

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1042

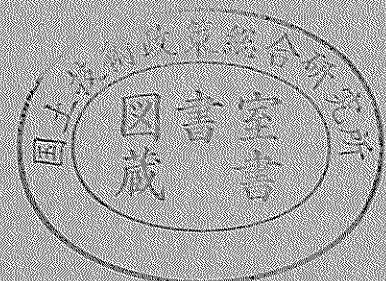
March 2003

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

高橋	重雄
富田	孝史
河合	弘泰

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan



目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
1.1 台風と被災調査	4
1.2 海岸法の改正と説明責任	4
1.3 性能設計	4
1.4 本研究の目的	4
2. 現行の設計法と性能設計	4
2.1 現行の設計法	4
2.2 性能設計と性能マトリックス	5
3. 設計レベル（高潮レベル）	7
3.1 設計レベルの設定のフロー	7
3.2 台風によって発生する高潮偏差の範囲	7
3.3 天文潮位の出現特性	10
3.4 潮位偏差および高潮位の出現特性と設計レベル	11
3.5 設計波	12
4. 性能レベル（被災レベル）	12
4.1 防護性能（越波・越流と浸水）	12
4.2 安定性能（構造物の被災）	15
5. 性能照査技術の課題	16
5.1 設計レベルの検討	16
5.2 性能レベルの検討	17
5.3 既存施設の性能照査	18
5.4 高潮偏差のデータベースの作成	18
6. ソフト対策と性能設計	18
7. あとがき	18
7.1 説明責任と分かってもらうための技術	18
7.2 高潮対策施設の性能設計の導入	19
謝辞	19
参考文献	19
付録A 新しい海域施設の設計法としての性能設計	22
付録B 新しい海域シミュレーションプログラム（SEA-COA II）	26

Performance Design Concept Applied for Storm Surge Defenses

Shigeo TAKAHASHI*

Takashi TOMITA**

Hiroyasu KAWAI***

Synopsis

Performance design has been introduced in the designs for many kinds of civil structures. This technical note presents a basic framework of the performance design of coastal structures against storm surges. The performance design for the coastal structures to prevent and to mitigate coastal disasters should be developed for local citizens to clearly understand disaster prevention function of their neighbor coastal structures.

The performance design of coastal defenses considered in this paper is based on a performance matrix, which consists of design levels and performance levels with different importance of the facility, i.e., three design levels are introduced to evaluate the performance on structural stability and disaster prevention function for the structures of three levels of importance.

The procedure to determine the design levels is illustrated using the examples in Suoh-Nada Bay and Ise-wan Bay considering the probabilistic characteristics of the observed maximum tidal levels. Also the relation between the attacking typhoons and resultant storm surge is demonstrated using the calculations for the two bays. The procedures to determine the deformation of the structures and disaster prevention function (wave-overtopping/inundations) are also investigated. Finally, the studies necessary to employ the performance design as a standard design of storm surge defense are discussed.

Key Words: coastal structures, performance design, design level, storm surge, inundation

* Managing Research Director

** Head, Storm Surge and Tsunami Division, Marine Environment and Engineering Department

*** Senior Researcher, Marine Environment and Engineering Department

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-468-44-5013 Fax : +81-468-44-1274 e-mail:takahashi_s@pari.go.jp

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

高橋 重雄*
富田 孝史**
河合 弘泰***

要 旨

種々の土木施設の建設にあたっては、市民への説明責任が重要となっている。特に高潮対策施設などの市民に身近な防災施設については、その防災性能を具体的に理解していただくことは重要である。性能設計は、性能照査型設計ともいわれ、具体的に性能を示す設計法であり、説明責任を果たすためには、非常に合理的な設計体系である。性能設計は、次第に土木施設の設計にも取り入れられるようになっており、高潮対策施設等の沿岸防災施設の設計においても性能設計が近い将来適用されると考えられる。しかしながら、高潮対策施設等に具体的にどの様に性能設計を適用すべきかがよく分からないのが現状である。

本資料は、高潮対策施設等の沿岸防災施設への性能設計の導入に際して、その適用の基本的な考え方を示し、今後の研究の基礎とするものである。性能設計体系のあるべき姿について検討し、それを高潮対策施設に適用する方法について提案し、性能設計の基本的なフローを取りまとめた。その具体的な内容を検討するために、伊勢湾の湾奥部と周防灘西部を対象に、事例的な検討を行っている。

すなわち、まず、防災施設の設計レベルについて検討している。高潮について3段階の設計レベル（外力レベル）を設定することを考え、対象地域における天文潮や潮位偏差、最高潮位の確率分布を検討して、各段階の設計レベルの潮位を示している。また対象地域における可能な高潮の範囲を考え、来襲台風と高潮偏差の関係を明らかにするために、台風の経路や規模を変えた数値計算を実施している。

次に、防災施設の性能レベルについて検討を行っており、防災施設の安定性能（具体的には護岸の変形など）および防護性能（具体的には護岸の越波流量と背後地の浸水）について、検討のフローを示し、計算例を示している。なお最後に、性能設計を具体的に実施するための今後の課題を取りまとめている。

キーワード：沿岸防災施設、性能設計、設計レベル、高潮、浸水

* 統括研究官

** 海洋・水工部高潮津波研究室長

*** 海洋・水工部主任研究官

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所

電話：0468-44-5013 Fax：0468-44-1274 e-mail: takahashi_s@pari.go.jp

1. まえがき

1.1 台風と被災調査

沿岸における高潮等に対する防災施設は、1953年の台風13号、1959年の台風15号(伊勢湾台風)等による災害以来精力的に整備されてきた。しかも、1970年代半ばから1980年代にかけては大規模な台風の上陸が少なかったこともあり、甚大な高潮災害は発生していない。

しかし、1999年に九州・中国西部地方に上陸した台風18号では、周防灘の西岸から北岸に至る広範囲において2 m以上の高潮偏差が発生した。この高潮偏差が満潮時に発生したことにより、1942年の周防灘台風以来の高潮災害を引き起こした。また、八代海の湾奥部においては、伊勢湾台風以来の高潮による直接的な犠牲者を出した。

こうした災害の後には、多くの現地調査や計算・実験が行われている。例えば、現地の被災調査(河合ら、2000；滝川、2000)、高潮や波浪の追算(河合ら、2000；橋本・真期、2000)、護岸の破壊に関する水理模型実験(高橋・大木ら、2000)によって、被災の状況やその原因が明らかになっている(高橋・河合ら、2000)。

ただし、これらの調査に参加した多くの技術者・研究者からは、災害が起きる前にこのような調査がなされているべきではなかったか、という疑問も出ている。もし事前に行われていれば、施設の安定性能や防護性能が明らかになっており、ウィークポイントの集中的な改修など、もっと適切な対策を講じることができたと思われる。

1.2 海岸法の改正と説明責任

1999年の海岸法の改正によって、都道府県は海岸保全基本方針に基づいて、海岸保全基本計画を作成し、総合的な海岸の保全を実施することとなった。その海岸保全基本計画の中では、海岸保全施設の整備によって津波、高潮等による災害から防護される地域やその防護水準を定める必要がある。また、計画の作成に際して地域の意見等を反映することや、防護、環境及び利用の将来像を示すこと等、情報を広く公開し事業の透明性の向上を図ることが求められている。

すなわち、海岸における防護の目標や防災施設による防護効果を市民にわかりやすく伝える必要が生じている。これは、最近の社会が公共事業に要求している説明責任(アカウンタビリティ)の一つであり、これからの防災行政にとっても不可欠のものである。ただし、防災性能を具体的に把握し、市民にわかりやすく伝えることは、現状の設計体系ではなかなか困難である。

1.3 性能設計

性能設計とは「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方法」である(運上、2000；海岸工学委員会研究レビュー小委員会、2001)。すなわち、性能を具体的に示す設計法であり、高潮対策施設の防災性能を具体的に説明できるようにするためには、この設計体系を導入する必要がある。

特に、これまでの設計では、一組の設計潮位や高波を考えるだけで、それを越える高潮位や高波を考えることはなかったが、性能設計では、従来の設計潮位を上回る高潮位や高波を考え、その場合の具体的な防災性能を考える必要がある。

また、この性能設計は新たに整備する施設の設計を対象にするだけでなく、既設施設の性能照査に用いる必要がある。特に伊勢湾台風以来整備されてきた高潮対策施設の多くが老朽化しており、その保全、維持管理のためにも現状の性能を照査することは不可欠である。

さらに最近では、防災対策としてハード的な対策だけでなくソフト的な対策の重要性も指摘されている。ソフト的な対策は、ハードによる防災性能を明確にすることが前提となっており、そのためにも施設の性能照査が重要である。

なお、新しい設計法としての性能設計の考え方については、付録Aに説明している。

1.4 本研究の目的

本研究は、高潮対策施設の性能設計を推進するために、その必要性、骨格、具体的な方法を提示し、かつ今後の研究の方向性を示すことを目標としている。すなわち、2章では性能設計の基本について述べ、3章では設計レベル、4章では性能レベルについて検討する。5章では今後の課題をまとめ、6章ではさらにソフト的な対策と性能設計について述べる。

ただし、これから整備される施設よりも既に造られた施設の方が圧倒的に多いので、設計の見直しをする場合であっても、既存の設計が基礎となる。ここでは、既存の設計体系を基本にしつつ、できるだけ性能設計の考え方を取り入れる方法についても検討する。

2. 現行の設計法と性能設計

2.1 現行の設計法

(1) 我が国の高潮対策施設

我が国の高潮対策施設の設計では、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。

設計潮位についてさらに細かく見てみると、東京湾、伊勢湾、大阪湾の沿岸では、天文潮位に設計偏差を上乗せした潮位が使われており、その天文潮位としては、東京湾および大阪湾で朔望平均満潮位、伊勢湾で台風期平均満潮位が用いられている。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、伊勢湾で伊勢湾台風（湾口部では1953年の台風13号）、大阪湾で室戸台風、伊勢湾台風、ジェーン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。また、周防灘では、天文潮位に設計偏差を上乗せした潮位の他に、既往最高潮位によるところもある。

なお、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、護岸のバラベ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。

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。

(2) 海外の高潮対策施設

海外でも高潮を考慮して沿岸防災施設が設計されている。例えばオランダでは、国土の約1/4が平均海面より低く、約2/3が浸水の危機にあるため、高潮の発生確率について詳細な検討が行われてきた。堤防の建設費、堤防が破壊したときの損害額、潮位の出現確率をもとに、総費用が最小となるような最適な天端高が定められた(Van Dantzig, 1956)。そのときの潮位の再現確率は、北海沿岸の海岸堤防で10,000年、河川堤防で1,250年である(Van Gelder, 1996)。この潮位は地球温暖化に伴う海面上昇の近況や高潮推算などの技術の進歩に応じて5年ごとに見直されている。ベルギー、イギリス、ドイツ、デンマークなど他のヨーロッパ諸国でも、法律で明確に規定されていないものの、再現期間が50～1,000年の潮位が設計潮位として採用されている。

