

# 基礎構造の塑性化を考慮した橋梁全体系の地震時挙動に関するハイブリッド振動実験

谷本 俊輔<sup>1</sup>・田村 敬一<sup>2</sup>・小林 寛<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ 振動チーム (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

<sup>2</sup>正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ 振動チーム 上席研究員 (同上)

<sup>3</sup>正会員 工修 国土技術政策総合研究所 高度情報化研究センター 高度道路交通システム研究室 研究官  
(〒305-0804 茨城県つくば市旭1)

In order to improve seismic design technology of bridges, it is necessary to evaluate the vibration characteristics of a bridge-soil system that consists of soil, foundation structure, pier and superstructure. However, there have been few experimental studies on seismic behavior of bridge-soil system. In this paper, we conducted the hybrid vibration experiment on seismic behavior of bridge-soil system, and examined the applicability of hybrid vibration experiment to study seismic response of bridge-soil system. Based on the experiment results, seismic response of bridge including nonlinear behavior of foundation was quantitatively studied.

**Key Words :** hybrid vibration test, bridge foundation, soil-structure system, plasticity

## 1. はじめに

橋梁の耐震設計は一般に上部構造（橋脚－橋桁）と基礎構造（地盤－基礎）を切り離して行われているが、地震時に上部構造が基礎構造に及ぼす影響、また基礎構造が上部構造に及ぼす影響が互いに存在するのは明らかである。特に両者もしくは一方が塑性領域に入った場合には、それらの相互作用も複雑に変化するものと考えられる。

しかし、これら橋梁全体系の連成挙動を考慮した既往の実験的な研究はほとんどなく、上部構造と基礎構造間の相互作用は十分には解明されていない。このことから、橋梁全体系（地盤－基礎－橋脚－橋桁）の振動挙動を明らかにすることは、橋梁耐震設計の合理化につながると考えられる。

本研究では、上下部構造の連成を考慮したハイブリッド振動実験を行うことにより、橋梁各部の塑性化を考慮した場合における橋梁全体系の地震時挙動について検討した。

## 2. ハイブリッド振動実験手法

ハイブリッド振動実験とは、振動応答数値解析と実験模型を用いた振動台実験を連成させることにより、構造物全体の振動挙動を再現する実験手法である<sup>1)~4)</sup>。

本研究で行ったハイブリッド振動実験では、図-1

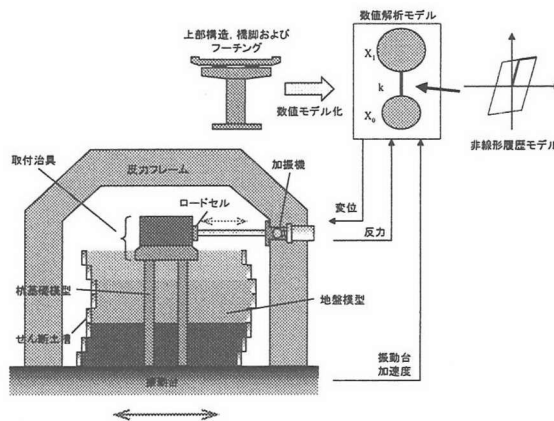


図-1 ハイブリッド振動実験概要図

に示すように、地盤および杭基礎を実験模型、フーチング、橋脚、橋桁を数値解析モデルとした。以下、ハイブリッド振動実験において用いている数値解析手法および制御方法の概要を述べる。詳細については参考文献5)および6)を参照されたい。

### (1) 振動応答数値解析

ハイブリッド振動実験で取り扱う数値解析モデルの質量、減衰、剛性マトリックスをそれぞれ  $M$ ,  $C$ ,  $K$  とし、ある時刻  $t_i$  における数値モデルの変位ベクトルを  $x_i$ 、地震による慣性力ベクトルを  $p_i$ 、数値解析モデルと実験模型の境界点に発生する力のベクトルを  $q_i$  とすると、数値解析モデルの運動方程式は式(1)で表される。

