

耐震補強として支承部に水平力分担構造を設置した橋の 地震時挙動の評価に関する一検討

堀 淳一¹・安藤滋芳²・星隈順一³

¹正会員 博士（工学）（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター
橋梁構造研究グループ 主任研究員（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

²正会員（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター
橋梁構造研究グループ 交流研究員（同上）

³正会員 博士（工学）（独）土木研究所 構造物メンテナンス研究センター
橋梁構造研究グループ 上席研究員（同上）

1. まえがき

既設道路橋の耐震補強においては、可動支点として設計されている橋脚にもその耐力の範囲内でレベル2地震動によって生じる水平力を負担できるようにするという考え方もあり得る¹⁾。

このような考え方に基づく場合に、可動支点で水平力を分担できるようにする方法としては、支承を慣性力分散支承に交換するという方法、図-1に示すようなコンクリートブロック等の固定壁を可動支点部に設置し、これにより水平力を分担させる構造（以下、簡単のために「水平力分担構造」と呼ぶ。）とする方法等がある。一般には支承交換は多大な費用と労力がかかるため、後者を選択する場合もあると考えられるが、後者の構造では、一般には温度変化時などに対する支点条件を変えないようにするために、上部構造の移動分の遊間を確保し、さらにこれに加えて施工上の遊間を確保することになるため、地震時にはこの遊間が閉じるまでは機能せず、また閉じる際には短い時間に作用する大きな力（衝突力）が生じることも考えられる。また、可動支承を有する橋脚はレベル1地震動の慣性力が作用しないというのが設計条件であり、この設計条件を変えないようにする場合には、水平力分担構造を設置する場合にもレベル1地震動による慣性力が作用しないようにするための遊間も必要となる。しかし、橋の動的解析で一般的に用いられる骨組モデルによって、このような衝突挙動が生じ得る構造の設計を行うには、衝突力の推定方法や精度等、様々な課題があることも指摘されている²⁾。

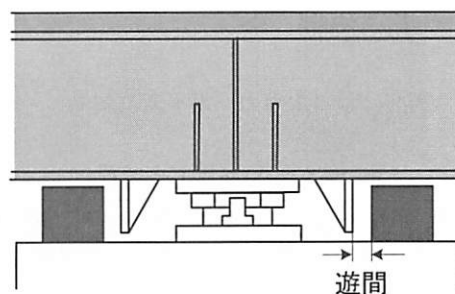


図-1 水平力分担構造の設置例

そこで、本研究では、既設道路橋の耐震補強等において、可動支承部に遊間を有する水平力分担構造を設けた場合のモデル化と設計方法に関して検討するために、水平力分担構造を設置する橋脚の耐力の影響、衝突ばねの剛性の大きさの影響、遊間量の大きさの影響、緩衝材の効果に着目して橋の地震応答解析を行った。本稿ではその結果を報告する。

2. 解析対象橋と解析条件

解析対象橋を図-2に示す。本橋は、Ⅱ種地盤上において2基の鉄筋コンクリート橋脚（RC橋脚）に支持され、P2橋脚において橋軸方向に1点固定という条件の昭和55年の道路橋示方書より前の基準に基づいて設計された鋼4主鈑桁橋である。この橋軸方向の応答を解析対象とした。

可動支点のP1橋脚は6m×1.3mの小判型断面であり、曲げ耐力は1200kNである。一方、固定支点のP2橋脚は6m×1.8mの小判型断面であり、曲げ耐力は2840kNである。レベル2地震動に対しては耐震補強