(3) 耐震設計

港湾施設に関する現行の耐震設計(運輸省港湾局, 1999)では、2つの設計外力レベルを設定している。レベルIは再現期間が75年の地震動であり、レベルIIは再現期間が数百年以上のプレート内地震あるいは陸地近傍で発生するプレート境界地震による地震動である。全ての施設はレベルIの地震動に対して機能を健全なまま維持し、耐震強化施設についてはさらにレベルIIの地震動に対し

ても所要の機能を保持する必要があるとしてきた。

しかし、1995年の阪神・淡路大震災を契機として、性能照査型の耐震設計が導入されつつある(井合ら, 2002)。現行の設計法に基づくと、阪神・淡路地震の地震動のように発生が稀な著しく強い外力レベルで設計すれば、建設・補修費用は膨大なものになる。また、逆に中程度の外力レベルで設計した場合には、阪神・淡路地震の地震動に対する構造物の挙動を把握することが困難である。そこで、耐震性能設計では、現行の2つの設計外力レベルとは異なる形で2つの設計外力レベルを定義し、そのレベルに応じて許容被害レベルを明確に規定し、要求性能を満たすように設計される。なお、レベルIは構造物の設計供用期間中に1～2度発生する確率の地震動とし、レベルIIは供用期間中に発生する確率が低く、強度の大きな地震動としている。

2.2 性能設計と性能マトリックス

性能設計は、先に述べたように施設に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記述する設計である。性能設計を具体的に実施するためには、性能マトリックスに基づいた設計法を導入する必要がある。

(1) 性能マトリックス

性能マトリックスとは、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る。表-2.1(a)はその概念を示したものであり、A1からA3は施設の重要度(A1:普通, A2:重要, A3:非常に重要)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、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、本資料においては、沿岸における防護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-2.1(b)と(c)は、安定性能(施設の損傷の程度)と防護性能(背後地の浸水の程度)に関する性能マトリックスを示したものである。

現行の高潮対策施設の設計法では、一つの設計潮位レベルを考えており、後述するように、これをレベルIIの設計潮位と考えることができる。したがって、現行ではレベルIIの外力を用い、一つの防護や安定性の要求性能に対して、設計を行うこととなっている。ただし、現行でも背後地の利用状況(重要度)などによって許容越波流量などの要求される防護性能を変えている。しかしな

表-2.1 性能マトリックス

(a) 概念図

性能レベル		施設の性能	
設計レベル		小	大
		← (被害の程度) →	
(外カレレベル)	I	非常に重要	重要
	II		
	III		

(b) 安定性能

性能レベル		防護性能 (背後地の被害程度)			
設計レベル		無被害	飛沫	軽微な浸水	重大な浸水
(外カレレベル)	I	A3	A2	A1	
	II		A3	A2	A1
	III			A3	A2, A1

(c) 防護性能

性能レベル		安定性能 (施設の被害程度)			
設計レベル		無被害	軽微な損傷	重大な損傷	全壊
(外カレレベル)	I	A3, A2	A1		
	II	A3	A2	A1	
	III		A3	A2	A1

がら、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る。したがって、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、より具体的に防災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、表-2.1 (b), (c)に示した重要度A2の施設を対象に考えてみると、

表-2.2 性能設計における施設の重要度(高橋・河合ら, 2000)

レベル	重要度	背後地の条件
A1	普通	比較的家屋の少ない地域、あるいは避難の比較的容易な地域
A2	重要	家屋の密集した地域、あるいは高度な商業・工業用地、または避難の比較的困難な地域
A3	非常に重要	原子力施設等のように高い安全性を必要とする施設

レベルIの高潮位等の外力条件に対しては、護岸のみで対応できるように護岸の安定性を十分確保するとともに、越波量等をかなり小さくするような工夫が必要である。一方、レベルIIの外力に対しては護岸に目立った損傷は発生しないが、日常の利便性や景観、費用対効果などを考慮するとともに、ある程度の越波量を許容できる構造にする必要がある。許容した越波量に対しては、背後地の利用の変更等を考える必要がある。また、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る。

(2) 施設の重要度

護岸等の沿岸における防護施設の重要度は、背後地の重要度によって評価される必要がある。表-2.2は、その考え方の一例を示したものである。

なお、港湾の施設の設計(運輸省港湾局, 1999)では、許容越波流量について次のような区分が用いられる場合がある。重要度A3に対応するものとして「背後に人家、公共施設等が密集しており、特に越波・しぶき等の侵入により重大な被害が予想される地区」があり、その場合の許容越波流量は $0.01\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ 程度としている。また、重要度A2としての「その他の重要な地区」では $0.02\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ 程度、および重要度A1としての「その他の地区」では $0.02\sim 0.06\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ となっている。ただし、これらの越波流量は、それぞれの差が比較的小さく、本資料で例示する重要度と要求性能としての許容越波流量の関係とが必ずしも対応していないことに留意する必要がある。

(3) 設計レベル

本資料においては、前述したように3段階の設計レベルを設定する。3段階の設計レベルとしては、設計潮位を例にすると表-2.3に示すような高潮位が考えられる。再現年数が100~1,000年のレベルIIの高潮位は「施設が

表-2.3 性能設計における設計潮位（高橋・河合ら，2000
を一部修正）

レベル	再現期間(年)	対応する高潮偏差と天文潮
I	30～100	比較的発生頻度の高いクラスの台風による潮位偏差と台風期の平均満潮位
II	100～1,000	既往最大級の台風による潮位偏差と通年の朔望平均満潮位
III	500～10,000	考えられる極限の台風による潮位偏差と台風期の朔望平均満潮位

その供用期間中にごくまれに経験する外力レベル」であり、伊勢湾や大阪湾、東京湾で現在使われている設計潮位もこのレベルにある。また、レベルⅠの高潮位は「施設がその供用期間中に数度経験する外力レベル」であり、その再現期間は30～100年程度と考えられる。さらに、外力レベルとして最も大きなレベルⅢの高潮位には、「施設が経験するものとして最大級の外力レベル」を考える。その再現期間としては、500～10,000年程度になることも予想される。

現状でレベルⅢのように非常に小さな発生確率の外力レベルを考えることは、現場では抵抗感があると思われる。実際、このレベルⅢの潮位やそれに対する要求性能によっては、このレベルⅢの潮位で護岸の天端高など施設の諸元が決まってしまうことも考えられ、施設の諸元の見直しが必要な場合も考えられる。しかしながら、先に述べたように、当面この外力レベルは、防災性能を具体的に把握し、ソフト的な対策を考えるために用いることを考えている。ただし、ソフト的な対策が十分できないような場合には、ハードによる補完も必要となる。

3. 設計レベル（高潮レベル）

3.1 設計レベルの設定のフロー

本資料においては、レベルⅠ～Ⅲの潮位を次のように定めた。

- ①対象地域において起こり得る最大級の高潮について、数値シミュレーションを行って検討する。
- ②その付近で得られた潮位観測データをもとに、潮位の発生確率分布と現行の設計潮位から、レベルⅡの潮位を定める。
- ③潮位の発生確率分布とレベルⅡの潮位に基づいて、レベルⅠおよびⅢを設定する。

レベルⅢの潮位は、レベルⅡよりも0.5～1.5m程度高い潮位になるものと考えられる。この程度の潮位差があれば、施設の被災の程度や、背後地の浸水など特に人に対する危険性が、潮位のレベルによって異なるものと考えられる。ただし、定められたレベルⅠからⅢの潮位に対する越波流量を算定し、その背後地の被害等を考慮して、それぞれの潮位の妥当性を検討することも必要である。

本資料では、以下に伊勢湾と周防灘の高潮位について事例的に検討することにする。南北に長い伊勢湾等の湾奥部では、湾の西側を台風が通るときに高い高潮が発生することが、これまでの経験により分かっている。一方、東西に長い周防灘でも、その西側を通過する台風には高潮の注意が必要であるが、さらに湾を横切る台風にも注意が必要である。ここでは、これら特性の異なる2つの湾を代表的に取り上げる。

なお、後述するような確率台風モデル等の新しい技術によって、潮位の確率をより精度よく推定することが可能となれば、より合理的にレベルⅢの潮位を決めることができる。ただし、その技術が確立するまでは、実測の潮位データに基づいて検討する必要がある。その際には、最高潮位の出現特性だけでなく、潮位偏差の出現特性、さらには天文潮や平均潮位の季節変動、異常潮位についても検討する必要がある。なお、地球温暖化による平均海面の上昇についても長期的には考慮が不可欠である。

3.2 台風によって発生する高潮偏差の範囲

(1) 伊勢湾

伊勢湾の湾奥部では、伊勢湾台風による高潮偏差をもとに設計潮位が決められている。しかしながら、この高潮偏差は伊勢湾に発生し得る最大の高潮偏差ではなく、伊勢湾台風よりも強い台風が来襲した場合や、同じ規模の台風であってもコースによっては、より大きな高潮偏差が発生する可能性があるものと思われる。

そこで、図-3.1に細線で示すN、NNE、NE方向に直進する18コースについて、気圧深度、進行速度による湾内の高潮偏差の違いを検討した。これらのコースは、伊勢湾の湾奥部において大きな高潮偏差を発生させるもので、それぞれの間隔は経度方向に $1^{\circ}/4$ である。図の太線は伊勢湾台風のコースであり、NNE進のコースNo.5に近い。台風の気圧深度 Δp は、伊勢湾台風やこれまで日本に來襲した台風の気圧深度を参考にして、30、70、110hPa（中心気圧で983、943、903hPa）とした。進行速度 v は30、60、100km/hとしている。伊勢湾台風の実際の気圧深度は、太平洋上の最盛期、紀伊半島上陸時、名古屋の西方を通過した頃に、それぞれ約110、80、65hPaであった。上陸後

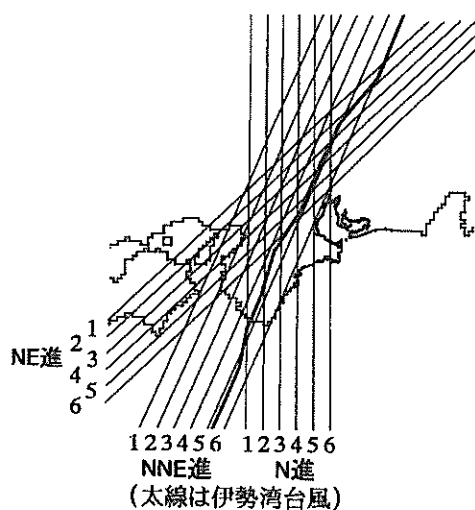


図-3.1 モデル台風のコース（伊勢湾）

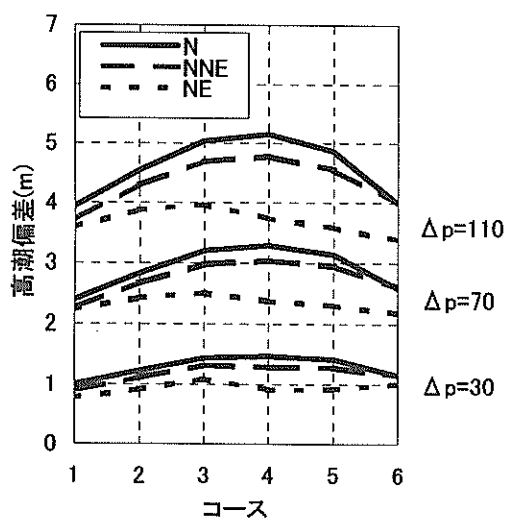


図-3.2 台風コースによる高潮偏差の比較（NNE 進，進行速度 60km/h，名古屋）

の進行速度は60～70km/hである。台風の気圧分布はMyersの分布を仮定し，半径 r_0 は伊勢湾台風の上陸時の値を参考に90kmで一定とした。なお，実際の台風には上陸後に台風の勢力の減衰に伴って半径が大きくなる傾向があるが，このような変化までは考慮しなかった。

