

上部構造端部の遊間が P C連続ラーメン橋の耐震性能に与える影響について

角本 周¹・吉川 卓²・浦川 洋介³

¹正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 福岡支店技術部 （〒810-0001 福岡県福岡市中央区天神 4-2-31）

²正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 第二技術部 （〒102-0093 千代田区平河町 2-1-1）

³正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 第二技術部 （ 同上 ）

1. はじめに

道路橋の耐震設計では、地震時の上部構造と橋台との衝突によって橋の耐震性能が損なわれないことが要求されており、一般には、レベル1地震動のみならず、レベル2地震動に対しても衝突が生じないように遊間を設ける設計がなされている¹⁾。しかしながら、例えば高橋脚の橋では、レベル2地震動に対して衝突が生じないように遊間を設けると、伸縮装置が大規模なものとなり、走行性や周辺環境への影響、維持管理等において問題が生じる場合がある。一方、レベル2地震動に対して衝突が生じるように遊間を設けると、上部構造の応答変位が橋台との衝突によって制限され耐震性能が向上するものと考えられるが、高次振動モードの卓越により想定外の部位が塑性化したり、衝突時に発生する衝撃力により上部構造に損傷が生じる可能性もある²⁾。

そこで、本検討では、高橋脚を有するP C連続ラーメン橋の橋軸方向を対象とし、上部構造端部と橋台との遊間の設定が橋の耐震性能に与える影響について、遊間量や橋脚高等をパラメータにして検討を行った。

2. 検討対象橋梁および解析モデル

(1) 検討対象橋梁

検討は、図-1に示す中央径間100mのP C3径間連続ラーメン橋を対象として行った。ここで、桁高や径間長の比率等は、既往のP C連続ラーメン橋の平均値を用いて設定している³⁾。また、橋脚は、高次振動モードの影響等を検討するために、30m、45mおよび60mの橋脚高を設定したが、断面は橋脚高によらず同一の等断面寸法とした⁴⁾、⁵⁾。なお、耐震設計上の地盤種別はI種地盤とし、橋脚基礎は固定とした。

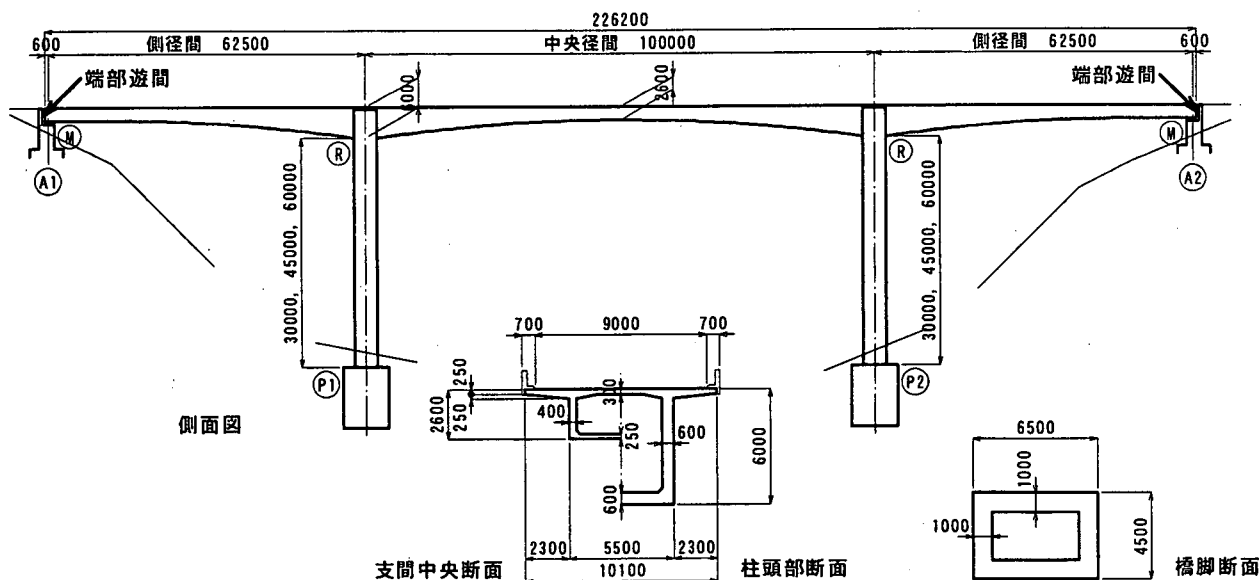


図-1 検討対象としたP C連続ラーメン橋

表-1 地震時の応答値および橋脚耐力

橋脚高	応答変位 (m)		応答モーメント (MN・m)			橋脚耐力 (MN・m)	
	レベル1地震動	レベル2地震動	永久荷重作用時	レベル1地震動	レベル1地震時	初降伏モーメント	終局モーメント
30m	0.037	タイプⅠ: 0.185	上端: -1.1	上端: -51.8	上端: -53.0	上端: 193.6	上端: 239.2
		タイプⅡ: 0.212	下端: 58.2	下端: 151.8	下端: 210.0	下端: 214.2	下端: 270.2
45m	0.085	タイプⅠ: 0.339	上端: 1.0	上端: -95.6	上端: -96.7	上端: 193.5	上端: 249.1
		タイプⅡ: 0.287	下端: 30.6	下端: 190.9	下端: 221.5	下端: 224.2	下端: 280.4
60m	0.130	タイプⅠ: 0.500	上端: 3.0	上端: -105.3	上端: -108.3	上端: 193.4	上端: 249.0
		タイプⅡ: 0.377	下端: 19.3	下端: 181.5	下端: 200.8	下端: 234.2	下端: 290.6

