

復旧費用を考慮した鉄道 RC 橋脚の最適耐震設計と損傷レベルに関する考察

Optimum seismic design of railway RC piers considering the repair cost into objectives and damage level

佐藤直樹*・杉本博之**・渡邊忠朋⁺・阿部淳一⁺

Naoki SATO, Hiroyuki SUGIMOTO, Tadatomo WATANABE and Junichi ABE

* 株式会社 構研エンジニアリング (〒065-8510 札幌市東区北 18 条東 17 丁目 1 番 1 号)

** 工博 北海学園大学教授 社会環境工学科 (〒064-0926 札幌市中央区南 26 条西 11 丁目)

⁺ 工博 北武コンサルタント株式会社 (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通 7 丁目 4 番 7 号)

Concept of performance design has been introduced to the seismic design of a structure after the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake. Although the concept has been introduced, in the real seismic design only the initial construction cost is considered, never considered the repair cost due to earthquake attack explicitly. In this paper, optimum seismic design of railway RC pier is performed subject to the constraints on several combinations of damage levels due to earthquake attack partially specified in Seismic Design Code for Railway Structures. Also two different objective functions are applied to this optimization problem. One is the initial construction cost only and another is the total cost that is the summation of the initial construction cost and the repair cost due to earthquake attack. Optimization is performed by applying Genetic Algorithms. The numerical results are compared, and it is concluded that the design subject to the seismic performance III taking the total cost as objective function is superior to the other designs.

Key Words: seismic performance, optimum seismic design, railway RC Piers, repair cost, GA

キーワード: 耐震性能, 最適耐震設計, 鉄道 RC 橋脚, 補修コスト, GA

1. まえがき

我が国は、世界有数の地震発生国であり、日常の生活において地震の脅威はきわめて身近なものであると言っても過言ではない。その中でも、1995 年に発生した兵庫県南部地震は、我々の記憶に新しい。この地震での土木構造物への被害は、当時の土木技術者の予想に反し甚大なものであり、技術の変革を求められる事態となった。そこから、様々な関係者により耐震設計の見直しが始まり、耐震設計は以後急速に進歩を遂げていった。そうした背景の下、耐震設計は新しい基準での設計が行われるようになり、その中でも土木学会¹⁾、道路²⁾、鉄道³⁾等の関係機関では性能照査型への移行が進められている。性能照査型への移行に伴い、特に構造物の復旧性を考慮することが盛り込まれることとなる。しかし、現行の耐震設計法の基準では、構造物の設計には初期建設費用のみに着目し優劣を照査しており、費用損失を直接考慮して復旧性を照査するといった概念は含まれていない。すなわち、地震の発生に伴う構造物の損傷における復旧費用が考慮されていないのが現状である。上述したように、復旧性を主たる性能と規定した場合においては、地震の発生による構造体の損傷の復旧にかかる損失も、設計に考慮しなければならないと思われる。

一般的に鉄道構造物とは公共性の高いものであり、鉄道を支える橋梁は重要な交通システムを担う社会基盤施設であり、社会経済の発展のために大きな役割を果たしている。大災害時には、避

難路や緊急物資の輸送路としての機能も保持しなければならないため、信頼性が高い橋梁の整備が必要となり、それらの安全性の確保および維持が重要となる。現行の鉄道構造物における耐震性能には、重要性に分けた耐震設計は行われているが、鉄道を初めとする構造物においては前述したように地震時による損傷の補修に要する損失を考慮していない。大規模な地震が発生する確率は極めて低い⁴⁾が、日本のような地震大国では軽視することは許されないものと考えており、さらに地震による物理的な損傷による費用損失を定量化して設計評価に用いることまでに踏み込んだ耐震設計の指針が必要であると考えられる。

本論文では、鉄道 RC 橋脚のように、地震時の損傷を適切に判断するために時刻歴応答解析が必要とされる構造物を対象として最適耐震設計を行うことを目的としている。しかし、時刻歴応答解析を直接最適化手法の過程に組み込むことは、時間的損失および労力を考えると非現実的である。そこで、時刻歴非線形応答解析法に近似手法を組み込み、鉄道構造物等設計標準に記載されている設計法において、目的関数に初期建設費のみならず復旧性も考慮した最適耐震設計を行うものとする⁴⁾。また、損傷レベル別および目的関数に復旧性を考慮する場合としない場合の比較・検討も行い、現行の耐震設計指針についての考察も加える。

本研究は、最適化理論を耐震設計に応用しその結果からより合理的な耐震設計法を考察することを目的としている。その意味で既往の研究は少ないと思われる。なお、構造物の損傷や崩壊によ

る地震リスクを評価する地震リスクマネジメントの研究も近年では多く行われている^{5),6),7)}。伊藤・和田⁵⁾は単柱式橋脚を対象とし、種々の地震動強度による損傷や崩壊の地震リスクを、構造物のライフサイクル評価の一つとする研究を行っている。また佐藤ら⁶⁾は実在の橋梁群を対象として地震リスクを算定し、補強計画に応用している。

筆者らもすでに不確実性を考慮する検討を行っているが、本論文では耐震設計に復旧費用を含めることによる設計解への効果を、最適化手法を用いて検討を試みるものである。

2. 最適耐震設計プログラム

本研究では、RBF ネットワーク⁸⁾を近似手法とし、最適化手法には遺伝的アルゴリズム(GA)を用いて耐震設計問題への応用^{8),9)}を試みている。RBF ネットワークを用いた最適耐震設計は、いくつかの設計に対する時刻歴応答解析を基に応答曲面を作成し、GAにより最適化を行う。最適耐震設計プログラム⁸⁾のフローチャートを図-1に示す。また、本研究においては応答曲面の近似精度を向上させるため、たたみ込み理論を導入している^{10),11)}。

本論文において用いた最適化の条件は、まずランダムに選択される初期学習データ数を100点とし、そこから設計の更新を行う。更新回数は最大100回とし、1回の更新につき学習データ2点ずつの追加であるため、最終的な学習データは300点で解析を行っている¹¹⁾。最適化に用いるGAにおけるパラメータは、人口サイズ80、交叉確率70%、突然変異5%、大変異5回、最大繰返し回数100を用いる。たたみ込みについてのパラメータは、たたみ込みを行うに際し半径を減少させているのだが、減少倍率は1回のたたみ込みの更新毎に前に使用した半径の80%としている。また、半径の下限値は初期半径の5%を用いている。たたみ込みの終了条件としては、近似値と教師値の誤差が1%以内としている。なお、時刻歴応答解析には、市販のソフト(RESP-T)を用いている。時刻歴応答解析を使用するにあたり、解析条件を設定しなければならない。本研究で用いた解析条件は、減衰を橋脚躯体2%、積分手法をNewmark β 法($\beta=1/4$)、積分時間間隔を0.001秒とし解析を行う。

