

桁拘束の影響下における角柱RC橋脚模型の正負交番載荷実験

Reversed Cyclic Loading Test of Bridge Piers Confined by Main Girders

北海道開発局開発土木研究所 ○ 正会員 畑山 朗 (Hatakeyama Akira)
 北海道開発局開発土木研究所 正会員 三田村 浩 (Mitamura Hiroshi)
 北海道開発局札幌開発建設部 正会員 佐藤 昌志 (Satou Masashi)
 室蘭工業大学 正会員 岸 徳光 (Kishi Norimitsu)

1. はじめに

これまでに筆者らが行なってきた橋脚模型実験では、主に天端に重りを載せるなどして、上部工の鉛直死荷重反力に相当する軸力を、柱または壁断面に導入してきた。この場合、橋脚天端は鉛直・水平・回転方向に対する拘束力は受けず、自由端として扱うことができる。実橋梁の橋脚においては、段落し部または基部がヒンジになって橋脚天端が回転すると、水平変位に伴って鉛直方向変位も生じ、ここで支承を介して桁剛性が関与してくると思われる。このとき、桁のたわみ量の範囲内において、桁の変形が追従できる程度に橋脚変形速度が小さい場合は、桁剛性による拘束作用は受けないと考えられるが、地震時の橋脚変形速度は、桁の拘束作用を受けるには十分に大きいと判断されるため、実橋梁の橋脚天端には桁剛性による抵抗が働き、橋脚躯体に作用する軸力は一定ではなく増減することが考えられる。

本論文では、

- ① これまでの実験条件と同様の、軸力を一定に制御して鉛直変位は拘束しない場合
 - ② 桁拘束を想定して軸力は初期導入値だけを合わせて鉛直方向変位を拘束した場合
- の両ケースについて正負交番実験を行い、破壊形態や荷重変位関係について整理し、より実橋梁の橋脚に近いと考えられる地震時特性を検証することとした。

2. 実験概要

2.1 橋脚模型の仕様

本実験で用いたRC橋脚模型の構造配筋図を図-1に示す。この橋脚模型は、兵庫県南部地震後の耐震設計改訂以前に架設された橋梁を想定しており、軸方向鉄筋の段落しを有し、曲げ破壊先行型で基部よりも段落し部の曲げ耐力が低くなるように設計されている。柱断面は一辺50cmの正方形断面を有し、柱高さが200cm、底版を含めた全高は270cmである。軸方向鉄筋は基部から90cmの高さで段落ししている。

底版については実験中にひびわれたりしないように、柱に比較して十分な強度を有するように設計されている。

使用材料は、鉄筋にはSD295を用い、コンクリートの設計基準強度は $\sigma_{28}=21\text{kN}/\text{mm}^2$ を用いている。

これら同一仕様の橋脚模型を3体製作して3ケースの実験を行った。橋脚模型の設計計算上の耐震性能、実験日における材令強度については表-1に整理する。

2.2 実験装置

本実験で使用した装置の概略図を図-2に示す。この装置を用いて行った実験は次の3ケースである。

Case1 : 軸力88kN制御・水平荷重上方載荷

Case2 : 軸力88kN制御・水平荷重下方載荷

Case3 : 鉛直変位拘束・水平荷重下方載荷

Case1はこれまでの実験と同様の条件であり、重錐で軸力を与える代わりにジャッキを用い、ロードセル荷重が88kN一定になるように、ジャッキストロークを模型の変形に追従させて調整している。

Case3は桁拘束を受けることを想定して行った実験で、ロードセル荷重を88kNにした後、ジャッキストロークを固定して鉛直方向変位を拘束する。このケースの場合には水平荷重を底版に載荷しているが、Case1と同様に支承部を想定した位置に載荷すると、ジャッキの損傷を招くことを懸念したことによる措置である。

Case2はCase1とCase3の差異が生じた場合、それが水平荷重の載荷位置によるものではないことを検証するために、軸力制御はCase1と同様にし、水平荷重載荷はCase3と同様にして行ったものである。

なお、水平荷重の下方載荷の場合は、橋脚模型の天端ではなく、底版が固定された走行架台が水平移動することになるが、架台と走行レールのすべり摩擦係数は静摩擦・動摩擦ともに十分に小さく、実験結果には影響は無いと判断した。

