

グラウンドアンカーによる重力式岸壁の耐震補強に関する研究

吉田 誠¹・清宮 理²

¹正会員 五洋建設株式会社 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1)

E-mail: Makoto.Yoshida@mail.penta-ocean.co.jp

²正会員 早稲田大学教授 理工学術院創造理工学部社会環境工学科

(〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

E-mail: Kiyomiyaosamu@aol.com

本研究では、グラウンドアンカーで補強された重力式岸壁の模型振動実験および有効応力解析による実験の再現解析を実施した。その結果、グラウンドアンカーで補強した場合、ケーソンの水平抵抗力が増加するとともに、基礎捨石の変形が抑制されることでケーソン変位が低減し、かつ基礎捨石層厚の違いによる岸壁の挙動の差異が小さくなった。また、地震時におけるアンカーの張力と伸びの関係は、履歴ループを描き非線形な特性を示した。さらに、有効応力解析において、アンカー張力の非線形特性を反映することで、岸壁の変形およびアンカー張力の再現性が向上した。

Key Words : *ground anchor, seismic reinforcement, shaking table test, caisson type quay wall, effective stress analysis*

1. はじめに

港湾地域に配置される岸壁は、船舶を係留して貨客を輸送するための施設であり、大規模地震発生時には救助・救急活動や緊急物資輸送の拠点としての機能が求められている。2011年の東北地方太平洋沖地震では、被災直後の港湾機能喪失で緊急物資や生活物資などの輸送が一時的に困難になった¹⁾ことから、物流基盤としての岸壁の重要性が再認識された。

一般に重力式岸壁の地震による被災形態は岸壁構造物の海側への傾斜・変位・沈下と背後地盤の沈下であり²⁾、我が国の重力式岸壁の被災事例として、1995年の兵庫県南部地震などが挙げられる。兵庫県南部地震では神戸港の重力式(ケーソン式)岸壁においてケーソン直下の置換土の過剰間隙水圧の上昇による軟化、背後埋立土の液状化および大きな慣性力などに起因して、ケーソン函体が海側へ傾斜しながら最大で約5m水平変位する大規模変位の被害が報告されている³⁾。これに対し、ケーソン直下がSCP改良地盤の場合や良好な地盤の場合にはケーソン函体の変位が小さかったことが確認されている²⁾。

一方、港湾分野では2007年に設計体系が性能規定型⁴⁾へ完全に移行したことや、断層諸元の設定、伝搬特性などを考慮した設計地震動の見直しにより、既存施設の耐

震性能が再評価されてきている。また、国際的な貨物船の大型化に対応するため、岸壁の増深化が求められている。このような背景のもと、近年、既存岸壁の耐震補強が急速に進められている。

岸壁の耐震補強工法として地盤改良、構造物本体の補強などが提案されている⁵⁾。グラウンドアンカー(以後、アンカーと称す)工法は本体の抵抗力を補強する工法の一つであり、地震時の耐力や変形性能が不足している岸壁に適用されている。アンカー工法の特徴は、従来の他の補強工法と比べて、施工範囲が小さいことから既存施設への施工時の影響を最小限に抑えられ、経済性に優れていることである。一方、長期間高応力下でのクリープによる緊張荷重の低下や鋼材の腐食等、長期耐久性が課題として指摘されていた。しかし、設計法の整備、防食法の開発により課題の多くが解決されつつあり⁶⁾、近年では耐震強化を目的として、横浜港や神戸港の大水深岸壁にアンカー工法が適用されている^{6,7)}。

重力式岸壁の耐震性に関する研究は、多数実施されている。菅野ら⁸⁾は、被災事例を対象に重力式岸壁の模型振動実験を実施しており、ケーソン直下の置換土の過剰間隙水圧上昇による軟化および背後地盤の液状化が被災の大きな要因であることなどを明らかにした。さらに、井合により提案されている1 G場における相似則⁹⁾を用い

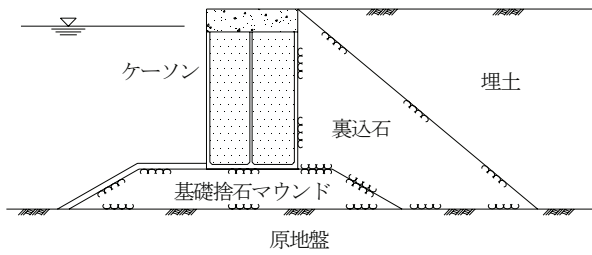


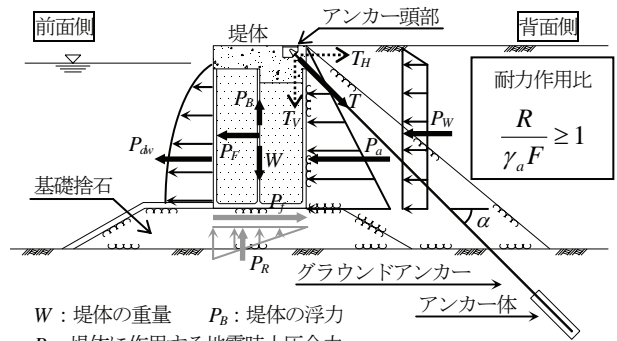
図-1 ケーソン式岸壁の例

ることで、模型振動実験により実物の岸壁の地震時挙動を再現可能であることを確認している。また、置換土を固化した場合、ケーソンは、基礎捨石の中にわずかに前傾しつつめり込むが、全体的には基礎捨石上を滑動する破壊モードに変化したことを確認している¹⁰⁾。三浦ら¹¹⁾は、模型振動実験を実施し、ケーソンの移動は慣性力と背後地盤の液状化による土圧の増加および両者の位相関係に支配され、背後地盤が液状化する場合に慣性力と土圧の位相差が無くなることを明らかにしている。さらに井合ら¹²⁾は有効応力解析を実施し、解析によるケーソン式岸壁の変位は現地の被災岸壁の変位とオーダー的に整合する結果を得ている。岸壁の有効応力解析は、その精度向上に関する研究が多数行われており、実務で一般的に使用されるようになってきている。重力式岸壁については、ダイレイタンスの評価法や基礎捨石の材料定数などについて検討・改善が行われており^{13), 14)}、一斉解析などによって被災事例に対する再現性が確認されている¹⁵⁾。

ケーソン式岸壁の標準的な構造形式は、図-1に示すように石材で人工的に築造した台形上の基礎捨石マウンドの上にケーソンを据付けて本体構造としたものである。基礎捨石が設置される理由は、構造物を安定した基礎地盤上に設置させるためであるとともに、建設地点の水深が当該重力式構造物にとっての所要水深よりも深く、基礎捨石の施工が工費の削減に寄与するためである¹⁶⁾。このため、原地盤が堅固であっても基礎捨石を設置することが多い。基礎捨石に関する研究としては、長尾ら¹⁷⁾の研究がある。長尾らは、偏心傾斜荷重を受ける基礎捨石の支持力に関する静的載荷実験および個別要素法による数値シミュレーションを行っている。その結果、基礎捨石内に発生する応力は離散的な分布を示すとともに高い応力が発生していること、破壊時の変形形態は、基礎捨石の局所的な変形・破壊に起因することを確認している。

アンカーで補強された構造物の動的挙動に関する研究としては、山本・鳥井原¹⁸⁾の研究がある。山本・鳥井原はアンカーを設置した斜面の振動台実験およびそのFEMシミュレーションを実施している。その結果、大規模地震時にアンカー張力が過大になることなどを明らかにし、FEM解析による実験結果の再現に成功している。

アンカーで耐震補強された岸壁の研究については、模



- W : 堤体の重量
- P_B : 堤体の浮力
- P_a : 堤体に作用する地震時土圧合力
- P_W : 堤体に作用する残留水圧合力
- P_{dw} : 堤体に作用する動水圧合力
- P_F : 堤体に作用する慣性力
- T : アンカー力
- T_H : アンカー力の水平成分(=Tcosa)
- T_V : アンカー力の鉛直成分(=Tcsina)
- α : アンカー傾角
- P_j : 堤体に作用する摩擦力
- P_R : 堤体に作用する地盤反力
- R : 耐力
- F : 作用
- γ_a : 構造解析係数

図-2 アンカーで補強された重力式岸壁の作用外力の模式図

型振動実験や有効応力解析により被災事例の再現性や実際の地震時挙動を確認した事例は少なく、岸壁のアンカーによる耐震補強効果は十分には明らかにされていない。一方、アンカーで耐震補強された岸壁の耐震性評価方法は港湾技術基準⁴⁾に準拠しており、レベル2地震動に対して有効応力解析による変形照査を行うことが標準とされている¹⁹⁾。しかし、被災事例や模型振動実験などの再現性について検証された事例は見あたらない。

このような背景のもと、著者らはアンカーで耐震補強された重力式(ケーソン式)岸壁および矢板式岸壁の地震時挙動に関する研究に取り組んでいる^{20), 21), 22)}。これらの研究では、模型振動実験を実施してアンカーによる耐震補強効果を明らかにするとともに、矢板式岸壁については有効応力解析による実験の再現性を確認した。ただし、重力式岸壁の研究では、兵庫県南部地震で被災した岸壁の置換土のような軟弱地盤は考慮せず、堅固な地盤を想定した。これは、岸壁の挙動を単純化することでアンカーの挙動を明確にするためである。重力式岸壁の模型振動実験結果によると、ケーソンの変位モードは主に基礎捨石の変形による傾斜が支配的であり、アンカーで補強することによりケーソンの変位が抑制されることが明らかになっている^{20), 21)}。

この変位モードは、基礎捨石の変形という観点から、先述した長尾らの研究¹⁷⁾に近いものの、菅野らの研究¹⁰⁾とは異なっている。このことは基礎捨石の変形形態が基礎捨石の形状などの岸壁の構造諸元や地震動などの外力条件の違いによって異なることを示唆している。そこで、本論文では良好な地盤上に構築された重力式岸壁を対象に、基礎捨石層厚が異なる2つの断面について実施された模型振動実験を比較し、基礎捨石の変形挙動の違いがアンカーおよび岸壁の地震時挙動に与える影響について明らかにするとともに、アンカーの張力特性について詳

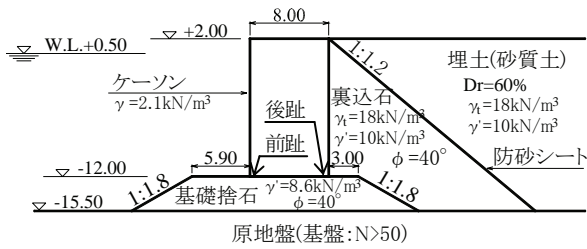


図-3 本実験で想定したケーソン式岸壁の概要図

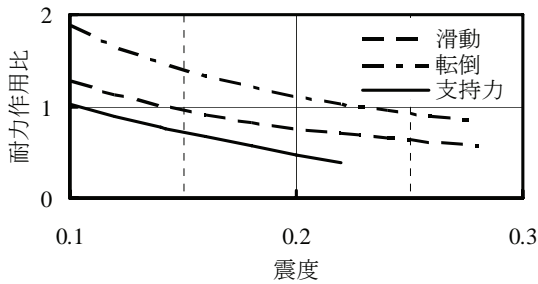


図-4 ケーソンの耐力作用比

細な検討を行った。さらに、模型振動実験を対象として有効応力解析による再現解析を実施し、アンカーのモデル化方法や解析手法について検討を行った。

2. 重力式岸壁の耐震補強として適用するアンカー工法について

アンカーを耐震補強として重力式岸壁に適用する場合、図-2に示すように、アンカーを堤体天端から斜めに配置するのが一般的である。アンカー頭部(上端部)は堤体天端に構築された補強コンクリートに固定し、下端部は定着地盤内にグラウトでアンカー体を造成することにより定着する。地震動によって堤体の変位しようとするときにアンカーに張力が発生し、この張力(アンカー力)によって堤体変位を抑制するものである。

アンカーで耐震補強された重力式岸壁の耐震性評価方法は港湾技術基準⁴⁾に準拠しており、レベル1地震動に関する変動状態およびレベル2地震動に関する偶発状態について照査を行うことが標準とされている¹⁹⁾。

レベル1地震動の照査は、図-2に示すような、地震時に堤体に作用する外力から、堤体の滑動、転倒および支持力に対する作用 F および耐力 R をそれぞれ評価し、耐力作用比が全て1以上になっていることを確認するものであり、静的な力のつり合いに基づく評価法である。なお、照査に用いるアンカー力 T は、事前に選定したアンカーの規格に基づき決定する。

レベル2地震動については、有効応力法に基づく2次元

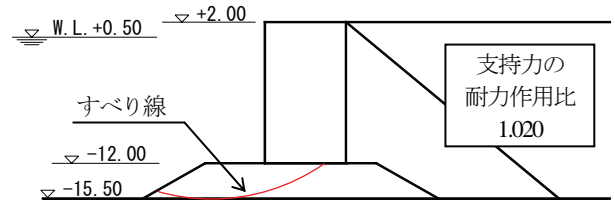


図-5 簡易ビショップ法によるすべり線(震度0.1)

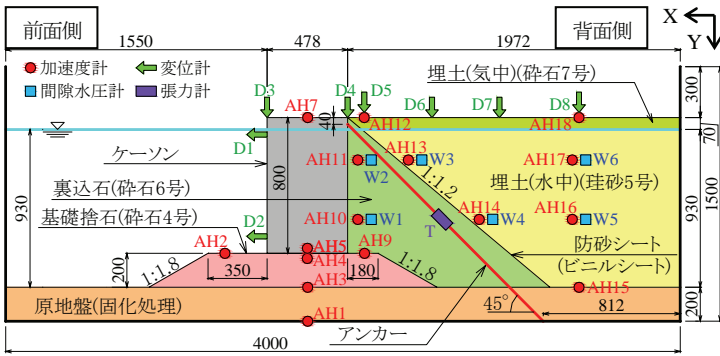
地震応答解析を実施して岸壁変形量やアンカー張力などの照査を行うことが標準とされている。この照査方法は、アンカーを適用しない一般的な岸壁については実務レベルにおいて多数の実績を有している。しかし、アンカーを適用した岸壁の解析事例は少なく、アンカーを圧縮側は抵抗しないばね要素でモデル化した鋼矢板岸壁の解析事例²³⁾があるものの、アンカーのモデル化方法を含めた解析方法は一般化されていない。

