

第 1 章

1.1 はじめに

1995年1月17日午前5時46分に淡路島北端を震源とする兵庫県南部地震が発生し、多くの犠牲者、負傷者を出し、10万件以上に及ぶ家屋が損壊した。また、社会基盤を支える高速道路、一般道路、鉄道、地下鉄、水道やガス等のライフラインとしての土木構造物にも大きな被害が生じた¹⁾。

高速道路では、高架橋の橋桁の落下や、橋脚の倒壊などにより一部あるいは全線の交通が遮断され、その他の道路においても通行が困難になったり、不通となった。また、鉄道においても高架橋の橋脚の落下や損壊、盛土の崩壊等により多くの区間の運行が停止し、地震後の社会活動、経済活動に大きな影響を与えた。

わが国は、環太平洋地震帯に属する地震国であることから、今後も多くの地震による被害を受けることは避けられず、そのため、今回の地震による被害要因の分析を基に構造物に対する耐震性、安全性を再検討し、これらを強く反映する必要があると考えられる。

1.2 本研究の背景

兵庫県南部地震の被害に対して応急復旧措置が講じられると共に、実物大の実験により補修効果の確認がなされ、さらにその成果をふまえて示方書などの規定類の改訂へと進んだ。改訂された各種示方書では、内陸直下型地震を想定したレベル2の地震に対してある程度の損傷は許容しつつ耐震設計すべきことが規定されるとともに、必要に応じて動的非線形解析を実施することが規定されることとなった²⁾。したがって、将来的には動的非線形解析を基にして、構造部材の損傷や補修・補強が構造物の全体的な挙動に及ぼす影響を精確に把握すると共に損傷を最適に配分することを考慮した耐震設計あるいは耐震補強がなされることが重要である。

兵庫県南部地震のように500年から1000年に一度の低い確率でしか起こらない地震に対して「橋梁にはある程度の損傷を許す」ことを前提とした場合、その損傷度を的確に評価することが重要となる。

これまでの高架橋の耐震設計は、各構造要素（上部工、支承、橋脚、基礎）の耐震性を個別に照査し積み上げることによって、高架橋全体の耐震性を保証するという考え方が基本になっていた。これは設計の簡便性を考慮した結果であるが、今回の震災で橋梁の終局状態における安全性が問題視され、その耐震安全性を評価する上で橋脚一本とそれに対応する上部構造からなる、いわゆる設計単位での保有水平耐力法による耐震設計の他に、橋梁を一つの構造システムとしてとらえた動的解析をするように耐震設計法は大きな改訂をうけた。

しかしながら、橋梁全体の損傷の中で各要素の損傷の定量的な評価指標が確立されていないため、損傷の最適配分のための設計への具体的な対応策は示されていない。

1. 3 本研究の目的

そこで、本研究では兵庫県南部地震により損傷を受けた後補修がなされた山陽新幹線の標準的なRCラーメン高架橋を対象として、非線形動的地震応答解析により、地盤を含む橋梁構造全体系の応答解析をパラメトリックに実施し地震入力や補修対策と損傷度との因果関係を解明する。さらに、じん性向上型補強を受けた柱の損傷度を塑性率に基づいて評価すると共に、これの経済性を、補強コストと補強後の損傷に対する補修コストの両面から考察する。

本研究の流れを図-1に示す。

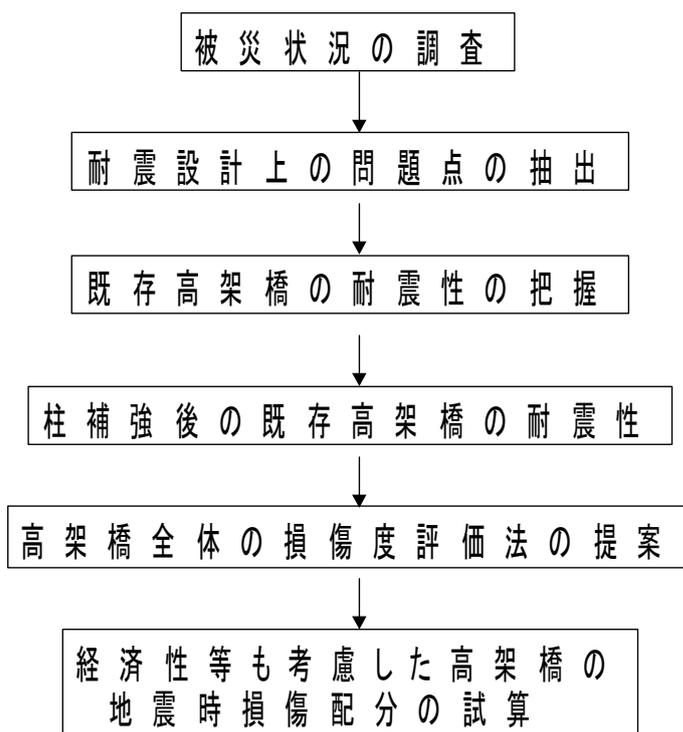


図-1 本研究の流れ

1.4 本論の構成

第1章では、上述のように兵庫県南部地震により露呈した耐震設計法における問題点をあげ、本研究の背景と目的を明らかにしている。

第2章では、RC高架橋の被害状況と復旧対策をまとめるとともに、被災ラーメン高架橋の耐震性を把握するため3つのパラメーター（入力地震動の方向、中層梁の有無、地盤の3次元的な分布）が各部材の損傷に与える影響を実地震波に対する応答解析により検討した。また、柱補強が全体構造系に及ぼす影響を調べた。

第3章では、じん性向上型補強を受けた柱の損傷度を塑性率に基づいて評価すると共に、これの経済性を、補強コストと補強後の損傷に対する補修コストの両面から考察した。

第4章では、本研究から明らかになった結論をまとめている。

第 2 章

2.1 鉄筋コンクリート橋梁の被害と対策³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾

a. 被害概要

山陽新幹線、東海道新幹線をはじめとして、鉄道路線に設置されていた橋梁では、鉄筋コンクリート製・ラーメン高架橋の被害が多く、特にラーメン橋脚の損壊数は、破壊した柱 1200 体を含めて 3400 体に及んだ、被害は、鉄道総合技術研究所によって概ね以下のように分類される。

1. せん断破壊（破壊、重大な損傷、中程度の損傷、軽微な損傷）
2. 曲げ破壊（重大な損傷、中程度の損傷、軽微な損傷）

落橋した橋梁の多くがせん断破壊に属するものであって、曲げ破壊に属する損傷は 1 層高架橋などの比較的変形性能を有する柱に見られた。

以下に、山陽新幹線、東海道新幹線、東海道線とその穂かの鉄道路線に付いてみられたラーメン高架橋の被害形態を示す。

1)山陽新幹線

山陽新幹線では、8箇所では崩壊・落橋したが、それらの構造物は、昭和 43 年から昭和 46 年に架設されたもので、新幹線建造物設計基準規定等により設計されたものであった。標準形式は 2 線 2 柱式 RC ラーメンで、3 スパンのものが多く、高さは 7、8.5、10、12、14m のものが設計された。このうち、高さが 12m 以上の側径間には、つなぎ梁が設けられた。

高さが 12m 以上の側径間につなぎ梁を持たない 1 層構造の場合には、柱が長いことにより、曲げによる比較的軽微な損傷を受けるにとどまっているものが多い。これに対して、つなぎ梁を持つ 2 層構造の場合には、せん断破壊によりかなり損傷したものが多く、落橋したものもこの形式であった。

また、山陽新幹線でのラーメン高架橋の柱の帯鉄筋比が柱端部で 0.1% と低いのは、次に挙げる 3 項目の理由からである。

1. 適用基準に帯鉄筋量に関する規定がなかった
2. 宮城県沖地震以降帯鉄筋量を増やすこととなったが、これが本路線の橋梁に適用されなかった
3. 現行の耐震設計のように曲げ破壊がせん断破壊に先行する設計となっていなかった。

特に、3 については、標準設計が短い柱にも適用されたため、せん断破壊先行をより顕著にした。

2)東海道新幹線

東海道新幹線においては、損傷した高架橋の標準形式は、3 スパン 2 線 2 柱式RCラーメン高架橋に多く見られた。損傷の形態は、柱上部あるいは下部に、曲げによるひび割れが貫通してせん断破壊したのが見られた。また、柱の帯鉄筋比は柱端部で0.2%と山陽新幹線に比べて高い鉄筋比であった。

3)東海道線（住吉－灘間）

東海道線の住吉－灘区間において、損傷した高架橋の標準形式は、3 スパンラーメン高架橋であった。損傷の形態は、新幹線と同様、柱の上部あるいは下部に、曲げによるひび割れ、かぶりコンクリートの剥離、一軸方向鉄筋の変形やせん断ひび割れが貫通してせん断破壊したのが見られた。このうち、1 層構造の高架橋では、柱の高いものは曲げによる軽微な損傷を受けた程度であったのに対して、柱の低さの低いものでは、せん断ひび割れから崩壊に至ったのが見られた。また、2 層構造では、1 層部または2 層部の柱が破壊して崩壊した高架橋が見られた。

なお、ここでの柱の帯鉄筋比は柱端部で0.15%程度であった。

4)東海道本線（三宮－元町間）

三宮－元町区間には、昭和10年頃まで建設された一層連続ラーメン高架橋があり、しかも柱の帯鉄筋比が現行の設計標準の規定の3分の1程度で、丸鋼が使用されていたにもかかわらず、柱の被害は他の地区に比べて軽微であった。この理由としては、連続構造であったことや、高架下の非構造部材による減衰効果などが考えられる。

