

実験結果に基づく 鋼製橋脚のM- ϕ 関係に関する一検討

田嶋 仁志* , 半野 久光** , 船本 浩二*** , 松田 宏****

*工修 首都高速道路公団 第2建設部設計課班長 (〒151-0053 東京都渋谷区代々木 1-2-13)
 **首都高速道路公団 工務部設計技術課課長補佐 (〒100-8930 東京都千代田区霞が関 1-4-1)
 ***工修 首都高速道路公団 工務部設計技術課技師 (〒100-8930 東京都千代田区霞が関 1-4-1)
 ****日本電子計算株式会社 科学技術事業部構造解析 GM (〒135-8388 東京都江東区東陽 2-4-24)

鋼製ラーメン橋脚などへの地震時保有水平耐力法および非線形動的解析法の適用のための第1ステップとして、より汎用的なM- ϕ 関係を算出する際に影響を与えるパラメータについて分析を行った。M- ϕ 関係の算出にあたっては、6者共同研究として建設省土木研究所などで実施した矩形断面供試体の正負交番繰り返し載荷実験データに基づき、終局曲げモーメントを算出するための許容ひずみを推定し、補剛板の各種パラメータとの関係を導いた。また、使用する応力度-ひずみ曲線の違いの影響についても検討を行い整理した。最後に細長比の影響について検討し、本計算法の課題をまとめた。

Key Word : Steel Pier , Ductility , Seismic Design , Ultimate Capacity

1. はじめに

首都高速道路公団では、単柱式鋼製橋脚に対して簡易的に幅厚比 R_F で整理した地震時保有水平耐力照査方法を用いている¹⁾。

しかしながら、さらに鋼製ラーメン式橋脚や立体ラーメン橋などへの耐震照査法が望まれるところであるが、本報告では、地震時保有水平耐力法および非線形動的解析法を適用するための第1ステップとして、より汎用的なM- ϕ 曲線の算出を目的としてその適用性を検討したので、その結果を報告するものである。M- ϕ 曲線の算出にあたっては、6者共同研究による実験での成果²⁾³⁾⁴⁾を取り込み、解析値との比較を行った。

これまで単柱式鋼製橋脚の耐震設計に関しては、道路橋示方書V耐震設計編に規定されるとおり、コンクリート充填された橋脚は地震時保有水平耐力法においてM- ϕ 関係を用い、またコンクリート充填されない橋脚は非線形動的解析法においてP- δ 関係あるいはM- θ 関係から動的耐力や変形性能についての照査を行うこととされている。しかしながら、コンクリート充填されない橋脚でラーメン構造などの非線形解析を実施する際に実務設計を念頭に考えると、門型鉄筋コンクリート橋脚と同様に、M- ϕ 関係を基とした耐力および変形性能評価法が有効な計算法と考えられる。

鋼構造物の終局強度解析法としては、有限要素法を基盤としたファイバー系の骨組モデルによる弾塑性有限変位解析法が一般的であり、土木学会鋼構造新技術小委員会においても同様な解析法が提案されている⁵⁾。しかし、このような有限要素法を用いた場合、ラーメン式橋脚や

立体ラーメン橋など複雑な構造の解析においてデータ量が膨大なものとなることが考えられるため、より汎用的な解析法として、M- ϕ 関係を用いた解析法について検討を行った。

鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力法では、断面高さおよび橋脚高さをパラメータとして塑性ヒンジの概念を導入しているが、鋼製橋脚の場合には、ダイヤフラム間隔、断面高さ、横リブ間隔などの各パラメータに対する影響分析は体系立てては十分には行われていないため、本報告では塑性ヒンジ長の概念は取り入れずに検討を行った。

本検討を行う上での前提条件は以下のとおりである。

①新設・既設の単柱形式橋脚及びラーメン形式橋脚の中で、コンクリート充填されない縦補剛材を有する矩形断面鋼製橋脚を対象とする。

②偏心モーメントが作用する単柱式橋脚及びラーメン式橋脚の場合、2軸曲げの影響を受けるが、本報告では、橋軸方向及び橋軸直角方向について独立してM- ϕ 曲線の算出を行うことを前提とし、2軸曲げの影響は無視した。

③せん断支間比の小さい単柱式橋脚やラーメン橋脚の梁部に関しては、曲げおよびせん断変形に伴った耐力算定法が必要と考えられるが、現段階では十分なデータがないことから、本報告では曲げ破壊のみを対象とした検討を行った。

