

水産基盤整備調査委託事業報告書

I. 課題名

「漁港漁場施設の性能規定化等技術検討」のうち (3) 岸壁（係留施設）の設計手法

II. 実施機関名、部局名及び担当者名

独立行政法人水産総合研究センター 水産工学研究所
水産土木工学部水産基盤グループ

佐伯公康
金田拓也

復建調査設計株式会社
防災部
第一技術部河川港湾技術課

第一技術部地盤環境課

藤井照久
佐貫哲朗
佐藤秀政
西本敦範

III. 調査実施年度

平成 24～26 年度

IV. 緒言

漁港漁場施設の設計の性能規定化にかんがみ、岸壁（係留施設）の設計手法について、要求性能によく合致した漁港岸壁の整備が成されるよう、照査方法の数表や数式の整備を図る。

岸壁（係留施設）においては耐震性能の照査が最も重要な課題といえる。地震動については、近年、震源特性や地盤構成を反映した地震動の計算方法や構造物の応答解析手法の進歩が著しい。また、照査方法についても、施設の許容変形量と地表付近の地盤の特性を考慮できる耐震性能照査手法など、新たな方法が実用化されている。これらの知見をとりいれ、合理的かつ簡便に性能照査を実施して、適切な耐震性能を有する岸壁を整備することが求められている。

そこで、新たな設計参考図書の編集に合わせて、それらの漁港への適用の妥当性を検証し、必要に応じてパラメータ等の見直しを示す。また、地域別震度など既往の設計方法について、最近の知見を援用して要求性能との整合性の確認を行って掲載の可否を判断する。

その過程では、既往の知見を整理するとともに、東日本大震災をはじめとする近年の災害の状況を分析する。また、専門性の高い詳細な方法のみならず、実用性を重視

した簡便な方法も提示する。

具体的には、以下の①～⑤を実施する。

① 地域別震度に関する検討（レベル 1 地震動）

2003 年版「漁港・漁場の施設の設計の手引」に掲載されている設計水平震度（地域別震度）について、近年公開された全国のレベル 1 地震動の大きさとの比較や、被災事例の検証により、震度の妥当性を確認する。

② 浅い岸壁・物揚場の耐震性能照査の精度向上（レベル 1 地震動）

周波数特性と変形量を考慮した照査用震度算定方法について、水深の浅い重力式岸壁・物揚場に適用するパラメータのため、漁港岸壁の標準的な構造をモデル化して二次元地震応答解析（FLIP を使用）を実施して、周波数特性と変形量との関係性を確認する。

また、矢板式と栈橋式について、水深の浅い岸壁・物揚場への既往パラメータの適用可能性を調査する。矢板式については、漁港岸壁の標準的な構造をモデル化して二次元地震応答解析（FLIP を使用）を実施して、その周波数特性と変形量の関係を確認する。

③ 耐震性能照査に用いる地震動の検討（レベル 2 地震動）

レベル 2 地震動の算定については近年詳細な計算方法が提案されている。一方、簡便性は 2003 年版「漁港・漁場の施設の設計の手引」に掲載されているモデル波形を振幅調整する方法が優れている。そこで、モデル波形を振幅する方法について、最近の知見および地震記録を踏まえて波形の追加を検討する。

④ 許容変形量の検討（レベル 1～レベル 2 地震動）

耐震強化岸壁や通常岸壁の耐震設計について、施設の整備目的や照査に用いる地震動の種類をふまえて、許容変形量の適切な値を検討する。また、個々の施設の整備目的に応じた許容変形量の検討のため、過去の被災事例、解析事例などを収集し、実務の参考用にまとめる。

⑤ サイト特性の簡便な反映手法の検討（レベル 1 地震動）

サイト特性と許容変形量を考慮に入れた設計水平震度（照査用震度）を求める手順が確立されているが、スペクトルの演算を伴うため計算の手間が大きめである。そこでこの繁雑な計算の前後の値の相関性を検討し、簡便に使える回帰式の作成を試みる。検討用のデータを得るため、短期の地震観測、常時微動観測を実施する。

上記のうち①②③④は、漁港・漁場の施設の設計参考図書の検討に活用する。⑤は将来的な算定手法の簡便化を目的として実施する。

本報告書では以下、「V 方法」と「VI 結果」それぞれに、上記①～⑤に対応させた 5 つの節を置く。その後に全体をまとめる形で「VII 考察」「VIII 摘要」「IX 謝辞」「X 引用文献」を置く。

V. 方法

1. 地域別震度に関する検討（レベル1地震動）

通常の岸壁のレベル1地震動に対する耐震設計について、2003年版「漁港・漁場の施設の設計の手引」¹⁾に（以下、「2003年漁港手引」と称す）に掲載されている設計水平震度の妥当性に関する検討を行った。

(1) 「2003年漁港手引」におけるレベル1地震動に対する耐震設計の設計水平震度の設定法の背景の確認

「2003年漁港手引」に掲載されている地域別震度について、その拠り所となっている文献を収集して、その内容を整理した。

(2) 「2003年漁港手引」の地域別震度の再検証

近年の研究で、地震動と港湾岸壁の被害との対応をみる場合、地震動の指標として最大加速度よりも速度のPSI値（速度の自乗の時間積分の平方根）のほうが相関が高いという結果が得られている²⁾。

そこで全国各地の確率論的地震動を、速度のPSI値で評価した。速度のPSI値を求めるには時刻歴波形が必要であるため、データとして、港湾設計用の港別レベル1地震動波形（工学的基盤の加速度波形を、フーリエ変換で速度波形に変換したもの）を用いた。また、サイト増幅特性を除去した地震基盤の港別レベル1地震動に対しても同様の分析を行った。

港別レベル1地震動は、いわゆる“松”の方法により作成されて公開されているもの全てを使用した。地震基盤のレベル1地震動は、工学的基盤の地震動スペクトルを工学的基盤～地震基盤のサイト増幅特性で割ることにより求めた。

レベル1地震動とサイト増幅特性は、国土交通省国土技術政策総合研究所により公開されているデータ³⁾を使用した。

(3) 過去の調査結果の検証

水産庁と（財）漁港漁場漁村技術研究所⁴⁾は、平成19年度の漁港海岸事業の委託調査で、2007年12月までの地震データを用いて、全国の漁港別の再現期間と最大加速度期待値との関係を求め、全国漁港の最大加速度等の75年期待値を算定して、「2003年漁港手引」の震度表の地域区分について検討を行い、計算結果をふまえて、鳥取県と福岡県の震度引き上げを提案している。

そこで、「2003年漁港手引」の震度設定手法を使い続ける場合に、鳥取県と福岡県の震度を引き上げるか否かを検討した。

(4) 大小関係がはっきりしない地域区分の再検討

「2003年漁港手引」に掲載されたレベル1地震動に対する耐震性能の照査用の地域別震度について、上述の(2)で見られた一部の大小関係がはっきりしない地域区分について、再度の検討を行った。

(2)では工学的基盤および地震基盤のレベル1地震動に着目したが、本項では工学的基盤のレベル1地震動のみとし、地震動の大きさを表す指標として、速度のPSI値に加えて、漁港岸壁に大きな変形量をもたらすのが0.7~1.5Hzの揺れである(「2.浅い岸壁・物揚場の耐震性能照査の精度向上」参照)ことから、0.7~1.5Hzの速度スペクトル面積も求めた。

港別レベル1地震動として、国土交通省国土技術政策総合研究所が公開しているデータ³⁾のうち、いわゆる“松”の方法により作成されて公開されているもの全てに加えて、地域4と地域5において、“竹”の方法で作成されたデータも使用した。用いるデータは港湾あるいはその細分化された地区における工学的基盤のレベル1地震動とした。

(5)「2003年漁港手引」の地域別震度で設計した場合における、レベル1地震動が作用した時に生じる変形量・応力度の確認

地域別震度で設計した場合に生ずる変形量および応力度の検証を行った。

まず、東北地方太平洋沖地震の被災施設を対象としてレベル1地震動を作用させた二次元有効応力解析11事例⁵⁾において生じた変形量を評価した。

また、「2003年漁港手引」の設計水平震度程度で設計した施設に地震動が来襲した事例について、実際に来襲した地震動とその場所のレベル1地震動の強さとを比較したうえで、変形量を検証した。検討対象を、多くの漁港施設に被害が生じた地震である平成5年釧路沖地震と平成19年能登半島地震とした。釧路沖地震のデータは既往文献によった。能登半島地震の調査は、石川県より入手した被災記録を用いるとともに、地震動の事後推定を新たに実施した。(この事後推定においては、水産工学研究所の研究予算で実施した常時微動観測データも活用した。)

(6)棧橋式の検討

棧橋式係船岸については、耐震性能の検証に適する被災事例が見当たらない。東北地方太平洋沖地震ではいくつかの棧橋式の係船岸が被災したが、事後に観察された変状には津波の影響も含まれていることからそのまま検討対象にできない。

そのため、棧橋式係船岸の解析事例を基に耐震性能を検討した。

(7)「2003年漁港手引」の地域別震度に対する総合的な評価

「2003年漁港手引」に掲載されている地域別震度の地域区分の妥当性の検証と、地震時に発生する変形量等に関する検討をふまえて、妥当性の判断をとりまとめた。

また、今後どのような場合に地域別震度を見直すべきかについての方針を示した。

2. 浅い岸壁・物揚場の耐震性能照査の精度向上 (レベル1地震動)

(1)港湾方式の漁港への適用範囲の明示

平成19年度版「港湾の施設の技術上の基準・同解説」⁶⁾(以下、「平成19年港湾基準」と称す)の設計震度は、地震動の周波数特性等が考慮でき、かつ変形量に対応しているため、動的解析から求められる断面と同等の断面が、震度法によって簡易に求めることができるという長所がある。そのため、性能規定化がなされると、要求性能

を満たすための設計方法は自由に選択可能になるため、「平成 19 年港湾基準」の耐震設計手法の漁港への適用を望む事業主体が現われることが想定される。しかしながら、港湾方式を水深の浅い漁港岸壁にそのまま適用するにあたっては十分な検討がなされていない状況であった。

そこで、港湾方式の諸設定の精査、港湾方式による試算事例及び漁港フィルターの設定事例を収集し、港湾方式の漁港への適用範囲を検討した。

(2)漁港フィルターの構築

港湾方式を水深の浅い漁港岸壁に適用するため、漁港に多く存在する水深の浅い重力式岸壁・物揚場を対象に地震動の揺れの強さと変形量の関係を把握した。

検討は、漁港において最も標準的な構造を 1 パターン設定し、10 種類の正弦波を用いた二次元地震応答解析により岸壁天端の残留変形量が 10cm、20cm になるような入力振幅の条件を探索し、その結果から周波数特性と岸壁変形量の相関を検討した。検討に用いた二次元地震応答解析ツールは、既往検討と同様に FLIP とした。

また、本解析結果と北海道開発局の解析結果より、地震動の周波数の変形への寄与を表すパラメータ（以下、漁港フィルター）を構築した。

さらに、全国各地のレベル 1 地震動を用いて、漁港フィルターにより設定した断面について二次元動的解析（FLIP）を実施し、照査用震度算定時に設定した許容変形量と FLIP により求まる残留変形量を比較することで漁港フィルターの妥当性を評価した。また、漁港フィルターを用いて設定した照査用震度と被災断面の設計震度の比較により、漁港フィルターの検証も行った。

(3)矢板式及び棧橋式に関する検討

矢板式及び棧橋式のレベル 1 地震動に関する耐震設計について、水深の浅い漁港岸壁・物揚場に対する平成 19 年度港湾基準の耐震性能照査手法の適用可能性について検証を行った。

検証は、「平成 19 年港湾基準」におけるレベル 1 地震動に関する耐震設計は、震度法を標準としており、これに用いる設計水平震度について、同手法の根拠となっている論文を精査し、水深の浅い漁港岸壁・物揚場に適用する場合の留意事項を検討した。

また、矢板式については、漁港での適用実績が多い控え直杭式矢板式を対象として、港湾フィルター検討時と同様に正弦波 10 波を用いて二次元地震応答解析（FLIP）を行い、周波数特性と変形量の関係を検討した。

3. 耐震性能照査に用いる地震動の検討（レベル 2 地震動）

レベル 2 地震動に対する耐震設計に用いる地震動の設定方法について、最近の知見を反映させる必要があることと、「2003 年漁港手引」と「平成 19 年港湾基準」の記述の違いを踏まえて、「2003 年漁港手引」の改定に向けて検討を行った。

本検討では、最近の耐震設計の動向を踏まえ、実務の便宜のため、従来の地震の波形に加え、次のようなモデル地震の波形の追加を行った。

一つ目は、プレート境界型地震のモデル波形として、継続時間の長い波形の追加である。この地震動については、追加候補を継続時間の長かった 2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震の波形から、2012 年版「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計

編」⁷⁾に示されている開北橋周辺地盤上で観測された EW 成分および新晩翠橋周辺地盤 NS 成分を選出し、その妥当性を検証した。

二つ目は、どこにでも起こりうる地震のモデル波形の追加である。これは、2003 年漁港手引に記されていないが、考慮されるべき概念である。これは、レベル 2 地震動の最低値としてどこにでも起こりうる直下地震を載せるのが妥当という考えに基づいている⁸⁾。「平成 19 年港湾基準」には、どこにおいても起こりうる直下地震 (M6.5 の直下地震) について、震源特性、伝播経路特性、サイト特性を考慮した計算手法が掲載されており、計算の難度が比較的高い。そのため、「2003 年漁港手引」の耐震設計手法に倣ってモデル波形の検討を行った。ここでは、どこにでも起こりうる直下地震として過去に我が国において活断層で発生した地震動を対象としてその観測波形を選出した。M6.5 前後の地震の地震動として、2000 年鳥取県西部地震の断層近傍で観測された賀祥ダムの強震記録波形および 2014 年長野県神城断層地震における KiK-net 戸隠 (EW 方向) の観測記録を選出し、その妥当性を検証した。

4. 許容変形量の検討 (レベル 1~レベル 2 地震動)

要求性能の明文化にあわせ、要求性能を、照査における許容範囲として定量的に表すことが望まれる。

係船岸の耐震性能の照査については、「平成 19 年港湾基準」にも、「2003 年漁港手引」にも許容変形量の記述がある。そこで、新しい設計参考図書にも、要求性能を許容変形量で表すのが妥当と考えられる。

そこで本項では、係船岸の耐震性能照査における許容変形量の考え方ならびに、値の設定の参考となるデータを、既往文献及び既往の被災データから整理して示した。

具体的には次のことを実施した。

- ◆ 既存の基準や手引の、許容変形量に関する記述を収集して整理した。
- ◆ 漁港の災害復旧の判断基準を整理し、許容変形量との関係を検討した。
- ◆ 地震で被災した係船岸の報告事例の中から、矢板式係船岸の変形状の類型化事例および大変形の事例についての内容を整理した。
- ◆ 地震で被災した係船岸に生じる変状として、はらみだし、段差、隙間等があり、それぞれ計測が可能である。被災施設の測定や分析は、過去に数々の事例があるが、着目する変状値は一定していない。そこで、過去の被災事例と解析事例に基づき、変状値同士 (はらみだし量と隙間、はらみだし量と段差等) の定量的な関係を検討した。
- ◆ 被災した施設の変形量をもとに被災程度をランク付けする基準が示されている。そこで、これまでに提案されたり利用されたりした分類基準を収集整理した。
- ◆ 岸壁・物揚場が被災すると使用に影響が生じるが、その影響は漁船の係留、車両の走行、人の歩行それぞれに及ぶ。そこで、漁船の係留については、被災施設における係留事例の収集、港湾の被災岸壁における防舷材の機能低下に関する分析事例の整理、漁港の被災岸壁における防舷材の機能低下に関する検討を行った。車両の走行については、漁港の被災岸壁において走行出来る箇所と出来ない箇所の事例収集、道路の基準における道路勾配の基準 (地表を車両が走行する際の安全限界) の収集整理、フォークリフトの走行に関する知見の収集

を行った。人の歩行については、漁港の被災岸壁において歩行による漁獲物運搬に影響が生じた事例の把握、人間工学分野の動態計測結果の収集整理を行った。

- ◆ 上記の検討に役立てるため、本調査の期間中、被災岸壁における利用状況の調査を、東北地方太平洋沖地震で被災した5漁港で実施した。
- ◆ 過去の地震後の応急工事の内容および使用禁止措置の実施状況に関する文献を収集整理した。
- ◆ 栈橋式岸壁に大きな変形が生ずると利用等に支障を及ぼすが、許容変形量に関する詳細な検討事例が見当たらない。一方、栈橋の鋼部材は曲げモーメント等の照査が実施されている。今後、栈橋の変形量照査に関する考え方や判断基準を構築し、変形量の照査と鋼部材の照査を必要かつ十分な形で両方実施して要求性能の発現を図るのが良いと考えられる。そこで、東北地方太平洋沖地震で被災した施設の二次元地震応答解析事例を吟味し、変形量と杭部材の降伏との関係を整理した。
- ◆ その他、係船岸の許容変形量に関する種々の文献を収集整理した。

以上の資料を、設計参考図書の許容変形量の項の記述の参考にした。また、施設ごとの整備目的や利用形態等を考慮して個別に許容変形量を設定する際に参考に出来る考え方を整理し、許容変形量と限界状態との関係、岸壁の種類別、構造上の観点、利用上の観点等に分けて取りまとめた。

5. サイト特性の簡便な反映手法の検討 (レベル1地震動)

サイト特性を考慮に入れた、周波数特性と変形量を考慮できる設計水平震度（従来の設計水平震度と区別して照査用震度と呼ばれることが多い）を簡便に求める方法の検討を行った。

ここで、「サイト特性」とは地震基盤より上層における地震動の伝達特性であり、増幅特性と位相特性からなる。精度の高い耐震性能の照査のためには、特にサイト増幅特性の把握が重要である。

まず検討に用いるデータを得るための常時微動観測および地震観測を実施した。

次に、設計水平震度算出方法の簡略化として「常時微動から照査用震度を簡便に求める方法」「常時微動からサイト増幅特性を簡便に求める方法」「レベル1地震動から照査用震度を簡便に求める方法」をそれぞれ検討した。

また、方法の簡略化ではなく本来の算出方法を簡便に行うことを目的として、水深の浅い重力式係船岸を対象とした「照査用震度を算出するプログラムの開発」を行った。

(1)常時微動観測および地震観測

簡便に求める方法の検討に先立ち、検討に用いるデータを得るため、東日本大震災の被災地域および南海・東南海地震の被害想定地域において常時微動観測を行った。かつ、正確なサイト増幅特性を知るための短期間の地震観測を実施した。

観測を行う地域の選定には、次の点を考慮して絞り込んだ。

- ①中小規模の地震の発生頻度が高い地域（中小規模の地震を3回程度観測し、観測

波形からサイト増幅特性を推定するため)

- ②地域的なバランス（過去の水産基盤整備調査等での調査地以外からも選定する）
- ③近い将来の大地震の来襲が予測される地域（推定したサイト増幅特性のデータを、今後施設の耐震性向上に生かすことも可能で、観測の意義が高まる）

観測を行う漁港の選定においては、次の点を考慮した。

- ①近くに稼働中の地震計がある（防災科学技術研究所の強震観測網⁹⁾K-NET、KiK-netなど。サイト増幅特性の計算のため必要）
- ②常時微動観測の鉛直方向と水平方向のスペクトル比（H/V スペクトル）の低周波数帯に明瞭なピークが現われること。（常時微動観測によるサイト増幅特性推定（竹の方法）において必要な要件。）
- ③ボーリングデータが密な間隔で存在すること。（ボーリングデータは常時微動観測のデータを解釈する参考となる。照査用震度を算出するにはボーリングデータが必要で、対象施設の近くのものを用いる方が正確になる。）

常時微動観測点については、H/V スペクトルのピーク周波数に着目し、「平成 19 年港湾基準」の方法（いわゆる竹の方法）によりサイト増幅特性を算出した。

地震観測点については「平成 19 年港湾基準」の方法（いわゆる松の方法）によりサイト増幅特性を算出した。すなわち、当該観測点とその近くの地震観測点（常設）の地震観測記録ならびに、地震観測点（常設）のサイト増幅特性（既知）から、当該観測点のサイト増幅特性を算出した。次に、近くの港湾のレベル 1 地震動を補正して、当該観測点におけるレベル 1 地震動を算出した。

(2)常時微動から照査用震度を簡便に求める方法の検討

照査用震度を算定するにはサイト増幅特性の把握が必要である。サイト増幅特性を求める方法として、「平成 19 年港湾基準」には地震観測（いわゆる松の方法）、常時微動観測（いわゆる竹の方法）、回帰式（いわゆる梅の方法）の 3 種類が示されている。

このうち常時微動観測は、観測が短時間で済むメリットがあり、数多くの地点で実施されている。しかし、微動データのピークの見極めにおいて主観的な判断を必要とする。また、サイト増幅特性が求めたのち、照査用震度を算出するまでの過程にはスペクトルの演算が含まれ、やや手間を要する。

そこで、常時微動観測で得られる H/V スペクトルに着目し、設計水平震度と常時微動観測における H/V スペクトルのピーク高さの直接的かつ定量的な関係性を把握して、それを設計水平震度の簡便な算出法として活用することを検討した。

ここで、常時微動データとして、過去の調査および本調査で得られたデータを使用した。サイト増幅特性は、竹の方法（常時微動観測に基づく算出）または松の方法（短期間の地震観測による算出）により算出するか、あるいは他機関により計算された公開データを使用した。

サイト増幅特性を使用し、「平成 19 年港湾基準」の方法に沿ってレベル 1 地震動に対応した重力式係船岸の設計水平震度（照査用震度）を算定した。ただし、周波数特性考慮用フィルターは、「平成 19 年港湾基準」のものではなく、「2. 浅い岸壁・物揚場の耐震性能照査の精度向上」で検証した浅い重力式係船岸向けに提案されたフィルターを用いて行った。

この照査用震度と、常時微動の H/V スペクトルとの関連性を検討した。これまでの知見として、例えば東北地方太平洋沖地震では、常時微動観測によるピーク周波数が

2.5Hz 付近より低い場合に被害が大きく、ピーク周波数が 2.5Hz 付近より高い場合に被害が小さい傾向が見られた。そのため本調査では、H/V スペクトルのピーク周波数とピーク高さの双方に着目した。

(3)常時微動からサイト増幅特性を簡便に求める方法の検討

「平成 19 年港湾基準」には、サイト増幅特性の推定方法の一つとして常時微動観測による方法（いわゆる竹の方法）が記載されている。これは、常時微動の H/V スペクトルのピーク周波数に着目してサイト増幅特性の補正を行うものである¹⁰⁾。しかし、H/V スペクトルに複数のピークが見られる場合、ピークを選択に迷うことがある。また、H/V スペクトルが明確なピーク周波数を有さない場合には適用が困難である。

理想的には、常時微動から主観的な判断を交えない演算のみでサイト増幅特性を推定できる方法が望まれる。

常時微動の H/V スペクトルのピーク周波数とサイト増幅特性のピーク周波数が類似することについては多数の論文で報告されている。常時微動の H/V スペクトルを用いてサイト増幅特性を推定する方法は、「平成 19 年港湾基準」の発刊後にも新たな研究成果が示されており、現在も発展の途上にあると考えられる。たとえば秦ら¹¹⁾は、K-NET 神戸とその近くの気象庁観測点で同時に常時微動観測を行い、常時微動 H/V スペクトルの「両地点の比」を、K-NET 神戸のサイト増幅特性（既知）に乗ずることにより、気象庁観測点のサイト増幅特性を推定している。このことを、K-NET 神戸の近くの気象庁の地震観測点 5 か所について行っている。5 か所のサイト増幅特性は中小地震観測記録に基づいてすでに求められているので、既知のサイト増幅特性と常時微動から推定したサイト増幅特性を比較することにより推定精度を検証している。秦らの取り組みは 2 点（K-NET 神戸と気象庁観測点）の常時微動観測を同時としたことと、分析対象とする 163.84 秒の観測データを非常に多く（100 区間）取得して分析に使用したことに特徴がある。その結果として、サイト増幅特性を一定の精度で推定できたとしている。

秦らの方法では、近隣に、正確なサイト増幅特性がわかっている地点（たとえば K-NET 観測点）が有ることを前提に、2 地点の常時微動から主観的な判断を交えない演算のみで漁港のサイト増幅特性を推定できる。

そこで、この秦らの方法を取り上げ、この方法に漁港での観測データをあてはめてみて適用の可能性を検討した。ただし、既往の観測データを使用する関係から、観測時間は論文に記された時間よりも大幅に短く（港湾の「竹」の常時微動観測に通常用いられている、163.84 秒の 3 区間とする）し、秦らのように 2 地点の同時観測ではなく別時間の観測とした。推定元の地点のサイト増幅特性と、2 地点の常時微動観測から、推定対象地点のサイト増幅特性を推定し、既知のサイト増幅特性と比較した。

この試みは、秦らの方法の検証を目的とするものではなく、この方法の今後の使用可能性の検討のひとつと位置付けた。

(4)レベル 1 地震動から照査用震度を簡便に求める方法の検討

照査用震度の標準的な算出方法では、レベル 1 地震動のほかに地盤の固有周期、壁高ならびに許容変形量を用いる¹²⁾。

照査用震度の算出においては、一般に、サイト増幅特性の把握、一次元地震応答解析、ボーリングデータからの固有周期の算定、フィルターの演算による照査用震度の算出といった作業を必要とする。このとき現場の地盤情報としてボーリングデータお

よびサイト増幅特性が必要となるが、ボーリングデータの無い場所で施設設置場所を複数の候補地の中から比較検討（場所ごとの地盤条件の違いによる設計断面の違いを比較検討）する場合、ボーリングデータを用いずに照査用震度を推定できれば簡便で便利である。

そこで、サイト増幅特性を考慮に入れたレベル 1 地震動と、照査用震度との相関性を検討した。つまり、固有周期、壁高ならびに許容変形量を考慮から除外しておおよその照査用震度が求まるかを確認した。（ただし固有周期を除外しても、本質的にはサイト増幅特性（地震基盤～地表面）の中に固有周期の影響が含まれている）

データとして、「(2) 常時微動から照査用震度を簡便に求める方法の検討」で作成したレベル 1 地震動（地表面）ならびに算定した照査用震度を使用した。

(5)照査用震度を算定するプログラムの開発

照査用震度の算出においては、設計参考図書の記述に沿う計算を設計担当者が簡便に行えるような配慮も必要である。

照査用震度の算定において、標準的には次の手順を必要とする。

- ①漁港における施設建設地点付近のサイト増幅特性により、近隣の港湾のレベル 1 地震動を補正して地表面波形を得る。
- ②地表から工学的基盤への引き戻し演算を行って、工学的基盤におけるレベル 1 地震動を得る。
- ③施設建設地点の工学的基盤から地表までを解析範囲とし、①で得られた工学的基盤におけるレベル 1 地震動を入射波として 1 次元地震応答解析を実施し、地表面の加速度時刻歴を求める。
- ④ボーリングデータから、背後地盤および堤体下の固有周期を得る。（国土交通省国土技術政策総合研究所港湾研究港湾施設研究室ウェブサイト³⁾のプログラム 1D-MAKER が使用できる。）
- ⑤レベル 1 地震動に対する許容変形量を設定する。
- ⑥地表面の加速度時刻歴をフーリエ変換し、フィルターを掛けてフーリエ逆変換する。その加速度時刻歴と、地震動継続時間に対応する低減率から、補正された加速度最大値を求め、この最大値と許容変形量から照査用震度を算出する。

上記のうち①のサイト増幅特性の算出方法は港湾と共通である。①の近隣港湾の地震動の補正にはフーリエ変換およびフーリエ逆変換を行えばよい。②③④の方法は「平成 19 年港湾基準」と全く同一である。⑤は標準的な値として 10cm を使用することができる。

一方、⑥については、港湾とは異なり漁港の浅い岸壁用のフィルターを使用する。フィルターの演算の途中で複素数の演算が必要なため、難度がやや高い。そこで、この⑥を計算できるプログラムを作成して、設計担当者の業務に利用いただける形とした。

VI. 結果

1. 地域別震度に関する検討（レベル1地震動）

（1）「2003年漁港手引」におけるレベル1地震動に対する耐震設計の設計水平震度の設定法の背景の確認

「2003年漁港手引」¹⁾のレベル1地震動に対する耐震設計は、表1-1の地域別震度を用いる。地域別の値に、重要度とボーリングデータに応じた上乘せを行うしくみとなっている。

表1-1 「2003年漁港手引」の設計震度

	北海道(根室, 釧路, 十勝, 日高), 関東(千葉県, 東京都の八丈島及び小笠原諸島を除く地域, 神奈川県, 中部(福井県, 静岡県, 愛知県), 近畿(三重県, 滋賀県, 大阪府, 兵庫県, 和歌山県)	東北(青森県の尻屋崎以南の太平洋岸, 岩手県, 宮城県, 福島県), 関東(茨城県), 近畿(京都府), 四国(徳島県, 高知県)	北海道(胆振, 渡島, 檜山), 東北(青森県の尻屋崎以南の太平洋岸を除く地域, 秋田県, 山形県), 中部(新潟県, 富山県, 石川県), 中国(鳥取県, 広島県), 四国(愛媛県), 九州(熊本県, 大分県, 宮崎県, 鹿児島県の奄美諸島)	北海道(網走, 後志, 石狩, 空知, 留萌), 中国(島根県, 岡山県), 四国(香川県), 九州(佐賀県, 長崎県の五島列島, 老岐及び対馬を除く地域, 鹿児島県の奄美諸島を除く地域, 沖縄県の大東諸島を除く地域)	北海道(宗谷), 関東(東京都の八丈島及び小笠原諸島), 中国(山口県), 九州(福岡県, 長崎県の五島列島, 老岐及び対馬, 沖縄県の大東諸島)
係留施設A	0.18 (0.22)	0.16 (0.19)	0.14 (0.17)	0.13 (0.16)	0.10 (0.12)
親水施設	0.18 (0.22)	0.16 (0.19)	0.14 (0.17)	0.13 (0.16)	0.10 (0.12)
係留施設B	0.15 (0.20)	0.13 (0.16)	0.12 (0.14)	0.11 (0.13)	0.08 (0.10)
外郭施設	0.15 (0.20)	0.13 (0.16)	0.12 (0.14)	0.11 (0.13)	0.08 (0.10)
基盤の最大加速度 (Gal)	350	250	200	150	100

(注1) 第四紀層(沖積層, 洪積層)の厚さが, 下記のいずれかの場合は()書の設計震度を用いる。

① 一般の砂及び粘土地盤の厚さが25m以上の場合

② 軟弱地盤の厚さが5m以上の場合

ここでいう軟弱地盤とは, N値が4以下の砂地盤, または一軸圧縮強度が20 kPa以下の地盤であり, 通常の軟弱地盤の概念とは若干異なる。

(注2) 係留施設Aは, 主要な陸揚岸壁及び定期船・フェリーが発着する岸壁であり, 係留施設Bは, 係留施設A以外の岸壁及び物揚場である。

(注3) 親水施設は, 親水性を考慮した護岸及び防波堤である。

(注4) 外郭施設は, 親水施設及び道路護岸を除く外郭施設である。

上表のいきさつをたどると、北澤らによる研究¹³⁾が参考とされている。同資料では港別の再現期間と最大加速度期待値の関係がまとめられ、日本地図上に再現期間100年の地震危険度が5ランクに分けて示されている。この研究は、全国190箇所の港湾の工学的基盤における確率論的 maximum 加速度を、過去の地震記録と距離減衰式を使って求めている。地震記録は、1885年～1981年までの97年間のものを用いている。最大加速度と再現期間との対応を求めるための分布の当てはめは、両対数座標上での線形回帰、ワイブル分布への当てはめ、二重指数分布への当てはめの3通りを試行し、重相関係数により適合の最も良いものを各地点ごとに選択している。なお、数百年に1回程度の地震の発生傾向を把握するため679～1881年の地震動を用いた解析も補助的に実施している。以上の結果をもとに、再現期間100年の“地震危険度”の分布を図1-1のように日本地図上にプロットしている。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説」の旧版(平成11年版)¹⁴⁾における地域別震

度はこの論文を参考に設定された。「2003年漁港手引」の地域別震度も、これに準ずるものである。

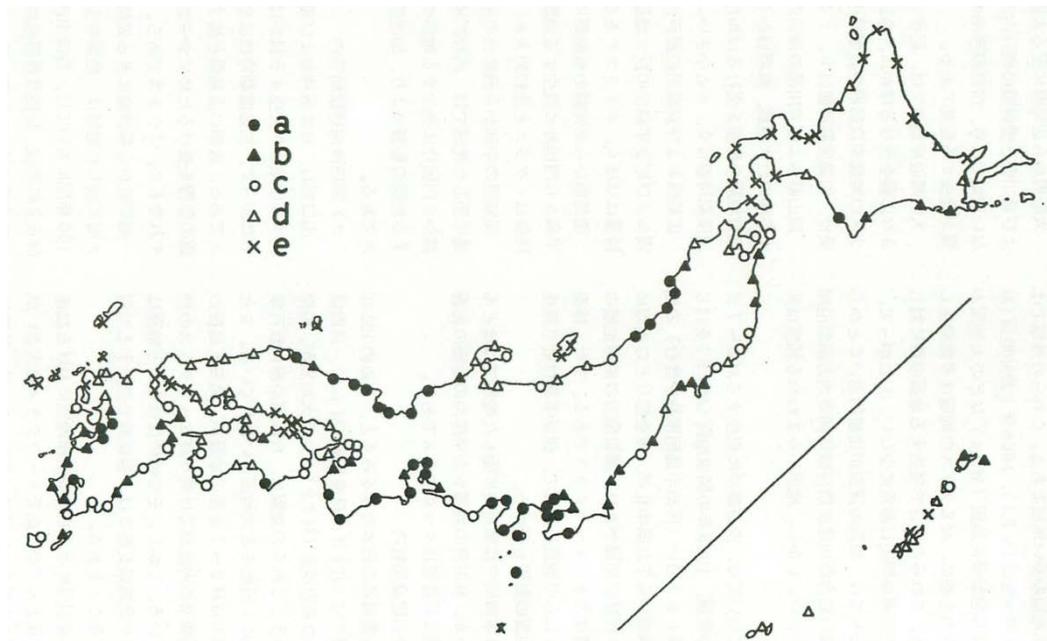


図-17 地震危険度の区分 (再現期間 100年)

図 1-1 地震危険度の区分 (再現期間 100年) ¹³⁾

その後、野津ら ¹⁵⁾ は、距離減衰式を新たに求めたうえで、最大加速度と再現期間の関係を求めた。関係はワイブル分布と二重指数分布のうち最も相関係数の高い分布を採用した。こうして得られた 75 年期待値を、数表と地図上の分布図に表した。最大速度、最大変位についても同様に行った。次に、重力式・矢板式の過去の被災事例 (被災、無被災) について設計震度を算定し、最大加速度、最大速度、最大変位の推定値と照合した。その結果、関係式として従来式「設計震度=1/3 (最大加速度/重力加速度) ^{1/3} (ただし 200gal 以下は一次関数に近似) の妥当性を追認した。最大速度、最大変位についても同様の関係を求めたが最大加速度と比較して目立って震度との対応がよいパラメータは見出されなかった。

野津らによる期待値分布の一例 (SMAC 最大加速度の 75 年期待値) を図 1-2 に示す。

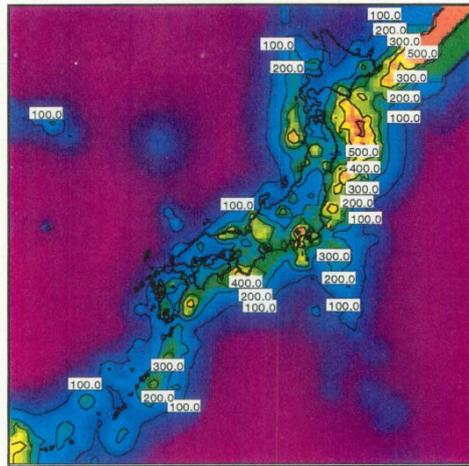


図 1-2 日本およびその近海の工学的基盤における SMAC 最大加速度の 75 年期待値
15)

水産庁と（財）漁港漁場漁村技術研究所⁴⁾は、野津ら¹⁵⁾に準ずる手法で、野津らの発表後の 2007 年 12 月までの地震データを用いて、全国の漁港別の再現期間と最大加速度期待値との関係を求め、全国漁港の最大加速度等の 75 年期待値を算定して、「2003 年漁港手引」の震度表の地域区分について検討がなされた。検討結果を図 1-3 に示す。計算結果をふまえて、鳥取県と福岡県の震度引き上げが提案された。

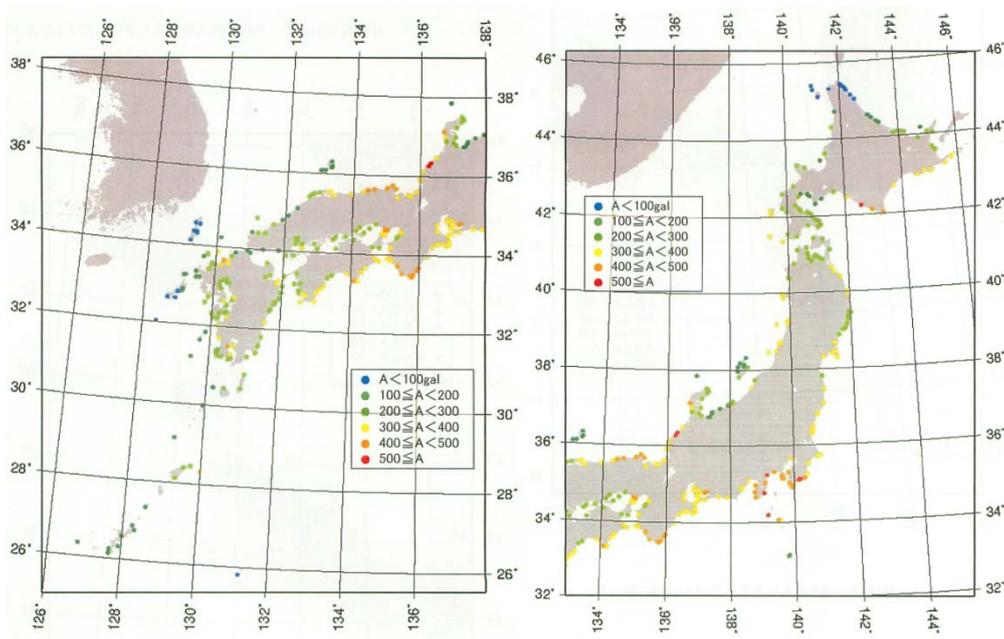


図 1-3 最近の地震も含めた最大加速度 75 年期待値
(工学的基盤の補正加速度)⁴⁾

「2003年漁港手引」の方法は、2007年まで港湾とほぼ同一であったが、港湾は新しい方法に移行した¹⁶⁾。港湾の新しい方法では、港別にレベル1の75年確率地震動（サイト特性を考慮）を定めておき、その地震動から設計水平震度を算出する。この算出には、地震強さと変形量との関係式を使用する。

そのため、「2003年漁港手引」の震度を使い続けるには、漁港独自で論拠を持つ必要がある。

（2）「2003年漁港手引」の地域別震度の再検証

漁港の設計水平震度との比較対象として、港湾の工学的基盤のレベル1地震動波形と、港湾の地震基盤のレベル1地震動波形の2通りが考えられる。

まず、工学的基盤の港別レベル1地震動の速度PSI値と、それぞれの港湾位置に対応する漁港の地域別震度は、図1-4のような対応となった。港別の工学的基盤の波はサイト特性の影響を個別に考慮したもので、港別の地震基盤の波はサイト特性の影響を除いたものである。漁港の地域別震度はサイト特性の影響を個別に考慮していない。ここで地域区分は、強震帯から順に「地域1」「地域2」…「地域5」と名付けている。

一元配置分散分析により地域5区分と速度PSI値との対応を調べた結果、分散分析のp値は <0.0001 となった。すなわち、地域区分によって速度PSI値の平均値に有意な差がある。

また、各地域間の平均値の比較を行った結果、平均値に有意な差があるのは、（地域1と地域3の間）、（地域1と地域4の間）、（地域1と地域5の間）、（地域2と地域4の間）、（地域3と地域4の間）となった。（「Tukey-KramerのHSD検定」による）

ここで漁港の地域別震度と、港湾の港別波形の速度PSI値の大小関係は概ね合致した。但し、（地域4と地域5）の間には、PSI値の平均値の大小関係の逆転が見られた。また、各区域の最大値に着目した場合、地域区分と合致する大小関係が見られた。

次に、地震基盤の港別レベル1地震動の速度PSI値と、それぞれの港湾位置に対応する漁港の地域別震度は、図1-5のような対応となった。こちらについても、一元配置分散分析により地域5区分と速度PSI値との対応を調べた結果、分散分析のp値は <0.0001 となった。すなわち、地域区分によって速度PSI値の平均値に有意な差がある。

また、各地域間の平均値の比較を行った結果、平均値に有意な差があるのは、（地域1と地域3の間）、（地域1と地域4の間）、（地域1と地域5の間）、（地域2と地域3の間）、（地域2と地域4の間）、（地域2と地域5の間）、（地域3と地域4の間）となった。（「Tukey-KramerのHSD検定」による）

ここでも漁港の地域別震度と、港湾の港別波形の速度PSI値の大小関係は概ね合致した。但し、（地域1と地域2）（地域4と地域5）の間には、PSI値の平均値の大小関係の逆転が見られた。また、各区域の最大値に着目すると地域区分と合致する大小関係が見られた。

ところで、漁港の地域別震度は、その算出過程から見て、工学的基盤における地震動の強さを示しているものと捉えることができる。軟弱層の厚さにより震度を上乘せする手法を採っていることから、このことがわかる。

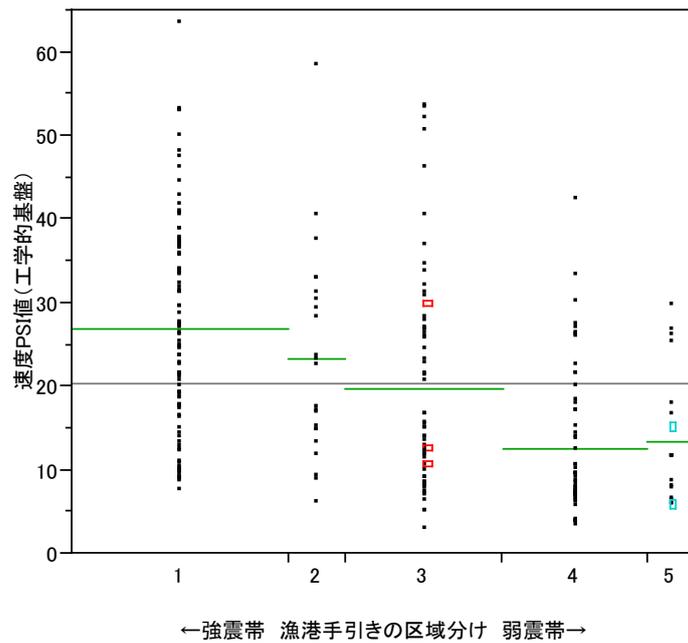
サイト特性とは、地震基盤と、地表（あるいは工学的基盤）の間の地震動の伝達特性を指す。地震基盤は工学的基盤よりも深い位置にある。

「2003年漁港手引」の地域別震度は、工学的基盤における地震動の強さを示している。これは、「場所による増幅特性（サイト増幅特性）の違いを考慮に入れないで、地震基盤～工学的基盤の増幅特性を含めている値」と捉えることができる。漁港の地域別震度の元となったデータにおける距離減衰式は、サイト特性に対する関心がまだ無い時代に、サイト特性の影響を含んだデータをもとに導出されたものだからである。

一方、港湾の設計に使用されている工学的基盤のレベル1地震動波形は、「場所による増幅特性（サイト増幅特性）の違いを考慮に入れて、地震基盤～工学的基盤の増幅特性を含めている値」である。

また、今回検討のために作成した、港湾の地震基盤のレベル1地震動波形は、「地震基盤～工学的基盤の増幅特性を含んでいないデータ」である。

漁港の設計水平震度との比較対象として、港湾の工学的基盤のレベル1地震動波形と、港湾の地震基盤のレベル1地震動波形の2通りが考えられる。漁港の設計水平震度の妥当性を追究する際の比較対象としては、工学的基盤のレベル1地震動波形の方が、同じ地層を対象としている点で、より適していると考えられる。



(注)各区域カテゴリの横幅は、カテゴリのサンプル数に比例。
 各区域カテゴリの — 線はカテゴリ別の平均値。
 区域3の□印は鳥取県のデータ。区域5の□印は福岡県のデータ。

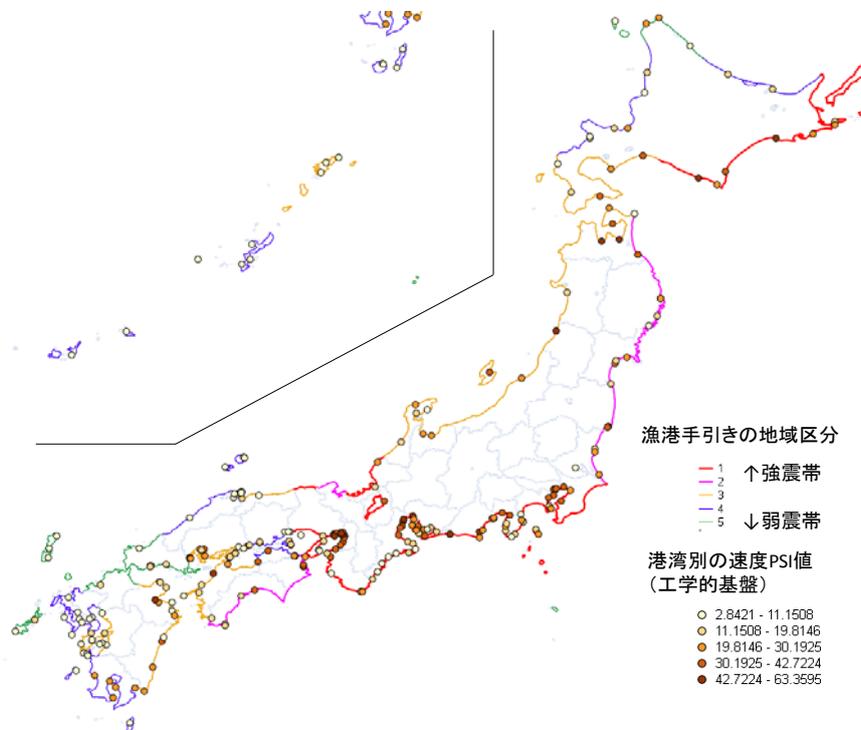
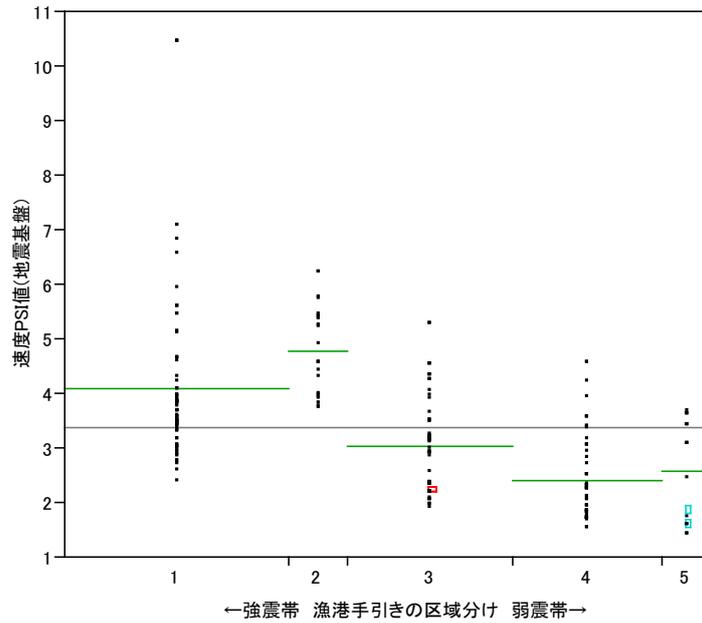


図 1-4 「2003 年漁港手引」の地域別震度と、港湾別のレベル 1 地震動（工学的基盤の 75 年確率地震波形）の速度 PSI 値との対応



(注)各区域カテゴリの横幅は、カテゴリのサンプル数に比例。
 各区域カテゴリの — 線はカテゴリ別の平均値。
 区域3の□印は鳥取県のデータ。区域5の□印は福岡県のデータ。

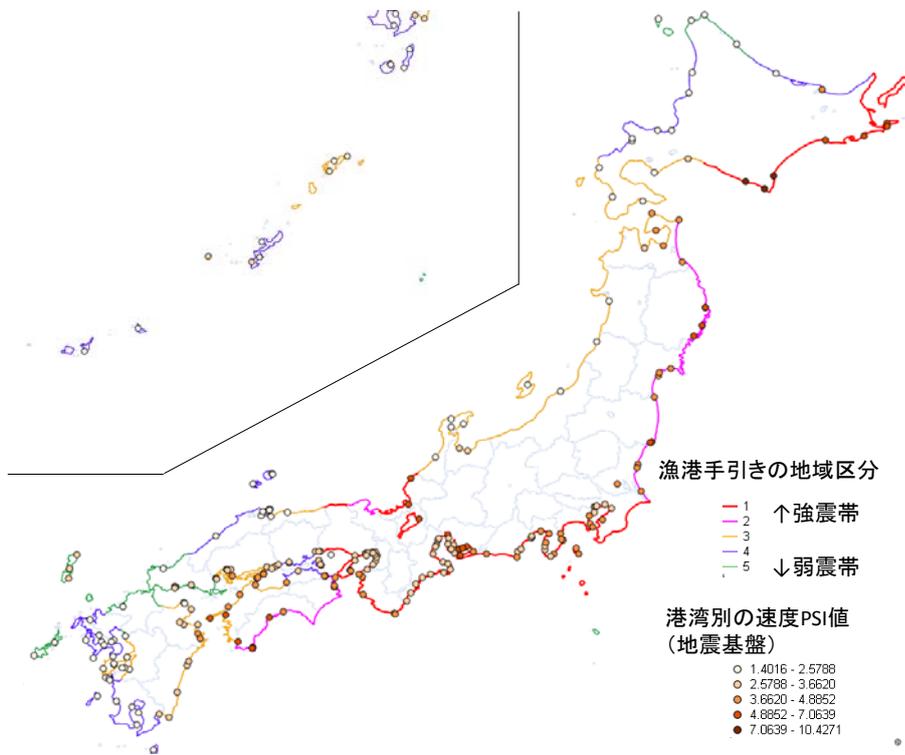


図 1-5 「2003 年漁港手引」の地域別震度と、港湾別のレベル 1 地震動（地震基盤波形の 75 年確率地震波形）の速度 PSI 値との対応

(3) 過去の調査結果の検証

図 1-4 及び図 1-5 に示す、鳥取県と福岡県の港湾の速度の PSI 値は、属する地域区分の中で突出してはならず、震度を引き上げる必要性はとくに見られなかった。鳥取県付近では、数百年に一回規模の地震を含めると、再現期間を長くとした場合の加速度期待値が大きめに求まることが報告されており¹³⁾。これと同様のことが平成 19 年度の調査報告でも生じたものと考えられる。

(4) 大小関係がはっきりしない地域区分の再検討

工学的基盤の港別レベル 1 地震動の速度の PSI 値と、それぞれの港湾位置に対応する漁港の地域別震度は、図 1-6 のような対応となった。一元配置分散分析により地域 5 区分と速度の PSI 値との対応を調べた結果、分散分析の p 値は <0.0001 となった。すなわち、地域区分によって速度 PSI 値の平均値に有意な差がある。

工学的基盤の港別レベル 1 地震動の速度スペクトル面積 (0.7~1.5Hz) と、それぞれの港湾位置に対応する漁港の地域別震度は、図 1-7 のような対応となった。一元配置分散分析により地域 5 区分と速度の PSI 値との対応を調べた結果、分散分析の p 値は <0.0001 となった。すなわち、地域区分によって速度スペクトル面積の平均値に有意な差がある。

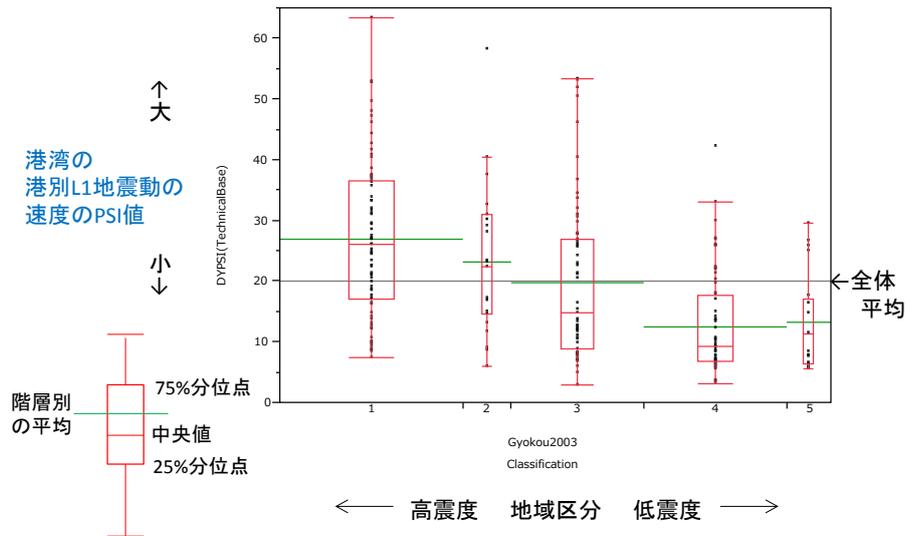


図 1-6 「2003 年漁港手引」の地域別震度と、港湾別のレベル 1 地震動（工学的基盤の 75 年確率地震波形）の速度 PSI 値との対応

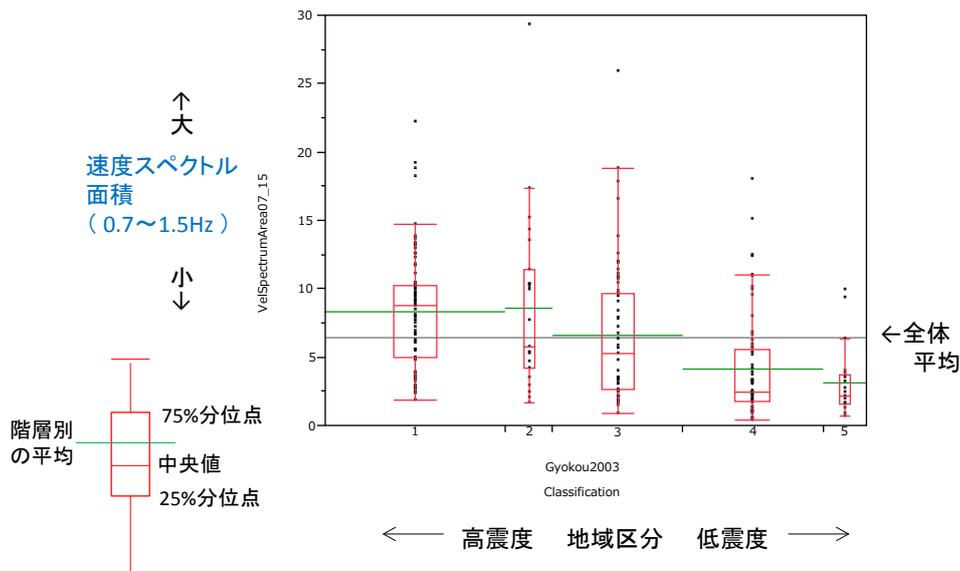


図 1-7 「2003 年漁港手引」の地域別震度と、港湾別のレベル 1 地震動（工学的基盤の 75 年確率地震波形）の速度スペクトル面積（0.7~1.5Hz）との対応

2つの指標に関する統計値を整理すると表 1-2 の通りとなった。地域 4 と地域 5 の大小関係は、指標値によって順当の場合と逆転の場合がある。両方の指標で逆転関係がみられたら「2003 年漁港手引」の地域区分を改める必要性が高いが、この結果からは、地域区分を変更する判断には至らなかった。

地域 1 と地域 2 についても指標値によって順当の場合と逆転の場合があるが、この結果からは、地域区分を変更する判断には至らなかった。

表 1-2 2つの指標に関する統計値の整理

	速度のPSI値	スペクトル面積
中央値	1>2>3>5>4	1>2>3>4>5
75%分位点値	1>2>3>4>5	2>1>3>4>5
90%分位点値	1>2>3>5>4	2>1>3>4>5
平均値	1>2>3>5>4	2>1>3>4>5

数字は地域区分（高震度が1, 低震度が5）
順序が入れ替わっている所を赤文字で表記

(5) 「2003年漁港手引」の地域別震度で設計した場合における、レベル1地震動が作用した時に生じる変形量・応力度の確認

(a) レベル1地震動を作用させた二次元有効応力解析の事例の確認

二次元応答解析結果から、地震動の速度のPSI値と変形量の関係を把握する。ここでは、既往の解析時の地震動と変形量の関係を利用する。

平成23年東北地方太平洋沖地震の被災施設を対象としてレベル1地震動を入力地震動とする二次元地震応答解析11事例において、生じた変形量は図1-8のとおりであった⁵⁾。ここでは横軸に地震動の強さ（速度のPSI値）を示している。

ほとんどは、現在想定しているレベル1地震動に対する耐震設計の許容はらみだし量（10cm程度）以内に収まっている。また、このうち矢板式5事例における、「発生最大曲げモーメント÷降伏曲げモーメント」は図1-9のとおりであり、すべて降伏には至らなかった。

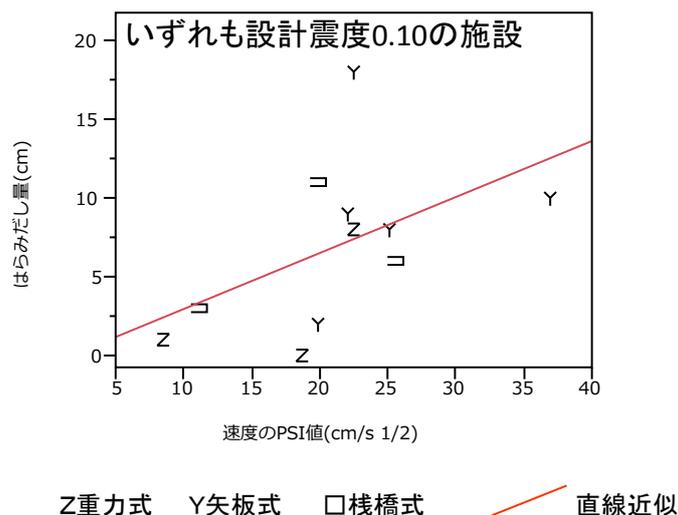


図 1-8 東北地方太平洋沖地震の被災施設におけるレベル1地震動の速度のPSI値とはらみだし量の関係

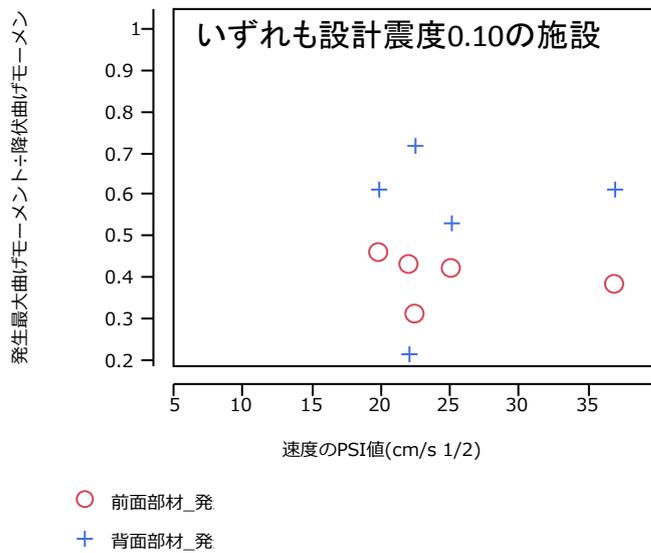


図 1-9 東北地方太平洋沖地震の被災施設(矢板式)におけるレベル1地震動の速度のPSI値と発生モーメントとの対応

(b) 平成5年釧路沖地震における被災事例の検討

次に、設計上考慮される外力に近い外力を受けた被災事例をみる。1993年釧路沖地震の資料¹⁷⁾に基づき、3漁港の8施設(重力式)における、基盤最大加速度とはらみだし量の関係を図1-10に示す。ここで3漁港において、基盤最大加速度(工学的基盤最大加速度と考えてよい)は、「2003年漁港手引」の当地域のレベル1相当加速度(350gal)に近かったと推定されている(それぞれ314Gal、338Gal、321Gal)。「2003年漁港手引」の設計水平震度以下で設計された施設だが、多くは許容変形量以内であった。

