

終局ひずみを用いた十字型補剛円形鋼製橋脚の耐震照査法の検討

Applicability on dynamic verification methods for seismic design based on ultimate strain of
steel tubular piers with inner cruciform walls

王 占飛*・山尾 敏孝**・石井 善太***

WANG Zhanfei*, Toshitaka YAMAO**, Zenta ISHII***

*学生会員 熊本大学大学院 自然科学研究科 博士後期課程 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

**正会員 工博 熊本大学教授 工学部環境システム工学科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

***学生会員 熊本大学大学院 自然科学研究科 博士前期課程 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

In this paper, the applicability on these dynamic verification methods for seismic design based on ultimate strain of steel tubular piers with inner cruciform walls were investigated. To develop these verification methods based on dynamic response analysis for seismic design, it is necessary to clarify the ultimate state of the segment of a steel pier. Firstly, FEM analyses were carried out on various tubular sectional segments. The ultimate strain of steel tubular stub columns with inner cruciform subjected to compression and bending was investigated. Secondly, we studied the applicability of the static-dynamic verification method and the dynamic verification method for seismic design based on ultimate strain of steel piers with inner cruciform walls. These results tell us the static-dynamic verification method is good agreement with dynamic verification method.

Keywords: segment length, ultimate strain, inner cruciform walls, dynamic verification

キーワード: セグメント長、終局ひずみ、十字型補剛壁、動的照査

1. 緒言

耐震性能照査方法は、「静的照査法」の一つである地震時保有水平耐力照査法に加え「動的照査法」による許容変位や残留変位等の耐震性能照査法が構造特性に応じて選択できるように改訂された¹⁾。これは、今後性能規定型基準を目指したものと考えられる。

一般に安全性照査は、対象とする構造物の変形能と地震時応答値の両者の算定および比較が必要となる。性能照査法に関しては種々の方法が提案されており①経験式に基づく方法。この方法は、実験あるいは解析によって求められた $H-\delta$ 関係の経験式を基に、動的解析あるいは経験則(エネルギー一定則や変位一定則)によって応答値を求めて耐震照査方法である。②静的解析に基づく方法。この方法は、Pushover 解析を基本にした耐震照査方法である。③静的/動的解析併用方法、④動的解析に基づく方法等がある^{2,3)}。まとめて言えば、変位による照査法とひずみによる照査法である。変位による照査法は、基本モードが卓越する構造物に対して適用される。例えば、単柱式橋脚、一層のラーメン橋脚、逆L橋脚、橋脚高さがほぼ等しい連続橋の橋軸方向挙動、さらに、基本モードの有効質量比 ≥ 0.75 の2層以上のラーメン橋脚、橋脚高さがほぼ等しい連続橋の橋軸直角挙動などについてはこの方法が適用できる²⁾。しかし、基本モードの変形が卓越しない構造物においては、時刻ごとに種々の変

形モードが現れ、最大変位を生じる位置が時々刻々変化するため、変位による照査は適用が難しくなる。

一方、ひずみによる照査はあらゆる鋼構造物に適用可能であるが、ひずみは部材の局所的な損傷度に関係する量であるので、構造物全体の損傷度と関連付けることは困難であると考えられる⁴⁾。

宇佐美らは、圧縮と曲げをうける部材セグメントの静的解析より求めた終局ひずみと有効破壊長における平均圧縮ひずみを用いて終局状態を判定する照査法を提案し、無補剛矩形断面や多リブ補剛矩形断面およびパイプ断面鋼製橋脚に適用して、その妥当性を検証している^{5~8)}。しかし、著者らが提案してきた十字型補剛壁を有する鋼製橋脚は、外巻きたて補剛橋脚や多縦リブ補剛円形鋼製橋と比べ、比較的優れた耐震性能を有することを既往の実験や解析などの研究により明らかにしてきた^{9~11)}。しかし、この形式を持つ鋼製橋脚にこの耐震照査法を適用するには、十字型補剛を有する基部付近に損傷が生じるので、この部位における終局ひずみを求めておく必要がある。

そこで本研究では、十字型補剛壁を有する円形断面短柱を対象に一定軸圧縮力を与えた状態で曲げモーメントを作用させる FEM 解析を行い、終局ひずみ算定式を提案する。次に、十字型補剛円形鋼製橋脚を対象に、一定軸圧縮力の基での繰返し解析を行って、提案した終局ひずみに基づく終局変位推定の妥当性について検証する。最後

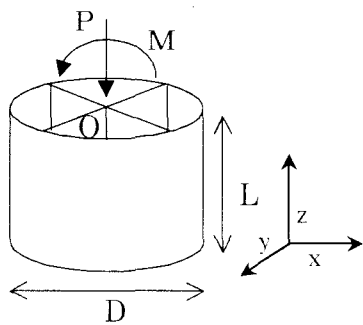


図1 短柱解析モデル

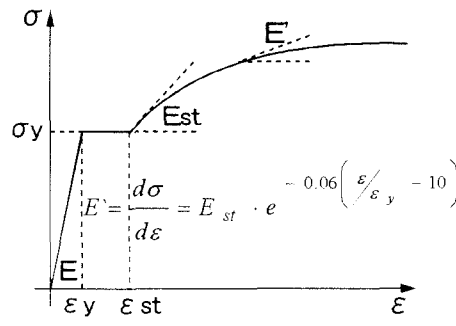


図2 鋼材の応力-ひずみの関係

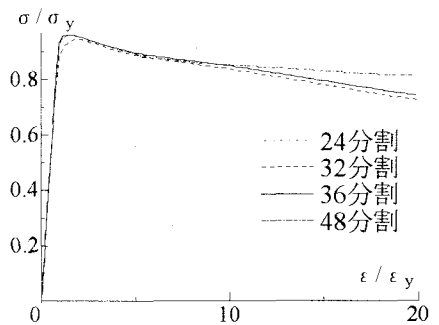


図3 円周方向の分割数の検討

に、十字型補剛円形鋼製橋脚を1質点系バネ-質量モデルとファイバー要素によりモデル化して動的解析を行い、静的/動的解析併用法に基づく耐震照査法の適用について検討するものである。

2. 短柱部材の終局ひずみの算定

既往の研究^{9~11)}よれば十字型補剛壁を有する円形鋼製橋脚の強度と変形能に大きく影響するのは、基部分の局部座屈による崩壊である。そこで、十字型補剛壁を有する基部分を取り出し、シェル要素でモデル化した。純軸圧縮力及び軸圧縮力と曲げを同時に受ける短柱部材のFEM解析を行い、外側円管の径厚比パラメータ R_t と軸圧縮荷重 P /降伏荷重 P_y (以後、軸力比とよぶ)を変化させ、終局ひずみの算定式を提案する。

