

多点入力を受ける橋梁の地震応答特性に関する研究

畑田俊輔¹・川島一彦²・庄司学³

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フェロー会員 工博 東京工業大学教授 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)

³正会員 工修 東京工業大学助手 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)

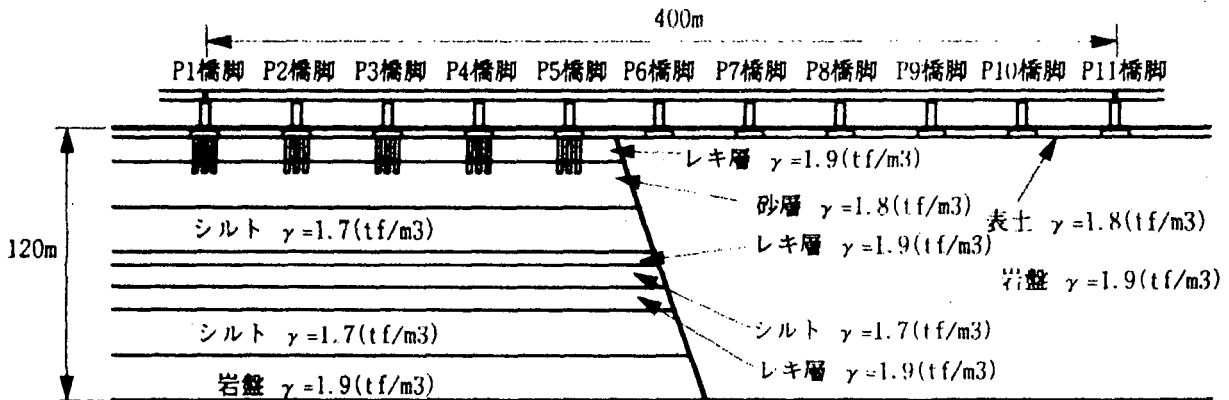


図-1 解析対象橋および地盤条件

1. はじめに

一般に橋梁の耐震設計では、各基礎に同一の地震動が作用すると仮定されるが、実際には地層・地盤条件により地震動は基礎ごとに同一ではない。こうした多点入力の影響に関しては現在までも多数の研究があり、例えば川島ら¹⁾はマルチサポート応答スペクトルを用いて多点入力の影響を一般化し、多点入力を与えた場合には一様入力を与えた場合に比較して、桁に生じる応答加速度および応答変位は減少するが、橋脚に生じる地震力は増大することを示している。また平沢ら²⁾は、地震動の位相特性が構造物の弾塑性応答に及ぼす影響について、弾性応答との比較も含めて検討し、弾塑性応答系に対しては位相特性のみならず地震動強度の影響が大きいことを示している。

本研究では、地盤条件変化部に建設される多径間連続橋の橋軸方向の応答を対象に、地震動を多点入力した場合の橋の非線形地震応答について検討したので、この結果を報告する。