2.3 実験内容

実験内容はいずれも正負交番載荷実験で行われた。

最初の押し側(正載荷とする)で引張り面となる両端鉄筋のいずれかが、降伏点(鉄筋ひずみで 1700μ)に達した時点の変位を降伏変位: δy とし、その時の水平荷重を降伏荷重: P_y とした。引き側(負載荷とする)でも同様に鉄筋の降伏点まで載荷したのち変位をゼロ点まで戻す。その後の変位制御による正負交番載荷の繰り返し回数は3回とし、以降 $2\delta y$ 、 $3\delta y$ 、...と変位振幅を漸増させながら橋脚模型が破壊に至るまで載荷した。ここで、橋脚模型の破壊の定義は、正負交番載荷1回目の最大荷重が降伏荷重を下回った時点とした。

水平荷重の載荷速度は $0.5\text{mm}/\text{sec}$ で行なった。

測定項目は、鉛直および水平方向ロードセル荷重、水平荷重載荷点の水平変位、橋脚天端の鉛直変位、柱の高さ方向50cmピッチでの水平変位および軸方向鉄筋のひずみである。

断面	柱高	段落し位置	鉄筋	コンクリート	
				設計強度	材令強度
50×50 cm	200 cm	基部から 90 cm	SD295	20.6 MPa	24.2 MPa
初降伏変位	初降伏荷重	降伏変位	降伏荷重	終局変位	
6.7 mm (7.0)	83.6 kN (88.7)	7.9 mm (8.2)	87.2 kN (92.8)	52.4 mm (44.8)	

