

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

Research on optimum reinforcement of reinforced concrete rigid-frame bridges
based on ultimate earthquake resistance method

杉本博之*, 渡辺忠朋**, 満尾淳+

Hiroyuki Sugimoto, Tadatomo Watanabe & Jun Mitsuo

* 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 2 6 条西 1 1 丁目)

** 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)

+ 東急建設株式会社、土木技術設計部 (〒150-0002 渋谷区渋谷 3-1-1)

Optimum reinforcement of existing reinforced concrete rigid-frame bridges is studied. The concept of the ultimate earthquake resistance method based on Newmark's law on absorbed energy of structures of the Specification for Highway Bridges is applied to this optimum reinforcement problem. Three kinds of reinforcement materials are considered. They are steel plate, carbon fiber and aramid fiber. The thickness of these materials are the design variables. The variables are discrete, so the optimization problem is solved by genetic algorithm. The objective function is the total cost of reinforcement works. The constraints are the ultimate earthquake resistance for type I and type II earthquake vibrations, the ultimate rotational angle of plastic hinges and the ultimate shear strength of members. As a numerical example, the reinforced concrete rigid-frame bridge which was collapsed by the attack of Hanshin-Awaji great earthquake is studied.

*Key words : optimum reinforcement, reinforced concrete rigid-frame bridges,
ultimate earthquake resistance method, genetic algorithms*

1. まえがき

兵庫県南部地震以降、土木学会をはじめとし、道路、鉄道等の機関により耐震設計法の見直しが進められた。例えば、道路橋示方書 V 耐震設計編(平成 8 年 1 2 月)¹⁾では、構造物の耐震設計は、震度法および地震時保有水平耐力法によりなされることになり、必要があれば動的解析法により照査するように定められている。地震時保有水平耐力法は更に 2 つのタイプの地震動を定めており、プレート境界型の大規模な地震に対応するタイプ I と兵庫県南部地震のような内陸直下型地震に対応するタイプ II の地震動それぞれに対して設計するようになっている。

新規に設計される新しい構造物に対してはこれらがすべて適用されるが、既設構造物は、震度法に対しては条件を満足していると考えられるので、地震時保有水平耐力法に対して設計することが要求される。

構造物の補強は、それが荷重の増加に対する部材強度の増加を目的とするものであれば、当然基礎構造へ伝わる力の増加を意味し、基礎構造の補強がなされない限り構造全体としてバランスの取れた安全性は保証されない。基礎構造が何らかの余裕を持って設計されていれば、その余裕の中に力の配分をする補強設計によりある程度の

負担軽減は可能であるが、可能性は高くない²⁾。

この問題に対して、道路橋示方書の地震時保有水平耐力法や鉄道構造物の設計基準³⁾では、ニューマークのエネルギー一定則⁴⁾を仮定して、部材の強度補強ではなく変形性能を高めることにより、構造物の靱性の増加を考慮した設計法を用いている。結局、エネルギー一定則の概念等を用いて鉄筋コンクリート構造の塑性変形性能を考慮することは、補強設計に際しては基礎構造への影響が最小限になる設計法であり、高く評価されるべきものと考えられる。

道路橋示方書では、この設計法の適用には制限があり、例えば、塑性ヒンジが複数箇所に想定される場合、あるいはエネルギー一定則の適用性が十分検討されていない場合などは適用が限定され、動的解析による設計が義務づけられている。

兵庫県南部地震以降、道路、鉄道をはじめとして種々の機関で耐震補強が実施されようとしている。それらの構造物の中には、ラーメン形式橋脚のように高次不静定構造物で、弾塑性解析をすれば多数の塑性ヒンジが発生する構造物もあるし、それらに対してエネルギー一定則の適用性は必ずしも保証されていない。しかしなお補強

は必要であるし、それらすべてに対して動的解析をするわけにはいかない。また動的解析をする場合でも何らかの一次設計がなされている方が望ましい。

そこで本研究では、ラーメン形式の鉄筋コンクリート高架橋のような高次不静定構造物の補強設計において、エネルギー一定則を拡張利用し、最適設計法により補強箇所、補強量等の一次設計を求めることを試みた。

補強材料は、鋼板、炭素繊維およびアラミド繊維とし、鋼板については鋼板厚さ、他2種の繊維については厚さと巻き数を設計変数にし、それぞれ材料費を含む総補強工事費最小を目的とする最適化問題を定式化した。

設計変数は、それぞれ離散量となるので、最適化手法としては遺伝的アルゴリズム (GA)⁵⁾を用いた。

数値計算例として、兵庫県南部地震で実際に破壊したJRの鉄筋コンクリートラーメン高架橋の補強設計を示した。

2. エネルギー一定則の拡張利用による水平耐力照査

エネルギー一定則に基づく道路橋示方書の地震時保有水平耐力法は、基本的には単一部材を対象に書かれており、本研究で対象としているような不静定構造物には適用が限定されている。

しかし、鉄道の鉄筋コンクリートラーメン高架橋等には、古くからエネルギー一定則に基づく耐震設計法が適用されていることから、本研究では、以下のようにエネルギー一定則を拡張適用することを試みる。

まず、部材の弾塑性関係は以下のように考える。
塑性ヒンジは、部材端部にのみ形成されるとし、中間部には荷重は載荷されなく塑性化されないとする。部材は、節点付近の剛域に弾性的に結合されているとし、その曲げモーメントと部材たわみ角の関係は図-1のような関係を仮定する。つまり、曲げモーメントが M_y までは回転バネ剛性 K で弾性的に挙動し⁶⁾、 M_y に達した後は塑性ヒンジが形成される。たわみ角の最大値(限界たわみ角)は θ_u で値は実験公式から得られるものとする。

