

鋼製橋脚の水平 2 方向地震応答解析のための曲線近似 MS モデル

A Curves Approximated Multiple Springs Model for Bi-Directional Seismic Response Simulation of Steel Bridge Piers

党 紀*・袁 輝輝**・五十嵐 晃***・青木 徹彦****
Ji DANG, Huihui YUAN, Akira IGARASHI and Tetsuhiko AOKI

*工博 京都大学特定研究員 工学研究科 社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

** 工修 愛知工業大学博士後期課程 都市環境学科 (〒470-0356 愛知県豊田市八草町八千草 1247)

***工博 京都大学准教授 工学研究科 社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

****工博 愛知工業大学教授 都市環境学科 (〒470-0356 愛知県豊田市八草町八千草 1247)

A seismic response simulation method based on multiple-spring (MS) model and curve approximated hysteresis rules is proposed to predict nonlinear seismic response of steel bridge piers excited by bi-directional ground motions. A series of approximated curves and hysteretic rules are adopted to describe the complicated nonlinear equivalent stress-strain relationship of spring elements in base of steel piers. An optimization calculation based parameters identification method is used to decide the six parameters of the constitutive relation from results of uni-directional cyclic loading tests. By comparing the results due to the simulation and pseudo-dynamic loading tests, the validity of the proposed method is also verified.

Key Words: steel column, multiple-spring model, bi-lateral loading, hysteretic rule

1. はじめに

(1行あける)

現行道路橋示方書では、任意方向からの地震力をそれぞれ橋脚の橋軸方向と橋軸直交方向に独立に作用するとして、耐震照査を行っている¹⁾。しかし、地震動は3次元的成分を含み、橋脚に対して、鉛直方向振動の影響が少ないとしても、水平2方向地震動を連成して考慮する必要がある。

1995の兵庫県南部地震では、水平2方向地震動の同時作用による鋼製橋脚の隅角部の座屈が多数見られ²⁾、橋脚が同時に水平2方向からの地震動の影響を受けていることが明らかであった。しかし、今日まで橋脚の耐震性能を知るために行われてきた多くの研究は、1方向載荷に基づいたものであり、橋脚の水平2方向載荷に関する実験データや解析手法は少ない。

そこで、近年、著者らを含め、いくつかの研究機関によって、水平2方向載荷実験が実施された³⁻⁸⁾。これらの2方向載荷実験で得られた橋脚の復元力は、1方向載荷時に比べ、水平2方向合力の最大値がほぼ1方向載荷時の最大荷重と同じであるが、水平1方向分力が4%~36%の低下がみられ、応答変位は1方向実験の結果より20%~30%の増減が確認された。従来の1方向載荷に基づいた解析方法のみを用いると、橋脚の耐震性能および地震時応答を正しく評価できないと思われる。

ただし、1方向と2方向載荷された橋脚の水平分力や地

震応答などの相違の程度は、入力地震波によって異なり、バラツキが大きい⁹⁾。様々な地震波を用いたハイブリッド実験を行うことにより、この問題を解明することが望ましいが、多数の地震波入力に対する応答結果を得る場合、経済的かつ時間的に困難である。ハイブリッド実験を代えて、橋脚の水平2方向載荷時の履歴挙動や応答特性を正確に表現し、大量の地震波を用いた応答計算に応じられる解析手法が必要と思われる^{9,9),10)}。

橋脚の水平2方向地震応答を簡便かつ精度よく評価するための解析手法として、ファイバ要素解析の一種ともいえるMS(Multiple Springs)モデル解析手法¹¹⁾が古くから考案されている。MSモデルは、図-1に示すように、質点-剛棒-基部バネで構築され、橋脚基部断面におけるバネの変形に平面保持仮定を用い、バネの等価応力-ひずみ構成則により橋脚の復元力-変位関係を求めるものである。

橋脚基部バネの等価応力-ひずみ構成則について、従来、①伸縮変形構成則^{12),13),14)}、すなわち単一のバネの引張と圧縮変形に対して、それぞれ引張と圧縮側の履歴法則を定義する方法、および②対称変形を利用した構成則¹⁵⁾、すなわち圧縮と引張側の変形が対称しているとして、両者が同一の履歴法則を用いる方法が提案されている。①の伸縮変形構成則を用いる方法では、ラーメン橋脚のような軸力変動の問題がある場合にも適用でき、本研究のように、一定軸力と水平2方向繰り返し荷重を受ける単柱式鋼製橋脚を対象とする場合、②の対称変形を利用した方法で十分で

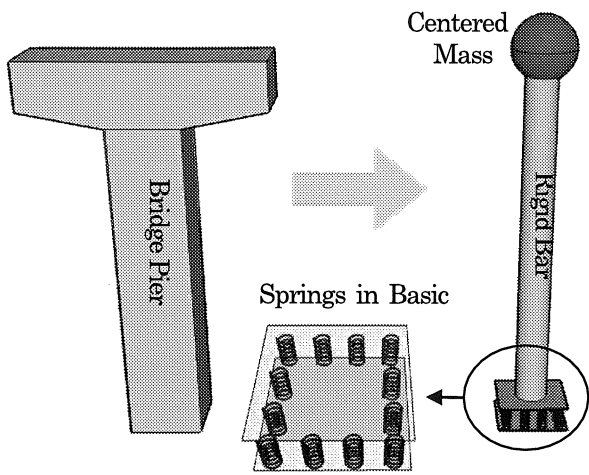


図-1MSモデルの概要

あり、より簡便である。

しかし、これらの解析手法の適用性について、従来の研究では、解析対象が円形断面の橋脚であり^{13),15)}、矩形断面の場合は考案されていない。また、MSモデル解析の有効性について、有限要素法との比較をしているが^{13),15)}、実験データを用いた検証が行われていない。

したがって、本研究では、四方形断面橋脚に対して、MSモデル解析の定式化を行い、鋼製橋脚のためのバネの曲線近似履歴構成則¹⁶⁾を説明する。また、橋脚の履歴特性を高精度に再現するため、静的繰返し実験のデータを用いて、構成則に必要な各履歴パラメータを最適計算で求める。

最後に、解析手法の妥当性と適用性を検証するため、著者らが文献⁸⁾で行った正方形断面鋼製橋脚静的繰返し実験2体、1方向ハイブリッド実験6体、2方向ハイブリッド実験3体の結果を用い、解析と実験の比較検討を行う。

2. 橋脚のモデル化

橋脚のMSモデルは、橋脚基部断面の分割より、各バネの断面積と位置などの幾何条件を定める。解析では、橋脚上部始点の変位を各バネの等価ひずみに換算し、後述する構成則により等価ひずみに応じるバネの等価応力を求め、各バネの応力を積分することにより橋脚の復元力を算出する。

2.1 断面の分割

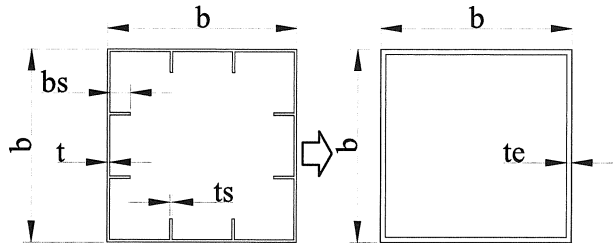
はじめに、図-2(a)に示す補剛断面を、同図(b)に示す力学的に等価な無補剛断面に置き換える。等価無補剛断面の幅と板厚は、それぞれ b と t_e となる。同図(c)はその1/4断面を取り出したもので、図に示すように、この1/4断面をさらに n 個に分割し、橋脚基部断面のバネに置き換える。全断面では $4n$ 個のバネとなる。

基部断面を細かく分割するほど、解析結果の精度が良くなるが、著者らが、正方形断面を $n=1\sim 32$ 分割したモデルを用いた解析の結果、 $n=16$ とすれば、解析で十分な精度

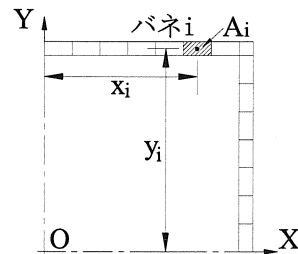
が得られることを確認した。

1/4断面における各バネに時計方向の順で番号を付ける。 i 番のバネに対する断面積を A_i とする。橋脚の断面中心を原点とし、図-2(c)に示すように、各分割した断面要素の中心点をバネの座標 x_i, y_i とする。バネの長さ l は、単位長さ $l=1$ mmとする。

