

11. 免震構造

11.1 現状と課題

1995年兵庫県南部地震以後、免震用積層ゴム支承を利用した免震橋が普及定着してきている。免震構造は、1) 構造系の長周期化、および2) 構造系の高減衰化によって、地震の卓越周期を避け、また、地震時応答のエネルギーの吸収を図るものである。このように、構造動学的に考えて合理的な構造物である。しかし、免震デバイスには、一般に、支承として常時および地震時に上部構造を支える機能と、地震時に免震効果を発揮する機能が求められる。したがって、その実現にあたっては、本質的な難しさを抱えている部材である。具体的には、デバイスに求められる最低限の基本性能としては、鉛直荷重を保持でき、水平方向に十分に柔軟であることが求められる。また、それに加えてエネルギー吸収能力があることが望ましい。このことから、積層ゴム支承が開発されるまで、適切かつ現実的なデバイスが存在していなかったため実用化に至らなかった。そのため、基準化は進んでいないものの、現在でも、設計法が確立された段階にはなく、技術開発余地の大きい構造形式である。

基本的な難しさとしては、免震橋は長周期化を積極的に利用しているものであるが、全体の固有周期は全体系を解かないと求まらないことにある。動学的に、固有周期は、全体システムの属性であって、橋脚などある特定の部位だけを取り出してもわからないのである。つまり、ある部材を変更したら、全体系を解きなおして固有周期を求めて地震荷重を決定して、その部材を照査するということが本質的に求められる。したがって、設計は、許容応力的なアプローチと比べると、繰り返し計算を含む煩雑なものとなることは避けられ得ない。動学的な問題についてもその特性や物理的原理を良く理解して、応力や静的な問題と同じように直観が働くセンスを涵養することが、創造的な、よりよい構造物を実現していくために重要となっていくと考えられる。この観点から、設計法を考案する研究開発は活発に行われている。また、橋脚に一定の損傷を許容する場合には、支承のみならず橋脚においてもエネルギー吸収が行われ、複数の非線形挙動が表れる極めて複雑な地震時挙動となる。この場合の、損傷の現れ方と免震支承の特性の関連については、未だ、検討されるべき課題が多い。また、これらの検討を受けて、設計に生かしやすい形での応答推定法の構築も求められている。

また、免震デバイスの応答特性のモデル免震橋は、動学的効果を積極的に利用している構造であり、性能評価には構造全体の動的応答解析による応答予測が必要となるが、その精度は積層ゴム支承の復元力モデルによるところが大きい。したがって、より合理的な設計を実現し、地震時保有性能や地震時リスクを明示していくためには、より精緻なデバイスの応答予測モデルを開発していく必要がある。さらに、免震構造では、上部構造の応答変位が大きくなる場合があるため、桁間の衝突についても精緻なモデルを構築していくことが、応答予測の高精度化にあたって重要である。

これらの研究課題に加え、先にあげたように、免震構造は、未だ、多くの可能性を有した構造形式であり、新たなデバイス開発を通してよりパフォーマンスの高い構造を実現するための努力が求められよう。

(執筆：阿部雅人)

1 1.2 免震設計に必要な長周期化

1 1.2.1 現状と課題

免震設計においては、免震支承に変形を集中させることによりここでエネルギー吸収を図り、橋脚や基礎構造に損傷が生じることを防止することが基本であり、このためには免震支承の剛性を低くし、長周期化を図ると同時にエネルギー吸収性能を向上させる [11.2.1 ; 11.2.2]。橋を長周期化すると一般に応答加速度は低下するが応答変位は増大するため、これに対応するためには桁と橋台あるいは隣接する桁間でこれを吸収できるジョイントを採用しなければならない。しかし、活荷重に対するジョイントの耐久性やジョイントから発生する騒音や振動による周辺家屋に対する問題、建設コストや維持管理費等の制約から、大きなジョイントの採用には制約がある。また、我が国では一般的に地盤条件が軟質であり、巨大地震による長周期成分が卓越した地震動の危険性もあることから過度な長周期化には問題がある場合がある。

こうしたことから、平成8年道路橋示方書 [11.2.3] やこの母体となった道路橋の免震設計マニュアル (案) [11.2.4] では、過度な長周期化は行わないことを前提に、一応の目安として支承を固定条件とした場合の橋の固有周期の2倍程度の長周期化を図ることが推奨されている。1自由度系の応答から見れば、2倍程度に長周期化すれば応答はある程度押さえられるが、実際にこれを適用してみると、免震支承の非線形性だけでなく橋脚にも非線形性が生じ、複雑な応答となることがある。以下、これについて、最近の解析例を示す [11.2.5]。

1 1.2.2 解析対象とする免震橋とそのモデル化

問題を具体的に検討するために、図 11.2.1 に示すように、高さ 10m の単柱式橋脚によって支持された支間長 40m、幅員 12m の 5 径間連続鋼 I げた橋を解析した例を示す。免震支承としては鉛プラグ入り積層ゴム支承が採用されており、各主桁に 1 個、計 5 個が同一支承線上に設置されている。橋軸方向の地盤条件、構造条件の変化が小さいため、1 基の下部構造とそれが支持する上部構造部分だけを取り出してこれを解析する。

免震橋では免震支承の剛性をどのように与えるかが重要である。このためには、この橋の条件に見合った免震支承を設計しなければならないが、免震支承の設計がここでの問題ではないため、ここでは道路橋示方書に従って設計した免震支承の個数を仮想的に上記の 5 個から 2 ~ 10 個の範囲で変化させる。すなわち、支承個数を n 個とするということは、1 個の免震支承の 1 次及び 2 次剛性 k_1 、 k_2 、降伏力 Q_y をいずれも単純に $n/5$ 倍することになる。ここでは、以下、 $r = n/5$ を支承剛性比と呼ぶ。このようにすると、免震橋の固有周期はおおよそ 1 秒 ($r=2$ の場合) ~ 3 秒 ($r=1/5$ の場合) の範囲で変化することになる。ただし、これは免震支承の個数を変化させただけで、上述したように免震橋の固有周期 T が 1 ~ 3 秒になるように免震支承を設計したわけではない。このため、このような条件で局部せん断ひずみ、面圧、鉛プラグの安定性等、免震支承に要求される条件をチェックすると、これを満足する保証はない。ここでは、免震支承の細部のチェックではなく、固有周期を変化させた場合の免震橋の地震応答、特に、免震支承と橋脚のエネルギー吸収に着目する。

動的解析では、橋脚や免震支承における履歴減衰に加え、その他の原因による減衰を Rayleigh 減衰として考慮した。減衰定数は支承個数によって変化するが、1 次及び 2 次振動モードに対し、それぞれ 0.5 ~ 4%、9 ~ 12% 程度である。

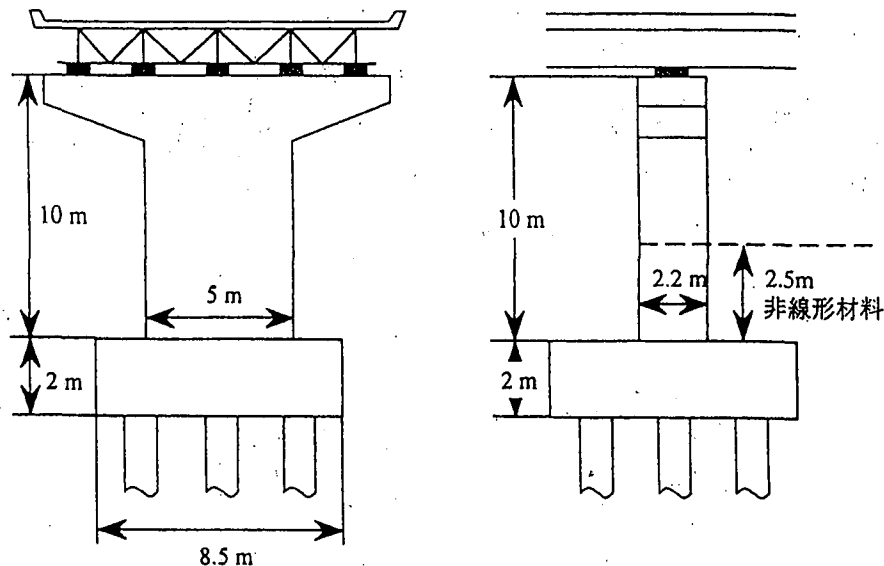


図 11.2.1 解析対象とする免震橋

解析には、兵庫県南部地震において観測された神戸海洋気象台（EW 成分）[11.2.6] 及び JR 西日本鷹取駅地震記録（EW 成分）[11.2.7] を入力地震動として用いた。ただし、地震動強度の違いを検討するために、前者についてはその加速度振幅だけを 1.5 倍、2 倍とスケールアップした地震動も用いた。後者の記録は、固有周期が 0.4 秒と 1.3 秒の 2カ所で加速度応答スペクトルが大きい。特に 1.3 秒のピークは免震橋の固有周期帯域と一致し、応答に対する影響が大きい。

1 1.2.3 支承剛性比を変化させた場合の免震橋の地震応答

1) 最大応答と支承剛性比の関係

神戸地震動を作用させた場合の免震橋及び非免震橋に生じる桁の応答加速度、応答変位を求めると、図 11.2.2 のようになる。非免震橋では、0.9g、0.16m の応答加速度、応答変位が桁に生じるが、免震橋では支承剛性比 r が 2/5、5/5、7/5、10/5 と大きくなるにつれて、加速度応答は 0.5 g、0.6 g、0.8 g、0.9 g と大きくなる。また、同様に支承剛性比 r が増加すると、免震橋の変位応答は 0.18m、0.19m、0.19m、0.20m となり、 r が増加してもあまり変化しない。ただし、もともとの免震設計では、支承剛性比 r は 5/5 であるから、この例で免震効果を見てみると、非免震橋に比較して免震橋では桁の応答加速度は $0.6g/0.9g=0.67$ と低下しているが、応答変位は $0.19m/0.16m=1.19$ と増加している。

これを橋脚基部の塑性ヒンジ及び免震支承の履歴曲線として示した結果が図 11.2.3 である。ここでは、免震支承に作用する水平力 F_B^M と直接比較ができるように、橋脚の曲げモーメント M_P^M を橋脚天端位置における水平力として表している。これによれば、非免震橋では応答曲率じん性率で 10.5 の非線形応答が生じているが、免震橋では支承剛性比が 5/5 以下の場合には橋脚には非線形応答は生じない。これに対して、 $r=7/5$ の場合には、免震支承に作用する水平力は橋脚の降伏水平耐力に達し、このため

橋脚は降伏し始めている。 $r=10/5$ になると橋脚の降伏はさらに進み、曲率じん性率は 5.7 に達する。非免震橋ほどではないが、橋脚の非線形応答を抑えるという意味では免震効果が低下している。

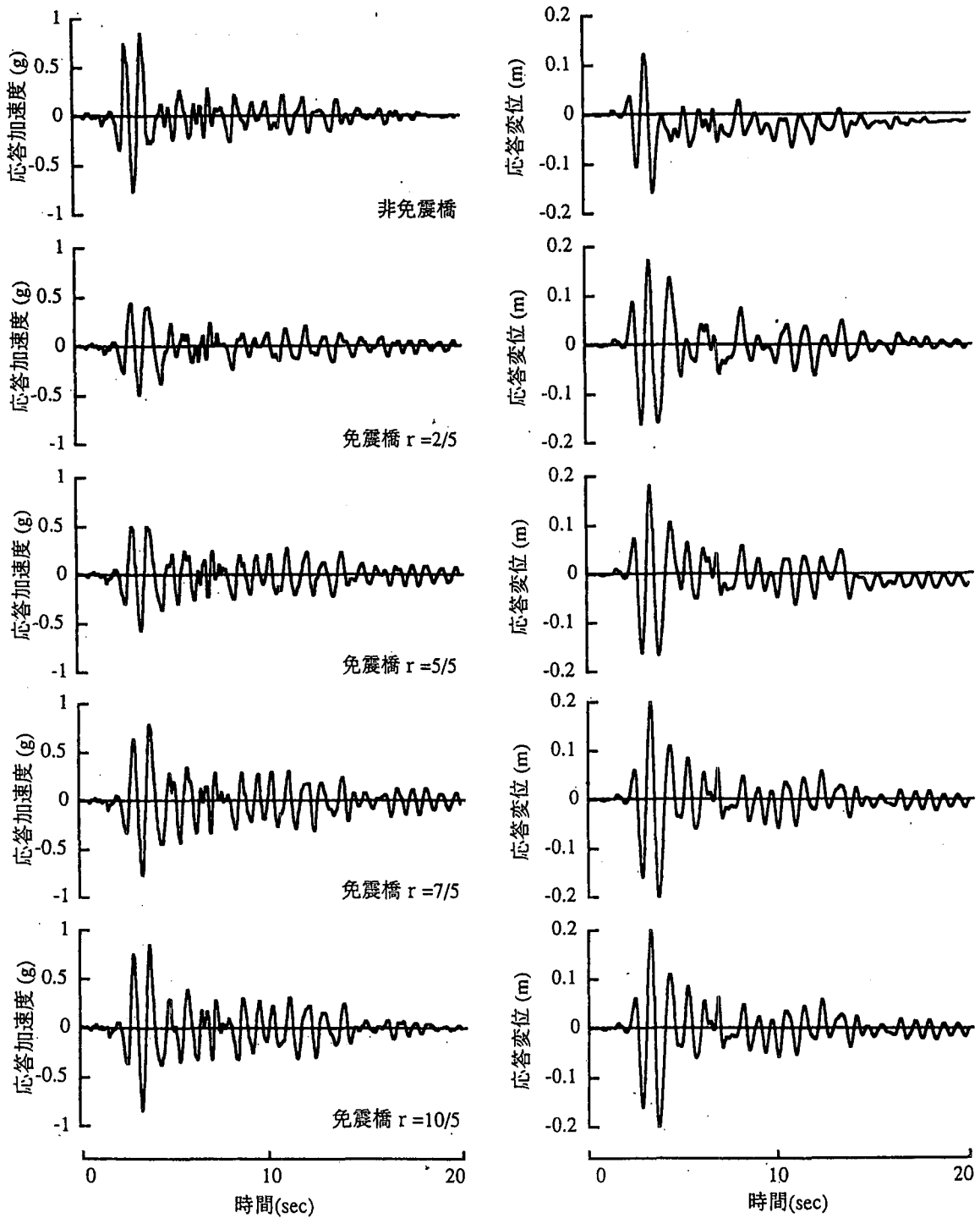
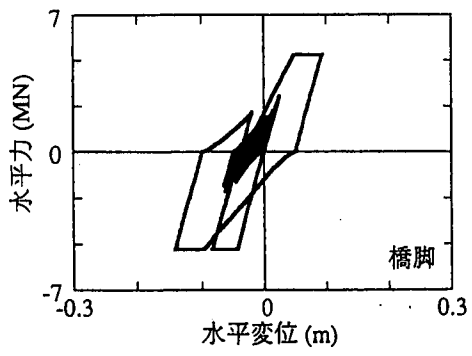
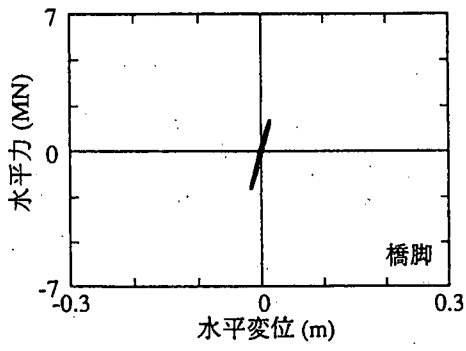


図 11.2.2 非免震橋、免震橋の桁の応答加速度及び応答変位（神戸地震動を入力させた場合）

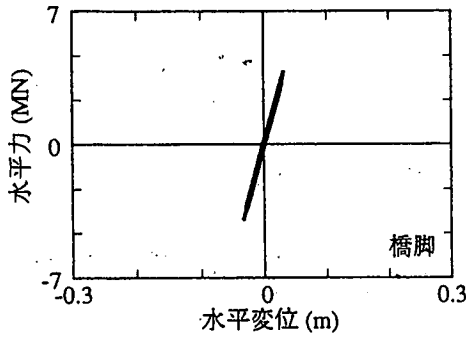
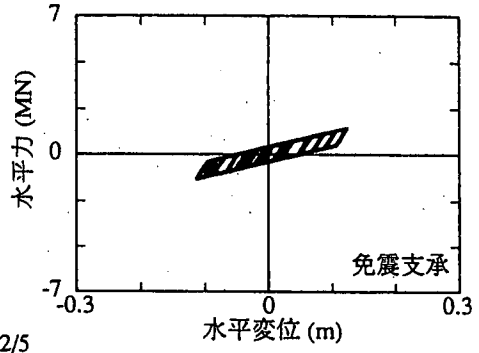
以上に示したのは神戸地震動を作用させた場合の結果であるが、神戸 1.5 倍地震動、神戸 2 倍地震動を作用させた場合にも非線形化がもう少し進むが全体としての特性は、図 11.2.2、図 11.2.3 と変わらない。これに対して、鷹取地震動を作用させた場合の履歴は図 11.2.4 のようになる。この場合には、 $r=2/5$ では橋脚は非線形化していないが、 $r=5/5$ や $r=7/5$ になると非免震橋の場合の曲率じん性率 7.4 を上回る 9.9、9.6 の応答曲率じん性率が生じ、 $r=10/5$ になると再び曲率じん性率は減少してくる。このように、 $r=5/5$ や $r=7/5$ で橋脚の地震応答が大きくなったのは、この場合の免震橋の固有周期が 1.5 ～ 1.7 秒であり、鷹取記録の卓越周期と一致したため



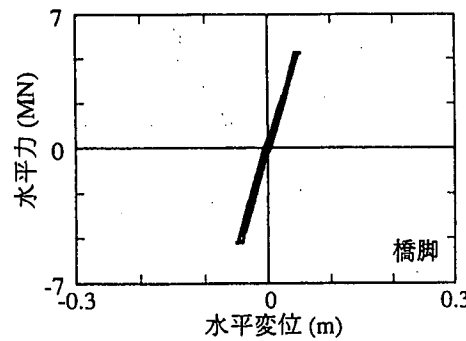
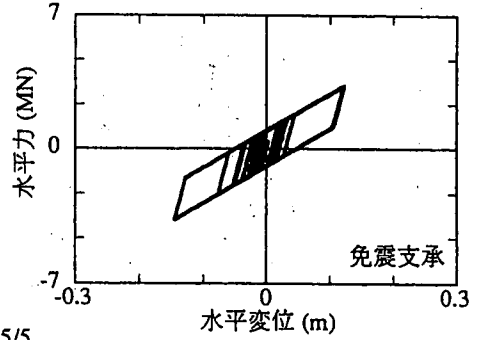
(a) 非免震橋



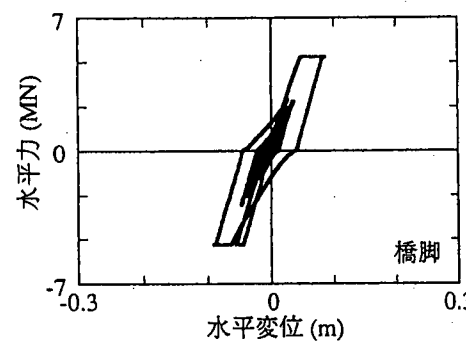
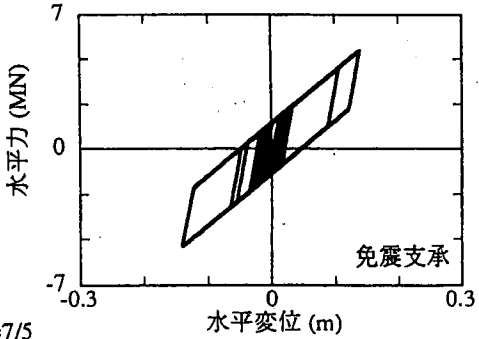
(b) 免震橋 $r=2/5$



(c) 免震橋 $r=5/5$



(d) 免震橋 $r=7/5$



(e) 免震橋 $r=10/5$

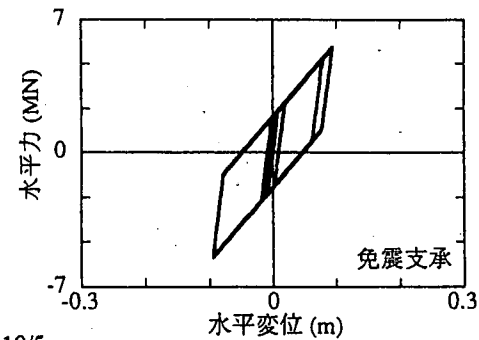
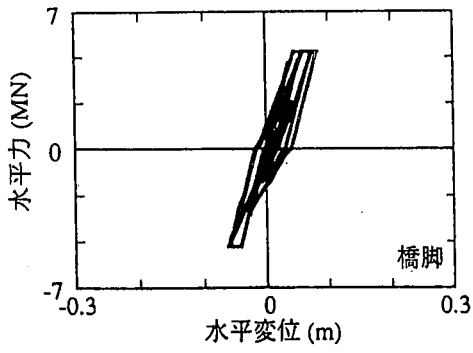
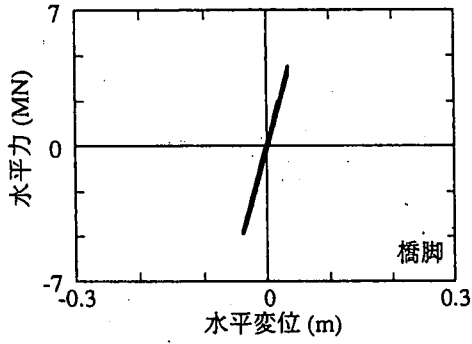


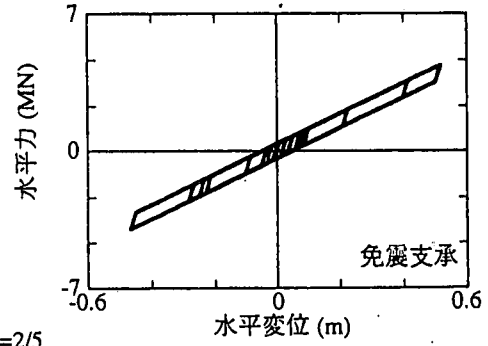
図 11.2.3 橋脚と免震支承の水平力～水平変位曲線の比較（神戸地震動を入力させた場合）



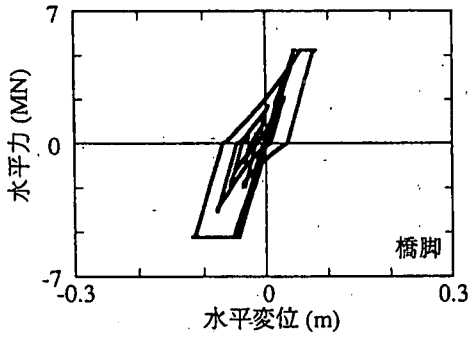
(a) 非免震橋



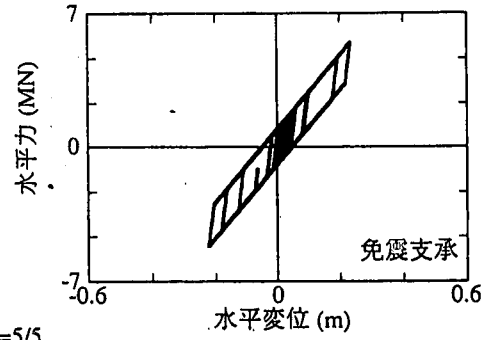
(b) 免震橋 $r=2/5$



(c) 免震橋 $r=5/5$



(d) 免震橋 $r=7/5$



(e) 免震橋 $r=10/5$

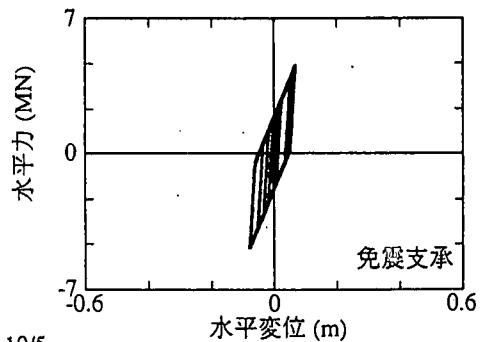
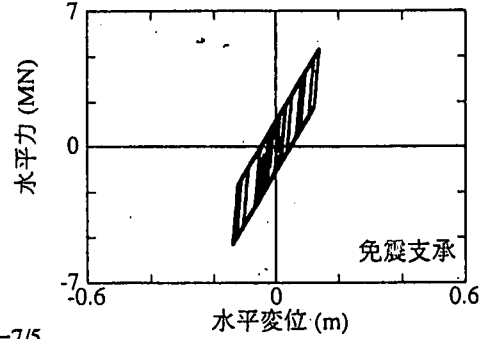
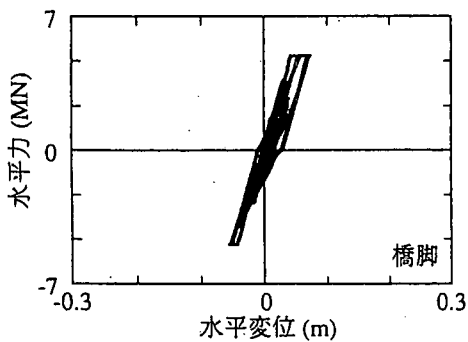
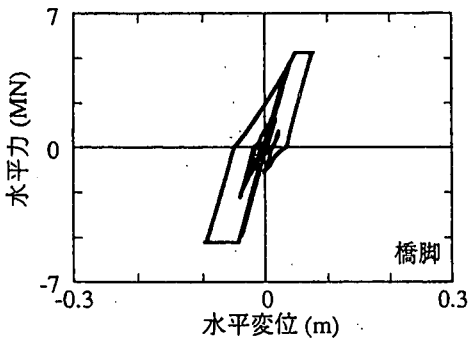


図 11.2.4 橋脚と免震支承の水平力～水平変位曲線の比較（鷹取地震動を入力させた場合）

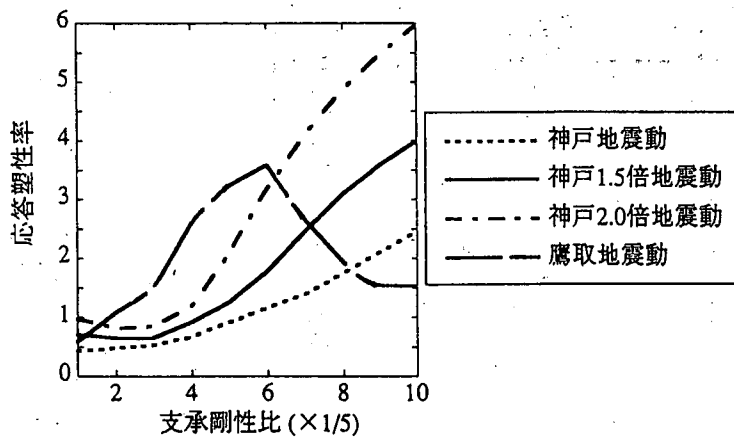


図 11.2.5 橋脚の応答塑性率と支承剛性比 r の関係

である。

以上に示した支承剛性比 r と橋脚基部の塑性ヒンジにに生じる曲率の関係をまとめると、図 11.2.5 のようになる。神戸、神戸 1.5 倍、神戸 2 倍の各地震動を入力した場合には、 r を小さくするほど橋脚の塑性化は減少していくが、鷹取地震動を入力した場合には、最も橋脚の塑性化が進むのは $r=6/5$ のとき（固有周期が 1.4 秒の場合）であることがわかる。

2) 橋脚のエネルギー吸収と支承剛性比の関係

橋脚や免震支承の非線形化の度合いをより定量的に表すため、橋脚の塑性ヒンジ部で吸収される累積エネルギー w_p^I ($I = M, F$) と免震支承で吸収される累積エネルギー w_B^M を、次のように求める。

$$w_p^I = \int_{\theta_p} M_p^I d\theta_p^I \quad (I = M, F) \quad (11.2.1)$$

$$w_B^M = \int_u F_B^M du_B^M \quad (11.2.2)$$

ここで、 M_p^I 、 θ_p^I : 橋脚基部の曲げモーメント及び塑性回転角、 F_B^M 、 u_B^M : 免震支承に作用する水平力及び水平変位であり、上添字 M 、 F は免震橋、非免震橋の場合を表す。

したがって、免震橋は、橋脚と免震支承で吸収される累積エネルギーの総量は

$$w^M = w_p^M + w_B^M \quad (11.2.3)$$

となり、非免震橋で吸収される累積エネルギーは w_p^F となる。

図 11.2.6 に、式 (11.2.1) ~ 式 (11.2.3) による橋脚と免震支承の累積エネルギー吸収 w_p^M 、 w_B^M 、これらの和 w^M を示す。これより、いずれの入力地震動においても、支承剛性比 r が小さいときには橋脚は非線形領域に入らず、免震支承によるエネルギー吸収 w_B^M が全てを占める。 r が大きくなるにつれて、免震支承によるエネルギー吸収 w_B^M は増加するが、ある r で最大値となった後減少し始める。これは、 r が大きくなるにつれて橋脚が塑性化するようになり、橋脚の降伏耐力以上の水平力が免震支承には作用しないことから免震支承に作用する水平力は頭打ちになり、さらに支承の水平変位が減少するため、免震支承の累積吸収エネルギー w_B^M が減少するためである。

一方、 r がある程度大きくなると橋脚の非線形化が進展するため、 r の増加とともに w_p^M は増加していく。このため、神戸、神戸 1.5 倍、神戸 2 倍地震動を入力した場合には、 w_p^M 及び式 (11.2.3) により与えられる w^M はともに支承剛性比 r に比例して増加する。

