第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

地震応答に対する
複数の非線形部材の部材特性のばらつきの影響

河村　太紀[1]・廣江　亜紀子[2]・大住　道生[3]

[1]正会員　修（工）　国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）
[2]正会員　修（工）　国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）
[3]正会員　博（工）　国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター
（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

1. はじめに

レベル2地震動を考慮する設計状況において，構造の一部に，塑性化することでエネルギー吸収が可能な非線形挙動を示す部材（以下，「塑性化部材」）を配置することが一般的である．今日では，橋脚基部を塑性化部材とすることに加え，適用条件さえ満足できれば，免震支承を用い支承部でも塑性化を行う構造が広く採用されている．（以下，「免震橋」）．

平成29年道路橋示方書・同解説Ⅴ[1]（以下，「H29道示Ⅴ」）では，異なる複数の部材に同時に塑性化部材を配置する場合には，地震時の挙動が複雑となり，地震応答特性が十分に解明されていないことから，塑性化部材は一種類の部材に限定することが標準とされている．一方で，「適用範囲を明確にし，適切に地震応答を評価できる場合」には，異なる複数の部材に同時に塑性化部材を配置することができるともされている．例えば，免震橋では，既往の実験や解析的手法による検証結果[2),3)]を踏まえ，免震支承によるエネルギー吸収を確実に行えるよう，橋脚の変位を制限することで橋脚の塑性化の進展を限定的にとどめ，地震応答特性を適切に評価し，異なる複数の部材に同時に塑性化を考慮できる構造を実現している．

ただし，「適用範囲を明確にし，適切に地震応答を評価できる場合」と判断できる条件や検証方法およびそれにより実現される要求事項が明確でない．このため，既往の検証[2),3)]で用いられた部材特性と異なる部材特性を有する塑性化部材を用いる免震橋の適否を判断することは困難である．

このような状況の中で，近年，既設橋の耐震補強等において，橋脚の塑性化を考慮した上で支承部に制震ダンパー等の塑性化部材を設置するといった，制震ダンパーと橋脚基部で同時に塑性化を考慮する構造の需要が高まっており，「適切に地震応答を評価できる場合」と判断できる条件や検証方法，要求事項の明確化が急務である．

ここで，H29道示で定義される「適切に地震応答を評価できる」とは，変動作用支配状況において，その状態が所定の限界状態を超えないことを所要の信頼性で実現するために必要な条件の一つである．言い換えると，地震時の「橋の応答」が，所定の「限界状態の制限値」を上回らないことを「所要の信頼性」で確保することである．この所要の信頼性を確保するためには，各種の不確実性が橋の応答に与える影響を評価し，不確実性を制御することで橋の応答への影響を抑えることや，部分係数による安全余裕を確保する等の対策が必要である．

2. 本稿の着目点

橋の応答に影響を与える各種の不確実性は，入力地震動による不確実性，橋梁全体系のモデル化による不確実性，地盤や部材特性による不確実性など様々ある．本稿では部材特性による不確実性のうち，部材の骨格曲線のばらつきに着目する．

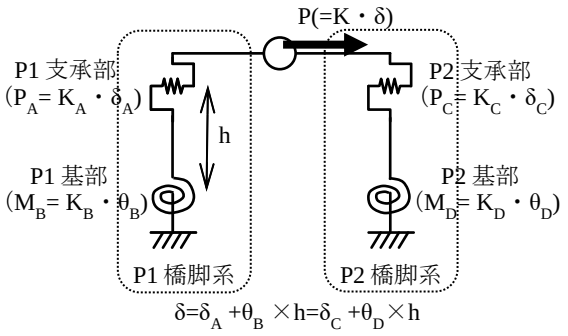


図-1 モデル概要

部材の骨格曲線の不確実性が，異なる複数の部材に同時に塑性化を考慮できる構造に与える影響を検討した事例[3)4)]が多数存在する．例えば足立ら[3)]は免震橋を対象に，免震支承および橋脚の剛性・耐力のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションを実施し，免震橋の信頼性評価および信頼性を確保するための設計手法の提案を行っている．藤岡ら[4)]は，免震橋および制震ダンパーを用いた異なる複数の部材に同時に塑性化を考慮できる2つの構造を対象に，連続高架橋モデルにて支承部，橋脚，橋脚基礎に生じる部材ごとの骨格曲線ばらつきが，橋梁全体系および各部材の応答に与える影響検討を行っている．

一方で，既往の研究では，1橋脚を対象とした解析[3)]や，複数橋脚を対象とした場合でも単独の部材に生じる骨格曲線のばらつきが地震応答に与える影響の検討[4)]に留まっており，より実橋梁に近い，複数の部材が同時に骨格曲線のばらつきを有する場合に生じる，橋梁全体系および各部材の地震時応答に与える影響が考慮されていない．

以上の背景から，異なる複数の部材で同時に塑性化を考慮する構造の適用条件，検証方法および要求事項の明確化に向け，より実橋梁に近い，複数の部材が同時に骨格曲線のばらつきを有する場合に生じる，橋梁全体系および各部材の地震時応答に与える影響の検討が必要である．本稿では，橋脚基部と支承部が塑性化する連続高架橋に対し，適切に地震応答を評価できる条件が平成30年道路橋支承便覧[5)]（以下，「支承便覧」）に記される免震支承と，制震ダンパー＋可動支承の2ケースの構造を想定し，各部材の骨格曲線が同時にばらつきを有する場合に，地震時の橋の応答に与える影響の検討を行う．なお，今回は支承部のばらつきが同時に生じる場合に着目し，橋脚基部および橋脚基礎が有する骨格曲線のばらつきは考慮しない．また，地震時の橋の応答については，限界状態の照査に用いられる，支承部の最大応答変位および橋脚基部の最大応答回転角に着目する．この結果を報告する．

