

水平 2 方向地震動の強度評価と偏心 RC 橋脚の動的非線形応答特性

Intensity of bi-directional earthquake motions and dynamic inelastic response of
eccentric reinforced concrete piers subjected to bi-directional motions

青戸 弘起*, 吉川 弘道**

Hiroki Aoto, Hiromichi Yoshikawa

*修士(工学), 武蔵工業大学客員研究員, 都市基盤工学専攻(〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

** 工博, 武蔵工業大学教授, 工学部都市工学科(〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

The bi-axial behavior due to three-dimensional motions of earthquake and the eccentricity of the structure is shown in structures at the earthquake. At first, we investigate the intensity of the sub-directional motion crossed to the strongest directional motions from some strong earthquake records. Then, we calculate the maximum inelastic response of eccentric reinforced concrete piers for bridges subjected to bi-directional motions expressed. As a result of this study, the intensity of the sub-directional motion is important in order to estimate the inelastic response and the damage of concrete piers.

Key Words: dynamic inelastic response, bi-directional motions, reinforced concrete

キーワード: 動的非線形応答, 水平 2 方向地震入力, 鉄筋コンクリート橋脚

1. はじめに

地震動は多方向から作用し、構造物は様々な方向に振動する 3 次元的な複雑な挙動となる。地震時の安全性検討においては、現実の荷重状態をより正確に反映することが望ましい¹⁾。

橋梁の地震時安全性検討は、現在、水平 1 方向入力による地震応答に基づき実施されている。橋軸方向と橋軸直角方向に地震動を別々に作用させ、柱部材は、それぞれ 1 軸曲げ作用下の部材性能と比較する方法が主流である。現実の地震動を受ける柱部材は、主に、水平 2 方向からの地震入力により、2 軸曲げ作用下の非線形部材となる。このような、現実と異なる地震入力で設計された橋梁に対し、安全性の議論は十分でない²⁾。また、強震時における鉄筋コンクリート柱部材は、強い材料非線形性を示すため、橋軸方向と橋軸直角方向の応答を独立に解析し、合成することはできない^{3,4)}。従って、鉄筋コンクリート柱部材に対する地震時の安全性検討は、2 軸曲げ作用下の挙動を表せる非線形解析手法を用いるとともに⁵⁾、現実と同様、水平 2 方向の地震入力を同時に考慮すべきである⁶⁾。

一方、断層モデルを用いて、水平 2 方向成分と鉛直成分から成る 3 次元地震動波形の予測が可能になりつつあ

るが、現状では、特殊橋梁に対する検討に限られている。一般橋梁についても、水平 2 方向成分を同時に考慮した地震時の安全性検討を行うには、より簡便な扱い方を確立する必要がある。

そこで、本論では、次の 2 点に着眼し、議論を行うものである。前半は、近年の強震記録から求めた弾性加速度応答スペクトルを用いて、地震動の水平成分に関して強度が最大となる主軸成分を明らかにし、それと直交する副軸成分の地震動強度を算定する⁷⁾。これにより、水平 2 方向の地震入力を、より簡便/合理的に扱う方法を提案するものである。後半では、鉄筋コンクリート偏心橋脚に対し、動的非線形応答解析による数値シミュレーションを実施し、水平 2 方向地震入力の副軸成分の強度が、最大応答変位、ならびに、損傷状態に及ぼす影響について、解析/整理するものである。

2. 直交する水平 2 方向地震入力の強度

直交する水平 2 方向の地震動の強度関係については、それぞれの加速度応答スペクトルの比率を、断層走行の向きに着目して求めた例がいくつかある^{たとえ 10) 11)}。本論では、地震動強度が卓越する方向に着目するため、断層の向きではなく、加速度応答スペクトル値が最も卓越す

る方向に着目する。加速度応答スペクトル値が最も卓越する方向の地震動成分を本論では主軸成分と呼ぶこととし、それに直交する成分との強度の比率によって、直交する水平2方向の地震動の特性を表現する。ここでは、まず、多数の強震測記録を用いて、地震動の水平成分の強度特性を考察し、主軸成分の抽出を行う。そして、主軸成分と副軸成分の強度を求め、これに基づき、具体的に強度の比率を算定する。地震動の強度は、加速度応答スペクトル(弾性最大応答加速度)によって評価することとする。

2.1 地震動の水平成分の特性

図-1は、各強震記録に対する、固有周期1秒における弾性応答の最大値を表すものである。具体的には、水平2成分の強震記録より、観測方向を含めた全方向成分(実際には 10° 毎)について弾性応答を求め、その最大値を結ぶことにより得られる⁹⁾⁷⁾。同図(a)(b)は、兵庫県南部地震における代表的な2つの強震記録より、(c)~(i)は、*K-NET*⁸⁾における代表的な強震記録(計測震度5.5以上)より求めたものである。図中に示した θ_{MAX} は、全方向中で弾性応答が最大となる方向を表す。図中には、その位置と値、および、それと直交する方向の値についても示している。これらの図をみると、くびれをもつ楕円形状を示しており、水平成分の強度には明確な卓越方向が読み取れる。加えて、強震記録の観測成分(南北: $\theta=0^\circ$, 東西: $\theta=90^\circ$)と異なる方向で、水平成分の最大強度が生じていることがわかる⁹⁾。本論では、地震動の水平成分について、強度が最大となる方向の成分を主軸成分と呼び、これに直交する成分を副軸成分と定義する。

