

論文 温度変化による不静定力が作用する多径間連続桁橋の地震応答解析モデルの検討

宇野 裕恵^{*1}・宮本 宏一^{*2}・松田 泰治^{*3}・柚木 浩一^{*4}

要旨：温度変化による不静定力が応答に及ぼす影響の検討において、多径間連続橋を単径間桁に簡略化して評価してもそれぞれの増減傾向は同じであるが、最大応答値に差が生じる。本検討では、この種の検討における多径間連続橋と簡略化した単径間桁の応答値の差異の原因を明らかにすることを目的とした。この結果、多径間連続橋を単径間桁に簡略化する際に無視されている橋台や、径間数の違いにより導入される不静定力が異なる橋脚が橋の耐震性に影響するものの、最大応答値はモデル間での差異が小さいことがわかり、傾向分析を行う場合には単径間桁に簡略化して評価できることが明らかとなった。

キーワード：温度、多径間連続桁橋、反力分散支承、塑性率、動的応答解析、モデル化

1. 緒言

道路橋示方書における道路橋の耐震性能の評価は、活荷重および衝撃以外の主荷重と地震の影響の荷重の組合せを考慮しなければならない¹⁾。ただし、レベル2地震動で橋脚が塑性化するPC桁橋に用いる反力分散ゴム支承の設計(以後、ゴム支承)では、クリープ・乾燥収縮等の影響は小さいので考慮しなくてよい²⁾。橋長200mの5径間連続PC箱桁橋においてはクリープ・乾燥収縮等の影響は小さいとの検討事例³⁾もある。

一方、温度変化の影響と地震の影響との荷重の組合せは、平成2年の道路橋示方書改訂時に設計で考慮すべき項目から削除された⁴⁾。しかし、支承や橋脚には温度変化に起因する桁の伸縮による不静定力が常時作用しており、この状態で地震時慣性力が作用する。最近では、ゴム支承の適用により多径間化が進められているが、地震時に温度変化による不静定量が橋脚に大きな影響を与えることがある。平成2年当時の設計では塑性変形を考慮した耐震設計が一般化されていなかったこともあり、その影響は十分に検証されているわけではない。

一方、既往の検討⁵⁾により、反力分散ゴム支承を用いた12径間連続PC箱桁橋において、温度変化に起因する桁の伸縮が橋の耐震性に与える影響が大きいことが明らかとなっている。この検討では、多径間連続桁橋から温度変化の影響が大きい両端の橋脚で構成した単径間桁を用いている。多径間連続桁橋と単径間桁とは、応答の増減傾向は同等であり、傾向分析にこのように簡略化した単径間桁を用いても十分な精度を有すると考えているが、応答に少なからず差異が生じている。既往の検討では、この原因が明らかとなっていないため、本検討

では多径間連続桁橋と簡略化した単径間桁との応答の差異の原因を明らかにすることを目的とした。そこで、ゴム支承を用いた12径間連続PC箱桁橋から、①橋台付き12径間骨組解析モデルおよび単径間骨組解析モデルを作成し、ゴム支承が桁の伸縮によりせん断変形した状態で時刻歴応答解析を行った。また、②橋台が応答に与える影響を検討するために、橋台付き3径間骨組解析モデルおよび10径間骨組解析モデルを作成し、同様の解析を行った。さらに、③径間数の違いにより導入される不静定力が異なる橋脚を有することによる影響を検討するために、2径間骨組モデルを作成し、同様の解析を行った。

2. 対象橋と解析条件

2.1 対象橋

対象橋は、図-1に示す橋長480mの12径間連続PC箱桁橋である。道路橋示方書で規定される地域区分AのⅡ種地盤に設計された道路橋であり¹⁾、参考文献⁵⁾で設定している。ゴム支承は、レベル2地震動に対して250%程度のせん断ひずみに設定している。ゴム支承のせん断ひずみ $\gamma_a=70\%$ を超えないように、設計および施工が行われている。ここで、支承の変位調整の一つであるポストスライドを上部構造の完成から約3ヶ月後に行い、ゴム支承のせん断ひずみを一度除去すると、これ以降クリープ・乾燥収縮によって生じるせん断ひずみは表-1に示したひずみの7割程度となり、P1、P11橋脚のゴム支承が44%程度、温度変化分を加えると61%程度となる。

