

波浪による混成防波堤周辺地盤の弾塑性挙動

桑 原 久 実*・大 槻 正 紀**

1. はじめに

波浪の波圧変動により、海底地盤の有効応力と間隙水圧は変動し、過剰間隙水圧の発生によって地盤は液状化することがある。これは、海岸で発生する漂砂、洗掘、底質の巻き上げなどの現象と密接に関連しているものと考えられる。

波浪による海底地盤に発生する過剰間隙水圧の変動は、変動過剰間隙水圧と残留過剰間隙水圧に分けて示すことができる。変動過剰間隙水圧は、一周期当たり過剰間隙水圧の平均値が変化しないものであり、波の峰が来ると地盤は高密度化し、波の谷が来ると液状化する。このような海底地盤の挙動については、Biot の圧密理論を基礎とし Yamamoto ら (1987) をはじめとする研究がある。我国でも、ウォーターフロントが注目されるようになり数多くの研究が行われ (例えば、善ら (1987))、筆者の一人も波圧の時間的な変動が海底地盤の安定性に与える影響について検討している (Kuwahara and Tamai (1991))。一方、残留過剰間隙水圧は、過剰間隙水圧の一周期当たりの平均値が波浪の繰り返し作用によって上昇するものであり、過剰間隙水圧の蓄積により有効応力が低下し、液状化するものである。これは、地震による液状化と似た現象と言える。

毎年、数多く防波堤の被災事例が報告されているが、上述したような波圧変動による地盤の強度の低下が、被災の一因ではないかと指摘されている。このため、Mae-no and Nago (1991)、間瀬ら (1991)、Tai ら (1990) などによって研究が行われ有益な知見が得られているが、いずれも Biot の圧密理論を用い、地盤変形を弾性論で表しているため、変動過剰間隙水圧のみを対象としており、波浪の繰り返しによる過剰間隙水圧の蓄積、地盤強度の低下を表現することはできない。

以上の背景から、本研究は、Biot の二相混合体理論 (慣性項を含む) を基礎式とし、地盤変形の非線形性を弾塑性論で表現し、波浪の繰り返しによる残留過剰間隙水

圧の発生を考慮した防波堤周辺地盤の安定性を有限要素法で検討しようとするものである。

2. 解析手法の概要

波浪による海底地盤の弾塑性挙動解析は、柴田ら (1990) によるものを用いており、解析手法の概要を示すと次のようになる。

基礎式は、次式のような地盤変形と間隙水の相互作用を考慮した Biot の二相混合体理論を用いている。

$$\rho \ddot{u}_i = \sigma_{ij,j} + \rho b_i \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\rho_f \ddot{u}_{i,i} - p_{,ii} - \frac{\gamma_w}{k} \dot{e}_{ii} + \frac{n\gamma_w}{kK_f} \dot{p} = 0 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 ρ : 地盤の密度、 ρ_f : 間隙流体の密度、 p : 間隙水圧、 γ_w : 間隙流体の単位体積重量、 k : 透水係数、 n : 間隙率、 b : 物体力、 σ : 全応力、 u : 地盤骨格の変位、 e : 地盤骨格の歪、 K_f : 間隙流体の体積弾性係数である。

基礎式は有限要素法のために離散化すると、次式のようになる。

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} [M] + \beta \Delta t^2 [K]_{t+at}, \vec{K}_v \\ \vec{K}_v^T, A - \alpha' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \vec{u}_{N|t+at} \\ p|_{t+at} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ \sum \alpha'_i p_i|_{t+at} \end{Bmatrix} \\ & = \begin{Bmatrix} \vec{F}|_{t+at} - \vec{R}|_t - [K]_{t+at} (\Delta t \vec{u}_{N|t} + (1/2 - \beta) \Delta t^2 \ddot{u}_{N|t}) \\ \vec{K}_v^T (\vec{u}_{N|t} + (1 - \gamma) \Delta t \vec{u}_{N|t}) / (k(1/g - \gamma \Delta t/k)) + A p|_t \end{Bmatrix} \\ & \quad \dots\dots\dots (3) \end{aligned}$$

