

既設RCラーメン橋脚の面内方向における耐震性検討

Examination for seismic capacity of existing reinforced concrete frame-piers
in transverse direction

吉原聡* 時讓太* 幸左賢二** 中田恒和*** 田中克典***

Satoshi YOSHIHARA, Jyota TOKI, Kenji KOSA, Tsunekazu NAKATA, Katsunori TANAKA

*阪神高速道路公団保全施設部 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

**九州工業大学 工学部建設社会工学科 助教授 Ph.D (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水 1 丁目)

***八千代エンジニアリング (株) 大阪支店 (〒540-001 大阪市中央区城見 1-4-70)

Kobe Route, Hanshin Expressway No.3, is one of the most seriously damaged roads by 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake. Since the restoration work was done, seismic retrofits have been introduced to the other routes that did not suffer from damages. In order to strengthen RC (reinforced concrete) piers, steel jacketing technique is usually performed. In case of RC frame-piers, the strengthening value is calculated by push-over analysis in the longitudinal direction, regarding a frame-pier as a single column. This means that steel plates are put on columns, not on beams. Consequently, it is expected that the strengthening technique described above makes the beams relatively weak.

This study is conducted, i) to make clear the seismic capacity of RC frame-piers by push-over analysis in transverse direction, ii) to compare the result in push-over analysis with that in dynamic analysis, iii) to study factors affecting seismic capacity, and iv) to examine seismic capacity by model experiment.

As a result, it turns out that there is high possibility for shear failure to occur in beam parts of the RC frame-piers. This result is found in both push-over analysis and dynamic analysis.

Key Words : Reinforced concrete frame-piers , Shear capacity , Seismic retrofit , Seismic capacity

1. まえがき

兵庫県南部地震における阪神高速道路の橋梁被害¹⁾をみると、致命的な被害は橋脚の倒壊に伴う落橋、支承の損壊と上部工の玉突き現象による落橋、地盤の流動化による埋め立て護岸直近橋脚の基礎部からの変形に伴う落橋であった。このうちピルツ区間をはじめ、橋脚の倒壊に伴う落橋が最も多く、一部鋼製橋脚の圧壊も認められたが多くのRC橋脚のせん断あるいは曲げせん断破壊に伴う落橋であった。

さらに、RC橋脚に着目すると、前述のピルツ区間を含むRC単柱の基部付近や主鉄筋段落とし付近(作用力に対して曲げやせん断の耐力比率が小さくなる位置)におけるせん断(写真-1参照)や曲げせん断破壊が支配的である。ちなみに、新幹線のRC立体ラーメンでは中間梁の上下方位置における柱のせん断破壊が致命的な倒壊を招いている。

このような被災経験を踏まえ、被災していない既設の

のRC橋脚に対しても、RC単柱、RCラーメン(面外に対して)、鉄道のRC立体ラーメンとも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、柱部が補強されたことにより、対策されていないRCラーメンの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、橋梁全体として所定の耐震性(例えば現行道示を満足)を照査してお



写真-1 RCラーメン橋脚の柱部せん断被災例

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こと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、破壊形態や終局耐力の観点から梁部に対する補強対策のための基礎資料とす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（被災の大きかった3号神戸線を除く）におけるRCラーメン橋脚の基数は1200基余りで、そのうち979基が最も標準的な本線部の1層1径間である。その路線別、適用基準年代別の基数の内訳を図-1に示す。

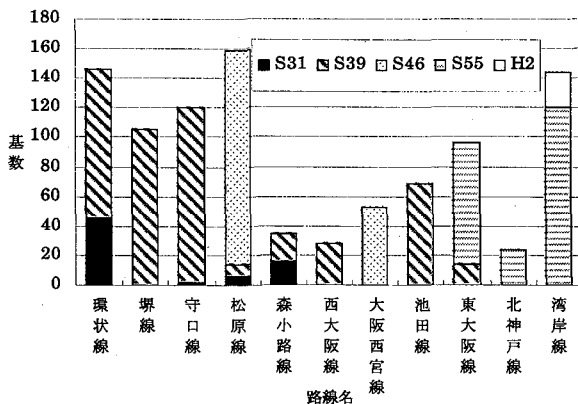


図-1 RCラーメン橋脚の基数内訳

比較的新しい年代に建設された湾岸線および北神戸線は、昭和55年および平成2年道示を適用したもので約170基、残りの800基余りは昭和46年以前の古い設計基準を適用したものである。

さらにRCラーメン構造寸法の概略を把握するため、上記1層1径間のRCラーメンより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と梁断面積の関係それぞれ図-2～図-5に示した。なお、ここで示す梁断面積は、梁部中央の断面とした。

- ・橋脚高Hおよび柱間隔Lは10m～16m程度が最も多くなっており、特に柱間隔は14m～16mの橋脚が圧倒的に多い。
 - ・柱間隔Lの方が橋脚高Hより大きい傾向が窺える。
- 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、路下条件により柱間隔が広がっている区間の影響と考えられる。
- ・Lと梁断面積には傾向が見られ、Lが大きな橋脚では梁の断面積も大きくなっている。

