

連続桁橋における地震時保有水平耐力設計法へのGAの適用に関する研究

A STUDY ON THE APPLICATION OF GENETIC ALGORITHM TO THE DUCTILITY DESIGN METHOD OF CONTINUOUS GIRDER BRIDGE

杣辰雄* ・園田佳巨** ・大西陽子*** ・彦坂熙****
Tatuo Soma, Yoshimi Sonoda, Youko Oonishi, Hiroshi Hikosaka

* 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 工学研究院 建設デザイン部門 (〒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 工学研究院 建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

This paper presents a numerical study on the application of genetic algorithms to the ductility design method of continuous girder bridge. After the Hyogo-ken Nanbu Earthquake, Japanese design code of road bridge was revised and current design code requires the consideration of the elastic-plastic behavior. Furthermore, non-linear dynamic response analysis is also required in order to check the safety under the great earthquake. Thus, it is difficult to get the expected result which agree with the designers idea. From these backgrounds, Genetic Algorithm is applied to the ductility design method and examined the effect of it. It is confirmed that genetic algorithm gives good solutions based on the ductility design method, and it is easy to found a solution that also satisfy the safety check of dynamic analysis.

KeyWords : genetic algorithm, ductility design method, non-linear dynamic response analysis

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⁾へと大きく改訂され、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。さらに、非線形動的応答解析により、設計で得られた橋梁の応答特性や安全性の照査を行う事も要求され、地震時保有水平耐力法で得られた断面が動的応答解析による照査を満たすことができないために、両者を満足する断面を得る事が非常に困難となるケース²⁾もある。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を設定することで、自らのイメージに合う設計解を得ようと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、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^{3), 4)}がある。したがって、最適化手法等を地

震時保有水平耐力設計法の中に組み込み、多数の試行を自動的に行うことが可能となれば、実務的に有用なものと考えられる。本研究は、図-1に示すように地震時保有水平耐力設計のプロセスにGA(遺伝的アルゴリズム)⁵⁾を適用し、動的応答解析による照査と組み合わせることで、理想とする橋梁の設計を容易に行うための設計支援としての手法の検討を試みたものである。その結果、地震時保有水平耐力法にGAを適用することにより、設計者が要求する応答値(各橋脚の荷重分担率等)を満足する解が容易に得られるなど、設計実務に有用な支援となりうる事が確認された。

2. 地震時保有水平耐力法への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GAを適用し、要求する特性を有する設計解を容易に得られる手法の開発を試みた。

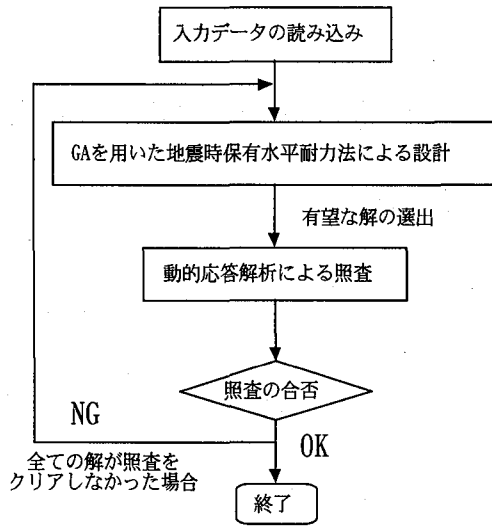


図-1 GAを用いた設計のフローチャート

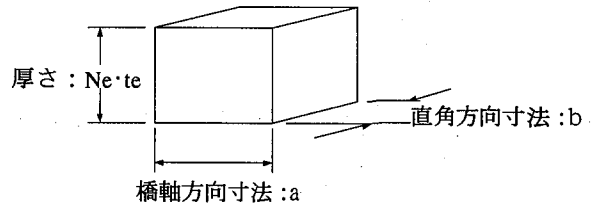


図-2 支承に関する遺伝子データ

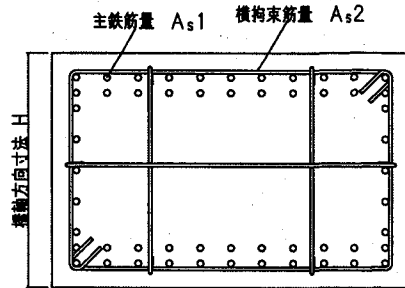


図-3 RC橋脚に関する遺伝子データ

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を適用するにあたり、設計者が以下のような要求項目を設定する事を考えた。

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、 k_{hc} ：地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度で、道路橋示方書で示されているタイプIIの式を対象とする。

