

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

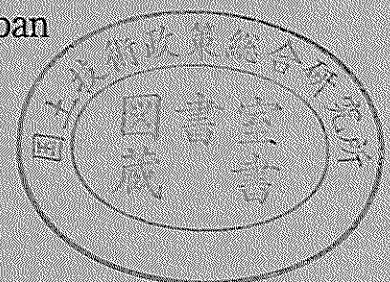
No.1018 June 2002

港湾構造物の耐震性能照査型設計体系について

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

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. はじめに	4
2. 地震と港湾構造物	4
2.1 地震動	4
2.2 液状化	6
2.3 港湾構造物	7
2.4 地震被害例とその特徴	9
3. 設計の基本	12
3.1 耐震性能設計の骨子	12
3.2 設計地震動レベル	15
3.3 耐震性能照査	15
4. 被害程度規準	17
4.1 重力式岸壁	17
4.2 矢板式岸壁	19
4.3 杭式横棧橋	22
4.4 セル式岸壁	25
4.5 走行式クレーンを装備する岸壁	27
4.6 防波堤	30
5. 地震応答解析	32
5.1 解析法種別	32
5.2 地震危険度解析	33
5.3 表層地盤の地震応答/液状化解析	36
5.4 港湾構造物の地震応答解析	36
5.5 解析に用いる入力パラメタと解析出力項目	40
6. 結論	44
謝辞	44
参考文献	44
記号表	47

A Framework for Performance-Based Seismic Design of Port Structures

Susumu IAI^{*}
Takahiro SUGANO^{**}
Atsushi NOZU^{***}
Koji ICHII^{***}
Yoko SATO^{****}
Eiji KOHAMA^{*****}
Kiyotaka FUKAZAWA^{*****}

Synopsis

This technical note presents an initial proposal on a framework for performance-based seismic design of port structures. Proven simplified methods and state-of-the-art analysis procedures have been carefully selected and integrated in the proposed design framework in order to provide a flexible and consistent methodology for the seismic design. Conventional seismic design is based on providing capacity to resist a design seismic force, but it does not provide information on the performance of a structure when the limit of the force-balance is exceeded. If we demand that limit equilibrium not be exceeded in conventional design for the relatively high intensity ground motions associated with a very rare seismic event, the construction/retrofitting cost will most likely be too high. If force-balance design is based on a more frequent seismic event, then it is difficult to estimate the seismic performance of the structure when subjected to ground motions that are greater than those used in design. In this study, deformations in ground and foundation soils and the corresponding structural deformation and stress strain states are used as key design parameters. Based on the properly defined design earthquake levels and acceptable damage levels, the performance-based methodology presented in this technical note forms the basis for practice-oriented guidelines on seismic design of port structures.

Key Words: Design Guidelines, Performance Evaluation, Port Structures, Seismic Design, Seismic Performance

* Director for Special Research (Disaster Prevention)

** Head, Structural Dynamics Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

*** Senior Research Engineer, Geotechnical and Structural Engineering Department

**** Priority Research Fellow, Japan Science and Technology Corporation,
Ministry of Education, Culture, Sports, Science and Technology

***** Member, Structural Dynamics Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

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

Phone: +81-468-445014 Fax: +81-468-441274 e-mail: sugano@pari.go.jp

港湾構造物の耐震性能照査型設計体系について

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*****

要 旨

本資料では、1995年の阪神・淡路大震災を契機として進められてきた種々の耐震研究の成果を一連の耐震性能照査型設計法として体系的に整理集約するために基本となる設計体系を、試案の形でとりまとめたものである。既往の耐震設計では、設計地震力に対して安定を保つために必要な抵抗力を構造物側で与えようとするものであるが、この方法では力の極限釣合い状態を超える外力が作用した場合の構造物の挙動は不明である。仮に、既往の設計法に基づいて、阪神・淡路大震災における地震動のようにまれに発生する著しく強い地震動レベルに対して設計しようとするれば、建設・補修費用は法外なものとなる可能性がある。逆に、中程度の地震動レベルに対して既往の設計法を用いて設計した場合には、仮に阪神・淡路大震災における地震動のような激しい地震動が作用した場合の構造物の挙動を把握することは困難である。本研究では、主要な設計パラメタとして、地盤変形とこれに伴う構造物の残留変形や終局応力ひずみ状態を導入し、これらの設計パラメタを用いて、地震動レベルに応じて許容被害程度を適切に設定することにより、構造物に必要とされる耐震性能を考慮した合理的な設計体系を示した。

キーワード：港湾構造物，性能照査，設計体系，耐震性能，耐震設計

* 特別研究官（防災）

** 地盤・構造部構造振動研究室長

*** 地盤・構造部主任研究官

**** 文部科学省所管科学技術振興事業団重点研究支援協力員

***** 地盤・構造部構造振動研究室

〒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：0468-44-5014 Fax：0468-44-1274 e-mail：sugano@pari.go.jp

1. はじめに

1995年の阪神・淡路大震災を契機として、構造物の耐震性能を考慮した新たな設計法の導入の必要性が社会的に広く認識され、種々の研究が進められてきた。本資料は、これらの研究の成果を一連の耐震性能照査型設計法として体系的に整理集約するために基本となる設計体系を試案の形でとりまとめたものである。試案作成においては、国内の技術動向のみならず、国際標準（ISO, 2001）、国際航路協会（PIANC, 2001）などの関連国際動向を参照する形で作業を進めた。近年急速に進むグローバル化の流れの中で、今後のわが国の設計体系の要件の一つとして、国際性の要件を無視することは困難と考えられるからである。

大地震による大都市災害は、各種の自然災害の中で、必ずしも発生頻度が高いものではないが、ひとたび発生するとその社会・経済的影響は著しく、国家的な対応を迫られる場合も少なくない。最近の例では、1994年米国ロサンゼルス（死者61名、被害額4兆円）、1995年神戸（死者6千4百名、被害額10兆円）、1999年トルコ国コジャエリ（死者1万5千名、被害額2兆円）、1999年ギリシャ国アテネ（死者143名、被害額2千億円）、1999年台湾（死者2千3百名、被害額9千億円）などがある。世界の地震活動度は図-1に示すように地域によって著しく異なるが、地震災害は、地震活動が高い地域のみならず、同図でZone 1ないし2で示す地域でも繰返し発生している。したがって、地震防災は、わが国のみならず、世界での懸案事項となっている。

地震防災を目的として、20世紀前半から世界各地で耐震設計法が開発され、設計基準類の形で設計実務に用いられるようになってきた。これらの設計法は力の極限釣合いに基づいており、基準で示された設計震度により規定される地震力に対して構造物が十分な耐力を有することをもって耐震設計としていた。これらの耐震設計法の導入により、設計で用いた設計震度相当の地震動に対しては、構造物の耐震性が工学的に満足すべきレベルで確保できるようになった。しかし、1995年の阪神・淡路大震災の例のように、大地震災害は必ずしも軽減されていないのが現状である。これらの地震災害には、直下型地震のような震源近傍における激しい地震動に起因するものや、中程度の強さの地震動であっても、地盤の液化化などをはじめとする地盤災害が耐震設計において十分な形で考慮されていない地域で発生するものがある。

本研究では、このような既往の耐震設計の限界を踏まえ、新たな設計体系を示すことを目的とした。その要件として

以下の点を考慮した。

- 1) 性能の概念の導入：対象とする港湾構造物の機能、地震応答特性、対象とする地域における地震発生確率に基づいて、ある程度の被害を許容する。
- 2) 汎用性：港湾構造物の耐震性能照査において用いる解析法として、簡易解析から詳細解析までの種々のレベルの解析法を設計技術者が選択できるようにする。
- 3) 国際性：世界各地における港湾の機能、社会・経済状況、地震活動度などが著しく異なっても、提示する設計体系が適用できるように一般性を有する内容とする。

さきに述べたとおり、本資料に示す内容は耐震設計体系に関する試案であって、その検討においては、基本的な考え方および設計における全体的な流れを一通り網羅することに重点を置いた。従って、具体的な数値や設計の細部については、未だ議論が熟していない部分等も含まれている。これらの点については、今回とりまとめた以下の内容を基に今後さらに検討を積重ね、具体的な数値を含めて、さらに確立されたものとしていくことが必要である。

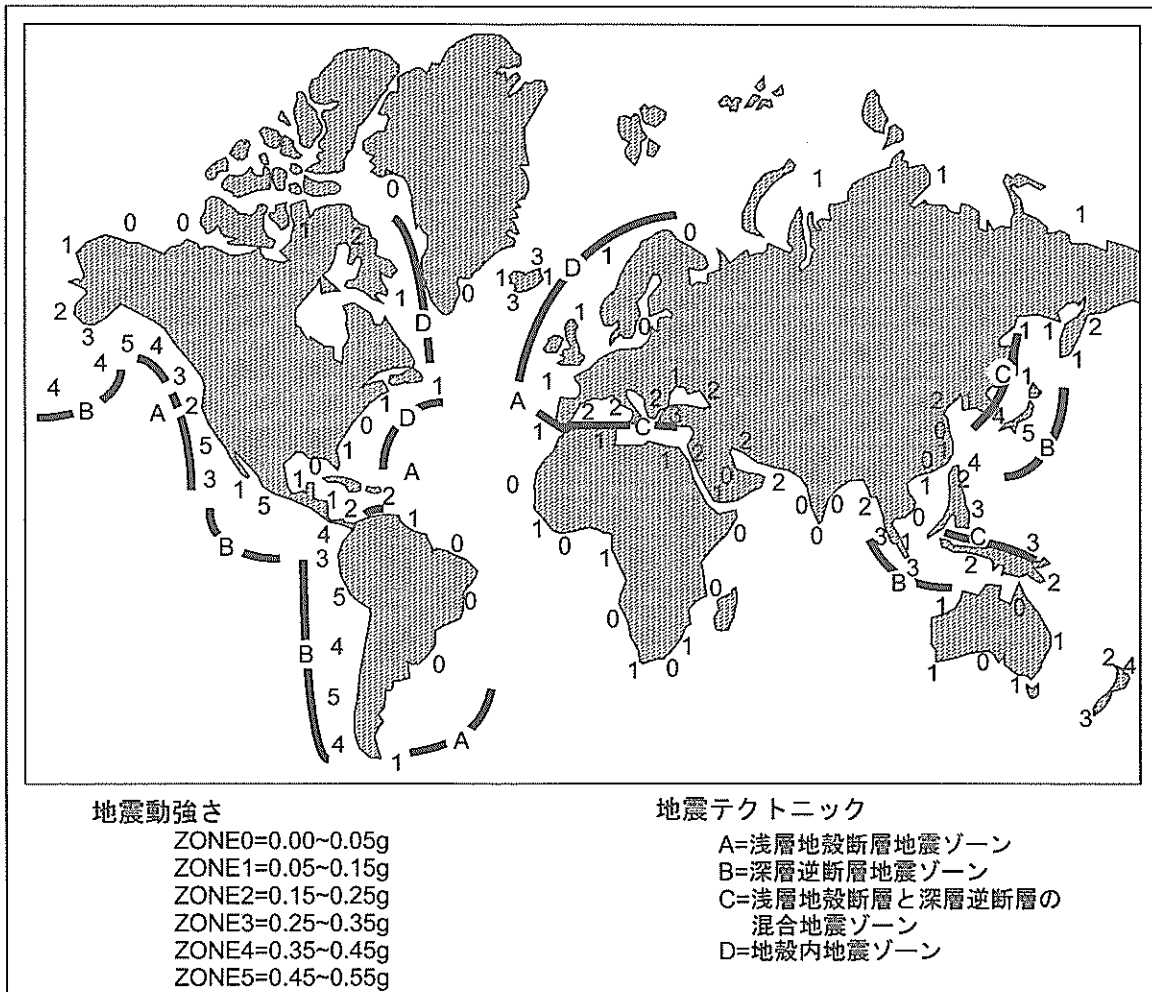
2. 地震と港湾構造物

本章では、新たな耐震設計体系の構築に際して考慮すべき基本的事項のうち、地震が港湾構造物に与える影響について、その要点をとりまとめた。図-2に示すとおり、地震波は地殻中の断層で発生し、地殻を形成する岩盤中を伝播して、建設対象地点の工学的基盤面に達する。地震動は、さらに、表層地盤中を伝播して地表に達し、構造物に作用する。地震動強さや地盤の条件によっては、表層地盤の液化化や軟弱地盤の降伏などが発生し、これらが港湾構造物に著しい影響を与えることがある。海洋における地震断層運動が鉛直成分を有する場合には、津波も発生することが考えられる。地震が構造物に与える影響を評価する上で、これらの一連の物理的現象に対する工学的評価が重要である。地震に対する構造物の設計において津波の検討は必要であるが、本資料には津波に関する事項は含めない。それについては、関係分野の文献等を参照されたい。

2.1 地震動

(1) 工学的基盤地震動

建設対象地点における地震応答解析や耐震設計で用いる工学的基盤地震動は地震危険度解析に基づいて与えられる。地域防災計画などで特定の発生地震を規定している場合には、工学的基盤地震動は震源パラメタおよび断層から建設対象地点までの地震波伝播の影響に基づいて、決定



注：地震動加速度値は再現期間475年に対応する値を示す。
 図中に示されている地震動強さが低い地域でも歴史的には大地震が発生している地域もある。

図-1 世界各地の地震危険度 (Bea, 1997; GSHAP, 1999)

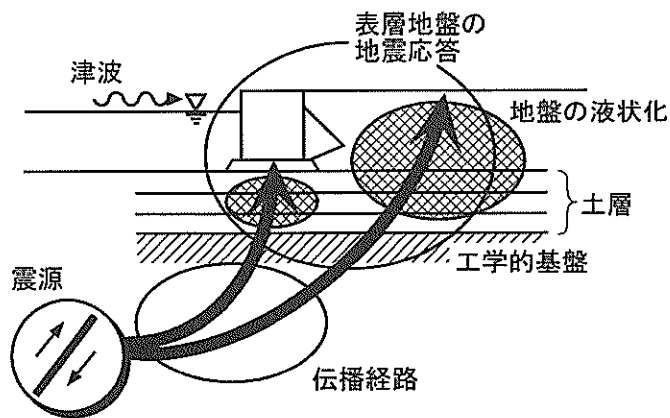


図-2 地震波伝播の概念図

論的に与えられる。しかし、一般的には、地震発生頻度および発生地点に関する不確定性を考慮した地震危険度解析により、工学的基盤地震動は確率論的に与えられる。

耐震設計実務で用いる地震動パラメタの重要なものの一つに、最大地震動加速度、時に最大地震動速度、で規定される工学的基盤地震動強さがある。このパラメタは、直接設計で用いるか、または、応答スペクトルや地震動時刻歴などで表示される地震動の振幅を調整するために用いる。確率論的な地震危険度解析では、工学的基盤地震動強さは、再現期間、または構造物供用期間に対する超過確率の関数として定義される。対象地域における地質、地震テクトニクス、および歴史地震データを基に求めた工学的基盤最大地震動加速度の例を図-3 に示す。一般に地震危険度解析結果は、対象地域の地震テクトニクス、地震データベース、および解析に用いる確率論的手法によって左右されることに注意したい。このため、図-3 に示すような地震危険度解析結果は、最新の学術的知見を反映する形で随時見直されることが多い。ある一定の再現期間に対する工学的基盤地震動は、わが国の港湾の施設の技術上の基準（運輸省港湾局、1999）をはじめ各種の設計基準類で示されていることが多い。

(2) 表層地盤の地震応答

建設対象地点の表層地盤は、工学的基盤から伝播する地震動の振幅、振動数特性、および継続時間に著しく影響することが多い。これは、土の地震応答特性に起因するもので、これを「表層地盤の地震応答」という。表層地盤の地震応答は、地盤を構成する土の力学的特性、土層構成および工学的基盤地震動の強さと振動数特性に依存する。

強地震動が上方、地表面に向かって、伝播していく過程で、土層の強度や剛性が低下していくため、地震動は増幅される傾向を示す。表層地盤の厚さや力学的特性に応じて、軟弱地盤においては、特定の振動数が著しく増幅されることがある。特に軟弱な地盤において、地震動によって励起される繰返しせん断応力が土層のせん断強度に近づくレベルとなると、地震動加速度は逆に減衰するが、同時に著しく大きな地盤ひずみが発生することがある。表層地盤の地震動解析においては、このような地盤ひずみレベルに応じた適切な解析を行うように注意する必要がある。

耐震設計実務では、表層地盤の地震応答は、既往データの統計解析結果に基づく地盤増幅係数を用いる方法、または、対象地点毎の表層地盤の地震動解析、のいずれかの方法に基づいて行う。地盤増幅係数は設計基準類で示されていることが多く、工学的基盤における最大地震動加速度または最大地震動速度から地表における最大値の算

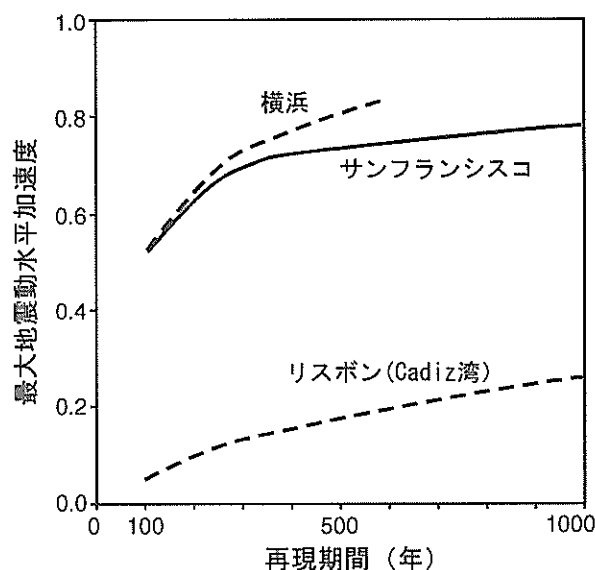


図-3 再現期間に対する工学的基盤での最大地震動水平加速度

定、ないし工学的基盤地震動の応答スペクトルから地表における応答スペクトルの算定に用いる。水平成層地盤の地震動解析は1次元解析モデルにより地表地震動を算定するために実施する。土の非線形性は等価線形モデル（材料のせん断弾性係数や減衰定数をひずみレベルに応じて規定することにより設計地震動レベルによって変化する地盤材料の非線形性やエネルギー消散の状態を表現したモデル）による場合が多い。

2.2 液状化

水で飽和した土層が地震動を受けて急速に繰返しせん断を受けると、土の間隙を満たす水（間隙水）の水圧が上昇しはじめる。ゆるく詰まった飽和砂質土では、間隙水圧が急速に上昇し、土粒子が一時的に浮遊し、土の強度や剛性が一時的に失われる状態に達することがある。この状態が液状化と呼ばれる状態であり、その概念図を図-4 に示す。地震前には、土の強度は土粒子相互の摩擦およびかみ合いにより発現される。土の自重およびその他の上載荷重は土粒子の接点力および水圧を通じて支えられている。ゆるく詰まった飽和砂質土が地震のゆれを受けると、砂質土は体積収縮してより締まった状態へ移行しようとする。土が締まるためには間隙水が抜けていかねばならないが、ただちに間隙水が抜けるわけにはいかず、上からの荷重は次第に間隙水で支えるようになり、粒子間の接点力は減少していく。最終的には、間隙水圧が著しく高まって、表層を突き破って地表に噴水が発生するような状態に達し、上からの荷重はすべて間隙水圧で受け持たれるようになる。

この時、液状化した土は泥水のような重い液体として挙動を示し、大きな変位が発生することがある。このような液状化状態は地震動が停止すれば間隙水圧が消散してゆくことにより次第に解消されてゆき、土粒子間の接点も回復するようになる。この過程で、地盤中の土層はより密な状態となり、結果として地盤沈下が発生する。しかし、地表面に近い土層などはゆるい状態のままで、将来の地震においては再び液状化（再液状化）する。

液状化の発生の可能性は、過剰間隙水圧の発生に対する土の抵抗および土が地震中に受ける繰返しせん断の振幅と継続時間によって定まる。砂質土の繰返しせん断抵抗は、主に土の密度、透水係数、および有効拘束圧力の関数として規定される。これら进行评估するための地盤調査法として、粒度試験、標準貫入試験、コーン貫入試験、弾性波探査（P-S 検層）がある。設計実務では、乱さない資料を用いた室内土質試験も、これら地盤調査法に基づく繰返しせん断抵抗評価の精度を確認するために用いられる。

液状化の発生の有無の予測では、土の繰返しせん断抵抗の評価とともに、設計地震動によって土に加わる繰返しせん断応力と継続時間を適切に評価する必要がある。2.1(2)で触れたとおり、表層地盤の地震応答解析により、これらのせん断応力、継続時間を評価できる。また、高度な液状化解析では、有限要素法などに基づいた有効応力解析により、過剰間隙水圧の上昇とこれに伴う地盤の力学的性質の変化を時々刻々追跡解析することもできる。

液状化に伴う現象としては、さきに触れたとおり、地表への排水に伴う噴砂が典型的な例である。図-5 にその例を示す。液状化に伴うその他の現象に、地盤の水平移動や側方流動がある。

2.3 港湾構造物

港湾構造物は、工学的観点からは、種々の構造および基礎の組合せにより構成される地盤-構造物系といえる。図-6 に港湾構造物の典型例を示す。同図に示すとおり、港湾構造物には複合構造物ともいえるものが多く、その構造的な特徴ないし基礎形式や安定機構のいずれか一つの視点により統一的に分類することは困難である。また、強地震動に対する脆弱性の観点から港湾構造物を区分するのも困難である。基礎地盤や壁体背後の地盤条件により、港湾構造物の耐震性が著しく左右されるからである。実際、本資料で提示する設計体系のポイントとして、構造および地盤の両条件を適切に考慮して港湾構造物の地震時挙動を評価すべきとしている。