このような部材から構成される構造物に水平荷重が作用したとして弾塑性解析を行うと、構造物の頂部水平変位と水平荷重の関係は図-2のO-A-B-Gのようになる。つまり、A点で最初のヒンジが入り、徐々にヒンジの箇所が増えてくる。B点で崩壊機構が形成され、どこかの部材端部のたわみ角が限界値に達するまで剛体変形をしG点で崩壊に至る。この場合に拡張適用されたエネルギー一定則は、弾性的に挙動した場合のエネルギー $\triangle OEF$ と弾塑性的に挙動した場合のエネルギー $\square OABGH$ がほぼ同量ということになる。道路橋示方書と同様に許容塑性率を算出する場合の安全係数 α (図-2)を導入し、設計条件としてのエネルギー一定則を数式で示すと、以下ようになる。

$$\frac{1}{2} P_e \times \delta_e \leq E_N \quad (1)$$

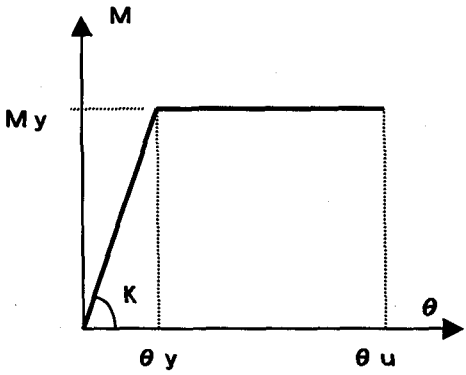


図-1 部材端部のM-θ関係

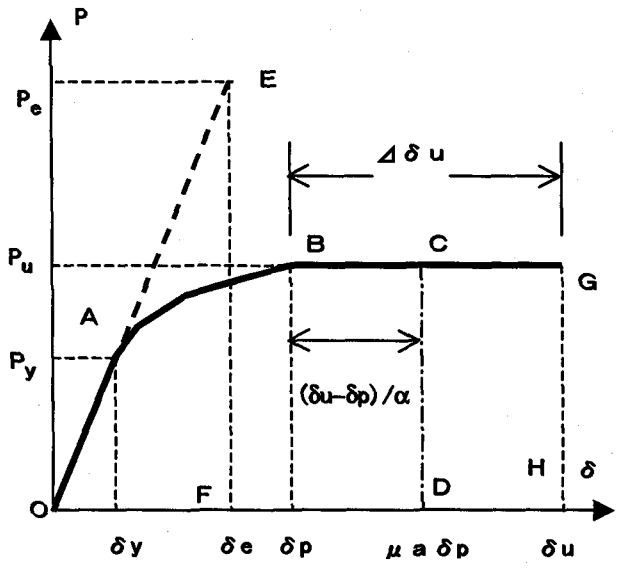


図-2 構造の頂部水平変位と水平荷重の関係

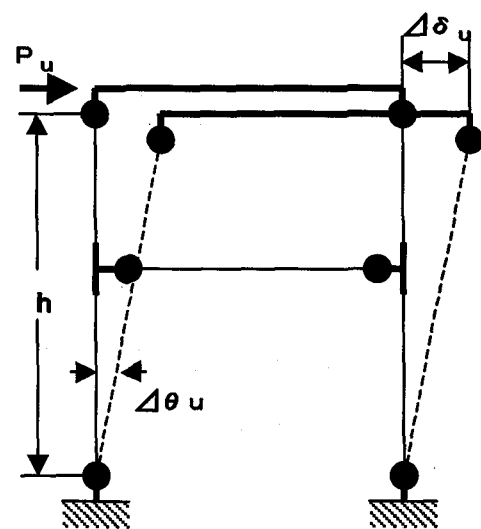


図-3 崩壊機構形成後の構造頂部の水平変位

ここで、 E_N は多角形OABCDの面積である。上式に、

$$\delta_e = \delta_y \times P_e / P_y, \quad P_e = K_{hc} \times W \quad (2)$$

を代入して整理すると次のようになる。

$$K_{hc} \times W - \sqrt{\frac{2P_y E_N}{\delta_y}} \leq 0 \quad (3)$$

あるいは、

$$K_{he} \times W - P_y \leq 0 \quad (4)$$

ここで、 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重量、 K_{hc} 、 K_{he} はそれぞれ設計水平震度、等価水平震度であり、 K_{he} は次式で定義される。

$$K_{he} = K_{hc} / \sqrt{\frac{2E_N}{P_y \delta_y}} \quad (5)$$

また、上記のように、許容塑性率を算出する場合の安全係数 α (図-2)を考えると、道路橋示方書の許容塑性率に対応する値 μ_a は次式で定義される。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_p}{\alpha \times \delta_p} \quad (6)$$

図-2の崩壊機構形成後の水平変位量 $\Delta \delta_u$ は、機構形成後にどこかの塑性ヒンジがその限界のたわみ角 θ_u に達するまでの剛体変位量と考え、図-3を参考にして次式で計算されるとした。

$$\Delta \delta_u = h \times m_i \sin(\theta_{ui} - |\theta_{pi}|) \quad (7)$$

ここで、 θ_{ui} は節点 i の限界たわみ角、 θ_{pi} は構造物が崩壊機構を形成時(B点)の節点 i のたわみ角である。

式(7)が適用できる崩壊機構はすべてではないが、後記のように本研究が対象とした構造物は、中間梁が比較的弱い構造物であるので式(7)が適用できる。

3. 橋脚補強材料

ここでは、補強材料、補強位置、および補強材料の厚さ、巻き数などを説明する。

補強材料は、鋼板、炭素繊維、およびアラミド繊維の3種類を考えている。

3. 1 鋼板

鋼板を巻く場合は、対象の部材全長に巻くことにする。図-4に部材を横に置いた場合の巻き方を示した。 h が部材長、 b が部材幅、 t_s が巻かれる鋼板の厚さである。鋼板の厚さは、連続的に変化する値ではなく、決められた厚さの中から選ぶことになる。

本研究で使用する厚さ、対応する候補レベルを表-1に示した。表中で、 Asf は単位幅当たりの鋼板の断面積、 Ssf は単位幅である。厚さ0は補強しないことを意味する。補強レベルが、後記の最適化問題における設計変数

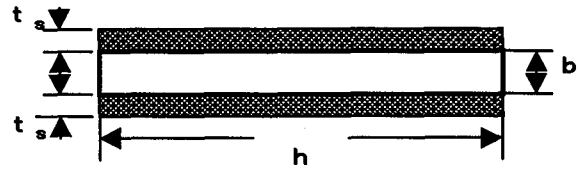


図-4 鋼板の巻き方

表-1 鋼板のデータ

補強レベル	鋼板厚さ (mm)	Asf/Ssf (cm ² /cm)
1	0	0
2	6	1.2
3	9	1.8
4	12	2.4
引張り強度 : 240N/mm ²		

