

I-78

RC ラーメン橋脚の補強最適化に関する一考察

北武コンサルタント(株) ○正会員 渡辺 忠朋, 北海学園大学 正会員 杉本 博之
東急建設(株) 正会員 満尾 淳, 北海学園大学 学生員 斉藤 裕俊

1. まえがき

兵庫県南部地震以降, 土木学会をはじめとして, 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るとともに, 既設構造物の耐震補強も鋭意進められている。

それらの構造物の中には, RC ラーメン高架橋のように高次不静定構造物も対象となっている。このような構造物に耐震補強を行う場合には, 構造系内の補強部位によって補強後の構造系の耐震性能が大きく変化することに留意する必要がある, 構造系にもっとも合理的な補強方法を検討することは煩雑となる。

一方, 構造物の耐震性能を詳細にするためには, 時刻歴応答解析等の動的応答解析が必要になるが, 簡易に構造物の耐震性能を照査する方法として, ニューマークのエネルギー一定則¹⁾を適用し, いわゆる震度法をベースとした静的解析法を適用する方法が, 道路²⁾, 鉄道³⁾等で用いられている。

本研究では, RC ラーメン高架橋等の不静定構造物の耐震補強を合理的に行うことを目的として, 構造物の動的応答の推定にニューマークのエネルギー一定則を用いて, 最適設計法により補強箇所, 補強量等の設計を行うことを試みた。以下に, その概要を示す。

2. エネルギー一定則を適用したラーメン構造の耐震性能の照査

本研究では, 前述のように構造物の動的応答にエネルギー一定則を適用することとした。

部材は鉄筋コンクリート構造とし, 非線形性は, 部材の降伏曲げモーメントを剛性変化点とした完全弾塑性体と仮定し, 塑性ヒンジは部材端部のみに形成されるとした(図-1)。このような部材で構成された構造物に水平荷重が作用したとして弾塑性解析を実施した場合の, 構造物の頂部水平変位と水平荷重の関係の概念を図-2に示す。

図-2に示すように A 点で最初に塑性ヒンジが発生後, 塑性ヒンジ箇所が増加し, B 点で崩壊機構が形成され, いずれかの部材の回転角が限界値に達した時点(G 点)で, 構造系が崩壊に至る。

この場合, 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。

なお, 図-2の崩壊機構形成後の水平変位量 $\triangle \delta_u$ 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求めた。

$$\Delta \theta_u = h \times \min_i (\theta_{ui} - |\theta_{pi}|) \quad (1)$$

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(1)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(1)が適用できる。

3. 部材補強の考え方

補強工法として, 鋼板巻き補強および連続繊維シート(炭素およびアラミド繊維シート)巻き付け補強(以下, 繊維補強という)を対象とした。

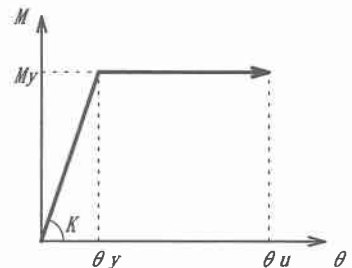


図-1 部材端部のM-θ関係

A Study on Optimum Reinforcement of Reinforced Concrete Rigid Piers
by Tadatomo Watanabe, Hiroyuki Sugimoto, Jun Mitsuo, Hirotoishi Saito

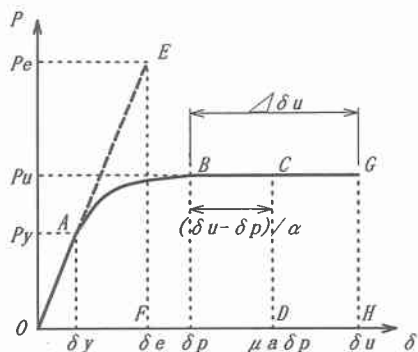


図-2 構造の頂部水平変位と水平荷重の関係

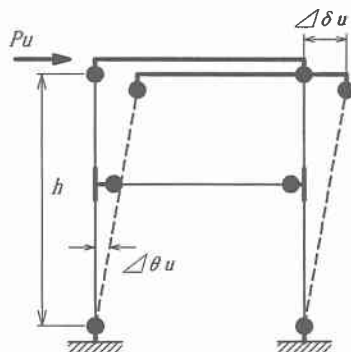


図-3 崩壊機構形成後の構造頂部の水平変位

以下に、各工法による部材の補強範囲と補強レベルの考え方を示す。なお、各補強工法における部材の補強効果（曲げ降伏耐力、せん断耐力、回転角の限界値）は、文献^{4) 5) 6)} によった。