主要な港湾構造物として、以下で対象とするものは、クレーン装備の有無の両条件下における岸壁および防波堤

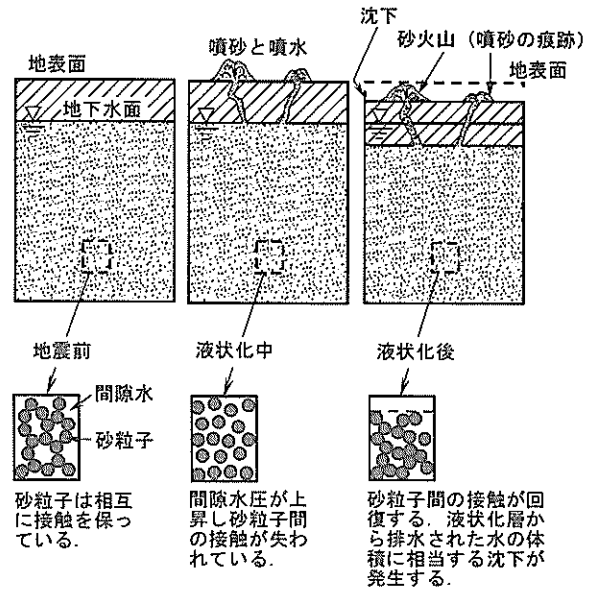


図-4 液状化の発生機構

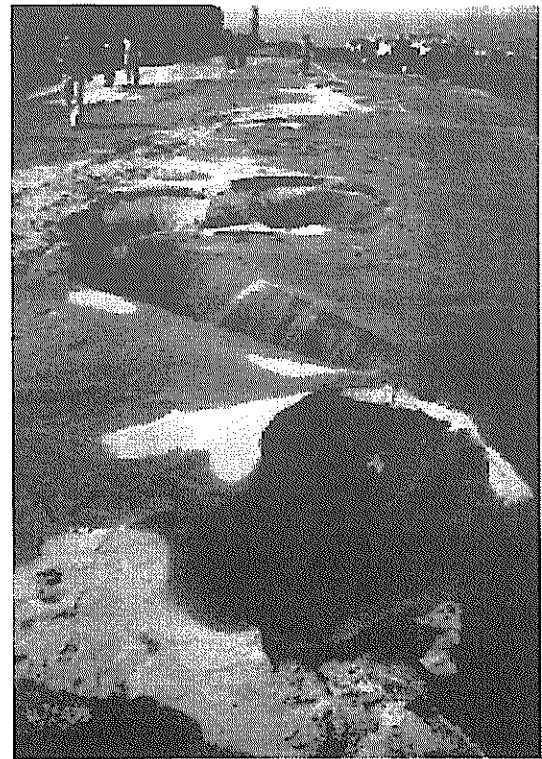
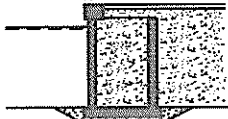


図-5 噴砂の痕跡
(函館港, 1993年北海道南西沖地震)

とする。岸壁としては、重力式、矢板式、杭式横棧橋、およびその他の複合構造物に相当するセル式岸壁を対象とする。防波堤としては、直立/混成堤および捨石傾斜堤に言及する。

岸壁・棧橋

ケーソン構造



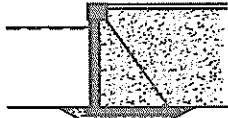
- ・一体的、重力式、擁壁構造
- ・基礎は捨石と地盤か岩盤

中実構造



- ・一体的、重力式、擁壁構造
- ・基礎は捨石と地盤か岩盤

L型構造



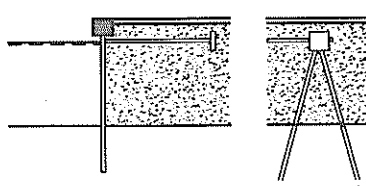
- ・一体的、重力式、擁壁構造
- ・基礎は捨石と地盤か岩盤

ブロック構造



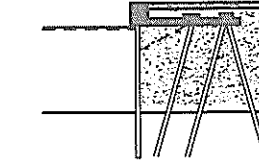
- ・ブロック式、重力式、擁壁構造
- ・基礎は捨石と地盤か岩盤

矢板構造



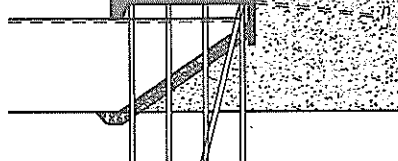
- ・控えのための補助的構造を持つ擁壁構造
- ・矢板、埋土

棚構造



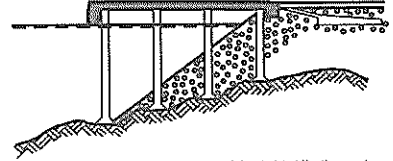
- ・杭支持された棚つきの擁壁構造
- ・矢板、杭、埋土

杭構造



- ・杭構造、擁壁構造(控え工つき)が付帯することが多い
- ・杭基礎

柱構造



- ・水平力吸収のための補助的構造つき柱構造
- ・背後に護岸構造が付帯することもある。
- ・柱基礎

杭式突堤



- ・杭構造(斜杭を含むものと含まないものがある)
- ・杭基礎

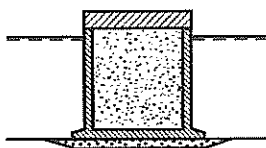
セル構造



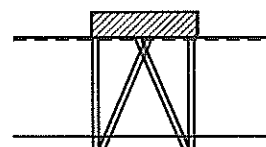
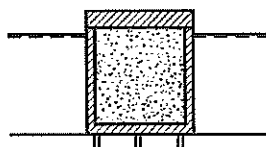
- ・重力式、擁壁構造
- ・矢板、中詰砂、基礎地盤

ドルフィン

係留・係船ドルフィン



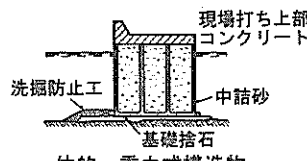
- ・一体的、重力式構造
- ・基礎は捨石と地盤か岩盤、場合により杭基礎



- ・杭構造
- ・杭基礎

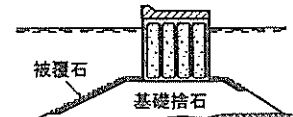
防波堤

標準的なケーソン式直立堤



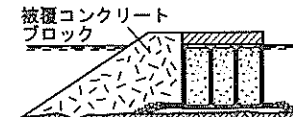
- ・一体的、重力式構造物
- ・基礎は捨石と地盤か岩盤

ケーソン式混成堤(鉛直方向混成型)



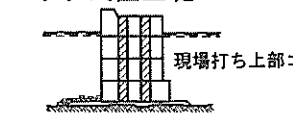
- ・一体的、重力式構造物
- ・基礎は高さがある捨石マウンド

ケーソン式混成堤(水平方向混成型)



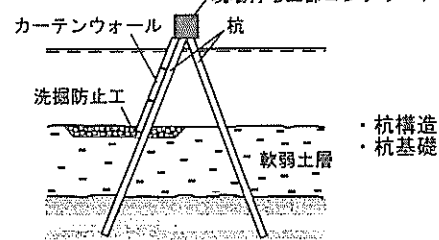
- ・ブロックマウンドが側方にある一体的、重力式構造物
- ・基礎は捨石地盤か岩盤

ブロック式直立堤



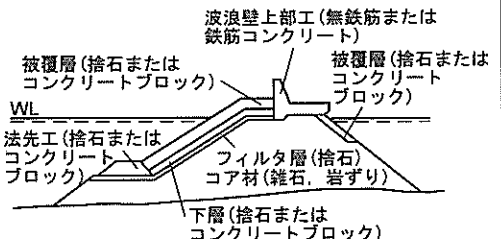
- ・ブロック、重力式構造物
- ・基礎は捨石と地盤か岩盤

杭式堤



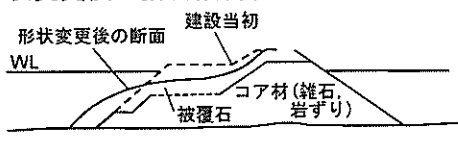
- ・杭構造
- ・杭基礎

上部工を持つ多重捨石傾斜堤



- ・マウンド、上部工(一体型壁)は有る場合と無い場合がある
- ・基礎地盤上のマウンド

形状変更後の捨石傾斜堤



- ・上部工がないマウンド
- ・基礎地盤上のマウンド

図-6 港湾構造物の例

2.4 地震被害例とその特徴

港湾構造物の主な被害例とその特徴について以下に示す。

(1) 重力式岸壁の被害

重力式岸壁の地震被害例を図-7, 8に示す。1995年の阪神・淡路大震災における神戸港での被害である。被害は、著しい海側への変位、沈下および傾斜を伴うものである。主要被害原因は、ケーソン直下のゆるく堆積した基礎地盤の変形によるものである。

(2) 矢板式岸壁の被害

矢板式岸壁の地震被害例を図-9, 10に示す。1983年の日本海中部地震における秋田港での被害である。被害は、矢板背後の裏埋砂の液状化により、矢板本体に過度な土圧が加わったことに起因している。この結果、矢板本体の曲げモーメントは過大となり、矢板に亀裂が発生することとなった。他の被害例を図-11, 12に示す。図-9, 10に示した被害例と同一の地震における秋田港における被害例であるが、この場合には、控え工が液状化の可能性のあるゆるい砂層に設置されていたため、岸壁全体が海側に変位する変形形態を示している。以上の2被害事例から、岸壁の地盤および構造条件により被害形態が著しく異なることがあることが理解される。

(3) 杭式横棧橋の被害

杭式横棧橋の地震被害例を図-13に示す。1995年の阪神・淡路大震災における神戸港での被害である。主要被害原因は、棧橋直下の捨石盛土の海側への著しい変位によるものである。杭に加わる曲げモーメントが過大となり、杭頭および杭地中部の双方で塑性ヒンジが発生している。地震後に杭を引きぬいてその状況を調査したところ、図-14に示すとおり、杭地中部での塑性ヒンジの発生が明確に確認された。

(4) クレーンの被害

クレーンの地震被害例を図-15に示す。1995年の阪神・淡路大震災における神戸港での被害である。主要被害原因は、強地震動の影響とともに、ケーソンの海側への水平変位によるもので、この結果、クレーン脚に塑性ヒンジが発生している。

(5) 防波堤の被害

ケーソン式混成堤の地震被害例を図-16に示す。1995年の阪神・淡路大震災における神戸港での被害である。被害

は、主に著しい沈下であり、混成堤のゆるい基礎地盤の著しい変形によるものである。

捨石式傾斜堤の地震被害例を図-17に示す。ギリシャのパトラス港の被害であり、1984年に発生した一連の中程度の地震により防波堤天端が3~4m沈下したものである。解析および調査の結果、被害原因は、基礎軟弱地盤による著しい地震動増幅、および基礎軟弱粘土層への防波堤下部の捨石貫入の両者が、防波堤の沈下に寄与していることが明らかにされた。

(6) 港湾構造物の地震被害の特徴

以上の地震被害事例に見られるとおり、港湾構造物の地震被害には以下のような特徴がある。

- 1) 港湾構造物の地震被害は、軟弱地盤ないし液状化の可能性を有する地盤が著しく変形することに起因するものが多い。したがって、港湾構造物の耐震性の向上のためには、液状化の可能性がある場合には、液状化対策を実施することが効果的である。
- 2) 工学的観点ないし設計実務上の観点から地震被害とされるほとんどのケースは、港湾構造物の著しい変形であって、構造的な崩壊ではない。したがって、このような構造物の耐震設計においては、力の極限釣合いに基づく従来の設計法よりも、構造物の変位や限界応力状態に基づいて構造物の耐震性能を規定する設計法が適している。
- 3) 港湾構造物の地震被害の多くは、地盤-構造物系の相互作用の結果として発生している。したがって、耐震設計および地震応答解析においては、地盤および構造の両条件を適切に考慮すべきである。

港湾構造物の地震被害を機能面から見た場合には、岸壁をはじめとする港湾構造物は、並列物流システムとしての特徴を備えており、例えばある岸壁が被害を受けて使用困難になっても、それに隣接する岸壁の機能が維持されていれば、港湾全体としての物流機能が停止することはない。この点は、高架橋で連続する道路や鉄道などの物流系において、一部区間の地震被害が物流全体系に著しい影響を与えるような直列システム群とは対照的な点である。港湾構造物の耐震設計においては、このような港湾施設の物流システムとしての特徴を適切に反映することが望ましい。

あわせて、港湾構造物は、震災復興の拠点、危険物取扱、などの機能を有する施設から、小型漁船の係留や護岸などの施設まで、きわめて多様である。港湾構造物の耐震設計体系の構築においては、このような港湾構造物の多様性も適切に反映することが望ましい。

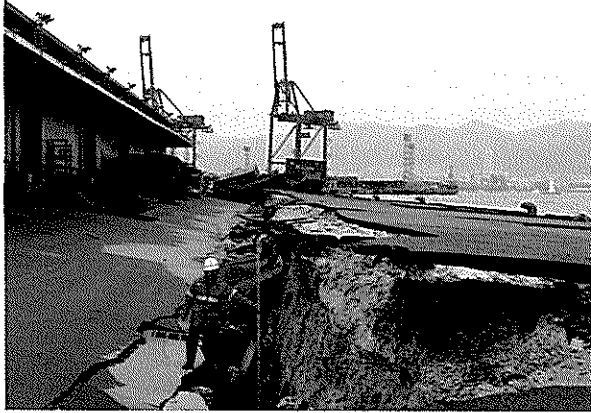


図-7 ケーソン式岸壁の被害
(神戸港ポートアイランド, 1995年兵庫県南部地震)

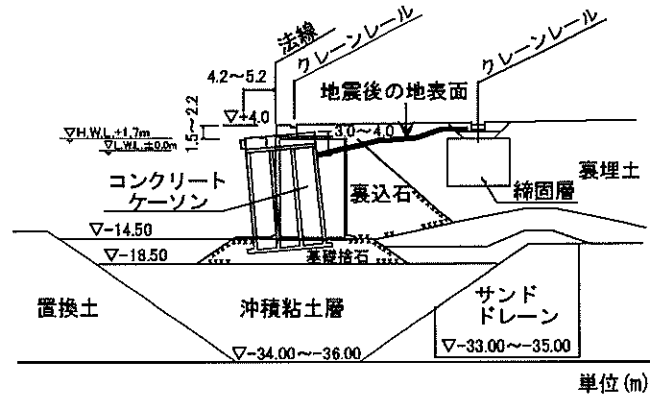


図-8 ケーソン式岸壁の断面
(神戸港ポートアイランド, 1995年兵庫県南部地震)



図-9 矢板式岸壁の被害
(秋田港大浜埠頭, 1983年日本海中部地震)

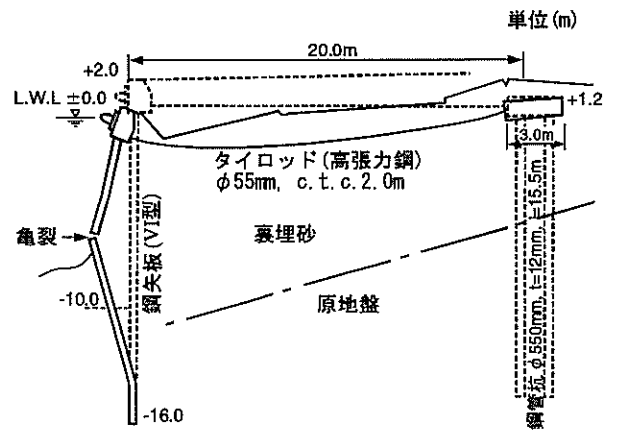


図-10 矢板式岸壁の断面
(秋田港大浜埠頭, 1983年日本海中部地震)



図-11 矢板式岸壁の被害
(秋田港下浜埠頭, 1983年日本海中部地震)

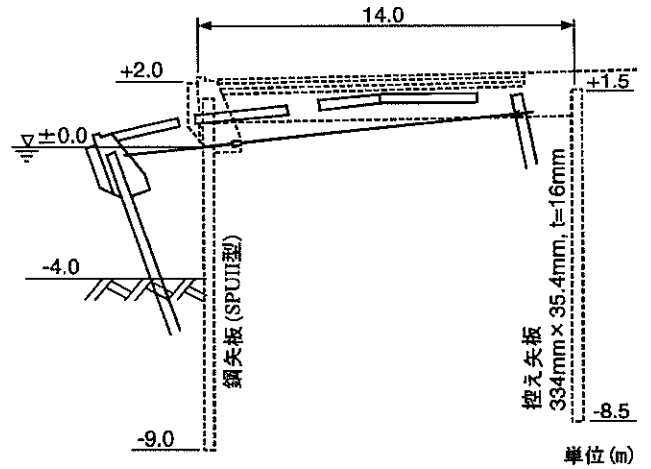


図-12 矢板式岸壁の断面
(秋田港下浜埠頭, 1983年日本海中部地震)

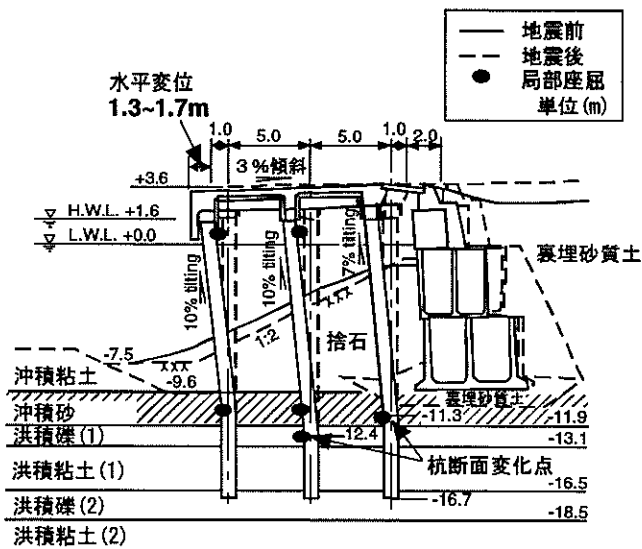


図-13 杭式横棧橋の被害と断面
(神戸港高浜埠頭, 1995年兵庫県南部地震)

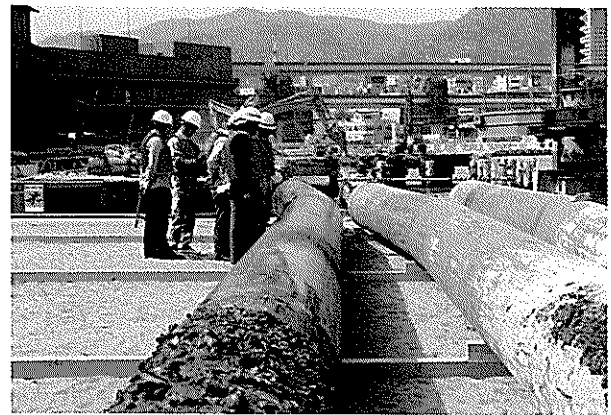


図-14 杭式横棧橋の杭の被害
(神戸港高浜埠頭, 現場にて引抜き調査の状況)



(a) 全景



(b) 被害部分の詳細

図-15 クレーンの被害
(神戸港六甲アイランド, 1995年兵庫県南部地震)

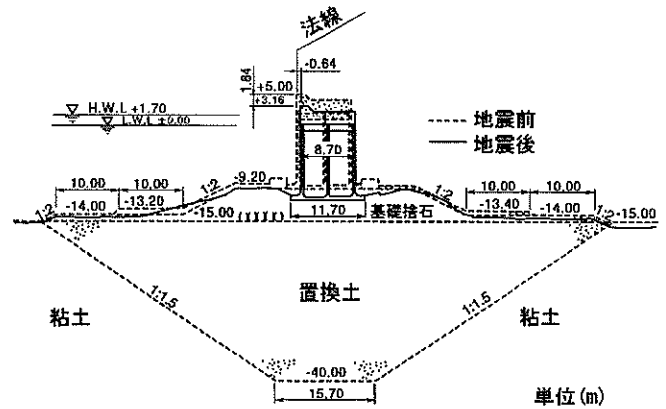
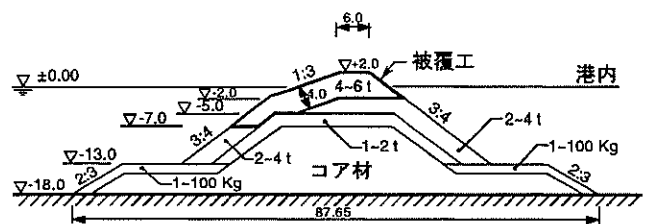
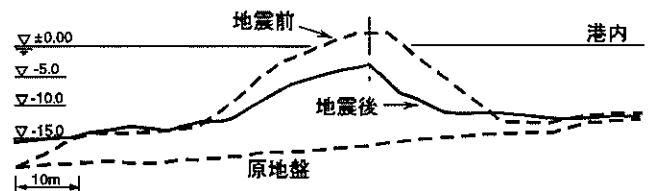


図-16 直立混成防波堤の被害
(神戸港, 1995年兵庫県南部地震)



(a) 標準断面



(b) 地震前後の断面

図-17 捨石傾斜防波堤の被害
(ギリシャ国パトラス港, 1984年の一連の地震)

3. 設計の基本

前章末でとりまとめた被害の特徴にも見られるとおり、世界の中で地震活動度の高い地域における港湾構造物の耐震設計においては、以下のような点が考慮されるようになってきている。

- 1) 設計における主要な評価対象として、地盤および構造物基礎の変形とこれに伴う構造物の変形および応力状態を設計パラメタとして考慮する。
- 2) 力の極限釣合い状態に基づく従来の設計法は、これらの設計パラメタを評価するためには適当でない。
- 3) 構造物に発生するある程度の残留変位は許容できる。

