

実規模二径間連続桁壁式 RC 橋脚の急速加振実験

QUICK SHAKING TESTS ON WALL TYPE RC PIER OF
TWO-SPAN CONTINUOUS GIRDER吉田紘一^{*}, 池田憲二^{**}, 佐藤昌志^{***}, 後藤雪夫^{****}, 岸 徳光^{*****}

Koichi YOSHIDA, Kenji IKEDA, Masashi SATO, Yukio GOTO, and Norimitsu KISHI

^{*} 工修 (株) 土木技術コンサルタント 副社長 (〒001-0019 札幌市北区北19条西3丁目)^{**} 北海道開発局開発土木研究所室長 構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)^{***} 工博 北海道開発局札幌開発建設部 札幌道路事務所長 (〒062-0912 札幌市豊平区水車町1-1-2)^{****} 計測技販(株) 社長 (〒065-0020 札幌市東区北20条東15丁目3-1)^{*****} 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)キーワード: 衝撃的荷重, 衝撃的地震動, 壁式 RC 橋脚, 動的挙動
(impact loading, impact quake, wall type RC pier, dynamic behavior)

1. はじめに

1995年の阪神・淡路大震災では、道路や鉄道などの土木構造物、特に橋脚などの柱状構造物が多大な被害を受けた。この地震は内陸直下型地震であったため、海洋地震とは異なり地震動の主波動が急激に立ち上がる衝撃的な地震動が構造物に作用したことが特徴である。実際に構造物がこのような衝撃的な荷重を受けた場合にどのような挙動を示すかを把握することは、橋脚などの耐震性向上を図る上で重要であると考えられる。

これまで、橋脚の動的実験は上部工重量に相当する重錘などを橋脚天端に据え付けた1質点系モデルを用いて行ってきた。しかしながら、実橋脚は地震時に地盤からの地震動入力を受けると同時に上部工からの慣性力や上部工剛性による拘束を受けることから、橋脚単体での振動とは異なる挙動を示すものと考えられる。

衝撃的な地震動を受ける橋脚の動的挙動をできるだけ忠実に再現するとともに寸法効果の問題を排除する試みとして、北海道開発局開発土木研究所では大型の走行架台上に実規模の二径間連続鋼製桁模型を製作した¹⁾。この架台をエアークッションにより浮かせた状態で走行させ、反力壁を用いて急速制

動をかけることによって橋脚に衝撃的な地震動を与える方法を考案した。本研究はこの装置を用い、実規模二径間連続桁の中間橋脚として設置した橋脚模型を試験体とし、実挙動により近い形で RC 橋脚の地震時挙動に関する検討を行ったものである。

2. 実験概要

2.1. 実験方法

図-1に実験装置の概略図を示している。本装置は、橋脚および上部工を載せた走行架台全体をエアークッションにより浮かせて、反力壁に衝突させることで急速制動をかけることにより地震動に類似した波動を入力する装置である。架台の走行は脱着装置を解除して走行架台と鋼製ロープで繋がれている重錘を自由落下させることで行い、また、架台前方には発泡スチロール材(以下、EPS材)を設置し、その緩衝効果により架台の速度を減速する。このEPS材厚と走行距離を変えることにより制動時間、入力加速度の最大値を調整することができる。

上部工は支間30mの二径間連続鋼製桁で、上部工総重量が約1,060kNである。この支間中央に橋脚試験体を置き、天端にピン支承を設置して上部工を支持している。桁端部は、水平移動を妨げないよ

が小さくなる条件で設計した。その結果、基部から 150 cm の高さで主鉄筋の段落としを行っている。

試験体の底版厚と壁高はともに共通で 100 cm, 400 cm とし、壁厚は S55 試験体を 80 cm, H8 試験体を 100 cm とした。用いたコンクリートは設計基準強度 21.0 MPa で、実験時材令における平均圧縮強度は表-1 に示す値であった。また、鉄筋は全て SD345 を使用している。

2.3. 測定項目と実験ケース

本実験における測定項目は、橋脚基部の入力加速度、桁および橋脚の応答加速度、橋脚主鉄筋の応答ひずみである。主鉄筋のひずみゲージは図-2 に示すように中央近傍部の主鉄筋を用い、高さ方向にほぼ 50 cm ピッチに貼りつけている。また、加速度計は図-3 に示すように桁および橋脚の側面に取付している。

本実験条件を表-1 に要約する。実験は 3 体の各試験体に対して走行距離、EPS 材厚を変化させ、入力加速度の最大値と周期を調節して繰り返し行った。各実験ケースは”試験体名-走行距離 L (m)-EPS 材厚(m)”として略記することとする。

