

建設省土木研究所	正員	萩原 良二
建設省土木研究所	正員	長谷川 金二
建設省土木研究所	正員	小山 達彦
建設省土木研究所	正員	吉田 武史

1. まえがき

RC 橋脚が大地震時においても所要の耐力を保持し、橋を安全に支持するような設計を行うためには、RC 橋脚の地震荷重に対する復元力特性を明らかにする必要がある。そこで、建設省土木研究所において実施した RC 橋脚模型載荷実験によって得られたデータから、RC 橋脚の復元力特性のモデル化を試みた結果を以下に紹介する。

2. 実験の概要

RC 橋脚模型の諸元、柱部の特性を図-1、2、表-1に示す。本実験は軸方向鉄筋比 P_L に着目しており、 P_L を 3 種類に変えている。載荷方法は橋脚柱頭部に加振負荷装置を取付けて、降伏変位 δ_y の整数倍の変位振幅 (δ_y , $2\delta_y$, $3\delta_y$, ...) で載荷繰返し回数 10 回の正負交番載荷としている。載荷速度は各ケース静的および動的 (速度振幅 25 cm/sec の正弦波) の 2 とおりとしている。

3. RC 橋脚の荷重-変位スケルトン曲線

建設省の新耐震設計法 (案) (昭和 62 年 3 月) において、RC 橋脚のひびわれ点、降伏点、終局点を推定する方法が示されている。この方法に基づき、RC 橋脚の荷重-変位スケルトン曲線の推定法の検討を行った。実験における終局点は、一般に荷重が降伏荷重まで低下した点と定義されているが、この終局点をコンクリートの圧縮ひずみ $\epsilon_{cu} = 0.0035$ で規定した従来の方法 (計算法 1) では実験結果との整合性は必ずしも良くない。実験においては、鉄筋の座屈・はらみ出しによるかぶりコンクリートのはく離、鉄筋破断によって耐力の低下が顕著に

表-1 供試体柱部の特性

	ケース A	ケース B	ケース C
Longitudinal reinforcement ratio (SD30) P_L	1.79% (D19)	0.87% (D16)	0.48% (D13)
Hoop ratio p_w	0.08%	0.08%	0.08%
Spacing of hoop (SR24, $\phi 9$)	20cm	20cm	20cm

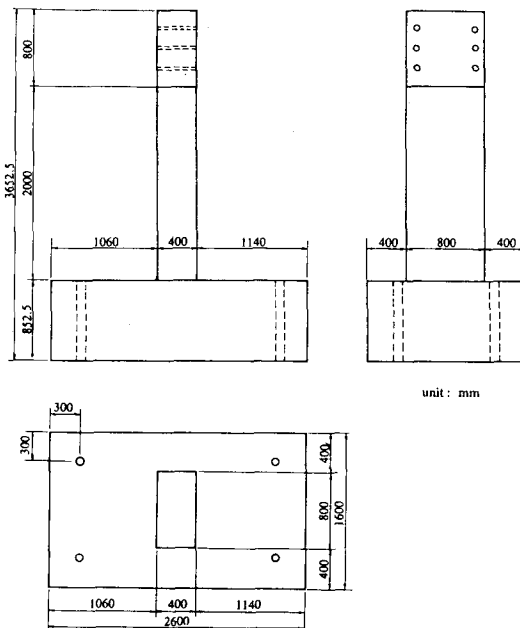


図-1 供試体の諸元

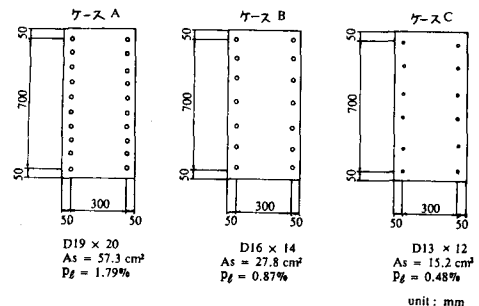


図-2 供試体柱部断面

なって終局点に達しており、図-3に示したように、鉄筋のひずみ ($\epsilon_{su} = 0.025$) で終局点を規定する方法 (計算法2) を提案した。実験値と、2つの計算法による計算値の比較を表-2に示す。なお、ここでは降伏-終局間においては図-4に示すように荷重を一定として簡略化している。

