

## 論文 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

松田泰治<sup>\*1</sup>・宇野裕恵<sup>\*2</sup>・宮本宏一<sup>\*3</sup>・柚木 浩一<sup>\*4</sup>

**要旨**：本研究では温度変化等による桁の伸縮を考慮した場合に支承ならびに橋脚躯体に与える不静定力の影響を把握することを目的とし、その基礎的な検討として RC 橋脚で支持される多径間連続箱桁形式の地震時水平力分散橋を対象に解析的評価を行った。1 径間を取り出した単径間骨組解析モデルを用いた動的応答解析結果より、橋脚の最大応答塑性率は温度等による桁伸縮により反力分散ゴム支承に生じる初期せん断ひずみの増加につれて増加すること、残留変位も最大応答塑性率と同様に、温度による桁の伸縮によりゴム支承に生じる初期せん断ひずみの増加につれて増加することなどが明らかとなった。

**キーワード**：温度、多径間連続橋、反力分散ゴム支承、塑性率、動的応答解析

## 1. はじめに

道路橋の耐震性能の評価においては、“活荷重および衝撃以外の主荷重+地震の影響”の荷重の組合せを考慮しなければならない<sup>1)</sup>。ただし、レベル2地震動に対するコンクリート橋に用いる反力分散ゴム支承（以下、ゴム支承）の設計では、クリープ・乾燥収縮等の影響は小さいことからこれを考慮しなくてよいとしており<sup>2)</sup>、橋長 200m 程度の 5 径間連続 PC 箱桁橋に対する検討事例でもクリープ・乾燥収縮の影響が少ないことが報告されている<sup>3)</sup>。

一方、地震時における温度変化に起因する桁の伸縮による影響は、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<sup>4)</sup>。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内部応力として常時作用しており、この不静定力が作用した状態の橋に地震時慣性力が更に作用することになる。また、ゴム支承を設置するときの温度が基準温度以外の場合にはせん断変形の影響を上下部構造の設計に必要な応じて考慮する必要がある<sup>2)</sup>。最近では、ゴム支承の適用が一般化したことから多径間化が促進され、コンクリート橋で橋長 1,500m、鋼橋で橋長 800m を超える多径間連続橋が建設されている。

ここでは、温度変化等による桁の伸縮を考慮した場合に支承ならびに橋脚躯体に与える不静定力の影響を把握することを目的とし、その基礎的な検討として RC 橋脚で支持される多径間連続箱桁形式の地震時水平力分散橋を対象に解析的評価を行った。

## 2. 検討対象橋梁と解析条件

## 2.1 検討対象橋梁

温度変化時の影響が生じやすい橋梁として、図-1 に示す多径間連続橋（橋長 480m の 12 径間連続 PC 箱桁橋）を検討対象橋梁とした。桁断面図を図-2 に示す。道路橋示方書<sup>1)</sup>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る。支承はゴム支承であり、レベル 2 地震動に対して最大変形時にせん断ひずみが 250% となるよう諸元を決定している。この時のゴム支承のせん断ばね定数、クリープ乾燥収縮等によるせん断ひずみを表-1 に示す。一般に、常時状態においてゴム支承のせん断変形が常時の許容せん断ひずみ  $\gamma_s = 70\%$  を超過する場合には、ゴム支承に対して変位調整やゴム総厚の変更等がなされ許容値以内に収まるよう設計、施工が行われている。ここで、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 ヶ月後に実施して、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 割程度となり最外縁の  $P_1, P_{11}$  橋脚のゴム支承で 44% 程度、温度変化分を加えると 61% 程度となる。なお、実際の変位調整方法や調整量は、現場条件や費用を検討した上で決定されるので、ここで一概に決めるのは困難である。また表-1 に示したように橋脚によって、温度等による支承せん断ひずみは異なる。そこで、3 章以降の解析的検討ではゴム支承のせん断ばね定数は一定とし、初期せん断ひずみを 0 ~ 70% の範囲で段階的に仮定した。

