

高強度材料を用いるRCラーメン高架橋の最適耐震設計に関する研究

Research on Optimum Seismic Design of RC Viaducts Using High-Strength Materials

杉本博之¹・渡邊忠朋²・亀海貴寛³・阿部淳一⁴

Hiroyuki Sugimoto, Tadatomo Watanabe, Takahiro Kamegai & Junichi Abe

¹工博 北海学園大学教授 工学部土木工学科 (〒064-0926 札幌市中央区南26条西11丁目)²工博 北武コンサルタント(株) (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通7丁目)³工修 (株) シー・イー・サービス (〒062-0032 札幌市豊平区西岡2条8丁目)⁴北海学園大学大学院工学研究科建設工学専攻 (〒064-0926 札幌市中央区南26条西11丁目)

In this paper, the effect of using the high-strength reinforcements and concrete material on the design of RC viaducts for railroad is studied by applying the optimum seismic design method(Genetic algorithms). As the objective function, not only the initial construction cost, but also the repair cost for the structural damages by strong earthquake motions are included. Both of the structures on direct foundation and pile foundation are considered and numerical examples are shown. Several numerical designs obtained in this study show that by using the high-strength reinforcement, the total cost can be reduced, and on the other hand high-strength concrete does not show the effect of cost reduction.

Key Words : RC viaducts, high-strength materials, optimum seismic design, repair cost, genetic algorithms

キーワード : RCラーメン高架橋, 高強度材料, 最適耐震設計, 補修費用, 遺伝的アルゴリズム

1. まえがき

現在, 構造設計の分野において性能照査型設計法が注目を集め, 種々の機関において導入が検討され一部で試行されている^{1)~3)}。国際化への対応, 新技術, 新工法等への設計基準の迅速な対応が望まれている事などが導入の背景にある。これにより従来に比べ設計の自由度が増し, より合理的な設計を行うことができると考えられる。

従来の設計法は, 仕様規定型設計法とも呼ばれ, 所定の仕様を満足するように設計を行う事で, 構造物の要求性能を間接的に満足していたと考えられる。これに対して性能照査型設計法は, 要求性能を明確にした上で, 構造物がそれを満足しているか否かを直接的に照査する設計法であると考えられる。そのため, 構造物が要求性能を満足しているのであれば, 設計者は, 構造物の使用材料を限定する必要はなく, より広い設計空間から, 最も合理的な材料を選択することができ, 良質な設計を行うことも可能になると思われる。

一方, 近年では, 高強度の使用材料を用いた設計・施工も行われており, これらの使用材料を用いることで, 従来に比べより合理的な設計を行うことができると考えられる。しかし, 現時点ではこれらの材料を用いた設計が, 従来の設計に比べどの程度優位性があるか, あるいは, これらの

材料を使用することが設計解へどのような影響を及ぼすかといった問題は, 必ずしも明確になっておらず, より合理的な設計を行うためにも, これらを明らかにすることが重要であると考えられる。

これまで筆者らは, 鉄道RCラーメン高架橋を対象とし, 最適耐震設計に関して種々の検討を加えてきたが^{4)~9)}, ここでは, 高強度材料を用いる最適耐震設計を試みる。耐震設計上構造物に要求される性能には, 構造物が地震を受けても崩壊しない安全性だけではなく, 地震後の構造物の復旧の容易さについての復旧性も含まれる。そのため, 設計の際には, 構造物の復旧性も考慮しなければならないと考えられる。前述したように, 現行の設計基準は, 材料の非線形領域での応答を評価しており, 部材の損傷を前提として設計を行っている。部材の損傷を前提条件とする以上, 初期の設計段階から損傷の復旧に要する費用を考慮すべきであると考えられる。しかし, 耐震設計を行う際, 現状では構造物の施工に関わる費用, すなわち初期建設費用のみに着目して設計解を得ていると考えられる。

そこで本研究では, 構造物の耐震性に関する要求性能として, 地震後の復旧性も着目し設計を行う。いくつかの数値計算により得られた結果から, 鉄筋及びコンクリートそれぞれの強度特性が, 初期建設費用から定まる構造物の設計解, および復旧性も考慮した設計解に及ぼす影響につい

て検討する。

耐震性の照査は、鉄道構造物等設計標準¹⁾（以下、鉄道標準）に説明されている非線形スペクトル法を用いる。最適化は、設計変数が離散量であるため遺伝的アルゴリズムを用いる^{10), 11)}。数値計算の対象構造物は、鉄道で一般的に用いられる RC ラーメン高架橋であり、杭基礎と直接基礎両方を検討している。

2. 最適設計と断面設計

最適設計法が、工学の分野を問わず学会レベルで最初に本格的に研究されたのは、1985 年に土木学会構造工学委員会の中に設置された構造物最適性研究小委員会（山田委員長）である。その成果は「構造工学シリーズ1 構造システムの最適化 ～理論と応用～」¹²⁾に報告されている。

その後、最適設計法は構造設計のみならず、工学・工業の広い分野で実務における有力な意思決定法として評価され、利用されてきた。その間、土木学会においては、無用論を含め1つの学問分野に対しては異例の評価を受けてきたのも事実である。本研究のコンクリート構造物の断面決定に対しても、全体の工事費の中に占める割合は少ないから意味はないということが言われることがある。

構造設計には上位の意思決定から下位の断面に関わる意思決定まで段階的な意思決定から構成される。決定は上位から下位への一方通行ではなく、下位の決定が上位の決定に影響を及ぼすこともあるのは当然である。一般的に経済性には上位の決定が大きな影響を持ち、何らかの規準の下での安全性には下位の決定が大きな影響を持つ。上位の決定がなされた後の下位の断面決定は、経済的には大きな影響を持たないから、経済性に関わる目的関数の下での断面最適化は意味がないという議論は、その意味では説得力を持つ。なお、ここで言う安全性は、特定の性能の総称としての意味も含む。

しかし、問題は設計法という断面決定の論理にある。構造物の安全性が大変重要であることに異論を唱えることはありえない。では、安全性のみで断面決定の設計問題が構成されるかということである。安全であれば良いのであれば、設計候補の数は限りがなく、その設計空間は無限に広がっていることは理解されると思う。つまり安全性のみでは、言葉を代えれば解析のみでは設計はできないということである。もし、出来るのであれば、無限の設計空間から1つの設計を選ぶ論理を示すべきである。最適設計無用論者から、“経験”と“勘”以外にそれに代わる合理的な設計法の説明あるいは提案を聞いたことはない。

安全性に関わる制約条件で構成される設計空間は、製作等の他の制約条件を加えて有限の空間になったとしても、その内部に含まれる設計候補の数は無限である。そのために下位の決定レベルで積算される経済性を目的関数とし、初めて1つの設計解が得られるわけである。この必要がなくなるのは、理論的には、断面構成が極めて単純な静定構