各バネの断面積が同じとなるように断面を分割する必要はないが、より均一に断面を分割することが望ましい。



(a)補剛断面 (b)等価無補剛断面



(c)1/4断面の分割

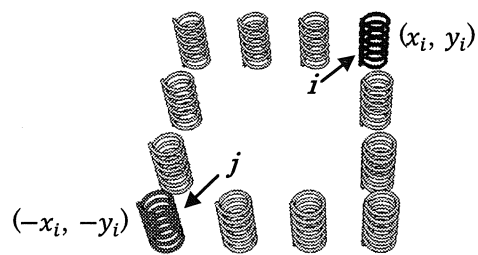
図-2 橋脚断面の分割

2.2 等価ひずみの算出

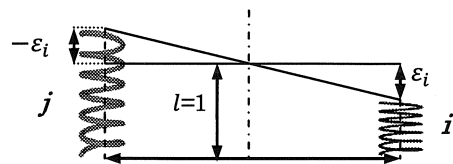
断面変形の平面保持の仮定により、バネ i の等価ひずみ ε_i は、橋脚上部質点の水平2方向変位 δ_x, δ_y 、橋脚高さ h およびバネ座標 (x_i, y_i) から次の式のように求められる。

$$\varepsilon_i = (\delta_x x_i + \delta_y y_i) / hl \quad (1)$$

図-3(a)に示す全断面における2つの対称位置にあるバネ i および j は、同図(b)に示すように、対称に変形すると考え、 $\varepsilon_j = -\varepsilon_i$ となる。



(a)対称位置のバネ



(b)バネの変形

図-3 等価ひずみ ε_i の定義

2.3 等価応力と橋脚復元力

解析では、第3章に詳述する曲線近似構成則、すなわちバネの等価応力-ひずみ関係により、バネ*i*の等価ひずみ ε_i から等価応力 σ_i を算出する。バネ*i*の対称位置にあるバネ*j*の応力 σ_j は、バネ*i*の応力 σ_i と同じ大きさを持つ($\sigma_j = -\sigma_i$)と仮定すると¹⁵⁾、橋脚のXおよびY方向上の荷重 H_x, H_y は、下記の式(2)により得られる。

$$H_x = (2 \sum_{i=1}^{2n} \sigma_i A_i x_i - P \delta_x) / h \quad (2).a$$

$$H_y = (2 \sum_{i=1}^{2n} \sigma_i A_i y_i - P \delta_y) / h \quad (2).b$$

橋脚の全断面は4n個のバネに分割されているが、解析では、対称性よりその半分、すなわち、2n個バネの変形と応力を用いて計算を行う。

3. 曲線近似構成則の概要

本研究では、鋼製橋脚の履歴特性を正確に表現するために、等価応力-ひずみ関係の構成則として、鋼製橋脚のための1方向載荷する曲線近似復元力モデル¹⁶⁾をバネの曲線近似構成則として用いる。

この曲線近似構成則は、バネの応力-ひずみ関係を2次および3次曲線で表現する。すなわち、図-4に示すように、載荷開始から最大応力点(ε_m, σ_m)までは3次曲線の基本曲線、最大応力から終局点(ε_u, σ_u)までは2次曲線の劣化曲線、一時的に基本曲線から除荷して、再載荷するときを2次曲線のサブ曲線(図-6(b))として用いる。また、終局点(ε_u, σ_u)を超えると、バネが破壊し、応力は0になるとする。

ただし、バネの応力-ひずみ曲線は、経験した劣化に影響され、本研究では、この劣化による損傷を累積劣化ひずみ(定義および計算方法は後述)で評価し、累積劣化ひずみを用い、最大応力点および弾性係数を更新する。

なお、最大応力点、終局点などの6つの未知パラメータは、静的繰返し実験結果により、後述する方法で同定される。

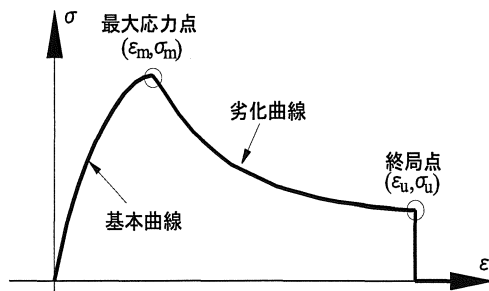


図-4 バネの等価ひずみ-応力関係の骨格曲線

3.1 単調載荷時の基本曲線

図-4に示すように、単調載荷時には、載荷開始から、最大応力点(ε_m, σ_m)まで、バネの応力-ひずみ関係は、下記の3次式による基本曲線で表現する。

$$\sigma = \alpha_1 \varepsilon + \alpha_2 \varepsilon^2 + \alpha_3 \varepsilon^3 \quad (3)$$

ただし、係数 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ は、①曲線の始点勾配が弾性係数に等しい、②曲線が最大応力点(ε_m, σ_m)を目指すこと、および③最大応力点の勾配が0となることにより、下記の式で得られる。

$$\alpha_1 = E \quad (4).a$$

$$\alpha_2 = (3\sigma_m - 2E\varepsilon_m) / \varepsilon_m^2 \quad (4).b$$

$$\alpha_3 = (E\varepsilon_m - 2\sigma_m) / \varepsilon_m^3 \quad (4).c$$

最大応力点(ε_m, σ_m)は劣化によって変化するが、その初期値($\varepsilon_{m0}, \sigma_{m0}$)は、静的繰返し実験結果で与えるが、後述のように最適計算で調整する。弾性係数*E*の初期値*E*₀は、バネの等価降伏ひずみ ε_0 と等価降伏応力 σ_0 によって次の式により求める。

$$E_0 = \sigma_0 / \varepsilon_0 \quad (5)$$

バネの降伏ひずみ ε_0 は、1方向載荷される橋脚の降伏変位 δ_0 より下記の式で算出される。

$$\varepsilon_0 = \delta_0 (b - t_e) / 2hl \quad (6).a$$

バネの降伏応力 σ_0 は、下記のように求められる。

$$\sigma_0 = M_0 / Z_e \quad (6).b$$

$$M_0 = H_0 h + \delta_0 P \quad (6).c$$

$$Z_e = 2 \sum_{i=1}^{2n} x_i^2 A_i / (b/2 - t_e/2) \quad (6).d$$

ただし、*M*₀は基部断面の降伏モーメントで、*H*₀は1方向載荷される橋脚の降伏荷重である。なお、*b*と*t_e*は、図-2(b)に示すように、それぞれ等価断面の幅と板厚である。

3.2 単調載荷時の劣化曲線

図-4に示す骨格曲線の劣化部分は、最大応力点(ε_m, σ_m)を始点とし、下記のような2次式で定める。

$$\sigma = \sigma_m + \beta_1 (\varepsilon - \varepsilon_m) + \beta_2 (\varepsilon - \varepsilon_m)^2 \quad (7)$$

劣化係数 β_1 と β_2 は、①終局点(ε_u, σ_u)を通ること、および②終局点における劣化曲線の勾配が0になるという2つの条件から、最大応力点の初期値($\varepsilon_{m0}, \sigma_{m0}$)を用い、下記の式で定める。

$$\beta_1 = 2(\sigma_u - \sigma_{m0}) / (\varepsilon_u - \varepsilon_{m0}) \quad (8).a$$

$$\beta_2 = -(\sigma_u - \sigma_{m0}) / (\varepsilon_u - \varepsilon_{m0})^2 \quad (8).b$$

ただし、終局点のひずみ ε_u と応力 σ_u は、未知パラメータであり、実験データから後述のように最適計算で同定される。

3.3 初回除荷時の基本曲線

上述の式で、正負方向を区別せずに、最大応力点を(ε_m, σ_m)で表現したが、以下では、それぞれ正および負方向の初期最大応力点をそれぞれ*P*₀($\varepsilon_{p0}, \sigma_{p0}$)および点*N*₀($\varepsilon_{n0}, \sigma_{n0}$)で表示する。すなわち、 $\varepsilon_{p0} = \varepsilon_{m0}, \sigma_{p0} = \sigma_{m0}, \varepsilon_{n0} = -\varepsilon_{m0}, \sigma_{n0} = \sigma_{m0}$ である。

バネの等価応力-ひずみ関係は、図-5に示すように、初めに正方向の最大応力点*P*₀($\varepsilon_{p0}, \sigma_{p0}$)を目指す基本曲線*OP*₀とする。ただし、基本曲線*OP*₀上のある点*A*で除荷すると、以後の $\sigma - \varepsilon$ 曲線は、除荷点*A*(ε_A, σ_A)を始点(ε_s, σ_s),

すなわち $\varepsilon_s = \varepsilon_A$, $\sigma_s = \sigma_A$ とし, 反対側の最大応力点 $N_0(\varepsilon_{n0}, \sigma_{n0})$ を目標点 $(\varepsilon_t, \sigma_t)$, すなわち $\varepsilon_t = \varepsilon_{n0}$, $\sigma_t = \sigma_{n0}$ とし, 下記の式により求める.

