

不整形地盤におけるコンクリートラーメン橋の非線形地震応答挙動

NON-LINEAR SEISMIC RESPONSE OF CONCRETE RIGID FRAME BRIDGE ON IRREGULAR GROUND

松尾 聡一郎*, 吉澤 努*, 川神 雅秀**

Souichirho MATSUO, Tsutomu YOSHIZAWA and Masahide KAWAKAMI

*工修, 大日本コンサルタント(株), 技術本部耐震技術室 (〒170-0003東京都豊島区駒込3-23-1)

**工博, 大日本コンサルタント(株), 技術本部耐震技術室 (〒170-0003東京都豊島区駒込3-23-1)

It is thought that the dynamic analysis with the simultaneous excitation for structures is not accurate enough for designing purposes, because of the various ground motion under the influence of the irregular valley. Therefore, the effect of the irregular ground is examined. Considering the variation of ground motion, earthquake waves for the multi-support excitation are calculated with 2-dimensional FEM analyses. The bridge structure is modeled using frame elements considering the effects of the irregular ground model representing a valley that has a dislocation with the fracture zone. In this paper, non-linear dynamic analyses of the 5-span concrete rigid frame bridge on an irregular valley is performed under the multi-support excitation effect of variation of the ground motion and the problems need consideration in design are mentioned.

Key Words: seismic response, irregular ground, rigid frame bridge

1. はじめに

平成8年12月に改訂された道路橋示方書V耐震設計編(以下、改訂道示耐震編)¹⁾は、地震時の挙動が複雑な橋について、橋の型式などに応じた動的解析により、直接設計するか、静的設計結果を照査することを義務づけた。また、改訂道示耐震編は、海洋のプレート境界や内陸の断層近傍で生じる大規模地震動に対して、橋の耐震性能を明示し、部材の塑性領域における非線形挙動を時刻歴応答解析などで把握するものと規定した。

しかし、設計者が実際に非線形時刻歴応答解析を行う場合、「道路橋の耐震設計に関する資料」など^{2),3)}一部の文献以外に参考とすべき資料も少なく、モデル化の妥当性、減衰の評価法、数値解析手法の選定、解析結果の収束判定など、解析的判断については設計者の技量に委ねられているのが実情である。

本文では、山岳部の渓谷を跨ぐ橋に着目し、地形起伏や、破碎帯層などの不整形地盤に立地するラーメン橋の地震応答挙動について報告し、設計において注意すべき問題点について言及する。

即ち、設計の現場では、このような立地条件を有する橋の地震応答解析は、まず、上部と下部構造を梁要素、基礎構造をバネ要素とする骨組みにモデル化する。続いて、

既往の地表面観測地震波に対して、改訂道示耐震編の加速度応答スペクトルに基づき振幅調整を行った標準地震加速度波²⁾を準備し、この地震波を骨組みモデルの基礎バネ部に入力して地震応答解析を実施している。このため、不整形地盤の影響は設計には考慮されていない。しかし、不整形性が顕著な場合、実際の入力地震波は各橋脚ごとに異なり、前述した橋の骨組みモデルに様な地震波を入力する解析では、橋の地震時挙動を十分設計に反映できない場合が考えられる。

本研究では、山岳地形を跨ぐコンクリートラーメン橋を対象に、以下の解析的検討を行った。まず、不整形地盤の地震応答を把握する目的で、2次元等価線形FEM解析を実施し、地表面の起伏や地盤を構成する各地層の影響、岩盤が土砂化した破碎帯の影響について検討した。次に、地盤と橋の動的相互作用に着目し、地盤と橋の一体解析を等価線形FEMにより行った。その後、橋を2次元骨組みにモデル化し、これに地盤と橋の動的相互作用解析より導出した各橋脚基部の応答波を多点入力とする時刻歴応答解析を行い、前述した現行設計法による解析結果との応答値の比較検討を行った。最後に、これらの解析的検討より設計上の課題を指摘した。

表-1 地盤モデル検討ケース

検討ケース	地盤モデルの概要
ケース 1	土砂化層とD級岩は地盤の非線形性を考慮。 CL級岩とCM級岩の変形特性は弾性と仮定。
ケース 2	土砂化層、D級岩、CL級岩、CM級岩の 動的変形特性を全て弾性と仮定。
ケース 3	土砂化層、D級岩、CL級岩を 全てCM級岩と仮定。

表-2 地盤の材料定数

地質区分	記号	単位体積重量 γ (tf/m ³)	S波速度 (m/sec)	ポアソン比 ν	減衰定数 h_0 (%)
花こう岩	CL	2.5	910.0	0.35	3.0
	CM	2.5	1730.0	0.25	3.0
	CH	2.6	1860.0	0.25	3.0
	D	2.5	530.0	0.45	—
土砂化層	—	2.5	530.0	0.45	—

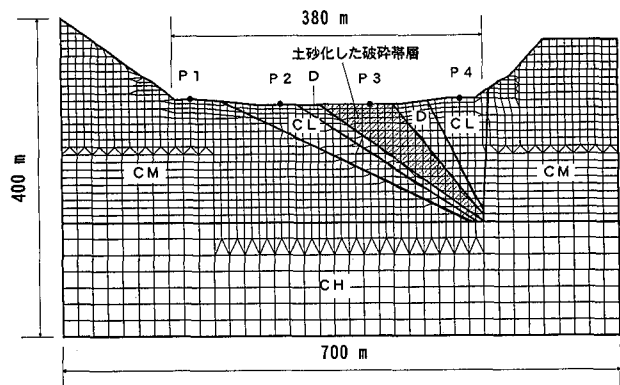


図-1 地盤系の2次元FEM解析モデル

2. 不整形地盤の地震応答解析

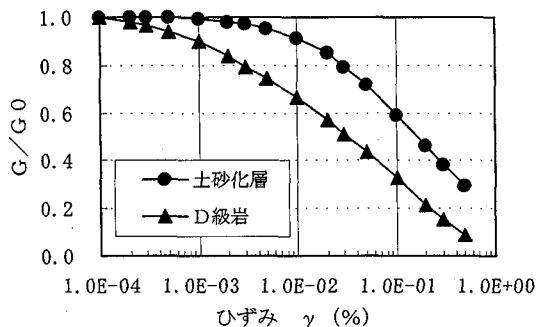
2.1 解析モデル

解析対象地形を図-1に示す。検討に採用した地形は、近畿地方の北東部に位置する不整形性の著しい山岳地形であり、架橋計画のために実施した地形縦断測量と地質調査結果を参考に解析モデルを設定した。地形の高低差は50m程度であり、地質構造は岩質が花こう岩主体で、表層部は軟岩（以下、D級岩）、中硬岩（以下、CL級岩）、硬岩（以下、CM級岩）より構成する。また谷部の中央付近には地質調査結果により、土砂化した破碎帯層（以下、土砂化層）が傾斜角約40度で存在することが判明している。

