

(143) 振動台実験と動的載荷実験による偏心曲げを受けるRC橋脚の動的特性の検討

建設省土木研究所 川島 一彦

運上 茂樹

首都高速道路公団 木暮 深

建設省横浜国道工事事務所 飯田 寛之

1. まえがき

都市部の高架橋では、用地条件等の制約条件から逆L字形のRC橋脚が採用される例が多い。このような橋脚では、桁及び橋脚張り出し部の自重による偏心曲げが常時作用しており、このような状態を原点として橋脚は振動することになる。地震時に橋脚の振動が大きくなり、降伏点を越えて非線形振動をするようになると偏心曲げが作用している方向にばかり残留変位が累積していくことが心配され、このような橋脚に対する耐震性の検討が必要とされている。

本文は、偏心曲げを受けるRC橋脚の地震応答特性を橋脚模型を用いた振動台実験及び動的載荷実験により検討した結果をまとめたものである。

2. 実験供試体

RC橋脚に作用する偏心曲げの大きさの程度を表すために曲げモーメント比 r_M を次式のように定義した。

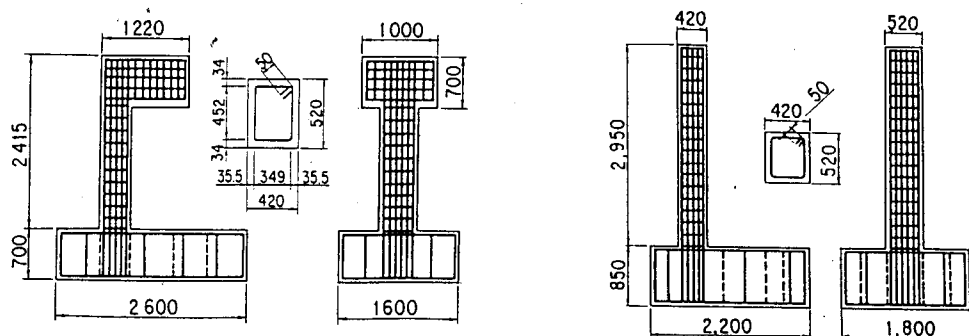
$$r_M = \frac{M_E}{M_E + M_0} \quad (1)$$

ここで、 M_E ：地震力により橋脚基部に生じる曲げモーメント、 M_0 ：橋脚が逆L字形のため、桁及び橋脚の自重により橋脚基部に生じる偏心曲げモーメント、である。式(1)による曲げモーメント比 r_M は、一般に $r_M=0.4\sim 0.9$ 程度であり、0.55程度が多い。

振動台実験及び動的載荷実験に用いる供試体として、図-1及び表-1に示す合計4体を製作した。供試体の諸元は、中程度の偏心曲げを受ける橋脚を対象とし、曲げモーメント比が $r_M=0.55$ 、橋脚高さが1.02m、桁高さが1.5mの実橋脚を基本にして定めた。実橋脚と実験供試体の寸法比は、1/4.6とした。

振動台実験に用いた供試体(P-68：番号は土木研究所における一連の供試体番号)の曲げモーメント比は $r_M=0.55$ 、載荷高さは2.55m、断面は52cm×42cm(橋軸方向幅52cm)の矩形である。主鉄筋としては、偏心曲げにより圧縮側となる面にはD16×5本、引張側となる面にはD22×6本、側方筋としてはD16×3本を配筋した。帯鉄筋としては、D10を17.3cmピッチで配筋した。なお、本供試体は、設計水平震度0.27で設計していることになる。

動的載荷実験に用いた3体の供試体の相違は、曲げモーメント比の大きさであり、 $r_M=0.69$ (張り出しが小さい場合、P-60)、 $r_M=0.55$ (張り出しが中程度の場合、P-62、振動台実験と同一条件)、 $r_M=0.51$ (張り出しが大きい場合、P-64)とした。なお、偏心曲げの大きさが変化した場合には断面形状も変化させる必要があるが、ここでは、断面形状は一定にして鉄筋量を変化させた。上記4体のコンクリートとしては、ポルトランドセメントを用い、試験当日の圧縮強度は315~335kgf/cm²である。

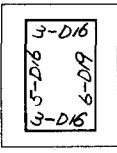
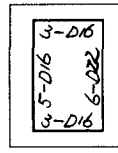
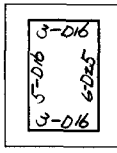