2. M- ϕ 関係の算出法

2.1 計算上の基本的な考え方

基本条件は以下に示すとおりである。

- ①道路橋示方書V耐震設計編9章の鉄筋コンクリート橋脚におけるM-φ曲線算出法に準じて計算する。
- ②鋼材の応力度-ひずみ関係の設定に対しては、以下に示す解析による終局変位δ₉₇と6者共同実験でのδ₉₇(最大荷重の97%荷重時での変位)が一致するように鋼材の圧縮側許容ひずみε_aを仮定する。また降伏後は、繰返し载荷の影響から加工硬化することを想定し、初期変形係数Eに対して1/100Eの2次剛性を考慮する。
- ③橋脚高さ方向の各スライス断面内は剛体変形するものとし、平面保持の仮定を適用する。
- ④曲げ変形のみ考慮し、せん断変形による影響は考慮しない。
- ⑤P-Δ効果の影響は許容ひずみε_aを設定する際にδ₉₇に含まれるものとし、幾何学的非線形性の影響は無視する。
- ⑥終局時の変形は、塑性ヒンジ長は考慮せず各断面でのM-φ関係より得られる曲率から積分して算出する。

2.2 計算条件

(1) 鋼材の応力度-ひずみ曲線

フランジ断面の板厚中心位置における許容ひずみε_aを次のように仮定する。

$$\epsilon_a = n \epsilon_y \quad (1)$$

応力度-ひずみ曲線の適用にあたり、図-1に示すように次の3種類が考える。基本モデルは1)とする。

- 1)硬化型バイリニアモデル(硬化係数は初期変形係数Eの1/100E)
- 2)完全弾塑性型バイリニアモデル
- 3)土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会で設定されたモデル⁵⁾(以下土木学会式と略す。)

(2) 断面形状の設定

断面形状は忠実に評価しモデル化を行う。

フランジ、ウェブだけでなく縦補剛材に関しても位置や板厚を忠実に設定して計算を行う。

(3) 降伏時、終局時のM-φ曲線の算定

①初降伏時および降伏時

初降伏時は、断面の圧縮側フランジのひずみが降伏ひずみに達した時として初降伏時モーメントM_{y0}を算出する。算出方法は、まず道路橋示方書V耐震設計編9章に示される鉄筋コンクリート橋脚の場合と同様に、断面内をスライス要素に分割し、断面の平面保持の仮定を適用して式(2)のつり合い条件を満足するように中立軸を求め。

$$N = \left(\sum_{j=1}^n \sigma_j \Delta A_j \right) / 1000 \quad (2)$$

ここに、

σ_{s_j}: 各微小要素(j番目)の鋼材応力度(kgf/cm²)

ΔA_{s_j}: 各微小要素(j番目)の鋼材断面積(m²)

中立軸を式(2)より算出した後、降伏モーメントM_{y0}及び曲率φ_{y0}を式(3)、(4)より算出する。

$$M_{y0} = \left(\sum_{j=1}^n \sigma_j x_j \Delta A_j \right) / 1000 \quad (3)$$

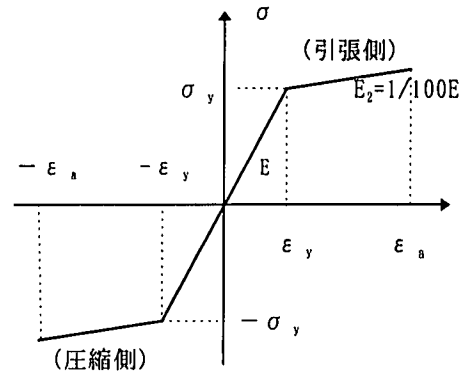
$$\phi_{y0} = \epsilon_y / X \quad (4)$$

ここに、

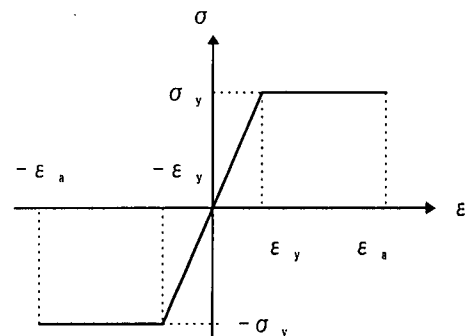
x_j: 各微小要素(j番目)の鋼材の中心位置から橋脚断面の図心軸までの距離(m)

X: 圧縮縁から中立軸までの距離(m)