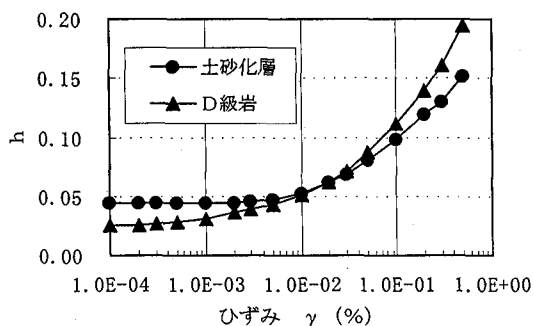
地盤モデルの検討ケースは、地盤の不整形性と傾斜した土砂化層の影響が地盤応答に及ぼす影響を確認するため、表-1に示す3ケースとした。ケース1は、図-1の土砂化層およびD級岩に対して、非線形な地盤ひずみに依存したせん断剛性 G と減衰定数 h を考慮して検討したものである。なお、CL級岩とCM級岩の変形特性は弾性とした。またケース2は、土砂化層・D級岩・CL級岩・CM級岩の地盤変形特性を全て弾性と仮定したモデルである。ケース3は、土砂化層・D級岩・CL級岩を全てCM級岩と仮定したモデルであり、当該モデルにより、地盤の地震応答に対する地形起伏の影響を把握する。

2.2 解析手法

応答解析は平面ひずみを仮定した2次元FEM解析とし、複素応答法を用い周波数領域で行った。解析プロ



(a) $G/G_0 - \gamma$ 関係



(b) $h - \gamma$ 関係

図-2 地盤の動的変形特性

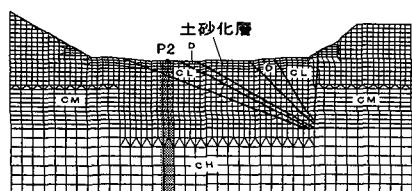
グラムは、(株)構造計画研究所のSuperFLUSH/2Dを用いた。

図-2に示す、土砂化層とD級岩層のせん断剛性および減衰定数に対するひずみ依存特性は、文献4)を参考に仮定し等価線形化法にて解析した。ここに、解析地形の側方のモデル化領域は700mとし、境界条件は地盤の連続性を考慮するため、モデル側面はエネルギー伝達境界とした。深さ方向については、土砂化層の深さと同程度の深さを確保するため、全体で400mとし、底面には粘性境界を設定した。

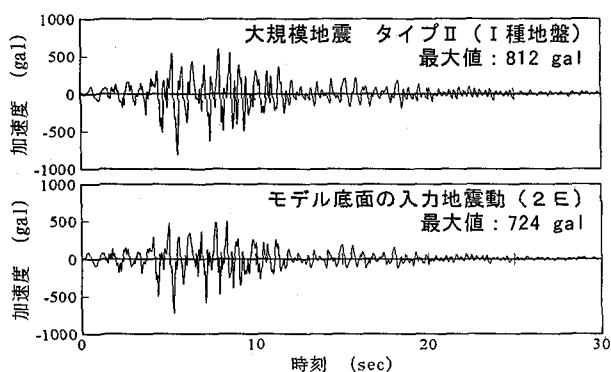
地震動は改訂道示耐震編に規定される内陸活断層直下型の大規模地震動タイプII相当とし、解析に用いる入力波としては文献3)に示された標準加速度波から、解析地盤モデルの地盤種別に対応する加速度波形II-I-1（I種地盤用、地表面波）を用いた。

2.3 入力地震動の設定

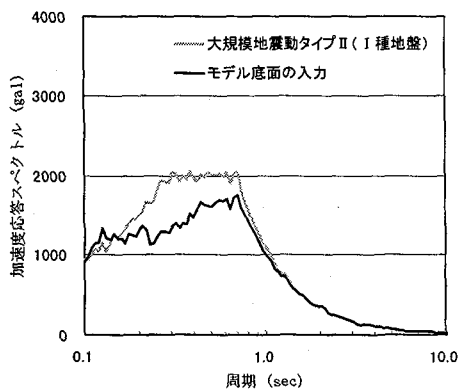
本解析ではまず、モデル底面における入射波を求めるため、P2橋脚近傍の地盤を水平成層地盤と仮定したモ



(a)モデル底面の入力地震動算出の概念図



(b)加速度波形



(c)加速度応答スペクトル

図-3 モデル底面入力地震動

デルにより、地震波の引き戻し計算を行った。P2橋脚位置の地盤条件を選定した理由は、近傍に斜面や土砂化層がないことによる。計算手法は重複反射理論と等価線形化法を採用し、解析プログラムはSHAKEを用いた(図-3(a)参照)。地表面の地震動は前述の標準波を用いた。図-3(b)、(c)に、地表面とモデル底面での加速度波形と加速度応答スペクトルを示す。

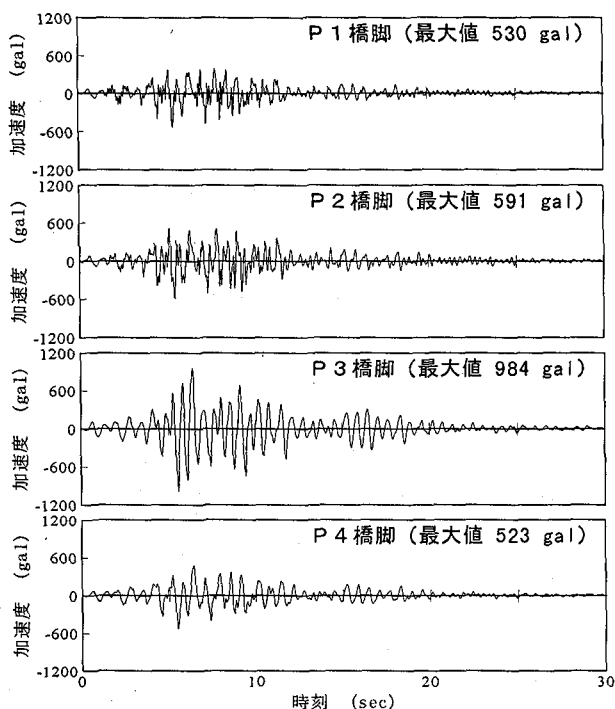


図-4 ケース1の橋脚位置水平加速度波形

2.4 解析結果の比較

(1)地表面の加速度応答の分布

図-4は、地盤モデルケース1のP1～P4橋脚設置予定地点での地表面水平加速度波形を示す。各橋脚位置での地震応答波形はほぼ類似しているが、P3橋脚付近のみ応答振幅が極めて高いことが分かる。これは、比較的緩い地盤特性を有する土砂化層とD級岩層において、地震動が増幅した結果を示している。表-3は、検討した3ケースについて、地表面各地点における最大加速度応答値を示し、図-5は最大加速度応答増幅比(モデル底面入力地震動の最大加速度724galに対する比)を、着目地点の水平方向座標に沿ってプロットしたものである。

