

辺長比を変えたRC橋脚模型の変形性能実験

北海道開発局 開発土木研究所 正会員 佐藤 昌志
 北海道開発局 開発土木研究所 正会員 谷本 俊充
 北海道開発局 開発土木研究所 正会員 西 弘明
 (株) 構研エンジニアリング 正会員 木村 和之

1 まえがき

近年、北海道3大地震や兵庫県南部地震のように鉄筋コンクリート橋脚に被害をもたらす地震が多発している。これらの被害は昭和55年の道路橋示方書より以前に設計された単柱形式に多く見られる。したがって、このような古い耐震設計基準で設計された橋脚の耐震性を評価し、必要に応じて適切な耐震補強を行っていくことが重要である。

耐震性の判定および耐震補強方法は、これまでに行われた多くの実験や研究^{1), 2), 3)}を基に実用化されてきているが、既往の研究では柱(短長辺比が1:3程度までのもの)を対象としており、壁部材を取り扱ったものはあまり見られない。しかしながら、橋梁の幅員、荷重規模等の条件から壁式橋脚の採用も多いため、短長辺比が1:3を超えるような壁部材に対する変形性能の研究、および耐震補強法の開発が必要である。

そこで筆者らは、耐震補強をする前の耐震性の乏しい壁部材を対象に、実橋の約5分の1の模型を用いて、その変形性能に関する実験を行ったので、ここに報告するものである。

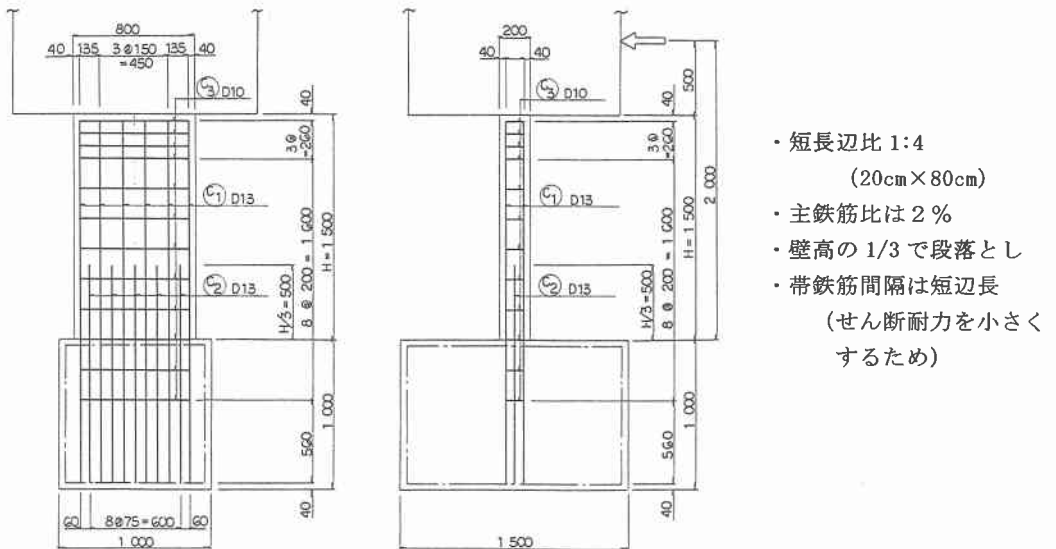


図-1 壁式模型橋脚の配筋図

Experiment of the ductility of reinforced concrete bridge piers by reduced model on flat sectional form

Masashi SATOH, Toshimitsu TANIMOTO, Hiroaki NISHI and Kazuyuki KIMURA

2 実験概要

2.1 実験方法

実験は供試体の頭部に水平力を交番载荷する方法で行い、油圧ジャッキによる载荷速度は約1cm/secとした。供試体には実橋と同等の軸圧縮応力度を与えるため、頭部に20tf重錘（鉛製）を取付けている。計測項目は変位と、コンクリートおよび鉄筋のひずみとした。荷重の载荷は $1 \cdot \delta y$ （降伏変位）まで荷重制御（鉄筋のひずみで管理）とし、その後は δy ずつ整数倍の変位制御とした。

