

## 正方形断面鋼製橋脚の水平2方向载荷ハイブリッド実験

## Bi-directional Loading Hybrid Test of Square Section Steel Piers

党紀\*, 中村太郎\*\*, 青木徹彦\*\*\*, 鈴木森晶\*\*\*\*

Ji Dang, Tarou Nakamura, Tetuhiko Aoki, Moriaki Sutsuki

\*工修, 愛知工業大学大学院, 工学部都市環境学科博士後期課程 (〒470-0392 愛知県豊田市八草町 1247)

\*\*工修, 大日本コンサルタント (〒930-0175 富山県富山市願海市 633)

\*\*\* 工博, 愛知工業大学教授, 工学部都市環境学科 (〒470-0392 愛知県豊田市八草町 1247)

\*\*\*\* 工博, 愛知工業大学準教授, 工学部都市環境学科 (〒470-0392 愛知県豊田市八草町 1247)

In this paper, bi-directional loading hybrid tests are carried out to examine the response behavior of square shaped steel bridge piers under the prescript ground accelerations in the Design Specification of the Road Bridge. Each of these ground motions has 2 horizontal components. Both unilateral and bilateral excitations are imposed to 2.4m high steel pier models with a 450mm × 450mm section. It is found from the experiments that the bilateral excitation deteriorates the lateral force of the piers compares to unilateral excitation.

*Key Words: steel column, hybrid test, bi-lateral seismic, response behavior*

キーワード: 鋼製橋脚, ハイブリッド実験, 2方向地震動, 応答特性

## 1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震では, 高架橋の倒壊や鋼製橋脚の座屈や損傷など土木構造物が大きな被害を受けた。以後, 耐震設計は大きく見直され, 1996年に改訂された道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編<sup>1)</sup>では水平2方向からの慣性力が同時に最大値をとる可能性が低いことから, 橋脚への水平2方向からの慣性力を橋軸方向, 橋軸直角方向それぞれ独立に作用させて耐震設計を行うとしている。

しかし, 実際の地震波は3方向成分を持ち, 鉛直方向の作用の影響は少ないとしても, 水平2方向の地震力が同時に作用する影響は未だに十分に明らかになされておらず, できるだけ実構造に近いサイズの橋脚の挙動を実験的に明らかにしておく必要がある。

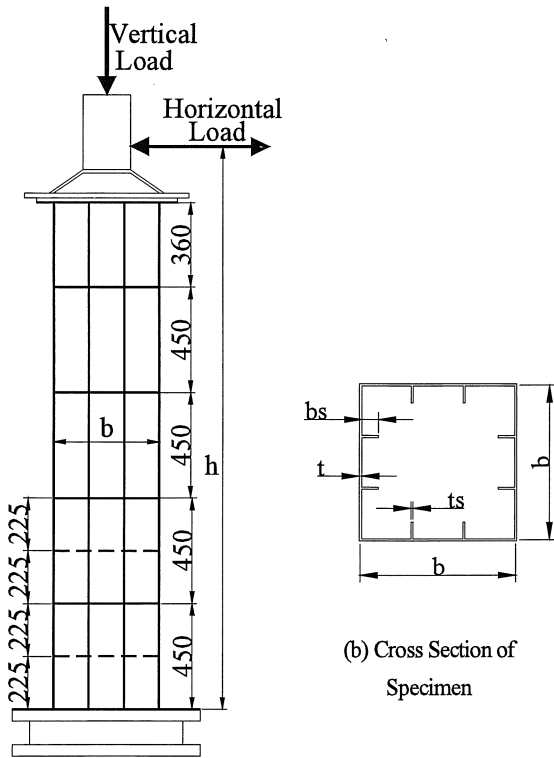
鋼製橋脚の水平2方向载荷の耐震性能実験に関する従来の研究として, Watanabeら<sup>2)</sup>は150mm×100mmの比較的小型の角形鋼管10体を用いて, それぞれX方向, Y方向, 45°斜め方向, 円形パターン, 矩形パターン, ダイヤモンドパターン, プラス形パターンなどの繰返し载荷を行い, 水平2方向同時载荷の場合, 1方向比例载荷に比べ, 強度の劣化が著しいことを明らかにしている。永田と渡辺ら<sup>3)</sup>は, さらに, 同じ供試体に対して,

兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台で観測された地震波加速度(以後 JMA と呼ぶ)のNS方向成分およびEW方向成分を, それぞれ供試体のX方向とY方向に, 1方向のみと2方向同時に入力するハイブリッド応答実験を行った。その結果, 2方向同時に入力する場合は水平力が低くなり, 応答性状は, X方向とY方向に独立入力する場合と大きく異なっている。しかし, そこで用いられている実験試験体は残留応力, 初期変形の極めて少ない小型の角形鋼管である。

後藤ら<sup>4)</sup>は薄肉円形断面橋脚について, 外形251mm~259mmの供試体4体を用いて, 1方向および2方向円形载荷の履歴特性を調べている。

一方, 著者ら<sup>5)</sup>はよりサイズの大きい450mm×450mm, 板厚6mmの正方形断面鋼製橋脚8体を用いて, 载荷パターンを1方向のみ, 斜め22.5°, 斜め45°, 放射形, 円形, 楕円および方形の各パターンで与えた漸増変位繰返し载荷を行った。この研究では, 特に円形载荷パターンで, 1方向载荷より鋼製橋脚モデルの耐力が半減するという実験結果が得られた。

実地震波では, 従来から多く行われている一方向载荷でも, 円形载荷パターンでもなく, それらの複合した载荷となるため, このように大きな耐力低下はないと思われるが, 2方向载荷の荷重の低下は当然予想され



(a) Side View of Specimen

(b) Cross Section of Specimen

図-1 実験供試体

るところである。

後藤ら<sup>6)</sup>は300mm×300mm、板厚4.2mmの正方形断面橋脚について、リブ高さが30mm~50mm変化する供試体6体を用いて、1方向およびダイヤモンド型の2方向載荷を行った。これらの実験より、1方向載荷に比べ、2方向載荷による荷重および変形能の低下を示しており、載荷パターンにより、低下の程度が異なり、剛性低下の性状も大きく異なっている。

最近、正方形断面橋脚に対して、上述のJMAのNS方向のみと2方向同時に入力するハイブリッド実験も行っている<sup>7)</sup>。

実地震波に対する構造物の応答は、今日ではハイブリッド実験を行うことによって実挙動に近い特性が得られるが、実構造物に近い供試体を用いた2方向からの入力地震波によるハイブリッド実験は今日までほとんどなされていない。

異なった地震波の特性を考慮した2方向地震波を入力したときの履歴特性や応答性状を解明するためには、少なくとも現行示方書に規定する3種の地盤種に対応する3種類の地震波を入力するハイブリッド応答実験が必要であると思われる。

本研究では正方形断面鋼製橋脚を実験供試体を選び、これら3種の地震波のNS方向成分とEW方向成分を用いて、1方向独立入力および2方向同時に入力するハイブリッド実験を行い、両者の比較を行って、水平2

表-1 供試体寸法および各パラメータ

鋼種		SM490
板幅	b (mm)	450
板厚	t (mm)	6
リブ幅	bs (mm)	55
ダイヤフラム間	D (mm)	225
リブ板厚	ts (mm)	6
供試体有効高さ	h (mm)	2400
断面積	A (cm <sup>2</sup> )	133
断面2次モーメント	I (cm <sup>4</sup> )	4.06×10 <sup>4</sup>
幅厚比パラメータ	R <sub>R</sub>	0.601
幅厚比パラメータ	R <sub>F</sub>	0.197
細長比パラメータ	λ	0.397
補剛材細長比パラメータ	λ <sub>s</sub>	0.219
補剛材剛比	γ/γ*	10.5

方向地震力入力時の耐震性能を実験的に明らかにする。

## 2. 実験計画および実験方法

### 2.1 供試体

実験に用いる供試体は、材質SM490、板幅450mm、板厚6mmの正方形補剛箱型断面とし、断面を構成する各面には2本の縦方向補剛材(6×55mm)を設けた。また高さ方向に225mmの間隔でダイヤフラム(t=6mm)を設けた。供試体側面図を図-1(a)に、断面図を図-1(b)に、供試体寸法および各パラメータを表-1に示す。なお、幅厚比パラメータR<sub>R</sub>、R<sub>F</sub>、細長比パラメータλは式(1)~(5)によって与えられる<sup>8),9),10)</sup>。

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad (1)$$

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (2)$$

$$\lambda = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

$$k_F = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_l}{\alpha^2(1+n\delta_l)} \quad (\alpha \leq \alpha_0) \quad (4)$$

$$k_F = \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma_l})}{1+n\delta_l} \quad (\alpha > \alpha_0) \quad (5)$$

ここで、α：補剛板の縦横寸法比(=1)、α<sub>0</sub>：限界縦横寸法比、γ<sub>l</sub>：縦方向補剛材の剛比、δ<sub>l</sub>：縦方向補剛材1個

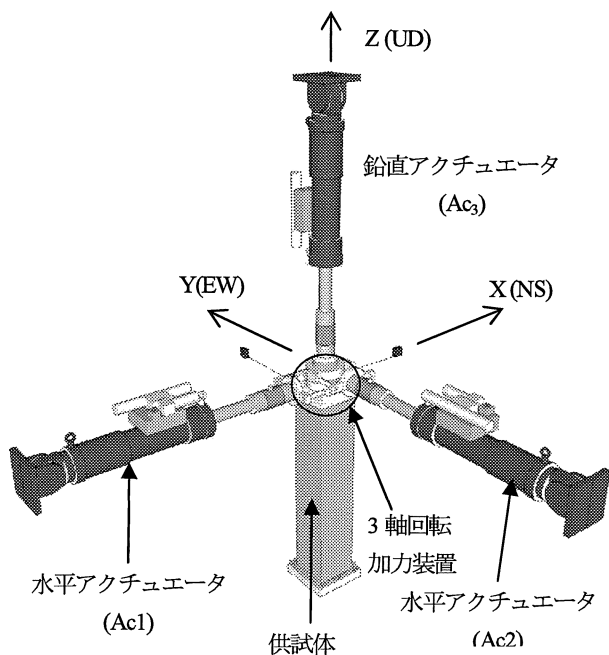


図-2 載荷装置

の断面積比,  $b$ : 板幅,  $t$ : 板厚,  $\sigma_y$ : フランジ板パネルの降伏応力,  $E$ : 弾性係数,  $\nu$ : ポアソン比,  $n$ : 補剛板のサブパネル数,  $r$ : 断面2次半径,  $h$ : 供試体の高さ,  $k_R$ : 座屈係数 ( $=4r^2$ ),  $k_F$ : 座屈係数(式(4),(5))である。

## 2.2 実験システム

本研究の実験システムは、載荷装置および計測装置、制御装置で構成される。載荷装置には、図-2に示す水平2方向載荷用および上部構造重量を想定した鉛直荷重載荷用に、それぞれ1000kNアクチュエータ(理研精機製)1基ずつを用いる。図中の座標軸X、YおよびZ軸は、供試体上部の加力点Oを原点とし、それぞれNS、EWおよび鉛直方向を示す。水平アクチュエータのピストンを出す方向をプラス方向、戻す方向をマイナス方向とする。ただし、鉛直方向では、上方向をプラス方向とする。