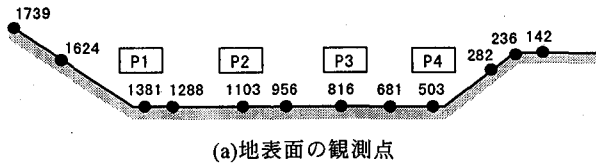
どのケースも地形起伏により加速度分布が増幅し、特に、P1橋脚側の谷部から斜面部にかけての増幅率は3ケースともほぼ共通している。ケース3は地盤を全てC級岩と仮定したモデルであり、このケースからも地形起伏の影響を無視できないことが分かる。さらに、ケース1とケース2では土砂化層一帯において、水平方向の加速度応答の増幅が大きく、地形起伏の影響のみ考慮したケース3に比べ71%も上回っている。また鉛直方向の加速度応答も水平方向と同様な傾向が見られる。これより、傾斜した土砂化層やD級岩層の境界地層面において、地震動が複雑に反射・屈折し鉛直成分の地震動が生じることが想定される。

なお、ケース1の解析では、土砂化層に約3%の剛性低下が見られた。一方、D級岩の剛性低下はほとんど見

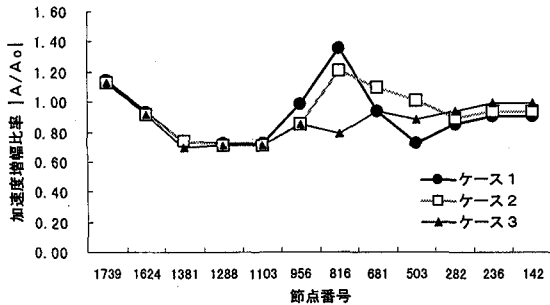
表-3 地表面の最大加速度応答

位置	水平方向 (gal)			鉛直方向 (gal)		
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
節点142	659.0 0.91	679.9 0.94	721.3 1.00	88.2	93.1	81.7
節点236	654.0 0.90	676.8 0.93	721.1 1.00	111.4	108.6	86.6
節点282	615.0 0.85	646.6 0.89	681.7 0.94	116.0	115.6	93.6
節点503 (P4基礎部)	522.8 0.72	728.4 1.01	638.6 0.88	326.9	357.8	100.2
節点681	681.0 0.94	792.1 1.09	681.0 0.94	267.0	398.6	109.3
節点816 (P3基礎部)	984.0 1.36	873.1 1.21	573.1 0.79	407.4	540.9	-77.2
節点956	716.0 0.99	618.0 0.85	618.0 0.85	643.5	314.3	114.3
節点1103 (P2基礎部)	590.5 0.82	602.8 0.83	685.3 0.95	124.7	176.9	-81.9
節点1288	524.5 0.72	513.0 0.71	513.0 0.71	99.7	105.0	91.9
節点1381 (P1基礎部)	529.6 0.73	535.8 0.74	502.1 0.69	140.0	103.9	85.0
節点1624	674.0 0.93	662.5 0.92	662.5 0.92	99.7	105.1	91.9
節点1739	828.0 1.14	817.3 1.13	817.3 1.13	122.9	115.2	133.0

水平方向 (上段: 最大加速度応答, 下段: 増幅倍比率)



(a)地表面の観測点



(b)地表面の応答増幅比率

図-5 地表面の応答

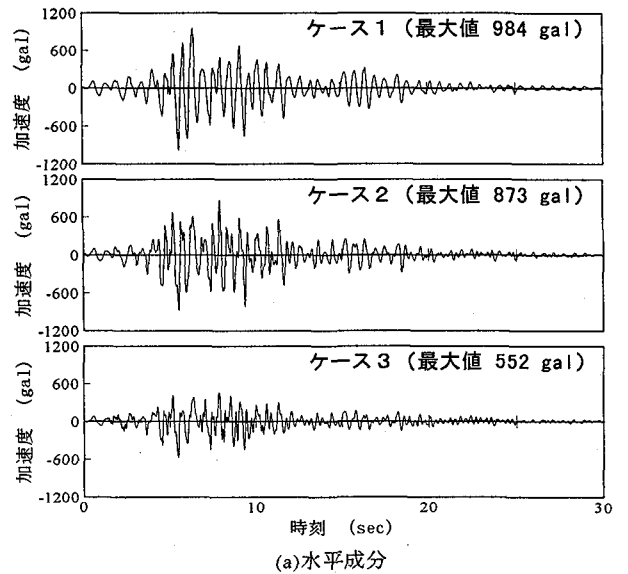
られなかった。

(2) P3橋脚付近の応答値の比較

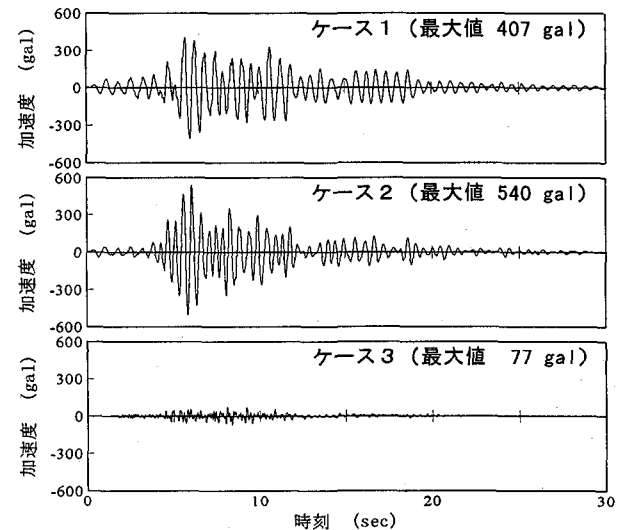
図-6は地盤モデル3ケースについて、加速度応答の差が著しいP3橋脚付近(図-5参照、節点番号816)の応答波形を示したものである。水平成分については図-5と同様に、ケース1とケース2は、ケース3に比べ加速度振幅の増幅が1.6~1.8倍程度生じている。また鉛直成分に着目すると、地形起伏のみモデル化したケース3では最大加速度が77galであるのに対して、ケース1とケース2では407galおよび540galに増幅している。