降伏時は、断面の引張側フランジのひずみが降伏ひずみに達したときとして上述の方法と同様に算出する。

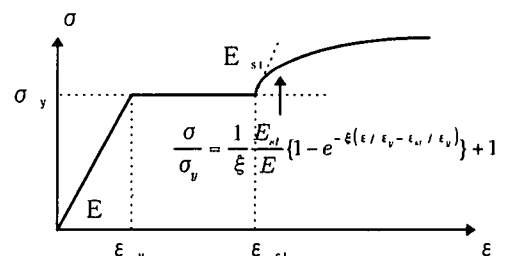


(a) 硬化型バイリニアモデル



(b) 完全弾塑性型バイリニアモデル

鋼種	ξ	E/E _{s1}	ε _{s1} /ε
SS400	0.06	40	10
SM490	0.06	30	7
SM570	0.02	100	3



(c) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会で設定されたモデル(土木学会式)

図-1 鋼材の応力度-ひずみ曲線

②終局時

断面の圧縮側フランジのひずみが許容ひずみ ε_a に達した時とする。

式(2)から式(4)を用いて、降伏時と同様の考え方で終局時に置換えて、収束計算を行い終局曲げモーメント M_u 及び曲率 ϕ_u を算出する。尚、式(4)でのひずみは終局ひずみ ε_u である。

(4) 降伏水平耐力 P_y および終局水平耐力 P_u の算出

式(5)および式(6)を用いて降伏時、終局時の水平耐力を算出する。

$$P_y = M_{y0} / h \quad (5)$$

$$P_u = M_u / h \quad (6)$$

ここで、 h は橋脚基部から水平力作用位置までの高さである。 M_{y0} 、 M_u はいずれも橋脚基部断面での値である。

(5) 降伏変位 δ_{y0} 、終局変位 δ_u の算出

降伏変位及び終局変位は、図-2に示すように、水平力作用位置に降伏水平耐力および終局水平耐力を作用させた時の橋脚高さ方向の曲率分布より、式(7)より算出する。

$$\delta = \int \phi y dy \approx \sum_{i=1}^m (\phi y_i + \phi_{i-1} y_{i-1}) \Delta y_i / 2 \quad (7)$$

また、橋脚高さ方向の曲げモーメントおよび曲率は、図-2に示すように、圧縮側フランジ降伏時 (M_{y0} 、 ϕ_{y0})、引張側フランジ降伏時 (M_y 、 ϕ_y)、圧縮側フランジ終曲時 (M_u 、 ϕ_u) の3点を結んだトリリニアモデルとして算出した。

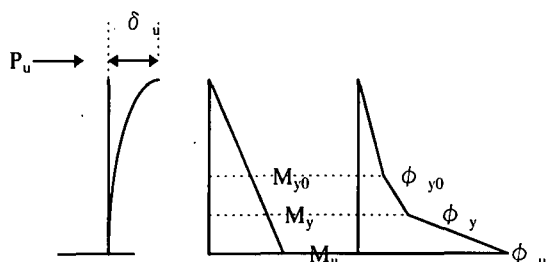


図-2 橋脚高さ方向の曲げモーメントおよび曲率の分布

3. 計算モデルおよび計算結果

3.1 対象とした実験供試体

建設省土木研究所などで実施した鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験データの内、解析目的にほぼ一致する縦補剛材を有する矩形断面供試体20体を抽出した。表-1に抽出した各実験供試体名を示す。

3.2 各種パラメータと許容ひずみの関係

鋼材の応力度-ひずみ曲線として、硬化型バイリニアモデルを用いて解析を行い、許容ひずみの他 δ_{97} および δ_{97} に対応した耐力 P_{u^*} (最大荷重 P_u の97%の荷重:

P_{97}) に着目して結果を整理した。

実験結果に基づく、補剛材全体の幅厚比パラメータ R_F と許容ひずみと降伏ひずみの比 $\varepsilon_a / \varepsilon_y (=n)$ の関係をプロットした結果を図-3に示す。さらに、補剛材間の幅厚比パラメータ R_R 、補剛材の限界剛比 γ_1 / γ_1^* 、補剛材の必要剛比 $\gamma_1 / \gamma_{1,req}$ と許容ひずみと降伏ひずみの比 n の関係をプロットした結果を図-4、図-5および図-6にそれぞれ示す。 R_F 、 R_R 、 γ_1 / γ_1^* 、 $\gamma_1 / \gamma_{1,req}$ はいずれも道路橋示方書Ⅱ鋼橋編に示されるパラメータである。使用した供試体の R_F は0.19~0.85、 R_R は0.28~0.66の範囲に分布している。図-3より、許容ひずみと降伏ひずみの比は最大で20、最小で5の範囲に分布しており、幅厚比パラメータ R_F の値が0.2から0.5の間でほぼ一定に低下しており、許容ひずみと R_F の強い相関があることがわかる。また、図-4でも R_R が R_F と同様に0.3から0.7の間で低下しているが、ばらつきが多少あり、 R_F ほど相関はない。また図-5および図-6から γ_1 / γ_1^* については多少の相関があるが、 $\gamma_1 / \gamma_{1,req}$ との相関は低いことがわかる。

