

中空断面RC橋脚の変形性能に関する検討

日本道路公団 湯川保之* 花田克彦* 築山有二**
鹿島 石原重孝*** 須田久美子**** 齊藤宗*****

徳島自動車道池田湖橋は、最大橋脚高さ約60mの中空断面高橋脚を有するため、大規模地震時の耐荷力照査には、中空断面橋脚の耐震性能が非常に重要となる。

一方、阪神・淡路大震災後、中間帯鉄筋の配筋が義務付けられるようになり、横拘束筋による拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係が示され、保有水平耐力の照査に横拘束筋の効果が直接反映されるようになった。しかし、中空断面への適用については具体的な配筋方法が示されず、今後全国レベルで建設される中空断面橋脚をも視野においた模型実験が必要になった。

そこで、中間帯鉄筋の具体的な配筋方法を中心に、中空断面橋脚の耐震性能を検討するための模型実験を実施した。ここでは、模型実験の概要を示すとともに、実験結果をもとに、中空断面橋脚の変形性能を求めるための拘束コンクリートの終局ひずみについて検討した。

1. はじめに

徳島自動車道池田湖橋は、橋脚高さ約60mの中空断面高橋脚を有し、ラーメン部を含む最大スパン200mのPC5径間連続バランスドアーチ橋である。本橋梁の耐震設計上は、中空断面高橋脚の耐震性能を精度良く評価することが非常に重要である。

一方、先の阪神・淡路大震災は、橋梁や高架橋において鉄筋コンクリート（以下RC）橋脚の崩壊を含む大きな被害をもたらした。これを契機として、RC橋脚の耐震性能に対する関心が特に高まり、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」¹⁾（以下「復旧仕様」）では、中間帯鉄筋の配筋が義務付けられるとともに、横拘束筋による拘束効果を考慮できるコンクリートの応力（ σ ）-ひずみ（ ϵ ）関係が示され、保有水平耐力の照査に横拘束筋の効果が反映されるようになった。しかし、中空断面への適用について具体的な配筋方法が示されないなど、実務上の課題が残された。

そこで、池田湖橋工事にあたって、今後全国レベルで建設される中空断面橋脚も視野において、中間帯鉄筋の具体的な配筋方法を中心に、中空断面橋脚の耐震性能を検討するための模型実験（縮尺1/10、15体）を実施した²⁾。ここで着目したパラメータは、横拘束筋の体積比、中間帯鉄筋の鉄筋径、中間帯鉄筋の加工形状、中間帯鉄筋の補強範囲、基部の断面形状、せん断スパン比、およびねじり加力の有無であり、具体的な配筋方法等に関する知見が得られた。

さらに池田湖橋クラスの高橋脚橋梁では動的解析を行って耐震性を検討するのが一般的であるが、ここでは、動的解析において橋脚に想定される部材モデルに応じて、上記の実験結果をもとに、中空断面橋脚の変形性能を求めるための拘束コンクリートの終局ひずみについて検討した。

具体的には、終局変位を基に、動的解析で想定される部材モデルに応じた変形評価方法に従ってコンクリートの終局ひずみを逆解析した。特にここでは、模型実験を行った全15体のうち、拘束コンクリートの σ - ϵ 関係に影響を及ぼすと思われる、横拘束筋の体積比、中間帯鉄筋の鉄筋径、中間帯鉄筋の補強範囲、基部の断面形状に着目した10体について検討を行った。

キーワード： 中空断面、高橋脚、横拘束筋

* 日本道路公団四国支社,0878-23-2111

** 日本道路公団池田工事事務所,0883-72-4545

*** 鹿島(株)池田湖橋JV工事事務所,0883-74-1775

**** 鹿島技術研究所第一研究部,0424-89-7076

2. 検討方針

これまで、拘束コンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係に関する研究は、断面内同一全圧縮状態の圧縮試験による結果を用いているものが多かった。しかし、実際の橋脚等は、断面内の応力状態は引張部分から圧縮部分まで様々に分布している。このため、拘束コンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係は同じ横拘束筋を配筋したとしても、圧縮試験による結果とは異なる性状を示すと思われる。特に、その影響は終局ひずみに対して大きい。

そこで、ここでは今回実施した橋脚模型試験結果を利用し、その終局変位を算定できるコンクリートの終局ひずみを推定することを目的とした。

解析結果から部材の変位量を算定する方法には、動的解析で用いられる橋脚部材のモデルを考慮して、塑性ヒンジを仮定しない方法と塑性ヒンジを仮定する方法の2種類を用いた。

(1) 塑性ヒンジを仮定しない方法

塑性ヒンジを仮定しない方法とは、図-1に示すような曲率(ϕ)分布を仮定するもので、モーメント(M)は橋脚基部で最大値、柱頭部でゼロを示す直線分布でM- ϕ モデルにはトリリニアを仮定し、曲率を高さ方向に積分して終局変位を算定する。また、軸方向引張鉄筋に生じるひずみが降伏ひずみに達したときを降伏とし、圧縮コンクリートの最外縁におけるひずみが終局ひずみ($\epsilon_{c,u}$)に達した時を終局としている。図-2にM- ϕ 関係、図-3に水平荷重(P)と水平変位(δ)の関係を示す。ここに、 M_c はひびわれ発生モーメント、 M_y は降伏モーメント、 M_u は終局モーメントを示し、 ϕ_c はひびわれ曲率、 ϕ_y は降伏曲率、 ϕ_u は終局曲率を示す。また、 P_c はひびわれ発生荷重、 P_y は降伏荷重、 P_u は終局荷重を示し、 δ_c はひびわれ発生変位、 δ_y は降伏変位、 δ_u は終局変位を示す。