このことから、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窺える。

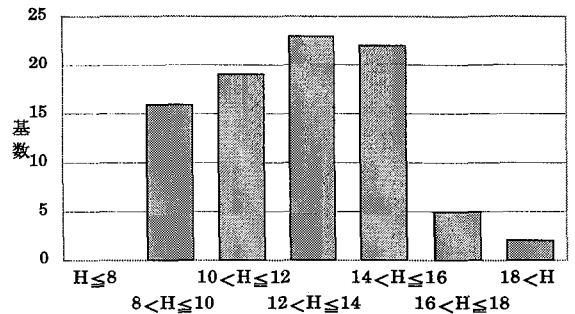


図-2 橋脚高の分布

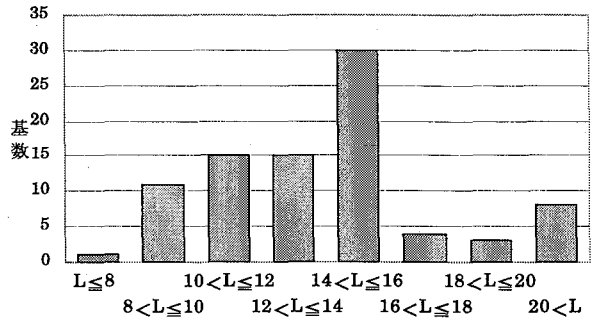


図-3 柱間隔の分布

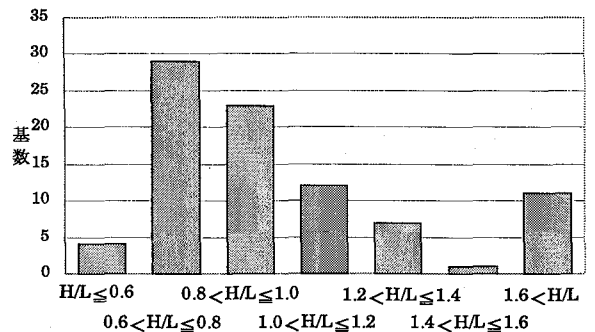


図-4 H/Lの分布

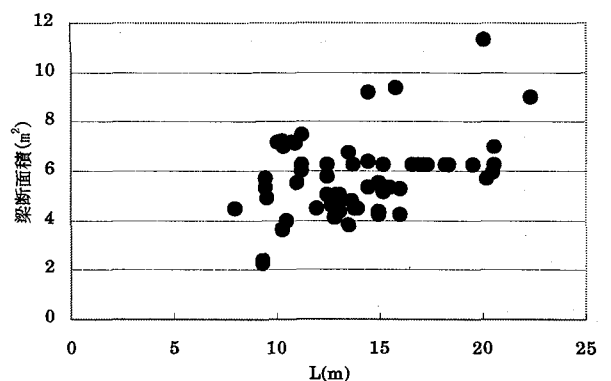


図-5 Lと梁断面積

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を表-1に、柱および梁鉄筋比の分布を図-6、図-7に示す。

・橋脚高は、低いもので9m程度、高いもので16m程度、柱間隔は9m程度から18mと、双方ともにばらばらっており、対象橋脚としては比較的多様な橋脚を選定している。

表-1 検討対象橋脚の構造諸元および柱部補強状況

管理番号	補強鋼板 (mm, 材質)	アンカー	形鋼	H(m)	L(m)	H/L	Wu(tf)	柱引張 鉄筋比(%)	柱帯鉄筋比(%)	梁引張 鉄筋比(%)	梁帯 鉄筋比(%)	
大P-65	9 SS400	D35-6 橋軸方向	H-300	16.265	9.55	1.7	708.70	0.230	(0.115) 0.767	0.234	0.173	
大P-66	9 SS400	-	H-300	16.214	9.5	1.71	708.70	0.309	(0.106) 0.706	0.315	0.159	
大P-69	9 SS400	-	H-300	15.881	9.5	1.67	711.70	0.309	(0.106) 0.706	0.315	0.159	
大P-71	9 SS400	D35-6 橋軸方向	H-300	15.779	9.55	1.65	708.70	0.230	(0.115) 0.767	0.234	0.173	
大P-74	9 SS400	D35-6 橋軸方向	H-300	15.721	9.55	1.65	708.70	0.230	(0.115) 0.767	0.234	0.173	
大P-75	9 SS400	-	H-300	15.58	9.5	1.64	711.70	0.309	(0.106) 0.706	0.315	0.159	
大P-154	9 SS400	-	H-300	12.244	18.2	0.67	1190.00	0.395	(0.106) 0.706	0.586	0.159	
大P-161	9 SS400	D41-6 橋軸方向	H-300	11.1	12.5	0.89	1071.10	0.403	(0.106) 0.706	0.512	0.159	
大P-164	9 SS400	D41-6 橋軸方向	H-300	10.595	12.5	0.85	1071.10	0.403	(0.106) 0.706	0.512	0.159	
堺P-391	9 SS400	-	H-300	9.2	16	0.58	618.62	1.134	(0.132) 0.882	0.995	0.238	
堺P-403	9 SS400	-	H-300	9.746	16	0.61	557.01	0.941	(0.132) 0.882	0.993	0.238	
堺P-410	9 SS400	-	H-300	9.163	16	0.57	1008.77	1.932	(0.166) 0.791	1.136	0.199	
堺P-432	9 SS400	-	H-300	9.41	13.027	0.72	922.23	1.004	(0.166) 0.791	0.733	0.199	
堺P-437	9 SS400	D35-3 橋軸方向 D35-5 直角方向	H-300	9.953	15.2	0.65	848.68	0.905	(0.120) 0.802	0.676	0.217	
松P-29	10 SS400	D51-9 橋軸方向	H-300	13.4	10.3	1.3	1096.37	0.392	(0.110) 0.805	0.425	0.166	
松P-33	9 SS400	D35-5 橋軸方向	H-300	15.41	10.93	1.41	1147.98	0.894	(0.166)	0.791	0.643	0.166
	12 SM490Y	D51-8 橋軸方向 D51-5 直角方向						1.065		1.399		
松P-454	9 SS400	-	H-300	9.426	10.3	0.92	837.60	0.293	(0.106) 0.653	0.254	0.159	
			H-350					0.847				(0.212) 0.706
松P-455	9 SS400	-	H-350	9.39	11.25	0.83	1150.00	0.386	(0.106) 0.653	0.254	0.159	
松P-457	9 SS400	-	H-350	9.807	11.25	0.87	1615.80	0.514	(0.265) 0.632	0.256	0.132	

