

橋梁の基礎ロッキング免震に関する研究

長井崇徳¹・川島一彦²

¹学生会員 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻（〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1）

²フェロー 工博 東京工業大学大学院 教授 理工学研究科土木工学専攻（同上）

1. まえがき

直接基礎によって支持された橋脚が強震動を受けるとフーチングに浮き上がりが生じ、これにより橋脚～桁系に免震効果が生じることが知られている。これをロッキング免震効果と呼ぶ。単柱式橋脚を対象に上下+1方向、2方向入力に対する基礎ロッキング免震効果に関してはすでに検討されている^{1) 2)}。

ただし、桁、支承、橋脚及び橋台を含めた橋梁システムとしての応答を考慮するためには橋梁全体をモデル化する必要がある。そこで本文では、直接基礎および単柱式橋脚で支持された5径間連続橋を対象として、上下方向+水平2方向入力した場合の解析を行い、基礎ロッキング免震効果を検討した。

2. 解析対象橋

解析対象橋は、図-1に示すように、橋長200mの5径間連続桁橋である。桁は全点で固定支承によって支持し、桁慣性力を分散支持するものとした。これは現実には一般的な支持条件ではないが、多点支持した条件で解析することとしたものである。橋脚および橋台は道路橋示方書に従って、それぞれ地震時保有水平耐力法に基づいて設計されている。

橋脚断面は図-2に示すとおりであり、断面寸法は幅5m、長さ2.2mである。軸方向鉄筋としてはD32(SD295)を、帯鉄筋としてはD16(SD295)をそれぞれ用いる。軸方向鉄筋比および帯鉄筋比（体積比）は、それぞれ0.657%、0.53%である。コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は21MPaである。

橋脚、橋台周辺の地盤は、ともにN値50以上の良質な砂質土地盤である。橋台パラペットは幅12m、長さ0.5m、高さ2.9mであり、橋台躯体は幅12m、長さ2m、高さ5.1mである。

橋脚および橋台はそれぞれ幅7m、長さ6.5m、厚さ2m、および幅12m、長さ8.5m、厚さ2mの直接基礎によって支持されている。

橋脚フーチング上の上載土厚は2.5mである。橋台フーチング上の前面土厚は0.5mであり、裏込盛土高さは8mである。背面盛土を図-3に示すように、頂部幅12m、のり面勾配が1:2で平均N値5の砂質土から成っている。

3. 解析モデル

本解析では、対象橋を離散型骨組み要素でモデル化した。桁位置は全断面有効剛性を有する線形はり要素でモデル化した。

橋脚の解析モデルを図-4に示す。橋脚の塑性ヒンジ区間は3次元ファイバー要素でモデル化し、塑性ヒンジ区間以外の橋脚区間は降伏剛性を有する線形はり要素でモデル化した。ファイバー要素解析では、帯鉄筋によるコンクリートの横拘束効果を考慮することとし、骨格曲線に関してはHoshikumaらのモデル^{3) 4)}を、また、除荷、再載荷履歴は堺らのモデル⁵⁾をそれぞれ用いた。さらに、鉄筋の履歴は堺・川島による修正Menegotto-Pintoモデルを用いた^{5) 6)}。ファイバー要素解析により、橋脚の履歴をよく表せることができる点は現在までにRC橋脚模型に対する繰り返し載荷実験やハイブリッド載荷実験結果に対するファイバー要素解析により確認されている⁷⁾。

また、フーチングは剛な3次元はり要素で格子状にモデル化した。フーチングの質量は、格子を構成する各節点に分散させた。フーチング底面と地盤との接触を表すために、図-5に示すように、1)底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗する場合と、2)底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗しない場合の2種類を考慮する。実際の直接基礎を有するフーチングの応答としては、基礎底面地盤はフー

