

急潮流下における海洋構造物の洗掘防止工の設計

高 沢 勤*・鈴木幹啓**・八重田義博***・勝井秀博****

1. はじめに

本研究は、水深 40～50 m、最大流速 8 kt に達する大水深・急潮流における海洋構造物周辺の洗掘防止工の設計に関するものである。海洋構造物の洗掘防止工としては、施工性、経済性、耐久性の面などから、捨石によるものが最も多く用いられている。

急潮流下の構造物周辺では、局所的に $i=1/10$ に達する大きな動水勾配が生じるため、捨石の層厚を十分大きくとり、かつ、捨石の底層部では粒径の細かいフィルター層を設けて浸透流を低減し、底質の吸い出しを防ぐ必要がある。しかし、現在、確立している捨石洗掘防止工の設計指針は、被覆石の安定に関するもののみで、浸透流低減や吸い出し防止等の機能を満足する指針は無い。

一方、底質の限界掃流力についても、従来の研究は非固結の砂礫を対象としたものが多く、実際の海底に存在する固結砂礫や風化軟岩など比較的洗掘抵抗性が大きいと見られる底質に対しては十分な研究がなされていない。

以上に鑑み、本研究では海洋構造物の実用的な洗掘防止工の設計法を確立するため、捨石洗掘防止工内の三次元浸透流況に関する模型実験を行い、層厚が浸透流低減に及ぼす効果を把握すると同時に、構造物計画地点における固結砂礫および風化軟岩の、実物の洗掘抵抗特性を把握し、フィルター設置による洗掘防止効果を検討した。

2. 実験方法

2.1 浸透流実験

二次元浸透流に関する研究は中川ら¹⁾によりなされているが、構造物周辺の三次元的な浸透流についての研究は見られない。本研究では、幅 0.4 m×長さ 47 m の二次元開水路に、構造物に見立てた直径 28 cm の半割り円柱を側壁に接して設置し、構造物周辺の捨石層内の三

表-1 浸透流実験の実験条件

主 流		捨 石	
水 深 (cm)	平 均 流 速 (cm/s)	粒 径 (cm)	層 厚 (cm)
49	46	1.7	6.7, 13, 26
63	40	1.3	20

次元的な浸透流況を観測した。実験装置の詳細については著者らによる報告²⁾を参照されたい。実験条件を表-1 に示す。

2.2 固結砂礫・軟岩の洗掘抵抗実験

a) 自然条件と海底地質の特性：実験対象とした固結砂礫は、水深 47 m、構造物の支持地盤面である海底 TP-60 m 付近から直径 30 cm の大口径ボーリングによって採取されたもので、この地点における最大潮流速は約 7 kt である。固結砂礫の土質特性は $D_{50}=5\sim10$ mm, $D_{max}=35\sim130$ mm で、シルト質成分が固結し、マトリクスを形成している。土質定数は $C=0.3\sim1.0$ kg/cm² (0.03～0.1 MPa), $\phi=35^\circ$, $\tau_f=15$ kg/cm² (1.47 MPa), $\gamma=2.15$ t/m³ (21.1 kN/m³), 含水率 $w=14\%$ である。一方、軟岩の資料は、水深 37 m、最大潮流速約 8 kt の地点における、TP-57 m 付近から採取した直径 8 cm のボーリング・コアである。この軟岩は、採取深度・位置によって性質が異なり、細粒砂岩、粗粒砂岩、泥質砂岩、および泥岩、砂質泥岩に分けられる。砂岩の固結度は弱く、また亀裂も多い。砂岩、泥岩含めて一軸圧縮強度は $q_u=10\sim30$ kg/cm² (1～3 MPa) 程度である。

b) 実験方法：図-1 に本実験のために製作した試験水槽の概要を示す。試験水槽は幅 40 cm×高さ 20 cm×長さ 6 m の矩形断面鋼製管路で、助走部 1.0 m の底面はベニヤ板張りとし上述の供試体表面と等価な棧粗度を取り付けている。底面の 2 か所に、供試体の表面を流れ

