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応答特性

堺　淳一[1]・安藤　滋芳[2]・星隈　順一[3]

[1]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　主任研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）
E-mail: sakai55@pwri.go.jp
[2]正会員　大日本コンサルタント(株)　保全エンジニアリング研究所
（〒170-0003 東京都豊島区駒込3-23-1）
E-mail: ando_shige@ne-con.co.jp
[3]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　上席研究員
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）
E-mail: hosikuma@pwri.go.jp

既設道路橋の耐震補強においては，多径間連続橋の可動支点の橋脚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る．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地震時保有水平耐力の大きさの影響，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，水平力分担構造の塑性化の影響に着目して橋の地震応答解析を行った．これより，緩衝材等を設けない場合には支承部に橋脚の水平耐力の8倍に相当する水平力が瞬間的に作用すること，緩衝材を設けて上下部構造間の相対速度が大きくならないようにすれば，支承部に作用する水平力を低減できることを示した．

Key Words : *bridge, seismic retrofit, bearing support, nonlinear dynamic analysis, impact force*

1.　まえがき

大地震後の道路の機能の確保のために，既設橋の耐震補強が行われてきている．既設橋の耐震補強においては，既往の大地震における落橋・倒壊等の被災事例の要因分析を踏まえ，落橋防止対策や橋脚の補強対策が優先的に実施されてきているが，多径間連続橋においては，固定支点の橋脚に対する慣性力の負担を軽減するために，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耐震補強の考え方もあり得る[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．費用や施工性の観点から，支承交換よりも水平力分担構造の設置を選択する場合もあると考えられるが，この場合，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が一般的である．このため，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そもそもレベル１地震動の慣性力が作用しないというのが設計の前提となっており，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り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]．

橋の地震応答時の衝突現象に関しては，これまでにも主として桁間衝突の影響と緩衝材による効果を調べる目的で研究が行われてきている．古くは，1970年代に行われたTseng and Penzien [3]，Kawashima and Penzien [4] の研究があり，1995年の兵庫県南部地震において上部構造が落下

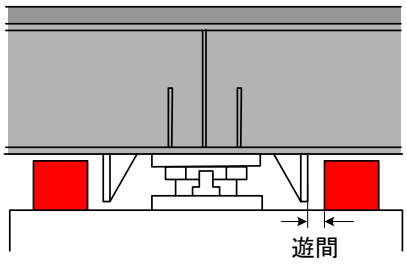


図-1　水平力分担構造の設置例

表-1　解析で考慮した条件

P1橋脚の水平耐力	モデル１：1200 kN，モデル２：4650 kN
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

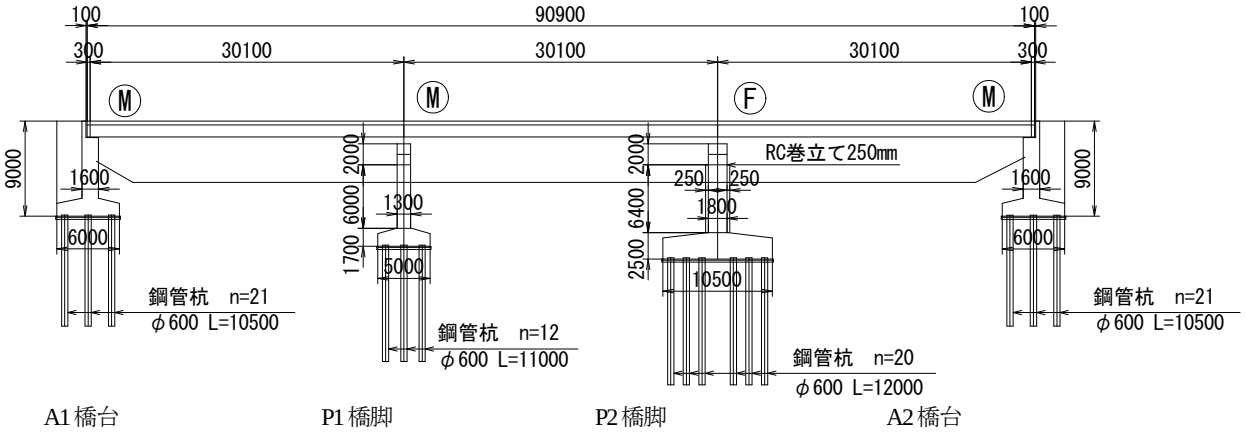


図-2　解析対象橋（モデル１）

した事例のなかで，桁間衝突がその要因の一つと考えられたことから，兵庫県南部地震以後にも様々な研究が行われている．例えば，川島らの研究グループでは，上記の文献2)のほか，衝突緩衝装置による桁間衝突の影響の低減効果を解析的に検討[5]し，また，模型振動実験とそれに対する再現解析により，緩衝装置の効果や衝突ばねを用いた桁間衝突を含む橋の地震時挙動の解析の精度について検討を行っている[6]．森山と依田は模型振動実験を実施[7]し，梶田らは模型振動実験[8]や桁衝突実験[9]を実施し，衝突現象のモデル化や緩衝装置の効果に関する検討を行っている．また，本研究の着目点に近い検討としては，支承サイドブロック[10), 11)]や落橋防止構造[12)～15)]に対する衝突実験や緩衝材の効果に関する研究がある．