(2) 塑性ヒンジを仮定する方法

塑性ヒンジを仮定する方法とは、部材の変形は断面基部にある高さで発生する塑性ヒンジ長(L_p)を仮定して、塑性変形は塑性ヒンジの回転によって生じるものとし、塑性ヒンジ区間では塑性曲率は一定であると仮定して計算する方法である。図-4に曲率分布図を示す。また、断面の最も外側に配置された軸方向引張鉄筋に生じるひずみが降伏ひずみに

達したときを初降伏とし、最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみ($\epsilon_{c,u}$)に達した時を終局としている。なお、完全弾塑性モデル上における弾性限界点を降伏とし、その時の変位を降伏変位とした。図-5にM- ϕ 関係、図-6にP- δ 関係を示す。ここに、 M_y は初降伏モーメント、 ϕ_y は初降伏曲率、 P_y は初降伏荷重、 δ_y は初降伏変位を示す。

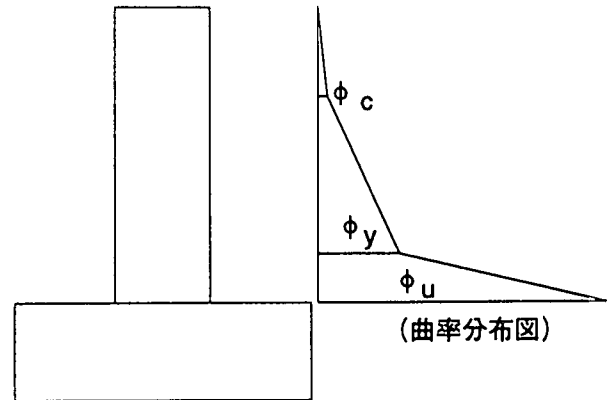


図-1 塑性ヒンジを仮定しない場合の曲率分布図

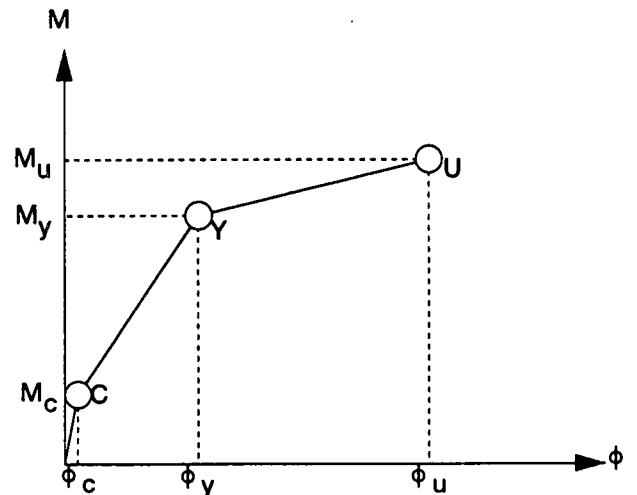


図-2 塑性ヒンジを仮定しない方法のM- ϕ 関係

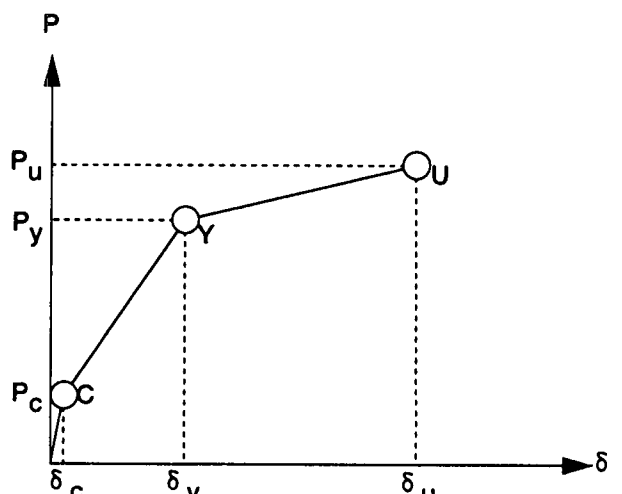


図-3 塑性ヒンジを仮定しない方法のP- δ 関係

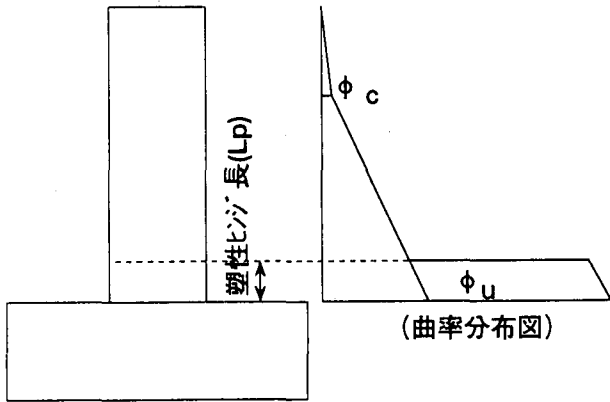


図-4 塑性ヒンジを仮定する方法の曲率分布図

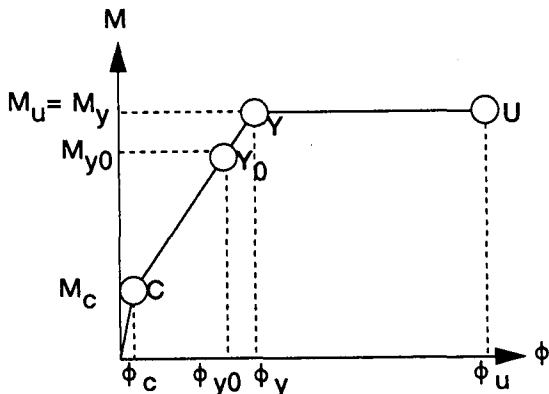


図-5 塑性ヒンジを仮定する方法のM-φ関係

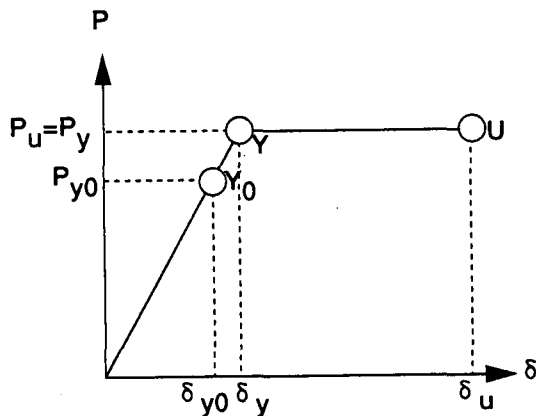


図-6 塑性ヒンジを仮定する方法のP-δ関係

(3) コンクリートのσ-ε関係