(3) 地盤内における最大加速度分布

図-7~図-9は、地盤モデル3ケースの水平および鉛直成分について、地盤内における最大加速度分布を表示したものである。それぞれのケースを比較すると、地盤



(a)水平成分



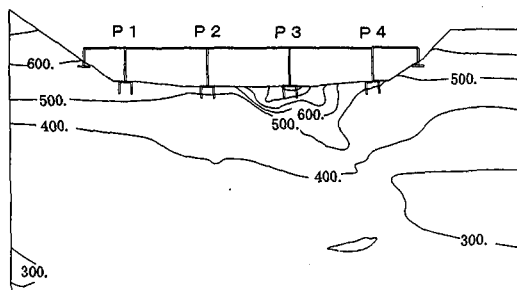
(b)鉛直成分

図-6 P3橋脚付近の応答(節点番号816)

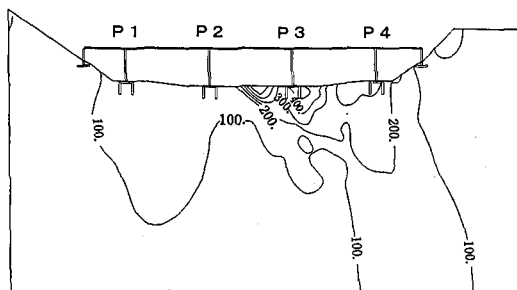
内の最大水平加速度分布については、ケース1とケース2はケース3に比べ、地中部の土砂化層とD級岩層一帯において応答に顕著な増幅が観察される。さらに、この応答値の差は土砂化層から離れるに従い減少する。

一方、地形起伏による影響についてはケース3により確認でき、図中より最大水平加速度分布は地形起伏にほぼ対応して増加する。

地盤内の最大鉛直加速度分布は、ケース1およびケース2の土砂化層とD級岩層地表部で、400~500gal程度の加速度が発生している。モデル底面での入力地震動は水平動を対象としており、水平動が地層境界の傾斜の影響により鉛直成分を誘発していることが分かる。なお、ケース3でも100gal程度の鉛直成分が生じているが、これは、左右の斜面部における地震波の反射による影響と考えられる。

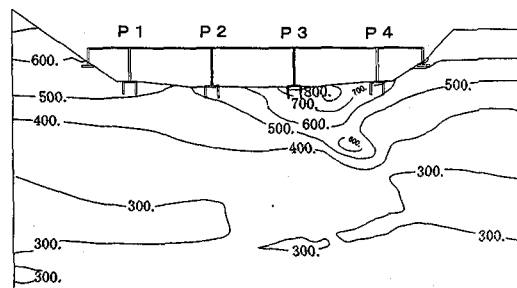


(a)水平成分(gal)

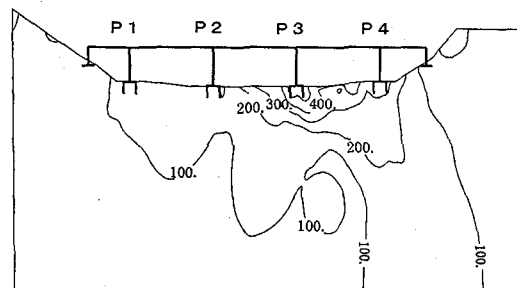


(b)鉛直成分(gal)

図-7 ケース1の最大加速度分布

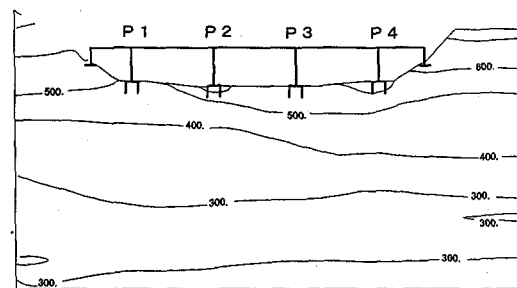


(a)水平成分(gal)

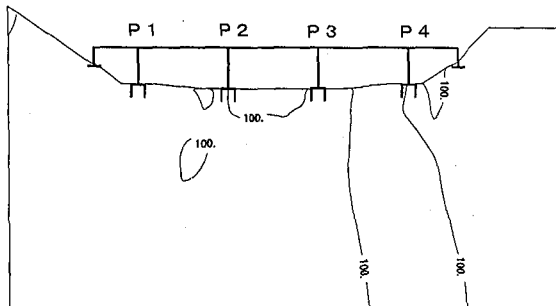


(b)鉛直成分(gal)

図-8 ケース2の最大加速度分布



(a)水平成分(gal)



(b)鉛直成分(gal)

図-9 ケース3の最大加速度分布

(4) 解析結果のまとめ

以上の結果より、地盤の地震応答に対し、地形の起伏および地層構成の不均一性について無視できないことが分かった。これより、以下の点を設計時に考慮する必要があると考える。

- ① 地盤の地形起伏が大きく、地層構造が複雑な立地条件下で橋を建設する場合は、各橋脚基礎部への入力地震動は同一とはならない。特に、本解析で対象としたような土砂化した破碎帯層が存在する場合、局所的に加速度振幅が大きくなる。

このような条件下での橋の耐震設計では、同一地震動を橋の全ての加振点に一樣に入力すると、局所的に加振加速度を過小評価する可能性がある。

- ② 地層傾斜を有する緩い地盤が存在し、周辺の岩層との剛性が大きく異なる場合や、山岳地形の斜面部においては、境界面の角度や範囲にも依存するが、地震動の反射・屈折のために鉛直方向の加速度応答も水平方

向の加速度応答と同等のレベルで生じる可能性がある。地盤構造の複雑な橋では、このような鉛直地震動が橋の地震応答に与える影響も考慮する必要がある。

3. 地盤-構造物系の地震応答解析

3.1 解析モデル

2.で検討したケース1の地盤モデルを対象とし、コンクリートラーメン橋と地盤との動的相互作用を考慮した解析を実施し、現行の設計法による地震応答解析結果と比較を行った。

