

インターロッキング式橋脚と矩形断面橋脚の 耐震性に関する研究

松本崇志¹・川島一彦²・右近大道³・梶原浩一⁴

¹正会員 修（工） （株）建設技術研究所 大阪本社 道路交通部
（〒541-0045 大阪市中央区道修町1-6-7）

²フェロー 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科 土木工学専攻
（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1）

³正会員 （独）防災科学技術研究所（〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀屋1501-21）

⁴正会員 博（工） （独）防災科学技術研究所（〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀屋1501-21）

1. はじめに

我が国では、橋脚の設計に際して断面の外周に沿って配筋の方が曲げ耐力が高いことから、伝統的に矩形断面橋脚が採用される事例が多いが、欧米では変形性能を高めるために円形断面が採用されることが多い。我が国でも、1995年兵庫県南部地震において大断面の矩形断面橋脚では外周に沿って密に配筋されているが、いったん損傷が内側に進展するとそこは無筋コンクリート同然であることに対する反省から、中間帯鉄筋を配置するようになってきている。中間帯鉄筋は、帯鉄筋のはらみ出しを拘束し変形性能の向上に寄与することが確認されており¹⁾、平成8年以降、道路橋示方書に取り入れられ、現在の我が国の基本的なRC橋脚構造となっている。

一方、ニュージーランドでは円形スパイラル筋を重ね合わせたインターロッキング式橋脚が開発され、現在では米国やヨーロッパ諸国でも広く使用されるようになってきている。米国AASHTO、カリフォルニア州交通局（以下、Caltrans基準と呼ぶ）、ニュージーランドのコンクリート基準ではインターロッキング式橋脚の規定が定められている。

インターロッキング式橋脚についてはTanaka及びTanaka and Parkが、2連のスパイラル筋を有するインターロッキング式橋脚の繰返し載荷実験を行い、インターロッキング式橋脚のじん性率が高いこと^{2),3)}を、また、Buckinghamは、インターロッキング式橋脚と中間帯鉄筋を有する矩形断面橋脚に対する

繰返し載荷実験を行い、インターロッキング式橋脚は中間帯鉄筋を有する矩形断面と比較して少ない帯鉄筋で高い変形性能を有すると報告している⁴⁾。藤倉らは、インターロッキング式に帯鉄筋を配置すると、中間帯鉄筋を配置した矩形断面橋脚と比較して塑性ヒンジ長は短くなるが、同等の耐力、変形性能を有することを報告している⁵⁾。

このように、インターロッキング式橋脚の耐震性が優れているという研究が多いが、実際に我が国で多用されている中間帯鉄筋入りの矩形断面橋脚を排除してインターロッキング式橋脚にするかという点と異論が多い。

以上の背景の下に、（独）防災科学技術研究所から東京工業大学大学院に対する委託研究として、東京工業大学大学院がカリフォルニア大学バークレイ校のS. Mahin教授と共同で、インターロッキング式橋脚及び矩形断面橋脚の耐震性に関する研究を実施した。この共同研究は、NEES / E-Defenseに基づく橋梁の耐震性に関する日米共同研究の一環として実施されたものである。本論文はこの研究から得た知見を示すものである。

2. 実験供試体

(1) 共通事項

橋脚の模型化に際しては、相似則が重要である。ここでは、振動台の加振能力を考慮して、寸法及び

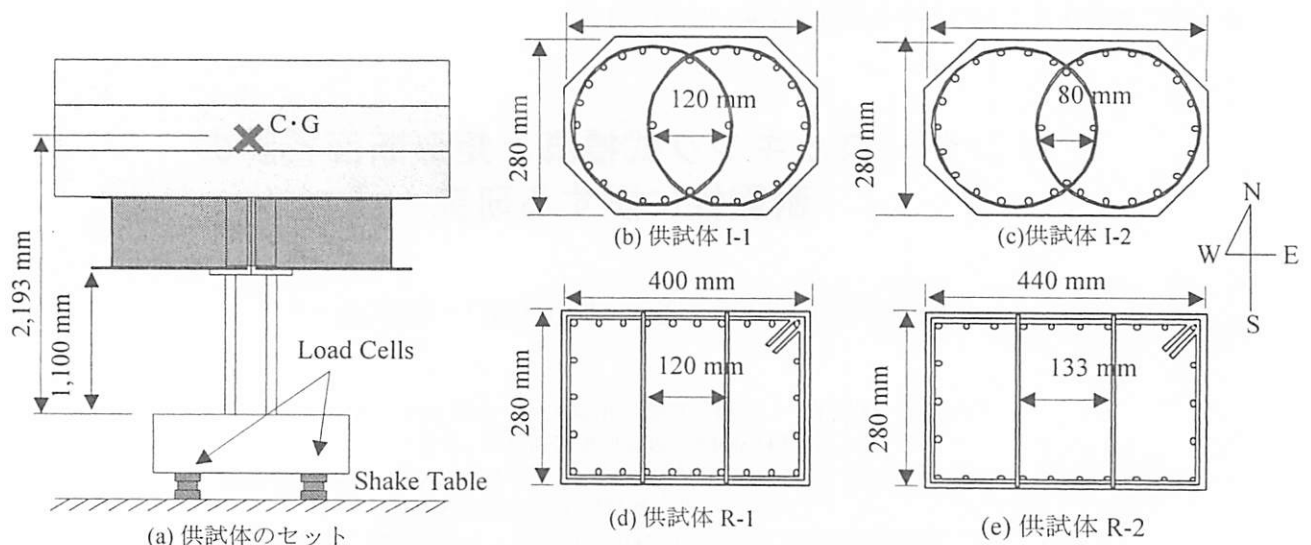


図-1 実験供試体

弾性係数（応力）の相似率をともに $1/6$ ，時間の相似率を $\sqrt{1/6}$ とした．このようにすると入力加速度の相似率は 1.0 となる．

実験供試体は図-1に示すように，断面が $400\text{ mm} \times 280\text{ mm}$ と $440\text{ mm} \times 280\text{ mm}$ の矩形断面橋脚2体（以下，それぞれ，R-1，R-2と呼ぶ）及びこれらの隅角部を 80 mm 切り落としたインターロッキング式橋脚2体（以下，I-1，I-2と呼ぶ）である．