*柱帯鉄筋比：()内は既設、()外は鋼板含む

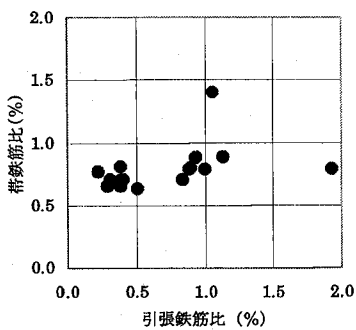


図-6 柱鉄筋比

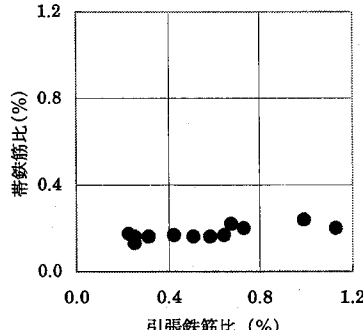


図-7 梁鉄筋比

・柱部、梁部ともに引張鉄筋比にはばらつきが大きい、帯鉄筋比のばらつきは小さい。

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工法(全周)による耐震補強が実施済みである。柱部耐震補強は、せん断耐力およびコンクリートの横拘束効果の向上を図り、曲げのじん性に期待したものであるが、内8基については同時に曲げ耐力の向上を図るため、フーチングへのアンカー鉄筋を設けている。したがって、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。

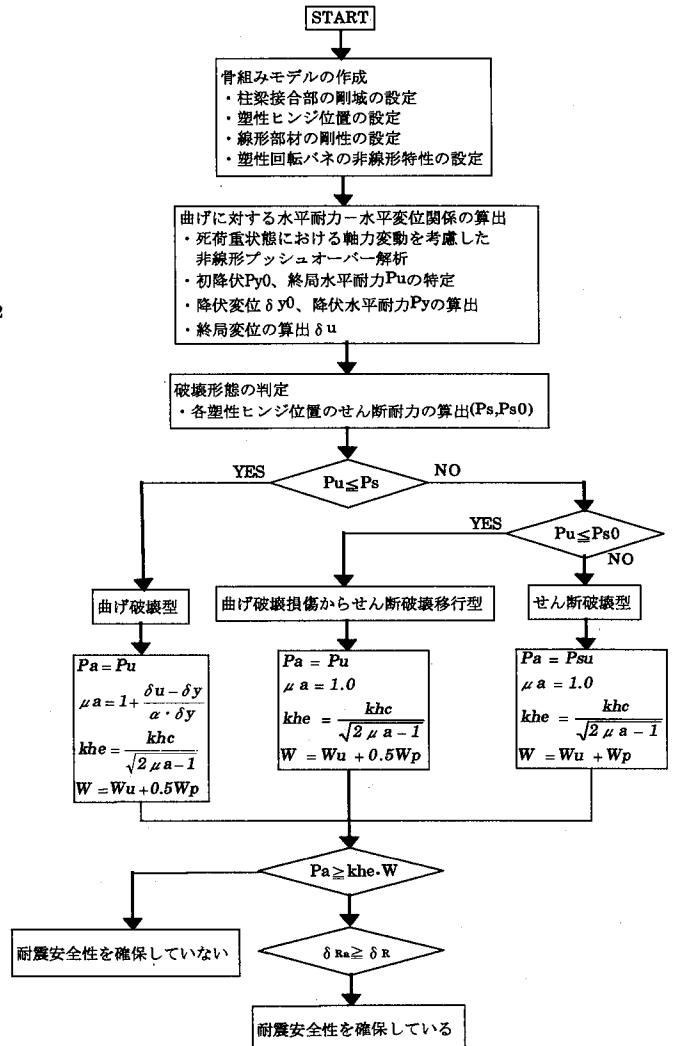


図-8 保有耐力法照査フロー

3. 地震時保有水平耐力法による耐震性の照査

(1) 照査法

(解析方法)

RCラーメン橋脚の地震時保有水平耐力の照査方法²⁾を以下に示すとともに、**図-8**に照査フローを示す。

- ・RCラーメン橋脚の柱上下端および梁両端に塑性ヒンジを考慮できる骨組みモデルにモデル化する。
- ・塑性ヒンジに完全弾塑性型のM-θ関係を考慮できる塑性回転バネを設ける。
- ・上記モデルに対して、死荷重載荷状態における軸力変動を考慮した非線形のプッシュオーバー解析を行う。
- ・上記解析で、上部工慣性力作用位置の水平力と水平変位の関係から6個の塑性回転バネのうち、4個の塑性ヒンジを特定する。

(照査方法)

- ・4個のうち1個目に塑性化する時の水平力と水平変位をそれぞれ P_{y0} 、 δy_0 （初降伏水平耐力、初降伏変位）とする。
- ・4個目が塑性化する時の水平力を P_u （終局水平耐力）とする。
- ・ P_{y0} 、 δy_0 、 P_u から P_y 、 δy （降伏水平耐力、降伏変位）を算出する。
- ・ P_u 載荷時の各塑性ヒンジ位置のせん断力 S と各断面のせん断耐力 P_s および P_{s0} （正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0とした場合のせん断耐力）により、破壊形態の判定を行う。
- ・破壊形態ごとに、**図-8**にある式を用いて許容塑性率 μ を算出する。
- ・等価震度 k_{he} 、等価重量 W を用いて、**図-8**のように破壊形態ごとの耐震性の判定を行う。

(2) 照査結果

照査対象橋脚のうち代表橋脚の照査結果を表-2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OUTとなる。

そのほかの対象橋脚に対して、同様に保有耐力照査を行った。**図-9**に対象橋脚の保有耐力照査における P_u 載荷時の発生せん断力 S と照査断面のせん断耐力 P_s 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窺える。柱部の P_s/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。なお、