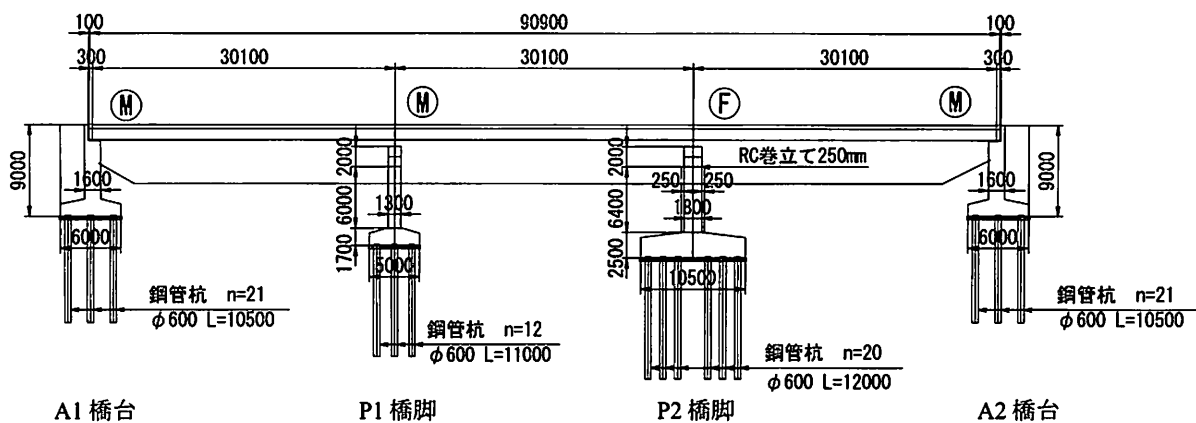


図-2 解析対象橋（モデル1）

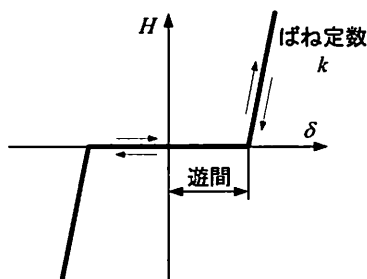


図-3 衝突ばねの水平力ー水平変位関係

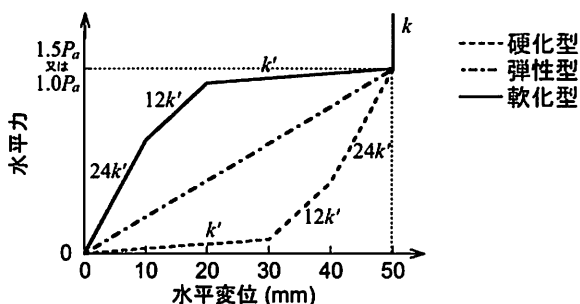


図-4 緩衝材のモデル化

表-1 解析で考慮した条件

P1橋脚の水平耐力	モテ #1 : 1200 kN, モテ #2 : 4650kN
P1橋脚上の支承条件	可動, 固定, 水平力分担構造の設置
水平力分担構造のパラメータ	
遊間	0.01~150mm (基本値 : 50mm)
衝突ばねの剛性	k, k/10, k/100
緩衝材の骨格曲線	硬化型, 弾性型, 軟化型

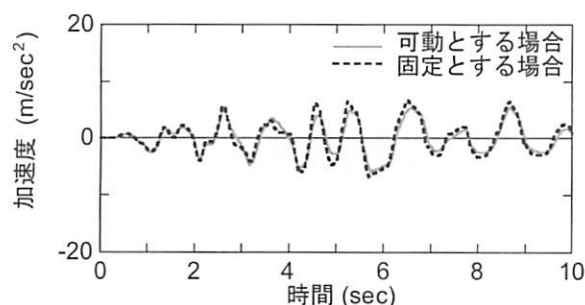
が必要となるので、鉄筋コンクリート巻立て補強することを想定した。補強する橋脚は、P2橋脚をベースに考えることとし、次のような解析ケースを設定した。すなわち、固定支点であるP2橋脚を曲げ耐力が4650kNとなるように補強した上で、もともと可動支点であるP1橋脚をそのまま用いたモデル（モデル1）と、P1橋脚がより大きい慣性力を分担できる場合としてP1橋脚を補強後のP2橋脚と同じ諸元とするモデル（モデル2）である。基礎については、補強されたP2橋脚を想定する場合には、その橋脚から伝達されるレベル2地震動に相当する地震力に対しても耐震性能の照査を満足する基礎を想定した。

解析で考慮した条件を表-1に示す。これらの橋において、もともと可動支点であるP1橋脚上の支承部に遊間を有する水平力分担構造を設けることを想定した。ここで、支承部のモデル化の違いの影響を検討するために、P1橋脚の支承条件としては、可動条件のままとするケース、固定条件とするケース、実際の挙動を再現するため水平力分担構造の遊間分の

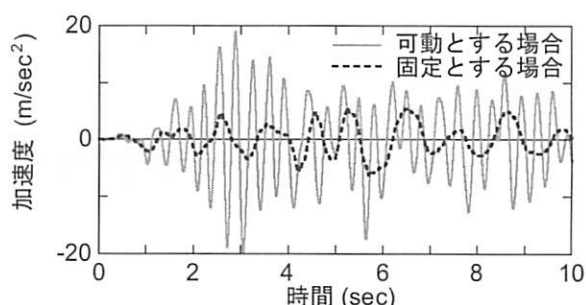
相対変位が生じたのちに変位を拘束するような挙動を考慮するケースを対象とした。水平力分担構造を設置するケースにおいては、遊間が閉じる際の挙動を表すために、図-3に示すような衝突ばねを用いた。

遊間は、レベル1地震動に対してももとの可動支承を有する橋脚が慣性力を分担しないようにするための遊間量に施工上の遊間を加えた場合として設定される50mmを基本とし、遊間の影響を調べる検討においては、0.01mmから150mmまでを対象とした。ここで、施工遊間等を考慮すると、遊間を数mm程度以下とするのは現実的には不可能であるが、ここでは遊間量の影響を調べることを目的としているので、このようなケースも対象とした。衝突時のばね定数については文献3)の桁～パラペット間の衝突ばねモデルを参考に、上部構造の軸方向剛性をもとに $k = 3.3 \times 10^7$ kN/mとした。ただし、このような剛性の高いばねを用いる場合には、衝突力の推定精度が高くないという報告⁴⁾もあることから、このばね剛性が衝突力の推定精度に及ぼす影響を調べるために、遊間を50mmとする場合において、ばね定数を上述の基本ケースの1/10とする場合と1/100とする場合に対しても解析を行った。

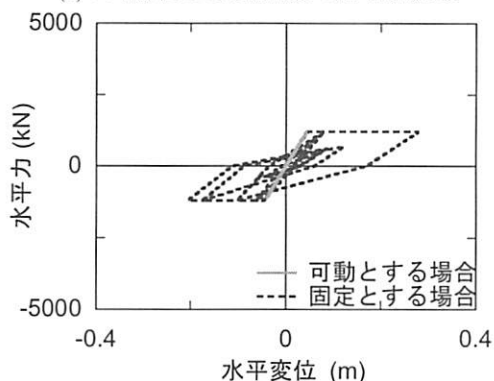
遊間がある場合には、後述のように条件によっては遊間が閉じる際に大きな衝突力が生じるため、緩衝装置を設置する場合の効果についても検討した。ここで、衝突力には、衝突時の上下部構造間の相対