2.2 供試体の諸元

実験では耐震性の乏しい壁式の固定橋脚を対象としているため、鉄筋配置は図-1のとおりとした。なお、供試体の耐力と変形性能は表-1に示すとおりである。

表-1 供試体の耐力と変形性能

項目	計算値	
	水平力(tf)	変位量(cm)
ひび割れ時	1.10	0.21
降伏時	3.14	1.65
破壊時	3.58	2.92
せん断耐力	7.59 tf	
せん断耐力(コン示)	14.10 tf	
じん性率	1.77	

3 実験結果と考察

3.1 荷重-変位履歴曲線と包絡線

载荷実験から得られた荷重-変位の履歴曲線を図-2に、また図-3には橋脚模型の基本的な復元力および変形性能を表す履歴曲線の包絡図を示す。なお、包絡図には断面分割法で計算した $P-\delta$ 特性も同時に示した（破線は基線補正あり、一点鎖線は基線補正なし）。

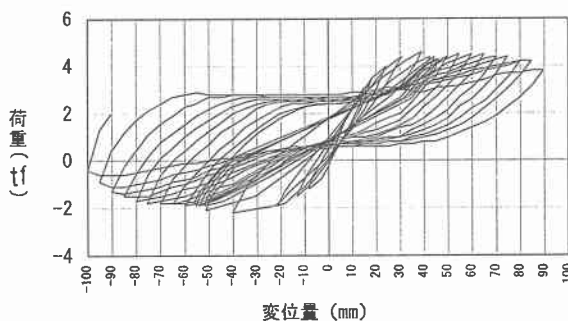


図-2 荷重-変位の履歴曲線

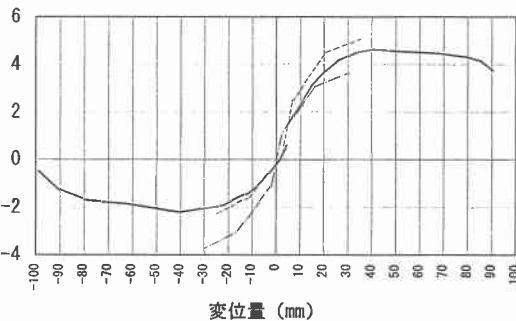


図-3 履歴曲線の包絡図

柱部材を対象とした既往の研究報告では、履歴曲線はおおむね原点を中心に点対称な形を描いているが、筆者等の実験ではこれまでは見られないループ曲線（図-2）を得た。最初の荷重载荷方向（以下、正の方向という）の履歴は図の右側に記録され、反対方向（以下、負の方向という）への载荷が左側に記録されている。この履歴曲線は横軸の基線（荷重の0点）に対して荷重で約1.5tf、縦軸の基線（変位量の0点）に対して変位量で約5mm、それぞれ正の方向へシフトしている。また、履歴曲線の面積も正の方向に比べ負の方向が5割ほど大きくなっている。

鉄筋がはじめに降伏点に達したのは負の方向への3回目の载荷時であり、このときの荷重は1.9tf、変位は21.3mm（負の δy ）であった。正の方向の降伏はこの直後の载荷で生じ、荷重は4.4tf、変位は30.8mm（正の δy ）であった。いずれも段落とし位置で降伏点に達している。

この後の負の载荷では $2 \cdot \delta y$ (=42.6mm) を目標に载荷したところ、変位が40.2mmで鉄筋のひずみが29,500 μ にまで達した。したがって、これ以後は変位の増分を5mmずつとして载荷を行った。最終

的に最大耐力は負の荷重で 2.2tf（変位量は 40.2mm）、正の荷重で 4.6tf（変位量は 39mm）であった。

また、ひび割れ・破壊の進展状況は次のとおりである。最初のひび割れは鉄筋段落とし位置に生じ、その後上下にも水平ひび割れが現れたが、最終的に段落とし位置のひび割れがせん断破壊の引き金となっている。せん断面では供試体にずれが生じており、コンクリートのはく離、鉄筋の座屈といった終局状態を呈している（写真-1）。

以上のように、履歴曲線が原点中心の点対称形を描かない理由としては、段落とし位置に生じたひび割れにより供試体の断面には不連続面ができたために、この部分の圧縮ひずみが過大になったとも考えられる。

また、計算以上の変位が生じた理由として次のことが考えられる。段落とし位置のひび割れは荷重の荷重にともない発達し、有効せん断面が減少していく。その後、かぶりコンクリートがはく離し、荷重荷重に対する挙動は段落とし位置を中心としたロッキング運動となったため、断面分割法による計算結果より大きな変位が生じたものと考えられる。このとき、基部から段落とし位置までの変形は微小である。