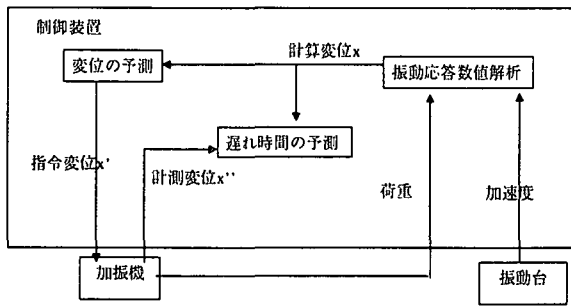


図-2 遅れ補償のフロー

$$M\ddot{x}_i + C\dot{x}_i + Kx_i = p_i + q_i \quad (1)$$

本実験では、ある時刻  $t_i$  における振動台加速度を各質点の質量に乗じたものを  $p_i$ 、加振機先端に設置したロードセルの計測値を  $q_i$  とし、中央差分法を用いることにより式(1)を解く。このようにして求めた次のステップにおける変位  $x_{i+1}$  を加振機により再現する。

### (2) 時間遅れの補償

式(1)で求めた変位を指令値としてそのまま加振機に与えた場合、数値計算に要する時間、油圧式加振機の動特性等に起因して、変位が遅れて再現されることになる。この時間遅れは、振動系に対して負の減衰として作用し、振動の発散をもたらすことが知られており<sup>5)</sup>、遅れ時間の補償が必要となる。

そこで本実験では、遅れ時間だけ先の時刻における変位をあらかじめ予測し、指令値として加振機より出力することにより、時間遅れの補償を行っている。ハイブリッド振動実験の遅れ補償のフローは図-2に示すとおりであり、遅れ時間の予測を行う部分と変位の予測を行う部分から構成されている。

### (3) 変位の予測

従来のハイブリッド振動実験で用いていた遅れ補償手法は、過去の変位計算値を3次関数でフィッティングし、遅れ時間だけ先の変位を外挿して求めるというものであった。すなわち、式(2)によるものである<sup>4),5)</sup>。

$$x' = 4x_0 - 6x_1 + 4x_2 - x_3 \quad (2)$$

ここに、 $x'$  は予測変位、 $x_n$  は  $n$  ステップ前の時刻における計算変位である。

これに対して、今回の実験では変位の予測手法の改良を行った。まず、(1)項で述べた方法により算出された計算加速度  $\ddot{x}$  から式(3)を用いて予測加速度  $\ddot{x}'$  を算出する。

$$\ddot{x}' = 2\ddot{x}_0 - \ddot{x}_1 \quad (3)$$

ここに、 $\ddot{x}_0$  を現在の時刻における加速度、 $\ddot{x}_1$  を  $\delta t$  前の時刻における加速度、 $\ddot{x}'$  を  $\delta t$  先の時刻の予測加速度とし、 $\delta t$  を遅れ時間とする。式(3)は  $\delta t$  の間に加速度が直線的に変化すると仮定することに相当する。次に、 $\delta t$  先の時刻における変位  $x'$  は式(4)により予測することができる。

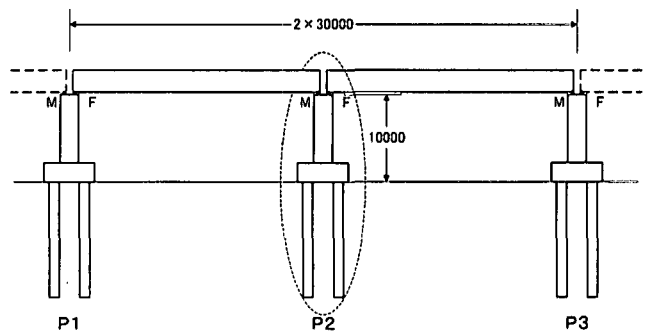
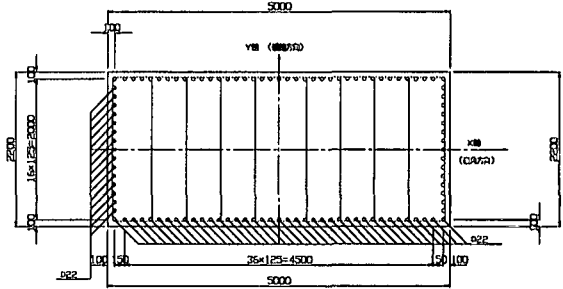
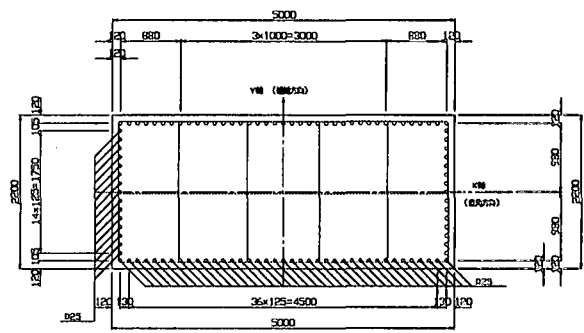


