

大水深地点におけるケーソン式防波堤の信頼性設計手法の提案

高木泰士¹・柴山知也²

今後の大水深地点における海域利用の促進や既設防波堤の維持補修の観点からは、既往の性能評価手法の高度化が重要となってくる。特に防波堤の設計において主たる外力となる波力を精度良く推定して設計に反映することは、設計の合理化に大きく寄与するものと考えられる。本研究では、碎波時と非碎波時において波力とその時間変化が大きく異なることに着目して、レベル3信頼性設計法の更なる高度化を試みた。その結果、大水深地点において波浪の碎波と非碎波を区別して設計することの重要性が明らかになった。本提案の方法を用いることにより、設置水深を問わずケーソン式防波堤の更なる設計合理化を図ることができる。

1. はじめに

ケーソン式防波堤に対する性能照査として期待滑動量を指標とするレベル3の信頼性設計に関する既往の研究では、水深が15mを越すような大水深地点での滑動量増大の危険性が指摘されている(下迫・高橋, 1998; 合田・高木, 1999)。碎波領域とは異なり、大水深地点においては限界波高が大きくなり、かつ滑動に寄与する波力の作用時間が長くなることがその要因として挙げられる。

直立ケーソンに作用する波力の算定には、わが国では合田(1973)による波力算定式(以下、合田波力)が一般的に用いられる。合田波力を用いることで、碎波領域から重複波領域までの作用波力を精度良く算定できることが知られている。しかし、合田波力はケーソンの滑動限界状態における設計を前提としているため、波圧分布は波力最大時のものであり、また波力の時間変化についても不明である。性能照査としてケーソン滑動量を対象とする場合、波力の最大値と同時に時間変化を必要とする。このため、波力の時間変化を合田波力から求まる最大波力を用いて三角形パルスで再現したモデル(下迫・高橋, 1994)やこれに正弦波を加えたモデル(谷本ら, 1996)などが使用されてきた。しかし、いずれのモデルも大水深地点において顕著となる双峰型の波力時間変化や水深方向に大きく変化する波圧分布など重複波に特有な現象を十分に反映することができない。

本研究では、碎波が顕著となる比較的水深の浅い地点から重複波の作用が主となる大水深地点までを包含した合理的なケーソン式防波堤の信頼性設計手法の確立を目的として、碎波領域では合田波力、重複波領域では有限振幅重複波理論に基づいて波力の経時変化を評価して滑動量を算出する新たな設計手法を提案する。

2. 大水深地点を含む新たな信頼性設計フロー

ケーソンの滑動量を対象とした信頼性設計の従来研究(例えば、下迫・高橋, 1998)においては、ケーソン堤体位置での波浪の碎波・非碎波の相違は、合田波力により求まる波力の最大値として反映される。しかし、碎波と非碎波においては波力の相違と同時に波力の時間変化にも明瞭な相違が認められる。そこで本研究においては、堤体位置における碎波と非碎波を区別する図-1に示す手順により期待滑動量を算定する方法を新たに提案する。

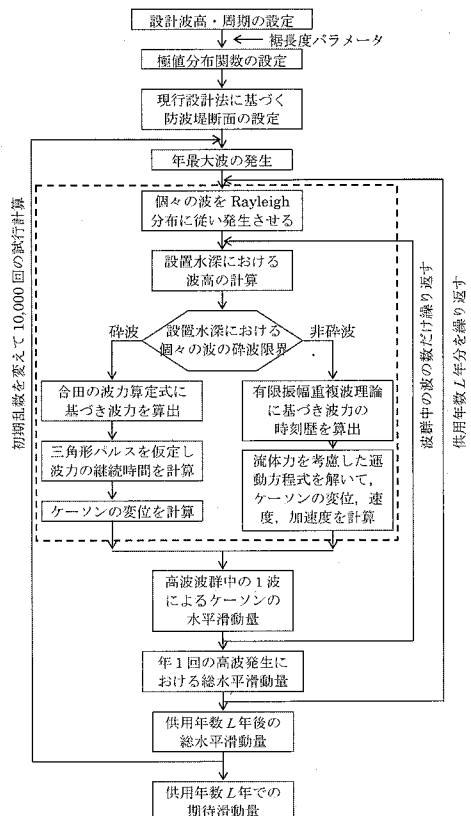


図-1 大水深地点を含む新たな設計フロー

なお、本論文においては、破線で囲まれる新たに追加されたフローについての説明を重点的に行う。全体の計算フローについての説明は、合田・高木 (1999) および Goda・Takagi (2000) を参照されたい。