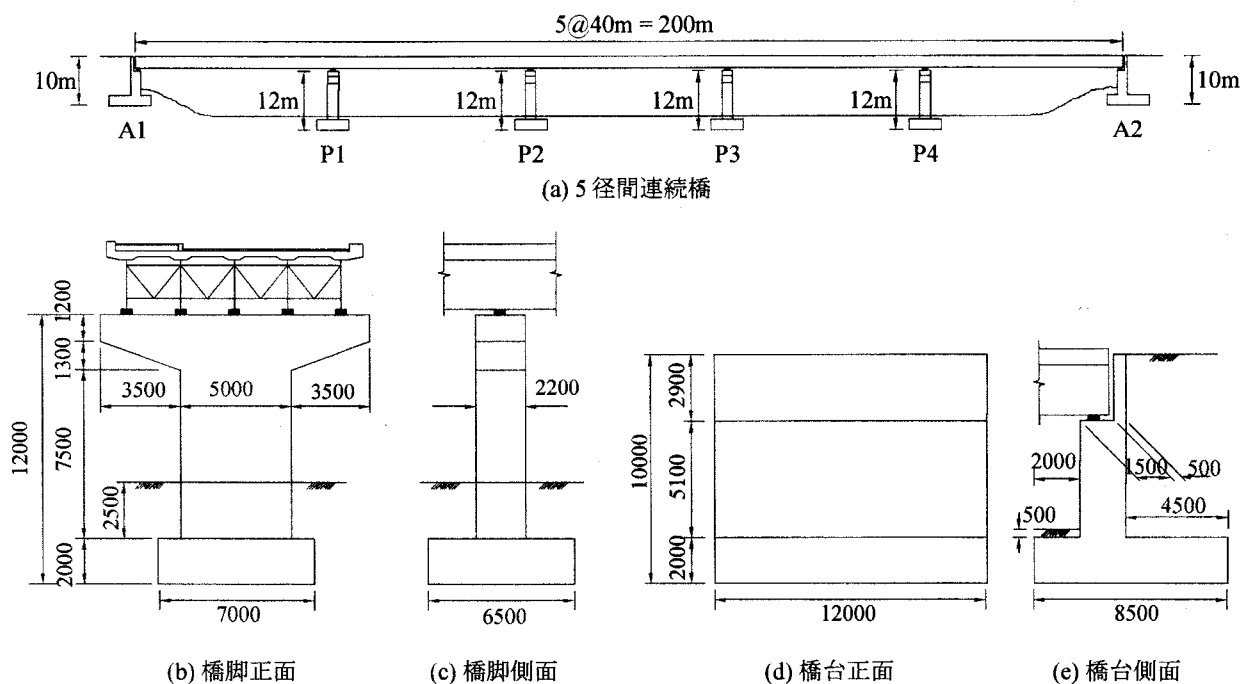


図-1 解析対象橋

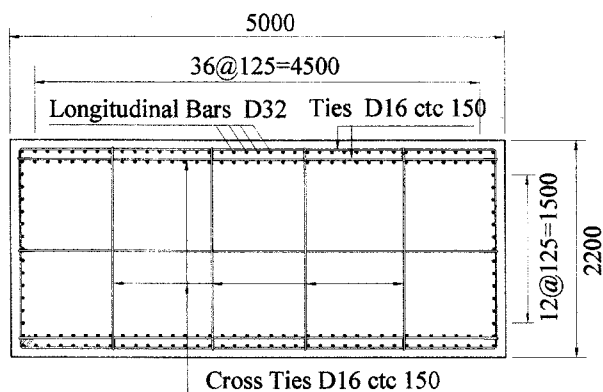


図-2 解析対象とした橋脚の断面図

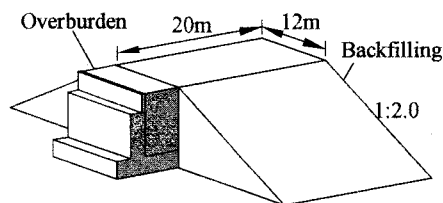


図-3 対象背面土

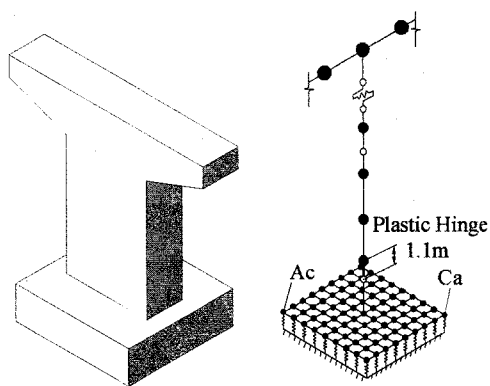
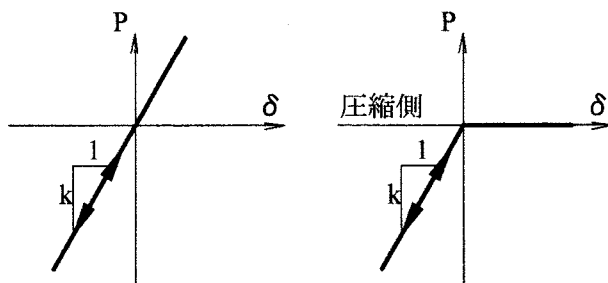


図-4 橋脚解析モデル



(1) 浮上りに抵抗する場合 (2) 浮上りに抵抗しない場合

図-5 フーチングと底面地盤間の非線形ばね

チングの浮き上がりに抵抗しないが、従来、線形基礎回転ばねで基礎ロッキングの影響をモデル化されてきたことから、比較検討のために底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗しない場合の解析も行う