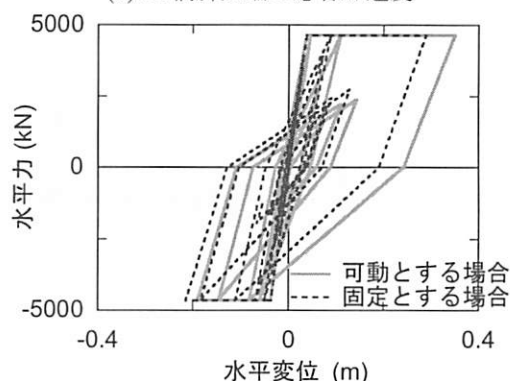
(a) P1 橋脚上の上部構造の応答加速度



(b) P1 橋脚天端の応答加速度



(c) P1 橋脚の水平力-水平変位の履歴



(d) P2 橋脚の水平力-水平変位の履歴

図-5 P1 橋脚上の支承部の条件を可動条件とする場合と固定条件とする場合の応答（モデル1）

速度の影響が大きいことがわかったため、この相対速度を大きくしないという観点で有効な履歴特性を調べるために、図-4に示すように、遊間（50mm）が閉じるまでの骨格曲線として、硬化型、弾性型、軟化型の3種類の特性を考慮することとした。変位が50mmのときに緩衝材に作用する水平力としては、橋脚の耐力相当（ P_a ）とする場合とその1.5倍相当とする場合の2ケースを対象とした。

RC 橋脚の塑性ヒンジ部の非線形特性は、バイリニア型の Takeda モデルとした。

粘性減衰モデルとしては Rayleigh 減衰を用いた。Rayleigh 減衰の設定の違いによる応答解析結果への影響を排除するため、モデルごとに Rayleigh 減衰を設定し、同じモデルに対してはすべてのケースに同じ減衰を用いた。さらに、支承部の初期剛性の違いが粘性減衰の設定に影響を及ぼさないようにするために、支承部の条件が固定の場合も含め、全てのケースにおいて支承部の剛性項が Rayleigh 減衰に寄与しないよう、部材別 Rayleigh 減衰を用いた。

入力地震動としては、道示 V 編⁵⁾に示されるⅡ種地盤のタイプⅡ地震動の1波目の波形の最初の10秒間を用いた。動的解析には Newmark β 法（ $\beta=0.25$ ）を用い、積分時間間隔は、短い時間で衝突や離反を繰返す挙動を数値計算上で再現できるようにするために、 $\Delta t = 1/100,000$ 秒とした。この上で、各計算ステップにおいて不釣り合い力の収束計算を行い、不釣り合い力の残差は次のステップに持ち越

すという計算条件を用いた。

3. 可動支承部の条件を変えた場合の橋の地震応答特性

まず、P1橋脚上の可動支承部の条件を固定とする場合と50mmの遊間を設けて水平力分担構造を設置する場合の地震応答特性を、もともとの構造系における地震応答特性との比較から調べることにした。P1橋脚上の支承部の条件を変えるそもそもの目的は、P1橋脚に慣性力を分担させることによるP2橋脚の応答の低減であるため、特にこの点に着目した。

図-5は、もともと可動支点であるP1橋脚をそのまま用いたモデル（モデル1）において、P1橋脚上の支承部の条件を可動のままとする場合と固定とする場合の地震応答を比較した結果である。これらの条件では、上部構造の応答加速度に大きな違いはないが、P1橋脚天端の応答加速度は、可動条件の場合には橋脚単体で振動するモードで応答するため、固有周期が短い応答特性を示しており、応答加速度も大きい。P2橋脚の曲げ変位に着目すると、P1橋脚上の支承部を可動条件とするケースでは、最大応答変位として0.35mだったものが、P1橋脚に慣性力を分担させると0.29mと約18%応答変位が低減している。P1橋脚に慣性力を分担させると、P1橋脚にも0.28mの応答変位が生じることになる。