2) 架設位置の地形や地盤条件等を考慮して、設計者が各橋脚の荷重分担率を制御したいときには、予め設定する荷重分担率にできるだけ近づける。

$$z_2 = \sum_{i=1}^n (K_i - k_i)^2 \rightarrow \min \quad (2)$$

$$k_i = k_{cei} / \sum_{i=1}^n k_{cei} \quad (3)$$

ここに、 n ：橋脚基数、 K_i ： i 番目の橋脚に設定された荷重分担率、 k_i ： i 番目の橋脚位置における荷重分担率、 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(4)で求められる。

$$\frac{1}{k_{cei}} = \frac{1}{k_{bi}} + \frac{1}{k_{pi}} + \frac{1}{k_{si}} \quad (4)$$

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

3) 重量が小さな橋梁は、力学的にも経済的にも優れていると考え、橋脚および支承の重量を最小とする。

$$z_3 = \sum_{i=1}^n W_{pi} \rightarrow \min \quad (5)$$

$$z_4 = \sum_{i=1}^m W_{si} \rightarrow \min \quad (6)$$

ここで、 n ：橋脚基数、 m ：支承の数、 W_{pi} ： i 番目の橋脚の重量、 W_{si} ： i 番目の支承の重量

ただし、式(1)と式(5)は共に、最適解として慣性力が小さな柔構造を求めることになるため、両者を同時に用いることは想定しない。また、地震時保有水平耐力設計法に基づいてこれらの要求を満たす解を得るには、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、必ずしも容易ではないことが想定される。

2.2 制約条件の設定

設計における制約条件には、現行の地震時保有水平耐力法に基づいて以下の項目を与えた。

1) 各橋脚の耐力が規定値を満足すること。

$$g_1 = k_{he} \cdot W_i - P_{ai} \leq 0 \quad (7)$$

ここに、 $k_{he} = k_{hc} / \sqrt{2\mu_a - 1}$ ：塑性率を考慮した等価

水平震度、 P_{ai} ： i 番目の橋脚の保有水平耐力、 $W_i (= W_{ui} + 0.5 W_{pi})$ ： 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、 $\mu_a (= 1 + (\delta_u - \delta_y) / \alpha \delta_y)$ ：許容塑性率、 δ_u ：終局変位、 δ_y ：降伏変位、 α ：安全係数(タイプII： $\alpha = 1.5$)

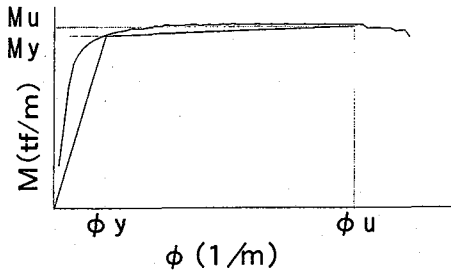


図-4 RC橋脚断面のM~φ関係

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 を用いて決定した。

2) 各支承の変位、応力度が規定値を満足すること。

$$g_2 = u_{si} - u_a = \frac{k_{he} \cdot W_{ui}}{k_{si}} - u_a \leq 0 \quad (8)$$

$$g_3 = \gamma_{si} - \gamma_a \leq 0 \quad (9)$$

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

$$g_4 = \sigma_{pi} - \sigma_{pa} \leq 0 \quad (10)$$

$$g_5 = \sigma_{pi} - \sigma_{cra} \leq 0 \quad (11)$$

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-2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-3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 As_1 、横拘束筋量 As_2 、および橋軸方向寸法 H の3種類を選定した。なお、RC橋脚の断面寸法は、橋軸方向のみを遺伝子として変化することとした。以上の遺伝子データをもとに、式(4)中の支承水平剛性 k_{si} (1個当り)は式(12)で求められる。一方、橋脚の剛性 k_{pi} は断面寸法および鉄筋量(As_1 、 As_2)等の遺伝子データをもとに断面分割法を用いて計算されるM~φ関係から、図-4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。