図-3 実験対象とした実規模橋梁



(a) 昭和46年道路橋耐震設計指針



(b) 平成8年道路橋示方書

図-4 橋脚断面図

$$x' = x_0 + \delta t \dot{x}_0 + \frac{1}{3} \delta t^2 \ddot{x}_0 + \frac{1}{6} \delta t^2 \ddot{x}' \quad (4)$$

式(4)を用いることにより変位の予測精度の向上を図ることができる。しかし、振動数が大きくなるとゲインも増大するため、適切なローパスフィルタを併用する必要がある<sup>6)</sup>。

## 3. 実験概要

### (1) 実規模橋梁の試設計

実験対象とするモデルの設定を設定するにあたり、最初に実規模橋梁の試設計を行った。対象とした実規模橋梁は図-3に示すようなⅡ種地盤上で支間長30mの単純桁橋であり、基礎構造はRC場所打ち杭である。また、試設計は昭和46年道路橋耐震設計指針(以下、S46指針と称す。)および平成8年道路橋示方書の2種類(以下、H8道示と称す。)の設計基準に準じて行った。ここで、設計基準による違いは橋脚の

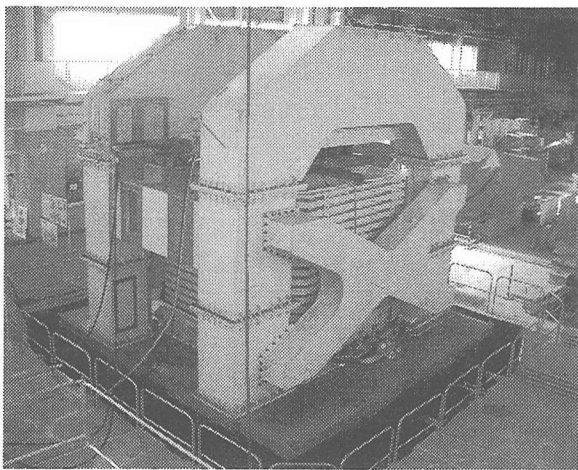


写真-1 ハイブリッド振動実験状況

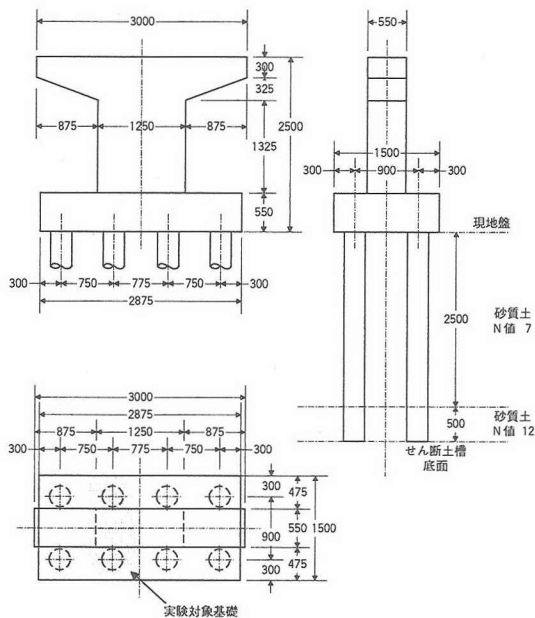


図-5 実験対象模型の概要

配筋のみとし、橋桁、基礎の条件は同一とした。図-4に2種類の橋脚断面を示すが、S46指針では鉄筋径D22であるのに対し、H8道示では鉄筋径D25になっていることが分かる。

## (2) 実験模型

ハイブリッド振動実験の実験状況は写真-1に示すとおりである。本研究では、独立行政法人土木研究所の三次元大型振動台上に内寸幅4m×長さ4m×高さ3.5mのせん断土槽を設置し、その中に地盤模型およびRC杭基礎模型を設置した。杭基礎模型の上部に治具を設置し、治具に加振機を設置した。その外側に加振機の反力を確保するための反力フレームを設置した。

