

## 2 方向地震動を受ける円形断面鋼製橋脚の限界値と動的耐震照査法に関する考察

Ultimate state and design of thin-walled circular steel columns under bi-directional seismic excitations

後藤 芳顕\*, 村木 正幸\*\*, 海老澤 健正\*\*\*

Yoshiaki Goto, Masayuki Muraki, Takemasa Ebisawa

\*工博, 名古屋工業大学大学院教授, 社会工学専攻 (〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町)

\*\*工修, 株式会社日建設計シビル, 設計管理部 (〒541-8528 大阪府大阪市中央区高麗橋 4-6-2)

\*\*\*工修, 名古屋工業大学大学院助教, 社会工学専攻 (〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町)

An investigation is made on how the coupling of bi-directional horizontal seismic excitations affects the ultimate behavior of thin-walled circular steel columns used as bridge piers. First, an instability criterion is derived to identify the ultimate limit state of columns under bi-directional horizontal loads. Then, an ultimate interaction curve expressed in terms of two horizontal restoring force components is derived based on the so-called pushover analysis. The accuracy of the proposed ultimate interaction curves is confirmed by carrying out an extensive materially and geometrically nonlinear dynamic analysis under various bi-directional seismic excitations. Finally, in view of the application to practical design, the derivation method of some partial safety factors is also discussed.

*Key Words: steel bridge pier, seismic design, dynamic, bi-directional, ultimate state, instability*

キーワード: 鋼製橋脚, 耐震設計, 動的, 2方向, 終局挙動, 不安定

## 1. まえがき

レベル2地震動に対する鋼製橋脚柱の耐震安全性は、現在、橋軸方向と橋軸直角方向の地震波の水平1方向入力に対してそれぞれ独立に照査することが規定されている<sup>1)</sup>。しかしながら、実際の地震波は3方向の成分を持っているため、これら3成分の影響を同時に考慮するのがより確実な橋脚の安全性照査につながる。いままでの検討では鉛直地震動の影響がそれほど大きくないことが確認されており、実設計では地震動の水平2方向成分の連成を考慮するのが現実的であろう。

現行の水平1方向地震動入力による耐震安全性の照査法<sup>1)</sup>では、通常、鋼製橋脚をはり要素でモデル化を行い設計地震動下での複合非線形動的解析により変位やひずみなどの応答値を計算する。そして、これらの応答値があらかじめ設定されている限界値以内になることを照査する方法がとられている。はり要素による3次元の複合非線形動的解析を実施することがさほど困難ではない現状を考えると、照査する物理量を何に選ぶかという問題はあがあるが、2方向地震動を考慮した耐震安全性の照査でも、やはり、現行の耐震設計と同じ枠組みとするのがわかりやすいと言えよう。道路橋示方書では、橋脚の終局限界状態を、1方向繰り返し載荷実験で得られる橋脚の水平復元力-水平変位曲線での最大荷重点(極限点)と定義している。そして、変位照査法での限界値としては

最大荷重点での水平変位を用いている。1方向載荷では荷重-変位曲線の最大荷重点以降の軟化領域は不安定領域になるので、設計において最大荷重点を終局限界状態とする根拠となっている。一方、2方向載荷では橋脚の荷重増分と変位増分の方向が必ずしも一致しないので終局限界状態の定義は必ずしも自明ではない。

ここでは円形断面鋼製橋脚を対象に、先に述べた道路橋示方書<sup>1)</sup>の1方向載荷の場合との整合性を保つように、2方向載荷での終局限界として、非弾性多自由度系の安定論<sup>3)</sup>の概念に基づき、橋脚が安定から不安定に移行する境界となる極限点として定義する。照査する物理量としては、1方向地震動における変位照査法と同様の考え方で水平2方向変位成分を用いた変位照査法を検討するほか、新たに、水平2方向復元力成分を用いたいわゆる保有水平耐力照査法についても検討する。上記2種類の照査法では限界状態は2方向の水平変位成分や水平復元力成分の相関曲線である限界曲線で表されるが、円形断面橋脚では方向性がないので、限界曲線はいずれも円形になる。この事実を念頭にいくつかの静的載荷をもとに設定した水平変位成分あるいは水平復元力成分で表した限界曲線について検討する。設定された限界曲線の妥当性は各種2方向実地震動下での橋脚の動的解析を実施し、上に述べた非弾性系の安定論を用いて極限点を同定し、これと限界曲線を比較することにより検証する。なお、円形断面橋脚の終局挙動解析についてはシェル要

素による複合非線形解析<sup>47)</sup>に基づくものとし、鋼材の構成則としては2方向繰返し載荷実験で十分な精度を有していることが明らかにされている改良型の3曲面モデル<sup>47)</sup>を適用する。

## 2. 2方向載荷における鋼製橋脚の終局限界

現行の道路橋示方書<sup>1)</sup>における鋼製橋脚の1方向地震動下の耐震設計においては図-1のような橋脚の面内の水平復元力-水平変位関係の最大荷重点に到達した状態を設計上の許容値とし、この点での水平変位や曲率などを限界値としている。最大荷重点は接線剛性が負となる極限点であり構造が安定から不安定へ変化する安定限界になる。したがって、最大荷重点への到達を終局状態とするのは安定論的に一つの考え方として妥当である。ただし、死荷重と異なり地震荷重はゆれの加速度による慣性力であるため橋脚が不安定状態にあるのは一時的で、ゆれが小さくなると安定状態に復帰する。しかしながら、一時的でも不安定状態になると応答変位が大きくなるのは事実であり、倒壊が生じる可能性もある。以上のように、工学的な観点からも最大荷重点への到達は終局状態と考えることが可能である。

1方向載荷で終局限界状態が上述したような安定限界に相当するので2方向載荷でも終局限界を構造系の安定限界として規定することが従来の設計法との整合性から合理的であるととも、数学的にも明快である。ここでは2方向載荷での終局限界を構造系が安定から不安定に移行する極限点として定義する。

### 2.1 安定基準

円形断面鋼製橋脚としては、橋脚頂部に集中質量が位置する一質点系の単柱式橋脚としてモデル化する。この円形断面橋脚に一定鉛直荷重 $P$ の下で水平2方向の地震動成分が作用する場合を考え、図-2のように頂部の水平2方向変位成分を $(u_x, u_y)$ 、2方向の水平復元力成分を $(H_x, H_y)$ と定義する。

慣性力を含めた作用外力下でつり合い状態にある橋脚頂部に任意の2方向水平変位増分 $(\Delta\tilde{u}_x, \Delta\tilde{u}_y)$ を与えたときに生じる水平復元力増分を $(\Delta\tilde{H}_x, \Delta\tilde{H}_y)$ とした場合における仕事の2次増分 $\Delta^2W$ を次式で定義する。

$$2\Delta^2W = (\Delta\tilde{H}_x \cdot \Delta\tilde{u}_x + \Delta\tilde{H}_y \cdot \Delta\tilde{u}_y) = \Delta\tilde{H}_\Sigma \cdot \Delta\tilde{u}_\Sigma \cos\theta \quad (1)$$

ここに $\theta$ は $(\Delta\tilde{u}_x, \Delta\tilde{u}_y)$ と $(\Delta\tilde{H}_x, \Delta\tilde{H}_y)$ がなす角度、また

$$\Delta\tilde{H}_\Sigma = \sqrt{(\Delta\tilde{H}_x)^2 + (\Delta\tilde{H}_y)^2} \quad (2a)$$

$$\Delta\tilde{u}_\Sigma = \sqrt{(\Delta\tilde{u}_x)^2 + (\Delta\tilde{u}_y)^2} \quad (2b)$$

である。

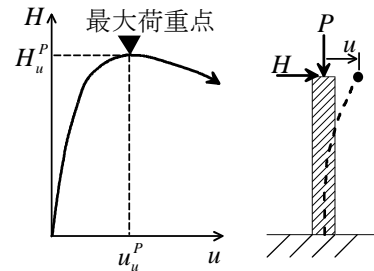


図-1 1方向地震入力に対応した限界状態

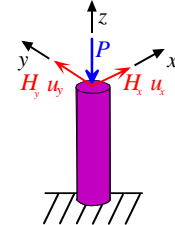


図-2 2方向載荷での復元力成分と変位成分

なお、鉛直地震動を無視した場合でも、厳密には橋脚の曲げ変形による幾何学的非線形性から鉛直変位増分が生じ、鉛直方向復元力増分も生じるが、これらの増分量は鉛直荷重が高々 $P/P_y \cong 0.3$ である通常の単柱式橋脚では水平成分に比べ十分小さいので無視できる。

非弾性構造の安定基準<sup>3)</sup>は式(1)で定義される仕事の2次増分 $\Delta^2W$ を用いて以下のように表される。

$$\text{安定: } \Delta^2W > 0 \quad (3)$$

$$\text{不安定: } \Delta^2W < 0 \quad (4)$$

式(4)の不安定の意味するところは増分変位に対する増分復元力とする内力仕事が負であり、構造物はエネルギーを吸収することなく、逆に運動エネルギーが増加することを意味している。安定限界は安定から不安定に移行する状態ということで、次式を満足する極限点(臨界点)として定義される。ただし、極限点自体は安定の場合もあるが、従来の1方向地震動下での終局限界状態の扱いから終局限界点と考える。

$$\Delta^2W = 0 \quad (5)$$

なお、式(1)では $\Delta\tilde{H}_\Sigma \geq 0$ 、 $\Delta\tilde{u}_\Sigma \geq 0$ であるので、 $\Delta^2W$ による安定性の評価は $\Delta^2W$ を基準化した場合に相当する下式に示す $\cos\theta$ を用いるのと等価である。

$$\cos\theta = (\Delta\tilde{H}_x \cdot \Delta\tilde{u}_x + \Delta\tilde{H}_y \cdot \Delta\tilde{u}_y) / \Delta\tilde{H}_\Sigma \cdot \Delta\tilde{u}_\Sigma \quad (6)$$

式(6)によりつり合い点での安定と不安定を特定するには、弾塑性の場合、変位増分方向により除荷・負荷挙動が異なるため、つり合い点において、全ての方向に変位増分を与えることにより検討せねばならない。しかしながら、実際にはこのような方法によると、膨大な計算