※レベル1地震動の応答モーメントおよび応答変位は応答スペクトル法、レベル2地震動の応答変位は3波形平均値。

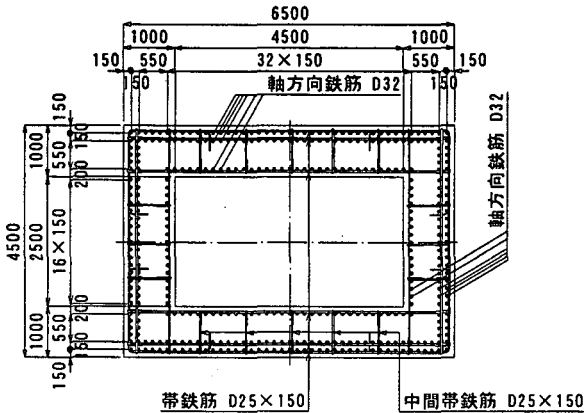


図-2 橋脚配筋図

検討に用いた橋脚の鉄筋配置を、図-2に示す。本検討では、橋脚の鉄筋配置は全ての橋脚高のケースに対して同一の配置としたが、表-1に示すように、いずれの橋脚高に対しても、応答スペクトル法により算出したレベル1地震時の橋脚下端の最大曲げモーメントが、断面の初降伏モーメントとほぼ一致する軸方向鉄筋量となっている⁶⁾。

(2) 解析モデル

本検討では、解析モデルは2次元骨組モデルとし、上部構造は全断面有効剛性を有する線形はり要素とした。橋脚は、塑性ヒンジの発生が想定される橋脚上下端に塑

性ヒンジ (0.5D) を考慮した非線形回転バネを設け、塑性ヒンジ領域以外は線形はり要素でモデル化した。図-3に、検討に用いた解析モデルを示す。

非線形動的解析において、塑性ヒンジをモデル化した非線形回転バネの履歴特性には剛性低下型の完全バイリニアモデル (Takeda モデル) を用い、除荷時剛性低下指数は 0.5 とした¹⁾。また、減衰特性には Rayleigh 減衰を用い、図-4に示す橋軸方向地震動に対して卓越する振動モードのモード減衰定数を 5% として設定した。

(3) 遊間の設定と衝突のモデル化

本検討では、橋台の剛性や耐力が十分大きいものと仮定し、図-3に示すように、上部構造と橋台との衝突は衝突バネによって式(1)のようにモデル化した²⁾。

$$\begin{aligned} k &= k_f & : \Delta u < -U_c \\ k &= 0 & : \Delta u \geq -U_c \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、 Δu は上部構造と橋台との相対変位であり (本検討では、橋台の変位は 0 である)、 U_c は上部構造と橋台間の遊間である。また、衝突バネの剛性は、式(2)により設定した^{2), 7), 8)}。

