

海域施設の性能設計の考え方とその適用

Performance Design Concept and Its Application to Maritime Structures

高 橋 重 雄

TAKAHASHI Shigeo

1. まえがき

1.1 3つの疑問

「被災しなくて良かった」だけでいいのか？

著者は、港湾技術研究所（現港湾空港技術研究所）の耐波研究室に長年在籍したため、台風や冬季風浪による港湾構造物、特に防波堤の被災事故があると、現地に行き調査に加わり、調査原因の解明に携わることが数多くあった。そうした調査では、被災したものについてだけ詳しく検討し、「設計波を上回る波が来襲しで被災に至った」という結論で終わることが多かった。しかしながら、わずかの滑動から修復が困難なような大きな破壊に至ったものまでいろいろな被災の程度があることや、被災した構造物の周りに多くの無傷の構造物があることを目にして、設計についていろいろ考えさせられた。

現在の耐波設計は、基本的に設計波に対して被災しないことだけでよいとしている。実際の設計においては、どの程度の波で被災し、具体的にどのような変形となるかを知る必要があり、そうした「変形を考慮した設計」を推進すべきである。著者らは、防波堤などの水理模型実験を行う場合には、できるだけ設計波だけでなく、それを上回る波に対しても実験を行って、その構造物の持つ安定性を変形量で示すようにしている。また、構造物の安定性を判断するときには、その変形特性を考え、粘り強さについても検討するようにしている。

高潮や津波の被災調査は“事前に”行うべきことではないのか？

日本海中部地震津波や台風 9918 号の高潮などの大規模な津波・高潮災害が発生すると、関係する多くの機関で調査団が形成され、被災調査が行われる。調査では、現地の状況の把握だけでなくその再現計算や構造物の被災を再現する水理模型実験なども行われる。港湾空港技術研究所でも被災調査を精力的に行っているが、特に今回の台風 9918 号による高潮災害の調査に関わって、被災調査こそ、「事前」に実施すべきことであると強く感じた(高橋ら,2000)。

現在では高潮防災施設は、最も厳しい高潮を想定し、それに対して構造物が破壊しないこと、そして基準の越波流量以下になることで設計されている。実際にはその高潮を上回る危険性はあるが、その場合に何が起きるのかを考えずに設計が行われている。現在の設計は一つのシナリオに過ぎなく、それを超える場合やそれを下回る場合などについて、いくつものシナリオが必要である。そのシナリオもどこの護岸がどの程度破壊して、どのような浸水状態になるのかというような具体的なシナリオが不可欠である。

実際に被災調査で行っているのは、被災の一つのシナリオを作っていることに等しく、このシナリオ作りは被災の前にもできるはずである。この被災のケースも含めて、いくつもの考えられるシナリオを作成しておけば、防災上の弱点なども明らかになり対策も可能となる。

設計技術は“説明責任をはたす”要請にこたえているか？

最近、説明責任、あるいはアカウンタビリティという言葉が多く聞かれる。土木学会の社会資本と土木技術に関する 2000 年仙台宣言（土木技術者の決意）にも、「社会の合意形成のために、その必要性を具体的に

説明するなど、積極的な対話に努める」と、説明責任の遂行が謳われている。趣旨はよく分かるのであるが、情報を公開し、説明・対話するだけで良いのであろうか？情報を公開し、説明・対話しても、よく分かってもらえないことも少なくないのではないだろうか？

重要なのは、説明することではなく、分かってもらうことである。説明・対話の頻度ではなく、その内容である。すなわち土木施設の性能をより具体的に、曖昧さを少なくして説明することが求められている。できれば、ビジュアルに全体像を示すことが必要である。しかし、そうした技術が、私ども土木技術者に十分あるのであろうか？これまでの土木技術は、ものを造るための技術であり、基準を満たすものを造る技術であった。その性能を具体的に示すことは簡単なことではなく、これまで以上の高い技術が必要であり、さらなる技術の向上が不可欠である。

1.2 新しい設計法

最近では、設計技術はほぼ完成し、どんな構造物でも建設することができると言われるようになっている。しかしながら、上述したことを真摯に考えると、これまでの設計で本当に良いのか疑問に思う。これまでの設計とは異なる新しい設計、新しい設計体系に基づいた設計が必要であると思われる。

性能設計(Performance Design)とは、基本的には 従来陰に陽に施設に要求してきた必要な性能とこれに対する照査方法を明確に体系化して規定する設計法といわれている(運上, 1999)。性能設計は、1960 年代に Europe で提唱されたと言われ、1994 年の Northridge 地震後の土木・建築構造物(SEACO1995) の設計に取り入れられている。わが国でも、耐震設計や地盤の設計に用いられており、21 世紀の設計体系として研究が進んでいる(Yokota, 2001; Kikuchi et.al., 2001)。著者らは、海域施設の 21 世紀の新しい設計を、性能設計体系を中心に構築していく必要があると考えている(海岸工学委員会, 2001)。

新しい設計法としての性能設計は、その枠組みを含めてこれから構築して行くべきものであり、すでに確立された設計体系ではない。本報告では、できるだけ具体的な設計法を示すことにより、性能設計を理解していただくことを目的としており、将来の海域施設の性能設計体系の構築につなげて行きたいと考えている。本報告の第 2 章では、海域施設の性能設計の考え方、3 章では防波堤への適用、4 章では高潮防災施設への適用、そして 5 章では性能設計の課題について述べる。

2. 海域施設の性能設計の考え方

2.1 新しい設計にとりいれたい事柄

海域施設の性能設計は、すでに述べたように新しい設計法であり、この分野の多くの研究者や技術者によって作り上げて行くべきものである。ただし、基本的にはこれまでの設計で技術者が必要と感じていることを、体系的に新しい設計法としてとりまとめていくものである。表-1 は、新しい設計法として取り入れる必要があると思われる 5 つの事柄を示すものである。表には、それぞれについてキーワードを示しており、以下に簡単な説明を加える。

(1) 適切な性能照査項目の設定

たとえば、従来の防波堤直立部の設計における安定性能照査では、滑動や転倒の安全率を基準としているが、安全率は安定性能を間接的に示しているにすぎない。より直接的で分かり易いものは滑動量や沈下量などの変形量である。海域施設の設計では、傾斜堤の被覆石の被害率など、比較的古くから変形量を性能照査対象にしており、照査技術の蓄積も比較的多い。防波堤の直立部については、すでに滑動量や沈下量などを算定する手法が開発されており、それに基づく性能設計が試験的に行われている。さらに言えば、従来の設計における安定性能照査においては、弾性領域を対象としていたが、今後はいわゆる塑性領域をも対象とした設計が必要となっており、施設の部材設計においても変形量などが重要な照査項目となると考えられる。

一方、海域施設の機能設計では、従来からもその性能照査項目が比較的明確であった。たとえば波浪減殺性能については、波高伝達率を対象としており、越波防止性能については平均越波流量を対象にしている。ただし、最近では越波防止性能について、最大越波流量、あるいは飛沫の高さ、その飛ぶ範囲など越波防止性能をより詳しく示す項目についても必要に応じて検討がなされるようになってきている。また、越波流量ではなくてその結果生じる背後地の浸水量や浸水する速度を性能照査の対象にすることも考えられている。

性能設計で重要なものは、性能を照査する項目であり、より具体的に性能を評価できる項目を選択することが不可欠である。

(2) 重要度の考慮

施設の重要度に応じて設計することは従来でも行われているが、より体系的に重要度を取り扱うのが新しい性能設計の特徴と考えられる。特に重要度に応じた要求性能を明確に示すことが新しい性能設計の基本となっている。

表－1 新しい設計法としての性能設計

①適切な性能照査項目の設定： 安定性能→変形量・被害率，限界状態（塑性変形，変位；滑動量，沈下量，傾斜） 波浪減殺性能→波高伝達率，スペクトルの変化 越波防止性能→平均越波流量（越流量），最大越波流量，飛沫高，浸水量
②重要度の考慮： 構造物の重要度→性能レベル
③変動性の考慮： 複数の設計レベル（設計条件を上回る外力）→ねばり強さ・修復性，性能マトリックス 確率論的設計・信頼性設計→リスク・信頼性の照査
④時間軸の考慮： 施設の一生（施工，常時・異常時，耐用年数，維持管理）
⑤多様な設計項目の設定： 構造設計→ 安定性能（耐波安定性等） 機能設計→ 主たる機能 →波浪減殺性能・越波防止性能等 新しい機能→親水性能 →景観創出性能 →環境共生性能等

(3) 変動性の考慮

性能照査においては、変動性を考慮することは、以下に述べる二つの意味で重要である。

①複数の設計レベル： 設計条件を上回る条件を考慮することであり、そうした設計レベルでの性能を照査することである。こうした性能照査に基づく設計は、よりねばり強い構造，修復性の検討，あるいは防災におけるソフト的な対応にもつながる重要なことである。これは、耐震設計の性能設計でも考慮されており、防災施設では非常に重要である。

②信頼性設計： 一方、変動性を考慮することは、設計のリスク，信頼性を照査することでもあり、確率論的な設計・信頼性設計（合田，1997）としてすでに海域施設についてもある程度検討が進んでいる。

(4) 時間軸（ライフサイクル）の考慮

性能設計では、その施設の一生について性能を明らかにする必要がある。従来の設計では、単に耐用年数

間に一度というような異常時のみを対象にする事が多く、場合によって施工時について検討が行われているにすぎない。しかしながら、一般に施設は耐用年数間、あるいはそれ以上に存在するわけであり、その期間内の劣化や維持管理について、設計時に考えることは不可欠である。すでに従来の設計でも疲労破壊に対する設計があるが、さらに進めて維持管理を含めた設計が必要である(横田,2002)。

また異常時だけでなく、たとえば、防波堤では前面を通行する小型船舶のために、反射率をある値以下におさえる必要がある等の、常時の性能についても照査することが必要となっている。

