

初期土圧を考慮した 重力式ケーソン岸壁の滑動解析

風間基樹¹・鈴木 崇²・小濱英司³・菅野高弘⁴

¹東北大学大学院工学研究科教授（〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06）

E-mail:m-kazama@civil.tohoku.ac.jp

²東北大学大学院工学研究科土木工学専攻修士課程（〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6-06）

E-mail:suzuki@soil1.civil.tohoku.ac.jp

³（独）港湾空港技術研究所地盤・構造部 主任研究官（〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1）

E-mail:kohama@pari.go.jp

⁴（独）港湾空港技術研究所地盤・構造部 構造振動研究室長（〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1）

E-mail:sugano@pari.go.jp

重力式岸壁の地震時安定性を左右する地震時外力は、岸壁の慣性力、岸壁前面に作用する動水圧、岸壁背面に作用する地震時土圧である。現在、これら外力による安定性の照査は震度法に基づいて行われている。しかし実際のこれら外力の位相関係や振幅は、地盤－構造物振動系の動的相互作用に依存していると考えられる。本研究では、釧路港で実施された地震観測記録を検討対象として、地震の前に岸壁に作用している初期土圧、土圧の上下限值および岸壁底面のすべりを考慮した地盤－構造物系の振動解析を行っている。解析では地震波入力に対して、岸壁の慣性力と地震時土圧増分に着目するとともに、岸壁が滑動するときの外力を検討している。

Key Words : gravity type caisson, seismic stability, sliding analysis, initial earth pressure, soil-structure interaction, in-situ observation

1. はじめに

重力式岸壁は、我が国を代表する港湾構造物の一つであり、その構造断面は地震時の滑動安定性の照査で決まることが多い。そのため、耐震性のある岸壁をつくるための合理的な耐震設計法の確立とそれに関連する技術開発が求められている。

重力式ケーソン岸壁は、これまでに多くの地震被害を受けてきた。野田・上部ら¹⁾は、過去の地震被害事例および無被害事例を集め、重力式岸壁に作用したと考えられる設計外力（震度）と地盤最大加速度の関係を明らかにした。この研究は、震度法に基づいて重力式岸壁の安定性を検討する際の外力の算定法の根拠となっている。一方、1995年兵庫県南部地震において、神戸港では置換砂地盤上の重力式ケーソン岸壁が大きな被害を受けた²⁾。この原因は、設計震度を上回る大きな地震力に加えて、ケーソン直下の置換砂地盤や岸壁背後地盤の液状化であると考えられている³⁾。森田ら⁴⁾は、この重力式ケーソン岸壁の被災原因を分析するため、有効応力解析によって、基礎地盤が液状化しないケースや背後地盤が液状化しないケースの被災変形量を求め、考察を加えている。結論として、神戸港の場合、重力式岸壁が大きく被災したのは、基礎地盤や背後地盤が液状

化したことによる影響が大きいと考えられている。

神戸港の場合でも明らかのように、基礎地盤や背後地盤が液状化した場合には、重力式ケーソン岸壁の被災変形量は、液状化しない場合に比べて大きくなる。したがって、重力式岸壁の耐震設計では、地盤の液状化は生じさせないことが基本となっている。また、前述の野田・上部らによる検討も液状化が発生していない事例解析であると解釈されている。

筆者の一人風間⁵⁾は、液状化の影響が無い場合の重力式岸壁や埋設剛体構造物の地震時安定性に関して研究し、構造物に作用する慣性力と土圧に位相差があることを実験的・解析的に示した。また、同じく筆者の一人小濱ら⁶⁾は、模型振動実験や振動解析によって、ケーソン背後地盤が液状化する場合としない場合で、ケーソンの慣性力と背後地盤の動的土圧に位相差があることを示している。特に、背後地盤で液状化が生じる場合には、背後地盤のせん断剛性が低下することによって、ケーソン－地盤振動系の挙動が変化し、土圧の増分がケーソンを滑動させようとする慣性力と同一方向に作用することを示している。これらは、重力式ケーソン岸壁の地震時安定性を地盤－構造物振動系の動的相互作用の観点から検討したものである。

本研究では、重力式ケーソン岸壁の地震時の滑り

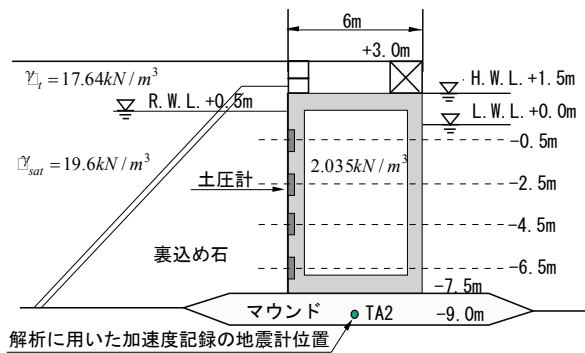


図-1 釧路港における試験岸壁断面の概略

変形がどのような外力の作用メカニズムによって生じているのかを明らかにすること、地震時の滑動変形量を予測する手法について検討することを目的として、ケーソンに作用している初期土圧とケーソン底面の滑りを考慮した滑動解析を行っている。従来の研究と異なる点は、ケーソンの滑動変形を許容し、かつ土圧の上下限を考慮した場合に、慣性力と作用土圧の位相特性がどのように変化するかを検討している点である。また、解析対象を釧路港で実施されている実大地震観測の重力式岸壁とし、比較検討している点も特長である。

2. 本研究で対象としている現地観測の概要

重力式岸壁の液状化に関連する被災メカニズムや岸壁に作用する土圧や慣性力の位相特性を把握するため、平成10年度より釧路港において実大規模の試験岸壁の地震時挙動観測プロジェクト⁷⁾が開始された。試験岸壁は、釧路港西港区第4埠頭南側に位置する仮護岸である。この試験岸壁では、ケーソンの加速度、ケーソンに作用する土圧、背後地盤の間隙水圧、前面の動水圧、地盤およびケーソンの残留変形を計測するための地中変位などが計測されている。また、試験ケーソンは、合計3箇あり、サンドコンパクションによる液状化対策を施した断面と無体策の断面をそれぞれ観測対象としている。その計測の詳細は、参考文献8)に紹介されている。図-1は、本研究で対象とした試験岸壁の断面形状などの概略を示したものである。