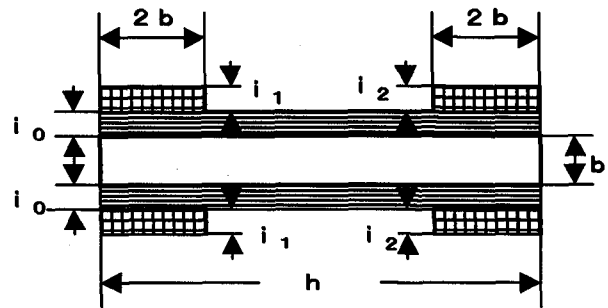


図-5 繊維補強の場合の巻き方

の値になるものである。

引張り強度は、240N/mm²の材料を使用した。

3. 2 炭素繊維

部材を横に置いた場合の炭素繊維の巻き方を図-5に示した。

繊維補強の場合は、全長に巻く剪断補強と部材両端部の長さ $2b$ の範囲のみに巻く靱性補強の2種類の補強を考える。それぞれ、0.111mmと0.167mmの2種類の厚さのシートを数枚組み合わせるものとする。図の i_0 、 i_1 および i_2 はそれぞれのシート厚さと巻き数の組み合わせにつけられた補強レベル番号に相当する。 i_0 は剪断補強の補強レベルであり、 i_1 および i_2 はそれぞれ左端(下端)および右端(上端)の靱性補強の補強レベルに相当する。

炭素繊維の補強レベルとシート厚さ、巻き数の関係を表-2に示した。 Acf は単位幅当たりの炭素繊維の断面積、 Scf は単位幅である。補強レベル1は補強しないことを意味する。

引張り強度は、3,000N/mm²の材料を使用した。

3. 3 アラミド繊維

アラミド繊維の考え方は炭素繊維とまったく同じで

表 - 2 炭素繊維のデータ

補強レベル	巻き数		Acf/Scf (cm ² /cm)
	0.111mm	0.167mm	
1	0	0	0
2	1	0	0.0222
3	2	0	0.0444
4	0	2	0.0666
5	1	2	0.0888
6	2	2	0.111
7	0	4	0.1332
8	1	4	0.1554
9	2	4	0.1776
10	0	6	0.1998
11	1	6	0.222
12	2	6	0.2442
13	0	8	0.2664
14	1	8	0.2886
15	2	8	0.3108
16	0	10	0.333
引張り強度 : 3000N/mm ²			

表 - 3 アラミド繊維のデータ

補強レベル	巻き数			Aaf/Saf (cm ² /cm)
	0.168mm	0.252mm	0.378mm	
1	0	0	0	0
2	0	0	1	0.0756
3	0	1	1	0.126
4	0	0	2	0.1512
5	1	0	2	0.1848
6	0	1	2	0.2016
7	0	0	3	0.2268
8	1	0	3	0.2604
9	0	1	3	0.2772
10	0	0	4	0.3024
11	1	0	4	0.336
12	0	1	4	0.3528
13	0	0	5	0.378
14	1	0	5	0.4116
15	0	1	5	0.4284
16	0	0	6	0.4536
引張り強度: 2400N/mm ²				

ある。ただ、シート厚さが 0.168mm, 0.252mm および 0.378mm の 3 種類になる点と引張り強度が 2,400N/mm² になる点が異なる。アラミド繊維の補強レベルとシート厚さ、巻き数の関係を表 - 3 に示した。Aaf は単位幅当たりのアラミド繊維の断面積、Saf は単位幅である。

表 - 1～3 の選択の根拠は以下による。

鋼板については、材料入手が容易で一般的に用いられている鋼板厚さを採用した。また繊維補強については、各設計指針（参考文献 8）、9））を参考に炭素繊維は 10 層、アラミド繊維は 6 層巻きを最大として、シート厚さと巻き数の組み合わせとして決定される。この時強度とコストは比例する事になるが、巻き数と厚さの関係によっては、強度とコストが逆転する組み合わせが存在するため、これらの組み合わせについてはあらかじめ除外した。その結果、表 - 2、表 - 3 に示す組み合わせが抽出された。

4. 補強最適化問題の定式化と説明

本研究の補強最適化問題は、目的関数は材料費を含む総補強工費、制約条件は、タイプ I およびタイプ II の地震動に対する水平耐力の照査、部材端部のたわみ角の制約、塑性ヒンジによる崩壊機構形成の保証に関する条件、および各部材の剪断耐力に関する条件を考慮している。

設計変数は、鋼板であれば板厚が変数となる。繊維補強であれば、各部材ごとに剪断補強、および部材両端の靱性補強のためのシート厚さと巻き数の組み合わせが設計変数になる。この時、図 - 5 に示すように、部材端部では 2 種類の補強シートが重なることになる。補強効果は、各部材毎に表 - 2、及び表 - 3 に示した組み合わせに対してのみデータとして与えているので、補強レベルを単純に加えただけでは表にない組み合わせが生じることになり不都合である。本研究では、部材端部の重なりに関して簡単な和のルールを設定しこの問題に対応した。

これらに関して、以下順に説明を加える。

4. 1 補強最適化問題の定式

本研究の最適化問題は以下のように定式化される。

$$\bullet \text{ 目的関数 : } C \rightarrow \min \quad (8)$$

・制約条件 :

$$g_1 = K_{he}^{(1)} \times W - P_y \leq 0 \quad (9)$$

$$g_2 = K_{he}^{(2)} \times W - P_y \leq 0 \quad (10)$$

$$g = \theta_i^j - \theta_{ui}^j \leq 0 \quad (i=1-n, j=1,2) \quad (11)$$

$$g = M_{yi}^j / h_i - V_{ui} \leq 0 \quad (i=1-n, j=1,2) \quad (12)$$

$$g = V_i - V_{ui} \leq 0 \quad (i=1-n) \quad (13)$$

ここで、n は補強の対象となる部材数、 $K_{he}^{(1)}$ 、 $K_{he}^{(2)}$ はそれぞれタイプ I およびタイプ II の地震動に対する等価水平震度である。タイプ I の場合は $\alpha^{(1)} = 3.0$ 、タイプ II の場合は $\alpha^{(2)} = 1.5$ としている。 θ_i 、 θ_{ui} は節点 i のたわみ角および限界たわみ角、 M_{yi} 、 h_i 、 V_{ui} 、