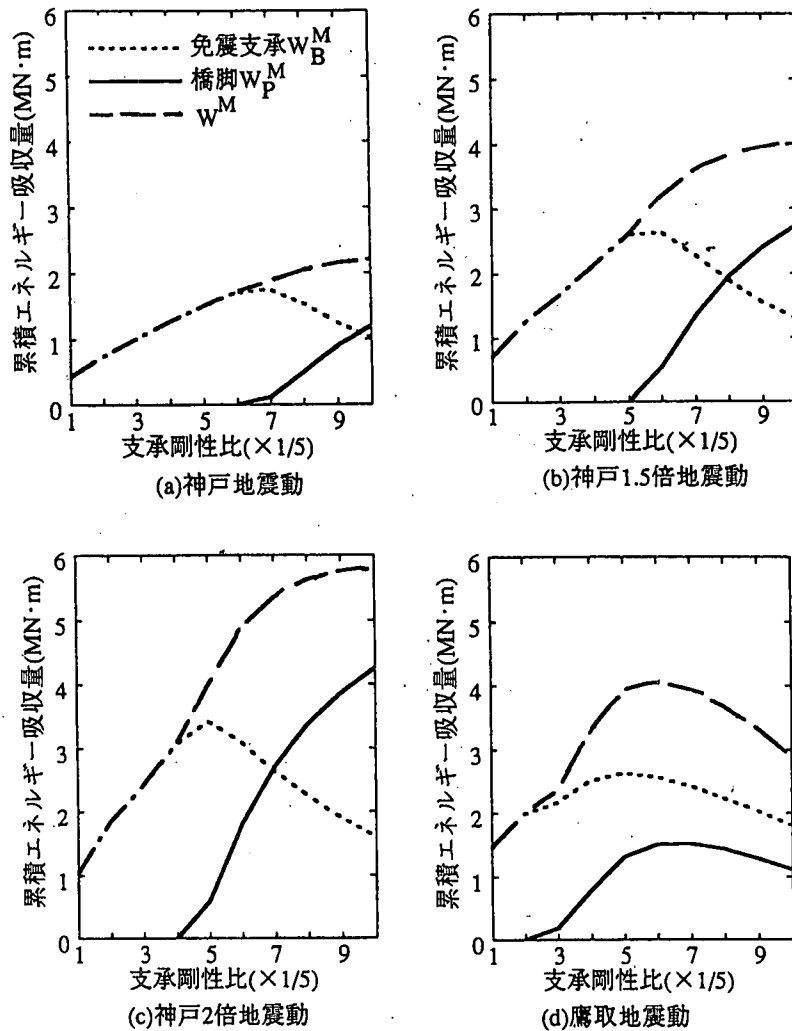


図 11.2.6 免震橋における累積吸収エネルギーと支承剛性比との関係

ただし、図 11.2.6 (d) からわかるように、鷹取地震動を入力した場合には、 w_p^M や w^M は r に比例しては増加せず、ともに $r=6/5$ の時に最大となる。これは、神戸、神戸 1.5 倍、神戸 2 倍地震動では卓越周期が 0.8 秒付近にあるため、 r を増加させて免震橋の等価固有周期を短くし、卓越周期の 0.8 秒に近づくとつれて橋に対する入力エネルギーが増大するのに対して、鷹取地震動の場合には長い方の卓越周期の 1.3 秒付近にあたる $r=6/5$ で入力エネルギーは最大となり、それよりも r を大きくすると再び入力エネルギーが小さくなるためである。

3) 免震支承の作用力と橋脚の非線形応答の関係

このように、支承剛性比 r が小さく、免震支承の復元力（作用力）が橋脚の降伏水平力よりも小さければ、橋脚は非線形化しないが、免震支承の作用力が橋脚の降伏水平耐力に近づくと橋脚は非線形化し始める。橋脚の作用力と免震支承の作用力の関係が重要であるため、免震支承の作用力の最大値 $F_{B\max}^M$ と橋脚の作用力の最大値 $F_{P\max}^M$ の比として水平力比 r_B を次のように定義する。

$$r_B = F_{B\max}^M / F_{P\max}^M \quad (11.2.4)$$

$F_{B\max}^M$ 、 $F_{P\max}^M$ は、ともに橋脚天端位置で評価した、それぞれ免震支承に作用する際の最大水平力、橋脚の降伏（終局）曲げ耐力である。また、橋脚の吸収エネルギーを免震橋と非免震橋で次のように定義する。

$$r_W = W_P^M / W_P^F \quad (11.2.5)$$

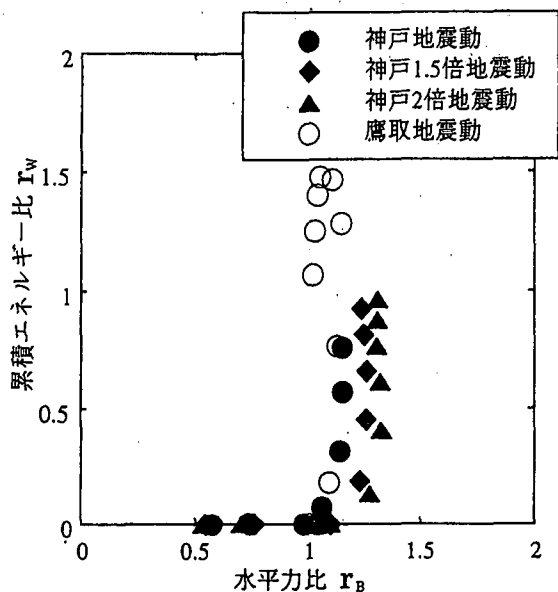


図 11.2.7 支承と橋脚の最大水平力比 r_B と橋脚の累積吸収エネルギー比 r_W の関係

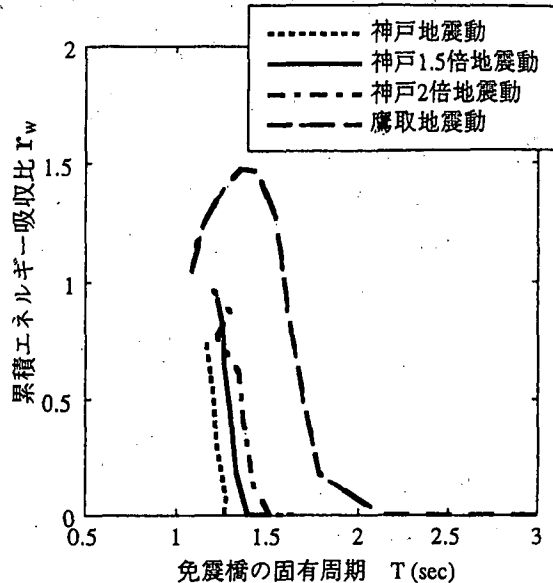


図 11.2.8 橋脚の累積吸収エネルギー比 r_W と固有周期の関係

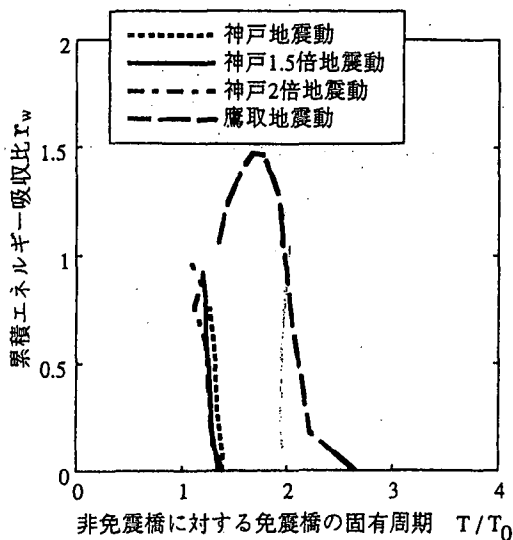


図 11.2.9 橋脚の累積吸収エネルギー比 r_W と固有周期 T/T_0 の関係

ここで、 w_p^M 、 w_p^F は式 (11.2.1) によるそれぞれ免震橋、非免震橋の橋脚の累積吸収エネルギーである。 r_W が大きいということは免震効果が低いことを意味し、特に $r_W > 1$ であれば免震橋とする意味が無いということになる。 r_B と r_W の関係を図 11.2.7 に示す。これより、 $r_B < 1$ の範囲では、 $r_W \approx 0$ であるが、 r_B が 1.0~1.3 程度となると r_W は急速に大きくなり、すぐに $r_W > 1$ となる。従って、免震設計では、 $r_B > 1$ とはならないようにしておかなければならない。

11.2.4 免震化に必要な長周期化

式 (11.2.5) による免震橋と非免震橋における橋脚の累積吸収エネルギー比 r_W を免震橋の固有周期 T によって整理した結果が図 11.2.8 である。これより、神戸、神戸 1.5 倍、神戸 2 倍の各地震動を入力した場合には、 $T \geq 1.5$ 秒においては $r_W \approx 0$ であり、免震効果が大きいことがわかる。 $T < 1.5$ 秒となると橋脚の塑性化が進み、 r_W が 1 に近づいていく。ただし、鷹取地震動を入

力した場合には、 $T=2\text{sec}$ からすでに橋脚の塑性化が始まり、地震動の卓越周期に相当する $T=1.4\text{sec}$ で r_w は 1 を越し、免震設計としたことが逆効果となる。

これを道路橋示方書で規定されているように、非免震橋の固有周期 T_0 に対する免震橋の固有周期 T の比 T/T_0 として示した結果が図 11.2.9 である。神戸、神戸 1.5 倍、神戸 2 倍の各地震動に対しては $T/T_0 \geq 1.3$ であれば免震効果は高く、鷹取地震動に対しては $T/T_0 \geq 2$ にしないと免震効果は発揮されないことがわかる。鷹取記録よりももっと長周期成分が卓越した地震動記録が作用すればさらに長周期化しなければ免震効果は得られないため、建設地点で予想される地震動特性の把握が重要である。構造物の耐震性に影響のあるだけの強度を持つ断層近傍の地震動で、かつ長周期成分の卓越した地震動としてはどのようなものまでが有り得るかの見極めが重要である。鷹取地震動が兵庫県南部地震でも長周期成分が卓越した記録の代表であることを考慮すると、非免震橋の固有周期も 2 倍程度という値は一応の目安とはなり得ても、これだけでは不十分である場合があることを良く認識しておくことが重要である。

参考文献

- 11.2.1) Skinner, R. I., Robinson, W. H. and McVerry, G. H.: In Introduction to Seismic Isolation, John Wiley & Sons, 1993, 川島一彦、北川良和監訳：免震設計入門、鹿島出版会、1996
- 11.2.2) Kawashima, K., Hasegawa, K. and Nagashima, H.: A Perspective of Menshin Design of Highway Bridges in Japan, Proc. First US-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Report No. NCEER 92-4, pp. 3-25, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, 1992
- 11.2.3) 日本道路協会：道路橋示方書、1996
- 11.2.4) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル（案）、土木研究所彙報、Vol. 60、1993
- 11.2.5) 飯山かほり、川島一彦、庄司学：免震効果を得るために必要な橋梁の長周期化に関する一検討、構造工学論文集、Vol. 44A、pp. 7-1-709、1998
- 11.2.6) (財) 日本気象協会：気象庁 87 型電磁式強震計データ、平成 7 年兵庫県南部地震神戸海洋気象台記録、1995
- 11.2.7) Nakamura, Y.: Waveform and Its Analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, JR Earthquake information, N.23c, Railway Technical Research Institute, 1995

(執筆：川島一彦)

11.3 免震支承/橋脚の履歴特性

11.3.1 現状と問題点

免震設計では、免震支承の塑性変形により構造系を長周期化させて、上部構造に作用する地震力を低減し、橋脚や基礎に対して上部構造の地震力を過度に伝達させないようにする。すなわち、免震支承に主たる非線形化を許し、橋脚や基礎の損傷を防止することが基本となる[11.3.1]。しかし、我が国では、免震橋を軟弱な地盤にも立地させなければならないこと、想定すべき地震荷重自体が大きいこと、免震橋の過度の長周期化が上部構造の過度の応答変位を招く危険性があることなどから、免震橋の固有周期を非免震橋の固有周期の2倍程度に設定することが推奨されている[11.3.2]。このため、免震橋の固有周期と地震動の卓越周期を十分に分離することができない場合があり、この場合には免震支承だけでなく橋脚も非線形化する可能性がある。免震支承と橋脚が同時に非線形化する場合には、免震支承と橋脚の損傷にトレードオフが生じるが、このような免震支承と橋脚がともに非線形化する場合の免震橋の耐震性能については、現在までに解析・実験いずれの面においても検討が少ないのが実状である。

免震橋の非線形地震応答特性に関する検討としては、等価線形化法による下部構造塑性化の評価に関する検討[11.3.3]や、免震支承と橋脚の非線形化に伴う免震橋の固有周期特性の変化に関する検討[11.3.4]、支承条件（剛性、降伏耐力）の最適値検索に関する検討[11.3.5, 11.3.6]がある。しかし、免震支承と橋脚の復元力特性を忠実に解析に組み込むことは難しく、解析結果が免震支承や橋脚の非線形履歴則のモデル化に依存するため、実験的な検討は不可欠となる。実験的な検討としては、足立ら[11.3.7]が LRB 型免震支承を有する RC 橋脚に対して振動台実験を行い、免震支承と橋脚が塑性化した場合の全体系の応答を等価1自由度系モデルを用いて予測している。また、家村ら[11.3.8]は、LRB 型免震支承を有する橋梁モデルに対してサブストラクチャー・ハイブリッド実験を行い、免震化による加速度低減効果を定量的に示しており、金田一ら[11.3.9]は、LRB 型免震支承を有する鋼製橋脚に対してハイブリッド実験を行い、免震支承～鋼製橋脚系の復元力モデルの精緻化を試みている。このような研究に加え、庄司ら[11.3.10]ならびに川島ら[11.3.11]は、免震支承から RC 橋脚に塑性化が移行するメカニズム、それを反映した免震支承と RC 橋脚の履歴特性の変化、ならびに免震支承と RC 橋脚の損傷度に着目し、繰り返し載荷実験およびハイブリッド実験によって免震支承/RC 橋脚系の耐震性能評価を行っている。本節では、これらの研究成果に基づき、免震支承/RC 橋脚系の履歴特性について解説する。

11.3.2 免震支承と RC 橋脚の履歴特性の変化

免震橋の地震応答には、1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分から成る振動単位系の耐荷機構ならびに変形性能が大きな影響を与える。このため、免震支承と RC 橋脚という異種構造要素が直列に配された構造系の中で、免震支承と RC 橋脚の非線形履歴のそれぞれの特徴を検討することは重要である。参考文献 11.3.10 では、免震支承/RC 橋脚模型に対して繰り返し載荷実験を行い、これらについて検討している。図 11.3.1 に示すように、鉛直アクチュエーターにより橋脚基部において 1.23MPa 相当の一定軸力 (191.7kN) を作用させた状態で、水平アクチュエーターを免震支承の上部の治具に取り付け、免震支承/橋脚系（以下、全体系と呼ぶ）に対して一定変位振幅漸増方式で載荷を行っている。

免震支承としては図 11.3.2 に示すような形状・寸法を有する高減衰積層ゴム支承を用いており、最大支承反力 R_{\max} を 160kN、最小支承反力 R_{\min} を 100kN と仮定し、設計変位 u_B を 80mm、有効設計変位 u_{Be} を 56mm（せん断ひずみ $\tau = u_{Be} / \sum t_e = 108\%$ ）として設計されている。一方、RC 橋脚としては、図 11.3.3 に示すように主鉄筋比（面積比） ρ_l が 0.95%、0.99%、1.58% と異なる 3 タイプの橋脚（以下、タイプ A～C 橋脚と呼ぶ）が用いられている。地震時保有水平耐力法[11.3.2]に基づき、タイプ A～C 橋脚の降伏変位 u_y^p 、降伏耐力 P_y^p 、終局変位 u_u^p 、終局耐力 P_u^p をタイプ II 地震動に対して求められた結果が図 11.3.4 である。なお、降伏変位 u_y^p と終局変位 u_u^p は、石橋、吉野[11.3.12]の方法から求められ

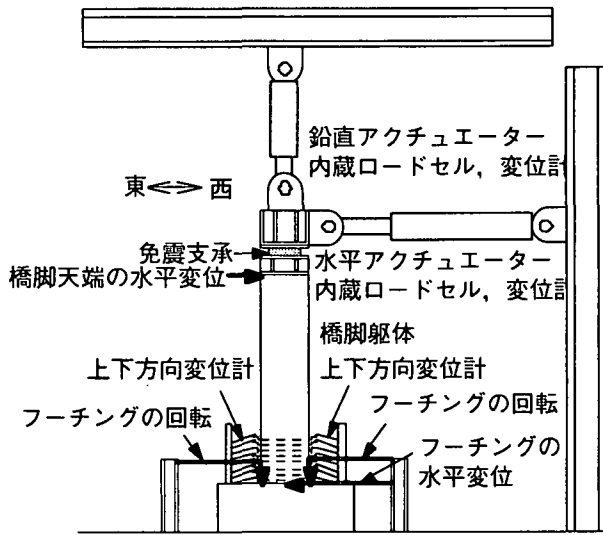


図11.3.1 载荷状況

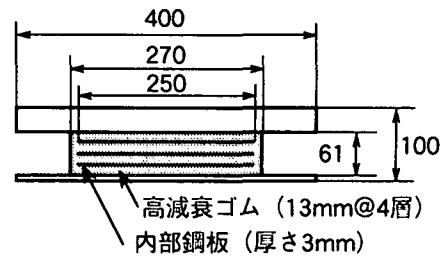


図11.3.2 HDR型免震支承

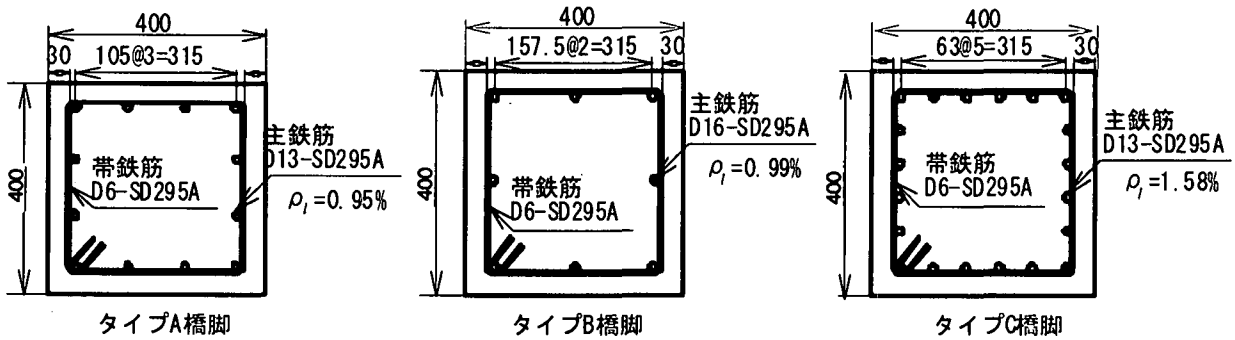


図11.3.3 対象とする橋脚

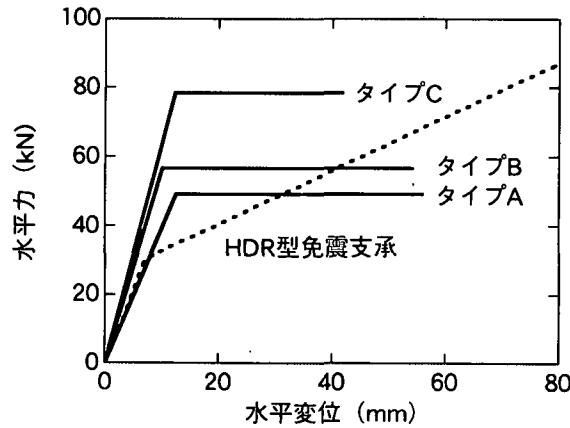


図11.3.4 免震支承と橋脚の水平力～水平変位関係

た主鉄筋のフーチングからの伸び出し量に基づき補正されている。また、図 11.3.4 には、免震支承単体に対する繰り返し载荷実験より求めた免震支承のバイリニアモデルも示されている。

ここで、橋脚の降伏耐力 P_y^p に対する免震支承の降伏耐力 P_y^b の比を降伏耐力比 ζ として次式のように定義する。

$$\zeta = \frac{P_y^b}{P_y^p} \quad (11.3.1)$$

図 11.3.4 によれば、降伏耐力比 ζ はタイプ A～C 橋脚でそれぞれ 0.61, 0.53, 0.38 となる。一般に、都市高架タイプの橋梁では、降伏耐力比 ζ は 0.2～0.3 程度と言われており、実験で用いられた供試体、

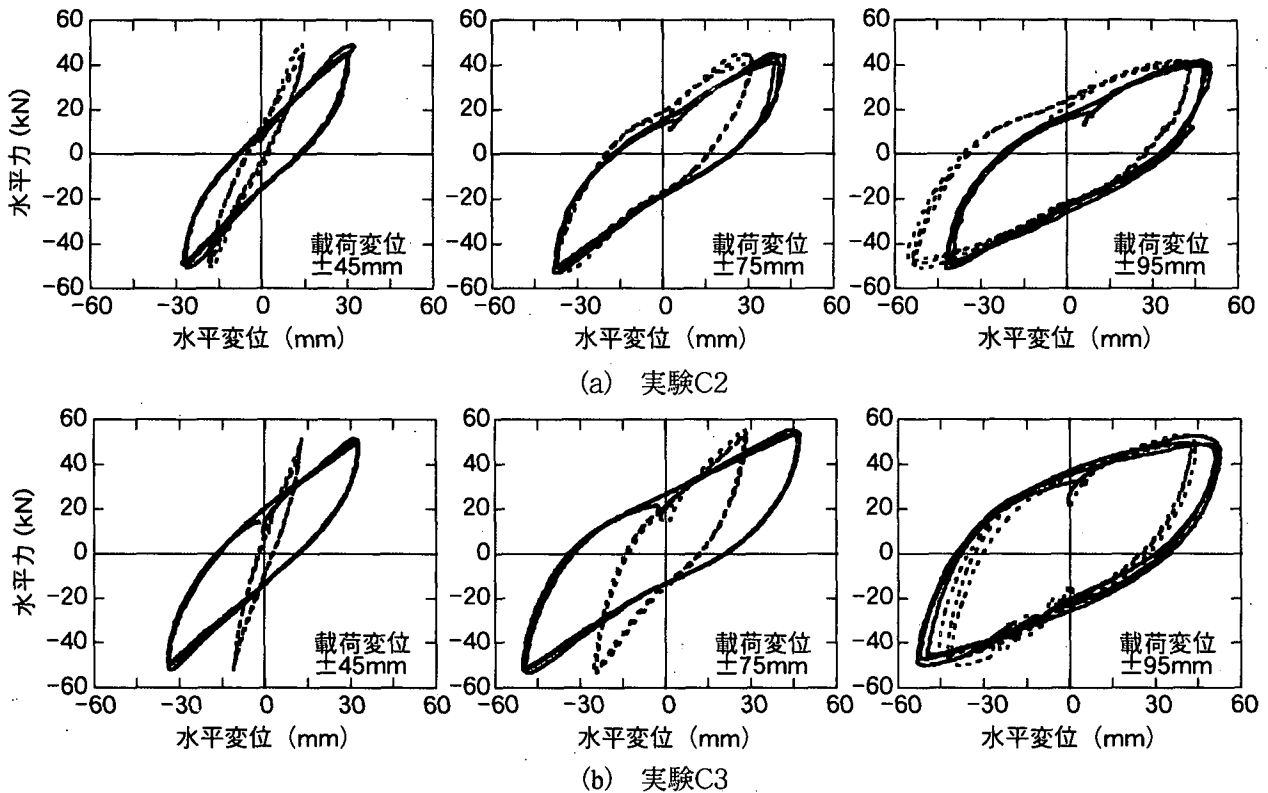


図11.3.5 各荷重ステップにおける免震支承と橋脚の水平力～水平変位の履歴曲線の比較

特にタイプ A, B 橋脚の降伏耐力比 ζ はこの 2 倍程度大きい ζ が、これは、降伏耐力比 ζ を高め ζ に設定し、橋脚の塑性化が進展しやすくするためである。

図 11.3.5 は荷重変位の漸増に伴う免震支承と橋脚のそれぞれの履歴の比較、また、図 11.3.6 は橋脚の損傷の推移を示した結果である。図 11.3.5、図 11.3.6 に示した実験 C2, C3 とは免震支承にタイプ A 橋脚およびタイプ B 橋脚を組み合わせて行った実験ケースである。

図 11.3.5 によれば、 $\pm 45\text{mm}$ で荷重した場合には、橋脚には実験 C2 では $\pm 15\text{mm}$ 程度、実験 C3 では $\pm 13\text{mm}$ 程度の変位が生じ、橋脚が塑性化し始めているが、免震支承にはいずれの実験においても $\pm 30\text{mm}$ 程度の変形が生じ、免震支承の塑性化のほうが橋脚の塑性化よりも卓越している。図 11.3.6 より、この段階においてはいずれの実験ケースにおいても 500mm 付近までにそれぞれ曲げクラックが生じている。

$\pm 75\text{mm}$ まで荷重が進むと、実験 C2 では橋脚の履歴曲線と免震支承の履歴曲線の大きさが近づいてくる。このことは図 11.3.6 に示すように基部から高さ 500mm 付近までに生じていた曲げクラックが 1mm 程度まで太くなり、高さ 500mm～1000mm 付近に新たな曲げクラックが多数生じていることからわかる。これに対して、実験 C3 では、橋脚の変位は $\pm 26\text{mm}$ 程度と大きくなってはいるが、支承の変形に比較すると、まだその 1/2 程度であり、依然として免震支承の塑性化が橋脚の塑性化よりも卓越している。これは、実験 C3 で用いたタイプ B 橋脚の降伏耐力 P_y^p が実験 C2 で用いたタイプ A 橋脚の降伏耐力 P_y^p の約 1.2 倍と大きいためである。

実験 C2 では、 $\pm 95\text{mm}$ まで荷重すると、橋脚の履歴曲線が支承の履歴曲線よりも大きくなり、塑性化の程度が支承と橋脚で逆転している。橋脚基部から高さ 200mm 付近には、斜めクラックが生じ、かぶりコンクリートが剥離した箇所もある。実験 C3 では、橋脚の履歴曲線が支承の履歴曲線よりも大きくなるまでには至っていないが、橋脚は荷重直角方向（北側）に大きく傾き、橋脚載荷面（北面）基部でかぶりコンクリートが剥離している。いずれの実験結果からも、いったん橋脚基部でかぶりコンクリートが剥離する程度の損傷が生じると、橋脚の塑性化は免震支承の塑性化よりも卓越するようになるか、あるいは橋脚の塑性化が免震支承の塑性化と同レベルまで進むようになることがわかる。

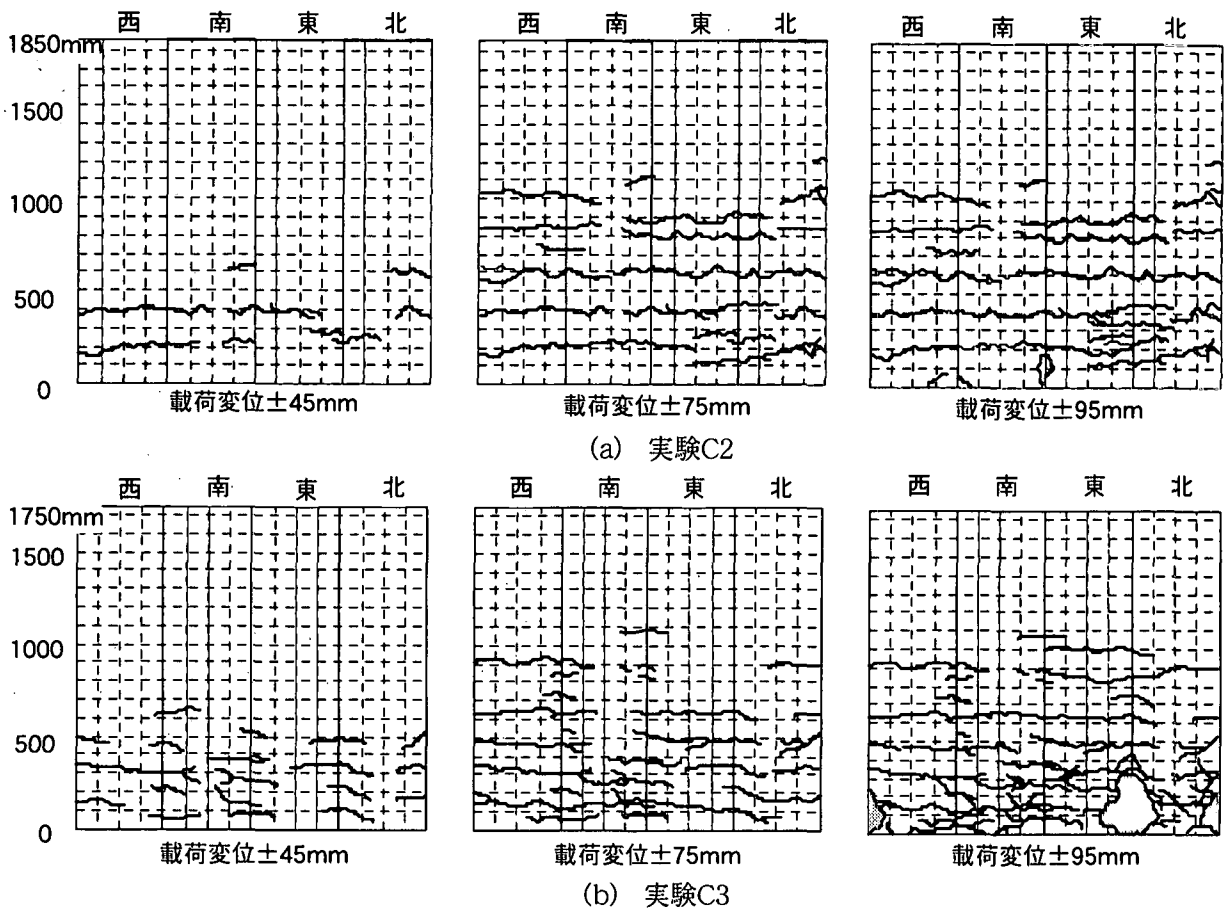


図11.3.6 橋脚の損傷状況

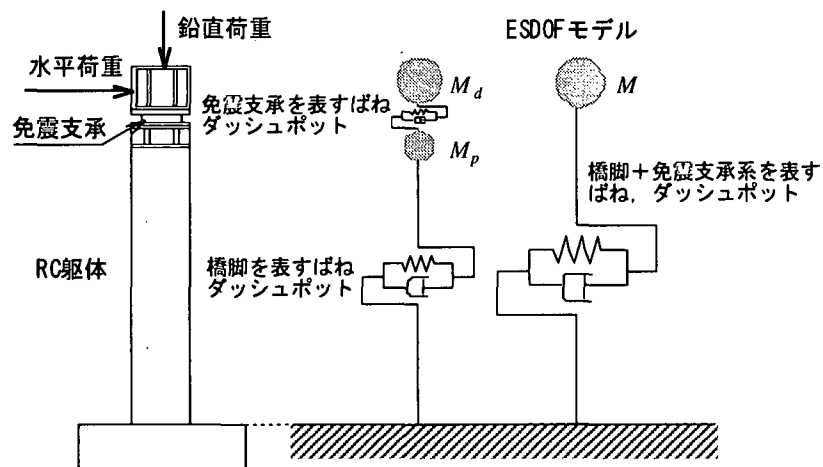


図11.3.7 ハイブリッド実験のモデル化

11.3.3 降伏耐力比と平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$

次に、免震支承/RC 橋脚系に1995年兵庫県南部地震相当の直下型地震動が作用した場合の地震応答性状を検討するため、ハイブリッド実験を行った結果[11.3.11]を紹介する。本実験では、免震橋を図11.3.7に示すように1質点1自由度系としてモデル化されており、数値積分法としてHilberら[11.3.13]のHHT α -法を採用したShingら[11.3.14]による計算アルゴリズムが用いられている。入力地震動としては、兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測されたNS成分記録の振幅を10%~50%に縮小した波形(以下、Kobe10%~Kobe50%と呼ぶ)が用いられている。後述する実験H1~H3とは免震支承