2. 解析対象橋とそのモデル化

解析対象橋および周辺の地盤条件を図-1、2に示す。これは国府津-松田断層周辺の地盤条件を簡略化したものであり、角度20度の逆断層の東側は岩盤、西側はレ

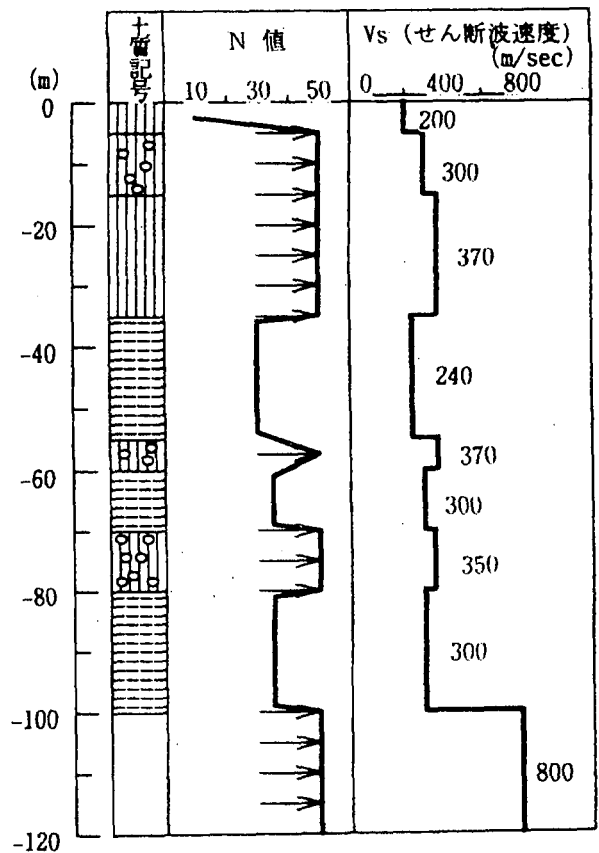


図-2 地盤のN値とせん断波速度

キ層、砂層、シルトの互層から構成されている。ただし、ここでは地盤条件変化部を表す一つの例として断層周辺

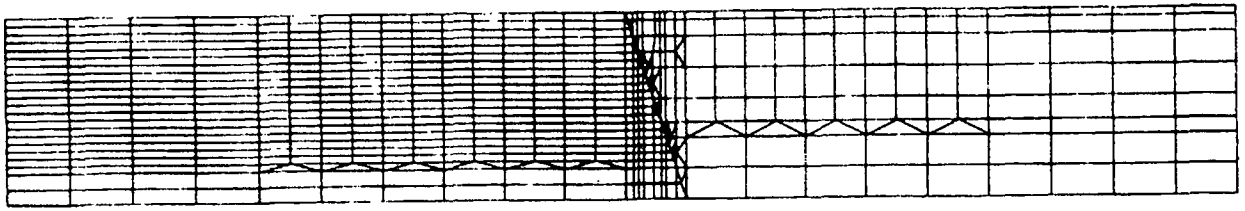


図-3 解析地盤モデル

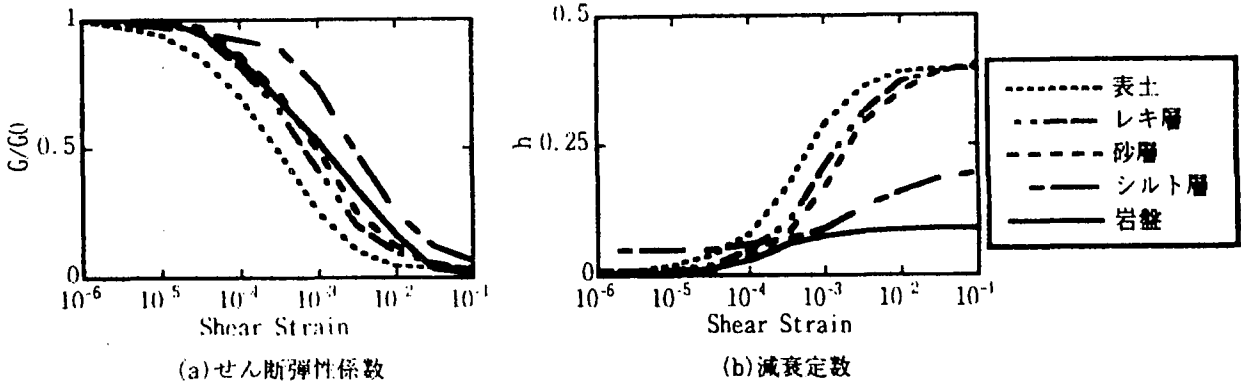


図4 地盤のせん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存性

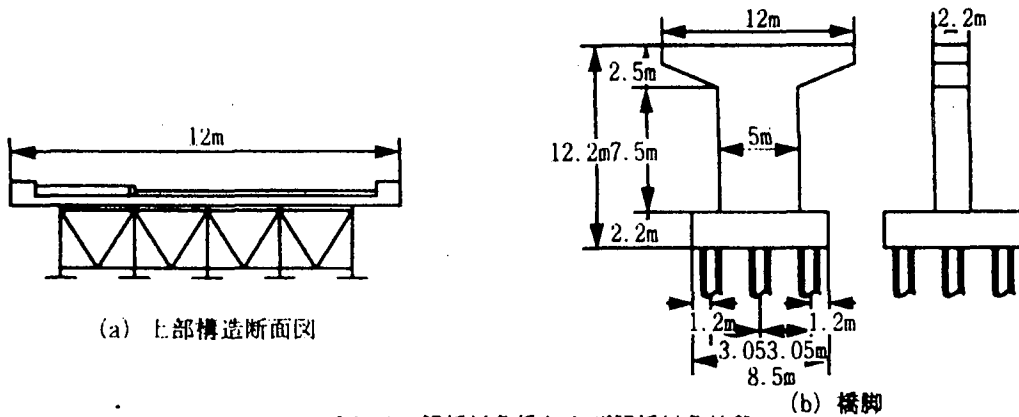
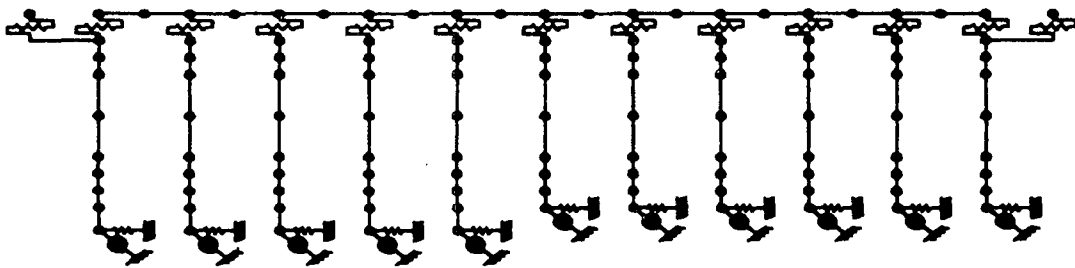


図-5 解析対象橋および解析対象地盤



● 重量を持つ接点 ○ 重量を持たない接点
図-6 解析モデル

表-1 解析対象橋の固有振動特性

| 振動モード | 固有周期(s) | 刺激係数 | 有効質量(t) | モード減衰定数(%) |
|-------|---------|------|---------|------------|
| 1次 | 1.10 | 2.68 | 7.17 | 3.45 |
| 10次 | 0.23 | 1.43 | 2.03 | 14.64 |
| 15次 | 0.17 | 1.29 | 1.68 | 10.99 |

地盤を取り上げただけで、断層変位は考えていない。断層西側の沖積地盤の厚さを約 100mと仮定し、基盤から上の表層地盤を図-3 に示すようにして FLUSH³⁾ を用いて 2次元平面ひずみ有限要素モデルに置換した。地盤の節点数は 631、要素数は 621 である。地盤のせん断弾性係数および減衰定数のひずみ依存性は、岩盤、砂、レ