3.2 解析手法

解析は、以下の3通りの解析手法を用いて行い、相互に応答値を比較した。

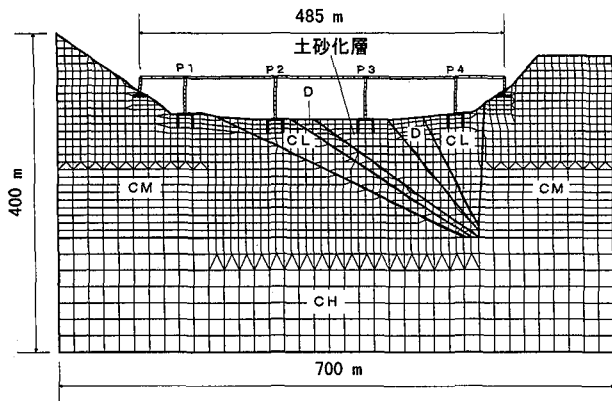


図-10 地盤-構造系の2次元FEM解析モデル

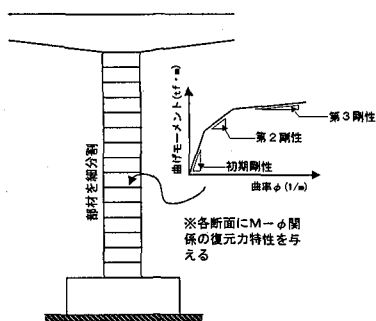


図-12 橋脚躯体のモデル化

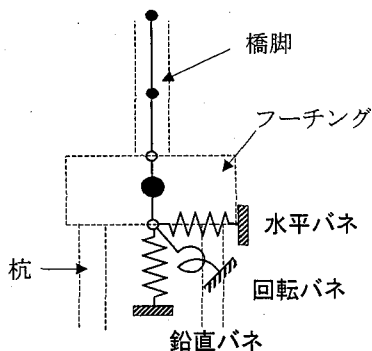


図-14 等価線形バネによる基礎地盤のモデル化

(1) 等価線形化法による複素応答解析 (ケース①)

2. で用いた解析モデルに、対象とする5径間連続コンクリートラーメン橋を付加し、地盤-構造系の動的応答を複素応答法により一体解析した。解析モデルを図-10に示す。橋のモデル化においては、上部構造は全断面有効の線形梁要素、橋脚躯体および杭基礎部は、発生断面力が部材の降伏耐力を上回ることが予想されたため、降伏剛性の等価線形梁要素とした。要素の減衰定数は、上部構造3%、下部構造5%と設定した。橋軸直角方向のモデル化幅は基礎フーチング幅とし、解析モデルには、単位幅当たりに換算した剛性を用いた。

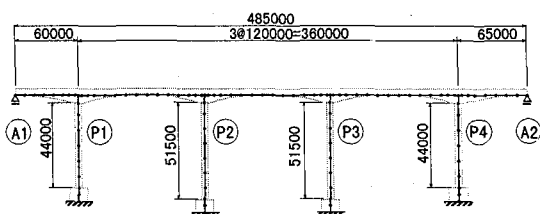


図-11 多点入力に用いる2次元骨組み構造モデル

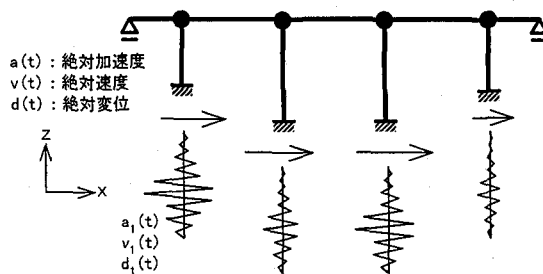


図-13 多点入力による動的解析の概念図

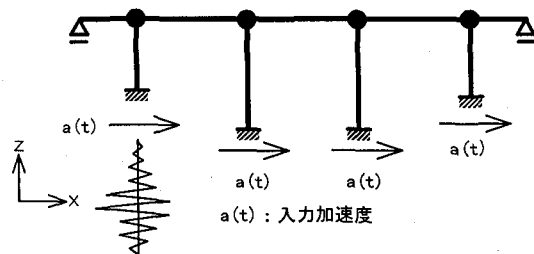


図-15 一様入力による動的解析の概念

表-4 基礎地盤の等価線形バネ定数

	単位	P1橋脚	P2橋脚	P3橋脚	P4橋脚
鉛直バネ	tf/m	10810400	7290400	7311200	7899600
水平バネ	tf/m	36266800	50428400	19885200	19885200
回転バネ	tf・m/rad	388662745	288129214	260414452	275124452

(2) 多点入力による非線形動的解析法 (ケース②)

(1)に示した解析手法 (ケース①) では、梁要素に材料非線形を考慮することができないことから、大規模地震動に対する橋りょうの応答を正確に再現できない可能性がある。そこで、地盤から切り離れた橋りょうモデルを対象に、非線形動的解析を行い、橋の応答をより詳細に検討した。

本解析では、対象とする橋の全体構造系を、図-11に示す2次元骨組み構造でモデル化し、橋脚躯体を弾塑性梁要素でモデル化した。また、躯体断面の曲げモーメント-曲率関係 (M-φ関係) は、ひび割れ時と降伏時に剛性が変化するトリリニア型とし、履歴ループは剛性低下型の武田モデルとした (図-12参照)。

