

沿岸埋立地における地下水の挙動と護岸設計への応用

山元淳史*・土屋義人**

1. 緒言

護岸の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。現行の港湾施設的设计基準である「港湾の施設の技術上の基準・同解説」(1989)では、古土井・片山(1971)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いるため、埋立地の土地利用状況によっては設計基準値を越えた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、素掘りの貯水池や側溝がある場合には、その位置での高地下水位条件が残留水位に影響する。残留水位の上昇は残留水圧の増加によって護岸の安定性を低下させるとともに、浸透流速を増大させて護岸の裏埋土砂の流出による空洞化を引き起こす。

海岸護岸・堤防の被災原因については、大島ら(1980)、大河原ら(1983)および安間ら(1986)によって調査解析されているが、背後地の地下水位との関係については検討されていない。また最近、桑原ら(1989, 1990)は海岸堤防裏込め土砂の空洞化の実態を調査し、高波浪による土砂流出の機構を研究しているが、やはり地下水位の変動は考慮していない。わずかに豊島(1980)が高波浪時の越波した海水や降雨などによって、護岸の裏埋土砂の流出空洞化が生じ被災した例を示している。護岸の被災にはそれぞれの要因があるが、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。

そこで本研究では、はじめに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における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、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を対象として浸透流解析を行い、その残留水位を

低下させる方法を示す。さらに、裏埋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、裏埋土砂流出の機構を解明し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

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。この地下水位変動については、従来潮汐のみ考慮して、鉛直流速を無視する準一様流の仮定を用いた簡単な理論解が得られている(本間, 1958)。しかし、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。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、図-1に示すように地下水位 η が海岸線から距離 L 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。

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。

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

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

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 は透水係数および h は水深である。ここで、 $\eta \ll h$ と仮定し、式(2)を次のように線形化する。

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

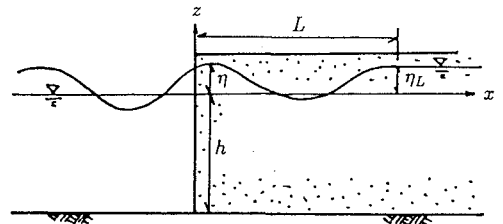


図-1 沿岸埋立地における地下水の座標系と記号

* 正会員 工博 出光エンジニアリング(株) エンジニアリング室
 ** 正会員 工博 名城大学教授 学部新設準備室

これと式(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 および角周波数を $\sigma = 2\pi/T$ (T は周期) として、次のような周期境界条件を与える。

$$\left. \begin{aligned} x=0 \text{ で } \eta &= \eta_0 \sin \sigma t \\ x=L \text{ で } \eta &= \eta_L \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

さて、 $\eta_L > 0$ 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、 $\eta_L \ll h$ であれば浸出面による水位差は無視することができるため、ここでは地下水面は海水面と接続すると考える。このとき式(4)の解は、次式のように求められる。

$$\begin{aligned} \eta = & \frac{\eta_0}{e^{2m_1 L/h} + e^{-2m_1 L/h} - 2 \cos(2m_2 L/h)} \\ & \times [e^{-m_1 x/h} \{ e^{2m_1 L/h} \sin(\sigma t - m_2 x/h) \\ & - \cos(2m_2 L/h) \sin(\sigma t - m_2 x/h) \\ & - \sin(2m_2 L/h) \cos(\sigma t - m_2 x/h) \} \\ & + e^{m_1 x/h} \{ e^{-2m_1 L/h} \sin(\sigma t + m_2 x/h) \\ & - \cos(2m_2 L/h) \sin(\sigma t + m_2 x/h) \\ & + \sin(2m_2 L/h) \cos(\sigma t + m_2 x/h) \}] \\ & + \eta_L x/h \dots\dots\dots (6) \end{aligned}$$

ここに、係数 m_1 および m_2 は、それぞれ次式で与えられる。

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

式(6)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おり、 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。この式において、 $L \rightarrow \infty$ で $\eta_L = 0$ の極限をとると、従来から用いられている次の理論解に一致する。

$$\eta = \eta_0 \exp(-m_1 x/h) \sin(\sigma t - m_2 x/h) \dots\dots\dots (8)$$

3. 矢板式護岸の残留水位と安定性

式(8)は、沿岸埋立地全体の地下水位分布の傾向を把

握するために有用である。しかし、護岸周辺では、地下水は潮汐、降雨浸透および高地下水位条件の影響を同時に受けて水平方向のみならず鉛直方向にも大きく流動しており、護岸背面に残留水位差を生じている。したがって、その護岸の残留水位、浸透流の流速分布および圧力分布を正しく評価するためには、式(8)を地下水位の初期条件とする断面二次元の浸透流解析を行う必要がある。