こととした。

フーチング上の上載土の影響をどのように見込むべきかに関してはいろいろな解析手法があるが、本解析ではフーチングは上載土を載せた状態でロッキ

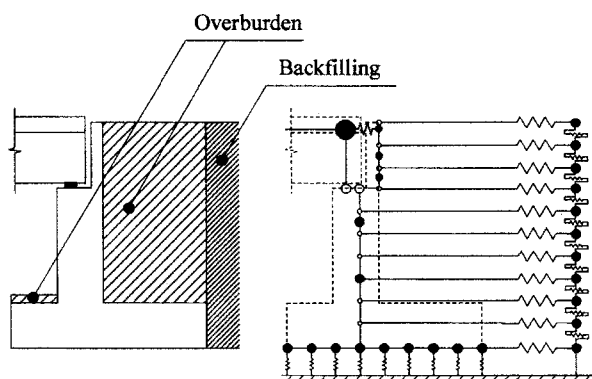
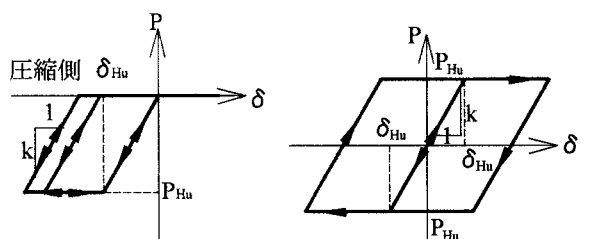


図-6 橋台解析モデル



(a) 橋軸方向 (b) 橋軸直角方向および鉛直方向

図-7 橋台・背面土～盛土間ばね

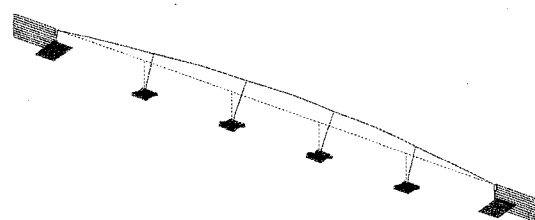
ング振動をすると想定し、フーチング質量に上載土の質量を付加マスとして加えた。

橋台およびその前面、背面土のモデル化を図-6に示す。橋台の前面側のフーチング上にある上載土および背面側のフーチング上にある上載土（以下、背面土と呼ぶ）はともに橋台と一体となって振動すると考えられるため、これらの質量をフーチングに付加マスとして加えた。背面土のさらに背面にある盛土本体をここでは盛土と呼び、背面土と区別することとする。

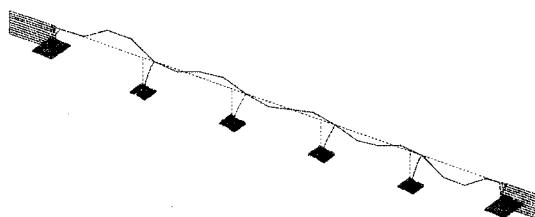
パラペット及び橋台躯体は、全断面有効剛性を有する線形はり要素でモデル化した。桁と橋台パラペット間の衝突を考慮するため、ここでは衝突ばねモデルを用いた⁸⁾。桁と橋台パラペットの遊間は200mmとした。橋台+背面土～盛土間の衝突には小林・運上らのモデルを用いた⁹⁾。橋台～盛土間の地盤ばねはケーソン基礎の設計に用いる地盤反力係数により求めた。非線形ばねの履歴を図-7に示す。

ただし、盛土自身も強震動を受けると3次元に応答するため、盛土をせん断系+上下方向振動モデルにより表した。盛土としては、橋軸方向に20mの区間を対象としてモデル化した。これは、この程度にすると盛土の質量が桁の質量に対して十分大きく、盛土としての振動を表せるためである。

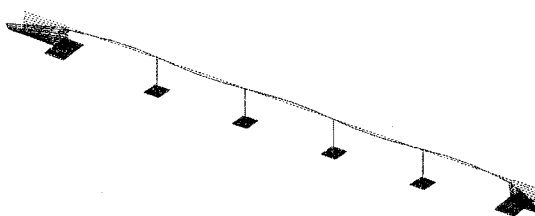
盛土の剛性は等価線形と仮定し、せん断ばね定数 k_h および鉛直ばね定数 k_v はそれぞれ次式により算



(a) 5次モード
(橋全体が橋軸直角方向に浮き上がる振動)

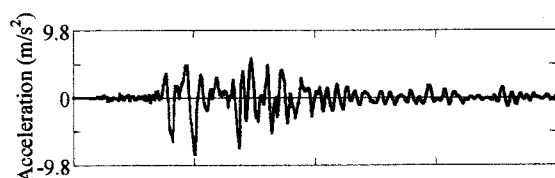


(b) 9次モード
(橋全体が橋軸方向に浮き上がる振動)

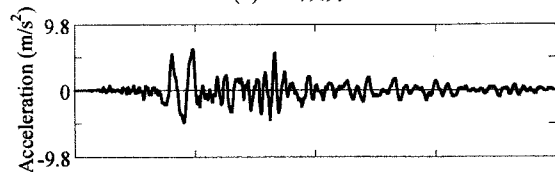


(c) 15次モード
(背面土が橋軸直角方向に倒れこむ振動)

