

温度による桁の収縮の影響を考慮した P C 多点固定橋の応答評価に関する一考察

宇野裕恵¹, 松田泰治², 宮本宏一³, 柚木 浩一⁴, 長 悟史⁵, 田中 翔⁶, 篠田隆作⁷

¹オイレス工業株式会社 第三事業部 (〒 105-8584 東京都港区浜松町 1-30-5)

E-mail : huno @ oiles.co.jp

²熊本大学大学院教授, 自然科学研究科環境共生工学専攻 (〒 860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

E-mail : mazda@kumamoto-u.ac.jp

³日本技術開発株式会社, 九州支社道路・交通部 (〒 812-0013 福岡市博多区博多駅東 3-13-21)

E-mail : miyamotoko@jecc.co.jp

⁴JIPテクノサイエンス株式会社, 福岡テクノセンタ橋梁技術グループ (〒 812-0037 福岡市博多区御供所町 2-63)

E-mail : kouichi_yunoki@cm.jip-ts.co.jp

⁵日本技術開発株式会社, 九州支社道路・交通部 (〒 812-0013 福岡市博多区博多駅東 3-13-21)

E-mail : chousato@jecc.co.jp

⁶熊本大学大学院, 自然科学研究科社会環境工学専攻 (〒 860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

E-mail : 081d8824@st.kumamoto-u.ac.jp

⁷熊本大学工学部, 自然科学研究科社会環境工学科 (〒 860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

E-mail : 051t1439@st.kumamoto-u.ac.jp

近年, 耐震性, 走行性, 振動・騒音, 維持管理の向上を目指し, 多径間化が指向されている. また, III 種地盤では共振しにくい橋として, 多点固定橋が適用されている. しかし, 多点固定橋ではクリープや温度変化等による桁の伸縮に起因して不静定力が構造系に内蔵され, 地震時の挙動に影響を及ぼすことが考えられる. そこで, 本論文では P C 多点固定橋を対象に不静定量を考慮した動的挙動を把握し, 温度変化による桁収縮が地震時に及ぼす影響を評価した. 検討結果より, P C 多点固定橋の地震時応答では不静定量に相当する程度の変位が橋脚天端の応答変位に累加するが, 元々クリープ等の不静定量を考慮しているため, 温度変化による影響は大きくないことがわかった.

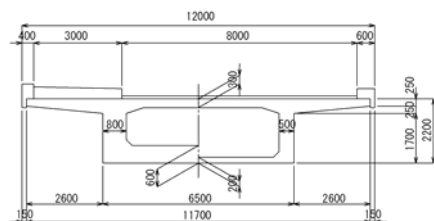
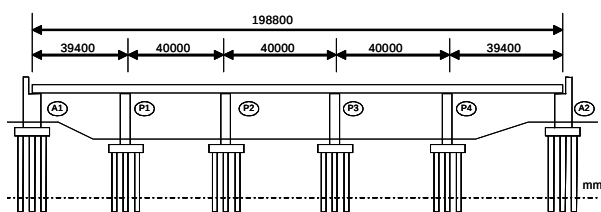
Key Words : temperature, statically indeterminate, multi fixed bridge, ductility factor, dynamic response analysis

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¹⁾. このため, P C 桁の耐震設計ではコンクリートのクリープ, プレストレスおよび乾燥収縮(以下, クリープ等という)の不静定量による影響が見込まれている.

一方, 平成 2 年の道路橋示方書の改訂時に, 地震時における温度の影響は設計で考慮すべき項目から削除された²⁾. しかし, 温度変化に起因する桁の伸縮による不静定力は, 支承部や橋脚に内部応力として常時作用しており, その状態で地震時慣性力が橋脚に作用する. ゴム支承で支持する桁の温度変化による桁伸縮は, ゴム支承のせん断変形により吸収されるため, 橋長が長くない橋では温

度変化が支承部^{3), 4)}および橋脚に与える影響は大きくない. しかし, 橋長の長い橋では地震時に不静定力が橋脚に与える影響を無視できない場合がある^{5), 6)}. これに対し, 多点固定橋では, 温度変化による桁伸縮の全てが橋脚に強制変形として作用するため, ゴム支承を用いた橋に比べて橋脚に作用する不静定力は大きくなりやすい. 多点固定橋ではクリープ等および温度変化に起因する桁伸縮による発生応力度を許容応力度以下となるように弾性設計しているが, 橋長が長くなるとその影響が大きくなるため, 橋長の長い橋には適用できない. したがって, 多点固定橋では不静定力による発生応力度は許容応力度近傍で設定されることが多い. しかし, 地震時に橋脚が塑性化すれば不静定力の多くが解放され, 同時に橋脚の塑性化が進行することが想定される. 平成 2 年当時の設計では塑性変形を考慮した動的耐震設計が一般化されてい