3. 実験結果および考察

3.1. 入力加速度波形および応答加速度波形

図-4 に代表的なケースの入力加速度波形を示す。

表示した実験ケースは、各試験体において、最大入力加速度のほぼ等しい 3 つのグループにまとめて示した。各グループの橋脚基部の最大加速度は、(a), (b), (c) 図でそれぞれ約 0.35 G, 0.8 G, 1.5 G である。図より、同一グループの波形はそれぞれほぼ類似の形状を示していることが分かる。また、(a) 図の EPS 材の薄い H8-10-L1.0-EPS0.25 のケースでは加速度の継続時間が多少短くなっているものの、実験条件を同一に設定することにより入力加速度を精度良く再現出来ることがわかる。

入力加速度の最大値が、約 0.8 G である実験ケースの代表的な点（基部、橋脚中央、橋脚天端、桁）での応答加速度波形を図-5 に示す。図より、H8 試験体の各測点の応答加速度の最大値はほぼ入力加速度と同様であり、かつ橋脚上部へ向かって応答が推移している状況が分かる。加振終了後は自由振動状態となり、系の固有振動周期で振動しているようである。S55 試験体では、橋脚中央部から上部工桁の加速度波形に、第 1 主波動部のピーク値の低下が見られる。これは、段落とし部でのひび割れ発生等、橋脚が塑性状態へ移行したためと推察される。