矢板式護岸においては、残留水位の上昇は残留水圧を増加させ、護岸の安定性を低下させる。ここでは、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。

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り、FSP II型の鋼矢板、鉄筋コンクリート製コーピングおよび控え版、SS41のタイロッドから構成されている。海面 L.W.L. = A.P. ± 0 m および H.W.L. = A.P. + 2 m に対し、護岸背後の残留水位は A.P. + 1.34 m 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. + 4.35 m が最高水位として記録されている。また、護岸前面の水深は建設当時干潮海面から1mであったが、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、鋼矢板の飛沫帯では電気防食の効果が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、曲げモーメントに対する耐力の低下をきたした。

有限要素法による浸透流解析の結果、現状では護岸の残留水位は A.P. + 3.93~+3.96 m と潮汐による変動はほとんどなく、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った。そこで、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、ここでの地下水位を強制的に下げること考える。図-2は、このときの流速ベクトルの分布図である。残留水位

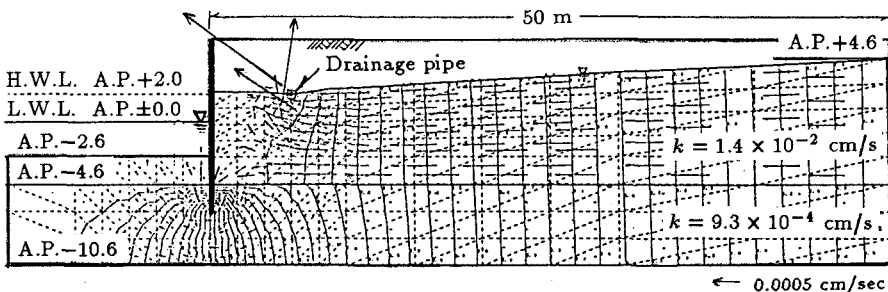


図-2 矢板式護岸に地下水位低下工法を実施した場合の流速ベクトルの分布と等ポテンシャル線

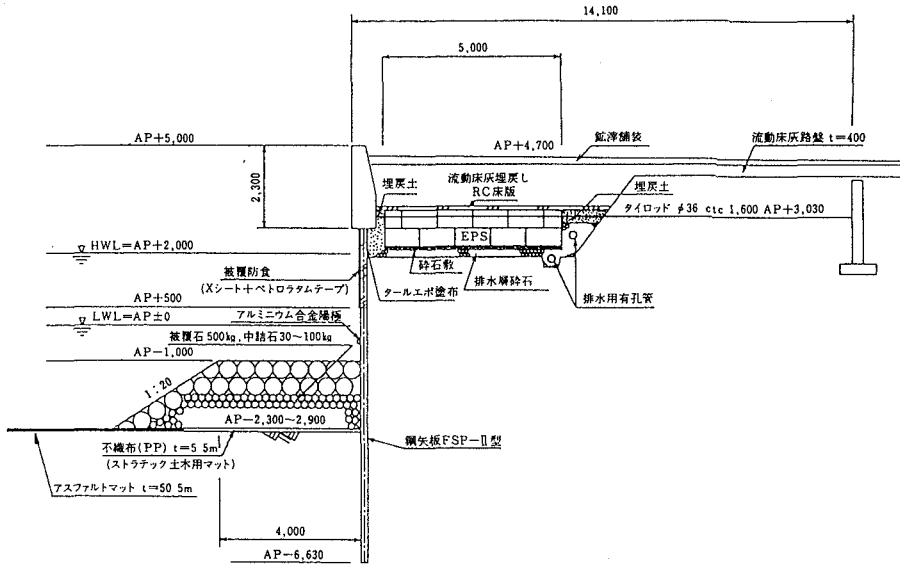


図-3 矢板式護岸の地下水位低下工法の設計標準断面図

を A.P.+2.17 m まで低下させ、残留水圧を下げる事が可能となる。また、現状と比較すると有孔管より陸側では水平流速が大きくなるが、矢板先端部での流速は 55% に小さくなり、ポイリング破壊の危険性も小さくなる。

こうした結果を踏まえ、本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図-3 に示す。この工法では主動土圧の影響線内の地下水位を下げるために、地下水を砕石層と有孔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ため、砕石層を不織布で覆い、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は軽量材（発泡スチロールおよび流動床戻灰）を用い、主動土圧を低減させ(山元ら, 1990, 1991)、地表面を舗装により止水する。また、海底面には捨石工を施工し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、鋼矢板の飛沫帯には重防食を施工する。