図-6は、モデル1において、P1橋脚上の支承部に

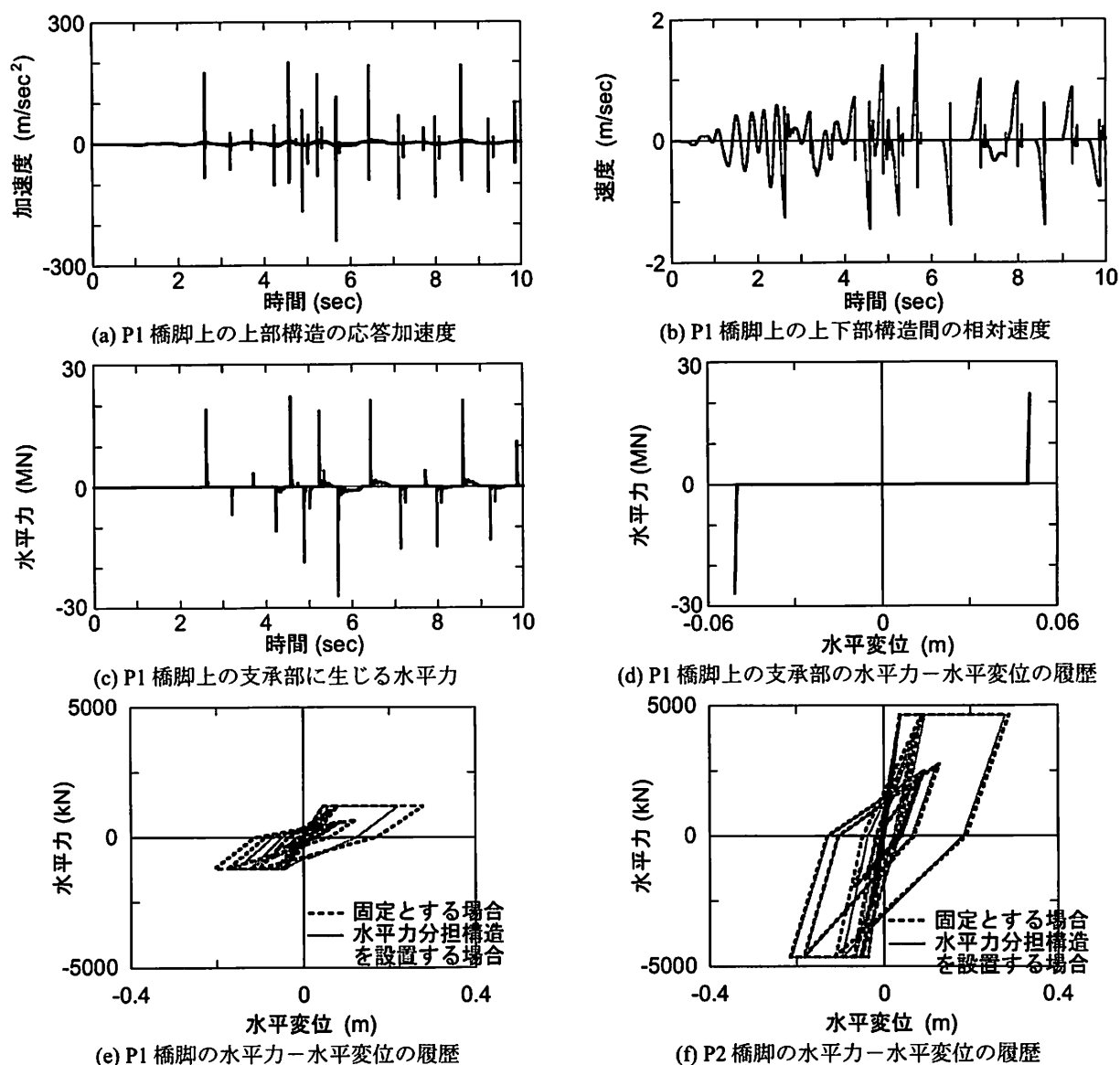


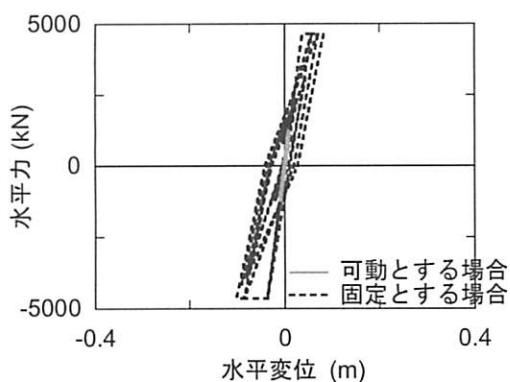
図-6 P1 橋脚上の支承部に 50mm の遊間を設けて水平力分担構造を設置する場合の応答 (モデル 1)

50mmの遊間を設けて水平力分担構造を設置する場合の地震応答を示した結果である。ここで、橋脚の水平力-水平変位の履歴を示すグラフには比較のためにP1橋脚上の支承部の条件を固定とする場合の結果も示している。上部構造の応答加速度には、スパイク的な応答が生じており、P1橋脚上においてはその最大値は 200m/s^2 を超える値となっている。これは、P1橋脚上の支承部において、水平力分担構造が50mmの遊間が閉じて機能し始める際に生じたものであり、このとき支承部には橋脚の耐力の20倍を上回る25MNを超える水平力が作用すると評価される。この水平力は0.001秒程度の間に急激に大きくなる。

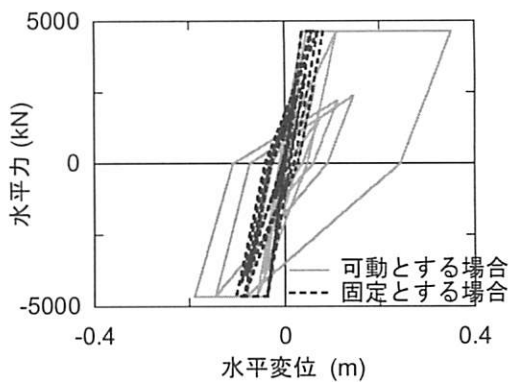
橋脚の応答としては、P1橋脚が慣性力を負担するために、P2橋脚の曲げ変位はP1橋脚上の支承部を固定条件とする場合と同程度に低減される。このとき、P1橋脚には0.22mの応答変位が生じることになる。P1橋脚については遊間を考慮の方が固定条件の場