図-7には実験と解析結果の応答塑性率、 P_{u^*} / P_y をそれぞれ比較しプロットした結果を示す。応答塑性率に対しては、2供試体のデータで多少の差はあるものの概ね一致した傾向を示す。 P_{97} / P_y に関しては、20体中12体は実験と解析結果はほぼ一致した傾向を示し、変位のみでなく、耐力についても精度の良いことがわかる。ただし、残り8体については、差は最大で20%程度あり、実験では1.7程度の値を示すが解析では1.5程度が最大値となった。断面の2次元的な形状効果の影響までは梁モデルには反映できないのが起因しているものと考えられる。

以上の結果、応力度-ひずみ曲線として、硬化型バイリニアモデルを使用し、本検討で示した簡易的な解析方法でも精度良く鋼製橋脚の水平荷重-水平変位関係の骨格曲線を解析できることがわかった。また、 R_F と許容ひずみとの相関が高いことがわかった。

3.3 補剛材全体の幅厚比パラメータ R_F と許容ひずみの関係式の評価

前節での検討結果を踏まえて R_F と許容ひずみの関係式に対する検討を行った。

本検討を行うにあたり、抽出した20供試体の中から、M1、M2、M8、No20、KD9の5供試体を除いた。これらの供試体はいずれも R_R が0.5を大きく上回っており、一部の供試体では弾性座屈も生じている。こうした供試体では R_F のみ改善しても変形性能の改善までは十分には至らないことが考えられるため相関曲線を作成する際の対象データからは除外した⁹⁾。

残りの15供試体のデータを用いて最小2乗法により相関曲線を求めた。図-8に相関曲線式と併せて示す。なお、式(8)に図中の相関曲線式を丸めた結果を示す。

表-1 解析に使用した実験供試体

報告書番号	供試体名
(I) 第 178 号	No20, No3
(II) 第 179 号	T 1
(III) 第 180 号	M1, M 2, M 8, M 18, M 20, M 21, M 22
(IV) 第 181 号	H6, H8
(VI) 第 183 号	KD1, KD2, KD3, KD5, KD6, KD9, KD10
(VII) 第 184 号	B1