釧路港の試験岸壁では、平成13年4月から地震観測が開始され、平成16年3月まで観測が継続された。この間、釧路で震度Ⅴ強を観測した地震記録が1回、震度Ⅳを記録した地震記録が2回観測されている。また、これら観測データのうち、釧路で震度Ⅲ以上を計測した6つの地震の際に取得されたデータをインターネット上で公開している⁹⁾。なお、このデータの公開期間は、平成18年1月までである。

公開されている6つの地震観測データの中には、2003年9月26日に発生した2003年十勝沖地震のデータも含まれている。この地震の際に、試験岸壁は、15～20cm程度の残留水平変位を生じたことが地中傾



写真-1 釧路港における試験岸壁
2003年9月30日試験岸壁斜め前面から



写真-2 試験岸壁背面の噴砂および地盤変状
2003年9月30日 試験岸壁背面から

斜計の計測値からわかっている。この値は、後述するようにケーソンの加速度記録を積分して求めた滑り変位量と整合している。また、ケーソンの背後地盤では、ケーソンが前面に滑動することに伴うクラックや液状化による噴砂も確認されている¹⁰⁾。筆者らも、2003年9月の地震の直後に現地入りし、ケーソンの移動や背後地盤の変状の様子を調査している。写真-1, 2はその際の様子である。

写真-1からわかるように、滑動したと言ってもケーソンは、見た目からは大きな変状を確認できない。さらに液状化対策断面と無体策断面の差も小さかったことが報告されている¹⁰⁾。また、写真-2からわかるように、ケーソン背後のフェンスから陸側地盤において、激しい噴砂・噴水の痕跡が確認できる。フェンスは、ケーソン背後から22m下がったところに位置しており、フェンスより陸側は液状化対策は施されていない領域である。

ここに示した試験岸壁の挙動を対象として、後段ではケーソン岸壁の滑動解析を行った結果を説明するが、解析対象はケーソンの滑りが生じた地震と生じなかった地震の2ケースとした。対象とした地震と関連事項を表-1に示す。また、解析に用いた地震波形を図-2に示す。図-2の地震波形は、ケーソン直下のマウンド下部に設置した地震計がとらえた

記録である（図-1参照）。なお、使用した地震波の成分はケーソンの法線直角方向成分である。

表-1 解析対象とした地震記録

発生年月日	釧路の震度	Mj	震源地	深さ
2001/12/02	III	6.3	岩手県内陸南部	130km
2003/9/26	V強	8.0	釧路沖	60km

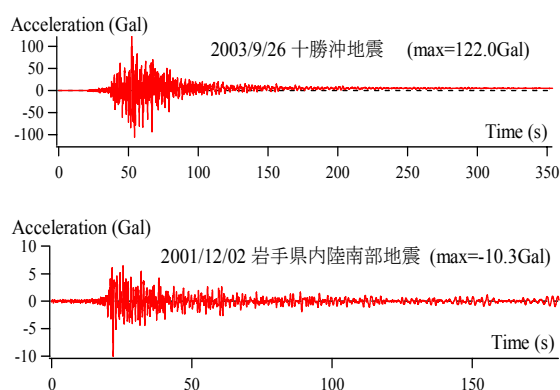


図-2 解析に用いた地震記録波形（陸向きが正）

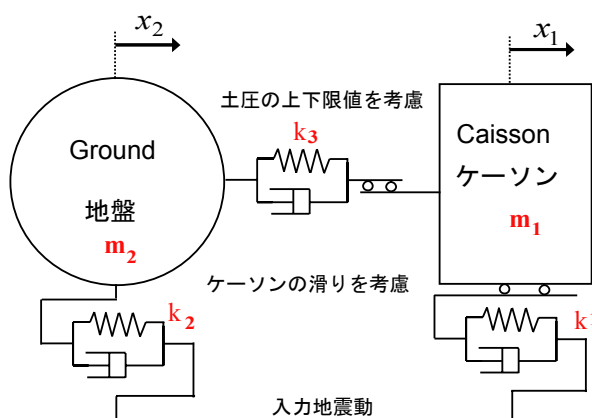


図-3 解析モデル

3. 滑動解析の方法

(1) 解析モデル

図-3 は、ケーソン-地盤系をモデル化したものである。図に示すように、重力式岸壁および背後地盤をそれぞれ 1 質点に置き換え、質点間をばね・ダッシュポット・スライダで連結した 2 質点 3 ばねモデルである。

従来の解析と異なる点は、ケーソンと質点を連結しているばねに、土圧の上下限值に相当する閾値を設定し、完全弾塑性型の復元力特性を与えていること、ケーソン底面のすべりを考慮していることである。すべりを考慮するため、地震が作用する前の静的初期土圧も考慮している。解析で考慮したばねの

復元力特性を図-4 に示す。なお、滑りが生じている状態から除荷が生じた場合には、弾性の勾配で除荷されるものとした。図中の記号の詳細説明と解析モデルの支配方程式に関しては、巻末の付録を参照されたい。