表-2 照査結果一覧表（代表橋脚1基）

塑性ヒンジ形成順序 (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	P_{y0} kN	4206.8	
初降伏変位	δy_0 m	0.029779	
降伏水平耐力	P_y kN	6170.4	
降伏変位	δy m	0.04368	
終局水平耐力	P_u kN	6170.4	
終局変位	δu m	0.939282	
破壊形態の判定 (kN)	① P_s S P_{s0}	3658.2 < 5980.7 >	4004.9
	② P_s S P_{s0}	3603.4 \geq 2818.4 \leq	3960.7
	③ P_s S P_{s0}	12289.1 \geq 2907.7 \leq	12691.9
	④ P_s S P_{s0}	12289.1 \geq 3262.7 \leq	12691.9
破壊形態	①	せん断破壊	
	②	曲げ破壊	
	③	曲げ破壊	
	④	曲げ破壊	
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	
保有水平耐力	P_a kN	3181.5	
等価水平震度	k_{he}	1.5	
上部工重量	W_u kN	6981.8	
係数	C_p	1	
橋脚重量	W_p kN	6491.9	
等価重量	W kN	13473.6	
慣性力	P_e kN	20210.5	
P_a/P_e		0.157	
耐震性の判定		O. U. T	

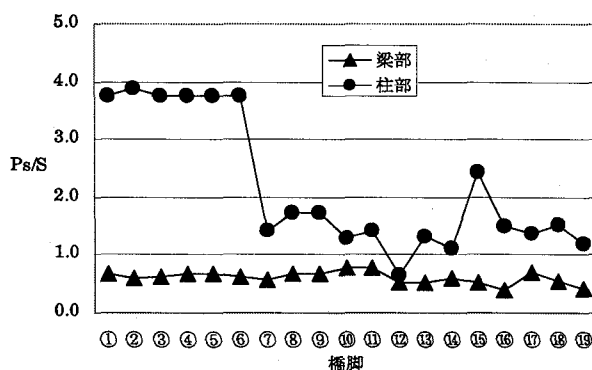


図-9 梁部・柱部のせん断力とせん断耐力の比

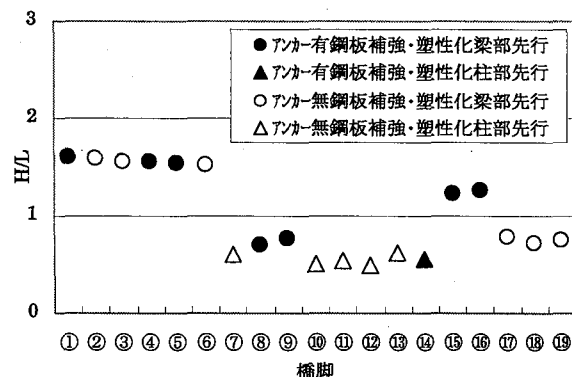


図-10 補強方法と塑性化の順序

ここに示した図は、タイプIIに対する照査結果であるが、タイプIについてもほぼ同様の結果が得られた。

図-10はH/Lの分布を、塑性回転バネを設けた塑性ヒンジ位置で最初に塑性化が起こる箇所が梁部か柱部の

どちらであるかと柱部鋼板巻き立てにおける柱アンカー補強の有無別に示したものである。図より、柱部での塑性化が先行する橋脚（図中△▲）のH/Lが比較的小さくなっている。また、柱部で塑性化が先行する橋脚の多くは、柱アンカー補強を行っていない（鋼板によるせん断・じん性補強のみ）橋脚である。したがって、曲げに対しても、柱部の補強により梁部が弱点となり易いことが窺える。

図-11は橋脚の地震時保有水平耐力Pa（タイプII）と等価重量の比、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、WにタイプI、タイプIIの設計水平震度を乗じた力が慣性力となる。すなわち、図-11の耐力相当震度がタイプ別の設計水平震度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。

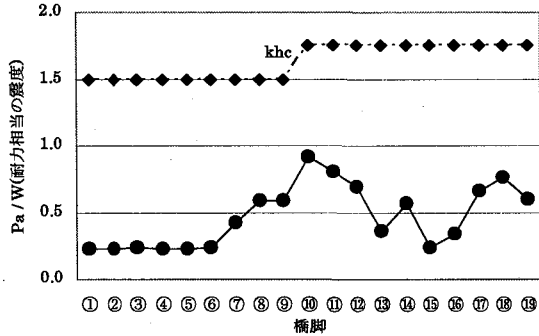


図-11 概略の耐力相当震度

4. 非線形動的解析による検討

(1) 対象橋脚と解析モデル

前項の19基の代表橋脚1基について非線形動的解析を行い、保有耐力法との比較検討を行った。解析方法を以下に示し、入力に用いた道示タイプII地震動加速度波形（Ⅲ種地盤用）および解析モデル図を図-12、図-13に示す。

- ・解析モデルは保有耐力照査に用いたモデルに地盤バネを追加したものとする。
- ・積分法はNewmark-β法、積分時間間隔は0.002秒で、解析時間は30秒とする。
- ・減衰は、Rayleigh減衰を用いる。
- ・地盤バネは、水平バネ（ $4.34 \times 10^6 \text{tf/m}$ ）、回転バネ（ $5.19 \times 10^7 \text{tf}\cdot\text{m/rad}$ ）とする。

