論文　鋼板巻き補強柱部材の変形性能

西川　佳祐*1・渡辺　忠朋*2・佐藤　勉*3・谷村　幸裕*4

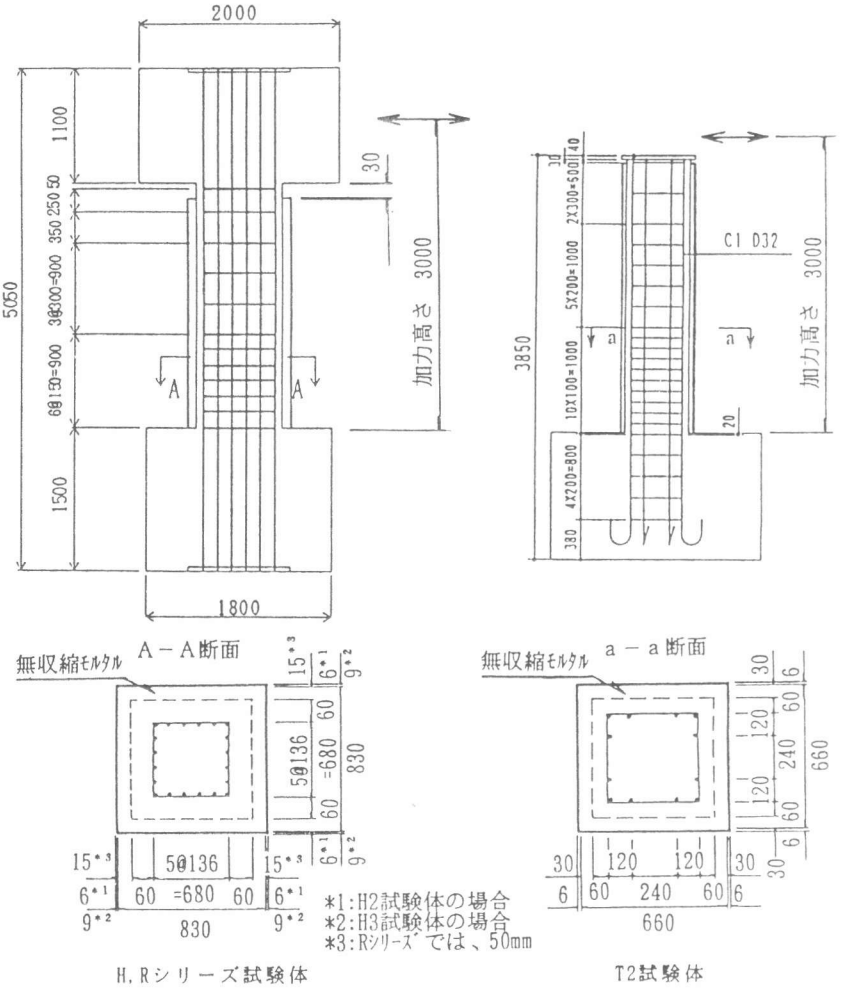
要旨：鉄筋コンクリートラーメン高架橋の標準断面の柱部材および鋼板巻き補強を行った同柱部材の実物大の試験体を用い、耐力と変形性能の確認試験を行った。その結果、鋼板巻き補強により柱のじん性が大きく向上すること、損傷を受けた柱に鋼板巻き補強した場合の変形性能は損傷していない柱に鋼板巻き補強した場合とほぼ同程度であると推定されること、既往のじん性率算定手法は実験値を過大に評価する傾向にあることなどが明らかになった。また、著者らの実験結果と既往の実験データを含めてじん性率算定手法を検討し、算定方法を示した。

キーワード：耐震補強，鋼板巻き，実物大，耐力，変形性能，損傷を受けた柱，じん性率算定手法

1．はじめに

兵庫県南部地震により、鉄筋コンクリートラーメン高架橋の柱部材に大きな被害が生じた。これらの復旧および耐震補強工法として、高架橋の柱部材外側に鋼板を巻く補強工法(以下、鋼板巻き補強という)が採用された。これは、耐震補強として実績があり試験も実施されている[1,2,3]。

しかし、これまでの試験は比較的小型の模型試験により行われているため、対象とする高架橋の柱部材と異なることや補強鋼板の厚さの違い、損傷履歴の影響などを確認することを目的として、鉄筋コンクリートラーメン高架橋の標準断面の柱部材および鋼板巻き補強を行った同柱部材の