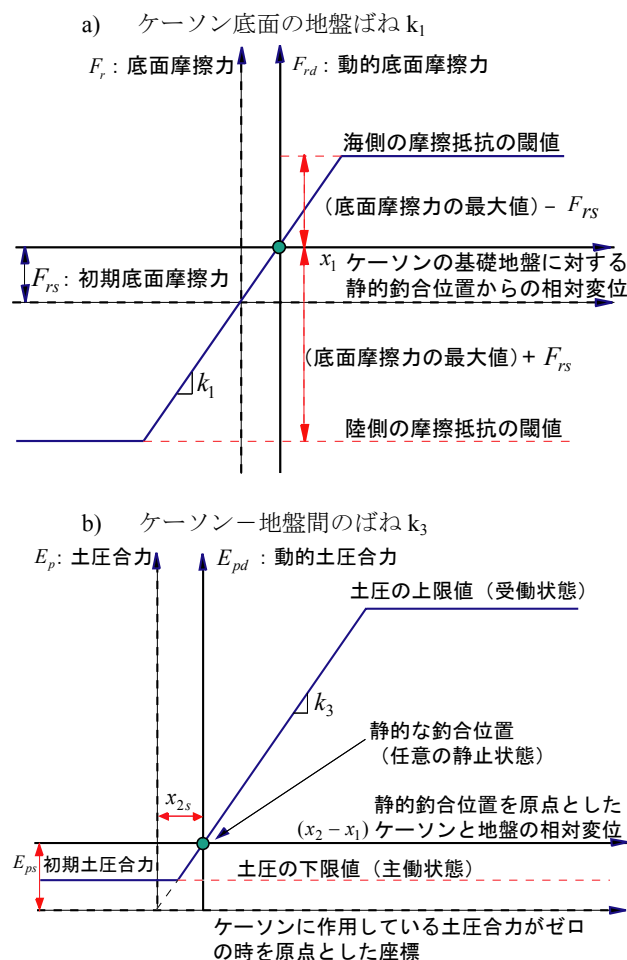


図-4 解析で考慮したばねの復元力特性

(2) 解析条件

図-1に示したケーソンに対して、解析に必要な定数を表-2のように設定した。ケーソンの質量 m_1 はケーソンの体積と単位体積重量から計算した。なお、単位体積重量は水を含んだ全重量である。背後地盤の質量 m_2 は、ケーソンの質量の3倍とした。この設定の根拠は乏しいが、巻末に示した支配方程式 (12) からわかるように、地盤の質量を大きく設定すればするほど、地盤はケーソンと無関係に振動し、動的相互作用効果が小さくなることは自明である。したがって、地盤の質量をケーソンの何倍に設定するかは、解析結果を左右するが、予備計算から、この程度の値を設定すると、ほぼ観測で得られた動的土圧と同オーダーの計算値を得られることから、この値を設定したものである（地盤の設定質量の影響については、今後さらに検討したい）。また、ケ

表-2 解析に用いた定数（単位奥行きm当たり）

項 目	記号	設定値
ケーソンの質量	m_1	129430 kg/m
背後地盤の質量	m_2	$=3m_1$
減衰定数	h_1, h_2	$h_1 = h_2 = 0.02$
ケーソン底面のばね定数	k_1	ω_1 と m_1 から決定
ケーソン底面のばねの最大摩擦抵抗	ケーソンの水中重量 $\times \mu$ (0.6)	
背後地盤ばね定数	k_2	ω_2 と m_2 から決定
土圧のばね定数	k_3	静止状態から主働状態までの水平変位が壁高の1/1000として算定
土圧のばねの上下限（受働・主働状態）	土の内部摩擦角30度，粘着力ゼロとして算定	

表-3 解析ケースおよび用いたパラメータ

ケース番号	ケーソンの固有振動数(f_1)	背後地盤の固有振動数(f_2)
1	0.75 Hz	0.5 Hz
2	0.75 Hz	2.2 Hz
3	1.1 Hz	0.5 Hz
4	1.1 Hz	2.2 Hz
静的釣合時 初期土圧	土圧の上下限を考慮しない場合 （岩手県内陸南部の地震記録を入力） 初期土圧の設定不要 ⇒ 添え字e 土圧の上下限を考慮しない場合 （2003年十勝沖の地震記録を入力） 静止土圧係数1/2からの場合 ⇒ 添え字ps 主働状態からの場合 ⇒ 添え字pa	

ケーソンと地盤の減衰定数はどちらも同じ2%を設定した。ケーソンと地盤の固有角振動数 ω_1, ω_2 は、解析上のパラメータとした。ある一定の定数を設定しなかったのは、試験岸壁の対応する値を調査することが困難であることに加えて基礎地盤や背後地盤の強震時の剛性低下などにも左右されると考えられるからである。質量と固有角振動数が決まるので、ばね定数 k_1, k_2 は、 $k = m\omega^2$ と決定できる。また、土圧ばねのばね定数である k_3 は、静止土圧（具体的には静止土圧係数1/2と仮定した）から主働土圧（内部摩擦角30度の時の主働土圧係数1/3を仮定した）になるまでのケーソン水平変位がケーソン高さの1/1000であるとして決定した。これは、裏込め地盤が静止状態から主働状態に達するまでの壁体の変形量に関する既往の実験的研究成果^{11),12)}から設定したものである。なお、このばねの上下限值である受働状態と主働状態は、土の内部摩擦角を30度，粘着力ゼロとして算定しており，地震時の受働状態と主働状態を考えていない。現状の解析内容では，震動中の地震時土圧を算定するのに必要な水平震度をどのように取るか不明であることに加え，地震時の値を使うことによる解析精度の向上は期待できないものと判断したからである。

表-3に，地震波に対する個別の時刻歴を検討する

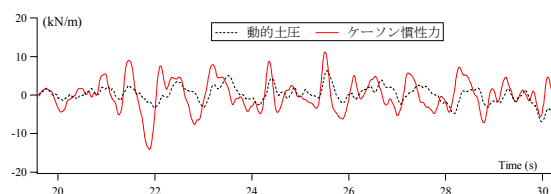


図-5 2001年岩手県内陸南部の地震の観測記録から得られたケーソンの慣性力・動的土圧の時刻歴（海向きに作用する力を正とした）

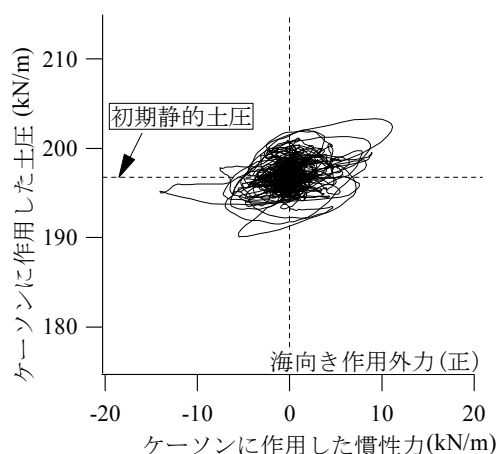


図-6 2001年岩手県内陸南部の地震の観測記録から得られたケーソン慣性力と動的土圧の位相特性

場合の解析ケースとそのパラメータを示した。解析ケースとして，それぞれケーソンと背後地盤の固有振動数の大小関係を変えて，4つのパラメータの組み合わせを考えた。ここで，ケーソンの固有振動数は，釧路港の試験岸壁の固有周期がおよそ0.9～1.32秒と算定されている⁷⁾ことを参考に，その上下限とした。また，背後地盤の固有振動数2.2 Hzは，背後地盤のせん断波速度を100 m/sとし，背後地盤高さを11.5mと考えたときの地盤の一次の固有振動数 $V_s/4H$ である2.17 Hzに近い値として設定したものである。さらに，地盤の固有振動数0.5 Hzは，背後地盤が剛性低下した場合を想定したケースである。