杭基礎模型は、(1)項で述べた実規模橋梁の寸法を1/4に縮小したものであり、鉄筋コンクリートにより作成した。図-5に示すように本実験では、加振直角方向に対して4本配置されている杭のうち1本を取り出し、1本×2列の杭模型を作成した。そのため、フーチング底面に作用させる外力は、4本

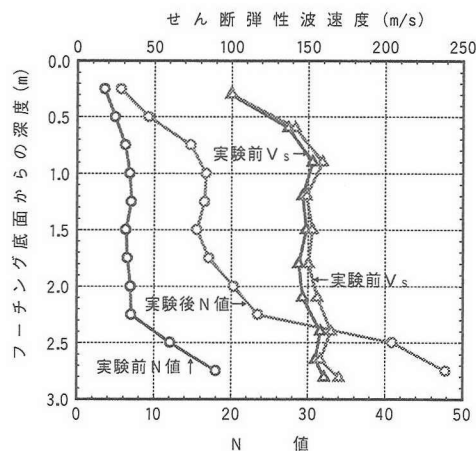


図-6 地盤特性の計測結果

表-1 数値解析モデルのパラメータ

実験対象物		パラメータ
質点の重量(N)	フーチング $m_0$	14,538
	上部構造 $m_1$	21,819
バネ剛性(N/m)	橋脚 K	$4.1195 \times 10^7$

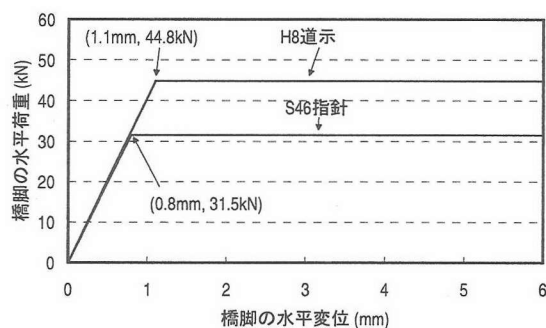


図-7 橋脚の非線形特性

×2列の杭基礎に作用するフーチング底面の地震力の1/4となる。杭基礎模型の配筋については、鉄筋の断面積比が実規模橋梁の杭基礎と杭基礎模型で同じとなるように径および本数を決定した。

## (3) 地盤模型

地盤模型には乾燥珪砂7号を使用し、地表面から深度2.5mまでを目標N値6の第1層、それ以深のせん断土槽底面までを目標N値10の第2層とする2層地盤とした。地盤模型は、地表面から2.5mまでの層を足ふみ、それ以深の層を角材による突き固めにより0.25mずつ作成し、コア採取を行いながら密度管理を行った。

また、地盤特性を把握するため、スウェーデン式サウンディング試験およびベンダーエレメントによるせん断弾性波速度Vsの計測を行った。計測結果を図-6に示すが、実験前後でN値は増加しているが、Vsには大きな変化がないことが分かる。

## (4) 数値解析モデル

本実験で用いた数値モデルは上部構造およびフー

表-2 実験ケース

ケース名	入力波形	最大振幅	設計基準
ケース 1	正弦波 8.1Hz	50gal	S46 指針
ケース 2	正弦波 18Hz	400gal	S46 指針
ケース 3	正弦波 18Hz	400gal	H8 道示
ケース 4	JMA 基盤波形	70gal	S46 指針
ケース 5	JMA 基盤波形	490gal	S46 指針