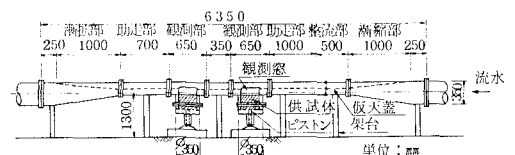


図-1 洗掘抵抗実験のための試験水槽概念図

* 正会員 本四公団第一建設局 建設部建設第二課

** 正会員 本四公団第一建設局垂水工事事務所

*** 正会員 大成建設(株)大阪支店

**** 正会員 大成建設(株)技術研究所

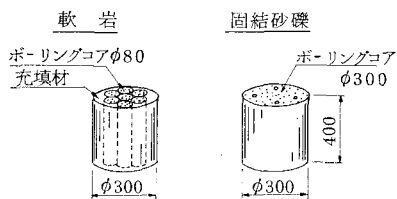


図-2 供試体の概念図

にさらすための開口部、さらに側面と上面に洗掘状況の観察用ガラス窓を設けてある。開口部には供試体を保持するための内径 30 cm、高さ 40 cm の円筒容器（コアホルダー）とピストン・シリンダーが取り付けられ、洗掘の状況に応じて供試体表面が常に水槽底面と一致するように供試体の昇降ができる構造となっている。固結砂礫の供試体は、図-2 に示すように、直径 30 cm のボーリング・コアを湿潤状態を保ったまま、乱さないように慎重にコアホルダーに移し替え、表面整形後、脱気して製作した。軟岩の供試体は、直径 8 cm のボーリング・コアを 7 本束ね、空隙を軟岩と同程度の洗掘抵抗を持つ人工岩で充填して作製した。

実験は、試験水槽に供試体を取り付け、洗掘状況を観察しながら 0.1~8 m/s の流速で通水して行った。洗掘状況の観察には、高速度 VTR を用い、底面剪断力は、マノメータによる管路の動水勾配とピトー管による鉛直流速分布より算出した。また、固結砂礫の場合は、通水後の掃流砂礫を回収して流砂量を測定すると共に、拡大写真によって、通水前後の表面粒度分布の変化も求めた。表-2 に洗掘抵抗実験の実験ケースを掲げる。

c) 底面粗度：固結砂礫の場合の底面粗度は次のようにして求めた。まず、固結砂礫の表面に露出した礫分の個数分布を測定し、中川・辻本・中野³⁾の理論を用いて等価粒径 D_e を求め、これを等価な棧粗度に換算した。その結果、 $k=b=5$ mm 角の棧を 4 cm の間隔でベニヤ製底板に配置することにした。軟岩の場合、表面の目視状況と手触りが等しくなるように、ベニヤ板上に、砂岩では 0.29~0.59 mm の珪砂を最密に一層張り付け、泥岩ではベニヤの木目が見える程度に薄くペンキ塗装した。

d) 管内流速 u と底面摩擦速度 u_* の関係：流速分布は供試体の 30 cm 上流の人工粗度上で計測し、対数則から底面摩擦速度 u_* を求めた。動水勾配 I から u_* を求める方法では、底面粗度と側壁、上面の粗度が異なる

ことを考慮して、Einstein の径深補正を行った。計測の結果、 u_* と管内の平均流速 u との比は次のようであった。

固結砂礫； $u_*/u=0.127$

砂 岩； $u_*/u=0.055$

泥 岩； $u_*/u=0.044$

2.3 フィルターによる洗掘防止の確認実験

a) フィルター粒径：フィルターの粒径は、固結砂礫の粒度分布と従来の経験公式から求めた値に、施工性を加味して 40~80 mm とした。

b) 実験方法：試験水槽底部に供試体を取り付け、さらに、水槽断面を碎石フィルターで充填して、動水勾配 $I=0.1$ の条件で通水した。フィルターの空隙率は $\lambda=47\%$ 、この条件での浸透流速 U_p は断面平均で 8.8 cm/s、空隙内の真の流速は 18.7 cm/s である。通水時間は、長期安定性を確認するため、12 日間とした。供試体の洗掘状況は、ファイバースコープによる表面の観察、濁度計による通過粒子のサンプル回数、通水前後の表面の凹凸の変化などから判断した。

3. 実験結果

3.1 浸透流実験の結果

浸透流実験の結果については、既に報告済み²⁾であるので、ここでは、その概要を述べる。

図-3 に、構造物としての円柱周辺の 3 次元浸透流況を示す。図より、円柱の上流側で主流の一部が捨石層内に吸い込まれ、円柱側面付近で湧き出すことが観察される。主流の吸い込みのため、捨石層内の円柱側面付近で流れが集中する。しかし、捨石の層厚が大きくなると、上流から吸い込まれた流れは捨石層全体に分散するため、流れの集中の度合いが弱まり、また、浸透層内の深さ方向に動水勾配が漸減するため、捨石層底面での流速は、円柱側面の最大動水勾配から計算した値より小さく