5)その他の鉄道

阪急鉄道では、昭和40年代に架設された1線1柱の5スパンラーメンの橋脚に多くの被害が見られた。損傷の形態は、1柱構造のため柱中間部の橋軸直角方向に段落とし部があり、それを起点としたひび割れが見られた。これに比べ、昭和58年の設計標準で設計された高架橋については大きな損傷はほとんど見られなかった。

なお、ここでの柱の帯鉄筋比は柱端部で0.1%以下であった。

また、昭和43年に架設された阪神電鉄の一部において、2線2柱式のラーメン高架橋に、柱部の破壊による崩壊・落橋事例が多く見られた。

b. 応急復旧対策と本格復旧対策

はじめに、震災直後における新幹線を対象として提案、あるいは実施された応急復旧対策について述べる。

山陽新幹線では、崩壊した柱はすべて新設し、崩壊にいたらなかったものは、損傷程度の大きいものを優先してベントで仮受けし、損傷部のコンクリートをはつり、帯鉄筋（D13、10cm ピッチ）を配置してコンクリートを打設した。

また、東海道新幹線では、内部コンクリートの損傷が著しい場合には、ベントで仮受けし、損傷部のコンクリートをはつり、さらに内部コンクリートを水洗い、またはエア吹きを施した。さらに帯鉄筋（D10、15 ピッチ）を配置し、板厚 6－9 mm の鋼板を外巻きして内部に無収縮モルタルを注入した。損傷の軽微なものはベント受けなし鋼板巻きを施すか、または山形鋼により鉢巻き補強された。東海道新幹線はこの応急復旧対策により地震後 3 日で仮復旧することが出来た。

この後、本格復旧対策のため、鉄道施設耐震構造検討委員会の提示した基本方針に沿って企業体が提案した同委員会が承認する形で本格復旧対策が実施に移された。基本方針は、この大震災で観測された最大地震動に対して安全性を確保するよう、動的解析法を通常的设计法と併用して変形能力の照査を行なうものである。

以上の方針に沿って実施された、山陽新幹線の RC ラーメン橋の本格復旧対策の方法は損傷のひどい場合、破壊にいたってはいない中度の損傷の場合、軽微な場合の 3 通りに分けている。

損傷がひどく、新設する必要がある場合、柱端部での帯鉄筋量を、D9,15cm ピッチから D13, 10 cm ピッチに増加し、フックは鋭角フックとする。帯鉄筋量、主鉄筋量とも柱長さにわたって減少させない。外側には厚さ 6 mm の鋼板を巻き、隙間には無収縮モルタルを充填する。

破壊に至っていない中度の損傷を受けた柱の場合、損傷部にコンクリートを打設した後、鋼板巻きと無収縮モルタル充填を行なう。

亀裂など軽微な損傷を受けた柱の場合、エポキシ樹脂を亀裂に充填した後、鋼板巻きを実施する。

なお、この補強により靱性率が 5 倍に、耐震性が 2.5 倍になることが実物大の柱の載荷実験によって確認されている。

2.2 被災高架橋の耐震性の把握

2.2.1 はじめに

既存高架橋の耐震性を把握するために、被災した高架橋を対象として、3つのパラメーター（入力地震動の方向、中層梁の有無、地盤の3次元的な分布）が各部材の損傷に与える影響を実地震波に対する応答解析により検討した。

2.2.2 解析条件

(1) 解析対象

解析対象は図-2に示すような山陽新幹線の標準的な2層3径間のRCラーメン高架橋である。これは3径間連続構造で中層梁を有し、また橋梁基部には地中梁を設け基礎杭頭の回転を抑制している。基礎としては各橋脚に一本ずつ場所打ちコンクリート杭が配置されている。設定した地盤の柱状図は、震度7の地震波が観測されているJR鷹取駅周辺の地盤を想定して図-3に示すように設定した

