

せん断破壊する RC 柱の振動台破壊実験

(独) 土木研究所 正会員 ○堺 淳一

(独) 土木研究所 正会員 運上 茂樹

1. まえがき

地震が発生した直後に構造物の損傷度を客観的かつ定量的に評価するために、加速度センサによる被災度判定センサを開発し、地震による被害を迅速かつ客観的に把握する技術に関する研究を実施してきた¹⁾。これまでは、曲げ破壊する鉄筋コンクリート (RC) 柱を対象に振動台加震実験に基づき被災度判定アルゴリズムの構築と検証を実施してきたが、本研究は、せん断破壊するタイプの RC 柱にこうしたアルゴリズムが適用可能かを調べるために振動台加震実験を行ったものである。

2. 実験模型と入力地震動

図 1 に実験模型を示す。柱の断面は 600×600 mm の正方形とした。柱部の高さは 0.9 m とし、柱基部から慣性力作用位置までの高さは 2 m とした。柱部のせん断支間比は 1.5 である。上部マス+模型頂部の横梁の質量は 35 ton であり、柱基部での圧縮軸応力は 1 MPa である。コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は 24 MPa であり、実験日の実測強度は 22.5 MPa であった。

軸方向鉄筋およびせん断補強筋は、表 1 に示すように曲げせん断耐力比が 1 以下となるように設計した。ここで、曲げ耐力は道路橋示方書に準じて求めた。材料強度に推定強度を用いた場合のひびわれ、初降伏、終局耐力はそれぞれ 65, 285, 339 kN であり、ひびわれ、初降伏、降伏変位はそれぞれ 0.4, 5.3, 6.3 mm である。せん断耐力は道路橋示方書に基づく場合とコンクリートの負担せん断応力 τ_c に文献 2) の提案式を用いる場合の 2 ケースに対して求めた。材料強度に推定強度を用いた場合の文献 2) によるせん断耐力が曲げ終局耐力よりも小さくなるようにした結果、軸方向鉄筋としては SD345 の D13 を 52 本、横拘束筋としては SD295 相当の D3 を 300 mm 間隔で配置することとした。軸方向鉄筋比および横拘束筋比は 1.83%, 0.02% である。D13, D3 の実測降伏強度はそれぞれ 384 MPa, 307 MPa である。なお、せん断耐力は初降伏耐力よりも大きいため、本模型は曲げ降伏後にせん断破壊が生じると推定された。

加震は 1 方向とし、入力地震動としては、兵庫県南部地震の JR 鷹取駅の NS 成分記録³⁾を用いることとした。相似則より、時間軸を 50% に圧縮し、振幅は 10% から 10% 刻みで振幅を増加させることとした。

3. 実験模型の破壊性状と地震応答特性

表 2 は各加震における応答と損傷をまとめた結果である。図 2, 3 はせん断破壊が生じた 120% 加震時の慣性質量重心位置の応答加速度と応答変位、水平力～水平変位の履歴を示した結果である。ここで、水平力は応答加速度×慣性質量から求めている。なお、加震 50%, 60% の際に、上部マスの模型への締め付けが不十分で上部マスがずれたため、これを確実に締め付けた後加震 50%, 60% をやり直している。これによれば、加振 30% の時にはじめて加震方向に直交する面に曲げひびわれが観察された。水平力としては 183 kN とひびわれ耐力を超えた段階である。この後、振幅を増加すると加震方向直交面の曲げひびわれが進展したが、顕著な斜めひびわれは確認されなかった。加震 50%-2 の際に水平力は初降伏曲げ耐力を超え、文献 2) によるせん断耐力に近づくが、この段階で斜めひびわれが進展し始めた。加震 60%-2 では水平力が 339 kN と推定されたせん断耐力を超える。これにより、斜めひびわれがさらに進展したが、その幅は 0.1 mm 以下であった。この後の加震でも斜めひびわれの急速な進展は見られず、加震 100% 際のひびわれ幅は 0.55 mm であった。最終的には加震 120% の際に、かぶりコンクリートの剥落、軸鉄筋の座屈、せん断補強筋の破断を伴ってせん断破壊した。図 4 には応答加速度の FFT による 120% 加震時の 2.5 秒ごとの固有周期の変化を示している。損傷の進展および破壊により、固有周期が大きくなる事が分かる。

