

鋼製橋脚の終局変位の算定方法に関する検討

運上 茂樹*, 寺山 徹**

*工博 建設省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室 (〒 305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

**工修 首都高速道路公団神奈川建設局調査課 (〒 231-0016 神奈川県横浜市中区真砂町 2-25)

鋼製橋脚の非線形域の挙動を考慮して大地震に対する耐震設計を行う場合には、鋼製橋脚の非線形履歴特性とともに、終局状態を適切に与えること最も基本となる。鋼製橋脚の終局変位の算定法については、塑性率と鋼製橋脚のパラメータとの関係を求める方法、終局状態と応力やひずみとの関係を求める方法など、各種の方法が提案されつつある。本文では、鋼製部材で構成される全体構造系の非線形解析や動的解析への適用を考慮し、鋼製部材の曲げモーメント～曲率関係を基本とし、塑性ヒンジ領域と終局ひずみを仮定した矩形断面鋼製橋脚の終局変位の算定方法について検討した結果を報告するものである。合計 17 体の鋼製橋脚模型の実験結果をもとに、鋼製橋脚の各種パラメータと終局ひずみとの関係を検討するとともに、実験から得られた終局変位と算定式から求めた終局変位を比較検討した。

Key Word : Steel column, Seismic design, Ultimate displacement, Ultimate strain, Plastic hinge

1. はじめに

平成7年1月兵庫県南部地震による鋼製橋脚の被害の経験を踏まえ、鋼製橋脚の非線形域における動的耐力や変形性能について、各方面で模型供試体を使った正負交番載荷実験や解析的研究が行われ、研究成果が蓄積されつつある。鋼製橋脚の非線形域の挙動を考慮して大地震に対する耐震設計を行う場合には、鋼製橋脚の非線形履歴特性とともに終局状態を適切に与えること最も基本となる。鋼製橋脚の終局変位の算定法については、塑性率と鋼製橋脚のパラメータとの関係を求める方法、終局状態と応力やひずみとの関係を求める方法など、各種の方法が提案されつつある¹⁾。しかしながら、鋼製部材で構成される全体構造系の非線形解析や動的解析に活用可能な実務的な履歴モデルとしては必ずしも確立されていないと考えられる。

このため、本研究では構造全体系の非線形解析や動的解析を行う際の実務設計として使いやすい曲げモーメント～曲率 ($M-\phi$) 関係あるいは曲げモーメント～回転角 ($M-\theta$) 関係を基本とし、塑性ヒンジ部分のモデル化として、塑性ヒンジ領域と終局ひずみを用いた矩形断面鋼製橋脚の終局変位の算定方法について検討した。合計 17 体の鋼製橋脚模型の実験結果をもとに、鋼製橋脚の各種パラメータと終局ひずみとの関係を検討するとともに、実験から得られた終局変位と算定式から求めた終局変位を比較検討した。

解析対象とした実験データとしては、土木研究所等により行われた矩形断面の鋼製橋脚の正負交番繰返載荷実験²⁾の中から、補強供試体などを除き今回の解析目的に合致する供試体 17 体を抽出し、実験で得られた水平荷

重～水平変位関係から動的耐力及び変形性能に影響を与えるパラメータを分析した。

変形性能の解析方法としては、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能の解析方法と同様に平面保持を仮定して断面の $M-\phi$ 関係を算出し、さらに終局状態では橋脚基部にある領域で損傷が生じるという塑性ヒンジを設定する手法を用いた³⁾。

2. 終局変位の算定方法

基部固定で上部構造重心位置で水平力の作用を受ける 1 本柱形式の鋼製橋脚の水平荷重～水平変位の骨格曲線を、図-1 に示すように原点、降伏状態、終局状態を結ぶバイリニア型にモデル化した。このため、モデルを構築するときに必要とされるパラメータは、降伏変位 δ_y 、降伏荷重 P_y 、終局変位 δ_u 、終局荷重 P_u となる。

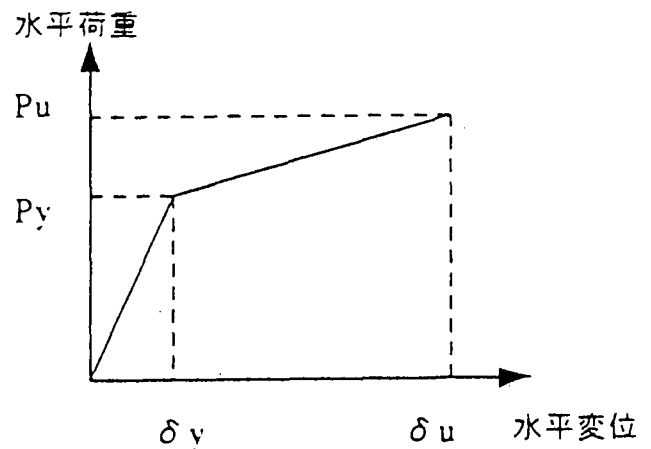


図-1 水平荷重～水平変位の骨格曲線のモデル化

なお、本研究では、終局状態は、繰返し载荷において水平荷重が最大に達したときと仮定した。終局点の定義方法には各種の考え方があり、変位の増加によって最大荷重に達し降伏荷重まで低下した時点、最大荷重の97%まで低下した時点など各種の考え方がある。ここでは、最大荷重を過ぎた時点で座屈等の変形が顕著に生じてくること、ひずみとして評価しているため平面保持が保たれている状態であること、終局点を理解しやすくすることを考慮して、水平荷重が最大荷重に達した時と設定して以下の解析を行った。ただし、これはあくまで定義上での問題であるので、終局点を他の定義と同様に解析を行うことも可能である。

次に、解析に用いる材料非線形性については、降伏点以降を勾配0とする完全バイリニアと仮定した。ひずみ硬化の影響等も考慮に入れるためにひずみ硬化モデルを用いることも可能であるが、ここでは簡単のために、完全弾塑性型とした。各断面の曲げモーメント-曲率関係は、図-2に示すように、降伏と終局を有するバイリニア型でモデル化した。

