

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

豊島孝之¹・張 広鋒¹・谷本俊輔¹・白戸真大¹・中谷昌一¹
・大石雅彦²・小滝勝美²

¹ (独) 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
(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

² 日本圧気技術協会 (〒101-0041 東京都千代田区神田須田町2-8-5)

1. はじめに

平成8年の道路橋示方書¹⁾(以下、道示)にて基礎の耐震設計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いため、はりとして見た場合、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 より大きい場合が存在する。すなわち、計算上は脆性的な曲げ破壊先行型を示すため、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、発生せん断力に対してRC部材の標準的な設計法で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およ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存在する。

後述のように多くのケーソン基礎は軸方向鉄筋比($=\Sigma A_s/A_c$)が0.4%以下(=軸方向引張鉄筋比では0.2%以下に相当)であるが、これまでこのような低鉄筋大断面部材の破壊挙動を調べた実験はほとんどなく、鈴木ら²⁾が既設ケーソン基礎を対象に、部分模型を作製して気中にて繰返し水平載荷実験を行っている程度である。この実験結果によれば、ひび割れ曲げモーメントに達した後でも構造系として水平力に対して復元力を失っていない。このことは、既設ケーソン基礎の耐震性の評価法を見直す余地があることを示している。

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。実験は土中部で周辺地盤・土圧の影響を考慮した状態で行った。

本報では、ケーソン基礎が破壊に至るまでの挙動について実験結果を報告する。

2. 既設ケーソン基礎の諸元実態調査

(1) 事例調査と傾向分析

まず、既設ケーソン基礎諸元の把握を行う。調査対象は、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である。130基の資料を収集し、寸法を調べた。そして、そのうち鉄筋量について把握可能な基礎は14基であった。そして、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基を対象に長辺長さと鉄筋量調査を行った。調査結果を図-1に示す。

a) 長辺の長さ

ケーソン基礎の長辺の長さが10m以上のものは隔壁が配置されている。このことから一般に、10mを超えた辺りから隔壁が必要となるケースが多い。平成8年道示適用以前も頻度分布から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) 鉄筋比

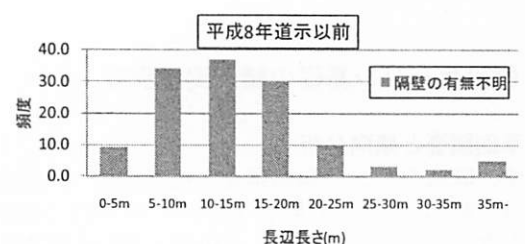
平成8年道示以降は、十分な強度と変形性能を有するように軸方向鉄筋量、帯鉄筋に関する構造細目が規定されている。そして、平成8年道示以降の道示に基づいて設計されたケーソン基礎の多くは、その配筋量が図-1 b)の領域④の範囲にある。したがって、領域④にあるケーソンは、脆性的な破壊を防止するのに十分な鉄筋量が配置されているものであり、その外側にあるものは、曲げ、曲げからせん断、せん断のいずれかの破壊形態で脆性的な破壊に至る可能性が高いものと考えられる。

平成8年道示より前の示方書により設計されたケーソン基礎は、軸方向鉄筋比にばらつきはあるものの、柱部材としての最小鉄筋量である0.15%以上が配置されていることが分かる。しかし、その多くがはりとしての最小鉄筋量である軸方向引張鉄筋比($=A_s/bd$)の0.2%以上を満足していないため、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

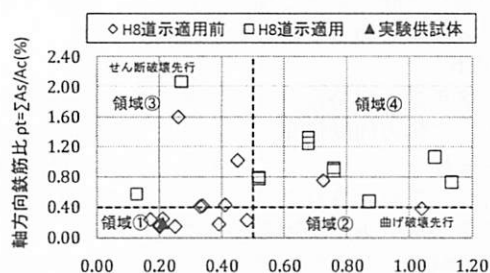
的な破壊性状を示すことが懸念される。さらに、帯鉄筋比についても、比較的小さいものが多い。以上に基づけば、一般に、帯鉄筋比が大きくなる領域②は曲げ破壊が、軸方向鉄筋比が大きくなる領域③はせん断破壊が先行する傾向にあるものと考えられる。そして、平成8年道示より前の示方書に基づいて設計された既設ケーソン基礎の多くは、大断面に対し軸方向鉄筋比および帯鉄筋比が非常に小さい図-1 b)の領域①に属していることが分かる。

c) 根入れ比

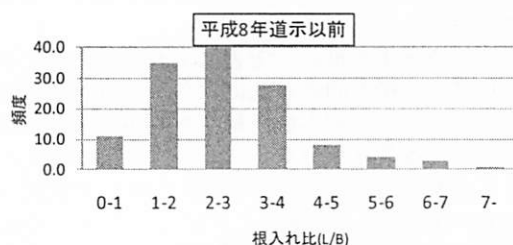
根入れ比(=基礎長 L /橋軸方向の載荷幅 B)は、幅広く分布するが平均としては $L/B=2.0$ 以上が多く分布する。