供試体の頭部には図-3に示す荷重伝達装置を設ける。この装置は文献5)に述べた原理で作動する3軸回転加力装置で、X方向とY方向の載荷高さの中央に載荷点と置く。載荷点とX、Y方向載荷軸との距離は45mmあり、橋脚高さ $h=2400\text{mm}$ の約1.9%の誤差があるが、この程度の高さ違いによる強度の差は、従来の多くの研究<sup>5))</sup>により小さく、本研究ではこれによる誤差を無視する。

なお、実橋梁では、文献1)に示されているように、上部工質量の橋軸方向の作用力の高さと直角方向の高さは一般に橋脚高さの10%~20%程度も異なっており、実験では本来この作用力高さの差を考慮すべきであるが、本研究では基本的特性を把握するため、誤差範囲

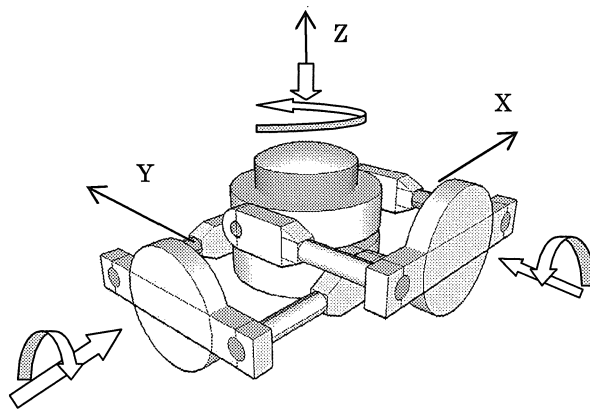
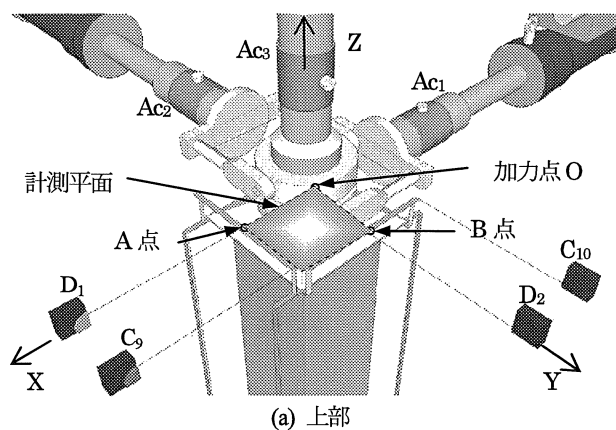
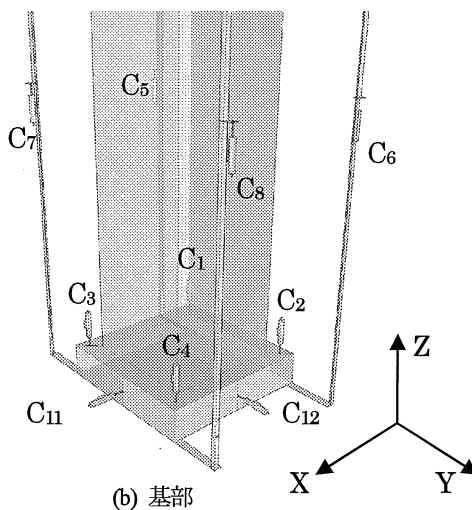


図-3 3軸回転加力装置



(a) 上部



(b) 基部

図-4 変位計測位置

内で2方向加力点を同一高さとしている。

計測装置として、図-4(a)に示すように、加力点の荷重および変位計測のため、3台のアクチュエータ先端のロードセル(図中Ac1~Ac3)および制御用高精度デジタル変位計DEX-01-V(MUTOH社製)2台をそれぞれの制御アクチュエータの対面側に配置している(図中D1とD2)。

実験制御システムの構成を図-5 示す。制御用 PC には、Visual Basic 6.0 による 2 方向実験プログラムを作成して組み込み、アクチュエータの作動を制御しながら、振動解析の演算を行う。その手順は後述する。

今回の実験で、油圧制御装置をデジタル変位計で制御する場合、最小変位増分 0.01mm までの制御が可能である。

供試体上部荷重点のデジタル変位計測値( $u_{Dx}$ ,  $u_{Dy}$ )と荷重計測値 ( $F_x$ ,  $F_y$ ) はコントローラ Model D4A を介してパソコンに送信される。

他のアナログ変位計からの値は、動的ひずみ測定器、A/D 変換器を経て、ActiveX インタフェイスを介してパソコンに読み込む。

### 2.3 3次元計測と制御の補正

3次元方向の荷重実験において、加力の際の変位補正を行う必要がある、その方法はいくつかの研究で述べられている<sup>11),12)</sup>。補正には主として下記の3種類がある。

- ① 基部基盤の剛体回転とすべりによる変位補正
- ② 橋脚モデル上部の計測平面の回転による変位補正
- ③ 3方向加力による座標軸への荷重の補正

以上の3種類に対して、本研究では、以下の順で補正を行う。

#### (1) 計測平面の回転による変位補正

図-4(a)に示す平面 OAB を計測平面と呼ぶことにする。ただし、A、B 点は図-6(b)に示すように、変位計から延ばして結合した供試体の荷重点高さを通る水平面上の点である。2方向曲げ変形に伴って、供試体上端の計測平面は剛体回転する。A、B 点で計測された X、Y 方向の水平変位  $u_{Dx}$ ,  $u_{Dy}$  と供試体加力点 O の水平 X 軸、Y 軸方向の変位  $u_x$ ,  $u_y$  との間には以下の関係があり、こ

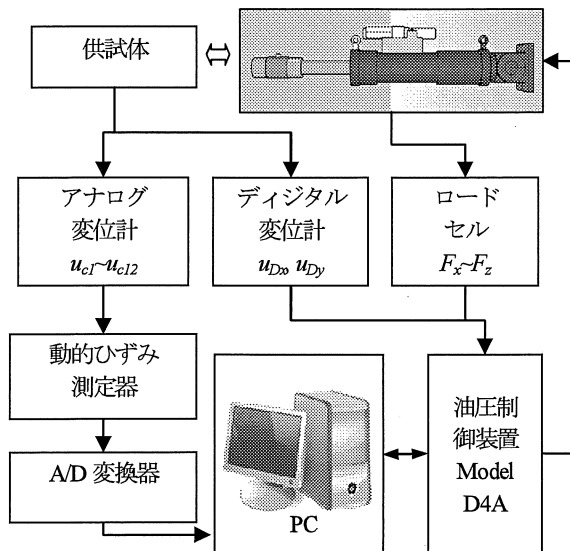


図-5 実験の制御システム

れを解いて  $u_x$ ,  $u_y$  の値が求められる。

$$(L_{x0} - u_{Dx})^2 = (L_{x0} - u_x)^2 + (u_y + a\phi_z)^2 + (a\phi_y)^2$$

$$(L_{y0} - u_{Dy})^2 = (u_x + a\phi_z)^2 + (L_{y0} - u_y)^2 + (a\phi_x)^2$$

(6 a,b)

ここで、 $L_{x0}$ ,  $L_{y0}$ : 変位計の測定長の元の長さ (図-6(b)参照)。 $a$ : 図-6(b)に示す A および B 点の O 点からの距離。  $\phi_x$ ,  $\phi_y$ ,  $\phi_z$ : 計測平面の X、Y およびこれらに直交する Z 軸に関する回転角。

回転角  $\phi_x$ ,  $\phi_y$  は図-6(a)に示す基部の四隅に 4 本のスライドバーをつけて、これに変位計 C<sub>5</sub>~C<sub>8</sub> を配置し、計測された鉛直変位から算出する。スライドバーの両端ピンとし、その上端は供試体頂部の計測平面に定着されている。図-4(b)に示す変位計 C<sub>5</sub>~C<sub>8</sub> で計測した変位  $u_{C5}$ ~ $u_{C8}$  を用いて、回転角  $\phi_x$ ,  $\phi_y$  を下式より計算する。

$$\phi_x = (-u_{C5} + u_{C6} - u_{C7} + u_{C8}) / 2b_1 \quad (7.a)$$

$$\phi_y = (-u_{C5} - u_{C6} + u_{C7} + u_{C8}) / 2b_2 \quad (7.b)$$

ただし、 $b_1$ ,  $b_2$  は図-6(a)に示す変位計 C<sub>5</sub>~C<sub>8</sub> の間の X と Y 方向上の距離である。

$\phi_z$  は図-4(a)に示す D<sub>1</sub> と D<sub>2</sub> およびその隣に並行に配置した変位計 C<sub>9</sub>, C<sub>10</sub> で計測された変位  $u_{Dx}$ ,  $u_{Dy}$ ,  $u_{C9}$ ,  $u_{C10}$  により下式で求める。

$$\phi_z = (u_{C9} - u_{D1}) / 2d_1 + (u_{C10} - u_{D2}) / 2d_2 \quad (7.c)$$

ただし、 $d_1$ ,  $d_2$  は図-6(b)に示す、変位計 C<sub>9</sub>, C<sub>10</sub> と変位計 D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub> の間の距離である。

$a$ ,  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $d_1$ ,  $d_2$  などの距離、寸法の値を、表-2 にまとめる。

#### (2) 基部の剛体回転と移動

供試体基部の浮き上がりによる基部剛体回転( $\theta_x$ ,  $\theta_y$ ) を計測するため、アナログ変位計 CDP25 (東京測器製) 4 台 (図-4(b)中 C<sub>1</sub>~C<sub>4</sub>) を鉛直方向に、また基部剛体すべりを計測するための変位計 CDP25 (同社製) 2 台 (図中 C<sub>11</sub>, C<sub>12</sub>) を水平方向に設ける。

