

砕波衝撃圧による海岸護岸の動的応答特性について

Response of Coastal Dike by Shock Pressure of Breaking Wave.

桑原久実*・玉井佐一**

Hisami Kuwahara and Saichi Tamai

This paper researches numerically by finite element method about responses of coastal dikes under shock pressure of breaking water waves. It was found that the tension and shear failure developed in the upper part of back-filling soil by shock pressure waves. The generation of the excess pore water pressure causes to scour in the toe and suck out in back-filling soil. Coastal dikes become dangerously when the breaking wave height and the breaking water depth are large, the angle of dike is steep, the penetration depth is small and the thickness of concrete wall is thin.

Keywords: coastal dike, back-filling soil, sucking out.

1. はじめに

海岸護岸・堤防の吸い出し現象を解明するため、既に、筆者らは、海底面の波圧変動により構造物周辺地盤に発生する浸透力に着目し研究を行ってきた^{1)・2)}。ここでは、衝撃的な砕波圧が護岸表法被覆壁に作用する場合について、裏込め土砂の動的な挙動を検討する。これは、砕波衝撃圧により海岸護岸の周辺地盤に振動が発生し、この振動によって裏込め土砂やその周辺地盤に液状化が生じ、護岸脚部の洗掘や裏込め土砂の吸い出しを誘発する可能性があると考えられるためである。砕波圧を受ける海岸構造物の安定性を動的解析により求めた研究は、砕波圧の時間的な変動が不明であること等が障害となり、あまり活発に行われていないようである。筆者らの知る範囲では次のようなものがある。合田³⁾は、砕波圧の変動を3角形パルスとしLaplace変換を用いて防波堤の安定性を検討している。また、山内・後藤・虎石^{4)・5)}は、モード解析と1自由度系の解析解⁶⁾の結合型と有限要素法を用いて、砕波衝撃圧による傾斜防波堤の応答特性を求めている。さらに、Meissner and Hartmann⁷⁾は、Biotの波動伝播式⁸⁾を用い有限要素法により護岸背後地盤の間隙水圧を求め実験値と比較し、その妥当性を示している。このBiotの波動伝播式による解法は、地盤骨格の変位と間隙水の挙動の慣性項とcouplingを考慮した優れた手法であるが、数値積分の際に生じる誤差、護岸背後の一樣不飽和地盤をどのように取り扱うかなど、多くの問題を解決する必要がある。

このような背景から、本研究は、砕波衝撃圧を受ける海岸護岸の動的性状を見る基礎的な研究として、一般的な振動方程式を用いて有限要素法により解析的に検討することにした。砕波衝撃圧を受ける海岸護岸の動的応答特性は、衝撃波圧、護岸形状を変化させ地盤骨格の変位、間隙水圧及び応力を求めた。

2. 解析手法の概要

振動問題における一般的な運動方程式は、マトリクス表示すると次式で示される。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (1)$$

ここに、 $[M]$:質量マトリクス、 $[C]$:減衰マトリクス、 $[K]$:剛性マトリクス、 $\{u\}$:変位、 $\{F(t)\}$:波圧であり、は時間微分を示している。質量マトリクスはconsistent mass matrixを用い、減衰マトリクスは質量マトリクスと減衰定数 β の積で表した(ここでは、 $\beta=1.0\%$)。 (1)式の数値解法は、直接積分法(陰解法)の一つであるwilson $n-\theta$ 法を用い、 θ の値は無条件安定である1.4を用いている。

有限要素法を用いて振動解析を行う場合、地盤内に境界を設ける必要があるが、これによって境界から発生する反射波が問題となる。ここでは、次式で示すLysmer and Kuhlemeyer⁹⁾による粘性境界を用いて、反射波を吸収するようにし、境界の影響を取り除いている。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \rho V_s u_s \\ \sigma &= \rho V_p u_n \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここに、 τ :せん断応力、 σ :垂直応力、 ρ :地盤の密度、 V_s, V_p :P,S波の伝播速度、 u_s, u_n :境界面の接線方向、法線方向の変位速度である。なお、 $V_s = \sqrt{\lambda + 2G/\rho}$ 、 $V_p = \sqrt{G/\rho}$ 、(G :せん断弾性係数、 λ :ラメ定数)である。