a) 長辺長さの分布



b) 鉄筋比の分布



c) 根入れ比の分布

図-1 調査結果

3. 載荷実験

(1) 実験概要

前章で、既設ケーソン基礎には根入れ比が2以上、軸方向鉄筋比が0.15~0.25%の低鉄筋のものが多く存在することが分かった。そこで、図-1 b)を参考に、実験供試体は、領域①にある軸方向鉄筋比0.19%、帯鉄筋比($\rho_w=0.20\%$)が小さい脆性的な破壊性状を示す基礎を抽出し、実験対象とした。この実験供試体により、概ね図-1 b) 領域①と帯鉄筋比が大きい領域②の領域について耐震性評価ができるものとする。また、橋軸方向基礎幅に対する根入れ比は $L/B=2.6$ とした。

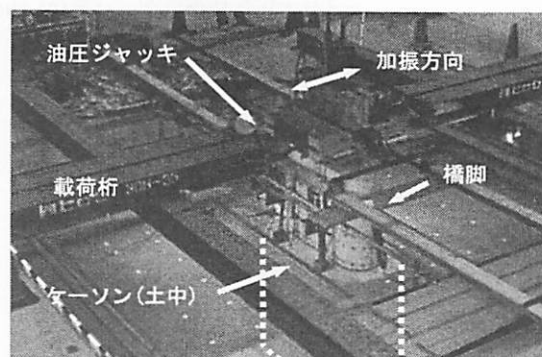
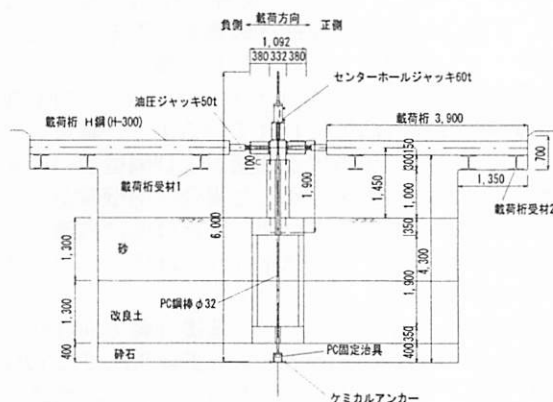
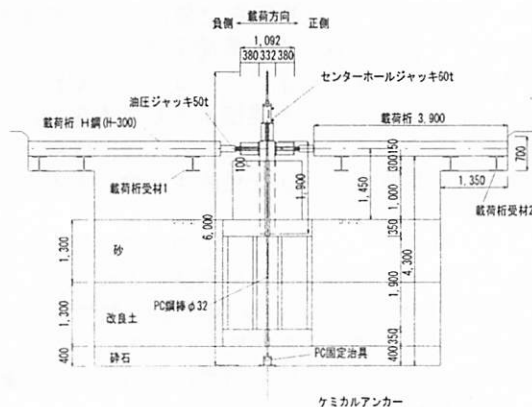


写真-1 ケース1(橋軸方向)の実験状況(1/10スケール)



a) ケース1(橋軸方向載荷)



b) ケース2(橋軸直角方向載荷)

図-2 載荷実験の概要

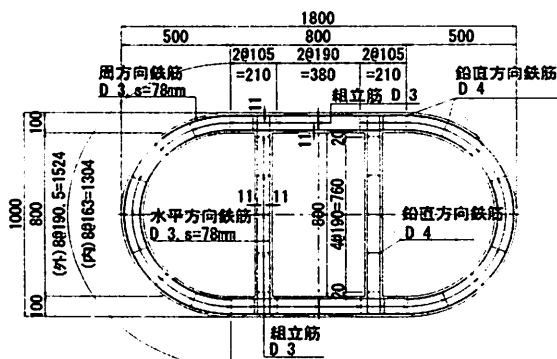


図-3 概略配筋図

表-1 材料試験結果 単位: N/mm²

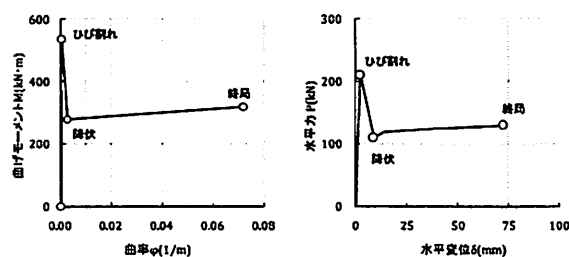
		ケース1	ケース2
コンクリート 強度	圧縮 σ_{ck}	33.5	25.7
	引張 σ_{bt}	3.3	2.5
鉄筋 (降伏応力 σ_{sy})	D3	263	243
	D4	384	393

