

既設橋の合理的耐震補強法に関する一提案

A Proposal of the Rational Seismic Strengthening Method for the Existing Bridge

坂手道明¹, 中山隆弘², 井上陽介³, 長谷川賢路³

SAKATE Michiaki, NAKAYAMA Takahiro, INOUE Yousuke, HASEGAWA Kenji

1. 工修 正会員 広島工業大学大学院 工学研究科博士後期課程(〒731-5124 広島市佐伯区三宅 2-1-1)
 (株)コンサルタンツ大地 (〒733-0812 広島市西区己斐本町 2-20-16)
2. 工博 正会員 広島工業大学教授 工学部土木工学科 (〒731-5124 広島市佐伯区三宅 2-1-1)
3. 学生員 広島工業大学大学院 工学研究科博士前期課程土木工学専攻 (同上)

More rational seismic strengthening method for an existing bridge is discussed in this paper. Reinforcement for the existing bridge is basically conducted under no traffic control, and construction conditions are restricted by many factors. It is difficult to determine the detail of the reinforcement method for a lot of bridges due to design one by one in a short time period and put into construction at once. In fact, in many cases reinforcement is done by a large rigidity of the pier. Aseismatic effect can be expected directly by strengthening the pier, but it is not always reasonable. There must be more rational aseismatic reinforcement method by detail examination of the over all structures. In this study, a reinforcement method of the existing bridge was investigated by use of a statement of the design computation and drawing. Then the bridge was modeled, which incorporates the elastic support shoe and assigns the earthquake force into pier and abutment, respectively. Here, the difference among the various conditions of elasticity of elastic supports is compared, and a rational reinforcement method corresponding to in situ conditions is suggested.

key words: earthquake proof reinforcement, non-linear dynamic analysis, elastic support shoe

1. 緒言

わが国では阪神・淡路大震災以降、橋梁の耐震性に関する研究が飛躍的に進み¹⁾、橋梁設計の基準である道路橋示方書²⁾をはじめ、各種設計要領類^{3),4)}における耐震設計に関する仕様は大幅に改訂された。

これらの改訂された基準類では、重要度が高い橋梁については大規模地震に対しても小規模の損傷は許すものの落橋に至る致命的な被害を防止する設計体系が採用されているので、今後は「橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動」²⁾に対しても、橋梁が社会基盤としての機能を十分に果たせる可能性は高い。

一方、既設の橋梁についても、ほぼ同じレベルの耐震性を確保すべく補強が計画され、順次重要度が高い橋梁から補強工事が実施されている。

しかし、既設橋梁の補強については、基本的には交通を通しながらの工法が主流であり、施工条件においても種々の制約条件が課せられる。さらに早急の耐震補強が必要であるため数多くの橋梁を短期間で設計し工事を実施することになるので、1橋1橋の補強方法を細かく検討して工法を決定することが困難な場合が多い。したがって、ほとんどの場合、橋脚の剛度を増す方法によって画一的に補強しているのが実態である。

このように桁を支える橋脚に処置を施して、その剛

度やじん性を上げることは橋梁全体の耐震性を向上させる点でもっとも直接的で効果的方法^{5),6)}であるが、工事全体の工費を考えた場合、常に最も合理的な補強にならない場合もある。

例えば、水深の大きい河川内の橋脚や急斜面内の橋脚などでは、工事のための足場や水の締切りが大規模になり⁷⁾、補強工事そのものの費用よりも、足場などの仮設備の費用が著しく大きくなる場合も決して珍しくない。

さらに大きな問題は、橋脚の剛性を大きくすることで橋脚の耐力は大きくなるものの、反面、地震時慣性力も大きくなり、結果的に安全率が思ったほどには向上しないケースもあり得る⁸⁾。

このような理由により、単に橋脚の剛性を上げる方法よりも、経済的に優れたより合理的な耐震補強の方法を検討することは、急を要する極めて重要な課題であると考えられる。

そのひとつの方法として、支承部に着目し、支承条件を変更することによって可動支承を有する橋脚にも橋軸方向の地震力を分担させ、回転支承を有する橋脚の剛性を大きくしないで、あるいは大きくするにしてもわずかの補強により目標とする耐震性を得る方法を提案したい。

ただ、意外にも設計時の詳細な図面が残っている古い橋梁は数が少なく、この耐震補強法を検討する際の

支障になっている。

しかし、幸いにも今回、建設当初の設計計算書および図面が完全な形で残っている既存橋梁の耐震補強法を検討する機会を得たので、同橋をモデルにした非線形動的解析によって、上述の方法に対する数値解析的検討を行うことができた。本論文では、その検討結果を報告すると共に、今後の課題について言及する。

2. 解析方法

2.1 解析概要

本研究では、まず、現在の耐震設計の思想とは異なる考え方で設計された既設橋に対し、いわゆる地震時保有水平耐力法および全体系に対する非線形動的解析法によってその耐震性のレベルを検討した。

次に、現状の橋脚を大掛かりに補強することなく最小限に止め、可動支承を有する橋脚にもその保有耐力に応じた地震力を分担させて橋梁全体としての耐震性をより向上させる耐震補強法の可能性を検討するために、橋脚上の回転支承や可動支承を反力分散支承に置換した解析モデルを考え、非線形動的解析によりその耐震性について検討した。

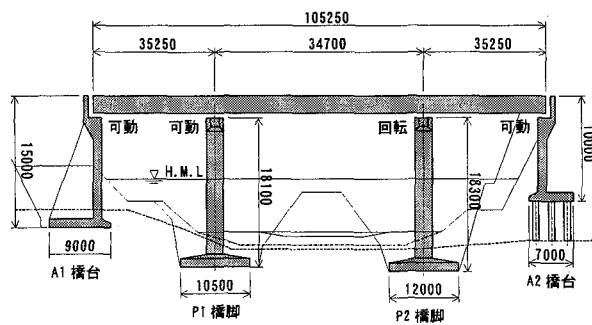
さらに、橋脚のみでなく、橋台上の支承も反力分散支承に置き換えた場合の耐震性についても同様の検討を行った。