(1) 解析モデルと境界条件

解析モデルは、図1に示すように十字型補剛壁を有する橋脚基部付近とし、汎用プログラムMARC(2001)¹²⁾を用いてFEM解析した。なお、図中の M は曲げモーメント、 D は直径、 L は部材長及び O は原点である。MARCの設定については以下の通りである。①von Misesの降伏条件に従うものとする。②アップデイトラグランジェ法を用いる。③収束計算法はNewton-Raphson法を用いる。④要素は四辺形4節点シェル要素を使用する。積分点は面内 2×2 、板厚分割4とした。鋼種は既往の研究^{8~11)}よりSS400を想定した。鋼材の応力-ひずみ関係は式(1)で定義し、その曲線を図2に示した。なお、ヤング率： $E=206\text{GPa}$ 、降伏応力： $\sigma_y=235\text{MPa}$ 、ポアソン比： $\nu=0.3$ とした。

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = 0.417 \left\{ 1 - \exp \left[-0.06 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} - 10 \right) \right] \right\} + 1 \quad (1)$$

解析モデルのメッシュ分割の方法については、文献13)の解析結果と比較することにより検討した。文献のモデルは円形断面($R_t=0.063$, $LD=0.15$)で、軸圧縮力 P を作用させている。図3は、円周方向の分割数を変化させて、強度及び挙動を文献13)の結果と比較した結果を示すが、今回の解析では円周方向の分割数は32で十分であることが確認できた。十字型補剛モデルのメッシュ分割の一例を図4に示すが、十字型補剛壁は幅方向に16分割、高

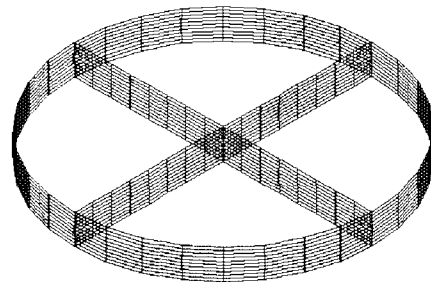


図4 メッシュ分割の例

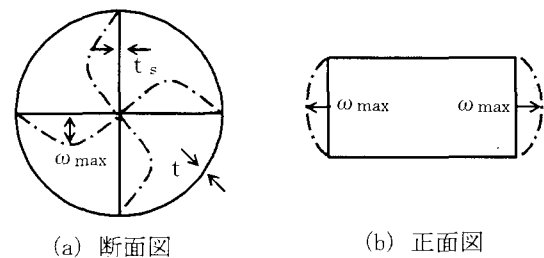


図5 初期たわみ分布

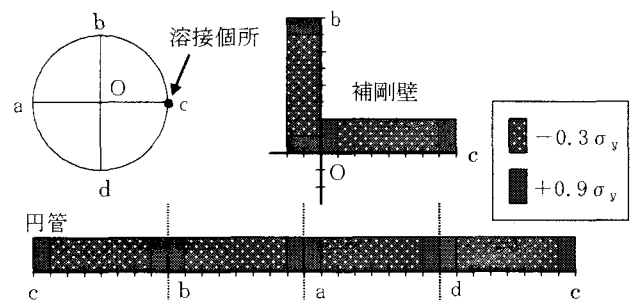


図6 残留応力分布図

さ方向については外側円管と同様な分割数で、局部変形がよく表現できるように細かく分割した。なお、モデルの境界条件は両端単純支持としている。

(2) 残留応力と初期たわみ

初期不整としては初期たわみと溶接による残留応力を考慮した。初期たわみについては、図5に示す初期形状を仮定し、式(2)～(4)で表した。なお円管の軸方向の初期たわみ ω は高さ座標 Z を関数とし、最大たわみ ω_{max} は既往の研究¹³⁾を参考にし、 $0.0025L$ とした。

$$\text{円管軸方向} \quad \omega = \omega_{max} \sin \left(\frac{\pi z}{L} \right) \quad (2)$$

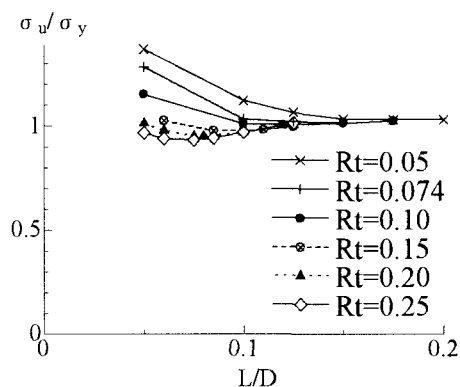


図7 終局強度 σ_u/σ_y と径厚比パラメータ R_t の関係

$$\text{十字型補剛板: } \omega_y = \omega_{c\max} \sin\left(\frac{\pi x}{R}\right) \sin\left(\frac{\pi z}{L}\right) \quad (3)$$

$$\omega_x = \omega_{c\max} \sin\left(\frac{\pi y}{R}\right) \sin\left(\frac{\pi z}{L}\right) \quad (4)$$

$$\omega_{c\max} = 5.0 \times 10^{-5} \frac{R^2}{t_s} \quad (5)$$

ここに、 R : 短柱半径、 L : 短柱の高さ、 t_s : 十字補剛壁の厚さ、 $x y z$: 短柱の座標値(図1参照)。

残留応力分布については、文献14)を参考にして図6に示すように円周に沿って分布すると仮定した。円管及び補剛板とも圧縮残留応力を $-0.3\sigma_y$ 、引張残留応力を $+0.9\sigma_y$ と設定した。

(3) 純軸圧縮力解析による最小セグメント長の決定

十字型補剛円形部材の終局ひずみを求めるには、短柱部材の終局強度が最も小さくなる部材を求める必要がある。ここでは、この部材を最小セグメント長(文献6~8では有効破壊長と定義している)とよび、短柱の部材長 L と直径 D の比(L/D)を0.05~0.20の間で変化させて純軸圧縮力解析を行って求めた。なお、解析では十字型補剛壁の幅厚比パラメータ R_s は0.8とし、円管の径厚比パラメータ R_t を変化させて各解析モデルの L と D を決定した。また R_s と R_t それぞれの定義は式(6)と(7)で表した。

$$R_s = \frac{R}{t_s} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{4\pi^2}} \quad (6)$$

$$R_t = \frac{R}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} 3(1-\nu^2)} \quad (7)$$

ここに、 R : 円管の半径、 t : 円管の板厚、 t_s : 十字型補剛壁の板厚、 σ_y : 鋼材の降伏応力、 E : 鋼材のヤング係数、 ν : 鋼材のポアソン比。

幅厚比パラメータ R_s を0.8と一定にする理由は、既往の研究¹¹⁾により R_s が0.8以上の場合、外側の円管よりも先に十字型補剛板で局部座屈が発生するのを防ぐためである。純圧縮短柱解析では円管の板厚 t を4.5mmと固定し、 R_t を0.10~0.25と変化させて、円管の半径 R と十字型補剛壁の厚さ t_s を算定した。

