

重力式岸壁の地震時挙動に及ぼす影響因子について

森田年一¹・菅野高弘²・宮田正史³

¹正会員 運輸省港湾技術研究所 構造部 (〒 239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

²正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 構造部 (〒 239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

³正会員 工修 運輸省港湾技術研究所 構造部 (〒 239-0826 神奈川県横須賀市長瀬 3-1-1)

平成7年兵庫県南部地震は、各種の土木・建築構造物に甚大な被害をもたらし、港湾構造物においては、多数の重力式岸壁が被災した。そこで、被災時の重力式岸壁およびその付近の地盤の挙動を明らかにし、被災原因を検討することを目的として、数値解析（非線形動的有効応力解析）を行った。本報告では、解析結果を用いて、実際の被災形態との比較を行い、変形に対する加速度の大きさの影響、液状化の影響等の検討を行った。その結果、被害に対しては、地震による慣性力の大きさとともに地盤の間隙水圧上昇の影響が、大きいことが数値解析的に明らかにされた。重力式岸壁の地震時の変形量に対する影響因子として「構造物の破壊震度」、「地盤の液状化強度および液状化範囲」、「地震力」が挙げられた。

Key Words : quay, earthquake, liquefaction, deformation, effective stress analysis

1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震では、多数の重力式岸壁が被災した。以前より、筆者ら¹⁾は、水中模型振動実験および数値解析等により、地震時の重力式岸壁の被災メカニズムに関する検討を行ってきた。また、従来の重力式岸壁の地震時挙動に関する研究事例として、1 G場および遠心場における模型振動実験、有限要素法等を用いた数値解析などが多数行われており、実験結果と解析結果の比較による解析モデルの妥当性の検証や、岸壁変形量の照査、岸壁背後地盤の応答加速度の算定などが行われている²⁾。

本研究においては、特に液状化発生時の地盤と構造物の相互作用に伴う岸壁の挙動に着目し、地盤内の間隙水圧の上昇を考慮できる有効応力解析プログラムを用いて数値解析を行った。ここで用いた解析プログラムは、応力-ひずみ関係については、任意方向せん断断面の双曲線モデルを、また、過剰間隙水圧については、塑性せん断仕事およびせん断応力の関数として与えるモデルを、それぞれ構成則として取り入れたFLIP³⁾ (Finite element analysis of Liquefaction Program)である。解析に用いるパラメタの入力にあたって、地盤データの1つとして、土質試験により得られた液状化抵抗曲線を用い、地盤

の液状化に対する強さをこれにより規定した。解析においては、地震時の再現を目的としたケースのほかに、入力加速度レベルや間隙水圧の上昇を規定するパラメタを変更しながら、さまざまな解析を行い、変形に及ぼす影響因子を探った。合わせて、兵庫県南部地震および過去の地震の被災事例から得られているデータや、水中模型振動実験から得られているデータとも比較しながら、変形に及ぼした影響要因について検討した。

本研究の目的は、液状化の発生に伴い岸壁および地盤が変形した時に、地盤内部の変形状態や応力履歴がどのようになるかを明らかにするとともに、変形に対して具体的に何が影響をおよぼすのか、また、その影響の程度が変わると、地盤内部の様子や岸壁の変形量がどう変わるのかを明らかにすることに重点を置いた。また、構造物および地盤の強度を上げた場合の効果の程度についても考察した。

2. 対象地震

本報告で対象とした地震は、1995年1月17日5時46分に淡路島北東沖約3 km (深さ約20km)を震源として発生した平成7年兵庫県南部地震 (マグニチュード7.2)である。地震記録観測地点は、ポ

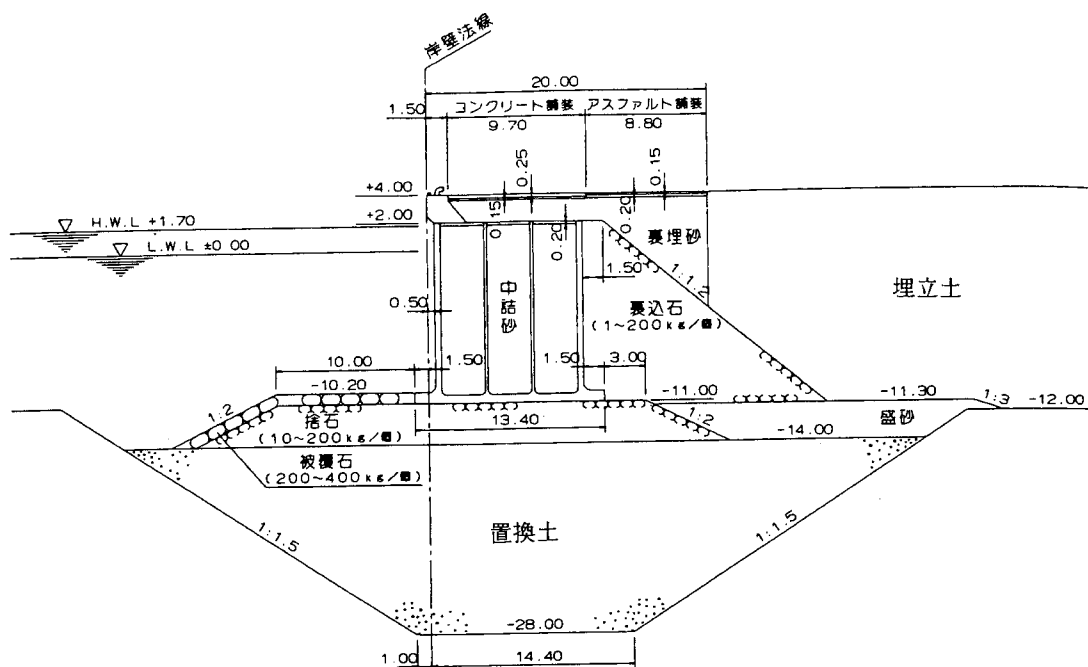


図-1 標準断面図

ートアイランドの北西部に位置する地点で、K.P.+4.5m（地表）・K.P.-12m・K.P.-28m・K.P.-79mの4層においてそれぞれ3成分の地震記録が観測されている。