3.2. 曲げモーメントおよび軸力の応答分布

図-6, 7 には、代表的な実験ケースとして、入力加速度が 0.8 G レベルにおける橋脚の曲げモーメント分布および軸力分布の時系列の概略を示して

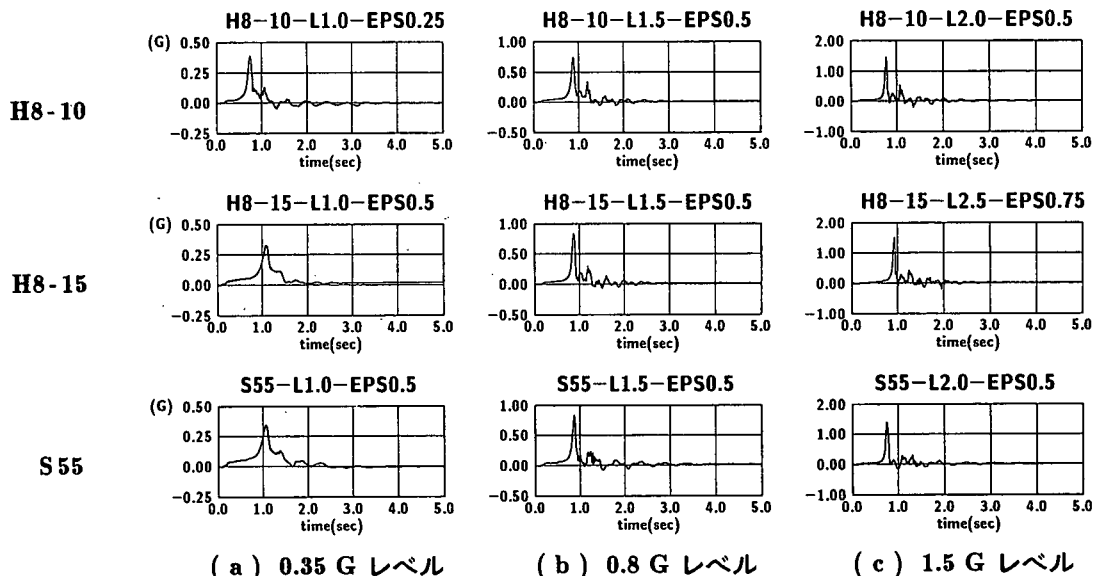


図-4 入力加速度波形

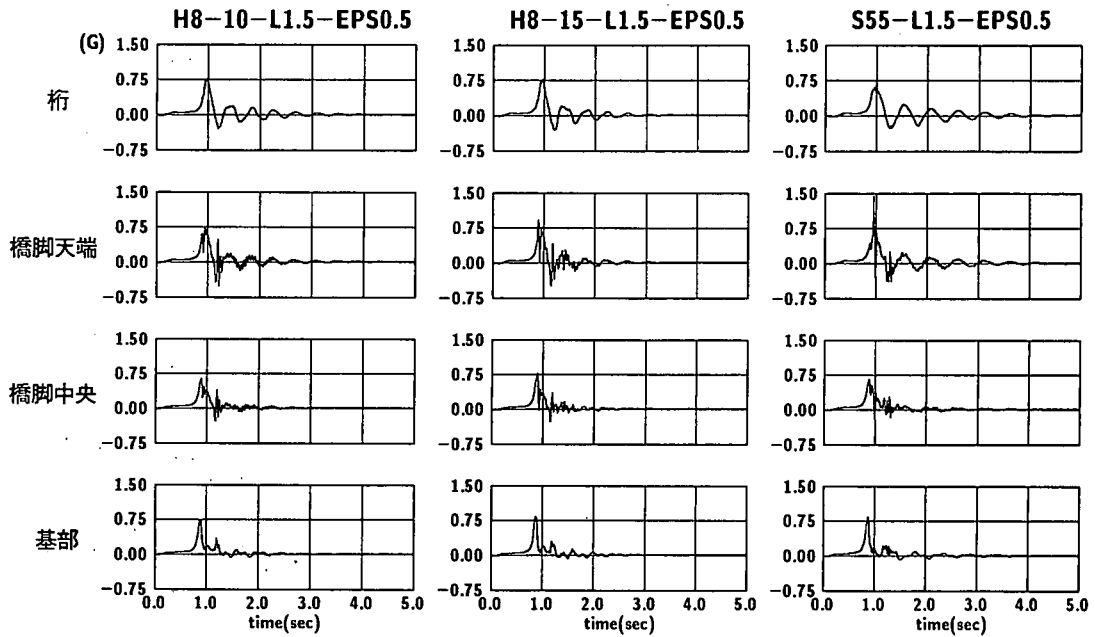


図-5 入力加速度および応答加速度波形 (0.8 G 入力レベルの場合)

いる。ここに示す曲げモーメントおよび軸力は、RC 橋脚の鉄筋ひずみから断面の平面保持を仮定し断面分割法を適用して算出したものである。図には H8-10, H8-15 および S55 試験体の応答値をそれぞれ□, △, ●印で示している。

図-6 には曲げモーメント分布を示している。図より、いずれの試験体も 0.6 sec 程度までは柱全体の一次モードが卓越する分布を示していることがわかる。H8-10 試験体の場合には 0.75 sec 付近で基部の曲げモーメントが最大となり 1.0 sec 付近で一次モードから二次モードへ移行していることが分かる。一方、S55 試験体では 0.8 sec 付近まで一次モードが卓越し 1.0 sec 付近で段落とし部に分布の乱れが見られ、1.19 sec 付近で逆モーメントが最大となり、その後は段落とし部にモーメントが集中する形で推移している。このことから 1.0~1.2 sec で段落とし部に大きなひび割れが発生したものと考えられる。

図-7 には軸力分布を示している。図は左側を引張力、右側を圧縮力として示している。また、図は各ケースにより軸力の大きさが大きく異なるため、個々にスケールを変えて示すとともに、紙面の都合により、軸力発生時刻から最大軸力発生までの状況

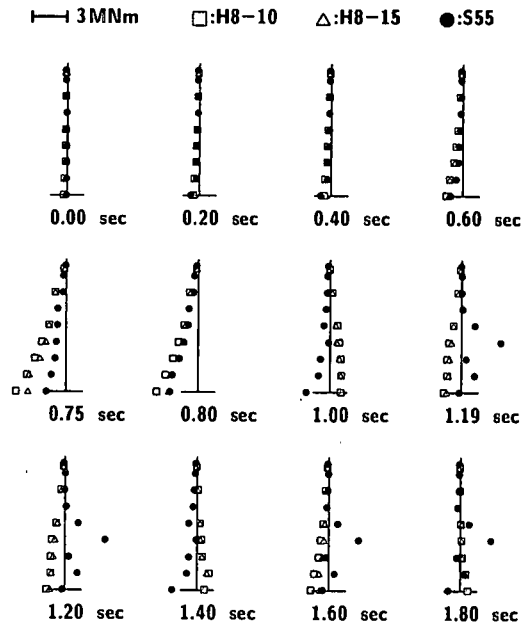


図-6 曲げモーメント分布の経時変化 (0.8 G 入力レベルの場合)

のみを示した。本実験では、水平方向地震力を入力していることから、橋脚単体であれば上載荷重があったとしても応答による軸力は小さいものと考えられる。しかしながら、実験結果ではいずれのケースも時間の経過とともに比較的大きな軸力の発生が見られる。これは、入力によって引き起こされる系の振動による鉛直方向慣性力の影響とともに、桁と橋脚の結合 (ピン支持) による拘束の影響が表れてい