(5) 多様な設計項目の設定

通常の設計は、機能設計と構造設計に分けて考えることができ、機能設計は波浪の減殺など施設の機能に関する設計であり、構造設計は、構造物全体の安定性や部材の安定性に係わる設計である。性能設計では、機能設計において従来型の設計項目だけでなく、新たな機能としての景観や市民の利用(親水性)、さらには生物環境についても性能を照査し、それに基づいて設計する必要がある。

ただし、環境については、すでに環境影響評価として実施されており、また景観については景観設計として行われている。さらに利用については便利施設の設計等も行われている。しかしながらこれまでの設計では、必要最小限の性能照査しか行われていなく、包括的な設計とは言い難い。性能設計では、これまで以上に種々の項目に対して具体的に性能を明らかにする必要がある、より高度な照査に基づく設計を行う必要がある。なお、高度な性能照査は、計算機などの設計をサポートする技術が発展した現在でも、なかなか難しい。特に、生物環境などそのメカニズム自体に未解明な点が多い場合には、高度な性能照査が困難である。しかしながら、環境や利用・景観といった面についても性能設計の一部として徐々に取り入れていく必要がある。ただし、こうした設計項目を含む性能設計はより進んだ性能設計であり、本報告では十分検討するに至っていない。

2.2 シナリオに基づく設計(性能設計)

(1) 求められるシナリオ

新しい設計体系としての性能設計は、簡単に言えば、「シナリオに基づく設計」である。すなわち、複数のシナリオをつくり、それに合うように設計するものである。あるいは、複数のシナリオによって、その施設の性能を明示する設計とも考えられる。

従来の設計では、例えば 50 年確率波に対して、防波堤の滑動安全率が 1.2 をもつとか、想定最大の高潮に対して、越波流量が $0.02\text{m}^3/\text{m/s}$ 以下であるという設計であり、これもシナリオに基づいた設計ともいえるかもしれない。しかしながら、シナリオが一つしかなく、その内容も施設の性能を詳しく示すものにはなっていない。性能設計においては、以下のようなシナリオが求められている。

① 複数のシナリオが必要

複数の設計レベルに対応した複数のシナリオが必要である。設計レベルとは、波であれば、通常の 50 年確率波だけでなく、それを上回るような場合や、数年に 1 度くらいの比較的頻繁な場合も考えられる。高潮の場合には、これまでの想定高潮だけでなく、それを上回るような非常に厳しい高潮、あるいは 50 年確率程度の発生の可能性の高いものも考えられる。

なお、本報告では具体的には言及していないが、こうした異常時だけでなく日常的な使用時を把握するシナリオや、建設 20 年後の状況などに対応する維持管理のためのシナリオも必要になる。

② 施設の性能を定量的に示すことができるシナリオが必要

シナリオによって、施設の性能がビジュアルに現せるくらいに具体的に定量的に表すことができる必要がある。例えば、防波堤の安定性については、500 年確率の波のときに 3m 滑動するとか、高潮護岸であれば、護岸が 50cm 傾き、越波流量が $0.1\text{m}^3/\text{m/s}$ となり、平均 30cm の浸水となって近くの地下の高速道路が長さ 100m にわたって 1m 冠水するというように、市民にも分かり易く施設の性能を示すこと

ができることが必要である。

(2) 性能マトリックス

性能マトリックスとは、シナリオにおける施設の性能を具体的に示すものであり、性能設計の中心をなすものである。表-2 はその概念を示したものであり、縦軸に設計レベルをとり、施設の重要度ごとに要求する性能レベルを示すものであり、AからCは施設の重要度（A：非常に重要、B：重要、C：普通）を示す。このような性能マトリックスを使うことによって、施設の重要度や複数の設計レベル（外力レベル）に応じて要求性能を定め、その性能が満足されるように施設を設計することができる。

設計において考慮すべき性能には、すでに述べたように施設の変形の程度などを示す安定性能、越波や浸水などに対する防護性能のほか、環境や利用に関係した性能もあると考えられる。ただし、本報告においては、防波堤の安定性能や高潮施設として最も基本的な性能である安定性能と防護性能について考えることにする。

表-2
性能マトリックスの概念
注) A,B,C は重要度
(A：特に重要,B：重要
C：普通,)

		性能レベル			
		限界状態（許容変位量）→			
設計 レ ベ ル	再 現 期 間 ↓	B C			
		A		B C	
		A			B
			A		

現行の設計法では、前述したように一つの設計レベルを考えているが、これをレベルⅡと考えることができる。レベルⅡよりも大きな外力が発生する危険性は、確率的には小さいが必ずあり、レベルⅡよりも大きな外力レベルであるレベルⅢを設定し、施設の性能を照査しておくことも大切である。また、レベルⅡよりも外力としては小さいが発生頻度の高い外力レベルとしてレベルⅠを設け、この外力に対して施設の機能が万全であることを確認することも重要である。

このように複数の外力レベルについて施設の性能を照査しておけば、これらの間の外力が作用した場合でも、これらの内挿によって施設の性能の概略を推定することができる。市民に対する説明責任を果たすためには、より具体的に施設の性能を示すことが必要であり、少なくとも3つの設計レベルが必要である。言い換えれば設計レベルに対応した3種類のシナリオが必要と考えられる。

また、性能マトリックスを用いた性能設計によって、ハード対策とソフト対策とが一体となった、より合理的な防災システムを構築することができる。例えば、レベルⅢの外力に対しては、護岸が全壊に至ることはないが、防護機能は十分ではないので、避難を含めてソフト的な防災対策を立てる必要があり、そのときの浸水状況を考慮した市民の避難のシナリオを作成することができる。

3. 防波堤の耐波設計への適用

3.1 防波堤の従来の耐波設計と性能設計

防波堤などの港湾施設の設計法、特に耐波設計法は、戦後次第に整備されてきており、1980年代にはほぼ確立された段階に達している。例えば、混成防波堤の直立壁に作用する波力について、合田氏が1973年に発表されており（合田、1973）、直立壁の合理的な耐波設計法が可能となっている。一方、吸い出しや洗掘など地盤に関する問題や栈橋への衝撃的な波力など困難な問題については、解明が遅れており、設計法が確立されているとは言い難い。ただし、一般的な設計公式が確立されていなくても、対象となる条件に対して水理模型実験や数値計算を行うことによって、ほとんどの港湾施設に対して適切な耐波設計ができる段階に至っている。

耐波安定性に関する性能設計は、変形を考慮した設計である。単に発生確率を考える設計については、信頼性設計として比較的早くから検討が進んでいたが、変形量を考慮した設計については、その必要性についてあまり認識されることがなかった。ただし、傾斜堤の被覆材や消波ブロックについては、被害率という変形量の考え方があり（van der Meer, 1988）、また防波堤の直立部については、滑動量という考え方が古くからあった（伊藤ら、1966）。

本章では、港湾施設について性能設計の適用の考え方を示すものであるが、その適用が比較的すすんでいる消波ブロックや防波堤直立部などについて説明する（高橋ら、2000）。ただし、性能設計においてまず必要なのは、性能（ここでは変形）を照査する方法である。またその発生確率を定量的に計算することも重要であり、そうした手法についても説明している。なお性能設計では、変形量だけでなくその発生確率を考慮することも重要であり、そうした設計法を変形を考慮した信頼性設計とも呼んでいる。

3.2 消波ブロックの耐波安定性能の照査

(1) 消波ブロックの変形（散乱）と所要質量

消波ブロック被覆堤の消波ブロックについては、高橋ら（1998）が変形量（被災度）を考慮した所要質量の算定法を示している。たとえば、ある消波ブロックの所要質量 M は、次式から求めることができる。

$$M = \rho_r H^3 / [N_s^3 (S_r - 1)^3] \quad (1)$$

$$N_s = C_H [2.32 (N_0/N^{0.5})^{0.2} + 1.33] \quad (2)$$

ここに

- ρ_r ; ブロックの密度 (t/m³)
- S_r ; ブロックの海水に対する比重
- H ; 設計計算に用いる波高 (m) , 通常は有義波高
- N_s ; ブロックの安定数
- N_0 ; ブロックの被災度 (被害の程度)
- N ; 作用波数
- C_H ; 碎波の程度を表す係数

例えば、水深 20m、海底勾配 1/50、設計沖波波高 9.2m（50 年確率波、堤体位置では 9.01m）、周期 14s の場合の消波ブロックは、被災度 N_0 の許容値を 0.3（被害率で 1 % 程度）とすると 74.5 トンの質量が必要である。

この被災度 N_0 は、設計波に対するものであり、ここでは設計波以上の波を含めた耐波安定性能について

照査する。照査において、作用波に対する被災度のばらつきも考慮しており、また作用する波の変動性については、合田(1997)、高山・藤井(1991)、下迫・高橋(1998)を参考としている。

なお、図-1は、横軸を確率年にとって縦軸に確率波高(沖波)とその波高が耐用年数間(50年間)に発生する超過確率を示している。50年確率波(9.2m)の超過確率はほぼ0.9であり、500年確率波(10.4m)では0.3である。沖波についてもばらつき(変動係数=0.1)を考慮しているため、点線のばらつきを考慮しない値よりも確率が大きくなっている。この図は沖波の発生確率の一例であり、以下の防波堤の性能設計例に用いている。

(2) 確率波と変形量(被災度)の関係

図-2は、横軸に沖波の波高をとり被災度を示したもので、横軸にはその沖波の再現期間(確率年)も示している。図中の口印は、沖波が決まったときの被災度を通常の設定論的な計算法で算定したもので、これによって、どのような波高(確率波)のときにどのような被災が発生するのかがわかり、そのブロックの耐波安定性能が具体的にイメージできる。例えば、50年確率波では、被災度が0.3であるが、500年確率波でも1.0と約3倍であり、確率年が高くなっても意外と被災度の増加が小さいことがわかる。