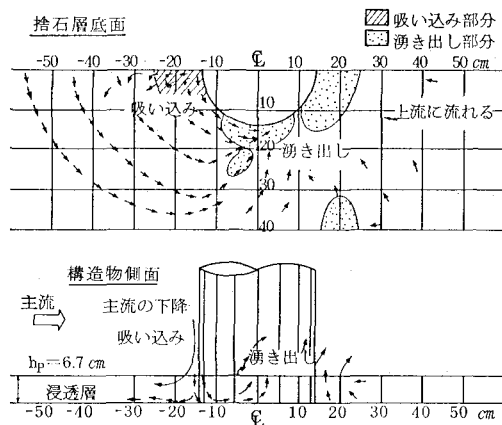


図-3 構造物周辺の浸透流況

表-2 洗掘抵抗実験の実験ケース

コア種類	供試体番号	通水方法	洗掘の測定
軟岩砂岩	B1-1~3	1.5~8.0 m/s を	観察・表面の凹凸
〃 泥岩	B2-1~3	0.5 m/s ピッチで上昇	
固結砂礫	B3-1~4	0.4~1.7 m/s の範囲で一定流速	観察・流砂量・表面粒度分布

表-3 浸透流速と層厚の関係

水深 h (cm)	層厚 h_g (cm)	最大動水 勾配 I_{max}	最大浸透 流速 U_p (cm/s)	I_{max} と透水係数よ り求めた浸透流速 U_k (cm/s)	U_p/U_k
49	6.7	0.10	6.3	6.1	1.03
	13	0.11	4.6	6.4	0.72
	26	0.10	4.0	6.1	0.66
63	20	0.076	2.9	4.4	0.66

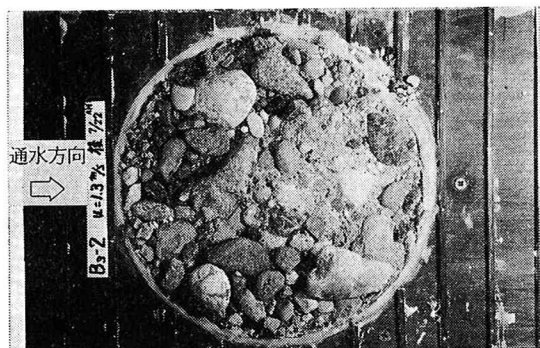
なる。表-3 に、円柱側面の最大動水勾配 I_{max} 、底面での浸透流速 U_p 、捨石層厚 h_g との関係を示す。層厚が大きいくほど、浸透流速が低減することが分かる。

3.2 洗掘抵抗実験の結果

a) 固結砂礫の洗掘過程：写真-1, 2 に、通水前と $u=1.3\text{ m/s}$ で通水後の固結砂礫の表面の状況を示す。写真-1 では、表面から突き出た 40~50 mm の礫が見えている。通水を始めると、まず、礫周辺のマトリクスの固結シルト分が局所的に洗掘され、次第に礫全体が露出するようになる。この過程で、自由になった数 mm 程度の小礫は流されていく。管内流速が 0.6 m/s 以下では、礫周辺の洗掘はやがて止まり、礫から離れた部分の表面のマトリクスはほぼ健在である。管内流速が 1.0 m/s に上昇するとマトリクスの細粒分が勢いよく流出し、大礫、小礫が表層を覆い、4 分後、1~30 mm の礫



写真-1 固結砂礫の供試体表面（通水前）

写真-2 固結砂礫の供試体表面 ($u=1.3\text{ m/s}$, $t=14$ 分後)