$$k_f = n \cdot EA_m / L \quad (2)$$

ここで、 n は上部構造の要素数、 EA_m は上部構造の軸方

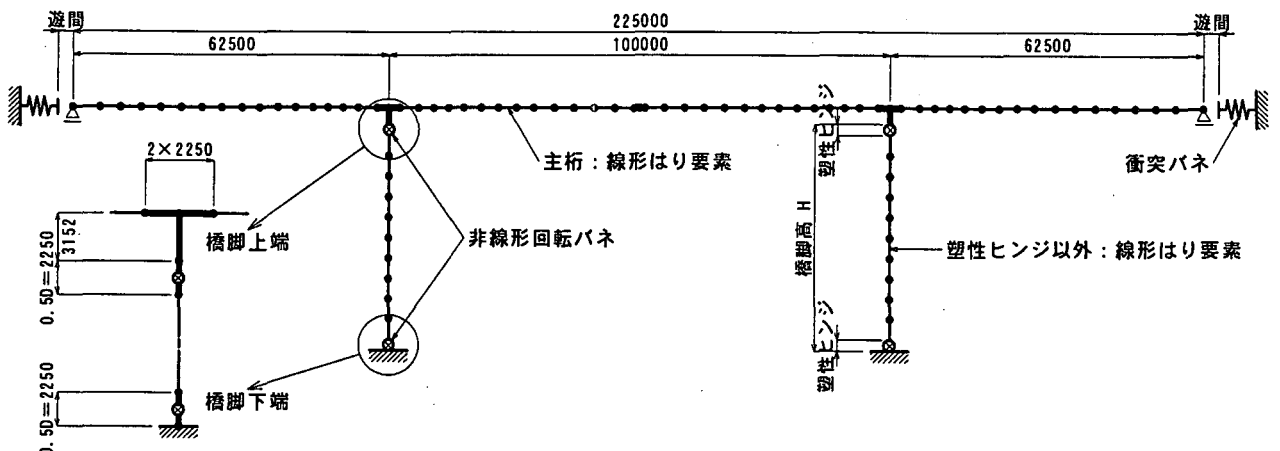


図-3 解析モデル

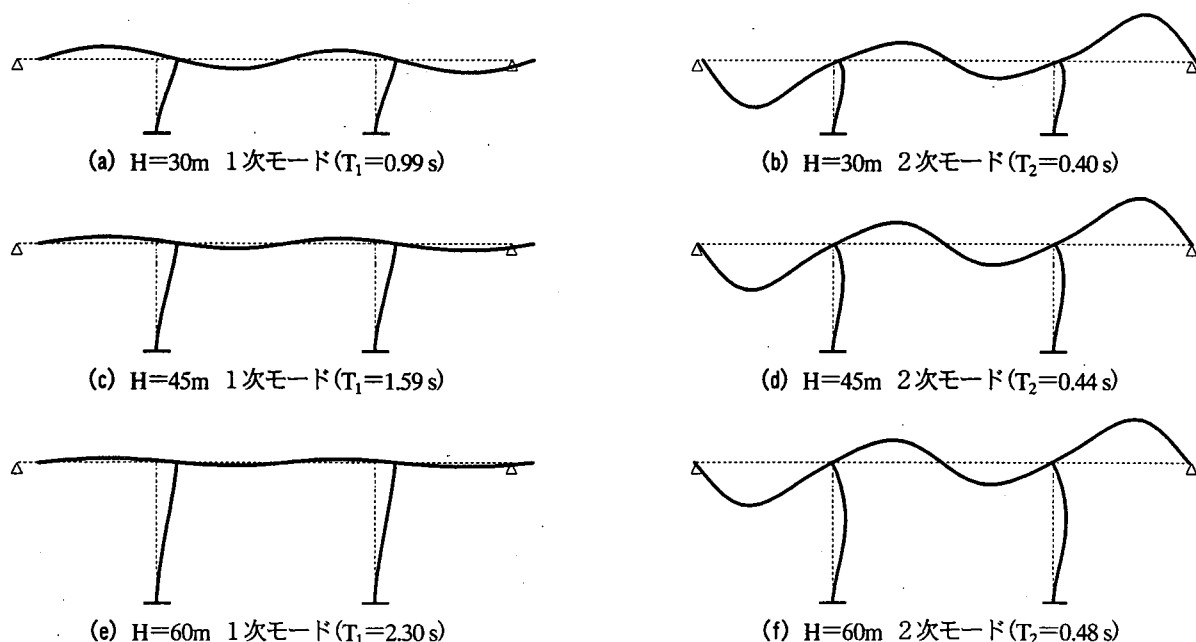


図-4 固有振動モード

剛性の平均値、 L は上部構造の桁長である⁷⁾。

上部構造と橋台間の遊間は、遊間量の設定が耐震性能に与える影響を検討するために、衝突が生じない場合の最大応答変位の3波形平均値(表-1)に対して、その20%~100%の比率の範囲で設定した。

(4) 入力地震動

入力地震動は、タイプⅠおよびタイプⅡともに各3波形とし、図-5に示す加速度応答スペクトルの適合波形を用いた¹⁾。

3. 上部構造が橋台と衝突する場合の動的応答

動的解析結果の一例として、塑性ヒンジの履歴応答を図-6に、上部構造と橋台との相対変位および橋台への作用水平力を図-7、図-8に示す。

地震動に対する塑性ヒンジの最大応答曲率は、橋脚高30mのタイプⅡ-3地震動の場合、衝突無しの場合に比較

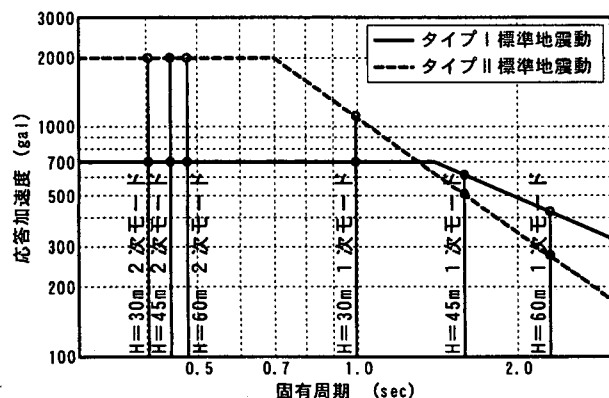
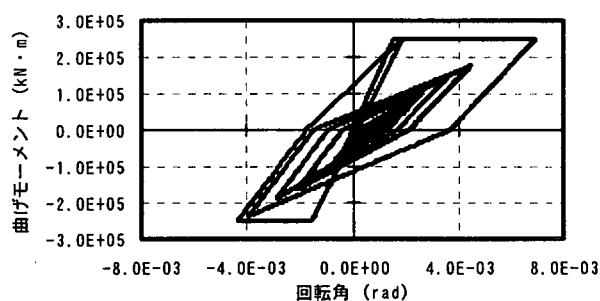
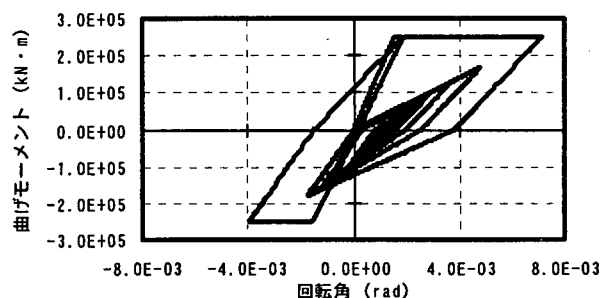


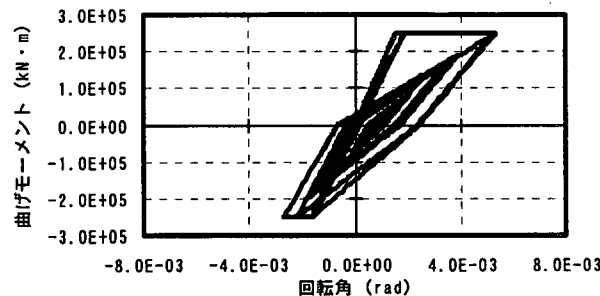
図-5 入力地震動の加速度応答スペクトル



(a) P1 橋脚下端ヒンジの履歴応答 (衝突無し)