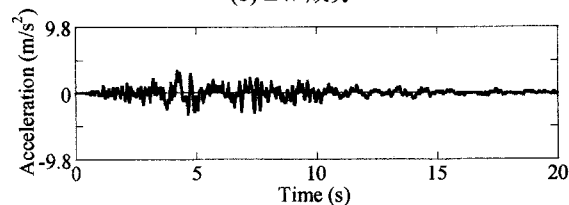
図-8 代表的な固有振動モード



(a) NS 成分



(b) EW 成分



(c) UD 成分

図-9 入力地震動

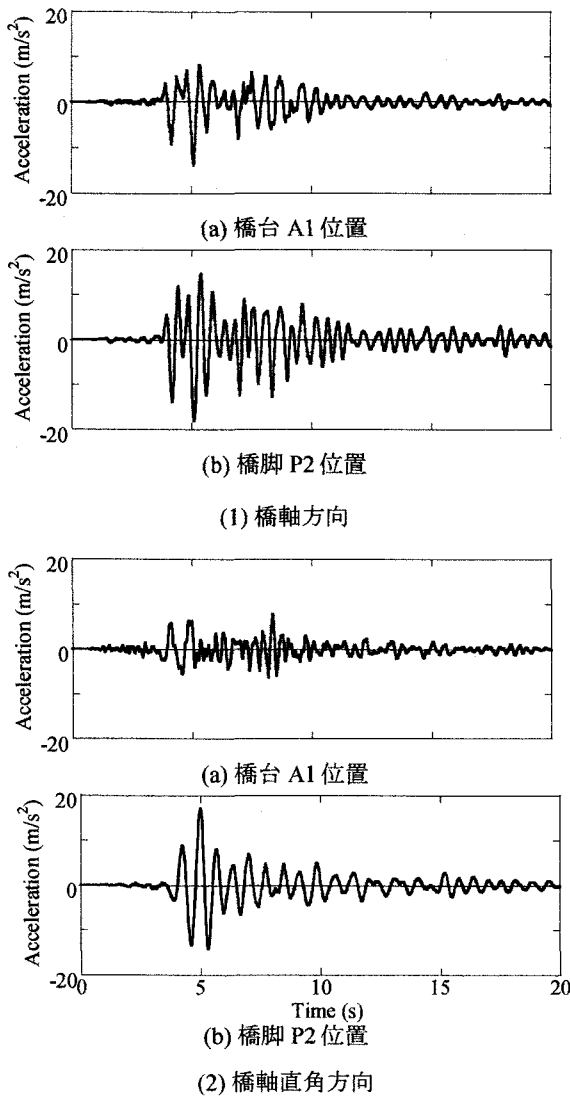


図-10 浮上に抵抗する場合の桁の応答加速度

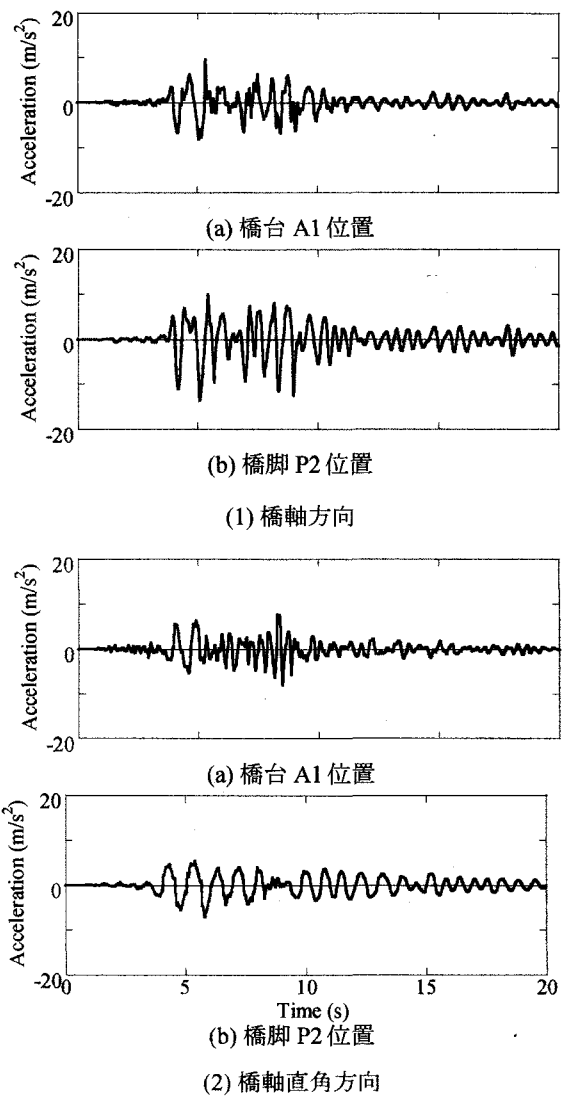


図-11 浮上に抵抗しない場合の桁の応答加速度

出した。

$$k_h = \frac{G_D A}{h} \quad (1)$$

$$k_v = \frac{E_D A}{h} \quad (2)$$

ただし、 E_D および G_D は土の動的変形係数およびせん断弾性係数であり、道路橋示方書に基づいて算出した¹⁰⁾。 h は節点間距離であり、 A はせん断が作用する盛土面積である。