ここに、

$$\alpha = \sum \alpha_i \alpha' = \frac{1}{\gamma_w(1/g - \gamma \Delta t/k)} \alpha,$$

$$\alpha'_i = \frac{1}{\gamma_w(1/g - \gamma \Delta t/k)} \alpha_i \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$A' = \frac{1}{\Delta t(1/g - \gamma \Delta t/k)} \int_v \frac{n}{kK_f} dv \quad \dots\dots\dots (5)$$

$[M]$: 質量マトリクス、 $[K]$: 剛性マトリクス、 g : 重力加速度、 $\vec{K}_v$: 体積歪、 β, γ : newmark- β 法の定数、 $\vec{F}$: 境界応力ベクトル、 $\vec{R}$: 応力増分ベクトル、 Δt : 時間間隔、 α_i : 要素 i と隣接要素の重心距離と要素の幅で計算される。

地盤変形は、Akai ら (1988) による地盤の構成式を用いている (図-1、参照)。降伏は、応力比が変化すれば常に生じるものとしている。降伏関数は、次式で示さ

* 正会員 農博 水産庁水産工学研究所 研究員

** 正会員 工博 水産庁水産工学研究所 室長

れる。

$$f = \overline{\eta(n)} - k_s \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 k_s : 歪硬化パラメーター、 $\overline{\eta(n)}$: 応力反転時との相対応力比で次式で示される。

$$\overline{\eta(n)} = \{(\eta_{ij} - \eta_{ij(n)})(\eta_{ij} - \eta_{ij(n)})\}^{1/2} \quad \dots\dots\dots (7)$$

$\eta_{ij} (= s_{ij}/\sigma'_m)$: 偏差応力比テンソル、 s_{ij} : 偏差応力テンソル、 σ'_m : 平均有効応力である。

歪硬化パラメーター k_s は、双曲線関数の次式を用いる。

$$k_s = \frac{\overline{\eta(f)} G' \bar{\gamma}^P}{\overline{\eta(f)} + G' \bar{\gamma}^P} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 G' : 定数、 $\overline{\eta(f)}$: 破壊時の相対応力比であり次式で示される。

$$\overline{\eta(f)} = \{(\eta_{ij(f)} - \eta_{ij(n)})(\eta_{ij(f)} - \eta_{ij(n)})\}^{1/2} \quad \dots\dots\dots (9)$$

また、 $\bar{\gamma}^P$: 相対塑性歪であり、次式で示される。

$$\bar{\gamma}^P = [(e_{ij}^P - e_{ij(n)}^P)(e_{ij}^P - e_{ij(n)}^P)]^{1/2} \quad \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 e^P : 塑性偏差歪である。

塑性ポテンシャルは、次式で示される。

$$g = \overline{\eta(n)} + \tilde{M} \ln(\sigma'_m / \sigma'_{ma(n)}) \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 $\tilde{M}$: 変相応力比、 $\sigma'_{ma(n)}$: 応力反転時の応力比と塑性ポテンシャルの交点の平均有効応力である。

変相応力比を決めるのに用いる過圧密境界曲面は、次式で示す。

$$f_b = \overline{\eta(o)} + \tilde{M}_m \ln(\sigma'_m / \sigma'_{mb}) \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 $\overline{\eta(o)}$: 正規圧密終了時の相対応力比、 σ'_{mb} : $f_b = 0$ と圧密終了時の応力比一定線との交点の平均有効応力、 $\tilde{M}_m$: せん断変形仮定において体積圧縮歪が最大となるとき応力比である。