以下に提示する耐震設計体系は、これらの諸点を設計実務に生かしやすい形で組込んでおり、港湾構造物の設計における新たな設計技術体系を提供しようとするものである。

3.1 耐震性能設計の骨子

耐震性能の概念に基づく設計法（以下耐震性能設計とよぶ）は現在発展途上のもので、1990年代の世界の地震被害の経験から生まれてきた（SEAOC, 1995; Iai and Ichii, 1998; Steedman, 1998）。その目的は既往の設計法の限界を改善することにある。構造物の既往の耐震設計では、設計地震力に対する十分な抵抗力を与えることが基本にあるが、力の極限釣合い状態を超える外力が作用した場合の構造物の挙動は不明である。仮に、既往の設計法に基づいて、阪神・淡路大震災における地震動のようにまれに発生する著しく強い地震動レベルに対して設計しようとするれば、建設・補修費用は法外なものとなる可能性がある。逆に、中程度の地震動レベルに対して既往の設計法を用いて設計した場合には、仮に阪神・淡路大震災における地震動のような激しい地震動が作用した場合の構造物の挙動を把握することは困難である。

耐震性能設計においては、設計地震動強さのレベルを適切に定義し、そのレベルに応じた許容被害程度を明確に規定しなければならない。通常以下のような2段階レベルの地震動を設計参照レベルとして導入する。

レベル1地震動: 構造物の設計供用期間中に1~2度発生する確率を有する地震動

レベル2地震動: 構造物の設計供用期間中に発生する確率は低いが、大きな強度を有する地震動

許容被害程度は、構造物の条件や対象施設の利用形態・などの諸条件を踏まえて規定し、表-1に示すように構造および機能被害レベルに基づいて設定することができる。同表における構造被害は被災した構造物の本格復旧に要

する費用・労力に直接関係するもので、地震による直接被害とよばれることが多い。機能被害は、本格ないし応急復旧に要する時間や費用に関係するもので、地震による間接被害ともよばれることが多い。港湾構造物の本来の機能である海上と陸上の物流の接点を担う機能のほか、港湾構造物の機能としては、人命・財産の保全、震災復興拠点、危険物取扱い施設の安全確保、などが該当する施設もある。これらの機能を担う施設の場合には、表-1に示すものに追加する形で、これら該当機能に関する許容被害レベルをあわせて考慮する必要がある。

これらの設計地震動レベルおよび許容被害レベルに基づいて、対象構造物に要求される耐震性能のレベルは、表-2に定義した耐震性能グレードS, A, B, Cにより規定することができる。耐震性能設計においては、構造物は、これらの耐震性能グレードの要件を満たすように設計される。

耐震性能設計における主な手順は図-18に示すとおりである。

- 1) 耐震性能グレードS, A, B, Cの選択: このステップでは、表-1, 2を参照し、設計対象施設の利用形態・港湾全体としての機能確保などの諸条件を踏まえて許容被害程度を考慮して、対象構造物に適した耐震性能グレードを選択する。これとは別に、構造物の重要度に基づいて耐震性能グレードを選択する方法もある。構造物の重要度は、設計基準類に示されていることが多い。その例を表-3に示す。利用形態・港湾全体としての機能確保などの諸条件などによっては、必要に応じて、耐震性能グレードS, A, B, C以外の耐震性能を導入してもよい。
 - 2) 被害程度規準の設定: 許容被害程度を変位、極限応力状態、塑性率などの工学的パラメタにより規定する。詳細は、次章(4.)に示す
 - 3) 耐震性能照査: 耐震性能照査は構造物の地震応答解析結果として得られる工学的パラメタと先に設定した被害程度規準との比較により行うのが標準的である。仮に解析結果が被害程度規準を満たさない場合には、原設計断面ないし既存構造物を改良する。液状化対策としての地盤改良も、この段階で必要となる。液状化対策の詳細については、「埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)」(運輸省港湾局, 1997)を参照のこと。
- 3.2, 3.3に設計地震動および耐震性能評価について、さらに詳細を示す。

表-1 耐震性能設計における許容被害程度*

許容被害程度	構造被害（直接被害）	機能被害（間接被害）
被害程度 I：使用可能	無被害ないし軽微な被害	機能維持ないし軽微な機能低下
被害程度 II：補修可能	限定被害**	短期間の機能停止***
被害程度 III：非崩壊限界	著しい被害（崩壊はしない）	長期間の機能停止ないし機能喪失
被害程度 IV：崩壊****	構造喪失	機能喪失

* 人命や財産の保全，震災復興ないし緊急防災拠点，有害物や危険物取扱いなどの機能を果たす施設の場合には，上表に示す一般的項目に加え，これらの施設特有の機能の観点からの許容被害程度を考慮すべきである。

** 限定された塑性応答ないし残留変位

*** 短期間の応急復旧完了までの機能喪失

**** 構造物崩壊時の周辺への影響は著しくない

表-2 耐震性能グレード S, A, B, C

耐震性能グレード	設計地震動	
	レベル 1 (L1)	レベル 2 (L2)
グレード S	被害程度 I：使用可能	被害程度 I：使用可能
グレード A	被害程度 I：使用可能	被害程度 II：補修可能
グレード B	被害程度 I：使用可能	被害程度 III：非崩壊限界
グレード C	被害程度 II：補修可能	被害程度 IV：崩壊

表-3 構造物の重要度に基づく耐震性能グレード

耐震性能グレード	地震による施設被災の影響程度に基づく定義	わが国の現行の港湾の施設の技術上の基準における重要度に応じた施設の種別
グレード S	①構造物が震害を受けた場合，多くの人命・財産の損失を与えるおそれのあるもの ②震災復興に重要な役割を果たすもの ③有害物又は危険物を取扱う構造物で，震害を受けた場合に人命又は財産に重大な損失を与えるおそれのあるもの ④構造物が震害を受けた場合，関係地域の経済・社会活動に重大な影響を及ぼすもの	特級
グレード A	グレード S 構造物のうち①～④の程度が著しく高くはないもの，または， ⑤構造物が震害を受けた場合，復旧にかなりの困難が予想されるもの	特級～A級
グレード B	一般的な構造物でグレード S, A, C 以外のもの	A級～B級
グレード C	小規模な構造物で容易に復旧が可能なもの	B級～C級

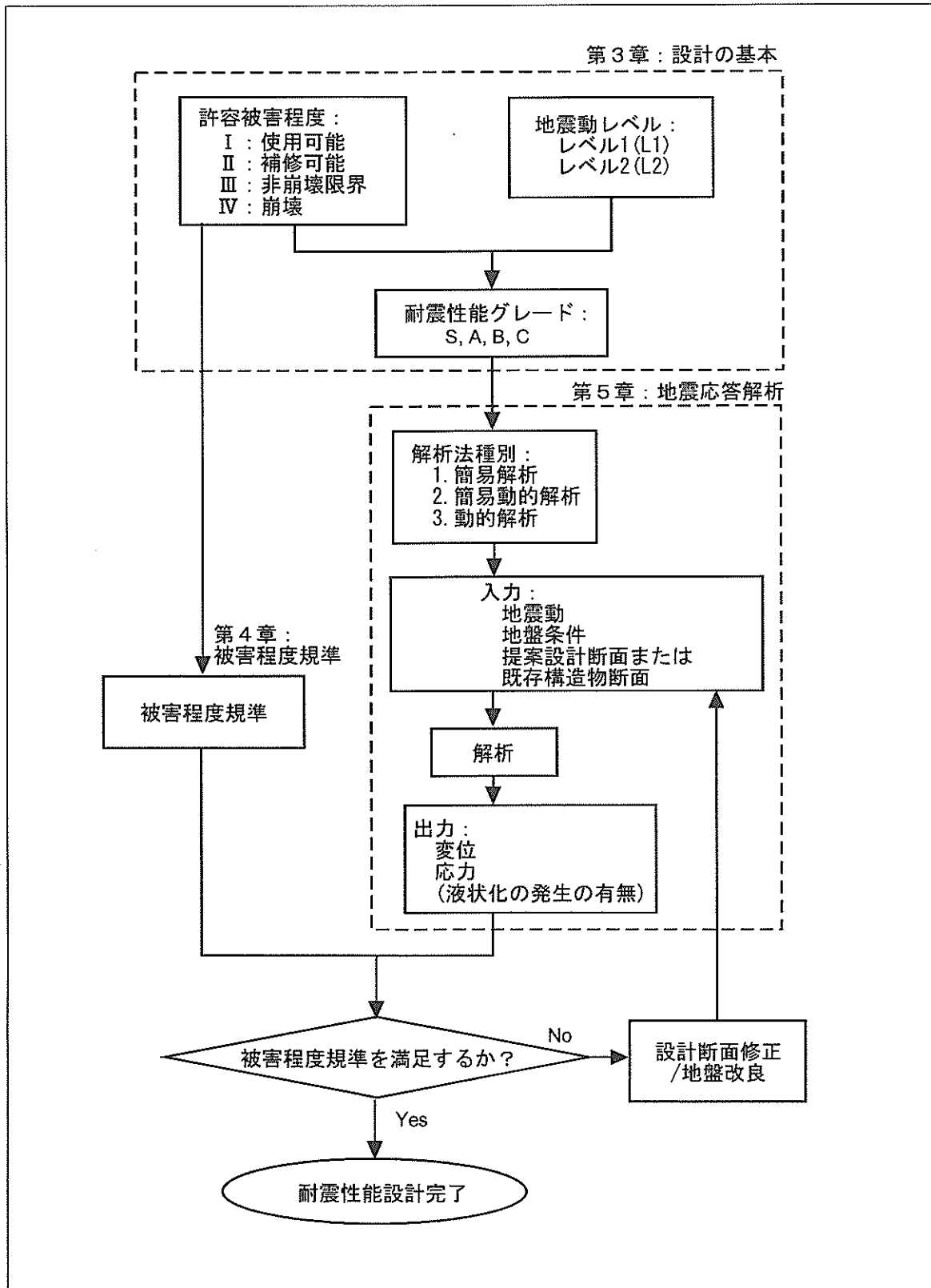


図-18 耐震性能設計のフローチャート

3.2 設計地震動レベル

レベル1地震動(L1)は構造物の設計供用期間における50%超過確率の地震動レベルと規定することが多い。レベル2地震動(L2)は、海外では構造物の供用期間における10%超過確率の地震動レベルとすることが多い(PIANC, 2001)。これらの設計地震動を設定する際には、活断層が建設対象地点の直近にある場合には、震源近傍の地震動も考慮する必要がある。港湾構造物の設計供用期間が50年であれば、L1およびL2に対する再現期間は、それぞれ、75年および475年となる。

レベル2地震動の定義については、わが国の場合には、土木学会の第3次提言によるものがある(土木学会, 2000;地震工学委員会レベル2地震動研究小委員会, 2001)。これによれば、3.1に示したレベル2地震動の定義よりも一歩踏みこんだ形で、「現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さをもつ地震動」と定義している。また、対象地点およびその周辺に活断層が知られていない場合でも、M6.5程度の直下地震が起きる可能性に配慮するものとし、これによる地震動をレベル2地震動の下限としている。港湾の耐震強化施設の設計では、これとは異なる形でレベル2地震動を定義しているが(運輸省港湾局, 1999)、耐震設計としては、これとほぼ同等の耐震性が確保されているようである。

わが国の地震活動と比べて地震活動度が著しく低い地域が世界にはあるが、これらの地域では、L1は著しく小さく、工学的意義も小さいことがある。このような場合にはL2地震動およびこれに対応する被害程度規準のみを考慮すればよい。この場合、暗に、L2について工学的に満足すべき耐震性能が満たされれば想定されるL1についての性能は自動的に満たされるものとしている。この1段階設計法は、既往の耐震設計と似ているが、既往の耐震設計と異なり、L2に対する許容被害程度が明確に規定されている点が特徴である。

L1およびL2の両者を用いる2段階設計法は、1)L1に対して設計で規定したレベルの安全性および使用性を確保し、2)L2に対する被害形態および被害程度を明確化することをねらっている。この2段階設計法は、L2に対する被害程度規準を満たすのみではL1に対する安全性および使用性を確保できない場合、ないしはL1に対する設計のみではL2に対する耐震性能が確保できないなどの状況が想定される場合に有用であり、世界の中では地震活動度が中ないし高レベルの地域がこれに該当する。わが国もこのような高レベルの地震活動度の地域に属していると考えられる。特に注意したい点として、L2のように強地震動に対する設計のみでは、これより低いレベルのL1地震動

に対する耐震性能照査において、L2に対するものよりも厳しく設定したL1に対する被害程度規準が、自動的に満たされる保証がない点である。

以下においては、2段階設計法に基づいて記述する。1段階設計法を採用する地域では、以下においてL2に関する記述のみを適用すればよい。

3.3 耐震性能照査

対象港湾において耐震性能照査を実施するにあたり、許容被害程度と設計地震動レベルの関係を図-19に示した。同図に示す限界曲線に基づいて耐震性能照査を行う。同図の限界曲線は、表-2示す耐震性能グレードに基づいており、許容被害程度の上限値を、L1およびL2を含む地震動レベルに対して連続的に表示している。同図の各限界曲線は、表-1に示したL1およびL2に対する許容被害程度に対応する2点を通過する曲線として表示している。例えば、耐震性能グレードBを規定する限界曲線は、L1においては被害程度I、L2においては被害程度IIIの上限値を通過する曲線である。曲線の形状は、これらの規定点を線分で結んで近似しても、典型的な非線形地震応答解析結果による曲線を参照して設定してもよい。

図-19の縦軸の座標は、耐震性能照査においては、次章(4.)で設定する変位、応力、塑性率、ひずみなどの工学的なパラメタに変換する必要がある。この変換により、同図上で、設計で要求される耐震性能と構造物の地震応答解析結果との直接の比較が可能となる。構造物の地震応答解析はL1およびL2を包含する地震動レベルに対して実施し、その結果を「地震応答曲線」として同図に表示する。地震応答解析は、少なくともL1およびL2地震動の2レベルに対して実施しなければならない。例えば、構造物aの地震応答曲線が図-20に示すように得られたとする。この場合、地震応答曲線は、耐震性能グレードAの限界曲線を越えることがないので、耐震性能照査の結果としては、この構造物は耐震性能グレードAを満たすものと判断される。仮に、別の地盤、構造の条件において、同図における構造物bの地震応答曲線が得られた場合には、この地震応答曲線の一部は、耐震性能グレードAの限界曲線の一部をオーバーしているため、この場合の照査結果としては、耐震性能グレードBの構造物と判定される。

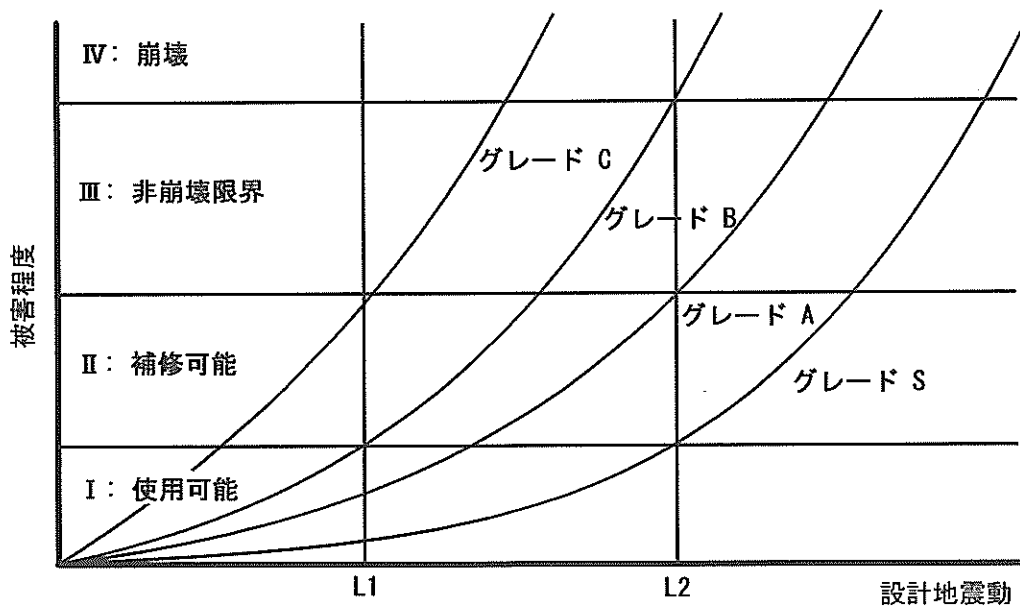


図-19 耐震性能グレードS, A, B, Cの概念図

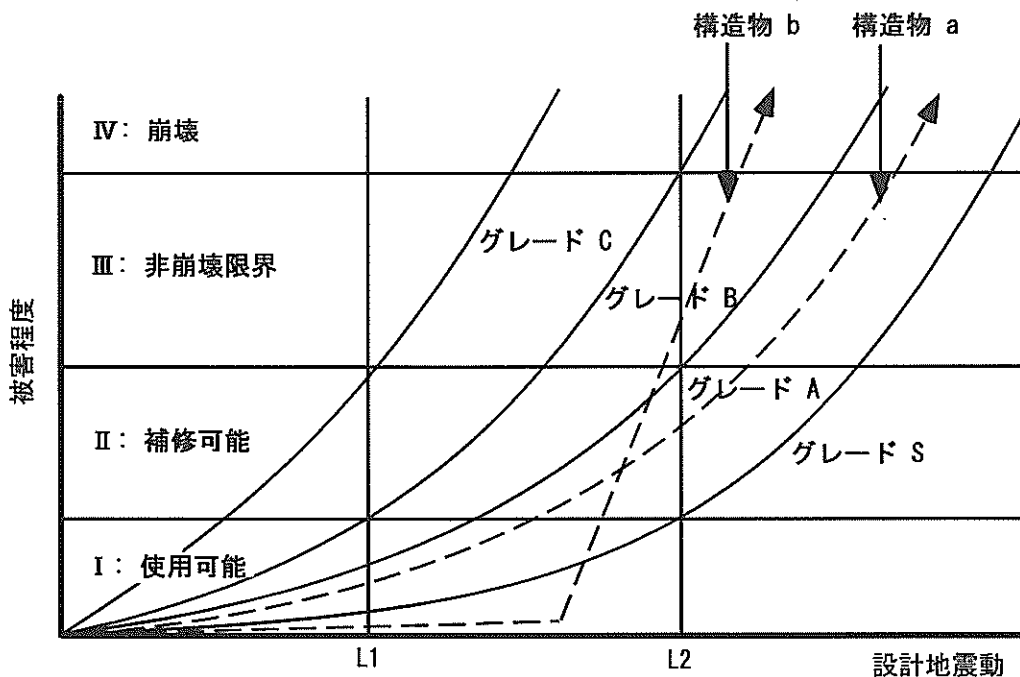


図-20 耐震性能照査の例

4. 被害程度規準

前章で述べたとおり、耐震性能設計においては、許容被害程度を、対象構造物の地震応答特性を考慮して、変位、限界状態応力、ひずみ、塑性率などの工学的パラメタにより規定する。これを被害程度規準という。被害程度規準は、前章に示した表-1に基づいて、対象施設の利用形態・港湾全体としての機能確保などの諸条件も考慮しつつ、主に設計に関して高度の知識・技術を有する専門家が主体となって設定する。本章では、被害程度規準を設定する上で参考となる事項を構造物別に4.1~4.4に示す。これらの節に示す被害程度規準の目安は、以下の条件に基づいて導いている。

- 1) 表-1示す機能被害程度Iが、被害程度規準における許容被害程度Iを規定し、同表に示す構造被害程度II~IVが、被害程度規準における許容被害程度II~IVを規定するものとする。
- 2) 岸壁の利用形態としては、一般公共埠頭（走行式クレーンが装備されていない埠頭で、危険物や人命関連施設には該当せず、かつ前面海域が十分に広い場合）を対象としている。

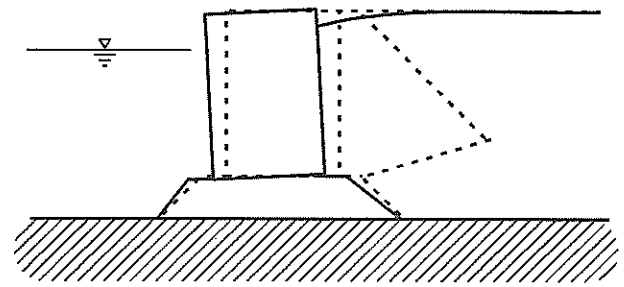
コンテナクレーンなどの走行式クレーンが装備されている場合については、すべての構造形式に共通して追加検討すべき事項を4.5にまとめた。防波堤については、4.6にとりまとめた。

4.1 重力式岸壁

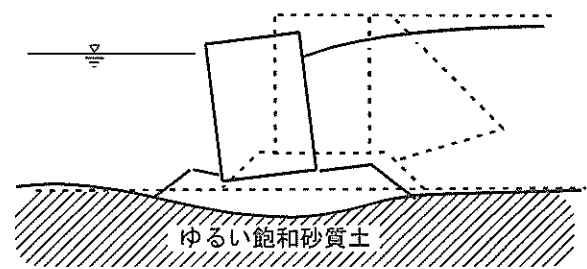
(1) 重力式岸壁の地震応答

重力式岸壁は、海底地盤の上にケーソンなどの重力式壁体を設置し、壁体底面の摩擦力によって、壁体背後（陸側）の土砂を支える構造となっている。地震時の変形形態としては、基礎地盤（海底地盤）が十分に堅固な場合には、図-21(a)に示すように、壁体の海側への水平変位ないし傾斜が発生する。また、基礎地盤がゆるい砂質土地盤のように地震時に軟弱化する場合には、図-21(b)に示すように、基礎地盤を含む地盤全体の变形に伴って壁体の海側への変位、傾斜、および沈下が発生する。一般に、壁体高さに対する相対的な壁体幅が小さくなるにつれて、変形形態は水平変位よりも傾斜のモードが支配的となる。現行設計法では、設計震度0.15相当の壁体断面（ケーソンの幅/高さ比が0.75程度）がその境界に相当する。

重力式岸壁は、ある程度の水平変位や沈下が発生しても、他の形式の岸壁と比較して、地震後の耐力が低下する恐れが小さい傾向があるので、構造安定上の観点からは、比較的大きな水平変位や沈下を許容することができる。ただし、