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

図-2 PC箱桁の断面図

表-1 不静定量と温度変化の影響の算出条件

		単位	設定値
温度変化	ΔT	度	-20
	線膨張係数 α	—	10×10^{-6}
乾燥収縮	コンクリートの乾燥収縮 ε	—	20×10^{-5}
クリープ	カーブ係数 ϕ	—	2.6
	PC鋼材引張力	kN	37,000
	コンクリート E_c	N/mm ²	3.1×10^4
	桁面積 A_G	m ²	7.115
プレストレス弾性変形	PC鋼材引張力	kN	37,000

なかったこともあり、不静定力の影響は十分に検証されているわけではない。したがって、設計者は橋の特性を把握し、温度変化による桁伸縮が地震時に与える影響が大きい場合には、その影響を地震時の検討に考慮することが重要である。

以上の背景から、本論文では温度変化による桁の伸縮が多点固定橋に与える影響を把握することを目的とし、RC橋脚を有するPC5径間連続箱桁橋に対してレベル2地震動における非線形時刻歴応答解析を実施した。

2. 検討対象橋と解析条件

(1) 検討対象橋

検討の対象とした橋は、図-1に示す橋長約200mのPC5径間連続箱桁橋であり、桁断面は図-2に示すようである。この橋は、道路橋示方書¹⁾で規定される地域区分AのⅡ種地盤に位置し、常時状態でクリープ等や温度変化の不静定量による橋脚の発生応力度は許容応力度を満足している。不静定量の算定条件および算定値をそれぞれ表-1および表-2に示す。橋脚は図-3に示すよ

表-2 不静定量と温度変化の影響の算出

	單 位	P1	P2	P3	P4
下部工剛性(支座位置換算)		132.19	132.19	132.19	132.19
橋脚躯体剛性(支座位置換算)	kN/mm	1181.25	1181.25	1181.25	1181.25
基礎剛性(支座位置換算)		148.86	148.86	148.86	148.86
支点移動量	温度変化(20度)	11.540	3.816	-3.816	-11.540
	①乾燥収縮	11.540	3.816	-3.816	-11.540
	②ｸﾚｰﾌ	25.116	8.322	-8.322	-25.116
	③ﾌﾛｰﾄﾞｽﾄﾚｽ	9.679	3.201	-3.201	-9.679
	合計(①+②+③)	46.335	15.339	-15.339	-46.335
	橋脚変位量	5.19	1.72	-1.72	-5.19
基礎変位量	合計(①+②+③)	41.15	13.62	-13.62	-41.15

表-3 橋脚の耐震性能

橋 脚		P1(P4)	P2(P3)
最大応答変位 (mm)	Type I	0.054	0.018
	Type II	0.120	0.073
降伏変位 (mm)	—	0.032	0.031
終局変位 (mm)	—	0.179	0.185
最大応答塑性率	Type I	1.692	0.591
	Type II	3.746	2.35
許容塑性率	Type I	2.531	2.656
	Type II	4.063	4.312

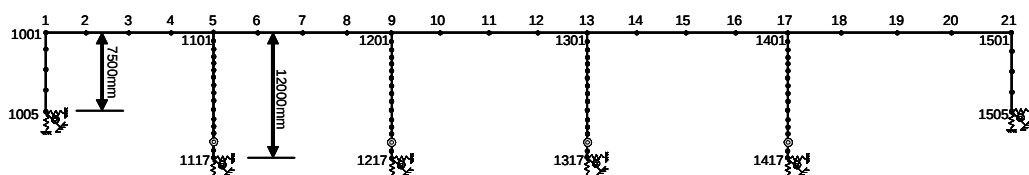


圖一 3 橋脚断面

うな3.0×7.0mの平面寸法の矩形断面であり、主鉄筋はD35を125mmピッチで2段に配筋している。この橋脚の耐震設計では、温度変化以外のクリープ等の不静定量を考慮したレベル2地震動に対するP1とP4橋脚の最大応答塑性率 μ は3.746と、許容応答塑性率4.063より小さい。

(2) 解析モデルと動的解析条件

解析モデルは、図－４に示すような５径間骨組解析モデルである。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、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¹⁾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、桁を３％、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において粘性減衰が過大に発現しないように１次の固有振動数と５０Hzの組み合わせ⁷⁾を採用した。固有値解析より１次の固有振動数は１．７０２Hzであり、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０．０８８が得られたので、５０Hzの第二基準振動数に対する減衰定数も０．０８８とした。 α および β の値はそれぞれ１．８４７４７７４および



図－４ 解析モデル



図－５ 節点変位载荷イメージ

0.00030である。数値計算方法はNewmark' β method ($\beta = 0.25$)で、時間刻みは0.002秒とした。検討用の入力地震波は道路橋示方書¹⁾に示されているⅡ種地盤の標準波6波である。地震波の入力方向は正方向のみであるが、左右対称モデルであるので負方向に入力した場合の応答は正方向に入力した応答の左右逆対称となる。すなわち、P4の正方向に入力した応答の符号を変えた値が、負方向に入力したP1の応答に相当する^{8), 9)}。