が徐々に流出しながら、供試体表面が低下して、洗掘は緩やかになる。表面の低下分を補償するようにピストンで供試体を上昇すると洗掘は再開し、最終的には、表層に 10 mm 以上の礫 1~2 層でアーモークコートが形成され、平衡状態に達する。 u が 1.3 m/s を越えると、マトリクスの洗掘は急速で、数十 mm の大礫によるアーモークコートが形成されるまで細粒分の流出が続くため、表層の沈下は数 cm~数十 cm に及ぶ。写真-2 では、通水前には見えなかった大礫で表層が覆われている様子が分かる。また、大礫の影となる死水分では若干マトリクスが残存している。

b) 流砂量から見た固結砂礫の移動限界：各実験ケース毎に回収した流出砂礫の全重量およびその重量粒度分布をもとに、流砂量と掃流力の関係を調べた。まず、固結砂礫の平均粒径 D_m はモデル化した重量粒度分布曲線から得られる 50% 粒径 D_{50} 、標準偏差 $\sigma_g = \sqrt{D_{84}/D_{16}}$ を用いて中川ら⁸⁾の理論による以下の式を用いて算定した。

$$\eta_m = D_m/D_{50} = (\sigma_g^{1.47} - \sigma_g^{-1.47}) / (2.94 \ln \sigma_g) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし、OPQR-type

計算の結果、 D_m は供試体によって 3.6 mm~15.3 mm にばらついた。図-4 に平均粒径を用いた無次元の流砂量 Φ_m と掃流力 Ψ_m の関係を示す。図中、比較のため非固結材料を対象とした平野⁴⁾の実験結果も示してある。図より、実験条件の範囲では、固結砂礫の流砂量は非固結材に比べて 1 オーダ小さいこと、 $\Phi_m - \Psi_m$ の曲線の勾配が緩やかであること、 $\Phi_m = 10^{-3}$ を critical と仮定して移動限界を見積もると、 $\Psi_c = 0.06 \sim 0.08$ となり、非固結の均一材料を対象とした Shields 数と大差ないことなどが分かる。

c) 粒径別無次元限界掃流力：移動限界の判定は研究者によってまちまちであるが、 $\Phi = 10^{-3}$ を移動限界の critical なラインとして粒径別無次元限界掃流力を計算

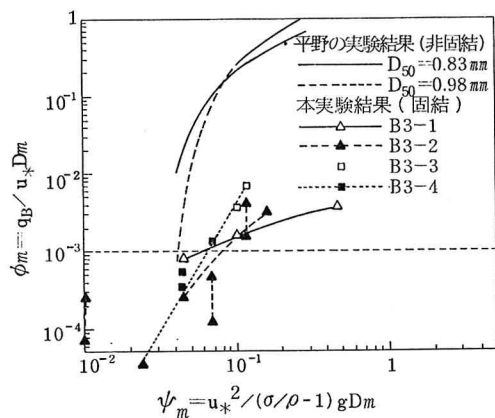


図-4 固結砂礫の無次元流砂量

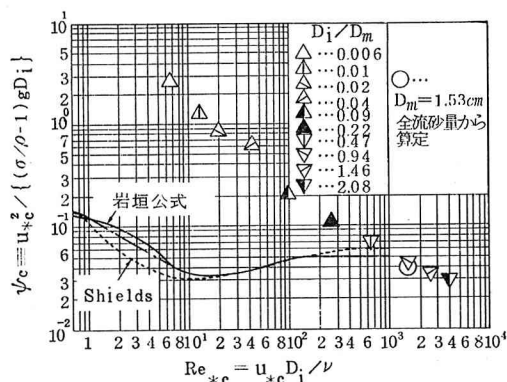


図-5 固結砂礫の限界掃流力

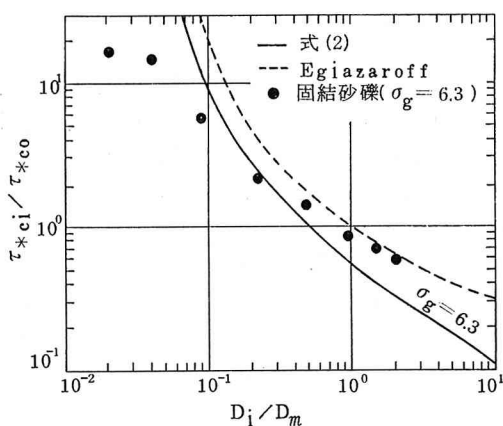


図-6 固結砂礫の粒径別限界掃流力

すると図-5 の様になる。均一砂との比較において次のことが言える。 $D_i/D_m \geq 1.0$ では $\Psi_c = 0.03 \sim 0.05$ となり均一砂と同等またはやや小さめの値となる。 $D_i/D_m \leq 0.5$ では $\Psi_c = 0.07 \sim 2.8$ で、均一砂よりもはるかに大きい値となり、この特性は固結性と、混合砂礫の遮蔽効果が複合した結果と解釈できる。