図7及び表1は、径厚比パラメータ R_t ごとに終局時の

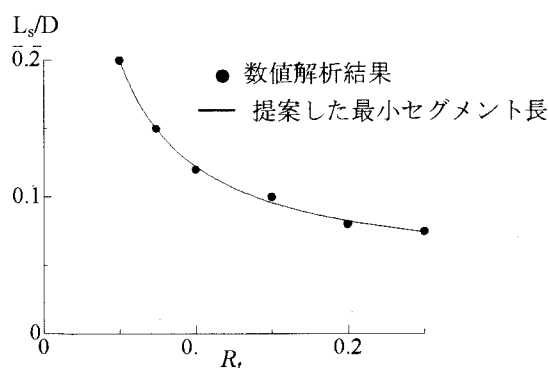


図8 最小セグメント長比 L_s/D と径厚比パラメータ R_t の関係

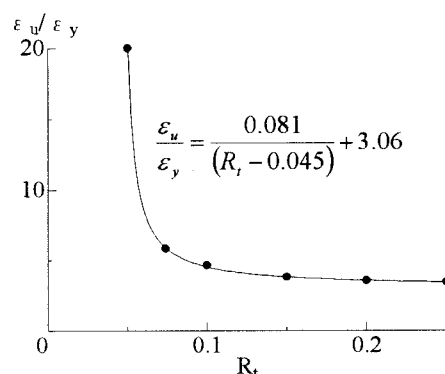


図9 純圧縮時の終局ひずみ

表1 各 R_t における終局強度 σ_u/σ_y と L/D の関係

R_t	L/D	σ_u/σ_y	R_t	L/D	σ_u/σ_y
0.05	0.050	1.368	0.15	0.060	1.026
	0.100	1.121		0.085	0.977
	0.125	1.065		0.100	0.976
	0.150	1.034		0.110	0.982
	0.175	1.032		0.125	0.995
	0.200	1.031			
0.07	0.050	1.282	0.20	0.050	1.013
	0.100	1.032		0.060	0.977
	0.125	1.018		0.075	0.952
	0.140	1.017		0.080	0.950
				0.085	0.954
0.10	0.050	1.152	0.25	0.100	0.968
	0.100	1.010		0.050	0.967
	0.120	1.000		0.060	0.939
	0.125	1.007		0.075	0.932
	0.150	1.015		0.085	0.942
	0.175	1.027		0.100	0.969

応力 σ_u /降伏時の応力 σ_y と短柱の部材長と直径の比 L/D の関係を示したものである。図及び表より R_t ごとにその最小終局強度とそのときの最小部材長(セグメント長) L_s が求まることが分かる。この最小セグメント長 L_s と直径 D の比を最小セグメント長比とし、径厚比パラメータ R_t との関係と求めると図8のようになる。径厚比パラメータ R_t が増加するに伴い、最小セグメント比 L_s/D が減少していくことがわかる。この関係を定式化すると次式が得られる。

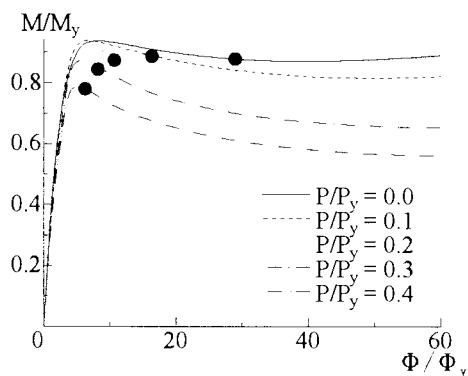


図 10 M/M_y - Φ/Φ_y の関係および終局点 ($R_t=0.2$)

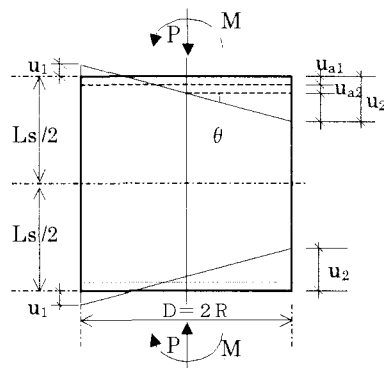


図 11 圧縮と曲げを受ける部材の変位と回転角の関係

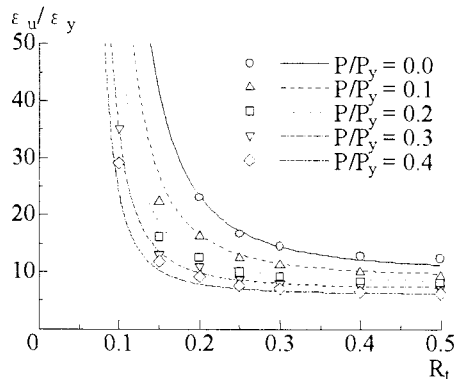


図 12 終局ひずみ $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ と R_t と P/P_y の関係

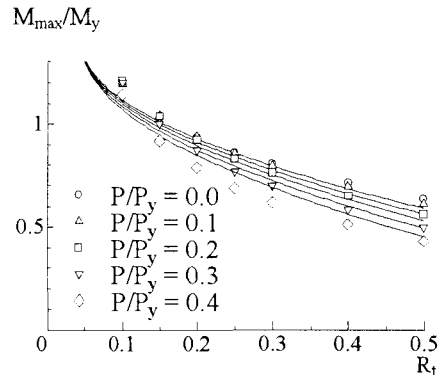


図 13 最大強度 M_{max}/M_y と R_t と P/P_y の関係

$$\frac{L_s}{D} = 0.0415 + \frac{0.0086}{R_t^{0.97}} \quad (8)$$

図 9 は純軸圧縮力の終局時のひずみ ε_u と降伏時の R_t の関係を示したものである。終局時のひずみ ε_u は強度が最大強度の 95% まで低下した点を終局点と定義した。図より、 $R_t=0.10$ 以下になると短柱の終局時のひずみは R_t の値に大きく影響を受けることがわかる。

(4) 軸圧縮力と曲げを受ける短柱解析

軸圧縮力と曲げを受ける十字型補剛円形断面材の解析では、一定軸圧縮荷重 P の下で、漸増曲げモーメント M を十字壁の 45 度方向に載荷作用させた(図 1 参照)。解析は、径厚比 R_t が 0.10~0.5 までの 7 ケースについて、軸力比 P/P_y が 0.0~0.4 の範囲で行った。なお、載荷方法は簡便性を考慮して短柱上部に剛板を載せ、その中心に一定荷重と曲げモーメントを作用するという方法をとった。この載荷方法の妥当性については、文献 15) で確かめられている。

解析モデルの径厚比パラメータ R_t を 0.1~0.5 の間で変化させ、円管の板厚 t は 4.5mm とした。解析モデルのパラメータと具体的な寸法は表 2 に示した。