なお、本研究では、上述した各モデルの上部・下部一体構造の地震時挙動に注目してそれらの耐震性を比較、検討したが、耐震性については、今回は非線形動的解析によって算定される〈橋脚基部の塑性ヒンジ部に生じる最大回転角〉を評価指標とした^{9),10),11)}。

2.2 対象橋梁とその耐震性

図-1に本解析の対象に選んだ橋梁の一般図を示す。本橋梁は河川を横架する3径間の鋼桁橋で、昭和43年3月に改訂された「道路橋下部構造設計指針」に従って設計されたものである。

現在の道路橋示方書²⁾に従えば、建設地点の地域区



(単位：mm)

図-1 対象橋梁一般図

分はB、地盤種別はI種(洪積地盤)、橋脚の重要度は1級(高速自動車国道)である。

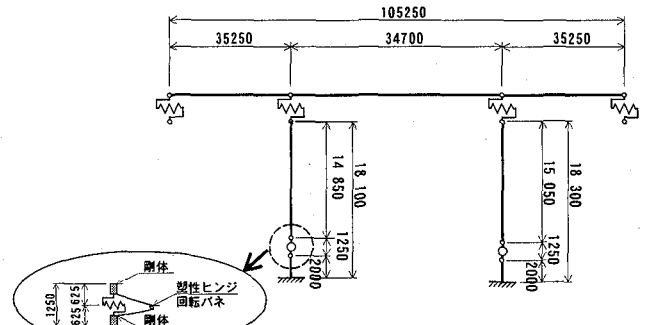
現行の基準に比べれば主筋を拘束する横拘束筋の数が不十分であり、事実、地震時保有水平耐力法により橋脚の安全性を試算してみたが、可動支承を有する橋脚および回転支承を有する橋脚とも保有水平耐力が低いことが分かった。

そのため、一般的には規定の安全性を得るように橋脚を鉄筋コンクリートによって巻き立てる耐震補強法が考えられるが、本橋梁の場合、河川内の工事となるため締切り工事などが極めて大規模になり、経済性の観点から望ましい方法とは言えない。

2.3 解析モデルと解析ケース

2次元骨組構造でモデル化した動的解析モデルを図-2に示す。ただし、図では、橋脚および橋台上の支承部を厚さが10~20mmのゴム板と2mmの鋼板を交互に層状に組み合わせた反力分散支承に置換したモデルを示している。

この動的解析モデルにおいて、まず、上部工については弾性は要素でモデル化した。その総重量は1607.7tfである。橋脚については、静的解析で求めた各断面の曲げモーメント-曲率関係を用いて、はり要素の復元力特性をTri-linearモデルで評価した。塑性ヒンジ部の塑性回転ばねの特性については、参考文献3)に従い曲げモーメント-回転角関係を計算し、Tri-linearモデルで評価した。さらに、履歴モデルには武田モデルを使用し、減衰については、Rayleigh型の減衰モデルを用い、減衰定数として、橋脚に2%、上部工に3%、基部に10%を与えた。なお、補強前の橋梁に対する解析では、可動支承部の水平方向および回転支承部の回転方向の抵抗力を共に完全に無視した。支承を反力分散支承に置換したモデルでは、反力分散支承の復元力特性を橋軸方向の弾性ばねで評価し、減衰定数として2%を与えた。



(単位：mm)

図-2 動的解析モデル

さて、本研究で提案する耐震補強法の場合、橋脚あるいは橋台上の反力分散支承のゴム層と鋼板の層数すなわち橋軸方向のばね定数の選択が極めて重要になる。

したがって、まず予備計算を行い、橋脚上の支承の場合には4,000~6,000t/mの範囲のものであれば、施工面で現在の支承との置換が可能であることが分かった。このため、今回は表-1に示すような反力分散支承の条件下で解析および検討を進めた。さらに、橋台上の支承をも反力分散支承に置換するケースについては、100~3,000 t/mの範囲内で計14種類のばね定数を選び解析を行った。

なお、解析ではこれまで多くの研究者に利用された実績のある、大成建設(株)とアーク情報システム(株)によって開発された市販の汎用動的FEM解析プログラムTDAPⅢを使用し、Newmarkの β 法($\beta=1/4$:一定加速度法)による直接積分法により非線形時刻歴

応答解析を行った。

入力地震波は表-2に示すように、参考文献3)に従い、TYPE I (プレート境界型地震)、TYPE II (内陸直下型地震)に対して、各3波の標準加速度波形を用いた。ただし、今回は橋軸方向の地震力に対する耐震性照査のみを検討の対象とした。

3. 解析結果および考察

3.1 補強前の橋梁モデル

図3(a)および(b)は、それぞれTYPE I-2の地震波に対するP1橋脚およびP2橋脚の時刻歴応答解析結果および履歴応答解析結果である。時刻歴応答解析の結果は、縦軸に塑性ヒンジ部の回転角を取っている。他は曲げモーメントと回転角との関係を示したものである。同様に図4(a)および(b)は、それぞれTYPE II-1の地震波に対するP1橋脚およびP2橋脚の応答解析結果を示している。