合に比べて応答変位を小さめに推定することになる。

図-7 は、P1 橋脚にも補強を行った場合を想定して P1 橋脚の諸元を補強後の P2 橋脚と同じとするモデル (モデル 2) において、P1 橋脚上の支承部の条件を可動のままとする場合と固定とする場合の地震応答の比較を橋脚の水平力-水平変位の履歴を例に示した結果である。P2 橋脚の曲げ変位に着目すると、P1 橋脚上の支承部を可動条件とするケースでは、最大応答変位として 0.35m だったものが、P1 橋脚にも慣性力を分担させると 0.10m となり、70% 以上応答が低減している。このとき、P1 橋脚の曲げ変位は P2 橋脚と同等となる。モデル 1 では、P1 橋脚の耐力が補強後の P2 橋脚の耐力の 1/3 だったこともあり、P1 橋脚に慣性力を分担させる効果はあまり大きくなかったが、P1 橋脚の耐力を補強後の P2 橋脚相当の耐力まで大きくすれば、水平力を分担させる効果が大きいことが分かる。

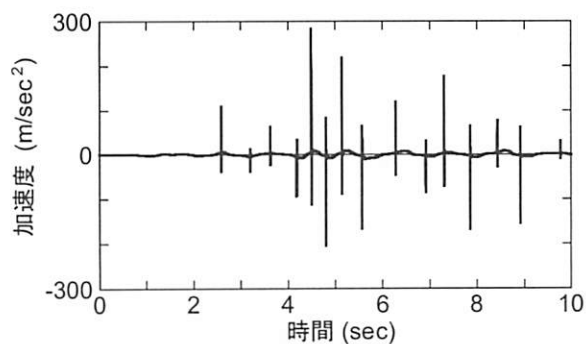


(a) P1 橋脚の水平力-水平変位の履歴

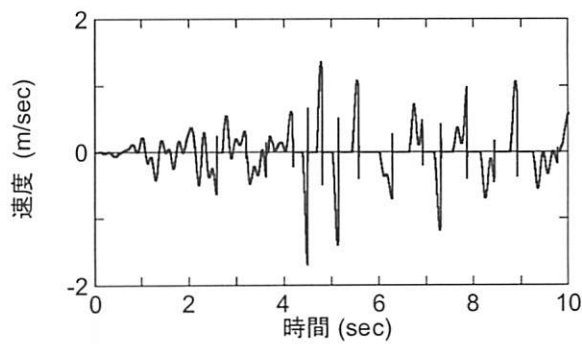


(b) P2 橋脚の水平力-水平変位の履歴

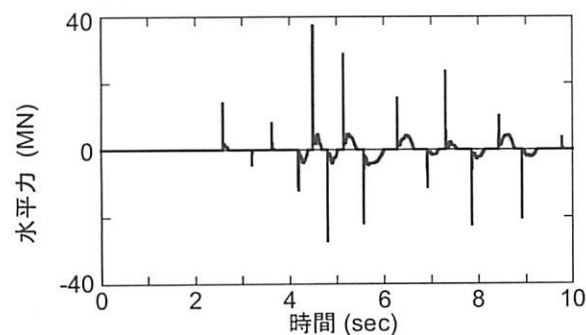
図-7 P1 橋脚上の支承部の条件を可動条件とする場合と固定条件とする場合の応答 (モデル 2)