(a) 基礎地盤が堅固な場合



(b) 基礎地盤がゆるい飽和砂質土の場合

図-21 重力式岸壁の変形形態

海側への傾斜は、地震後の構造物の安定性を低下させるので、制約条件となる。過去の地震被災事例では、セルラーブロック式およびL型ブロック式では、転倒（崩壊）に至っている例がある（上部、1983）ので、特に、これらの形式の重力式構造物については、転倒（崩壊）限界に対する注意が必要である。

(2) 重力式岸壁の被害程度規準を規定する照査項目

重力式岸壁の被害程度規準を規定する上で、機能被害の観点からは、船舶接岸の安全性、荷役車両の走行性、荷役作業の安全性、冠水、滞水など、また、構造被害の観点からは、変位や傾斜角（セルラーブロック式岸壁の場合にはブロック間のすべりを含む）などについて検討する必要がある。なお、原理的には、壁体を構成するコンクリート部材に対する応力照査も必要となる。しかし、既往の地震事例では、コンクリート部材が応力限界に達して損傷した例は少なく、現行設計法によって設計した断面であれば、ケーソン底面がコンクリートにより岩盤に直接固定される場合や新形式のケーソンなど特殊な場合を除き、多くの場合、部材応力については、耐震性能照査を省略してよいと思われる。

照査対象項目としては、図-22に示すとおり、構造物本体については、変位、沈下、傾斜、法線の出入りなど、エ

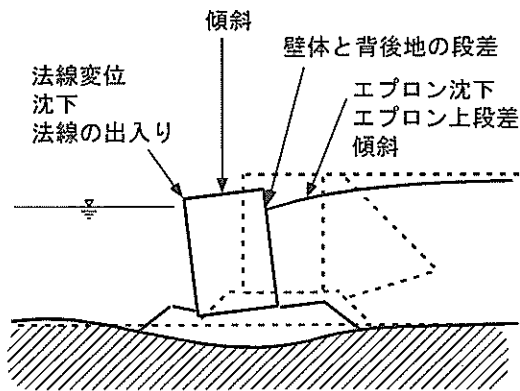


図-22 重力岸壁の照査項目

ブロンについては、沈下（エプロン上段差）、エプロンと背後地の段差、傾斜などがある。

耐震性能照査においては、先に述べた機能被害および構造被害の観点からの諸検討項目の一つ一つについて、上に述べた照査項目から該当する項目を拾い出し、それぞれの許容被害程度を設定し、これらを総合化して、対象施設の被害程度規準を設定する。より具体的には、次項に示すとおりである。

(3) 重力式岸壁の被害程度規準

本章のはじめに述べた条件下では、重力式岸壁の被害程度規準は、表-4 を参照し、設計対象施設の構造に関する諸条件を考慮して設定する。表-4 に示す被害程度規準は必要最小限の要件を示している。したがって、耐震性能照査において、照査対象項目によって被害程度が異なる場合には、このうちの最も著しい被害程度をもって検討対象構造物の被害程度とする。例えば、表-4 を用いて被害程度を設定した場合の耐震性能照査において、海側への傾斜角は3度以下に留まるが法線変形率は1.5～5%となる場合には、対象構造物の被害程度はIIと判定する。

表-4 重力式岸壁の被害程度規準の目安

許容被害程度		被害程度 I	被害程度 II	被害程度 III	被害程度 IV
壁体本体	法線変形率(d/H)*	1.5%未満**	1.5～5%	5～10%	10%以上
	海側への残留傾斜角	3° 未満	3～5°	5～8°	8° 以上
エプロン	エプロン上の段差	0.03～0.1 m 未満	N/A***	N/A	N/A
	エプロンと背後地間の段差	0.3～0.7 m 未満	N/A	N/A	N/A
	海側への傾斜角	2～3° 未満	N/A	N/A	N/A

* d : 壁体天端の残留水平変位; H : 重力式壁体の高さ

** 代替規準に「法線の出入りが 30 cm 未満」もある

*** 該当なし

4.2 矢板式岸壁

(1) 矢板式岸壁の地震応答

矢板式岸壁は、矢板本体、タイロッド、控え工からなる複合構造物であり、矢板本体が根入れされた基礎地盤および矢板本体上部を支えるタイロッド・控え工の抵抗によって、矢板本体背後（陸側）の土砂を支える構造となっている。地震時の変形形態としては、地盤条件および構造条件によって、図-23に示すように、種々の形態が想定される。

矢板式岸壁の構造被害は、変位よりもむしろ応力の照査が重要となる。特に、塑性化を許容する部位およびその程度の設定、ならびに終局状態に達する順序の設定がポイントとなる。1983年日本海中部地震、1993年釧路沖地震での被害事例によれば、電気防食のアルミ陽極の溶接位置付近で鋼矢板本体に亀裂が発生しており（土田他、1985；上田他、1993）、鋼構造物であっても条件によってはこのような脆性的破壊が発生することに対する注意が必要である。

(2) 矢板式岸壁の被害程度規準を規定する照査項目

矢板式岸壁の被害程度規準を規定する上で、機能被害の観点からは、重力式岸壁に対するものと同様の点について、また、構造被害の観点からは、変位とともに部材応力について検討する必要がある。

矢板式岸壁の被害程度規準を規定する照査項目には、図-24に示すように、以下のものがある。

・変形照査

構造物本体、エプロン：

重力式岸壁についての照査項目に準じる

控え工：

控え工前後の地盤の段差、亀裂、組杭の場合のヌケ上がりなど

・応力照査

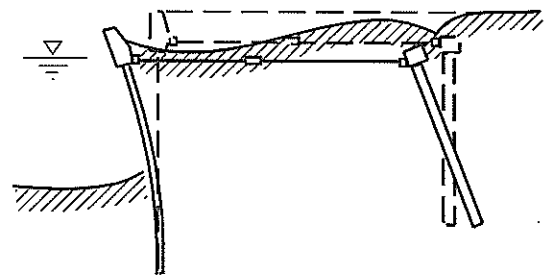
矢板本体（海底面より上の部分および地中部）

タイロッド（ジョイント含む）

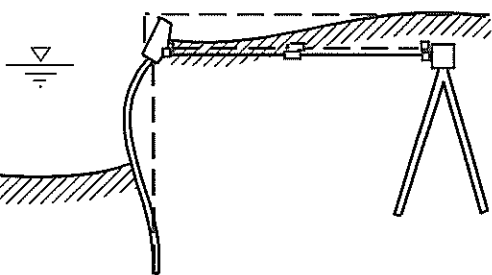
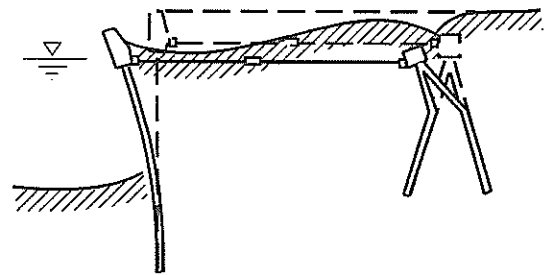
控え工

耐震性能照査においては、先に述べた機能被害および構造被害の観点からの諸検討項目の一つ一つについて、上に述べた照査項目から該当する項目を拾い出し、それぞれの許容被害程度を設定し、これらを総合化して、対象施設の被害程度規準を設定する。より具体的には、次項に示すとおりである。

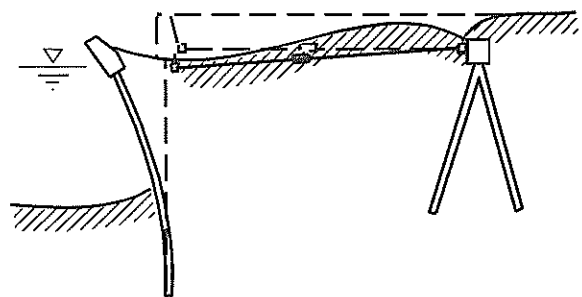
矢板式岸壁の場合、地震荷重レベルに応じて発生する終局状態の順序についても、対象構造物の諸条件に応じて、適切に設定する必要がある。たとえば、控え工の本格復旧が必要だが、矢板本体の本格復旧よりも困難な（費用・時間の面で）



(a) 控え工の支持力不足による場合



(b) 矢板本体ないしタイロッドの耐力不足の場合



(c) 矢板の根入れ部分の支持力不足の場合

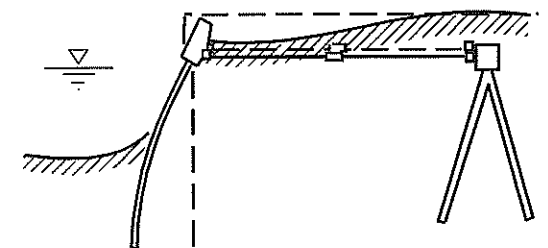


図-23 矢板式岸壁の変形形態

場合には、図-25 に示すように、以下の順序が望ましい。

- 1) 控え工の変位（被害程度Ⅰレベルの軽微な変位）
- 2) 矢板本体の降伏（海底面より上）
- 3) 矢板本体の降伏（地中部）
- 4) 控え工の降伏
- 5) タイロッドの降伏

逆に、矢板本体の本格復旧が、控え工の本格復旧よりも困難な（費用・時間の面で）場合には、矢板本体の降伏と控え工の降伏の順序が逆転する形となる。

(3) 矢板式岸壁の被害程度規準

本章のはじめに述べた条件下では、矢板式岸壁の被害程度規準は、表-5 を参照し、設計対象施設の構造に関する諸条件を考慮して設定する。表-5 に示す被害程度規準のうちの最も著しい被害程度をもって検討対象構造物の被害程度とする。

これらの設定において、矢板本体の地中部の被害は、一般に本格復旧が困難であるため、より安全を見ておく必要がある。また、構造安定上から特に注意すべき被災形態として、矢板本体の脆性破壊、タイロッド（ジョイント含む）の切断、控え工の崩壊があり、これらの被災形態を発生させないような設計が必要である。

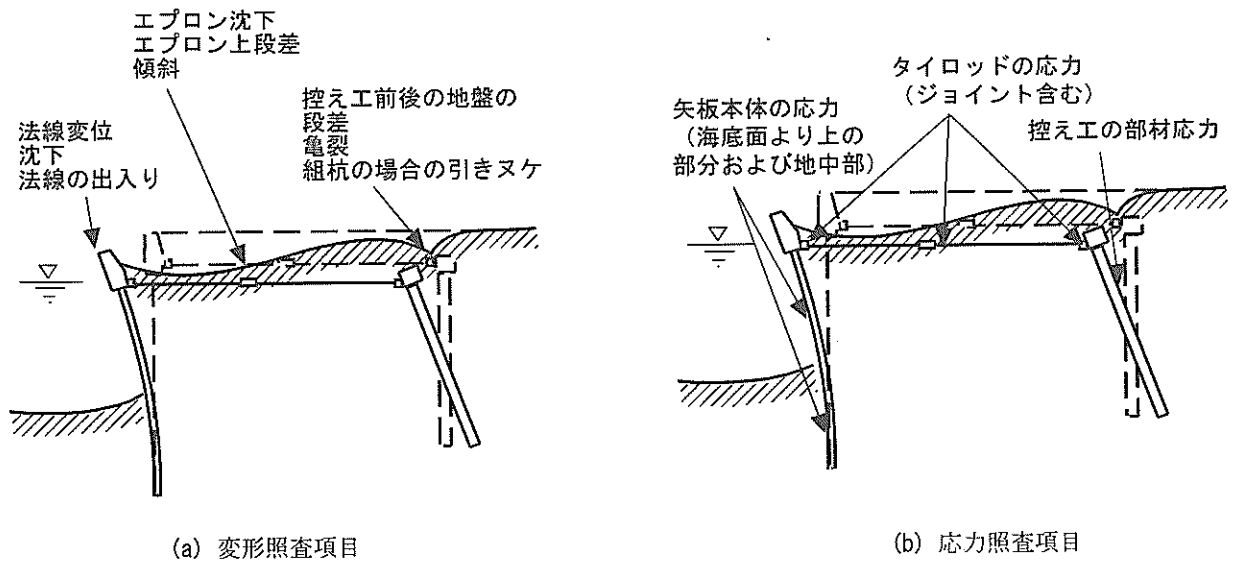


図-24 矢板式岸壁の照査項目

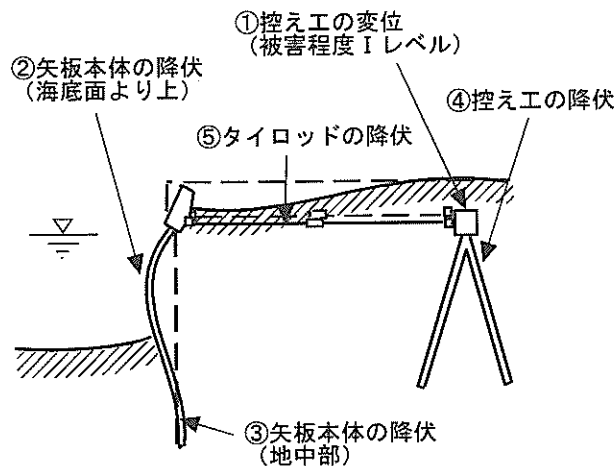


図-25 矢板式岸壁の耐震性能設計で許容する終局状態化の順序（控え工の本格復旧が矢板本体の本格復旧より困難な場合）

表-5 矢板式岸壁の被害程度規準の目安 (矢板本体よりも控え工の復旧が困難な場合)

許容被害程度		被害程度 I	被害程度 II	被害程度 III	被害程度 IV	
残留変位	矢板本体	法線変形率 (d/H)*	1.5%未満**	N/A	N/A	N/A
		海側への残留傾斜角	3° 未満	N/A	N/A	N/A
	エプロン	エプロン上の段差	0.03~0.1 m 未満	N/A	N/A	N/A
		エプロンと背後地間の段差	0.3~0.7 m 未満	N/A	N/A	N/A
		海側への傾斜角	2~3° 未満	N/A	N/A	N/A
地震時発生最大応力・ひずみ	矢板本体	海底面より上	弾性限界内	塑性化(海底面より上の部分に対する許容塑性率/許容ひずみ未満)	塑性化(海底面より上の部分に対する許容塑性率/許容ひずみ以上)	
		地中部	弾性限界内	弾性限界内	塑性化(地中部に対する許容塑性率/許容ひずみ以上)	
	タイロッド	弾性限界内	弾性限界内	塑性化(タイロッドに対する許容塑性率/許容ひずみ未満)	塑性化(タイロッドに対する許容塑性率/許容ひずみ以上)	
	控え工	弾性限界内	弾性限界内	塑性化(控え工に対する許容塑性率/許容ひずみ未満)	塑性化(控え工に対する許容塑性率/許容ひずみ以上)	

* d : 壁体天端の残留水平変位; H : 海底面から矢板壁天端までの高さ

** 代替規準に「法線の出入りが 30 cm 未満」もある

4.3 杭式横棧橋

(1) 杭式横棧橋の地震応答

杭式横棧橋は、棧橋本体および土留構造からなる複合構造物であり、棧橋本体も、杭、床板、マウンド、渡板などからなる複合構造物となっている。地震時の被災形態としては、図-26 に示すように、慣性力、地盤の変位、両者の複合による被害がある。特に、地盤の変位の影響によって発生する図-26(c)の被災形態については、地盤工学的観点からの慎重な検討が必要である。

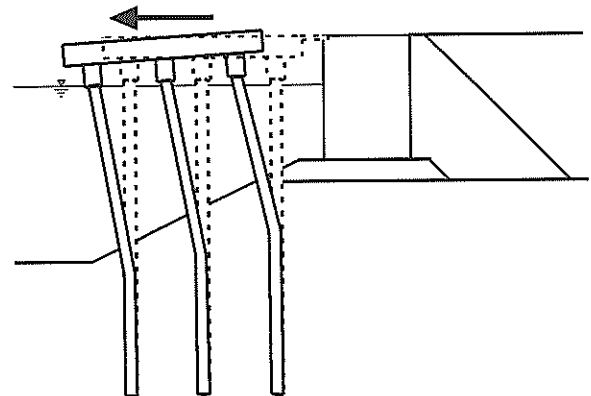
杭式横棧橋に用いる構造主要部材として、斜杭の使用については、しかるべき構造的配慮が必要となる。斜杭は、係船による牽引力などの水平荷重に対して最も効率的に抵抗する部材であるが、杭の諸元が同様であれば直杭-床版構造系に比べて斜杭-床版構造系は水平荷重に対する剛性が高くなる。この結果、過去の地震被災例(米国)では、コンクリート製の斜杭の杭頭に荷重が集中しせん断破壊が発生している例がある。したがって、地震活動度が高い地域においてコンクリート製の斜杭を用いる場合には、構造系の変位、靱性に関する慎重な検討が必要とされている。このことを反映して、米国の例では、直杭を使用した設計例が増加している(Buslov et al, 1996)。また、斜杭を用いる場合には、滑動機構(Zmuda et al, 1995)や耐震ヒューズ(Johnson et al, 1998)のような弾塑性的な構造を組込んだ工夫がなされている例がある。

杭式横棧橋は、構造被害の観点からは、矢板式岸壁と同様、変位よりも応力の照査が重要となる。特に、塑性化を許容する部位およびその程度の設定、ならびに終局状態に至る順序の設定が重要である。1995年兵庫県南部地震では種々の被害が発生し、杭の塑性化に伴って海側ないし陸側への変位・傾斜が発生したほか、崩壊に至った例もあるので、特に崩壊限界に対する注意が必要である。

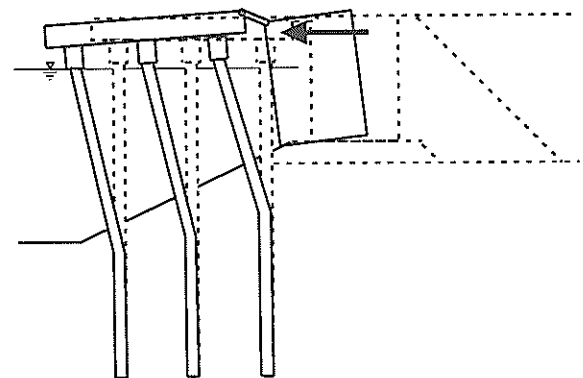
(2) 杭式横棧橋の被害程度規準を規定する照査項目

杭式横棧橋の被害程度規準を規定する上で、土留め部については、その構造形式に応じて、重力式ないし矢板式岸壁に準じた諸点について、機能被害および構造被害の観点から検討する。ただし、土留め部(ないし棧橋直下の傾斜部分の地盤を含む地盤全体)の変形が棧橋本体に与える影響については、棧橋本体についての照査において考慮する必要がある。

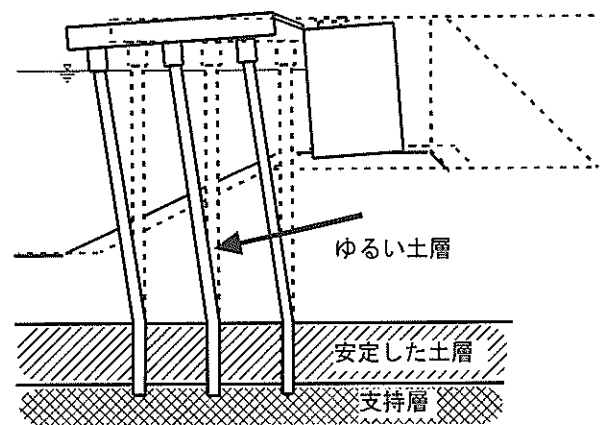
棧橋本体については、矢板式岸壁に対するものと同様の点について機能被害および構造被害の観点から検討する。照査項目としては、図-27 に示すように、以下の諸点について照査する必要がある。



(a) 棧橋床板の慣性力による変形



(b) 土留め護岸の変位による(渡版を通じた)変形



(c) 杭地中部の地盤変位による変形

図-26 杭式横棧橋の変形形態

・変形照査

構造物本体 沈下, 傾斜, 法線の出入り
 エプロン (床板) 床板と土留め部の段差, 床板傾斜
 渡版の落下・破壊

・応力照査

杭 (頭部, 地中部)
 床板 (床板本体, 杭固定部分)
 渡版

耐震性能照査においては, 先に述べた機能被害および構造被害の観点からの諸検討項目の一つ一つについて, 上に述べた照査項目から該当する項目を拾い出し, それぞれの許容被害程度を設定し, これらを総合化して, 対象施設の被害程度規準を設定する。

杭式横棧橋の場合, 地震荷重レベルに応じて発生する終局状態の順序についても, 対象構造物の諸条件に応じて, 適切に設定する必要がある。一般には, 地震後の復旧の観点も踏まえ, 図-28 に示すように, 以下の順序が望ましい。

- 1) 床板杭固定部分
- 2) 杭頭
- 3) 床板または杭地中部 (ただし, 許容塑性率以下)

なお, 渡版などの構造 (落下防止, または, 早期復旧可能な構造) には十分注意し, 必要に応じて, 土留め部からの変位を吸収できる構造を採用する。さらに, これを発展させ, 渡版に代えて, エネルギー吸収特性を持つ免震 (減衰) 装置を導入することも, 検討する価値がある。

(3) 杭式横棧橋の被害程度規準

杭式横棧橋の被害程度規準は, 土留め部については, その構造形式に応じて, 重力式, 矢板式岸壁のものに準じる。

棧橋本体については, 本章のはじめに述べた条件下では, 表-6 を参照し, 設計対象施設の構造に関する諸条件を考慮して設定する。表-6 に示す被害程度規準のうち最も著しい被害程度をもって検討対象構造物の被害程度とする。

これらの設定において, 杭の地中部の被害は, 一般に本格復旧が困難であり, また, 棧橋全体の崩壊を引き起こすおそれがあるため, より安全を見て, 塑性率の許容限界値を設定する必要がある。鋼管杭の地震時の脆性破壊の既往事例はないが, 阪神大震災では厚肉鋼管柱で脆性破壊が発生しており, この観点からの注意が必要である。