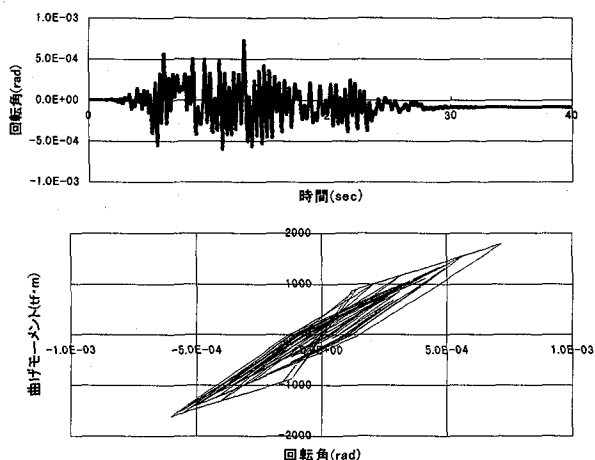
両図より、両橋脚において、それぞれの固有周期等の関係によって応答波形および最大回転角に極めて大きい差があることが分かる。換言すれば、両橋脚の耐震性レベルに相当大きな差があり、現行の耐震設計の思想を尊重した見方をすれば、かなり耐震性の点でバランスを欠いた設計であると言える。

表-1 橋脚上の反力分散支承のばね定数

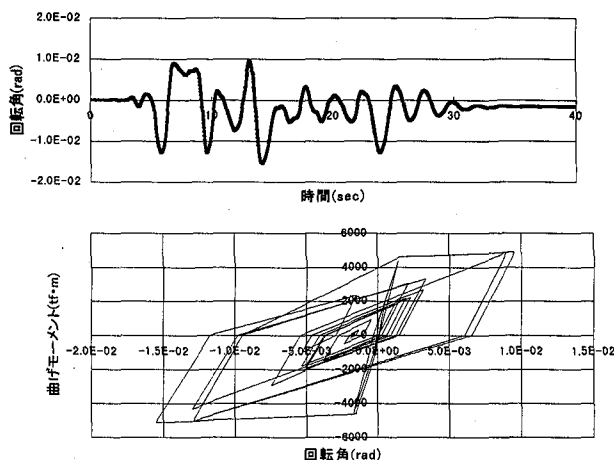
P1橋脚上の支承の 水平方向ばね定数 (tf/m)		P2橋脚上の支承の 水平方向ばね定数 (tf/m)	
	記号		記号
可動	P1-M	回転	P2-F
4000	P1-4	4000	P2-4
5000	P1-5	5000	P2-5
6000	P1-6	6000	P2-6

表-2 入力地震波一覧

地震動タイプ	地震名	マグニチュード (M)	記録場所	振幅調整後の 最大加速度 (gal)	継続時間 (sec)
TYPE I-1	1978年宮城県沖地震	7.4	開北橋周辺地盤上 LG	318.839	30
TYPE I-2	1978年宮城県沖地震	7.4	開北橋周辺地盤上 TR	319.891	30
TYPE I-3	1993年北海道南西沖地震	7.8	七峰橋周辺地盤上 LG	-322.700	40
TYPE II-1	1995年兵庫県南部地震	7.2	神戸海洋気象台地盤上 N-S	-812.020	30
TYPE II-2	1995年兵庫県南部地震	7.2	神戸海洋気象台地盤上 E-W	765.884	30
TYPE II-3	1995年兵庫県南部地震	7.2	猪名川架橋予定地点周辺地盤上 N-S	780.046	30

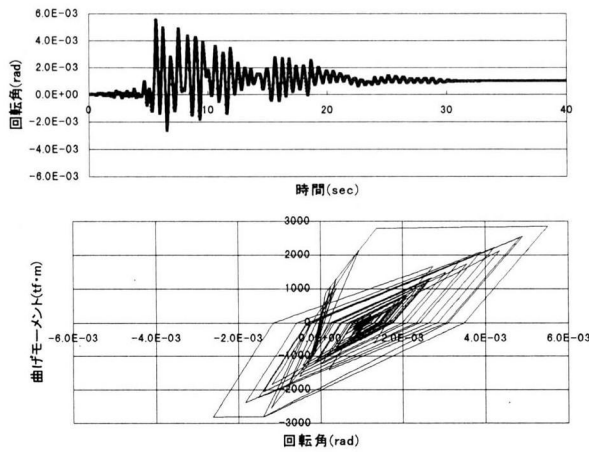


(a) P1橋脚

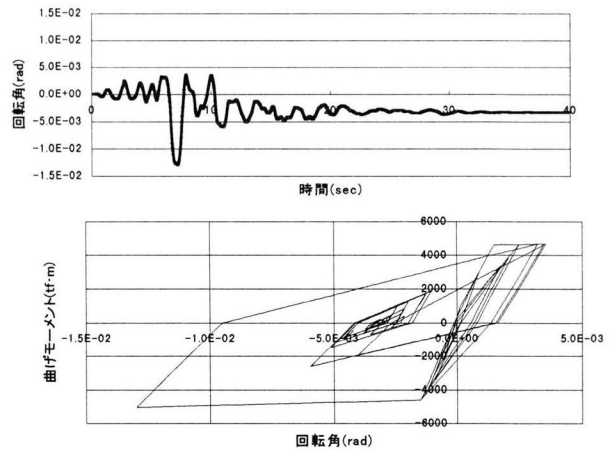


(b) P2橋脚

図-3 TYPE I-2の地震波による時刻歴および履歴応答解析結果(補強前)