図－1　試験体の形状寸法

*1:（財）鉄道総合技術研究所技術開発事業本部構造物技術開発事業部技師（正会員）
*2:（財）鉄道総合技術研究所技術開発事業本部構造物技術開発事業部主任技師（正会員）
*3:（財）鉄道総合技術研究所技術開発事業本部構造物技術開発事業部主任技師（正会員）
*4:（財）鉄道総合技術研究所技術開発事業本部構造物技術開発事業部技師、工修（正会員）

耐力と変形性能の確認試験を行った。

2．実験の概要

2．1　試験体の諸元

実験に用いた試験体の諸元と形状寸法を、表－1および図－1に示す。

表－1　試験体の諸元

NO	軸力 (kN)	軸方向鉄筋 径－本数	柱帯鉄筋 径	ピッチ(cm) 下部	ピッチ(cm) 上部	鋼板厚さ (mm)	コンクリート圧縮強度 (N/mm2)	コンクリート弾性係数 (N/mm2)	記　事
T2	1.18	D32-12	φ9	10	20	6	27.95	23300	
H1	2.35	D32-20	φ9	15	30	－	33.15	27200	
H2	2.35	D32-20	φ9	15	30	6	35.70	28700	
H3	2.35	D32-20	φ9	15	30	9	35.99	29700	
H4	1.18±2×P	D32-20	φ9	15	30	－	37.36	27500	P:水平載荷重
R1	2.35	H1と同じ	φ9	15	30	6	H1と同じ	H1と同じ	H1の補強試験体
R4	2.35	H4と同じ	D13	10	10	6	H4と同じ	H4と同じ	H4の補強試験体

試験体は、1層ラーメン高架橋柱部材の2種類の標準設計断面を実寸で模擬(T2およびHシリーズ)し、加力点高さは、地震時における高架橋柱部材の曲げモーメント分布が上下逆対称になると想定されるので、高架橋の柱長の1/2とした。H1，H4は無補強の試験体で、T2，H2，H3は載荷前に厚さ6mmおよび9mmの鋼板で柱部材の補強を実施した。R1，R4はH1，H4のせん断破壊した試験体を補修して鋼板巻き補強を行い、再度載荷試験を行った。補強鋼板は、柱と鋼板の間隔をH2，H3では15mm、T2では30mm、R1，R4では50mm確保するように曲げ加工し、半割り形状とした。補強鋼板の設置は、柱を囲んで補強鋼板を仮止めボルトで固定し、突き合わせ部を溶接して設置した。柱と鋼板との間には、プレミックスタイプの無収縮モルタルを柱下端より圧入した。R1，R4の補修方法は、浮きコンクリートを除去し内部ひび割れにエポキシ樹脂を注入し、厚さ6mmの鋼板で補強し、無収縮モルタルを充填した。なお、軸方向鉄筋は、柱下端部で湾曲していたがそのまま使用した。R4は、樹脂注入後かぶりコンクリートを除去し、帯鉄筋を柱全長にD13-10cm間隔に配置した。なお、鋼板の下端部は、基礎コンクリート部に定着していない。使用鋼材の引張試験結果を表－2に示す。

表－2　使用鋼材の引張試験結果

鋼材の種類	降伏強度 (N/mm2)	弾性係数 (N/mm2)	記　事
D32	345.5 349.1	206000 191000	H1～4 T2
φ9	356.5 316.8	192000 195000	H1～4, R1 T2
D13	365.4	181000	R4
PL6mm	378.7 364.4 332.2	208000 214000 188000	H2 R1, 4 T2
PL9mm	332.7	207000	H3