3. 設計問題

ここでは、鉄道RCラーメン高架橋における耐震設計問題に対して最適化を試みる。以下に設計問題の詳細を示す。

3.1 入力地震波

時刻歴応答解析に用いる地震波形は、鉄道構造物であるが、基盤地震動が明確に示されているコンクリート標準示方書¹⁾に示される図-2に示すレベル2地震動における内陸型を使用した。なお、用いた図-2の地震波は、鉄道構造物等設計標準の内陸型地震動(スペクトル2)の波形とまったく同じである。また、各地震動強度に対する設計値の変化を検討するために、振幅調整を行った50~1000galまでの50gal間隔で全20種類の設計地震動強度による解析、設計を行う。

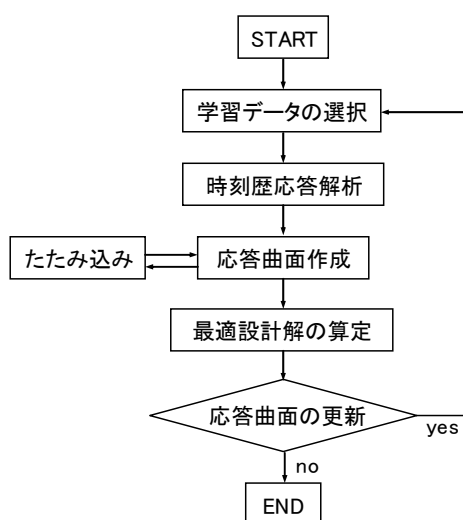


図-1 最適耐震設計のフローチャート

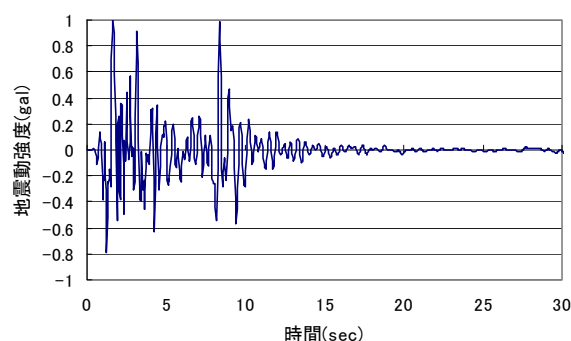


図-2 入力地震波

本研究では、地震動の不確実性は基本的に考慮されていないが、入力地震動の最大加速度を「設計地震強度」と定義している。その上で、各設計地震強度に対する設計解を求めている。筆者らはすでに地震動の不確実性を考慮する耐震設計については検討を加えている⁹⁾が、ここでは各設計地震強度に対する設計の横並びの比較には重点を置かず、目的関数に損傷コストを含めることの効果に重点を置いて検討を加えている。

3.2 対象構造

設計の対象とするのは、図-3に示す一層5径間RCラーメン高架橋である。図の右が橋軸直角方向、図の左が橋軸方向から見た構造図である。対象モデルは鉄道橋とし、最適化における条件設定は鉄道構造物等設計標準³⁾に沿って行う。また、地盤種別はI種地盤と設定し、基礎は直接基礎としている。構造物の使用材料は、コンクリートで設計基準強度24N/mm²、鉄筋はSD345を使用している。

3.3 最適設計問題の定式化

本論文において、全20種類の地震動強度における最適設計解の算定を行う。以下に、最適耐震設計問題の定式化を行う。

3.3.1 目的関数

ここでの目的関数は、初期建設コスト C_0 のみとした場合と、復旧性の指標である地震動による構造物の損傷の復旧に要

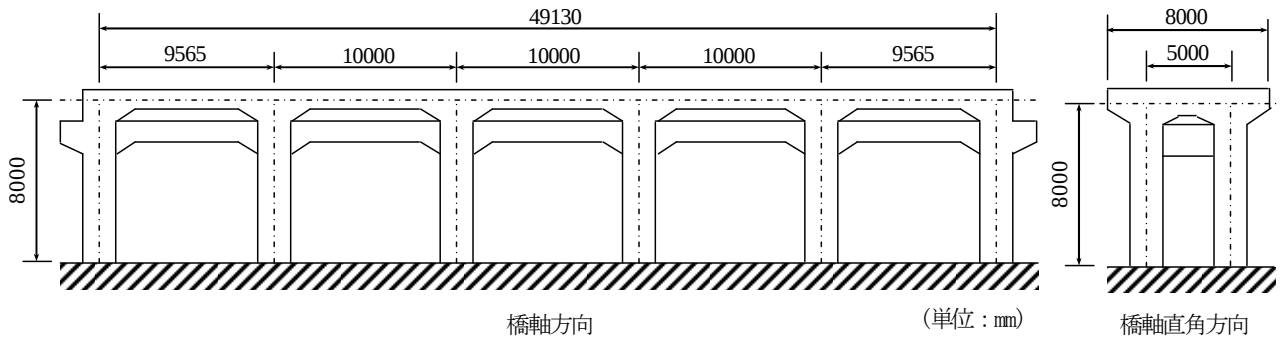


図-3 対象構造

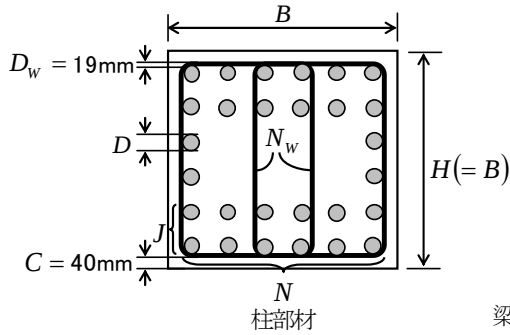


図-4 断面構成

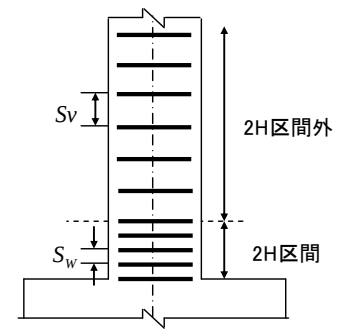


図-5 せん断補強鉄筋配置図

表-1 設計候補値

設計変数	候補値
B (mm)	500 ~ 2000 (100mm間隔)
H (mm)	B + 100 ~ 800 (100mm間隔)
N (本)	表-2参照
J (段)	1 or 2
D (mm)	22 or 25 or 29 or 32
N _w (組)	1 ~ 4 (1組間隔)
S _v (mm)	100 or 200