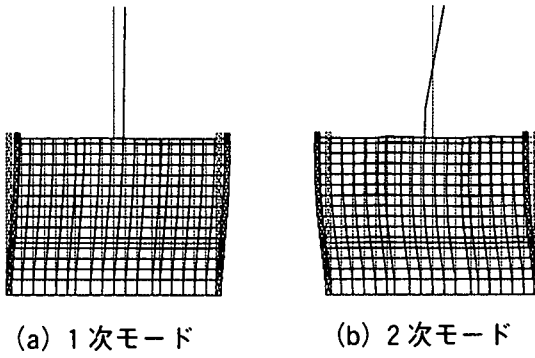
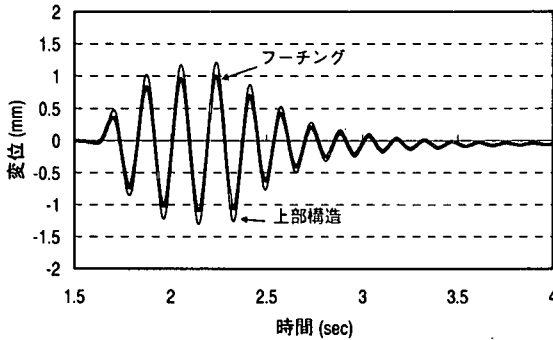
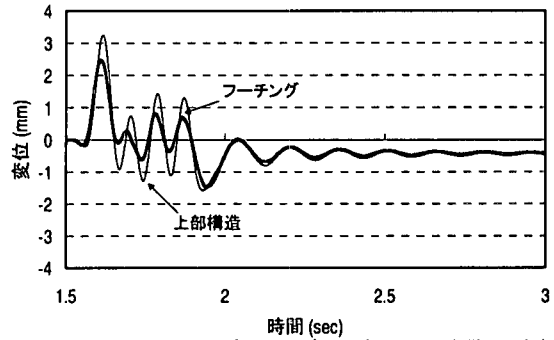


図-8 FEM固有振動解析結果

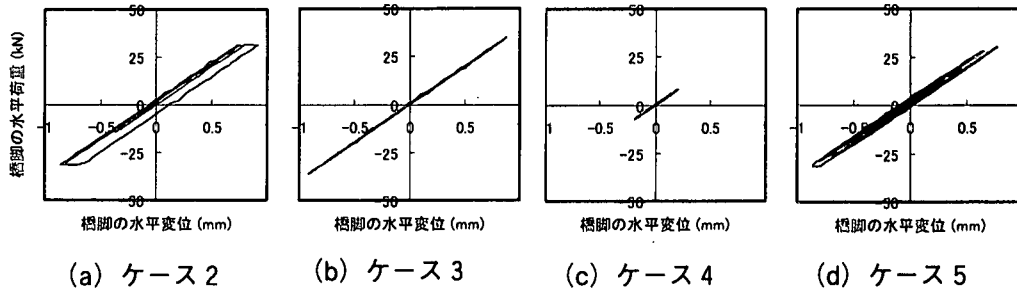


(a) ケース 1 (1次固有振動数入力)



(b) ケース 2 (1次と2次の中間振動数入力)

図-9 数値モデルの各質点の変位時刻歴



(a) ケース 2

(b) ケース 3

(c) ケース 4

(d) ケース 5

図-10 橋脚の水平荷重-水平変位関係

チングを質点，橋脚をバネとした2質点系モデルである。数値モデルの各パラメータは表-1に示しておりであり，2種類の設計基準による試設計結果を基に設定した。橋脚の水平荷重-水平変位関係における非線形性については図-7に示すようなバイリニア型モデルにより表現した。2種類の設計基準により降伏点が大きく異なることが分かる。

#### (5) 実験模型に関する地震応答解析

実験模型の振動特性を把握するため，実験に先立って実験模型と数値モデルを含む実験模型橋梁全体をモデル化した FEM 固有振動解析を行った。解析結果を図-8に示す。1次の固有振動数(8.02Hz)ではフーチングと上部構造が同位相，2次の固有振動数(27.82Hz)では逆位相に振動することが分かる。

#### (6) 実験ケース

実験ケースは表-2のとおりであり，5回の実験を

行った。入力波形は，実験模型の1次の固有振動数に相当する正弦波(8.1Hz)，1次と2次の中間振動数に相当する正弦波(18.0Hz)，JMA 基盤地震動(平成7年兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された地表面記録を解放基盤面位置に引き戻した波形に相当する地震動。以下，JMA 基盤波と称す。)を用いた。

#### 4. 実験結果

##### (1) 固有振動モードの検討

ケース1およびケース2について，数値モデルの変位応答時刻歴を図-9に示す。ケース1では，前述の実験模型に対する FEM 固有振動解析と同様に，フーチングと上部構造が同位相となっており，実験結果と解析結果が整合していることが確認された。ケース2では，加振中はフーチングと上部構造に若