表-2 土質試験結果

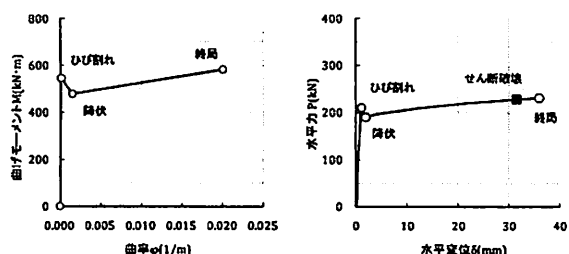
	ケース1	ケース2
上層(砂)	鹿島砂 $Dr=60\%$	珪砂 $Dr=60\%$
下層(改良土)	$q_u=735\text{kN/m}^2$	$q_u=1163\text{kN/m}^2$

図-2に示すように、実験は同一の諸元の模型に対して橋軸方向および橋軸直角方向に載荷する2ケースについて行った。基礎の短辺方向が橋軸方向、長辺方向が橋軸直角方向に対応しており、ケース1が橋軸方向載荷、ケース2が橋軸直角方向載荷である。写真-1に示すように、土木研究所基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。

1/10スケールを想定し、ケーソン模型の外寸は、橋軸方向の幅が1.0m、橋軸直角方向の幅が1.8m、高さが2.6mとした。ケーソン本体の配筋図は図-3に示す通りである。なお、橋脚部および頂版については、損傷が生じないよう十分な鉄筋量を配置した。実験供試体を使用したコンクリート強度 σ_{ck} 、 σ_{bt} 、鉄筋の降伏応力 σ_{sy} の材料試験値は表-1の通りである。このケーソン模型の設計計算上の曲げモーメント(M)ー曲率(ϕ)関係および水平荷重載荷点位置での水平力(P)ー水平変位(δ)関係を図-4、5に示す。図-4より橋軸方向において、計算上、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 を上回っており、水平力ー水平変位関係でも同じ傾向を示している。そして、側壁がせん断破壊に至らないことを確認している。図-5の橋軸直角方向においても、橋軸方向同様の傾向を示す。ただし、断面図心軸から鉄筋位置までの距離があるため、ひび割れ曲げモー



a) M- ϕ 関係 b) P- δ 関係
図-4 ケーソン本体の特性 (ケース1 橋軸方向)



a) M- ϕ 関係 b) P- δ 関係
図-5 ケーソン本体の特性 (ケース2 橋軸直角方向)

メント M_c は降伏曲げモーメント M_y を若干上回る程度である。水平力ー水平変位関係では、ケーソン本体が終局に至る前に載荷方向に対し、ウェブに相当する側壁および隔壁が改良土内でせん断破壊する計算結果となっている。

模型地盤は、表-2に示す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、ケーソン底面は砂れき層を想定した碎石層の上に設置した。ケースごとに地盤を作成している。ケーソン基礎模型にとって厳しい曲げモーメントの条件になるように、ケーソン基礎に生じる曲げモーメントが最大となる付近を土層境界とした。

データ計測は、載荷点における鉛直・水平荷重、基礎天端における鉛直・水平変位・回転角、コンクリートのひずみ(モールドゲージ)、鉄筋のひずみについて行った。また、載荷実験中におけるケーソン躯体の損傷状況を確認するため、内部にCCDカメラを設置した。

(2) ケース1 橋軸方向載荷実験結果

水平荷重載荷点位置における水平変位(δ)の載荷履歴と水平荷重ー変位関係を図-6、7に示す。ここに、図-6、7中のA～G点までの記号はそれぞれ次の状態である。A点は最大荷重発生時、B～G点は $\pm 1\delta_y$ の繰返し水平変位を3サイクル与えたときのそれぞれのピーク点である。なお、B点は、本来 $+1\delta_y$ の変位履歴を与える計画であったが、ジャッキの操作ミスにより $+2\delta_y$ まで変位させてしまったものである。 $1\delta_y$ は現行道示の設計法であるケーソン