また、変相応力比 $\tilde{M}$ は、正規圧密領域 ($f_b \geq 0$) では、

$$\tilde{M} = \tilde{M}_m \quad \dots\dots\dots (13)$$

であり、過圧密領域 ($f_b < 0$) では、次式のように定める。

$$\tilde{M} = -\eta / \ln(\sigma'_m / \sigma'_{mc}) \quad \dots\dots\dots (14)$$

$\eta (= (\eta_{ij} \eta_{ij})^{1/2})$: 現在の応力比、 σ'_{mc} : 過圧密境界曲面と σ'_m 軸との交点である。

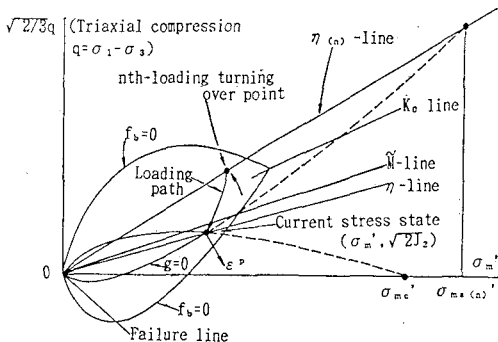


図-1 土砂構成モデル (Akai ら (1988))

図-2 は、解析モデルと要素分割を示している。解析における境界条件は、次のようなものである。

[応力境界] 沖側の海底面、マウンドおよびケーソン前面に波圧変動が作用する。

[変位境界] 海底地盤の側面は水平、底面は水平と鉛直方向を固定する。

[排水境界] 海底面とマウンド表面は排水とし、それ以外は非排水とする。

要素には、ケーソン、マウンドおよび海底地盤によるものがあるが、物性値の異なる間にはジョイント要素を設けている。座標は、水平方向は沖向きを正に、鉛直方向は上向きを正にしている。

波圧変動は、次式のような微小振幅波理論の重複波を用いている。

$$p_0 = \rho_f g H \frac{\cosh k Y}{\cosh k h} \cos[\omega(t - T/4)] \cos(k X) \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここに、 H : 波高、 h : 水深、 k : $2\pi/L$ 、 ω : $2\pi/T$ 、 T : 周期、 L : 波長、 t : 経過時間である。

図-3 には、波浪による防波堤マウンドの挙動を見るために着目した節点、要素を示している。

表-1 は、解析に用いた物性定数を示している。地盤、マウンドは弾塑性材料とし、ケーソンは弾性材料としている。海底地盤は砂地盤を、マウンドは栗石によるものを考えて定数を決めている。また、表-2 はジョイント要素の物性定数を示している。マウンドと地盤の間にあるジョイント要素の弾性定数は地盤のものを、ケー

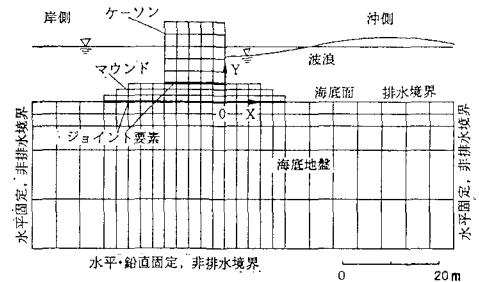


図-2 解析モデルと要素分割

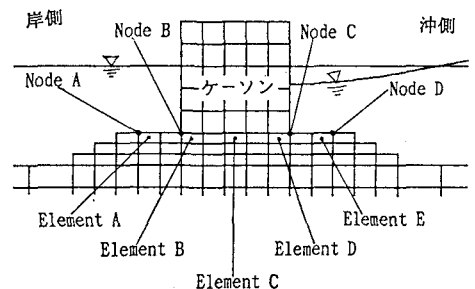


図-3 着目した節点と要素の位置

表—1 解析に用いた物性定数

	海底地盤	マウンド	ケーソン
間隙率 n	0.4	0.4	0.0
体積弾性係数 E (KN/m ²)	1.0×10^5	5.0×10^5	2.5×10^7
ポアソン比 ν	0.4	0.4	0.2
透水係数 k (m/s)	0.00001	0.01	0.0
密度 ρ (t/m ³)	2.5	2.5	2.5
変相応力比 $\bar{M}$	0.8	1.1	
破壊応力比 M_m	0.8	1.1	
G'	5.0×10^5	5.0×10^5	