および V_i はそれぞれ部材 i の降伏曲げモーメント、剪断スパン(水平荷重に対するモーメント分布において、各部材ごとにモーメント 0 の点から部材端部までの長さ)、剪断耐力、および終局時の作用剪断力である。 $j = 1$ は部材の下端(左端)、 $= 2$ は上端(右端)を意味する。

・設計変数：鋼板巻きと繊維巻きの場合でそれぞれ次のように定義される。

鋼板巻きの場合

$$\{I\} = \{I_1 \quad I_2 \quad \dots \quad I_n\} \quad (14)$$

これらの変数の値は、表 - 1 から選ばれる。

繊維巻きの場合

$$\{I\} = \{I_1 \quad I_2 \quad \dots \quad I_{3n}\} \quad (15)$$

繊維巻きの場合は、図 - 5 に示すように 1 部材につき 3 つの変数があるので変数の総数は $3n$ になる。

これらの変数の値は、炭素繊維であれば表 - 2 からアラミド繊維であれば表 - 3 から選ばれる。

結局本研究の最適化問題は、式(9)～(13)を満足し、式(8)を最小化する設計変数式(14)あるいは式(15)の決定と定義される。

設計変数は、すべて離散量であるので、この最適化問題の解法には遺伝的アルゴリズム(GA)⁵⁾を用いる。

4. 2 コスト(目的関数)について

本研究においては、材料は設計変数にはせず固定とし、それぞれにおける補強設計を得ることを目的としている。

但し、個々の材料における最適設計の結果を比較する事により、最適な材料の選択も可能である。

その最適化問題の目的関数は、前記のように材料費を含む工事費としている。

工事費は、材料費、施工費、雑費を含む値であり、例えば鋼板補強については、材料費として鋼板、樹脂、塗装材を含み、施工費としては下地処理、鋼板加工、取付、溶接、樹脂注入、塗装工などが含まれている。これらの項目は、それぞれ鋼板重量あるいは設置面積の関数として表され、まとめると次節に説明する式(18)のようになる。繊維補強についても考え方は同じである。なお、本コスト算出式では基部の曲げ補強コストは考慮していない。また、表記に当たって、コストは各工法共に経済情勢などによる変動を強く受けるため、計算結果などの説明において具体的な数値を上げる事は避けた。

各補強材料ごとにコスト関数は以下のように定義される。

まず、すべての材料に共通の値として、巻き立て表面積 A は次式で定義される。

$$A = 2(a+b)h \quad (16)$$

ここで、 A は巻き立て表面積 (m^2)、 a 、 b は断面を長方形とした場合の断面の高さと幅 (m)、 h は部材を巻き立てる長さ(図 - 5 に示すように剪断補強なら全長、靱性補強なら $2b$ となる)である。

(1) 鋼板のコストモデル

各部材ごとに、コストは次式で計算される。但し、鋼板とコンクリートの間にはモルタル注入するものとする。

$$C_i = (1.51t_i + 16.9)A_i + 101h_i + 211m_i + 54(m_i - 1)(a+b) \quad (17)$$

ここで、 C_i は部材 i の補強コスト(単位はユニット)、 t_i は鋼板の厚さ (mm)、 h_i は部材長 (m)、 m_i は使用鋼板段数で、 h が $4m$ 以下ならば 1 、 $4m$ 以上かつ $8m$ 以下ならば 2 になる。 t_i が $0mm$ の場合(補強レベル 1)、 C_i は 0 に設定している。

(2) 炭素繊維のコストモデル

炭素繊維を使用する場合、各部材の補強コストは次式で計算される。

$$C_i = (14.31n_1 + 18.23n_2 + 15.48 + c_0)A_i \quad (18)$$

ここで、 C_i は部材 i の補強コスト(単位はユニット)、 n_1 、 n_2 はそれぞれシート厚さが $0.111mm$ と $0.167mm$ のシートの巻き数で、各補強レベル毎に表 - 2 に示されている値をとる。 c_0 は次式である。

$$c_0 = \frac{(5.52 - 0.81n_1)n_1 + (7.52 - 0.73n_2)n_2}{n_1 + n_2} \quad (19)$$

この場合も、 $n_1 = 0$ 、 $n_2 = 0$ の場合、つまり補強レベル 1 が選ばれた場合、 C_i は 0 に設定している。

(3) アラミド繊維のコストモデル

アラミド繊維を用いる場合、各部材のコストは次式で計算される。

$$C_i = (11.6n_1 + 15.6n_2 + 18.5n_3 + 22)A_i \quad (20)$$

ここで、 C_i は部材 i の補強コスト(単位はユニット)、 n_1 、 n_2 および n_3 はそれぞれシート厚さが $0.168mm$ 、 $0.252mm$ および $0.378mm$ のシートの巻き数で、各補強レベル毎に表 - 3 に示されている値をとる。この場合も、 $n_1 = 0$ 、 $n_2 = 0$ および $n_3 = 0$ の場合、つまり補強レベル 1 が選ばれた場合、 C_i は 0 に設定している。

4. 3 繊維補強における設計変数の和について

前記のように、補強効果は、各部材の各場所(上下、左右)毎に、各補強レベルに対してあらかじめ計算し、計算機内に作成された表を用いて最適化の計算がなされる。従って、当然であるが、表 - 2 あるいは表 - 3 に設定されていない組み合わせに対しては補強効果の値は計算されないことになる。

剪断補強に関しては、図 - 5 の i_0 に対して計算されるので問題は生じないが、靱性補強の効果は $i_0 + i_1$ あるいは $i_0 + i_2$ に対して計算されるので、GA側から返される値の組み合わせによっては補強効果の値を選べないことになる。

例えば、アラミド繊維補強の場合で、 $i_0 = i_1 = 6$ の場合を考える。表 - 3 に示すように、補強レベル 6 の各シート厚さの巻き数は順に 0 、 1 、 2 であるからこれら

を足すと 0, 2, 4 となり, これに対応する巻き数の組み合わせは表中にない. そこで, i_1 の値よりも小さくかつ一番近い値で, i_0 に加えると表中にある組み合わせになる値を探し, i_1 を置き換えるようにした.