3. 対象岸壁および対象岸壁付近の地盤条件

(1) 対象岸壁

本報告で、解析対象とした重力式岸壁は、実際の構造物の被災事例の1つである六甲アイランド西側の-10m岸壁（設計震度0.18）である。図-1に標準断面図を示す。本岸壁は、まさ土により基礎地盤を置換したケーソンを用いた重力式岸壁で、法線の方法は南北方向である。

(2) 地盤のN値、湿潤密度および液状化強度

対象岸壁付近の地盤のN値は、置換土においては概ね20程度、埋立土においては概ね10程度となっており、湿潤密度は、置換土が概ね 2.2t/m^3 程度、埋立土が概ね 2.1t/m^3 程度となっている。また、六甲アイランドの埋立に用いられたまさ土地盤を対象に非排水繰返し三軸試験が行われており、液状化特性が得られている。その結果によると、一般に液状化状態と定義される両振幅軸ひずみ5%に至る時の、繰返し回数10回における繰返しせん断応力比は、置換土、埋立土とも0.25程度となってい

る⁴⁾。

4. 対象岸壁の実被害

図-2に被災状況断面図を示す。被災状況は、ケーソンが海側へ移動・前傾・沈下し、背後地盤が陥没するという重力式岸壁の典型的な被災形態であった。また、地震後の測量結果によると上部工天端の水平変位は約3.3m、鉛直変位は約1.0mであった。

5. 解析モデルの概要

本報告では、解析プログラムとしてFLIPを用いた。以下に、解析モデルの概要を示す。

(1) 砂の変形特性

FLIPでは、砂の変形特性を規定するモデルとして、東畑・石原⁵⁾により提案された多重せん断バネモデルを用いている。このモデルでは、任意方向のせん断面において仮想的な単純せん断バネの作用があるものとし、これらのせん断バネの作用の結果、土全体のせん断抵抗が発揮されるものとしている。

せん断バネの特性を表現するモデルには種々のものがあるが、FLIPでは双曲線モデルを適用しており、単純せん断におけるせん断応力 τ とせん断ひずみ γ の関係を、せん断弾性係数 G_m およびせん断

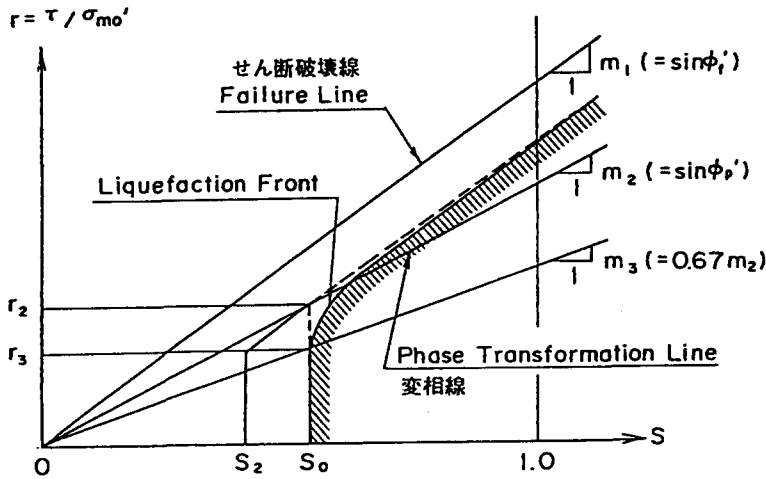


図-3 状態変数Sとせん断応力比rの概念図

また、式(4)中の液状化フロントパラメタ S_0 は、正規化した塑性せん断仕事 $w (= W_s / W_n, W_s: \text{塑性せん断仕事}, W_n = (\tau_{m0} / \gamma_{m0}) / 2)$ の関数として次式により与えている。

$$\begin{aligned} S_0 &= 1 - 0.6(w / w_1)^{p_1} \quad (w \leq w_1 \text{ の時}) \\ S_0 &= (0.4 - S_1)(w_1 / w)^{p_2} + S_1 \quad (w > w_1 \text{ の時}) \end{aligned} \quad (5)$$

式(5)で用いる塑性せん断仕事 w の計算においては、全せん断仕事から弾性せん断仕事にパラメタ c_1 を掛けたものを差し引いて求めている。

これらの関係において、等方圧密後の準静的繰返しせん断による過剰間隙水圧 u は、初期有効拘束圧力 σ'_{m0} と現在の有効拘束圧力 σ'_m から次式により与えられる。

$$u = \sigma'_{m0} - \sigma'_m \quad (6)$$

また、式(6)において、全拘束圧力 $(= \sigma'_m + u)$ は一定であるから、状態変数 S を $S = \sigma'_m / \sigma'_{m0}$ とおくことにより、過剰間隙水圧は、以下のとおりに求められる。

$$u = (1 - S) \sigma'_{m0} \quad (7)$$

この式により、状態変数 S の物理的意味を、過剰間隙水圧と関連させて表すことができる。

有効応力解析に当たっては、全拘束圧力の変化の

影響も考慮するため、式(4)から求まる状態変数 S から、これに等価な塑性体積歪を求め、数値解析的に過剰間隙水圧を求める。また、液状化の進行(すなわち、状態変数 S および液状化フロントパラメタ S_0 の変化)にともなう、せん断強度 τ_m およびせん断弾性係数 G_m を次式により与え、過剰間隙水圧の変化にともなう砂のせん断抵抗の変化を表している。

$S_0 > 0.4$ の時

$$\tau_m = \tau_{m0} \cdot S, \quad G_m = \tau_m / \gamma_{m0} \quad (8)$$

$S_0 < 0.4$ の時

$$\tau_m = \tau_{m0} \cdot S + \Delta \tau_m, \quad G_m = \tau_m / \gamma_m \quad (9)$$