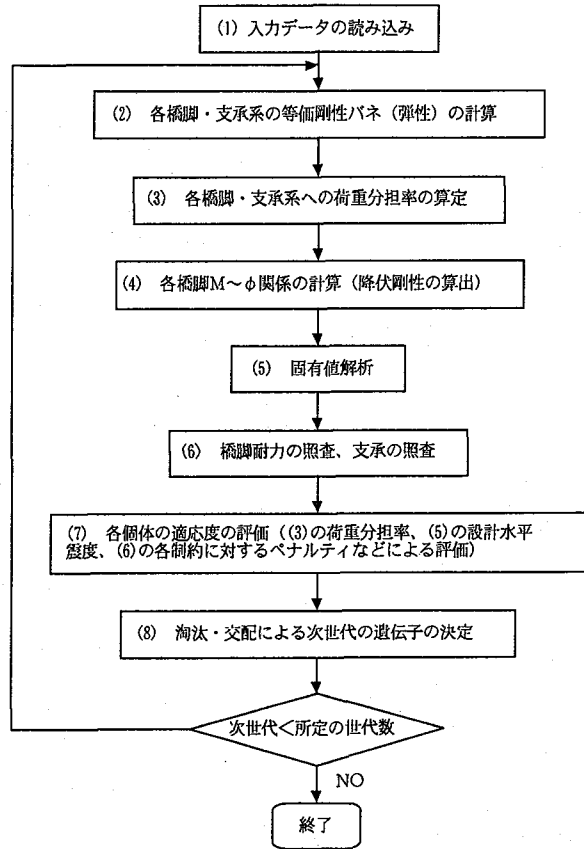


図-5 GAを用いた地震時保有水平耐力設計のフロー

$$k_s = \frac{a \cdot b \cdot G}{N_e \cdot t_e} \quad (12)$$

2.4 GAによる最適断面の探索

式(1)~(11)を用いて、2.3で示した遺伝子データを選択しながら、図-5に示すフローに基づく解析を行い、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、設計者が理想とする橋梁のイメージに応じて、式(1)、(2)、(5)、(6)の Z_1, Z_2, Z_3 にそれぞれ適宜に重みをつけて与えるものとする。なお、制約条件を満足する解を容易に得るために、ここでは、ペナルティ関数を用いた以下の簡易な式により、エリート保存方式に基づく単純GAを適用した。

$$Z_i = \sum_{m=1}^4 \alpha_m \frac{(z_m)_i}{z_{m0}} + \lambda \sum_{j=1}^5 \max[g_j, 0] \quad (13)$$

ここに、 $(z_m)_i$: i 番目の個体の m 番目の目的関数の適応度、 $\alpha_1 \sim \alpha_4$: 式(1)、(2)、(5)、(6)の目的関数に対する重み、 λ : 式(7)~(11)に対するペナルティ係数、 $\overline{z_{m0}}$: 1世代目における m 番目の目的関数の平均値

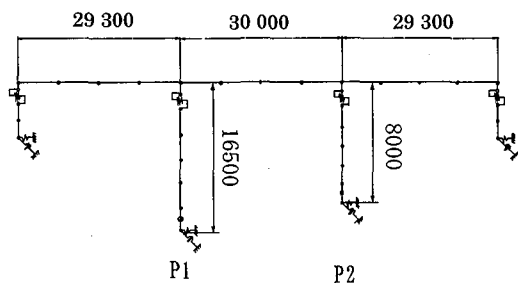


図-6 A橋の構造寸法

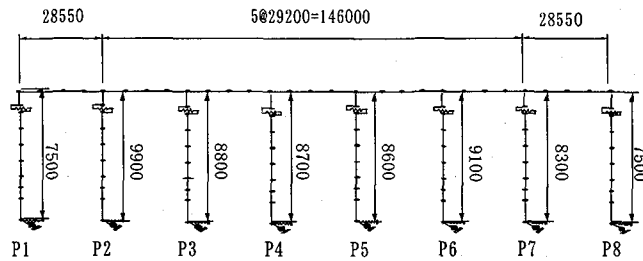


図-7 B橋の構造寸法

表-1 遺伝子データの選択範囲

遺伝子	選択範囲	
	A橋	B橋
a	40~70cm(2cm刻み:16種類)	
b	40~70cm(2cm刻み:16種類)	
Ne	1~16層(16通り)	6~21層(16通り)
te	1.0~4.0cm(0.2cm刻み:16種類)	
G	6, 8, 10, 12kgf/cm ²	
As1	1000~1750cm ² (50cm ² 間隔:16種類)	100~850cm ² (50cm ² 間隔:16種類)
As2	6~36cm ² (2cm ² 間隔:16種類)	
H	139~334cm(13cm刻み:16種類)	

3. 動的応答解析による安全性の照査

地震時保有水平耐力法にGAを適用して得られた設計解が、実際に合理的かつ安全なものであることを検証するために、非線形動的応答解析による照査を行った。

3.1 動的応答解析手法の概要

GAを用いた解析で得られた設計断面の応答特性の照査を行うために、2次元骨組要素を用いた非線形動的応答解析を行った。なお、橋脚の基部付近の要素には、塑性ヒンジの発生が想定されることから弾塑性回転バネ(M~θモデル)を設定し、その他の要素には非線形バネ(M~φモデル)を用いた。また、橋脚下端には基礎および地盤を線形バネでモデル化した。時間積分は、Newmarkβ法(β=1/4, 時間刻みΔt=0.001秒)を用い、復元力特性として武田型履歴モデル⁶⁾を仮定した。また減衰にはRayleigh減衰を用い、減衰定数として地盤、橋脚、支承および上部工にそれぞれ20%、2%、4%および3%の値を与えた。