降伏状態と終局状態の断面内のひずみ分布としては、平面保持の仮定から、図-3に示すようになる。降伏時及び終局時ともにひずみ分布は直線分布となり、応力度は降伏時には弾性係数に比例した直線分布、終局時にはひずみ量に応じた応力度分布になる。

このような前提条件のもとでは、降伏変位 δ_y 及び降伏荷重 P_y は、弾性計算により次式により算出することができる。

$$\delta_y = P_y \cdot h^3 / 3EI \quad (1)$$

$$P_y = 2(\sigma_y - N/A) \cdot l / b h \quad (2)$$

ここで、

h : 橋脚基部から水平荷重作用位置までの距離

EI : 橋脚の曲げ剛性 (I : 断面二次モーメント)

σ_y : 降伏応力度

N : 軸力

A : 断面積

b : 断面幅

終局変位 δ_u については、図-4に示すように塑性ヒンジ領域を考慮して式(3)により、 P_u については式(4)によりそれぞれ算出した。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \quad (3)$$

$$P_u = (M_u - N \cdot \delta_u) / h \quad (4)$$

ここで、

ϕ_u : 断面の終局曲率

ϕ_y : 断面の降伏曲率

L_p : 塑性ヒンジ長

M_u : 断面の終局モーメント

式(3)に示すように、塑性ヒンジ領域においてはある一定の終局曲率 ϕ_u を有し、塑性ヒンジ領域の中心で回転性能を確保するという仮定から求められるものである。このため、終局変位を適切に求めるためには、終局

曲率 ϕ_u 及び塑性ヒンジ長 L_p を正しく与える必要がある。本来ならば、鋼製橋脚の破壊モードなどから塑性ヒンジ領域の大きさとその中のひずみ分布、終局曲率を独立に定める必要があるが、両者を独立に与える方法については必ずしも十分に明らかになっていない。両者は、相互に関係する量であるので、一方を決めるともう一方がその影響を受けることになる。このため、鋼製橋脚に適用する L_p として必ずしも明確な根拠があるわけではないが、終局状態においては基部周辺で損傷が生じ、この範囲はダイヤフラム間隔が影響するものと考え、ここでは、ダイヤフラム間隔の0.5倍と仮定した。なお、実際の損傷領域は、補剛材の剛度や細長比、降伏の発生領域など他の条件によっても大きく影響を受ける量であるので、これについてはさらに検討する必要があると考えられる。

終局曲率については、ここでは断面の最外縁の圧縮フランジ位置における圧縮ひずみを終局ひずみとし、このときの曲率を終局曲率とした。前述のように塑性ヒンジ領域では同一の曲率を有すると仮定しているため、終局ひずみについても同様に塑性ヒンジ領域では一定となる。

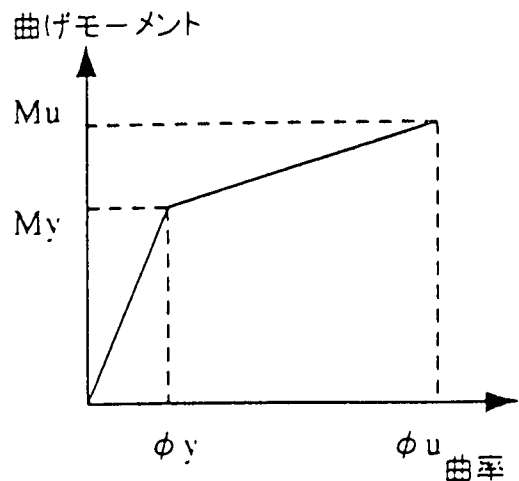


図-2 曲げモーメント-曲率関係のモデル化

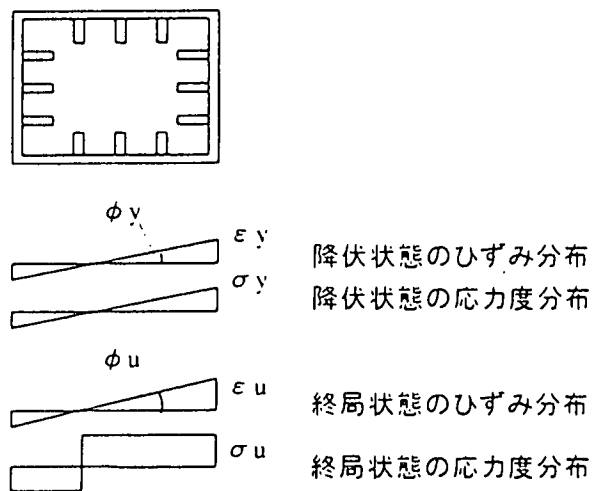


図-3 断面のひずみ分布と応力度分布

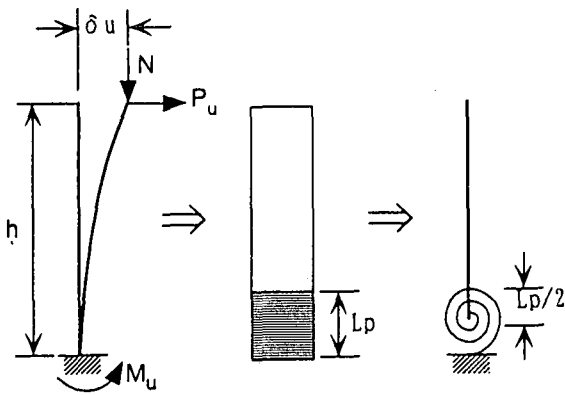


図-4 塑性ヒンジを考慮した鋼製橋脚のモデル化

3. 各種パラメータと終局ひずみの関係

3.1 解析対象とした鋼製橋脚

本研究で解析対象とした鋼製橋脚は、コンクリートを充填していない矩形断面を有する模型供試体である。表-1は、解析に用いた模型供試体の諸条件を示したものである。模型供試体の寸法条件としては、断面幅が50～90cm、載荷高さが3.3～6.0mであり、いずれもフランジと縦リブ、ダイヤフラムで構成される矩形断面鋼製橋脚であり、角補強などの補強構造等を付加した構造については解析には含めていない。実験時の作用軸力としては、断面の降伏耐力の約10%程度を作用させている。載荷実験では、降伏変位を基準変位として、載荷変位をこれの整数倍で増加させながら正負交番で載荷している。