ここに、 $\Delta \tau_m = \Delta r_m \cdot \sigma'_{m0}$

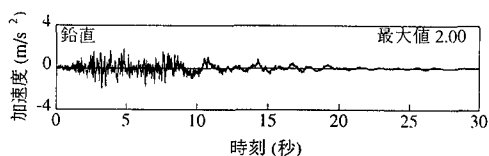
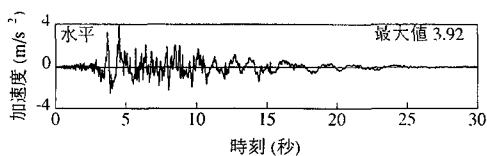
$$\Delta \gamma_m = (m_1 - m_2) \cdot (0.4 - S_0)$$

$$\gamma_m = \gamma_{m0} / (S_0 / 0.4)$$

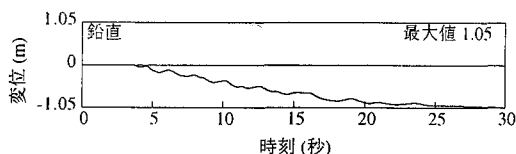
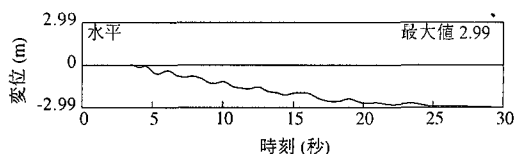
以上のとおり、過剰間隙水圧の上昇特性を規定するパラメタとして、変相角 ϕ_0 およびパラメタ(以下、液状化パラメタ) S_1, w_1, p_1, p_2, c_1 がある。

6. 解析方法

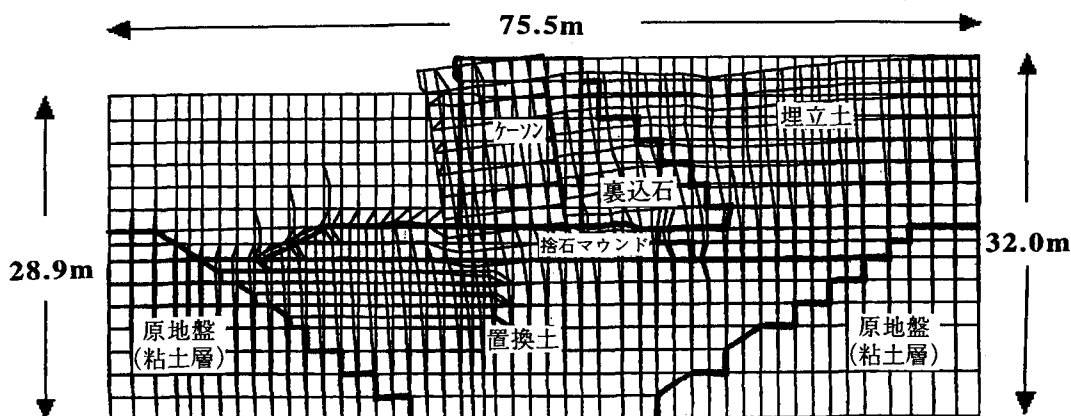
本報告では、対象とした岸壁の地震時の挙動についてFLIPを用いて二次元解析を行った。解析において入力する地震動には、解析する際に入射する深度を考慮して、K.P.-28mにおいて観測された地



図一4 入力波形



図一5 変位時刻歴（解析結果）



図一6 残留変形図（解析結果）

震記録を用い、方向成分は水平動1成分および上下動成分とした。また、入力地震動の水平方向成分は、観測波形の岸壁法線直角方向成分とし、鉛直方向については、観測波形をそのまま用いた。図一4に解析に用いた入力波形を示す。解析には、観測開始10秒後から40秒後までの主要動を含む30秒間を入力波として用い、剛体基盤と仮定した置換土の底部の層に入射した。解析において対象とした範囲は、岸壁法線より海側52m、陸側83m、地表もしくは海面より標高-28mの範囲であり、この範囲について、図一1に示す標準断面図および土質資料⁴⁾をもとに岸壁およびその付近の地盤をモデル化しメッシュ分割をした。表一1に、解析に用いた入力パラメタおよびパラメタの算定方法を示す。なお、詳細なパラメタの算定方法については、別途文献⁹⁾を参照されたい。また、ケーソン底面には、摩擦係数0.6

としてジョイント要素を用いケーソン底面部の滑動を考慮できるようにした。解析は非排水条件下で行い、積分ではWilson- θ 法($\theta = 1.4$)を用い数値解析的に安定性を高めるためにレーレー減衰として $\alpha = 0.0$ 、 $\beta = 0.002$ を用いた。

7. 解析結果

(1) 変形状況

図一5に解析の結果求められたケーソン天端における水平および鉛直の変位の時刻歴を示す。これを見ると最大で水平変位が2.99m、鉛直変位が1.05mとなっており、図一2の被災状況断面図に示す地震後の測量結果と概ね整合性のあるものとなっている。また、図一6に解析の結果得られた残留変形図

表-1 解析に用いた入力パラメタおよびパラメタの算定方法

層番号	せん断弾性	基準有効拘	内部摩	変相角	液状化パラメタ				
	係数(kPa)	束圧力(kPa)	擦角(度)	(度)	S_1	w_1	p_1	p_2	c_1
1	71300	32.67	38	28	0.005	8.3	0.5	0.74	1.0
2	71300	56.19	37	28	0.005	16.0	0.5	0.92	1.0
3	71300	103.23	36	28	0.005	25.0	0.5	1.14	1.0
4	71300	157.45	36	28	0.005	28.0	0.5	1.28	1.0
5	71300	180.97	36	28	0.005	29.0	0.5	1.32	1.0
6	71300	228.01	36	28	0.005	30.5	0.5	1.41	1.0
7	84000	23.32	36						
8	84000	89.41	36	28	0.005	27.0	0.5	1.37	1.0
9	84000	141.87	36	28	0.005	29.0	0.5	1.50	1.0
10	79400	7.06	30						
11	79400	19.34	30						
12	79400	35.02	30						
13	79400	66.38	30						
14	79400	139.23	30						
15	79400	151.51	30						
16	79400	167.19	30						
17	79400	198.55	30						