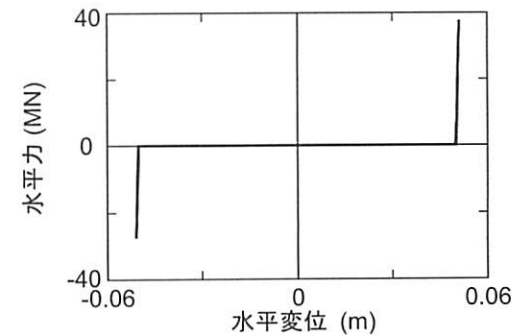
(a) P1 橋脚上の上部構造の応答加速度



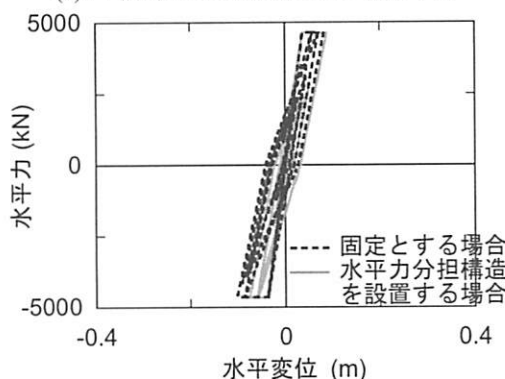
(b) P1 橋脚上の上下部構造間の相対速度



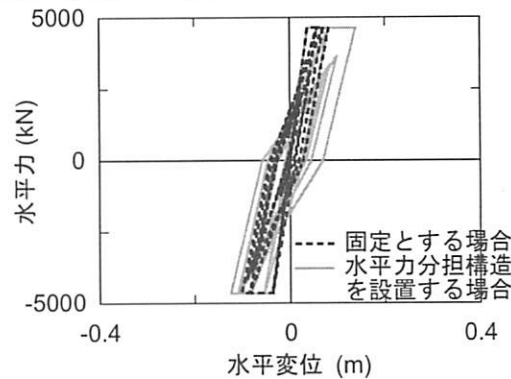
(c) P1 橋脚上の支承部に生じる水平力



(d) P1 橋脚上の支承部の水平力-水平変位の履歴



(e) P1 橋脚の水平力-水平変位の履歴

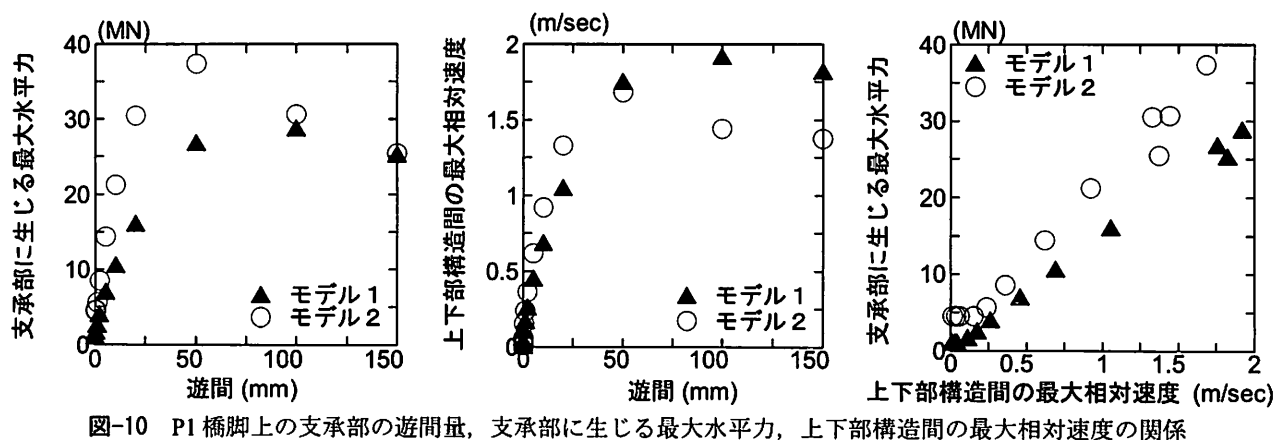
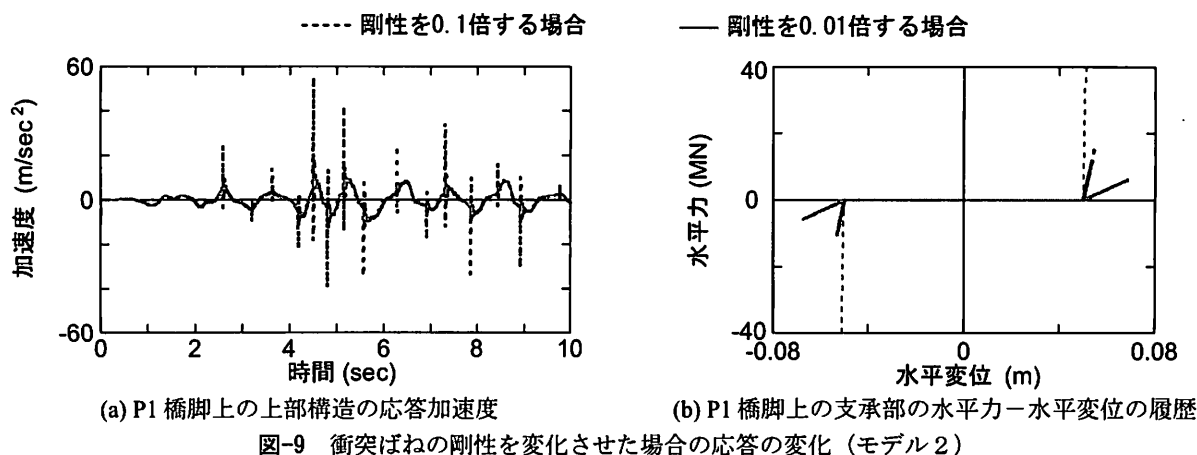


(f) P2 橋脚の水平力-水平変位の履歴

図-8 P1 橋脚上の支承部に 50mm の遊間を設けて水平力分担構造を設置する場合の応答 (モデル 2)

図-8 は、モデル 2 において、P1 橋脚上の支承部に 50mm の遊間を設けて水平力分担構造を設置する場合の地震応答を示した結果である。ここでも、橋脚の水平力-水平変位の履歴を示すグラフには比較のために P1 橋脚上の支承部の条件を固定とする場

合の結果も示している。この場合にも基本的な応答の特徴はモデル 1 に対する結果と同様である。P1 橋脚上の支承部に生じる水平力はモデル 1 に対する結果よりも大きく、37MN となる。橋脚の応答としては、P1 橋脚が慣性力を負担するために、P2 橋脚



の曲げ変位は 0.14m と、P1 橋脚上の支承部を固定条件とする場合よりは大きくなるが、それでも可動条件の場合と比べて 60%以上応答が低減している。このとき、P1 橋脚には 0.09m の応答変位が生じる。

ここで、衝突ばねの剛性が解析結果に及ぼす影響を調べるために、50mm の遊間を確保した上で、衝突ばねの剛性を上記の解析条件の 1/10、1/100 として解析を行った。P1 橋脚の慣性力分担に対する寄与率が大きいために、この影響がより顕著にみられるモデル 2 を例に、この結果を示したものが図-9 である。衝突ばねの剛性を基本値の 1/10 とすると、上部構造の応答加速度は 1/5 程度に、P1 橋脚上の支承部の水平力は 2/5 程度に、それぞれ低減する。また、遊間が閉じた後に支承部の水平力がピーク値になるまでの時間は約 0.005 秒と、約 5 倍になる。ただし、ここには示さないが橋脚の応答はほとんど変わらない。

衝突ばねの剛性を 0.01 倍にすると、パルス的な応答はほとんど生じなくなり、上部構造の応答加速度は基本値を用いたケースの 5%程度にまで、P1 橋脚上の支承部の水平力は 17%にまで、それぞれ低減するが、橋脚の応答変位については、P1 橋脚の曲げ変位は 2%の増加、P2 橋脚の曲げ変位は 10%の増加程度の影響である。