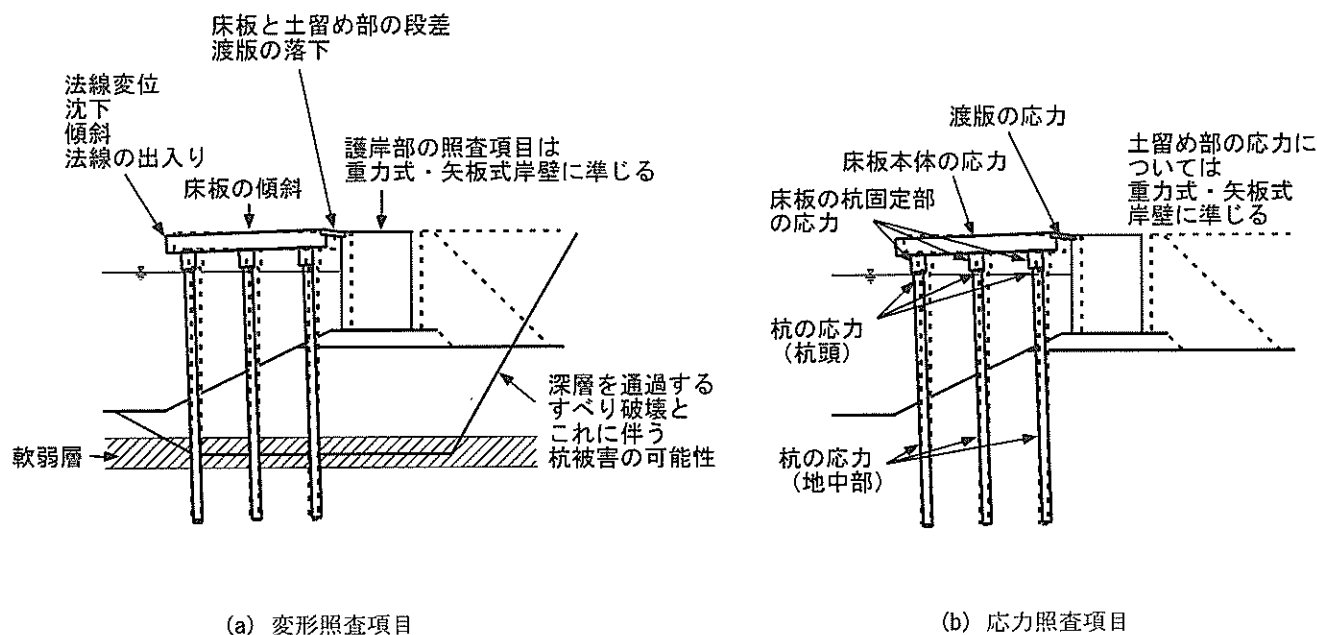


図-27 杭式横棧橋の照査項目

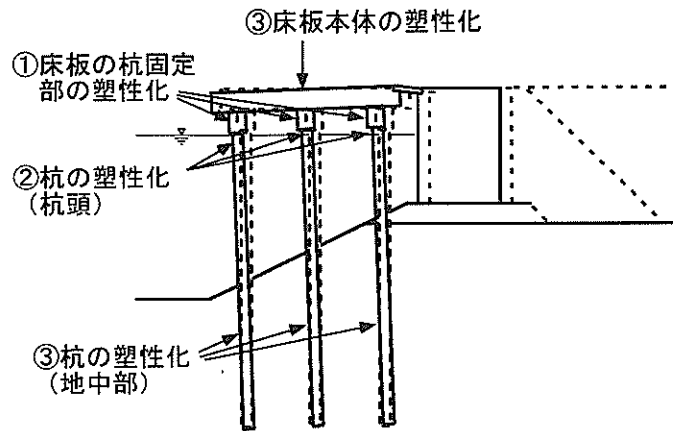


図-28 杭式横棧橋の耐震性能設計で許容する終局状態化の順序

表-6 杭式横棧橋の被害程度規準の目安*

許容被害程度		被害程度 I	被害程度 II	被害程度 III	被害程度 IV
残留変位	床版と背後地盤間の段差	0.1~0.3 m 未満	N/A	N/A	N/A
	海側への傾斜角	2~3° 未満	N/A	N/A	N/A
地震時発生最大応答値	杭**	軽微な残留変形ないし残留変形が皆無であるような実効的な弾性限界内	修復可能なレベル内での限定された塑性応答および残留変位	崩壊に近い塑性応答（杭頭および地中の2箇所）に塑性ヒンジが発生する杭は1本ないし限定された本数の杭に限る）	被害程度 III を越えた状態

* この表では、杭および床版についてのみの規準を示している

** 構造部材においては、曲げ降伏がせん断降伏より先行して発生するように設計する

4.4 セル式岸壁

(1) セル式岸壁の地震応答

セル式岸壁は、砂を中詰めしたセルの底面摩擦、ないし、根入れによる基礎地盤の抵抗によって、セル背後（陸側）の土砂を支える構造となっている。地震時の変形形態としては、根入れの有無、地盤条件などによって、図-29に示すように、種々の形態が想定される。

セル式岸壁は、構造被害の観点からは、変位とともに応力の照査が重要となる。特に、塑性化を許容する部位およびその程度の設定がポイントとなる。1995年兵庫県南部地震においては、図-30に示すようなセルの3次元的な変形（セルのつぶれ）が発生しており、このような変形に対する検討も重要である。

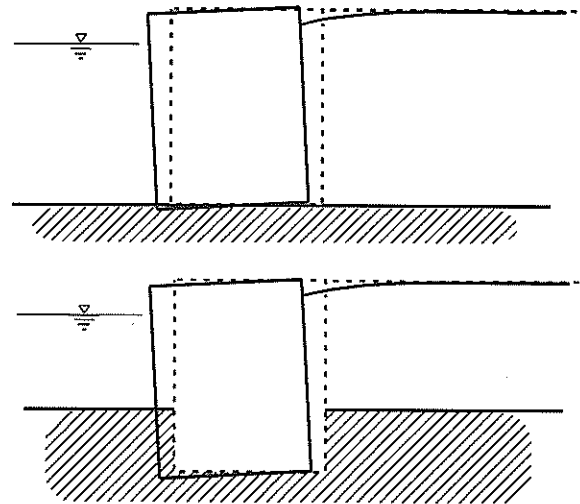
(2) セル式岸壁の被害程度規準を規定する照査項目

セル式岸壁の被害程度規準を規定する上で、機能被害の観点からは、重力式岸壁に対するものと同様の点について、また、構造被害の観点からは、変位とともに部材応力について検討する必要がある。照査項目としては、図-31に示すように、変形に関しては、重力式、矢板式岸壁と同様の点について検討する。また、応力に関しては、セル本体、継手部や上部工支持杭などについて照査する必要がある。

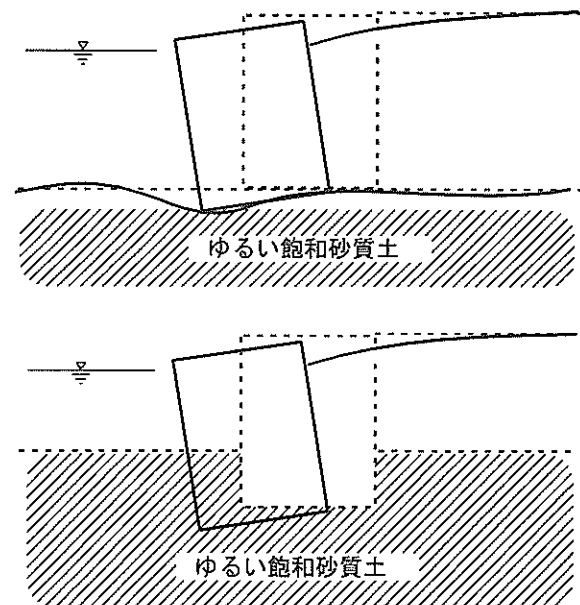
耐震性能照査においては、先に述べた機能被害および本格被害の観点からの諸検討項目の一つ一つについて、上に述べた照査項目から該当する項目を拾い出し、それぞれの許容被害程度を設定し、これらを総合化して、対象施設の被害程度規準を設定する。より具体的には、次項に示すとおりである。

(3) セル式岸壁の被害程度規準

本章のはじめに述べた条件下では、セル式岸壁の被害程度規準は、表-7を参照し、設計対象施設の構造に関する諸条件を考慮して設定する。表-7に示す被害程度規準のうちの最も著しい被害程度をもって検討対象構造物の被害程度とする。



(a) 基礎地盤が堅固な場合



(b) 基礎地盤がゆるい飽和砂質土の場合

図-29 セル式岸壁の変形形態

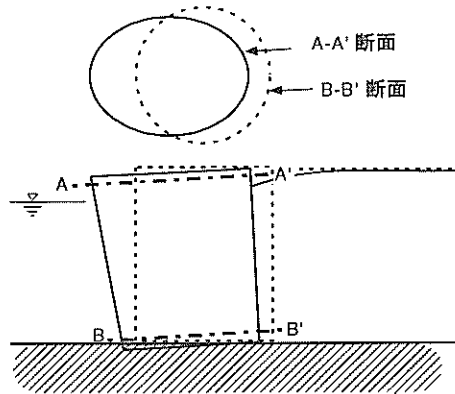
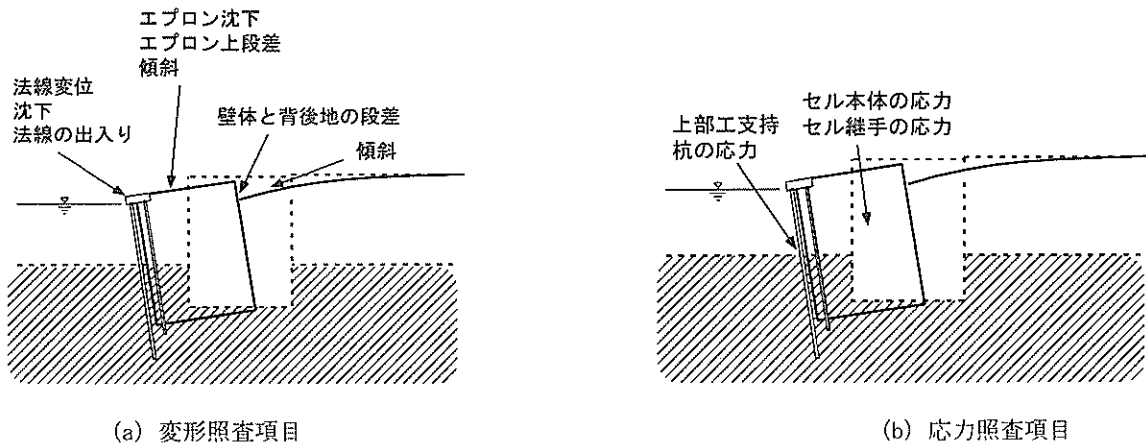


図-30 セルのつぶれを伴う変形形態



(a) 変形照査項目

(b) 応力照査項目

図-31 セル式岸壁の照査項目

表-7 セル式岸壁の被害程度規準の目安

許容被害程度		被害程度 I	被害程度 II	被害程度 III	被害程度 IV	
残留変位	セル本体	法線変形率(d/H)*	1.5%未満**	1.5~5%	5~10%	10%以上
		海側への残留傾斜角	3° 未満	3~5°	5~8°	8° 以上
	エプロン	エプロン上の段差	0.03~0.1 m 未満	N/A	N/A	N/A
		エプロンと背後地間の段差	0.3~0.7 m 未満	N/A	N/A	N/A
		海側への傾斜角	2~3° 未満	N/A	N/A	N/A
地震時発生最大応力・ひずみ	セル本体	弾性限界内	弾性限界内	塑性化(許容ひずみ未満)	塑性化(許容ひずみ以上)	
	セル継手	弾性限界内	塑性化(セル継手に対する許容ひずみ未満)	塑性化(セル継手に対する許容ひずみ以上)	塑性化(セル継手に対する許容ひずみ以上)	

* d : 壁体天端の残留水平変位; H : 海底面から天端までの高さ

** 代替規準に「法線の出入りが 30 cm 未満」もある

4.5 走行式クレーンを装備する岸壁

荷役機械、フェリー用諸施設などを装備する岸壁では、岸壁としての機能を確保するための前提として、岸壁に装備された諸施設の所期の機能を確保しなければならない。また、岸壁やこれに装備された諸施設に著しい被害が発生する場合でも、荷役などの作業に係る人命に対する安全の確保がなされなければならない。このように、荷役機械などを装備する岸壁の許容被害程度の設定に際しては、4.1～4.4に示した構造形式ごとの検討に加えて、さらに検討すべき諸点がある。

たとえば、ベルトコンベアのような線状構造物が設置されている岸壁では、岸壁の変形にともなって発生する不同沈下や相隣れる2点間の相対水平変位などの諸点についても検討する必要がある。また、フェリー用埠頭においては、フェリー乗降客の人的安全の確保、利用上の制約などの観点から、岸壁の変位、フェリー用渡橋の耐震性に関する検討が必要となる。このように一般公共埠頭以外の岸壁については、それぞれの岸壁の利用形態に応じた固有の機能に関する観点からの検討が必要となる。

本節では、その代表例として、コンテナクレーンなどをはじめとする走行式クレーンを装備する岸壁の許容被害程度の設定において、4.1～4.4に示した検討に加えて、さらに検討すべき諸点について解説する。

(1) 走行式クレーンの地震応答

走行式クレーンは、図-32に示すとおり、直接貨物の積下しを担う上部工とこれを支持する脚部からなり、通常、鋼製の骨組構造で構成されている。脚部の構造形式には、剛脚式（図-32に示すもの）と揺脚式（海側または陸側いずれか片側の脚部が、図-32中のA点で、ヒンジ結合されているもの）がある。脚部の下端は、走行装置・車輪を通してレールにより支持されている。レールの基礎は、岸壁が重力式岸壁や横棧橋の場合には、壁体や棧橋の基礎杭を兼用することが多いが、重力式岸壁の壁体幅がレール幅より小さい場合、矢板式岸壁、セル式岸壁などにおいては、必要に応じて、クレーンレール専用の基礎杭などを設け、岸壁の構造とは独立した基礎により支持されることが多い。

走行式クレーンは、クレーン休止時には、逸走防止装置または係留装置により、レールまたは岸壁に固定されるので、クレーン脚部先端の上下・水平抵抗の上限は、これらの装置の破壊限界によって定まる。しかし、クレーン稼働時には、これらの固定装置ははずされるので、クレーン脚部先端の水平抵抗の上限は、走行方向にはクレーンの車輪とレールの摩擦係数により、また、横行方向には車輪とレ

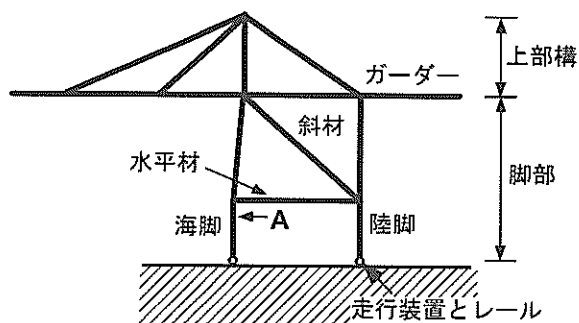


図-32 走行式クレーンの概念図
(横行方向側面図)

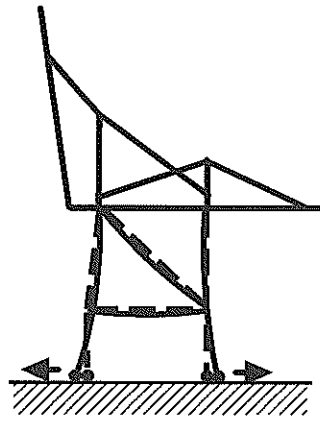
ールの摩擦係数とともに車輪のフランジの抵抗限界により定まる。

走行式クレーンの被災形態には、図-33に示すように、脱線、走行装置の離脱、逸走防止・係留装置の破断、脚部の座屈、転倒などがある（田中他，1996）。図-33(a)に示すとおり、岸壁の変位などに伴ってレールスパンが拡大すると、クレーン脚スパンが強制的に広げられ、脱線または脚部の座屈などが発生する。逆に、図-33(b)に示すとおり、脚スパンが縮小する被害形態もある。これは、クレーンのロッキング（脚の浮き上がりを伴う振動）中、傾斜荷重に抵抗する脚が、交互に、脚スパンが収縮する方向の水平分力を受けるためである。ロッキングに伴い脱線や走行装置の離脱も発生する。図-33(c)に示すように、クレーンが脱線した場合に、岸壁エプロンに陥没が発生すると、クレーンの傾斜・転倒が発生する。また、図-33(d)に示すように、揺脚クレーンの場合には、車輪の脱線に伴い、クレーンの傾斜・転倒が発生する。以上のとおり、走行式クレーンの被災形態は、クレーンの形式、クレーンの係留の有無の条件に応じて、種々のものがある。クレーンの部材応力は、クレーンのロッキングが係留装置などにより防止されている場合の方が、クレーンのロッキングが発生する場合よりも、大きくなるとされている。

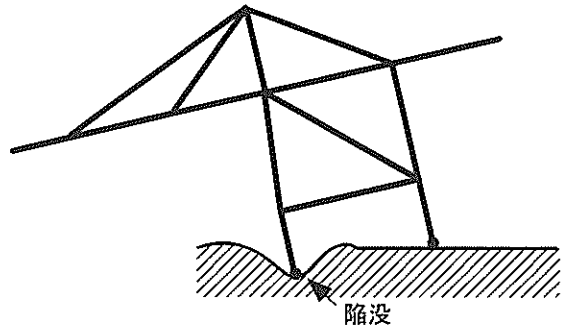
走行式クレーンを装備する岸壁では、海陸側のクレーンレール基礎の上部を連結して一体化する構造を採用するなど、荷役機能維持の観点から採用すべき対策について検討することも重要である。

(2) 走行式クレーンを装備する岸壁の被害程度規準を規定する照査項目

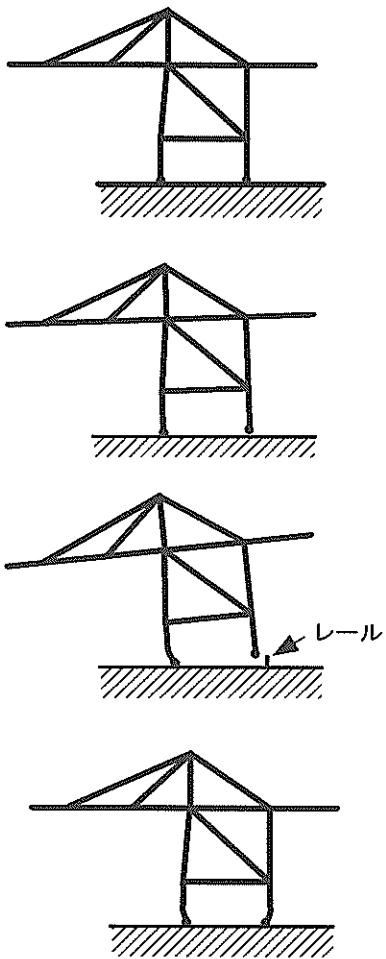
走行式クレーンを装備する岸壁では、機能被害の観点からは、クレーン上部工の機能（貨物の積下ろし）と脚部の機能（クレーンの走行性、および、上部工の支持）について、また、構造被害の観点からは、クレーンレールとその



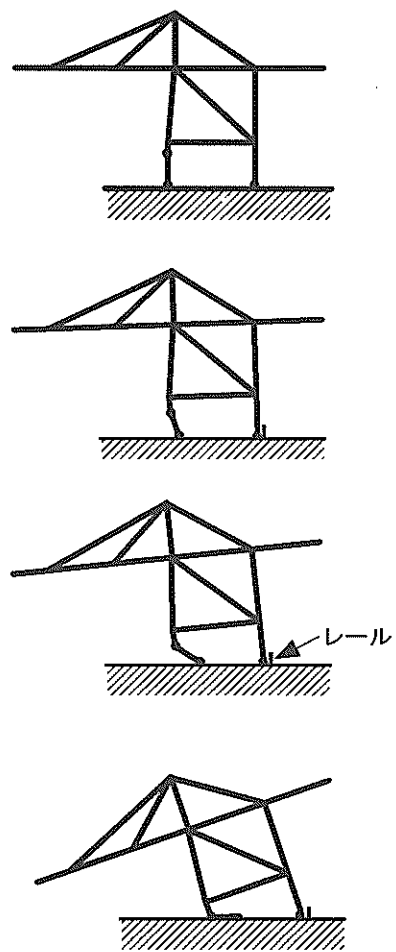
(a) レールスパンの拡大に伴う
クレーン脚スパンの拡大



(c) クレーン脚の陥没による傾斜



(b) クレーンのロックによる脚スパンの縮小



(d) 揺脚クレーンのロック・滑動による転倒

図-33 走行式クレーンの変形形態

基礎の変位，応力，およびクレーン本体の変位（脱線），傾斜および部材応力について検討する必要がある。特に，機能被害の観点からは，電気供給面からの検討も必要である。

照査項目を具体的に例示すれば，図-34 に示すとおり，クレーンレールとその基礎については，レールスパン，蛇行（レール継目のくい違いを含む），不同沈下（海陸レールの高低差，上下方向のレールの曲がり，勾配，上下方向のレール継目のくい違い）の他，レール基礎構造の変位・応力などが挙げられる。また，クレーンについては，車輪（脱線），走行装置（離脱），逸走防止・係留装置（破断），ならびにクレーン全体の変位（脱線，傾斜，転倒など）と骨組構造の部材応力（応力，座屈発生位置との関連で全体崩壊もチェック）などが照査対象となる。