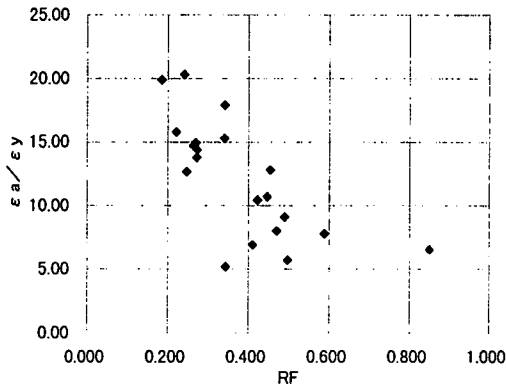


図-3 R_F と ϵ_a/ϵ_y の関係

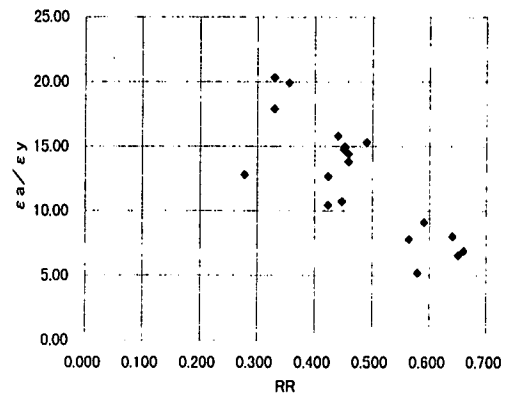


図-4 R_R と ϵ_a/ϵ_y の関係

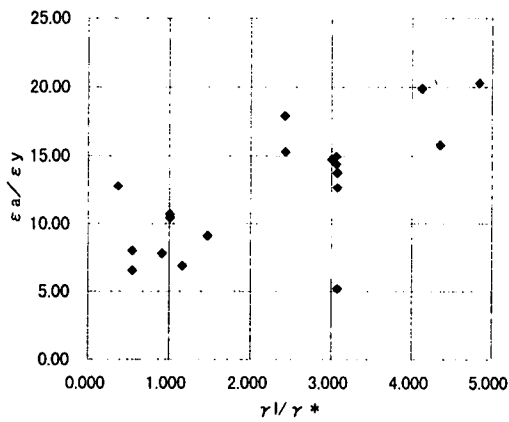


図-5 r/r_* と ϵ_a/ϵ_y の関係

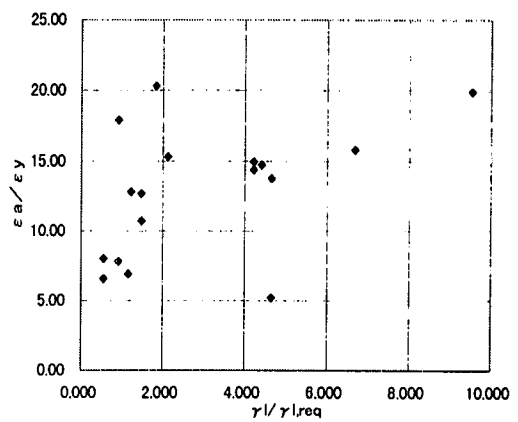
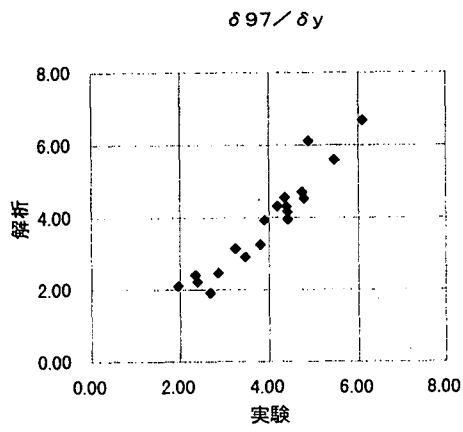
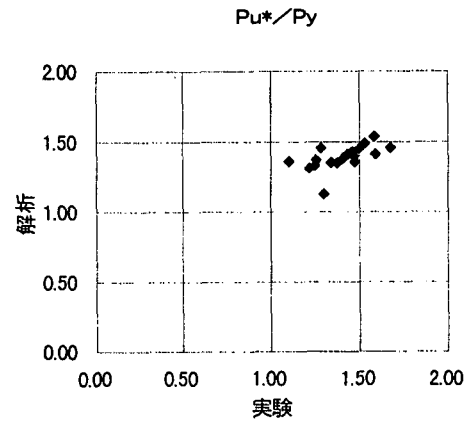