表-2 軸方向鉄筋本数

B (mm)	設計変数 N							
	1	2	3	4	5	6	7	8
500	3	3	3	3	4	4	4	4
600	4	4	5	5	5	5	6	6
700	5	5	6	6	7	7	8	8
800	6	6	7	7	8	8	9	9
900	7	8	8	9	9	10	10	11
1000	7	8	8	9	10	11	11	12
1100	8	9	10	11	11	12	13	14
1200	9	10	11	12	12	13	14	15
1300	10	11	12	13	14	15	16	17
1400	11	12	13	14	15	16	17	18
1500	11	12	14	15	16	17	19	20
1600	12	13	15	16	18	19	21	22
1700	13	14	16	17	19	20	22	23
1800	14	16	17	19	20	22	23	25
1900	15	17	18	20	21	23	24	26
2000	15	17	19	21	22	24	26	28

する補修コスト C_r と初期建設コスト C_0 との和であるトータルコストとした場合の2種類である。これらは、設計の対象となる橋脚柱部材、上層梁部材から算定されるそれぞれのコストである。

以下に用いるコストの単位は[unit]であるが、これは円に対応する単位である。

目的関数の算定式を以下に示す。

初期建設コスト

$$OBJ = C^C + C^S = C_0 \rightarrow \min \quad (1)$$

初期建設コスト (C_0) + 補修コスト (C_r)

$$OBJ = C_0 + C_r \rightarrow \min \quad (2)$$

ここで、

OBJ : 目的関数

C^C : コンクリートに関する初期建設コスト(unit)

C^S : 鉄筋に関するコスト(unit)

である。 C^C および C^S はそれぞれ次式より算定される。

$$C^C = \alpha^C \cdot V^C \cdot K^C \quad (3)$$

$$C^S = \alpha^S \cdot V^S \cdot G^S \cdot K^S \quad (4)$$

ここで、

α^C : コンクリートの単価補正係数

V^C : コンクリート量(m^3)

K^C : コンクリート単位容積当たりのコスト(=65.1unit/ m^3)

α^S : 鉄筋の単価補正係数

V^S : 鉄筋量(m^3)

G^S : 鉄筋の単位重量(=77.0kN/ m^3)

K^S : 鉄筋単位重量当たりのコスト(=9.1unit/kN)

である。 α^C , α^S は、共に 1.0 とした。

なお、補修コスト C_r には、経年的な変化は考慮していない。

3.3.2 設計変数

設計の対象とするのは、橋脚柱部材および上層梁部材である。橋脚柱部材においては図-4 左に示す正方形断面とし、上層梁部材においては図-4 右に示す長方形断面とした。また、梁部材と柱部材における断面幅は同一とした。設計変数は、断面幅 B (mm)、断面高さ H (mm)、軸方向鉄筋本数 N (本)、軸方向鉄筋段数 J (段)、軸方向鉄筋径 D (mm)、せん断補強鉄筋組数 N_w (組)、せん断補強鉄筋間隔 S_v (mm)である。

コンクリートのかぶり C は 40mm、せん断補強鉄筋径 D_w は 19

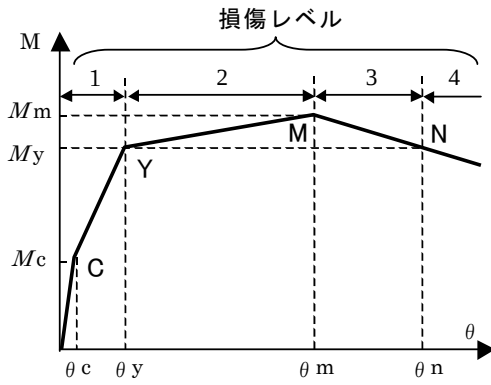


図-6 骨格曲線

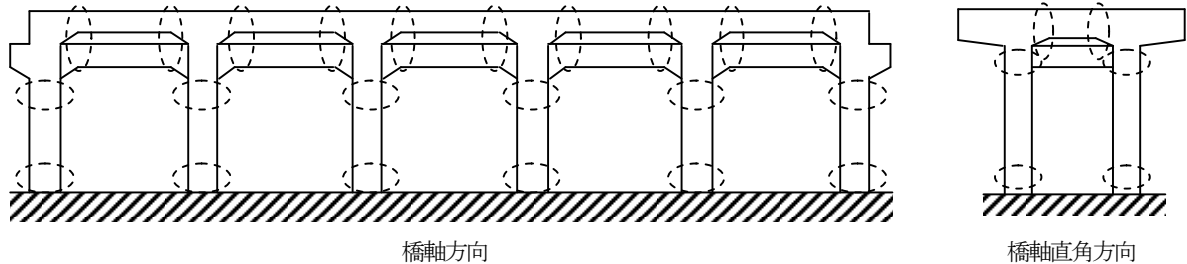


図-7 損傷位置

mm を用いた。また、せん断補強鉄筋間隔 S_V は橋脚基部から $2H$ の区間外を設計変数としており、 $2H$ の区間内は 100mm とした。なお、せん断補強鉄筋間隔配置図を図-5 に示す。

設計変数の候補値を表-1 に示す。断面幅 B は $500\sim 2000\text{mm}$ の 100mm 間隔ずつの 16 種類、断面高さ H は $B+100\sim 800\text{mm}$ の 100mm 間隔ずつの 8 種類、軸方向鉄筋本数 N は断面幅 B に応じて設定した 8 種類、軸方向鉄筋径 D は $22\text{mm}, 25\text{mm}, 29\text{mm}, 32\text{mm}$ の 4 種類、せん断補強鉄筋組数 N_W は $1\sim 4$ 組の 1 組間隔ずつの 4 種類、せん断補強鉄筋間隔 S_V は $100\text{mm}, 200\text{mm}$ の 2 種類とした。