$$\sigma = \sigma_s + \alpha_1(\varepsilon - \varepsilon_s) + \alpha_2(\varepsilon - \varepsilon_s)^2 + \alpha_3(\varepsilon - \varepsilon_s)^3 \quad (9)$$

始点 $(\varepsilon_s, \sigma_s)$ が原点 $O(0, 0)$ のときには, 上式(9)は単調荷重時の式(3)に退化する. ただし, 履歴係数 α_1 は前述した単調荷重の場合と同じく, 弾性勾配 E であるが, 係数 α_2 , α_3 は, 最大応力点 $N_0(\varepsilon_{n0}, \sigma_{n0})$, すなわち点目標点 $(\varepsilon_t, \sigma_t)$ を通ること, および最大応力点で曲線の傾きが 0 となることにより, 以下の式(10)a-c で定める.

$$\alpha_1 = E \quad (10.a)$$

$$\alpha_2 = 3(\sigma_t - \sigma_s)/(\varepsilon_t - \varepsilon_s)^2 - 2E/(\varepsilon_t - \varepsilon_s) \quad (10.b)$$

$$\alpha_3 = E/(\varepsilon_t - \varepsilon_s)^2 - 2(\sigma_t - \sigma_s)/(\varepsilon_t - \varepsilon_s)^3 \quad (10.c)$$

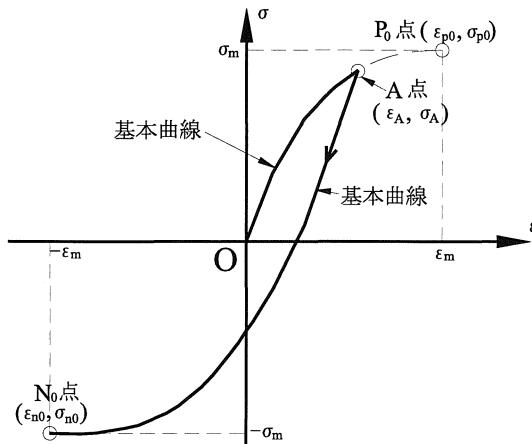


図-5 初回除荷時の基本曲線

3.4 初期除荷以降の繰返し履歴曲線

図-6(a), (b) に示すように, A 点から除荷する場合の基本曲線 AN_0 上の B 点あるいは B' 点で除荷すると, 次なる $\sigma - \varepsilon$ 曲線は除荷点 B あるいは B' の応力 σ_B , $\sigma_{B'}$ によって変える.

a. 図-6(a) に示すように, B 点の応力の大きさ $|\sigma_B|$ が前回の除荷点 A の応力の大きさ $|\sigma_A|$ より大きい, すなわち $|\sigma_B| > |\sigma_A|$ の場合, B 点を始点とし, 反対方向の最大応力点 P_0 点を目指し, 式(9)の基本曲線を用いる.

b. 図-6(b) に示すように, 除荷点 B' の応力の大きさ $|\sigma_{B'}|$ が A 点の応力の大きさ $|\sigma_A|$ より小さい場合, すなわち $|\sigma_{B'}| < |\sigma_A|$ の場合, $\sigma - \varepsilon$ 曲線は, B' 点を始点 $(\varepsilon_s = \varepsilon_{B'}, \sigma_s = \sigma_{B'})$, A 点を目標点 $(\varepsilon_t = \varepsilon_A, \sigma_t = \sigma_A)$ とする新たな曲線 B'A を用いる. また, 目標点 A に達したら, もとの基本曲線 OP_0 上に移動する. ただし, 曲線 B'A は, 基本曲線と同じように, 式(9)で求めるが, 目標点の勾配が明確でないため, 式(9)を 2 次式に退化させ ($\alpha_3=0$), 各係数を下記の式により求める.

$$\alpha_1 = E \quad (11.a)$$

$$\alpha_2 = (\sigma_t - \sigma_s)/(\varepsilon_t - \varepsilon_s)^2 - E/(\varepsilon_t - \varepsilon_s) \quad (11.b)$$

$$\alpha_3 = 0 \quad (11.c)$$

このような2つの除荷点 B'A を結び, 2つの基本曲線の間で荷重履歴を近似する $\sigma - \varepsilon$ 曲線をサブ曲線と呼ぶことにする. なお, サブ曲線上で除荷する場合, 例えば, 図-6(b) に示す点 C $(\varepsilon_C, \sigma_C)$ で除荷すると, 次なる $\sigma - \varepsilon$ 曲線は, 除荷点 C から除荷点 B' まで, 改めてサブ曲線 CB' を作る.

3.5 繰返し劣化時の履歴曲線

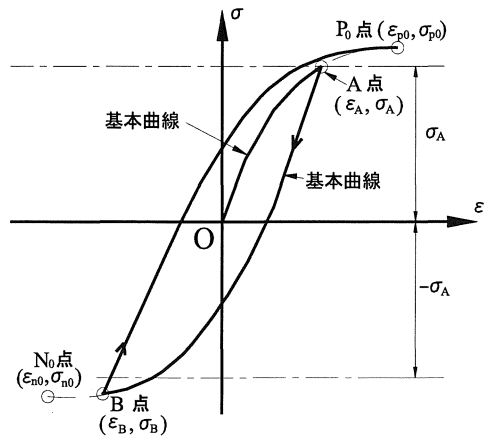
繰返し荷重を受け, 劣化を経験する場合, 新たな基本曲線およびサブ曲線は, 前述の(3)と(4)節の履歴則で求めるが, 最大応力点や弾性勾配が変化する. また, 劣化曲線は, 累積劣化の影響を考慮した表現を用いる.

以下では, 劣化を経験する場合の履歴則, すなわち a) 累積劣化ひずみの定義, b) 最大応力点の更新, c) 弾性係数の低下および d) 劣化曲線の設定を説明する.

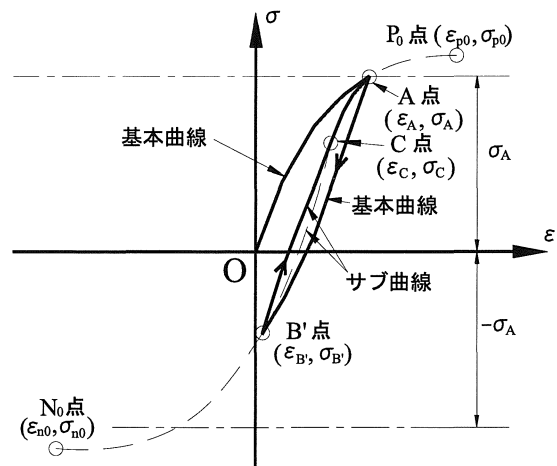
(1) 累積劣化ひずみの定義

劣化域における荷重ステップ i のひずみ増分を劣化ひずみ増分と呼び, $\Delta\varepsilon_{di}$ で表す. 下付き添字 i は, 荷重ステップ i における値を示す. すべての劣化ひずみ増分の大きさの累積値を累積劣化ひずみ ε_{cd} と定義し, 各荷重ステップで, 下記の式により更新される.

$$\varepsilon_{cd} = \sum |\Delta\varepsilon_{di}| \quad (12)$$



(a) $|\sigma_B| > |\sigma_A|$ の場合



(b) $|\sigma_{B'}| < |\sigma_A|$ の場合

図-6 基本曲線から除荷時の履歴曲線

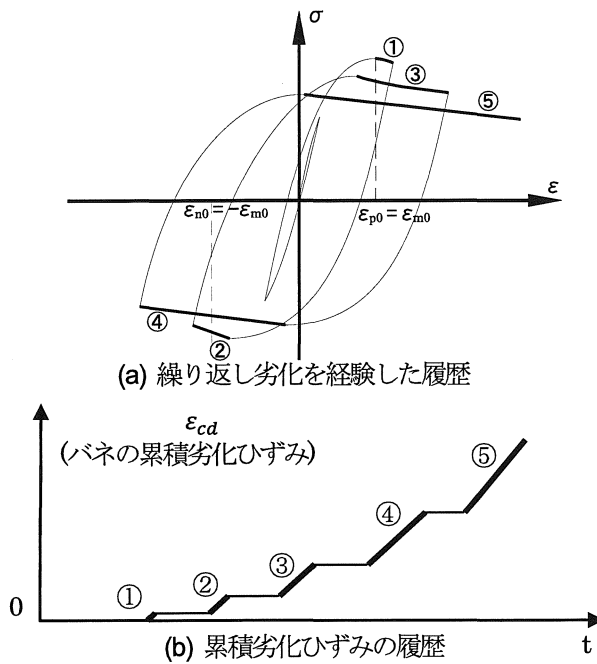


図-7 累積劣化ひずみの計算

例えば、はじめに、あるバネの等価ひずみは、図-7(a)中細実線で示すように、バネのひずみが最大応力点ひずみ $\varepsilon_{p0}(= \varepsilon_{m0})$ あるいは $\varepsilon_{n0}(= -\varepsilon_{m0})$ に達するまでは、累積劣化ひずみが 0 である。つぎに、図(a)の太線①で示すように、バネのひずみが最大応力点ひずみ ε_{p0} 以上あるいは ε_{n0} 以下に載荷されると、バネが劣化し始め、同図の(b)の太線①で示すように、劣化域で経験したひずみ増分が累積劣化ひずみとして記録される。また、同図(a)中の太線②～⑤に示す複数回の劣化を経験した場合、累積劣化ひずみ ε_{cd} は、同図(b)のように、劣化の経験により漸増する。