入力動は各橋脚の基部に、ケース①の解析による橋脚

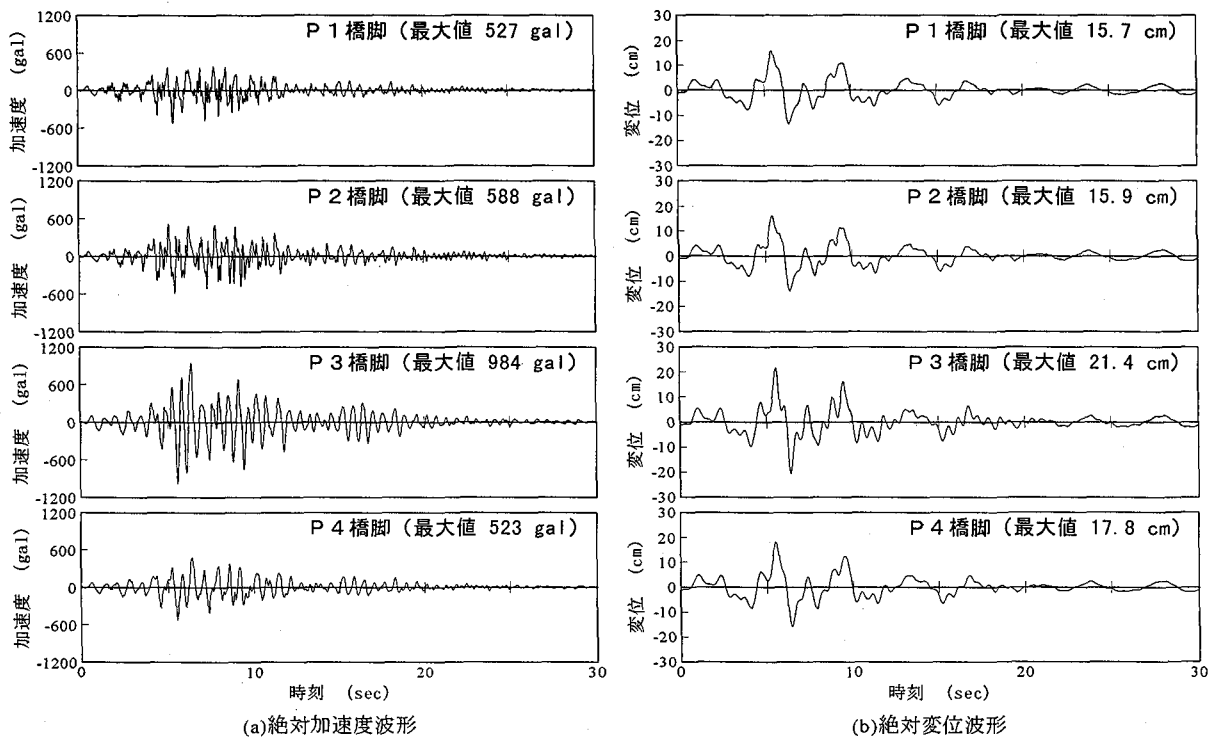


図-16 各橋脚基部への入力波

基部の応答波を、多点入力として個々に入力した。ここで用いた入力動は、地盤と橋りょう構造物の一体解析による解析結果であり、地盤-構造物系の相互作用が考慮されていることから橋脚基部の境界条件は固定とした。

時刻歴応答の計算手法はNewmarkの β 法による直接積分($\beta=1/4$)とし、積分時間間隔は $1/1000$ 秒とした。多点入力による解析は、絶対座標系の運動方程式を数値積分するため、入力動は絶対加速度の他に、絶対速度および絶対変位波も入力した(図-13参照)。ここで、入力動は 0.1Hz 以下の長周期成分をカットし基線補正を行っている。

減衰はReyleigh減衰とし、質量行列および剛性行列に乗じる係数は別途固有値解析を行い、最低次の主要な2つのモードの等価減衰定数と固有振動数から算出した。モードの等価減衰定数は道路橋示方書V編、式(解6.2.1)¹⁾により算出し、各部材要素の減衰定数は参考文献1)に従い以下で仮定した。

- ・上部構造 : 3%
- ・下部構造(弾性部材) : 5%
- ・下部構造(弾塑性部材) : 2%

(3) 一様入力による非線形動的解析法(ケース③)

ケース②で用意した2次元骨組構造モデルに、杭基礎の変形を表す等価線形バネを設け(図-14参照)、バネの先端から全ての橋脚について同一の地震波を入力した(図-15参照)。杭基礎のバネ定数は現行設計法に従

い、文献4)の10.3および10.7で算出した。ただし、地盤反力係数の基準値は、文献1)の式(解3.3.9)および式(解3.3.10)により算出した。各橋脚における基礎部の等価線形バネ定数を表-4に示す。橋脚躯体のモデル化はケース②と同様である。なお、固有振動モードの等価減衰定数を求める際の基礎バネの減衰定数は10%を用いた。本手法は、現行の設計で多用されている解析法である。

3.3 入力地震動の設定

(1) 2次元等価線形FEMによる解析(ケース①)

等価線形化法によるFEM解析で用いる入力地震動は、2.と同様である。(図-3参照)

(2) 多点入力による非線形動的解析(ケース②)

多点入力解析に用いる入力動は、ケース①の各橋脚基部の応答波を用いる。入力動の時刻歴波形を加速度、変位について図-16に示す。

なお、地震動は水平方向の成分を用いた。これは、2.4(4)①で示した、橋脚ごとに入力される地震動の違いの影響を検討するためである。

(3) 一様入力による非線形動的解析(ケース③)

ここでは現行設計手法に従い、図-17に示す文献2)の大規模地震動タイプII(I種地盤用)標準地震波II-I-1を用いた。

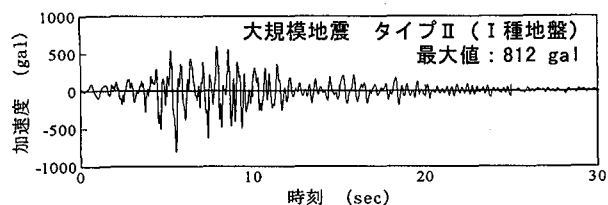
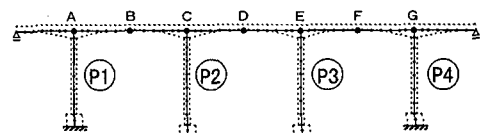
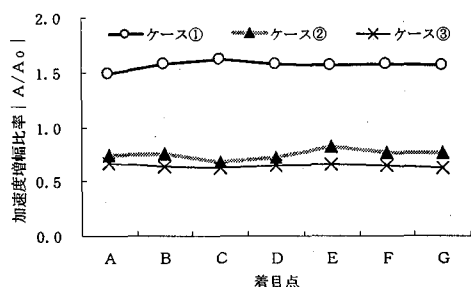


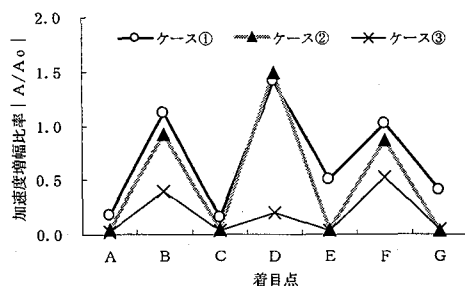
図-17 大規模地震動タイプⅡ (Ⅰ種地盤用)



(a)上部構造の着目点



(b)水平成分



(c)鉛直成分

図-18 各着目点における加速度増幅率

3.4 解析結果

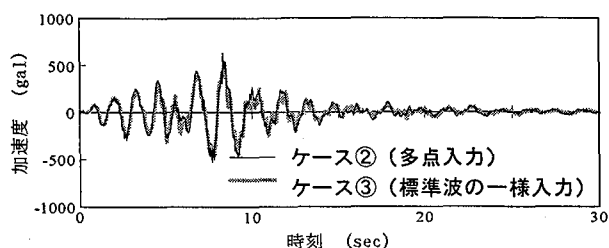
(1) 上部構造部の最大加速度分布

図-18は、各点における最大加速度応答値の増幅比率 (大規模地震動タイプⅡ (Ⅰ種地盤用) 標準波の最大加速度812galに対する比) である (図-17参照)。