コンクリートのσ-ε関係は、コンクリートの最大応力(σ_{cc})と最大応力時のひずみ(ε_{cc})および終局応力(0.8σ_{cc})は復旧仕様を示す算定方法を使用し、図-7に示すように終局ひずみ(ε_{cu})をパラメータとして、模型実験の終局変位と計算値が同じになるようなε_{cu}を算定した。

(4) 平均体積比

復旧仕様では、コンクリートの応力-ひずみ曲線を算出するため横拘束筋と拘束コンクリートの体積比を用いている。ここで、横拘束筋の体積は、帯鉄

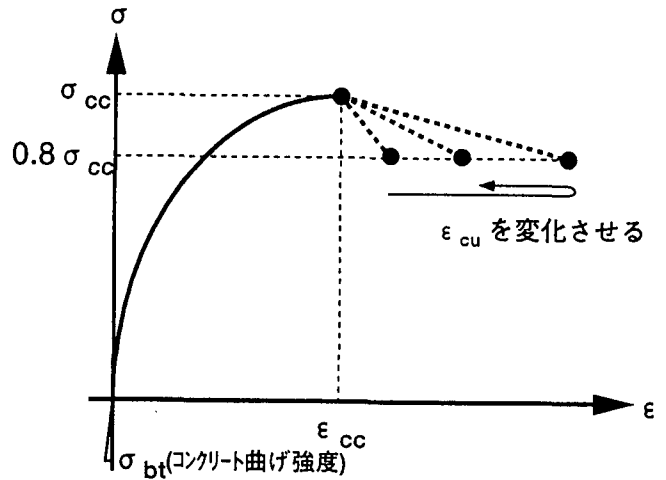


図-7 コンクリートのσ-ε関係

筋と中間帯鉄筋が同じ鉄筋径を使用することが原則となっており、また拘束コンクリートの体積は有効長(帯鉄筋や中間帯鉄筋により分割拘束されるコンクリート辺長のうち最も長い値)と横拘束筋の間隔を用いて表されている。このため、復旧仕様では帯鉄筋と中間帯鉄筋の鉄筋径を変えた場合や、同一断面内で中間帯鉄筋間隔が違う場合には適用できない場合がある。

そこで、ここでは、図-8に示すように、断面フランジ内の平均的な体積比(以下「平均体積比」という)を用いることとした。具体的には図-8の網掛けで示したコンクリート体積とそれを取り囲むように配筋される横拘束筋の体積(図-8中の点線で示す鉄筋)の比率で計算することとした。よって、断面の外側に2段で配筋された内側の帯鉄筋は横拘束筋として見なさないこととした。

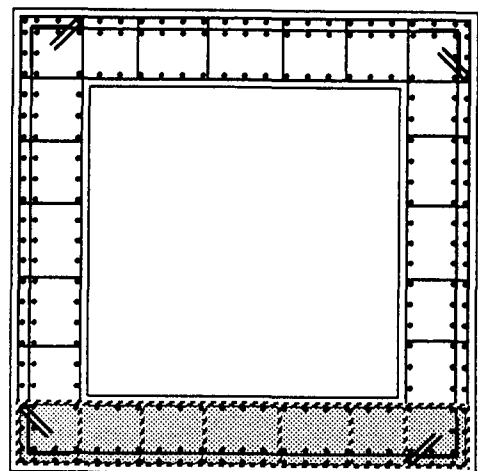


図-8 平均体積比の求め方

3. 模型実験の概要

(1) 試験体配列

実験は、池田湖橋の中空断面橋脚の配筋をもとに約1/10の縮尺模型試験体を製作し、地震荷重を想定した静的交番繰返し加力実験により行った。試験体は合計15体で、No.1試験体を標準試験体とし、横拘束筋（帯鉄筋および中間帯鉄筋）の体積比（No.2,3,4,5,15）、中間帯鉄筋の鉄筋径（No.9）、中間帯鉄筋の加工形状（No.6,7,8）、中間帯鉄筋の補強範囲（No.13）、基部の断面形状（No.10,11）、せん断スパン比（No.12）、およびねじり加力の有無（No.14）に着目している。表一1に実験配列を示す。