護岸表法壁に作用する波圧分布は、鉛直護岸直前で砕波し、その直後の衝撃的な波圧 P を算定するために提出されたkirkgöz¹⁰⁾によるものを用いた。護岸壁の勾配が変化することによって、波圧の水平成分は $P_x = P \cdot \cos^2 \alpha$ 、鉛

* 正会員 高知大学大学院 研究生 (〒783 高知県南国市物部乙200)

** 正会員 高知大学農学部農業工学科 教授

直成分は $P_V = P \cdot \sin^2 \alpha$ となるものとした。

地盤内の応力は、地盤の自重及び静水圧による静的変位(初期変位)と衝撃砕波圧による動の変位を重ね合わせて変位を求め、次式により求めている。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= 2G \left\{ \frac{\partial (u_x + u_{x0})}{\partial X} + \frac{\nu}{1-2\nu} \left(\frac{\partial (u_x + u_{x0})}{\partial X} + \frac{\partial (u_y + u_{y0})}{\partial Y} \right) \right\} \\ \sigma_y &= 2G \left\{ \frac{\partial (u_y + u_{y0})}{\partial Y} + \frac{\nu}{1-2\nu} \left(\frac{\partial (u_x + u_{x0})}{\partial X} + \frac{\partial (u_y + u_{y0})}{\partial Y} \right) \right\} \\ \tau_{xy} &= G \left(\frac{\partial (u_y + u_{y0})}{\partial X} + \frac{\partial (u_x + u_{x0})}{\partial Y} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここに、 σ_x 、 σ_y ：水平、鉛直方向の垂直応力、 τ_{xy} ：せん断応力、 u_x 、 u_y ：水平、鉛直方向の地盤変位、 u_{x0} 、 u_{y0} ：水平、鉛直方向の初期地盤変位を示している。

地盤の初期変位は、よく知られている弾性論に基づく有限要素法を用い静的解析を行っている。また、砕波衝撃圧による護岸周辺地盤の安定性を評価するために、Coulombの破壊基準を用いて、引張り及びせん断破壊領域を見いだしている(ここでは、内部摩擦角は $\phi = 40.0^\circ$)。

地盤内の間隙水圧の変化は、砕波衝撃圧の作用時間が非常に短いことから、その直後の護岸周辺地盤の挙動が非排水状態にあるものとして解析している。次式は、skemptonの式を2次元平面歪場に適用できるように拡張したものである^{11)、12)}。

$$p = \frac{1}{1+n \frac{E_r}{E_s}} \left\{ \frac{\Delta \sigma_{\max} + \Delta \sigma_{\min}}{2} \right\} \quad (4)$$

ここに、 p ：間隙水圧の変動量、 $\Delta \sigma_{\max}$ 、 $\Delta \sigma_{\min}$ ：最大、最小主応力の変動量、 n ：間隙率、 E_r ：間隙流体の弾性係数、 E_s ：地盤骨格の弾性係数である。

図-1は護岸周辺地盤の解析モデルを示している。座標軸は、原点を0点にとり、水平方向(X)は岸向きを正、鉛直方向(Y)は上向きを正としている。また、護岸壁はコンクリート、護岸周辺の地盤は土砂で構成されており、海浜勾配は1/10としている。図-2は有限要素法のために使用した要素分割の一例を示している。また、図-3は裏込め土砂の挙動を見るために着目した護岸背面の節点と要素の位置を示している。

地盤及びコンクリートの自重、静水圧による地盤の初期変位を求める静的解析の境界条件は、次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} (X=-W, 0 \leq Y \leq D_1), (X=+W, 0 \leq Y \leq D_2) \text{ において, } u_x &= 0 \\ (-W \leq X \leq +W, Y=0) \text{ において, } u_y &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

