

P C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

角本 周¹・吉村 徹²・吉川 卓³

¹正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 技術部主任研究員 (〒102-0093 千代田区平河町2-1-1)

²正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 技術部研究員 (同上)

³正会員 工修 オリエンタル建設㈱ 技術部研究員 (同上)

1. はじめに

平成8年改訂の道路橋示方書では¹⁾、地震時保有耐力法の適用が限定される条件として、①振動モードが静的解析による変形モードと異なる場合、②複数の振動モードが応答に寄与する場合、③塑性ヒンジが複数箇所発生する場合等が示されている。また、ラーメン橋については、応答に寄与する振動モードが少なくモード形状も比較的単純であることから、地震時保有耐力法を準用できるとしている。しかしながら、ラーメン橋は③の塑性ヒンジが複数箇所発生する場合に該当し、水平力－水平変位関係に多数の変化点が生じることから、構造全体系の降伏および終局状態の定義が問題となっている^{2)～4)}。さらに、高橋脚や不等橋脚の場合には①や②の条件にも該当するとされ、このような構造条件では、一般に非線形動的解析により耐

震設計が行われている。一方、非線形動的解析では、与えられた地震力に対する個別部材の要求性能は求められるが、橋梁全体系としての耐力や変形等の保有性能は評価できない⁴⁾。特に日本における地震活動状況からすれば、設計基準に規定されるレベルを上回る地震力が発生する可能性が十分あることから^{3), 4)}、地震時の挙動が複雑な橋梁に対して保有性能を評価できる耐震設計方法を開発することが望まれる。

そこで、本研究ではP C連続ラーメン橋の橋軸方向を対象とし、橋脚高およびその比率を解析パラメータとして^{5), 6)}静的耐震設計法の適用性およびその適用範囲について検討を行った。検討では、上部構造の最大応答変位の評価、最大応答変位と各塑性ヒンジの応答回転角の関係、最大応答変位と残留変位の関係等に着眼し、非線形動的解析およびプッシュオーバーナリシスによる静的解析の結果を比較した。

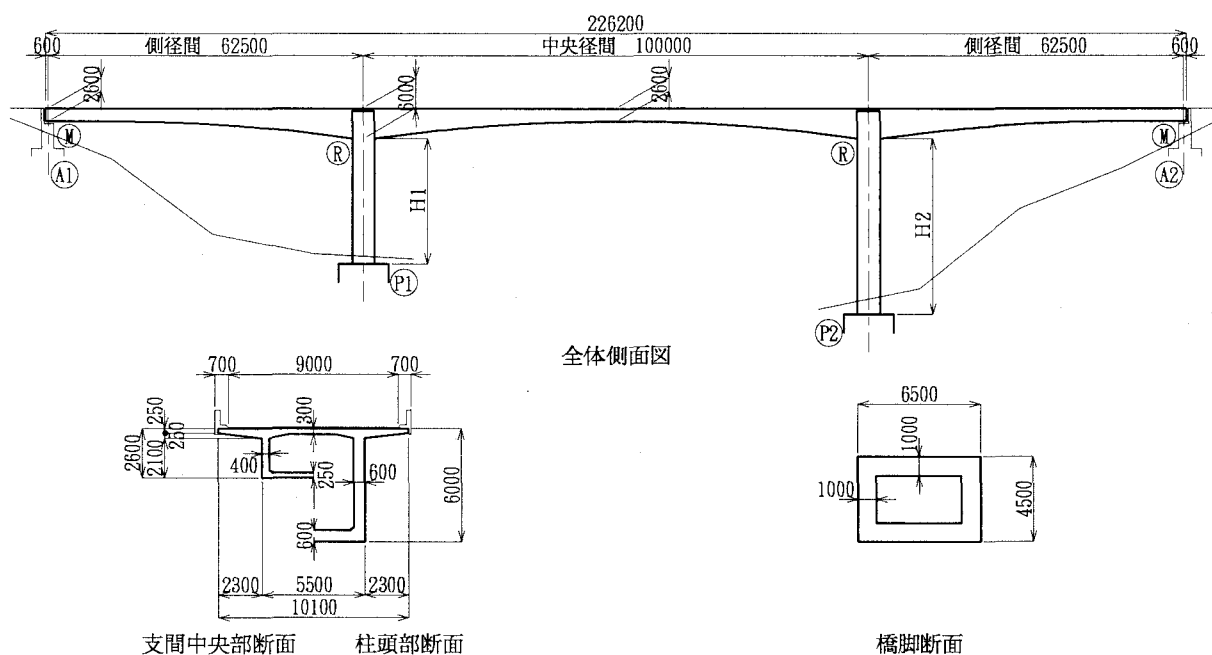


図-1 検討対象橋梁

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PC3径間連続ラーメン橋を対象として行った。ここで、桁高や中央間長に対する側径間長の比率等は、既往のPC連続ラーメン橋の平均値を用いて設定している^{7), 8)}。また、橋脚高は解析ケースによって15~45mの範囲で設定しているが、橋脚は全て等断面の同一寸法とした。なお、耐震設計上の地盤種別はI種地盤とした。

(2) 解析モデルおよび解析パラメータ

PC連続ラーメン橋では、通常、各橋脚の上下端に塑性ヒンジの発生が想定されることから^{2), 4)}、本研究では橋脚上下端の塑性ヒンジ(0.5D)でのみ非線形性を考慮することとし、塑性ヒンジ以外の橋脚および上部構造は線形はり要素でモデル化した。解析モデルを、図-2に示す。なお、線形はり要素の部材剛性は、部材総断面に対する値を用いた。

橋脚の塑性ヒンジを表す非線形回転バネは、降伏剛性を初期剛性とする完全弾塑性モデルとし、モデルのパラメータは、震度法レベルの地震時で決定した橋脚の鉄筋配置より算出される値を用いた。ここで、PC連続ラーメン橋の橋脚の死荷重時断面力は、バランスのとれた径間長比の場合には上部構造の乾燥収縮による断面力が大部分を占めることから^{7), 8)}、本研究では上部構造の乾燥収縮度 15×10^{-5} に対する断面力を死荷重時断面力として用いた。