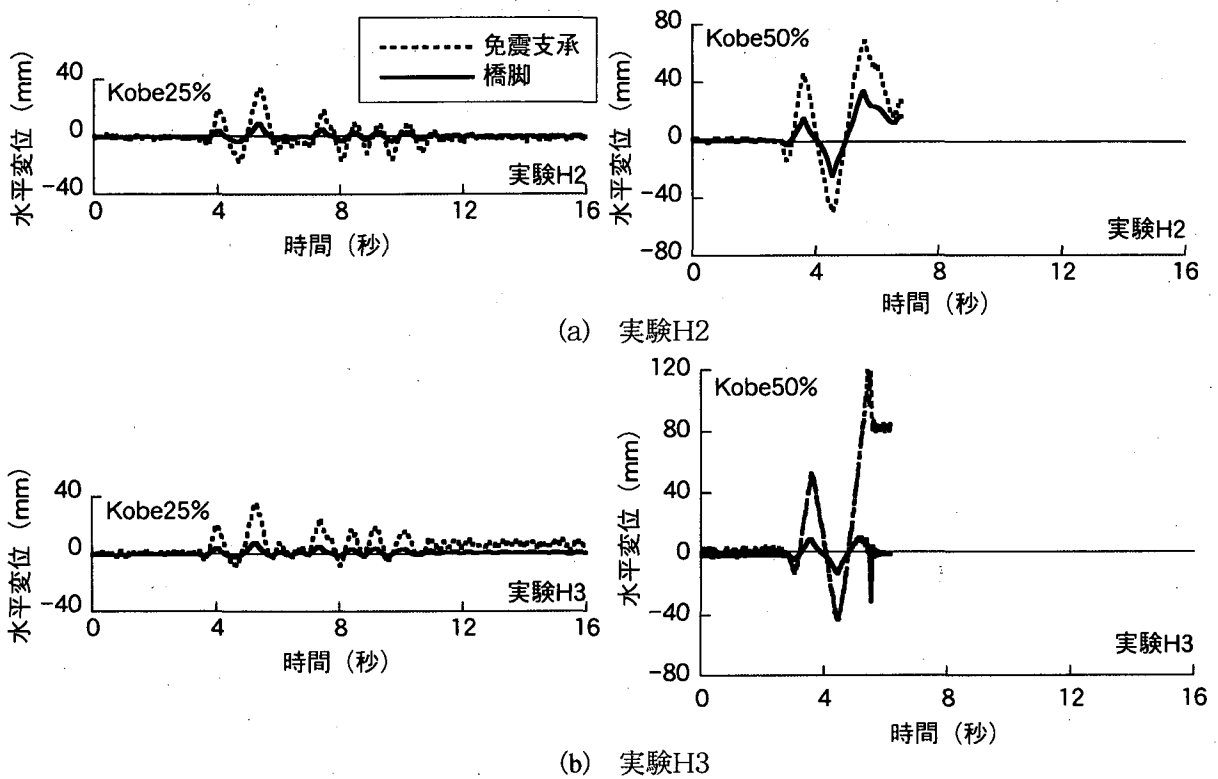


図11.3.8 地震動強度の変化に対する免震支承と橋脚の変位の変化

にタイプA橋脚～タイプC橋脚を組み合わせで行った実験ケースを表している。

図 11.3.8 は、実験 H2 および実験 H3 において入力地震動強度を Kobe25%から Kobe50%に大きくした場合の免震支承と橋脚の応答変位を示した結果である。これより、実験 H2 では、免震支承の最大変位は 33.8mm→68.6mm と 2 倍に、橋脚の最大変位は 9.7mm→33.5mm と 3.5 倍に大きくなっており、橋脚の最大変位の変化率が免震支承の最大変位の変化率よりも大きい。これに対して、実験 H3 では、免震支承の最大変位は 36.1mm→123.2mm と 3.4 倍に、橋脚の最大変位は 7.4mm→11mm と 1.5 倍に大きくなり、免震支承の最大変位の変化率が橋脚の最大変位の変化率よりも大きくなっている。橋脚の降伏耐力 P_y が低く、橋脚の損傷が大きい実験 H2 では、橋脚の最大変位の変化率が大きく、一方、橋脚の応答が降伏点近傍にとどまり、ほとんど橋脚が損傷しない実験 H3 では免震支承の最大変位の変化率が大きくなっていることがわかる。

このような特性を一般化するために、橋脚の変位 $u_p(t)$ と支承の変位 $u_b(t)$ の比 $\gamma(t)$ を次式のように定義し、

$$\gamma(t) \equiv \frac{u_b(t)}{u_p(t)} \quad (11.3.2)$$

これを次式のように時刻 t に対して平均した値を平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ と呼ぶ。

$$\bar{\gamma} = \text{Average}\{\gamma(t)\}_{for t} \quad (11.3.3)$$

平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は橋脚の変形に対する免震支承の変形の度合いを表し、 $\bar{\gamma} \approx 1$ に近づくほど橋脚の非線形化が進展したことを意味する。このようにして求めた平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ と橋脚の最大変位 u_{pmax} の関係を示した結果が図 11.3.9 である。図 11.3.9 には、後述する非線形動的解析による結果も比較のために示されている。図 11.3.9 によれば、橋脚の最大変位 u_{pmax} が大きくなると $\bar{\gamma}$ は減少することがわかる。橋脚の損傷が大きい実験 H1 および実験 H2 では平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は 2 程度まで減少する。したがって、免震設計においては橋脚の最大変位 u_{pmax} が大きくなるほど、橋脚系じん性率と全体系じん性率の違いが大きくなり、荷重低減係数を評価する際にはこのことを考慮することが重要となる[11.3.15]。いったん橋脚が降伏した後は、橋脚の塑性変形が急速に増大していくため、橋脚の許容じん性率の設定にも注意が必要である。

図 11.3.10 は、式(11.3.1)より求められた降伏耐力比 ζ と平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ の関係を示した結果で

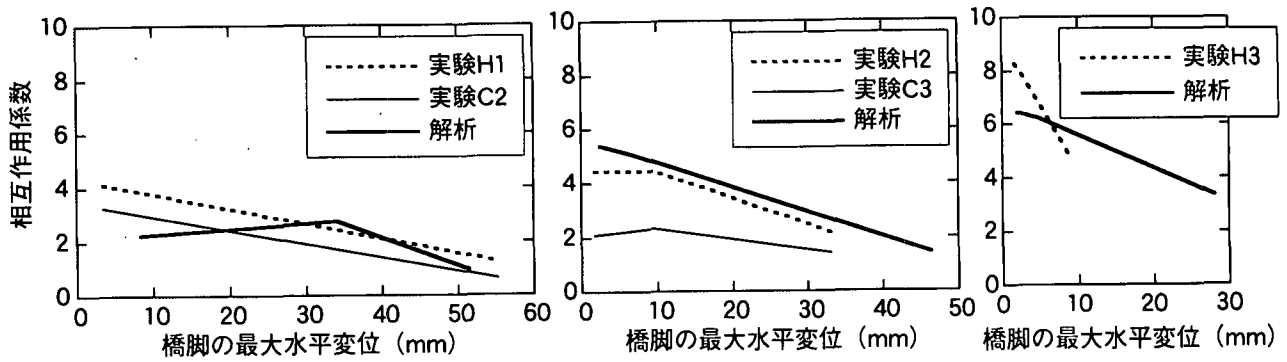


図11.3.9 橋脚の最大水平変位と相互作用係数の関係

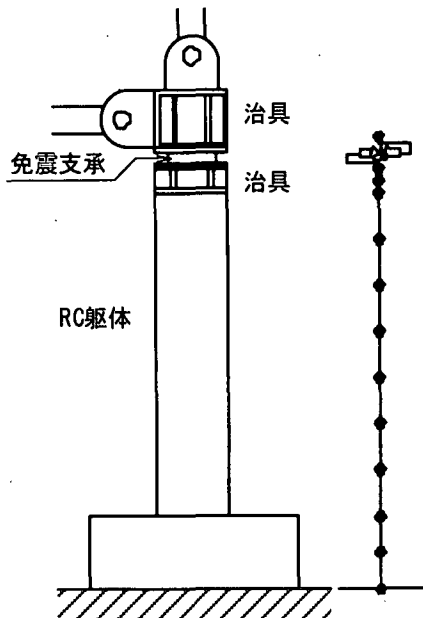


図11.3.11 骨組みモデル

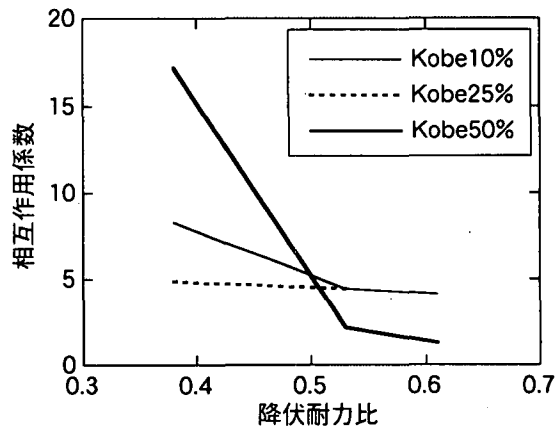


図11.3.10 降伏耐力比と相互作用係数の関係

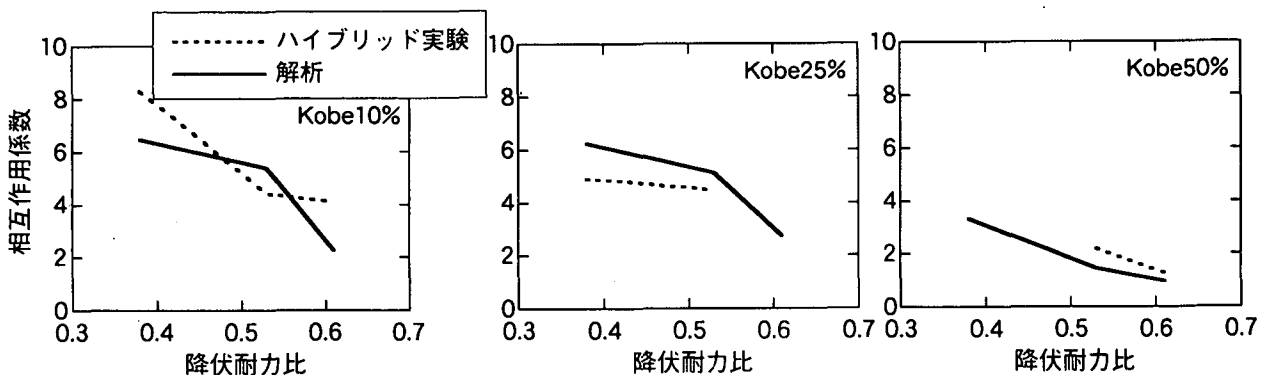


図11.3.12 降伏耐力比と相互作用係数の関係

ある。これより、Kobe10%および Kobe25%で載荷した場合には前述したように免震支承の非線形化が卓越し、橋脚はほとんど非線形化しないため、いずれの降伏耐力比 ζ においても平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は5以上となり、免震支承の変形が卓越している。これに対して、地震動強度を高め、Kobe50%で載荷した場合には、降伏耐力比 ζ が大きくなるほど橋脚の非線形化が進展し、橋脚の変形が大きくなるため、平均相互作用係数 $\bar{\gamma}$ は小さくなる。

11.3.4 非線形地震応答解析に基づくシミュレーション

参考文献 11.3.11 では、さらに実験供試体を図 11.3.11 に示すような骨組み離散型モデル（以下、骨組みモデルと呼ぶ）にモデル化し、非線形動的解析を行い、ハイブリッド実験結果と比較している。解析では、免震支承を非線形せん断ばね要素、橋脚躯体を非線形梁要素、フーチングを線形梁要素と

してそれぞれモデル化されており、免震支承には図 11.3.4 に示したバイリニアモデル、橋脚躯体には剛性劣化型のトライリニアモデルが用いられている。

式(11.3.2)で定義した平均相互作用係数 $\tilde{\gamma}$ と橋脚の最大変位 u_{pmax} の関係を実験と解析で比較した結果が前出の図 11.3.9 である。これによれば、ハイブリッド実験から求めた平均相互作用係数 $\tilde{\gamma}$ は解析によってほぼ再現できると言える。図 11.3.9 の結果は、同一の降伏耐力比 ζ を有する免震支承/橋脚系に同一地震動を作用させると、強度の大きい地震動を作用させるほど橋脚の損傷が支承の損傷に比較して卓越するようになり、平均相互作用係数 $\tilde{\gamma}$ は減少することを意味する。

また、ハイブリッド実験から求めた降伏耐力比 ζ と平均相互作用係数 $\tilde{\gamma}$ の関係を解析結果と比較すると図 11.3.12 のようになる。これによれば、同一強度の地震動を受ける場合には、降伏耐力比 ζ が大きい程、支承の損傷に比較して橋脚の損傷が卓越するようになり、平均相互作用係数 $\tilde{\gamma}$ は減少するが、このような特徴を解析は精度よく再現していると言える。

参考文献

- 11.3.1) Skinner, I., Robinson, W. H. and McVerry, G. H.: An Introduction to Seismic Isolation, John Wiley & Sons, 1993, 川島一彦, 北川良和監訳: 免震設計入門, 鹿島出版会, 1996.
- 11.3.2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.11.
- 11.3.3) 林亜紀夫, 成田信之, 前田研一: 大地震時における免震橋梁の下部構造塑性化評価方法, 第 9 回日本地震工学シンポジウム講演集, pp.1873-1878, 1994.
- 11.3.4) 飯山かほり, 川島一彦, 庄司学: 免震効果を得るために必要な橋梁の長周期化に関する一検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.44A, pp.701-709, 1998.3.
- 11.3.5) 阿部雅人, 藤野陽三: 高架橋構造全体系の耐震性能の向上を考えたパッシブ制震装置の最適化, 土木学会論文集, No.605/I-45, pp.241-252, 1998.10.
- 11.3.6) Park, J. and Otsuka, H. : Optimal Yield Level of Bilinear Seismic Isolation Devices, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, Vol.28, pp.941-955, 1999.
- 11.3.7) 足立幸郎, 運上茂樹, 近藤益央, 加賀山泰一: 振動台実験による免震支承を有する RC 橋脚の非線形地震応答に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.45A, pp.879-890, 1999.3.
- 11.3.8) 家村浩和, 山田善一, 伊津野和行, 南荘淳, 野村武司, 渡邊典男: 強震下における免震橋のサブストラクチャー・ハイブリッド実験, 第 22 回地震工学研究発表会講演概要集, 土木学会, pp.807-810, 1993.5.
- 11.3.9) 金田一智章, 宇佐美勉, 中島大輔: 免震支承を有する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.245-257, 2000.7.
- 11.3.10) 庄司学, 川島一彦, 斎藤淳: 免震支承と RC 橋脚がともに塑性化する場合の免震橋の耐震性に関する実験的検討, 土木学会論文集, 投稿中.
- 11.3.11) 川島一彦, 庄司学, 斎藤淳: ハイブリッド実験による免震橋の非線形地震応答特性に関する検討, 土木学会論文集, 投稿中.
- 11.3.12) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究, 土木学会論文集, No.390/V-8, pp.57-66, 1988.2.
- 11.3.13) Hilber, H. M., Hughes, T. J. R. and Taylor, R. L. : Improved Numerical Dissipation for Time Integration Algorithms in Structural Dynamics, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, Vol.5, pp.283-292, 1977.
- 11.3.14) Shing, P. B., Vannan, M. T. and Cater, E. : Implicit Time Integration for Pseudodynamic Tests, *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, Vol.20, pp.551-576, 1991.
- 11.3.15) 川島一彦, 永井政伸: 免震橋の荷重低減係数に及ぼすじん性率の設定法, 土木学会論文集, No.675/I-55, pp.235-250, 2001.4.

(執筆: 川島一彦/庄司学)

11.4 免震橋の地震応答の推定法の検討

11.4.1 はじめに

免震支承は、そのエネルギー吸収機能による減衰効果と剛性低下による長周期化の効果によって、橋梁全体システムに作用する地震力を低減させる機能を有することから、平成7年兵庫県南部地震以降多くの橋梁に免震支承が用いられるようになった。

免震支承を有する橋梁の設計法は、道路橋の免震設計法マニュアル[11.4.1]や道路橋示方書[11.4.2]に示されるように、免震支承による減衰効果および長周期化が確実に生じることを期待するため、地震時に橋脚の塑性挙動が進行する状態に至らないよう設計を行うこととされている。しかしながら、大規模地震時には免震支承とともに橋脚にも塑性化が進行し、橋梁システムとして複数箇所での塑性化が進行する可能性も想定される。したがって、このような橋梁システムの地震応答についてその特性を把握し地震応答評価法を検討しておくことが重要である。

このような橋梁システムとして複数箇所での長周期化や減衰効果が行われる場合の地震応答特性については、動的解析や実験的検討による研究がなされている。林ら[11.4.4]、謝ら[11.4.5]、高橋ら[11.4.6]、および足立ら[11.4.7-11.4.11]は、免震支承を有する橋梁の地震時挙動について、免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する状態を前提とした動的解析を実施し、その地震時応答特性を明らかにするとともに、橋脚の非線形応答の簡易推定法を提案している。また、家村ら[11.4.12]は免震支承を有する橋梁モデルに対してサブストラクチャー・ハイブリッド地震応答実験を行い、橋脚が弾性応答および非線形応答する場合における免震効果について研究を行っている。

このように、免震支承および橋脚の両者に大きく塑性化が進行する場合の地震応答特性に関する研究事例は主に動的解析を中心とした研究事例が多く、実験的に橋梁システムの挙動を追跡した研究事例は必ずしも多くないのが実状である。

ここでは、免震支承を有するRC橋脚が大規模地震を受けた場合を想定し、免震支承を有するRC橋脚の地震時挙動特性について模型橋脚を用いた振動台実験により検討された事例とともに、既往の動的解析法を用いた実験結果の再現性について検討された事例を紹介する[11.4.8]。

11.4.2 模型振動台実験による免震支承-橋脚系の非線形地震応答特性の検討[11.4.8]

(1) 振動台実験に用いた供試体および実験方法

図 11.4.1 及び写真 11.4.1 に振動台実験の供試体設置状況および加振装置の概要を示す。橋梁模型は、免震支承を有するRC橋脚模型がウェイトを有する長さが約 5m の2連の上部構造を振動台中央部にて支持する構造となっている。免震支承を有するRC橋脚模型と上部構造は、免震支承上端に取り付けられたピン構造治具を介して連結されている。さらに上部構造の両端はローラー支承で鋼製の端橋脚上に支持されている。したがって、本装置は基本的に橋軸方向のみに加振され、ほぼ全ての上部構造慣性力が免震支承を有するRC橋脚模型に集中して作用する構造となっている。なお、上部構造重量は 395kN である。

図 11.4.2 に、実験に用いた鉄筋コンクリート橋脚模型およびその配筋状況を示す。本橋脚は

特定の橋脚を縮尺模型化したものではないが、一般的な実橋脚の 1/4 縮尺程度を想定し、形状は 60cm × 60cm × 270cm（免震支承下面までの高さ）とした。なお、上部構造との連結部であるピン構造中心までの高さは 307cm である。一般的な都市内高架橋においては鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋比が約 1 % 程度、帯鉄筋比が約 1 % 程度であることから、橋脚模型に配置する鉄筋量はこれに相当する鉄筋量として、主鉄筋は SD295-D13 鉄筋を 28 本、帯鉄筋は SD295-D6 鉄筋を 40mm 毎に配置した。

使用材料実強度について表 11.4.1 に示す。コンクリートおよび鉄筋の実強度を考慮した本橋脚模型の降伏水平耐力は、結果として上部構造重量の約 0.35 倍となる。

免震支承には鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）を用い RC 橋脚模型の上端に設置した。免震支承の特性値については、橋脚降伏耐力相当の耐力を免震支承が有する時の割線剛性と橋脚の降伏時の割線剛性との合成剛性から算出される固有周期と、橋脚降伏時の割線剛性から算出される固有周期とが、約 2:1 になるように免震支承の特性値を設定した。これは、免震支承を用いた場合の橋の固有周期は、免震支承を用いない場合の橋の固有周期の 2 倍程度以上と

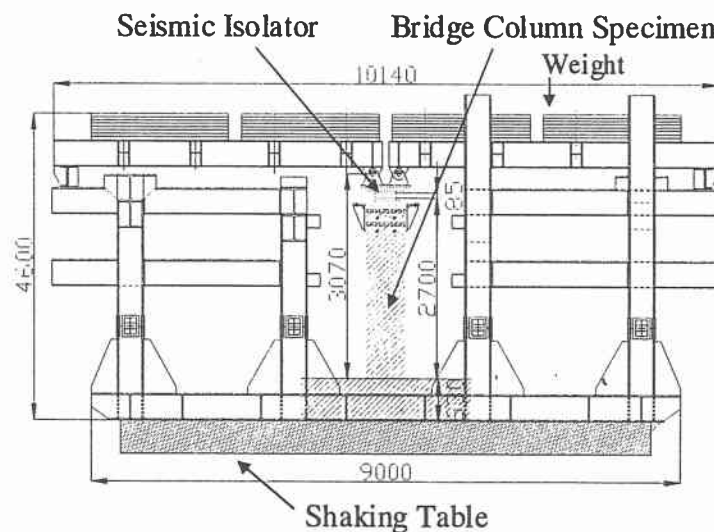


図 11.4.1 供試体設置状況および加振装置の概要

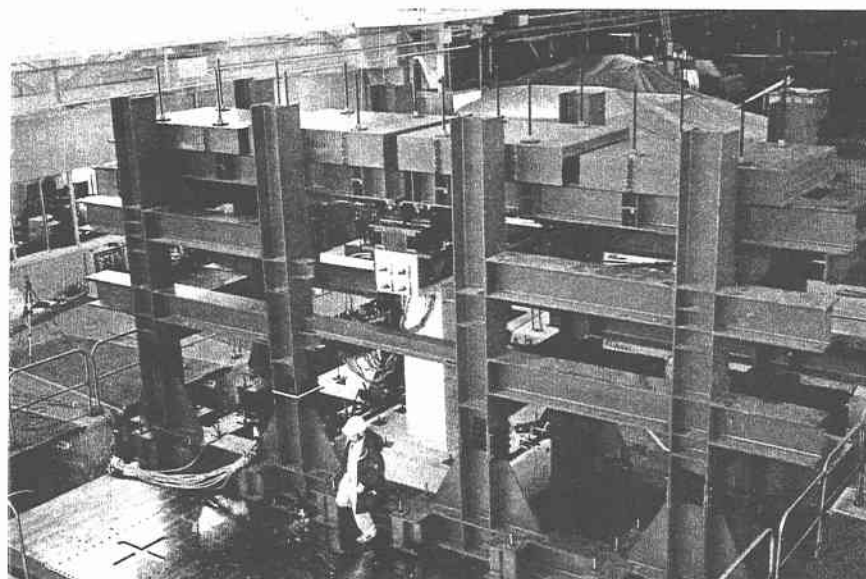
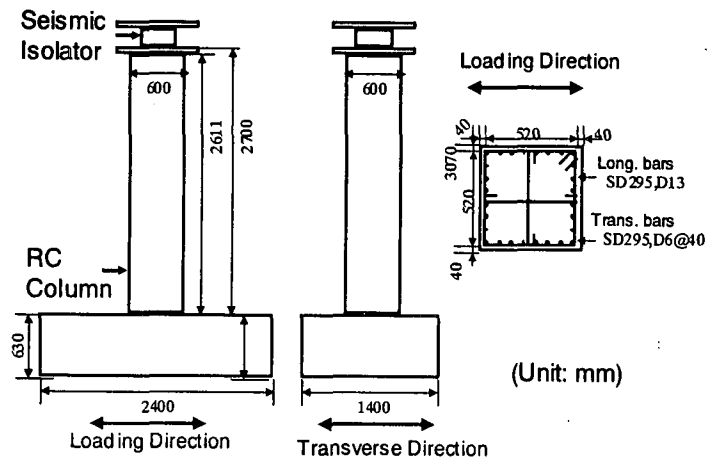
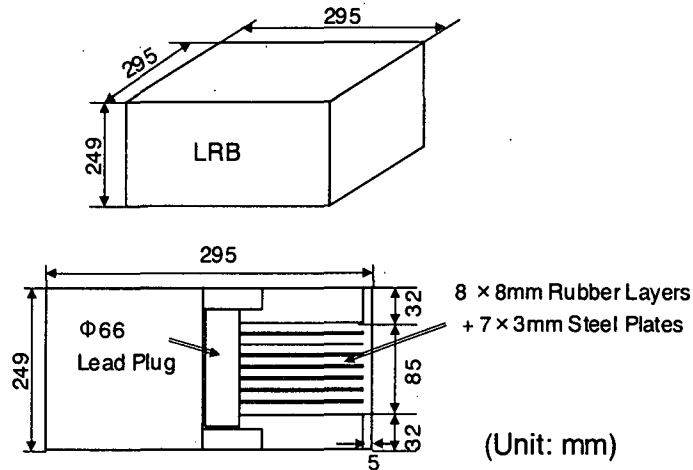


写真 11.4.1 実験状況



(1) 鉄筋コンクリート橋脚模型およびその配筋状況



(2) 免震支承模型

図 11.4.2 鉄筋コンクリート橋脚模型および免震支承模型

いう道路橋示方書の規定を考慮したものである。なお、免震支承を用いた場合の橋梁模型の等価固有周期は約 0.66sec、免震支承を用いない場合の橋梁模型の降伏固有周期は約 0.28sec であった。

図 11.4.3 に、振動台実験に先だって行われた免震支承の性能特性試験結果を示す。さらに、図 11.4.4 に橋脚の荷重-変位関係および免震支承の荷重-変位関係を示す。免震支承の荷重-変位関係は、図 11.4.3 に示されるようにバイリニア特性に近い復元力特性が確認されたことから、この特性試験結果の降伏荷重および最大荷重最大変位点を用いバイリニアモデルで復元力特性を表現した。なお、1次剛性と2次剛性の比は本免震支承がLRBであることを考慮し6.5:1[11.4.1]としている。加振は水平1方向(橋軸方向)とし、兵庫県南部地震において記録されたJR鷹取波N-S成分を道路橋示方書に示されるⅡ種地盤におけるタイプⅡ地震動の加速度応答スペクトルに適合するよう振幅調整したⅡ-Ⅱ-1地震動[11.4.14]を用いた。時間軸については、幾何学的縮尺を1/4としていることから、応力度を同一とした場合の相似則を適用し $1/\sqrt{4}=50\%$ に圧縮した。この条件の場合、加速度は縮尺されず、変位は1/4に縮尺されるこ

ととなる。加振は合計3回行った。第1、2回目加振時には、Ⅱ-Ⅱ-1地震波原波を、第3回目加振時には加速度を2倍に増幅した波を使用した。実際に加振された振動台上での加振波の加速度応答スペクトルを図11.4.5に示す。これらの図からわかるように、第1回目と第2回目の加振は振動台の加振制御の関係から若干異なった加振となっている。結果的に、免震支承を用いた場合の橋梁模型の等価固有周期約0.66sec付近では、ほぼ加振回数が増加するにしたがって徐々に大きな地震力が作用したことがわかる。

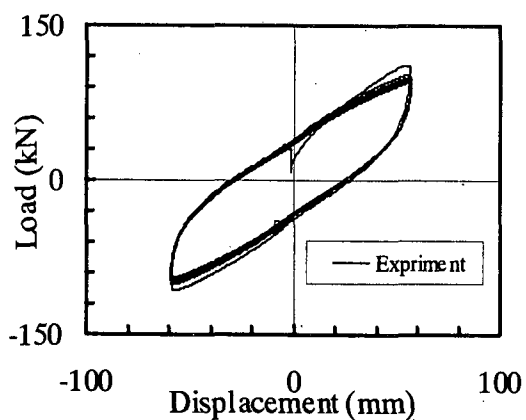


図 11.4.3 免震支承の性能特性試験結果

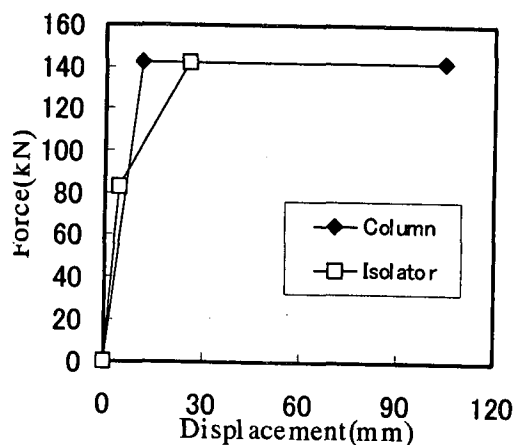


図 11.4.4 橋脚模型および免震支承の荷重-変位関係

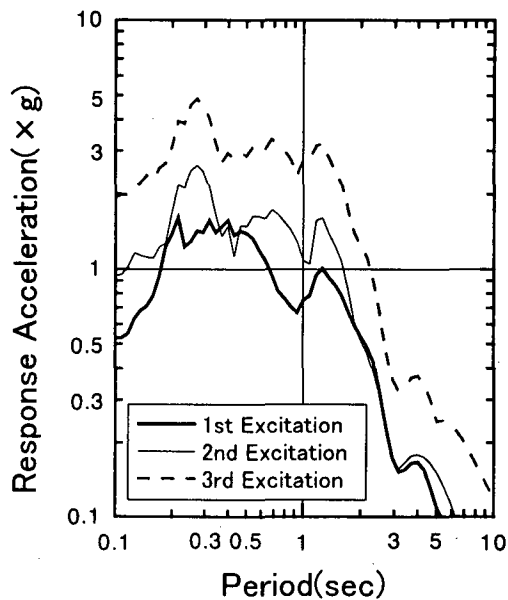


図 11.4.5 加振波の加速度応答スペクトル

表 11.4.1 使用材料強度

使用材料	試験時強度/降伏強度	終局強度
コンクリート	33.4 N/mm ²	—
SD295A D13	373 N/mm ²	513 N/mm ²
SD295A D6	446 N/mm ²	564 N/mm ²

(2) 振動台実験結果

図 11.4.6 に、第 1 回目加振時の振動台、橋脚模型上端、および免震支承上端で計測された応答加速度波形を示す。最大加速度は、橋脚上端が 571gal、免震支承上端が 367gal であり、振動台上の最大加速度が 466gal であることから、橋脚上端では約 1.22 倍に増幅されており、逆に免震支承上端では約 0.78 倍に低減されている。図 11.4.6(b),(e)により橋脚模型上端の加速度波形およびそのフーリエスペクトルに着目した場合、免震支承を用いた場合の橋梁模型の等価固有周期が約 0.66sec(約 1.51Hz)、免震支承を用いない場合の橋梁模型の降伏固有周期が約 0.28sec(約 3.57Hz)であることと比較して、これらより短周期側の振動成分を多く含む振動波形となっていることがわかる。図 11.4.6(a),(d)により免震支承上端の加速度波形およびそのフーリエスペクトルに着目した場合、図 11.4.6(b),(e)で多く含まれていた短周期成分はほぼ除去された波形となっていることがわかる。橋脚模型がほぼ弾性挙動をしている 0-3sec 間に着目した場合、振動周期は免震支承を用いた場合の橋梁模型の等価固有周期約 0.66sec 付近である約 1.5-2.0Hz 付近の振動成分を有していることがわかる。さらに、約 3sec 以降は橋脚の塑性化の進行とともに、振動周期がやや長周期化している。これらの結果は、非免震橋梁の応答と比較して、免震支承を有する場合は、上部構造の加速度応答は長周期化し、逆に橋脚頂部の加速度応答は短周期化するという既往の知見と一致する[11.4.12]。

