

既設ケーソン基礎の耐荷力に関する模型実験

豊島孝之* 谷本俊輔** 飯田明弘*** 白戸真大**** 中谷昌一*****

1. はじめに

平成8年の道路橋示方書¹⁾(以下、道示)以降、基礎の耐震設計法として地震時保有水平耐力法が導入され、大地震に対して必要な強度と変形性能を有することが照査されるようになった。一方で、設計計算に地震時保有水平耐力法が導入された以後のケーソン基礎と比較して、平成8年道示適用前のケーソン基礎は鉛直軸方向鉄筋量が極めて少なく、地震時保有水平耐力法により照査した場合、殆ど全てのケーソン基礎が既存不適格となる。図-1に直轄国道における平成8年の防災点検データベースに収録された全6万基の基礎形式の内訳を示すが、橋梁のケーソン基礎は全体の8%、約5千基存在し非常に多い。

まず、ケーソン本体をはり部材として見た場合、図-2に示すようにひび割れ曲げモーメント M_c が終局曲げモーメント M_u より大きい場合が少なくない。すなわち、計算上はひび割れ発生後に強度

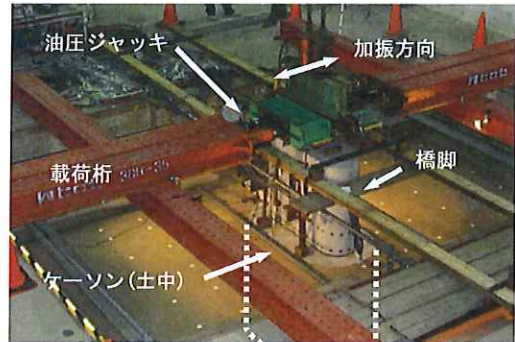


写真-1 実験状況（橋軸方向載荷）

が急激に低下するなど、既設ケーソン基礎が大地震に対して脆弱であることが懸念される。また、RC部材の設計で一般に行われているように載荷方向に対してウェブに相当する側壁及び隔壁部のみを考慮してせん断耐力を評価した場合、隔壁数が少ない場合にはせん断破壊先行型、または曲げ破壊からせん断破壊に移行すると想定される既設ケーソン基礎が少なくない。

しかし、これまで地中部にある大断面の既設のケーソン基礎が実際にどのような破壊形態をたどるのかを調べた事例は無い。そこで、既設ケーソン基礎の実態調査と傾向分析をもとに代表的な基礎形状や配筋諸元を設定し、大型模型載荷実験を行った。実験は写真-1に示すように土中部で周辺地盤・土圧の影響を考慮した状態で行った。

2. 既設ケーソン基礎の諸元実態調査

昭和53年から昭和63年の10年間に建設されたケーソン基礎のうち130基の断面形状と竣工年が収録された資料をもとに、諸元を調べた。そのうち14基については、配筋図を入手し、鉄筋量も把握した。また、現行道示により設計された結果と比較するため、平成8年道示を適用して建設された11基を対象に鉄筋量の調査を行った。調査結果を図-3に示す。

a) 長辺の長さ

平成8年道示以前の既設ケーソン基礎の長辺長さは10m以上のものが7割と多い。一般に、10mを超えた辺りから側壁水平断面に発生する断面力

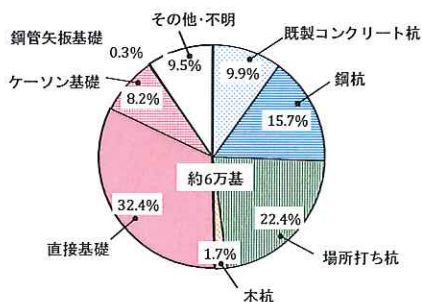


図-1 基礎形式の内訳（H8防災点検DB）

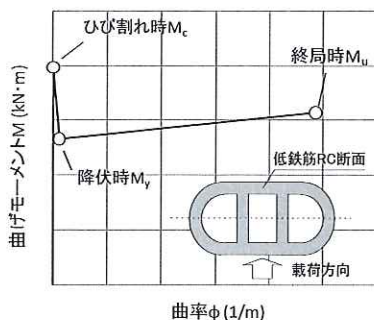


図-2 既設ケーソン基礎のM-φ関係

を小さくする目的で、隔壁を設置するケースが多い。したがって、既設ケーソン基礎の多くは隔壁がある傾向にあるが、隔壁のないケーソン基礎もあると思われる。

b) 根入れ比

平成8年道示以前のものは、根入れ比 (=基礎長 L /橋軸方向の荷重幅 B) が、幅広く分布するが平均としては $L/B=2.0$ 以上が多く分布し、そのほとんどが柱状体基礎とみなせる十分な根入れ長さを有していることが分かる。

c) 鉄筋量

平成8年道示以降は、十分な強度と変形性能を有するように、中空断面橋脚の荷重実験結果なども参考にしながら、軸方向鉄筋量、水平鉄筋及び中間帯鉄筋配置に関する構造細目が規定されている。平成8年道示適用以前のものと以降で、ケーソン側壁と隔壁に配置された鉛直軸方向鉄筋量と帯鉄筋量に着目したプロット図を図-3 c) に示す。平成8年道示以降の道示に基づいて設計されたケーソン基礎の多くは、平成8年道示を境に、鉛