動的応答照査に用いる入力地震動には、Ⅱ種地盤に対するタイプⅠ、Ⅱの標準地震波の3波⁷⁾を用いることにした。

3.2 照査項目

動的応答解析の照査⁸⁾は、以下に示す4項目とした。

- ① 塑性ヒンジ部における最大応答回転角(θ_r)は、許容回転角(θ_a)以下であること。(θ_r<θ_a)

- ② 塑性ヒンジを想定しなかった箇所が、塑性化(降伏以下)していないこと。(φ_r<φ_a, φ_r:最大応答曲率, φ_a:許容曲率)
- ③ 橋脚の残留変位(δ_r)は、許容残留変位(δ_a)以下であること。(δ_r<δ_a)
- ④ 橋脚の最大応答せん断力(S_r)は、せん断耐力(S_a)以下であること。(S_r<S_a)

4. 数値計算例および考察

GAの計算条件として、人口数60、計算世代数50~70、突然変異発生確率0.005、交叉法は1点交叉で交配個体数を人口数の5割とした。なお、線列のコーディングにはグレイコードを用いた。

4.1 解析モデル

図-6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(A橋)と、図-7に示すような高さのほぼ等しいRC橋脚を有する7径間PC連続桁橋(B橋)の2種類の橋梁を対象に、それぞれ表-1に示す範囲から遺伝子データを選択させて検討を行った。

4.2 GAによる地震時保有水平耐力設計計算

(1) 設計水平震度の低減を試みた場合(ケース1)

A橋、B橋の2種類に、式(1)と(2)の目的関数を与え、設計水平震度の低減に大きな重みを置いた場合(α₁:α₂=0.8:0.2)の各世代の最適解が示す設計水平震度の変化

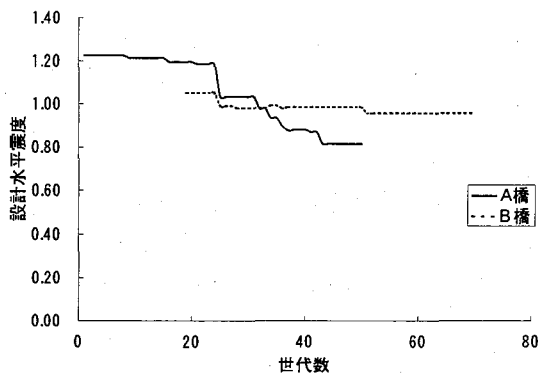


図-8 設計水平震度の変化

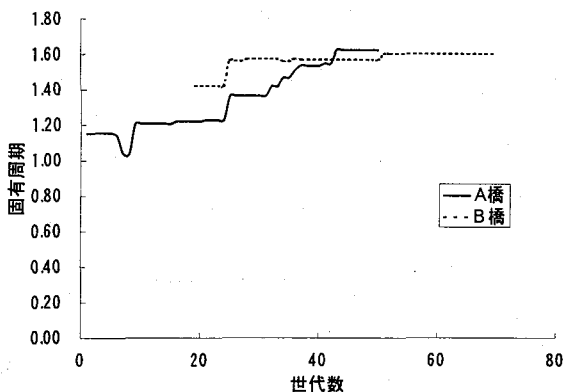
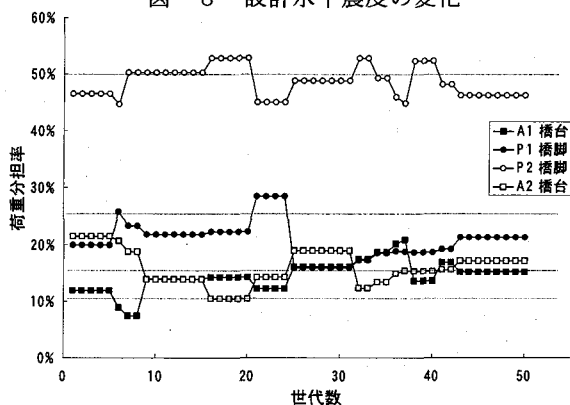
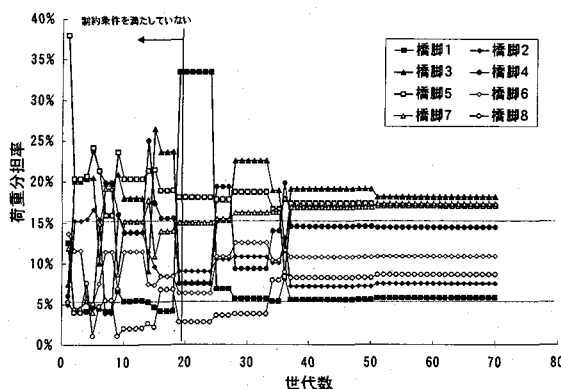