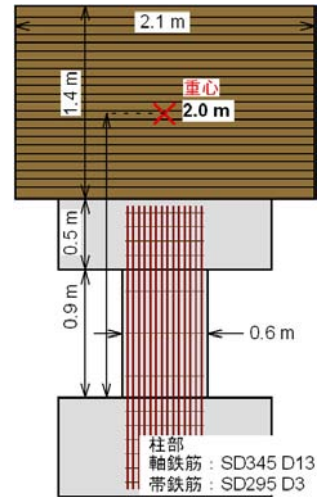


図 1 実験模型

キーワード 鉄筋コンクリート柱、振動台加震実験、せん断破壊、被災度判定、加速度センサ

連絡先 〒305-8516 つくば市南原 1-6 (独) 土木研究所耐震研究グループ耐震チーム TEL: 029-879-6773

4. 被災度判定アルゴリズムの適用性

被災度判定アルゴリズムを用いて橋脚天端の応答加速度により応答変位を推定した結果を図5に示す。ここで、推定じん性率は $\mu=(T_e/T_0)^2$ により求めている¹⁾。 T_0 にはいずれの加震においても10%加震の前の無損傷の状態の周期を用いており、 T_e は加震後の自由振動状態の固有周期を用いている。実測の応答じん性率は、慣性質量重心位置の応答変位を道路橋示方書に準じて求めた降伏変位で除して求めている。これによれば、実際のじん性率が1以下の場合には剛性に変化がないため、推定じん性率はおおむね1となる。実際のじん性率が1を超えた後は、固有周期の変化に伴い、推定じん性率が大きくなり、これが損傷の進展を表している。せん断破壊した120%加震時には実際のじん性率が11に対して推定値は18となり、この値からRC柱が大きく損傷したと推定できる。

5. 結論

最終的にせん断破壊するRC柱を対象に、損傷度と固有周期の変化の関係を振動台実験から求めた。損傷の進展に伴い、固有周期が大きくなることから、こうした変化によって損傷度をおおむね推定できる。

参考文献

1) 小林寛, 運上茂樹, 加納匠: 加速度センサを用いた道路橋の地震時被災度判定手法の開発, 土木学会地震工学論文集 vol. 28, CD-ROM No. 023, 2005. 2) 河野広隆, 渡辺博志, 菊森佳幹: 大型RCはり供試体のせん断強度に関するデータ集, 土木研究所資料, 第3426号, 1996. 3) Nakamura, Y.: Waveform and its analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, JR Earthquake Information No. 23c, Railway Technical Research Institute, Japan, 1995.

表1 実験模型の曲げ耐力とせん断耐力

(a) 道路橋示方書に準じる場合							(b) 文献2)により τ_c を求める場合						
	τ_c	Sc_0	Ss	$Ps_0(kN)$	Ps_0/Py_0	Ps_0/Pu		τ_c	Sc_0	Ss	$Ps_0(kN)$	Ps_0/Py_0	Ps_0/Pu
設計強度	0.35	175	7	182	0.70	0.59	設計強度	0.82	274	7	281	1.08	0.91
推定強度	0.37	183	8	191	0.67	0.56	推定強度	0.87	291	8	299	1.05	0.88
実測強度	0.34	170	7	177	0.62	0.53	実測強度	0.80	268	7	275	0.97	0.83

表2 実験模型の曲げ耐力とせん断耐力

	加震前の周期(s)	Disp (mm)	Force (kN)	損傷状況
10%加震	0.15	0.9	55	ひびわれなし
20%加震	0.15	1.9	107	ひびわれなし
30%加震	0.15	5.6	184	曲げひびわれ発生
40%加震	0.15	8.0	220	曲げひびわれ進展
50%加震	0.16	9.9	236	マスのズレ
60%加震	0.16	15.0	243	マスのズレ, 斜めひびわれ確認
50%-2加震	0.15	14.8	310	斜めひびわれ進展, 軸鉄筋降伏