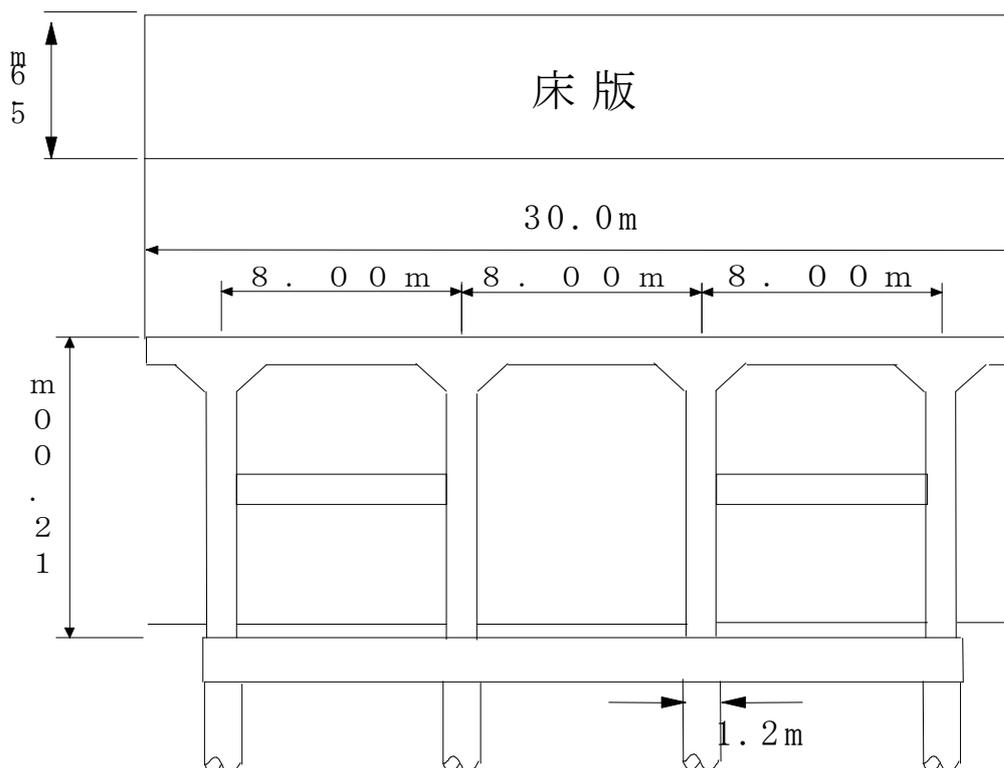


図-2 解析対象

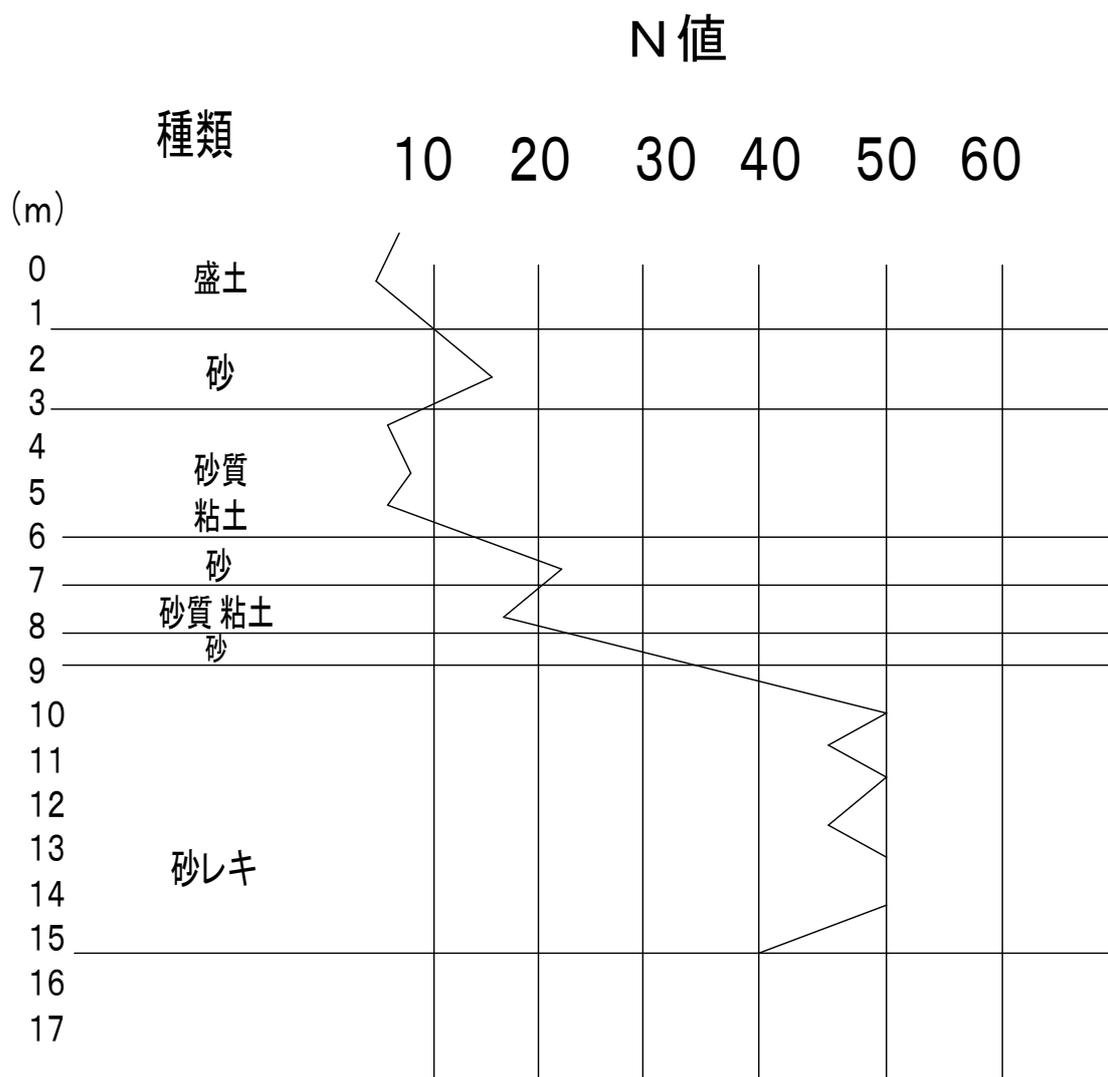


図-3 JR 鷹取駅周辺の地盤の N 値

(2) 入力地震動

入力地震動は J R 鷹取駅で観測された加速度波形を採用した。J R 鷹取駅の N S、E W、U D の加速度波形をそれぞれ X、Y、Z の 3 方向に初期微動部分の波形を除く主要動部分の 6 秒間を同時入力した。なお最大入力加速度は 600gal である。

(3) 解析方法とモデル化

図-4 に解析フレームモデルを示す。質量は集中質量を用い、減衰はレーレー減衰を仮定し、減衰定数は上部工で 2%、基礎は 20%とした。時間積分法としては定加速度法を用い、時間間隔は 0.01 秒とした。上部工の両端は Z 軸方向に拘束、杭の下端は全拘束とした。

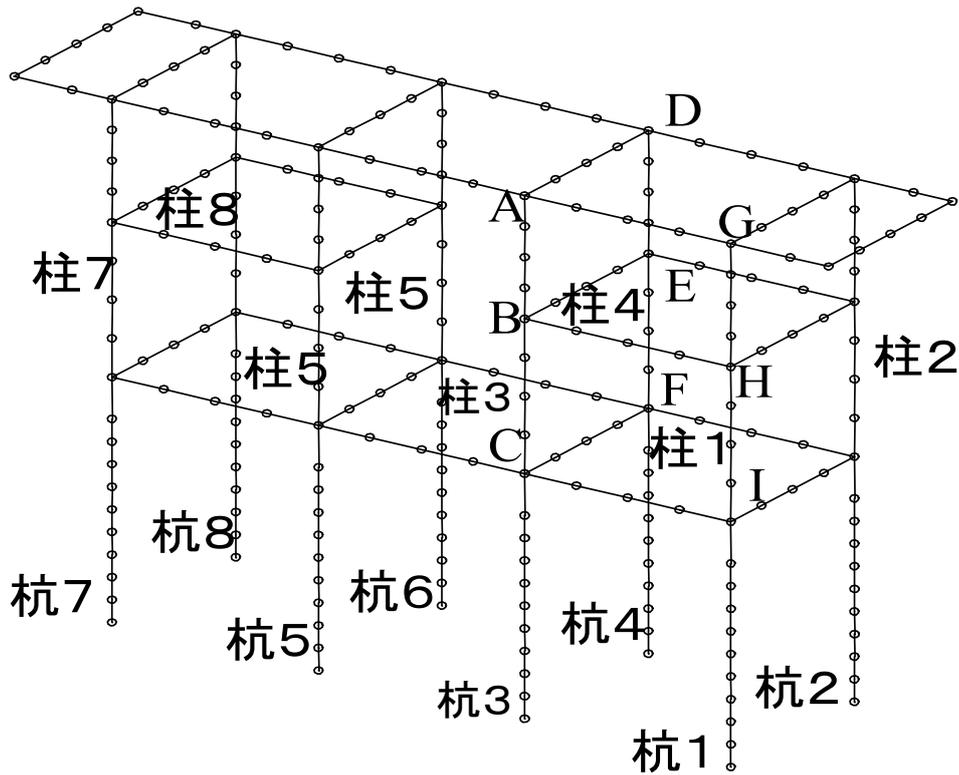


図-4 解析フレームモデル

(4) 部材の非線形性

鉄筋コンクリート部材及び場所打ち杭についてはすべて3次元梁要素でモデル化し、軸力の影響を無視した非線形曲げモーメント-曲率関係を鉄筋及びコンクリートの応力-ひずみ関係から、いわゆるファイバーモデルを用いて算出し図-5に示す曲げ降伏型の武田モデルにあてはめた。

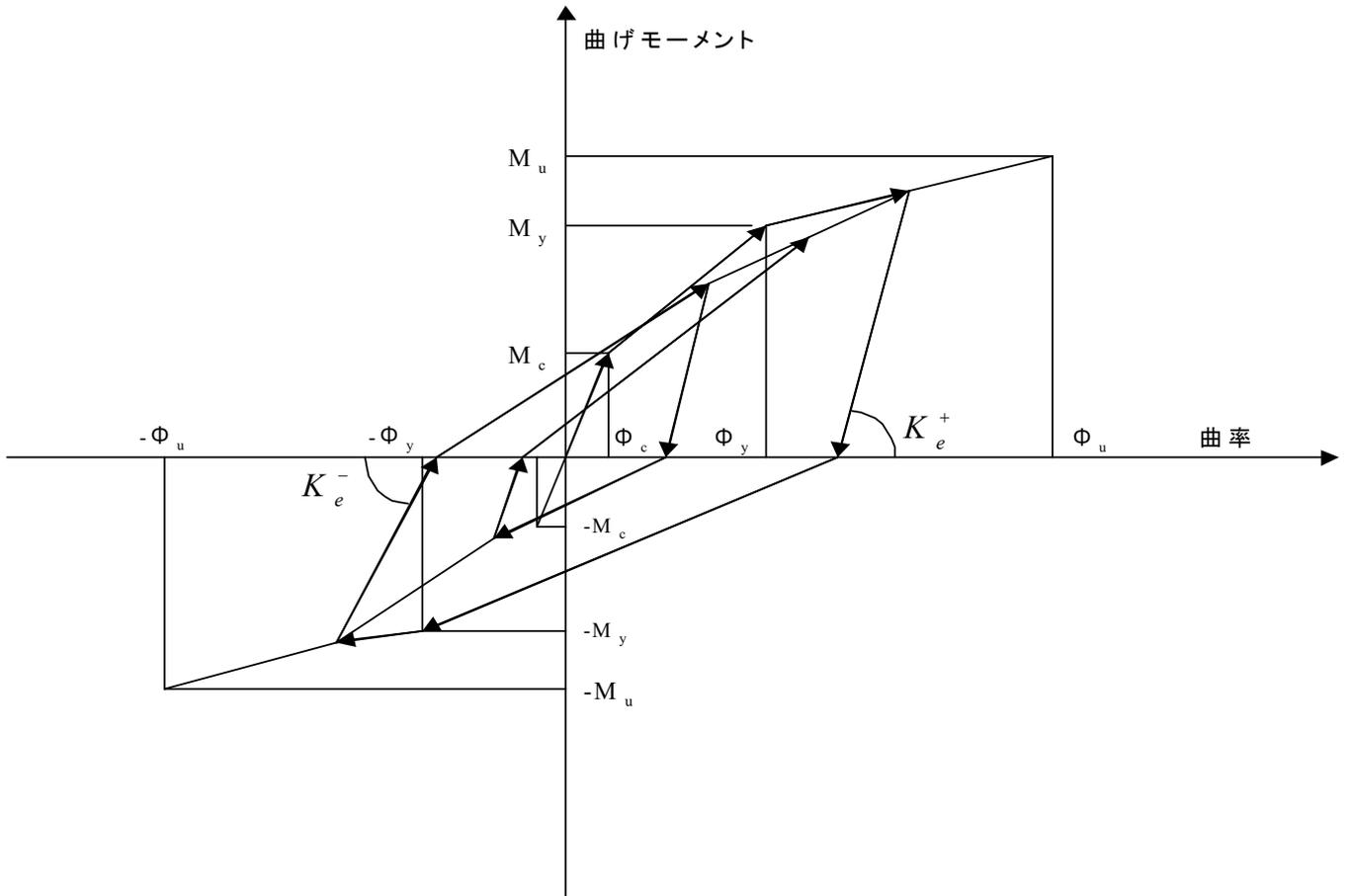


図-5 武田モデル

(5) 地盤特性

地盤については、地盤のN値をバネ定数に換算し、各杭に地盤反力バネを配置した⁷⁾。地盤反力バネは空間的な変化を考慮して、深さ方向に分布する非線形多方向バネ(マルチスプリング要素)でモデル化した。表-1にN値に対応するバネ定数を示す。

○ ばね定数の換算方法^{8) 9)}

- ・ 変形係数

$$E_o = 28 \times N \text{ (N 値)、}$$

- ・ 平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数

$$K_{h_o} = 1/30 \times \alpha \times E_o = E_o / 15 \text{ (}\alpha = 2\text{)}$$

- ・ 水平方向地盤反力係数 (常時)

$$K_h = 0.376 \times K_{h_o}$$

- ・ 水平方向地盤反力係数 (地震時)

$$K_{h_d} = 1.5 \times K_h$$

(群杭効果を考慮しないため補正係数 $\alpha_k = 1.5$)