解析ケースおよび各解析ケースでの非線形回転バネのパラメータを、表-1に示す。解析ケースは橋脚高30mの等橋脚高を基本とし、橋脚高を $\pm 50\%$ 増減した場合および橋脚高比を1.0:1.4および1.0:2.0とした場合を設定した。なお、橋脚上下端の塑性ヒンジの耐力および降伏剛性は、同一の断面寸法および鉄筋配置であっても作用軸力により異なるが、本研究では上下端の平均値より同一の値を設定している。

(3) 固有振動モードおよび静的変形モード

各解析ケースの固有振動モードを、解析ケース毎に橋軸方向の刺激係数で正規化して図-3および図-4に示す。また、慣性力を水平に静的載荷させた場合の弾性変形モードを、図中に付記する。ここで、静的載荷方法は、

載荷方法A：上部構造および橋脚両方に一様な慣性力を作用させる載荷方法

載荷方法B：上部構造のみに一様な慣性力を作用させる載荷方法

の2ケースであり^{2), 4)}、固有振動モードとは同一応答加速度に対する応答変位量で正規化して示している。静的変形モードは、橋脚高が低く橋脚高比が大きいほど、特に上部構造の鉛直変位において固有振動モードとの差が顕著になる。また、同一応答加速度に対する上部構造の水平変位は、橋脚高が高く橋脚高比が小さいほど、載荷方法Aによる静的変形モードと固有振動モードの結果が一致してくる。

固有振動解析で算出した固有周期と、載荷方法Aおよび載荷方法Bにより静的フレーム法で算出した固有周期¹⁾を表-2に示す。上部構造の水平変位が静的変形モードと固有振動モードで一致するケースにおいては、固有周期も一致する結果となっている。

表-1 解析ケースおよび非線形回転バネのパラメータ

解析ケース	橋脚	橋脚高 (m)	端部非線形回転バネ	
			降伏耐力 (MN・m)	バネ剛性 (MN・m/rad)
橋脚高	Case 15/15	P 1	245	1.52×10^5
		P 2		
	Case 30/30	P 1	284	1.71×10^5
		P 2		
	Case 45/45	P 1	323	1.90×10^5
		P 2		
橋脚高比	Case 25/35	P 1	323	1.90×10^5
		P 2	216	1.37×10^5
	Case 20/40	P 1	323	1.90×10^5
		P 2	137	1.00×10^5

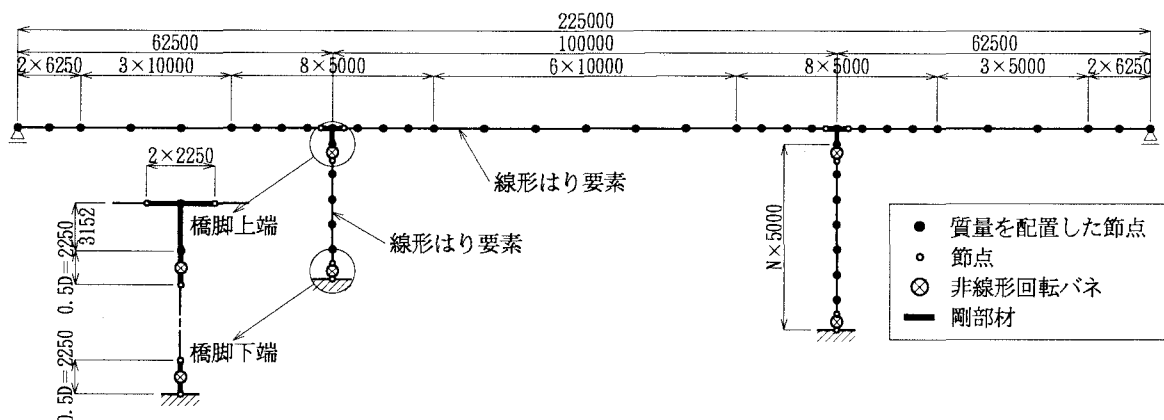


図-2 解析モデル

表-2 各解析ケースの固有周期、降伏変位および降伏震度

解析ケース	橋軸1次固有周期 (sec)			橋軸1次 有効質量率	完全弾塑性降伏震度		完全弾塑性降伏変位(m)	
	固有振動解析	荷重方法A	荷重方法B		荷重方法A	荷重方法B	荷重方法A	荷重方法B
Case 15/15	0.583	0.444	0.434	44.1 %	1.153	1.280	0.0583	0.0600
Case 30/30	0.983	0.941	0.893	80.2 %	0.559	0.682	0.1303	0.1348
Case 45/45	1.557	1.536	1.414	83.1 %	0.379	0.504	0.2398	0.2494
Case 25/35	0.958	0.904	0.856	76.9 %	0.567	0.692	0.1220	0.1257
Case 20/40	0.896	0.802	0.756	64.6 %	0.596	0.727	0.1005	0.1031

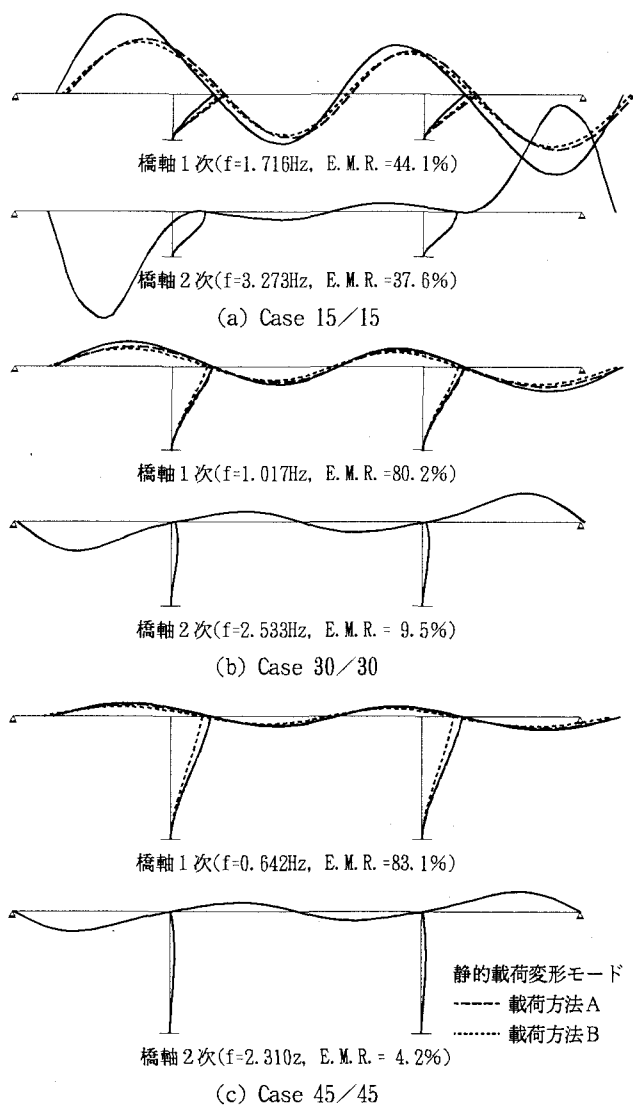


図-3 固有振動モード(パラメータ: 橋脚高)