図-9 固有周期の変化



(a) A橋の荷重分担率



(b) B橋の荷重分担率

図-10 荷重分担率の推移

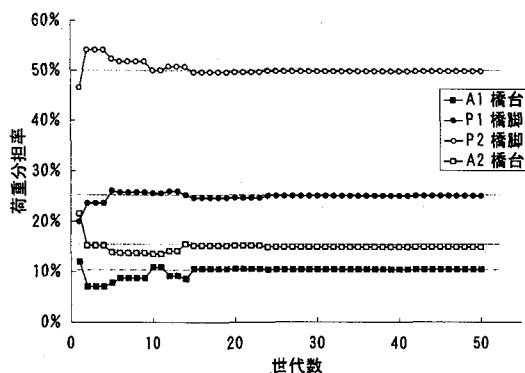
を図-8に示す。A橋では50世代目で0.81と1世代目の1.22に対して3割程度低下しており、確実に設計水平震度が低減されていることが認められる。一方、B橋は、18世代目までは制約条件を満たす解が存在しないが、それ以降に1割程度の設計水平震度の低下が見られ、51世代目以降からは0.96程度の一定の設計水平震度に収束していることがわかる。図-9には、各世代のA橋、B橋の最適解が有する固有周期の変化を示す。この図より、A橋の場合、約0.5秒の長周期化が図れており、一方、B橋の場合、約0.3秒程度の変化が認められる。したがって本手法により、式(1)で示した設計水平震度の低減が図られ、橋脚に作用する地震時慣性力が小さくなることが確認された。また図-10には、2種類の橋梁の各世代の最適解が示す荷重分担率の変動を示す。なお、各橋台、橋脚位置の支承に対する荷重分担率は、橋脚高の相違などを考慮して、A橋は支承1~4に対してそれぞれ10%、25%、50%、15%の値を設定し、B橋は支承1~8に対してそれぞれ5%、15%、15%、15%、15%、15%、15%、5%の値を設定した。この図より、A橋、B橋共に荷重分担率に対する目的関数の重みを0.2とした場合には、荷重分担率の制御があまり図れていないことがわかる。

次に、このときの各世代の最適解が有する遺伝子をA橋を例に考察してみると、表-2に示すように橋脚1、2ともに主鉄筋量が増加していることが認められる。一方、

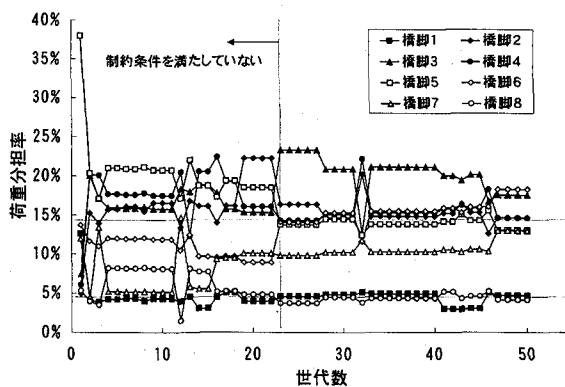
表-2 遺伝子データの変化

遺伝子	ケース1		ケース2	
	1世代目	50世代目	1世代目	50世代目
支承1	a	44	44	44
	b	44	42	44
	te	3.8	3.8	3.8
	Ne	4	6	4
	G	12	12	12
支承2	a	58	58	58
	b	58	56	58
	te	1.2	1.6	1.2
	Ne	7	15	7
	G	10	12	10
支承3	a	68	68	68
	b	68	62	68
	te	1.0	2.2	1.0
	Ne	8	7	8
	G	12	12	12
支承4	a	46	50	46
	b	50	44	50
	te	1.0	1.6	1.0
	Ne	10	15	10
	G	12	12	12
橋脚1	As1	1200	1400	1200
	As2	14	10	14
	H	282	282	282
橋脚2	As1	1200	1400	1200
	As2	14	20	14
	H	217	165	217

支承の断面積はほとんど変化しないが高さの増加は著しく、支承の剛性が40%~60%程度小さくなっていることがわかる。支承については、今回、変位および応力のみに着目して検討を行っているため、今後、細部項目について適切に対応していく必要がある。