本論文では、横拘束筋（帯鉄筋および中間帯鉄筋）の体積比、中間帯鉄筋の鉄筋径、中間帯鉄筋の補強範囲、基部の断面形状に着目した試験体の実験結果をもとに拘束コンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係を検討した（表一1の網かけ部分）。

(2) 試験体

図一9に標準試験体（No.1）の形状寸法と配筋を示す。

標準試験体の横拘束筋量は「復旧仕様」による地震時保有水平耐力の照査結果を基に設定した。今回の実験では、中間帯鉄筋の配筋方法検討および耐震

性能の評価を目的としているため、模型試験体を使用する鉄筋は試験体の縮尺に合わせてできるだけ細径のものとし、また、部材軸方向鉄筋（柱筋）は、高橋脚の配筋の特徴を考慮して、中空断面の壁の外側に2段、内側に1段で配筋した。

柱部は、骨材の最大寸法が10mmの高流動コンクリートを使用して1回打ちとした。柱部コンクリートの圧縮強度は実験時で約400kgf/cm²であった。部材軸方向鉄筋（柱筋）には、D6鉄筋を、帯鉄筋には4mm異形鉄筋を、中間帯鉄筋には3mm異形鉄筋（No.9）と4mm異形鉄筋（No.9以外の試験体）を使用した。使用する鉄筋には通常の鉄筋と同様の機械的性質を有するように、全て熱処理を施した。図一10に鉄筋の引張試験結果を示す。

(3) 標準試験体（No.1）の実験結果

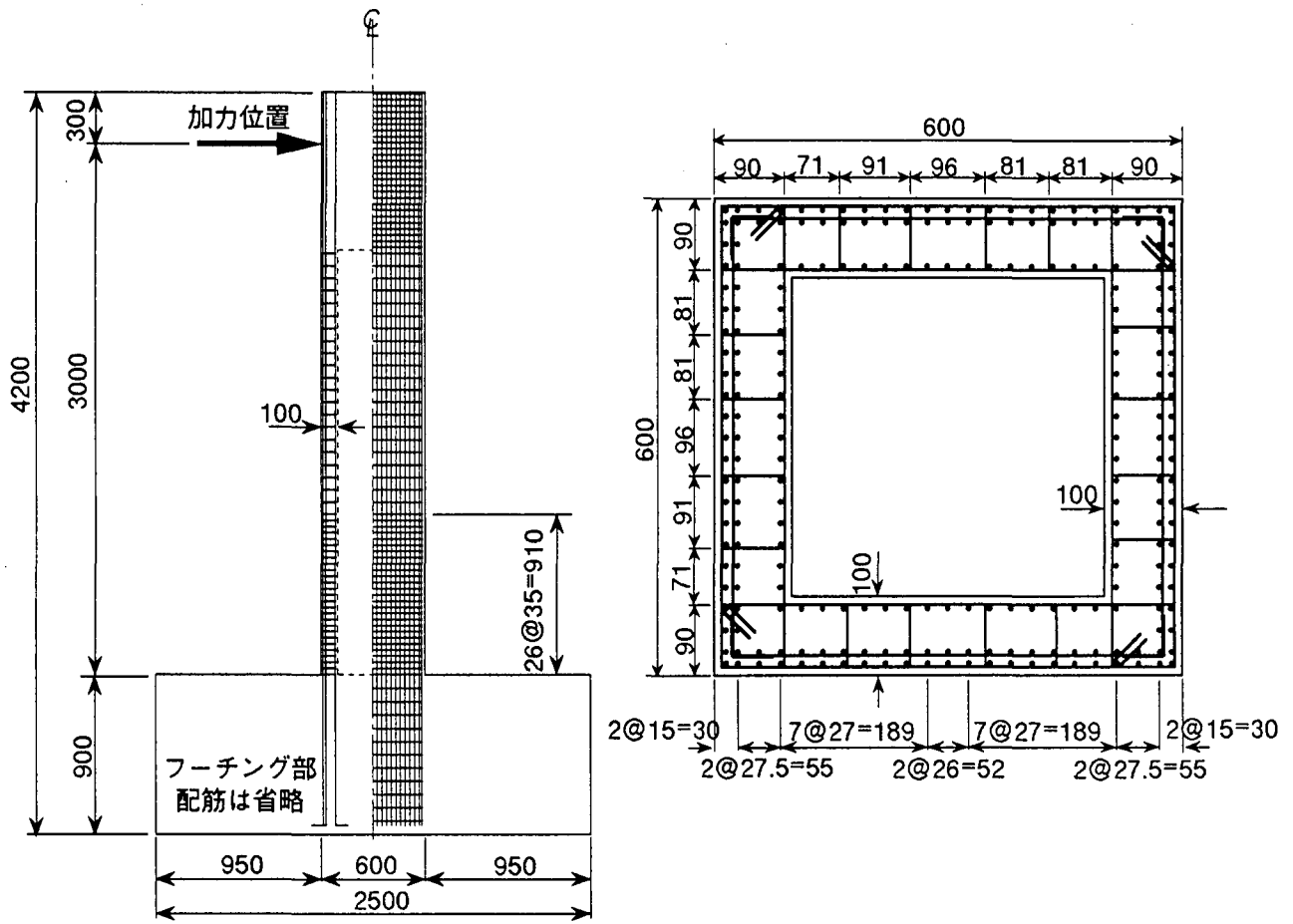
標準試験体（No.1）の水平荷重と柱頭部水平変位の関係および破壊の進行状況を図一11に示す。標準試験体は最終状態まで軸力を保持して実験を終了しており、十分な耐震性能を有していると考えられる。