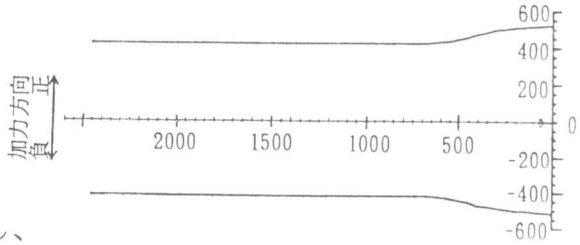
2．2　載荷方法

載荷方法は、H4は変動軸力下でそれ以外の試験体は一定軸力下で、変位制御による正負水平交番載荷とした。基準とする降伏時の変位および荷重は、正負両方向でそれぞれ柱の引張縁の軸方向鉄筋のひずみをモニターしながら載荷し、降伏に至る時点の変位と荷重を降伏変位δ_yおよび降伏荷重P_yとした。なお、R1，R4では、H1の降伏変位を基準の変位とした。加力サイクルは、H1，H4では±1δ_y，±2δ_y，±3δ_y…とし、それ以外の試験体は±1δ_y，±2δ_y，±4δ_y，±6δ_y…とし、各δ_yごとに3回繰り返すことを基本とした。

3．実験結果

3．1　破壊状況

H1，H4は、せん断破壊した。それ以外の試験体は、終局変位δ_u(図－4参照)を超えた付近から軸方向鉄筋の破断を契機として耐力が急激に低下し、軸力の保持が困難となる状況となり、実験を終了した。



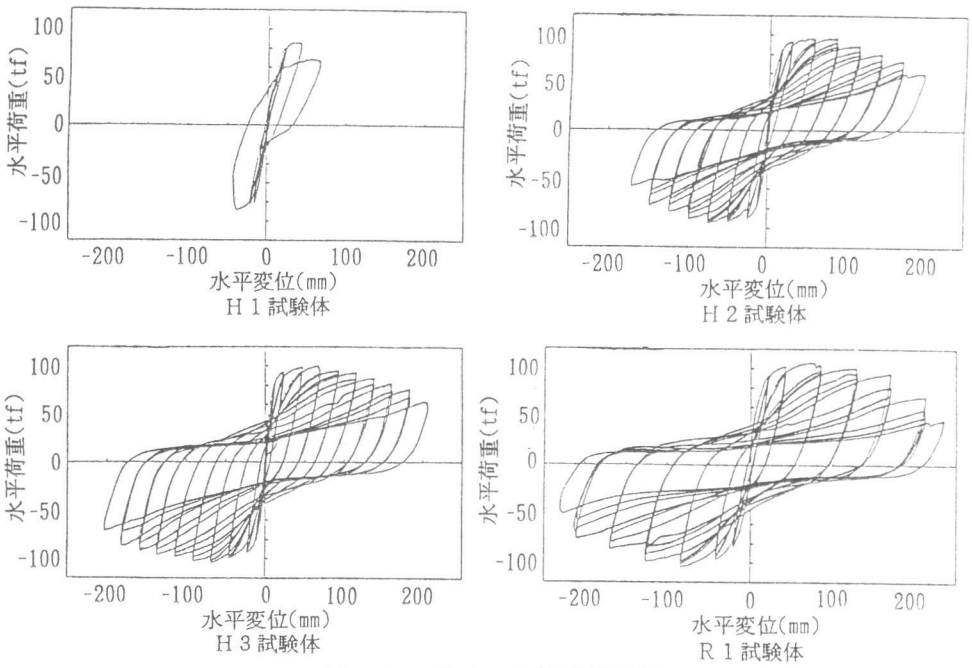
図－2　鋼板のはらみ状況

鋼板には、はらみが発生した。実験終了時には、柱下端部で鋼板がスカート状に広がっていたものの鋼板に亀裂はみられなかった。柱下端部での鋼板のはらみ量は、大きいもので100mm程度であった。鋼板のはらみの発生時期は、最も早いもので＋2δ_yの荷重ピーク時の計測ではらみが確認された。H2の鋼板の最終はらみ状況を図－2に示す。

3．2　荷重－変位の関係

各試験体の荷重－変位履歴曲線の例を図－3に示す。また、各試験体の降伏荷重(P_y)，最大荷重(P_{max})の実験値と計算値[4]を表－3に示す。

図－3より、鋼板巻き補強した試験体は、無補強の試験体に比較して変形性能が大きく向上していることがわかる。また、損傷を受けた柱を鋼板巻き補強したR1，R4は、損傷を受けていない柱に鋼板巻き補強したH2と比較して、荷重－変位関係に顕著な違いはみられなかった。