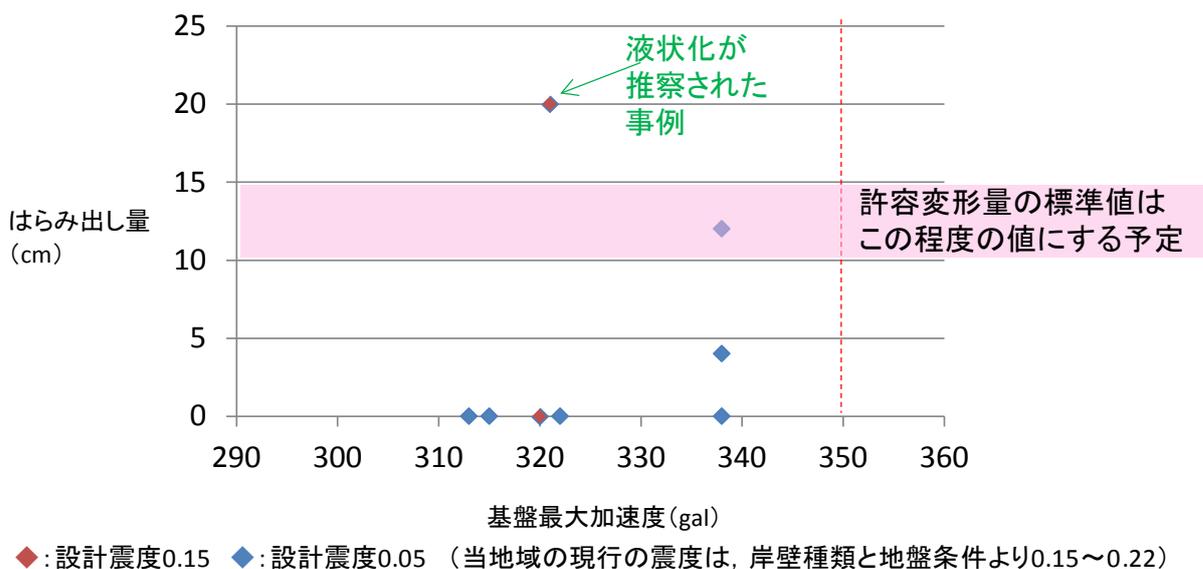


図 1-10 1993年釧路沖地震における基盤最大加速度とはらみだし量の関係

以上のデータより、「2003年漁港手引」の震度で設計した場合に発現する変形量は、多くは安全側と言える。

(c) 平成 19 年能登半島地震における被災事例の検討

本項では、「2003年漁港手引」の設計水平震度程度で設計した施設に地震動が来襲した事例について、実際に来襲した地震動とレベル1地震動との強さを比較したうえで、施設に実際に生じた変形量を検証する。ここで、地震動は事後推定し、レベル1地震動とともに強さを指標値に表して比較する。

具体的には、平成19年能登半島地震で被災した重力式と矢板式の事例を対象とし、漁港に来襲した地震動を事後推定し、地震動の強さ、耐震性能（被災施設の設計に用いられた設計水平震度）、被災程度（実際に施設に生じた変形量）を把握して整理する。それらのデータをもとに、「2003年漁港手引」の震度で設計した施設にレベル1相当の地震動が来襲した場合に生じる変形量が許容変形量程度に収まるか否かを確認する。

波形の事後推定に用いるサイト特性は、本調査で実施した常時微動観測結果を使用して推定する（一部、水産工学研究所で独自に実施した観測結果も使用）。被災による変形量は統一された方法による記録がないため、石川県より提供いただいた災害復旧工事の資料から読み取る。施設諸元、地盤特性に関するデータも石川県より提供いただいて使用する。

このような関係の把握は、たとえば福岡県西方沖地震を対象にそれがなされているが¹⁸⁾、指標値（PSI 値）と変形量の間あまり整合性が見られなかった。これは直下型地震で震央の至近に位置する漁港を対象としたため、例えば1km離れた2点間でも震源との位置関係は大きく異なることになり、このことが事後推定の精度を下げる方向に働いたと考えられる。そのため震源との位置関係に左右されやすい事例を避けての実施が求められる。

①能登半島におけるレベル1地震動の強さ



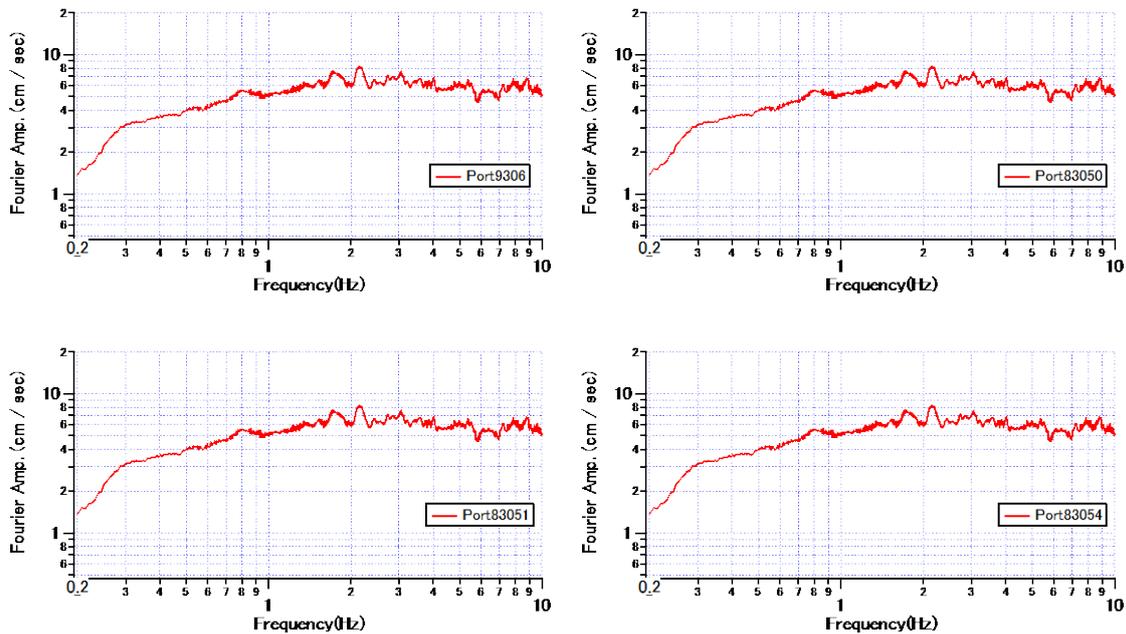
図 1-11 石川県の港湾位置図（石川県ホームページより）

本項では、能登半島の港湾に設定されているレベル1地震動の強さを把握する。

図 1-11 に石川県の港湾位置図を示す。このうち滝港およびそれ以北に位置する港湾（計 10 港）の、工学的基盤のレベル1地震動ならびにサイト増幅特性（地震基盤～工学的基盤）から、地震基盤におけるレベル1地震動の加速度フーリエ振幅スペクトルを求めた。港別レベル1地震動とサイト増幅特性は、国総研港湾施設研究室による公開データ³⁾を使用した。

この公開データ³⁾では、上記のうち7港（七尾港、小木港、飯田港、福浦港、滝港、和倉港、半ノ浦港）では同一のレベル1地震動波形、同一のサイト増幅特性となっている。そのため、七尾港、穴水港、宇出津港、輪島港の4港について、レベル1地震動の加速度フーリエ振幅スペクトルをサイト増幅特性で除し、レベル1地震動の地震基盤におけるフーリエ振幅スペクトルを求めた。

その結果を図 1-12 に示す。4港ともほとんど同じとなった。すなわち、七尾港、穴水港、宇出津港、輪島港のレベル1地震動は、地震基盤位置においては同一のものが使用されているといえる。



(凡例は国総研ホームページで使用されている港湾番号を示す。)

9306 : 七尾港。83050 : 穴水港。83051 : 宇出津港。83054 : 輪島港。)

図 1-12 港別のレベル 1 地震動 (地震基盤位置の加速度フーリエ振幅スペクトル)

②平成 19 年能登半島地震の観測地点別の地震動の強さ

能登半島には平成 19 年能登半島地震の時点で防災科学技術研究所の強震観測点が 8 箇所あり、それぞれで地震動が観測された。本項では、その観測波形と、石川県内の各港湾のレベル 1 地震動の比較を行う。

その際、各地点の地震基盤よりも浅い範囲の影響を除去し、地震基盤に着目してフーリエ振幅スペクトルを比較することとした。そのため、観測波形 (防災科研ホームページの公開データ)⁹⁾を、各観測点のサイト増幅特性 (地震基盤～地表)³⁾で除して、地震基盤の加速度フーリエ振幅スペクトルを求めた。これは、各地点の NS 方向と EW 方向の観測記録について行った。求めた結果を図 1-13 に示す。

また、漁港 (「③平成 19 年能登半島地震による漁港の係船岸の被害」参照) において、防災科研の強震観測点の地震基盤における平成 19 年能登半島地震の加速度フーリエ振幅スペクトルをもとに、漁港の地震基盤における加速度フーリエ振幅スペクトルを推定した。その補正元は、震源からの方向が似ている K-NET 強震観測点とし、震源～漁港および震源～強震観測点の伝播経路特性を求め、その比によって強震観測点の地震基盤の加速度フーリエ振幅スペクトルを補正して、漁港の地震基盤の加速度フーリエ振幅スペクトルとした。

震源～漁港および震源～強震観測点の伝播経路特性は次の通り求めた。

まず、震源から強震観測点および漁港までの距離を算出した。ここで、平成 19 年能登半島地震の震源深さは 11 km とした⁹⁾。

この距離を次式¹⁹⁾に代入し、伝播経路特性 $P(f)$ を求めた。

$$P(f) = \frac{1}{r} \exp(-\pi f r / Q V_s)$$

$P(f)$: 伝播経路特性

r : 震源から、着目する地点までの距離

V_s : S波速度 (3.5km/s とした²⁰⁾)

Q : 伝播経路における Q 値

f : 周波数

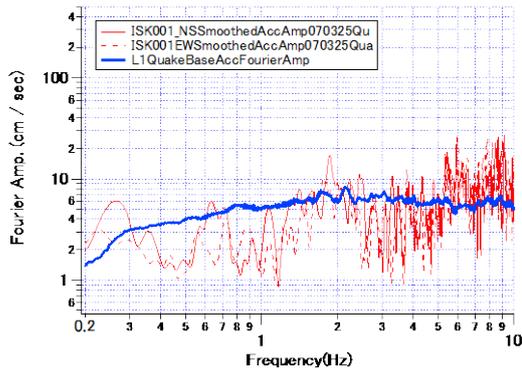
Q 値は、中部地方におけるサイト増幅特性の算出²¹⁾に使用された次式で求めた。

$$Q = 114 \times f^{0.92}$$

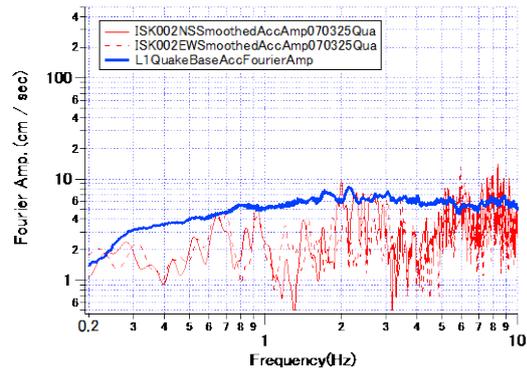
これより、2 点の伝播経路特性の比を求めた。

この比を用いて、地震基盤の加速度フーリエ振幅スペクトルを推定した。

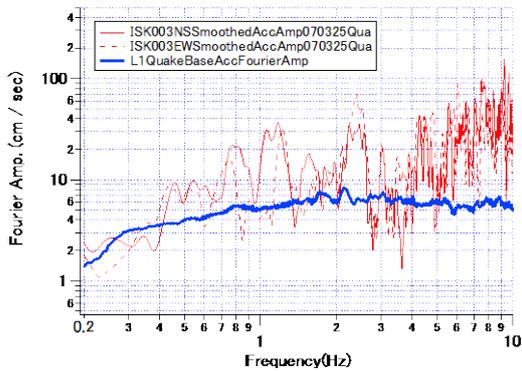
一方、「③平成 19 年能登半島地震による漁港の係船岸の被害」の漁港については、近隣に強震観測点が有るため、その強震観測点の地震基盤の加速度フーリエ振幅スペクトルと同じと見なした。



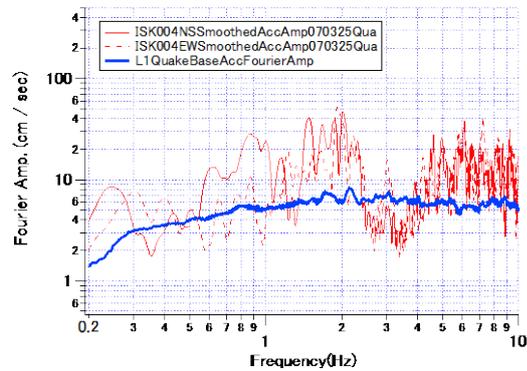
防災科研の強震観測点 ISK001 (K-NET 大谷)



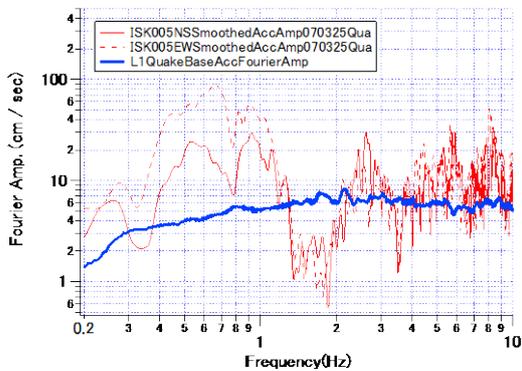
防災科研の強震観測点 ISK002 (K-NET 正院)



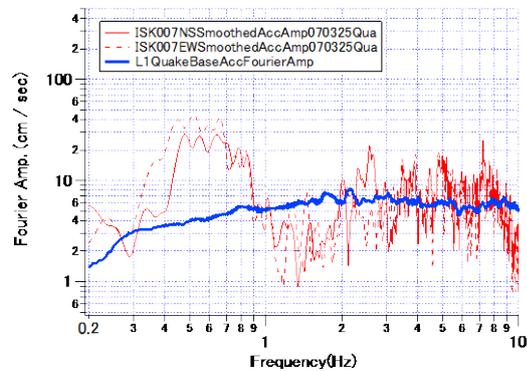
防災科研の強震観測点 ISK003 (K-NET 輪島)



防災科研の強震観測点 ISK004 (K-NET 能都)



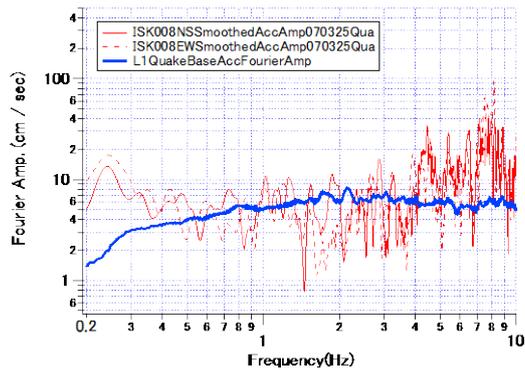
防災科研の強震観測点 ISK005 (K-NET 穴水)



防災科研の強震観測点 ISK007 (K-NET 七尾)

(注) 実線は NS 方向、点線は EW 方向。青線は図 1-12 に示したレベル 1 地震動。

図 1-13 平成 19 年能登半島地震の地震基盤位置の加速度フーリエ振幅スペクトル (その 1)



防災科研の強震観測点 ISK008 (K-NET 羽咋)

(注) 実線は NS 方向、点線は EW 方向。青線は図 1-12 に示したレベル 1 地震動。

図 1-13 平成 19 年能登半島地震の地震基盤位置の加速度フーリエ振幅スペクトル (その 2)

ここで注意すべき事項として、実際の震源断層は点ではなく面であり、気象庁発表の震源と、断層面上で地震波を最も強く励起した場所とは必ずしも一致しない。平成 19 年能登半島地震の場合、気象庁発表の震源付近に、互いに数 km~10 km 程度離れて位置する 3 つのアスペリティ (震源断層面の中で特にすべりの大きい領域) が存在することが指摘されている²²⁾。そのため、震源断層に非常に近い地点について、単純に気象庁発表の震源からの距離を使って伝播経路特性の計算を行うと推定誤差が大きくなる懸念がある。

また、平成 19 年能登半島地震の規模から考えると、震源近くの観測点の観測波形には、表層付近を伝わる際の非線形性の影響が含まれていると考えられる。

以上のことから、震源に近い地点 (強震観測点 K-NET 富来) を、このあとの計算対象から外した。

なお、当地のレベル 1 地震動については、その大きさから考えて、非線形性の影響は小さいと考えられる。

また、参考として、非線形性を考慮して地震動を計算する方法を、本項の末尾に《備考 非線形性の考慮の方法》として記す。

次に、各漁港に來襲した地震動とレベル 1 地震動との強さの比較のために、図 1-13 に示した各地点の地震基盤の地震動の強さの数値化を行った。

まず、図 1-13 に示したスペクトルを用いて、地震基盤における速度の PSI 値 (Power Spectral Intensity: 速度の自乗の時間積分の平方根) を求めた。これは、港湾岸壁の応答解析において変形量と速度の PSI 値との相関の良さが示されている²⁾ことを参考にした。今回の計算は、上述の加速度フーリエ振幅スペクトルと、便宜的に平成 19 年能登半島地震の K-NET 富来における地表面観測波形 (NS 方向) のフーリエ位相スペクトルを使用して、フーリエ逆変換により加速度波形を算出した。次にその波形より速度波形を算出して、速度の PSI 値を算出した。

また、スペクトルの面積にも着目した。漁港の重力式係船岸については 0.7~1.5Hz 付近で変形への寄与が大きくなっている²³⁾。一方、矢板式係船岸については浅い施設

に関する検証がなされていないが、水深の深い港湾施設の検討例ではおおむね同程度の範囲で変形への寄与が大きい¹²⁾。そのため、ここでは0.7～1.5Hzの範囲の面積を求めた。

以上の指標値は、地震基盤のレベル1地震動についても求めた。

以上の指標値の算出結果を表1-4に示す。同表では、便宜的にレベル1地震動の値より上下20%をしきい値とし、レベル1地震動より大きいか、同程度か、小さいかによってセルを色分けして示した。また、表1-4の値をもとに、各強震観測点に來襲した地震動の強さについて、レベル1地震動と比較しての強弱を地図上に図1-14に示す。同図の左は、地点別に強弱を示している。右は、のちの説明の便宜上、海岸線に「弱」地帯と「強」地帯の表示をしている。

表 1-4 地震基盤における地震動の強さの比較

	速度のPSI値		加速度スペクトルの面積(0.7～1.5Hz)		速度スペクトル面積(0.7～1.5Hz)	
	NS方向	EW方向	NS方向	EW方向	NS方向	EW方向
K-NET大谷(ISK001)	2.36	1.92	2.84	2.19	0.40	0.32
K-NET正院(ISK002)	1.26	1.17	1.68	1.74	0.26	0.27
K-NET輪島(ISK003)	6.21	5.81	13.24	8.06	2.03	1.20
K-NET能都(ISK004)	5.84	4.16	13.22	6.75	2.02	0.96
K-NET穴水(ISK005)	6.00	16.52	9.55	20.16	1.59	3.55
K-NET七尾(ISK007)	6.29	8.89	5.28	5.06	0.95	0.87
K-NET羽咋(ISK008)	5.18	15.72	4.55	4.02	0.74	1.57
(比較)レベル1地震動 (地震基盤の波形)	2.03		4.39		0.66	
レベル1地震動の値×1.2	2.44		5.26		0.79	
レベル1地震動の値×0.8	1.63		3.51		0.53	

: レベル1地震動の値×1.2を上回る
 : レベル1地震動の値×0.8を下回る



図 1-14 平成 19 年能登半島地震の地震動とレベル 1 地震動の強弱関係
 (強：能登半島地震の方が強い。やや強：能登半島地震の方がやや強い。
 弱：能登半島地震の方が弱い。)

《備考 非線形性の考慮の方法》

一般に、非線形性を考慮するために、最も実務的に良く用いられている方法は、「工学的基盤での入射波は非線形性の影響を受けていない」と仮定する方法である。この仮定は厳密には成り立たないが、一般的にそのように仮定することが実務では多い。たとえば、線形の条件で計算された地表の波形がある場合は、それを用いて、次の(1)(2)の手順で地表面の地震動を求める。

- (1) 地表から工学的基盤まで、地盤モデルを使って、線形の条件での引き戻し計算を実施する。
- (2) 得られた工学的基盤での地震波を入力して再度、今度は非線形の条件で表層地盤の地震応答計算を行う。

③平成 19 年能登半島地震による漁港の係船岸の被害

平成 19 年能登半島地震において被災した漁港の係船岸 16 事例について、設計水平震度（設計当時）と変形量を表 1-5 に示す。

この 16 事例とは、水産工学研究所がサイト増幅特性推定のため常時微動観測を実施した 8 漁港の施設のうち、石川県の災害復旧資料から変形量が読み取れる事例を選んだものである。同表に示す設計水平震度は、設計がなされた時期と施設の利用目的から、設計当時の設計図書（「2003 年漁港手引」およびその前身の図書）をもとに判断した。変形量は、石川県の災害復旧工事の資料に基づいた。同資料には施設ごとのはらみだし量の代表値が記載されていないため、変状計測の写真や計測値一覧表をもとに、施設ごとの最大値を読み取った。

表 1-5 被災した係船岸 16 事例の設計水平震度と被災状況

施設番号	地帯区分(レベル1地震動との比較)	漁港名	岸壁・物揚場の区別	構造形式	整備年(月日)	平成19年能登半島地震の時点の設計震度	平成19年能登半島地震の被災状況	
							はらみ出し(cm)	背後段差(cm)
1	「弱」	A 漁港	物揚場	重力式	H元0324	0.05	0	0
2	「弱」	B 漁港	岸壁	重力式	H元年度	0.10	0	0
3	「強」	C 漁港	物揚場	矢板式	H100331-H170912	0.05	0	15
4	「強」	C 漁港	物揚場	重力式	S480330	0.00	3	8
5	「強」	C 漁港	物揚場	矢板式	S600325	0.05	5	32
6	「強」	D 漁港	物揚場	重力式	S53-59年度	0.00	5	4
7	「強」	D 漁港	物揚場	矢板式	S53-59年度	0.00	0	30
8	「強」	D 漁港	物揚場	重力式	S55-56年度	0.00	0	0
9	「強」	E 漁港	物揚場	矢板式	S56年	0.00	19	9
10	「強」	E 漁港	岸壁	矢板式	S47年	0.10	15	6
11	「強」	E 漁港	岸壁	重力式	H16-17年	0.12	7	21
12	「強」	E 漁港	物揚場	重力式	H09-19年	0.05	0	0
13	「強」	F 漁港	物揚場	重力式	H150331-H160331	0.12	2	8
14	「強」	G 漁港	岸壁	重力式	H030311	0.05	0	15
15	「強」	G 漁港	岸壁	重力式	H170331-H190323	0.12	14	9
16	「強」	H 漁港	物揚場	重力式	S601021-S611025	0.05	8	28

はらみ出し量は、災害査定資料の図表・写真から下記の値を調べ、原則として各施設における最大の値を記した。

- ・ 本体直背後の隙間
- ・ 法線平行方向に走る背後地の隙間
- ・ 矢板傾斜調査結果から算出される値

設計震度は、整備年度と整備目的(陸揚・準備・休憩)から判断した。

整備年は種々の資料から読み取ったため表記が一定していない。

④ 地表面の地震動の大きさ

②では、場所によって異なるサイト特性の影響を除去し、地震基盤における平成19年能登半島地震の地震動の強さをレベル1地震動のそれと比較した。③では、平成19年能登半島地震における施設の被害状況を整理して、「2003年漁港手引」の設計水平震度で施設が設計された場合の耐震性能の妥当性を検証した。

ここまではレベル1地震動との強さの比較という観点に立ち、場所ごとのサイト特性を除去して地震基盤の地震動に着目してきた。一方、施設の被害程度の大小を直接左右するのは、地表面付近の地震動である。そこで本項では、平成19年能登半島地震による地表面における地震動の大きさを把握する。

各施設の近くで常時微動観測を実施し、サイト増幅特性を推定した。そのサイト増幅特性を、地震基盤位置における平成19年能登半島地震の各漁港のフリーエ振幅スペクトル(②で求めたスペクトル)に乗じて、地表におけるフリーエ振幅スペクトルとした。

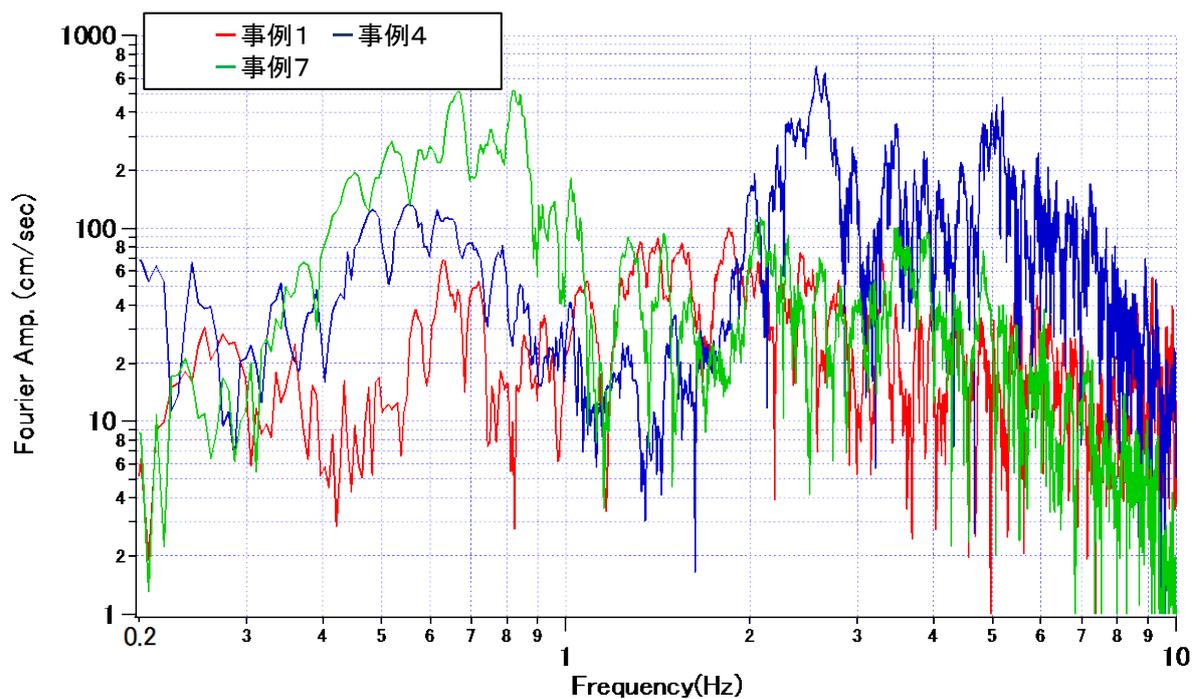
一方、地表におけるフリーエ位相スペクトルは、便宜的に、平成19年能登半島地震時の漁港の地震基盤における加速度フリーエ振幅スペクトルを推定する際の補正元のK-NET強震観測点(「②平成19年能登半島地震の観測地点別の地震動の強さ」参照)の地表面のスペクトルをそのまま用いた。

以上の振幅及び位相のスペクトルをフーリエ逆変換し、地表面波形を作成して、法線直角方向の波形を合成した。このとき、フーリエ逆変換で求まる時系列が、始めと終わりにだらだらと振動が続くものになることを回避するため、パーセンウインドウを用いる計算方法を使用した（前もって目標とする地震動のフーリエ振幅(実数)にパーセンウインドウを施したうえで、通常の式の分母にパーセンウインドウを施す方法。）。

こうして得られたフーリエ振幅スペクトルの例を図 1-16 に示す。算出した地震動波形の例を図 1-17 に示す。

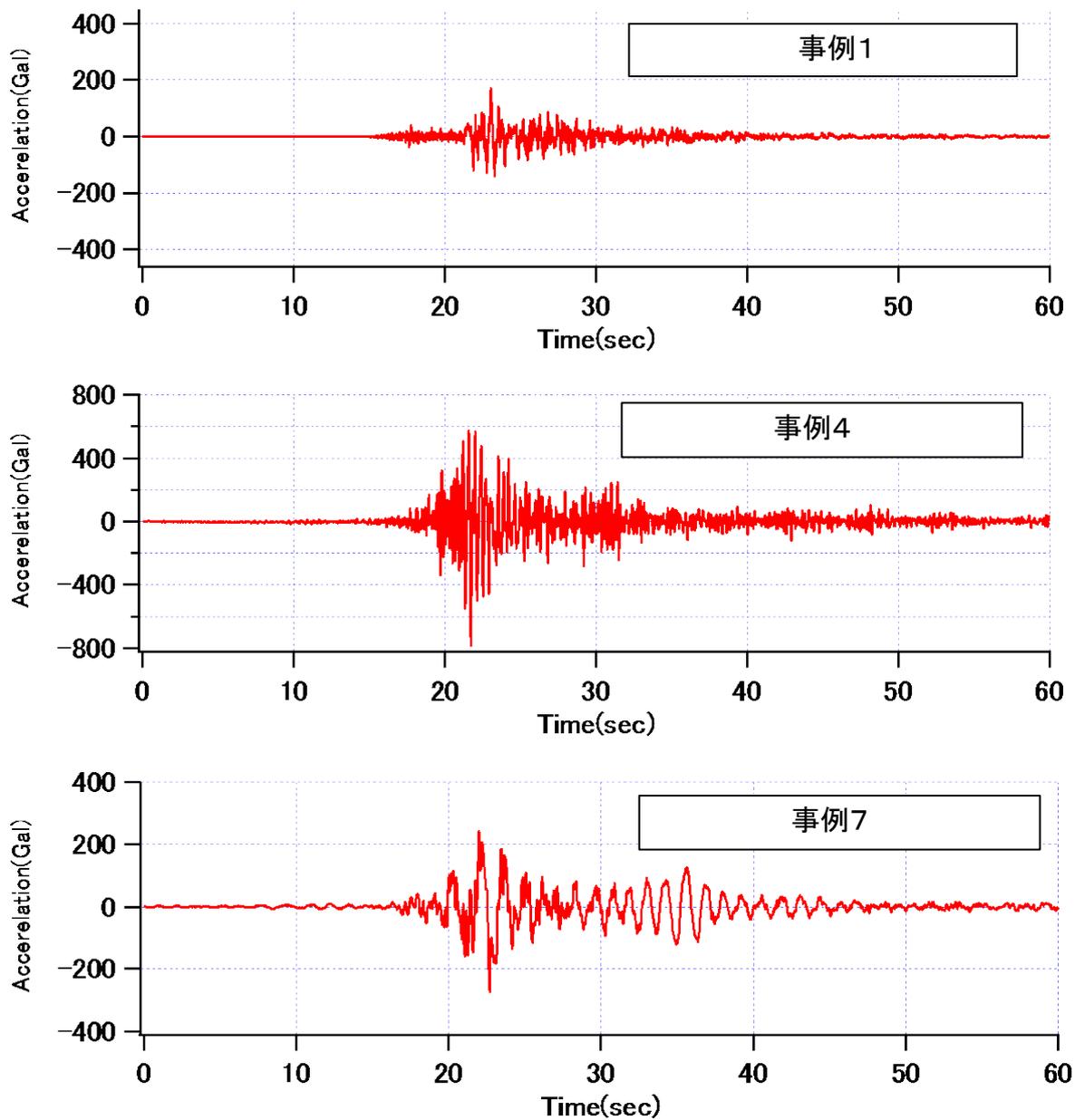
以上のように地表面波形を作成する際に用いたデータと、算出した地震動波形の指標値（最大加速度および速度の PSI 値）を表 1-6 に示す。

なお、参考として、平成 19 年能登半島地震における防災科学技術研究所の強震観測網 K-NET の加速度記録⁹⁾を表 1-7 に示す。このほか防災科学技術研究所以外の記録も含めると、この地震の最も大きい加速度記録は、輪島市門前町における最大加速度（3成分合成値）1,304Gal（波形データは遺失）²⁴⁾であると考えられる。この記録は、震央の北東約 11km の地点で得られている。



赤：事例番号 1、青：事例番号 4、緑：事例番号 7（表 1-6 参照）

図 1-16 地表面の加速度スペクトルの例



上から順に事例番号 1、事例番号 4、事例番号 7 の事例（表 1-6 参照）

図 1-17 地表面波形（加速度波形）の例

表 1-6 地震動波形の作成に使用したデータならびに求めた波形の指標値

施設番号	地帯区分(レベル1地震動との比較)	漁港名	岸壁・物揚場の区別	現地のサイト増幅特性の推定		地表面における岸沖方向の地震動の指標値	
				方法	竹・新竹の補正元	最大加速度(絶対値の最大値)	速度のPSI値
1	「弱」	A漁港	物揚場	竹※1	K-NET大谷	171	14.0
2	「弱」	B漁港	岸壁	竹※1	K-NET正院	171	42.3
3	「強」	C漁港	物揚場	新竹※2	KiK-net富来	1061	72.4
4	「強」	C漁港	物揚場	新竹	KiK-net富来	786	46.5
5	「強」	C漁港	物揚場	新竹	KiK-net富来	677	69.4
6	「強」	D漁港	物揚場	竹	KiK-net富来	219	24.6
7	「強」	D漁港	物揚場	竹	KiK-net志賀	274	69.2
8	「強」	D漁港	物揚場	実施せず※3			

工学的基盤以浅の地震動の詳細検討(工学的基盤への引き戻し、地表への引き上げ)は省略した。

サイト増幅特性の推定方法の表記は次の通りである。

- ・竹 : 竹補正(補正元地点の常時微動H/Vスペクトルを横移動。補正元地点と当該地点のピーク高さがほぼ同じだがピーク周波数が異なることから。)
- ・新竹 : 新竹補正(補正元地点の常時微動H/Vスペクトルを横移動させて高さも補正。補正元地点と当該地点のピーク周波数が異なり、ピーク高さも異なることから。)
- ・竹※1 : 補正元地点と当該地点で常時微動H/Vスペクトルのピーク周波数・ピーク高さがほぼ同じのため、補正元地点のサイト増幅特性をそのまま使用した。
- ・新竹※2 : 新竹補正をしたところ低周波範囲(0.6Hz未満)で不自然に大きなスペクトル値となったため、便宜的に、0.6Hz未満のスペクトル値を近隣の妥当な新竹補正結果に置き換えた。
- ・実施せず※3 : 竹補正を検討したが、近隣に適切な補正元地点が見つからないため断念した。

表 1-7 K-NET 観測点で記録された平成 19 年能登半島地震の最大加速度

コード	観測点名	最大加速度 (Gal)			三成分合成値 (Gal)
		N-S	E-W	U-D	
ISK001	大谷	166	170	81	181
ISK002	正院	174	159	138	183
ISK003	輪島	519	396	141	548
ISK004	能都	622	589	147	666
ISK005	穴水	473	782	556	903
ISK006	富来	717	849	462	945
ISK007	七尾	202	182	167	221
ISK008	羽咋	228	386	298	411

⑤考察

①～④に示した、地震動の強さ、耐震性能(設計水平震度)ならびに変形量の三者の関係を検討する。

漁港の位置と防災科研の地震計の観測記録をもとに考察すると、平成 19 年能登半島地震は、表 1-5 の事例番号 3～16 ではレベル 1 地震動より強い地震動であり、事例番号 1, 2 ではレベル 1 地震動より弱い地震動であったと考えられる。

一方、「2003 年漁港手引」における石川県の設計水平震度は、係留施設 A(主要な陸揚岸壁及び定期船・フェリーが発着する岸壁)が 0.14 であり、係留施設 B(係留施設 A 以外の岸壁及び物揚場)が 0.12 である。第四紀層の厚さにより上乘せがなされたならそれぞれ 0.17 と 0.14 になる。

はらみだし量を見ると、震央に近い漁港に 10cm 以上の比較的大きなはらみだしが生じた施設があるが、それ以外は 10cm 未満である。被災施設の設計水平震度は、「2003 年漁港手引」の震度あるいはそれ未満である。また、設計参考図書ではレベル 1 地震動に対する耐震設計のはらみだし量の参考値として 10cm を掲示している。

すなわち、この事例においては、「2003年漁港手引」の地域別震度で設計した施設にレベル1程度の地震動が来襲した場合、生じる変形量はおおむね許容変形量程度に収まる。つまり「2003年漁港手引」の地域別震度で設計された施設は、レベル1程度の地震ではおおむね要求される機能を満たすと考えられる。

また、表1-5でははらみだし量が10cm未満にもかかわらず10cm以上の大きな背後段差が生じている施設がいくつか見られる。この原因として、表層付近の液状化が考えられる。2007年能登半島地震では震源に近い輪島市門前町と港湾施設の多い七尾市で顕著な液状化被害が発生しており、地盤の共通点としては海岸埋立地、人工造成地、埋戻地盤などの若齢の軟弱地盤が主であった²⁵⁾。表4-2-2で10cm以上の背後段差が生じた施設について、同表の作成に使用した災害復旧工事資料を見ると、液状化の可能性を示す砂の堆積が、番号3番と5番の写真に写っている。但し同資料の写真は発災後1~2か月程度経過してから撮影されたものが多いため、液状化の痕跡をくまなく記録しているわけではない。一方、土木学会・地盤工学会の報告書²⁵⁾には、震央に近い漁港において撮影された写真に、液状化の可能性を示す砂の堆積が見られる。なお、液状化以外に段差の発生を助長する要因として、長年の供用によりエプロンの下に空隙が生じていた可能性もある。

(d) まとめ

以上の(a)~(c)の検討により、レベル1地震動が働いた際に漁港の係船岸に生じる変形量と応力度が、ほとんどの場合安全な範囲に収まるといえる。

(6) 棧橋式の検討

棧橋式については平成19年能登半島地震による被災事例が無い。東北地方太平洋沖地震ではいくつかの棧橋式係船岸が被災したが、被災後の変状には津波の影響が含まれていることからそのままでは分析に適さない。そこで、解析事例を参照して変形量の検討を行う。

表1-8に、4施設に対する二次元地震応答解析結果を示す。これは東日本大震災後の調査⁵⁾で実施された、東北地方太平洋沖地震で被災した施設を対象とした解析の結果である。

ここでは、レベル1地震動を入力した解析結果に着目する。この4事例は、「2003年漁港手引」の設計水平震度と同じあるいはそれより小さい震度で設計された施設であるが、レベル1地震動が作用して液状化が生じない条件では、変形量と杭の曲げモーメントは許容できる範囲に収まっている。この事例からは、「2003年漁港手引」の設計水平震度で棧橋式の照査をすることに問題はないと考えられる。

表 1-8 棧橋式の 4 施設の解析結果

施設の条件			東北地方太平洋沖地震・津波後の現地観測結果	東北地方太平洋沖地震波形を入力した解析結果	レベル1地震動を入力した解析結果	
事例名	水深	照査用震度 被災施設 (現行基準)	法線はらみだし量	液状化判定結果 法線はらみだし量 杭の曲げモーメント	非液状化の条件	液状化の条件
					法線はらみだし量 杭の曲げモーメント	法線はらみだし量 杭の曲げモーメント
棧橋式 事例A	-6.0m	0.10 (0.16)	9~77cm	液状化した 36cm ▲	11cm ●	27cm ●
棧橋式 事例B (SCP施工区間)	-6.0m	0.19 (0.19)	≒0cm	液状化せず 8cm ●	3cm ●	6cm ●
棧橋式 事例C	-4.0m	0.10 (0.16)	6~11cm	液状化した 17cm ●	3cm ●	8cm ●
棧橋式 事例D	-3.5m	0.10 (0.16)	0cm	液状化した 3cm ▲	6cm ●	2cm ●

(注) 杭の曲げモーメントの表記 ●:降伏せず。 ▲:降伏したが全塑性に達せず。

東北地方太平洋沖地震の波形として、各施設の近くで観測された波形を補正元とし、施設位置のサイト特性を反映させたものを使用。
レベル1地震動の波形として、各施設の近くの港湾のレベル1地震動を補正元とし、施設位置のサイト特性を反映させたものを使用。

(7) 「2003年漁港手引」の地域別震度に対する総合的な評価

上述のように、「2003年漁港手引」に掲載されている地域別震度表に基づくレベル1地震動に対する耐震設計手法の、地域分けと震度の値について、客観的データによる裏付けが可能かどうかに取り組んだ。それらの結果を整理すると次のとおりである。

- ◆ 「2003年漁港手引」の地域別震度の地域区分（5区分）を、港湾別の75年確率地震動（平成19年に公表）の強さと比較すると、地域による地震危険度の差違をおおむね反映していることを確認した。
- ◆ 「2003年漁港手引」の地域別震度で設計された施設にL1地震が作用した際に生ずる変形量が、ほとんどの場合は許容変形量（10cm程度）以内におさまることを、解析事例を用いて確認した。
- ◆ 平成19年能登半島地震の事例は、「2003年漁港手引」の地域別震度で設計された施設の場合、L1地震が作用した際に生ずる変形量が、ほとんどの場合は許容変形量（10cm程度）以内におさまることを示唆していた。

このことから、「2003年漁港手引」の地域分けと震度の値を使用することは妥当と判断できる。

現在では、地域別震度を用いず、サイト特性や地震発生確率など最近の知見を取り入れた精緻な検討により耐震性能を照査することも可能になっているが、地域別震度は、簡便に、設計対象施設に必要な水準の耐震性能を付与できる方法と言える。

また、利用実績が多く、これで設計された施設の耐震性不足が問題化したことも特にない。

以上のことから、漁港・漁場の設計参考図書には引き続き掲載するのがよいと考えられる。

但し、性能規定化がなされると、性能に過不足が生じないように照査することが今まで以上に求められる。そのため漁港を担当する行政部局は、最近の地震工学の進歩も視野に入れつつ、震度の妥当性に注意していく必要がある。そこで、今後どのような場合に地域別震度を見直すべきかについての方針を、次のようにまとめることができる。

- ◆ 地域別震度は各地域の想定地震動を数値化して表すものであり、その震度は客観的データにより裏付けられると同時に、地震危険度に関する社会的な考え方の変化も斟酌しなくてはならない。
- ◆ 社会的考え方の観点からは、或る地震被害が社会にもたらした影響次第で、土木構造物の耐震性を高めようとする機運が生じ、照査に用いる作用の見直しがなされる。従って、今後社会的に耐震設計に対する考え方に変化が生じたとき（たとえば他基準の耐震設計基準の見直しが始まったときや、土木学会等で耐震設計のあり方に関する審議がなされたとき）には、漁港についても地域別震度の見直しの検討を開始するのがよいと考えられる。

（８） 設計参考図書の執筆（岸壁のレベル 1 地震動に対する耐震設計手法）

レベル 1 地震動に対する地域別の設計水平震度について、当調査での平成 24 年度～26 年度の検討を基に、設計参考図書の「第 2 編第 11 章 地震力」に記述を行った。

2. 浅い岸壁・物揚場の耐震性能照査の精度向上（レベル1地震動）

(1) 港湾方式の漁港への適用範囲の明示

現時点の知見をもとに、港湾方式の漁港への適用可能範囲を検討した。

1) 港湾方式の諸設定の精査

港湾方式の諸設定について、論文「レベル1地震動に対する重力式および矢板式岸壁の耐震性能照査用震度の設定方法，国総研資料 No. 310, 2006」¹²⁾を精査した。

本論文では、重力式および矢板式岸壁（控え直杭、控え組杭）について、港湾の岸壁において標準的な水深および設計震度の範囲から検討モデル断面を設定し、地震動の周波数の影響（フィルター）等を考慮して、岸壁の許容変形量に応じた震度算出法が提案されている。

検討モデル断面の水深条件は、-7.5m から-16.0m で設定されており、漁港施設に比べて比較的水深の深い条件で検討されている。また、地盤条件は、全国の港湾の強震観測地点のS波速度構造から固有周期を整理した結果に基づき、地盤の固有周期は緩い地盤で1.0～1.4秒、締まった地盤で0.6秒以下、その中間の地盤で0.6～1.0秒程度とモデル化されたため、固有周期として緩い地盤（第Ⅲ種地盤相当）で1.2秒、締まった地盤（第Ⅰ種地盤相当）で0.6秒、その中間の地盤（第Ⅱ種地盤相当）で0.8秒と全ての地盤条件を網羅して検討されている。図2-1に検討モデル断面を示す。

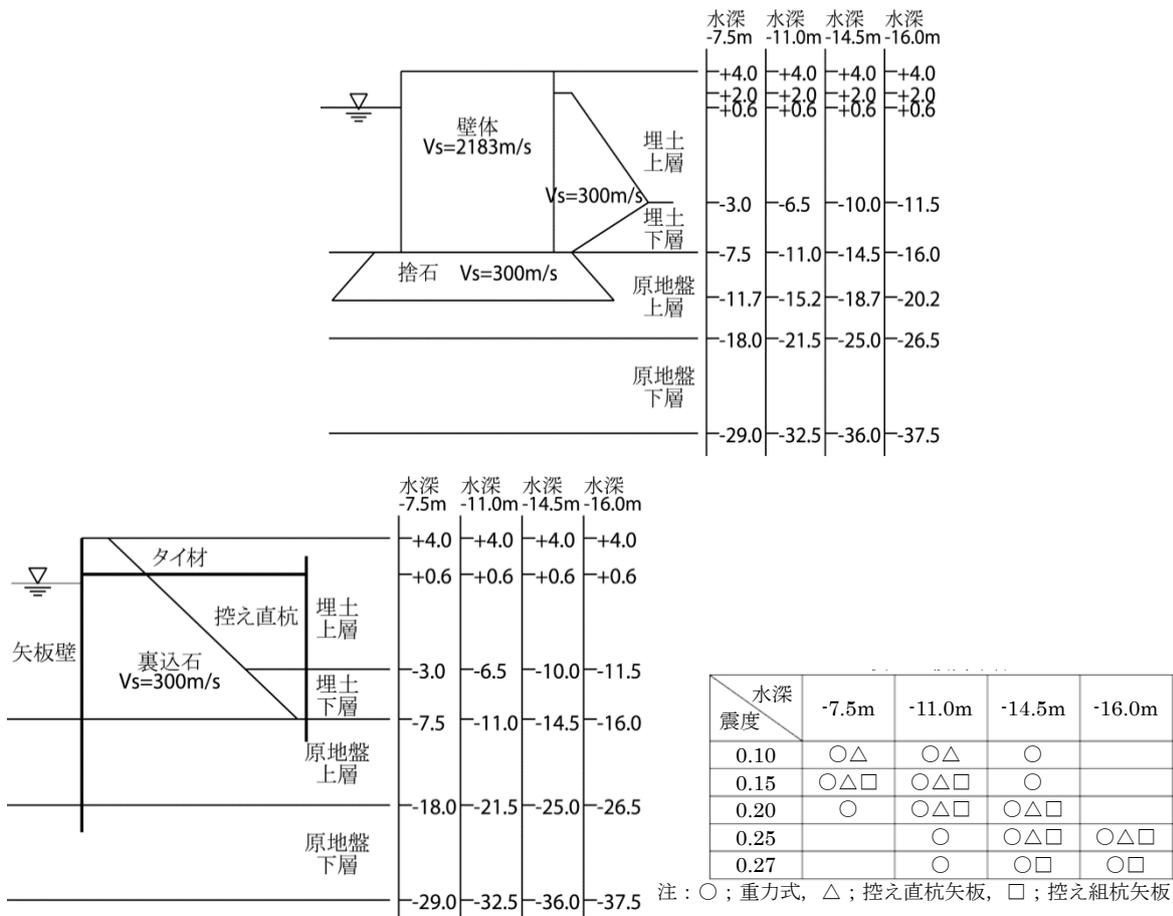


図 2-1 検討モデル断面

2) 港湾方式の漁港施設における試算事例

水深の浅い漁港岸壁を対象に港湾方式のレベル 1 照査用震度を算定した事例を収集した。この試算事例について、港湾方式で算定した震度（以下、港湾 kh）と「2003 年漁港手引」¹⁾ の設計震度（以下、漁港 kh）を比較したものを図 2-2 に示す。これより、栈橋式の 3 ケースを除き、港湾 kh は漁港 kh よりも小さくなる結果となった。港湾 kh は、岸壁の変形量に対応しており、岸壁が変形しにくい条件となる壁高が低い場合、地盤が良好な場合、地震動の低周波成分が小さい場合、地震動の継続時間が短い場合には照査用震度が小さくなる。

なお、図 2-2 は震度の大小関係を比較したものであり、値の妥当性を論じているものではない。これは、漁港 kh に比べて岸壁の震動特性等の最新の知見を取り入れた港湾 kh 検討時（国総研モデル）においても、重力式・矢板式は、水深の深い港湾岸壁を対象に構築された震度であり、今回比較したケースのように水深の浅い岸壁への適用性は十分に検証されていないためである（図 2-3 参照）。また、栈橋式についても、震度を算定する上で重要な減衰定数や固有周期の設定に課題があり必ずしも精度の高い震度とはなっていない可能性があるためである。

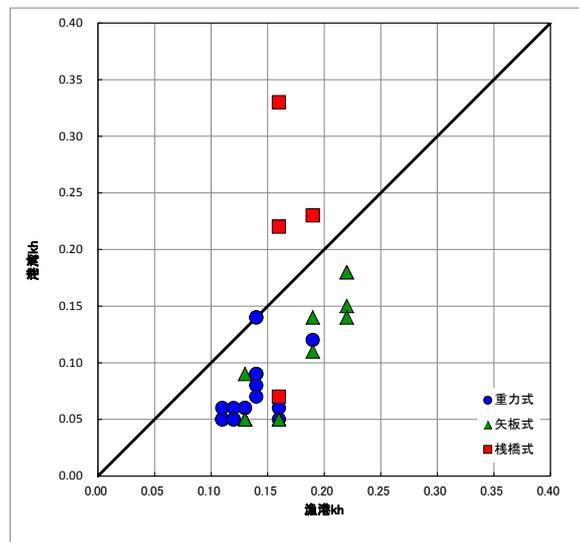


図 2-2 港湾 kh と漁港 kh の比較

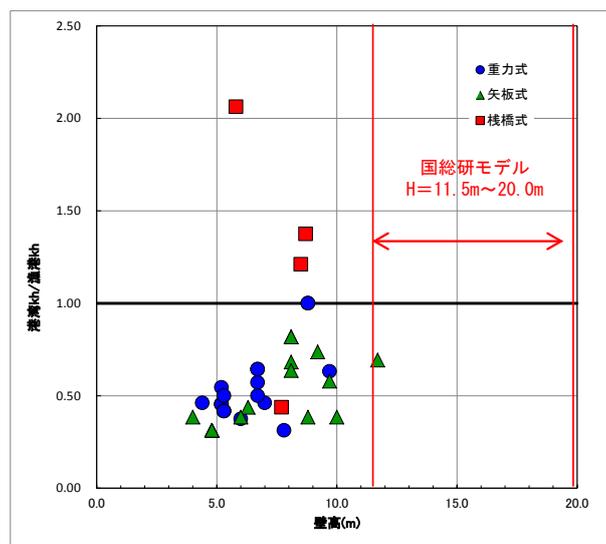


図 2-3 壁高と港湾 kh/漁港 kh の関係

3) 漁港フィルターの設定事例

水深の浅い漁港岸壁に港湾方式を適用できるように、港湾方式と同様の方法により漁港フィルターを構築し、照査用震度を算出した北海道開発局の検討事例²⁶⁾を収集した。本検討の漁港フィルターは、重力式岸壁を対象に壁高 3.6~7.1m(水深-2.1~5.1m)と、「平成 19 年港湾基準」に比べて壁高が小さい範囲を対象に構築されたものであるが、地盤条件は I 種地盤のみを対象としており、港湾に比べて限定的な地盤条件設定になっている。図 2-4 に漁港フィルターを、図 2-5 に漁港フィルターを用いて算出した照査用震度を示す。

漁港フィルターの方が港湾フィルターより増幅率 $\alpha(f)$ が大きく、照査用震度は漁港フィルターを用いた方が大きくなる結果となっている。

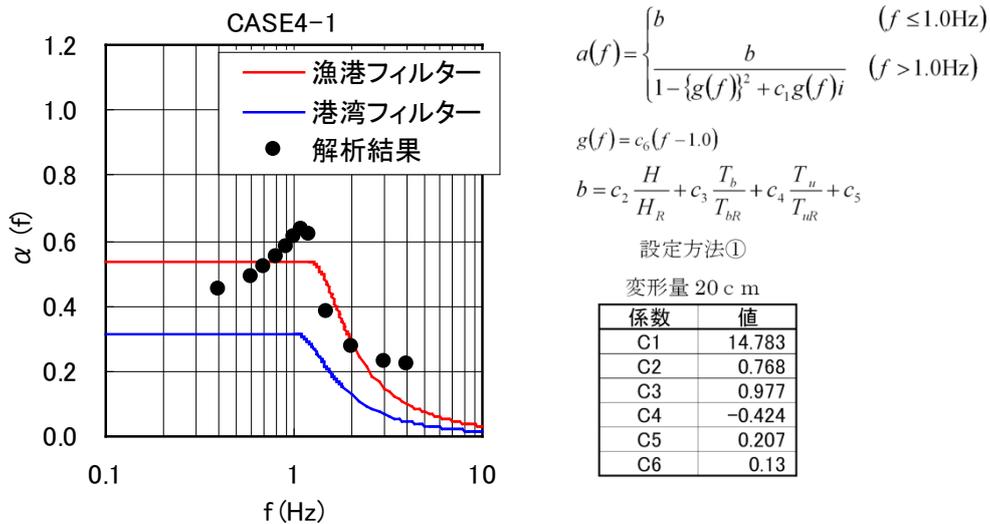


図 2-4 漁港フィルター

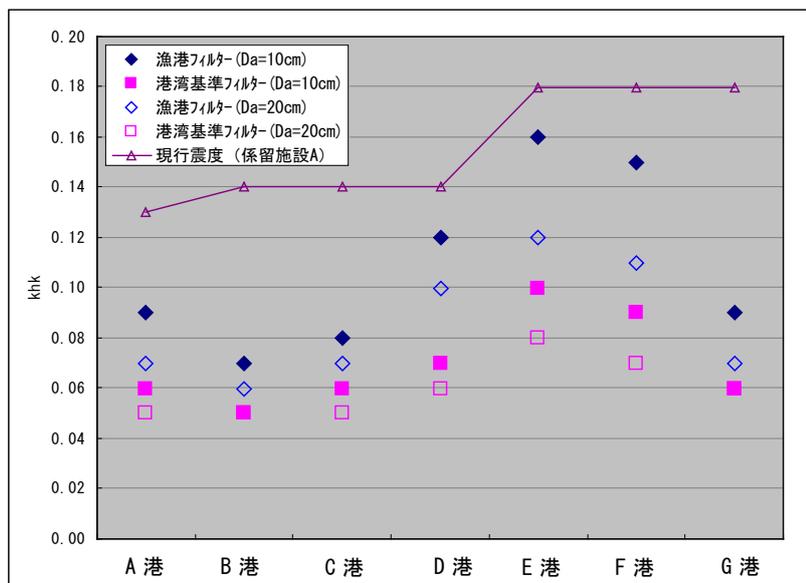


図 2-5 照査用震度の算定結果

4) 港湾方式の漁港への適用範囲の明示

港湾方式の適用は、以下の理由から港湾のパラメータ設定時に検討対象となっている「水深 7.5m 程度以上の漁港施設に適用が可能」であり、港湾での検討対象外である「より水深の浅い施設に対しては、港湾方式のパラメータを変更することにより適用の可能性」があると明示する必要がある。

- 港湾方式は、水深-7.5m 以上の岸壁を対象に検討されており、漁港岸壁に多い水深の浅い条件で検討されたものでない。
- 港湾方式をそのまま適用すると、水深が浅いと変形しにくいいため、照査用震度は小さくなり、漁港岸壁のような水深の浅い条件では、「2003 年漁港手引」の設計震度に比べて小さくなる場合が多い。
- 港湾方式と同様に水深の浅い条件で漁港フィルターを構築し、そのフィルターを用いて照査用震度を算出すると、港湾方式の照査用震度よりも大きくなるとの検討結果(平成 23 年度、北海道開発局)もあり、港湾方式をそのまま適用すると、条件によっては照査用震度を過小に評価する場合がある。

(2) 重力式フィルター構築

1) 地震動の揺れ（周波数特性）と変形量の関係性

水深の浅い重力式岸壁について、地震動の揺れ（周波数特性）と変形量の関係性を確認するため、二次元地震応答解析（FLIP）を実施した。FLIP を実施する検討ケースは 1 ケースとし、下記の既往検討の検討ケースを踏まえて設定することとした。

① 既往検討ケースの整理

a) 国総研モデル

「レベル 1 地震動に対する重力式および矢板式岸壁の耐震性能照査用震度の設定方法，国総研資料 No. 310, 2006」¹²⁾

国総研モデルは、重力式および矢板式岸壁（控え直杭、控え組杭）について、港湾の岸壁において標準的な水深および設計震度の範囲から検討モデル断面を設定している。地盤条件は、全国の港湾の強震観測地点の S 波速度構造から固有周期を整理した結果に基づき、地盤の固有周期は緩い地盤で 1.0～1.4 秒、締まった地盤で 0.6 秒以下、その中間の地盤で 0.6～1.0 秒程度とモデル化されたため、固有周期として緩い地盤（第Ⅲ種地盤相当）で 1.2 秒、締まった地盤（第Ⅰ種地盤相当）で 0.6 秒、その中間の地盤（第Ⅱ種地盤相当）で 0.8 秒と設定されている。図 2-6 に重力式の検討モデル断面を、表 2-1 に地盤条件を示す。

このうち、揺れの強さと変形量の関係性（フィルター）の検討においては、設計震度 $kh=0.10$ のモデルを用いて検討されている。

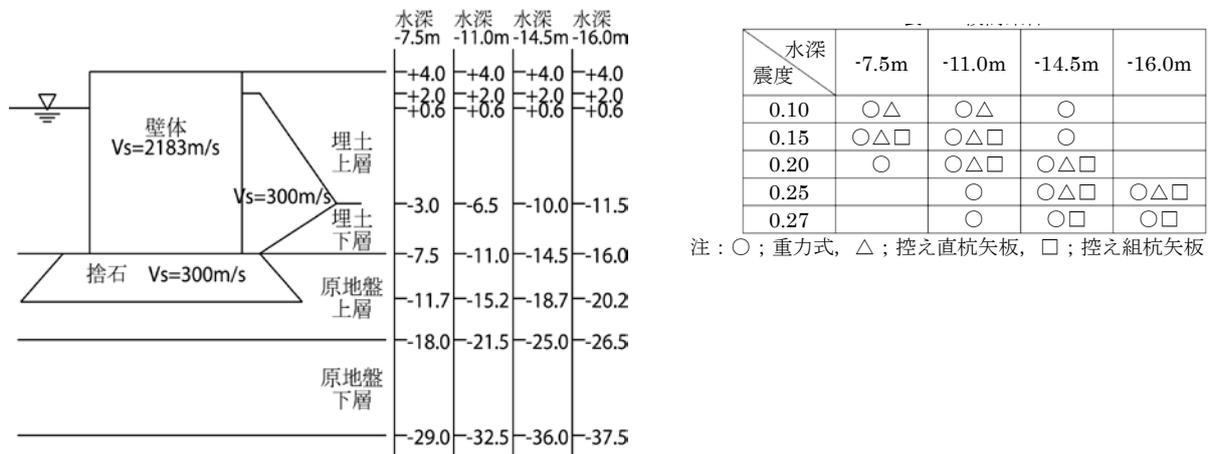


図 2-6 検討モデル断面（国総研モデル：重力式）

表 2-1 地盤条件（国総研モデル）

地盤	土層区分	土層区分	湿潤密度 (t/m ³)	基準有効 拘束圧 (kN/m ²)	基準初期せん断剛性 (kN/m ²)	基準初期体積剛性 (kN/m ²)	粘着力 (kN/m ²)	内部 摩擦角 (°)	最大減衰	S波速度 (m/s)
case1	埋土	上層(水面上)	1.8	89.8	25920	67595	0	37	0.24	120
		上層(水面下)	2.0							
		下層	2.0							
case2	埋土	上層(水面上)	1.8	89.8	58320	152089	0	38	0.24	180
		上層(水面下)	2.0							
		下層	2.0							
case3	埋土	上層(水面上)	1.8	72.9	79380	207011	0	38	0.24	210
		上層(水面下)	2.0							
		下層	2.0							
共通材料	基礎捨石 裏込石	基礎捨石	2.0	98.0	180000	469412	0	40	0.24	300
		裏込石	2.0							
		裏込石	2.0							

本検討における地震動の揺れ(周波数特性)と変形量の相関を示したものが図 2-7 である。本結果は、設計震度 0.10 の重力式岸壁の条件で正弦波を用いて検討した結果で、岸壁天端の変形量が 20cm となる条件の正弦波の周波数ごとに地表面応答加速度をプロットしたものである。これより、以下の 3 つの特徴があることが分かった。これらを踏まえて、図 2-8 に示すフィルターが構築されている。

- ① 1Hz 以上では、壁体の変形を引き起こすためには非常に大きな地震動が必要になること（変形しにくい）。
- ② 1Hz 以下では、ほぼ同程度の地震動で等量の変形が発生する。
- ③ 水深-11.5m、-14.5m についても図 2-8 と同様の関係が求められており、水深が浅いほど同じ入力に対して変形が生じにくい結果となっている。

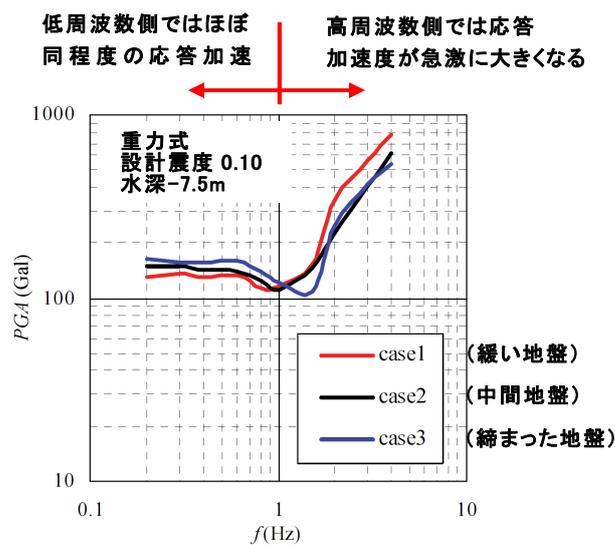
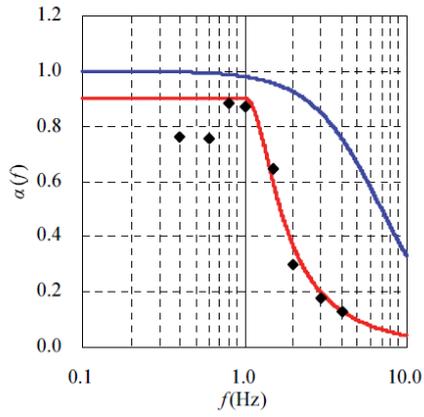