(1) 堤体位置における砕波・非砕波の判定

下迫・高橋 (1998) など従来の研究では、堤体位置での波高算定を有義波に対して行い、砕波の影響を考慮したレイリー分布をもとに堤体位置での個々の波を発生させる方法を採用している。これに対して、本研究においては、個々の波の砕波・非砕波を区別する必要があるため有義波を用いた方法を使うことはできない。そこで、本研究においては、砕波の影響を受けていない沖合地点での波群をレイリー分布で近似して個々の波を発生させる。そして、それぞれの単一波に対して別々に堤体位置での波高算定を行い、砕波の有無を判断することとした。また、堤体位置での波高 H は次式に示す通り、浅水変形で得られる波高と砕波限界波高のうち小さい値を採用することとした。

$$H = \min(K_s \times H_0, H_b) \quad (1)$$

ここで、 K_s は浅水係数、 H_0 は深海地点での波高、 H_b は砕波限界波高である。なお、砕波限界波高の近似式としては、以下の合田 (1975) による表示式を用いた。

$$H_b = 0.17L_0 \left[1 - \exp \left\{ -1.5 \frac{\pi h}{L_0} (1 + 15 \tan^{4/3} \theta) \right\} \right] \quad (2)$$

ここで、 h は水深、 θ は海底勾配、 L_0 は沖波波長である。

(2) 波力および波力の時間変化の計算

堤体位置で砕波すると判断された場合、合田波力により波力の最大値を求めて、波力の時間変化モデルとして三角形パルスモデル (下迫・高橋, 1994) を使用する。これは、合田・高木 (1999) の方法と同様である。

これに対して、非砕波と判断された場合では、有限振幅重複波理論に基づく合田・柿崎 (1966) の修正第4次近似解 (以下、有限振幅理論と呼ぶ) を用いて1周期分の波力を計算することとした。

図-2 に合田波力と有限振幅理論それぞれで求まる波力の比較の一例を示す。有限振幅理論に基づく場合、砕波時の波力が過小評価されることが確認される。このため、砕波領域においては合田波力を用いて波力を算定する必要がある。これに対して、非砕波時では全体的に合田波力と有限振幅理論との一致度は高い。但し、有限振幅理論では、設置水深が深い場合に海底付近で波圧が海面付近と逆位相となる現象が波力に反映される。このため、図-2 の設置水深がある程度深い場合 ($h/L > 0.18$) においては、合田波力よりも若干小さめの波力が算出されていると考えられる。なお、酒井ら (1998) は、大水深地点を想定した水理模型実験に基づき、波圧に関する

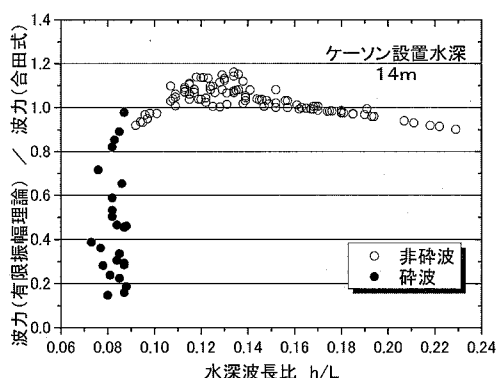


図-2 算出波力の比較 (合田波力と有限振幅重複波理論)

実験値と有限振幅重複波理論との比較を行い、良好な一致が認められることを示している。

(3) ケーソンの水平運動の計算

ケーソンの滑動問題は、捨石マウンドを剛体と仮定することにより、一自由度の運動方程式を解くことにより求められる。滑動時の運動方程式は次式で表される。

$$(m + M_a) \ddot{x} = F_w(t) - F_f(t) - F_d(t) \quad (3)$$

ここに、 m はケーソンの質量、 M_a は付加質量、 F_w は波力、 F_f は摩擦抵抗力、 F_d は造波減衰力、 $\ddot{x}$ は加速度である。 M_a は周波数無限大の漸近値として次式を使用する (青木・奥部, 1995)。

$$M_a = 1.0855 \rho h^2 \quad (4)$$

ここに、 ρ は海水の密度、 h はケーソンの没水深である。

また、摩擦抵抗力 F_f は次式で表される。

$$F_f(t) = \mu_d (W' - U(t)) \quad (5)$$

ここに、 μ_d は動摩擦係数、 W' はケーソンの水中重量、 U は揚圧力である。

a) 作用波力および揚圧力

前述の通り、砕波が発生する場合は合田波力より求めた波力の最大値をピークに持つ三角形パルスを波力の時間変化 $F_w(t)$ として与える。また、砕波時には滑動限界を越える波力の作用時間が極めて短時間であることを考慮し、揚圧力の時間変化を無視して合田波力より求まる波力最大時での揚圧力を使用する。従って、砕波時には式 (5) の摩擦抵抗力 F_f は個々の波に対して一定値をとる。