図 11.4.7 に、第 1 回目加振時の橋脚模型上端および免震支承上端で計測された応答変位波形、および免震支承の相対変位波形を示す。計測された変位量は、支承上端が最大約 80mm、橋脚模型上端が最大約 50mm、免震支承の相対変位は最大約 38mm であった。橋脚模型上端での最大変位と免震支承の最大相対変位との和が免震支承上端での最大変位と一致しないのは、全てが同時刻に発生していないことによる。図 11.4.7(b)(c)により橋脚模型上端変位および免震支承の相対変位に着目した場合以下のような考察ができる。すなわち、約 3 秒程度までつまり橋脚模型がほぼ弾性応答している間は、免震支承の相対変位は橋脚模型上端変位よりも大きく、約 3-7 秒程度までつまり主要動が作用している間は、橋脚模型上端変位が免震支承の相対変位と比較してやや大きい値を示す傾向にある。さらに約 7sec 以降、地震動がほぼ収束した後も、橋脚模型の振動は継続するが、免震支承の振動は収束していく傾向にある。このように、橋脚が降伏する前後で変形や振動が集中する部位が変化していることがわかる。また、変位波形に着目する限り、免震支承と橋脚模型の両者に塑性化が進行する場合であっても、免震支承と橋脚模型はほぼ同一位相、同一周期で振動していることがわかる。このことから、ほぼ 1 次モードが卓越した振動特性を有していることが考察できる。

図 11.4.8 に、第 1 回目加振時の免震支承上端位置における水平慣性力-水平変位関係、橋脚模型上端位置における水平慣性力-水平変位関係、さらに免震支承の水平慣性力-水平相対変位関係を示す。免震支承上端に作用する水平慣性力は、上部構造質量に上部構造位置での計測加速度を乗じたもの、橋脚模型上端に作用する慣性力は、上部構造質量に上部構造位置での計測加速度を乗じたものと橋脚部等価質量(橋脚梁部質量+橋脚柱部質量の 1/2)に橋脚梁位置での計測加速度を乗じたものの和として算定した。なお、免震支承に作用する水平慣性力は、上部構造質量に上部構造位置での計測加速度を乗じたものと等しいと仮定した。橋脚上端慣性力-水平変位関係における履歴ループ形状は概ね紡錘形であり、橋脚模型の復元力特性によって全体系の応答特性が支配されていることがわかる。また、全体系の剛性は橋脚模型と免震支承との剛性をほぼ合成したのとなっている。

第1回目加振時の、等価剛性、等価減衰定数、1ループあたりの履歴吸収エネルギーの時間分布を算出した結果を図11.4.9に示す。ここでは、等価剛性は各水平慣性力-水平変位関係で各ループの最大最小変位とそれに対応する慣性力から算出される剛性として算出した。さらに等価減衰定数は、最大最小変位時の弾性エネルギーと履歴吸収エネルギーから式(11.4.1)を用いて算出した。等価剛性および等価減衰定数の算定概念図を図11.4.10に示す。

$$he = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad (11.4.1)$$

ここに、

he : 等価減衰定数

ΔW : 1ループあたりの履歴吸収エネルギー

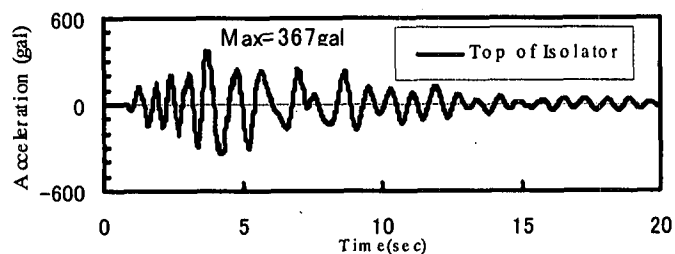
W : 弾性応答エネルギー

図11.4.9(a)により等価剛性の時間変化に着目した場合、約3秒以前では橋脚模型がほぼ弾性的な挙動を示しているため、橋脚模型の等価剛性は、全体系および免震支承の等価剛性に比較して大きい値を示す。以降、最小値を経たのちほぼ一定の値に収束する。一方、免震支承の等価剛性はややばらつきはあるものの、約3sec以降はほぼ同じ剛性を示していることがわかる。約3sec以前に等価剛性がやや大きい傾向を示すのは、免震支承は初回載荷時にやや大きい剛性を示す特性を有しているためと考えられる。

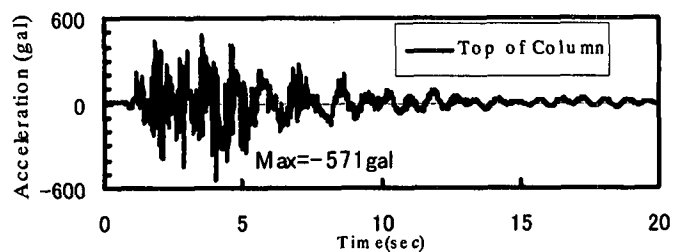
図11.4.9(b)により等価減衰定数の時間変化に着目した場合、免震支承の等価減衰定数は約3-7secにおける主要動時およびその前後とで等価減衰定数にそれほど変化は見られず、ほぼ一定の値を示していることがわかる。一方、全体系における等価減衰定数の時間変化に着目した場合、約1-2sec前後においては15%程度の等価減衰定数が算定されるのに対し、主要動終了後の約10sec以降では約10%弱と低下していることがわかる。橋梁システムの等価減衰定数がひずみエネルギー比例型で算定できるとするならば、橋脚模型の損傷による剛性低下により免震支承による橋梁システムへの減衰性付与の割合が相対的に低下したために、橋梁システムの等価減衰定数が低下したものである考察できる。

図11.4.9(c)により1ループ当りの履歴吸収エネルギーに着目した場合、橋脚模型が降伏するまでの約3secまでは、全体の履歴吸収エネルギーの大部分が免震支承で吸収されているのに対し、橋脚模型が降伏した後の約4-7秒前後では履歴吸収エネルギーの大部分が橋脚模型で吸収されていることがわかる。このように、橋脚模型の降伏の前後において、橋梁全体系としての剛性、減衰が変化し、エネルギー吸収部位も免震支承から橋脚模型へと移行していることがわかる。

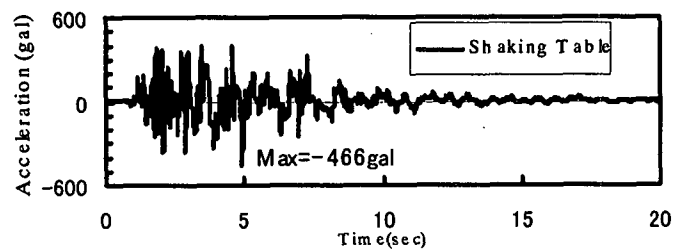
第1回目から第3回目加振時における全体系、橋脚模型、および免震支承における履歴エネルギー量の累積時間分布を図11.4.11に示す。さらに、第1回目から第3回目加振における主要応答量を表11.4.2に示す。図11.4.11より第1回目加振と第2回目加振での累積履歴吸収エネルギーとを比較した場合、全体系の累積履歴吸収エネルギー量はほとんど変化しないのに対して、免震支承と橋脚模型の累積履歴吸収エネルギー量はやや変化し、免震支承の吸収量が低下し、逆に橋脚模型の吸収量は増加していることがわかる。第3回目加振と第1、2回目加振時の結果と比較した場合、全体系累積履歴吸収エネルギー量に対する免震支承のそれはさらに小さくなっていることがわかる。また表11.4.2により、第3回目加振と第1、2回目加振時の最大変位を比較した場合、免震支承の最大変位の増加率は、橋脚模型のそれと比較してやや小



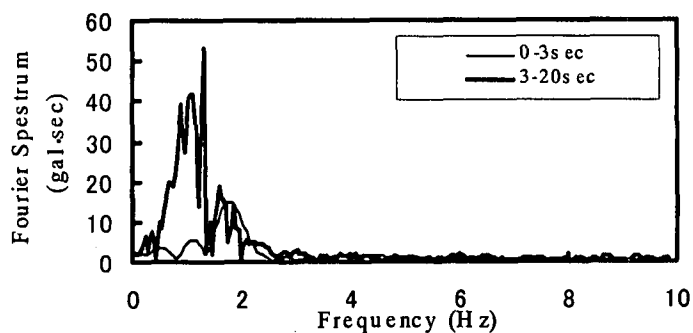
(a) 免震支承上端部の加速度



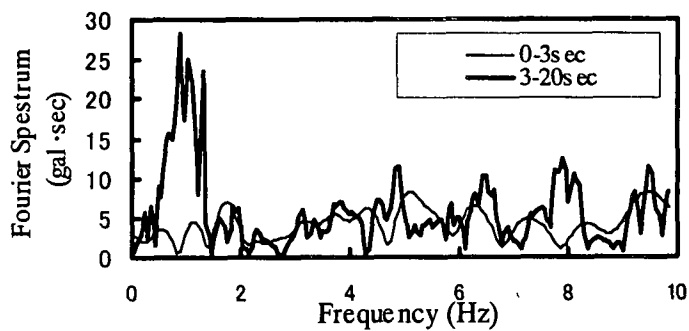
(b) 橋脚模型上端部の加速度



(c) 振動台上の加速度

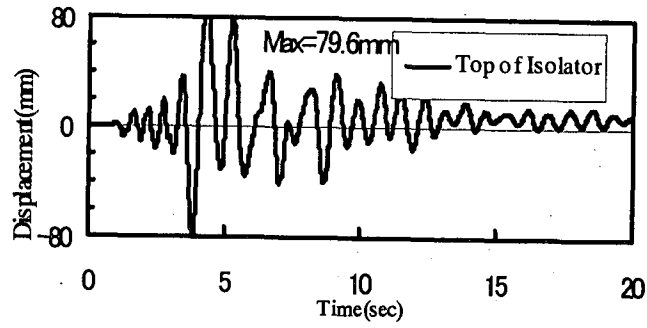


(d) 免震支承上端部加速度のフーリエスペクトル

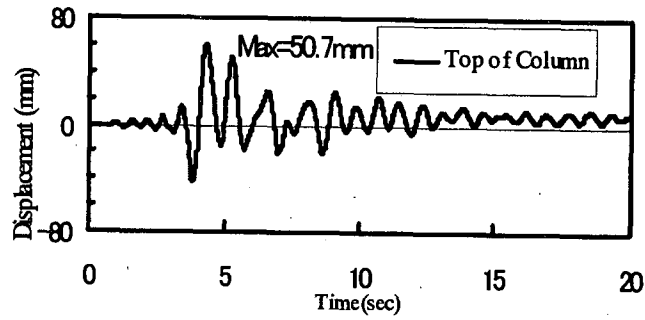


(e) 橋脚模型上端部加速度のフーリエスペクトル

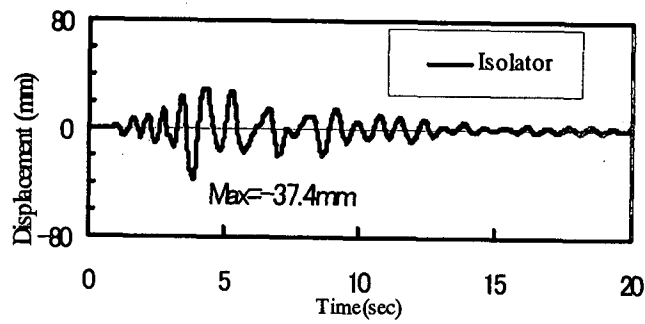
図 11.4.6 第 1 回目加振時の応答加速度波形およびフーリエスペクトル



(a) 免震支承上端部

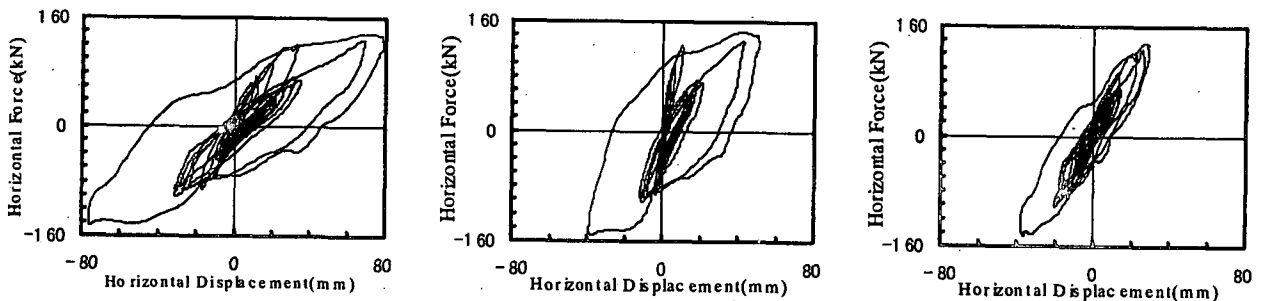


(b) 橋脚模型上端部



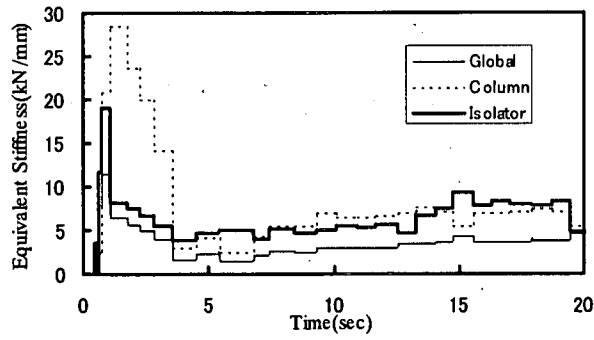
(c) 免震支承の相対変位

図 11.4.7 第 1 回目加振時の応答変位波形

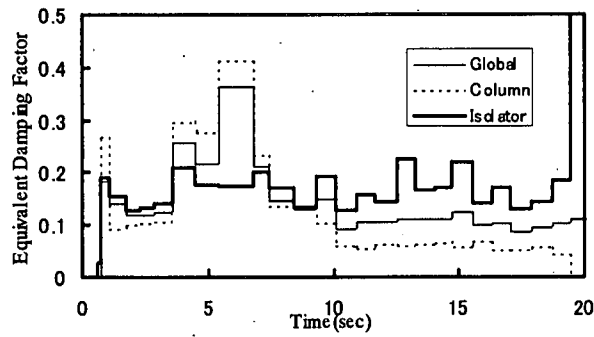


(a) 免震支承上端位置 (全体系) (b) 橋脚模型上端位置 (橋脚模型部材) (c) 免震支承

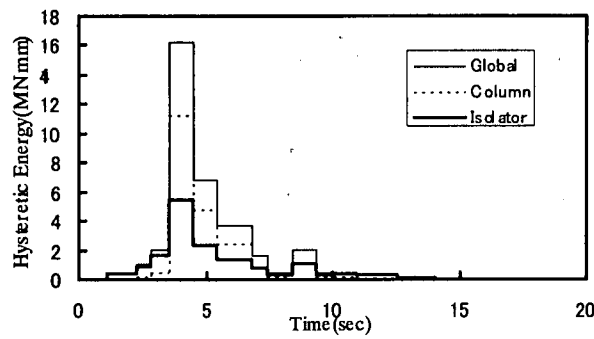
図 11.4.8 第 1 回目加振時の水平慣性力-水平変位関係



(a) 等価剛性の時刻歴変化



(b) 等価減衰定数の時刻歴変化



(c) 1ループ当りの履歴吸収エネルギーの時刻歴変化

図 11.4.9 第 1 回目加振時の等価剛性、等価減衰定数、1ループ当りの履歴吸収エネルギーの時刻歴変化

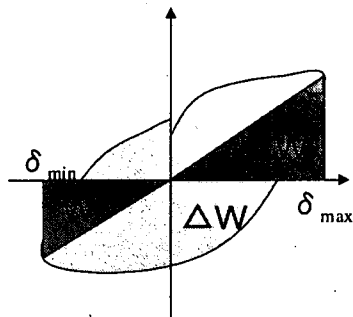
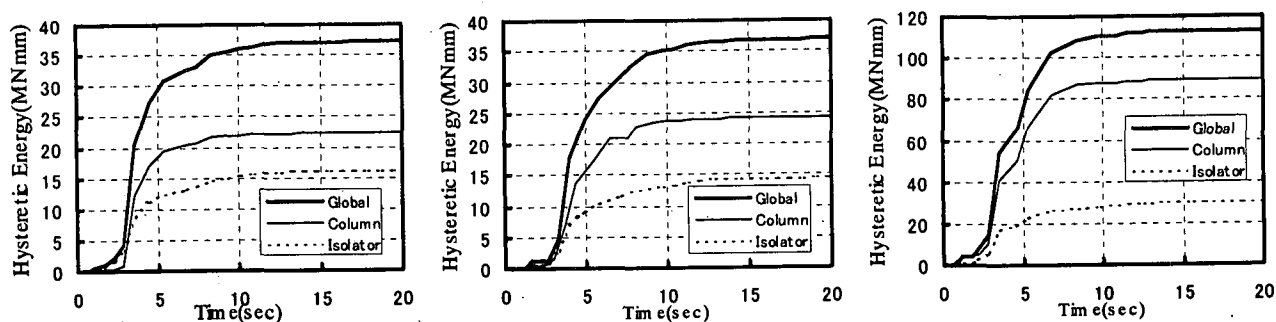


図 11.4.10 等価減衰定数の概念図

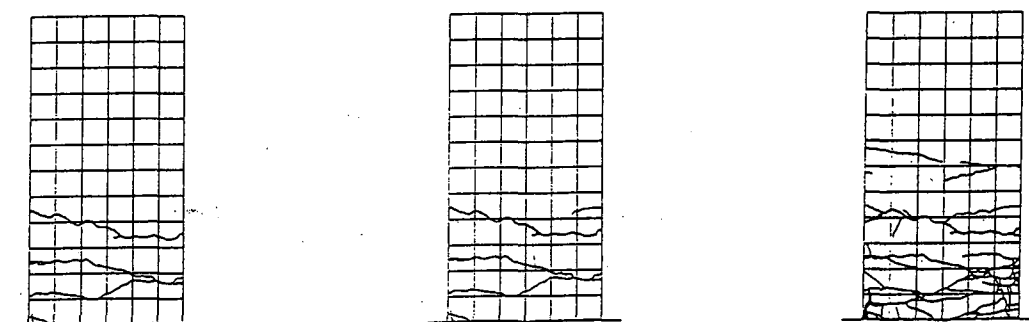
さいことがわかる。以上のように加振回数が増え入力加速度が大きくなるにつれ、塑性化した橋脚模型の剛性が免震支承の剛性と比較して小さくなるために、累積履歴吸収エネルギー量や変位が橋脚模型に集中したものと考えられる。

第1回目から第3回目加振終了時の供試体の損傷状況を図 11.4.12 に示す。第1回目加振において、橋脚模型基部全周にわたってひび割れが発生した。ひび割れは橋脚模型基部から約60cm 程度の範囲に2～3本程度ほぼ水平方向に発生したことがわかる。第2回目加振においては損傷の進展はほとんど見られなかった。第3回目加振によって大きくひび割れ損傷が増加しているが、主鉄筋の座屈等の損傷は見られなかった。



(a) 第1回目加振 (b) 第2回目加振 (c) 第3回目加振

図 11.4.11 全体系、橋脚模型、免震支承の累積履歴吸収エネルギー量の変化



(a) 第1回目加振後 (b) 第2回目加振後 (c) 第3回目加振後

図 11.4.12 橋脚模型の損傷状況（加振軸に平行な面）

表 11.4.2 各加振時の最大応答加速度および最大応答変位加振数

加振数	最大入力加速度 (gal)	橋脚上端変位 (mm)	橋脚上端加速度 (gal)	免震支承上端変位 (mm)	免震支承上端加速度 (gal)
1回	466	50.7	571	79.6	763
2回	809	42.5	837	79.5	243
3回	1652	108.3	1521	173.3	994

11.4.3 模型振動台実験結果のシミュレーション解析[11.4.8]

ここでは、上記の実験結果のうち第1回目加振結果に着目して、既往のRC部材の復元力特性モデルおよび免震支承にバイリニア型復元力特性モデルを用いた時刻歴応答解析を実施し、動的解析による実験結果の再現性に着目した事例を紹介する[11.4.8]。時刻歴応答解析に用いる免震橋梁模型モデルは、2自由度モデルおよび等価1自由度モデルを用いている。

(1) 2自由度モデルを用いた動的解析

橋梁模型のモデル化にあたっては、最も単純な質点-バネ系モデルに置き換えることを考えた。上部構造および橋脚をそれぞれ質点とした2質点とし、橋脚質点には橋脚模型梁部質量および橋脚模型柱部質量の1/2を与えた。免震支承および橋脚模型には非線形せん断バネを与えた。図11.4.13にモデル化の概要図を示す。

橋脚模型は、橋脚模型上端位置での水平慣性力-水平変位関係を非線形せん断バネでモデル化を行った。橋脚模型の復元力特性については、ひび割れを無視し初降伏時と終局時を結ぶ二次勾配を有する最大点指向型バイリニア武田モデルを用いた。二次勾配の設定においては初降伏耐力と終局耐力とを結ぶ勾配を用いて設定した。なお降伏耐力=終局耐力とする二次勾配をゼロとする復元力特性のモデル化では、橋脚の変位応答を過小評価することを別途確かめている。免震支承には、バイリニアせん断バネモデルを用いた。免震支承の二次剛性は、振動台実験に先だって実施した特性試験結果の降伏荷重(Qd)と、①最大変位点を結んだ剛性、②最大荷重点を結んだ剛性、および③荷重変位最大点を結んだ3つの方法によって評価した。一次、二次剛性の比は、6.5:1とした。

さらに免震支承のモデル化においては、支承の回転の影響も考慮した。これは、加振実験中の免震支承と桁の動きに着目していると、免震支承が大きくせん断変形した時に免震支承の上部鋼板の傾きが観察されたためである。この回転運動は、上部工重量重心位置と免震支承の上端間の距離が大きく、桁の水平移動に伴って免震支承の上端に付加モーメントが作用するために生じているものと考えられた。

上部構造による免震支承に作用する回転の影響は、図11.4.13のように免震支承の回転剛性を取り入れたようなモデル化で表現することを考えた。この場合、上部構造重心位置と免震支承上端までの距離が一定かつ免震支承の回転剛性が一定である場合は、次式のように水平せん断バネに簡略化することが可能である。

$$K_{b1} = \frac{K_{b1}' \cdot K_{bR}/L}{K_{b1}' + K_{bR}/L} \quad (11.4.2)$$

$$K_{b2} = \frac{K_{b2}' \cdot K_{bR}/L}{K_{b2}' + K_{bR}/L} \quad (11.4.3)$$

$$K_{bR} = C_M \cdot G \frac{a^5 \cdot b}{ne \cdot te} \quad (11.4.4)$$

ここに、

- K_{b1} : 免震支承の1次剛性 (回転剛性考慮有)
- K_{b1}' : 免震支承の1次剛性 (回転剛性考慮無)
- K_{b2} : 免震支承の2次剛性 (回転剛性考慮有)
- K_{b2}' : 免震支承の2次剛性 (回転剛性考慮無)

K_{BR} : 免震支承の回転剛性

L : 上部構造-免震支承連結部ピン位置から-免震支承の回転中心までの距離

C_M : b/a より定まる変数 ($b/a=1$ のとき $C_M=0.01157$)

G : せん断弾性係数

a, b : 免震支承の回転軸方向、直角方向寸法

n_e, t_e : ゴムの一層あたりの層厚、層数

減衰については Reyleigh 型減衰を与えた。なお、各部の減衰定数は、各々履歴減衰を別途考慮することから、免震支承で 0%、橋脚模型で 2%としている。時刻歴応答計算は Newmark β 法を用いた。なお、実験の計測記録は 1/200sec であることから、解析の精度を高めるため計算間隔は 1/2000sec とした。

図 11.4.14 には、3 ケースの免震支承のモデルのうち、最も良い一致を示した荷重変位最大点によりモデル化を行ったケースの計算結果を示す。図 11.4.14 では、免震支承上端位置および橋脚模型上端位置における水平慣性力-水平変位関係、さらに免震支承の水平慣性力-水平相対変位関係における実験結果と解析結果の比較結果を示す。図 11.4.14 (c)により免震支承の水平慣性力-水平相対変位関係に着目した場合、最外縁部ループの形状はやや実験結果のそれより大きいものの最大応答値については一致度が高い。免震橋梁の実務設計では免震橋梁の最大応答の再現性が重要であるが、本手法つまり実務的に用いられている免震橋梁のモデル化手法によって免震橋梁の最大応答を解析的に求めることが可能であることがわかる。最外縁ループ以外のループにおいては実験結果の剛性は解析によって得られた剛性と比べてやや小さい傾向にある。本実験では免震支承の最大変位時のせん断ひずみは約 50%程度であった。せん断ひずみが 50%程度を境としてLRBの復元力特性は変化することが知られており、剛性の違いはその影響によるものと考えられる。最大応答以降の免震橋梁の地震時挙動を解析に追求することは実務設計的には重要でないが、免震橋梁の地震時挙動の解析的な追求といった観点からはこのような剛性の違いによる地震時挙動の一致度の差は無視出来ない。このような低ひずみ領域の免震支承の復元力特性のモデル化の精度を向上させることが出来れば、さらに実験結果と解析結果の一致度が向上するものと考えられる。図 11.4.14 (b)により橋脚模型上端位置における水平慣性力-水平変位関係に着目した場合、やはり最外縁以外のループについては、

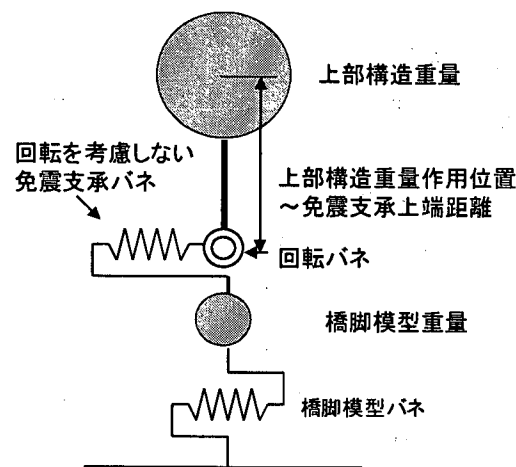
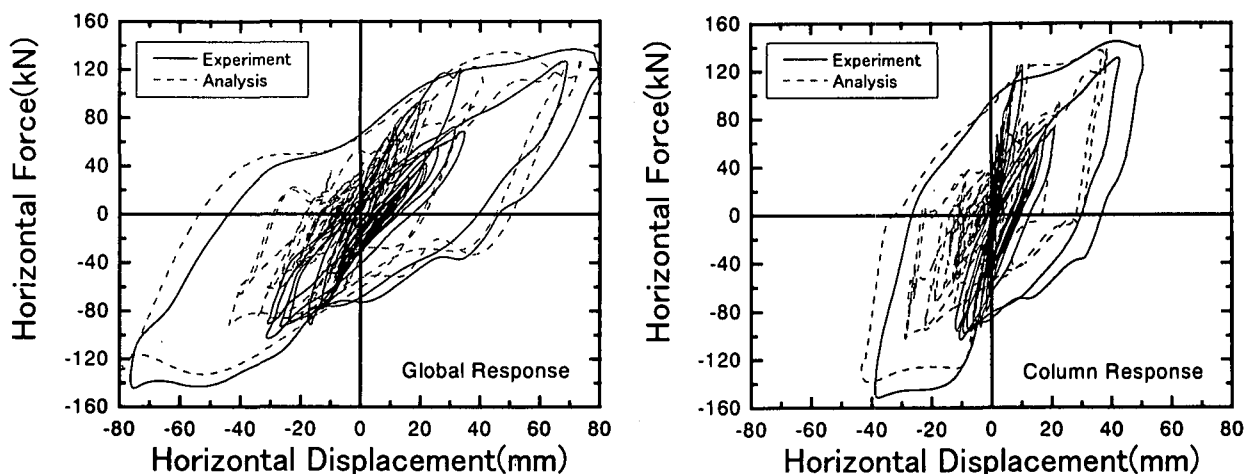
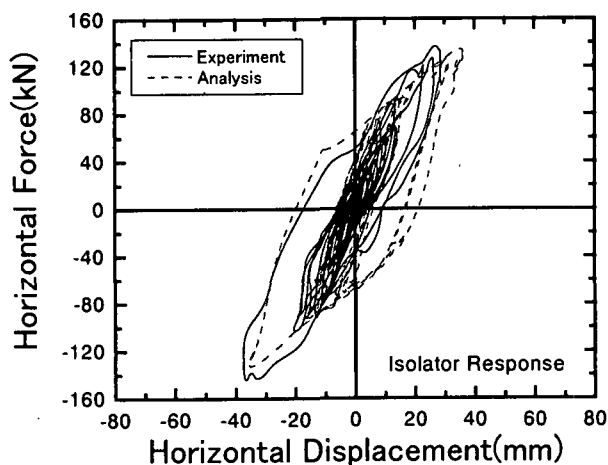


図 11.4.13 動的解析に用いた 2 自由度モデルの概要図



(a) 免震支承上端位置 (全体系)

(b) 橋脚模型上端位置 (橋脚模型部材)



(c) 免震支承

図 11.4.14 実験結果と解析値の比較

実験結果と解析結果の整合性が悪いが、最外縁ループの形状は実験結果と解析結果とは良く一致していることがわかる。

以上のことから、2自由度の単純な質点-せん断バネ系モデルであっても、免震支承を有する橋脚模型の振動台実験結果の最大応答を解析的に追跡できることが示される。

(2) 等価1自由度モデルを用いた動的解析

振動台実験結果より免震支承を有するRC橋脚の地震応答特性は、両者に塑性化が進行する場合においても、同位相、同一周期で振動していることが明らかとなった。そこで、本実験結果を、等価非線形1自由度系モデルによってどの程度の追跡が可能であるかについて検討を行った。ここでは、式(11.4.5)～(11.4.8)に示される等価1自由度モデル[11.4.7]を用いて免震支承上端での水平慣性力-水平変位関係に着目した検討を行った。式(11.4.5)～(11.4.8)のモデル化は、以下の仮定に基づき導かれている。

等価1自由度モデルの等価1次剛性は、免震橋梁模型の等価周期と一致するようにした。等

価1自由度系モデルの等価減衰定数は、免震支承が橋脚模型降伏相当の耐力を発現するまで変形した場合における免震支承の等価減衰定数と橋脚の減衰定数とをひずみエネルギー比例型で合成させた減衰定数を用いている。ここでは、式(11.4.7)に示すように橋脚と免震支承の剛性に比例させて等価減衰定数として算出することを試みた。このとき、合成させる場合の橋脚と免震支承の剛性は時々刻々と変化するため一義的に決定することは非常に困難であるが、等価固有周期を算定するときには橋脚の降伏剛性と免震支承の等価剛性を用いることから、それにならぬ橋脚の降伏剛性および免震支承の等価剛性を用いることによって等価減衰定数を算定することとした。

等価1自由度モデルの復元力特性は最大点指向型全パイリニア武田モデルとした。等価1次剛性および等価減衰定数は以下の算定式にしたがって算出した。なお二次剛性はゼロとした。なお、等価1自由度モデルの等価質量は、上部構造重量、橋脚重量、免震支承の等価剛性、および橋脚の降伏剛性をもつ線形2自由度系の1次振動モードにおける等価重量としている。