上の例では, $i_1 = 4$ とするとちょうど候補番号 12 の組み合わせに該当することになる.

このような足し算のルールを, 炭素繊維およびアラミド繊維それぞれにおいてあらかじめ計算して表にしておく. GA による最適化の過程ではそれにしたがって設計変数の値を改良することにする.

本研究において, このように和のルールが必要になるのは, 3. の最後に説明したように, 実際に使われている範囲を考慮し, シートの巻き数と厚さの関係を 16 種類に限定し, 部材端部の剪断補強と靱性補強が重なった部分に対しての補強効果もこれらに対するもののみしか計算し準備しなかったためによる. 今後, 部材端部のシートの巻き数と厚さの关系到多少の不合理を許すようにするとこれらの和のルールは必要なくなる.

5. 鋼板, 炭素繊維およびアラミド繊維による補強効果

鋼板, 炭素およびアラミド繊維シートで補強された部材の補強効果の評価方法は種々のものがあるが, 本論文では, 以下に示す評価方法を用いた.

5.1 鋼板巻き補強⁷⁾

(1) 降伏曲げモーメントおよび終局曲げモーメント

本論文では, 終局曲げモーメント (M_u) は, コンクリートの圧縮ひずみが 0.0035 に達する時点の曲げモーメント, 降伏曲げモーメント (M_y) は, 最外縁の軸方向鉄筋が引張降伏ひずみに達した時点の曲げモーメントとし,

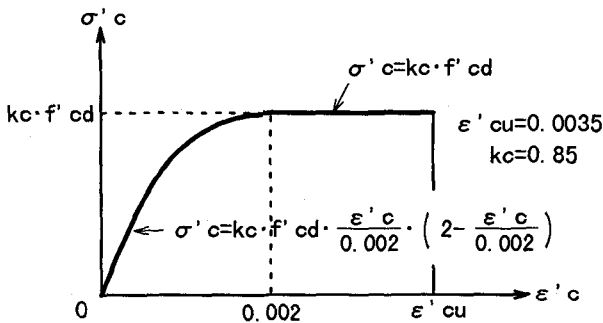


図 - 6 コンクリートの応力-ひずみ曲線

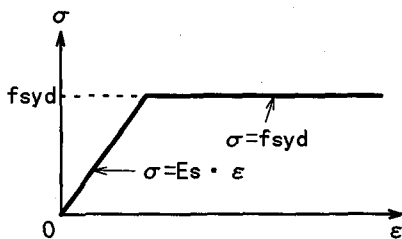


図 - 7 鋼材の応力-ひずみ曲線

次の仮定等に基づいて数値計算的に求めた.

なお, 部材係数 γ_b は, 一般に 1.15 とした.

- (a) 歪みは, 断面の中立軸からの距離に比例する.
- (b) コンクリートの引張応力は無視する.
- (c) コンクリートの応力-ひずみ曲線は, 図 - 6 による.
- (d) 鋼材の応力-ひずみ曲線は, 図 - 7 による

(2) 剪断耐力

剪断耐力 V_{yd} は, 式(21)により求めた.

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{rd} \quad (21)$$

ここで, V_{cd} は剪断補強鋼材を用いない棒部材の剪断耐力 (N) で次式で定義される.

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (22)$$

ここで,

$$f_{vcd} = 0.2 \cdot \sqrt{f'_{cd}} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{\frac{1000}{d}} \leq 1.5, \quad \beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot p_c} \leq 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \leq 2 \quad (N'd \geq 0 \text{ の場合})$$

$$= 1 + M_0 / M_d \geq 0 \quad (N'd < 0 \text{ の場合})$$

以上で, b_w は腹部の幅 (mm), d は有効高さ (mm), p_c は剪断引張鋼材比, $p_c = A_s / (b_w \cdot d)$, A_s は引張側鋼材の断面積 (mm^2), M_0 は設計曲げモーメント, M_d は設計曲げモーメント M_0 に対する引張縁において, 軸方向力によって発生するモーメントを打ち消すのに必要な曲げモーメント, $N'd$ は設計軸方向圧縮力, f'_{cd} はコンクリートの設計圧縮強度 (N/mm^2), γ_{bc} は部材係数で, 1.3 とした.

V_{sd} は, 剪断補強鋼材により受け持たれる棒部材の剪断耐力で次式で定義される

$$V_{sd} = \{A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_s + \cos \theta_s) / S_s\} z / \gamma_{bs} \quad (23)$$

ここで, A_w は区間 S_s における剪断補強鉄筋の総断面積 (mm^2), f_{wyd} は剪断補強鉄筋の設計引張降伏強度, θ_s は剪断補強鉄筋が部材軸となす角度, S_s は剪断補強鉄筋の配置間隔 (mm), z は圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材の図心までの距離で, $d/1.15$ とした. γ_{bs} は部材係数で一般に 1.15 とした.

V_{rd} は鋼板により受け持たれる剪断耐力で次式で定義される.

$$V_{rd} = 2t \cdot h \cdot f_{sy} \cdot \sqrt{3} / \gamma_b \quad (24)$$

ここで, t は鋼板の厚さ, h は断面高さ, f_{sy} は鋼板の降伏強度, γ_b は部材係数で, 1.0 とした.

(3) 変形性能

部材の降伏時および終局時の回転角は, 次の式(25)および(26)で求めた.

$$\theta_y = (\delta_{y0} + \delta_{y1}) / l_a \quad (25)$$

ここで, θ_y は部材降伏時の回転角, δ_{y0} は鉄筋の拔出しによる回転変位, δ_{y1} は躯体変形による変位, l_a は部材の剪断スパンである.

$$\theta_u = \mu \cdot \theta_y \quad (26)$$

ここで, θ_u は部材終局時の限界回転角, μ は靱性率

(部材の終局時の回転角に対する降伏時の回転角の比)で次式である。

$$\mu = (2.75 V_r \cdot l_a / M_y + 7.56) \cdot (-42.6 t / h + 1.16) \cdot (-0.0516 b / h + 1.08) \quad (27)$$

ここで、 μ は鋼板巻き補強された部材の靱性率、 V_r は鋼板が受け持つ剪断耐力、 l_a は剪断スパン、 M_y は降伏曲げモーメント、 t は鋼板の厚さ、 b 、 h は躯体の幅および断面高さである。

