

RC ラーメン高架橋の最適耐震設計について

On optimum seismic design of RC rigid-framed viaducts

北海学園大学工学部 正 員 杉本博之 (Hiroyuki Sugimoto)
 北武コンサルタント (株) 正 員 渡辺忠朋 (Tadatomo Watanabe)
 北海学園大学大学院 ○学生員 齋藤裕俊 (Hirotohi Saitoh)

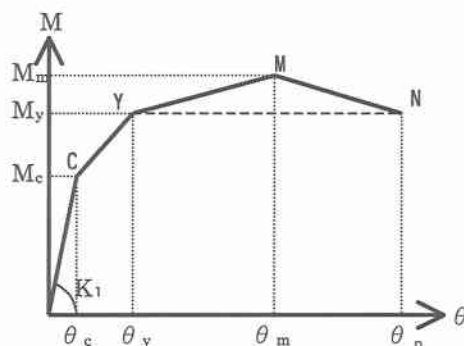
1. まえがき

兵庫県南部地震により多くの土木構造物が大規模な被害を受けた。以後、道路橋示方書¹⁾及び鉄道構造物等設計標準²⁾は、内陸直下型地震を想定した新しい耐震設計基準に改訂された。これらの新しい耐震設計法では、大規模地震に対して弾性範囲のみならず弾塑性範囲も適切に判断し、構造解析を行うことが一般的なものとなった。道路橋示方書では、大きな強度を持つ地震動に対しては、じん性を考慮した地震時保有水平耐力法（以下、保耐法）及び動的解析法による照査を用いると明記されている。また、鉄道構造物等設計標準では、非線形スペクトル法（以下、J R法）と時刻歴動的解析法を主体として耐震性の照査を行うと明記されている。本来、耐震性の照査は時刻歴動的解析が望ましいと思われるが、時刻歴動的解析は解析法が複雑かつ高度であり、他のツールとのリンクが困難であることから、最適化問題に用いるのは容易ではない。また、RC 構造物の断面構成のパラメータは鉄筋量やその配置など多数存在し、その組み合わせ数は無数に存在する。これら多くの組み合わせの中から、制約条件を満足しかつ経済的な設計を得るために、時刻歴動的解析を試行錯誤的に行っていくのでは、計算量が膨大となり実用的ではない。そこで筆者らは、耐震性の照査に保耐法あるいはJ R法を用いた静的弾塑性解析に、最適化手法を応用する最適耐震設計システムを検討してきた。その中で、兵庫県南部地震で実際に破壊した RC ラーメン高架橋を例にとり、耐震補強最適化問題を検討してきた。^{3) 4) 5)}

本研究では、新たに新設の RC ラーメン高架橋の耐震設計を対象として、最適設計を算出することを試みた。これまでの既設構造物の補強設計では、補強量や補強箇所を設計変数としていたが、新設設計においては、各部材の断面幅、高さ及び鉄筋量などの断面構成を設計変数とした。最適化手法には、断面構成の組み合わせ問題が離散量となることから遺伝的アルゴリズム (GA) を用いた。また、最適設計の妥当性を検討するため、時刻歴動的解析による照査も行った。なお、時刻歴動的解析には、構造計画研究所の動的非線形解析プログラム RESP-T を使用した。

2. 非線形特性

部材の非線形特性は、曲げモーメントと部材角により考慮することとし、文献²⁾に基づき軟化領域を含む 3 折れ 4 勾配のテトラニアモデルを用いた。図-1 に $M-\theta$ 関係図を示す。この $M-\theta$ 関係を部材ごとに与えて、

図-1 $M-\theta$ 関係図

静的弾塑性解析を行っている。図中の C は曲げひび割れ発生点、Y は降伏点、M は曲げモーメント最大点、N は終局点に対応する。

この $M-\theta$ 関係は、GA から与えられた全ての設計に対して、その都度計算を行っている。まず、GA から与えられた設計に対して、構造躯体の重量を求める。次に静的弾性解析による曲げモーメント分布の算出と死荷重状態での軸力の算出を行う。得られた軸力と曲げモーメント分布及び断面構成から、 $M-\theta$ 関係をそれぞれ算出している。その際の部材断面中立軸は、軸力の釣り合い条件により算出している。