橋脚の断面形状は矩形の RC 橋脚であり、レベル 2 地震動に対して動的解析による最大応答塑性率  $\mu$  が 3 程度となるように断面諸元を決定した。橋脚配筋および橋脚基部の曲げモーメントと回転角の関係をそれぞれ図-3 および表-2 に示す。

\*1 熊本大学大学院教授, 自然科学研究科環境共生工学専攻 工博 (正会員)

\*2 オイレス工業 (株) 事業本部第三事業部免制震技術部 工修

\*3 日本技術開発 (株) 九州支社道路・交通部 工修

\*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 工修

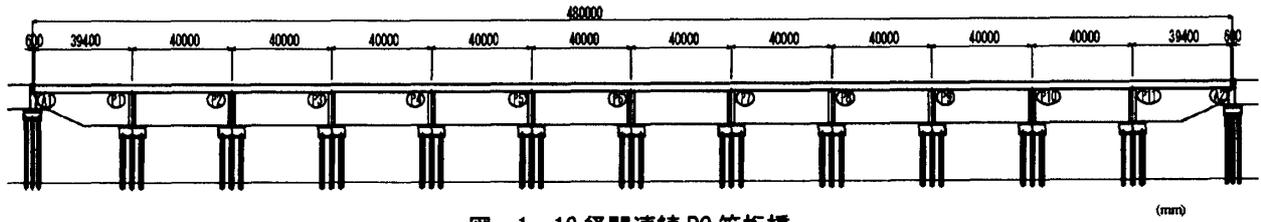


図-1 12径間連続PC箱桁橋

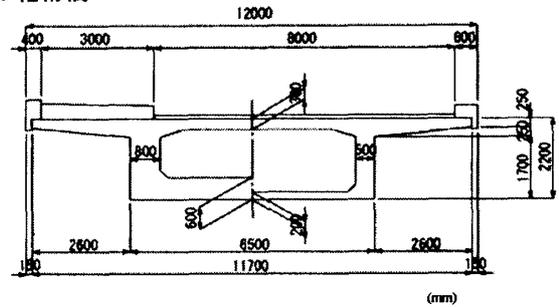
2. 2 解析モデルと動的解析条件

基礎的検討モデルとして、上述の12径間連続PC箱桁橋から1径間を取り出した単径間骨組解析モデルを設定した。多径間連続橋の各橋脚には桁の伸縮により異なる不静定力がゴム支承を介して作用することになる。このような状態を単径間骨組解析モデルにおいては橋脚が桁の自重をはじめとする静的荷重を支持した状態で桁の両端に引張あるいは圧縮の力を作用させることにより再現させるものである。図-4にその骨組解析モデルを示す。ゴム支承を弾性ばねとし、鉛直は剛とした。橋脚は非線形の2次元はり要素とし、橋脚基部に弾塑性回転ばねを設けた。これらの復元力特性として武田モデルを用いた。桁は線形の2次元はり要素で、基礎は道路橋示方書<sup>1)</sup>に基づき、水平、鉛直、回転および水平と回転の連成ばねでモデル化した。部材の減衰定数はゴム支承、桁をそれぞれ3%とし、橋脚を2%、基礎を10%とした。減衰タイプはRayleigh減衰とし、第一基準振動数と第二基準振動数の組み合わせは、橋脚基部において過大な粘性減衰を与えないように1次の固有振動数と50Hzの組み合わせを採用<sup>5)</sup>した。固有値解析より、1次の固有振動数が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。この時の $\alpha$ および $\beta$ の値は $\alpha=0.3516$ 、 $\beta=0.000238$ である。

数値計算方法はNewmark'  $\beta$  method( $\beta=0.25$ )で、時間刻みは0.002秒とした。検討用の入力地震動は道路橋示方書<sup>1)</sup>に示されるII種地盤を対象としたレベル2地震動の、発生頻度が低いプレート境界に生じる海洋性の大規模な地震を想定したType I地震動3波と発生頻度が極めて低いマグニチュード7級の内陸直下型地震を想定したType II地震動3波の標準波6波である。