(3) 不静定量の解析モデルへの評価

不静定量による桁収縮状態は、図－５に示すように桁の両端に等価な節点変位を与えることにより再現した。ここで、同図に示すように右側方向を正とする。温度変化による不静定量はクリープ等の不静定量と同じ方向を対象とし、低温時の桁収縮を考慮した。こうして静的解析で求めた応力・変位を引き継いだモデルに対して直接積分法による時刻歴応答解析を行った。温度変化量は道路橋示方書に示されている温度範囲40度の1/2である20度を基本とした。解析ケースは、①不静定量が作用していない状態(以下、初期状態)、②クリープ等の不静定量のみが作用している状態、それに加え③-10度、④-20度、⑤-30度および⑥-40度の温度変化を考慮した状態とした。ここで、-30度と-40度は参考値である。

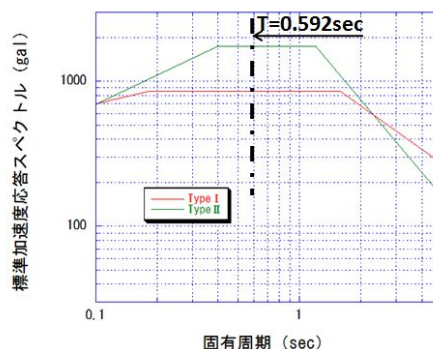
3. 動的解析結果と考察

温度変化による桁伸縮が橋脚の動的解析の応答結果に与える影響を上部構造および橋脚について評価した。

(1) 上部構造および橋脚躯体の応答

図－６にⅡ種地盤の標準加速度応答スペクトルを示す。本モデルの固有周期は0.59secであることから、Type I 地震動による応答は総じて小さく、Type II 地震動の応答が支配的となっている。

入力地震波による上部構造および橋脚の最大応答変位



図－６ Ⅱ種地盤の標準加速度応答スペクトル

をそれぞれ図－７～図－９に、上部構造および橋脚天端の最大応答加速度をそれぞれ図－１０～図－１２に示す。最大値に対する地震波入力方向の影響を把握できるように正負の符号を付して示した。

上部構造の最大応答変位は不静定量に対してわずかに増減しているが、一定の傾向を示しているわけではない。橋脚天端の最大応答変位は不静定量の増大につれて増大する傾向が見られる。上部構造の最大加速度および橋脚天端の最大応答加速度は、わずかに増減しているが、特に傾向は認められない。

一方、不静定量のない初期状態での橋脚の最大応答加速度から、Type II 地震動では二波目の応答が大きくなる方向は一波目および三波目と逆になっていることがわかる。これは地震波の主要動方向が異なる場合に発現する現象である^{8), 9)}。このように地震動が大きく影響する方向と不静定量の方向が逆となる場合では、初期状態で小さい方の応答値であったものが、不静定量が増加するにつれて大きくなり、やがて支配的な応答になる傾向にある。

Type II-Ⅱ-3の地震波を代表として、正方向および負方向に入力した橋脚天端の時刻歴応答塑性率を、(a) 初期状態、(b) クリープ等の不静定量作用状態および(c) それに-20度を加えた状態についてそれぞれ図－１４および図－１５に示す。また、橋脚基部の曲げモーメントと回転角の関係を、同様な状態についてそれぞれ図－１６および図－１７に示す。