なお、以下では、補剛材全体の幅厚比パラメータ R_f 、補剛材間の幅厚比パラメータ R_a 、補剛材の限界剛比 γ/γ_1^* 、補剛材の必要剛比 $\gamma/\gamma_{1.req}$ 、軸力比、細長比 λ などの記号を用いているが、これらの定義はいずれも道路橋示方書Ⅱ鋼橋編⁴⁾に定義されているパラメータを用いている。

3.2 終局ひずみと各種パラメータとの関係

実験結果から求められた終局変位 δu をもとに模型供試体の終局ひずみ ϵu と降伏ひずみ ϵy の比 $\epsilon u/\epsilon y$ (以下、終局ひずみ比という) を算出し、これと模型供試体の各種パラメータとの関係を検討した。終局ひずみ比は、次式により算出した。

$$\epsilon u = \phi u \cdot y_{cp} \quad (5)$$

$$\phi u = \phi y + (\delta u - \delta y) / \{L_p(h - L_p/2)\} \quad (6)$$

$$\phi y = My/EI = 3\delta y/h^2 \quad (7)$$

ここで、

ϕu : 終局曲率

y_{cp} : 中立軸からの圧縮縁までの距離

ϕy : 降伏曲率

降伏ひずみは、模型供試体の材料試験結果をもとに、次式により算出した。

$$\epsilon y = \sigma y/E \quad (8)$$

ここで、

σy : 降伏応力度

E : 弾性係数

表-2は、以上のようにして求めた終局ひずみ比、各種パラメータの値を示したものである。図-5～図-10は、それぞれ、補剛材全体の幅厚比パラメータ R_f 、補剛材間の幅厚比パラメータ R_a 、補剛材の限界剛比 γ/γ_1^* 、補剛材の必要剛比 $\gamma/\gamma_{1.req}$ 、軸力比、細長比 λ と終局ひずみ比 $\epsilon u/\epsilon y$ の関係を図化したものである。

これらによれば、以下のような点が指摘される。

- 1) 図-6によれば、終局ひずみ比と R_f は、逆比例関係がみられ、 R_f が大きいと終局ひずみ比は小さく、 R_f が小さいと終局ひずみ比は大きくなる。 R_f が概ね0.3よりも小さいと終局ひずみ比は顕著に大きくなる傾向を示している。 R_f が0.4程度よりも大きいと終局ひずみ比は5程度、 R_f が0.2～0.3では12～34程度の値となっている。一般には、幅厚比パラメータが小さい範囲では弾性座屈による耐力の低下によりじん性が小さく、幅厚比パラメータが小さくなると非弾性座屈の発生、さらに幅厚比パラメータが小さくなると座屈よりも鋼材の破断などによって終局状態が定まらなくなりじん性が向上するが、こうした破壊モードの変化も終局ひずみ比との関係に現れていることがわかる。なお、図中には後述する回帰式も併せて示している。
- 2) 図-7によれば、終局ひずみ比と幅厚比パラメータ R_a の関係では、 R_f と同様に逆比例関係があるように見ることができると R_f ほど明確ではない。
- 3) 図-8によれば、終局ひずみ比と剛比 γ/γ_1^* 、 $\gamma/\gamma_{1.req}$ には、比例関係が認められる。剛比が大きくなると終局ひずみ比が大きくなり、結果として終局変位が大きくなる傾向を有している。特に、終局ひずみ比と $\gamma/\gamma_{1.req}$ には、 R_f の場合と同様に良好な相関関係が認められる。なお、 R_f と $\gamma/\gamma_{1.req}$ のパラメータは相互に関係したパラメータとなっており、これらの関係を試算してみると、図-9に示すように非常によい関係が求められる。このため、終局ひずみ比を説明する上で同様の良好な相関が得られたものである。なお、図-8中には後述する回帰式による結果も併せて示している。
- 4) 図-10及び図-11によれば、細長比 λ 及び軸力比 N/N_y と終局ひずみ比の間には必ずしも明確な相関関係は認められない。

表-1 解析に用いた鋼製橋脚模型供試体

供試体番号	種類	断面積 A(cm ²)	断面2次 モーメント I(cm ⁴)	載荷点高さ h(cm)	断面高さ b(cm)	横リブ 間隔a(cm)	細長比 λ	軸力 (tf)	軸力比 (N/Ny)	幅厚比 RR	幅厚比 RF	降伏応力 σy(kgf/cm ²)
No.2	基本	378.4	480,500	340.3	90.0	90.0	0.26	182.0	12.5%	0.56	0.59	3,860
No.3	縦リブ増設	452.2	566,500	340.3	90.0	90.0	0.26	182.0	10.7%	0.28	0.45	3,750
No.18	基本、軸力増	378.4	480,500	342.3	90.0	90.0	0.26	291.0	19.7%	0.57	0.59	3,900
No.20	基本	378.4	480,500	342.3	90.0	90.0	0.27	196.0	12.5%	0.59	0.61	4,160
T1	基本	378.4	480,600	500.0	90.0	84.0	0.39	182.0	12.1%	0.50	0.56	3,980
M8	基本	387.2	499,509	358.3	90.0	90.0	0.26	185.9	13.4%	0.65	0.85	3,586
M18	横リブ増設	378.4	484,853	358.3	90.0	25.0	0.26	181.8	13.3%	0.44	0.22	3,613
KD-1	基本	378.4	484,853	330.3	90.0	50.0	0.25	182.0	12.7%	0.45	0.45	3,790
KD-2	パラメータ制限	436.0	540,713	330.3	90.0	50.0	0.26	182.0	10.9%	0.45	0.26	3,844
KD-3	コンパクト断面	419.0	359,690	330.3	75.0	50.0	0.30	182.0	11.8%	0.46	0.27	3,674
KD-5	軸力増	419.0	359,690	330.3	75.0	50.0	0.30	248.0	16.6%	0.45	0.27	3,570
KD-6	細長比up	282.7	154,411	330.3	60.0	40.0	0.39	123.0	10.9%	0.46	0.27	3,984
KD-7_1		256.4	115,213	330.3	54.6	36.4	0.42	92.0	9.4%	0.41	0.24	3,820
KD-10	補剛材入制限	467.4	366,612	330.3	72.0	36.0	0.30	224.0	14.8%	0.36	0.19	3,249
B1	基本	412.7	513,113	342.3	90.0	90.0	0.28	198.1	11.3%	0.59	0.49	4,230
H6	基本(横リブ増設)	386.0	380,313	600.0	81.8	37.0	0.55	131.0	7.9%	0.42	0.25	4,297
H8	剛比最適値の検討	386.0	380,313	600.0	81.8	64.0	0.55	131.0	7.9%	0.42	0.42	4,297