4. 解析結果

(1) 土圧の閾値・ケーソンの滑りを考慮しない場合

2001年岩手県内陸南部の地震記録を対象として，土圧の閾値・ケーソンの滑りを考慮しない解析を行った。なお，この地震ではケーソンは滑っていないことがわかっているため，ここでは，動的な土圧成分についてのみ検討する。

a) 観測記録の整理

図-5は，地震時にケーソンに作用した外力のうち，ケーソンの慣性力と動的土圧合力の時刻歴を示した

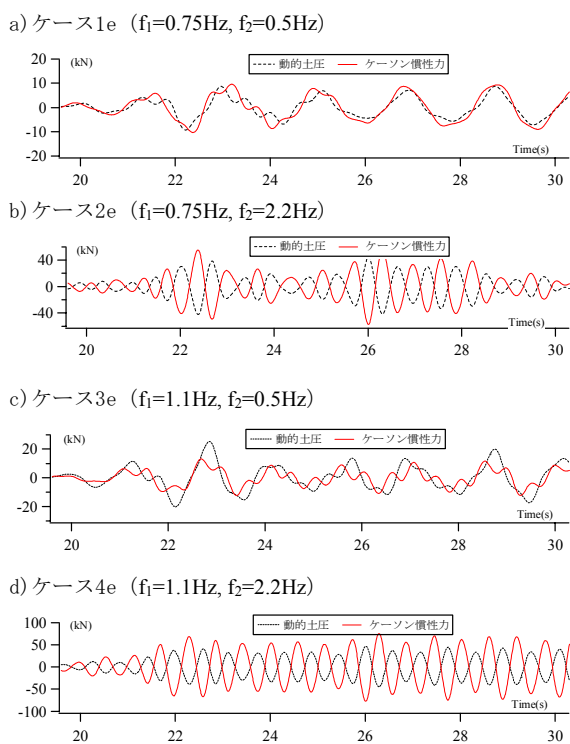


図-7 ケーソンが滑らないときの慣性力・動的土圧・底面摩擦力の解析ケースごとの時刻歴

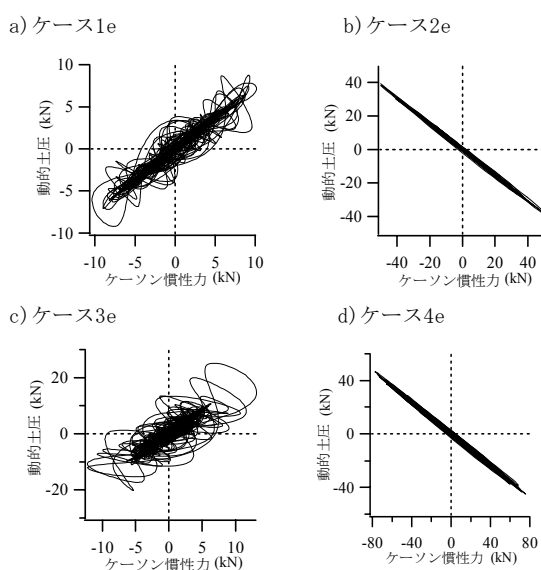


図-8 ケーソンが滑らないときの慣性力と動的土圧の解析ケースごとの位相特性

ものである。図は、主要動が作用している時間帯である約20秒～30秒の区間のみを示している。図の縦軸の符号の正方向は、ケーソンを海側へ滑動させようとする力の向きにとっている。

図-6は、地震時にケーソンに作用する外力の位相特性を見るために、二つの力のトラジェクトリーを示したものである。横軸に慣性力、縦軸に土圧（地震前の初期静的土圧に動的成分を加えたもの）を示している。この図で、第一象限にある場合は、慣性

力と動的土圧が同時に海側への滑動外力として作用していることを意味している。また、第三象限にある場合は、慣性力と動的土圧が同時に陸側向きの力として作用していることを意味している。したがって、トラジェクトリーが第一第三象限に大きく振れているこの場合は、この振幅レベルでは二つの外力はほぼ同位相に推移していることが多いことを示している。

b) 解析結果

図-7, 8は、図-5, 6に対応する解析ケースごとの結果である。これを見ると、 $f_1 > f_2$ のケースであるケース1e, 3eでは、慣性力と動的土圧はほぼ同位相である。図-8c)からもわかるように、短周期の部分では位相が逆に推移しているところもある。これに対して $f_1 < f_2$ のケースであるケース2e, 4eでは、明瞭に逆位相であることがわかる。このような位相特性はすでに入力が正弦波の場合に解析的に示されている^{5),6)}が、地震波入力の場合にも同じことが示された。弾性の場合、ランダムな地震波でも正弦波の重ね合わせで表されるから、この結果は当然である。一方、実際の観測結果と対比するならば、観測で得られた位相特性は解析結果ほど明瞭になっていない。この違いは地盤の深さ方向の応答の違いなどによる高次振動モードの影響も考えられる。

さらに、解析結果のケーソン慣性力・動的土圧の振幅に着目すると、背後地盤の固有振動数が高いケース2e, 4eでは、観測値の数倍の値になっているのに対して、背後地盤の固有振動数が低いケース1e, 3eでは、おおよそ振幅値は対応する。しかし、観測の時刻歴応答は必ずしも再現されているとは言えない。この場合、観測で得られている位相特性や振幅値を解析で再現するためには、背後地盤の固有振動数はケーソンの固有振動数より高く設定する必要があるようである。

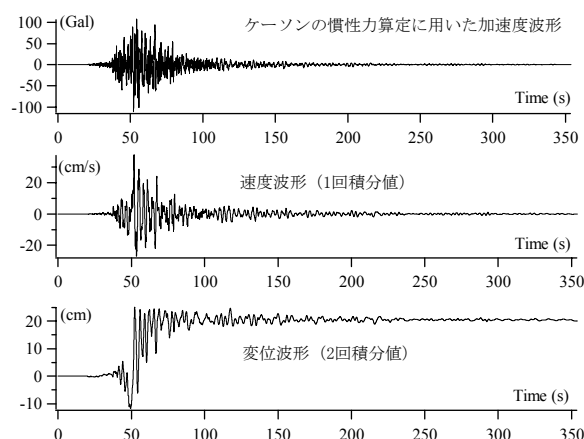


図-9 2003年十勝沖地震の観測加速度から積分によって求めた試験岸壁の速度・変位の時刻歴（海向きを正とした）

(2) 土圧の閾値・ケーソンの滑りを考慮する場合
(初期土圧として静止状態から出発した場合)