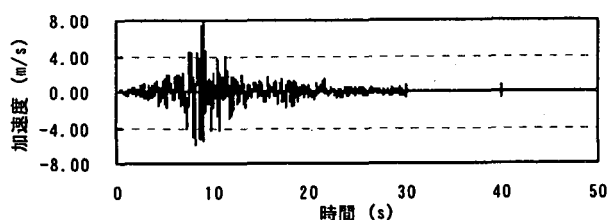


(b) P1 橋脚下端ヒンジの履歴応答 (遊間80%)

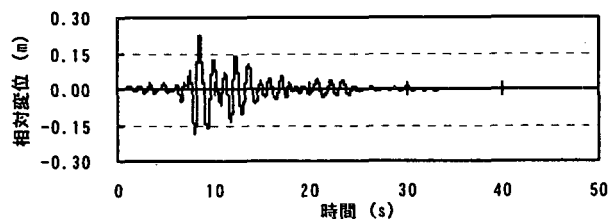


(c) P1 橋脚下端ヒンジの履歴応答 (遊間40%)

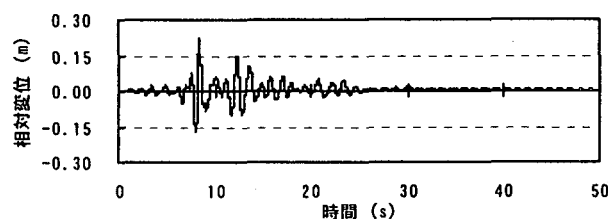
図-6 橋脚高30mに対する解析結果例(タイプⅡ-3)



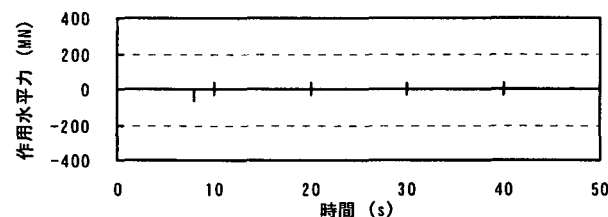
(a) 入力地震動 (タイプII-3)



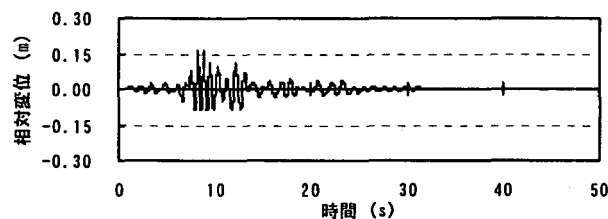
(b) A1 橋台側相対変位 (衝突無し)



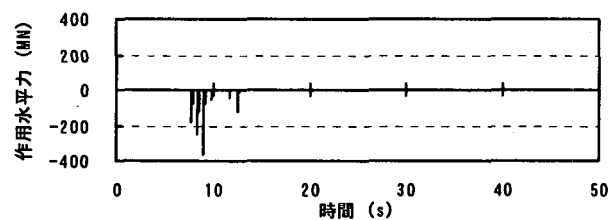
(c) A1 橋台側相対変位 (遊間80%)



(d) A1 橋台側作用水平力 (遊間80%)

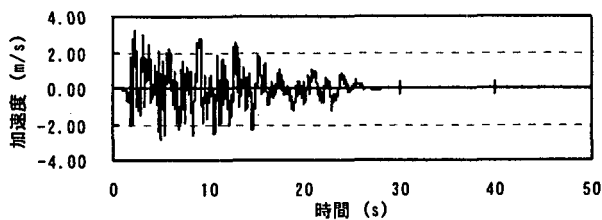


(e) A1 橋台側相対変位 (遊間40%)

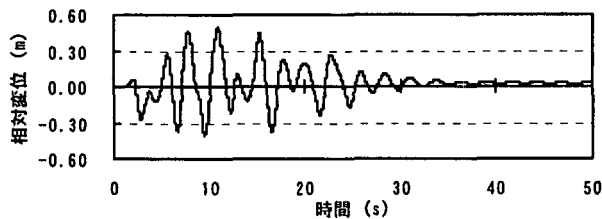


(f) A1 橋台側作用水平力 (遊間40%)

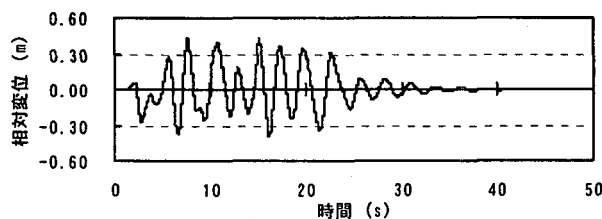
図-7 橋脚高 30m に対する解析結果例



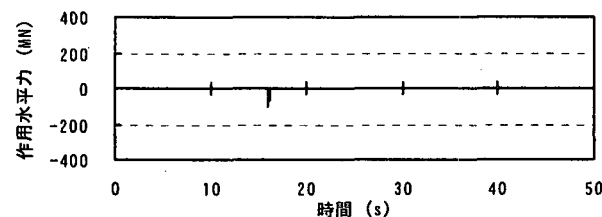
(a) 入力地震動 (タイプI-1)



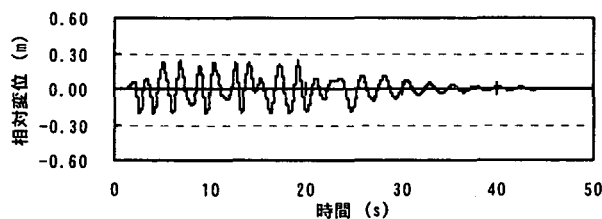
(b) A1 橋台側相対変位 (衝突無し)