静水位以下の護岸壁面及び海底面において、静水圧が作用する。

また、衝撃砕波圧による護岸周辺地盤の動的応答解析を行う境界条件は、次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} (X=-W, 0 \leq Y \leq D_1), (-W \leq X \leq +W, Y=0) \text{ 及び } (X=+W, 0 \leq Y \leq D_2) \text{ において, (2)式で示した粘性境界とする。} \\ \text{護岸壁の表面において、衝撃砕波圧が作用する応力境界とする。} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

表-1は、解析に使用した護岸のコンクリート壁及び裏込め土砂の物性定数を示している。裏込め土砂は、飽和状態にあるものとしている。また、これらの定数は、種々の文献¹³⁾を参考にして定めている。

有限要素法を用いて振動解析を行う場合、時間及び空間のメッシュ間隔が計算結果に与える影響に注意する必要がある。試行の結果、時間メッシュは0.001sec、空間メッシュは図-2の節点数370個、要素数679個程度として解析を進めている。

3. 護岸の一般的な応答特性

図-4は、砕波衝撃圧による護岸周辺地盤の一般的な変動特性を示している。着目した節点及び要素は図-3に示したものである。(a)、(b)は水平 u_x 、鉛直変位 u_y を示し、(c)は間隙水圧 p 、(d)、(e)は最小 $\sigma_{\min}$ 、最大主応力 σ

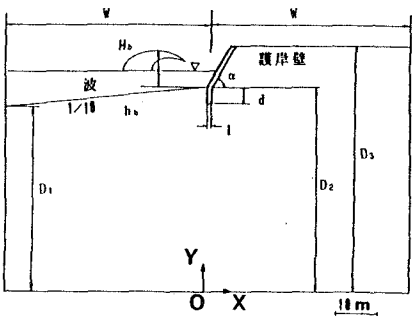


図-1 護岸周辺地盤の解析モデル

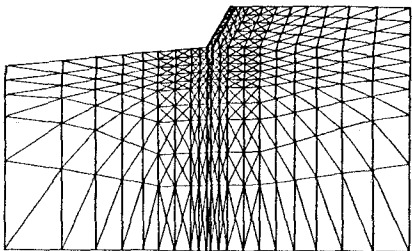


図-2 要素分割の一例

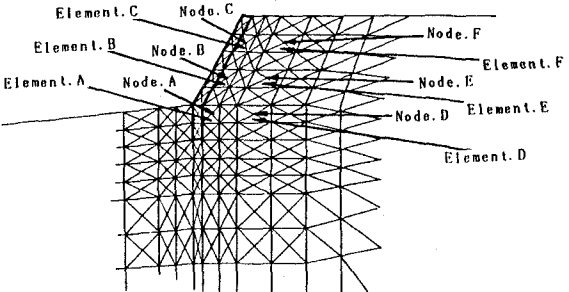


図-3 着目した節点と要素の位置

表-1 解析に用いた物性状数

	地 盤	コンクリート
地盤の弾性係数(E_s)	$1.0 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	$5.0 \times 10^9 \text{ N/m}^2$
ポアソン比(ν)	0.4	0.4
密度(ρ)	2000.0 kg/m^3	2500.0 kg/m^3
間隙率(n)	0.4	0.1
間隙流体の弾性係数(E_r)	$1.0 \times 10^9 \text{ N/m}^2$	$1.0 \times 10^9 \text{ N/m}^2$