*1 オイレス工業(株) 事業本部第三事業部免制震技術部部長 工修(正会員)

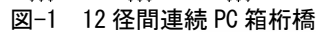
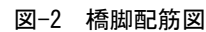
*2 日本技術開発(株) 九州支社道路・交通部部長 工修

*3 熊本大学大学院教授、自然科学研究科環境共生工学専攻教授 工博(正会員)

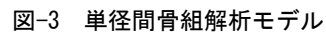
*4 JIPテクノサイエンス(株) 福岡テクノセンタ橋梁技術グループマネージャ 工修

径間モデルが 0.747Hz, 橋台付き 12 径間モデルが 0.744Hz, ひずみエネルギー比例型で求めた 1 次のモード減衰定数がそれぞれ 0.038 という結果が得られたため, 50Hz の基準振動数に対する減衰定数も同様にそれぞれ 0.038 とした。Rayleigh 減衰の設定に用いるパラメータ α および β の値は, 単径間モデルでは $\alpha=0.3516$, $\beta=0.000238$, 橋台付 12 径間モデルでは $\alpha=0.3459$, $\beta=0.000235$ である。

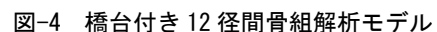
ここで、若番から老番方向となる右方向を正方向とした。



		A1,A2	P1,P11	P2,P10	P3,P9	P4,P8	P5,P7	P6
せん断ばね定数 (kN/m/脚)		11,213	26,244	26,244	26,244	26,244	26,244	26,244
せん断 ひずみ (%)	クリープ 乾燥収縮	62.6	62.8	50.3	37.7	25.1	12.6	0
	温度 (±20℃)	16.6	16.7	13.3	10	6.7	3.3	0
	L2地震時	245	246	246	246	246	246	246



	ひび割れ時	初降伏時	終局時	
			Type I	Type II
曲げモーメント M(kN/m)	39,862	140,812	160,113	179,005
回転角(μ rad)	67.8	865.3	15687	30194



2.3 温度変化の評価

温度による桁の伸縮は図-5 示すように桁の両端に温度荷重と等価な節点力を与え、ゴム支承の初期せん断ひずみを 0%~70%まで 10%刻みで設定した。この静的解析で求めた応力および変位を引き継ぐことで、支承および橋脚の履歴がオフセットされ、このモデルを用いて直接積分法による時刻歴応答解析を行った。一般に、コンクリート橋の移動量算定に用いる温度変化の範囲は±20 度であるが、支承の設計では設置時の温度を考慮して、±40 度とすることが多い。ゴム支承の総ゴム層厚は 240mm であるのでせん断ひずみ 70%では 168mm の変位となり、橋長 840m の±40 度の桁伸縮量に相当する。本検討では、12 径間連続桁の 480m の橋長のみならず、より長多径間桁への影響も把握することとして、最大 70%までの支承のせん断ひずみを設定している。なお、支承位置の移動により橋脚に作用する P-Δ 効果は考慮していない。

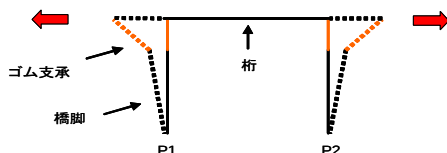


図-5 節点力のイメージ図(単径間引張時)

3. 解析結果と考察

3.1 桁の伸長、収縮

単径間モデルにおける P1 橋脚の桁伸張時および P2 橋脚の桁収縮時について、Type II-II-3 の初期せん断ひずみ 70%の橋脚基部弾塑性回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係をそれぞれ図-6 および図-7 に示す。同図から、解析モデルの対称性により応答値は同じであることが確認された。橋台付き 12 径間モデルの場合も同様の傾向が確認されたので、桁伸長を考慮した場合に対して応答評価を行った。

一方、初期せん断ひずみにより各部位の履歴モデルは非対称となるので地震波の入力方向により応答は異なる⁸⁾ことから、地震波を正方向と負方向の両方に入力した。具体的には P2（橋台付き 12 径間モデルは P11）橋脚の正方向入力の応答値は P1 橋脚の負方向入力の応答値の逆符号となる。