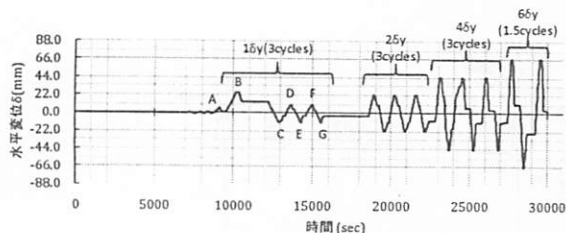


図-6 載荷履歴図

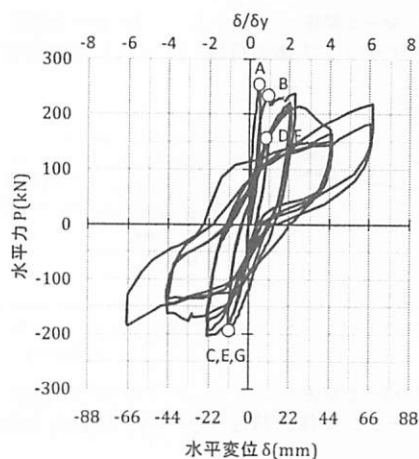


図-7 載荷点での水平力-水平変位関係

本体を梁、周辺地盤をバネに置き換えた梁-バネモデルで計算したときに基礎背面側の壁に配置された全ての軸方向鉄筋が降伏に達する時点の載荷点変位(11mm)であり、図-4の降伏変位に対応する。計算上、ひび割れ時の水平耐力が降伏時、終局時の水平耐力を上回るが、実験においても、 $1\delta_y$ に至る前に荷重のピークが見られ(図-7 A点)、その後、若干

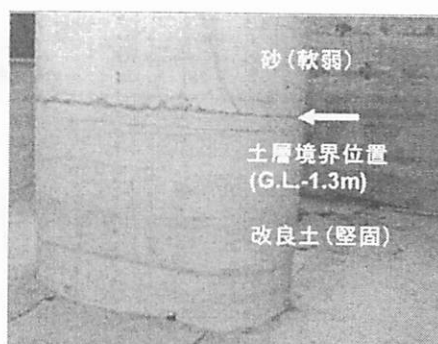
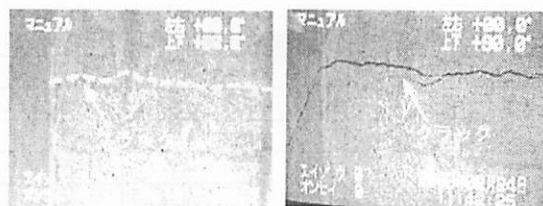


写真-2 実験後のケーソン模型の損傷状況



a) B点まで載荷

b) C点まで載荷

写真-3 ケーソン内部の損傷状況(正側側壁のほぼ同位置を撮影)

の荷重低下が生じた。

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と載荷履歴中の B 点と C 点のピーク変位時に正側の側壁をケーソン内側から撮影した画像を写真-2, 3 に示す。図-6 に示すように、B 点は $+2\delta_y$ 時、C 点は $-1\delta_y$ (1 サイクル目)に相当する。側壁に見られる損傷は土層境界付近で周方向に貫通するクラックのみである。B 点では正側側壁は断面図心軸より圧縮側にあるが、軸方向引張応力によるクラックの開口が見られる。実験終了後の状態であっても、いわゆる塑性ヒンジ長はほぼゼロと言って

表-3 各着目点位置でのケーソン損傷状況

記号	載荷変位 (cycle)	水平荷重 (kN)	ケーソン側壁の状態 (土層境界位置 Z=1.3m)	参照図
A点	$+0.5\delta_y$	250	最大荷重発生時	図-8 b)
B点	$+2\delta_y$ (当初計画では $+1\delta_y$ の1cycleを想定)	233	断面図心軸に対して引張り側となる領域(以下、「引張領域」と呼ぶ)の他、断面図心軸に対して圧縮側となる領域(以下、「圧縮領域」と呼ぶ)に配置された軸方向鉄筋(No.5)も引張りで降伏した。また、圧縮側となる領域の側壁に発生した水平クラックの開きが見られた。	図-8 c), 写真-3 a)
C点	$-1\delta_y$ (1cycle)	-191	引張領域の鉄筋が降伏(側壁・隔壁に水平クラック)	図-8 d), 写真-3 b)
D点	$+1\delta_y$ (2cycle)	155	B点同様、引張領域の他、圧縮領域に配置された軸方向鉄筋の一部が引張で降伏	—
E点	$-1\delta_y$ (2cycle)	-185	引張領域の軸方向鉄筋が降伏	—
F点	$+1\delta_y$ (3cycle)	164	B点同様、引張領域の他、圧縮領域に配置された軸方向鉄筋の一部が引張で降伏	—
G点	$-1\delta_y$ (3cycle)	-181	引張領域の軸方向鉄筋が降伏	—
—	$+2\delta_y$ (1cycle)	222	断面図心軸上及び圧縮領域の全ての軸方向鉄筋も引張で降伏(土層境界に沿って発生した水平クラックに分断されたケーソンの上部分が浮上り)	—
—	$+4\delta_y$ (1cycle)	176	断面図心軸上及び圧縮領域の全ての軸方向鉄筋も引張で降伏(土層境界に沿って発生した水平クラックに分断されたケーソンの上部分が浮上り)	—

