

沿岸埋立地の護岸付近における地下水の挙動

山元 淳史・土屋 義人

GROUNDWATER FLOW AROUND REVETMENTS OF COASTAL RECLAIMED AREAS

By *Atushi* YAMAMOTO and *Yoshito* TSUCHIYA

Synopsis

For engineering practices groundwater level models are necessary to simulate the groundwater flow in coastal reclaimed areas which are effected by tide, rainfall and development conditions. In this paper, mathematical formulation for distribution of groundwater level is modified by considering landward boundary conditions, which is derived by using the horizontally one-dimensional assumptions.

Residual water level around revetments has been decided by only considering tidal level change. However, groundwater level higher than this design level has sometime been observed in cases of heavy rainfall or where water is stored in coastal sand pits, and this causes high water pressure on the revetment and large seepage velocity seaward.

This paper deals with such groundwater flow around revetments where the groundwater level in coastal reclaimed areas is higher than the sea level. The residual water level change and the velocity distribution of groundwater flow around sheet-pile revetments are calculated numerically by using finite element method in various conditions, and the effects of rainfall and landward boundary conditions are examined. Applying this numerical model to practical steel sheet-pile revetment which stability may be reduced by high residual water level, the effect of the proposed countermeasure method mainly composed of drainage method is discussed and the reinforcement work is executed. As a result of investigation of the practical situations of cellular concrete block-type revetment, cavitations under the pavement are found out where the armor stone and rubble foundation of revetment were damaged and the groundwater level at a distance of 19 m from revetment has risen 1m by heavy rainfall. Back filling materials of this gravity-type revetment may be washed away, because seepage velocity larger than critical seepage velocity can be estimated numerically at this section.

1. 緒言

わが国は多くの島々から構成され、総延長 34,360 km にも及ぶ長大な海岸線を持つうえに山地面積が多く、必然的に狭小な沿岸域に人口・産業が集中しており、そのため主として工業用地としての沿岸埋立地の利用価値は非常に高いものとなっている。とくに、大規模な化学工場、製油所、製鉄所あるいは発電所は、

原料および燃料の海上輸送の便がよく、安価な冷却用水としての海水が大量に得られることからほとんどが沿岸埋立地に立地している。一方、工業用地の造成を目的とした埋立工事自体は、昭和47年頃をピークとして減少傾向にある。これは、高度経済成長時代が終わったことに加えて、沿岸漁業への依存度が高く沿岸一帯に漁業権が設定されているため補償問題が多いこと、環境問題が重視されるようになったこと、さらに埋立に適した条件の場所が残り少なくなってきたことなどによる。しかし、最近では関西国際空港および羽田空港の沖合展開事業のような大規模空港島の建設が進められており、また都市の再開発用地や廃棄物の処分地を埋立て造成に求める趨勢は依然として続いていることから、既設の沿岸埋立地の構造物、とくに埋立護岸の防災上の問題点を明らかにし、その対策を検討しておくことは今後の埋立造成工事にとっても重要な課題となるであろう。

この埋立護岸の外力としては、台風または低気圧による高潮とそれに伴う高波浪、冬期季節風による高波浪、海底地震による津波あるいは地震力などが主たるものであり、海岸・港湾構造物の設計においては、それらは設計潮位、波圧または設計震度として考慮されている。もちろん、これらの主要な外力の他にも考慮すべき外力および自然条件が設計条件としていくつか挙げられる。地下水位もまたその設計条件の一つであり、沿岸埋立地の護岸の設計においては、残留水圧、土圧および壁体の浮力の算定に用いられている。しかし、地下水の流動は波浪に比べてあまりにも緩慢であり、構造物への影響も波浪および地震に比べて一般に小さいため、波浪および地震が主要な外力となる海岸・港湾構造物の設計においては、地下水位の変動および地盤の浸透流の挙動はあまり重要視されてこなかったようである。

一方、背後地における海岸地下水の挙動自体を対象とした問題については、塩水化障害の問題をはじめとして詳しい検討がなされており、数多くの知見が得られている。とくに、潮汐による海岸地下水位変動の伝播問題については、各種境界条件や半不透水層の存在などの種々の条件による不圧または被圧地下水の挙動が解明されている^{1),2)}。その理論は鉛直流速を無視する準一様流の仮定を用いた簡単なモデルを用いているが、沿岸埋立地における基礎設計および地盤の液状化の検討の際に必要な地下水位の予測、海岸線付近での地盤の掘削工事に付随する排水工の計画、あるいは透水層の性状の推定などに用いられている。

これに対し、沿岸埋立地の護岸の設計に用いられる地下水位の条件は、一般に潮汐のみによる変動を簡単な形で考慮して与えられる。すなわち、護岸の裏込めまたは裏埋土内の地下水位は、護岸前面の潮汐による海面の変化に対して時間的遅れを生じ残留水位差をもつが、現行の港湾施設の設計基準では潮差の1/3～2/3を残留水位の標準値として定めており、これによる水圧および浮力を考慮するよう規定している。しかし、実際の護岸の地下水は潮汐に加えて、降雨および埋立地の地下水位分布などの影響を同時に受けて流動しているため、埋立後の土地利用状況によっては設計標準値を超えた地下水位が観測されることがあり、その場合残留水圧の増加に伴って護岸の安定性の低下が懸念されるとともに、護岸の浸透流速の増大による裏埋め土砂の流出により空洞化を引き起こす。

海岸護岸・堤防の被災原因について、大島・橋本・藤本³⁾、大原原・橋本・斉藤⁴⁾および安間・石渡⁵⁾は、被災事例の分析により構造物脚部の洗掘と裏込め材の吸い出しによる被災が最も多いことを報告しているが、背後地の地下水位との関係については調査されていない。また、桑原・中崎・玉井^{6),7),8)}は海岸堤防裏込め土砂の空洞化の実態を調査し、衝撃的な碎波圧が海底地盤や護岸の表法被覆壁に作用することによる裏埋め土砂の動的な挙動を研究し、地下水位の変動は無視して高波浪だけで空洞化の機構を説明しようとしている。これに対して豊島⁹⁾は、高波浪時の越波した海水や降雨などによって護岸の裏埋め土砂の流出空洞化が生じ被災する例を示し、パットレストタイプ護岸の吸い出しによる被災対策として表法面に排水孔を設けることを提案している。護岸の被災にはそれぞれの要因があり、またそれらが複合している可能性も否定できないが、護岸背後地の地下水位分布もその要因の一つと考えてよいであろう。したがって、安全性の高い護岸の設計や保全を行うためには、潮汐、降雨および埋立地の地下水位分布を同時に考慮して護岸周辺地盤の浸透流を解析し、護岸の残留水位および流速分布を正確に把握する必要があるといえよう。

そこで、本研究では、まず潮汐および陸地の高地下水位を同時に境界条件として考慮した沿岸埋立地の地

地下水位変動の理論解を誘導し、その基本的性質を調べる。ついで、沿岸埋立地の護岸周辺地盤における地下水の挙動を解析し、護岸の安定性に与える影響を明らかにする。すなわち、潮汐、降雨および陸側境界の高地下水水位条件を同時に考慮した浸透流の数値解析を行い、護岸の残留水位および浸透流の流速分布を計算して、各々の条件に対する護岸の地下水の挙動を明らかにする。また埋立地の土地利用の関係上、残留水位が設計時の予測より高くなり安定性が損なわれている矢板式護岸に適用し、その残留水位を低下させる方法を示す。さらに、裏埋め土砂の流出による空洞化が生じている重力式護岸の損傷の実態調査を行い、浸透流解析によって流速分布を求め、裏埋め土砂流出の機構を解明して、その対策を検討する。

2. 沿岸埋立地の地下水位変動の理論解

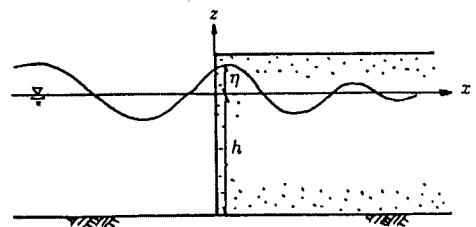
2.1 潮汐による地下水位変動の準一様流解

海岸線付近の不圧地下水面は潮汐に応じて変化し、その振幅は減衰しながらしだいに陸地の奥の方に伝播することが知られている。本間¹⁾は Fig. 4 に示すように水平な不透水層をもつ簡単な場合について、そのような地下水位変動の理論解を、以下に示すように鉛直流速を無視する準一様流の仮定を与えて求めている。

浸透流の運動方程式および z 方向に積分された連続式は、それぞれ次式で与えられる^{1,5)}。

$$\frac{\partial \mu}{\partial u} = -ng \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{\partial g}{k} u \dots\dots\dots (1)$$

$$n \frac{\partial n}{\partial t} + \frac{\partial \{(h+\eta)u\}}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (2)$$



ここに、 u は x 方向の平均流速、 n は間隙率、 g は重力加速度、 k は透水係数、 η は地下水面の水位変動および h は水深である。連続式(2)の第2項は非線形項であり、三宅¹⁰⁾ および尾島・足立¹¹⁾ はこの項を線形化せずに解を求めているが、ここでは簡単のために地下水面の変動の振幅が水深に比べて十分小さいものと仮定して、連続式(2)を次のように線形化する。

$$n \frac{\partial \eta}{\partial t} + h \frac{\partial u}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (3)$$

これと運動方程式(1)より、次式が得られる。

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} - \frac{1}{gh} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} - \frac{n}{kh} \frac{\partial \eta}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots (4)$$

潮汐の振幅を η_0 として、次のような周期境界条件を与える。

$$\left. \begin{array}{l} x = 0 \text{ で, } \eta = \eta_0 \sin \sigma t \\ x \rightarrow \infty \text{ で, } \eta = 0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

このとき式(4)の解は、次式で与えられる。

$$\eta = \eta_0 \exp(-m_1 \frac{x}{h}) \sin(\sigma t - m_2 \frac{x}{h}) \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 σ は角周波数 $2\pi/T$ であり、係数 m_1 および m_2 はそれぞれ次式で表される。

$$\left. \begin{aligned} m_1 &= \sqrt{\frac{1}{2} \frac{\sigma^2 h}{g} \left(\sqrt{1 + \left(\frac{ng}{k\sigma}\right)^2} - 1 \right)} \\ m_2 &= \sqrt{\frac{1}{2} \frac{\sigma^2 h}{g} \left(\sqrt{1 + \left(\frac{ng}{k\sigma}\right)^2} + 1 \right)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

これより、地下水は海岸線から離れるに従ってその振幅が指数関数的に減少し、 $m_2 x / \sigma h$ で表される位相の遅れが存在することがわかる。また、周期が長くなるほど、その伝播距離に対する減衰は小さくなって位相が遅れることがわかる。