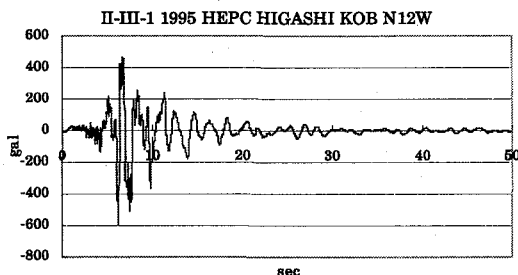


図-12 入力波形

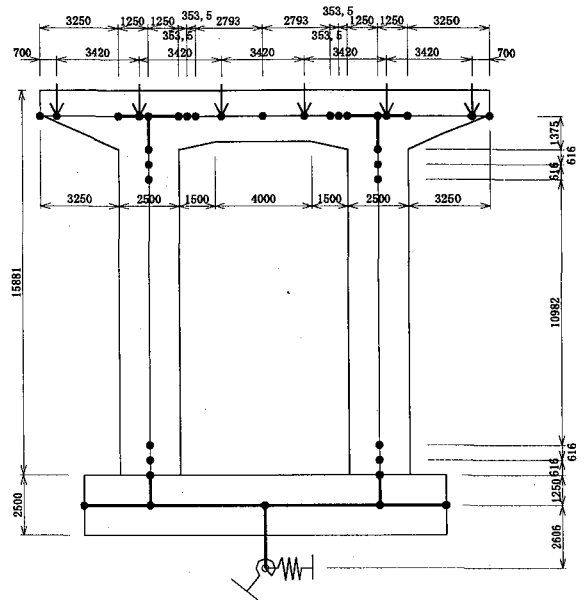


図-13 動的解析モデル

(2) 解析結果および比較検討

解析結果の梁部、柱部の時刻歴応答曲げモーメントを図-14に示す。上図が梁部を示し、下図が柱下端部を示す。図中破線は降伏曲げモーメントMpyを示し、梁部においてはMpyを若干超過し降伏に至るが、柱部はMpy以下である事がわかる。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。

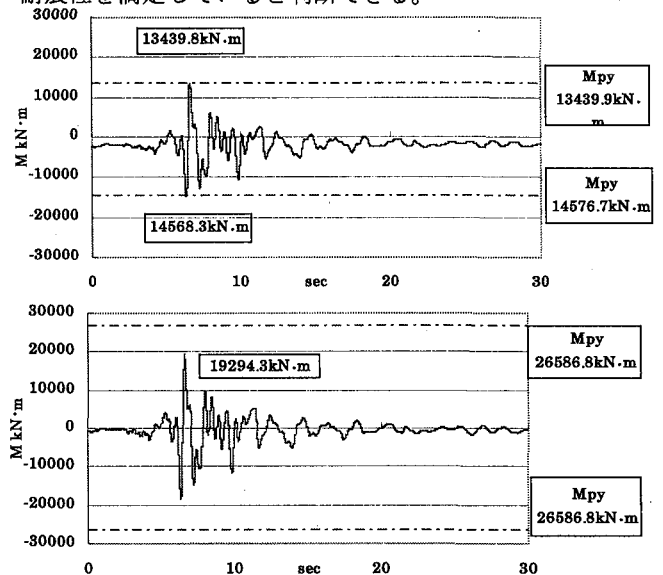


図-14 梁部・柱部の時刻歴応答モーメント

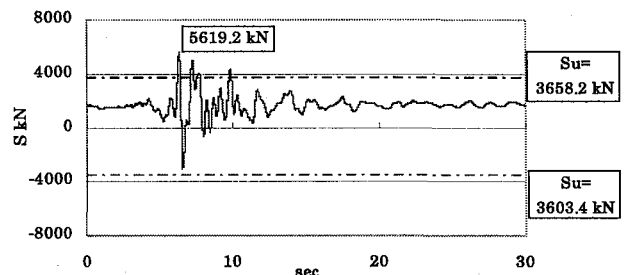


図-15 梁部の時刻歴応答せん断力

図-15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-14と同じく図中点線はせん断耐力を示している。図からもわかるように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。前者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、実際には、梁部のせん断力がせん断耐力に至るのは1個目の塑性化が起こる前であり、動的解析と比較してもよりせん断破壊となる傾向である。

5. 模型実験

柱部が耐震補強された既設RCラーメン橋脚の損傷パターン（損傷箇所、損傷順位、破壊形態）、終局耐力の把握を目的に、前項の19基より代表橋脚1基を選んで模型実験を行った。

(1) 対象橋脚と模型の諸元

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-3に示す。なお、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）。模型供試体の配筋図を図-16に示す。

表-3 実橋脚と模型供試体の比較

	実橋	供試体(1/8: 柱筋D13)	供試体(1/8)	
脚高(m)	10.595	1.32	1.32	
柱断面(m)	250×250	31×31	31×31	
梁断面(m)	250×200	31×25	31×25	
鉄筋比	柱引張鉄筋比(橋軸方向)	0.489%	0.892%	0.502%
	柱引張鉄筋比(直角方向)	0.403%	0.743%	0.418%
	梁引張鉄筋比(支間部下側)	0.512%	0.537%	0.535%
	柱帯鉄筋比	0.706%	0.711%	0.708%
	梁帯鉄筋比	0.159%	0.157%	0.157%
総重量(tf)	—	2.67	2.67	

(2) 実験装置と実験方法

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。装置の仕様および実験の概念図をそれぞれ表-4、図-17に示す。

表-4 載荷装置、周辺機器の仕様

装置名	仕様
データロガー	東京測器研究所：TDS-303 測定スピード1点0.06秒
アクチュエーター	SHOWA計測 載荷：圧縮、引張兼用型 アクチュエーター能力：500kN ストローク±150mm
計測制御装置	水平荷重：ロードセル 水平荷重容量：500kN 水平変位計：差動トランス 水平変位ストローク