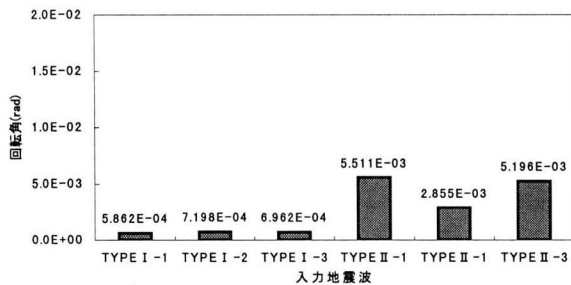


(a) P1 橋脚

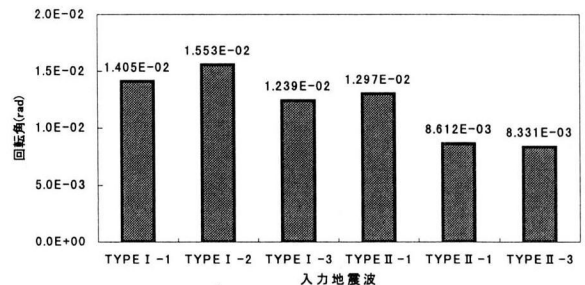


(b) P2 橋脚

図-4 TYPE II-1 の地震波による時刻歴および履歴応答解析結果 (補強前)



(a) P1 橋脚



(b) P2 橋脚

図-5 各地震波による最大回転角 (補強前)

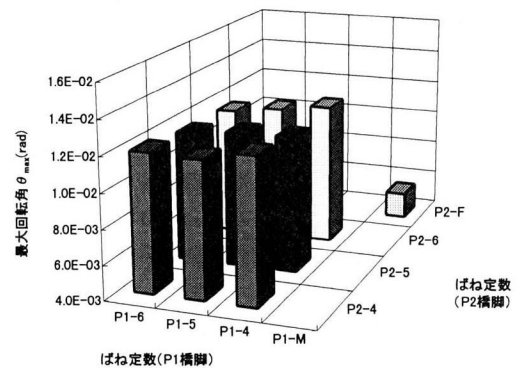
このような解析を前述した6つの地震波に対して行い、最大回転角のみに注目して結果を整理したものが図-5(a)および(b)である。

まず、図-5(a)により、上部工の影響をあまり受けないP1橋脚の応答値は地震動特性によってかなりの差があり、特に、TYPE I-1の地震波とTYPE II-1の地震波の比較によって、両者に一桁もの差が生じていることが分かる。一方、図-5(b)に示すように、上部工と一体となって振動するP2橋脚の場合には、最大値(TYPE I-2)と最小値(TYPE II-3)に2倍程度の差はあるものの、P1橋脚の応答に比べ、地震波の特性の影響は小さいことが理解できる。

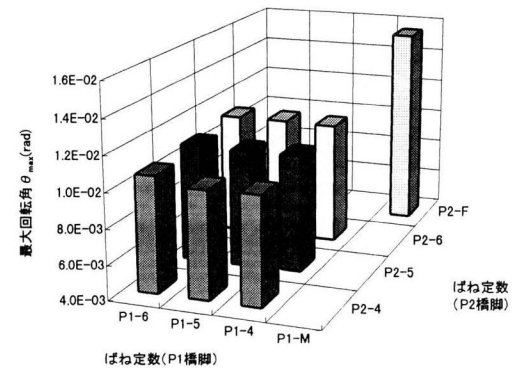
いずれにしても、本解析結果によって、現存する橋梁における各橋脚の耐震性レベルの差を定量的に示すことができたと言える。

3.2 橋脚上の支承のみを反力分散支承とした橋梁モデル

図-6(a)および(b)は、橋脚上の反力分散支承のばね定数を表-2に示したように変えて、さらに表-1に示した6種類の地震波に対する解析で得られた応答値(塑性ヒンジ部の回転角)の最大値のみに注目している。



(a) P1 橋脚



(b) P2 橋脚

図-6 最大回転角 (橋脚上の支承, 反力分散支承)

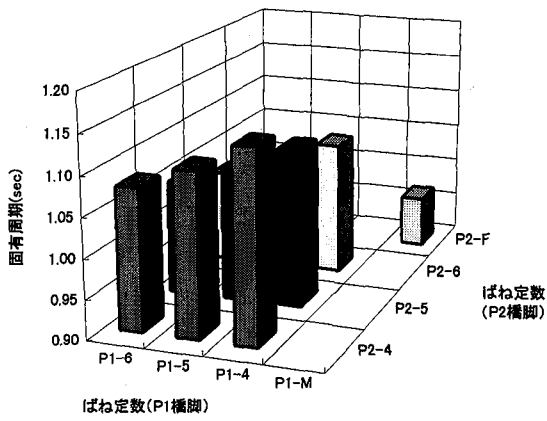


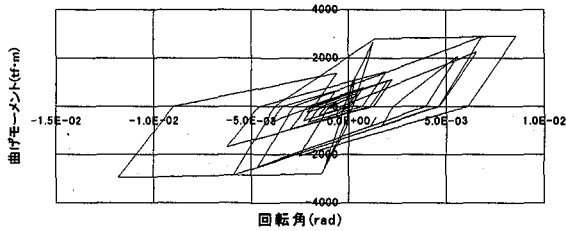
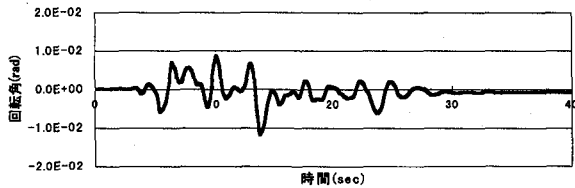
図-7 固有周期 (橋脚上の支承, 反力分散支承)