3.1 鋼板巻き補強

鋼板巻き補強は、部材内で鋼板厚さを変化させることは施工上煩雑となることから対象部材全長に同一の補強厚さの鋼板を配置することとした（図-4）。引張降伏強度は、 240N/mm^2 とした。鋼板の補強レベルと鋼板の厚さの関係を表-1に示す。厚さ 0 は補強しないことを意味する。なお、補強レベルが、最適化問題の設計変数の値になるものである。

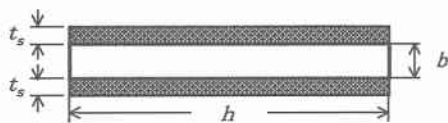


図-4 鋼板の巻き方

表-1 鋼板のデータ

補強レベル	鋼板厚さ(mm)	$A_{sf}/S_{sf}(\text{cm}^2/\text{cm})$
1	0	0
2	6	1.2
3	9	1.8
4	12	2.4

注) A_{sf} : 単位幅当りの鋼板の断面積
 S_{sf} : 単位幅

3.2 繊維補強

繊維補強の場合は、図-5に示すように部材全長を補強するせん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種類の補強を考えた。図-5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候補番号に相当する。 i_0 はせん断補強の候補番号であり、 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。

なお、繊維補強の場合、シートの巻き数と厚さの組み合わせで補強効果が変化するが、経済性と補強効果を考慮して検討に用いる補強レベルにおける組み合わせを選択した。炭素繊維シートおよびアラミド繊維シートの補強レベルとシート厚さ、巻き数の関係を、それぞれ表-2および3に示す。

4. 補強問題の定式化

4.1 補強最適化問題の定義

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とし、制約条件は、設計想定地震動に対する水平耐力の照査、部材端部の回転角、および塑性ヒンジによる崩壊機構形成の保証および部材のせん断

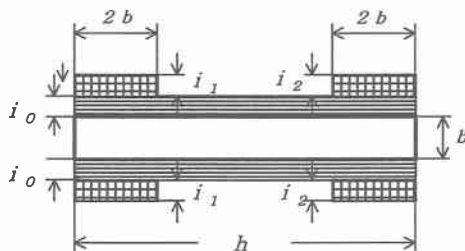


図-5 繊維補強の場合の巻き方

表-2 炭素繊維のデータ

補強箇所 N	巻き数		A_{cf}/S_{cf} (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	0.1110
7	0	4	0.1332
8	1	4	0.1554
9	2	4	0.1776
10	0	6	0.1998
11	1	6	0.2220
12	2	6	0.2442
13	0	8	0.2664
14	1	8	0.2886
15	2	8	0.3108
16	0	10	0.3330

注) A_{cf} : 単位幅当りの炭素繊維断面積
 S_{cf} : 単位幅

表-3 アラミド繊維のデータ

補強箇所 N	巻き数			A_{af}/S_{af} (cm^2/cm)
	0.168mm	0.252mm	0.378mm	
1	0	0	0	0
2	0	0	1	0.0756
3	0	1	1	0.1260
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	0.3360
12	0	1	4	0.3528
13	0	0	5	0.3780
14	1	0	5	0.4116
15	0	1	5	0.4284
16	0	0	6	0.4536

注) A_{af} : 単位幅当りのアラミド繊維断面積
 S_{af} : 単位幅

破壊に対する保証とした。なお、設計変数は、鋼板巻き補強では鋼板厚さ、繊維補強では、シート厚さと巻き数とした。最適化問題の定式化したものを、以下に示す。

$$\bullet \text{ 目的関数 : } C \rightarrow \min \quad (2)$$

$$\bullet \text{ 制約条件 : } g_1 = K_{beI} \times W - P_y \leq 0 \quad (3)$$

$$g_2 = K_{beII} \times W - P_y \leq 0 \quad (4)$$

$$g = \theta_i^j - \theta_{ui}^j \leq 0 \quad (i = 1-n, j = 1, 2) \quad (5)$$

$$g = M_{yi}^j / h_i - V_{ui} \leq 0 \quad (i = 1-n, j = 1, 2) \quad (6)$$

$$g = V_i - V_{ui} \leq 0 \quad (i = 1-n) \quad (7)$$

ここで、 n は補強の対象となる部材数、 K_{beI} 、 K_{beII} は文献 [1] に示されたタイプ 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 $\alpha I = 3.0$ 、タイプ II の場合は $\alpha II = 1.5$ 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、せん断スパン(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)、せん断耐力、および終局時の作用せん断力である。 $j=1$ は部材の下端(左端)、 $=2$ は上端(右端)を意味する。