3.2 解析結果

初期せん断ひずみに対する P1 橋脚での単径間モデルと橋台付き 12 径間モデルの最大応答塑性率を図-8 に示す。同図より、単径間モデルと 12 径間モデルの応答の増減傾向は同じであるが応答値には差異があり、初期せん断ひずみの 70%時の応答差は表-3 に示すようである。

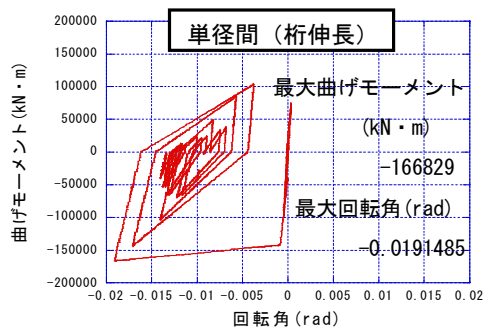


図-6 P1 橋脚の橋脚基部弾塑性回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係

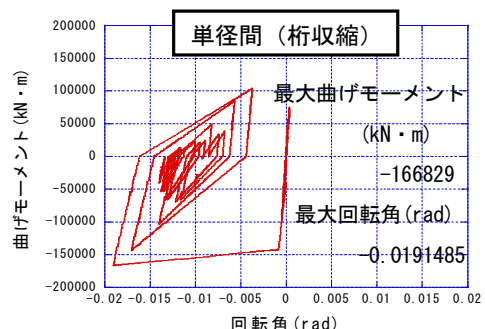


図-7 P2 橋脚の橋脚基部弾塑性回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係

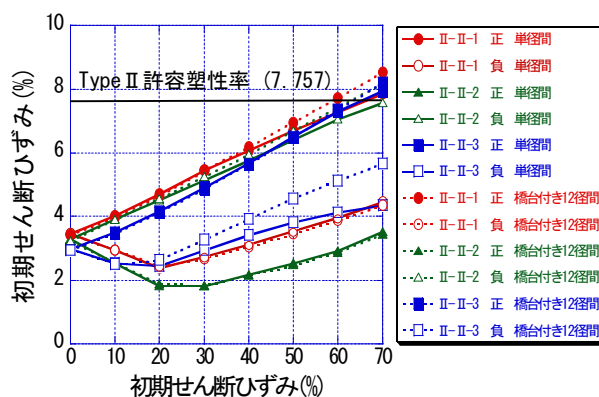


図-8 単径間モデルと橋台付き 12 径間モデルの最大応答塑性率と初期せん断ひずみの関係 (P1)

表-3 単径間モデルと橋台付き 12 径間モデルの 70%時の P1 橋脚の応答塑性率の増分

		II-II-1		II-II-2		II-II-3	
		最大応答塑性率	応答差	最大応答塑性率	応答差	最大応答塑性率	応答差
正方向入力	単径間モデル	7.857		3.527	-0.024	7.951	
	橋台付き12径間モデル	8.539	0.087	3.442		8.197	0.031
負方向入力	単径間モデル	4.465		7.574	0.079	4.364	
	橋台付き12径間モデル	4.372	-0.021	8.171		5.673	0.300

このうち、TYPE II-II-3 の負方向入力では応答差の比率が 0.030 と有意な値ではあるが、最大応答塑性率は正方向入力で発現するため、設計的には特に意味のある数値ではない。同表には最大応答塑性率を呈する地震波入力方向の結果に太枠で示している。しかし、この差の原

因を明らかにすることが望ましいため、TYPE II 地震動に着目して次節以降で検討した。

4. 橋台が地震時挙動に与える影響の検討

4.1 検討モデル

単径間モデルには橋台を考慮していない。そこで、橋台の影響を確認するために、橋台を追加した橋台付き3径間モデルを図-9のように作成した。また、橋台付き12径間モデルに与える橋台の影響を確認するために、橋台付き橋台を除いた図-10に示す10径間モデルを作成した。それを、1次の固有振動数は橋台付き3径間モデルでは0.737Hz、10径間モデルでは0.746Hz、ひずみエネルギー比例型で求めた1次のモード減衰定数は橋台付き3径間モデルでは0.036、10径間モデルでは0.038が得られた。そこで、Rayleigh減衰を設定するにあたって過大な粘性減衰が解析に見込まれないよう第2基準振動数を50Hzとし、第1基準振動数で得られた粘性減衰を適用した⁷⁾。すなわち、50Hzの減衰定数は橋台付き3径間モデルでは0.036、10径間モデルでは0.038とした。Rayleigh減衰の設定に用いるパラメータ α および β の値は橋台付き3径間モデルで $\alpha=0.3285$ 、 $\beta=0.000226$ 、10径間モデルで $\alpha=0.3516$ 、 $\beta=0.000238$ である。これらのモデルを前記と同様の手法で解析を行った。