表-1 供試体の諸元 ※ ()内は Case3 の値である。

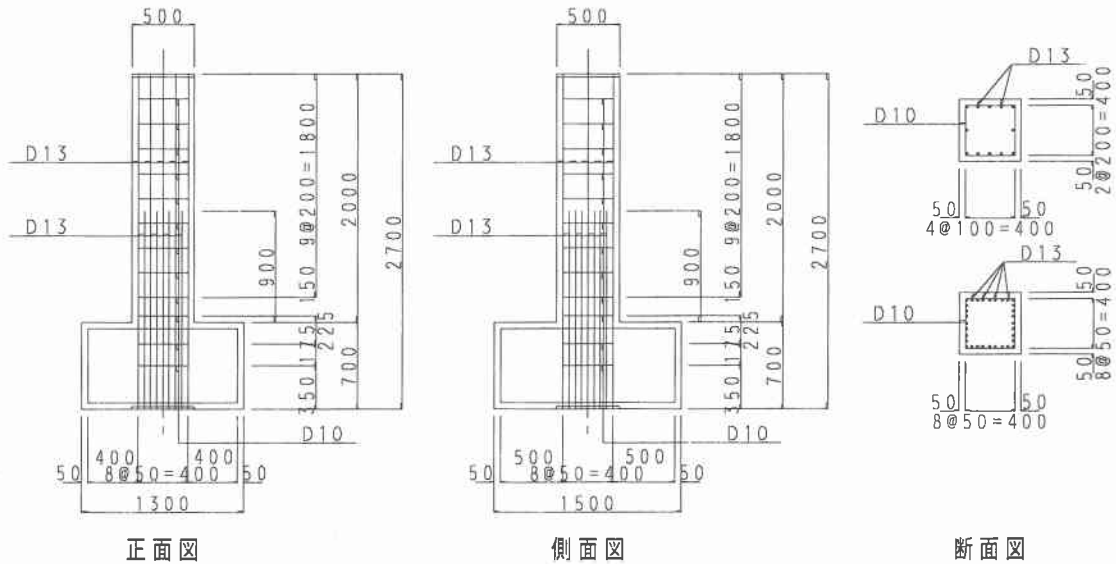


図-1 橋脚模型構造配筋図

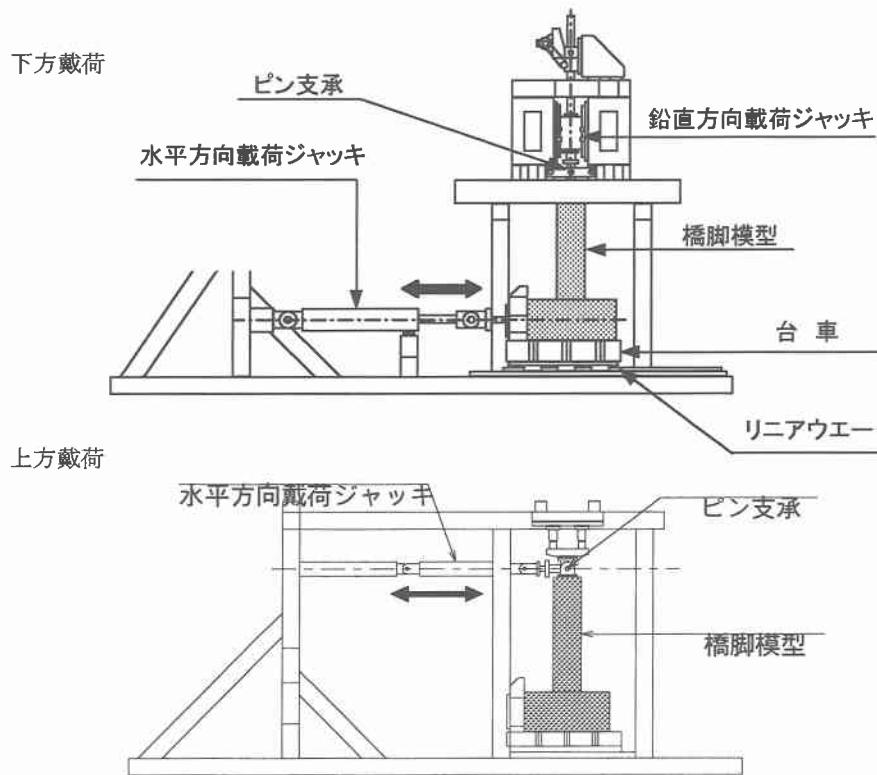
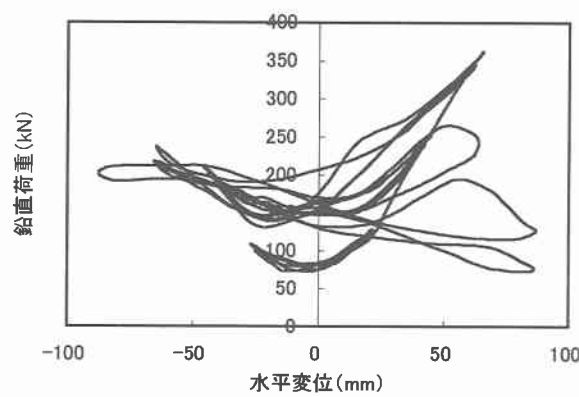


図-2 実験装置概要図

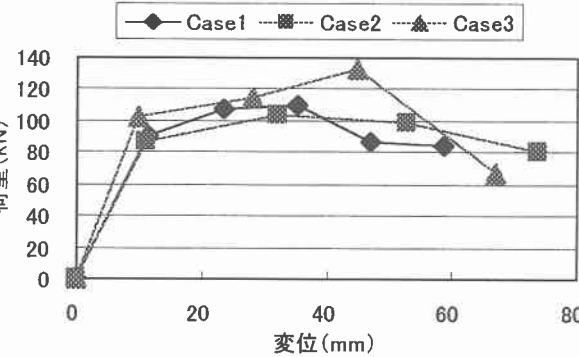
3. 実験結果

3.1 Case3実験の鉛直荷重変化

桁拘束を考慮した Case3実験の水平変位－鉛直荷重関係を図－3に示す。初期荷重88kN に対し、1 δy では約120kN まで鉛直荷重が増加している。以降、2 δy では250kN、3 δy の1回目、2回目で最大350kNを示した。その後、徐々に小さくなり、破壊と定義された4 δy の1回目では1 δy と同程度、同2回目ではほぼ初期値まで戻っている。このことは、橋脚模型の損傷程度が小さいうちは、水平変位が大きいほど天端がジャッキを押し上げようとするが、損傷が大きくなると柱が段落とし部で角折れし、水平変位が大きくなっても天端変位はほとんど生じなくなることを示す。これより、橋脚の損傷が小さいうちは、桁剛性による拘束効果により、柱には上部工死荷重反力以上の軸力が作用することがわかる。