層番号の示す範囲は、以下の通りである。

1層 置換土海側：標高 -14 m～-16 m, 2層 置換土海側：標高 -16 m～-20 m
3層 置換土海側：標高 -20 m～-28 m, 4層 置換土陸側：標高 -14 m～-16 m
5層 置換土陸側：標高 -16 m～-20 m, 6層 置換土陸側：標高 -20 m～-28 m
7層 埋立土 : 標高 +4 m～+0.6 m, 8層 埋立土 : 標高 +0.6 m～-11.3 m
9層 盛砂 : 標高 -11.3 m～ -14 m, 10層 原地盤(粘土層)海側：標高 -11.3 m～-14 m
11層 原地盤(粘土層)海側：標高 -14 m～-16 m, 12層 原地盤(粘土層)海側：標高 -16 m～-20 m
13層 原地盤(粘土層)海側：標高 -20 m～-28 m, 14層 原地盤(粘土層)陸側：標高 -11.3 m～-14 m
15層 原地盤(粘土層)陸側：標高 -14 m～-16 m, 16層 原地盤(粘土層)陸側：標高 -16 m～-20 m
17層 原地盤(粘土層)陸側：標高 -20 m～-28 m

入力パラメタの算定方法は、以下の通りである。

1. せん断弾性係数については、土質試験⁴⁾より得られた密度およびせん断波速度から算定した。
2. 基準有効拘束圧については、密度および層厚より算定した各層の中央の値を用いた。
3. 1層から9層の内部摩擦角については、土質試験⁴⁾より得られたN値からマイヤホフの式⁶⁾を用いて相対密度を求め、別途室内試験より得られている相対密度と内部摩擦角の関係⁷⁾から求めた。10層から17層の粘土層の内部摩擦角については、別途文献⁸⁾を参照し、全層ともわが国の海成粘土の内部摩擦角の一般的な値である30度を用いた。
4. 変相角は、一般的に砂の質に関わらず概ね一定値を取るとされているため、全層とも別途行った解析¹⁾で使用した値である28度を用いた。
5. 液状化パラメタについては、FLIPを用いて非排水繰返し三軸試験をシミュレーションし、その結果が別途得られている過剰間隙水圧曲線および液状化抵抗曲線¹⁾にフィッティングするように求めた。

を示す。これをみるとケーソンが、海側に変位する とともに前傾し、背後地盤が陥没している様子がよ

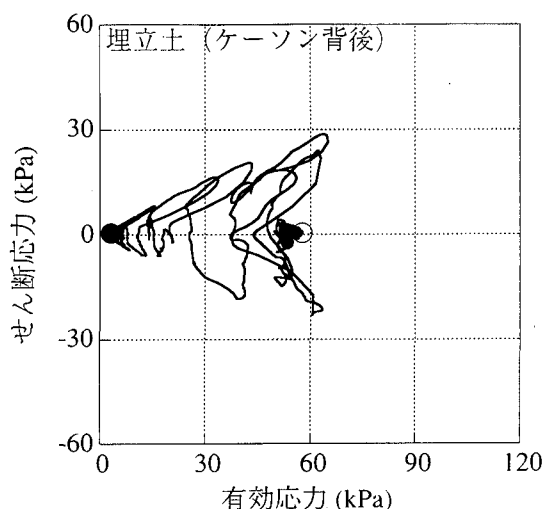


図-7 有効応力経路(埋立土)

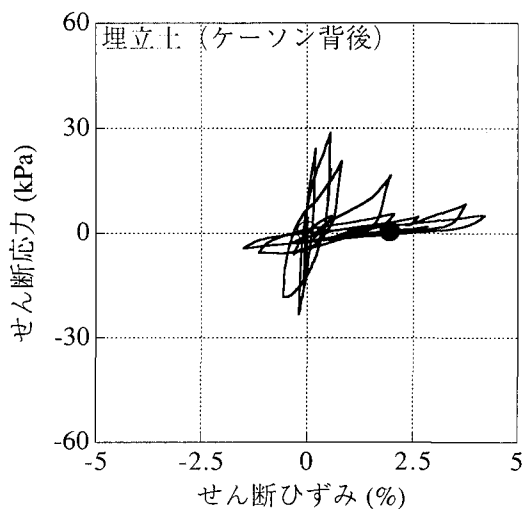


図-8 応力ひずみ曲線(埋立土)

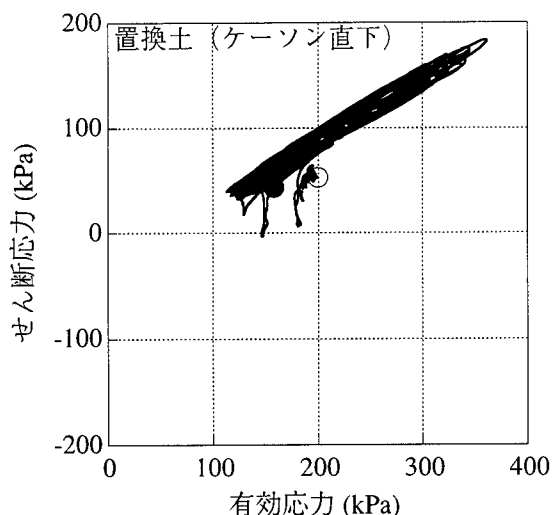


図-9 有効応力経路(置換土)

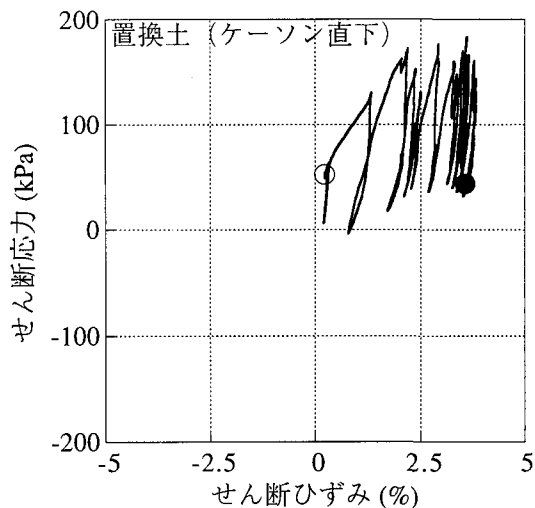


図-10 応力ひずみ曲線(置換土)