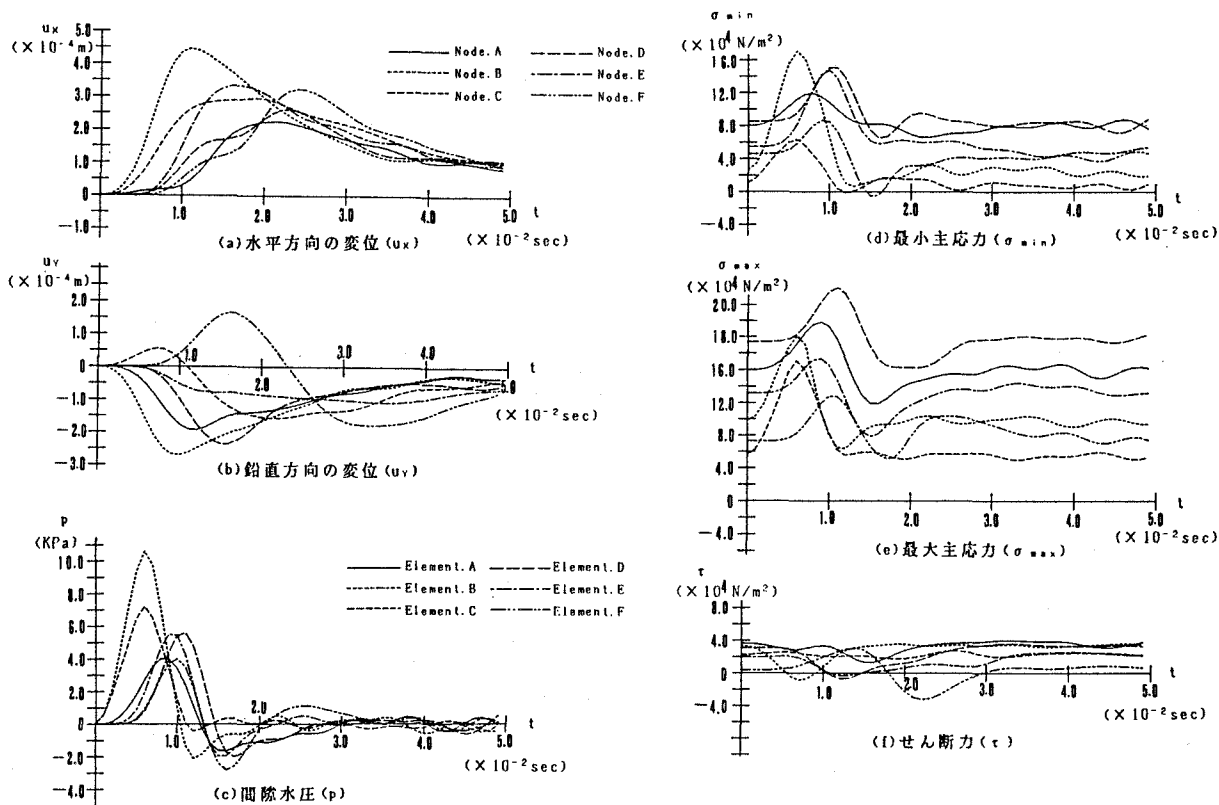


図-4 砕波衝撃圧による護岸周辺地盤の一般的な変動特性

また、(f)はせん断力 τ の変動状況を示している。護岸壁の厚さ $l=1.0$ m、根入れ深さ $d=4.0$ mである。衝撃波圧は $H_b=4.0$ m、 $h_b=4.0$ m、 $\alpha=60^\circ$ の場合であり、波圧分布は図-5となる。また、波圧の作用時間は $\Delta T=0.01$ secである。図の縦軸は、地盤骨格の変位、間隙水圧及び応力などの地盤の挙動を示す値を、横軸は経過時間を示している。

(a)、(b)により地盤骨格の変位の変動状況について見ると、水平方向の変位は岸側へ、鉛直方向は裏込め土砂上部のNode.C及びNode.Fでは、衝撃砕波圧の作用によって、はじめは上向きに、その後下向きに変位するが、裏込め土砂の下部でははじめから下向きに変位している。

(c)の間隙水圧の変動状況は、いずれの要素でも変動がピークに達した直後、初期水圧より低下し、その後小さな変動を伴いながら初期水圧に近づくことがわかる。また、ピークの値は、最大の衝撃波圧が作用する位置に近いほど大きく現れ、ピークに達する時刻は、地盤内部にはいるほど遅れて現れている。(d)、(e)の最小、最大主応力の変動状況は、間隙水圧の変動状況と同様な傾向にあることがわかる。(d)の最小主応力の変動では、裏込め土砂上部のElement.C及びElement.Fで負の値を示しており、このあたりで引張り破壊が生じることがわかる。(f)のせん断力の変動は、Element.Fで最も大きく変動している。