(2) 橋脚躯体の応答

初期状態ではP1橋脚天端の最大応答塑性率は正側で生じ、これに不静定量が大きくなると正側に増大している。

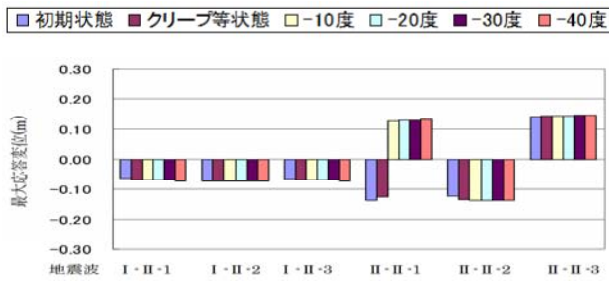


図-7 上部構造の最大応答変位

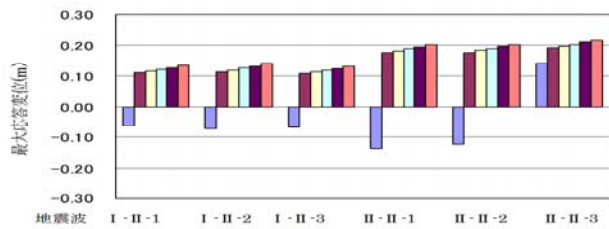


図-8 P1橋脚の最大応答変位

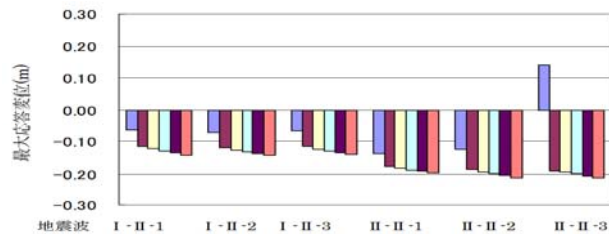


図-9 P4橋脚の最大応答変位

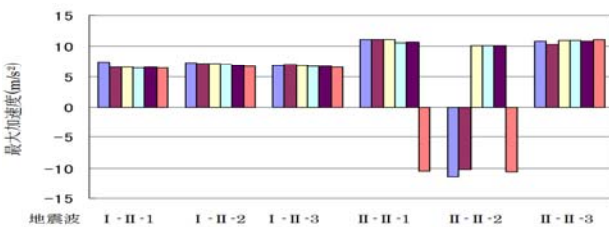


図-10 上部構造の最大加速度

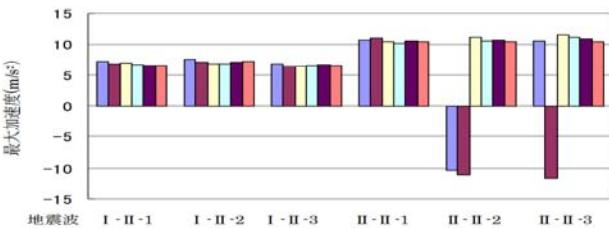


図-11 P1橋脚の最大応答加速度

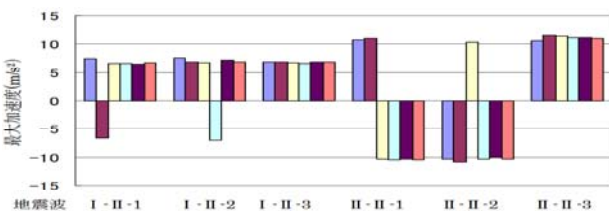
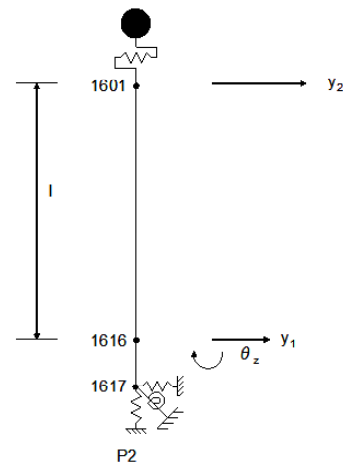


図-12 P4橋脚の最大応答加速度



$$\delta = y_2 - y_1 - l\theta_z$$

δ : 橋脚躯体の応答変位

y_2 : 橋脚天端の水平応答変位

y_1 : 橋脚基部の水平応答

l : 橋脚の長さ

θ_z : 橋脚下端部の z 軸周りの応答

図-13 橋脚躯体の応答変位のイメージ

また、時刻歴応答変位図より4秒付近で塑性化が進展し、残留変位も正側で増大している。一方、P4橋脚では不静定量が大きくなるとP1橋脚とは逆の負側に応答塑性率が増大し、同様に時刻歴図より4秒付近で塑性化が進展して負側の応答塑性率が大きくなっている。残留変位についても同様に負側に大きくなっている。特に、橋脚基部の曲げモーメントと回転角の関係より、上記した橋脚基部の塑性化状況が明瞭に確認できる。すなわち、初期状態で正負両側に塑性化し、正側の方が大きかったものが、P1橋脚ではオフセット量が大きくなると負側では弾性挙動となり、正側のみに塑性化が進展している。逆に、P4橋脚では不静定量が大きくなると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。

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 μ 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 δ を降伏変位 δ_y で除した値である。橋脚躯体の応答変位 δ とは、橋脚天端の水平応答変位 y_2 から、橋脚基部の水平応答変位 y_1 と橋脚基部の回転による変位 {橋脚の長さ (l) と橋脚下端部の z 軸周りの回転角 (θ_z) の積} を引いた値である。図-13に橋脚躯体の応答変位と他の応答値との関係を示す。

道路橋示方書¹⁾より耐震性能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 IおよびType II地震動における橋脚の応答塑性率の最大値と最小値を