橋脚上部の加力点変位  $u_x$ ,  $u_y$  と変位計で計測した基部回転角 ( $\theta_x$ ,  $\theta_y$ ) を用いて、以下のように供試体の相対変位 ( $\delta_x$ ,  $\delta_y$ ) を求める。基部剛体のすべりは、今回の実験における誤差が小さいので、実験時には補正してない。

$$\delta_x = u_x - \theta_x h \quad \delta_y = u_y - \theta_y h \quad (8.a, b)$$

ここに  $h$  は基部から加力点までの橋脚高さである。

なお、基部の回転角は小さく、供試体頂部の水平変位の補正は必要ではあるが、計測平面の回転への影響は小さいため、無視する。

#### (3) アクチュエータの傾斜に対する X,Y,Z 軸方向荷

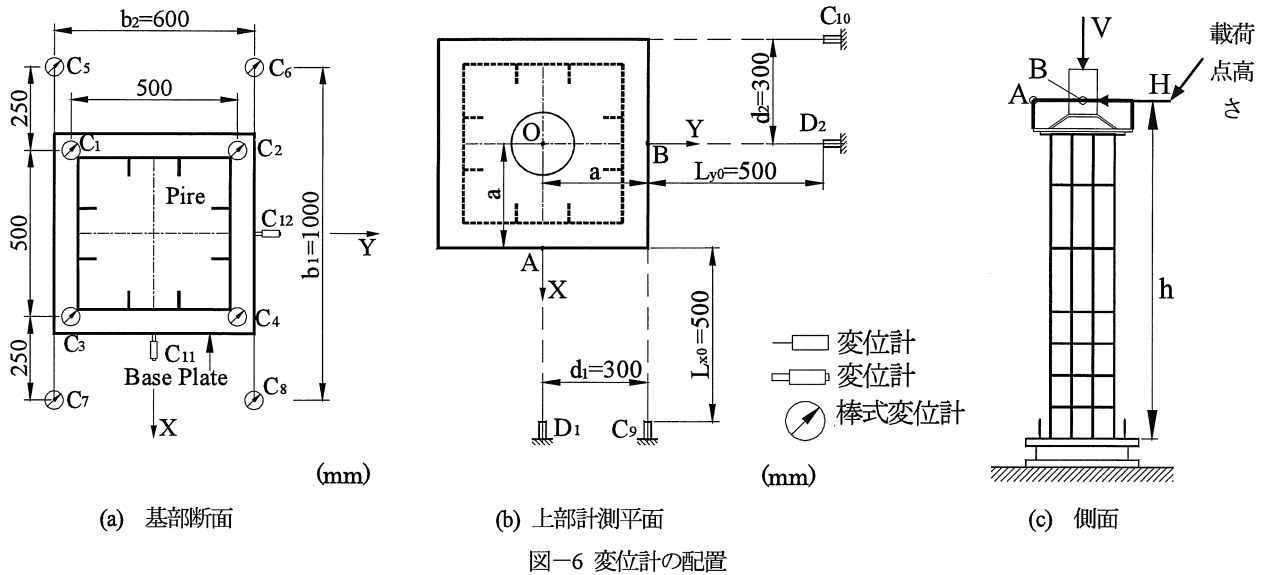


図-6 変位計の配置

### 重の補正

図-7はアクチュエータの加力点が原点O点からO'点に移動した様子を示す。アクチュエータの両端はピンとなっており、端点P,Q,RからO点までの長さを( $L_{ax0}, L_{ay0}, L_{az0}$ )とする。O点の変位( $u_x, u_y$ )により载荷後のアクチュエータ長さが図のように( $L_{ax}, L_{ay}, L_{az}$ )となったとすると、両者には以下の関係がある。

$$L_{ax} = \sqrt{(L_{ax0} + u_x)^2 + u_y^2} \quad (9.a)$$

$$L_{ay} = \sqrt{u_x^2 + (L_{ay0} + u_y)^2} \quad (9.b)$$

$$L_{az} = \sqrt{L_{az0}^2 + u_x^2 + u_y^2} \quad (9.c)$$

ただし、O点の鉛直方向変位は $u_x, u_y$ に比べ十分小さく、これによる補正をここでは無視している。このときの3軸方向のアクチュエータの軸力 $F_x, F_y, F_z$ から、下記の補正式を用いて、それぞれ水平2方向の作用力 $\{H\} = \{H_x, H_y\}^T$ が算出できる<sup>12)</sup>。

$$\begin{Bmatrix} H_x \\ H_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{L_{ax0} + u_x}{L_{ax}} & \frac{u_x}{L_{ay}} & \frac{u_x}{L_{az}} \\ \frac{u_y}{L_{ax}} & \frac{L_{ay0} + u_y}{L_{ay}} & \frac{u_y}{L_{az}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \\ -F_z \end{Bmatrix} \quad (10)$$

ただし、ここでも、文献12)と同じく、供試体の鉛直方向変形量は実際上極めて小さいため、 $F_x, F_y$ の鉛直方向分力を無視している。

### 2.4 水平1方向静的繰返し実験

ハイブリッド実験に先立ち、実験で用いる補剛正方形断面の鋼製橋脚供試体の初期剛性、降伏点、最大荷重点および劣化挙動などの履歴特性を調べるために、供試体2体(以後は供試体S1とS2と呼ぶ)を用いて、水平1方向静的繰返し実験を行う。

表-2 変位計取付寸法(mm)

a	b <sub>1</sub>	b <sub>2</sub>	d <sub>1</sub>	d <sub>2</sub>	L <sub>x0</sub>	L <sub>y0</sub>
300	1000	600	300	300	500	500

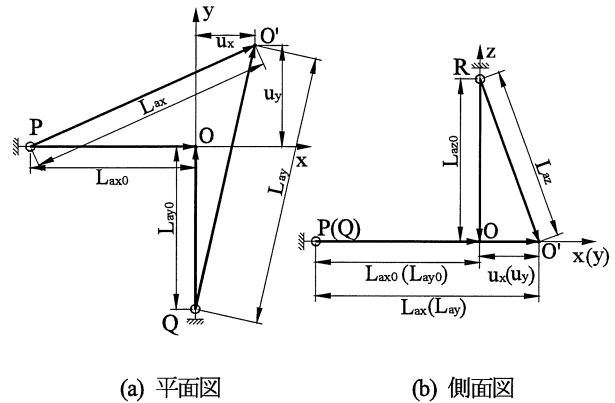


図-7 アクチュエータの傾きと荷重の補正

一定鉛直荷重Pは、全断面降伏軸力 $P_y$ に対して、想定軸力比を $P/P_y = 0.15$ として、 $P=648\text{kN}$ と設定した。ただし、 $P_y (=4321\text{kN})$ は供試体設計時の断面寸法( $A=1.330 \times 10^4 \text{mm}^2$ )と降伏応力(公称値 $\sigma_y = 325 \text{MPa}$ )を用いて算出した値である。

供試体の降伏変位 $\delta_0$ は、供試体基部から30mmの位置にひずみゲージを貼り付け、その計測値から基部下端でのひずみに相当する値を算出し、その値が材料の引張り実験から得られた降伏ひずみ $\epsilon_y$ に達したときの変位として定めた。また、その時の水平荷重を降伏荷重 $H_0$ とする。以下の1方向および2方向ハイブリッド実験結果の無次元化にはこれらの $\delta_0, H_0$ の2体の平均値を用いる。

水平荷重は以下のように降伏変位 $\delta_0$ を基準とした漸増変位を正負交番に与えた。最大荷重までは各整数倍 $\delta_0$ を3回繰返し、 $\delta_0$ の整数倍の中間の変位( $\pm 0.5\delta_0, \pm 1.5\delta_0$ など)では各1回の繰返し载荷を行う。すなわち、 $\pm 0.5\delta_0, \pm \delta_0$  (3回),  $\pm 1.5\delta_0, \pm 2\delta_0$  (3回)のように載

荷し、最大荷重以後は $\delta_0$ の整数倍を各1回繰り返し与える。最大荷重までの繰返し回数が多いのは、従来の多くの研究により、荷重低下に対して、最大荷重までの繰返しの影響が少ないということを確認するために行ったものである。

## 2.5 水平1方向および2方向ハイブリッド応答実験

地盤種別I、II、IIIに対して与えられたそれぞれ3つの地震波<sup>13,14)</sup>を用い、各NS方向とEW方向の成分を独立に入力する1方向荷重2種と、2方向同時に入力する1種の計9種のハイブリッド応答実験を行い、両者の違いを明らかにする。供試体は各1体を用いる。実験モデルは、すべての質量が上部加力点に集中する1質点系の1自由度および2自由度モデルとする。

### (1) 実験計画

ハイブリッド実験では一般に実橋脚を相似率 $S$ 倍に縮小した供試体を製作し、相似則を適用して、実橋脚の各物理量と実地震波を用い、動的解析を行う<sup>13)</sup>。本研究では実橋脚をベースにしたハイブリッド実験を行う。すなわち、実橋脚の $n$ ステップまで諸値が求められているとき、 $n+1$ ステップの予測変位 $\{\delta^*\}$ を求め、これを $S$ 倍縮小して供試体に与える。計測値を補正して求めた水平力 $\{H\}$ を $S^2$ 倍して実橋脚の水平力 $\{R\}$ ( $=\{H\} \times S^2$ )とする。実橋脚と供試体の各物理量の換算倍率を表-3に示す。本研究における1方向および2方向荷重ハイブリッド応答実験では、実験供試体に対して相似率を $S=4$ とした。

実験計画を表-4に示す。同表の実験記号は、地震波名のあとに、NS、EW方向成分の記号を付したものである。記号2Dは、NS方向成分とEW方向成分を同時に入力する2方向荷重実験を意味している。

ハイブリッド実験の入力地震波として、1995年兵庫県南部地震で観測された神戸海洋気象台地盤上(I種地盤)の地震波(以下、JMAと呼ぶ)、JR西日本鷹取構内地盤上(II種地盤)の地震波(以下、JRTと呼ぶ)、およびポートアイランド内地盤上(III種地盤)の地震波(以下、PKBと呼ぶ)<sup>14)</sup>を用いた。

ハイブリッド実験の解析に用いる実橋脚の質量 $m$ 、1方向荷重の際の初期剛性 $k_0$ 、減衰係数 $c$ 、弾性固有周期などの値は、1方向静的繰返し実験に基づき、 $m=1058(t)$ 、 $k_0=64(kN/mm)$ 、 $T=0.807(\text{秒})$ とした。減衰係数 $c$ は、減衰定数 $h=0.05$ を用い、 $c=2h\sqrt{k_0 m}$ より、 $c=0.823$ を得た。

### (2) 変位制御の手順

水平2方向ハイブリッド実験の運動方程式は一般に次式のように、表わされる。

$$[M]\{a\}_{n+1} + [C]\{v\}_{n+1} + \{R\}_{n+1} = [M]\{a_g\}_{n+1} \quad (11)$$

ここで、

表-3 実験供試体の相似則

項目	倍率	項目	倍率	項目	倍率
長さ	1/S	降伏応力	1	時間	1/S
面積	1/S <sup>2</sup>	力	1/S <sup>2</sup>	速度	1
体積	1/S <sup>3</sup>	質量	1/S <sup>3</sup>	加速度	S

表-4 ハイブリッド実験計画 (入力地震波)

地盤種別	実験記号	地震波の最大加速度 (gal)
I	JMA-NS	-812
	JMA-EW	766
	JMA-2D	-812
II	JRT-NS	687
	JRT-EW	-673
	JRT-2D	687
III	PKB-NS	-557
	PKB-EW	619
	PKB-2D	619

$$[M] = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{bmatrix}, [C] = \begin{bmatrix} c & 0 \\ 0 & c \end{bmatrix}, \{R\}_{n+1} = \begin{Bmatrix} R_x \\ R_y \end{Bmatrix}_{n+1}$$

$$\{a\}_{n+1} = \begin{Bmatrix} a_x \\ a_y \end{Bmatrix}_{n+1}, \{v\}_{n+1} = \begin{Bmatrix} v_x \\ v_y \end{Bmatrix}_{n+1}, \{a_g\}_{n+1} = \begin{Bmatrix} a_{gx} \\ a_{gy} \end{Bmatrix}_{n+1}$$

ただし、 $\{a\}$ 、 $\{v\}$ はモデル質点の加速度及び速度ベクトルであり、 $\{a_g\}$ は地震動加速度ベクトルである。また、添字 $x, y$ はそれぞれNS方向とEW方向に関する変数を表す。添字 $n+1$ は、 $(n+1) \times \Delta t$ 時点の値を表す。 $\Delta t$ は時間刻みで、今回の実験では $\Delta t=0.01$ 秒とする。