これらの工法を採用した結果、鋼矢板応力度、タイロッド応力度、鋼矢板根入れ安全率、控え版の安全率および岸壁の安全率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。

4. 重力式護岸の裏埋土砂の流出機構

重力式護岸は一般に矢板式護岸に比べて透水性が良いため、高い残留水位は残留水圧および護岸壁体の浮力を増大させるだけでなく、裏埋土砂の流出による空洞化の

原因ともなり得る。ここでは、裏埋土砂の流出により護岸背後に空洞が発生し、それによって道路陥没が頻繁に生じている重力式護岸を対象として、実態調査および護岸周辺地盤の浸透流解析によって裏埋土砂の流出の機構を考察する。

(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セルラーブロック積み重力式護岸(図-4)である。護岸の背後地は、パラペットから 15 m 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等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、電磁波探査および試掘による空洞調査、護岸前面からの護岸損傷状況および被覆石の調査、ならびに地下水位測定を行った。

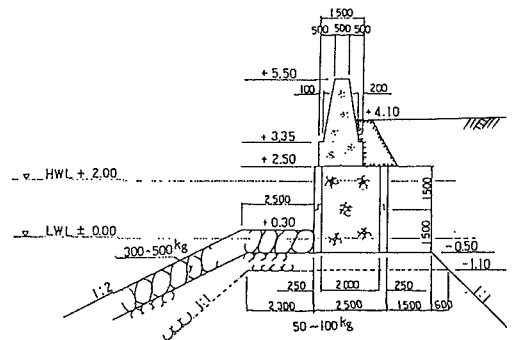


図-4 セルラーブロック積み重力式護岸の断面図

アスファルト舗装の陥没は、アーチアクションにより空洞がある程度の大きさになってはじめて起こるため、小さい空洞を路面上から目視により発見することは難しい。そこで、電磁波探査により舗装下の空洞を調査し、試掘によってその状況を調べた。その結果、延長約1,500 mに対し17箇所異常が発見された。写真-1はその空洞の試掘状況の一例で、路面下に広さ2 m角、深さ35~40 cm規模の空洞が確認され、土試料の間隙比が他の場所より0.1~0.4大きいことがわかった。

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、海側から目視により調査した結果、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の間隙および被覆石の一部欠落が認められた。とくにセルラーブロック下部の間隙は大きく、奥行きが海側から0.5~1.5 mに達しており、その位置は電磁波探査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した。

また、護岸パラペット背後から距離 $L=2$ 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(図-5)。 $L=19$ 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 $L=2$ 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、常に海面より高く、その残留水位1 mは設計基準値0.67 mを上回っている。

(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間隙、被覆石の一部欠落および埋立地の高地下水位と、護岸裏埋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。

数値計算では護岸断面を169の有限要素に分割し、潮汐を潮差2 mの半日周潮で与える。また、埋立土層は建設時の仮設路盤などが残されてかなり複雑であるため、実際の地下水位記録を再現できる値として、やむを得ず

すべての透水層の透水係数を 4.2×10^{-2} cm/s、間隙率を0.308およびA.P.-8.00を不浸透面とする。

図-6は、H.W.L.より6時間後のM.S.L.における3ケースの計算結果である。なお、浸透破壊発生条件としての限界流速値は、 $1 \times 10^{-2} \sim 4 \times 10^{-1}$ cm/sと推定されるが(長瀬, 1987; 中島ら, 1987)、現場の地盤が不均一であることを考慮し、ここで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における地下水位の境界条件を $\eta_L = A.P.+3$ mで与えている。地下水は捨石を通過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る。残留水位差は0.66 mでCASE Aより小さくなるが、護岸背後の流速は3~4倍になり、空洞先端付近では先に示した限界流速値を超える。これより、埋立地の地下水位が降雨等で