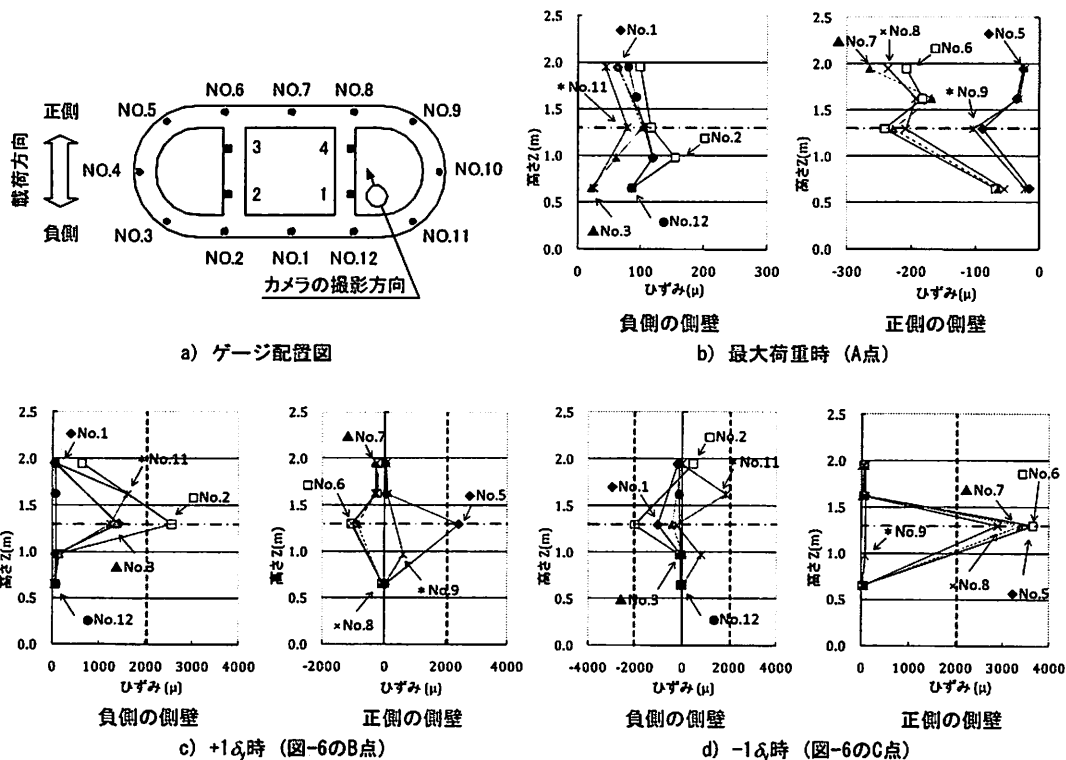


図-8 ケーソン本体のひずみ分布 (側壁)

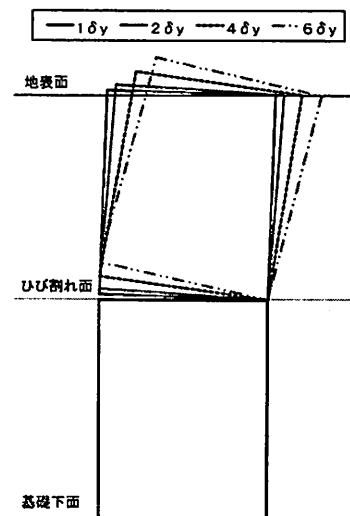


図-9 ひび割れ位置でのケーソンの挙動

も良いほど極めて短く、鉄筋の破断やはらみだしは確認されなかった。このような破壊性状は、本研究とほぼ同等の軸方向鉄筋比が設定されている鈴木らの実験 ($\Sigma A_s/A_c = 0.15\%$) でも見られる。

ケーソン内部に設置した CCD カメラの映像と軸方向鉄筋の設置したひずみゲージの値から基礎の損傷過程を分析する。ひずみの符号は、引張を正としている。表-3に、載荷履歴図である図-6のA~G点のそれぞれのタイミングでのケーソン損傷状況について整理した結果を示す。表-3において、C点である $+1\delta_y$ 時とD点である $-1\delta_y$ 時で荷重に差が見られるのは、図-6に示すように、 $+2\delta_y$ (B点) $\rightarrow$ $-1\delta_y$ (C点)

$\rightarrow +1\delta_y$ (D点)の順で変位履歴を与えたため、C点は負側の処女載荷であるのに対して、D点は正側 $2\delta_y$ の載荷の繰返し載荷の途中点であり、既に引張となる軸方向鉄筋のひずみが降伏点を超えた履歴を有した状態で載荷されていることの違いである。また、図-8にケーソン本体の高さ方向に5段設置した側壁鉛直方向鉄筋のひずみ分布図、降伏ひずみ ϵ_{sy} ($=207\mu$)、および土層境界の高さ ($z=1.3\text{m}$) を示す。ここに、高さ z の基準面はケーソン底面である。土層境界付近で大きな引張ひずみが発生している。そして、B点では断面図心軸に対して圧縮側に配置されている軸方向鉄筋にも降伏ひずみを超える引張ひ