3. 最適化問題の定式化

目的関数は鉄筋の総容積およびコンクリートの総容積の線形和で表される多目的とする。制約条件には、発生頻度は少ないが大規模な 2 つの地震動に対する耐震性の照査及び各部材のせん断破壊に対する照査、部材の損傷度に対する照査の 3 つを行っている。これらの詳細、及び最適化する断面構成について以下に説明する。

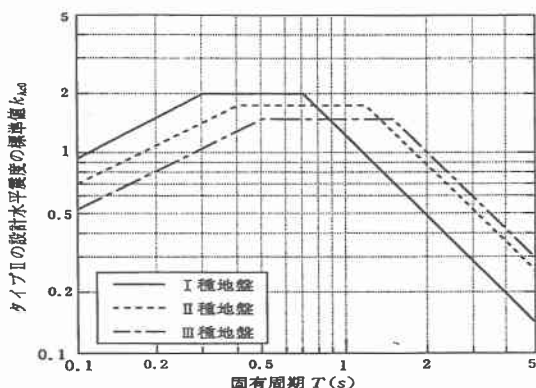
3.1 目的関数 RC 橋脚の総コストに関しては、トータルの費用の面から材料費を考慮して、鉄筋の総容積とコンクリートの総容積の線形和を目的関数に設定している。目的関数式は次式となる。

$$OBJ = V_c + \alpha \cdot V_s \quad (1)$$

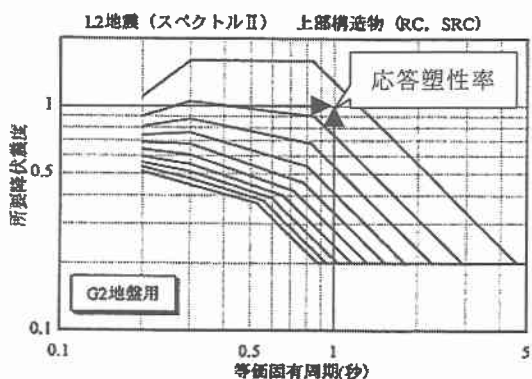
ここで、 V_c はコンクリートの総容積、 V_s は鉄筋の総容積である。 α は鉄筋とコンクリートのコスト比で実際の経費の比較から本研究では 50 としている。

3.2 制約条件式 制約条件については、耐震性の照査と各部材のせん断破壊に対する照査及び損傷度に対する照査を行っている。

(1) **耐震性の照査法** 最適設計を算出する際に用いる耐震性の照査法について説明する。本研究では、文献¹⁾



図－2 設計水平震度と固有周期の関係



図－3 所要降伏震度スペクトルの一例

に基づいた保耐法と文献2)に基づいたJR法(以下、JR法)を用いて、海洋型地震(タイプⅠ¹⁾、スペクトルⅠ²⁾)と内陸型地震(タイプⅡ¹⁾、スペクトルⅡ²⁾)に対する耐震性の照査を行った。図－2は設計水平震度の標準値と固有周期の関係の図¹⁾、図－3は所要降伏震度スペクトル²⁾である。これらを用いて耐震性の照査を行っている。以下に保耐法、JR法の順に説明する。

保耐法による耐震性の評価は、エネルギー一定則の概念から、弾性応答の入力エネルギーと弾塑性応答の入力エネルギーの比較により評価している。^{3) 4)} その際の設計水平震度は、図－2から構造物の固有周期と地盤種別との関係により求めている。JRには保耐法の概念はないが、参考として構造物の固有周期から、図－3の所要降伏震度スペクトルの $\mu = 1$ (図中の最上部の線)に対する降伏震度を求めて、設計水平震度として用いる方法も比較した。保耐法による耐震性の照査の制約条件は次式となる。

$$g(1) = K_{heI} \cdot W \sqrt{\frac{\delta_y}{2 P_y E_N}} - 1 \leq 0 \quad (2)$$

$$g(2) = K_{heII} \cdot W \sqrt{\frac{\delta_y}{2 P_y E_N}} - 1 \leq 0 \quad (3)$$