3.3.3 制約条件

制約条件は、曲げモーメントによる最大応答回転角に着目し、曲げ破壊が発生するか否かの照査と、せん断力に対する最大応答せん断力に着目し、せん断破壊が発生するか否かの照査とする。回転角に対する照査の制約条件式は次式に示す。

$$g_j^{PM} = \gamma \cdot \frac{\theta_{d_{ik}}}{\theta_{a_{ik}}} - 1 \leq 0 \quad (i=1\sim N_m, k=1\sim 2) \quad (5)$$

せん断力に対する照査の制約条件式を次式に示す。

$$g_j^{PS} = \gamma \cdot \frac{V_{d_i}}{V_{a_i}} - 1 \leq 0 \quad (i=1\sim N_m) \quad (6)$$

ここで、

g_j^{PM} : 部材角に対する制約条件 ($j=1\sim 2\times N_m$)

g_j^{PS} : せん断力に対する制約条件 ($j=1\sim N_m$)

γ : 構造係数(=1.0), N_m : 部材数

$\theta_{d_{ik}}$: i 番目の橋脚における部材端部 k の応答部材角(rad)

$\theta_{a_{ik}}$: i 番目の橋脚における部材端部 k の許容部材角(rad)

後記では、設計 A の制約条件を図-6 に示す θ_m まで、設計 B

表-3 補修工法

損傷レベル	柱(上端部)	柱(下端部)	上層梁
1	なし	なし	なし
2	足場工 ひび割れ注入	掘削 ひび割れ注入	足場工 ひび割れ注入
3	足場工 ひび割れ注入 鉄筋整正 かぶりコンクリート修復	掘削 ひび割れ注入 鉄筋整正 かぶりコンクリート修復	軌道撤去 足場工 ひび割れ注入 鉄筋整正 かぶりコンクリート修復 橋面防水工 軌道復旧
4	スラブの仮受け 足場工 コンクリート除去 鉄筋取替え コンクリート打設	スラブの仮受け 掘削 コンクリート除去 鉄筋取替え 埋戻し	スラブの仮受け 軌道撤去 足場工 コンクリート除去 鉄筋取替え コンクリート打設 橋面防水工 軌道復旧

の制約条件を図-6 に示す θ_N とする。

V_{di} : i 番目の橋脚における応答せん断力(kN)

V_{ai} : i 番目の橋脚における許容せん断力(kN)

である。式(5)中の k は、柱部材では下端部を 1、上端部を 2、上層梁部材では左端部を 1、右端部を 2 としている。

3.3.4 損傷レベルの算定

復旧性の指標である補修コスト C_r の算定には、構造物の損傷レベルの判定が必要となる。本論文における対象構造物は鉄道橋であるため、鉄道構造物等設計標準³⁾で示されている、図-6 に示すような M (曲げモーメント) - θ (回転角) 関係で定義されているテトラリニアモデルの骨格曲線から、構造物の部材端部の応答回転角によって 4 段階の損傷レベルの判定を行う。損傷レベルは、降伏点 Y までは 1(無補修)とし、最大曲げモーメント点 M までは 2、終局点 N までは 3、終局点 N を越えると 4 とする。

3.3.5 補修コスト C_r の算定

補修コスト C_r は、損傷箇所に対する損傷レベルが判定され、各々に対応する補修工法を損傷位置、損傷レベル別に選択することにより行われる⁴⁾。構造物における損傷が想定される箇所を図-7 の丸点線に示す。それらの損傷状況から補修工事費用が算定される。構造物の柱部材上端、柱部材下端および上層梁部材に対する補修工法を表-3 に示す。また、補修コストの算定に用いる柱部材上端、柱部材下端、上層梁における損傷レベル 3 の算定モデルの例を表-4 に示す。また、いずれかの部材の両端部において損傷レベル 4 となった場合を崩壊と定義した。

なお、構造物の崩壊における架け替えコストは、初期建設コストの 150%としている。これは、撤去作業等も含めたコストの決定による数値である。この数値は、本研究の場合、構造物の崩壊レベルは制約条件として実現しないように設定しているので、シ

表-4 補修コスト算定式⁴⁾

損傷部	損傷レベル	項 目	単位	単価	数 量 計 算 式
柱上端	3	足場工	掛 m^2	2,380	$\{(H+0.914 \times 2 + 0.4 \times 2) \times 2 + (H+0.4 \times 2) \times 2\} \times 2 \times H1$
		ひび割れ注工	ℓ	5,500	$(H \times B \times H \times H) \times 2 \times 10$
		かぶり修復	コンクリート工 m^3	22,410	$(H \times B \times H) \times 2 \times 0.35$
		型枠工	m^2	7,090	$(H \times H) \times 4 \times 2$
柱下端	3	掘削工	m^3	6,720	$\{(H+2)2-H2\} \times 0.5 \times 2$
		ひび割れ注工	ℓ	5,500	$(H \times B \times H) \times 2 \times 25$
		かぶり修復	コンクリート工 m^3	22,410	$(H \times B \times H) \times 2 \times 0.35$
		型枠工	m^2	7,090	$(H \times H) \times 4 \times 2$
		埋戻工	m^3	1,112	$\{(H+2)2-H2\} \times 0.5 \times 2$
上層梁	3	軌道撤去(鉄道橋)	m	50,000	$L1 \times 2$
		足場工	掛 m^2	2,380	$(b2 \times 2 + b2 \times 2) \times H1$
		ひび割れ注工	ℓ	5,500	$(H \times B \times H) \times 2 \times 25$
		かぶり修復	コンクリート工 m^3	22,410	$(H \times B \times H) \times 2 \times 0.35$
		型枠工	m^2	7,090	$\{(H-0.3) \times H \times 2 + (H \times B)\} \times 2$
		防水工	m^2	20,000	$B1 \times L1$
		軌道敷設(鉄道橋)	m	150,000	$L1 \times 2$

ミュレーションにも設計解にも大きな影響は与えない。また、150%という値そのものは公表はされていないが、兵庫県南部地震の復興にかかわった複数の研究者および実務者へのインタビューから得られた概数である。