耐震性能照査においては，先に述べた機能被害および構造被害の観点からの諸検討項目の一つ一つについて，上に述べた照査対象項目から該当する項目を拾い出し，それぞれの許容被害程度を設定し，これらを総合化して，対象施設の被害程度規準を設定する。より具体的には，次項に示すとおりである。

(3) 走行式クレーンを装備する岸壁の被害程度規準

走行式クレーンを装備する岸壁では，岸壁本体の被害程度規準の設定に加えて，クレーン本体およびクレーンレール基礎に対する被害程度規準の設定が必要である。このう

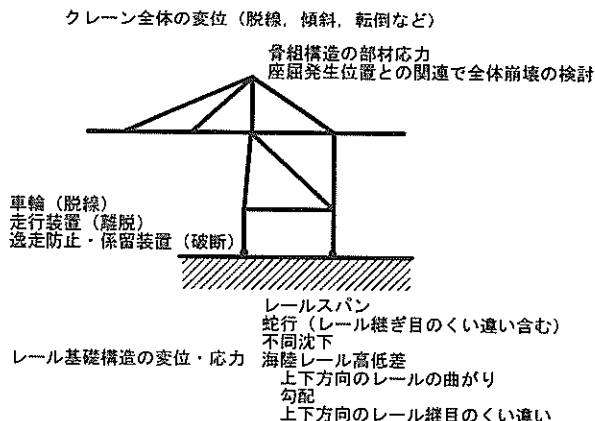


図-34 走行式クレーンを装備する岸壁の照査項目

ち，以下には，クレーン本体に対する被害程度規準の目安を示す。なお，クレーンレール基礎については，岸壁の許容被害程度に準じて，以下に示すクレーン本体の許容被害程度を考慮して，適切に設定する。

走行式クレーン本体の被害程度規準は，表-8 を目安として設定する。同表で最も厳しい制約条件となる照査項目をもって耐震性能を判断する。

走行式クレーンを装備する岸壁およびクレーンレール基礎の被害程度の目安としては，以下を目安として設定する。

表-8 走行式クレーンの被害程度規準の目安

許容被害程度		被害程度 I	被害程度 II	被害程度 III	被害程度 IV
変位		脱線限界以内	脱線	転倒限界以内	転倒
地震時発生最大応力・ひずみ	上部工	弾性限界内	弾性限界内	塑性化（上部工に対する許容塑性率／許容ひずみ未滿）	塑性化（上部工に対する許容塑性率／許容ひずみ以上）
	脚部骨組構造本体	弾性限界内	塑性化（脚部骨組構造本体に対する許容塑性率／許容ひずみ未滿）	非崩壊	崩壊
	脚部先端	弾性限界内	脚部先端の損傷（走行装置の離脱，逸走防止・係留装置の破断などを含む）	脚部先端の損傷（走行装置の離脱，逸走防止・係留装置の破断などを含む）	脚部先端の損傷（走行装置の離脱，逸走防止・係留装置の破断などを含む）

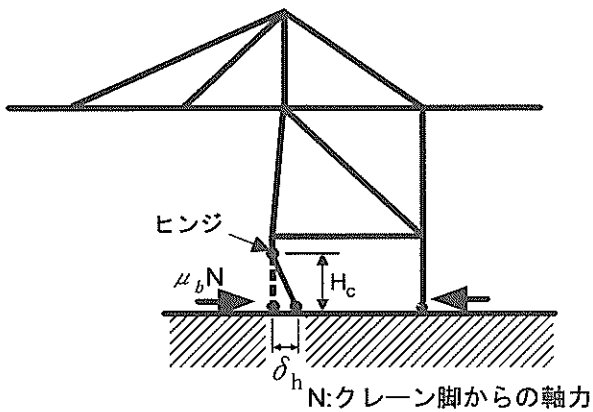


図-35 クレーンの転倒限界の算定に用いる諸元の概念図

被害程度 I の限界として、レールスパンの拡幅量を、クレーン脚部の弾性限界内とすることが考えられる。具体的には、剛脚式クレーンでレールスパン 30m クラスの場合、拡幅量 1m がこの限界に対応する。なお、揺脚式クレーンでは、このような制約限界はない。

被害程度 II の限界としては、クレーンレール基礎の降伏ないし許容塑性率以下の終局状態とすることが考えられる。

被害程度 III の限界としては、レールの高低差をクレーンの転倒限界以内とするとともに、クレーン脱線時を考慮して、岸壁のエプロンの高低差（傾斜、不同沈下など）をクレーンの転倒限界以内とすることが考えられる。また、揺脚式クレーン（または剛脚式クレーンで脚部が塑性ヒンジ状態となった場合）の脱線時の転倒限界を引き上げるため、岸壁のエプロン表面の摩擦係数を増大させる対策も可能性としては考えられる。この必要摩擦係数は、クレーンの傾斜が無視できる場合には、 μ_b ：摩擦係数、 δ_h ：脚部拡幅量（m）、 H_c ：ヒンジ（または塑性ヒンジ）までの高さ（m）（図-35 参照）なるパラメタを用いて、 $\mu \geq \delta_h / H$ の条件により表される。

被害程度 IV は、被害程度 III の上限を超える終局状態として規定される。

なお、走行式クレーンの常時の保守管理限界としては、表-9 に示すものがある（港湾荷役機械化協会、1996）。走行式クレーンの地震直後の機動性を確保する必要が特別に高い場合などでは、上に述べた被害程度規準に代えて、このような特に厳しい制約条件を被害程度規準の一部に組込むことも考えられる。

表-9 コンテナクレーンの常時保守管理用限界

照査項目	変動限界
レールスパン L_{span} ($L_{span} < 25$ m) (25 m $\leq L_{span} \leq 40$ m)	± 10 mm ± 15 mm
海陸レールの高低差	$L_{span} / 1000$
上下方向の曲がり	5 mm に付き 10 m
左右方向の曲がり	5 mm に付き 10 m
勾配	1/500
レール継目 くい違い（上下、側面） 隙間	1 mm 5 mm*

* 初期の設定からの相対値

4.6 防波堤

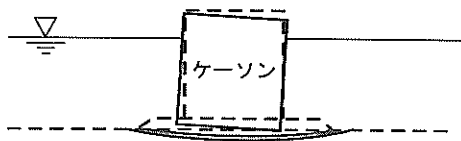
防波堤は、捨石、ケーソン、ないしこれらの複合構造を海底に設置した構造からなる。水平外力に対する抵抗は、捨石ないしケーソン底部の摩擦によって確保される。防波堤の被災形態の例を図-36 に示す。

防波堤の機能は、通常は波浪・越波を低減するものであり、大地震の発生と同時に設計波浪が作用する可能性は小さい。大地震時における波浪条件としては、PIANC ガイドラインでは「中程度の常時作用すると想定される波浪を考慮すればよい」（PIANC, 2001）としているが、設計実務上は地震時における波浪荷重は無視してよい（運輸省港湾局、1999）であろう。

防波堤の被害程度規準としては、その破壊形態や許容被害程度を考慮して設定すべきであるが、さきに述べた防波堤の機能から見ると、防波堤の天端の沈下量のみで規定するのが実際的と考えられる。ただし、海外では、防波堤の使用形態として、係船施設やアクセス道路として利用している例もあり、このような場合には、防波堤の不同沈下、傾斜、変位なども照査項目に含める必要がある。

防波堤の被害程度規準については、現在までのところ、その一般的な目安を設定する段階にまで達していないが、防波堤の許容被害程度の大小関係を示す意味で、防波堤の耐震性能グレードを以下に示す。これらは、防波堤の本来の機能に加え、二次的機能も考慮して設定したものである。

- ・ 港内波浪抑制（グレード C）
- ・ 親水性施設（グレード C；ただし、人命への影響に関する許容レベルの設定によってはグレード A または B）
- ・ 港内側での係船およびアクセス道路（グレード B）（図-37 参照）
- ・ 荷役施設（ベルトコンベヤ含む）を装備（グレード B）、石油、液化ガス用パイプラインを装備（グレード A または S；危険度による）

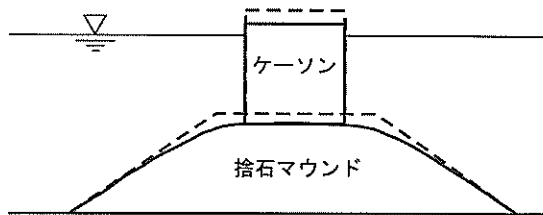


- ・基礎地盤沈下による天端沈下
- ・ケーソンの不同沈下と傾斜
- ・ケーソンのシアークー（がある場合）の被害

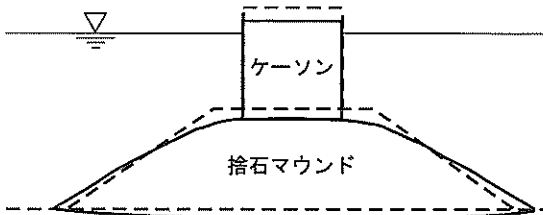


- ・基礎地盤の液状化によるすべり破壊とこれに伴う天端沈下
- ・ケーソンの不同沈下と傾斜
- ・ケーソンのシアークー（がある場合）の被害

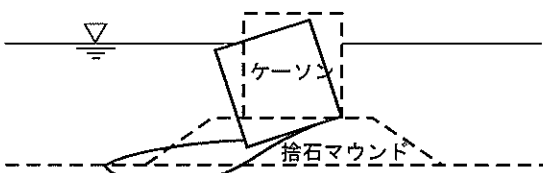
(a) 海底面に直接設置したケーソン構造



- ・捨石マウンドの揺込み沈下
- ・ケーソンの不同沈下

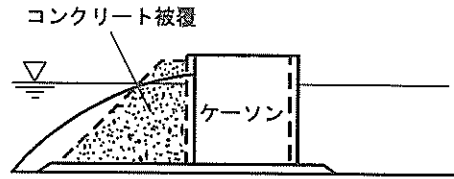


- ・基礎地盤の沈下・液状化による捨石マウンドの天端沈下と側方はらみ出し
- ・ケーソンの不同沈下



- ・基礎地盤の液状化によるすべり破壊とこれに伴う天端沈下
- ・ケーソンの傾斜と不同沈下
- ・ケーソンのシアークー（がある場合）の被害

(b) ケーソン式混成堤（鉛直複合構造）

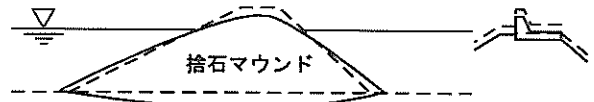


- ・脆弱なコンクリート被覆の破壊
- ・これに伴う越波の増加とケーソン変位の危険性の増加

(c) ケーソン式混成堤（水平複合構造）



- ・捨石マウンドの揺込み沈下
- ・上部工の不同沈下



- ・基礎地盤の沈下・液状化による天端沈下と側方はらみ出し
- ・上部工の不同沈下



- ・基礎地盤の液状化による崩壊
- ・これにともなう天端沈下
- ・上部工の傾斜および変位の可能性

(d) 捨石式傾斜堤

図-36 防波堤の変形/破壊形態

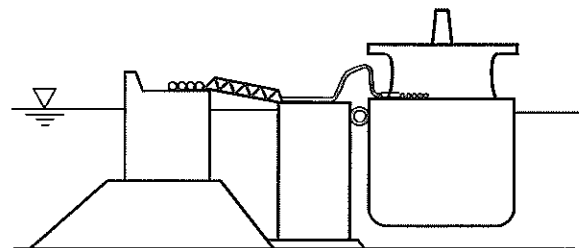
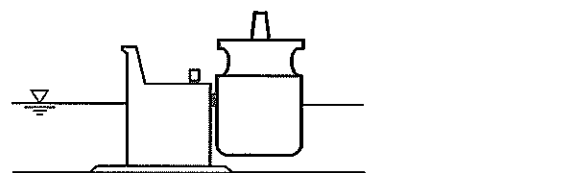


図-37 防波堤背後での係船例

5. 地震応答解析

港湾構造物の地震応答解析は、地震危険度解析、表層地盤の地震応答解析（液状化解析含む）、地盤・構造物系の地震応答解析、の3段階からなる。第1段階では、工学的基盤における設計地震動を設定する。この解析は、対象地域の地震活動や歴史地震などに基づいて行う。第2段階では、(1)地表または構造物建設位置付近の地震動を算定することを目的とした表層地盤の地震応答解析、および(2)地盤の液状化解析、を行う。これらの解析により得られた工学的パラメタに基づいて、港湾構造物の地震応答解析が実施する。

一般に、解析・設計においては、手法の適切な選定とともに、解析結果に対する適切な工学的判断が必要である。地震応答解析では、種々の専門分野の知識が総合的に要求されるので、この総合的な工学的判断が特に重要となる。本章では、種々の港湾構造物の地震応答解析法種別とその適用に関するガイドラインを示す。

5.1 解析法種別

耐震性能照査型設計における地震応答解析では、港湾構造物の地震時挙動を評価し、その結果が予め設定した被害程度規準（変位、応力、塑性率、ひずみなどで与えられる）を満たすか否かについて照査することを目的とする。解析

法の選定においては、それぞれの耐震性能照査に適した解析法を選定する必要があり、一般に、耐震性能グレードが高い施設には高度の解析手法が必要となる。

地震危険度解析、表層地盤の地震応答／液状化解析および港湾構造物の地震応答解析には種々のものがある。これらの解析法は、その難易度および解析能力によって以下のように大別される。

- 1) 簡易解析：滑動限界または弾性応答限界の概略評価、および構造物の残留変位の概略オーダーの評価に適した解析
- 2) 簡易動的解析：予め想定した被害形態のもとでの変位、応力、塑性率、ひずみの評価が可能な解析
- 3) 動的解析：地震時に発生する被害形態および被害程度（変位、応力、塑性率、ひずみなど）の評価が可能な解析

各耐震性能グレードに対して最も適切と見られる解析法種別を表-10に示した。この表においては、耐震性能グレードが高い構造物ほど高度の解析法が必要になるという原則に基づいている。同表に示すとおり、より難易度の低い解析法も、概略設計段階や世界各地でみた場合に特に地震活動度が低い地域での設計では用いることができる。

港湾構造物の解析に当たっては、その解析法の適用性を既往の被災事例ないし模型振動実験などによりあらかじめ確認しておくことが望ましい。

表-10 耐震性能グレードに応じた解析法種別

解析法種別	耐震性能グレード			
	グレードC	グレードB	グレードA	グレードS
簡易解析： 滑動限界または弾性応答限界の概略評価、および構造物の残留変位の概略オーダーの評価に適する				
簡易動的解析： より広い適用性があり信頼性もより高い。予め想定した被害形態のもとでの変位、応力、塑性率、ひずみの評価が可能				
動的解析： 最も高度。地震時に発生する被害形態および被害程度（変位、応力、塑性率、ひずみなど）の評価が可能				

凡例：

	標準的設計ないし設計の最終段階に用いる
	概略設計ないし地震活動が低く設計地震動が小さい場合に用いる

5.2 地震危険度解析

地震危険度解析は、地震学・地震工学などをはじめとする当該分野の高度の知見・技術を有する専門家・学識経験者などにより行われる場合が多い。地震危険度解析については、わが国を中心とするこの分野での急速な学術の進展、世界各地での地震活動度の差異、地震データ入手の難易度の格差なども関係し、現在でも広い範囲の技術者間において統一的な合意を形成することが困難な側面を持っている。しかし、わが国に限定すれば、それなりに一定の方向性をもった形で地震危険度解析および設計地震動の設定方法の将来像が見えつつある。

地震危険度解析は、一般的には、過去の地震動観測結果や活断層調査の結果に基づいて行う。その手法には、簡易なものから高度なものまで種々のものがあるが、大まかには地震危険度解析結果として得られる出力項目に従って、以下のように分類される。

- ・設計加速度、設計震度などを与えるもの
- ・設計応答スペクトルを与えるもの
- ・時刻歴波形を与えるもののうち既往の記録波形の振幅調整によるもの
- ・時刻歴波形を与えるもののうち震源機構を考慮したもの

これらの地震危険度解析の種別は、一般的には、地震活動度、地震データ入手の難易度、建設プロジェクト規模、都市システムの集積度・規模、などに応じて選択される。わが国の港湾地域の場合には、35年以上継続して実施している港湾地域強震観測による精度の高い強震記録データが蓄積されており、近年の地震危険度解析、強震動予測技術の急速な進歩とあわせ、より高度の手法を導入して、震源特性および各港湾での地域特性をふまえた精度の高い入力地震動の設定を設計実務に導入するのに適した時代を迎えつつある。この点について、次の段落で具体的に論じてみたい。

これまでに実施されてきた港湾地域強震観測の成果によると、各港湾の地震動には各々の港湾の地下構造によると見られる卓越周期が明瞭に表れている。例えば八戸港では1968年十勝沖地震と1994年三陸はるか沖地震で、いずれも周期2.5秒の成分が卓越した地震動が観測されている。精度の良い地震応答解析を実施するためには、このような港湾毎の地震動の卓越周期を反映した設計地震動を設定することが望ましい。もしも各港湾で観測される卓越周期がすべて工学的基盤面よりも上の表層地盤の地震応答特性に由来するものであれば、工学的基盤面において港湾の特性を踏まえた設計地震動を設定しなくても、後に実施する表層地盤の地震応答計算を経ることにより、地点特有の卓越周期を踏まえた設計地震動が地表もしくは

構造物付近で得られることになろう。しかしながら、各港湾で観測される卓越周期は、むしろ設計上設定する工学的基盤面よりも深い深部地盤の性質に由来する場合も少なくない。その一例が上の八戸港の例であり、そこで観測される周期2.5秒の成分は、深部地盤の性質に由来することが明らかにされている。つまり、八戸港の地表で観測された地震波を地盤地震応答解析によってその工学的基盤面の波形に変換しても、その波形は八戸港の深部地盤の影響を含んでいるので、これを、八戸港とは異なる深部地盤を有する港湾で工学的基盤地震動として与えることは、必ずしも適当ではない。特に栈橋のように地震動の特定の周期成分に対して大きく応答するような構造物の地震応答解析を実施するには、当該港湾の深部地盤構造をも踏まえ、当該港湾での地震動の周期特性を反映した設計地震動を設定することが望ましいと言える。このような考え方は、過去においては、データの不足ないし技術的限界などが原因で、あくまでも研究上の究極目標として位置付けられることが多かった。しかし、現在においては上述のように強震動予測の技術が進歩を遂げ、また地下構造に関する情報や強震記録の蓄積も進んできたことから、設計実務を念頭に各港湾の特性を踏まえた設計入力地震動を工学的基盤面において与えることが、現実のものとなってきた。

地震危険度解析に用いる解析法種別の選択に際しては、以上のような、地震危険度解析に則した選定条件のみならず、港湾構造物の地震応答解析で選択する解析法種別との関連を考慮しなければならない。地震危険度解析の結果は、これに引続いて実施する港湾構造物の地震応答解析に必要な入力パラメータとして用いるので、これらの解析段階を通じて、整合性がある解析法を選択する必要があるからである。このような観点から、地震危険度解析において用いる解析法種別を、5.1で示した港湾構造物の地震応答解析法の種別を参照する形で、以下に示す。

簡易解析においては、過去の設計技術の歴史的な流れもあり、設計基準類で示された設計震度ないし設計応答スペクトルを用いることが多い。わが国の港湾の例では、河角マップの75年期待値（河角、1951）などを参考に設計震度の標準値を定め、この値を中心として標準的な港湾構造物が有する耐震性の相対的な安全性を確保するために重要度係数などを加味して設定している。

簡易動的解析においては、地震動の時刻歴波形が必要となる場合があるが、これには既往の地震動記録波形を基にその振幅を地震危険度解析結果に基づいて調整して用いるのが標準的であろう。また、簡易動的解析において設計応答スペクトルを与える場合には、簡易解析と同様となる。動的解析においては、さらに精度が高い地震動の時刻歴

波形を用いることが望ましいが、レベル1地震動については、簡易動的解析で用いる既往の地震動記録波形と同様の設定方法を用いるのが現実的と考えられる。ただしレベル1地震動についても、例えば栈橋のように地震動の特定の周期成分に対して大きく応答するような構造物の地震応答解析を実施するには、当該港湾の深部地盤構造をも踏まえ、当該港湾での地震動の周期特性を反映した設計地震動を設定することが望ましい。

レベル2地震動については、一般的には、設計で対象とする活断層の諸元をもとに設計入力地震動を作成する。設計入力地震動の作成方法には表-11に示す種々の方法がある。大規模プロジェクト等、特に慎重な検討を要する施設の場合は、同表に示す方法のうち理論的、半経験的、広帯域ハイブリッド法のいずれかにより模擬地震波を作成することが望ましい。なお、各々の手法の適用限界には十分に注意する必要がある。理論的手法の適用にあたっては、震源から港湾に至る地下構造に関する十分な情報を必要とする。採用する地下構造モデルの適用性は、既往の強震記録の再現性などの点から十分に吟味されなければならない。半経験的手法のうち経験的グリーン関数法は、当該地点で得られた中小地震の記録を利用する方法であり、適切な中小地震の記録が存在しない場合には適用できないが、我が国の港湾では35年以上にわたる強震観測の歴史を持ち、記録の蓄積も進んで来ていることから、特に有望な方法であると考えられる。なお、レベル1地震動とレベル2地震動の強度の差が小さい場合などでは、レベル1地震動とレベル2地震動の相互の整合性についても検討し、必要に応じて、レベル1地震動についても、レベル2地震動と同様の解析法を用いることも検討する。

これらの方法の適用が困難である場合には、経験的方法の1つである距離減衰式により設計入力地震動の最大加速度を定めてもよい。この場合、既往の地震動記録波形の中から、設計対象地震として最も適した波形を選択し、振幅調整をして用いる。