が必要であり事実上不可能である。したがって、ここでは、近似的ではあるが複合非線形の動的応答解析を実施してその結果得られる応答変位と復元力の増分値  $(\Delta u_x, \Delta u_y)$  と  $(\Delta H_x, \Delta H_y)$  を  $(\Delta \tilde{u}_x, \Delta \tilde{u}_y)$  と  $(\Delta \tilde{H}_x, \Delta \tilde{H}_y)$  の代わりに用いる。これは、応答解析で得られた経路に依存した安定性のチェックであり、不安定性については十分条件、安定性については必要条件に他ならない。しかしながら確定的な設計地震動に対する非線形動的応答解析結果をもとに構造物の耐震安全性を照査する現行の耐震設計法の枠内では実用性と合理性の両面から考え得る妥当な構造安定の照査法といえよう。なお、このようにして求めた限界点は1方向載荷の場合には最大荷重点に相当し、現行の設計法<sup>1)</sup>の考え方も整合する。

## 2.2 終局限界状態の表現

### (1) 力あるいは変位を用いた終局状態の表現

2方向載荷での鋼製橋脚の終局限界状態への到達は2.1で示した安定基準により理論的には判定できる。しかしながら、鋼製橋脚の構造不安定には局部座屈による剛性の低下が大きく関与するので、局部座屈を無視したはり理論に基づく耐震解析では細長比の小さなものについて、2.1に示した安定基準では限界状態への到達を精度良く判定することは難しい。したがって、ここでは、変位やひずみなどの限界値により終局限界への到達を判定する現行の1方向地震動に対する照査法と同様に何らかの物理量に対して限界値を設定する方法について検討する。このような方法はあらかじめ設定された物理量の限界値に対して応答値を照査するもので、2方向地震動下でもこのような方法を用いると現行の照査法との整合性と言った観点からは使いやすい。

本論文では1本の鋼製橋脚を対象とするため橋脚頂部の水平変位成分  $(u_x, u_y)$  や水平復元力成分  $(H_x, H_y)$  で表した相関曲線で終局限界状態を表すことを検討する。このような限界値を表す物理量の設定について、水平変位成分によるものは従来<sup>1)</sup>の変位照査法に、水平復元力成分によるものは保有水平耐力照査法に対応する。

なお、円形断面橋脚では方向性がないので、限界状態を表す上記の相関曲線はいずれも円形になることは明らかである。以後このような相関曲線を限界曲線と呼ぶ。

### (2) 水平復元力の限界値

円形断面橋脚では橋脚断面に方向性がないため、載荷方向によらず初期降伏復元力合力  $H_{\Sigma 0}$  ならびに Pushover 解析による復元力の限界値の合力値  $H_{\Sigma u}^p$  は一定であり、それぞれ、従来の1方向 Pushover 解析での初期降伏水平力  $\bar{H}_0$  と最大荷重である水平耐力  $H_u^p$  と等しい。ここでは、橋脚の終局状態への到達を表す指標として復元力合力  $H_{\Sigma}$  を  $H_{\Sigma u}^p$  で基準化した次のような無次元化水平復元力を定義する。

$$H_{\Sigma} / H_{\Sigma u}^p = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} / H_{\Sigma u}^p \quad (7)$$

この無次元化復元力を用いて1方向載荷での限界値と整合する2方向載荷での水平復元力の限界値を設定する。

現象学的な考察から、2方向載荷での橋脚の不安定状態 ( $\Delta^2 W < 0$ ) はそれ以前に作用した式(7)の無次元化復元力  $H_{\Sigma} / H_{\Sigma u}^p$  の最大値  $(H_{\Sigma} / H_{\Sigma u}^p)_{\max}$  に支配されると考える。つまり、復元力の限界値  $(H_{xu}, H_{yu})$  は橋脚に不安定状態 ( $\Delta^2 W < 0$ ) が生じた場合において、それ以前の最大無次元化復元力  $(H_{\Sigma} / H_{\Sigma u}^p)_{\max}$  発生時の  $(H_x, H_y)$  成分として特定される。上記のような考え方で求めた復元力の限界値の妥当性については後ほど数値計算により検証する。ここで、復元力の限界値  $(H_{xu}, H_{yu})$  の合力を別途以下のように定義する。

$$H_{\Sigma u} = \sqrt{H_{xu}^2 + H_{yu}^2} \quad (8)$$

### (3) 水平変位の限界値

水平復元力と同様に、円形断面橋脚では方向によらず初期降伏変位  $u_{\Sigma 0}$  と Pushover 解析による復元力のピーク点に対応する水平変位の限界値  $u_{\Sigma u}^p$  は一定であり、それぞれ、1方向載荷での初期降伏変位  $u_0$  と最大荷重時変位  $u_u^p$  と等しい。したがって、橋脚の終局状態への到達度を表す指標として水平変位の合成値  $u_{\Sigma}$  を  $u_{\Sigma u}^p$  で基準化した次のような無次元化変位を定義する。

$$u_{\Sigma} / u_{\Sigma u}^p = \sqrt{u_x^2 + u_y^2} / u_{\Sigma u}^p \quad (9)$$

2方向載荷での水平変位の限界値の一つの定義の仕方としては1方向載荷での限界変位の定義に従うことである。すなわち、水平復元力が限界値  $(H_{xu}, H_{yu})$  をとるときの応答水平変位成分を限界値とすることである。このような考え方に従い、(2)に示した方法で特定される水平復元力の限界値発生時の応答変位成分を限界値  $(u_{xHu}, u_{yHu})$  とする。

いま一つの限界値の定義の仕方としては、水平復元力の場合と同様に、鋼製橋脚の不安定状態への到達はそれ以前に発生した式(9)で定義される無次元化水平変位  $u_{\Sigma} / u_{\Sigma u}^p$  の最大値  $(u_{\Sigma} / u_{\Sigma u}^p)_{\max}$  に支配され、この値が限界値に到達すると不安定状態が発生すると考えることである。すなわち、不安定状態が生じた場合において、それ以前の最大無次元化水平変位  $(u_{\Sigma} / u_{\Sigma u}^p)_{\max}$  発生時の応答変位成分を限界値  $(u_{xu}, u_{yu})$  とする。

上記の2種類の限界変位成分の合成値を以下のように定義する。

$$u_{\Sigma Hu} = \sqrt{u_{xHu}^2 + u_{yHu}^2} \quad (10a)$$

$$u_{\Sigma u} = \sqrt{u_{xu}^2 + u_{yu}^2} \quad (10b)$$

以上のように2通りに定義された2方向地震動下での限界値はいずれも1方向荷重では最大復元力での水平変位を限界値とする従来の定義と一致する。

### 3. 限界曲線

#### 3.1 限界曲線の設定

2.では水平2方向地震動を受ける橋脚の終局限界状態を2成分からなる水平復元力や水平変位の限界曲線として表すことについて検討した。これらの限界曲線は一般には終局限界状態に至るまでの塑性域での荷重履歴に影響を受ける。限界曲線が塑性域における履歴の影響を大きく受ける場合には精度の良い限界曲線を求めることは一般には困難である。このような場合、設計では安全側の限界曲線を設定せざるを得ないため、不経済な設計になる。一方、限界曲線への荷重履歴の影響が十分小さい照査物理量を選ぶことができれば、精度の良い限界曲線を求めるのが容易で経済的な設計も可能である。

ここでは、いくつかの円形断面鋼製橋脚を対象に水平復元力成分や水平変位成分で表した限界値への荷重履歴の影響を過去に実施した2方向繰り返し荷重実験と数値計算により調べ、設計で用いるのに適した限界曲線の設定法について考察する。

はじめに、静的な荷重履歴としては最も基本的な1方向へのPushover荷重に加えて1方向荷重で通常用いられる振幅漸増型の両振り繰り返し荷重を考慮する。つぎに、2方向荷重では円形断面橋脚で最も厳しいものの1つと考えられ、過去に耐震性の検討に用いられた振幅漸増型の円形繰り返し荷重ならびに螺旋荷重など規則的な

荷重履歴を考慮する。そして、各荷重で得られる限界値を求め荷重履歴の影響について検討する。

つぎに、地震動入力により生じる荷重履歴の影響を検討するために何種類かの観測地震動を基に水平2方向地震動入力下の複合非線形動的応答解析を実施して限界値を求める。そして、先に求めた規則的な荷重履歴による限界値と比較することで、最終的に設計で用いる妥当な限界曲線の提示を行う。

#### 3.2 規則的な静的繰り返し荷重による限界値

##### (1) 2方向繰り返し荷重実験

ここでは、著者らが過去に行った図-3と表-1に示す2種類の円形断面橋脚供試体に対する2方向繰り返し荷重実験<sup>6)</sup>を用いて検討を行う。すなわち、図-4に示す最も厳しい2方向繰り返し荷重の一つである漸増型円形1回繰り返しによる荷重実験の結果を用いて1方向Pushover解析による結果と比較し、荷重履歴の差が限界値に与える影響を検討する。この場合、本来ならばPushover解析に相当する1方向単調荷重による実験結果を用いるのが望ましいが、これがないため次の(2)の項で詳細を説明している汎用非線形ソフトABAQUS<sup>9)</sup>でのシェル要素を用いた複合非線形解析<sup>4,7)</sup>による。モデル化を含め解析法の詳細は文献6),7)に示されている。解析法の精度は対象とする2方向荷重実験結果との比較で非常に良好であることが確認されている<sup>4,5)</sup>ので、Pushover解析でも良好な精度が確保されているものと考えられる。なお、本解析で用いる鋼材の材料構成則である3曲面モデルの材料定数を表-2に、引張試験をもとに多直線近似した降伏棚と硬化域を図-3に示す。

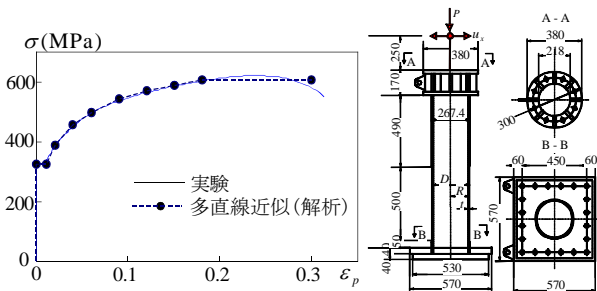


図-3 実験供試体

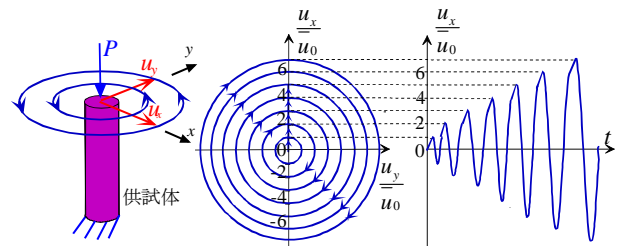


図-4 円形1回繰り返しの荷重パターン

表-1 供試体の幾何定数と諸元

供試体	鋼種類	$h$ (mm)	$D=2R$ (mm)	$t$ (mm)	$R_t$	$\bar{\lambda}$	$PP_y$	$\bar{H}_0$ (kN)	$\bar{u}_0$ (mm)	荷重プログラム
PT4.5-3	STPG370	1460	259.2	4.47	0.073	0.325	0.137	43.9	5.07	円形1回繰り返し
PT3.5-1	STPG370	1460	258.2	3.50	0.093	0.322	0.136	34.5	4.92	円形1回繰り返し