図中のもう一つの計算値(◇)は、それぞれの沖波に対して、沖波波高や波浪変形の変動などを考慮して計算した被災度の期待値(平均値)であり、同時に超過確率5%の被災度までの範囲(△)も示している。例えば、50年確率波が来襲したときは、平均的には0.7であり、変動性を考慮すると約2倍の被災度となることに留意する必要がある。5%超過確率は2.8となり、平均値の約4倍となることがわかる。また、500年確率波が来襲したときは平均値と5%超過確率の値は1.8と6.5となり、50年の場合の2.5倍程度となっている。

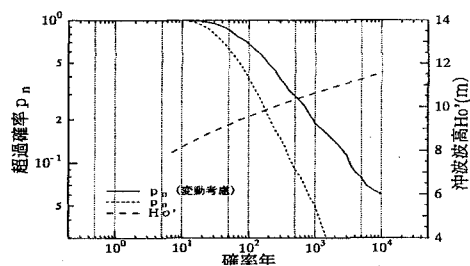


図-1 確率波高(沖波)とその超過確率

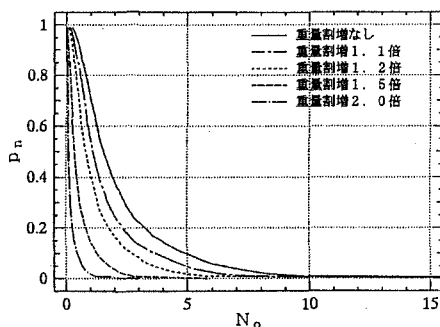


図-3 50年間の耐用年数間における累積被災度

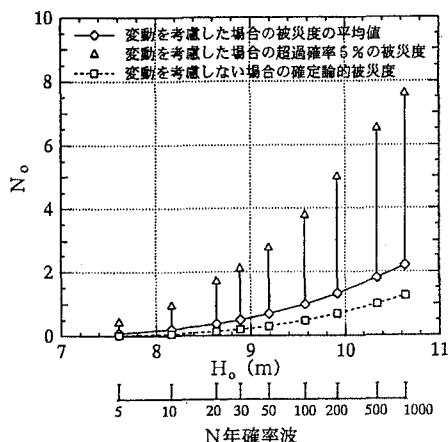


図-2 確率波高とそれによる被災度

(3)耐用年数間の累積被災度とその確率分布

図-2 では、それぞれの確率波が来襲したときの変形量は分かるが、耐用年数間にどのような変形量になるのかは分からない。

図-3 は、耐用年数を 50 年間としたときの累積被災度の確率分布で、横軸を被災度にとって超過確率を示している。こうした確率分布は、このブロックの耐用年数間の具体的な耐波性能を示している。なお、図には質量を割り増したケースについての計算結果も示している。

割り増しがない場合には、50 年間の累積被災度の期待値（期待被災度）は 2.24 とやや大きく、5 % の超過確率の被災度も 6.46 となっている。この値は 50 年間の累積値であり、図-2 で示したように 1 回の被災ではそれほど大きくなく、ある程度の被災となった時点で修復を考えれば、実際上の問題は少ないと思われる。

また質量の割り増しをした場合の確率分布についてみると、当然ながら割り増しによって全体的に変形量に対する確率は小さくなり、その平均値（期待値）も、2 割増しの場合 1.218、5 割増しの場合 0.548 と小さくなっている。現地では、少なくとも必要質量より大きいランクのブロックを用いており、経済性からさらに 1、2 ランク上のものを用いることがあるため、結果としてかなり安定性は高いようである。

(4)照査された性能に基づく性能設計法

耐波安定性の性能を照査することができれば、そうした性能（変形量）に基づく設計も可能である。ただし、その設計法には、対象とする性能を何にするかによっていくつかのレベルが考えられるが、ここでは以下の 3 つを考える。すなわち、

①確率波とそれによる確定論的な変形量による設計

例えば、図-2 において、50 年確率波高に対してその変形量を計算し、その値が許容変形量の設計値を下回るように設計する方法が考えられる。これは、従来の設計法に最も近い方法であり、変形量を用いた設計法の一つである。

②確率波とそれによる変形量の平均値による設計

図-2 の計算においては、変形量の確率分布も求めており、その平均値や 5 % 超過確率なども得られている。ここでは①の確定論的な変形量の代わりに、その変形量の平均値に基づいて設計することも考えられる。これは変形とその確率を考慮した信頼性設計の第一段階と考えられる。

③耐用年数間の累積変形量の期待値による設計

図-3 の計算においては、耐用年数間の累積変形量の確率分布が求められている。この図に基づく性能設計も可能であり、特にその期待値に基づく設計が考えられる。これは変形を考慮した信頼性設計の第二段階と考えられる。

(5)性能設計における変形の許容値

表-3 は、消波ブロックの所要質量の算定における被災度の許容値を示した性能マトリックスである。もちろん、こうした値は、決められたものではなく、責任技術者が決めるものであるが、設計の具体的なイメージを表すためにここに示している。

変形量の許容値は施設の重要度によって変えるべきであり、ここでは、通常の施設 B と親水性防波堤や背後に市街地がある場合など重要度が高い施設 A、そして重要度の低い施設 C に分けて示している。また、②の「確率波とそれによる変形量の平均値を用いる設計法」に対応して、5, 50, 500, 5000 年確率波に対して性能レベル（限界状態に対応した変形量の許容値；平均値）を示している。

さらに、表-4 には③の「耐用年数間の累積変形量の期待値による設計法」に対応して、50 年間の期待変形量（被災度）の許容値も示している。

表中の変形量の許容値については、先にも述べたように責任技術者によって決められるべきものであり、ここでは設定の考え方の例と目安としての値を示すものである。例えば、通常の構造物（重要度 B）の場合、

現行の設計法（50 年確率波に対する確定論的被災度を 0.3 以下とする設計法）で設計すれば通常は表中の許容値を満たせるように値を設定している．通常は，変動を考慮したときの 50 年および 500 年確率波に対する被災度はそれぞれ 0.9, 1.8 以下であり,また 50 年間累積の期待被災度は 2.4 以下で, 500 年確率波に対する被災度とそれほど変わらない．ただし, 水深や波高の条件によっては, たとえば, 500 年確率波による被災度の許容値でブロック質量が決まることもある．

表－3 被災度の許容値（性能マトリックス） 表－4 被災度の許容値（耐用年数の累積値）

設計レベル (伊勢湾)	性能レベル (変動性を考慮した被災度)			
	使用限界 (0.3)	修繕限界 (0.9)	終局限界 (1.8)	崩壊限界 (3.0)
5年	B	C		
50年		B	C	
500年	A		B	C
5000年		A		B

構造物の重要度	A	B	C
耐用年数間の期待被災度	0.6	2.4	3.6

一方, 重要な構造物（重要度 A）については, 500 年確率波に対する被災度を 0.3 と小さくすることを基準に考えている．ただし, 50 年間累積の期待被災度は 500 年確率波に対する被災度の 2 倍としており, 重要度 B の場合に比べて相対的に許容値がやや大きい．なお消波ブロックの場合, 特に重要な構造物であれば, 途中で多少ブロックの移動（被災）が生じたとき, そのまま放置せず修復されるのが普通であることを考慮して許容値を設定している．ただし, 平均値だけでなく 5 % 超過確率の値が大きくなりすぎないことも考慮して決定している．なお, このように重要度が A であれば, (2) に示した設計条件では, B である場合に比べ質量を約 1.5 倍にしなければならない．

3.3 防波堤直立部の耐波安定性能の照査

(1) 堤体断面と滑動量の計算

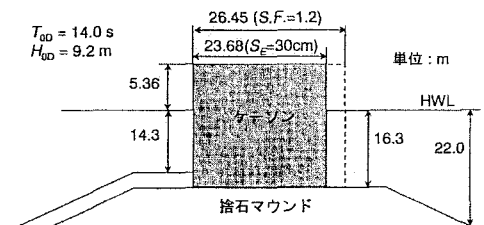
図－4 は, 防波堤直立部（混成堤, 非消波タイプ）の設計例を示すものであり, 従来の設計法, すなわち, 波力に対する抵抗力の安全率（滑動安全率）を 1.2 とした断面と, 安全率を 1.07 とした断面を比較している．ここでは, この安全率を 1.07 とした断面についてその耐波安定性能を照査する．照査において重要となる滑動量の算定については, 伊藤ら（1966）, 堀川ら（1972）の研究を踏まえた下迫・高橋（1998）の方法を用いているが, 基本的には衝撃砕波力係数を考慮した合田式を用いて波力を求め, 直立壁（ケーソン）の運動方程式を解いて滑動量を求めている．ただし, 波だけではなく摩擦係数などの変動性を考慮している．

(2) 確率波と変形量の関係

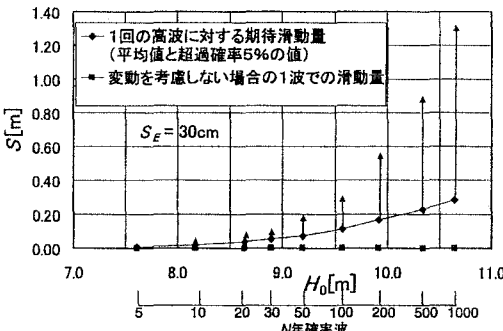
図－5 は, 横軸に沖波の波高をとり滑動量 s を示したもので, 図－2 と同様に, 横軸にはその沖波の確率年も示している．図中の■印は, 沖波が決まったときの滑動量を通常の確定論的な計算法で求めたもので, これによって, どのような波高（確率波）のときにどの程度の滑動が発生するのかがわかり, そのケーソンの性能が具体的にイメージできる．ただし, この例の場合には設計波高が砕波で頭打ちになるため, 滑動量はほとんど 0 となっている．