(2) 最大応力点の更新

正方向に劣化曲線を載荷している途中で、ある点 P_i で除荷するときを例とし、最大応力点の更新の履歴法則を説明する。

図-8に示すように、このとき、正方向の新しい最大応力点は除荷点 $P_i(\varepsilon_{pi}, \sigma_{pi})$ になるものと定める。また、負方向の新しい最大応力点 $N_i(\varepsilon_{ni}, \sigma_{ni})$ の応力 σ_{ni} は、正方向の新しい最大応力点 P_i と同じ大きさの応力を持つものとする。

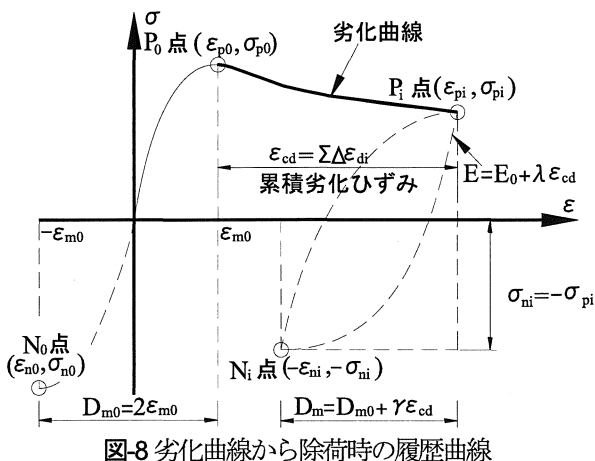


図-8 劣化曲線から除荷時の履歴曲線

$$\sigma_{ni} = -\sigma_{pi} \quad (13).a$$

また、そのひずみ ε_{ni} は P_i 点から D_m だけ離れているとする。

$$\varepsilon_{ni} = \varepsilon_{pi} + D_m \sigma_{ni} / |\sigma_{ni}| \quad (13).b$$

ただし、 D_m は正負方向における 2 つの最大応力点間のひずみ幅であり、劣化を経験していない時の初期値は $D_{m0} = 2\varepsilon_{m0}$ であるが、累積劣化ひずみ ε_{cd} によって、次式(14)で定める。

$$D_m = 2\varepsilon_{m0} (1 + \gamma \frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{m0}}) \quad (14)$$

係数 γ は、未知パラメータであり、後述するように実験データから最適計算で同定する。

(3) 弾性係数の低下

弾性係数 E は、はじめに、式(5)で算出した初期値 E_0 を用いるが、バネが経験した累積劣化ひずみ ε_{cd} の影響を受け、下記の式により低下させる。

$$E = E_0 (1 + \mu \frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_u - \varepsilon_{m0}}) \quad (15)$$

ただし、パラメータ μ の決定は後述する。

(4) 繰返し劣化時に用いる劣化曲線

単調載荷されるときの劣化曲線は、式(7)によって定義されているが、繰返して劣化を経験する場合、バネの応力 σ は、下記の式で定める。

$$|\sigma| = \sigma_{m0} + \beta_1 \varepsilon_{cd} + \beta_2 \varepsilon_{cd}^2 \quad (16)$$

ただし、バネ応力 σ の符号は、バネの載荷方向により定める。累積劣化ひずみ ε_{cd} は、現在の載荷ステップが i ステップであるとすれば、このステップのひずみ増分 $\Delta\varepsilon_{di}(= \varepsilon_{di} - \varepsilon_{di-1})$ を用い、式(12)により算出される。 σ_{m0} は初期最大応力であり、係数 β_1, β_2 は式(8)により算出される。

4. 各未知パラメータの同定

本研究では、曲線近似履歴則を用いた MS モデルの 6 つの未知パラメータを最適化計算の手法 KH 法^{17,18)}により同定する。ただし、各パラメータの初期値は、橋脚の荷重-変位履歴曲線から近似的に定める。以下では、各パラメータ $\varepsilon_{m0}, \sigma_{m0}, \varepsilon_u, \sigma_u, \gamma$ および μ を $S_k (k=1\sim 6)$ とし、各パラメータの初期値の決定と最適化計算の手順を説明する。

4.1 各パラメータの初期値の決定

橋脚の荷重-変位履歴曲線は、基部バネの応力-ひずみ履歴曲線と一致すると仮定する。すなわち、各未知パラメータの初期値を定める際に、荷重-変位関係を降伏荷重と変位で無次元化し、これをバネの降伏応力と降伏ひずみで

無次元化されたバネの応力-ひずみ関係として取り扱う。

$$\text{応力度} = \sigma/\sigma_0 = H/H_0 \quad (17).a$$

$$\text{塑性率} = \varepsilon/\varepsilon_0 = \delta/\delta_0 \quad (17).b$$

(1) 最大応力点($S_1 = \varepsilon_{m0}, S_2 = \sigma_{m0}$)

静的繰り返し実験で得られた最大荷重 H_{m0} 値とその変位 δ_{m0} を式(17)に代入し、初期最大応力点($\varepsilon_{m0}, \sigma_{m0}$)を定める。

$$\varepsilon_{m0}/\varepsilon_0 = \delta_{m0}/\delta_0 \quad (18).a$$

$$\sigma_{m0}/\sigma_0 = H_{m0}/H_0 \quad (18).b$$

(2) 終局点 ($S_3 = \varepsilon_u, S_4 = \sigma_u$)

後述する静的繰り返し実験 S1 と S2 の結果を用い、図-9 に示すような荷重 $|H|$ と累積劣化変位 δ_{cd} の関係を描く。この関係を下記の2次式で近似し、最小二乗法により、回帰係数 D_1 と D_2 を求めると、図中の実線のような近似曲線が得られる。

$$|H| = H_{m0} + D_1\delta_{cd} + D_2\delta_{cd}^2 \quad (19)$$

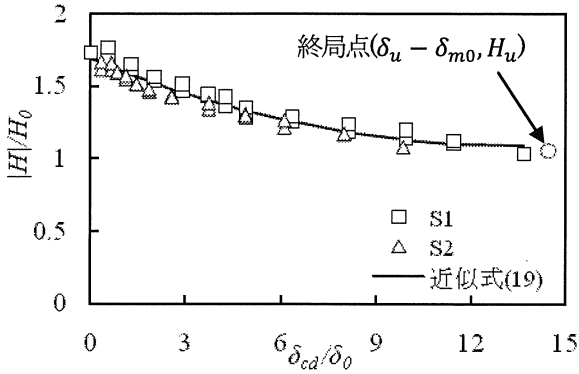


図-9 静的繰り返し実験による劣化曲線

ただし、 i サイクルにおける累積劣化変位 δ_{cdi} は、この i サイクルにおける最大荷重点(δ_{mi}, H_{mi})および除荷点(δ_{ULi}, H_{ULi})を用い、劣化変位増分($\Delta\delta_{ai} = |\delta_{ULi} - \delta_{mi}|$)から、算出される($\delta_{cdi} = \sum_{j=1}^i \Delta\delta_{aj}$)。この i サイクルにおける累積劣化変位 δ_{cdi} を経験した橋脚の荷重 $|H_i|$ は除荷点荷重値 $|H_{ULi}|$ である。