図-6は、砕波衝撃圧による護岸周辺地盤の一般的な応答特性を分布図で示したものである。(a)は地盤の変位 u_x 、 u_y のベクトル表示、(b)は間隙水圧 p 、(c)は主応力 σ_{max} 、 σ_{min} 及び(d)はせん断力 τ の分布状況の時間経過による変化を示したものである。また、(c)には、引張り、せん断破壊領域を濃淡のドットで示してある。

(a)の地盤変位の分布は、時間が経過するに従い、護岸壁から裏込め土砂の岸側に向かって変位が大きくなっており、衝撃砕波圧の作用により地盤変位が生じ順々と地盤内部を伝播していく様子がよくわかる。また、地盤内応力波が伝播した直後の地盤は、裏込め土砂の上部で上向き、下部で下向きに変位しているが、応力波が通過し時間が経過すると地盤骨格の変位は波圧の作用方向と同じ方向へ減衰を伴いながら向くようになる。(b)の間隙水圧の分布は、時間経過に伴って護岸壁の背面から裏込め土砂の内部に向かって、ピークの値が低下し、領域を広げながら伝播していく状態がわかる。これらの間隙水圧の分布から浸透力について考えてみると、衝撃砕波圧の作用時では、大きな間隙水圧が護岸背後の裏込め土砂に生じており、浸透力は護岸脚部の洗掘を助長し、吸い出しを誘発する方向に作用している。その後、大きな間隙水圧は裏込め土砂の内部に移動するが、護岸壁の周辺では負の間隙水圧が