一方、地下水の流れは一般にきわめて緩慢であることから、運動方程式(1)の加速度項を省略できるとする仮定もよく用いられている。このとき、式(4)は次のようになる。

$$\frac{\partial^2 \eta}{\partial x^2} - \frac{n}{kh} \frac{\partial \eta}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots (8)$$

この解は式(6)において係数 m_1 および m_2 の代わりに、次式で示される係数 m を用いて同じ表示で与えられる。

$$m = \sqrt{\frac{1}{2} \frac{\sigma^2 h}{g} \frac{ng}{k\sigma}} \dots\dots\dots (9)$$

ここに、係数 m_1 、 m_2 および m は、いずれも $\sigma^2 h / g$ および $ng / k\sigma$ の2つの無次元パラメータを含んでおり、Fig. 2 に示すようにそれらの差は後者のパラメータによって決まる。代表的な数値として、たとえば $n = 0.4$ および透水係数 $k = 10 \text{ cm/s}$ (砂利) とすると、潮汐(周期 $T = 12 \text{ hr}$) に対しては $ng / k\sigma = 2.7 \times$

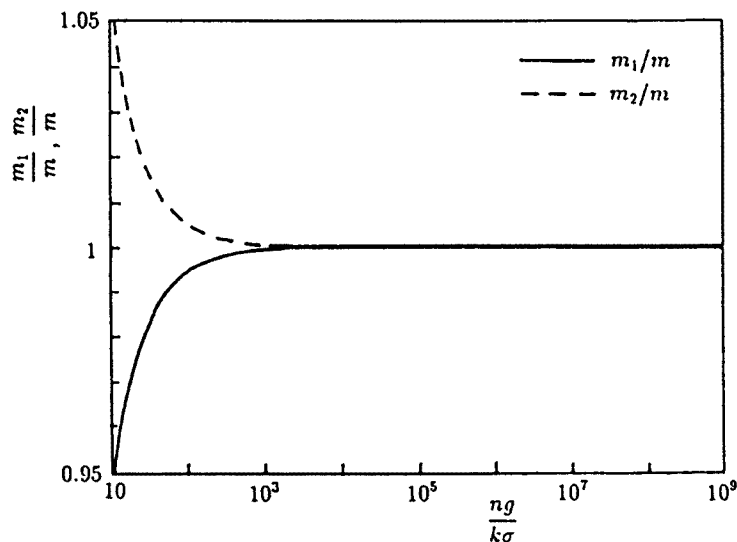


Fig. 2 Comparison of coefficients m_1 , m_2 and m with parameter $ng/k\sigma$.

10^5 、波浪($T = 6 \text{ sec}$)に対しては $ng/k\sigma = 37.4$ となる。これより、潮汐による周期境界条件を与える場合では、透水係数がかなり大きくなっても $ng/k\sigma > 10^5$ であり、係数 m_1 および m_2 と係数 m との差はほとんどないことがわかる。一方、 $ng/k\sigma$ が小さくなればなるほど、すなわち波浪のような短周期境界条件で、かつ透水性のよい地盤を対象とする場合には、運動方程式(1)の加速度項の影響が現れ、係数 m_1 および m_2 と係数 m との差が大きくなる。このとき、 $m_1 < m$ および $m_2 > m$ となることから、加速度項を考慮することにより、距離に対する振幅の減衰が小さくなるとともに、その波長も短くなることからわかる。しかし、実際には先の波浪条件で計算したとしても、加速度項を考慮したときの振幅に与える影響は非常に小さく、また波浪のような短周期境界条件では遠方まで伝播しないことから、より正確には加速度項を考慮すべきであるが、不圧地下水の伝播に関しては、実用上加速度項を無視することができると考えられる。

2.2 潮汐および陸側境界の地下水位条件を考慮した準一様流解

沿岸埋立地の地下水は潮汐の影響だけでなく、降雨や背後地の地下水位の影響を同時に受けている。前節では潮汐のみ考慮した地下水位変動の理論解を示したが、ここでは背後地に貯水池や河川または地下集水管などがある場合を想定し、Fig. 3 に示すように地下水位が海岸線から距離 L だけ離れた地点で一定水位 η_L に接続する場合の理論解を、準一様流の仮定のもとに誘導する。ただし、 η_L は水深 h に比べて十分小さいものとし、透水層の下面は水平とする。

浸透流の運動方程式および連続式は前節と同じく式(1)および(2)であり、これに対する周期境界条件を次のように与えられる。

$$\left. \begin{aligned} x = 0 \text{ で, } & \eta = \eta_0 \sin \sigma t \\ x = L \text{ で, } & \eta = \eta_L \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

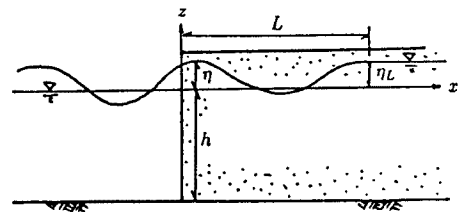


Fig. 3 Definition of groundwater level η with landward boundary conditions.

$\eta_L > 0$ のとき、実際には下流側の境界である $x = 0$ で浸出面が現れるが、 $\eta \ll h$ であれば浸出面による水位差は無視することができ¹²⁾、地下水面は海水面と接続すると考えてよい。

さて、 η が次のように表されるものとする。

$$\eta(x, t) = \eta_2(x, t) + \eta_L \frac{x}{L} \dots\dots\dots (11)$$

これより、式(4)および(10)は η_2 を用いて、それぞれ次のように書き換えられる。

$$\frac{\partial^2 \eta_2}{\partial x^2} - \frac{1}{gh} \frac{\partial^2 \eta_2}{\partial t^2} - \frac{n}{kh} \frac{\partial \eta_2}{\partial t} = 0 \dots\dots\dots (12)$$

$$\left. \begin{aligned} x = 0 \text{ で, } & \eta_2 = \eta_0 \sin \sigma t \\ x = L \text{ で, } & \eta_2 = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

次に、 $\eta_2(x, t)$ の解を変数分離法により $\eta_s(x) e^{i\sigma t}$ の実数部に等しいと置けば、式(12)より η_s に関して次式を得る。

$$\frac{\partial^2 \eta_s}{\partial x^2} + f^2 \eta_s = 0 \dots\dots\dots (14)$$

ここに,

$$f^2 = \left(\frac{m_2}{h} - i \frac{m_1}{h} \right) = \frac{\sigma^2}{gh} - i \frac{n\sigma}{kh} \dots\dots\dots (15)$$

η_s の一般解は次のように表される。

$$\eta_s = Ge^{-ifx} + He^{ifx} \dots\dots\dots (16)$$

ここに, 積分定数 G および H は式(13)を満足するように, それぞれ次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} G &= \frac{\eta_0 \left\{ -ie^{2m_1L/h} + i\cos(2m_2L/h) - \sin(2m_2L/h) \right\}}{e^{2m_1L/h} + e^{-2m_1L/h} - 2\cos(2m_2L/h)} \\ H &= \frac{\eta_0 \left\{ -ie^{-2m_1L/h} + i\cos(2m_2L/h) + \sin(2m_2L/h) \right\}}{e^{2m_1L/h} + e^{-2m_1L/h} - 2\cos(2m_2L/h)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (17)$$

したがって, 地下水位 η は式(11), (16)および(17)より, 次式のように求められる。

$$\begin{aligned} \eta &= \frac{\eta_0}{e^{2m_1L/h} + e^{-2m_1L/h} - 2\cos(2m_2L/h)} \\ &\times \left[e^{-m_1x/h} \left\{ e^{2m_1L/h} \sin\left(\sigma t - m_2 \frac{x}{h}\right) - \cos\left(2m_2 \frac{L}{h}\right) \sin\left(\sigma t - m_2 \frac{x}{h}\right) \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - \sin\left(2m_2 \frac{L}{h}\right) \cos\left(\sigma t - m_2 \frac{x}{h}\right) \right\} + e^{m_1x/h} \left\{ e^{-2m_1L/h} \sin\left(\sigma t + m_2 \frac{x}{h}\right) \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - \cos\left(2m_2 \frac{L}{h}\right) \sin\left(\sigma t + m_2 \frac{x}{h}\right) + \sin\left(2m_2 \frac{L}{h}\right) \cos\left(\sigma t + m_2 \frac{x}{h}\right) \right\} \right] \\ &+ \eta_L \frac{x}{L} \dots\dots\dots (18) \end{aligned}$$

ここに, 係数 m_1 および m_2 は式(7)で与えられるが, 前節と同様に運動方程式(1)の加速度項を無視したときは, 式(9)で示される係数 m に置き換えた表示となる。また, $L \rightarrow \infty$ として, $\eta_L x/L$ の極限をとると, 前節の式(6)に一致する。

式(18)は潮汐による波動成分と, 一定勾配 $\eta_L x/L$ の成分を足し合わせた形になっていることがわかる。もちろん L/h が小さいほど, あるいは η_L/η_0 が大きいほど一定勾配の成分の影響が大きい。また, 透水係数が小さくなると, 地下水面は海岸線近傍でのみ振動し, その後はほぼ一定勾配で η_L に接続する。

3. 護岸周辺地盤における地下水の挙動

3.1 護岸設計条件としての地下水

沿岸埋立地内の諸施設の建設に際して, その構造物の設計条件である地下水位は, 前述したように準一様流解によって求めることができる。しかし, 沿岸埋立地の護岸周辺地盤では, 地下水は潮汐による海底面での圧力変動と, 背後地での土地利用状況に応じた降雨浸透および高地下水位条件の影響を同時に受けて鉛直方向にも大きく流動しており, また護岸前面の海面と背後地の地下水位で水位差(残留水位差)が生じるため, 護岸の安定性を論じるためには埋立地の地下水位とあわせて, 周辺地盤の流速分布および圧力分布を正しく評価する必要がある。

さて、沿岸埋立地の護岸の設計に際し、その設計条件は安全性、機能、重要度、耐用年数、自然状況および経済性などを十分考慮して設定されなければいけない。護岸設計の一般的な手順としては、まず護岸の配置、形式、構造および天端高等を決定し、その基本断面として数種類を仮定したあと、設計条件に従って外力および荷重として波圧、自重、上載荷重、土圧、残留水圧、浮力、地震力および係船岸の場合は船舶の牽引力や接岸力を与え、壁体の滑動、転倒、地盤支持力、すべり破壊および沈下に対する検討を行って護岸の安定に対して最も有利な基本断面を決定し、その後細部設計を行う¹³⁾。この護岸の安定計算に用いられる外力のうち、地下水位が関係する項目としては残留水圧、浮力および主動土圧が挙げられる。Fig. 4に示すように、潮汐による護岸前面の海面の変化に対し、裏込めまたは裏埋土内の水位の変化は遅れを生じ水位差を生じる。このときの最大の水位差を残留水位差、それによる水圧を残留水圧という。現行の港湾施設の設計基準である「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹⁴⁾では、古土井・片山¹⁵⁾の残留水位測定調査結果を基にして、矢板式護岸ではL.W.L.上潮差(H.W.L.-L.W.L.)の2/3、重力式護岸では1/3を残留水位の標準値として定めており、これによる水圧および浮力を考慮するよう規定している。もちろん、その付近の類似の護岸の残留水位を調査したり、壁体およびその周囲の透水性がしだいに小さくなることを見越して、この標準値よりも大きな残留水位差を考慮することもあるが、残留水位は護岸の安定計算に影響を与えるため、いたずらに大きく見積ることは経済的に不利であり、設計基準どおりの残留水位を仮定することが多い。