注： $h$ =荷重点の高さ、 $D$ =直径、 $t$ =板厚、 $R_t$ =径厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}$ =細長比パラメータ、 $PP_y$ =軸力比

表-2 供試体の材料定数

$E$ (GPa)	$\nu$	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_u$ (MPa)	$\epsilon_{yp}^0$	$f_b / \sigma_y$	$\beta$	$\rho$	$\kappa$	$\zeta$
206	0.3	320	578.5	0.011	0.65	150	2	2	0.3

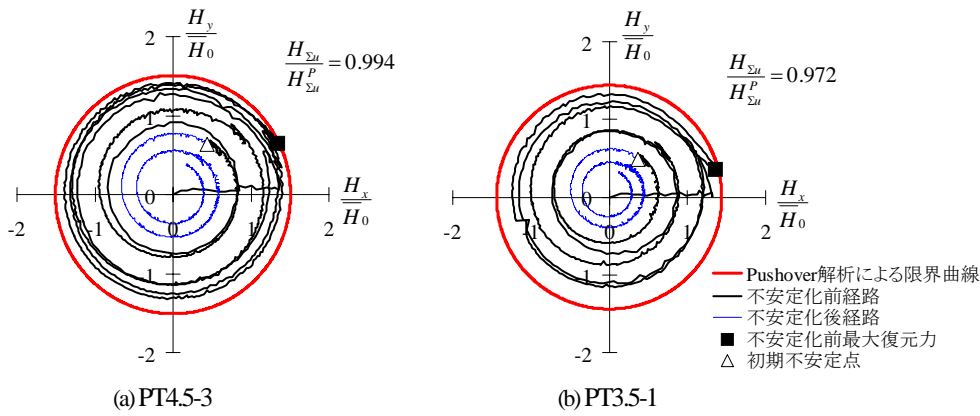


図-5 Pushover解析による水平復元力の限界曲線と静的繰返し実験結果

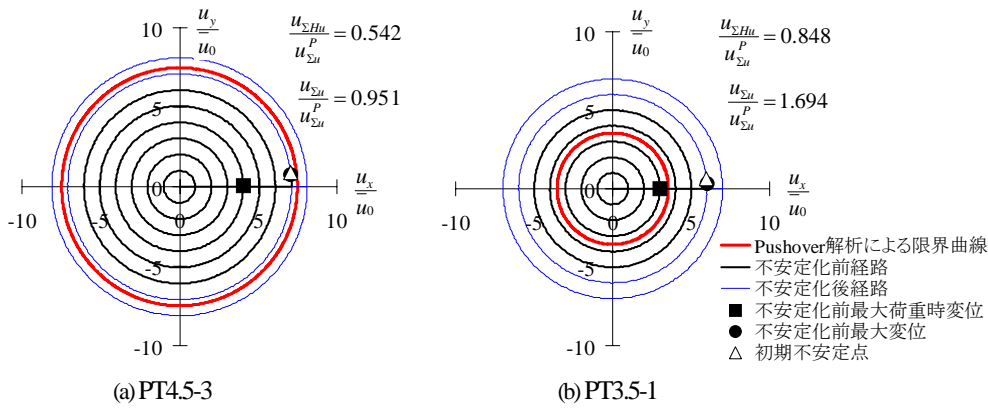


図-6 Pushover解析による水平変位の限界曲線と静的繰返し実験結果

図-3のモデルを対象に1方向Pushover解析により基準となる水平復元力の限界値 $H_{\Sigma u}^p$ と水平変位の限界値 $u_{\Sigma u}^p$ を求める。解析結果による水平復元力-水平変位関係には極限点が生じるので、終局限界点は容易に同定することができる。円形断面橋脚では方向性がないことから、各方向へのPushover解析による水平復元力ならびに水平変位の限界曲線を $H_x/\bar{H}_0 - H_y/\bar{H}_0$ 平面上ならびに $u_x/\bar{u}_0 - u_y/\bar{u}_0$ 平面上に描くと $H_{\Sigma u}^p/\bar{H}_0$ と $u_{\Sigma u}^p/\bar{u}_0$ を半径とする円となる。これを2種類の供試体について図-5, 図-6に描く。ここで、無次元化に用いる初期降伏水平力 $\bar{H}_0$ と初期降伏水平変位 $\bar{u}_0$ は次式で計算する。

$$\bar{H}_0 = (\sigma_y - P/A)Z/h \quad (11a)$$

$$\bar{u}_0 = H_0 h^3 / (3EI) \quad (11b)$$

ここに、 $Z$ =断面係数、 $EI$ =曲げ剛性

つぎに、著者らが過去に行った図-3の2種類の円形断面鋼製橋脚供試体に対する2方向静的繰返し載荷である円形1回繰返しによる載荷実験結果を、図-5, 図-6において $H_x/\bar{H}_0 - H_y/\bar{H}_0$ と $u_x/\bar{u}_0 - u_y/\bar{u}_0$ に関する軌跡として描き、さらにこの軌跡上に2.1の方法で初めて仕事の2次増分 $\Delta^2 W$ が負となる点として同定される初期不安定点と2.2で定義した限界値をとる点を記入する。ここで、変位の限界値については2.2(3)で2通

りに定義した水平復元力が限界値に到達した時の変位 $(u_{xHu}, u_{yHu})$ と不安定化前最大変位 $(u_{xu}, u_{yu})$ の両者を記入している。なお、円形繰返し載荷は変位制御による振幅漸増型の載荷であるので不安定化前最大変位 $(u_{xu}, u_{yu})$ は初期不安定点での変位となる。

図-5, 図-6から、円形繰返し載荷での水平復元力の限界値はいずれもPushover解析による限界曲線上にほぼ位置しており厳しい2方向載荷である円形繰返しでも塑性履歴の影響が少ないことが確認される。一方、2種類の定義による水平変位の限界値はどれもPushover解析による限界曲線とは差が生じており、塑性履歴の差の影響が大きいことがわかる。

参考のために、初期不安定点と水平復元力の限界点となる不安定化前最大復元力の同定過程を供試体PT3.5-1について示す。円形1回繰返しを受ける供試体における載荷点の移動距離 $s = \int \sqrt{du_x^2 + du_y^2}$ と仕事の2次増分 $\Delta^2 W$ および水平復元力合力 $H_{\Sigma}$ の関係を図-7, 図-8に示す。図-7より、このケースでは初期不安定点に到達後、安定状態に回復することもあるが $s$ の増加に伴い徐々に不安定となる領域が増えていく。また、図-8より、本ケースでは限界値となる水平復元力 $H_{\Sigma u}$ は初期不安定が発生する以前での $H_{\Sigma}$ の最大値であるとともに初期不安定点以降も含めた全載荷経路での最大値でもあることがわかる。すなわち、最大値到達以後、 $H_{\Sigma}$ は増減

を繰り返すが全体としては減少傾向を示し  $H_{\Sigma u}$  を越えることはない。以上のような傾向はもう一方の供試体 PT4.5-3 でも同様である。

上記の実験例ではいずれも初期不安定点発生以前の  $H_{\Sigma}$  の最大値  $H_{\Sigma u}$  が全載荷履歴での最大値にもなっているが、このことは必ずしも一般的には云えない。その差は大きくないが  $H_{\Sigma u}$  より大きな復元力が初期不安定点以降に発生する例は以下の(2)の1方向と2方向繰り返し解析ならびに3.3における2方向地震動下の履歴に対する数値解析において示されている。

## (2) 1方向と2方向繰り返し解析による限界値

実験と解析との誤差を排除するためにすべて数値解析を用いて、より詳細に静的な繰り返し載荷履歴が橋脚の限界値に与える影響を検討する。橋脚モデルとしては図-9に概形を示した表-3の諸元をもつ2種類の円形断面鋼製橋脚を対象とする。これら2種類のモデルは細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  をほぼ一定にして、径厚比パラメータ  $R_f$  を示方書で推奨されているじん性確保のための上限値(0.08)近傍としたものと実橋脚の範囲でこれを越えるものを用いている。

数値解析はシェル要素(S4R)と構成則に改良した3曲面モデルを用いた複合非線形 FEM 解析<sup>47)</sup>による。複合非線形解析は汎用プログラム ABAQUS<sup>®</sup>により実行する。鋼材の繰り返し構成則である改良した3曲面モデルは ABAQUS の USER SUBROUTINE 機能を用いて組み込んでいる。鋼製橋脚の材料としては既往の円形断面鋼製橋脚に関する研究<sup>®</sup>で用いられた材料パラメータを利用するものとし、図-10には解析に用いる鋼材の単調引張りでの1軸真応力-塑性対数ひずみ関係を、表-4には3曲面モデルを設定する上で必要な材料パラメータを示す。

2種類の橋脚に与える載荷履歴については一定軸圧縮力下で(1)で用いたような Pushover 解析、円形繰り返し載荷のほか、1方向両振りの繰り返し載荷を対象とする。ただし、はじめに Pushover 解析を実施した結果、径厚比パラメータの大きい橋脚 No.1 の水平変位の限界値  $u_{\Sigma u}^p$  が  $1.834\bar{u}_0$  であるので、(1)のように繰り返し載荷での振幅の増分を初期降伏変位  $\bar{u}_0$  とすると Pushover 解析と1方向両振りの繰り返しならびに円形繰り返し載荷において限界状態に至るまでの塑性域での載荷履歴に差が現れない。したがって、橋脚 No.1, No.2における1方向両振りの繰り返しならびに円形繰り返し載荷(図-11(a))での振幅の増分を  $\bar{u}_0/2$  とし、各繰り返し載荷において塑性域での荷重履歴の差がでるように設定する。さらに、従来の振幅増分を  $\bar{u}_0$  とした円形載荷との整合性をとり、かつ載荷履歴を変化させるために図-11(b)に示すように、水平変位の合成値  $u_{\Sigma}$  を回転量  $2\pi$  に対して比例的に  $\bar{u}_0$  増分させる螺旋載荷も用いる。