図 2-7 20cm 変形時の周波数と地表面応答加速度の最大値の関係



$$filter = \begin{cases} base & 0 \leq f \leq 1.0Hz \\ \frac{base}{1 - \left(\frac{f-1.0}{1/0.34}\right)^2 + 6.80 \left(\frac{f-1.0}{1/0.34}\right) i} & 1.0Hz < f \end{cases}$$

ここに, $base = 1.05 \frac{H}{H_r} - 0.88 \frac{Tg_b}{Tg_{br}} + 0.96 \frac{Tg_u}{Tg_{ur}} - 0.23$

H : 壁高(m) $H_r = 15.00m$
 Tg_b : 背後地盤の初期固有周期(s) $Tg_{br} = 0.80s$
 Tg_u : ケーソン下地盤の初期固有周期(s) $Tg_{ur} = 0.40s$

(a) 水深-7.5m, 地盤ケース 1

図 2-8 周波数特性考慮用フィルター

b)開発局モデル

「平成 23 年度漁港施設耐震設計手法検討業務，北海道開発局，平成 24 年 3 月」²⁶⁾

開発局モデルは、国総研モデルをベースに水深の浅い漁港の重力式岸壁を対象に検討モデル断面を設定している。検討モデル断面は、設計震度 $kh=0.10$ として、設計水深 -2.1m 、 -3.1m 、 -4.1m 、 -5.1m の 4 水深で設定している。地盤条件は、国総研モデルの case2 の地盤物性値を用いて、地盤固有周期が 0.6s 以下（締まった地盤（第 I 種地盤相当））となる地盤モデルを 3 ケース設定している。図 2-9 に検討断面を、表 2-2 に地盤条件を示す。この結果は前述の図 2-4 に示している。

	設計水深：-2.10m	設計水深：-3.10m																																																										
断面図																																																												
計算	資料-1：安定計算（設計水深：-2.10m）参照	資料-2：安定計算（設計水深：-3.10m）参照																																																										
安全率	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">常時</th> <th colspan="2">地震時</th> </tr> <tr> <th>上載荷重無し</th> <th>上載荷重有り</th> <th>上載荷重無し</th> <th>上載荷重有り</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>滑動</td> <td>1.976 > 1.2</td> <td>2.295 > 1.2</td> <td>1.220 > 1.0</td> <td>1.297 > 1.0</td> </tr> <tr> <td>転倒</td> <td>1.952 > 1.2</td> <td>2.249 > 1.2</td> <td>1.209 > 1.1</td> <td>1.249 > 1.1</td> </tr> <tr> <td>端支圧</td> <td>159.310 < 500</td> <td>164.060 < 500</td> <td>448.050 < 500</td> <td>424.080 < 500</td> </tr> <tr> <td>Bishop</td> <td>1.631 > 1.2</td> <td>1.605 > 1.2</td> <td>1.260 > 1.0</td> <td>1.237 > 1.0</td> </tr> </tbody> </table>		常時		地震時		上載荷重無し	上載荷重有り	上載荷重無し	上載荷重有り	滑動	1.976 > 1.2	2.295 > 1.2	1.220 > 1.0	1.297 > 1.0	転倒	1.952 > 1.2	2.249 > 1.2	1.209 > 1.1	1.249 > 1.1	端支圧	159.310 < 500	164.060 < 500	448.050 < 500	424.080 < 500	Bishop	1.631 > 1.2	1.605 > 1.2	1.260 > 1.0	1.237 > 1.0	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">常時</th> <th colspan="2">地震時</th> </tr> <tr> <th>上載荷重無し</th> <th>上載荷重有り</th> <th>上載荷重無し</th> <th>上載荷重有り</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>滑動</td> <td>2.335 > 1.2</td> <td>2.650 > 1.2</td> <td>1.286 > 1.0</td> <td>1.352 > 1.0</td> </tr> <tr> <td>転倒</td> <td>2.580 > 1.2</td> <td>2.911 > 1.2</td> <td>1.409 > 1.1</td> <td>1.446 > 1.1</td> </tr> <tr> <td>端支圧</td> <td>153.320 < 500</td> <td>163.060 < 500</td> <td>323.720 < 500</td> <td>326.030 < 500</td> </tr> <tr> <td>Bishop</td> <td>1.470 > 1.2</td> <td>1.450 > 1.2</td> <td>1.011 > 1.0</td> <td>1.013 > 1.0</td> </tr> </tbody> </table>		常時		地震時		上載荷重無し	上載荷重有り	上載荷重無し	上載荷重有り	滑動	2.335 > 1.2	2.650 > 1.2	1.286 > 1.0	1.352 > 1.0	転倒	2.580 > 1.2	2.911 > 1.2	1.409 > 1.1	1.446 > 1.1	端支圧	153.320 < 500	163.060 < 500	323.720 < 500	326.030 < 500	Bishop	1.470 > 1.2	1.450 > 1.2	1.011 > 1.0	1.013 > 1.0
	常時		地震時																																																									
	上載荷重無し	上載荷重有り	上載荷重無し	上載荷重有り																																																								
滑動	1.976 > 1.2	2.295 > 1.2	1.220 > 1.0	1.297 > 1.0																																																								
転倒	1.952 > 1.2	2.249 > 1.2	1.209 > 1.1	1.249 > 1.1																																																								
端支圧	159.310 < 500	164.060 < 500	448.050 < 500	424.080 < 500																																																								
Bishop	1.631 > 1.2	1.605 > 1.2	1.260 > 1.0	1.237 > 1.0																																																								
	常時		地震時																																																									
	上載荷重無し	上載荷重有り	上載荷重無し	上載荷重有り																																																								
滑動	2.335 > 1.2	2.650 > 1.2	1.286 > 1.0	1.352 > 1.0																																																								
転倒	2.580 > 1.2	2.911 > 1.2	1.409 > 1.1	1.446 > 1.1																																																								
端支圧	153.320 < 500	163.060 < 500	323.720 < 500	326.030 < 500																																																								
Bishop	1.470 > 1.2	1.450 > 1.2	1.011 > 1.0	1.013 > 1.0																																																								
	設計水深：-4.10m	設計水深：-5.10m																																																										
断面図																																																												
計算	資料-3：安定計算（設計水深：-4.10m）参照	資料-4：安定計算（設計水深：-5.10m）参照																																																										
安全率	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">常時</th> <th colspan="2">地震時</th> </tr> <tr> <th>上載荷重無し</th> <th>上載荷重有り</th> <th>上載荷重無し</th> <th>上載荷重有り</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>滑動</td> <td>3.196 > 1.2</td> <td>3.531 > 1.2</td> <td>1.547 > 1.0</td> <td>1.606 > 1.0</td> </tr> <tr> <td>転倒</td> <td>4.567 > 1.2</td> <td>5.028 > 1.2</td> <td>2.153 > 1.1</td> <td>2.189 > 1.1</td> </tr> <tr> <td>端支圧</td> <td>150.250 < 500</td> <td>160.260 < 500</td> <td>229.720 < 500</td> <td>238.840 < 500</td> </tr> <tr> <td>Bishop</td> <td>1.660 > 1.2</td> <td>1.671 > 1.2</td> <td>1.023 > 1.0</td> <td>1.024 > 1.0</td> </tr> </tbody> </table>		常時		地震時		上載荷重無し	上載荷重有り	上載荷重無し	上載荷重有り	滑動	3.196 > 1.2	3.531 > 1.2	1.547 > 1.0	1.606 > 1.0	転倒	4.567 > 1.2	5.028 > 1.2	2.153 > 1.1	2.189 > 1.1	端支圧	150.250 < 500	160.260 < 500	229.720 < 500	238.840 < 500	Bishop	1.660 > 1.2	1.671 > 1.2	1.023 > 1.0	1.024 > 1.0	<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">常時</th> <th colspan="2">地震時</th> </tr> <tr> <th>上載荷重無し</th> <th>上載荷重有り</th> <th>上載荷重無し</th> <th>上載荷重有り</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>滑動</td> <td>3.352 > 1.2</td> <td>3.662 > 1.2</td> <td>1.544 > 1.0</td> <td>1.596 > 1.0</td> </tr> <tr> <td>転倒</td> <td>4.864 > 1.2</td> <td>5.297 > 1.2</td> <td>2.163 > 1.1</td> <td>2.194 > 1.1</td> </tr> <tr> <td>端支圧</td> <td>165.810 < 500</td> <td>175.830 < 500</td> <td>259.330 < 500</td> <td>268.340 < 500</td> </tr> <tr> <td>Bishop</td> <td>1.724 > 1.2</td> <td>1.735 > 1.2</td> <td>1.004 > 1.0</td> <td>1.011 > 1.0</td> </tr> </tbody> </table>		常時		地震時		上載荷重無し	上載荷重有り	上載荷重無し	上載荷重有り	滑動	3.352 > 1.2	3.662 > 1.2	1.544 > 1.0	1.596 > 1.0	転倒	4.864 > 1.2	5.297 > 1.2	2.163 > 1.1	2.194 > 1.1	端支圧	165.810 < 500	175.830 < 500	259.330 < 500	268.340 < 500	Bishop	1.724 > 1.2	1.735 > 1.2	1.004 > 1.0	1.011 > 1.0
	常時		地震時																																																									
	上載荷重無し	上載荷重有り	上載荷重無し	上載荷重有り																																																								
滑動	3.196 > 1.2	3.531 > 1.2	1.547 > 1.0	1.606 > 1.0																																																								
転倒	4.567 > 1.2	5.028 > 1.2	2.153 > 1.1	2.189 > 1.1																																																								
端支圧	150.250 < 500	160.260 < 500	229.720 < 500	238.840 < 500																																																								
Bishop	1.660 > 1.2	1.671 > 1.2	1.023 > 1.0	1.024 > 1.0																																																								
	常時		地震時																																																									
	上載荷重無し	上載荷重有り	上載荷重無し	上載荷重有り																																																								
滑動	3.352 > 1.2	3.662 > 1.2	1.544 > 1.0	1.596 > 1.0																																																								
転倒	4.864 > 1.2	5.297 > 1.2	2.163 > 1.1	2.194 > 1.1																																																								
端支圧	165.810 < 500	175.830 < 500	259.330 < 500	268.340 < 500																																																								
Bishop	1.724 > 1.2	1.735 > 1.2	1.004 > 1.0	1.011 > 1.0																																																								

図 2-9 検討モデル断面（開発局モデル）

表 2-2 地盤条件（開発局モデル）

表 2.3 地盤モデル（ケース 1：地盤固有周期<0.6s）

+	土質	分類	γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	N	c (kN/m ²)	Vs (m/s)	$\sigma v'$ (kN/m ²)	Vsi (m/s)	H/Vsi
+1.50										
+0.17	埋土	砂質土	18.0	20.0		0.0	180	11.970	180.00	0.0074
※注1) -3.60	埋土	砂質土	18.0	20.0		0.0	180	42.790	180.00	0.0209
-18.00	原地盤	砂質土	18.0	20.0		0.0	190	133.640	190.00	0.0758
-29.00	原地盤	砂質土	18.0	20.0		0.0	250	260.640	250.00	0.0440
									$\Sigma H_i/V_{si} =$	0.1481
									$4 \Sigma H_i/V_{si} =$	0.592

※注1) 原地盤水深は検討する設計水深+基礎マウンド厚1.50mとする。（表は-2.1m物揚場の場合）

表 2.4 地盤モデル（ケース 2：地盤固有周期<0.4s）

+	土質	分類	γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	N	c (kN/m ²)	Vs (m/s)	$\sigma v'$ (kN/m ²)	Vsi (m/s)	H/Vsi
+1.50										
+0.17	埋土	砂質土	18.0	20.0		0.0	180	11.970	180.00	0.0074
※注1) -3.60	埋土	砂質土	18.0	20.0		0.0	180	42.790	180.00	0.0209
-16.00	原地盤	砂質土	18.0	20.0		0.0	190	123.640	190.00	0.0653
									$\Sigma H_i/V_{si} =$	0.0936
									$4 \Sigma H_i/V_{si} =$	0.374

※注1) 原地盤水深は検討する設計水深+基礎マウンド厚1.50mとする。（表は-2.1m物揚場の場合）

表 2.5 地盤モデル（ケース 3：0.4s<地盤固有周期<0.6s）

+	土質	分類	γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	N	c (kN/m ²)	Vs (m/s)	$\sigma v'$ (kN/m ²)	Vsi (m/s)	H/Vsi
+1.50										
+0.17	埋土	砂質土	18.0	20.0		0.0	120	11.970	120.00	0.0111
※注1) -3.60	埋土	砂質土	18.0	20.0		0.0	120	42.790	120.00	0.0314
-16.00	原地盤	砂質土	18.0	20.0		0.0	170	123.640	170.00	0.0729
									$\Sigma H_i/V_{si} =$	0.1154
									$4 \Sigma H_i/V_{si} =$	0.462

※注1) 原地盤水深は検討する設計水深+基礎マウンド厚1.50mとする。（表は-2.1m物揚場の場合）

②検討ケースの設定

以上の既往検討ケースを整理すると、表 2-3 のとおりとなる。これより、本調査では既往検討で未検討となっている水深-4.1m、地盤 case1（第Ⅲ種地盤）のケースを検討することとした。

表 2-3 検討ケースの整理

水深 地盤 固有周期 T		水深						
		-2.1m	-3.1m	-4.1m	-5.1m	-7.5m	-11.0m	-14.5m
case1	T=1.0~1.4s			●		●	●	●
case2	T=0.6~1.0s					●	●	●
case3	T=0.6s	●	●	●	●	●	●	●
	T=0.4s	●	●	●	●			
	0.4s<T<0.6s	●	●	●	●			

- ：国総研モデルの検討ケース
- ：開発局モデルの検討ケース
- ：本調査での検討ケース

③ 検討方法

本検討では、10種類の正弦波を用いて、岸壁天端の残留変形量が10cm、20cmになるような入力振幅の条件を探索し、その結果から周波数特性と岸壁変形量の相関を検討した。検討フローを図2-10に示す。

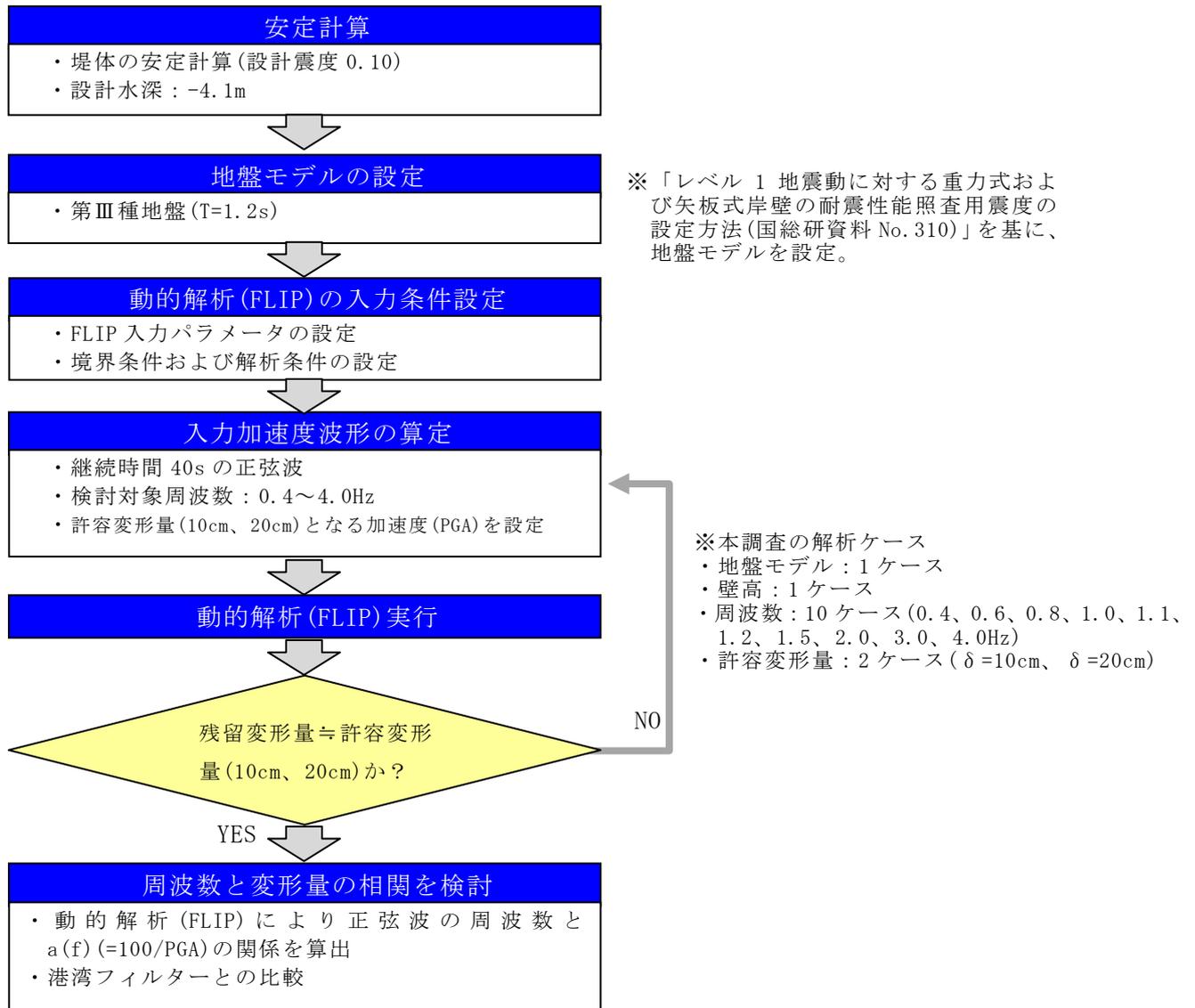


図 2-10 検討フロー

④ 検討断面の設定

a) 設計震度

設計震度は既往検討に合わせ $kh=0.10$ とする。

b) 施設条件

施設条件は既往検討に合わせ表 2-4 のとおりとする。

表 2-4 天端・水深等の条件

検討水深 (m)	現地盤水深 (m)	天端高 (m)	壁高 H (m)	上載荷重 (kN/m ²)	背後地盤条件
-4.1	-5.60	+2.00	6.10	常時 10.0 地震時 5.0	天端～本体内 $\phi=30^\circ$ $\gamma_t=18.0\text{kN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}}=20.0\text{kN/m}^3$ 本体内～設計水深 $\phi=40^\circ$ $\gamma_t=18.0\text{kN/m}^3$ $\gamma_{\text{sat}}=20.0\text{kN/m}^3$

c) 地盤条件の設定

地盤条件は、固有周期 $T=1.2\text{s}$ (第3種地盤) となるように国総研モデルの case1 (第3種地盤) の地盤物性値を用いて、原地盤の層厚を調整して、表 2-5 のとおり設定した。

表 2-5 水深-4.1m、第3種地盤モデル

土層区分	分類	層上面標高 (m)	層厚 H (m)	湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	飽和単位体積重量 γ_{sat} (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c (kN/m ²)	層中央の有効上載圧 σ'_v (kN/m ²)	S波速度 V_s (m/s)	H/V _s
埋土	砂質土	2.00	1.83	18.00	20.00			16.47	120.0	0.015
		0.17	5.77					61.79		0.048
原地盤	砂質土	-5.60	12.40	18.00	20.00			152.64	150.0	0.083
		-18.00	23.00					329.64		0.153
基盤		-41.00								$\sum H_i/v_{si}=0.30$
										$T=4 \sum H_i/v_{si}=1.20$

d)安定計算結果

上記設計条件で、滑動、転倒、偏心傾斜について安定計算を実施し、堤体諸元を決定した。安定計算結果を表 2-6 に示す。

表 2-6 安定計算結果

		設計水深：-4.10m															
		第 3 種地盤															
断面図																	
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>常時</th> <th>滑動</th> <th>転倒</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>検討 -4.10 m面</td> <td>$F_s = 3.20 > 1.20$</td> <td>$F_{ot} = 4.57 > 1.20$</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">端趾圧</td> <td>$p_1 = 150.10 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> <td>$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> </tr> <tr> <td>$p_2 = 41.11 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> <td>$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> </tr> <tr> <td>偏心傾斜</td> <td colspan="2">$F = 1.56 > 1.20$ (ビショップ法)</td> </tr> </tbody> </table>			常時	滑動	転倒	検討 -4.10 m面	$F_s = 3.20 > 1.20$	$F_{ot} = 4.57 > 1.20$	端趾圧	$p_1 = 150.10 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$p_2 = 41.11 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	偏心傾斜	$F = 1.56 > 1.20$ (ビショップ法)	
常時	滑動	転倒															
検討 -4.10 m面	$F_s = 3.20 > 1.20$	$F_{ot} = 4.57 > 1.20$															
端趾圧	$p_1 = 150.10 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$															
	$p_2 = 41.11 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$															
偏心傾斜	$F = 1.56 > 1.20$ (ビショップ法)																
安定計算結果	<table border="1"> <thead> <tr> <th>地震時</th> <th>滑動</th> <th>転倒</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>検討 -4.10 m面</td> <td>$F_s = 1.53 > 1.00$</td> <td>$F_{ot} = 2.14 > 1.10$</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">端趾圧</td> <td>$p_1 = 231.99 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> <td>$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> </tr> <tr> <td>$p_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> <td>$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> </tr> <tr> <td>偏心傾斜</td> <td colspan="2">$F = 1.007 > 1.00$ (ビショップ法)</td> </tr> </tbody> </table>			地震時	滑動	転倒	検討 -4.10 m面	$F_s = 1.53 > 1.00$	$F_{ot} = 2.14 > 1.10$	端趾圧	$p_1 = 231.99 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$p_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	偏心傾斜	$F = 1.007 > 1.00$ (ビショップ法)	
	地震時	滑動	転倒														
検討 -4.10 m面	$F_s = 1.53 > 1.00$	$F_{ot} = 2.14 > 1.10$															
端趾圧	$p_1 = 231.99 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$															
	$p_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$															
偏心傾斜	$F = 1.007 > 1.00$ (ビショップ法)																
上段：上 載荷重なし	<table border="1"> <thead> <tr> <th>常時</th> <th>滑動</th> <th>転倒</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>検討 -4.10 m面</td> <td>$F_s = 3.53 > 1.20$</td> <td>$F_{ot} = 5.03 > 1.20$</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">端趾圧</td> <td>$p_1 = 161.05 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> <td>$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> </tr> <tr> <td>$p_2 = 50.16 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> <td>$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> </tr> <tr> <td>偏心傾斜</td> <td colspan="2">$F = 1.55 > 1.20$ (ビショップ法)</td> </tr> </tbody> </table>			常時	滑動	転倒	検討 -4.10 m面	$F_s = 3.53 > 1.20$	$F_{ot} = 5.03 > 1.20$	端趾圧	$p_1 = 161.05 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$p_2 = 50.16 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	偏心傾斜	$F = 1.55 > 1.20$ (ビショップ法)	
常時	滑動	転倒															
検討 -4.10 m面	$F_s = 3.53 > 1.20$	$F_{ot} = 5.03 > 1.20$															
端趾圧	$p_1 = 161.05 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$															
	$p_2 = 50.16 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$															
偏心傾斜	$F = 1.55 > 1.20$ (ビショップ法)																
下段：上 載荷重あり	<table border="1"> <thead> <tr> <th>地震時</th> <th>滑動</th> <th>転倒</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>検討 -4.10 m面</td> <td>$F_s = 1.59 > 1.00$</td> <td>$F_{ot} = 2.17 > 1.10$</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">端趾圧</td> <td>$p_1 = 239.69 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> <td>$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> </tr> <tr> <td>$p_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> <td>$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$</td> </tr> <tr> <td>偏心傾斜</td> <td colspan="2">$F = 1.015 > 1.00$ (ビショップ法)</td> </tr> </tbody> </table>			地震時	滑動	転倒	検討 -4.10 m面	$F_s = 1.59 > 1.00$	$F_{ot} = 2.17 > 1.10$	端趾圧	$p_1 = 239.69 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$p_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	偏心傾斜	$F = 1.015 > 1.00$ (ビショップ法)	
地震時	滑動	転倒															
検討 -4.10 m面	$F_s = 1.59 > 1.00$	$F_{ot} = 2.17 > 1.10$															
端趾圧	$p_1 = 239.69 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$															
	$p_2 = 0.00 \text{ kN/m}^2 < q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$	$q_a = 500.0 \text{ kN/m}^2$															
偏心傾斜	$F = 1.015 > 1.00$ (ビショップ法)																

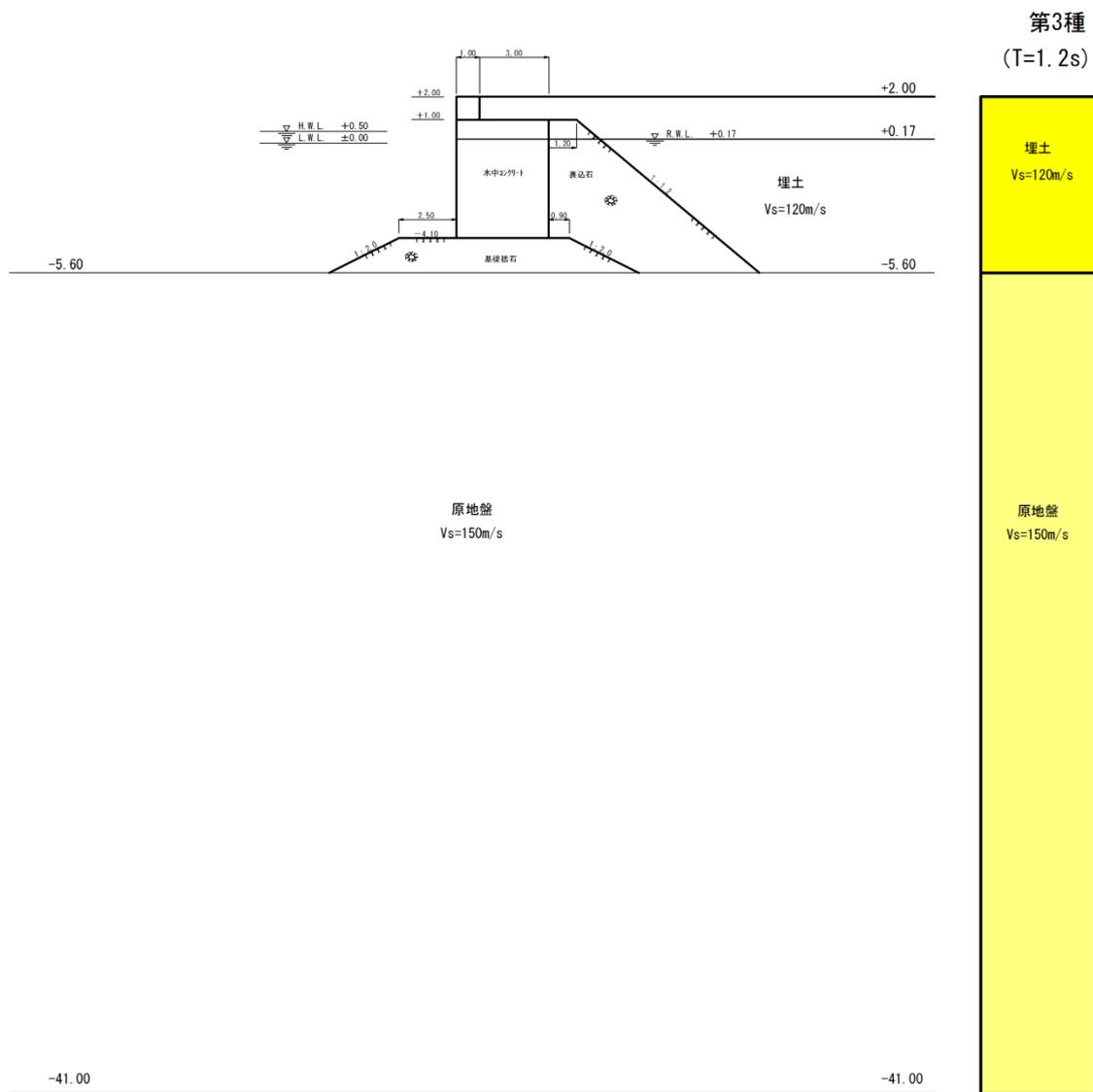


図 2-11 検討断面図

⑤解析手法および解析条件

a)解析手法

検討に用いる二次元非線形地震応答解析ツールは、既往検討と同様に二次元非線形地震応答解析（FLIP）とする

b)FLIP 入力定数

i)地盤定数

FLIP による解析では、地盤の変形特性を規定するため、表 2-7 に示すようなパラメータが必要となる。以下に、主な入力定数の設定方法を示す。

表 2-7 FLIP 解析で必要となる定数

分類	パラメータ	
物理試験結果	γ	単位体積重量
	n	間隙率
動的変形特性	σ_{ma}'	G_{ma} 、 K_{ma} に対応する平均有効応力
	G_{ma}	初期せん断剛性 ($\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)
	K_{ma}	初期体積弾性係数 ($\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)
	ϕ_f'	せん断抵抗角
	c	粘着力
	h_{max}	履歴減衰の上限值

①単位体積重量 γ

「④検討断面の設定」で設定した値を用いる。

②基準有効拘束圧 σ_{ma}'

層中心の平均有効応力で、98 (kN/m²) に設定した。

③初期せん断剛性 G_{ma}

$G_{ma} = \rho V_s^2$ より設定した。

ここに、 ρ : 密度 (kN/m³)

V_s : せん断波速度 (m/sec)

なお、平均有効応力 σ_{ma}' (=98kN/m²) に対応する値とした。また、 V_s は「④検討断面の設定」で設定した値を用いた。

④初期体積弾性係数 K_{ma}

$K_{ma} = \{2(1+\nu)\} / \{3(1-2\nu)\} G_{ma}$ より設定した。

ここに、 ν : ポアソン比 (=0.33)

⑤基準有効拘束圧 σ_{ma}' (=98kN/m²) に対する N 値

基準有効拘束圧に対する N 値で、 $G_{ma} = \rho V_{sma}^2$ および $V_{sma} = 89.8 N_{131}^{0.341}$ より設定した。

⑥せん断抵抗角 ϕ_f' 、粘着力 c

せん断抵抗角 ϕ_f' については、「液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法(港湾技研資料 No. 869)」²⁷⁾に示される、相対密度 D_r とせん断抵抗角 ϕ_d の関係より設定した。なお、相対密度は、 $D_r = 21\sqrt{\{100N/(\sigma_v' + 70)\}}$ (Meyerhof) の関係から N 値より設定した。

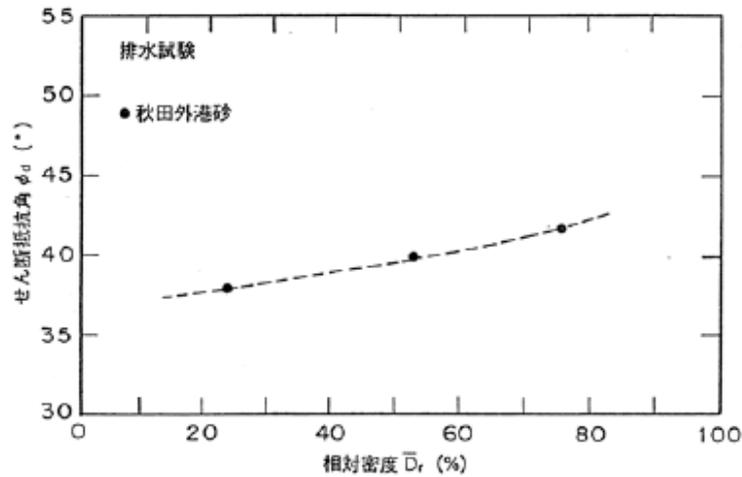


図 2-12 相対密度 D_r とせん断抵抗角 ϕ_d の関係 (港湾技研資料 No. 869)

⑦履歴減衰の上限値 h_{max}

「埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)」²⁸⁾に示される $I_p < 30$ の試料に対する既往の動的変形特性試験結果を参考に、 $h_{max} = 0.24$ に設定した。

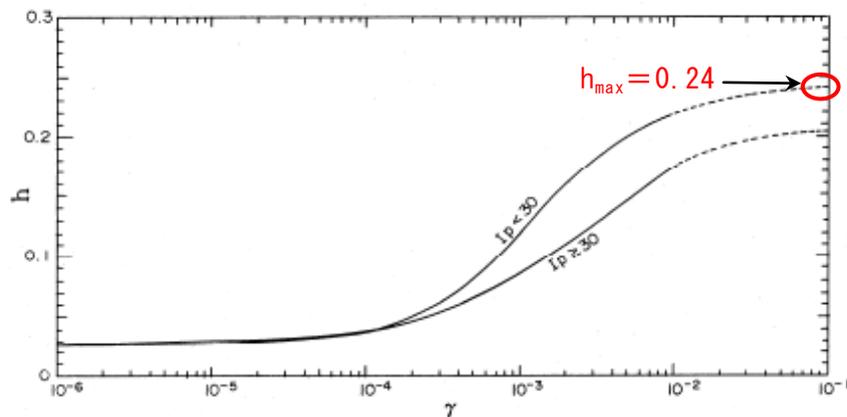


図 2-13 $h \sim \gamma$ 関係図 (「埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版)」)

⑧間隙率 n

砂質土は $n = 0.45$ 、粘性土は 0.55 に設定した。

以上より設定した FLIP 入力定数一覧表を表 2-8 に示す。

表 2-8 FLIP 入力定数

【構造水深：-4.1m(壁高6.1m)、III種地盤(T=1.2s)】

土質	分類	層上面標高(m)	単位体積重量		基準有効拘束圧 σ_{vm} (kN/m ²)	初期せん断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	初期体積弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	基準有効拘束圧に対する N_{31}	相対密度Dr (%)	せん断抵抗角 ϕ (度)	粘着力 c (kN/m ²)	最大減衰 h_{max}	間隙率 n	有効拘束圧依存性 m_c, m_e	ポアソン比 ν	層中央での有効上載圧 σ'_v (kN/m ²)	層厚 h (m)	せん断波速度 V_s (m/sec)	h/V _s (sec)	レーレー減衰定数 β	
			湿潤 γ_t (kN/m ³)	飽和 γ_{sat} (kN/m ³)																	
1	Bs	砂質土	2.00	18.0	-	12.35	26,449	68,975	11	48	39.4	0	0.24	0.45	0.5	0.33	16.47	1.83	120.0	0.015	-
2	Bs	砂質土	0.17	-	20.0	46.34	29,388	76,639	4	30	38.2	0	0.24	0.45	0.5	0.33	61.79	5.77	120.0	0.048	-
3	As	砂質土	-5.60	-	20.0	200.73	45,918	119,748	3	24	37.9	0	0.24	0.45	0.5	0.33	267.64	35.40	150.0	0.236	-
4		基礎	-41.00	-	20.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	ΣH=	43.00	ΣH/V _s =	0.299	⇒0.004

ii)裏込石・基礎捨石に関する定数

裏込石および基礎捨石は、マルチスプリング要素によりモデル化し、「(財)沿岸技術研究センター：港湾構造物設計事例集(平成19年改訂版)，p.1-65，平成19年3月」²⁹⁾に示される一般値に設定した。表 2-9 に、裏込石・基礎捨石に関する解析定数を示す。

表 2-9 裏込石・基礎捨石に関する解析定数

材料名	湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	飽和単位体積重量 γ_{sat} (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/sec)	せん断抵抗角 ϕ (°)	粘着力 c (kN/m ²)	基準有効拘束圧 σ_{ma} (kN/m ²)	基準せん断剛性 G_{ma} (kN/m ²)	基準体積弾性係数 K_{ma} (kN/m ²)	最大減衰 h_{max}	間隙率 n	ポアソン比 ν'
裏込石(空中)	18.0	-	300	35.0	20.0	98	180,000	469,000	0.24	0.45	0.33
裏込石(水中)	-	20.0	300	35.0	20.0	98	180,000	469,000	0.24	0.45	0.33
基礎捨石	-	20.0	300	35.0	20.0	98	180,000	469,000	0.24	0.45	0.33

iii)コンクリートに関する定数

コンクリートは線形平面要素を用いてモデル化した。表 2-10 に、コンクリートに関する解析定数を示す。

表 2-10 コンクリートに関する解析定数

材料名	単位体積重量 γ (kN/m ³)	弾性係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν
上部コンクリート	23.0	3.0E+07	0.17
水中コンクリート	23.0	3.0E+07	0.17

iv)ジョイント要素に関する定数

堤体底面と捨石および堤体背面と裏込め石との接触部にはジョイント要素を配置して、接触面における滑り・剥離を表現した。表 2-11 に、各ジョイント要素に関する解析定数を示す。

表 2-11 ジョイント要素に関する解析定数

ジョイント位置	解析段階	摩擦係数 μ	摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c (kN/m ²)	接線方向剛性 K_s (kN/m ²)	法線方向剛性 K_n (kN/m ²)
堤体底面	初期自重解析	0.60	31.0	0.0	1.0E+06	1.0E+06
	地震応答解析	0.60	31.0	0.0	1.0E+06	1.0E+06
堤体背面	初期自重解析	0.27	15.0	0.0	0.0E+00	1.0E+06
	地震応答解析	0.27	15.0	0.0	1.0E+06	1.0E+06

v)レーレー減衰定数

レーレー減衰定数 β は、背後自由地盤部の 1 次固有周期に対して 1%の減衰定数を与える方法により設定した。

第Ⅲ種地盤の自由地盤部の一次固有周期 $T (=4 \Sigma H/V_s) \doteq 1.2s$ より、
$$\beta = 0.01T/\pi = 0.01 \times 1.2/3.14 \doteq 0.004$$

c)解析条件

i)境界条件

境界条件は、初期自重解析および地震応答解析のそれぞれで以下に示すように設定した。

ii)初期自重解析

自由地盤部および不規則領域ともに、解析領域左右端を鉛直ローラー、解析領域下端を固定境界とする。

iii)地震応答解析

自由地盤部では、側方自由境界、底面粘性境界とする。一方、不規則領域では、側方は粘性境界を通じて自由地盤部と接続する Joiner 境界とする。底面は粘性境界とし、2E 波にて地震波を入力する。

iv)数値解析条件

表 2-12 に、数値解析条件を示す。

表 2-12 数値計算条件

要素積分法	SRI(体積成分 1 次、偏差成分 2 次)
時間積分法	Wilson θ 法 ($\theta = 1.4$)
時間ステップ	0.01sec
解析実行時間	0.0~40.0sec
減衰定数	$\beta = 0.004$ (第Ⅲ種地盤)
使用プログラム	FLIP Ver. 7.1.9

v)入力波形

継続時間 40sec の正弦波、主要動継続時間を 5 秒とし、主要動の前後にはコサイン状のテーパをかけた波形を用いる。検討した周波数は、0.4、0.6、0.8、1.0、1.1、1.2、1.5、2.0、3.0、4.0Hz の 10 ケースである。

入力波形の一例として、図 2-14 に周波数 1.0Hz、加速度 100Gal の波形を示す。

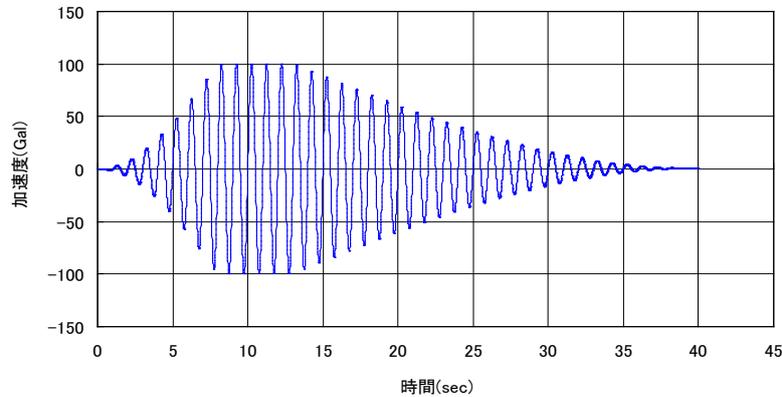


図 2-14 入力波形の一例(周波数 1.0Hz、加速度 100Gal)

d)解析モデル図

解析モデル図を図 2-15 に示す。

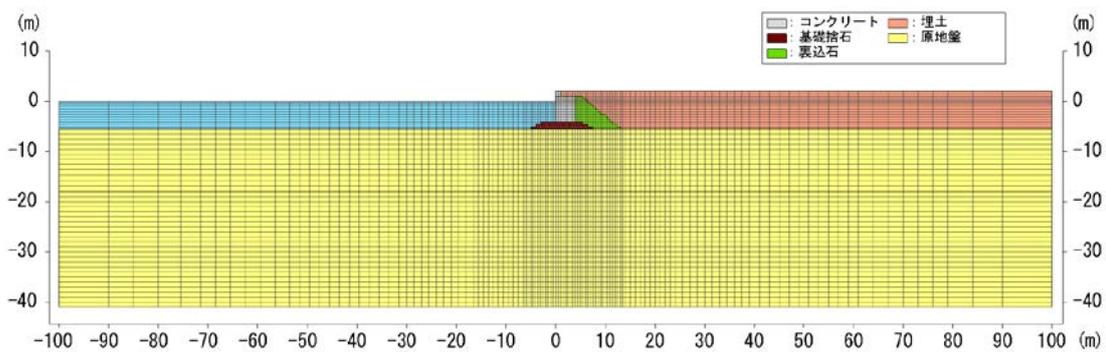


図 2-15 解析モデル図【構造水深：-4.1m(壁高 6.1m)、Ⅲ種地盤】

⑥ 検討結果

a) FLIP 解析結果

次頁に FLIP 解析結果の一例を示す。解析結果は、残留変形図、入力波形、水平変位時刻歴図、コンクリートの傾斜角時刻歴図を示している。

いずれのケースについても、傾斜角は 1.0 度以下となっており、堤体天端と下端で水平変位の位相差も生じていないことから、ロック現象は発生していないと判断できる。なお、ロック現象とは、堤体が傾斜した側の底面拘束圧が上昇して、滑動が抑制される現象のことをいう。

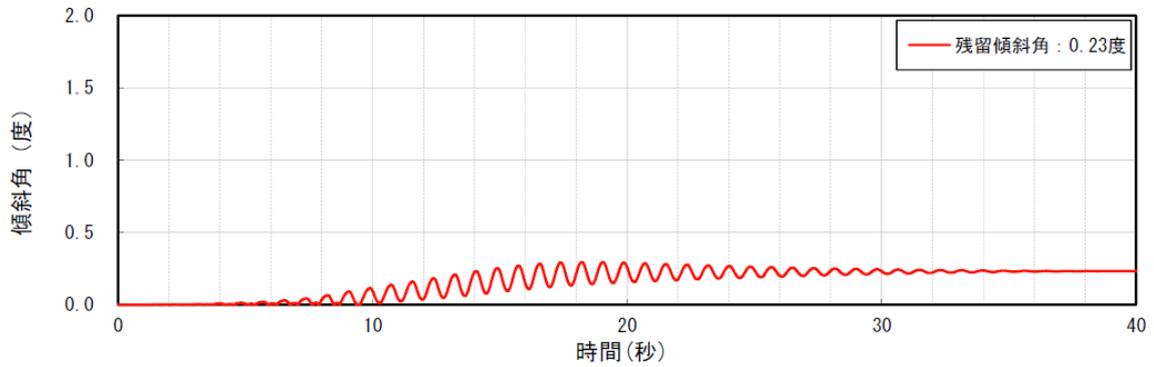
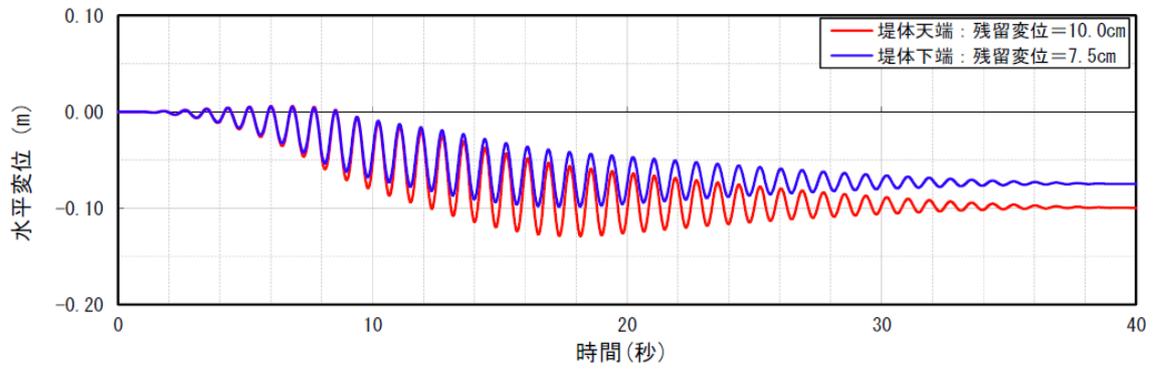
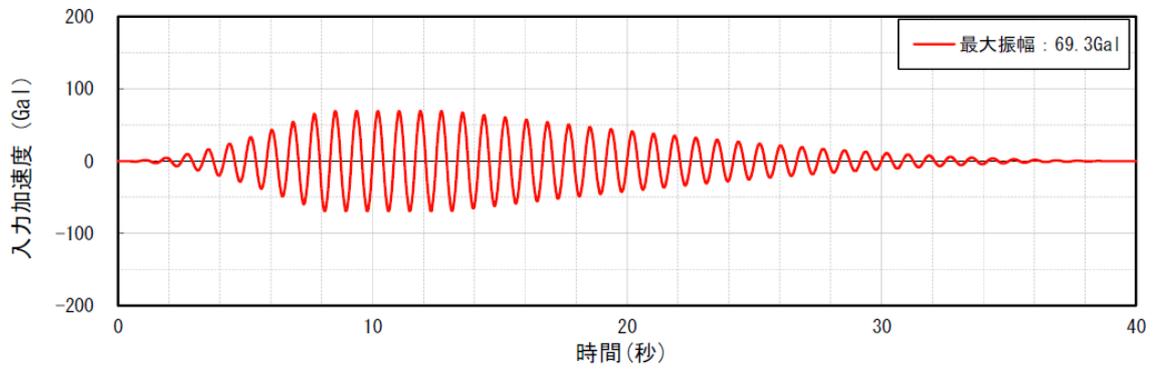
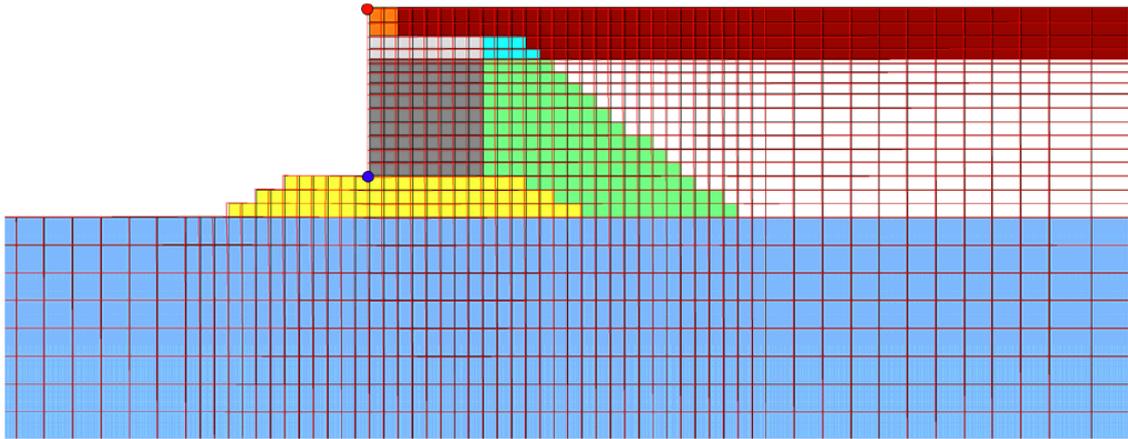


図 2-16 FLIP 解析結果の一例 ($\delta=10\text{cm}$ 、 1.2Hz)

b)周波数特性

岸壁天端の残留変形量が 10cm、20cm となる条件について、正弦波の周波数と入力振幅および地表面応答加速度を表 2-13、図 2-17～図-2-18 に整理した。これより、既往検討と同様に高周波側では非常に大きな入力地震動が必要であるが、低周波側で小さな入力地震動で 10cm、20cm の変形が発生していることが分かる。

また、本解析結果が設計震度 0.10 の条件であることを考慮して、いずれの周波数においても地表面応答加速度が 100Gal となるような補正係数 $\alpha(f)$ (フィルター) を算出すると図 2-19 のとおりとなる。このフィルターを地表面応答加速度に周波数領域で乗じることにより、一様変形スペクトルを得ることができる。

図 2-19 には港湾フィルターを示しているが、計算結果のプロットに対して港湾フィルターは小さい値を与え、補正後の地表面応答加速度 $\alpha(f)$ 、つまりは照査用震度を過小に評価してしまう可能性がある。したがって、変形量に対応した照査用震度を設定するためには、水深の浅い漁港岸壁を対象に別途フィルターの設定が必要であると考えられる。

なお、本解析結果は水深および地盤条件が限定的 (1 ケース) であるため、実設計等に用いることができる汎用性の高いフィルターを検討するためには、他の条件での検討結果も踏まえたフィルター設定が必要である。

表 2-13 正弦波による検討結果のまとめ

$\delta=10\text{cm}$			
周波数 Hz	振幅 Gal	PGA Gal	$a(f)$ (100/PGA)
0.4	82.1	134.7	0.742
0.6	60.4	125.2	0.799
0.8	58.6	108.8	0.919
1.0	65.5	98.8	1.012
1.1	68.3	94.2	1.061
1.2	69.3	89.9	1.113
1.5	70.0	85.6	1.168
2.0	136.8	168.3	0.594
3.0	437.5	270.3	0.370
4.0	1312.5	313.2	0.319

$\delta=20\text{cm}$			
周波数 Hz	振幅 Gal	PGA Gal	$a(f)$ (100/PGA)
0.4	92.9	164.5	0.608
0.6	66.7	136.9	0.730
0.8	64.9	117.3	0.853
1.0	71.4	105.5	0.948
1.1	74.3	100.9	0.991
1.2	78.2	99.8	1.002
1.5	132.9	166.7	0.600
2.0	351.6	268.0	0.373
3.0	2750.0	347.5	0.288
4.0	14250.0	344.4	0.290

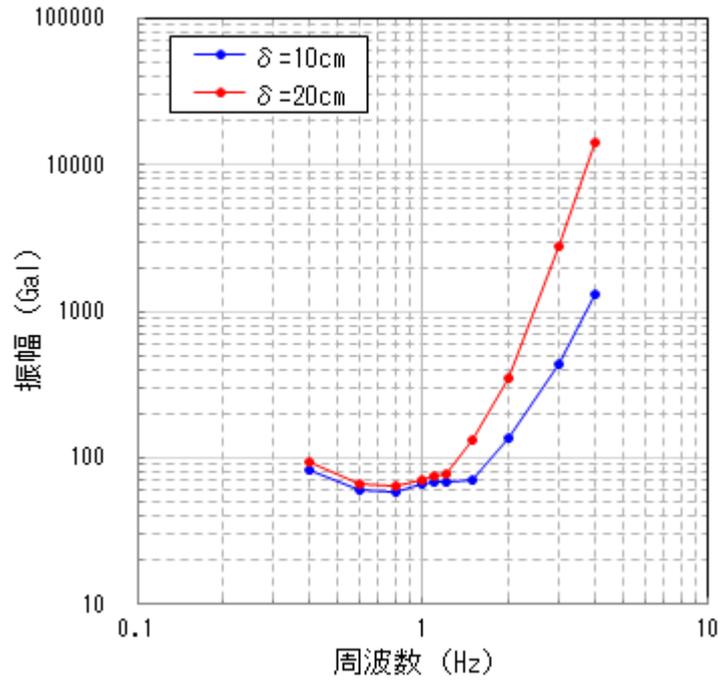


図 2-17 正弦波の周波数と入力振幅の関係

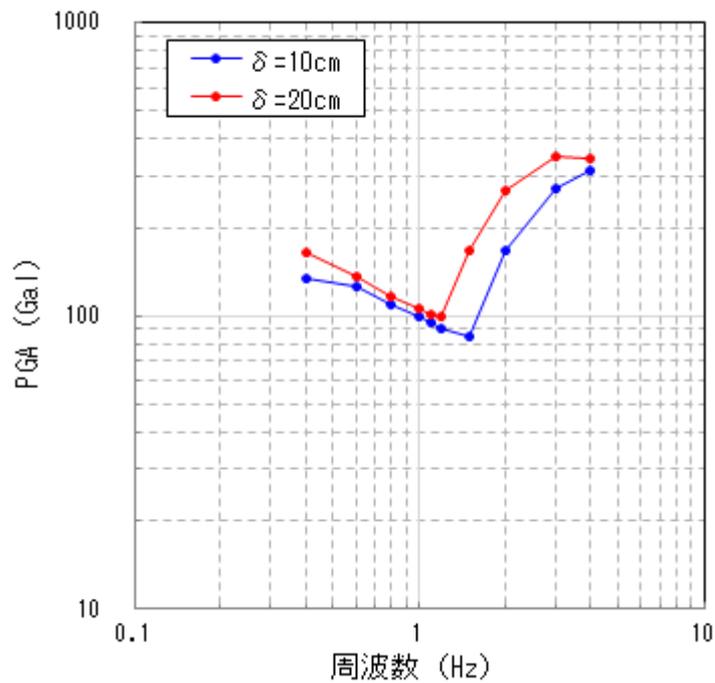


図 2-18 正弦波の周波数と地表面応答加速度 (PGA) の関係

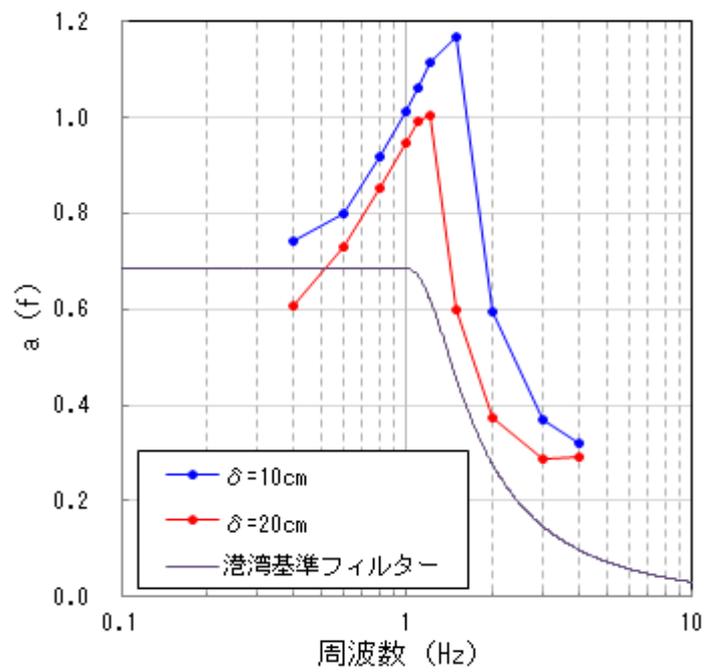


図 2-19 周波数特性用考慮フィルター

2) 漁港フィルターのまとめ

上述の 1) の解析結果と北海道開発局の解析結果より、港湾フィルターのパラメータを水深の浅い岸壁向けに見直した漁港フィルターをまとめた。

以下に、水深の浅い重力式岸壁を対象としたフィルターの検討結果を示す。

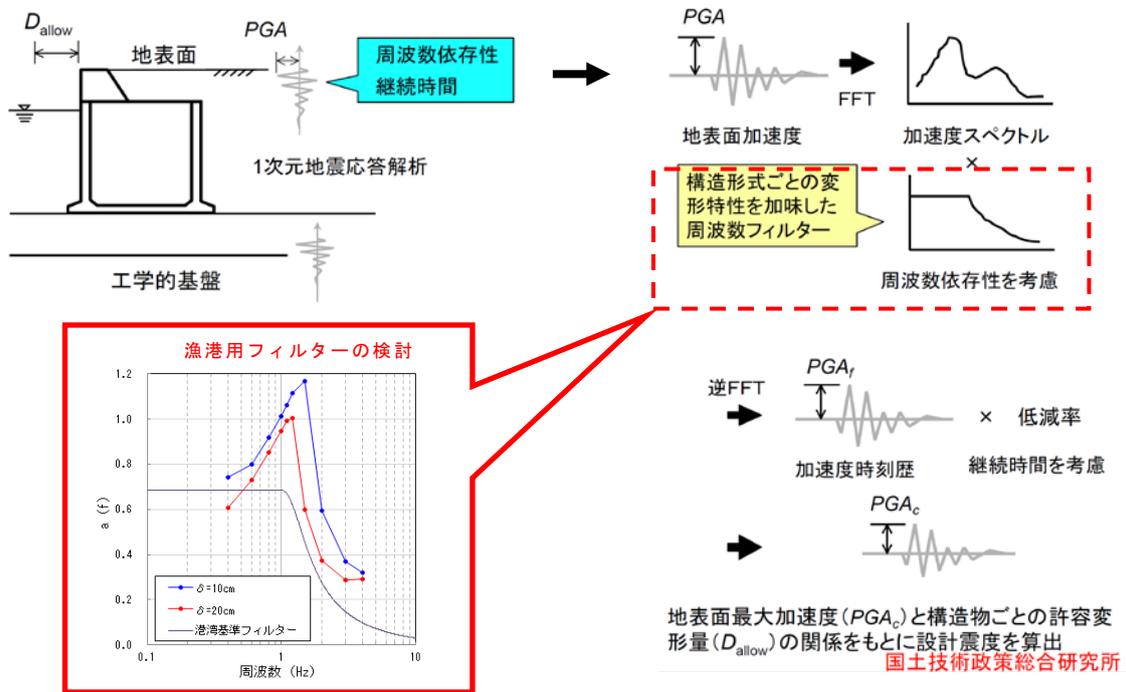


図 2-20 港湾のレベル 1 照査用震度算定フロー

「平成 17 年 10 月 31 日 (月) 「港湾の施設の技術上の基準」の改正に向けた勉強会資料」より

① 検討ケース

漁港フィルターの検討は、表 2-14 のとおり水深条件を-2.1m～-5.1m、地盤条件を第Ⅰ種地盤 (T=0.4～0.6s)、第Ⅱ種地盤 (T=0.8s)、第Ⅲ種地盤 (T=1.2s) として行った。

表 2-14 検討ケース

構造水深 (m)	壁高 (m)	第Ⅰ種地盤			第Ⅱ種地盤	第Ⅲ種地盤
		(T=0.4s)	(T=0.4～0.6s)	(T=0.6s)	(T=0.8s)	(T=1.2s)
-2.1	3.6	●	●	●	●	●
-3.1	5.1	●	●	●	-	-
-4.1	6.1	●	●	●	●	●
-5.1	7.1	●	●	●	●	●
-7.5	11.5		●		●	●
-11.0	15.0		●		●	●
-14.5	18.5		●		●	●

- ※1: ● : 北海道開発局 (H23, H24) の検討ケース
 ● : 24年度本調査の検討ケース
 ● : 国総研モデルの検討ケース
 ※2: □ : 漁港フィルターの設定に用いた検討ケース

② フィルターの設定方法

検討は、0.4～4.0Hz の正弦波を使った動的解析 (FLIP) で岸壁天端の残留変形量が 20cm になるような入力振幅の条件を探索し (図中黒点)、その結果から図 2-21 の周波数と応答値の関係を近似するフィルター (図中赤線) を求めた。フィルターの関数形は「平成 19 年港湾基準」と同じ下式として、関数に含まれる 6 つの係数 $c_1 \sim c_6$ を求めた。

$$a(f) = \begin{cases} b & (f \leq f_b (\text{Hz})) \\ \frac{b}{1 - \{g(f)\}^2 + c_1 g(f)i} & (f > f_b (\text{Hz})) \end{cases}$$

$$g(f) = c_6 (f - f_b)$$

$$b = c_2 \frac{H}{H_R} + c_3 \frac{T_b}{T_{bR}} + c_4 \frac{T_u}{T_{uR}} + c_5$$

- f : 周波数 (Hz)
 f_b : 境界周波数 (Hz)
 i : 虚数単位
 H : 壁高 (m)
 H_R : 基準壁高 (= 15.0m)
 T_b : 背後地盤の初期固有周期 (s)
 T_{bR} : 背後地盤の基準初期固有周期 (= 0.8s)
 T_u : 壁体下地盤の初期固有周期 (s)
 T_{uR} : 壁体下地盤の基準初期固有周期 (= 0.4s)

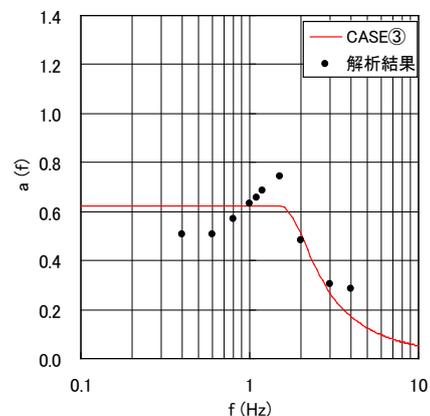


図 2-21 周波数と応答値の関係およびこの関係を近似したフィルター

③フィルターの設定結果

正弦波による解析結果およびフィルターの比較を表 2-15 に示す。表 2-16、表 2-17 に各フィルター関数の設定方法およびフィルター係数を示す。また、表 2-18 に各ケースの解析結果とフィルターの偏差より求めた分散値を示す。これより、分散値が小さいほど設定したフィルターが解析結果と良く一致しているといえ、分散値が最小となる case⑦を漁港フィルターとして設定することとした。

表 2-15 各ケースにおけるフィルター検討結果 (変形量 $\delta = 20\text{cm}$)