このように、実際の埋立地の護岸設計においては地下水位を推定し設計条件の一つとして用いるが、埋立完了後の埋立地の土地利用状況によっては設計基準を越える地下水位が観測されることがある。たとえば、護岸の背後地が未舗装の場合には、雨水や越波水の浸透により残留水位が設計水位よりも上昇し、素堀りの貯水池や側溝がある場合はその位置での高地下水位条件が残留水位に影響する。さらに、残留水位の上昇は残留水圧の増加のみならず、浸透流速も大きくし裏埋め土砂の流出による空洞化の原因ともなる。

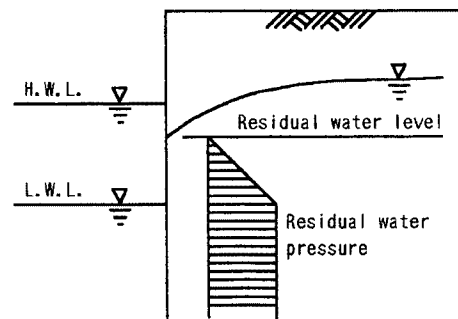


Fig. 4 Definition of residual water level around revetment.

沿岸埋立地の護岸の設計に際しては、潮汐による護岸背後の地下水位変動および背後地の土地利用計画に応じた高地下水位条件等を同時に考慮して、護岸設計条件である残留水位を決定することが重要であり、さらに護岸周辺地盤の流速分布を数値計算等によって正確に評価し設計に反映させる必要があると考えられる。

3.2 矢板式護岸の残留水位と安定性

これより矢板式護岸の残留水位に与える潮汐・降雨または陸地側境界の高地下水位条件の影響を、矢板式護岸のモデルを用いて非定常浸透流計算により解析する。また、実際に残留水位が高く護岸の安定性が損なわれている矢板式護岸に浸透流解析を適用し、地下水位低下工法を採用し施工した実例を示す。

(1) 基礎方程式と境界条件

護岸周辺地盤の浸透流の基礎方程式は、非圧縮性を仮定して、速度ポテンシャル

$$\phi = k\left(z + \frac{p}{\rho g}\right) \dots\dots\dots (19)$$

を用いれば、次式で表される。

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \dots\dots\dots (20)$$

ここに、 ρ は流体密度、 p は圧力、 g は重力加速度および k は透水係数である。座標系は護岸の平均海面に原点、鉛直上方に z 軸および水平陸方向に x 軸をとる。

さて、解析対象領域を Fig. 5 のように考える。点 A および D は護岸から十分離れた位置に設定し、面 BC は不透水層との境界面で、点 F は矢板根入れ先端部である。式(20)に対する境界条件は、それぞれ次式で与えられる。

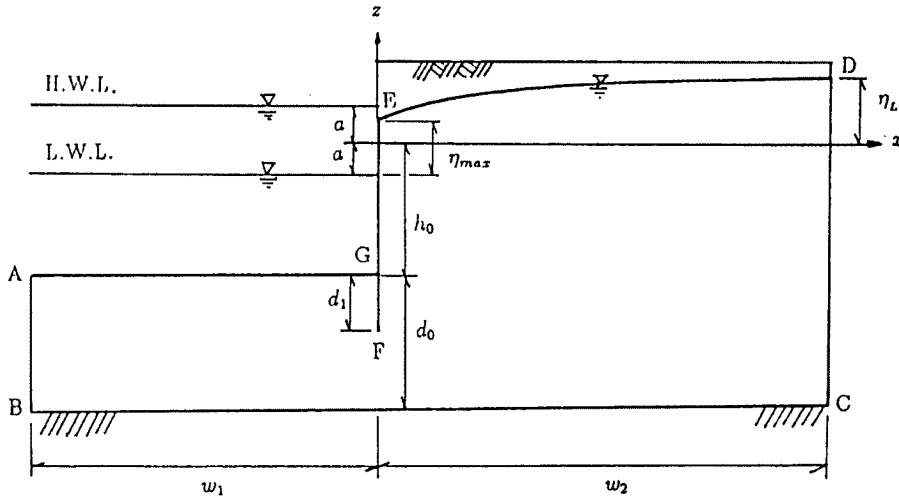


Fig. 5 Sheet-pile revetment model for numerical calculation of groundwater flow.

$$\left. \begin{aligned} \phi|_{AB} = \phi|_{CA} = \kappa\eta_0 \\ \phi|_{CD} = \kappa\eta^L \\ \frac{\partial \phi}{\partial z}|_{BC} = \frac{\partial \phi}{\partial x}|_{EF} = \frac{\partial \phi}{\partial x}|_{FG} = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (21)$$

ここに、 η_0 は海面および η_L は点 D の地下水位を示す。自由表面（地下水面）DE では $z = \eta(x, t)$ の値は未知であるが、力学的および運動学的条件はそれぞれ次式で与えられる。

$$\phi|_{DE} = \kappa\eta \dots\dots\dots (22)$$

$$n \frac{\partial \eta}{\partial t} = w - u \frac{\partial \eta}{\partial x} + R \dots\dots\dots (23)$$

ここに、 n は間隙率、および R は降雨浸透率である。

(2) 数値解析法

基礎方程式(20)および境界条件(21) (22)、および(23)に Galerkin 法による有限要素法を適用し数値計算を行うが、その定式化についてはすでに数多くの文献で紹介されているので¹⁶⁾、ここでは自由表面の計算法についてのみ述べる。

自由表面の位置を固定し、境界条件として式(22)を組み込んで計算すると、自由表面上の各節点からの流出量 Q^* が得られる。河野¹⁷⁾はこの Q^* を用いて、次式で自由表面の変化を求めている。

$$\left. \begin{aligned} Q_1^* &= \frac{1}{6}(x_2 - x_1)(2g_1 + g_2) \\ Q_i^* &= \frac{1}{6}(x_i - x_{i-1})(2g_i + g_{i-1}) + \frac{1}{6}(x_{i+1} - x_i)(2g_i + g_{i+1}) \\ &\quad (i = 2, 3, \dots, p-1) \\ Q_p^* &= \frac{1}{6}(x_p - x_{p-1})(2g_p + g_{p-1}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (24)$$

$$n \frac{\partial \eta_i}{\partial t} = g_i + R \dots\dots\dots (25)$$

式(25)を陰解法により差分表示すると、次式が得られる。

$$\eta_i^{t+\Delta t} = \eta_i^t + \frac{1}{n} \left(\frac{g_i^t + g_i^{t+\Delta t}}{2} + R \right) \Delta t \dots\dots\dots (26)$$

各時間ステップ毎に、次の時刻の自由水面の位置 $\eta_i^{t+\Delta t}$ を仮定し、式(24)により $\eta_i^{t+\Delta t}$ を計算して式(26)で再び $\eta_i^{t+\Delta t}$ を求め、先の自由水面と比較し修正する逐次近似解法とする。また、潮汐による自由表面の変動は適当な初期条件を与えて計算を行うが、その初期条件の影響を受けないようにするために、初めの1周期分の計算結果を捨てて2周期目の計算結果を採用する。

(3) 地下水位の時間的变化

矢板式護岸において残留水位が上昇すると、矢板に対する主動土圧自体は小さくなるが、残留水圧はそれ以上に増加し、主動土圧と残留水圧の合計は大きくなって護岸の安定性を低下させることになる。矢板背面が均一な砂質地盤の場合、裏込め表面からの深さが $(h_1 + h_2)$ の単位面積当りの主動土圧 p_a は、次式で与えられる。

$$p_a = K_a(\gamma h_1 + \gamma' h_2) \dots\dots\dots (27)$$

ここに、 K_a は主動土圧係数、 γ は残留水位より上の単位体積重量で、 h_1 はその厚さ、 γ' は残留水位より下の単位体積重量(水中重量)で、 h_2 はその厚さを示す。残留水位が Δh 上昇すると、上式の主動土圧の変化量 Δp_a および残留水圧の変化量 Δp_w は、それぞれ次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta p_a &= K_a(\gamma' - \gamma) \Delta h \\ \Delta p_w &= \gamma_w \Delta h \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (28)$$

ここに、 γ_w は水の単位体積重量である。たとえば、標準値として $\gamma = 1.8 (t/m^3)$ 、 $\gamma' = 1.0 (t/m^3)$ および $K_a = 0.333$ (土の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$) を代入すると、残留水位の上昇に対する主動土圧と残留水圧の増加量は $(\Delta p_a + \Delta p_w) = 0.733 \Delta h (t/m^2)$ と計算することができる。したがって、護岸の安定計算においては、残留水位差が最も大きくなる条件での残留水位を設計条件として与える必要がある。

そこで、Fig. 5 に示したような矢板式護岸のモデルにおいて、潮汐、降雨または陸側境界の高地下水水位条件を与えたときの護岸背後の地下水位の時間的变化を数値計算により解析し、護岸の形状、透水係数、降雨量および地下水水位条件と残留水位との関係を明らかにする。なお、潮汐は周期 $T = 12 \text{ hr}$ (半日周潮) お

よび潮差 $2a = 2\text{ m}$ として海面変動を $\eta_0 = a \sin(2\pi t/T)$ で与え、モデルの地盤幅は陸側 $w_1 = 100a$ および海側 $w_2 = 50a$ に固定して検討する。

まず、護岸前面水深 $h_0 = 10a$ 、海底浸透層厚 $d_0 = 10a$ 、根入れ長 $d_1 = (3/5)d_0$ および透水係数 $k = 0.1\text{ cm/s} = 43.2a/T$ としたときの潮汐のみによる護岸背後の地下水位の時間的変化を Fig. 6 に示す。地

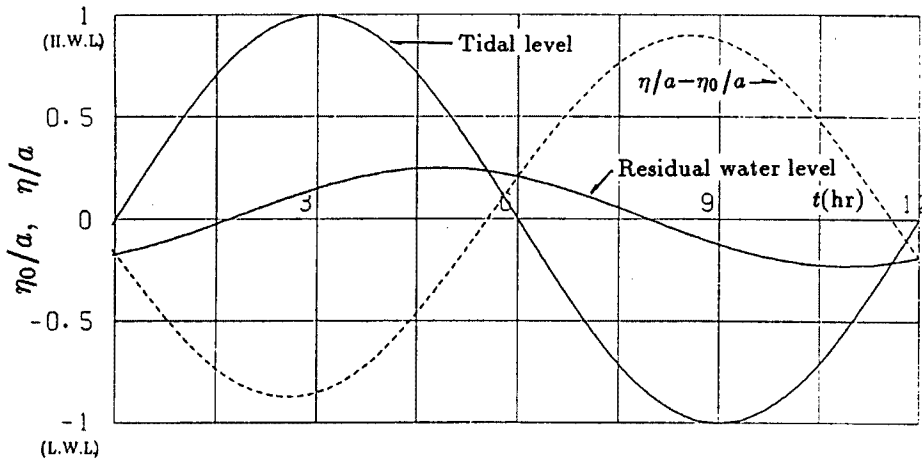


Fig. 6 Comparison between tidal level η_0 and residual water level η .