計算結果より Pushover 解析、1方向1回繰り返し載荷、円形1回繰り返し載荷、螺旋載荷の4通りの載荷履

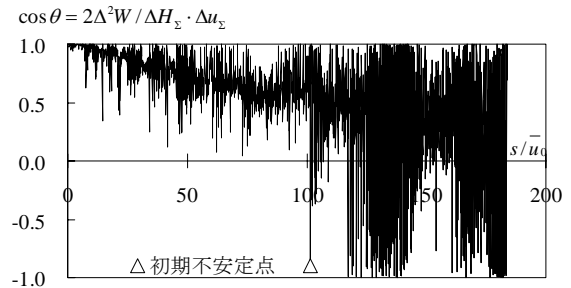


図-7 円形1回繰り返し載荷実験(PT3.5-1)での仕事2次増分-載荷点移動距離の関係

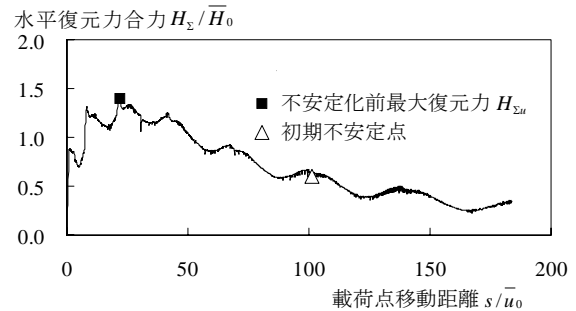


図-8 円形1回繰り返し載荷実験(PT3.5-1)での水平復元力合力-載荷点移動距離の関係

歴について2.2の方法で水平復元力ならびに水平変位の限界値を求め、Pushover 解析による限界値  $H_{\Sigma u}^p$ ,  $u_{\Sigma u}^p$  で無次元化することにより表-5にまとめる。表中には参考のために初期不安定後も含めて生じた水平復元力合力の最大値  $H_{\Sigma u}^{all} / H_{\Sigma u}^p$  も記入している。

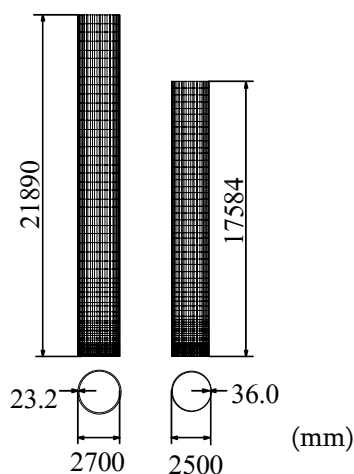
まず、水平復元力合力で表した限界値への載荷履歴の影響を表-5をもとに検討する。水平復元力合力の限界値  $H_{\Sigma u} / H_{\Sigma u}^p$  は(1)の実験に較べてややばらつきはあるものの載荷履歴と橋脚モデルによらずほぼ1近傍に分布しており載荷履歴の影響は小さいことがわかる。より詳細に見ると、1方向繰り返し載荷での復元力の限界値は Pushover 解析によるものに較べて大きくなっている。これは1方向繰り返し載荷では変位増分方向と復元力方向が一致するので塑性域での繰り返し載荷による硬化現象がより大きく生じることによると考えられる。本傾向は局部座屈変形が小さく材料の塑性履歴の影響が現れやすい径厚比パラメータの小さな橋脚 No.2 に対して顕著である。一方、円形繰り返し載荷、螺旋載荷での限界値では Pushover 解析によるものに較べ1~8%程度の低下がみられる。また、これらの低下の割合は径厚比パラメータの大きな橋脚 No.1 に対してより顕著である。円形繰り返し載荷、螺旋載荷では復元力合力の方向は変位履歴の動径方向に近いのに対し変位増分方向はその接線方向である周方向となるため両者はほぼ直交し、かつ周方向に変化するので、塑性履歴により鋼材が硬化する領域は橋脚の周方向に様に分布し、硬化の程度は1方向繰り返し載荷に較べて小さい。このように、円形繰り返し載荷、螺旋載荷では局部座屈変形による復元力の低下に較

表-3 鋼製橋脚モデルの幾何定数と諸元

橋脚	鋼種類	H (mm)	D=2R (mm)	t (mm)	R <sub>t</sub>	$\bar{\lambda}$	PP <sub>y</sub>	$\bar{H}_0$ (kN)	$\bar{u}_0$ (mm)
No.1	SS400	21890	1350	23.2	0.110	0.500	0.100	1250	0.122
No.2	SM490	17584	1250	36.0	0.087	0.506	0.120	2674	0.111

表-4 鋼製橋脚モデルの材料定数

鋼種類	E(GPa)	$\nu$	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_t$ (MPa)	$\epsilon_{yp}^0$	$f_b/\sigma_y$	$\beta$	$\rho$	$\kappa$	$\zeta$
SM490	206	0.3	315.5	584.1	0.0091	0.65	150	2	2	0.3
SS400	206	0.3	235.3	494.8	0.0102	0.581	150	2	2	0.3



(a) 橋脚 No.1 (b) 橋脚 No.2  
図-9 鋼製橋脚モデル

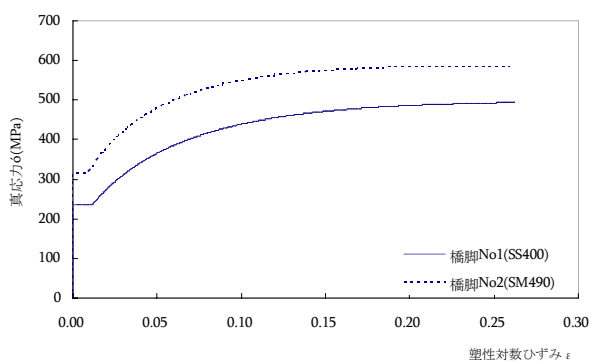
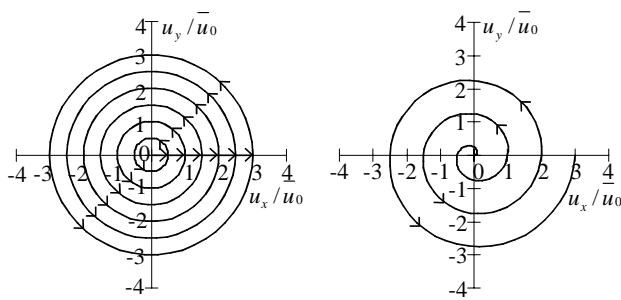


図-10 橋脚モデルの鋼材の1軸真応力-塑性対数ひずみ関係



(a) 円形繰返し載荷 (b) 螺旋載荷  
図-11 水平2方向載荷の載荷パターン

表-5 各種載荷履歴での鋼製橋脚モデルの限界値

(a) 橋脚 No.1

載荷パターン	$\frac{H_{\Sigma u}}{H_{\Sigma u}^P}$	$\frac{H_{\Sigma m}^{all}}{H_{\Sigma u}^P}$	$\frac{u_{\Sigma Hu}}{u_{\Sigma u}^P}$	$\frac{u_{\Sigma u}}{u_{\Sigma u}^P}$
Pushover	1.000	1.000	1.000	1.000
1方向繰返し	1.029	1.043	1.017	1.017
円形繰返し	0.949	0.949	0.818	1.036
螺旋	0.927	0.927	0.791	3.076

(b) 橋脚 No.2

載荷パターン	$\frac{H_{\Sigma u}}{H_{\Sigma u}^P}$	$\frac{H_{\Sigma m}^{all}}{H_{\Sigma u}^P}$	$\frac{u_{\Sigma Hu}}{u_{\Sigma u}^P}$	$\frac{u_{\Sigma u}}{u_{\Sigma u}^P}$
Pushover	1.000	1.000	1.000	1.000
1方向繰返し	1.075	1.075	0.771	0.805
円形繰返し	0.991	0.991	0.656	1.292
螺旋	0.984	0.984	0.715	1.627

べ、硬化による復元力の上昇が小さいため、水平復元力の限界値は Pushover 解析での値より小さくなると考えられる。ここで円形繰返し載荷による限界値が螺旋載荷に較べて大きいのは、前者では一時的ではあるが振幅の増分時、変位増分方向と復元力方向とが一致するので硬化現象がやや大きく現れ、水平復元力が上昇するためと考えられる。

また、表-5より、橋脚 No.1の1方向繰返し載荷では  $H_{\Sigma m}^{all}/H_{\Sigma u}^P$  が  $H_{\Sigma u}/H_{\Sigma u}^P$  を若干上回っていることから橋脚が不安定状態に到達後も安定を回復し、少しではあるが最大復元力が上昇することがわかる。しかしながら、このような挙動は初期不安定到達後のある特定の載荷経路により生じた現象であり、常に生じる保証はない。したがって、不安定状態到達後の最大復元力の上昇を考慮して最大値  $H_{\Sigma m}^{all}/H_{\Sigma u}^P$  を限界値とすることは危険側の評価となる。

つぎに、変位の限界値について、表-5より、1方向繰返し載荷では、2種類の定義による  $u_{\Sigma Hu}$  と  $u_{\Sigma u}$  の両者の値は Pushover 解析による限界値に近いものもあるが、一般には塑性履歴の差によるばらつきが大きく、(1)で示した実験の場合と同様の傾向を示す。

### 3.3 2方向入力地震動による限界値

3.2 では橋脚にとって厳しい静的載荷パターンとして繰り返し載荷実験や解析で用いられているいくつかの規則的な載荷履歴による限界値の変化について検討した。ここでは、より現実的な地震動による載荷履歴の影響を考慮するために、表-6 に示す直下型、海溝型を含むいくつかの観測地震波の水平2方向成分ならびにこれらに一定の拡大ならびに低減係数を乗じて作成した地震波を先の3.2(2)で用いた表-3に示す2種類の橋脚に入力することにより検討する。地震波に拡大ならびに低減係数を乗じるのはさまざまなレベルの入力地震動に対して終局限界を特定するとともに終局状態への到達前後に水平復元力や水平変位の応答値がどのように変化するかを検討するためでもある。2方向地震動下の橋脚の限界値は3.2(2)で説明したモデルと解析法を用いた複合非線形動的応答解析を実施し、2.2の方法で特定する。解析では自動的に考慮される履歴減衰のみ考慮する。なお、ここで検討する橋脚は片持ち柱で、上部構造により拘束された実際の橋脚に比べ2方向入力による頂部の応答変位の軌跡は円形に近いより厳しい履歴を与える。したがって、このような厳しい履歴を受ける片持ち柱に対して限界曲線の精度が確認されれば、ほぼ十分と考えられよう。