以上より、衝突ばねの剛性については、橋脚の応答に対する影響は大きくないが、水平力分担構造に生じる水平力の推定結果には大きな影響を及ぼす。水平力分担構造の設計においてはこの衝突ばねの剛性を所要の精度で設定することが重要であるが、文献4)に報告されるように、緩衝材を設置しない状態に対してこの衝突ばねの剛性を適切に設定するのは簡単ではないことから、このようなモデル化によって得られた水平力分担構造の水平力については、相応のばらつきがあることを認識しておく必要がある。

4. 水平力分担構造の設置遊間の大きさの影響

ここでは、設置遊間量の影響を調べるために、設置遊間を 0.01mm から 150mm まで変化させて解析を行った。この結果を、P1 橋脚上の支承部の遊間量、支承部に生じる最大水平力、上下部構造間の最大相対速度の関係として示した結果が図-10 である。相対速度が増加すれば、支承部に生じる最大水平力は増加する傾向にあること、本解析対象橋については、遊間が 50mm までは、遊間が大きくなると、最大相対速度及び支承部に生じる最大水平力はともに増加する傾向にあるが、遊間が 50mm より大きくなるとこれらの値はおおむね頭打ちになる傾向にある。

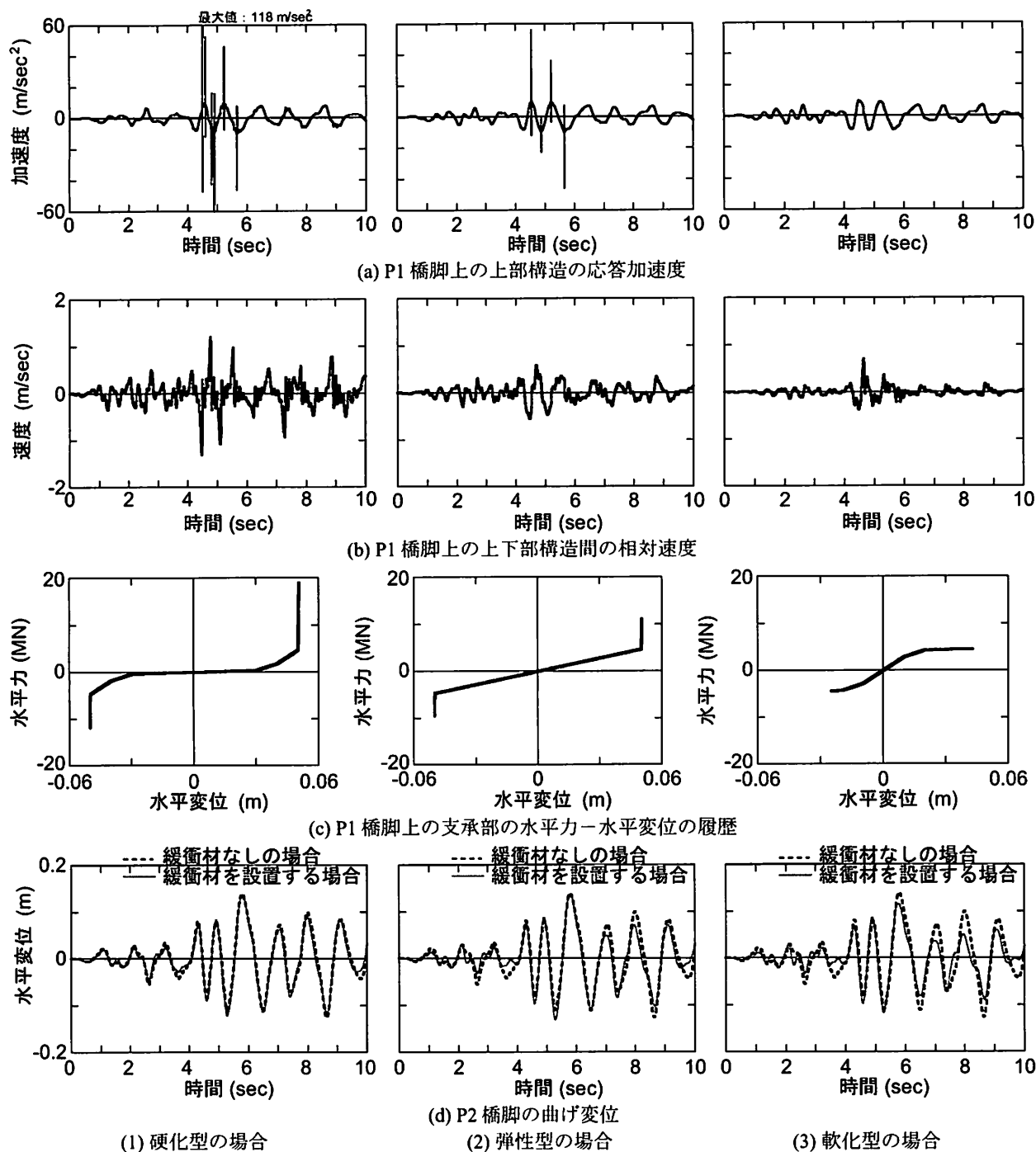


図-11 緩衝材の効果 (モデル2, 遊間が閉じたときに橋脚の耐力相当の水平力が生じるように設定したケース)

以上より, 上下部構造間の最大相対速度と支承部に生じる最大水平力には強い相関があり, 支承部に大きな水平力が生じないようにするには, 上下部構造間の相対速度が大きくならないようにすることがひとつの手段であると考えられる。