数値計算モデルの詳細についてはここでは示さないが，自由大気風から海上風を推定する際の風速低減係数 C_1 と C_2 はともに0.66とした。海水の流動は，従来から一般的に使われてきた単層の非線形長波近似のモデルで計算した。伊勢湾の海底地形は0.6km間隔の格子により再現した。

図-3.2は台風のコースによる高潮偏差の特徴を簡単に

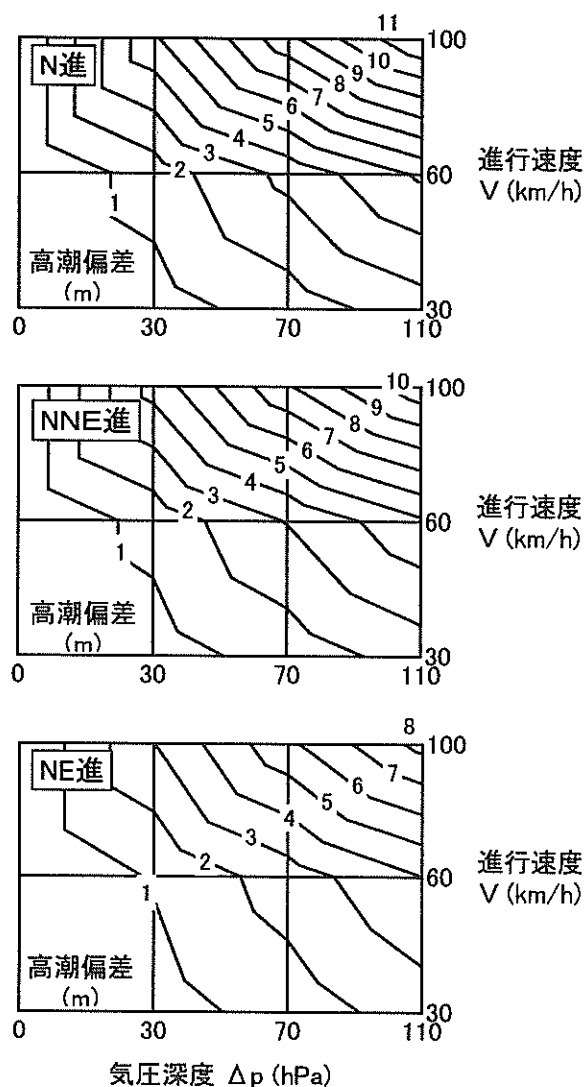


図-3.3 気圧深度や進行速度と高潮偏差（名古屋）

示すものである。進行速度が伊勢湾台風とほぼ同程度の60km/hの場合について，各コースにおける名古屋の高潮偏差を示している。気圧深度 Δp や進行速度 V の組み合わせにもよるが，台風が伊勢湾から数十km西側を通過するコースNo.4のときに高潮偏差が最大となるものが多い。また，N進の方が全体的に大きい。伊勢湾台風のコースはNNE進のNo.5に近く，もしこれから少しずれたコースをとっていただければ，たとえ同じ勢力であったとしても，より大きな高潮偏差が発生したものと考えられる。なお，本資料においては一種類の台風半径 r_0 についてのみ検討したが，台風半径が大きくなると強風域が広くなり，最大風速の位置も台風の中心から遠くなることから，これによっても高潮偏差の大きさや高潮偏差が最大となるコ

ースは変化するものと考えられる。

図-3.3は、N進、NNE進およびNE進ごとに発生し得る最大の高潮偏差をまとめたものである。気圧深度 Δp が大きく、進行速度 V が速いほど、進行方向がN向きになるほど、高潮偏差は大きくなる。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 (948hp)，進行速度は約70km/hで、約3.5mの高潮偏差を引き起こした。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可能性が十分にある。例えば、進行方向がN進であれば伊勢湾台風と同じ進行速度の70km/hでも気圧深度が少し大きい80hPaでは、5mの高潮偏差が発生する危険性がある。このことは、レベルIIの潮位より高い潮位の発生が決して非現実的なものではなく、悪条件が重なったときには十分に発生し得るものであることを示唆している。したがって、現行の設計潮位に相当するレベルIIの潮位よりも高い、レベルIIIの潮位を設定して、高潮対策施設の性能を照査する必要がある。

なお、図に示した高潮偏差を概算する式は以下の通りである。

$$\xi = \alpha_s \Delta p^{\alpha_p} V^{\alpha_v} \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_s &= 1.1 \times 10^{-4} \cos \theta \\ \alpha_p &= 1.0 \\ \alpha_v &= 1.5 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここに、 ξ (m)は高潮偏差、 Δp は気圧深度(hPa)、 V (km/h)は台風の進行速度、 θ は北から東向きの角度($0 \leq \theta \leq 45^\circ$)である。各項目の単位に注意が必要である。

(2) 周防灘

周防灘でも伊勢湾と同様に、図-3.4の細線で示すような、N、NNE、NE方向に直進する合計21コースを設定した。コースの間隔は伊勢湾と同様に経度方向に $1^\circ/4$ である。図の太線は台風18号のコースであり、NNE進のコースNo.4とNo.5に近い。気圧深度、進行速度、台風半径は伊勢湾と同様とした。台風18号の気圧深度は、九州に上陸する前、周防灘を通過する頃に、それぞれ約75、60hPaであった。九州周辺を通過した時の進行速度は30~40km/hである。

なお、伊勢湾では台風が中心が伊勢湾の西側を通過するときに湾奥で高潮偏差が大きくなるが、周防灘では台風が中心が周防灘を横切るような条件でも高潮偏差が大きくなる。したがって、ここでの高潮の推算には、台風を中心付近の超傾度風(super gradient wind)の評価が重

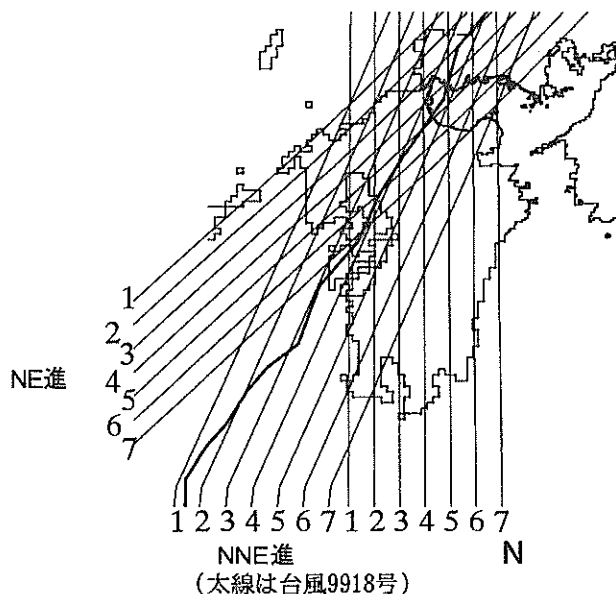


図-3.4 モデル台風のコース (周防灘)



図-3.5 苅田および青浜の位置

要となる。そこで、藤井・光田(1986)による超傾度風を考慮して高潮を推算した。

図-3.5に位置を示す苅田について、台風の進行速度が60km/hの場合の、各コースによる高潮偏差を図-3.6に示す。高潮偏差が最大となるコースは、台風の進行速度や気圧深度によって異なるが、N進ではコースNo.3、NNE進ではコースNo.4、NE進ではコースNo.6付近で最大となっている。また、台風18号による実際の高潮偏差は2.1mであったが、この図ではさらに大きな高潮偏差が示されており、台風半径など他の条件によってはさらに大きな高

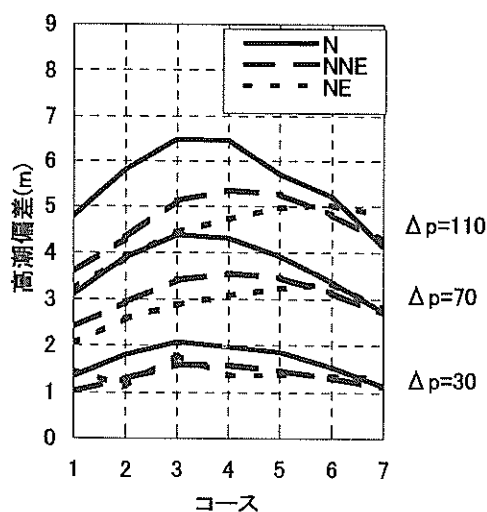


図-3.6 台風のコースによる高潮偏差の比較 (NNE 進, 60km/h, 荻田)

潮偏差が生じ得ることを示している。

図-3.7は、荻田において発生し得る最大の高潮偏差をまとめたものである。気圧深度が大きいほど高潮偏差は大きくなるが、台風の進行速度は高潮偏差にほとんど寄与していない。これは東西に長い湾の特徴でもある。前述の名古屋は南北に長い伊勢湾の北端に位置し、そこで高潮偏差が最大となるのは台風の中心が伊勢湾の西側を通過して伊勢湾に南風が吹く場合である。このとき、台風の気圧深度が大きいほど傾度風成分が、台風の移動速度が速いほど場の風成分が、それぞれ大きくなり、これらが南風となって伊勢湾に吹く。一方、荻田は東西に長い周防灘の西端に位置し、そこで顕著な高潮偏差が生じるのは台風の前方で吹く東風が周防灘に作用した場合である。このとき、台風の傾度風成分は東風に寄与するが、台風の移動によって生じる場の風は東風に寄与しない。伊勢湾と周防灘の高潮の発達には、このようなメカニズムの違いがある。

3.3 天文潮位の出現特性

図-3.8は、名古屋における60分潮の調和定数（海上保安庁, 1992）を使用して、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結果である。図中の細線は通年にわたる潮位の出現確率分布であり、太線は台風期（7～10月）のみに着目したときの潮位の出現確率分布である。図ではT.P.上の潮位で示しており、算出された通年にわたる朔望平均満潮位H.W.L.は1.14m、台風期平均満潮位M.H.T.L.は0.88mであり、その差は