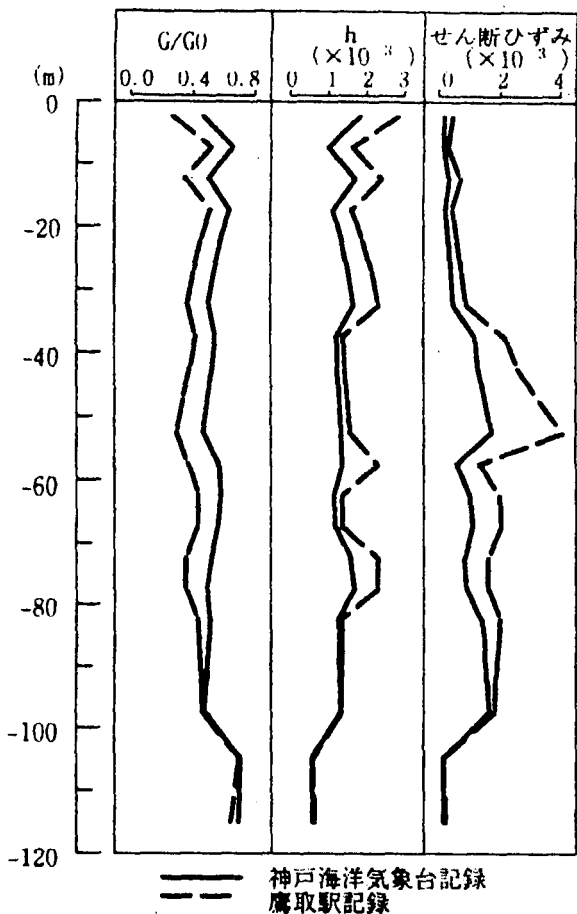


図-7. ひずみ依存性を考慮したせん断弾性係数、等価減衰定数

キ、シルトごとに図-4に示すように設定した。⁴⁾ 地盤モデルの側面にはエネルギー伝達境界を用いた。³⁾

図-5に示すように解析対象橋は桁長400m、幅員12mの10径間連続鋼鉄桁橋である。P5~P6橋脚の中間で断層が地表面に達していると仮定している。橋脚高さは10mで、断面寸法5m×2.2mのRC小判型橋脚によって支持されている。隣接桁の影響を考慮するために、両端の橋脚には隣接桁による死荷重反力相当の桁質量を付加集中質量として与えている。

桁は各橋脚ごとに、積層ゴム支承(平面寸法700mm×700mm、厚さ197mm)5基によって支持されている。断層の東側は直接基礎(平面寸法6.5m×6.5m、厚さ2.0m)によって、また西側は杭基礎(杭径1.2m、杭長15mの9本の場所打ち杭、フーチングの平面寸法8.5m×8.5m、厚さ2.2m)によってそれぞれ支持されている。

解析対象橋は図-6に示すように離散型骨組構造としてモデル化した。橋脚は、降伏剛性と降伏後剛性から成るバイリニアとしたTakeda型剛性劣化履歴要素⁶⁾によって、また、杭は線形はり要素によってそれぞれモデル化した。杭基礎および直接基礎はともに基礎底面における併進、回転、連成ばねによってモデル化し、ばね定数は道路橋示方書⁷⁾によって求めた。

減衰定数は、道路橋示方書に基づいて桁では2.0%、

橋脚では5.0%、積層ゴム支承では2.0%、基礎では20.0%とし、ひずみエネルギー比例減衰法によってモード減衰定数を求めた。有効質量は30次までではほぼ100%に達するが、このうち刺激係数や有効質量が大きいのは表-1に示す3つの振動モードである。1次は橋の全長にわたって桁の併進が卓越するモードであり、10次は断層東側の直接基礎によって支持されている6本の橋脚の曲げ1次振動が、また、15次は断層西側の杭基礎によって支持されている5本の橋脚の曲げ1次振動がそれぞれ卓越するモードである。

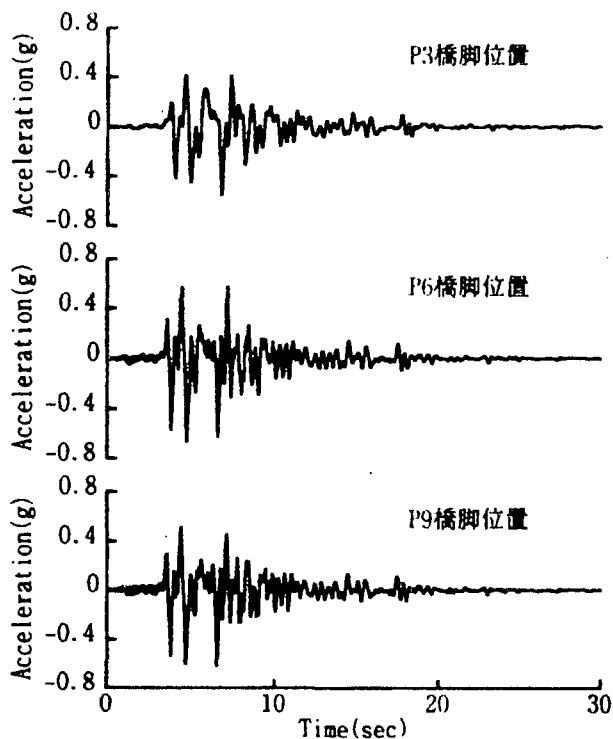
後述する動的解析では、1次および15次のモード減衰定数をもとに2つの係数を定めて、減衰作用をレイリ-減衰によって与えた。

3. 入力地震動

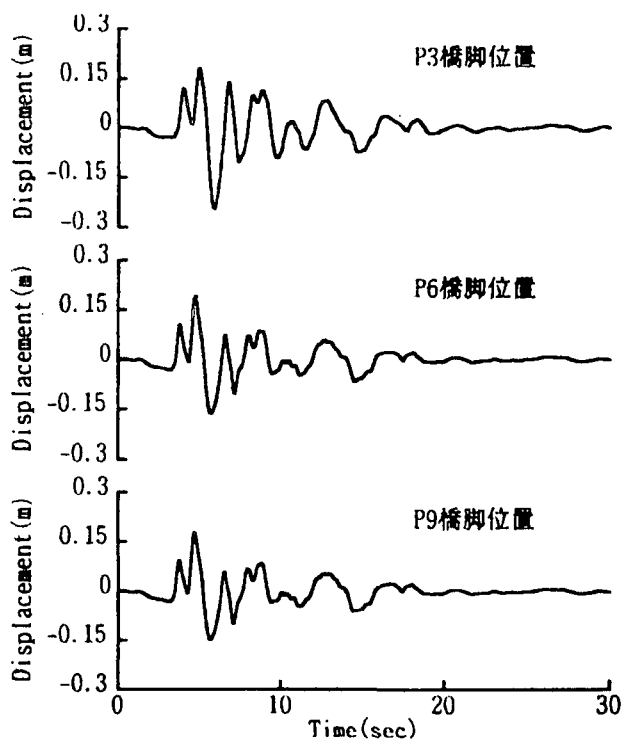
入力地震動としては、1995年兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測されたNS成分地震動(以後、神戸海洋気象台記録と呼ぶ)およびJR鷹取駅で観測されたNS成分地震動(以後、鷹取駅記録と呼ぶ)を用いた。神戸海洋気象台記録は断層の西側の地表面で、また、鷹取駅記録は断層の東側の地表面でそれぞれ観測されたと想定し、1次元有限要素法を用いて基礎地震動に変換した。これは、強震記録が得られた地点と本解析地点の地盤条件の関連を考慮したものである。これを2次元FLUSHモデルの基礎に作用させて橋脚基礎フーチング下面位置における地盤の応答加速度および応答変位を求めた。これを多点入力地震動として図-6の連続橋モデルのフーチング下面位置の地盤ばね作用させて、橋の地震応答を求めた。