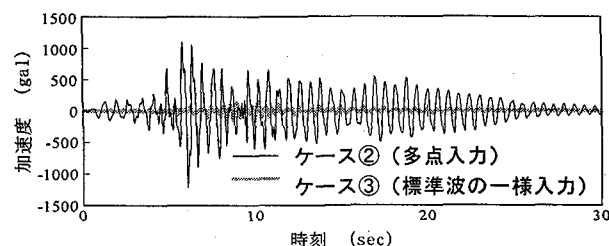
図-18(b)より、水平成分の応答値は3ケースとも、各点相互の応答にばらつきの少ないことが分かる。これは、水平剛性の高いラーメン構造の特性を示したものである。

ケース②では、P 3 橋脚E点での応答がケース③に対して24%程度上回っている。この違いは、地盤-構造物系の動的相互作用の効果と、地震動を多点入力したことによる影響の双方によると考えられる。

鉛直成分の応答値は、図-18(c)より、3ケースとも

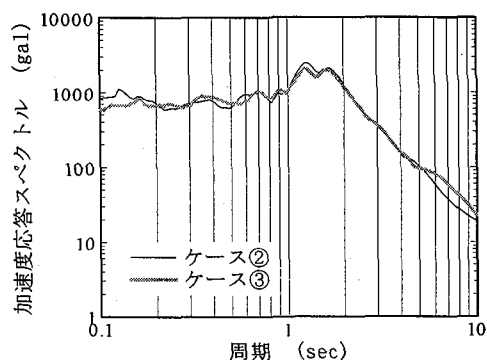


(a)E点 (P 3 剛結部) における水平方向加速度

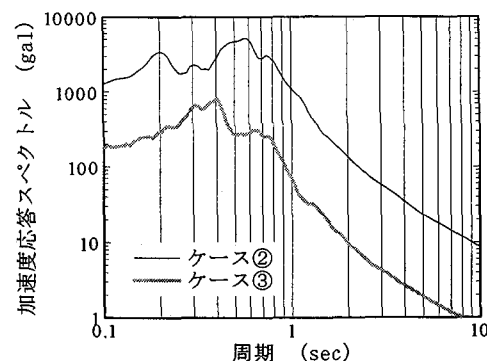


(b)D点 (支間中央) における鉛直方向加速度

図-19 上部構造の応答加速度時刻歴図



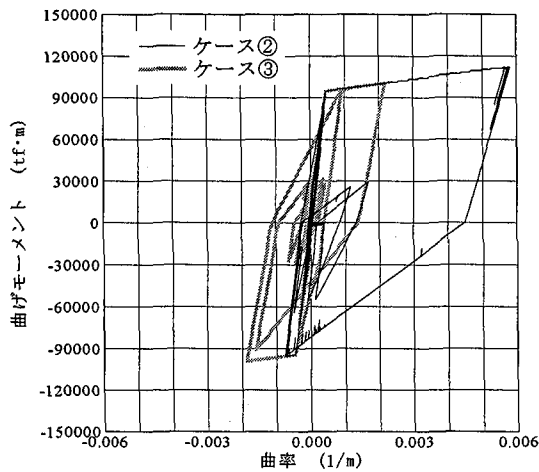
(a)E点における水平方向加速度応答スペクトル



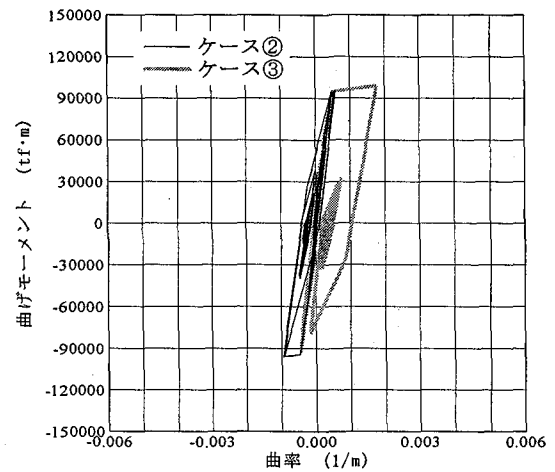
(b)D点における鉛直方向加速度応答スペクトル

図-20 上部構造の応答加速度スペクトル (減衰定数5%)

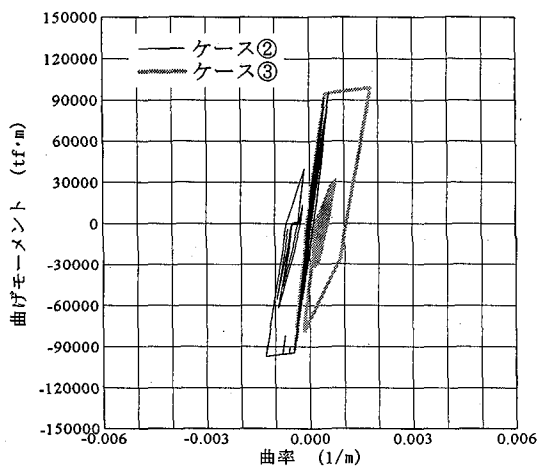
に各点における応答値にばらつきが見られる。ケース①の結果より、等価線形FEMモデルによる地盤-構造物一体解析では、各支間中央における主げたの応答加速度の鉛直成分が顕著に見られ、D点では水平方向の成分と同等の加速度増幅比率を示している。ケース②もケース