得られた結果として、表-7には各2方向地震動下で不安定状態( $\Delta^2W < 0$ )が生じた場合の水平復元力の限界値(合力) $H_{\Sigma u}$ ならびに2.2(3)で述べた2種類の定義による水平変位の限界値(合成値) $u_{\Sigma Hu}$ 、 $u_{\Sigma u}$ を記入する。なお、このような不安定状態は局部座屈を無視したはり要素による解析では発生しなかったことから局部座屈が不安定挙動に関与していることが予測される。また表-7には不安定状態に至らなかったもののうち各地震波の拡大・低減係数が最大のケースを含めて、全解析過程で生じた復元力合力の最大値 $H_{\Sigma m}^{all}$ とこれが発生した時点の水平変位成分( $u_{xHm}^{all}, u_{yHm}^{all}$ )の合成値 $u_{\Sigma Hm}^{all} = \sqrt{(u_{xHm}^{all})^2 + (u_{yHm}^{all})^2}$ ならびに全解析過程で生じた水平変位成分の合成値の最大値 $u_{\Sigma m}^{all} = \left( \sqrt{u_x^2 + u_y^2} \right)_{\max}^{all}$ を記入している。これらの物理量はPushover解析による水平復元力の限界値 $H_{\Sigma u}^p$ あるいは水平変位の限界値 $u_{\Sigma u}^p$ で無次元化している。さらに、図-12~図-14には各地震動に対して特定された水平復元力と水平変位の限界値を黒丸で表し、Pushover解析で求めた限界曲線との比較を示している。ここで、水平変位の限界値に関しては2.2(3)に述べた2通りの定義により求めた限界値( $u_{xHu}, u_{yHu}$ )、( $u_{xu}, u_{yu}$ )と限界曲線との比較をそれぞれ図-13と図-14に分けて示す。これらの図には終局限界状態に達しなかった場合( $\Delta^2W > 0$ )についても最大の応答値を白丸で記入している。すなわ

表-6 2方向入力地震波一覧

地震		観測点	ID
発生年	名称		
1983	日本海中部地震	津軽大橋周辺地盤上	Tsugaru
1995	兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上	JMA
		JR西日本鷹取駅構内地盤上	JRT
		東神戸大橋周辺地盤上	HKB
1999	ChiChi地震(台湾)	草嶺	CHY080
2003	十勝沖地震	K-Net直別	HKD086
2004	新潟県中越地震	K-Net小千谷	NIG019

ち、図-12には $H_{\Sigma m}^{all}$ での値( $H_{xm}^{all}, H_{ym}^{all}$ )を記入している。また、図-13には水平変位の限界値( $u_{xHu}, u_{yHu}$ )に対応して $H_{\Sigma m}^{all}$ 時の値( $u_{xHm}^{all}, u_{yHm}^{all}$ )を、図-14には限界値( $u_{xu}, u_{yu}$ )に対応して $u_{\Sigma m}^{all}$ での値( $u_{xm}^{all}, u_{ym}^{all}$ )をそれぞれ記入している。

表-7と図-12~図-14から、地震動による載荷履歴が限界値に与える影響について考察する。

限界曲線を水平復元力成分で表した場合について、図-12より各地震動による限界点を表す黒丸は限界曲線近傍に分布することがわかる。限界状態に到達しなかった場合の無次元化復元力の最大値を表した白丸もほぼ限界曲線の内部に分布している。表-7から地震動による限界値をより詳細に見ると多く(30ケース)はPushover解析による限界値を若干越え、最大で7%大きくなっている。限界値がPushover解析より小さくなる場合は6ケースと少なく低下率も最大で2%と小さい。このように、実地震動による限界値の低下は円形繰り返し載荷や螺旋載荷ほど小さくなく、Pushover解析の限界値は精度のよい、ほぼ安全側の値となる。

一方、限界曲線を水平変位成分で表した場合については、図-13、図-14に示すようにいずれの定義を用いても各地震動による限界点を表す黒丸はPushover解析による限界値に対してランダムなばらつきが生じ、実地震動による塑性域での載荷履歴の差も限界値に大きな影響を与えることがわかる。

以上から、Pushover解析による水平復元力成分で表した限界曲線は載荷履歴の差に影響されず、任意の2方向地震動を受ける鋼製橋脚の限界曲線として精度の良い妥当なものであることが判明した。一方、水平変位成分で限界曲線を表す場合は塑性履歴の影響を考慮する必要があり、精度の良い限界曲線を設定するのが難しい。水平復元力の限界値が塑性域での履歴の影響を受けにくいのは鋼材の降伏後の負荷剛性が小さく、応力変動も小さいことが主な理由である。逆に、変位は、降伏後のひずみ変動が大きく、塑性履歴の影響を受けることになる。

最後に表-7をもとに水平復元力の限界値 $H_{\Sigma u}$ と全載荷履歴での水平復元力の最大値 $H_{\Sigma m}^{all}$ の差異について検討する。表-7からわかるように、橋脚に最初の不安定状態が発生して終局状態に到達した時間までの復元力の最大値として定義される限界値 $H_{\Sigma u}$ より大きな復元力



$H_{\Sigma m}^{all}$  がその後発生するという 3.2(2) で述べたようなケースはここでも多くはないが存在する。その一例として、橋脚 No.2 に対し JMA×2.25 と Tsugaru×1.0 の 2 方向水平地震波成分を入力地震動として与えた場合における載荷点移動距離  $s$  と水平復元力合力  $H_{\Sigma}$  との関係を図-15 に示す。  $H_{\Sigma u}$  と  $H_{\Sigma m}^{all}$  の値の差はいずれも 8% 以下で小さいが、  $H_{\Sigma m}^{all}$  は構造が初めて不安定となった時点よりもかなり遅れて生じており、明らかに最初の不安定状態への到達の原因とは区別される。この例からも 2 方向地震動下で初期不安定点を終局限界点と定義する場合には地震動に対する応答解析で得られる水平復元力合力の最大応答値  $H_{\Sigma m}^{all}$  を限界値とするのは必ずしも適当でないことがわかる。

### 3.4 水平復元力による限界曲線と橋脚の応答

3.3 の検討より Pushover 解析による水平復元力の限界曲線は 2 方向地震動下の鋼製橋脚の終局限界状態を精度良く表すことが判明したので、ここでは、応答水平復元力が限界値へ到達する過程での応答特性と限界曲線との関係を詳細に検討する。

まず、各ケースを代表して、橋脚 No.2 に対し表-6 に示す直下型の JRT と海溝型の Tsugaru の 2 方向地震動成分に 0.15~1.0 の定数を乗じて入力地震動の強さを変化させた場合について、復元力の応答の推移を  $H_x/\bar{H}_0 - H_y/\bar{H}_0$  座標上の軌跡として表現し、限界曲線との関係を図-16 に示す。これより、いずれも地震動が小さい場合、復元力は限界曲線の内側で変動するが、地震動が増大し、応答値が限界曲線に到達するとそ

表-7 2 方向地震動入力下での鋼製橋脚の各種応答値

橋脚 No.1

(a) JMA 地震波

JMA	$\Delta^2W < 0$	$H_{\Sigma u} / H_{\Sigma u}^p$	$H_{\Sigma m}^{all} / H_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma Hu} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma Hm}^{all} / u_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma u} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma m}^{all} / u_{\Sigma m}^p$
×2.0	○	1.00	1.07	0.95	0.87	0.95	92.1→
×1.75	○	1.00	1.05	0.92	0.88	0.92	6.24
×1.5	○	1.02	1.02	0.92	0.92	0.92	4.36
×1.0	○	0.99	1.06	0.92	0.88	0.92	1.64
×0.8	○	1.07	1.07	0.69	0.69	1.32	1.35
×0.6	○	1.05	1.05	0.78	0.78	1.18	1.18
×0.4	×	-	1.03	-	0.92	-	0.92

(b) JRT 地震波

JRT	$\Delta^2W < 0$	$H_{\Sigma u} / H_{\Sigma u}^p$	$H_{\Sigma m}^{all} / H_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma Hu} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma Hm}^{all} / u_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma u} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma m}^{all} / u_{\Sigma m}^p$
×1.0	○	0.99	0.99	0.96	0.96	1.00	35.4→
×0.8	○	1.00	1.00	1.02	1.02	1.02	92.1
×0.6	○	1.04	1.04	0.82	0.82	0.82	92.1
×0.4	×	-	1.01	-	0.57	-	2.30

(c) HKB, HKD086, NIG019 地震波

地震波	$\Delta^2W < 0$	$H_{\Sigma u} / H_{\Sigma u}^p$	$H_{\Sigma m}^{all} / H_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma Hu} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma Hm}^{all} / u_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma u} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma m}^{all} / u_{\Sigma m}^p$
HKB	○	1.06	1.06	0.60	0.60	1.67	3.41
HKD086	○	1.03	1.03	0.78	0.78	1.14	29.4→
NIG019	○	1.00	1.00	0.94	0.94	1.32	3.94

(d) CHY080 地震波

CHY080	$\Delta^2W < 0$	$H_{\Sigma u} / H_{\Sigma u}^p$	$H_{\Sigma m}^{all} / H_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma Hu} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma Hm}^{all} / u_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma u} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma m}^{all} / u_{\Sigma m}^p$
×2.0	○	1.01	1.01	1.04	1.04	1.05	45.5→
×1.5	○	1.04	1.04	0.93	0.93	1.11	7.64
×1.0	○	1.00	1.00	0.88	0.88	1.59	3.85
×0.8	×	-	0.97	-	0.93	-	2.18

(e) Tsugaru 地震波

Tsugaru	$\Delta^2W < 0$	$H_{\Sigma u} / H_{\Sigma u}^p$	$H_{\Sigma m}^{all} / H_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma Hu} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma Hm}^{all} / u_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma u} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma m}^{all} / u_{\Sigma m}^p$
×1.0	○	1.03	1.03	0.97	0.97	1.30	29.6→
×0.8	○	1.06	1.06	0.88	0.88	1.13	29.1→
×0.6	○	1.02	1.02	0.88	0.88	1.31	30.9→
×0.4	○	0.99	0.99	0.87	0.87	1.00	1.22
×0.2	×	-	1.01	-	0.83	-	0.83

橋脚 No.2

(a) JMA 地震波

JMA	$\Delta^2W < 0$	$H_{\Sigma u} / H_{\Sigma u}^p$	$H_{\Sigma m}^{all} / H_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma Hu} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma Hm}^{all} / u_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma u} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma m}^{all} / u_{\Sigma m}^p$
×2.25	○	0.99	1.06	0.77	0.45	0.77	20.4→
×2.0	○	1.02	1.04	0.75	0.39	0.75	2.80
×1.75	○	1.04	1.04	0.49	0.49	1.12	1.78
×1.5	○	1.00	1.06	0.56	0.52	0.56	1.40
×1.0	○	1.03	1.03	0.54	0.59	0.72	0.72
×0.8	×	-	1.01	-	0.45	-	0.58