図中のもう一つの計算値（◆）は, それぞれの沖波に対して, 波浪変形の変動や一波一波の変動, さらに摩擦係数などの変動を考慮して計算した滑動量の期待値であり, 同時に超過確率 5 % の滑動量までの範囲を矢印で示している．例えば, 50 年確率波が来襲したときには, 平均的に 7cm の滑動量となり, 5 % 超過確率では 19cm となること, あるいは, 500 年確率波が来襲したときにも 22cm 程度の平均滑動量で収まる

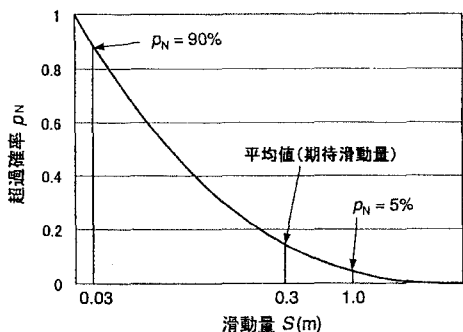
ことがわかる。なお、この場合は砕波帯であるため、沖波が大きくなっても滑動量はそれほど大きくならないことがわかる。すなわち、ここではこの構造がねばり強さ（robustness）という性能をもつこともこうした図によって具体的に評価できる。



図－4 防波堤直立部の設計断面の例



図－5 確率波高とそれによる被災（変形）



図－6 50年間の耐用年数間の累積滑動量

表－5 滑動量の許容値（性能マトリックス）

設計レベル (再現期間)	性能レベル（変動性を考慮した滑動量）			
	使用限界 (3cm)	修復限界 (10cm)	終局限界 (30cm)	崩壊限界 (100cm)
5年	B	C		
50年		B	C	
500年	A		B	C
5000年		A		B

表－6 滑動量の許容値（耐用年数間の累積値）

構造物の重要度	A	B	C
耐用年数間の期待滑動量(cm)	3	30	100

(3) 耐用年数間の累積変形量とその確率分布

図－6は、耐用年数50年間における直立部の累積滑動量の確率分布で、横軸を滑動量にとって超過確率を示しており、こうした確率分布は、このケーソンの50年間の具体的な耐波性能を示している。実際には、ケーソンはこの確率分布の期待値 S_E が30cmとなるように設計されており、直立壁断面を変えて期待滑動量が30cmとなる断面を選んでいる。なお、1mの滑動量の超過確率5％、また0.03mの滑動量の超過確率は90％となっている。また、ケーソンがマウンドから転落するような大きな滑動量（10m）の超過確率は、0.5％程度である。

(4) 滑動量に基づく性能設計

防波堤直立部の設計においても、(2)で述べたように照査された性能に基づく設計法が可能である。すなわち、②の「確率波に対する変形量の平均値を用いる設計法」や、③の「耐用年数間の累積変形量の期待値による設計法」が、今後の設計法として重要と考えられている。

表-5 は、混成堤直立部の滑動量の許容に関する性能マトリックスを示したものである。ここでも、消波ブロックの場合と同じように、通常の施設Bと親水性防波堤や背後に市街地がある場合など重要度が高い施設A、および重要度の低い施設Cに分けて示している。また、②の「確率波とそれによる変形量の確率分布、特に平均値を用いる設計法」に対応して、5、50、500、5000 年確率波に対して変形量の平均値を示している。

さらに、表-6 には③の「耐用年数間の累積変形量の期待値による設計法」に対応して、50 年間の期待変形量（被災度・滑動量）の許容値も示している。

表中の変形量の許容値については、先にも述べたように責任技術者によって決められるべきものであり、ここでは設定の考え方の例と目安としての値を示すものである。例えば、通常の構造物（B）の場合、50 年間累積の期待滑動量を 30cm 程度とすることを基準に考えている。この値は、1 函だけ滑動が生じた場合にケーソン側壁の破壊を防ぐことや、現行の被災基準が 30cm 程度であることなどを考慮して決めたものである。通常の条件では、50 年間累積の期待滑動量が 30cm で設計すれば、5,50,500 年および 5000 年確率波に対する滑動量は、表中の滑動量以下となる。ただし、水深や波高によっては、例えば 500 年確率波のときの滑動量で断面が決まることも考えられる。

一方、重要な構造物（A）については、変形をできるだけ小さくおさえるため、50 年間累積の期待滑動量を 3cm としている。こうすることによって 5%超過確率の滑動量もかなり小さくすることができる。なお、滑動については、通常の構造物であっても、原則として耐用期間中に修復を必要としないという前提に基づいているため、ブロックの場合に比べて相対的に許容値を小さくしている。

4. 高潮防災施設への適用

4.1 高潮防災施設の従来の耐波設計と性能設計

我が国の高潮防災施設は、1954 年の伊勢湾台風を契機に鋭意整備が進められており、かなりの整備水準に達している。しかしながら、台風 9918 号においては広範にわたる被災があり、全国的に高潮防災を見直す動きがある。また、施設がすでに老朽化しているところもあり、その維持管理も問題となっている。高潮防災施設は、市民の安全に密接に関係しており、まさにアカウンタビリティが求められる施設である。高潮防災施設の見直しにおいては、説明責任を果たしより合理的な設計を行うために、性能設計が必要になると思われる。

高潮防災施設の従来の設計では、一般に設計潮位と設計波を決め、これら外力に対して安定で所定の越波流量以下となるようにしている。たとえば東京湾の沿岸では、天文潮位に設計偏差を上乗せした潮位が使われており、設計偏差としては、東京湾でキティ台風、大正 6 年台風、伊勢湾台風のコースや規模をモデル化した仮想台風を設定し、これらのモデル台風による高潮を推算した結果を採用している。なお、設計波としては、上述の台風に対して推算した値を採用しているところもあるが、再現期間が 30 年や 100 年の風速に対して推算した値を採用しているところもある。また、防波堤や護岸の堤体や消波ブロックの安定性は高潮偏差を無視した朔望平均満潮位で検討し、護岸のパラペットの高さは高潮偏差を加えた計画潮位で検討しているところもある。

従来の高潮防災施設の設計は、上述したように必ずしも合理的なものではなかったが、急速な整備によってその後の高潮災害を防ぐ大きな役割を果たしてきている。ただし、高潮防災施設の新しい設計では、上述した設計潮位や設計波など設計レベルの設定を合理的で分かり易いものにする必要がある。また、高潮防災施設の防災性能をより具体的に示すことも重要である。本章では、高潮防災施設の性能設計について、設計レベルの設定と要求される性能について現状の検討結果（高橋・富田・河合 2003）を述べることにする。

4.2 高潮・高波（設計レベル）

(1) 台風による高潮偏差の変化

これまで高潮防災施設は、既往最高潮位または伊勢湾台風クラスのモデル台風による高潮偏差に基づいて、設計されてきた。しかし、当然ながら、台風のコース、気圧深度、半径、進行速度等によって、発生する高潮偏差は変化する。

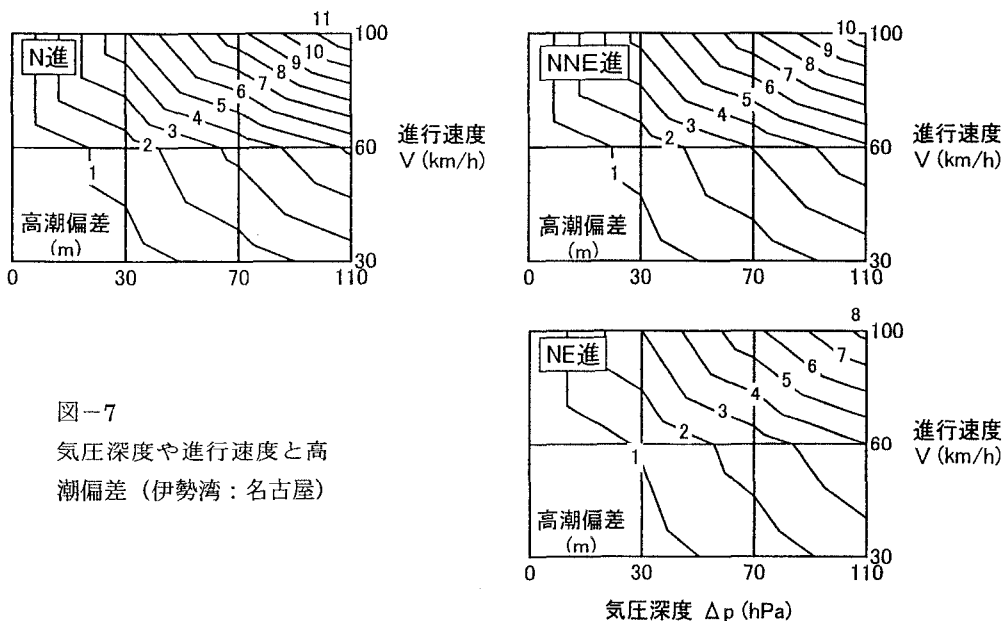
図一7 は名古屋を例に、台風がN, NNE, NE 方向に直進するコースをとった場合について、最大となる高潮偏差を求めた結果である。台風の気圧分布は Myers の式（最大風速を与える半径は 90km）により与え、風速低減係数は 0.66 とし、海水の運動は単層の非線形長波近似によるモデルによって計算した。伊勢湾台風は NNE 進に近いコースをとり、名古屋の西方を通過した頃の気圧深度は約 65hPa、進行速度は約 70km/h で、約 3.5m の高潮偏差が生じた。しかし、この図が示すように、伊勢湾台風よりも気圧深度や進行速度が大きい場合や、あるいは同じ勢力であっても進行方向によって、伊勢湾台風の時よりも大きな高潮偏差が発生する危険性がある。この図は、かなり広い範囲の条件について計算結果を示しており、例えば、N 進であれば進行速度が 70km/h でも気圧深度が 80hPa の場合には、5 m の偏差が発生する危険性がある。

なお、図に示した偏差 ξ (m) は、気圧深度 Δp (hPa) および進行速度 V (km/h) から、

$$\xi = \alpha_s \Delta p^{\alpha_p} V^{\alpha_v} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\alpha_s = 1.1 \times 10^{-4} \cos \theta \quad \dots\dots\dots (4)$$