直軸方向鉄筋と帯鉄筋の量が明らかに増大している様子が分かる。平成8年道示適用以前は軸方向鉄筋比 ($=\Sigma A_s/A_c$) が0.4%以下のものが多い。その多くがはり部材としての最小鉄筋量である軸方向引張鉄筋比 ($=A_{st}/bd$) の0.2%以上を満足していない。したがって、ひび割れ曲げモーメント M_c が終局曲げモーメント M_u より大きくなる ($M_c > M_u$)。そのため、ひび割れが発生すると、直ちに鉄筋が降伏あるいは破断し、脆性的な破壊性状を示すことが懸念される。また、せん断力に対して配置される帯鉄筋量は0.5%以下のものが多い。そこで、配置鉄筋量から想定される破壊形態を4つの領域①～④に区分した。まず脆性的な曲げ破壊形態となる境界線として軸方向鉄筋比については0.4%に設定した。続いて、平成8年道示以降のケーソン基礎はせん断破壊に対して、曲げ破壊が先行するように設計されるため、帯鉄筋比については0.5%を目安に境界線を設定した。平成8年の道示改訂の前後での帯鉄筋の違いを概ね区別できるように大地震時（現行道示でいうレベル2地震時）には、軸方向鉄筋比と帯鉄筋比が小さい領域①は、ひび割れ発生後に脆性的な曲げ破壊、またはせん断破壊のいずれかが生じるものである。そして、軸方向鉄筋比が小さく、帯鉄筋比が大きい領域②は脆性的な曲げ破壊が、軸方向鉄筋比が大きく帯鉄筋比が小さい領域③はせん断破壊が、領域④は現行道示を満足すると考えられる領域でありレベル2地震動に対しても安全であると予測される。したがって、平成8年道示より前の示方書に基づいて設計された既設ケーソン基礎の多くは、大断面に対し軸方向鉄筋比及び帯鉄筋比が非常に小さい図-3 c) の領域①に属していることが分かる。

3. 荷重実験

3.1 実験概要

既設ケーソン基礎の諸元を分析した結果に基づき根入れ比が2以上で、鉄筋量が図-3 c) の領域①にある基礎を抽出し、1/10スケールの同一縮小模型を2基作成した。この模型は、設計計算上は橋軸方向（短辺方向）に荷重した場合には $M_c > M_u$ となり脆性的な曲げ破壊が生じ、橋軸直角方向（長辺方向）に荷重した場合にはせん断破壊する。