ここで、 K_{heI} 、 K_{heII} はそれぞれタイプⅠ(スペクトルⅠ)、タイプⅡ(スペクトルⅡ)に対応した設計水平震度、 W は当該構造が支持している上部構造の総重量と構造躯体の総重量である。 δ_y は降伏変位、 P_y は降伏荷重、 E_N は弾塑性応答の入力エネルギーである。

JR法による耐震性の評価は、応答塑性率 μ と構造物の設計靱性率の比較で評価している。^{3) 4)} 応答塑性率は、静的弾塑性解析から得られる降伏震度と構造物の固有周期の関係により降伏震度スペクトル(図－3)から内挿して求めている。設計靱性率 μ_a を

$$\mu_a = \delta_N / \delta_y \quad (4)$$

と定義すると、JR法による耐震性の照査の制約条件式は次式となる。

$$g(1) = \gamma_i \cdot \mu_I / \mu_a - 1 \leq 0 \quad (5)$$

$$g(2) = \gamma_i \cdot \mu_{II} / \mu_a - 1 \leq 0 \quad (6)$$

ここで、 δ_y は前記、 δ_N は終局変位、 μ_I 、 μ_{II} はそれぞれスペクトルⅠ、スペクトルⅡの応答塑性率であり、 γ_i は構造物係数で1.0とした。

(2) せん断破壊に対する照査 各部材において、せん断破壊を発生させない条件として次式を用いている。

$$g = \gamma_i \cdot V_{di} / V_{ydi} - 1 \leq 0 \quad (i = 1 \sim n) \quad (7)$$

ここで、 n は設計の対象となる部材数であり、 V_{di} 、 V_{ydi} はそれぞれ部材 i の設計せん断力及び設計せん断耐力、 γ_i は構造物係数で1.2とした。各部材の設計せん断耐力の算定方法は、文献6)によるものとした。

(3) 部材の損傷度に対する照査 各部材において損傷度を部材角で判断するものとして、部材角の応答値に次式の条件を与えた。

$$g = \gamma_i \cdot \theta_{di} / \theta_{rdi} - 1 \leq 0 \quad (i = 1 \sim n) \quad (8)$$

ここで、 n は設計の対象となる部材数であり、 γ_i は構造物係数で1.0とした。 θ_{di} 、 θ_{rdi} はそれぞれ部材 i の最大応答回転角及び部材 i の損傷レベルに応じた制限値である。この損傷レベルは3段階の設定が考えられ、各部材ごとに与えた骨格曲線の降伏点、曲げモーメント最大点及び終局点の部材角を限界値として設定できる。従って、各部材ごとに自由に損傷レベルの設定が可能であり、性能指定型設計において損傷箇所を限定する場合などに必要となる制約条件式と考えられる。

3.3 設計変数 最適化する柱部材及び梁部材の設計変数は断面幅 B 、断面高さ H 、軸方向鉄筋本数 N 、軸方向鉄筋段数 J 、せん断補強鉄筋径 D_w 、1段あたりのせん断補強鉄筋組数 N_w 、せん断補強鉄筋配置間隔 S_v とする。表－1に断面データを、図－4に断面構成を示した。柱部材は正方形断面、梁部材は長方形断面とし、軸方向鉄筋本数は断面幅により決定される。例えば、 B に800mmが選ばれた場合、柱部材ならば H も800mmとなるが、梁部材ならば H は1000、1100、1200…1700mmの8種類から選ばれることになる。その際の軸方向鉄筋本数は9本となる。軸方向鉄筋径は32mmの固定値とし、柱部材にのみ側方鉄筋を配置している。軸方向鉄筋段数 J は1段配置あるいは2段配置とした。図－4の柱部材は1段配置、梁部材は2段配置の例を示している。表－2にせん断補強鉄筋データを示す。せん断補強鉄筋径 D_w は16～25mmの4種類、せん断補強鉄筋本数 N_w は、1～