$(n+1) \times \Delta t$ 時点の応答変位、速度および加速度を計算する際には、変位増分に対する荷重増分の比を仮に弾性域剛性 $K_0$ とにおいて予測し、下記のNewmarkの $\beta$ 法( $\beta=1/6$ )により、変位を計算する。

$$\{\delta\}_{n+1} = \{\delta\}_n + \{v\}_n \Delta t + \frac{1}{2} \{a\}_n \Delta t^2 + \beta (\{a\}_{n+1} - \{a\}_n) \Delta t^2 \quad (12 \text{ a,b})$$

$$\{v\}_{n+1} = \{v\}_n + \frac{1}{2} (\{a\}_n + \{a\}_{n+1}) \Delta t$$

添字 $n$ は、 $n \times \Delta t$ 時点の値を表す。計算した変位は予測変位であるため、アスタリスク記号 $*$ を付け加え、 $\{\delta^*\} = \{\delta_x^*, \delta_y^*\}^T$ で表す。まず、この予測変位 $\{\delta^*\}$ から、式(8)により加力点での変位 $\{u^*\}$ を算出する。つぎ、この加力点変位 $\{u^*\}$ と現時点の計測平面回転角 $\phi_x$ 、 $\phi_y$ と $\phi_z$ を用いて、式(6)により、制御アクチュエータの目標変位(デジタル変位計の変位値) $u_{kx}$ 、 $u_{ky}$ を算出して、

目標変位までアクチュエータの制御を行う。

アクチュエータが目標変位  $u_{bx}$ ,  $u_{by}$  に達したら、再び基部回転と計測平面の回転を計測し、補正計算を行う。こうして、現時点の供試体変位  $\{\delta\}$  を求め、予測値  $\{\delta^*\}$  に対する誤差が十分小さくなるまで制御を繰り返す。予測変位  $\{\delta^*\}$  まで収束したら、アクチュエータの軸力  $F_x$ ,  $F_y$ ,  $F_z$  を式(11)に代入して、相似率により実橋脚モデルの水平2方向水平力  $\{R\}$  を求める。 $\{R\}$  を式(11)に代入して、式(12)を用いて  $(n+1) \times \Delta t$  時点の応答変位、速度および加速度を求める。

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 引張試験結果

載荷実験に先立ち、供試体の素材引張試験を行った。各5体を平均した降伏応力  $\sigma_y$ 、降伏ひずみ  $\epsilon_s$ 、ヤング率  $E$  及びポアソン比  $\nu$  を表-5に示す。同表には、公称値も示している。

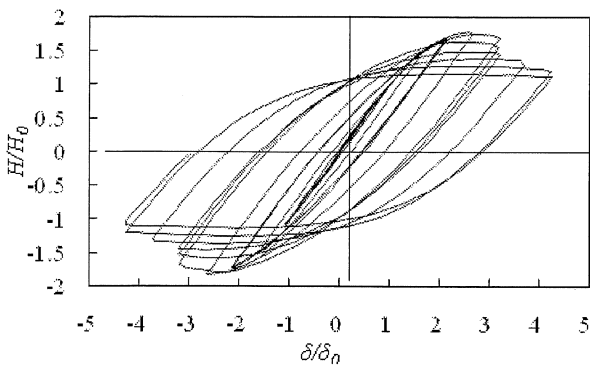
#### 3.2 水平1方向静的繰返し実験結果

供試体 S1, S2 より得られた水平1方向静的繰返し実験の水平荷重-変位関係を図-8(a)(b)に示す。荷重  $H$  と変位  $\delta$  はそれぞれ静的繰返し実験で得られた降伏荷重  $H_0$  (=233kN) と降伏変位  $\delta_0$  (=15mm) で無次元化している。載荷は最大荷重後70%まで低下するまで行った。

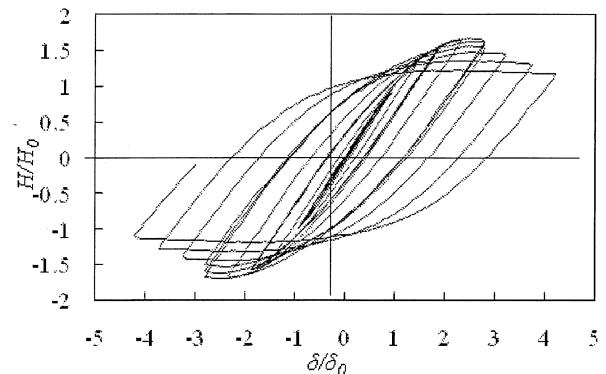
同図に示すように、どの供試体も  $2.5\delta_0$  付近で最大荷重に達している。正負の最大荷重の平均値を  $H_m$  とし、対応する変位  $\delta_m$  をとする。供試体 S1, S2 およびこれら2回の実験の平均値を表-6のPeak欄に示す。また同表に降伏応力の公称値および引張実験の結果を用いて下記の式<sup>15)</sup>で計算した諸値も示している。

$$M_0 = \frac{(\sigma_y - \frac{P}{A})}{b} 2I \quad (13.a)$$

$$H_0 = \frac{M_0}{h} (1 - \frac{P}{P_y}) \quad (13.b)$$



(a) 供試体 S1



(b) 供試体 S2

図-8 静的繰返し実験の水平力-変位曲線

表-5 引張試験結果

	$\sigma_y$ N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_s$ i	$E$ N/mm <sup>2</sup>	$\nu$
実験結果	384	1860	$2.07 \times 10^5$	0.27
公称値	325	1578	$2.06 \times 10^5$	0.3

表-6 静的繰返し実験結果

	$\delta_0$ (mm)	$H_0$ (kN)	Peak		$K_0$ (kN/mm)
			$\delta_m$ (mm)	$H_m$ (kN)	
公称値	11.8	211	48.6	326	17.1
引張実験	16.7	265	49.5	383	15.6
実験 S1	16.0	243	39.8	407	15.5
実験 S2	14.0	224	37.2	393	16.3
実験平均値	15.0	233	38.5	400	15.9

$$\delta_0 = \frac{H_0 h^3}{3EI} + \frac{H_0 h}{2GA_w} \quad (13.c)$$

$$\frac{H_m}{H_0} = \frac{0.1}{\sqrt{R_s \lambda \lambda_s}} + 1.06 \quad (13.d)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_0} = \frac{0.22}{R_s \sqrt{\lambda \lambda_s}} + 1.2 \quad (13.e)$$

ただし、 $A_w$ :ウェブ断面積、 $R_s$  補剛材幅厚比パラメータ、 $\lambda$ :柱の細長比パラメータ、 $\lambda_s$ :補剛材の細長比パラメータ。

表-6に示すように、引張実験の結果を用いて式(13)より計算した  $\delta_0$ 、 $H_0$ 、 $H_m$  と  $K_0$  の値は載荷実験の平均値と近いが、最大荷重点変位についてはおよそ30% (10mm) の差がある。ハイブリッド実験で用いる初期剛性  $K_0$  と無次元化に用いる  $\delta_0$ 、 $H_0$  の値は2回静的繰返し実験の平均値を用いる。

### 3.3 ハイブリッド実験結果

#### (1) 応答変位時刻歴と水平力—変位履歴

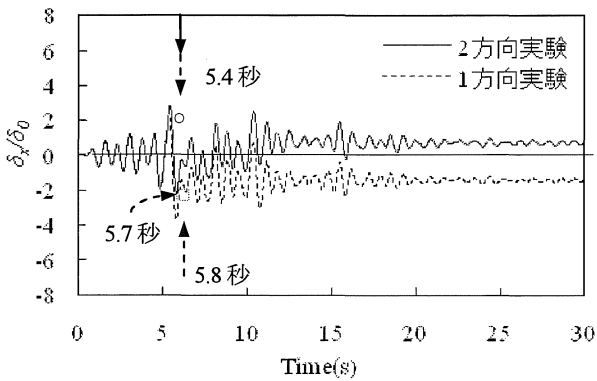
各供試体 (表-4 参照) に対するハイブリッド実験結果のうち、応答変位時刻歴、水平力—変位履歴および水平運動軌跡をそれぞれ図-9, 10, 11 に示す。これらの図で、水平 2 方向ハイブリッド実験の結果の NS または EW 方向の変位成分または水平力成分を実線で示し、1 方向ハイブリッド実験の結果を破線で表す。ただし、応答変位 ( $\ddot{a}_x, \ddot{a}_y$ ) と水平力 ( $H_x, H_y$ ) はそれぞれ降伏変位  $\ddot{a}_0$  と降伏水平力  $H_0$  で無次元化している。図-11 の破線は 1 方向実験の各時刻の NS、EW 方向の変位増分をベクトル合成したものである。以下に、地盤種地

震波ごとの考察を行う。

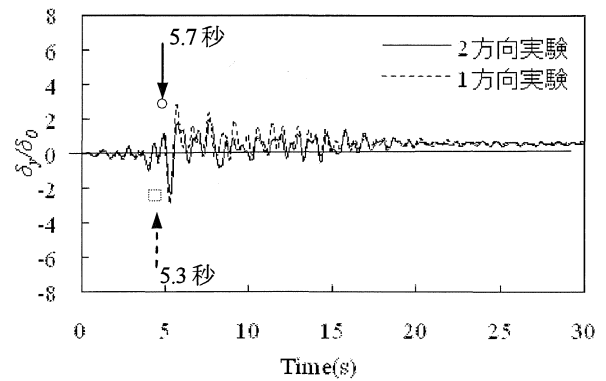
#### (a) I 種地盤地震波 JMA を入力した場合

① NS 方向への 1 方向加振実験: 図-9(a)の破線で示すように、振動のはじめから 5.4 秒の時点で、正側(北側)に変位の最大値  $2.15\delta_0$  と荷重の最大値  $1.56H_0$  に達した。これから負側(南側)に動き、5.7 秒の時点で水平力は図-10(a)の 5.7 秒の破線矢印で示した負側の最大値  $-1.52H_0$  となった。この後、5.8 秒で負側の最大変位  $-3.70$  に達し、変位振幅の中心が負側に移動し、負側のフランジが大きく座屈変形し耐力が低下した。残留変位は  $-1.45\delta_0$  であった。

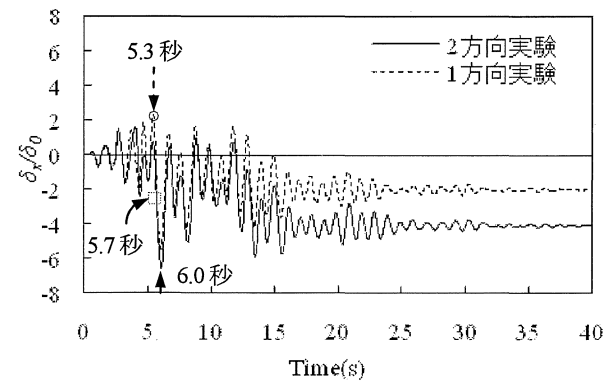
② EW 方向への 1 方向加振実験: 図-9(b)の破線矢印



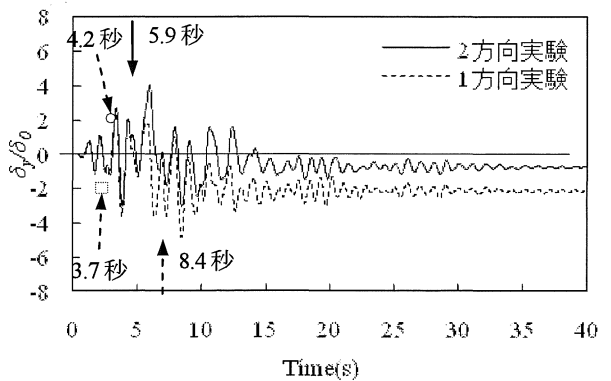
(a) JMA-NS (I種地盤)