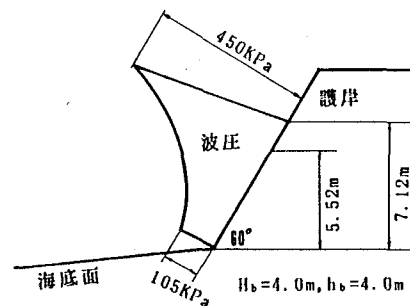


図-5 波圧分布

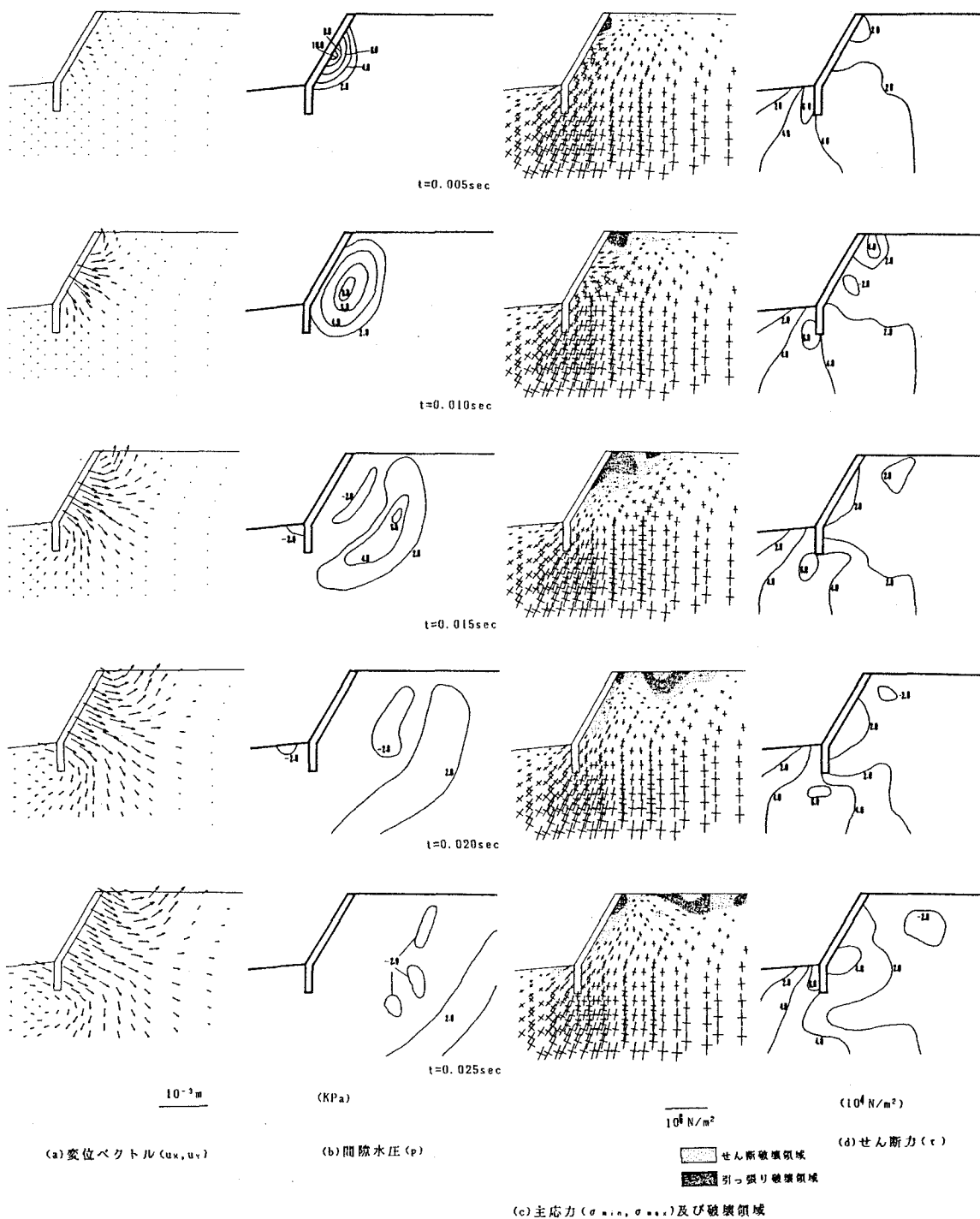


図-6 砕波衝撃圧による護岸周辺地盤の一般的な応答特性

生じており、浸透力は護岸壁周辺地盤を押し上げるように作用し、護岸周辺地盤の安定性は著しく低下するものと考えられる。(c)の主応力の分布は、時間経過に伴って護岸壁に加えられた衝撃砕波圧が裏込め土砂内を岸方向に移動していることがわかる。また、引張り、せん断破壊領域は、裏込め土砂の上部に発生しており、衝撃砕波圧が地盤内を伝播すると共に岸方向へ移動している。(d)のせん断力の分布は、静的な解析では、護岸周辺地盤のせん断力は正の値を示すが、衝撃砕波圧が作用することによって、負のせん断力が、時間の経過と共に護岸壁の背面から岸方向に移動していることがわかる。このようなせん断力の変動によって、地震による液状化と類似した機構で護岸周辺地盤に液状化の発生する可能性が考えられる。