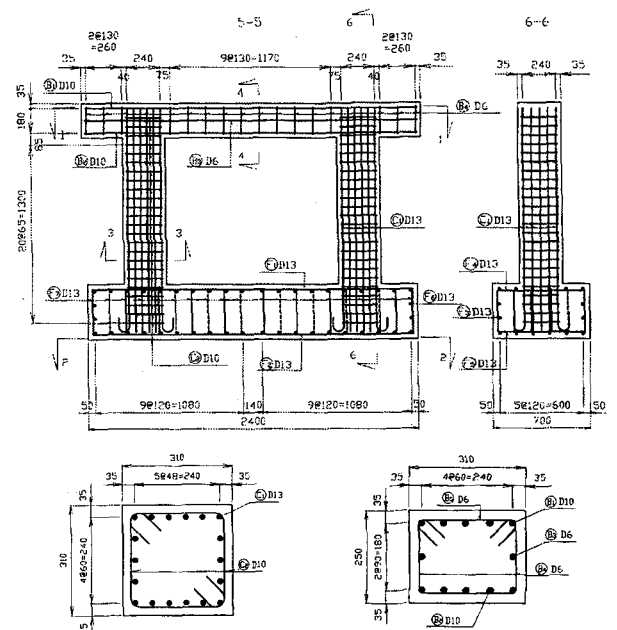


図-16 模型供試体配筋図

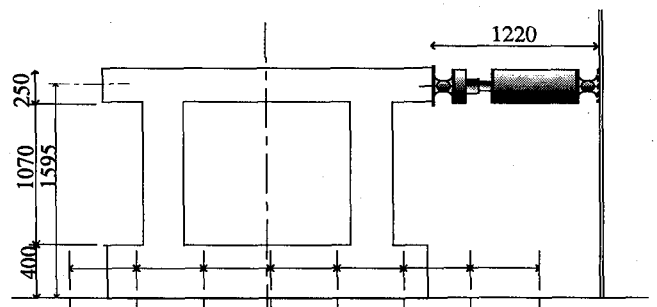


図-17 供試体セットアップ状況図

(3) 実験結果

終局と考えられる最終載荷状態までのひびわれ損傷状況を図-18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。

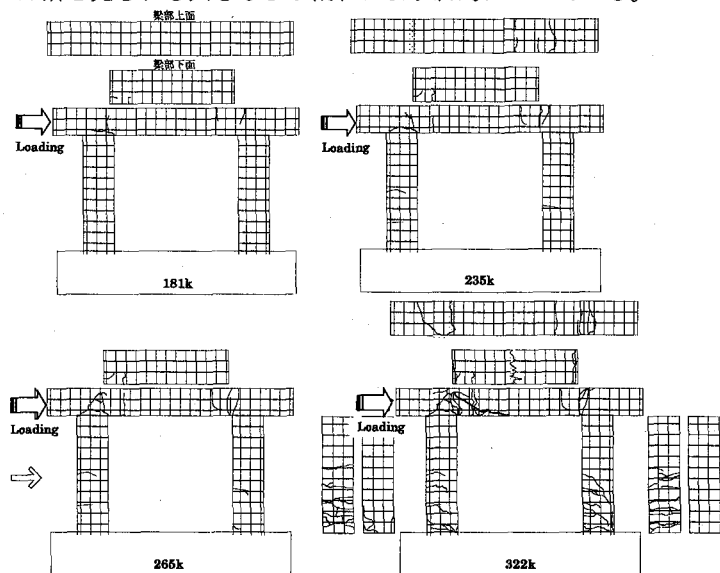


図-18 クラック進展状況図

梁および柱の軸鉄筋における測定ひずみ量から推定されるヒンジの形成は、右側梁端（載荷点と反対側）→右側柱下端→左側柱下端→左側梁端の順序となっているが、終局状態に至ったせん断破壊が認められたのは左側梁端である。塑性化の順序については、3. で述べた実橋脚保有耐力照査における順序とは異なっている。これは、保有耐力照査では死荷重を考慮した状態で保有耐力の照査を行うのに対して、ここでの模型実験は、水平1方向の静的載荷であることが影響していると考えられる。しかし、後述する模型実験と同じ条件での供試体に対する保有耐力照査を行った結果も、塑性化の順序は異なっており、実験が必ずしも計算結果と一致するようにはなっていない。また、最終的にせん断破壊した左側梁端の塑性化は4番目となっているが、図-18のクラック図からもわかるように曲げひびわれは進展しており、曲げ損傷によるせん断耐力の低下が考えられること、また、模型供試体のモデルに対して水平力のみを載荷したときの梁部のせん断力は場所によらず一定であることから、せん断破壊は梁部のどの箇所でも起こる可能性があったことなどが考えられる。

(4) 模型供試体における保有水平耐力

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曲げ破壊型となり、じん性率 $\mu \approx 9.07$ が期待でき図-19に示すように、ラーメン面内に対する耐震性は確保できる結果となった。

次に、模型実験の水平力載荷位置におけるP- δ との比較を表-5、図-20に示す。模型供試体に対する保有耐力照査による解析と実験結果では、塑性ヒンジの形成順序が異なること、実験における終局耐力が計算値の3割程度大きめであることが読みとれる。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も、計算値が約270kNであることから2割程度大きくなっている。

表-5 P- δ 比較表

	計算値		実験値		
	箇所	P(kN)	δ (mm)	P(kN)	δ (mm)
曲げ	右側梁 ①	171.09	2.7	① 221.71	6.3
	左側梁 ②	171.97	2.7	④ 315.88	32.7
	左柱下端 ③	242.8	5.5	③ 281.55	13.7
	右柱下端 ④	243.68	5.5	② 271.74	10.4
せん断	右梁	269.78	左梁	321.77	

図-21に、実験のP- δ を用いた場合にも耐震性が満足されることを示している。ただし、実験では曲げのじん性は認められるものの、最終的にはせん断により終局状態に至っており、もしせん断耐力に余裕があればさ