表-1 N値に対応する地盤バネ定数

	E_o	k_{h_o}	k_h	k_{h_d}	バネ定数(tf/m)
N=5	140.0	9.3	3.5	5.3	6.32E+03
N=10	280.0	18.7	7.0	10.5	1.26E+04
N=20	560.0	37.3	14.0	21.0	2.52E+04
N=30	840.0	56.0	21.1	31.7	3.80E+04
N=40	1120.0	74.7	28.1	42.1	5.05E+04
N=50	1400.0	93.3	35.1	52.7	6.32E+04

2.2.3 検討ケースと解析結果

(a) 地震動の入力方向

J R 鷹取駅で観測された N S 成分と E W 成分の加速度波形を断層の方向と考えられかつ、多くの被害を受けた山陽新幹線などの鉄道が伸びている北東-南西方向に座標変換した波形を橋軸方向及び橋軸直角方向に同時入力したものを基本 ($\theta = 0^\circ$) とし、入力斜角 $\theta = 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ の場合と比較した。図-6 に各斜角での応答結果における柱基部 (節点 G) の曲げモーメント、せん断力及び橋脚天端 (要素 I) の変位の絶対値最大値の斜角 0° の場合に対する比を示した。

斜角が大きくなるにつれ、要素 I の曲げモーメントが小さくなっている。これは斜角が 0° の場合が変位履歴の振幅が最も大きい断層直交方向が橋軸直角方向にほぼ一致し、斜角 90° の場合が断層方向と橋軸方向がほぼ一致するためであると考えられる。

一方、せん断力は斜角が $0^\circ, 90^\circ$ の場合はほぼ一致し、斜角が $45^\circ, 60^\circ$ の場合はそれらより大きな値を示している

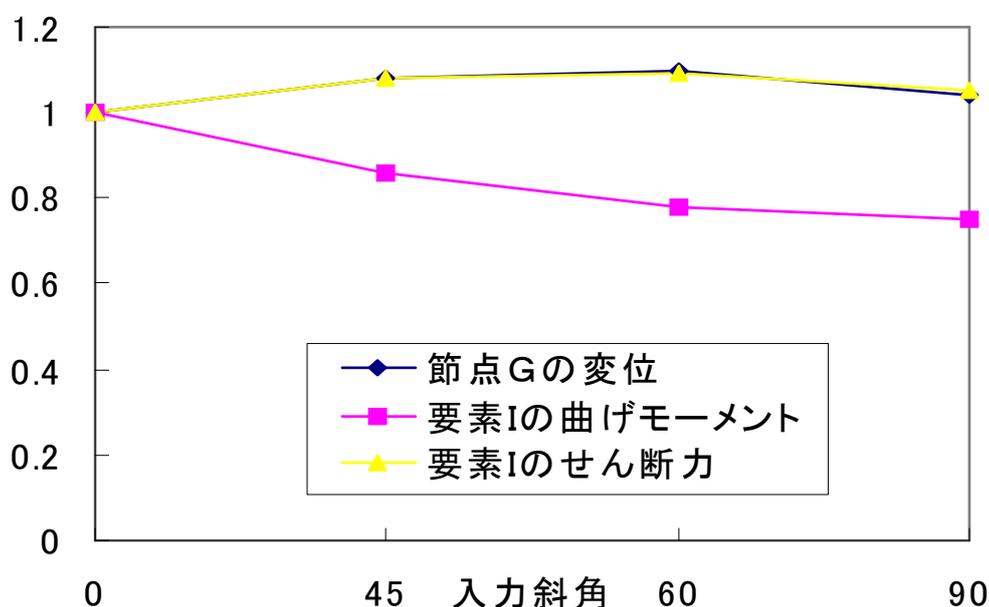


図-5 各斜角での応答 / $\theta = 0^\circ$ での応答

(b) 中層梁の有無

中層梁の影響を検討するため、標準の 2 層式のもの (モデル 1) と中層梁の剛性を

2分の1にしたもの（モデル2）と中層梁のない1層式のもの（モデル3）の3つのモデルについて比較した。

図-7にそれぞれのモデルにおける橋脚天端（節点A）、中層梁の設けてある柱中間部（節点B）及び柱基部（節点C）の曲げモーメント及びせん断力の絶対値最大値を示す。

曲げモーメントは当然ではあるが、モデル2,3の節点A,Cにかかる応力の割合がモデル1に比べて増加している。特にモデル3においてはそれが顕著である。しかし、せん断力については、モデル1,2の節点Cにかかる応力の割合がモデル3に比べて増加している。