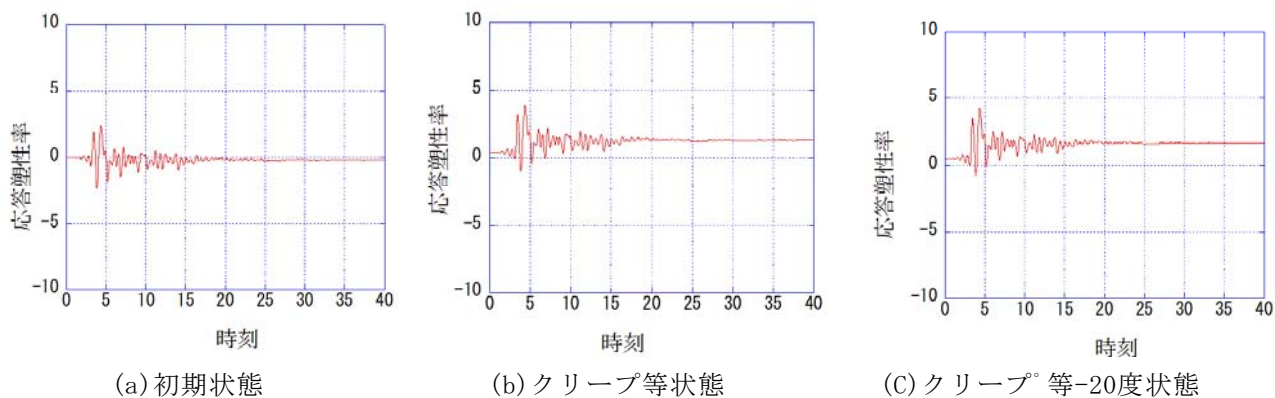


図-14 P1橋脚天端の時刻歴応答変位 (Type II-II-3)

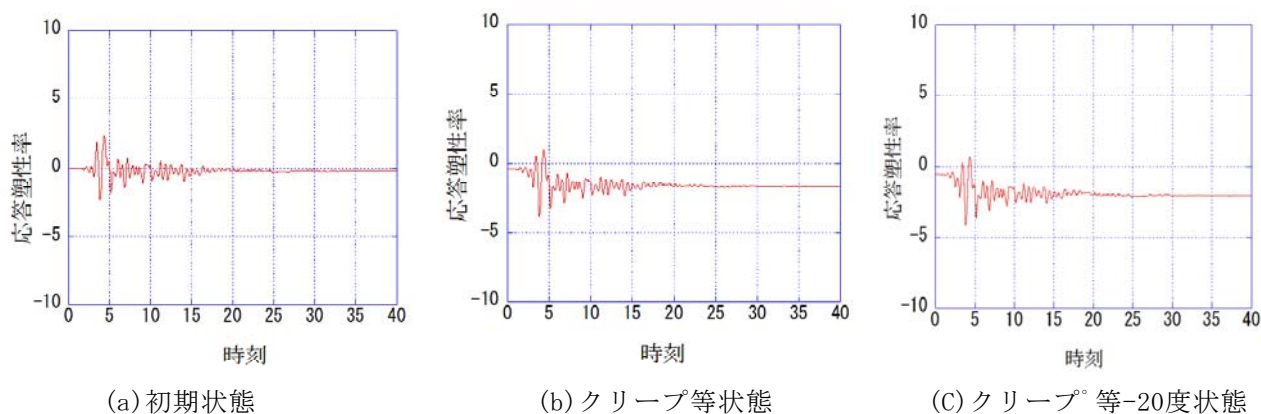


図-15 P1橋脚天端の時刻歴応答変位 (Type II-II-3)

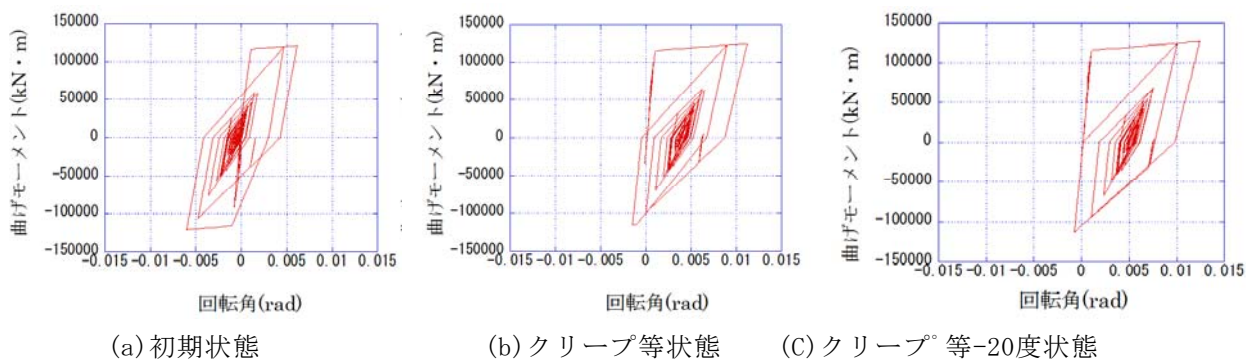


図-16 P1橋脚基部の弾塑性回転ばねの曲げモーメントと回転角 (Type II-II-3)