(1)振動台実験用供試体

(2)動的載荷実験用供試体

図-1 実験に用いた模型橋脚

表-1 実験供試体

供試体番号	P-60	P-62, 68	P-64
偏心曲げ	小	中	大
r_H	0.69	0.55	0.51
載荷高さ(m)	2.55		
断面寸法	52(橋軸方向幅)×42(橋軸直角方向幅)		
主鉄筋の配筋			
帯鉄筋	D10@17.3		

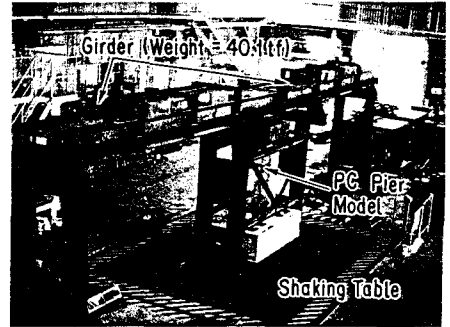


写真-1 逆L字形橋脚の振動台実験

3. 振動台実験

(1) 実験方法

実験では、写真-1に示すように振動台上に供試体を固定し、振動台をまたいで両端にローラー支承を有する鋼製の橋脚を設置し、これに支間7.6mの単純桁2連(総重量40.1tf)を載せた。加振方向は、偏心曲げが作用する方向と同じ橋軸直角方向とした。

加振方法としては、地震波加振を行うものとし、入力地震動としては、昭和58年日本海中部地震により八郎潟堤防周辺地盤上で観測された記録(以下、八郎潟記録とよぶ)の時間軸を1/2、最大加速度を0.35gに調整した波形を用いた。

(2) 実験結果

図-2は、八郎潟記録を作用させた場合に桁に生じた加速度と変位を示したものである。加振後に生じた損傷を図-3に示す。なお、観測した振動台の最大加速度は812galであるが、これは一度だけのスパイクであり、橋脚を加振する有効な入力強度としては、0.35g程度と考えることができる。これによれば、基部では偏心曲げにより圧縮側となる面でコンクリートの圧壊が生じ、この方向に16cm程度の大きな残留変位を生じている。ただし、これは移動制限装置が働いたため、これがなければさらに大きな変位が生じた可能性がある。残留変位は、加振後12秒あたりで入力加速度が最大値をとる時から急激に生じ始め、主要動が一度終る17秒あたりでは、ほぼ16cm程度の値に達している。それ以後の加振によっては、残留変位の大きな増加は生じない。

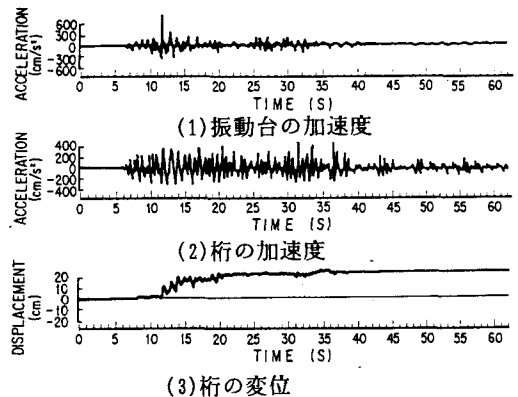


図-2 桁の応答加速度及び応答変位

図-4は、振動台加振実験から得られた履歴曲線を示したものである。ここで、荷重は桁の慣性力とした。これによれば、地震動入力が小さいところでは正負両方向に振動するが、入力加速度が最大値をとる時から急激に変形が大きくなり、偏心曲げが作用する方向にのみ変形が進展していることがわかる。

4. 動的載荷実験

(1) 実験方法

実験では、写真-2に示すように模型橋脚のフーチングを反力壁に固定し、偏心曲げモーメントが働くように軸力を作用させた状態で動的加振機により正負交番で水平地震力を加えた。水平力は変位制御により、偏心曲げによる常時の変位点 δ_E を原点として、ここから計算により求めた降伏変位 δ_y までの変位 δ_0 ($=\delta_y-\delta_E$)を基準にその整数倍で10回ずつ順次作用させた。載荷速度が遅いところでは、その影響は大きくないため、ここでは載荷速度を1cm/sとした。