ずみが生じている。

図-9は、基礎天端に設置した傾斜計の計測結果と、カメラにクラック観察結果、及び断面図心軸に対して圧縮側に配置されている軸方向鉄筋にも降伏を超える引張りずみが生じていたという事実をもとにケーソンの挙動を図化したものである。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。そして、クラック部では鉄筋が伸出しを繰り返す。それでも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) ケース 2 橋軸直角方向載荷実験

水平荷重載荷位置における水平変位の載荷履歴と水平荷重—変位関係を図-10, 11 に示す。ゲージ配置図とケーソン内部に設置したカメラの撮影方向を図-12 に示す。ここに、 $1\delta_y$ は予め、梁—バネモデルで計算したときに基礎本体の水平断面のうち 90° の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏に達する時点の載荷点変位 (2.9mm) とした。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-4 および図-15 のひび割れ展開図に示す。設計計算では改良土内の側壁がせん断破壊に至るが、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。

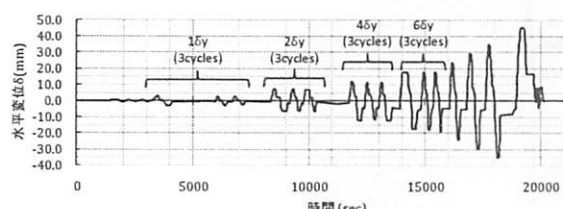


図-10 載荷履歴図

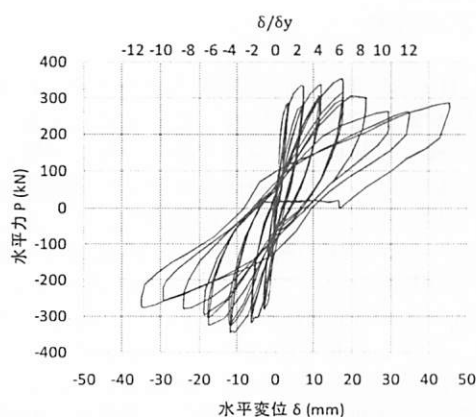


図-11 載荷点での水平力—水平変位関係

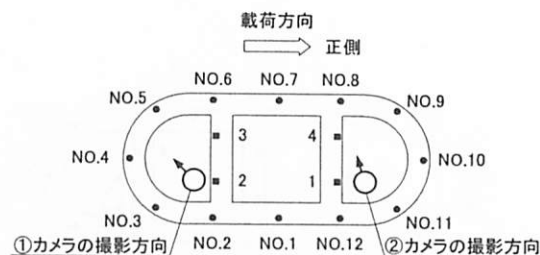


図-12 ゲージ配置図

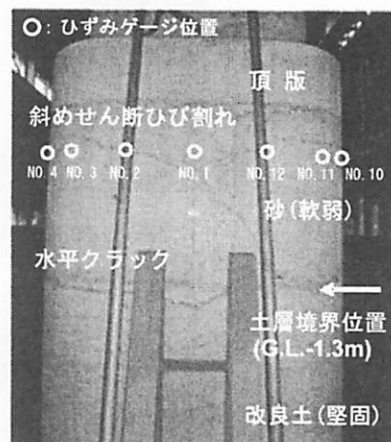


写真-4 実験後のケーソン模型の損傷状況



写真-5 ケーソン内部の損傷状況 (+4 δ_y)

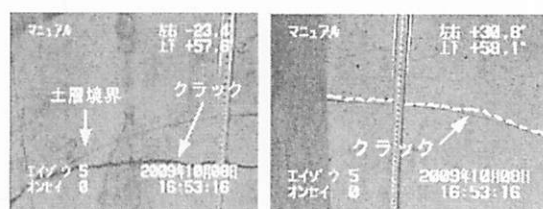


写真-6 ケーソン内部の損傷状況 (+6 δ_y)

表-4に、各載荷変位時でのケーソン損傷状況を、図-13は、正側に載荷したときの各ピーク変位時における側壁鉛直方向鉄筋のひずみ分布図と降伏ひずみ ϵ_{sy} ($=2101\mu$)、および土層境界の高さ ($z=1.3\text{m}$) を示す。ケーソン本体の鉛直方向鉄筋に配置したひずみゲージとの高さ関係は後述の図-15にて示す。 $+1\delta_y$ 及び $+2\delta_y$ のピーク変位時では、斜めせん断ひび割れが形成された位置にある、頂版付近で載荷方向に対し引張領域となる断面円弧部から外れた位置に配置された軸方向鉄筋 No.2, 6 のひずみ値が大きく、一部は降伏に達する一方で、この時点では土層境界