3. 模型振動実験

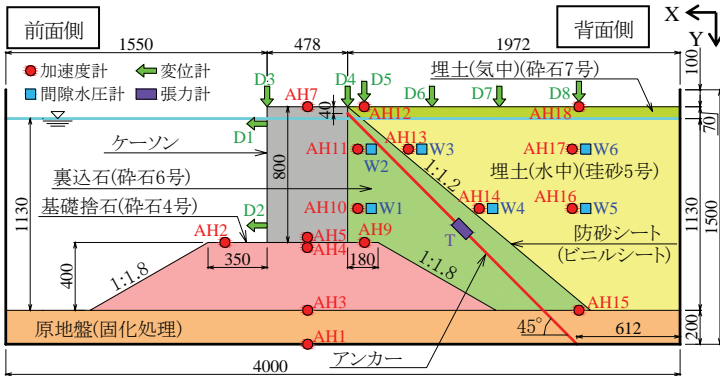
(1) 実験概要

アンカーで耐震補強された重力式岸壁の地震時挙動を確認するため、良好な地盤上に構築され背後に液状化地盤を有するケーソン式岸壁を対象に模型振動台実験を実施した。先に述べたように、本研究に関連する既往の研究^{20) 21)}では、各実験事例に対して、アンカーで補強された岸壁の地震時挙動や耐震補強効果について検討が行われている。そこで、本論文では、良好な地盤上に構築された重力式岸壁を対象に、基礎捨石層厚が異なる2つの断面について実施された模型振動実験^{20) 21)}を比較し、基礎捨石の変形挙動の違いがアンカーおよび岸壁の地震時挙動に与える影響について検討した。さらに、アンカーの張力特性について詳細な検討を行った。なお、本研究では、基礎捨石層厚の違いがケーソンの変位やアンカーによるケーソンの変位抑制効果に及ぼす影響を明確にするため、ケーソンの構造諸元を変化させずに基礎捨石の形状のみを変化させることとした。

本実験で想定したケーソン式岸壁の断面を図-3に示す。本実験では、堅固な地盤上に構築されたケーソン式岸壁を想定し、岸壁諸元は1995年兵庫県南部地震で被災した岸壁(設計震度0.10)を参考に決定した。背後の埋土は液状化地盤を想定している。文献4)を参考に計算したケーソンの滑動、転倒および支持力の耐力作用比を図-4に示す。同図によると、本ケーソンの破壊モードは支持力破壊が先行することを示している。支持力の耐力作用比が1になる震度は0.1であり、1995年兵庫県南部地震での神戸港の被災岸壁の設計震度0.10~0.18³⁾の下限値に相当す



(a) CASE-1, 2(基礎捨石層厚200mm)



(b) CASE-3, 4(基礎捨石層厚400mm)

図-6 実験模型断面図

る。図-5は震度0.1として支持力の耐力作用比を計算したときの簡易ビショップ法によるすべり線を示している。ただしTerashi and Kitazume²⁹⁾が実施した遠心力場での砂マウンドの載荷試験によると、マウンドのすべり線は、簡易ビショップ法で想定するような円弧とはならないことを確認していることに注意が必要である。震度0.1での支持力の耐力作用比は、CASE-1で1.020、CASE-3で0.966であり、後者の方が支持力破壊しやすい条件となる。

実験模型断面を図-6に、実験の様子を写真-1に示す。また、実験ケースを表-1に示す。アンカーによる耐震補強を行わないCASE-1を基本ケースとし、CASE-2は耐震補強を行うケースとした。CASE-3およびCASE-4は、CASE-1、CASE-2に対してそれぞれ基礎捨石の層厚を2倍に増加させたケースである。なお、CASE-3およびCASE-4の基礎捨石の半分から上の断面形状は、CASE-1およびCASE-2と全く同じである。模型の縮尺はモデル化の範囲と土槽の大きさを考慮して1/17とし、併合により提案されている1G場における相似則⁹⁾を適用した(表-2)。

加振装置は、15m×15mの大型水槽の底面の一部に直径5.5mの振動台を設置した大型水中振動台である。振動台は3次元6自由度の加振性能を有し、最大積載重量は60tである。定格積載重量である20t以下の場合、最大加



写真-1 実験の様子

表-1 実験ケース

ケース	基礎捨石層厚 (mm)	アンカー有無
CASE-1	200	無
CASE-2	200	有
CASE-3	400	無
CASE-4	400	有

表-2 相似則⁹⁾

パラメータ	実物/模型	縮尺比
長さ	λ	17
密度	1	1
時間	$\lambda^{0.75}$	8.37
応力	λ	17
間隙水圧	λ	17
変位	$\lambda^{1.5}$	70.09
加速度	1	1
ひずみ	$\lambda^{0.5}$	4.12
軸剛性	$\lambda^{2.5}$	1192

速度は±2G、最大変位は±200mmである。実験土槽として長さ2.5m、高さ1.5m、奥行き1.3mの箱型の鋼製枠を振動台上に設置した。土槽は水槽の中央に設置されているため土槽内外は水で満たされているが、土槽壁面が不透水の場合に水の反射が生じるおそれがある。これを防ぐために岸壁前面側は解放し、背面側には不織布を貼付したエキスパンドメタルを使用して土槽境界での水の流入を可能にしている。

堅固な地盤として想定した原地盤は、セメントを3%配合した相馬珪砂5号を土槽内に投入して締固め、水浸により固化させた。ケーソン模型は、箱型の鋼殻内に中詰砂(相馬珪砂5号)を投入して製作した。土槽の影響を低減するため、ケーソン模型は図-6の紙面奥行き方向に3函配置し、中央のケーソンについて変位等の計測を行った。この方法は被災事例の再現に成功した既往実験⁹⁾を参考にしたものであり、他のいくつかの実験事例^{25), 26)}

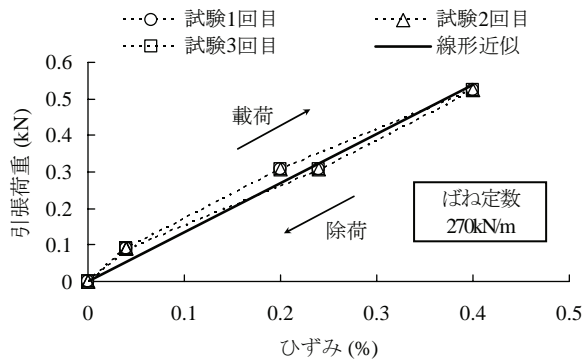


図-7 ワイヤの引張試験結果

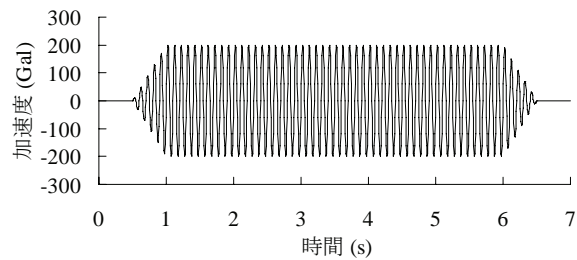


図-8 加振波

で適用された実績がある。なお、ケーソンと土槽の間に摩擦が生じないように、両者間には20mm程度の隙間を設けている。基礎捨石および裏込石には、実際に使用されている石に対して相似則を概ね満足する粒径となるようにそれぞれ単粒度砕石4号および6号を使用した。ケーソン背面の埋土(水中)は、相馬珪砂5号(土粒子密度 $\rho_s=2.644\text{g/cm}^3$ 、最大間隙比 $e_{\text{max}}=1.097$ 、最小間隙比 $e_{\text{min}}=0.654$)による相対密度60%の中密地盤とし、液状化地盤を想定した。なお、埋土(水中)地盤作製時、層厚100mm毎に砂投入重量と地盤高さを計測して密度管理を行った。埋土(気中)には単粒度砕石7号を使用した。裏込石と埋土の間には防砂シートとして厚さ0.1mmのビニルシートを設置した。

実物のアンカーとして、F270TA(公称径55.5mm、断面積1409.6mm²、引張荷重2622kN、降伏点荷重2242kN)を2m間隔で設置することを想定したため、実験では軸剛性の相似則を考慮して直径1.5mmの鋼製ワイヤをアンカーとして使用した。図-7にワイヤ(長さ0.5m)の引張試験による引張荷重と伸びの関係を示す。同図によると、荷重時と除荷時で異なる曲線関係を示しており、わずかにループを描いている。試験結果を線形近似して求めたばね定数は270kN/mである。アンカーはケーソン1函あたり2本配置した。アンカーの設置角度は外力の作用方向と一致する水平方向に近づけるほど効果的であるが、その場合アンカー長が長くなるため経済性、施工性で不利になる。そこで、アンカーの設置角度を45度とした既往のいくつ

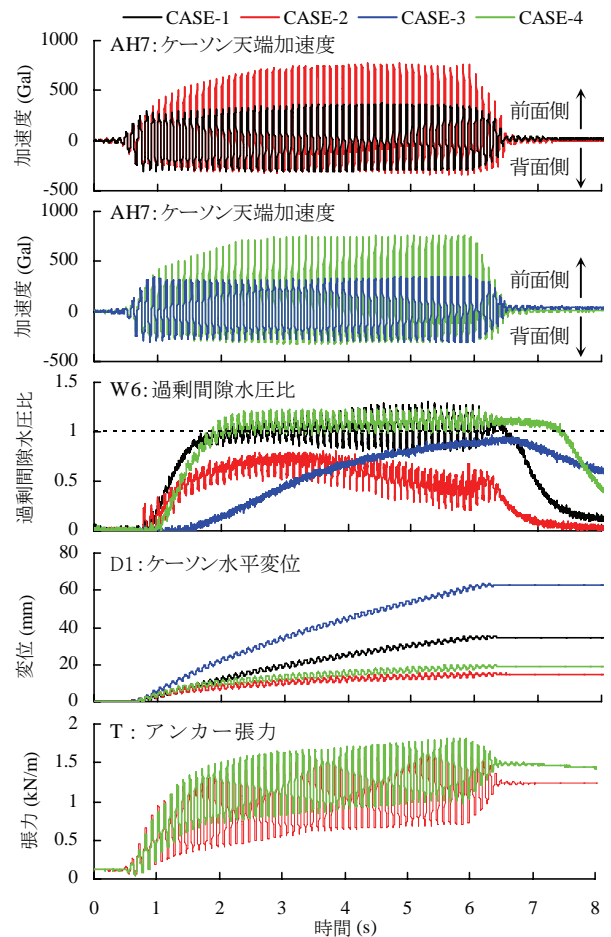


図-9 時刻歴波形

かの耐震補強事例にならない、本実験ではアンカー設置角度を45度とした。アンカーの上端はケーソン背面の天端から40mm下がった位置に固定し、下端は土槽底面に固定した。本実験ではアンカーの定着地盤として引抜き抵抗が十分に確保される良質な地盤を想定したため、アンカー下端を土槽底面に固定した。

加振波は、図-8に示すように周波数10Hz、波数50波(前後各5波のテーパ部を含めると60波)、最大加速度200Galの正弦波を使用した。実験での周波数を相似則に従い実物換算すると約1Hzとなる。継続時間は模型スケールで5秒、実物スケール換算で約40秒となる。

図-6に示す計測機器により、ケーソンの変位・加速度、地盤の変位・加速度・過剰間隙水圧、アンカー張力の時系列データを計測した。地表面の残留変形形状は実験前後におけるターゲット座標の計測結果から求めた。

(2) 実験結果

a) 時刻歴波形について

実験での時刻歴波形を図-9に示す。ケーソン天端の加速度(AH7)は、入力加速度振幅200Galに対して増幅する傾向を示しており、特にアンカー有のケースでは前面側

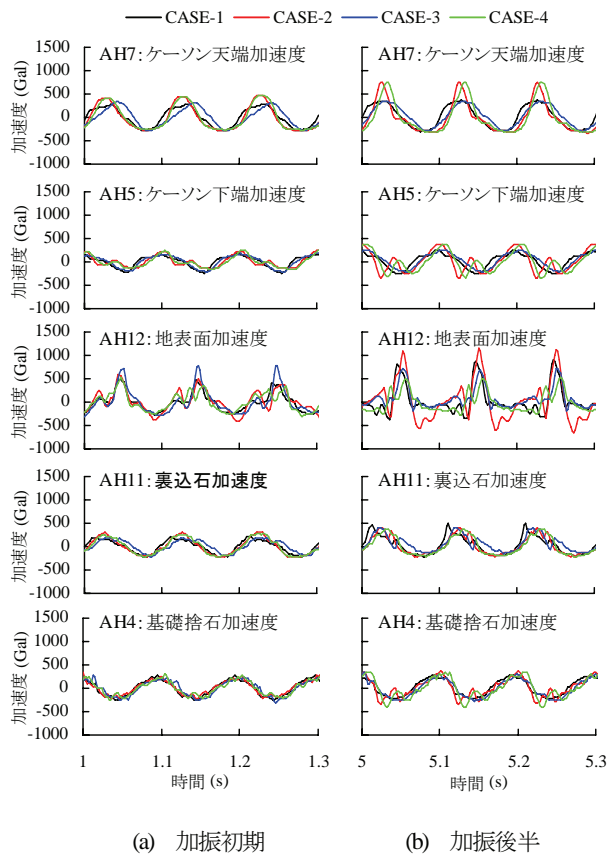


図-10 加速度時刻歴

への加速度がアンカー無と比較して約2倍に増加している^{20), 21)}。この点について、基礎捨石層厚が200mmのCASE-1,2と400mmのCASE-3,4は同様の傾向を示している。