く再現できていることがわかる。地盤内の変形量についてみると、ケーソンと捨石マウンド間の滑動量に比べて置換土および捨石マウンドの海側への移動量が大きく、これら基礎地盤そのものの変形がケーソンの変位に支配的な影響を与えたことが本解析より明らかとなった。これらの現象は、地震後の水中測量および筆者らが別途実施した水中模型振動実験の結果¹⁰⁾とも整合するものとなっている。

(2) 応力状況

埋立土部(ケーソン背後:土被り4 m, 岸壁法線からの距離53.5 m)と置換土部(ケーソン直下:土被り29 m)の2地点における地震波入力中の有効応力経路(縦軸にせん断応力, 横軸に有効応力)

と応力-ひずみ曲線を図-7～図-10に示す。また、図中に示した○は初期状態を、●は終局状態をそれぞれ表している。

埋立土部(ケーソン背後:土被り4 m)においては、有効応力が時間の経過とともに低下しており、終局状態において有効応力は0に近い値となっている。せん断応力は初期においては0に近い値であり、その後、圧縮と引張の両方向のせん断を繰り返し、ひずみもせん断応力に応答するように圧縮側と引張側の両方向に繰り返して生じている。また、有効応力が低下するにつれ、ひずみは次第に大きくなっている。

置換土部(ケーソン直下:土被り29 m)においては、ケーソン背後からの土圧によるケーソン接地

圧の偏りから初期のせん断応力が高く、地震中も初期に受けている方向のせん断を受け続けるいわゆる片振りせん断となっている。また、埋立土と比較してせん断応力が高いレベルで推移する。ひずみ方向は、せん断の方向に呼応し一方であり、有効応力は、終局状態においても0に近い値とならない。これらの点が、埋立土と異なる応力履歴となっている。

初期状態においてせん断応力の低い等方的な応力状態にある土要素は、初期応力点がせん断破壊線より離れており、終局的に有効応力が0に近い値に至る。一方、初期状態においてせん断応力の高い状態にある土要素は、初期応力点がせん断破壊線に近く、有効応力が0に近い値になることなく、図-9に示すような破壊線に平行な応力履歴ループを描く。

これらの結果は、あくまで数値シミュレーションにより得られた結果ではあるが、本解析モデルによりこれらの応力履歴が表現できている。また、筆者らが、別途実施した水中模型振動実験¹⁰⁾においても、埋立土においては過剰間隙水圧比が1近くまで上昇したのに対し、置換土は0.5程度までしか上昇しなかったという結果を得ており、有効応力の低下の程度に関して、これらの解析結果と整合するものとなっている。以上のことから、土被り圧や初期応力状態の違いにより、破壊に至るメカニズムや応力履歴も異なると推測できる。

8. 被災原因の検討

ここまでの検討により、被災時の挙動に関して、本解析結果の整合性が概ね認められた。次に、被災原因を検討することを目的として試算を行った。

(1) 加速度の影響

まず、加速度の大きさが変形におよぼす影響について検討するため、入力地震波の加速度レベルをさまざま変えて解析を行った。ここでは、入力地震波として、K.P.-28mにおけるNS成分およびUD成分の観測波を用いた。また、入力水平加速度の変化に合わせて、入力鉛直加速度の大きさも比例的に変化させた。

a) 入力水平加速度と最大変位の関係

図-11に入力水平加速度とケーソン天端における最大変位の関係を、水平・鉛直とも実線で示す。同図から入力水平加速度が約180Galを超えた付近から変位が急激に大きくなっており、加速度の増加に伴う変位の増加傾向は、比例的というよりも二次曲線的な増加である。

b) 入力水平加速度と最大せん断ひずみの関係

解析対象とした断面のうち埋立土部にあたる岸壁法線から陸側52m～61m、標高-1.3m～-9.3mの範囲の要素をとりだして地盤の最大せん断ひずみを加速度ごとに算出した。図-12に入力水平加速度と最大せん断ひずみの関係を示す。同図によると入力水平加速度が300Galを超えた部分からひずみが急激に大きくなっており、300Galを超えた場合と超えない場合とでは、全く異なるひずみレベルとなっている。

c) 入力水平加速度と最大過剰間隙水圧比の関係

前項でひずみを算出した範囲と同じ範囲において、最大過剰間隙水圧比を加速度ごとに算出した。図-13に入力水平加速度と最大過剰間隙水圧比の関係を示す。同図によると加速度が大きくなるにつれ比例的に最大過剰間隙水圧比が大きくなっており、加速度が250Gal程度になると0.7を超え、加速度が400Gal付近になると0.9を超えていることがわかる。

d) 最大過剰間隙水圧比と最大変位の関係

図-13と図-11で示した値を用いて最大過剰間隙水圧比と最大変位の関係を図-14に示す。同図によると間隙水圧上昇に伴って変位が二次曲線的に増大していることがわかる。特に、最大過剰間隙水圧比が0.8を超えた付近から急増しており、変形に対する間隙水圧上昇の影響が大きいことがわかる。ただ、図-14における変位の増大には、間隙水圧上昇の影響だけではなく、入力加速度が大きくなったことによる地震時慣性力の増加の影響も加わっていることに注意する必要がある。

(2) 間隙水圧上昇の影響

ここでは、それぞれの加速度レベルにおいて、間隙水圧上昇が変位におよぼす影響を明らかにするため、間隙水圧が上昇しないものと仮定して解析を行い、図-11中の実線と比較して変位がどのくらい減少するかを算出した。図-11に、点線で示した結果が、間隙水圧上昇を考慮せずに、5章で記した液状化パラメタをすべて0として解析した場合の、入力水平加速度とケーソン天端における最大変位の関係である。また、図-15に入力水平加速度と変位の減少量（それぞれの加速度レベルにおける間隙水圧上昇を考慮した場合の最大変位と間隙水圧上昇を考慮しない場合の最大変位の差）の関係を示す。これを見ると入力加速度が大きくなるほど変位の減少量が大きくなっており、間隙水圧の上昇に伴う地盤の軟化が変位におよぼす影響が大きくなっていることがわかる。