表-2 模型供試体の各種パラメータと終局ひずみの関係

供試体番号	種類	RF	γ _l /γ _{l*}	γ _l /γ _{l req}	P _u /P _y	L _p (cm) a/2	φ _γ (1/m)	φ _u (1/m)	ε _u	ε _u /ε _y
No.2	基本	0.5884	0.9136	0.914	1.47	45.0	3.575E-003	0.0142	0.0079	4.29
No.3	縦リブ増設	0.4539	0.3679	1.396	1.59	45.0	3.549E-003	0.0241	0.0135	7.57
No.18	基本、軸力増	0.5914	0.9136	0.914	1.33	45.0	3.303E-003	0.0107	0.0068	3.65
No.20	基本	0.6108	0.9136	0.914	1.23	45.0	3.866E-003	0.0158	0.0087	4.41
T1	基本	0.5595	1.0490	1.049	1.36	42.0	3.696E-003	0.0163	0.0090	4.75
M8	基本	0.8464	0.5491	0.549	1.15	45.0	2.991E-003	0.0113	0.0065	3.82
M18	横リブ補強	0.2192	4.3787	6.720	1.39	12.5	3.015E-003	0.0884	0.0486	28.24
KD-1	基本	0.4457	1.0057	1.479	1.41	25.0	3.504E-003	0.0331	0.0180	9.97
KD-2	パラメータ制限	0.2631	3.0036	4.403	1.47	25.0	3.636E-003	0.0457	0.0247	13.49
KD-3	コンパクト断面	0.2718	3.0541	4.211	1.46	25.0	4.115E-003	0.0459	0.0219	12.54
KD-5	軸力増	0.2679	3.0541	4.211	1.47	25.0	3.782E-003	0.0594	0.0296	17.40
KD-6	細長比up	0.2709	3.0699	4.650	1.44	20.0	5.653E-003	0.0886	0.0334	17.61
KD-7_1		0.2362	3.2109	6.090	1.57	18.2	6.034E-003	0.1517	0.0506	27.79
KD-10	補剛材入制限	0.1845	4.1214	9.529	1.68	18.0	3.664E-003	0.1096	0.0522	33.71
B1	基本	0.4906	1.4678	1.468	1.26	45.0	3.969E-003	0.0204	0.0110	5.46
H6	基本(横リブ増設)	0.2455	3.0667	5.833	1.43	18.5	4.708E-003	0.1210	0.0560	27.35
H8	剛比最適値の検討	0.4219	1.0051	1.879	1.26	32.0	4.708E-003	0.0416	0.0192	9.40