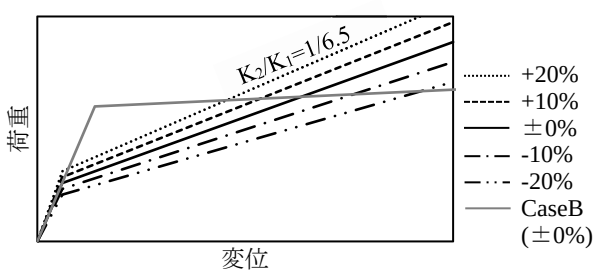


図-2 CaseA の骨格曲線

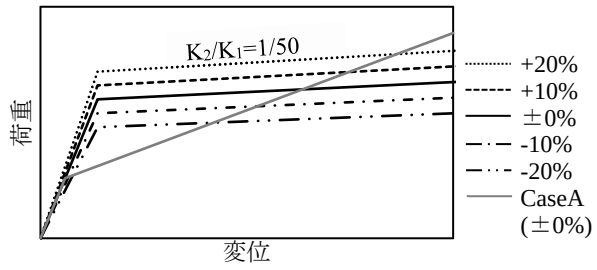


図-3 CaseB の骨格曲線

3. 静的な関係式を用いた応答の傾向確認

(1) 2橋脚モデルと骨格曲線

橋脚基部と支承部が塑性化する連続高架橋の中間1径間を抽出した2橋脚モデルに対象とし，支承部の骨格曲線のばらつきが地震時の応答変位に与える影響を確認する．藤岡ら[5)]が提案している，エネルギー一定則に基づく静的な関係式を用い検討を行う．この検討モデルの概要を図-1に示す．

検討ケースはCaseAを支承部に免震支承を用いるケース，CaseBを支承部を制震ダンパーおよび可動支承で構築するケースの合計2ケースとする．

CaseAの免震支承の骨格曲線は，鉛プラグ入り積層ゴム支承を想定し，支承便覧に従い二次剛性比（二次剛性K_2/一次剛性K_1）1/6.5とする．骨格曲線のばらつきは，降伏変位を一定とし，剛性および降伏荷重を設計値から±20%で変化させる．これを図-2に示す．

CaseBの制震ダンパーおよび可動支承の骨格曲線は，可動支承を摩擦の無い完全自由の支点条件とし，制震ダンパーの骨格曲線のみを考慮する．制震ダンパーの骨格曲線は既往研究[4)]を参考に，二次剛性比を1/50と仮定し，骨格曲線のばらつきはCaseAと同様に降伏変位を一定，剛性および降伏荷重を設計値から±20%で変化させる．これを図-3に示す．

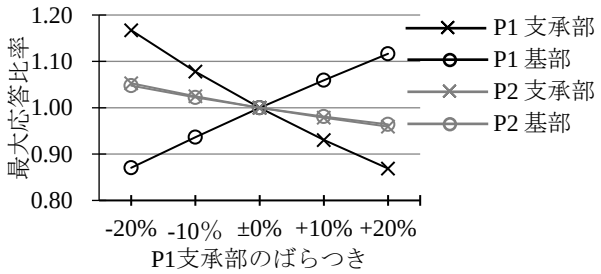


図-4 P1 支承部のばらつきに対する最大応答比率(CaseA)

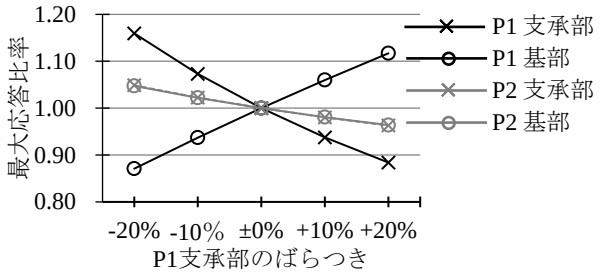


図-5 P1 支承部のばらつきに対する最大応答比率(CaseB)

表-1 P1 支承部のばらつきに対する最大応答比率

（単位：最大応答比率）

検討ケース	部材	P1支承部のばらつき				
		-20%	-10%	±0%	+10%	+20%
CaseA	P1支承δ	1.17	1.08	1.00	0.93	0.87
	P1基部θ	0.87	0.94	1.00	1.06	1.12
	P2支承δ	1.05	1.02	1.00	0.98	0.96
	P2基部θ	1.05	1.02	1.00	0.98	0.96
CaseB	P1支承δ	1.16	1.07	1.00	0.94	0.88
	P1基部θ	0.87	0.94	1.00	1.06	1.12
	P2支承δ	1.05	1.02	1.00	0.98	0.96
	P2基部θ	1.05	1.02	1.00	0.98	0.96

(2) P1支承部のみ骨格曲線がばらつきを有する場合

P1支承部が単独でばらつきを有する場合に着目する．ここで，最大応答比率とは，支承部では最大応答変位，橋脚基部では最大応答回転角を設計値（＝ばらつき零の場合の最大応答変位または回転角）で除した値を示す．図-4，表-1に示すCaseAにおいては，P1支承部の剛性が増加するにつれ，P1橋脚基部の最大応答比率が0.87→1.12と大きく増加する．またP2橋脚系に着目すると，P1支承部がばらついてもP2橋脚系の最大応答比率の変動は小さく，P2支承部およびP2橋脚の最大応答比率は1.05→0.96である．この結果より，P1支承部に生じるばらつきの影響は同一の系にある橋脚であるP1基部に与える影響が大きく，並列するP2橋脚系に与える影響は小さいことがわかる．これは同一の系にある橋脚でのエネルギーのトレードオフの関係が支配的であり，並列する橋脚間のエネルギーのトレードオフは小さいことがわかる．