図－3　荷重－変位履歴曲線

表－3　実験結果

NO	実験値		計算値（曲げ）	
	Py (kN)	Pmax (kN)	Pycal (kN)	Pmaxcal (kN)
T2	396	513	334	377
H1	792	852	671	822
H2	794	947	703	867
H3	795	1001	708	874
H4	553 -858	641 -877	473 -725	622 -879
R1	862	1028	758	932
R4	886	1021	758	932

表－3より、降伏荷重の実験値は、軸力一定のH1～H3ではほぼ同じであったが、最大荷重はH2，H3の方が若干大きくなった。また、R1，R4は、降伏変位をH1の降伏変位としたため、降伏荷重の実験値を計算値とは直接比較できないが、両試験体とも計算値を上回った。

3．3　損傷前後における鋼板巻き補強効果

各試験体の降伏変位(δ_y)，終局変位(δ_u)，じん性率(μ)の実験値を表－4に示す。なお、H4以外は、正負の値を平均して評価した。

表－4　補強効果の比較

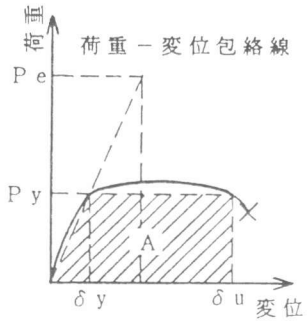
NO	実験値(mm)		μ	$\frac{A}{AH1}$	$\frac{Pe}{PeH1}$
	δy	δu			
T2	16.1	221.8	13.8	3.2	1.5
H1	21.0	43.6	2.1	1.0	1.0
H2	12.9	135.0	10.5	3.9	2.5
H3	11.3	172.1	15.2	5.0	3.1
H4	16.5 -19.0	39.9 -36.3	2.4 1.9	0.7 0.9	0.8 1.0
R1	(21.2)	174.8	－	5.4	2.4
R4	(21.3)	173.4	－	5.6	2.5

また、エネルギー吸収能力の比較として、式(1)より求めた各試験体の荷重－変位包絡線の面積A(図－4参照)のH1に対する比率A/A_{H1}および補修・補強効果の比較として、式(2)より求めたNewmarkのエネルギー一定則で換算した耐力P_eのH1に対する比率P_e/P_{eH1}もあわせて表－4に示す。

$$A = 1/2 \cdot \delta_y \cdot P_y + 1/2(\delta_u - \delta_y)(P_y + P_u) \qquad (1)$$

$$P_e = P_y \cdot \sqrt{(2\delta_u / \delta_y - 1)} \qquad (2)$$

ここに、P_u：終局変位時の荷重($=P_y$)



図－4

表－4より、H1，H4に対してH2，H3は、エネルギー吸収能力が大きくなっており、R1，R4についてもH1に対して、エネルギー吸収能力が大きく向上する結

果となった。補修・補強効果においても、鋼板巻き補強が有効であることがわかる。また、T２は、H２以上のじん性率を示していることがわかる。

表－５　計算結果

NO	実験値			計算値
	δy0 (mm)	δu0 (mm)	μ0ex	μ0cal1
T2	10.9	197.9	18.1	28.7
H2	9.95	106.38	10.7	21.2
H3	7.59	133.25	17.6	29.3

４．じん性率算定手法の検討

４．１　既往のじん性率算定手法による検討

部材のく体のみのじん性率の実験値と計算値を比較した。実験値(μ_{0ex})は、次式により求めた。

$$\mu_{0ex}=\delta_{u0}/\delta_{y0}=(\delta_u-\delta_{u1})/(\delta y-\delta_{y1})$$

ここに、δ_{u0}, δ_{y0}：終局時および降伏時のく体のみの変位

δ_{u1}, δ_{y1}：終局時および降伏時の軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変位[5][6]

計算値($\mu_{0cal}1$)は、既往の鋼板巻き補強された鉄筋コンクリート部材のく体のみのじん性率算定手法として、文献[1]の方法を用いて算定した値とした。

く体のみの変位とじん性率の実験値および計算値を表－５に示す。せん断補強鋼材比(P_{ww})と$\mu_{0ex}/\mu_{0cal}1$の関係を図－５に示す。なお、じん性率の実験値は、正負の値のうち小さい方の値とした。せん断補強鋼材比P_{ww}は、帯鉄筋を補強鋼板に換算して加えた値であり、式(3)により算定した。