図-2は、図-1(a)に用いた強震記録について、 10° 毎の方向の成分についてそれぞれ加速度応答スペクトルを求め、これらを併記したものである。図中の最大値を結んだ $S_a(T, \theta_{MAX})$ は、各固有周期ごとに求まる、主軸成分の加速度応答最大値である。副軸成分の加速度応答最大値を結んだ $S_a(T, \theta_{MAX}+90^\circ)$ を並記しているが、同図

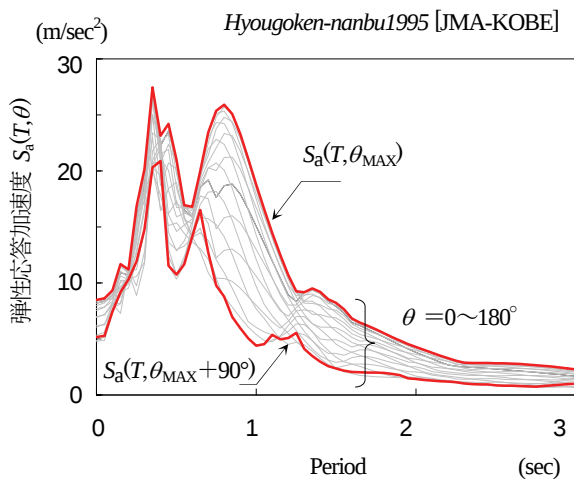


図-2 加速度応答スペクトルの例

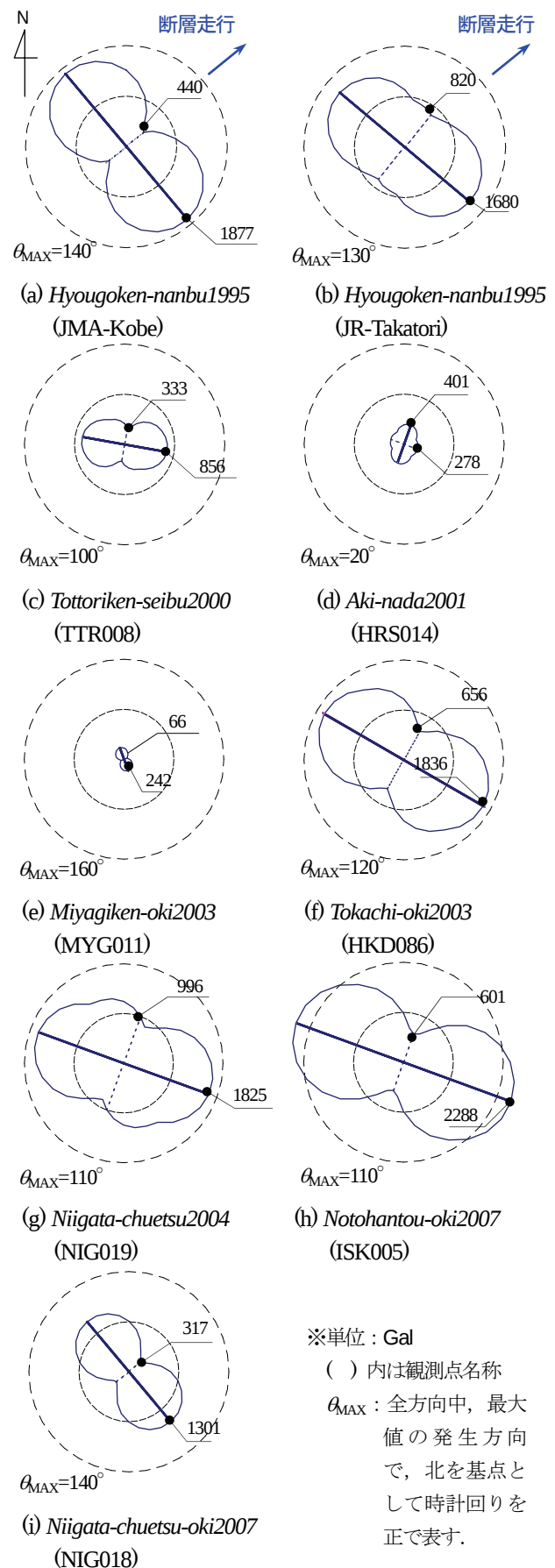


図-1 各方向の弾性応答最大値
($T=1$ 秒, $h=5\%$)

の最低値にほぼ一致していることがわかる。

以上より、地震動の水平成分は、次のような特徴をもつものと整理できる。

- ・強度について、明確な卓越方向をもつ。
- ・卓越方向に直交する成分の強度は、全方向成分中、ほぼ最低値に相当する。

本論では、前者の成分を主軸成分、後者の成分を副軸成分と定義する(再掲)。

2.2 地震動の水平2方向入力強度

ここでは、地震動の水平成分について、副軸成分の強度に着目し、直行する主軸成分の強度に対する比率を算定する。直行する水平2方向地震入力の強度比 $\xi(T)$ を、式(1)により定義する。 $\xi(T)$ は1以下の値となる。