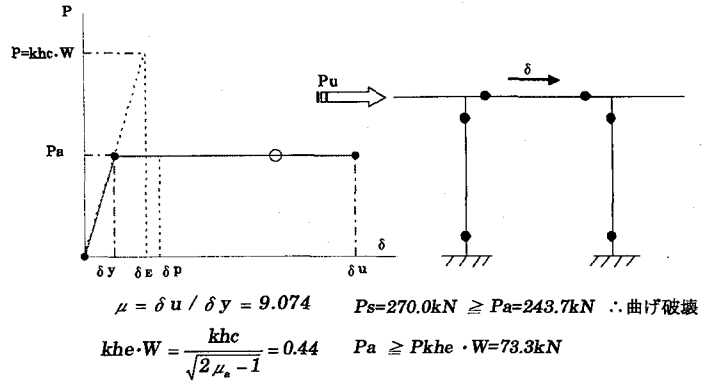


図-19 模型供試体 保有耐力照査結果

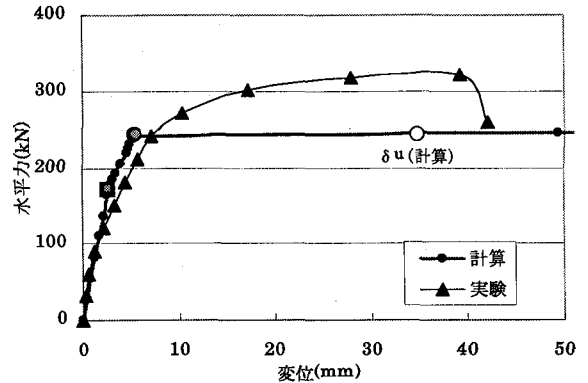


図-20 P- δ 曲線の比較

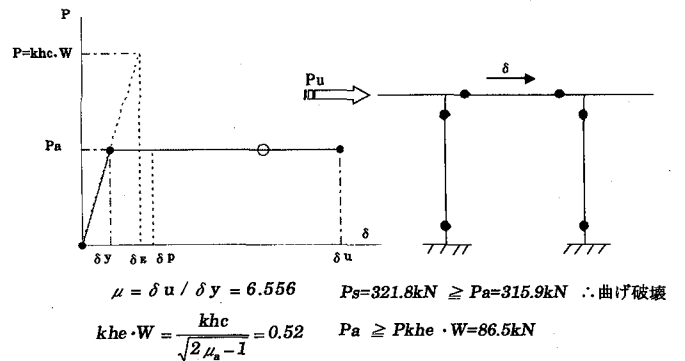


図-21 模型供試体 実験照査結果

らに大きなじん性が得られ、耐震性が向上するものと考えられる。

6. 耐震性に与える影響検討

(1) せん断耐力評価式の影響

3で示したように、保有耐力照査においては、多くの橋脚で梁部でのせん断破壊が先行する結果となった。破壊形態の判定は、終局水平耐力作用時の発生せん断力と断面のせん断耐力の比較により行うが、ここでは、せん断耐力の評価を他の基準の評価式を用いた時、せん断耐力がどの程度変わるかを検討した。

図-22にせん断耐力評価式の比較結果を示す。図中のA~Cはそれぞれ評価式の種類で以下のようなものである。

・A: 通常の道示耐震編評価式 (TYPE II)

- ・ B : A の式に道示下部構造編のフーチングのせん断スパン比による係数を考慮したもの
- ・ C : 建築学会の耐力壁せん断強度式⁴⁾

上記の B、C はともにせん断スパン比の係数を考慮した評価式となっている。図からもわかるように、A が最も小さくなり、道示耐震編の評価式が安全側であることがわかる。しかし、照査対象としている RC ラーメン橋脚に対して、B、C で評価するせん断スパン比をそのまま適用するには、荷重とせん断スパンの関係に問題がある。また、せん断スパン比によっては最もせん断耐力が大きくなる C の評価式を用いても、3 で示した結果の中で曲げ破壊型となる橋脚は、19 基中 11 基であり、全てが曲げ破壊とはならない。

(2) 換算震度による評価検討

RC ラーメン橋脚の耐震性について、梁部、柱部それぞれの降伏曲げ耐力相当震度(k_{my})、せん断耐力相当震度(k_{ps})を算出し、その耐震性を比較検討する。

具体的には、梁部、柱部それぞれで、降伏曲げ耐力は最初に塑性化が起こる時の水平力とし、せん断耐力は発生せん断力が断面のせん断耐力になるような水平力とし、それぞれ負担する重量で割ったものを耐力相当震度とした。

図-23、24 は梁部、柱部のそれぞれ H/L と k_{my} の関係、 k_{ps} の関係を示したものである。全体的な傾向は柱部の k_{ps} を除くと同様な傾向で、H/L が大きい橋脚が耐力相当震度が小さくなる傾向である。以下に特徴を示す。

- ・ 梁部は H/L に拘わらず、 $k_{my} > k_{ps}$ であり、計算上せん断破壊が先行する事を示している。
- ・ 柱部はせん断補強効果により、H/L に拘わらず $k_{my} < k_{ps}$ であり、せん断補強の効果が現れている。
- ・ k_{my} に関しては梁部≒柱部であり、面外方向の柱部補強のため、面内方向には補強効果は現れていない。
- ・ k_{ps} に関しては、梁部 < 柱部であり、総じて梁のせん断が弱点となっている。

以上のことから、梁部補強に着目すれば梁の k_{my} 、 k_{ps} が小さくなる、H/L が大なる橋脚を優先することが望ましいと考えられる。

(3) 死荷重の影響検討

3 で照査した結果では、梁部でのせん断破壊が先行する結果となった。せん断耐力に対して、照査する梁部のせん断力は通常、死荷重によるものと水平力によるものの重ね合わせである。つまり、死荷重の影響がせん断力に対する耐震性に大きく影響すると考えられる。ここでは、照査段階におけるせん断力に対する死荷重の影響を検討する。