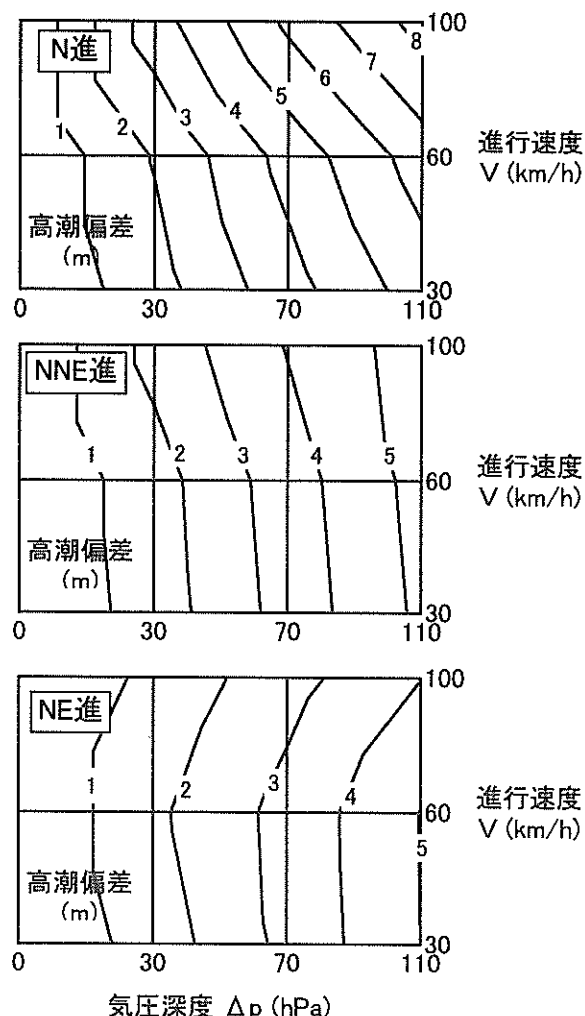


図-3.7 気圧深度や進行速度と高潮偏差 (荻田)

0.26mである。なお、図に示した朔望平均満潮位H.W.L., 台風期平均満潮位M.H.T.L., 朔望平均干潮位L.W.L.等は、今回計算した結果であるので1960年代に求められて現在も設計で使われている値とは若干異なる。台風期には通年に比べて天文潮位が高くなる傾向にあり、例えばH.W.L.より高い潮位の出現確率は、通年の0.7%に対し、台風期の場合にはその約3倍の2.0%になる。また、台風期にM.H.T.L.より高い潮位の出現確率は11%である。最も出現頻度の高い天文潮位は、平均海面M.S.L.よりやや高い位置にあり、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)。

図-3.9は、周防灘の荻田に近い青浜（位置については図-3.5を参照）について、同様に示したものである。名古屋では朔望平均満潮位と干潮位の差が約2.5mであるのに対し、青浜では約4mと大きい。天文潮位の確率密度分布は名古屋と似た形状をしており、確率密度の最も高

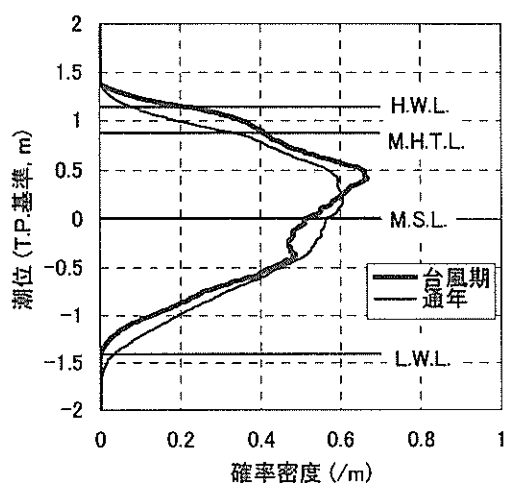


図-3.8 天文潮位の発生確率分布（名古屋）

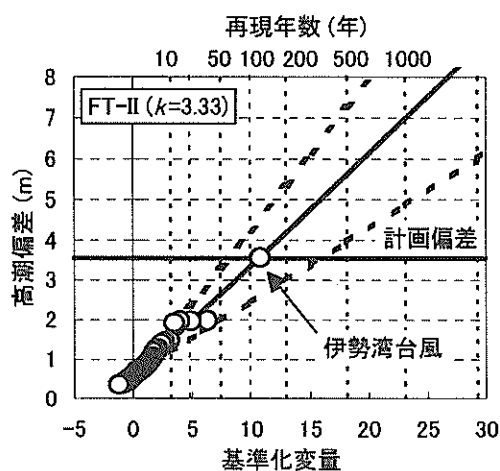


図-3.10 高潮偏差の出現確率（名古屋）

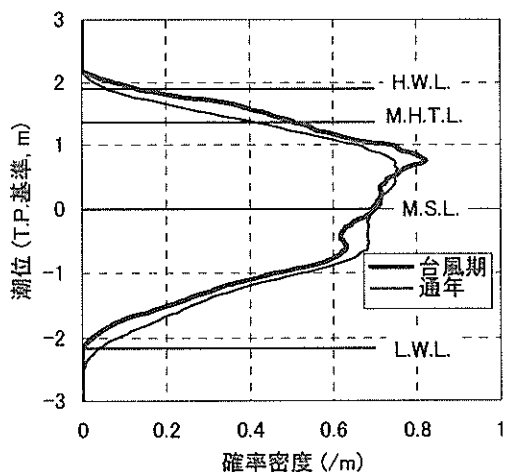


図-3.9 天文潮位の発生確率分布（青浜）

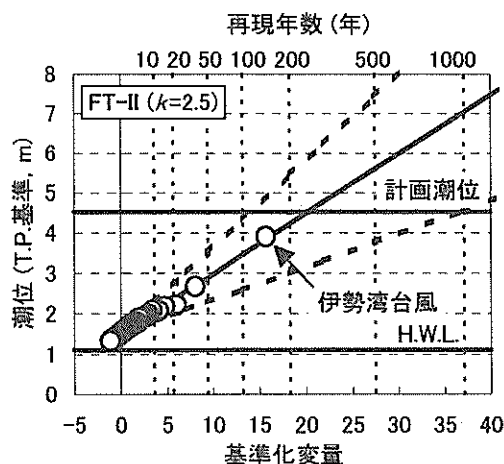


図-3.11 潮位の出現確率（名古屋）（高橋・河合ら，2000）

い潮位は平均海面M.S.L.よりもやや高い。

3.4 潮位偏差および高潮位の出現特性と設計レベル

(1) 伊勢湾

図-3.10は、名古屋において1950～1999年の間に観測された潮位データに基づいて各年の最大高潮偏差を算出し、これを極値統計解析した結果である。図中の実線が、最小2乗法によって求めた回帰直線である。観測データに当てはめる極値分布関数としては、FT-I型（Gumbel）分布、FT-II型分布（ $k=2.5, 3.33, 5, 10$ ）、Weibull分布（ $k=0.75, 1, 1.4, 2$ ）を選んだ。これら極値分布には分布関数の裾の広がりや狭いものほど相関係数が高くなる傾向があるので、相関係数の残差をそれぞれの分布関数の平均値で除したMIR指標（合田・小舟, 1989）を用いて適合性を検

討した。その結果、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。また、最大値でもある伊勢湾台風による値が異常値であるか否かについては様々な議論があるが、異常値であるかを判定する方法の一つであるDOL棄却基準（合田・小舟, 1989）によると異常値とはいえない。この図に示されるように、現在の計画高潮偏差になっている伊勢湾台風による高潮偏差3.5mの再現期間は約120年と推定される。

図中の回帰直線の上下にある2本の破線は、観測データに当てはめた極値分布関数から推定される潮位の（再現確率統計量）の標準偏差の範囲を示しており、推定誤差の範囲の指標である。観測データの数が少ないために、再現期間の長い潮位を推定するほど推定誤差は大きくなっているが、ここでは概略値を知ることが重要である。

図-3.11は、名古屋における1949～1999年の間に観測さ

れた各年の年最高潮位を極値統計解析した結果である。上述の高潮偏差と同様に、観測データにFT-I型 (Gumbel) 分布, FT-II型分布 ($k=2.5, 3.33, 5, 10$), Weibull分布 ($k=0.75, 1, 1.4, 2$)の極値分布関数を当てはめた中で, MIR指標により最も適合性が高いと判定されたFT-II型 ($k=2.5$) を図に示している。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棄却検定からは異常値とは判断されない。伊勢湾台風時の高潮位の再現期間は約150年, 伊勢湾における計画潮位となっている伊勢湾台風による高潮偏差に台風期平均満潮位を加えた潮位の再現期間は約250年と推定される。

伊勢湾の奥部にある護岸の性能設計では, この計画潮位4.5mをレベルIIの高潮位とする。その再現期間は, 表-2.3に例示した設計レベルではレベルIIの潮位にも相当している。また, レベルIIIについては, 3.2節において伊勢湾の湾奥部では5m程度の高潮偏差が生じる可能性が示されたことから, 朔望平均満潮位の約1mをそれに加えて, 6mと設定する。この値は, レベルIIの潮位よりも1.5m高い。この場合の再現期間は図-3.11から約600年である。また, レベルIの高潮位については, レベルIIの潮位よりも1.5m低い3mと設定する。この再現期間は約60年となり, 表-2.3で例示した期間に相当している。

(2) 周防灘

図-3.12と図-3.13は同様に, 周防灘の青浜の高潮偏差(1975~1999年)と年最高潮位(1965~1999年)の極値分布を示したものである。名古屋港に比べて全体的に値は小さくなるが, それでも大きな高潮偏差や年最高潮位が出現する危険性がある。既往最高潮位H.H.W.L.(=T.P.+3.6m)は台風5029号(キジア台風)によってもたらされたものであり, これとH.W.L.(=T.P.+1.9)の差は1.7mである。この差は台風9119号や台風9918号による高潮偏差(それぞれ2.4m, 2.0m)よりも小さく, その再現期間も20年程度と短い。ところが, 周防灘での天文潮差は4mにも及ぶため, 既往最高潮位の再現期間は150年程度となる。

この既往最高潮位をレベルIIとし, それより1.0m高い潮位をレベルIII, 1.0m低い潮位をレベルIとすると, 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。

3.5 設計波

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に対して波浪推算を行って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(気象庁・名古屋港管理組合, 1960)。こうした, 各設計レベル

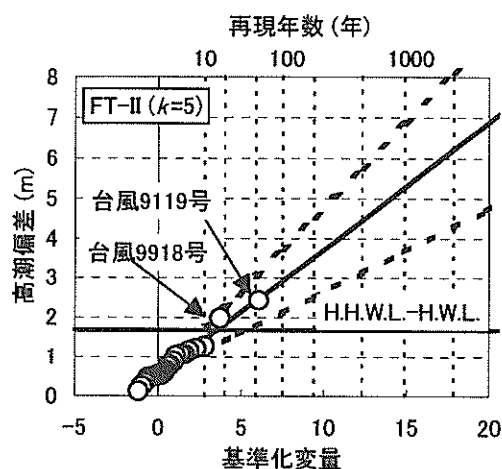


図-3.12 高潮偏差の出現確率 (青浜)