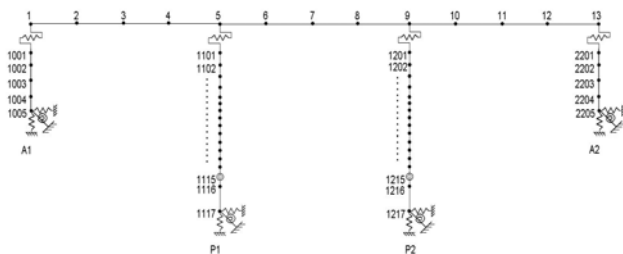


図-9 橋台付き3径間骨組解析モデル

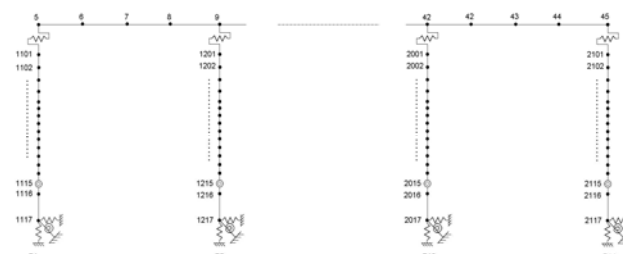


図-10 10径間骨組解析モデル

4.2 解析結果

P1橋脚での単径間モデルと橋台付き3径間モデルおよび10径間モデルと橋台付き12径間モデルの最大応答塑性率と初期せん断ひずみの関係をそれぞれ図-11および図-12に示す。初期せん断ひずみの70%時の応答差は表-4および表-5に示すようである。同表には、最大応答

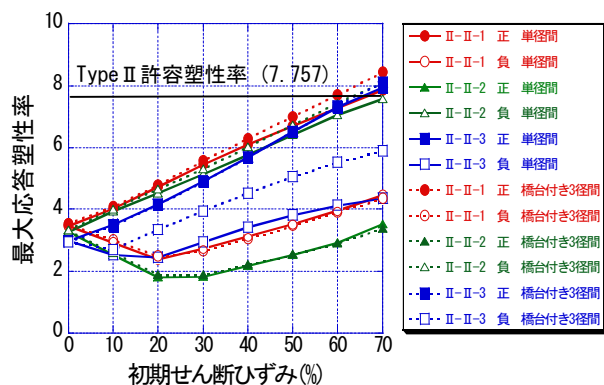


図-11 単径間モデルと橋台付き3径間モデルの最大応答塑性率と初期せん断ひずみの関係 (P1)

表-4 単径間モデルと橋台付き3径間モデルの70%時のP1橋脚の応答塑性率の増分

		II-II-1		II-II-2		II-II-3	
		最大応答塑性率	応答差	最大応答塑性率	応答差	最大応答塑性率	応答差
正方向入力	単径間モデル	7.857	0.076	3.527	-0.041	7.951	0.019
	橋台付き3径間モデル	8.451		3.383		8.106	
負方向入力	単径間モデル	4.465	-0.025	7.574	0.068	4.364	0.351
	橋台付き3径間モデル	4.354		8.091		5.897	

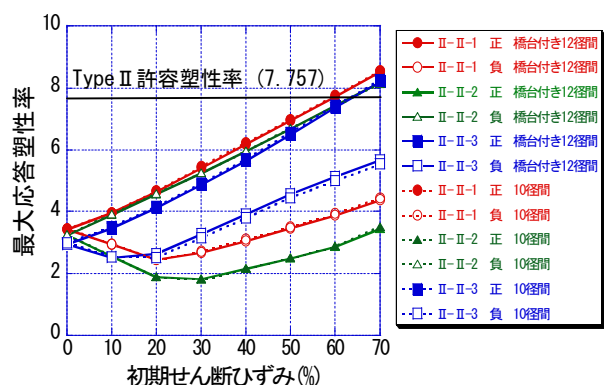


図-12 橋台付き12径間モデルと10径間モデルの最大応答塑性率と初期せん断ひずみの関係 (P1)