4. 鉄道橋設計における耐震性能の概要

本論文においては、構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低い非常に強い地震動であるレベル2地震動を設計の対象としている。鉄道構造物等設計標準³⁾において構造物の耐震性能には、構造物への重要度により耐震性能が区分されている。一般的鉄道構造物においては、地震によって構造物全体が崩壊しないことを前提とする場合を位置づけられ、耐震性能Ⅲと規定されており、図-6に示すテトラリニアモデルにおいて終局点Nまでの損傷レベル3までが許容領域とされている。また、重要度の高い構造物に対しては、地震後に機能が早期に回復できることを前提する場合と位置づけられ、耐震性能Ⅱと規定されており、図-6に示すテトラリニアモデルにおいて、上層梁および地中梁においては最大曲げモーメント点Mまでの損傷レベル2までが許容領域とされている。本研究では、上記の設計条件を最適設計の観点からコストおよび損傷状況を比較することを目的とし、以下の2種類の条件を設定した。

設計Aは、全ての部材の損傷レベルを図-6の2以下とした場合で、設計Bは、全ての部材の損傷レベルを図-6の3以下とした場合である。これらの設計の比較により、部材が非線形領域に入りかつ構造物が崩壊しない設計の中で、一番損傷が少ない状態と、一番損傷が大きい状態の2つの設計のコストおよび損傷状況を比較することが出来る。

5. 最適設計解の比較

上述した設計問題に対し、目的関数を式(1)の「初期建設コストのみ」とした場合と、目的関数を式(2)の初期建設コストに復旧性

の指標である補修コストを加えたトータルコスト（以下「トータルコスト」と略する）とした場合について比較・検討を行う。なお、目的関数を「初期建設コストのみ」として得られた最適設計解は、最適化後に地震波を入力し補修コストの算定を行い、目的関数を「トータルコスト」とした場合には、補修コストも含めた最適化を行っており、両者の補修コストの意味は若干異なる。

なお、ここでは、数値計算結果をまとめた図表の説明のみをし、内容の検討は次の6.で行うことにする。

5.1 コスト比較

最適設計解の比較に当たり、まず設計Aと設計Bにおいて、目的関数を「初期建設コストのみ」とした場合と、目的関数を「トータルコスト」とした場合について20種類の地震動強度に対しての比較を行う。

まず設計Bの20種類の設計地震動強度について行った各コストの結果を図-8に示し、設計Aの結果を図-9に示す。

なお、図-8、9においては横軸を設計地震動強度とし、縦軸に各コストを示す。また設計地震動強度ごとに隣接する棒グラフは左が目的関数が「初期建設コストのみ」の結果を示し、右に目的関数が「トータルコスト」の結果を示し、棒グラフでの各コストの積み重ねとして下に初期建設コスト、上に補修コストを示す。

詳しい考察は6.で説明されるが、これらの図において、初期建設コストは設計B(図-8)、設計A(図-9)双方において単調に増加している。

次に、これらの目的関数の比較から設計Aと設計Bの比較を行う。ここでは、比較の対象として20種類の中で500gal, 600gal, 750gal, 800gal, 900gal, 1000galの6種類の設計地震動強度に着目する。選定した6種類の設計地震動強度は、設計A、設計Bそれぞれにおいて2種類の目的関数「初期建設コストのみ」と「トータルコスト」での比較を行い、トータルコストの差が大きくなる4種類の設計地震動強度(500gal, 600gal, 800gal, 1000gal)と、差が小さかった2種類の設計地震動強度(750gal, 900gal)に対する結果を選択した。この6種類の設計地震動強度に対する設計A、