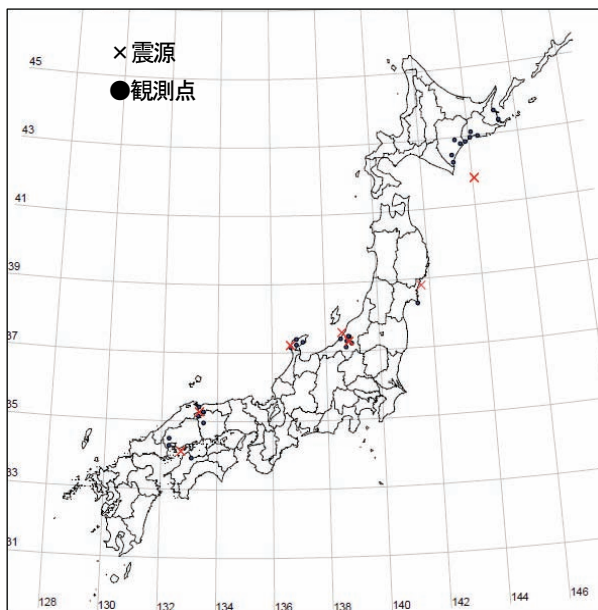


図-3 震源位置と観測位置

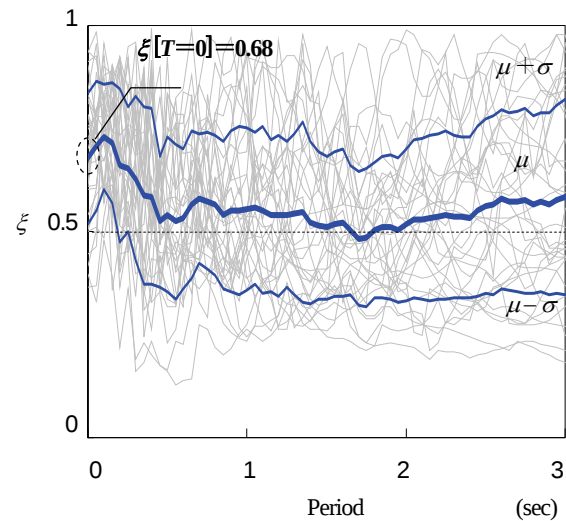


図-4 水平2方向地震動の強度比 ξ

表-1 分析に用いた観測記録

発生年月日	地震名称	マグネ チュード	記録数 (組)*
2000年10月6日	鳥取県西部	7.3	4
2001年3月24日	安芸灘	6.7	3
2003年5月26日	(宮城県沖)	7.1	1
2003年9月26日	十勝沖	8.0	10
2004年10月23日	新潟県中越地方	6.8	5
2007年3月25日	能登半島沖	6.9	4
2007年7月16日	新潟県上中越沖	6.8	2
合計			29

*計測震度5.5(気象庁震度階6弱)以上の地点の観測記録

表-2 直行する水平2方向の地震入力の強度比 $\xi(T)$

発生年月日	地震名称	$\xi(T)$							
		T=0 秒		T=0.5 秒		T=1 秒		T=0~5 秒の平均	
		μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ
2000年10月6日	鳥取県西部	0.69	0.23	0.41	0.15	0.52	0.16	0.46	0.17
2001年3月24日	安芸灘	0.52	0.08	0.62	0.13	0.60	0.13	0.56	0.14
2003年5月26日	(宮城県沖)	0.62	-	0.52	-	0.28	-	0.43	0.14
2003年9月26日	十勝沖	0.79	0.11	0.58	0.18	0.70	0.20	0.59	0.19
2004年10月23日	新潟県中越地方	0.61	0.11	0.58	0.24	0.62	0.18	0.55	0.18
2007年3月25日	能登半島沖	0.63	0.18	0.42	0.20	0.38	0.20	0.52	0.22
2007年7月16日	新潟県上中越沖	0.59	0.24	0.48	0.27	0.38	0.19	0.55	0.18
全体		0.68	0.16	0.54	0.19	0.56	0.20	0.54	0.19

$$\xi(T) = S_a(T, \theta_{\text{MAX}} + 90^\circ) / S_a(T, \theta_{\text{MAX}}) \quad (1)$$

ここに、 θ_{MAX} ：固有周期 T における主軸成分の方向($^\circ$)、 $S_a(T, \theta)$ ：固有周期 T における θ 方向の最大応答加速度、である (θ は、北を基点として時計回りを正で表す)。よって、(1)式において、分母は主軸成分の強度、分子は副軸成分の強度となる。

表-1 に示す、7 地震 29 組の強震記録をもとに、 $\xi(T)$ を算定する。この表は、被害地震のうち、 $K\text{-NET}$ ⁹⁾で観測された、計測震度 5.5(気象庁震度階 6 弱)以上の強震記録の数を示している。図-3 は、表-1 に挙げた、地震の震源位置と強震記録の観測点である。今回用いた強震記録は、震源近傍の観測記録であることがわかる。

図-4 に、式(1)で示した強度比 $\xi(T)$ の算定結果を示す。図は、表-1 に示した 29 組の強震記録の $\xi(T)$ を重ねたものである。各固有周期 T 毎に、平均値 μ および標準偏差 σ を算定し、 μ 、および、 $\mu \pm \sigma$ を、図中に濃く描いている。 $\xi(T)$ は、強震記録間で大きくばらつき、その平均値 μ は $0.48 \sim 0.73$ 、 $\mu + \sigma$ の値は $0.63 \sim 0.89$ で変化している。0.5 秒以下の短周期領域では、 μ が大きくなる傾向がみられる。固有周期 $T=0$ 秒における $\xi(T)$ は、地震動の加速度振幅に対する値を表すもので、 $\mu=0.68$ であった。表-2 は、 $T=0, 0.5, 1.0$ 秒および 0~5 秒区間における $\xi(T)$ について、平均値 μ 、および、標準偏差 σ を、地震毎に示したものである。地震毎に平均値 μ 、標準偏差 σ は変動している。 $T=0 \sim 5$ 秒における全地震動の平均値は 0.54 であり、 $T=0.5$ 、および、1.0 秒の時の全地震動平均値とほぼ同じであることから、 $T=0.5$ 秒以降は、 $\xi(T)$ の平均値は大きく変動しない特性を持つものと推察される。