表-5 橋台付き12径間モデルと10径間モデルの70%時のP1橋脚の応答塑性率の増分

		II-II-1		II-II-2		II-II-3	
		最大応答塑性率	応答差	最大応答塑性率	応答差	最大応答塑性率	応答差
正方向入力	橋台付き12径間モデル	8.539	0.002	3.442	0.017	8.197	0.007
	10径間モデル	8.555		3.499		8.252	
負方向入力	橋台付き12径間モデル	4.372	0.015	8.171	-0.003	5.673	-0.024
	10径間モデル	4.437		8.143		5.534	

値を呈する地震波の入力方向の結果を太枠で囲んでいる。図-12および表-5より、径間数が多い場合は橋台が両端橋脚に与える影響は少ないことが確認された。これは、橋脚数が多いため橋台の反力の寄与が相対的に小さくなり、橋台の両端橋脚に与える影響が小さくなったと考えられる。しかし、図-11および表-4では、単径間モデルと12径間モデルの応答値に差異が生じている Type

Ⅱ-Ⅱ-1 の正方向, Type Ⅱ-Ⅱ-2 および Type Ⅱ-Ⅱ-3 の負方向において, 単径間モデルと橋台付き 3 径間モデルの応答値に差異が生じ, 初期せん断ひずみが増加するにつれて大きくなっている。これは, 温度変化等による桁伸縮に対して, 橋台があるモデルでは橋台と橋脚が反力を支持することに起因すると考えられる。ただし, 地震波の影響が大きい方向と初期せん断ひずみ方向が一致している場合では大きな差にはなっておらず, 逆の方向の場合に差が大きい。これは, 逆方向の場合には初期せん断ひずみ量の増加につれて橋脚の変形が大きくなる方向が逆の方向になることにより, 初期せん断ひずみのない場合での橋脚の小さい変形の方が増大し出すためである。

図-13～図-15に単径間モデルと橋台付き 3 径間モデルにおいて地震波を逆方向に入力した場合の応答塑性率の最大値と最小値の絶対値と初期せん断ひずみの関係を示す。同図より, 初期せん断ひずみ量が大きくなると初期せん断ひずみのない状態での橋脚の小さい方の変形が大きくなることがわかる。これに対し, 図-11 は絶対値の大きい方を抽出してプロットしたものであるため, 同図から初期せん断ひずみのない場合の橋脚の小さい方の変形が影響していることを読み取ることは難しい。したがって, 橋台の有無により振動系の特性が変化し, 元々初期せん断ひずみがない状態で橋脚の小さい側の変形の相違が大きかったことが影響していることがわかる。この現象は地震波の特性にも関係しており, Type Ⅱ-Ⅱ-3 の地震波において顕著であるが, 図-13 および図-14 からわかるように, Type Ⅱ-Ⅱ-1, Type Ⅱ-Ⅱ-2 の地震波では影響は大きくない。このように, 地震波の影響が大きい方向と初期せん断ひずみ方向が逆である場合に, 初期せん断ひずみが大きくなると, 初期せん断ひずみがない状態での橋脚の小さい方の変形が大きくなることがわかる。しかし, 応答塑性率は地震波の影響が大きい方向と初期せん断ひずみ方向が一致している場合に最大応答塑性率が発現するため, 初期せん断ひずみのない状態で橋脚の小さい側の変形に留意する必要はないと考えられる。

5. 径間数の違いが地震時挙動に与える影響の検討

5.1 検討モデル

既往の検討では, 温度変化等に起因する桁の伸縮による影響が最も大きくなる両端橋脚に着目し, 両端橋脚を用いて単径間モデルを作成している。しかし, 単径間モデルでは両端橋脚以外の橋脚を無視しているため, その影響があることが想定される。そこで, この影響を確認するために, 単径間モデルを 1 スパン延長した 2 径間モデルを図-16 に作成した。1 次の固有振動数は 0.747Hz,