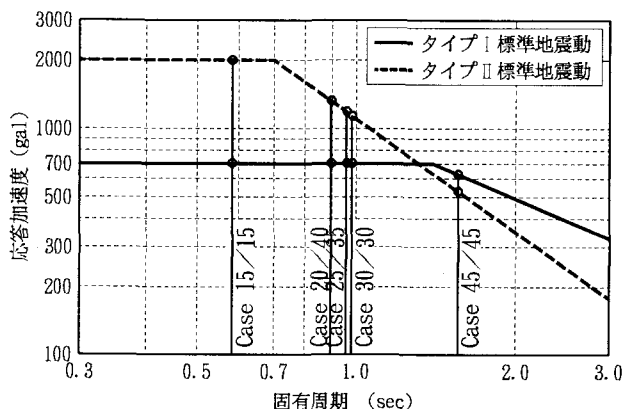


図-5 標準地震動の加速度応答スペクトル

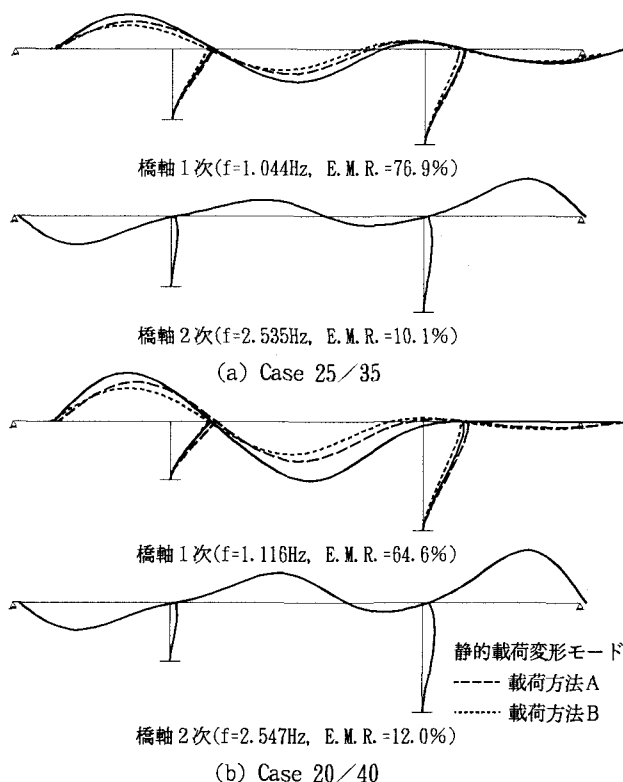


図-4 固有振動モード(パラメータ: 橋脚高比)

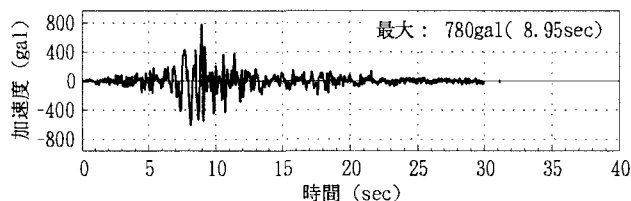
3. 解析手法

(1) 非線形動的解析

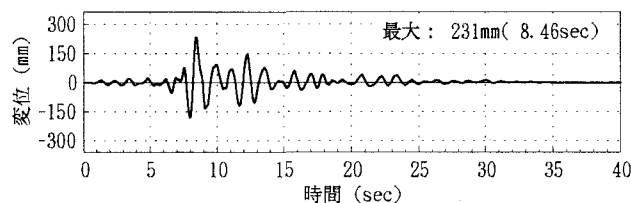
非線形動的解析においては、非線形回転バネの履歴特性には剛性低下型バイリニアモデル(図-7参照)を用いた。また、減衰特性には Rayleigh 減衰を用い、図-3および図-4に示す橋軸方向地震動に対して卓越する振動モードの減衰定数を5%として設定した。

解析に用いた標準地震動の加速度応答スペクトルを、図-5に示す¹⁾。入力地震動は、タイプIおよびタイプIIとも各3波形とし²⁾、標準地震動の加速度応答スペクトルの周期特性は変化させずに、地震動強度のみを0.2~2.0倍して入力した。

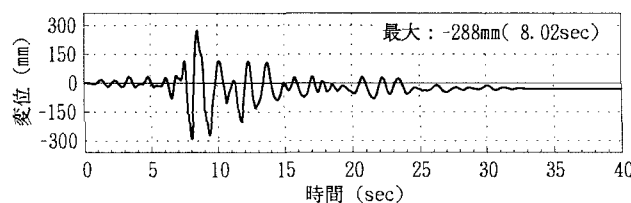
非線形動的解析の結果の一例として、Case30/30の解析モデルにタイプIIの地震動を入力した場合の上部構造の応答変位波形を図-6に、橋脚下端の塑性ヒンジの履歴曲線を図-7に示す。この解析ケースでは、入力地震動強度を50%増加しても最大応答変位および塑性ヒンジ回転角とも25%程度の増加となっている。



(a) 標準地震動(タイプⅡ-3)

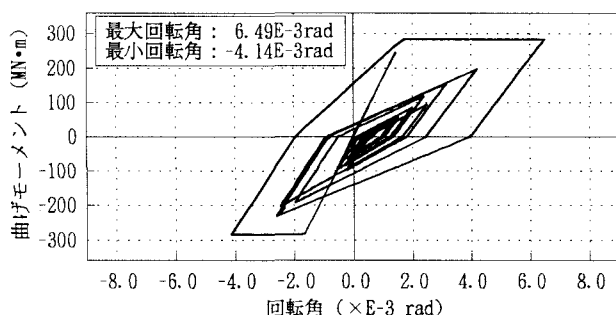


(b) 応答変位(入力地震動=1.0×標準地震動)