図-7は、動的解析から求めた断層西側の自由地盤のせん断弾性係数、減衰定数、せん断ひずみの地盤内の分布を神戸海洋気象台記録を入力した場合を例に示した結果である。せん断ひずみは地表面下35~55m付近および80~100mに存在する粘性土層で 4.0×10^{-3} 程度と大きくなっている。微小ひずみ時の初期せん断弾性係数 G_0 に対して地震時にはこの0.5~0.7程度の値に減少している。図-8は、このようにして求めたフーチング下面における地盤の応答加速度を神戸海洋気象台記録を入力した場合を例に、P3、P6、P9橋脚位置に対して示した結果である。ここでは参考のために、これらの応答スペクトルと基礎での入力地震動加速度も示している。P3橋脚位置では周期0.46秒と同時に0.6~1.5秒と広い成分が、またP9橋脚位置では周期0.44秒の成分がそれぞれ卓越しているのがわかる。

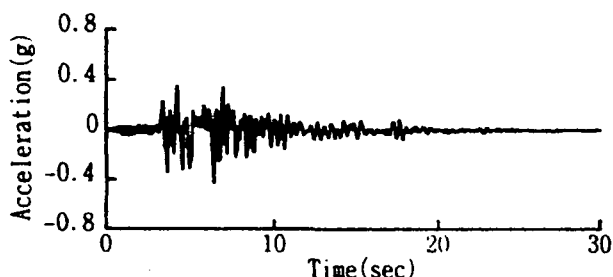
4. 多点入力を受けた場合の桁の応答



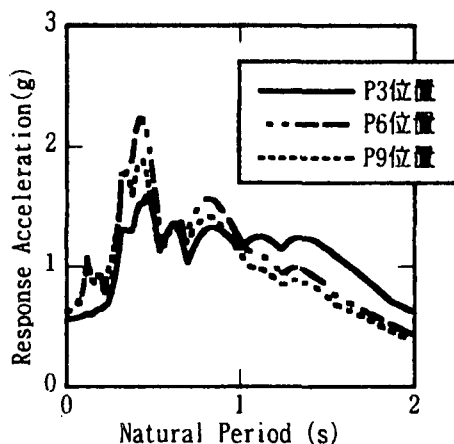
(a) 基礎下面における地盤の応答加速度



(b) 基礎下面における地盤の絶対応答変位



(c) 基礎面の地震動



(d) 加速度応答スペクトル

図8 表層地盤の動的応答 (神戸海洋気象台記録を作用させた場合)

図-9は多点入力を受けた場合のP3、P6、P9橋脚位置における桁の応答加速度およびこれらの橋脚天端における応答変位を示した結果である。多点入力した場合には絶対変位が計算されるため、後述する一様入力した場合の応答と比較するため、ここではフーチング底面位置を基準とし、これに対する相対変位を示している。また、表-2は、これを最大応答の比較として示した結果である。これらの結果によれば、P3、P6、P9橋脚位置における桁の応答加速度はそれぞれ0.85g、0.84g、0.84gとほとんど変化しないが、橋脚天端の最大応答変位はそれぞれ0.045m、0.055m、0.060mと異なる。ただし、最大応答変位が場所により異なるのは、フーチング底面位置における応答変位が異なるためであり、各橋脚位置の絶対応答変位を比較すると橋脚間で大きな違いはない。したがって橋軸方向の桁剛性が大きいため多点入力を受

けても各橋脚の天端やその位置における桁の応答加速度には場所ごとの変化はほとんど生じないが、フーチング底面位置における地盤応答変位は場所ごとに異なるため、橋脚に生じる曲率は橋脚ごとに異なることが分かる。

これをP3、P6、P9の各橋脚基部における曲げモーメント-曲率の履歴として示した結果が図-10である。P3橋脚ではわずかに非線形化した程度であるが、P6、P9橋脚では曲率じん性率がそれぞれ2.7、3.1となっている。このようにP3橋脚に生じる塑性応答曲率がP6、P9橋脚に生じる塑性応答局率よりも小さいのは、P6、P9橋脚は直接基礎であり、基礎の併進や回転が生じないのに対して、P3橋脚では杭の併進や回転により橋脚に生じる塑性応答が緩和されるためと考えられる。