表—2 ジョイント要素の物性定数

	地盤とマウンド	マウンドとケーソン
垂直弾性定数 k_n (KN/m ²)	3.57×10^4	1.85×10^5
せん断弾性定数 k_s (KN/m ²)	1.67×10^5	8.35×10^6
摩擦角 δ (度)	35.0	35.0

ソンとマウンド間のジョイント要素はマウンドのものを
用いている。

正規圧密終了時および初期の地盤内応力は、地盤、マ

ウンド及びケーソンの自重を作用させ、ここでは簡単に、弾性論による有限要素法で求めている。

波浪特性は、 $H=2.0\text{ m}$, $h=11.25\text{ m}$, $T=7.5\text{ sec}$ である。また、計算ステップは、波の周期 T の $1/12 (\Delta t = 0.625\text{ sec})$ であり、8周期まで計算している。

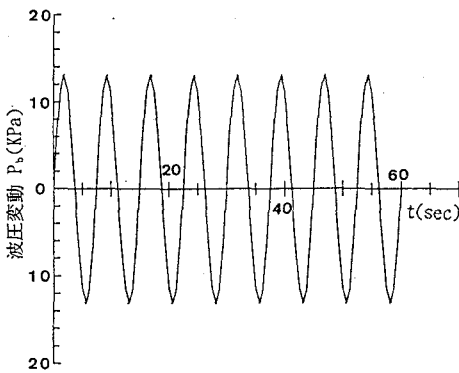
3. 結果および考察

(1) 防波堤マウンドの挙動

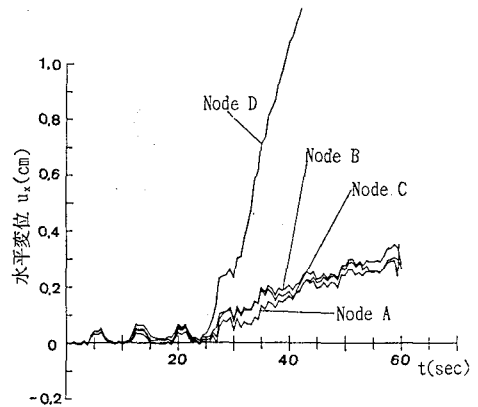
図—4 は、波浪による防波堤マウンドの経時変化を示している。(a)～(g) は順に、ケーソン脚部の波圧変動 P_b 、水平変位 u_x 、鉛直変位 u_y 、せん断ひずみ γ 、過剰間隙水圧 p_e 、平均有効応力 σ'_m 、せん断応力 τ である。縦軸には、それぞれの変化量を取り、横軸には経過時間をとっている。

全体の傾向を見ると、波の作用を受けた直後から3周期ごろまでは、防波堤周辺地盤は弾性的な挙動を示しているが、4周期目の波が作用するころから急激に塑性的な挙動となっていることがわかる。

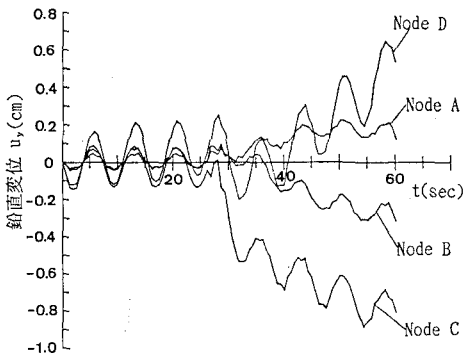
(b) と (c) から変位について見ると、3周期ごろまで、水平変位はケーソン脚部の波圧が増加すると岸向き