下水位の振幅は潮汐の1/4で、その遅れは1.85hr ($0.154aT$)である。水位差はL.W.L.時 ($t = 9\text{ hr}$)に $0.876a$ と計算されたが、最大の水位差は約30分前の $t = 8.55\text{ hr}$ の時に現れ $0.899a$ であった。しかし、その差はわずかであり、L.W.L.時の方が主動土圧が大きくなることを考慮すれば、設計基準どおりL.W.L.時の水位差を残留水位差として護岸の安定計算を行えばよいであろう。Fig. 7は、 $t = 9\text{ hr}$ (L.W.L.)のときの流速ベクトルの分布である。流速の最大値は矢板根入れ先端部で現れている。等ポテンシャル線は根入れ先端を中心とした同心円状になっており、流速は根入れ先端からの距離に反比例した大きさであることがわかる。また、H.W.L.時にはこれと流速の大きさは全く同じで、その方向が逆である流速ベクトル分布図が得られる。

Table 1は護岸前面水深 h_0 、海底浸透層厚 d_0 、根入れ長 d_1 および透水係数 k を変えて同様な解析を行い、残留水位差 η_{\max} の計算結果を示したものである。与えた条件で大差はないが、前面水深 h_0 、海底浸透層厚 d_0 および根入れ長比 d_1/d_0 が大きいほど、また透水係数 k が小さいほど残留水位差 η_{\max} は大きくなる傾向にあることがわかる。ただし、どの条件でも残留水位差は $1.0a$ を越えることはなく、降雨や陸側境界の高地下水水位条件を考慮しない場合は、残留水位差は設計基準の $(4/3)a$ より安全側の小さい値を示す。

次に、陸側境界における地下水位 η_L が平均海面より高い場合、または降雨により降雨浸透率 R の供給が自由表面にあった場合の残留水位を計算する。ただし、前面水深 $h_0/a = 10$ 、海底浸透層厚 $d_0/a = 10$ 、根入れ長比 $d_1/d_0 = 0.6$ および透水係数 $k = 0.1\text{ cm/s}$ を固定する。Fig. 8は、陸側境界で $\eta_L = 2a$ または $4a$ を与えたときの護岸背後の地下水位の時間的変化である。L.W.L.時の残留水位はそれぞれ $1.57a$ および $2.31a$ となり、設計基準を上回る値になっている。また、 $\eta_L = 2a$ の場合はH.W.L.時に水位差が負になるが、 $\eta_L = 4a$ の場合は常に地下水位の方が海面より高い。Fig. 9は $\eta_L = 2a$ の場合のL.W.L.時の流速ベクトルである。Fig. 9と比べると、全体的に水平流速が大きくなり、矢板根入れ先端部では等ポテンシャル線が密となり、流速は約2倍になっていることがわかる。

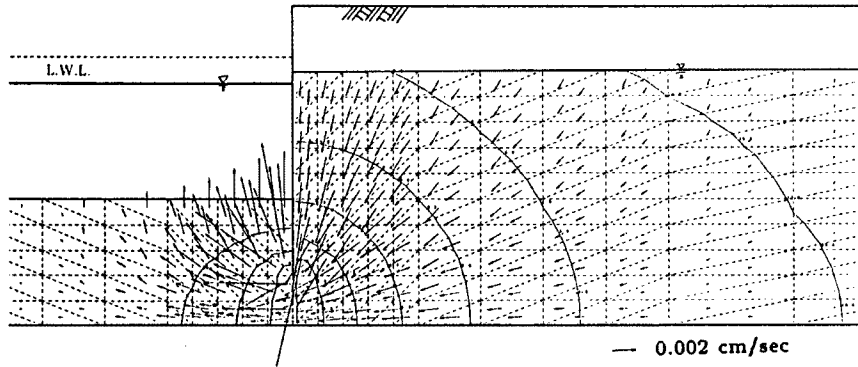


Fig. 7 Numerical results of velocity distribution and equipotential line of groundwater flow around sheet-pile, revetment.

Table 1 Comparison of residual water levels in various conditions.

Permeability κ (cm/s)	Water depth h_0	Thickness $d_{\text{注}}/a$	Embedment depth d_1/d_0	Residual water level η_{max}/a
0.1	10	4	0.5	0.810
0.1	10	6	0.33	0.786
0.1	10	6	0.67	0.863
0.1	10	10	0.2	0.763
0.1	10	10	0.4	0.821
0.1	10	10	0.6	0.876
0.1	10	10	0.8	0.913
0.1	10	20	0.1	0.746
0.1	10	20	0.3	0.848
0.1	10	20	0.5	0.900
0.1	10	20	0.7	0.934
0.1	10	20	0.9	0.961
0.1	6	10	0.6	0.829
0.1	4	10	0.6	0.747
0.01	10	10	0.6	1.0
0.001	10	10	0.6	1.0

同様に、降雨を考慮した場合も残留水位差は大きくなり、降雨浸透率 $R = 10, 20$ および 30 mm/hr に対して残留水位差はそれぞれ $1.11a$, $1.32a$ および $1.54a$ と計算され、 $R = 30 \text{ mm/hr}$ の場合は設計基準を越えた値となる。このときの流速は、Fig. 10 からわかるように全体的に鉛直流速が大きく、やはり矢板根入れ先端では Fig. 7 の約 2 倍となっている。

以上の数値解析から、潮汐のみにより地下水位が変動する場合は、残留水位差は設計基準値より安全側の小さい値を示すが、陸側境界の高地下水水位条件または降雨条件を与えた場合は、設計基準値より危険側の大きな値となる可能性があることがわかる。

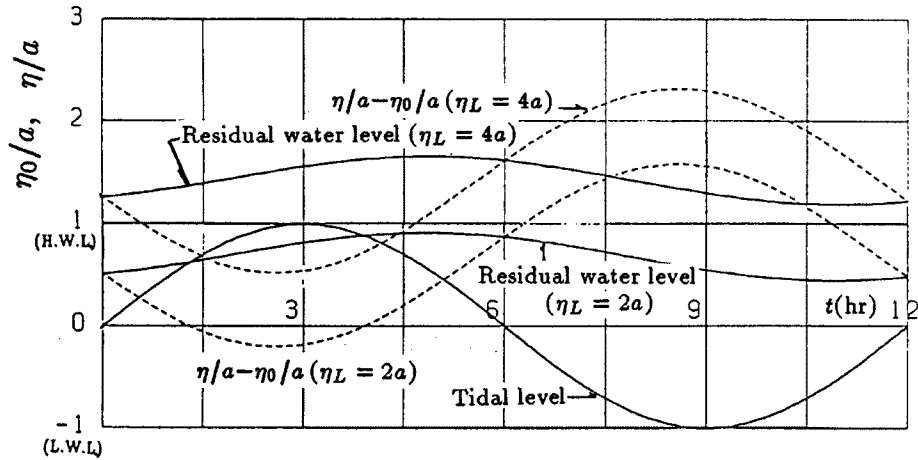


Fig. 8 Comparison between tidal level η_0 and residual water level η in cases of $\eta_L = 2a$ and $4a$.

(4) 実護岸への適用例

残留水位が設計値よりも高い場合は、護岸の安定性向上のために残留水位を下げる必要がある。ここでは、矢板式護岸の地下水位の低下工事に浸透流解析を適用した例を示す。

対象としたのは、昭和48年に埋立用護岸として築造された延長880mの鋼矢板式護岸である。この護岸はFig. 11に示すように、FSPⅡ型の鋼矢板、鉄筋コンクリート製コーピング、SS41のタイロッドおよび鉄筋コンクリート製控え版から構成される。護岸背後の残留水位は設計基準および追計算により、A.P. + 1.34mで設計されたと推定される。しかし、護岸背後地はほとんど未舗装で雨水は容易に浸透し、さらに護岸から約50mのところ素掘りの貯水池があるため、護岸背後の地下水位は設計値よりも3m高いA.P. + 4.35mが最高水位として記録されている。また、護岸前面の水深は昭和48年建設当時では、干潮海面から1mであったと推定されているが、洗掘によって海底面が年毎に低下し、平成2年には水深が2.3~2.9mとなり受動土圧の低下が心配された。さらに、鋼矢板の海中部は電気防食されているが、飛沫帯では電気防食が効果なく腐食が進行するため、昭和63年の調査では原寸10.5mmに対し6.0~8.3mmに減肉し、鋼矢板の曲げモーメントに対する耐力が低下した。

Fig. 12 (a)は、この護岸周辺地盤の浸透流解析によって得られた工事前の流速ベクトルの分布図である。透水係数 k は、地表面A.P. + 4.56 ~ -4.6mについては現場透水試験の結果から 1.4×10^{-2} cm/s、またA.P. -4.6 ~ -10.6mについては粒度試験の結果から土屋・山元³⁾が示した方法を用いて 9.3×10^{-4} cm/sと推定し、A.P. -10.6mを不透面とした。また、素掘りの貯水池を考慮し、護岸より50m離れた陸側境界の地下水位を $\eta_L = \text{A.P.} + 4.6\text{m}$ として与えている。透水層下層の透水係数が小さいため、矢板根入れ先端で等ポテンシャル面が密になっているが、流速はあまり大きくない。また、護岸背後の地下水位もA.P. + 3.93 ~ + 3.96mと潮汐による変動はほとんどないことから、貯水池による陸側境界の高地下水位条件の影響が大きいことがわかる。

そこで、護岸から6mの距離でH.W.L. (A.P. + 2.0m)の位置に護岸と平行に有孔管を入れて集水し、ここでの地下水位を強制的に下げること考える。Fig. 12 (b)は、このときの流速ベクトルの分布図である。残留水位をA.P. + 2.17mまで低下させることが可能となり、(a)と比較すると有孔管より陸側では水平流速が大きくなっているが、矢板先端部での流速は55%に小さくなることわかる。

こうした結果を踏まえ、設計値よりも大きくなっている残留水圧を下げて護岸の安定性を回復するために、地下水位低下工法を採用した場合の設計標準断面図をFig. 13に示す。この工法では主動土圧の影響線

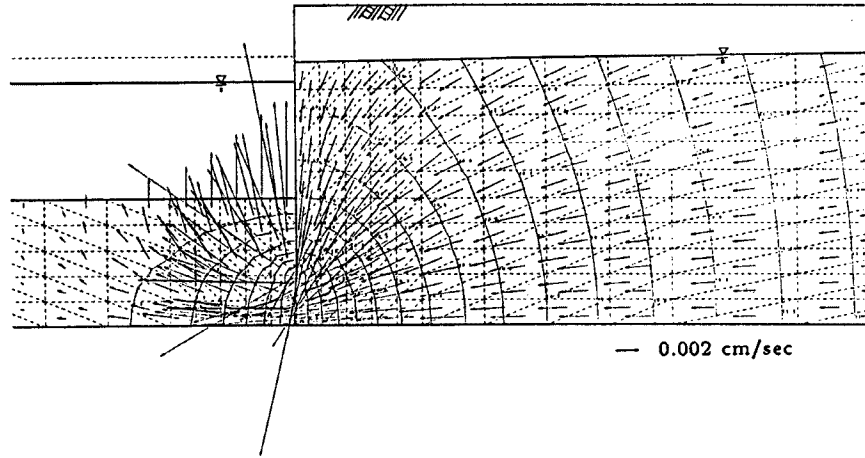


Fig. 9 Numerical results of velocity distribution and equi-potential line of groundwater flow in case of $\eta_L = 2a$.