5. 水平力分担構造に設置する緩衝材の効果

4では, 支承部に生じる水平力は上下部構造間の相対速度の影響が大きいことが分かったため, この相対速度を抑えるという観点から, ここでは, 水平

力分担構造に緩衝材を設置することによる効果を調べることにした。本研究で対象としたのは, 図-4に示したような硬化型, 弾性型, 軟化型の骨格曲線を有する3種類の緩衝材である。

図-11は, モデル2を例に, 遊間が閉じたときに橋脚の耐力相当の水平力が生じるように設定したケースに対して, それぞれ硬化型, 弾性型, 軟化型の骨格曲線を有する場合の地震応答を示した結果である。これによれば, 上下部構造間の最大相対速度としては, 図-8に示した緩衝材がない場合 (1.68 m/sec) に比べて, 硬化型の骨格曲線を仮定する場

合には 1.31m/sec とあまり小さくならないが、弾性型や軟化型の骨格曲線を仮定する場合には、それぞれ 0.59 m/sec, 0.70m/sec と半分以上に低下する。また、硬化型、弾性型の骨格曲線を仮定する場合には、支承部に上下部構造間の相対変位として遊間が閉じる変位量（50mm）以上の変位が生じるため、遊間が閉じた際に大きな水平力が支承部に生じる。特に、硬化型の場合には、緩衝材を設置しても相対速度の抑制効果も小さいため 19MN の水平力が水平力分担構造に作用することになる。一方、軟化型とする場合には、上下部構造間の相対速度も小さく、また、上下部構造間の相対変位は 50mm 以下となるため、大きな水平力は支承部には生じず、支承部を固定条件とする場合に近い応答となる。ここには示さないが、遊間が閉じたときに橋脚の耐力の 1.5 倍相当の水平力が生じるように設定する場合には、いずれのケースでも上下部構造間の相対変位は 50mm 以下となっており、支承部に大きな水平力は生じない。

P2 橋脚の応答の低減と P1 橋脚上の支承部に生じる水平力の低減の観点では、初期剛性が高いほど効果が高い。ただし、一般には初期剛性を高く設定することは、温度変化時等の常時においてもこの剛性により支承部が抵抗することになるため、常時に対する支点条件が変わることになる。このため、常時にはこの剛性は効かないが、地震時のようにある程度の速度を持った応答の場合にこの剛性が効くような緩衝材を採用するのも一案である。

6. 結論

本研究では、既設道路橋の耐震補強等において、慣性力を分担させるために、可動支承部に遊間を有する水平力分担構造を設けた場合のモデル化と設計方法に関する検討を行った。ここでは、水平力分担構造を設置する橋脚の耐力の影響、衝突ばねの剛性の大きさの影響、遊間量の大きさの影響、緩衝材の効果に着目した。本研究で得られた知見は次のとおりである。

- 1) 解析対象とした橋では、もともと可動支点であった橋脚は耐力が固定支点の橋脚の1/3程度と小さいため、そのままの状態でのこの橋脚に慣性力を分担させても、固定支点の橋脚の曲げ変位の低減は20%程度と、慣性力を分担させる効果は大きくない。この橋脚を固定支点の橋脚と同等程度に補強すれば、固定支点の橋脚の曲げ変位は70%以上も低減し、慣性力の分散の観点で大きな効果が期待できる。
- 2) もともと可動支点であった橋脚を補強した上で、

その支承部に50mmの遊間を設けて水平力分担構造を設置して慣性力の分散を行うと、固定条件とするよりは分散効果は小さいが、固定支点の橋脚の曲げ変位は60%以上も低減する。しかし、支承部には、遊間が閉じた際に橋脚の水平耐力の8倍に相当する水平力が作用すると評価される。

- 3) 衝突ばねの剛性を基本ケースの1/10, 1/100と小さくしても、橋脚の曲げ変位はほとんど変わらないが、P1橋脚上の支承部の水平力は、基本ケースの場合の40%, 17%にそれぞれ低下する。衝突ばねの剛性を所要の精度で設定することは簡単ではないため、このようなモデル化によって得られた水平力分担構造の水平力については、相応のばらつきが含まれる。
- 4) 水平力分担構造の遊間量を変化させた解析から、上下部構造間の相対速度が増加すれば、支承部に生じる水平力は増加する傾向にあることが分かった。この傾向を踏まえると、支承部に大きな水平力が生じないようにするには、上下部構造間の相対速度が大きくなるようにすることがひとつの手段となる。
- 5) 緩衝材の特性として、硬化型、弾性型、軟化型の骨格曲線を対象とすると、水平力分担構造に生じる水平力を小さく抑えるという観点では、軟化型、弾性型、硬化型の順に効果が高い。すなわち、初期剛性が大きいほど効果が高い。

7. 謝辞：本研究に際しては土木研究所寒地土木研究所寒地基礎技術研究グループの西弘明上席研究員、岡田慎哉主任研究員にご助言を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 玉越隆史，白戸真大，星隈順一，堺淳一：既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，土木研究所資料第4244号，2012.
- 2) 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Vol.43A，pp.781-791，1997.
- 3) (財) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋梁の耐震補強工法事例集，2005.
- 4) 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，土木学会論文集 No. 612/ I -46，pp.129-142，1999.
- 5) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
- 6) 星隈順一，堺淳一，安藤滋芳：支承部の耐震補強として水平力分担構造を設置した橋の地震時挙動の評価に関する研究，土木研究所資料，No. 4265，2013.