ひずみエネルギー比例型で求めた 1 次のモード減衰定数が 0.038 という結果が得られたため, 50Hz の基準振動数に対する減衰定数も同様に 0.038 とした。Rayleigh 減衰の設定に用いるパラメータ α および β の値は $\alpha=0.3516$, $\beta=0.000238$ である。これらのモデルを上記と同様の手法で解析を行った。

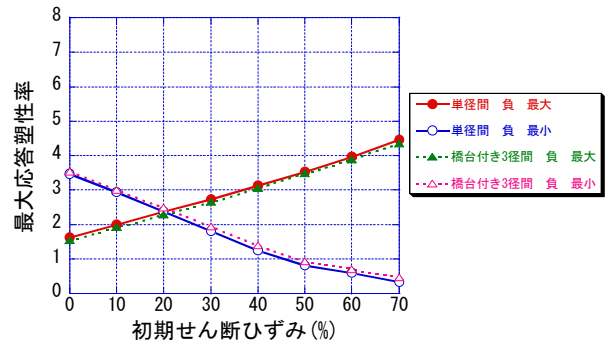


図-13 P1 橋脚負方向の応答塑性率 (Type Ⅱ-Ⅱ-1)

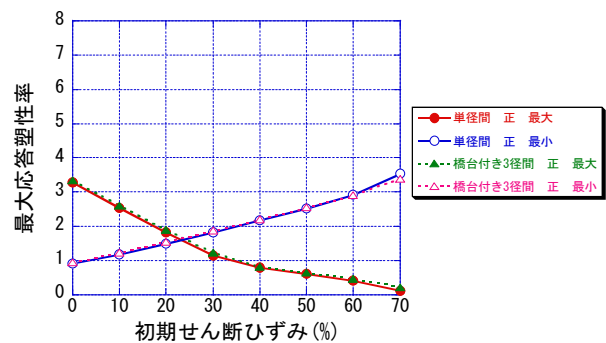


図-14 P1 橋脚正方向の応答塑性率 (Type Ⅱ-Ⅱ-2)

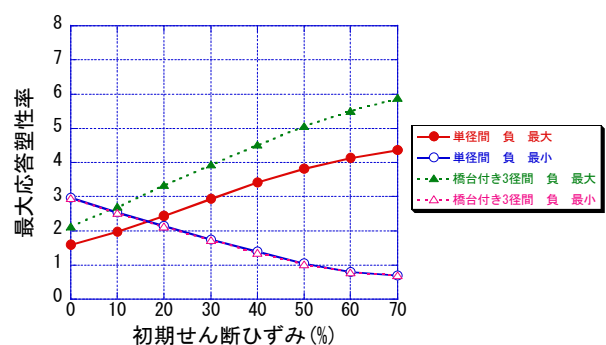


図-15 P1 橋脚負方向の応答塑性率 (Type Ⅱ-Ⅱ-3)

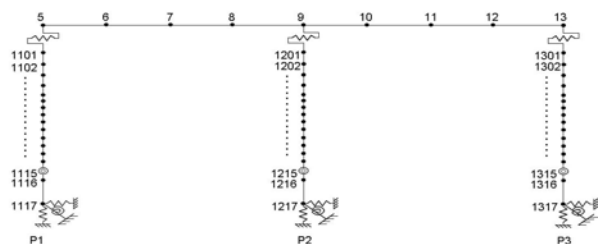


図-16 2 径間骨組解析モデル

5.2 解析結果

P1橋脚での単径間と2径間の最大応答塑性率と初期せん断ひずみの関係を図-17に示す。同図から初期せん断ひずみの70%時の応答差は表-6に示すようである。同表には最大応答塑性率を呈する地震波の入力方向の結果を太枠で囲んでいる。同図表より、単径間と12径間の応答値に差異が生じているType II-II-1の正方向、Type II-II-2およびType II-II-3の負方向において、単径間と橋台付き3径間の応答値に差異が生じている。しかし、初期せん断ひずみ0%時にはほぼ差がなく、初期せん断ひずみが増加するにつれて応答値の差が大きくなっている。この差異は、温度変化等により桁が伸縮した際に、単径間モデルでは不静定量の影響を受けている橋脚のみであるのに対して、2径間モデルでは不静定量の影響を受けている橋脚と影響を受けていない橋脚が混在していることにより、応答値に差が生じたと考えられる。