表－1 梁部材断面データ

B (mm)	H (mm)		N (本)	J (段)
	柱	梁		
600	600	800～1500	6	1 or 2
700	700	900～1600	8	
800	800	1000～1700	9	
900	900	1100～1800	10	
1000	1000	1200～1900	11	
1100	1100	1300～2000	11	
1200	1200	1400～2100	12	
1300	1300	1500～2200	13	

表－2 セン断補強鉄筋データ

部 材	D _w (mm)	n _w (本)	S _w (mm)	S _v (mm)
柱	16	1～3	100	100 or 200
	19	1～3		
	22	3		
	25	3		
梁	16	1～3	150	150 or 200
	19	1～3		
	22	3		
	25	3		

3組とした。せん断補強鉄筋の断面配置の詳細を図－5に示す。せん断補強鉄筋配置間隔は、部材両端からの2H区間S_wは、柱部材を100mm、梁部材を150mmの固定値として、2H区間外S_vを設計変数とした。柱部材は100mmあるいは200mm、梁部材は150mmあるいは200mmとしている。部材を横に置いた場合のせん断補強鉄筋配置の詳細を図－6に示した。これらの設計変数の組み合わせにより、部材の断面構成が決定される。柱部材に対する組み合わせ総数は256、梁部材に対する組み合わせ総数は2048となり、この中から全ての設計対象部材に対して最適断面を算出することになる。

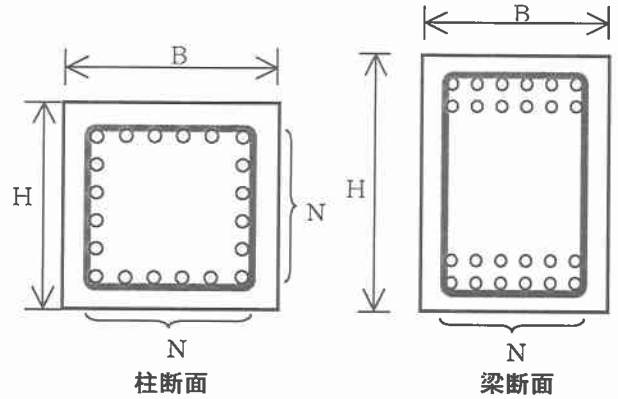
次にGAを応用する際のコーディングについて以下に説明する。図－7に梁部材のコーディング例を示した。図は、断面幅700mm、断面高さ1200mm、軸方向鉄筋段数1、せん断補強鉄筋径19mm、その組数3および配置間隔200mmの例である。これを全ての設計対象部材に関して並べて一つの線列となる。

4. 時刻歴動的解析

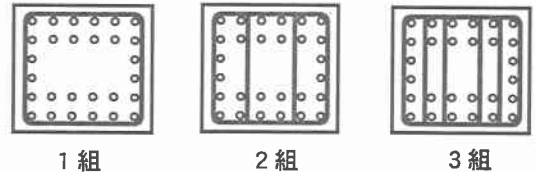
本研究では、得られた最適設計に対して、時刻歴動的解析を行い、結果の照査を試みた。復元力特性には、J R剛性低減RC型、減衰はひずみエネルギー比例型とし、減衰定数は0.03とした。設計入力地震動は、文献2)にある地盤種別に対応した地表面設計地震動波形を用い、基礎部分に直接入力する方法を用いた。安全性の照査は、式(7)及び式(8)を用いて行ったが、両式の構造物係数 γ_i は1.0とした。

5. 数値計算例

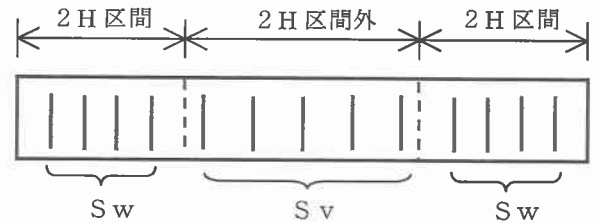
数値計算例として、J Rの山陽新幹線に用いられている2層構造のRCラーメン高架橋の橋軸方向を例にとり、直接基礎と杭基礎の2種類の基礎構造に対して設計、解析を行った。図－8は杭基礎構造のモデル図で、直接基