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_{beq}(1+W_p/W_u)} + \frac{1}{K_{p1}} \quad (11.4.5)$$

$$K_{beq} = \frac{K_{b2} \cdot P_y \cdot (W_u/W)}{P_y \cdot (W_p/W) + Q_y(K_{b2} - K_{b1})/K_{b1}} \quad (11.4.6)$$

$$h_{eq} = \frac{K_{p1} \cdot h_{beq} + K_{beq} \cdot (W_u/W)^2 \cdot h_p}{K_{p1} + K_{beq} \cdot (W_u/W)^2} \quad (11.4.7)$$

$$h_{beq} = \frac{2Q_d \cdot (u_{beq} + Q_d/(K_{b2} - K_{b1}))}{\pi \cdot u_{beq} \cdot (Q_d + u_{beq} \cdot K_{b2})} \quad (11.4.8)$$

ここに、

K_{eq} : 等価1自由度モデルの降伏剛性

K_{p1} : 橋脚模型の降伏剛性

K_{beq} : 橋脚模型降伏耐力量相当の免震支承の割線剛性

W_u : 上部構造重量

W_p : 橋脚模型梁部重量 + 1/2 橋脚模型柱部重量

P_y : 橋脚模型の降伏耐力

Q_y : 免震支承の降伏強度

h_{eq} : 等価1自由度系の等価減衰定数

h_{beq} : 橋脚模型降伏相当の免震支承の等価減衰定数

h_p : 橋脚の減衰定数 ($h_p=0.02$ を仮定)

Q_d : 免震支承の降伏荷重

u_{beq} : 橋脚模型降伏時の免震支承の変位

なお、式(11.4.5)～(11.4.8)は橋脚の復元力骨格曲線の二次勾配をゼロとした場合を想定して求められている。橋脚模型の降伏耐力の設定には、初降伏耐力、降伏耐力(終局耐力)を用いる方法があるが、ここでは橋脚の応答塑性量が橋脚のじん性能に比較して小さかったことを考慮して、応答塑性量に応じた降伏耐力の設定を行った。すなわち、実験結果より最大応答変位および最小応答変位の絶対平均変位を求め、別途解析的に求めた橋脚の荷重-変位骨格曲線関係を用いて、その絶対平均変位に対応する耐力を降伏耐力として与えた。

図 11.4.15 に免震支承上端における水平慣性力-水平変位の関係を示す。本手法により等価

1自由度系に簡略化したモデルを用いた場合、全体系の塑性量が実験結果と比較して小さくなる計算結果となった。しかしながら、最大ループにおける剛性についてはよく表現出来ていることがわかる。また別途全体系システムが降伏する以前の変位時刻歴波形は、よく一致する事が確認されている。このことより、等価1自由度モデルの1次剛性の与え方はほぼ妥当であると考えられる。したがって、最大応答が違う原因としては等価減衰定数の与え方がやや過大ではないかと考察された。式(11.4.7)では等価減衰定数を算定する場合に、時々刻々と変化する橋脚と免震支承の剛性を、橋脚の降伏剛性と免震支承の等価剛性を用いて表現することを試みている。しかしながら、橋脚が塑性変形し剛性が低下した場合は、橋梁システム全体系の減衰定数も低下することが容易に考察される。

図 11.4.16 には、式(11.4.7)によって得られる等価1自由度系の等価減衰定数を1/2に低減して計算した結果を示す。これは、図 11.4.9 の考察において示したように、加振終了時の全体系の等価減衰定数は加振前より低下していることから、橋脚模型が降伏した後は等価減衰定数を小さく評価した方が応答波形をより表現できると考えたためである。本来なら、橋脚模型の塑性応答量に応じて減衰定数を変化させるべきであるが、ここでは単純に橋脚の塑性応答量の大小に関わらず等価減衰定数を低減させた計算を行った。なお、式(11.4.7)を用いて計算された等価減衰定数は16.8%、等価減衰定数を1/2に低減した場合は8.9%である。ちなみに、式(11.4.7)の橋脚模型の降伏剛性 (K_{p1}) に橋脚模型最大変形時の割線剛性を代入して計算される等価減衰定数は8.9%であった。すなわち、式(11.4.9)より算出される等価減衰定数と程良く一致する。

$$h_{eq} = \frac{K_{peq} \cdot h_{beq} + K_{beq} \cdot (W/W_u)^2 \cdot h_p}{K_{peq} + K_{beq} \cdot (W/W_u)^2} \quad (11.4.9)$$

ここに、

K_{peq} : 橋脚最大応答塑性時の割線剛性

図 11.4.16 の計算結果は、負側変位最大付近は実験結果とよく一致し、正側変位最大付近はやや計算値が実験結果より小さいものの図 11.4.15 と比較した場合一致度は格段に向上している。本実験結果では式(11.4.7)によって得られる橋脚の降伏剛性および免震支承の等価剛性を用いて算出される等価減衰定数の1/2を用いた等価1自由度モデルによる動的解析によって実験結果を概ね追跡できることがわかった。また、この場合の等価減衰定数は、式(11.4.9)によって得られる橋脚の最大塑性時の割線剛性および免震支承の等価剛性を用いて算出される等価減衰定数に一致することもわかった。

このように、橋梁システムとして免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する場合であっても、適切な等価1自由度系にモデル化することによってシステムとしての最大応答といったの地震時挙動を概ね再現できることが示された。しかしながら、減衰定数の与え方については、今後さらに検討を要することが明らかとなった。

11.4.4 まとめ

以上のように、免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する地震応答特性の検討を目的とした振動台実験および実験結果と解析結果の比較が行われた事例を示した。以上の結果を整理すると以下の通りである。

- ①振動台実験結果より、免震支承および橋脚模型の両者に塑性化が進行する場合においても橋梁システム全体系はほぼ1次モードが卓越する地震応答特性を示す。

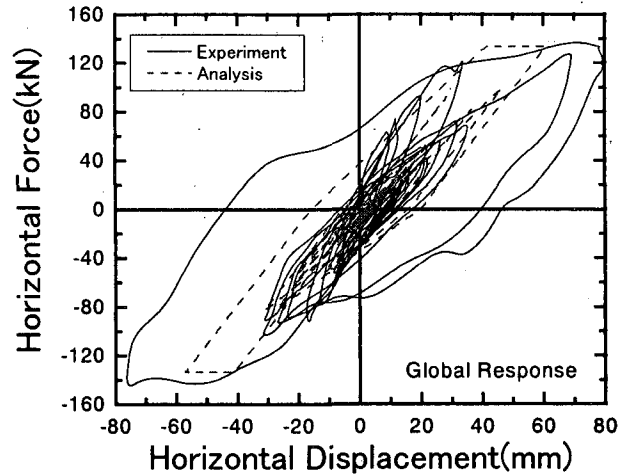


図 11.4.15 等価 1 自由度モデルによる解析結果と実験結果
(等価減衰定数を式 (11.4.7) より算出される値とした場合)

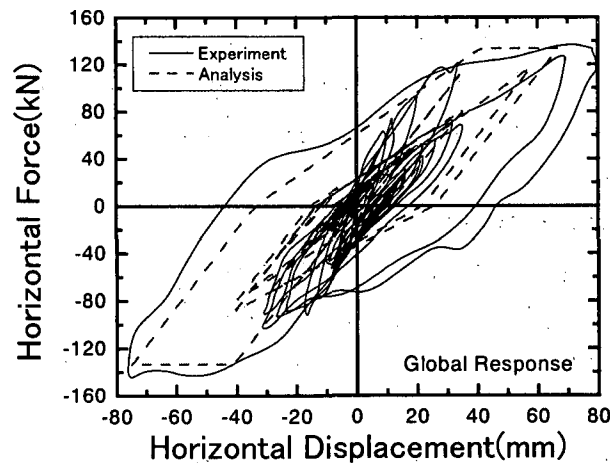


図 11.4.16 等価 1 自由度モデルによる解析結果と実験結果
(等価減衰定数を式 (11.4.7) 算出値の 1/2 とした場合、
つまり式 (11.4.9) に従って算出した場合)

- ②等価減衰定数の時刻歴波形より、主要動の後で等価減衰定数の値が低下する傾向にあった。これは、橋脚模型の損傷による剛性低下によるものと考えられる。
- ③橋脚模型が降伏するまでは、橋梁システム全体系の履歴吸収エネルギーはほぼ免震支承により吸収されているが、橋脚模型が降伏した後は、橋脚模型により吸収される量が多くなる。
- ④免震支承にバイリニアモデル、橋脚模型に武田モデルを用いた 2 質点 - 2 バネ系の 2 自由度モデルによる動的解析は、最大応答といった実験結果をよく再現できる。この際、免震支承においては、荷重変位最大点によってモデル化を行うと一致度がよい。
- ⑤橋梁システムとして免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する場合であっても、適切な等価 1 自由度系にモデル化することによってシステムとしての最大応答等の地震時挙動をよく再現できる。しかしながら、等価減衰定数の設定を工夫する必要があることが明らか

かとなった。なお、本実験ケースの場合、橋脚模型降伏時における橋梁全体系の減衰定数を橋脚の降伏剛性および免震支承の等価剛性と用いた剛性比例型で算定した等価減衰定数を 1/2 程度に低減した場合に一致度が向上した。これは、橋脚最大塑性時の割線剛性および免震支承の等価剛性とを用いて剛性比例型で算定した等価減衰定数と一致した。

【参考文献】

- 11.4.1) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)、1992年10月
- 11.4.2) 日本道路協会：道路橋示方書V編耐震設計編、1996年12月
- 11.4.3) N. Priestley, F. Seible, and G. Calvi: "Seismic design and retrofit of bridges", John Wiley, New York, 1996
- 11.4.4) 林亜紀夫、成田信之、前田研一：免震橋梁の設計手法における計算制度の向上に関する考察、構造工学論文集 Vol.43A、811-820、1997
- 11.4.5) 謝嬋娟、山下幹夫：免震橋梁の大規模地震時の等価水平震度設定に関する一提案、第52回土木学会年次学術講演会概要集、682-683、1997
- 11.4.6) 高橋光紀、運上茂樹：支承と橋脚に塑性化が生じる場合の橋の地震応答特性、第52回土木学会年次学術講演会概要集、704-705、1997
- 11.4.7) Y. Adachi, S. Unjoh, M. Koshitoge: Analytical Study on the Non-linear Seismic Response Behavior of Seismic Isolator and Bridge Column System, Second World Conference on Structural Control, Kyoto, 903-912, 1998
- 11.4.8) 足立幸郎、運上茂樹、近藤益央、加賀山泰一：振動台実験による免震支承を有するRC橋脚の非線形地震動特性に関する研究、土木学会構造工学論文集 Vol.45A、879-890、1999
- 11.4.9) 足立幸郎、運上茂樹、越峠雅博：免震支承－橋脚系における橋脚の地震時応答の評価、土木学会第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、29-32、1998
- 11.4.10) 足立幸郎、運上茂樹：基礎－RC橋脚－免震支承からなる橋梁の地震時全体応答特性に関する検討、土木学会第2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、355-358、1998
- 11.4.11) 足立幸郎、運上茂樹：等価線形化法による多自由度非線形系の地震応答推定精度、土木学会第3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、81-86、1999
- 11.4.12) 家村浩和、山田善一、伊津野和行、南荘淳、野村武司、渡辺典男：強震下における免震橋のサブストラクチャー・ハイブリッド実験、第22回地震工学研究発表会講演概要集、807-810、1993
- 11.4.13) 堀江佳平、小林寛、佐々木伸幸：阪神大震災における免震橋の地震応答、第21回日本道路会議論文集、868-869、1995年11月
- 11.4.14) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、1997年3月

(運上 茂樹)

11.5. 複雑な载荷履歴を受けるゴム支承の挙動

11.5.1. はじめに

1995年兵庫県南部地震以後、免震用積層ゴム支承を利用した免震橋が普及定着してきている。免震橋は、動力学的効果を積極的に利用している構造であり、性能評価には構造全体の動的応答解析による応答予測が必要となるが、その精度は積層ゴム支承の復元力モデルによるところが大きい。

しかし、既往のモデル[11.5.1, 11.5.2]では、広い振幅領域における復元力を精度よく再現できているとは言い難く、さらに水平2方向の地震入力に対しての適用は困難となる[11.5.3]。特に、近年2方向免震を採用する橋梁が増加していることを考えると、幅広い振幅領域における復元力特性を精緻に再現し、かつ水平2方向の加振にも対応した積層ゴム支承の復元力モデルが必要である。

そこで、本研究では、広い振幅領域において積層ゴム支承の水平1方向復元力特性を精緻に再現でき、かつ水平2方向にも拡張可能な復元力モデルの構築を目的とした。

まず、積層ゴム支承の水平1方向载荷実験結果[11.5.4]に基づいて弾塑性モデルを拡張し、その復元力特性を精緻に再現できる水平1方向モデルを提案した。

次に、既往の3次元弾塑性構成モデルをベースとして、2軸モデルを導き、水平1方向の場合と同様の拡張を行って、水平2方向モデルを構築した。さらに、既往の高減衰積層ゴム支承の水平2方向载荷実験結果と比較することで、モデルを検証した。

11.5.2. 水平1方向モデル

(1) Ozdemir モデル

H.Ozdemir[11.5.5]は、弾塑性的性質を持つエネルギー吸収装置の変位-荷重関係を表現するモデルとして、次のような微分方程式で示されるモデルを提案した。

$$\dot{F} = \frac{Y}{U_0} \left\{ \dot{U} - \left| \dot{U} \left(\frac{F-S}{Y} \right)^n \right| \right\} \quad (11.5.1a)$$

$$\frac{S}{Y} = \alpha \left(\frac{U}{U_0} - \frac{F}{Y} \right) \quad (11.5.1b)$$

ここに、 F : 荷重、 U : 変位、 Y : 降伏荷重、 U_0 : 降伏変位、 S : 背荷重、 α : 2次勾配に関するパラメータ、 n : 弾性から塑性への遷移点の滑らかさに関するパラメータ、である。このモデルは、式(1)の微分方程式を数値的に解くことで、容易に弾塑性の変位-荷重関係を得ることができる。

(2) Ozdemir モデルの拡張

著者らが行った積層ゴム支承の準静的载荷実験結果⁴⁾に基づき、その変位-復元力関係をモデル化するため、式(1)に以下に示す(a)-(c)の修正を加えた。

(a) 粘性の導入

積層ゴム支承の有する粘性を近似するために Ozdemir モデルに Maxwell モデルを並列に付加した。モデルの概念図を図.1 に示す。

(b) 等方硬化の導入

大振幅領域で現れるハードニング現象をモデル化するために、次式で示される等方硬化則を導入した。

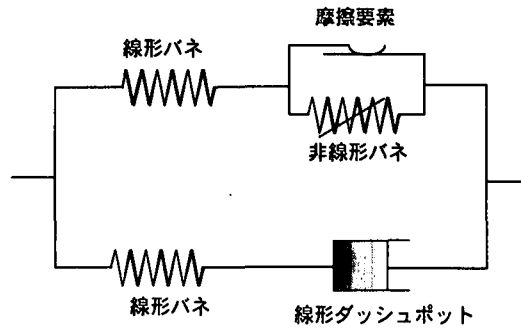


図 11.5.1 モデルの概念図

$$Y = Y_0 \left(1 + \gamma \left| \frac{U}{U_0} \right|^p \right) \quad (11.5.2)$$

ここに Y_0 は初期降伏荷重であり、 γ および p はパラメータである。ただし降伏変位 U_0 は一定とし、剛性 $K \equiv Y/U_0$ が降伏荷重 Y に対応して変化するものとした。

(c) 剛性低下の導入

変位の増大による剛性の低下を表現するために、式(1)の定数 α を、最大変位の関数として以下のように修正した。

$$\alpha = \alpha_0 - \beta \left| \frac{U_{\max}}{U_0} \right|^q \quad (11.5.3)$$

ここに U_{\max} は、過去に経験した最大変位である。

以上の(a)-(c)を導入したモデルの数学的記述を以下にまとめて示す。

$$F = F_1 + F_2 \quad (11.5.4a)$$

$$\dot{F}_1 = \frac{F_y}{Y} \left\{ \dot{U} - \left| \dot{U} \left(\frac{F - S}{F_y} \right)^n \right| \right\} \quad (11.5.4b)$$

$$F_2 = \eta \dot{U}_d = k U_s \quad (11.5.4c)$$

$$U = U_s + U_d \quad (11.5.4d)$$

$$Y = Y_0 \left(1 + \gamma \left| \frac{U}{U_0} \right|^p \right) \quad (11.5.4e)$$

$$\frac{S}{Y} = \left(\alpha_0 - \beta \left| \frac{U_{\max}}{U_0} \right|^q \right) \left(\frac{U}{U_0} - \frac{F}{Y} \right) \quad (11.5.4f)$$

ここで未知パラメータは、 U_0 、 n 、 η 、 k 、 Y_0 、 α_0 、 β 、 γ 、 p および q の10個である。

式(11.5.4)に含まれる10個のパラメータは、载荷実験結果との差の2乗が最小になるように、シンプレックス法[11.5.6]を用いて同定した。なお、シンプレックス法は、最小2乗法の直接探索法の1つであり、ニュートン法等と比較すると収束は遅いものの、安定しており式(11.5.4)のようなべき乗を含む関数に対しても発散しにくいという利点がある。

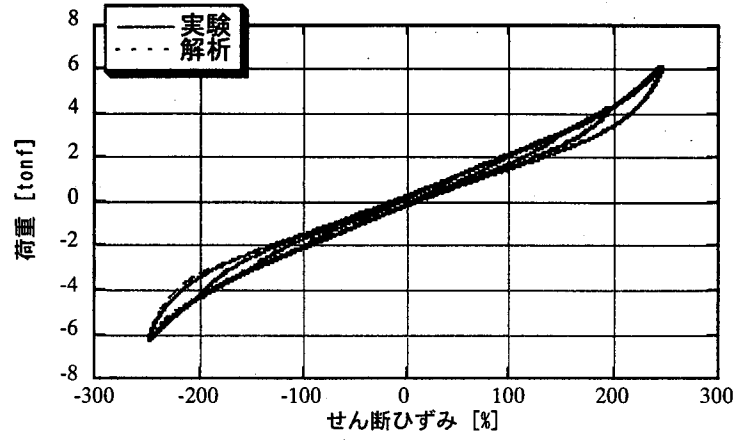


図 11.5.2 天然ゴム支承の復元力特性の比較

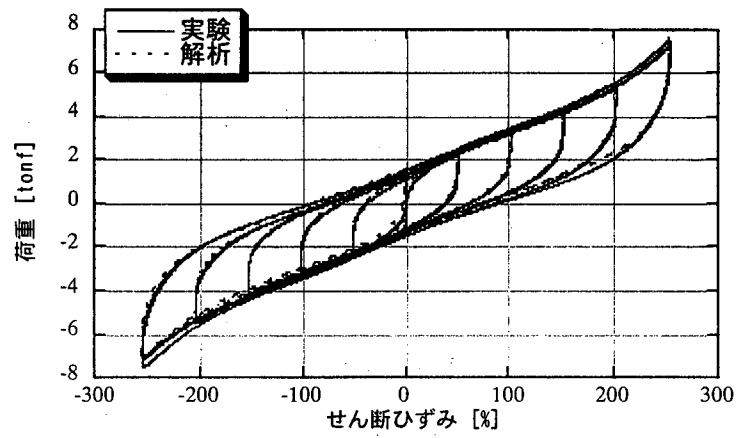


図 11.5.3 鉛プラグ入り積層ゴム支承の復元力特性の比較

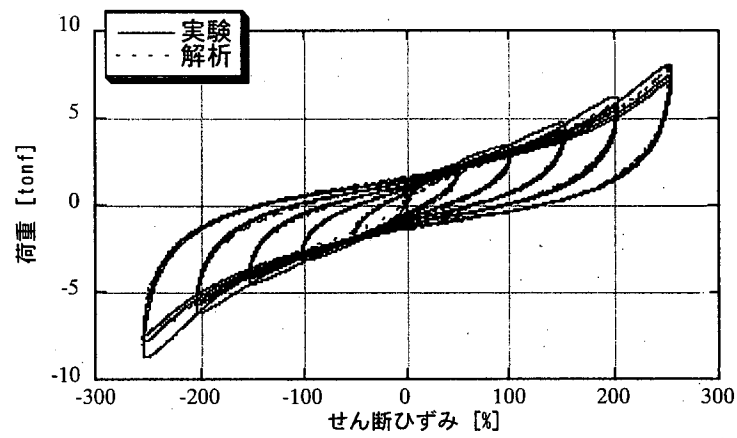


図.11.5.4 高減衰積層ゴム支承の復元力特性の比較

(3) 載荷実験結果との比較

ここでは、積層ゴム支承の載荷試験結果と、同定したパラメータを代入したモデルによる解析結果とを比較し、モデルの妥当性を検討する。図 11.5.2～図 11.5.4 に 3 種類の積層ゴム支承について、載荷実験結果と解析の比較を示す。

図 11.5.2 から図 11.5.4 をみると、どの積層ゴム支承についても本モデルにより、その復元力特性を精緻に再現できていることがわかる。

11.5.3 水平 2 方向モデル

(1) Graesser の構成モデル

E.J.Graesser 他[11.5.7]は、11.5.2.(1)で記載した Ozdemir モデルを拡張し、次式に示される 3 次元弾塑性構成モデルを導いている。

$$\dot{\varepsilon}_{ij} = \dot{\varepsilon}_{ij}^e + \dot{\varepsilon}_{ij}^p \quad (11.5.5a)$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^e = \frac{1+\nu}{E} \dot{\sigma}_{ij} - \frac{\nu}{E} \dot{\sigma}_{kk} \delta_{ij} \quad (11.5.5b)$$

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^p = (3K_2)^{1/2} (3J_2^0)^{(n-1)/2} \Delta_{ij} \quad (11.5.5c)$$

$$b_{ij} = \frac{2}{3} E \alpha (3K_2)^{1/2} (3J_2^0)^{(n-1)/2} \Delta_{ij} \quad (11.5.5d)$$

ここに、

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (11.5.6a)$$

$$b_{ij} = \beta_{ij} - \frac{1}{3} \beta_{kk} \delta_{ij} \quad (11.5.6b)$$

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (11.5.6c)$$

$$J_2^0 = \frac{1}{2\sigma_y^2} (S_{ij} - b_{ij})(S_{ij} - b_{ij}) \quad (11.5.6d)$$

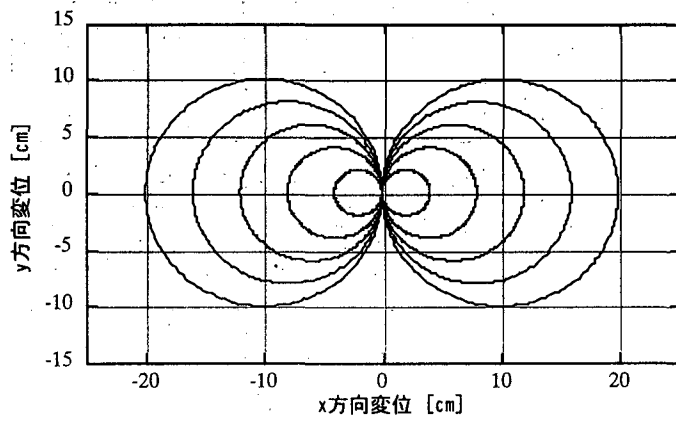
$$K_2 = \frac{1}{2} \dot{\varepsilon}_{ij} \dot{\varepsilon}_{ij} \quad (11.5.6e)$$

であり、また、 ε_{ij} ：ひずみテンソル、 σ_{ij} ：Cauchy 応力テンソル、 b_{ij} ：背応力テンソル、 E ：ヤング率、 ν ：ポアソン比、 σ_y ：降伏応力、 α ：2 次勾配に関するパラメータである。式(5)は、基本的に古典塑性論に従っており、Mises 型の降伏条件と Prager の線形移動硬化則を有する。

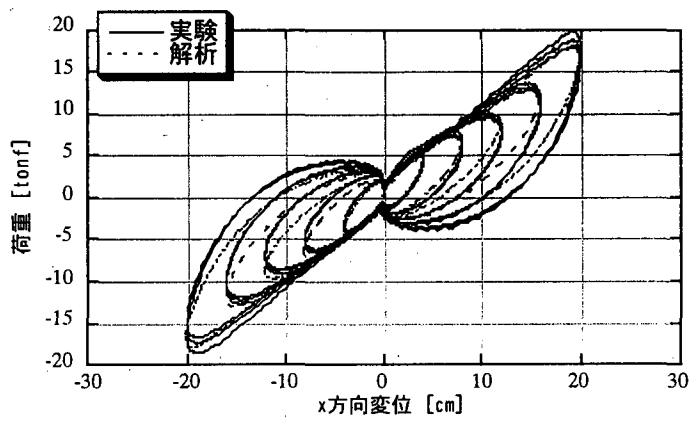
(2) 構成モデルの縮体

式(5)を水平 2 方向に対応した型に縮体する。以後この縮体したものを縮体 2 軸モデルと呼ぶ。

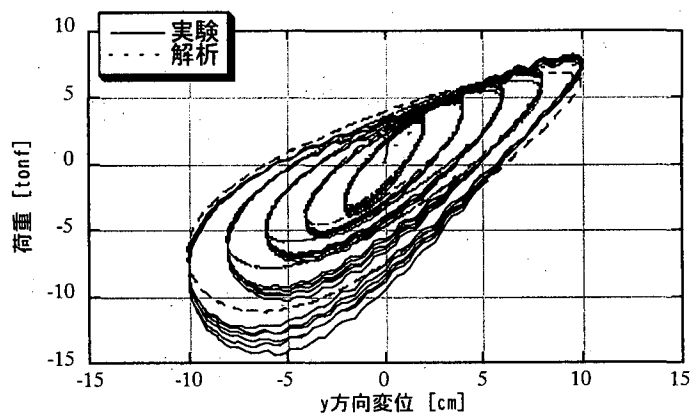
縮体 2 軸モデルを導出するために、特にポアソン比の影響を受けない 2 つのせん断成分のみが存在する場合を考え、式(5)に代入する。次に、 $\sigma_y / \sqrt{3} \rightarrow Y$ 、 $\sigma_{12} = \sigma_{21} \rightarrow F_x$ 、 $\sigma_{13} = \sigma_{31} \rightarrow F_y$ 、 $b_{12} = b_{21} \rightarrow S_x$ 、 $b_{13} = b_{31} \rightarrow S_y$ 、 $\varepsilon_{12} = \varepsilon_{21} \rightarrow U_x$ 、 $\varepsilon_{13} = \varepsilon_{31} \rightarrow U_y$ のように置換し、さらに $E = Y / U_0$ とすると次式の縮体 2 軸モデルが導かれる。



(a) 入力変位経路

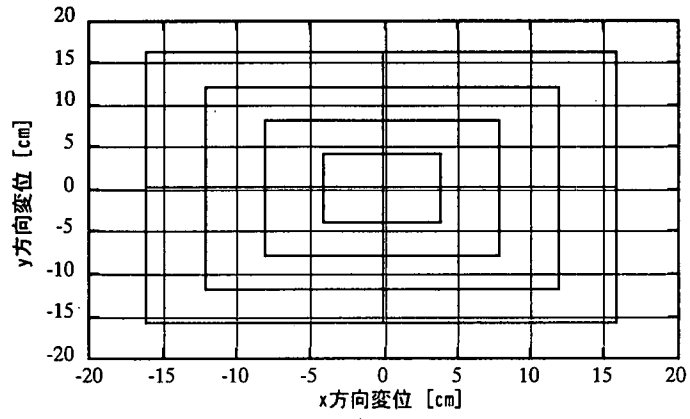


(b) x方向の変位-荷重関係

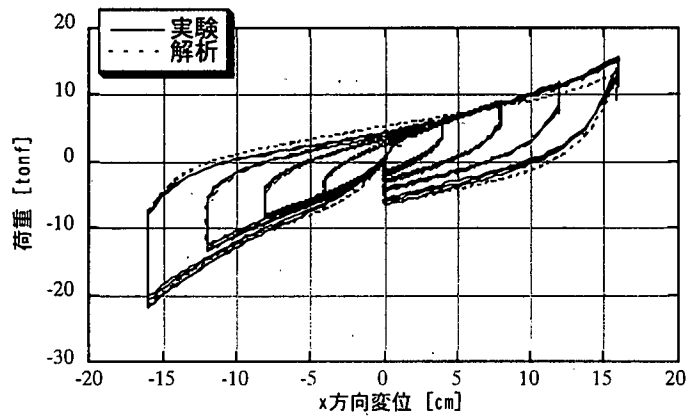


(c) y方向の変位-荷重関係

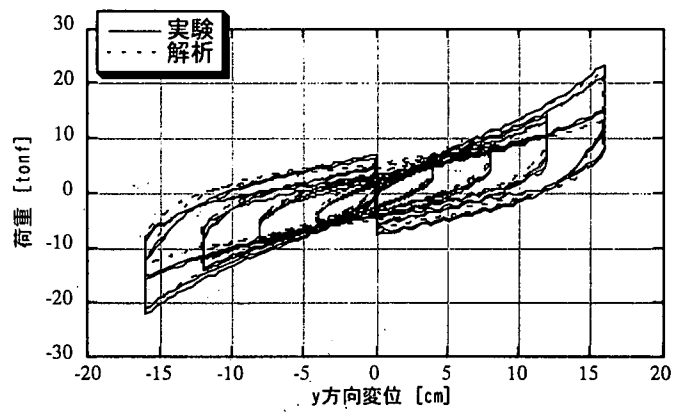
図 11.5.5 8の字型2方向載荷実験結果とモデルの比較



(a) 入力変位経路



(b) x 方向の変位-荷重関係



(c) y 方向の変位-荷重関係

図 11.5.6 矩形型 2 方向載荷実験結果とモデルの比較

$$\frac{\dot{F}_x}{Y} = \frac{\dot{U}_x}{U_0} - \frac{\sqrt{\dot{U}_x^2 + \dot{U}_y^2}}{U_0} \left| \frac{\sqrt{(F_x - S_x)^2 + (F_y - S_y)^2}}{Y} \right|^{n-1} \frac{F_x - S_x}{Y} \quad (11.5.7a)$$

$$\frac{S_x}{Y} = \left(\frac{U_x}{U_0} - \frac{F_x}{Y} \right) \quad (11.5.7b)$$

$$\frac{\dot{F}_y}{Y} = \frac{\dot{U}_y}{U_0} - \frac{\sqrt{\dot{U}_x^2 + \dot{U}_y^2}}{U_0} \left| \frac{\sqrt{(F_x - S_x)^2 + (F_y - S_y)^2}}{Y} \right|^{n-1} \frac{F_y - S_y}{Y} \quad (11.5.7c)$$

$$\frac{S_y}{Y} = \left(\frac{U_y}{U_0} - \frac{F_y}{Y} \right) \quad (11.5.7d)$$