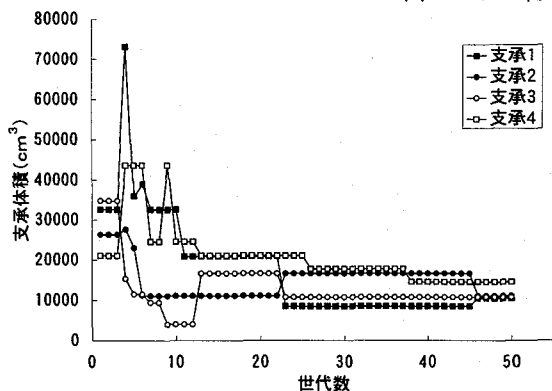


(a) A橋の荷重分担率

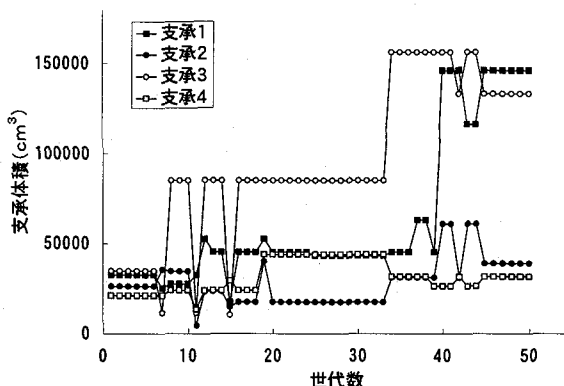


(b) B橋の荷重分担率

図-11 荷重分担率の推移

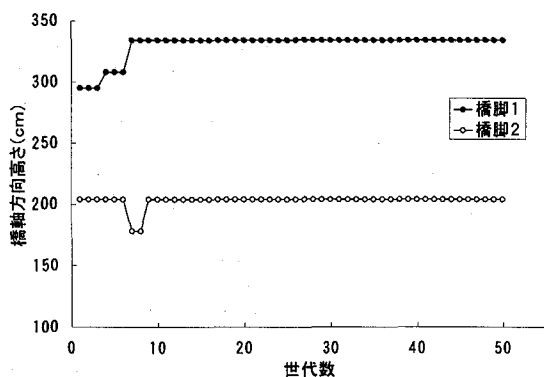


(a) $\alpha_3 : \alpha_4 = 100 : 1$ のケース

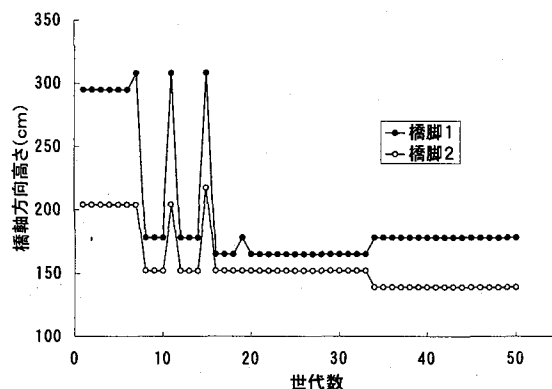


(b) $\alpha_3 : \alpha_4 = 1000 : 1$ のケース

図-12 支承体積の変化



(a) $\alpha_3 : \alpha_4 = 100 : 1$ のケース



(b) $\alpha_3 : \alpha_4 = 1000 : 1$ のケース

図-13 RC橋脚断面寸法(橋軸方向)の変化

(2) 橋脚の荷重分担率の制御を試みた場合(ケース2)

2種類の橋梁を対象に、目的関数として式(1)と(2)を選び、各橋脚の荷重分担率を制御することに重みを置いた場合($\alpha_1 : \alpha_2 = 0.2 : 0.8$)の解析を行った。このときの各世代の最適解が示す荷重分担率の変動を図-11に示す。なお、各橋台、橋脚位置の支承に対する荷重分担率は、ケース1と同じ値に設定した。この図より、橋梁Aはわずか10世代程度で設計者が意図する荷重分担率に収束し、0.8程度の重みを与えることで容易に荷重分担率の制御が行えることが認められた。一方、B橋は制約条件を満たす解が23世代目以降しか見られない。このことから、解の組

み合わせがA橋に比べて非常に多いB橋の場合、人口数60は明らかに不足しているものと考えられ、収束するまでにより多くの世代数を必要とすることが認められた。したがって、本手法を用いて設計者が意図する荷重分担率を満たす解を得るためには、適切な人口数や目的関数に対する重み値、世代数の設定が不可欠であることが推察された。次に、A橋の最適解が有する遺伝子を表-2に示す。この表より、橋脚2の主鉄筋量が増加することで、図-11(a)に示すように設定された50%の荷重分担率を満たしていることがわかる。