次に、間隙水圧上昇を考慮せずに解析した場合の

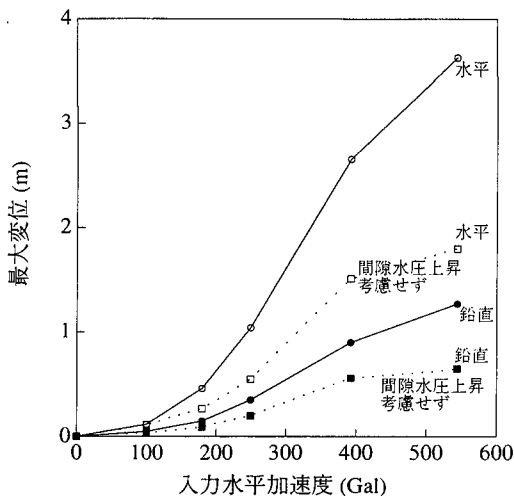


図-11 入力水平加速度と最大変位の関係

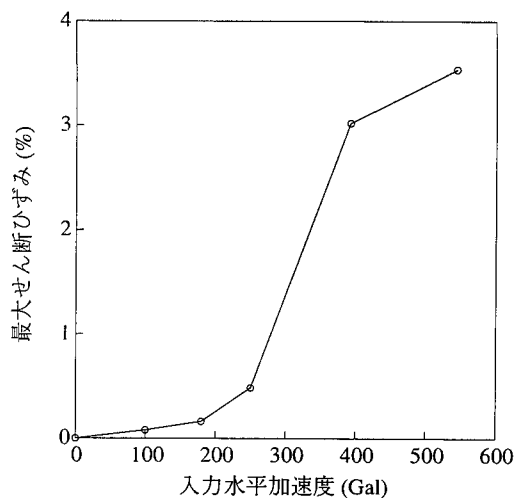


図-12 入力水平加速度と最大せん断ひずみの関係

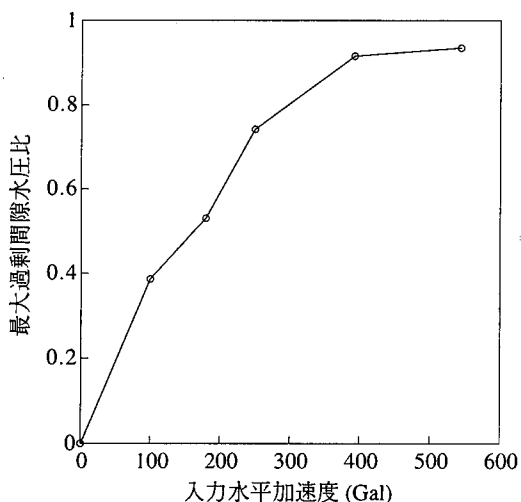


図-13 入力水平加速度と最大過剰間隙水圧比の関係

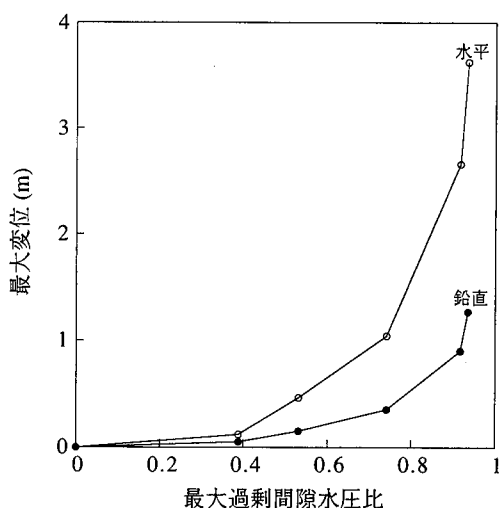


図-14 最大過剰間隙水圧比と最大変位の関係

ケーソン天端の変位時刻歴を図-16に示す。ここでは図-5との比較を容易にするため、入力地震波は図-4に示したものをを用いた。図-5と図-16を比較すると間隙水圧が上昇しない地盤の場合、地震時のケーソンの挙動として、水平・鉛直ともに残留変位を抑えようとする挙動が顕著に大きくなっていることがわかる。図-16のようなケーソン本体のロッキング挙動（水平・鉛直方向への小刻みな挙動）の著しい変位時刻歴波形は、筆者らが別途実施した水中模型振動実験からも得られている¹¹⁾。

9. 被災事例との比較

通常、港湾関連分野では、地震動に対して、構造物が被災するかしないかの判定は、地震動の大きさに対応する「作用震度 K_e 」と構造物の安定計算において安全率が限界となる「破壊震度 K_c 」とを比較して行われている¹²⁾。重力式岸壁の場合、作用震度は、地震被災事例に対する現行設計法による安定計算結果と地震時の最大地盤加速度との比較検討から次のように与えられている¹³⁾。

$$K_e = \alpha / G \quad (\alpha < 200\text{Gal}) \quad (10)$$

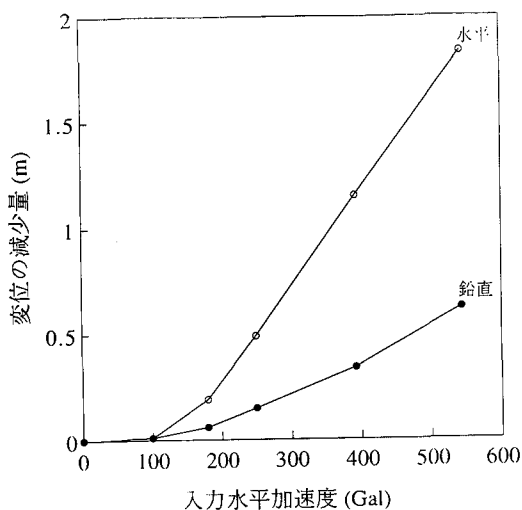


図-15 入力水平加速度と変位の減少量の関係

$$K_e = (1/3)(\alpha/G)^{1/3} \quad (\alpha \geq 200\text{Gal}) \quad (11)$$

ここに、 K_e ：作用震度

α ：岸壁背後地盤の地表面
水平最大加速度 (Gal)