2003年十勝沖地震の記録を対象として、土圧の閾値・ケーソンの滑りを考慮した解析を行った。

a) 観測記録の整理

図-9は、観測で得られたケーソンの加速度とそれを積分して求めた速度・変位波形である。ケーソンの加速度は、ケーソン上部と下部の地震観測記録か

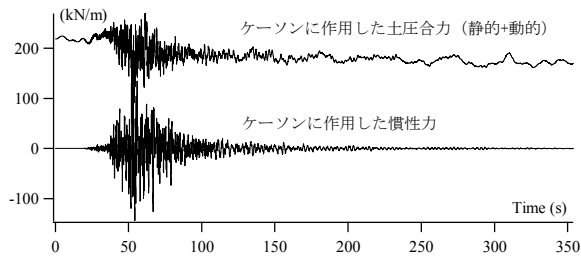


図-10 2003年十勝沖地震の観測から得られたケーソンの慣性力・動的土圧合力の時刻歴 (海向きに作用する力を正とした)

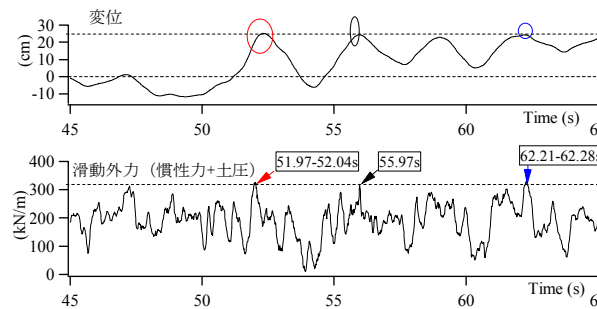


図-11 2003年十勝沖地震の観測から得られたケーソンの慣性力・動的土圧合力の時刻歴 (海向きに作用する力を正とした)

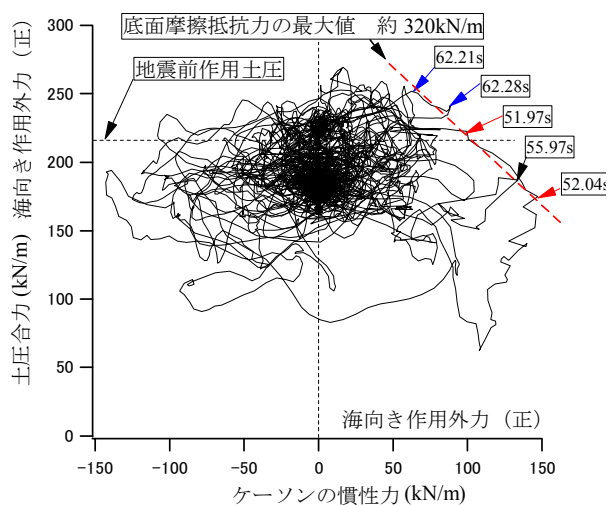


図-12 2003年十勝沖地震の観測から得られたケーソンの慣性力・土圧合力の位相特性 (海向きに作用する力を正とした)

ら水平並進成分を計算したものである。変位波形から、ケーソンは50数秒付近で滑動し、最終的に約20cm残留変形していることがわかる。

図-10は、同じく観測結果から、単位奥行き当たりのケーソンの慣性力と土圧合力の時刻歴を重ねて示したものである。土圧については、静的に作用している分も加えたものとして示した。これを見ると、土圧は震動中に減少し、震動後には初期の値より小さな値となっていることがわかる。

図-11は、ケーソンの滑動が生じている時刻付近 (45~65秒) の変位と滑動外力 (慣性力と土圧を加えたもの) を示したものである。ケーソンの滑動は、52秒付近で大きく生じているが、このとき滑動外力も海側に大きくなっていることがわかる。滑動外力が海側に大きくなる時刻は、56秒付近、62秒付近にもあるが、滑動外力の値は頭打ちになっているように見える。この上限値、約320kN/mとケーソンの有効重量約844kN/mから摩擦係数を算定すると約0.4となる。この値は現行の設計法で考慮している摩擦係数0.6の2/3の値である。

図-12は、ケーソンの慣性力と土圧合力の時刻歴を軌跡として示したものである。同図には、ケーソンの滑動が生じた付近の対応する時刻も合わせて示した。これを見ると、慣性力と土圧の位相特性は、明瞭に同位相あるいは逆位相となるわけではないことがわかる。また、地震前からの海側作用土圧の増分よりも慣性力の方が大きく、滑動に支配的である

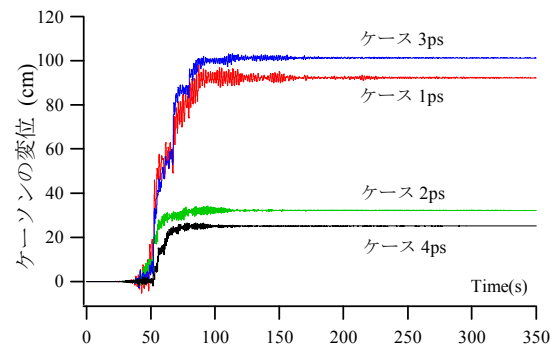


図-13 ケーソン滑動変位の時刻歴

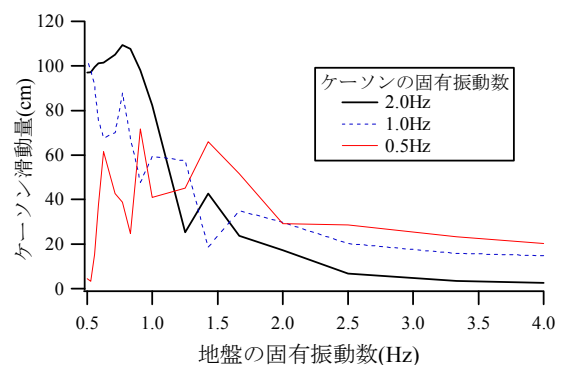


図-14 ケーソンの滑動量と固有振動数の関係 (初期土圧として静止土圧から出発した場合)