このような研究成果の蓄積があり，桁間衝突現象のモデル化や緩衝装置の効果に関する知見はあるものの，支承部として水平力を分担する構造が一定の遊間を有して設置された場合の橋の地震時応答特性やそのモデル化，さらには衝突力が生じる場合の設計の考え方に関してはまだ知見が十分にない．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地震時保有水平耐力の大きさの影響，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，水平力分担構造の塑性化の影響に着目して橋の地震応答解析を行った．

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が必要となるので，鉄筋コンクリート巻立て補強を施すことを想定した．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橋の耐震性能を確保できる基礎を想定した．

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，

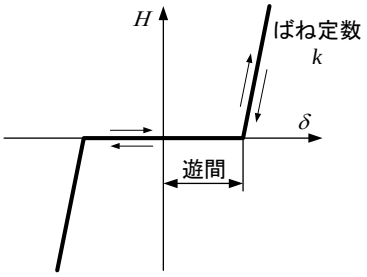


図-3　衝突ばねの水平力－水平変位関係

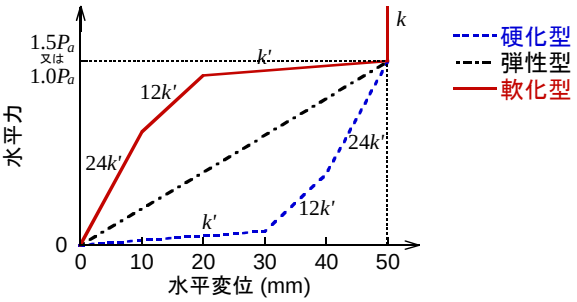


図-4　緩衝材のモデル化

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地震動に対してもと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，施工上の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16)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$k = 3.3\times10^7$ 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[6]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，衝突力は，衝突時の上下部構造間の相対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．

さらに，支承部として水平力を分担する構造においては，一般には塑性化を考慮することはないが，参考までに，水平力分担構造に耐力を設定し，その塑性化を考慮した解析も行った．これは，後述のように，緩衝材を設置しない場合には，非常に大きな水平力が水平力分担構造に作用するが，こうした場合にも水平力分担構造の塑性化を考慮し，水平力分担構造の塑性変形能を確保できれば，致命的な破壊を免れる可能性があるかを検討することを意図したものである．ここでは，水平力分担構造の耐力として，P1橋脚の曲げ耐力のそれぞれ1倍，1.5倍，3倍とする３ケースを検討対象とした．

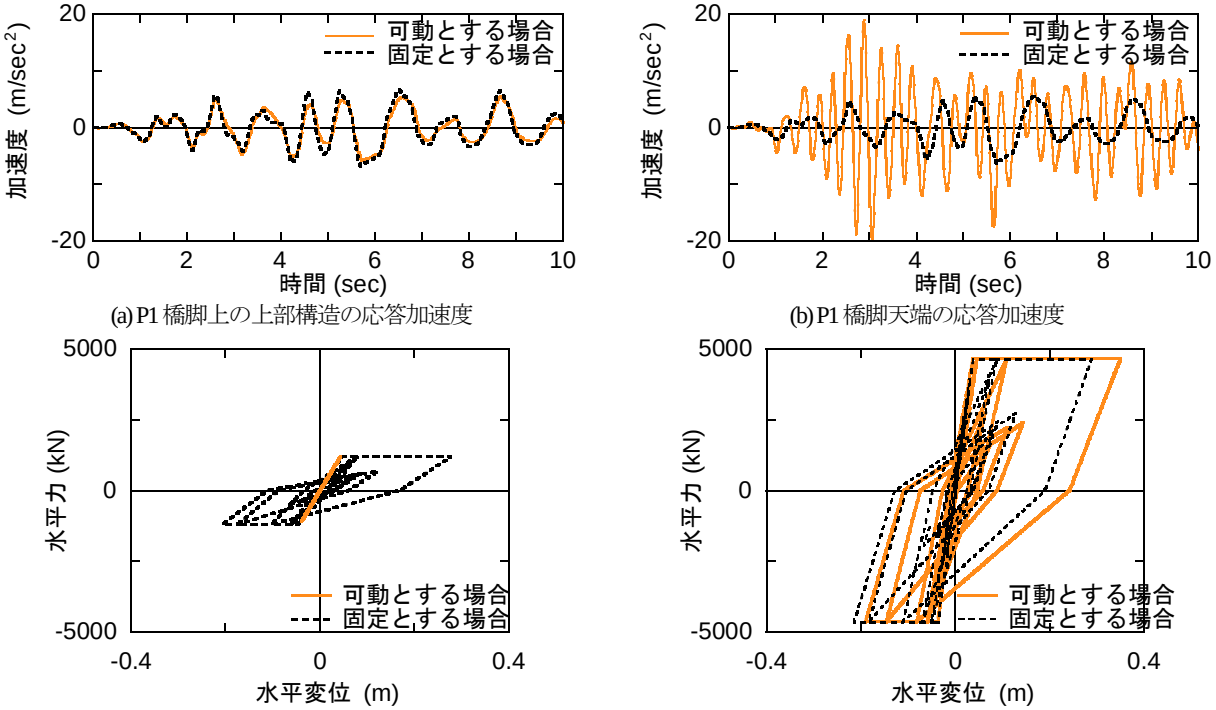
RC 橋脚の塑性ヒンジ部の非線形特性は，バイリニア型の Takeda モデルとした．