るものと考えられる。

3.3. 入力加速度と応答加速度および曲げモーメントの関係

入力加速度の最大値と桁の水平および鉛直方向加速度の最大値、橋脚天端水平方向加速度の最大値との関係を図-8に示す。

(a) 図は橋脚天端の最大水平加速度との関係である。H8 試験体に関しては入力加速度の大きな範囲でばらつきが見られるものの、入力加速度と同程度の応答加速度を示している。しかしながら、S55 試験体では入力加速度 1.0 G 以上で入力加速度よりも小さな応答値を示している。

(b) 図は桁の水平方向最大加速度との関係である。いずれの試験体も入力加速度 1.0G以下では、入力加速度とほぼ線形な関係となっているが、1.0 G 以上では応答加速度が入力加速度より小さい。その傾向は S55 試験体で著しく示されている。

(c) 図に桁の鉛直方向最大加速度との関係を示す。入力加速度の大きい範囲でばらつきが見られるが、桁部には平均的に入力加速度の約 1/4 程度の鉛直方向加速度が発生していることが分かる。入力加速度と橋脚基部の応答曲げモーメントの最大値との関

係を図-9に示す。この場合にも入力加速度の大きい範囲でばらつきが見られるが、平均的には入力加速度 1.0G 以下では線形関係が見られ、試験体による顕著な相違は見られない。H8-15 試験体では 1.0 G 以上で緩やかな増加を示し、6 MNm 程度で降伏している。H8-10 試験体では、1.5 G 程度まで線形に増加している。また、降伏曲げモーメントは 8 MNm 程度であることが分かる。S55 試験体では基部の最大曲げモーメントが線形的に増加しており降伏状態が示されていないが、後述のひび割れ図より明らかのように、段落とし部でせん断破壊したものと推定される。なお、各試験体の静的終局耐力は、H8 試験体で約 6 MNm、S55 試験体は段落とし部で約 1.4 MNm、基部で約 2.4 MNm であり、H8-10 および S55 試験体では、急速加振に対する耐力増加が見られる。しかしながら、実験結果より S55 試験体は、H8 試験体と比較して静的耐力と同様に動的耐力も小さく靱性も著しく劣ることが明らかである。

3.4. ひび割れ状況

図-10に実験終了時の試験体の側面におけるひび割れ状況を示す。最終実験ケースはH8-10, H8-15,

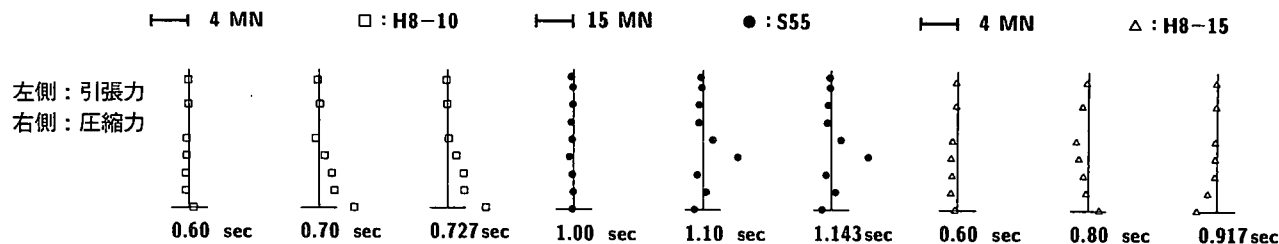


図-7 軸力分布の経時変化 (0.8 G 入力レベルの場合)