同図に示すように、終局点(δ_u, H_u)を劣化曲線の極値点とする。すなわち、累積劣化変位が $\delta_{cd} = \delta_u - \delta_{m0}$ の場合、荷重は H_u になり、劣化曲線の勾配は0となる。この2つの条件により、終局点(δ_u, H_u)は下記の式で算出される。

$$\delta_u = \delta_{m0} - 0.5D_1/D_2 \quad (20).a$$

$$H_u = H_{m0} - 0.25D_1^2/D_2 \quad (20).b$$

バネの等価応力-ひずみ関係における終局点(ε_u, σ_u)は、式(17)により下記の式で定める。

$$\varepsilon_u/\varepsilon_0 = \delta_u/\delta_0 \quad (21).a$$

$$\sigma_u/\sigma_0 = H_u/H_0 \quad (21).b$$

(3) パラメータ $S_5 = \gamma$

実験中、累積劣化変位 δ_{cdi} を経験した場合の最大荷重点間距離 $D_{pi} (= |\delta_{ULi} - \delta_{m(i+1)}|)$ を計算し、図-10 に示したような $D_p - \delta_{cd}$ 関係が得られる。これを最小二乗法により下記の式を定め、未知パラメータ γ の初期値を求める。

$$D_p = 2\delta_{m0}(1 + \gamma \frac{\delta_{cd}}{\delta_u - \delta_{m0}}) \quad (22)$$

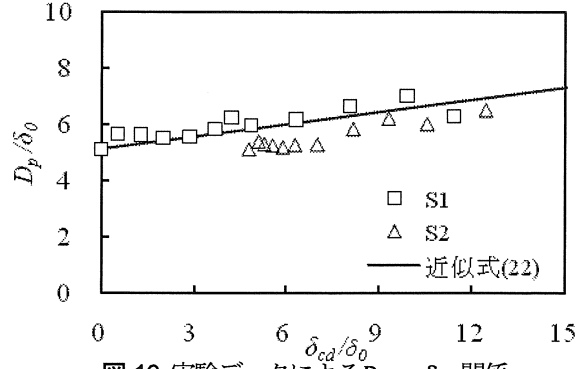


図-10 実験データによる $D_p - \delta_{cd}$ 関係

(4) パラメータ $S_6 = \mu$

後述の静的繰り返し実験 S1 と S2 の各サイクルにおける橋脚の弾性勾配 K と累積劣化変位 δ_{cd} の関係は、図-11 に示すようになる。これに対し下記の式で最小二乗近似し、 μ の初期値を求める。

$$K = K_0(1 + \mu \frac{\delta_{cd}}{\delta_u - \delta_{m0}}) \quad (23)$$

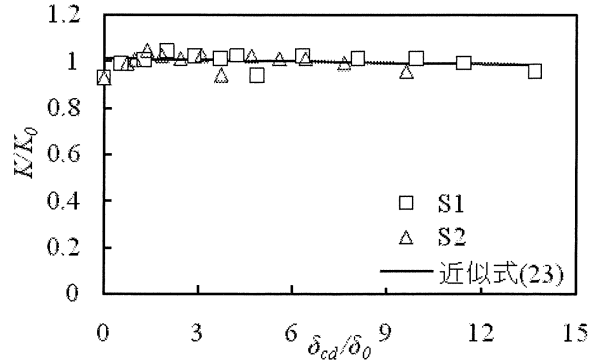


図-11 実験データによる $K - \delta_{cd}$ 関係

4.2 各パラメータの最適化

上述の式(18)~(23)により得られた各未知パラメータの値を初期値とし、MS モデルによる有限変位解析を行う。静的繰り返し実験で計測した橋脚の変位を $\{\delta_i\}$ 、荷重を $\{H_{ei}\}$ とし、これに対する解析で得られた荷重を $\{H_{ai}\}$ とする。それぞれ実験と解析で得られた荷重 $\{H_{ei}\}$ と $\{H_{ai}\}$ が一致するように、各未知パラメータの値を調整する。各パラメータの値の設定により、解析結果の良さを表す寄与率 R^2 は下記の式で計算される。

$$R^2 = 1 - \sum(H_{ei} - H_{ai})^2 / \sum(\bar{H} - H_{ei})^2 \quad (24)$$

ただし、 \bar{H} は実験結果 $\{H_{ei}\}$ の平均値である。本研究では、各パラメータの値が最適となるとき、寄与率 R^2 が最大となることから、下記の計算手順により、各パラメータの値

を同定する。

- ① 静的繰返し実験から、MSモデルにおけるバネのパラメータ S_k ($k=1\sim 6$)の初期値を算出し、これらのパラメータを用いた解析を行い、寄与率 R_0^2 を算出する。
- ② $k=1$ とし、 $R_k^2 = R_0^2$ とする。
- ③ $S_{k\pm} = S_k(1 \pm D_k)$ とし、 S_k が S_{k+} および S_{k-} に変わり、解析を行う。
- ④ それぞれ S_{k+} および S_{k-} を用いた2回の解析結果の寄与率を算出し、それぞれ R_{k+}^2 および R_{k-}^2 とする。
- ⑤ 得られた3つの寄与率 R_k^2 , R_{k+}^2 と R_{k-}^2 のうち、寄与率 R_{k+}^2 あるいは R_{k-}^2 が最大の場合、以下式(25)のように、 S_{k+} あるいは S_{k-} を新たな S_k とする。
- ⑥ R_k^2 が最も大きい場合、検索速度 D_k を C_r 倍減らし、 R_{k+}^2 あるいは R_{k-}^2 が最も大きい場合、検索速度 D_k を C_l 倍増やす。すなわち

$$D_k = C_r D_k \quad (R_k^2 > R_{k+}^2 \text{ and } R_k^2 > R_{k-}^2) \quad (25).a$$

$$S_k = S_{k+}; D_k = C_l D_k \quad (R_{k+}^2 > R_k^2 \text{ and } R_{k+}^2 > R_{k-}^2) \quad (25).b$$

$$S_k = S_{k-}; D_k = C_l D_k \quad (R_{k-}^2 > R_k^2 \text{ and } R_{k-}^2 > R_{k+}^2) \quad (25).c$$

- ⑦ $k=1\sim 6$ に対して上述の手順③～⑥を繰返し、各パラメータを順次修正する。
- ⑧ すべての検索速度 D_k が許容誤差率 10^{-4} 以下に収まるまで上述の手順②～⑦を繰返す。

ただし、各パラメータに対する検索速度 D_k の初期値を一律に $D_k = 0.1$ とし、増速率 C_l と減速率 C_r を定数として、それぞれ $C_l=3$ および $C_r=0.2$ とする¹⁷⁾。

たとえば、ほかのパラメータを変化せずに、最大応力 σ_{m0} のみを変化させ、初期値 $S_2 = \sigma_{m0} = 1.66\sigma_0$ のもとに、 $S_{2+} = 1.82\sigma_0$ と $S_{2-} = 1.49\sigma_0$ を用いて解析を行う。得られた復元力を実験結果と比較し、式(24)で得られた寄与率がそれぞれ $R_2^2=0.98$, $R_{2+}^2=0.97$, $R_{2-}^2=0.99$ となったとすると、 R_{2-}^2 が最も大きく、現在値 $S_2 = 1.66\sigma_0$ から減少させると、解析の結果がよくなるため、次では $S_2 = S_{2-} = 1.49\sigma_0$ とし、検索速度 D_2 が0.1から $D_2 = C_l D_2 = 3 \times 0.1 = 0.3$ となる。このように、繰返して計算を行う。

表-4に示すように、最適計算修正を行った結果、 ϵ_m , σ_m などのパラメータがそれぞれ3%~90%の修正があった。

5. 載荷実験による検証

本研究で提案する解析手法の妥当性を検証するため、文献8)で行った1方向静的繰返し実験2体、1方向ハイブリッド実験6体および2方向ハイブリッド実験3体の結果を用い、実験と解析の結果を比較検討する。

5.1 実験概要

実験に用いる供試体は、材質 SM490、板幅 450mm、

板厚 6mm の正方形断面とし、断面を構成する各面は2本のリブ(6×55mm)で、高さ方向に間隔 225mm のダイアフラムで補剛される。供試体の側面図と断面図を図-12(a), (b)に、幾何寸法および各パラメータを表-1に示す。

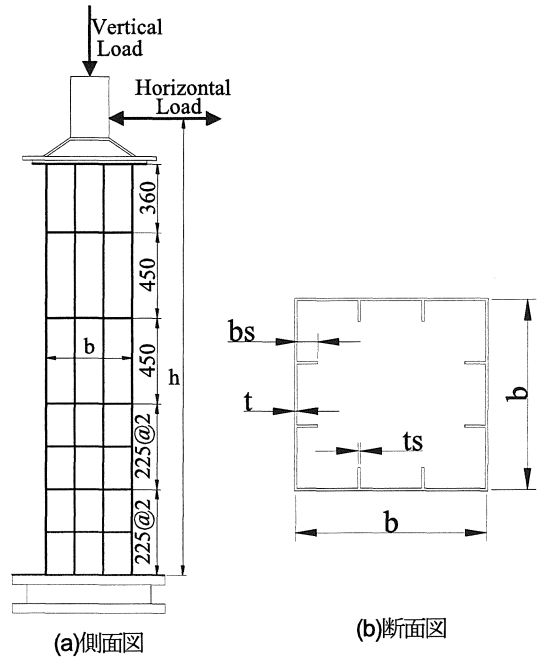


図-12 実験供試体

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 b_s (mm)	55
ダイアフラム間隔 D (mm)	225
リブ板厚 t_s (mm)	6
供試体有効高さ h (mm)	2400
断面積 A (mm ²)	13300
断面2次モーメント I (mm ⁴)	4.06×10 ⁸
幅厚比パラメータ R_R	0.517
幅厚比パラメータ R_F	0.170
細長比パラメータ λ	0.397
補剛材細長比パラメータ λ_s	0.184
補剛材剛比 γ/γ^*	10.5