表-1 材料の組み合わせ

		鉄筋				
		345	390	490	685	785
コン ク リ ー ト	27	○	○	○	×	×
	30	○	○	○	○	×
	40	○	○	○	○	○
	50	○	○	○	○	○
	60	○	○	○	○	○
	70	○	○	○	○	○

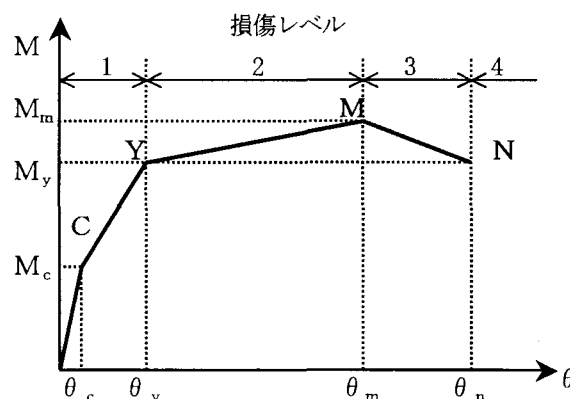


図-1 骨格曲線（曲げモーメント-部材角関係）

造を応力のみの制約条件で設計する場合のみである。

何度も説明してきたように、現在の設計システムが合理的に行われている分野に、それに代わって“数理に基づく最適設計法”を入れるべきであるという立場はとっていない。しかし、耐震設計、補強、あるいは性能設計の下での新規構造物、部材の設計においては、やはり最適性が合理的に説明される手法の応用は必須であろうと考える。

3. 高強度材料

ここでは、本研究で用いた使用材料とその組み合わせについて説明する。本研究は、鉄筋コンクリート構造物を対象としているため、使用材料はコンクリートと鉄筋になる。コンクリートの場合、材料強度が27, 30, 40, 50, 60, 70 N/mm²、鉄筋の場合、設計強度は345, 390, 490, 685, 785 N/mm²を用いている。表-1に本研究で用いた27の使用材料の組み合わせを示す。表-1の左欄にコンクリートの設計基準強度（以下、コンクリート強度）、上欄に鉄筋の設計基準強度（以下、鉄筋強度）を示す。表中の○の組み合わせを後記の計算例では対象としている。

本研究は、高強度材料を用いた最適耐震設計を対象としているが、高強度材料という言葉は現在必ずしも明確に定義されていない。そこで、本研究では、一般的に用いられている27 N/mm²のコンクリート、345 N/mm²の鉄筋を普通強度材料とし、それより大きな強度を持つコンクリート及び鉄筋を高強度材料と定義する。

表-2 コンクリートの単価補正係数

呼び強度	α_c
27	1.00
30	1.02
40	1.11
50	1.50
60	1.65
70	1.83

表-3 鉄筋の単価補正係数

規格	α_s
345	1.00
390	1.13
490	1.42
685	3.00
785	3.00

表-4 杭基礎の単位長当費用係数

杭径 (mm)	杭長L(m)	
	20	30
1000	52,600	51,200
1200	53,300	52,100
1500	56,300	55,400
2000	60,200	59,800

4. 部材骨格曲線

本研究は、鉄道RC構造物を対象としている。そのため部材の骨格曲線は鉄道標準に示されるテトラリニアモデルの曲げモーメント M —部材角 θ の関係をを用いた。骨格曲線は、耐震性能及び部材の損傷レベルと関連づけられる^{7), 8)}。骨格曲線と損傷レベルの関係を図-1に示す。

図のC点はひび割れ発生点、Y点は鉄筋降伏点、M点はモーメント最大点、N点は終局点である。Y点までを損傷レベル1、Y点からM点を損傷レベル2、M点からN点までを損傷レベル3、それ以上を損傷レベル4と本研究では定義する。これらは、後記の鉄道標準に規定される耐震性能と関連づけられる。

5. 初期建設費用および補修費用^{7), 8)}

本研究では、材料強度の違いが設計解へ及ぼす影響を明らかにする事を研究目的の1つとしている。そのため、工学的指標となる目的関数の算定を適切に行う事が重要となる。そこで、ここでは、目的関数の算定に用いる初期建設費用および補修費用について説明する。

5.1 初期建設費用の算定

初期建設費用は、上部構造の建設費用と、杭の建設費用の和から次式により算定する。

$${}_iC = C_u + C_p \quad (1)$$

ここで、 ${}_iC$ は初期建設費用(unit)、 C_u は上部構造部分の工事費(unit)、 C_p は杭の工事費(unit)である。 C_u と C_p はそれぞれ、コンクリート容積、鉄筋容積、および使用材料の関係から算定され、次のように表される。

$$C_u = \alpha_c \cdot V_c \cdot K_c + \alpha_s \cdot W_s \cdot K_s \quad (2)$$

$$C_p = K_p \cdot L + \alpha_c \cdot V_{cp} \cdot K_{cp} + \alpha_s \cdot W_{sp} \cdot K_{sp} \quad (3)$$

ここで、 α_c はコンクリートの強度による単価補正係数(表-2)。 V_c は上部構造のコンクリート容積(m^3)、 K_c は呼び強度27 N/mm²のコンクリート単位容積当たりの費用(=65,100 unit/ m^3)、 α_s は鉄筋の強度による単価補正係数

表-5 補修費用の計算式

項 目	単価 (unit)	数 量 計 算 式
掘削工	1,886	$(H+2) \times (B+2) \times (Hs+H)$
土留工	70,000	$(H+2) \times 2 + (B+2) \times 2$
ひび割れ注入工	5,500	$(H^2 \times B) \times 2 \times 25$
かぶり修復 (コンクリート工)	22,410	$(H^2 \times B) \times 2 \times 0.35$
(型枠工)	7,090	$(H^2 \times 2 + H \times B) \times 2$
埋戻工	2,336	$(H+2) \times (B+2) \times (Hs+H)$

(表-3)。 W_s は上部構造の鉄筋重量(= $V_s \cdot G_s$)(kN)、 V_s は上部構造の鉄筋容積(m^3)、 G_s は鉄筋の単位容積重量(=78.5 kN/ m^3)、 V_{cp} は杭のコンクリート量(m^3)、 K_c はSD345の鉄筋単位重量当たりの費用(=8,900 unit/kN)、 W_{sp} は杭の鉄筋重量(= $V_{sp} \cdot G_s$)(kN)、 V_{sp} は杭の鉄筋容積(m^3)、 K_{cp} は杭の単位長さ当たりの費用(unit/m)(表-4)。 L は杭長(m)、 K_p は杭施工時における呼び強度27N/mm²のコンクリート単位容積当たりの費用(=7,500 unit/m)、 K_{sp} は杭施工時におけるSD345の鉄筋単位重量当たりの費用(=4,800 unit/kN)である。