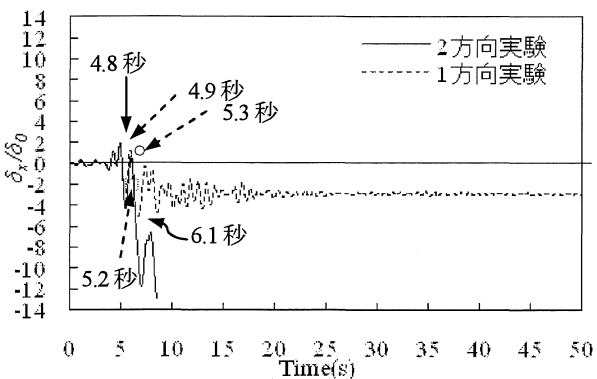
(b) JMA-EW (I種地盤)



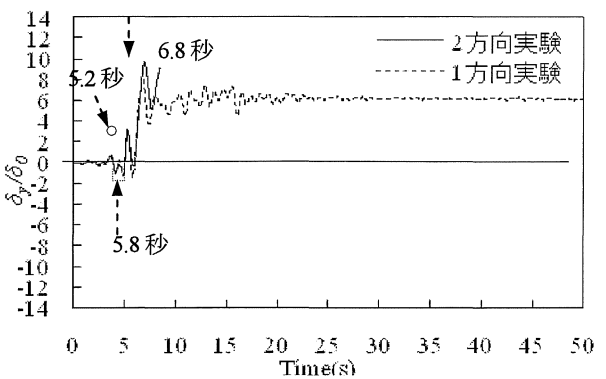
(c) JRT-NS (II種地盤)



(d) JRT-EW (II種地盤)



(e) PKB-NS (III種地盤)



(f) PKB-EW (III種地盤)

図-9 ハイブリッド応答実験の変位応答時刻歴  
○ (+)最大荷重発生点  
□ (-)



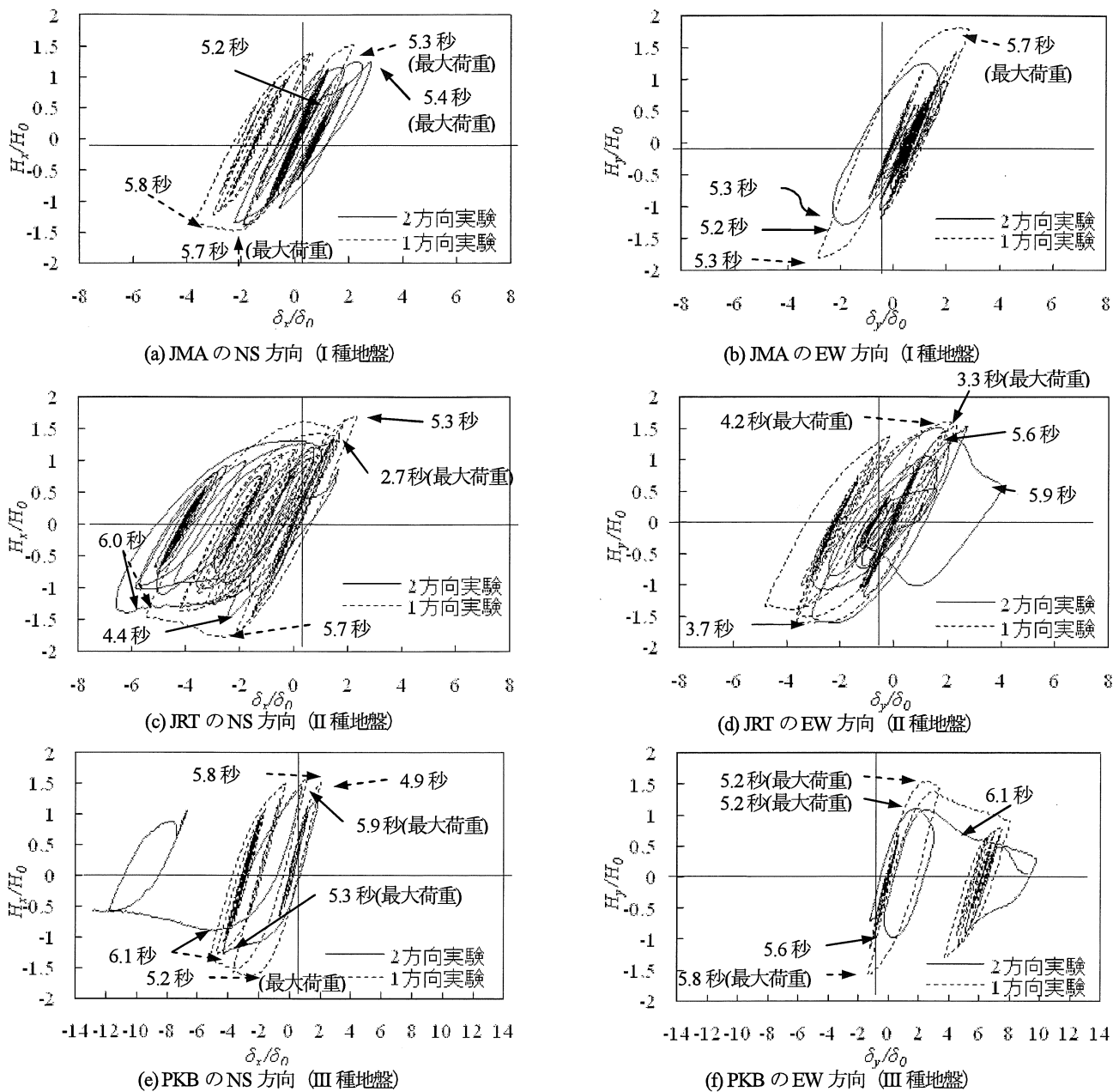


図-10 ハイブリッド応答実験の水平力-変位履歴

で示すように、5.3秒で負側の最大変位 $-2.86\delta_0$ および負側最大水平力 $-1.85H_0$ に達した後(図-10(b)参照)、5.7秒で正側の最大変位 $2.85\delta_0$ および最大水平力 $1.86H_0$ に達した。残留変位はNS方向に比べて小さく(図-9(b))、正側に $0.68\delta_0$ が生じた。

③ 水平2方向同時加振した実験：図-9(a)の矢印で示す5.4秒の時点で、NS方向成分の正側の最大変位 $2.82\delta_0$ と最大荷重 $1.28H_0$ に達し、次の5.7秒で、負側の最大値 $-2.23\delta_0$ に達した。負側の最大荷重は $1.42H_0$ (4.8秒)であり、1方向荷重の場合に比べ90%低下した。ただし、正側の最大変位に達する前の5.2秒から5.4秒の間、図-10(a)の矢印に示すように、NS方向の水平力-変位曲線の傾きが一度低下して回復した。

この間にEW方向成分を見ると、図-9(b)、10(b)に示

すように、5.3秒の時点で、ちょうどEW方向の負側の最大変位 $-2.31\delta_0$ になっている。ただし、図-10(b)に示すように、このときのEW方向の水平力-変位履歴は、5.2秒で(変位 $-2.0\delta_0$ )、水平力が最大値 $-1.31H_0$ に達してから落ちはじめ、曲線の傾きが急に低下し、負になっている。図-9(a)のNS方向の変位が急増した5.2秒付近で、EW方向では変位および荷重は最大となっており、明らかに、2方向の荷重の影響を受けていることが分かる。水平荷重のEW方向成分の最大値( $1.31H_0$ )も1方向荷重より20%低下した。

この間の水平2方向応答変位は、図-11(a)の矢印で示す1方向荷重とほぼ同じ位置で、反時計方向まわりの円弧軌跡が現われている。

(b) II種地盤地震波JRTを入力した場合

① NS 方向への 1 方向加振実験：図-9(c), 図-10(c)の破線で示すように, 5.3 秒の時点で正側の最大変位  $2.33\delta_0$  と最大荷重  $1.75H_0$  が生じた. 5.7 秒の時点で負側に  $-2.57\delta_0$  の変位を生じ, 最大荷重  $-1.80H_0$  を観測した. 最大荷重後, 負側のフランジが大きく座屈変形し, 耐力も低下した. 6.0 秒で, 負側に最大変位  $-5.46\delta_0$  を生じた. その後, 変位は負側で振動し, 残留変位  $-1.98\delta_0$  が生じた.

② EW 方向への 1 方向加振実験：図-9(d), 図-10(d)の破線で示すように, 3.3 秒の時点で正側の最大変位  $2.35\delta_0$  に達した. 3.7 秒の時点で負側に変位が  $-2.78\delta_0$  まで進んだとことで, 負側の最大荷重  $-1.65H_0$  を観測した. 4.2 秒の時点で, 正側の最大荷重  $1.64H_0$  を生じた. また, 図-9(d)の破線矢印で示す 8.4 秒で, 負側の最大変位  $-4.82\delta_0$  に達した. 残留変位は  $-2.09\delta_0$  であった.

③ 2 方向同時入力実験：NS 方向成分 (図-9(c), 図-10(c)参照) は, 2.7 秒の時点で, 正側の最大荷重  $1.40H_0$  が生じた. 4.0 秒で, 正側の最大変位  $1.65\delta_0$ , 4.4 秒で負側の最大荷重  $-1.50H_0$  を次々と生じた. 応答変位の NS 方向の成分は, この方向の水平分力の低下の影響で, 1 方向実験の結果よりさらに負側に偏り, 6.0 秒で最大変位が  $-6.59\delta_0$  生じた. 残留変位の NS 方向成分は  $-4.1\delta_0$  で, 1 方向载荷の値の約 2 倍も大きく生じている.

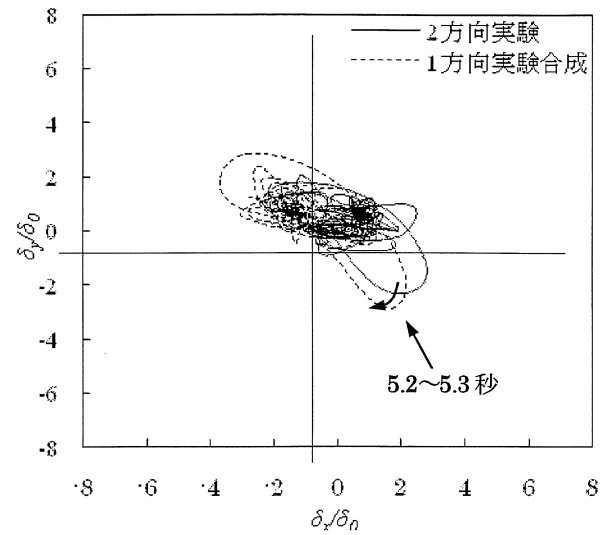
EW 方向成分 (図-9(d), 図-10(d)参照) は, 3.3 秒で水平分力が正側の最大値  $1.56H_0$ , 3.7 秒で負側の最大値  $-1.65H_0$  となったあと, この方向の応答変位の負側の最大値  $-3.06\delta_0$  に達した. 応答変位の EW 方向成分では, 1 方向実験の最大変位が現れる (8.4 秒) 前に, 正側の水平力の低下により, 変位は減少し, 図-9(d)の矢印で示す 5.9 秒で最大変位は正側に最大値  $4.0\delta_0$  が生じた. 残留変位の EW 方向成分は NS 方向とは逆に 1 方向载荷の約 1/3 と小さくなり  $-0.72\delta_0$  であった.