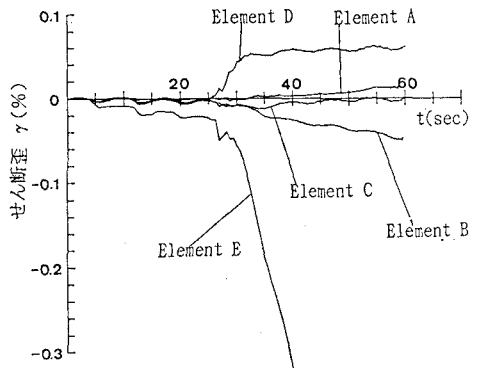
(a) 波圧変動 P_b



(b) 水平変位 u_x



(c) 鉛直変位 u_y



(d) せん断歪 γ

図—4 防波堤マウンドの挙動 (その 1)

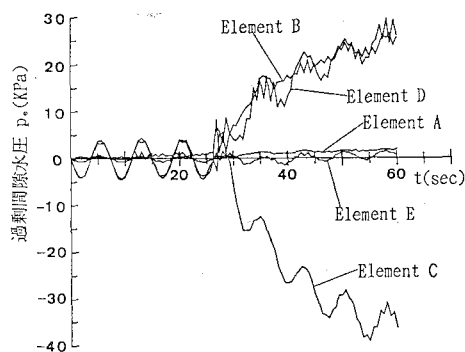
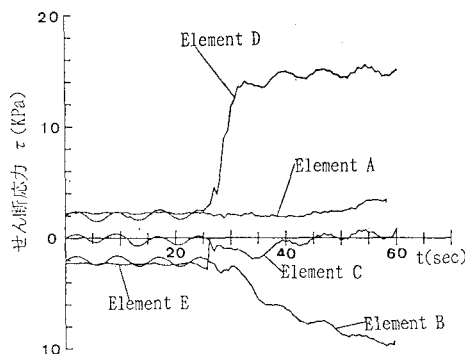
(e) 過剰間隙水圧 p_e (g) セン断応力 τ

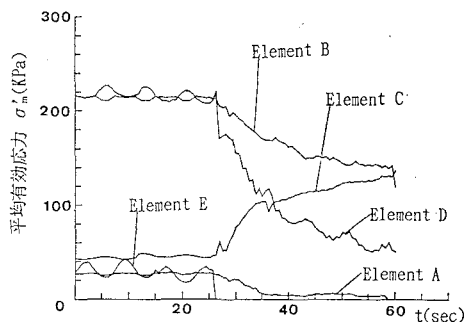
図-4 防波堤マウンドの挙動 (その 2)

に、減少すると沖向きに変位し、鉛直変位はケーソン脚部の波圧が増大すると下向きに、減少すると上向きに変位している。その後、波の繰り返しにともない、水平変位は沖向きに大きくなり、鉛直変位はケーソン前趾 (Node C) と後趾 (Node B) で下向きに、ケーソンの沖側マウンド (Node D) で上向きに大きく変位することがわかる。

(d) からせん断歪は、波の繰り返しにともなって増大することがわかる。4 周期目ころから沖側のマウンド (Element E) でせん断歪は急激な変化を示している。

(e) から地盤内の過剰間隙水圧の変化について見ると、ケーソン前趾 (Element B) と後趾 (Element D) では過剰間隙水圧が増加し、ケーソン底面中央 (Element C) では減少することがわかる。

(f) の平均有効応力の変化は、沖側のマウンド (Element E) で液状化が発生したところからケーソン前趾 (Element B) と後趾 (Element D) では有効応力が減少し、ケーソン底面中央 (Element C) では増加している。この傾向は、(e) の過剰間隙水圧の変化とよく対応していることから、ケーソン前趾および後趾の有効応力の減少は、過剰間隙水圧の蓄積によるものと考えられる。

(f) 平均有効応力 σ'_m

(g) のせん断応力の変化は、4 周期目頃からケーソンの前趾と後趾で大きな値を示すようになっていことがわかる。

なお、マウンドの内部および海底地盤の挙動についても検討を行ったが、上述したものと同様な傾向が見られた。

(2) 液状化の発生状況

図-5 は 8 周期目の波の作用が終了した直後に液状化の発生領域を示している。

マウンドの沖側法面、ケーソン前趾及び後趾の直下のマウンド内部で液状化が発生していることがわかる。マウンドの沖側法面は波圧の変動水圧により、ケーソン前趾及び後趾の直下のマウンドはケーソンのロッキングによるものと考えられる。