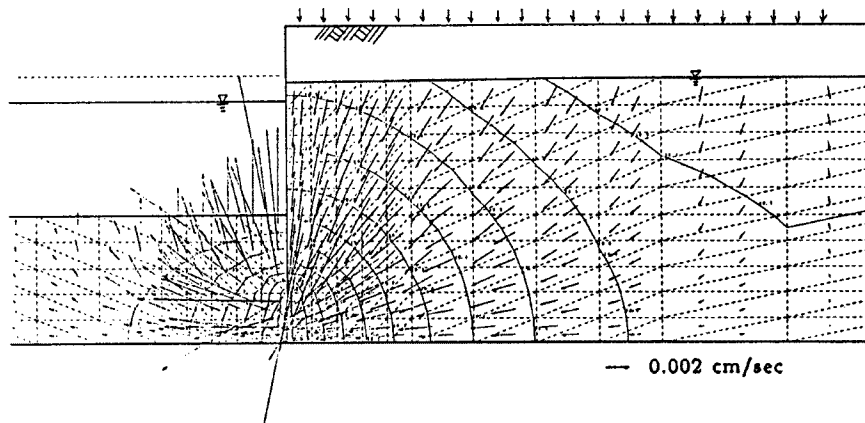


Fig. 10 Numerical results of velocity distribution and equi-potential line of groundwater flow in case of $R = 30\text{mm/hr}$.

内の地下水位を下げるために、地下水を砕石層と有孔管(集水のための小さい穴のついたポリエチレン管)により集水し自然流下方式で海に排水する。ただし、海水の逆流を極力防ぐため、有効管の位置はH.W.L.とする。なお、有孔管周辺は浸透流速が大きいので、砕石層は不織布で覆い、砕石および有孔管の目詰り防止を図る。

さらに、有効管敷設のために掘削した地盤の埋め戻しに軽量材を用い、主動土圧も低減させる。すなわち、高発泡倍率(16 kg/m^3)のEPS(発泡スチロール)ブロック^{19), 20)}を高さ1m、幅5mの範囲に入れ、その上部にやはり軽量(単位体積重量 1.4 t/m^3)でかつ止水性のよい流動床灰を土砂代替として埋め戻す。この流動床灰は石炭循環流動層ボイラから排出される石炭灰であり、石炭の燃焼時に脱硫材として石灰石を投入するため燃料石炭中の灰分の他に硫酸カルシウムや未反応脱硫材(CaO)を含んでおり、加水により硬化する性質があるため土木利用および道路利用が研究されている^{21), 22)}。また、海底面には捨石工を施工して海底面を保護するとともに、海側から矢板を支える受動土圧を増加させる。鋼矢板の飛沫帯には重防食とし、腐食の進行を止める。

これらの工法を採用した結果、Table 2 に示す検討項目において、本護岸の安定性の向上が確認され、高い残留水位をもつ既設護岸において地下水位低下工法が有効であることが示された。

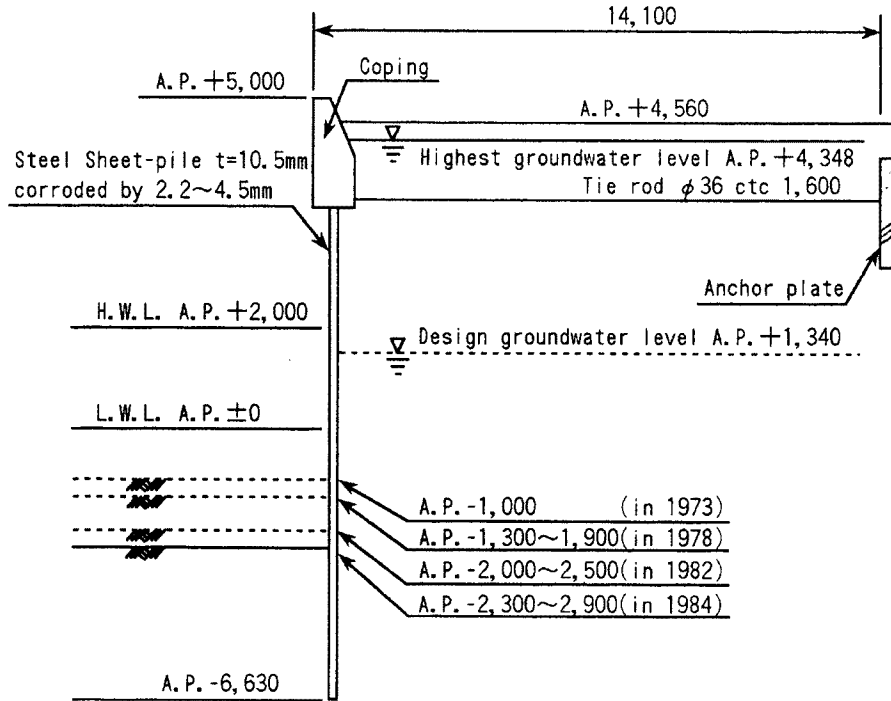


Fig. 11 Section of steel sheet-pile revetment.

3.3 重力式護岸の裏埋め土砂の流出機構

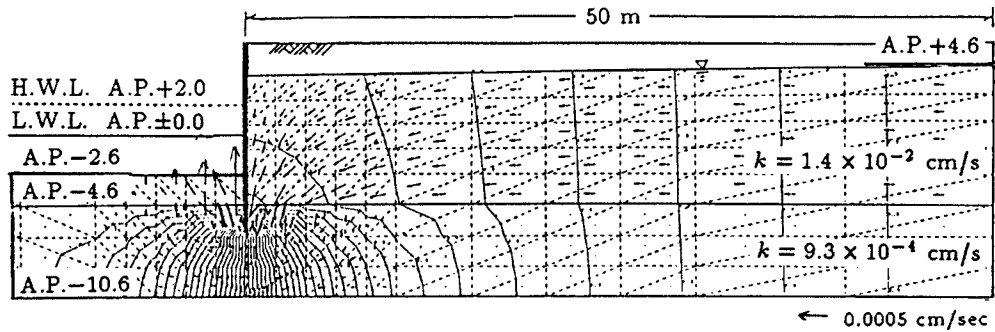
前節では、設計値を上回る過剰な残留水圧は、矢板式護岸の安定性を下げる要因であることを示した。もちろん重力式護岸においても、高い残留水位は残留水圧を大きくするだけでなく、護岸壁体の浮力を増大させるため、安定計算上、重要なポイントになる。一方、重力式護岸は、一般に矢板式護岸に比べて透水性がよく、そのために裏埋め土砂の流出についても注意を払わなければいけない。

本節では、裏埋め土砂の流出空洞化による道路陥没が頻繁に生じている重力式護岸の実態を調査し、護岸周辺地盤の浸透流解析を行って、裏埋め土砂の流出の原因を明らかにする。

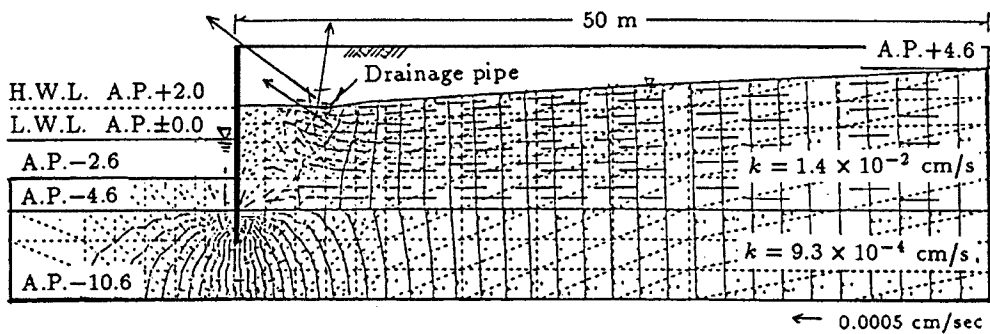
(1) 護岸損傷の実態調査の概要

調査を実施した護岸は、昭和37年に建設された沿岸埋立地の重力式護岸である。護岸の背後地は、パラペットから15m間はアスファルト舗装道路で、それ以遠は未舗装のタンクヤードとして使用されている。毎年、とくに台風シーズンになると、高波浪・大雨の後でアスファルト舗装が陥没し車両の通行の障害になっているため、護岸前面からの護岸の損傷状況および被覆石の調査、電磁波探査および試掘による空洞調査、地下水位の測定を行った。対象とした護岸は延長、約1500mで場所により構造形式が異なるが、最も陥没が頻発するのはFig. 14に示すセルラブロック積み重力式護岸(400m)である。

アスファルト舗装の陥没は、裏埋め土砂の流出空洞化によって生じると考えられるが、アスファルトのアーチアクションによりある程度の大きさになってはじめて陥没するため、空洞位置を目視により発見することは極めて困難である。そこで、電磁波を利用した地中レーダーによりアスファルト舗装下の空洞を調査



(a) Before reinforcement work.



(b) After reinforcement work.

Fig. 12 Numerical results of velocity distribution and equipotential line of groundwater flow.

Table 2 Comparison of stresses and safety factors between before and after reinforcement work.