過剰間隙水圧比(W6)によると、入力加速度がピークに達する0.5秒付近から水圧が上昇し始め、CASE-1、CASE-3およびCASE-4では最大値が1に達しており、埋土は液状化したと判断される^{20), 21)}。CASE-2の最大値は0.8であり、埋土は完全には液状化していないが、過剰間隙水圧の増加ともなう有効拘束圧の減少により剛性が著しく低下したと考えられる^{20), 21)}。CASE-2で過剰間隙水圧比の最大値が小さかったのは、他のケースと比べてケーソンの変位が最も小さかったため、背後地盤のせん断変形が抑えられたことが一つの原因として考えられる。一方、CASE-3以外の過剰間隙水圧は加振開始直後から同様に上昇しているのに対して、CASE-3では過剰間隙水圧の上昇速度が遅くなっている。佐藤²⁵⁾はケーソンの急激な海側への水平移動によって背後地盤の過剰間隙水圧が負になる傾向があることを指摘しており、CASE-3ではケーソンが前面側へ著しく変位したため背後地盤の過剰間隙水圧が上がりにくかった可能性がある。

ケーソン天端の水平変位(D1)によると、ケーソンは前後に振動しながら前面側へ変位していることがわかる。アンカー無のケースでは、ケーソンは時間に比例して直

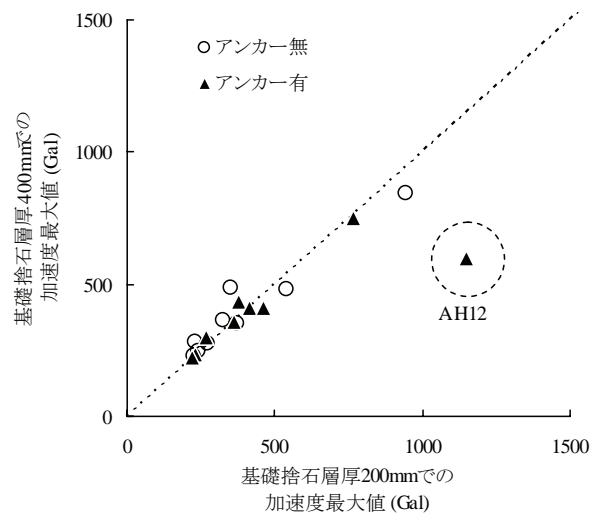


図-11 加速度の最大値の比較

線的に前面側へ変位する傾向を示しており、基礎捨石層厚が大きいCASE-3ではCASE-1と比べて、変位の増加スピードおよび残留変位が約2倍になっていることがわかる。一方、アンカー有のケースでは、1.5秒付近でケーソンの変位増加スピードが著しく低下している^{20), 21)}。同時刻付近では、アンカー張力の増加スピードも減少している。CASE-1と2、CASE-3と4の実験条件の違いはそれぞれアンカーの有無のみであることから、アンカー張力によってケーソンの変位増加スピードが抑制されたと判断される^{20), 21)}。すなわち、後述するようにケーソン変位の支配的要因は基礎捨石の変形であると考えられることから、加振開始から増加し続けたアンカー張力が1.5秒付近で基礎捨石の変形を抑制するレベルに達したため、ケーソン変位およびアンカー張力の増加スピードが著しく減少したと考えられる。CASE-2と4のケーソン変位はほとんど同じであり、アンカーの適用で基礎捨石層厚の違いによる差異がなくなったことは注目に値する。

b) 加速度について

図-10に加振初期と加振後半の加速度時刻歴を示す。加振前半と後半で共通する点に着目すると、ケーソンの加速度は天端と下端で位相が1/4波長程度ずれておりケーソンのロッキング挙動を示している^{20), 21)}。ケーソン天端の加速度は、地表面の加速度と位相が1/4波長程度ずれているものの裏込石の加速度とは同位相であり、ケーソンと背後地盤は概して一体的に挙動していたと考えられる。ケーソン下端と基礎捨石の加速度は、振幅・位相ともほぼ同じであり、ケーソンが基礎捨石上を滑動するような挙動は確認されなかった。

一方、加振初期と後半を比較すると、アンカー張力が増加する後半で明らかにアンカーの有無による違いが表れている。特にケーソン天端ではアンカー有のケースに

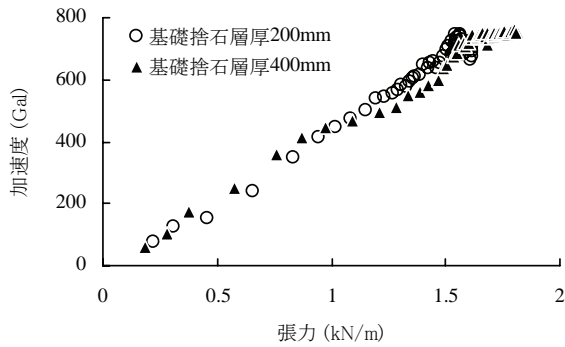


図-12 アンカー張力とケーソン天端加速度の関係

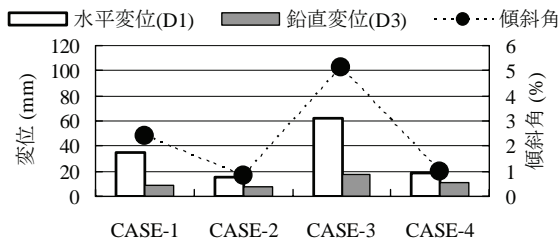


図-13 ケーソンの残留変位および傾斜角

において前面側への加速度がスパイク状の波形を示すとともに最大値が大きくなっており、アンカーによってケーソンに大きな衝撃的な荷重が作用することを示している。

基礎捨石層厚の違いに着目しアンカー無のCASE-1とCASE-3の加速度を比較すると、ケーソンが著しく変位したCASE-3では加振初期で地表面加速度が大きくなっているものの、それ以外の地盤やケーソンでは基礎捨石層厚の違いによる顕著な差は見られない。同様に、アンカー有のCASE-2とCASE-4を比較すると、地表面以外の加速度について基礎捨石層厚の違いによる差異はほとんど見られない。図-11は、基礎捨石層厚の違いによる応答加速度の差異を比較するため、アンカー無と有のケースそれぞれについて、ケーソンおよび直下・背後地盤内の同一箇所計測した加速度の最大値を比較したものである。同図からも、アンカー有のケースの地表面加速度(AH12)を除き、同一箇所における加速度は同等であり、基礎捨石層厚の違いが加速度に与える影響はアンカーの有無に係らず小さいと判断される。

図-12に加振1波ごとのアンカー張力のピークと、同時刻におけるケーソン天端加速度(AH7)の関係を示す。同図によると、張力と加速度は明確な正の相関を示していることから、基礎捨石層厚によらずアンカー張力がケーソンの加速度を増大させる要因であることを示している。

c) 変位について

ケーソンの水平変位(D1)、鉛直変位(D3)および傾斜角の残留値を図-13に示す。傾斜角は式(1)により算出した。

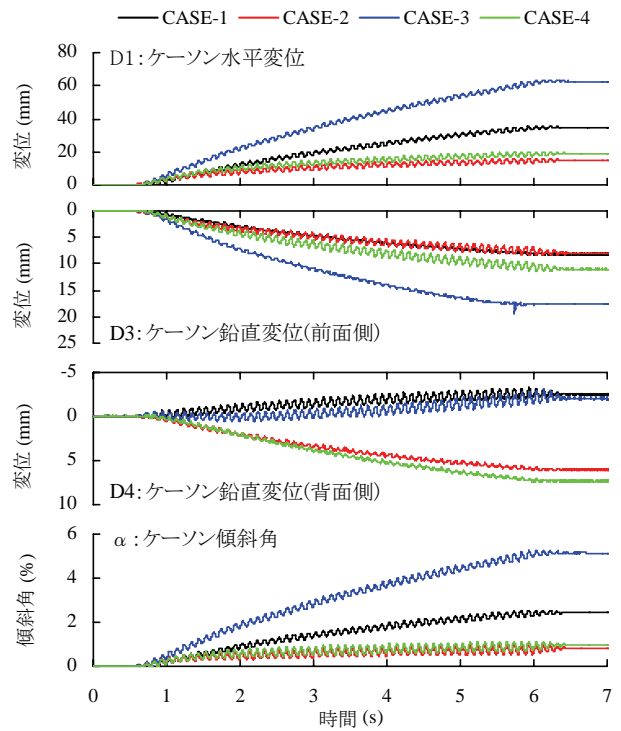


図-14 ケーソン変位時刻歴

$$\alpha = \frac{(D1 - D2)}{L} \times 100 \quad (1)$$

ここで、 α : ケーソン傾斜角(%)

$D1, D2$: 変位計D1, D2による水平変位(mm)

L : 変位計D1とD2の距離(600mm)

同図において、基礎捨石層厚が小さいケースに着目すると、アンカー有のCASE-2におけるケーソンの水平変位、鉛直変位および傾斜角の残留値はアンカー無のCASE-1と比較して、水平変位が57%、鉛直変位が2%、傾斜角が66%低減している。同様に、基礎捨石層厚が大きいケースに着目すると、アンカー有のCASE-4のケーソンの水平変位、鉛直変位および傾斜角の残留値はアンカー無のCASE-3と比較して、水平変位が70%、鉛直変位が38%、傾斜角が81%低減しており、基礎捨石層厚が大きいほど、アンカーによるケーソンの変位抑制効果が大きくなっている。

一方、基礎捨石層厚の違いに着目し、アンカー無のCASE-1とCASE-3を比較すると、基礎捨石層厚の大きいCASE-3におけるケーソンの水平変位、鉛直変位および傾斜角の残留値は、CASE-1と比較して、水平変位と傾斜角が約2倍、鉛直変位が約6倍に増加している。一方、アンカーによる耐震補強を行ったCASE-2とCASE-4を比較すると、基礎捨石の層厚が大きいCASE-4の変位は、CASE-2に対して2~4割程度の増加にとどまっており、基礎捨石層厚の違いによる影響は無対策のケースと比べて小さくなっていることがわかる。

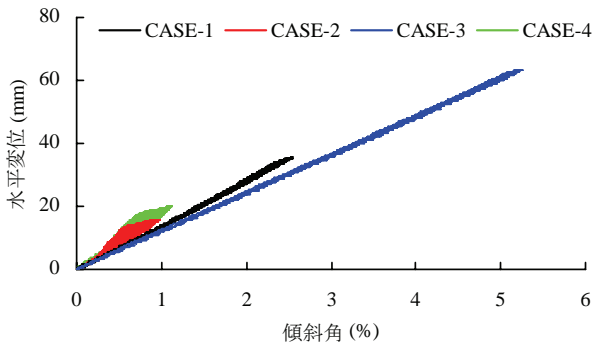


図-15 ケーソンの水平変位と傾斜角の関係

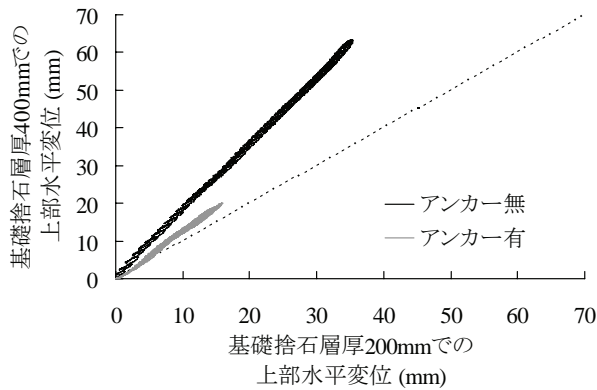


図-16 ケーソン上部水平変位の比較

ケーソンの水平変位(D1)、鉛直変位(D3, D4)および傾斜角(α)の時刻歴波形を図-14に示す。ケーソンの傾斜角は加振中に増減を繰り返しており、ケーソンがロッキングしていたことを示している^{20, 21)}。一方、鉛直変位は、水平変位および傾斜角と異なる波形を示している。特に、アンカー無の場合は、ケーソン背面側の鉛直変位(D4)が負の値を示しており、ケーソンの傾斜によって鉛直上向きに変位する挙動を示している。しかし、アンカー有の場合は、ケーソンの水平変位および傾斜角が概ね収束した後も背面側の沈下が増加している。このことは、アンカー張力の鉛直成分によってケーソンの沈下量が大きくなることを示唆している。図-15に、ケーソン水平変位と傾斜角の時系列データの関係を示す。両者の関係は全ケースで概ね線形関係を示すことから、ケーソンの変位は傾斜によって生じる水平変位が支配的であると判断される。また同図から、基礎捨石層厚が大きいCASE-3で傾斜角が最も大きく、アンカーで補強することにより傾斜角が低減し、基礎捨石層厚の違いによる差異が非常に小さくなるのがわかる。

基礎捨石層厚200mmと400mmのケースのケーソン上部水平変位(D1)の時系列データの比較を、アンカー無と有それぞれのケースについて図-16に示す。同図によると、水平変位の履歴はほぼ直線関係を示しており、基礎捨石

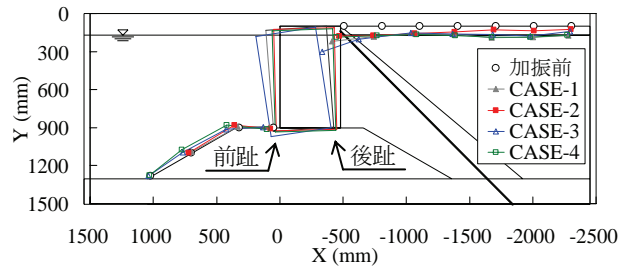


図-17 ケーソンおよび地表面の残留変形形状(変位倍率3倍)

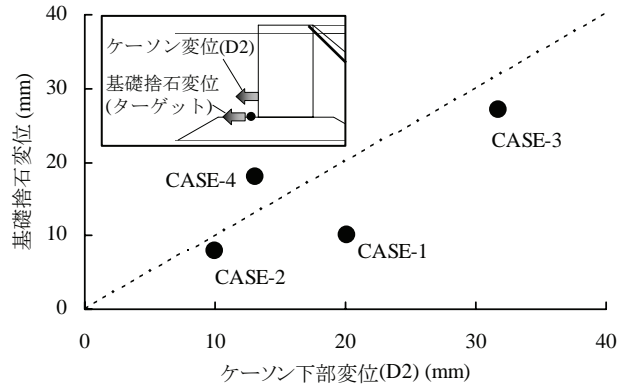


図-18 ケーソン下部水平変位と基礎捨石水平変位

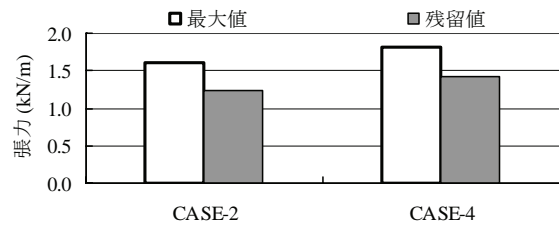


図-19 アンカー張力

層厚の違いによるケーソン変位の位相の差異は認められない。しかし、残留変位量は、基礎捨石層厚が大きい方が増加する結果が示されている。

地表面に設置したターゲットによる地表面残留形状を図-17に示す。同図には変位計D1, D2, D3による計測変位から求めたケーソン形状を併せて示す。ケーソンは前面側へ傾斜しながら変位し^{20, 21)}、前趾が基礎捨石に貫入しながら沈下する変位モードを示している。ケーソンの傾斜は、アンカー無のケースで卓越しており、特に基礎捨石層厚が大きいCASE-3で顕著である。