したがって、中層梁の剛性を上げると柱の曲げモーメントは均一化し、せん断力は特定の部材に集中する傾向があると考えられる。

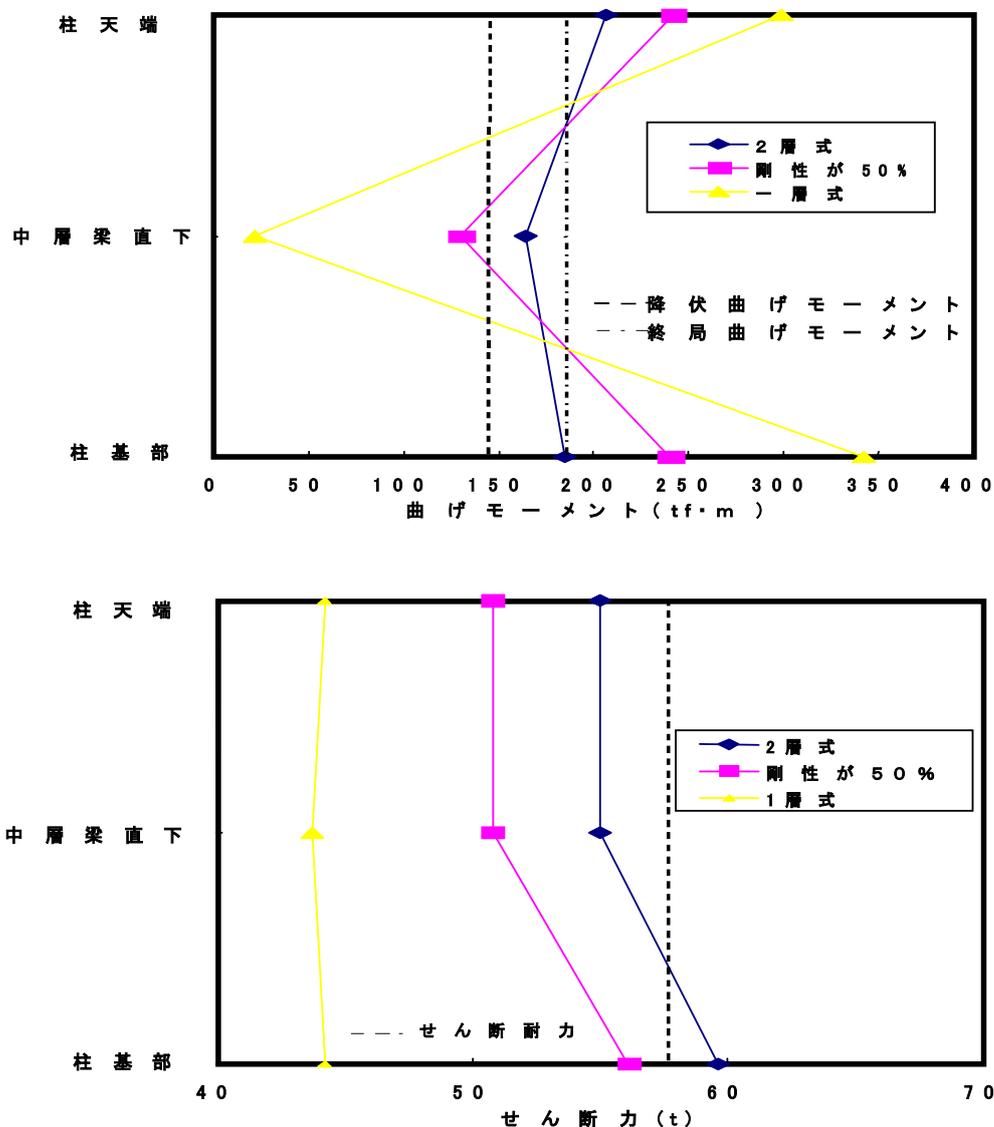


図-7 各モデルの曲げモーメントおよびせん断力の絶対最大値

(c)地盤構造の変化

均一地盤としたもの（ケースA）と軟質な地盤を図-4の杭1,2に適用しX軸方向に徐々に硬質な地盤にしたもの（ケースB）と軟質な地盤を図-4の杭1,3,5,7に適

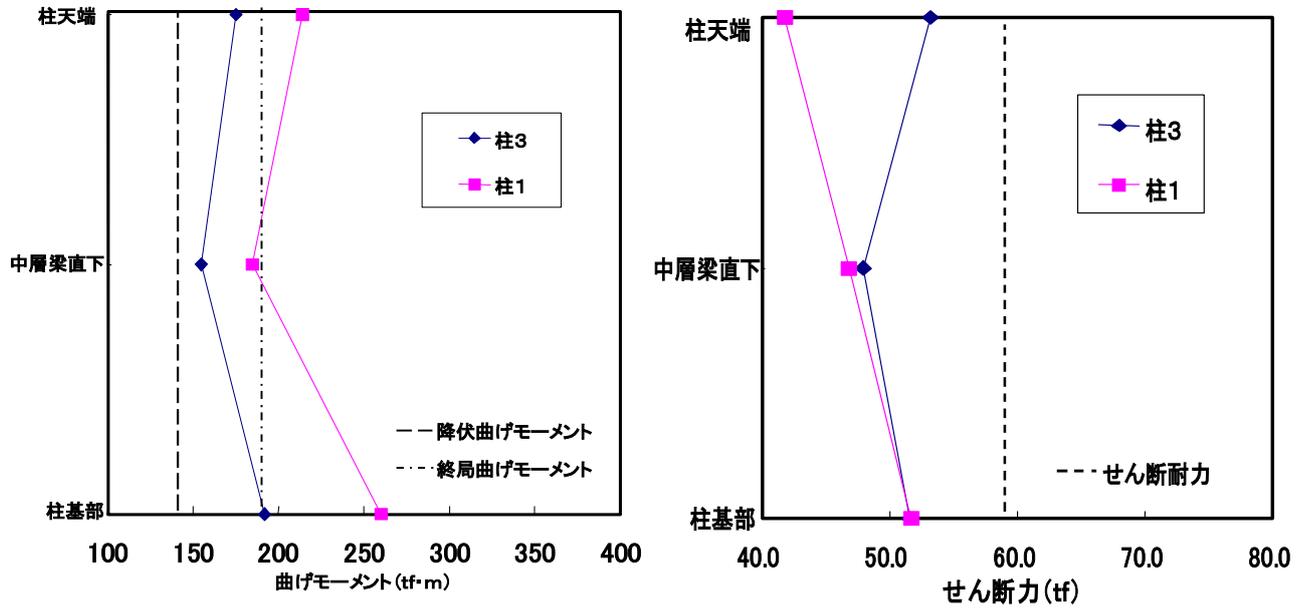
用し Z 軸方向に徐々に硬質な地盤にしたもの（ケース C）の 3 つのパターンについて比較した。それぞれの N 値の変化を表-2 に示す。

表-2 N 値の変化パターン

		深さ(m)									
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ケースA	全ての杭	5	5	5	5	5	5	5	5	5	50
ケースB	杭1, 2	5	5	5	5	5	5	5	5	5	50
	杭3, 4	5	5	5	5	5	5	10	30	40	50
	杭5, 6	5	5	5	5	5	10	30	40	40	50
	杭7, 8	5	5	5	10	30	30	40	40	40	50
ケースC	杭1, 3, 5, 7	5	5	5	5	5	5	5	5	5	50
	杭2, 4, 6, 8	5	5	5	10	30	30	40	40	40	50

各節点における曲げモーメント及びせん断力の絶対値最大値の変化をケース A とケース B, ケース A とケース C で比較して、それぞれ図-8 から 9 に示す。ケース A とケース B の比較では、ケース B において節点 I（杭 1 の柱基部）で曲げモーメントが顕著に大きくなっている。これは一番軟弱な地盤の柱基部に応力が集中したためと考えられる。また、せん断力においても柱基部にあたる節点 C, I にかかる応力の割合が柱中間部及び柱天端に比べて増加している。ケース A とケース C の比較では、曲げモーメントに大きな変化は見られないものの、せん断力においては節点 C, F にかかる応力の割合が柱中間部及び柱天端に比べて増加している。したがって、地盤構造の変化が柱の応答に影響を及ぼすことが考えられる。