図-6 は、均一粒径砂の限界掃流力 τ_{*c0} と混合砂礫中の各粒径に対する限界掃流力 τ_{*ci} の比に関する中川ら⁸⁾ の理論式(式-2)と実験値の比較を示す。

$$\tau_{*ci}/\tau_{*c0} = f_E(\beta_i) [\ln 15.05 / \ln \{15.05 \cdot \eta_m \cdot \eta_e \cdot D_i/D_m\}]^2 \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここで、 $\eta_m = D_m/D_{50}$ 、 $\eta_e = k_s/D_m$ (k_s : 相当砂粗度) は、計算によって得られた供試体の重量粒度分布 $p(D)$ の標準偏差 σ_g から求めた。また、 $f_E(\beta_i)$ は、砂の抜け出し角の関数で、 σ_g と $\xi_i (= D_i/D_{50})$ とで与えられる。 D_{50} は表面露出個数分布 $p(D)$ における 50% 粒径である。また、 τ_{*c0} は岩垣の式を用いて計算し、 τ_{*ci} は、図-5 の結果を用いて整理した。図より次のことが言える。

写真-3 軟岩(砂岩)の供試体表面 ($\bar{u}=8.0$ m/s)

$D_i/D_m \geq 0.3$; 実験値は理論式よりも τ_{*ci}/τ_{*c0} が大きい。これは移動限界の定義の違いの影響もあるが主に固結性の影響と考えられる。

$D_i/D_m \leq 0.1$; 理論式は過大な値を与え、本実験は理論の適用範囲を越えていると考えられる。

3.3 軟岩の洗掘抵抗

a) 洗掘過程: 写真-3 は、 $u=8.0$ m/s で通水後の砂岩の洗掘状況を示す。通水前、滑らかに整形された砂岩の表面は、流れによって全面的に粗くなり、写真の一番奥の下流側では、表面が深く洗掘された様子が分かる。

砂岩と泥岩の洗掘過程には明確な違いがある。砂岩の場合、通水開始後、徐々に流速を上げて行く過程で、低流速下では、ごく表面の構成粒子の間隙を埋める膠着物が流失し、表面が粗くなる。次に、流速を上げると、露出した構成粒子またはその小塊が供試体表面から飛び出していく。流速の上昇に伴って、飛び出しは頻繁になり、表面の洗掘範囲が拡大する。更に高流速では、既に存在していた亀裂部分が剥離崩壊する。泥岩の場合、供試体表面は比較的滑らかで、低流速では砂岩の場合より洗掘抵抗は強い。初期の洗掘は小片の剥離から始まり、流速の上昇に伴い小片の剥離が頻繁になり、その上の段階では、供試体表面の数%に及ぶ大きい面積の薄片が剥離する。崩壊時は、供試体表面下数 cm が一挙に剪断破壊することもある。

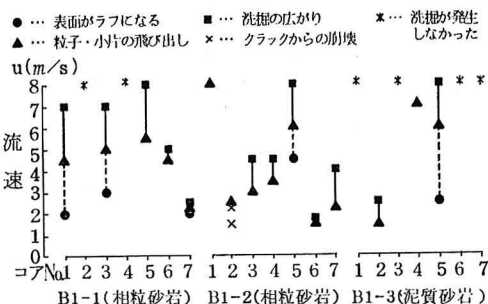


図-7 砂岩の洗掘過程

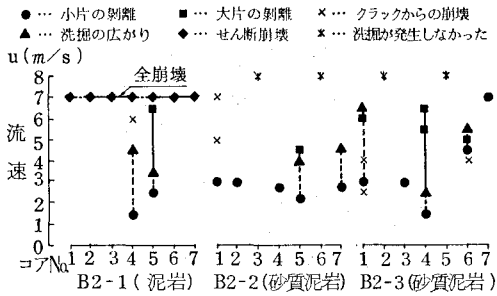


図-8 泥岩の洗掘過程

表-4 軟岩の限界流速 ($u=1.5\sim 8.0$ m/s 漸増)