ケーソンが基礎捨石上を滑動したかを確認するため、ケーソン近傍の基礎捨石の残留水平変位とケーソン下部(D2)の残留水平変位の関係を図-18に示す。基礎捨石変位は、ケーソン近傍の基礎捨石地表面に設置したターゲットの変位である。ケーソンが滑動したのであれば、ケーソン下部変位の軸(横軸)付近にプロットされるはずで

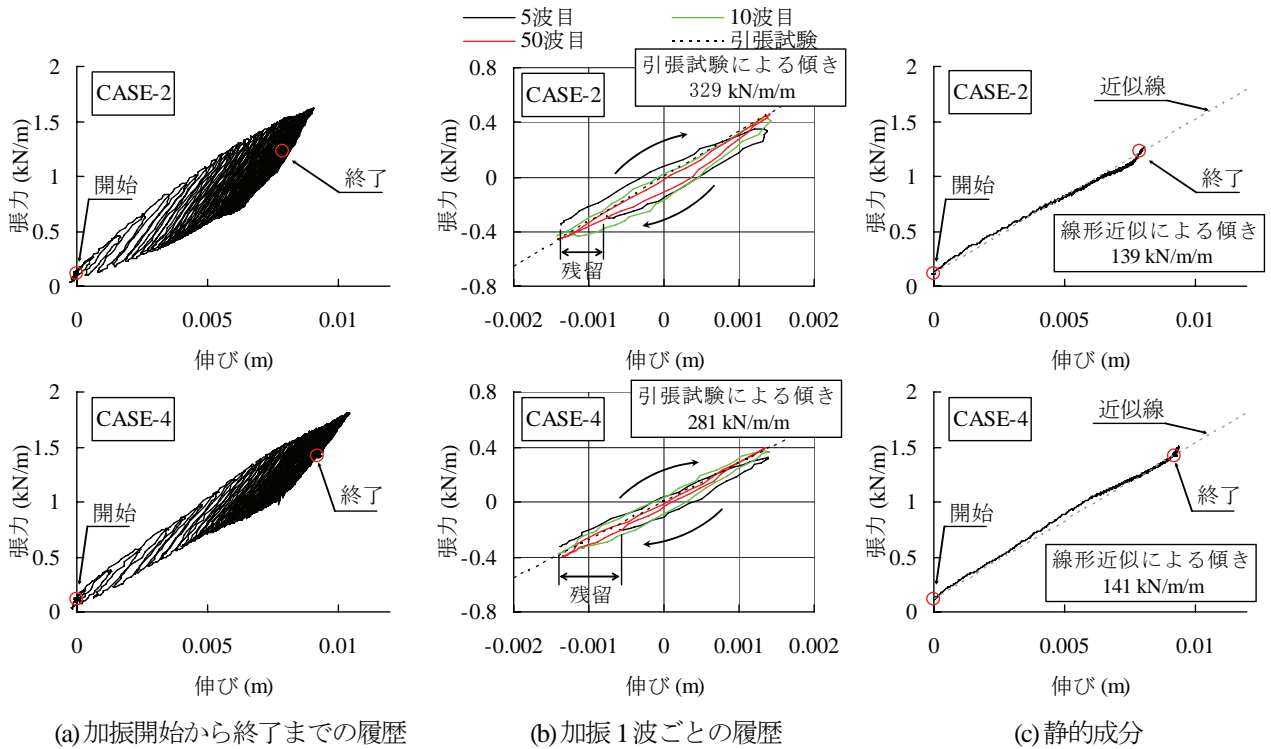


図-20 アンカーの張力と伸びの関係

ある。同図によると、CASE-1は滑動する傾向を示しているが、全体的には傾きが1の直線(図中の破線)周辺にプロットされており、ケーソンは滑動したというよりも、主に基礎捨石の変形により変位したと推察される。

ここで、アンカー無のケースに着目すると、先述の実験結果から、CASE-1とCASE-3の岸壁の応答加速度は概ね同じであり、過剰間隙水圧の上昇速度はCASE-3の方が遅かったことから、ケーソンに作用する外力は同等であるか、あるいはCASE-3の方がやや小さかったと考えられる。このことに加え、CASE-3の基礎捨石の半分から上の断面形状がCASE-1と全く同じであることを考慮すると、ケーソンが基礎捨石上を滑動あるいは転倒する場合、両ケースの変位はほぼ同じになるかCASE-3の方が小さくなるはずである。しかし、CASE-3のケーソン変位はCASE-1の約2倍だったことから、ケーソンの支配的な変位モードは滑動や転倒ではなく、基礎捨石の変形に起因するものと判断される。すなわち、基礎捨石層厚の大きいCASE-3では、基礎捨石の上層だけでなく下層も変形し、ケーソンが大きく傾斜したと推察される。

アンカー有の場合、ケーソンから基礎捨石へ作用する力がアンカー張力により低減したため基礎捨石の変形が抑えられ、ケーソン変位が減少するとともに基礎捨石層厚の違いによる差異が著しく小さくなったと考えられる。

d) アンカー張力について

図-19にアンカー張力の最大値および残留値を示すが、アンカー張力の最大値は、CASE-2で1.6 kN/m、CASE-4で

1.8 kN/mであり、ケーソンの変位が2~4割程度大きいCASE-4の方が1割程度大きいものの、基礎捨石層厚の違いがアンカー張力に与える影響は小さいと判断される。なお、PC鋼より線の0.2%永久伸びに対する荷重を公称断面積で除した値が1.20~1.60 kN/mm²程度であることから²⁷⁾、実験に使用したアンカーの降伏強度は8~11 kN/mと推測される。このことから、本実験のアンカー張力は降伏強度に達していないと判断される。CASE2およびCASE-4のアンカー張力の残留値は、それぞれ1.2 kN/m、1.4 kN/mであり、両者とも最大値と比較して0.4 kN/m小さい。この最大値と残留値の差は、加振時のアンカー張力片振幅に相当すると考えられる。

図-20(a)にアンカーの張力と伸びの関係を示す。ここで、アンカーの伸びは、当該時刻のアンカー長と加振前のアンカー長の差として算出した。アンカー長は、上端固定部と下端定着部間のアンカーの形状は常に直線であると仮定し、変位計D1、D2、D3の計測変位から算出したアンカー上端固定部の座標に基づいて求めた。図-20(a)のアンカーの張力と伸びの関係によると、アンカー張力はケーソンのロッキング挙動に伴って増減しており、その振幅は伸びに応じて増加する傾向を示している。さらに、加振1波ごとに着目すると、張力と伸びの関係はループを描いていることがわかる。

そこで、図-20(b)に加振1波ごとの履歴を加振5波目、10波目、50波目について重ねて示す。ただし、履歴ループは、伸びの極小値から次の極小値までを1ループと定

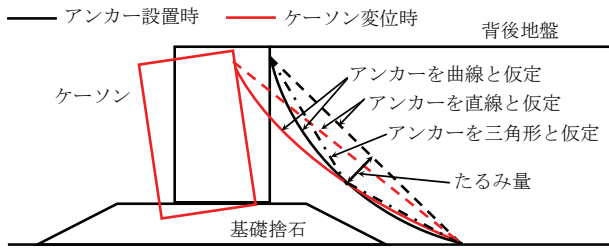


図-21 アンカー形状の概念図

義し、各履歴ループは張力と伸びの最大値と最小値の平均がそれぞれゼロになるように平行移動して示している。同図によると、加振5波目のループは完全に閉塞しておらず、アンカーの伸びが残留していることがわかる。この残留値の大きさは10波目、50波目と加振が進むにしたがって小さくなっており、同時に履歴ループの大きさも小さくなる傾向を示している。加振50波目では残留値がゼロになって履歴ループが閉塞している。同図には先述した引張試験による傾きを示しているが、この傾きと実験による履歴ループの傾きは概ね同じであり、アンカー長が長いCASE4の方が傾きが小さいことがわかる。このため、図-20(a)に示す張力振幅も、CASE4の方が若干小さくなっている。

図-20(c)は、アンカー張力および伸びそれぞれについて、加振波の固有周期と同じ0.1秒の幅の移動平均により平滑化し、振動成分を除いた静的成分を示している。同図によると、アンカー張力と伸びの関係の静的成分は概ね直線関係を示している。その傾き、すなわち平均的なばね定数は、CASE-2と4でほぼ同じであり、基礎捨石層厚の違いによる差異は認められない。また、この平均的なばね定数は、図-20(b)に示す引張試験による傾き(ばね定数)の4~5割程度であり、このことは、振動時にアンカーの見掛けのばね定数が低下したことを示している。

アンカー張力と伸びの関係が履歴ループを描くこと、加振の進行とともにループの大きさが小さくなること、アンカーの見掛けのばね定数が低下することの理由として、アンカーの形状を直線と仮定したが、実際はアンカー設置時にその自重や張力計の重さによって下に突の曲線形状だった可能性があることが挙げられる(図-21)。このため、張力増加時にはアンカーが直線になろうとするが、アンカー自重および張力計の重さや地盤が抵抗となることで見かけの剛性が増加し、逆に張力減少時には見かけの剛性が低下したことで、履歴ループを描いたと考えられる。また図-21に示すように、ケーソンが前面側へ変位するにしたがいアンカー形状が自然に直線に近づくため、アンカーは張力が増加しなくても加振の進行とともに伸びているように見え、アンカーの見掛けのばね定数が低下したと推察される。同時に、アンカー形状

が直線に近づくことでアンカー自重および張力計の重さや地盤抵抗の影響が小さくなり、加振の進行とともにループの大きさが小さくなったと考えられる。

なお、実験ではアンカーの見掛けのばね定数が半分に低下したことから、実際のアンカーの長さは、直線と仮定した場合と比べて約4mm長かったと考えられる。このとき、実際のアンカー形状を下に突の三角形と仮定すると、アンカーは約80mmたるんでいたと推測される。このことは、施工時のアンカーの非直線性に起因して地震時のケーソン変位が過大になるおそれがあることを示唆するものである。

アンカー張力と伸びの関係が履歴ループを描く理由として、PC鋼材の応力ひずみ関係²⁸⁾は1本の線形関係とはならず載荷時と除荷時でアンカーの剛性が異なることも考えられる。しかし、実験でのループの大きさが引張試験よりも大きいことから、PC鋼材のヒステリシスだけでは説明できない。

一方、ループにおいて伸びが残留する理由は、ケーソンの変位が残留するからであり、その主な原因は先述したとおり基礎捨石の変形である。加振5波目の時点では、ケーソン変位に伴うアンカーの伸びが小さいことからアンカー張力も小さいため、基礎捨石が変形したと考えられる。したがって、加振前半では1波ごとにアンカーの伸びが累積し、同時に張力も増加したと推察される。これに対し、加振10波目では、アンカー張力が大きくなり、ケーソンから基礎捨石に作用する荷重の偏心量や傾斜率が減少し、基礎捨石の変形が抑ええられる状態に至ったことで加振1波ごとのアンカーの伸びの累積値が減少したと考えられる。加振50波目では、基礎捨石が全く変形しないレベルまでアンカー張力が十分大きくなり、履歴ループが閉塞したと考えられる。

4. 再現解析

(1) 解析概要

a) 検討概要

アンカーで補強された重力式岸壁の模型振動実験を対象として有効応力解析による再現解析を実施し、アンカーのモデル化方法や解析手法について検討を行った。

再現解析には解析コードFLIP²⁹⁾を使用した。FLIPは、有効応力法に基づく二次元有効応力解析プログラムであり、特に液化化現象による地盤破壊現象を予測できることから港湾施設の解析を中心に広く使用されている¹⁵⁾。FLIPの重力式岸壁への適用性に関して、ダイレイタンシーの評価法や基礎捨石の材料定数などについて検討・改善が行われており^{13), 14)}、一斉解析などによって被災事例に対する再現性が確認されている¹⁵⁾。

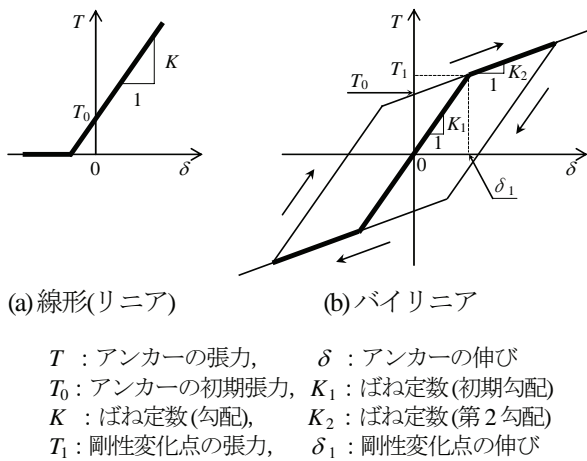


図-22 アンカーのモデル化

開発当時のFLIP(以下、マルチスプリングモデルと称す)は、間隙水の収支バランス式において土骨格と間隙水の相対速度をゼロとし、間隙水の流れを考慮しない非排水条件に基づいていた。しかし、土骨格と間隙水の相対速度を考慮した間隙水の収支バランス式と運動方程式を連立させて解く透解析機能や、新たに提案されたストレスダイレイタンス関係^{30, 31)}が導入され、間隙水の移動や液状化に伴う体積圧縮を考慮できるようになった(以下、カクテルグラスモデルと称す)。一方、上記2つのモデルは微小変形理論に立脚しているため幾何学的非線形性が正確には考慮されず、大変形現象が生じる場合には解析精度に問題があった。そこで、井合ら³²⁾は有限変形理論の枠組みに拡張し、大変形現象を厳密に考慮できる解析法(以下、大変形解析と称す)を構築した。カクテルグラスモデルや大変形解析については港湾構造物などへの適用性について検討・改善が行われており、被災事例などをより正確に再現できるようになりつつある³³⁾。