	加震前の周期(s)	Disp (mm)	Force (kN)	損傷状況
60%-2加震	0.16	18.9	339	斜めひびわれ進展
70%加震	0.18	24.4	350	斜めひびわれ進展 ひびわれ幅 0.06 mm
80%加震	0.20	27.9	357	斜めひびわれ進展 ひびわれ幅 0.15 mm
90%加震	0.21	30.7	360	斜めひびわれ進展 ひびわれ幅 0.35 mm
100%加震	0.23	33.1	355	柱基部の圧縮面コンクリートの軽微な剥落 斜めひびわれ進展 ひびわれ幅 0.55 mm
120%加震	0.28	67.3	369	せん断破壊

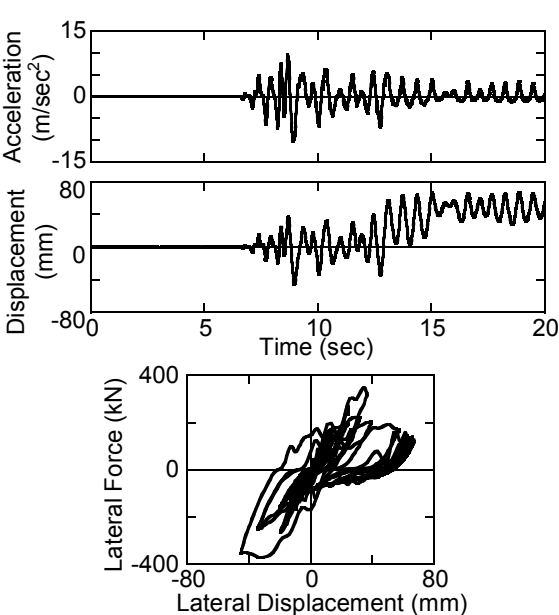


図2 120%加震時の応答

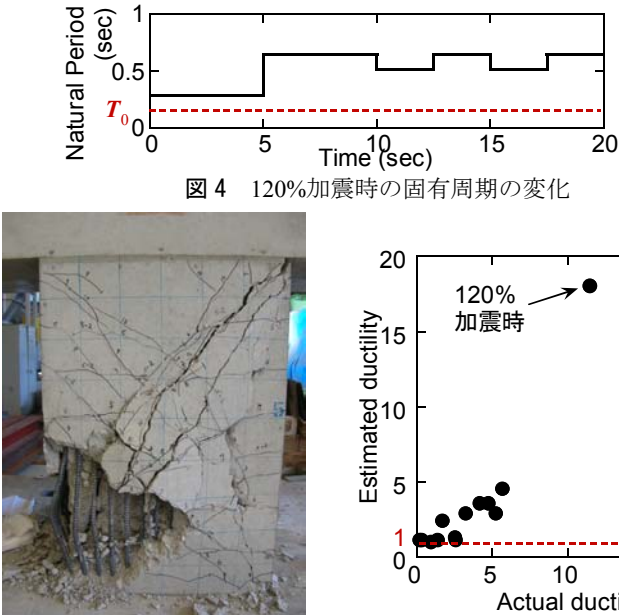


図3 最終損傷状況

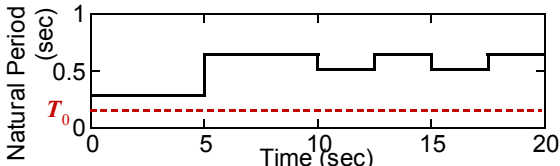


図4 120%加震時の固有周期の変化

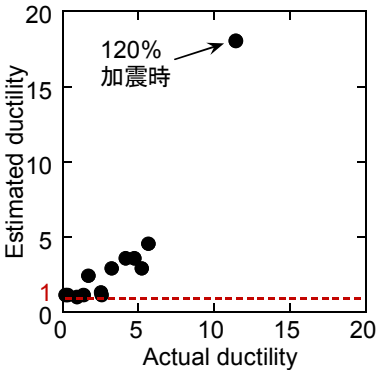


図5 アルゴリズムの推定精度