4. 砕波衝撃圧、護岸形状による応答の変化

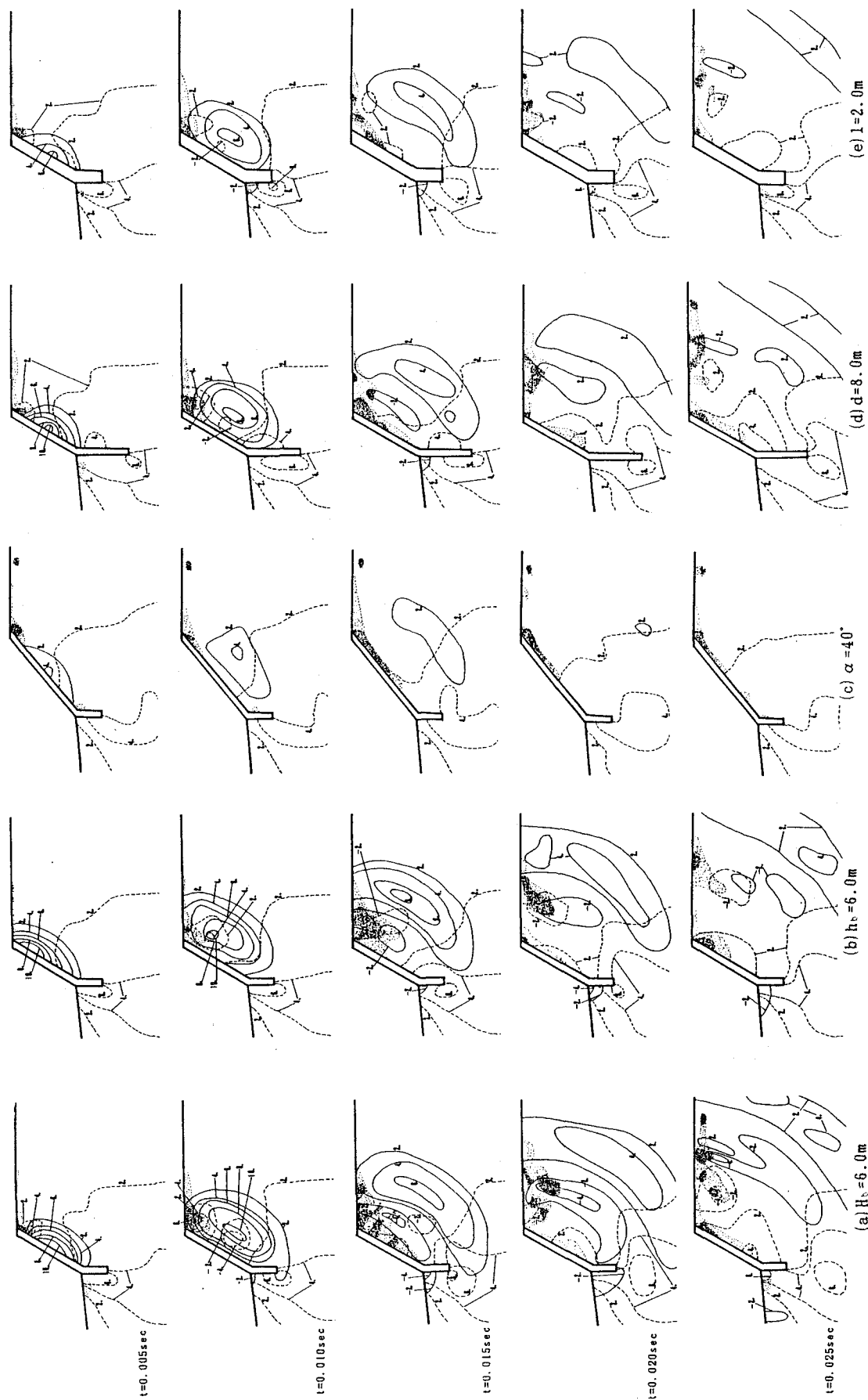


図-7 砕波衝撃圧、護岸形状による応答の変化
 間隙水圧 (—) : kPa, せん断力 (- - -) : $\times 10^3 \text{N/m}^2$

図-7は、砕波衝撃圧、護岸形状による護岸周辺地盤の応答の変化を示している。図-6の解析条件を基準とし、(a)は $H_b=6.0m$ 、(b)は $h_b=6.0m$ 、(c)は $\alpha=40^\circ$ 、(d)は $d=8.0m$ 、(e)は $l=2.0m$ と変化させた場合である。実線は間隙水圧、破線はせん断力、濃淡のドットは引張り、せん断破壊領域を示している。

(a)、(b)のように図-6の解析条件に比較して、砕波波高、砕波水深を増加させると護岸壁に作用する波圧は大きくなるため、裏込め土砂内の地盤変位は大きく、地盤内の応力変化も大きく生じている。また、これによって地盤内に大きな間隙水圧が発生し、裏込め土砂は不安定になるものと考えられる。また、裏込め土砂の引張り、せん断破壊領域も大きくなっている。(c)のように、護岸壁の勾配が緩やかであると護岸に作用する波圧は小さくなり、裏込め土砂の応答は非常に穏やかになっている。(d)のように、根入れ深さを大きくすると護岸脚部に生じる大きなせん断力は、地盤内部で発生する傾向にあり、護岸脚部地盤はやや安定となるようである。(e)のように、護岸壁の厚さを大きくすると、裏込め土砂の間隙水圧、せん断力の変動量は小さくなり、破壊領域も小さくなっている。これは、護岸のコンクリート壁が厚いほど、砕波衝撃圧を大きく吸収し、また、護岸壁が重くなるため押えの効果が効いているためと考えられる。