図 10 は、 $R_t=0.2$ モデルについて解析より得られた曲げモーメント M を降伏曲げモーメント M_y で無次元化した M/M_y と、対応する曲率 Φ を降伏時の曲率 Φ_y で除した Φ/Φ_y との関係を一例として示したものである。図より軸力比が大きくなると最大強度が減少し、最大強度後の劣化が顕著であることが分かった。

表 2 圧縮と曲げを受ける短柱解析モデル緒元

R_t	L_s/D	t (mm)	t_s (mm)	R (mm)	L_s (mm)
0.10	0.12	4.5	5.5	239	57.36
0.15	0.10	4.5	8.0	358	71.60
0.20	0.08	4.5	11.0	477	76.32
0.25	0.075	4.5	13.5	597	89.55
0.30	0.069	4.5	15.9	716	98.81
0.40	0.062	4.5	21.0	955	118.42
0.50	0.058	4.5	26.5	1194	138.50

なお、最大強度点から強度が 5% 低下した 95% 強度点(終局強度)に対応する曲率を短柱の終局曲率と定義し、さらにそのとき軸圧縮力による軸ひずみと曲げモーメントによる中立軸の移動によって生じた軸ひずみを考慮して圧縮側最外縁のひずみを短柱終局ひずみと定義した。このように終局強度を 95% 強度点とした理由は、動的荷重の場合は静的荷重と異なり、荷重-変位曲線のピークが必ずしも構造物の限界状態ではないこと、5% の間で変形が大きく伸び、変形能を大きくすることが可能となる⁷⁾。

以上の結果より、図 11 に示すように軸圧縮力と曲げを受ける短柱において、圧縮側最外縁のひずみ ε と回転角 θ とおよび最小セグメント L_s の関係を用いるとひずみが式(9)のように表せる。

$$\varepsilon = \varepsilon_{a1} + \varepsilon_{a2} + \frac{D}{2} \phi = \frac{u_{a1} + u_{a2} + \frac{D}{2} \theta}{L_s} = \frac{\Delta L}{L_s} \quad (9)$$

表3 十字型補剛橋脚寸法とパラメータ諸元及び解析結果

モデル名	円管			十字型補剛材			$\bar{\lambda}$	R_t	H_y (KN)	δ_y (mm)	$H_{0.95}/H_y$	$\delta_{0.95}/\delta_y$	H_s/H_y	δ_s/δ_y
	R	L	t	t_0	L_0	L_0/L								
In7430	180	1750	4.5	4.0	577.5	0.33	0.30	0.074	59496	5.8	1.656	4.050	1.517	4.247
In8315	200	942		6.0	329.5	0.35	0.15	0.083	147699	1.54	1.670	5.200	1.740	4.000
In8322	200	1442		6.0	504.5	0.35	0.22		96468	3.61	1.679	4.740	1.660	4.500
In8330	200	1942		6.0	679.5	0.35	0.30		71624	6.55	1.616	4.200	1.701	4.000
In8338	200	2442		6.0	854.5	0.35	0.38		56956	10.36	1.630	4.050	1.716	4.000
In9530	230	2250		4.5	787.5	0.40	0.30	0.095	77749	7.52	1.691	4.100	1.780	4.000
In11630	280	2750		6.4	1237.5	0.45		0.116	101734	9.16	1.667	4.200	1.720	3.000
In14630	350	3400		7.6	1700.0	0.50		0.146	134878	11.14	1.650	3.496	1.705	2.500

ここに、 ε_{a1}, u_{a1} : 軸力によって生じたひずみと変位、 ε_{a2} と u_{a2} : 中立軸移動によって生じたひずみと変位、 u_1 と u_2 : 最外縁の変位。

図12は、終局時のひずみ ε_u を降伏時のひずみ ε_y で除した $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ と径厚比パラメータ R_t および軸力比 P/P_y の関係を示した。径厚比パラメータ R_t が 0.2 より大きい場合終局時のひずみに対する影響は小さいが、0.2 より小さくなると終局時のひずみに対する影響が大きくなることが分かる。一方、軸力比が漸増するに伴い、終局時のひずみ値が減少していくことも分かった。

なお、最大強度については単調載荷と繰返し載荷で大きな差はないが 95%強度点に対する変形については、累積塑性ひずみ等の影響により、両載荷パターンの結果は多少異なることが良く知られている¹⁶⁾。これらのことと単調載荷の解析結果に基づき、20 ε_y を超えないように、終局時のひずみ ε_u の算定式を次式で表した。

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.22 \left(1 + 0.05 \frac{P}{P_y} \right)}{(R_t - 0.045)^{2.2} \left(1 + \frac{P}{P_y} \right)^6} + 10 \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \leq 20 \quad (10)$$

$$\left(0.045 \leq R_t \leq 0.50, \quad 0.0 \leq \frac{P}{P_y} \leq 0.4 \right)$$

図13は、十字型補剛壁を有する円形断面短柱の最大時の曲げモーメント M_{max}/M_y と R_t の関係を示したものである。図より R_t が増加するにつれて曲げモーメントが大きく低下していくことが分かる。しかし、軸力比の影響は顕著ではない。この関係を定式化したものが次式である。

$$\frac{M_{max}}{M_y} = 1.4 - 1.2 \sqrt{R_t - 0.045} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right) \quad (11)$$

$$\left(0.045 \leq R_t \leq 0.50, \quad 0.0 \leq \frac{P}{P_y} \leq 0.4 \right)$$

3. 橋脚の繰返し載荷解析

(1) 十字型補剛壁高さについて

十字型補剛壁を有する円形鋼製橋脚は、図12に示すように、板を十字型に組んで所定の高さまで配置する。図の示すような荷重を受ける時、局部座屈が生じるのは、曲げモーメントが最大となる基部部分か、十字型補剛壁

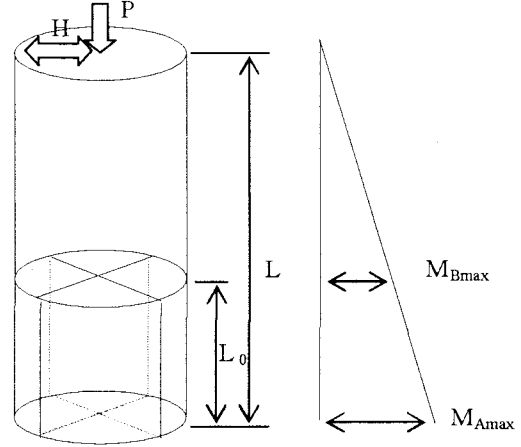


図14 十字型補剛壁を有する橋脚と曲げモーメント分布

が無くなるすぐ上の部分である。その両部分が同時に最大曲げモーメントに達する時の高さを十字型補剛壁の高さ L_0 (図14) とし、次式で求めた。

$$\frac{L_0}{L} = 1 - \frac{M_{Bmax}}{M_{Amax}} \quad (12)$$

ここに、 M_{Amax} : 十字型補剛した基部部分の最大曲げモーメントで式(11)で与えられる。 M_{Bmax} は十字型補剛が無くなる部分の最大曲げモーメントであり、中空円形断面の完全塑性曲げモーメントを M_p とすると、次式により求められる¹³⁾。

$$\frac{M_{Bmax}}{M_p} = 1 - 0.43 \sqrt{R_t - 0.03} \left(1 + \frac{P}{P_y} \right)^{2.9} \quad (13)$$