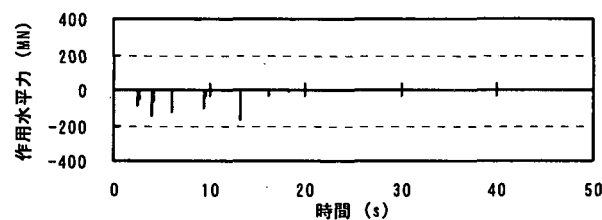
(c) A1 橋台側相対変位 (遊間80%)



(d) A1 橋台側作用水平力 (遊間80%)



(e) A1 橋台側相対変位 (遊間40%)



(f) A1 橋台側作用水平力 (遊間40%)

図-8 橋脚高 60m に対する解析結果例

して遊間 80% の場合はほぼ同程度であり、遊間 40% の場合は 80% 程度に低下している。一方、橋台への作用水平力は、橋脚高 30m のタイプ II-3 地震動の場合、遊間 80% の場合に比べて遊間 40% の場合は 6 倍程度に増加し、衝

突回数も増加している。また、橋脚高 60m のタイプ I-1 地震動の場合でも、遊間 80% の場合に比べて遊間 40% の場合は 2 倍程度に増加し、衝突回数も同様に増加している。

4. 遊間の設定と耐震性能

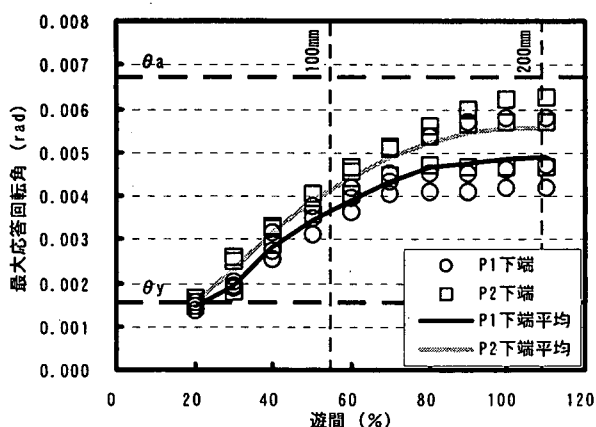
(1) 遊間と塑性ヒンジの応答回転角

動的解析結果として、各橋脚高における遊間量と橋脚上下端塑性ヒンジの最大応答回転角との関係を図-9および図-10に示す。ここで、遊間110%に対しては、衝突無しの場合の解析結果を示している。

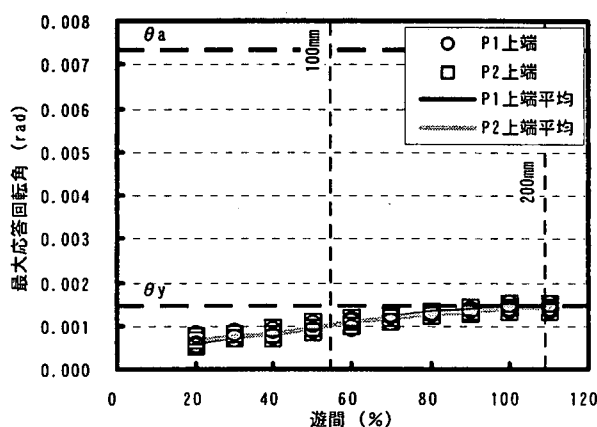
タイプⅠ地震動に対する橋脚下端の塑性ヒンジの最大応答回転角は、遊間を衝突無しの場合における最大応答変位の3波形平均値の70%程度以上とすると、衝突無し

の場合と比較してほぼ同程度となる。遊間を70%以下にすると遊間量に応じて低下する傾向にあり、遊間を40%とすると衝突無しの場合に比較して1/2程度まで低下する。また、橋脚上端の塑性ヒンジの最大応答回転角は、遊間量に応じて低下する傾向にあり、遊間を70%以下とすると、いずれの橋脚高に対しても塑性化しない結果となっている。

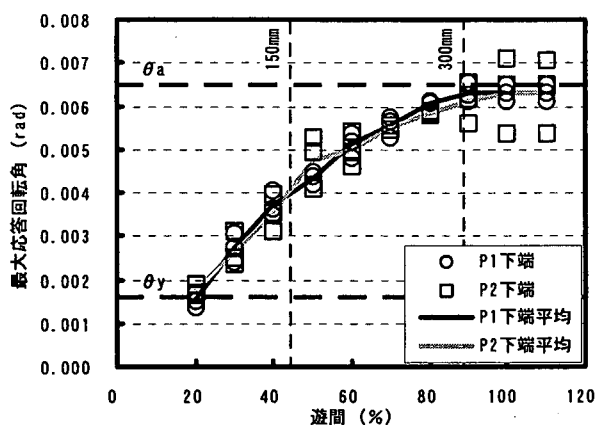
タイプⅡ地震動に対する橋脚下端の塑性ヒンジの最大応答回転角は、橋脚高30mではタイプⅠ地震動と同様な傾向を示しているが、橋脚高60mでは遊間を50%とした