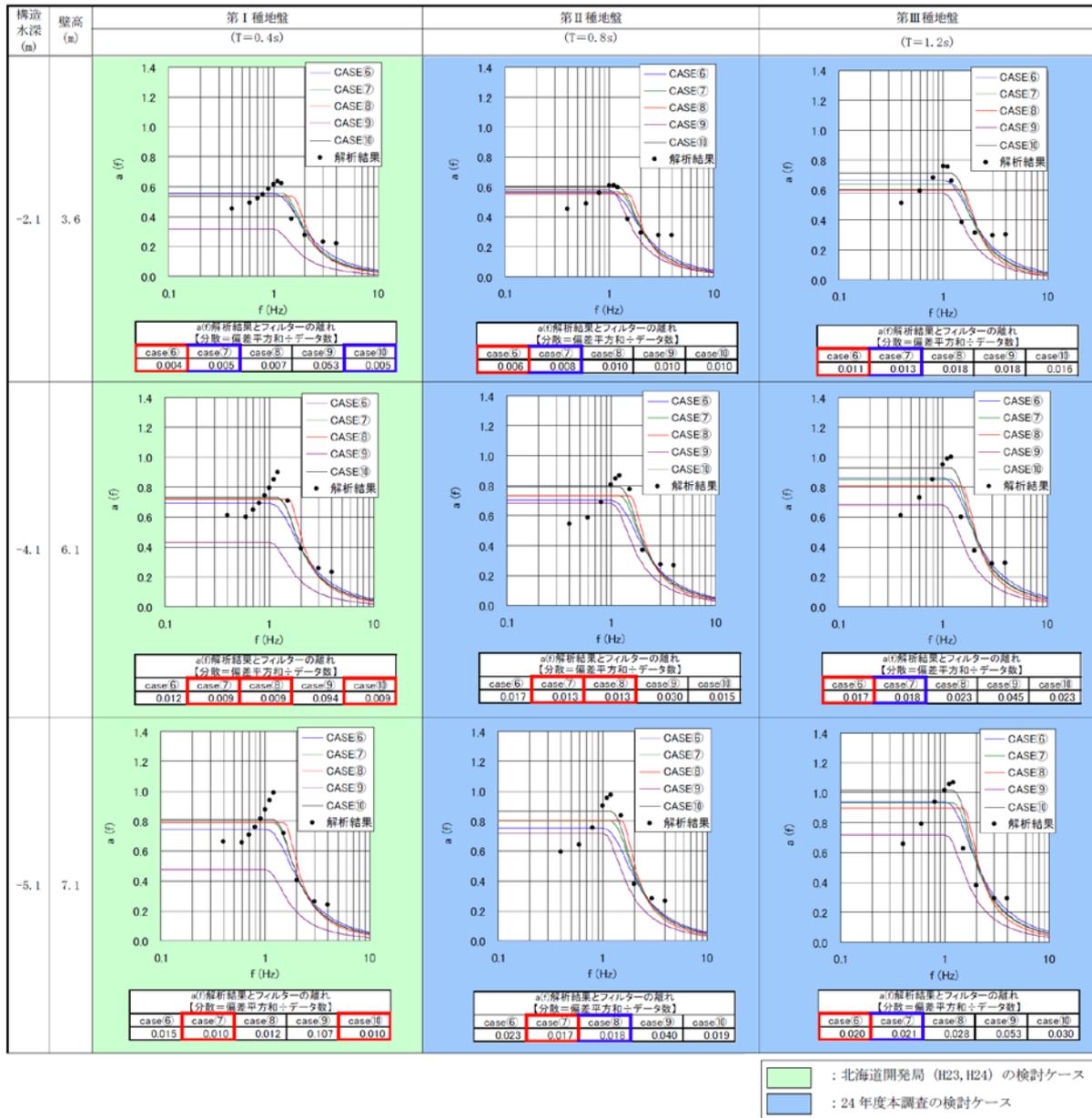


表 2-16 フィルター関数の設定方法

CASE 名	目的変数 b 値	境界周波数 (Hz)	備考
CASE⑥	0.8Hz の a(f)	1.0Hz	港湾基準に準じた手法
CASE⑦	1.2Hz より小さい a(f) の平均値	1.2Hz	-
CASE⑧	1.5Hz より小さい a(f) の平均値	1.5Hz	-
CASE⑨	-	-	港湾基準フィルター
CASE⑩	-	-	H23 年度開発局業務フィルター

表 2-17 変形量 $\delta=20\text{cm}$ に対するフィルター係数

係数	CASE⑥	CASE⑦	CASE⑧	CASE⑨	CASE⑩
c1	16.195	18.532	20.065	6.800	14.783
c2	0.061	0.434	0.748	1.050	0.768
c3	1.795	1.327	0.818	-0.880	0.977
c4	-0.887	-0.655	-0.396	0.960	-0.424
c5	0.354	0.318	0.266	-0.230	0.207
c6	0.090	0.099	0.114	0.340	0.130

表 2-18 変形量 $\delta=20\text{cm}$ における各検討ケースの分散値とその合計値の比較

構造水深 (m)	地盤種別	CASE⑥	CASE⑦	CASE⑧	CASE⑨	CASE⑩
-2.1	第 I 種	0.004	0.005	0.007	0.053	0.005
-4.1	第 I 種	0.012	0.009	0.009	0.094	0.009
-5.1	第 I 種	0.015	0.010	0.012	0.107	0.010
-2.1	第 II 種	0.006	0.008	0.010	0.010	0.010
-4.1	第 II 種	0.017	0.013	0.013	0.030	0.015
-5.1	第 II 種	0.023	0.017	0.018	0.040	0.019
-2.1	第 III 種	0.011	0.013	0.018	0.018	0.016
-4.1	第 III 種	0.017	0.018	0.023	0.045	0.023
-5.1	第 III 種	0.020	0.021	0.028	0.053	0.030
合計値		0.125	0.114	0.139	0.450	0.137

3) 漁港フィルターの妥当性に関する検証（解析による検証）

全国各地のレベル 1 地震動を用いて、漁港フィルターにより設定した断面について二次元動的解析（FLIP）を実施し、照査用震度算定時に設定した許容変形量と FLIP により求まる残留変形量を比較することで漁港フィルターの妥当性を評価した。また、比較として港湾フィルターにより設定した断面についても二次元動的解析（FLIP）を実施し、両者の残留変形量について比較検証を行った。

①地盤モデルの設定

地盤モデルは、平均的なⅡ種地盤相当となるように地盤の固有周期を 0.6 秒以上とし、かつ港湾フィルターの b 値が上限値あるいは下限値とならないように設定した。

水深条件は、フィルター検討モデルの中から比較的水深の浅い水深-2.10m、-4.10m の 2 水深と水深の深い-7.50m の 3 ケースを設定することとした。

検討モデルを図 2-22、表 2-19 に示す。

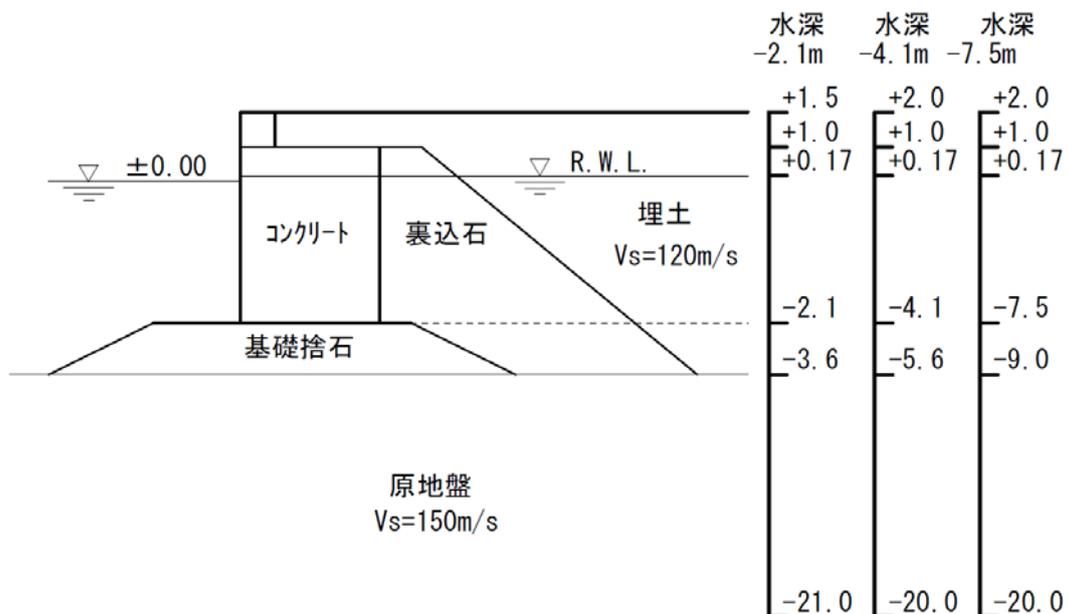


図 2-22 検討モデル

表 2-19(1) 地盤モデル (水深-2.10m)

土層区分	分類	層上面 標高 (m)	層厚 H (m)	湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	飽和単位 体積重量 γ_{sat} (kN/m ³)	S波速度 Vs (m/s)	H/Vsi
埋土	砂質土	1.50	1.33	18.00	20.00	120.0	0.011
		0.17	3.77				0.031
原地盤	砂質土	-3.60	17.40	18.00	20.00	150.0	0.116
基盤		-21.00				$\sum H_i/v_{si} =$	0.16
背後地盤の固有周期: $T_b = 4 \sum H_i/v_{si} =$							0.63
堤体下の固有周期: $T_u =$							0.51

表 2-19(2) 地盤モデル (水深-4.10m)

土層区分	分類	層上面 標高 (m)	層厚 H (m)	湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	飽和単位 体積重量 γ_{sat} (kN/m ³)	S波速度 Vs (m/s)	H/Vsi
埋土	砂質土	2.00	1.83	18.00	20.00	120.0	0.015
		0.17	5.77				0.048
原地盤	砂質土	-5.60	14.40	18.00	20.00	150.0	0.096
基盤		-20.00				$\sum H_i/v_{si} =$	0.16
背後地盤の固有周期: $T_b = 4 \sum H_i/v_{si} =$							0.64
堤体下の固有周期: $T_u =$							0.43

表 2-19(3) 地盤モデル (水深-7.50m)

土層区分	分類	層上面 標高 (m)	層厚 H (m)	湿潤単位 体積重量 γ_t (kN/m ³)	飽和単位 体積重量 γ_{sat} (kN/m ³)	S波速度 Vs (m/s)	H/Vsi
埋土	砂質土	2.00	1.83	18.00	20.00	120.0	0.015
		0.17	9.17				0.076
原地盤	砂質土	-9.00	11.00	18.00	20.00	150.0	0.073
基盤		-20.00				$\sum H_i/v_{si} =$	0.17
背後地盤の固有周期: $T_b = 4 \sum H_i/v_{si} =$							0.66
堤体下の固有周期: $T_u =$							0.34

②検討用地震動の設定

フィルター検証を行うレベル 1 地震動を決定するために、国総研港湾施設研究室ホームページ³⁾で公開されている全国の港湾のレベル 1 地震動のうち松の補正による地震動についてクラスター分析を行い、3つの代表波形を選出した。

以下に分析方法および選出結果を示す。

a)使用したデータ

国総研港湾施設研究室ホームページで公開されている一覧表から港湾別のレベル 1 地震動（工学的基盤の 2E 波）のうち松の波形（250 波形）をダウンロードして使用した。一部には、同一の波形が含まれている。これは波形算定に用いられたデータが同一であることによると考えられる。なお、松として公開されている波形は 251 あるが 1 つは地表面波形であるため除外した。

b)分析方法

まず、周波数の 0.2~10Hz の範囲を、対数に置き換えてから、均等に 30 区分した。

次に、各 L1 スペクトルのスペクトル値を対数に置き換え、L1 スペクトル別、30 区分の周波数帯別に、スペクトル値の平均を求めた。

30 区分を、30 個の変量と見なして、250 個の L1 スペクトルをクラスター分析し、30 変量の類似度によりクラスターに分類した。クラスター分析は、階層的方法の一つである Ward 法を使用した。変量の標準化（各変量の分布を標準化してから分析に用いる）は、しなかった。

なお、周波数とスペクトル高さを対数に置き換えたのは、両対数軸でグラフ化した時の見た目の類似性を検証することを念頭に置いたためである。

c)分析結果とその活用

以下のグラフに、4 クラスターに分かれた段階での、各クラスター（クラスター番号 1~4 で表現）に含まれる L1 スペクトルと、クラスター別のスペクトルの平均（対数値から求めた平均値を、対数でない値に戻したもの）を示す。

この結果から、クラスター別のスペクトルの平均に近い L1 波形を代表波形とした。平均に最も近い波形を、最後のグラフに示す。スペクトル値が小さいクラスター 4 には着目せず、3つの代表波形を選出した。凡例の 5 桁の数字は、国総研港湾施設研究室ホームページの L1 地震動整理番号を示す。

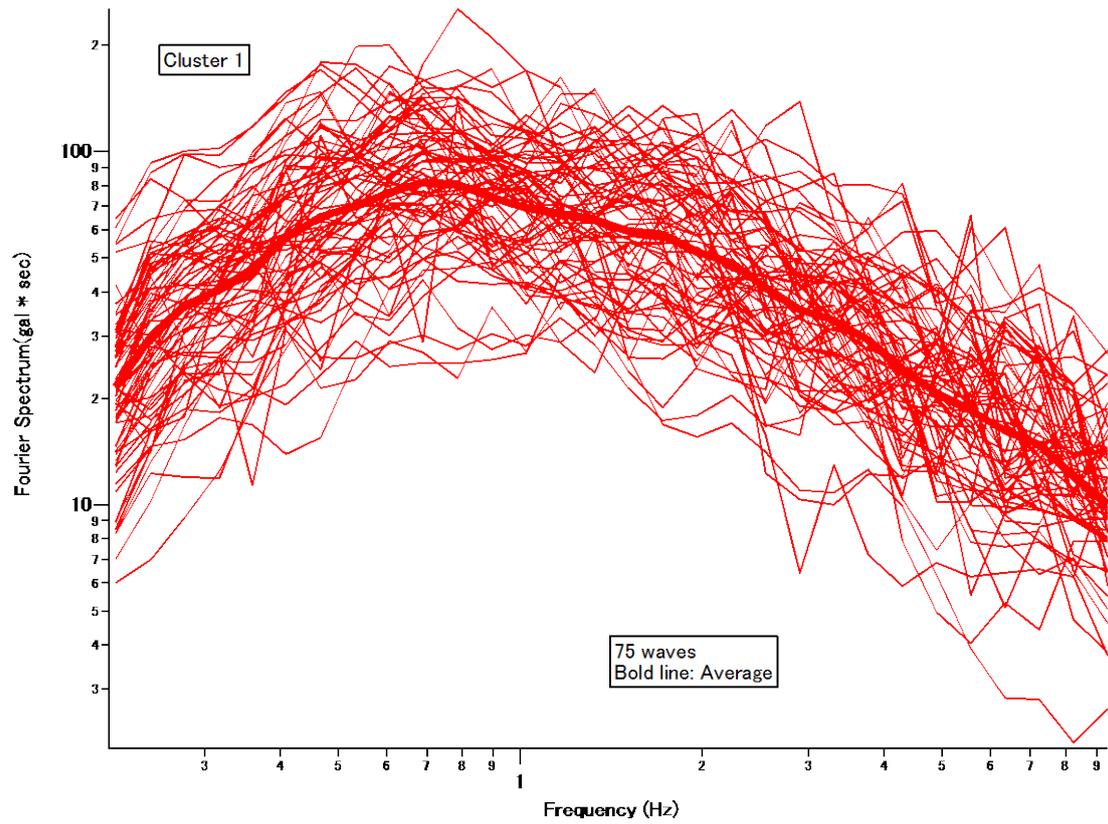


図 2-23 (1) クラスタ-1 に含まれる L1 スペクトル

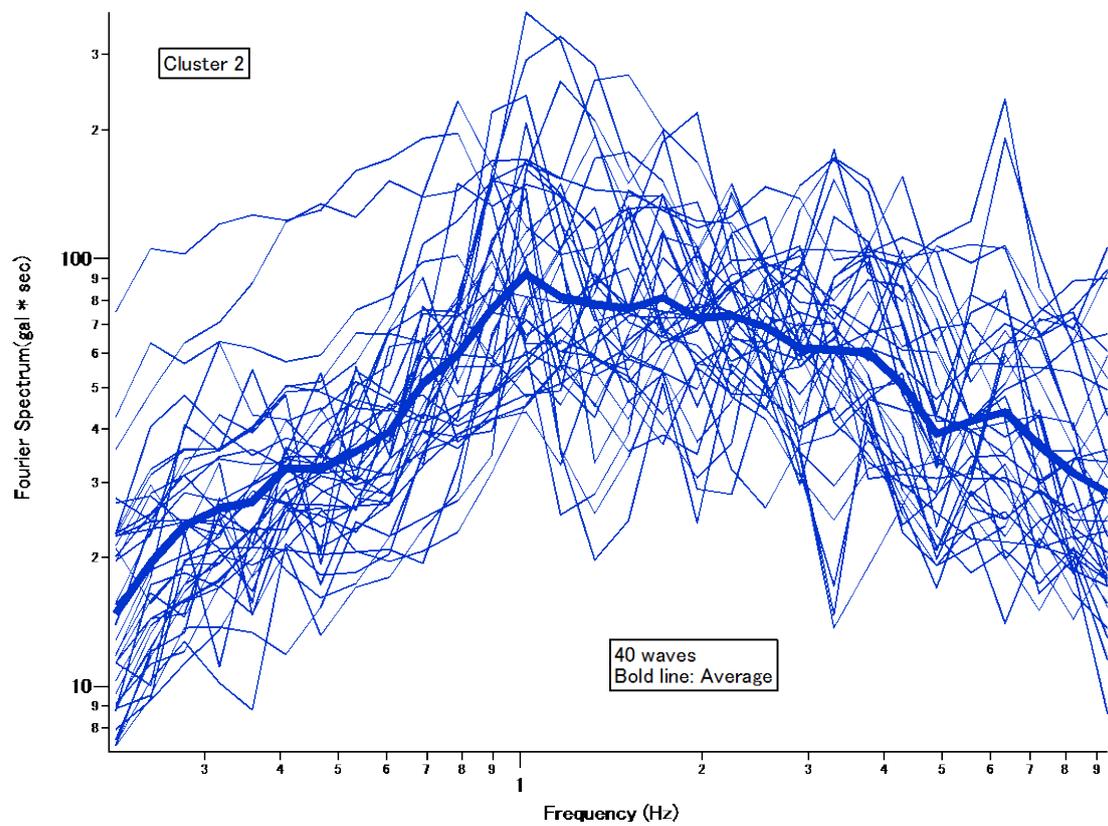


図 2-23 (2) クラスタ-2 に含まれる L1 スペクトル

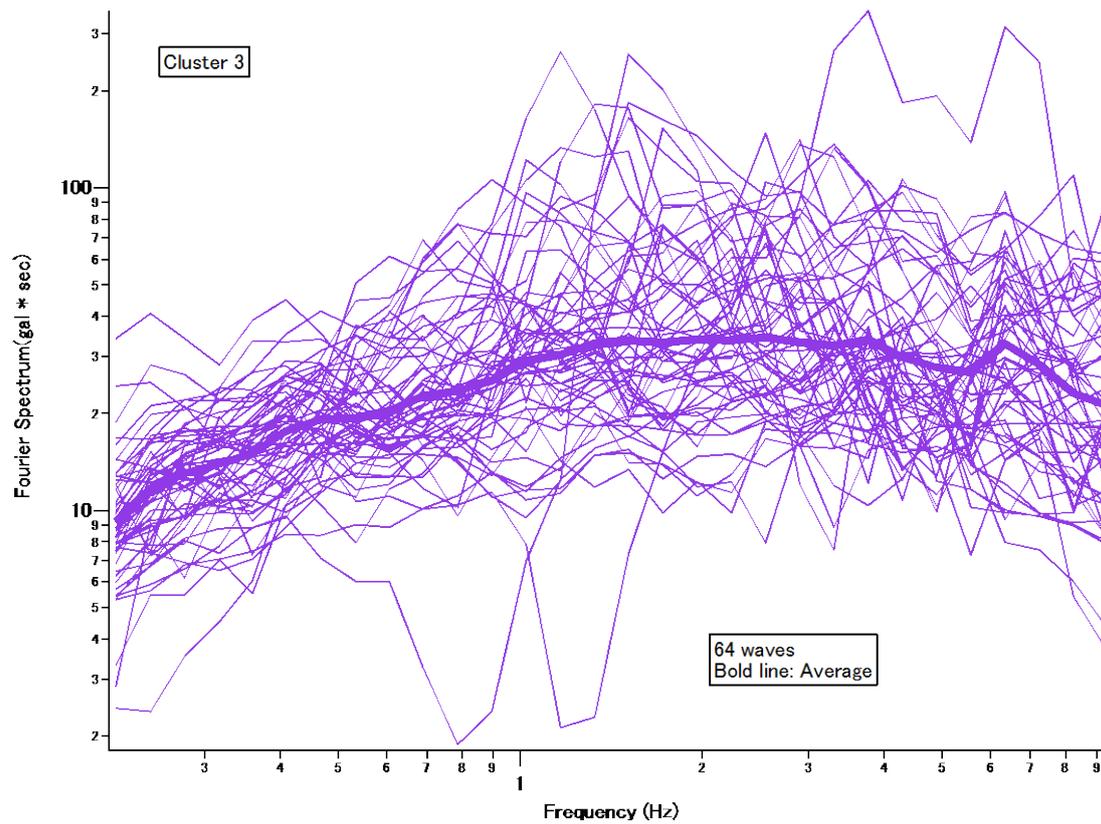


図 2-23 (3) クラスタ-3 に含まれる L1 スペクトル

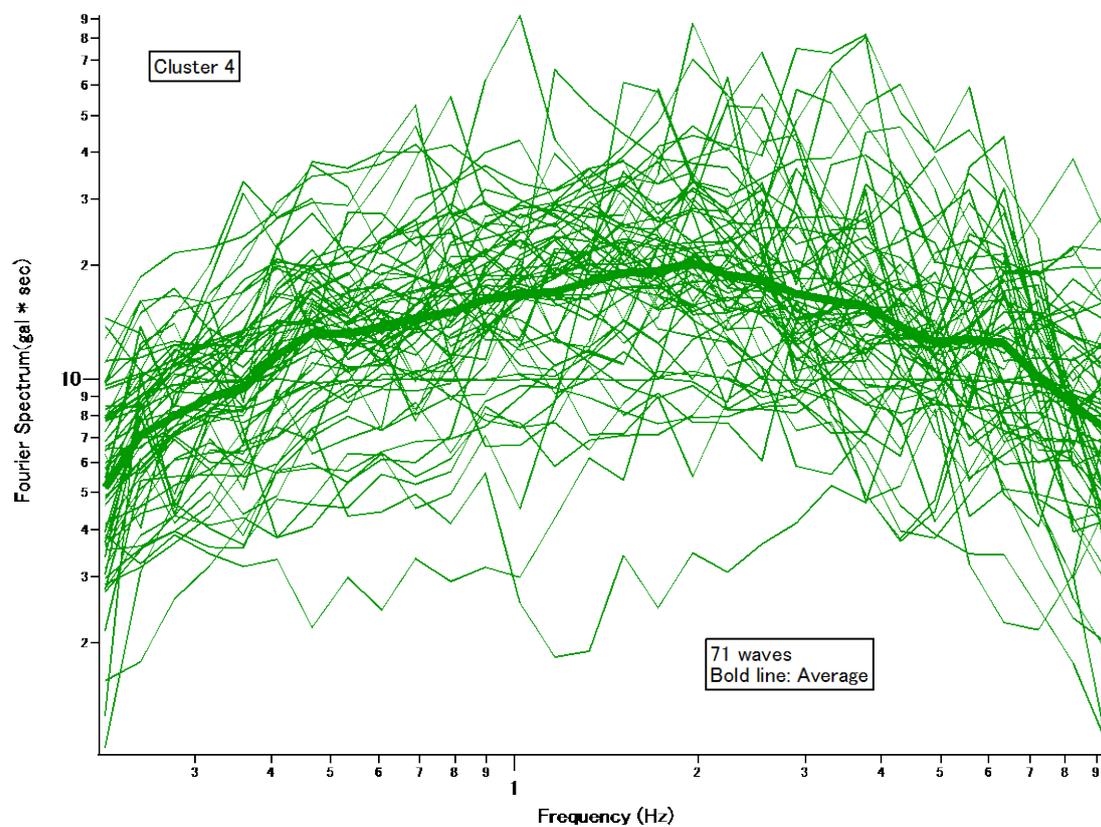


図 2-23 (4) クラスタ-4 に含まれる L1 スペクトル

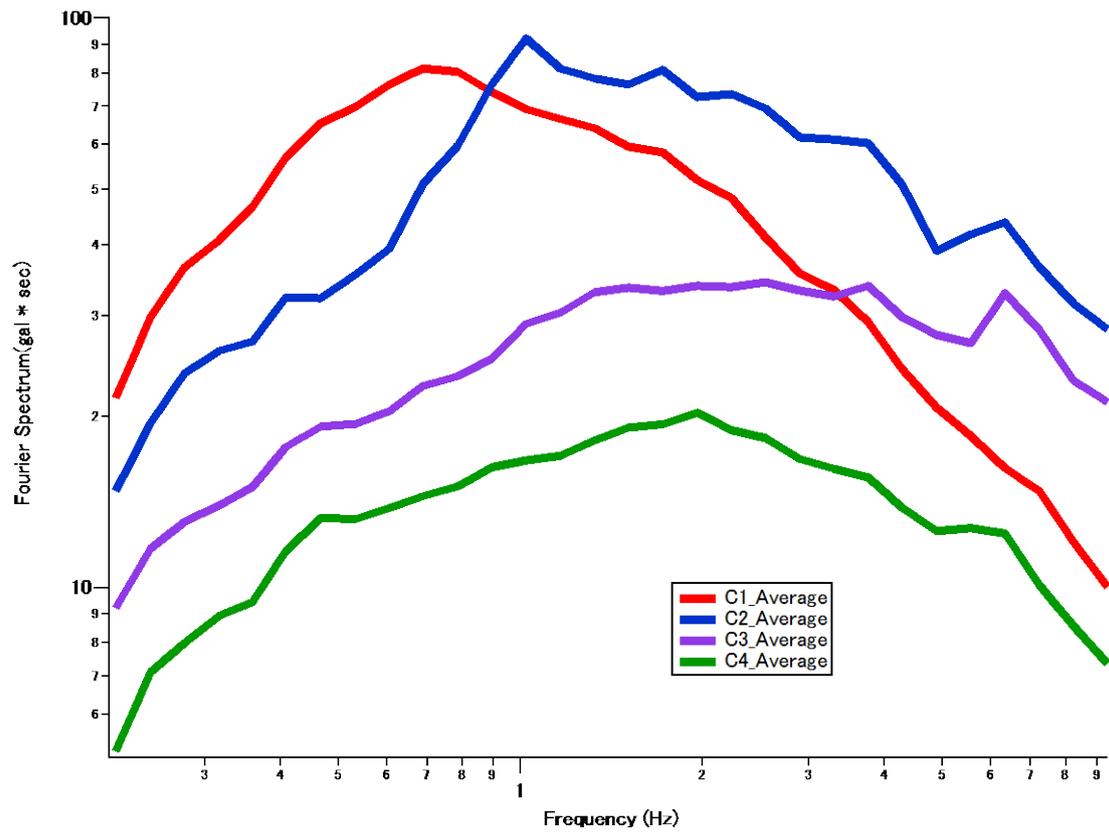


図 2-24 クラスタ別の平均スペクトル

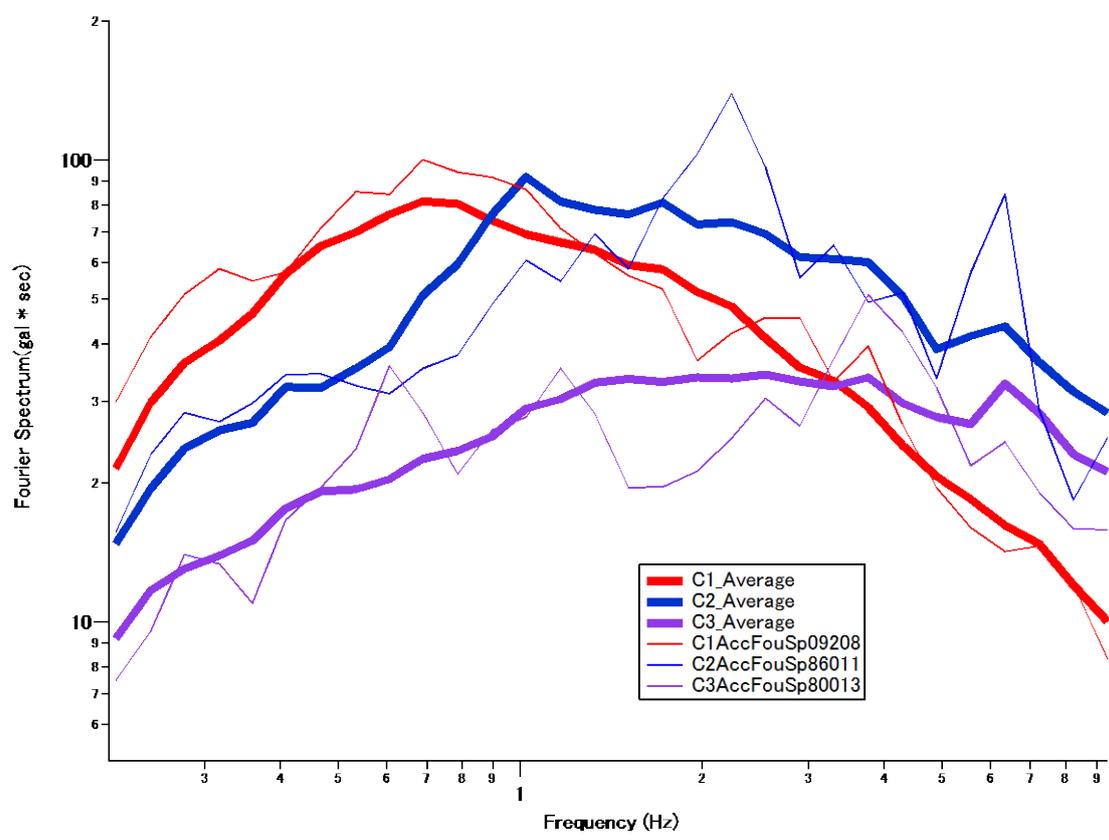


図 2-25 代表波形のスペクトル

フィルター検証を行うレベル1地震動は、上述のクラスター分析を行い選出した代表波形とフーリエ振幅の大きいK波の4波形を用いた。図2-26に検討地震動を示す。

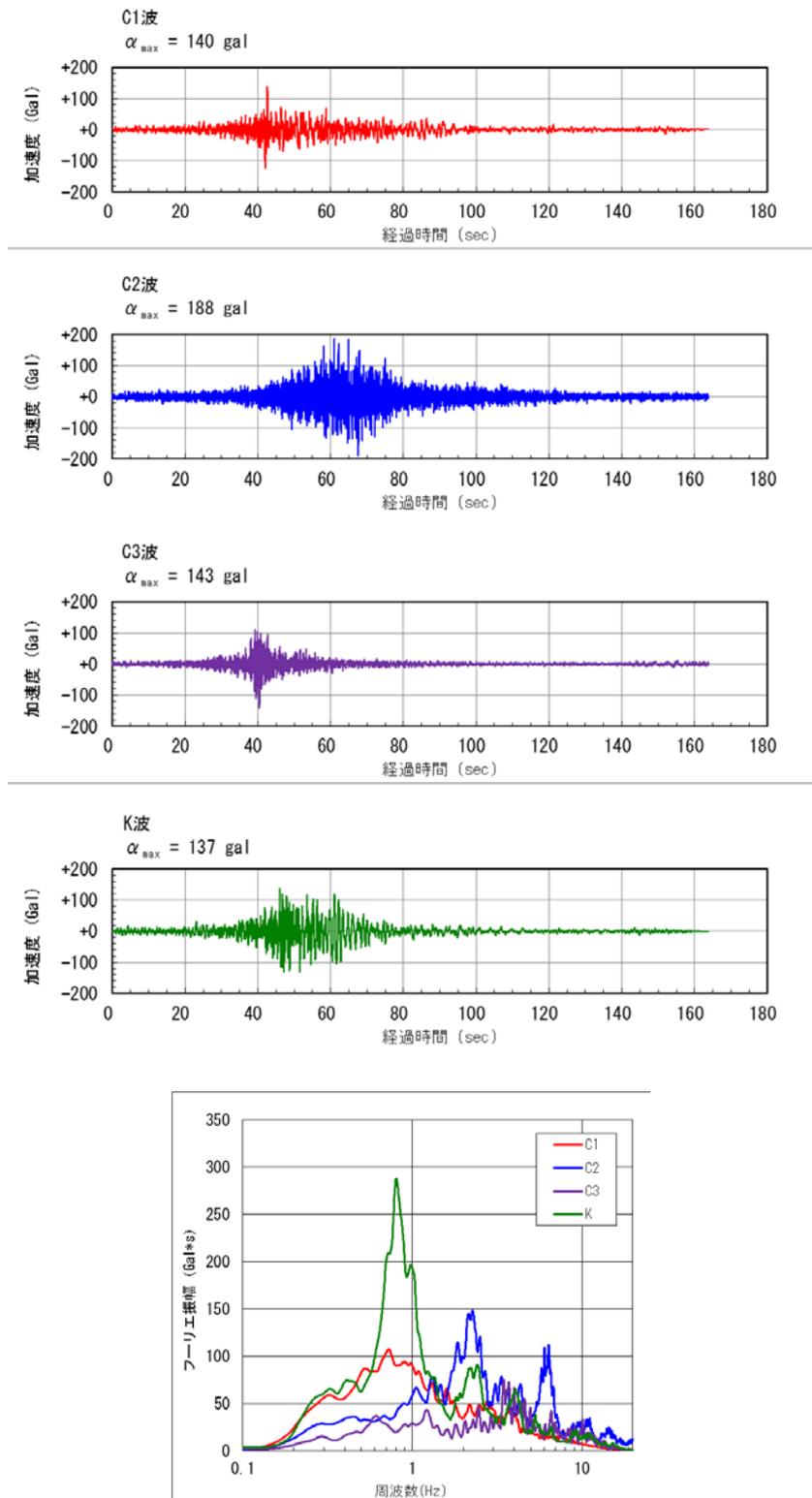


図 2-26 検討地震動

③照査用震度の算定

漁港フィルターおよび港湾フィルターを用いて、レベル 1 地震動に対する照査用震度を算定した。照査用震度の算定結果を表 2-20、図 2-27 に示す。図表中の現行震度は「2003 年漁港手引」P. 118 の設計震度を示したものである。

照査用震度は、漁港フィルターの方が港湾フィルターより大きくなり、水深が深いほど大きくなる結果となった。

また、現行震度と比較すると波形によって大小傾向が異なる結果となった。C1 波は、A 地区で現行震度が大きく、漁港フィルターによる震度もほぼ同程度となった。C2 波は、D 地区で現行震度が小さく、漁港フィルターによる震度が大きくなる傾向にあった。C3 波は、C 地区であるが、漁港フィルターによる震度の方が小さくなる傾向にあった。K 波は、A 地区であるが、漁港フィルターによる震度の方が大きく、設計震度の上限値 0.25 を超えるため上限値の 0.25 とした。

表 2-20 照査用震度の算定結果

設計水深 (m)	地震波	基盤最大 加速度 (gal)	背後地盤固有 周期 Tb(s)	堤体下固有 周期 Tu(s)	照査用震度		現行設計震度		備考
					港湾フィルター	漁港フィルター	係留 A	係留 B	
-2.1	C1	139.7	0.63	0.51	0.11	0.13	0.18	0.15	A 地区
	C2	188.2	0.63	0.51	0.10	0.13	0.13	0.11	D 地区
	C3	142.8	0.63	0.51	0.07	0.08	0.14	0.12	C 地区
-4.1	C1	139.7	0.64	0.43	0.11	0.16	0.18	0.15	A 地区
	C2	188.2	0.64	0.43	0.10	0.16	0.13	0.11	D 地区
	C3	142.8	0.64	0.43	0.07	0.09	0.14	0.12	C 地区
	K	137.0	0.64	0.43	0.17	0.25 (0.26)	0.18	0.15	A 地区
-7.5	C1	139.7	0.66	0.34	0.11	0.21	0.18	0.15	A 地区
	C2	188.2	0.66	0.34	0.10	0.20	0.13	0.11	D 地区
	C3	142.8	0.66	0.34	0.07	0.12	0.14	0.12	C 地区
	K	137.0	0.66	0.34	0.18	0.25 (0.35)	0.18	0.15	A 地区

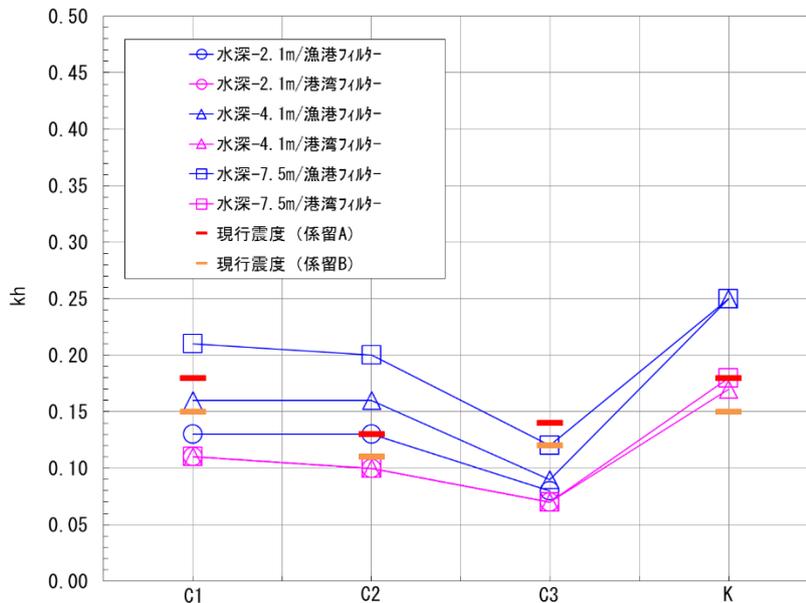


図 2-27 照査用震度の算定結果

④検討断面の算定

照査用震度を用いて安定計算を実施し、動的解析用の検討断面を設定した。検討ケースは、水深の深い-4.1m、-7.5mの2モデルで行った。設定断面を表2-21に示す。

表 2-21 安定計算結果の一覧

標準断面	
設計水深	
-4.1m	<p>kh=0.07 (B=3.4m)</p>
	<p>kh=0.09 (B=3.7m)</p>
	<p>kh=0.10 (B=4.0m)</p>
	<p>kh=0.11 (B=4.2m)</p>
-7.5m	<p>kh=0.07 (B=4.6m)</p>
	<p>kh=0.10 (B=5.2m)</p>
	<p>kh=0.11 (B=5.4m)</p>
	<p>kh=0.12 (B=5.6m)</p>
	<p>kh=0.18 (B=7.2m)</p>
	<p>kh=0.20 (B=7.8m)</p>
	<p>kh=0.21 (B=8.4m)</p>
	<p>kh=0.25 (B=12.0m)</p>

⑤動的解析（FLIP）による検証

②のレベル 1 地震動および④で設定した検討断面について、二次元地震応答解析（FLIP）を実施し、照査用震度算定時に設定した許容変形量（Da=10cm）と FLIP により求まる残留変形量の大小を比較することで漁港フィルターの妥当性を検証した。検討結果を表 2-22、図 2-28 に示す。

検証の結果、漁港フィルターを用いた場合、検証した全てのレベル 1 地震動に対して許容変形量の 10cm 程度に収まる結果となった。一方、港湾フィルターでは、K 波の -4.1m モデルで残留変形量が 25cm となり、許容変形量の倍以上の値が算出される結果となった。以上の結果より、漁港フィルターは、-7.5m 未満の水深の重力式構造物に対して種々の地震動、地盤種別への適用性が高いことが明らかとなった。このため、漁港フィルターを用いれば L1 地震動に対応した適切な照査用震度の設定が可能であるといえる。

なお、K 波の -7.5m モデルでは、漁港フィルターを使って求まる照査用震度が 0.25 を大きく上回り、震度法の適用範囲外（kh=0.25 以下）となるため検証対象から除外した。

表 2-22 FLIP 解析結果

設計水深 (m)	地震波	基盤最大加速度 (gal)	照査用震度 kh (Da=10cm)		FLIP解析結果 (残留変形量)		許容変形量 Da (cm)
			港湾フィルター	漁港フィルター	港湾フィルター (cm)	漁港フィルター (cm)	
-4.1	C1	139.7	0.11	0.16	2.7	2.4	10.0
	C2	188.2	0.10	0.16	5.6	4.6	10.0
	C3	142.8	0.07	0.09	1.4	1.4	10.0
	K	137.0	0.17	0.25 (0.26)	25.0	12.9	10.0
-7.5	C1	139.7	0.11	0.21	5.0	3.2	10.0
	C2	188.2	0.10	0.20	6.9	4.4	10.0
	C3	142.8	0.07	0.12	2.1	1.8	10.0
	K	137.0	0.18	0.25 (0.35)	46.2	29.9	10.0

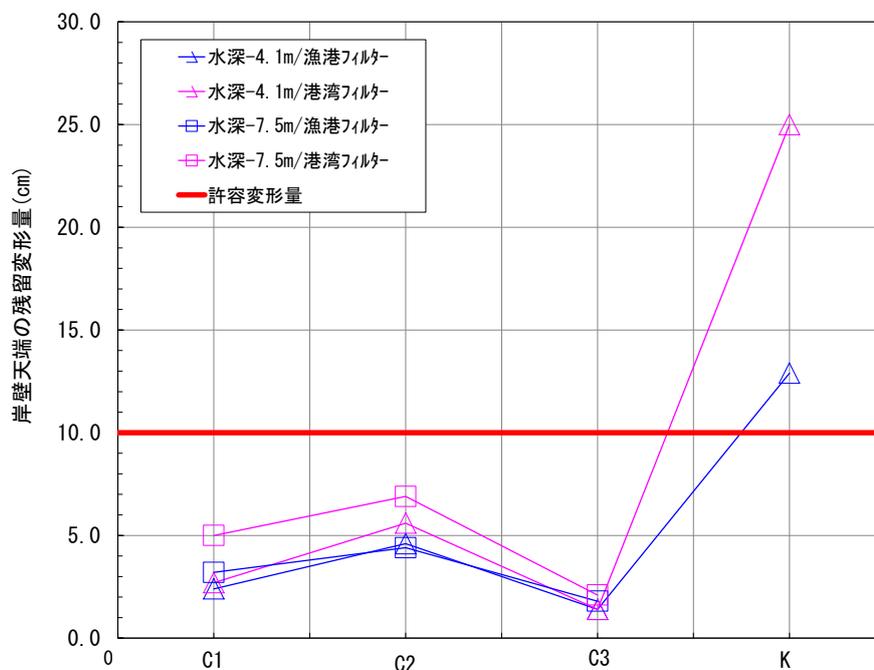


図 2-28 FLIP 解析結果

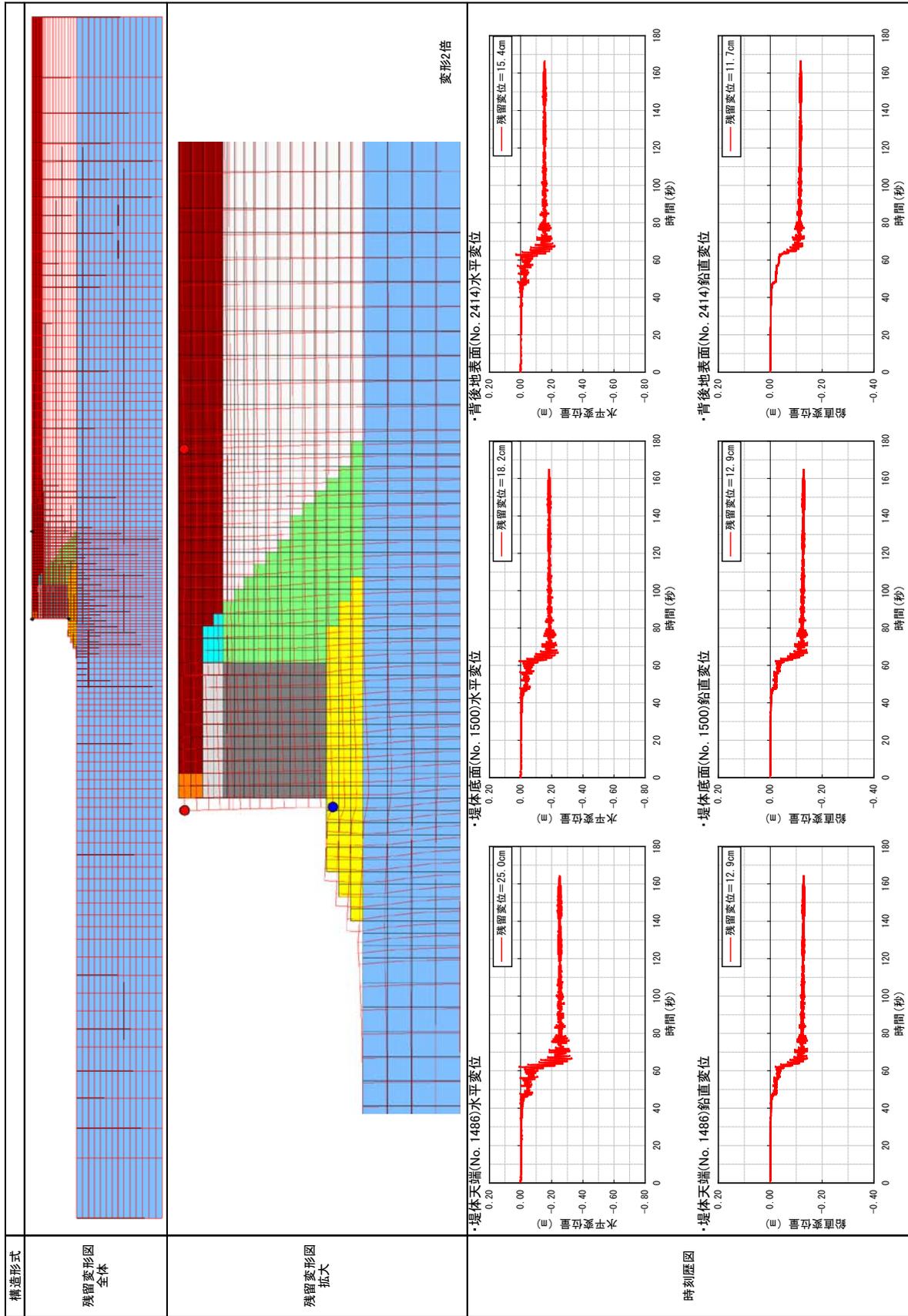


図 2-29 検討モデル (kh=0.17)、レベル 1 地震動 (K 波) の解析結果の例

4) 漁港フィルターの妥当性に関する検証（被災事例による検証）

漁港フィルターを用いて設定した照査用震度と被災断面の設計震度の比較により、漁港フィルターの検証を行った。

本来、漁港フィルターはレベル 1 地震動に関する照査用震度を決定するために使用するものだが、ここでは研究目的で、被災事例の地表面想定地震動を用いて照査用震度を算定するという、実際の設計では行わない計算を行う。

被災事例として 2 つの地震を取り上げる。一つ目は、平成 22 年度水産基盤整備調査委託事業「漁港漁場施設の設計基準等検証調査」において被害調査を実施した 2005 年福岡県西方沖地震である。

二つ目は 2007 年能登半島地震である。被災施設の諸元、地盤特性および被災程度に関するデータを石川県より提供いただき使用した。漁港に來襲した地震動の推定の過程では、K-NET の地震観測記録（防災科学技術研究所ホームページ⁹⁾のデータ）および、K-NET 観測点のサイト増幅特性（国土交通省国土技術政策総合研究所港湾施設研究室ホームページ³⁾のデータ）を使用した。

今回、福岡県西方沖地震については、被害が大きかった漁港（ケース 1～ケース 4）と被害の小さかった漁港（ケース 5～ケース 7）の地盤情報が判明している 7 施設を対象とし、常時微動観測結果を反映させて、岸壁に來襲した地震動を事後推定して照査用震度を算定した。能登半島地震については、地盤条件が判明している 2 施設（ケース 8～ケース 9）を対象に、常時微動観測結果を反映させて、岸壁に來襲した地震動を事後推定して照査用震度を算定した。

事後推定した地震動の加速度フーリエ振幅スペクトルを図 2-30 に示す。検証結果を表 2-23、図 2-31 に示す。

まず、被災実態と計算結果の比較を行う。6 つの事例で、「漁港フィルターによる照査用震度 > 当初設計震度」かつ「照査用震度算定時の許容変形量 < 被災時最大はらみ出し量」という、整合性ある大小関係が得られた。しかし 3 つの事例では、「漁港フィルターによる照査用震度 > 当初設計震度」かつ「照査用震度算定時の許容変形量 > 被災時最大はらみ出し量」という、大小関係の逆転が生じた。この 3 つの施設はいずれも水深—2.0m の施設であり、壁高が非常に小さく断面が地震時の条件よりも常時の条件で決定していたため当初設計震度以上の耐震性を有していたことが原因の一つと考えられる。

次に、現行震度と計算結果の比較を行う。「2003 年漁港手引」では、福岡県は工学的基盤最大加速度 100Gal、設計震度は 0.10（係留施設 A、軟弱地盤でない場合）となっている。石川県は工学的基盤最大加速度 200Gal、設計震度は 0.14（同）となっている。工学的基盤と地表面の違いはあるが、最大加速度の比較から、今回の計算は「2003 年漁港手引」よりも大きな地震動を想定してのものであったといえる。それと合致するように、計算結果として大きめの照査用震度が算出されている。しかし C5～C7 の事例では低めの照査用震度が算出されている。これは、照査用震度が地震動の最大加速度だけではなく周波数特性にも依存することが影響したと考えられる。漁港フィルターでは岸壁の変形に大きく寄与する周波数帯を 1.2Hz 未満としている。図 2-30 に示したように、ケース 5～ケース 7 に來襲した地震動は、他の地震動に比べてその周波数帯の振幅が小さい。このことがケース 5～ケース 7 の値を低めにした原因といえる。

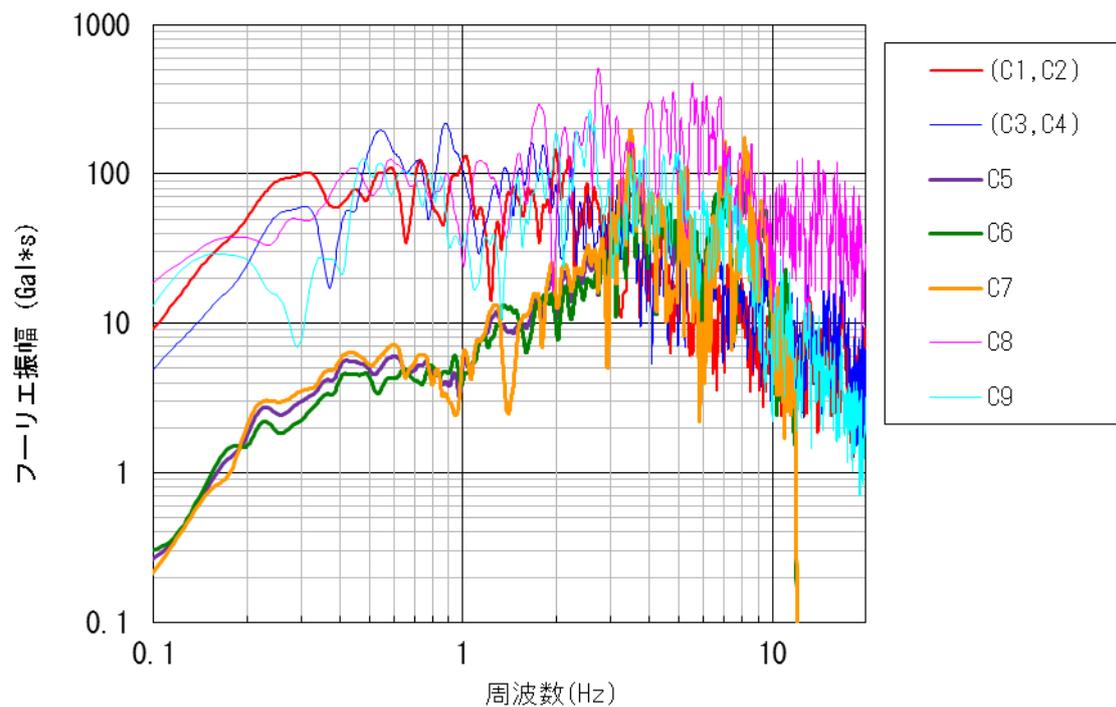


図 2-30 事後推定した地震動の加速度フーリエ振幅スペクトル

表 2-23 被災事例による検証結果

ケース	構造形式	計画水深 (m)	壁高 (m)	Tb (s)	Tu (s)	地表面最大加速度 (gal)	漁港フィルター kh	当初設計 Kho	許容変形量 Da (cm)	被災時最大はらみ出し量 (cm)
1	重力式	-7.0	10.6	0.543	0.262	268	0.21	0.05	10	56
2	重力式	-4.0	7.3	0.542	0.319	268	0.18	0.05	10	91
3	重力式	-7.0	10.6	0.560	0.253	272	0.25	0.05	10	58
4	重力式	-5.0	8.6	0.544	0.285	272	0.23	0.10	10	46
5	重力式	-3.0	5.9	0.230	0.080	325	0.07	0.05	10	24
6	重力式	-2.0	4.9	0.178	0.048	305	0.06	0.00	10	9
7	重力式	-2.0	4.9	0.230	0.097	307	0.07	0.00	10	32
8	重力式	-2.0	3.8	0.220	0.111	929	0.17	0.05	10	0
9	重力式	-2.0	3.7	0.131	0.046	359	0.12	0.00	10	5

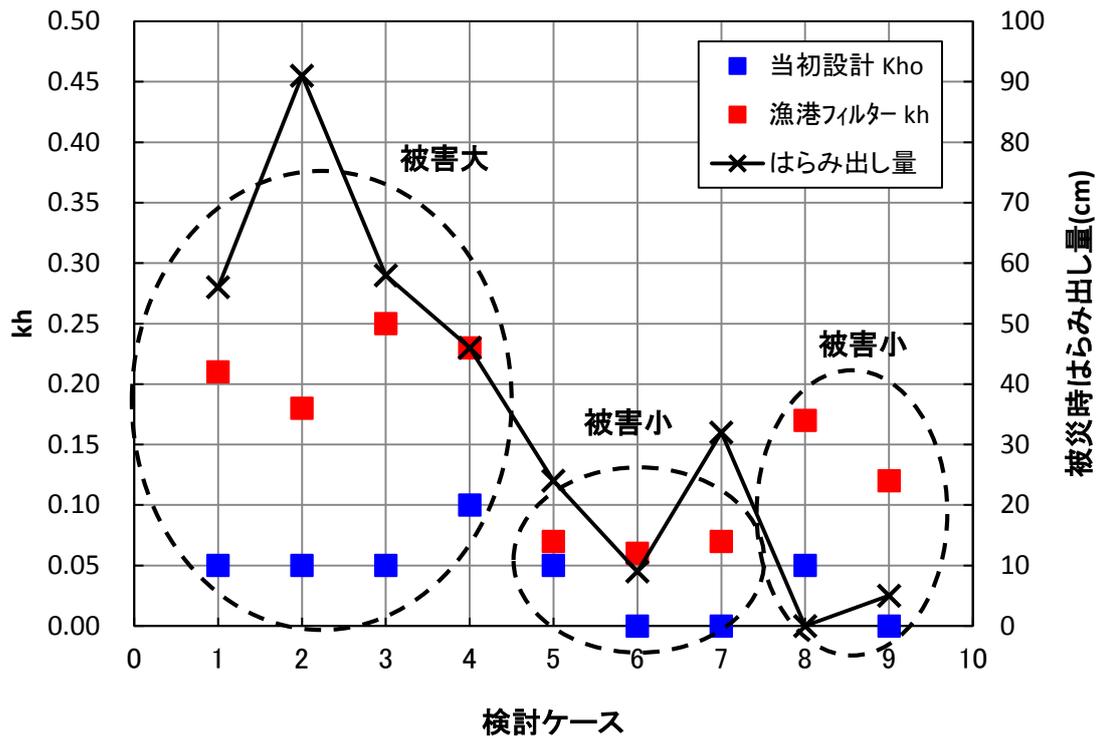


図 2-31 漁港フィルターkh と当初設計 kh0 の比較

(3) 矢板式及び栈橋式に関する検討

1) 研究論文の精査

「平成 19 年港湾基準」におけるレベル 1 地震動に関する耐震設計は、震度法を標準としており、これに用いる設計水平震度について精査した。

① 矢板式の設計水平震度について

a) 研究論文の精査

港湾における矢板式の設計水平震度に関して、長尾ら¹²⁾と築地ら³⁰⁾による論文を精査した。

b) 設計水平震度の算定方法

長尾ら¹²⁾と築地ら³⁰⁾による論文を精査した結果、次のことが分かった。港湾における矢板式のレベル 1 地震動に対する照査用震度の算出方法は、基本的に港湾の重力式と同じである。レベル 1 地震動を地盤モデルの工学的基盤に入力し、一次元地震応答解析で地表面加速度波形を算出する。その後、①周波数特性を考慮したフィルター処理、②地震動の継続時間に関する補正、③照査用震度の算出（変形量許容値の設定）の順で照査用震度を算出する（図 2-32 参照）。

矢板式は控え工構造毎に、控え直杭式矢板式、控え組杭式矢板式、自立矢板式および二重矢板式の 4 形式が用意されており、形式毎にフィルター処理等の補正係数が設定されている。

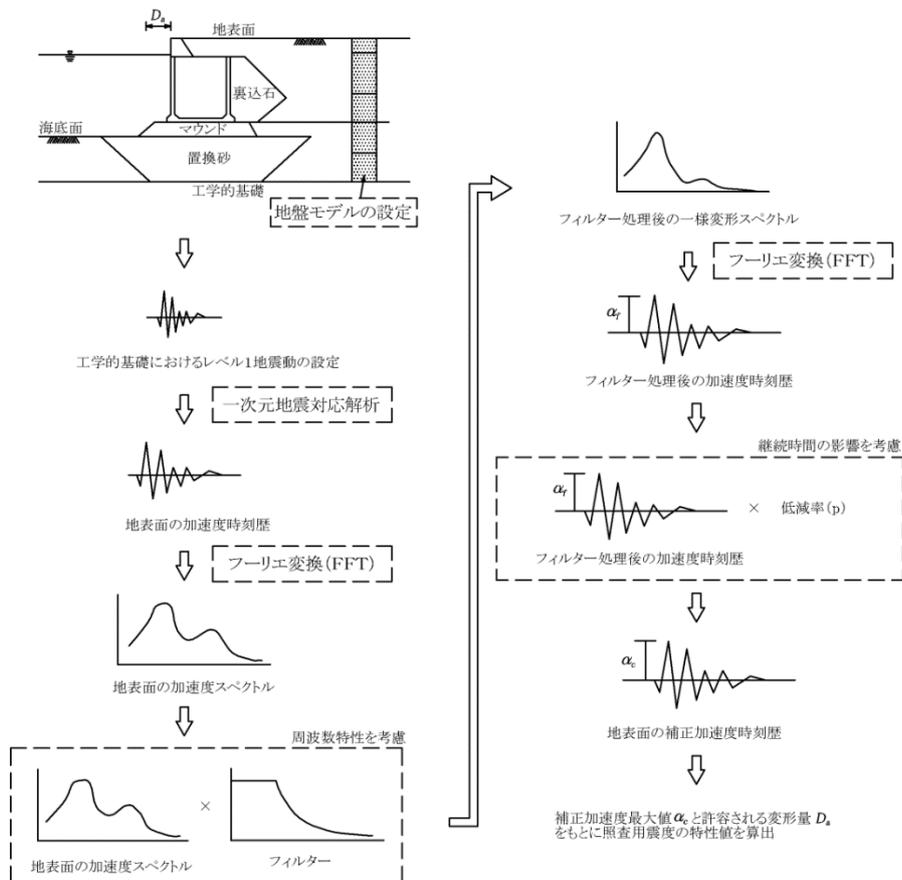


図 2-32 矢板式の照査用震度の算定フロー図³¹⁾

c)水深の浅い岸壁・物揚場に適用する場合の留意事項

研究論文の精査の結果、本方式を漁港岸壁に適用する場合、以下の2点に留意する必要があることが分かった。

- ・検討モデルは、港湾における標準的な水深の範囲から設定されており、漁港岸壁に多い水深の浅い範囲が対象となっていない（表 2-24 参照）。
- ・検討モデルは、「平成 19 年港湾基準」の設計法により断面設定がなされており、「2003 年漁港手引」の設計法とは異なる方法で断面設定がなされている（表 2-25 参照）。

表 2-24 港湾における矢板式の検討水深

	控え直杭式・組杭式	自立矢板式	二重矢板式
標準断面			
検討水深	<p>-5.0</p> <p>-7.5</p> <p>-10.0</p> <p>-12.5</p> <p>-15.0</p> <p>-17.5</p> <p>↑</p> <p>↓</p> <p>-7.5m ~ -16.0m</p>	<p>↑</p> <p>↓</p> <p>-2.0m ~ -3.0m</p>	<p>↑</p> <p>↓</p> <p>-7.5m ~ -11.0m</p>

表 2-25 前面矢板の設計法の比較

	2003 年漁港手引	平成 19 年港湾基準
断面設計法	仮想ばり法	仮想ばり法 及びロウの方法
根入れ長	フリーアースサポート法	フリーアースサポート法 及びロウの方法

表 2-26 控え杭及び自立矢板の設計法の比較

	2003 年漁港手引	平成 19 年港湾基準
設計法	チャンの方法	港研方式
根入れ長	タイ材取付点から $3/\beta$ 以上 (仮想海底面)	タイ材取付点から 1.51m ¹ 以上 (仮想海底面)