また，この傾向は図-5，表-1に示すCaseBも同様であり，CaseAとの最大応答比率の差は0～1%程度である．CaseBはCaseAに比べ二次剛性比が小さいが，最大応答比率が概ね一致することから，二次剛性比の違いによる有意差は確認されない．

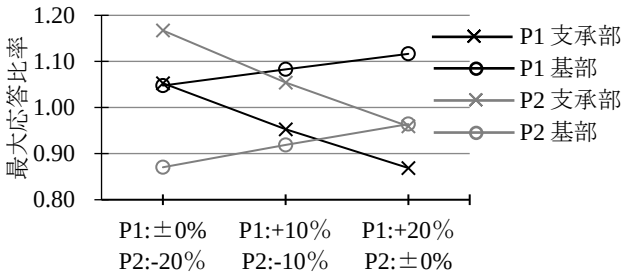


図-6 支承部の剛性差 20%の場合の最大応答比率(CaseA)

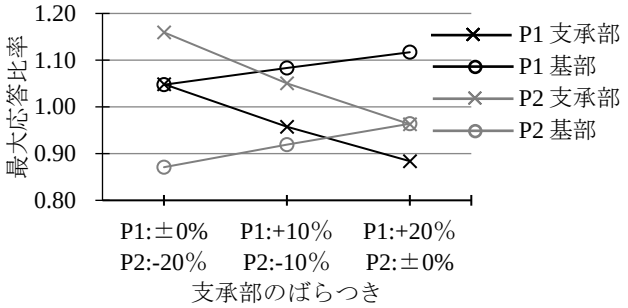


図-7 支承部の剛性差 20%の場合の最大応答比率(CaseB)

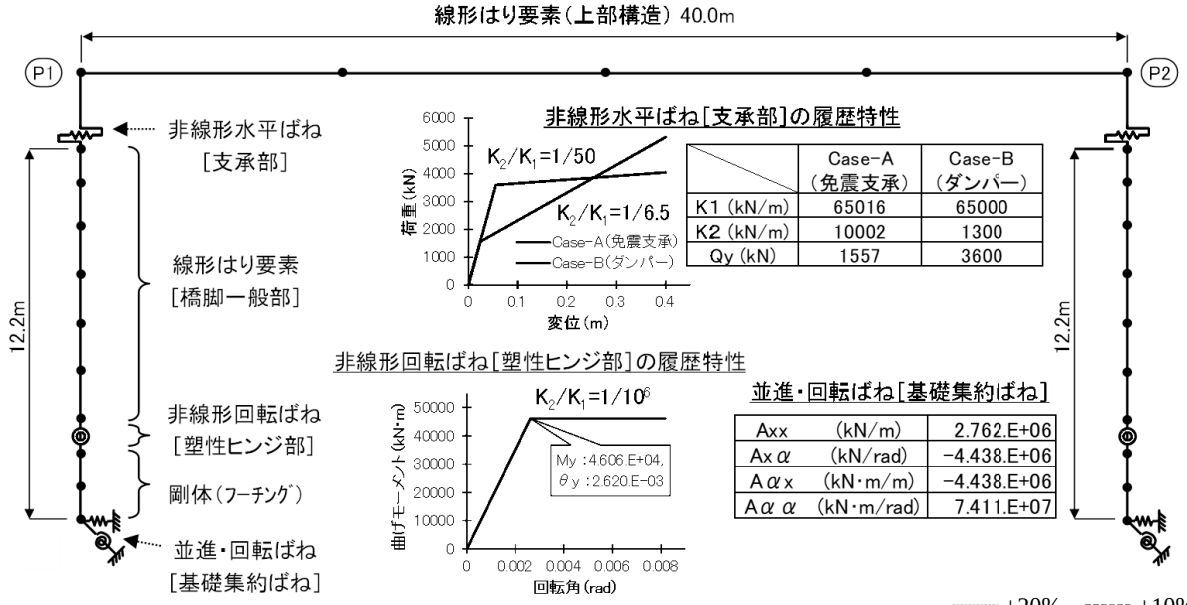
表-2 支承部の剛性差 20%の場合の最大応答比率

（単位：最大応答比率）

検討ケース	部材	各支承のばらつき		
		P1:±0% P2:-20%	P1:+10% P2:-10%	P1:+20% P2:±0%
CaseA	P1支承δ	1.05	0.95	0.87
	P1基部θ	1.05	1.08	1.12
	P2支承δ	1.17	1.05	0.96
	P2基部θ	0.87	0.92	0.96
CaseB	P1支承δ	1.05	0.96	0.88
	P1基部θ	1.05	1.08	1.12
	P2支承δ	1.16	1.05	0.96
	P2基部θ	0.87	0.92	0.96

(3) 同時に骨格曲線のばらつきを有する場合

P1支承部とP2支承部が同時にばらつきを有する場合に着目する．図-6，表-2にCaseAにてP1支承部が+10%，P2支承部が-10%のばらつきを同時に有する場合の最大応答比率を示す．なお，上記のばらつきを抽出する理由は，支承便覧[5]で規定される免震支承の品質管理は等価剛性K_Bの実測値が±10%以内であることから，実際に生じうる最大の剛性差（20%）であるためである．このばらつきの影響を比較するために，P1支承部とP2支承部の剛性差が同じく20%となる，P1支承部が単独で+20%，P2支承部が単独で-20%のばらつきを有する場合も図-6，表-2に示す．