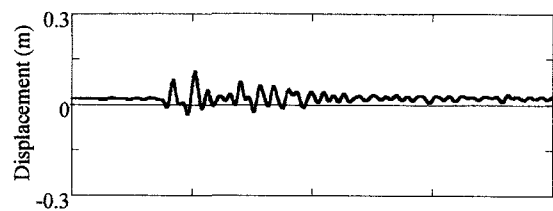
減衰はRayleigh減衰で与えることとした。要素減衰定数を、桁では2%、橋脚の塑性ヒンジ区間では2%、塑性ヒンジ区間以外では5%、橋台パラペット部、躯体部、フーチング部ではそれぞれ5%、地盤ばねでは10%とし、ひずみエネルギー比例減衰法によって各次のモード減衰次数を求めた。

4. 振動特性と入力地震動

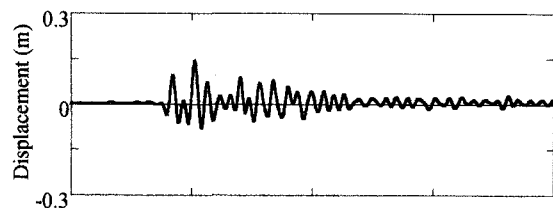
刺激係数が大きい固有振動モードを図-8に示す。橋軸直角方向に5次が卓越し、橋全体が橋軸直角方向へロッキング振動するモードである。橋軸方向には9次が卓越し、橋全体が橋軸方向にロッキング振動するモードである。15次は盛土が橋軸直角方向に振動するモードであり、橋軸直角方向の刺激係数が最大となる。

Rayleigh減衰は5次と15次の固有振動数およびモード減衰定数 ($f_5=1.55\text{Hz}$, $h_5=0.087$, $f_{15}=3.57\text{Hz}$, $h_{15}=0.1$) から求めた。

入力地震動としては図-9に示すように、1995年兵庫県南部地震によるJMA神戸海洋気象台記録を用いた。橋軸方向および橋軸直角方向にはそれぞれNS成分およびEW成分を、鉛直方向にはUD成分を入力し、3方向同時入力による応答を求めた。

