論文　既設ＲＣラーメン橋脚の面内方向耐震性に関する検討

田中　克典[*1]・吉原　聡[*2]・時　譲太[*3]・幸左　賢二[*4]

要旨：既設のＲＣラーメン橋脚では、兵庫県南部地震の被災経験により、1 本柱と同様に柱部の耐震補強が実施されている。補強量は、橋軸方向（面外方向）に対して 1 本柱に置き換えたモデルの保有耐力照査により決定されている。これにより、ＲＣラーメン橋脚の橋軸直角方向（面内方向）においては、補強されていない梁部が相対的に弱点となっていることが考えられる。そこで、本検討では、面内方向の保有耐力照査により、ＲＣラーメン橋脚の耐震性を把握し、保有耐力照査と動的解析による照査の比較を行った。さらに、梁の帯鉄筋を変化させた模型実験を行い、梁部に対する補強対策の要否あるいは対策優先度などを判定するための簡便な評価法を提案した。

キーワード：ＲＣラーメン橋脚，せん断耐力，ＲＣラーメン橋脚梁部，耐震性評価，保有耐力法

１．　はじめに

兵庫県南部地震における阪神高速道路の橋梁被害[1)]において、ＲＣ橋脚に着目すると、ＲＣ単柱の基部付近や主鉄筋段落とし付近におけるせん断や曲げせん断破壊が支配的である。

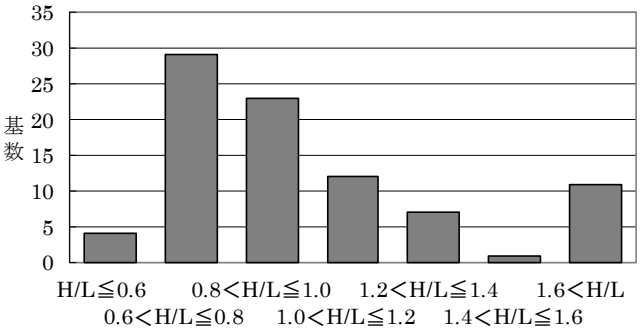
このような被災経験を踏まえ、被災していない既設のＲＣ橋脚に対しても、ＲＣ単柱、ＲＣラーメンともに柱部のみ鋼板巻き立てを中心とする耐震補強が実施されている状況である。したがって、未補強であるＲＣラーメン梁部や橋脚基礎部は相対的に耐震性が低くなっているものと思われ、橋梁全体系として所定の耐震性（現行道示Ｖ[2)]等）を照査しておくとともに、必要と認められれば柱部以外の耐震対策についても順次実施していく事が望ましいと考えられる。

以上のことから、阪神高速道路の高架橋を対象に、補強された柱部と未補強の梁部からなるＲＣラーメン橋脚面内方向の耐震性に着目し、保有耐力照査、動的解析による検討、さらには模型実験による検討から、梁部に着目した耐震性評価を行い、耐震対策のための基礎資料となることを目的とする。

２．　既設ＲＣラーメン橋脚の構造概要

阪神高速道路の全路線におけるＲＣラーメン橋脚の基数は、約 1300 基でそのうち約 900 基が標準的な 1 層 1 径間の橋脚である。1 層 1 径間の橋脚のうち、約 90%が昭和 46 年以前の古い設計基準を適用したものである。

既設ＲＣラーメン橋脚の概略を把握するために、1 層 1 径間で比較的古い年代に建設され、かつ柱の耐震補強を完了している約 100 基を抽出した。これらについて脚高 H、柱間隔 L、およびＬと梁断面積の関係をそれぞれ**図－１、図－２**に示した。図より、柱間隔Ｌの方が橋脚高Ｈより大きい傾向がうかがえる。また、柱間隔



図－１　H/L の分布

*1 八千代エンジニヤリング（株）大阪支店技術第１部第１課　（正会員）
*2 阪神高速道路公団　保全施設部保全技術課保全技術係長
*3 阪神高速道路公団　保全施設部保全技術課
*4 九州工業大学助教授　工学部建設社会工学科　Ph.D　（正会員）