(2) 繰返し解析モデル

終局時のひずみの提案式(10)の妥当性を検討するために、十字型補剛円形橋脚モデルに一定の軸圧縮荷重の基での繰返し水平荷重を作用させる FEM 解析を行った。解析モデルの具体的な寸法とパラメータ諸元および解析結果を表3に示す。表中の十字型補剛壁の高さ L_0 は式(12)により、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は式(14)で求めた。なお、モデル名の数字で、最初の2ないし3桁は径厚比パラメータ R_t の値を、次の2桁が細長比パラメータを表している。

$$\bar{\lambda} = \frac{2L}{\pi r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (14)$$

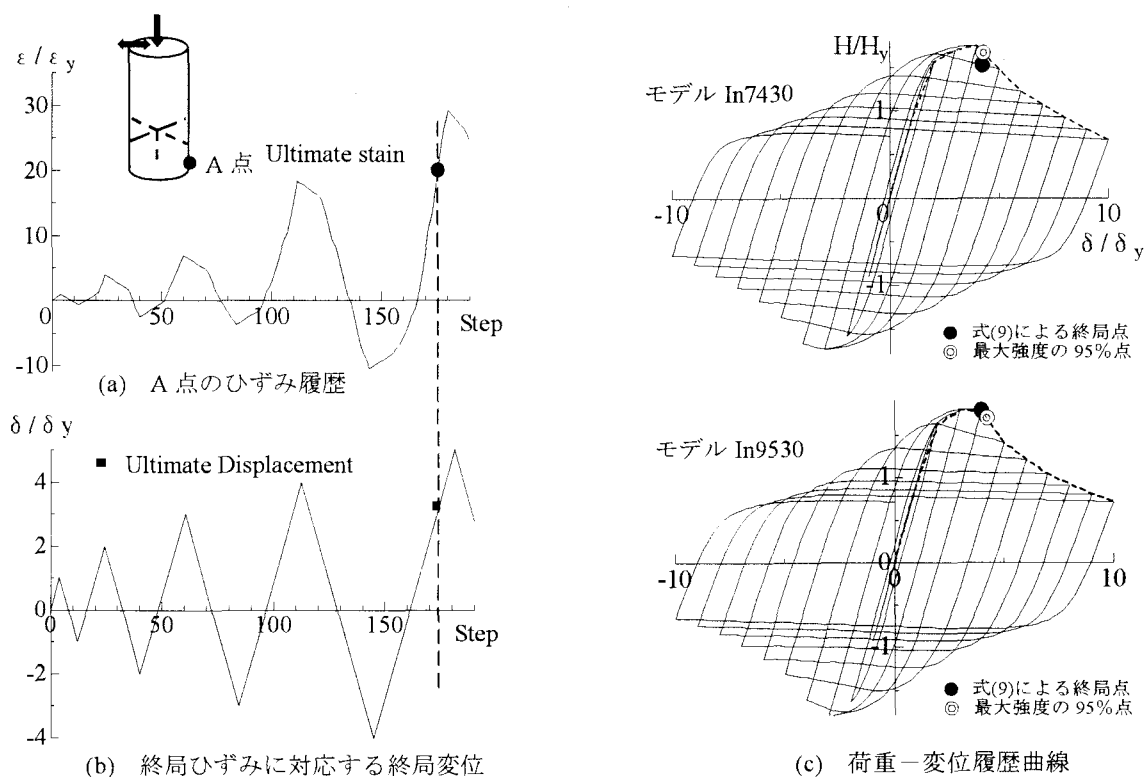


図 15 終局ひずみによる評価と包絡線による評価

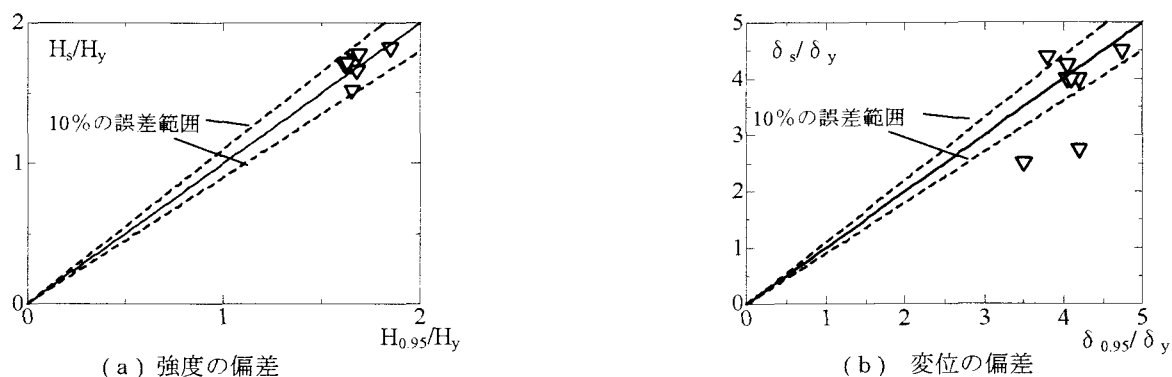


図 16 提案式による終局状態と 95% 強度点での終局状態の比較

ここに、 t : 板厚、 σ_y : 降伏応力度、 E : 弾性係数、 ν : ポアソン比、 L : 供試体高さ、 r : 断面 2 次半径

境界条件は基部を完全固定し、一定軸圧縮力 $P=0.15P_y$ の下で、水平荷重を十字壁の 45 度方向に正負交番作用させた。使用した鋼材の材料特性は短柱解析の鋼材と同じとし、初期不整の影響は小さいので考慮しなかった。

(3) 解析結果と終局状態の検討

図 15 は式(10)による終局状態とした点と包絡線の最大強度の 95% まで低下した点の比較を試みた結果を示したものである。図 15(a) は最初に終局状態に達した A 点のひずみ履歴図で、横軸に荷重ステップ数、縦軸には $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ を示す。図 15(b) は終局ひずみに達した橋脚の終局変位を示したものである。また、図 15(c) は水平荷重-水平変位履歴曲線である。図中の●点は提案式(10)と終局変位から決まった終局点であり、◎点は水平荷重-水平変位包絡線から求まる最大強度の 95% まで低下し