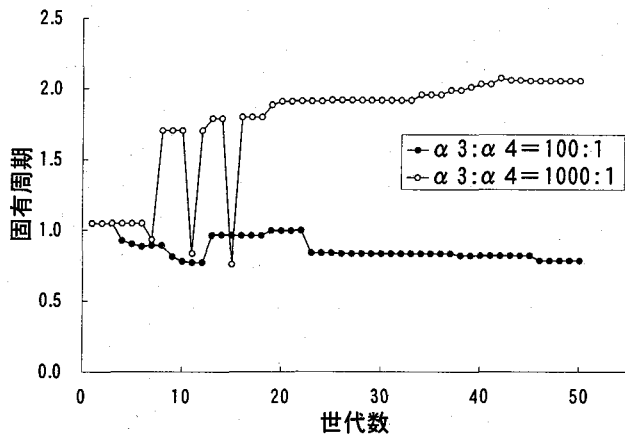


図-14 固有周期の推移

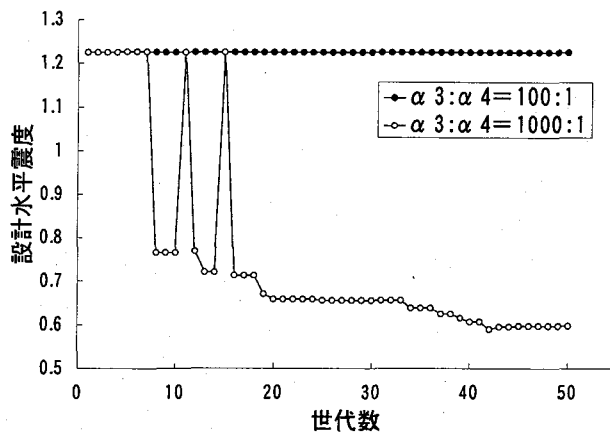


図-15 設計水平震度の推移

表-3 非線形動的応答解析による照査結果

		残留変位 δ (m)			最大応答回転角 θ (μ rad)			降伏曲率 ϕ ($\mu \cdot 1/m$)			せん断耐力 S(tf)		
		δ_r	δ_a	判定	θ_r	θ_a	判定	ϕ_r	ϕ_a	判定	Sr	Sa	判定
タイプI													
ケース1	P1	0.001	0.165	OK	822	4182	OK	478	1304	OK	242	967	OK
	P2	0.000	0.080	OK	1540	5627	OK	1563	2361	OK	368	1055	OK
ケース2	P1	0.001	0.165	OK	1489	7351	OK	827	1241	OK	356	3028	OK
	P2	0.000	0.080	OK	1749	4862	OK	1491	1938	OK	524	990	OK
ケース3	P1	0.012	0.165	OK	11091	8146	NG	1915	1972	OK	133	1367	OK
	P2	0.003	0.080	OK	1329	5052	OK	1649	2573	OK	132	663	OK
タイプII													
ケース1	P1	0.002	0.165	OK	1166	11535	OK	688	1307	OK	327	1021	OK
	P2	0.000	0.080	OK	1826	19250	OK	1863	2366	OK	425	1094	OK
ケース2	P1	0.004	0.165	OK	8646	29051	OK	1141	1244	OK	458	3079	OK
	P2	0.003	0.080	OK	21354	15437	NG	3152	1954	NG	682	1035	OK
ケース3	P1	0.001	0.165	OK	9831	33407	OK	2183	1986	NG	150	1401	OK
	P2	0.000	0.080	OK	1222	15814	OK	1517	2579	OK	123	692	OK

(3) 橋脚・支承の重量の最小化を試みた場合(ケース3)

A橋を対象に、目的関数として式(5)と(6)を選び、橋脚および支承の重量を最小にすることを目的とした解析を行った。ただし、橋脚と支承の重量の低減を個々に評価していることから、両者の相対的な重量の変化を妥当な範囲とするための適切な重み α_3, α_4 を予め把握しておく必要がある。そこで、ここでは $\alpha_3 : \alpha_4 = 100 : 1$ と $1000 : 1$ の2ケース(支承の体積については、設計自由度が非常に大きく、変動の割合も広範囲になりうるため相対的に2~3桁程度小さな重みとした)について比較・考察を試みた。図-12および図-13は、それぞれ支承の体積と橋脚断面寸法(橋軸方向)の変化を示したものである。これらの図より、 $\alpha_3 : \alpha_4 = 100 : 1$ のケースでは図-12(a)に示すように、4つの支承は全て体積が減少している反面、図-13(a)に示す橋脚1の断面は逆に増加している。一方、 $\alpha_3 : \alpha_4 = 1000 : 1$ のケースでは、図-12(b)に示すように支承1および支承3の体積が増加している。その結果、2つの橋脚で荷重分担のバランスが改善されたものと考えられ、図-13(b)に示すように両橋脚の断面は5割程度も小さくなる事が認められた。図-14および図-15は、それぞれ2ケースの解析における固有周期および設計水平震度の変動の状況を示したものである。 $\alpha_3 : \alpha_4 = 100 : 1$ では、