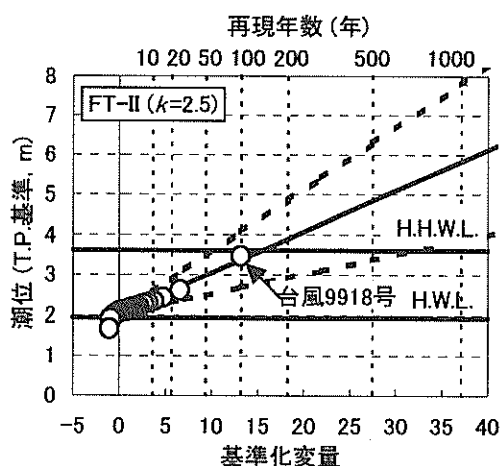


図-3.13 潮位の出現確率 (青浜)

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。

本資料では, 波浪に関する設計レベルについては詳細に検討していないが, その設定の考え方は本資料に示した潮位の設計レベルの考え方と同様である。

4. 性能レベル (被災レベル)

4.1 防護性能 (越波・越流と浸水)

(1) 浸水災害のフロー

図-4.1は, 越波や越流による浸水災害を取りまとめた

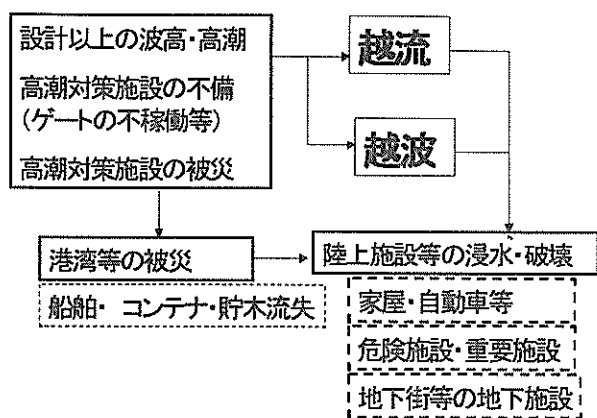


図-4.1 越波・越流による浸水災害のフロー

ものである。護岸の浸水の原因には、潮位そのものが護岸などの天端を上回って生じる越流、胸壁の間隙や締め切れなかった防潮ゲートなどからの流入、波浪による打ち上げや越波がある。また構造物の一部が破損しただけでも、浸水が促進されることに注意が必要である。

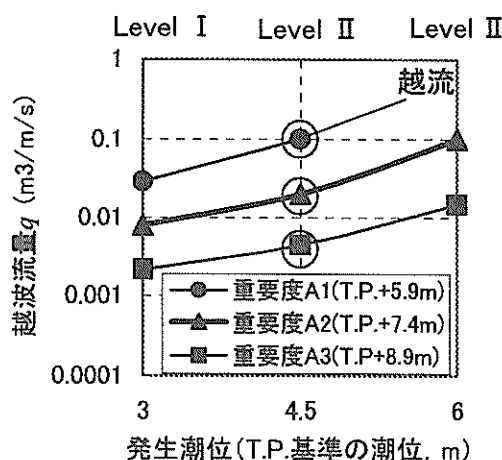
1999年の台風18号では、浸水によって人命に関わる被害も発生しており、設計以上の高潮と一部の高潮対策施設の天端が低かったという不備によって越流が発生している場合もあった。特に天端が低く越流状態の場合には、浸水水位の上昇が速く、人命に係わる事故となり易い。最近では、コンテナの流失、危険施設の浸水破壊、あるいは地下道路等の浸水などにも留意する必要がある（河田ら、1999；中川・高橋、2001）。

(2) 越波流量

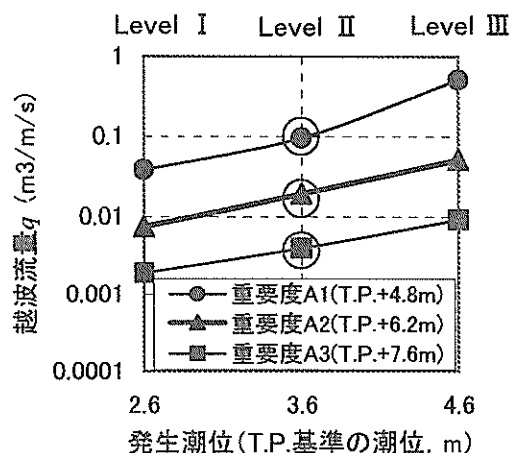
図-4.2は、護岸の防災機能としての性能を越波流量で評価した事例である。護岸の構造形式は直立堤、設置水深はT.P.-4.4m、その前方の海底勾配は1/30とした。越波流量は合田ら（1975）の越波流量算定図を近似した高山ら（1982）のモデルを使って計算した。

図の(a)は名古屋を例としたものであり、重要度A1, A2, A3の護岸の天端高は、レベルIIの設計潮位（T.P.+4.5m）および設計波（伊勢湾台風時のピーク波浪、換算沖波として $H_0=2.9\text{m}$, $T_0=7.2\text{s}$ ）に対して、それぞれ許容越波流量0.1, 0.02, 0.004 $\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ を概ね満たすように、T.P.+5.9m, T.P.+7.4m, T.P.+8.9mとした。また、レベルIおよびIIIの潮位に対しても、レベルIIと同じ波浪が作用したときの越波流量を求めた。

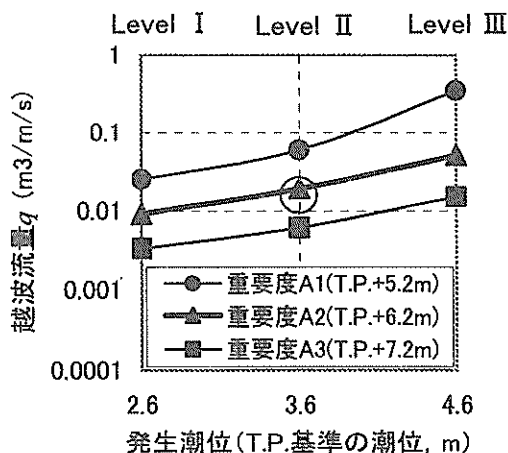
一般的な重要度A2の施設をみると、比較的発生頻度の高いレベルIの潮位であっても越波流量は0.01 $\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ に近い意外と大きな値であり、レベルIIIの潮位では約0.1 $\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ とかなり大きな値になることがわかる。また、



(a) 名古屋（許容越波流量による）



(b) 荻田（許容越波流量による）



(c) 荻田（レベル潮位+設計波高による）

図-4.2 設計レベルごとの越波流量（名古屋では T.P.=L.W.L.+1.4m, 荻田では T.P.=L.W.L.+2.1m）

重要度A1の施設では、レベルⅠの高潮でも越波流量が $0.03\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ 程度であり、レベルⅢの高潮では越流状態となって甚大な被害が発生する危険性があると判断できる。なお、ここではレベルⅠ～Ⅲの潮位に対して同じ波浪を用いたが、実際にレベルⅢの潮位が発生するような時には、レベルⅡに対応する波浪よりも高波浪が生じているものと考えられる。その場合の越波流量はこの図に示した値よりも大きくなる。逆にレベルⅠの潮位が発生した時の越波流量はこの図の値よりも小さくなる。

図の(b)は苅田を例とした越波流量を示したものである。レベルⅡの設計潮位(T.P.+3.6m)および設計波(50年確率波浪、換算沖波として $H_0'=2.6\text{m}$, $T_0'=7.1\text{s}$)に対して前述の許容越波流量を満たすように、重要度A1, A2, A3の天端高を、それぞれT.P.+4.8m, T.P.+6.2m, T.P.+7.6m

と定めている。これらのレベルⅡの潮位からの天端高は、それぞれ1.2m, 2.6m, 4.0mである。

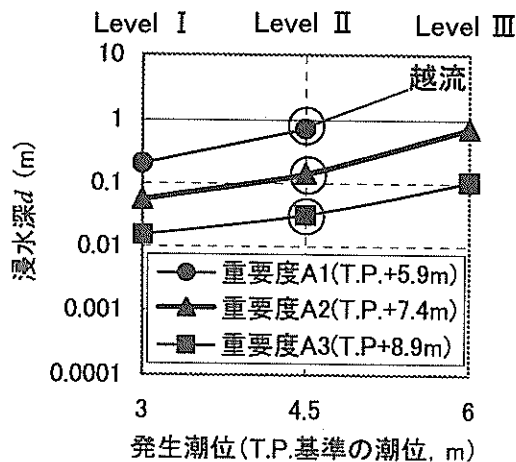
なお、たまたま(a)の名古屋の例では、重要度A1, A2, A3の天端高がそれぞれレベルⅠ, Ⅱ, Ⅲの潮位に設計波2.9mを上乗せした高さになっている。一方、(b)の苅田の例では、重要度A2の天端高のみがレベルⅡの潮位に設計波高2.6mを上乗せした高さになっている。そこで参考までに、重要度A1, A3の天端高をそれぞれレベルⅠ, Ⅲの潮位に設計波高の1倍を上乗せした高さとなるように天端を定めたとすると、越波流量は図の(c)のようになる。(b)と比べて、重要度A1の施設では天端が高くなって全体に越波量は減少し、重要度A3の施設では天端が低くなって越波量が増加している。

(3) 浸水深

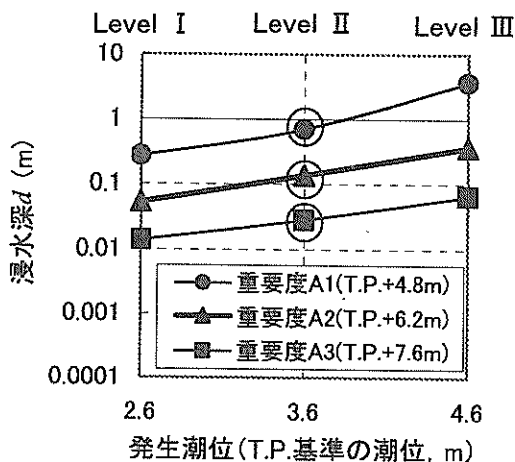
図-4.3は、横軸に潮位のレベルを取り浸水深 d を示したものである。この図では、図-4.2に示された越波流量を基にピーク時の波浪が1時間続き、背後地は平坦な奥行500mで、越波が生じている間に排水されないものと仮定して、断面2次元の条件で背後地の浸水深を計算した。なお、実際に護岸の性能を評価する場合には、もちろん対象となる地域の地形条件を使用すべきである。

この図に示すように、高潮対策施設等の背後地における浸水深を示すことによって、背後地における危険度をイメージしやすくなる。例えば(a)に示す名古屋において、図の太線で示すような重要度A2の施設を設置することによってその背後地では、レベルⅡの潮位であれば20cm程度の浸水が発生し、レベルⅠの潮位でも数cm程度の浸水となることがわかる。やはり意外とレベルⅠとⅡによる被害の差が小さいことに留意する必要がある。また、その地域において考えられる最大級の高潮、すなわちレベルⅢの潮位が発生した場合には、1m近い浸水が発生して非常に危険になることもわかる。