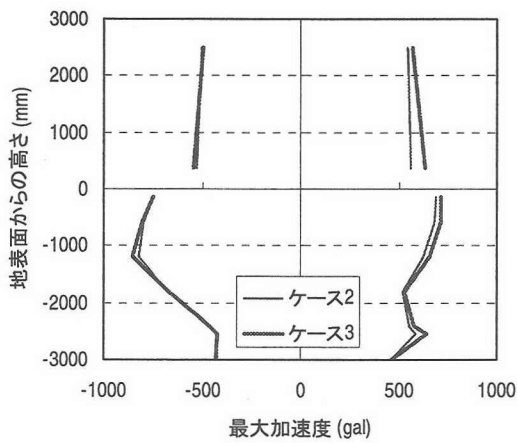


図-11 最大加速度

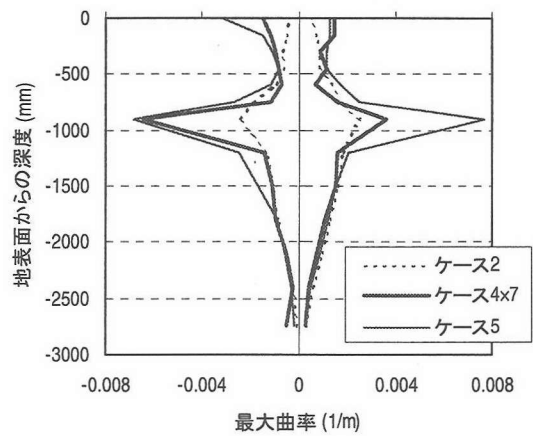


図-13 杭の最大曲率

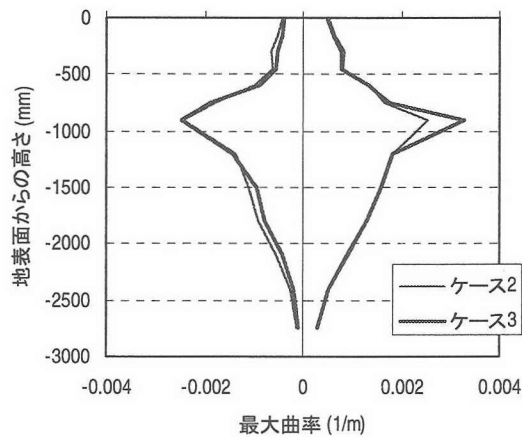


図-12 杭の最大曲率

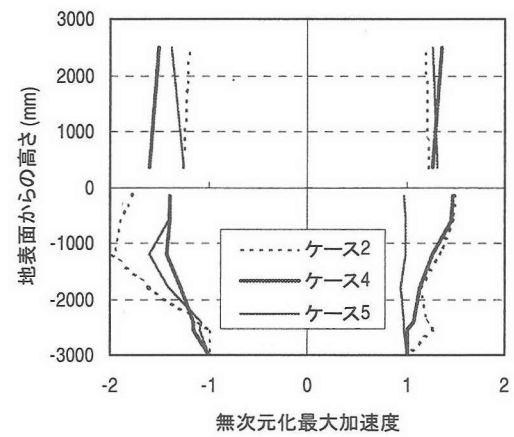


図-14 無次元化最大加速度

干の位相のずれを生じ、加振後には1次の固有振動モードに収束するような振動挙動が確認された。

### (2) 橋脚の塑性化の影響

ケース2～5における橋脚の荷重-変位関係を図-10に示す。ケース2とケース3に着目すると、同図よりケース2の橋脚は若干塑性化しており、一方、ケース3の橋脚は塑性化していないことが分かる。そこで、橋梁各部の絶対加速度の分布をみると、図-11に示すように、ケース2の方がケース3と比較して若干小さくなっている。次に、図-12には杭基礎模型の最大曲率の深度分布を示す。最大曲率は両ケースでほとんど変わらないが、杭中間部においてケース3の方が大きな部分があることが分かる。

### (3) 橋脚および杭基礎の塑性化の影響

図-10より、ケース2およびケース5において、橋脚が塑性化していることが認められる。

図-13では、ケース4で得られた杭の曲率を7倍したもの（以下、ケース4×7と称す。）とケース5で得られた杭の曲率を比較した。ケース4×7とケース5の曲率はGL-1500mm以深およびGL-500mm以浅では概ね同程度となっているが、曲率が最大となる杭中間部ではケース5の方が大きな値となっており、杭の塑性化を裏付けているものと考えられる。