表-1 ゴム支承のせん断ばね定数とせん断ひずみの関係

		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	10.0	6.7	3.3	0
	L2地震時	245	246	246	246	246	246	246



● コンクリート強度  $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$   
 | PC鋼材 12S15.2B

図-2 桁断面図

表-2 橋脚基部曲げモーメントと回転角の関係

	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	179,011	179,005
回転角 ( $\mu\text{rad}$ )	67.8	865.3	15687	30194



図-3 橋脚配筋図

2. 3 温度変化の応答評価

温度による桁伸縮は図-5に示すように桁両端に温度荷重と等価な節点力を与えることにより考慮した。桁の伸長を引張の節点力を与えることで、収縮を圧縮の節点力を与えることで表現した。こうした静的解析で求めた応力、変位を引き継ぎ、直接積分法による時刻歴応答解析を行った。

温度による桁伸縮を考慮した際に生じる、ゴム支承の初期せん断ひずみは10~70%まで10%刻みの7段階で設定した。ゴム支承の初期せん断ひずみと水平力の関係を表-3に示す。

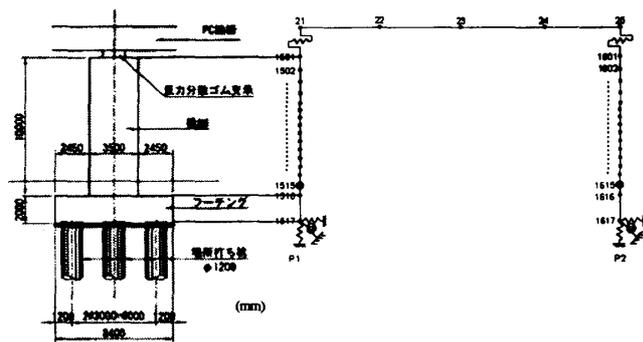


図-4 解析モデル

3. 動的解析結果と考察

温度による桁伸縮量の違いが橋脚の動的解析の応答結果に与える影響について、比較検討を行った。直接積分法による時刻歴応答解析に基づき、ゴム支承、橋脚基部、上部構造（桁中央）、橋脚天端の応答評価を行った。

3. 1 上部構造および橋脚躯体の応答

各入力地震動に対する上部構造、橋脚天端の最大変位をそれぞれ図-6~7に、上部構造の最大加速度を図-8に示す。最大値に関してはゴム支承の初期せん断ひずみの影響が把握できるよう、正負の符号を付して示した。図-5において右向きが正である。図-6より上部構造の最大変位は Type I 地震動に対しては初期せん断ひずみに依存せずほぼ一定である。一方、Type II 地震動に対してはすべてのケースで橋脚基部が塑性化しているため、初期せん断ひずみの増加につれてわずかに減少しているケースが認められる。

図-7より橋脚天端の最大変位は地震動により初期せん断ひずみの増加につれて同様に増加する傾向が認め

られる。ただし、地震動によっては振幅、位相などの波形特性が異なることから初期せん断ひずみの増加につれて一度変位が漸減した後に最大値の生じる向きが変わって増加に転じている。たとえば P1 橋脚の Type II-II-2 のケースでは初期せん断ひずみに起因する水平力が負側に作用しており、初期せん断ひずみが 0% のケースでは正側で最大値が発生していたものが、初期せん断ひずみの増加により負側に移行する傾向となった。他のケースについても同様の説明が可能である。図-8より上部構造の最大加速度が初期せん断ひずみ増加につれて漸減している。これは、橋脚基部の早期の塑性化により減衰が増加するためである。

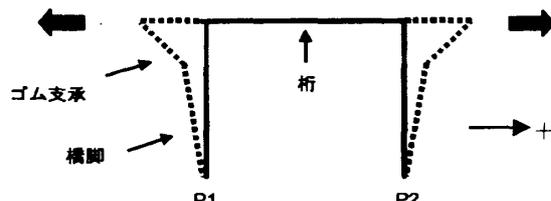


図-5 節点力載荷のイメージ（桁伸長時）

表-3 ゴム支承の初期せん断ひずみと支承水平力の関係

初期せん断ひずみ	支承せん断変形量(mm)	支承水平力 H (kN)	橋脚水平耐力 Pyoとの比 H/Pyo
0%	0	0	0
10%	24	629.9	0.042
20%	48	1259.7	0.083
30%	72	1889.6	0.125
40%	96	2519.4	0.166
50%	120	3149.3	0.208
60%	144	3779.1	0.249
70%	168	4409.0	0.291