5.2 補修費用の算定

鉄道標準では、部材の損傷レベルを、損傷に伴う補修の復旧性を考慮し、部材の特性に応じて定めるものとしている。ここでの補修は、被災した状態から復旧する際の工事の目的や程度を表したもので、補修は復旧に際して、原形に回復する程度の工事であると示されている。本研究では、前述したように、部材の損傷レベルを骨格曲線の状態によって評価する。算定した部材の損傷レベルと部材特性を考慮し、部材が損傷を受ける前の状態に戻すのに必要となる費用を各部材の補修費用とした。ここでの補修費用は、足場の仮設や、地中梁等の掘削等の補助工による費用と、部材の性能を元の状態に回復する費用の和からなる。構造全体での補修費用は、次式により算定する。

$${}_rC = \sum_{i=1}^n {}_iC_i \quad (4)$$

ここで、 ${}_rC$ は構造全体での補修費用、 ${}_iC_i$ は部材 i の補修費用、 n は全部材数である。部材種別、位置、損傷レベル毎に補修の方法及び費用は異なる。そこで、これらの場合毎に補修費用を設定した。一例として地中梁、損傷レベル3の補修費用を表-5に示す⁸⁾。表中の H は断面高さ、 B は断面幅、 Hs は地表面から地中梁までの長さである。

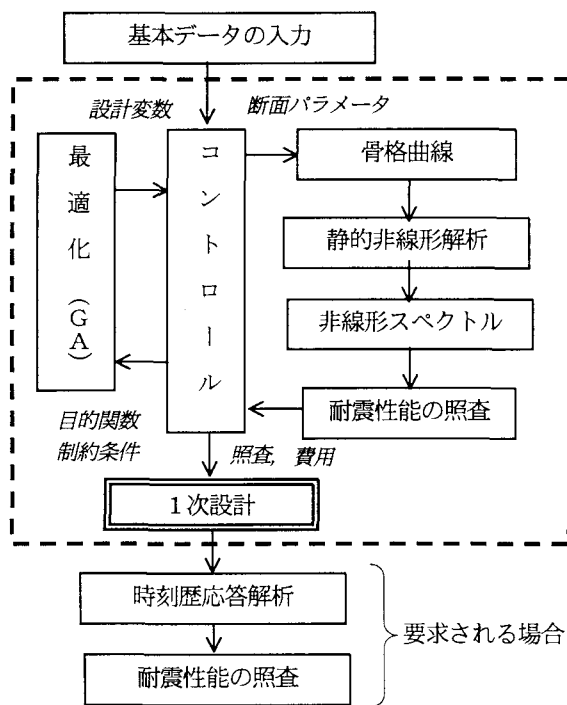


図-2 最適耐震設計システム

6. 最適設計問題の定式化

本研究では、筆者らが提案する最適耐震設計システムを用いている。以下に、その設計システムの概要、最適設計のための目的関数、制約条件、及び設計変数について説明する。

6.1 最適耐震設計システム

本研究で用いる、最適耐震設計システムのフローチャートを図-2に示す。最適耐震設計システムでは、最適化手法である遺伝的アルゴリズム（以下、GA）^{10), 11)}で更新された設計に対し、静的非線形解析と、簡易動的解析法である非線形スペクトル法により耐震性の照査を行い、得られた目的関数の値及び制約条件の値を最適化(GA)に返す。これを繰り返すことにより、最適化(GA)から設計解が得られる。本研究では、これを1次設計と位置付け、この1次設計に対して必要があれば時刻歴応答解析を行ない、最終の耐震性の照査を行う2段階設計システムである。GAを用いるのは、設計変数総てが離散的な値であるためである。

6.2 目的関数

現状の耐震設計では、一般的に、構造物を施工する際の初期建設費用のみに着目して設計解を算出している。しかし、性能照査型設計体系へ移行する上で、初期建設費用の最小化のみでなく復旧性を考慮して設計を行う事が重要であると考えられる。そのため、本研究では、前記の初期建設費用と補修費用の和からなる総費用の最小化を目的関数とする事で、復旧性を考慮した設計も行っている。

耐震設計を行う場合、構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低いが非常に強い地震動であるL2地震動のスペクトルI, IIの2つの地震動に対して耐震性能の照査を行う必要がある。そのため、補修費用もスペクトルIによる損傷の補修費用、スペクトルIIによる損傷の補修費用が考えられる。本研究は、地震の発生を確定論的に扱い、補修費用を総費用に加えているが、構造物の耐用期間内に、L2地震動がスペクトルI, IIの2回発生する可能性は極めて小さいと思われる。2つのスペクトルによる補修費用を総費用に含める事は、地震による損失を過大に評価してしまう恐れがある。そこで、本研究では、スペクトルI, IIによる補修費用のうち、どちらか大きい方のみを総費用に含める事とした。

さらに、従来の設計と比較するため、目的関数を初期建設費用のみ最小化とした計算も行っている。式(5)に、初期建設費用のみの目的関数を、式(6)に、総費用の場合の目的関数を示す。

$$\text{初期建設費のみ} : OBJ = {}_iC \quad (5)$$

$$\text{補修費を含む総費用} : OBJ = {}_iC + {}_{\mu}C \quad (6)$$

ここで、 OBJ は目的関数(unit), ${}_iC$ は式(1)~(3)で定義される初期建設費用(unit), ${}_{\mu}C$ は式(4)で定義される補修費用でスペクトルI, IIのうちどちらか大きい方(unit)である。

6.3 制約条件

本研究では、制約条件として耐震性能に関する条件、部材の損傷レベルに関する条件、せん断破壊に関する条件の3つを定めている。以下に、これらの制約条件を説明する。

(1) 耐震性能の照査

鉄道標準では、想定する地震動として構造物の設計耐用期間内に数回程度発生する確率を有する地震動であるL1地震動、構造物の設計耐用期間内に発生する確率は低いが非常に強い地震動であるL2地震動の2つのレベルの地震動に対し耐震性能の照査を行うとしている。L1地震動に対しては部材の損傷レベルを1に留め、L2地震動に対しては耐震性能に応じた損傷レベルに抑えなければならない。鉄道標準では、耐震性能I~IIIまで、3つの性能を示している。耐震性能Iは、地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ過大な変位を生じない性能で、本研究の部材の損傷レベル1に対応する。耐震性能IIは、地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる性能で、部材の損傷レベル2以下に対応する。耐震性能IIIは、地震によって構造物全体系が崩壊しない性能で、部材の損傷レベル3以下に対応する。L2地震動には海洋型地震を対象とするスペクトルIと内陸型地震を対象とするスペクトルIIの2種類があり、それぞれに対し耐震性の照査を行う。L1地震動に対する照査は震度法により行い、L2地震動に対する照査は、非線形スペクトル法により行う。式(7)に震度法による照査を、式(8)に非線形スペクトル法による照査を示す。

$$\text{L1地震動} : g(i) = \frac{\alpha}{K_{hy}} - 1 \leq 0 \quad (2 \text{ 方向}) \quad (7)$$

$$\text{L2地震動} : g(i) = \frac{\mu_i}{\mu_a} - 1 \leq 0 \quad (2 \text{ 方向, } 2 \text{ スペクトル}) \quad (8)$$