図-25 は、H/L と終局水平耐力作用時の発生せん断力に占める死荷重の割合を示したものであり、図-26

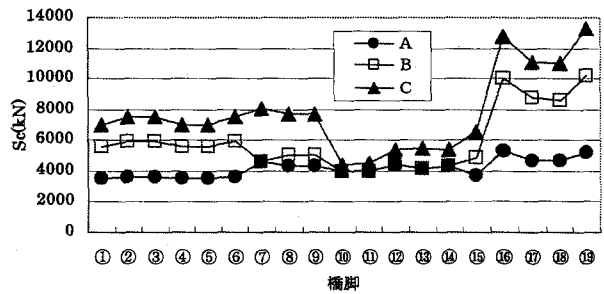


図-22 せん断耐力の比較

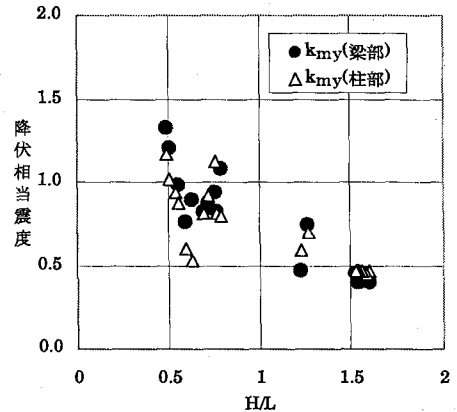


図-23 H/L と降伏曲げ耐力相当震度

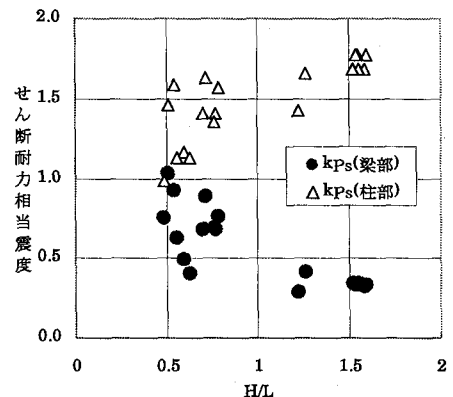


図-24 H/L とせん断耐力相当震度

は同じくせん断耐力に占める死荷重の割合を示したものである。Srd は死荷重によるせん断力を示し、S(右)は終局水平耐力作用時の発生せん断力、Ps(右)はせん断耐力を示す。図から H/L との明確な相関は認められないが、Srd/S(右)の平均値は約 0.30 であり、発生せん断力の約 30% を死荷重によるせん断力が占めていることがわかる。また、Srd/Ps(右)の平均値は約 50% であり、せん断耐力の約 50% はすでに死荷重が使っていることになる。つまり、地震荷重に対しては残りの 50% で受け持つことになる。地震時に発生する梁のせん断力は、死荷重によるものと地震荷重によるものであり、ばらつきはあるものの、照査対象橋脚ではそれぞれ 1570kN ~ 3530kN、3630kN ~ 6870kN 程度であり、地震荷重によるものが 2 倍程度大きくなっている。一方で、せん断耐力に対する死荷重の影響は大きいということもわかっ

た。以上のことから、ラーメン構造とせん断力の関係やせん断照査時に死荷重によるせん断力と地震荷重によるせん断力の重ね合わせの要否を含めて、実験を含めた今後の研究が必要と思われる。

7. まとめと今後の課題

以上、柱部のみが耐震補強された既設RCラーメン橋脚の耐震性について述べた。本検討でわかった事を以下に列記する。

- ・面内方向の保有耐力照査の結果、耐震補強された柱部に対して、相対的に梁部のせん断は耐震性が低くなっている可能性が高い。
- ・面内方向の曲げに対しては、比較的梁部での塑性化が先行しやすい傾向が見られるが、せん断に比べると相対的に弱点とは言い難い。
- ・動的解析によっても、上記と同じく梁部のせん断が弱点となるが、曲げについては保有耐力照査の終局状態にも至っていない。つまり、曲げに対しては若干の余裕があることが窺える。
- ・水平力単調載荷による模型供試体実験では、曲げのじん性による挙動を示した後、梁部でのせん断破壊に至った。模型供試体に対する保有耐力照査においても同様の結果が得られており、地震荷重に対しては耐震性を満足している。
- ・実験に関しては、死荷重を無視しており、それを考慮すればラーメンとしてのじん性低下、耐力低下が予想される。
- ・保有耐力照査における死荷重の影響は大きく、梁部においてはせん断耐力の約50%のせん断力が死荷重により生じている。

現在の模型供試体実験は、水平力（地震荷重）のみの載荷となっていることから、今後は死荷重も考慮した2軸載荷による実験も必要であると考えている。実橋脚における死荷重の影響等の検討と、上記実験結果から、路線全体の既設RCラーメン橋脚の耐震性評価を行い、梁部に対する補強対策の要否や優先度についても提案していきたい。

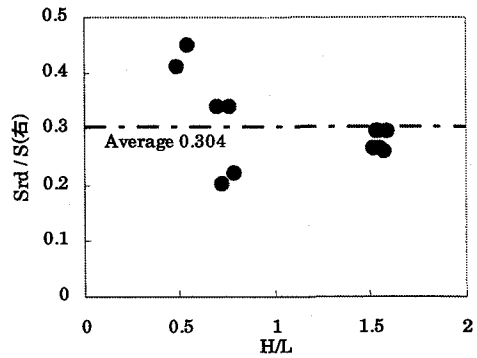


図-25 H/Lとせん断力に占める死荷重の影響

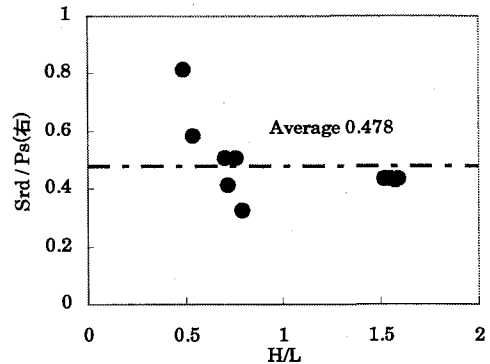


図-26 H/Lとせん断耐力に占める死荷重の影響

【参考文献】

- 1) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて 一震災復旧工事誌— 1997.9
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、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)
- 4) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)

(2001年9月14日受付)