なお、参考のために、図-7に、各ケースに対する1次の固有周期を示しておく。同図より、支承を反力分散支承にしても、補強前の周期より大幅な変化は認め

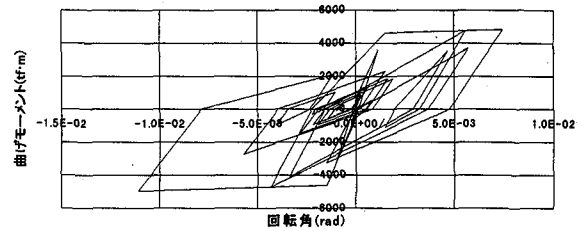
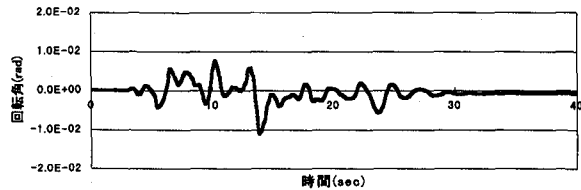
られない。

さて、図-6(a)より、P1橋脚に生じる最大回転角は補強前に比べてかなり大きくなる事が分かる。これは支承を反力分散支承にすることにより、地震時に上部工の影響を受けることによるものである。しかし、図-6(b)に示すように、P2橋脚ではP1橋脚が地震力を負担する分、最大回転角は明らかにもとのP2橋脚の場合よりも小さくなる事が理解できる。

次に、図-8(a)および(b)は図-3や図-4と同様の図で、いずれもTYPE I-2の地震波に対する、P1橋脚およびP2橋脚上の支承を、ばね定数がそれぞれ5,000tf/mおよび6,000tf/mの反力分散支承とした場合、すなわち図-6で言えば、P1-5とP2-6の組み合わせに対する時刻歴応答解析結果である。これらは解析ケースの中でも、比較的耐震安全性の高かったケースである。同様に図-9(a)および(b)は、同様のケースで、地震波をTYPE II-1とした場合の応答解析結果である。

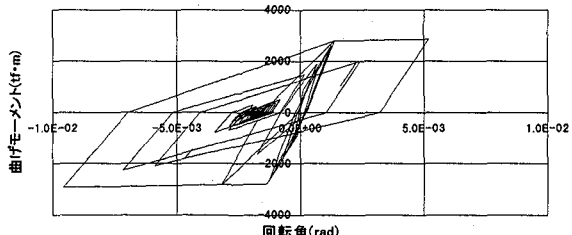
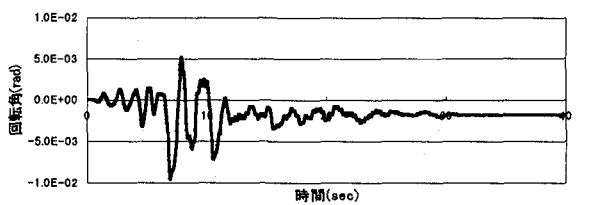


(a) P1橋脚

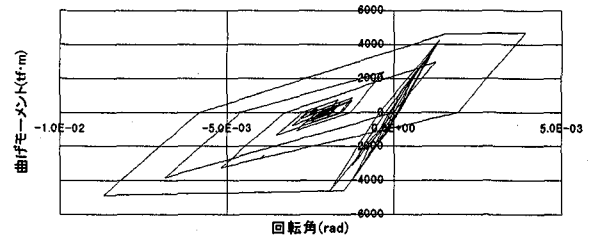
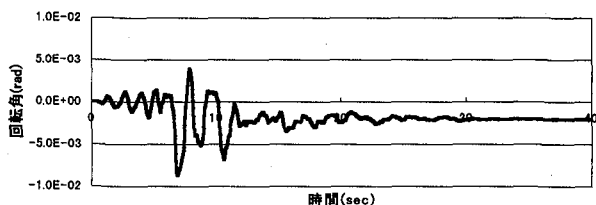


(b) P2橋脚

図-8 TYPE I-2の地震波による時刻歴および履歴応答解析結果 (橋脚上の支承, 反力分散支承)

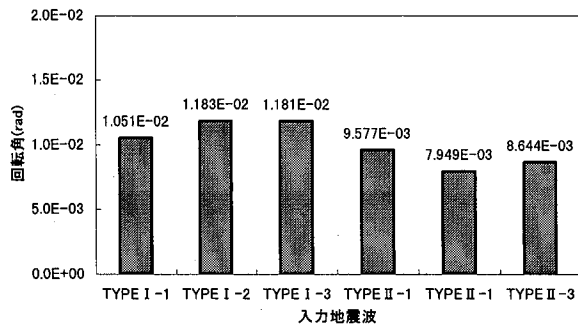


(a) P1橋脚

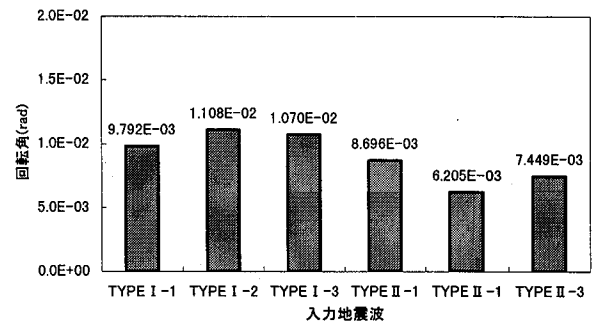


(b) P2橋脚

図-9 TYPE II-1の地震波による時刻歴および履歴応答解析結果 (橋脚上の支承, 反力分散支承)



(a) P1 橋脚



(b) P2 橋脚

図-10 各地震波による最大回転角 (橋脚上の支承, 反力分散支承)

両図を図-3 あるいは図-4 と比較してみれば、特に P1 橋脚の振動波形が既存橋梁のそれと著しく異なり、かつ P2 橋脚の回転角が全体的にかなり小さくなっていることが分かる。今回モデルにした橋梁は、後述の表-3 に示すとおり P1 橋脚と P2 橋脚の許容回転角からみる耐力に大きな差がないので、ふたつの橋脚の振動波形に大きな差がなくなり、耐震性にバランスのとれた橋梁形式になったことが分かる。