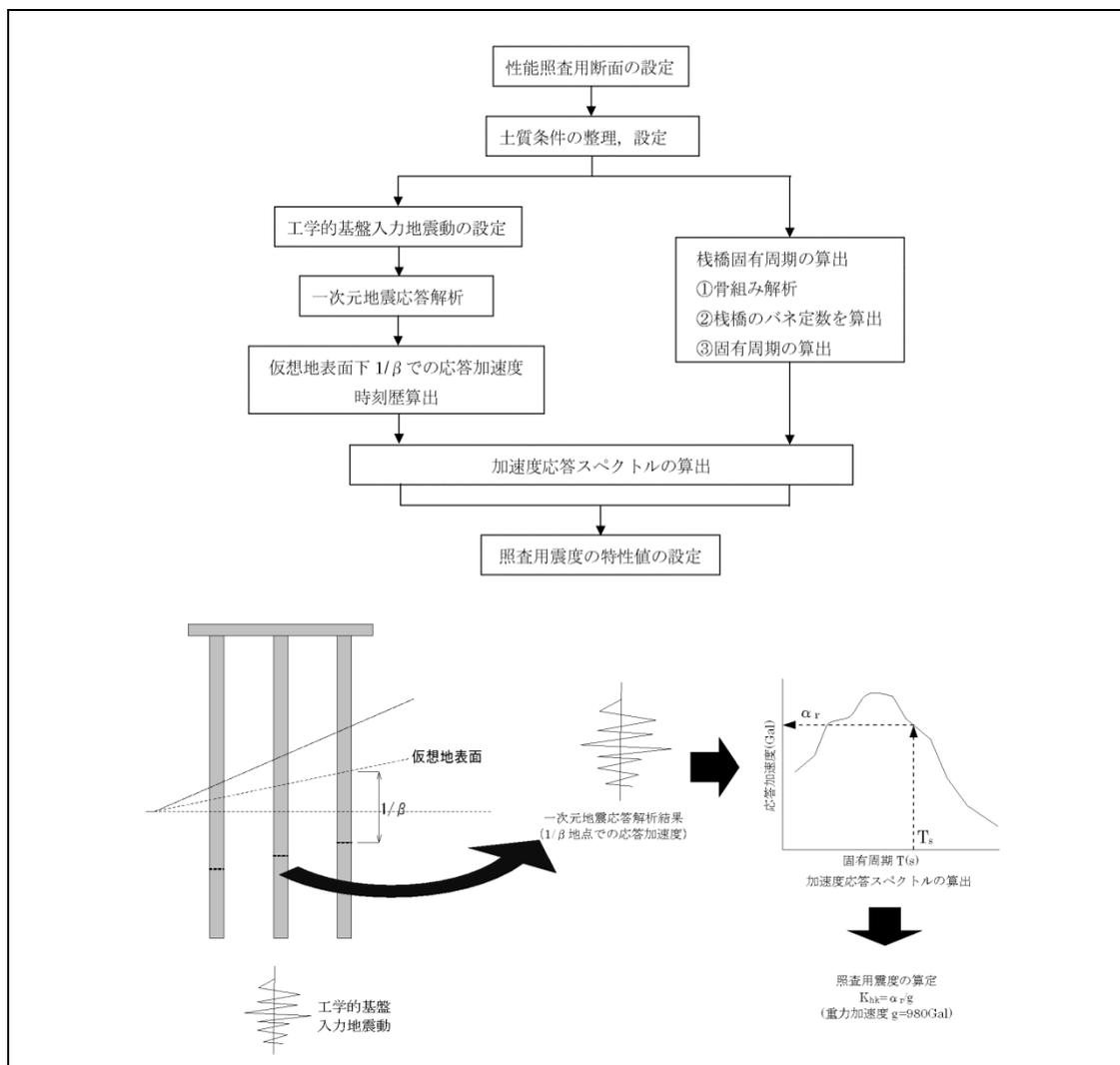
② 栈橋式の設計水平震度について

a) 研究論文の精査

港湾における栈橋式の設計水平震度に関して、横田ら³²⁾³³⁾による論文を精査した。

b) 設計水平震度の算定方法

横田ら³²⁾³³⁾による論文によると、港湾における栈橋式のレベル1地震動に対する照査用震度の算出方法は、基本的に上記の研究成果を反映したものとなっており、重力式、矢板式のような変形量に対応した設計水平震度の算出方法とは異なる。レベル1地震動を地盤モデルの工学的基盤に入力し、一次元地震応答解析で $1/\beta$ 地点における加速度波形を算出する。その後、 $1/\beta$ 地点における加速度応答スペクトルから栈橋の固有周期に対応した応答加速度最大値を読み取り、その値を重力加速度で除して照査用震度を算出する。



c)水深の浅い岸壁・物揚場に適用する場合の留意事項

研究論文の精査の結果、本方式を漁港岸壁に適用する場合、以下の点に留意する必要があることが分かった。

- ・本手法は水深-7.5m以深の実栈橋の事例の解析結果から本手法の妥当性が検証されており、漁港岸壁に多い水深の浅い栈橋に対しては検証されていない。

また、平成 23 年度の水産基盤整備調査委託事業「漁港施設等設計条件見直し調査」において、図 2-34 に示すように「2003 年漁港手引」の設計水平震度と「平成 19 年港湾基準」の照査用震度を比較すると栈橋式はかなりばらつく傾向にあった。ただし、東日本大震災でも栈橋式の被害は小さく、現時点では、「2003 年漁港手引」の設計水平震度で設計上の問題は確認されていない。

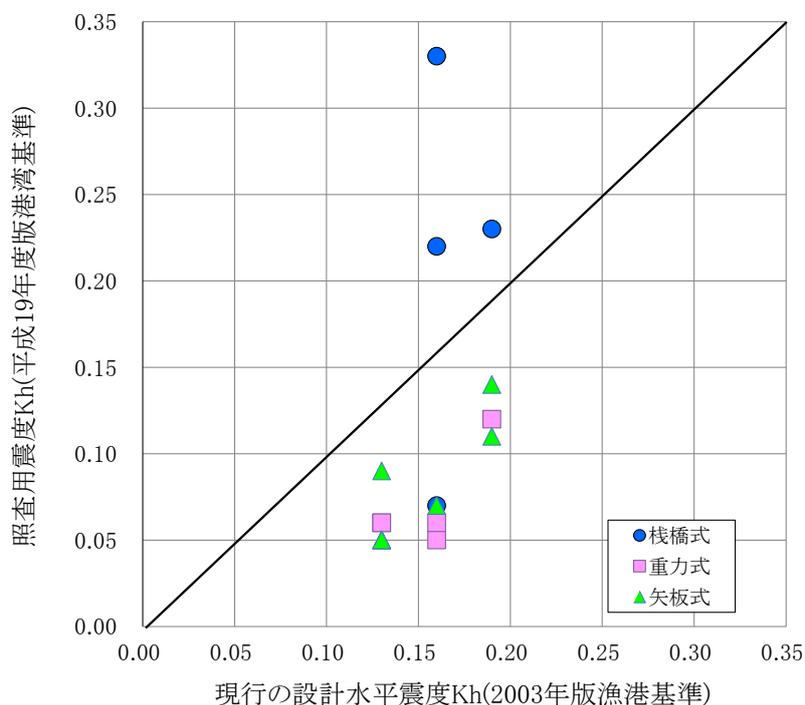


図 2-34 「2003 年漁港手引」と「平成 19 年港湾基準」の設計水平震度の比較

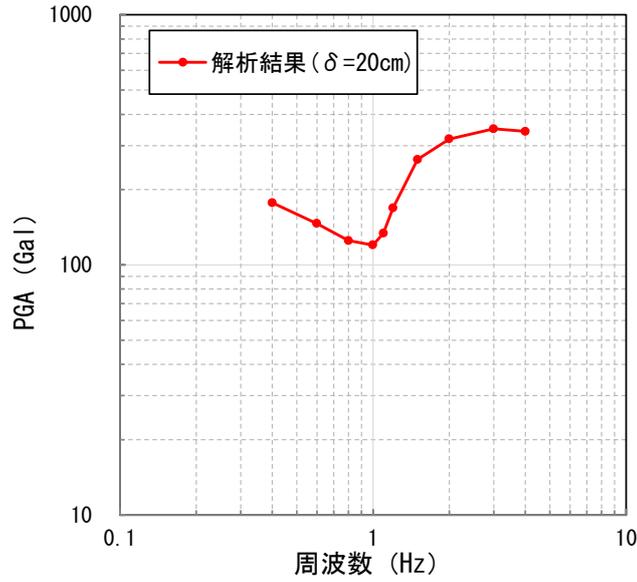
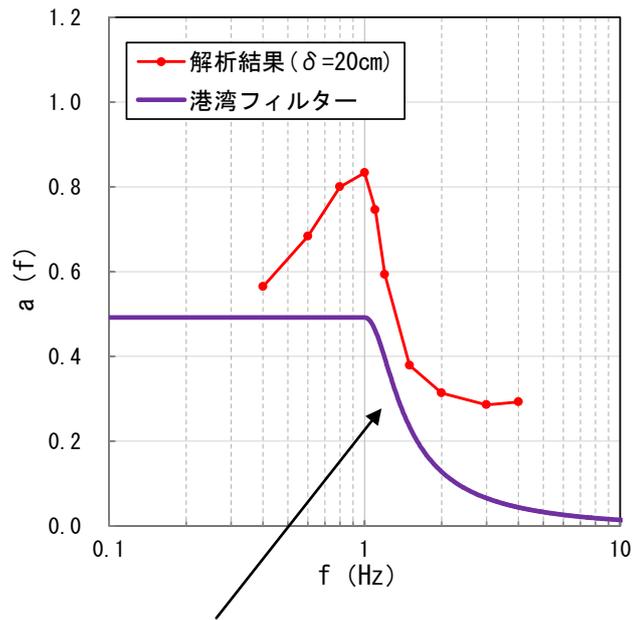


図 2-36 周波数と地表面応答加速度の関係



■ 港湾フィルターの式

$$a(f) = \begin{cases} b & (f \leq 1.0(\text{Hz})) \\ \frac{b}{1 - \left(\frac{f-1.0}{1/0.34}\right)^2 + 11.0 \left(\frac{f-1.0}{1/0.34}\right)^4} & (f > 1.0(\text{Hz})) \end{cases}$$

$$b = 2.25 \frac{H}{H_R} - 0.88 \frac{T_b}{T_{bR}} + 0.96 \frac{T_u}{T_{uR}} - 0.96$$

$$0.12H - 0.78 \leq b \leq 0.12H - 0.24$$

ただし、 $b \geq 0.41$

ここに、
 H : 壁高(m)
 H_R : 基準壁高(=15.0m)
 T_b : 背後地盤の初期固有周期(s)
 T_{bR} : 背後地盤の基準初期固有周期(=0.8s)
 T_u : 海底面下の地盤の初期固有周期(s)
 T_{uR} : 海底面下の地盤の基準初期固有周期(=0.4s)

b値の計算結果	
〈壁高〉	
壁高	: 6.10m
地表面	: 2.00m
設計水深	: -4.10m
〈固有周期〉	
壁体下 T_u	: 0.98s
背後地盤 T_b	: 1.20s
〈b値〉	
b値 (計算された値)	: 1.000
上限値	: 0.492
下限値	: 0.410
b値 (採用された値)	: 0.492

図 2-37 周波数と応答値の計算結果

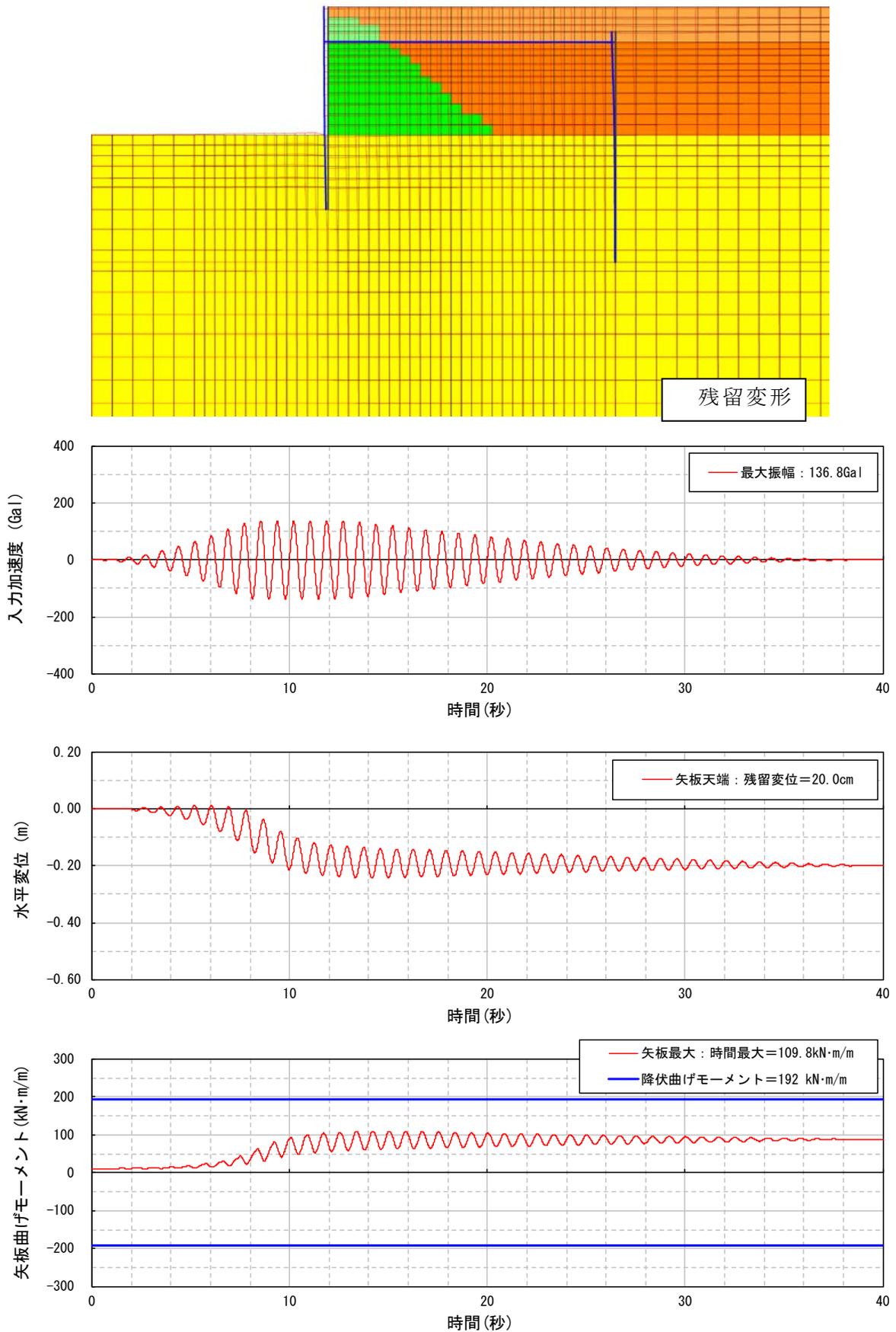


図 2-38 1.2Hz の計算結果

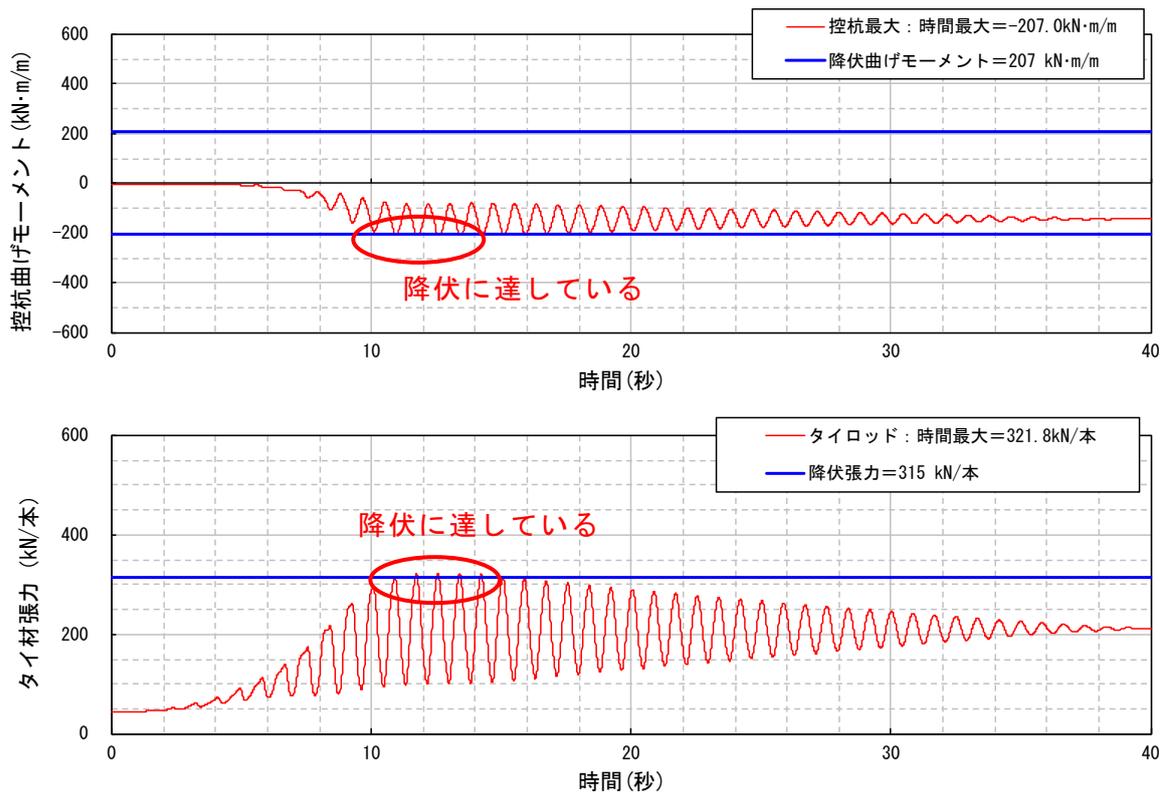


図 2-39 1.2Hz の計算結果

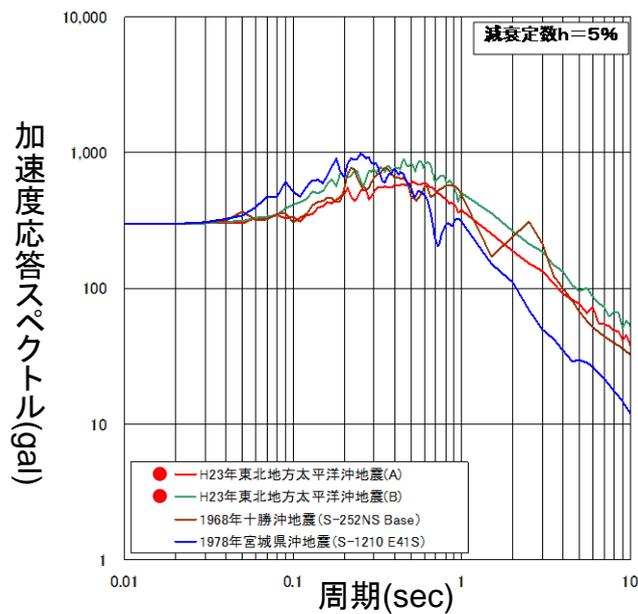
3. 耐震性能照査に用いる地震動の検討（レベル2地震動）

（1） 継続時間の長いプレート境界型地震の波形

1) 継続時間の長いモデル波形の選定

東北地方太平洋沖地震の波形のうち、すでに設計に適用されているものを検索したところ、2012年版「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」⁷⁾（以下、2012年道路橋示方書と称す）が該当した。同示方書には、タイプI（＝プレート境界型）のI種地盤（＝硬い地盤）の波形として3つ掲載されている。このうち継続時間の長い波形として、東北地方太平洋沖地震の新晩翠橋（栃木県）付近での波形と、開北橋（宮城県）における波形を追加候補とし、新晩翠橋のほうが図3-1に示すように加速度応答スペクトルが大きいことと、開北橋の時系列波形は東北地方太平洋沖地震特有のふた山形状であるが新晩翠橋は一般的なひと山形状であることを考慮し、新晩翠橋の波形を候補とした。

新晩翠橋の波形を図3-2に示す。この波形は、強震記録をもとに、耐震設計上の地盤面における地震波の減衰定数0.05の加速度応答スペクトルの特性が、2012年道路橋示方書の規定する標準加速度応答スペクトルと一致するように振幅調整して求めた加速度波形である。



無印は現行の漁港手引きに掲載されている地震波
●印は道路橋示方書の地震波
(A: 開北橋 B: 新晩翠橋)

図3-1 プレート境界型のレベル2地震動の加速度応答スペクトル
(SMAC相当波、最大加速度を300galに振幅調整。
2003年漁港手引と2012年道路橋示方書の地震波を比較)

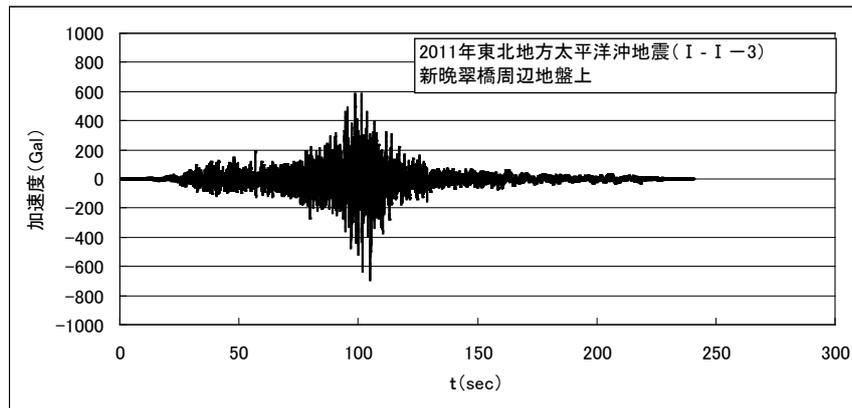


図 3-2 新晩翠橋における東北地方太平洋沖地震の波形（2012 年道路橋示方書）

2) モデル波形の妥当性の検証

新晩翠橋は臨海域から 70km 程度内陸にある。そのため、同地点での観測波形が漁港の耐震設計用の地震動として妥当かどうかの確認を、以下のように行った。

まずサイト増幅特性の検証を行った。表 3-1 に示す地震⁹⁾を検討対象として、新晩翠橋および、近隣のサイト増幅特性が既知の地震観測点(K-NET 黒磯)の観測記録から、新晩翠橋のサイト増幅特性を計算した。計算の際、K-NET 黒磯と新晩翠橋は 3.7 km しか離れていないことから、震源からの方位角の違いおよび伝播経路の違いは考慮しなかった。

計算の結果、新晩翠橋のサイト増幅特性（地震基盤～地表）が図 3-3 のように得られた。

表 3-1 検討対象とした地震⁹⁾

地震No	震央地名	発生年	月	日	時	分	北緯	東経	震源深さ	マグニチュード
1	福島県沖	2012	8	26	3	37	36.967	141.082	90	5.2
2	茨城県南部	2012	6	1	17	48	36.027	139.875	44	5.1
3	茨城県沖	2012	4	12	20	20				
4	千葉県東方沖	2012	3	14	21	5	35.747	140.932	15	6.1
5	茨城県北部	2012	3	10	2	25	36.717	140.612	7	5.4
6	茨城県沖	2012	2	28	14	20	36.535	140.967	23	5.1
7	茨城県北部	2012	2	19	14	54	36.750	140.588	7	5.2
8	茨城県沖	2012	2	14	15	22	36.210	141.597	54	6.0
9	茨城県北部	2011	11	20	10	23	36.710	140.587	9	5.3
10	福島県沖	2011	10	10	11	46	37.507	141.485	47	5.6

地震No	震央地名	新晩翠橋での観測記録					近傍の観測点(K-NET黒磯)		
		計測震度相当値	震央距離	震源距離	SI値	最大加速度	計測震度	震源距離	最大加速度
1	福島県沖	1.9(2)	90	127	0	20	1.8	127	15
2	茨城県南部	1.5(2)	107	116	0	8	1.7	112	9
3	茨城県沖	1.5(2)			0	5	1.5		6
4	千葉県東方沖	2.0(2)	156	157	1	7	2.1	154	8
5	茨城県北部	2.4(2)	56	56	1	23	2.3	53	17
6	茨城県沖	1.6(2)	93	96	0	10	1.4	94	7
7	茨城県北部	1.8(2)	52	52	0	14	1.4	50	10
8	茨城県沖	2.3(2)	160	169	1	10	2.0	167	7
9	茨城県北部	2.0(2)	54	55	0	22	1.7	53	17
10	福島県沖	2.5(3)	138	146	1	24	2.0	147	12

No.3の地震は新晩翠橋での観測記録無し。

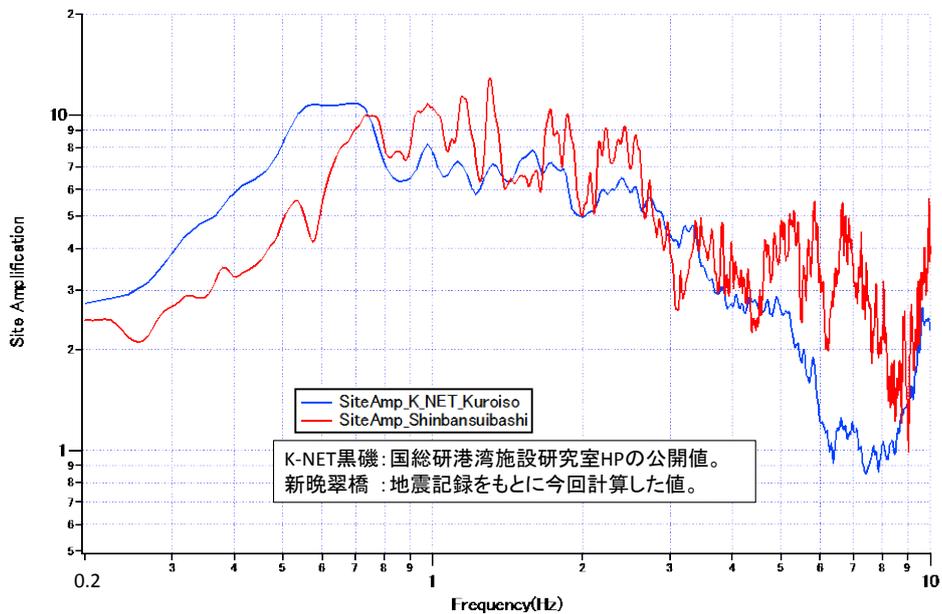


図 3-3 新晩翠橋のサイト増幅特性の算定結果

次に、港湾別のサイト増幅特性（250箇所）を、クラスター分析により4つに類型化して、それぞれの平均を求めた。新晩翠橋のサイト増幅特性（地震基盤～地表）を、

それらと比較した。結果を図 3-4 に示す。これより、新晩翠橋のサイト増幅特性は沿岸域と比べて特異なものではないことを確認した。

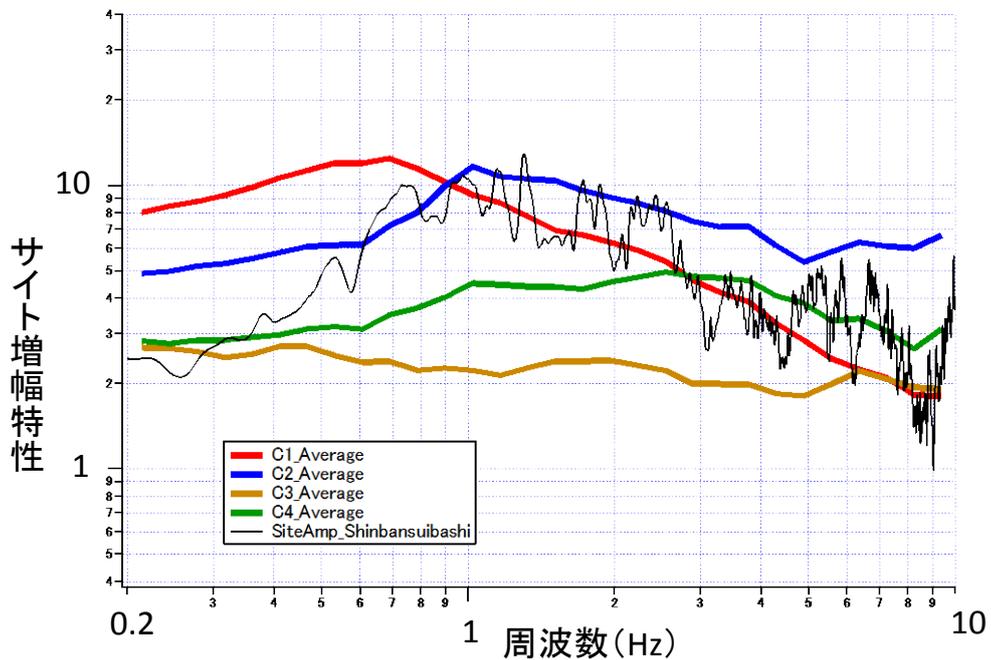


図 3-4 類型化した港湾のサイト増幅特性と新晩翠橋付近のサイト増幅特性

次に、サイト増幅特性を除いた特性（震源特性及び伝播経路特性に相当）についての確認を行った。すなわち、東北地方太平洋沖地震の新晩翠橋の波形は振幅調整されたものだが、これを振幅調整されていないものと捉え、この波形からサイト増幅特性を除去したスペクトルについて、沿岸域と差がないか確認した。沿岸域の地点は震央からの距離、方向が新晩翠橋と比較的似ている、勿来および高萩に着目した。着目した地点を図 3-5 に示す。

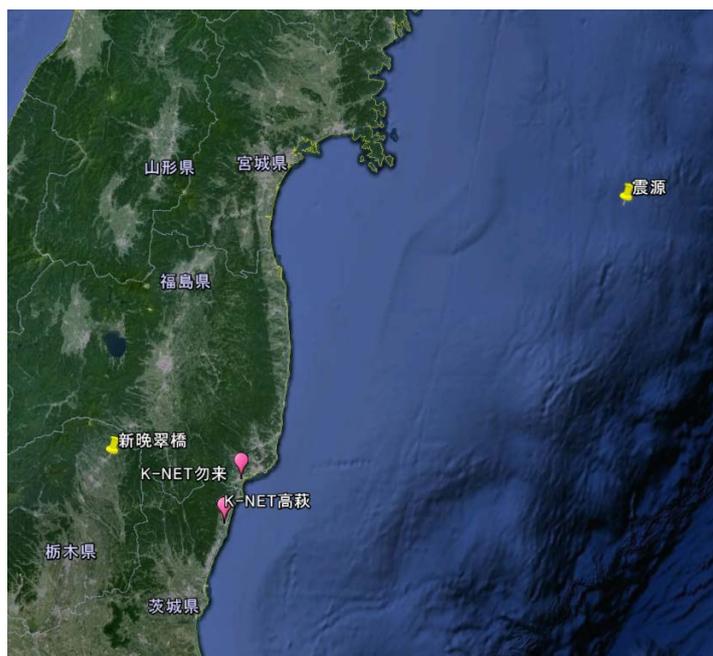


図 3-5 新晩翠橋と着目した観測地点との位置関係

新晩翠橋の波形、K-NET 勿来及び K-NET 高萩の観測記録⁹⁾からサイト増幅特性を除去して加速度フーリエスペクトルを求めた（これは地震基盤における加速度フーリエスペクトルに相当する）。この検討は、新晩翠橋と沿岸のスペクトルに明らかな差異がないことを確認することを目的としたので、簡単のため、地表付近の非線形性の影響は考慮しなかった。結果を図 3-6 に示す。スペクトルのうち、漁港岸壁への影響の大きい 0.7~1.5Hz 周辺のスペクトル形状を見ると、新晩翠橋は高萩に（周波数によっては勿来にも）類似している。

以上、新晩翠橋の波形について、サイト増幅特性および、それを除去した特性を検証した結果、この波形を漁港設計に用いることに問題はないといえる。

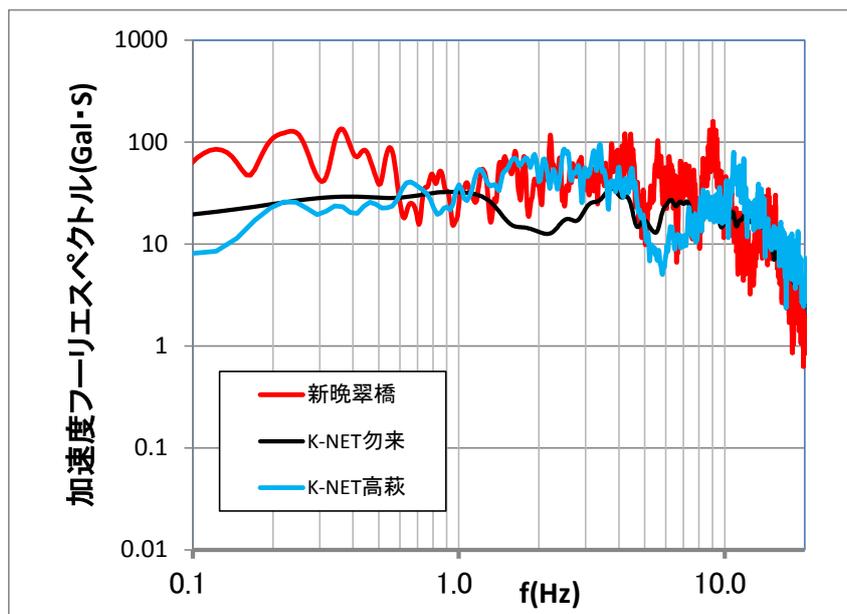


図 3-6 サイト増幅特性を除去した加速度フーリエスペクトルの比較

(2) どこにでも起こりうる地震の波形

1) どこにでも起こりうる地震の規模の確認

土木学会の提言⁸⁾ならびに平成19年港湾基準⁶⁾ではどこにでも起こりうる地震として、M6.5の直下地震を想定している。その理由は下記の通りである。

活断層とは過去の大地震の際に地表に出現した地震断層（地表地震断層という）の痕跡であるが、比較的小規模な地震の場合、地表地震断層は出現しないので、活断層でもない場所でも比較的小規模な地震は発生する可能性はある。武村ら³⁴⁾は1885年から1995年までの我が国の内陸で発生した $M \geq 5.8$ の地殻内地震について、地震の規模と地表地震断層の出現率の関係及び地震の規模と被害程度について調べている（図3-7参照）。これによると、 $M \leq 6.5$ 以下の地震では地表地震断層の出現率は極めて低いが、 $M \geq 6.8$ の地震では出現率は100%に近い値を示す。また、M6.6と6.7の地震が非常に少ないことからこれにも注目し、これは震源断層が地表につきぬけるためではないかと推測している。このことから、活断層の少ない場所で想定する直下地震の規模はM6.5程度としている。また、同様の記述が「震源を規制せずに策定する地震動に係わる評価手引き³⁵⁾」中にも示されている（図3-8参照）。以上の資料をふまえて、本検討でもM6.5前後の地震動をもとに地震動波形を収集する。

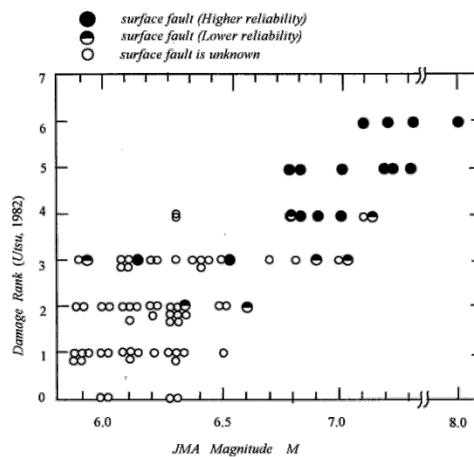


図3-7 地震規模と地表地震断層出現率の関係³⁴⁾

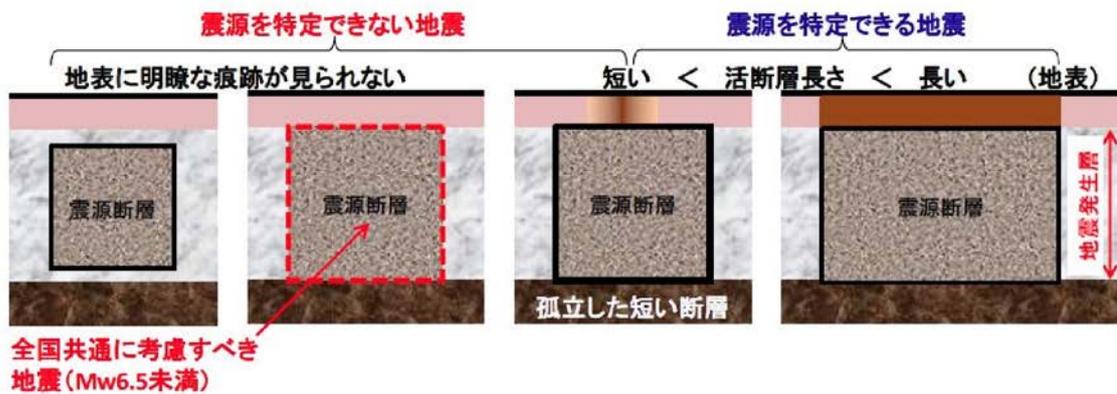


図 3-8 震源を特定できる地震及び特定できない地震の概念図

2) M6.5 前後の地震動の収集

地震発生前に震源が特定できていなかった M6.5 前後の地震動波形の候補として、強震観測網が多くなった平成 7 年以後の地震として、平成 12 年 10 月 6 日に発生した鳥取県西部地震および平成 26 年 11 月 22 日に発生した長野県神城断層地震で観測波形を選定した。

2000 年鳥取県西部地震時の代表的な観測波形として、断層近傍で観測された賀祥ダムの強震記録波形（上下流方向）³⁶⁾を選定した。上下流方向を選定した理由については参考 1 に示している。また、長野県神城断層地震における観測波形として、KiK-net 戸隠（EW 方向）の観測記録⁹⁾を選定した。KiK-net 戸隠の観測記録を選定した理由については、参考 2 に示している。それぞれの地震の諸元を表 3-2 に、また各観測地点で観測された加速度の時刻歴波形を図 3-9 に示す。

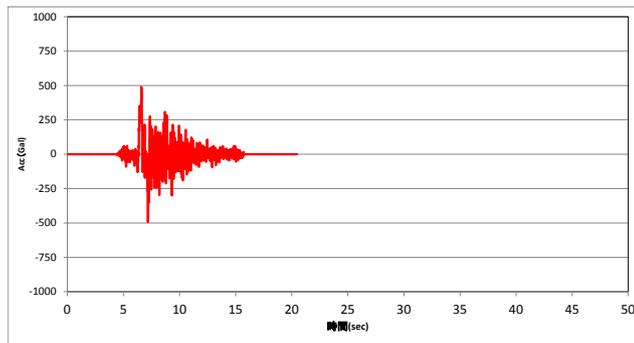
表 3-2 地震諸元一覧

地震名称	2000年鳥取県西部地震	長野県神城断層地震
地震発生日時	平成12年10月6日 13時30分	平成26年11月22日 22時08分
マグニチュード	7.3 (気象庁マグニチュード) 6.6 (モーメントマグニチュード)	6.7 (気象庁マグニチュード) 6.4 (モーメントマグニチュード)
震央位置	北緯 35.3度 東経 133.3度	北緯 36.7度 東経 137.9度
震源深さ	約 9km	約 10km
各地の震度	震度 6 強：境港市、日野町など 震度 6 弱：西伯町、会見町など 震度 5 強：米子市、安来市など	震度 6 弱：長野市、小谷村、小川村 震度 5 強：白馬村、信濃町 震度 5 弱：中野市、大町市

● 賀祥ダム波（上下流方向）³⁶⁾

MAX：489Gal

MIN：-494Gal



● KiK-net 戸隠波（EW 方向）⁹⁾

MAX：90Gal

MIN：-58Gal

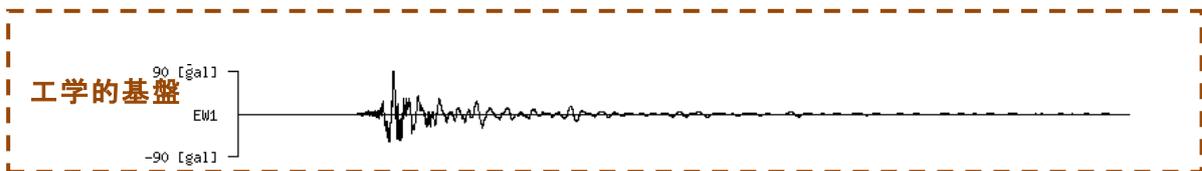


図 3-9 地震動の時刻歴波形

賀祥ダム波（上下流方向）及び KiK-net 戸隠（EW 方向）の加速度応答スペクトルを比較したものを図 3-10 に示す。ここで、減衰率 $h=5\%$ としている。また、比較として、2003 年漁港手引で最小となる地震動として最大加速度 100Gal に振幅調整した八戸波の結果もあわせて示す。

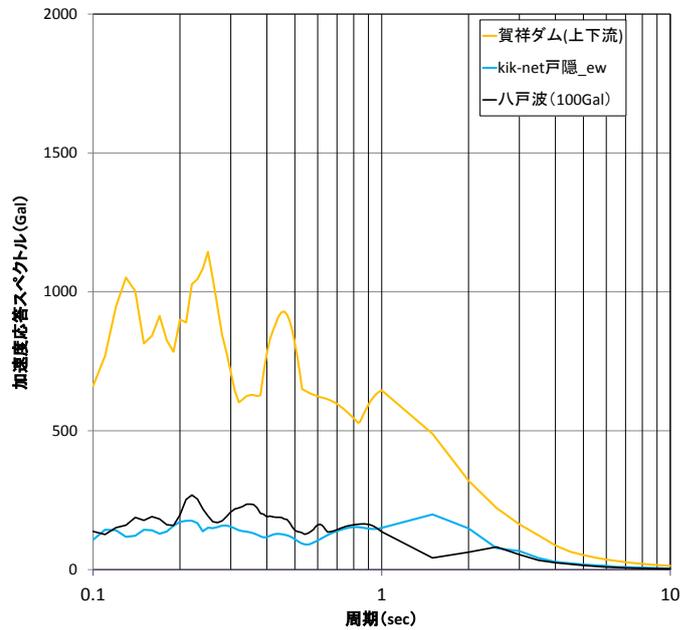


図 3-10 加速度応答スペクトル（減衰率 $h=5\%$ ）

図 3-10 より、賀祥ダム波（上下流方向）と KiK-net 戸隠（EW 方向）を比べると全周期領域において賀祥ダム波（上下流方向）が大きくなっていることがわかる。また、KiK-net 戸隠（EW 方向）は 2003 年漁港手引で最小となる地震動として同程度となっており、レベル 2 地震動としては小さな地震動であることがわかる。したがって、以降の検討では賀祥ダム波（上下流方向）をどこにでも起こりうる地震動の候補として検討を行う。

3) 港湾基準に基づき作成したどこにでも起こりうる地震動との比較

2) において、どこにでも起こりうる地震動の候補として、賀祥ダム波を挙げた。しかしながら、この地震の気象庁マグニチュードはM7.3であり、レベル2地震動として最低限考慮すべき地震の気象庁マグニチュード6.5程度と比べ大きいことから過大な地震動となっていないかということが懸念された。そこで、平成19年港湾基準で示されている方法に準じて作成したどこにでも起こりうる地震動(M6.5相当の直下型地震動)と、賀祥ダム波とを比較することとした。

平成19年港湾基準の方法に準じて作成するにあたって、サイト増幅特性と位相特性が必要となる。このうちサイト増幅特性 $G(f)$ は、国総研港湾施設研究室ウェブサイト³⁾で公開されている港湾別のサイト増幅特性(地震基盤～工学的基盤)のうち、松の方法による250箇所のスペクトルを、クラスター分析により4つに類型化して、それぞれの平均を求めたものを使用した。なお、位相特性は賀祥ダムの波形のものを用いた。

M6.5 ①：比較的大きな増幅を示すサイト増幅特性「C2」

M6.5 ②：比較的小さな増幅を示すサイト増幅特性「C4」

平成19年港湾基準の方法に基づき作成した加速度時刻歴波形を図3-11に示す。なお、この加速度波形はSMACフィルターを施している。また、加速度応答スペクトルについて、賀祥ダム波との比較を図3-12に示す。

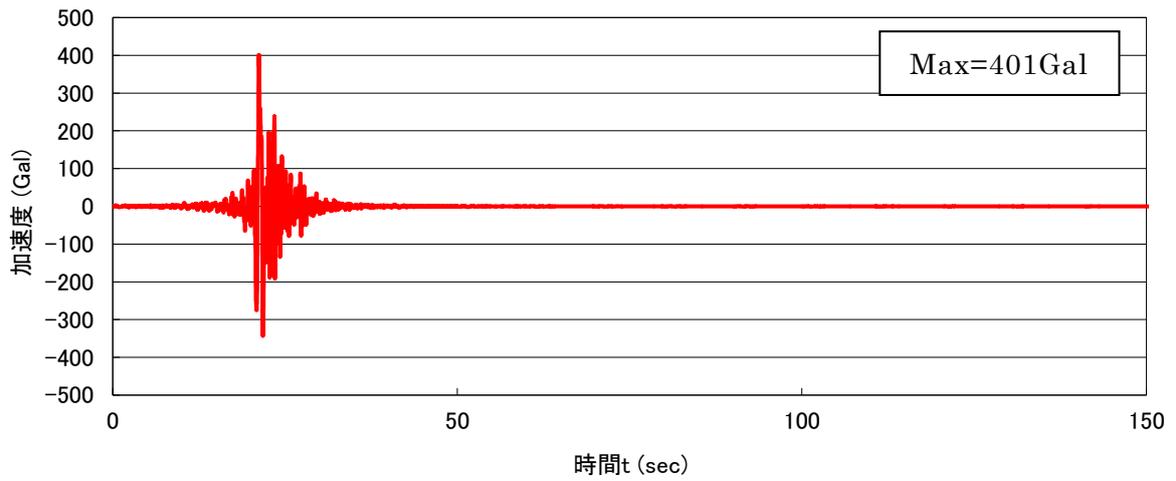


図 3-11 (1) M6.5 ①直下型地震の加速度時刻歴波形【SMAC 相当波】

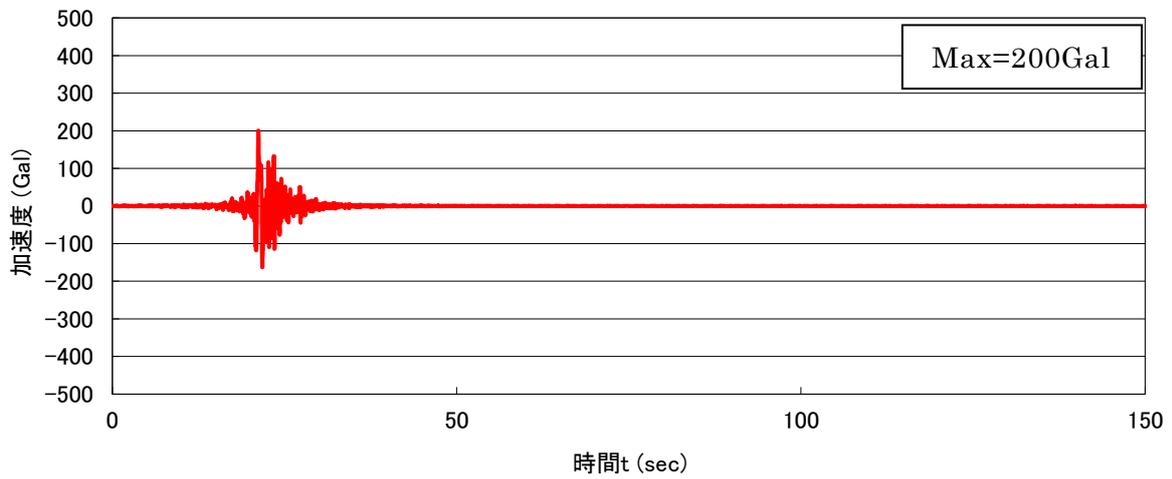


図 3-11 (2) M6.5 ②直下型地震の加速度時刻歴波形【SMAC 相当波】

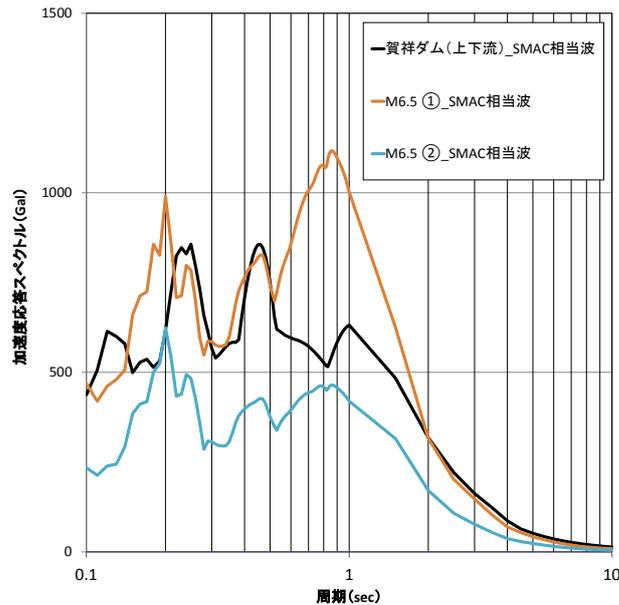


図 3-12 賀祥ダム波と M6.5 直下型地震の加速度応答スペクトルの比較
(減衰率 $h=5\%$) (SMAC 相当波による算定結果)

図 3-12 より、賀祥ダム波の加速度応答スペクトルは、全周期領域で M6.5①より同等あるいは若干小さく、M6.5②よりは大きい関係にあることが分かる。以上のことから、賀祥ダム波は、平成 19 年港湾基準に基づき作成したどこにでも起こりうる地震 (M6.5 直下型地震) と概ね同程度であることが確認できた。

4) 最大級のレベル 1 地震動との比較

賀祥ダム波がレベル 2 地震動として過小な地震動となっていないかどうかを判断するために、最大級のレベル 1 地震動との比較を行った。最大級のレベル 1 地震動の加速度波形としては 2003 年漁港手引に示されている八戸波および大船渡波を用い、その基盤最大加速度については 2003 年漁港手引で最も大きい 350Gal に振幅調整したものと比較した。その結果を図 3-13 に示す。

図 3-13 から分かるように賀祥ダム波はレベル 1 地震動の最大級地震動と比較して概ね同様のスペクトルを示していることから、レベル 2 地震動として過小な地震動でないことが分かる。

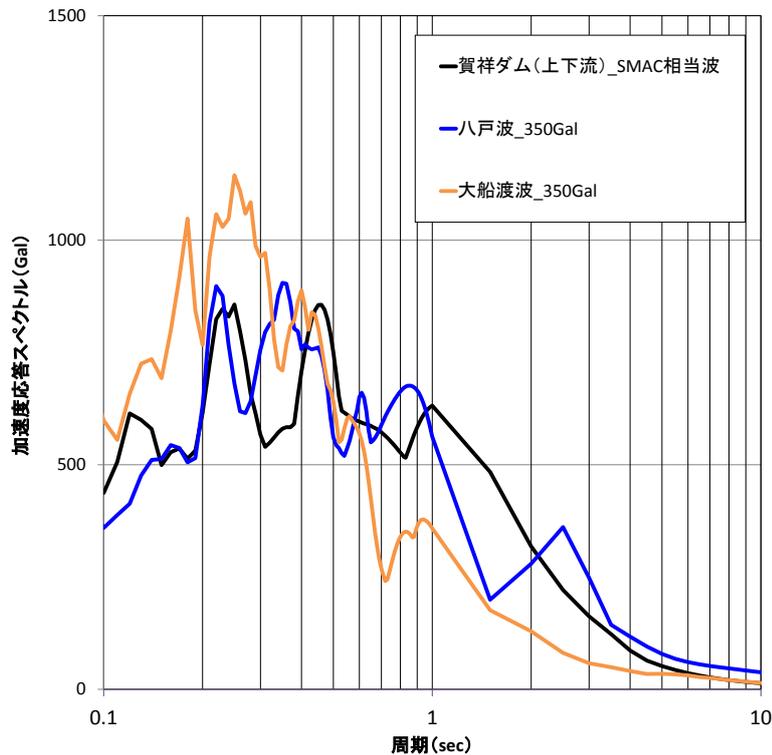


図 3-13 加速度応答スペクトルの比較（減衰率 h=5%）

5) 過去に観測されたレベル2地震動との比較

賀祥ダム波と過去に観測されたレベル2地震動と比較を行った。比較対象とした地震動は以下のとおりである。

- ① 活断層の活動による地震：兵庫県南部地震（ポートアイランド波、神戸海洋気象台 NS 波、EW 波）
- ② プレート境界の地震：東北地方太平洋沖地震（新晩翠橋波形）

図 3-14 に各地震の加速度応答スペクトル（減衰率 h=5%）を比較した結果を示す。

図 3-14 によると、賀祥ダム波は兵庫県南部地震および東北地方太平洋沖地震の地震動波形に比較して、小さくなっていることが分かる。これは、2000 年鳥取県西部地震が比較的小規模な地震動であったこと（モーメントマグニチュードが兵庫県南部地震や東北地方太平洋沖地震に比較して小さいこと）、また賀祥ダム波が観測された地点は堅固な岩盤上でありサイト増幅特性が小さい（揺れにくい場所）場所であったことなどが考えられる（表 3-3 参照）。

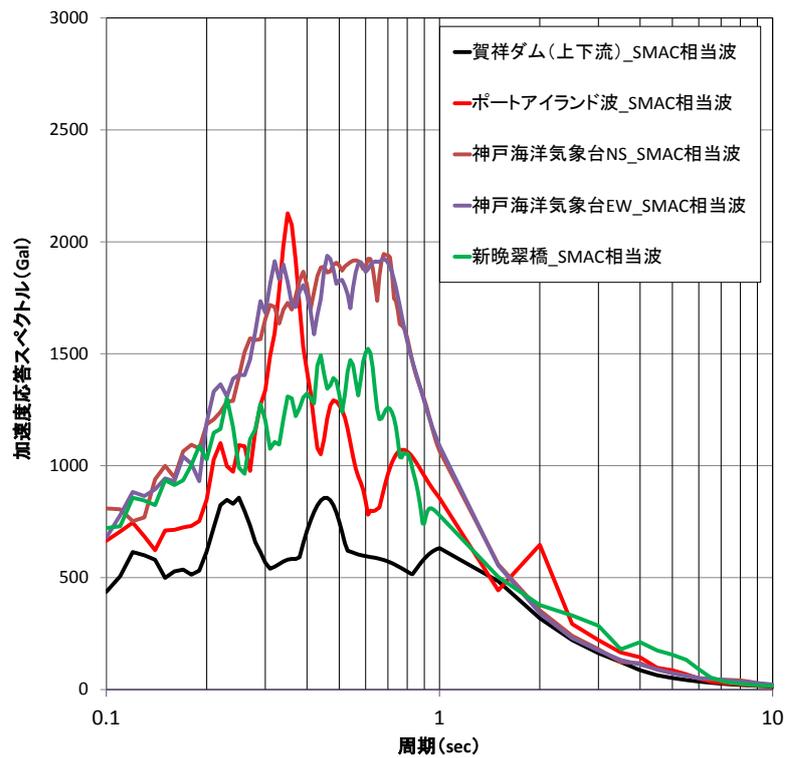


図 3-14 加速度応答スペクトルの比較（減衰率 $h=5\%$ ）
（SMAC 相当波による算定結果）

表 3-3 各地震の地震規模

地震名	気象庁 マグニチュード M	モーメント マグニチュード Mw
1995 年 兵庫県南部地震	7.3	6.9
2000 年 鳥取県西部地震	7.3	6.6
2011 年 東北地方太平洋沖地震	9.0	8.4

6) 賀祥ダム波のどこにでも起こりうる地震動 (M6.5 の直下地震) としての妥当性

3) ~ 5) において、賀祥ダム波がどこにでも起こりうるレベル2地震動として妥当かどうかを検証した。その結果をまとめると以下のような概要であった。

3) では平成19年港湾基準に準じて作成したM6.5地震動と比較し、賀祥ダム波は同程度かやや下回る結果であることがわかった。

4) では最大級のレベル1地震動と比較し、賀祥ダム波は最大級のレベル1地震動と比較して上限程度あるいは同程度であることがわかった。

5) では、過去に観測されたレベル2地震動と比較し、賀祥ダム波はレベル2地震動と比較して小さい地震動であることがわかった。

以上の結果より、賀祥ダム波は平成19年港湾基準のどこにでも起こりうる地震動 (M6.5の地震による地震動) と同程度であり、2003年漁港手引のレベル1地震動を下回らない地震動で過去に観測されたレベル2地震動の下限付近の地震動であることから、どこにでも起こりうる地震動の目的であるレベル2地震動の下限の地震動として妥当であるものと考えられる。

(3) レベル2地震動に対する耐震設計に用いる地震動のとりまとめ

「継続時間の長いプレート境界型地震の波形」と「どこにでも起こりうる直下地震の波形」の検討結果も踏まえ、レベル2地震動を振幅調整して設定する方法に用いるモデル波形を以下のとおりとりまとめた。

まず、新晚翠橋波形は、東北地方太平洋沖地震を踏まえ、プレート境界型地震における継続時間の長い波形として追加したものである。

また、賀祥ダム波はどこにでも起こりうる地震動(レベル2地震動の下限の地震動)として検討したものであるため、加速度振幅調整をする必要はなく、そのままの値を工学的基盤波形として利用することを基本とする。

なお、図3-15に示したモデル波形は、最終的に設計水平震度を算定することを想定したものであり、SMAC型強震計の観測記録相当の波形として示している。また、図3-16に示したモデル波形は、二次元地震応答解析の際に用いることを想定したものであり、高周波数領域まで含んだ波形を示している。

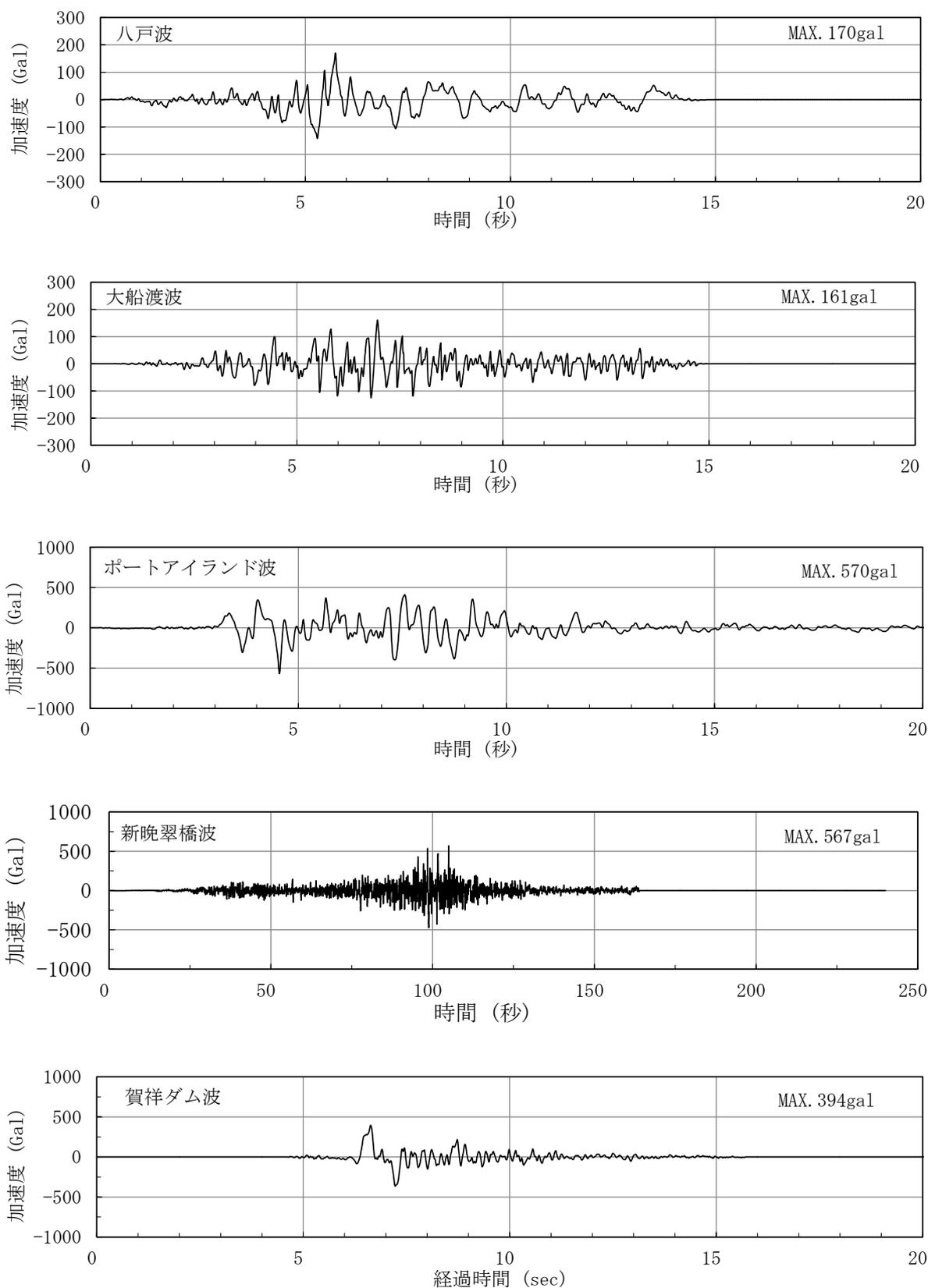


図 3-15 設計水平震度の算定に用いるモデル波形 (SMAC 相当波)