た点である。図から分かるように、モデル In9530 の場合、提案式による終局点は、包絡線による 95% 強度点(終局点)と良く一致し、モデル In7430 では若干の誤差が生じた。これは、終局ひずみによる変位を基準として終局状態と包絡線による強度から求めた終局状態の差である。しかし、その差は微小なものでありよく対応していることが分かる。

図 16 は全モデルの解析結果を示したもので、上で述べた両方法による終局状態を比較したものである。図 16(a) は提案した終局ひずみに基づく終局強度 H_s と 95% 強度点 $H_{0.95}$ の比較、(b) では提案した終局ひずみによる終局変位 δ_s と 95% 強度点に対応する変位 $\delta_{0.95}$ の比較を示す。また、それぞれの値は降伏荷重 H_y 、降伏変位 δ_y で除して無次元化した。図からわかるように、終局強度 H_s に関しては、誤差 $\pm 10\%$ 範囲内に収まっているが、終局変位 δ_s については幾つか誤差が大きいものが見受け

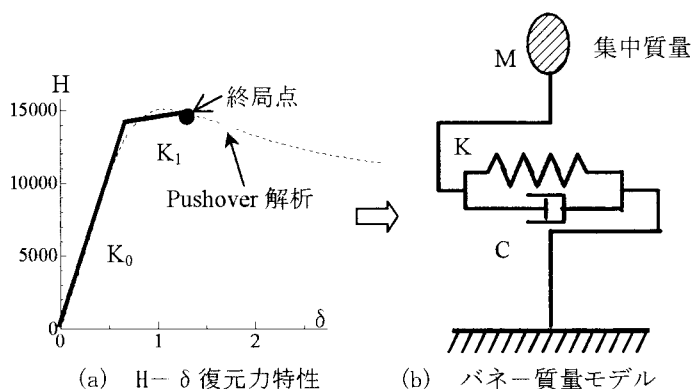


図 17 静的/動的解析併用法モデル

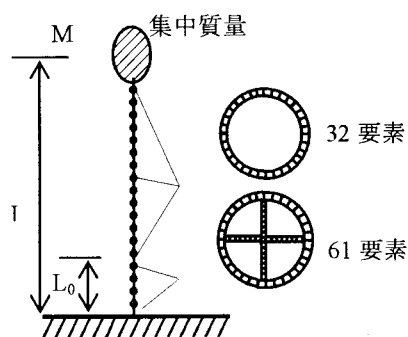


図 18 ファイバー要素モデル

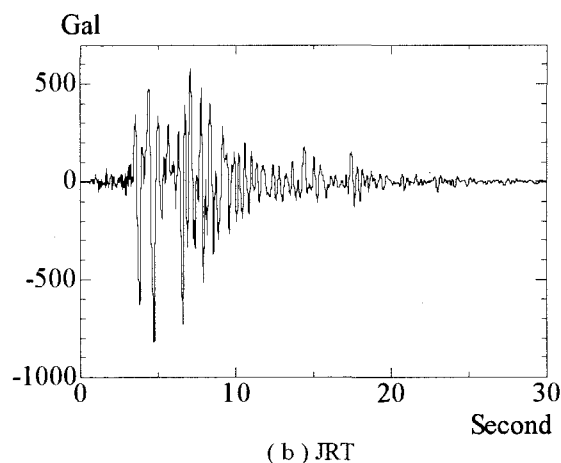
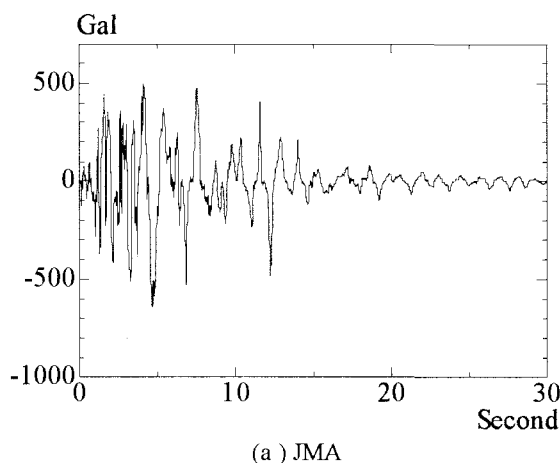


図 19 入力地震波

られた。これは最も危険な断面を含む部材のセグメントが過度の局部座屈、塑性化などにより変形能を失った時、すなわち回転容量を越えた時構造物は破壊すると仮定している。断面が比較的厚肉で変形能は十分あるものの、構造がスレンダーでしかも鉛直荷重が大きい橋脚の場合には、断面が変形能を失う前にP- Δ 効果により荷重降下が生ずる場合があるためだと考えられる。

4. 静的/動的解析照査法と動的解析照査法の検討

静的/動的解析併用照査法の手順は次のような流れである。①Pushover 解析により構造の復元力特性を求め、限界ひずみに基づいたひずみ照査により終局変位を推定する。②得られた復元力特性に対して、終局点までの吸収エネルギーが等価となるようにバイリニア特性として近似する。③バイリニア復元力特性を有する1質点系のバネ-質量モデルを作成し、動的地震応答解析を行う。④最大応答変位と上記①の終局変位を比較し、地震応答の照査を動的に行う。

一方、動的解析耐震性能照査法にはファイバー要素を用いて動的解析を行い、基部最小セグメントの最大となる平均応答ひずみ(文献3では平均圧縮ひずみ)と終局時のひずみを比較して、耐震性能を照査することにした。両耐震性能照査法を比較するために、動的解析照査法で

表 4 バイリニアバネ-質量モデル設定パラメータ

モデル名	K_0 (KN/mm)	K_1/K_0	Δy (mm)	M (Kg)
In8330	9.49	0.0122	11.13	20100
In9530	9.67	0.0027	13.52	23200
In7430	10.91	0.0069	20.05	35400

照査する場合、基部最小セグメントの最大となる平均応答ひずみが終局時のひずみに達した変位を終局変位として推定した。

(1) 解析モデル

静的/動的解析併用法による性能照査法を適用するために、図 17(a)に示すように H- δ 復元力特性を求める。そして、3 で検討した方法で終局点を求め、吸収エネルギーが等価となるようなバイリニア復元力バネ-質量モデルを図 17(b)のように作成した。復元力バネ-質量モデル作成に用いた各種パラメータを表 4 示す。

動的解析照査の場合にはファイバー要素を用い、動的解析を行った。このファイバー要素は、三次元ファイバー要素を用い、鋼材の応力-ひずみをバイリニアにして二次剛性を 1/100 初期剛性に設定した。ファイバー要素は図 18 に示すように一つのファイバー要素の長さを最小セグメント長に設定し、断面の分割数は基部付近に 61、十字補剛壁がなくなる部分に 32 とした。

