

### (63) 矢板岸壁への有効応力解析法の適用性

運輸省港湾技術研究所 井合 進  
 運輸省港湾技術研究所 ○亀岡知弘

#### 1. はじめに

1983年、秋田県沖に震源を持つ、マグニチュード7.7の日本海中部地震が発生した。この地震で、秋田港は裏込め地盤の液状化により多大な被害を受けた。特に、大浜2号岸壁は図-1に見られるように1.1~1.8m程度海側に変形し、矢板の多くは海面下-6m前後の所に折損を生じた。本研究は、これら被害の調査結果<sup>1)</sup>を基に2次元有効応力解析を実施し、本有効応力モデルの矢板岸壁への適用性の検討を行ったものである。また、その近隣にあり、2号岸壁とほぼ同断面でありながら無被害であった大浜1号岸壁についてもあわせて解析を行うこととした。

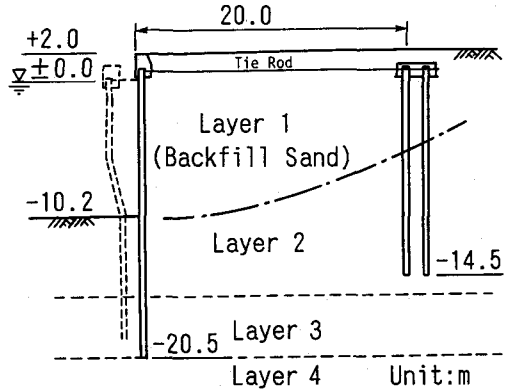


図-1 大浜2号岸壁断面図

#### 2. 有効応力解析の概要

有効応力モデルを構成する2つの重要な関係について、まず、応力-ひずみ関係については、任意方向せん断面の双曲線型モデル(履歴ループの大きさを任意に調整可能なように拡張)を適用することとした<sup>2)</sup>。他方、過剰間隙水圧モデルについては、塑性せん断仕事及びせん断応力の関数として与えるモデルを用いた<sup>3)</sup>。過剰間隙水圧モデルの使用に当たっては、 $S_1$ ,  $w_1$ ,  $p_1$ ,  $p_2$ ,  $c_1$ の5つの液状化パラメータが必要となる。これらの液状化パラメータは、各々の層について振動三軸試験をシミュレーションすることにより設定した。その結果、得られたパラメータを表-1に示す。

表-1 計算に用いた液状化パラメータ

	LAYER 1	LAYER 2	LAYER 3	LAYER 4
G <sub>ma</sub> (kPa)	33800	72200	74970	168200
K <sub>a*</sub> (kPa)	89930	192100	199470	447530
$\sigma_{ma}'$ (kPa)	50	110	140	157
$\phi f$ (degree)	37	41	39	44
$\phi p$ (degree)	30	30	--	30
S <sub>1</sub>	0.005	0.005	--	0.005
w <sub>1</sub>	0.5	8.5	--	3.8
p <sub>1</sub>	0.4	0.5	--	0.5
p <sub>2</sub>	0.42	0.8	--	0.84
c <sub>1</sub>	1.5	3.3	--	2.4

解析は、それぞれの岸壁に対してメッシュ分割したものをを用いた。地震応答解析に先だて、地震前の応力状態を再現するため、重力を鉛直下向きにかけて自重解析を行った。また、側方の影響は、水平地盤の地震応答解析を実施することにより考慮した。地震応答解析では、積分はWilson- $\theta$ 法( $\theta=1.4$ )、時間間隔は0.01秒とし、非排水条件下で15秒間の計算を実施した。また、レーレー減衰( $\alpha=0.0$ ,  $\beta=0.005$ )を液状化の進行に伴って遅減させる形で用いた。

\*bulk modulus of soil skeleton

#### 3. 無被害岸壁の解析結果

被害岸壁についての適用性を検討する上で、比較例として必要である無被害岸壁の解析結果について先に示すこととする。まず、無被害岸壁(大浜1号岸壁)の14秒加振後の全体変形図を図-2に示す。矢板は海側へ変位し、矢板頂部の節点Cの水平変位は、最大変位15cmとなった。実際の同矢板岸壁における変位は、数cmであり、解析値の方がやや安全側の値を示す結果となった。

次に、矢板に作用する土圧分布を図-3に示す。矢板背面の比較的浅い部分での過剰間隙水圧の上昇による土圧の増大が見られ、海底面以深の主働側土圧は一時負の値を示し矢板下端以深では加振前と同様の分布