なお、実験結果を整理するにあたっては、軸方向引張鉄筋が降伏ひずみに達するときの計算値を降伏荷重とし、その荷重のときの実測変位を降伏変位（1

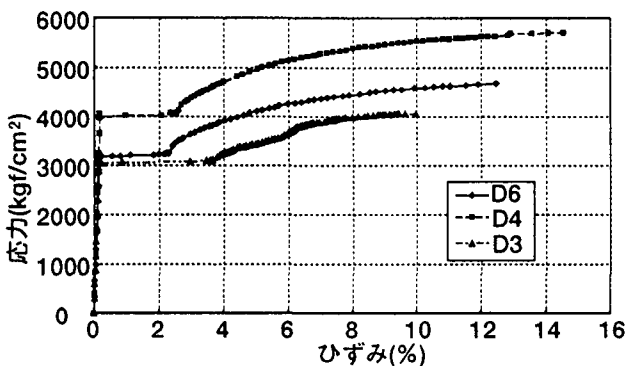
表一1 実験配列

試験体 No.	横拘束鉄筋									基部の 断面 形状	加力条件	
	帯鉄筋			中間帯鉄筋				基部の 平均 体積比 (%)	せん断 スパン 比		ねじり	
	間隔 a (mm)	使用 鉄筋	帯鉄筋量	間隔 s (mm)	断面内 間隔d (mm)	使用 鉄筋	加工 形状					補強の 範囲
1	35		0.0036ba	35	96	D4	直角・半円形フック	全高	1.39	中空	5	-
2	30		0.0042ba	30					1.62			-
3	20		0.0063ba	20					2.44			-
4				35					1.27			-
5				35					1.58			-
6				70					1.15			-
7									1.39			-
8		D4							1.45			-
9	35		0.0036ba	35	54	D3		1.39			-	
10					96			1.39	1D中実		-	
11					187			1.27	1D中実		-	
12						D4	直角・半円形フック		1.39		2.5	-
13					96			基部1D	1.39	中空		-
14								全高	1.39		5	有り
15	65		0.0019ba	65				全高	0.75			-

b：柱幅 a：帯鉄筋間隔



図—9 標準試験体(No.1)の形状寸法と配筋



図—10 鉄筋の引張試験結果

δ)とした。また、降伏変位を越え、再び降伏荷重の計算値まで荷重が低下した時点を終局とし、その時の変位を終局変位と定義した。

(4) 柱筋抜けだしによる回転変形の補正

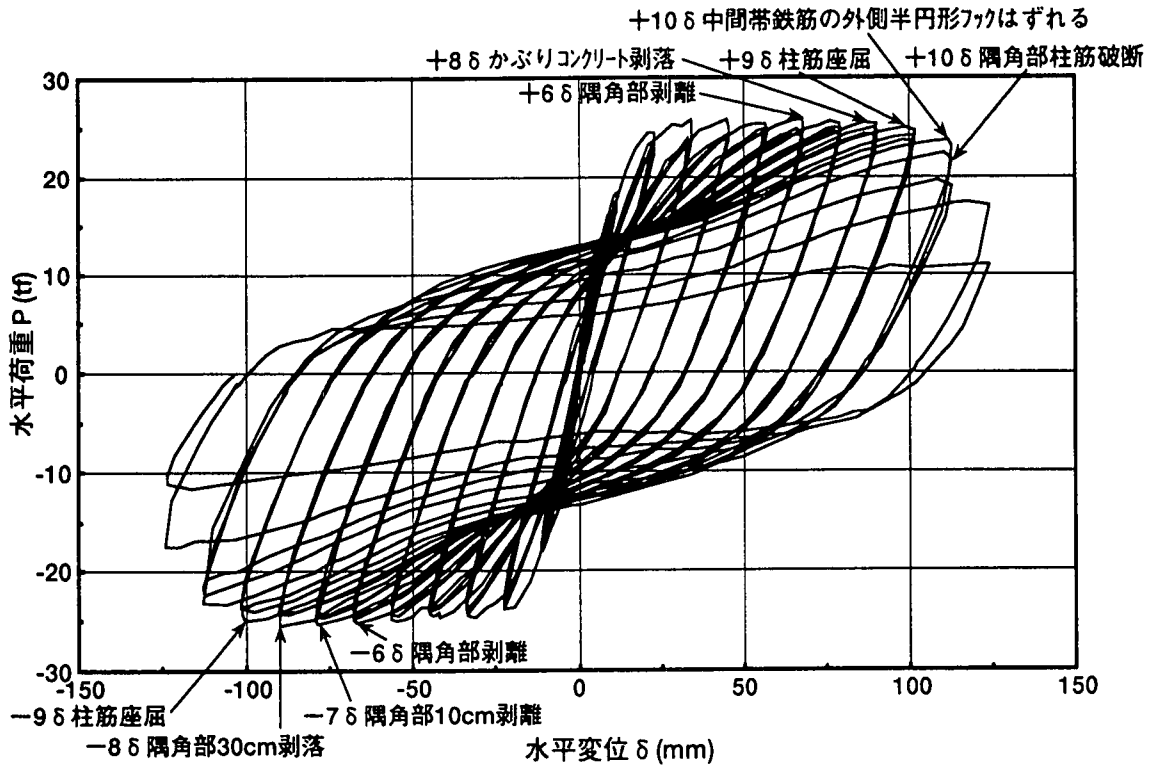
載荷実験時に計測している柱頭部の水平変位には橋脚基部柱筋の抜けだしによる回転変形の影響が含まれているため、終局ひずみを検討するためには、実測水平変位の抜けだし補正を行う必要がある。今回の実験では、橋脚基部の抜けだし量をコンクリートフーチング面から 30mm 上にアングルを取り付