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，道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編[17]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（β= 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，Δt = 1/100,000秒とした．この上で，各計算ステップにおいて不つり合い力の収束計算を行い，不つ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とした．P1橋脚上の支承部



(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）

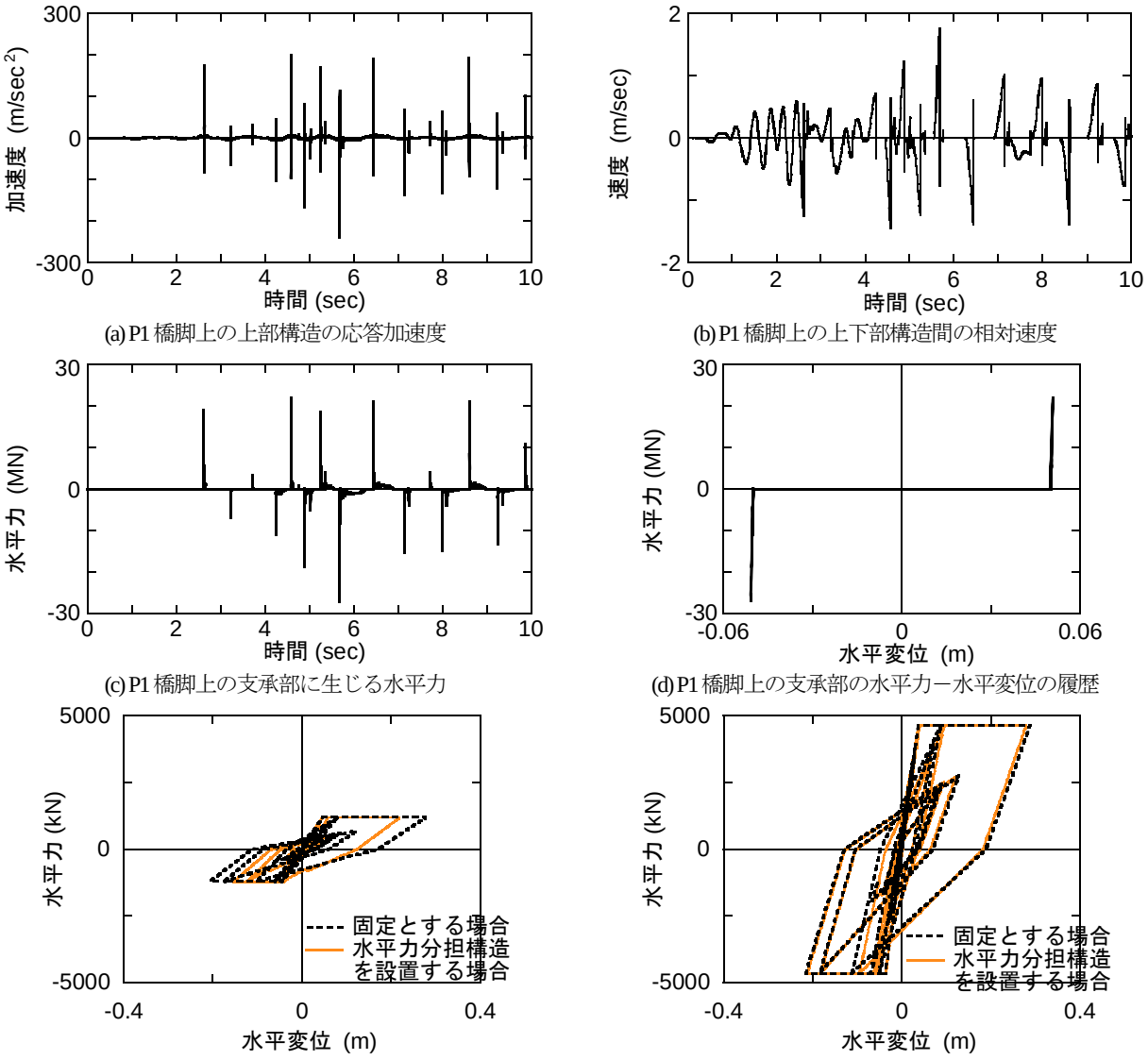
の条件を変えるそもそもの目的は，P1橋脚に慣性力を分担させることによるP2橋脚の応答の低減であるため，特にこの点に着目した．