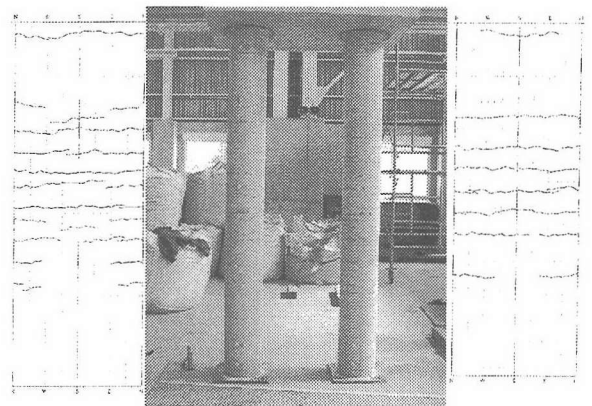


図-15 杭基礎模型の損傷状況

次に、橋脚および杭基礎とも塑性化しなかったケース4、橋脚のみが塑性化したケース2、橋脚および杭基礎とも塑性化したケース5を比較する。これらのケースの最大応答加速度を入力の最大加速度で無次元化したものを図-14に示す。杭基礎の応答に関しては、橋脚だけが塑性化したケース2が最も大きな値を示し、一方、杭基礎が塑性化したケース5の場合の応答は小さい。橋脚の応答に関しては、橋脚、杭基礎がともに弾性であるケース4が最も大きく、橋脚のみが塑性化したケース2は最も小さいが、杭基礎も塑性化したケース5はそれらの中間の値と

なっており、杭の塑性化が橋脚の応答に影響を及ぼしていると考えられる。

#### (4) 杭基礎模型の曲率分布

実験終了後に杭基礎模型を取り外して損傷状況を確認した結果を図-15に示す。杭頭を剛結しているにもかかわらず、杭頭部に加えて杭中間部に多くのクラックが発生していることが分かる。これは、図-14で地表面から約1mの位置における杭基礎模型の曲率が最大となっていることと一致している。

この原因については現在検討中であるが、杭頭部の結合が必ずしも十分ではなかったこと、加振機の押し引きにより治具に回転が発生していたことなどが考えられる。

## 5. まとめ

本研究により得られた結果を以下に示す。

- (1) 実験結果とFEM固有振動解析結果を比較し、実験対象モデル全体の固有振動モードが両者で一致していることを確認した。
- (2) 橋脚または杭基礎に生じる塑性化は各々の部位の応答のみならず、相互の応答に影響を及ぼしあうことを実験的に検証した。

謝辞：本研究は、平成13年度科学技術振興調整費「構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関する研究」の一環として実施したものである。

(社)土木学会技術推進機構に設置された「構造物

の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関する研究」第3分科会第3班においては貴重な意見を賜った。また、実験の安定性に関する検討については、日立製作所機械研究所堀内主任研究員、梅北研究員、日立製作所土浦工場今野主任技師、榊原主任技師より多くの助言をいただいた。ここに、関係各位に謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 谷本俊輔, 田村敬一, 岡村未対, 小林寛: 上下部構造の連成を考慮した橋梁のハイブリッド振動実験, 土木技術資料, 平成15年1月号, pp22-25, 2003.1
- 2) 小林寛, 田村敬一: 2次元3自由度系モデルを対象とした実時間ハイブリッド振動実験, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, pp913-916, 1999.7
- 3) 小林寛, 田村敬一, 谷本俊輔: ハイブリッド振動実験を用いた橋梁全体系の地震時挙動に関する実験的研究, 第3回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, pp207-212, 2002.2
- 4) 小林寛, 田村敬一, 東拓生: 2層系模型を対象とした実時間ハイブリッド振動実験, 第10回日本地震高層シンポジウム論文集, pp2189-2194, 1998.11
- 5) 堀内敏彦, 中川正紀, 菅野正治, 今野隆雄: 加振機の応答遅れを補償した実時間ハイブリッド実験システムの開発(第1報), 日本機械学会論文集(C編), 61巻584号, pp1328-1336, 1995.4
- 6) 堀内敏彦, 今野隆雄: 加振機の応答遅れを補償した実時間ハイブリッド実験システムの開発(第5報), 日本機械学会論文集(C編), 67巻655号, pp667-674, 2001.3