ここで、 α はL1地震動による応答加速度(m/s^2)、 g は重力加速度(m/s^2)、 K_{hy} は構造系全体での降伏震度、 μ_i はスペクトルⅠ、Ⅱに対応した応答塑性率、 μ_a は静的非線形解析により得られる許容塑性率である。

(2) 部材の損傷レベルの照査^{1), 8)}

本研究では、非線形を考慮する全ての部材に対して、損傷レベルの照査を行っている。部材の損傷レベルの許容値は、設定された耐震性能より決定する損傷レベルの照査を次式に示す。

$$g(i) = \gamma_i \frac{\theta_{di}}{\theta_{rdi}} - 1 \leq 0 \quad (:\text{全部材}) \quad (9)$$

ここで、 γ_i は、構造物係数($=1.0$)、 θ_{di} は部材*i*に対する応答部材角、 θ_{rdi} は部材*i*に対する損傷レベルに応じた制限部材角である。 θ_{rdi} は図-1のY、M、Nの部材角に応じた値をとる。

(3) 部材のせん断破壊に対する照査

本研究では、設計する全ての部材に対してせん断破壊に対する照査を行っている。せん断破壊に対する照査を次式に示す。

$$g(i) = \gamma_m \frac{V_{di}}{V_{rdi}} - 1 \leq 0 \quad (:\text{全部材}) \quad (10)$$

ここで、 γ_m は構造物係数($=1.2$)、 V_{di} は部材*i*に対するせん断力で、静的非線形解析で部材毎に得られる最大せん断力、 V_{rdi} は部材*i*の設計せん断耐力である。

6.4 設計変数

本研究では、図-3に示すような、矩形断面および円形断面を対象とした最適化を行っている。設計変数となる断面構成は、矩形断面の場合、断面幅 $B(\text{mm})$ 、断面高さ $H(\text{mm})$ 、軸方向鉄筋本数 $N(\text{本})$ 、軸方向鉄筋段数 $J(\text{段})$ となり、円形断面の場合、断面の直径 $D(\text{mm})$ 、軸方向鉄筋本数 $N(\text{本})$ となる。軸方向鉄筋径は32mmに統一した。正方形断面は柱部材に、長方形断面は梁部材に、円形断面は杭部材にそれぞれ用いられる。また、せん断補強鉄筋径は、断面形状に関係なく、せん断補強鉄筋径 $D_w(\text{mm})$ 、せん断補強鉄筋組数 $N_w(\text{組})$ 、せん断補強鉄筋配置間隔 $S_v(\text{mm})$ を設計変数に設定した。

従来の研究^{6) - 8)}では、軸方向鉄筋本数 N は、断面幅 B に応じて一義的に決定していた。例えば、長方形断面では配置可能な最大の軸方向鉄筋本数としていた等である。しかし、本研究は高強度材料を用いて設計を行っているため、同じコンクリート断面で必要な軸方向鉄筋本数が、強度に

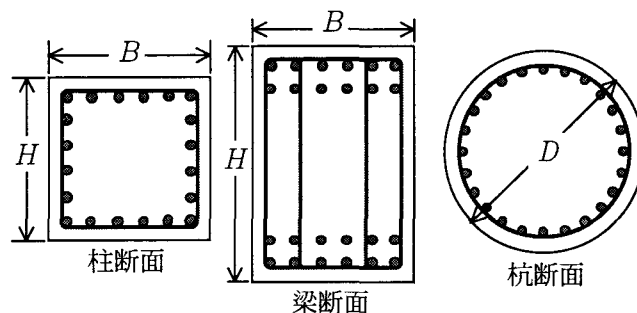


図-3 断面諸元

表-6 各部材種毎の設計変数

部材	B or D	H	N	J	N_w	D_w	S_v
柱	○	×	○	×	○	○	○
梁	○	○	○	○	○	○	○
杭	○	×	○	×	×	○	○

表-7 柱、梁部材の設計候補値

B (mm)	H (mm)		N (本)	J (段)	
	柱	梁		柱	梁
600	600	800~1500 (100mm間隔)	4~6	1 or 2	
700	700	900~1600 (100mm間隔)	4~8		
800	800	1000~1700 (100mm間隔)	4~9		
900	900	1100~1800 (100mm間隔)	4~10		
1000	1000	1200~1900 (100mm間隔)	4~11		
1100	1100	1300~2000 (100mm間隔)	4~11		
1200	1200	1400~2100 (100mm間隔)	4~11		
1300	1300	1500~2200 (100mm間隔)	5~12		

表-8 杭の設計候補値

杭	
D (mm)	N (本)
1000	7~22
1200	13~28
1500	23~38
2000	40~55

比例して下がると予想される。そのため、軸方向鉄筋本数を設計変数に加えて設計を行っている。

ここで、柱部材の場合は、断面形状は正方形断面であるため、断面高さ H と断面幅 B は等しい。また、柱部材における軸方向鉄筋段数 J は、1段に固定とする。杭部材に関しては、せん断補強鉄筋組数 N_w を1組に固定するため、設計変数とする必要はない。以上の結果、柱部材、梁部材、杭部材、それぞれの設計変数となるパラメータを表-6に示す。表-6の○が設計に用いる変数、×が設計に用いない変数を示している。

本研究で設計の対象となる部材は、柱部材、梁部材、杭部材であり、それぞれの部材毎に、設計変数の候補値が異なる。また、表-7、8に断面構成に関する候補値を、表-9にせん断補強鉄筋に関する候補値を示す。

表-9 セン断補強鉄筋の設計候補値

部材	D _W (mm)	N _W (組)	S _W (mm)	S _V (mm)
柱	16	1~2	100	100 or 200
	19	1~2		
	22	1~2		
梁	16	1~2	150	150 or 200
	19	1~2		
	22	1~2		
杭	16	1	100	100 or 125
	19	1		
	22	1		
	25	1		

表-10 設計 case

	耐震性能	目的関数
case 1	II	初期建設費用
case 2	III	初期建設費用
case 3	III	トータルコスト

7. 数値計算例と考察

ここでは、最適耐震設計システムを用いて算出した設計結果を示す。耐震設計においては構造物の重要度に応じて定められる耐震性能を構造物が満足しているか否かを照査しなければならない。さらに、構造物の耐震性能に含まれる地震後の復旧性を考慮した設計を行うこととした。これらのことから、以下の3つのcaseの計算を行い検討する。