	Case-A（免震支承）	Case-B（ダンパー）
K1（kN/m）	65016	65000
K2（kN/m）	10002	1300
Qy（kN）	1557	3600

Axx	(kN/m)	2.762.E+06
Axα	(kN/rad)	-4.438.E+06
Aαx	(kN･m/m)	-4.438.E+06
Aαα	(kN･m/rad)	7.411.E+07

図-8 動的解析モデルの概要（藤岡らの既往研究[4]より）

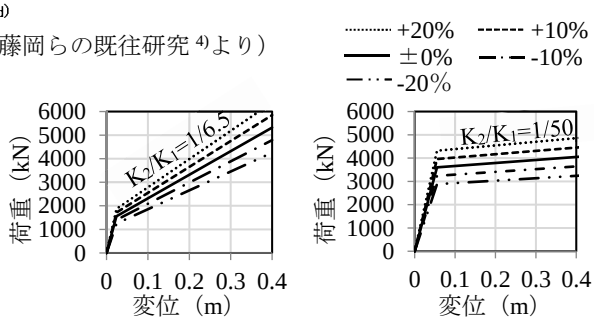
P1支承部に+10%，P2支承部に-10%のばらつきを同時に有する場合の各部材の最大応答比率は，P1支承部が単独で+20%のばらつきを有する場合および，P2支承部が単独で-20%のばらつきを有する場合よりに比べ小さく設計値に近い．

次に，それぞれの部材の最大応答比率に着目する．P1支承部に+10%，P2支承部に-10%のばらつきを同時に有する場合のP1橋脚系の最大応答比率は，P1橋脚が単独で+10%でばらついた場合のP1橋脚系の最大応答比率と近い値を示し，2%程度の差であることがわかる．同様に，P1支承部に+10%，P2支承部に-10%のばらつきを同時に有する場合のP2橋脚系の最大応答比率は，P1橋脚が単独で-10%でばらついた場合のP1橋脚系の最大応答比率と2%程度の差であることがわかる．以上より，P1支承部とP2支承部の剛性差が20%であっても，各支承部が同時にばらついた場合と，一方の支承部が単独でばらついた場合では，傾向は一致するが最大応答比率の値が異なり，支承部が単独でばらついた場合に比べ，同時にばらついた場合の方が最大応答比率が小さい．これは（2）で示された通り，並列する橋脚系間のエネルギーのトレードオフは小さいため，一方の橋脚に生じるばらつきがもう一方の橋脚の応答に与える影響が小さいことが理由としてあげられる．これはCaseBでも同様の傾向である．

4. 動的解析による検討

(1) 動的解析モデルと骨格曲線

対象とする動的解析モデルは藤岡ら[4]が作成した連続高架橋の中間1径間を抽出した2橋脚モデルを使用する．解析モデルの詳細および作成方法は藤岡らの既往研究[4]を参照のこと．図-8に動的解析モデルの概要を示す．検討ケースも藤岡ら[4]と同様にCaseAを支承部に免震支承を用いるケース，CaseBは支承部を制震ダンパーおよび可動支承で構築するケースの合計2ケースとし，地震動はレベル2地震動のタイプⅡの3波とする．



(a) CaseAの骨格曲線　(b) CaseBの骨格曲線

図-9 支承部の骨格曲線

表-3 支承部の剛性・変位

検討ケース	剛性・変位	-20%	-10%	±0%	+10%	+20%
CaseA	K_1 (kN/m)	51966	58459	65016	71439	77954
	K_2 (kN/m)	7995	8994	10002	10991	11993
	δy (m)	0.0554	0.0554	0.0554	0.0554	0.0554
	K_{be} (kN/m)	10640	11968	13297	14623	15958
	h_B	0.187	0.187	0.186	0.187	0.187
CaseB	K_1 (kN/m)	52000	58500	65000	71500	78000
	K_2 (kN/m)	1040	1170	1300	1430	1560
	δy (m)	0.0240	0.0240	0.0240	0.0240	0.0240
	K_{be} (kN/m)	11493	12930	14367	15803	17240

CaseAの骨格曲線のばらつきは，藤岡ら[4]は等価剛性K_Bが設計値の±10%となるように設定されているが，静的な関係式による傾向確認と同様に±20%まで拡大する．CaseBの骨格曲線のばらつきについても，同様に設計値の±20%まで拡大する．これを図-9，表-3に示す．