実験では、一定鉛直荷重 P のもとで、水平1方向および水平2方向載荷を行った。ただし、鉛直荷重 P は、公称降伏応力を用いて全断面降伏軸力 P_0 (4320 kN)を求め、軸力比 $P/P_0=0.15$ として、 $P=648$ kNとした。

静的繰返し実験では、変位を漸増させながら載荷する。本研究では同じ静的実験を2回行っており、以下では、それぞれS1とS2と呼ぶ。

ハイブリッド実験では、上述の供試体より4倍大きい橋脚を実橋脚と想定し、3種類の地震波のそれぞれNS成分、EW成分の加速度波形を用い、橋脚の1方向のみ、および

2方向同時入力した。

用いた入力地震波は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), JR西日本鷹取駅構内地盤上(II種地盤)およびポートアイランド内地盤上(III種地盤)の各地震波のNS成分とEW成分²³⁾(以下,それぞれJMA-NS, -EW, JRT-NS, -EW, PKB-NS, -EWと呼ぶ)である。

以上のハイブリッド実験を表-2にまとめる。

表-2 ハイブリッド実験

実験記号	地盤種別	载荷方法	最大加速度(gal)
JMA-NS	I	1方向载荷	-812
JMA-EW			766
JMA-2D		2方向载荷	870 (合成値)
JRT-NS	II	1方向载荷	687
JRT-EW			-673
JRT-2D		2方向载荷	711 (合成値)
PKB-NS	III	1方向载荷	-557
PKB-EW			619
PKB-2D		2方向载荷	775 (合成値)

5.2 各履歴パラメータの算出

2回の静的繰返し実験で得られた荷重 H -変位 δ 履歴曲線を図-13の実線で示す。2回の実験により算出された各パラメータの値とその平均値を表-3に示す。図-12に示す橋脚の正方形断面を分割し($n=16$), MSモデルに置き換え, 実験データを用い, 最適化計算で修正した結果を表-4に示し, 解析で得られた $H-\delta$ 曲線を図-13の破線で示す。同図からわかるように, 提案した解析手法で得られた橋脚の $H-\delta$ 曲線は, 1方向载荷静的繰返し実験の結果と良好に一致している。

果と良好に一致している。

5.3 ハイブリッド実験との比較

提案した復元力モデルによる振動解析の結果と著者らが文献8で行ったハイブリッド実験の結果を比較し, 応答履歴, 最大荷重, 最大変位および残留変位などについて以下で検討する。

(1) 応答履歴の比較

1方向と2方向载荷のそれぞれのハイブリッド実験で得られた復元力履歴と応答変位時刻歴を図-14~17の実線で, また表-4に示すパラメータ(平均値)を用いた解析結果を同図の破線で示す。

図中の水平荷重 H と変位 δ は, 表-3に示す静的繰返し実験で得られた降伏荷重 H_0 と降伏変位 δ_0 (平均値)で無次元化されている。これらの図からわかるように, どの解析ケースに対しても, 解析モデルで求めた復元力履歴と応答変位時刻歴は, ハイブリッド実験の結果とよく一致しており, 橋脚の水平1方向と2方向地震入力に対する復元力挙動と応答特性を忠実に再現している。ただし, 図-16(5), (6)および図-17(5), (6)に示す地震波PKBを用いた2方向実験では, 橋脚の荷重の低下とともに, 応答変位が発散する傾向が現れ, 実験が中止された。これに対して, 解析では, 荷重の低下と応答の増大が実験結果と一致しているが, 応答変位は一定に留まっている。

(2) 最大荷重

ハイブリッド実験で得られた復元力履歴曲線から最大荷重 H_m/H_0 を求め, 表-5の“実験”欄 H_{EX} に, また, 対応する解析値を同表の“解析”欄 H_{AN} にまとめている。

これらの値の比較を図-18に示す。同図で縦軸は解析値を, 横軸は実験値を表す。

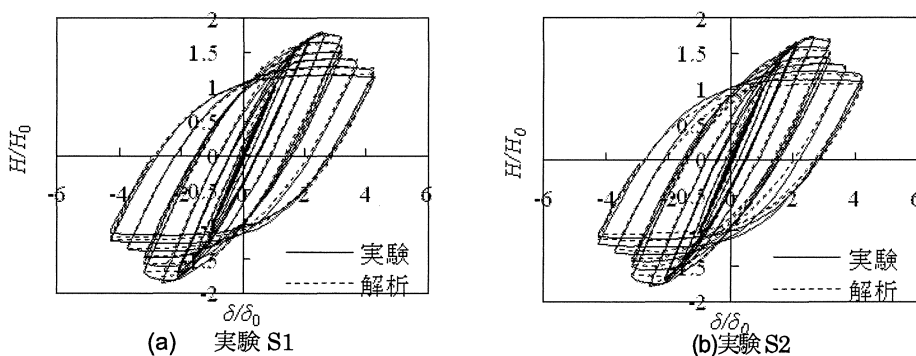


図-13 静的繰返し実験と解析結果の比較

表-3 静的繰返し実験から橋脚およびパネの履歴パラメータ(初期値)

実験名	δ_0	H_0	K_0	δ_m/δ_0	H_m/H_0	δ_u/δ_0	H_u/H_0	$\mu \times 10^{-3}$
S1	16.0	248	15.5	2.45	1.71	16.3	0.880	1.09
S2	14.0	226	16.2	2.66	1.74	13.7	1.18	1.09
平均値	15.0	237	15.8	2.56	1.72	15.0	1.03	1.09
実験名	ε_0	σ_0	E_0	$\varepsilon_m/\varepsilon_0$	σ_m/σ_0	$\varepsilon_u/\varepsilon_0$	σ_u/σ_0	γ
S1	1.50	0.748	0.499	2.45	1.71	16.3	0.880	0.381
S2	1.31	0.68	0.520	2.66	1.74	13.7	1.18	0.222
平均	1.40	0.714	0.509	2.56	1.72	15.0	1.03	0.301

表-4 最適計算による結果($n=16$)

実験名	$\varepsilon_m/\varepsilon_0$	σ_m/σ_0	$\varepsilon_u/\varepsilon_0$	σ_u/σ_0	γ	$\mu \times 10^{-3}$
S1	2.34	1.55	26.1	0.88	0.14	0.12
S2	2.56	1.62	22.3	1.01	0.08	0.12
平均値	2.45	1.58	24.2	0.94	0.11	0.12
最適計算による修正の割合	-3.3%	-8.2%	+61%	-6.0%	-63%	-89%

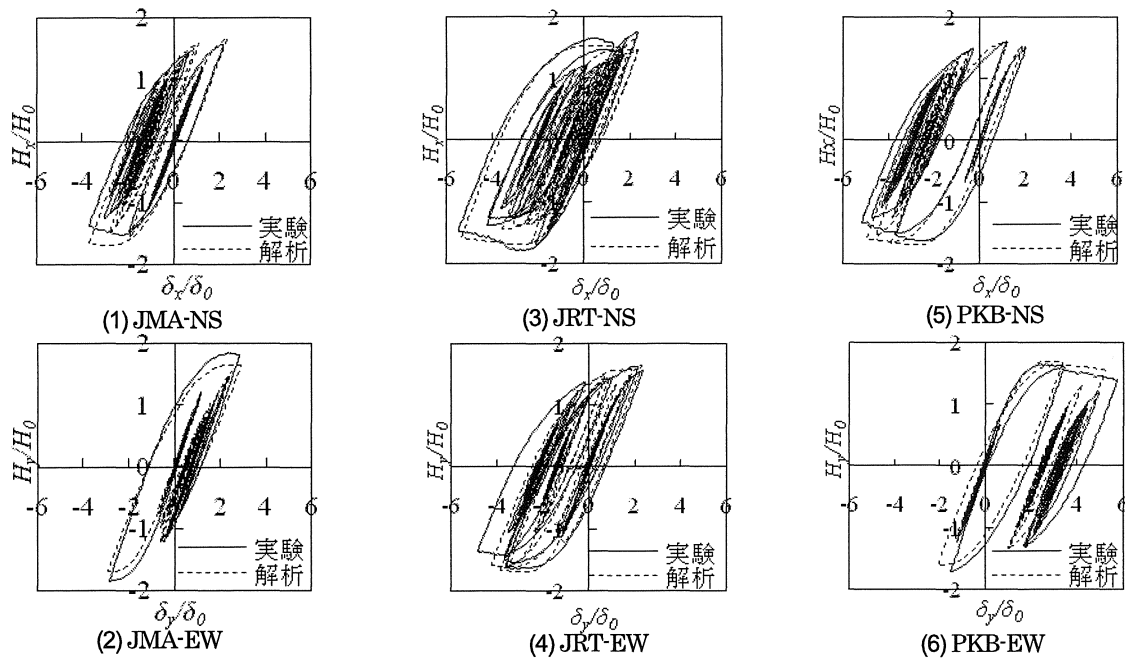


図-14 1方向ハイブリッド実験と解析結果の比較(復元力履歴)