水平力の NS, EW 方向成分の最大値は 1 方向载荷の 95% と 100% の値であった.

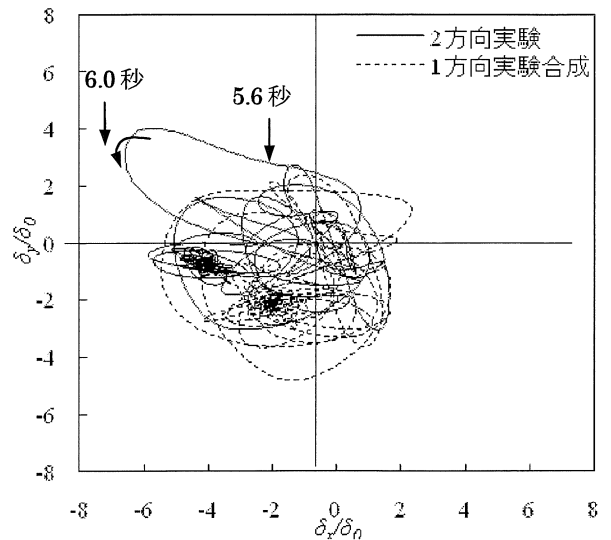
I 種地盤の実験と同様に, NS 方向成分と EW 方向成分がほぼ同時に (6.0 秒付近) 最大変位に達しており (図-9(c), (d)中の矢印), この時の NS 方向と EW 方向の水平力が著しく低下している (図-10(c), (d)参照). この間の 2 方向応答変位軌跡は図-11(b)の 5.6 秒から 6.0 秒にかけて現れた楕円形部分で, 破線で示す 1 方向载荷を合成した軌跡から大きくずれている.

### (c) III 種地盤地震波 PKB を入力した場合

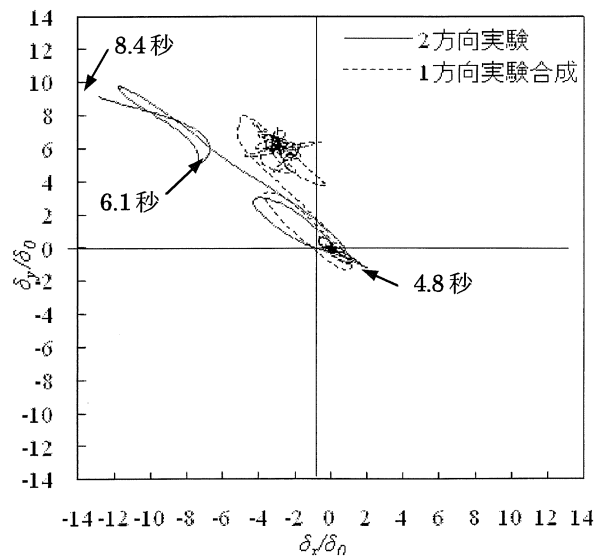
① NS 方向への 1 方向加振実験：図-9(e)の破線の矢印で示すように, 4.9 秒の時点で, 正側の最大変位  $2.02\delta_0$  に達した. この後, 変位は負側に偏り, 5.2 秒の時点で, 負側の  $-2.48\delta_0$  のとき, 最大荷重  $-1.64H_0$  を観測した (図-10(e)参照), また, 5.8 秒で正側の最大荷重  $1.60H_0$  が生じた. この後, 水平耐力の低下が続き, 変位は 6.1 秒で負側の最大値  $-5.18\delta_0$  に達した. その後の変位は負側で振動し, 残留変位は  $-2.95\delta_0$  であった.



(a) JMA

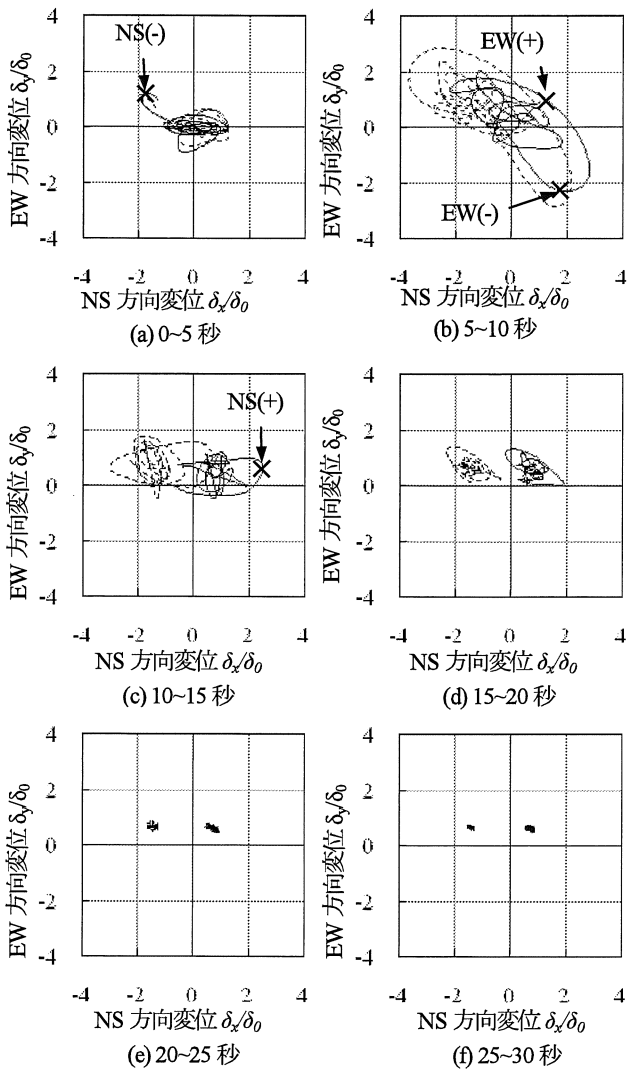


(b) JRT

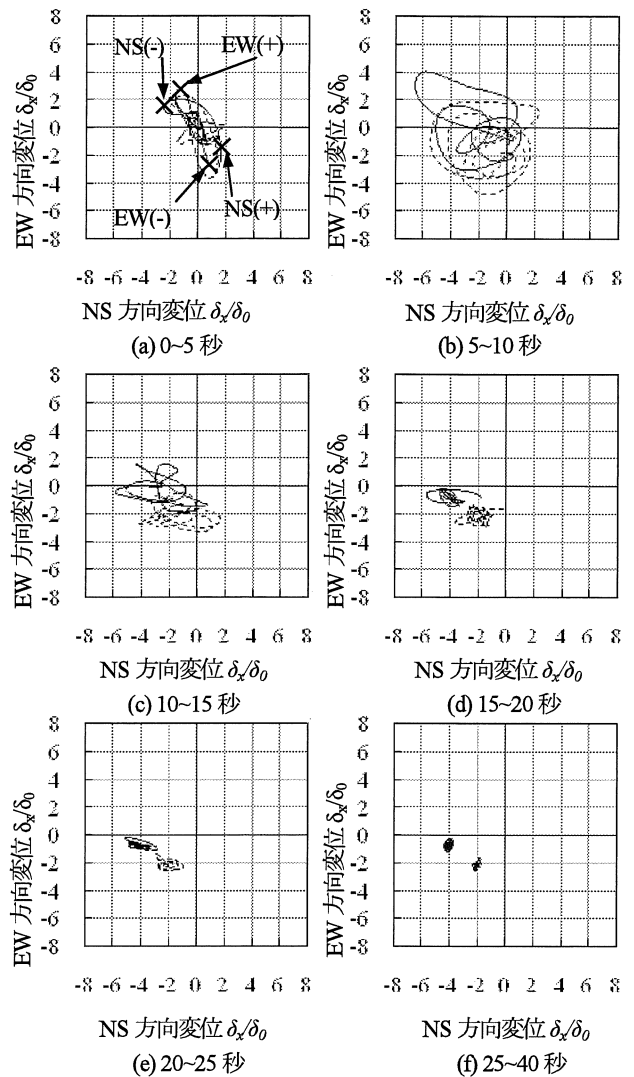


(c) PKB

図-11 水平 2 方向応答変位軌跡



—— 2方向実験    - - - - - 1方向実験合成  
 図-12 I種の地盤の地震動(JMA)を入力した応答変位軌跡(5秒間隔)



—— 2方向実験    - - - - - 1方向実験合成  
 図-13 II種の地盤の地震動(JRT)を入力した応答変位軌跡(5秒間隔)

② EW 方向への 1 方向加振実験：図-9(f)と図-10(f)の破線の矢印で示す 5.2 秒の時点で、正側の最大荷重  $1.54 H_0$  が生じ、正側のフランジに大きな座屈変形が現れ、耐力が低下した。図-9(f)と図-10(f)の破線の矢印で示す 5.8 秒で負側の最大変位  $-1.36\delta_0$  と最大荷重  $-1.58 H_0$  が生じたあと、変位が正側に偏り、6.8 秒で最大変位  $8.04\delta_0$  に達した。残留変位は図-9(f)に示すように、最も大きく、 $6.17\delta_0$  となった。

③ 2 方向地震波を同時に入力した実験：図-9(e)、図-10(e)示すように 4.8 秒の時点で、応答変位の NS 方向の成分が正側の最大値  $1.95\delta_0$ 、EW 方向の成分が負側の最大値  $-1.23\delta_0$  に達したが、これらは小さい値であった。

図-10(f)示す 5.2 秒で、水平力の EW 方向分力が正側の最大値  $1.11 H_0$ 、5.3 秒で NS 方向分力が負側の最大値  $-1.27 H_0$  を生じた。次ぎ、5.6 秒で、水平力の EW 方向分力が負側の最大値  $-0.97 H_0$ 、また、5.9 秒で NS 方向分力が正側の最大値  $1.45 H_0$  を生じた。これらは 1 方向

載荷の場合より約 40%低下した。図-9(e)の実線矢印で示す 6.1 秒から、1 方向載荷に比べ、2 方向実験の応答変位が明らかに増大し、水平力も  $H_0$  以下まで低下した(図-10(e),(f)参照)。8.4 秒で、図-11(c)に示すように、変位の NS 方向成分が  $12.8\delta_0$ 、EW 方向成分が  $9.14\delta_0$  と非常に大きな値とり、水平力の EW 方向の成分もほぼ 0 となって、橋脚が倒壊したと認められ、載荷を中止した。

以上のように、第 III 種地盤では、1 方向載荷と 2 方向載荷の荷重履歴に大きな差が生じ、明らかに、実地震に近い 2 方向載荷の場合に著しい耐力低下が見られた。