これに対して、非砕波時の場合は有限振幅理論に基づき1周期分の波力を算出して使用する。なお波力はゼロダウクロス法の要領で定義し、1周期を72等分して各時刻の波力を計算している。これにより、引き波による沖側への滑動についても計算することができる。また、揚圧力については砕波時と異なり、重複波圧の作用時間内での揚圧力変化が無視できないと考えられる。そこで非砕波時には、前趾においてケーソン前面下端の

波圧強度, また後趾においては0となる三角形分布を仮定して同じく1周期分の揚圧力を計算する. このように有限振幅理論を導入することにより, 水平波力のみではなく, 揚圧力の時間変化についても考慮することが可能となる.

b) 摩擦係数

従来の研究では, 摩擦係数として静止摩擦係数 μ_s と動摩擦係数 μ_d を区別することはなかった. しかし, 両者を区別することで設計断面の合理化につながると考えられる. そこで本研究では, 予備的なステップにおいて静止摩擦係数を用いた式(6)により静的な釣り合い検討を行い, 不安定な場合にのみ動摩擦係数を式(3)に適用してケーソンの運動を解くという2段階の方法により, 静止摩擦係数と動摩擦係数の使用を区別することとした.

$$F_w(t) > \mu_s(W' - U(t)) \quad (6)$$

また, 下迫ら(2001)は現地スケールに近い実験を行い, 捨石マウンドとコンクリートブロックの間において生じる摩擦係数を調べている. この結果, 捨石マウンド上をブロックが滑動することにより, その後の摩擦係数が増加することを指摘している. 本研究では, この知見を取り入れるために, 過去に滑動が生じている場合, 動摩擦係数の設定値を1割ほど大きな値に設定する取り扱いを行っている. このように過去の履歴を考慮できる点もレベル3信頼性設計の有利な点である.

c) 造波減衰力

非碎波時にケーソンに重複波力が作用し, ケーソンの振動周期が比較的長いと考えられる場合, 式(3)の造波減衰力の影響は無視できない程度に大きいと考えられる. しかし, 既往のレベル3の信頼性設計法の研究では, この造波減衰力を考慮していない場合がほとんどである. 本研究では, 非定常運動に対する造波減衰力をメモリー影響関数を用いて評価する手法(青木・奥部, 1995)を用いて求めた. 造波減衰力は次式により表される.

$$F_d = \int_0^t R(t-\tau)x(\tau)d\tau \quad (7)$$

ここで, $R(t)$ はメモリー影響関数であり, 青木・奥部(1995)に従って結果のみを以下に示す.

$$R(t) = \frac{4\rho gh}{\pi} \int_0^\infty \frac{\tanh^2 \kappa}{\kappa^2} \cos(\sqrt{\kappa} \tanh \kappa \sqrt{g/ht}) d\kappa \quad (8)$$

ここで, h は水深, g は重力加速度, t は時刻である.

これに対して碎波時においては, 波力の作用が瞬間的であるため, 仮に滑動が生じてその振動周期は十分に小さいと考えられるため, 造波減衰力が無視できるものとして取り扱った.

3. モデル防波堤を対象とした解析事例

(1) 解析条件

a) 波浪条件

設計沖波波高 8.0 m, 設計沖波周期 12.0 s, 沖波波高の極値分布として Weibull 分布 ($k=1.0$) および裾長さパラメータ $\gamma_{50}=1.25$ を沖波での波浪諸元とした. Weibull 分布に従う高波が年1回の頻度で発生するとし, 各年の年最大波を設定した. また, 有義波周期 $T_{1/3}$ は Goda (2001) を参考に有義波高 $H_{1/3}$ を用いて次式より算出し, 個々の波の周期は有義波周期と同じと仮定した.

$$H_{1/3}(s) \approx 3.3H_{1/3}^{0.63}(m) \quad (9)$$

b) 構造物条件

計算対象とするケーソン断面幅 B は, 滑動安全率を 1.2 として現行設計法(日本港湾協会, 1999)を用いて算出した. マウンド厚および肩幅, 被覆厚は全ケースで同一の数値を用いたが, 設置水深は 8–20 m と段階的に変化させた. 図-3 に対象とする防波堤断面を示す.