- case 1: 制約条件は耐震性能II, 目的関数は初期建設費用のみ
- case 2: 制約条件は耐震性能III, 目的関数は初期建設費用のみ
- case 3: 制約条件は耐震性能III, 目的関数は補修費を含む総費用

これらを表-10にまとめて示した。case 3については、目的関数が地震後の補修費用を含める総費用であるため、耐震性能IIあるいは耐震性能Iを満足するような設計解が算出される可能性を含む。本研究の目的は、材料強度の特性が設計解へ及ぼす影響を明らかにすることであるため、これらの3 caseに対して前出の表-1に示す材料の組み合わせ毎に設計を行った。

数値計算例で対象とした構造物は、図-4に示す1層5径間の鉄道RCラーメン高架橋である。図-5が解析のためのモデル図である。図の左が橋軸直角方向、右が橋軸方向のモデルである。杭長は、地盤種に応じて20m, 30mの2種類設定した。図-5は杭基礎の構造を示しているが、直接基礎構造に対しても設計を行った。最適化の対象とする部材は柱、地中梁、杭部材とした。最適化の対象とする部

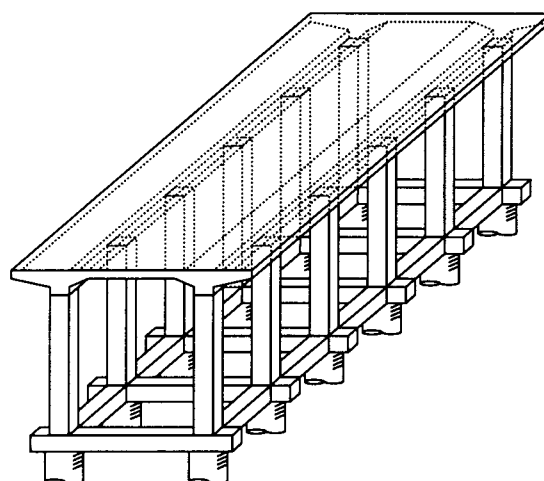


図-4 1層5径間鉄道RCラーメン高架橋

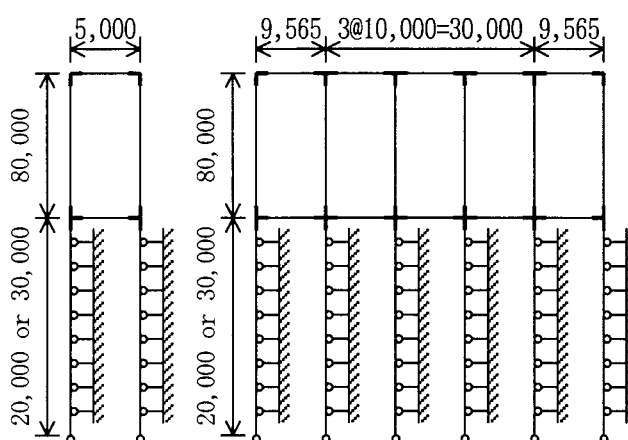


図-5 対象構造物 (単位: mm)

材に対しては非線形領域を考慮し、それ以外の部材は全て弾性として解析を行った。地盤種はG0地盤からG7地盤までの8種類を想定し、G0~G3地盤までは直接基礎、G3~G7地盤までは杭基礎とした。G3~G5までは杭長20m, G5~G7までは杭長30mである。

以下、7.1で地盤、材料組み合わせと最小費用等の考察、7.2で設計caseの違いによる結果の比較を説明する。

7.1 地盤、材料の組み合わせと最小費用、部材損傷の検討

図-6 a~図-8 cにコンクリート強度(横軸)と鉄筋強度(縦軸)に対する、総費用の等値線を示している。case1とcase2においては、目的関数は初期建設費用のみであるが、得られた設計に対する補修費用を加えて値を示している。

白色に矢印で示されている部分が最小費用を与える領域を示す。図は表-1に示される27の値の組合せに対して表計算ソフトの等高線を描く機能を使って作成されている。その関係で、最も総費用が大きい領域は凡例に示されていない。最小費用を与える領域の表示を主たる目的で描かれているので、各等値線の細かな出入りはあまり意味がない。

図-6 a~cはcase 1, 図-7 a~cはcase 2, 図-8

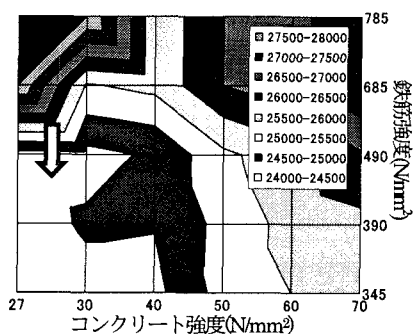


図-6 a case1 (G0)

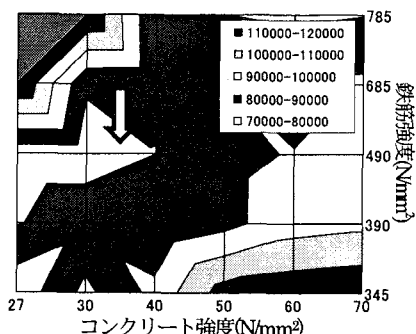


図-6 b case1 (G3,20m)

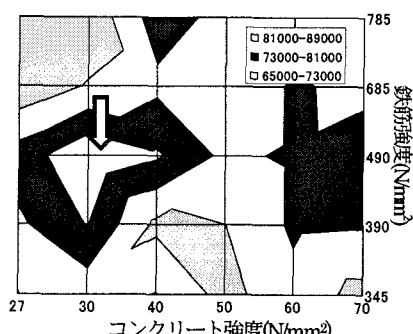


図-6 c case1 (G7,30m)

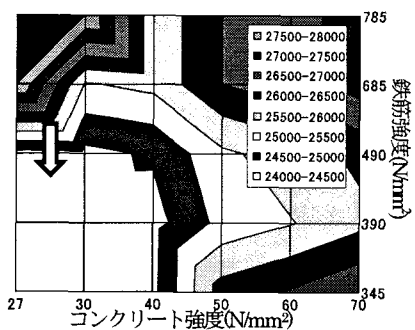


図-7 a case2 (G0)

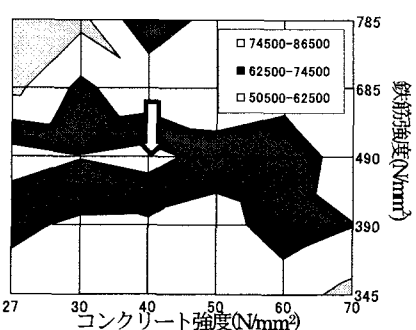


図-7 b case2 (G3,20m)