より概算できる。ここで、 $\alpha_p = 1.0$ で $\alpha_v = 1.5$ 、 θ は北から東向きの角度 ($0 \leq \theta \leq 45^\circ$) である。すなわち、大きく見ると高潮偏差は、気圧深度に比例し進行速度の 1.5 乗に比例し、 α_s は北向きほど大きくなる。こうした図や式を各湾・各地点であらかじめ求めておけば、台風と高潮の関係を明確に把握することができる。高潮防災施設の性能設計に置いてまず必要なものである。



図一7
気圧深度や進行速度と高潮偏差（伊勢湾：名古屋）

(2) 天文潮位の出現確率

現行の設計潮位には、天文潮位として通年の朔望平均満潮位が使われているが、伊勢湾のように台風期平均満潮位が使われているところもある。図一8 は、天文潮位の出現確率の例を示している。図では名古屋を

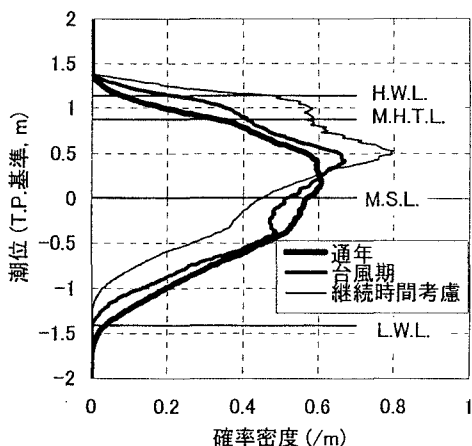


図-8 天文潮位の発生確率分布 (名古屋港)

図-8 には、台風期で高潮が2時間続いたとしてその間に遭遇する最高の天文潮位の出現確率も示している。図では、朔望平均満潮位、台風期平均満潮位より高い天文潮位の出現確率は、それぞれ 4.7%、20%に達する。当然ながら、この継続時間が長いほど、その間により高い天文潮位に遭遇しやすくなる。

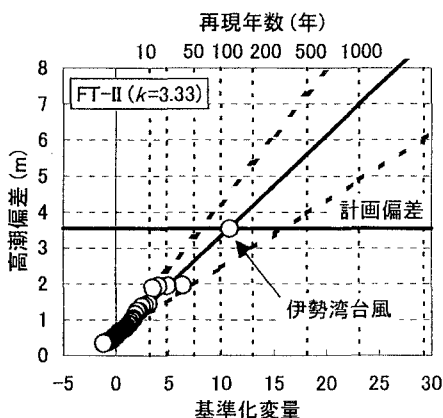


図-9 高潮偏差の出現確率分布
(名古屋港)

(3) 潮位偏差および潮位の出現確率

伊勢湾では、伊勢湾台風による高潮偏差を台風期平均満潮位に上乘せした潮位を計画潮位に採用しており、その潮位は湾奥部で T.P.+約 4.5m (T.P.+1.0m+3.5m) である。

図-9 は、名古屋における 1950～1999 年の各年の高潮偏差を極値統計解析した結果を示す。FT-I 型 (Gumbel) 分布、FT-II 型分布 ($k=2.5, 3.33, 5, 10$)、Weibull 分布 ($k=0.75, 1, 1.4, 2$) の中で、MIR 指標によって最も適合性の良いと判断された分布は FT-II 型 ($k=3.33$) である (合田, 1990)。この分布において、第1位である伊勢湾台風による極値は DOL 基準を満たし、棄却されていない。現在の計画偏差ともなっている伊勢湾台風の高潮偏差の再現期間は約 120 年と推定される。もとより、少ないデータであり、再現期間の推定にはばらつきが大きいと考えられるが、ここでは概略の値を知ることが重要である。

図-10 は、1949～1999 年の年最高潮位を同様に極値統計解析した結果であり、FT-II 型 ($k=2.5$) が選ば

例として、60 分潮の調和定数 (海上保安庁, 1992) により 1950～1999 年の天文潮位を 2 分間隔で計算し、その出現確率分布を求めた。ただし、図に示した朔望平均満潮位 H.W.L. および朔望平均干潮位 L.W.L., 台風期平均満潮位 M.H.T.L. は、今回計算した潮位から改めて求めたものであり、伊勢湾台風直後に求められた値とは若干の違いがある。

通年で最も出現確率の高い潮位は平均海面 M.S.L. よりやや高く、これは日本列島の太平洋岸に共通した特徴でもある (河合ら, 1997)。朔望平均満潮位より高い潮位が出現する確率は通年では 0.7% であるが、台風期ではその 3 倍の 2.0% になる。また、台風期に台風期平均満潮位より高い潮位が出現する確率は 11% である。

図-10 には、台風期で高潮が2時間続いたとしてその間に遭遇する最高の天文潮位の出現確率も示している。図では、朔望平均満潮位、台風期平均満潮位より高い天文潮位の出現確率は、それぞれ 4.7%、20%に達する。当然ながら、この継続時間が長いほど、その間により高い天文潮位に遭遇しやすくなる。

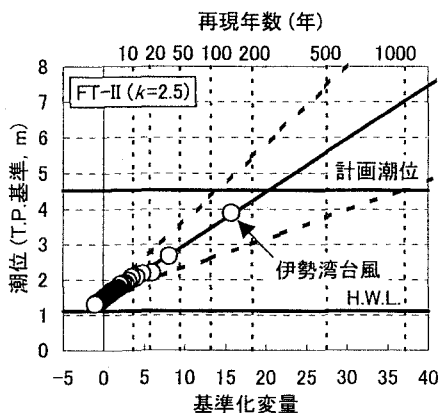


図-10 年最高潮位の出現確率分布
(名古屋港)

れた。高潮偏差の場合と同様、第1位の極値である伊勢湾台風時の潮位はDOL基準を満たしている。また、伊勢湾台風時の潮位、現行の計画潮位の再現年数は、それぞれ約150年、約250年である。天文潮位や潮位偏差、そして潮位の出現確率は高潮のリスクの程度を把握するのに重要であり、性能設計に不可欠な資料である。

(4) 性能設計における高潮のレベルの設定

性能設計では、いくつかのレベルの外力を設定し、それぞれに対する施設の性能を照査する。表-7は高潮偏差と天文潮を設定した例であり、伊勢湾の湾奥における現行の計画潮位はレベルⅡに相当する。ここでは、基本的な設計潮位（基本設計潮位）をレベルⅡとし、それより高い潮位をレベルⅢ、低い潮位をレベルⅠと定義する。その値は、表-7に示す再現期間を目安に、被害の程度を考慮して決定するのが望ましい。

名古屋港においては、レベルⅡより1.5m高い潮位をレベルⅢとし、1.5m低い潮位をレベルⅠとすることも考えられる。図-10に示す潮位の出現確率の場合、それらの再現期間はそれぞれ約600年、60年となる。また、1.5mは人の身長に対応する高さであり、被災状況も大きく異なると思われる。また、ここには示していないが周防灘の青浜の潮位については、基本的な設計潮位（基本設計潮位）をレベルⅡとし、それより1.0m高い潮位をレベルⅢ、同様に1.0m低い潮位をレベルⅠと定義することが考えられる。このとき、レベルⅢとレベルⅠの再現期間はそれぞれ約400年、約20年となる。

表-7 性能設計における設計潮位の例

レベル	再現期間	対応する高潮偏差と天文潮
I	30～ 100年	比較的発生頻度の高いクラスの台風による高潮偏差と台風期平均満潮位
Ⅱ	100～ 1,000年	既往最大級の台風による高潮偏差と通年の朔望平均満潮位
Ⅲ	1,000～ 10,000年	考えられる極限の台風による高潮偏差と台風期の朔望平均満潮位

(5) 地球温暖化による海面上昇や異常潮位

近年、CO₂による地球温暖化の問題が顕在化している。例えば、今後100年間で1m程度の海面上昇の危険性も指摘されている。こうした海面上昇については、急激に起こるものではないが、その影響（すなわち、その場合の防災施設の性能）について、あらかじめ検討しておくことが必要である(河合,1999)。その意味でも通常の設計潮位レベルであるレベルⅡをこえる、レベルⅢを考えることは非常に有益である。

また、地球温暖化の問題では必ずしもないが、異常潮位による内湾の潮位上昇も問題となっている。こうした異常潮位が重なれば、大きな潮位となる危険性が高くなる。こうした面からもレベルⅢの潮位を検討しておくことは重要となる。

(6) 高潮時の高波

現行の設計で用いられている高潮時の波高は、必ずしも高潮を発生する台風を考慮して、波浪推算等から求めたものではない。ただし伊勢湾では、伊勢湾台風に相当する風速から簡易的に推算した波高を用いている。こうした、各設計レベルの台風に対応した風速を用いて波高を求めることも便宜的な方法として考えられる。一方、高潮偏差と波高との相関が高い場合は、その関係を用いて、波高を算定することも考えられる。名古屋港でのレベルⅡの有義波高としては、現行の設計値である2.9m程度のものが考えられるが、波高が高潮偏差と相関が高いとすると、レベルⅢでは4m程度となることも考えられる。

なお、高潮と波浪のピークは必ずしも同時にはならない。河合ら(2002)によると、東京湾の湾奥に顕著な高潮を発生する台風の場合は、湾奥部ではほぼ同時にピークになることが多いものの、湾西部では有義波高、湾東部では高潮偏差の方が平均で1～2時間早くなる傾向がある。東京湾以外の内湾でも、定性的には共通するものと考えられ、定量的な検討が必要である。また、被災の規模は、高潮時の潮位や波浪のピーク値だ