設計入力地震動の設定においては、地域防災計画を考慮して総合的な安全性を確保することも、わが国では重要なポイントとなる。

表-11 代表的な地震動推定手法とその分類

方法		概要
理論的方法	波数積分法	与えられた断層運動に対する水平成層媒質の波動場を理論的に求める方法。Bouchon (1981), Luco and Apsel (1983), Saikia (1994), 久田 (1997)等の方法がある。 媒質を水平成層と考えるので盆地生成表面波や basin edge effect を考慮できない点に注意を要する。久田(1997)のプログラムはインターネットで公開されている。
	差分法	不整形媒質を対象とした手法。3次元問題への適用事例として San Bernerdino 盆地 (Frankel et al., 1993), Los Angeles 盆地 (Wald and Graves, 1998), 神戸周辺(Pitarka and Irikura, 1998), 関東平野 (Sato et al., 1999)等がある。計算には不整形地下構造の情報が必要である。このような情報が利用できる地域は限られているのが現状であるが、情報収集のための努力が関係機関により続けられている。また、現状では計算機のメモリ容量や計算時間の制約を受ける場合も多いが、こうした点については計算機の性能やアルゴリズムそのものの向上により克服されつつある。
	有限要素法	不整形媒質を対象とした手法。3次元問題への適用事例として Bielak et al. (1998)等がある。 差分法と比較した場合のメリットとして、要素のサイズを媒質の弾性波速度に応じてフレキシブルに決めることができる点が挙げられる。地下構造の情報、計算機のメモリ容量や計算時間については差分法について述べた内容がそのままあてはまる。
	境界要素法	媒質の支配方程式を境界積分方程式に置き換えて数値計算を実施する方法であり、不整形媒質に適用可能である。3次元問題への適用事例として Fujiwara (2000)等がある。 地下構造の情報、計算機のメモリ容量や計算時間については差分法について述べた内容がそのままあてはまる。
	Aki-Larner 法	Aki and Larner (1970)により提案された手法で、不整形媒質に適用可能である。3次元問題への適用事例として上林他(1990)等がある。地下構造の情報、計算機のメモリ容量や計算時間については差分法について述べた内容がそのままあてはまる。
半経験的方法	経験的 Green 関数法	発震機構や波動伝播経路を大地震と共有する中小地震の観測波形を Green 関数と見なし、これを重ね合わせて大地震の波形を合成する方法。Irikura (1986), Takemura and Ikeura (1988), Dan et al. (1989)等の方法がある。本手法の利用は適切な中小地震記録が当該サイトで得られている場合に限られる。
	統計的 Green 関数法	経験的 Green 関数法で用いるべき適切な中小地震記録が存在しない場合に、中小地震記録を人工的に作成してこれを重ね合わせる方法であり、釜江他 (1991)により提案された。 経験的 Green 関数法の有利さは失われているが、地震動の指向性等を考慮できる。サイト増幅特性については必要に応じ岩田・入倉(1986), 鶴来(1997)等の方法で別途考慮する。
経験的方法	地動最大値予測手法	最大加速度、最大速度等の地動最大値を経験式(距離減衰式)により予測する。Joyner and Boore (1982), Fukushima and Tanaka (1990), Ohno et al. (1993), 野津他(1997)等により提案されている。
	スペクトル予測手法	応答スペクトル、フーリエ振幅スペクトル等を経験式により予測する。応答スペクトルを予測する安中他(1997)の経験式、フーリエ振幅スペクトルを予測する Boore(1983)の経験式等がある。
広帯域ハイブリッド法		長周期側では与えられた断層運動に対する地震動を理論的方法により求め、短周期側は半経験的手法や経験的手法で計算して、両者を重ね合わせる方法である。 Kamae et al. (1998)のハイブリッドグリーン関数法では短周期側の計算に統計的波形合成法を用いる。

5.3 表層地盤の地震応答/液状化解析

表層地盤の地震応答と液状化解析は、表-12に列挙した解析法により行われる。表層地盤の地震応答解析法の適用性に関しては、各種の技術総括的なとりまとめが行われている（例えば、Finn, 1988; Idriss, 1991）。

(1) 表層地盤の地震応答解析

簡易解析においては、表層地盤の厚さおよび平均的な地盤剛性に基づいて地盤種別を決定し、その種別に応じて、地盤増幅度係数または地盤種別応答スペクトルを与える。この方法は、基準類に示されていることが多い。

簡易動的解析においては、表層地盤の地震応答は等価線形（全応力）解析モデルを用いて解析する。表層地盤は水平方向に無限の延長を持つ水平成層地盤としてモデル化され、1次元解析が行われる。この解析により、地表を含む地盤中の地震動の加速度時刻歴、せん断応力、せん断ひずみが得られる。

簡易解析、簡易動的解析のいずれにおいても、地表における地震動パラメタが、この後に実施される港湾構造物の簡易解析、簡易動的解析に基づく地震応答解析に用いられる。

動的解析は、地盤・構造物系を一体的に解析し、構造物部分の地震応答と基礎地盤の地震応答が相互に与える作用を評価しようとするものである。簡易解析、簡易動的解析では構造物が無い場合の水平成層地盤（以下自由地盤とよぶ）の地震応答解析結果を用いて港湾構造物の地震応答解析を行うのに対して、動的解析においては、地盤と構造物のそれぞれの地震応答の影響を総合的に解析する。動的解析では、有限要素法ないし差分法が用いられることが多い。動的解析では、表層地盤の地震応答の影響は、それ単独で評価されるのではなく、地盤・構造物系の全体的な解析の一部に組込まれる形で、港湾構造物の解析と一体として解析される。工学的基盤が深い場合など、地盤・構造物系の解析対象領域が、地表から工学的基盤までの範囲を包含しない場合には、解析対象領域の底面境界から工学的基盤までの深さまでの地盤部分について、1次元非線形（有効応力）解析ないし1次元等価線形（全応力）解析により表層地盤の地震応答解析を行う。

いずれの解析法においても、工学的基盤における入力地震動の設定は慎重に行わなければならない。

(2) 表層地盤の液状化解析

簡易解析においては、砂質土の液状化は標準貫入試験またはコーン貫入試験結果を用いて、既往の事例に基づく液状化判定チャートや経験式を用いて評価する。

簡易動的解析においては、液状化の判定は、簡易動的解析による表層地盤の地震応答解析から得られるせん断応力と標準貫入試験、コーン貫入試験などの結果ないし室内繰返しせん断試験結果に基づいて行う。

簡易解析、簡易動的解析のいずれにおいても、解析結果として得られた液状化の判定結果は、この後に実施される港湾構造物の簡易解析、簡易動的解析に基づく地震応答解析に用いられる。

動的解析においては、液状化の解析はそれ単独で行われることはなく、地盤・構造物系の地震応答解析全体の一部に組込まれる形で実施されるのが普通である。

5.4 港湾構造物の地震応答解析

港湾構造物の解析法は、解析対象構造物によって異なる。表-13に示す解析法の中から適切な解析法を選定する。港湾構造物の解析法として世界においてそれなりに研究実績がある解析法の具体例を表-14に示した。同表に示すとおり、港湾構造物の解析法は、擁壁・土構造物系（岸壁、盛土斜面、防波堤）に対するものと、杭式・骨組構造物系（杭式横棧橋、クレーンなどの骨組構造）に対するものとに大別される。

(1) 擁壁・土構造物系の解析法

a) 簡易解析

擁壁・土構造物系の簡易解析は、力の極限釣合いの原理に基づく従来法を用いるもので、変位の概略オーダーを算定するため既往の被災事例に基づく統計解析結果を組込んだ方法もある。簡易解析法は現行の基準類などに示されていることが多い。簡易解析では、擁壁・土構造物系を、剛体として挙動する土塊や構造物と見なす。解析対象構造物には、重力式、矢板式、セル式岸壁、盛土や捨石斜面、杭式横棧橋の棧橋直下の斜面部分や背後の護岸構造、および防波堤などがある。

簡易解析における地震動の作用は、最大地震動加速度または震度法において用いる設計震度により表す。これらの工学的パラメタは、5.3において述べた表層地盤の地震応答の簡易解析により求められる。地震力に対する港湾構造物の耐震性は構造および地盤条件に基づいて、通常は滑動限界加速度ないし滑動限界震度（この限界を地震力が超えると土塊や構造物が滑動を開始する限界）として評価される。地盤の液状化が予測されている場合には、簡易解析において液状化の幾何的発生範囲も考慮しなければならない。

簡易解析結果は、被害発生限界の概略値を与えるもので、これによって設計された構造物では、L1地震動に対して

表-12 表層地盤の地震応答と液状化解析**

解析法種別	簡易解析	簡易動的解析	動的解析*	
			構造モデル	地盤モデル
表層地盤の地震応答解析	解析法	地盤分類	1次元全応力(等価線形)解析	
	入力パラメタ	工学的基盤最大加速度 標準貫入試験のN値 コーン貫入抵抗値 q_c 土層構成	工学的基盤における地震動時刻歴 せん断波速度 V_s ひずみ依存 ($G/G_0, \gamma, h-\gamma$) 曲線	
	解析出力項目	地表面地震動(最大地震動加速度, 最大地震動速度) 設計応答スペクトル	地表および地中における地震動時刻歴	
液状化解析	解析法	標準貫入試験のN値 コーン貫入抵抗値 q_c を用いた既往液状化事例に基づく液状化判定チャートまたは経験式	室内繰返しせん断試験もしくは標準貫入試験のN値・コーン貫入抵抗値 q_c ・せん断波速度 V_s を用いた既往液状化事例に基づく液状化判定チャートまたは経験式 +1次元全応力解析*	
	入力パラメタ	工学的基盤最大加速度 標準貫入試験のN値 コーン貫入抵抗値 q_c せん断波速度 V_s	工学的基盤における地震動時刻歴, または地中のせん断応力の時刻歴 室内繰返しせん断試験に基づく液状化抵抗 τ/σ'_0 または γ_{cr} 標準貫入試験のN値・コーン貫入抵抗値 q_c ・せん断波速度 V_s	
	解析出力項目	液状化安全率 F_L	液状化安全率 F_L 過剰間隙水圧比 u/σ'_0 液状化の発生深さと発生時点	

* 工学的基盤が深く解析対象領域の底面境界が工学的基盤と異なる場合には、工学的基盤から解析底面までの範囲について1次元非線形(有効応力)解析ないし1次元等価線形(全応力)解析を行うことにより、ローカルサイトエフェクトを評価する。

** V_s : せん断波の伝播速度, G/G_0 : 微小ひずみ時の土のせん断弾性係数(G_0)に対する割線せん断弾性係数(G)の比, D : 等価履歴減衰定数, γ : せん断ひずみ振幅, F_L : 液状化に対する安全率, u/σ'_0 : 初期有効鉛直応力(σ'_0)に対する過剰間隙水圧(u)の比, τ/σ'_0 : せん断応力比, γ_{cr} : 繰返しせん断ひずみ振幅

表-13 港湾構造物の解析法

解析法種別	簡易解析	簡易動的解析	動的解析	
			構造モデル	地盤モデル
重力式岸壁	震度法および液状化が発生または発生しない場合の経験則	剛体滑動解析法(ニューマーク法) 簡易変形照査チャート(表-14参照)	有限要素法/差分法	有限要素法/差分法
矢板式岸壁			線形解析 または 非線形解析	線形(等価線形)解析 または 非線形解析
杭式横棧橋	応答スペクトル法	応答スペクトル法および プッシュオーバー解析	2次元/3次元解析	2次元/3次元解析
セル式岸壁	震度法	剛体滑動解析法(ニューマーク法)		
クレーン	応答スペクトル法	応答スペクトル法および プッシュオーバー解析		
防波堤	震度法	剛体滑動解析法(ニューマーク法)		

は、被害程度 II 補修限界に対応する被害レベルに留まることは、まず保証されると考えられる。簡易解析結果により L1 地震動に対する被害程度 I 使用限界が保証されるか否かについては、簡易解析で用いる震度法で使う設計パラメタの詳細に依存する。変位の概略オーダーも既往の被災事例の統計解析を簡易解析に組込んだ方法によって求めることができる。しかし、簡易解析によって求めた変位の推定値は精度が粗い値であって、概略設計ないし世界でも地震活動度が著しく低い地域などに限って用いるべきものである。

以上の議論で注意しなければならない点に、震度法に基づく従来の耐震設計と、同じ震度法ではあっても、耐震性能照査型設計における震度法の役割および意味合いは根本的に異なる点がある。従来の耐震設計においては、設計震度は構造物の耐震性を適切に確保するために用いられる指標の一つとして用いており、これと合わせて適切に設定した安全率を考慮することによって、所要の耐震性を確保することを目的としてきた。これに対して、耐震性能照査型設計における簡易解析としての震度法では、構造物の変形ないし塑性的挙動を開始しはじめる限界状態を評価することを目的としており、設計で用いる安全率を含まない形で解析を行う。この点は、同じ震度法を用いる解析であっても、従来の設計との重要な相違点として、耐震性能照査の際に念頭におく必要がある。

b) 簡易動的解析

簡易動的解析は、簡易解析と同様に、港湾構造物を滑動可能な剛体ブロック群と見なして解析するものである。簡易動的解析では、剛体ブロックの滑動変位を、加速度時刻歴のうち滑動限界加速度を越えた時点から、滑動が停止する時点までの時間部分について、時間積分することにより算定する。

地震動の作用は、対象構造物の底面における地震動時刻歴により評価する。この地震動時刻歴は、5.3において述べた表層地盤の地震応答の簡易動的解析により求める。滑動モデルによる解析では、構造条件および地盤条件は、滑動限界加速度として評価される。滑動変位の算定結果をとりまとめた設計用チャートや経験式もいくつか提案されている（表-14 参照）。これらのチャートや経験式では、地震動の作用を表現する指標として、最大地震動加速度および速度が用いられる。

簡易動的解析に区分される方法の一つに、地盤・構造物系の非線形有限要素解析に基づくパラメトリック解析結果を設計用チャートの形で取りまとめたものを用いる方法がある。このチャートに基づいて、港湾構造物の変位の概略値を評価することができる。

c) 動的解析

さきに述べたとおり、動的解析は、有限要素法や差分法を用いて地盤・構造物の相互作用解析により行う。動的解析の解析では、地震動の作用は、解析対象領域底面における入力地震動として与えられる。解析における構造物部分は構造部分の弾性限界に対する地震動レベルの大小に応じて、線形ないし非線形モデルで解析する。地盤部分は、設計地震動に対して発生すると想定される土のひずみレベルに応じて、等価線形または非線形（有効応力）モデルにより解析する。

地盤・構造物系の一体解析により総合性のある解析結果を得ることができ、地盤・構造物系の被害形態および変位、応力、ひずみ状態などで規定される被害程度の両者が解析結果として得られる。動的解析の解析結果の精度は、種々の条件に左右されることが多く、既往の被災事例や模型振動実験結果に基づいてその適用性を確認しておくことが望ましい。

(2) 杭式・骨組構造物系

a) 簡易解析

杭式・骨組構造物系の簡易解析では、杭式横棧橋の杭-床版構造系部分ないしクレーンの骨組構造系を一自由度系ないし多自由度質点系としてモデル化して解析する。この解析では、地震動は応答スペクトルの形で取り扱われる。構造および地盤条件は杭-床版構造系ないし骨組構造系の共振振動数および減衰定数として評価される。構造系の塑性率も導入されることがある。簡易解析では、地盤変位は無視し得るほど小さいと仮定する。一自由度/多自由度質点系の解析結果は、杭-床版構造系ないし骨組構造系の弾性応答限界の概略値を評価するために有用であり、これにより L1 地震動に対する補修限界（被害程度 II）は保証されると見てよい。

b) 簡易動的解析

杭式・骨組構造物系の簡易動的解析は、さきに述べた一自由度/多自由度質点系の解析とプッシュオーバー解析（地震荷重を静的荷重レベルに置換え、そのレベルを段階的に上げていく解析）による弾塑性変位・終局ひずみ状態の評価解析を組合せて実施する。この種の解析では、地盤変位の影響を無視することが多いが、剛体滑動モデルによる解析により地盤変位などを算定して解析に組込むこともある。地盤・構造物系の相互作用は考慮されないため、この点で解析上の限界がある。杭式横棧橋とクレーンとの相互作用は、多自由度質点系解析により評価される。変位、塑性率、塑性ひずみ、降伏ないし塑性化する構造部分の特定、などが解析結果として得られる。構造物背後の護岸や

表-14 港湾構造物の解析法の具体例

解析法種別	簡易解析		簡易動的解析		動的解析
	解析法	簡易限界照査のための地震度のための照査のための既往事例統計解析に基づく経験則	変位の概略オーダー照査のための既往事例統計解析に基づく経験則	簡易変形照査チャート	
<ul style="list-style-type: none"> ・重力式岸壁 ・矢板式岸壁 ・セル式岸壁 ・盛土 ・杭式横棧橋の床版直下の法面構造 ・杭式横棧橋の背後護岸 ・防波堤 	<p>解析法</p> <p>Ebeling & Morrison (1992) Tinker (1997) 運輸省港湾局 (1999)</p>	<p>上部 (1983) (非液化化事例) Gazetas et al (1990) (矢板式岸壁) Iai (1998a) (液化化を含む事例)</p>	<p>Newmark (1965) (盛土) Franklin & Chang (1977) (盛土) Richards & Elms (1979) (重力式擁壁) Whitman & Liao (1984) (重力式擁壁) Towhata & Islam (1987) (矢板式岸壁) Steedman (1998) (重力式/矢板式岸壁)</p>	<p>Dickenson & Yang (1998) (重力式岸壁, 液化化対策効果の評価) Iai et al (1999) (重力式岸壁, 液化化/非液化化の両者を含む) McCullough & Dickenson (1998) (矢板式岸壁, 液化化対策効果の評価)</p>	<p>2次元有限要素法/差分法 線形地盤モデル(FLUSH) 非線形地盤モデル(FLIP)</p>
<ul style="list-style-type: none"> ・杭式横棧橋の杭-床版構造部分 ・クレーン 	<p>解析法</p> <p>Ferritto (1997a) Werner (1998) 横田他 (1999) Ferritto et al (1999)</p>	<p>弾性限界照査のための応答スペクトル法</p>	<p>応答スペクトル法とブッシュオーバー解析 (一質点系/多質点系モデル)</p>	<p>Lysmer et al (1975) (等価線形/全応力) Iai (1998b) (非線形/有効応力)</p>	<p>2次元有限要素法/差分法 線形地盤モデル(FLUSH) 非線形地盤モデル(FLIP)</p>
	<p>参考文献</p> <p>Ferritto (1997a) Werner (1998) 横田他 (1999) Ferritto et al (1999)</p>			<p>Lysmer et al (1975) (等価線形/全応力) Iai (1998b) (非線形/有効応力) Ferritto et al (1999) (非線形)</p>	

床版直下の斜面の変位による被災形態は解析結果として得られるのではなく、あらかじめ解析の前提として仮定する形で組込むので、この点でも解析上の限界がある。

c) 動的解析

動的解析は、地盤・構造物系の相互作用解析に基づくもので、有限要素法/差分法などを用いて行う。擁壁・土構造物系の動的解析について言及した事項と同様のことが杭式・骨組構造物系の動的解析にも当てはまる。

5.5 解析に用いる入力パラメタと解析出力項目

種々の解析法で必要となる入力パラメタを表-15に示す。解析結果は、解析法の精度のみならず、入力パラメタの精度にも依存する。したがって、理想的には、難易度の高い解析法を用いる場合には、高度の地盤調査法を用いることがのぞましい。しかし、例えば原位置凍結ボーリングによる砂試料の採取などのように高度の地盤調査法を、難易度の高い解析を行う際に、常に採用しなければならないとするのは現実には困難である。高度な解析に必要な入力パラメタのうちいくつかについては、予め高度の地盤調査結果と標準的な地盤調査法（たとえば標準貫入試験）による結果との比較検討を通じて経験公式の適用性を確認しておき、その上で、地盤の N 値などに基づいて、経験公式を用いて解析用入力パラメタを推定することにより、比較的信頼性の高い結果が得られる。

表-16、17は、解析結果として得られる出力項目の一覧である。高度な解析法では、出力項目として評価可能な項目数も多いことが理解される。これらの出力項目が、地震時の被害程度を表現する指標となる。耐震性能照査型設計では、これらの出力結果を、4.で規定した被害程度規準と比較することにより所要の耐震性能が満たされているか否かの照査を行う。

本資料では、信頼性設計の観点からの議論は省略しているが、本資料に示した耐震性能照査型設計体系に信頼性の観点からの検討を組込む際には、表-15に示す入力パラメタの信頼性と表-16、17に示す出力項目の信頼性との関連を適切に評価することが必要となる。

本資料に示した被害程度規準の目安は、工学的に満足すべき耐震性能を実現する上で、一般的に適用される標準的な値を示している。しかし、これらの規準値を超えた場合において、対象構造物の耐震性能が不十分であると機械的に判断するのは早計である。設計においては、設計事例の一つ一つについて、慎重な工学的判断を行って、最終的な総合判断として、対象構造物の設計が妥当であるか否かについて判断する。さきに示した標準値を満たせば、構造物の耐震性能は工学的に満足すべきレベルで保証されると

判断してよいが、そうでない場合であっても、設計技術者の総合的な検討により、工学的に満足すべきレベルの耐震性能が保証されるか否かについて判断を下すことが求められている。