L と梁断面積には一定の傾向が見られ、L が大きな橋脚では梁の断面積も大きくなっている。

通常、橋脚高は路線の縦断により決まり、柱間隔は上部工幅員により決まるが、**図－１**より路下条件により柱間隔が広くなっている区間の影響と考えられる。また、**図－２**から、上部工死荷重が支配的な梁断面積と上部工幅員から決まる柱間隔では相関があることがうかがえる。

次に、３．で述べる検討対象橋脚として、計算に必要な設計資料が入手できた 19 基についての構造諸元のうち、柱および梁鉄筋比の分布を**図－３**に示す。図より、柱部、梁部ともに引張鉄筋比にはばらつきが大きいが、帯鉄筋比のばらつきは小さい。なお、柱部の帯鉄筋比は、補強鋼板も含んだ値としている。

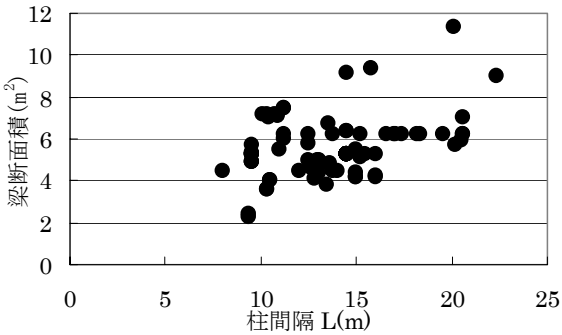
これは、元設計時の設計基準にせん断の照査がなく最小鉄筋量でほぼ同じ配筋となっていること、柱部の補強も板厚等のせん断に対する補強は各橋脚で差がないことに起因する。逆に引張鉄筋比は路線ごとにある程度断面が統一され、鉄筋によって調整している事が考えられる。

抽出した 19 基は､すべて柱部については橋軸方向照査（面外方向）を対象とした鋼板巻き立てによる耐震補強が実施済みであり、ラーメン面内方向においても、柱のせん断耐力およびコンクリートの横拘束効果は格段に向上している。

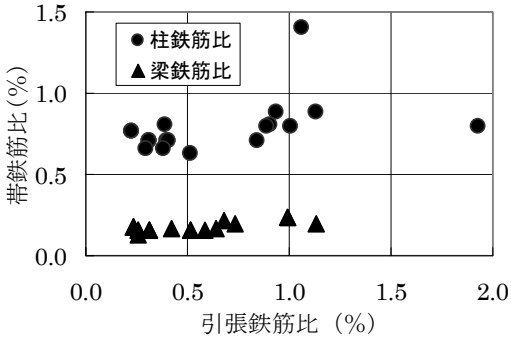
３．　既設ＲＣラーメン橋脚の耐震性照査

3.1　照査方法

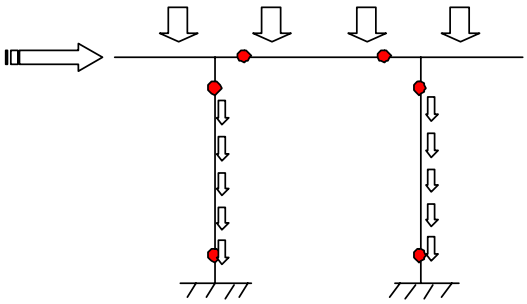
照査対象橋脚 19 基に対して、道示Ｖ[2)]に従った保有耐力照査を行う。照査方法は、まず、**図－４**に示すような、塑性回転バネを考慮したモデルに対して、死荷重が載荷された状態で水平力を漸増載荷させるプッシュオーバー解析を行う。これにより、**図－５**に示すような、水平力 P と変位δの関係が得られ、4 個目が塑性化する時の水平力を P=Pu(曲げの終局耐力)とする。さらに、破壊形態の判定は上記 Pu が載荷された状態での発生せん断力とその断面のせん断耐力の比較により判定する。そして、最終的な耐