動的解析において使用した入力地震波は図 19 に示すが、兵庫県南部地震で観測された地震波のうち、I 種地

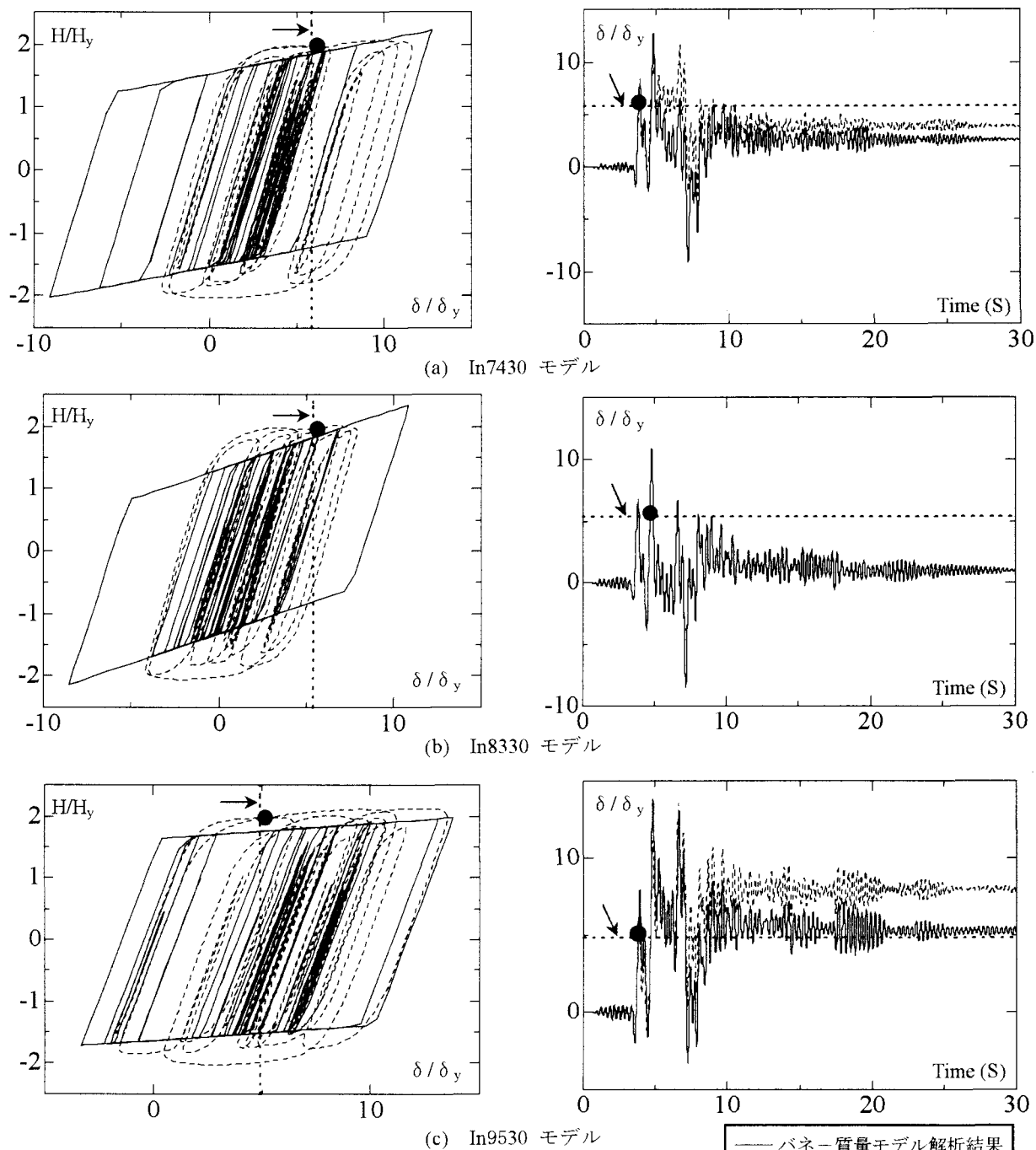


図20 地震波応答解析結果と耐震照査結果との比較 (JMA 地震波)

盤用として神戸海洋気象台 (JMA) 観測された N-S 成分, II 種地盤用として JR 鷹取警報地震計 (JRT) で観測された N-S 成分を用いた. データ間隔は 0.01sec, 最大加速度は 686.831gal である. また, 部材要素の減衰係数 h はレーリー型減衰法の使用も考慮して 0.02 と仮定した. 地震により破壊に至る状況が再現できるよう考え, 特に入力地震波は 1.0~1.2 倍に拡大して用いた. 解析ソフトは TDAPⅢを用いた¹⁷⁾.

(2) 解析結果および考察

図20は, 神戸海洋気象台 (JMA) で観測された N-S 成分を入力した場合の解析応答値結果であり, 図21は, JR 鷹

取警報地震計 (JRT) で観測された N-S 成分を入力した場合の応答値結果である. 図中の実線は静的/動的解析併用法に基づく1質点系バネー質量モデルの結果を, 破線は動的耐震照査法に基づくファイバー要素モデルの結果を示す. また, 点線は式(10)と橋脚の Pushover 解析により算定した終局変位を示す. さらに, 図中の矢印は静的/動的解析併用法において終局変位に達した点を示し, ●印は動的解析耐震照査法において限界ひずみに達した点を示す. これらの結果を比較してみると, JMA 地震を受ける In8330 モデルを除いて両耐震性能照査法における終局変位の推定結果はよく対応していることが