表-4 P1 支承部のばらつきが各部材に与える影響

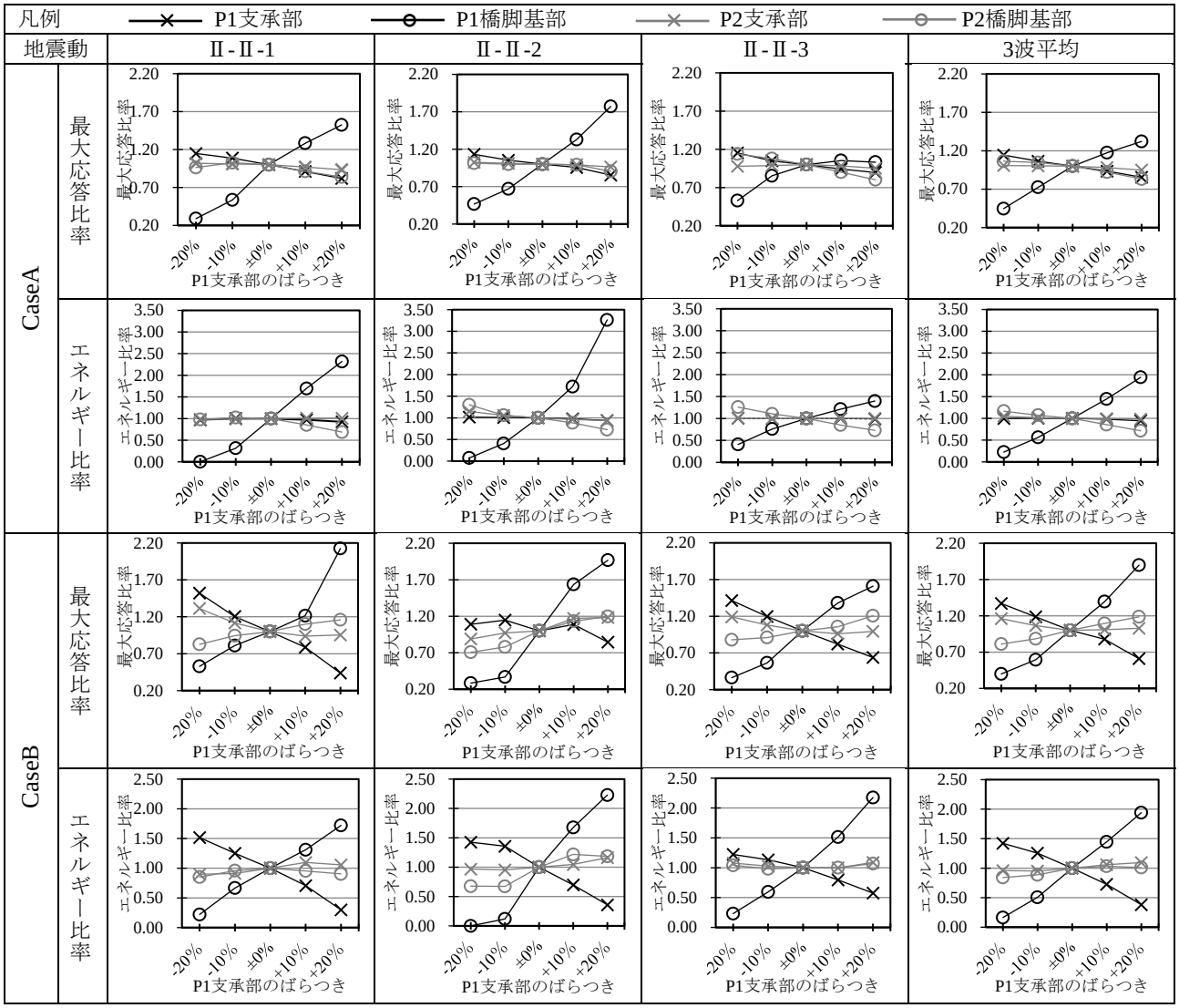


表-5 P1 支承部のばらつきに対する最大応答比率(CaseA)

（単位：最大応答比率）

検討ケース	地震動	部材	P1支承のばらつき				
			-20%	-10%	±0%	+10%	+20%
CaseA	Ⅱ-Ⅱ-1	P1支承δ	1.15	1.09	1.00	0.91	0.82
		P1基部θ	0.29	0.54	1.00	1.28	1.52
		P2支承δ	1.02	1.01	1.00	0.97	0.93
		P2基部θ	0.96	1.03	1.00	0.91	0.84
	Ⅱ-Ⅱ-2	P1支承δ	1.13	1.05	1.00	0.96	0.85
		P1基部θ	0.47	0.67	1.00	1.33	1.77
		P2支承δ	1.03	1.01	1.00	0.99	0.96
		P2基部θ	1.01	1.00	1.00	0.99	0.90
	Ⅱ-Ⅱ-3	P1支承δ	1.15	1.05	1.00	0.94	0.90
		P1基部θ	0.53	0.85	1.00	1.05	1.03
		P2支承δ	0.98	0.99	1.00	0.98	0.95
		P2基部θ	1.14	1.08	1.00	0.90	0.80
	3波平均	P1支承δ	1.14	1.06	1.00	0.93	0.86
		P1基部θ	0.45	0.72	1.00	1.17	1.32
		P2支承δ	1.01	1.00	1.00	0.98	0.95
		P2基部θ	1.06	1.05	1.00	0.92	0.83

表-6 P1 支承部のばらつきに対する最大応答比率(CaseB)