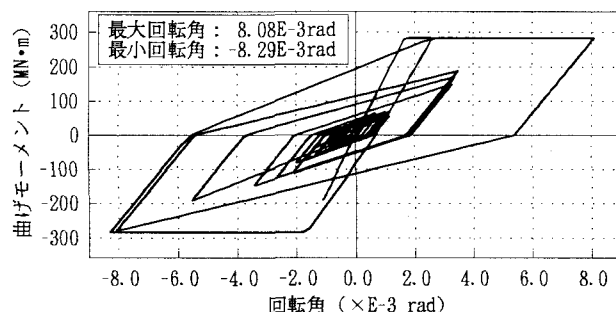


(c) 応答変位(入力地震動=1.5×標準地震動)

図-6 上部構造の応答変位波形(Case 30/30)



(a) P1橋脚下端(入力地震動=1.0×標準地震動)



(b) P1橋脚下端(入力地震動=1.5×標準地震動)

図-7 塑性ヒンジのモーメント-回転角(Case 30/30)

(2) プッシュオーバーアナリシス

プッシュオーバーアナリシスにおいても、前述の静的変形モードの算出と同様に、荷重方法Aおよび荷重方法Bにより慣性力を漸増荷重し、上部構造の水平震度-水平変位関係を算出した^{2), 4)}。

プッシュオーバーアナリシスによる静的解析の結果の一例として、Case30/30の解析モデルに荷重方法Aおよび荷重方法Bにより慣性力を荷重した場合の水平

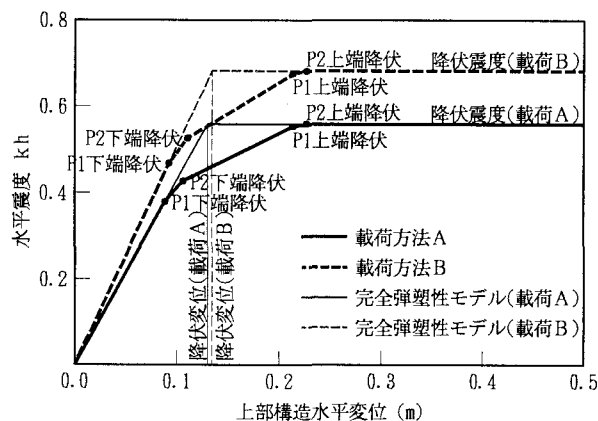


図-8 水平震度-上部構造水平変位関係(Case 30/30)

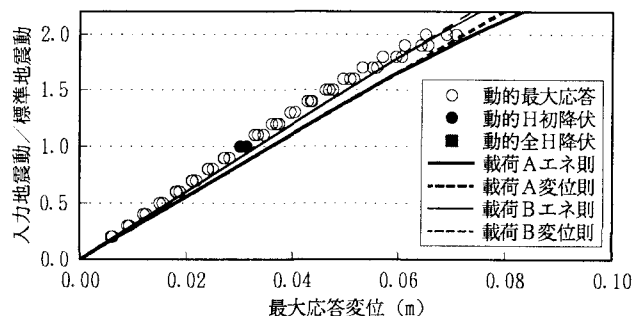
震度-上部構造水平変位の関係を図-8に示す。本研究では、この算出された水平震度-水平変位関係を完全弾塑性型にモデル化した場合の降伏変位および降伏震度を、構造全体系の降伏変位および降伏震度とする。表-2に、各解析ケースにおける降伏変位および降伏震度を付記する。

4. 動的解析および静的解析結果の比較

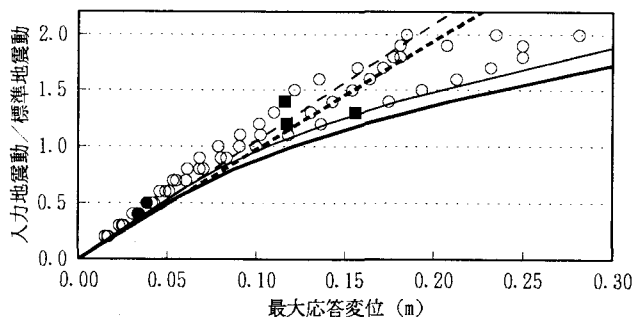
(1) 上部構造の最大応答変位

動的解析による入力地震動強度と上部構造の最大応答変位の関係を、図-9および図-10に示す。図中で、●印は想定している4ヶ所の塑性ヒンジの1つが降伏回転角を超えた段階を、■印は想定している4ヶ所全ての塑性ヒンジが降伏回転角を超えた段階を示している。さらに、荷重方法Aおよび荷重方法Bによる完全弾塑性モデルより、それぞれエネルギー一定則および変位一定則に基づき算出した入力地震動強度と上部構造の応答変位の関係を図中に付記する。なお、エネルギー一定則および変位一定則における標準水平震度は、固有振動解析で算出した固有周期に応じて図-5に示す加速度応答スペクトルから設定している。

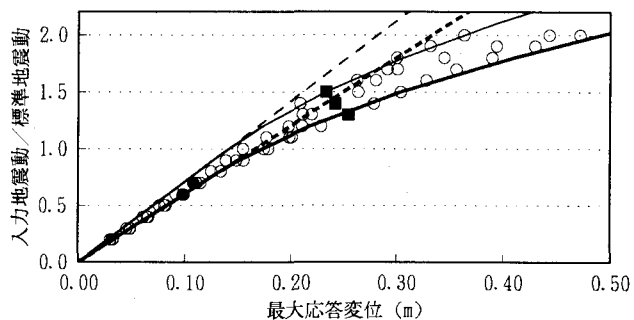
タイプⅠ地震動に対する動的解析による最大応答変位は、Case30/30およびCase25/35では荷重方法Aによる完全弾塑性モデルよりエネルギー一定則に基づき算出した応答変位が上限となっているのに対して、Case45/45では荷重方法Aによる完全弾塑性モデルより変位一定則に基づき算出した応答変位が上限となっている。タイプⅡ地震動に対する動的解析による最大応答変位は、Case15/15では荷重方法Bによる完全弾塑性モデルよりエネルギー一定則に基づき算出した応答変位が上限となっているのに対して、Case30/30およびCase45/45、Case25/35では荷重方法Aによる完全弾塑性モデルより変位一定則に基づき算出した応答変位が上限となっている。