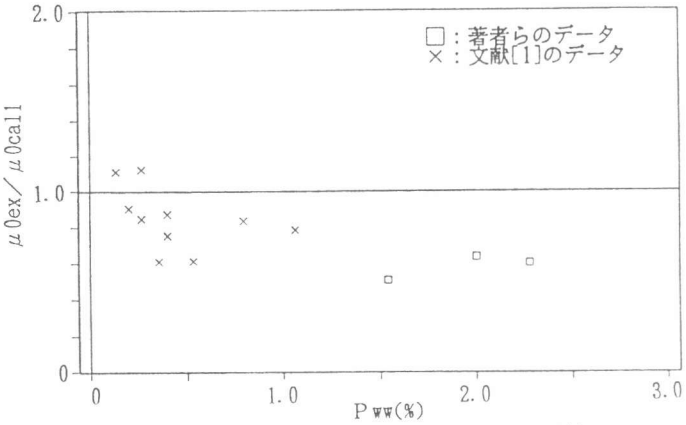
$$P_{ww}=P_{wp}+P_w\cdot f_{wy}/f_{ry} \quad (3)$$

ここに、P_{wp}：補強鋼材比[1]

P_w：せん断補強鉄筋比[4]

f_{ry}：補強鋼板の降伏強度

f_{wy}：せん断補強鉄筋の降伏強度



図－５　$\mu_{0ex}/\mu_{0cal}1$とP_{ww}の関係

表－５より、計算値は実験値を過大に評価する傾向にあることがわかる。また、図－５より、せん断補強鋼材比が大きくなると、計算値は実験値を過大に評価する傾向がある。これは、文献[1]の方法は、せん断補強鉄筋を配置していない試験体をもとにしたものであることなどの影響と考えられる。

４．２　じん性率算定手法の検討

著者らの実験結果と文献[1]のデータを含めて、く体のみのじん性率算定手法の検討を行った。

じん性率に影響を与えるパラメータとして、せん断耐力曲げ耐力比、せん断耐力曲げ降伏耐力比、せん断補強鋼材比、軸方向力圧縮強度比、鋼材断面積コンクリート断面積比等を用いて主成分分析を行ったところ、せん断耐力曲げ降伏耐力比が最も大きな影響を与える因子となり、他のパラメータには顕著な影響が認められなかった。

そこで、せん断耐力曲げ降伏耐力比($k_y=(V_c+V_s+V_r)\cdot l_s/M_y$)をパラメータとして、じん性率算定手法を検討することとした。なお、じん性率算定手法は、せん断耐力曲げ降伏耐力比が1.0のときにじん性率は1.0となるものと仮定し、式(4)で算定することとした。

$$\mu_{0cal}2=\alpha\cdot\left(\frac{V_c+V_s+V_r}{M_y}\cdot l_a-1\right)+1 \qquad (4)$$

ここに、α：回帰分析により定める係数

V_r：鋼板の受け持つせん断耐力(tf)で、下式で算定した。

$V_r=2\cdot t\cdot h_w\cdot f_{ry}$

t，h_w：鋼板の厚さおよびウェブ高さ

V_c：コンクリート部分の受け持つせん断耐力[5](tf)

V_s：せん断補強鉄筋の受け持つせん断耐力[5](tf)

M_y：曲げ降伏耐力[5](tf・m)

l_a：せん断スパン(m)