5. おわりに

砕波衝撃圧が護岸に作用することにより護岸周辺地盤に生じる動的な応答特性を有限要素法を用いて解析した結果、次のことが明らかになった。

- 1) 砕波衝撃圧の作用により、まず裏込め土砂の上部で上向き、下部で下向きに変位が生じ、その後、時間が経過すると共に地盤変位は波圧の作用方向と同じ方向へ減衰を伴いながら向くようになる。
- 2) 間隙水圧の分布は、時間経過に伴って護岸壁の背面から裏込め土砂の内部に向かって、ピークの値が低下し、領域を広げながら伝播している。
- 3) 間隙水圧の分布から浸透力を考えると、衝撃砕波圧の作用時に浸透力は護岸脚部の洗掘を助長し、吸い出しを誘発する方向に作用し、その後、護岸壁周辺地盤を押し上げるように作用する。
- 4) 砕波波高、砕波水深が大きいほど、護岸に作用する波圧が増加するため裏込め土砂の変動は大きくなる。
- 5) 護岸勾配が小さいほど、護岸に作用する波圧は減少するため裏込め土砂の変動は小さくなる。
- 6) 根入れ深さが大きいと、護岸脚部に生じる大きなせん断力は、地盤内部で発生し脚部地盤表層の安定性は増す。
- 7) 護岸壁が厚いほど砕波衝撃圧を大きく吸収し、護岸壁の重さによる押えの効果によって、裏込め土砂の挙動は小くなる。

参考文献

- 1) 桑原久実・中崎昭人・玉井佐一：波浪による護岸周辺地盤内の浸透力に関する研究 —— 非砕波領域の場合 ——，自然災害科学，vol.7，No.3，pp.55-64，1988。
- 2) 桑原久実・中崎昭人・玉井佐一：波浪による護岸周辺地盤内の浸透力に関する研究 —— 砕波後の波が作用する場合 ——，自然災害科学，vol.8，No.3，pp.31-46，1989。
- 3) 合田良実：衝撃砕波圧を受ける混成防波堤の挙動に関する考察，港湾技術研究所報告，第12巻，第3号，pp.3-29，1973。
- 4) 山内豊聡・後藤恵之輔・虎石龍彦：傾斜防波堤の波圧に対する静的・動的性状について，土木学会西部支部研究発表会講演概要集，pp.87-88，1977。
- 5) 虎石龍彦・山内豊聡・後藤恵之輔：傾斜防波堤の波圧に対する静的・動的性状について，第32回年次学術講演会講演概要集，第3部，pp.281-282，1977。
- 6) 合田良実：衝撃荷重の測定について —— 減衰振動系の衝撃応答特性 ——，港湾技術研究所資料，No.33，pp.1-41，1967。
- 7) U.Meissner and Th.Hartmann: Dynamic analysis of sea dykes under breaker impact, Finite Element in Water Resources, Proc.6th Int. Conf., pp.1-12, 1986。
- 8) M.A.Biot: Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media, J.Applied Physics, Vol.33, No.4, pp.1482-1498, 1962。
- 9) Lysmer, J. and R.L.Kuhlameyer: Finite dynamic model for infinite media, ASCE, EM4, pp.859-877, 1969。
- 10) Kirkgöz, M.S.: Shock pressure of breaking waves on vertical walls, Proc., ASCE, Vol.108, WW1, pp.81-95, 1982。
- 11) Skempton, A.W.: The pore pressure coefficients A and B, Geotechnique, Vol.4, No.4, pp.143-147, 1954。
- 12) 土質工学会：土質工学ハンドブック，土質工学会編，pp.198-200，1982。
- 13) たとえば，Skempton, A.M.: Effective stress in soil, concrete and rock, pore pressure and suction in soils, London, Butterworths, pp.4-16, 1961。