図-6 r/r_{req} と ϵ_a/ϵ_y の関係



(a) 応答塑性率



(b) 水平耐力比

図-7 実験と解析結果の比較

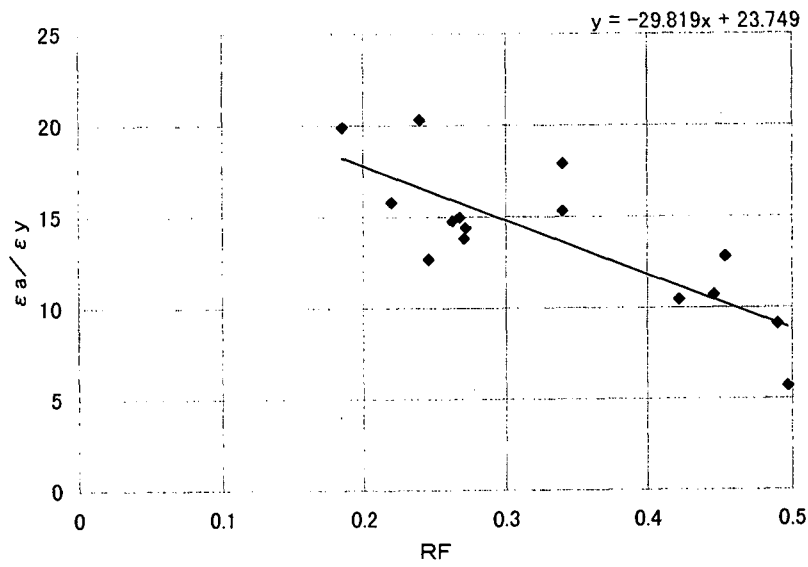


図-8 R_F と ϵ_a / ϵ_y の相関曲線

$$\varepsilon_a / \varepsilon_y = 24.0 - 30.0 R_F \quad (8)$$

相関曲線式の設定にあたっては、式(8)の他、対数、累乗、指数式などについても検討を行い、最も相関係数の高い式(8)を採用した。

4. 応力度-ひずみ関係式の違いによる影響

使用する応力度-ひずみ関係式の違いにより許容ひずみの設定に及ぼす影響を調査した。

ここで比較対象とした応力度-ひずみ曲線は、硬化型バイリニアモデルの他、完全弾塑性型バイリニアモデル、土木学会式である。

解析対象とした供試体は、M 22 ($R_F=0.24$)、M 21 ($R_F=0.34$)、KD1 ($R_F=0.44$) の3体である。

解析方法は、2章で示した手順に従い、 δ_{97} に一致するように繰返し計算を行い、許容ひずみの算出を行った。図-9に収斂状態での応力度-ひずみ曲線式を示し、表-2に曲げモーメント-曲率関係を示す。

図-9で示すように、硬化型バイリニアモデルと土木学会式はいずれのモデルに対してもほぼ同じ許容ひずみとなった。一方、完全弾塑性型バイリニアモデルを用いると、硬化型バイリニアモデルでの許容ひずみに対して1.6~2.5倍の値となっており、特に R_F の値が小さいほど差は大きい。完全弾塑性型バイリニアモデルでは、 R_F が小さい場合に許容ひずみが過大評価される傾向にある。これは他モデルと比較して、作用軸力とつり合う中立軸の位置が図心軸より引張側への移動量が大きくなる傾向にあるためと考えられる。

表-2に示される曲率についても許容ひずみと同じ傾向を示している。完全弾塑性型バイリニアモデルのみが硬化型バイリニアモデル、土木学会式と異なった傾向を示しており、他のモデルに対して1.5~2.4倍の終局曲率の値となっている。完全弾塑性型バイリニアモデルの場合、他のモデルよりも圧縮領域での合応力は小さくなる。そのため中立軸位置は作用軸力とつり合うためより引張縁側に移動せざるを得ない状態となり、曲率も大きめの値となる。

また、終局曲げモーメントに関しても、各供試体とも硬化型バイリニアモデルと土木学会式とは一致した傾向を示しており、完全弾塑性型バイリニアモデルのみが6~11%程度小さい値となっている。完全弾塑性型バイリニアモデルでは、作用軸力とつり合う合応力の分布が塑性点より外側では一定であるのに対し、硬化型バイリニアモデルや土木学会式では外縁に向かうほど大きくなることから、曲げモーメントは小さめの値を示す傾向にある。また、硬化型バイリニアモデルと土木学会式を比較すると、 R_F が小さい場合には土木学会式の方がわずかではあるが大きめの値を示している。また、図-10に実験と解析における荷重-変位関係の比較結果を示す。応力度-ひずみ関係で、硬化型バイリニアモデルおよび土木学会式を用いた場合は、それぞれ実験結果と概ね一致

していることがわかる。一方、完全弾塑性型バイリニアモデルを用いた場合は、終局曲げモーメントと同様に約10%低下していることがわかる。

以上の結果から、硬化型バイリニアモデルでは土木学会式とほぼ同じ許容ひずみの値を得られるが、完全弾塑性型バイリニアモデルではかなり異なり、また R_F が小さくなるほど差が大きくなることがわかった。

5. 細長比に対する影響検討

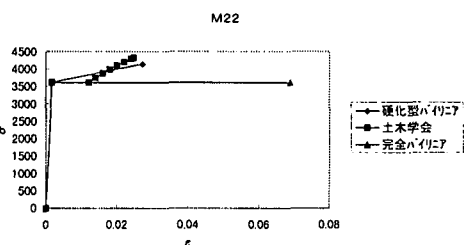
供試体M 18, M 21, B 1の3体より、各断面性能は変えずに橋脚高さのみ変化させ細長比をパラメータとした場合に、終局変位および塑性率がどのように変化するかを算出した。解析結果は表-3に示すとおりであり、いずれも降伏変位および終局変位は同比で大きくなるため塑性率の変化は生じないことがわかる。本計算法では、ダイヤフラム間隔の影響などは考慮していないため、橋脚高さ方向のM- ϕ 関係の曲率変化点はいずれも橋脚高さに比例して変化することになる。よって、断面性能は全く同じで、ダイヤフラム間隔のみが異なる場合には、同じ耐力および変形量が算出されてしまうことになる。