一方、アンカーのモデル化では、解析精度向上の観点から地震時におけるアンカーの張力特性を適切に反映することが重要と考えられる。しかし、現行設計では、アンカーは単一要素かつ線形材料としてモデル化されることが多く、実際のアンカーの張力特性を反映したモデル化や、構造物・地盤との相互作用を考慮したモデル化方法は一般化されていない。

そこで、再現解析を以下の手順で実施した。まず、アンカーの張力特性やモデル化の違いについて検討するため、アンカーのモデル化方法を変えて複数の解析を実施した。次に、土の排水条件や微小変形理論と有限変形理論の違いによる影響について検討するため、先に述べた3つの解析法についてそれぞれ解析を実施した。これらの解析を通して、アンカーの張力特性が岸壁の挙動に及ぼす影響について調査するとともに、アンカーのモデル化方法や解析手法の違いによる再現性について検討を行った。

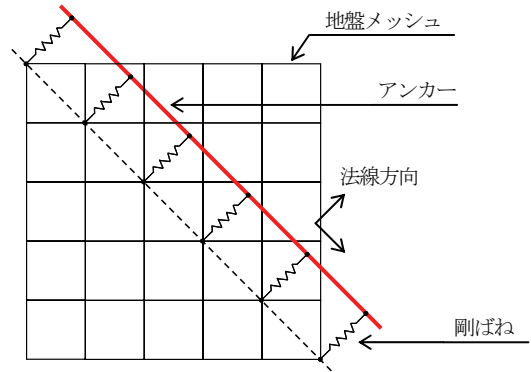


図-23 複数要素によるアンカーのモデル化方法の概要図

b) アンカーのモデル化方法

アンカーのモデル化は、以下に示す3つの方法について行うこととした。1つ目の方法は、上端固定部および下端固定部の2点で結合した単一要素で表すものである。このとき、アンカー張力と伸びの関係は、圧縮力を負担しないものとし、引張力については切片を初期張力とし、勾配をアンカーのばね定数として線形で表すものとする(図-22(a))。なお、ばね定数は、事前に実施した引張試験に基づくものと、本実験で確認されたアンカーの張力と伸びの関係における平均的な傾きとするものの2種類についてそれぞれ検討した。この方法は、既往の研究²¹⁾や実務で適用された事例がいくつかあるが、図-17の実験結果に示されているようなアンカーの見掛けの剛性が低下する現象を考慮することができない。

そこで、2つ目の方法は、実験で確認されたアンカーの加振1波ごとの剛性と加振全体の静的成分の剛性の2つを反映させるため、図-22(b)に示すようなバイリニアでアンカーをモデル化するものとする。すなわち、初期勾配(K_1)を事前に実施した引張試験に基づくものとして加振1波ごとの履歴ループの傾きを考慮し、第2勾配(K_2)を本実験で確認されたアンカーの張力と伸びの関係における平均的な傾き(静的成分の傾き)とした。ここで、剛性変化点の張力(T_1)と伸び(δ)は、傾き K_1 の原点を通る直線と、切片が初期張力 T_0 で傾き K_2 の直線の交点とした。一般にバイリニアは材料の降伏を考慮するために用いることが多いが、ここではアンカーの挙動をマクロに捉え、動的と静的の2つの剛性を同時に反映した場合の岸壁の挙動を確認することを目的としてバイリニアを選択した。

3つ目の方法は、アンカーと地盤との相互作用を考慮するために、1つ目の方法に対して、アンカーを複数要素で表すものである。このとき、アンカーの各節点は、同一座標における地盤の各節点と法線方向を等変位拘束し、アンカーと地盤との滑りを考慮するため、アンカー接線方向には拘束していない(図-23)。なお、現在の解析

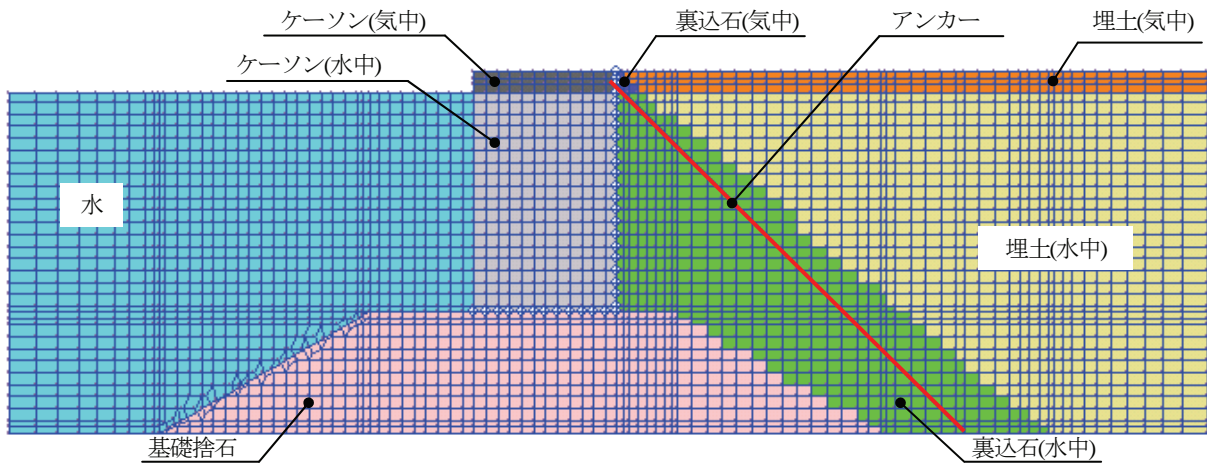


図-24 土層分割および有限要素分割図 (基礎捨石層厚400mm)

表-3 解析ケース

ケース	基礎捨石層厚 (mm)	アンカーのモデル化方法		解析法
		要素数	材料特性	
CASE-1_1	200	-	-	マルチスプリングモデル
CASE-1_2	〃	-	-	カクテルグラスモデル
CASE-1_3	〃	-	-	大変形解析
CASE-2_1	200	単一要素	線形(試験値)	マルチスプリングモデル
CASE-2_2	〃	単一要素	線形(実験値)	マルチスプリングモデル
CASE-2_3	〃	単一要素	バイリニア	マルチスプリングモデル
CASE-2_4	〃	複数要素	線形	マルチスプリングモデル
CASE-2_5	〃	単一要素	バイリニア	カクテルグラスモデル
CASE-2_6	〃	単一要素	線形(実験値)	大変形解析
CASE-3_1	400	-	-	マルチスプリングモデル
CASE-3_2	〃	-	-	カクテルグラスモデル
CASE-3_3	〃	-	-	大変形解析
CASE-4_1	400	単一要素	線形(試験値)	マルチスプリングモデル
CASE-4_2	〃	単一要素	線形(実験値)	マルチスプリングモデル
CASE-4_3	〃	単一要素	バイリニア	マルチスプリングモデル
CASE-4_4	〃	複数要素	線形	マルチスプリングモデル
CASE-4_5	〃	単一要素	バイリニア	カクテルグラスモデル
CASE-4_6	〃	単一要素	線形(実験値)	大変形解析

では、任意方向の等変位拘束ができないため、同一座標におけるアンカーと地盤の節点を剛ばねで接続することにより等変位拘束を模擬している。

c) 土の構成モデルの概要

マルチスプリングモデルでは、土のせん断応力とせん断ひずみの関係に多重せん断ばねモデル³⁰⁾を適用し、過剰間隙水圧モデルに井合モデル³⁰⁾を使用している。

カクテルグラスモデルでは、新たなストレスダイレイタンスー関係が提案され、間隙水の移動や液状化に伴う体積圧縮を考慮できるように改善されている^{30,31)}。

大変形解析は、上記2つのモデルに対して幾何学的非線形性を考慮できるよう Total Lagrangian(TL)法および Updated Lagrangian(UL)法に基づき拡張されたものである。

TL法およびUL法による定式化は、理論的のみならず数値解析的にも等価であることが確認されている³³⁾。本研究では、マルチスプリングモデルに対しTL法による大変形解析を実施した。

d) 解析条件および解析方法

図-24に、基礎捨石層厚400mmの場合の土層分割および有限要素分割図を示す。要素の大きさは、既往文献³⁰⁾を参考にして解析で対象とする波長の1/5以下に設定した。ケーソンは線形平面要素でモデル化し、地盤は多重せん断ばねモデルを実装した非線形平面要素でモデル化した。ケーソンと地盤との間には滑りや剥離を表現するためにジョイント要素を設定している。アンカーは非線形ばね要素でモデル化した。

解析ケースを表-3に示す。解析は、実験でのCASE-1~4を対象に実施している。前述したように、アンカーのモデル化方法は、要素数について単一要素と複数要素の2通り、材料特性について図-22に示したような線形とバイリニアの2通りとした。解析法については、マルチスプリングモデル、カクテルグラスモデルおよび大変形解析の3通りとした。なお、カクテルグラスモデルでは、間隙水要素を排水条件とし、埋土(水中)については過剰間隙水圧の消散速度が実験と整合するように透水係数を $1.4 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ とし、基礎捨石および裏込石の透水係数は $1.0 \times 10^{-2} \text{ m/s}$ とした。また、現在の大変形解析では、ジョイント要素および非線形ばね要素を適用できないため、ケーソン底面と基礎捨石の同一節点は結合し、ケーソン背面と裏込石の同一節点は水平方向のみを等変位拘束し、さらに、アンカーは線形ばね要素でモデル化することとした。

解析に使用した地盤の動的変形特性パラメータを表-4に示す。基準せん断弾性係数 G_{m0} は、実験前にパルス波加振を実施して求めたせん断波速度 V_s と土の湿潤密度 ρ に基づき、式(2)より算定した。

表-4 地盤の動的変形特性パラメータ

土層区分	湿潤密度 ρ (t/m^3)	せん断波速度 V_s (m/s)	基準拘束圧 σ_{ma}' (kN/m^2)	基準せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m^2)	基準体積弾性係数 K_{ma} (kN/m^2)	拘束圧依存係数 m_G, m_K	ポアソン比 ν	間隙率 n	水の体積弾性係数 K_w (kN/m^2)	粘着力 c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ_f ($^\circ$)	最大減衰定数 h_{max}
埋土(気中)	1.42	53.8	3.1	5,442	14,192	0.5	0.33	0.45	2.2×10^6	0	40.0	0.24
埋土(水中)	1.91	55.6	4.3	5,904	15,397	0.5	0.33	0.45	2.2×10^6	0	40.0	0.24
基礎捨石	1.85	105.7	7.6	20,669	53,902	0.5	0.33	0.45	2.2×10^6	0	40.0	0.24
裏込(気中)	1.43	53.8	3.1	5,442	14,192	0.5	0.33	0.45	2.2×10^6	0	40.0	0.24
裏込(水中)	1.88	53.8	3.1	5,442	14,192	0.5	0.33	0.45	2.2×10^6	0	40.0	0.24

表-5 埋土(水中)の液状化特性パラメータ

(a) マルチスプリングモデル

土層区分	変相角 ϕ_p ($^\circ$)	S_1	w_1	P1	P2	C1
埋土(水中)	31.0	0.005	1.45	1.1	0.8	1.5

(b) カクテルグラスモデル

土層区分	変相角 ϕ_p ($^\circ$)	ϵ_d^{cm}	r_{edc}	r_{ed}	r_k
埋土(水中)	28.0	0.5	2.0	0.5	0.2

土層区分	q1	q2	q4	S1	C1
埋土(水中)	7.0	1.0	1.0	0.005	1.5

表-6 アンカーのパラメータ

実験ケース	引張試験			実験
	軸剛性 EA (kN/m)	長さ L (m)	ばね定数 Kt ($kN/m/m$)	ばね定数 Ke ($kN/m/m$)
CASE-2	540.0	1.640	329.3	138.9
CASE-4	540.0	1.923	280.8	141.3

$$G_{ma} = \rho V_s^2 \quad (2)$$

埋土(水中)の内部摩擦角は、圧密排水三軸圧縮試験結果に基づく値であり、基礎捨石および裏込石の内部摩擦角は、砕石について実施された圧密排水三軸圧縮試験の結果³⁷⁾を参考に決定した。埋土(水中)の液状化特性パラメータを表-5に示す。同表のマルチスプリングモデルのパラメータは、正規化した累積塑性せん断仕事 w から液状化の進行程度を表す液状化フロントパラメータ S_0 を求める式(8)の入力変数であり、過剰間隙水圧の上昇特性を規定するものである³⁵⁾。

$$\left. \begin{aligned} S_0 &= 1 - 0.6(w/w_1)^{P1} && (w \leq w_1) \\ S_0 &= (0.4 - S_1)(w_1/w)^{P2} + S_1 && (w > w_1) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

カクテルグラスモデルのパラメータ ϵ_d^{cm} は、負のダイレイタンスによる体積ひずみの終局値、 γ_{edc} 、 γ_{ed} 、 $q1$ および $q2$ は、それぞれダイレイタンスを制御するパラ

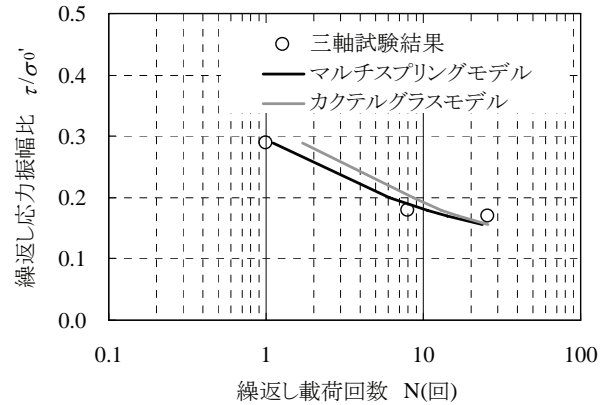


図-25 液状化抵抗曲線(要素シミュレーション結果)