をしている。

さらに、加振前から5秒毎の曲げモーメント分布を図-4に示す。加振時間が増すにしたがって、上層部の土圧の増加により最大曲げモーメント発生位置がわずかに上側に移動する傾向を示している。同図によれば、最大曲げモーメントは、海面下-4mの所に発生しており、その値は1070kPa・m(2860kgf/cm<sup>2</sup>)である。これは、同矢板の降伏応力以下の値を示しており、実際の挙動と整合性のある結果となった。

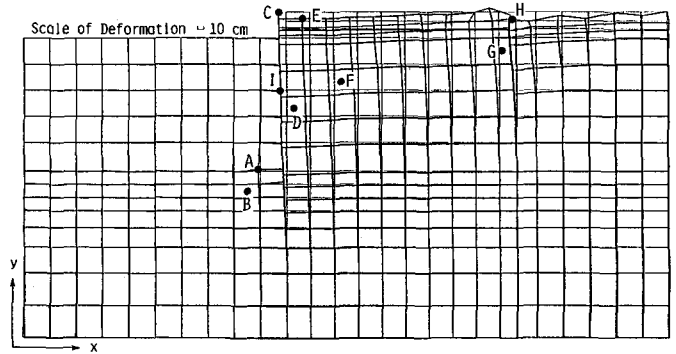


図-3 大浜1号岸壁(無被害岸壁)の14秒加振時の変形図

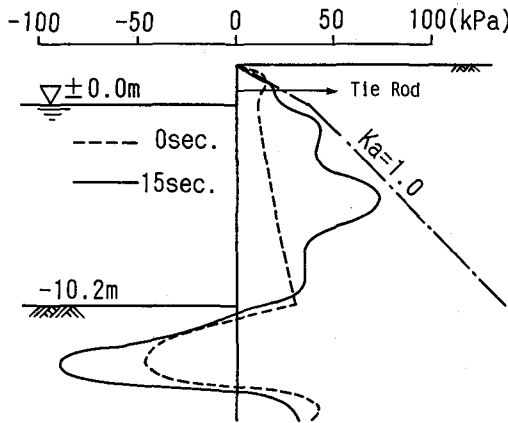


図-3 無被害岸壁の土圧分布図  
(大浜1号岸壁)

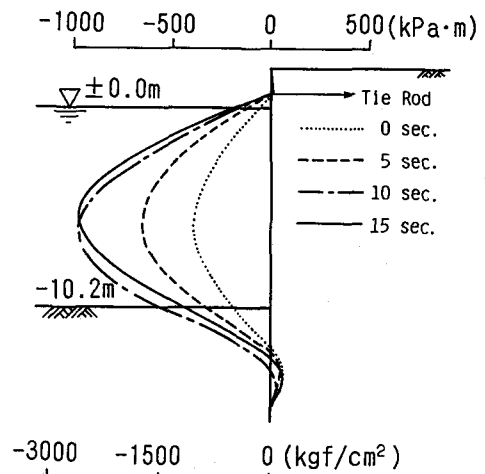


図-4 無被害岸壁の曲げモーメント図  
(大浜1号岸壁)

#### 4. 被害岸壁の解析結果

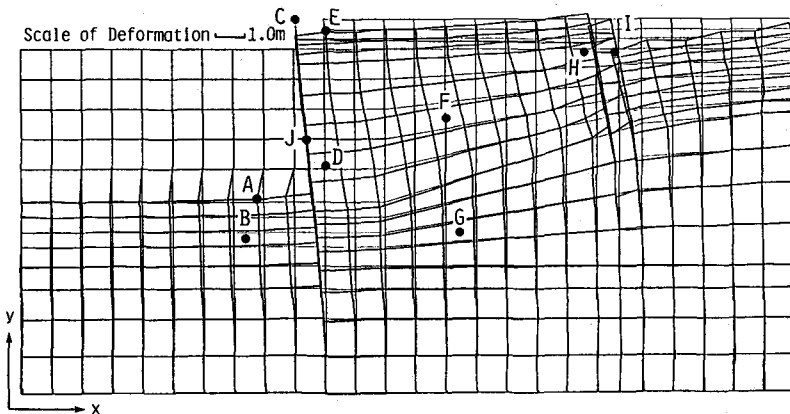


図-5 大浜2号岸壁の(被害岸壁)14秒加振時の変形図

図-5に大浜2号岸壁の14秒加振時の変形を示す。矢板は背後の埋立地盤と共に海側へせり出す形で変形している。解析により求めた矢板の変形は、図-1に示す実際に被害を受けた矢板の変形に一致する形となった。矢板頂部は、加振と共に徐々に海側に変位し、解析による矢板頂部の最大水平変位は1.1m程度となった。被害を受けた矢板の実測値は1.1m~1.8mであり、整合性のある結果となった。