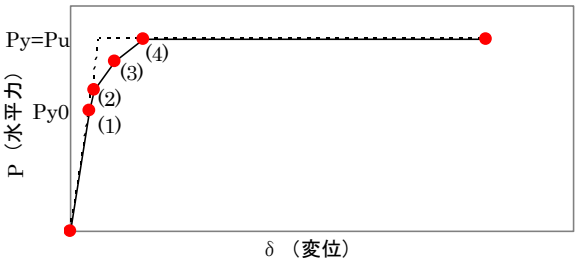
図－２　柱間隔 L と梁断面積



図－３　鉄筋比



図－４　保有耐力照査モデル



図－５　保有耐力照査時の水平力・変位関係

震性の判定としては、破壊形態ごとに**図－６**に示す単柱と同様のエネルギー一定則に基づいた照査を行う。また、代表橋脚 1 基について、保有耐力照査と同様のモデルに対して、道示Ｖ[2)]タイプⅡ地震動加速度波形により、動的解析を行い照査した結果についても簡単に示す。

3.2　保有耐力法の照査結果

照査対象橋脚のうち代表橋脚の照査結果を

表－１に示す。表から塑性ヒンジの形成が梁部から起こり、右側梁部での破壊形態がせん断破壊となっている。このことから、梁部が弱点となっていることがわかる。塑性ヒンジ位置での破壊形態の判定で、1 箇所せん断破壊があれば、橋脚全体の破壊形態もせん断破壊と判定され、許容塑性率 μ は 1.0 となる。このため、μ による震度の低減がなく、耐震性の判定も満足しない結果となる。

そのほかの対象橋脚に対しても、同様に保有耐力照査を行った。**図－７**に対象橋脚の保有耐力照査における Pu 載荷時の発生せん断力 S と照査断面のせん断耐力 Ps の比を各橋脚の梁部、柱部それぞれで示す。値が 1.0 を下回る橋脚がせん断破壊先行型となる。図より、全ての橋脚においてせん断破壊先行型となることがわかる。また、柱部に対して梁部がせん断の弱点となっていることもうかがえる。柱部の Ps/S は梁部に比べて極端に大きくなっており、せん断補強の効果が現れている。

図－８は橋脚の地震時保有水平耐力 Pa と負担重量の比、すなわち耐力相当震度の分布を示したものである。対象橋脚は全てせん断破壊型となっており、許容塑性率による震度の低減が望めないことから、負担重量 W に設計水平震度を乗じた力が慣性力となる。すなわち、**図－８**の耐力相当震度が設計水平震度 khc を上回ることが耐震性を満足する条件となるが、図からもわかるように、耐震性を満足する結果となっていない。

3.3　動的解析の照査結果

代表橋脚 1 基に対して、動的解析を行った結果について述べる。曲げに関しては、梁部において、Mpy（降伏曲げモーメント）を超過し降伏に至るが、柱部は Mpy 以下であった。したがって、保有耐力照査の曲げ終局耐力（４箇所の塑性化）には達していない。また、各塑性ヒンジ位置の応答回転角は、いずれも許容回転角に収まっており、せん断破壊型とならなければ、耐震性を満足していると判断できる。

曲げ破壊型

$$Pa = Pu$$
$$\mu a = 1 + \frac{\delta u - \delta y}{\alpha \cdot \delta y}$$
$$khe = \frac{khc}{\sqrt{2\mu a - 1}}$$
$$W = Wu + 0.5Wp$$

せん断破壊型

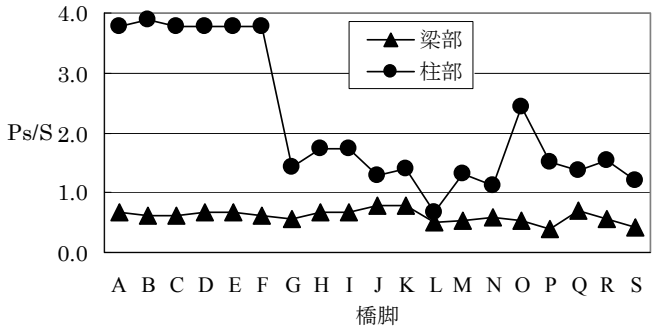
$$Pa = Psu$$
$$\mu a = 1.0$$
$$khe = \frac{khc}{\sqrt{2\mu a - 1}}$$
$$W = Wu + Wp$$

Pa：保有水平耐力
Psu：発生せん断力がせん断耐力に達するような水平力
μa：許容塑性率
khe：等価震度　　khc：設計震度
Wu：負担上部構造重量　　Wp：橋脚重量