けでなく、それに近い状態の継続時間にも関係があるため、両者の継続時間についても検討が必要である。

4.3 被災（性能レベル）

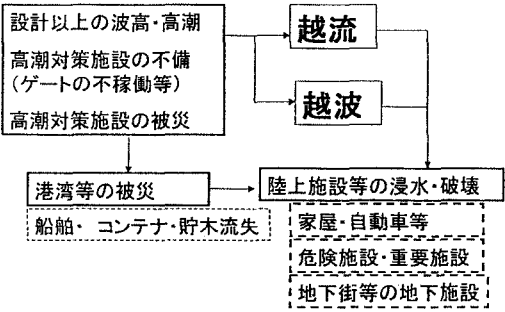
(1) 越波・越流と浸水（機能性能）

図－11 は、越波や越流による陸上浸水災害を取りまとめたものである。台風 9918 号では、浸水によって人命に関わる被害も発生しており、設計以上の高潮と一部の高潮防災施設の天端が低かったという不備によって越流が発生している場合もある。特に越流の場合には、浸水水位の上昇が速く、人命に係わる災害となり易い。最近では、コンテナの流失、危険施設の浸水破壊、あるいは地下道路等の浸水などにも留意する必要がある（河田ら、2001）

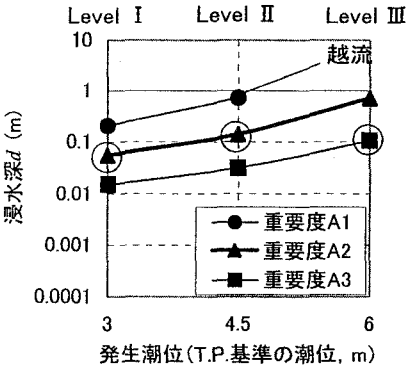
図－12 は、護岸の防災機能としての性能を見た例であり、浸水深さ d で性能を評価した図である。図は、横軸に潮位のレベルを取り、それぞれの設計天端高に対する浸水深さ d を示す。最大時の波高 ($H_{1/3}=2.9\text{m}$) が 1 時間つづくと仮定し、断面 2 次元の条件で背後地の奥行きを 500m と仮定した例である。太い線が重要度 A2 の施設を示すもので設計天端高は、レベルⅡの設計潮位+1.0 $H_{1/3}$ (T.P.+7.4m)としている。レベルⅡの高潮が来襲した場合には、越波流量がほぼ $0.02\text{m}^3/\text{m/s}$ で、 $d=0.14\text{m}$ となるが、レベルⅢの高潮の場合には、越波流量は $0.099\text{m}^3/\text{m/s}$ で $d=0.71\text{m}$ とかなり危険となる。また、レベルⅠを設計潮位にした重要度 A1 の施設では、レベルⅡの高潮で $d=0.71\text{m}$ となり、レベルⅢでは越流状態となり甚大な被害が予測される。

表－8 は、設計に用いる浸水深 d の要求性能レベルを示すものである。例えば、重要な施設 A2 の場合には、レベルⅡの高潮時に 10cm 以下、レベルⅢでも 1m 以下とすることが考えられる。ただし、この表は具体的なイメージを示すための例であり、レベルⅢの高潮でも 45cm 以下、あるいは床下浸水以下にするという考え方もあり得る。なお、浸水深 d の要求性能値の設定についてはさらに検討する必要がある。

護岸の性能を天端高で評価するのではなく、越波流量や背後の浸水深さで評価することは、より具体的な性能を評価する意味で重要であり、さらには短時間の浸水の増進速度が重要になる場合も考えられる。なお、図－12 では波高は各設計レベルで同じとして計算しているが、実際には波高が変化するため d の変化はこれより大きくなる。また、実際に浸水計算に基づいてザードマップを作成する場合には、当然複雑な地形を考慮した 3 次元的な取り扱いが不可欠である。いずれにしても、前掲図－11 に示した全ての被災状況について定量的な評価が重要である。



図－11 越波・越流による浸水フロー



図－12 高潮レベルに対する浸水深さ

表-8

浸水深さに対する要
求性能レベル (例)

		要求性能レベル 浸水深 d (m)			
		0.001	0.01	0.1	1
設計 レベル	I	A3	A2	A1	
	II		A3	A2	A1
	III			A3	A2

(2) 構造物の被災 (安定性能)

すでに述べたように台風 18 号では、護岸の破壊が多く発生している (高橋ら, 2000)。高潮防災施設として護岸は基本的なもので大変重要である。図-13 は、通常の護岸の被災フローを示すものである。例えば、台風 18 号では、高潮により、護岸前面の消波ブロックの天端上に静水面が上昇し、ブロックの天端上で碎波してバラベット (上部工) に衝撃的な波力が作用したため、バラベットが崩壊している。

三つの設計レベルの高潮・高波に対して、この上部工の安定性能を評価するためには、ブロックの被災度を計算して、そのときの天端高を考慮して壁面への波力を求め、上部工の破壊状態 (特に目地部の鉄筋の状況) を定量的に示す必要がある。逆に言えば、要求性能を満たすような、配筋を示す必要がある。表-9 は、上部工の安定性能を示す例であり、鉄筋コンクリート構造物の限界状態である使用限界、修復限界、終局限界を示している。例えば、重要な施設の場合、レベル II に対して使用限界、レベル III に対して修復限界の安定性が要求性能となる。

一方、越波や越流に対する法面被覆工の安定性能について定量的な照査方法は、確立されていない。法面の崩壊が堤体本体の破壊につながっており、堤体本体の安定性能の照査には、この方面のさらなる研究が必要である。

図-13
護岸被災のフロー

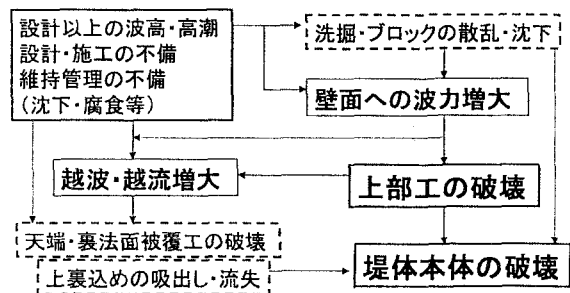


表-9

上部工に対する
要求性能レベル

		要求性能レベル (限界状態)		
		使用	修復	終局
設計 レベル	I	A2	A1	
	II	A3	A2	A1
	III		A3	A2

(3) 構造物の被災と越波・越流災害

台風 18 号においても、護岸の倒壊が越波量の増大となるばかりでなく、越流状態となって大きな被害を発生させている。護岸の安定性能は、浸水など背後地の被災増大に直接結びつくことがないように、やや安全側に設定する必要がある。前掲表-9 では、そうした考えに基づいた要求性能を示している。

ただし、現状の構造物には、安定性能が十分でないものもあり、例えば、上部工の倒壊が発生した場合の浸水量などについても、照査しておく必要がある。例えば、1.5m の高さの上部工が全部倒壊した場合には、越波流量は約 10 倍となり、10% であっても 2 倍程度となる。

(4) 既存施設の性能照査

昭和 30 年代から精力的に整備されてきた海岸保全施設の中には、経年変化により本来要求されている安定性能を満足していないものもある。パラベットの打ち継ぎ部の鉄筋腐食などが顕著な例の一つである。このほか裏込め土砂の吸い出し、あるいは消波ブロックの沈下など、構造物の破壊につながるいくつかの危険な症状が認められる施設も少なくない。また、本体自体が沈下して、越波に対する機能性能が低下している場合もある。

なお、設計時の性能を保持していたとしても、それを越す高いレベル（例えばレベルⅢ）の高潮・高波に対してどの程度の安定性能を保持しているかは明確ではない。現状の施設が、具体的にいくつかの設計レベルの高潮・高波に対して、どのような性能を有しているのか評価することは、非常に重要である（三橋, 2000）。こうした調査を早急に行う必要がある。ただし、構造物の健全度を調査する手法については、さらに検討する必要がある。

(5) 性能設計と信頼性設計

本章で示した性能設計は、いくつかの設計レベルに対して、機能性能や安定性能を照査するものである。性能については、いくつかの限界状態を設定しており、広義の限界状態設計法とも言える。ただし、設計レベルを考えると、その再現期間を考えているが、性能自体は確定論的に扱っており、ばらつきなど変動性を考慮していない。

実際の現象は、変動性を持っており、例えば照査される浸水深は確率分布を持ったものとなる。また、構造物の被害の程度も確率的なものである。さらに進んだ性能設計では、そうした変動性を考慮すべきであり、そうした確率論的な設計体系である信頼性設計を取り入れる必要がある。

4.4 ソフト対策と気象予報・現状の性能照査

滝川(2000)は、ハードの対策だけでなく、ソフト的な対策の充実についても提言しており、正確な情報を市民一人一人に伝え、適切に避難させることが重要であると述べている。従来は、気象庁による高潮の予測計算は6時間ごとに繰り返されているが、リアルタイムの数値計算に基づく高潮・高波の予報はなされていない。今後はその必要性が高いが、そのデータとなる潮位や風、波、気圧等の観測点は不十分である。ただし、リアルタイムの数値計算が難しい場合でも、あらかじめ想定されるシナリオで数多く計算を行っておけば、津波予報のように高潮・高波の予報に役立てることができる。例えば、前掲図-7や式(3),(4)でも概略の予測が可能である。

ただし、現在の気象予報では、高潮注意報と警報の2種類しかない。また、そのレベルと対策として取られている設計レベルとの関係が明確ではない。できれば2種類か3種類の警報を設け、それらと設計レベルとが適切に対応することが重要である。

現状施設の性能照査が十分行われていれば、それぞれのレベルの高潮・高波時に何が起きるのか予測でき、どのような避難をどのように行うかというシナリオの作成が可能となる。市民には、そうしたシナリオ全体をあらかじめ理解しておいてもらう必要がある。もちろん、現在言及されることが多くなったハザードマップもそうしたシナリオの一部として、照査された性能の一部として重要である。