表-4 各載荷変位時のケーソン損傷状況

載荷変位 (1cycle目)	ケーソン側壁の状態 (頂版付近 Z=1.95m)	ケーソン側壁の状態 (土層境界位置 Z=1.3m)	参照図
+1 δ_y	軸方向鉄筋は降伏しない。 載荷方向に対し、引張領域となる円弧部を外れた側壁部 (NO.2,6) で $\epsilon_{max}=2000\mu$ 程度のひずみを計測	軸方向鉄筋に発生するひずみは最大80 μ 程度	図-13 a)
+2 δ_y	載荷方向に対し、引張領域となる円弧部を外れた側壁部 (NO.2,6) の軸方向鉄筋が降伏	軸方向鉄筋に発生するひずみは最大80 μ 程度	図-13 b)
+4 δ_y	降伏に達した軸方向鉄筋のひずみが増加	断面図心軸より引張側に配置された軸方向鉄筋が降伏	図-13 c) 写真-5
+6 δ_y	降伏に達した軸方向鉄筋のひずみが増加	断面図心軸より引張側の領域に加えて、圧縮領域に配置された軸方向鉄筋 (No.8,9,10) も引張で降伏	図-13 d), e) 写真-6

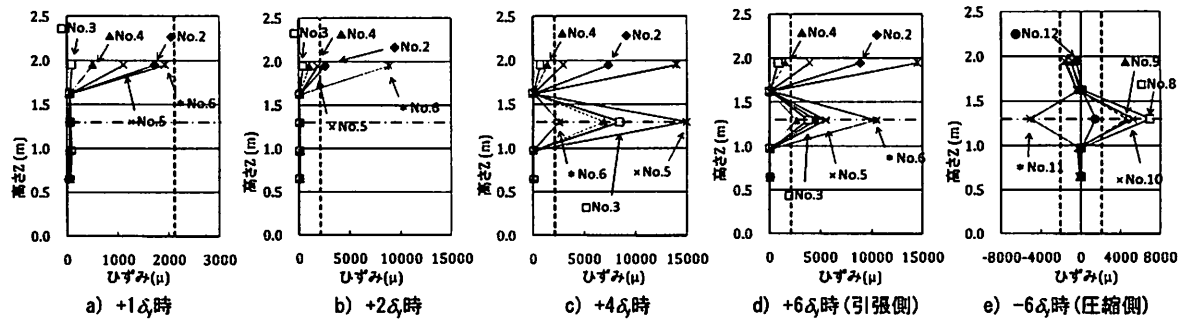


図-13 ケーソン本体のひずみ分布 (側壁)

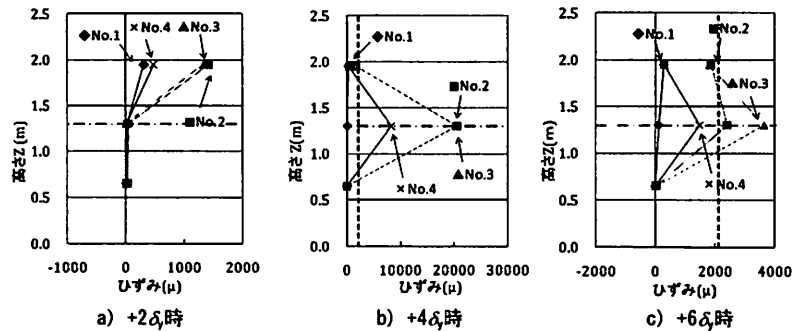


図-14 ケーソン本体のひずみ分布 (隔壁)