図－3 Case3の鉛直荷重と変位関係



図－4 荷重－変位関係

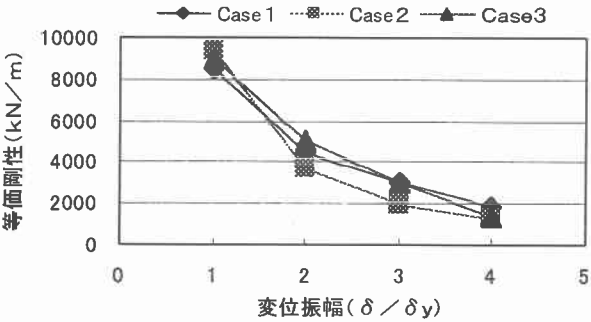
ケース	初降伏		最大荷重 (kN)	終局変位 (mm)
	変位 (mm)	荷重 (kN)		
Case1	11.5	90.5	109.8	58.8
Case2	11.2	86.8	103.0	74.0
Case3	10.0	101.8	132.4	67.0

表－2 実験結果集計表

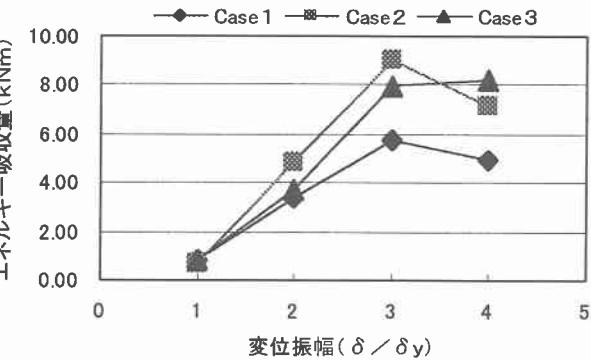
3.2 橋脚模型の破壊形態

実験の際、水平荷重とその載荷点の水平変位、および軸方向鉄筋の基部と段落とし部のひずみをモニタリングして行った。3ケースとも、基部より若干早く段落とし部で鉄筋ひずみが降伏点を迎えている。

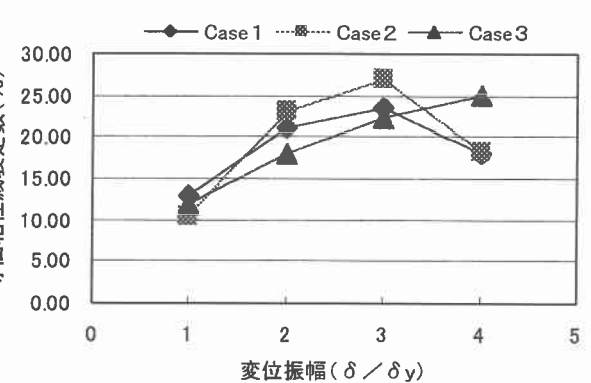
いずれの橋脚模型も降伏変位以前に基部に曲げひびわれが発生し、その後段落とし部に曲げひびわれが発生する。以降、変位振幅が大きくなるにしたがって段落とし部近傍の損傷が大きくなり、断面中央付近まで曲げひびわれが進行したのち、およそ斜め45° 下方へのせん断ひびわれへと移行し、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈が生じて破壊へと達する。これらの経過における3体の違いについて視認することは出来なかった。すなわち、破壊形態において、桁拘束による影響と考えられる有意な差は認められなかった。



図－5 等価剛性と変位振幅関係



図－6 等価粘性減衰定数と変位振幅関係



図－7 エネルギー吸収量と変位振幅関係

3.3 橋脚模型の荷重変位関係

表-2に実験結果を要約し、図-4に荷重変位関係を示す。なお、変位量は橋脚模型天端における値である。

降伏変位 δy は、10.0～11.5mmでケース間のばらつきが小さく近似した結果であった。そのときの荷重 P_y は、鉛直荷重を一定に制御した Case1、2 で 91kN と 87kN、鉛直変位を固定した Case3 でも 102kN とほとんど近似した値となった。断面分割法による計算では、初降伏時の変位は全ケースとも 7mm である。また、その時の荷重は Case1、2 の 84kN に対し、Case3 は軸力が大きな分 89kN と 6% 程度大きな値を得るがその差は実験値と同様に非常に小さいといえる。Case3 の計算値の軸力は実験結果から得られた 125kN を用いたものである。