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の遊間が閉じて水平力を分担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．なお，静的な力のつり合いから考えると，このような基礎－橋脚－支承部－上部構造の直列の系においては，橋脚が先行して降伏する場合には，橋脚の水平耐力以上の水平力は作用しないことになるため，支承部にも橋脚の水平耐力以上の水平力は作用しないはずであるが，数値解析上はそれを大きく上回る水平力が生じている．このような大きな水平力（衝突力）は，水平力分担構造の遊間が閉じた際に，上部構造と橋脚のそれぞれが，それまでの運動を続けようとする慣性力により生じるものである．

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する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



(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

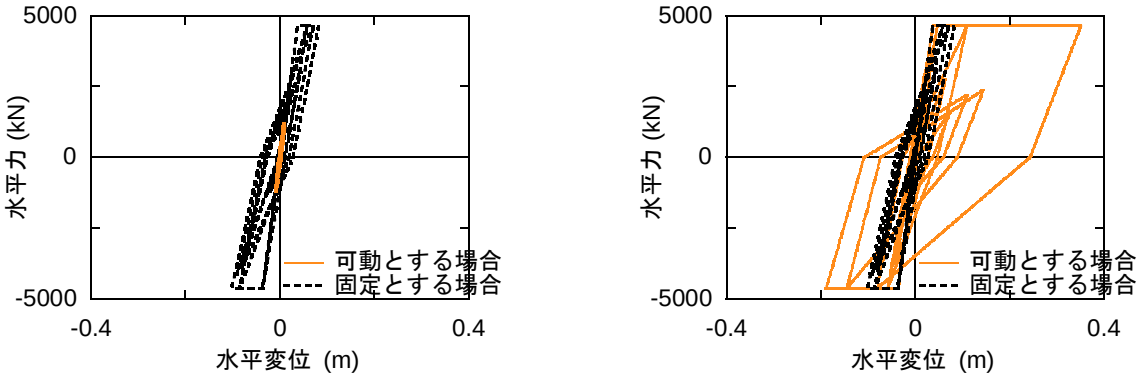
(c) P1 橋脚上の支承部に生じる水平力

(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-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）