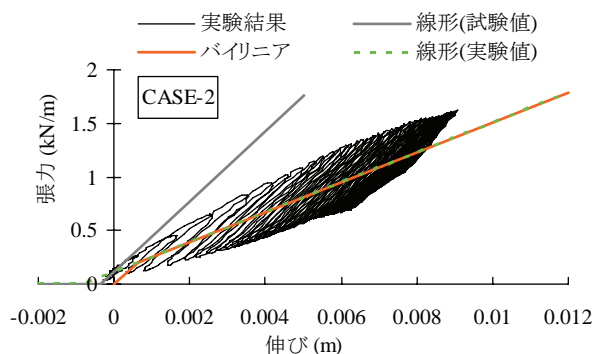


図-26 アンカーの材料特性(基礎捨石層厚200mm)

メータである。 γ_k は過剰間隙水圧上昇から消散における体積弾性係数の低減係数、 $q4$ は液状化フロントパラメータ S_0 の効き方を調節するパラメータである。これらのパラメータは、相馬珪砂5号の再構成試料により行われた繰返し非排水三軸試験の要素シミュレーションを行い同定した(図-25)。その他の地盤パラメータはFLIPにおける標準的な方法に基づき設定した³⁶⁾。アンカーのパラメータを表-6に示す。アンカーのばね定数は、引張試験から求めた試験値(Kt)と、本実験で確認されたアンカーの張力と伸びの関係における平均的な傾きである実験値(Ke)の2種類を使用した。図-26に、基礎捨石層厚200mmの場合のアンカーの材料特性を線形(リニア)およびバイリニ

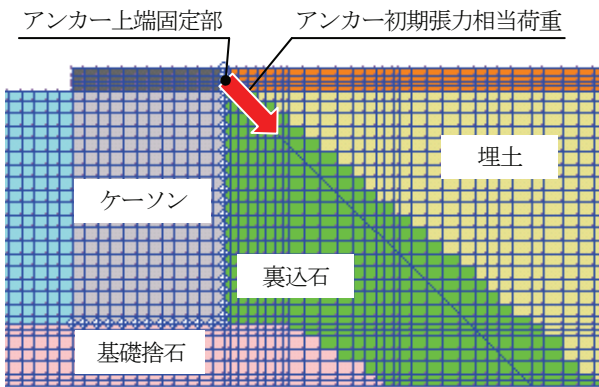


図-27 アンカーの初期張力相当荷重の導入概要図

アでモデル化した場合の張力と伸びの関係を示す。同図に示すように、アンカーをバイリニアでモデル化する場合、初期勾配をばね定数の試験値(K_t)とし、第2勾配を実験値(K_e)とした。初期勾配と第2勾配の剛性変化点における張力(T_1)は、CASE-2が0.204 kN/m、CASE-4が0.238 kN/mである。ケーソンおよびジョイント要素のパラメータは一般的な値を使用した。

境界条件は、実験土槽が剛土槽であることを考慮し、側面は鉛直ローラ、底面は固定境界でモデル化した。FLIPでは計算安定化のためレーレー減衰剛性比例係数 β を適用しており、その設定法として1次元非線形地盤の最大応答変位収斂時の β とする方法が提案されている³⁸⁾。本解析でも同様の手法を用い β の値を0.0002に設定した。

解析手順は、アンカー無の場合、初期自重解析と動的解析の2段階とした。アンカーを線形材料としてモデル化する場合、本解析コードでは、図-22(a)に示すようにアンカー初期張力を荷重-伸び関係の切片(T_0)としてモデル化可能であることから、この初期張力を再現するため、解析手順を初期自重解析、アンカー初期張力相当の荷重導入、動的解析の3段階とした。ここで、2段階目の荷重導入では、アンカーをモデル化せず、図-27に示すようにケーソンのアンカー上端固定部にアンカー初期張力相当の荷重を載荷した。アンカーは、3段階目の動的解析で初めてモデル化している。一方、アンカーをバイリニアとしてモデル化する場合、解析手順は、初期自重解析と動的解析の2段階とし、アンカーは初期自重解析時からモデル化している。2段階にしたのは、バイリニアの荷重-伸び関係は原点からスタートすることから、先述した3段階の方法では3段階目の動的解析初期でケーソンが変位してしまうのを回避するためである。なお、2段階の解析によるアンカー初期張力は0.110 kN/mであり、実験の0.118 kN/mに対する差異は約7%である。

入力地震動には、模型振動実験の原地盤地表面(AH3)で計測された加速度時刻歴を使用した。

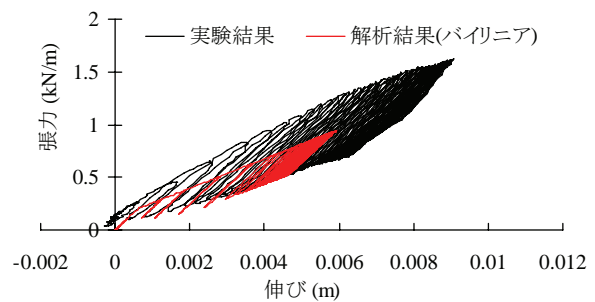


図-28 アンカーの張力と伸びの関係 (CASE-2_3)

(2) 解析結果

a) 実験と解析の比較

解析法の違いに着目し、図-29に過剰間隙水圧比の最大値、最大加速度およびケーソン残留変位の実験と解析の比較を全ケースについて示す。解析による過剰間隙水圧比(図-29(a))は、カクテルグラスモデル以外、全て0.9以上でありほぼ液状化しているが、CASE-2, 3の実験では完全には液状化していない箇所があるため最大で6割程度過大評価しているものの、CASE-1, 4では実験結果と整合している。カクテルグラスモデルでは、液状化層の透水係数を過剰間隙水圧の消散時間と整合するように決定したため、水圧の上昇が抑制されたと考えられる。図-29(b)のケーソン最大加速度について、アンカー無の場合、解析値は実験値を過小評価する傾向を示すが、ケーソン残留変位(図-29(c))は実験と解析で良い対応を示している。大変形解析ではケーソン変位が最も実験結果に近づく傾向を示すものの、今回の解析ではマルチスプリングモデルによる結果との有意な差は認められない。

アンカーのモデル化方法の違いに着目し、図-30にケーソン残留変位およびアンカー張力の最大値・残留値の実験と解析の比較を示す。図-30(a)の左図にアンカーを単一要素でモデル化した結果を示すが、アンカーのばね定数として引張試験による値(K_t)を適用した場合(CASE-2_1, 4_1)と実験結果による値(K_e)を適用した場合(CASE-2_2, 2_3, 4_2, 4_3)を比較すると、ケーソン上部水平変位(D1)は、ばね定数が小さい後者の方が大きく、実験結果に近い値を示している。このことは、アンカーのばね定数として引張試験で求めた値を用いる場合、ケーソンの変位を過小評価するおそれがあることを示唆している。また、アンカーを複数要素でモデル化し地盤との相互作用を考慮したケース(CASE-2_4, 4_4)に着目した図-30(a)の右図によると、ケーソン変位の実験値と解析値との差異が4割以上と大きいことから、今回のモデル化方法が適切でないかあるいは解析コードの限界である可能性があり今後の課題である。一方、図-30(b)によると、アンカー張力は、ばね定数が大きい引張試験による値(K_t)を用いた場合に実験結果に最も近く、ケーソン変位のと

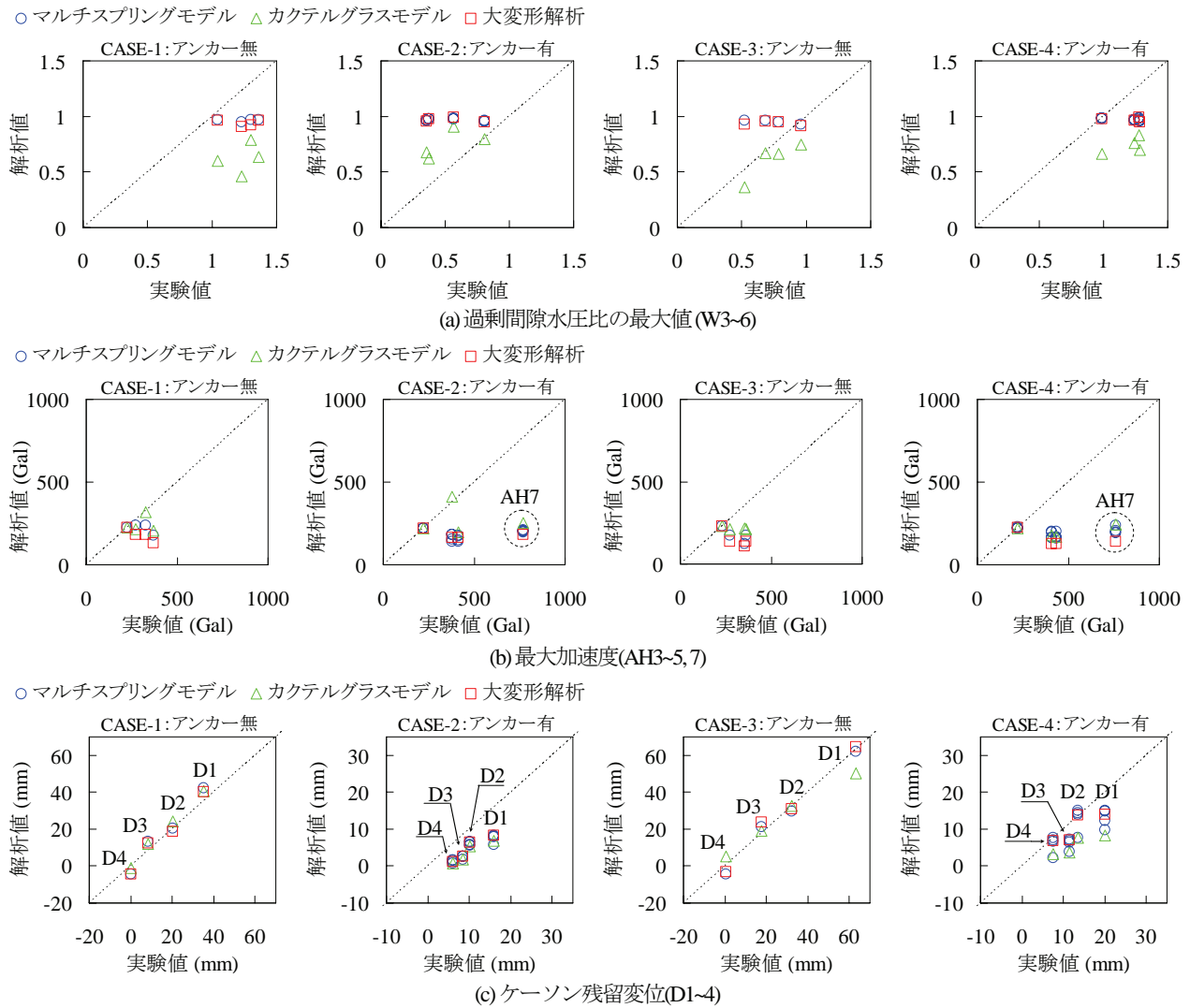


図-29 解析法の違いに着目した過剰間隙水圧比の最大値，最大加速度，ケーソン残留変位の実験と解析の比較

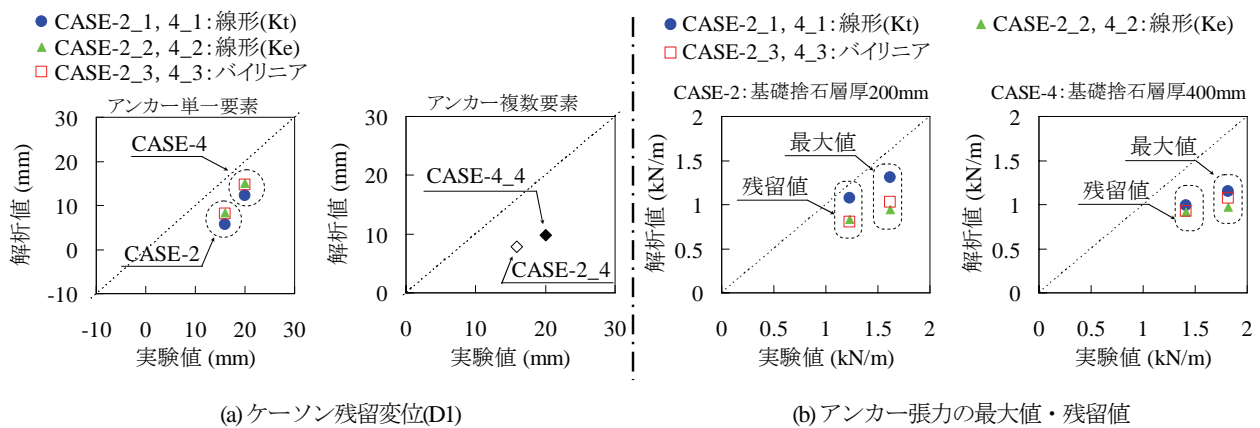


図-30 アンカーのモデル化法の違いに着目したケーソン残留変位およびアンカー張力の最大値・残留値の実験と解析の比較

と逆の傾向を示している。ばね定数として引張試験による値と実験結果による値の両方をバイリニアで考慮したケース(CASE-2_3, 4_3)では、ばね定数を実験結果による値(Ke)のみとした場合(CASE-2_2, 4_2)と比較して、ケ

ーソン変位は同程度だが、アンカー張力は増加し実験結果に近づく結果が示されている。このことは、図-22に示すようなアンカーの張力特性を適切に反映することで、有効応力解析によるケーソンの変位とアンカー張力の両