周期ごとに液状化の発生状況を見ると、まず、マウンドの沖側法面が液状化し、その後、ケーソン前趾直下のマウンド、次に、ケーソン後趾直下のマウンドで発生することがわかった。

4. おわりに

波浪による混成防波堤周辺地盤の挙動について、Biot の二相混合体理論を用い、地盤変形を弾塑性論で表現し、残留過剰間隙水圧の発生を考慮した解析を行った結果、従来の研究で行われていた弾性論によるものと異なり、波浪の繰り返し作用によるせん断歪の増加、過剰間隙水圧の蓄積、それにとまう地盤強度の低下が表現でき

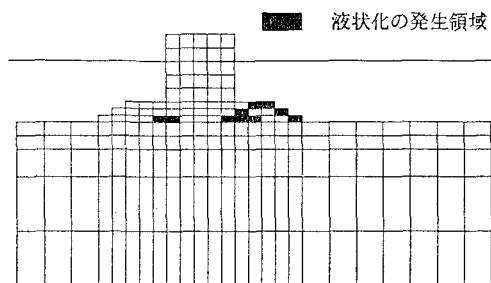


図-5 液状化の発生状況

味深い結果が得られた。

今後は、海底地盤、マウンドの透水係数、弾性定数による防波堤の破壊モードの相違について検討したいと考えている。

本解析手法による地盤の挙動は、地盤の初期応力状態(応力比)に強く依存するものとなっている。ここでは弾性論によって求めたためマウンド内部に応力集中が生じており、非常に破壊しやすい状況になっている。さらに、実際の現象に近づけるには、防波堤施工後、マウンドに生じていた応力集中は周辺地盤に分散していくことから、圧密による地盤変形解析(例えば、柴田・関口(1990))などを用いて、防波堤周辺地盤の初期応力を正確に評価することが望ましいと考えられる。

参 考 文 献

- 柴田 徹・佐藤忠信・岡二三生・福井卓雄・八嶋 厚 (1990): 2次元液状化プログラムの開発に関する調査・研究, 防災研究協会, 183 pp.
- 柴田 徹・関口秀雄 (1980): 盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動と破壊予測, 土木学会論文報告集, 第301号, pp. 93-104.
- 善 功企・山崎浩之・渡辺 篤 (1987): 海底地盤の波浪による液状化および高密度化, 港研報告, 第26巻, 4号, pp. 125-180.
- 間瀬 肇・川迫郁夫・酒井哲郎 (1991): 混成堤基礎地盤の波浪応答に関する研究, 海岸工学論文集, 第38巻, pp. 821-825.
- Akai, K., T. Adachi and F. Oka (1988): A cyclic elastoplastic constitutive model for sand, Constitutive equations for granular noncohesive soils, Ed. by Saada & Bianchini, Balkema, pp. 101-114.
- Kuwahara H. and S. Tamai (1991): Effect of asymmetric wave pressure variation on seabed response, International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development, —Theory and Practice on Soft Ground— (GEO-COAST'91), pp. 585-590.
- Maeno, S. and H. Nago (1991): Numerical Analysis on the Dynamic Behavior of Sea Bed around Breakwater, International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development, —Theory and Practice on Soft Ground— (GEO-COAST'91), pp. 591-596.
- Yamamoto, T., H. Koning, H. Sellmeier and E. V. Hijum (1987): On the response of aporo-elastic bed to water waves, J. Fluid Mech., Vol. 87, No. 1, pp. 193-206.
- Tai, Y. T., W. G. McDougal and C. K. Sollitt (1990): Response of finite depth seabed to waves and caisson motion, J. of Watway, Port, Coastal and Ocean Eng., ASCE, Vol. 116, No. 1, pp. 1-20.