5. 性能設計の課題

5.1 設計レベルとその発生確率

設計レベルを決めるためには、その状態がどのような確率で発生するのかを定量的に示すことが不可欠である。高波の発生確率については、観測データが蓄積されており、また波浪推算技術によりある程度の信頼性があるが、それでも長期の再現期間に対応する高波については、信頼性が不十分である。

また、高潮については、もともと非常に長期の再現期間の高潮を対象とするために、推定された発生確率

に信頼性がほとんど無いのが現状である。台風の発生シュミレーション(山口ら, 1995; 橋本ら, 2001)等を用いることによって、より信頼性のある高潮の発生確率の算定法も検討されているが、十分とはいえない。また、高潮と同時に起きる高波については、そのシュミレーション法の開発も必要であり、更なる研究が必要である。

もう一つの重要な設計レベルに関する課題は、どのような設計レベルを設計に用いるかである。本報告では、基本的に従来の設計における設計条件をレベルⅡとし、それを上回るレベルⅢと下回るレベルⅠを考えることにしているが、それらの具体的なとり方だけでなく、設計レベルの数などについてもさらに検討が必要である。

5.2 性能照査技術

性能設計を推進するためには、適切な照査項目を選定し、その照査技術の向上をはかり、性能設計値の検討を進めること必要であるが、特に、照査技術が重要である。

本報告で主として対象としている波に対する安定性や機能については、波およびそれによる流れによる地盤や構造物への影響を適切に把握する技術が必要となっている。現状でも、そうした技術はかなり整備されているが、性能設計に必要な照査技術としてはさらなる向上が求められている。また、従来は施設が危険となる異常時が対象であったが、常時も重要であり新たな対象となっている。

一方、波に関連する性能照査技術では、上述したような波による施設などへの影響(性能)を照査する技術だけでなく、波自体(設計波)についても精度良い把握が不可欠である。しかも、異常時だけでなく、常時を含めた波のデータが必要であり、有義波の諸元だけでなく継続時間やスペクトルあるいは波群性、長周期波など、さらに詳しい情報が必要になると考えられる。もちろん波は変動性の大きい現象であり、一波一波の波高や周期の発生確率はもちろん、異常波浪の発生確率など変動性の把握も重要である。

いずれにしても性能設計では、種々の照査項目に対してそれぞれ高度な照査技術が求められている。将来的には、数値シュミレーションの発展によって、高度な照査技術が可能となると思われる。すでに、従来の設計でも数値シュミレーションはかなり用いられるようになっており、水理模型実験などに次第に取って代わりつつある。最近の耐波設計では、数値波動水路(CADMAS-SURF, 数値波動水路の耐波設計への適用性に関する研究会, 2001)が用いられるようになっており、さらに三次元的な計算も可能な数値波動水槽の検討も進んでいる。こうした技術の実現が、性能設計の実現に大きく影響することは間違いなく、組織的な研究が必要となっている。

なお、水理模型実験も性能照査の手段として重要であることは、今後も変わらないと考えられるが、整理模型実験では、被災が発生するかしないかだけでなく、どのような被災がどの程度発生するかを検討することが重要となる。

5.3 要求性能(許容被害)の決定

それぞれの施設が、どのような性能を持つべきかについては、社会・経済的な面からも検討が必要であり、さらに研究を進める必要がある。ただし施設の機能自体だけでなく、安定性能も機能に大きく影響しており、性能を総合的に検討する必要がある。例えば、構造物の損傷の程度や変形量は構造物の越波量などに大きく関係しており、構造物の安定性能の許容値は、構造物の機能の要求される性能レベルによって大きく変わることに留意が必要である。

6. あとがき

設計者・施工者の設計から利用者の設計

写真-1は、台風18号による災害直後に行った周防灘の海岸調査の様子を示すものである。この調査では、多くの地元の方に協力していただき、高潮災害の恐ろしさを皆さんから直接聞くことができた。この写真の場所では、護岸の天端がL.W.L.から6m以上あり、その天端付近まで水位が上昇している。写真でその水位を示しているのはこの地区の漁師であり、「毎日この高い護岸をのぼることに苦勞していたが、今回やっとその大切さが分かった。」とおっしゃっている。やはり、防災施設であってもその重要性を市民に理解していただくことは、簡単なことではなく、体験したり、見たりすることで、やっと分かってもらえるのかもしれない。

これまでの設計は、ものを造るための設計であり、作る側の設計であった。最近では、高潮防災施設を含めた種々の施設の建設には、説明責任が強く求められており、利用者のための設計が必要となっている。性能設計は、市民があたかも体験したり見たりするように理解してもらうための手段でもある。

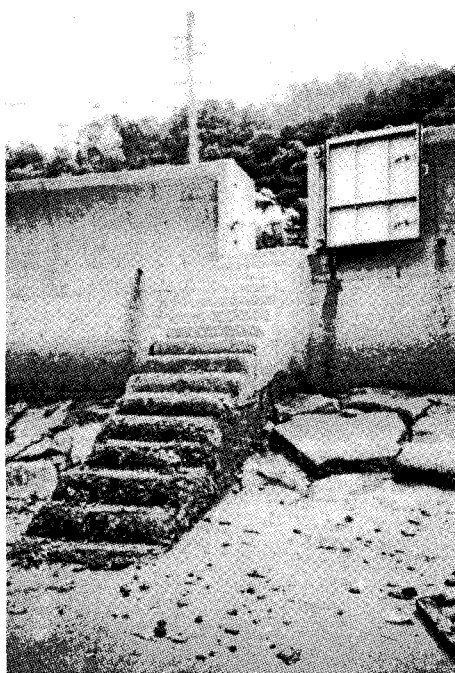


写真-1 高い護岸と高潮の痕跡

設計基準とISO

現在の築造基準などの基準や制度も、いかにものを造るかを主体としており、そうした性能照査をあまり求めていないのが現状である。極端に言えば、現在の基準や制度そのものが、説明責任を果たすことを求めているのである。土木技術者として、真に説明責任が重要と考えるならば、基準や制度そのものを変えていく努力が必要と思われる。誤解を恐れずに言えば、これまでの基準や制度は、建設する側の合理性を求めるものであったが、市民のための基準や制度の変革が必要となっていると考える。性能設計は、そうした新しい観点に対応できる設計体系であり、これを推進することが重要と考えている。さらに言えば、そうした基準や制度が整備されれば、照査技術の格段の発展も可能となる。

現在、ISO など設計基準の国際化が叫ばれている(辻,2003)。ISO はヨーロッパの考え方を基にしており、限界状態設計法を基本としている。ISO もやはり造る側のための基準という色彩が強く、新しい時代の国際基準としては、不十分である。わが国がこうした国際基準のリーダーシップを取るためにも、新しい考え方に基づく基準を提案していく必要がある。

なお、すべての構造物に複雑な性能照査を用いた設計をする必要はもちろんなく、標準的な構造物等においては簡略化された設計も必要となる。ただし簡略化とは、設計実績の蓄積や種々の体系的な検討による設計の手順の簡略化あり、性能を曖昧にすることとは意味が違いうことに留意する必要がある

土木家

平成15年4月の土木学会誌に篠原修教授が土木学会誌の時局を論ずる「今、土木の人間に考えてもらいたいこと」で次のように書いて、土木家が生まれえない理由を述べている。

「それなりの能力を必要とし、修練を積み重ねなければできないプロフェッショナルな仕事、誰にもできるわけでは無い仕事に市民は尊敬の念を抱く。その尊敬の念を自ら否定しようとしてきたのが高度経済成長以来の土木の仕事のやり方である。標準設計やマニュアルを用意して、一寸勉強すれば誰にもできるようにしてきた……」

私も本当に同感である。マニュアルをみれば、どんなものができるかを思い描くことができなくても(施

設性能を明確には知らなくても)設計ができるのである。マニュアル以前の基準のあり方に問題があり、それが土木家がいなくてもよい土木の世界を作っていると思う。

篠原教授は「一般の市民が容易に理解できる形で土木のエンジニアの仕事と顔を提示しなければ土木の未来は無いと考える」とも述べている。我田引水ではあるが、性能設計体系の導入、性能を見せることができる設計(シナリオに基づく設計)の必要性との共通点を感じる。

謝辞

新しい設計法について検討を進めるに当たり、合田良實横浜国立大学名誉教授、高山知司京都大学防災研究所教授、水口優中央大学教授、安田孝志岐阜大学教授、佐藤慎司東京大学教授、山本修司沿岸開発技術研究センター部長ほか多くの方々からご指導を得ている。また株式会社テトラ総合技術研究所の半沢稔部長、杉浦淳研究室長、国土技術政策総合研究所の鳥居謙一海岸研究室長、長尾毅港湾施設研究室長、港湾空港技術研究所の横田弘構造強度研究室長、菊池喜昭基礎工研究室長、下迫健一郎耐波研究室長、富田孝史高潮流波研究室長、河合弘泰主任研究官ほかとの協力で新しい設計法の構築を進めており、本報告に示した考え方は、彼らとの議論から生まれたものである。ここに記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 井合 進・菅野高弘・野津 厚・一井康二・佐藤陽子・小濱英司・深澤清尊(2002):港湾構造物の耐震性能照査型設計体系について、港湾空港技術研究所資料, No.1018, 48p.
- 伊藤喜行・藤島睦夫・北谷高雄(1966):防波堤の安定性について、港研報告, 第5巻, 第14号, 134p.
- 運上茂樹(1999):性能設計及び限界状態設計による橋梁の耐震設計体系について、橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会ー耐震設計の現状と今後の展望ー, 土木学会地震工学委員会 地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会.
- 運輸省港湾局監修(1999):港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会.
- 数値波動水路の耐波設計への適用性に関する研究会(2001):数値波動水路の研究開発, 沿岸開発技術研究センターライブラリー-No.12, 296p.
- 海岸工学委員会研究レビュー小委員会(2001):新しい波浪推算法とこれからの海域施設の設計法ー性能設計の確率に向けて, 土木学会, 256p.
- 海上保安庁(1992):日本沿岸潮汐調和定数表, 書誌第742号, 267p.
- 河合弘泰・高山知司・鈴木康正・平石哲也(1997):潮位変化を考慮した防波堤堤体の被災遭遇確率, 港研報告, Vol.36, No.3, pp.3-41.
- 河合弘泰(1999):地球温暖化による防波堤の滑動遭遇確率の変化, 第7回地球環境シンポジウム講演土木学会論文集, pp.321-326.
- 河合弘泰・平石哲也・丸山晴広・田中良男(2000):台風9918号による高潮の現地調査と追算, 港湾技研資料, No.971, 43p.
- 河合弘泰・竹村慎治・原 信彦(2002):東京湾における台風による高潮と高波の同時性と継続時間特性, 海岸工学論文集, 第49巻, pp.251-255.
- 河田恵昭・石井 和(1999):津波・高潮・洪水氾濫による地下街水害対策の提案, 海岸工学論文集, 第46巻, pp.356-360.
- 河田恵昭(2002):危機管理としての海岸防災, 2002年度(第38回)水工学に関する夏期研修会講義集, B-1, 14p.
- 気象庁・名古屋港管理組合(1960):伊勢湾高潮の総合調査報告.
- 國富將嗣・高山知司・瀬瀬 肇・吉岡 洋(1999):観測データによる大阪湾における高潮と高波の同時生起性, 海洋開発論文集, 第15巻, pp.333-338.
- 合田良實(1973):防波堤の設計波圧に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第12巻, 第3号, pp.21-69
- 合田良實・岸良安治・神山 豊(1975):不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究, 港湾技術研究所報告, 第14