次に、6 種類の地震波に対して、それぞれ最大回転角のみに注目して結果を整理したものが図-10(a) および(b)である。

まず、図-10 (a) が示すように、補強前の P1 橋脚で見られた地震波のタイプの違いによる塑性ヒンジ部の最大回転角の差がなくなり、さらに図-10 (b) が示すように、P2 橋脚では、補強後の最大回転角が補強前に比べ地震波に関係なく全体的にかなり小さくなっていることが分かる。

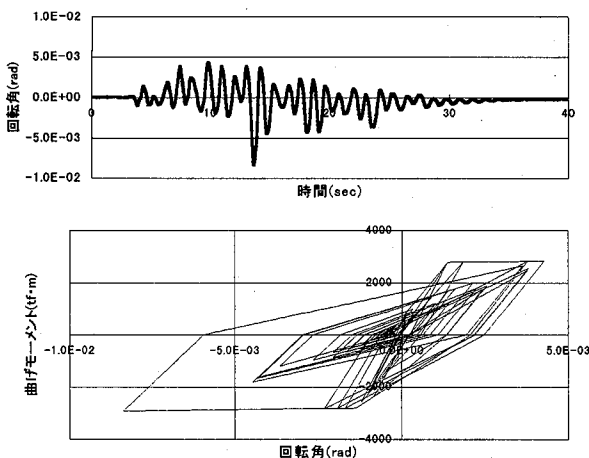
ただ、最大回転角の値は、P1 橋脚および P2 橋脚ともにそれぞれの許容回転角をかなり上回っているので、

最大回転角の値をより小さくする可能性について、次に述べるように、橋台上の支承も反力分散支承で置換することによって検討した。

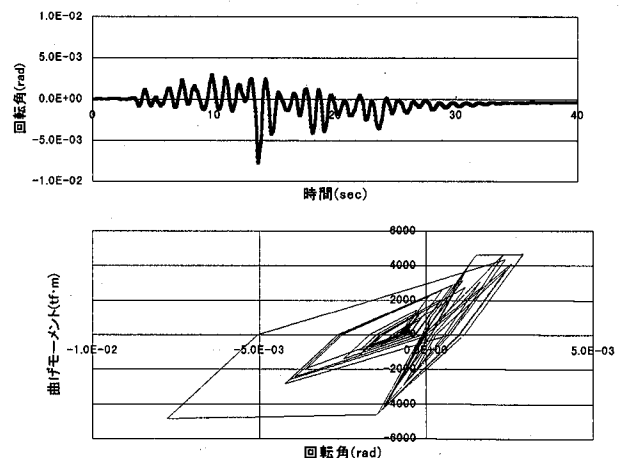
3.3 橋脚・橋台の支承を反力分散支承とした橋梁モデル

図-11(a) および(b) は、それぞれ TYPE I-2 の地震波に対して、P1 橋脚、P2 橋脚、橋台の各支承のばね定数をそれぞれ 5,000tf/m、6,000tf/m、1,500tf/m とした場合の時刻歴応答解析結果である。同様に図-12(a) および(b) は、それぞれ TYPE II-1 の地震波に対する解析結果である。さらに、6 種類の地震波に対して、それぞれの最大回転角のみに注目して結果を整理したものが図-13(a) および(b) である。

まず、図-11 および図-12 より、橋台の支承部を反力分散支承とした結果、橋脚の支承部のみを反力分散支承に置換した場合に比べて、応答の振動数が高くなり、特に TYPE I-2 の地震波に対しては、振動波形の振幅が小さくなっていることが分かる。

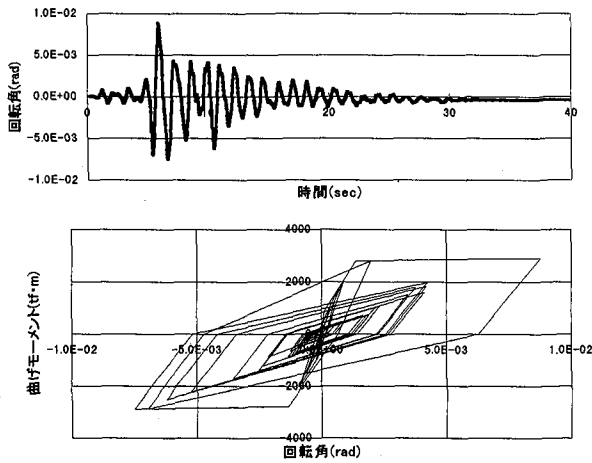


(a) P1 橋脚

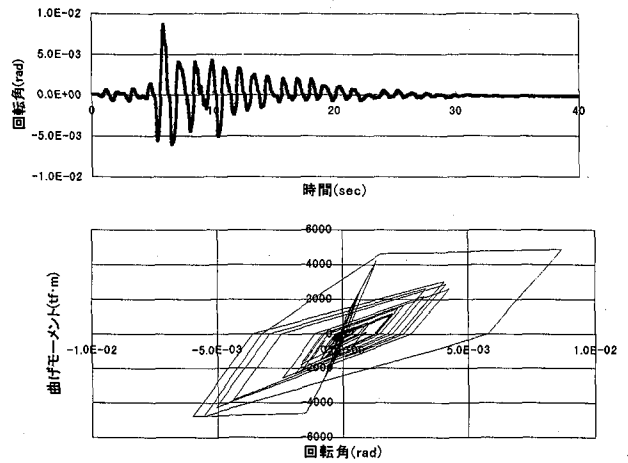


(b) P2 橋脚

図-11 TYPE I-2 の地震波による時刻歴および履歴応答解析結果 (橋脚, 橋台上の支承, 反力分散支承)