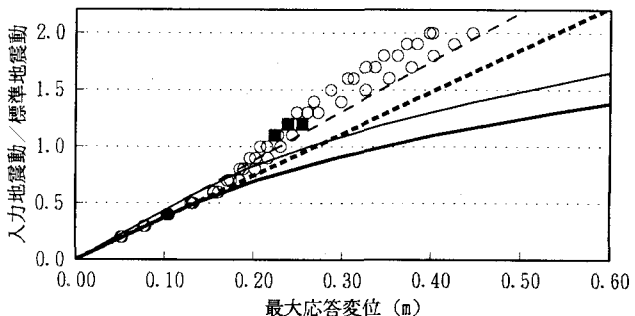
(a) Case 15/15 (タイプ I)



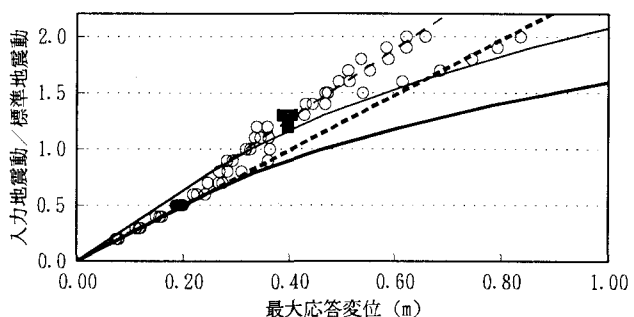
(d) Case 15/15 (タイプ II)



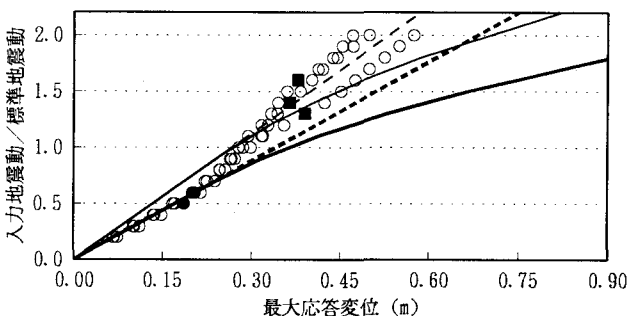
(b) Case 30/30 (タイプ I)



(e) Case 30/30 (タイプ II)

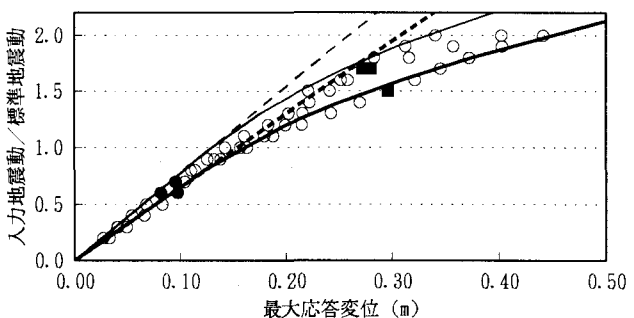


(c) Case 45/45 (タイプ I)

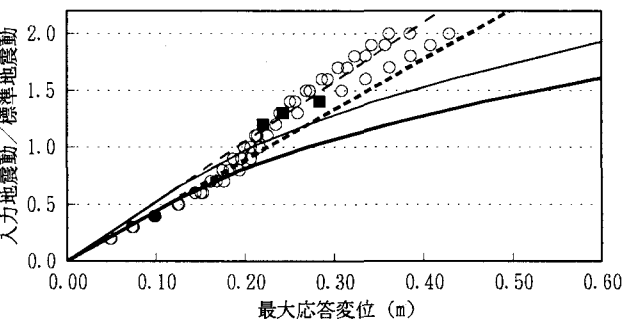


(f) Case 45/45 (タイプ II)

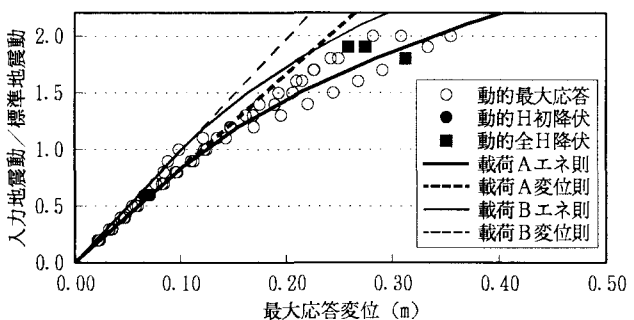
図-9 入力地震動強度と上部構造の最大応答変位(パラメータ:橋脚高)



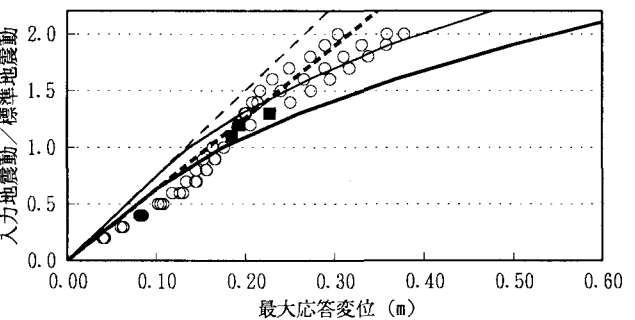
(a) Case 25/35 (タイプ I)



(c) Case 25/35 (タイプ II)



(b) Case 20/40 (タイプ I)



(d) Case 20/40 (タイプ II)

図-10 入力地震動強度と上部構造の最大応答変位(パラメータ:橋脚高比)