従って、地震動の副軸成分は、平均すると主軸成分の 50%~70% 程度の強度を持つといえる。水平 2 方向の地震入力を同時に考慮して、地震時の安全性検討を実施する際は、この比率を目安に、副軸方向の強度を定めることが可能となる。

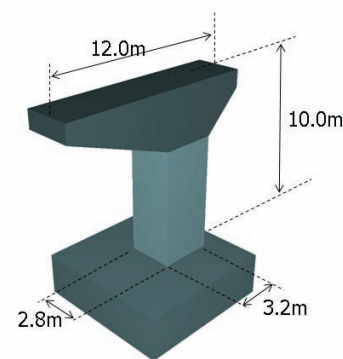
3. 水平 2 方向の地震入力を受ける偏心 RC 橋脚の動的非線形応答

本論では、水平 2 方向入力の同時作用の影響が現れやすい構造として、逆 L 字型の偏心鉄筋コンクリート橋脚を有する連続桁橋を対象とした。本橋を対象に、水平 2 方向の地震入力による動的非線形解析を用いて、数値シミュレーションを実施する。橋軸方向に地震動の主軸成分を入力することとし、橋軸直交方向に副軸成分を与える。この時、副軸成分の強度を変化させることにより、2 軸曲げが作用する非線形部材の挙動を考察する。具体的には、応答変位、ならびに、損傷状態の変化を考察する。直交する水平 2 方向の地震入力に関する、位相特性や振幅特性の相関性については議論の余地があるが、ここでは、振幅特性が単純な、道路橋示方書に示されるス

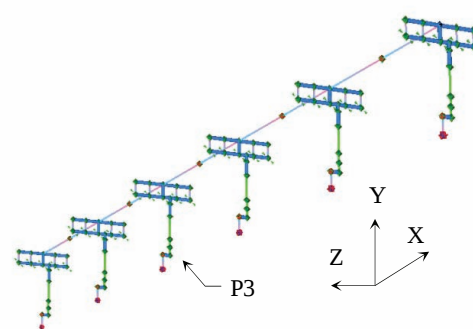
ペクトル適合波を、主軸成分および副軸成分の入力に用いて検討を行う。

3.1 解析対象と解析手法

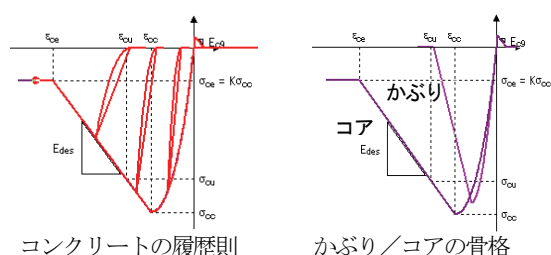
解析対象は、図-5(a)に示す逆 L 字型の偏心 RC 橋脚をもつ、5 径間連続桁橋である¹²⁾。橋脚断面の大きさは $2.8\text{m} \times 3.0\text{m}$ で、地震時保有水平耐力法¹³⁾を満足するように、橋脚の配筋を決めている。表-3 に、橋脚の諸元を示す。本橋脚は、曲げ耐力の 2 倍程度のせん断耐力を有しており、破壊形態は曲げ破壊型と予想される。支承条件は、橋軸方向は水平力分散構造、直角方向は固定条



(a) 偏心橋脚の形状

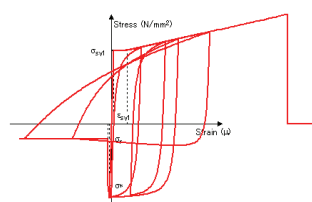


(b) 骨組みモデル



コンクリートの履歴則

かぶり/コアの骨格



鉄筋

(c) 材料非線形履歴モデル

図-5 解析対象と解析モデル

件である。図-5(b)に、本解析に用いる骨組みモデルを示す。橋脚は曲げ破壊型となることから、橋脚柱部材はファイバー要素¹⁴⁾とし、多方向に震動する非線形部材の繰返し挙動を忠実に考慮する。ファイバー要素の部材長は、 $0.5L_p$ (橋軸方向と橋軸直角方向で小さい方)とする¹⁵⁾。図(c)に、ファイバー要素に用いる材料非線形履歴モデルを示す。コンクリートの骨格曲線には、星隈ら¹⁶⁾の横拘束効果を考慮した骨格曲線を用いるが、かぶりコンクリートには横拘束効果を考慮せず、コアコンクリートと区別する。コンクリートの履歴則には、堺-川島ら¹⁷⁾のモデルを用いる。鉄筋には、Dhawal らの座屈を考慮したモデル¹⁸⁾とする。上部構造は弾性梁要素、橋脚梁部・フーチングは剛域とする。一般に、橋梁のフーチング底面に並進一回転および連成ばねを設けるが、ここでは固定条件とし簡略化する。また、上部構造重量の偏心等により柱にはねじり変形が生じるが、ねじり剛性については、全断面有効として算出した剛性を与えた線形関係とし、ねじり中心の移動は考慮していない。動的解析の数値解法は、Newmark- β 法による直接積分法とし、積分間隔は0.01 秒、収束計算を各 Step で行い、不平衡力は次ステップに持ち越す計算方法とする。減衰については、卓越振動モードの振動数を与えた要素別剛性比例減衰を用い、各部材の減衰定数は、ファイバー要素 0%(すなわち、履歴則による履歴減衰のみ)、上部構造 3%、ゴム支承 4%、剛部材は 0%とする。