ただし、

$$0.002 \leq t/h \leq 0.014$$

$$1 \leq b/h \leq 4$$

$$0 \leq N/N_u \leq 1$$

$$2.5 \leq a/d \leq 4.0$$

5.2 炭素・アラミド繊維シート補強^{8), 9)}

(1) 降伏曲げモーメントおよび終局曲げモーメント

繊維シートにより補強された部材の降伏曲げモーメント (M_y) および終局曲げモーメント (M_u) は、鋼板巻き補強された部材と同様の方法で求めた。

(2) 剪断耐力

剪断耐力 V_{Fyd} は式(28)により算定した。

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} + V_{pd} \quad (28)$$

ここで、

V_{cd} , V_{sd} : 式(21)参照

V_{pd} : 繊維シートにより受け持たれる剪断耐力

$$V_{pd} = K \cdot [A_F \cdot f_{Fud} \cdot (\sin \theta_F + \cos \theta_F) S_F] \cdot z / \gamma_{bF} \quad (29)$$

A_F : 角度 θ_F で配置される単位幅あたりの繊維シートの断面積 (mm^2)

f_{Fud} : 繊維シートの設計引張強度 (N/mm^2)

K : 繊維シートの補正係数

炭素繊維シートの場合 : 0.8

アラミド繊維シートの場合 : 0.4

θ_F : 繊維シートが部材軸となす角度で、一般に 90° としてよい。

S_F : 繊維シートの単位幅 (mm)

γ_{bF} : 部材係数で一般に 1.15 としてよい。

(3) 変形性能

炭素およびアラミド繊維シートにより、補強された部材の降伏時および終局時の限界回転角は、鋼板巻き補強された部材と同様に式(25)および(26)で算定した。

なお、それぞれの補強工法における靱性率は、次の式(30)および(31)で算定した。

・炭素繊維シートの場合

$$\mu_{CFd} = 2.8 + 1.15 \cdot \frac{V_{CFyd} \cdot l_a}{M_{CFud}} \leq 10 \quad (30)$$

ここで、 μ_{CFd} は炭素繊維シートで補強された部材の靱性率、 V_{CFyd} は炭素繊維シートで補強された部材の設計剪断耐力、 M_{CFud} は炭素繊維シートで補強された部材の設計曲げ耐力、 l_a は剪断スパンである。

・アラミド繊維シートの場合

$$\mu_{AFd} = 2.2 + 3.2 \cdot \frac{V_{AFyd} \cdot l_a}{M_{AFud}} \leq 10 \quad (31)$$

ここで、 μ_{AFd} はアラミド繊維シートで補強された部材の設計靱性率、 V_{AFyd} はアラミド繊維シートで補強された部材の設計剪断耐力、 M_{AFud} はアラミド繊維シートで補強された部材の設計曲げ耐力、 l_a は剪断スパンである。

本研究では、まず死荷重状態で各部材の軸力を計算し、その元で以上の公式を用いて、全部材、全補強レベルに対応する補強効果を計算した。

後記の数値計算例で取り上げたラーメン高架橋(図-14)を例に取り、その補強効果の一部を図-8~図-13に示した。図-8~10が部材1下端、図-11~13が部材5下端のそれぞれ降伏曲げモーメント、限界回転角、および剪断耐力の補強効果を示している。

6. 数値計算例

数値計算例として、山陽新幹線に用いられている2層構造の鉄筋コンクリートラーメン高架橋¹⁰⁾の橋軸方向を例に取り検討を加える。

この高架橋は、無補強時には柱および中層梁が剪断破壊を生じる破壊形態を有しており耐震補強が必要となる高架橋であることから、本研究の主旨に適した高架橋と考え選定したものである。

構造図を図-14に示した。図の太線の部分は梁の高さを考慮する剛域で、剛域と上層梁には塑性ヒンジは生じないとする。結局、部材1~10の上下あるいは左右の20個所に塑性ヒンジが入りうることになる。

解析は、前記のようにまず死荷重状態で解析し死荷重に対する軸力を求める。次にその軸力状態における降伏曲げモーメント等を前記の公式により計算する。つまり水平荷重による軸力の変化は、本研究においては無視していることになる。これは、最終結果に対する影響は少ないと考えての処置である。次に水平荷重を載荷して弾塑性解析を行っている。その解析の結果、本構造では、補強レベルに関係なく、下層柱の下端、上層柱の上端、および中層梁の左右に塑性ヒンジが順に入り崩壊機構を形成した。

図の K_{hc} および W は、設計水平震度と総死荷重である。ここでは、タイプⅠの地震動に対して1、タイプⅡの地震動に対して2の設計水平震度を与えて計算した。総死荷重は、4690kNである。

この構造に対し、鋼板補強は表-1の4つの補強レベルを、炭素繊維補強は表-2、アラミド繊維補強は表-3のそれぞれ16の補強レベルを与えて、各材料ごとに総コストを最小にする補強最適化問題をGAで解いた。

各材料ごとの補強設計の結果を表-4に示した。

構造の対称性を保つために、設計変数に各2部材がリンクされている。鋼板補強の場合は、設計変数が鋼板の厚さに対応するが、繊維補強の場合は、各設計変数ごとに上下(左右)の靱性補強と剪断補強の3つの変数が対応