(3) 縮体 2 軸モデルの拡張

積層ゴム支承の水平 2 方向復元力特性を再現するために、式(11.5.7)で表される縮体 2 軸モデルを 11.5.3(2)と同様に拡張した。拡張した式を以下に示す。

$$F_x = F_{x1} + F_{x2} \quad (11.5.8a)$$

$$F_y = F_{y1} + F_{y2} \quad (11.5.8b)$$

$$\frac{\dot{F}_{x1}}{Y} = \frac{\dot{U}_x}{U_0} - \frac{\sqrt{\dot{U}_x^2 + \dot{U}_y^2}}{U_0} \left| \frac{\sqrt{(F_{x1} - S_x)^2 + (F_{y1} - S_y)^2}}{Y} \right|^{n-1} \frac{F_{x1} - S_x}{Y} \quad (11.5.8c)$$

$$\frac{\dot{F}_{y1}}{Y} = \frac{\dot{U}_y}{U_0} - \frac{\sqrt{\dot{U}_x^2 + \dot{U}_y^2}}{U_0} \left| \frac{\sqrt{(F_{x1} - S_x)^2 + (F_{y1} - S_y)^2}}{Y} \right|^{n-1} \frac{F_{y1} - S_y}{Y} \quad (11.5.8d)$$

$$F_{x2} = \eta \dot{U}_{xd} = k U_{xs} \quad (11.5.8e)$$

$$F_{y2} = \eta \dot{U}_{yd} = k U_{ys} \quad (11.5.8f)$$

$$\frac{S_x}{Y} = \left(\frac{U_x}{U_0} - \frac{F_x}{Y} \right) \left(\alpha_0 - \beta \left| \frac{U_{\max}}{U_0} \right|^q \right) \quad (11.5.8g)$$

$$\frac{S_y}{Y} = \left(\frac{U_y}{U_0} - \frac{F_y}{Y} \right) \left(\alpha_0 - \beta \left| \frac{U_{\max}}{U_0} \right|^q \right) \quad (11.5.8h)$$

$$Y = Y_0 \left\{ 1 + \gamma \left(\frac{\sqrt{U_x^2 + U_y^2}}{U_0} \right)^p \right\} \quad (11.5.8i)$$

ここに、 F_x : x 方向の荷重、 F_y : y 方向の荷重、 U_x : x 方向の変位、 U_y : y 方向の変位であり、 U_0 、 n 、 η 、 k 、 Y_0 、 α_0 、 β 、 γ 、 p および q は未知パラメータである。また、 U_{\max} は、 $\sqrt{U_x^2 + U_y^2}$ の過去に経験した最大値である。

なお、式(11.5.8)に含まれる 10 個の未知パラメータは、式(4)の水平 1 方向モデルと同一であり、水平 1 方向モデルで同定した値を利用することができる。

(4) 既往の実験結果との比較

式(11.5.8)で示されている水平2方向モデルを検証するために、高減衰積層ゴム支承の載荷実験結果[11.5.8]との比較を行った。比較した結果を図11.5.5ならびに図11.5.6に示す。図11.5.5および図11.5.6をみると、本水平2方向モデルにより高減衰積層ゴム支承の水平2方向復元力特性を精度よく再現できることがわかった。

11.5.4 まとめ

ここでは、積層ゴム支承の水平2方向加振の際の履歴特性を示すと共に、それに対応した復元力モデルを紹介した。それにあたって、まず、広い振幅範囲における3種類の積層ゴム支承の復元力特性を精緻に再現できる水平1方向モデルを構築した。さらに、3次元弾塑性構成モデルをベースとし、水平2方向の加振を受ける積層ゴム支承の復元力特性に対応した水平2方向モデルを提案した。さらに既往の実験結果と比較しモデルを検証した。

参考文献

- 11.5.1) 鈴木重信：建築免震用高減衰積層ゴムに関する研究，学位論文，東京大学，1995.
- 11.5.2) 菊池優，猿田正明，田村和夫：建築免震用積層ゴムの復元力特性に関する研究，構造工学論文集，Vol.40B，pp.177-188，1994.
- 11.5.3) 八坂厚彦，飯塚真巨，竹中康雄，藤本信夫，前田祥三：建築の免震防振構法の開発（その12 弾塑性ダンパー及び高減衰積層ゴムの水平2方向加力実験），日本建築学会学術講演梗概集，1987.
- 11.5.4) 藤野陽三，阿部雅人，吉田純司：微小変形領域における高減衰積層ゴム支承の復元力特性，土木学会第55回年次学術講演会，1999.
- 11.5.5) H.Ozdemir: "Nonlinear transient dynamic analysis of yielding structure", *Ph.D Dissertation*, University of California, Berkeley, 1973.
- 11.5.6) 佐藤郁郎：最小2乗法その理論と実際 観測データの非線形解析，山海堂，1997.
- 11.5.7) E.J.Graesser, and F.A.Cozzarelli: "A Multi-dimensional Hysteretic Model for Energy Absorbing Devices", *Technical Report NCEER-91-0006*, State University of New York at Buffalo, 1991.
- 11.5.8) 大林組技術研究所：高減衰積層ゴム支承の2方向繰り返し加力試験データ，1997.

(執筆者：阿部雅人)

11.6 鋼製リンク支承を用いた橋梁の耐震解析

11.6.1 まえがき

ゴム支承に比較して温度依存性の低い鋼製リンク支承を用いた橋梁の地震応答解析例を紹介する。対象とした橋梁は図 11.6.1 に示すように 4 径間連続鋼箱桁であり、両端部が可動支承、中間支点が鋼製リンク支承となっている。地盤は道路橋示方書に規定される I 種地盤であり、A 地域に属する。

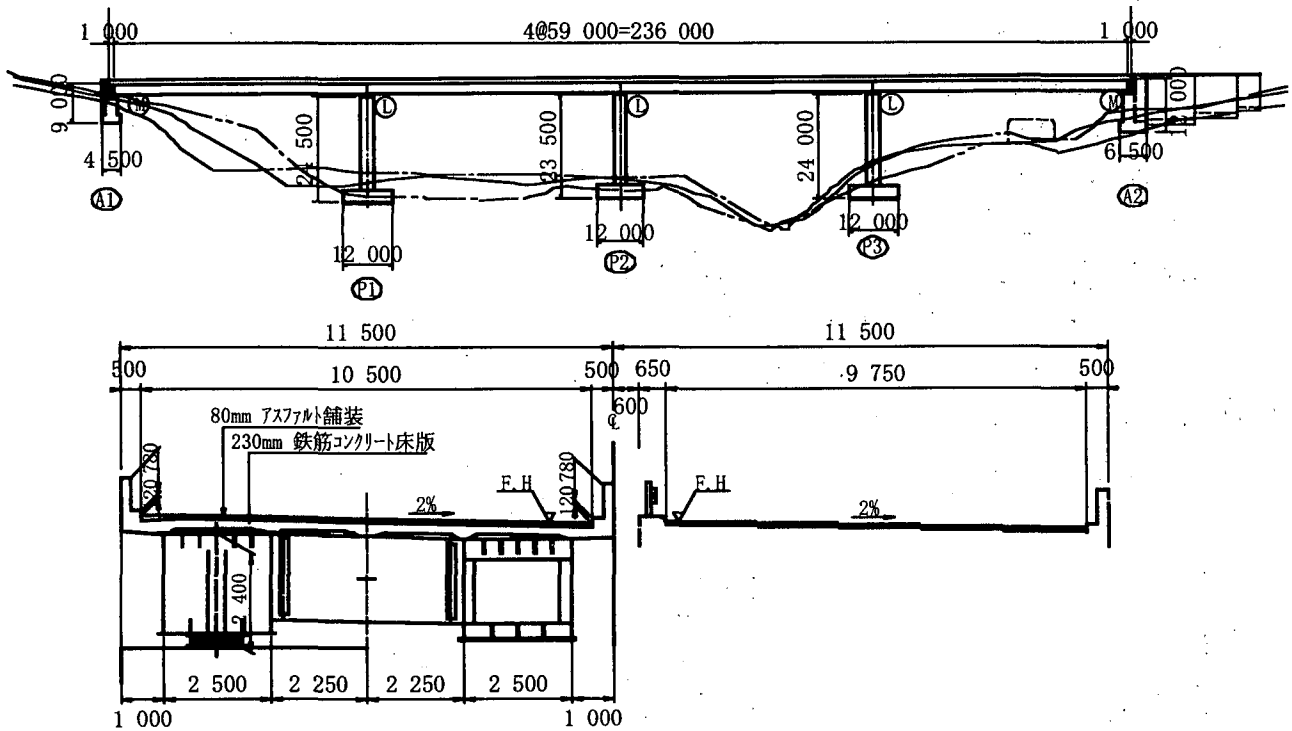


図 11.6.1 解析対象とした橋梁

11.6.2 鋼製リンク支承の特徴とモデル化

鋼製リンク支承では、図 11.6.2 に示すようにフットボール状の回転板をはさんで上下沓が配置されている。上下沓と回転板との接触面は、回転板側が PTFE 板、上下沓側がステンレス鋼になっている。水平力が作用すると回転板が回転し、上沓が下沓に対して上向きに移動することにより水平方向の復元力を生じると同時に、摺動摩擦によりエネルギー吸収が生じる [11.6.1]。積層ゴムのように材料非線形性ではなく、幾何学的非線形を利用しているため、温度変化や過去の変形履歴に依存しないという特徴を持つ [11.6.2]。ただし、水平移動に伴い鉛直変位が発生するため、これが問題となる構造では注意を要する。一般に回転板の回転角度 α を 20 度以内に押さえれば上下方向変位の影響は小さいとされている [11.6.3]。一般に回転板と下沓間に水やほこりが混入すると、摩擦係数が変化し、免震支承としての機能が失われるため、これら为了避免のためにカバーを取り付ける必要がある。

鋼製リンク支承の履歴特性はバイリニア型の履歴モデルで表される。図 11.6.3 に示すように 1 次剛性 K_1 および 2 次剛性 K_2 、降伏強度 Q_0 はそれぞれ以下のように与えられる [11.6.3], [11.6.4]。

$$K_1 = \infty \quad (11.6.1)$$

$$K_2 = V \cdot \{ 1 + \tan^2(\alpha \pm \rho) \} / \{ (2 - C) \cdot R \cdot \cos \alpha \} \quad (11.6.2)$$

$$Q_d = V \cdot \tan \rho \quad (11.6.3)$$

ここに、

V : 支承に作用する鉛直力 (KN)

R : 回転板の曲率半径 (m)

C : 回転板の形状係数で、次式で与えられる

$$C = t / R \quad (11.6.4)$$

t : 回転板の中央部の厚さ

ρ : 支承の摩擦角で、次式で与えられる

$$\sin \rho = 2 \cdot \mu / \{ (2 - C) \cdot (1 + \mu^2)^{1/2} \} \quad (11.6.5)$$

μ : PTFE 板とステンレス鋼間の場合には $\mu = 0.1$ となる

α : 回転板の回転角

α と上沓の水平変位 u、鉛直変位 v の関係は次式で与えられる。

$$u = R \cdot (2 - C) \cdot \sin \alpha \quad (11.6.6)$$

$$v = R \cdot (2 - C) \cdot (1 - \cos \alpha) \quad (11.6.7)$$

式(11.6.2)の2次剛性 K_2 は水平変位が小さい場合には次式のように与えることもできる。

$$K_2 = V \cdot (1 + \tan^2 \rho) / \{ (2 - C) \cdot R \} \quad (11.6.8)$$

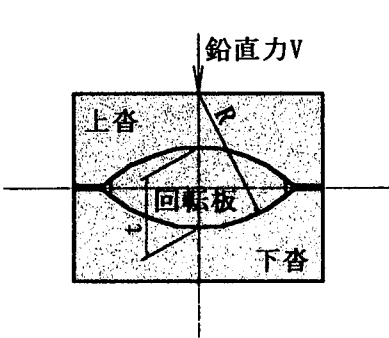


図 11.6.2 鋼製リンク支承の変形

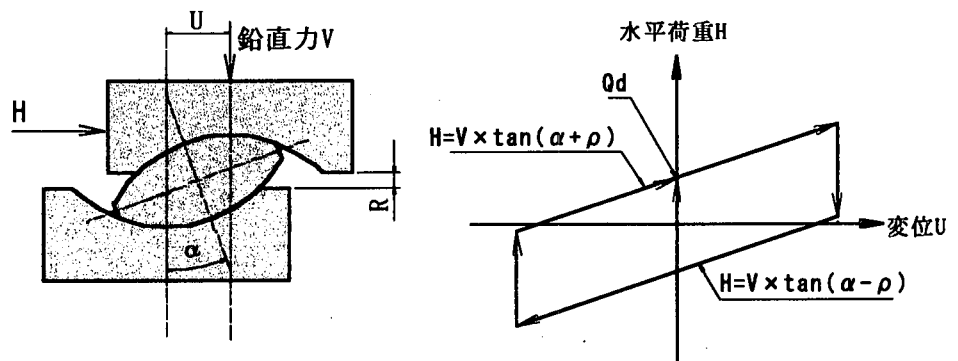


図 11.6.3 荷重-変位の履歴

11.6.3 解析手法および解析条件

平面骨組構造モデルを用いて、橋軸方向および橋軸直角方向ともに橋全体系に対してモデル化を行った。橋脚の履歴特性としては、コンクリートのひびわれ、鉄筋の降伏を考慮したトリリニア型のスケルトンカーブとし、剛性低下型モデルを用いた。鋼製リンク支承の履歴特性は式(11.6.1)～式(11.6.3)によるバイリニア型の履歴モデルとした。ただし、2次剛性 K_2 は式(11.6.6)で与えた。支承は図 11.6.4 に示すように、平面形状が 1150mm×1150mm、高さが 470mm で、1支点到に2個配置している。回転板の曲率半径 R は 500mm、中央部の厚さ t は 300mm とした。このようにすると、式(11.6.4)から $C = 0.6$ となる。また、 μ は 0.1 としている。鋼製リンク支承の1次剛性 K_1 (式(11.6.1)) は数値積分が発散しない範囲で十分大きな値とした。式(11.6.2)によれば支承に作用する鉛直力 V により鋼製リンク支承の2次剛性 K_2 が変化するが、ここでは、鉛直力

として死荷重反力 (4000~5500kN) を想定し、静止状態 ($\alpha = 0$) における2次剛性 K_2 を用いることとした。モード解析の結果は固有周期が1, 2次モードで0.79、0.61秒であり、モード減衰定数はそれぞれ5.6%、2.0%であった。

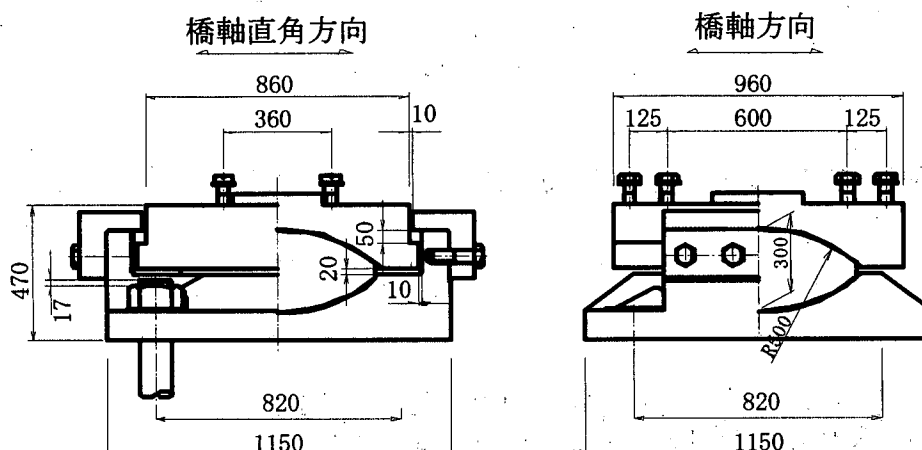


図 11.6.4 支承形状

入力地震動としては、道路橋示方書V編6.3(3)に規定されるタイプI、IIの標準加速度スペクトルに近い特性を有するように既往の代表的な強震記録を振動数領域で振幅調整された加速度波形(標準波)を用いた。

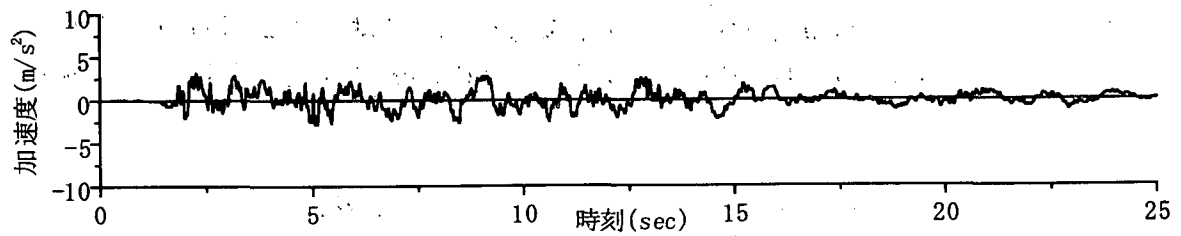
11.6.4 解析結果

表 11.6.1 は P1 位置での桁および橋脚の3波形の最大応答値である。橋脚天端に対して桁位置では、最大加速度は $1/3 \sim 1/6$ に減少するが、変位は2倍~4倍程度に増大している。支承には0.17m~0.27mの水平変位が生じ、回転板は最大22度回転している。図 11.6.5 は P1 位置での桁および橋脚天端の地震応答である。橋脚天端の加速度応答には短周期成分が卓越しているが桁の応答には長周期成分が卓越している。また、桁の加速度応答に短周期成分が卓越している部分が見られる(たとえば11秒付近)が、後述するようにこれは支承の剛性が1次剛性の時に相当し、支承が固定状態にあるためである。

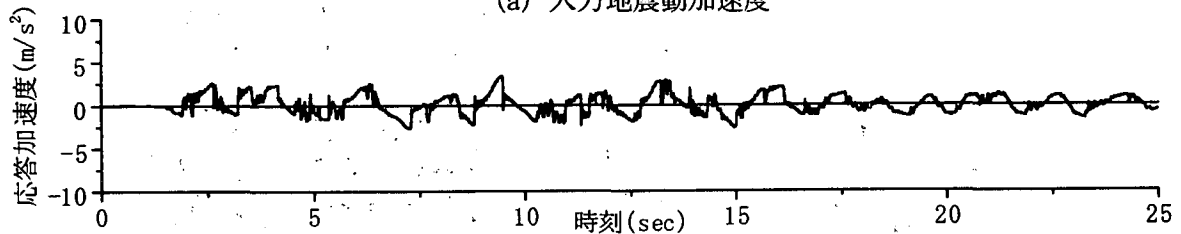
図 11.6.6 は支承の水平力-変位の履歴である。変位が一方向に偏った応答を示している。他の波形による解析ではこのような傾向は見られなかったため、入力地震動の影響によるものと考えられる。図 11.6.7 は P1 の塑性ヒンジの履歴である。橋脚はまだ降伏には達していない。

表 11.6.1 P1 位置における最大応答

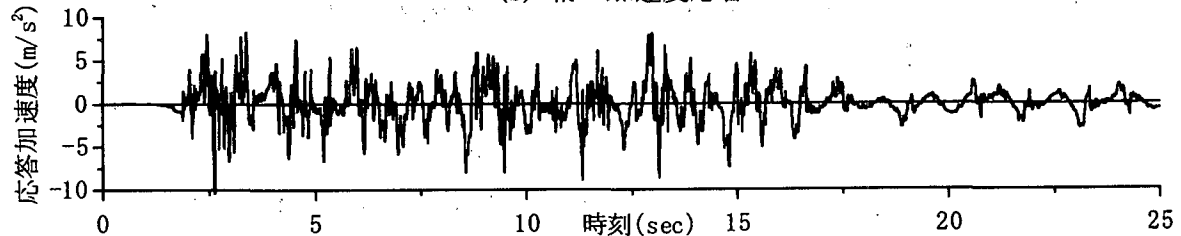
			タイプ I 地震動			タイプ II 地震動		
			1	2	3	1	2	3
加速度	桁	(m/s ²)	3.33	3.50	3.42	4.12	4.81	3.26
	橋脚天端		10.35	10.40	9.40	19.49	17.93	19.85
変位	桁	(m)	0.23	0.24	0.35	0.25	0.18	0.27
	天端		0.07	0.08	0.09	0.14	0.11	0.14
	支承		0.21	0.19	0.27	0.18	0.17	0.22
橋脚塑性ヒンジ部	回転角	(rad)	0.00113	0.00159	0.00194	0.00463	0.00296	0.00441
	せん断力	(kN)	8190	9338	8695	14730	12624	10309



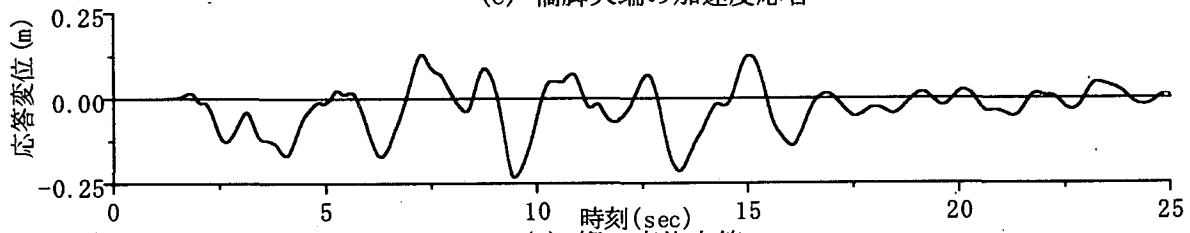
(a) 入力地震動加速度



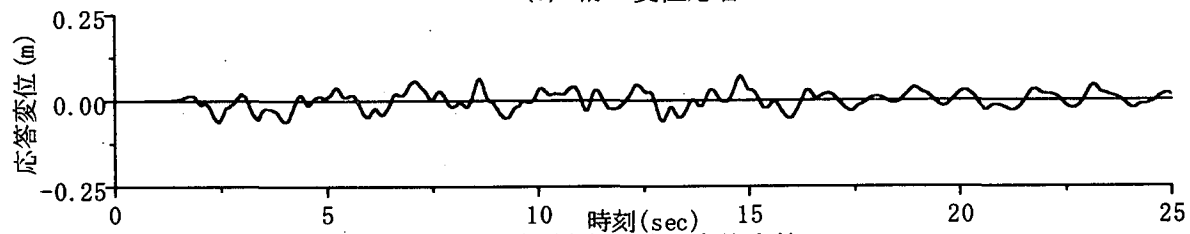
(b) 桁の加速度応答



(c) 橋脚天端の加速度応答



(d) 桁の変位応答



(e) 橋脚天端の変位応答

図 11.6.5 橋脚天端および桁の地震応答 (P1 位置)

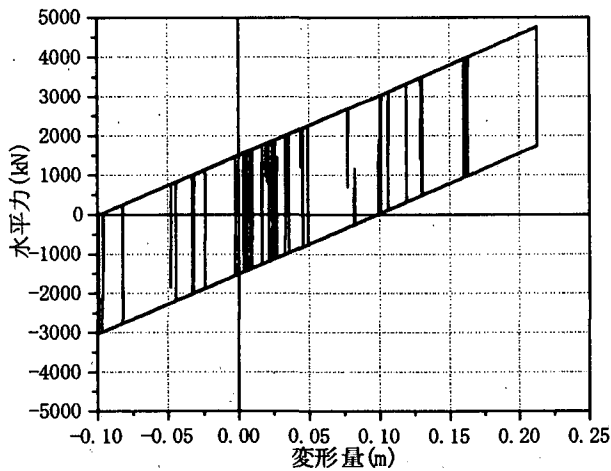


図 11.6.6 支承の履歴 (P1 位置)

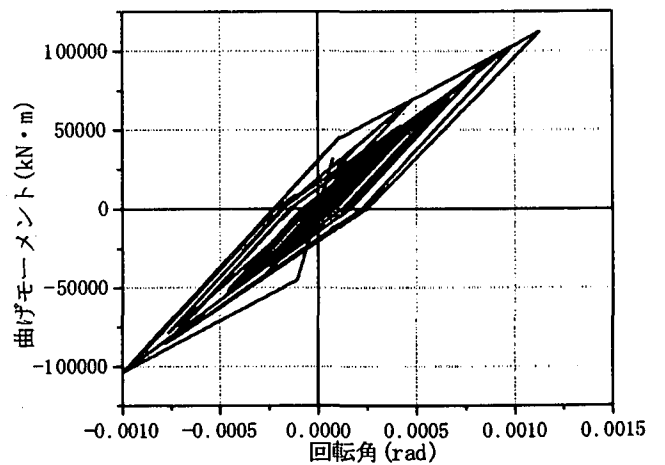


図 11.6.7 橋脚の塑性ヒンジ履歴 (P1 位置)

橋脚躯体の耐震性の評価は、支承の変位、塑性ヒンジの回転角、せん断力および残留変位により行った。応答値はタイプ I、II の地震動に対してそれぞれ 3 波形の応答値の平均値を用いた。支承の許容変位量は回転角 20 度(鉛直変位 42mm に相当) [11.6.3] より、橋脚の塑性回転角の許容値は終局回転角に安全係数 $\alpha = 6$ (タイプ I)、3 (タイプ II) [11.6.5] を確保し、せん断耐力および許容残留変位は道路橋示方書より設定した。表 11.6.2 に照査結果を示す。

支承の移動量から式(11.6.6)により算定した支承の回転角応答を図 11.6.8 に示す。支承の回転による鉛直方向の変位量は式(11.6.7)より P2 で最大 $v = 40\text{mm}$ 程度でスパン長の 1/1475 であるため問題となる値ではない。また桁端部における橋台との相対移動量は 276mm となっている。両端部は可動支承を使用し、伸縮装置はフィンガージョイントとしている。

図 11.6.9 は、図 11.6.5(b)、(c) および図 11.6.8 に示した応答のうち、11 秒前後を拡大した結果である。9.5 秒~10.2 秒では支承が回転しているが、この間では桁は橋脚天端とは異なった加速度応答を示している。これに対して、10.2 秒~11.2 秒の範囲では支承は回転しておらず、固定状態となっており、この間では桁は橋脚天端と同じような加速度応答となっている。したがって、鋼製リンク支承を用いた場合には、回転板の回転が起こるときとこれが固定状態にあるときでは異なった地震応答となる。

表 11.6.2 耐震性の評価

			タイプ I 地震動			タイプ II 地震動		
			P1	P2	P3	P1	P2	P3
支 承	水平変位	(m)	0.23	0.23	0.23	0.19	0.21	0.20
	許容水平変位		0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26
	判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK
	回転角	度	18.9	19.5	19.1	15.7	17.5	16.9
	許容回転角		20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
	判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK
橋 脚 基 部	最大回転角	(rad)	0.0016	0.0016	0.0017	0.0040	0.0043	0.0034
	許容回転角		0.0045	0.0050	0.0046	0.0124	0.0142	0.0127
	判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK
	最大せん断力	(kN)	8741	7924	8657	12554	11532	12567
	せん断耐力		17223	16858	17223	18862	18376	18862
	判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK
橋脚残留変位	(m)	0.001	0.004	0.002	0.012	0.007	0.003	
許容残留変位		0.215	0.205	0.210	0.215	0.205	0.210	
判定		OK	OK	OK	OK	OK	OK	

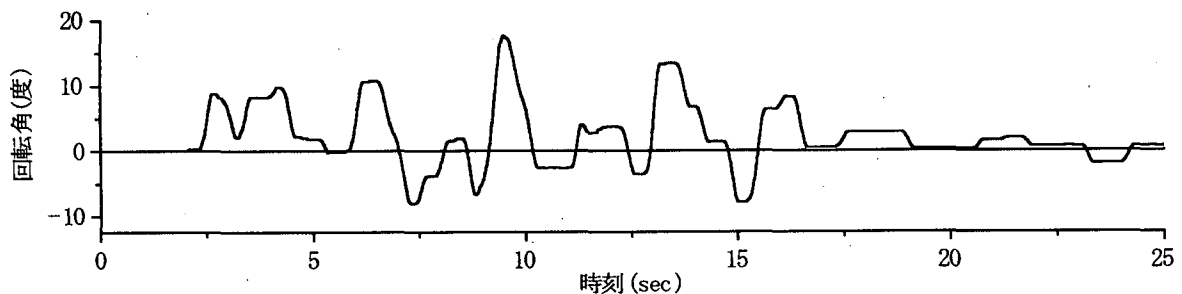
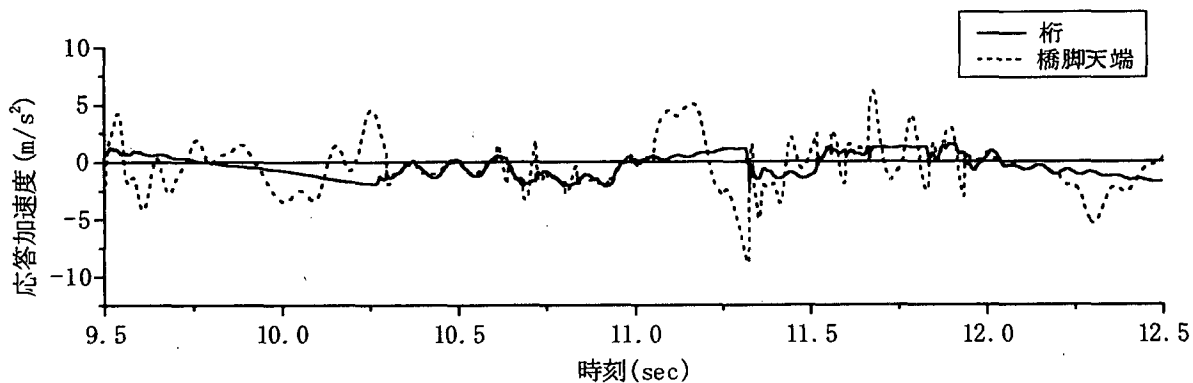
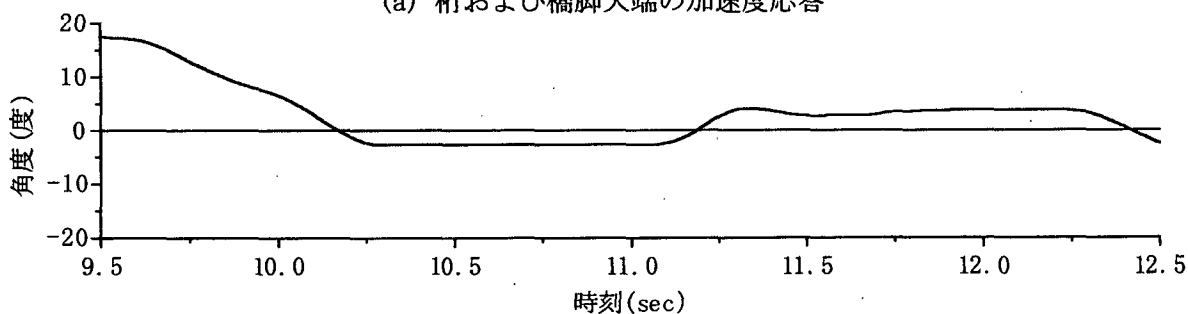