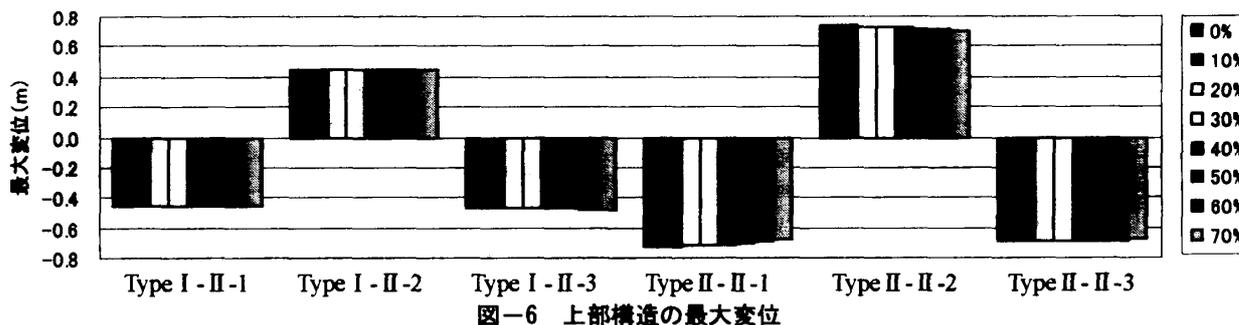


図-6 上部構造の最大変位

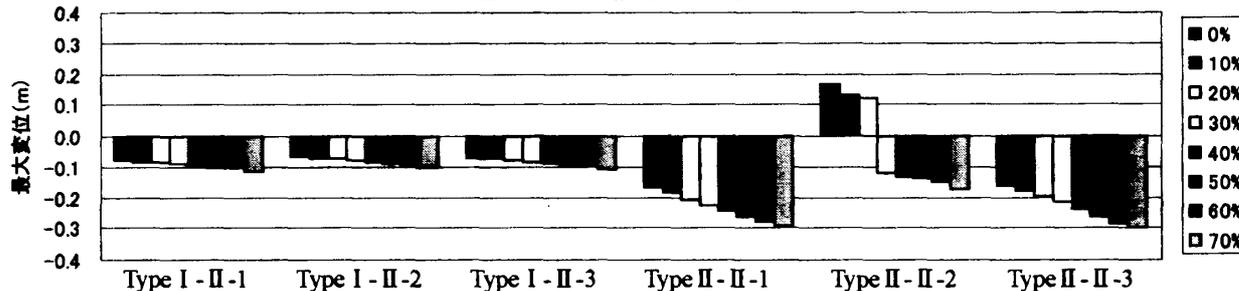


図-7 橋脚天端の最大変位 (P1)