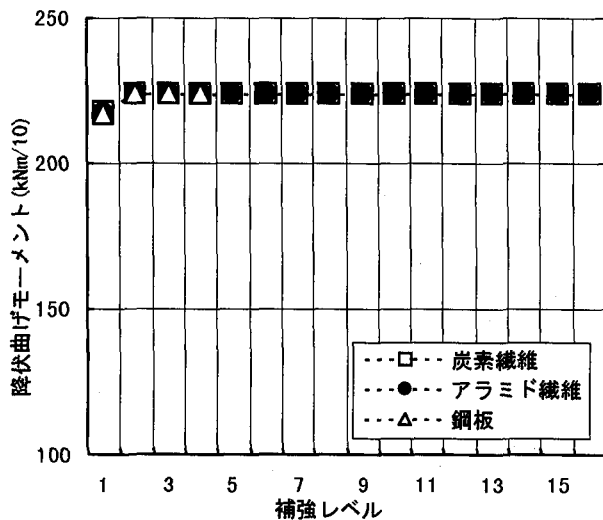


図-8 部材1下端の降伏曲げモーメントの補強効果

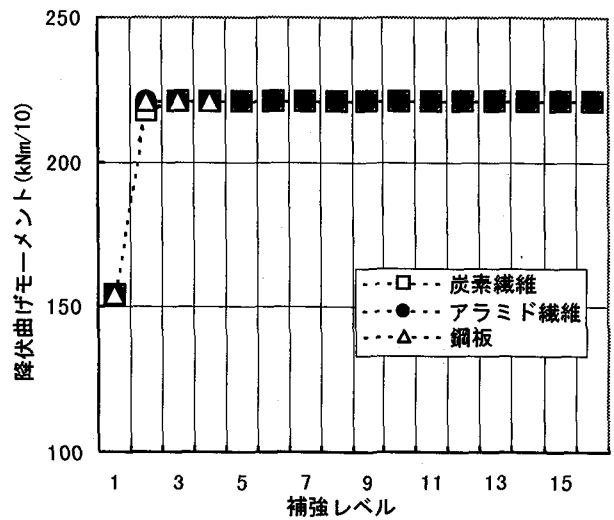


図-11 部材5下端の降伏曲げモーメントの補強効果

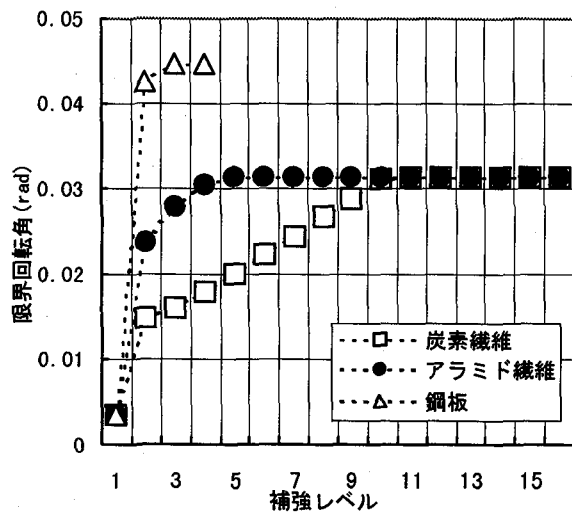


図-9 部材1下端の限界回転角の補強効果

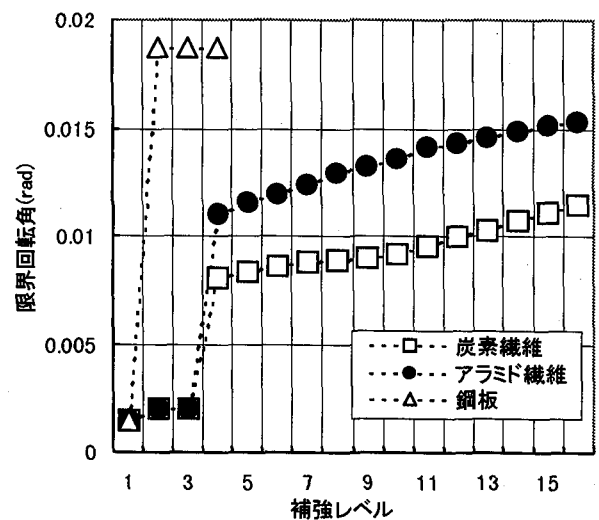


図-12 部材5下端の限界回転角の補強効果

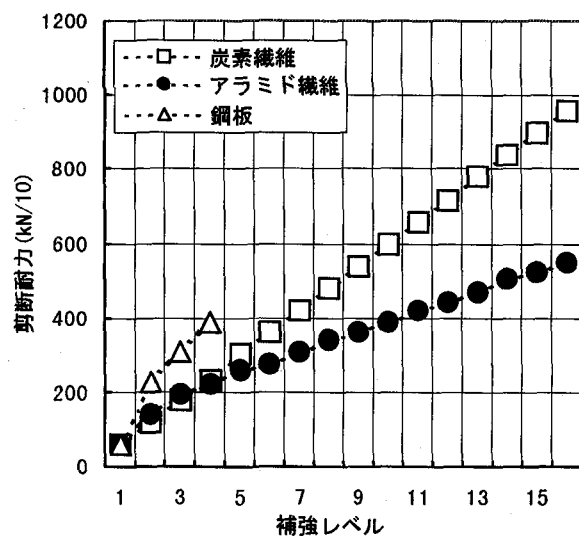


図-10 部材1下端の剪断耐力の補強効果

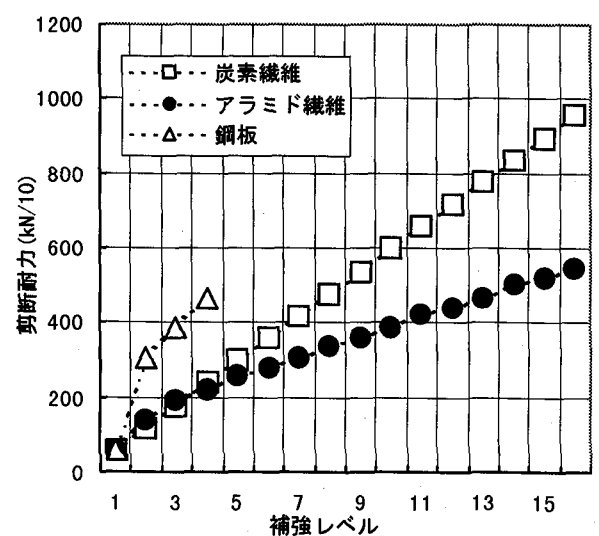


図-13 部材5下端の剪断耐力の補強効果

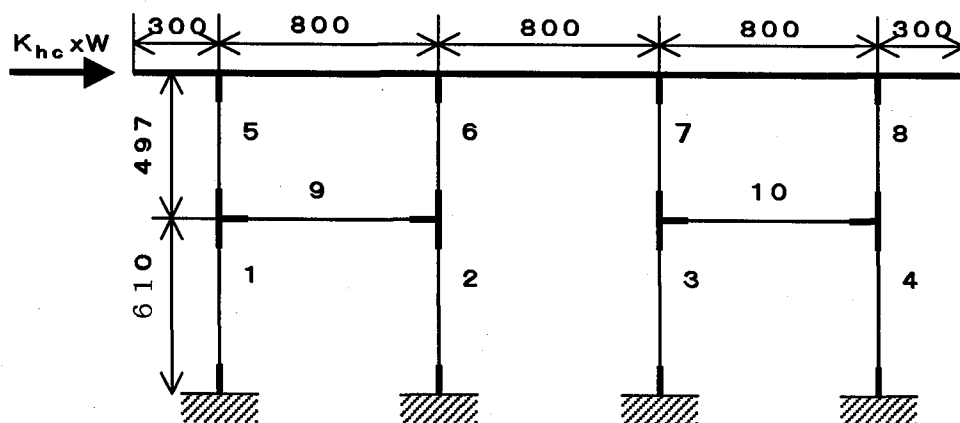


図 - 1 4 鉄筋コンクリート橋脚構造図 (cm)