5. 一様入力を受けた場合の桁の応答

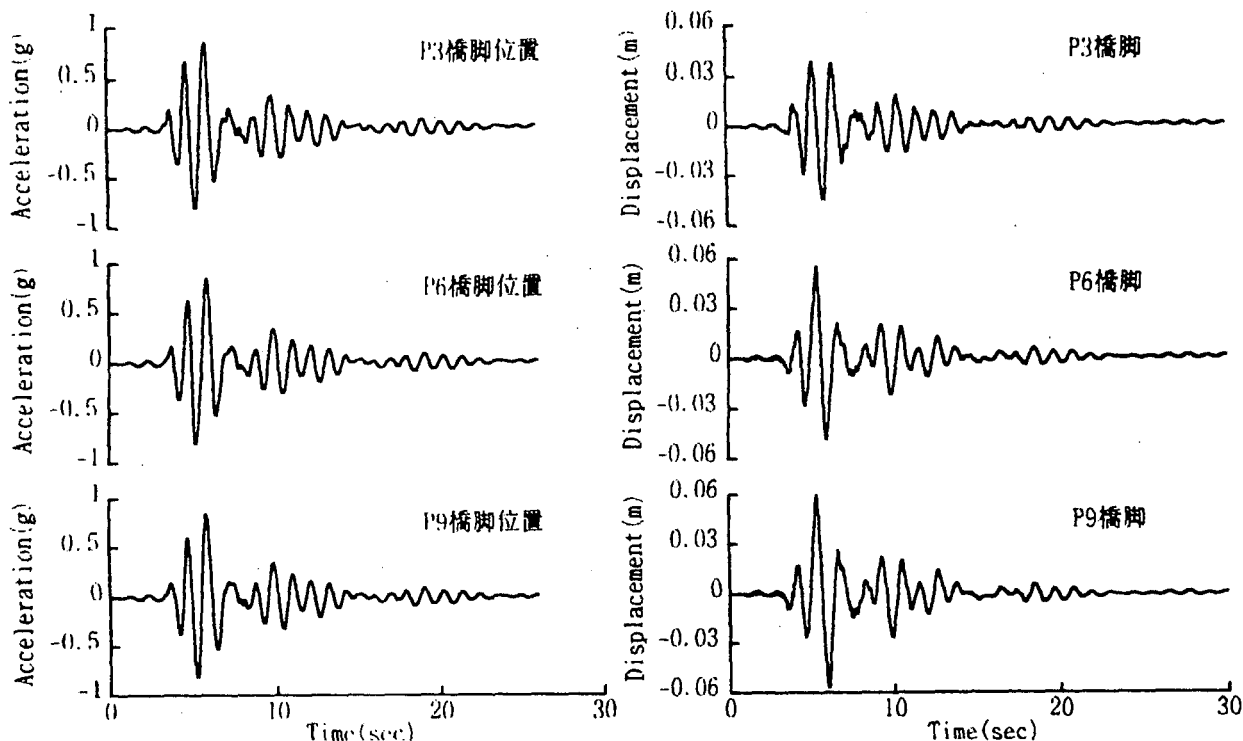


図-9 多点入力作用させた場合の桁の応答加速度および天端のフーチング底面に対する相対応答変位

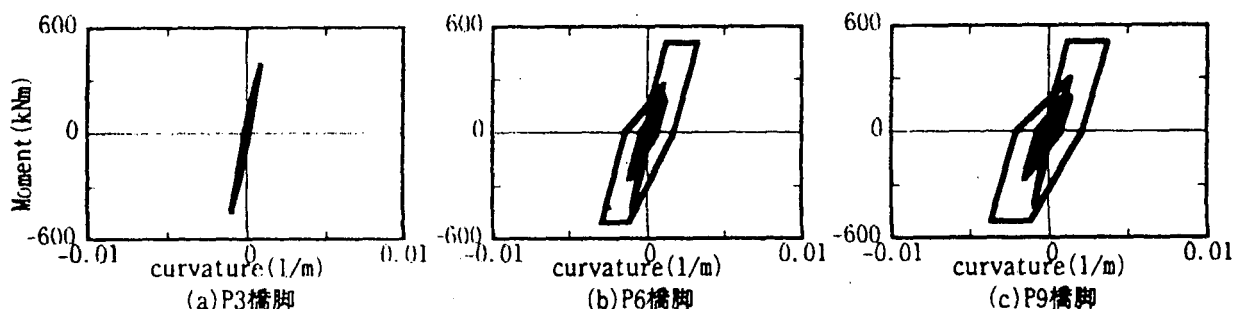


図-10 多点入力作用させた場合の橋脚基部における曲げモーメント～曲率の履歴

表 2 桁の最大応答加速度、フーチング底面に対する橋脚天端の最大相対応答変位および橋脚基部の最大応答曲率靱性率

| 位置 | 応答 | 最大応答加速度(g) | | | 最大応答変位(m) | | | 曲率靱性率 | | |
|-------------------|------------|------------|------|------|-----------|-------|-------|-------|------|------|
| | | P3 | P6 | P9 | P3 | P6 | P9 | P3 | P6 | P9 |
| 神戸海洋 气象台 記録 | 多点入力 | 0.85 | 0.84 | 0.84 | 0.045 | 0.055 | 0.060 | 0.8 | 2.7 | 3.1 |
| | 一様入力(断層西側) | 1.16 | 1.14 | 1.13 | 0.108 | 0.102 | 0.101 | 5.3 | 6.6 | 6.6 |
| | 一様入力(断層東側) | 1.03 | 1.01 | 0.99 | 0.080 | 0.072 | 0.072 | 3.1 | 4.1 | 4.1 |
| JR鷹取駅 記録 | 多点入力 | 1.63 | 1.57 | 1.58 | 0.107 | 0.287 | 0.304 | 5.1 | 21.5 | 22.9 |
| | 一様入力(断層西側) | 2.00 | 2.01 | 2.02 | 0.332 | 0.335 | 0.334 | 23.2 | 25.1 | 25.0 |
| | 一様入力(断層東側) | 2.27 | 2.32 | 2.38 | 0.356 | 0.357 | 0.356 | 24.9 | 26.9 | 26.8 |

上述した多点入力を受けた場合の応答との比較のために、一様入力を受けた場合の桁の応答も解析した。入力地震動としては断層の西側 (P3 橋脚位置) および東側 (P9 橋脚位置) の地盤応答加速度をそれぞれ全ての橋脚の基礎位置に作用させた。ただし、基礎条件は上記と変化させず、断層から西側では杭基礎、東側では直接基礎であると仮定した。これは地盤条件と入力地震動の整合性という観点からは、実情とは一致しないが、計算の簡便さと上述した多点入力の場合との比較の容易さから、この

ように仮定したものである。

この結果をそれぞれ図-11、12 に示す。応答変位は多点入力の場合と比較できるように、いずれもフーチング底面に対する相対値として示している。断層の西側の応答を一様に作用させた場合を例にとると、P3、P6、P9 橋脚位置における桁の応答加速度およびこれらの橋脚の天端における応答変位の最大値はそれぞれ、1.16g、1.14、1.13g および 0.108m、0.102m、0.101m となる。桁の加速度応答や橋脚天端の応答変位が場所ごとにほとんど