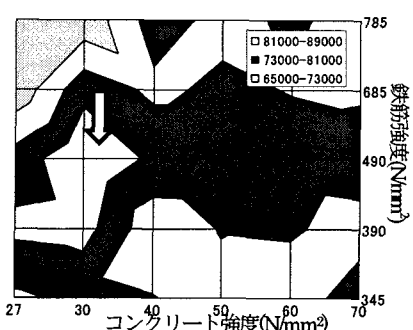


図-7 c case2 (G7,30m)

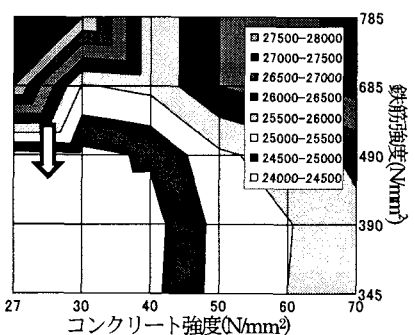


図-8 a case3 (G0)

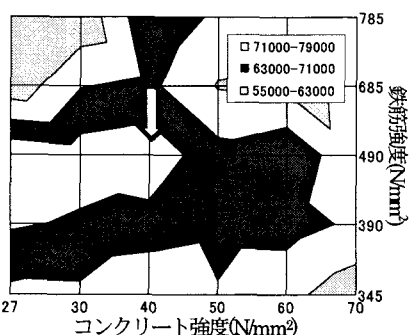


図-8 b case3 (G3,20m)

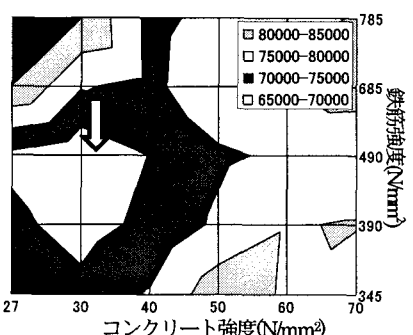


図-8 c case3 (G7,30m)

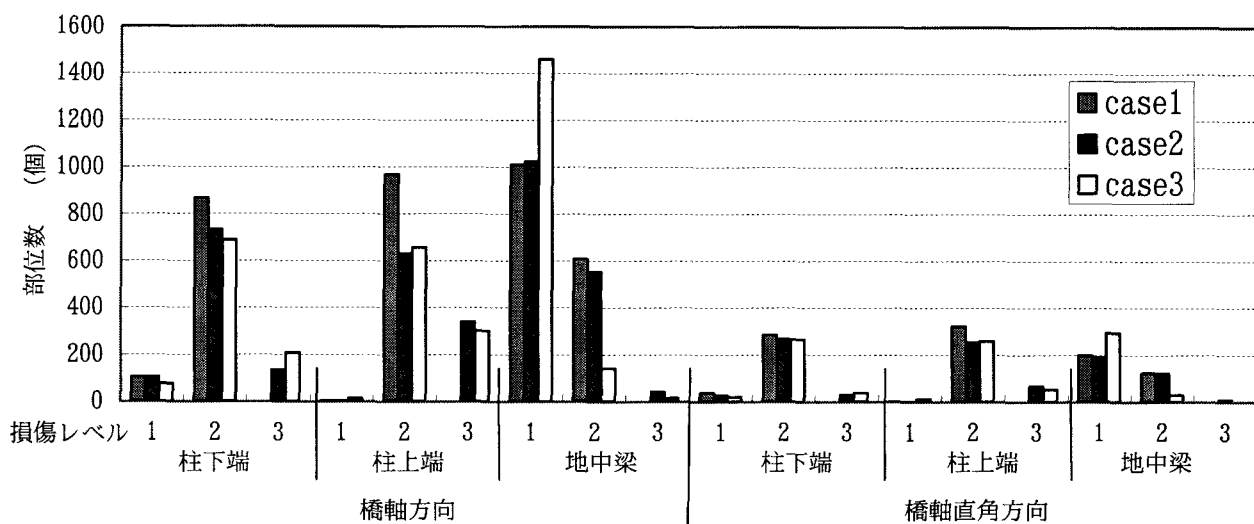


図-9 部材別損傷レベル個数の case 間比較 (70,345)

a～cはcase 3の結果が描かれている。それぞれ左から、G0地盤、G3地盤（杭長20m）、およびG7地盤（杭長30m）の結果である。最小費用を与える材料組み合わせを示す中間明度の灰色の領域に注目すると以下ようになる。

G0地盤では、3 caseとも普通強度領域に最小費用の領域が現れており、高強度材料を用いる費用的メリットは見られない。

一方、比較的地盤の悪いG3地盤（杭長20m）では、コンクリート強度には顕著に現れないが、鉄筋強度は、 490N/mm^2 に最小費用の領域が現れた。

さらに、地盤の最も悪いG7地盤（杭長30m）では、鉄筋強度は 490N/mm^2 であるが、コンクリート強度も普通強度領域を離れ、 30N/mm^2 に最小費用の領域が現れている。

設定した高強度領域のさらに強度の高い方に最小費用は現れないが、地盤条件が悪くなるに従い、普通強度領域の若干高強度側に費用的なメリットが現れている。全体的には、コンクリートで 40N/mm^2 以上、鉄筋で 490N/mm^2 以上の材料強度には費用的なメリットは得られなかった。

7.2 case間の検討

表－10に示すように、本研究では3つの考え方に基づく設計解を求めている。1つは、耐震性能に関する制約条件は厳しく（耐震性能Ⅱ）、目的関数は初期建設費用のみの設計、次は、耐震性能に関する制約条件は緩く（耐震性能Ⅲ）、目的関数は初期建設費用のみの設計、最後は耐震性能に関する制約条件は緩く（耐震性能Ⅲ）、目的関数は初期建設費用に補修費用を加えた総費用とした場合の設計である。これら3種類の設計結果を比較してみる。なお、case 1、case 2の設計解においても、L2地震動に対する補修費は計算されるので、それを加えた総費用を表示して比較する。

表－11と表－12は、G6地盤（杭長30m）、鉄筋強度 345N/mm^2 のとき、それぞれコンクリート強度が、 40N/mm^2 と 70N/mm^2 の場合の結果をまとめた表である。

初期建設費用で比較すると、いずれの場合もcase2が最も費用が小さく、次いで、case 3、case 1、あるいはcase 1、case 3の順となった。補修費用で比較すると、case 3が一番小さくなり、両者を加えた費用ではcase 3が最も小さくなった。制約条件、および目的関数の設定から当然の結果ではあるが、復旧性を考慮して設計を行う際は、初期建設費用のみではなく、補修費用を考慮して設計することの必要性を示唆しているものと考えられる。なお、これらの表において、費用の単位はunitである。

次に、図－9は、図－4、5の構造の各部材において、損傷レベル1、2、3がどの程度現れたかを、各設計case毎に数えた結果である。図の縦軸は部位数、横軸は各部材ごとの損傷レベルを示している。特に顕著な差は、橋軸方向、橋軸直角方向ともに地中梁に現れている。つまり、地中梁において損傷レベル1の部材数はcase 3が一番多い。