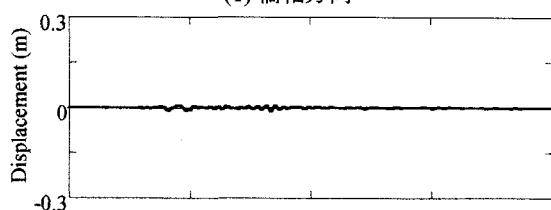


(a) 橋台 A1 位置

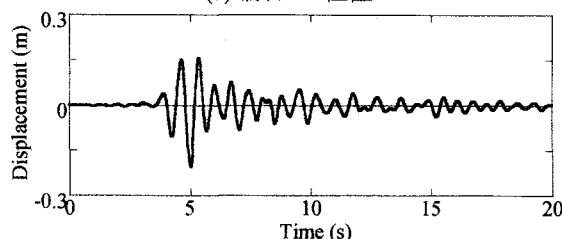


(b) 橋脚 P2 位置

(1) 橋軸方向



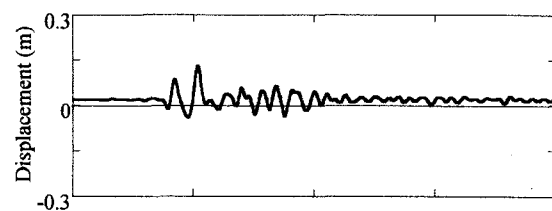
(a) 橋台 A1 位置



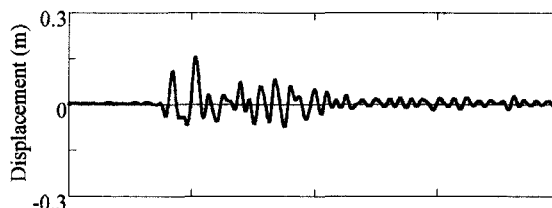
(b) 橋脚 P2 位置

(2) 橋軸直角方向

図-12 浮上りに抵抗する場合の桁の応答変位

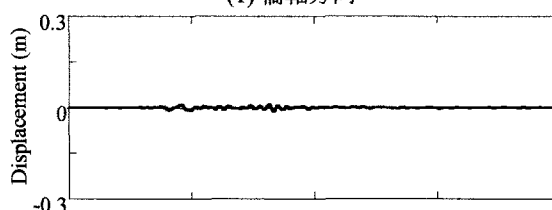


(a) 橋台 A1 位置

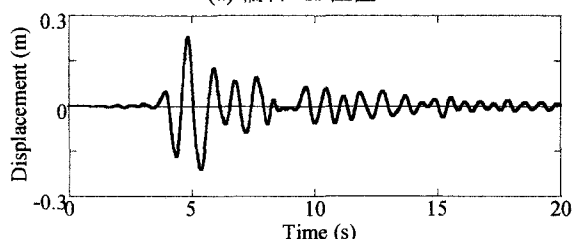


(b) 橋脚 P2 位置

(1) 橋軸方向



(a) 橋台 A1 位置



(b) 橋脚 P2 位置

(2) 橋軸直角方向

図-13 浮上りに抵抗しない場合の桁の応答変位

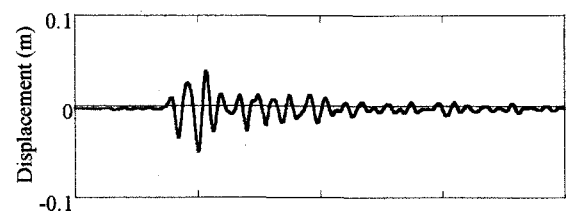
5. 地震応答特性

基礎底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗する場合の桁の応答加速度を図-10に示す。橋台A1および橋脚P2位置における桁の最大応答加速度は、橋軸方向にはそれぞれ 13.7m/s^2 、 18.0m/s^2 、橋軸直角方向にはそれぞれ 7.85m/s^2 、 17.1m/s^2 である。

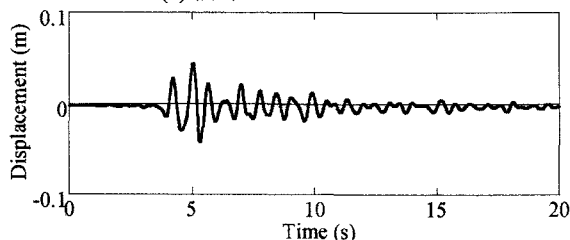
図-11はフーチングの浮き上がりに抵抗しない場合の桁の応答加速度を示す。橋台A1および橋脚P2位置の最大応答加速度は、橋軸方向にはそれぞれ 9.62m/s^2 、 13.6m/s^2 、橋軸直角方向にはそれぞれ 7.91m/s^2 、 7.19m/s^2 である。基礎底面がフーチングの浮き上がりに抵抗する場合に比較して浮き上がりに抵抗しない場合には、桁の最大応答加速度はそれぞれ、橋軸方向には橋台A1位置で30%、橋脚P2位置で24%減少する。また、橋軸直角方向には橋台A1位置

ではほとんど変化しないが、橋脚P2位置では58%減少する。フーチングが浮き上がると浮き上がらない場合に比較して、橋軸直角方向には橋台A1位置での桁の最大応答加速度はほとんど変わらない。これは後述するように、橋台フーチングの橋軸直角方向の幅が大きくフーチングの浮き上がりの効果が小さいためである。

次に、基礎底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗する場合の桁の応答変位を図-12に示す。橋台A1位置および橋脚P2位置の桁の最大応答変位は橋軸方向にはそれぞれ0.110m、0.144m、橋軸直角方向にはそれぞれ0.010m、0.203mである。これに対して基礎底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗しない場合の桁の応答変位を図-13に示す。橋台A1位置および橋脚P2位置の桁の最大応答変位は橋軸方向にはそれぞれ0.130m、0.156m、橋軸直角方向にはそれぞれ0.012m、0.230mである。基礎底面がフーチング