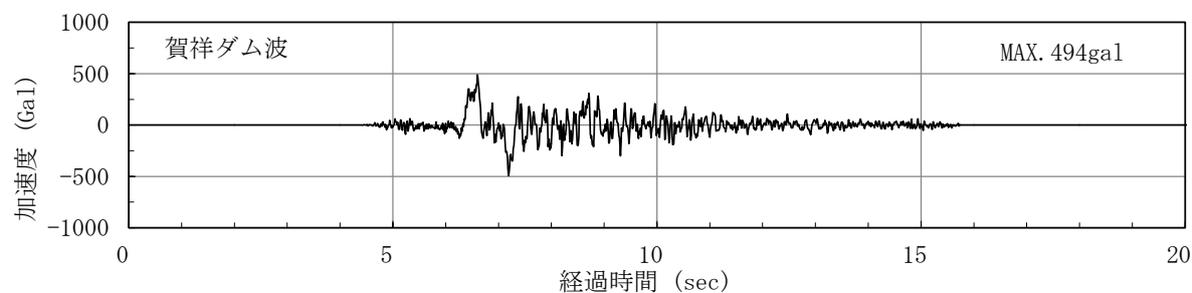
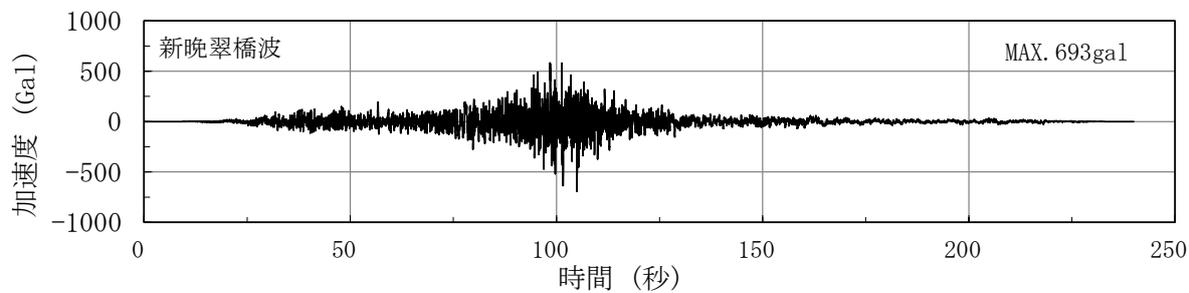
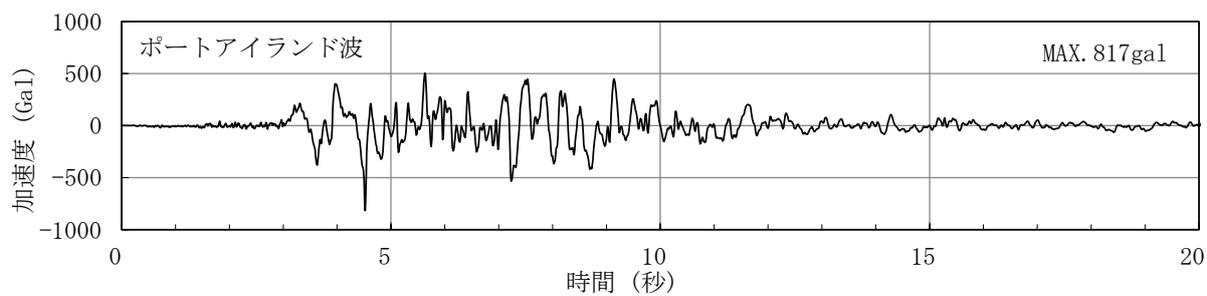
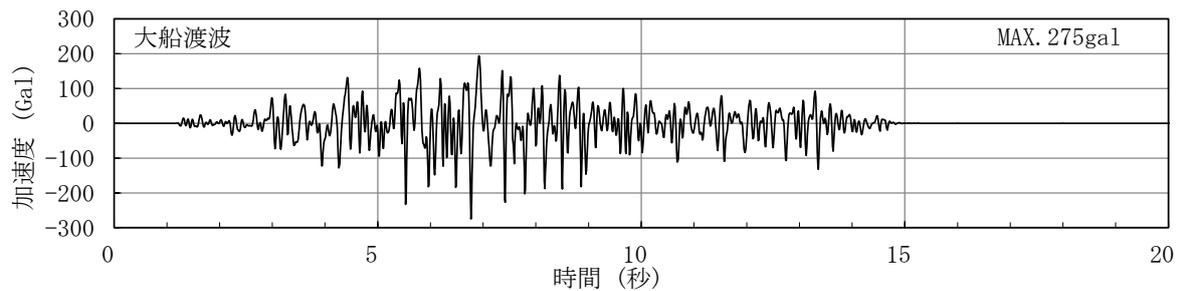
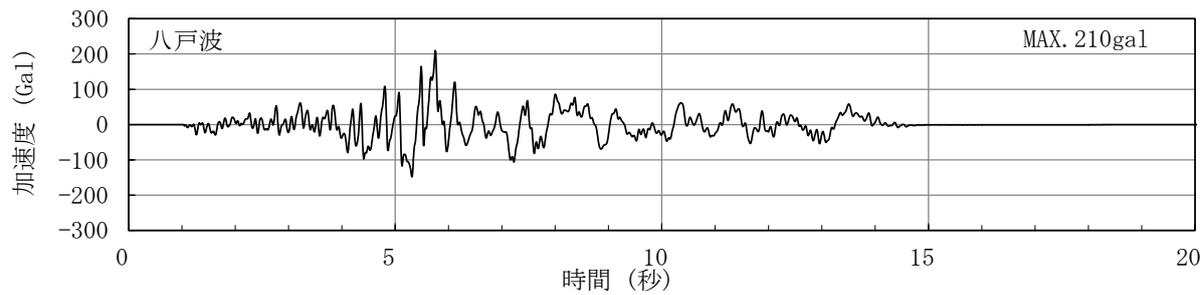


図 3-16 二次元地震応答解析に用いるモデル波形

(参考 1) 2000 年鳥取県西部地震における賀祥ダム地震動波形について

賀祥ダム（堤高：46.4m、形式：重力式コンクリートダム、所管：鳥取県）は、2000 年鳥取県西部地震の際に、震源断層のほぼ直上に位置していた。鳥取県西部地震のときにダムの基礎部の地震計において最大 531Gal の地震動が観測された。なお、観測時点において、地震計は NS、EW、UD の 3 成分の方向で設置されていたが、佐藤ら³⁷⁾による調査により、参考図 3-17 内の点線に示すように基礎部に設置された地震計は正確な NS、EW の方向より少しずれて設置されていたことが確認されている。よって、本検討では佐藤らによる検討と同様に、観測された NS、EW 方向の観測記録³⁶⁾より、ダム軸方向、上下流方向に観測記録を修正した地震動波形を検討対象とすることとした。その加速度時刻歴図を参考図 3-18 に示す。

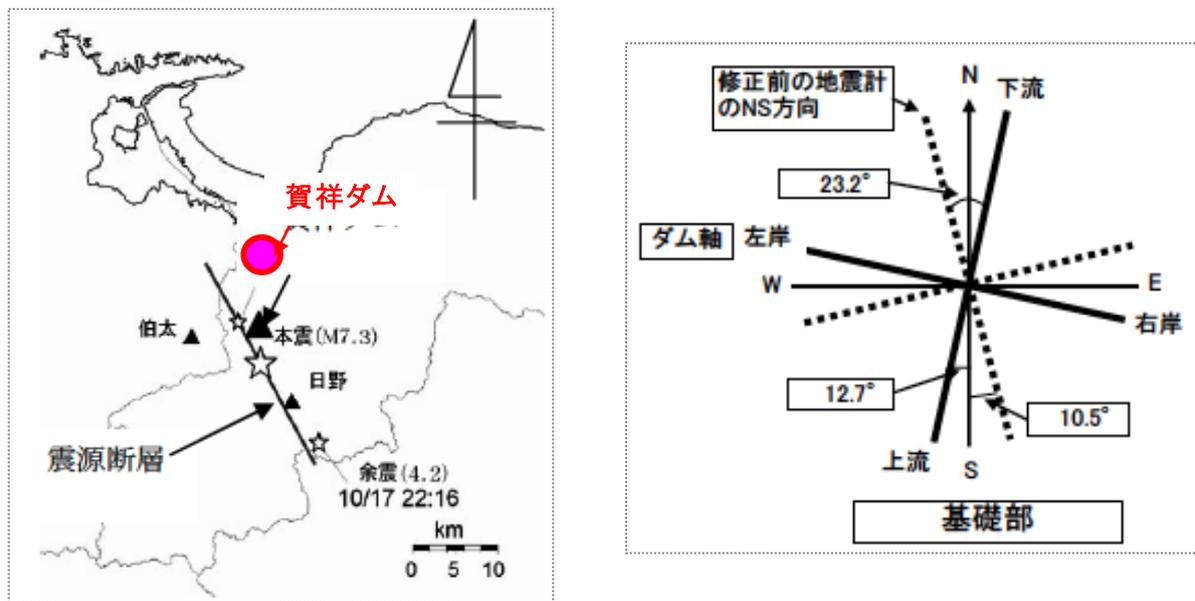


図 3-17 「賀祥ダムの位置」と「地震計の設置方向および補正方向」

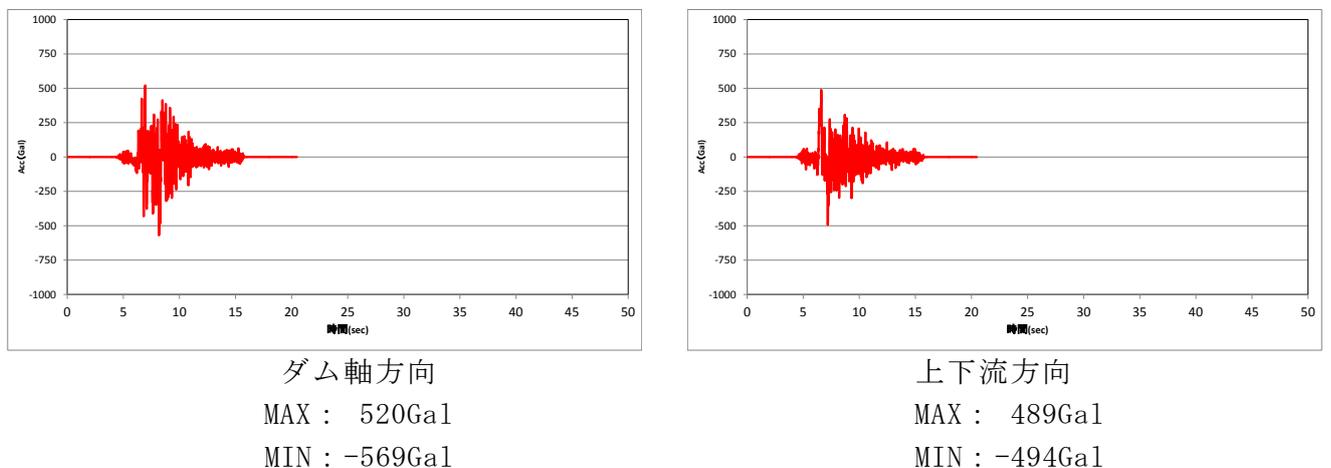


図 3-18 賀祥ダムで観測されたダム軸方向及び上下流方向の加速度時刻歴図³⁶⁾

賀祥ダムのダム軸方向及び上下流方向の加速度波形をもとに両者の最大加速度と PSI 値を比較したものを表 3-4 に示す。この表より最大加速度はダム軸方向の方が大きいものの、漁港施設への影響が大きい速度 PSI 値は上下流方向の方が大きい。したがって、本検討では賀祥ダムの代表的な波形としては、上下流波形とする。

表 3-4 ダム軸方向及び上下流方向の最大加速度と速度 PSI 値の比較

地震動波形	最大加速度 (cm/sec ²)	速度 PSI 値 (cm/sec ^(1/2))
賀祥ダム波 (ダム軸方向)	569	31.8
賀祥ダム波 (上下流方向)	494	49.5

4. 許容変形量の検討（レベル1～レベル2地震動）

（1）既存基準類の記述

港湾施設では、作用と応答の観点からの要求性能は「使用性」「修復性」「安全性」の3レベルが定められている。港湾岸壁の耐震設計における要求性能は、次のとおりである。（平成19年港湾基準³⁸⁾）

レベル1地震動に対する耐震設計：使用性。

レベル2地震動に対する耐震設計：

耐震強化施設のうち特定（緊急物資輸送対応）は、使用性。

耐震強化施設のうち特定（幹線貨物輸送対応）は、修復性。

耐震強化施設のうち標準（緊急物資輸送対応）は、修復性。

「使用性」「修復性」「安全性」はそれぞれ次のように定義されている³⁹⁾。

使用性：使用上の不都合を生じずに施設等を使用できる性能のこと。作用に対して想定される施設の構造的な応答においては、損傷の可能性が十分に低いこと、又はわずかな修復により速やかに所用の機能が発揮できる程度の損傷にとどまること。使用性が確保されるということは同時に修復性及び安全性も確保される。

修復性：技術的に可能で経済的に妥当な範囲の修繕で継続的に使用できる性能のこと。作用に対して想定される施設の構造的な応答においては、軽微な修復により短期間のうちに所要の機能が発揮できる程度の損傷に留まること。修復性が確保されるということは、同時に、安全性も確保される。

安全性：人命の安全等を確保できる性能のこと。作用に対して想定される施設の構造的な応答においては、ある程度の損傷が発生するものの施設の構造安定上において致命的な状態には至らず、人命の安全確保に重大な影響が生じない程度の損傷に留まること。

「2003年漁港手引」は、性能規定の体系をとっていないが、耐震強化岸壁には次のような記述がある⁴⁰⁾。

設計の基本方針の解説として、「耐震強化岸壁とは、大規模な地震が発生した場合に、被災直後の緊急物資や避難者の海上輸送、また、各公共施設が復旧する間の物資の輸送等を行い得るよう、一般の岸壁に比べ耐震性を強化した岸壁をいう。」とある。

また、解析結果により得られた変形量を評価する場合の許容値については、「過去の地震による漁港等の被災事例から、構造上及び使用上の観点で許容できる参考値」として、表4-1、表4-2の値が掲載されている。

表 4-1 構造上の観点から見た係船岸のはらみ出し量及びエプロンの最大沈下量の参考値

	最大はらみ出し量、エプロンの最大沈下量					
	重力式係船岸			矢板式係船岸		
水深(m)	-7.5m 以上	-7.5m～ -2.5m	-2.5m 未満	-7.5m 以上	-7.5m～ -2.5m	-2.5m 未満
変形量(cm)	100	50	25	50	30	25

表 4-2 使用上の観点から見た変形照査の参考値

構造物	項目	変形量
構造物本体	沈下量	25cm
	傾斜角	3 度
	法面の出入り	25cm
エプロン	沈下	30cm
	傾斜角	3 度

また、平成 18 年の水産庁通達で、耐震強化岸壁には修復限界状態に対する設計を要求している。

東日本大震災後の水産庁の通知⁴¹⁾では、従来からの「耐震強化岸壁」に加えて、新たに「拠点漁港における主要陸揚岸壁」「拠点漁港における防災上重要な施設」の位置付けが示されている。

(2) 災害復旧の判断基準

水産庁の災害査定においては、地震による岸壁等の被災について、採択の判断のため次のような参考値を設けている。⁴²⁾

① 堤体の傾き

堤体の安定計算を行い、不安定な場合は経済性、施工性等を勘案して据直し、腹付け等を行う。

② 法線のズレ

法線のズレが 10cm 以上の場合、経済性、施工性等を勘案して腹付け等を行う。また、上記①②で腹付けを行う場合の最小幅は 1.0m とする。

③ エプロンの亀裂

亀裂がコンクリート舗装の下部まで達している場合は、コンクリート舗装の打換えを行う。亀裂が 1 スパンの一部のみの場合は、コンクリートカッターを用いて一部のみの打換えとする。

④ エプロンの沈下

沈下が 3cm 以上又は排水勾配が確保できない場合は、コンクリート舗装の

打換えを行う。寒冷地で冬季においても陸揚げを行う場合や常時フォークリフトを使用する場合等で 3cm 以下の沈下でも漁業活動に重大な支障があると考えられる場合はこの限りでない。また、沈下が片側のみで排水勾配が確保できる場合は、コンクリートカッターを用いて片側のみの打換えとする。

⑤エプロンのコンクリート舗装と基礎砕石の空隙

空隙が 3cm 以上の場合は、基礎砕石の補充及びコンクリート舗装の打換えを行う。なお、空隙については、掘孔等で査定時に空隙量が確認できる準備をする。

災害査定担当官への聞き取りによると、上記の数値は目安的な位置付けであり、現実の災害査定では、上記よりも大きな変状が生じても安定性と利用に支障がなければ災害復旧しないし、より小さい変状でも利用に支障を来しているため採択することがあるとの話であった。

(3) 地震で被災した係船岸の観測事例および分析事例

1) 矢板式係船岸の変形状

① 港湾の被災事例分析

小泉らは、地震で被災した港湾の矢板式係船岸の変形状について、図 4-1 に示す「くの字型」「前傾くの字型」「前傾型」の 3 タイプに分類を行っている⁴³⁾。

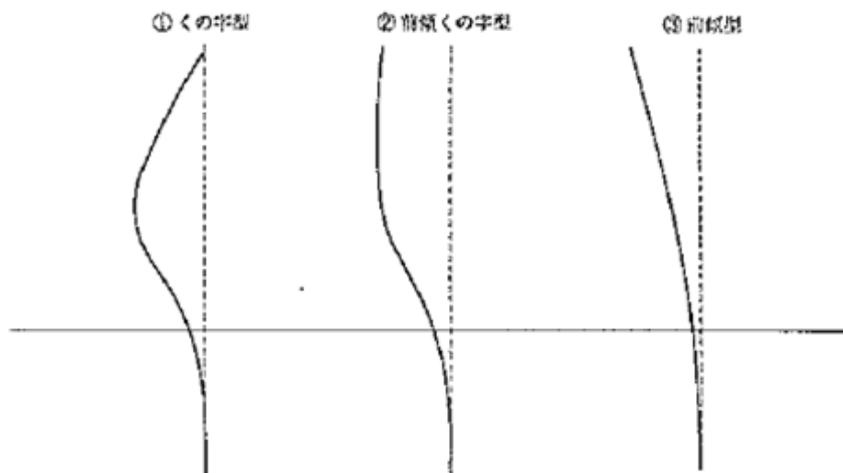


図 4-1 矢板の変形パターン（小泉らによる）

また、同文献では、事例として、土田らの文献⁴⁴⁾から引用して、日本海中部地震による秋田港大浜-10m2 号岸壁の被災断面を図 4-2 のようにまとめている。

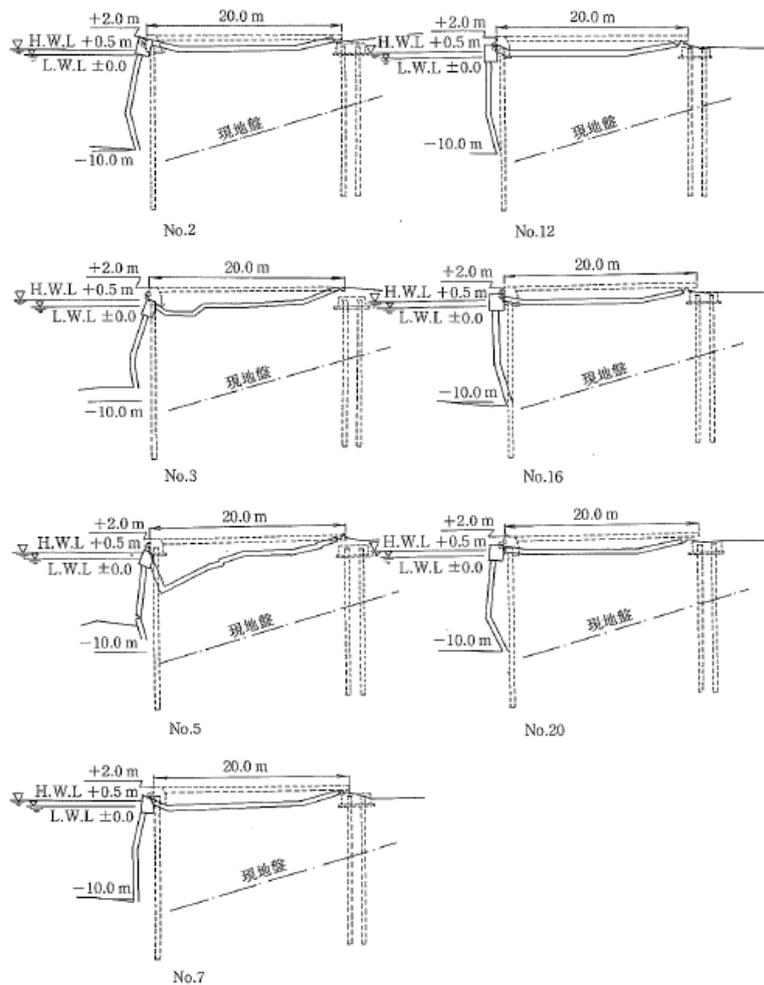
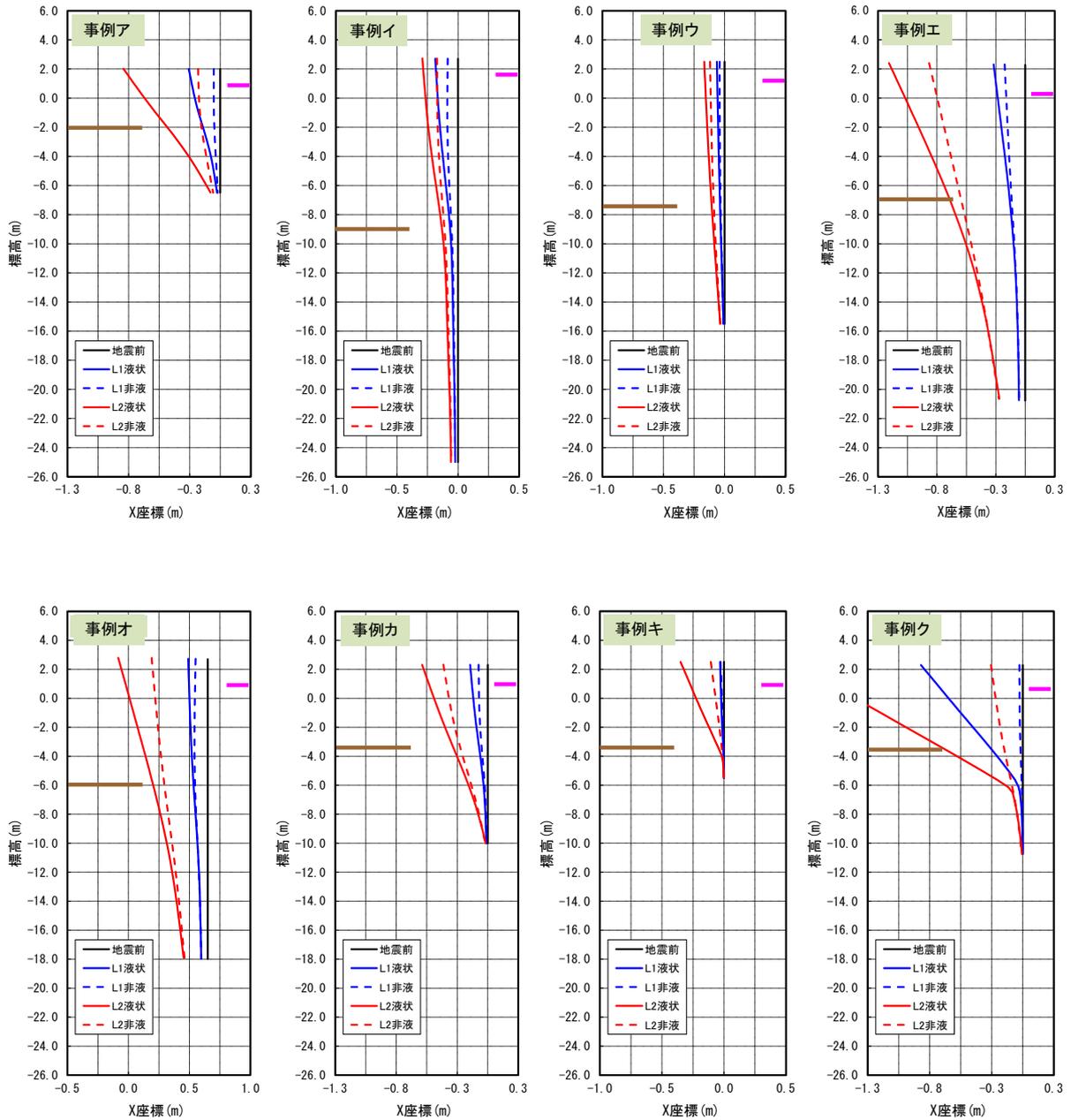


図 4-2 日本海中部地震による秋田港大浜-10m2 号岸壁の被災断面

② 漁港岸壁の解析で求められた変形形状

「平成 23 年度漁港施設等設計条件見直し調査」の一環として、東北地方太平洋沖地震で被災した漁港の矢板式係船岸 8 施設について二次元地震応答解析が実施された。その際、入力地震動としてレベル 1 地震動及び東北地方太平洋沖地震の地震動が使用された。また、液状化パラメータの設定有りとは設定なしの解析が実施された。すなわち、1 施設につき 4 パターンの解析が実施された。

この解析により得られた残留変位を図 4-3 にまとめて示す。この結果を、上述の小泉らによる変形パターンに当てはめると「前傾型」か「前傾くの字型」となっている。「くの字型」は見られない。



— : 海底面の位置 - - : タイロッドの位置

凡例の説明 L1 : レベル1地震動を入力。
 L2 : 東北地方太平洋沖地震の地震動を入力。
 液状 : 液状化パラメータを設定した解析。
 非液 : 液状化パラメータを設定しない解析。

図 4-3 二次元地震応答解析で得られた漁港の矢板式係船岸の変形形状

2) 大変形の生じた岸壁の事例（平成 12 年鳥取県西部地震）

文献⁴⁵⁾に、境漁港の施設のうち、平成 12 年鳥取県西部地震によって最も大きな被害を受けた施設として、岸壁（水深-6.0m、北東側）の被災事例が掲載されている。これは 1973（昭和 48）年度に完成した矢板式係船岸（控え矢板式）で、設計震度は 0.10 である。

当施設は、延長 120m にわたって岸壁法線が最大で 1m 近くせり出し湾曲した。被害状況を写真 4-1 に示す。被災岸壁の 6 地点における前面矢板の変形調査結果は図 4-4 のとおりである。同図では標高±0.0m 近辺の矢板の変位を、海底面での変位を零とした相対変位で示している。

はらみだし量は区間によって 5～82cm と差がある。井合らは、矢板の曲線形状をもとに、No. 3 および No. 4 付近でタイロッドが効かなかったと推定している。かつ、一カ所でタイロッドの離脱が起きていることを確認し、タイロッドのネジ山がせん断破壊を生じて、ナットから抜け出たと推察している。

同施設の背後ではエプロンの一部が沈下し、埋立土砂の液状化によるとみられる噴砂現象の跡が確認された。法線方向に沿って、最大で幅 0.9m 程度の亀裂が生じていた。上屋の柱（コンクリート造）周辺では最大で 1.0m 程度の沈下が発生しており、柱が大きく傾いていた。

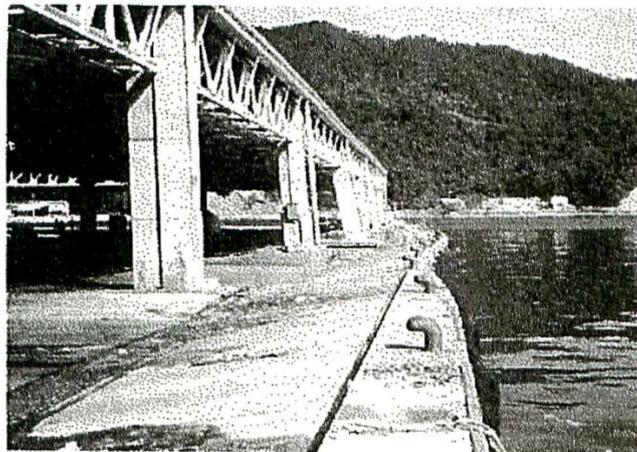


写真 4-1 -6.0m 岸壁（北東側）の被害状況⁴⁵⁾

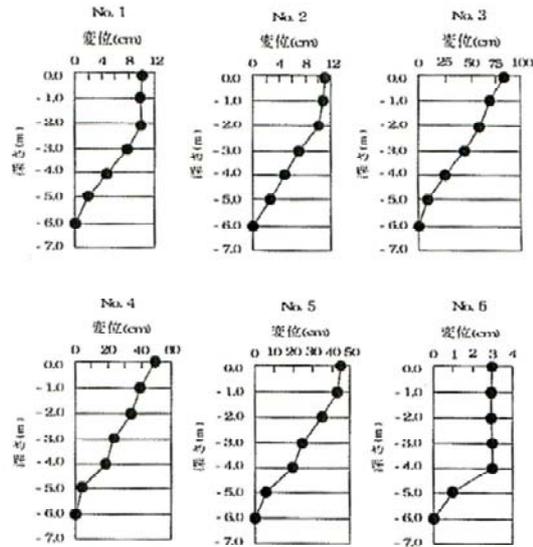


図 4-4 被災部の矢板変形鉛直分布図

(4) 複数指標値間の関係

1) 隙間とはらみだし量の関係、段差とはらみだし量の関係

図 4-5 に示すような段差や隙間とはらみだし量の関係を、既往の事例から整理した。



図 4-5 はらみだし量と段差、隙間
(段差・隙間はエプロン背後に生じることもある)

兵庫県南部地震による漁港岸壁の被災状況報告⁴⁶⁾では、被災した岸壁・物揚場について、はらみだし量、段差量、目地開き量を調査している。目地開き(すなわち隙間)の記述は、上部～エプロン先端、エプロン後端～止壁のそれぞれについて、最大値、最小値、平均値が記されている。段差の記述も同様である。そのため目地については2箇所(の最大値のうち大きい方の値)を利用した。段差については、上下方向を正負の数で表現しているため、2箇所それぞれの最大値と最小値について、それぞれ絶対値を求め、4つのうち最も大きな値を利用した。事例数は、はらみだし量と段差量がともに掲示されているのが46施設であった。はらみだし量と目地開き量がともに掲示されてい

るのも、同じ 46 施設であった。但し 2 施設は複数の構造形式が混在しているため分析から除外した。残る 44 施設（全て重力式）を分析に用いた。

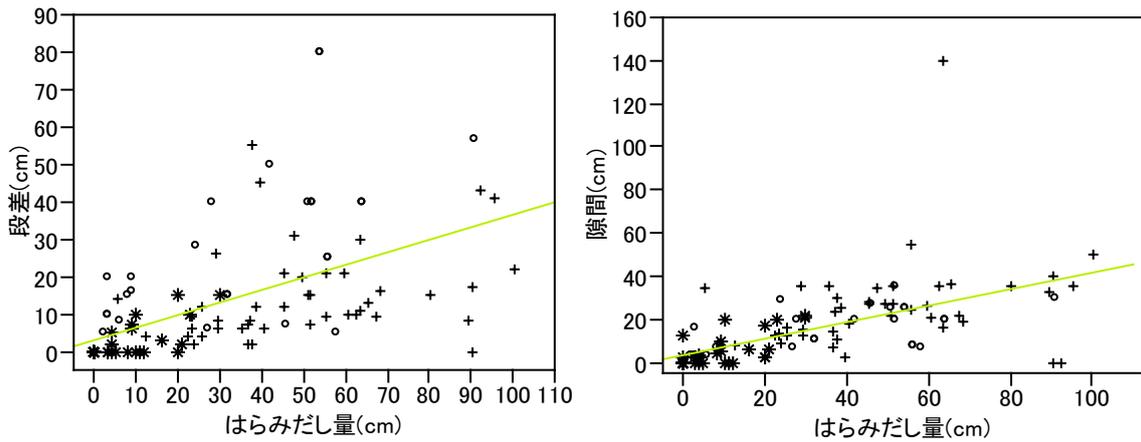
釧路沖地震による漁港の被災状況報告¹⁷⁾では、被災した岸壁・物揚場について、「滑動・前出し最大変位」（すなわちはらみだし量）、「段差最大変位」、「目地開き最大変位」（すなわち隙間）を調査している。事例数は次の通りであった。まず、滑動・前出し量と段差量がともに掲示されているのが 82 施設（重力式 45 施設、矢板式 36 施設、無記入 1 施設）であり、無記入を除く 81 施設を分析に用いた（但し重力式 26 施設、矢板式 17 施設は滑動・前出し量と段差量がともにゼロ）。次に、滑動・前出し量と目地開き量がともに掲示されているのが 85 施設（重力式 47 施設、矢板式 37 施設、無記入 1 施設）であり、無記入を除く 84 施設を分析に用いた（但し重力式 24 施設、矢板式 18 施設は滑動・前出し量と目地開き量がともにゼロ）。

福岡県西方沖地震の被災資料（福岡市の資料。平成 22 年度漁港漁場施設の設計基準等検証調査において地震動と変形量の関係把握に用いられた資料）では、被災した岸壁・物揚場について、最大はらみだし量、段差量、目地開き量（すなわち隙間）が記されている。事例数は、はらみだし量と段差量がともに掲示されているのが 26 施設であった。はらみだし量と目地開き量がともに掲示されているのも、同じ 26 施設であった。この 26 施設（全て重力式）を分析に用いた。

ここで、福岡県西方沖地震の被災資料に記されたはらみだし量は、被災後における施設の端部と端部を結ぶ直線を基点とした、施設法線の前方への変位量（上部工の肩の位置）と定義されており、端部にも変位が生じていた場合には厳密なはらみだし量ではなくなる。それでは兵庫県南部地震および釧路沖地震の被災資料の数値は正確かと言うと報告書で見える限りは計測の実際に関する詳しい記述はなく、その計測方法について仔細に確認はできない。このように報告書によってはらみだし量等の捉え方に差があるかもしれないのはやむ無しとして、一括して関係を求めることとした。

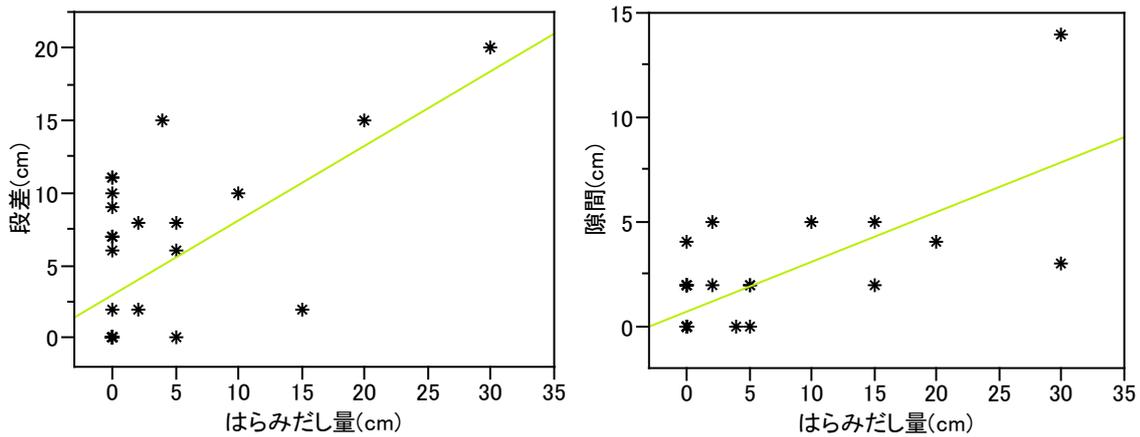
なお、東北地方太平洋沖地震の被災実測データは、多くが地震と津波の両方の影響を受けており、津波の影響を除いて考えねばならない。一部施設では地震のみによる応答を求める解析がなされている⁵⁾が、必然的に誤差が含まれることから、今回の分析対象としなかった。

兵庫県南部地震、釧路沖地震、福岡県西方沖地震の被災岸壁・物揚場における記録をまとめると、図 4-6、7 のようになった。



(凡例) * : 1993年釧路沖地震
 + : 1995年兵庫県南部地震
 ○ : 2005年福岡県西方沖地震

図 4-6 重力式におけるはらみだし量～段差、はらみだし量～隙間の関係



(凡例) * : 1993年釧路沖地震

図 4-7 矢板式におけるはらみだし量～段差、はらみだし量～隙間の関係

それぞれの関係を一次関数に近似すると次のようになった(図中に緑線で表示)。切片がゼロではないのは、はらみだし量がゼロでも背後に段差や隙間が生じる場合があることを意味する。

- 重力式 段差 (cm) = 3.1+0.33×はらみだし量 (cm)
- 重力式 隙間 (cm) = 3.3+0.39×はらみだし量 (cm)
- 矢板式 段差 (cm) = 2.9+0.52×はらみだし量 (cm)
- 矢板式 隙間 (cm) = 0.70+0.24×はらみだし量 (cm)

2) 最大はらみだし量～水平方向凹凸変形量の関係

図 4-8 は、兵庫県南部地震で被災した港湾の重力式岸壁について、最大はらみだし量と、法線水平方向の凹凸変位量の関係をプロットしたものである。これより、はらみだし量が 0～1m 付近の範囲では、大略的にみて、はらみだし量 2：凹凸変位量 1 の関係にある。

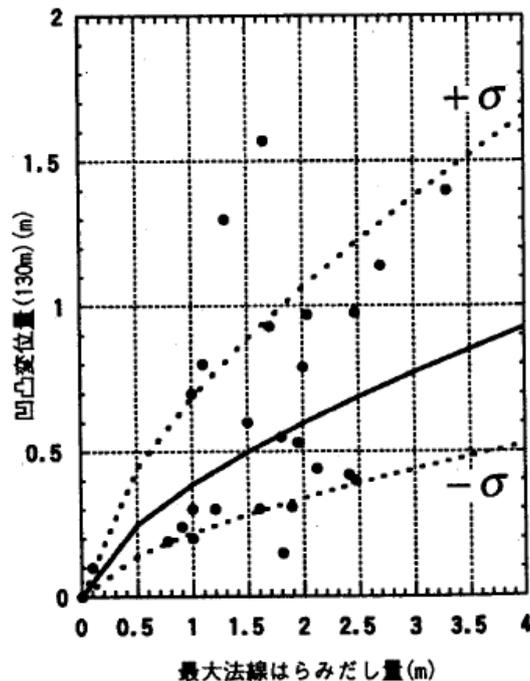


図 4-8 最大水平変位と凹凸変位量（連続する 130m の範囲を対象）⁴⁷⁾

3) 解析結果におけるはらみ出し量と傾斜角の関係

水産庁による東日本大震災後の調査⁵⁾では、2011年東北地方太平洋沖地震で被災した施設を対象に、解析コード FLIP による二次元地震応答解析を実施している。この結果から、天端上端部のはらみだし量と、本体上部付近の本体傾斜角の関係を整理してみる。

この調査では、重力式については 5 施設の、矢板式については 8 施設の解析がなされた。対象施設の水深は、-2.0～-7.0m である。

それぞれの施設について、入力地震動は 2 種類（各地のレベル 1 地震動と、東北地方太平洋沖地震の推定波形）としている。また、液状化パラメータを設定した解析（液状化条件）と、液状化パラメータを設定しない解析（非液状化条件）を実施している。ここでは、施設数×入力地震動×液状化の設定の組み合わせで、重力式については 20 事例、矢板式については 32 事例のプロットを行った。その結果得られた、はらみだし量と傾斜角の関係を図 4-9 に示す。なお、矢板式係船岸については発生応力に着目し、降伏が生じた解析ケースと生じなかった解析ケースを異なる記号でプロットした。

これより、はらみだし量が大きければ傾斜角も大きくなる傾向が見られる。矢板式では、降伏が生ずる下限が、はらみだし量 25～30cm 付近に見いだせるが、傾斜角には見出せない。

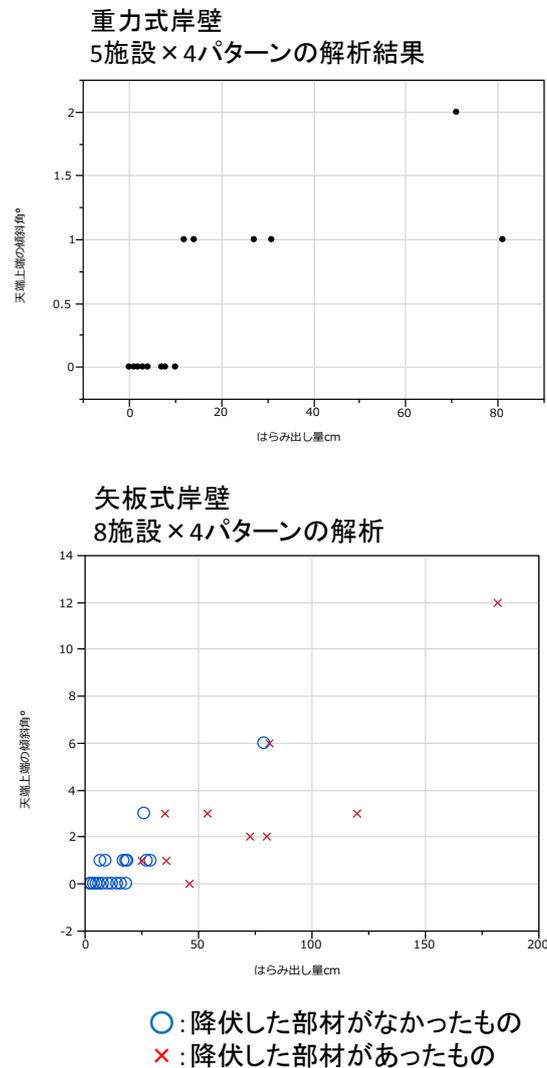


図 4-9 岸壁の二次元地震応答解析で得られたはらみだし量と傾斜角の関係

なお、傾斜角と似て異なる指標値として、北海道開発局が用いた変形量壁高比がある。北海道開発局の調査²⁶⁾では、許容はらみだし量を求める過程の途中で変形量壁高比を使用している。変形量壁高比は、変形量（はらみだし量）を分子に、壁高を分母に置いて求めた比である。

変形量壁高比は、壁高の高い岸壁および低い岸壁とを幾何学的に相似形として捉えることができる点ならびに、傾斜を伴わず岸壁が水平にはらみ出す形態および傾斜が生じて岸壁上部がはらみ出す形態を同じ指標で評価できる点に特徴がある。

4) 幾何学的な観点からの規定の有効性

重力式岸壁について、はらみだし量（天端位置のはらみだし量）と傾斜角の双方に

許容値を設定すると、本体工の寸法次第では、はらみだし量の規定のほうが常に厳しめとなり、傾斜角の規定の意味が無くなることがある。

一例をあげると、水深と、水深に対する一般的な壁高、傾斜角 3 度の時の天端のはらみだし量の関係は、表 4-3 のようになる。

この表において、たとえば「水深-2.5m 未満で、はらみだし量 25cm 未満かつ傾斜角 3° 以内に収める」という制限を設けた場合、はらみ出しの規定のほうが厳しめとなり、傾斜角の規定が適用されることがほとんどなくなる。

また、たとえば「水深-2.5m~7.5m で、はらみだし量 50cm 未満かつ傾斜角 3° 以内に収める」という制限を設けた場合は、はらみだし量の規定のほうが厳しめとなる場合が多いが、傾斜角の規定がはらみだし量より厳しめとなる場合もある。つまり、両方の規定が意味を持つことになる。

表 4-3 重力式岸壁における傾斜角 3 度の時の天端のはらみだし量

水深 (m)	水深に対応する一般的な壁高 (m)	傾斜角 3 度の時の天端のはらみだし量 (m)
2.0	4.9	0.26
2.5	5.5	0.29
3.0	6.1	0.32
3.5	6.6	0.35
4.0	7.2	0.38
4.5	7.8	0.41
5.0	8.4	0.44
5.5	9.0	0.47
6.0	9.6	0.50

5) 最大はらみだし量と平均はらみだし量について

後述する上部らの文献には最大はらみだし量と平均はらみだし量の記述があることから、許容変形量を検討する際、どちらに着目すべきかを考えてみる。

施設区間のある箇所では大きな変位が生じて安全性に支障が生じると、その箇所のみならずそれに隣接する法線についても安全性に支障が生ずる。そのため、被災程度は当該施設の最も変形量の大きい部位によって判定されていると考えられる。そして最大はらみだし量と平均はらみだし量では、最大はらみだし量のほうが被災程度との関連が強いと考えられる。

(5) 地震による被災程度の分類

1) 釧路沖地震後の被災程度の分類

1993 年釧路沖地震においては、表 4-4 に示す被災評価基準が使用された⁴⁸⁾。

表 4-4 1993 年釧路沖地震で被災した漁港施設の被災程度の評価基準

被災の程度	被災の状況
0	無被災
I	部分的に変状や破壊が認められ、軽微なもの (変位の目安 $x \leq 5$ cm)
II	全体的に多少の変状が起こったもの ($5 < x \leq 10$ cm)
III	II と IV の中間程度の変状が起こったもの ($10 < x \leq 20$ cm)
IV	最大変位が 20cm が上回りもの

2) 兵庫県南部地震後の漁港の係船岸の被災程度の分類

兵庫県南部地震では水深-2.0m~-3.0m の重力式岸壁が主に被災した。被災を受けた漁港施設（係船岸）について、大槇ら⁴⁹⁾はその被災程度を表 4-5 に示す 4 段階の評価基準によって分類している。ここでは最大変位量を指標値とし、応急復旧の容易度を階級化している。

大槇らは、「この分類において、I は被災が軽度で復旧の処置が行われていないものが多い。III 以上は非常に大きい被害で応急の復旧が困難なものである。II は I と III の中間に属し、応急復旧により、荷揚げ作業等が可能なレベルである。」と解説している。

なお、大槇らは、兵庫県南部地震における構造形式別の変形の傾向を次のように述べている。

「前出し：直立消波の最大 140cm 程度と大きい。方塊式、L 型、ケーソンにおいても 90cm~100cm 程度とかなり大きい。セルラー、杭式では 30~50cm 程度と上述の構造物よりは変位量が少なめとなっている。特徴的なところは、矢板式の被災がみられないことであり、重力式より安定性が高かったことが推察される。ただし、垂水漁港西側埋立地の矢板については、最大水平変位が 120cm と大きい。これは、背後の埋立土層が大規模な液状化現象を示していることに起因するものと考えられる。」

表 4-5 兵庫県南部地震で被災した漁港施設（係船岸）の被災程度の評価基準

被災の程度	最大変位量 (cm)
0	0
I	0~10
II	10~50
III	50~100
IV	100以上

また、兵庫県南部地震の被災施設の安定度の判定について、当時の調査報告書⁵⁰⁾に

は次のような記述がある。ここでは、施設の変位を、傾きと水平移動に分けて捉え、安定度の判定基準値としている。

「次の基本方針の基に、被災後の施設の安定性や安定度を検討し、適切な復旧工法を選定していくこととする。」

『基本方針』 堤体の滑り出し、転倒の安全性並びに堤体底面及び基礎捨石底面での地盤支持力の安定度を検討する。このとき、堤体上部の水平移動量をもって、施設の安定度の判断基準とする。」

『堤体の水平移動の限界値』 堤体の水平移動の許容は、捨石マウンドの本均しの範囲とする（堤体水平移動限界値＝本均し範囲(50cm)）。なお、上記値は、施設の安定度を判断するための一応の目安であり、施設全体的の変位等も考慮して施設の安定度を判断するものとする。」

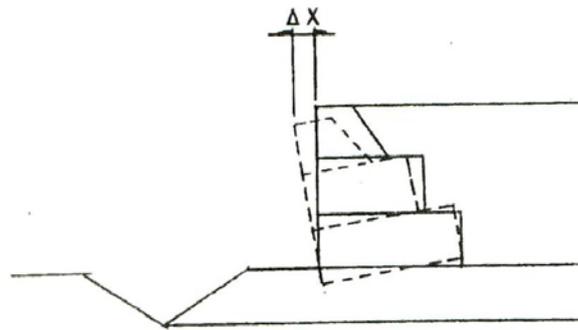


図 4-10 堤体の傾きの限界値（水平移動量で評価 表 4-6 参照）

表 4-6 堤体の傾きの限界値

	-2m物揚場	-3m岸壁
方塊積式	$\Delta X = 15\text{cm}$	—
L型ブロック	20cm	25cm
直立消波ブロック	20cm	—
矢板	20cm	—
セルラーブロック	20cm	25cm

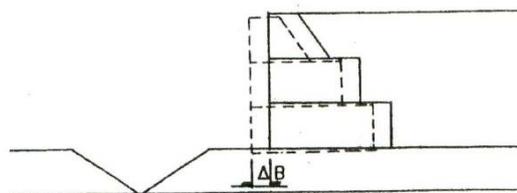


図 4-11 堤体水平移動の限界

3) 港湾の被災程度分類

港湾施設を対象とした被災事例分析は数多くなされているが、漁港とは水深等の規模が異なる施設を主な対象としているものが多い。

しかし、比較的漁港と似た規模の施設を多く含んだ分析事例として上部らによる研究⁵¹⁾がある。これは、新潟地震とそれ以降 1983 年までの港湾岸壁の被災程度を分類するのに用いられた定性的な基準について、後追いで被災程度分類と被災変形量との対応関係を調査している。

用いられた被災程度分類は表 4-7 に示すとおりであり、構造物本体および附帯構造物の被害状況からの総合的な判定となっている。

表 4-7 被災程度分類

被災程度	被災の状況
0	無被災
I	本体に異常はないが、付属構造物に破壊や変状が認められるもの。
II	本体にかなり変状の起こったもの。
III	形はとどめているが、構造物体に破壊が起こったものと認められるもの。
IV	全壊して形をとどめていないもの。

対象は重力式岸壁および矢板式岸壁であるが、当時の港湾は現在に比べると水深の浅い施設が多かったようであり、図 4-12 に示すように漁港岸壁と似通った水深の施設が多数含まれている。そこで、当該資料の内容を検討する。

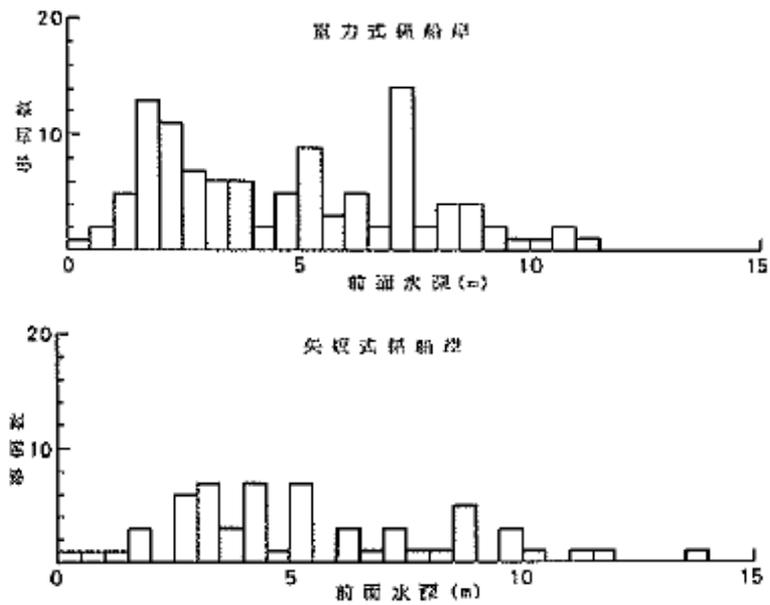


図 4-12 被災程度と最大はらみだし量の関係の検討の前面水深別事例数（上部ら）

重力式岸壁については、最大はらみだし量、平均はらみだし量、天端沈下量、エブロン沈下量、傾斜角を調査している。被災程度と最大はらみだし量との関係、被災程度と傾斜角の関係を図 4-13、図 4-14 に示す。被災程度の増大により最大はらみだし量、傾斜角も増加している。

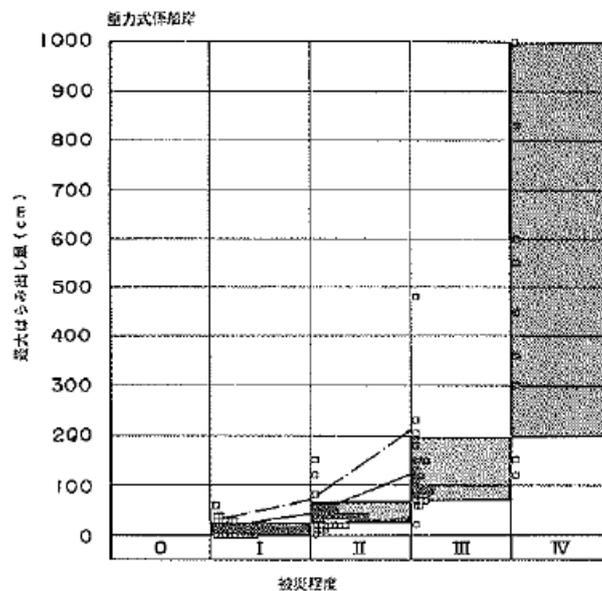


図 4-13 重力式係船岸の被災程度と最大はらみだし量の関係（上部ら）

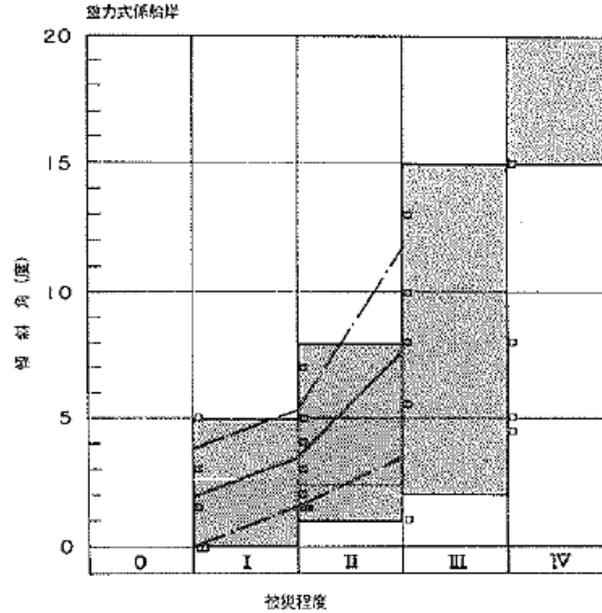


図 4-14 重力式係船岸の被災程度と傾斜角の関係（上部ら）

矢板式岸壁については、最大はらみだし量、平均はらみだし量、天端沈下量、エブロン沈下量、控え沈下量、傾斜角を調査している。

傾斜角は実測されていないため、最大はらみだし量より次式で推定している。

$$\text{傾斜角 (ラジアン)} = (1/2) \times (\text{最大はらみだし量} / \text{構造物高さ})$$

被災程度と最大はらみだし量との関係を図 4-15 に、被災程度と傾斜角の関係を図 4-16 に示す。被災程度の増大により最大はらみだし量も増加している。

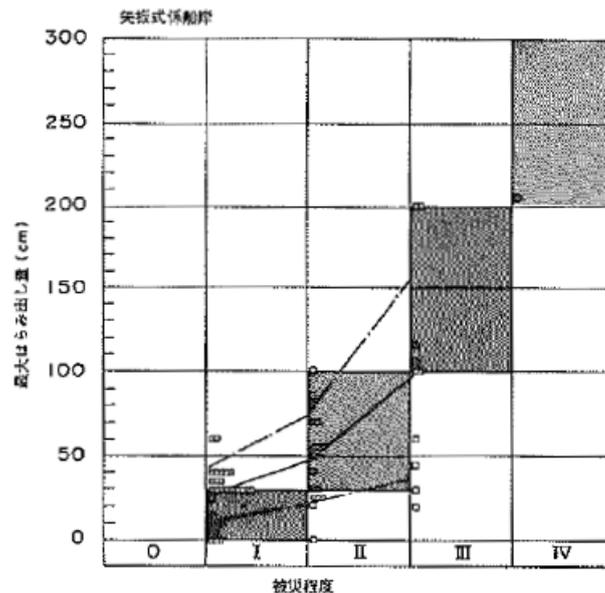


図 4-15 矢板式係船岸の被災程度と最大はらみだし量の関係（上部ら）

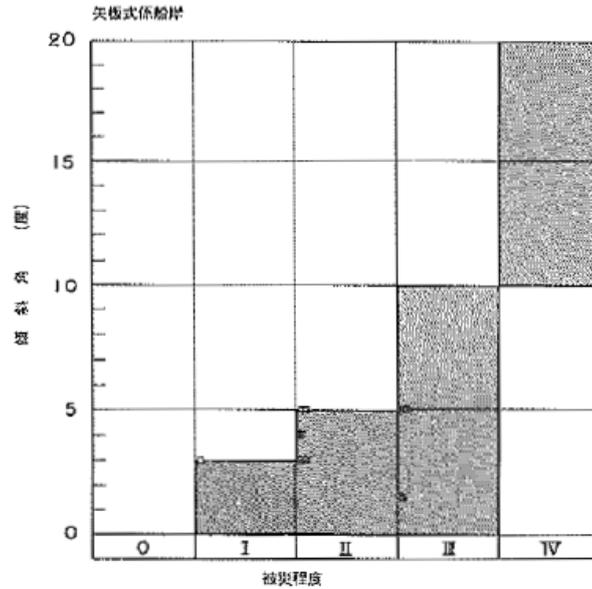


図 4-16 矢板式係船岸の被災程度と傾斜角の関係（上部ら）

上部らがまとめた、各被災程度の被災変形量の上限、下限と考えられる値を表 4-8、表 4-9 に示す。

表 4-8 各被災程度の被災変形量の範囲（重力式係船岸）（上部ら）

被災程度	最大はらみ出し量 (cm)	平均はらみ出し量 (cm)	天端沈下量 (cm)	エプロン沈下量 (cm)	傾斜角 (°)
0	0	0	0	0	0
I	25以下	25以下	30以下	50以下	5°以下
II	25～70	40以下	50以下	20～80	1～8°
III	70～200	40～200	100以下	30～100	2～15°
IV	200以上	200以上	100以上	100以上	15°以上

表 4-9 各被災程度の被災変形量の範囲（矢板式係船岸）（上部ら）

被災程度	最大はらみ出し量 (cm)	平均はらみ出し量 (cm)	天端沈下量 (cm)	エプロン沈下量 (cm)	傾斜角 (°)
0	0	0	0	0	0
I	0～30	10以下	30以下	20以下	3°以下
II	30～100	10～60	40以下	50以下	5°以下
III	100～200	60～120	50以下	50～100	10°以下
IV	200以上	120以上	50以上	100以上	10°以上

また、事例の少ない被災程度Ⅳを除いて、各被災程度の平均値を求めている。その値を表 4-10、表 4-11 に示す。

表 4-10 各被災程度の被災変形量の平均値（重力式係船岸）（上部ら）

被災程度	最大はらみ出し量 (cm)	平均はらみ出し量 (cm)	天端沈下量 (cm)	エプロン沈下量 (cm)	傾斜角 (°)
0	0	0	0	0	0
I	14.3	6.8	12.9	17.2	1.9
II	40.9	44.2	21.9	34.9	3.4
III	123.4	132.6	41.6	45.0	7.5
IV	—	—	—	—	—

表 4-11 各被災程度の被災変形量の平均値（矢板式係船岸）（上部ら）

被災程度	最大はらみ出し量 (cm)	平均はらみ出し量 (cm)	天端沈下量 (cm)	エプロン沈下量 (cm)	傾斜角 (°)
0	0	0	0	0	0
I	26.8	2.3	12.6	11.7	3.0
II	48.2	29.8	10.0	28.9	4.0
III	97.8	61.0	30.9	68.8	3.8
IV	—	—	—	—	—

上記の、上部らの被災程度のカテゴリとそれに対応する変形量の範囲⁵¹⁾は、その後港湾の係留施設の被災状況調査の判断に使用され、複数の文献に引用されている。

また、清宮による論説⁵²⁾には表 4-12 の分類表が示されている。

表 4-12 地震時被害レベルの程度

変形程度	法線の出入り (相対変位)	最大天端 沈下量	最大 傾斜角	緊急・暫定 使用の可否
①	0	0	0	特に被害認められない
②	0.3m以下	0.3m以下	3°以下	おおむね可
③	0.3～1m	0.3～0.7m	3～5°	おおむね可、使用制限検討
④	1～2m	0.7～1.5m	5～8°	要請強・代替施設無
⑤	2～3m	1.5～2m	8～10°	原則不可
⑥	3m以上	2m以上	10°以上	使用不可

(6) 使用性の検討（係留の観点から）

1) 被災施設における漁船係留の実状

漁船係留の観点から許容変形量を考える際の参考とするため、東北地方太平洋沖地震・津波の被災施設での係留の実状を調査した。調査結果を図 4-17 に示す。同図より、80cm 程度という大きなはらみだしの箇所でも漁船を係留している実態がある。漁業者らは漁港における日頃の係留箇所をおおよそ取り決めていることから、代替となる係留箇所が無くてこの箇所を利用しているものと考えられる。

係船の実態 事例1

漁港名	“A1”漁港
調査日	2012-11-10
施設規模	重力式(方塊)-3m岸壁
変形状況	段差42cm はらみ出し83cm
係留状況	係留している
係留漁船	トン数: 4.9トン 漁業種類: 船曳網
係留方向	・岸壁法線と直角、船尾を接岸 ・法線平行方向



全景その1



全景その2



段差状況



隙間状況

係船の実態 事例2

漁港名	“A1”漁港
調査日	2012-11-10
施設規模	重力式(方塊)-3m・4m岸壁
変形状況	段差16cm はらみ出し60cm
係留状況	係留している
係留漁船	トン数: 4.9トン 漁業種類: 船曳網
係留方向	・岸壁法線と直角、船尾を接岸 ・法線平行方向

係船の実態 事例3

漁港名	“A2”漁港
調査日	2012-12-21
施設規模	重力式(ブロック積)-2m物揚場
変形状況	はらみだし24cm以上 (法線背後の開き12cm、エプロンひび割れ12cm)
係留状況	係留している
係留漁船	トン数: 4.9トン 漁業種類: 船曳網
係留方向	・岸壁法線と直角、船尾を接岸



全景その1



全景その2



全景その1



全景その2



エプロン段差・隙間状況



背後段差・隙間状況



法線背後の開き状況



エプロンひび割れ状況

図 4-17 被災した岸壁における係留の実状

2) 防舷材の変位が係留にもたらす影響の検討（港湾の大水深岸壁の事例）

係船岸がはらみだしている、係船岸の変形形状や防舷材の形状によっては、防舷材が正しく船腹に当たらず、船体が構造物の本体に直接当たる事態となって係留に支障をきたす可能性がある。

防舷材を考慮した許容変形量の設定事例として、平成 19 年の性能規定化後に初めて大水深コンテナ耐震強化岸壁の実施設計がなされた、横浜港の事例⁵³⁾がある。この事例は、対象船舶の大きさや防舷材の間隔（175m）について漁港との違いが大きい、防舷材に対する考え方の参考としてここに示す。