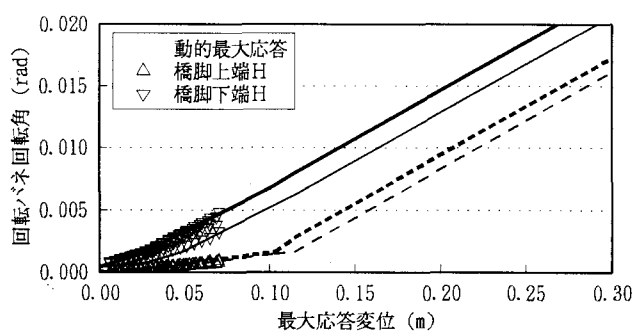
以上の動的解析および静的解析結果の比較から、本研究で対象としたPC連続ラーメン橋では、上部構造および橋脚両方に一様な慣性力を作用させるプッシュオーバーアナリシスより完全弾塑性モデルを設定することで、エネルギー一定則もしくは変位一定則に基づき最大応答変位の上限が評価できるものと考えられる。なお、エネルギー一定則と変位一定則のいずれかに基づくかは、図-5に示す加速度応答スペクトルと各解析ケースの固有周期の関係からみても、1自由度系の場合と同様に応答加速度一定の周期帯域ではエネルギー一定則が、応答速度一定の周期帯域では変位一定則が適しているものと考えられる¹⁰⁾。

なお、Case20/40の動的解析による最大応答変位は、載荷方法Aによる完全弾塑性モデルよりエネルギー一定則に基づき算出した応答変位をも超える場合があり、橋脚高比が2倍程度あると静的耐震設計法の適用に限界があるものと考えられる。

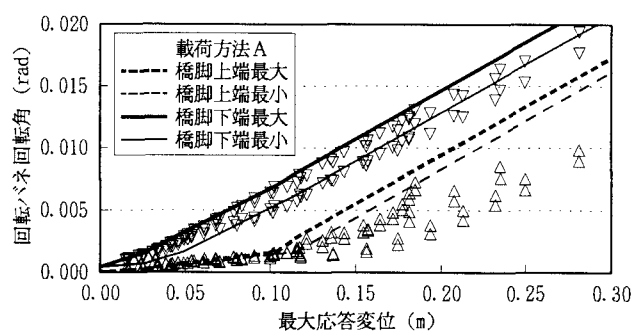
(2) 上部構造の最大応答変位と塑性ヒンジ回転角

動的解析による上部構造の最大応答変位と各塑性ヒンジの最大応答回転角の関係を、図-11、図-12および図-13に示す。さらに、載荷方法Aによるプッシュオーバーアナリシスにより算出した上部構造水平変位と塑性ヒンジ回転角の関係を図中に付記する。ここで、橋脚上下端の最大および最小は、橋軸正方向および負方向に慣性力を載荷した場合の結果であり、両者の差は死荷重時断面力により生じたものである。

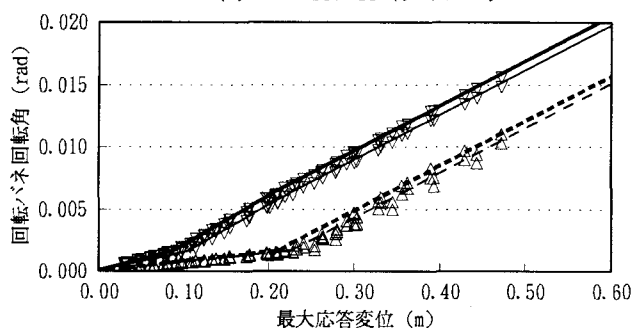
等橋脚高の場合では、タイプI地震動に対する動的解析による応答変位-塑性ヒンジ回転角の関係は、各塑性ヒンジの降伏前後においてそれぞれ線形関係にあり、載荷方法Aの静的解析による応答変位-塑性ヒンジ回転角の関係と橋脚上下両端の塑性ヒンジとも良く一致した傾向にある。特に橋脚下端の塑性ヒンジは、応答変位に対する塑性ヒンジ回転角が静的解析の最大値と最小値の範囲内にある。一方、タイプII地震動に対しては、橋脚下端の塑性ヒンジはタイプI地震動に対する結果と同様に動的解析と静的解析で良く一致し



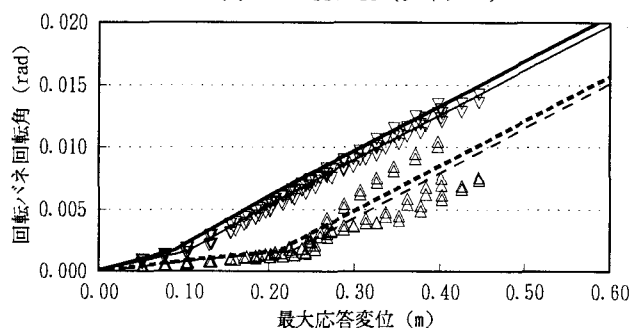
(a) Case 15/15 (タイプI)



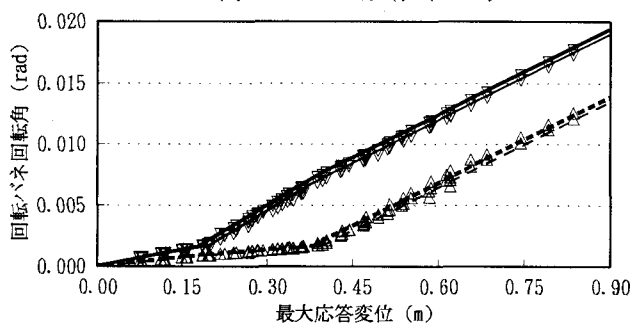
(d) Case 15/15 (タイプII)



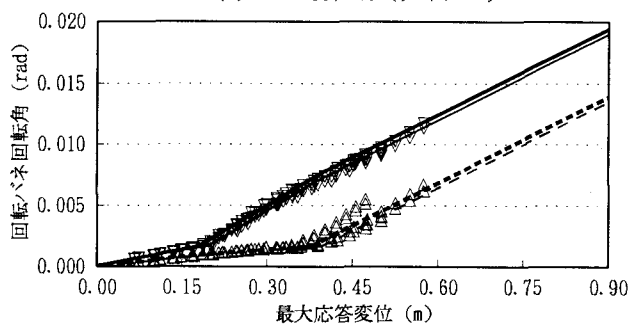
(b) Case 30/30 (タイプI)



(e) Case 30/30 (タイプII)



(c) Case 45/45 (タイプI)



(f) Case 45/45 (タイプII)