(b) JRT 地震波

JRT	$\Delta^2W < 0$	$H_{\Sigma u} / H_{\Sigma u}^p$	$H_{\Sigma m}^{all} / H_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma Hu} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma Hm}^{all} / u_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma u} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma m}^{all} / u_{\Sigma m}^p$
×1.5	○	1.01	1.01	1.04	1.04	1.15	7.93→
×1.0	○	1.01	1.01	0.61	0.61	1.76	1.76
×0.6	○	1.05	1.05	1.00	1.00	1.46	1.60
×0.4	×	-	1.01	-	0.82	-	1.02

(c) HKB, HKD086, NIG019 地震波

地震波	$\Delta^2W < 0$	$H_{\Sigma u} / H_{\Sigma u}^p$	$H_{\Sigma m}^{all} / H_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma Hu} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma Hm}^{all} / u_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma u} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma m}^{all} / u_{\Sigma m}^p$
HKB	○	1.03	1.03	0.47	0.47	0.89	1.34
HKD086	○	1.01	1.01	0.81	0.81	1.07	11.91→
NIG019	○	1.03	1.06	0.88	0.38	0.90	1.13

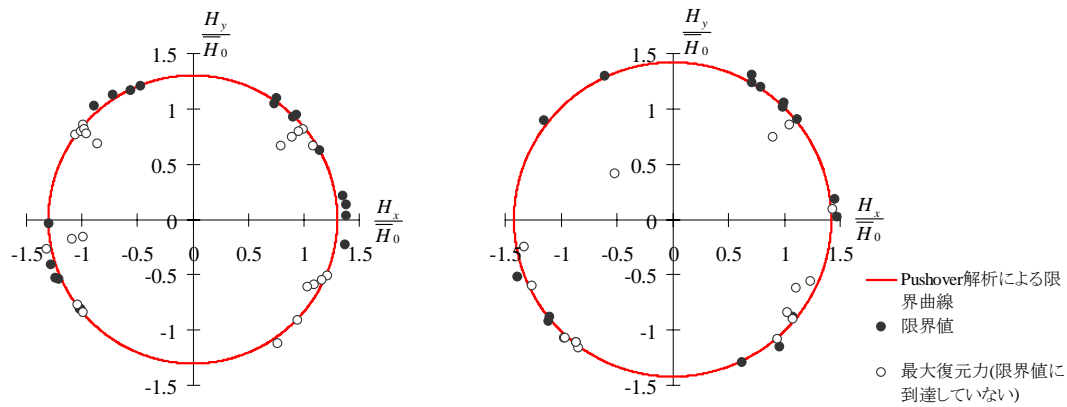
(d) CHY080 地震波

CHY080	$\Delta^2W < 0$	$H_{\Sigma u} / H_{\Sigma u}^p$	$H_{\Sigma m}^{all} / H_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma Hu} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma Hm}^{all} / u_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma u} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma m}^{all} / u_{\Sigma m}^p$
×1.75	○	1.01	1.01	0.90	0.90	1.18	12.48→
×1.5	○	1.01	1.01	0.71	0.71	0.88	3.70
×1.0	×	-	1.02	-	0.84	-	1.36

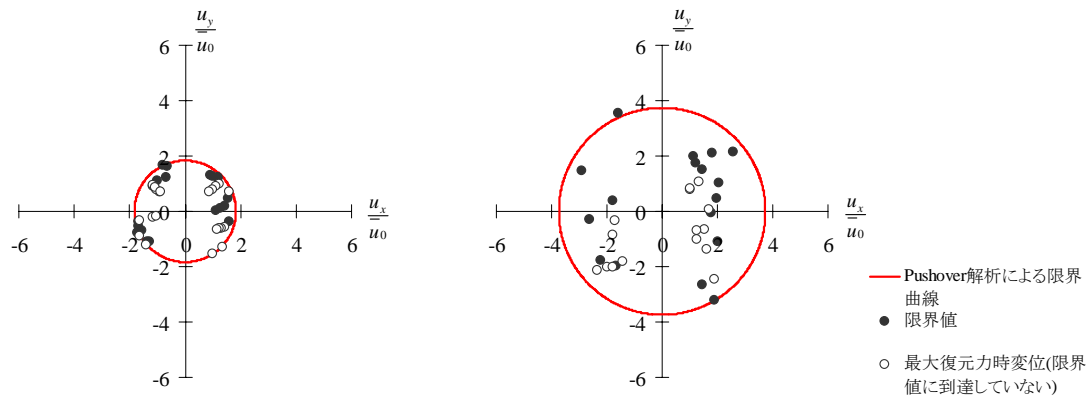
(e) Tsugaru 地震波

Tsugaru	$\Delta^2W < 0$	$H_{\Sigma u} / H_{\Sigma u}^p$	$H_{\Sigma m}^{all} / H_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma Hu} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma Hm}^{all} / u_{\Sigma m}^p$	$u_{\Sigma u} / u_{\Sigma u}^p$	$u_{\Sigma m}^{all} / u_{\Sigma m}^p$
×1.0	○	0.99	1.06	0.69	0.55	0.79	23.4→
×0.8	○	1.05	1.05	0.61	0.61	0.92	28.7→
×0.6	○	1.01	1.01	0.57	0.57	0.86	5.85
×0.4	○	0.98	0.98	0.61	0.46	0.61	0.67
×0.2	×	-	0.95	-	0.44	-	0.44

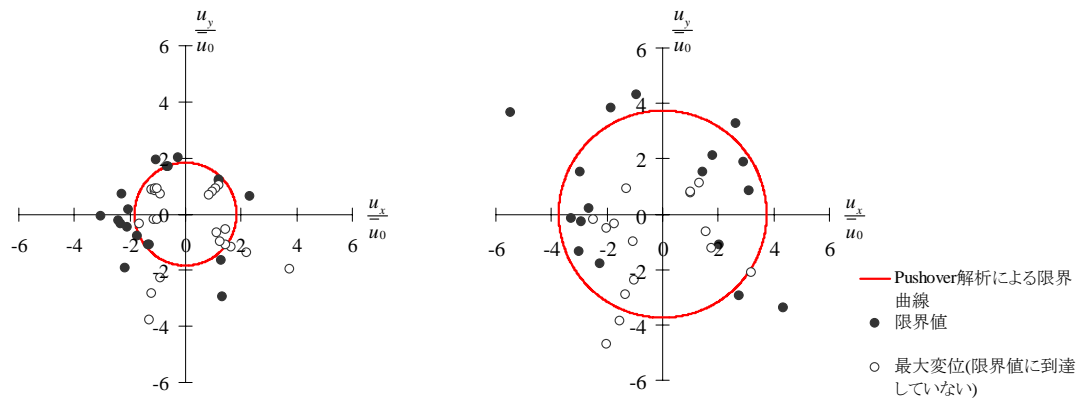
注) (.)→ は(.)の値を最後の収束値として解が急激に増大し発散したもので倒壊と見なせる。



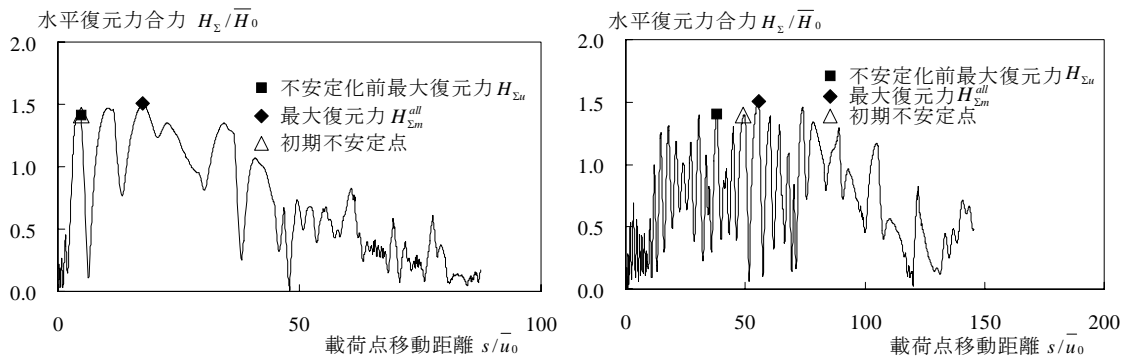
(a) 橋脚 No.1 (b) 橋脚 No.2  
 図-12 Pushover解析による水平復元力の限界曲線と地震応答解析による限界値



(a) 橋脚 No.1 (b) 橋脚 No.2  
 図-13 Pushover解析による水平変位の限界曲線と地震応答解析による限界値(最大復元力時変位)



(a) 橋脚 No.1 (b) 橋脚 No.2  
 図-14 Pushover解析による水平変位の限界曲線と地震応答解析による限界値(最大応答変位)



(a) JMA×2.25 (b) Tsugaru×1.0  
 図-15 地震応答解析での水平復元力合力-载荷点移動距離の関係(橋脚 No.2)