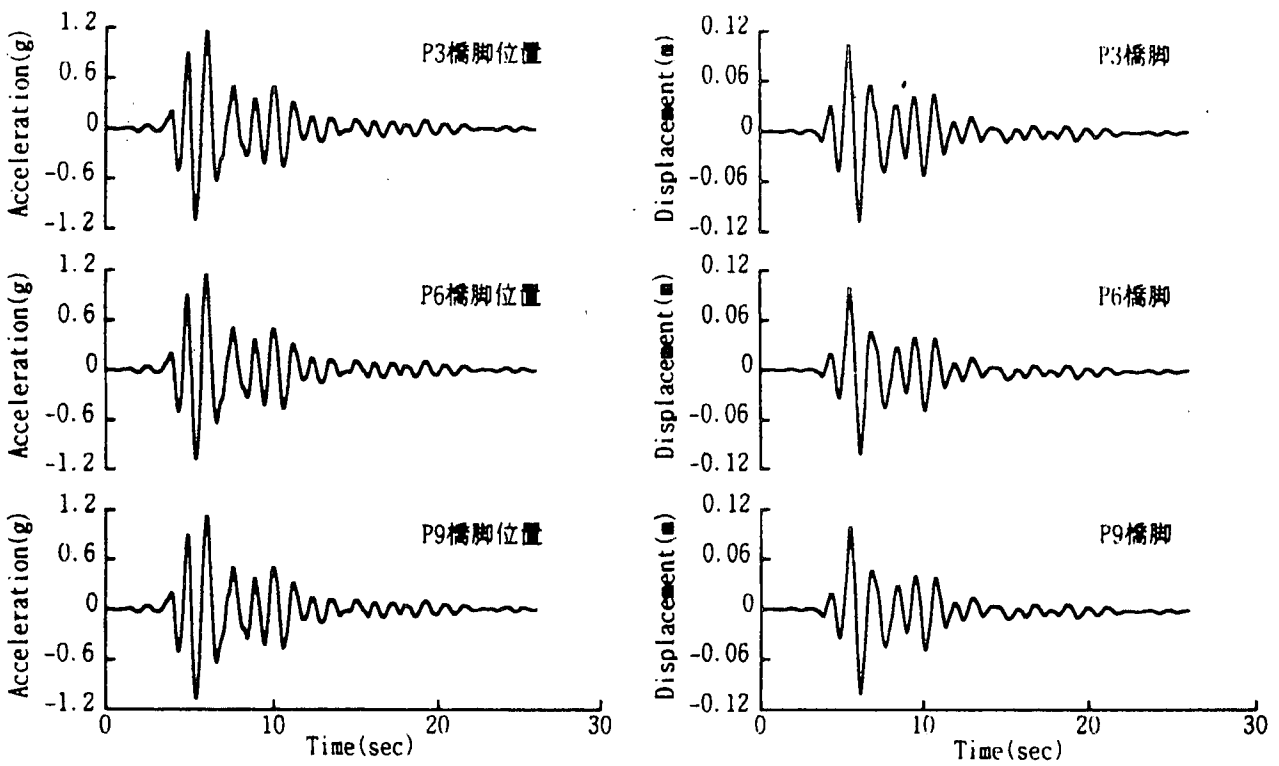


図 - 11 一様入力（断層西側(P3橋脚位置)の応答)を作用させた場合の桁の応答加速度および天端のフーチング底面に対する相対応答変位

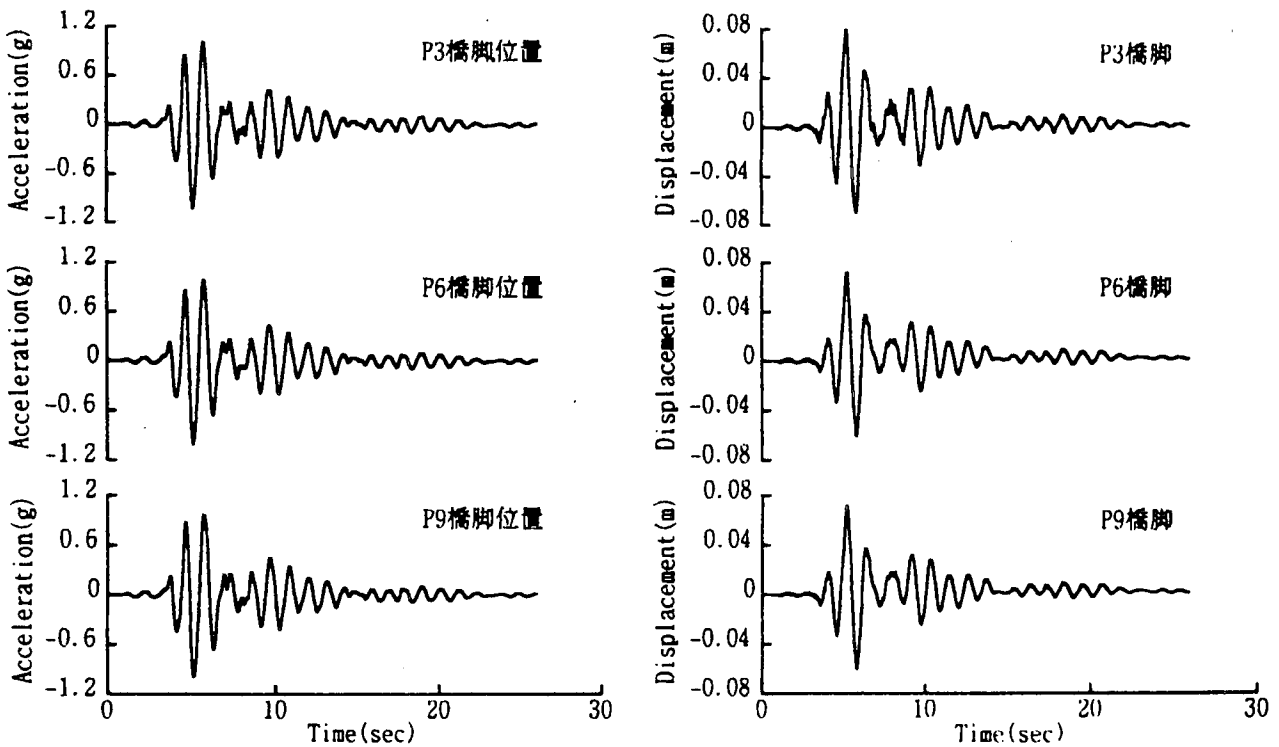


図 - 12 一様入力（断層東側(P9橋脚位置)の応答)を作用させた場合の桁の応答加速度および天端のフーチング底面に対する相対応答変位

変化しないのは、上述した多点入力の場合と変わらないが、最大加速度および最大変位は多点入力の場合に比較してそれぞれ 30%、50%程度大きくなっている。これは、川島らがマルチサポート応答スペクトルの解析から指摘しているように、多点入力することにより桁の応答変位が抑えられる結果、応答変位が減少するためである。マルチサポート応答スペクトルによれば短周期構造物ではこのように応答変位が抑えられる結果、一様入力する