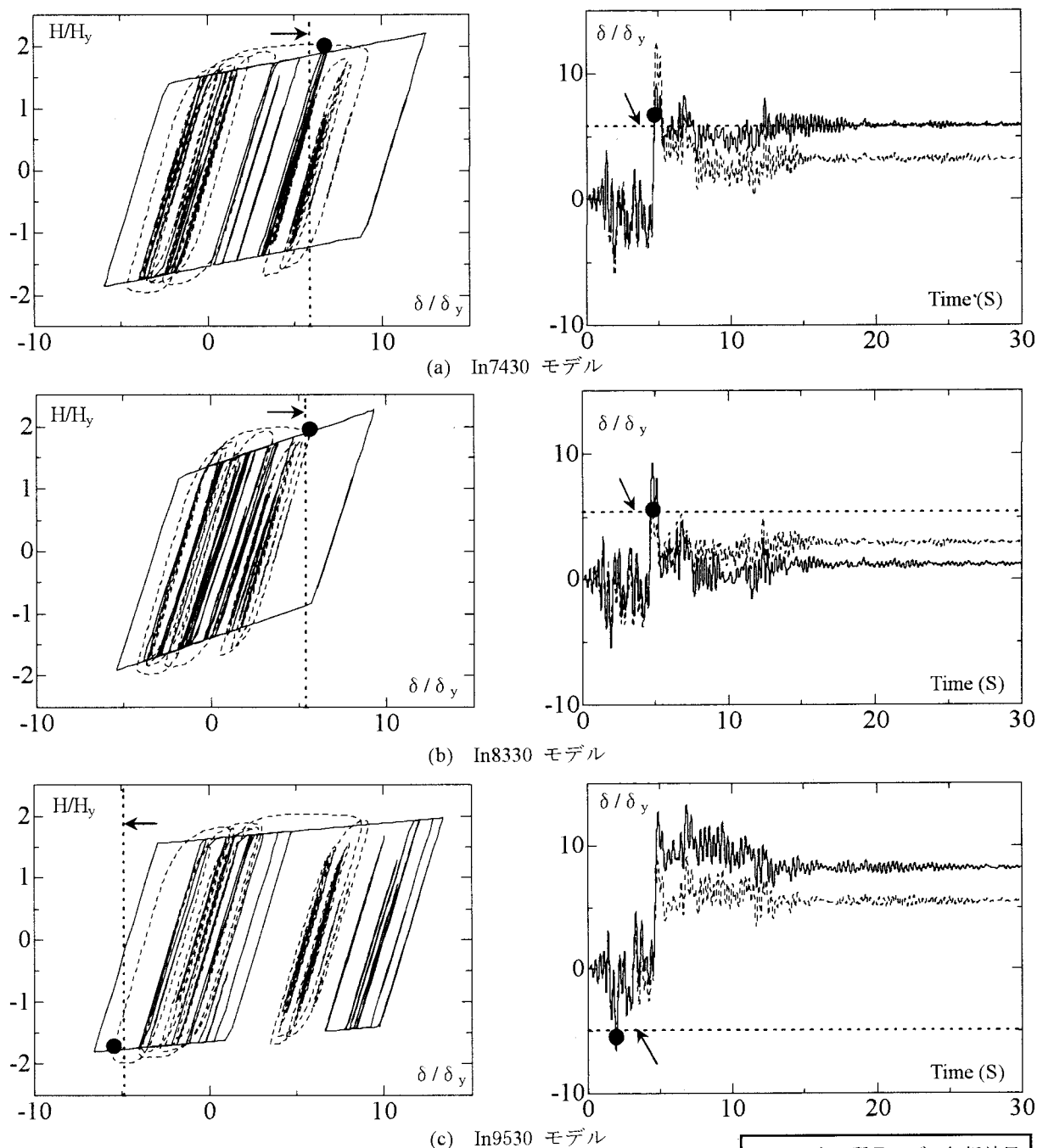


図 21 地震波応答解析結果と耐震照査結果との比較 (JRT 地震波)

わかる。式(10)により定義した十字型補剛橋脚の終局ひずみに基づいて推定した終局変位を用いて照査する静的/動的解析併用法の妥当性が確認できた。なお、静的/動的解析併用する耐震性能照査法が動的解析耐震性能照査法より安全側に評価する傾向があるとこがわかった。

一方、図より、1 質点系バネ-質量モデル解析応答結果とファイバー要素解析応答結果との残留変位の差が大きいことが分かる。これは、1 質点系バネ-質量モデルにおいて復元力特性をバイリニアと近似したことが影響したためと考えられる。

5. まとめ

本研究では、終局ひずみを用いた十字型補剛壁円形鋼製橋脚の耐震性能照査法について検討を行った。今回得られた知見をまとめると次の通りである

- 1) 純軸圧縮力及び軸圧縮力と曲げを同時に受ける短柱部材の FEM 解析を行い、最小セグメント長を求めた上で十字型補剛円形断面鋼製橋脚の終局時のひずみの算定式を提案した。
- 2) 十字型補剛円形鋼製橋脚の繰返し解析を行い、終局

時のひずみによる終局変位を終局状態とする妥当性が確認された。

- 3) 十字型補剛円形鋼製橋脚を 1 質点系バネ-質量モデルとファイバー要素モデル化し、動的解析を行った。提案した終局ひずみを用い、静的/動的解析照査法と動的解析照査法が比較的良好に対応していることが確かめられた。

参考資料：

- 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・鋼構造委員会・鋼構造の耐震検討小委員会日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造研究特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化，2000。
- 3) 宇佐美勉，織田博孝：鋼構造の耐震解析法および耐震照査法に関する研究展望．土木学会論文集，No. 668/I-54，1-16，2001。
- 4) 日本鋼構造協会・鋼橋の性能照査型耐震設計検討委員会：土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策．2003。
- 5) 鄭沂，葛漢彬，宇佐美勉：鋼構造物の強度と変形能の統一的評価法．第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，25-32，2001。
- 6) 森下邦宏，宇佐美勉，阪野崇人，葛西昭：鋼製橋脚の動的耐震照査法に関する検討．土木学会論文集，No. 710/I-60，181-190，2002。
- 7) 森下邦宏，宇佐美勉，阪野崇人，高橋昌利：鋼構造物の動的耐震照査法に関する解析的検討．構造工学論文集，Vol. 48A，779-788，2002. 3。

- 8) 葛漢彬，河野豪，宇佐美勉：圧縮と曲げを受ける鋼部材セグメントの終局ひずみと鋼アーチ橋の動的耐震照査への応用．構造工学論文集，Vol. 50A，1479-1488，2004. 3。
- 9) Yamao, T., Iwatsubo, K., Itoh, M. and Matsumura S., “*Experimental Study on Ductility and Seismic Behavior of Steel Tubular Bridge Piers under Cyclic Loading*”, PSSC, Beijing, China, 502-507, 2001.
- 10) 松村新也，山尾敏孝，平八重真嗣，津曲志郎，王占飛：十字型補剛壁を有する鋼製円形橋脚の繰返し挙動特性．応用力学論文集，Vol. 6，623-632，2003。
- 11) Toshitaka Yamao, Wang Zhanfei and Shinya Matsumura. “*Ductility and Ultimate Strength of Steel Tubular Bridge Piers*”, PSSC, California, USA., 2004.
- 12) MARC K7:Users Manual Volume A-E, 2001.
- 13) Shengbin Gao, Tsutomu Usami, Hanbin Ge : *Ductility Of Steel Short Cylinders In Compression And Bending*, Journal of Engineering Mechanics/ February 176-183, 1998.
- 14) 土木学会(福本嘯士)：座屈設計ガイドライン，技報堂，1987 年。
- 15) 原田秀則，山尾敏孝，村本裕樹：高軸力下の補剛箱形断面部材の曲げ繰返し解析に関する研究．構造工学論文集，Vol. 48A，119-128，2002. 3。
- 16) 鈴木森明昌，宇佐美勉，竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No. 507/I-30，99-108，1995。
- 17) 日本 TDAPⅢ(1998), *Ver2.00 User Manual*.

(2004 年 9 月 17 日受付)