部材の補修は、損傷レベルと部材特性を考慮するため、

表－11 case 間の費用比較（1）－G6,40,345－

case	初期建設費($\times 10^3$)				補修費用($\times 10^3$)	総費用($\times 10^3$)
	コンクリート	鉄筋	杭	合計		
1	22620	16270	25530	64420	12990	77410
2	21080	14940	23850	59870	22730	82600
3	21890	14550	24270	60710	11970	72680

表－12 case 間の費用比較（2）－G6, 70,345－

case	初期建設費($\times 10^3$)				補修費用($\times 10^3$)	総費用($\times 10^3$)
	コンクリート	鉄筋	杭	合計		
1	21580	18460	32790	72830	13230	86060
2	21490	20080	30650	72220	8388	80608
3	21370	22060	30240	73670	5130	78800

足場の仮設や、掘削等の補助工による費用も含まれる。上記の計算例の場合、地中梁の損傷レベルを1に留めることで、掘削の回数を減らし、補修費を小さくしていると考えられる。復旧性を考慮した場合、損傷を小さく抑えるだけではなく、補修に要する費用を考慮し、構造全体での補修費を小さくすることが重要である。これは、今後補修費用に通行不能による費用を加えることにより、損傷の誘導をより強制的に行える可能性を示していると考えられる。

8. 費用に関わるパラメータの操作による設計解の検討

前節の数値計算結果より、従来用いられている普通強度材料より若干強度の強い材料を用いることで、費用的にメリットのある高強度材料の組み合わせがあることがわかった。しかし、材料強度間の検討において、 685N/mm^2 を超える強度の高い鉄筋を用いた設計では、目的関数が上昇する傾向が見られた。これは、表－3に示すように、 685N/mm^2 以上の強度を持つ鉄筋ではその単価補正係数 α_s は3.00と大幅に上昇するためである。

しかし、材料の費用は構造物の建設時の経済情勢や、地域に応じて変化するものであるし、一方、 685N/mm^2 以上の強度を持つ鉄筋も徐々に使用され始めていることから、本研究でここまで設定した費用に関するパラメータも今後変化がないとは考えづらい。そこで、ここでは図－4、5に示す構造モデルに対し、費用に関わるいくつかのパラメータを変化させ設計解の変化を検討し、高強度材料の可能性についてさらに検討する。

以下に、コンクリート、あるいは鉄筋の単価を1割減らした計算、および、コンクリート、あるいは鉄筋の単価補正係数が強度に応じて直線的に変化するものと仮定した計算を示す。なお、いずれの設計も総費用最小化を目的関数としたcase 3の結果である。

8.1 材料単価を1割減らした設計

ここでは、杭長30mのG6地盤において、コンクリート

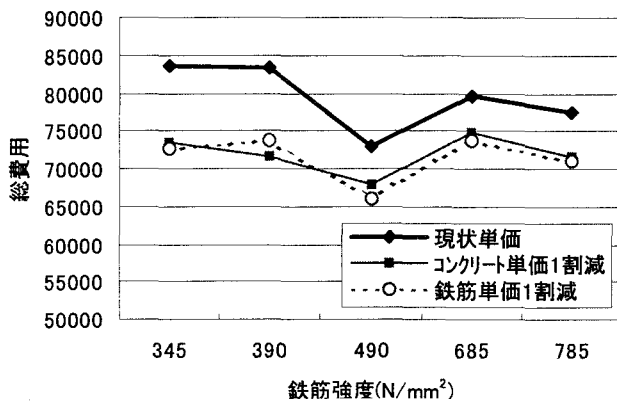


図-10 材料単価1割減の結果の比較 (G6,70)

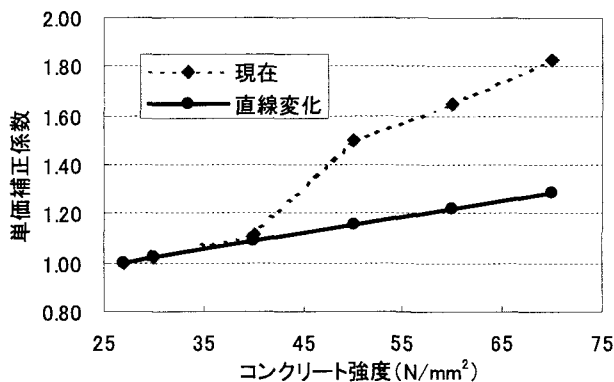


図-11 コンクリートの単価補正係数

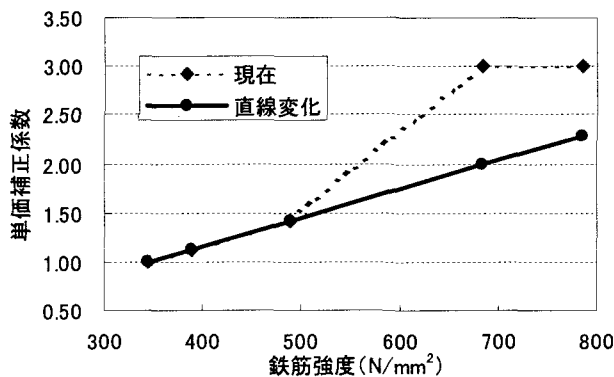


図-12 鉄筋の単価補正係数

強度が70N/mm²の設計を例にとり検討を行う。

図-10は横軸に鉄筋強度、縦軸に総費用をとり、材料単価の設定をパラメータにして描いた図である。太い実線が現状の単価を用いた設計結果（現状単価）、四角でマークした細線がコンクリートの単価を1割減らした設計結果（コンクリート単価減）、白抜きのマークがついた破線が鉄筋の単価を1割減らした設計結果（鉄筋単価減）を示す。

コンクリート単価減と鉄筋単価減の結果を比較すると、鉄筋強度に390N/mm²を用いた設計を除く全てのケースにおいて鉄筋単価減の方が総費用が小さくなった。図上で大きな差はないが、鉄筋とコンクリートでは、鉄筋の単価の方が設計解に与える影響が若干大きいと考えられる。

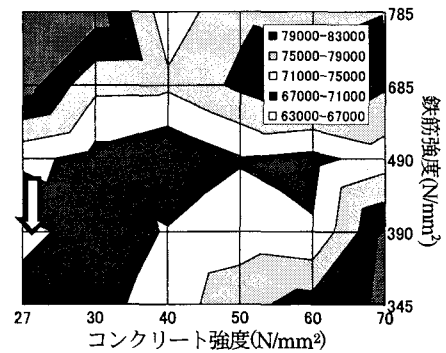


図-13 現状の単価補正係数の場合の総費用等値線

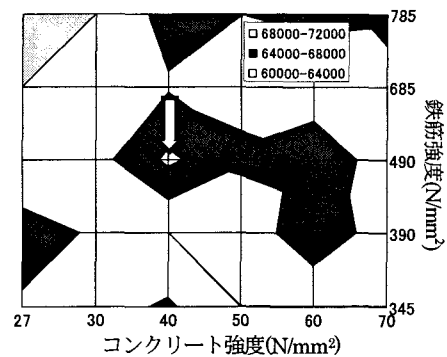


図-14 直線仮定の単価補正係数の場合の総費用等値線(G6)