図－4 設計断面詳細図



図－5 セン断補強鉄筋断面詳細



図－6 セン断補強鉄筋配置間隔

①	②	③	④	⑤	⑥
B	H	J	D _w	N _w	S _v
8種類 4BIT	8種類 4BIT	2種類 1BIT	2種類 1BIT	4種類 2BIT	2種類 1BIT
700 (mm)	1200 (mm)	1 (段)	19 (mm)	3 (組)	200 (mm)
↓	↓	↓	↓	↓	↓
2	4	1	2	3	1
↓	↓	↓	↓	↓	↓
0001	0011	0	1	10	0
↓					
0001001101100					

図－7 梁部材の断面コーディング例

礎構造については同図において杭と地中梁部材が無い構造である。図中の番号で示されている部材が設計対象の部材である。構造図の太線部分は剛域で塑性化されないものとした。杭基礎は鉄筋コンクリート製であり、断面積及び断面2次モーメントは、1.131m²、0.1018m⁴の固定値とした。地盤種別は、Ⅱ種地盤¹⁾(G2地盤²⁾)として、耐震性照査法による比較及び基礎構造による比較、時刻歴動的解析による照査について検討を加えた。

5. 1 最適設計結果 静的弾塑性解析による照査と最適化手法によって得られた最適設計の結果を図－5に示す。図の縦軸はコンクリートの総容積、横軸は鉄筋の総容積を表している。保耐法による照査法のうち、設計水平震度の算定に図－2を用いたものを保耐法①として、直接基礎を□、杭基礎を■で表した。次に設計水平震度

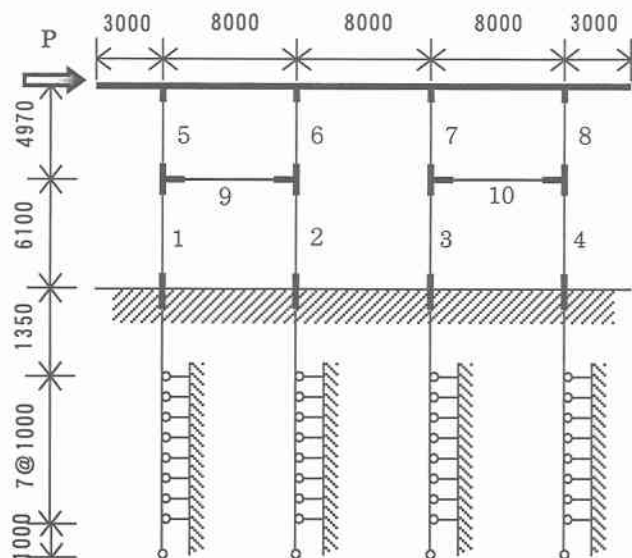


図-8 R Cラーメン高架橋杭基礎構造 (mm)