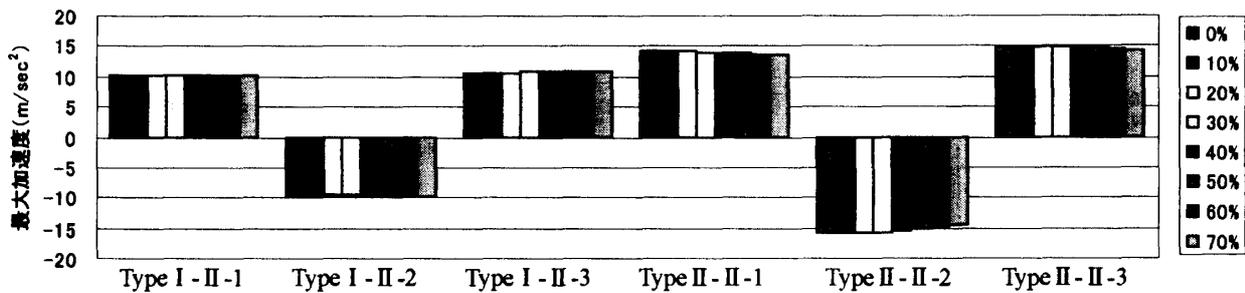


図-8 上部構造の最大加速度

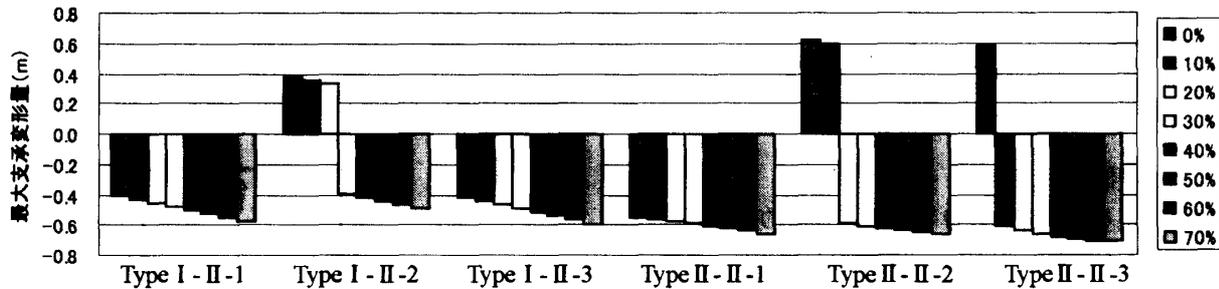


図-9 ゴム支承の最大変形量 (P1)

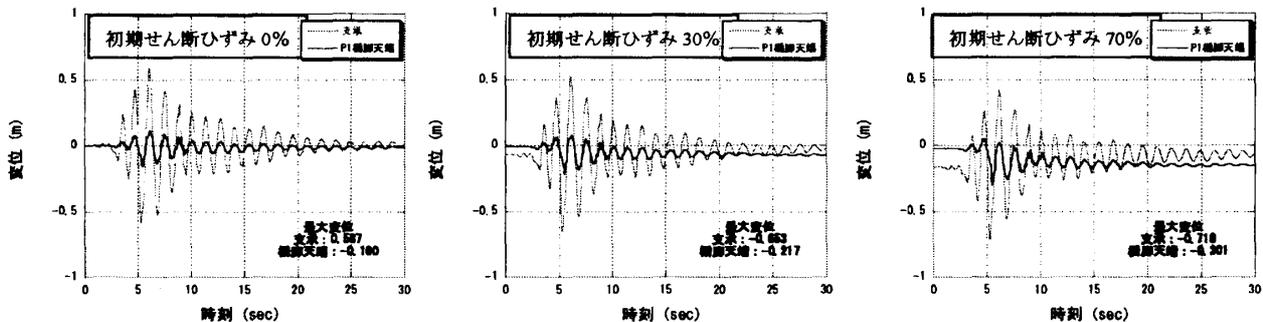


図-10 P1 橋脚上のゴム支承変形量とP1 橋脚天端の変位 (Type II-II-3)

