後、GAによる解析で有望な解を複数個選択し、それらに動的応答解析による照査を行ったうえで最終的な望ましい解を決定する2段階の手順で設計支援を行う予定である。その際の照査は、以下に示す6項目を想定している。

- ① 塑性ヒンジが確実に基部に集中していること。橋脚基部において水平耐力が最小であることや、橋脚基部において応答履歴エネルギー（ $M \sim \phi$ 曲線）が最大であることを確認する。
- ② 橋脚基部における応答履歴エネルギーが大きいこと。
- ③ 橋脚断面が経済的であること。
- ④ 残留変位が $1/100$ 以下であること。
- ⑤ 応答塑性率が許容値以下であること。（ $\mu \leq \mu_a$ ）
- ⑥ 応答曲率が許容値以下であること。（ $\phi \leq \phi_a$ ）

4. 結 論

本研究で得られた成果（第一段階）を要約すると以下のようになる。

- 1) 各橋脚の配筋（主鉄筋と横拘束筋）と支承形状等を遺伝子データとしたGAによる数値解析で、支承と橋脚の相互作用を考慮した合理的な断面諸元をある程度決めることが可能であることが確認された。
- 2) 本法により、地震時保有耐力法の設計手順に従い、あらかじめ設定した各橋脚に対する荷重分担率に調整できることが確認された。
- 3) 各橋脚の設計水平震度は世代が進むにつれて確実に小さくなっており、地震時慣性力が小さな経済的な橋脚断面の探索が可能であることが認められた。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成8年12月
- 2) 板橋 美保，川島 一彦，庄司 学：橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響，土木学会論文集，619/I-47，pp.131-144，1999.4
- 3) 笹田 修司，平尾 潔，沢田 勉，成行 義文，三上 卓：基礎との相互作用が強震時 RC 橋脚の所要降伏強度比に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol.42A，pp.615-626，1996.3
- 4) 古田均，杉本博之：遺伝的アルゴリズムの構造工学への応用，森北出版，1997