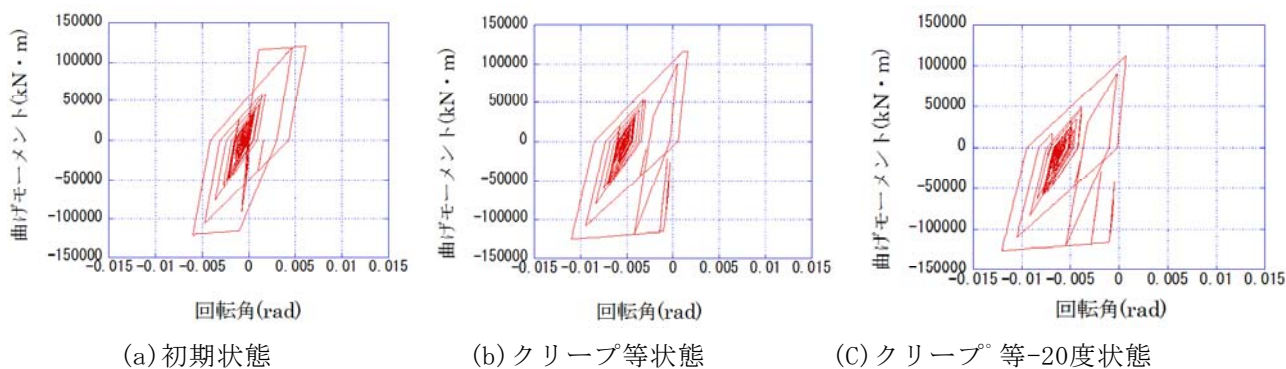
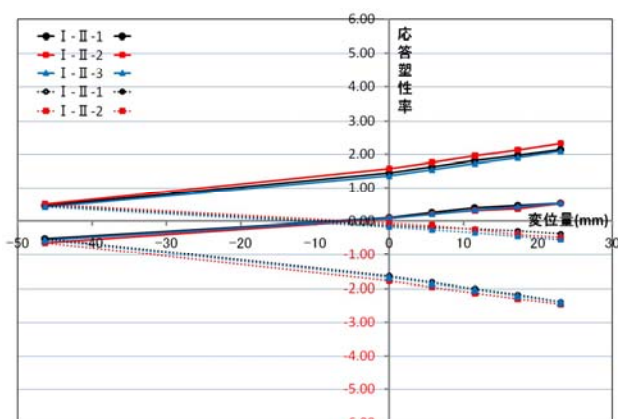
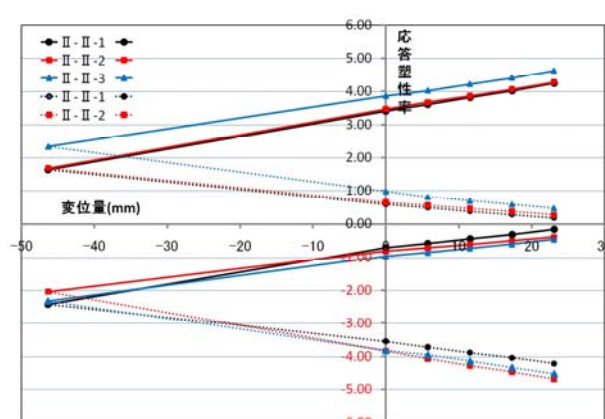


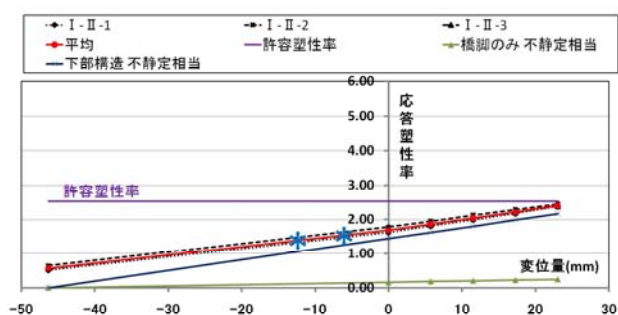
図-17 P4橋脚基部の弾塑性回転ばねの曲げモーメントと回転角 (Type II-II-3)