（単位：最大応答比率）

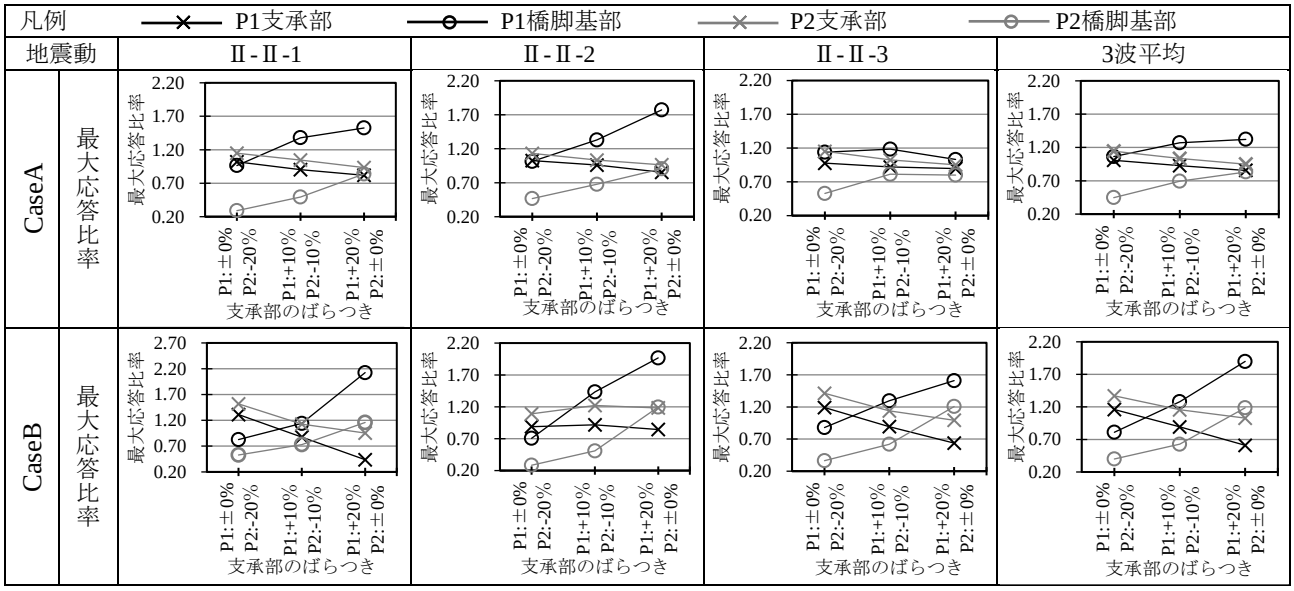
検討ケース	地震動	部材	P1支承のばらつき				
			-20%	-10%	±0%	+10%	+20%
CaseB	Ⅱ-Ⅱ-1	P1支承δ	1.52	1.20	1.00	0.79	0.44
		P1基部θ	0.53	0.81	1.00	1.21	2.12
		P2支承δ	1.31	1.12	1.00	0.94	0.95
		P2基部θ	0.83	0.94	1.00	1.10	1.16
	Ⅱ-Ⅱ-2	P1支承δ	1.09	1.15	1.00	1.09	0.84
		P1基部θ	0.28	0.37	1.00	1.64	1.97
		P2支承δ	0.89	0.97	1.00	1.17	1.18
		P2基部θ	0.71	0.78	1.00	1.13	1.20
	Ⅱ-Ⅱ-3	P1支承δ	1.41	1.20	1.00	0.82	0.64
		P1基部θ	0.36	0.56	1.00	1.38	1.61
		P2支承δ	1.19	1.08	1.00	0.96	0.99
		P2基部θ	0.88	0.91	1.00	1.06	1.21
	3波平均	P1支承δ	1.37	1.19	1.00	0.88	0.61
		P1基部θ	0.40	0.59	1.00	1.40	1.90
		P2支承δ	1.16	1.07	1.00	1.01	1.03
		P2基部θ	0.81	0.88	1.00	1.09	1.19

(2) P1支承部のみ骨格曲線がばらつきを有する場合

P1支承部が単独でばらつきを有する場合を表-4, 表-5，表-6に示す.

CaseAの最大応答比率は，P1支承部の剛性が増加するについれ，P1基部の最大応答比率は1波目，2波目ともに増加する．ただし，3波目ではP1支承部の

表-7 支承部のばらつきが各部材に与える影響結果



剛性が±0%→+20%に増加する場合のP1基部の最大応答比率の増加が他波に比べ小さい．ここでエネルギー比率（ばらつきを考慮する履歴減衰エネルギー/設計値（＝ばらつき零の場合）の履歴減衰エネルギー）に着目すると，3波目も他波と同様にP1支承部の剛性が増加するにつれ，P1基部のエネルギー比率は増加している．これは，エネルギー比率が履歴特性のループに依存しており，3波目は最大応答変位は小さいが，ループ回数が多いため履歴減衰エネルギーが増加するものと示唆される．

次に，最大応答比率の値に着目すると，P1支承部の剛性が増加するにつれ，3波平均のP1基部の値は0.45→1.32と，静的な関係式から求められた最大応答比率0.87→1.12に比べ大きい．また，P2橋脚系は，P2基部の最大応答比率の変動は，3波平均時に1.06→0.83と，P1基部の最大応答比率の変動に比べ小さいが，静的な関係式から求められた最大応答比率1.05→0.96に比べ大きい．この結果より，静的な関係式から得られた傾向と異なり，同一の系にある橋脚でのエネルギーのトレードオフの関係が支配的であるが，並列する橋脚系への影響も少なからず生じていることがわかる．この静的な関係式と動的解析の結果に差が生じた原因の解明は今後の課題である．

CaseBについても傾向としてはCaseAと同様であるが，最大応答比率の変動はCaseAより大きい．これより，支承部のばらつきが与える橋梁全体系への影響はCaseAに比べ大きいことがわかる．特にP1基部の1波目は2.12と設計値の倍以上の最大応答比率となる．これは，藤岡ら[4]が示した，塑性化部材の二次剛性比が小さいほど，橋梁全体系に与える影響が多きくなる傾向と整合している．