卷, 第 4 号, pp. 3-44.

合田良實・小舟浩治(1989): 波浪の極値統計における分布関数の棄却基準, 海岸工学論文集, 第 36 卷, pp. 135-139.

合田良實(1997): 設計波高および設計潮位の決め方, 水工学に関する夏期研修会講義集, B コース, 土木学会水理委員会, B-4-1~B-4-18.

柴木秀之・加藤史訓・山田浩次(2001): 密度成層と Wave Setup を考慮した土佐湾異常高潮の推算, 海岸工学論文集, 第 48 卷, pp. 286-290.

柴木秀之・中山哲蔵(2000): 密度成層と wave setup を考慮した多層高潮推算による熊野灘高潮痕跡値の再現, 海岸工学論文集, 第 47 卷, pp. 201-205.

篠原 修(2003): 時局を論ずる, 今, 土木の人間に考えてもらいたいこと, 土木学会誌, vol. 88-4, pp. 3-4.

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, 港湾技術研究所報告, 第 37 卷, 第 3 号, pp. 3-30.

高橋重雄・半沢 稔・佐藤弘和・五明美智男・下迫健一郎・寺内 潔・高山知司・谷本勝利(1998): 期待被災度を考慮した消波ブロックの安定重量, 港研報告, 第 37 卷, 第 1 号, pp. 3-32.

高橋重雄・大木泰憲・下迫健一郎・諫山貞雄・石貫国郎(2000): 台風 9918 号による護岸の被災とその対策に関する水理模型実験, 港湾技研資料, No. 973, 50p.

高橋重雄・河合弘泰・高山知司(2000): 1999 年の台風 18 号による災害と今後の高潮・高波対策についてー高潮防災施設の性能照査と性能設計ー, 土木学会誌, Vol. 85, 10 月号, pp. 67-70.

高橋重雄・下迫健一郎・半沢 稔・杉浦 淳(2000): 防波堤の性能照査と性能設計ー海域施設の新しい耐波設計, 海洋開発論文集, 第 16 卷, pp. 415-420.

高橋重雄・富田孝史・河合弘泰(2003): 性能設計の高潮対策施設への適用に関する基本的な考え方, 港湾空港技術研究所資料, No. 1042, 27p.

高橋重雄・半沢 稔・下迫健一郎(2003): 捨石傾斜堤被覆石の耐波安定性に関する性能照査法, 海岸工学論文集, 第 50 卷, 掲載予定.

高山知司・永井紀彦・西田一彦(1982): 各種消波工による越波流量の減少効果, 港湾技術研究所報告, Vol. 21, No. 2, pp. 151-201.

高山知司・藤井 久(1991): 信頼性理論による防波堤の滑動安定性に関する理論的検討, 港研報告, 第 30 卷, 第 4 号, pp. 35-64.

高山知司(2002): 高潮推算法の現状と今後の課題, 2002 年度(第 38 回)水工学に関する夏期研修会講義集, B-6, 18p.

庵川 清(2000): 台風 9918 号による不知火海高潮災害, その残したもの, 災害報告, 土木学会誌, Vol. 85, 3 月号, pp. 41-45.

辻 幸和(2003): 特集: 本格化する土木分野のグローバルスタンダード時代, 土木学会における対応, 土木学会誌, vol. 88-5, pp. 7-10.

富田孝史(2002): 高潮・津波対策の今と将来, 2002 年度(第 38 回)水工学に関する夏期研修会講義集, B-8, 20p.

中川 一・高橋 保(2001): 大野川から別府湾に流出した流木群の挙動解析, 水工学論文集, 第 45 卷, pp. 931-936.

日本コンクリート工学協会(2001): コンクリート構造物の診断のための非破壊試験方法研究委員会報告書, 235p.

野中浩一・山口正隆・畑田佳男・伊東吉孝(2000): 拡張型確率的台風モデルを用いた波高の極値推算システム, 海岸工学論文集, 第 47 卷, pp. 271-275.

橋本典明・佐藤裕司・松浦邦明・市川雅史(2001): 確率台風モデルの構築とその統計的特性, 海岸工学論文集, 第 48 卷, pp. 456-460.

橋本典明・真期俊行(2000): 波浪推算法による台風 9918 号の異常波浪の再現計算, 港湾技研資料, No. 970, 33p.

花山格章・関本恒浩・鶴飼亮行・高木泰士・畑田佳男・山口正隆(2002): 確率的台風モデルを用いた信頼性設計法, 海岸工学論文集, 第 49 卷, pp. 926-930.

藤井 健・光田 寧(1986): 台風の確率モデルの作成とそれによる強風のシミュレーション, 京都大学防災研究所年報, 第 29

- 号, B-1, pp.229-239.
- 堀川清司・小沢邦臣・高橋邦夫(1972):高基混成堤直立部の期待滑動量について, 第19回海岸工学講演会論文集, pp.351-356.
- 三橋博三(2000): ISO規格案-既存構造物の性能評価, 「ISOへの対応」に関する第3回シンポジウム-ISO規格と認証制度, (社)土木学会技術推進機構, ISO対応特別委員会, pp.45-59.
- 山口正隆・畑田佳男・花山格章・曾我部健一(1995): 台風時波浪および高潮のリアルタイム予測システムの適用性, 海岸工学論文集, 第42巻, pp.316-320.
- 山下隆男・中川勇樹(2001): 砕波せん断応力を考慮した波浪・高潮結合モデルによる台風9918号による八代海の高潮の再現, 海岸工学論文集, 第48巻, pp.291-295.
- 山本哲朗・瀬原洋一(2000): 山口県西部で被災した護岸の調査報告, 土木学会誌, Vol.85, pp.41-45.
- 横田 弘, 小牟禮建一(2002): 計画的な維持修繕によるライフサイクルコストの低減, 港湾, 日本港湾協会, Vol.79, No.8 年8月, pp.14-17
- ICC Performance Fire and Buildings Code Committees (2000): Final Draft ICC Performance Code for Buildings and Facilities, ICC, 197p.
- Kikuchi, Y, Honjo, Y., and Kusakabe, O. (2001): Approach to Performance Design Code of Japan, Proc. Of International Workshop on Advanced Design of maritime Structures in the 21st Century (ADMS21), Port and Harbour Research Institute, Ministry of Land, Infrastructure and Transport, pp.88-95.
- SEAOC Vision 2000 Committee(1995): Vision 2000-performance design based seismic engineering of buildings.
- Stedinger, J. R., R. M. Vogel and Efi Foufoula-Georgiou (1993): Frequency analysis of extreme events, Chap 18., Handbook of Hydrology, (Ed.) D. R. Maidment, McGraw-Hill, NY, pp.18.1-18.66.
- Takahashi, S., Mizuguchi, M. and Goda, Y. (1999): Japanese technical standards for maritime facilities, pp.1049-1058.
- Takahashi, S., Shmosako, K. and Hanzawa, M. (2001): Performance Design for Maritime Structures and Its Application to Vertical Breakwaters, Proc. Of International Workshop on Advanced Design of maritime Structures in the 21st Century (ADMS21), Port and Harbour Research Institute, Ministry of Land, Infrastructure and Transport, pp.63-75.
- Takahashi, S., Kawai, H. and Takayama, T. (2002): Storm Surge Disaster by Typhoon No.9918 -Performance Design of Coastal Defense-, Proceeding of Solutions to Coastal Disasters' 02, pp.735-749.
- Van Dantzig, D. (1956): Economic decision problems for flood prevention, *Econometrica*, 24, pp.276-287, New Haven.
- van der Meer, J. W. (1988): Deterministic and probabilistic design of breakwater armor layers, *Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, pp.66-80.
- Van Gelder, P.H.A.J.M. (1996): How to deal with wave statistical and model uncertainties in the design of vertical breakwaters, Probabilistic tools for vertical breakwater design, MAS3-CT95-0041, Workshop Grenoble, 24-25 October 1996.
- Veitcheva, A. and Kawai, H. (2002): Investigation of the Typhoon Pressure and Wind Field with Application for Storm Surge Estimation, Report of Port and Airport Research Institute, Vol.41, No.2, pp.23-44.
- Yokota, H. (2001): Performance-Based Design for Maritime Concrete Structures, Proc. Of International Workshop on Advanced Design of maritime Structures in the 21st Century (ADMS21), Port and Harbour Research Institute, Ministry of Land, Infrastructure and Transport, pp.120-128.