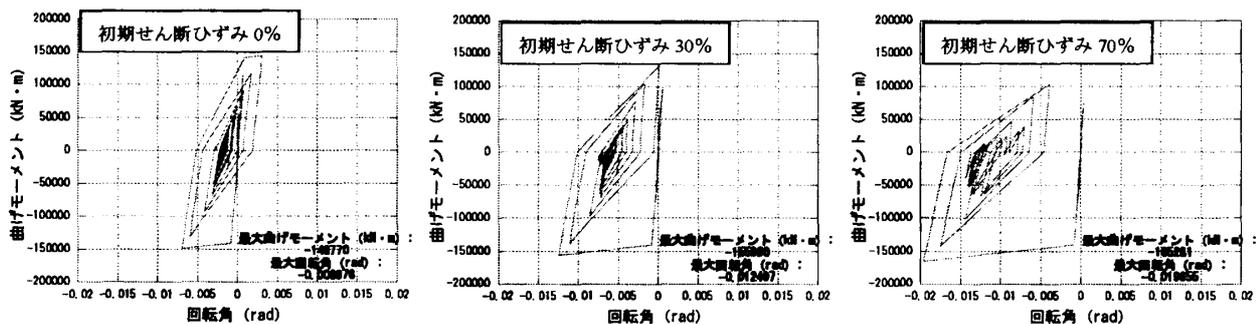


図-11 P1 橋脚基部弾塑性回転ばねの曲げモーメントと回転角の関係 (Type II-II-3)

### 3. 2 支承の応答

ゴム支承の最大変形量を図-9 に示す。図-9 よりゴム支承の最大変形量は初期せん断ひずみの増加につれて増加する傾向が認められる。ただし、ほとんどのケースで橋脚基部が塑性化していない Type I 地震動に対しては初期せん断ひずみの増加分がほぼそのまま 0%時の最大変形量に上乘せされている。一方、すべてのケースで橋脚基部が塑性化している Type II 地震動に対しては Type I 地震動に比べ 0%時の最大変形量に上乘せされる

量は相対的に少ない。これは、前述したように橋脚基部の早期の塑性化により減衰が増加して、図-8 のように上部構造の最大加速度が初期せん断ひずみ増加につれて漸減しているためと考えられる。

### 3. 3 3 支承と橋脚躯体の応答の相関性

Type II-II-3 に対するゴム支承変形量と橋脚天端の時刻歴応答変位をそれぞれ図-10 に、橋脚基部の曲げモーメントと回転角の関係を図-11 に示す。図-10 より、初期せん断ひずみ 0% のケースで P1 橋脚天端の最大変位

は負側で生じている。また、ゴム支承の変形からわかるように初期せん断ひずみ 30%と 70%のケースでは負側に力が作用した状態で地震力が作用しているため 7 秒付近の負側で塑性化が急激に進展しているのが確認できる。また、同様の影響により残留変位も負側で増加している。一方、P2 橋脚では逆に正側に力が作用した状態で地震力が作用したため、最大値の発生は初期せん断ひずみ 0%のケースと逆になり 7 秒付近の正側で塑性化が急激に進展した。残留変位も同様の理由で正側に生じた。

図-11 の曲げモーメントと回転角の関係では橋脚基部の塑性化の状況がさらに明瞭に確認できる。P1 橋脚では、初期せん断ひずみ 0%のケースで正負両側に塑性化しているが、初期せん断ひずみ 30%と 70%のケースでは負側に力が作用した状態で地震力が作用しているため、正側は弾性挙動となり負側のみに塑性化が進展している。逆に、P2 橋脚では正側に力が作用した状態で地震力が作用していたため、初期せん断ひずみ 30%のケースでは正負両側で塑性化が生じ、70%のケースでは負側は弾性挙動となり正側のみに塑性化が進展した。

このような現象は他の入力地震動においても生じている。ここで重要な点は P1, P2 橋脚で生じた応答は入力地震動の正負の位相のみに依存している点である。つまり、地震動の正負を逆向きにして作用させた場合には P1 橋脚で生じた応答がそのまま P2 橋脚で生じることとなる。したがって、温度等に起因する桁の伸縮による影響を考慮して単一の橋脚に着目して応答評価をする場合には地震動を作用させる向きにも注意を要する。

#### 4. 応答塑性率による橋脚の安全性の評価

本研究では橋脚の安全性を橋脚の応答塑性率 ( $\mu$ ) で評価する。橋脚の応答塑性率とは動的解析による橋脚躯体の応答変位 ( $\delta$ ) を降伏変位 ( $\delta_y$ ) で除した値 ( $\mu = \delta / \delta_y$ ) である。

道路橋示方書<sup>1)</sup>より Type I 地震動と Type II 地震動における耐震性能 2 における許容塑性率を算出し、橋脚の安全性の照査を行った。Type II-II-3 に対する橋脚の応答塑性率の時刻歴をそれぞれ図-12 に示す。また初期せ