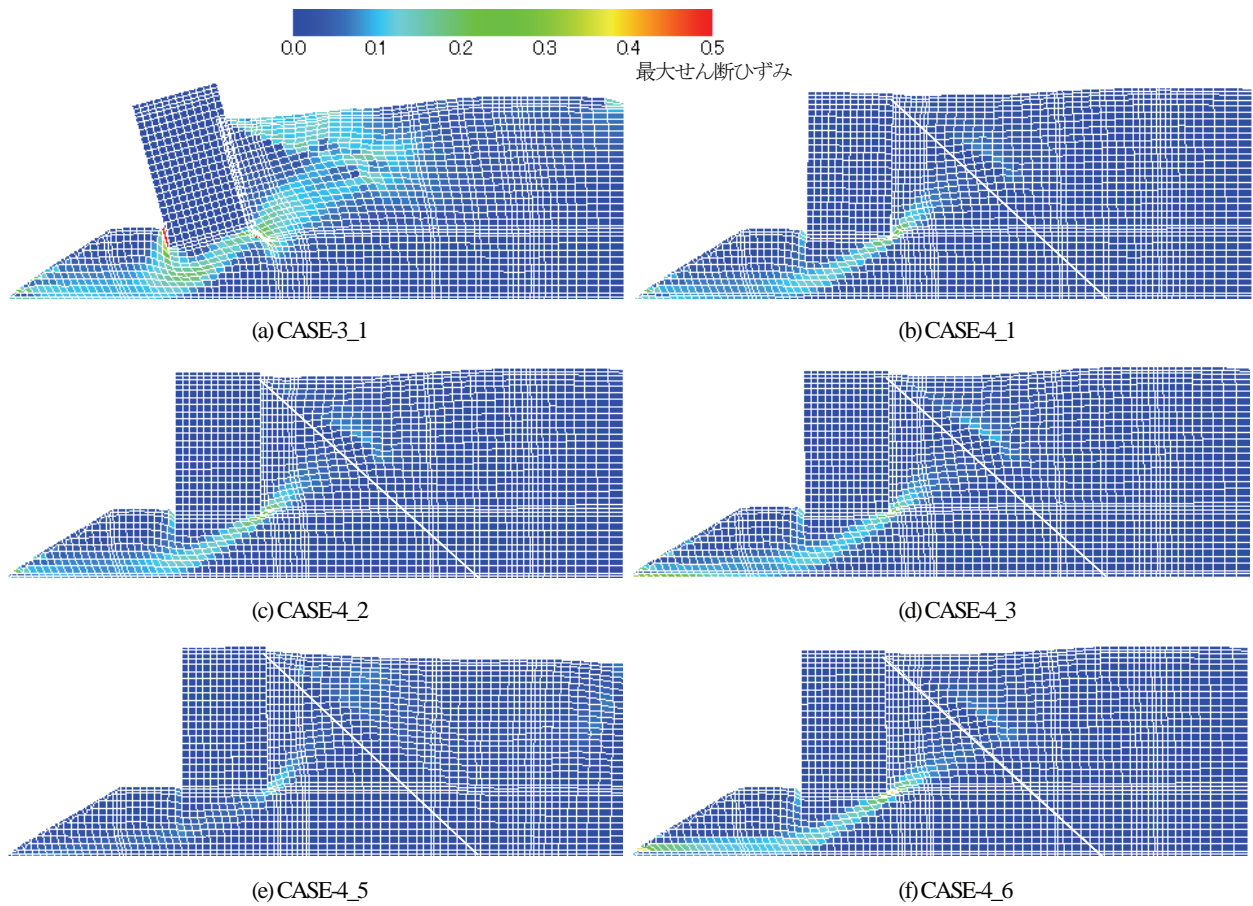


図-31 変形図(変位倍率5倍)および最大せん断ひずみ分布(基礎捨石層厚400mm)

者の再現性が向上することを示唆するものである。ただし、アンカーをバイリニアでモデル化した場合の張力と伸びの関係の実験結果との比較を図-28に示すが、張力の増加時の挙動や最終的な伸び量を再現できていない。今後、これらの点を改善し解析精度の向上を図る必要がある。過剰間隙水圧比および加速度については、アンカーのモデル化方法の違いによる有意な差は認められない。

b) 変形図および最大せん断ひずみ分布

図-31に、基礎捨石層厚400mmの条件での解析による岸壁の変形図および最大せん断ひずみ分布を示す。変形図は変位倍率5倍で示している。同図によると、アンカー無の場合、ケーソンは前面側へ傾斜しながら基礎捨石に貫入し、基礎捨石の前面側法肩付近が隆起するとともにケーソン背後地盤が沈下する変形モードを示している。この変形モードは、図-17に示す実験結果と整合している。また、基礎捨石の最大せん断ひずみを見ると、ケーソン直下から前面側にかけて20%程度の大きなせん断ひずみが発生しており、ケーソンの支配的な変位モードが、基礎捨石の変形によるものであることを支持している。

アンカー有の場合、アンカー無の場合と比較して、ケーソンの傾斜が抑制され水平変位が低減している様子が伺える。また、基礎捨石の最大せん断ひずみも10%程度

に低減し、基礎捨石の変形が抑えられている。アンカーのモデル化方法の違いに着目すると、CASE-4_1のケーソンは背面側へ傾斜し、CASE-4_2ではほとんど傾斜が発生していない。しかし、アンカーのばね定数をバイリニアでモデル化したCASE-4_3ではケーソンが海側へ傾斜する変位モードを示しており、図-17に示す実験結果に最も近いことがわかる。

土の排水条件や微小変形理論と有限変形理論の違いなどの解析法の違いに着目すると、アンカー有の場合、ケーソンの変位モードに大きな差は認められないが、土の排水条件を考慮したカクテルグラスモデル(CASE-4_5)では、ケーソン背後の埋土が大きく沈下する傾向を示し、実験結果と整合する結果が得られている。

加振の進行にともなう基礎捨石の変形状態を確認するため、図-32に、加振5波目(t ≒ 1s)、10波目(t ≒ 1.5s)、25波目(t ≒ 3s)、50波目(t ≒ 5.5s)での岸壁の変形図および最大せん断ひずみ分布を各ケースについて示す。同図によると、加振5波目では、ケーソン前趾の基礎捨石表層付近にひずみが発生し、ケーソンが変位し始めている。この局所的なひずみの発生は、長尾らの実験および解析結果¹⁷⁾と整合的である。その後、加振10波目では、ケーソン直下の基礎捨石下端に達するような比較的大きなひず

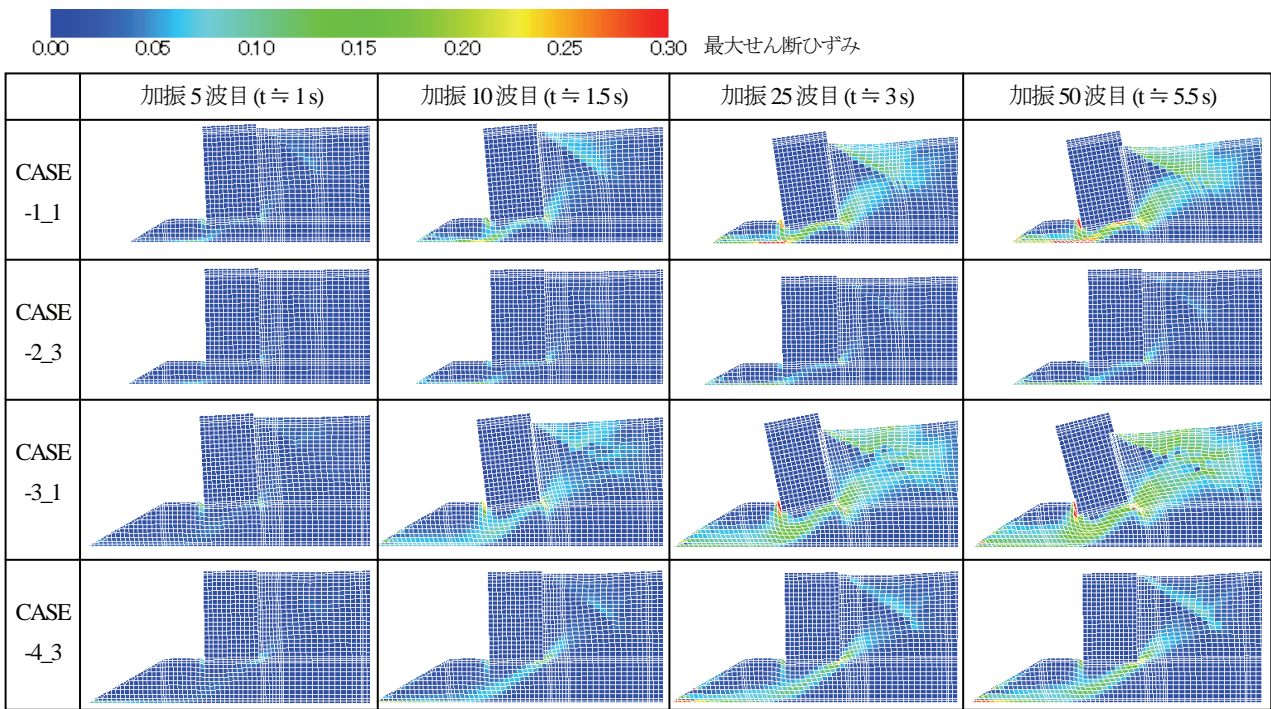


図-32 変形図(変位倍率3倍)および最大せん断ひずみ分布

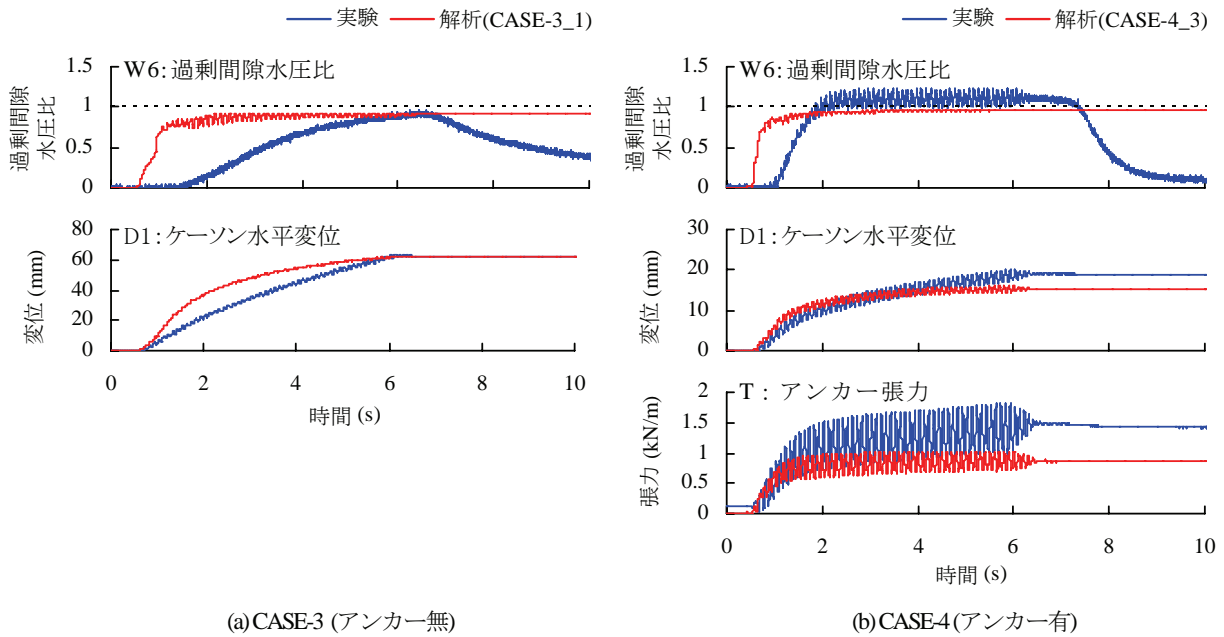


図-33 時刻歴波形の比較 (基礎捨石層厚400mm)

みが発生しており、その発生領域は基礎捨石層厚が大きいケースで深い。また、アンカー無のケースでひずみの値が大きくその発生領域も広い。その後、加振25波目、50波目に移行するにしたいが、基礎捨石のひずみの増加とその領域拡大によりケーソンの変位が進行している。しかし、アンカー有のケースではひずみの進行程度は小さく、ケーソンの変位が抑制されていることがわかる。

c) 時刻歴波形の比較

図-33に、基礎捨石層厚400mmの条件での時刻歴波形の実験と解析の比較を示す。なお、解析による波形はCASE-3_1および4_3について示している。同図の解析結果によると、アンカー無の場合、過剰間隙水圧の上昇開始時刻が速いためケーソン水平変位の増加スピードも初期の段階で速くなっているが、加振終了とともに変位が