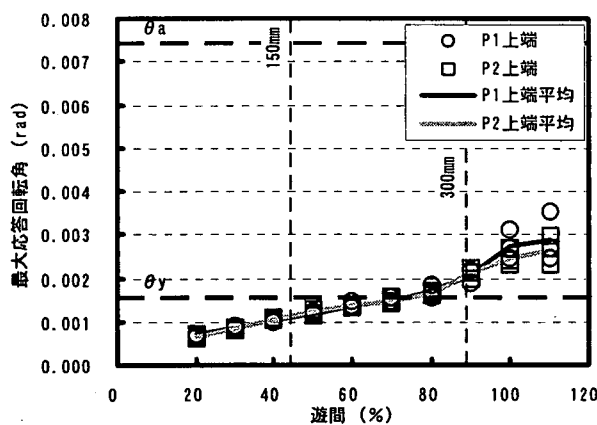
(a) H=30m 橋脚下端ヒンジ



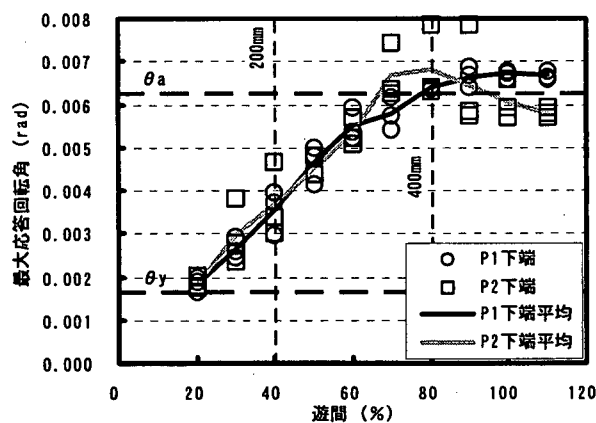
(b) H=30m 橋脚上端ヒンジ



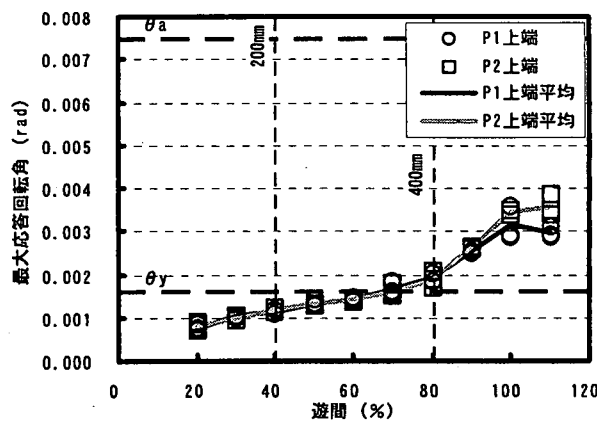
(c) H=45m 橋脚下端ヒンジ



(d) H=45m 橋脚上端ヒンジ



(e) H=60m 橋脚下端ヒンジ



(f) H=60m 橋脚上端ヒンジ

図-9 遊間と塑性ヒンジの応答回転角 (タイプⅠ地震動)

場合に最小値を示し、さらに遊間を小さくすると最大応答回転角は逆に増加する傾向にある。また、上部構造と橋台とが衝突する場合、タイプⅠ地震動に対する最大応答回転角に比べて、タイプⅡ地震動の最大応答回転角は個々の波形に対する応答値にばらつきが大きい傾向を示している。これは、高次振動モードの影響によるものと考えられ、タイプⅠ地震動に比べて短周期成分の卓越するタイプⅡ地震動の方が、また、橋脚高の高い方が、より顕著な影響が生じているといえる。

以上、レベルⅠ地震動に対しては遊間を小さく設定す

るほど塑性ヒンジの応答回転角に着目した耐震性能は向上するが、レベルⅡ地震動に対しては遊間を小さく設定しても必ずしも応答回転角に着目した耐震性能は向上しない結果となった。