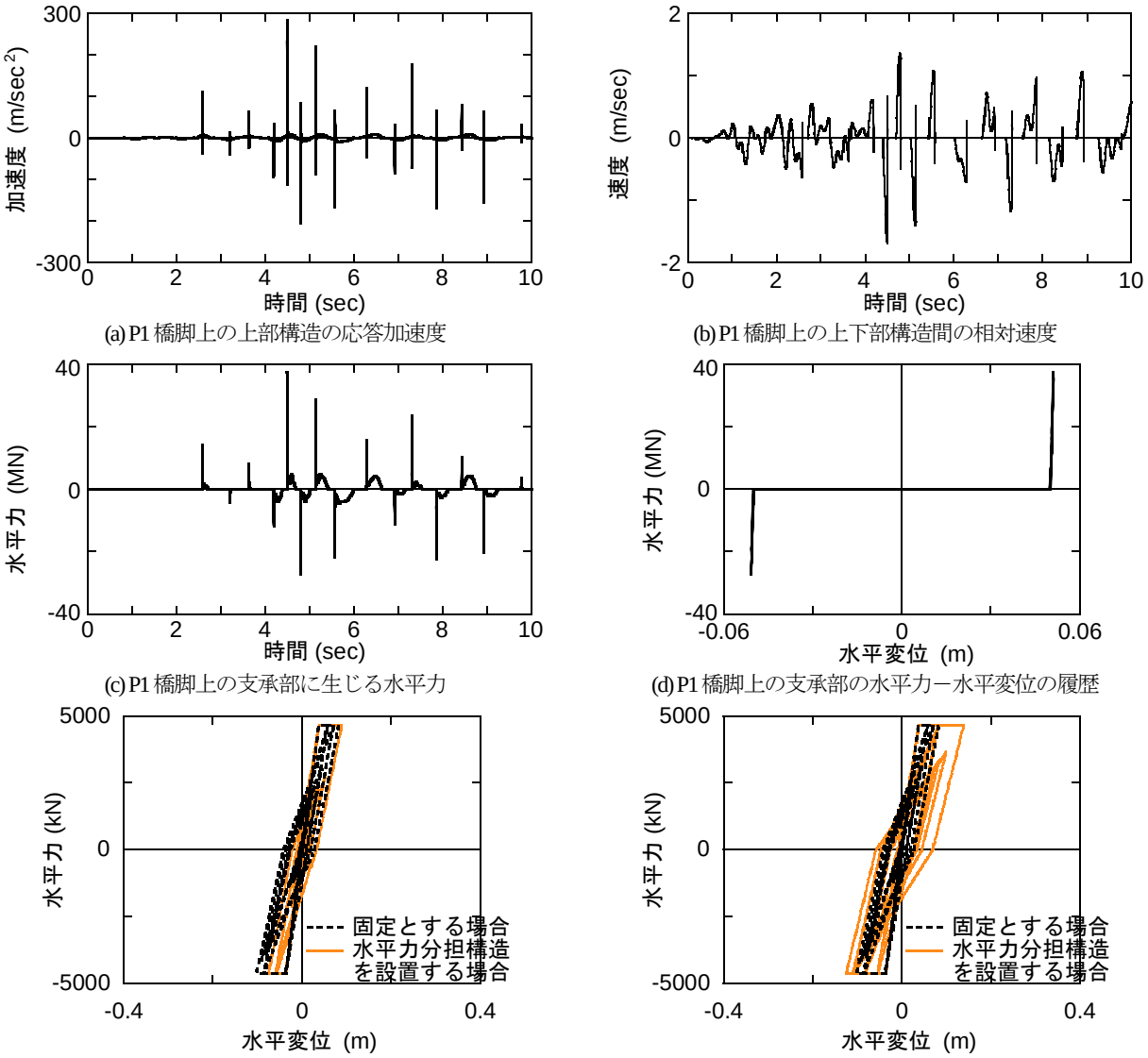
(a) P1 橋脚の水平力－水平変位の履歴

(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）

力が補強後のP2橋脚の耐力の1/4程度だったこともあり，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．

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



(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

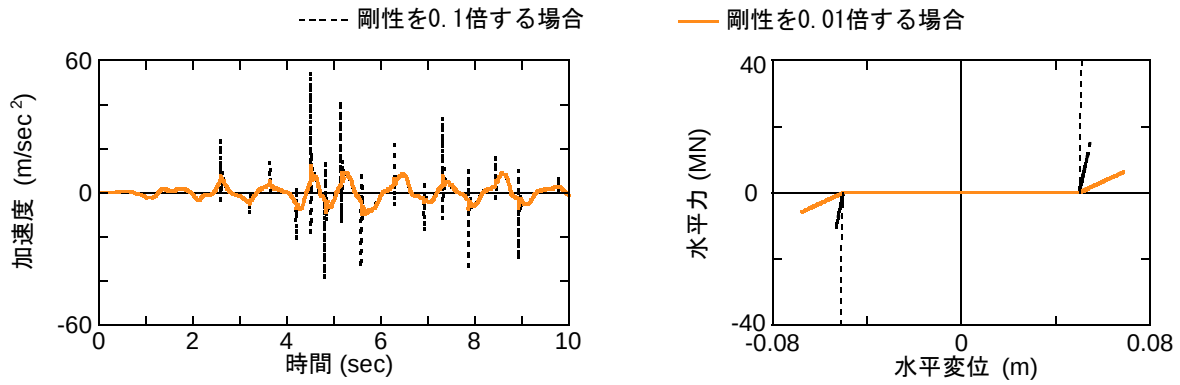
図-8　P1 橋脚上の支承部に 50mm の遊間を設けて水平力分担構造を設置する場合の応答（モデル２）

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．これは，橋脚の耐力の 8 倍に相当する．橋脚の応答としては，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ると，P1 橋脚が慣性力を負担することにより 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6) 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



(a) P1 橋脚上の上部構造の応答加速度　(b) P1 橋脚上の支承部の水平力－水平変位の履歴

図-9　衝突ばねの剛性を変化させた場合の応答の変化（モデル２）

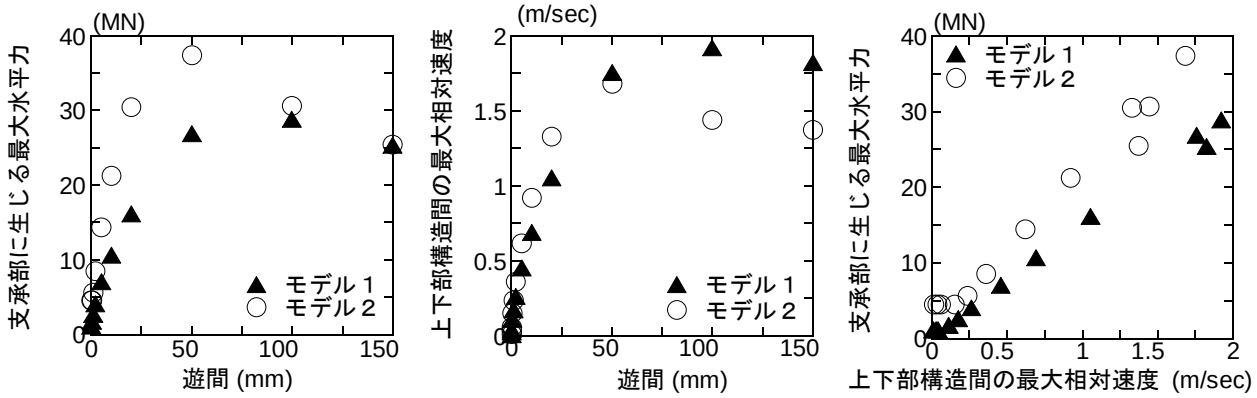


図-10　P1 橋脚上の支承部の遊間量，支承部に生じる最大水平力，上下部構造間の最大相対速度の関係

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，十分な解析精度がない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．

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とした．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 と半分以下に低下する．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）に達するような応答が生じるため，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