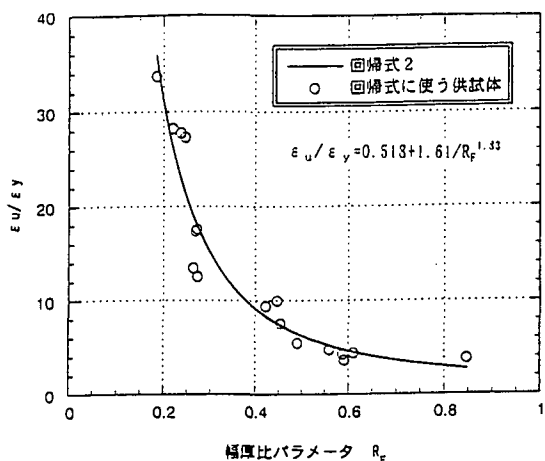


図-5 終局ひずみ比と幅厚比パラメータ R_f の関係

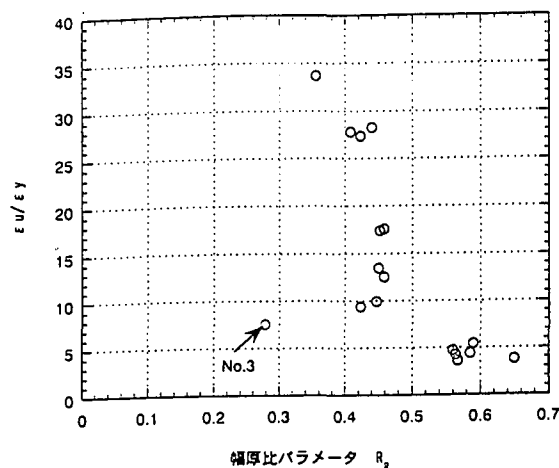


図-6 終局ひずみ比と幅厚比パラメータ R_r の関係

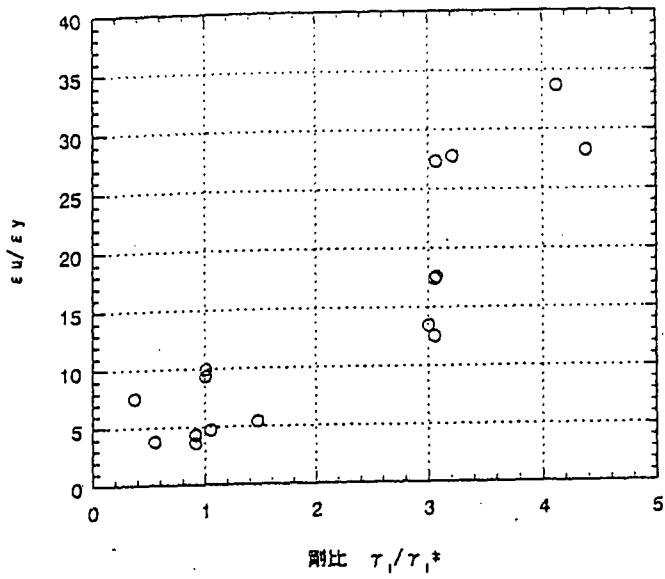


図-7 終局ひずみ比と剛比 γ/γ^* の関係

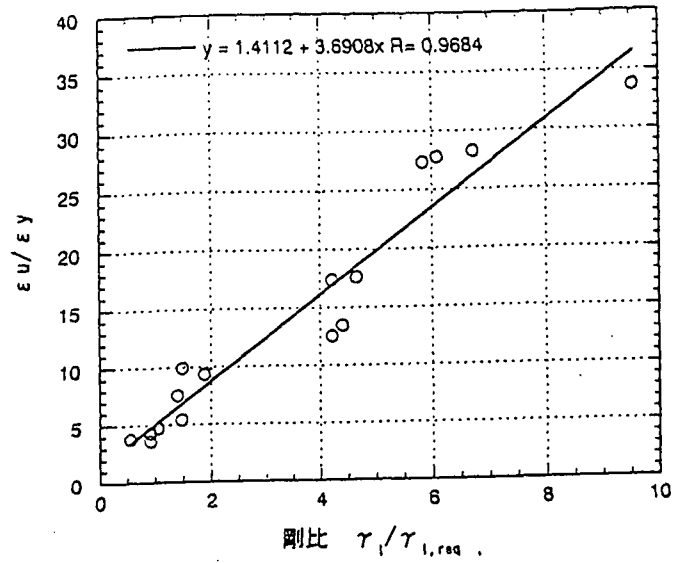


図-8 終局ひずみ比と剛比 $\gamma/\gamma_{l,req}$ の関係

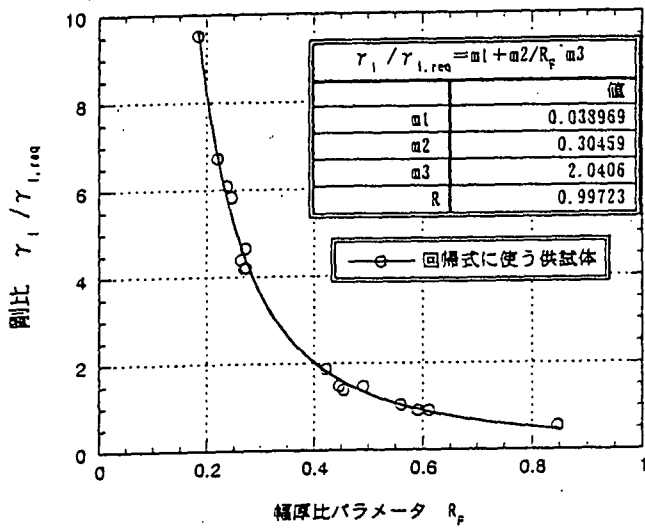


図-9 幅厚比 R_F と剛比 $\gamma/\gamma_{l,req}$ の関係

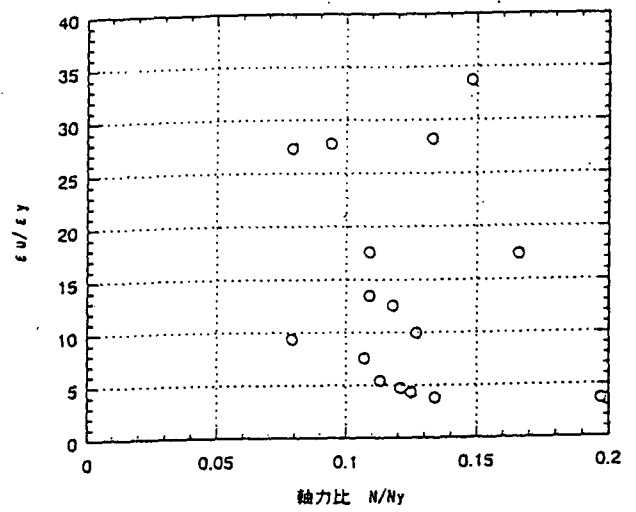


図-10 終局ひずみ比と軸力比の関係

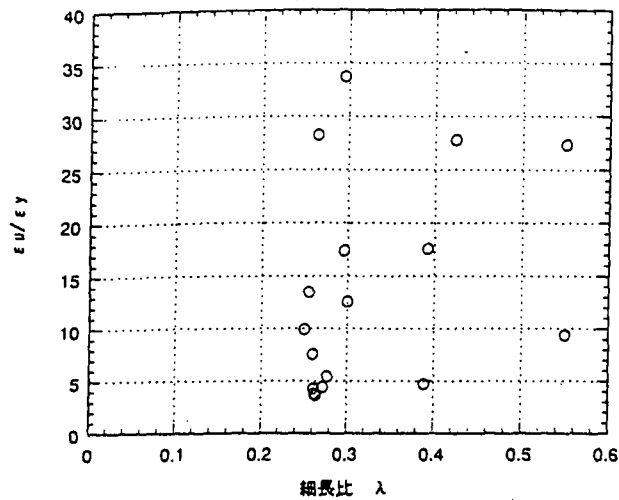


図-11 終局ひずみ比と細長比 λ の関係

3. 3 終局ひずみの推定式

上記3. 2の結果をもとに終局ひずみを設定するための実験式を求めた。上記に示したように終局ひずみ比と幅厚比パラメータ R_f もしくは剛比($\gamma l/\gamma l_{req}$)の間に良好な相関関係が認められることから、これらを基本に実験式を求めてみた。各種の式形状を検討したが最終的に、 R_f の場合には逆比例関係式を、 $\gamma l/\gamma l_{req}$ の場合は直線式をあてはめた。求められた回帰式は次式の通りである。いずれの回帰式も相関係数が0.95以上となり、相関関係は高い。

$$\varepsilon u/\varepsilon y = 0.518 + 1.610 / R_f^{1.83} \quad (9)$$

$$\varepsilon u/\varepsilon y = 1.41 + 3.69(\gamma l/\gamma l_{req}) \quad (10)$$