表-4.1は、性能設計に用いる浸水深の要求性能レベルを示した例である。例えば、重要な施設A2の場合には、レベルⅡの高潮時に20cm以下、レベルⅢでも1m以下とす



(a) 名古屋 (許容越波流量による)



(b) 苅田 (許容越波流量による)

図-4.3 設計レベルごとの浸水深 (名古屋では T.P.=L.W.L.+1.4m, 苅田では T.P.=L.W.L.+2.1m)

表-4.1 浸水深に対する防護性能レベル

性能レベル 設計レベル	防護性能 浸水深(m)			
	0.008	0.04	0.2	1
I	A3	A2	A1	
II		A3	A2	A1
III			A3	A2

ることが考えられる。ただし、この表の値は、必ずしも前述の図-4.3の結果とは対応していない。また、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。こうした要求性能については、さらに検討が必要である。

4.2 安定性能（構造物の被災）

（1）台風18号での被災

1999年の台風18号では、山本ら(2000)が指摘しているように防潮護岸の上部工（特にパラペット）が倒壊し、その結果、越波が大きくなり、付近の浸水等の被害に至ったものが目立っている（写真-4.1）。

写真-4.2は、水理模型実験において、護岸のパラペットに厳しい衝撃的な波力が作用している状況を示している。この断面では護岸の消波工の天端が十分でないために、高潮時に消波工が水没したりあるいは静水面付近になってしまう。こうした場合には、消波工は十分な消波機能を果たすことができないとともに、さらに消波工の上で波が砕けその波がパラペットに衝突して大きな波力が発生する。

消波工は、越波対策として設置されているが、こうした厳しい高潮時を想定しておらず、朔望平均満潮位を基準に消波工の高さを決めているようである。また、越波や飛沫が通常時でも多いためにパラペットの天端だけを上げることも行われており、結果として不完全消波の断面となっている例も少なくない。もちろん、高潮や高波の発生頻度を考えれば、この高さの方が経済的であるが、今回のような高潮時には、不完全な消波工となって、かえってより厳しい波力が作用する結果となっている（高橋ら,2001）。

（2）護岸の被災のフローと要求性能

図-4.4は、前述した上部工の倒壊など護岸の被災についてフローを示したものである。こうした被災のフローにおけるそれぞれの段階について定量的な評価、特に破壊に至る場合には変形の程度を定量的に把握する必要がある。例えば、護岸の上部工の安定性能を評価する場合には、高潮や高波に対して、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。表-4.2は、上部工の安定性能を示す例であり、構造物の限界状態である使用限界状態、修復限界状態、終局限界状態を示している。

なお、国土交通省が2002年度にとりまとめた「土木・建築にかかる設計の基本」では、使用限界状態を「構造物の設置目的を達成するための機能が確保される限界の



写真-4.1 パラペットの倒壊



写真-4.2 パラペットの倒壊

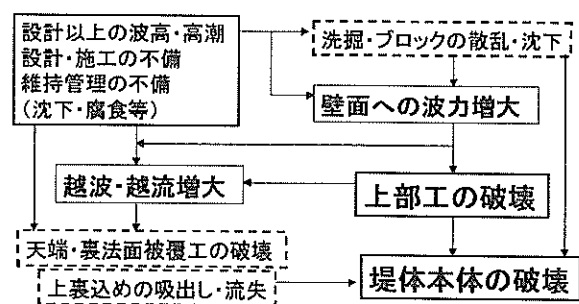


図-4.4 護岸被災のフロー

状態」と定義し、修復限界状態を「適用可能な技術でかつ妥当な経費および期間の範囲で修復を行えば、構造物の継続使用を可能とすることができる限界の状態」、終局限界状態を「破壊や大変形等に対して、構造物の安定性が損なわれず、その内外の人命に対する安全性等を確保しうる限界の状態」としている。また、港湾構造物の耐

表-4.2 上部工に対する安定性能レベル

性能レベル 設計レベル	安定性能		
	使用限界状態	修復限界状態	終局限界状態
I	A1		
II	A2	A1	
III	A3	A2	A1

震設計では、使用可能、補修可能、非崩壊限界および崩壊の4段階の許容被害程度を設定している（井合ら，2002）。

台風18号における高潮災害では、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。表-4.2ではそうした考えに基づいた要求性能を示している。例えば、重要度A2の施設の上部工は、設計レベルIIまで高潮や高波に対しては損傷することは無いが、想定しうる最大級の高潮や高波が作用したときには、全く機能しないような破壊までには至らないが、修復を必要とするような被害を許容することになる。

5. 性能照査技術の課題

5.1 設計レベルの検討

(1) 高潮計算の高度化

伊勢湾等の対象地域における潮位に関する設計レベルを設定するとき、ここでは現在よく使われるモデルを使って高潮偏差を推定した。しかし、最近の研究成果によると、実際の台風では上陸後に気圧分布が歪むことがあり、気圧分布の歪みによって高潮偏差が大きくなる可能性があることがわかってきている（Veltcheva and Kawai, 2002）。特に、湾の近くを台風が通過する場合に、この特性が現れるので、気圧分布の歪み（藤井・光田，1986；山口ら，1995）の影響についても評価し、海上風をより精度良く与える必要がある。

また、高潮偏差を推定するために、海水面から海底まで水深方向積分した数値計算モデルがこれまでよく使われてきている。高潮の水位については、このモデルでもかなり精度良く推定できることが、密度成層を考慮したモデルとの比較から判明しているが、海水の流動の推定はあまり精度が良くない（高山，2002）。特に吹き寄せによる高潮が強い場合には、海上を吹く風によって海表面

近くの海水の流動が海底面の流動よりも大きくなり、水深方向に流動の鉛直構造が生じる。これを全水深にわたって積分した平均的な流れで評価する従来のモデルでは精度良く推定することはできない。

さらに、島嶼部や外洋に面した海岸、例えば熊野灘（柴木・中山，2000）や高知県桂浜（柴木ら，2001）においては、砕波による平均水位の上昇（wave setup）の効果を導入しないと、高潮を過小評価してしまうことが指摘されている。このため、外洋に面した海岸では、この wave setup についても吸い上げや吹き寄せによる高潮に加えて評価しなければならない。また、八代海の奥部のような極浅海域でも、白波せん断応力を導入することが必要であると指摘されている（山下・中川，2001）。

独立行政法人港湾空港技術研究所では、そうした精度の良い高潮計算のできる3次元の流体計算プログラムの開発を行っており、できるだけ早い機会に実用化することが必要であると思っている。このプログラムは、海域の数値シミュレーション全体の高度化（SEA-COA II：Simulation programs of Environment and Aqua for Coasts, Oceans and Atmosphere）の一つとして港空研では位置づけられている（付録B参照）。

(2) 台風モデルによる確率高潮位

最近、確率的手法を取り入れた台風モデル（確率台風モデル）に関する検討が進められてきている。これは、既往の台風データの確率特性に基づいたモンテカルロシミュレーションにより、コンピュータ上に無数の台風を発生・移動させることができるものである（野中ら，2000；橋本ら，2001；花山ら，2002）。これを使って高潮や波浪を推算することにより、これまでデータ数が少なく十分な議論ができなかった設計レベルIIやIIIに対応する潮位、高潮偏差等について、合理的な再現期間の推定が可能となる。

(3) 波浪の推算

本資料では波浪については詳細な検討を行っていないが、波浪についても設計レベルの設定が必要である。特に、越波量には高波の継続時間が重要な要因になる。しかし、高波のピーク時間がどのくらい継続するかについては十分に明らかにされていない。ただし、防波堤の信頼性設計では2時間を標準値として仮定している（河合ら，1997；下迫・高橋，1998）。

高潮時には高潮偏差によって潮位が上昇するとともに波浪も高くなる。しかし、その発生時刻が同時であるかどうか越波問題を考えるときに重要になる。現在の設計においては、高潮偏差と高波が同時に作用するものとしているが、対象地域において高潮偏差と高波の生起時

間差が有為であればそれを設計取り入れることによって、経済的な構造断面にできると考えられる。

國富ら(1999)によると、高潮偏差と波浪のピークの発生は必ずしも同時にはならない。また、河合ら(2002)は、東京湾の湾奥に顕著な高潮を発生する既往の台風やモデル台風について検討し、湾奥部では高潮偏差と有義波高のピークの発生時刻はほぼ同時になることが多く、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ことを明らかにしている。東京湾以外の内湾でも、定性的には同様な傾向が現れると考えられ、今度地域ごとに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) 異常潮位と平均海面上昇

最近では2001年7月の沖縄周辺海域や同年9月の瀬戸内海などの異常な潮位上昇に代表されるように、太平洋などの沿岸では数週間ないし数ヶ月の時間スケールでしばしば異常潮位が発生している。これらは黒潮など海流の流路の変化や暖水塊によるものであり、その潮位上昇量は数十cmに達することもある。平常時であればこの程度の潮位上昇はほとんど問題にならないが、台風などによる高潮と重なれば大きな災害の引き金ともなる危険性がある。ところが、現在の技術で異常潮位の発生を予測することは必ずしも容易ではなく、異常潮位を考慮した設計潮位を設定することは非常に困難である。しかしながら、異常潮位の影響が顕著に現れる地域においては、主要な発生原因や特性を把握しておく必要がある。また、潮位をモニタリングし、異常潮位によって浸水が発生しそうな場合には、護岸などのハード対策でカバーできない分をソフト対策によって対処することが考えられる。

また、地球温暖化による平均海面の上昇も危惧されている。IPCCの第三次報告によると、その上昇量は、温暖化効果ガスの排出シナリオ等の差異によって予想にばらつきがあるものの、2100年までの約100年間に9~88cmである。我が国の沿岸部では、プレートテクトニクスによる地殻変動、地下水のくみ上げ等による地盤沈下なども生じているため、我が国の沿岸でこれまでにどれだけ平均海面が上昇しているのかについては不明な部分が多い。しかしながら、地球温暖化による海面上昇も、地殻変動や地盤沈下による相対的な海面上昇も、沿岸域の浸水に対する脆弱性を増大させることに違いはない。したがって、平均潮位のモニタリングを行い、大きな変動があるところでは設計に用いる平均潮位を見直すなど、十分な配慮が必要である。

5.2 性能レベルの検討

(1) より具体的な被災の評価

本資料においては、護岸の防護性能の評価で越波流量に加えて浸水深を使用した。このような評価が、より具体的な性能を評価する意味で重要であることは既述したが、さらに危険レベルの浸水深になるまでの時間や、陸上氾濫水の流速が避難には重要になる。そのためには、越波、越流および浸水を精度高く評価できる数値計算モデルの開発が必要となるばかりでなく、詳細な地形のデータベースも必要である。

(2) 被災の推定精度の高度化

性能を具体的に評価する場合に重要なのは、性能の定量的な評価であり、特に構造物の安定性能においては、その変形の定量的評価が重要である。すでに述べたように、そうした技術を全体的に向上させることが不可欠である。たとえば、越波や越流に対する法面被覆工の安定性能に関する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。