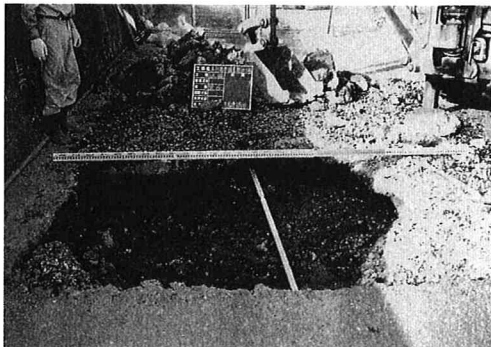
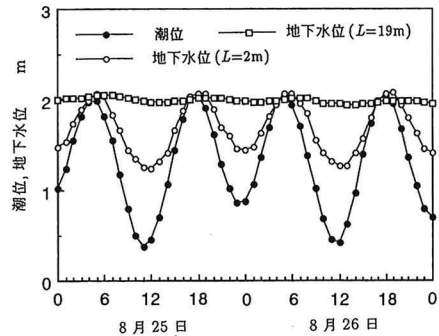
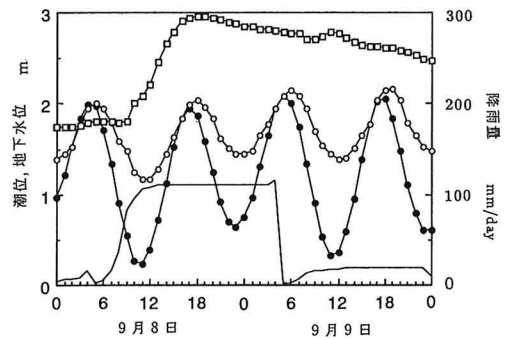


写真-1 護岸背後の路面下の空洞状況

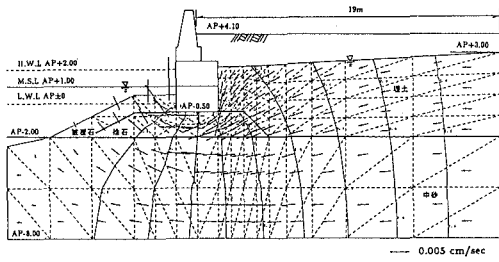


(a) 晴天時

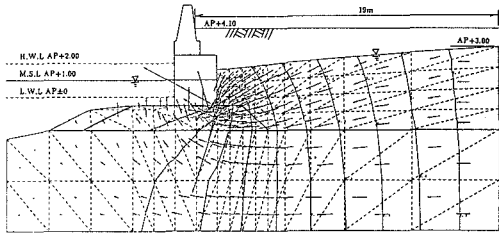


(b) 降雨時

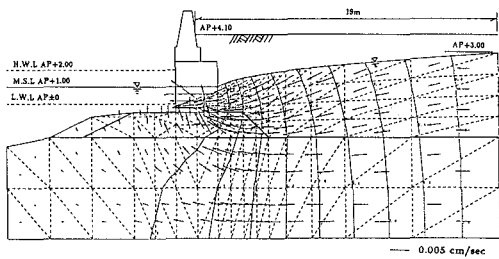
図-5 潮位、地下水位および降雨量の記録



(a) CASE A 現状での大雨時を想定した場合



(b) CASE B 損傷箇所での大雨時を想定した場合



(c) CASE C 空洞拡大時を想定した場合

図-6 重力式護岸周辺地盤における浸透流の計算結果

上昇し、さらに高波浪等によりブロックおよび捨石が破損した場合には、護岸背面から損傷箇所を通じ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流速はCASE Aの5~10倍であり、護岸背面の全域にわたって限界流速値を超える。このことは、裏埋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意味を意味している。

さて、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 $L=19\text{m}$ において地下水位低下工法を施工し $\eta_L = A.P.+2\text{m}$ (H.W.L.) とした状態についても計算したところ、護岸背後の流速は、それが最も大きくなる埋土層の最深部においてCASE Aと比べて約2/3と小さくなり、地下水位低下工法が裏埋土砂流出に対して有効であることが示される。ただし、残留水位差はまだ1.03m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と考えられる。

5. 結 語

以上、本研究では、地下水位が海面より高い沿岸埋立地の護岸付近における地下水の挙動について準一様流解および実際の護岸の浸透流解析によって研究し、安全性の高い護岸の設計・保全を行うためには潮汐だけでなく埋立地の土地利用状況に応じた降雨浸透および地下水位分布を同時に考慮する必要があることを示した。

参 考 文 献

安間 清・石渡友夫: 海岸保全施設の維持管理手法, 港研資料, No. 557, 1986, 52p.
 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回海講論文集, 1983, pp. 264-268.
 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.
 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, 1989, pp. 31-46.
 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.
 古土井光昭・片山猛雄: 残留水位測定調査, 港研資料, No. 115, 1971, 105p.
 豊島 修: 海岸護岸考, 海岸, No. 20, 1980, pp. 55-63.
 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.
 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.
 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1989.
 本間 仁: 高等水理学, 産業図書, 1958, pp. 178-180.
 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.
 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.