なお、式(9)において、 R_f のべき乗数は1.83であるので、これをさらに単純化するために R_f の二乗に逆比例する式を仮定すると次式が得られる。同様に相関係数は0.95以上で同様に相関が認められる。

$$\varepsilon u/\varepsilon y = 1.47 + 1.19 / R_f^2 \quad (11)$$

なお、いずれの回帰式も上記の実験データの範囲で求めたことに注意する必要がある。

3. 4 終局曲げモーメントと断面パラメータの関係

図-12は、各模型供試体の終局曲げモーメント M_u と全塑性曲げモーメントとの比率 M_u/M_p と幅厚比パラメータ R_f の関係を示したものである。 M_u/M_p の値は、平均値としては1.1であり、大部分の模型供試体では1よりも大きくなっている。 M_u/M_p の値が1よりも大きくなるのは、実際の鋼材の応力度-ひずみ関係にひずみ硬化が存在するためであり、実験における終局曲げモーメントは完全弾塑性型の応力度-ひずみ関係を用いて算出した全塑性曲げモーメントよりも大きくなる。

R_f の値が大きくなると補剛板の局部座屈等の影響により、終局曲げモーメント M_u は全塑性曲げモーメント M_p に達する前に耐力が低下し始めることになり、 M_u/M_p が1より小さくなっている。このような R_f と M_u/M_p の関係を最小二乗法により近似すると次式によ

うになる。

$$M_u/M_p = 1.30 - 0.461R_f \quad (13)$$

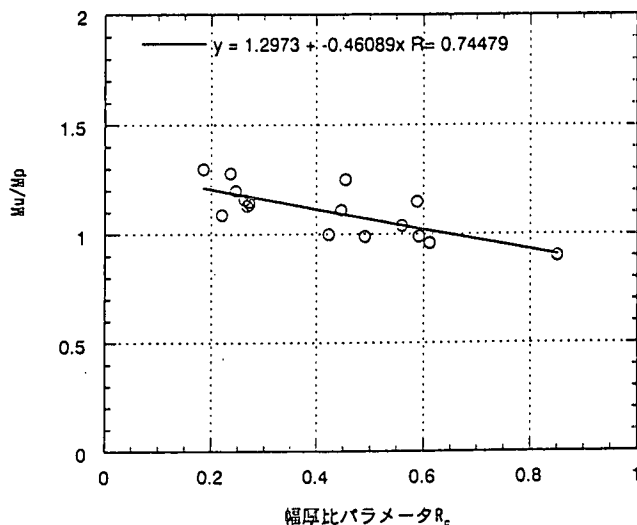


図-12 終局曲げモーメントと幅厚比パラメータ R_f の関係

4. 水平荷重-水平変位の骨格曲線の算出方法と実験結果との比較

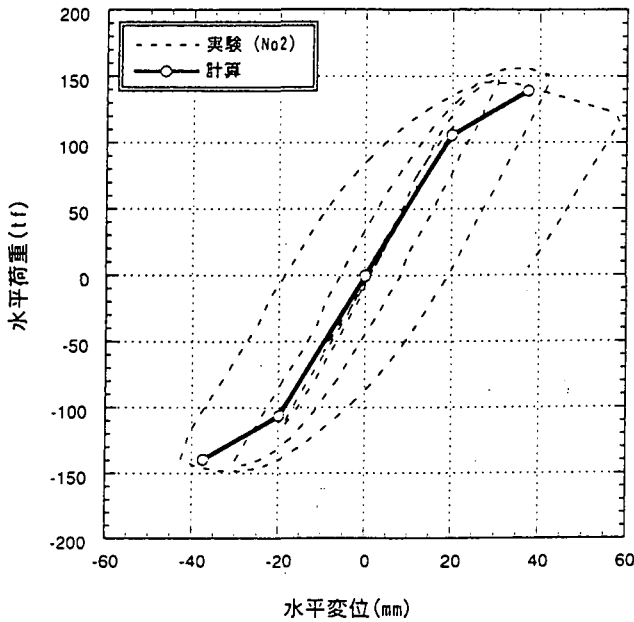
上記3. で求められた終局ひずみ比 $\varepsilon u/\varepsilon y$ と R_f の関係式(11)及び R_f と M_u/M_p の関係式(12)を用いて鋼製橋脚の水平荷重-水平変位関係を推定し、これと実験から求められた履歴曲線との比較を行った。

表-3は、推定結果と実験結果の比較を示したものである。これによれば、終局荷重については実験結果と推定値との比率が0.89～1.08の範囲、終局変位については実験結果と推定値との比率が0.78～1.16の範囲となっており、概ね実験値を再現できていると考えることができる。

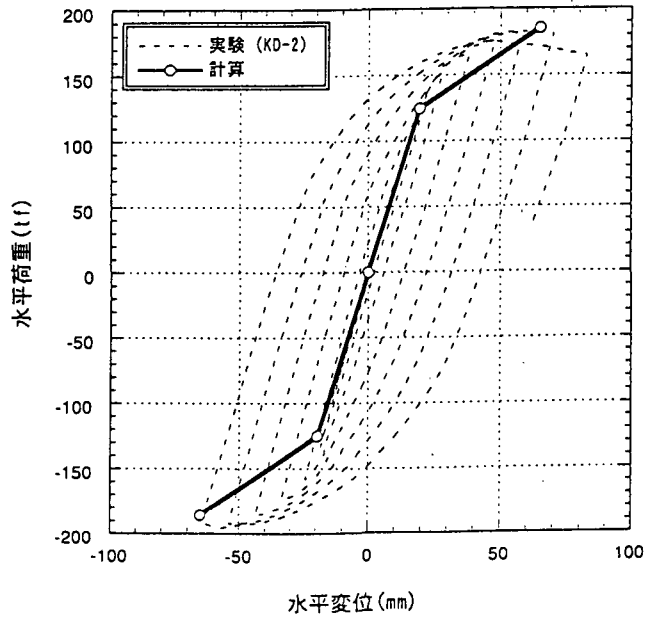
図-13は、実験結果と推定結果の比較の一例を示したものであり、概ねバイリニア型の骨格曲線のある程度の精度でモデル化できていると考えることができる。