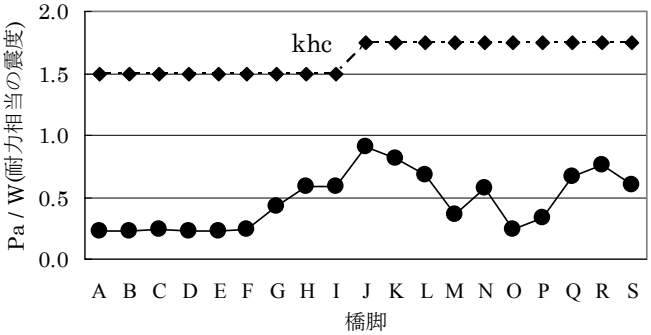
図－６　耐震性照査法

表－１　照査結果一覧表（代表橋脚 1 基）

塑性ﾋﾝｼﾞ形成順序（水平力 kN）	1		右側梁(4206.8)
	2		左側梁(5222.6)
	3		左柱下端(5342.0)
	4		右柱下端(6170.4)
初降伏水平耐力	Py0	kN	4206.8
初降伏変位	δy0	m	0.029779
降伏水平耐力	Py	kN	6170.4
降伏変位	δy	m	0.04368
終局水平耐力	Pu	kN	6170.4
終局変位	δu	m	0.939282
破壊形態の判定(kN)	1:Ps S Ps0		3658.2 < 5980.7 > 4004.9
破壊形態	1		せん断破壊
破壊形態の判定			右側梁におけるせん断破壊
許容塑性率	μ		1.000
保有水平耐力	Pa	kN	3181.5 (Psu)
等価水平震度	khe		1.50
上部工重量	Wu	kN	6981.8
係数	Cp		1.0
橋脚重量	Wp	kN	6491.9
等価重量	W	kN	13473.6
慣性力	Pe	kN	20210.5 (khe･W)
Pa/Pe			0.157
耐震性の判定			満足しない



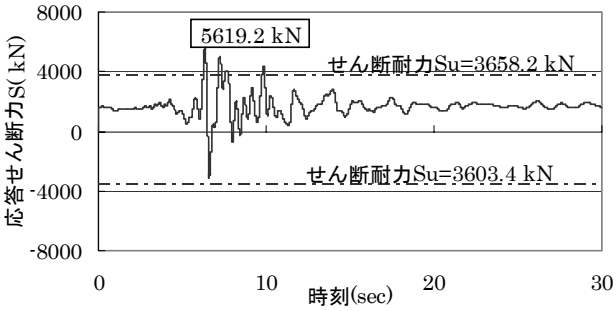
図－７　梁部･柱部のせん断力とせん断耐力の比



図－８　耐力相当震度

図－９に、保有耐力照査においてせん断破壊となる梁部の時刻歴応答せん断力図を示す。図中点線はせん断耐力を示している。図より、応答せん断力はせん断耐力を大きく超過しており、せん断破壊型になることがわかる。

以上のことから、保有耐力照査と同じく、動的解析においても、せん断破壊型となり耐震性を満足しない結果となった。保有耐力照査では終局水平耐力作用時のせん断力に対して破壊形態の判定を行っているが､計算過程においては、梁部のせん断力がせん断耐力に達するのは 1 個目の塑性化が起こる前である。動的解析では、梁部の応答せん断力がせん断耐力を超える時刻と応答モーメントが降伏モーメントを超える時刻はほぼ同じであった。



図－９　梁部の時刻歴応答せん断力

表－２　実橋脚と模型供試体の比較

		実橋	No.1	No.2	No.3
脚高(m)		10.595	1.32	1.32	1.32
柱断面(m)		2.5×2.5	0.31×0.31	0.31×0.31	0.31×0.31
梁断面(m)		2.5×2.0	0.31×0.25	0.31×0.25	0.31×0.25
鉄筋比	柱引張鉄筋比(橋軸) (%)	0.49	0.89	0.89	0.89
	柱引張鉄筋比(直角) (%)	0.4	0.74	0.74	0.74
	梁引張鉄筋比　(%)	0.51	0.54	0.54	0.54
	柱帯鉄筋比　(%)	0.71	0.71	0.71	0.71
	梁帯鉄筋比　(%)	0.16	0.16	0.08	0
総重量(tf)		－	2.67	2.67	2.67