ケース A



ケース B

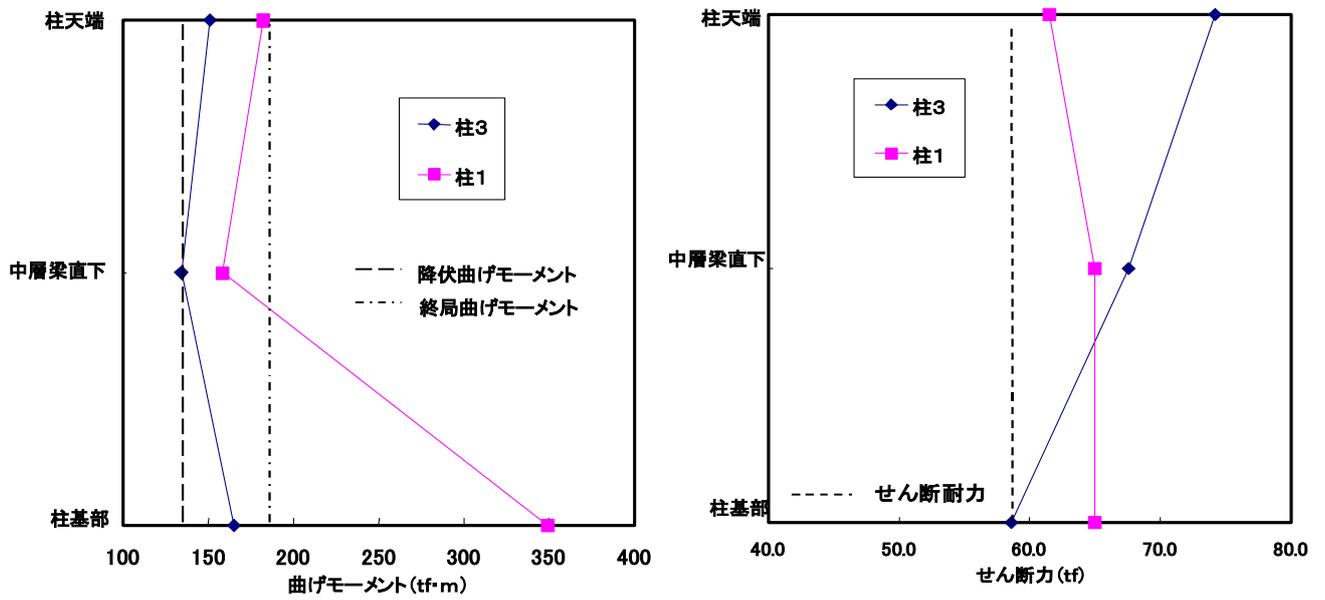


図-8 ケース A とケース B の比較

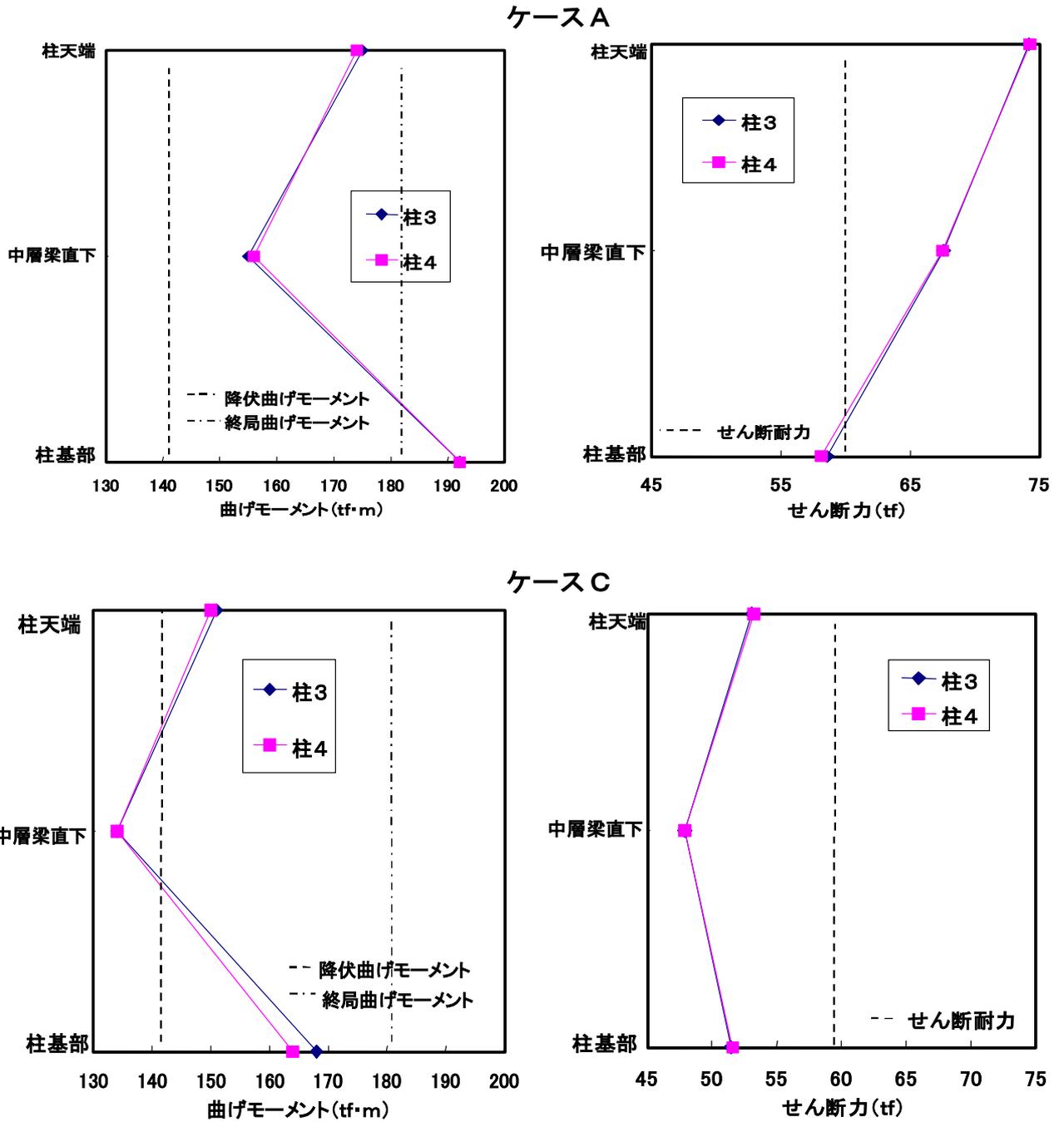


図-9 ケース A とケース C の比較

2.3 柱補強が全体構造系の地震時挙動に及ぼす影響

2.3.1 はじめに

解析対象を、無補強の被災前の構造物と、橋脚のみを鋼板巻き補強された構造物とし、地震応答解析により柱補強が全体構造系に及ぼす影響を調べた。

補強の効果は、橋脚部材の曲げモーメントー曲率関係によって考慮し、じん性のみを向上させるじん性向上補強と曲げ耐力を向上させるとともにじん性も向上させる耐力向上型補強の2通りを想定した。用いた単調載荷時の曲げモーメントー曲率関係を図-10及び表-3に示す。今回は補強の影響のみを検討するため図-4の解析モデルにおける杭、柱番号(1,3,5,7)を含む平面の2次元モデルで解析を行った。なおその他の解析諸条件は2.3の解析と同じである。

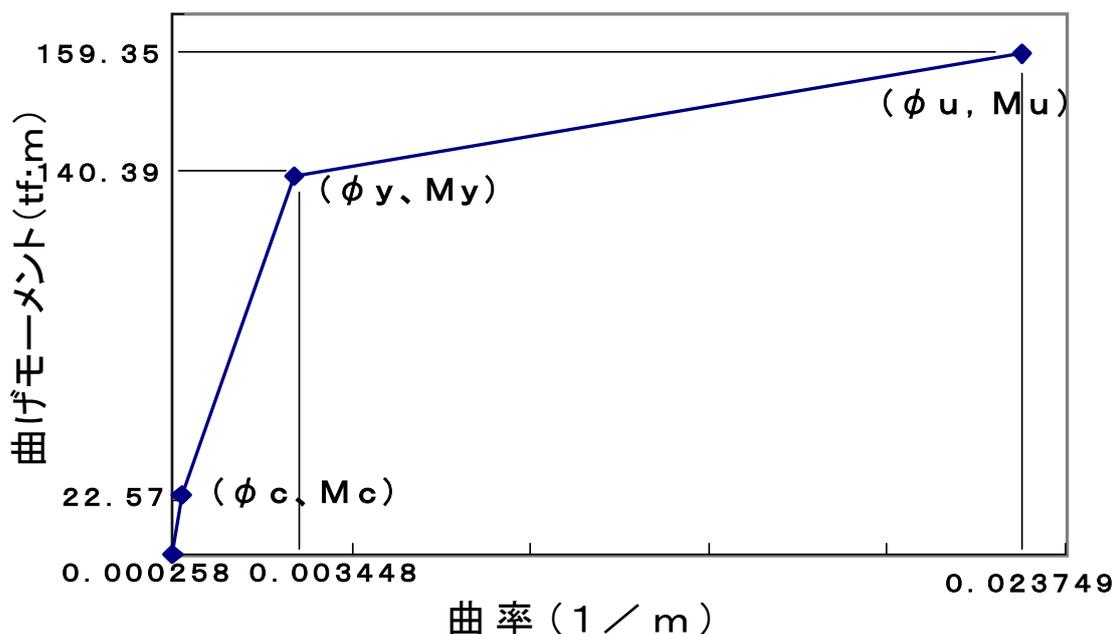


図-10 無補強時の橋脚の曲げモーメントー曲率関係

表-3 各補強型における M-Φ 値

		無補強	曲げ耐力向上型補強	靱性向上型補強
ひびわれ	曲率(1/m)	2.580E-04	3.870E-04	2.500E-04
	曲げモーメント(tf·m)	22.57	33	22.57
降伏	曲率(1/m)	3.448E-03	5.360E-03	3.448E-03
	曲げモーメント(tf·m)	140.39	227	140.39
終局	曲率(1/m)	2.375E-02	4.272E-02	2.758E-02
	曲げモーメント(tf·m)	105.4	277.5	105.4

2.3.2 解析結果

補強の影響を見るために、橋脚の他の部位並びに、杭頭、橋脚とつなぎ梁、地中梁、上梁との接合部等における内力の絶対値最大値の変化を図-11 及図-12 に図示する。いずれの値も、補強前と補強後の値を比較している。鋼板補強後の場合には、せん断耐力は2倍以上向上し、橋脚の靱性率は5倍程度に改善されることが明らかとなっている。したがって、鋼板補強時には、橋脚基部の最大せん断力は曲げ破壊先行となる。

最大曲げモーメントは、橋脚基部で発生しており、その大きさは降伏耐力を5%程度超えたレベルである。これは、補強前の最大曲げモーメントのおよそ30%増に相当する。

橋脚とつなぎ梁との接合部においては、橋脚側のせん断力が10%から20%増加しているが、曲げモーメントについてはほとんど変化が見られない。

杭頭のせん断力は10%、曲げモーメントは20%程度それぞれ増加しており、耐力向上補強の悪影響を基礎に与えることがわかる。その結果、杭の最大曲げモーメントは弾性限界である100tfmに到達している。

地中梁及び上梁との接合部の内力については10%から20%程度増加している。特に上梁については、曲げモーメント、せん断力ともに20%増加しており、曲げモーメントは曲げ耐力の70%に達している。

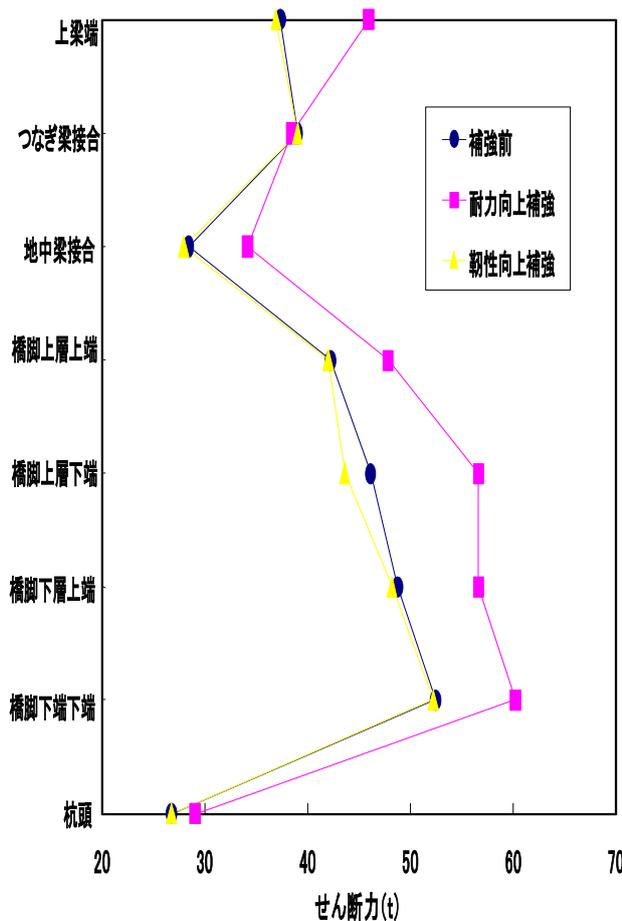


図-11 せん断力の絶対最大値の変化

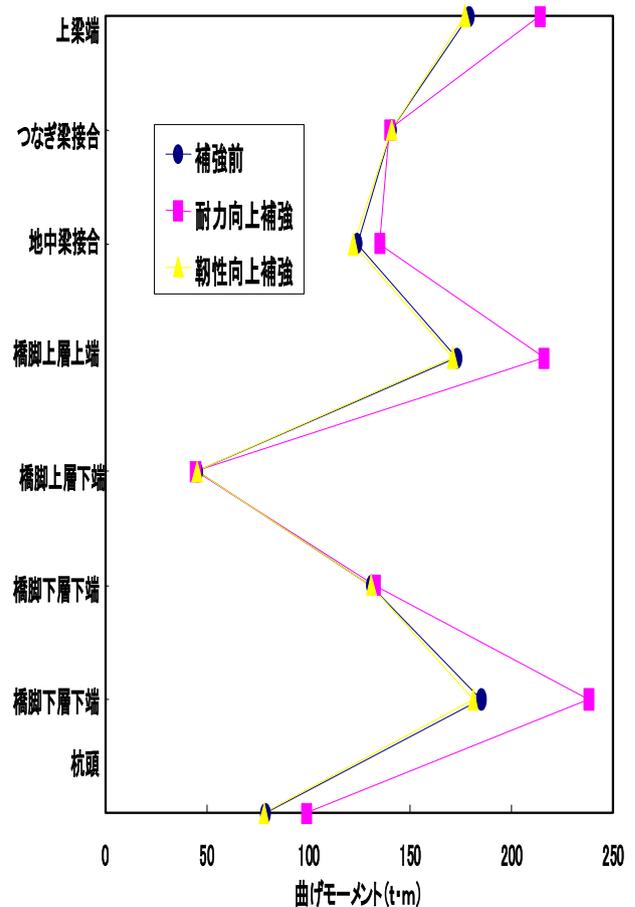


図-12 曲げモーメントの絶対最大値の変化

第 3 章

3.高架橋全体系の最適補強配分の提案

3.1 はじめに

兵庫県南部地震以後、全国で補強工事が行われている。耐震補強が必要と判定された柱部材を含む高架橋は、その優先順位、施工性、経済性など多くの条件を勘案し、効果的かつ効率的な工法を選定し、適切な方法により補強設計を行い所期の耐震目標を満足するように耐震性能を向上させることが必要となる。また、地震荷重を受ける構造設計を行う場合、様々な制約条件を満足するように個々の補強工法を選択しなければならず、特に耐震補強を行う場合には補強材の種類に加え、その配置、本数あるいは工費を考慮した設計が求められる¹⁰⁾。