表-3 細長比 λ に対する影響

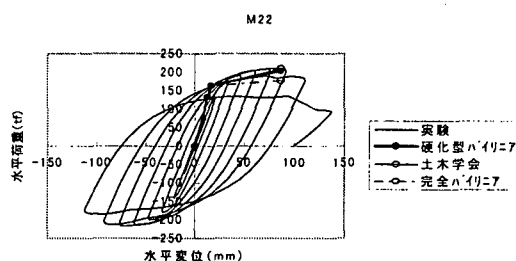
供試体	h (m)	λ	δ_y (mm)	δ_u (mm)	δ_u / δ_y
M18	3.423	0.256	13.3	60.6	4.56
	4.011	0.300	18.2	83.2	4.57
	4.680	0.350	24.8	113.3	4.57
	5.348	0.400	32.4	147.9	4.57
	6.686	0.500	54.5	248.8	4.57
	8.023	0.600	77.6	354.0	4.56
	9.360	0.700	104.7	477.7	4.56
	10.697	0.800	135.8	619.9	4.56
M21	3.423	0.255	13.1	61.7	4.71
	4.027	0.300	18.1	85.5	4.72
	4.698	0.350	24.6	116.2	4.72
	5.369	0.400	32.2	151.6	4.71
	6.712	0.500	50.3	236.8	4.71
	8.054	0.600	72.3	340.7	4.71
	9.396	0.700	98.4	463.3	4.71
	10.739	0.800	128.5	604.6	4.71
B1	3.423	0.277	15.6	45.4	2.91
	3.934	0.300	20.7	60.0	2.90
	4.590	0.350	28.1	81.7	2.91
	5.246	0.400	36.8	106.7	2.90
	6.557	0.500	57.4	166.7	2.90
	7.869	0.600	82.7	240.1	2.90
	9.180	0.700	112.6	326.7	2.90
	10.492	0.800	147.1	426.7	2.90

表-2 応力度-ひずみ曲線の違いによるM-φ曲線の比較

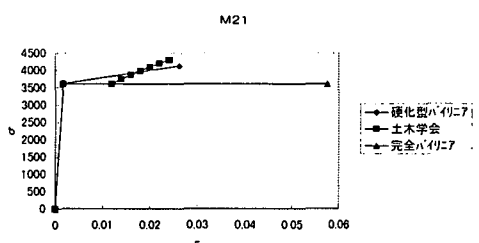
モデル	σ-ε タイプ	ϵ_a / ϵ_y	M_{y0} (tf.m)	M_y (tf.m)	M_u (tf.m)	M_u / M_{y0}	M_u / M_y	ϕ_{y0} (1/m)	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)	ϕ_u / ϕ_{y0}	ϕ_u / ϕ_y
M22 RF= 0.24	硬化型	20.3	459.5	559.4	698.6	1.52	1.25	0.003326	0.005147	0.065247	19.62	12.73
	学会式	17.7	459.5	557.8	718.8	1.56	1.29	0.003326	0.005147	0.058518	17.59	11.37
	完全	50.5	459.5	557.8	607.9	1.32	1.09	0.003326	0.005147	0.150183	45.15	29.18
M21 RF= 0.34	硬化型	15.3	390.0	468.6	562.3	1.44	1.20	0.003352	0.005055	0.049660	14.81	9.82
	学会式	14.1	390.0	467.5	568.5	1.46	1.22	0.003352	0.005076	0.046910	13.99	9.24
	完全	33.5	390.0	467.5	506.2	1.30	1.08	0.003352	0.005076	0.103640	30.91	20.42
KD1 RF= 0.45	硬化型	10.7	360.1	428.3	493.4	1.37	1.15	0.003537	0.005298	0.035818	10.13	6.76
	学会式	11.1	360.1	427.2	488.2	1.33	1.14	0.003537	0.005322	0.037883	10.71	7.12
	完全	19.8	360.1	427.2	459.5	1.28	1.09	0.003537	0.005322	0.065085	18.40	12.23