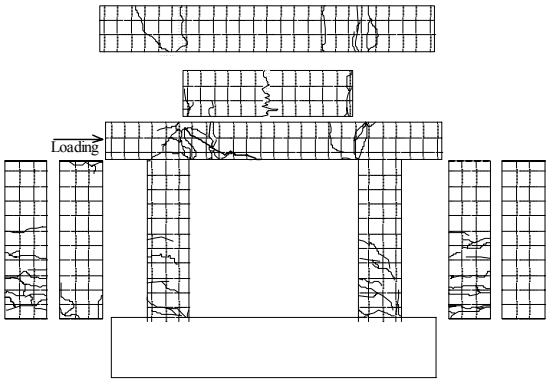
４．　模型実験

既設ＲＣラーメン橋脚の耐震性を３．で確認したところ、照査対象橋脚では全て耐震性を満足しない結果となった。その他多くの橋脚でも同様の結果が予想される。しかしながら、兵庫県南部地震では、梁部での大きなせん断破壊は見られなかった。ここでは、模型実験により梁部のせん断耐力を評価し、照査において救える橋脚があるか検討する事が目的である。模型供試体は､前項の 19 基より代表橋脚 1 基を選んだ。

4.1　対象橋脚および実験方法

模型供試体の大きさは、主に供試体の製作・運搬を考慮し、実橋の 1/8 スケールとした。実橋と模型供試体の構造諸元を**表－２**に示す。柱、梁とも軸方向およびせん断鉄筋比を実橋に合わせるとともに、柱の鋼板巻き立ての影響は鉄筋量として換算した（実際には、さらに 1 ランク大きな柱の軸鉄筋径を用いた)。なお、模型実験は、梁部の帯鉄筋比を変えて 3 体の実験を行っている。帯鉄筋比は、No.1 が 0.16%、No.2 が 0.08%、No.3 が 0%であり、その中で No.1 が実橋脚の帯鉄筋比にあわせた供試体である。

実験方法は、実験治具製作上の都合、および今回は最もシンプルな実験での梁部せん断耐力評価が目的であることから、死荷重を無視した水平一方向の静的実験とした。



図－10　No.1 供試体最終載荷クラック図

4.2　実験結果

ここでは主に No.1 供試体の実験結果について述べる。終局と考えられる最終載荷状態のひびわれ損傷状況を**図－10** に示す。損傷は、梁の両端（柱内側）および柱下端で進行し、水平荷重載荷側の梁端において、せん断と見られる大きなひび割れにより終局に至っている。

塑性化の順序については、供試体ごとに違いが見られたが、破壊状況は、No.1 供試体と同様に、No.2、No.3 供試体でも、曲げ降伏後のせん断破壊であったと考えられる。

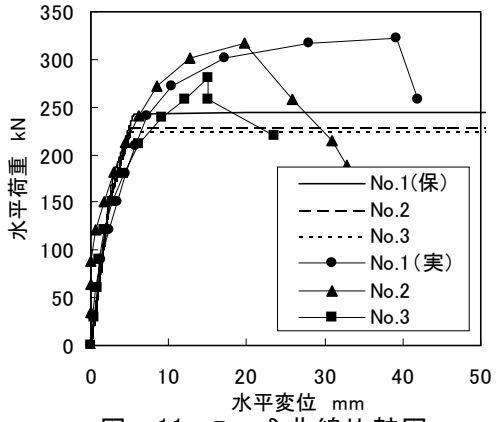
4.3　模型供試体における保有耐力照査

実験に合わせて死荷重を作用させない条件で、模型供試体に対する保有耐力照査を実施した。照査結果の破壊形態は、No.1 供試体では曲げ破壊型となり、No.2、No.3 供試体ではせん断破壊となった。No.1 供試体では、じん性が期待でき、ラーメン面内に対する耐震性は満足する結果となった。