3.2 入力地震動

本検討では、解析に用いる波形とその入力方法がポイントとなる。本論では、僅かな周期変化でスペクトル強度が急激に変化することのない、スペクトル適合波を用いて検討する。このスペクトル適合波は、道路橋示方書¹³⁾に示されるタイプ2 地震動 I 種地盤の加速度応答スペクトル特性を持つもので、スペクトル形状が平滑化されている。さらに、本論で用いる2つのスペクトル適合波(II-I-1 波形、II-I-2 波形)は、兵庫県南部地震において、神戸海洋気象台で観測された強震記録をもとに振幅調整された波形で、それぞれ南北および東西成分の強震記録の位相特性を保持している。表-4 に、検討に用いる地震入力の組み合わせを示す。ここでは、橋軸方向に地震動の主軸成分が作用し、橋軸直角方向に副軸成分が作用する場合を考える。さらに、位相特性の違いが与える影響を配慮し、Case A と B の2種類の組み合わせを実施する。Case A は、橋軸方向と同じ波形を橋軸直角方向にも入力するもので、水平2成分の波形は完全相関の関係といえる。Case B は、橋軸方向と位相特性が異なる波形を、橋軸直角方向に入力するものであるが、強震記録の水平2成分の位相特性を保持しており、より実態に近い相関性を与えたケースといえる。それぞれの Case について、橋軸方向の地震入力には II-I-1 波形をオリジナルのままの強さで用い、橋軸直角方向の入力強度 ξ を0~1の間で

表-3 解析対象諸元

項目	諸元	
	橋軸方向	直角方向
せん断耐力 P_s (MN)	8.07	7.56
曲げ耐力 P_b (MN)	4.41	3.34
$k_{bc} \cdot W$ (MN)	2.43	2.47
等価重量 W (MN)	6.08	6.16
降伏変位 δ_y (mm)	29.5	42.3
終局変位 δ_u (mm)	199.2	338.0
固有周期 [全体系](秒)*	1.2	0.3

$$f'_{ck}=21\text{N/mm}^2, f_y=f_{wy}=295\text{N/mm}^2(\text{SD295})$$

*フーチング底面は固定条件

表-4 検討に用いる地震入力の組み合わせ

		Case	橋軸方向の地震動
			II-I-1 ^{*1}
直角方向 の 地震動	II-I-1 ^{*1}	A	$\xi = 0 \sim 1$ ^{*2}
	II-I-2 ^{*1}	B	