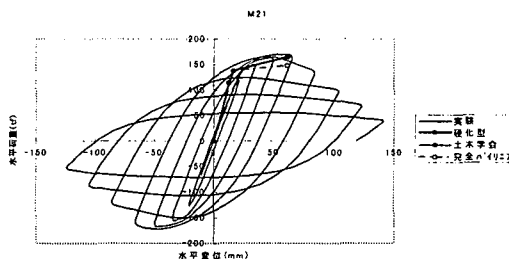
(a) M22モデル



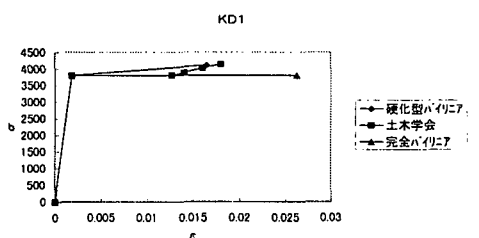
(a) M22モデル



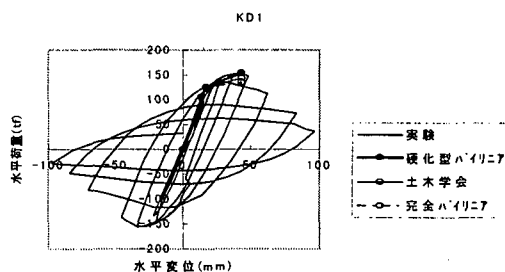
(b) M21モデル



(b) M21モデル



(c) KD1モデル



(c) KD1モデル

図-9 応力度-ひずみ曲線の比較

図-10 P-δ曲線の比較

橋脚の変形性能と細長比入の関係については明確に報告している事例は少ないが、共同研究等の実験から多少の影響関係が認められるとすれば、本解析手法では入の影響が入りづらいことを示している。これに対する手法としては、例えば塑性ヒンジ長のように、ダイヤフラム間隔など塑性領域を制御できるパラメータを許容ひずみとは別途に設定する必要があると考えられる。

6. まとめ

本研究に対するまとめは以下のとおりである。

①実験結果での最大荷重後の97%荷重時の変位に対し、許容ひずみを設定してM- ϕ 関係を用いた解析を行った。その結果、鉄筋コンクリート橋脚と同様に平面保持則を仮定した簡易な耐荷力および変形性能算出法により精度良く正負交番載荷試験結果の骨格曲線を算出できることがわかった。

②縦補剛材を有する矩形断面橋脚のM- ϕ 関係を算出するにあたり、補剛材全体の幅厚比パラメータ R_F と許容ひずみ ϵ_c との相関が高いことがわかった。また、相関関係の誘導を行った。

③使用する応力度-ひずみ曲線の違いにより、算出される許容ひずみおよび曲率の値に大きな差が生じることがわかった。特に R_F が小さい場合にその差は大きくなる。2次勾配を用いたときの応力度は土木学会式に近く、許容ひずみ、耐力ともほぼ妥当な結果と考えられる。

④細長比の影響を考慮するためには、本計算法では限界があり、塑性ヒンジ長のように、塑性領域を制御できるパラメータを別途導入し、解析を行う必要がある。

7. おわりに

本文はM- ϕ 関係の一解析法を示したものであり、課題として取り上げた細長比の影響の考慮方法を含め今後解決すべき点は多いと考えられる。硬化型バイリニアモデルによる応力度-ひずみ曲線での降伏後の2次剛性、塑性ヒンジ長の導入なども配慮し、またラーメン橋脚への適用の課題として軸力変動の影響についても、より詳細な検討を進めていきたいと考えている。

参考文献

- 1)小坂寛巳, 半野久光, 田嶋仁志: 既設鋼製橋脚の耐震補強に関する一手法, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 1997年5月
- 2)建設省土木研究所等: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書, 第178, 180, 182, 183, 184号, 1997年4月
- 3)建設省土木研究所等: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書, 第179号, 1997年9月
- 4)建設省土木研究所等: 道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書, 第181号, 1997年12月
- 5)土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996年7月
- 6)田嶋仁志, 半野久光, 池田茂, 與守: 矩形鋼製橋脚の変形性能に関する載荷実験, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1251~pp.1258, 1998年3月

(1998年8月17日受付)

AN EVALUATION OF BENDING MOMENT AND CURVATURE RELATIONS OF RECTANGULAR STEEL BRIDGE PIERS

Hitoshi Tajima, Hisamitsu Hanno, Kohji Hunamoto and Hiroshi Matsuda

To apply ductility design method and dynamic analysis method for steel structures, we study the parameters which are using in the calculation of bending moment and curvature relations of rectangular steel bridge piers. Especially we introduced the relationship of one parameter, the width-to-thickness ratio(RF) and allowable compressive strain that have been decided by results obtained from cyclic loading tests. Furthermore we collected the point of issue, after study the influences of the long and narrow ratio.