砂 岩					泥 岩				
洗 掘 特 性	岩 種	洗掘発生率	移動限界流速 (m/s)		岩 種	洗掘発生率	移動限界流速 (m/s)		
	粗粒砂岩	100%	$u_c=3.8$	$\sigma=3.8$	砂質泥岩	36%	$u_c=4.6$	$\sigma=1.5$	
	細粒砂岩	71%	$u_c=4.4$	$\sigma=1.2$	泥 岩	100%	$u_c=6.1$	$\sigma=1.5$	
	泥質砂岩	43%	$u_c=3.8$	$\sigma=2.9$					
洗掘過程	洗掘が低流速から発生し、洗掘過程が段階的である。				低流速では、洗掘は進行しないが、高流速で一気に崩壊するパターンが多い。				

b) 軟岩の移動限界流速

図-7、図-8は、軟岩の洗掘過程を定量的に示したもので、縦軸に管内平均流速 u 、横軸には実験に用いた各コア（7本ずつを一纏めにして実験した）の番号を示す。図より、同じ軟岩でも、洗掘状況のばらつきは大きい。泥岩の方が砂岩よりわずかに洗掘抵抗が大きい印象を受ける。表-4は、図-7、図-8のデータから、洗掘発生率、移動限界流速をまとめたもので、表中、洗掘発生率は最大流速 8.0 m/s までの段階で、砂岩については、表面粒子・小片の飛び出し、泥岩については洗掘の広がりが生じたコア数を全体の個数 7 本で割った値、 u_c 、 σ は洗掘が発生した時の流速の平均値と標準偏差値である。同表より、限界掃流力は砂岩 $u_c=4\sim 4.5$ m/s ($u_{*c}=0.24$ m/s)、泥岩 $u_c=4.5\sim 6$ m/s ($u_{*c}=0.24$ m/s) となり、両者はほぼ同等である。しかし洗掘過程の観察から判断すると泥岩のほうが抵抗はやや強い。

3.4 フィルターによる洗掘防止確認実験

a) 固結砂礫：ファイバースコープによる観察と濁度計による記録によれば、通水後 30 分までは、ルースと

なった表面 1 mm の以下の粒子の流出が続くが、その頻度は時間と共に漸減し、1～2日で表面粒子の移動は完了した。12日後の表面の凹凸計測の結果、供試体の上流側では、最大 14 mm の洗掘深が認められたが、下流部には堆積箇所も見られた。供試体の固結マトリクスは十分安定していると認められる。

b) 砂岩：フィルター内の最大流速はたかだか 19 cm/s 程度であり、洗掘現象も、表面の緩んだ粒子の流送のみに限られ、砂岩の有為な洗掘は認められなかった。

4. ま と め

本研究によって、潮流による構造物周辺の捨石洗掘防止工内の 3 次元的な浸透流況が明らかにされた。また、限られた供試体数であるが、現地海底の固結砂礫と軟岩の洗掘抵抗が実測された。洗掘防止工の設計方針として、捨石層内の浸透流速 U_p が、底質の移動限界流速 U_c より十分小さくなるようにできるだけ層厚 h_0 を厚く取り、かつ、底層部には、粒径の細かいフィルターを設けると良いことが確認された。しかし、細粒分の多い底質の吸い出し防止効果を確認するには、現地スケールの実証実験が必要である。

さらに、今後、海洋構造物の洗掘防止工の設計法を確立するためには、波および流れによる構造物周辺の 3 次元浸透流況（乱流）の計算手法を開発すると同時に、現地底質の洗掘抵抗特性を簡単に把握できる試験方法を模索する必要がある。

おわりに、本研究に当たって、京都大学工学部・中川博次教授および同研究室助手・村上正吾、清水義彦の両氏より多大な助言を頂いた。ここに、深謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 中川博次・辻本哲郎・清水義彦・村上正吾：堰の一被災機構としての護床工からの砂の抜け出しによる空洞化の進行過程，第 31 回水理講演会論文集，pp.359～361，1987。
- 2) 高沢 勤・鈴木幹啓・中川良隆・勝井秀博：橋脚の洗掘防止工内における浸透流況，第 43 回土木学会年次学術講演会，昭和 63 年 10 月。
- 3) 中川博次・辻本哲郎・中野 普：混合砂れき床上の粗度と粒径別移動限界，第 25 回水理講演会論文集，pp.67～72，1981。
- 4) 平野宗夫：Armoring を伴う河床低下について，土木学会論文報告集，第 195 号，pp.55～65，1971。