## (2) 応答変位軌跡の考察

図-11 の変位軌跡のうち両者の相違を明確にするために、応答変位履歴を 3~5 秒間隔ごとに分けて描き、図-12, 13, 14 に示す。最大荷重が現れた時点を X 印で図中に示す。

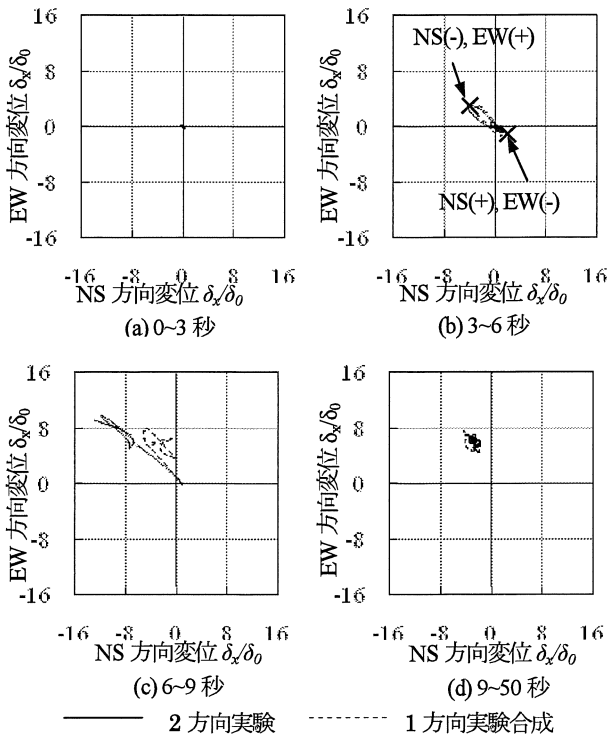


図-14 III種の地盤の地震動(PKB)を入力した応答変位軌跡(3秒間隔)

図-11~14の破線は、1方向载荷実験結果のNS方向とEW方向成分をベクトル合成した軌跡である。これは現設計法の基礎となっている橋脚は他方向载荷の影響を相互に受けていない仮定の橋脚の挙動を合成して表したものである。

(a)地盤種別Iの地震動JMAを用いた実験:図-12(a)-(f)で示すように、0~5秒の間で2方向と1方向の差は大きくない。5~10秒では振幅が大きくなり、2方向実験の応答変位のNS成分とEW成分がほぼ同時に最大値を経過している。その後、2方向実験と1方向実験の応答変位の間のずれが生じ始め、2方向実験の負側振幅がより小さい。10~15秒からは両者の振動の中心位置がずれてきているが、ほぼ同じ振幅で運動している。

(b)地盤種別IIの地震動の各実験:0~25秒の間を5秒間隔で図-13(a)-(g)に、25~40秒までの結果を図-13(f)に示す。1方向载荷と2方向载荷の差は0~5秒はほぼ等しいが、5~10秒で、2方向実験の応答変位のNS成分とEW成分は、ほぼ同時に最大変位に達し、振幅は1方向载荷より大きい。10~15秒からあとは両者の動きの中心位置のずれが拡大していく。しかし周期ごとの振幅には大差がない。

(c)地盤種別IIIの地震動PKMを用いた実験:0~9秒の間の結果を3秒間隔で図-14(a)-(c)に、9~50秒の結果を(d)に示す。同図から、0~3秒の間では両者の軌跡は弾性範囲にあり、差はほとんどない。3~6秒でも、両者の変位に差はない。6~9秒の間で、2方向実験の結

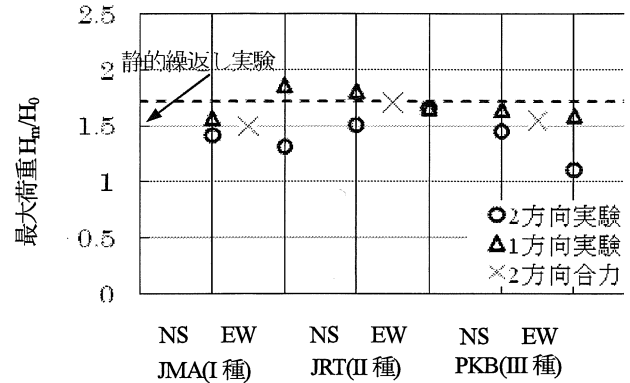


図-15 最大水平力の比較

果は変位が東南方向に大きく移動し、終局を迎えた。

### (3) 水平荷重の考察

図-15は2方向同時入力実験の水平力のNSとEW成分の最大値を○印で、NS,EW方向独立に1方向入力した実験の水平力の最大値を△印で示す。同図に示すように、1方向実験の結果は、ほぼ静的繰返し実験で求めた最大水平荷重(図中破線で示す $1.71H_0$ )と同程度の値(平均 $1.68H_0$ )を示したのに対し、2方向実験で求めた最大水平力は、ほとんどの場合、1方向载荷実験のレベルに達せず、静的繰返し実験の64%~96%の値となっている。平均値は $1.41H_0$ で、1方向载荷の場合の約84%であった。2方向実験の水平力のNSとEW方向成分の低下性状が異なっているのは、入力地震波の違いによるものと思われる。

2方向载荷の水平2方向合力( $H_2 = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$ )の最大値を図-15中各地盤種のNSとEWの間にX印で示す。これらはそれぞれ $1.49H_0$ 、 $1.71H_0$ および $1.54H_0$ となり、平均 $1.58H_0$ で、NS,EW成分の平均値とよりやや大きな値であった。

2方向応答実験では、2方向同時载荷による損傷の増大の影響が明らかに現れており、耐力の低下には注意が必要である。

### (4) エネルギー吸収量の考察

水平2方向および1方向ハイブリッド実験のエネルギー吸収量の比較を図-16(a)-(c)に示す。2方向実験では、次式のように、各時間刻みの変位増分とその方向の水平力の分力の積を求め累積した。また各エネルギー吸収量は弾性エネルギー吸収量 $E_0 = H_0\delta_0/2$ で無次元化している。

$$\sum E = \sum \Delta\delta^* (H_x \cos\theta_x + H_y \cos\theta_y) \quad (15)$$

ここで、 $\Delta\delta^* = \sqrt{\Delta\delta_x^2 + \Delta\delta_y^2}$ は各ステップの変位増分。 $\Delta\delta_x$ 、 $\Delta\delta_y$ はNS方向とEW方向の変位増分であり、 $\cos\theta_x = \Delta\delta_x / \Delta\delta^*$ 、 $\cos\theta_y = \Delta\delta_y / \Delta\delta^*$ とする。

地震波の水平2方向成分を同時に入力する場合のエネルギー吸収量は1方向独立入力NS,EWの各値の和

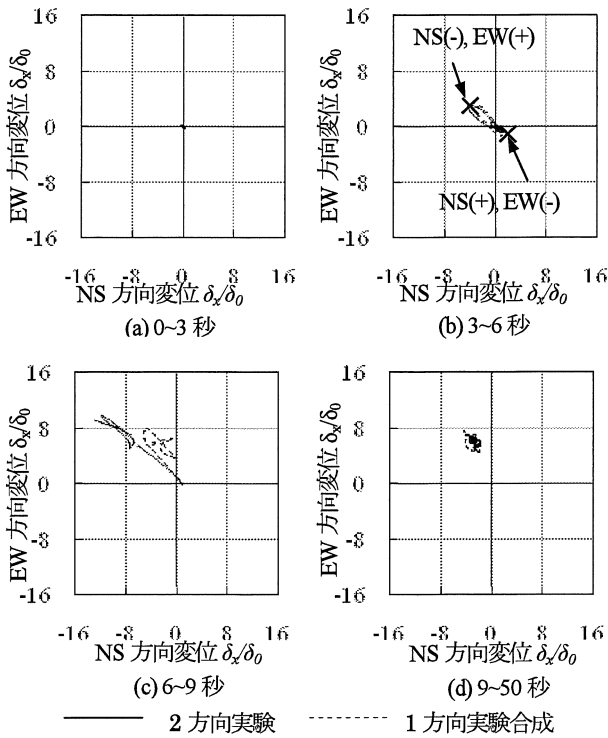


図-14 III種の地盤の地震動(PKB)を入力した応答変位軌跡(3秒間隔)

図-11~14の破線は、1方向载荷実験結果のNS方向とEW方向成分をベクトル合成した軌跡である。これは現設計法の基礎となっている橋脚は他方向载荷の影響を相互に受けていない仮定の橋脚の挙動を合成して表したものである。

(a)地盤種別Iの地震動JMAを用いた実験:図-12(a)-(f)で示すように、0~5秒の間で2方向と1方向の差は大きくない。5~10秒では振幅が大きくなり、2方向実験の応答変位のNS成分とEW成分がほぼ同時に最大値を経過している。その後、2方向実験と1方向実験の応答変位の間のずれが生じ始め、2方向実験の負側振幅がより小さい。10~15秒からは両者の振動の中心位置がずれてきているが、ほぼ同じ振幅で運動している。

(b)地盤種別IIの地震動の各実験:0~25秒の間を5秒間隔で図-13(a)-(g)に、25~40秒までの結果を図-13(f)に示す。1方向载荷と2方向载荷の差は0~5秒はほぼ等しいが、5~10秒で、2方向実験の応答変位のNS成分とEW成分は、ほぼ同時に最大変位に達し、振幅は1方向载荷より大きい。10~15秒からは両者の動きの中心位置のずれが拡大していく。しかし周期ごとの振幅には大差がない。

(c)地盤種別IIIの地震動PKMを用いた実験:0~9秒の間の結果を3秒間隔で図-14(a)-(c)に、9~50秒の結果を(d)に示す。同図から、0~3秒の間では両者の軌跡は弾性範囲にあり、差はほとんどない。3~6秒でも、両者の変位に差はない。6~9秒の間で、2方向実験の結

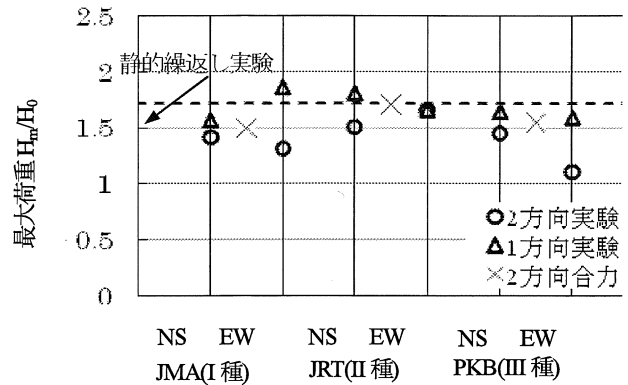


図-15 最大水平力の比較

果は変位が東南方向に大きく移動し、終局を迎えた。

### (3) 水平荷重の考察

図-15は2方向同時入力実験の水平力のNSとEW成分の最大値を○印で、NS,EW方向独立に1方向入力した実験の水平力の最大値を△印で示す。同図に示すように、1方向実験の結果は、ほぼ静的繰返し実験で求めた最大水平荷重(図中破線で示す $1.71H_0$ )と同程度の値(平均 $1.68H_0$ )を示したのに対し、2方向実験で求めた最大水平力は、ほとんどの場合、1方向载荷実験のレベルに達せず、静的繰返し実験の64%~96%の値となっている。平均値は $1.41H_0$ で、1方向载荷の場合の約84%であった。2方向実験の水平力のNSとEW方向成分の低下性状が異なっているのは、入力地震波の違いによるものと思われる。