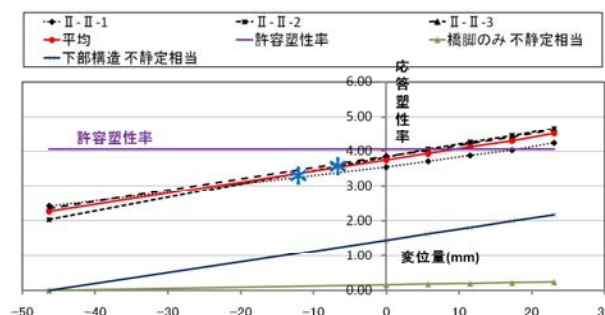
図－１８ 橋脚の応答塑性率（Type I 各波）



図－１９ 橋脚の応答塑性率（Type II 各波）



図－２０ 橋脚の応答塑性率（Type I 3波平均）



図－２１ 橋脚の応答塑性率（Type II 3波平均）

横軸に不静定量をとり、それぞれ図－１８および図－１９に示す。ここで、P1橋脚とP4橋脚の応答塑性率より、地震波を正方向と負方向にそれぞれ入力としたP1橋脚の応答塑性率として一つの図に示した。同図では温度変化以外のクリープ等の不静定量を考慮した設計状態をY軸とし、標準温度からの温度変化を-10、-20、-30、-40度とした応答塑性率をY軸から右方向にマーカで示している。Y軸から左側に位置する線図の左端-46.3mmでの応答塑性率は、不静定力を考慮していない状態での応答塑性率に相当し、P1橋脚、P4橋脚共に最大値と最小値は同じである。これに、クリープ等や温度の不静定量が加わると、P1橋脚では右上がりの傾向になって正側の、P4橋脚では右下がりの傾向になって負側の応答塑性率の絶対値が大きくなる。

ここで、P1橋脚およびP4橋脚の応答塑性率を用いてType I およびType II 地震動における正方向および負方向に入力した地震波ごとの最大応答塑性率および3波平均した値をそれぞれ図－２０および図－２１に示す。これより、Type I では不静定量のない初期状態で応答塑性率0.572と弾性応答していたものが、クリープ等の不静定量を考慮することによって応答塑性率は1.692と大きくなるが、許容塑性率2.531より小さい。さらに、温度変化-20度を考慮しても応答塑性率は2.050と、0.358しか大きくなり許容塑性率2.531を満足している。一方、Type II では不

静定量のない状態で応答塑性率は2.264であったものが、クリープ等の不静定量を考慮することによって応答塑性率は3.746と大きくなるが、許容塑性率4.063より小さい。さらに、温度変化-20度を考慮することによって応答塑性率は4.118と0.372大きくなり、許容塑性率4.063を僅かに上回っているものの、設計時に満足させることも十分に可能である。また、施工時の温度に10度の誤差を考慮して-30度の温度変化を考慮しても、応答塑性率は3.293と僅かに大きくなる程度で、耐震性に大きく影響するものではない。このように温度変化の影響は小さく、本橋のようなPC多点固定橋では、温度変化の影響は問題になりにくい。これは、不静定量全体に占める温度変化による不静定量の比率が小さいことによる。なお、温度変化が高温側では、応答塑性率は同図のY軸より左側近傍の*で示した程度となり、標準温度時の応答塑性率に比べて必ず低減する。

同図には、常時状態における不静定量による橋脚のみの変位および橋脚天端の絶対変位を橋脚の降伏変位で除した値を併記している。橋脚天端の絶対変位は不静定量に相当し、TYPE I での応答塑性率は不静定量程の増加はない。これに対して、TYPE II での応答塑性率は不静定量に匹敵する増加量となっている。すなわち、橋脚が大きく塑性化する場合には、下部構造全体に作用していた不静定力の大部分が橋脚の塑性化により一気に解放された

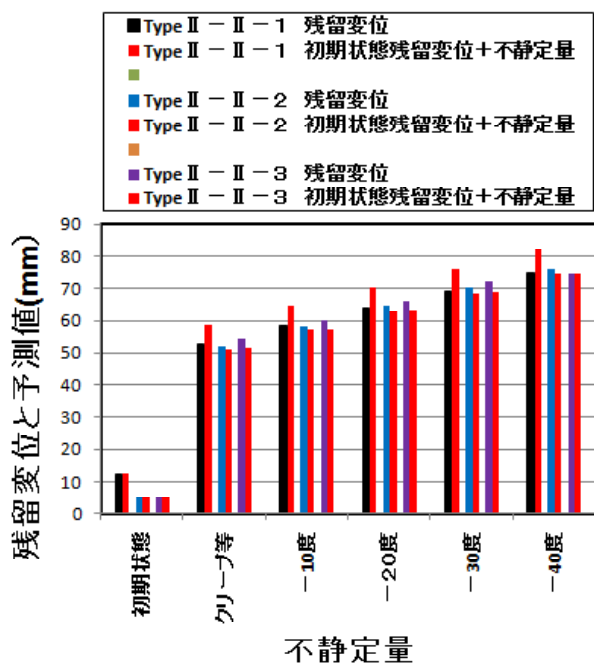


図-2.2 残留変位と推定値の比較 (Type II)

と考えられる。図-2.0および図-2.1からも最大応答塑性率が一気に進行したことがわかる。すなわち、多点固定橋で地震時に大きく塑性化する場合には、下部構造全体に作用していた不静定力の多くが解放されたと考えられる。したがって、Ⅲ種地盤では基礎の変形により不静定量が大きくなるので、変位としての不静定量に留意しておく必要がある。