8.2 単価補正係数を直線的に変化させた場合

前述したように、現在、高強度の材料を用いた設計・施工も徐々に行われており、今後これらの材料の単価は、下がっていくものと考えられる。そこで、コンクリートと鉄筋それぞれの単価が強度に応じて直線的に変化するものと仮定して、設計を試みた。図-11に、現状のコンクリートの単価補正係数（点線）と、強度に応じて直線的にコンクリートの単価補正係数が変化すると仮定して算定した単価補正係数（実線）を示す。同じく図-12に、現状の鉄筋の単価補正係数（点線）と、強度に応じて直線的に鉄筋の単価補正係数が変化すると仮定して算定した単価補正係数（実線）を示す。

計算例として、前節と同じ条件の杭基礎構造の杭長30mのG6地盤を対象とし、現状の単価補正係数と図-11、12に仮定した単価補正係数の結果を比較する。比較は、7.1と同様に総費用の等値線で表す。図-13に現状の単価補正係数の場合の結果、図-14に上に仮定した単価補正係数の場合の結果を示した。前と同じであるが、白色に矢印で示されている部分が最小費用を与える領域を示す。図の作成法等は、図-6a等と同じである。

図は、最小費用を示す領域を絞り込んで表現しているが、図-13の現状の単価補正係数の場合は、コンクリートは普通強度、鉄筋は普通強度に接する高強度となり、高強度材料を用いる費用的メリットはまったく現れていないが、図-14に示す仮定した単価補正係数の場合には、コンクリー

ト強度40N/mm²、鉄筋強度490N/mm²で最小費用を示しており、高強度材料選択の可能性を示している。

9. 結論

本研究では、性能照査型設計体系への移行を想定し、RCラーメン高架橋の設計において、より広い設計空間から良質な設計解を得るための一試みとして、高強度材料に着目し検討を行った。材料の強度特性が設計解へ及ぼす影響を明確にし、それらを用いる設計の優位性を示すため、高強度材料の組み合わせをパラメータとして最適耐震設計を試みた。想定している地震動は、「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（平成11年初版発行）」¹⁾に定められているL1、L2地震動であり、これにより初期設計および損傷の計算を行っている。これらを確定論的に扱うのは、上記規準において確定論的に定められているからであり、考慮している復旧性も上記規準の範囲での考察であるので、当然確定論的に扱われる。

性能照査型設計法では、構造物の復旧性が主たる性能の一つとして規定されているので、最適耐震設計の定式化においては、構造物の初期建設費用に着目した設計と、復旧性にも着目した設計を試みた。初期建設費用の最小化設計では、耐震性能Ⅱを満足する設計と耐震性能Ⅲを満足する設計を行った。補修費用を含む総費用最小化の設計では耐震性能Ⅲを満足する性能として計算を行った。

1層5径間鉄道RC ラーメン高架橋を例に取り、27種類のコンクリートと鉄筋材料の組み合わせを8種類の地盤について計算を行った。これらの数値計算から得られた事項を箇条書きにすると以下ようになる。

(1) 現状の費用体系の下での最適設計の結果を材料強度を2軸に取る平面上に等値線として描いた結果、G0等の良好な地盤では、高強度材料に費用的な優位性は見られないが、地盤条件が悪くなるに従い、普通強度材料の周辺の高強度材料において、費用的な優位性が得られた。case 3において20%強の費用減が得られた例もあった。

(2) しかし、高強度材料として設定した値のより大きな材料に費用的な優位性が見られる結果は得られなかった。

(3) 設計case間の比較では、case 3の定式化において、損傷箇所を誘導している結果が得られた。今後、通行不能による損害を補修費に加えることにより、要求性能としての復旧性により明確に対応する設計が得られるものと考えられる。

(4) 高強度材料の今後の使用の可能性を検討するために、材料単価、および単価補正係数を変更して計算を試みた。その結果、単価を下げることによって、当然総費用は下がるが、最小費用を与える材料の組み合わせが高強度材料側に移動するという結果は得られなかった。また、高強度材料使用の効果は、コンクリートよりは鉄筋側により顕著に現れることが得られた。

(5) 材料強度と必ずしも比例関係にない現状のそれぞ

れの単価補正係数を、強度に比例すると仮定して行った計算の結果、鉄筋のみならず、コンクリートも高強度側の組み合わせに費用最小の結果が得られた。なお、最も強度が高い材料において費用的な優位性が現れる結果は得られなかった。

本研究では、動的解析は非線形スペクトル法を用いることを前提とする設計システムを用いて多くの計算を行った。この場合、適用できる構造物は比較的単純な構造物に限定される。今後、非線形スペクトル法によらない設計システムを開発することにより、より複雑で規模の大きい構造物の最適耐震設計が可能になる。そのときは、本文で触れた損傷の誘導は構造物の復旧性の観点からも重要な要因になると考えられる。高強度材料の使用性に関しても、本研究からは限定的な結論しか得られなかったが、上記の設計システムの開発とともに、今後さらに研究する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 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，丸善株式会社，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) 土木学会：2002年制定 コンクリート標準示方書(耐震性能照査編)，丸善株式会社，2004。
- 4) 杉本博之，渡邊忠朋，満尾淳：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。
- 5) 杉本博之，渡邊忠朋，齋藤裕俊：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。
- 6) 杉本博之，渡邊忠朋，齋藤裕俊：RCラーメン高架橋の最適耐震設計・補強に関する研究，北海学園大学工学部研究報告集，第28号，pp. 149-187，2001。
- 7) 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。
- 8) 渡邊忠朋：鉄筋コンクリート構造物の耐震性能照査法と最適化手法を用いた耐震設計システムに関する研究，北海学園大学博士論文，2002。
- 9) 杉本博之，亀海貴寛，渡邊忠朋：高強度材料を用いたRC構造物の最適耐震設計について，第7回地震時保有耐力法シンポジウム講演論文集，pp. 477-482，2004。
- 10) 杉本博之，鹿美麗：工業最適化のための汎用GAプログラムについて，北海学園大学学術論集，第96・97号，pp. 81-105，1998。
- 11) 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。
- 12) 山田善一編著：構造工学シリーズ1 構造システムの最適化 ～理論と応用～，土木学会，1988。

(2004年9月17日 受付)