4. RC橋脚の荷重-変位履歴曲線

実験で得られた履歴曲線から求めた等価減衰定数 h を図-5に示す。 h は塑性化に伴って大きくなる傾向があるが、 $\alpha = (\delta - \delta_y) / (\delta_u - \delta_y)$ の値が0.8程度より大きくなるとせん断変形が大きくなっていくことから h が小さくなる傾向がある。そこで、図-5に示したように、 $\alpha = 0.8$ で $h = h_{max}$ となるような構内曲線で h の値を推定する方法を提案した。

荷重-変位履歴曲線は、上記の h を満足するような除荷勾配となるようにモデル化を行った。このような考え方に従って提案したRC橋脚の荷重-変位履歴曲線モデルを図-6に示す。

5. あとがき

ここでは6体のRC橋脚モデルの載荷実験結果に基づいて復元力特性のモデル化について一つの提案を行ったが、更に他の実験結果との比較検討を行い、本試案の妥当性の検討・改良を行う予定である。

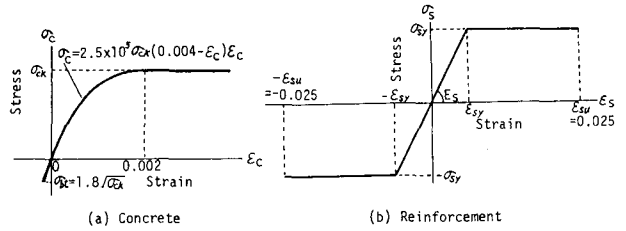


図-3 材料の応力-ひずみ曲線 (計算法2)

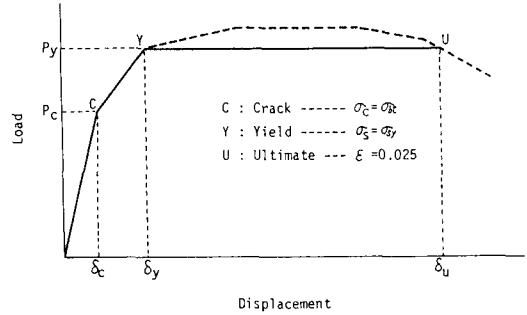


図-4 RC橋脚の荷重-変位スケルトン曲線

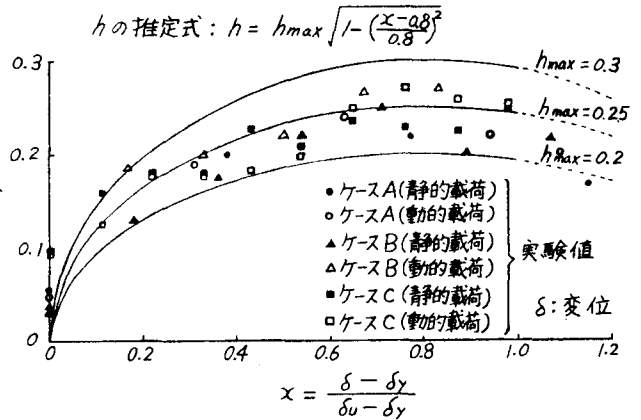


図-5 RC橋脚の履歴減衰

表-2 降伏変位, 終局変位の

実験値と計算値の比較 (単位:mm)

		実験値		計算値	
		静的載荷	動的載荷	計算法1	計算法2
ケースA	降伏変位 δ_y	19	19	18	
	終局変位 δ_u	69	79	61	72
ケースB	降伏変位 δ_y	12	12	13	
	終局変位 δ_u	80	86	68	67
ケースC	降伏変位 δ_y	5.4	5.4	8.1	
	終局変位 δ_u	55	55	82	59

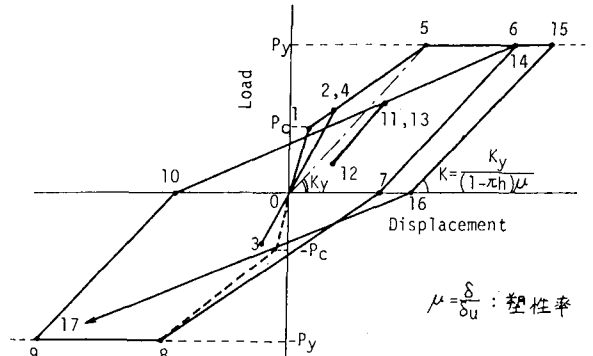


図-6 RC橋脚の荷重-変位履歴曲線