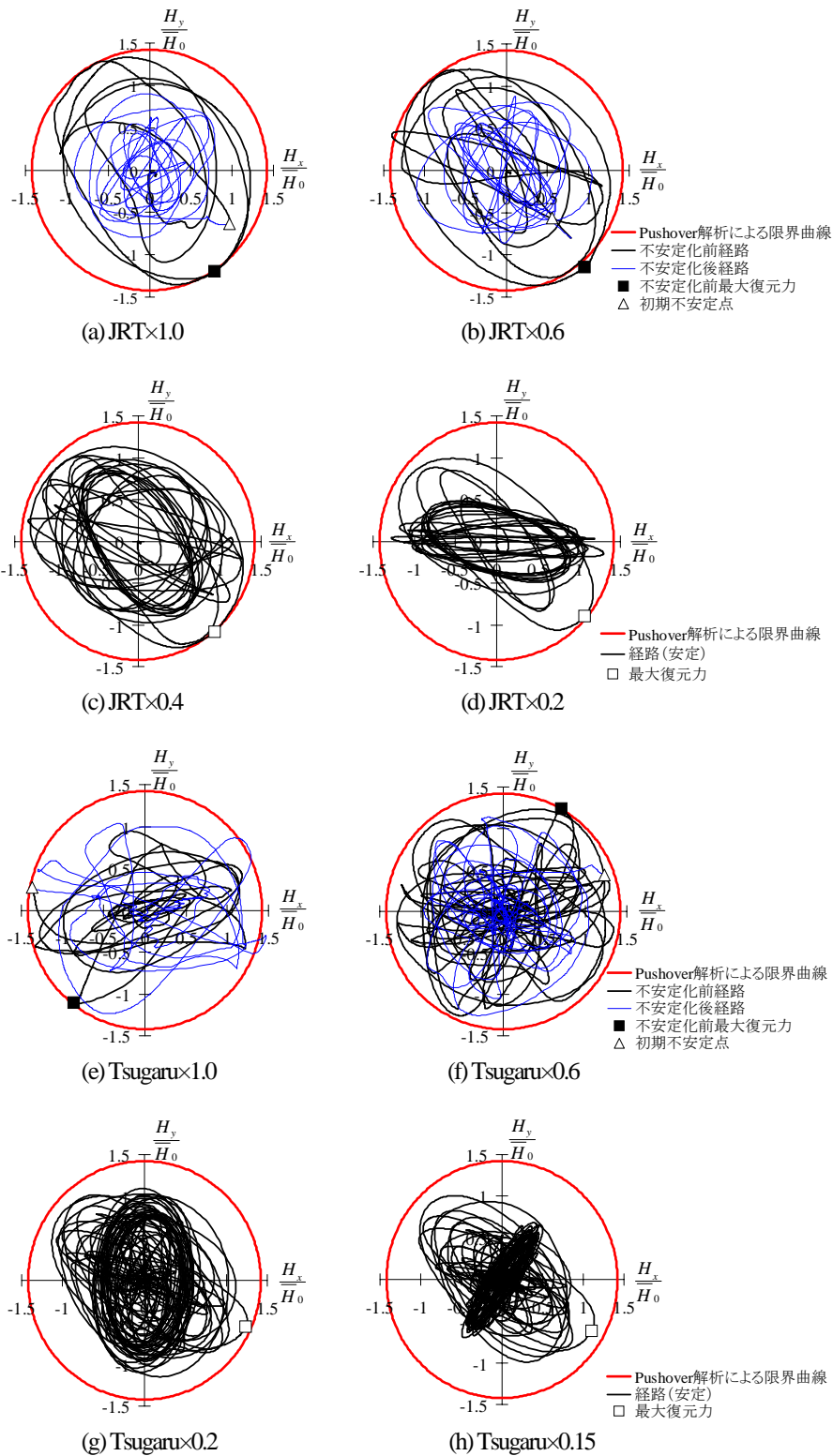


図-16 Pushover 解析による水平復元力の限界曲線と地震応答解析結果(橋脚 No.2)

の後に橋脚の不安定が生じる。限界曲線に到達すると復元力は限界曲線に沿って変動し、限界曲線の外側に大きく飛び出すことはないことがわかる。海溝型と直下型地震動下での橋脚の挙動差異として、前者では限界状態に到達するまでに橋脚が受ける塑性履歴は多くなるが、Pushover 解析による限界曲線との関係においては地震動の違いによる明瞭な差異は認められない。この傾向は他

の地震動および橋脚 No.1 の場合でも同様であり、Pushover 解析による限界曲線が地震応答解析での応答復元力の限界としての意味を持っていることを示している。

つぎに、橋脚に不安定が発生するまでに生じる応答復元力の最大値と Pushover 解析による限界曲線との位置関係により、応答変位の最大値がどのように変化するかを

表-7 のデータをもとに図-17 に示す。すなわち、不安定状態を生じた場合については復元力の限界値  $H_{\Sigma u}$ ，不安定状態が生じなかった場合については全解析過程中に生じた復元力合力の最大値  $H_{\Sigma m}^{all}$  をそれぞれ、Pushover 解析による復元力合力の限界値  $H_{\Sigma u}^p$  で無次元化し、これらの無次元化量と全解析過程中に生じた最大応答変位  $u_{\Sigma m}^{all} / u_{\Sigma u}^p$  との関係を 2 種類の橋脚について示している。このとき、不安定に到達した場合は黒で到達しなかった場合は白抜きで表示している。図-17 からわかるように、 $H_{\Sigma u} / H_{\Sigma u}^p$  あるいは  $H_{\Sigma m}^{all} / H_{\Sigma u}^p$  が増加して Pushover 解析による限界曲線の位置に相当する 1 近傍になると、不安定状態が生じるとともに  $u_{\Sigma m}^{all} / u_{\Sigma u}^p$  は急激に増大する。このような限界曲線近傍での橋脚の挙動は、現象面における工学的な橋脚の終局限界状態とも合致しており妥当なものであることがわかる。

#### 4. 水平復元力を用いた設計限界曲線と耐震安全性照査法

##### 4.1 設計で用いる限界曲線

3. の検討より 2 方向地震動を受ける鋼製橋脚の終局限界状態を複合非線形解析に基づく復元力成分による限界曲線で表すと塑性域での荷重履歴の影響が小さく限界状態を精度良く評価できるとともに、工学的な観点での終局限界状態とも合致することが判明した。したがって、水平 2 方向地震動下の安全性照査法は水平復元力成分による限界曲線を用いるのが有効である。

照査に用いる設計限界曲線としては、応答値が内側にある場合は必ず橋脚が安定で応答変位も小さく、限界曲線の外に出ると橋脚が不安定な状態に至り、変位が増大するという条件を満たすように設定する必要がある。

No.1 と No.2 橋脚について考察すると、表-7 と図-17 から、例えば部分安全係数  $\gamma_{b1}$  (強度解析モデルの不確かさを考慮した係数)は  $H_{\Sigma u} / H_{\Sigma u}^p$  の平均値  $\mu_{b1} = 1.02$  および変動係数  $V_{b1} = 0.023$  をもとに以下の式(12)を条件とする部分安全係数法<sup>9)</sup>により定められる。

$$\gamma_{b1} \sqrt{H_{xu}^2 + H_{yu}^2} / H_{\Sigma u}^p = \gamma_{b1} H_{\Sigma u} / H_{\Sigma u}^p \geq 1 \quad (12)$$

$H_{\Sigma u} / H_{\Sigma u}^p$  が対数正規分布に従うと仮定し、目標信頼性指標  $\beta_T = 2.0$ ，分離係数  $\alpha_{b1} = 0.8$ ，特性値  $x_{b1} = 1.0$  とすると下式より  $\gamma_{b1} = 1.02$  が得られる。

$$\gamma_{b1} = \sqrt{1 + V_{b1}^2} \exp \left\{ \alpha_{b1} \beta_T \sqrt{\ln(1 + V_{b1}^2)} \right\} \frac{x_{b1}}{\mu_{b1}} \quad (13)$$

この  $\gamma_{b1}$  に基づき Pushover 解析で定まる限界曲線の半径  $H_{\Sigma u}^p$  を  $1/1.02=0.98$  程度に縮小すると 2 種類の橋脚に関する限界曲線内の応答値は全て安定となり最大応答変位  $u_{\Sigma m}^{all} / u_{\Sigma u}^p$  も No.1 橋脚で  $0.86(u_{\Sigma m}^{all} / h = 0.0088)$  以内、No.2 橋

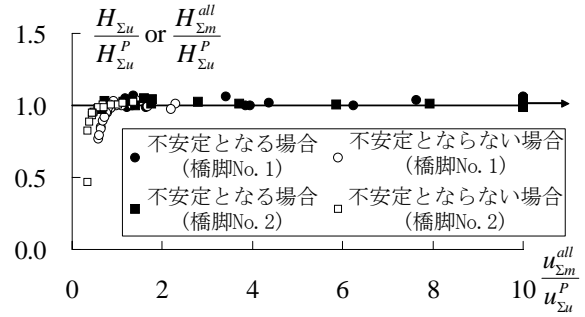


図-17 応答復元力の限界値・最大値と応答水平変位(合成値)の最大値

脚では  $0.57(u_{\Sigma m}^{all} / h = 0.0140)$  以内に抑えられている。

実務設計で水平復元力成分による照査法を導入するには橋脚の諸元や作用死荷重が既知であれば、限界曲線が直ちに算定されるように整備しなければならない。したがって、ここでは、Pushover 解析による限界値  $H_{\Sigma u}^p$  の値を求めるための公式<sup>10,11)</sup>を準備する。すなわち、文献 6), 7)で示した鋼種 SS400, SM490 について支配パラメータである径厚比パラメータ  $R_t$ ，細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$ ，軸力比  $P/P_y$  を変化させた 25 種類のモデルについて Pushover 解析を実施し、 $H_{\Sigma u}^p / \bar{H}_0$  の予測式を求める。手続きは文献 6), 7)とほぼ同様であるが予測式の精度を向上するように次のような若干の工夫を行う。

初期降伏水平力  $\bar{H}_0$  には軸力比が次のように含まれる。

$$\bar{H}_0 = (\sigma_y - P/A)Z/h = \sigma_y (Z/h)(1 - P/P_y) \quad (14)$$

したがって、軸力比  $P/P_y$  を含む  $\bar{H}_0$  により直接無次元化したデータでなく、軸力比が零の時の初期降伏水平復元力  $\bar{H}_0|_{P/P_y=0}$  で無次元化した数値データで予測式を誘導し、その後、関数形が既知である  $\bar{H}_0$  への軸力比の影響を  $H_{\Sigma u}^p / (\bar{H}_0|_{P/P_y=0})$  の予測式に考慮して  $H_{\Sigma u}^p / \bar{H}_0$  の予測式を得る。

まず、 $H_{\Sigma u}^p / (\bar{H}_0|_{P/P_y=0})$  の関数型を下式(15)のように仮定し、未知数の  $a, b, c, C_1, C_2$  を数値解析で得られた 25 種類の橋脚に対する  $H_{\Sigma u}^p / (\bar{H}_0|_{P/P_y=0})$  のデータをもとに、最小二乗法により決定する。

$$H_{\Sigma u}^p / (\bar{H}_0|_{P/P_y=0}) = \frac{C_1}{R_t^a \bar{\lambda}^b (1 + P/P_y)^c} + C_2 \quad (15)$$

つぎに、式(14)の軸力比の影響を考慮して  $H_{\Sigma u}^p / \bar{H}_0$  が以下のように誘導できる。

$$H_{\Sigma u}^p / \bar{H}_0 = \left\{ \frac{C_1}{R_t^a \bar{\lambda}^b (1 + P/P_y)^c} + C_2 \right\} (1 - P/P_y)^{-1} \quad (16)$$

上記の手法で求めた  $H_{\Sigma u}^p / \bar{H}_0$  の予測式の定数を表-8

表-8 予測式におけるパラメータ

鋼種	a	b	c	C <sub>1</sub>	C <sub>2</sub>
SM490	0.575	0.339	3.090	0.123	0.814
SS400	0.139	0.064	0.591	1.060	-2.500