		Before reinforcement		After reinforcement	
Allowable stress		Normal	Seismic	Normal	Seismic
Stress of steel sheet-pile (kgf/cm ²)	long-term	1,800	3,040	860	
	short-term	2,700			1,000
	yield stress	3,000		3,763	
Stress of tie rod (kgf/cm ²)	long-term	960	2,493	440	
	short-term	1,440			510
	yield stress	2,400		2,900	
	breaking stress	4,100			
Safety factor of embedment depth	long-term	1.5	1.26	3.0	
	short-term	1.2		0.64	1.6
Safety factor of counterfort	long-term	2.5	0.90	3.1	
	short-term	2.0		0.49	2.2
Safety factor of sliding	long-term	1.3	1.1	1.5	
	short-term	(1.0)			1.0

し、試掘によってその状況を調べた。地中レーダーによる調査では 17 箇所で見異常が発見されたが、そのうち Fig. 14 のタイプの護岸背後を試掘した結果の一例を Fig 15 および Photo 1 に示す。ここでは、路面下に 35~40 cm 規模の空洞が確認された。また、試掘箇所より土質試料を採取し物理試験を行ったが、空洞位置の試料の間隙比は他の場所に比べて 0.1 ~ 0.4 も大きくなっていることがわかった。

一方、セルラーブロック、その下部の捨石および被覆石の損傷状況を、海側からの目視および潜水により

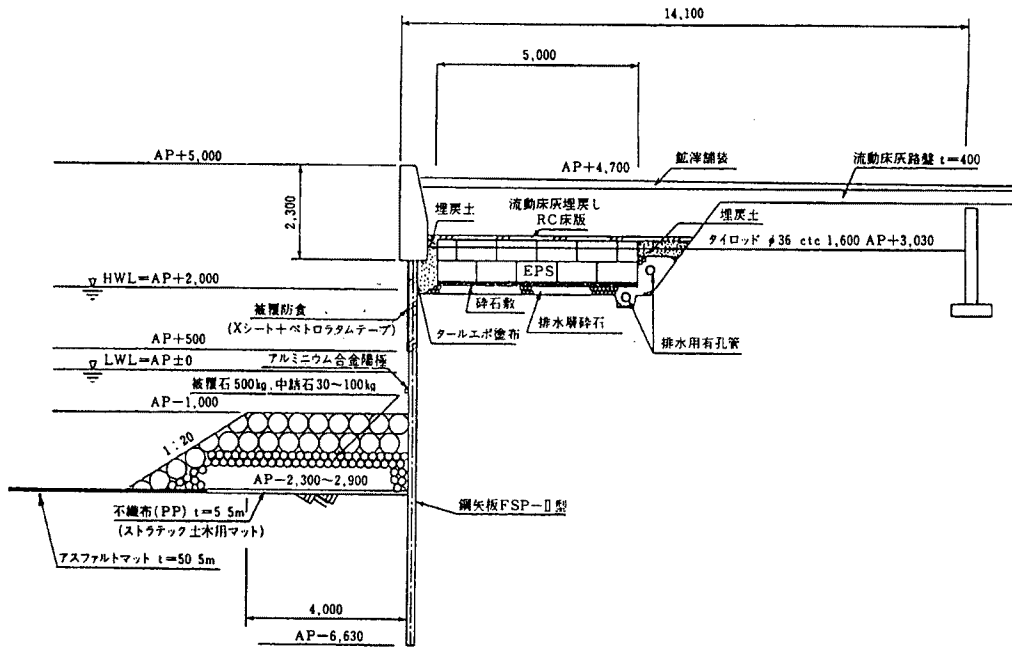


Fig. 13 Section of reinforcement work for steel sheet-pile revetment.

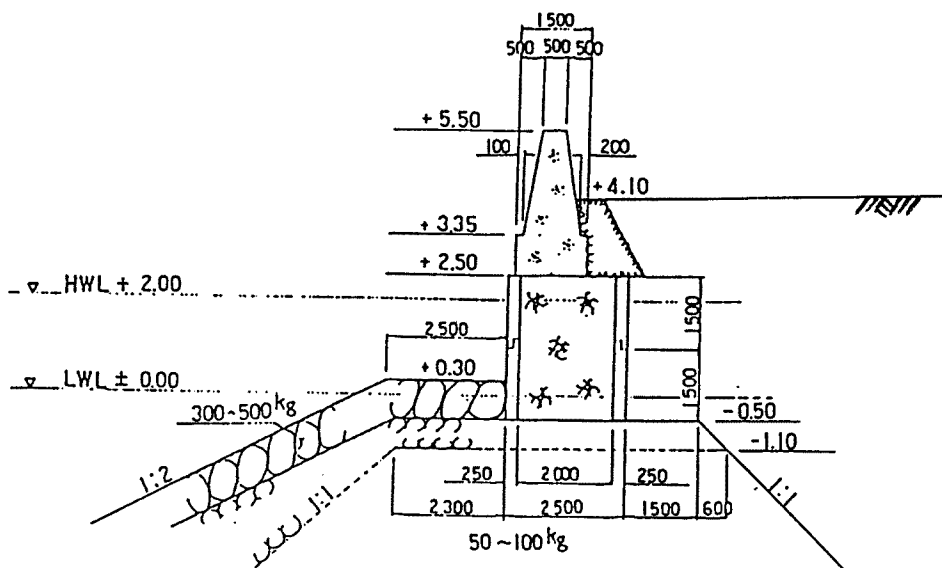


Fig. 14 Section of cellular concrete block-type revetment.

調査した。その結果、セルラーブロック間の目地損傷、セルラーブロックと捨石間の間隙および被覆石の一部欠落が認められた。特にセルラーブロック下部の間隙は大きく、奥行きは0.5~1.5 mに達しており、その位置は地中レーダーによる空洞箇所とほぼ一致していた。また、空洞試掘箇所に着色水を流し込んだところ、すぐにその間隙から流出することから、ブロックおよび被覆石の損傷が裏埋め土砂の流出原因の一つであることがわかった。

また、護岸パラペット背後から距離 $L = 2\text{ m}$ および 19 m の位置で、1991年8月25日から30日間地下水位を測定した。晴天時および降雨時の代表的な記録を Fig. 16 に示す。 $L = 19\text{ m}$ での地下水位は潮汐とほとんど連動せず、晴天時には約 2 m でほぼ一定であり、降雨時には約 3 m にまで上昇する。一方、護岸背後の $L = 2\text{ m}$ での地下水位は、潮汐と同時に陸側の高地下水位の影響を受けており、常に海面より高く、そ

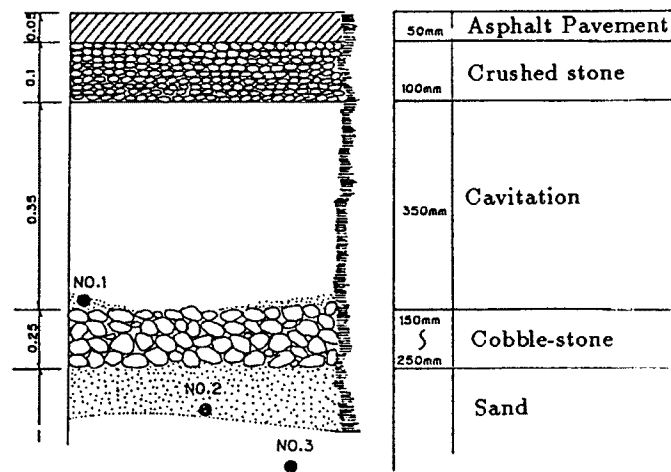


Fig. 15 Section of test pitting behind revetment.



Photo. 1 Cavitation under the pavement behind revetment.

の残留水位1 m は設計基準の標準値0.67 m を上回っていることがわかる。したがって、とくに大雨時には、海方向に向う浸透流の流速が設計時に推定されたものよりも大きくなっているのは明らかで、埋立地の高地下水水位が護岸裏埋め土砂の流出の第2の原因になっていると考えられる。

(2) 浸透流の流速分布と土砂流出機構

実態調査により明らかになったブロックと捨石の損傷、被覆石の一部欠落および埋立地の高地下水水位と、

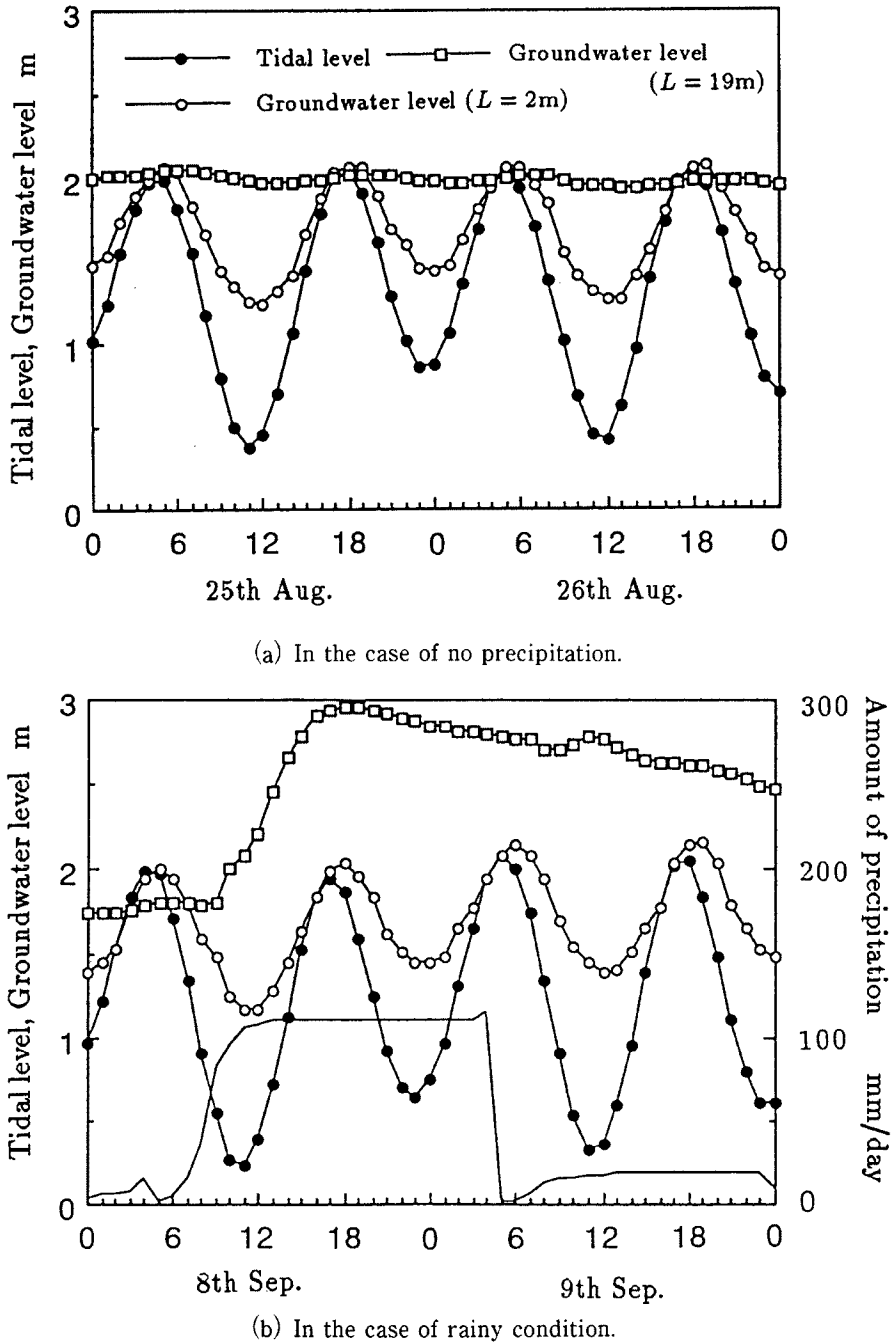
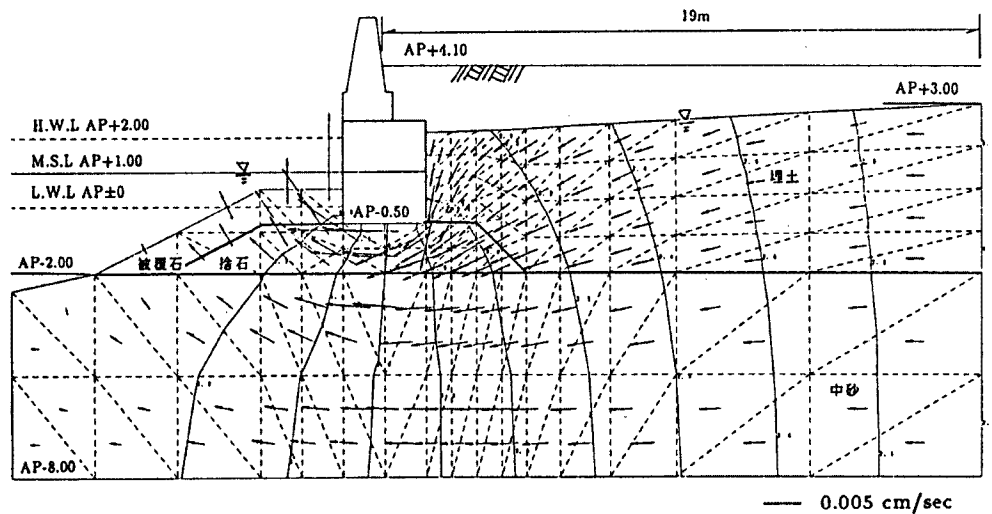