荷重実験は写真-1に示すように、土木研究所基

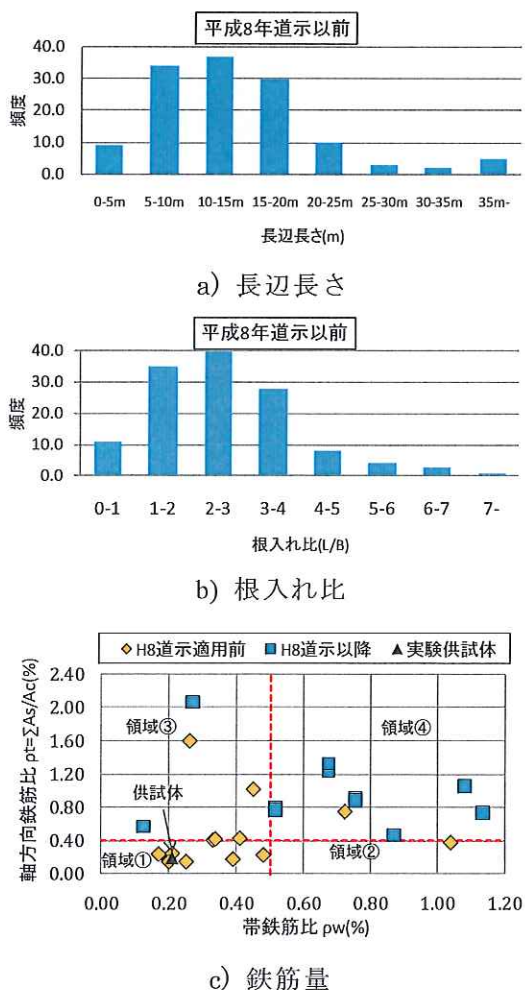


図-3 調査結果

礎特殊実験施設内の実験ピットに作製した模型地盤内にケーソン模型（小判型： $B \times D \times L = 1.0 \times 1.8 \times 2.6\text{m}$ 、隔壁数：2枚）を埋設して行った。ピット底面に定着させたPC鋼棒を介してセンターホールジャッキにより死荷重相当（柱下端での軸応力が 0.7N/mm^2 ）の鉛直力（ 350kN ）を導入したままの状態、上部構造位置に設置した油圧ジャッキにより繰返し水平変位を与えた。 $18\delta_y$ は現行道示の設計法により基礎背面側の壁に配置された軸方向鉄筋が降伏する状態とした。載荷パターンは $\pm n\delta_y$ （ $n=1,2,4,6,\dots$ ）で各3回を基本とし、 $\pm 8\delta_y$ 以降は、各1回とした。模型地盤は緩い砂層と比較的堅固な粘性土層を想定したセメント改良土層からなる2層構成とした。

なお、実験に関する内容の詳細は文献²⁾を参照されたい。

3.2 橋軸方向（短辺方向）載荷実験結果

水平荷重載荷点位置における水平荷重－変位関係を図-4に示す。そして、実験後に模型地盤を撤去した状態で撮影したケーソン模型の状況を写真-2に示す。

図-4から、最大荷重発生後も若干の耐力低下は

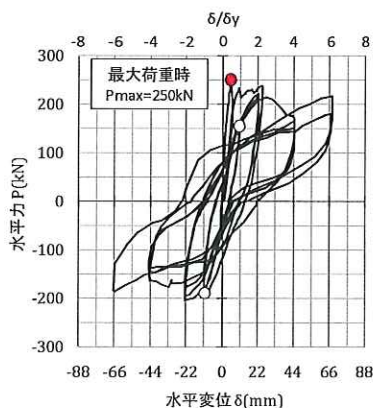


図-4 載荷点での水平力－水平変位関係（橋軸方向載荷、白丸は $\pm 18\delta_y$ ）

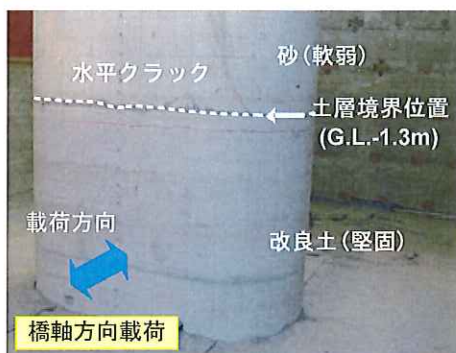


写真-2 実験後のケーソン模型の損傷状況

あるものの急激な耐力低下ではないことがわかる。さらに、基礎天端に設置した傾斜計の計測結果と、内部カメラによるクラック観察結果からケーソン基礎は、土層境界位置に発生した側壁周方向の貫通したクラックにより、基礎が上下に分断され、上方のケーソン躯体が直接基礎のように浮上りと着地を繰り返す挙動が確認された。そして、クラック部では鉄筋が伸出しを繰返すが鉛直方向鉄筋がはらみ出すことはなかった。急激な荷重低下を示さなかったのは、周辺地盤からの受働土圧抵抗が発揮されたためと考えられる。

3.3 橋軸直角方向（長辺方向）載荷実験結果

水平荷重載荷点位置における水平荷重－変位関係を図-5に示す。実験後に模型地盤を撤去した状態で撮影したケーソン模型の写真-3に示す。設計計算ではせん断破壊するとされるが、実験では、頂版付近に斜めせん断ひび割れを形成するせん断破壊と土層境界に沿った水平クラックが確認され、実験終了後に計測したクラック幅は、前者が 0.30mm で軽微である一方で 後者は開口した状