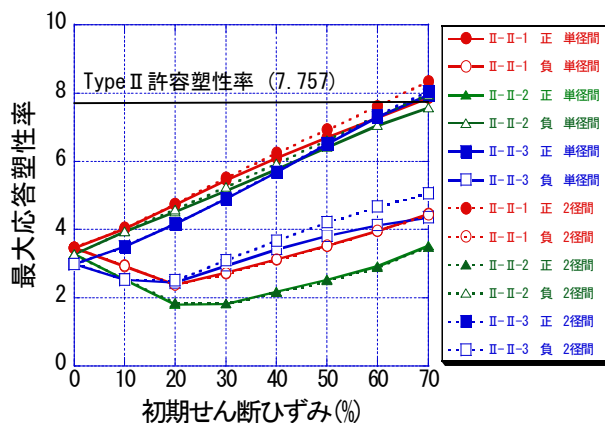


図-17 単径間モデルと2径間モデルの最大応答塑性率と初期せん断ひずみの関係

表-6 単径間モデルと2径間モデルの70%時のP1橋脚の応答塑性率の増分

		II-II-1		II-II-2		II-II-3	
		最大応答塑性率	応答差	最大応答塑性率	応答差	最大応答塑性率	応答差
正方向入力	単径間モデル	7.857		3.527	-0.010	7.951	
	2径間モデル	8.341	0.062	3.492		8.060	0.014
負方向入力	単径間モデル	4.465		7.574		4.364	
	2径間モデル	4.450	-0.003	7.954	0.050	5.064	0.160

6. 結言

本研究では、温度変化に起因する桁の伸縮を考慮した動的挙動の検討において、橋台付き12径間モデルと単径間モデルの応答値の差の原因について検討した。以下に得られた結果を示す。

- ①橋台を有する少径間を有さない単径間でモデル化すると、橋台による応答値の差が大きくなる場合がある。
- ②橋台を有する多径間を有さない多径間でモデル化しても、橋台による応答値の差は小さい。

③初期せん断ひずみが異なる橋脚が混在すると、応答値の差が大きくなる場合がある。

このように、①橋台を無視したこと、②径間数を少なくしたことおよび③橋脚毎の初期せん断ひずみの違いを反映していないことにより、応答値の差が大きくなる場合があることがわかった。しかし、差が大きくなる場合があるのは、初期せん断ひずみの方向と地震の影響が大きい方向とが逆の場合であり、最大応答塑性率は初期せん断ひずみの方向と地震波の影響が大きい方向とが一致する場合に発現し、本検討ではサイダ8%程度と大きくないので、耐震性の評価には影響が小さい。したがって、多径間連続桁橋に対する傾向分析のような検討では、単径間にモデル化して評価してもよいと考えられる。

謝辞

本研究を進めるにあたり、日本技術開発株式会社九州支社道路・交通部の長悟史氏、JIPテクノサイエンス株式会社東京テクノセンタ橋梁技術部の松田宏氏、オリエンタル白石(株)福岡支店施工・技術部技術チームの角本周氏には、貴重な御助言をいただいた。また、論文の作成にあたっては、熊本大学大学院自然科学研究科の田中翔君に御協力いただいた。ここに記して謝意を表する。

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，2004
- 2)(社)日本道路協会：道路橋支承便覧，2004
- 3)小倉裕介，運上茂樹，星隈順一：ゴム支承の初期変位が橋梁の地震応答に及ぼす影響，土木学会第59回年次学術講演会，pp.301-302,2004
- 4)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1990
- 5) 松田泰治，宇野裕恵，宮本宏一，柚木浩一：温度による桁の伸縮を考慮した橋梁の応答評価に関する一考察，コンクリート工学年次論文集，vol.30,No.3，pp.1039-1044，2008
- 6) (財)土木研究センター：橋の動的耐震設計法マニュアル，2006.5
- 7)宇野州彦，松田泰治，大塚久哲：ゴム支承を用いた反力分散構造の減衰性評価に関する一考察，第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁当構造の設計に関するシンポジウム講演論文集 pp.61-68,2005
- 8) 宇野裕恵，松田泰治，宮本宏一，長悟史，柚木浩一，松田宏，角本周，松尾龍吾：地震波の入力と履歴モデルの非対称性が応答に及ぼす影響，第12回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp331-338,2