さらに、構造物の損傷や変形には、高波浪等が構造物部材に作用して生じるもの（例えば、消波ブロックによる消波工の沈下）、高波浪等による越波が堤体背後に湛水し浸透することによる残留水圧の増加や堤体および裏込め材料の吸い出しにともなうもの（高橋・河合ら、2000）、高波浪等によって構造物の前面海底が洗掘されて生じるもの、場合によっては木材や船舶等の漂流物の衝突によって生じるものがある。こうしたものについても定量的な評価が必要である。

なお、ここで示した性能設計は、3段階の設計レベルに対して、防護性能や安定性能を照査するものである。で、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。高潮や高波等の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。このため、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の導入も必要である。

(3) 要求性能（許容被害）の決定

それぞれの施設が、どのような防災性能を持つべきかについては、社会・経済的な面からの検討が必要であり、さらに研究を進める必要がある。技術的な面についても、もちろん重要であり、さらに検討が必要である。例えば、

構造物の損傷の程度や変形量の許容値は、構造物の防護性能や安定性能に対応するものでなければならない。

5.3 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）の高潮や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や高波に対して、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、構造物の変状等の健全度を経時的に捉えるためには、構造物を破壊することなく何度でも点検できる非破壊検査が必要であり（例えば、日本コンクリート工学協会, 2001）、その手法については、さらに検討する必要がある。

5.4 高潮偏差のデータベースの作成

本資料では、伊勢湾と周防灘について台風の規模やコースを変えて計算し、台風と発生する高潮偏差の関係をもとめている。3章に示した図では、名古屋と荻田について計算結果を示しているが、両湾の各地点のデータは、データベースとして保存されている。こうした計算を他の湾について行い、計算結果をデータベースとして保存しておけば、湾内の各地区における高潮の設計レベルを容易に推定することができる。また、実際に台風が来襲したときに、その台風に対する高潮対策施設の性能照査をリアルタイムに行うことができる。

6. ソフト対策と性能設計

これからの高潮等に対する防災では、護岸整備等のハード的な対策だけでなく、ハード対策と一体となったソフト的な対策を組み込んだシステムとしての防災が重要である（滝川, 2000；河田, 2002；富田, 2002）。すなわち、人命にかかわるような重大な被害が予想される時には、正確な情報を住民に伝え、住民一人一人に適切に避難してもらわなければならない。

例えば、台風による高潮に関しては、台風来襲時に起こりうる高潮の推定やリアルタイムな高潮情報の発信も重要であることは言うまでもないが、住民の目前にある防災施設が来襲しつつある台風による浸水被害の防止・軽減にどの程度機能するのか明示する必要がある。既存の防護施設の安定性能や防護性能について性能照査がしてあれば、地域ごとにどのような浸水が生じるのか予想できるので、そのような情報を住民に伝えることは困難なことではない。

こうした浸水の予測を示したものがハザードマップであり、その整備は海岸管理者にとって重要となっている。ハザードマップの作成において現在課題となっているのは、海岸における防災施設の評価である。性能設計における施設の安定性能や防護性能を明確にできれば、より実状に合ったハザードマップを作成することが可能となる。さらに、的確な避難に関するシナリオを作成することにも可能となる。

津波に関しては、定量的にきめ細かく注意報や警報が発信できるようになっているが、高潮については注意報と警報の2種類しかない。さらに、その注意報や警報を発令するときの潮位レベルは、必ずしも沿岸における高潮対策で使用されている設計レベルと適合していない。施設整備により高まっている沿岸の安全性と警報・注意報の関係が明確ではないことは、住民の自主的な避難の場合によっては妨げることになる。このため、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今後重要である。なお、もちろん前述した高潮偏差のデータベースがあれば、台風の規模や進路から想定される高潮偏差が簡単に推定できる。

7. あとがき

7.1 説明責任と分かってもらうための技術

写真-7.1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彼ら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労していたが、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。

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。しかしながら、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。高潮対策施設を含めた防災施設は、市民に最も近く説明責任が強く求められるものである。しかしながら、本資料でも述べたように、災害の事後調査のような詳細で具体的な性能の検討は簡単ではなく、5章で述べたような照査技術の発展が不可欠である。

現在の築造基準などの基準や制度も、いかに合理的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。

7.2 高潮対策施設の性能設計の導入

本資料では、性能設計を高潮対策施設の設計に導入する際の考え方について取りまとめた。特徴としては、これまで使われてきた設計レベルを含み、それよりも大きな外力レベルと小さな外力レベルから成る3段階の設計レベルを考え、施設の重要度に対応して安定性能や防護



写真-7.1 高い護岸と高潮の痕跡

性能を評価することである。これにより、3つの設計レベルにおける施設の性能を照査することが可能となるばかりでなく、設計レベル間で施設にどのようなことが生じるのかを予想することができる。

こうした性能設計を実際の高潮対策施設の設計体系に早急に導入する必要がある。海岸の基本計画においてもそうした考え方を検討する必要があると思われる。また、ハザードマップや避難などのソフト対策の検討にあたっては、性能設計体系の中に位置づけて、合理的に実施する必要がある。なお、高潮対策施設の老朽化は、かなり進んでおり、最近の台風の大規模化、あるいは上陸数の増加などを考えると、早急な既存施設の性能照査が必要と思われる。

謝辞

本研究の一部は運輸施設整備事業団基礎研究制度によるものであり、本研究を進めるにあたり、新田尚元気象庁長官、合田良實横浜国大名誉教授、高山知司京都大学防災研究所教授ほか多くの方々からご指導を得ている。ここに記して深甚なる謝意を表します。

(2002年11月15日受付)

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.
- 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―耐震設計の現状と今後の展望―,
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.
- 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―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・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(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.
- 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.
- 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・間瀬 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.
- 合田良実・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巻, 第4号, pp.3-44.
- 合田良実・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巻, pp.
135-139.
- 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巻, 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巻, pp.201-205.
- 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巻, 第3号, pp.3-30.
- 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―高
潮対策施設の性能照査と性能設計―, 土木学会誌,
Vol.85, 10月号, pp.67-70.
- 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.
- 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.
- 滝川 清(2000): 台風9918号による不知火海高潮災害,
その残したものの, 災害報告, 土木学会誌, Vol.85, 3
月号, pp.41-45.
- 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巻, 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巻, 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巻, 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巻, 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.

- 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) : 碎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.
- 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 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.
- Veltcheva, 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.

付録A 新しい海域施設の設計法としての性能設計

A.1 ある程度確立された海域施設の設計技術

海域施設の設計技術は、20世紀に入って経験的な手法から次第に科学的なものに変わっていったが、特に第二次大戦後、多くの研究者・技術者の努力によってめざましく発展し、現在では近代的な設計技術が一応確立した段階にある。

例えば、1947年にスベルドラップ・ムンクの波浪推算法が発表され、1952年にSMB法が樹立されている。また、1952年にはアイバーセンの碎波指標やロングットヒギンズの波高のレーリー分布が発表されている。さらに、1950年にモリソン式、1959年にハドソン式が作られ、1973年に合田式が発表されている。こうした基礎技術の確立と、水理模型実験や数値計算の発展によって、20世紀の後半には海域施設の設計技術が急速に進展している。

もちろん、海底地盤に関連した諸問題など、未解明な点も多く、現在でも多くの研究が進められている。また、よりよい施設の構造を求めて技術開発も盛んである。ただし、海域のほとんどすべての施設について、対応する設計法があり、求められる機能をほぼ満足し、壊れないものを造るという意味では、設計技術はほぼ確立していると言うことができる。

A.2 新しい設計法の必要性和性能設計

21世紀に向かって海域施設に対し社会が求めるものが大きく変わってきている。すなわち、ただ主たる機能を満足し壊れないものを造る言うのではなく、性能をより明らかにした一段とレベルの高い設計が求められている。また、環境、景観、利用というような視点が必要となっており、設計においてもそうした事項を十分含めることが不可欠となっている。

特に、利用者や一般市民の理解を得ることが今後ますます重要となり、造られる施設の性能を十分説明できること（アカウンタビリティ）が必要となる。しかも、高い防波・安定性能や経済性の確保だけでなく環境や親水・景観性能を十分説明できるものであることが重要となっている。また最近では、公共施設の整備を民間主体で進める制度であるPFI(Private Finance Initiative)なども考えられており、そうした制度では性能の具体的な把握がより重要となる。たとえば、施設の被災や利用者の事故、あるいは環境への影響に対する保険が必要となるが、保険の合理的設定には適切な性能の照査が不可欠

である。いずれにしても、性能を曖昧なままにして海域施設を造ることは、次第に難しくなっている。こうした社会の変化に海域施設が対応するためには、設計法の枠組みをそれに対応できるように改めていくことが必要である。すなわち、21世紀の社会に海域施設が対応するためには、設計を質的にも変えうる新しい設計体系が必要となっている。

性能設計(Performance Design)とは、基本的には従来の設計法の延長線上で、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)。すなわち、防波堤直立部が設計波に対して安全率1.2となる滑動安定性能をもつというような従来の設計も、ある種の性能設計であった。しかしながら現在、性能設計は多くの分野で新しい設計体系として取り上げられており、海域施設の設計においても21世紀の新しい設計体系としての性能設計が考えられる。

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。ただし、上述した定義に基づく設計法であり、従来の設計が必要最小限の項目に関する設計であったのに対して、より包括的で具体的な性能を明らかにした設計が、性能設計と考えられる。

A.3 海域施設の性能設計の考え方

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。すなわち、表-Aに示すような5つの考え方を基礎とする設計が新しい設計法として必要であり、これをまとめる言葉として性能設計が適切と思われる。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、比較的早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、変形量や被害率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、越波量ではなくてその結果生じる背後地の浸水量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

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る。この重要

度は、次に述べる変動性考慮の一番目である、複数の設計レベルを考えることによっていわゆる性能マトリックスの構築につながっている。

(3) 変動性の考慮

たとえば、1999年に発生した18号台風による高潮・高波災害では、設計波を上回るような高波が来襲しており、設計条件だけでなく、それを上回る場合における被災の状況（施設の変形量や越波量あるいは浸水量）をあらかじめ予測（照査）し、その危険性の程度（確率）を明らかにした設計の重要性が再認識されている（高橋ら、2000）。

波は変動性が大きな現象であり、こうした現象を確定的に取り扱うには限界がある。また、波による越波や変形など施設への影響も変動性が大きく、適切な性能照査においてその変動性を考慮することは不可欠である。変動性を考慮することは、大きく以下に述べる二つの意味がある。

①複数の設計レベル：一つには確定的な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。

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

表-A 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、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

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。

A.4 性能設計の導入と変形を考慮した信頼性設計

性能設計は新たな設計法であるが、従来の設計の延長でもあり、すでに実施されている部分もある。海域施設の波に関する構造設計や機能設計（耐波設計）については、従来からの技術の蓄積がかなりあり、高度な性能照査がある程度可能である。したがって、まずこうした分野から性能設計の導入が図られると思われる。特に、防波堤の安定性能に関する性能設計は、ある程度検討が進んでおり、「変形を考慮した信頼性設計」として7章に紹介しているようにその概要もある程度固まってきた。ここでは、性能設計の一例として、その基本的な枠組みを紹介する。