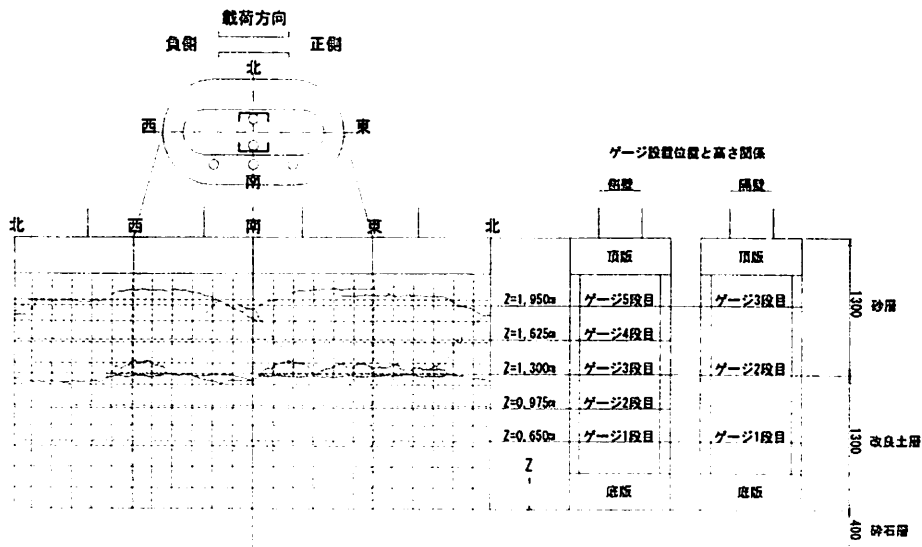


図-15 ひび割れ展開図

付近の断面で発生しているひずみ値は小さい。その後、載荷変位が大きくなると、+4 δ_y 時で土層境界でも鉄筋の降伏が確認された。+6 δ_y 時では、断面図心軸より圧縮側にあるNo.8, 9, 10の鉄筋も引張で降伏ひずみに達しており、この時点で土層境界に沿った水平ひび割れが断面内の広範囲にわたって開いたと考えられる。したがって、6 δ_y の1サイクル目に比べて8 δ_y の1サイクル目のピーク荷重は低下し、6 δ_y の3サイクル目のピーク荷重程度しか発揮されていないものと考えられる。

+4 δ_y および+6 δ_y のピーク変位時に側壁の状態をケーソン内部から撮影した画像を写真-5, 6に示す。断面図心軸より引張側の側壁を撮影しているのがカメラ1、圧縮側の側壁を撮影しているのがカメラ2である。カメラ2の画像から、断面図心軸より圧縮側にある側壁であっても、クラックは密着せずに開いている状況が分かる。換言すると、橋軸方向の載荷実験同様に低鉄筋であるため、貫通するクラックの鉄筋が伸び出し、貫通クラックにより分断された上側のケーソンが、ロッキングするような挙動を示していた。

続いて、図-14に、正側ピーク変位時にケーソン隔壁鉛直方向鉄筋に生じたひずみ分布を示す。ひずみゲージの設置高さは、側壁ゲージの1断面、3段目、5段目と同じであり、図-15に位置関係をまとめた。No.1とNo.4が断面図心軸より圧縮側に、No.2とNo.3が断面図心軸より引張側にある隔壁に配置されている。頂版付近の側壁に斜めせん断ひび割れが進展する2 δ_y 時において、頂版付近の隔壁に発生するひずみ値は側壁部(No.2, 6)と比較して小さく、鉄筋は降伏していない。その後も頂版付近の鉄筋は降伏に至っていない。土層境界の鉄筋に着目すると、2 δ_y 時にはひずみ値は小さいが、4 δ_y 時には側壁同様に鉄筋が降伏していることが分かる。

以上より、想定される破壊順序は、頂版付近で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が、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、土層境界に沿って水平クラックが発生し、貫通、クラック間で鉄筋が伸び出し、変位が大きくなったと考えられる。

すなわち、既設ケーソン基礎の挙動は、隔壁があるため頂版付近の側壁のせん断破壊によって脆性的な破壊に至ることなく、曲げモーメントが大きくなる土層境界位置に土層境界に沿って発生した貫通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発揮され、急激な荷重低下を示さなかったものと考えられる。

4. まとめと今後の課題

本研究では、低鉄筋比断面であり、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、地震時挙動に着目した繰返し載荷実験を行った。得られた知見は、以下の通りである。

- ・橋軸方向載荷実験結果(ケース1)に基づけば、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発揮するような場合で、低鉄筋大断面の場合には、曲げモーメントが最大となる断面にて水平クラックが生じるが、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が生じる可能性が高い。
- ・橋軸直角方向載荷実験結果(ケース2)に基づけば、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。
- ・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も、周辺地盤からの受働土圧抵抗が発揮されれば、急激な荷重低下を示すことはないものと考えられる。

以上のように、現在の設計計算上の破壊形態や想定とは異なった破壊形態、支持機構への変化が見られた。

したがって、鉄筋比が図-1 b) の領域①および領域②にあり、曲げ破壊先行が想定されるケーソン基礎、または、曲げ破壊からせん断破壊に移行する恐れがあるものの隔壁を有する既設ケーソン基礎は、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にならないと推測される。

今回の実験結果から得られた知見に基づけば、今後、耐震性能についてさらなる評価が必要な基礎の条件として、次のものを挙げることができる。

- ・軸方向鉄筋比に対して帯鉄筋比が非常に小さい、または、土層境界が頂版付近にある場合で、せん断スパン比が短いなどのため、曲げひび割れの発生よりもせん断破壊が先行するケース。特に、長辺長さが10m未満の場合に多く見られるような隔壁がなく、側壁がせん断破壊した後に鉛直荷重を伝達する部材がないケース
 - ・周辺地盤からの受働抵抗が期待できないケース
- 今後、実験結果を踏まえた数値シミュレーションを実施し、今回の実験では評価するに至らなかった様々な条件の違いによる挙動について検討していく予定である。

参考文献

- 1) 社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV下部構造編，2002.3
- 2) 鈴木ら：低鉄筋比RC部材の終局挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，p.1489-1494，2000。