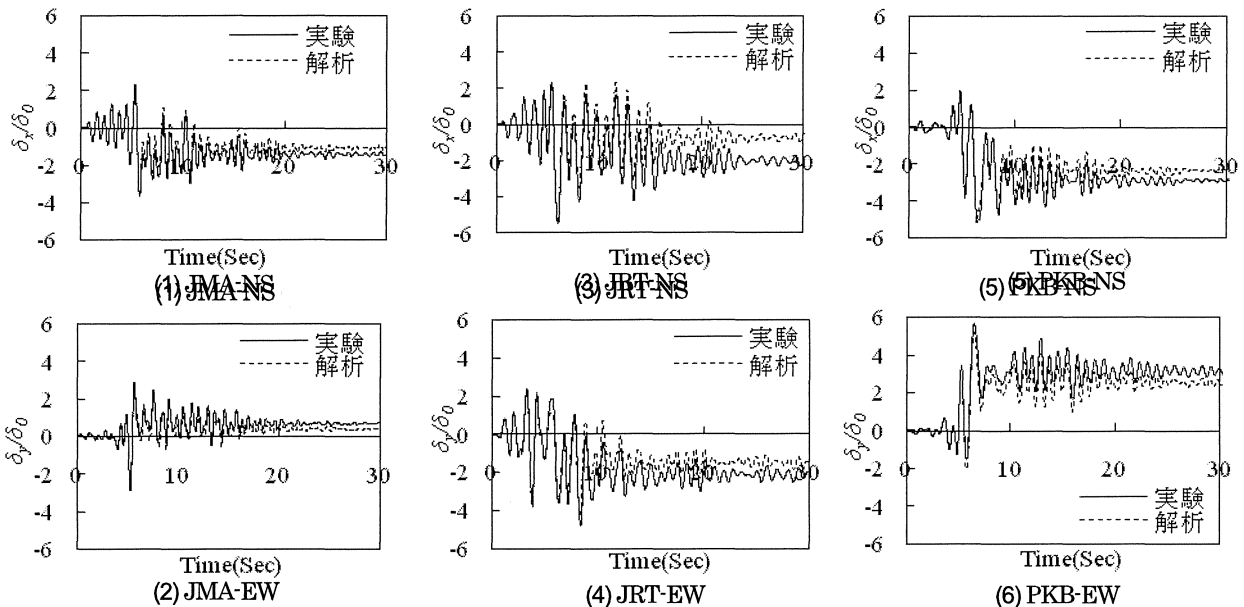


図-15 1方向ハイブリッド実験と解析結果の比較(変位時刻歴)

図-18 からわかるように、実験で得られた最大荷重 H_m は、解析値に対し、ほぼすべての場合によく一致している。各実験の誤差の平均値は、約7%である。最大誤差は2方向载荷実験のPKB-2DのEW方向上で、約18%の誤差を生じた。この解析ケースでは、図-16(6)に示すように、実験とほぼ同じ荷重低下を予測しているといえる。

(3) 最大応答変位

ハイブリッド実験と解析で得られた最大応答変位 δ_{max}/δ_0 を表-5にまとめ、実験値と解析値の比較を図-19に示す。同図の横軸は実験値 δ_{EX} で、縦軸は解析結果 δ_{AN} である。ただし、実験PKB-2Dでは、橋脚が破壊すると判断され、実験が途中で中止されたため、最大応答変位の値を図、表中に示していない。

図から分かるように、解析で求めた最大応答変位は、す

べてのケースにおいて実験結果とよく一致しており、平均誤差は約5%であった。本研究で提案した曲線近似復元力モデルを用いる地震応答解析は、ハイブリッド実験とほぼ同じ最大応答変位を求められ、大変形の場合でも高い信頼性が得られる方法と思われる。

(4) 残留変位

ハイブリッド実験と解析で得られた残留変位 δ_r の値を表-5に、また実験と解析の比較を図-20に示す。図の横軸および縦軸はそれぞれ実験値および解析値である。同図、および表に示すように、残留変位において、両者の平均誤差は62%で、バラツキがより大きい。残留変位の差の大きさでは、平均0.7 δ_0 程度で、実用的に十分な精度があると思われる。

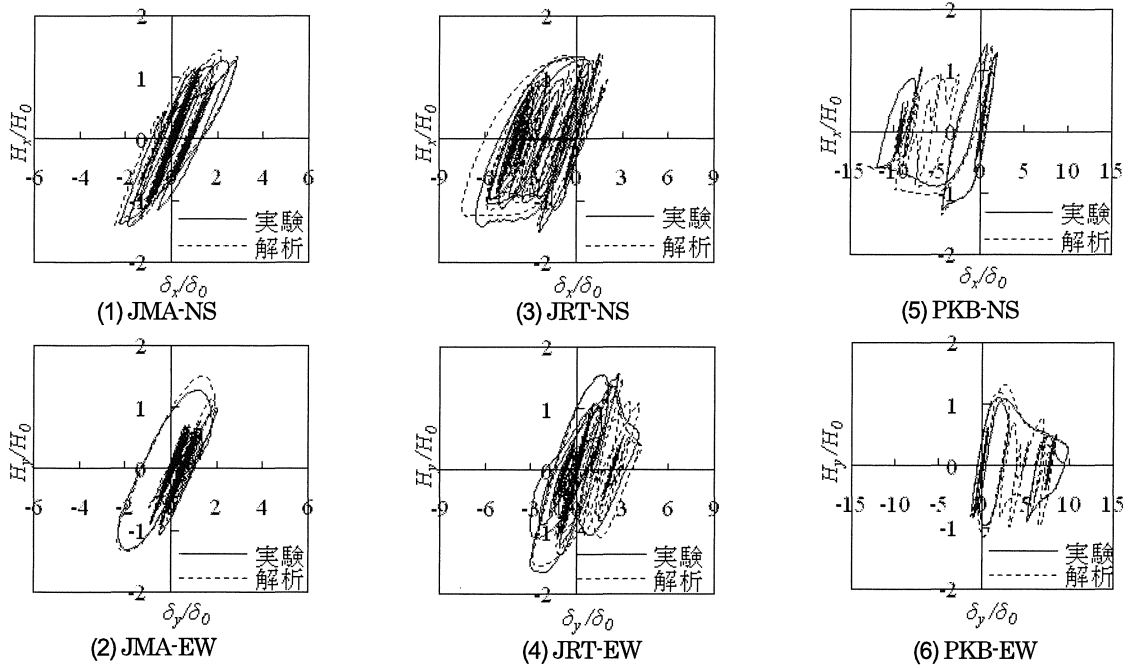


図-16.2 方向ハイブリッド実験と解析結果の比較(復元力履歴)