図-1中に示すように，N-S面が橋軸方向，E-W面が橋軸直角方向に対応している．いずれの供試体も柱部の高さは $1,100\text{ mm}$ ，慣性力の作用位置は柱基部から $2,193\text{ mm}$ であることから，せん断支間比は 7.8 となる．供試体には桁に相当するマスとして幅 3.05 m ，高さ 0.36 m の正直方体コンクリート製ブロックを3個（総重量 226.6 kN ）を剛結している．その結果，橋脚基部に生じる軸応力度は，I-1，I-2，R-1及びR-2でそれぞれ 2.28 MPa ， 2.05 MPa ， 2.02 MPa 及び 1.84 MPa となる．設計に際しては，道路橋示方書に基づいて地盤種別をII種と見込み，耐震性能は2とし，タイプII地震動を想定した．

橋脚に用いたコンクリートの設計基準強度は 30 MPa で，実験当日もしくはその前日に測定したコンクリートの平均圧縮強度は，I-1，I-2，R-1及びR-2に対してはそれぞれ， 32.0 MPa ， 34.0 MPa ， 32.2 MPa 及び 34.6 MPa である．

軸方向鉄筋及び横拘束筋（帯鉄筋，中間帯鉄筋，スパイラル筋）としては，それぞれ径 10 mm 及び 6 mm （以下，D6及びD10鉄筋と呼ぶ）のSD345異形鉄筋を用いた．

(2) インターロッキング式橋脚

CaltransのBridge Design Specification（以下，BDSと呼ぶ）では，隣接するスパイラル筋の中心間距離 d_i はスパイラル筋の半径 R を基準に $1.0R$ 以上， $1.5R$ 以下と定められている⁶⁾．本研究では $R=120\text{ mm}$ であるから，この規定に基づいて，中心間距離 d_i を $1.0R$ 及び $1.3R$ に相当するそれぞれ 120 mm 及び 160 mm とすることとした．スパイラル筋を入手しにくかったため，径 6 mm のSD345異形鉄筋をスパイラル状に加工したものを用いることとした．

Caltrans基準のSeismic Design Criteria（以下，SDCと呼ぶ）及び上述した寸法の相似率に従うと，被りコンクリート厚は 11 mm となる⁷⁾が，ここでは道路橋示方書に従い 20 mm とした．

SDCでは，塑性ヒンジ区間では横拘束筋間隔は 200 mm 以下と定められている．これに従うと，幾何学的相似則が $1/6$ であるため，模型橋脚ではスパイラル筋間隔は 37 mm となる．なお，道路橋示方書では横拘束筋の体積比 ρ_s は次式で与えられ，これが 1.8% を上回ってはならないと規定されている．

$$\rho_s = \frac{4A_h}{s \cdot d} \leq 1.8\% \quad (1)$$

ここで， A_h ：帯鉄筋比の断面積， s ：帯鉄筋の間隔， d ：帯鉄筋の有効長さである．ただし，インターロッキング式橋脚では有効長さ d をどのように取り扱うかが問題であり，ここでは，(1) 分割されるコアコンクリートの辺長のうち最も長い値（ d_m ），(2) スパイラル筋の直径（ d_d ），(3) スパイラル筋によって拘束されるコアコンクリートの平均長さ（ d_a ）の3種類を仮定した⁵⁾．スパイラル筋の間隔

を37 mmとすると、上記の(1), (2), (3)に基づく帯鉄筋比 ρ_s (有効長さ d) は、I-1ではそれぞれ2.85 % (120 mm), 1.43 % (240 mm), 2.85 % (120 mm), I-2ではそれぞれ2.14 % (160 mm), 1.43 % (240 mm), 2.57 % (133 mm) となる。

振動台の加振能力から橋軸方向の降伏加速度が2.00 m/s²程度となるように、軸方向鉄筋の本数及び配筋を地震時保有耐力法に基づいて定めた。なお、SDCではインターロック部には最低4本の軸方向鉄筋を配置すると規定されているため、これに基づいて、模型橋脚でもこの部分には軸方向鉄筋を4本配置することとした。その結果、I-1及びI-2では軸方向鉄筋はいずれも30本となり、軸方向鉄筋比 ρ_l はそれぞれ2.16 %, 1.94 %となる。なお、道路橋示方書及びSDCでは、 ρ_l の範囲をそれぞれ、 $0.8\% \leq \rho_l \leq 2.0\%$ 及び $1.0\% \leq \rho_l \leq 4.0\%$ と与えている。これによれば、I-1はSDCを満足するが、道路橋示方書の許容値を超えている。なお、I-2はいずれの基準も満たしている。

(3) 矩形断面橋脚

インターロッキング式橋脚と耐震性を直接比較できるように、R-1及びR-2の断面はI-1及びI-2の隅角部を切り落とす前の形状 (400 mm × 280 mm及び440 mm × 280 mm) とした。

帯鉄筋及び中間帯鉄筋としては、I-1及びI-2に用いたスパイラル筋と同じ径6 mmのSD345異形鉄筋を用い、インターロッキング式橋脚と同様に帯鉄筋間隔は37 mm、被りコンクリート厚さは20 mmとした。