場合よりも多点入力する場合の方が橋脚に生じるせん断力は増加するが、長周期構造物では一様入力する場合よりも多点入力する場合のほうが小さくなる場合もある。本解析では固有周期が 1.1 秒と比較的長周期の橋を対象としているため後者の特性が表れたと考えられる。桁の最大応答を表した表-2 によれば、以上のような傾向は断層西側の地震動を一様に作用させた場合も同じである。図-13、14 は橋脚基部における曲げモーメント～曲

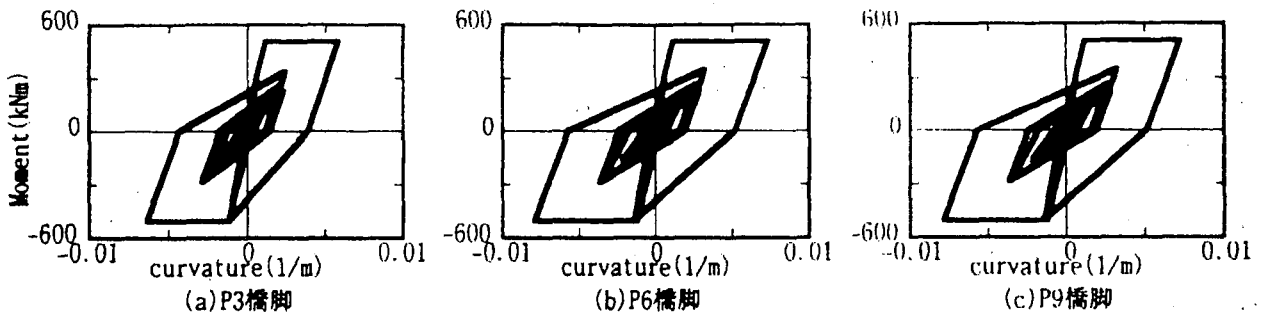


図-13 一様入力（断層西側(P3橋脚位置)の応答)を作用させた場合の橋脚基部における曲げモーメント～曲率の履歴

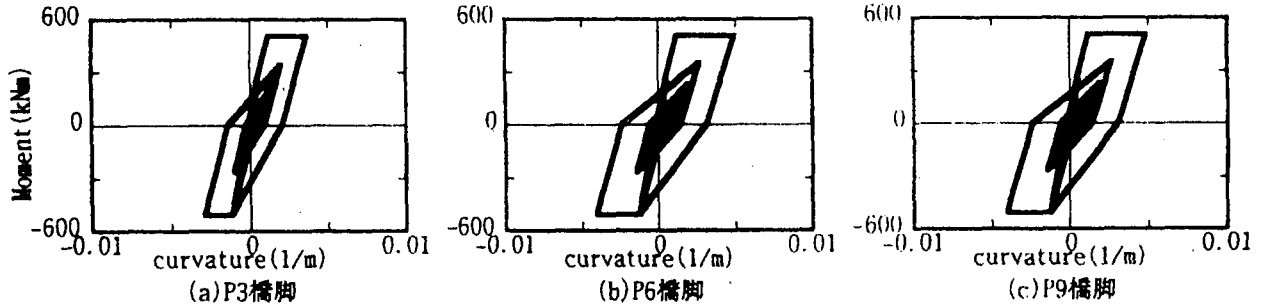


図-14 一様入力（断層東側(P9橋脚位置)の応答)を作用させた場合の橋脚基部における曲げモーメント～曲率の履歴

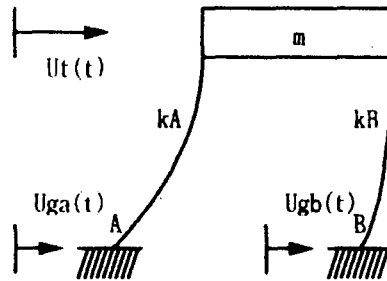
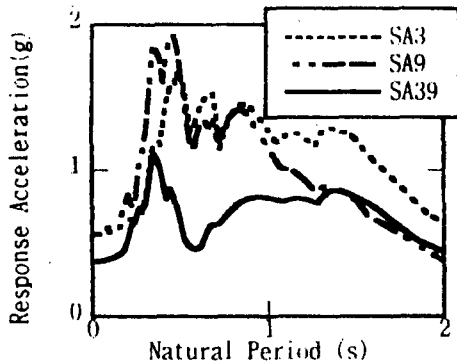
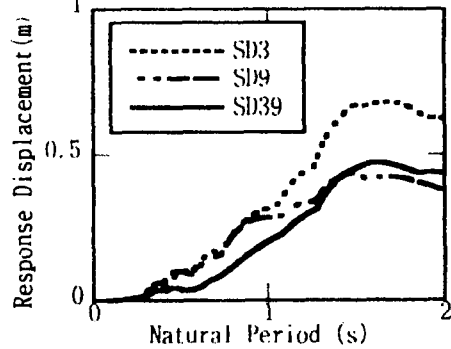