け、フーチング面からの相対変位を変位計を用いて計測しているが、橋脚基部のコンクリートが剥離すると抜けだしによる回転変形が計測できなくなる。そこで、橋脚の水平変位から抜けだし回転変形の影響を補正するにあたっては、各試験体で抜けだし計測が確実にできている降伏変位の 3 倍の変位 (3δ) までは、実測の抜けだし計測により補正を行い、 3δ 以降は、抜けだしによる回転変形が変位量に比例すると仮定して、各試験体で計測された実測回転変形量を回帰分析して求めた、平均勾配を用いて抜けだし補正を行った。図—12 に標準試験体 (No.1) について水平荷重と水平変位関係の包絡線を抜けだし補正前 (図中の実線) と抜けだし補正後 (図中の点線) で示す。

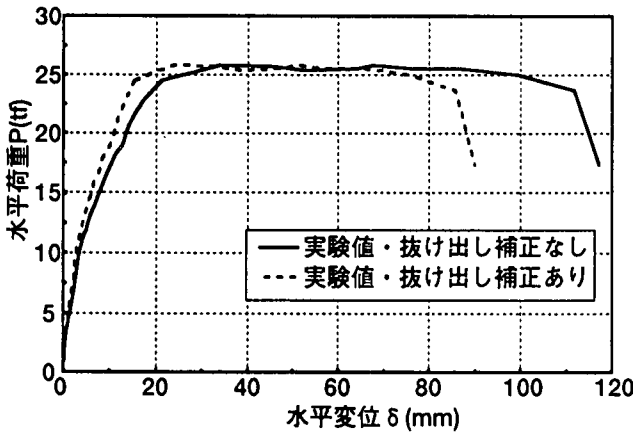
4. 拘束コンクリートの終局ひずみの検討

(1) 塑性ヒンジを仮定しない方法

図—13 に、塑性ヒンジを仮定しない方法を用いてコンクリートの終局ひずみ (ϵ_{cu}) をパラメータとし、抜けだし補正後の終局変位と合うような ϵ_{cu}



図一 1 1 標準試験体の水平荷重—水平変位関係



図一 1 2 標準試験体の水平荷重—水平変位包絡線を算出した結果を示す。この図の縦軸は算出した終局ひずみで横軸は終局ひずみに影響を及ぼすと思われる、体積比 (ρ_s)、横拘束筋強度 (σ_{sy})、コンクリート強度 (σ_{cc})、帯鉄筋 (ϕ) および中間帯鉄筋 (ϕ') の径、横拘束筋の有効長 (d) で示される x であり、 x は以下のように設定した。

$$x = 100 \cdot \rho_s \cdot \frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{cc}} \sqrt{\left(\frac{\phi}{d} - 1 \right)}$$

また図中の数字は試験体番号を示す。この結果、今回の実験の範囲では、コンクリートの終局ひずみ (ϵ_{cu}) は、 $\epsilon_{cu} = 0.0009 x + 0.0039$ という式で近