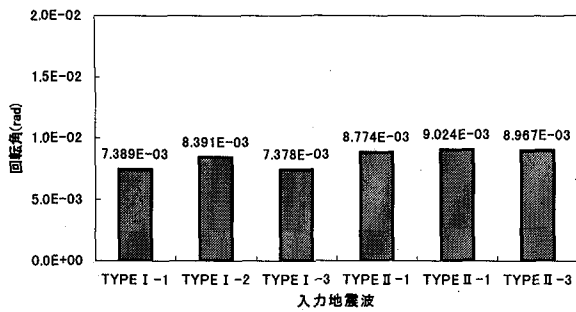


(a) P1 橋脚

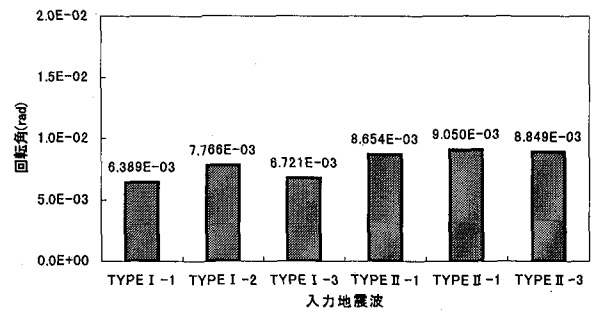


(b) P2 橋脚

図-12 TYPE II-1 の地震波による時刻歴および履歴応答解析結果 (橋脚, 橋台上の支承, 反力分散支承)



(a) P1 橋脚



(b) P2 橋脚

図-13 各地震波による最大回転角 (橋脚, 橋台上の支承, 反力分散支承)

このような時刻歴応答解析を、前述のように橋台上の反力分散支承のばね定数を 100~3,000tf/m の範囲内に設定した上で、これまでたびたび述べてきたように 6 種類の地震波に対して行い、各橋脚の最大回転角を求めて整理した結果が図-14 および図-15 である。両図の縦軸が得られた最大回転角、横軸が反力分散支承のばね定数である。

これらの図が示すように、TYPE I の地震波を入力したケースと、TYPE II の地震波を入力したケースでは、大きくその傾向が異なる。すなわち、TYPE I の地震波を入力した場合には、橋台の支承部に 1,000tf/m より剛な反力分散支承を設けることにより最大回転角が低減できる。一方、TYPE II の地震波に対しては、反力分散支承の剛度が最大回転角に与える影響は、TYPE I の地震波に比べ、あまりないと言える。

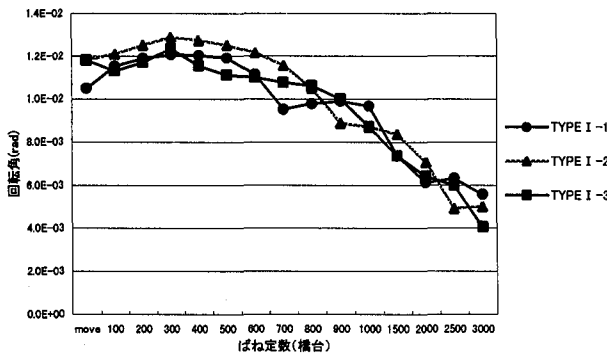
この原因としては、ふたつの地震波の主要動の繰り返し回数と、加速度の大きさの差が考えられる。すなわち、加速度は小さいが、主要動の繰り返し回数の多い TYPE I の地震波に対しては、橋台の支承部を反力分散支承にすることにより、可動支承の場合よりも上部工の水平移動が抑えられ、その結果、橋脚の変形も小さくなる。そして、その傾向は反力分散支承が剛であ

るほど著しい。これに対して、主要動の繰り返し数の少ないものの、加速度の値が著しく大きい TYPE II の地震波に対しては、その効果と、橋台部からも地震波が上部工に伝わる影響が相殺し合い、したがって、あまり、橋台の反力分散支承の剛度によって橋脚の変位に差異が生じないためであると思われる。

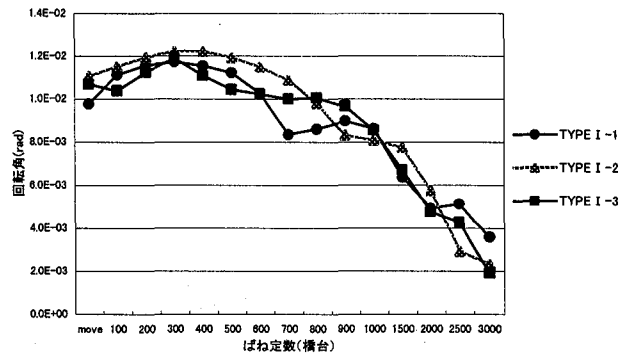
なお、このように橋台にも反力分散支承を設けてもふたつの橋脚の最大回転角は、表-3 に示す許容回転角を超過するが、実際の設計では、基部および鉄筋段落し部の補強が必要となる。しかし、表-3 から分かるとおり、可動支承を有する P1 橋脚の許容回転角は、回転支承を有する P2 橋脚より大きく、P1 橋脚に地震力を負担させる能力はかなりあるので、反力分散支承により P1 橋脚にも地震力を負担させることで、可動、回転という現状の支承条件で補強するよりも小規模な補強で済む。

表-3 橋脚の許容回転角 (rad)