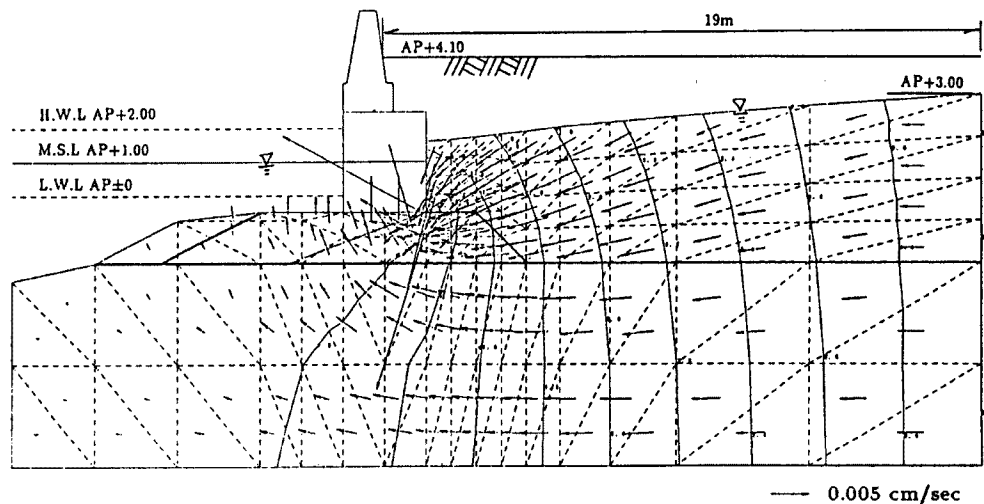
Fig. 16 Records of tidal level, gronwater level and amount of precipitation.

護岸裏埋め土砂の流出とを関係づけるために、護岸周辺地盤の浸透流を数値計算により解析し、流速分布を求める。

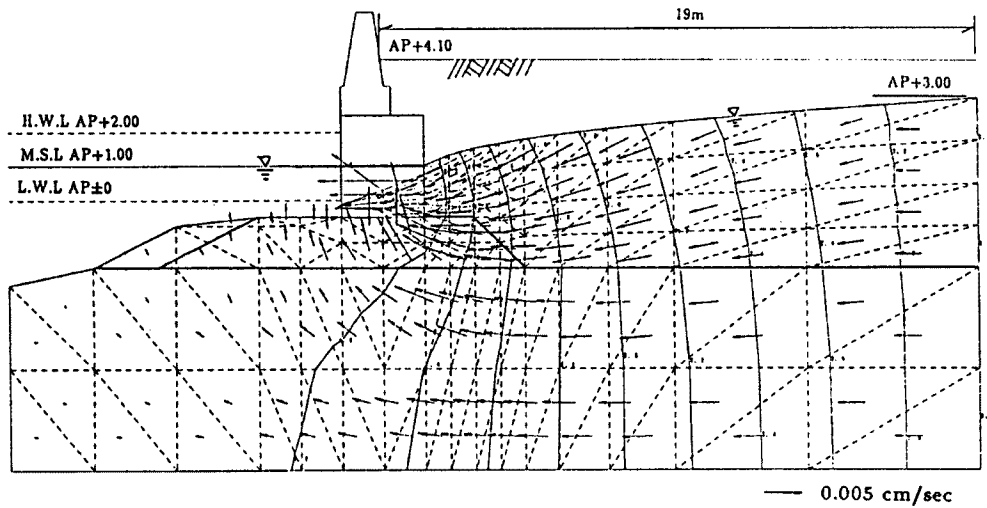
この護岸の地盤の標準的な土層は、地表面(A.P. +4.10)からA.P. -2.00までの埋立土、A.P. -8.00までの中砂およびそれ以下のシルト混じり中砂により構成されている。したがって、数値計算においてはA.P. -8.00を不透透面として与える。また、透水係数 k については、当初埋立土は粒度試験結果から 4.2×10^{-3} cm/s、中砂は 1.0×10^{-2} cm/s および捨石は 1.0×10^{-2} cm/s と設定したが、実際の地下水位記録を数値計算で再現することができず、何度か透水係数を変えて計算を試みた結果、最終的に全ての透水層の透水係数を 4.2×10^{-2} cm/s、間隙率を0.308とした。地下水位記録に合わせた透水係数が妥当であるならば、捨石層の透水性がかなり小さくなっていることを意味する。また、護岸背後の埋立土層には建設時の仮設路盤などが残されてかなり複雑になっており、より正確な透水係数を知るためには現場透水試験が必要であろう。



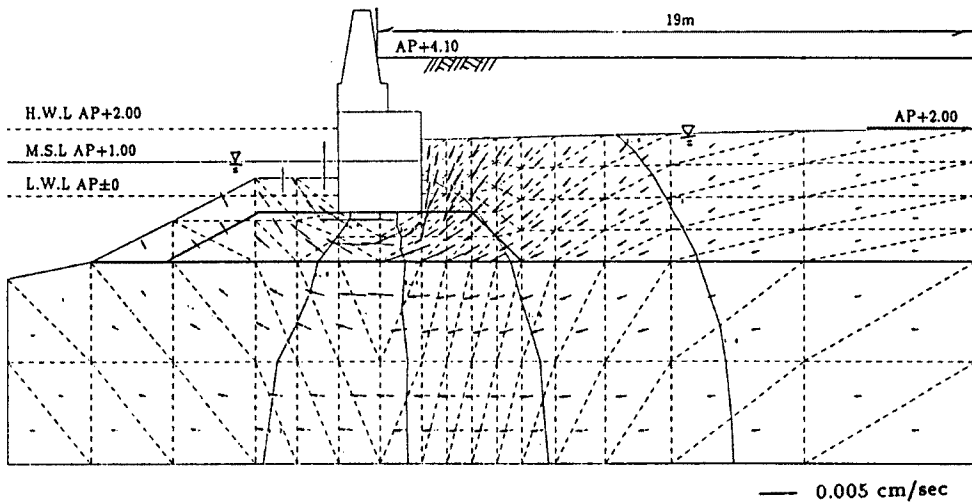
(a) CASE A : In the case of heavy rainfall at normal section.



(b) CASE B : In the case of heavy rainfall at damaged section.



(c) CASE C : In the case of enlarged cavitation.



(d) CASE D : In the case of groundwater discharge method.

Fig. 17 Numerical results of velocity distribution and equipotential line of groundwater flow around gravity-type revetment.

数値計算法は前節で述べた有限要素法を用い、Fig. 14の護岸断面を169の要素に分割して、周期 $T=12$ hr(半日周潮)および潮差2 mの潮汐を与え、4ケースの計算を行った。Fig. 17は、各ケースについての時刻 $t=6$ hr(H.W.L.より6時間後のM.S.L.時)における流速ベクトルの分布と等ポテンシャル線の計算結果である。また、Fig. 18は、護岸背後の8要素で計算される流速を $t=6$ hr(M.S.L.)および $t=9$ hr(L.W.L.)について示したものである。要素Nos. 1および2は自由表面付近、Nos. 7および8は捨石に接する埋立土の最深部であり、

奇数番号はブロックから0.25 m、偶数番号は同じく0.50 mの距離である。なお、護岸背後の地盤の土粒子

の大きさとそれに対する浸透破壊発生条件としての限界流速の関係については数多くの実験が行われ、浸透破壊の形態、限界流速の定義および土試料の不均一性の違いによって1オーダー以上幅のある限界流速値が提案されており^{23),24)}ここで対象とする埋立土および中砂 ($D_{50} = 0.20$ 固 \sim 0.57 mm) の限界流速値は、それらの実験結果を参考にすると、 $1 \times 10^{-2} \sim 4 \times 10^{-1}$ cm/s と推定される。しかし、現場の地盤が不均一であることならびに限界流速値にかなり幅があることから、4ケースの流速の計算結果については、主として相対的な比較を行う。

CASE A は現状で大雨時を想定し、護岸からの距離 $L = 19$ m における陸側境界の地下水位条件を $\eta_L = \text{A.P.} + 3$ m で一定として与えている。地下水は捨石を通して海域に流出するため、護岸背後の浸透流の方向は鉛直下向きで、埋立土層の深いところほど大きい流速を示す。また、残留水位差は1.54 m と計算され、設計基準の標準値0.67 m より大きな値となる。