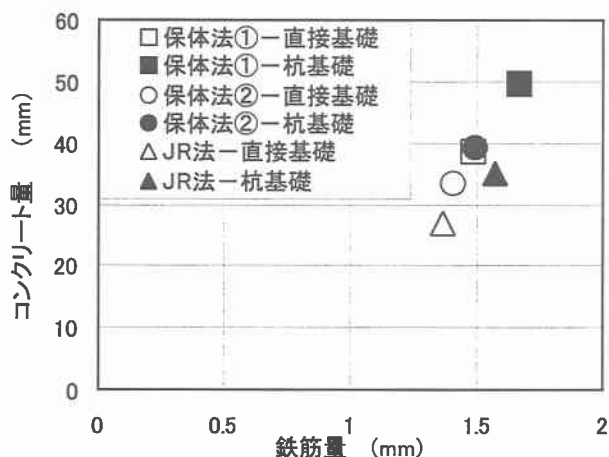


図-9 静的弾塑性解析による最適設計結果

の算定に図-3を用いたものを保耐法②として、直接基礎を○、杭基礎を●で表した。また、JR法による照査法の直接基礎を△、杭基礎を▲で表した。結果をみると、どちらの基礎構造に対しても保耐法①による設計が鉄筋量とコンクリート量ともに多くなっている。これは、耐震性の条件が他の2つの設計に比べて、厳しくなっていると考えられる。また、基礎構造による比較を行うと、保耐法①による設計及びJR法による設計では、鉄筋量で1割から2割程度、コンクリート量で3割から5割程度、杭基礎の方が直接基礎よりも増加している。一方、保耐法②による設計では鉄筋量で0.5割、コンクリート量で2割弱程度の増加にとどまった。また、最適設計の断面詳細の一例として、保耐法①による設計の杭基礎の結果を表-3に示す。表は、左から部材番号、断面幅、高さ、軸方向鉄筋本数とその段数、せん断補強鉄筋の鉄筋径、組数及び配置間隔を示している。

5.2 時刻歴動的解析による照査結果 静的弾塑性解析から得られた最適設計に対して、時刻歴動的解析による照査を行った。表-4に結果を示す。表の左に直接基礎、右に杭基礎の結果を示した。表中の値は、部材角及びせん断力の応答比率の最大値を示している。この応答比率は、応答値を許容値で除した値で、1以下であれば

表-3 最適設計結果の一例

部材 番号	B (mm)	H (mm)	N (本)	J (段)	D _w (mm)	N _w (本)	S _v (mm)
1, 4	600	600	6	1	19	3	200
2, 3	900	900	10	1	16	3	100
5, 8	600	600	6	2	19	3	100
6, 7	900	900	10	1	16	3	100
9, 10	600	1400	6	2	16	3	200
11,12,13	600	1400	6	1	16	1	150

表-4 時刻歴動的解析による照査

設計法	直接基礎		杭基礎	
	部材角	せん断力	部材角	せん断力
保耐法①	0.54	0.89	0.72	0.87
保耐法②	0.62	0.89	0.91	0.86
スペクトル	0.80	0.91	1.003	1.003

制約を満足していることになる。結果をみると、JR法による設計の杭基礎において、部材角及びせん断力の応答比率がどちらも1.003となっている。これは1を超えた程度が極めて小さいため、許容範囲内であると考えられる。また、せん断力の応答比率をみると基礎構造に関係なく、どの設計に対しても限界値にかなり近い値となっている。部材角の応答比率をみると保耐法①による設計及び保耐法②による設計の直接基礎では、ある程度の余裕がみられたが、その他の設計に対しては、限界値にかなり近い値となった。本研究の数値計算例では、静的弾塑性解析によって得られた最適設計は、時刻歴動的解析においても全ての制約を満足する結果となった。

あとがき

静的弾塑性解析に基づく耐震性の照査法¹⁾²⁾を用い最適化手法を応用することにより、新設のRC構造物の最適耐震設計を試みた。次に得られた最適設計に対して、時刻歴動的解析による照査を行った。数値計算例では、静的弾塑性解析による照査を満足した最適設計は、時刻歴動的解析による照査においても耐震性を満足し、かつ定性的な傾向は一致した。一例ではあるが最適設計のある程度の妥当性が検証されたと思われる。

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，丸善株式会社，1997。
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説・耐震設計，丸善，1999。
- 3) 杉本・渡辺・満尾：弾塑性挙動を考慮するRCラーメン構造の補強最適化の一試み，構造工学論文集 Vol.45A，pp.423-432，1999。
- 4) 杉本・渡辺・斎藤：RCラーメン高架橋の耐震補強最適化に関する研究，構造工学論文集 Vol.46A，pp.385-394，2000。
- 5) 斎藤・渡辺・杉本：RC橋脚の耐震補強における耐震性評価法と地盤種別の関係について，土木学会第55回年講概要集，1-22，1-A161，2000。
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），1999。