G ：重力加速度 (980Gal)

一方、破壊震度は、現行設計法により壁体の滑動、転倒、基礎地盤の支持力について、それぞれ重力式岸壁の安定計算が行われ、安全率が1を切る震度をそれぞれの検討項目の限界震度とし、そのうち最も小さい値を破壊震度としている。また、作用震度と構造物の破壊震度の比 (K_e/K_c) を危険度と定義している¹³⁾。

ここでは、平成7年兵庫県南部地震における神戸港の岸壁の被災事例および過去の地震の被災事例と図-11に示した10ケースの解析結果を変形の程度について比較検討した。その際、解析結果については、岸壁法線から陸側55mの地点における地表の応答加速度より式(10)、式(11)を用い作用震度を求めた。また、破壊震度には、本解析対象岸壁の設計震度である0.18を用いた。変形の程度の指標として岸壁法線水平変位、岸壁法線鉛直変位、被災変形率(岸壁法線水平変位と構造物高さの比)の3つを縦軸にとり、地震の強さを表す指標として危険度を横軸にとり整理した。

図-17～図-19に兵庫県南部地震における被災事例を○で、過去の地震の被災事例より得られている回帰式を実線で示す。これらの被災事例のうち兵庫県南部地震におけるものについてはほとんどの岸壁で液状化が発生している。一方、回帰式を得るため

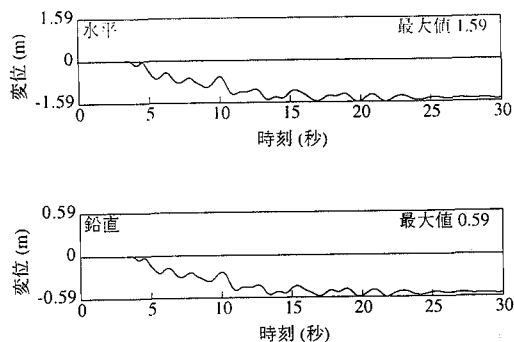


図-16 変位時刻歴 (間隙水圧上昇考慮せず)

のもととなった過去の地震の被災事例のデータには、明確に液状化したと推定される岸壁のデータは含まれていない。両者を比較すると、兵庫県南部地震における被災事例は、回帰式と比較して変形が大きくなっており、兵庫県南部地震における液状化の発生が、変形に与えた影響が大きかったことがわかる。

また、図-11に示す解析ケースのうち間隙水圧上昇を考慮したケースおよび考慮しないケースをそれぞれ●および■で示す。これを見ると、解析結果のうち間隙水圧上昇を考慮したケース(●)については兵庫県南部地震の被災事例と対応が良く、間隙水圧上昇を考慮しないケース(■)については過去の地震の被災事例より得られた回帰式と対応が良いのがわかる。

10. まとめ

本研究では、平成7年兵庫県南部地震において被災した岸壁の1つを取り上げて、数値解析を行い、被災原因およびそのメカニズムについて検討し、以下のような結論を導いた。

- 1) 本解析結果より得られたケーソンおよび岸壁付近の地盤の残留変形状態は、地震後の測量結果と整合するものであった。また、ケーソンと捨石マウンド間の滑動量に比べて、捨石マウンドおよび置換土の流動量が大きく、これら基礎地盤の海側への変形が、ケーソンの変位に支配的な影響を与えたことが、本解析より明らかとなった。これらの結果は、地震後の水中測量および筆者らが別途実施した水中模型振動実験の結果と整合するものとなっている。
- 2) 本解析において、地盤内の地震中の応力履歴は場所により異なる結果となった。特に、初期のせん断応力や土被り圧の違いにより、地震中のせん断の方向、ひずみの方向、有効応力の低下の程度に著しい