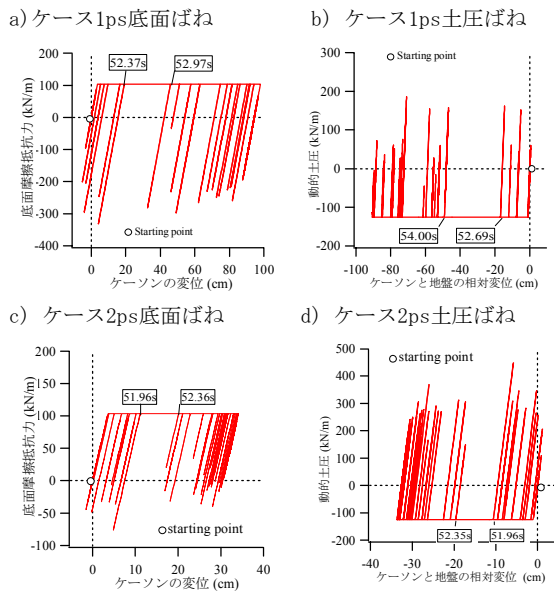


図-15 ばねの復元力特性（ケース1ps～2ps）

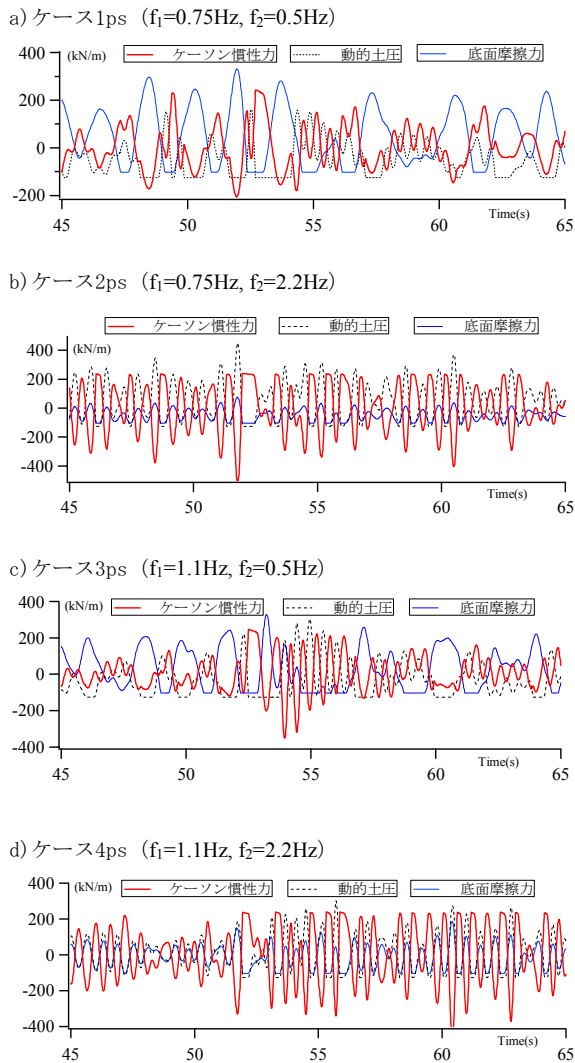


図-16 ケーソンが滑動するときの慣性力・動的土圧・底面摩擦力の時刻歴

図-15は、振動中の底面ばねおよび土圧ばねの復元力特性を示したものである。図は、ケース1ps, 2psの例を示している。図中には、閾値を保ちながら変位が大きく進んだ時刻も示してある。これを見ると、ケースに係わらず観測結果と同じく52秒付近で大きく滑っていることがわかる。また、土圧ばねが閾値になる時間帯と底面ばねが閾値になる時間帯は必ずしも一致していないこともわかる。

図-16, 17は、図-11, 12に対応する解析ケースごとの結果である。滑りは、図-16において、底面摩擦力がマイナス、すなわち陸向きの抵抗として作用している場合の閾値で生じる。このときには、ケーソン加速度も頭打ちになる。次に動的土圧と慣性力の位相差を詳細に見ると、 $f_1 > f_2$ のケースであるケース1ps, 3psでは、滑りは慣性力が大きい場合と土圧が大きい場合の双方の場合に生じていることがわかる。これに対して $f_1 < f_2$ のケースであるケース2ps, 4psでは、滑りは慣性力が大きい場合に生じており、動的土圧の増分よりも支配的である。むしろ、ケース2ps, 4psでは、動的土圧はケーソン慣性力が大きい場合、逆向きに作用している場合が多い。

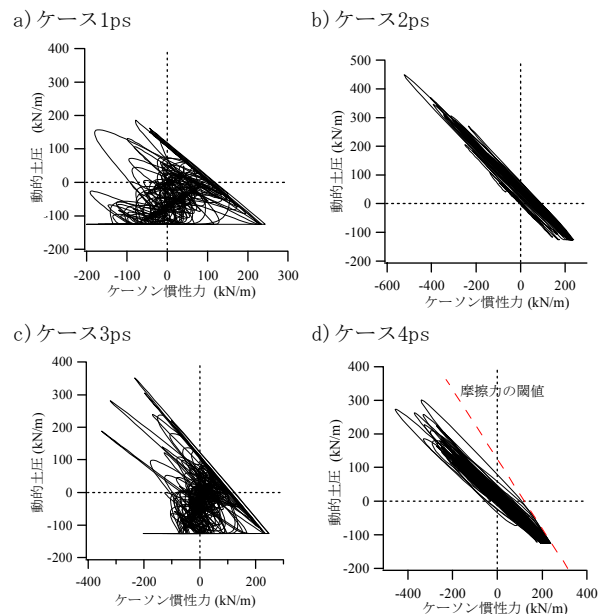


図-17 ケーソンが滑動するときの慣性力と動的土圧の位相特性と最大摩擦抵抗力の関係

(3) 土圧の閾値・ケーソンの滑りを考慮する場合 (初期土圧として主働状態から出発した場合)

地震動を受ける前に作用している初期土圧がどのくらいであるかについては、やや不明な点がある。一般には、ケーソン式重力式岸壁のように片側のみに地盤を有する構造体では、背後地盤は容易に主働平衡状態に達すると考えられている。そこで、初期土圧がとして主働状態土圧から出発した場合についても計算を実施した。