表-3 骨格曲線に関する実験結果と解析結果の比較

供試体 番号	種類	種類	Lp(cm) a/2	実験値					計算値					比較		
				P_u (tf)	δu (mm)	δm (mm)	P_u/P_y	$\delta m/\delta y$	$\varepsilon u/\varepsilon y$	ϕu (1/m)	P_u tf	δu (mm) 補正	P_u/P_y	$\delta m/\delta y$	P_u/P_u 計/実	$\delta u/\delta u$ 計/実
No.2	基本	0.588	45.0	156.0	29.0	38.0	1.47	1.91	4.92	0.0143	139.4	37.1	1.31	1.87	0.89	0.98
No.3	縦リブ増設	0.454	45.0	197.0	43.0	54.0	1.59	2.62	7.27	0.0205	171.8	47.7	1.39	2.32	0.87	0.88
No.18	基本、軸力増	0.591	45.0	130.0	23.6	28.0	1.33	1.73	4.88	0.0115	134.7	29.3	1.38	1.81	1.04	1.05
No.20	基本	0.611	45.0	140.0	32.2	37.0	1.23	1.95	4.67	0.0147	147.7	35.7	1.30	1.88	1.06	0.96
T1	基本	0.560	42.0	98.6	56.3	68.0	1.32	1.71	5.28	0.0160	98.3	67.2	1.32	1.69	1.00	0.99
M8	基本	0.846	45.0	111.0	25.3	33.0	1.10	1.67	3.14	0.0073	111.7	27.1	1.11	1.37	1.01	0.82
M18	横リブ補強	0.219	12.5	131.3	50.5	57.0	1.33	3.20	26.33	0.0650	144.9	47.4	1.47	2.68	1.10	0.83
KD-1	基本	0.446	25.0	152.0	36.3	40.7	1.41	2.56	7.48	0.0217	150.5	31.6	1.39	1.99	0.99	0.78
KD-2	パラメータ制限	0.263	25.0	183.0	46.7	55.7	1.46	2.87	18.72	0.0567	185.7	64.6	1.49	3.33	1.01	1.16
KD-3	コンパクト断面	0.272	25.0	137.0	48.2	58.4	1.46	2.65	17.63	0.0569	140.1	67.4	1.49	3.06	1.02	1.15
KD-5	軸力増	0.268	25.0	127.0	57.9	64.3	1.47	3.55	18.10	0.0515	132.5	58.3	1.53	3.22	1.04	0.91
KD-6	細長比up	0.271	20.0	79.4	73.7	84.9	1.43	2.99	17.74	0.0798	81.3	79.5	1.47	2.80	1.02	0.94
KD-7_1	基本	0.236	18.2	69.4	107.1	113.0	1.57	4.40	22.87	0.1131	65.0	90.0	1.47	3.50	0.94	0.80
KD-10	補剛材入制限	0.185	18.0	143.0	74.6	83.9	1.67	4.44	36.54	0.1012	133.1	78.4	1.56	4.15	0.93	0.83
B1	基本	0.491	45.0	157.0	39.1	45.0	1.26	2.23	6.43	0.0213	170.1	46.8	1.36	2.32	1.08	1.04
H6	基本(横リブ増設)	0.246	18.5	87.9	183.6	183.6	1.40	3.25	21.27	0.0885	89.0	148.1	1.42	2.62	1.01	0.81
HR	剛比最適値の検討	0.422	32.0	77.1	125.4	125.4	1.23	2.22	8.18	0.0340	83.5	111.3	1.33	1.97	1.08	0.89



(1) 模型供試体 (No.2)



(2) 模型供試体 (KD-2)

図-13 模型供試体の水平荷重-水平変位関係の比較

5. 塑性ヒンジ領域の影響

上記3. 2では、塑性ヒンジ長として、ダイヤフラム間隔の半分を仮定した。このようにすると、降伏が生じる領域や損傷領域に橋脚高さの影響が考慮されないため、塑性ヒンジ領域として次式を仮定して同様に各種パラメータとの関係を検討した。

$$L_p = 0.4 \sqrt{a \cdot b} \quad (13)$$

ここで、

a: ダイヤフラム間隔

b: 断面幅

図-14は、幅厚比パラメータ R_f と終局ひずみ比の関係を示したものである。基本的には、上記3. 2に示した関係と同様の結果が得られた。その他のパラメータとの関係も、ここには示さないが、塑性ヒンジ長としてダイヤフラム間隔の半分を仮定した場合とほぼ同様の結果が得られた。

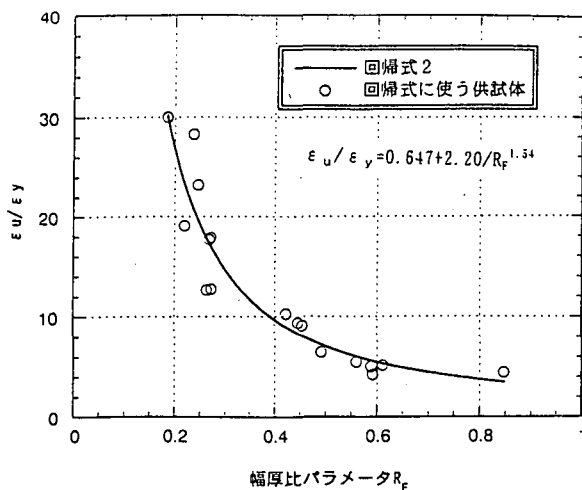


図-14 幅厚比パラメータと終局ひずみ比の関係 (塑性ヒンジ長を式(13)とした場合)