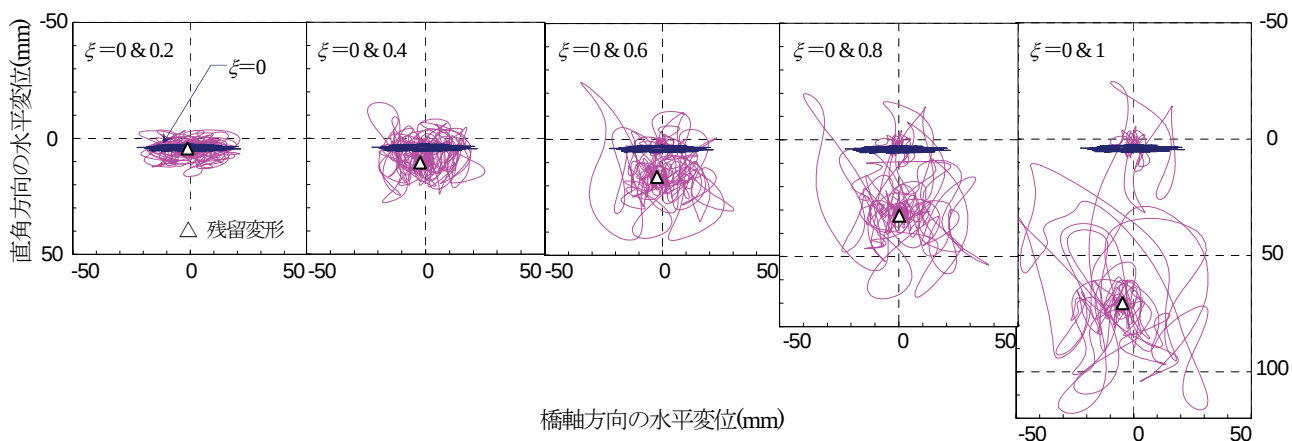
*1 道示Vタイプ2地震動I種地盤スペクトルによるスペクトル適合波

*2 橋軸方向の地震動強さは一定、橋軸直角方向の地震動の強さを変化

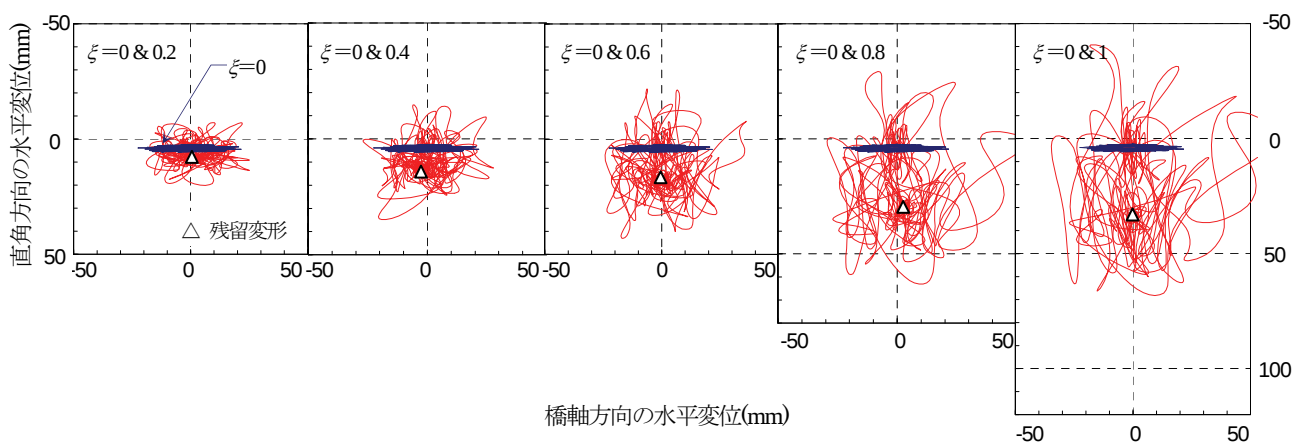
変化させる。ここでは、 ξ は固有周期によらず一定とする。 $\xi=0$ の時は、橋軸方向への単独入力となる。

3.3 解析結果

図-6に、橋軸直角方向の地震入力強度 ξ の変化とともに、P3橋脚天端における応答変位の軌跡(オービット)を示す。 $\xi=0$ の場合は(各図とも共通)、橋軸方向のみの入力となり、振動中心は上部構造の偏心により原点からややずれているものの、振動中に大きく移動することなく、軌跡もほぼ直線的になっている。これに対し、 ξ を与えると、橋軸直角方向への地震入力が付加されるため、当然のことながら、橋軸直角方向への応答が増大する。また、橋軸方向への入力強度は一定であるにも関わらず、 ξ が大きくなるほど、橋軸方向への応答変位も増大している。これは、非線形部材における、特徴的な現象である。非線形部材では、橋軸方向と橋軸直角方向の応答は互いに連関するため、それらを分離/独立して扱うことが不適切であることを示すものである¹⁹⁾。残留変位の増大は、ほぼ橋軸直角方向のみに現れており、偏心橋脚特有の現象である。ここで、Case A と B を比較してみる。 $\xi=1$ の時、橋軸直角方向への応答に大きな差が生じている。Case A と B は、水平2成分の振幅特性(弾性加速度応答スペクトル)は全く同じであり、位相特性が異なるだけである。よって、 $\xi=1$ の時の結果の差異は、



(a) Case A



(b) Case B

図-6 応答変位の軌跡

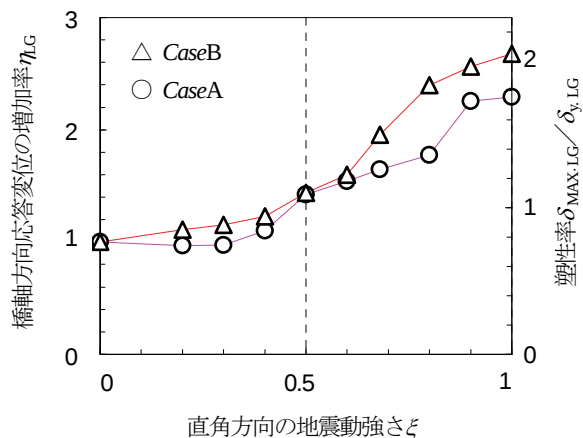


図-7 橋軸方向の応答変位 δ_{LG} の増大率

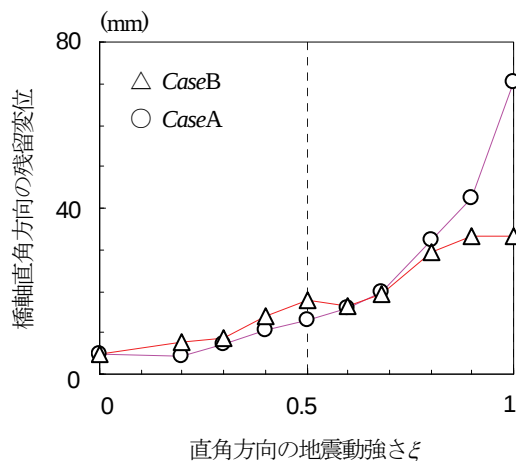


図-8 残留変位

橋軸直角方向に与えた地震入力の位相特性の違いにより生じたことになる。 $\xi=1$ 以外の結果では、Case A と B で軌跡に違いは見られるものの、最大応答変位、および、残留変位の大きさに大差はみられない。このことから、地震動の位相特性の影響は、塑性化がある程度進んだ状態になると、強く表れるものと考えられる。

ここで、主軸成分を入力した橋軸方向の最大応答変位に着目し、式(2)による増大率 η を定義する。

$$\eta_{LG} = \delta_{MAX-LG}(\xi) / \delta_{MAX-LG}(\xi=0) \quad (2)$$

ここに、 $\delta_{MAX-LG}(\xi)$; ある ξ における橋軸方向の最大応答変位である。よって、分母に用いる $\delta_{MAX-LG}(\xi=0)$ は、橋軸方向のみの地震入力による最大応答変位となる。図-7は、 ξ を0~1の間で変化させた際の、橋軸方向の最大応答変位の増大率 η_{LG} を整理したものである。右縦

軸は、橋軸方向の最大応答変位を、表-3に示した橋軸方向の降伏変位で除した塑性率を示している。橋軸方向の入力強度は全て同じとしているにも関わらず、 ξ の増大に伴い、橋軸方向の応答変位が増大していることが確認できる。 $\xi=0.5$ の時は $\eta_{LG}=1.4$ 、 $\xi=0.7$ の時は $\eta_{LG}=1.6$ (CaseA)および2(CaseB)であった。この時の塑性率は1~2の範囲にあり、塑性化はそれほど進行していない状態であったと考えられる。