似できると思われる。

(2) 塑性ヒンジを仮定する方法

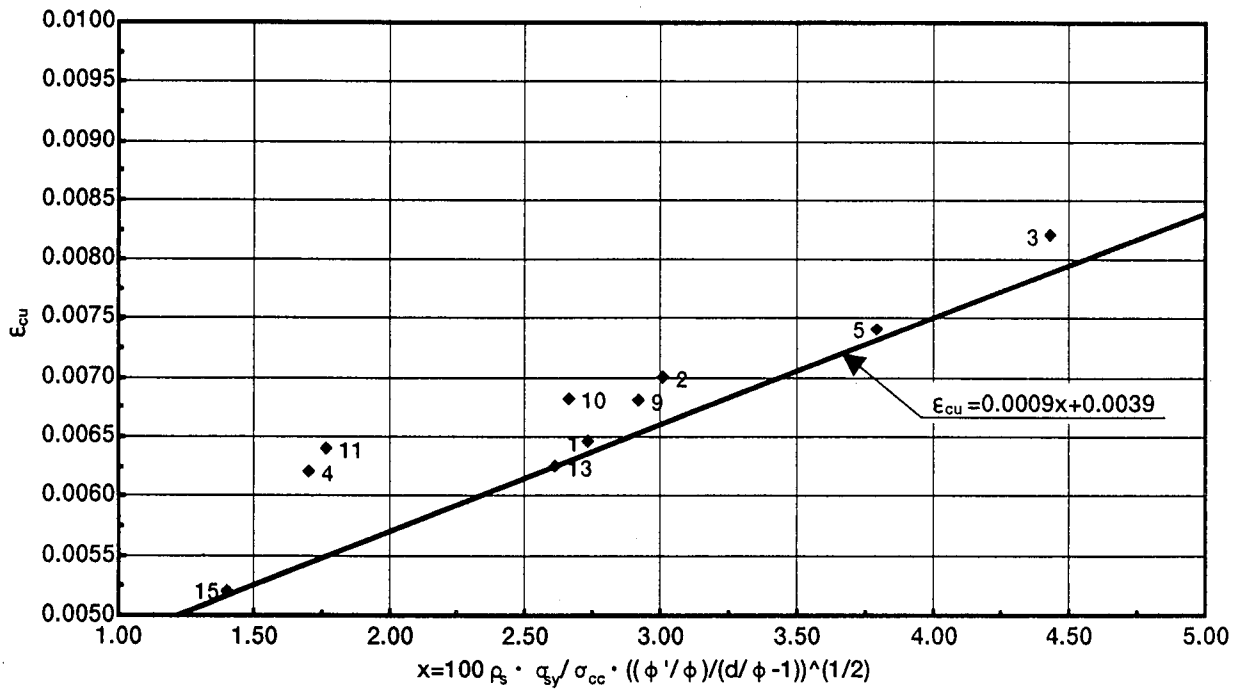
塑性ヒンジ長 (L_p) は一率に断面高さ (D) の 1/2 と仮定した。図一 1 4 に、塑性ヒンジを仮定する方法を用いてコンクリートの終局ひずみ (ϵ_{cu}) をパラメータとし、抜けだし補正後の終局変位と合うような ϵ_{cu} を算定した結果を示す。

この結果、今回の実験の範囲では、コンクリートの終局ひずみ (ϵ_{cu}) は、 $\epsilon_{cu} = 0.00115 x + 0.0039$ という式で近似できると思われる。

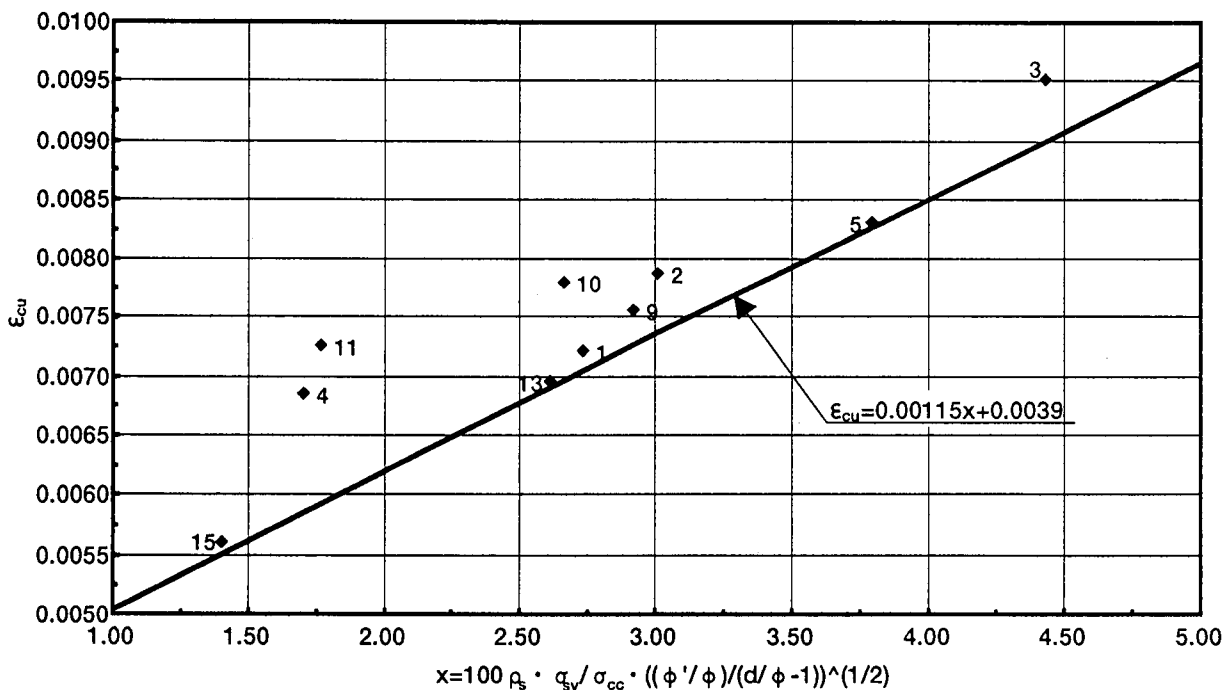
(3) 実測値と計算値の比較

復旧仕様、塑性ヒンジを仮定しない方法、塑性ヒンジを仮定する方法を用いて計算した終局変位と、実測値の比を図一 1 5 に示す。ここで、縦軸には終局変位の計算値と実測値の比をとり、横軸に試験体 No. を取っている。この図より、以下のことが分かる。

復旧仕様による方法 (図中の□) では、No.3,9 の差が特に大きいことが分かる。No.3 は、横拘束筋の部材軸方向の間隔を狭くした試験体であり、横拘束筋の拘束効果が十分であるため、破壊領域 (塑性ヒンジ長) が短くなり、軸方向鉄筋の破断により終局状態に至った。計算上は、コンクリートが終局ひずみに達したときを終局としているが、No.3 の場合