橋脚	地震タイプ	
	TYPE I	TYPE II
P1	3.74E-03	6.12E-03
P2	3.23E-03	4.97E-03

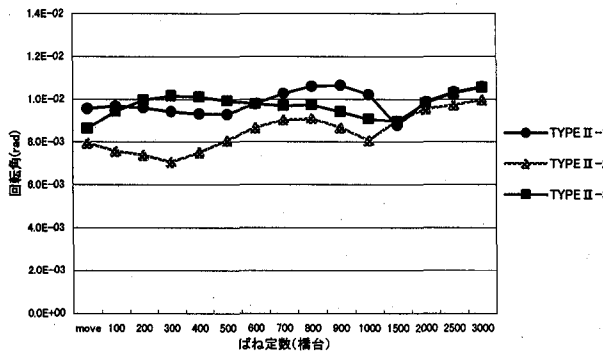


(a) P1 橋脚

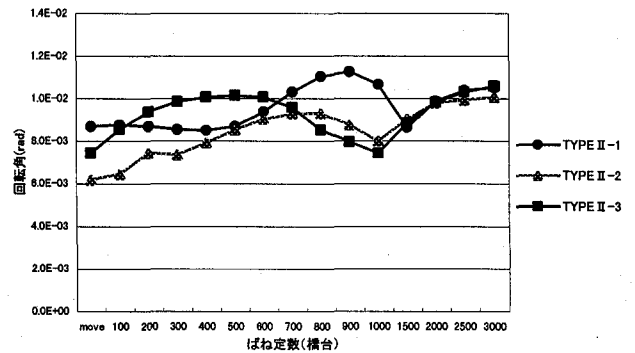


(b) P2 橋脚

図-14 TYPE I 3波の地震波による最大回転角 (橋脚, 橋台上の支承, 反力分散支承)



(a) P1 橋脚



(b) P2 橋脚

図-15 TYPE II 3波の地震波による最大回転角 (橋脚, 橋台上の支承, 反力分散支承)

4. 結言

本論文では、既設橋梁を耐震補強する際に、橋脚本体の大掛りな補強工事が困難な場合を想定して、橋脚あるいは橋台上の可動支承あるいは回転支承を反力分散支承に置換することによって橋梁全体の耐震性を向上させる方法を、非線形動的解析による数値解析によって検討した結果を示した。得られた結論を要約すれば次のようである。

- 1) 既存橋梁を構成するふたつの橋脚の耐震性レベルにはかなり大きな差がある。
- 2) せん断破壊型ではなく、各橋脚がある程度の保有水平耐力を有している場合には、現状の支承構造を変更して地震力を複数の橋脚および橋台で分担させれば、各橋脚が比較的バランスのとれた耐震性を発揮するようになる。
- 3) 橋台上の支承は可動支承のままでも、橋脚のみの支承を施工可能な 4,000t/m から 6,000t/m の反力分散支承に置換することで、橋脚の変形をかなり抑えることができる。
- 4) TYPE I の地震波に対しては、橋台上の支承を適切な

剛度を有する反力分散支承とすることにより、橋脚の負担をかなり軽減させることができる。しかし、TYPE II のように加速度が極めて大きい地震波の場合には、十分な効果が期待できない。

なお、今回は、既存の橋脚が可動支承を有するか回転支承を有するかによってそれらの耐震性能にかなり大きな差があることに注目し、現状のままでは大規模地震に対してきわめて耐震性の低い橋脚、すなわち回転支承を有する橋脚の危険度を反力分散支承の採用によって減少させる方法について定量的な検討を行った。しかし、対象としたふたつの橋脚は、その方法によっても、大規模地震に対してはいずれも許容回転角を超過する可能性が高いので、実際問題としては、鉄筋の段落しや基部に対しては、大掛かりではなくても、例えば炭素繊維での補強など、最低限の補強を併せて行う必要があると考えている。また、補強方法による工事費の比較検討の問題についても言及できなかったが、その点も今後の検討課題である。

さらに、今回は反力分散支承を弾性モデルでモデル化した。今後の課題のひとつとして、非弾性モデルでモデル化した反力分散支承の導入による既存橋梁の

耐震性の向上効果について検討を行う必要があると考えている。

謝辞

本研究は文部省私立大学ハイテク・リサーチ・センター整備事業の一環として実施されたものであり、関係各位に本紙面を借りて御礼を申し上げます。

また、本解析を実施するに際して、広島工業大学専門学校の岡田 毅氏には、非線形動的解析について、種々御指導いただきました。ここに記し厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 例えば、星隈順一・川島一彦・長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係，土木学会論文集，No. 520/V-28，1-11，1995. 8.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996. 12.
- 3) 日本道路公団：設計要領第2集橋梁設計編，1998. 4.
- 4) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1998. 1.
- 5) M.J.N.Priestley・F.Seible・G.M.Calvi 著・川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂出版，1998. 4.
- 6) 家村浩和・伊津野和行・友永則雄・土岐憲三：耐震補強が橋脚の地震時保有耐力に及ぼす影響，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 85-88，1998. 1.
- 7) 安井雅士・庄谷 茂・新垣博史：河川内 RC 橋脚の補強方法，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 107-109，1998. 1.
- 8) Takahiro NAKAYAMA・Michiaki SAKATE・Tsuyoshi OKADA：NUMERICAL STUDY ON THE ENHANCEMENT OF EARTHQUAKE-RESISTANCE OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE PIERS，ICOSSAR'97，1997. 11.
- 9) 運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の終局状態の設定法に関する一考察，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 37-38，1998. 1.
- 10) 星隈順一：各論地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計，基礎工，Vol125，No. 3，総合土木研究所，pp. 47-60，1997. 3.
- 11) 星隈順一・運上茂樹・長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する実験的研究，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 159-162，1998. 1.
- 12) 小川篤生・緒方辰男：各論動的解析による耐震性の照査，基礎工，Vol125，No. 3，総合土木研究所，pp. 29-33，1997. 3.

(1998年9月18日受付)