図-8は、橋脚天端位置の橋軸直角方向の残留変位について、 ξ を0~1の間で変化させた際の値を整理したものである。これについても、 ξ の増大に伴い、変位量の増大が確認できる。

図-9は、柱基部断面について、コンクリートの最大圧縮ひずみ ϵ'_{MAX} の大きさを、次式の4段階に区分し、その分布を表したものである。

$$\begin{aligned} 0: & 0 < \epsilon'_{MAX} \leq \epsilon'_{cc} \\ 1: & \epsilon'_{cc} < \epsilon'_{MAX} \leq \epsilon'_{cu} \\ 2: & \epsilon'_{cu} < \epsilon'_{MAX} \leq \epsilon'_{ce} \\ 3: & \epsilon'_{ce} < \epsilon'_{MAX} \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 ϵ'_{cc} ；圧縮応力ピーク時のひずみ、 ϵ'_{cu} ；終局ひずみ、 ϵ'_{ce} ；ピーク後の応力降下点のひずみ、である。かぶりコンクリートの骨格曲線については、 $\epsilon'_{cc}=0.0020$ 、 $\epsilon'_{cu}=0.0035$ 、 $\epsilon'_{ce}=0.0041$ としている。橋軸直角方向への地震入力付加しない $\xi=0$ の時(同図(a))、最大圧縮ひずみ ϵ'_{MAX} は ϵ'_{cc} にも達しておらず、外観上には軽微な曲げひび割れ程度の損傷と推定される。一方、水平2方向入力を同時に受ける場合について、 $\xi=0.7$ の時は(同図(b)(c))、Case A、Bとも、終局ひずみ ϵ'_{cu} を超える状態であるが、かぶりコンクリートに限定される。しかし、 ϵ'_{ce} には達していないため、外観は、かぶりコンクリートの剥落が生じるか生じないかの状態と推定される。 $\xi=1$ の時は(同図(d)(e))、 ϵ'_{ce} を超える状態が、かぶりコンクリートに確認される。Case Aは、偏心曲げの圧縮面のかぶりコンクリート全域で、これが見える。コアコンクリートは、極一部であるが、終局ひずみ ϵ'_{cu} をこえている。外観は、偏心曲げ圧縮面のかぶりコンクリートが剥落し、一部の軸方向鉄筋が露出している状態と推定される。一方、Case Bは、かぶりコンクリートの表面付近に ϵ'_{ce} を超える状態が見える程度である。コアコンクリートは ϵ'_{cu} には達しておらず、健全な状態といえる。外観の損傷は、 $\xi=0.7$ の時とさほど変わらないものと考えられる。

以上、橋軸直角方向の地震入力強度を、主軸方向である橋軸方向の地震入力と同じ強度になるまで順次変化させた。橋軸直角方向の地震入力加わり、またその強度が増大するほど、損傷の程度、および、損傷範囲の拡大が生じることが確認された。今回の解析対象については、橋軸直角方向への地震動の付加が、構造物の倒壊

を招くほどの影響を与えるものではなかった。本橋脚が設計地震動に対して、十分な耐震安全性を所有するように設計され、十分な横拘束筋によってコアコンクリートの性能を著しく向上させているためと考えられる。また、本橋梁のような非対称構造の場合は、偏心方向への地震動の付加が残留変形の増大を促すことになる。このような場合は、地震後の復旧性能の評価において、水平2方向入力を考慮した検討が大変重要になると考える。

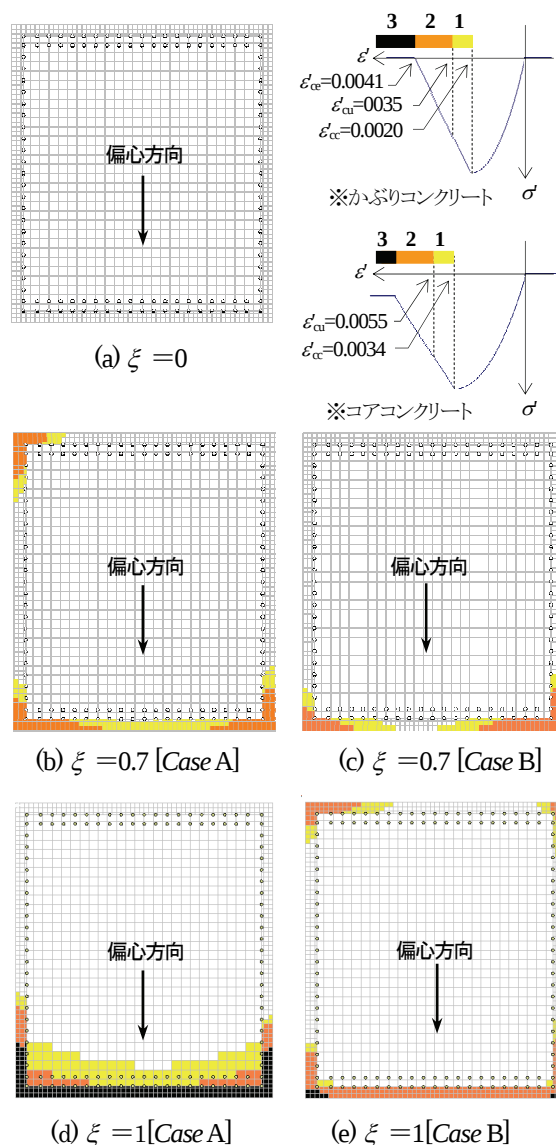


図-9 柱基部断面における最大圧縮ひずみの分布

4. 結論

本論の検討範囲から、以下の点を明らかにした。

- ・強震記録より、地震動の水平成分について最大強度を生じる方向(=主軸成分)を抽出し、それに直交する成分(=副軸成分)の強度を、弾性加速度応答スペクトルを用いて算定した。
- ・地震動の副軸成分は、主軸成分の50%~70%の強度を平均的に持っており、無視できない強さである。また、