図一 1 3 塑性ヒンジを仮定しない方法のコンクリート終局ひずみ



図一 1 4 塑性ヒンジを仮定する方法のコンクリート終局ひずみ

は、コンクリートの終局より鉄筋の破断が先に起きてしまったため計算値が大きくなったと思われる。また、No.9は中間帯鉄筋の鉄筋径を細くした試験体である。復旧仕様においては、帯鉄筋と中間帯鉄筋の鉄筋径を同じにすることとしており、鉄筋径の違いを考慮できないため誤差が大きくなったと考えられる。

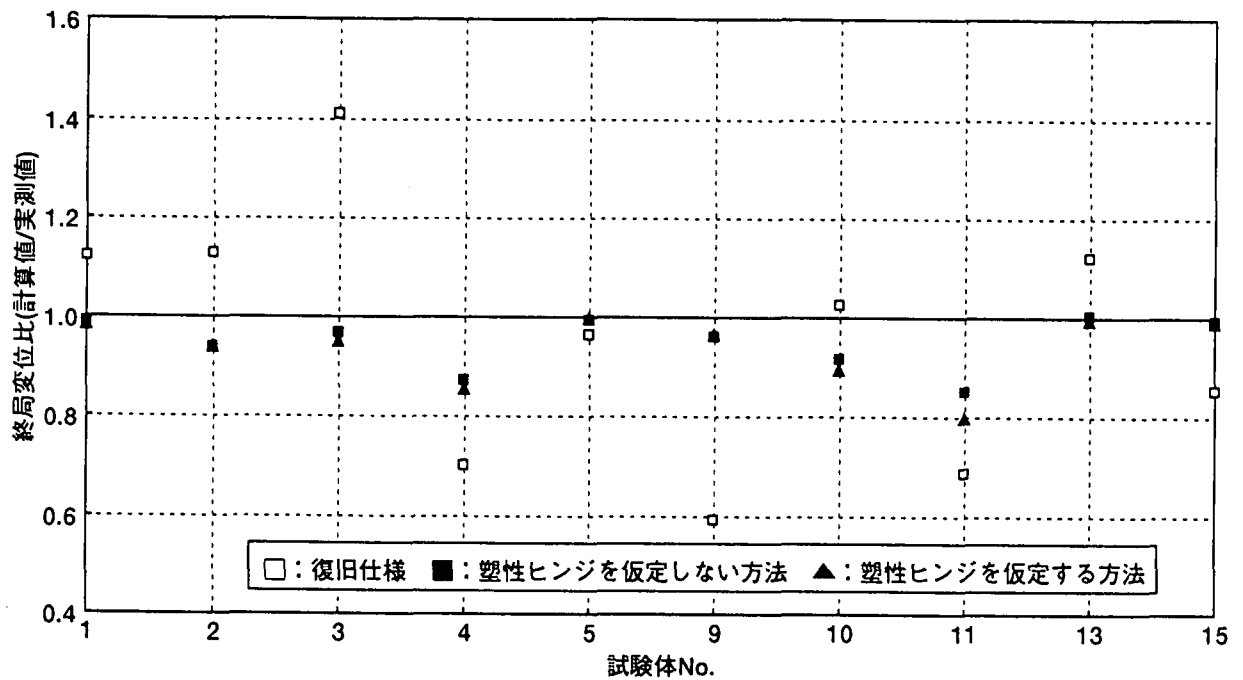
塑性ヒンジを仮定しない方法（図中の■）では、今回提案した方法で算定すれば、最大15%の誤差以

内で終局変位を計算できることが分かる。

塑性ヒンジを仮定する方法（図中の▲）では、今回提案した方法で算定すれば、最大20%の誤差以内で終局変位を計算できることが分かる。

5. まとめ

今回、徳島自動車道池田湖橋及び今後建設される全国レベルの中空断面橋脚を対象に行った模型実験結果をもとに、横拘束筋の鉄筋径や間隔が違う場合



図—15 計算値と実測値の比較（終局変位）

の拘束コンクリートの終局ひずみを、塑性ヒンジの仮定の有無を条件に逆解析を行った。

その結果、本実験の範囲において、塑性ヒンジを仮定しないモデルおよび塑性ヒンジを仮定したモデルについて実験値の変形性能を安全側に評価する拘束コンクリート終局ひずみ推定式を提案することができた。

本報文が、これからの高橋脚橋梁の耐震解析の一助となれば幸いである。

【参考文献】

- 1)建設省道路局：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様、1995年6月
- 2)松田哲夫他：中空断面を有するRC橋脚の耐震性に関する模型実験、橋梁と基礎、pp25～30、1996年11月

Seismic model tests of reinforced-concrete hollow piers

Yasuyuki Yukawa, Katuhiko Hanada, Yuuji Tukiya,
Shigetaka Ishihara, Kumiko Suda, Hajime Saitou

Since the Ikedako Bridge has hollow tall-piers, with height of about 60m a seismic behavior of the piers is important during load carrying capacity check.

After the Great Hanshin-Awaji Earthquake, tie arrangement became mandatory and stress-strain relationship of concrete including the restraining effect of lateral reinforcement was introduced in the Standard Specification. However, since specific arrangement for hollow section has not been proposed.

Focusing on specific arrangement of ties, model test on earthquake resistance of hollow piers was conducted. This paper, investigates ultimate strain of reinforced concrete of hollow piers using the result of the experiment.