道路橋示方書では横拘束筋間隔が1.0 mを超える場合には、中間帯鉄筋を配置することとなっているため、模型橋脚でもコアコンクリート断面が均等に分割されるように中間帯鉄筋を2本配置することとした。中間帯鉄筋にはSD345径6 mmの異形鉄筋を用いた。帯鉄筋及び中間帯鉄筋は135度曲りフックによりコアコンクリート中に定着されている。

以上より式(1)を用いて帯鉄筋比 ρ_s を算出すると、R-1では2.57 %, R-2では2.85 %となる。従って、R-1及びR-2においても帯鉄筋比は道路橋示方書で規定されている値を上回ることがわかる。なお、式(1)では、前述したように、有効長の取り方によってインターロッキング式橋脚の帯鉄筋比が異なってくるため、直接コンクリート体積と帯鉄筋体積から帯鉄筋体積比を求めると、R-1及びR-2ではそれぞれ1.15 %及び1.05 %となる。同じ方式でI-1及びI-2の帯鉄筋比を求めると、それぞれ1.30 %及び1.17 %となる。したがって、インターロッキング式橋脚の方が矩形断

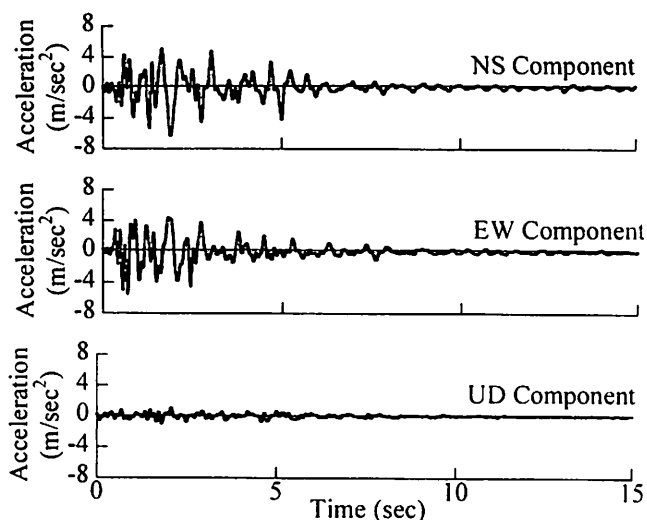


図-2 入力地震動 (JR 鷹取駅記録)

面橋脚よりも帯鉄筋使用量が多い

軸方向鉄筋本数は、矩形断面橋脚の降伏加速度が対応する寸法のインターロッキング式橋脚と同程度となるように定めた。これは、降伏加速度が異なると、インターロッキング式橋脚と矩形断面橋脚の変形特性や破壊特性を直接比較することが困難になるためである。その結果、軸方向鉄筋はR-1, R-2ではともに26本と、インターロッキング式橋脚よりも4本少なくなる。なお、軸方向鉄筋比をR-1とR-2について求めると、それぞれ1.66 %, 1.51 %となる。これは道路橋示方書及びSDCのいずれの規定も満足する。

以上より、4体の供試体はともに曲げ降伏加速度が2.00 m/s²程度となるように設計したが、この結果、R-1及びR-2の配筋をそれぞれI-1及びI-2と比較すると、軸方向鉄筋はそれぞれ4本少なく、軸方向鉄筋比では22 %程度小さくなる。また、帯鉄筋はグロス体積比で比較すると、R-1及びR-2は、I-1及びI-2と比較して11 %程度小さくなる。

3. 実験方法及び計測

UCB地震工学研究センターにある3次元振動台を用いて加振実験を実施した。供試体は日本で製作し、米国に輸送した。入力地震動としては、図-2に示す1995年兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅で観測された加速度記録のNS, EW, UD成分をそれぞれ供試体の橋軸、橋軸直角、上下方向に作用させた。

実験手順として、まず、微小振幅のパルス加振を行い、供試体の固有周期を推定した。その後、供試体が弾性範囲にあるように加振した後、橋軸直角方向の計算上の応答変位がそれぞれ、道路橋示方書