2方向载荷の水平2方向合力( $H_2 = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$ )の最大値を図-15中各地盤種のNSとEWの間にX印で示す。これらはそれぞれ $1.49H_0$ 、 $1.71H_0$ および $1.54H_0$ となり、平均 $1.58H_0$ で、NS,EW成分の平均値とよりやや大きな値であった。

2方向応答実験では、2方向同時载荷による損傷の増大の影響が明らかに現れており、耐力の低下には注意が必要である。

### (4) エネルギー吸収量の考察

水平2方向および1方向ハイブリッド実験のエネルギー吸収量の比較を図-16(a)-(c)に示す。2方向実験では、次式のように、各時間刻みの変位増分とその方向の水平力の分力の積を求め累積した。また各エネルギー吸収量は弾性エネルギー吸収量 $E_0 = H_0 \delta_0 / 2$ で無次元化している。

$$\sum E = \sum \Delta \delta^* (H_x \cos \theta_x + H_y \cos \theta_y) \quad (15)$$

ここで、 $\Delta \delta^* = \sqrt{\Delta \delta_x^2 + \Delta \delta_y^2}$ は各ステップの変位増分。 $\Delta \delta_x$ 、 $\Delta \delta_y$ はNS方向とEW方向の変位増分であり、 $\cos \theta_x = \Delta \delta_x / \Delta \delta^*$ 、 $\cos \theta_y = \Delta \delta_y / \Delta \delta^*$ とする。

地震波の水平2方向成分を同時に入力する場合のエネルギー吸収量は1方向独立入力NS,EWの各値の和

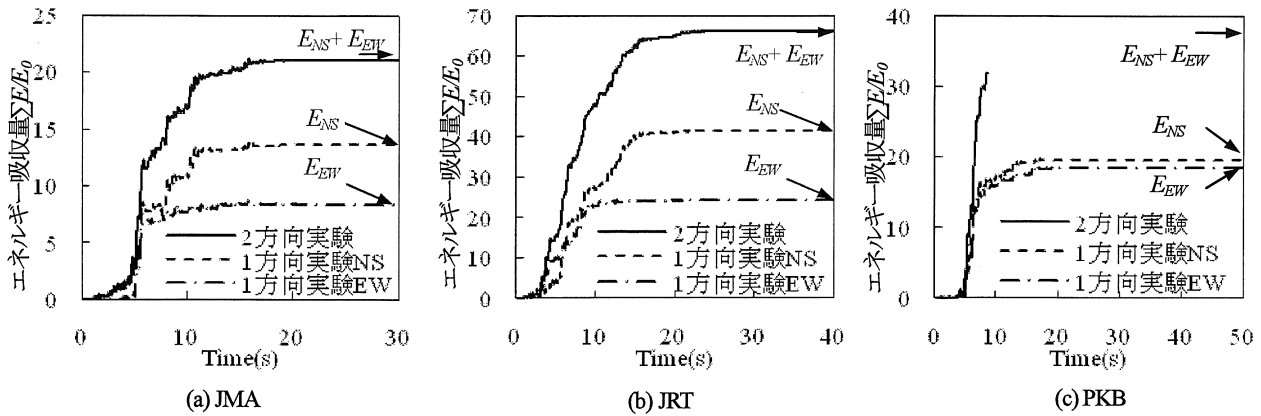


図-16 エネルギー吸収量時刻歴

とほぼ等しくなった。これを図-16中の矢印で示す。

#### (5) 残留変位の考察

残留変位は、地震後の橋脚の損傷や復旧性を判断する重要な指標である。2方向実験終了時の残留変位のNS、EW方向成分を図-17の○印で、NS、EW方向の1方向実験の値を△印で示す。ただし、地盤種別IIIの地震動PKBを入力した2方向実験の値は、橋脚が倒壊したと見なすので、残留変位は示していない。

同図に示すように、I種地盤の地震動の水平2方向実験の残留変位は1方向実験の値と比べ、NS方向で50%、EW方向ではほぼ同程度となっている。II種地震動を入力した場合には、NS方向成分の残留変位は1方向実験の約2倍となり、EW方向成分の値は約70%小さく、一定の傾向は見られない。

#### (6) 残留剛性の比較

2方向実験と1方向実験の実験後の残留剛性は、実験後の除荷過程荷重-変位曲線の傾きより求めた。結果は図-18の○印および△印で示すようになった。すべての場合、2方向実験の残留剛性が1方向実験により小さくなったが、差は大きくない。III種の地震動を入力した場合を除いて、平均7%低下している。これらのことから1方向実験に比べると2方向実験のほうが供試体の損傷が大きいといえる。

### 4. 結論

本研究では、正方形補剛型断面の単柱式鋼製橋脚を用いて、3種の地盤の地震波のNS方向成分とEW方向成分を独立に1方向および2方向同時に入力するハイブリッド応答実験を実施し、比較を行った。得られた結論を以下にまとめる。

- 1) 2方向ハイブリッド実験の水平荷重のNS、EW方向分力の最大値は、2方向成分が同時に大きく生じることおよびそれによる損傷の影響で、1方向実験と比べ、4%~36%低下した。地震入力波の違

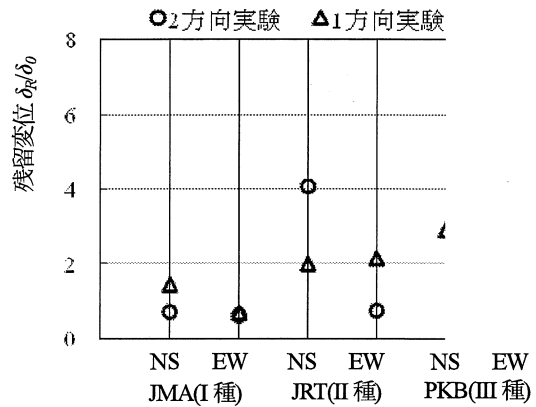


図-17 残留変位の比較

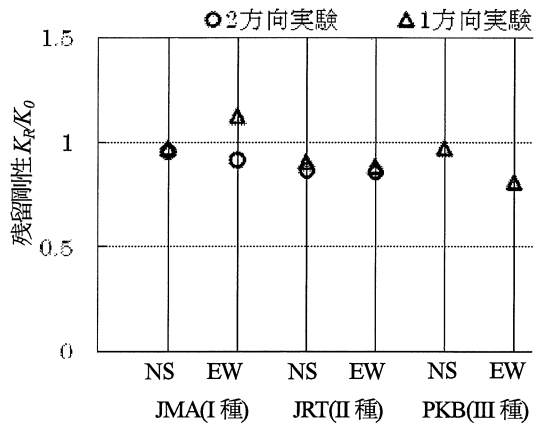


図-18 残留剛性の比較

いによるばらつきが見られた。また、平均低下率は約20%であった。このような耐力低下の影響は今後の耐震設計に反映させる必要があると考えられる。

- 2) 2方向実験の最大応答変位は、1方向実験結果と比べ、I種の地盤の場合では80%、II種の地盤の場合ではほぼ等しくなった。
- 3) III種の地盤の場合、NS、EWの各1方向载荷では橋脚は倒壊しなかったが、2方向载荷では倒壊に到った。この場合のように、入力地震波によって、

1 方向載荷の結果のみで橋脚の地震波挙動を判断することは適切ではない場合があり、注意が必要である。

- 4) 2 方向載荷のエネルギー吸収量は 1 方向載荷の NS, EW の各値の和として表される (図-16 参照)。
- 5) 残留変位は I 種地盤の地震動の 2 方向載荷実験の NS, EW 方向成分では 1 方向実験の値と比べ、それぞれ約 50% と 10% 小さく、II 種地盤の地震動では、NS 方向成分の残留変位は 1 方向実験の約 2 倍となり、EW 方向成分の値は約 70% 小さくなった。このように残留変位に関しては 2 方向入力と 1 方向の入力で一定の傾向はみられなかった (図-17 参照)。
- 6) 2 方向実験の残留剛性は 1 方向実験に比べほぼ同程度かやや小さく平均 7% 低下した。よって 2 方向載荷の場合の損傷が大きくなるといえる。

参考文献：

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2002 年 4 月。
- 2) Watanabe, E., Sugiura, K. and Oyawa, W.O.: Effects of Multi-Directional Displacement Paths on the Cyclic Behaviour of Rectangular Hollow Steel Columns, *Journal of Structural Engineering and Earthquake Engineering*, pp.29-48, 2005.7.
- 3) 永田和寿, 渡辺英一, 杉浦邦征：水平 2 方向に地震力を受ける角形鋼製橋脚の弾塑性応答性状に関する研究，*構造工学論文集*，土木学会，Vol.50A, pp.1427-1436, 2004 年 3 月。
- 4) 後藤芳顕, 江 坤生, 小畑 誠：2 方向繰り返し荷重を受ける薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性，*土木学会論文集*，No.780/I-70, pp.181-198, 2005 年 1 月。
- 5) 青木徹彦, 大西哲広, 鈴木森晶：水平 2 方向荷重を受ける正方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，*土木学会論文集*，Vol.63, No.4, pp.716-726, 2007 年 10 月。
- 6) 後藤 芳顕, 江 坤生, 小畑 誠：2 方向繰り返し荷重を受ける矩形断面鋼製橋脚柱の履歴特性，土

木学会論文集，Vol. 63, No. 1, pp. 122-141, 2007 年 2 月。

- 7) 後藤 芳顕, 小山 亮介, 藤井 雄介, 小畑 誠：2 方向地震動を受ける矩形断面鋼製橋脚の動特性と耐震照査法における限界値，*土木学会論文集*，Vol. 65, No. 1, pp.61-80, 2009 年 2 月。
- 8) 宇佐美勉：ハイダクティリティー鋼製橋脚，橋梁と基礎，Vol.31, No.6, pp.30-36, 1997 年 6 月。
- 9) 葛 漢彬, 高聖 彬, 宇佐美勉：鋼製補剛箱形断面橋脚の繰り返し弾塑性解析と耐震性評価，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，土木学会，pp.85-92, 1997 年 5 月。
- 10) 土木学会鋼構造委員会 鋼構造新技術小委員会 耐震設計研究 WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996 年 7 月。
- 11) 小畑 誠, 後藤 芳顕：橋脚や柱等を対象とした 3 次元擬似動的実験装置の開発，*土木学会論文集*，No. 725, pp.253-266, 2004 年 1 月。
- 12) 永田聖二, 渡邊学歩, 川島一彦：3 次元ハイブリッド載荷実験におけるアクチュエータによる P- $\Delta$  効果の補正法，*土木学会論文集*，No801/I-73, 197-212, 2005.10
- 13) 才塚邦宏, 伊藤義人, 木曾英滋, 宇佐美勉：相対則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察，*土木学会論文集*，No.507, Page. 179- 190, 1995.01
- 14) 財団法人土木研究センター：橋の動的耐震設計法マニュアル-動的解析および耐震設計の基礎と応用, 2006.10
- 15) 葛 漢彬, 宇佐美勉, 高 聖彬：鋼製補剛箱形断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する解析的研究，*構造工学論文集*，土木学会，Vol46A, Page. 109- 118, 2000.03

(2009 年 9 月 24 日受付)