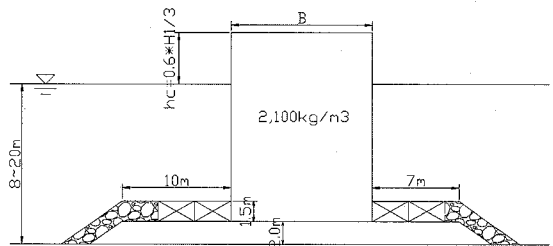


図-3 計算対象とする防波堤諸元

c) 不確定要因のパラメータ

ケーソンの供用期間 ($R=50$ yr) における期待滑動量は, 合田・高木(1999)と同様, 乗積合同法により擬似乱数を発生させてモンテカルロ法により求める. 各不確定要因に対する変動特性の設定値を表-1に示す. なお, 期待滑動量は供用期間 50 年の計算を 10,000 回繰り返してその平均値とした. また, 正規分布やレーリー分布は上限値のない分布であるため, 現実には存在しない極め

表-1 変動特性の設定値

不確定要因	バイアス	変動係数	分布関数	備考
沖波波高	0.00	0.10	正規分布	中央値は極値分布
個別波高	#	#	レーリー	継続2時間
潮位	-1.00	潮汐振幅	三角分布	
波浪変形	-0.13	0.10	正規分布	
波力	-0.09	0.10	正規分布	
静止摩擦係数	0.00	0.10	正規分布	中央値は, 0.65
動摩擦係数	0.00	0.10	正規分布	中央値は, 滑動未経験時: 0.60 滑動経験時: 0.65

て大きな波高が計算上発生する可能性がある。そこで、個別の波高の上限値を設計有義波高の2倍に設定した。

(2) 解析結果

a) 水深増加に伴う期待滑動量の変化

図-4に示す期待滑動量の解析結果は、下迫・高橋(1998)や合田・高木(1999)などにおいて従来より指摘されていた通り、水深が深くなるにつれて期待滑動量の増大の危険性が高くなることを示している。つまり、水深が浅い地点では碎波の影響を受けて波高が頭打ちになるため期待滑動量は小さくなり、反対に水深が深い地点では碎波限界波高が大きくなり、より大きな波高が作用し得るため期待滑動量が上昇する。また、図-4においては全体の期待滑動量のうち、碎波および非碎波の寄与をそれぞれ示している。このケースでは、水深18mまでは碎波時に発生した滑動が大半を占めるが、水深20mになると非碎波時すなわち重複波による滑動も無視できない程度に増加している。このように、大水深地点においては、碎波時の滑動と非碎波時の滑動を同時に考慮する必要性があり、合田・高木(1999)が先に行った方法のように波力の時間変化を碎波圧をモデル化した三角形パルスのみで表現する方法では不十分であることがわかる。但し、水深20mにおいて碎波が発生した割合は、全ての波のうち0.1%にも満たないことを考えると、大水深地点において極めて稀に発生する碎波が期待滑動量に及ぼす影響が極めて大きいことを意味しており、大水深地点においても碎波への慎重な対応が求められる。

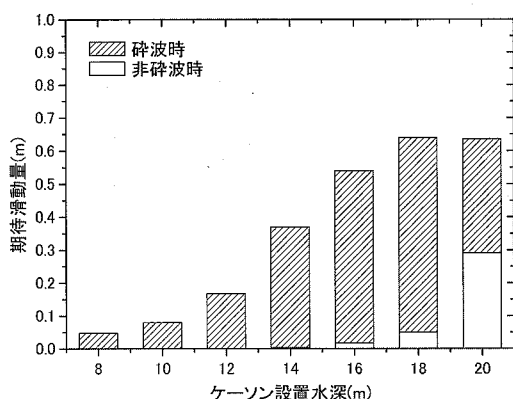


図-4 期待滑動量の計算結果

b) 重複波作用時のケーソン滑動特性

重複波作用時の滑動特性を調べるため、ケーソンの滑動が発生した計算ケースでの変位および波力、揚圧力、摩擦抵抗力の経時変化の一例を図-5に示す。有限振幅性を考慮したため、波力は明瞭な双峰型を示しており、それに対応して揚圧力も双峰型となっている。また、摩擦抵抗力は式(5)に従い、押し波時には減少、引き波