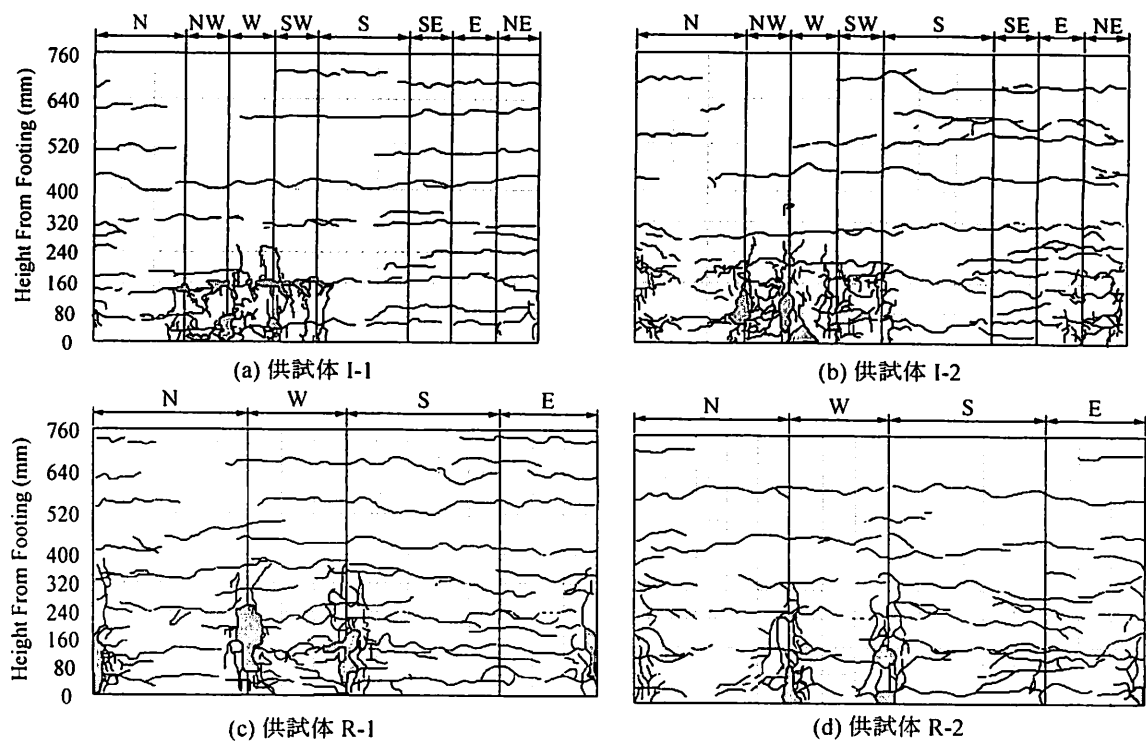


図-3 1回目設計レベル加振後の損傷

に示される初降伏変位に相当するレベル、設計変位に相当するレベル、終局変位に相当するレベルと、順次加振強度を上げていった。以下ではこれらをそれぞれ、弾性レベル加振、降伏レベル加振、設計レベル加振（以下、1回目設計レベル加振と呼ぶ）、終局レベル加振（以下、1回目終局レベル加振と呼ぶ）と呼ぶこととする。なお、弾性レベル加振、降伏レベル加振、設計レベル加振、終局レベル加振は、相似則に基づいてオリジナルのJR鷹取駅記録を補正したレベル（以下、オリジナル強度と呼ぶ）のそれぞれ、8 %、14 %、90 %、120 %に相当する。ここで、橋軸直角方向を基準に入力加速度を定めたのは、橋軸または橋軸直角方向のいずれか早い方で供試体が初降伏変位、設計変位、終局変位に達する時を供試体の初降伏、設計、終局と定義すると、橋軸方向に比較して橋軸直角方向の方が剛性が大きいので、橋軸方向の応答より先に橋軸直角方向の応答の方が初降伏、設計変位、終局変位に達するためである。

終局レベル加振後もまだ供試体の損傷は限定的であったため、設計レベル加振、終局レベル加振を再度行った。以下、これらをそれぞれ、2回目設計レベル加振、2回目終局レベル加振と呼ぶ。

しかし、これでも供試体は破壊に至らなかったため、これ以降さらにオリジナル強度の140 %、160 %（以下、それぞれ140 %レベル加振、160 %レベル加振と呼ぶ）と強度を上げ、供試体が破壊するまで160 %レベル加振を繰り返した。結果的に、160 %レ

ベル加振をI-1では3回、I-2では1回、R-1では5回、R-2では2回繰り返した。

ただし、R-1とR-2では、供試体の破壊後、さらに設計レベル加振を加えている（以下、これを3回目設計レベル加振と呼ぶ）。これは、終局レベル加振を大きく上回る加振を繰り返した後に再び設計レベル地震動を受けると、橋脚がどのように応答するかを知るために行ったものである。なお、R-2では、2回目160 %加振中に振動台の制御上の問題が生じ、非常に大きなショックが供試体に作用したため、強制的に加振を停止した。

各実験では、上部ブロック重心位置及びフーチング重心位置の応答を計測できるように加速度計及び変位計を設置した。柱基部から300 mmでは変位計を50 mm間隔で設置し、曲率を求められるようにしている。

供試体底面に作用する水平力及び鉛直力は供試体底面と振動台間に設置した4個のロードセルにより測定した（図-1(a)参照）。

4. インターロッキング式橋脚と矩形断面橋脚の応答の比較

インターロッキング式橋脚及び矩形断面橋脚ともに、1回目設計レベル加振終了段階では、被りコンクリートが剥離する程度で、コアコンクリートの圧

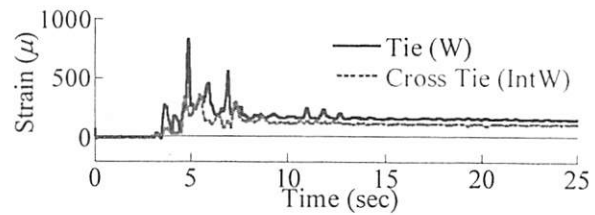
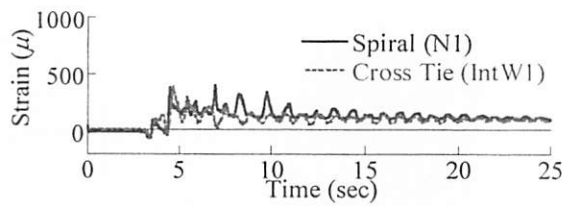
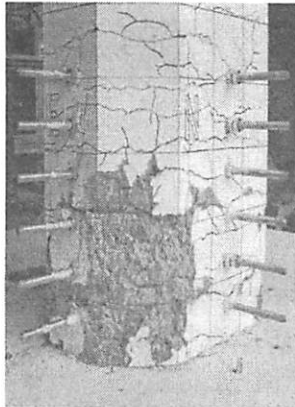
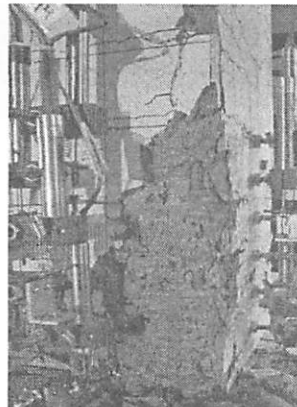