短周期構造では、その強度が大きく表れる傾向がある。

- ・偏心鉄筋コンクリート橋脚を有する連続高架橋を対象に、主軸成分を橋軸方向に入力し、副軸成分の入力強度が柱部材の非線形応答に与える影響を、動的非線形解析により明らかにした。
- ・副軸成分の地震動を増大させると、副軸成分方向の応答が増大するとともに、主軸方向成分(今回は橋軸方向)の最大応答変位が増大する。副軸成分を付加しない時の最大応答を基準にすると、副軸成分を主軸成分の50%の強度とした時は1.4倍、同様に70%の強度とした時は1.6~2倍まで増大した。
- ・加えて、偏心方向への残留変位の急増、損傷範囲の拡大が確認されたが、今回の対象ではかぶりコンクリートの損傷範囲の拡大にとどまるもので、コアコンクリートの耐荷力が著しく低下する程ではなかった。
- ・地震時の安全性・復旧性の検討において、1方向の地震入力により検討することは危険側の評価となることがあり、水平2方向の地震入力を同時に作用させることが必要である。

謝辞

本研究では、防災科学技術研究所 K-NET の強震記録を使用しました。研究の一部は、平成 20 年度科学研究費補助金「鉄道施設の地震リスク解析とリスク転嫁策の研究」(基盤研究(C):代表者 吉川弘道)の助成にて実施したものです。また、本研究に関し、土木学会コンクリート委員会耐震設計研究小委員会(委員長 高知工科大:島弘)において、委員の方々より貴重な意見を賜りました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON : RC FRAMES UNDER EARTHQUAKE LOADING -STATE OF THE ART REPORT-, pp.24-50, Thomas telford, 1996
- 2) 早川涼二, 川島一彦, 渡邊学歩: 水平 2 方向地震力を受ける単柱式 RC 橋脚の耐震性, 土木学会論文集, No.759/I-67, pp.79-98, 2004.4
- 3) 芳村学, 青山博之, 川村満: 2 方向外力を受ける鉄筋コンクリート構造物の解析 その 1.2 軸曲げを受ける RC 柱の解析, 日本建築学会論文報告集, 第 298 号, pp.31-41, 1980.12
- 4) 土屋智史, 福浦尚之, 前川宏一: Fiber Model を用いた 3 次元有限要素動的解析による水平 2 方向入力を受ける RC 橋脚の応答, 塑性域の繰返し劣化性状に関するシンポジウム, 日本コンクリート工学協会, pp.359-368, 1998.8
- 5) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H : Nonlinear

mechanics of reinforced concrete, Spon Press, pp.248-299, London and New York, 2003

- 6) 土木学会コンクリート委員会耐震設計研究小委員会: コンクリート構造物の耐震設計一字空間における設計の課題と近未来像ー, コンクリート技術シリーズ 81, 土木学会, pp.III48-III66, 2008.7
- 7) 青戸拡起, 吉川弘道: 水平 2 方向地震動の強度評価と RC 橋脚の動的非線形応答特性, 第 57 回理論応用力学講演会講演論文集, pp.237-238, 2008.6
- 8) 防災科学技術研究所ホームページ: 強震ネットワーク K-NET, <http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/>
- 9) 川島一彦, 相沢興, 高橋和之: 最大地震動および応答スペクトルの推定式に及ぼす強震記録の水平 2 成分合成の影響, 土木学会論文報告集, 第 329 号, pp.49-56, 1983 年 1 月
- 10) 大野晋, 高橋克也, 武村雅之, 小林義尚: NFRD 効果を含む震源近傍の経験的地震動評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp.163-164, 1998 年 9 月
- 11) 神野達夫, 三浦賢治: 強震記録に見られる断層破壊の指向性効果とその地震動特性への影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 610 号, pp.191-196, 2006.12
- 12) (社)日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料 平成 9 年 3 月, 1997 年 3 月
- 13) (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, 2002 年 1 月
- 14) 永田聖二, 川島一彦, 渡邊学歩: RC 逆 L 字型橋脚の模型実験に対するファイバー要素解析, 第 8 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2005.2
- 15) 高梨和光, 青戸拡起: 3 次元動的解析法を用いた耐震性能照査方法に関する検討, 地震時保有耐力法に基づく橋梁構造等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 第 8 回, 土木学会, 2005 年 2 月
- 16) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.8
- 17) 堺淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度-ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.297-316, 2000.7
- 18) Dhakal, P. R., Maekawa, K : Path-dependent cyclic stress - strain relationship of reinforcing bar including buckling, *Engineering Structures*, vol. 24, pp.1383-1396, 2002
- 19) 青戸拡起, 牧原成樹, 吉川弘道: 水平 2 方向地震動を受ける鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形と損傷に関する検討, 地震時保有耐力法に基づく橋梁構造等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 第 9 回, 土木学会, 2006 年 2 月

(2008 年 9 月 18 日受付)