・設計変数 : 鋼板巻き補強と繊維補強の場合でそれぞれ次のように定義される。

$$\text{鋼板巻き補強の場合} \quad \{I\} = \{I_1 \ I_2 \ \cdots \ I_n\} \quad (8)$$

これらの変数の値は、表-1 から選ばれる。

$$\text{繊維補強の場合} \quad \{I\} = \{I_1 \ I_2 \ \cdots \ I_{3n}\} \quad (9)$$

これらの変数の値は、表-2 あるいは 3 から選ばれる。繊維補強の場合は、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。したがって本研究の最適化問題は、式 (3) ~ (7) を満足し、式 (2) を最小化する設計変数式 (8) あるいは式 (9) 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、最適化計算をする場合には遺伝的アルゴリズム (GA) ⁷⁾ を用いる。

4.2 コスト(目的関数)について

各補強工法におけるコスト関数を以下に示す。なお、すべての補強工法に共通の値として、巻き立て表面積 A は次式で定義した。

$$A = 2(a + b)h \quad (10)$$

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である。

(1) 鋼板のコストモデル

鋼板とコンクリートの間にはモルタル注入するものとし、次式で求めた。

$$C_i = (1.51t_i + 16.9)A_i + 101h_i + 211m_i + 54(m_i - 1)(a + b) \tag{11}$$

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) 繊維補強のコストモデル

(a) 炭素繊維シート

$$C_i = (14.31n_1 + 18.23n_2 + 15.48 + c_0)A_i \tag{12}$$

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、各候補番号毎に表-2 に示されている値をとる。 c_0 を次式に示す。

$$c_0 = \frac{(5.52 - 0.81n_1)n_1 + (7.52 - 0.73n_2)n_2}{n_1 + n_2} \tag{13}$$

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。

(b) アラミド繊維シート

$$C_i = (11.6n_1 + 15.6n_2 + 18.5n_3 + 22)A_i \tag{14}$$

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、各候補番号毎に表-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。

5. 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⁸⁾ の橋軸方向を例に取り、各補強材料ごとに適当に補強レベルを設定し、制約条件を満足するかどうか、満足する場合目的関数はどうか等について考察し、最適設計の対象になり得るかどうかについて検討を加える。

この高架橋は、無補強時には柱および中層梁がせん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-6 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算定した。したがって、水平荷重による軸力の変化は、本研究においては最終結果に対する影響は少ないと考え無視した。次に水平荷重を載荷して弾塑性解析を行った。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

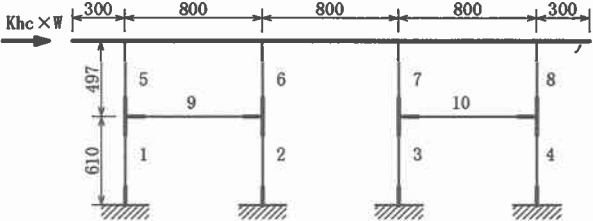


図-6 RC ラーメン高架橋構造図

表-4 各補強の計算結果(鋼板)

設計 変数	部材	補強 箇所	補強レベル	
			補強なし	補強A
1	1,4	全体	1	2
2	2,3	全体	1	2
3	5,8	全体	1	2
4	6,7	全体	1	2
5	9,10	全体	1	2
制約 条件	式 (9)		× (1)	○
	式 (10)		× (1)	○
	式 (11)		× (11)	○
	式 (12)		× (6)	○
	式 (13)		× (4)	○
目的関数			0	1464

表-5 各補強の計算結果（炭素繊維）

設計 変数	部材	補強 箇所	補強レベル							
			補強なし	補強A	補強B	補強C	補強D	補強E	補強F	補強G
1	1,4	上	1	8	12	1	1	1	2	1
		全体	1	1	1	8	12	3	2	4
		下	1	8	12	1	1	10	11	9
2	2,3	上	1	8	12	1	1	1	1	1
		全体	1	1	1	8	12	4	3	5
		下	1	8	12	1	1	7	7	6
3	5,8	上	1	8	12	1	1	9	10	8
		全体	1	1	1	8	12	4	3	5
		下	1	8	12	1	1	1	1	1
4	6,7	上	1	8	12	1	1	7	8	7
		全体	1	1	1	8	12	5	4	6
		下	1	8	12	1	1	4	5	4
5	9,10	左	1	8	12	1	1	11	12	10
		全体	1	1	1	8	12	2	1	3
		右	1	8	12	1	1	11	12	10
制約 条件	式 (9)		× (1)	○	○	○	○	○	○	○
	式 (10)		× (1)	× (1)	○	× (1)	○	○	× (1)	× (1)
	式 (11)		× (12)	○	○	○	○	○	○	○
	式 (12)		× (20)	× (20)	× (20)	○	○	○	× (8)	○
	式 (13)		× (10)	× (10)	× (10)	○	○	○	× (2)	○
目的関数			0	1453	2123	1878	2744	1944	1827	2138