図-4 I-1 のスパイラル筋（基部から 50 mm）及び R-1 の帯鉄筋及び中間帯鉄筋（基部から 150mm）に生じた軸ひずみ



(1) NE 面 (I-1)

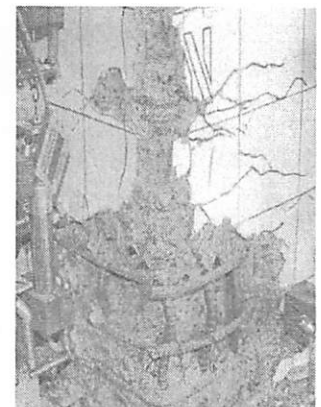


(2) NE 隅角部 (R-1)

(a) 3 回目 160 %レベル加振後の損傷



(1) NE 面 (I-2)



(2) NE 隅角部 (R-2)

(b) 1 回目 160 %レベル加振後の損傷

写真-1 インターロッキング式橋脚と矩形断面橋脚の損傷の比較

壊、軸方向鉄筋の局部座屈や破断等は生じていない（図-3参照）。従って、今回設定した条件では、インターロッキング式橋脚及び矩形断面橋脚ともに所要の耐震性能を発揮できたと言っていることができる。ただし、図-4(I-1とR-1を例)に示すように、スパイラル筋や帯鉄筋、中間帯鉄筋には降伏ひずみを大幅に下回るひずみしか生じなかった点は、コンクリートの構成則を求める際の帯鉄筋の横拘束に果たす役割とコンクリートの塑性状態が、橋脚が応答した状態で帯鉄筋が果たす横拘束の役割とコンクリートの塑性状態と異なるのではないかと、鉄筋径が現状ほど必要なのか、鉄筋径を細くしてもっと密に配置する方が有効ではないかという点を示唆しており、興味深い。

橋脚の最終的な損傷を比較するために、R-1では160 %レベル加振を5回実施したが、I-1ではこれを3回しか実施できなかったため、3回目160 %レベル加振終了後のNE側の損傷に基づいてI-1とR-1を比較すると写真-1(a)のようになる。同様に、同レベル加振後のI-2とR-2の損傷を比較するために、1回目160 %レベル加振後の損傷を示すと写真-1(b)のようになる。これによれば、矩形断面橋脚の損傷は隅角部から進展するのに対して、インターロッキング式橋脚では橋軸直角面（W面）を中心に切り落とし面（SW, NW面）に損傷が進展する。水平2方向加振下では矩形断面橋脚は隅角部に損傷が生じやすいこ

とが明らかにされているが、インターロッキング式橋脚は損傷を受けやすい隅角部を持っていない。また、断面中心から断面の最外縁に位置するコンクリート及び軸方向鉄筋までの距離は矩形断面橋脚の方がインターロッキング式橋脚より大きい。これらが矩形断面橋脚に比較してインターロッキング式橋脚の損傷が小さい原因である。

しかしながら、矩形断面橋脚では隅角部における軸方向鉄筋の局部座屈や破断、コアコンクリートの圧壊が生じて、はじめてインターロッキング式橋脚と似た断面を有するようになる。もちろん、矩形断面橋脚では、隅角部における損傷により、帯鉄筋の横拘束が失われ、これが隅角部以外にも進展すると、橋脚の曲げ耐力や変形性能が劣化する可能性がある。しかし、もともと、帯鉄筋による横拘束は断面内で一様なものではなく、隅角部の損傷による影響がどの程度その他の部分に影響するかはよく検討する必要がある。事実、本研究においても、図-5、図-6に示したように、矩形断面橋脚は隅角部に損傷を受けたにも関わらず、また、軸方向鉄筋及び帯鉄筋はインターロッキング式橋脚よりも少ないのにも関わらず、後述するが、インターロッキング式橋脚と同等以上の曲げ耐力及び変形性能を有している。また、隅角部の損傷が橋脚全体系の曲げ耐力や変形性能に及ぼす影響は、橋脚断面がより大きくなるほど顕著では

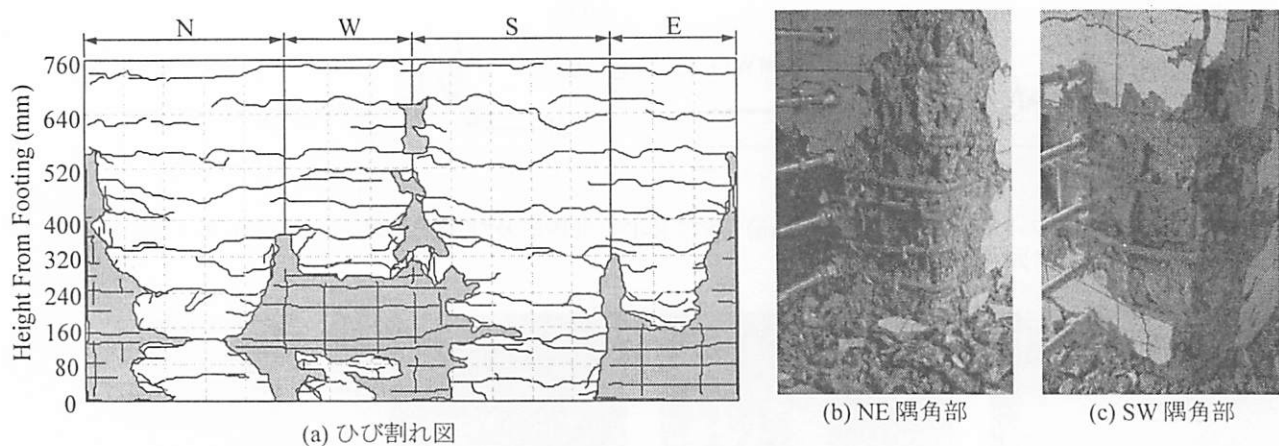


図-5 R-1 の最終損傷状況 (3 回目設計レベル加振後)