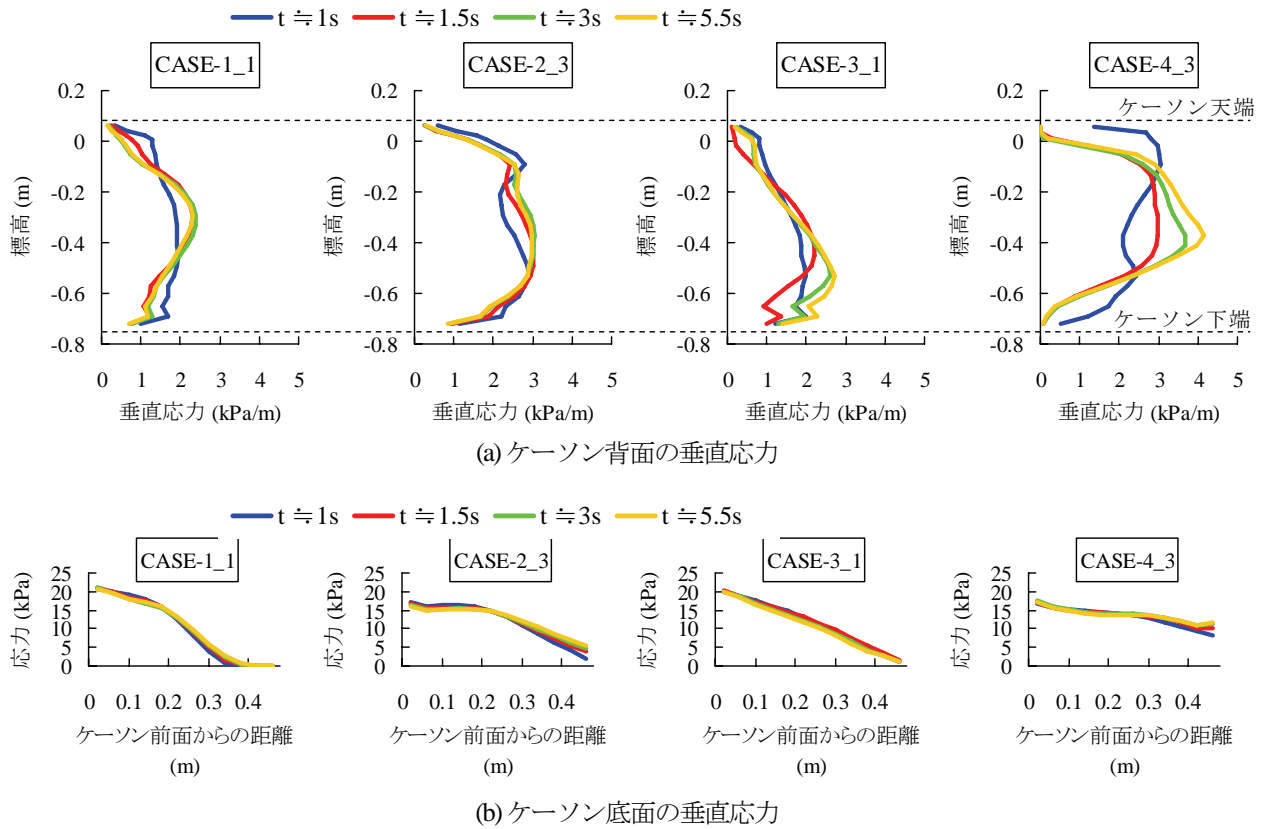


図-34 ケーソンに作用する垂直応力分布

停止する様子や残留変位について実験と解析は整合している。一方、アンカー有の場合、ケーソンの水平変位の増加傾向は実験と解析で良い対応を示しているが、解析による残留変位は実験を約2割過小評価している。これは、アンカーで補強されたケーソンの最大加速度が解析では約7割小さく評価されたためであり、その結果、アンカー張力も1秒付近以降でほぼ定常状態に達してしまい、実験による張力を過小評価したと考えられる。

d) ケーソンに作用する応力分布

図-34に、加振5波目 ($t \doteq 1s$)、10波目 ($t \doteq 1.5s$)、25波目 ($t \doteq 3s$)、50波目 ($t \doteq 5.5s$)でのケーソン背面および底面に作用する垂直応力分布を示す。同図によると、ケーソン背面に作用する垂直応力分布形状は、加振5波目と比べて10波に少し変化している。それ以降は最大値がわずかに増加する傾向を示すものの大きな変化は見られない。一方、ケーソン底面に作用する垂直応力分布について、加振の進行にともなう変化は認められない。アンカーの有無に着目すると、アンカー有の場合、アンカー無と比較して垂直応力分布が平坦化している。この結果は、アンカーで補強することによりケーソンから基礎捨石へ作用する荷重の偏心量や傾斜率が小さくなり、基礎捨石の変形が抑制されることを示唆するものである。基礎捨石層厚の違いに着目すると、垂直応力分布に大きな差は見られないことがわかる。このことから、アンカー無のケ

ースでは基礎捨石に作用する外力が同じであっても層厚の違いが基礎捨石の変形に大きく影響するが、アンカーによる補強でその影響を大幅に低減できると考えられる。

5. おわりに

本論文では、堅固な原地盤、想定した基礎捨石の形状・密度および正弦波加振の条件のもとに行われた重力式岸壁の模型振動実験を対象として、基礎捨石層厚の違いがアンカーおよび岸壁の地震時挙動に与える影響について明らかにするとともに、アンカーの張力特性について詳細な検討を行った。さらに、模型振動実験を対象として有効応力解析による再現解析を実施し、アンカーのモデル化方法や解析手法について検討を行った。

模型振動実験で得られた結論を以下に示す。

- (1) アンカー無の場合について基礎捨石層厚の違いに着目すると、基礎捨石層厚が大きい場合、基礎捨石の上層だけでなく下層も変形したことでケーソンが大きく傾斜したと推察される。
- (2) アンカー有の場合、ケーソンから基礎捨石に作用する荷重の偏心量や傾斜率がアンカー張力により低減したため基礎捨石の変形が抑えられ、ケーソン変位が減少するとともに基礎捨石層厚の違いに

よる差異が著しく小さくなったと考えられる。

- (3) アンカー張力と伸びの関係が履歴ループを描くこと、加振の進行とともにループの大きさが小さくなること、アンカーの見掛けのばね定数が低下することの理由として、アンカーの形状を直線と仮定したが、実際はアンカー設置時にその自重や張力計の重さによって下に突の曲線形状だったことが挙げられる。
- 一方、有効応力解析で得られた結論を以下に示す。
- (4) 種々の条件を変えて行った有効応力解析の結果、ケーソン変位およびその変位モード、アンカー張力の3者が実験結果に最も近いのは、アンカーを引張試験によるばね定数と実験結果から平滑化により振動成分を除いて求めたアンカーの平均的なばね定数の両方をバイリニアでモデル化する場合であった。
- (5) 上記の結果は、アンカー張力の非線形特性を反映した今回の解析法が、線形材料とみなす従来の方法より、ケーソン変位およびアンカー張力に関して再現性が向上することを示すものである。
- (6) 解析による岸壁の変形モードおよび基礎捨石のひずみの発生状況は、ケーソンの支配的な変位モードが基礎捨石の変形によるものであり、基礎捨石層厚が大きいほどケーソン変位が大きく、アンカーによる補強で基礎捨石の変形が抑えられるという実験結果を支持するものである。
- (7) ケーソン底面に作用する垂直応力分布は、アンカーで補強することにより平坦化している。この結果は、アンカーによる補強でケーソンから基礎捨石へ作用する荷重の偏心量や傾斜率が小さくなり、基礎捨石の変形が抑制されることを示唆している。

本論文では、グラウンドアンカーで耐震補強された重力式岸壁の模型振動実験および有効応力解析を実施し、アンカーによる耐震補強効果を明らかにするとともに、岸壁の耐震性を評価するにあたり、アンカーの張力特性を適切に反映することが重要であることを示した。しかし、アンカーで補強されたケーソンについて加速度が著しく増加する現象や、実物のアンカーの張力特性は未解明であるため、今後、更なる検討を行い耐震性の評価精度を向上させる必要がある。また、ケーソンが基礎捨石上を滑動する場合など他の変形モードについても検討が必要である。

謝辞: 本研究は早稲田大学、五洋建設(株)、東亜建設工業(株)、東洋建設(株)の4機関による産学共同研究の一部として実施したものです。実験・解析の実施および評価にあたり、五洋建設(株)の三藤正明氏、東亜建設工業(株)の永友久信氏、田代聡一氏、青野利夫氏、東洋建設

(株)の前田涼一氏、合田和哉氏には、多大なご協力をいただきました。ここに記して御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 国土交通省東北地方整備局 (ホームページ) <http://www.pa.thr.mlit.go.jp/kakyoin/>, 2011.
- 2) 菅野高弘, 野末康博, 塩崎禎郎, 小濱英司: 地震による岸壁の被災・復旧工法・耐震補強工法, 港湾空港技術研究所資料, No.1145, 2006.
- 3) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告, (社)土木学会, 1997.
- 4) (社)日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2007.
- 5) 土井茂樹, 小林司, 新山修一: グラウンドアンカー工法, 基礎工, Vol.37, No.1, pp.62-66, 2009.
- 6) 小嶋隆, 岸本健二, 太田和男, 恩田勝: グラウンドアンカーによる岸壁の耐震補強, 基礎工, Vol.29, No.7, pp.78-80, 2001.
- 7) 津田行男, 中官利之, 西口松男, 吉田誠: 長尺アンカーによる岸壁の耐震補強工事について, Marine Voice21, Vol.275, pp.18-21, 2011.
- 8) 菅野高弘, 宮田正史, 三藤正明, 稲垣紘史, 及川研, 飯塚栄寿: 平成7年兵庫県南部地震時の港湾・海岸施設の挙動に関する研究, 海岸工学論文集, 第43巻, pp.1311-1315, 1996.
- 9) Iai, S.: Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.27, No.3, 1988.
- 10) 菅野高弘, 三藤正明, 及川研: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その6) ケーソン式岸壁の被災に関する模型振動実験, 港湾技術研究所資料, No.813, 1995.
- 11) 三浦均也, 小濱英司, 吉田望, 栗田悟, 大塚夏彦: 地震時における重力式岸壁の被害に関する模型振動台実験, 地盤工学会地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム, pp.333-338, 1998.
- 12) 井合進, 一井康二, 森田年一: 兵庫県南部地震による港湾施設の被害考察(その7) ケーソン式岸壁の有効応力解析, 港湾技術研究所資料, No.813, 1995.
- 13) 小堤治, 塩崎禎郎, 一井康二, 井合進, 森玄: 二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討, 海洋開発論文集, 第20巻, pp.443-448, 2004.
- 14) 佐藤成, 亀山和弘, 大塚夏彦, 森浩章, 小堤治, 井合進, 安田進: 非排水有効応力地震応答解析における捨石材のモデル化に関する検討, 第46回地盤工学シンポジウム, pp.25-30, 2001.
- 15) 沢田俊一, 小堤治, 井合進: 護岸構造物の残留変形解析-FLIPによる解析-, 地盤工学会地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム, pp.247-256, 1998.
- 16) 田口登, 辻垣武彦, 森田博史: 捨石による基礎マウンドの形状および力学特性に関する考察, 港湾技術研究所報告, Vol.30, No.1, pp.347-382, 1991.
- 17) 長尾毅, 中瀬仁, 本田中, 吉岡健, 興野俊也: 防波堤基礎支持力に関する実験及び解析的研究, 土木学会論文集C, Vol.63, No.3, pp.862-880, 2007.
- 18) 山本彰, 鳥井原誠: グラウンドアンカーの耐震対策

- に関する研究：土木学会論文集，No.736／III-63，pp.153-166，1993.
- 19) 竹家宏治，鶴見利明：岸壁・護岸補強アンカー工法，基礎工，Vol.38，No.9，pp.50-53，2010.
 - 20) 吉田誠，田代聡一，合田和哉，清宮理：グラウンドアンカーで補強されたケーソン式岸壁の耐震性に関する模型振動実験，第13回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.3455-3462，2010.
 - 21) 吉田誠，田代聡一，合田和哉，清宮理：グラウンドアンカーの耐震補強効果に関するケーソン式岸壁の模型振動実験，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.66，No.1，pp.233-241，2010.
 - 22) 吉田誠，清宮理，三藤正明，田代聡一，合田和哉：グラウンドアンカーで耐震補強した鋼矢板式岸壁の耐震性に関する振動台実験および有効応力解析，構造工学論文集，Vol.57A，pp.63-74，2011.
 - 23) 神立佳宏，清宮理：グラウンドアンカー工法による鋼矢板式護岸の耐震補強効果，土木学会地震工学論文集，第29巻，pp.1313-1318，2007.
 - 24) Terashi, M. and Kitazume, M. : Bearing capacity of a foundation on top of high mound subjected to eccentric and inclined load, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol.26, No.2, pp.3-24, 1987.
 - 25) 佐藤正義：遠心力場におけるケーソン岸壁および杭基礎の液状化被害に関する再現実験，土木学会論文集，No.582／III-41，pp.295-304，1997.
 - 26) Hazarika, H., Yasuhara, K., Hyodo, M., Karmokar, A. K. and Mitarai, Y.: Mitigation of earthquake induced geotechnical disasters using a smart and novel geomaterial, *14th WCEE*, No. 11-0058, 2008.
 - 27) 鹿島建設土木設計本部：PC 構造物一新・土木設計の要点(7)，鹿島出版会，2003.
 - 28) 小林和夫，井上晋：プレストレストコンクリート工学，国民科学社，p.31，2006.
 - 29) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.16-20, 1992.
 - 30) 井合進，飛田哲男，小堤治：砂の繰返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンスー関係，京都大学防災研究所年報，第51号，pp.291-303，2008.
 - 31) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Ueda, K.: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.35, pp.360-392, 2010.
 - 32) 井合進，上田恭平，飛田哲男，小堤治：砂の力学モデルとしての多重せん断モデルの有限ひずみ（大変形）解析の定式化，京都大学防災研究所年報，第52号，pp.323-343，2009.
 - 33) Ueda, K., Iai, S. and Tobita, T.: Large deformation analysis of dynamic behavior of embankment on liquefiable sand deposit using a strain space multiple mechanism model, *Joint Conference Proceedings 7th International Conference on Urban Earthquake Engineering (7CUEE) & 5th International Conference on Earthquake Engineering (5ICEE)*, 2010.
 - 34) Towhata, I. and Ishihara, K.: Modeling soil behavior under principal stress axes rotation, *Proc. of 5th International Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, Vol.1, pp.523-530, 1985.
 - 35) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Report of the Port and Harbour Research Institute*, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
 - 36) 森田年一，井合進，Hanlong Liu，一井康二，佐藤幸博：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法，港湾技研資料，No.869，1997.
 - 37) 工藤康二，西好一，田中幸久，国生剛治：護岸基礎捨石マウンドの沈下予測(その1)－捨石マウンド材料の物理特性ならびに静的力学特性－，電力中央研究所報告・研究報告：384030，1985.
 - 38) 小堤治，井合進，岡由剛：1次元有効応力解析のパラメタ感度解析，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp.337-340，1999.

(2012.5.9 受付)

EFFECT OF SEISMIC REINFORCEMENT FOR GRAVITY TYPE QUAY WALL USING GROUND ANCHORS

Makoto YOSHIDA and Osamu KIYOMIYA

This paper describes the results of shaking table tests and effective stress analyses to investigate effect of seismic reinforcement for gravity type quay walls using ground anchors. As a result, the following conclusions are obtained. 1) Caisson displacement is constrained with the ground anchors due to the tensile force. 2) Dynamic behavior of quay walls with ground anchors is not affected by the difference of rubble mound layer thickness. 3) The relationship of the ground anchors between the tensile force and the elongation shows a hysteresis loop. 4) Effect of the ground anchors is confirmed by the analyses considering of both non-linear characteristic of the sand and the ground anchors.