表-6 各補強の計算結果（アラミド繊維）

設計 変数	部材	補強 箇所	補強レベル							
			補強なし	補強A	補強B	補強C	補強D	補強E	補強F	補強G
1	1,4	上	1	8	12	1	1	1	2	1
		全体	1	1	1	8	12	6	5	7
		下	1	8	12	1	1	1	2	1
2	2,3	上	1	8	12	1	1	1	2	1
		全体	1	1	1	8	12	5	4	6
		下	1	8	12	1	1	1	2	1
3	5,8	上	1	8	12	1	1	1	1	1
		全体	1	1	1	8	12	7	6	8
		下	1	8	12	1	1	1	1	1
4	6,7	上	1	8	12	1	1	1	1	1
		全体	1	1	1	8	12	7	6	8
		下	1	8	12	1	1	1	1	1
5	9,10	左	1	8	12	1	1	1	2	1
		全体	1	1	1	8	12	6	5	7
		右	1	8	12	1	1	1	2	1
制約条件	式 (9)		× (1)	○	○	○	○	○	○	○
	式 (10)		× (1)	○	○	○	○	○	× (1)	○
	式 (11)		× (12)	○	○	○	○	○	○	○
	式 (12)		× (20)	× (20)	× (20)	○	○	○	○	○
	式 (13)		× (10)	× (10)	× (10)	○	○	○	○	○
目的関数			0	1206	1511	1559	1953	1308	1557	1412

塑性ヒンジが順に入り崩壊機構を形成した。図中の K_{bc} および W は、設計水平震度と総死荷重である。ここでは、設計想定地震として文献 [2] に示されたタイプ I、II の二つの設計想定地震を用いた。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。

各補強工法ごとの計算結果を表－4～6 に示す。各表において、設計変数と部材番号は、各設計変数にリンクされている部材番号を示す。補強箇所において、「上」、「下」は前記した部材端部の靱性補強を意味し、「全体」はせん断補強を意味する。補強レベルは、鋼板で 2 種類、炭素繊維およびアラミド繊維で 8 種類、それぞれ適当に設定している。補強なしは、すべて補強レベル 1 の状態で全く補強をしない状態である。制約条件は、前記の条件式(3)～(7)の計算結果で、○は該当する条件は該当するすべての箇所において満足されていることを表す。×は該当する条件のどこかの箇所ですべて 1 つ以上満足されていないことを表し、括弧内の数がその満足されていない箇所の数を表す。目的関数の値は、前記した関数値で単位はユニットである。

まず、すべての補強方法において、補強なしの場合の結果を示しているが、この場合はすべての条件を満足していないことが分かる。

鋼板巻き補強の計算結果を表－4 に示す。この場合靱性補強とせん断補強の区別がなく、すべて部材全体を巻くことになるので、補強なしの場合と、全体をレベル 2 で巻いた場合(補強 A)の結果のみを示した。補強 A ではすべての条件を満足した。

炭素繊維とアラミド繊維による補強の計算結果を表－5、6 に示す。それぞれ、補強 A、B はせん断補強をしないで靱性補強のみ、それぞれレベル 8 とレベル 12 の補強量の場合である。この場合は、両方の補強方法とも、いくつかの制約条件が満足されていない。補強 C、D は逆にせん断補強のみレベル 8 とレベル 12 の補強量の場合である。炭素繊維の補強 C のみ、タイプⅡの地震動に対する水平耐力の条件が満足されていないが、他はすべて満足されている。補強 E は数値計算的に得られた補強設計であるが、すべての条件を満足した。補強 F、G は、補強 E を基準にして、靱性補強を 1 レベル上げ、せん断補強を 1 レベル下げた場合と、上げ下げが逆の場合の結果である。これらのうち、アラミド繊維の補強 G のみすべての制約条件を満足した。結局、適当に選択した補強レベルのうち、鋼板は補強 A、炭素繊維は補強 D、E、アラミド繊維は、補強 C、D、E、および G が条件をすべて満足した設計ということになる。また、各材料ごとにこれらの目的関数値を比較すると、条件をすべて満足する設計間でもかなり差のある事が分かる。

6. 結論

RC ラーメン高架橋を例にとり、補強最適化に関する検討を行った。

その結果、本研究の補強問題は、最適化の対象となりうる事が分かり、補強部材、補強箇所、補強量、および補強方法を含む補強設計最適化の可能性が示されたと考えられる。

本研究には、平成 11 年度文部省学術フロンティア事業（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）の援助を受けた事を付記する。

参考文献

- 1)Veletsos,A.S and Newmark,N.M: Effect of Inelastic Behavior on Response of Simple Systems to Earthquake Motions,Proceedings of 2nd WCEE Vol.2,p.895～912,1960.7.
- 2)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，1997.
- 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)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.
- 5)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.
- 6)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.
- 7)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.
- 8)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.