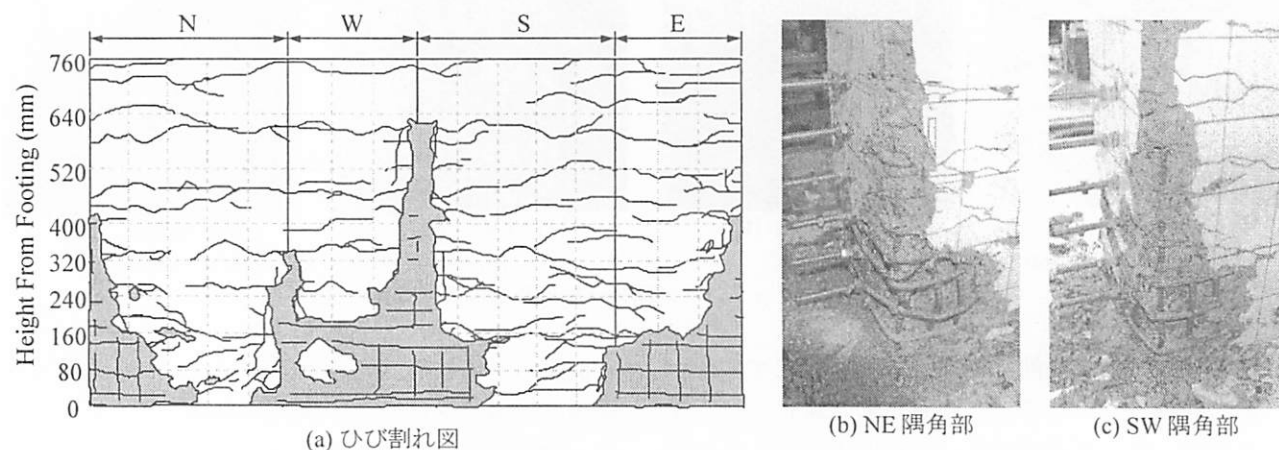


図-6 R-2 の最終損傷状況 (3 回目設計レベル加振後)

なくなる可能性があり、こうした点については、より実大規模に近い模型を用いた検証実験が求められる。

図-7は、I-1及びR-1の加振後の固有周期を比較した結果である。ここには紙面の都合でI-2とR-2の比較は示さないが、これは図-7と良く似た結果となっている。加振前にはI-1及びR-1の固有周期は、橋軸方向にそれぞれ0.59秒及び0.48秒、橋軸直角方向にそれぞれ0.42秒及び0.36秒であるが、1回目設計レベル加振により橋軸方向にはそれぞれ1.12秒及び0.98秒、橋軸直角方向にはそれぞれ0.85秒及び0.81秒と大きく伸びている。しかし、これ以降には加振レベルを上げたり加振を繰り返してもそれほど固有周期は伸びない。全体的に固有周期はI-1の方がR-1より長い。これは軸方向鉄筋を外周に沿って配置した矩形断面橋脚の方が、円形状に配置するインターロッキング式橋脚より、鉄筋が橋脚剛性や曲げ耐力に有効に寄与するためである。

図-8に弾性レベル加振から3回目160 %レベル加振までのI-1及びR-1の相対変位を示す。各加振に伴う最大相対変位には両タイプの橋脚では大きな違いが

見られない。しかし、I-1では、3回目160 %レベル加振終了後の残留変位は橋軸及び橋軸直角方向でそれぞれ48.0 mm (2.20 %ドリフト) 及び11.0 mm (0.50 %ドリフト) で、水平2成分を合成すると残留変位は49.2 mm (2.25 %ドリフト) になる。これに対して、R-1では、橋軸及び橋軸直角方向の残留変位はそれぞれ8.7 mm (0.40 %ドリフト) 及び26.7 mm (1.22 %ドリフト) で、水平2方向を合成すると、残留変位は28.1 mm (1.28 %ドリフト) と、I-1に比較して小さい。したがって、残留変位に関しては、R-1の方がI-1よりも優れている。I-1よりもR-1の方が残留変位が小さいのは、R-1の方がI-1よりも橋脚の剛性が15～28 %大きいためであると考えられる。また、橋脚基部に作用する最大曲げモーメントの変化を図-9に示す。R-1では、140 %レベル加振で軸方向鉄筋の局部座屈やコアコンクリートの圧壊が生じたにも関わらず、それ以降の加振でも著しい耐力低下は生じていない。結果的に、損傷が限定的であったI-1と似た特性を示している。