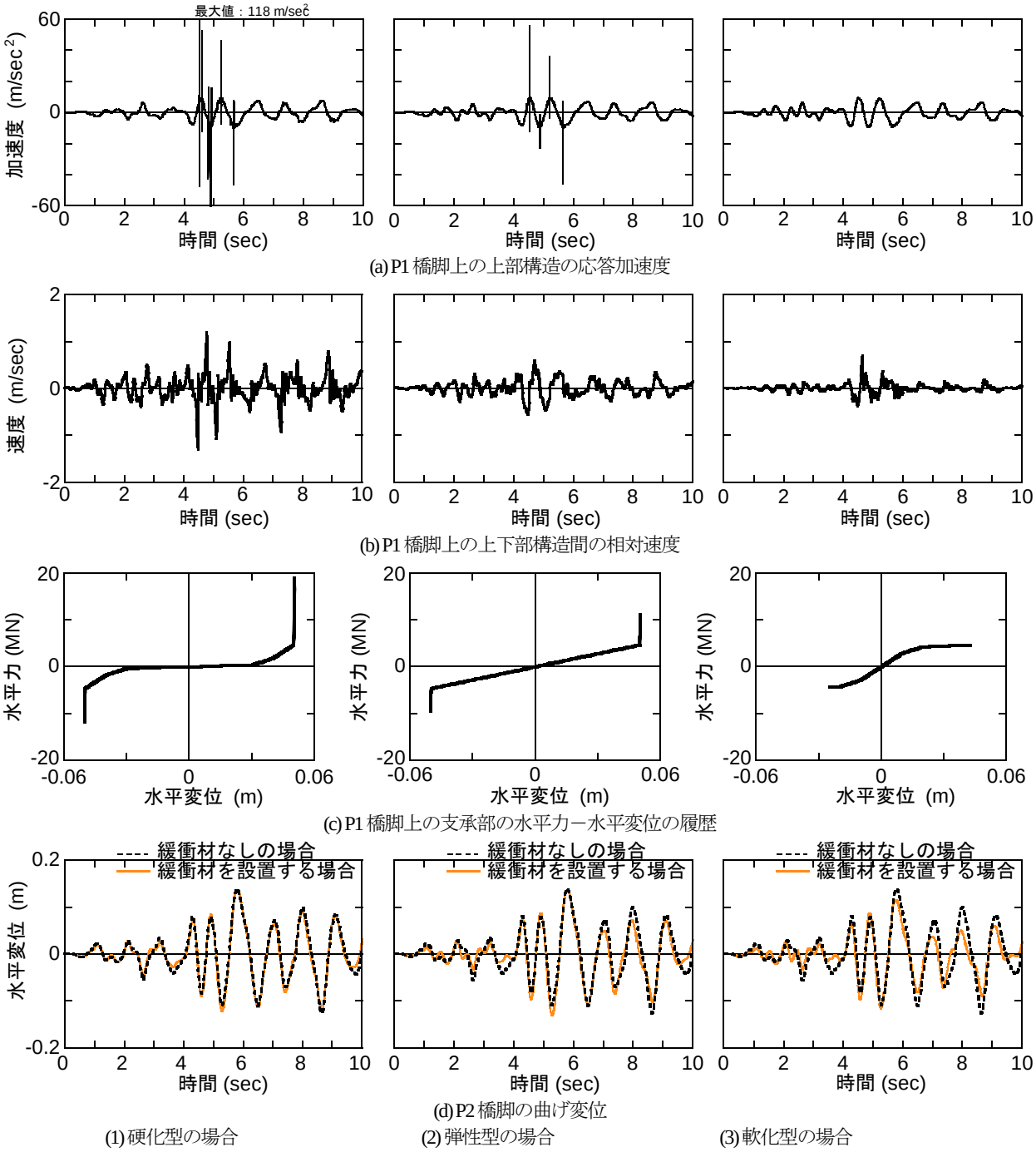
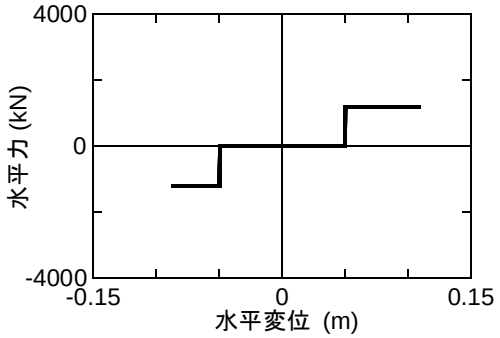


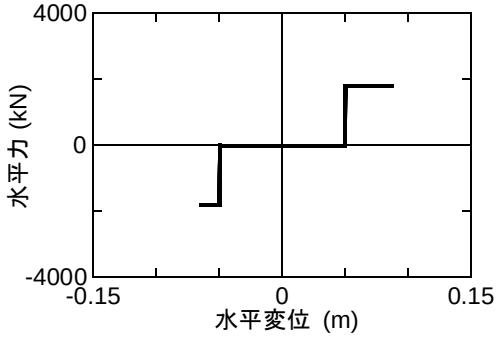
図-11　緩衝材の効果（モデル２，遊間が閉じたときに橋脚の耐力相当の水平力が生じるように設定したケース）