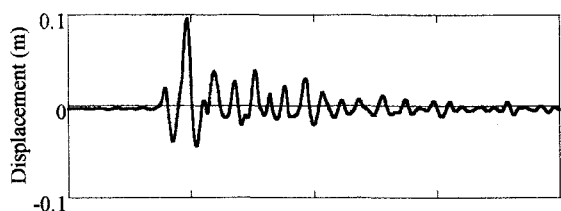


(a) 橋脚 P2～Ac コーナー

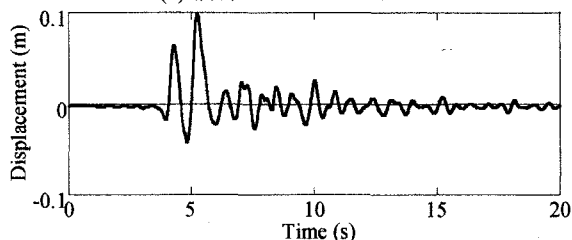


(b) 橋脚 P2～Ca コーナー

図-14 浮上りに抵抗する場合の
フーチングの鉛直方向変位

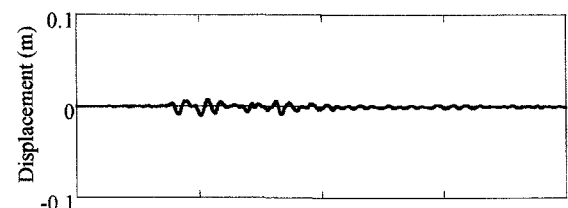


(a) 橋脚 P2～Ac コーナー

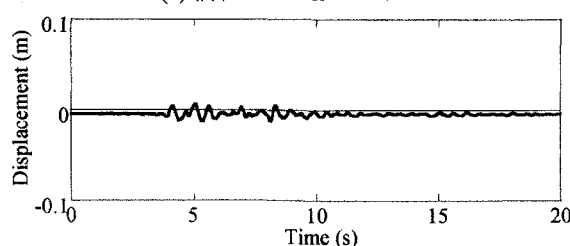


(b) 橋脚 P2～Ca コーナー

図-15 浮上りに抵抗しない場合の
フーチングの鉛直方向変位

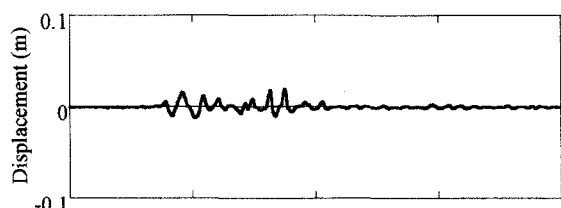


(a) 橋台 A1～Ac コーナー

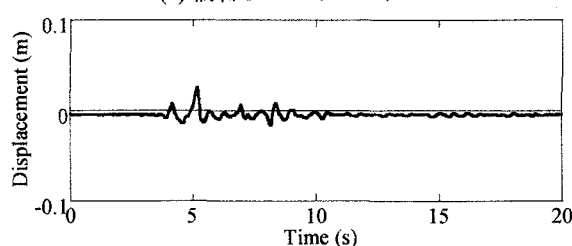


(b) 橋台 A1～Ca コーナー

図-16 浮上りに抵抗する場合の
フーチングの鉛直方向変位



(a) 橋台 A1～Ac コーナー



(b) 橋台 A1～Ca コーナー

図-17 浮上りに抵抗しない場合の
フーチングの鉛直方向変位

の浮き上がりに抵抗する場合に比較して、浮き上がりに抵抗しない場合の桁の最大応答変位は、橋軸方向には橋台A1位置では18%、橋脚P2位置では8%増加する。また、橋軸直角方向には桁の最大応答変位は橋台A1位置では20%、橋脚P2では13%増加する。

図-14及び図-15はそれぞれ浮き上がりに抵抗する場合、浮き上がりに抵抗しない場合の橋脚P2のフーチングの鉛直変位を示す。浮き上がりが最大となるのはCaコーナーで99mmである。また、図-16および図-17は橋台A1のフーチングの鉛直変位を示す。浮き上がり量が最大となるのはCaコーナーで26mmである。橋脚P2のフーチングの浮き上がりに比較して橋台A1のフーチング浮き上がりが小さいのは、橋脚に比べて橋台のフーチング幅が大きいためである。

図-18はそれぞれ浮き上がりに抵抗する場合、浮

き上がりに抵抗しない場合の橋脚基部における塑性ヒンジ区間の曲率～曲げモーメントの履歴を表している。最大曲率は、浮き上がりに抵抗する場合には、橋軸方向で $4.87 \times 10^{-3}/m$ 、橋軸直角方向で $1.99 \times 10^{-3}/m$ であるのに対して、浮き上がりに抵抗しない場合には、橋軸方向で $8.51 \times 10^{-4}/m$ 、橋軸直角方向で $2.36 \times 10^{-4}/m$ である。浮き上がりに抵抗する場合に比較して、浮き上がりに抵抗しない場合には、最大応答曲率は橋軸方向で83%、橋軸直角方向で88%減少する。これにより、全体橋解析においても、基礎ロックング免震が橋脚基部の曲げ塑性化の低減に有効であることがわかる。

図-19は、橋台A1～背面盛土間に生じる相対変位～水平力の履歴（盛土上面位置）を橋軸方向について示す。ここで、プラス側は橋台が盛土から離れる

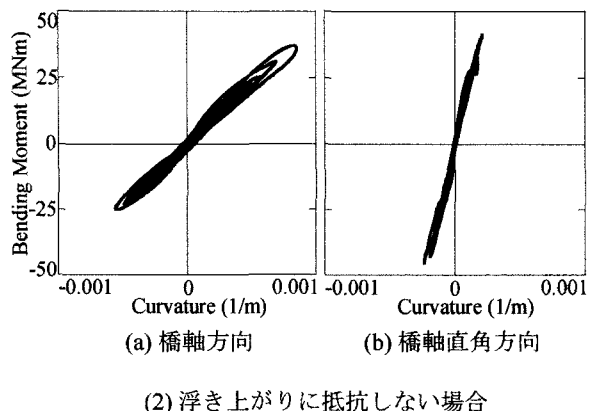
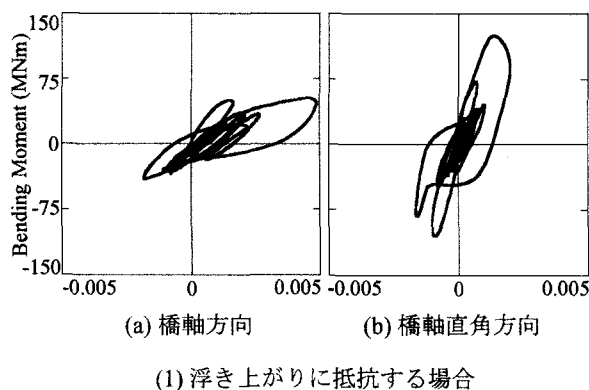