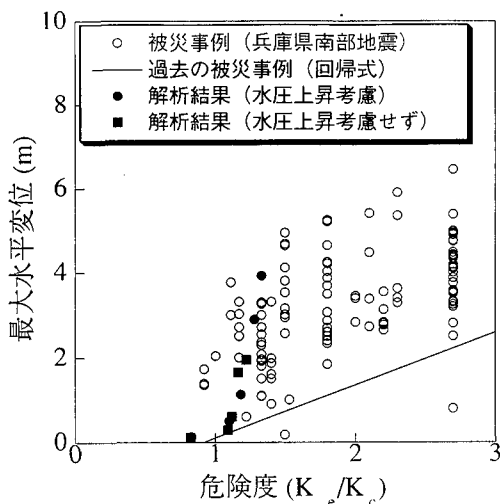


図-17 被災事例との比較（最大水平変位）

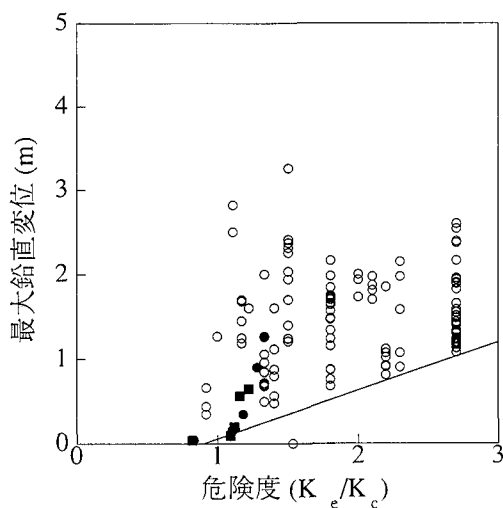


図-18 被災事例との比較（最大鉛直変位）

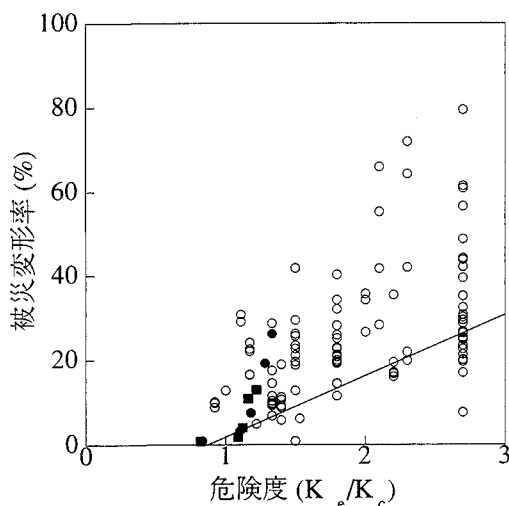


図-19 被災事例との比較（被災変形率）

違いが見られた。また、有効応力の低下の程度に関して、本解析結果は水中模型振動実験と整合性のある結果となった。

3)本報告で対象とした岸壁の場合、ある加速度レベルを超えると変位が急増することから、変位が大きくなった原因のひとつとして破壊震度を大きく超えた地震力が挙げられる。また、六甲アイランドの埋立まさ土地盤に対して400Gal程度の加速度が作用した場合、間隙水圧が上昇し有効応力が低下することによる地盤の軟化が、変形におよぼす影響は著しく大きくなる。

4)兵庫県南部地震および過去の地震の被災事例と解析結果を、変形の大きさについて比較した結果、被災事例、解析結果とも液状化が発生した場合の変形

量は液状化が発生しない場合の変形量より大きくなった。また、液状化が発生した場合としない場合を区別して変形の大きさについて比較すると被災事例と解析結果の対応は良かった。これらの被災事例および解析結果より液状化が発生した場合としない場合では変形量に著しい差が生じることが明らかとなった。

5)地盤の間隙水圧の上昇を考慮せずに解析した場合、背後地盤が軟化せずケーソンの海側への動きに対する追従が弱いために、残留水平変位は減少した。また、置換土も軟化せずケーソンの沈下を抑えるため、残留鉛直変位も減少した。図-16のようなロッキング挙動の著しい時刻歴波形は、水中模型振動実験からも得られており、本解析により、数値解析的に同様な現象が確認された。

6)前述の、3)および4)より地震力が構造物の破壊震度を超えた時、地震時の慣性力が変形におよぼす影響が著しく大きくなり、また、地震力が地盤の液状化強度を超えた時、間隙水圧の上昇が変形におよぼす影響が著しく大きくなることがわかった。すなわち、地震力に対して、構造物の破壊震度（構造物の地震に対する強さ）と地盤の液状化強度（地盤の液状化に対する強さ）の関係から、変形に対する地震時の慣性力の影響および間隙水圧上昇の影響の程度が決定されることがわかった。

7)重力式岸壁の地震時の変形量には、「構造物の破壊震度」、「地盤の液状化強度および液状化範囲」、「地震力」の三者それぞれが相互に影響をおよぼす。また、地震時の慣性力が変形におよぼす影響と液状化が変形におよぼす影響の比率もこれら三者に依存する。すなわち、構造物の耐震性（破壊震度）を上

げることによる変形抑制の効果の程度および液状化対策をすることによる変形抑制の効果の程度も、これら三者により影響される。

謝辞：本解析を行うにあたり、貴重な地震記録をいただいた神戸市に記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 森田年一, 菅野高弘, 飯塚栄寿, 三藤正明: 平成7年兵庫県南部地震により被災した重力式岸壁の模型振動実験および検証解析, 第31回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1205-1206, 1996年7月.
- 2) Sugano, T., Morita, T., Mito, M., Sasaki, T. and Inagaki, H.: Case Studies of Caisson Type Quay Wall Damage by 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, 11th W.C.E.E., 1996.
- 3) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 4) 稲富隆昌, 善 功企, 外山進一, 上部達生, 井合 進, 菅野高弘, 寺内 潔, 横田 弘, 藤本健幸, 田中祐人, 山崎浩之, 小泉哲也, 長尾 毅, 野津 厚, 宮田正史, 一井康二, 森田年一, 南兼一郎, 及川 研, 松永康男, 石井正樹, 杉山盛行, 高崎伸彦, 小林延行, 岡下勝彦: 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, pp.49-219, 1997年3月.
- 5) Towhata, I. and Ishihara, K.: Modelling soil behaviour under principal stress axes rotation, Proc.5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Vol.1, pp.523-530, 1985.
- 6) Meyerhof, G.G.: Discussion, Proc.4th ICSMFE, Vol.3, pp.110, 1957.
- 7) 善 功企, 山崎浩之, 佐藤 泰: 事前混合処理工法による処理土の強度・変形特性, 港湾技術研究所報告, 第29巻, 第2号, pp.85-118, 1990年6月.
- 8) 土田 孝: 三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究, 港湾技研資料, No.688, pp.183, 1990年12月.
- 9) 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F L I P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, pp.10-13, 1997年6月.
- 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, 港湾技研資料, No.813, pp.207-252, 1995年9月.
- 11) 宮田正史, 菅野高弘, 森田年一: 重力式ケーソン岸壁に作用する地震時土圧に関する模型実験, 海岸工学論文集第44巻, pp.1011-1015, 1997年11月.
- 12) 上部達生: 地震被災事例に基づく重力式および矢板式係船岸の被災変形量と被災額の推定, 港湾技研資料, No.473, pp.25, 1983年12月.
- 13) 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, 第14巻, 第4号, pp.67-111, 1976年1月.

(1997.6.24受付)

SOME ASPECTS OF THE BEHAVIOR OF GRAVITY TYPE QUAY WALLS DURING EARTHQUAKES

Toshikazu MORITA, Takahiro SUGANO and Masafumi MIYATA

Over 250 caisson type quay walls were damaged in the Kobe Port during the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake. The typical damage was observed, seaward horizontal displacements of the caisson walls were around 5m at maximum and 3m on the average and around 1m settled, the caisson walls also suffered tilting. To investigate the mechanism of damage, we carried out geotechnical investigations and field measurements including in situ freezing sampling and effective stress analysis. The results of effective stress analysis suggested that the decrease in shear resistance due to excess pore water pressure increase in the foundation soil under the caissons and in the backfill soil increased the deformation of the caisson walls.