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．

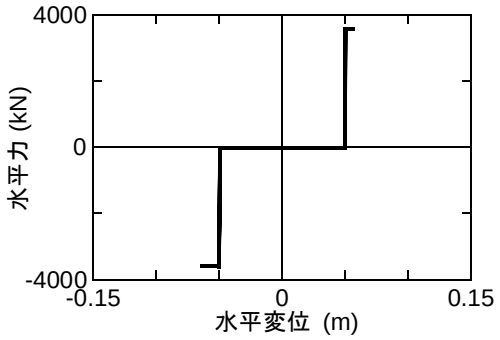
P2 橋脚の応答の低減と P1 橋脚上の支承部に生じる水平力の低減の観点では，初期剛性が高いほど効果が高い．ただし，一般には初期剛性を高く設定することは，温度変化時等の常時においてもこの剛性により支承部が抵抗することになるため，常時に対する支点条件が変わることになる．このため，常時にはこの剛性は効かないが，地震時のようにある程度の速度を持った応答の場合にこの剛性が効くような緩衝材を採用するのも一案である．



(a) 水平力分担構造の耐力を P_a とする場合

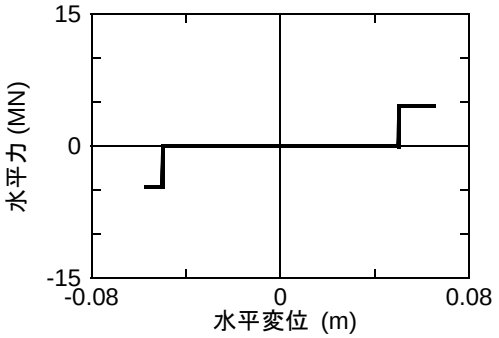


(b) 水平力分担構造の耐力を $1.5P_a$ とする場合

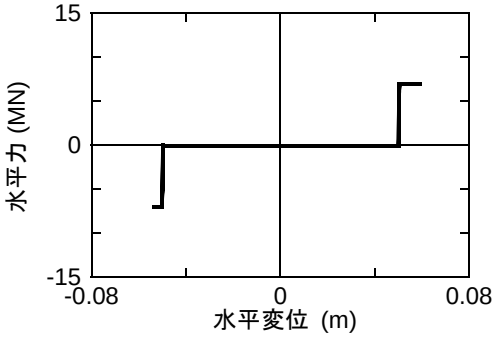


(c) 水平力分担構造の耐力を $3P_a$ とする場合

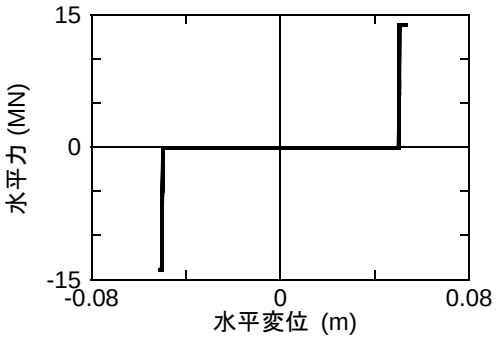
(1) モデル１



(a) 水平力分担構造の耐力を P_a とする場合



(b) 水平力分担構造の耐力を $1.5P_a$ とする場合



(c) 水平力分担構造の耐力を $3P_a$ とする場合

(2) モデル２

図-12　水平力分担構造の塑性化を考慮する場合の P1 橋脚上の支承部の応答

6.　水平力分担構造に塑性化を考慮する場合の応答

ここまでに示してきたように，緩衝材を設置しない場合には非常に大きな水平力が水平力分担構造に作用するが，こうした場合に水平力分担構造の塑性化を考慮し，水平力分担構造の塑性変形能を確保できれば，致命的な破壊を免れる可能性があるかについて検討するために，水平力分担構造の塑性化を考慮する解析も行った．ここでは，水平力分担構造の耐力として，P1橋脚の曲げ耐力のそれぞれ1倍，1.5倍，3倍とする３ケースを検討対象とした．なお，上述のように水平力分担構造の遊間が閉じる際には衝突力により橋脚の耐力以上の力が生じることから，水平力分担構造の耐力を橋脚の耐力以上とする場合にも，橋脚が降伏し，かつ，水平力分担構造にも塑性化が生じるような応答が生じることになる．

図-12は，P1橋脚上の支承部の水平力－水平変位の履歴を示した結果である．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）においては，水平力分担構造の耐力をP1橋脚の曲げ耐力相当とすると，遊間が閉じた後に水平力分担構造が59 mmも変形することとなる．水平力分担構造の耐力をこの3倍とする場合にも14mmの変形が生じる．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）においては，P1橋脚の水平耐力が大きくなるため，水平力分担構造の耐力も相応に大きくなるが，水平力分担構造の耐力をP1橋脚（補強後のP2橋脚）の曲げ耐力相当とすると水平力分担構造には15mmの変形が生じることとなる．水平力分担構造の耐力をこの3倍とする場合の変形量は3mmである．なお，ここには示さないが，遊間が閉じた後に水平力分担構造が50mm以上変形するケースにおいても，P1橋脚の応答変位は水平力分担構造の塑性化を考慮しない場合とほとんど変わらない．