図-11 上部構造の最大応答変位と塑性ヒンジ回転角(パラメータ: 橋脚高)

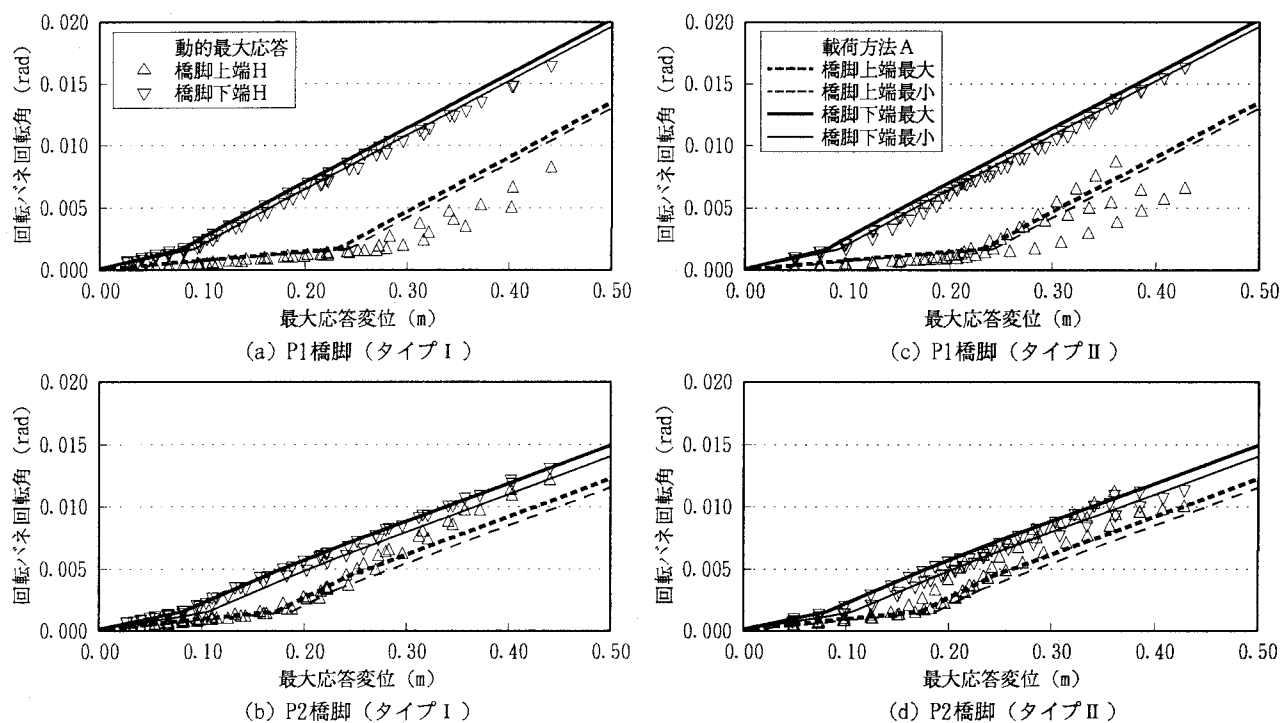


図-12 上部構造の最大応答変位と塑性ヒンジ回転角(Case 25/35)

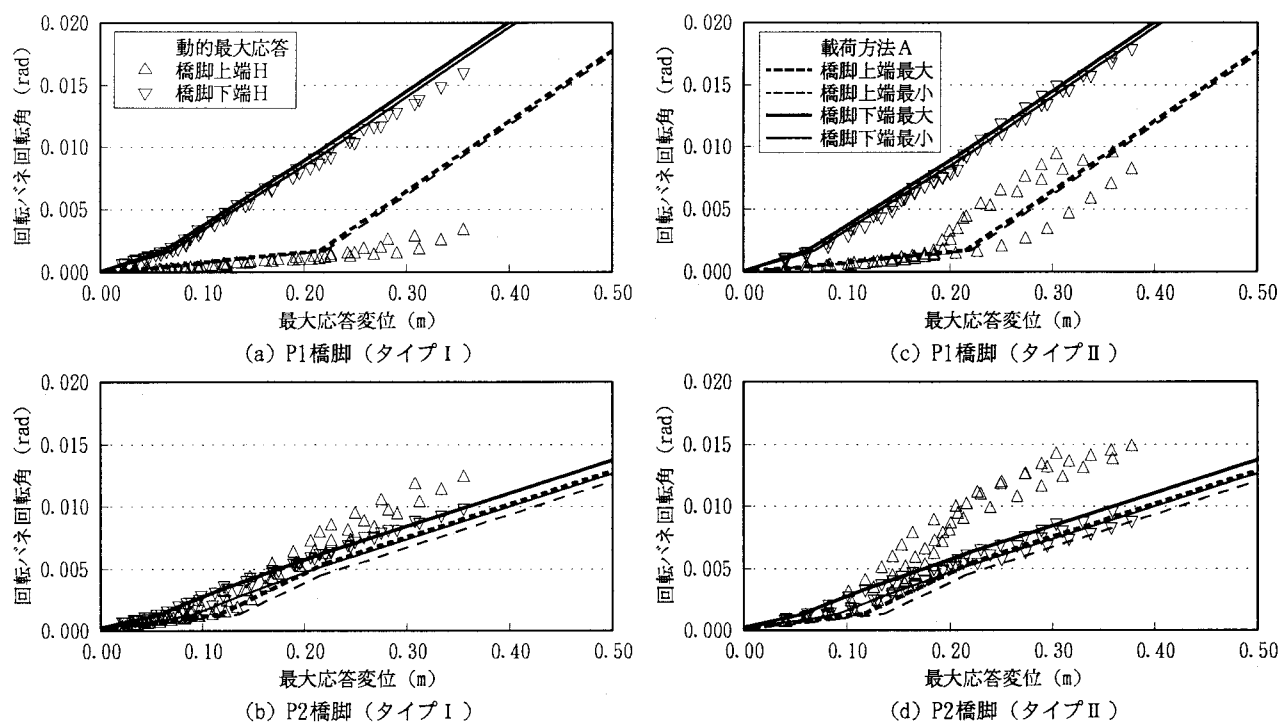


図-13 上部構造の最大応答変位と塑性ヒンジ回転角(Case 20/40)