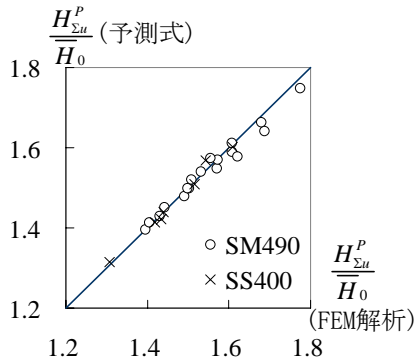


図-18 水平復元力限界値の予測式の精度

に示すととも数値解と予測式との相関を図-18に示す。これらより、予測式がかなり良い精度で求められていることがわかる。

#### 4.2 限界曲線を用いた水平復元力照査法

水平復元力による設計限界曲線を用いた耐震安全性の照査を行う場合、照査する水平復元力の応答値は鋼製橋脚をはり要素でモデル化し、2方向設計地震動入力下での複合非線形動的応答解析を実施して求めるのが現実的である。すなわち、はり要素を用いた応答解析により得られる復元力合力の最大値  $H_{\Sigma m}^B$  を算定し、これが限界値  $\gamma_a \gamma_{b1} H_{\Sigma m}^P$  以下であることを検討することになる。ここで上添え字  $B$  ははりモデルによる値であることを示している。この場合、はり要素により算定される復元力の応答値  $H_{\Sigma m}^B$  はシェル要素による応答値  $H_{\Sigma m}$  と差異が生じる。したがって、このような事実を考慮して部分安全係数(構造解析係数)  $\gamma_a$  を考慮する必要がある。

本節では、表-3に示す2種類の橋脚に対してはり要素  $B31$  と鋼材の構成則に3曲面モデルを用いたモデルを設定した場合の構造解析係数  $\gamma_a$  の値を算定してみる。まず、上記はり要素を用いたモデルに表-6の実測波の2方向地震動を入力し、シェル要素を用いた場合と同様に複合非線形動的応答解析を実施する。そして、シェル要素による解析で不安定状態が生じた場合については、この不安定が生じた時刻以前において、はり要素による動的応答解析で得られる水平復元力合力の最大値  $H_{\Sigma m}^B$  を求める。不安定な状態が生じなかった場合には、はり要素による解析で全解析過程に生じる水平復元力合力の最大値  $H_{\Sigma m}^{B\text{all}}$  を求める。つぎに、4.1で求めた部分安全係数を  $\gamma_{b1}=1.02$  として  $\gamma_{b1} H_{\Sigma m}^B / H_{\Sigma m}^P$  または  $\gamma_{b1} H_{\Sigma m}^{B\text{all}} / H_{\Sigma m}^P$  を計算し、シェル要素による  $\gamma_{b1} H_{\Sigma m} / H_{\Sigma m}^P$  または  $\gamma_{b1} H_{\Sigma m}^{\text{all}} / H_{\Sigma m}^P$  と比較して表-9に示す。

シェル要素を用いた解析で終局限界状態に到達した場

表-9 シェル要素とはり要素の応答値の比較

橋脚	地震波 ×1.0	シェル要素		はり要素
		$\Delta^2 w < 0$	$\gamma_{b1} H_{\Sigma m} / H_{\Sigma m}^P$ or $\gamma_{b1} H_{\Sigma m}^{\text{all}} / H_{\Sigma m}^P$	$\gamma_{b1} H_{\Sigma m}^B / H_{\Sigma m}^P$ or $\gamma_{b1} H_{\Sigma m}^{B\text{all}} / H_{\Sigma m}^P$
No.1	JMA	○	1.01	1.04
	JRT	○	1.01	1.06
	HKB	○	1.08	1.07
	HKD086	○	1.05	1.11
	NIG019	○	1.02	1.10
	CHY080	○	1.02	1.14
	Tsugaru	○	1.05	1.07
No.2	JMA	○	1.05	0.97
	JRT	○	1.03	0.99
	HKB	○	1.06	0.99
	HKD086	○	1.03	1.04
	NIG019	○	1.05	1.04
	CHY080	×	1.09	1.09
	Tsugaru	○	1.01	1.09

合は、はり要素を用いた解析でも必ず終局状態に到達する必要があるため、終局限界に到達したケースでの両者の応答値の比  $H_{\Sigma m} / H_{\Sigma m}^B$  の平均値  $\mu_a = 0.99$  および変動係数  $V_a = 0.055$  から下式の対数正規分布に基づく部分安全係数法により構造解析係数  $\gamma_a$  を決定する。

$$\gamma_a = \frac{1}{\sqrt{1+V_a^2}} \exp\left\{-\alpha_a \beta_T \sqrt{\ln(1+V_a^2)}\right\} \frac{\mu_a}{x_a} \quad (17)$$

分離係数  $\alpha_a = -0.7$ 、特性値  $x_a = 1.0$  とすると  $\gamma_a = 1.06$  が得られる。限られたケースに対する検討ではあるが部分安全係数  $\gamma_a$ 、 $\gamma_{b1}$  はいずれも1に近く水平復元力による本照査法の精度が良いことが確認されよう。

なお、実務では鋼材の構成則に単純なバイリニア移動硬化則が用いられるので、はり要素を用いた応答値の計算精度はさらに悪くなり、構造解析係数もより大きくなることが予想される。このような材料構成則の近似による影響はページ数の制限から別の機会に報告したい。

#### 5. まとめ

水平2方向地震動を受ける円形断面鋼製橋脚の耐震安全性の照査法を確立することを目的として橋脚の終局特性と終局状態を規定する限界値について検討し、さらに限界値を用いた照査法についても基礎的な検討を行った。得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 1方向地震動下での設計上の許容限界として道路橋示方書で定義されている水平復元力のピーク点と整合するように2方向地震動下での終局限界を橋脚が安

定から不安定に推移する極限点と定義した。そして、この点を特定するための仕事の 2 次増分に基づく安定基準を明らかにした。

- (2) 変位照査法の適用を視野に入れて、橋脚の限界状態を橋脚頂部の水平 2 方向変位成分の限界曲線として表すことについて検討した。しかしながら、変位成分で表した限界値は限界状態に至るまでの塑性履歴の差異に影響を受け、精度の良い限界曲線の設定は困難であることが判明した。
- (3) 橋脚の限界状態を水平 2 方向復元力成分の限界曲線として表すいわゆる保有水平耐力に基づく手法を提案した。円形断面橋脚の場合、方向性がないので、限界曲線は円になる。ここでは、限界曲線の半径を橋脚の Pushover 解析によるピーク点での水平復元力として算定する手法を提示した。
- (4) Pushover 解析による水平 2 方向復元力成分の限界曲線の妥当性は、2 種類の橋脚に各種水平 2 方向地震動入力した場合の動的解析結果より求めた多数の限界値と比較することで検討した。その結果、限界値は限界曲線の近傍に分布し、限界曲線は直下型、海溝型の地震動によらず任意の塑性履歴を受ける橋脚の限界状態を精度良く表す。
- (5) 水平 2 方向復元力による限界曲線の妥当性は限界曲線近傍における橋脚の挙動特性からも確認した。すなわち、水平復元力の応答値が限界曲線の内側にある場合、橋脚は安定で応答水平変位も小さいが、限界曲線に近づくと徐々に応答変位は増加する。限界曲線にさらに接近すると急激に応答変位が増大し、不安定状態が生じるようになる。
- (6) はりモデルに基づき算定される水平 2 方向復元力成分による耐震安全性照査法を実務設計へ適用することを目指し、任意円形断面の鋼製橋脚を対象とした水平復元力の限界曲線を提示した。また、2 種類の橋脚を対象に部分係数法による照査様式の枠組みのなかで、構造解析係数や一部の部材係数の設定方法について基礎的検討を行った。

ここで提示した円形断面鋼製橋脚の限界曲線は、はり要素による 3 次元複合非線形動的応答解析により算定される連続高架橋における各橋脚頂部の水平 2 方向復元力成分の応答値により耐震安全性を照査するためのもので、想定地震動等に基づき適切な水平 2 方向設計地震動成分が設定されれば、現行の耐震照査法の枠組みの中に容易に導入することが可能である。また、本限界曲線によれば 1 方向地震動入力下でも 2 方向挙動を示す曲線高架橋など非対称構造を支持する橋脚もより合理的に照査することが可能である。2 方向地震動を受ける矩形断面の鋼製橋脚についても別途検討を行っているがほぼ同様の結論を得ている。これについては文献 12) を参照願いたい。

なお、本論文は水平 2 方向地震動下での橋脚の耐震安全性の照査に係わるもので修復性の照査については応答解析から得られる残留変位を直接用いるか最大応答変位から予測するなどして従来と同様に行うことになる。

## 謝辞

本研究の強震記録 HKD, NIG は独立行政法人防災科学技術研究所の K-NET, Tsugaru は国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室より提供いただいた。また、研究の一部は社団法人日本鉄鋼連盟鋼 2007 年度一般研究助成、ならびに文部科学省科学研究費 (基盤研究(B)20360201 代表 後藤芳顕) の援助を受けた。ここに謝意を表す。

## 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, 2002.
- 2) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書 IV 耐震設計編, 2008.
- 3) Hill, R. : A general theory of uniqueness and stability in elastic-plastic solids, *J. Mech. Solids*, Vol.6, pp.236-249, 1958.
- 4) 後藤芳顕, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998.
- 5) Goto, Y., Wang, Q. Y. and Obata, M. : FEM analysis for hysteretic behavior of thin-walled column, *J. Struct. Engrg.*, Vol.124, No.11, ASCE, pp.1290-1301, 1998.
- 6) 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.
- 7) Goto, Y., Jiang, K. and Obata, M. : Stability and ductility of thin-walled circular steel columns under cyclic bidirectional loading, *J. Struct. Engrg.*, Vol.132, No.10, ASCE, pp.1621-1631, 2006.
- 8) ABAQUS, Inc. : ABAQUS/Standard user's manual, version 6.5, 2004.
- 9) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の性能設計ガイドライン, 2001.
- 10) 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉, 松村寿男：鋼製パイプ断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集, No.577/I-41, pp.181-190, 1997.
- 11) Gao, S., Usami, T. and Ge, H. : Numerical study on seismic performance evaluation of steel structures, *NUCE Research Report*, No.9801, Dept. of Civil Engineering, Nagoya University, 1998.
- 12) 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 A, Vol.65, No.1, 2009 掲載予定.

(2008 年 9 月 18 日受付)