表－３、図－11 に、模型実験の水平力載荷位置におけるＰ－δと供試体の保有耐力照査によるＰ－δの比較を示す。実験結果と保有耐力照査結果では、塑性ヒンジの形成順序が異なり、また実験における終局耐力が計算値の 2～3 割程度大きめであった。これは、一般的に実験値に比べて設計手法は安全側を考慮していることが要因の１つと考えられる。寺山ら[3)]による RC ラーメン橋脚の地震時保有水平耐力法[2)]の開発においても設計手法の妥当性を確認した実験に比べて、設計手法は安全側であることが確認されている。また、せん断耐力については、No.1 供試体で実験値が 2 割程度大きく、No.2、No.3 供試体では、破壊形態が違うことから、計算値が極端に小さくなっていた。

表－３　Ｐ－δ比較表

供試体 No.1		計算値		実験値	
	箇所	P(kN)	δ(mm)	P(kN)	δ(mm)
曲げ	右側梁	1:　171.1	2.7	1:　221.7	6.3
	左側梁	2:　172.0	2.7	4:　315.9	32.7
	左柱下端	3:　242.8	5.5	3:　281.6	13.7
	右柱下端	4:　243.7	5.5	2:　271.7	10.4
せん断		右梁	269.78	左梁	321.77
供試体 No.2		計算値		実験値	
	箇所	P(kN)	δ(mm)	P(kN)	δ(mm)
曲げ	右側梁	1:　150.6	2.2	1:　250.9	7.1
	左側梁	2:　151.7	2.2	4:　301.8	13.8
	左柱下端	3:　227.5	4.9	2:　262.6	7.7
	右柱下端	4:　228.3	5.0	3:　269.5	9.6
せん断		右梁	139.4	左梁	316.5
供試体 No.3		計算値		実験値	
	箇所	P(kN)	δ(mm)	P(kN)	δ(mm)
曲げ	右側梁	1:　149.3	2.3	1:　229.3	7.1
	左側梁	2:　150.6	2.3	2:　241.1	13.8
	左柱下端	3:　224.2	5.0	4:　261.7	7.7
	右柱下端	4:　225.0	5.1	3:　258.7	9.6
せん断		右梁	139.4	左梁	280.3



図－11　Ｐ－δ曲線比較図

５．　既設ＲＣラーメン橋脚の耐震性評価

ここでは、模型実験（実験値・計算値）による既設ＲＣラーメン橋脚の耐震性評価法を提案するとともに、その実橋脚への適用について検討する。しかしながら、ここで示す評価法は、あくまで詳細な検討を行わずに、簡易に多数の橋脚の補強要否および優先度を検討するために適用する評価法であり、実際に補強を実施する際には別途基準に従った照査が必要となる。

5.1　耐震性評価法（案）

No.1～No.3 の供試体の実験値および計算値（保有耐力照査）から、補強の要否、優先順位を判定できる評価法を提案する。具体的な算定方法を以下に示す。

(1)実験による最大荷重が作用した場合の保有耐力照査における梁部の発生せん断力Ｖを算出する。

(2)実験での梁部帯鉄筋のひずみから最大荷重時の鉄筋負担分のせん断力 Vs を算出する。

(3)コンクリート負担分のせん断力を Vc=V－Vs により算出する。

表－４　コンクリート分のせん断耐力比較

供試体	じん性 μ	実験値 Vc(kN)	道示式 Sc(kN)	Vc／Sc	梁部 帯鉄筋比
No.1	6.23	35.4	28.1	1.3	0.16% (実橋脚)
No.2	2.77	49.6	31.1	1.6	0.08%
No.3	1.84	57.1	29.2	2.0	0.00%

表－４ に算出結果を示す。表中のじん性は、最大荷重時の変位を梁主鉄筋降伏時の変位（δy）で除した値である。表より、各供試体の終局時における Vc と μ の関係から、近似曲線を求めると式(1)のようになる。

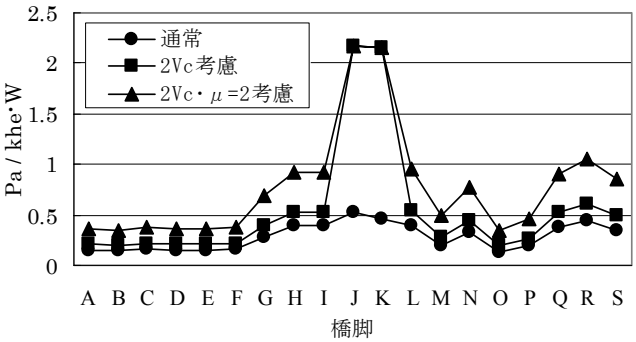
$$Vc = 64.4 - 4.7\mu \quad kN \qquad (1)$$