次に終局変位、終局荷重について見てみる。実験のそれは破壊に達した時点の変位と最大荷重に置き換える。

終局変位の実験値は、ケース間のばらつきが見られ、ケース順に 59mm、74mm、67mm となった。計算値では 52mm、45mm なので、いずれの実験結果も大きな値となった。特に上方載荷で行った実験に比べると、下方載荷で行った結果が大きな値を示す。これは底版が少なからず回転していたための差ではないかと考えられる。まだ載荷重の小さい初降伏時変位があっていることからそのことが窺える。

最大荷重はケース順に、110kN、103kN、132kN であった。軸力制御の Case1 と 2 はほぼ近似値であり、計算値の 87kN とよく近似している。また、Case3 の最大荷重計算値を軸力 350kN で求めると 127kN となり、この結果もよく近似している。

今回の実験ではいずれのケースにおいても、荷重値では計算値と実験値がよく近似する結果が得られたが、変位量では、初降伏時も終局時も実験値が計算値を上回る結果となった。ただし、その値は治具に含有される若干の遊び部分から得られるものであると考えられ、荷重変位関係は、計算値と実験値がおおよそ近似した結果となったと判断する。

ここで、荷重変位関係に見られる各ケースの相関について整理する。載荷位置の違いである Case1 と 2 は終局変位以外ほとんど近似しており、載荷位置による結果の差は無いと判断できる。すなわち、Case3 に見られる最大荷重値の増加は、軸力増加による影響であるということがわかる。変位については桁拘束の影響としての有意な差は認められない。また、実験終了時の荷重の下がり方を見ると、Case1、2 に比べて Case3 の方が大きく低下している。これは軸力が大きく作用していることにより、他ケースよりも脆性的に破壊していると考えられる。

3.4 橋脚模型の耐震性能

図-5に等価剛性と変位振幅関係を示す。等価剛性は各変位振幅3回のうちの1回目の荷重変位関係より算出している。等価剛性に関しては、いずれのケースもほとんど同様であるが、変位振幅=2から4にかけての Case3 の勾配が他よりもやや大きい。荷重変位関係でも見受けられたように、鉛直荷重が大きい分せん断破壊が進行しやすく、脆性的な破壊へ推移している傾向と考えられる。

図-6には、等価粘性減衰定数と変位振幅関係を示す。等価粘性減衰定数は、各変位振幅の正負1回目のエネルギー吸収能力を用いて算出している。軸力制御の両ケースはほぼ等しい結果である。桁拘束を考慮した Case3 は、変位振幅が3まではほとんど同じ結果であるが、4に至っても減衰定数はやや増加している。図-3の鉛直荷重と変位関係でも、変位振幅4の1回目は鉛直荷重がまだ大きく、ジャッキを押し上げようとしているのがわかる。2回目ではもう軸力増加も小さくなっていることから、この後に他のケース同様急激に減衰定数も低下すると予想される。鉛直荷重が大きく作用すると、脆性的な破壊へと移行しやすくなると考えられるが、一方でその桁拘束による抵抗力がエネルギー吸収に寄与していることも考えられる。

図-7はエネルギー吸収量と変位振幅関係である。エネルギー吸収量は各変位振幅の1回目の荷重変位曲線より算出している。等価粘性減衰定数と同様の理由から、Case3 の場合には変位振幅4の時点でエネルギー吸収量を保持している。その他ケースは同一の傾向を示している。Case2 のエネルギー吸収量が Case1 よりも大きいのが、底版の回転などによる変位量によって生じた差であると考えられる。

4. まとめ

実橋の橋脚は、地震時挙動において、上部工剛性による鉛直方向変位の拘束を受けるのではないかと考え、そのことが地震時特性にどのような影響があるのかを検証するため、桁拘束下における橋脚模型実験を可能にする治具を製作して実験を行った。その結果を下記に要約する。

- ①桁拘束の影響下では水平移動にともなって作用鉛直荷重が増加する結果となった。
- ②降伏変位および荷重にはほとんど差は生じなかったが、最大荷重は軸力の影響で大きな値となった。
- ③破壊形態は、軸力一定制御の場合と桁拘束した場合とで視認できる差は無かった。
- ④荷重変位関係、等価剛性の結果から、軸力が大きい分、脆性的な破壊へ移行しやすい傾向が見られた。
- ⑤ただし、軸力増分がエネルギー吸収に寄与し、等価粘性減衰定数はやや保持する結果であった。