支承体積(主に厚み)が減少し、橋脚1の断面が増加したため、橋梁全体系の剛性を大きくする結果が得られ、応答特性は改善されたとは言えない。一方、 $\alpha_3 : \alpha_4 = 1000 : 1$ のケースでは、両橋脚の断面が5割近く小さくなったことともない、固有周期が2倍になり設計水平震度が半減するなど、全体系の応答特性は大きく改善されたものと考えられる。この2ケースの比較より、適切な重み α_3, α_4 を与えることができれば、重量最小化を目的関数として、橋梁の応答特性の改善が図れることが推察された。

4.3 非線形動的応答解析による照査

4.2(1)~(3)のGAを用いた解析により、A橋に関して3通りの設計者の意思を反映した解が求められた。そこで、これら3通りの解(ケース1:設計水平震度を低減する場合、ケース2:荷重分担率を制御する場合、ケース3:橋脚および支承の重量の最小化を図る場合)が、合理的なものとなっているか、図-1のフローに従い、3.1および3.2の手法を用いた非線形動的応答解析による照査を試みた。

表-3は、それぞれのケースで3.2に示した4つの照査項目に関して検討した結果を示したものである。各応答値については標準地震波の3波平均の値を示す。この表より、ケース1はタイプIとタイプIIの両地震波に対して全て

の照査項目を満足しているが、ケース2はタイプⅡの地震波に対して橋脚基部の塑性化が大きく、最大応答回転角および応答曲率が許容値を満足していないことがわかる。一方、ケース3はタイプⅠの地震波で応答回転角が、タイプⅡの地震波で応答曲率がそれぞれ許容値を満足できていないことが確認された。したがって、動的応答解析による照査を満足できなかったケース2, 3の解も、RC橋脚に用いる鉄筋本数の増加や材質向上、あるいは支承の減衰定数の向上等の対策により応答特性の改善を図り、設計解の候補とすることが可能であると考えられる。今回のように耐震性能に重点を置いた設計を行う場合には、ケース1の解を第一候補とし、ケース2, 3の結果も加味した解の模索を行うことが望ましいと考えられる。以上のように、GAを適用した地震時保有水平耐力設計で有望な解の候補を抽出し、動的応答解析による照査により最終的な解を選択する2段階の手順により、設計者の意思を反映した合理的な設計が可能になるものと思われる。今後、経済的観点から最も優れた設計案を求めることのニーズが高くなってくると思われる。橋梁の供用期間におけるトータルコストを最小にすることは現時点では非常に難しいが、建設時の初期投資に関しては、力学的観点から設定した遺伝子を用いて目的関数として表現できれば、本手法により経済的な設計解を得ることが可能であると思われる。

結 論

本研究で得られた成果を要約すると以下ようになる。

- 1) 各橋脚の断面諸元（橋軸方向幅、主鉄筋量、横拘束筋量）と支承形状等を遺伝子データとしたGAを地震時保有水平耐力設計計算に適用することで、支承と橋脚の相互作用を考慮した合理的な断面を決定可能であることが確認された。
- 2) 本手法を用いれば、現行の地震時保有水平耐力法に従いながら、設計者が予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を低減することを目的に設計計算を行えば、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。
- 4) 橋脚および支承の重量の最小化を目的に計算を行う場

合、両者に適切な重み付けを行えば、設計水平震度が小さな経済的な断面が得られるが、支承重量の最小化に対する重みが大きなケースでは、支承の厚さが小さく、全体系の剛性が大きな解が得られやすいことが認められた。

5) GAを適用した地震時保有水平耐力設計で有望な解の候補を抽出し、動的応答解析による照査により最終的な解を選択する2段階の手順により、設計者の意思を反映した合理的な設計が可能であることが確認された。

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) ゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する道路橋の非線形地震応答の簡易推定法，平成11年3月，建設省土木研究所
- 3) 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
- 4) 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.
- 5) 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年
- 6) Takeda, Sozen and Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. ASCE, Vol. 96, No. ST12, pp2557-2573, 1970.12
- 7) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成9年3月
- 8) 日本道路公団：設計要領第二集，平成10年7月
- 9) 杉辰雄，園田佳巨，大西陽子，彦坂照：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，第3回地震時保有水平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 pp317-322

(2000年9月14日受付)