ん断ひずみと橋脚の最大応答塑性率の関係を図-13, 14 に示す。ここで、橋脚の応答塑性率は橋脚躯体の応答変位に対するものであり、基礎の回転の影響は含んでいない。

図-12 より初期せん断ひずみ 0%のケースで応答塑性率の最大値は負側で生じている。また、P1 橋脚では初期せん断ひずみ 30%と 70%のケースでは橋脚天端と同様に負側に力が作用した状態で地震力が作用しているため 7 秒付近の負側で塑性率が急激に増加している。

一方、P2 橋脚では逆に正側に力が作用した状態で地震力が作用しているため、最大値の発生は逆になり 7 秒付近の正側で塑性率が急激に増加している。

図-13, 14 より橋脚の最大応答塑性率は初期せん断ひずみの増加につれて増加している。ただし、これまで述べてきたように P1 橋脚に対する Type II-II-2 や P2 橋脚に対する Type II-II-1, Type II-II-3 のように初期せん断ひずみ 0%のケースで最大応答塑性率が生じる向きと初期せん断ひずみにより生じる力が作用する向きが逆向きの地震動では、一度、最大応答塑性率が漸減した後、増加に転じている。このようなケースにおいても初期せん断ひずみが大きな領域では最大応答塑性率が増加する傾向は明らかである。たとえば P1 橋脚では初期せん断ひずみ 0%のケースで最大応答塑性率が 3.5 程度であったものが初期せん断ひずみ 70%のケースでは平均で 6.5 程度、最大では 8 程度まで増加している。ここで、検討対象としたモデルでは 3 波平均値は許容塑性率を満足している。初期せん断ひずみ 70%は地震時の降伏荷重  $P_y$  の約 0.3 倍に相当しているが、もし橋脚が温度等による不静定力に対して許容応力度に達するような場合には、橋脚に 0.5 $P_y$  程度の初期断面力が生じることもある。このような場合には、さらに大きな塑性化の進展が予想されるため注意を要する。

残留変位は初期せん断ひずみの増加につれて増加している。たとえば P1 橋脚では初期せん断ひずみ 0%のケースで残留変位が 2.5cm 程度であったものが初期せん断ひずみ 70%のケースでは平均で 10cm 程度と許容残留変位に達し、最大では 14cm 程度まで増加している。

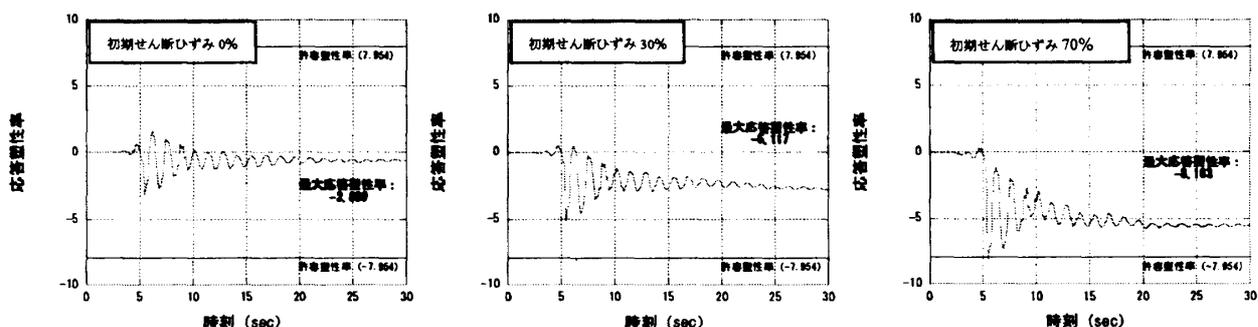


図-12 P1 橋脚の応答塑性率 (Type II-II-3)