図-6に加振前（静的解析結果）および15秒加振後の土圧合力分布（有効応力+過剰間隙水圧）を示す。加振後の矢板背面の主働側土圧分布は、海面下-10mまで深さ方向に増加する傾向を示している。同図中にあわせて土圧係数 $K_a = 1.0$ の線を一点鎖線で示したが、第1層がほぼ全域に渡ってこの線に沿った形で分布している。すなわち、第1層が液状化状態にあることを示しているといえる。

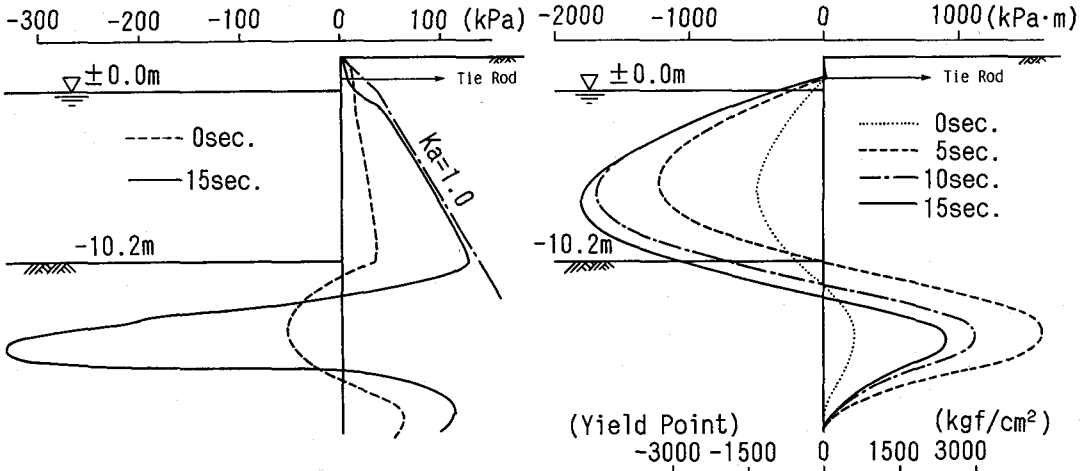


図-6 大浜2号岸壁の土圧分布図  
(被害岸壁)

図-7 大浜2号岸壁の曲げモーメント図  
(被害岸壁)

土圧によって矢板に作用する曲げモーメント分布を図-7に示す。5秒加振時には、最大値発生点および曲げモーメント0点がいったんは加振前より上側に発生するが、その後は第1層の液状化域の拡大および前面地盤の降伏に伴って、最大値および曲げモーメント0点が下方に移動している。海面下-6mの地点における曲げモーメントの時刻歴を図-8に示す。

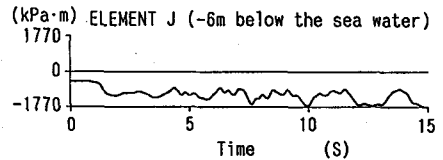


図-8 曲げモーメントの時刻歴

矢板を線形要素として取り扱っているため、計算上では矢板が降伏することはないが、曲げモーメントは加振時間と共に増加し、5秒加振時には $3200\text{kgf/cm}^2$  ( $1200\text{kPa}\cdot\text{m/m}$ )となり、同矢板の降伏応力 $3000\text{kgf/cm}^2$  ( $1120\text{kPa}\cdot\text{m/m}$ )を越える値となった。実際に被害を受けた矢板では、全体変形および亀裂発生箇所から海面下-6m前後の所に最大曲げモーメントが発生したと考えられ、解析結果の最大曲げモーメント発生箇所と一致する結果となった。ここで、解析において矢板を線形要素として取り扱っていることによる変位への影響については、矢板頂部変位は、地盤の強度つまり控え工の変位そのものに影響されるものであり、矢板の降伏が著者らが求めているオーダーの解析結果に大きくは影響しないと考えられる。

これら背後埋立地盤の液状化について、図-9に15秒加振時の過剰間隙水圧比 $(1-\sigma'_m/\sigma'_{m0})$ の分布を示す。第一層のほぼ中央部に帯状に $(1-\sigma'_m/\sigma'_{m0})$ が0.9以上を示している範囲が存在していることがわかる。また、矢板前面地盤のごく浅い部分においても有効応力が減少する傾向にある。これらは、第1層の完全液状化を示すものであり、計算結果の示す裏込め砂の液状化は、実際の岸壁に見られた噴砂などの液状化現象