橋梁構造全体系の各要素への補強の最適配分は 1 つには経済性の問題である。補強後の損傷に対する補修コストと補強コストは相互関係があり、両者のバランスから最適補強配分が決まる。また、同時に力学的合理性の問題でもある。すなわち、直列的構造システムとなっている橋梁において地震時にある要素が非弾性域に入り損傷が生じれば、地震力の伝達が変化し、他の要素の損傷が軽減されるという意味で相互関係がありえるからである。このように経済性と力学的合理性という二重の相互関係の中で最適な解を見出していくという面が橋梁の最適補強配分問題にはある。

そこで非線形動的地震応答解析により橋梁の各要素の損傷度と地震応答との関係を求め、補強後の損傷コストの形で定量化し、一方で補強コストも定量化し、橋梁全体での好ましい損傷配分を試算した。なお、解析の諸条件は 2.1 と同じであるが提案を簡略化するため部材の非線形性は柱のみとした。

3.2 補強コスト曲線と補強後の損傷コスト曲線

(1) 損傷度曲線で用いる尺度

損傷度曲線とは、横軸に各要素の損傷を表す物理的尺度、縦軸に損傷に伴う影響をはかる尺度を定め、それらの関係を各要素に対して求めたものである。

本研究では、横軸の各要素を表す物理的尺度に、応答継続期間中の最大曲率を降伏曲率で除した値である、最大応答塑性率（以下、塑性率）を用いる。

縦軸の損傷に伴う影響度については、橋の損傷が単なる物理的損失にとどまらず、本来ならその間接的影響まで含めたコストで評価すべきである。しかし、その評価は容易なことではなく、その評価法自体が非常に大きなテーマとなる¹¹⁾。そこで、本研究では比較的定義が簡単だと思われる炭素繊維シート巻き立て補強に限定した補強後の損傷に対する補修コストを尺度として用いることにした。

(2) 補修コスト曲線の作成方法

損傷度曲線の概念は一般的であって、横軸と縦軸には適用する側の考え方に合った尺度を用いればよい。本研究では塑性率と補強後の損傷に対する補修コストの関係曲線を求めるので以下では限定的に補修コスト曲線と呼ぶ。塑性率と補修コストの関係は、阪神高速道路公団が作成した被害状況に応じて定めた被災度判定を介して求めた。

まず、被災度判定と補修方法との対応づけを行い、その補修方法から補修コストを概算する。次に被災度判定と塑性率との対応づけを行い、補修コストと塑性率との対応づけを行なった。被災度は判定に対応する各要素の被害状況¹²⁾、補修方法、塑性率を表-4に示す。なお、被災度判定と塑性率の対応づけは、藤野ら¹³⁾の提案を参考にした。補修コスト曲線の作成手順を図-13に示す。

表-4 被災度判定と塑性率の対応

RC橋脚	被災度判定	AS	A	B	C	D
	被害状況	崩壊	倒壊、半倒壊 主鉄筋はらみだし	中破壊 主鉄筋はらみだし 破りコンクリート剥離 クラック0.5mm以上	小規模破壊 クラック0.5mm以下	
	補修方法	再構築	再構築	RC橋巻き立て	樹脂注入	なし
	対応塑性率	8.0~	6.0~8.0	4.0~6.0	2.0~4.0	~2.0

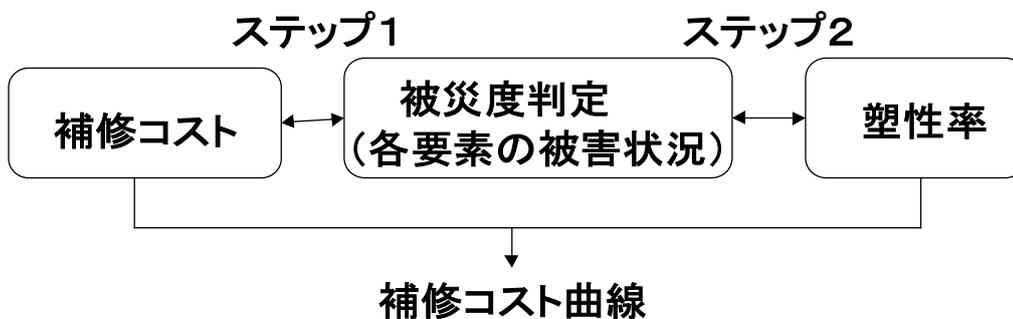


図-13 補修コスト曲線の作成手順

藤野らの提案を参考に各要素の塑性率と補修コストの割合の関係を図-14に示す。

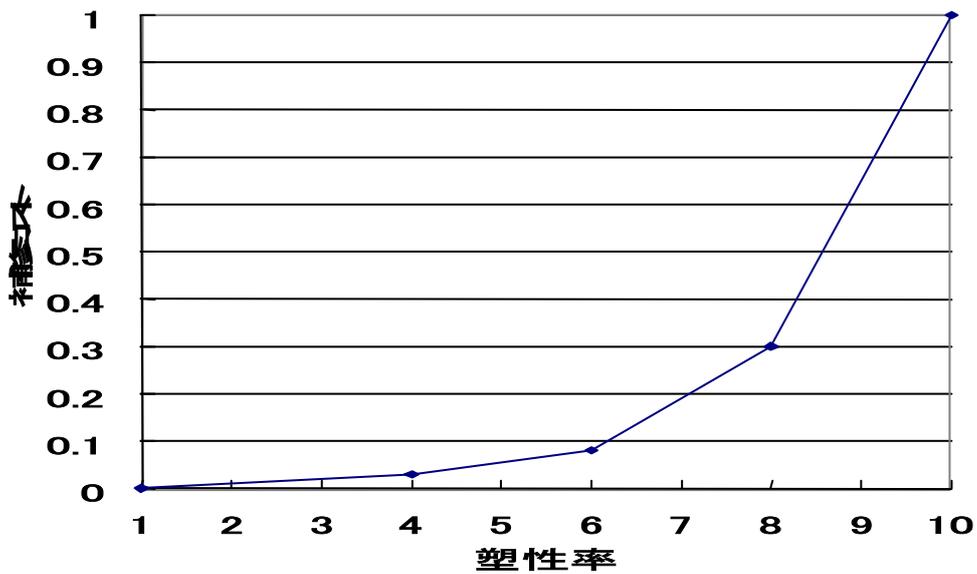


図-14 塑性率と補修コストの割合の関係

ただし、

- ・塑性率が10を超えた場合
- ・各要素の塑性率/じん性率 (終局曲率/降伏曲率) が1を超えた場合の補修コストは1.5とする。

(3) 補強コスト曲線の作成方法

耐震設計レベルに応じて補強コストは当然、変化する。本研究では、補強手法を炭素繊維シート巻き立てに限って考え、じん性率と補強量の関係から作成した¹⁴⁾。じん性率と補強コストの割合の関係を図-15に示す。

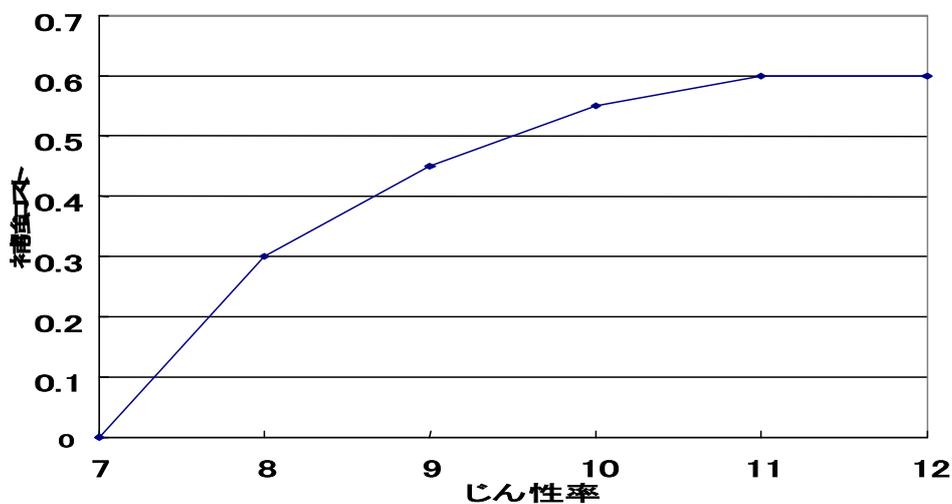


図-15 じん性率と補強コストの割合の関係

3.3 橋梁システムの最適補強配分の試算

各要素の補強コストの総和を橋梁の補強コストとし、一方で表-5のように設定された各補強効果のケースにおける非線形動的地震応答解析により各構造要素の損傷度（塑性率）を算出する。そして、得られた解析結果を損傷度評価曲線に対応づけ、各構造要素の補強後の損傷に対する補修コストを算出する。最終的にそれぞれの補修コストの総和をとり、更に補強時の投資コストとの和をとってその値が最小となる各構造要素の損傷配分を決定する。図-16にその流れを示す。