表 - 4 各材料における補強設計の結果

設計変数	部 材	補強効果	補強レベル		
			鋼 板	炭素繊維	アラミド繊維
1	1,4	靱性補強：上	2	1	1
		剪断補強		3	6
		靱性補強：下		10	1
2	2,3	靱性補強：上	2	1	1
		剪断補強		4	5
		靱性補強：下		7	1
3	5,8	靱性補強：上	2	9	1
		剪断補強		4	7
		靱性補強：下		1	1
4	6,7	靱性補強：上	2	7	1
		剪断補強		5	7
		靱性補強：下		4	1
5	9,10	靱性補強：左	2	11	1
		剪断補強		2	6
		靱性補強：右		11	1
K ¹ _{he}			0.412	0.469	0.471
K ¹ _{he} x W (kN)			1932	2200	2209
K ² _{he}			0.62	0.72	0.722
K ² _{he} x W (kN)			2908	3377	3386
P _u (kN)			3375	3378	3389

する。

表には、各材料ごとの補強レベルと同時に、各地震動タイプに対応する式(5)で定義される等価水平震度、等価水平震度×総重量の値、および最大水平耐力 P_u の値を示してある。

まず、鋼板補強の場合は、すべて補強レベル2となっている。等価水平震度×総重量と P_u 値の関係を見ても余裕のある補強状態になっている。

繊維補強の場合は、それぞれ材料の特徴、つまり図9～図13に示されるように、炭素繊維は剪断補強に優れ、アラミド繊維は靱性補強に優れている、を表す結果となった。

炭素繊維補強の場合は、剪断補強は比較的低い補強レベル2～5となり、前記の塑性ヒンジが入る箇所の補強レベルは高く7～11、入らない箇所の補強レベルは低く1～4となっている。

アラミド繊維補強の場合は、剪断補強は高いレベル5～7となり、他は補強なしのレベル1となっている。

表に示すように、炭素繊維補強もアラミド繊維補強も、タイプIIの地震動に対する制約条件のみがアクティブになっている。崩壊機構形成の保証に関する制約条件式(12)、および剪断耐力に関する制約条件式(13)も設計に影響を与えているが、設計変数が離散量のため一般にアクティブと言われる値にはなっていない。

これらの数値計算は、前記のように組合せ最適化問題のための汎用GAプログラム⁵⁾を用いた。人口サイズは120であり、他のパラメータはプログラムのデフォルト値を用いている。

7. あとがき

鉄筋コンクリートラーメン構造の耐震補強問題において、エネルギー一定則の応用と、GAを用いる最適化の定式化により、鋼板補強、炭素繊維補強、およびアラミド繊維補強の最適化を試みた。

得られた設計は、一次設計として補強設計の参考になると考えられ、また動的解析により設計・照査がなされる場合の初期値となるものと考えられる。

得られた事項を箇条書きにすると以下ようになる。

- (1) 鉄筋コンクリートラーメン構造の耐震補強問題における照査法にエネルギー一定則を応用した。
- (2) (1)の照査法を用いて、材料費を含む総工事費を目的関数とし、レベルI、IIの地震動に対する水平耐力、部材端部のたわみ角、部材の剪断破壊が生じないで塑性ヒンジによる崩壊機構形成の保証、および部材の剪断耐力に関する制約条件からなる補強最適化問題を定式化した。
- (3) 設計変数として、鋼板は4種類の板厚、繊維補強の

場合はそれぞれシート厚さと巻き数の組み合わせからなる16種類の補強レベルを設定し、実際に即した離散量としての扱いを可能とした。

- (4) それぞれの材料において、材料費を含む総工費モデルを作成し、目的関数として用いた。数値計算例で、目的関数の値を示していないのは、1例の計算結果で材料間の経済性を論じることを避けるためであり、今後多数の検討により公表されるものと考えられる。
- (5) 兵庫県南部地震で実際に倒壊した構造物を例に取り数値計算例を示した。結果は、材料間の特徴を反映しており、合理的な設計が得られたと考えられる。

謝辞

本研究の実施において、文部省平成10年度私立大学学術フロンティア推進拠点事業(積雪寒冷地域における災害に強い都市環境モジュールの開発とシステム構築)の援助を受けた。末筆ではあるが記して謝意を表する。

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) 杉本博之・満尾淳・Lu Bianli：水平荷重増加のための橋脚補強最適化に関する一考察，構造工学論文集 Vol. 44A，pp. 479-486，1998。
- 3) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)，丸善，1992。
- 4) 国井隆弘：よくわかる構造振動学入門，工学出版株式会社，1995。
- 5) 杉本博之・Lu Bianli：組合せ最適化問題のための汎用GAプログラムの開発，日本機械学会第2回最適化シンポジウム講演論文集，pp. 65-70，1996。
- 6) 杉本博之・岸徳光・又坂一弘：半剛性連結部を有する骨組構造物の最小重量設計について，土木学会北海道支部論文報告集第47号，pp. 59-64，1991。
- 7) 瀧口，渡辺，西川：鋼板巻き補強されたRC部材の変形性能について，「コンクリート系構造物の耐震技術」に関するシンポジウム論文報告集，1997。
- 8) 財団法人 鉄道総合技術研究所：炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針，1996。
- 9) 財団法人 鉄道総合技術研究所：アラミド繊維補強による鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針，1996。
- 10) 財団法人 鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告書，鉄道総研報告 特別第4号，1996。

(1998年9月18日受付)