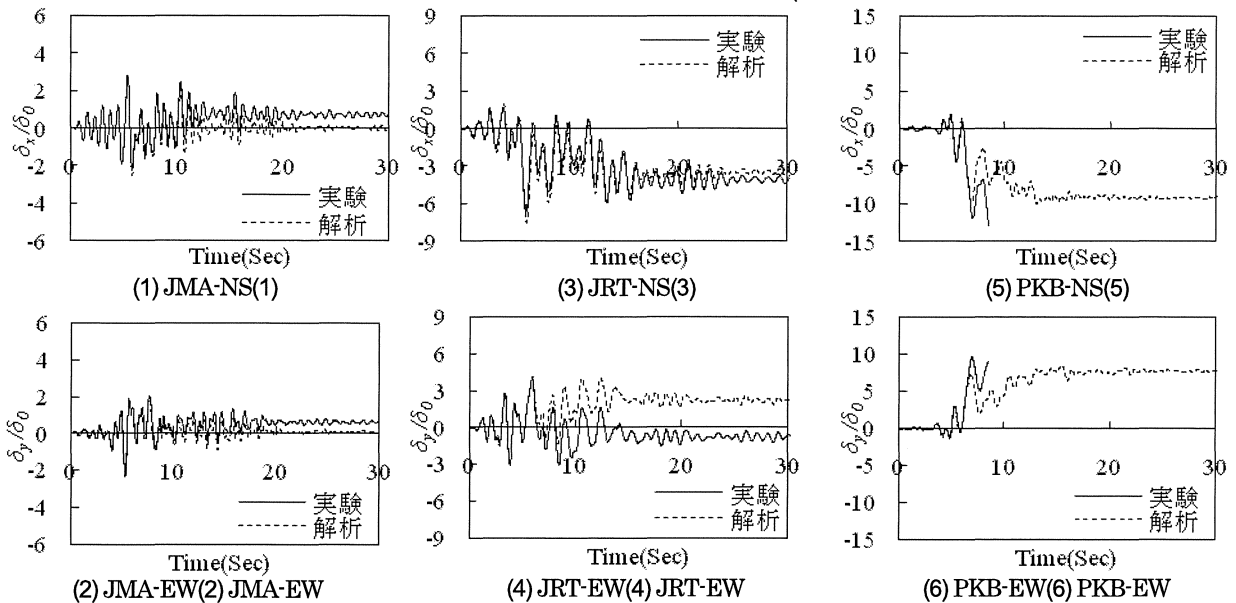


図-17.2 方向ハイブリッド実験と解析結果の比較(変位時刻歴)

6. 結論

本研究では、曲線近似構成則を用いた MS モデルにより、水平 2 方向地震動を受ける正方形断面鋼製橋脚の地震応答を求める解析手法を提案した。

著者が過去で行った静的繰返し実験およびハイブリッド実験の結果と解析結果の比較により、提案した解析手法の妥当性と有効性を検討し、以下の知見を得た。

- 1) 静的繰返し実験で得られた履歴曲線と解析結果を比較したところ、良好な一致が見られ、提案手法の妥当性が確認された。
- 2) 文献 8)で行ったハイブリッド実験のデータを用い、橋脚の地震応答実験結果と提案モデルを

用いた振動解析の結果と比較した。提案モデルで得られた復元力履歴と時刻応答履歴は、ほぼすべてのケースに対して実験結果とよく一致していることが確認できた。

- 3) 橋脚の最大荷重について、解析による値はハイブリッド実験とほぼ同じ値が得られ、実験値と解析値の間の差は平均 7%であった。
- 4) 応答変位に関して、提案モデルで得られた値は、実験結果とよく一致し、最大応答変位における実験と解析値の差は平均 5%、残留変位の差は平均的で約 62%である。提案モデルは、鋼製橋脚の強震時応答を実用的に精度よく予測できるといえる。

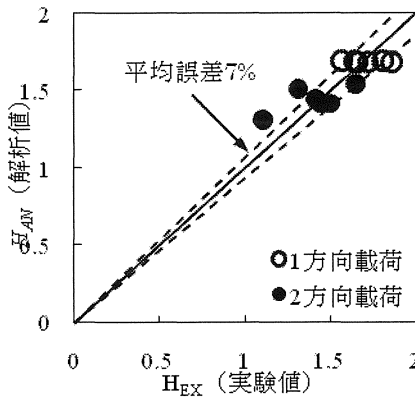


図-18 最大荷重(H_m/H_0)の比較

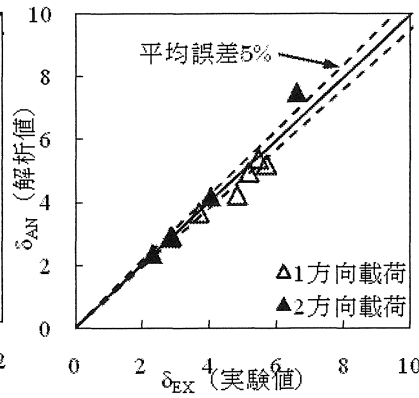


図-19 最大応答変位(δ_{max}/δ_0)の比較

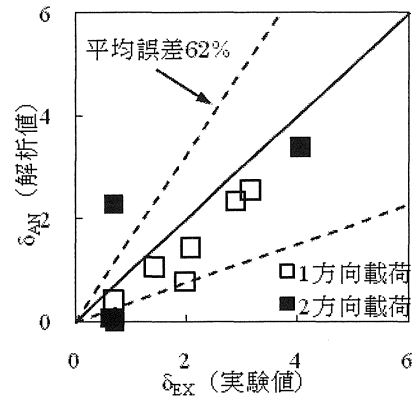


図-20 残留変位(δ_r/δ_0)の比較

表-5 実験と解析で得られた最大荷重点と応答変位の比較

実験	方向成分	最大荷重 H_m/H_0			最大応答変位 δ_{max}/δ_0			残留変位 δ_r/δ_0		
		実験 H_{EX}	解析 H_{AN}	誤差 (%)*	実験 δ_{EX}	解析 δ_{AN}	誤差 (%)*	実験 δ_{EX}	解析 δ_{AN}	差**
JMA-NS	NS	1.56	1.69	8.38	3.68	3.66	0.65	1.44	1.08	0.36
JMA-EW	EW	1.86	1.69	9.30	2.86	2.90	1.23	0.69	0.42	0.27
JRT-NS	NS	1.81	1.69	6.30	5.46	5.37	1.55	2.00	0.78	1.21
JRT-EW	EW	1.66	1.69	1.77	4.82	4.22	12.6	2.10	1.45	0.65
PKB-NS	NS	1.64	1.69	3.15	5.18	4.95	4.47	2.90	2.36	0.55
PKB-EW	EW	1.72	1.69	1.86	5.70	5.20	8.66	3.18	2.57	0.61
JMA-2D	NS	1.42	1.44	1.80	2.82	2.87	1.61	0.71	0.01	0.71
	EW	1.31	1.51	14.7	2.31	2.36	2.18	0.63	0.08	0.55
JRT-2D	NS	1.50	1.41	6.06	6.59	7.48	13.5	4.06	3.39	0.67
	EW	1.65	1.54	6.56	4.04	4.17	3.44	0.70	2.29	1.59
PKB-2D	NS	1.45	1.41	2.23	∞	10.0	—	∞	9.23	—
	EW	1.11	1.31	18.4	∞	8.50	—	∞	7.81	—
平均誤差		6.7%			5.0%			0.72 δ_0 (62%)		

*誤差(%)= $|X_{AN} - X_{EX}|/X_{EX} * 100$ **差= $|X_{AN} - X_{EX}|$

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告—土木建造物の被害，第1章橋梁，丸善，pp47-222，2002.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2002.
- 3) 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 8) 党紀，中村太郎，青木徹彦，鈴木森晶：正方形断面鋼製橋脚の水平2方向荷重ハイブリッド実験，構造工学論文集，Vol.56A, pp367-380，2010.
- 9) 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.
- 10) 宇佐美勉，社団法人日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技術堂出版株式会社，2006
- 11) Lai S., G. T. Will, Otani S.: Model for inelastic biaxial bending of concrete members, *Journal of Structure Engineering (ASCE)*, Vol.110 No.11, pp.2563-2584, 1984.11
- 12) 崎元達郎，渡邊浩，中島黄太：局部座屈を考慮した鋼箱型断面部材の復元力モデル，土木学会論文集，No. 647,

- pp.343-355, 2000.
- 13) Jiang L., Goto Y., Obata M.: Multiple spring model for 3D-hysteretic behavior of thin-walled circular steel piers, *J. Struct. Mech. Earthquake Eng. (JSCE)*, No.689/I-57, pp.1-17, 2001.
- 14) 石澤俊希, 井浦雅司: 鋼製箱形橋脚の簡易解析モデルに関する研究, *土木学会論文集*, Vol. 62, No. 2, pp.288-299, 2006.
- 15) Jiang L., Goto Y., Obata M.: Hysteretic modeling of thin-walled circular steel columns under biaxial bending, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, Vol.128 No.3, pp.319-327, 2002.
- 16) 党紀, 青木徹彦: 鋼製橋脚の曲線近似復元力履歴モデルおよび実験検証, *土木学会論文集 A2(応用力学)*, Vol. 68, No. 2, pp.495-504, 2012.
- 17) 黒田英夫: Visual Basic による工学計算プログラム, CQ 出版社, pp.69-74, 2001.
- 18) 黒田英夫: Visual Basic による数値解析プログラム, CQ 出版社, pp.233-235, 2002.
- (2013年3月18日 受付)