次に塑性領域が橋脚のどの部分で生じているかを実橋脚で算出した結果を図-15に示す。これは、断面幅2.2m程度、板厚26mm程度、高さ10、20mを有する実橋脚を対象に、上記3.の方法で設定した終局時の曲率分布図を示したものである。解析上は、橋脚基部で非常に大きな曲率が生じ、高さが高くなるに従って、曲率が小さくなり、降伏曲率より小さくなると線形となる分布を示している。今回の仮定では、基部の塑性ヒンジ領域においては塑性曲率が平均的なある一定の値となるように仮定し、終局変位を求めているが、実際には、塑性ヒンジ領域よりも上の断面でも降伏ひずみを越える領域が生じることがわかる。橋脚高さが高くなるほど、塑性ヒンジ長との差が大きくなっている。なお、上記3.の解析ではダイヤフラムの半分を塑性ヒンジ長とし、橋脚高さに関係させていないが、こうしたひずみ分布性状を考慮すると塑性ヒンジ長の長さ、あるいは、塑性ヒンジ領域における塑性ひずみの分布性状について合理的に設定できるものと考えられる。

6. 結論

本研究では、平面保持を仮定することにより算出する $M-\phi$ 関係に基づく変形性能解析法を検討するとともに、終局ひずみの与え方を実験結果をもとに検討した。

本研究の検討結果をまとめると以下の通りである。

(1) 終局ひずみと各種パラメータの関係

1) 終局ひずみ比と R_f には逆比例関係が、終局ひずみ比と剛比 γ / γ_{1req} には比例関係が認められた。いずれも良好な相関を有しており、回帰式を求めると式(9)及び式(10)、あるいは式(11)のようになる。

2) 幅厚比パラメータ R_f 、細長比 λ 及び軸力比 N/N_y と終局ひずみ比の間には必ずしも明確な相関関係は認められなかった。

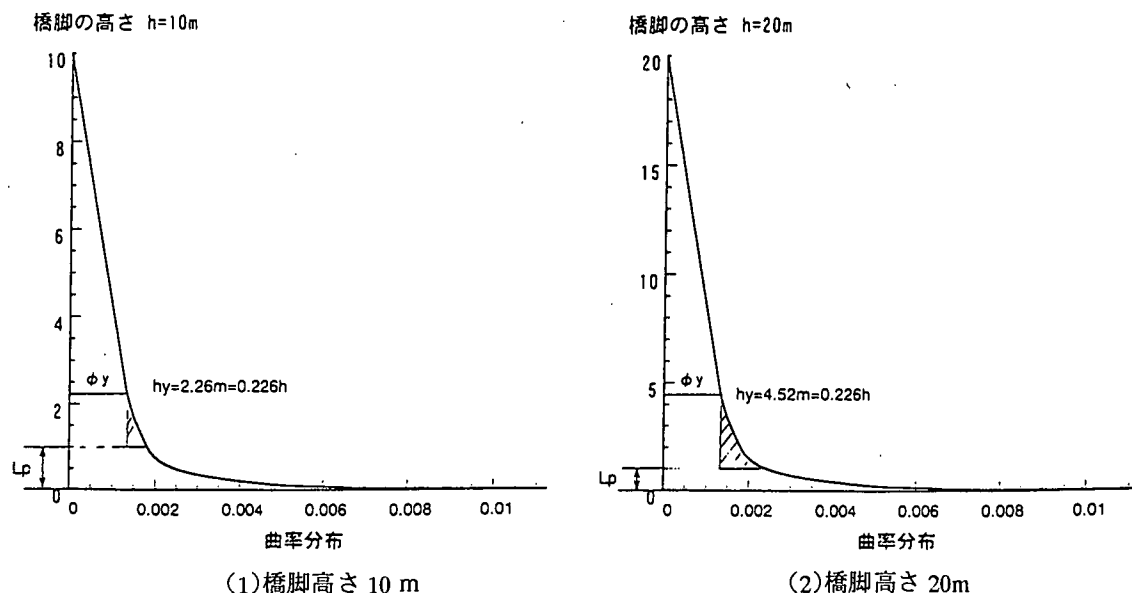


図-15 終局時の曲率分布と塑性ヒンジ長の関係

(2) 水平荷重-水平変位関係

終局ひずみ比 ϵ_u/ϵ_y と R_r の関係式(11)及び R_r と M_u/M_p の関係式(12)を用いて鋼製橋脚の水平荷重-水平変位関係を推定し、これと実験から求められた履歴曲線との比較を行った結果、概ね実験値を再現できるとわかった。

(3) 塑性ヒンジ長

今回の検討では、終局変位を算定する塑性ヒンジ長としてダイヤフラム間隔の半分と仮定した。しかしながら、橋脚の降伏領域などをさらに考慮し、より合理的な塑性ヒンジ領域とひずみ分布を設定可能と考えられる。

参考文献

- 1) 宇佐美 勉：ハイダクティリティ鋼製橋脚，橋梁と基礎，97-6
- 2) 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，(社)鋼材倶楽部，(社)日本橋梁建設協会：道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)～(VII)，平成9年4月
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，平成8年12月
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書II耐震設計編，平成8年12月

(1998年8月17日受付)

AN EVALUATION METHOD OF DESIGN ULTIMATE DISPLACEMENT OF STEEL BRIDGE COLUMNS

Shigeki UNJOH and Toru TERAYAMA

In designing the steel columns against strong ground motion induced by large scale earthquakes, it is essential to appropriately give the ultimate state of the steel columns. There are several methods proposed to analyze the ultimate displacement of the steel columns, such as; methods to obtain the relation between the ductility and the specific parameter of steel columns based on the cyclic loading tests of model columns; methods to obtain the relation between the ultimate state and the stress and/or strain.

In this study, the moment-curvature model is selected in consideration with the application for the nonlinear analysis and dynamic analysis of total structure systems, and the evaluation methods of ultimate displacement of steel columns using the plastic hinge zone and the ultimate strain are studied. The relation between the ultimate strain and the specific parameters of steel columns based on the cyclic loading tests results are studied. The ultimate displacement obtained are compared with the experimental data.

Key Word : Steel column, Seismic design, Ultimate displacement, Ultimate strain, Plastic hinge