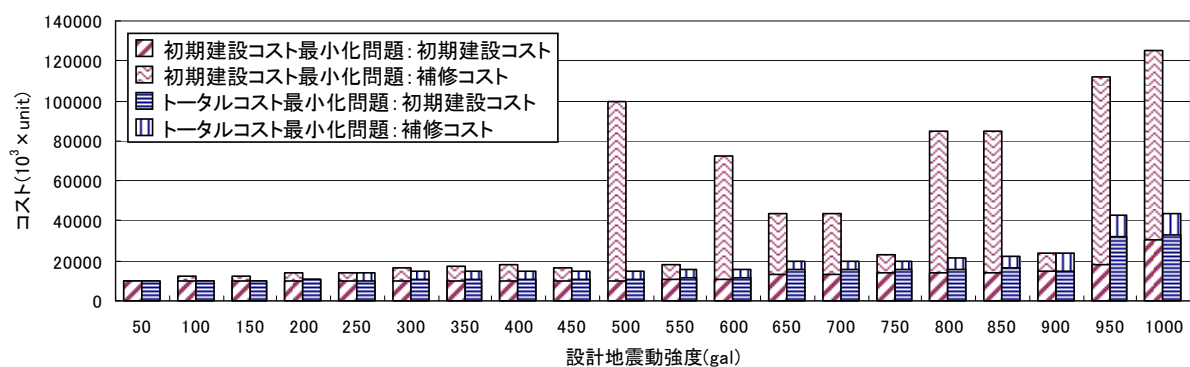


図-8 「設計B」の初期建設コスト, 補修コスト, トータルコスト

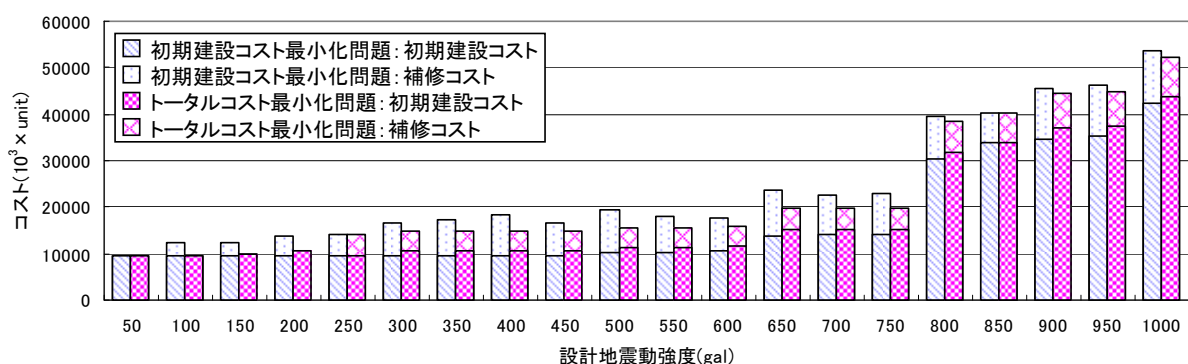


図-9 「設計A」の初期建設コスト, 補修コスト, トータルコスト

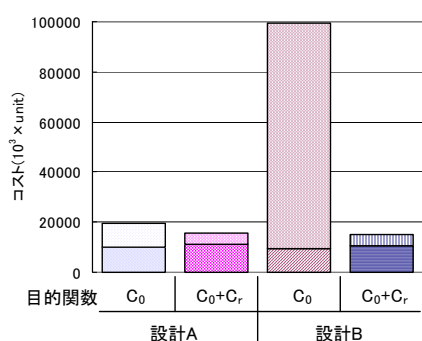


図-10 500gal における初期建設コストと補修コスト比較

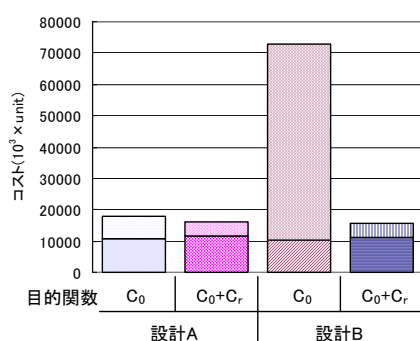


図-11 600gal における初期建設コストと補修コスト比較

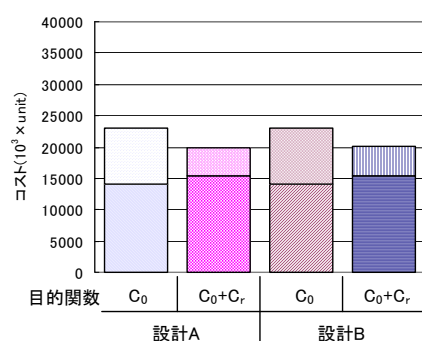


図-12 750gal における初期建設コストと補修コスト比較

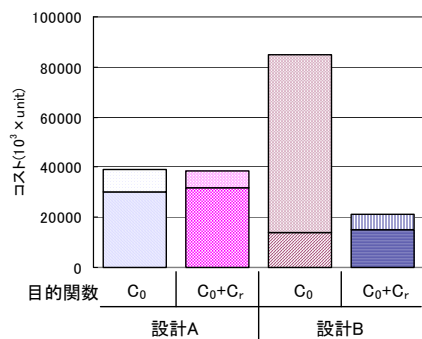


図-13 800gal における初期建設コストと補修コスト比較

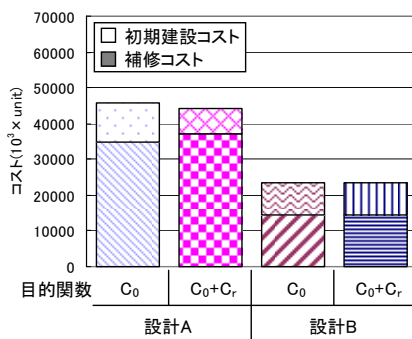


図-14 900gal における初期建設コストと補修コスト比較

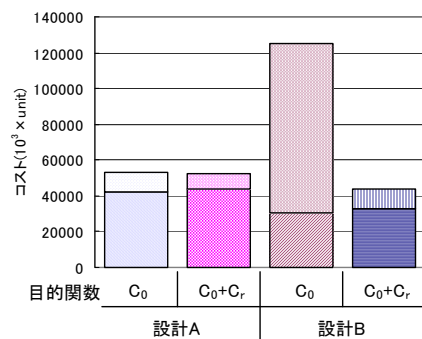


図-15 1000gal における初期建設コストと補修コスト比較

表-5 断面比較

設計地震動強度	500 gal		600 gal		750 gal	
部材	柱部材	梁部材	柱部材	梁部材	柱部材	梁部材
設計A	 500×500	 500×600	 500×500	 500×600	 600×600	 600×700
設計B	 500×500	 500×600	 500×500	 500×600	 600×600	 600×700
設計地震動強度	800 gal		900 gal		1000 gal	
部材	柱部材	梁部材	柱部材	梁部材	柱部材	梁部材
設計A	 900×900	 900×1000	 1000×1000	 1000×1100	 1100×1100	 1100×1200
設計B	 600×600	 600×700	 600×600	 600×700	 900×900	 900×1000

設計Bの各々における各コストの比較を図10～15に示す。

図10～15は、横軸に設計A、設計B別および目的関数別（「初期建設コストのみ」と「トータルコスト」）の4ケースとし、縦軸に各コストとしている。棒グラフの積み重ねとして下に初期建設コスト、上に補修コストを示す。なお、棒グラフの模様の意味は図-8および図-9と同じとする。

5.2 断面比較

前節で示した6種類の設計地震動強度について、2種類の目的関数それぞれに対応する設計A、設計Bの最適設計解の断面比較を行う。各々の断面図を表-5に示す。表-5では、6種類の設計地震動強度ごとに設計A、設計Bにおける比較を上下に表し、左に柱部材、右に梁部材における断面を示した。断面図の下に示す数字は左が断面幅、右が断面高さでありmm単位で示す。

5.3 損傷レベル比較

選定した6種類の設計地震動強度に対して、目的関数を「初期建設コストのみ」とした場合において、設計A、設計Bにおける構造物における推定される損傷レベルの比較を表-6（目的関数：初期建設コストのみ）、表-7（目的関数：トータルコスト）に示す。各表において、6種類の設計地震動強度ごとに左に橋軸方向断面、右に橋軸直角方向断面とした。部材端部損傷箇所ごとの損傷レベルを1～4と表示して示す。

6. 目的関数別と設計A、設計Bにおける比較

前章で示したように目的関数を「初期建設コストのみ」とした場合と「トータルコスト」とした場合において、設計Aと設

計Bの初期建設コストと補修コスト、および損傷レベルについて比較を行う。

6.1 目的関数別の比較

ここでは、まず図-8、図-9の結果に表-6、表-7の損傷の結果を参考にして考察を加える。

図-8に示す設計Bの目的関数別比較より、100～850gal、950～1000galの計18種類の設計地震動強度において、目的関数が「トータルコスト」の場合は、初期建設コストを上げて、補修コストを下げることでトータルコストが低減する結果が得られた。例えば500galでは初期建設コストを1.09倍にしてトータルコストが0.15倍、あるいは600galでは初期建設コストを同じく1.09倍にしてトータルコストが0.22倍等である。