(2) 遊間と橋台への作用水平力

動的解析結果として、各橋脚高における遊間量と橋台への作用水平力との関係を、図-11および図-12に示す。

タイプⅠ地震動に対する橋台への作用水平力は、遊間を小さくすると増加する傾向にあり、遊間を50%程度に

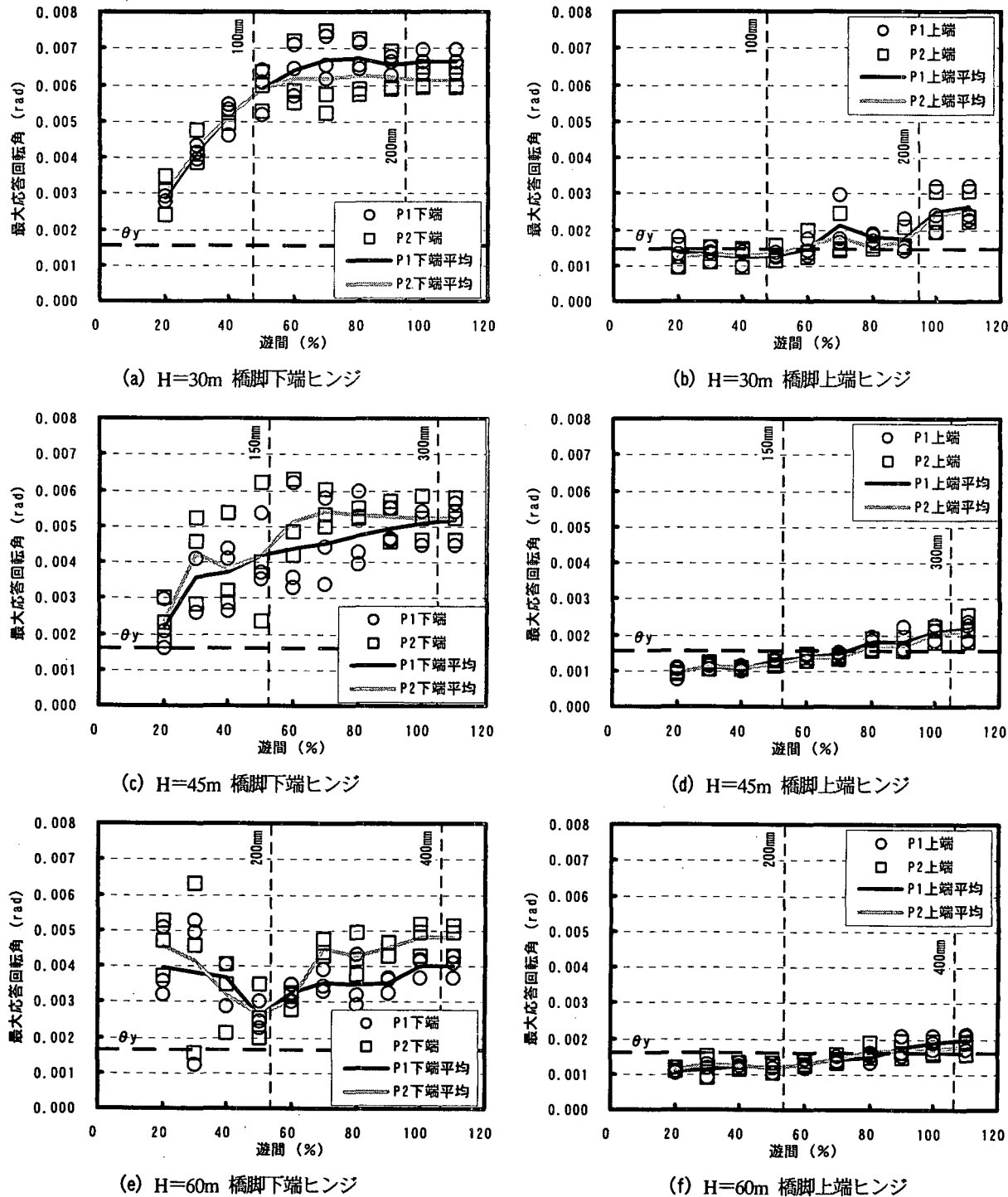
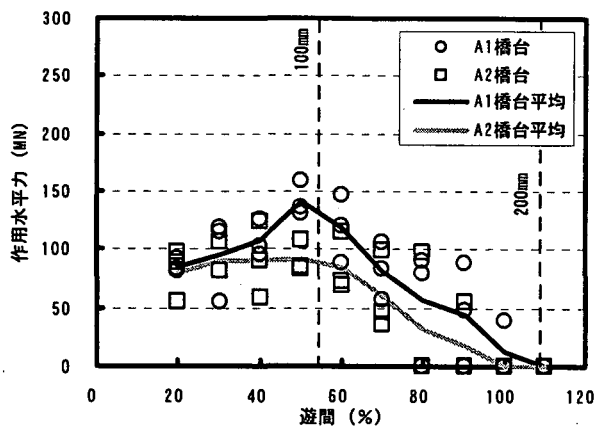
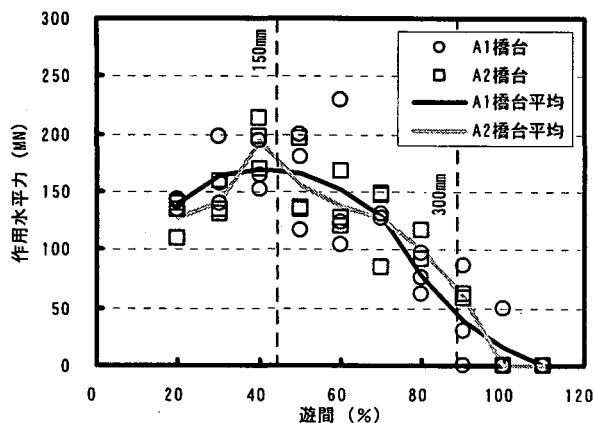


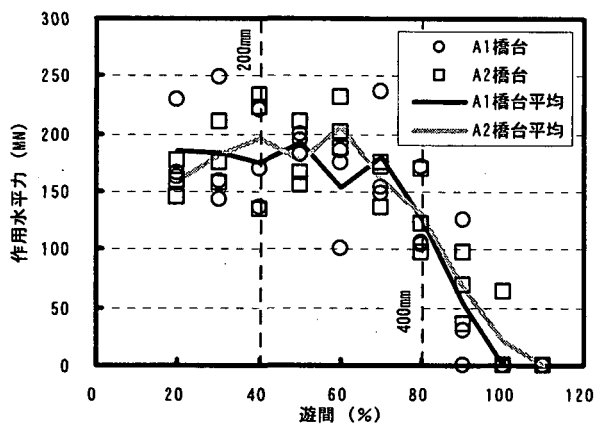
図-10 遊間と塑性ヒンジの応答回転角 (タイプⅡ地震動)



(a) H=30m



(b) H=45m



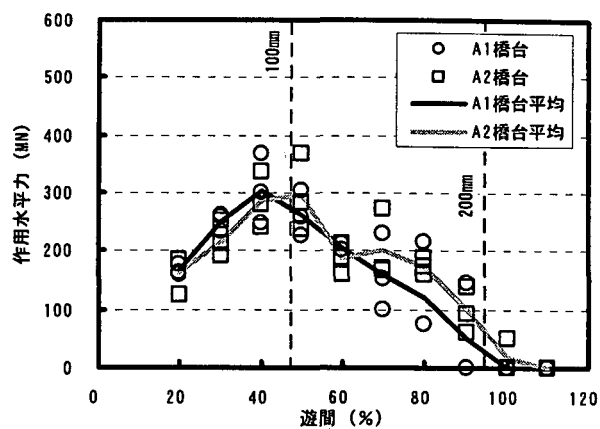
(c) H=60m

図-11 遊間と橋台への作用水平力 (タイプⅠ地震動)