表-8 支承部の剛性差 20%の場合の最大応答比率

（単位：最大応答比率）

検討ケース	地震動	部材	支承部のばらつき P1:±0% P2:-20%	P1:+10% P2:-10%	P1:+20% P2:±0%
CaseA	Ⅱ-Ⅱ-1	P1支承δ	1.02	0.90	0.82
		P1基部θ	0.96	1.38	1.52
		P2支承δ	1.15	1.05	0.93
		P2基部θ	0.29	0.49	0.84
	Ⅱ-Ⅱ-2	P1支承δ	1.03	0.96	0.85
		P1基部θ	1.01	1.33	1.77
		P2支承δ	1.13	1.03	0.96
		P2基部θ	0.47	0.68	0.90
	Ⅱ-Ⅱ-3	P1支承δ	0.98	0.92	0.90
		P1基部θ	1.14	1.18	1.03
		P2支承δ	1.15	1.02	0.95
		P2基部θ	0.53	0.81	0.80
	3波平均	P1支承δ	1.01	0.93	0.86
		P1基部θ	1.06	1.27	1.32
		P2支承δ	1.14	1.03	0.95
		P2基部θ	0.45	0.69	0.83
CaseB	Ⅱ-Ⅱ-1	P1支承δ	1.31	0.88	0.44
		P1基部θ	0.83	1.14	2.12
		P2支承δ	1.52	1.13	0.95
		P2基部θ	0.53	0.73	1.16
	Ⅱ-Ⅱ-2	P1支承δ	0.89	0.92	0.84
		P1基部θ	0.71	1.43	1.97
		P2支承δ	1.09	1.22	1.18
		P2基部θ	0.28	0.51	1.20
	Ⅱ-Ⅱ-3	P1支承δ	1.19	0.89	0.64
		P1基部θ	0.88	1.30	1.61
		P2支承δ	1.41	1.14	0.99
		P2基部θ	0.36	0.62	1.21
	3波平均	P1支承δ	1.16	0.89	0.61
		P1基部θ	0.81	1.28	1.90
		P2支承δ	1.37	1.16	1.03
		P2基部θ	0.40	0.63	1.19

(3) 同時に骨格曲線のばらつきを有する場合

P1支承部とP2支承部が同時にばらつきを有する場合に着目する．表-7，表-8に支承部の剛性差が20%となる場合の各部材の最大応答比率を示す．

CaseAでは，P1支承部に+10%，P2支承部に-10%のばらつきを同時に有する場合の各部材の最大応答比率は，いずれの地震動でもP1支承部が単独で+20%およびP2支承部が単独で-20%の場合より小さく，これらよりは設計値に近い．これは静的な関係式で求められた傾向と一致する．

次に，各波ごとに支承部が同時にばらつきを有する場合と，支承部が単独でばらつきを有する場合の比較を行う．P1支承部が+10%，P2支承部が-10%でばらつきを有する場合と，P1支承部が単独で+10%でばらつきを有する場合のP1橋脚系を比較すると，1～3波目のその差はP1支承部で0～2%，P1基部で0～13%である．P1支承部が+10%，P2支承部が-20%でばらつきを有する場合のP2橋脚系と，P1支承部が単独で-10%でばらつきを有する場合のP1橋脚系を比較すると，1～3波目のその差はP1支承部で2～4%，P1基部で1～5%である．これより，P1基部で若干の差はあるものの，概ね一致することがわかる．

一方で，支承部が同時にばらつきを有する場合の各波ごとの部材の最大応答比率を比較する．P1支承部が+10%，P2支承部が-10%でばらつきを有する場合のP1支承部は0.90～0.96，P2支承部は1.03～1.05と変動が小さいことに対し，P1基部は1.18～1.38，P2基部は0.49～0.81と変動が大きいことがわかる．これより，各地震波の影響が橋脚基部に与える影響が大きいことがわかる．

CaseBについても，各波ごとに支承部が同時にばらつきを有する場合と，支承部が単独でばらつきを有する場合の比較を行う．P1支承部が+10%，P2支承部が-10%でばらつきを有する場合と，P1支承部が単独で+10%でばらつきを有する場合のP1橋脚系を比較すると，1～3波目のその差はP1支承部で7～17%，P1基部で7～21%である．P1支承部が+10%，P2支承部が-20%でばらつきを有する場合のP2橋脚系と，P1支承部が単独で-10%でばらつきを有する場合のP1橋脚系を比較すると，1～3波目のその差はP1支承部で6～7%，P1基部で6～14%である．この値はCaseAより大きため，CaseBはCaseAに比べ支承部のばらつきが全体系に与える影響が大きいことがわかる．

加えて，支承部が同時にばらつきを有する場合の各波ごとの部材の最大応答比率を比較する．P1支承部が+10%，P2支承部が-10%でばらつきを有する場合のP1支承部は0.88～0.92，P2支承部は1.13～1.22と変動が小さいことに対し，P1基部は1.14～1.43，P2基部は0.51～0.73と変動が多きことがわかる．これより，CaseBについても各地震波の影響が橋脚基部に与える影響が大きいことがわかる．

表- 9　支承のせん断ひずみ(CaseA)

（単位：せん断ひずみ）

検討ケース	地震動	部材	P1支承のばらつき				
			-20%	-10%	±0%	10%	20%
CaseA	Ⅱ-Ⅱ-1	P1支承δ	298%	282%	259%	236%	212%
		P2支承δ	264%	262%	259%	251%	242%
	Ⅱ-Ⅱ-2	P1支承δ	262%	243%	231%	221%	198%
		P2支承δ	237%	234%	231%	229%	223%
	Ⅱ-Ⅱ-3	P1支承δ	276%	251%	239%	225%	215%
		P2支承δ	234%	236%	239%	235%	228%
	3波平均	P1支承δ	278%	259%	243%	227%	208%
		P2支承δ	245%	244%	243%	239%	231%

表- 10　支承の応答変位(CaseB)

（単位：応答変位(m)）

検討ケース	地震動	部材	P1支承のばらつき				
			-20%	-10%	±0%	10%	20%
CaseB	Ⅱ-Ⅱ-1	P1支承δ	0.515	0.408	0.339	0.267	0.148
		P2支承δ	0.445	0.378	0.339	0.318	0.323
	Ⅱ-Ⅱ-2	P1支承δ	0.240	0.252	0.220	0.239	0.185
		P2支承δ	0.195	0.213	0.220	0.257	0.260
	Ⅱ-Ⅱ-3	P1支承δ	0.354	0.300	0.251	0.206	0.160
		P2支承δ	0.299	0.271	0.251	0.241	0.249
	3波平均	P1支承δ	0.370	0.320	0.270	0.237	0.164
		P2支承δ	0.313	0.288	0.270	0.272	0.277