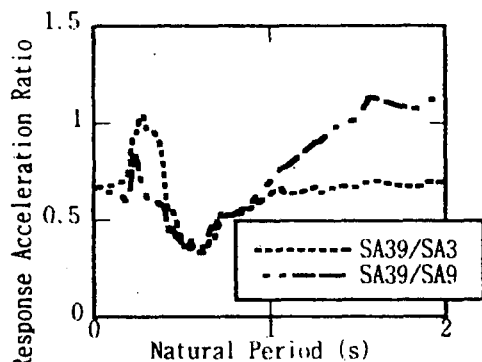
図-15 マルチサポート応答スペクトル



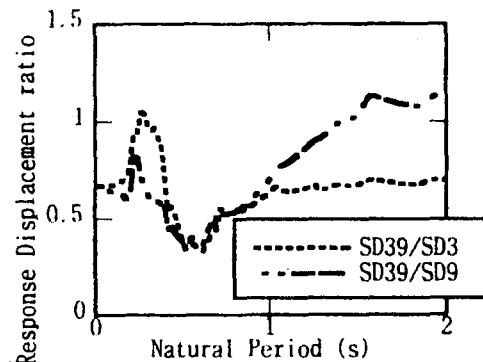
(a) 加速度応答スペクトル



(b) 相対変位応答スペクトル



(c) 一様入力の場合で正規化したマルチサポート加速度応答スペクトル



(d) 一様入力の場合で正規化したマルチサポート変位応答スペクトル

図-16 マルチサポート応答スペクトルによる多点入力と一様入力の比較

率の履歴を示した結果である。断層西側および東側の地震動を一様に作用させた場合の P3、P6、P9 橋脚の曲率じん性率はそれぞれ、5.3、6.6、6.6 および 3.1、4.1、4.1 となり、いずれの場合も上述した多点入力した場合よりも大きくなる。

6. マルチサポート応答スペクトル

上記の多点入力の影響を一般化するために、川島らにより図 15 に示すマルチサポート応答スペクトルが提案されている。これは剛性が k_A 、 k_B の 2 本のばね、(橋脚) で支持され、ここに異なる地震動が作用した場合の質量 m の質点 (桁) の応答を地震応答スペクトルとして与えたものである。ここでは、桁の軸方向剛性は十分大きいものとして、桁を 1 質点で表している。この構造系の運動方程式は式(1)で表される。

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + (k_A + k_B)u = -m\ddot{u}_g \quad (1)$$

ここで \ddot{u}_g は、

$$\ddot{u}_g = \frac{\ddot{u}_{gA} + r\ddot{u}_{gB}}{1+r} \quad (2)$$

また、 $r = k_B / k_A$ である。

入力地震動として断層東側地盤 (P3 橋脚位置) の地震動と断層西側地盤 (P9 橋脚位置) の地震動を与え、 $k_A = k_B$ と仮定して、マルチサポート応答スペクトル S_{A39} 、 S_{D39} を計算した。また、両支点にともに P3 橋脚位置および P9 橋脚位置の地震動が作用した場合のマルチサポート応答スペクトル (=一般の応答スペクトル) S_{A3} 、 S_{A9} および S_{D3} 、 S_{D9} も計算した。この結果を図 16 に示す。これによると、固有周期が 1.4 秒よりも長い周期を除くと、多点入力した場合の応答加速度 S_{A39} および相対応答変位 S_{D39} の方が一様入力した場合の応答加速度 S_{A3} 、 S_{A9} および相対応答変位 S_{D3} 、 S_{D9} よりも小さい。これは、異なる振動が作用する場合の方が桁の応答が出にくいからである。

7. 結論

基礎ごとに異なる地震動が作用する場合の連続橋の地震応答特性について検討するため、国府津-松田断層周辺地盤を簡略化した地盤上の、40m@10 系間連続橋を対象として解析を行った。また、マルチサポート応答スペクトルによる解析も行った。

1) 橋軸方向の桁の剛性は大きいため、多点入力地震動を作用させても桁の加速度および橋脚天端に生じる応答変位 (絶対変位) は橋の全長に渡り、ほとんど一様であ

る。しかし、このことはフーチング底面における地震動は箇所ごとに異なるため、橋脚に生じる変形は橋脚ごとに変化することを意味する。

2) 多点入力地震動を作用させた場合には、橋脚に生じる塑性曲げ変形は、断層東側の直接基礎で支持された橋脚のほうが断層西側の杭基礎で支持された橋脚よりも大きい。これは、杭基礎の変形が橋脚に生じる塑性変形を緩和するためと考えられる。

3) 断層の東側および西側の地震動をそれぞれ各橋脚底面に作用させた場合に桁に生じる最大応答加速度、変位、橋脚に生じる塑性曲げ変形は、いずれの場合よりも、上記 1) の多点入力地震動を作用させた場合より小さい。これは多点入力が桁の応答を拘束するためと考えられる。

謝辞

本解析に関して、地盤条件は建設省土木研究所から資料を提供していただきました。また、FLUSH の使用に際しましては、(株)地震工学研究所の宇高竹和氏、内田治氏のご指導をいただきました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 大久保忠良, 荒川直士, 川島一彦: 地震動の箇所別の違いが構造物の自身応答に及ぼす影響, 土木技術資料 24-10 (1982), pp.15-20
- 2) 平沢高史, 田村敬一, 中尾吉宏: 地震動の位相特性が 1 質点系弾塑性系応答地に及ぼす影響について, 第 3 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 (1999 年 12 月), pp.95-98
- 3) Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F., Seed, H.B.: A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, College of Engineering University of California, Berkeley, CA, Report No. EERC75-30, 1975
- 4) 岩崎敏男: 6.3.3 土および地盤の動的性質, 最新建設防災ハンドブック, 建設産業調査会, pp.195-196, 1983
- 5) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc, 3rd Japan Earthquake Symposium, pp.357-364., 1970
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996
- 7) 建設省土木研究所: 高密度強震観測記録集 (No.1), 土木研究所資料, 第 3604 号, 1998.11
- 8) 川島一彦, 庄司学: 衝突緩衝防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果, 土木学会論文集 No.612/I-46, pp.129-142, 1999.1