時には増加を示す。滑動は、波力の一番目の峰が摩擦抵抗力を越えた際に発生し、その後波力がピークを過ぎて摩擦抵抗力を下回ってから慣性のために緩やかな増加を示し、二番目の峰により再び増加する。また、ここでは流体力(付加質量力+造波減衰力)の有無による滑動量の違いについても示している。流体力を評価することで滑動量が大幅に低減していることがわかる。多数のシミュレーションを行った結果では、流体力を考慮することで1回の滑動において滑動量が20-30%程度低減しており、信頼性設計法における流体力評価の重要性が認識される。

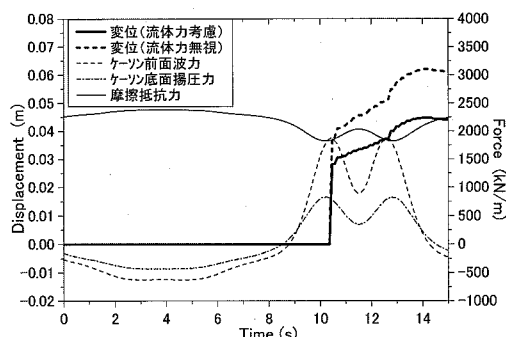


図-5 非碎波時のケーソン滑動特性

c) 双峰型の波力が滑動特性・滑動量に及ぼす影響

ここで、重複波において顕著となる双峰型の波力を設計において考慮することの重要性を調べるため、波力が単峰型である場合との滑動量の比較を実施した計算例を図-6、図-7に示す。図中の波力は、単峰型と双峰型のそれぞれの波力の最大値および力積が同一となるように正弦波形を用いてモデル化した波力の時間変化である。これらの波力を式(3)に適用することで、それぞれの波形に対応したケーソンの応答を調べることができる。なお、ここでは式(3)の摩擦抵抗力をゼロとしておく。

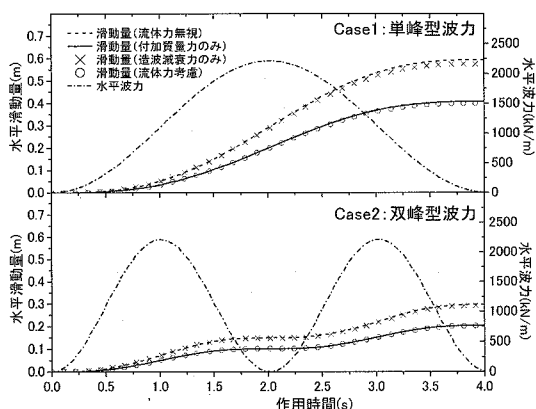


図-6 単峰型と双峰型での滑動の相違 (継続時間 4s)

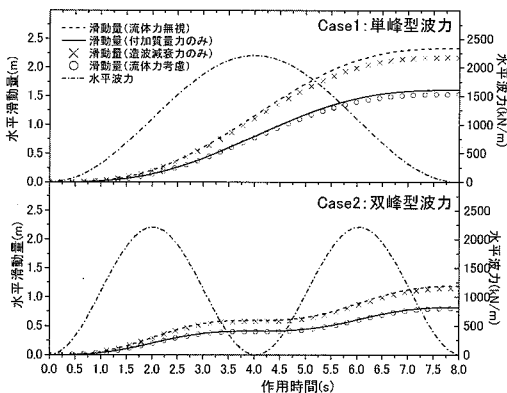


図-7 単峰型と双峰型での滑動の相違 (継続時間 8s)