図-18 P2 橋脚の塑性ヒンジ区間における曲率-曲げモーメント関係

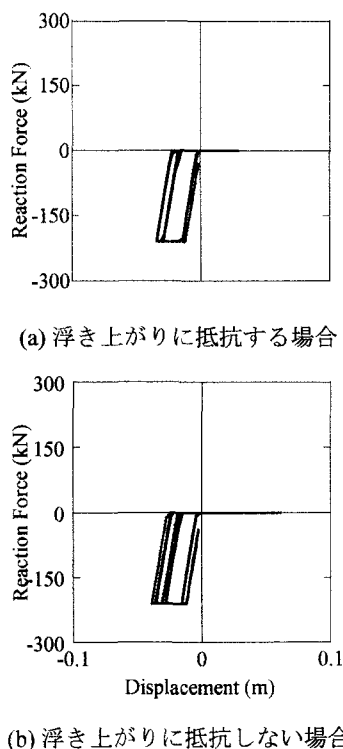


図-19 背面盛土上面における橋台 A1～背面盛土間の相対変位～水平力 (橋軸方向)

応答を、マイナス側は橋台が盛土を押し込む応答を示す。また、底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗する場合には、橋台は盛土側に最大35mm、桁側に29mm変位する。これに対して浮き上がりに抵抗しない場合には、橋台は盛土側に39mm、桁側に61mm変位する。フーチングが底面地盤から浮き上がる場合には、橋台背面土～盛土間の相対変位が大きくなる。

6. 結論

直接基礎とこれにより支持された橋脚からなるマルチヒンジシステムに対する基礎ロッキング免震の影響を検討するために、JMA神戸地震動に対する応答を解析した。本解析により得られた結論は以下の通りである。

- 1) 基礎底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗しない場合には、基礎底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗する場合と比較して、桁に生じる応答加速度は、橋軸方向には24%～30%減少する。また、橋軸直角方向には橋台位置ではほとんど変化しないが、橋脚上では58%減少する。また、橋脚塑性ヒンジ部の曲率は橋軸方向で83%、橋軸直角方向で88%緩和される。
- 2) 基礎底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗しない場合には、最大浮き上がり量は橋脚で66mm～99mm、橋台では20mm～26mmである。橋台フーチングの幅は大きいので、橋台フーチングの浮き上がり量は橋脚フーチング浮き上がり量に比較的小さい。
- 3) 基礎底面地盤がフーチングの浮き上がりに抵抗しない場合には、フーチングが浮き上がらない場合と比較して、橋台～盛土間により大きい相対変位が生じる。盛土の応答は橋の振動に影響を及ぼす。

7. 謝辞：本研究は（財）先端建設技術センターの研究助成及び科学研究補助金（課題番号17656147：ロッキング基礎免震に関する研究）を用いて行ったものである。ここに記して厚くお礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 川島一彦, 細入圭介: 直接基礎のロッキング振動が橋脚の非線形地震応答に及ぼす影響, 土木学会論文集, 703/I-59, pp. 97-111, 2002.
- 2) 長井崇徳, 川島一彦: 基礎ロッキング免震に対する水平2

- 方向入力の影響, 構造工学論文集, Vol.52A, 2006. (論文修正済み)
- 3) 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, 520/I-28, pp. 1-11, 1995.
 - 4) Hoshikuma, J., Kawashima, K. Nagaya, K. and A. W. Taylor: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, ASCE, 123-5, pp. 624-633, 1997.
 - 5) 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, 654/I-52, pp. 297-316, 2000.
 - 6) 堺淳一, 川島一彦: 部分的な除荷・再載荷を含む履歴を表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案, 土木学会論文集, 738/I-64, pp. 159-169, 2003.
 - 7) たとえば, 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, 759/I-67, pp. 79-98, 2004.
 - 8) 渡邊学歩, 川島一彦: 衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析, 土木学会論文集, 675/I-55, pp. 125-139, 2001.
 - 9) 小林寛, 運上茂樹, 西岡勉: 両端部に橋台を有する既設橋梁の橋全体系に着目した耐震補強法の検討, 第7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. 267-270, 2004.
 - 10) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書V耐震設計編, pp. 56-57, 2002.