ているが、橋脚上端の塑性ヒンジは Case15/15では動的解析が静的解析より小さな、Case45/45では動的解析が静的解析より若干大きな応答を示している。ただし、いずれの解析ケースにおいても、応答変位に対する塑性ヒンジ回転角は、橋脚下端の塑性ヒンジが橋脚上端の塑性ヒンジより大きな応答を示している。

不等橋脚の場合でも、橋脚下端の塑性ヒンジはタイプⅠ地震動およびタイプⅡ地震動に対する応答とも動

的解析と静的解析の結果が良く一致している。しかしながら、橋脚上端の塑性ヒンジは動的解析と静的解析の差異が大きく、橋脚高の低い P1橋脚では動的解析が静的解析より小さな、橋脚高の高い P2橋脚では動的解析が静的解析より大きな応答を示す傾向にある。特に、橋脚高比が2倍ある Case20/40でその差が顕著であり、P2橋脚では橋脚下端の塑性ヒンジより橋脚上端の塑性ヒンジが大きな応答を示している。

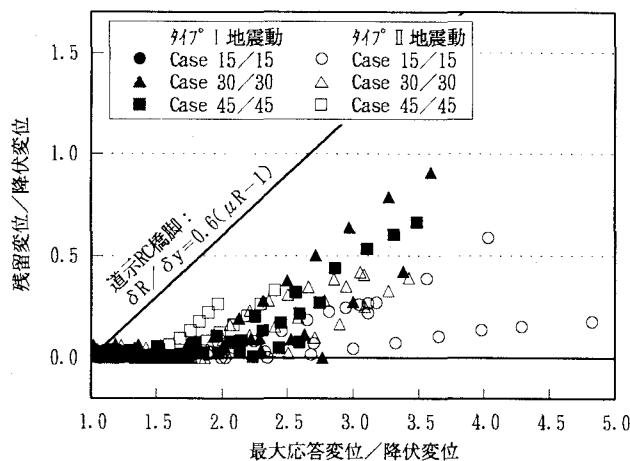


図-14 最大応答変位と残留変位(パラメータ: 橋脚高)

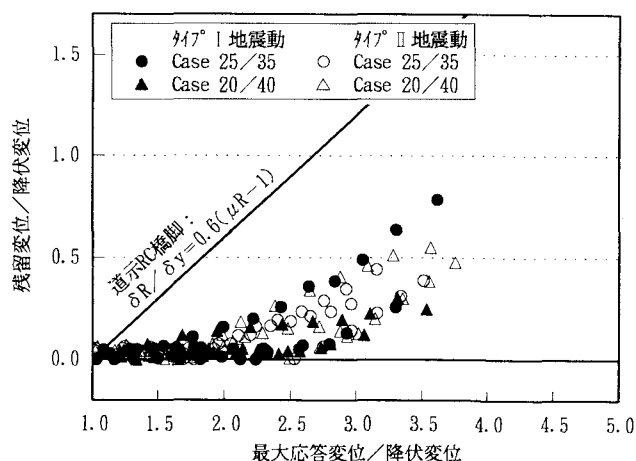


図-15 最大応答変位と残留変位(パラメータ: 橋脚高比)

(3) 上部構造の最大応答変位と残留変位

動的解析による上部構造の最大応答変位と残留変位の関係を、載荷方法Aによる完全弾塑性モデルの降伏変位で正規化して図-14および図-15に示す。また、図中に、道路橋示方書にてRC橋脚に対して規定された応答塑性率と残留変位の関係を付記する¹⁾。

最大応答変位と残留変位の関係は、解析ケースや地震動タイプによらずバラツキが大きい結果となった。また、残留変位の上限は、道路橋示方書でRC橋脚に対して示している残留変位の50%程度の値となり、構造全体系の応答塑性率の自乗に比例する傾向がある。

5. まとめ

本研究では、PC連続ラーメン橋の橋軸方向を対象として、非線形動的解析およびプッシュオーバーアナリシスによる静的解析の結果を比較し、静的耐震設計法の適用性およびその適用範囲の検討を行った。その結果をまとめると、次のとおりである。

(1) 上部構造の最大応答変位は、1自由度系構造と同様に、卓越振動モードの固有周期によりエネルギー一定則または変位一定則で評価できると考えられる。

(2) 動的解析による上部構造の最大応答変位は、静的解析において上部構造および橋脚両方に慣性力を作用させ、構造全体系の挙動を完全弾塑性モデルとして算出した応答変位が上限となる。

(3) 上部構造の最大応答変位と橋脚下端の塑性ヒンジ回転角との関係は、いずれの解析ケースにおいても動的解析と静的解析の結果が良く一致している。

(4) 上部構造の最大応答変位と橋脚上端の塑性ヒンジ回転角との関係は、タイプIIの地震動や不等橋脚のケースで動的解析と静的解析の結果が一致しない場合がある。

(5) 上部構造の最大応答値と残留変位の関係は解析

ケースによらずバラツキが大きい、その上限は構造全体系の応答塑性率の自乗に比例する傾向にある。

以上、PC連続ラーメン橋における静的耐震設計法の適用性について基本的な検討を行ったが、支間長比や径間数によっては異なる傾向を示すことも考えられる。よって、今後はこれらのパラメータを含めて総合的に検討していく予定である。

参考文献

- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，pp.147-156，1996.12.
- (財)土木研究センター：耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書，pp.217-236，1997.5.
- 川島一彦：地震時保有耐力法の高度化に求められる今後の研究課題，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.1-4，1998.1.
- (社)土木学会地震工学委員会：橋梁の耐震設計に関する講習会－海外から見た日本の耐震設計法－，1998.9.
- 二階堂輝幸，角本周：PC連続ラーメン橋の上部構造の耐震性に関する一検討，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.65-68，1998.1.
- 吉村徹，角本周，二階堂輝幸：PC連続ラーメン橋の地震時の安全率に関する検討，土木学会第53回年次学術講演会講演概要集第1部B，pp.280-281，1998.10.
- (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.
- (財)高速道路調査会：PC橋の新しい構造事例に関する調査研究－PC多径間連続橋に関する調査研究－，1996.3.
- (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1987.3.
- 大塚久哲，山本智弘，松田泰治：最大および残留変位推定におけるエネルギーおよび変位一定則の適用性，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.45-48，1998.1.