トータルコストに差が生じなかった50galの設計地震動強度においては、設計変数の値が設計候補値の下限値に抑えられたため差が生じなかった。その他900galで2つの目的関数間でトータルコストに差がなかった。

設計地震強度の低い範囲（100～200gal）で、目的関数が「トータルコスト」の場合には、「初期建設コストのみ」の結果よりトータルコストの減少が生じている。これは前者の場合に地震後の補修コストが無補修となったためである。

設計地震強度500gal、600gal、650gal、700gal、800gal、850gal、950gal、1000galにおいては目的関数が「初期建設コストのみ」の方が補修コストが倍以上大きいことがわかる。これは、表-6に一部(500gal、600gal、800gal、1000gal)示すように、上層梁部材に損傷が発生し、その補修コストが高額のため、全体の補修コストが高くなっているためである。上層梁において損傷レベル3となるのは回避すべきと考えられる計算例である。

表-6 損傷レベルの比較（目的関数：「初期建設コストのみ」）

設計地震動強	設計	橋軸方向	橋軸直角方向
500gal	設計A		
	設計B		
600gal	設計A		
	設計B		
750gal	設計A		
	設計B		
800gal	設計A		
	設計B		
900gal	設計A		
	設計B		
1000gal	設計A		
	設計B		

表-7 損傷レベルの比較（目的関数：「トータルコスト」）

設計地震動強	設計	橋軸方向	橋軸直角方向
500gal	設計A		
	設計B		
600gal	設計A		
	設計B		
750gal	設計A		
	設計B		
800gal	設計A		
	設計B		
900gal	設計A		
	設計B		
1000gal	設計A		
	設計B		

損傷については、次節で詳しく考察を加える。

以上より、実質的に耐震性能Ⅲに対応する設計 B においては、目的関数に補修コストを考慮することにより、50gal と 900gal 以外の 18 種類の地震動強度においてコストの減少が生じた結果となり、さらに、それらの内前記の 8 種類の設計地震動強度に対しては、目的関数に補修コストを考慮することにより、トータルコストに大きな差が表れる結果となった。

次に、図-9 に示す設計 A の目的関数別比較より、100～800gal、900～1000gal の計 18 種類の設計地震動強度において、目的関数を「トータルコスト」にすることにより、設計 B と同様に初期建設コストを上げ、補修コストを下げることでトータルコスト低減する結果が得られた。例えば 500 gal では初期建設コストを 1.11 倍にしてトータルコストが 0.80 倍、あるいは 750gal では初期建設コストを 1.09 倍にしてトータルコストが 0.87 倍等である。ただし、低減の割合は設計 B より少ない。

トータルコストに差が生じた設計地震動強度ごとに比較すると、100～200gal においては目的関数に復旧性を考慮することにより、地震後の補修コストが無補修となっている。なお、設計 B の設計解では、上層梁の損傷による補修コストが大きく、トータルコストでは大きな差となったが、設計 A では上層梁が損傷しないため大きな差は生じていない。

以上より、設計 A、設計 B 共に、目的関数に補修コストを考慮する「トータルコスト」を適用することにより、初期建設コストは増加するが補修コストは減少し、トータルコストでは有利であることが得られた。特に、設計 B においては、いくつかの設計地震動強度において、大幅な補修コストの抑制が見られた。

6.2 設計 A と設計 B の比較

本論文において、現行の一般的な鉄道橋の耐震設計における指針となる耐震性能Ⅲに対応する設計 B において、目的関数に「初期建設コストのみ」とした最適設計解の算出と、同じ設計 B にしても目的関数を「トータルコスト」とした設計における最適設計解の算出を行った。また、全ての部材の損傷レベルを 2 以下とした設計 A においても同様に、目的関数に「初期建設コストのみ」とした最適設計解の算出、および目的関数を「トータルコスト」とした場合における最適設計解の算出を行った。

ここでは、目的関数の選択および設計 A、設計 B との関係により詳しく考察するために、5.1 で示した理由で選択した 500al、600gal、750gal、800gal、900gal、1000gal の 6 種類の設計地震動強度に対する設計解を図-9～14 に示し比較検討する。

まず、500gal (図-10) においては、設計 B の目的関数を「初期建設コストのみ」とした場合において、補修コストがかなり大きくなっている。これは、表-6 の目的関数が「初期建設コストのみ」の場合の構造物の損傷レベルからもわかるように、上層梁部材において損傷レベル 3 となるため、軌道撤去および軌道敷設に対するコストが大きくなり補修コスト増の理由となっている。しかし、目的関数が「トータルコスト」の場合には表-7 に示すように設計 B においても、梁部に損傷は生じなく、補修コストの増は見られない。

600gal (図-11) においては、500gal と同様に設計 B の目的関

数を「初期建設コストのみ」とした場合において、補修コストがやはりかなり大きくなり経済的な設計解とはなっていない。また、表-6 に示す損傷レベルにおいては、設計 B においては上層梁において損傷レベル 3 となっている。しかし、目的関数が「トータルコスト」の場合の損傷レベルを表す表-7 においては、設計 B においても、橋軸直角方向の柱下部には損傷が見られるが、上層梁部の損傷は生じなく、補修費の増は見られない。

750gal (図-12) においては、設計 A および設計 B において、目的関数の取り方によって差は生じていない。また、表-6、7 に示す損傷レベルにおいても、設計 A、設計 B の設計は表-5 に示すように、同じ断面であるため、当然損傷レベルも同じとなる。

800gal (図-13) においては、設計 B では目的関数を「初期建設コストのみ」とした場合においては、補修コストがかなり大きくなっている。しかし、上記 3 種類の設計地震強度においては、設計 A と設計 B の目的関数を「トータルコスト」にした場合は、両者の目的関数の値にほとんど差はないが、この 800gal においては、設計 B の方が設計 A よりかなり少なくなっている。他の設計地震動強度の場合と異なる結果になったのは、最適解の断面寸法の関係による。つまり、表-5 に示すように両者の間に断面幅の大きさが 300mm もの違いがあるため、断面の大きさにコストの依存が高い本論文の補修コストの算定において高額になる結果となったと考えられる。表-6 に示す目的関数が「初期建設コストのみ」の場合の損傷レベルにおいては、他と同様に設計 B において、橋軸直角方向において上層梁の損傷レベルが 3 となる。しかし、目的関数が「トータルコスト」の場合の損傷レベルを表す表-7 においては、設計 B においても、柱上下部には損傷レベル 3 が見られるが、梁部の損傷レベルは 2 に止まっている。