と良く整合するものである。

応力-歪関係について、まず、図-4に示す矢板前面の要素Bの有効応力とせん断応力の関係を図-10(a)の上段に示す。初期においてダイレタンシーの影響で有効応力は一時的にせん断応力と共に増大するが、最終的には初期の応力程度で増減を繰り返し、有効応力およびせん断応力の低下は認められない。初期応力の増大は同図中段に示すように、軸差ひずみの初期の急激な増加につながる。矢板背面の要素Dについて見ると、図-10(b)の上段に示すように有効応力は加振と共に、液状化により急激に減少し、有効応力およびせん断応力は0に近いところまで低下する。また、軸差応力と軸差歪の関係は同図中段に示すとおり、有効応力の低下と共にx方向の歪の増大により軸差ひずみが増加し、軸差応力が減少している。しかし、軸差応力は矢板の影響により完全には0にはならない。同図下段に示すようにこの要素は、矢板によって変形を拘束されているため、あまり大きなひずみはでていない。これらの変形の機構は、より簡便な解析において仮定されるすべりに伴う変形とは全く異なるものであることが理解される。

### 5. 結論

被害・無被害岸壁について2次元有効応力解析の適用性について検討した結果、以下のような結論を得た。

1) 変位、曲げモーメント及び液状化の発生の有無について、被害岸壁、無被害岸壁ともオーダの見地から実際の挙動と整合性のある結果が得られた。

2) 被害を受けた岸壁の変形の機構は、液状化にともなう応力の解放によって発生するものであって、簡便な手法として

一般に用いられる滑りを仮定した機構とは全く異なるものであることが示された。

参考文献 1)土田肇、他：1983年日本海中部地震港湾被害報告、港湾技研資料No.511,1985年,pp.5~27

2)I.Towhata and K.Ishihara:Modelling Soil Behaviour under Principal Stress Axes Rotation, Proc. 5th Internatinal Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, 1985, pp.523~530

3)S.Iai, Y.Matsunaga, T.Kameoka:Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, Report of The Port and Harbour Research Institute, Vol.29 No.4, 1990, pp.57~83

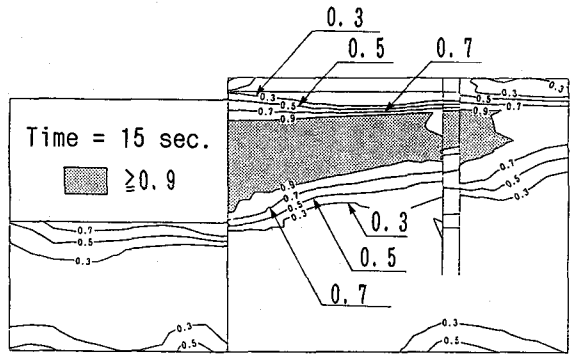
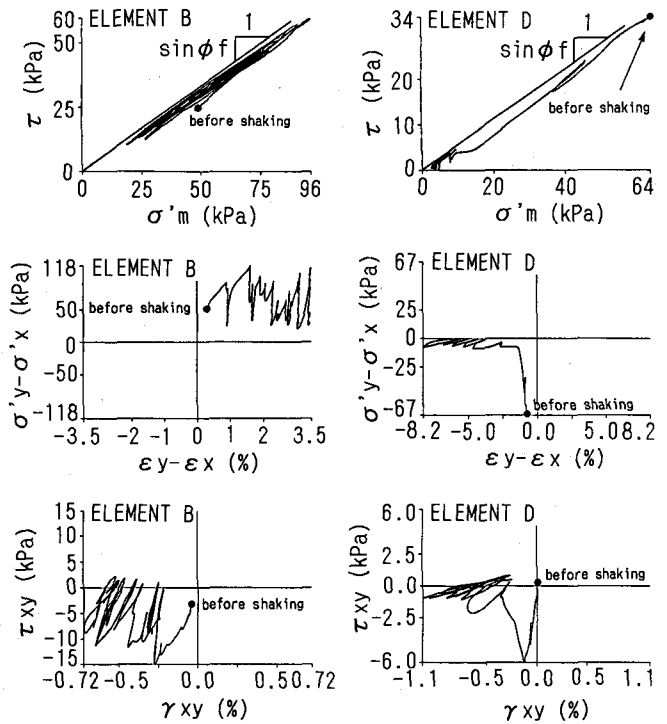


図-9 大浜2号岸壁の15秒加振時の過剰間隙水圧比



(a) 矢板前面 (b) 矢板背面

図-10 大浜2号岸壁の矢板前面及び矢板背面の応力-歪の関係(被害岸壁)