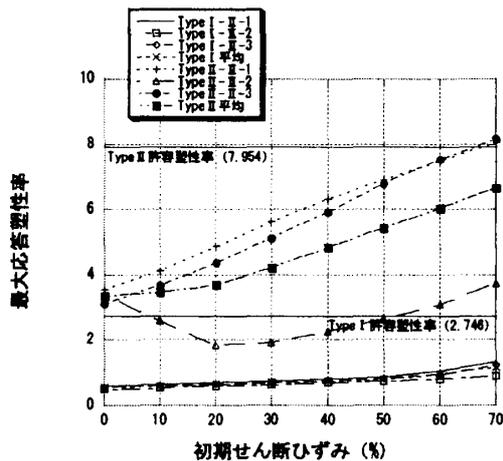


図-13 初期せん断ひずみと最大応答塑性率の関係 (P1)

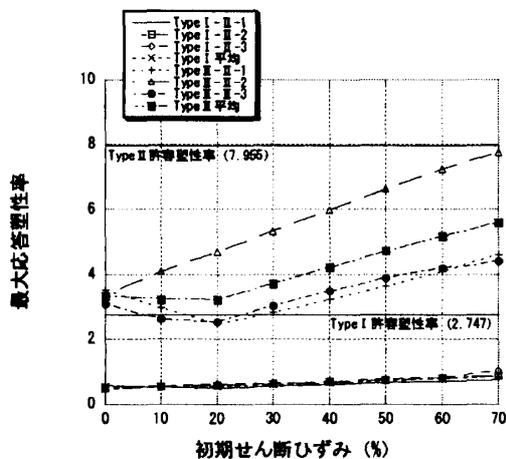


図-14 初期せん断ひずみと最大応答塑性率の関係 (P2)

ここでも最大応答塑性率と同様に最大応答塑性率が生じる向きと初期せん断ひずみにより生じる力が作用する向きが逆向きの地震動では、一度、残留変位が漸減した後、増加に転じている。このようなケースにおいても初期せん断ひずみが大きな領域では残留変位は増加している。

## 5. まとめ

本研究では温度変化等による桁の伸縮に基づく不静定力が橋梁の耐震性に与える影響を把握することを目的とし、試設計されたRC橋脚で支持される多径間連続箱桁形式の地震時水平力分散橋に基づき単径間骨組解析モデルを作成し、ゴム支承がせん断変形した状態でレベル2地震動を入力して非線形時刻歴応答解析を行った。以下に得られた知見をまとめて示す。

- ・ 温度変化による桁伸縮量を桁端部に節点力を与えることにより評価して、それらが橋梁の地震時挙動に与える影響を解析的に明らかにした。
- ・ 橋脚の最大応答塑性率は温度等の不静定力に起因する桁伸縮によりゴム支承に生じる初期せん断ひ

ずみの増加につれて増加する。

- ・ 残留変位も最大応答塑性率と同様に、温度による桁の伸縮によりゴム支承に生じる初期せん断ひずみの増加につれて増加する。
- ・ 最大応答塑性率や残留変位は最大値が生じる向きと初期せん断ひずみにより生じる力が作用する向きが同じ地震動では初期せん断ひずみの増加につれて一様に増加するが、逆向きの地震動では、一度、最大応答塑性率や残留変位が漸減した後、増加に転じる。
- ・ 温度等の不静定力に起因する桁の伸縮による影響を考慮して単一の橋脚に着目して応答評価をする場合には、入力地震動の位相の影響が顕著に現れるため、地震動を作用させる向きにも注意を要する。

以上の結果より温度変化等による桁の伸縮に基づく不静定力が橋脚の応答性状に与える影響が解析的に明らかとなった。また、橋脚の耐震性評価の指標となる応答塑性率が最大で2倍程度増加することや支承の変形が増大することが確認され、現象に即した評価が求められる性能照査型設計法への移行において、桁伸縮の影響を考慮することが耐震設計上の重要な課題であることが示された。今後は全体系モデルや異なる橋種での解析等を行い更に検討を進めていきたい。

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、論文作成にあたっては、熊本大学大学院自然科学研究科の松尾龍吾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，平成14年3月
- 2) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，平成16年4月
- 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,平成16年9月
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，平成2年2月
- 5) 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等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 pp.61-68,2005