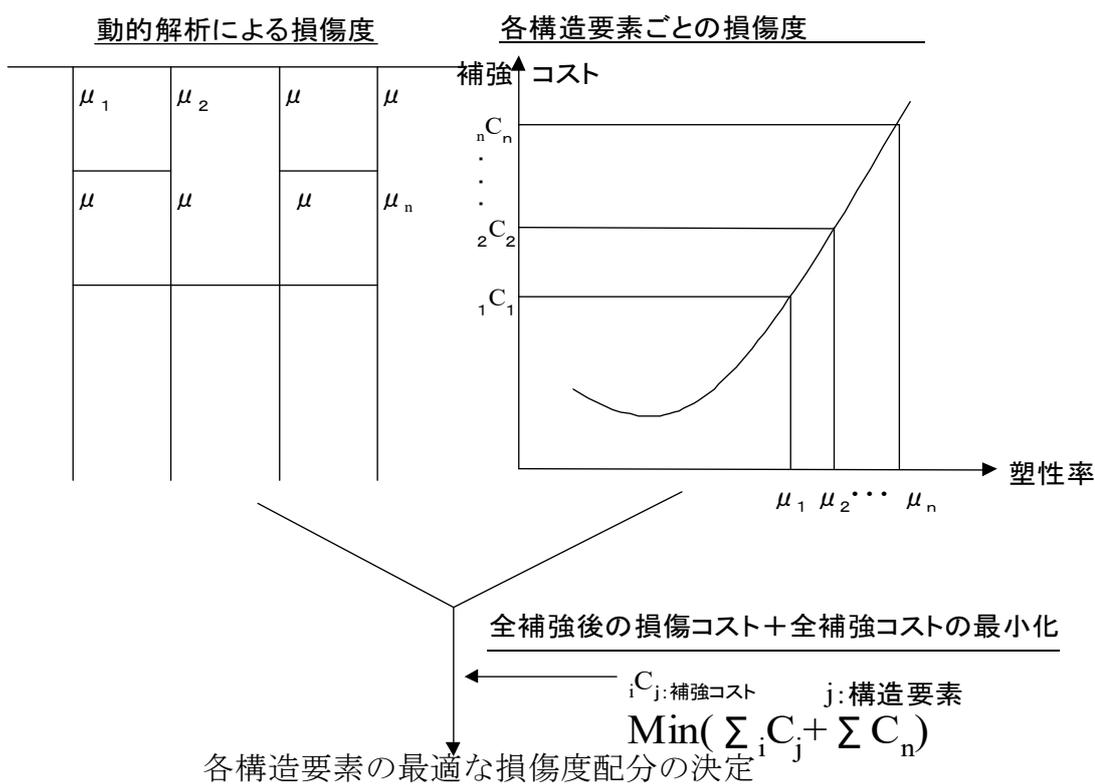


図-16 損傷度最適配分決定までの流れ

表-5 補強パラメーターの設定

じん性率	7	8	9	10	11	12
補強ケース	無補強A	B	C	D	E	F

図-14.15 を活用し、上記の方法に従って想定する橋梁システムの最適な補強配分を試算する。表-6 に各補強ケースで得られた塑性率を示す。

また、得られた総コストの結果を表-7 に示す。

表-6 各補強効果における塑性率

補強ケース	最大塑性率			平均塑性率
	基部	中層梁	天端	
無補強A	8.01	6.90	4.06	6.32
B	8.40	7.39	4.30	6.69
C	8.78	7.74	4.35	6.95
D	9.14	8.09	4.49	7.24
E	9.45	8.41	4.52	7.46
F	9.73	8.67	4.58	7.66

表-7 総コスト

ケース	A	B	C	D	E	F
総コスト	1.71	2.08	0.88	1.6	2	2.15

表-7 ようにケースCで総コストの最小値が得られた。よって、ケースCのじん性率で補強を行うのが、経済性においても、耐震性においても最適であるといえる。

第 4 章

4. 結論

本研究では兵庫県南部地震により損傷を受けた後補修がなされた山陽新幹線の標準的なRCラーメン高架橋を対象として、非線形動的地震応答解析により、地盤を含む橋梁構造全体系の応答解析をパラメトリックに実施し地震入力や補修対策と損傷度との因果関係を解明した。さらに、じん性向上型補強を受けた柱の損傷度を塑性率に基づいて評価すると共に、これの経済性を、補強コストと補強後の損傷に対する補修コストの両面から考察した。本研究により以下のことがわかった。

- 3次元的な入力地震動の特性より動的解析の結果が顕著に異なることが示された。したがって、耐震設計において通常行われている地震応答解析を行う場合にも、解析対象構造物と入力地震動の方向性も考慮し解析することが必要である。
- 中層梁の設置により柱基部及び柱天端の曲げ破壊が抑制されるが、柱基部のせん断力が増大するため大規模な地震が起きると、せん断破壊が先行し落橋等の損傷が生じる可能性があることが分かった。ここでは若干の数値計算例を示したのみであるが、中層梁の設置には十分な検討が必要である。
- 構造物（橋脚）の直下における地盤構造が大きく異なると隣り合う構造物（橋脚）の地震時応答も異なることが示された。したがって、今後地盤の構造を考慮した総合的な検討が重要であると考えられる。
- 柱の補強が橋梁構造全体系に大きな影響を及ぼすことが確認された。よって単に橋脚の耐力を向上させるための補強ではなく構造系全体系の耐震性を考えた補強を行う必要がある。
- 橋梁を一つのシステムとして捉え全体システムで耐震安全性を満足するように橋脚の補強を最適に配分するという耐震設計の考え方を示した。その際、橋梁の補強後の損傷の補修コストを「橋梁システム全体の損傷」を規定する尺度にし、補強後の損傷度と補修コストとの関係曲線図を提案した。この尺度が得られると、非線形動的地震応答解析などの解析結果をこの曲線に対応づけ、構造要素ごとの補修コストが算出でき、その総和と補強コストとの和が最小となる橋梁システムが決められる。
- 実際の高架橋に広く採用されているRC橋脚をはじめ、モデルの精緻化、入力地震動の違いに関する最適解の感度など、検討課題も多く具体的な数値にはつめるべき点が残されているが、高架橋の耐震設計の新しい方向性が模索されている今、一つの考え方を示唆できたものとする。

参考文献

- 1) 土木学会：阪神大震災震害調査緊急報告会資料,1995
- 2) 土岐憲三：構造物－基礎系における耐震安全性の配分,基礎工,Vol21,No.12pp.2-7,1993
- 3) 土木学会：阪神大震災震害調査第二次報告会資料,1995
- 4) 鹿島：平成7年兵庫県南部地震被害調査報告書(第1報),1995
- 5) 清水建設技術研究所：1995年兵庫県南部地震調査報告書,1995
- 6) 大林組技術研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査報告書,1995
- 7) 日本道路協会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様の準用に関する参考資料(案)、1995.7.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書VI下部構造編,1993
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書I共通編,1993.
- 10) 須藤敦史・星谷勝・望月智也：確率的探索法による地震荷重を受ける構造物の最適設計に関する考察,Vol43A,No2,pp.511-516.1997.3.
- 11) 土岐憲三：構造物－基礎系における耐震安全性の配分,基礎工,Vol21,No.12pp.2-7,1993.
- 12) 日本道路協会：道路震災対策便覧、震災復旧編,pp77-83,1988.2.
- 13) 藤野・庄司・阿部：高架橋システムの最適損傷配分評価に関する試み,土木学会・阪神大震災に関する学術論文集,pp.545-550,1996.1
- 14) 森山・岡野：炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱のじん性補強に関する実験,土木学会・第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集,pp.323-328,1997.1
- 15) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編,1996
- 16) 日経BP社：日経コンストラクション6-14,1996
- 17) 渡辺忠朋, 松本信之：RCラーメン高架橋の耐震診断と補強技術, 阪神・淡路大震災の教訓と今後の耐震技術, Vol. 34, No. 11, p.p.110-111,1996
- 18) 西村昭彦：鉄道構造物に関する耐震設計法の見直し, 阪神・淡路大震災の教訓と今後の耐震技術, Vol. 34, No. 11, p.p.83-85,1996

謝辞

建設情報研究室に配属されてから3年間、皆川先生には、熱心なご指導をしていただき本当に感謝いたします。

ご多忙の中、本論文の査読をしていただきました星谷 勝教授・片田 敏行助教授には篤くお礼申し上げます。

本研究を進めるにあたり、昨年度の卒業生である渡貫君、杉山君、里見君、本年度の学部生の小西君、波多野君、加部さんには、多くの協力をしていただき、また、楽しい大学院の生活を送らせてもらったことを非常に感謝いたします。

そして、何よりも同期の市川君、上谷君のおかげでたのしい大学院の生活が送れました。友情に感謝する。

最後に大学院まで出させてもらった両親に感謝します。