900gal (図-14) においては、800gal と同様に設計 A における設計解の断面幅より設計 B における設計解の断面幅が 400mm 小さな断面(表-5)となっており、ここでは設計 B における初期建設コストが小さくなり、トータルコストにおいても設計 A よりトータルコストが低い結果となった。しかし、表-6、7 に示す損傷レベルにおいては、設計 B においては、柱部材の上下端の損傷レベルは 3 が見られたが、上層梁の損傷レベルは 3 とはならなかった。

最後に、1000gal (図-15) においては、表-5 に示すように、設計 A の方が設計 B より断面寸法は 200mm 大きくなっている。コストの比較を行うと、ここでも設計 B の方が設計 A より若干少なくなっている。また、表-6、7 に示すように、目的関数が「初期建設コストのみ」の場合は上層梁において損傷レベル 3 となっているが、目的関数が「トータルコスト」の場合は、柱上下部に損傷レベル 3 は発生しているが、梁部の損傷レベルは 1 に止まっている。

以上の 6 ケースの設計地震強度に対する各種の設計において、図-10～15 に示すように、トータルコストが一番少なかったのは、各ケースとも目的関数を「トータルコスト」とする設計 B の結果であった。

7. まとめ

本論文では、鉄道 RC 橋脚を対象構造とし最適耐震設計を行い

結果に考察を加えた。

20 種類の設計地震動強度それぞれに対して、現行の耐震設計で一般的な鉄道構造物に適用される耐震性能Ⅲに対応する設計 B、および全ての部材の損傷レベルを2以下に抑える設計 Aにおいて、「初期建設コストのみ」および「トータルコスト」の2種類の目的関数について比較を行った。

得られた結果を箇条書きにすると以下ようになる。

1) 設計 B では、目的関数が「初期建設コストのみ」の場合は、設計地震動強度によっては、かなりの補修コストを必要とする場合があった。これは、設計 B による設計では上層梁の損傷が損傷レベル3 となることに制約がかけられないためであり、そのため軌道撤去および軌道敷設など単価の高い補修が入り補修コストが大きくなった。

一方、目的関数を復旧性を考慮する「トータルコスト」にすることにより、大部分の設計地震動強度において初期建設コストを上げて補修コストを抑えることで、トータルコスト低減となった。この場合、計算例に示されるように、柱上部までは損傷が発生するが、梁部の損傷は発生しなかった。

2) 設計 A では、当然であるが、初期建設コストは目的関数に関わらず設計 B による設計より高額になった。また、目的関数を「トータルコスト」にすることにより、大部分の設計地震動強度において目的関数を「初期建設コストのみ」とする設計より、初期建設コストを若干上げて補修コストを下げることで、トータルコストの低減が可能となった。また、設計 B における設計のように、設計地震動強度によって、目的関数が「初期建設コストのみ」の設計の補修コストが大きく増加する傾向は見られなかった。これは、損制約条件で傷レベル3 の発生を抑えているためである。

3) 6 種類の設計地震動強度に対する、2 種類の目的関数と2 種類の制約条件の組み合わせ4 種類の結果を6.2 で詳細に検討した。その結果、損傷レベルは柱が3 まで出るが、上層梁は2 に止まった。これは、本研究の設計 A と設計 B の中間であり、現行の耐震基準の耐震性能Ⅱと同じ制約条件下の設計と符合する。

更に、トータルコストが一番低くなるのは目的関数が「トータルコスト」の設計 B の結果であり、現在耐震性能Ⅱのもとで経験的に行われている耐震設計(柱の損傷レベルは3 を許容しつつ、上層部は2 の損傷レベルに止める)と一致することになる。

結局、現在実務レベルで経験的に行われている設計の妥当性が、本研究の最適設計の結果より示されたということがいえる。

なお、本論文においてはユーザーコストの概念を組み込んで

いないが、組み込むことにより目的関数の中における復旧性の重みが増すことになり、本研究の結論の一つである、柱の損傷レベルは3 まで許容できるが、上層梁の損傷は2 で抑えるという耐震設計法の方針は変わらないと考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書・耐震設計編 [平成 14 年制定]，2002.
- 2) 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，2002.
- 3) (財) 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.
- 4) 渡邊忠朋，杉本博之，朝日啓太：補修費用を考慮した耐震設計に関する一考察，土木学会論文集，No.718/V-57，pp.81-93，2002.
- 5) 伊藤義人，和田光永：イベントを考慮した交通基盤施設のライフサイクル評価手法に関する研究，土木学会論文集，No.745/I-65，pp.131-142，2003.
- 6) 佐藤忠信，吉田郁政，増本みどり，金治英貞：ライフサイクルコストを考慮した道路橋の補強戦略，土木学会論文集，No.784/VI-66，pp.125-138，2005.
- 7) 古田均，小山和裕，大井美樹，杉本博之：地震リスクを考慮した大阪府道路ネットワークにおける RC 橋脚のライフサイクルコスト評価に関する研究，構造工学論文集，Vol.50A，pp.269-276，2004.
- 8) 阿部淳一，渡邊忠朋，杉本博之：RBF ネットワークによる設計条件近似と RC 橋脚の最適耐震設計に関する研究，土木学会論文集 A，Vol.62，No.2，pp.405-418，2006.
- 9) 阿部淳一，杉本博之，渡邊忠朋：地震リスクを考慮した設計地震動強度算定に関する研究，土木学会論文集 A，Vol.63，No.4，pp.780-794，2007.
- 10) Masao Arakawa and Akira Andatsu：Development of Convolute Approximation, *The 7th International Conference on Optimization Techniques and Applications(ICOTA7)*, 2007.
- 11) 杉本博之，佐藤直樹，阿部淳一：たたみ込み理論による近似精度の向上と構造物の最適耐震設計法への応用に関する研究，応用力学論文集，Vol.11，pp.41～48，2008.

(2009 年 4 月 9 日 受付)