以上の結果を踏まえると，水平力分担構造の耐力と塑

性変形能を適切に組み合わせることによって，水平力分担構造が大きな損傷をしない範囲で下部構造に力を伝達させることもできることが分かる．ここでは，緩衝材と組み合わせた検討は行っていないが，５．に示した結果に基づけば，緩衝材を設置することにより，衝突時の塑性化の程度をさらに小さくすることもできると考えられる．

7. 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，水平力分担構造の塑性化の影響に着目した．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1/4程度と小さいため，そのままの状態で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．水平力分担構造に生じる水平力については，衝突ばねの剛性を変化させた場合の影響は大きいが，緩衝材を設置しない場合にはそもそも十分な解析精度で評価できない点には留意が必要である．
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らない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．
6) 水平力分担構造に塑性化を考慮すると，この構造の耐力が小さい場合には破壊を生じ得るレベルの塑性変形が生じる可能性があるが，耐力を相応に大きくし，水平力分担構造に多少の塑性化を考慮できるような構造とすれば，水平力分担構造が著しい損傷をしない範囲で下部構造に力を伝達させることもできると考えられる．

謝辞：本研究に際しては(独)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，国土技術政策総合研究所資料 700 号・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) Tseng, W. S. and Penzien, J.: Seismic Analysis of Long Multi-span Highway Bridge, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 4, pp.3-24, 1975.
4) Kawashima, K. and Penzien, J.: Theoretical and Experimental Dynamic Behavior of A Curved Model Bridge Structure, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 7, pp.129-145, 1979.
5) 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.
6) 川島一彦，植原健治，庄司学，星恵津子：桁衝突および落橋防止装置の効果に関する模型振動実験および解析，土木学会論文集 No. 703/Ⅰ-59，pp.221-236，2002.
7) 森山卓郎，依田照彦：桁間衝突が落橋におよぼす影響に関する実験的検討，土木学会論文集 No. 654/Ⅰ-52，pp.223-232，2000.
8) 梶田幸秀，渡邊英一，宇都宮智昭，永田和寿，津村洋祐：衝突を考慮した高架橋モデルの振動台実験とそのシミュレーション，第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，土木学会，pp.209-216，2000.
9) 梶田幸秀，西本安志，石川信隆，香月智，渡邊英一：桁間衝突現象のモデル化に関する一考察，土木学会論文集 No. 661/Ⅰ-53，pp.251-264，2000.
10) 田嶋仁志，船本浩二，山崎俊樹，金井良介，中村敏夫：支承サイドブロックの静的破壊実験，土木学会第 53 回年次学術講演会 Ⅰ-B170，pp.340-341，1998.
11) 田嶋仁志，船本浩二，山崎俊樹，金井良介，中村敏夫：支承サイドブロックの衝撃破壊実験，土木学会

第 53 回年次学術講演会 Ⅰ-B171，pp.342-343，1998.
12) 窪田賢司，菅野匡，飯東義夫，堀江啓夫：落橋防止装置に用いる緩衝材の実験的研究，土木学会第 51 回年次学術講演会 Ⅰ-B307，pp.614-615，1996.
13) 窪田賢司，菅野匡，上東泰，石田博：緩衝効果を有する落橋防止装置の衝突実験及び効果の検証，土木学会第 52 回年次学術講演会 Ⅰ-B209，pp.418-419，1997.
14) 野島昭二，石田博，上東泰，野々村千里：緩衝材を併用した落橋防止システムの検討，土木学会第 53 回年次学術講演会 Ⅰ-B159，pp.318-319，1998.
15) 市岡隆興，菅野匡，紫桃孝一郎：衝突実験による鋼製ブラケット型落橋防止構造の検討，第 4 回耐震補強・補修技術，耐震診断技術に関するシンポジウム講演論文集，pp.49-56，2000.
16) （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.
17) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2012.
18) 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，土木研究所資料第 4265 号，2013.

(2013.○.○ 受付)

DYNAMIC RESPONSE OF BRIDGES OF WHICH HORIZONTAL INERTIA FORCE IS DISTRIBUTED BY MEANS OF STOPPERS

Junichi SAKAI, Shigeyoshi ANDO and Jun-ichi HOSHIKUMA

In seismic retrofit design of an existing multi-span continuous bridge, it is one way that horizontal inertia force of a superstructure can be distributed to a column with a movable bearing support by installing stoppers at the column top in order to reduce inertia force induced into a column with a fixed bearing support. To investigate dynamic response of bridges of which inertia force is distributed by mean of stoppers and develop a design method, a series of nonlinear dynamic response analyses was conducted.

Because stoppers are generally installed at the column top with a certain gap between the superstructure and the bridge column, impact force is induced to the superstructure and the column when the gap is closed during earthquake excitation. In the analyses, modeling of impact spring of stoppers, amount of gap, the effect of shock absorbers are considered as parameters. It is found from the analyses that large impact force, which is eight times larger than flexural strength of a column, is obtained if no shock absorber is considered, and it is effective to provide a shock absorber that has relatively large initial stiffness in order to mitigate this impact force.