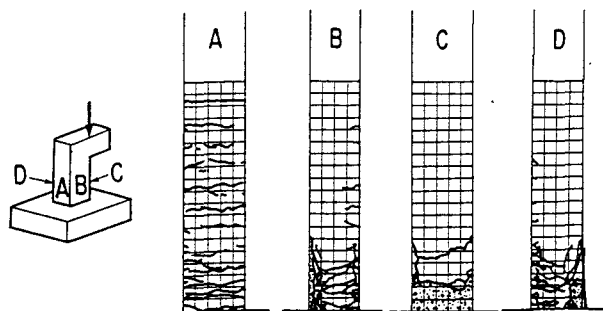


図-3 振動台実験で橋脚に生じた損傷

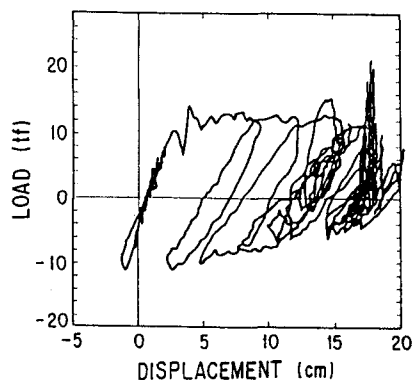


図-4 荷重～変位の履歴曲線

(2) 実験結果

荷重に伴う損傷の進展状況の一例として、供試体P-62 ($r_H=0.55$) の損傷状況を示すと図-5のようになる。ここでは、荷重方向に平行する面の損傷状況を示している。これによれば、供試体P-62の場合には、1～2 δ 載荷の段階では、正側（偏心曲げが作用する方向）の荷重により引張側となる面（以下A面とよぶ）のコンクリート表面にひびわれが生じるだけで、負側荷重により引張側となる面（以下B面とよぶ）にはひびわれも生じない。3 δ 載荷になるとB面側にもひびわれが生じ始め、4 δ 載荷ではA面の基部からB面に向けてくさび状の斜めのひびわれが生じる。その後荷重の進展とともに、基部のB面においてかぶりコンクリートの顕著なひびわれ、剝離が生じる。6 δ 載荷になると基部においてB面のコンクリートが圧壊するとともに、B面側において斜めのひびわれが大きく進展し、主鉄筋が2本破断した。7 δ 載荷では、くさび状に塑性化した部分でA面側にずれるように変形し、最終状態となる。ここで、斜めのひびわれが大きく生じたのは、変位制御により負側にも強制的に載荷したためであり、前述の振動台実験によれば、実際の地震時には一方向にのみ変形が進展し、このような斜めのひびわれは生じないことに注意しなければならない。

これに対して、偏心曲げがより小さい供試体P-60 ($r_H=0.69$) の場合には、1 δ 載荷からB面側にもひびわれが生じ、その後A面、B面双方でひびわれが進展する。6 δ 載荷ではA面、B面双方でかぶりコンクリートが剝離し、7 δ 載荷でB面側の主鉄筋が3本破断し最終状態となる。供試体P-62の損傷状況とは、A面、B面両方で損傷が生じる点が異なるとともに、損傷の進展がより遅くなる。一方、偏心曲げがより大きい供試体P-64 ($r_H=0.51$) では、3 δ 載荷で斜めのひびわれが生じ、4 δ 載荷でB面側でかぶりコンクリートが剝離し始める。5 δ 載荷になるとB面側のコンクリート部分が圧壊するとともに、主鉄筋が1本破断して最終状態となる。偏心曲げが大きくなると、より早い荷重段階で損傷が生じるとともに、かぶりコンクリートが剝離した後の損傷の進展が早い。

(3) 動的耐力及び変形性能

図-6及び表-2は、それぞれ、上記3供試体の荷重～変位の履歴曲線の包絡線及び耐力・変形性能を示したものである。これによれば、偏心曲げが増加する方向に対しては、 r_H が小さいほど、荷重が最大荷重に達し、安定して変位が増加する範囲が短くなる。じん性は、 r_H が0.69と0.55の場合にはほとんど同じであるが、 r_H が0.51の場合には前者の約半分に小さくなる。また、降伏耐力と最大耐力の比は、 r_H が0.51の場合には、 r_H が0.69及び0.55の場合に比較して約10%程度小さくなる。

図-7は、振動台実験と動的載荷実験の結果を荷重～変位の履歴曲線で比較したものである。ここでは、偏心曲げによる初期変位点を原点に置き換えて示している。これによれば、両者の荷重～変位の履歴曲線