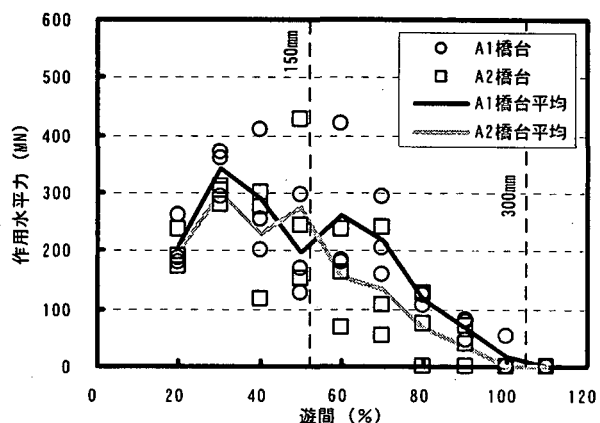
した場合、最大値を示す傾向にある。また、作用水平力は橋脚高が高くなるほど増加する傾向にあり、橋脚高が60mの場合は橋脚高が30mの場合に比べて最大値で75%程度増加している。

タイプⅡ地震動に対する橋台への作用水平力も、遊間を小さくすると増加する傾向にあるが、最大値を示す遊間の比率は橋脚高が高いほど小さくなる傾向にある。また、作用水平力の最大値は、タイプⅠ地震動に対する結果と異なり、橋脚高によらずほぼ同程度の値となった。

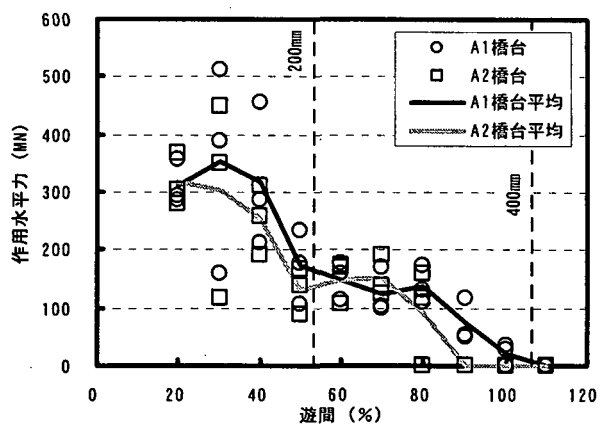
今回の検討では、橋台が変形しないものとして解析を



(a) H=30m



(b) H=45m



(c) H=60m

図-12 遊間と橋台への作用水平力 (タイプⅡ地震動)

行っているが、橋台への作用水平力は最大で400MN程度と非常に大きい値を示しており、上部構造の軸方向力に対する耐力（最小断面寸法に対して、約27MN）と大きく上回る結果となっている。したがって、橋台を十分剛な構造とし、レベル2地震動に対して上部構造と橋台とが衝突する遊間とした場合は、緩衝装置等を設けなければ上部構造に損傷が生じるものと考えられる²⁾。

5. まとめ

本検討では、高橋脚を有するPC連続ラーメン橋の橋軸方向を対象に動的解析を行い、上部構造端部と橋台との遊間の設定が橋の耐震性能に与える影響について検討を行った。その結果をまとめると、次のとおりである。

(1) レベル1地震動に対しては、遊間を小さくするほど橋脚上下端の塑性ヒンジの応答回転角は小さくなる傾向になる。

(2) レベル2地震動に対しては、橋脚高が高い場合は遊間を小さくしても橋脚下端の塑性ヒンジの応答回転角は小さくならない。

(3) 上部構造と橋台とが衝突する場合、橋脚下端の塑性ヒンジの応答回転角は、レベル1地震動に対する応答値に比べてレベル2地震動に対する応答値はばらつきが大きい傾向にある。

(4) 橋台への作用水平力は、遊間を小さくするほど大きくなる傾向にある。

(5) 橋台への作用水平力は、レベル1地震動に対しては橋脚高が高いほど大きくなる傾向にあるが、レベル2地震動に対しては顕著な差は無い。

(6) 橋台を十分剛な構造とすると、衝突による衝撃力は上部構造の軸方向力に対する耐力を大きく上回る値を示す。

以上、今回の検討では、橋台を十分剛な構造と設定し、上部構造端部と橋台との遊間の設定が橋の耐震性能に与える影響について検討を行ったが、算出された衝突による橋台への作用水平力は非常に大きい値を示す結果となっている。したがって、今後は、背面土を含めた橋台の

変形、パラペットの損傷等を考慮し、より詳細な検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編，2002.3.
- 2) 山岸睦功，川島一彦，後藤和満：高橋脚で支持された連続橋における桁と橋台間の衝突の影響，第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.329-336，2002.1.
- 3) (財)高速道路調査会：PC多径間連続ラーメン橋に関する研究報告書，1988.3.
- 4) 角本周，吉村徹，吉川卓：PC連続ラーメン橋における静的耐震設計法の適用範囲に関する検討，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，pp.109-116，1998.12.
- 5) 吉川卓，町勉，浦川洋介，角本周：直接基礎の非線形性を考慮した連続ラーメン橋の耐震性に関する検討，第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.369-376，2002.1.
- 6) 前原康夫，日紫木剛啓，角本周，町勉：限界状態設計法によるPC連続ラーメン橋の耐震設計，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，pp.243-250，1999.12.
- 7) 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，No.675/I-55，pp.125-139，2001.4.
- 8) 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.221-236，2002.4.