相対変位が正側及び負側で最大になるときのI-1及

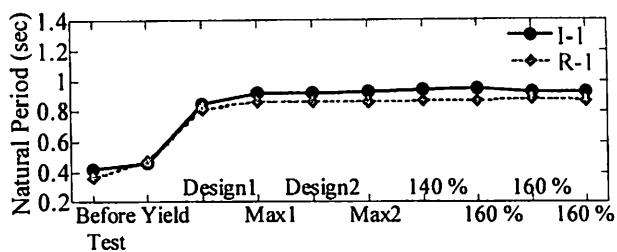
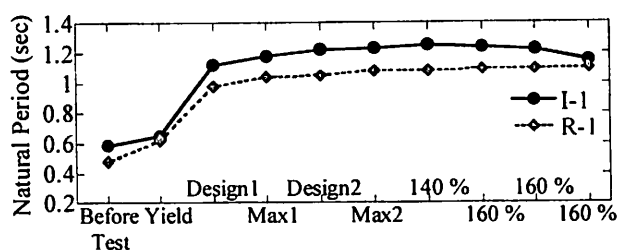
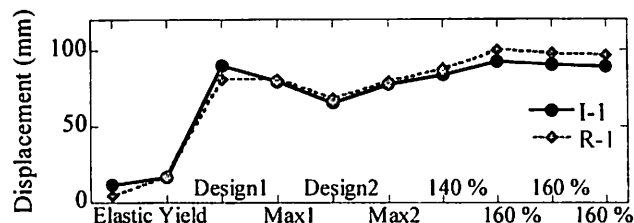
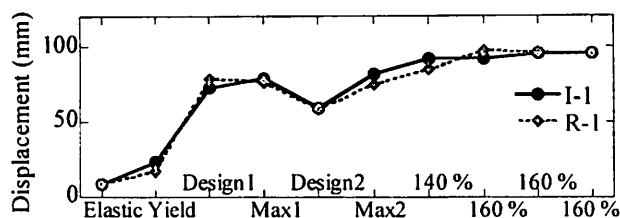
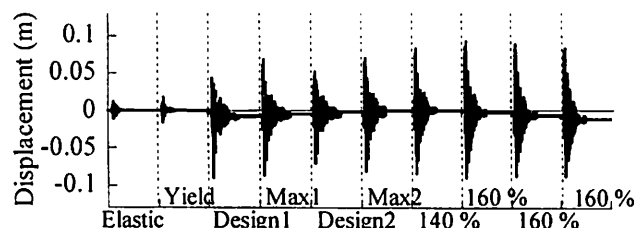
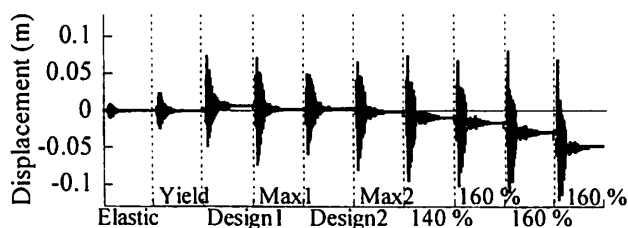


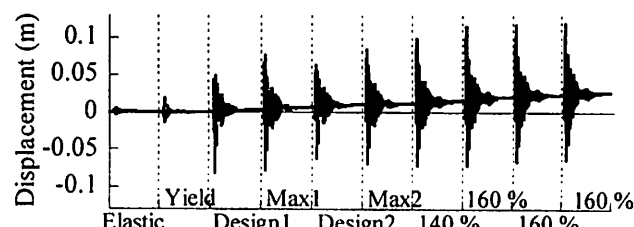
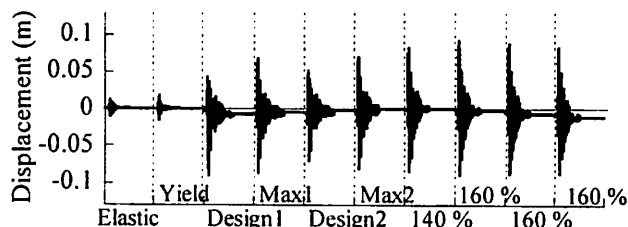
図-7 I-1とR-1の各加振後の固有周期特性の比較（左：橋軸方向（NS方向），右：橋軸直角方向（EW方向））



(a) 各加振に生じる最大相対変位



(b) I-1の弾性レベル～3回目160%レベル加振の相対変位



(c) R-1の弾性レベル～3回目160%レベル加振の相対変位

図-8 I-1とR-1の加振に伴う相対変位の比較（左：橋軸方向（NS方向），右：橋軸直角方向（EW方向））

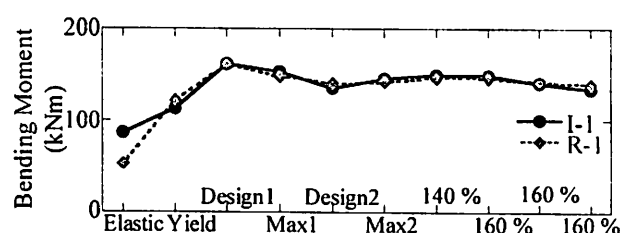
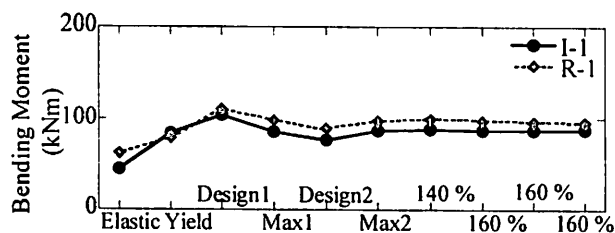


図-9 I-1とR-1の加振に伴う橋脚基部に作用する最大曲げモーメントの比較（左：橋軸方向（NS方向），右：橋軸直角方向（EW方向））

びR-1の高さ方向の曲率分布を示すと図-10のようになる。橋軸方向の曲率分布は両供試体で良く似ているが、橋軸直角方向の曲率は全体的にR-1の方がI-1に比べて大きい。例えば、相対変位が負側で最大となる時に橋脚基部と基部から50 mm間に生じる橋軸直角方向の曲率は、I-1では0.18 /m, R-1では0.23 /mと、R-1の方がI-1よりも曲率は22 %程度大きい。