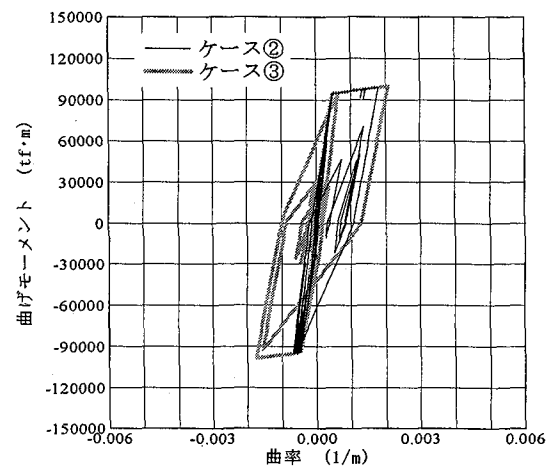
(a) P 1 橋脚基部



(b) P 2 橋脚基部

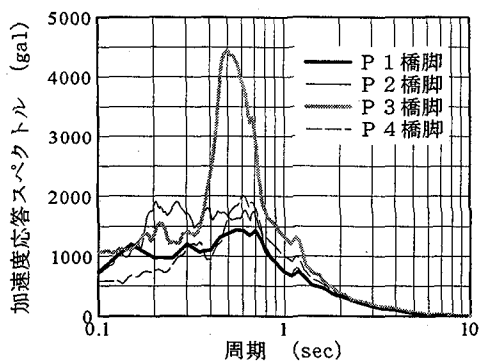


(c) P 3 橋脚基部

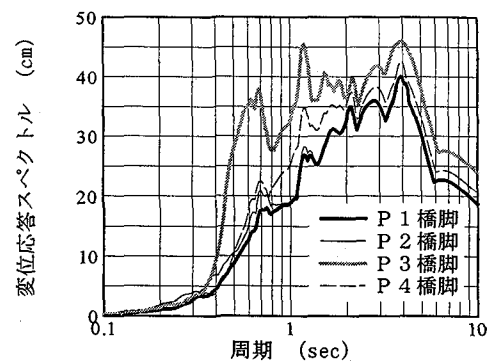


(d) P 4 橋脚基部

図-21 各橋脚基部のM-φ履歴



(a) 入力地震動の加速度応答スペクトル



(b) 入力地震動の変位応答スペクトル

図-22 入力地震動の応答スペクトル (減衰定数 5%)

①と同様の傾向を示すが、ケース③では、他のケースに比較して応答倍率が低い。ケース①およびケース②の場合、各橋脚基部に生じる不等変位の影響が考慮されており、これを上部構造が拘束するため、主げたに鉛直曲げが発生し、支間中央の節点に鉛直たわみ振動が誘発されるものと推定される。

(2) 非線形動的解析の応答比較

ここでは、ケース②およびケース③について応答値を比較する。

a) 上部構造D点、E点の加速度応答比較

上部構造D点とE点の加速度波形を図-19に、加速度応答スペクトルを図-20に示す。図-20(a)はE点の水

平加速度応答スペクトルであり、ケース②および③共に、周期1.1秒近傍でピークを示しており、両者のスペクトルも類似している。一方、鉛直成分は、ケース②とケース③の応答値に顕著な差が生じている。

図-20(b)で示すように、ケース②は周期0.7秒近傍で、ケース③は0.3秒近傍でピークとなり卓越周期に差異も生じている。この原因は、多点入力における各橋脚部の不等変位による影響と考えられる。

b) 橋脚躯体基部の履歴応答

図-21に、ケース②およびケース③に対する橋脚躯体基部のM-φ履歴応答を示す。解析方法の違いによる応答差が顕著に表れている。

ケース③の応答値に着目すると、P1橋脚とP4橋脚、P2橋脚とP3橋脚ともにほぼ同じ履歴応答を示している。これは、すべての橋脚に対して同じ加速度波が入力され、さらに本解析で使用したモデル橋がほぼ左右対称構造であることによる。これに対してケース②では、各橋脚ごとに履歴応答が大きく異なることが分かる。

図-22は、ケース②で用いた各橋脚基部での入力動の加速度および変位応答スペクトルを示す。変位応答スペクトルに着目すると、固有周期1秒以上の長周期領域でP1橋脚、P2橋脚の入力動のスペクトルはほぼ一致している。これに対し、P3橋脚、P4橋脚のスペクトルはやや大きく、特にP3橋脚の応答スペクトルが卓越していることが分かる。このことから、多点入力による解析でP1橋脚基部の応答塑性率が大きい理由は、P3、P4側の橋脚基部の地震動による主げたの応答を、地震動の規模の若干小さいP1、P2側の橋脚が拘束しようとしたため、一様入力に比較して断面力が大きく生じたものと考えられる。

(3) 設計上考慮すべき事項

- ① 地盤-構造物系一体解析および多点入力解析では、主げたの支間中央において、応答加速度の鉛直成分が、水平成分と同等のレベルで生じた。このため、一様入力による解析では、主げたの鉛直方向の慣性力による断面力を過小評価する可能性がある。
- ② 多点入力解析では、土砂化した層に対し遠方のP1橋脚の応答塑性率が大きく生じた。多点入力の効果の検討が必要となる橋では、橋脚の塑性応答値は、その橋脚位置の入力地震動のレベルだけでは推定できない可能性がある。そこで、動的解析による構造物全体の挙動から安全性の判断を行う必要がある。

4. おわりに

本研究では、山岳地形を跨ぐコンクリートラーメン橋を対象に、地震応答解析を行った。まず、土砂化した破

砕帯層を含む不整形地盤の地震応答を、2次元等価線形FEM解析により解析した。次に、地盤と橋の動的相互作用に着目して地盤と橋の一体解析を行い、橋脚基部に入力される地震動を算出した。その後、橋を2次元弾塑性骨組にモデル化し、各橋脚基部の応答波を多点入力とする時刻歴応答解析を行い、橋の応答を検討した。これらの解析により得られた知見は、以下の通りである。

- ① 谷部の地形による地盤の不整形性と、土砂化層の存在は、橋りょう位置における地震応答にばらつきを生じさせる。本解析では、土砂化層の付近において、水平方向も鉛直方向も応答加速度が大きくなった。
- ② 地盤-橋りょう構造物系の一体解析より、橋脚基部から橋に入力される地震動は、橋脚ごとに異なった波形を示した。特に、土砂化層に近いP3橋脚の地震動レベルが卓越していた。
- ③ 地盤-構造物系一体解析、および多点入力解析では、主げたの支間中央において、応答加速度の鉛直方向成分が、水平方向成分と同等のレベルで生じていた。これは、橋脚基部の不等変位の影響によると考えられる。
- ④ 橋脚の弾塑性応答は、多点入力解析では、土砂化層に対し遠方のP1橋脚の応答塑性率が大きく生じた。これは、P3橋脚とP4橋脚から入力される相対的に大きいレベルの地震動による橋の応答を、地震動の相対的に小さいP1橋脚とP2側の橋脚が拘束するため、断面力が大きく生じたことによると考えられる。
- ⑤ 地質構造が傾斜している場合、橋脚基部の地震動は、鉛直成分の応答が水平成分と同等のレベルで生じる可能性がある。今回の解析では、入力地震動は水平方向の成分のみに着目したため、鉛直地震動の影響も考慮した検討は今後の課題であり、橋脚躯体部の軸力と曲げモーメントの相関関係も併せて考慮した検討が必要となると考える。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震計編，1996.12
- 2) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3
- 3) 土木研究センター：耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書，1997.5
- 4) 電力中央研究所：断層破砕帯材料の力学的特性，電力中央研究所報告，1985.9
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，1996.12
- 6) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，1996.4
- 7) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，1994.5

(1998年9月18日受付)