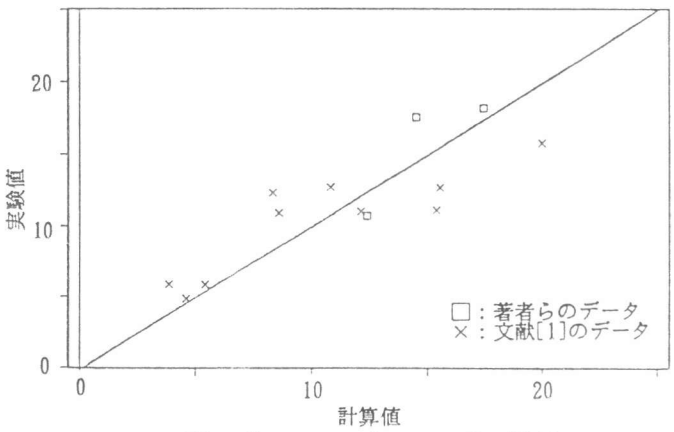
回帰分析の結果から、αを以下のように定めた。

$\alpha=2.33\cdot(2.82\cdot\beta+0.49)$

ここに、$\beta=V_c/(V_c+V_s+V_r)$

ただし、$1.61\leqq k_y\leqq 9.83$

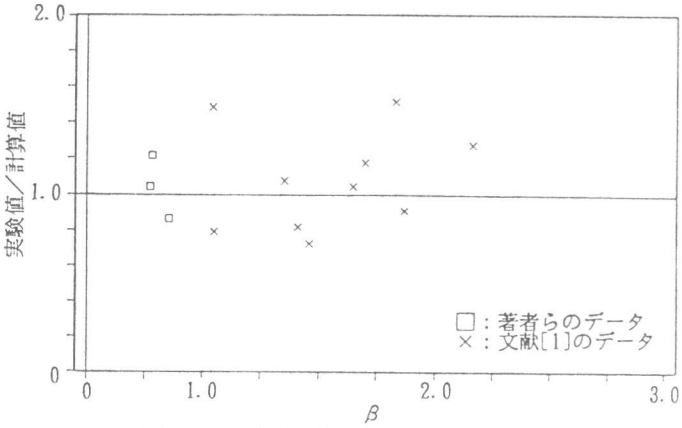
$0.11\leqq\beta\leqq 0.67$



図－6　μ_{0ex}と$\mu_{0cal}2$の関係

式(4)によるく体のみのじん性率の計算値と実験値の関係を図－6に示す。また、実験値／計算値とβ，$k_{cy}=V_c\cdot l_a/M_y$，$k_{sry}=(V_s+V_r)\cdot l_a/M_y$，$k_y$，$P_{ww}$および軸力比の関係を図－7，8，9，10および11に示す。なお、軸力比は、軸圧縮応力度のコンクリート圧縮強度に対する比である。

図－7，8，9，10および11より、とくに顕著な傾向がみられないことから、式(4)はこれらの要因を妥当に評価していると考えられる。

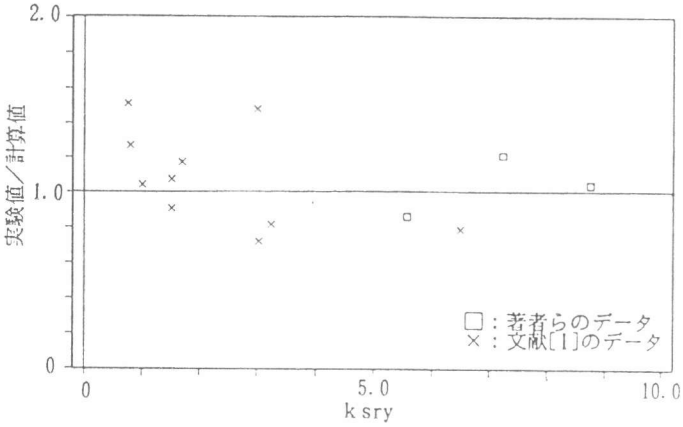


図－7　実験値／計算値とβの関係

5．まとめ

鉄筋コンクリートラーメン高架橋の標準断面の柱部材および鋼板巻き補強を行った同柱部材の実物大の模型試験体を用い、耐力と変形性能の確認試験を行った。本実験結果およびデータ解析から得られた主な点を以下に示す。