図-18は、図-14と同じくケーソンの滑動変位量を地盤とケーソンの固有振動数をパラメータにして示したものである。滑り量の値や変化パターンは図-14と大差がない。したがって、初期土圧として静止土圧係数にして0.5程度を考えると主働土圧係数として1/3程度を考えるのは、滑動変形量にそれほど影響を与えないといえる。

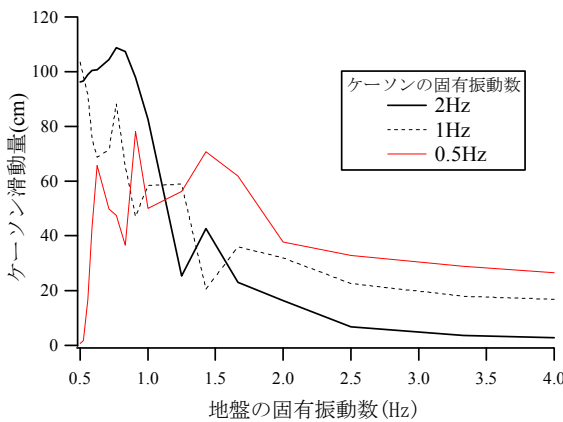


図-18 ケーソンの滑動量と固有振動数の関係（初期土圧として主働土圧から出発した場合）

5. 結論

本研究では、初期土圧を考慮した2質点3ばねモデルによるケーソンの滑動解析を定式化し、釧路港の試験岸壁において観測された重力式ケーソン岸壁の慣性力・土圧・滑り変形量を対象として、解析結果を検討した。得られた結論は以下のとおりである。

- 1) 最大加速度レベルが10Gal程度の2001年岩手県内陸南部の地震記録を対象として、観測結果の整理およびすべりを考慮しない振動解析を実施した。観測結果では、慣性力と動的土圧は明瞭な位相特性を示さなかった。
この観測の位相特性を2質点3ばねモデルによって概ね説明するためには、背後地盤の固有振動数はケーソンの固有振動数より高く設定する必要があるようである。
- 2) 最大加速度レベルが120Gal程度の2003年十勝沖地震記録を対象として、観測結果の整理および初期土圧およびすべりを考慮した解析を実施した。観測結果から、ケーソンの滑り変形量は15～20cm程度であったこと、また、慣性力と動的土圧を比較すると海側にケーソンを滑動させる

地震外力としては、慣性力の方が動的土圧より支配的であったことがわかった。

一方、解析結果から得られる滑動変位は、設定した地盤およびケーソンの固有振動数に大きく依存するが、解析結果は、観測で得られた滑り量よりやや大きな値となった。また、定式から、ケーソンが滑動するときには、滑動外力としての（慣性力+土圧）が最大底面摩擦抵抗力と等しくなることが条件であるが、解析の場合でも、滑りを生じる場合は、慣性力が支配的なケースが多かった。

- 3) 初期土圧として静止状態から出発した場合と主働状態から出発した場合のケーソンの滑動変形量を比較すると、両者に大きな差は無かった。したがって、初期土圧として静止土圧係数にして0.5程度を考えると主働土圧係数として1/3程度を考えるのは、滑動変形量にそれほど影響を与えない。

以上、解析に利用した初期土圧を考慮した2質点3ばねモデルは、パラメータを適切に設定できれば、重力式ケーソン岸壁の滑り変形量を簡易に予測できる可能性がある。液状化の影響も含めて、今後さらに検討していきたい。

付録 解析に用いた支配方程式

a) 土圧の閾値・ケーソンの滑りを考慮しない場合

図-3において、スライダーを考慮しない弾性の復元力特性を考えた場合の力の釣合式を示すと式(1)、(2)のようになる。

ケーソンの質点の力の釣合

$$m_1(\ddot{x}_1 + \ddot{y}) + c_1\dot{x}_1 + k_1x_1 + k_3(x_1 - x_2) = 0 \quad (1)$$

背後地盤の質点の力の釣合

$$m_2(\ddot{x}_2 + \ddot{y}) + c_2\dot{x}_2 + k_2x_2 - k_3(x_1 - x_2) = 0 \quad (2)$$

ここに、

x_1 : ケーソンの基礎地盤に対する静的釣合位置からの相対変位

x_2 : 背後地盤の基礎地盤に対する静的釣合位置からの相対変位

$\ddot{y}$: 基礎地盤の加速度

m_1 : ケーソンの質量

m_2 : 背後地盤の質量

c_1 : ケーソンの粘性減衰定数

c_2 : 背後地盤の粘性減衰定数

k_1 : ケーソンの基礎地盤のばね定数

k_2 : 背後地盤の基礎地盤のばね定数

k_3 : ケーソンと背後地盤の間のばね定数

である。

なお、ドットは時間についての微分を表す。また、それぞれの項の物理的意味は、

$m_1(\ddot{x}_1 + \ddot{y})$: ケーソンに作用する慣性力
 $k_3(x_1 - x_2)$: 動的土圧合力 (以下動的土圧と称す)
 $c_1\dot{x}_1$: ケーソンの粘性抵抗力
 $c_2\dot{x}_2$: 背後地盤の粘性抵抗力
 k_1x_1 : ケーソン基礎地盤の間の摩擦抵抗力
 k_2x_2 : 背後地盤と基礎地盤の間の復元力
 であり、これらは陸側向きの力である。

また、式(1), (2)を各質点の質量で除し、基礎地盤の加速度項を移項すれば次式が得られる。

$$\ddot{x}_1 + 2h_1\omega_1\dot{x}_1 + \omega_1^2x_1 + \frac{k_3}{m_1}(x_1 - x_2) = -\ddot{y} \quad (3)$$

$$\ddot{x}_2 + 2h_2\omega_2\dot{x}_2 + \omega_2^2x_2 - \frac{k_3}{m_2}(x_1 - x_2) = -\ddot{y} \quad (4)$$