さらに、CASE B は護岸の損傷状況の調査結果を踏まえて、前面の被覆石の一部が欠落し、ブロック下部と捨石との間に空洞ができている現在の最も危険な場所の状態を考慮して、埋立土層の下端(ブロック右下角節点)の圧力を海底面と同じにした場合であり、大雨時と同様の陸地側境界条件を与えている。CASE A と比べると残留水位差は小さくなるが護岸背後の流速は3 \sim 4倍になり、空洞先端付近では先に示した限界流速値の範囲に入ることから、土砂流出の危険性が高まっていることがわかる。すなわち、埋立地の地下水位が降雨等で上昇すると同時に、高波浪等によりブロックや捨石が破損した場合、護岸背面から損傷箇所を通して海域に向う大きな流速をもった浸透流が生じ、それによって裏埋め土砂が運ばれると考えられる。

CASE C は、さらに空洞が拡大し、またブロック間の目地が大きく開いて護岸の止水性が期待できず、護岸背後の地下水位が潮位と同じになった最悪の状況を想定した場合である。護岸背後の浸透流の方向はほぼ水平でCASE A と比べると流速は5 \sim 10倍であり、護岸背面のすべての位置で先に示した限界流速値の範囲に入っていることがわかる。このことは、裏埋め土砂が流出し空洞ができると、それによって、さらに浸透流速が加速され空洞が拡大するということになることを意味している。

CASE D は、被覆石を設計時の状態に復旧しブロックの損傷を補修した上で、陸側境界の $L = 19$ m において地下水位低下工法を施工し $\eta_L = \text{A.P.} + 2$ m (H.W.L.) とした状態を想定したものである。これは、現在のブロック損傷のない場所での晴天時と同条件であることから、裏埋め土砂の流出がない場合と考えられる。護岸背後の流速は、それが最も大きくなる埋立土層の最深部においてCASE A と比べて約2/3と小さくなっており、残留水位が下がって土砂の流出する範囲が限定されることから、地下水位低下工法が裏埋め土砂流出に対して有効であるといえる。ただし、残留水位差はまだ1.03 m と高く再び被覆石またはブロック損傷などが発生するとその場所から裏埋め土砂が流出する可能性が残っているため、常時被覆石およびブロックの管理を行うことが望ましい。

4. 結 語

本研究では、沿岸埋立地の地下水位変動の理論解を誘導するとともに、潮汐、降雨および陸側境界の高地下水位条件を同時に考慮して沿岸埋立地の護岸周辺地盤における浸透流の挙動を解析し、護岸の残留水位および浸透流の流速分布が護岸の安定性に与える影響について検討した。これにより得られた主な成果を要約すると、次のようである。

- 1) 鉛直流速を無視する準一様流の仮定のもとに誘導される沿岸埋立地の地下水位変動の伝播の理論解について、潮汐と陸地の高地下水位とを同時に境界条件として考慮した場合に拡張した。
- 2) 沿岸埋立地の護岸の地下水位について、現行の護岸設計基準では潮汐のみによる残留水位差を考慮しているが、降雨および越波水の浸透または陸側の高地下水位条件となる埋立地の土地利用状況によっては、その残留水位の標準値を越え護岸の被災原因となる可能性があることを指摘した。
- 3) 矢板式護岸のモデルに潮汐、陸側境界の高地下水位条件および降雨条件を与え、数値計算により非定常

Table 3 Numerical results of seepage velocity and residual water level behind bulkhead

(a) CASE A and CASE B

	Element No.	CASE C		CASE D	
		M.S.L.	L.W.L.	M.S.L.	L.W.L.
Velocity (cm/s)	1	1.78×10^{-2}	2.47×10^{-2}	2.05×10^{-3}	2.32×10^{-3}
	2	1.42×10^{-2}	2.09×10^{-2}	1.92×10^{-3}	2.20×10^{-3}
	3	1.49×10^{-2}	2.27×10^{-2}	2.60×10^{-3}	3.54×10^{-3}
	4	1.30×10^{-2}	2.05×10^{-2}	2.32×10^{-3}	2.97×10^{-3}
	5	1.33×10^{-2}	2.13×10^{-2}	3.56×10^{-3}	5.34×10^{-3}
	6	1.27×10^{-2}	2.04×10^{-2}	2.90×10^{-3}	4.07×10^{-3}
	7	1.27×10^{-2}	2.06×10^{-2}	5.53×10^{-3}	8.29×10^{-3}
	8	1.30×10^{-2}	2.05×10^{-2}	4.22×10^{-3}	6.01×10^{-3}
Residual water level (m)		0		-0.25~1.04	

(b) CASE C and CASE D

	Element No.	CASE C		CASE D	
		M.S.L.	L.W.L.	M.S.L.	L.W.L.
Velocity (cm/s)	1	1.78×10^{-2}	2.47×10^{-2}	2.05×10^{-3}	2.32×10^{-3}
	2	1.42×10^{-2}	2.09×10^{-2}	1.92×10^{-3}	2.20×10^{-3}
	3	1.49×10^{-2}	2.27×10^{-2}	2.60×10^{-3}	3.54×10^{-3}
	4	1.30×10^{-2}	2.05×10^{-2}	2.32×10^{-3}	2.97×10^{-3}
	5	1.33×10^{-2}	2.13×10^{-2}	3.56×10^{-3}	5.34×10^{-3}
	6	1.27×10^{-2}	2.04×10^{-2}	2.90×10^{-3}	4.07×10^{-3}
	7	1.27×10^{-2}	2.06×10^{-2}	5.53×10^{-3}	8.29×10^{-3}
	8	1.30×10^{-2}	2.05×10^{-2}	4.22×10^{-3}	6.01×10^{-3}
Residual water level (m)		0		-0.25~1.04	

浸透流の流速分布、圧力分布および護岸の残留水位を求めた。その結果、最も大きな残留水位差がL.W.L.時の約30分前に現れること、矢板根入れ先端部で最大の流速が現れることがわかった。また、潮汐のみにより地下水位が変動する場合は残留水位差は設計基準値より安全側の小さい値を示すが、陸側境界の高地下水水位条件や降雨条件を与えた場合は、設計基準値より危険側の大きな値となる可能性があることを明らかにした。

4) 残留水位が設計値より高いため予測以上の残留水圧が作用している既設の矢板式護岸周辺地盤の浸透流解析を行った結果、その原因は護岸背後地の素掘りの貯水池による陸側境界の高地下水水位条件であることが説明できた。また、護岸から6mの距離でH.W.L.の位置に護岸と平行に有孔管を入れて集水する地下水水位低下工法を行った場合、残留水位を低下させることができ、有孔管より陸側では水平流速が大きくなるが矢板根入れ先端部の流速は小さくなることを示した。そして、実際に地下水水位低下工法と軽量材による埋め戻しおよび捨石工を組み合わせる施工し、護岸の安定性を回復することができた。

5) 裏埋め土砂の流出空洞化による道路陥没が頻繁に生じているセルラブロック積み重力式護岸の実態を調査した結果、セルラブロック間の目地損傷、セルラブロックとその下の捨石間の間隙および被覆石の

一部欠落が認められ、その位置で空洞化が発生していることがわかった。また、護岸背後の地下水位および潮位を測定した結果、埋立地の地下水位は常に海面より高く降雨時にはさらに上昇し、護岸裏埋め土砂内の地下水位は潮汐と同時にこの高地下水位の影響を受けて変動していることがわかった。この重力式護岸について4ケースの浸透流解析を行った結果、降雨による埋立地の高地下水位と、護岸損傷により局部的に透水性が良くなるのが裏埋め土砂流出の原因であり、一度空洞ができると浸透流速が加速されその空洞がさらに拡大することがわかった。また、その対策としては地下水位低下工法が有効であることを示した。

参考文献

- 1) 本間 仁：高等水理学，産業図書，1958，pp.178--180.
- 2) 石原藤次郎編：応用水理学Ⅱ，丸善，1958，pp.301-317.
- 3) 大島康宏・橋本 宏・藤本 勲：海岸護岸・堤防の安定性に関する研究（堤防・護岸の被災事例について），海岸，No.20，1980，pp.66-78.
- 4) 大河原 満・橋本 宏・斉藤雄三郎：被災事例から見た海岸堤防・護岸に関する一考察，第30回海岸工学講演会論文集，1983，pp.264-268.
- 5) 安間 清・石渡友夫：海岸保全施設の維持管理手法，港湾技研資料，No.557，1986，52p.
- 6) 桑原久実・中崎昭人・玉井佐一：海岸護岸・堤防裏込め土砂の空洞化に関する実態調査，自然災害科学，Vol.9，No.1，1990，pp.42-51.
- 7) 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—碎波後の波が作用する場合—，自然災害科学，Vol.8，No.3，1989，pp.31-46.
- 8) 桑原久実・中崎昭人・玉井佐一：衝撃変動水圧による高飽和地盤の動的応答特性，自然災害科学，Vol.8，No.2，1989，pp.1-8.
- 9) 豊島 修：海岸護岸考，海岸，No.20，1980，pp.55-63.
- 10) 三宅康夫：現場用水試験の非線形解，土と基礎，Vol.15，No.10，1967，pp.19-24.
- 11) 尾島 勝・足立一美：不圧滞水層における非定常浸透流の非線形性に関する研究，土木学会論文報告集，第303号，1980，pp.43-52.
- 12) 地下水ハンドブック編集委員会編：地下水ハンドブック，建設産業調査会，1989，pp.85-86.
- 13) 松並仁茂：港湾施設の設計，新体系土木工学82，技報堂出版，1990.
- 14) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1989.
- 15) 古土井光昭・片山猛雄：残留水位測定調査，港湾技研資料，No.115，1971，105p.
- 16) たとえば，Kinzelbach, W. (上田年比古監訳)：パソコンによる地下水解析，森北出版，1990.
- 17) 河野伊一郎：有限要素法による堤体浸透問題の解析，土と基礎，Vol.21，No.8，1973，pp.13--19.
- 18) 土屋義人・山元淳史：粒度分布を考慮した砂質土における非定常浸透流の基礎方程式とその抵抗則，京大防災研年報，第36号B-2，1993，pp.285-314.
- 19) EPS 土木工法開発機構：EPS 土木工法設計マニュアル，1988.
- 20) 山元淳史・飯田省三：発泡スチロールを用いた護岸改良，出光技報，34巻，3号，1991，pp.45-53.
- 21) 山元淳史・新嶋洋明・大洞正量・福元洋一・片岡義尚：流動床灰の道路土工材への適用に関する研究，土木学会第45回年次学術講演会概要集，Ⅲ-213，1990，pp.462-463.
- 22) 山元淳史・原 正典・新嶋洋明・細田信道：流動床灰の土質改良材への適用性について，土木学会第18回関東支部技術研究発表会，Ⅲ-24，1991，pp.174-175.
- 23) 長瀬迪夫：浸透破壊に関する考え方と破壊条件，応用地質年報，No.9，1987，pp.43-124.
- 24) 中島秀雄・長瀬迪夫・飯島 豊：X線を用いた土の浸透破壊実験とその考察，応用地質年報，No.9，1987，pp.21-41.