(4) 支承部のせん断ひずみおよび変位

最後にP1支承部が単独でばらつきを有する場合のせん断ひずみおよび変位を表- 9，表- 10に示す．

CaseAではP1支承部のばらつきが，品質管理値内である-10%の場合，P1支承のせん断ひずみは3波平均で259%，最大で282%と限界状態2の制限値250%を上回る．このため，所定の耐荷性能は確保されていないが，既往実験[5]によりせん断ひずみの300%までは耐荷力は喪失しないことが示されており，その範囲には収まっている．

一方でCaseBでは，制震ダンパーの一般的な管理値とされている-10%の場合，P1支承部の変位（＝制震ダンパーの応答ストローク）はばらつきが±0%の場合に比べ，3波平均で0.270mから0.320mに増加する．また，1波目は0.408mとばらつきが±0%の3波平均値から+138mmと大きく増加する．これより，設計時に想定する変位より，地震動およびばらつきの影響により大幅に変位が増加する可能性がある．制震ダンパーは最大ストローク長を超えストロークエンドに達すると急激に作用荷重が増加し，制震ダンパー本体および取り付け部に損傷が生じ機能を喪失する恐れもあるため，留意が必要である．

5. 結論

本稿では，橋脚基部と支承部が塑性化する連続高架橋に対し，支承部を免震支承または制震ダンパー＋可動支承の2ケースの構造を想定し，支承部の骨格曲線が同時にばらつきを有する場合に，地震時の橋の応答に与える影響の検討を静的な関係式および動的解析を用いて検討した．この検討結果から得られた知見と一考察について以下に述べる．

(1) 静的な関係式から得られた知見と一考察

- 並列する橋脚の支承部に同時にばらつきを有する場合と，単独で支承部にばらつきを有する場合の最大応答比率を比較した結果，ばらつきにより生じる各支承部の剛性差が同じでも，並列する橋脚の支承部が同時にばらつきを有する場合の方が，橋脚全体系に与える影響が小さいことが示された．これは，同一の系にある橋脚でのエネルギーのトレードオフが支配的であり，並列する橋梁間のエネルギーのトレードオフが小さいためと考察できる．また，この結果は免震支承と制震ダンパー+可動支承の2ケースで優位な差はみられなかった．

(2) 動的解析から得られた知見と一考察

- 単独で支承部にばらつきを有する場合の検討結果から，同一の系にある橋脚でのエネルギーのトレードオフが支配的ではあるが，並列する橋脚への影響も少なからず生じることが得られた．
- エネルギーのトレードオフを確認する場合には，支承部の最大応答変位または橋脚基部の最大応答回転角に着目するだけでなく，履歴減衰エネルギーに着目する必要もあることが得られた．
- 並列する橋脚の支承部に同時にばらつきを有する場合と，支承部が単独でばらつきを有する場合の最大応答比率を比較するした結果，ばらつきにより生じる各支承部の剛性差が同じでも，並列する橋脚の支承部が同時にばらつきを有する場合の方が，橋脚全体系に与える影響が小さいことが得られた．
- ただし，この際の橋脚基部に生じる最大応答比率は各波ごとに変動が大きいことが得られた．
- 支承部の二次剛性比のばらつきが各部の応答にあたる影響は，二次剛性比が小さい場合に顕著であった．
- 静的な関係式から得られた傾向と動的解析から得られた傾向は一致する結果となった．しかしながら最大応答比率の値に着目すると，動的解析の方が，ばらつきの影響を大きく受けている．これは，静的な関係式と動的解析の前提条件の違いによるものと考えられるが，原因は不明確であるため今後の課題である．

これらの知見より，橋脚基部と支承部が塑性化する構造では，並列する橋脚の支承部に同時にばらつきを有することに留意する必要がある．(2)より，並列する橋脚の支承部に同時にばらつきを有する場合の剛性差を，単独の支承部で生じるばらつきに置換え設計を行うことで，安全側の設計となる可能性を見い出した．ただし，地震波により応答が大きく異なることが知見として得られている．また，本稿はあくまで支承部の骨格曲線のばらつきに着目したのみであり，橋脚基部および橋脚基礎に生じる骨格曲線のばらつきは考慮していない．

応答に影響を与える不確実性は，骨格曲線の他に入力地震動による不確実性，橋梁全体系のモデル化による不確実性，地盤による不確実性などが存在しているが，本稿の知見より，少なくとも設計において，剛性の不確実性が橋梁全体系に与える影響を十分に考慮する必要があることが得られた．

今後はこれらの不確実性を考慮した更なる検討が必要である．その上で，異なる複数の部材で同時に塑性化を考慮する構造の適用条件，検証方法および要求事項の明確化に向け検討を進めていきたい．

謝辞：本研究を進めるにあたり，土木研究所交流研究員　河原井氏には多大なご助言，ご指導頂きました．ここに感謝の意を表します．

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.11
2) 庄司学：多径間連続免震橋梁の非線形地震応答特性ならびに衝突緩衝用落橋防止システムの開発に関する研究，東京工業大学博士論文，2001.1
3) 足立幸郎：激震動下における免震橋梁構造の信頼性評価と限界状態設計法に関する研究，京都大学博士論文，2002.1
4) 藤岡健祐，廣江亜紀子，大住道生：複数箇所が塑性化する橋の支承部の二次剛性が全体系の応答に与える影響，土木学会論文集，Vo.79/No.13（地震工学），2023（掲載決定）
5) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2018.12