(1)　鋼板巻き補強により、柱のじん性率は大きく向上する。



図－8　実験値／計算値とk_{sry}の関係

(2) 無補強のＨ１試験体と鋼板巻き補強したＨ２およびＨ３試験体の曲げ降伏耐力は、ほぼ等しくなる。

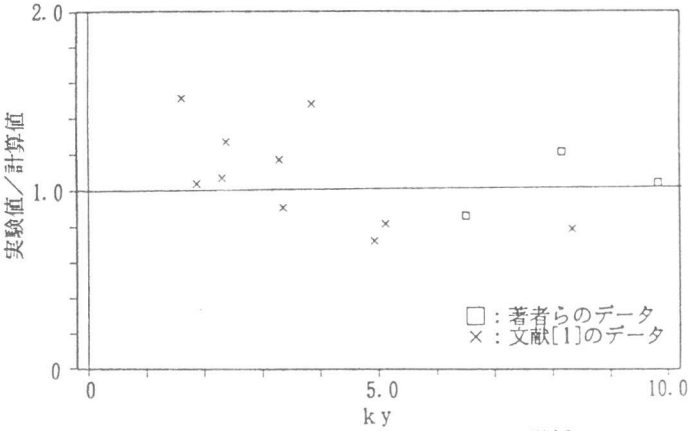
(3) せん断破壊した柱に鋼板巻き補強したＲ１およびＲ４試験体は、損傷していない柱に鋼板巻き補強したＨ２試験体とほぼ同程度の変形性能が得られるものと推定される。

(4) く体のみのじん性率算定手法として文献[1]の方法により算定した場合計算値は実験値を過大に評価する傾向にある。

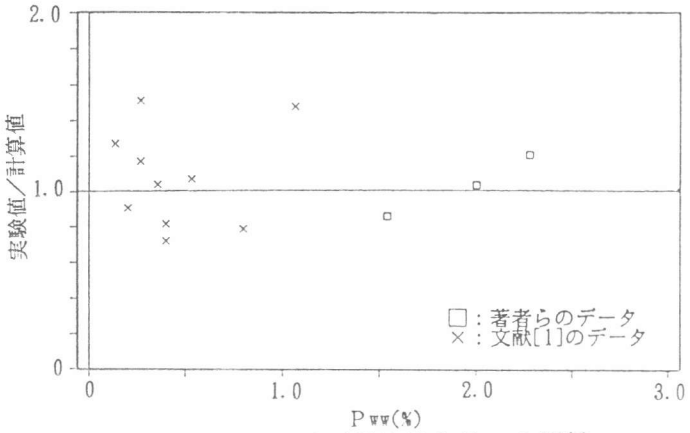
(5) 著者らの実験結果と文献[1]のデータを含めてく体のみのじん性率算定手法の検討を行い、算定方法を示した。以下に算定式を示す。

$$\mu = \alpha \cdot \left(\frac{V_c + V_s + V_r}{M_y} \cdot l_a - 1 \right) + 1$$

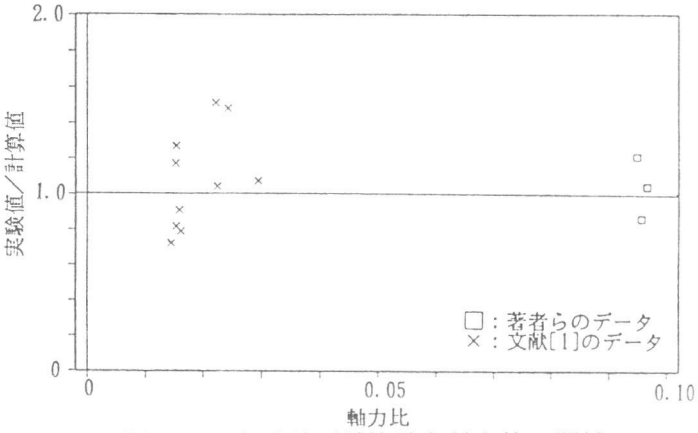
$$\alpha = 2.33 \cdot (2.82 \cdot \beta + 0.49)$$



図－９　実験値／計算値とk_yの関係



図－10　実験値／計算値とP_{ww}の関係



図－11　実験値／計算値と軸力比の関係

参考文献

[1]宮本征夫，石橋忠良，斉藤俊彦：既設橋脚の鋼板巻き耐震補強方法に関する実験，構造物設計資料，No. 89，pp49-53，1987. 3

[2]長曽我部徹，丸山久一，橋本親典，清水敬二：鋼板補強によるＲＣ部材の靭性改善に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文報告集10-3，1988

[3]宇佐見健太郎：既設ＲＣ橋脚の耐震補強，橋梁と基礎，1994. 2

[4]鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），鉄道総合技術研究所編，1992. 10

[5]石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，第390号/V-8，pp57-66，1988. 2

[6]周礼良，二羽淳一郎，岡村甫：マッシブなコンクリート中の異径鉄筋の付着モデル，第２回ＲＣ構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，日本コンクリート工学協会，1983. 10