一方、Type II地震動の残留変位を図-2.2に示す。残留変位は不静定量が大きくなるにしたがい、ほぼ比例的に大きくなっているが、全ての残留変位は許容残留変位である橋脚高さの1/100の120mm以下となっている。同図には、各残留変位の横に初期状態での残留変位に不静定量を単純に足し合わせた値を併記している。前述と同様に、多点固定構造では不静定量そのものが橋脚に対して強制変位として発現するため、塑性化時に不静定量を一気に解放することにより、残留変位は不静定量が初期状態の残留変位に累加された値に近似していることがわかる。

5. まとめ

本研究では、PC多点固定構造について不静定量による桁の伸縮が橋の耐震性に与える影響を把握し、温度変化による影響を評価した。本研究で得られた知見を以下にまとめる

- ① 橋脚の最大応答塑性率は不静定量により増加し、大きく塑性化する場合には不静定量に相当する程度（不

静定量／橋脚の降伏変位）の増加が見られる。

- ② 設計にクリープ等の不静定力を考慮しているため、標準温度より低温状態での地震時では応答が増大し、標準温度より高温状態での地震時では応答は低減する。
- ③ 温度変化による不静定量がレベル2地震動に与える影響は大きくない。これは、PC多点固定橋では温度変化による不静定量が不静定量全体に比べて小さいことによる。ただし、施工手順によっては影響が大きくなることが考えられる。
- ④ 残留変位は最大応答塑性率と同様に、温度変化による桁の伸縮の増大につれて増大する。応答塑性率の増大量は、初期状態での応答塑性率に不静定量の相当分程度である。
- ⑤ 最大応答塑性率は地震波の入力方向により応答が異なる。したがって、不静定量を考慮する動的解析では、地震波を正方向と負方向の両方向に入力させる必要がある。

6. おわりに

本論文では、Ⅱ種地盤に位置するPC多点固定橋を対象に、温度変化により桁が伸縮している状態での地震時の挙動を検討した。この結果、温度変化は地震時の応答に大きな影響を与えないことがわかった。これは、PC多点固定橋では、クリープ、乾燥収縮、プレストレスおよび温度変化による不静定量が生じるが、常時状態の設計で不静定量の絶対量に制約を受けるため、温度変化の不静定量は必然的に小さく設定することによる。しかし、クリープ等による不静定量の影響を受けにくいように施工して多径間化を図れば、温度変化による不静定量が大きくなり、温度変化による不静定量が地震時挙動に大きく影響するようになることが懸念される。特に、Ⅲ種地盤では基礎の回転変形能により大きい不静定量が吸収されているので、地震時への影響が大きくなることを懸念される。また、橋種によっても温度変化の影響度は異なると考えられるので、他の橋種についても検討を進めたい。

謝辞：本研究を進めるに当たり、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、オリエンタル建設株式会社福岡支部技術部の角本周氏の両名には、貴重な御助言をいただいた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002.3
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1990.2
- 3) (社)日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.4
- 4) 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.301-302,2004.9
- 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，Vol.30，No.3，pp.1039-1044，2008.7
- 6) 松田泰治，宇野裕恵，宮本宏一，柚木浩一，長悟史，松尾龍吾：多径間連続橋の地震時挙動に及ぼす温度荷重の影響に関する研究，土木学会応用力学論文集，Vol.11，pp.1081-1090，2008.8
- 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.61-68,2005.1
- 8) 宇野裕恵，松田泰治，長悟史，松田宏，宮本宏一，柚木浩一，角本周，松尾龍吾：地震波の入力方向が応答に及ぼす影響，土木学会第63回年次学術講演会，第一部門，pp.265-266，2008.9
- 9) 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，PP.331-338，2009.1

EVALUATION ON DYNAMIC RESPONSE OF PC BRIDGE WITH MULTI FIXED SUPPORTS CONSIDERING CONTRACTION OF GIRDER CAUSED BY TEMPERATURE CHANGE

Hiroshige UNO, Taiji MAZDA, Shinichi MIYAMOTO, Koichi YUNOKI, Satoshi TYOU, Shou TANAKA
and Ryouzaku SHINODA

Recently, application of continuous bridge became popular. On the other hand, consideration both of seismic load and thermal stress is very important issue for design of multi-span continuous bridge, but current specification for highway bridges doesn't request the inspection of the effect on expansion and contraction of girder caused by temperature change during earthquake. This paper presents the result of dynamic response analysis of 5 continuous-span prestressed concrete bridge considering the statically effect of temperature and creep etc. by nodal force at the end of a girder. As a result, ductility factor of piers increases as temperature increases. Furthermore, residual displacement also increases due to the same reason. But, it is found that the effect of temperature is little. Because, the temperature is one of statically indeterminate and the other factors(creep etc.) is already considered in seismic design according to japan road specification.