(1) 適切な性能照査項目の設定と変動性の考慮

防波堤の安定性能については、変形量（滑動量や沈下量）を性能照査項目としている。また50年だけでなく500年確率波等の複数の設計レベル（Design Level）に対する性能照査を行う。その際、確定論的な変形量だけでなく、変動を考慮して変形量の確率分布も算定する。さらには、50年間の累積変形量の確率分布も算定する。

(2) 変形量の設計値の設定（性能マトリックスの構築）

変形量の設計値（性能レベル: Performance Level）は、

施設の重要度によって異なる。したがって、変形量の設計値は、施設の重要度と設計レベルによって異なり、いわゆる性能マトリックス（Performance Matrix）で示することができる。なお、性能レベルは、いわゆる変形量に対する使用限界、修復限界、あるいは終局限界などの限界状態（Limit States）に対応して決めることができる。その意味では、この設計法は「いくつかの限界状態に対して設計する」という本来の意味での限界状態設計法とも考えられる。

A.5 波に関連する性能照査技術

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が必要であるが、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。

本報告では直接述べていないが、環境や利用、景観などは、波自体やそれによる流れあるいは地盤や施設の変形が大きく影響している。たとえば、ある程度波高が大きくなれば、海藻などが流されてしまい、波高が小さければ、泥が堆積して生物の活動を妨げる。あるいは、常時の波浪によって海岸の地形が変わり、それによって離岸流が発生しそれが海水浴客の安全に大きく係わる。こうした波に関連する高度な照査技術は、環境や利用・景観においても不可欠である。

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。それらは

従来要求されている技術を質的にも量的にも大きく越えるものであり、組織的な研究が必要となっている。

A.6 性能規定型の設計

性能設計という言葉は、特に性能規定型の設計あるいはそれによる設計基準や発注の形態を指すこともある。すなわち、これまでの設計は、仕様規定型であり、たとえば「壁厚を 40cm とする」という仕様規定の代わりに、「それぞれのレベルの外力に対して変位（ひび割れ幅など）を何 cm 以下にする壁厚とする」という性能規定が考えられる。こうした性能規定型の設計基準や発注の形態は、設計の自由度を増すことに主眼がおかれているが、新しい設計法としての性能設計（性能をより包括的に具体的に明らかにした設計）を推進するものでもある。性能規定型の設計や設計基準・発注の形態は、新しい設計体系の一部であり、性能設計時代の行政のあり方を示すものと考えられる。

なお、「天端高さを $1.0H_s$ とする」という仕様規定の代わりに、「平均越波量を $0.02\text{m}^3/\text{m/s}$ 以下にする」という性能規定はすでに取り入れられているが、さらに平均越波流量ではなく、背後地の浸水量で規定することも考えられる。また、変動性や時間軸を考慮した性能規定も将来的には必要になると考えられる。そうした高度な性能規定によって設計の自由度は高くなり、より具体的に直接的な性能を把握することができる。しかしながら、性能照査はより複雑になり、より高度な性能照査技術が必要となる。性能をどのレベルで規定するかによって、

設計は大きく異なり、必要となる性能照査技術も異なることに注意が必要である。

もちろん、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うことに留意する必要がある。

（付録 A は、著者の一人がまとめた「新しい波浪推算法とこれからの海域施設の設計法－性能設計の確立に向けて－第 1 章 4 節 新しい設計法としての性能設計」土木学会海岸工学委員会研究レビュー小委員会(2001)を再録したものです。）

参考文献

- 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－耐震設計の現状と今後の展望－、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。
- 合田良実(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。
- 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－高潮対策施設の性能照査と性能設計、土木学会誌、Vol.85-10、土木学会、pp.67-70。

付録B 新しい海域シミュレーションプログラム (SEA-COA II)

重要な施設の設計では、種々の算定公式に基づいた設計だけでなく、水理模型実験や数値計算による詳しい検討に基づいて設計が行われている。最近では、数値計算のウエイトが次第に大きくなり、簡単な部分に関する数値計算から、複雑で総合的な数値計算まで幅広く行われてきている。特に、数値計算は性能をできるだけ明らかにする性能設計時代のツールとして、ますます重要となっている。世界的に見れば、この分野の数値計算の発展は著しく、我が国はやや遅れていると言わざるを得ない。港空研では旧港湾技術研究所時代から、こうしたプログラム整備に力を入れてきたが、現在は性能設計時代に対応できる高精度の海域シミュレーションプログラムの整備を考えている。

図-B は、次世代海域予測モデル(SEA-COA II)の全体体系を示す。SEA-COA とは、Simulation programs of Environment and Aqua for Coasts, Oceans and Atmosphere の略であり、海域の解析の中核となるプログラムの集合

体である。

SEA-COA IIには、以下の特徴がある。

- ①波・流れだけでなく、その影響下にある地形や底質、あるいは水質や生態系のプログラムを含み、かつ必要に応じて気象（風）プログラムなどについても、全体モデルの中に含む。
- ②可能な限り、直接的な流体計算によるプログラムを考えており、水理模型実験の代わりである数値実験的なプログラムである。したがって、地形などを計算機内に再現して微分方程式を時間ステップで解くプログラムとする。
- ③全体モデルは、種々のプログラムを含むが、各プログラムはある程度の整合性をとり、相互に結果が利用できるようにする。また、ビジュアルで統一的なアウトプットとなるようにする。
- ④各プログラムの開発は、それぞれの研究の中で行う。従って、CADMAS-SURF（数値波動水路の耐波設計への適用性に関する共同研究会,2001）や NOWT-PARI（平山・平石, 2002）のようにある程度終わっているものもあるが、これから開発すべきものもある。

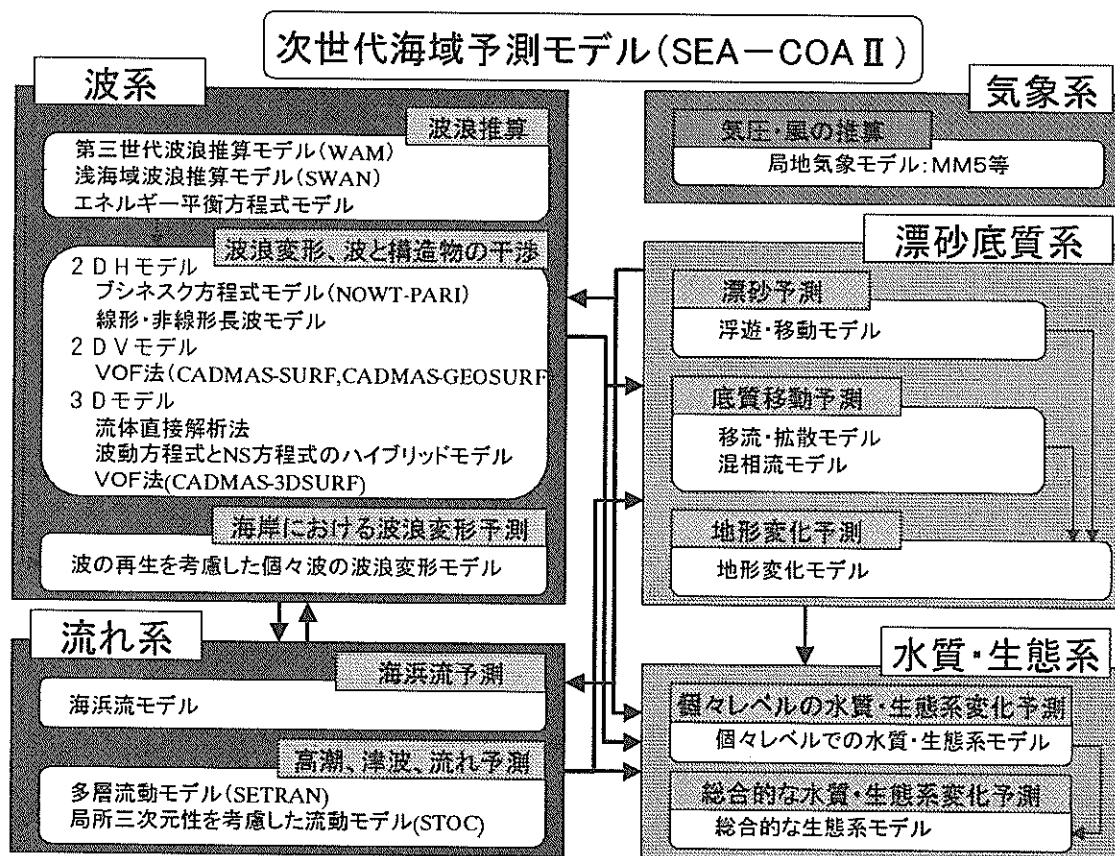


図-B SEA-COA II

る。特に、水質や生態系については、十分な検討（中村ら、2002）が必要である。ただし、今後5年程度をめどに全体モデルの整備を進める。

- ⑤開発にあたっては、港空研だけではなく、CADMAS-SURFのように大学や他の研究機関との共同研究の形を取ることも考えられる。また、WAM（橋本、2001）などのように国際共同研究に港空研が参加をして行くという形も考えられる。したがって、プログラムによっては、公開して共同でさらに改良していくことも考えている。

数値計算プログラムを構築することは、水理模型実験施設の建設と同様に設計のツールを創ることである。信頼に足る設計のツールの制作は、十分な現象の理解だけでなく、出てきた結果を設計へ適用する際の問題点を理解したものでなければならない。こうした設計のツールを整備することも、港空研の重要な役割と思われる。特に、自然再生型事業の展開が進んでいる現在、波・流だけでなく、水質や生態系についても精度の良い信頼できるツールが必要になっている。

参考文献

- 数値波動水路の耐波設計への適用性に関する共同研究会（2001）：数値波動水路の研究・開発，沿岸開発技術研究センター，296p.
- 高橋重雄・鈴木高二朗・村西佳美・磯部雅彦（2002）：波・地盤・構造物の相互作用に関するU- π 形式VOF-FEM(CADMAS GEO-SURF)の開発，海岸工学論文集，第49巻，pp.881-885.
- 中村由行・小沼 晋・安井誠人・田中裕作（2002）：内湾底泥における内分泌攪乱物質の分布について，土木学会年次講演会講演集（投稿中）。
- 橋本典明・杉本彰・川口浩二・宇都宮好博（2002）：局地気象モデルと第三世代波浪推算モデルの内湾波浪推算への適用，海岸工学論文集，第49巻，pp.201-205.
- 平山克也・平石哲也（2002）：ビジネスモデルにおける目標反射率の設定法とその港内波高分布計算に対する適用性，海岸工学論文集，第49巻，pp.676-680.

港湾空港技術研究所資料 No.1042

2003.3

編集兼発行人 独立行政法人 港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人 港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046 (844) 5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 有限会社つばさ印刷技研

Copyright © (2003) by PARI

All rights reserved. No Part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。