この岸壁では、構造体が安定性を保ちかつ船舶の接岸が可能であれば、残留変位量が港湾岸壁で一般的に設定されることが多い許容値である 100cm を超える場合でも許容することとされた。

許容変形量を決めるにあたり、ガントリークレーンの変位と、防舷材と船体の位置関係について検討がなされた。うち、後者については「法線はらみだし量<防舷材変形吸収量」という考え方で許容変形量が設定された。その考え方は図 4-18 の通りである。ここで「法線はらみだし量 50 cm」は、法線の出入り量（ズレの量）を意味する。

この岸壁の対象船舶は 10 万 DWT 級であり、船長は 350m である。地震時に法線の凹凸が生じて、それによるはらみ出し量が防舷材の変形吸収量以下であれば、船舶の利用は可能である。

防舷材の高さは類似岸壁の事例では 110cm、変形吸収量は 46.5% で約 50cm であった。このため性能規定としては、法線の出入り量を約 50cm 以内に抑えることとした。

本岸壁は、軟弱地盤層厚が法線上で大きく異なるため、基盤層の深い断面と浅い断面を選定して計 3 断面で設計され、算出される変位量の最大値と最小値の差を用いて照査された。その結果、3 断面のはらみだし量は 170 cm～150 cm であり、差が 20 cm ということで OK となった。

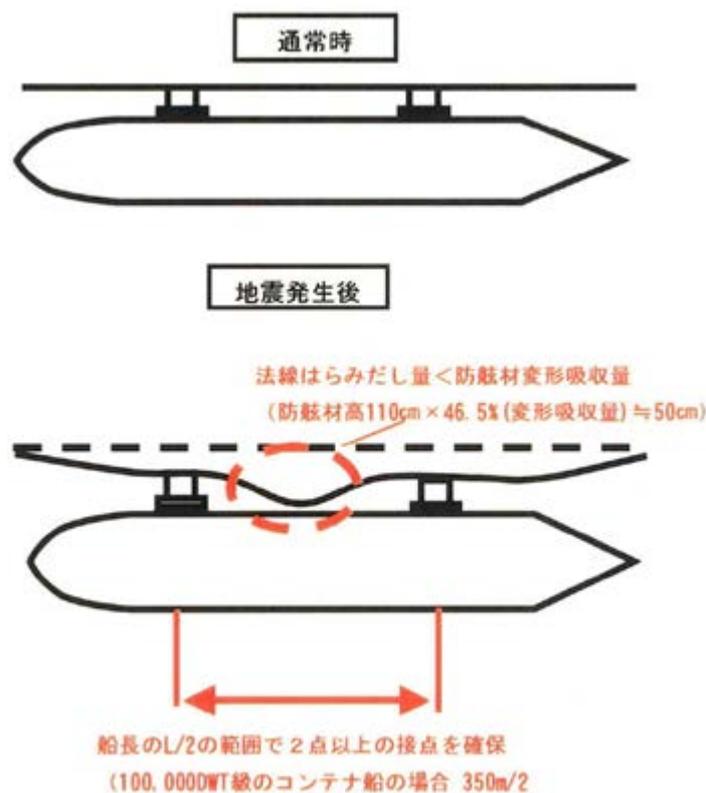


図 4-18 法線のはらみ出し量についての考え方（諸星ら）

3) 防舷材による係留への影響（港湾のアンケート事例）

港湾管理者への、利用に支障が出始めるときの設備等の変状の状態を問うアンケートによると、回答理由として「防舷材に集中荷重が発生するため」「防舷材の高さ及び変形限界のため」「船舶が岸壁に接触するため」があわせて 65%を占めている⁵⁴⁾。これより、港湾の場合、被災した岸壁の利用の可否において防舷材の影響が重要と考えられる。

4) 防舷材の変位が係留にもたらす影響の検討（漁港の場合）

小型漁船の場合は、ブルワークが防舷材に当たる位置になることが多い。

一般の漁港用ゴム防舷材は、対象船舶 100GT 以下の場合ゴム防舷材高さは 20cm 以下である。設計歪み量は概ね、汎用型防舷材で高さの 45%である。

岸壁本体が被災して変位し、それに伴い防舷材が変位すると、係留に影響が生ずる可能性がある。このことについて現時点で言えることを以下にまとめる。

【矢板式の場合】

漁港の矢板式岸壁では、主に、岸壁の上部がはらみ出した状態（前傾型、前傾くの字型）となると考えられる。くの字型の変形についてはこれまでのところ、事例が見当

たらない。

くの字型にならないとすると、「防舷材より下方の船腹が岸壁本体に当たる」事態にはならないといえる。

一方、場所によってははらみだし量が違って法線が波打つ状態になることが係留に影響することはありうる。法線がどのように波打つかは二次元解析ではわからない。本件の検討には、被災事例から、波打ち方が係留にどのように影響したのかを把握する必要がある。

なお、前傾型で変形して防舷材が傾いた場合、衝撃エネルギーの吸収がどの程度減るかについては、現在のところ検証した事例が無いようである。

【重力式の場合】

傾いた場合と、水平移動した場合の両方を考えると、いずれの場合も、「防舷材より下方の船腹が岸壁本体に当たる」事態にはならないと言える。

一方、スパン毎にはらみだし量が違って法線が凹凸状になることが係留に影響することがありうる。ここで、兵庫県南部地震による被災岸壁（重力式）の最大法線はらみだし量と法線の凹凸変位量が、はらみだし量が 50cm までの範囲では、およそ 2:1 の関係にあること⁴⁷⁾を踏まえ、スパン間の法線のずれ（凹凸）は、はらみだし量の約半分とみなせる。防舷材の設計歪み量は概ね、高さの半分であるので、施設別に、はらみだし量を設定し、防舷材の設計歪み量とから、係留への影響を想定することができる。

なお、本体が傾いた場合、防舷材が傾くことによって衝撃エネルギーの吸収がどの程度落ちるのかについては、現在のところ検証した事例が無いようである。

【漁船の規模による影響の違い】

小型漁船の場合は、船長が短いことから、スパン毎にはらみだし量が違って法線が凹凸状になった場合に、船体と岸壁が接する場所に緩衝材(フェンダー)やタイヤをはさみ込むなどの対処を比較的とりやすいと考えられる。

一方、大型漁船の場合は、一般にブルワークより岸壁天端が下にあり、船腹が防舷材に当たる。船長も長くなるので、タイヤや緩衝材による対策が難しくなるといえる。

そのため、大型漁船を係留する岸壁について、以下に検討してみる。

一般の漁港用ゴム防舷材は、対象船舶 100GT 以下の場合ゴム防舷材高さは 20cm 以下である。但し大型まき網漁船等の停泊する岸壁では、高さ 50cm や 30cm の防舷材（汎用型防舷材（V 型）および高性能型防舷材）が使われている。防舷材の設計歪み量は、高さの 30～50% 程度である。汎用型防舷材では概ね高さの 45%、高性能型防舷材では概ね高さの 52.5% である。

いま、重力式岸壁に高さ 50cm の防舷材が設置されているとする。この防舷材の歪み量は高さの 50% であるとする。

また、上述のように、スパン間の法線のずれ（凹凸）を、はらみだし量の約半分とみなす。

この場合に対する試算をしてみる。はらみだし量が 50cm に達すると、スパン間の凹凸と歪み量がともに 25cm となる。はらみだし量が 50cm を上回ると、スパン間の凹凸が歪み量を上回るから、船体が岸壁本体に直接当たる可能性が生じることになる。

（本項に記した防舷材のサイズとひずみ量は、西武ポリマ化成(株)の担当者からの

ご教示を参考にした。)

(7) 使用性の検討 (車両の走行の観点から)

1) 車両の走行性と変状の関係

漁港別に変状の計測結果と、利用者への聞き取り調査の結果を示す。ここに示す変状の多くは、東日本大震災により生じたものである。ただし以前より変状のあった箇所もある。

【「A3」漁港の事例】

「A3」漁港荷さばき所の利用者（漁協職員）への聞き取りでは、岸壁から荷さばき所入り口にかけての勾配と段差についてフォークリフト走行に関する問題の指摘があった。

岸壁と荷さばき所の境界付近の状況を写真 4-2 に示す。



写真 4-2 岸壁と荷さばき所の境界付近の状況 (「A3」漁港)
左が岸壁法線 (端部は仮の嵩上げがされている)、右が荷さばき所。

表面の勾配と段差の状況を、問題が指摘された箇所と、指摘されなかった箇所について計測した。その結果を横断図で図 4-19 に示す。問題が指摘された箇所については場所によって変状状態が異なるため、2本の測線で計測した。

なお、同図では、傾斜の違いを視認しやすくするため色分けをしているが、色が状態の優劣を意味するものではない。のちに示す断面図についても同様である。

荷さばき所利用者（漁協職員）からは、段差が支障であることに加え、勾配の変化 (図中、100cm 区間と 370cm 区間との勾配の違い) が無い方が良いとの意見があった。

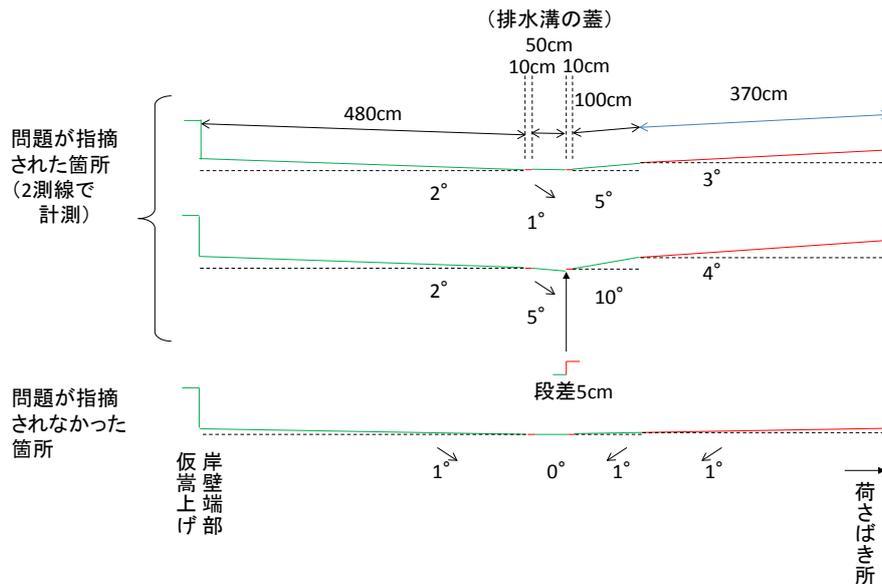


図 4-19 岸壁～荷さばき所入り口間の地表面横断面図（「A3」漁港）

上図中の 5cm の段差箇所を写真 4-3 に示す。



写真 4-3 5cm の段差箇所

また、荷さばき所から 15m 程度離れた岸壁上と、荷さばき所の内陸側出入りに 4～5cm の段差が見られた。このうち岸壁上の状況を写真 4-4 に示す。



写真 4-4 岸壁法線と直角方向に走る 5cm の段差
（同じ場所で撮影した 2 枚）

フォークリフトの利用について漁協職員に聞き取りを行ったところ、次の話をいただいた。

- フォークリフトは、寸法上は段差 10cm までは下部は擦らないが、段差 5cm あると荷崩れやタイヤの空回りが生じる。
- 製氷施設から市場へ、氷を積んだフォークリフトが走る。2 段積みでバックする。段差では氷が飛び散るくらいの衝撃があり、走行に注意が必要。
- フォークリフトはサスペンションが無く、影響が大きい。
- タンク重量を量るためのリフトスケールは、正しい値を表示させるために水平状態で使用するのが基本。進行方向の傾斜は調整できるが、進行と直角方向の傾斜には対応できない。

【「A4」 漁港の事例】

「A4」 漁港では、荷さばき所内のコンクリート舗装の打ち継ぎ目に不陸が生じている。現地の状況を写真 4-5 に示す。段差に伴い水たまりも発生している。

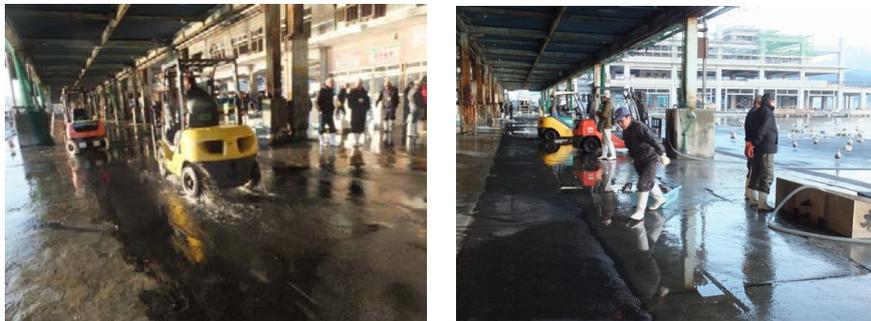


写真 4-5 「A4」 漁港の荷さばき所の状況

この荷さばき所内の 3 箇所で、表面の傾斜・段差を計測した。それぞれ現場 1、現場 2、現場 3 と称す。

（「A4」 漁港 現場 1）

この現場では、写真 4-6 のように、グレーチングをまたぐようにフォークリフトの円滑な走行を可能とするためにアスファルトのすり付けがなされていた。そこで、すり付けのある場所と、その近傍のすり付けの無い場所で、表面の傾斜・段差を計測した。



写真 4-6 「A4」 漁港“現場 1”の外観

現場 1 の、すり付けの無い箇所と、すり付けを行った箇所の、傾斜・段差の計測結果を図 4-20 に示す。

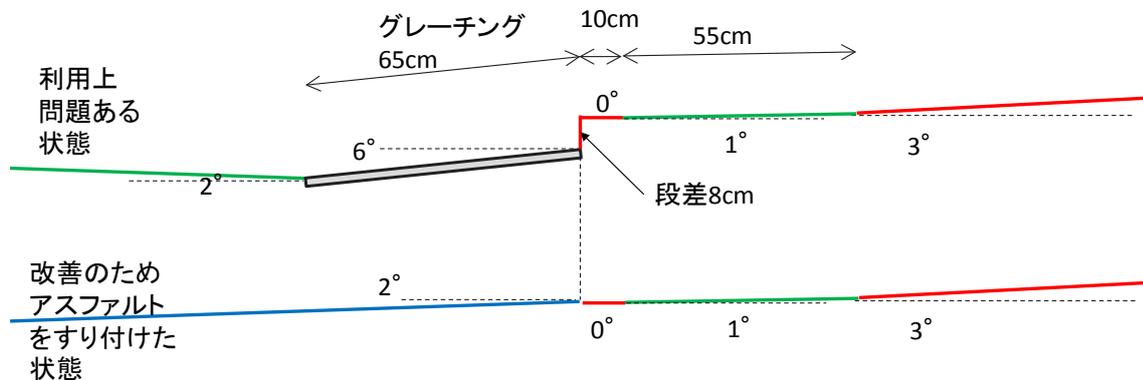


図 4-20 「A4」漁港“現場 1”の断面の状況

現場 1 の、すり付けの無い断面の段差の状況を写真 4-7 に示す。



写真 4-7 「A4」漁港“現場 1”のすり付けの無い断面の段差の状況

(「A4」漁港 現場 2)

この現場では、写真 4-8 のように、グレーチングの脇の段差ある場所をはつってアスファルトがすり付けられていた。そこで、すり付けのある場所と、その近傍のすり付けの無い場所で、表面の傾斜・段差を計測した。



写真 4-8 「A4」漁港“現場 2”の外観

現場 2 の、すり付けの無い箇所と、すり付けを行った箇所の、傾斜・段差の計測結果を図 4-21 に示す。

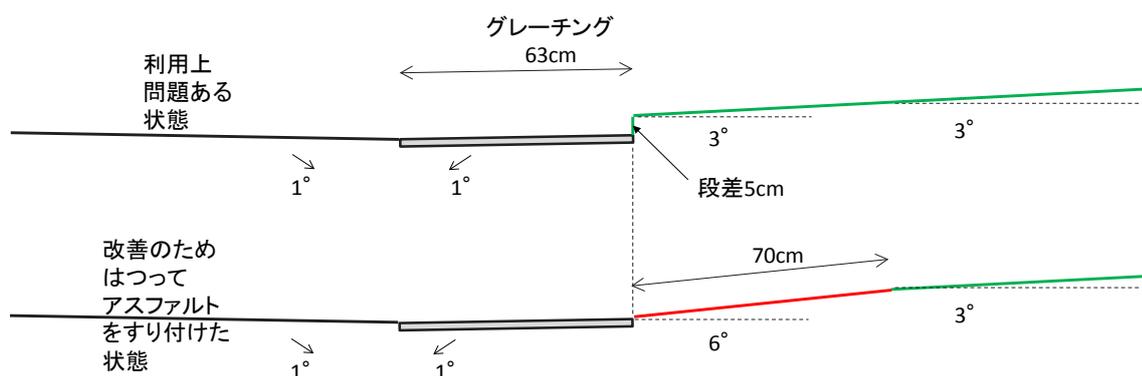


図 4-21 「A4」 漁港 “現場 2” の断面の状況

現場 2 の、すり付けの無い箇所の段差の状況を写真 4-9 に示す。

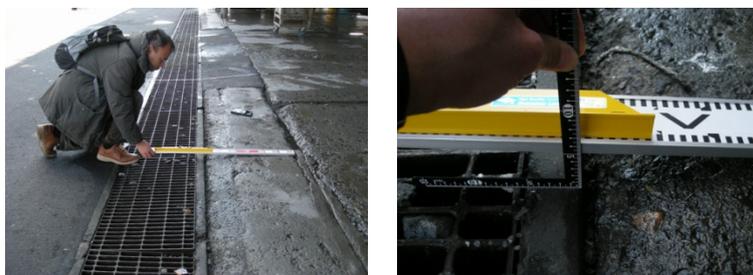


写真 4-9 「A4」 漁港 “現場 2” のすり付けの無い断面の段差の状況

(「A4」 漁港 現場 3)

この現場では、写真 4-10 のように、コンクリート舗装の継ぎ目で勾配が変化しており、その上にフォークリフトの円滑な走行を可能とするためにアスファルトがすり付けられていた。そこで、すり付けのある場所と、その近傍のすり付けのない場所で、表面の傾斜・段差を計測した。



写真 4-10 「A4」 漁港 “現場 3” の外観

現場 3 の、すり付けの無い箇所と、すり付けを行った箇所の、傾斜・段差の計測結果を図 4-22 に示す。

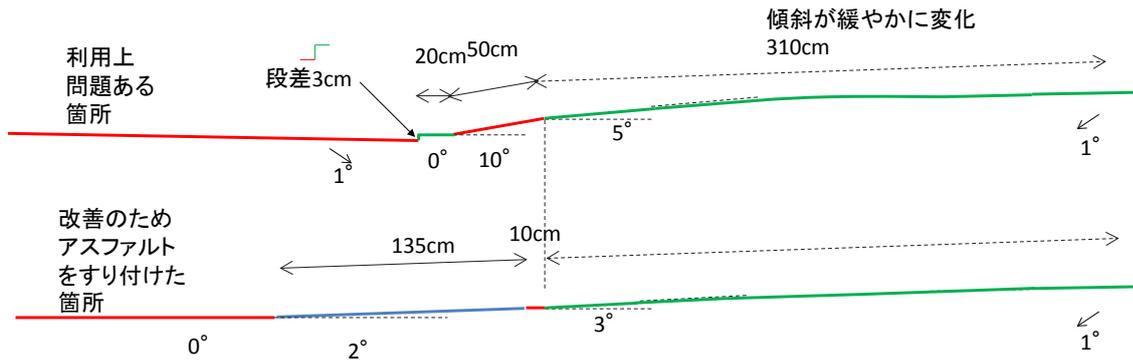


図 4-22 「A4」 漁港 “現場 3” の傾斜・段差の計測結果

現場 3 の、すり付けの無い断面の段差の状況を写真 4-11 に示す。



写真 4-11 「A4」 漁港 “現場 3” のすり付けの無い断面の段差の状況

フォークリフトの利用について魚市場職員に聞き取りを行ったところ、次の話をいただいた。

- 床面の段差は、作業効率と安全に影響を及ぼす。
- フォークリフトでは、段差 5cm でタンクを積んで運ぶのはつらい。バウンドしてタンクがずれ落ちる。3cm くらいであれば慎重を期せば走行できる。
- 陸揚げ量が多い時はやむなくタンクを重ね、バックでタンクを運んでいる。
- 3月、30k 入りのイサダ（ツノナシオキアミ）カゴ 25 個を木のパレットに載せてフォークリフトで運ぶ。6 個×4 段積み+1 個。運送には慎重を期す。

【「A5」 漁港の事例】

「A5」 漁港では、荷さばき所内のコンクリート舗装の打ち継ぎ目に不陸が生じている。また、荷さばき所の外のエプロン舗装に段差が発生しているところがある。

まず荷さばき所内の状況を延べ、つぎに外のエプロン舗装の段差について述べる。それぞれ現場 1、現場 2 と称す。

（「A5」 漁港 現場 1）

現場 1 のある荷さばき所の外観を写真 4-12 に示す。



写真 4-12 「A5」漁港の荷さばき所の外観

この荷さばき所の岸壁寄りを法線と平行に走るグレーチングがあり、その脇に段差が生じているところがある。そこで、グレーチングを挟む測線を2箇所定めた。1箇所は、市場利用者（漁協職員）からフォークリフト走行に対する問題の指摘があった箇所で、もう1箇所は指摘のなかった箇所である。

問題の指摘があった箇所と、無かった箇所の、外観及び段差の状況を写真 4-13、写真 4-14 に示す。

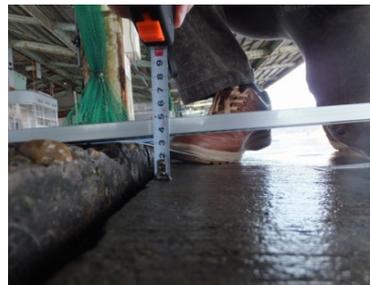


写真 4-13 フォークリフトの円滑な利用に問題があると指摘された箇所

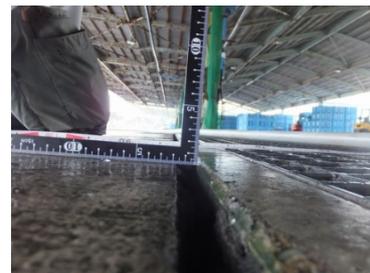


写真 4-14 フォークリフトへの影響の指摘がなかった箇所

問題ありと指摘された箇所をフォークリフトが通過する様子を写真 4-15 に示す。パレットに魚カゴを乗せて通過するが、減速しなければ段差のためにパレットと魚カゴは大きく音を立てて浮き上がって揺れる。そのため、漁獲物を積んだフォークリフトは減速して通過する。イサダの盛漁期にはカゴを5×2列に並べそれを3～4段積みするとのことで特に慎重を期す必要があるとの話であった。



写真 4-15 問題ありと指摘された箇所をフォークリフトが通過する様子

問題の指摘があった箇所の測線と、無かった箇所の測線について、表面の傾斜・段差の計測を行った。結果を図 4-23 に示す。

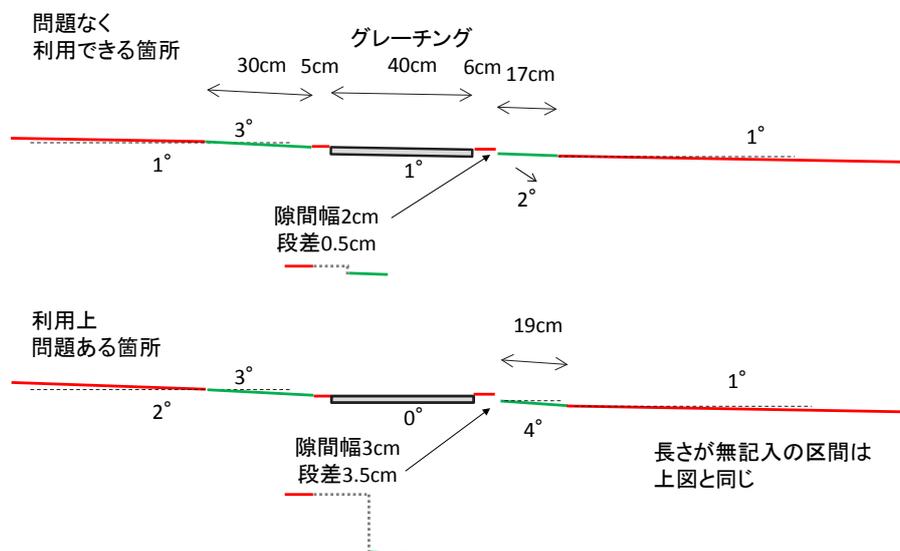


図 4-23 「A5」漁港荷さばき所のグレーチングを挟む測線の状況

(「A5」漁港 現場 2)

魚市場から 30m 程度離れた岸壁背後のエプロンに、陥没の生じているスパンがあった。この付近は市場で漁獲物を積んだトラックの走行路となっているが、トラックはこのスパンを避けて走行する。現場の状況を写真 4-16、写真 4-17 に示す。

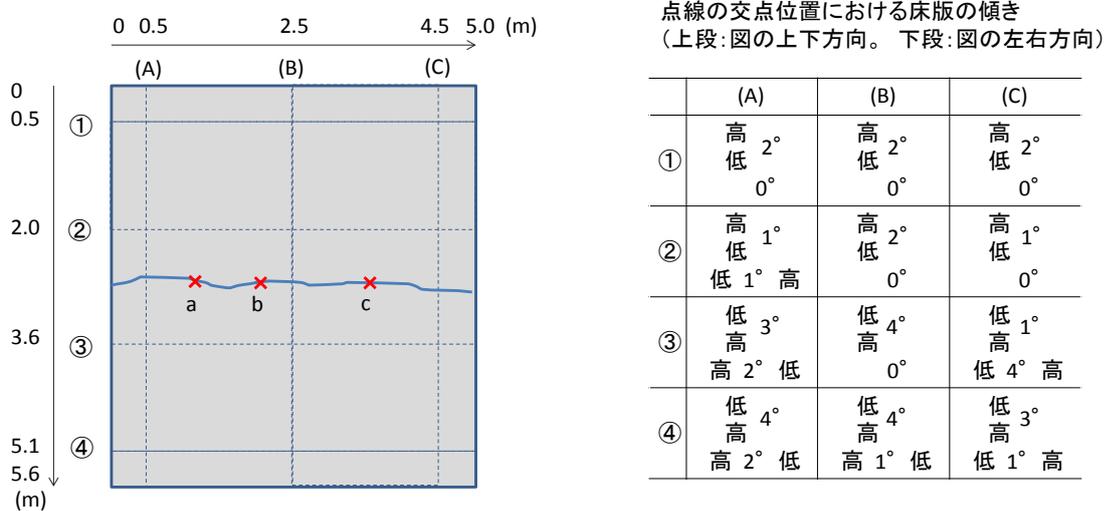


写真 4-16 「A5」漁港“現場 2”の外観
(左写真では、右寄り中ほどに変状箇所が見える)



写真 4-17 「A5」 漁港 “現場 2” のそばを走行するトラック

このスパンの変状を計測した結果を図 4-24 に示す。また段差の状況を写真 4-18 に示す。



ひび割れ幅:約5mm。
ひび割れ段差:a:9cm、b:10cm、c:6cm。いずれも図の上方が高い

左図の格子の各交点で傾斜を測定した。右表は傾斜の測定結果で、各セルの上 2 行に図の上下方向の高低関係と傾斜を示す。下 1 行に図の左右方向の高低関係と傾斜を示す。

図 4-24 「A5」 漁港 “現場 2” における傾斜、段差の計測結果



写真 4-18 「A5」 漁港 “現場 2” における段差の状況

フォークリフトとトラックの利用について漁連職員に聞き取りを行ったところ、次

の話をいただいた。

- フォークリフトは段差 5cm だときつい。
- イサダ（ツノナシオキアミ）の漁期には、木製のパレットにイサダカゴを載せてフォークリフトで運搬。5行×2列×3または4段。
- サバ、サケの漁期に 1t タンクを多用する。魚を入れて 900kg くらいになる。フォークリフトで運搬。
- イサダをカゴに入れ、20 トントラックに 6 段積みする。カゴ 1 つの重量は 34～35kg。
- トラックは段差 10cm だと走行困難。せいぜい 5cm くらい。
- 上述の“現場 2”では、大型 20 トン車が荷物積んで満車状態だと走行困難。

【「A2」漁港の事例】

「A2」漁港では、写真 4-19 に示すように、荷さばき所前面の岸壁（栈橋式、背後は重力式）が東北地方太平洋沖地震で被災し、栈橋と重力式の間で渡板が盛り上がった状態となっている。また、写真 4-20 に示すように、岸壁と荷さばき所間に陥没が起きているため盛土して鋼板を載せてある。

岸壁に着岸した漁船から、漁獲物入りのタルが陸揚げされると、タルをフォークリフト又はトラックに積んで市場へ搬入する。



写真 4-19 「A2」漁港荷さばき所前の岸壁の状況



写真 4-20 「A2」漁港の岸壁と荷さばき所の境界の状況

この現場で、写真 4-21 に示す 4 測線の断面を測定した。断面①②③は、栈橋式と重力式の間でかけられた渡版とその前後である。断面④は、鋼板無しの所と有りの所の境目である。市場と岸壁の境界には、通路として鋼板が 2 箇所載せられており、そ

それぞれの入り口と出口計 4 箇所を鋼板端部の段差を測定して、中でもっとも段差が大きかった段差 3cm のところを断面④として詳細に測定した。その他の 3 箇所はそれぞれ 0.5cm、1.5cm、2.5cm の段差であった。



断面①



断面②



断面③



断面④



断面④の段差状況

写真 4-21 「A2」 漁港の計測断面の状況

測定結果を図 4-25 に示す。

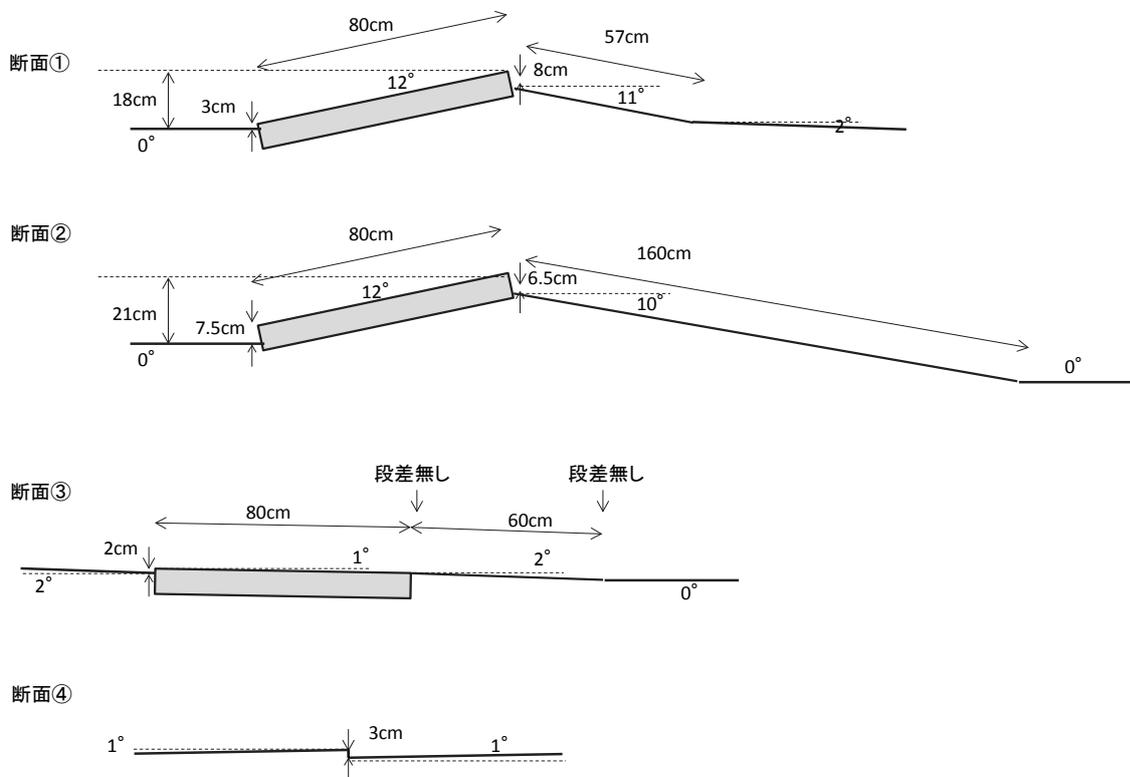


図 4-25 「A2」 漁港における横断面測定結果

断面①②はフォークリフトの走行は不可能であり、断面③は走行可能である。なお断面②については、1.5 トントラックが走行できたとの漁港利用者の証言があった。

断面③④の、フォークリフトの通過状況を写真 4-22 に示す。

2 隻ある底曳網船のうち 1 隻は断面①～②の前面に係留せざるを得ず、その漁船からの漁獲物を市場に運搬するフォークリフトは、断面③への迂回を必要とする。



断面③



断面④

(左下に見える段差が途切れた向こう側が断面③位置)

写真 4-22 「A2」漁港におけるフォークリフトの通過状況

【「A1」漁港の事例】

重力式-5m 岸壁の背後エプロンに段差が発生している。段差は 8cm、隙間は 0cm である。ここでは漁船への氷の運搬などのためフォークリフトが通過するため、段差を埋めるように縄を置き、その上を通行している。状況を写真 4-23 に示す。



全景



フォークリフト通行状況



段差状況



角氷の積込み作業

写真 4-23 段差に縄を置いてフォークリフトの通行に対処している状況
(「A1」漁港)

【現地調査のまとめ】

トラックの走行と段差の関係について考える。20 トントラックが走る岸壁は限定されるが、より小さなトラックの走行は全国のほとんどの岸壁に見られる。関係する事例としては、写真 4-21 と図 4-25 の「断面 2」(局所的な段差は 7.5cm、全体の段差は 21cm) で 1.5 トントラックが通過したとの証言があり、トラックの底版が高い位置に付いていて全体で 21cm の段差をクリアできたと思われる。しかし、荷を積んだ状態で荷の安定を考慮すると、コンクリートの舗装で段差が 10cm あり、しかもその隅角部が

曲面処理されずに角ばっている状況では、運転手は積み荷の荷崩れ等の影響を懸念すると思われる。

次に、段差について、これまでに述べた利用の実状と、段差とはらみだし量との関係式（本章「(4) 1) 隙間とはらみだし量の関係、段差とはらみだし量の関係」参照）を関連づけると次のことが言える。

- ・荷を積んだフォークリフトの走行は、段差 5cm ある状態では、ほぼ無理である。
→はらみだし量に換算すると、重力式 6cm、矢板式 4cm に相当。
- ・荷を積んだフォークリフトの走行は、段差 3cm ある状態では、走行上注意を要する。
→はらみだし量に換算すると、重力式 0cm、矢板式 0cm に相当。
- ・荷を積んだ 20 トントラックの走行は、段差 10cm ある状態では、ほぼ無理である。
→はらみだし量に換算すると、重力式 21cm、矢板式 14cm に相当。

2) 道路の傾斜の走行限界

既往の基準類では、次の通りとなっている。

【横断勾配】

道路構造令では、横断勾配について下記のように定めている⁵⁵⁾。

(横断勾配)

第 24 条 車道、中央帯（分離帯を除く。）及び車道に接続する路肩には、片勾配を付する場合を除き、路面の種類に応じ、次の表の右欄に掲げる値を標準として横断勾配を付するものとする。

路面の種類	横断勾配（単位 パーセント）
前条第 2 項に規定する基準に適合する舗装道	1.5 以上
	2 以下
その他	3 以上
	5 以下

(後略)

(横断勾配に関する解説から抜粋)

路面の横断勾配は、路面に降った雨水を側溝または街渠に導くために必要である。その横断形状は、路面の排水に対して十分であるとともに、交通車両の走行に対して安全かつ支障のないものでなければならない。

一般に排水上は、施工時の不陸、路面の不均一な沈下により生ずる不陸などによって水たまりができないように、流速の一定限度内で横断勾配は大きいほうがよい。一方自動車の走行上からは、勾配は小さいほうが望ましい。

横断勾配が 2%以上になると、自動車のハンドル操作にかたよりが感じられ、氷のはった路面や、ぬれた路面では、横すべりのおそれがあり急制動の際には、乾いた路面でも同様なことが起こり得る。

また、対向2車線道路等では、追越車が横断勾配の相反する対向車線を走行するため、追越し時に横断方向の傾きが急激に変化する。このため、高速で走行するほど、また重心の高い車両であるほどハンドルをとられて、危険となるおそれがある。表3-53に示す値はこのような影響を考慮して定めたものである。

横断勾配の値を決定するにあたっては、交通車両の種類、気象、道路の線形、縦断勾配、および路面の種類などを考慮すべきであるが、標準の値は排水に最も影響の大きい路面の種類と車線数に応じ表3-53のとおりであると考えてよい。なお、表3-53の道路構造令第23条第2項に規定する基準とは、「車道及び側帯の舗装の構造の基準に関する省令」（平成13年国土交通省令第103号）で定めている、疲労破壊に対する耐久力、わだち掘れに対する抵抗力、路面の平坦性、雨水等の透水能力（自動車の安全かつ円滑な交通を確保するために必要がある場合）のことをいう。

表3-53 横断勾配の標準値

路面の種類	横断勾配 (%)	
	片側1車線の場合	片側2車線以上の場合
道路構造令第23条第2項に規定する基準に適合するセメントコンクリート舗装およびアスファルトコンクリート舗装等の場合	1.5	2.0
上記以外の路面	3.0～5.0	

上記の文章で参照している、道路構造令第23条とは次のものである。

(舗装)

第二十三条 車道、中央帯（分離帯を除く。）、車道に接続する路肩、自転車道等及び歩道は、舗装するものとする。ただし、交通量がきわめて少ない等特別の理由がある場合においては、この限りでない。

2 車道及び側帯の舗装は、その設計に用いる自動車の輪荷重の基準を四十九キロニュートンとし、計画交通量、自動車の重量、路床の状態、気象状況等を勘案して、自動車の安全かつ円滑な交通を確保することができるものとして国土交通省令で定める基準に適合する構造とするものとする。ただし、自動車の交通量が少ない場合その他の特別の理由がある場合においては、この限りでない。

3 第四種の道路（トンネルを除く。）の舗装は、当該道路の存する地域、沿道の土地利用及び自動車の交通の状況を勘案して必要がある場合においては、雨水を道路の路面下に円滑に浸透させ、かつ、道路交通騒音の発生を減少させることができる構造とするものとする。ただし、道路の構造、気象状況その他の特別の理由によりやむを得ない場合においては、この限りでない。

一方、林道規程では、横断勾配について下記のように定めている⁵⁶⁾。

(横断勾配)

第 23 条 車道及び車道に接続する路肩には、曲線部の片勾配を附する区間を除き、路面の種類に応じ、次の表の右欄に掲げる値の範囲で横断勾配を附するものとする。

路面の種類	横断勾配 (パーセント)
砂利道	5 以下
セメントコンクリート舗装道及びアスファルトコンクリート舗装道	1.5 以上 2 以下

(後略)

(横断勾配に関する解説から抜粋)

この規程における舗装道の横断勾配は、道路構造令に準拠して、設定しているが、林道舗装の施工性などから、一律に 2% とすることが望ましい。

【縦断勾配】

道路構造令では、縦断勾配について以下に示す値を基準としている⁵⁵⁾。

(縦断勾配)

第 20 条 車道の縦断勾配は、道路の区分及び道路の設計速度に応じ、次の表の縦断勾配の欄の左欄に掲げる値以下とするものとする。ただし、地形の状況その他の特別の理由によりやむを得ない場合においては、同表の縦断勾配の欄の右欄に掲げる値以下とすることができる。

区 分		設 計 速 度 (単位 1 時間につき キロメートル)	縦断勾配 (単位 パーセント)	
第 1 種、第 2 種 及 び 第 3 種	普通道路	120	2	5
		100	3	6
		80	4	7
		60	5	8
		50	6	9
		40	7	10
		30	8	11
	20	9	12	
	小型道路	120	4	5
		100		6
80		7		
60		8		
50		9		
40		10		
30		11		
20	12			

第 4 種	普通道路	60	5	7
		50	6	8
		40	7	9
		30	8	10
		20	9	11
	小型道路	60	8	
		50	9	
		40	10	
		30	11	
		20	12	

一方、林道規程では、縦断勾配について以下に示す値を基準としている⁵⁶⁾。

(縦断勾配)

第 20 条 縦断勾配は、次の表の左欄に掲げる自動車道の設計速度に応じ、同表の縦断勾配の欄の各区分欄の左欄に掲げる値以下とする。

ただし、地形の状況その他の理由によりやむを得ない場合には、交通安全施設等を設置して、同表の縦断勾配の欄の各区分欄の右欄に掲げる値以下（設計速度 20 キロメートル／時間については、延長 100 メートル以内に限り同表の縦断勾配の欄の各区分欄の右欄（ ）内に掲げる値以下）とすることができるものとする。

区 分	縦断勾配 (パーセント)							
	1 級				2 級		3 級	
	2車線のもの		1車線のもの					
設計速度 (キロメートル/時間)	7	10	7	10	—	—	—	—
40	7	10	7	10	—	—	—	—
30	9	12	9	12	9	12	—	—
20	9	12	9	14	9	(16) 14	9	(18) 14

2 第 1 項の規定にかかわらず、林道の利用形態が、もっぱら森林施業の実施である場合は、第 1 項の表の縦断勾配の欄の各区分欄の左欄に掲げる値を、次の表の値とする。

区 分	縦断勾配 (パーセント)			
	1 級		2 級	3 級
	2車線のもの	1車線のもの		
設計速度 (キロメートル/時間)				
40	—	—	—	—
30	—	9	—	—
20	—	舗装等を行う 場合 12 舗装等を行わ ない場合 9	舗装等を行う 場合 12 舗装等を行わ ない場合 9	7

【被災後の漁港岸壁に想定される勾配】

上に示した道路および林道の基準と比較のため、漁港岸壁の被災後に岸壁背後のエプロンに生じる勾配を試算すると表 4-13 のようになる。これは、エプロンの幅を 500cm とし、エプロンにもともと 2%の排水勾配（高低差が 10cm）が付いていると仮定し、これに表中の段差量をもたらすような勾配が加わった状況を想定して、被災後の勾配

を試算したものである。

但し、東日本大震災で被災した漁港では、幅 100cm のコンクリート版に 10 度 (=17.6%) の勾配が発生した例、幅 65cm のグレーチングに 6 度 (=10.5%) の勾配が発生した事例など、局所的には本表より大きい勾配が発生した例が見ついている。また、エプロンに割れが生じた場合、それにもなって大きな傾斜が生ずるおそれがある。

表 4-13 生じる勾配の試算

	はらみ出し量	段差量(注 1)	エプロンに生じる勾配(注 2)
①	5cm	2cm	2.4%
②	10cm	4cm	2.8%
③	20cm	8cm	3.6%
④	30cm	12cm	4.3%
⑤	40cm	16cm	5.1%
⑥	50cm	20cm	5.9%

(注 1) はらみ出し量と段差の関係は、重力式の式 (段差=0.39×はらみだし量) を使用した。矢板式では (段差=0.68×はらみだし量) である。

(注 2) エプロンの幅を 500cm とし、エプロンにもともと 2% の排水勾配 (高低差が 10cm) が付いていると仮定し、これに上表の段差量をもたらすような勾配が加わった状況を想定した。たとえば①の場合、10cm + 2cm = 12cm、 $12\text{cm} \div 500\text{cm} \times 100 = 2.4\%$ と算出される。

(8) 使用性の検討 (人の往来の観点から)

1) 漁港岸壁の利用の実状

漁港の岸壁では、漁船からの漁獲物の陸揚げ、漁船への氷や漁具などの積み込みの作業が行われる。状況を写真 4-24、写真 4-25 に示す。クレーンやフォークリフトなど機械が使われる現場も多いが、写真 4-24 のように機械を使用しても岸壁上では作業者の歩行を伴うのが普通である。



写真 4-24 定置網漁業における陸揚げ作業
(左：タンクの陸揚げ (三重県)、右：コンテナの陸揚げ (千葉県))



写真 4-25 底曳網漁業における漁獲物の陸揚げと運搬（愛知県）

2003 年十勝沖地震の発生時、十勝地方はサケ定置網の漁期にあたっていた。そのため被災した漁港では、はらみだしが生じた岸壁で、サケの陸揚げ作業が行われた。写真 4-26 はそのときの様子である。上部工とエプロンの間に隙間が生じたところでもやい網をとる作業が行われていた。またエプロン上では、沈下と段差が生じたところに水たまりができ、その上でサケの選別がなされていた。水たまりは漁獲物の衛生上問題であるほかに、作業者にとっては地表面が見えなくなることからつまずきによる怪我の危険を増長する。



写真 4-26 被災岸壁での陸揚げ作業（2003 年十勝沖地震）

写真 4-26 では岸壁の上部工とエプロンの間に隙間ができ、そのそばに作業者が立ってもやいをとる作業をしている。この、上部工とエプロン間の隙間には足をはませる恐れがあり、作業上の支障となる。

次に、東北地方太平洋沖地震による被災後、作業者の歩行の観点から修復がなされた事例を示す。

写真 4-27 に示す、「A1」漁港の-4m 岸壁と荷さばき所間のエプロンでは、漁船から荷さばき所へシラスなど漁獲物を入れたカゴを、漁業者の家族などがけん引して歩いて運ぶ。ここに東北地方太平洋沖地震によって段差と隙間が発生し、作業への支障が発生した。現在、大半の区間はすでにコンクリートが打設されて補修が済み、円滑に通行できる。比較のため未補修の区間で計測すると、段差は 10cm、隙間は 4cm であった。



写真 4-27 補修されたエプロンにおける作業者等の通行状況（「A1」漁港。計測状況は未補修区間におけるもの）

2) 人間工学分野の研究成果

一般社団法人人間生活工学研究センターでは、地表の隙間をまたぐ動作における怖さ、段差の昇降の負担感などを、約 200 名の被験者に室内で条件を種々に変えた地表を歩行させ、そのときの意識を段階評価させることにより把握している。

この結果は、人間生活工学研究センターのウェブサイト⁵⁷⁾（経済産業省委託 平成 12・13 年度高齢者対応基盤整備研究開発事業報告書の成果を要約して公開）と、上記研究開発事業の報告書⁵⁸⁾にまとめられている。

本項では、人の往来の観点から係船岸の許容変形量を考えるため、上記結果のうち隙間幅と段差に関するものとして、「隙間をまたぐ動作」と「一段ステップ昇降」の結果データを要約して示す。

なお、「隙間をまたぐ動作」と「一段ステップ昇降」の調査は、同じ被験者らに対してなされている。被験者の特性に関するアンケートデータによると、加齢にともなう体力低下はあるものの、被験者の多くは健常者であったことがうかがえる。

「隙間をまたぐ動作」では、またぐ隙間の幅を変えて、どの程度の隙間から「怖さ」

を感じ、またぐ際に「隙間が気になる」のかを内観評価を聴取して調べている。台と台の間の隙間は 25mm～400mm の範囲で 16 通りに変えて調べている。

内観評価は次の 2 種類を実施している。

- ・「怖さ」に対する評価 (1. 怖くない、2. やや怖い、3. かなり怖い、4. 非常に怖い)
- ・「気になるかどうか」に対する評価 (1. 気にならない、2. やや気になる、3. かなり気になる、4. 非常に気になる)

このうち「怖さ」の内観評価の結果は、80 代男女は 250mm 程度の広い隙間幅でも「怖くない」と申告する者が多く、逆に 40～50 代男性は 200mm 程度の隙間幅を「やや怖い」と申告する傾向が強かった⁵⁷⁾。

また、隙間をまたぐ時に「怖い」と評価した者として、「2. やや怖い」「3. かなり怖い」「4. 非常に怖い」のいずれかの評価をした者全ての人数を合計し、各年代における割合を求めると、60 代、70 代では 175mm 程度で約半数の者が怖いと感じるようになり、150mm 前後の隙間幅から気になり始める者が多くなっている⁵⁸⁾。

「一段ステップ昇降」では、昇り降りに負担を感じない段差はどれぐらいの高さであるのかを内観評価によって求めている。ステップの高低差は、100mm～400mm の範囲で 13 パターンとしている。ステップの傍にステンレス製の手摺を設けている。また、片手で持つ荷物 (ビニール製の袋の中に 1 kg のおもりを入れたもの) の有り・無しの 2 パターンとしている。

内観評価は次の 2 種類を実施している。

- ・昇りについての評価 (1. 楽に上れる、2. 少し努力すれば上れる、3. できるだけ努力すれば上れる、4. 上れない)
- ・降りについての評価 (1. 楽に降りられる、2. 少し努力すれば降りられる、3. できるだけ努力すれば降りられる、4. 降りられない)

その結果、男女共、加齢に伴って負担を感じる段差は低くなっている。60 歳以上の高齢者にとって負担を感じないのは 225mm 程度の高さだと思われるが、より負担を軽くするなら 200mm 程度の高さまでが良いようである。なお、1kg 程度の荷物ではステップを上り降りする際の負担は荷物を持たない場合とほとんど変わらなかった⁵⁸⁾。

この結果について、地震により被災した漁港の係船岸の特性と関連付けると、次のことが言える。

隙間について、はらみだし量との関係式 (本章「(4) 1) 隙間とはらみだし量の関係、段差とはらみだし量の関係」参照) を関連づけると、次のことが言える。

- ・隙間をまたぐ動作について、60 代、70 代では 175mm 程度で約半数の者が怖いと感じるようになる。

→はらみだし量に換算すると、重力式 36cm、矢板式 70cm に相当。

- ・また、150mm 前後の隙間幅から気になり始める者が多くなっている

→はらみだし量に換算すると、重力式 30cm、矢板式 60cm に相当。

また、段差について、はらみだし量との関係式 (本章「(4) 1) 隙間とはらみだし量の関係、段差とはらみだし量の関係」参照) を関連づけると次のことが言える。

- ・一段ステップ昇降について、60 歳以上の高齢者にとって負担を感じないのは 225mm 程度の高さだと思われる。

→はらみだし量に換算すると、重力式 59cm、矢板式 38cm に相当。

- ・より負担を軽くするなら 200mm 程度の高さまでが良いようである。
→はらみだし量に換算すると、重力式 51cm、矢板式 33cm に相当。

ただし被災後にはエプロンの傾斜や、エプロン下の空洞も発生することが多く、そのような場合には負担や怖さを感じる率が上記より高まると考えられる。

本項に記した調査は、高齢者のみならず幅広い年齢層に対して行われており、その多くは健常者と考えられることから、得られたデータは我が国の漁業就業者にも適合性の高いものと考えられる。ただし漁業活動の際は荷物の運搬などの任務へ意識が向きがちになり、その任務がしばしば繰り返されることから、当該調査の実施時に比べて地表面への顧慮が疎かになって危険が増すことも想定できる。

(9) 被災後の応急工事、立ち入り禁止の判断事例

1) 兵庫県南部地震後の応急工事の内容

兵庫県南部地震直後の応急工事を網羅的にまとめた結果を表 4-16⁵⁰⁾に示す。同表のうち岸壁・物揚場について、はらみだし量（あるいははらみ出しを間接的に表現していると考えられる岸沖方向の隙間の値）に傍線を追記した。それらの値を列記すると「60cm, 50~100cm, 20cm, 50cm, 20~50cm, 20cm, 30cm, 30cm, 40cm, 30cm」となる。このようなはらみだし量では応急工事により供用可能になる可能性があることがわかる。一方、応急工事による供用が不可能と判断され本格復旧までの間使用停止とされた事例については整理されていないので、応急復旧の可否の閾値を示すことはできない。

同表に示された事例は、発災後 10 日程度たった時点で始まっている応急工事であるから、安定計算を実施したうえで工事にかかったとは考えにくい。おそらく、漁港管理者が構造の安定性を目視により主観的に判断して、利用のニーズがある施設に対して応急工事を行ったものと考えられる。

表 4-16 兵庫県南部地震直後の応急工事の内容

漁港名	工種	延長	被害の概要	応急工事の概要	備考
「B1」 漁港	中央埠頭 -5.0岸壁 -3.0岸壁	L=100m L=80m	荷割岸壁が60cm前出し、17'ロウが80cm沈下のため、漁業活動が困難。	荷割地と岸壁の段差解消のために砂利填充と簡易舗装。 (中央駐車場の砂利の填充と簡易舗装)	1/25現地にて 応急工事指示 1/26から応急 工事着手
	道 路	L=20m	給油岸壁のエプロンが70cm沈下し、かつ道路に亀裂が生じ給油活動が困難。	岸壁と道路、給油埠頭の段差解消のために砂利填充と簡易舗装。	
	道 路	L=60m	道路に地割れ、亀裂が発生し、活魚車両基地への進入困難。	地割れの大きい箇所の砂利填充と簡易舗装。	
「B2」 漁港	-2.5物揚場 -2.0物揚場	L=33m L=160m	物揚場が50cm～1m前出し、エプロンが70cm沈下のため漁業活動が困難。	用地と物揚場との段差解消のため砂利填充と簡易舗装。	
	道 路	L=105m	ノリ加工場周辺の道路を中心に、地割れ亀裂が発生し、通行不能。	地割れの大きい箇所の砂利填充と簡易舗装。	
「B3」 漁港	-3.5岸壁	L=36m	荷割岸壁が20cm前出し、エプロンが70cm沈下のため漁業活動が困難。	荷割地と岸壁の段差解消のために砂利填充と簡易舗装。	1/26現地にて 指示。 1/27から応急 工事着手。
「B4」 漁港 (a地区)	-3.0岸壁	L=110m	荷割岸壁が50cm前出し、エプロンが50cm沈下のため漁業活動が困難。	荷割地と岸壁の段差解消のために砂利填充と簡易舗装。	
	護 岸	L=5m	上部工とエプロン舗装の間に20cm～50cmの隙間があり、漁業活動に支障。	上部工とエプロン舗装の隙間に砂利を填充し、簡易舗装。	
	道 路	幹線道路	荷割地用地、道路に地割れ、亀裂が生じ、漁業活動が困難。	幹線道路のうち、地割れの大きい箇所の砂利填充と簡易舗装。	
「B4」 漁港 (b地区)	-2.0物揚場	L=130m	荷割物揚場が20cm前出し、エプロンが50cm沈下のため、漁業活動が困難。	荷割地と物揚場の段差解消のために砂利填充と簡易舗装。	1/26現地にて 指示。 1/27から応急 工事着手。
	道 路	幹線道路	荷割地用地、道路に地割れ、亀裂が生じ、漁業活動が困難。	幹線道路の打ち、地割れの大きい箇所の砂利填充と簡易舗装。	
「B5」 漁港	-3.0岸壁 -2.0物揚場	L=110m L=110m	荷割岸壁が30cm前出し、エプロンが50cm沈下のため、漁業活動が困難。	荷割地と岸壁の段差解消のために砂利填充と簡易舗装。 (一部排水工を整備)	
	道 路	一部道路	荷割地用地、道路に地割れ、亀裂が生じ、漁業活動が支障。	一部道路のうち、地割れの大きい箇所へのバリケード等の設置。	
「B6」 漁港	-2.0物揚場	L=345m	荷割物揚場が30cm前出し、エプロンが30cm沈下のため、漁業活動が困難。	荷割地と物揚場の段差解消のために砂利填充と簡易舗装。	
	道 路	幹線道路	荷割地用地、道路に地割れ、亀裂が生じ、漁業活動が困難。	幹線道路のうち、地割れの大きい箇所の砂利填充と簡易舗装。	
「B7」 漁港	-3.0岸壁	L=150m	荷割岸壁が40cm前出し、エプロンが45cm沈下のため漁業活動が困難。	荷割地と岸壁の段差解消のために砂利填充と簡易舗装。	1/27現地にて 指示。 1/28から応急 工事着手。
	-2.0物揚場	L=115m	荷割物揚場が30cm前出し、エプロンが30cm沈下のため、漁業活動が困難。	荷割地と物揚場の段差解消のために砂利填充と簡易舗装。	
	道 路	幹線道路	荷割地用地、道路に地割れ、亀裂が生じ、漁業活動が困難。	幹線道路のうち、地割れの大きい箇所の砂利填充と簡易舗装。	

2) 被災した係船岸における立入禁止措置

漁港岸壁及び、漁業活動に使用されている港湾岸壁について、被災後の利用可否の判断が記録として残っている事例について、はらみ出し量ならびに被災後の利用の可否をまとめて表4-17に示す。同表のうち北海道の諸事例は報告書²⁶⁾による。その他は、水産庁担当官による被災状況調査報告による。

表 4-17 漁港岸壁のはらみ出し量ならびに被災後の利用の可否

事例番号	地震名	漁港・港湾名	水深	構造形式	はらみ出し量(cm)	被災後の利用可否
1	H17福岡県西方沖地震	「C1」漁港	-5.0m	重力式(L型)	最大46	当日に応急補修, 利用可能に
2	H17福岡県西方沖地震	「C1」漁港	-4.0m	重力式(ブロック積)	最大91	不可能
3	H17福岡県西方沖地震	「C1」漁港	-7.0m	重力式(ケーソン)	最大56	2~3週で応急補修, 利用可能に(自動選別機は他所へ移設)
4	H17福岡県西方沖地震	「C1」漁港	-5.5m	重力式(ケーソン)	最大58	2~3週で応急補修, 利用可能に
5	H5釧路沖地震	「C2」港	-7.5m	矢板式(控え組杭)	0~50	不可能
6	H5北海道南西沖地震	「C3」港	-4.0m	重力式	最大160	使用不可
7	H5北海道南西沖地震	「C3」港	-2.0m	重力式	一部区間で堤体が崩壊	堤体が倒壊した区間で漁船の接岸・荷役不可
8	H5北海道南西沖地震	「C3」港	-2.0m	重力式	26~62	利用可能
9	H5北海道南西沖地震	「C4」港	-2.5m	矢板式	最大53	利用可能
10	H5北海道南西沖地震	「C4」港	-3.5m	矢板式	14	利用可能
11	H5北海道南西沖地震	「C4」港	-3.5m	矢板式	14~27	利用可能
12	H5北海道南西沖地震	「C4」港	-3.5m	矢板式	最大26	利用可能
13	H5北海道南西沖地震	「C4」港	-4.5m	矢板式	30~70	使用不可
14	H5北海道南西沖地震	「C4」港	-3.5m	矢板式	最大65	使用不可
15	H5北海道南西沖地震	「C4」港	-4.0m	矢板式	最大27	利用可能
16	H6北海道東方沖地震	「C5」港	-4.5m	重力式	最大9	翌日から大型船使用禁止。5t未満船は利用可。
17	H6北海道東方沖地震	「C5」港	-2.0m	重力式	0~46	翌日から使用禁止
18	H6北海道東方沖地震	「C2」港	-7.5m	矢板式(控え組杭)	-4~32	係留のみ許可

黄色は被災直後に使用不可となった施設

(10) 鋼材の応力の検討事例（栈橋式係船岸の地震応答解析事例）

東日本大震災後の水産庁調査⁵⁾において、東北地方太平洋沖地震で被災した栈橋式係船岸4施設について二次元地震応答解析がなされた。

表4-18に、4施設の水深、設計水平震度、現地観測された法線はらみだし量、東北地方太平洋沖地震の地震動を用いた解析結果（液状化判定、法線はらみだし量、杭の曲げモーメント）、サイト特性を考慮したレベル1地震動を用いた解析結果（法線はらみだし量、杭の曲げモーメント）を示す。

表4-18 東北地方太平洋沖地震で被災した栈橋式係船岸4施設の二次元地震応答解析結果

施設の条件			東北地方太平洋沖地震・津波後の現地観測結果	東北地方太平洋沖地震波形を入力した解析結果	レベル1地震動を入力した解析結果	
事例名	水深	照査用震度 被災施設 (現行基準)			非液状化の条件	液状化の条件
栈橋式事例A	-6.0m	0.10 (0.16)	法線はらみだし量 9~77cm	液状化した 36cm ▲	法線はらみだし量 杭の曲げモーメント 11cm ●	法線はらみだし量 杭の曲げモーメント 27cm ●
栈橋式事例B (SCP施工区間)	-6.0m	0.19 (0.19)	法線はらみだし量 ≒0cm	液状化せず 8cm ●	法線はらみだし量 杭の曲げモーメント 3cm ●	法線はらみだし量 杭の曲げモーメント 6cm ●
栈橋式事例C	-4.0m	0.10 (0.16)	法線はらみだし量 6~11cm	液状化した 17cm ●	法線はらみだし量 杭の曲げモーメント 3cm ●	法線はらみだし量 杭の曲げモーメント 8cm ●
栈橋式事例D	-3.5m	0.10 (0.16)	法線はらみだし量 0cm	液状化した 3cm ▲	法線はらみだし量 杭の曲げモーメント 6cm ●	法線はらみだし量 杭の曲げモーメント 2cm ●

(注) 杭の曲げモーメントの表記 ●:降伏せず。▲:降伏したが全塑性に達せず。

東北地方太平洋沖地震の波形として、各施設の近くで観測された波形を補正元とし、施設位置のサイト特性を反映させたものを使用。レベル1地震動の波形として、各施設の近くの港湾のレベル1地震動を補正元とし、施設位置のサイト特性を反映させたものを使用。

事例Aに東北地方太平洋沖地震の地震動を入力したケースでは、36cmという大きなはらみ出しが生じ、陸側杭の地中部が降伏した。また、事例Dに東北地方太平洋沖地震の地震動を入力したケースでは、はらみだし量が3cmにも関わらず降伏した。その他のケースでは、曲げモーメントは降伏に達しない結果となった。

レベル1地震動に対しては、いずれも杭は降伏に達せず、液状化が発生しない条件でははらみだし量は11cm以下にとどまった。

このうち、変形量が小さいにもかかわらず降伏して特異な結果となった事例Dについて、降伏が生じた理由およびその問題の程度について、吟味を行った。

この事例の断面を図4-34に示す。栈橋部には岸沖方向に2本の杭（以下、海側杭および陸側杭と称す）が打設されている。陸側杭のみ基礎捨石層を貫通している。一方、背後地にはブロック積み式護岸が設置され、栈橋部と護岸の間に渡版が掛けられている。