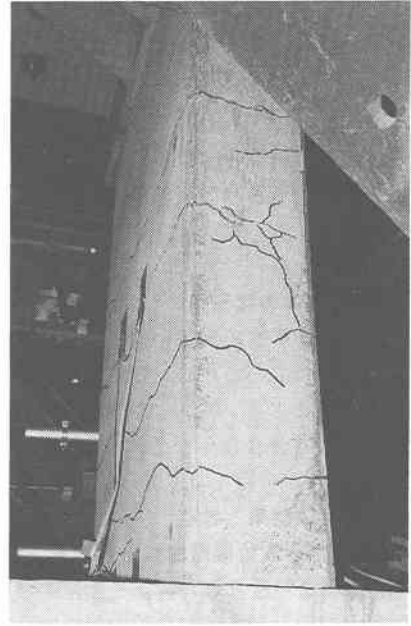


写真-1 実験状況

3.2 履歴減衰定数

強制的に橋脚模型に外力を加えて変位振幅一定の定常運動をする際に、1サイクル当たりに失われる損失エネルギーを等価な履歴減衰定数 h_e として表したもの（図-4）で、次式により求めた。

$$h_e = 1 / 2 \pi \cdot \Delta W / W$$

$$\text{ここに、} \Delta W = \Delta W_1 + \Delta W_2$$

$$W = W_1 + W_2$$

（図-4 参照）

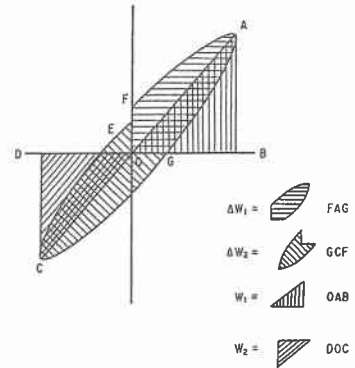


図-4 履歴減衰定数の定義

表-1 履歴減衰定数

変位量	ΔW	ΔW_1	ΔW_2	W	W_1	W_2	h_e
-1 δ_y	360	190	170	670	250	420	0.0855
+1 δ_y	940	290	650	1,190	410	780	0.1257
40mm	1,000	300	700	1,510	590	920	※ 0.1054
50mm	1,510	370	1,140	1,730	700	1,030	0.1389
60mm	2,260	520	1,740	2,050	890	1,160	0.1755
70mm	3,870	680	3,190	2,290	1,000	1,290	0.2690
80mm	3,570	830	2,740	2,350	1,070	1,280	※ 0.2418

履歴減衰定数の計算結果を表-2に示す。変位量が大きくなるにつれて増加する履歴減衰定数が2箇所で減少する(表中※印)のは履歴ループのとりかたによるものであり、負の載荷で先行して降伏点に達したことに起因していると考えられる。

4 まとめ

短長辺比が大きく(1:4)、かつ耐震性が乏しい橋脚模型を用いた変形性能の実験結果から、以下の結論を得た。

- (1) 壁部材でかつせん断耐力が乏しい場合、曲げひび割れの進展によって有効せん断面が著しく減少し、曲げの終局耐力に達する前にせん断破壊を生ずることもある。
- (2) 壁のように荷重作用方向の部材が薄い場合、履歴ループは原点对称とはならず、残留変位が一方に偏ることがある。
- (3) 鉄筋段落としを有する壁部材の場合、損傷は段落とし位置に集中することもあり、そこに塑性ヒンジを生じる可能性があるため、この部分の耐震補強が重要と考えられる。

5 あとがき

今後、偏平な壁部材に対する有効な耐震補強法の開発に向けて引き続き検討を行ない、結果を報告する所存である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室(川島,長谷川ほか):鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究,土木研究所報告第190号,平成5年9月
- 2) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室(川島,長谷川ほか):RC橋脚の動的耐力及び変形性能に関する研究,(その1)道路橋示方書による推定式の精度,土木研究所資料第2408号,昭和61年7月
- 3) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室(川島,長谷川ほか):RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究,(その1)昭和56年度~昭和58年度の検討結果,土木研究所資料第2232号,昭和60年8月