ここに、 h_1, h_2 : ケーソン及び地盤の減衰定数、
 ω_1, ω_2 : ケーソン及び地盤の固有角振動数である。
 以上、ばねが弾性の場合の解析結果は文献5), 6)に示されている。なお、式(3), (4)においては地震前に作用している静的な力の釣合は無視されている。

b) 土圧の閾値・ケーソンの滑りを考慮する場合

次に、土圧の閾値・ケーソンの滑りを考慮する場合を考えると、力の釣合式は静的な力の釣合も含め、以下のようになる。

ケーソンの質点に作用する力の釣合

$$m_1(\ddot{x}_1 + \ddot{y}) + c_1\dot{x}_1 + F_r - E_p = 0 \quad (5)$$

背後地盤の質点に作用する力の釣合

$$m_2(\ddot{x}_2 + \ddot{y}) + c_2\dot{x}_2 + k_2(x_2 + x_{2s}) + E_p = 0 \quad (6)$$

ここに、 x_{2s} は図-4b)に示すように、ケーソンに作用している土圧がゼロのときを原点とした初期のばねの変位量である。また、 F_r はケーソンの底面摩擦力であり、静的に作用している初期底面摩擦力 F_{rs} と動的底面摩擦力 F_{rd} の和として次のように書ける。

$$F_r = F_{rs} + F_{rd} \quad (7)$$

この底面摩擦力は、図-4a)に示した復元力特性を有している。なお、図中の底面摩擦力の最大値は、ケーソンの有効重量に摩擦係数を乗じたものに相当する。一方、 E_p はケーソンに作用する土圧合力であり、静的に作用している初期土圧 E_{ps} および動的土圧 E_{pd} の和として次のように書ける。

$$E_p = E_{ps} + E_{pd} \quad (8)$$

このケーソンに作用している土圧合力は、図-4b)に示した復元力特性を有している。また、静的な力の釣合から次の関係がある。

ケーソンの質点に作用する静的な力の釣合

$$F_{rs} - E_{ps} = 0 \quad (9)$$

背後地盤の質点に作用する静的な力の釣合

$$k_2x_{2s} + E_{ps} = 0 \quad (10)$$

以上の関係から、結局、弾性の場合と同様に静的釣合関係を考慮せずに、静的な釣合位置を原点とした座標 (図-4の実線で示した座標系) で、所定の復元力特性を有する非線形ばねに対して下記の式を解けばよいことになる。

$$\ddot{x}_1 + 2h_1\omega_1\dot{x}_1 + \frac{F_{rd} - E_{pd}}{m_1} = -\ddot{y} \quad (11)$$

$$\ddot{x}_2 + 2h_2\omega_2\dot{x}_2 + \omega_2^2x_2 + \frac{E_{pd}}{m_2} = -\ddot{y} \quad (12)$$

したがって、解析上必要なパラメータは質点の質量、それぞれの質点を 1 自由度系と考えたときの固有角振動数と減衰定数および図-4 の復元力特性である。なお、ばねが弾性の場合には、復元力に閾値がない場合、あるいは十分に大きい場合に対応する。また、式(11), (12)の数値解を求めるための数値積分法としては、Newmark の β 法を用いている。なお、 β の値は 1/6 を使用した。

謝辞

本研究で解析対象とした釧路港試験岸壁のデータは、北海道開発局が釧路港で実施した地震時挙動観測プロジェクトのデータである。貴重なデータを取得し、公開されていることに対して、敬意を表します。

参考文献

- 1) 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹: 重力式岸壁の震度と地盤加速度, 港湾技術研究所報告, Vol.14, No.4, pp. 67-111, 1975.
- 2) 稲富隆昌他: 1995年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料, No.857, 1997.
- 3) Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Yamazaki, H. and Inatomi, T.: Performance of Caisson Type Quay Walls at Kobe Port, *Special Issue of Soils and Foundations*, pp. 119-136, 1996.
- 4) 森田年一, 菅野高弘, 風間基樹: ケーソン式岸壁の地震時被災原因に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.45A, pp. 783-792, 1999.
- 5) 風間基樹: 土圧を受ける重力式港湾構造物の地震時安定関に関する研究, 港湾技研資料, No.752, 1993.

- 6) Kohama, E., Miura, K., Yoshida, N., Otsuka, N. and Kurita, S.: Instability of Gravity Type Quay Wall Induced by Liquefaction of Backfill during Earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, pp.71-84, 1998.
- 7) 第48回北海道開発局技術研究発表論文：重力式岸壁の新たな耐震設計法の検討について－液状化の有無を考慮した設計法の提案－, http://internet5.hkd.mlit.go.jp/topics/gijyutu/pdf_files_h16/00shitei/shi-03.pdf, 2005.
- 8) 笹島隆彦, 梅沢信敏, 三浦均也, 大塚夏彦, 菅野高弘：実大重力式岸壁の地震時挙動計測, 土木学会, 海洋開発論文集, Vol.18, pp.611-616, 2002.
- 9) FUTEGQ-Kushiroの観測データ公開, <http://taisinkouwandata.ceri.go.jp/#>, 2005.
- 10) 渥美洋一, 石澤健志, 笹島隆彦, 三浦均也, 大塚夏彦, 成田稔：2003年十勝沖地震動における釧路港試験重力式岸壁の変形・変状調査, 第39回地盤工学会研究発表会, pp.1847-1848, 2003.
- 11) Sherif, M.A., Ishibashi, I. and Lee, C.D.: Earth Pressure against Rigid Retaining Walls, *Proc. of ASCE*, Vol.108, GT5, pp.679-695, 1982.
- 12) 松澤 宏, 杉本幸司：弾性支持された剛性壁に作用する地震時主働土圧, 土と基礎, Vol.32, No.6, pp.33-39, 1984.

(2005. 3. 14 受付)

SEISMIC SLIDING ANALYSIS OF GRAVITY TYPE CAISSON WALL CONSIDERING INITIAL EARTH PRESSURE

Motoki KAZAMA, Takashi SUZUKI, Eiji KOHAMA and Takahiro SUGANO

Seismic stability of gravity type caisson wall is governed by external forces such as an inertia force, a dynamic water pressure and a seismic earth pressure. The amplitude and the phase difference of these external forces depend on the dynamic soil-structure interaction during earthquake. In this study, to simulate the seismic observation records at the testing site in Kushiro port, the sliding analysis considering an initial earth pressure is conducted. The phase difference between the inertia force and the seismic earth pressure is studied from the numerical result and the observed one. Furthermore, the residual displacement observed at the 2003 Tokachi-oki earthquake is studied both from observation and numerical analysis.