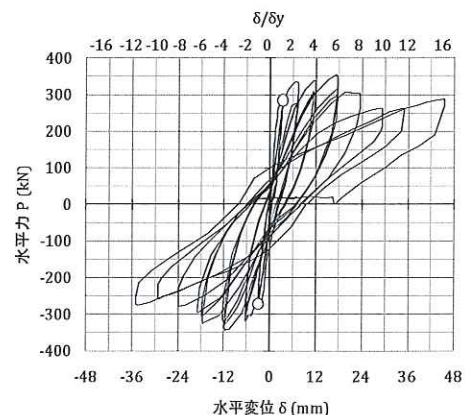


図-5 載荷点での水平力－水平変位関係（橋軸直角方向載荷、白丸は $\pm 18\delta_y$ ）

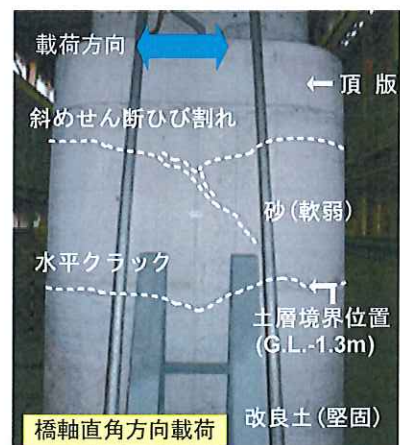


写真-3 実験後のケーソン模型の損傷状況

態で、最外縁のかぶりコンクリートが剥落し帯鉄筋が一部露出していたことから、実験では最終的には曲げ破壊したものと考えられる。

鉛直軸方向鉄筋に配置したひずみゲージから想定される破壊順序は、18y付近で頂版付近に発生した曲げひび割れが斜めせん断ひび割れに進展する。しかし、隔壁があるため完全にはせん断破壊には至らず、基礎として水平力と鉛直力に対して抵抗力は増加し続ける。その後、28yで土層境界に沿って水平クラックが発生し、貫通、基礎が上下に分断され、上方のケーソン躯体が直接基礎のように浮上りと着地を繰返すものであった。そして、結果的に、周辺地盤からの受働土圧抵抗が發揮され、急激な荷重低下を示さなかったものと考えられる。

4. まとめ

本報では、低鉄筋断面であり、大地震時に脆性的な破壊が懸念される既設ケーソン基礎について、諸元の実態を把握するとともに、繰返し載荷実験により地震時挙動を調べた。その結果、以下のように現在の設計計算とは異なった破壊形態、支持機構への変化が見られた。

- 1) 平成 8 年道示以前のものは、現行道示で設計されたものと比較して軸方向鉄筋比及び帯鉄筋比が非常に小さいものが多い。
- 2) 橋軸方向載荷実験結果から、低鉄筋大断面のため、曲げひび割れが発生したときにケーソンが部材として最大強度を發揮するような場合、曲げモーメントが最大となる断面にて水平クラックが生じるが、水平ひび割れの分散がなく、いわゆる塑性ヒンジ長はほぼゼロであり、その後は、この位置を境界に直接基礎のように浮上

りと着地を繰返す挙動となる可能性が高い。

- 3) 橋軸直角方向載荷実験結果から、曲げからせん断へ移行する破壊が予測される供試体であっても、実際には側壁においてフランジに相当する部分や隔壁の存在により、斜めひび割れ発生後も水平力が伝達される可能性が高い。そして、最終的には、曲げモーメントが最大となる断面にて水平クラックが発生し、その後は、この位置を境界に直接基礎のように浮上りと着地を繰返す挙動に至る可能性が高い。
- 4) 水平荷重のピーク以後は荷重低下が生じるが、支持機構が変化した後、周辺地盤からの受働土圧抵抗が發揮されれば、急激な荷重低下を示すことはないものと考えられる。

したがって、今回の実験は既設ケーソン基礎の大部分が分類される図-3 c) の領域①及び領域②にあり、かつ周辺地盤が安定して存在する場合には、大規模地震中にも直ちに不安定とはならないことを示唆するものである。このことから、周辺地盤の安定性や隔壁の有無も安定に影響を与えると考えられる。この影響度に関して、今後も検討を続け補強優先度の高い条件を見出したい。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IV 部構造編、2002.3
- 2) 豊島孝之、張広鋒、谷本俊輔、白戸真大、中谷昌一、大石雅彦、小滝勝美：大型模型載荷実験による既設ケーソン基礎の耐震性能評価、第13回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.267～274、2010

豊島孝之*



独立行政法人土木研究所
構造物メンテナンス
研究センター橋梁構造
研究グループ 交流研
究員
Takayuki TOYOSHIMA

谷本俊輔**



独立行政法人土木研究所
構造物メンテナンス
研究センター橋梁構造
研究グループ 研究員
Shunsuke TANIMOTO

飯田明弘***



国土交通省中部地方整
備局静岡国道事務所管
理第二課 (前 独立行
政法人土木研究所構造
物メンテナンス研究セ
ンター橋梁構造研究グ
ループ 主任研究員)
Akihiro IIDA

白戸真大****



国土交通省道路局企画
課付、工博 (前 独立
行政法人土木研究所構
造物メンテナンス研究
センター橋梁構造研究
グループ 主任研究
員)
Dr.Masahiro SHIRATO

中谷昌一*****



独立行政法人土木研究所
構造物メンテナンス
研究センター橋梁構造
研究グループ 上席研
究員、工博
Dr.Shoichi NAKATANI