これにより、図-6 のケースでは摩擦抵抗力を超える波力が4秒間、また図-7 のケースでは8秒間継続して作用したときの運動を模擬することができる。

直立ケーソンの諸元としては、水深 16 m 地点において安全率 1.2 となる断面を対象とした。図-6 および図-7 の結果、双峰型の場合では、単峰型に比べて約半分の滑動量となっていることがわかる。これは、双峰型の場合、1つ目の峰を越えた時点で滑動速度が減少に転じるためである。このように最大値、力積ともに同一な波力波形であっても、算出される滑動量は大きく異なる。大水深地点においては、有限振幅重複波理論で求まる波力が微小振幅波理論で求まる波力よりも遥かに大きくなる場合がある(合田・柿崎, 1966)。このため、波力の最大値のみを対象とする従来の許容応力度法では有限振幅重複波理論に基づく設計断面が微小振幅波理論に基づく設計断面に比べて大きくなると考えられる。しかし、滑動量を指標とした場合では、波力の最大値が大きくても、双峰型の波形を考慮することで、有限振幅重複波理論による設計断面の方が逆に縮小する場合が生じてくると考えられる。

また、図-6、図-7 では滑動量への流体力の影響についてもあわせて調べている。当然、滑動に対する抵抗力となる流体力を全て考慮した計算ケース(付加質量力+造波減衰力)は、一方のみ考慮のケースや全く考慮していないケースと比べて滑動量が小さく計算される。しかし、その差は付加質量力のみ考慮の場合の結果と比べて僅差である。逆に造波減衰力のみ考慮の場合の滑動量は、特に双峰型の波力波形の場合では流体力を全く考慮しない場合と大差がないことがわかる。このため、設計過程においては予め代表的な波に対して造波減衰力の影響を調べて、その程度が小さい場合、流体力として付加質量力のみを考慮することで大幅に計算時間を短縮することができる。と考える。

4. おわりに

本研究では、ケーソン式防波堤に関するレベル 3 の信頼性設計法を従来の碎波領域を中心とした方法から重複波領域にまで適用可能な方法に拡張した。従来研究との最も大きな変更点は、堤体位置において個々の波に対する碎波判定を行い、碎波・非碎波に応じて合田の波力算定式と有限振幅重複波理論を使い分けることである。重複波に対しては有限振幅重複波理論を適用することで、特別にモデル化を必要とせず、波力およびその時間変化を計算することができ、その結果を用いてケーソンの滑動量をより正確に推定できる。今後予想される大水深地点での海域利用や既設防波堤の維持補修時に必要とされる性能評価などに本手法を適用することで、ケーソン式防波堤の更なる設計合理化が図られるものと期待する。

謝辞：解析プログラムを作成するにあたっては合田良實横浜国立大学名誉教授にご助力を頂いた。ここに記して謝意を表する。

参 考 文 献

- 青木伸一・奥部綾子(1995)：防波堤直立部の滑動シミュレーション，海岸工学論文集，第 42 巻，pp. 861-865.
- 合田良実・柿崎秀作(1966)：有限振幅重複波ならびにその波圧に関する研究，港研報告，5 巻，10 号，pp. 1-49.
- 合田良実(1973)：防波堤の設計波圧に関する研究，港研報告，12 巻，3 号，pp. 31-69.
- 合田良実(1975)：浅海域における波浪の碎波変形，港研報告，14 巻，3 号，pp. 59-106.
- 合田良実・高木泰士(1999)：信頼性設計法におけるケーソン防波堤設計波高の再現期間の選定，海岸工学論文集，第 46 巻，pp. 921-925.
- 酒井浩二・井福周介・大釜達夫・山崎耕嗣(1998)：大水深における重複波を考慮した設計波力算定法，海岸工学論文集，第 45 巻，pp. 746-750.
- 下迫健一郎・高橋重雄(1994)：混成防波堤の期待滑動量の計算法，海岸工学論文集，第 41 巻，pp. 756-760.
- 下迫健一郎・高橋重雄(1998)：期待滑動量を用いた混成防波堤直立部の信頼性設計法，港研報告，37 巻，3 号，pp. 3-30.
- 下迫健一郎・増田慎太郎・宮間俊一(2001)：混成防波堤の滑動時における捨石マウンドの挙動に関する基礎実験，海岸工学論文集，第 48 巻，pp. 896-900.
- 谷本勝利・古川浩司・中村廣昭(1996)：混成堤直立部の滑動時の流体抵抗力と滑動量算定モデル，海岸工学論文集，第 43 巻，pp. 846-860.
- 日本港湾協会(1999)：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1181p.
- Goda, Y. and Takagi, H. (2000)：Performance-based design of caisson breakwaters with new approach to extreme wave statistics, CEJ, Vol.42, No.4, pp.357-388.
- Goda, Y. (2001)：Performance-based design of caisson breakwaters with new approach to extreme wave statistics, CEJ, Vol.43, No.4, pp.289-316.