また、実験結果が全供試体とも曲げ降伏後のせん断破壊であったこと、No.3 供試体（帯鉄筋比 0%）でも μ=1.84 である結果から、実橋脚に適用する評価として μ=2 程度は見込めるとして、式(1)を算出すると Vc=55.0kN となり、道示式によるコンクリート分せん断耐力の平均値 Sc=29.5kN の 1.9 倍程度となった。ここでは、じん性率 μ=2 の時、道示式の Sc に対して、コンクリートのせん断耐力を 2 倍程度見込めると判断した。

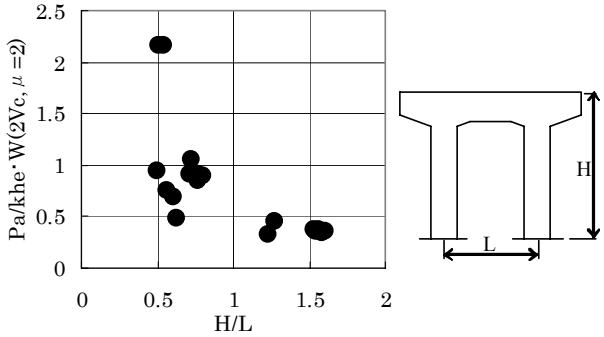
5.2　照査対象橋脚への適用結果

図－12 に道示Ｖ[2)]の保有耐力法による照査結果を示す。図中記号はそれぞれ、●が道示の保有耐力法、■がコンクリートせん断耐力を道示式の 2 倍(2Sc)とした場合、▲が 2Sc とし、さらにせん断破壊型であっても μ=2 とした場合の照査結果である。縦軸は耐力／外力であるので、1.0 以上が耐震性を満足する結果となる。対象橋脚のうち 2 基は破壊形態の判定において、2Sc を考慮することで曲げ破壊型となり、耐震性の判定も満足する結果となる。その他の橋脚は、2Sc を考慮してもせん断破壊型であり、さらに μ=2 を考慮しても、耐震性を満足するのは 1 基のみである。つまり、5.1 で述べた評価法で耐震性が満足されるのは、19 基中 3 基であった。このことから、多くの橋脚が道示Ｖに従えば要補強になる中で、実験による評価法を用いても補強対策における優先度を考慮するのは難しい。

そこで、実験からの評価法と組み合わせて優先度を考慮できる指標を考える。**図－13** に、2Sc および μ=2 を考慮した場合の耐力／外力（Pa/khe･W）と橋脚高と柱間隔の比（H/L）の関係を示す。Pa/khe･W が小さい 9 基のうち 8 基については、H/L が 1.2 以上であり、柱間隔に対して比較的背の高いＲＣラーメン橋脚の耐震性が低い傾向が認められる。



図－12　評価法の適用結果



図－13　Pa/khe･W と H/L

表－５　補強優先度

優先度	実験評価	H/L
低	耐震性を満足する	－
中	耐震性を満足しない	小
高	耐震性を満足しない	大

６．まとめ

本検討は、既設ＲＣラーメン橋脚梁部の耐震対策（補強の要否および優先度）に対する評価法を提案することを目的としている。多数の既設ＲＣラーメン橋脚の補強に関しては、詳細な照査を必要としない評価法により、優先度を考慮して効率的に補強を行っていく必要がある。

既設ＲＣラーメン橋脚が、その多くで耐震性を満足しない事が予想されるなかで、**表－５**に示すような、補強対策に対する優先度を検討した。今後、供試体数、種類（2 軸等）を追加し、精度を上げた検討を進めていきたい。

【参考文献】

1) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて－震災復旧工事誌－，1997.9
2) 日本道路協会：道路橋示方書Ｖ耐震設計編 1996
3) 寺山，大塚，長屋，佐藤，田崎：地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計，土木技術資料 39-2(1997)