図 11.6.8 支承回転角応答



(a) 桁および橋脚天端の加速度応答



(b) 支承回転角応答

図 11.6.9 桁および橋脚天端の加速度、支承回転角応答

参考文献

- 11.6.1) 別所俊彦、小山田欣裕、佐藤昌志、谷本俊充：幾何学的特性を用いた免震支承の開発、土木学会第51回年次学術講演集I、114-115、1996
- 11.6.2) 二宮嘉朗、小山田欣裕、谷本俊充、別所俊彦：低温域における鋼製免震支承の動的応答特性に関する基礎実験、土木学会第52回年次学術講演集I、688-689、1997
- 11.6.3) 道路橋設計施工要領、北海道開発局、E-3-E-10、1999
- 11.6.4) 小山田欣裕、佐藤昌志、谷本俊充、別所俊彦：幾何学特性を利用した免震装置の開発、土木学会第1回免震・制振コロキウム講演論文集、269-274、1996
- 11.6.5) 道路橋の耐震設計に関する資料—PC ラーメン橋・RC アーチ橋・PC 斜張橋・地中連続壁・深礎基礎等の耐震設計例—、(社)日本道路協会、2-75、1998

(執筆者・工藤浩史)

11.7 桁間衝突の影響

11.7.1 現状と課題

免震橋では、固有周期の増大に伴い一般橋よりも桁の応答変位が増大するが、このようになると相隣る桁間や桁と橋台間に衝突が生じる可能性が出てくる。桁間衝突の影響は単に免震橋だけでなく一般橋にも生じるが、桁がフレキシブルに橋脚に支持されているため、免震橋の方がこの影響が大きいと考えられる。

桁衝突の影響が設計に及ぼす影響としては、1) 衝突を起こさないためにはどれだけの桁遊間が必要か、2) 桁衝突が起こるとどのように桁の応答は影響されるか、特に、桁衝突によって橋脚の塑性化が増大したり、桁の応答変位が増大する結果、落橋を防止するために必要な桁掛かり長が増大しないか、3) 桁衝突によって落橋防止構造の作用力が増大しないか等があげられる。

また、衝突現象はそれ自体が複雑な現象であり、これを動的解析によってどのようにモデル化するか、また、その精度はどの程度かも検討しておかなければならない。現在の耐震設計では、桁衝突の影響が大きい場合には動的解析で検討したり、免震橋に必要な桁遊間を算出する際に相対変位応答スペクトルに基づく計算が行われたりしているが、まだ、現状では桁衝突の影響は具体的にどのように考慮すべきかは明らかにされていない。こうした点から、桁衝突の影響とこれをどのように耐震設計に考慮すべきかが問われている。

11.7.2 桁の衝突のモデル化とその精度

1) 衝突ばね

衝突現象を解析するためには、剛体衝突モデルや弾性波動論を用いることができる [11.7.1] が、非線形性を考慮して構造解析するためには適用性に限界がある。このため、動的解析に良く用いられる離散型骨組構造解析モデルには衝突ばねを用いた解析が広く用いられている。衝突ばねを用いて隣接桁間の衝突を見込んだ橋の地震応答を初めて解析したのは Tseng and Penzien である [11.7.26]。衝突ばねによって衝突現象をモデル化し、1971年サンフェルナンド地震で落橋した5/14曲線橋を対象とした解析を行った。しかし、Tseng and Penzien が取り扱ったのは桁間の完全塑性衝突であり、これでは地震時に桁間に実際に生じる桁の応答を正しく解析することはできない。これを完全弾性衝突として解析を行ったのは Kawashima and Penzien である [11.7.11]。

Kawashima and Penzien は衝突ばねによる解析方法を修正して5/14曲線橋モデルに対する模型振動実験結果をうまく再現できることを示した。さらに、川島は桁を弾性棒にモデル化し、衝突ばねを用いた衝突の解析と弾性波動論による解析との比較から、ばね定数の与え方や積分時間間隔を提案した [11.7.12]。渡邊、川島はこうした解析をさらに拡張し、弾性波動論との比較検討から積分時間間隔に関して再提案を行うと同時に、衝突力に関する検討を行なっている [11.7.28]。

こうした検討結果に基づけば、桁間の衝突をモデル化するためには、図 11.7.1 に示すようにモデル化すればよい。衝突ばね k および衝突力 P_I は桁間の相対変位に応じて以下のように与えられる。

$$k = \begin{cases} k_I & \Delta u < -u_G \\ 0 & \Delta u \geq -u_G \end{cases} \quad (11.7.1)$$

$$P_I = \begin{cases} k_I(\Delta u - u_G) & \Delta u < -u_G \\ 0 & \Delta u \geq -u_G \end{cases} \quad (11.7.2)$$

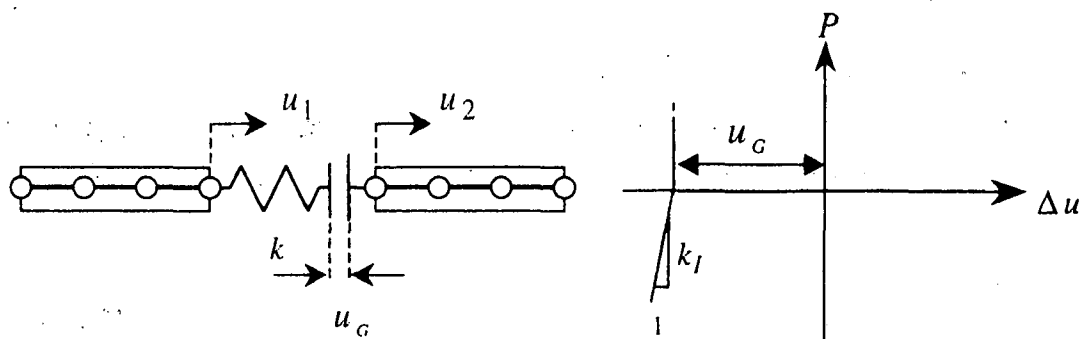


図 11.7.1 弾性棒の衝突とそれに伴う応力波の伝播

ここに、

$$\Delta u = u_2 - u_1 \quad (11.7.3)$$

ここで、 u_1 、 u_2 はそれぞれ桁 1、桁 2 の応答変位、 u_G は桁間の初期遊間、 k_I は衝突ばねの剛性である。問題は、衝突ばねの剛性および積分時間間隔 Δt をどのように選定するかであり、弾性波動論との比較検討に基づいて、以下のように設定することが提案されている。

(1) 衝突ばねの剛性

桁を離散型骨組み構造モデルにモデル化した場合に、1つの梁要素の軸方向剛性と同程度に衝突ばねの剛性 k_I をとるのがよい。すなわち、長さ L 、軸剛性 EA の桁を n 分割するとすれば、剛性比 γ を以下のように取ればよい。

$$\gamma \approx 1-2 \quad (11.7.4)$$

ここで、

$$\gamma = \frac{k_I}{k_B} = \frac{k_I}{nEA/L} \quad (11.7.5)$$

(2) 積分時間間隔

積分時間間隔 Δt は、圧縮波が桁の長さの 2 倍の距離を伝播するに要する時間が短い方の桁の伝播時間 T_I より短くとる事が望ましい。すなわち、

$$\Delta t < T_I \quad (11.7.6)$$

ここで、

$$T_I = \min(T_{I1}, T_{I2}) \quad (11.7.7)$$

$$T_{I1} = \frac{2L_1}{C_1} ; T_{I2} = \frac{2L_2}{C_2} \quad (11.7.8)$$

ここで、 T_{I1} 、 T_{I2} はそれぞれ桁 1、桁 2 の基本衝突時間、 L_1 、 L_2 は桁 1、桁 2 の長さ、 C_1 、 C_2 は桁 1、桁 2 の縦波の伝播速度で、次式で与えられる。

$$C_1 = \sqrt{E_1 / \rho_1} ; C_2 = \sqrt{E_2 / \rho_2} \quad (11.7.9)$$

ここで、 E_1 、 E_2 は桁 1、桁 2 の弾性係数、 ρ_1 、 ρ_2 は桁 1、桁 2 の密度である。

ただし、式 (11.7.6) は桁の中を波動が伝播することを再現するために必要な積分時間間隔であり、これよりももっと積分時間間隔を大きくしても、桁の地震応答変位や加速度を実務的に解析することができる。これについては後述する。

2) 弾性波動論に基づく棒の衝突と衝突ばねを用いた動的解析の精度検証

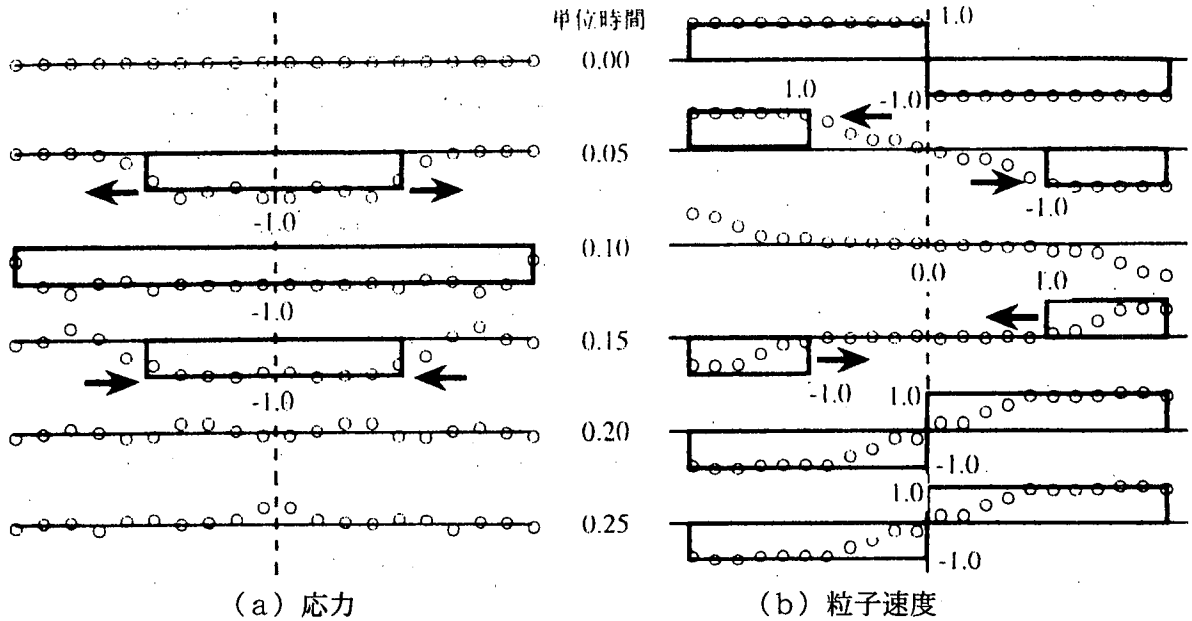


図 11.7.2 等長、等断面の 2 本の棒が正面衝突する場合の応力伝播と粒子速度の変化

以上の衝突ばねと積分時間間隔を用いて波動論から求められる棒の衝突現象を動的解析によってどの程度の精度で解析できるかを示した一例が、図 11.7.2 である。これは等長、等断面の 2 本の棒（棒 1、棒 2）が互いに反対方向に同じ速度 V_0 、 $-V_0$ で運動し、やがて接触した後離反して行く過程を解析したものである。棒 1 と棒 2 が衝突すると、応力波が棒 1、棒 2 内部を伝播し、反対側（非接触面）に達し、そこで全反射して再び接触面に帰ってくる。これによって、棒 1 の速度は $-V_0$ に、また、棒 2 の速度は V_0 に変化し、接触が終わって 2 本の棒は離れていく。したがって、この場合には、棒の長さの 2 倍の距離を応力波が伝播する時間が衝突継続時間 T_I となる。

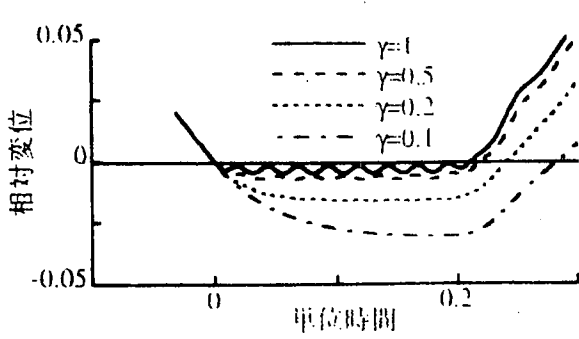
$$T_I = \frac{2L}{C} \quad (11.7.10)$$

なお、図 11.7.2 では、式(11.7.10)によって与えられる衝突継続時間 T_I を無次元化するため 0.2 単位時間として示している。

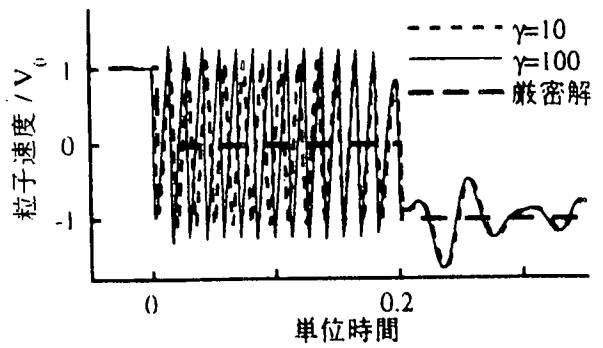
衝突ばねを用いた動的解析では、2 本の棒をそれぞれ 10 等分して線形梁要素によってモデル化し、式(11.7.5)による剛性比 $\gamma = 1.5$ とした。さらに、積分時間は T_I の $\sqrt{10}/2000$ と十分小さくした場合（式(11.7.6)を満足している）の結果を示している。これによれば、衝突ばねを用いて動的解析すれば、応力フロントにおける応力勾配は波動論解のようにシャープではないが、棒内部の応力波の伝播、粒子速度の変化の特徴を良く表せることがわかる。

図 11.7.3 は、衝突ばねの剛性（式(11.7.5)による剛性比で表現）を変化させた場合に 2 本の棒間の相対変位と衝突面における粒子速度がどのように変化するかを示した結果である。 $\gamma < 0.5$ にすると、棒間のオーバーラップが大きくなりすぎ、衝突現象を表すためには適当ではない。反対に、 $\gamma > 1$ にすると小刻みに接触と離反を繰り返す、粒子速度が大きく振動するようになる。結局、 $\gamma = 1 \sim 2$ 程度にした場合に、棒間の相対変位の変化や棒の粒子速度の変化の様子を最もリアルに表現することができる。

次に、剛性比 γ が衝突力にどのように影響するかを示した結果が、図 11.7.4 である。この場合には、 $0.5 < \gamma < 2$ 程度であれば、比較的正確に近い衝突力を与える。しかし、これ以上 γ を大

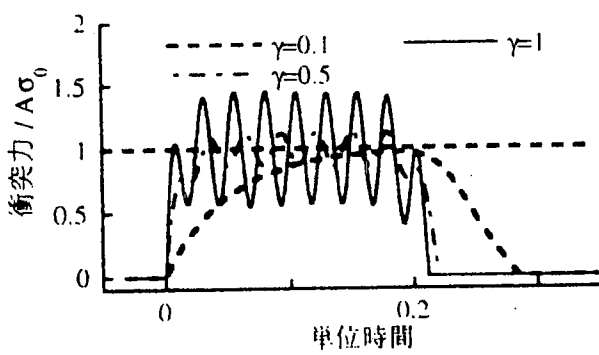


(a) 2本の棒間の相対変位

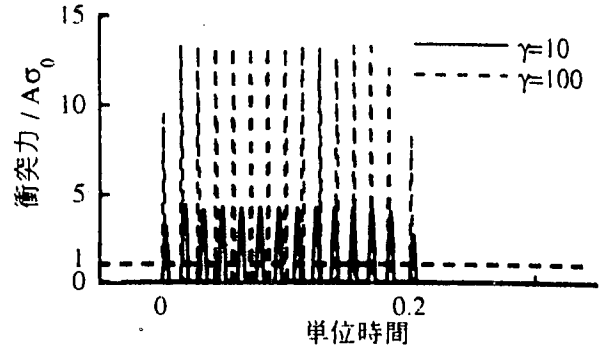


(b) 衝突面の粒子速度

図 11.7.3 剛性比 γ と 2本の棒間の相対変位及び衝突面の粒子速度の関係



(a) $\gamma=0.1\sim 1$



(b) $\gamma=10\sim 100$ 衝突面の粒子速度

図 11.7.4 剛性比 γ が衝突力に及ぼす影響

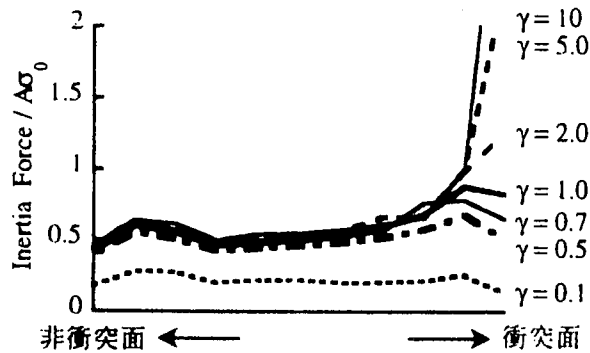


図 11.7.5 剛性比 γ が慣性力の最大値に及ぼす影響

大きくすると、計算によって求められる衝突力は厳密解よりも極めて大きくなる。図 11.7.5 は棒内部に生じる慣性力の分布としてこれを示した結果である。接触面から少し離れると慣性力は剛性比 γ によってそれ程変わらないが、接触面においては γ によって大きく慣性力は変化する。

図 11.7.6 は積分時間間隔 Δt をいろいろ変化させた場合の棒間の相対変位と衝突面における粒子速度の変化を示した結果である。式(11.7.21)による衝突継続時間 T_I で無次元化し、積分時間間隔を $\Delta t / T_I = 5$ とすると、衝突継続時間内の応答は把握できないし、衝突継続時間も長く評価されるが、棒の衝突、接触、離反という衝突の基本的な特性だけは再現されている。ただし、これは等長、等断面の棒の衝突に限られた場合であり、一般にはこのようにはならない。

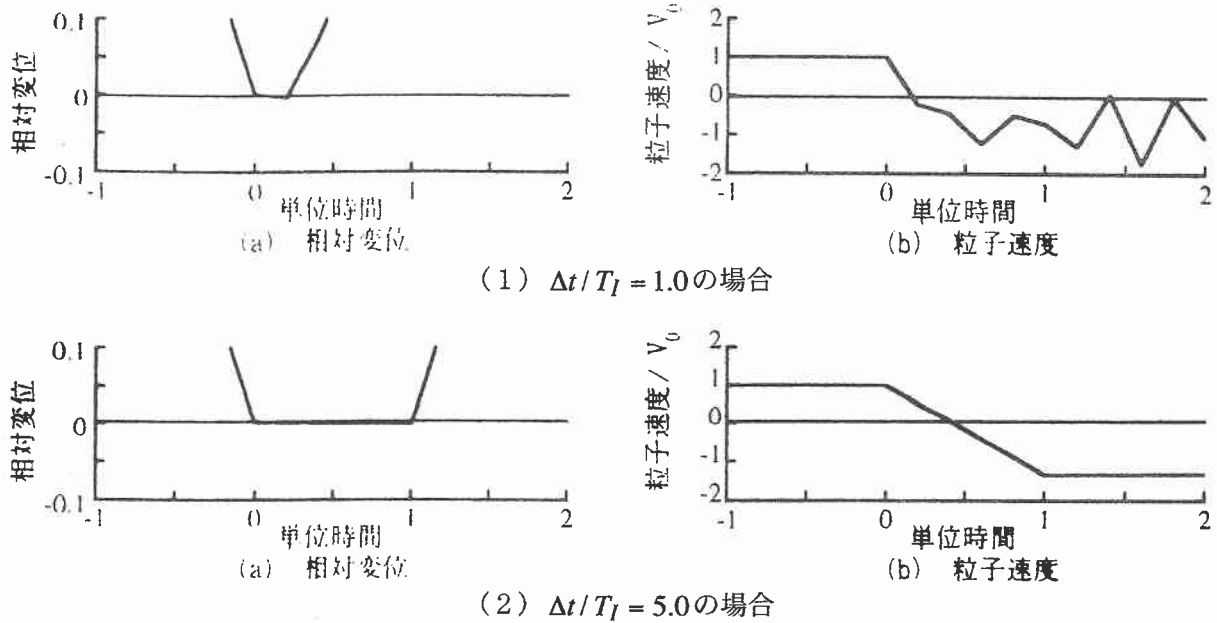


図 11.7.6 棒間の相対変位と衝突面における粒子速度の変化によって表した積分時間間隔の影響

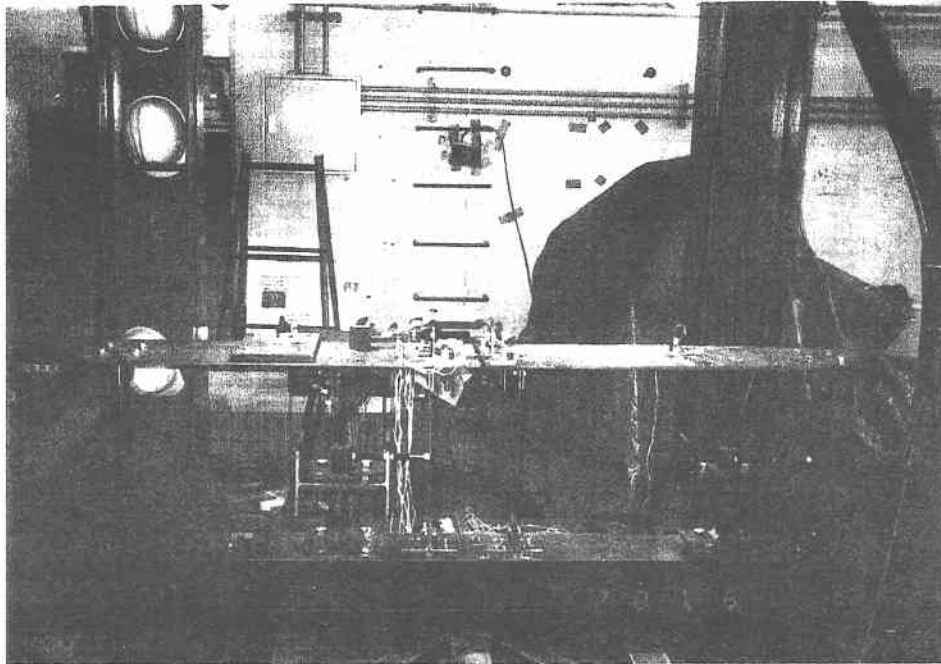


図 11.7.7 2連の直橋の模型振動実験 (東京工業大学)

3) 模型振動実験との比較検討に基づく衝突ばねを用いた動的解析の精度検証

振動実験との比較に基づく衝突ばねを用いた動的解析法の精度の検討は 1971 年サンフェルナンド地震で落橋した 5/14 曲線高架橋に対する模型振動実験に行われたのが最初である [11.7.10; 11.7.11] が、同種の検討は現在までもいろいろ行われてきている [11.7.8; 11.7.9; 11.7.18; 11.7.19; 11.7.25; 11.7.28]。ここでは、図 11.7.7 に示すように鋼材から製作した 2 連の桁の振動実験結果から衝突ばねの精度を検討した結果を紹介する [11.7.27]。継手では、桁の両側にそれぞれ 1 基の桁間連結装置が取り付けられている他、衝突力を緩和する目的で圧縮側緩衝装置が設けられている。

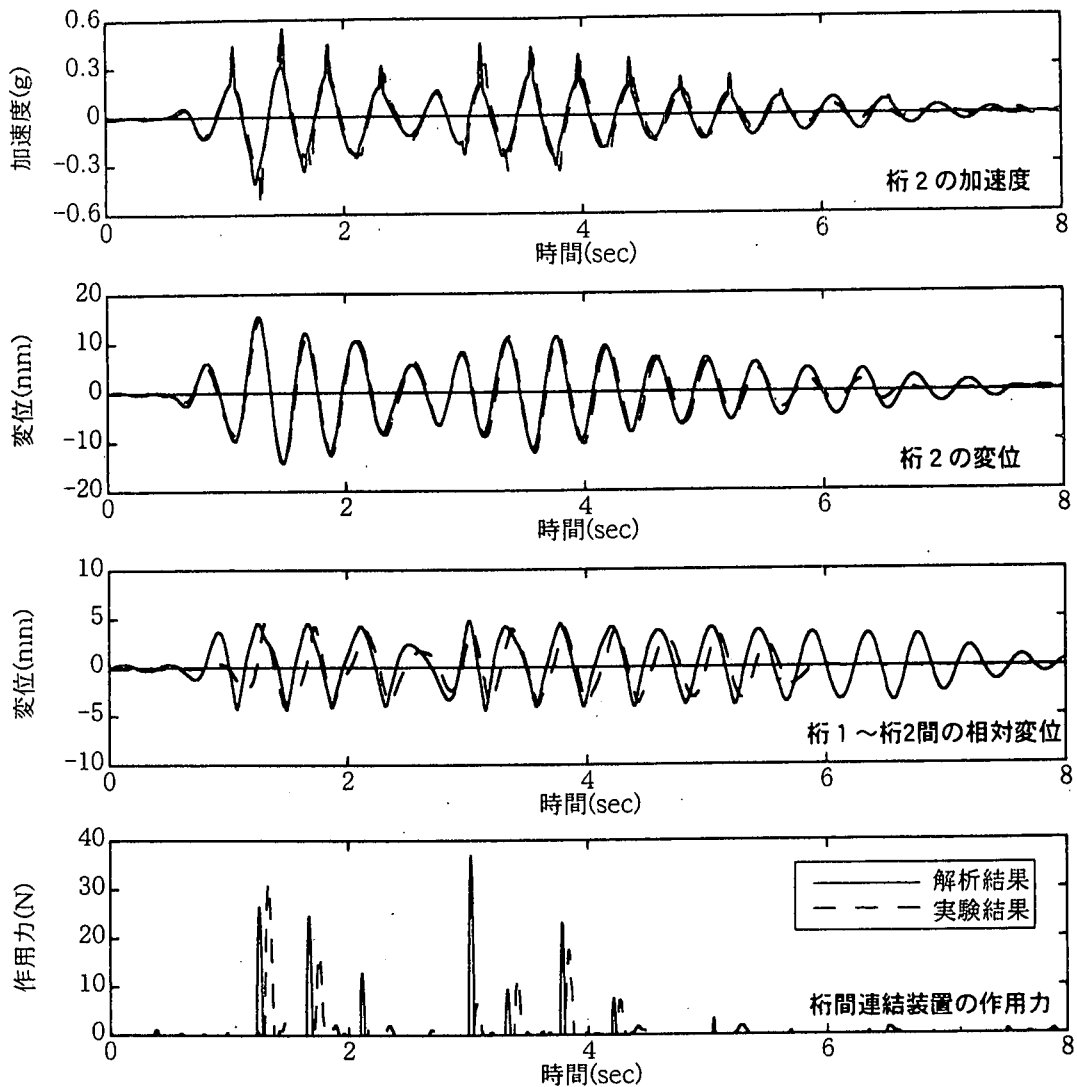


図 11.7.8 模型橋の応答と解析結果

振動実験から得られた桁の応答と継手における相対変位、桁間連結装置の作用力を非線形動的解析による解析値とともに示すと図 11.7.8 のようになる。これより、桁の応答、桁間の相対変位ともによく解析で再現できていることが分かる。また、桁間連結装置の作用力については多少作用時間に実験と解析とでは違いが見られるが、全体として解析結果は良く実験結果を再現している。桁間連結装置の作用時間に多少差が認められるのは、衝突の衝突や桁間連結装置が作動する遊間が桁の両端で必ずしも同一ではないため、解析ではこれらの平均値が用いられているためである。

11.7.3 桁間衝突を考慮した高架橋の地震応答

桁間衝突の影響を考慮した橋の地震応答に関する研究は、1994年ノースリッジ地震や1995年兵庫県南部地震以後、各所で行われるようになった。例えば、矢部らは3径間連続橋と単純橋2連からなる直橋、ならびに2連の単純斜橋を対象として桁間の衝突の影響を解析し、連続橋と単純橋の間の衝突力は単純橋の全重量の1.7倍にも達する大きな値となること、桁衝突が橋脚の残留変位を生じさせる原因となり得ること、斜橋においては桁と橋台が衝突すると、鈍角端から鋭角端に向かう方向の回転が生じること等を指摘している [11.7.29]。中島らは隣接桁の影響

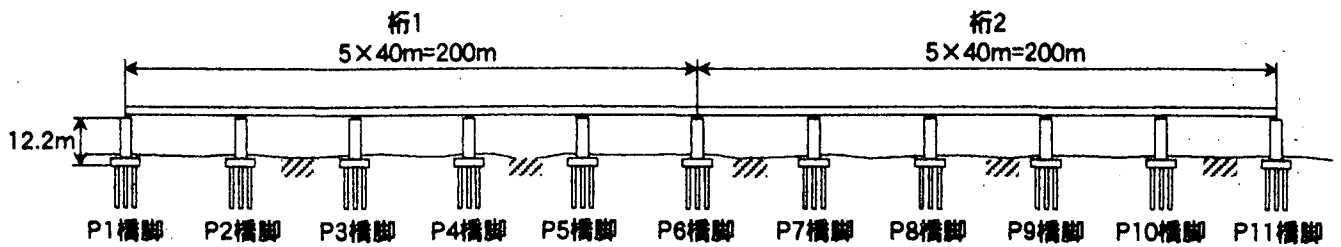


図 11.7.9 5 径間連続橋間の衝突の解析

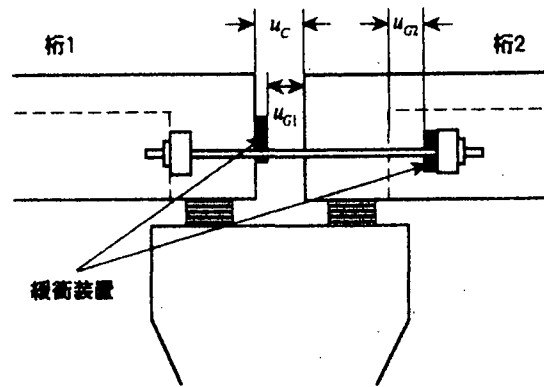


図 11.7.10 桁間連結装置のゴム製緩衝装置

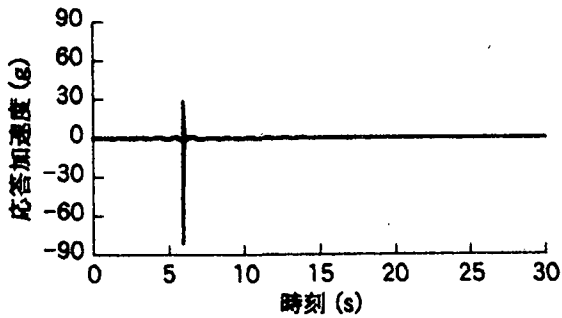
を考慮した高架橋の地震応答特性を解析し、隣接けたの影響を考慮することの重要性を指摘している [11.7.18]。大下らは RPC 5 径間連続中空床版橋と PC 5 径間連続ラーメン橋の解析を行い、桁端の遊間をどの程度確保すべきかを桁間の衝突を考慮して解析し、多少の衝撃力はコンクリートで吸収されるとした設計結果を報告している [11.7.19]。大住らは、免震橋を想定した大変位吸収システムを提案し、桁どうしの衝突の影響を検討している [11.7.20]。志村らは、高架橋の地震応答に対する衝突の影響を解析すると同時に、衝突を考慮する場合には復元力特性の保証される緩衝装置の開発の必要性を指摘している [11.7.25]。伊津野らは、隣接桁間の衝突速度を解析し、衝突ばね定数にもよるが、1~2m/s の値を考慮する必要があることを指摘している [11.7.8]。