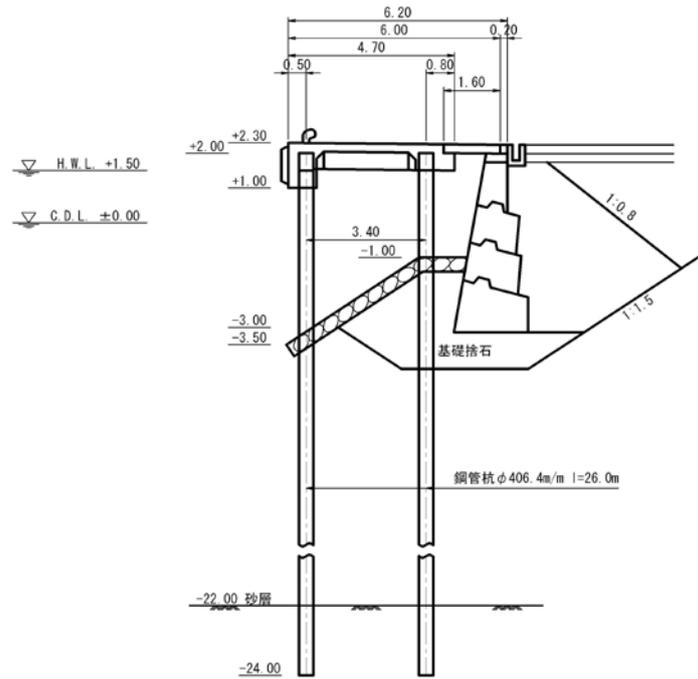


図 4-34 事例 D の断面図

杭に発生した曲げモーメント分布を図 4-35 に示す。海底付近よりも上方で海側杭と陸側杭の分布の違いが大きい。これは海側杭と陸側杭の拘束条件の違い（捨石層の有り無し）が影響したものと考えられる。それぞれ杭頭位置で降伏が起きている。

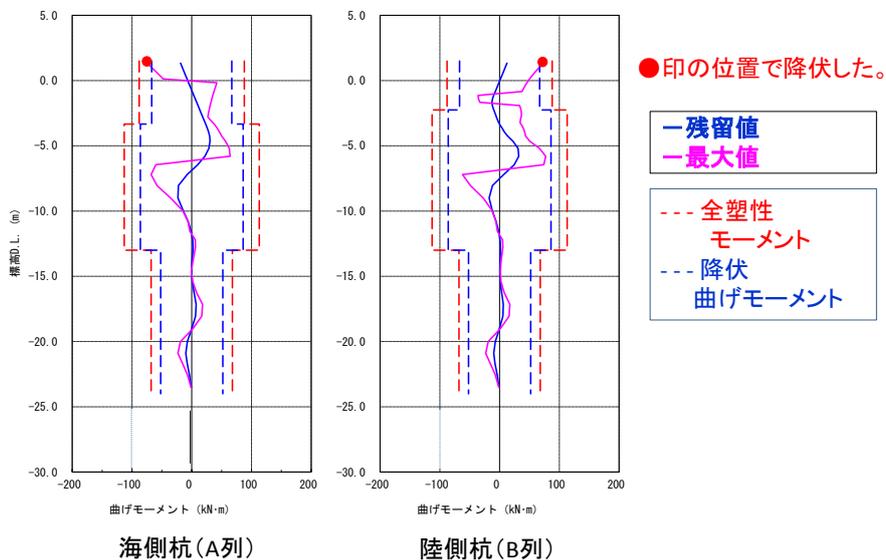
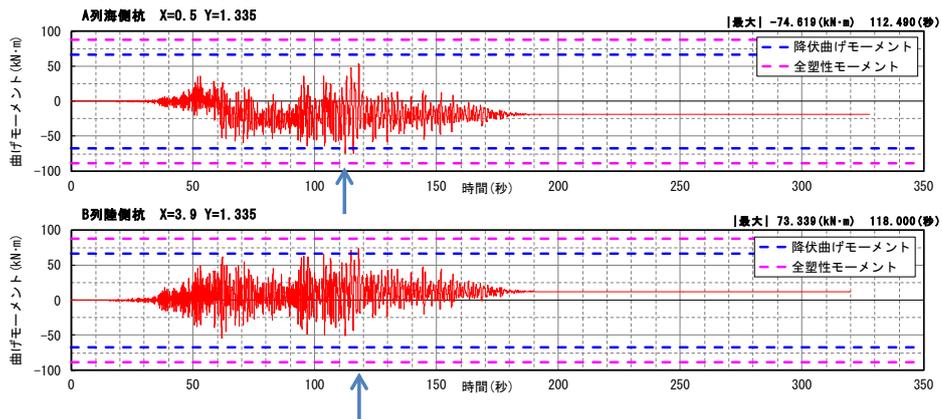


図 4-35 杭に発生した曲げモーメント（深さ方向の分布）

次に、杭頭位置の曲げモーメントの時系列を図 4-36 に示す。同図からは、瞬間的に少しだけ降伏値を超えていることがわかる。



↑ : 曲げモーメント最大の時刻

図 4-36 杭頭位置の曲げモーメントの時系列

そこで、鋼材のひずみ量の大きさも考慮して、部材の健全性を評価してみる。図 4-37 に杭の外縁のひずみ分布を示す。これより、鋼材の最大ひずみは 0.13% で、残留ひずみはほとんど無い。また、降伏応力度を超えたのは杭頭部の限定された箇所のみである。この程度ならば、施設の健全性はほぼ問題無いと判断できる。

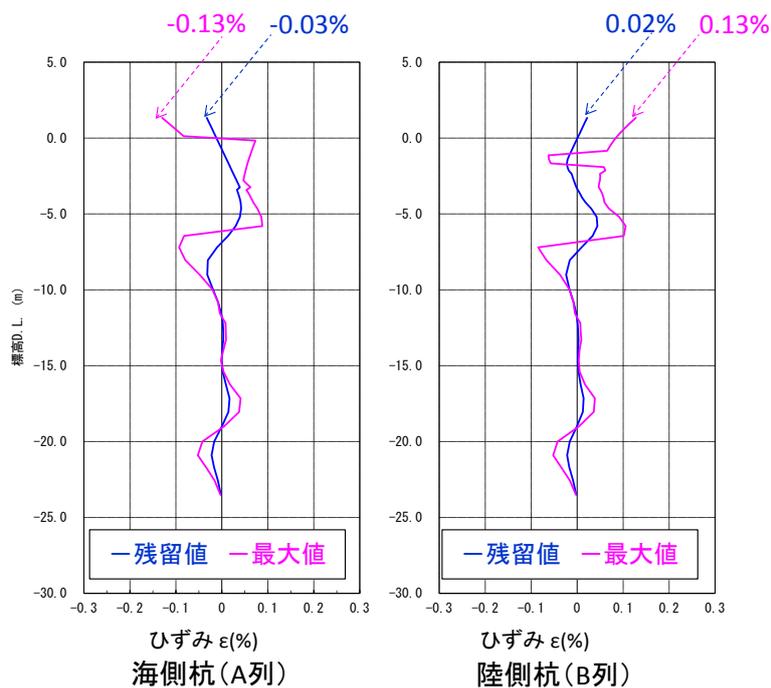


図 4-37 杭の外縁のひずみ（深さ方向の分布）

(11) 係船岸の許容変形量に関する種々の既往文献

本項では、ここまで挙げた以外に許容変形量の検討に資する文献を列記する。

1) 漁港関係

漁港関係では次の文献が存在する。

- ・ 平成5年釧路沖地震で被災した漁港岸壁について、構造形式と水平変位量の関係、推定された工学的基盤加速度および係船岸の水深と被災程度の関係が示されている¹⁷⁾。
- ・ 平成15年十勝沖地震において被災した漁港の個別施設の災害復旧方針を決めるための判断基準（はらみだし量等の基準値）の存在を確認しているが、論文等による公開はなされていない。
- ・ 北海道開発局²⁶⁾は、漁港岸壁の許容変形量を検討するため、岸壁の海側への法線移動および、エプロンと上部工の間の開きと段差について、何センチメートルであれば利用上問題が無いか、23漁港の利用者にアンケートを行い、96通の回答を得ている。また、1993年釧路沖地震、1993年北海道南西沖地震および1994年北海道東方沖地震における漁港の被災状況と利用可否の記録を吟味している。これらより、許容変形量（はらみだし量）について「概ね20cmで問題ない」とまとめている。

2) 港湾関係

港湾関係には次の文献が存在する。

港湾の岸壁と漁港の岸壁では、施設規模、当初断面の設定方法（照査方法）、利用実態等が異なるので、これらの手法を検討無く漁港に適用することは避け、適用性を検討して確認できた場合のみ適用するのが良い。ただし、これらの手法に含まれる考え方は、漁港において参考になるものが多く含まれている。

- ・ 團村ら⁵⁹⁾は、重力式岸壁（本体工；ケーソン式）および矢板式岸壁（控え工；直杭式、タイ材；タイロッド）を対象として、地震時における岸壁の残留水平変形量、残留鉛直天端変形量、残留鉛直エプロン変形量および残留傾斜角を、1次元地震応答解析の結果と岸壁諸元等を用いることにより、簡易に評価できる変形量推定式を提案している。提案した方法は、岸壁の被害評価や既存施設の耐震性能を簡易に判定して、詳細な検討が必要とされる施設のスクリーニングとして、実務で利用することを想定している。
- ・ 加藤ら⁵⁴⁾は、平成22年に港湾管理者らに対して実施した、施設の利用に支障が出始めるときの設備等の変状の状態についての調査結果を示している。調査項目は「岸壁法線の出入量」「エプロンの沈下量」「エプロンと背後地の段差」「コンクリートのひび割れ度」「アスファルトのひび割れ率」である。また、昭和58年に実施された類似調査の結果と比較している。
- ・ 小泉ら⁴³⁾は、係留施設が地震によって被災した場合に暫定的に供用することが可能かどうかを、被災直後の調査から速やかに得られる指標を使って数値的に把握する手法を提案している。

手法構築のため、重力式（ケーソン）については、パラメータを種々に変えて壁体の安定計算を行っている。矢板式では、パラメータを種々に変えて静的弾塑性解析手法による解析を行い、矢板の変形、曲げモーメント分布を算出している。

この計算結果をもとに、施設の諸元に加えて、重力式（ケーソン）については沈下量と傾斜角をパラメータとし、矢板式では、被災形態（3つに分類）と最大変位をパラメータとして、被災施設の構造的な健全性（著者らは残存耐力と呼んでいる）を評価するプログラムを作成して提示している。また、被災構造物の暫定利用の実態（使用制限等）を整理して、計算結果との関係性を論じている。

- 菅野ら⁶⁰⁾は、過去の地震により被災を受けた港湾構造物（岸壁）の事例について、構造形式ならびに被災の程度について整理してとりまとめ、重力式、矢板式および栈橋式について、典型的な被災状況（洗掘、傾斜等）を図示している。

また、兵庫県南部地震により被災した岸壁の資料を再整理し、置換地盤上の重力式岸壁の被災の特徴を明らかにするとともに、被災変形量（はらみだし量、沈下量）と置換層厚の関係、はらみだし量と諸変数（沈下量、段差、設計震度）との関係を整理している。さらに、再現実験から、置換地盤上の重力式ケーソン岸壁の被災メカニズムを明らかにしている。

また、港湾構造物において許容される被害程度を、4段階の「耐震性能グレード」として設定し、グレード毎に地震動レベルに対する許容被害程度を定めている。許容被害程度については、耐震性能照査における工学的なパラメータを用い、基準の目安となる数表をまとめている。この許容被害程度は、重力式、矢板式および栈橋式に分けて、使用の観点（著者らは機能被害の観点と呼んでいる）と、構造物の安定の観点（著者らは構造被害の観点と呼んでいる）から検討されている。

- 一井らによる、阪神淡路大震災時の岸壁の被災状況と係船実績を照合した研究⁴⁷⁾においては、港湾岸壁の被災時の使用性について、岸壁天端の最大水平変位量よりも岸壁法線の凹凸の程度が岸壁の利用可能度の指標になりうるという結果が得られている。
- 藤村ら⁶¹⁾は、護岸の許容変形量を計算するため、ケーソン式構造物を対象としてFLIPによる地震応答解析を行うことにより、地震後の護岸の鉛直方向沈下量と、天端における水平方向はらみ出し量との関係が検討され、その結果、（鉛直変位）=0.35×（水平変位）という関係が得られている。

(12) 許容変形量の記述

設計参考図書の「第6編 1.5.5 耐震性能の照査における許容変形量」に、耐震性能照査における許容変形量の考え方とその参考値、施設の特性に応じた留意事項を、従来の記述を踏襲しつつ一部補正して掲載した。

この許容変形量は「法線のはらみだし量」を基本としている。これは過去より港湾の設計基準や漁港の設計の手引で指標とされており、現地の調査分析でも多く用いられている指標であるためである。車両の通行や歩行に影響を及ぼすのは背後エプロンの段差や隙間であるが、はらみだし量に換算して考慮に入れた。

この、設計参考図書(原稿案)に記述した許容変形量の数表は、参考値という位置付けであり、「個別の施設について施設の変形量と被災後の施設に求められる機能との関係を検討する場合は、同表以外の許容変形量を使用することもできる」としている。

ここで、設計参考図書に記した以外の許容変形量を使用するのがよい場合について考えてみる。例えば、過去の被災データの統計より、10cmのはらみだし量が生ずると4~6cm程度の段差が生じるが、フォークリフトはその程度の段差があると荷を積んだ走行は困難である。そのため、流通の観点から岸壁のすぐ背後でのフォークリフトの走行が必須であり、想定地震が来襲した直後もその流通機能を維持させるべき岸壁については、より小さい許容変形量を設定することが考えられる。

また、地域防災計画に位置づけられた耐震強化岸壁は、地域防災計画における各施設の災害時の位置づけも考慮して許容変形量を決めることが求められる。

(13) 個々の施設に対する許容変形量の検討

本項では、施設ごとの整備目的や利用形態等を考慮して個別に許容変形量を設定する際に参考に出来る考え方を整理し、許容変形量と限界状態との関係、岸壁の種類別、構造上の観点、利用上の観点等に分けて取りまとめた。

1) 許容変形量と限界状態の関係の検討

「平成19年港湾基準」では、3種類の要求性能「使用性」「修復性」「安全性」に対して限界状態を定義している。本項では、港湾基準の3種類の限界状態「使用限界状態」「修復限界状態」「安全限界状態」を想定して、漁港の係船岸の許容変形量との関連付けを検討する。

まず、漁港岸壁のレベル1地震動に対する耐震設計は、使用限界状態に当てはまると考えられる。これまでレベル1相当の耐震設計は震度法でなされてきているが、これは設計で想定した地震が来襲しても変位が生じないということが暗黙のうち認識されていたと考えられる。これは使用限界状態に相当する。

次に、漁港の耐震強化岸壁のレベル2地震動に対する耐震設計については、「2003年漁港手引」では震度法または変形照査によりなされており、変形照査においては構造上及び使用上という観点から変形量の参考値が記されている。このうち、「構造上」という文言からは、修復限界状態あるいは安全限界状態が想起される。しかし耐震強

化岸壁は、その整備目的にかんがみて、発災直後に緊急物資の搬出入等に使用できる必要がある。また、掲載されている変形量参考値程度の変形が生じると、緊急物資の搬出入等を円滑に行うには渡り板や盛土等を施すことが望まれよう。以上のことから、漁港の耐震強化岸壁のレベル 2 地震動に対する耐震設計は、使用限界状態と修復限界状態の両方に対応すると考えられる。

ところで、「平成 19 年港湾基準」では、3 種類の限界状態に対応する変形量の大きさは「安全限界状態 \geq 修復限界状態 \geq 使用限界状態」という関係になっている。仮に上記の大小関係を漁港にあてはめようとする、実際には、当面の使用はできても修復が必要な状態や、施設の構造安定上致命的ではないがそこを使用する人命の安全確保に問題ありという状態はあり得る。使用と修復の大小関係は例えば 50cm 程度のはらみだしでも漁船を係留している事例がある一方で、多量の陸揚げされた漁獲物を扱う場合には許容される変形はずっと小さくなり、数 cm の段差（10cm 程度のはらみだしに相当）でもフォークリフトの走行に多大な支障を来して補修工事を行うことがある。

使用限界状態といっても、「問題なく使用出来る」「問題あるが注意しながらであれば当面はそのまま使用できる」「問題あるが、公共事業によらずに手作業で盛土や鋼板の敷設をすることにより、注意しながらであれば当面は使用できる」といった複数のレベルを想定しうる。

2) 岸壁の種類別の許容変形量の設定の考え方

漁港の岸壁は、次の 4 種類に分類され、それぞれ想定する地震の作用が異なっている。

- ・耐震強化岸壁
- ・水産物・流通拠点漁港における主要な陸揚岸壁（特定第 3 種漁港等）
- ・水産物・流通拠点漁港における主要な陸揚岸壁（特定第 3 種漁港等以外）
- ・上記以外の岸壁

そこで本項では、この 4 種類の岸壁について、被災後に必要とされる一般的な利用状態を想定し、それに対する許容変形量の設定の考え方を示す。あくまで一般的な想定に基づいているため、これをたたき台として個別施設の事情に応じた変更を施すのが良い。

耐震強化岸壁は、「大規模な地震が発生した場合に、被災直後の緊急物資や避難者の海上輸送、また、各公共施設が復旧する間の物資の輸送等を行い得るよう、一般の岸壁に比べ耐震性を強化した岸壁」（黒本 2001 年版）であるから、物資を輸送する船舶の係留と、物資や避難者の陸上での移動・運搬を可能とする必要がある。従ってその変形量としては、設計上想定した地震動（レベル 2 地震動）が作用した場合に被災構造物が倒壊、破壊等に至らず、緊急物資輸送船の係留が可能で、背後エプロン上において注意しながらの作業が出来、被災後の物資輸送に供することを可能とする必要があると考えられる。

ここで、物資を輸送する船舶は通常そこを利用する漁船とは限らないが、泊地の水深の制約を受けるため、そこに入港する船舶の規模は、通常そこを利用する漁船と同

程度かそれより小型ということになる。

「水産物・流通拠点漁港における主要な陸揚岸壁」のうち「特定第 3 種漁港または特定第 3 種以外の漁港であっても被災することによって広範囲にわたる経済活動に著しい影響を及ぼす恐れのある水産物生産・流通拠点漁港」は、広範囲にわたる経済活動がなされている漁港であるからその取扱量は自ずと多く、フォークリフト、トラックなどが多数出入りすることを想定する必要がある。従ってその変形量としては、設計上想定した地震動（レベル 2 地震動）が作用した場合でも「大量の漁業活動が、鋼板を渡すなどの簡単な修復を施せばほぼ支障なく行える」ことをめざすことが考えられる。

「水産物・流通拠点漁港における主要な陸揚岸壁」のうち、上記以外の水産物生産・流通拠点漁港は、取扱量はさまざまであり、少量の高価な魚種を扱う場合から、多量の多獲性魚種を扱う場合まで考えられる。基本的には、その変形量としては、設計上想定した地震動（レベル 1 地震動もしくは発生頻度の高い津波を生じさせる地震の大きい方の地震）が作用しても「日常的な作用荷重の範囲においては被災構造物が安定を保ち、漁船の係留が可能で、通常時に比べて多少の支障は生じるが漁業活動が行える」ことをめざすことが考えられる。

それら以外の一般の岸壁は、陸揚げ岸壁であっても取扱量は多くなく、フォークリフト、トラックの出入りができなくとも人力の運搬で補うなどして代替の方法を講じうるとみなすことができる。準備岸壁・休憩岸壁についても同様と見なすことができる。従ってその変形量としては、設計上想定した地震動（レベル 1 地震動）が作用しても「日常的な作用荷重の範囲においては被災構造物が安定を保ち、漁船の係留が可能で、通常時に比べて多少の支障は生じるが漁業活動が行える」ことをめざすことが考えられる。

3) 構造上の観点からの許容変形量の考え方

重力式係船岸と矢板式係船岸それぞれについて、地震動来襲時の変形量を照査する意味を考えてみる。

構造上の観点から、重力式係船岸の変形量を照査することには、次の 3 つの意味があると考えられる。

- ① 傾いた本体の静的な安定計算に代わるもの。(堤体が海側に移動することによるマウンドの支持力不足等を、間接的に照査する)
- ② 水平移動した本体が、捨石マウンドの本均し幅の中に収まっているかどうかを見るもの。(マウンドも水平移動しうるので、本体とマウンドの相対的な変位を見る必要がある)
- ③ 計算ではわからない諸現象（吸出し、背後地への影響など）を防ぐための安全策。

また、構造上の観点から、矢板式係船岸の変形量を照査することには、次の 2 つの意味があると考えられる。

- ① 変形量が大きければ発生応力も大きいであろうという考えに立ち、応力照査と同様の観点で、変形量を照査する。(いわば、応力照査の二重チェック)

- ②計算ではわからない諸現象（背後地への影響、法線方向部材の破断、部材同士の固定部分の破断など）を防ぐための安全策。

4) 利用上の観点からの許容変形量の考え方

利用上の観点には、係留と陸上利用の観点がある。前者の例として、法線に生じた凹凸により漁船の係留が安全に行えなくなる恐れがある。後者の例として、堤体のはらみ出しに伴って背後地表面に段差や沈下が生じ、漁業活動に必要な車両等の乗り入れができなくなったり、漁業活動のための歩行に危険が生じたりする恐れがある。

地震発生直後の岸壁・物揚場の利用については以下のようないくつかのレベルが考えられる。

- ・問題なく利用出来る。
- ・問題あるが注意しながらであれば当面はそのまま利用できる。
- ・問題あるが、公共事業によらずに簡易な盛土や鋼板の敷設をすることにより、注意しながらであれば当面は利用できる。
- ・問題あり、利用不可能、公共事業による復旧工事を要する。

「利用できる」には、上記のように複数のレベルを想定することができ、対応する許容変形量もそれぞれ異なるものとなる。従って理想的には、被災後に必要となるレベルを設定し、そのレベルに見合う許容変形量を定めるのがよいといえる。

次に、許容変形量と、災害査定との関係を考える。

災害査定は、構造物の安定性と漁業活動上の利用性を整備当初の状態に回復させるべく判断がなされる。判断基準の参考値が示されているが、その数値は業務における目安値という位置付けであり、実際は個別の施設の状況を吟味して判断がなされる。

一方、許容変形量は、性能照査（変形量照査）を行う際に作用（地震動や地震力）と組み合わせて用いられる。作用は、75年確率地震動のように現実にその通りの地震が来襲するわけではないが確率的に妥当な値を用いる。これまでの港湾の設計基準や漁港の設計の手引の許容変形量の値の大きさを見ると、許容変形量は、使用性を整備当初の状態に保つための値ではなく、本来の使用性が一部失われることについて、許容できる範囲を（あいまいながらも）想定して設定されているといえる。許容変形量を、「想定した力が働いた際に何センチメートルの変形が生じるものとするかを、設計時のターゲット値として与えるもの」と捉えることができるが、その値は、例えば、補修が軽微な範囲で済むことを念頭に置いて設定されている。変形が安定性や利用に及ぼす影響は施設ごとに異なるが、設計の便宜のため許容変形量の標準的な値（参考値）が示されている。

このように、災害査定との参考値と許容変形量とは意味の異なる数量であるから、値同士の直接的な合致を求めるべきものではない。もし両者の関係を追究するなら、災害復旧の発生頻度のある目標値へコントロールすることをめざして設計時の許容変形量の最適化を論ずることが考えられるが、そのような議論はまだ醸成されていない。

5) 許容傾斜角の考え方

設計参考図書（原稿案）では、重力式については傾斜角を掲載しているが、矢板式

については掲載していない。

重力式については本体の傾斜角は、構造物の安全性（底面地盤反力の増大等）に係る指標であり、利用（係留、エプロン上の利用等）に係る指標でもある。

矢板式については本体の傾斜角は、構造上の安全性に係る値であるが、発生モーメントと密接な関係があることから、一般には、発生モーメントを照査すれば、構造物の安全性の観点からの傾斜角の照査は必要無いと考えられる。また、利用（係留、エプロン上の利用等）に係る指標でもある。

利用への影響については、現時点では汎用的に傾斜角の数値を示すだけの知見が得られていないため、施設ごとの検討を要する。

なお、矢板式係船岸については変形モードがいくつかあるため、傾斜角の測り方についてルールが要る。漁港の矢板式係船岸の変形モードの解明が進んでいない現時点では、平均的な勾配（例えば、天端と海底面を結ぶ線の勾配）を 3° を標準とするが、矢板の変形状況を把握して検討するのがよいと考えられる。

6) 栈橋式係船岸の許容変形量の考え方

設計参考図書（原稿案）には「栈橋式については暫定的に、同表の重力式・矢板式の値を参考としつつ、渡版の変状及びその隣接構造物への影響が、栈橋の利用に大きな支障をもたらさない範囲にとどまることも考慮に入れて許容変形量を設定してよい。」と記述している。

このことについて、実現象として考えられるのは、栈橋の海側への変形に伴い渡版が落下することと、栈橋が変形しないが背後の土留が前面へ動こうとして渡版から前後に押す力が働くことである。

そこで、栈橋式の二次元地震応答解析による照査では、次の2種類の照査を行うことが考えられる。

- ・渡版無しの二次元モデルによる計算。栈橋床版と土留め天端部の水平相対変位が、地震前の渡版幅よりも大きくなるか小さくなるかを確認することにより、渡版の落下の可能性の有無を把握する。落下する結果となった場合は、そのことが岸壁利用に及ぼす影響の大小を判断する。
- ・渡版有りの二次元モデルによる計算。栈橋床版と土留め天端部の水平相対変位が所定の値よりも縮まる方向に変位した場合には圧縮力を伝達し、それ以外は力を伝えないモデルとして計算する（（文献⁶²参照。同文献では、上記「所定の値」を20cmとしている）。これにより渡版の影響を考慮して、応力、変形等を照査する。

5. サイト特性の簡便な反映手法の検討（レベル1地震動）

（1）常時微動観測および地震観測

1）実施箇所の選定

次の観点（方法の項を参照）に基づいて、地域の絞り込みを行った。

- ① 中小規模の地震の発生頻度が高い地域
- ② 地域的なバランス
- ③ 近い将来の大地震の来襲が予測される地域

このうち①については、東北地方太平洋沖地震の震源付近で余震が多く観測されている状況にある（平成24年現在）。②については、（過去の調査⁶³⁾では岩手県1漁港、宮城県2漁港、茨城県1漁港、千葉県1漁港で観測が行われている。このことから、今後、東北・関東から離れた漁港でもデータ取得が求められる。③については政府（内閣府）が対策を定めている地震における防災対策推進地域が考えられる。

①の観点から茨城県を、②③の観点から高知県を選定した。

次に、次の観点（方法の項を参照）に基づいて、漁港の選定を行った。

- ① 近くに稼働中の地震計がある
- ② 常時微動観測の鉛直方向と水平方向のスペクトル比（H/V スペクトル）の低周波数帯に明瞭なピークが現われること
- ③ ボーリングデータが密な間隔で存在すること

②については、付近のサイト増幅特性に明瞭なピークがあれば、H/V スペクトルにも同様のピークが存在する可能性が高い。また③については、第3種、第4種漁港のような大規模漁港のほうが継続的に事業がなされており、ボーリングデータが密に存在する可能性が高いと考えられる。

このような点を考慮し、茨城県における常時微動観測実施漁港をEa漁港、Eb漁港およびEc漁港とし、高知県における常時微動観測実施漁港をEd漁港およびEe漁港とした。（本項では、漁港名を、「E」にアルファベットの小文字を付して示す。）

地震観測実施漁港は、常時微動の結果を踏まえて決定した。（「3）茨城県の1漁港における短期の地震観測結果」及び「7）高知県の1漁港における短期の地震観測結果」参照）

2）茨城県の3漁港における常時微動観測

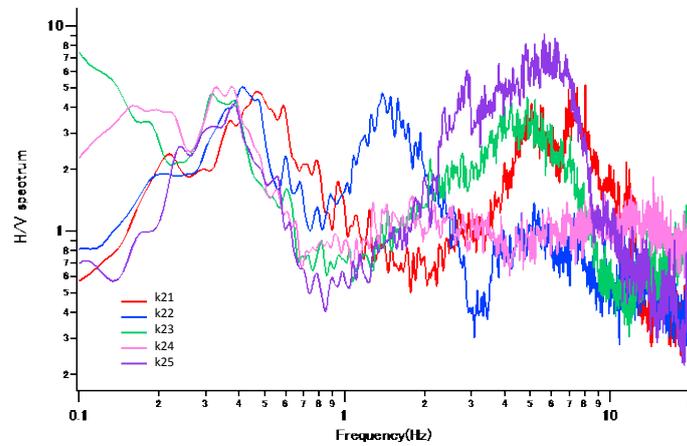
茨城県のEa、Eb、Ecの3漁港で常時微動観測を実施した。また漁港近くの地震計位置（EaとEbの近くにあるK-NET観測点E1、Ec漁港の近くにあるK-NET観測点E2、3漁港から同程度の距離にあるK-NET観測点E3の3箇所）でも常時微動観測を実施した。

（本項では、防災科学技術研究所の強震観測網K-NETや港湾の地震観測点を、「E」に数字を付して示す。）

常時微動観測よりH/Vスペクトルを得た。H/Vスペクトルは港湾の照査で標準的に使われる方法（3回の163.84秒の観測データの平均）により求めた。

Eb漁港、K-NET観測点E1、K-NET観測点E3で得られたH/Vスペクトルを図5-1に示

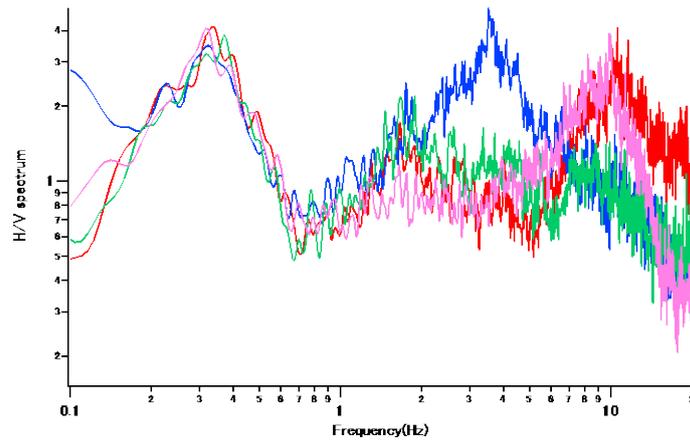
す。



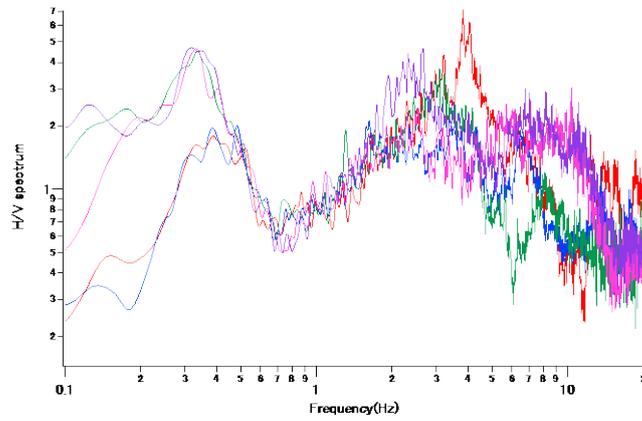
k21 : E3 観測点。k22 : E1 観測点。k23~k25 : Eb 漁港。

図 5-1 Eb 漁港、K-NET 観測点 E1、K-NET 観測点 E3 の H/V スペクトル

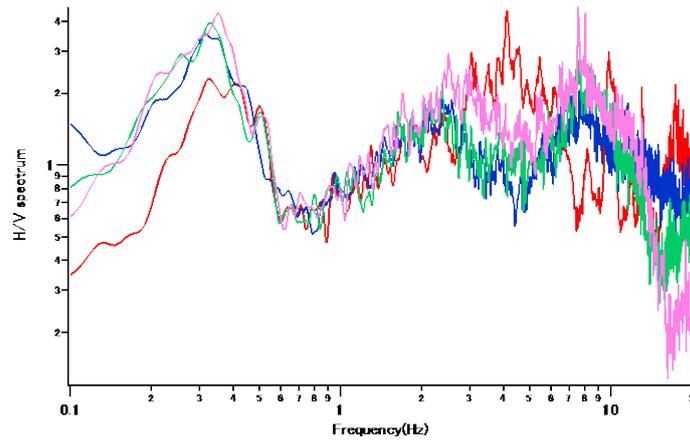
Ea 漁港で得られた H/V スペクトルを図 5-2 に示す。観測位置が多いため西側範囲、中心付近、東側範囲の 3 図に分けて示す。



Ea 漁港（西側の 4 地点）



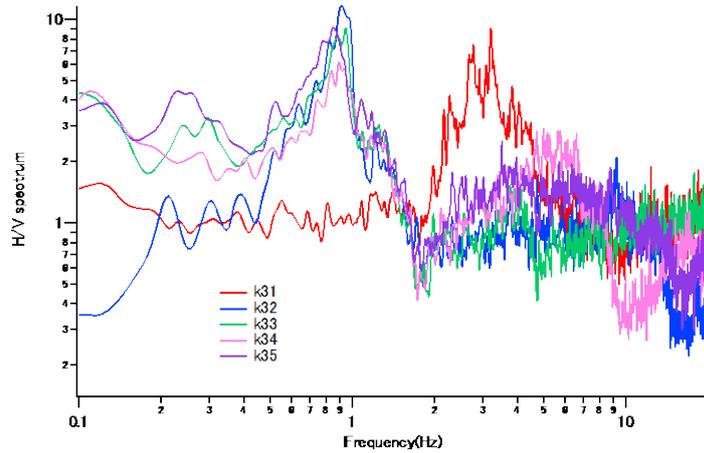
Ea 漁港（中央付近の 5 地点）



Ea 漁港（東側範囲の 4 地点）

図 5-2 Ea 漁港の H/V スペクトル

Ec 漁港及び K-NET 観測点 E2 で得られた H/V スペクトルを図 5-3 に示す。



k31はK-NET観測点E2。その他はEc漁港。

図 5-3 Ec 漁港及び K-NET 観測点 E2 の H/V スペクトル

以上のデータより、Ec 漁港と K-NET 観測点 E2 では、1つのピーク周波数がはっきりと見られた。一方、Ea 漁港、Eb 漁港、K-NET 観測点 E1、K-NET 観測点 E3 では、2つないし 3つのピークが見られ、低次側のピークは過去の水産基盤委託調査での事例に比べて低周波側（0.3Hz 付近）に存在しているのが特徴的であった。

3) 茨城県の 1 漁港における短期の地震観測結果

茨城県での短期の地震観測は、H/V スペクトルの特徴をふまえて従来事例との区別化を図ること、ボーリングデータが密に存在しており地層特性と震動特性とを照合しやすいことを考慮して、Ea 漁港で実施することに決定した。漁港内の設置場所は、漁業協同組合との協議を踏まえ、同漁港内の製氷施設の床面とした。

2012年10月29日～12月21日に、地震計（(株)ミットヨ製 ポータブル加速度計 データ収録装置 GPL-6A3P）を使用して、Ea 漁港の製氷施設の床面において地震観測を実施した。

地震計の設置状況を写真 5-1 に示す。



写真 5-1 Ea 漁港における地震計設置状況

期間中、表 5-1 に示す 36 回の地震が観測された。

表 5-1 Ea 漁港で観測された地震

整理 No.	発生日時、震央位置、震源深さ、震源の区域							NS方向	EW方向
								加速度 最大値	加速度 最大値
01	2012年10月30日19:10:42.4	36° 7.9'N	141° 15.3'E	41km	M:3.8	茨城県沖	1.3	1.9	
02	2012年10月30日19:13:38.0	36° 9.4'N	141° 15.3'E	38km	M:4.0	茨城県沖	1.2	1.4	
03	2012年10月31日15:50:1.4	36° 2.4'N	139° 55.5'E	44km	M:4.4	茨城県南部	1.8	2.1	
04	2012年11月3日07:34:16.8	37° 37.0'N	141° 44.9'E	29km	M:5.0	福島県沖	6.2	5.7	
05	2012年11月5日05:49:51.9	36° 19.8'N	140° 57.1'E	38km	M:4.3	茨城県沖	2.3	3.9	
06	2012年11月6日06:59:2.7	36° 38.6'N	141° 7.5'E	48km	M:4.1	茨城県沖	1.3	1.3	
07	2012年11月7日09:54:49.1	36° 56.0'N	141° 22.6'E	40km	M:4.3	福島県沖	3.2	2.2	
08	2012年11月8日08:54:30.4	37° 0.3'N	140° 41.9'E	11km	M:4.2	福島県浜通り	6.7	5.5	
09	2012年11月9日12:51:53.4	36° 52.6'N	141° 22.7'E	33km	M:5.5	福島県沖	57.6	57.1	
10	2012年11月9日13:06:5.8	36° 52.2'N	141° 21.2'E	35km	M:4.2	福島県沖	3.7	9.4	
11	2012年11月9日13:49:41.9	36° 52.6'N	141° 21.3'E	31km	M:4.1	福島県沖	7.9	3.8	
12	2012年11月9日22:22:26.0	37° 20.5'N	141° 21.0'E	49km	M:4.1	福島県沖	1.9	2.0	
13	2012年11月10日21:35:47.8	36° 53.3'N	141° 22.6'E	32km	M:4.4	福島県沖	9.4	6.0	
14	2012年11月11日14:15:53.0	37° 35.0'N	141° 38.3'E	77km	M:4.5	福島県沖	2.2	2.1	
15	2012年11月13日21:07:55.4	36° 53.2'N	141° 22.0'E	33km	M:3.8	福島県沖	2.1	2.0	
16	2012年11月15日23:54:34.5	36° 52.0'N	141° 21.9'E	35km	M:4.1	福島県沖	6.5	7.5	
17	2012年11月24日00:51:47.8	36° 4.0'N	139° 52.6'E	45km	M:4.4	茨城県南部	1.4	2.6	
18	2012年11月24日05:21:29.3	38° 12.5'N	141° 47.3'E	57km	M:5.2	宮城県沖	1.9	2.6	
19	2012年11月24日17:59:47.2	35° 38.2'N	140° 1.0'E	72km	M:4.8	東京湾	2.3	3.2	
20	2012年11月28日00:11:9.7	36° 44.4'N	141° 2.5'E	42km	M:3.8	茨城県沖	6.0	8.2	
21	2012年11月28日05:17:48.0	36° 37.0'N	141° 3.0'E	28km	M:3.9	茨城県沖	1.6	1.8	
22	2012年12月3日13:57:16.0	36° 20.5'N	140° 43.6'E	91km	M:4.3	茨城県沖	11.2	9.0	
23	2012年12月3日14:17:13.5	36° 35.2'N	141° 11.1'E	29km	M:4.3	茨城県沖	3.2	3.6	
24	2012年12月6日19:17:34.6	36° 25.8'N	140° 41.5'E	52km	M:4.3	茨城県沖	3.1	3.8	
25	2012年12月7日17:18:20.2	37° 48.9'N	144° 18.9'E	46km	M:7.4	三陸沖	80.3	68.0	
26	2012年12月7日17:31:10.2	37° 55.1'N	143° 51.3'E	30km	M:6.6	三陸沖	5.0	5.5	
27	2012年12月7日18:23:3.4	37° 54.8'N	144° 5.1'E	48km	M:5.4	三陸沖	3.5	3.2	
28	2012年12月7日19:40:26.5	36° 42.0'N	141° 13.9'E	32km	M:4.2	茨城県沖	3.7	3.8	
29	2012年12月12日09:19:36.3	36° 59.0'N	141° 25.6'E	32km	M:4.7	福島県沖	15.3	11.7	
30	2012年12月13日01:02:55.7	36° 37.7'N	140° 57.4'E	49km	M:4.0	茨城県沖	5.3	6.9	
31	2012年12月15日13:27:1.6	37° 17.8'N	141° 20.9'E	59km	M:5.3	福島県沖	17.2	11.5	
32	2012年12月15日14:46:10.3	36° 49.3'N	141° 12.5'E	32km	M:5.0	茨城県沖	52.8	30.4	
33	2012年12月18日03:46:9.7	36° 51.0'N	141° 20.7'E	29km	M:4.9	福島県沖	6.8	5.8	
34	2012年12月19日03:36:21.5	36° 41.7'N	142° 6.2'E	35km	M:5.1	福島県沖	2.6	6.7	
35	2012年12月20日05:16:28.0	36° 10.1'N	140° 19.6'E	74km	M:4.2	茨城県北部	1.9	3.2	
36	2012年12月21日00:31:15.2	37° 6.7'N	141° 6.3'E	53km	M:4.1	福島県沖	7.5	3.3	

次に、サイト増幅特性を求める分析に使用する地震の絞り込みを行った。

マグニチュードが大きめの地震であること（マグニチュードが大きいと、低周波側で精度の良い記録である可能性が高い）と、3地点（震源・K-NET観測点E1・短期観測位置）の位置関係を考慮（伝播方向が同一と見なせる地震のみ解析に用いる）して、上表中 09, 22, 25, 29, 31, 32 の6つの地震を分析対象とした。

短期観測における6つの地震のフーリエ振幅スペクトルは図 5-4 の通りであった。NS方向のみ示す。

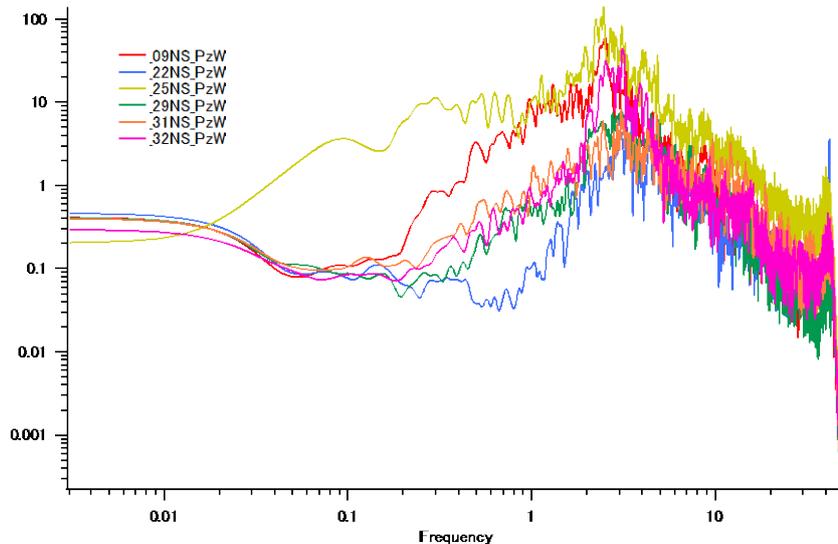


図 5-4 Ea 漁港で観測された 6 つの地震動のフーリエ振幅スペクトル（NS 方向。バンド幅 0.05Hz のパーセンウインドウを施したもの）

この 6 つのスペクトルを吟味する。加速度波形のフーリエスペクトルの場合、低周波側で概ね周波数の自乗に比例するように立ち上がるのが望ましく、両対数軸上に書くと傾き 2 の直線になる。しかし 22 番の地震は 0.2～1Hz の間でスペクトルがフラットになっており、その帯域での精度が低いと考えられる。これは 22 番の地震のマグニチュードが小さい（6 つの地震の中で最小）ことに起因していると考えられる。そのため 22 番の地震を除外し、残る 5 つの地震を利用する。

4) 茨城県の 1 漁港のサイト増幅特性の算出

Ea 漁港と K-NET 観測点 E1 の地震動のフーリエ振幅スペクトルから、Ea 漁港のサイト増幅特性の算出を行った。K-NET 観測点 E1 の地震動は、ウェブ公開資料⁹⁾を使用した。

5 つの地震の、Ea 漁港と K-NET 観測点 E1 のフーリエ振幅スペクトルの比は、図 5-5 の通りとなった。（各スペクトルにバンド幅 0.05Hz のパーセンウインドウを施してから比を求めた）

ここで、伝播距離の違いに対する補正はしなかった。つまりいずれの地震も、（震源～Ea 漁港）と（震源～K-NET 観測点 E1）の距離は同一とみなした。

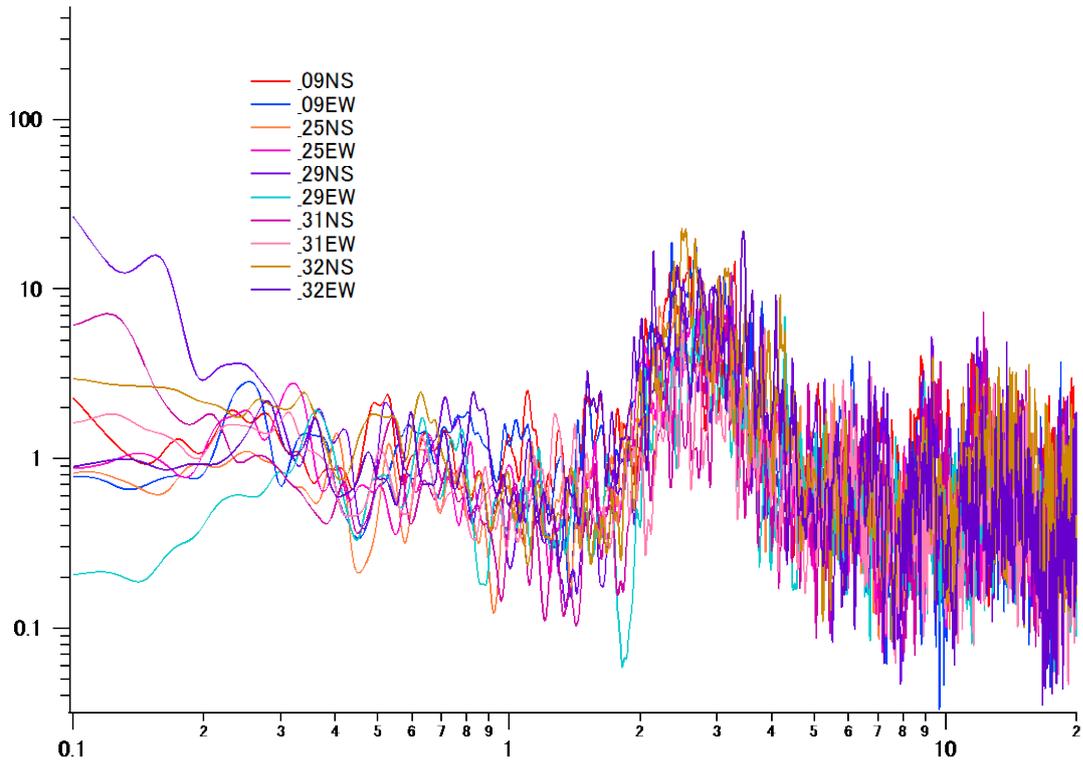


図 5-5 地震動のフーリエ振幅スペクトルの比 (Ea 漁港 ÷ K-NET 観測点 E1)

10 波形 (5 回のイベント × (NS 方向、EW 方向)) の相乗平均は図 5-6 の通りとなった。

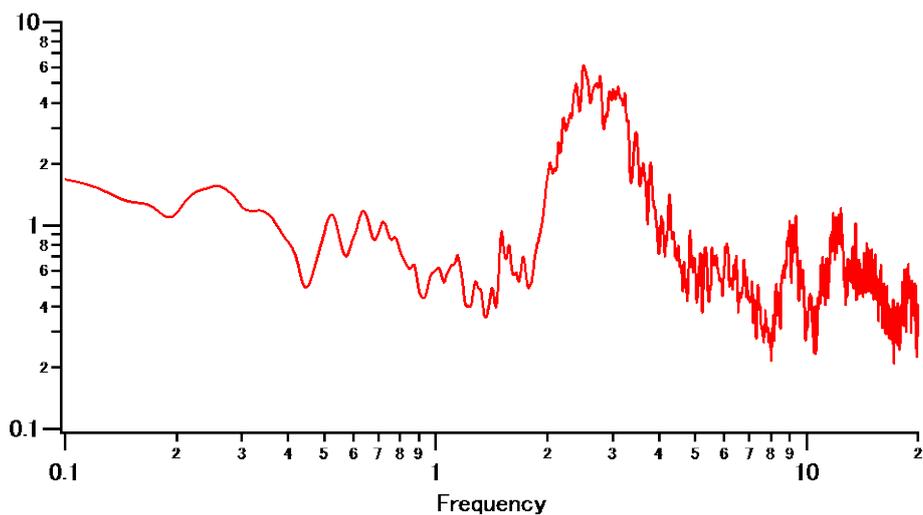


図 5-6 地震動のフーリエ振幅スペクトルの比 (Ea 漁港 ÷ K-NET 観測点 E1。相乗平均)

次に、国土交通省国土技術政策総合研究所港湾研究部港湾施設研究室ウェブサイト³⁾で公開されている K-NET 観測点 E1 のサイト増幅特性 (地震基盤～地表) に、Ea 漁港と

K-NET 観測点 E1 の地震動フーリエ振幅スペクトルの比の相乗平均を乗じて、Ea 漁港（製氷施設位置）のサイト増幅特性（地震基盤～地表）を求めた。

K-NET 観測点 E1 のサイト増幅特性と、算出された Ea 漁港のサイト増幅特性（いずれも地震基盤～地表）を図 5-7 にまとめて示す。

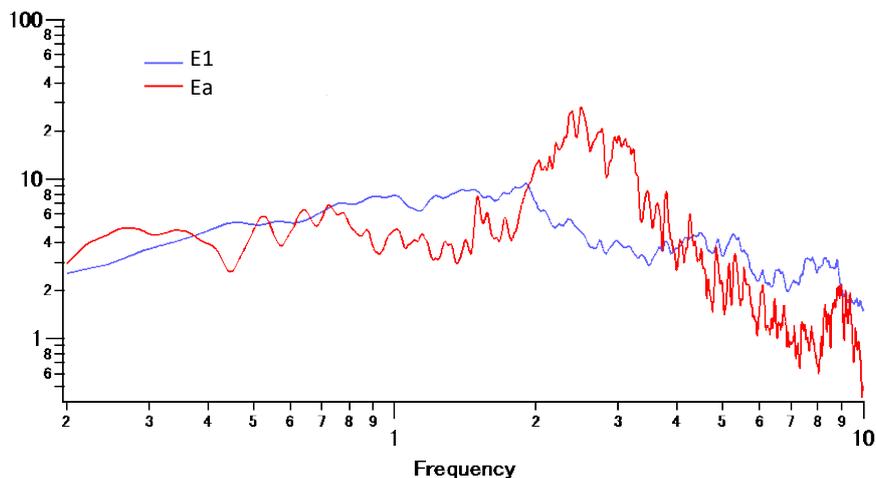


図 5-7 K-NET 観測点 E1 と Ea 漁港のサイト増幅特性

5) 茨城県の 1 漁港におけるレベル 1 地震動の作成

近くの港湾のレベル 1 地震動を松の方法により補正して、Ea 漁港におけるレベル 1 地震動を算出した。

Ea 漁港の最寄りの港湾は、E4 港である。E4 港のレベル 1 地震動の時刻歴波形について図 5-8 に示す。レベル 1 地震動のフーリエ振幅をサイト増幅特性（地震基盤～工学基盤）で除し、グラフを描くと、図 5-9 のようになる。

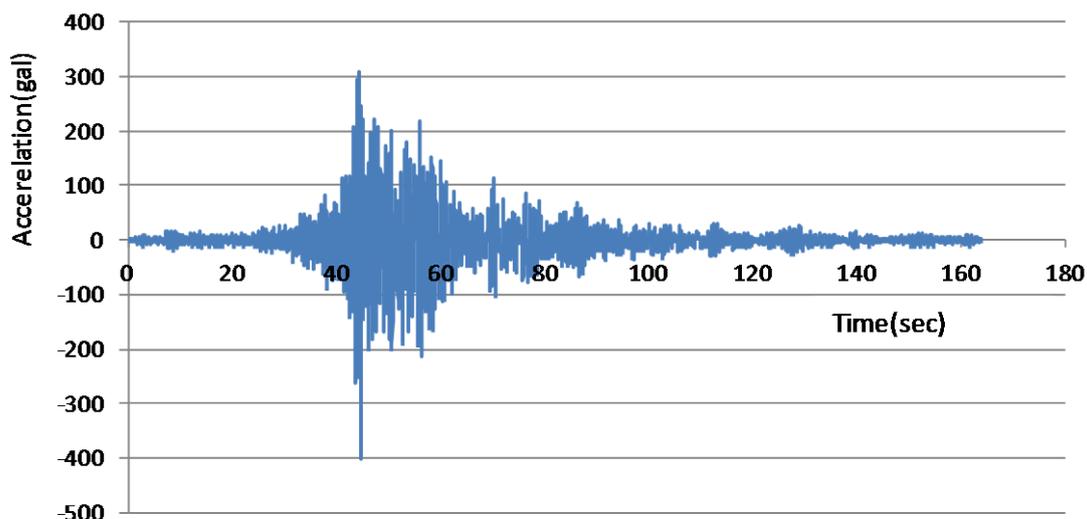


図 5-8 E4 港のレベル 1 地震動の時刻歴波形（工学的基盤の 2 E 波）

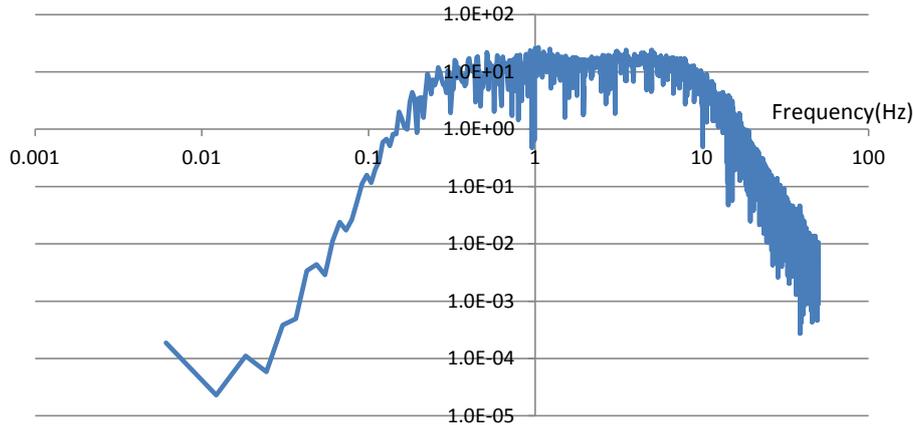


図 5-9 E4 港におけるレベル 1 地震動（工学的基盤）のフーリエ振幅を、E4 港のサイト増幅特性（地震基盤～工学的基盤）で除したもの

次に、Ea 漁港の地震観測位置の地表面におけるレベル 1 地震動を作成するにあたり、使用するフーリエ振幅スペクトルとフーリエ位相スペクトルを表 5-2 のように定めた。位相スペクトルについては、Ea 漁港の観測記録の中では継続時間が最も長かった地震を使用した。

表 5-2 Ea 漁港のレベル 1 地震動波形の作成に使用するスペクトル

	フーリエ振幅スペクトル	フーリエ位相スペクトル
L1 地震動	E4 港の L1 波形のフーリエ振幅を E4 港のサイト増幅特性で除し、Ea 漁港のサイト増幅特性を乗ずる	Ea 漁港における 2012 年 12 月 07 日 17 時 18 分の NS 波形（冒頭から 163.84 秒を使用。その後続く微弱な波形は除外）のフーリエ位相を使用

(注) E4 港の L1 波形：工学的基盤における波形
 E4 港のサイト増幅特性：（地震基盤～工学的基盤）
 Ea 漁港のサイト増幅特性：（地震基盤～地表面）

次に、Ea 漁港（地表面）のレベル 1 時刻歴波形を、次式で得られる複素数をフーリエ逆変換して求めた。この式は、野津ら⁶⁴⁾により提唱されたもので、始めと終わりにだらだらと振動が続く現象を回避するため、通常の式の分母にパーセンウインドウを施すものである。

$$A(f) \cdot O(f) / |O(f)|_p$$

ここに、

- A(f) : 目標とする L1 地震動のフーリエ振幅（実数）
 O(f) : 位相特性を決めるための中小地震記録のフーリエ変換（複素数）

$|O(f)|_p$: $O(f)$ の絶対値をとり、パーセンウインドウ（バンド幅 0.05Hz）を施したものの（実数）

ただし今回は、上式ではだらだらとした振動が続く現象を完全に消すには至らなかったため、前もって $A(f)$ にパーセンウインドウ（バンド幅 0.05Hz）を施してから上式に導入した（この方法は港湾空港技術研究所の野津厚チームリーダーよりご教示頂いた）。この方法で得られた波形を最終解とした。

得られた時刻歴波形を図 5-10 に示す。

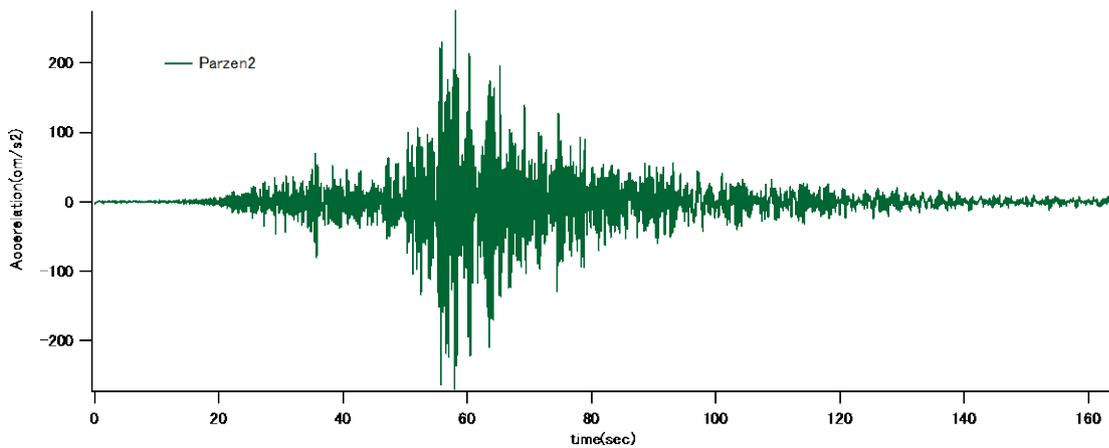


図 5-10 パーセンウインドウを分母の $O(f)$ および $A(f)$ に施した場合の波形（Ea 漁港（地表面）のレベル 1 時刻歴波形）

6) 高知県の 2 漁港における常時微動観測結果

Ed 漁港では、代表的な位置 4 箇所および 3km 離れた既存地震観測点 (K-NET 観測点 E5) で常時微動観測を実施した。常時微動観測の結果は図 5-11 のとおりであった。

Ed 漁港 4 箇所の微動 H/V スペクトルは全体的になだらかな形状をしている。微動 H/V 比のピーク値については、観測地点によりバラツキはあるが、0.1~1Hz の領域では 1 以下、1~5Hz の領域では 1~3 程度にある。ピーク周波数については、地点により違いがあるが、7~10Hz 付近にある。③では 2~3Hz と 10Hz 付近、④では 9Hz と 15Hz 付近にそれぞれ 2 つのピークを有していることが認められる。概ね常時微動観測結果は図 5-12 に示す漁港周辺の柱状図のとおり、岩盤サイトであることを示している。

一方で、K-NET 観測点 E5 では 2~3Hz 付近に微動 H/V 比 4~5 程度の明瞭なピークが認められる。

Ee 漁港では、代表する位置 6 箇所および 800m 離れた既存地震観測点 (K-NET 観測点 E6) の計 7 箇所ですべて常時微動観測を実施した。

常時微動観測の結果は図 5-13 のとおりであった。微動 H/V スペクトルの形状から判断すると 2 つにグループ分けできる。

1 つは観測地点①、③、④、⑤の 4 箇所であり (以下、A グループと呼ぶ)、ピーク周波数が 10~15Hz 付近にあり、微動 H/V 比は 2~3 程度である。土質調査結果は、図 5-14 の 2-1 および 4-1 に対応する。

もう 1 つは観測地点②と⑥の 2 箇所であり (以下、B グループと呼ぶ)、ピーク周波数は 1.5~2.5Hz 付近にあり、微動 H/V 比は 4~5 程度である。土質調査結果は、図 5-14 の 5-1 に対応する。

また、K-NET 観測点 E6 の微動 H/V スペクトルの形状は B グループに近い形状となっている。

常時微動観測結果を踏まえた「平成 19 年港湾基準」⁶⁾の方法で、照査用震度を算定する (竹の補正と呼ばれる) ことを考えた場合、A グループと B グループを比較すると、微動 H/V スペクトルのピークが明瞭に表れていることから今回の検討には B グループの方が適切と判断される。

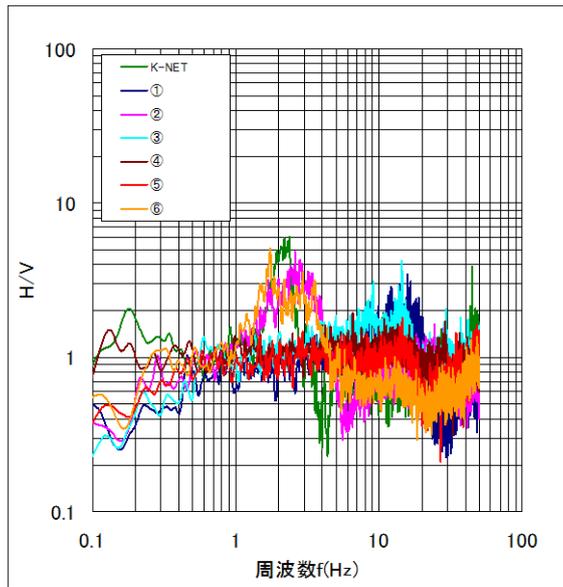


図 5-13 常時微動観測結果



図 5-14 土質調査結果

7) 高知県の1漁港における短期の地震観測結果

Ed 漁港内には地震計設置に好適と思われる施設が数箇所あったが、漁業協同組合へのