

# H形断面部材よりなる鋼橋の耐震性能照査法

Seismic performance evaluation method for steel bridges with H-section members

宇佐美勉\*, 馬 翔\*\*, 野中哲也\*\*\*, 岩村真樹\*\*\*\*

Tsutomu Usami, Xiang Ma, Tetsuya Nonaka, Maki Iwamura

\*フェロー会員 D.Sc. 工博 名城大学 教授 理工学部建設システム工学科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口 1-501)

\*\*M. Eng., Graduate Student, Dept. of Civil & Environmental Engineering, Stanford University (Stanford, CA 94305-4020, USA)

\*\*\*正会員 工博 (株)地震工学研究開発センター (〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1 宮崎大学産学連携支援センター内)

\*\*\*\*正会員 (株)地震工学研究開発センター (〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1 宮崎大学産学連携支援センター内)

The present paper is concerned with the proposal of a seismic performance evaluation method for steel bridges with H-section members. A shell-element numerical model that can account for buckling behavior is first created to clarify the collapse mechanisms of the members subjected to monotonic and cyclic loading. Pushover analysis employing a beam-element numerical model is then implemented to examine the ultimate strain equations, which are necessary components of the failure criterion for strain-based evaluation method. Finally, based on the findings in the analysis, a seismic performance evaluation method for H-section steel members is proposed.

Key Words : H-section, seismic performance evaluation, buckling, cyclic loading, arch bridge

キーワード : H形断面, 耐震性能照査, 座屈, 繰り返し載荷, アーチ橋

## 1. 緒言

鋼製橋脚には、箱形断面、パイプ断面、八角形断面など閉断面鋼部材が用いられる場合がほとんどである。これらの断面で構成される鋼構造物の耐震性能照査方法は、鋼製橋脚の耐震設計との関連で数多く行われ、変位で照査する方法（静的動的解析の併用法で、**変位照査法**と呼ぶ）および、ひずみで照査する方法（動的解析に基づく方法で、**ひずみ照査法**と呼ぶ）が提案されている<sup>1)</sup>。いずれの照査法でも、部材セグメントの変形能喪失の条件を表す**終局ひずみ**の算定式が必要となる。終局ひずみは、照査を行う際、地震時などの繰り返し荷重を受ける構造物の危険部材セグメント（損傷が集中すると考えられるセグメントで、**有効破壊長**と称する長さ $L_e$ の部材セグメント）における断面フランジの平均軸ひずみ時刻歴 $\epsilon_a(t)$ に対し、危険部材セグメント毎に算定されるひずみの限界値 $\epsilon_u$ である<sup>1)</sup>。この照査法を図-1に示す。発生圧縮ひずみが終局ひずみに達した時点で（図-1、×印の点）終局状態に至ったものと見なす。複数の危険セグメントが想定される場合には、その内の一箇所が終局状態に達したら、構造物全体が終局状態に至ると見なす。照査

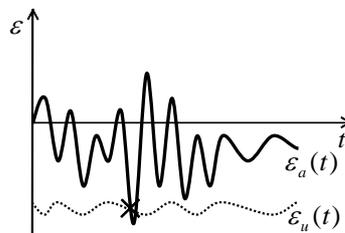


図-1 ひずみ照査法概念 (×印:終局点)

に用いる軸ひずみは、設定した有効破壊長領域における平均圧縮ひずみ $\epsilon_a$ であり、部材セグメント断面における圧縮最外縁の肉厚中央のひずみより求める。

この耐震照査法は、局部座屈を考慮しない、はり要素を用いた簡易な解析モデルで実施する特徴があるので、実用に便利である。照査に必要な終局ひずみ算定式は今まで補剛箱形断面、無補剛箱形断面およびパイプ断面に対して提案されており<sup>1)2)</sup>、その後、アーチ橋、トラス橋、斜張橋など動的挙動が複雑な鋼橋の耐震性能照査にも使用されてきている<sup>1)</sup>。所が、これらの鋼橋の上部構造にはH形断面に代表される開断面部材も使用されるが、開断面部材の耐震性能照査法はほとんど研究されてこなかった。

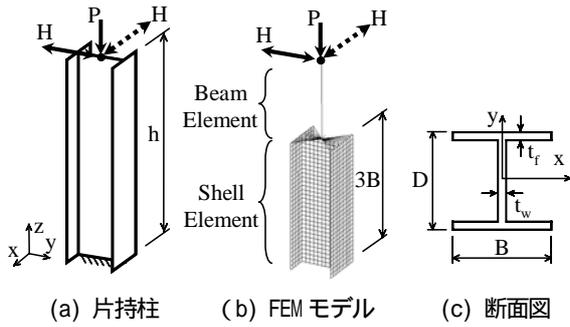


図-2 片持柱の解析モデル

本論文は、以上の現状認識を踏まえ、H形断面部材の耐震性能照査に使用出来る終局ひずみの経験式を求め、鋼アーチ橋のH形断面アーチリブへの適用例を示したものである。別報<sup>3)</sup>で指摘したように、H形断面部材は強軸方向と弱軸方向の挙動が大きく異なり、強軸回りの曲げ載荷の場合は、局部座屈に加え、部材全体の横ねじれ座屈も起こる可能性がある。更に、後述のように単調増大荷重と繰り返し荷重では破壊モードが異なる場合があり、箱形断面などの閉断面部材の挙動に比べ、H形断面部材の挙動は極めて複雑である。終局ひずみ算定式には、これら現象を考慮しなければならないので、本研究ではまずシェル要素モデルを用いて、繰り返し載荷下のH形断面片持柱の破壊モードを解明する。そしてシェル要素により算定された片持柱の終局変位をベンチマークとし、はり要素による同じ片持柱のPushover解析結果との比較より妥当な終局ひずみ算定式を誘導する。最後に鋼アーチ橋への適用例を用いてH形断面部材の耐震照査の流れを説明する。

## 2. H形断面鋼部材の破壊モード

### 2.1 シェル要素解析モデルの概要

解析の対象は両端単純支持部材の半分を表すH形断面片持柱である(図-2)。柱の基部を固定し、自由端の頂部に一定軸力 $P$ と水平荷重 $H$ を加える。水平荷重 $H$ は断面の強軸回りに曲げを加えるパターン(図-2(a),(b)の実線矢印で、強軸載荷と呼ぶ)と弱軸回りに曲げを加えるパターン(図-2(a),(b)の破線矢印で、弱軸載荷と呼ぶ)の2種類がある。数値解析は、汎用プログラムABAQUS 6.5<sup>4)</sup>を用いて実施する。解析モデルは局部座屈挙動を模擬できるシェル要素を使用する。ただし、局部座屈が起こる基部付近の一定長さ( $L_{shell}$ )のみをシェル要素でモデル化し、その上は、はり要素を用いる。要素は3次元4節点低減積分シェル要素S4Rと、3次元2節点線形はり要素B31を用いる。このようなモデル化手法は円形および箱形断面鋼製橋脚の数値解析にも採用されている<sup>5,6)</sup>。モデルシェル部の長さ $L_{shell}$ を定めるのに、板の局部座屈と、荷重—変位関係に代表される柱全体の挙動を正確に表現できる条件を満たさなければならない。そ

表-1 SS400の材料パラメータ(図-3参照)

Steel Type	$\sigma_y$ (MPa)	$E/E_{st}$	$\varepsilon_{st}/\varepsilon_y$	$E$ (GPa)	$\zeta$	$\nu$
SS400	235	40	10	205	0.06	0.3

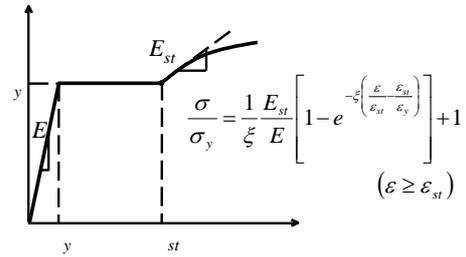


図-3 応力 ひずみ関係

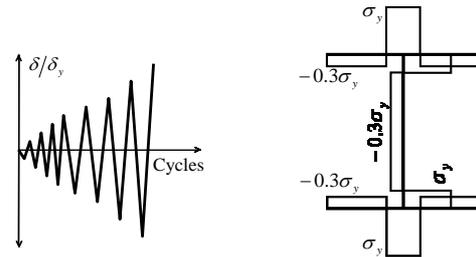


図-4 繰り返し載荷パターン

図-5 残留応力分布

のために、十分な精度が得られるように、試行錯誤的に、図-2(b)に示したように、 $L_{shell}=3B$  ( $B$ =フランジ幅)で、フランジおよびウェブ共、幅方向および軸方向に、それぞれ10および30要素のメッシュ分割を決めた。また、はり要素は、10分割した。

材料は鋼材SS400とし、材料定数を表-1、図-3に示す。水平荷重は柱頂部に強制変位を与えることより実施し、載荷は水平荷重 $H$ の単調増大載荷と繰り返し載荷の両方を行う。繰り返し硬化則は修正2曲面モデル<sup>7)</sup>を用い、単調増大解析の構成則は図-3を用いた。繰り返し載荷は、漸増変動変位(増分は降伏変位で、各変位1回の繰り返し)となる載荷パターンとする(図-4)。また、強軸載荷の場合、弱軸方向にも変位が生ずるように、初期不整としてx軸方向に次式で表される初期たわみを与える(記号は図-2参照)。

$$w_{0,x} = \frac{h}{1000} \left[ \sin \frac{\pi}{2h} (z+h) - 1 \right] \quad (1)$$

単調載荷の場合、図-5に示す溶接型の残留応力分布を解析に用いるが、繰り返し載荷の場合、残留応力は最初の降伏にしか影響がないので<sup>8)</sup>、解析では考慮しないことにする。

### 2.2 解析ケース

解析ケースはH形断面片持柱の寸法および載荷パラメータによって分けられる。柱の長さを表す弱軸まわりの細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ と、断面フランジの幅厚比を表すフランジ幅厚比パラメータ $R_f$ はそれぞれ式(2)と式(3)によって算出する。

表-2 解析ケースの構造諸元\*

強軸載荷 (強軸回りの曲げと軸力載荷)					弱軸載荷 (弱軸回りの曲げと軸力載荷)				
Case	$\bar{\lambda}$	$R_f$	$t_f$ (mm)	$h$ (mm)	Case	$\bar{\lambda}$	$R_f$	$t_f$ (mm)	$h$ (mm)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
S03-40	0.3	0.40	28	1602	W02-40	0.2	0.40	28	966
S03-53	0.3	0.53	21	1600	W02-53	0.2	0.53	21	937
S03-69	0.3	0.69	16	1585	W02-69	0.2	0.69	16	903
S07-40	0.7	0.40	28	3203	W04-40	0.4	0.40	28	1933
S07-53	0.7	0.53	21	3199	W04-53	0.4	0.53	21	1873
S07-69	0.7	0.69	16	3171	W04-69	0.4	0.69	16	1806
S10-40	1.0	0.40	28	4805	W06-40	0.6	0.40	28	2899
S10-53	1.0	0.53	21	4799	W06-53	0.6	0.53	21	2810
S10-69	1.0	0.69	16	4756	W06-69	0.6	0.69	16	2709
S14-40	1.4	0.40	28	6406	W08-40	0.8	0.40	28	3865
S14-53	1.4	0.53	21	6399	W08-53	0.8	0.53	21	3747
S14-69	1.4	0.69	16	6341	W08-69	0.8	0.69	16	3612

\*  $B=D=400$  mm は一定.

表-3 強軸載荷時の破壊モード

$\bar{\lambda}$	0.3			0.7			1.0			1.4		
$P/P_y$	0.20	0.35	0.50	0.20	0.35	0.50	0.20	0.35	0.50	0.20	0.35	0.50
単調載荷	局部座屈						屈服					
繰返し載荷	連成座屈*			横ねじれ座屈						曲げ座屈**		

\*連成座屈：局部座屈と横ねじれ座屈の連成

\*\*曲げ座屈：軸力  $P$  のみによるオイラー型の座屈

表-4 弱軸載荷時の破壊モード

$\bar{\lambda}$	0.2			0.4			0.6			0.8			
$P/P_y$	0.20	0.35	0.50	0.20	0.35	0.50	0.20	0.35	0.50	0.20	0.35	0.50	
単調載荷	局部座屈						屈服						
繰返し載荷	$R_f=0.40$	局部座屈						屈服					
	$R_f=0.53$	局部座屈						屈服					
	$R_f=0.69$	局部座屈						屈服					

$$\bar{\lambda} \equiv \bar{\lambda}_{weak} = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_E}} = \frac{\beta h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

$$R_f = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{k\pi^2}} \quad (3)$$

ここで、 $\sigma_y$ ：降伏応力、 $\sigma_{cr}$ ：板の弾性座屈応力、 $b$ ：片フランジ幅、 $t_f$ ：フランジの板厚、 $E$ ：ヤング係数、 $\nu$ ：ポアソン比、 $k$ ：板の座屈係数（H形断面フランジの場合は 0.425）、 $\sigma_E$ ：オイラー座屈応力、 $\beta$ ：有効座屈長係数（=2.0）、 $h$ ：柱長、 $r$ ：弱軸まわりの断面 2 次半径である。

弱軸周りの細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  の値は、強軸載荷の場合約 0.3, 0.7, 1.0, 1.4, 弱軸載荷の場合 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 とそれぞれ 4 種類、 $R_f$  の値は 0.40, 0.53, 0.69 である。それらパラメータの組み合わせより解析ケースを定め、強軸載荷と弱軸載荷にそれぞれ 12 本の柱を設けている。各柱に対して 3 パターンの軸力比  $P/P_y=0.20, 0.35, 0.50$  を与えて解析を行う。解析対象柱の構

造諸元を表-2 に示す。符号でケースを表すと、例えば S03-40-P35 は、強軸載荷であり、 $\bar{\lambda}=0.3, R_f=0.40, P/P_y=0.35$  のケースを表している。なお、弱軸載荷のケースは W から始まる記号で表す。

### 2.3 破壊モードのまとめ

破壊モードの詳細は別報<sup>3)</sup>に譲り、ここでは各載荷ケースの破壊モードを表-3 と表-4 にまとめる。表より、単調載荷と繰返し載荷では破壊モードが異なることが分かる。強軸で繰返し載荷の H 形断面部材の破壊 (表-3) は、主として横ねじれ座屈、あるいは横ねじれと局部座屈の連成座屈に起因する。それに対し、弱軸で繰返し載荷を受ける場合 (表-4) には局部座屈が支配的な破壊モードとなる。比較的長い柱は  $P$ - $\delta$  効果により、局部座屈が起こっていないのに水平耐力が低下し始めることも観察されている。この現象は屈服とも言われている<sup>2)</sup>。表に屈服現象のあるケースを薄墨で示している。強軸で単調載荷の場合は、屈服現象が現れるが、繰返し載荷ではそれが全て横ねじれ座屈に変わっている。

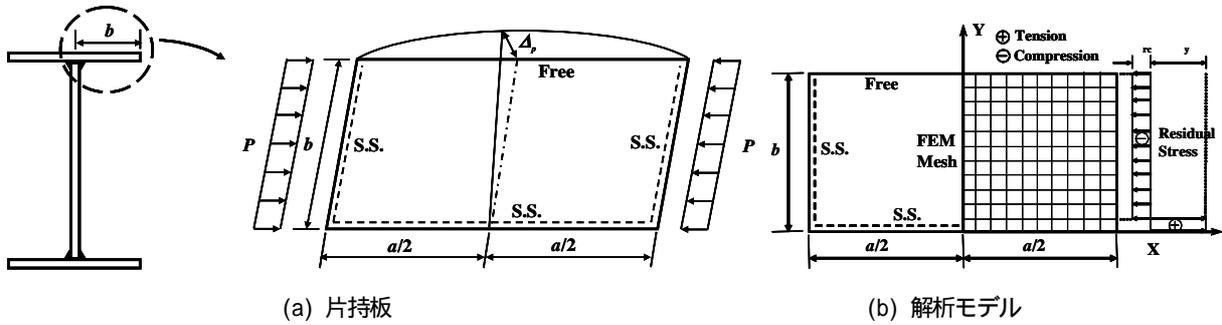


図-6 片持板の終局ひずみを求めるための解析モデル

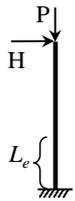


図-7 はり要素モデル

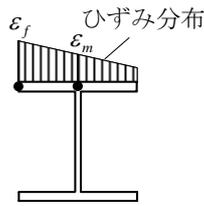
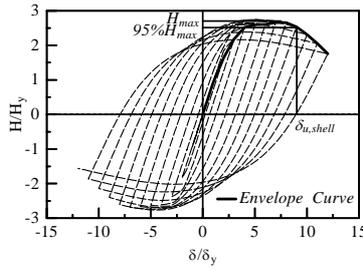
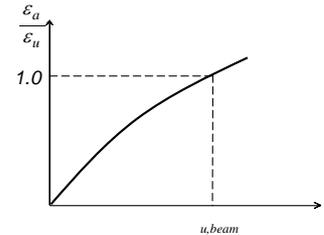


図-8 フランジにおける圧縮ひずみ分布 (ε<sub>f</sub>は最大圧縮ひずみ)



(a) シェル要素繰り返し载荷解析



(b) はり要素のPushover解析

解析からH形断面片持柱の終局変位を算出する。後述の図-9(a)に示すように、水平荷重 $H$ と水平変位 $\delta$ との関係を表す $H$ - $\delta$ 繰返し曲線から包絡線を求め、 $H$ が最大値 $H_{max}$ の95%まで低下したときの変位を終局変位として $\delta_{u,shell}$ で表記する。この $\delta_{u,shell}$ は後に、はり要素を用いた解析結果との比較を行うとき、基準値として利用する。

### 3. H形断面部材の終局ひずみ算定式

#### 3.1 H形断面フランジの終局ひずみ算定式

日沖<sup>9)</sup>は、H形断面部材のフランジ板をとりあげ、シェル要素を用いた複合非線形解析により終局ひずみ算定式を求めた。解析の概念を図-6(a)に示す。H形断面の片フランジを三辺単純支持、一辺自由の片持板にモデル化し、板に幅方向に一樣な、Y軸方向の面内変位を加え、板断面の平均圧縮応力が最大値の95%まで低下したときの平均圧縮ひずみ $\epsilon_u$ を求め、それを終局ひずみとする。解析モデルは図-6(b)に示されており、初期不整として、初期たわみと板パネルの溶接による残留応力を考慮している。初期たわみモードは式 $\Delta = \Delta_p \cos(X/a) \cdot \pi \cdot (Y/b)$ と与えられる。ここで、 $\Delta_p$ : 最大初期たわみ、 $a$ : 板の長さ、 $b$ : 板の幅、 $X, Y$ は図-6に示す座標である。残留応力は矩形分布を用いた。これら初期不整の値は、平均的な強度を与えるために、 $\sigma_x/\sigma_y=0.1$ 、 $\Delta_p/b=1/250$ を仮定している<sup>10)</sup>。解析により提案された $\epsilon_u$ の算定式は式(4)で表される。

#### 図-9 終局変位の求め方

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \begin{cases} \frac{0.454}{(R_f - 0.5)^{0.769}} + 1.18 \leq 20.0 & 0.5 < R_f \leq 0.7 \\ 20.0 & R_f \leq 0.5 \end{cases} \quad (4)$$

日沖らの解析では、強度がほぼ最低となるアスペクト比 $a/b=2.0$ の片持板<sup>11)</sup>から終局ひずみを求めている。従って、H形断面部材の照査に利用するときの有効破壊長 $L_e$ も $2b$ となる。強軸荷重の部材はフランジ断面内のひずみ分布が均一であるので、どこかのひずみをとって照査を行っても同じであるが、弱軸荷重の部材はひずみ勾配があり、どの点のひずみを照査に使うのが良いか明確に定められない。

式(4)の妥当性を検討するために、シェル要素解析に用いられた片持柱に対し、はり要素による同じ片持柱のPushover解析を行い、はり要素の結果に式(4)を用いて算定した終局変位 $\delta_{u,beam}$ を先に示したシェル要素解析の結果 $\delta_{u,shell}$ と比較する。

#### 3.2 はり要素モデルによる検証

はり要素モデルを図-7に示す。局部座屈を考えないはり要素モデルでは、柱全体に対して前記で述べた3次元はり要素(B31)によってモデル化を行い、自由端の水平変位を単調に増大させるPushover解析を行う。そして圧縮側フランジ端部(図-8参照)の最大圧縮ひずみ $\epsilon_f$ の、有効破壊長領域 $L_e$ での平均値 $\epsilon_{fa}$ を算出する。強軸荷重の場合フランジ断面内のひずみは全て同じであるが、弱軸荷重の場合にはフランジ内でひずみ勾配が生じる。 $\epsilon_{fa}$ が終局ひずみ $\epsilon_u$ に達したときの変位を、はり要素解析の終局変位予測値とし、 $\delta_{u,beam}$ で表記する(図-9(b))。 $\delta_{u,beam}$ を

精緻なシェル要素モデルから求めた終局変位の基準値 $\delta_{u,shell}$ との比較によって、終局ひずみ算定式の妥当性を検証する。

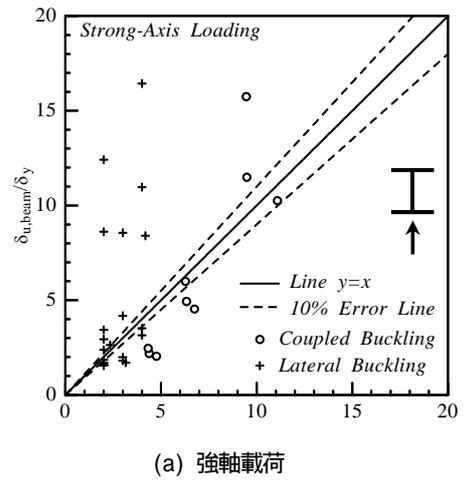
### (1) 強軸載荷の検討

柱が強軸載荷を受ける時の各ケースの比較を図-10(a)に示す。縦軸と横軸はそれぞれ $\delta_{u,beam}$ と $\delta_{u,shell}$ を示しており、曲げ変形のみを考慮した降伏水平変位 $\delta_y$ で無次元化されている。また、はり要素モデルの予測の妥当性と部材の破壊モードとの関係を明らかにするために、連成座屈で破壊したケースと、横ねじれ座屈で破壊したケースをそれぞれ○と+で区別してある。図からわかるように、連成座屈の場合は、 $\delta_{u,beam}$ が $\delta_{u,shell}$ とある程度の関連性を示しているものの、横ねじれ座屈の場合は $\delta_{u,beam}$ が $\delta_{u,shell}$ を大きく上回る。

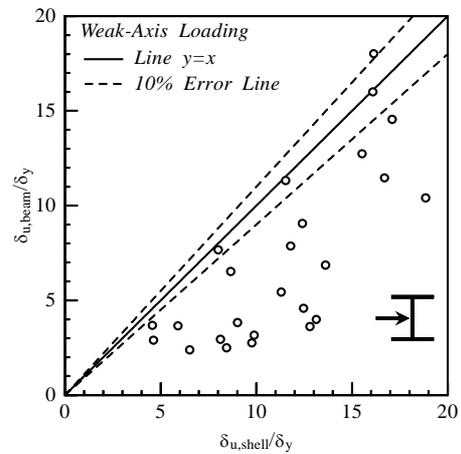
従って、式(4)は強軸載荷時に使用出来ないと判定してもよい。それは式(4)が局部座屈に基づいて求められたので、横ねじれ座屈の影響を反映できないからである。

### (2) 弱軸載荷の検討

弱軸方向載荷時の比較を図-10(b)に示す。 $\delta_{u,beam}$ はほとんど安全側の予測値を与えるが、点のばらつきは大きく、しかも、多くの場合 $\delta_{u,beam}$ は $\delta_{u,shell}$ より小さいことがわかる。従って、式(4)を弱軸載荷時の照査に使用すると非常に安全側の結果をもたらすことが分かる。弱軸載荷を受けるH形部材のフランジにひずみに勾配があることは、日沖の解析で用いた載荷縁で一様面内変位の載荷条件と一般に異なるので、ばらつきを生み出していると考えられる。また、断面フランジの最大ひずみを柱の応答値として終局ひずみと比較していることで、応答値が限界値に至りやすいようになっているから、 $\delta_{u,beam}$ も全体的に小さくなっている。



(a) 強軸載荷



(b) 弱軸載荷

図-10 終局ひずみ算定式(4)の検証

### 3.3 新たな終局ひずみ算定式の提案

ここまでの検討より、終局ひずみ算定式(4)の適用性は限られていることが分かったので、新たな終局ひずみ算定式を提案する。文献13)でも同様な趣旨で終局ひずみ算定式を提案したが、その後の知見により再検討を行った。

終局ひずみの影響因子を詳細に調べた結果、式(4)に含まれていない軸力比 $P/P_y$ が大きく影響するとわかった。また、文献13)では検討不足であった、ねじり特性と断面高さの異なる種々の寸法のH型断面に適用できるように、弱軸周りの細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ に加え、断面のねじり特性を表すパラメータ<sup>12)</sup>  $D_T = J/(AD^2)$  ( $J$ =サンブナンのねじり定数、 $A$ =断面積、 $D$ =断面の高さ)を導入する。 $\delta_{u,beam} = \delta_{u,shell}$ となるように算出した終局ひずみを元に、最小2乗法よりパラメータの係数を決めると、強軸方向と弱軸方向載荷において、それぞれ式(5)と式(6)のようになった。

#### 強軸載荷

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{5.5(1 - P/P_y)^{1.6} (1000D_T)^{0.57}}{(\bar{\lambda} - 0.2)^{0.53}} + \frac{0.65}{(R_f - 0.08/\bar{\lambda})^{0.82}} \leq 20.0$$

$$(0.3 \leq \bar{\lambda} \leq 1.4, 0.0 \leq P/P_y \leq 0.5, 0.4 \leq R_f \leq 0.7) \quad (5)$$

#### 弱軸載荷

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \begin{cases} \frac{1.26(1 - P/P_y)^{0.145}}{(R_f - 0.5)^{0.540}} + 17.5(1 - P/P_y)^{3.35} \leq 20.0 & 0.5 \leq R_f \leq 0.7 \\ 20.0 & R_f < 0.5 \end{cases} \quad (6)$$

$$(0.0 \leq P/P_y \leq 0.5)$$

ここに,

$$D_T = \frac{J}{AD^2} \quad (7)$$

であり,  $J$  = サンプナンのねじり定数<sup>12)</sup>,  $A$  = 断面積,  $D$  = 断面の高さ (図-2) である.

強軸荷の式 (5) が文献 13) の終局ひずみ式と異なる. 新たな式を用いて, 再度はり要素解析の結果から終局変位 $\delta_{u,beam}$ を求め, それを $\delta_{u,shell}$ と比較した結果を図-11 に示す. この図から分かるように, 強軸荷の場合, 横ねじれ座屈のケースと連成座屈のケースのいずれにおいても,  $\delta_{u,beam}$ が精度よく $\delta_{u,shell}$ に対応しており, しかも, 安全側の予測となっている. また, 弱軸荷のケースにおいてもよい対応がとれている.

なお, 5章で示すアーチ橋りブの断面に対しても検討を行った. 強軸方向荷に対する結果を表-5 に示す. 弱軸方向荷に関しては, 基本的には桁高に依存しないと考えられる.

### 3.4 2方向荷の検討

実構造におけるH形断面部材は, 地震時には強軸と弱軸方向同時に慣性力に相当する水平力を受ける. 従って, 2方向の水平荷重成分があるときの対応方法を考える. 基本的な考えとして, 作用が卓越する方向を判断した上, その卓越方向に対して照査を行う. ここで卓越方向は, フランジ断面内の応答圧縮ひずみの勾配によって判定する. フランジ中央の圧縮ひずみ $\epsilon_m$ , および先端の応答圧縮ひずみ $\epsilon_f$  (フランジ両端での圧縮ひずみの大きい方で図-8 参照) を部材軸方向に取った有効破壊長領域での平均値をそれぞれ $\epsilon_{ma}$ と $\epsilon_{fa}$ とし, それらの比 $\epsilon_{ma}/\epsilon_{fa}$ をひずみ勾配を表す指標として次のように判定する.

- 1)  $\epsilon_{ma}/\epsilon_{fa} > 0.4$  : 強軸荷卓越,

式 (5) の $\epsilon_u$ を使用.

- 2)  $\epsilon_{ma}/\epsilon_{fa} \leq 0.4$  : 弱軸荷卓越,

式 (6) の $\epsilon_u$ を使用.

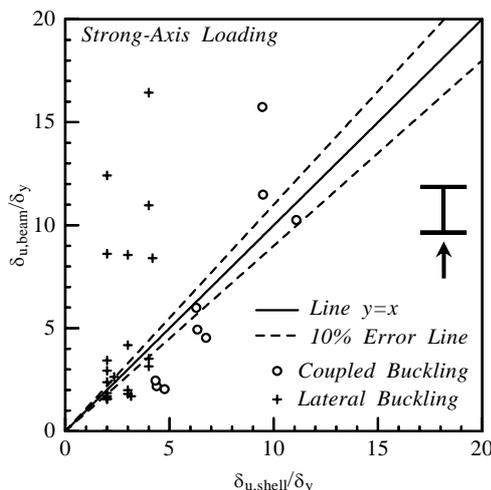
いずれも $\epsilon_{fa}$ を用いて次のように照査をする.

$$\epsilon_{fa} \leq \epsilon_u \text{ ならば安全} \quad (8)$$

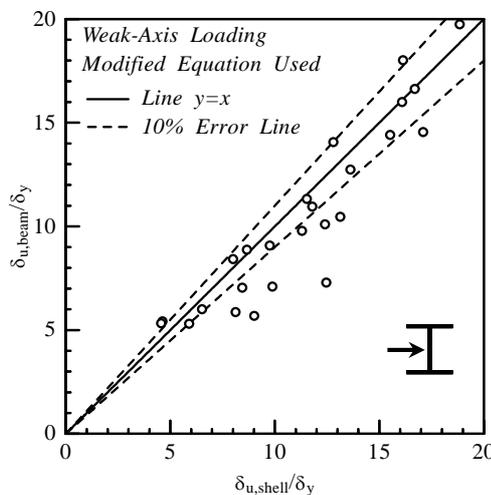
この手法を検証するため, 再びシェル要素モデルと, はり要素モデルを用いた繰返し荷重解析を行う. 2方向の荷重を与えるため, 軸力と強軸方向水平荷重 (降伏水平荷重の 1/2) をまず与え, それらを一定に保ちながら弱軸方向に繰返し水平荷重を加える (表-2 のケース W02-40-P20, W02-69-P50, W04-53-P35,

表-5 終局変位の比較 (断面は図-14,  $\bar{\lambda} = 1.0$ )

		$\delta_{u,shell}$	$\delta_{u,beam}$	破壊モード
強軸荷	$P/P_y=0.2$	2.00	1.62	横ねじれ座屈
	$P/P_y=0.5$	1.52	1.52	



(a) 強軸荷



(b) 弱軸荷

図-11 修正終局ひずみ算定式(5), (6)の検証

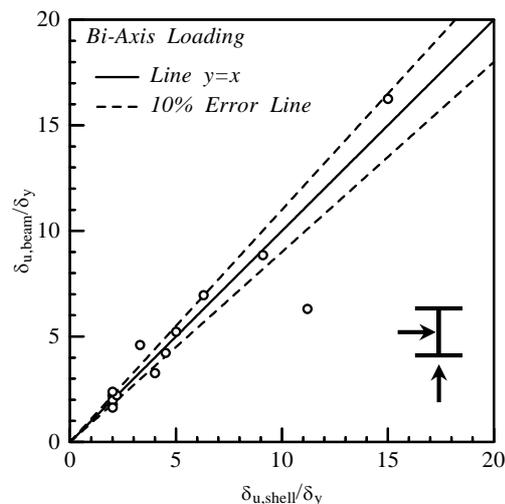


図-12 2方向荷時の修正終局ひずみ算定式の検証

W06-53-P35). また, 弱軸方向一定水平荷重 (降伏水平荷重の1/2) で強軸方向繰返し载荷のパターンも実施する (表-2のケースS03-40-P20, S03-53-P35, S03-69-P69, S07-53-P35, S07-69-P50, S10-40-P20, S10-53-P20). 解析結果から前と同様に $\delta_{u,beam}$ および $\delta_{u,shell}$ を求める. 結果は図-12に示されているが, 概ね良好な対応関係になっていることが分かる.

#### 4. 耐震性能照査法のプロセス

H形断面部材よりなる鋼構造物に関して, 本論文で提案する耐震照査法の流れを説明する. アーチ橋を用いた具体例は次章で示す.

- ①対象橋梁に対して, はり要素によるFEMモデル化を行う.
- ②構造物内で損傷 (降伏) が集中すると予想される損傷部材セグメントを照査の対象とする. 損傷セグメントが不明であれば, 予備解析により降伏した部材を損傷部材セグメントとする.
- ③地震動を与え, 複合非線形動的解析を実施する.
- ④損傷部材セグメントのフランジの最大応答圧縮ひずみの有効破壊長領域 ( $L_e=2b$ ) での平均値 $\epsilon_{fa}$ と $\epsilon_{ma}$ の時刻歴を算定する.
- ⑤ $\epsilon_{ma}/\epsilon_{fa}$ により算定式 (式 (5) または式 (6)) を選び, 時々刻々の終局ひずみ $\epsilon_u$ を算出する. なお, 式 (5) の $\bar{\lambda}$ の算出に際し, 損傷部材セグメントを挟む横補剛間隔をとり, 両端ヒンジの条件で有効座屈長係数 $\beta=1.0$ とする.
- ⑥損傷部材セグメントの応答ひずみと終局ひずみの時刻歴を用いて, 式 (7) により耐震性能照査を行う.

### 5. 提案照査法の応用例

#### 5.1 対象橋梁

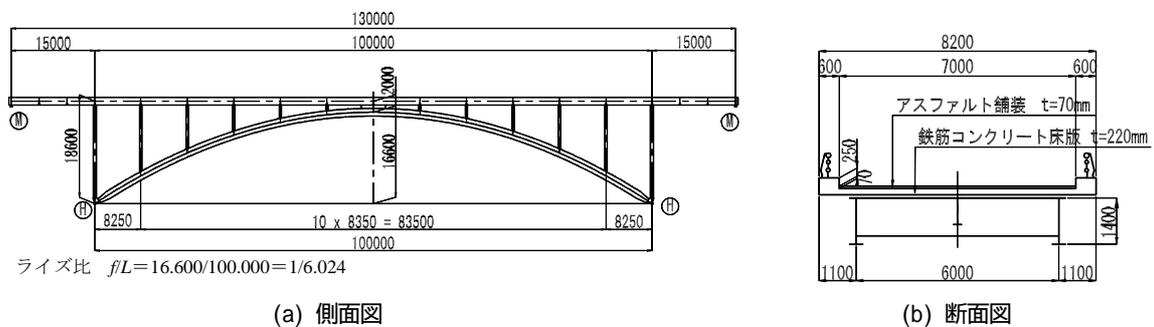


図-13 対象橋梁 (単位: mm)

表-6 設計条件

型式	上路式鋼ローゼ橋
橋長	130.0 m
アーチ支間	100.0 m
全幅員	8.2 m
地域別補正係数	1.0

対象橋梁は, 図-13, 表-6 に示すような2ヒンジ上路式ローゼアーチ橋である. この橋梁は, ローゼ形式であるため, アーチリブと補剛桁を軸剛性以外に曲げ剛性がある弦材とし, アーチリブをヒンジ固定した上で両弦材間を両ヒンジの支柱で連結する構造となる. そのため, アーチリブについては, 特に耐震検討を十分に行わなければならない. 本橋梁のアーチリブの断面はH形であり, アーチリブ基部の寸法パラメータは $\bar{\lambda}=1.0$ ,  $R_f=0.68$ である.

#### 5.2 解析モデルおよび解析条件

対象橋梁に対して, 出来るだけ厳密な複合非線形動的解析に基づく照査<sup>1)</sup>を行うには, 特にアーチリブの軸力変動および2軸曲げの影響を考慮しなければならない. そのため, 本研究ではファイバーモデルを用いて検討を行った.

対象橋梁を3次元ファイバーモデルでモデル化した骨組構造を図-14に示す. H形断面のアーチリブのファイバー要素分割は, 同図に示すように, H形断面のフランジ面の方向に直応力分布が表現できるようにした. アーチリブの部材軸方向の要素分割は, 前述した有効破壊長領域を考慮して行った. それ以外のモデルについては, 文献1), 14) で提案されている方法に従う.

入力地震波としては、道路橋示方書のⅠ種地盤用のタイプⅡ標準波形(Ⅱ-1-1)を用いる。この入力地震波を橋軸直角方向に作用させる。応答計算としては、対象橋梁に対して死荷重が作用したときの静的解析を行い、これを初期状態として、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行う。ここで用いた幾何学的非線形性は、有限変位・微小ひずみ理論に基づいている。数値積分法として、ニューマークの $\beta$ 法を用い、 $\beta=1/4$ とした。また、地盤条件が良好なため、地盤バネはないものとした。減衰については、Rayleigh 減衰を使用し、減衰定数は0.02とした。

### 5.3 応答解析結果および考察

#### (1) 塑性化の状況

対象橋梁に対して、入力地震動を橋軸直角方向に作用させ、最大応答変位を示したときの部材塑性化状況を示すと図-15 のようになる。図内の太線の部分は、1要素の降伏判定により発生応力がS490Y材の降伏点を越えた部分である。この図より、アーチリブ基部、アーチ下横構、端支柱基部および対傾構が塑性化しているのがわかる。なお、ここでの塑性化の判定は、直応力のみで行い、せん断応力は考慮していない。

#### (2) アーチリブの安全性照査

塑性化した部材の中で、耐震上最も重要な部材であるアーチリブについて照査を行う。塑性化したアーチリブ基部の断面内において、図-14の照査位置①と②のフランジ上の応答ひずみを基に行う。照査位置①が対象橋梁の外側であり、②が内側(アーチ下横構が接合されている方)である。

まず、照査する前に、アーチリブ基部の軸力について示しておくことにする。この軸力の履歴は、図-16のようになる。橋軸直角方向に地震力を作用させた場合には、この図のようにアーチリブ基部で大きく軸力が変動する。

アーチリブ基部H形断面の下フランジ①、②における照査結果を図-17に示す。ここで、 $\epsilon_{1a}$ 、 $\epsilon_{2a}$ は、それぞれ、下フランジ①、②の応答ひずみである。但し、引張りひずみを正に採っている。また、 $\epsilon_u$ は、前章までに述べた方法によって算定した終局ひずみ(圧縮ひずみであるので、負にプロットしてある)である。この図から、 $\epsilon_{1a}$  または  $\epsilon_{2a}$ と終局ひずみの線が一度も交わることがないので、着目したアーチ基部の照査では座屈が発生しないことになる。損傷度(応答ひずみ/終局ひずみ)が最も大きくなる位置を示すと図内の●印の位置であり、その損傷度の値は0.74となった。

一般に、橋軸直角方向に地震力が作用したとき、ヒンジ支承近辺のアーチリブ基部においては、アーチリブ面外曲げが大きく、面内曲げが小さくなる傾向を示すため、この条件下ではアーチ基部に対しては、弱軸方向照査が重要である。しかし、軸

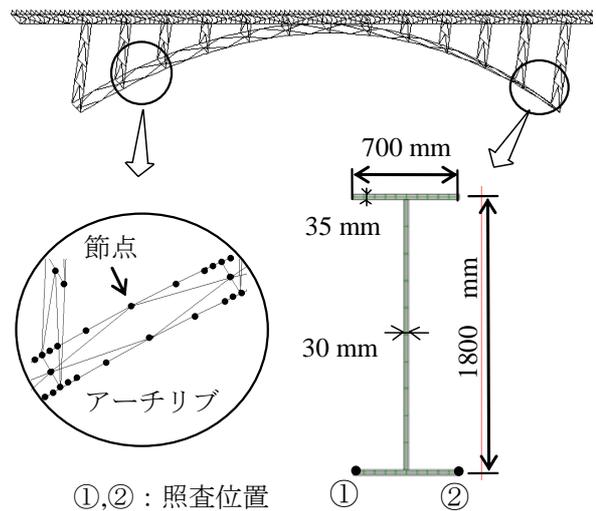


図-14 3次元骨組モデルおよびH断面アーチリブのファイバー要素分割

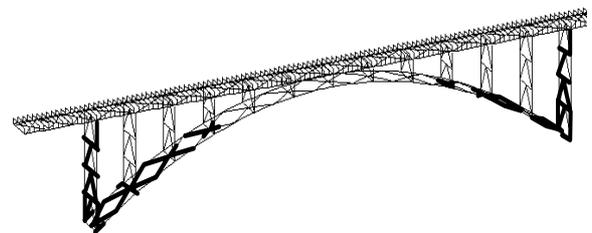


図-15 塑性化した部材の位置(太線)

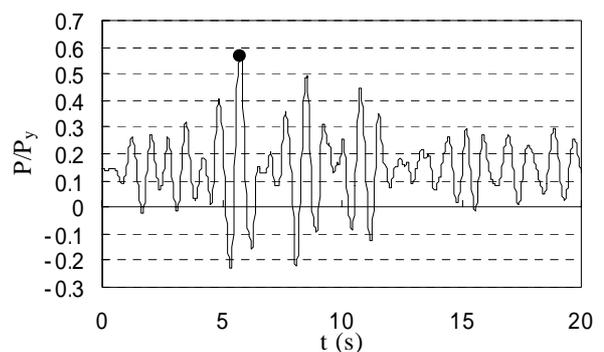


図-16 アーチリブ基部の軸圧縮力の時刻歴

力が大きい(図-16参照)こと、およびヒンジ支承から離れると面内曲げも大きくなることから、強軸方向照査も行う必要がある。

以上より、H形断面のフランジ照査位置①と②の損傷度の値から判断して、着目したアーチリブ基部は、終局に至っていないことになる。

## 6. まとめ

本論文は H 形断面部材を構成部材とする鋼構造物の耐震性能照査に使用出来る終局ひずみの経験式を求め、鋼アーチ橋の H 形断面アーチリブへの適用例を示した。本研究の結果をまとめると次のようになる。

### 1. H 形断面圧縮

フランジの終局ひずみ算定式 (3) の妥当性を、シェル要素により算定された片持柱の終局変位をベンチマークとし、はり要素による同じ片持柱の Pushover 解析結果に式(4)を用いて算定した終局変位を比較して検討した。

2. その結果、式 (4) は弱軸方向荷重の場合は非常に安全側であり、強軸方向荷重で横ねじれ座屈が生ずる場合には危険側の推定結果を与えることがわかり、新たな終局ひずみ算定式 (5) と (6) を提案した。

3. 2 方向に水平荷重を受ける部材に関して、圧縮フランジのひずみ勾配  $\epsilon_{ma} / \epsilon_{fa}$  より荷重作用が卓越する方向を決めた上、照査を行う方法を提案した。

4. 実構造物への適用プロセス (第 4 章) を示し、アーチリブが H 形断面よりなる鋼アーチ橋の耐震照査を適用例として示した。

## 参考文献

- 1) 宇佐美勉編著：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，技報堂，2006.8.
- 2) 土木学会：座屈設計ガイドライン（改訂第2版），丸善，2005.9.
- 3) Ma, X., Usami, T., and Ge, H.B.: The inelastic behavior of H-section beam-columns under cyclic lateral loading, *Proc. 9<sup>th</sup> Symposium on Ductility Design Method for Bridges*, JSCE, pp. 257-264, 2006.2.
- 4) Hibbit, Karlson and Sorensen, Inc.: ABAQUS User's Manual, Version 6.3, 2003.
- 5) Gao, S. B., Usami, T., and Ge, H. B.: Ductility evaluation of steel bridge piers with pipe sections, *J. Engng Mechanics, ASCE*, 121 (11), pp. 1165-1172, 1998.11.

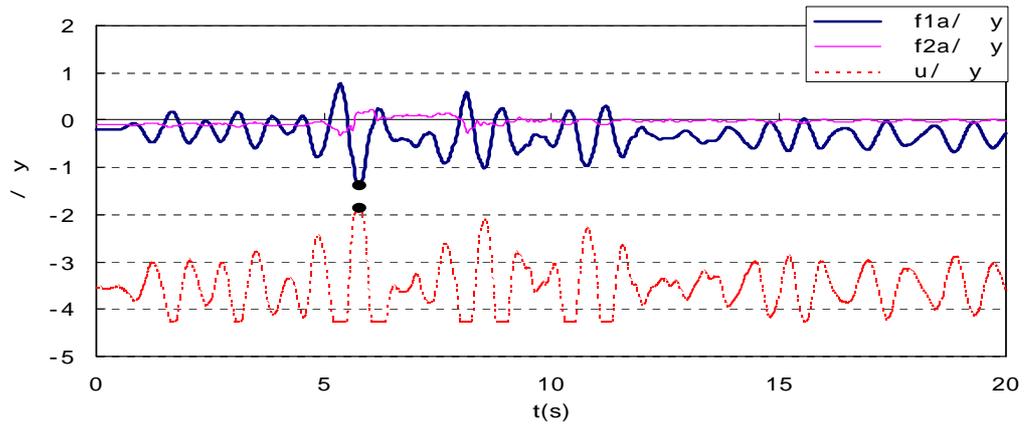


図-17 アーチリブ基部フランジの安全性照査

- 6) Ge, H. B., Gao, S. B., and Usami, T.: Stiffened steel box columns, Part 1: Cyclic Behavior, *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 29 (11), pp. 1691-1706, 2000.
- 7) Shen, C., Mamaghani, I. H. P., Mizuno, E., and Usami, T.: Cyclic behavior of structural steel, II: Theory, *J. Engng Mechanics, ASCE*, 121 (11), pp. 1165-1172, 1995.11.
- 8) Banno, S., Mamaghani, I. H. P., Usami, T., and Mizuno, E.: Cyclic Elasto-plastic Large Deflection Analysis of Thin Steel Plates, *J. Engng Mechanics, ASCE*, 124 (4), pp. 363-370, 1998.4.
- 9) 日沖堅治：制震ブレースを用いた鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動に関する研究，名古屋大学修士論文，App. pp. ii-iv, 2003.3.
- 10) 宇佐美勉，葛漢彬：薄板集成短柱の強度推定法，*構造工学論文集*，Vol. 42A, pp. 171-178, 1996.
- 11) 小松定夫，北田俊行：初期不整を含む自由突出圧縮鋼板の極限強度特性について，*土木学会論文報告集*，No.314, pp. 15-28, 1981.
- 12) Galambos, T. V.: *Structural Members and Frames*, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs N.J., p. 97, 1968. (福本秀士，西野文雄訳：鋼構造部材と骨組み一強度と設計，丸善，1970)
- 13) 宇佐美勉，馬翔，野中哲也：H 形断面部材よりなる鋼構造物の耐震性能照査，第 9 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp. 265-272, 2006.2.
- 14) 野中哲也，宇佐美勉，吉野広一，坂本佳子，鳥越卓志：上路式鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究，*土木学会論文集*，No.731/I-63, pp. 31-49, 2003.4.

(2006.9.11 受付)