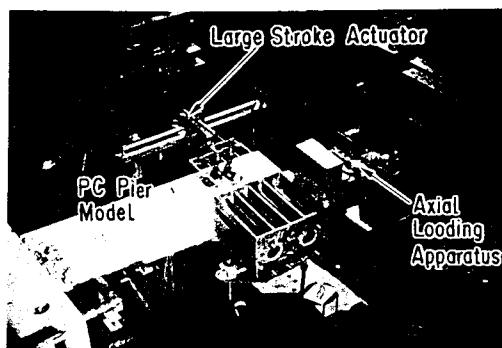


写真-2 動的載荷実験

はほぼ一致しているといえる。ただし、振動台実験では一方向にのみ変形が増加して降伏後の荷重の低下が小さいが、載荷実験では繰返し載荷により損傷の進展が早くなるのに伴い荷重の低下が大きくなる。

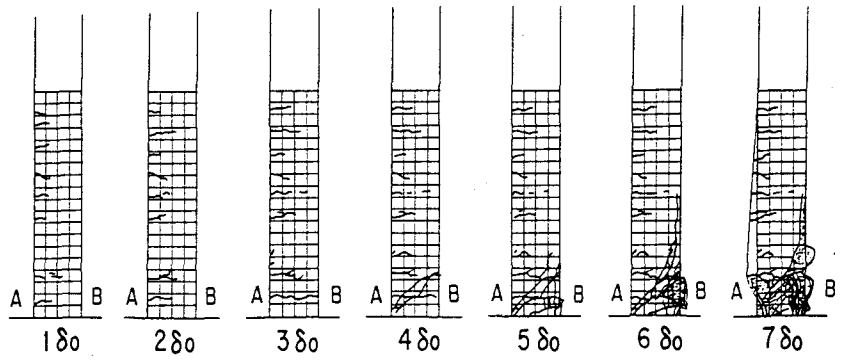


図-5 供試体P-62の損傷の進展状況

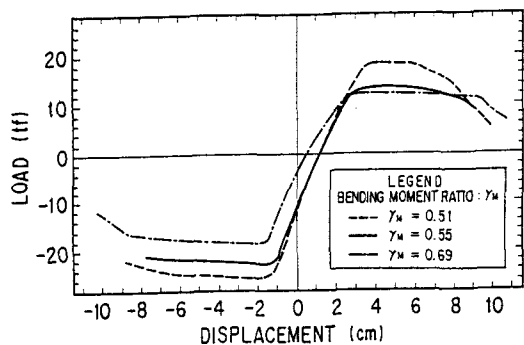


図-6 荷重～変位の履歴曲線の包絡線

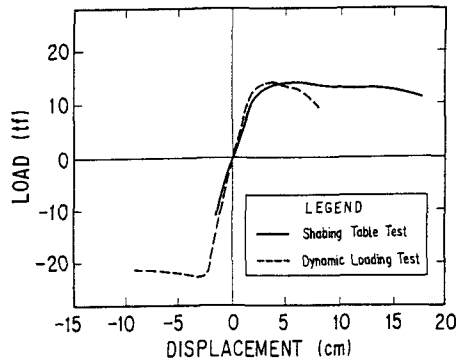


図-7 振動台実験と動的載荷実験の比較

表-2 変形性能及び動的耐力（偏心曲げモーメントが増加する方向）

曲げモーメント比 r_H	変形性能			動的耐力		
	δ_y (mm)	δ_u (mm)	じん性率	P_y (tf)	P_{max} (tf)	P_{max}/P_y
小 ($r_H=0.69$)	19.9	92.0	4.62	12.7	14.8	1.17
中 ($r_H=0.55$)	18.5	79.0	4.26	13.8	15.9	1.15
大 ($r_H=0.51$)	26.8	61.0	2.28	22.8	24.3	1.07

5. 結論

- 本検討結果をまとめると以下のとおりである。
- 1) 偏心曲げが作用している橋脚が非線形域に入ると、偏心曲げの作用する方向にのみ損傷が進展し大きな残留変位が生じることに十分注意しなければならない。
 - 2) 曲げモーメント比 r_H が小さくなるほど、荷重が最大値付近で安定して変位が増加する範囲が短くなり、じん性率が減少する。
 - 3) 振動台実験と動的載荷実験を比較すると、載荷実験では偏心曲げが減少する方向にも強制的に載荷するため、振動台実験結果とは損傷形態が異なる。このため、実際の地震時の現象に即した載荷方法の検討が必要である。

【連絡先】建設省土木研究所地震防災部耐震研究室（〒305茨城県つくば市旭1番地、Tel:0298-64-2211）