表-15 解析に必要な入力パラメータ

解析法種別	簡易解析	簡易動的解析	動的解析
重力式岸壁	解析法 設計パラメータ	震度法/経験則 k_e : 等価(作用)震度 k_f : 滑動/弾性限界震度 (壁体高および壁体の相対位置との関係で規定する液状化発生範囲)	簡易変形照査チャート a_{max} : 工学的基礎最大地震動加速度 壁体断面 標準貫入試験の N 値を含む 地盤調査データ
	解析入力パラメータ	経験式: a_{max} : 最大加速度 v_{max} : 最大速度 時刻歴解析: 地震動時刻歴 a_i : 滑動限界加速度	有限要素法/差分法 解析対象領域底面での地震動時刻歴 壁体断面 等価線形解析の場合: ひずみ依存 (G/G_0 & $D-\gamma$) 曲線 非線形解析の場合: 土の非水繰返しせん断挙動データ G , K ; せん断弾性係数, 体積弾性係数, および簡易解析と簡易動的解析で用いる地盤関連パラメータ
矢板式岸壁	解析法 設計パラメータ	震度法/経験則 表層地盤の地震応答解析結果: a_{max} , および液状化判定結果など 壁体断面 地盤関連パラメータ: c, ϕ , 土の粘着力および内部摩擦角, μ_b, δ : 壁体底面および背面の壁面摩擦角, 地下水位など	有限要素法/差分法
	解析入力パラメータ	剛体滑動解析(ニューマーカー法) 重力的岸壁の簡易動的解析用パラメータと同じ 矢板式岸壁の簡易解析用入力パラメータに加え, 矢板, タイロッド, 控え工の幾何/構造諸元	線形構造解析の場合: 弾性材料パラメータとして E, I, A , 降伏応力など 非線形構造解析の場合: 降伏応力度, $M-\phi$ 曲線
杭式横棧橋	解析法 設計パラメータ	応答スペクトル法 杭-床版構造: 設計応答スペクトル 弾性限界耐力または許容応力度 $\beta = 4 \sqrt{\frac{k_{h-sub} D_p}{4EI}}$ 又は $p-y$ 曲線 床版下斜面および背後護岸: 重力式・矢板式岸壁の簡易解析設計用パラメータと同じ	有限要素法/差分法 重力的岸壁の動的解析用パラメータに加え, 杭-床版系に関する幾何/構造諸元: 線形構造解析の場合: 弾性材料パラメータとして E, I, A , 降伏応力など 非線形構造解析の場合: 降伏応力度, $M-\phi$ 曲線

セル式岸壁	解析入力パラメタ	表層地盤の地震応答解析結果と液化判定結果 杭-床版構造: 杭と床版の幾何/構造パラメタ E, I, A, D_{ps} , 許容応力度など, k_{h-sub} : 杭の横方向地盤反力係数, または $p-y$ 曲線 床版下斜面および背後護岸: 重力式・矢板式岸壁の簡易解析入力パラメタと同じ	上欄と同じ。	
	解析法	震度法	剛体滑動解析 (ニューマーク法)	有限要素法/差分法
クレーン	設計パラメタ	全体安定解析: 重力式, 矢板式岸壁の簡易解析用設計パラメタと同じ 構造応力解析: 弾性限界/許容応力	セル式岸壁の簡易解析用設計パラメタに加え, セル構造の限界状態を規定する降伏応力および終局応力ひずみ	重力式岸壁の動的解析入力パラメタに加え, セルの幾何/構造材料パラメタ 線形構造解析の場合: 弾性材料パラメタとして E, I, A , 降伏応力など 非線形構造解析の場合: 降伏応力度, $M-\phi$ 曲線
	解析入力パラメタ	表層地盤の地震応答解析結果と液化判定結果 全体安定解析: 重力式, 矢板式岸壁の簡易解析入力パラメタと同じ 構造応力解析: セル構造の幾何/構造材料パラメタ	上欄と同じ	
防波堤	解析法	震度法	剛体滑動解析 (ニューマーク法)	有限要素法/差分法
	設計パラメタ	重力式岸壁に準じる	重力式岸壁に準じる	重力式岸壁に準じる
防波堤	解析入力パラメタ	重力式岸壁に準じる	重力式岸壁に準じる	重力式岸壁に準じる
	解析法	震度法	剛体滑動解析 (ニューマーク法)	有限要素法/差分法
クレーン	設計パラメタ	設計応答スペクトル 弾性限界耐力または許容応力度	応答スペクトル法とブッシュオーバー解析 クレーンの簡易解析用パラメタに加え, クレーンの終局状態を規定する弾性限界および終局応力/ひずみ値	有限要素法/差分法 クレーンの幾何/構造パラメタ クレーンと岸壁の相互作用解析の場合: 該当する構造形式の岸壁の動的解析入力パラメタに準じる クレーンの地震応答解析のみの場合: クレーンへの入力地震動時刻歴
	解析入力パラメタ	表層地盤の地震応答解析結果と液化判定結果 骨組構造の幾何/構造パラメタ	上欄と同じ	
防波堤	解析法	震度法	剛体滑動解析 (ニューマーク法)	有限要素法/差分法
	設計パラメタ	重力式岸壁に準じる	重力式岸壁に準じる	重力式岸壁に準じる
防波堤	解析入力パラメタ	重力式岸壁に準じる	重力式岸壁に準じる	重力式岸壁に準じる
	解析法	震度法	剛体滑動解析 (ニューマーク法)	有限要素法/差分法

表-16 解析出力項目

解析法種別/ 耐震性能グレード	解析法種別 耐震性能グレード	簡易解析	簡易動的解析	動的解析
重力式岸壁	耐震性能グレード L1: 補修可能 L2: 崩壊(周辺への影響が軽微なことを確認)	滑動限界	グレードC	グレードA/グレードS L1: 使用可能 L2: 補修可能(グレードA)/ 使用可能(グレードS)
		変位の概略オーダー	グレードB L1: 使用可能 L2: 非崩壊限界	変形/被災形態 最大および残留変位
矢板式岸壁	滑動限界	変位の概略オーダー	壁体変位	変形/被災形態 最大および残留変位
		変位の概略オーダー	応力/塑性率/ひずみ	変形/被災形態 最大および残留変位, 応力, 塑性率, ひずみ
杭式横棧橋	杭-床版系: 弾性限界 斜面/背後護岸: 滑動限界または 変位の概略オーダー	変位の概略オーダー	杭-床版系: 変位, 応力/塑性率/ひずみ 斜面/背後護岸: 変位, 応力/塑性率/ひずみ	変形/被災形態 最大および残留変位, 応力, 塑性率, ひずみ
		弾性限界	変位	変形/被災形態 最大および残留変位
セル式岸壁	滑動限界	変位の概略オーダー	壁体変位	変形/被災形態 最大および残留変位, 応力, 塑性率, ひずみ
		弾性限界	変位	変形/被災形態 最大および残留変位
クレーン	滑動限界	変位の概略オーダー	壁体変位	変形/被災形態 最大および残留変位, 応力, 塑性率, ひずみ
		弾性限界	変位	変形/被災形態 最大および残留変位
防波堤	滑動限界	変位の概略オーダー	壁体変位	変形/被災形態 最大および残留変位, 応力, 塑性率, ひずみ
		弾性限界	変位	変形/被災形態 最大および残留変位

表-17 動的解析による出力項目

構造および地盤モデル	構造モデル	動的解析による出力項目
地盤モデル	線形	非線形
	線形(等価線形)	構造系の被災形態 構造物の最大および残留変位, 応力, 塑性率, ひずみ (地盤変位の影響は無損し得ると仮定)
地盤モデル	最大応答 変位/応力	地盤・構造物系の被災形態 地盤変位の影響を考慮した構造物の最大および残留変位, 応力, 塑性率, ひずみ
	非線形	地盤変位による被災形態 地盤変位の影響を考慮した構造物の最大および残留変位, 応力, 塑性率, ひずみ(構造物は弾性限界内にありと仮定)

6. 結論

本資料では、1995年の阪神・淡路大震災を契機として、構造物の耐震性能を考慮した新たな設計法の導入の必要性が社会的に広く認識され、種々の研究が進められてきたことを踏まえ、一連の耐震性能照査型設計体系を試案の形でとりまとめた。1999年の港湾の施設の技術上の基準改訂（運輸省港湾局、1999）においては、耐震強化施設について耐震性能照査の導入が図られてきているが、今回の検討は、その後の技術的發展を踏まえ、さらに本格的な耐震性能照査型設計体系を提示しようとするものである。

本研究により、概ね以下の点を踏まえた設計体系を提示した。

- ・ 2段階の地震動レベル（レベル1，レベル2地震動）の導入
- ・ 許容被害レベルの明確化
- ・ 耐震性能グレードによる構造物の耐震性能レベルのクラスわけ
- ・ 耐震性能グレードに応じた解析法レベルの選択
- ・ 構造物の特徴に応じた照査項目の例示

今後は、ここで示した試案をもとに、具体的な数値や解析法の細部についてさらに検討を積み重ね、さらに確立された設計法へとしていくことが必要である。

(2002年2月14日受付)

謝辞

本研究は、多岐にわたる研究成果を通覧しつつ、その全体に適用できる設計体系を集約することをねらったもので、本研究推進上、従来の研究室を横断的に再組織する形で2001年6月に結成した地震・液状化総合研究プロジェクトチームの場を通じた研究者相互の意見交換が重要な役割を果たした。また、国土交通省国土技術政策総合研究所港湾研究部長山本修司博士、同港湾研究室森屋陽一博士より本論文草稿について貴重なご意見をいただいた。ここに記して謝意を表したい。

参考文献

安中正，山崎文雄，片平冬樹(1997)：気象庁 87 型強震計記録を用いた最大地動及び応答スペクトル推定式の提案，第 24 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.161-164。
稲富隆昌他(1997)：1995 年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告，港研資料 NO.857，237 p. および 563 p。
岩田知孝，入倉孝次郎(1986)：観測された地震波から震源特性，伝播経路特性及び観測点近傍の地盤特性を分離する試み，地震 2，Vol.39，pp.579-593。

上田 茂他(1993)：1993 年釧路沖地震港湾施設被害報告，港研資料 No.766，42 p。
上林宏敏他(1990)：断層震源による不規則境界を有する三次元堆積盆地の地震動応答，日本建築学会構造系論文報告集，Vol.413，pp.75-86。
上部達生(1983)：“地震被災事例に基づく重力式および矢板式係船岸壁の被災変形量と被災額の推定，” 港研資料 No.473，197 p。
運輸省港湾局監修(1997)：埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)，沿岸開発技術研究センター刊，421 p。
運輸省港湾局監修(1999)：港湾の施設の技術上の規準・同解説，日本港湾協会刊
釜江克宏・入倉孝次郎・福知保長(1991)：地震のスケールング則に基づいた大地震時の強震動予測，日本建築学会構造系論文報告集，第 430 号，pp.1-9。
河角 広(1951)：有史以来の地震活動より見たる我国各地の地震危険度及び最高震度の期待値，地震研究所彙報，第 29 号
港湾荷役機械化協会(1996)：コンテナクレーンの検査・点検表，158 p。
地震工学委員会レベル2地震動研究小委員会(2001)：レベル 2 地震動の明確化に向けて，土木学会論文集 No.675/I-55，pp.15-25。
高橋邦夫他(1997)：神戸港における縦横橋の地震被害調査と静的弾塑性解析，基礎工，Vol.25，No.10，pp.104-110。
田中祐人他(1996)：兵庫県南部地震によるコンテナクレーンの被災状況と地震時の応答について，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，土木学会，pp.413-420。
土田 肇他(1985)：1983 年日本海中部地震港湾被害報告，港研資料 No.511，12 p。
鶴来雅人・田居優・入倉孝次郎・古和田明(1997)：経験的サイト増幅特性評価手法に関する検討，地震 2，Vol.50，pp.215-227。
土木学会(2002)：土木構造物の耐震設計法等に関する第3次提言と解説
野津厚・上部達生・佐藤幸博・篠澤巧(1997)：距離減衰式から推定した地盤加速度と設計震度の関係，港湾技研資料 No.893，62 p。
久田嘉章(1997)：成層地盤における正規モード解及び Green 関数の効率的な計算法，日本建築学会構造系論文集，第 501 号，pp.49-56。
南 兼一郎他(1997)：神戸港 T 横橋の地震被害状況と静的および動的解析，基礎工 Vol.25，No.10，pp.112-119。
横田 弘他(1999)：“鋼直抗式横橋の弾塑性解析による耐震性能照査および簡便照査法の提案，” 港研資料

- No.943, 40 p.
- Aki, K. and Larner, L. (1970) : Surface motion of a layered medium having an irregular interface due to incident plane SH waves, *J. Geophys. Res.*, Vol.75, pp.933-945.
- Bea, R.G. (1997): "Background for the proposed International Standards Organization reliability based seismic design guidelines for offshore platforms," Proc. Earthquake Criteria Workshop, Port and Harbour Research Institute & University of California, Berkeley, pp.40-67.
- Bielak, J., Bao, H. and Ghattas, O. (1998) : The effects of surface Geology on Seismic Motion, *Balkema*, pp.121-133.
- Boore, D.M. (1983) : Stochastic simulation of high frequency ground motion based on seismological models of radiated spectra, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.73, pp.1865-1894.
- Bouchon, M (1981) : A simple method to calculate Green's functions for elastic layered media, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.71, pp.957-971.
- Buslov, V.M., Rowghani, M., and Weismair, M. (1996): "Evaluating earthquake damage to concrete wharves," *Concrete International*, pp.50-54.
- Dan, K., Watanabe, T. and Tanaka, T. (1989) : A semi empirical method to synthesize earthquake ground motions based on approximate far-field shear-wave displacement, *日本建築学会構造系論文集*, 第 396 号, pp.27-36.
- Dickenson, S.E. and Yang, D.S. (1998): "Seismically-induced deformations of caisson retaining walls in improved soils," *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, *Geotechnical Special Publication No.75*, ASCE, pp.1071-1082.
- Ebeling, R.M. and Morrison, E. E. (1992): "The seismic design of waterfront retaining structures," *US Army/Corps of Engineers. Technical Report ITL-92-11, /NCEL TR-939*, 256p.
- Ferritto, J.M. (1997) "Design criteria for earthquake hazard mitigation of navy piers and wharves," *Technical Report TR-2069-SHR*, *Naval Facilities Engineering Service Center*, Port Hueneme, 180p.
- Ferritto, J.M., Dickenson, S.E., Priestley, M.J.N., Werner, S.D. and Taylor, C.E. (1999): "Seismic criteria for California marine oil terminals," *Technical Report TR-2103-SHR*, *Naval Facilities Engineering Service Center*, Port Hueneme.
- Finn, W.D.L. (1988): "Dynamic analysis in geotechnical engineering," *Earthquake Engineering and Soil Dynamics* II: *Recent Advances in Ground-Motion Evaluation*, *Geotechnical Special Publication 20*, ASCE, pp.523-591.
- Frankel, A (1993) : Three-dimensional simulation of ground motions in the San Bernardino Valley, California, for hypothetical earthquakes on the San Andreas Fault, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.83, pp.1020-1041.
- Franklin, A.G. and Chang, F.K. (1977): "Earthquake resistance of earth and rockfill dams, Report 5: Permanent displacements of earth dams by Newmark analysis," *US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station*, *Miscellaneous Paper 2-71-17*.
- Fukushima, Y and Tanaka, T. (1990) : A new attenuation relation for peak horizontal acceleration of strong earthquake ground motion in Japan, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.80, pp.757-783.
- Fujiwara, H. (2000) : The fast multipole method for solving integral equations of three-dimensional topography and basin problems, *Geophysical Journal International*, Vol.140, Issue 1, pp.198-210.
- Gazetas, G., Dakoulas, P., and Dennehy, K. (1990): "Empirical seismic design method for waterfront anchored sheetpile walls," *Proc. ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures*, *Geotechnical Special Publication No.25*, ASCE, pp.232-250.
- GSHAP (1999): *Global Seismic Hazard Assessment Program*, <http://seismo.ethz.ch/GSHAP>
- Iai, S. (1998a): "Rigid and flexible retaining walls during Kobe earthquake," *Proc. 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis, pp.108-127.
- Iai, S. (1998b): "Seismic analysis and performance of retaining structures," *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, *Geotechnical Special Publication No.75*, ASCE, pp.1020-1044.
- Iai, S. and Ichii, K. (1998): "Performance based design for port structures," *Proc. UJNR 30th Joint Meeting of United States-Japan Panel on Wind and Seismic Effects*, Gaithersburg, NIST, (3-5), pp.1-13.
- Iai, S., Ichii, K., Sato, Y., and Liu, H. (1999): "Residual displacement of gravity quaywalls – parameter study through effective stress analysis," *7th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures against Soil Liquefaction*, Seattle, MCEER-99-0019, pp.549-563.

- Idriss, I.M. (1991): "Earthquake ground motions at soft soil sites," Proc. 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Vol. III, pp.2265-2271.
- ISO (2001): ISO3010: Bases for design of structures- Seismic actions on structures, 36p.
- ISSMGE-TC4 (1999): Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards (Revised Version), Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering (TC4), International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Japanese Geotechnical Society, 209p.
- Irikura, K. (1986) : Prediction of strong acceleration motions using empirical Green's function, Proc. 7th Japan Earthquake Engineering Symposium, pp.151-156.
- Johnson, R.K., Riffenburgh, R., Hodali, R., Moriwaki, Y., and Tan, P. (1998): "Analysis and design of a container terminal wharf at the Port of Long Beach," PORTS '98, ASCE, pp.436-444.
- Joyner, W.B. and Boore, D.M. (1982) : Peak horizontal acceleration and velocity from strong motion records including records from the 1979 Imperial Valley, California, earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.71, pp.2011-2038.
- Kamae, K., Irikura, K. and Pitarka, A. (1998): A technique for simulating strong ground motion using hybrid Green's function, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.88, pp.357-367.
- Kramer, S.L. (1996): Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall, 653p.
- Luco, J.E. and Apsel, R.J. (1983) : On the Green's functions for layered half-space, Part 1, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.73, pp.909-923.
- Lysmer, J., Udaka, T., Tsai, C.F., and Seed, H.B. (1975): "FLUSH: a computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems," Report EERC 75-30, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 83p.
- McCullough, N.J. and Dickenson, S.E. (1998): "Estimation of seismically induced lateral deformations for anchored sheetpile bulkheads," Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Geotechnical Special Publication No.75, ASCE, pp.1095-1106.
- Newmark, N.M. (1965): "Effects of earthquakes on dams and embankments," 5th Rankine lecture, Geotechnique, Vol. 15, No.2, pp.139-160.
- Ohno, S., Ohta, T., Ikeura, T. and Takemura, M. (1993) : Revision of attenuation formula considering the effect of fault size to evaluate strong motion spectra in near field, Tectonophysics, 218, pp.69-81.
- PIANC (2001): Seismic Design Guidelines for Port Structures, Balkema, 474p.
- Pitarka, A. and Irikura, K. (1998) : Three-dimensional simulation of the near-fault ground motion for the 1995 Hyogo-ken Nambu (Kobe), Japan, earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.88, pp.428-440.
- Richards, R., Jr., and Elms, D. (1979): "Seismic behavior of gravity retaining walls," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No.GT4, pp.449-464.
- Saikia, C.K. (1994): Modified frequency-wavenumber algorithm for regional seismograms using Filon's quadrature: modeling of Lg waves in eastern North America, Geophys. J. Int., Vol.118, pp.142-158.
- Sato, T., Graves, R.W. and Somerville, P.G. (1999) : Three dimensional finite difference simulation of long period strong motions in the Tokyo metropolitan area during the 1990 Odawara earthquake and the great 1923 Kanto earthquake in Japan, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.89, pp.579-607.
- SEAOC (1995): "Performance based seismic engineering of buildings," Structural Engineers Association of California, Sacramento, California
- Steedman, R.S. (1998): "Seismic design of retaining walls," Geotechnical Engineering, Proc. Institution of Civil Engineers, vol. 131, pp.12-22.
- Towhata, I. and Islam, M.S. (1987): "Prediction of lateral movement of anchored bulkheads induced by seismic liquefaction," Soils and Foundations, Vol.27, No.4, pp.137-147.
- Tsinker, G.P. (1997): Handbook of Port and Harbor Engineering, Geotechnical and Structural Aspects, Chapman & Hall, 1054p.
- Wald, D.J. and Graves, R.W.(1998) : The seismic Response of the Los Angeles Basin, California, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.88, pp.337-356.
- Werner, S.D. (ed) (1998): Seismic Guidelines for Ports, Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, Monograph No.12, ASCE.
- Whitman, R.V. and Liao, S. (1984): "Seismic design of gravity retaining walls," Proc. 8th World Conference on Earthquake

Engineering, San Francisco, Vol.III, pp.533-540.

Zimuda, R., Weismair, M., and Caspe, M. (1995): "Base isolating a wharf using sliding friction isolators at the Port of Los Angeles," PORTS '95, ASCE, pp.1263-1274.

記号表

A :	杭断面積
a_{max} :	最大加速度
a_i :	滑動/弾性限界加速度
c :	土の粘着力
D :	土の等価履歴減衰
D_p :	杭径
d_i :	クレーン脚の拡幅量
E :	ヤング率
F_L :	液状化に対する安全率
G :	等価せん断(割線勾配)弾性係数
G_0 :	微小ひずみ時のせん断弾性係数
g :	重力加速度 (=9.8m/s ²)
H :	岸壁の高さ
H_c :	クレーン脚の塑性ヒンジ高さ
I :	杭の断面2次モーメント
K :	土の体積弾性係数
k_c :	等価(作用)震度
k_{h-sub} :	横方向地盤反力係数
k_i :	限界震度
L :	クレーンのレール幅
M :	曲げモーメント
$p-\gamma$:	杭の変位-地盤反力関係
u :	過剰間隙水圧
V_s :	せん断波の伝播速度
v_{max} :	最大速度

β :	弾性床上の梁の解析パラメタ	$= \sqrt[4]{\frac{k_{h-sub} D_p}{4EI}}$
-----------	---------------	---

δ :	壁体背面の摩擦係数
ϕ :	杭の曲率
ϕ :	土の内部摩擦角
γ :	せん断ひずみ
γ_{cvt} :	繰返しせん断ひずみ振幅
μ_b :	壁体底面またはクレーン脚先端の摩擦係数
σ_{v0} :	初期鉛直有効応力
τ :	せん断応力

港湾空港技術研究所資料 No. 1018

2002. 6

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.0468(44)5040 URL.<http://www.pari.go.jp/>

印刷所 横浜ハイテクプリンティング株式会社

Copyright ©(2002) 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。