海外でも桁間連結装置や衝突緩衝装置に関する研究がいろいろ行われている。特に、ネバダ大学の Saidi 教授らの研究グループは、桁間衝突の影響やケーブル式桁間連結装置の効果を振動実験も含めて実証的な興味深い研究を行っている [11.7.1 ; 11.7.23]。また、Desroches らもノースリッジ地震で得られた曲線橋の強震記録を用いて桁間衝突の影響を実証的に研究している [11.7.4]。また、建築物を対象として、隣接ビル間の衝突や衝突させないために必要な離隔距離に対する検討も行われている [11.7.2 ; 11.7.21]。

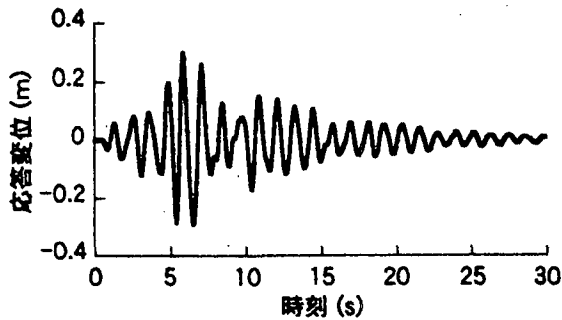
衝突ばねを用いた桁間衝突の影響を解析した一例として、図 11.7.9 に示すように 5 径間連続鋼鉄桁橋 2 連が連続した場合の衝突の影響を示す [11.7.16]。この橋は、桁間長 40m、幅員 12m で、ともに積層ゴム支承によって支持されている。橋脚は 5m x 2.2m の小判型で躯体高さは 10m である。積層ゴム支承の剛性が左側と右側の橋では異なっており、このため、基本固有周期は左側の桁では 1.13 秒であるのに対して、右側の桁では 0.88 秒となっている。

桁端には図 11.7.10 に示すような桁間連結装置が設けられており、衝突の影響を緩和するために、引張側、圧縮側ともにゴム製緩衝装置が取り付けられている。

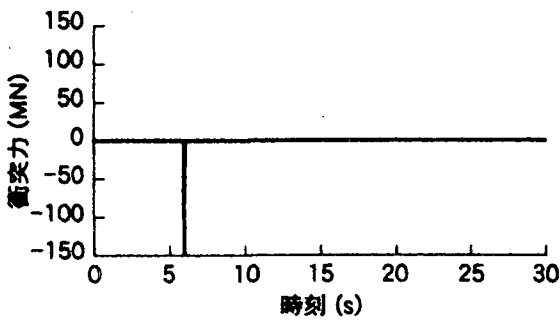
道路橋示方書のタイプ II - I 種地盤用標準地震動を入力した場合の桁掛け違い部の応答を求め



(a) 応答加速度

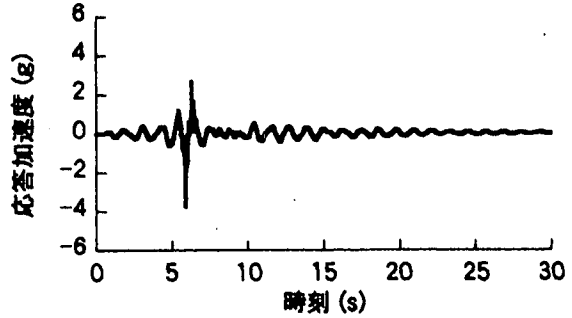


(b) 応答変位

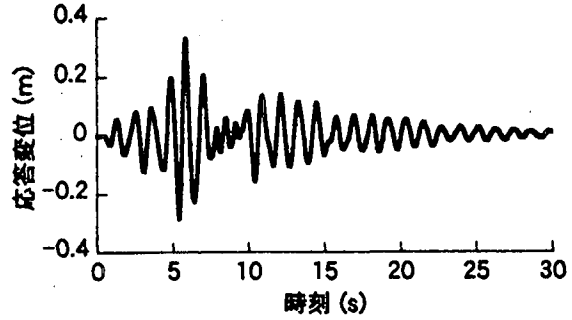


(c) 衝突力

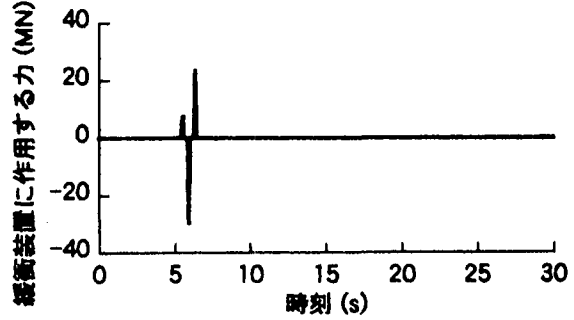
(1) 緩衝装置を設けない場合



(a) 応答加速度



(b) 応答変位



(c) 衝突力

(2) 緩衝装置を設けた場合

図 11.7.11 桁中央部の応答

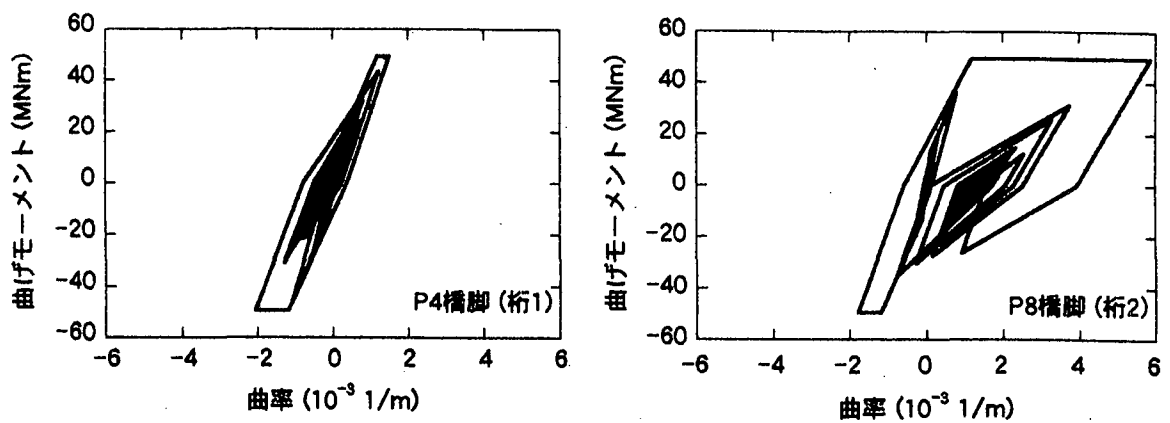
た結果が図 11.7.11 である。緩衝装置を設けない場合と設けた場合の結果を比較しているが、緩衝装置を設けない場合には 146.3MN もの衝突力が生じる。これは桁重量の 4.7 倍に匹敵する大きな力である。緩衝装置を設けた場合には、衝突力は 25MN 程度に低減される。

P 4 及び P 8 橋脚基部の曲げモーメント～曲率の履歴を示した結果が図 11.7.12 である。固有周期の短い右側の桁の方が橋脚は大きく塑性化するが、緩衝装置を設けない場合には、曲率の応答じん性率は P 4 では 1.73、P 8 では 4.93 となる。これに対して、緩衝装置を設けた場合には、曲率の応答じん性率は P 4 では 1.82、P 8 では 3.88 と、P 8 における曲率応答じん性率が緩衝装置をも設けない場合より 21 % 減少する。このように、桁間衝突や桁間連結装置の存在は、橋脚の非線形応答にも影響を与える。

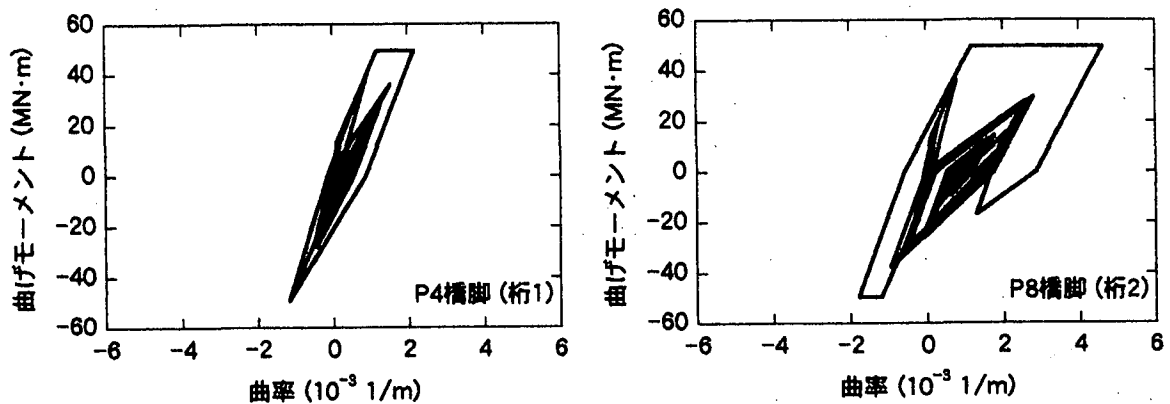
11.7.4 桁間衝突が必要桁かかり長に及ぼす影響

1) 衝突を考慮した相対変位応答スペクトル

地震時の桁間の開き量の算定法を直接規定した基準は国際的にもほとんどないが、平成 8 年道



(a) 緩衝装置を設けない場合



(b) 緩衝装置を設けた場合

図 11.7.12 橋脚基部の曲げモーメント～曲率の履歴

路橋示方書には、免震設計において隣接する2連の桁の固有周期差に基づく桁端部の遊間の設定法が初めて規定されている。これは、相対変位応答スペクトル [11.7.15] に基づいてこれを簡略化する形で規定されたものである。しかし、これには、桁間衝突の影響は考慮されていない。桁間に衝突が起これば、衝突によるリバウンドによって桁間がより開く方向に応答する。したがって、桁掛かり長が不十分であれば桁の落下を招きかねない。このようなために、相対変位応答スペクトルを拡張し、衝突効果を考慮した相対変位応答スペクトルが提案されている [11.7.22]。

上述したように道路橋示方書では桁間のかげ違い長を与えるために相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ を用いているが、これは次式のように与えられている。

$$RD(T_1, T_2) = S_D(T) \cdot r_D(\Delta T/T) \quad (11.7.11)$$

ここで、 $S_D(T)$ は変位応答スペクトル、 $r_D(\Delta T/T)$ は2連の桁の固有周期差 $\Delta T = T_1 - T_2$ (ただし、 $T = T_1 \geq T_2$ とする) である。道路橋示方書では r_D は次式のように与えられている。

$$r_D(\Delta T/T) = \begin{cases} 0 & \dots\dots\dots \Delta T/T = 0 \\ 1 & \dots\dots\dots 0 < \Delta T/T < 0.1 \\ \sqrt{2} & \dots\dots\dots 0.1 \leq \Delta T/T < 0.8 \\ 1 & \dots\dots\dots 0.8 \leq \Delta T/T \leq 1.0 \end{cases} \quad (11.7.12)$$

実際の橋では、桁間に遊間 Δ_G があり、桁間の相対変位がこれ以下になると衝突が起こる。桁間の遊間 Δ_G を無次元化するため、遊間比 r_G が次式のように与えられている。

$$r_G = \frac{\Delta_G}{\max[u_1(t) - u_2(t)]} \quad (11.7.13)$$

ここで、 $u_1(t)$ 、 $u_2(t)$ は隣接する桁1、桁2に生じる地震応答変位である。 $r_G < 1$ であれば桁間には衝突は生じないが、 $r_G \geq 1$ となると衝突が生じる。桁間のかけ違い長を求めるためには桁間が開く方向の最大応答が重要であるため、これをある地震動に対して最大値を計算し、これをいろいろな固有周期 T_1 、 T_2 の組み合わせに対して計算した結果が衝突を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$ である。すなわち、

$$RDP(T_1, T_2) = \max[u_1(t) - u_2(t)] \quad (11.7.14)$$

相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ はすでに式(11.7.11)、(11.7.12)のように与えられているため、これを用いれば衝突を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$ は次のように求められる。

$$N_{RD}(T_1, T_2) = \frac{RDP(T_1, T_2)}{RD(T_1, T_2)} \quad (11.7.15)$$

ここで、 $N_{RD}(T_1, T_2)$ は正規化相対変位応答スペクトルと呼ばれる。

また、2つの構造系の質量 m_1 、 m_2 から、質量比 r_M は次のように定義されている。

$$r_M = \frac{m_2}{m_1} \quad (11.7.16)$$

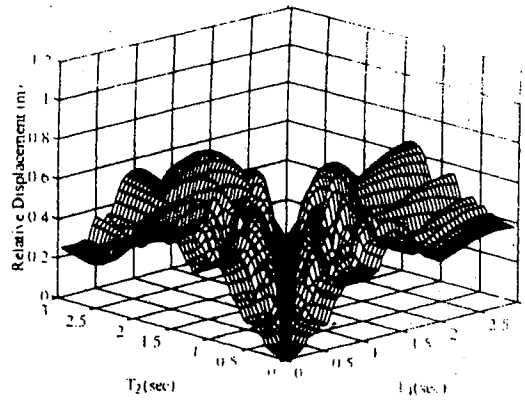
例えば、兵庫県南部地震の際の神戸海洋気象台記録（NS成分）に対して、相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ 、衝突を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$ 、正規化相対変位応答スペクトル $N_{RD}(T_1, T_2)$ を求めると、図11.7.13のようになる。ここでは、質量比 $r_M = 1$ 、遊間比 $r_G = 0.5$ としている。2連の桁の固有周期が $T_1 \approx T_2$ の場合には、相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ は小さいが、一方の桁の固有周期が他方の桁の固有周期から離れるに従って相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ は大きくなっていく。衝突を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$ も相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ と同様な特性を示すが、固有周期の差が大きくなるに従って一般に相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ よりも大きくなる。これが桁間衝突によるリバウンドの影響である。この特徴は正規化相対変位応答スペクトル $N_{RD}(T_1, T_2)$ にはっきり現れており、この値が1.0よりも大きい領域が桁間衝突によって桁が開く方向に相対応答変位が増加する場合である。反対に、固有周期が比較的近い場合には、正規化相対変位応答スペクトル $N_{RD}(T_1, T_2)$ は1.0以下となっているが、これは桁間衝突によってかえって相対変位が減少したことを示している。

したがって、桁間衝突は2連のけたの固有周期が互いに近い場合には桁間の相対変位を小さくする方向に作用し、2連のけたの固有周期が互いに離れている場合には桁間の相対変位を大きくする方向に作用する。これは、2連のけたの固有周期が互いに近い場合には桁どうしが正面衝突の形態でぶつかる場合が多いのに対して、2連のけたの固有周期が互いに離れている場合には一方の桁が他方の桁に追突する形態でぶつかる場合が多いためである。

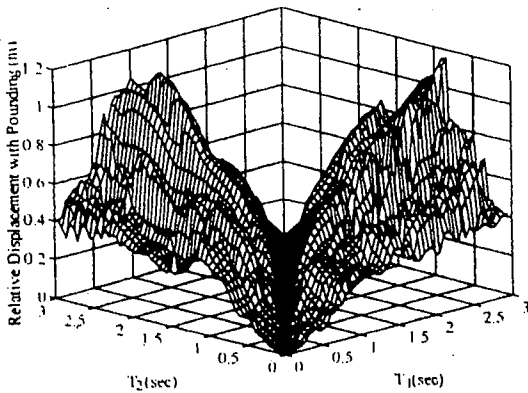
以上の解析を我が国の地盤上で得られた80成分の強震記録に対して行い、これを分析すると、任意の遊間比および質量比に対して、正規化相対変位応答スペクトル $N_{RD}(T_1, T_2)$ は次式のように与えられる。

$$N_{RD} = c_G \cdot \left\{ c_M \left(2.4 - 2.1 \frac{T_2}{T_1} \right) - 1 \right\} \cdot \frac{T_1}{3} + 1 \quad (11.7.17)$$

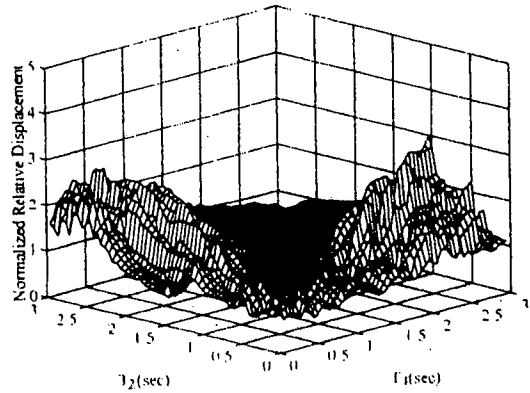
ここで、



(a) 相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$



(b) 衝突を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$



(c) 正規化相対変位応答スペクトル $NRD(T_1, T_2)$

図 11.7.13 神戸海洋気象台記録 (NS 成分) に対する相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ 、衝突を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$ 、正規化相対変位応答スペクトル $NRD(T_1, T_2)$

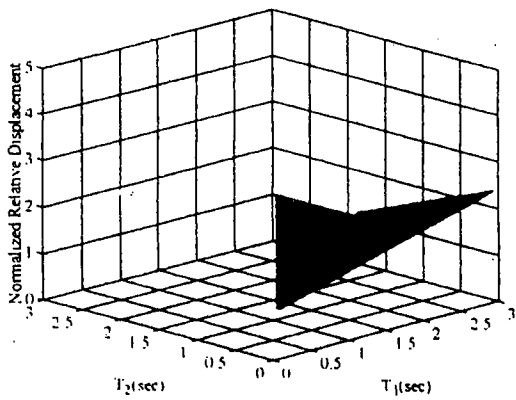
$$c_G = \begin{cases} 1.0 & \dots\dots\dots 0 \leq r_G < 0.6 \\ 1.0 - 53(r_G - 0.6)^{1.82} & \dots\dots\dots 0.6 \leq r_G < 1.0 \\ 0 & \dots\dots\dots r_G \geq 1.0 \end{cases} \quad (11.7.18)$$

$$c_M = \begin{cases} 1 + 6(c_{M1} - 1) \frac{T_2}{T_1} & \dots\dots\dots 0 \leq \frac{3T_2}{T_1} < 0.5 \\ c_{M1} + (c_{M2} - c_{M1}) \left(\frac{3T_2}{T_1} - 0.5 \right) & \dots\dots\dots 0.5 \leq \frac{3T_2}{T_1} < 1.5 \\ 1 + \frac{c_{M2} - 1}{2.25} \left(\frac{3T_2}{T_1} - 3 \right)^2 & \dots\dots\dots 1.5 \leq \frac{3T_2}{T_1} < 3.0 \end{cases} \quad (11.7.19)$$

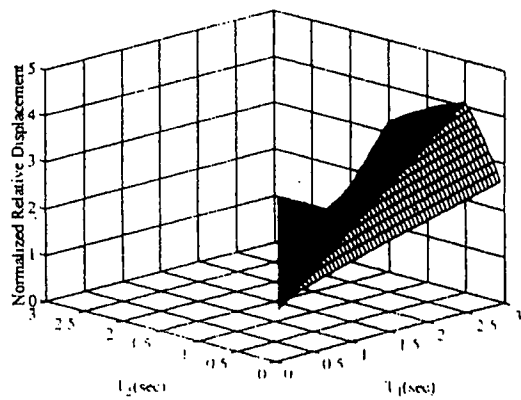
$$c_{M1} = \frac{2}{2 - \log_{10} r_M} \quad (11.7.20)$$

$$c_{M2} = \frac{2}{2 - \log_{10} r_M - 0.17(\log_{10} r_M)^2} \quad (1.7.21)$$

図11.7.14は式(11.7.15)によって求めた $r_G=0.5$ で $r_M=1$ および $r_M=10$ の場合の $NRD(T_1, T_2, r_G, r_M)$ を示した結果である。質量比 $r_M=10$ の場合には $T_2 > T_1$ の領域で NRD が3.0以上にもなる領域があ

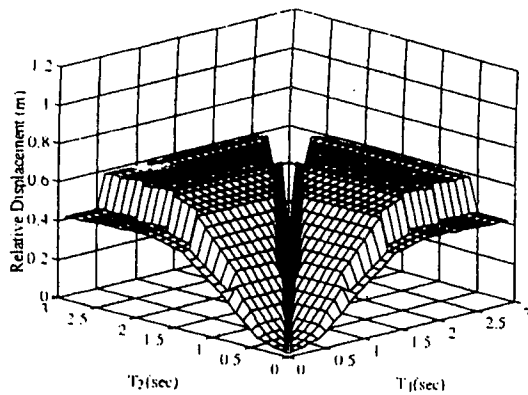


(a) $r_M=1$ の場合

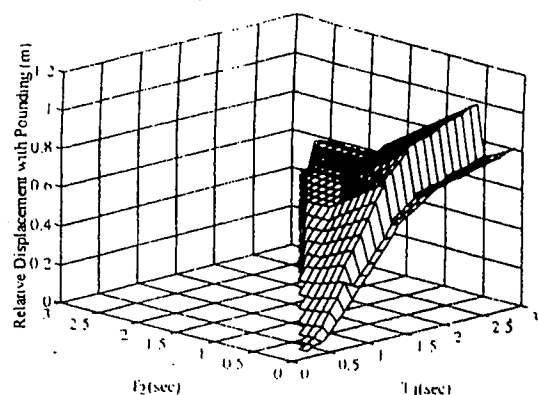


(b) $r_M=10$ の場合

図 11.7.14 式(1.7.17)によって求めた正規化相対変位応答スペクトル $N_{RD}(T_1, T_2)$ ($r_G=0.5$ の場合)



(a) 相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$



(b) 衝突を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$

図 11.7.15 $M=8$, $\Delta=50\text{km}$, III種地盤の場合の相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ と衝突を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$

るが、これは桁の質量が小さい側が大きい側にぶつけられた結果、大きく変位するためである。質量比が大きく異なる場合には、桁間衝突によって桁間の相対変位が大きくなるため、耐震設計上留意しておく必要がある。

2) 衝突を考慮した相対変位応答スペクトルの適用

以上のようにして求めた衝突を考慮した相対変位応答スペクトルを用いて桁間に必要なかけ違い長を評価してみよう。式(11.7.11)では変位応答スペクトルが必要とされるため、ここでは川島・相沢によって提案された加速度応答スペクトルを用いる [11.7.13]。

$$S_D(T) \approx S_A(T) \cdot \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad (11.7.22)$$

ここで、

$$S_A(T) = a(T, GC) \times 10^{b(T, GC)} \times (\Delta + 30)^{-1.178} \quad (11.7.23)$$

ここで、係数 $a(T, GC)$, $b(T, GC)$ は固有周期 T および地盤種別 GC に応じて与えられている。また、 Δ は震央距離である。式(11.7.23)は減衰定数0.05の加速度応答スペクトルの距離減衰の平均

値を与えるものである。

地盤条件をIII種とし、 $M=8$ 、 $\Delta=50\text{km}$ として式(11.7.11)、(11.7.12)から相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ を計算した結果が図11.7.15(a)である。固有周期 $T_1 = 3.2\text{s}$ 、 $T_2 = 0.6 \sim 2.6\text{s}$ の場合には、相対変位は約0.6mになる。もし、桁間の遊間がこれよりも小さければ2つの桁は衝突することになり、この場合には衝突の影響を考慮した相対変位応答スペクトルを用いなければならない。

いま、桁間の遊間を0.5mとすると遊間比 r_G は0.8となる。この条件で正規化相対変位応答スペクトル $N_{RD}(T_1, T_2)$ を求め、これに図11.7.15(a)に示した相対変位応答スペクトル $RD(T_1, T_2)$ を乗じることにより衝突の影響を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$ を図11.7.15(b)のように求めることができる。 $T_1 = T_2$ を境として対称であるため、ここでは $T_1 \geq T_2$ の範囲を示している。これによれば、 T_1 が T_2 よりもより大きくなるほど衝突の影響を考慮した相対変位応答スペクトル $RDP(T_1, T_2)$ は大きくなることがわかる。

以上の結果をもとに、我が国と米国の耐震設計で用いられているかけ違い長を評価してみよう。まず、道路橋示方書では、かけ違い長 S_E を以下のように与えている。

$$S_E = u_R + u_G \geq S_{EM} \quad (11.7.24)$$

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005l \quad (11.7.25)$$

$$u_G = 100\varepsilon_G L \quad (11.7.26)$$

ここで、 u_R ：上部構造と下部構造間の相対変位、 u_G ：地震時の地盤ひずみによって生じる地盤の相対変位、 S_{EM} ：最小桁かかり長、 ε_G ：地震時地盤ひずみ（I、II、III種地盤に対してそれぞれ0.0025、0.00375、0.005）、 L ：桁かかり長に影響を及ぼす下部構造間の距離、 l ：支間長である。

2つの基準で求められる桁かかり長を橋脚高さ10m、支間長40mの4径間連続橋に対して求めよう。ただし、式(11.7.24)の u_R は支承の剛性等によって変化するため、ここでは $u_R \approx 0.3\text{m}$ と想定する。また、地盤種別はIII種とする。

道路橋示方書

$$S_E = 0.3 + 0.005 \times 160 = 1.1\text{m} \geq 0.7 + 0.005 \times 40 = 0.9\text{m} \quad (11.7.27)$$

式(11.7.29)では桁かかり長は隣接する橋の固有周期によって変化するが、道路橋示方書によって与えられるかけ違い長は相手側の橋の固有周期が3sまでであれば全体として安全側の値を与えているとすることができる。しかし、AASHTOに規定されるかけ違い長は図11.7.15によって与えられる相対変位をやや小さめに評価している。もちろん、これらの値は引張側の桁間連結装置が作用しないとした場合の値であり、これだけからかけ違い長が過小ということはできないが、かけ違い長の最小値を規定する上で基本となる値である。

前述したように、桁間に衝突が起こると桁間に生じる相対変位（桁が開く方向）を増幅させる場合がある。増幅効果は相隣る桁間の固有周期が大きく異なるほど、また、質量比が異なるほど大きい。相隣る桁間の質量が同程度の場合には、桁間連結装置で桁間を連結することは有効であるが、相隣る桁間の質量が大きく異なる場合には、桁間連結装置で桁間を結ぶことは、質量の大きい方の橋の応答に質量に小さい方の橋の応答が支配されることになり、耐震上問題となる可能性がある。また、このような場合には必然的に固有周期にも大きな違いがある場合が多い。したがって、相隣る桁間の質量が大きく異なる場合には、桁間衝突による相対変位の増幅効果を正確に考慮して桁かかり長を決定することが重要である。

参考文献

- 11.7.1) Abdel-Ghaffar, S. M., Maragakis, E., and Saiidi, M.: Effects of the Hinge Restrainers on the Response of the Aptos Creek Bridge during the 1989 Loma Prieta Earthquake, *Earthquake Spectra*, 13(2), 167-189, 1997
- 11.7.2) Anagnostopoulos, S.A. and Spilipoulos, K.V.: An Investigation of Earthquake Induced Pounding between Adjacent Buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21, 289-302, 1992
- 11.7.3) 芦塚憲一郎、小林伸吉、春日昭夫、玉置一清、永元直樹：大規模地震時の桁衝突に供えた桁遊間緩衝材の設計について、第3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、土木学会、227-232、2000
- 11.7.4) Desroches, R. and Fenves, G. L.: Evaluation of Recorded Earthquake Response of a Curved Highway Bridge, *Earthquake Spectra*, 13(3), 363-386, 1997
- 11.7.5) Goldsmith, W.: *Impact*, Edward Arnold, London, 1960
- 11.7.7) 伊津野和行、児島孝之、鈴木亮介、和田教志、濱田譲、吉野伸：ゴム材の圧縮変形を利用した地震時反力分散装置の開発、土木学会論文集、563(I-39)、71-78、1997
- 11.7.8) 伊津野和行、武野志之歩：地震時の橋梁における隣接部材の衝突速度に関する考察、第3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、土木学会、209-214、2000
- 11.7.9) Kasai, K., Jagiasi, A. R. and Jeng, V.: Inelastic Vibration Phase Theory for Seismic Pounding Mitigation, *Structural Engineering, ASCE*, 122(10), 1136-1159, 1996
- 11.7.10) Kawashima, K. and Penzien, J.: Theoretical and Experimental Dynamic Behavior of a Model Bridge Structure, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 7, 129-145, 1979
- 11.7.11) 川島一彦、ジョセフ ペンジェン：曲線橋模型の動的特性に関する解析的研究、土木学会論文集、284号、1-14、1979
- 11.7.12) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察、土木学会論文集、308、123-126、1981
- 11.7.13) 川島一彦、相沢 興：強震記録の重回帰分析に基づく加速度応答スペクトルの距離減衰式、土木学会論文集、350(I-2)、181-186、1984
- 11.7.15) 川島一彦、佐藤貴志：相対変位応答スペクトルの提案とその適用、構造工学論文集、42A、645-652、1996
- 11.7.16) 川島一彦、庄司学：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果、土木学会論文報告集、612、129-142、1999
- 11.7.17) 窪田賢司、菅野匡、飯塚義夫、堀江啓夫：制震効果を有する緩衝材を併設した落橋防止壁の一提案、第1回免震、制震コロキウム、土木学会、217-224、1996
- 11.7.18) 中島章典、庄司泰啓、安波博道：隣接桁の影響を考慮した高架橋システムの大地震時応答性状について、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、土木学会、207-210、1998
- 11.7.19) 大下角治、山本健二、松島秀夫、近藤健太郎、大澤昭彦：桁端部の衝突による悪影響について、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、土木学会、211-214、1998
- 11.7.20) 大住道生、運上茂樹、近藤央：大変位吸収システムが免震橋の地震時振動特性に及ぼす

影響、第2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、433-439、1999

11.7.21) Penzien, J.: Evaluation of Building Separation Distance Required to Prevent Pounding during Strong Earthquakes, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 26, 849-858, 1997

11.7.22) Ruangrassamee, A. and Kawashima, K.: Relative Displacement Response Spectrum with Pounding Effect, Earthquake Engineering and Structural Dynamics (Submitted)

11.7.23) Saiidi, M. S., Maragakis, E. and Feng, S.: Parameters in Bridge Restrainer Design for Seismic Retrofit, Structural Engineering, ASCE, 122(1), 55-61, 1996

11.7.25) 志村敦、袴田文雄、森川陽介、今西修久：桁遊間の衝突を考慮した高架橋の地震時挙動解析、第2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、439-442、1999

11.7.26) Tseng, W. S. and Penzien, J.: Analytical Investigations of the Seismic Response of Long Multi-span Highway Bridges, Report No. EERC 73-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1973

11.7.27) 植原賢治、川島一彦、庄司学：ゴム製緩衝装置とダンパーによる桁間衝突の低減効果、第4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、2000

11.7.28) 渡邊学歩、川島一彦：衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析、土木学会論文集、2001.4

11.7.29) 矢部正明、武村浩志、川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響、構造工学論文集、43A、781-791、1997

(執筆者：川島一彦)