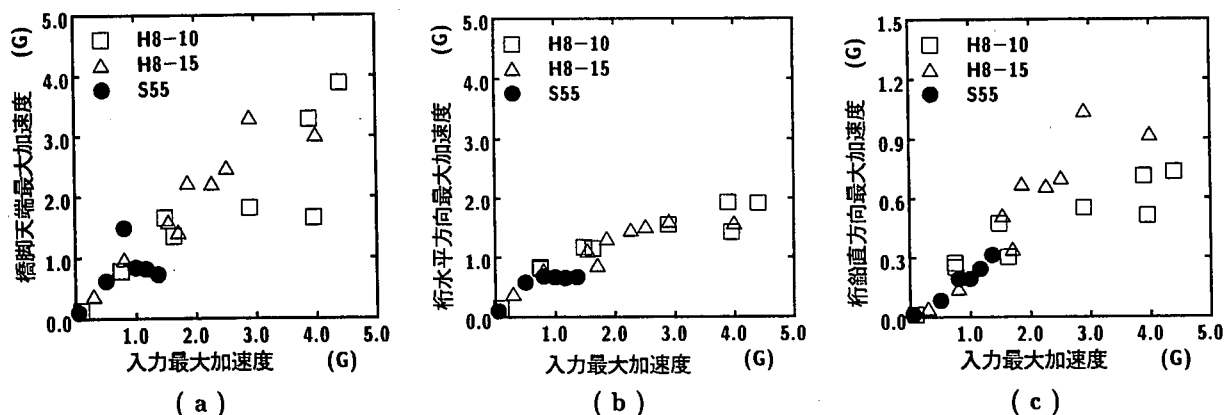


図-8 入力加速度と応答加速度の各最大値の関係

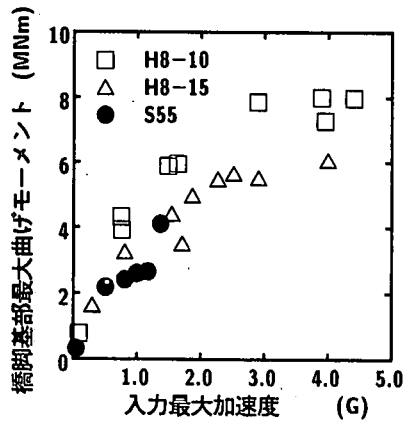


図-9 入力加速度と応答曲げモーメントの最大値の関係

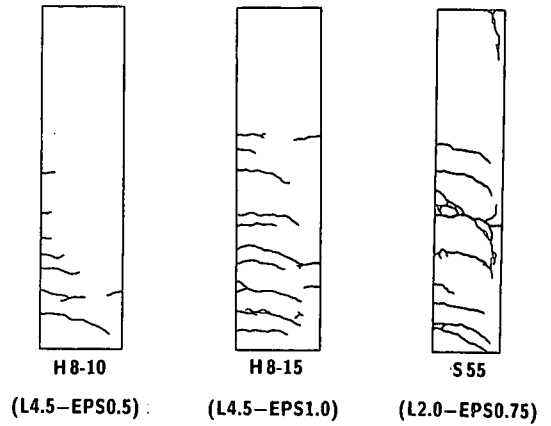


図-10 ひび割れ状況図

S55 に対してそれぞれ L4.5-EPS0.5, L4.5-EPS1.0, L2.0-EPS0.75 であり, それまでの入力加速度の累計は異なる. 実験終了の条件は橋脚の破壊または実験装置の制約上走行距離 4.5 m までとした.

図から明らかなように, S55 試験体は断面も小さく段落としがあるため, 小さな累積入力にも関わらず, 段落とし部近傍における曲げひび割れからせん断型へ移行するひび割れの進展により破壊した様子が示されている.

一方, H8 試験体は走行距離 4.5 m で実験を中止したが, いずれも S55 試験体より耐力が大きい. 特に, 帯鉄筋間隔の小さな H8-10 試験体は, 断面を貫通するひび割れもなく, まだ耐力を十分保持しているようである. しかしながら, 図-9 に示すように入力加速度の増加に対応した曲げモーメントの増加が見られないことから終局状態であるものと推察される. H8-15 試験体は H8-10 試験体よりひび割れの本数も多く, 長さも長くなっていることがわかる. また, 左右に貫通したひび割れも見られる. このケースもひび割れ状況だけから推察すれば未だ耐力を保持しているようであるが, 図-9 の結果より終局状態に達しているものと推察される.

4. まとめ

壁式 RC 橋脚の地震時挙動に関する検討を行う

ことを目的として, 著者らが開発した実規模二径間連続桁模型衝撃載荷装置を用いた急速加振実験を行った.

本実験で得られた結果を整理すると,

- 1) 橋脚が健全な状態では, 橋脚はほぼ入力振動と同様の挙動をする.
- 2) 最大入力加速度が 1.0 G 以上の場合には, 桁へ伝達される加速度は低下する傾向にある.
- 3) 本実験範囲では, 応答によって励起される桁の鉛直加速度は入力加速度の 1/4 程度である.
- 4) 衝撃的地震動を受ける橋脚の地震時耐力は平成 8 年度道路橋示方書による設計では静的耐力以上である.
- 5) 昭和 55 年道路橋示方書に基づいた設計では, 地震時耐力は静的耐力以上であるものの, 破壊は急激なせん断破壊型となる傾向にある.
- 6) 本実験では, 橋脚に正負の軸力が発生していることより, 桁による拘束の影響があるものと推察される.

参考文献

- 1) 嵯峨 一, 西川 篤哉, 後藤 雪夫, 佐藤 昌志, 岸 徳光: エア-ベアリングを用いた衝撃的荷重載荷装置の開発について, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 54 号 (A), pp.50-53, 1998.2