また、図-10で興味深いのは曲率の分布である。道路橋示方書では、塑性ヒンジ長 L_p を次式で与えている。

$$0.1D \leq L_p \leq 0.5D \quad (2)$$

ここで、 D は考えている方向の断面寸法である。式(2)に基づけば、橋軸方向の塑性ヒンジ長は、I-1及び

R-1ともに140 mmとなるため、それより高い位置の曲率は小さくなるかという点、そうではない。橋脚基部から250～300 mm間に着目すると、計算上の降伏曲率は、橋軸方向にはI-1では0.0178 /m、R-1では0.0146 /m、橋軸直角方向にはI-1では0.0131 /m、R-1では0.0113/mである。これに対して、図-10に示すように、橋脚基部から250～300 mm間の曲率は、橋軸方向にはI-1で0.0445～0.0056 /m、R-1で0.0096～0.0115 /m、橋軸直角方向にはI-1で0.0087～0.0552 /m、R-1で0.0186～0.0209 /mである。したがって、橋脚基部から250～300 mm間の曲率は降伏曲率よりも大きい。式(2)による塑性ヒンジ長以上に高い位置まで、降伏曲率を上回る塑性曲率が生じている点が重要である。

道路橋示方書をはじめ、現在の耐震設計では、塑性ヒンジ領域では一定の塑性曲率を有するブロック状の曲率分布を仮定する 경우가多いが、この適用性に関しても、今後検討していく必要がある。

5. 結論

米国と我が国の耐震設計基準に従って設計されたインターロッキング式橋脚及び中間帯鉄筋を有する矩形断面橋脚に対する3次元振動台加振実験を実施し、両者の耐震性を検討した。本実験から得られた結論は以下の通りである。

1. 設計レベル及び終局レベルを大きく上回る加振を受けると、矩形断面橋脚では隅角部を中心に軸方向鉄筋の局部座屈や破断、コアコンクリートの圧壊等の損傷が生じるが、隅角部を有さないインターロッキング式橋脚では損傷の進展はこれほど著しいものではない。
2. 上記1から単純に比較すると、インターロッキング式橋脚の方が矩形断面橋脚よりも有利であると判断される。しかし、軸方向鉄筋量、帯鉄筋量ともに矩形断面橋脚はインターロッキング式橋脚よりも少ないにも関わらず、軸方向鉄筋が断面の外周に沿って配置されているため、インターロッキング式橋脚に比較して矩形断面橋脚の固有周期は短く、また、残留変位も小さい。また、矩形断面橋脚とインターロッキング式橋脚の各加振における最大相対変位や橋脚基部の曲げ耐力はよく似ており、矩形断面橋脚の損傷による応答や曲げ耐力の劣化がインターロッキング式橋脚に比較して大きいわけではない。
3. 上記1.及び2.から見ると、矩形断面橋脚は隅角部におけるコアコンクリートの圧壊や軸方向鉄筋、

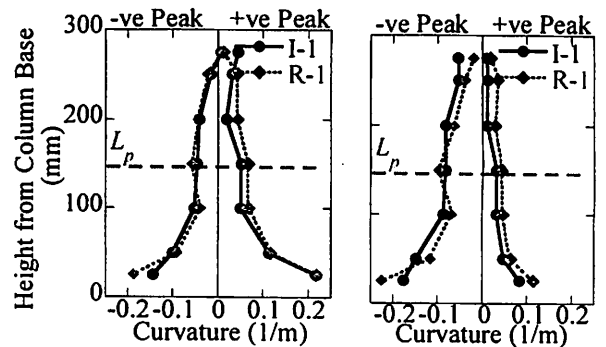


図-10 I-1 と R-1 の相対変位が+/-最大の時の曲率分布
(左：橋軸方向 (NS 方向)，右：橋軸直角方向 (EW 方向))

帯鉄筋の損傷を受けてはじめてインターロッキング式橋脚と似た断面特性を有するようになることができる。問題は、矩形断面橋脚では、隅角部に損傷が集中するが、これがその他の部分の横拘束を含めた橋脚の曲げ耐力及び変形性能にどの程度の影響を及ぼすかである。今回の実験では、こうした影響は限られているが、もっと断面が大きい実橋脚に対するこの影響を実大規模に近い模型を用いた実証実験から見極める必要がある。

謝辞：本研究はUCBのStephen Mahin教授と共同で実施したものであることを記して、厚く御礼申し上げる次第である。

参考文献

- 1) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究，土木学会論文集，No. 669/V-50，pp. 215-232，2001。
- 2) Tanaka, H.: Effect of Lateral Confining Reinforcement on the Ductile Behavior of Reinforced Concrete Columns, *Research Report of Department of Civil Engineering*, pp. 208-324, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 1990.
- 3) Tanaka, H. and Park, R.: Seismic Design and Behavior of Reinforced Concrete Columns with Interlocking Spirals, *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 2, 1993.
- 4) Buckingham, G.C.: Seismic Performance of Bridge Columns with Interlocking Spiral Reinforcement, M.S. Thesis, Washington State University, 1992.
- 5) 藤倉修一，川島一彦，庄司学，張建東，武村浩志：インターロッキング式帯鉄筋を有する RC 橋脚の耐震性，土木学会論文集，No. 640/I-50，pp. 71-88，2000。
- 6) California Department of Transportation (Caltrans): Bridge Design Specifications, Engineering Service Center, Earthquake Engineering Branch, California, 2004.
- 7) California Department of Transportation (Caltrans): Seismic Design Criteria Ver. 1.3, Engineering Service Center, Earthquake Engineering Branch, California, 2004.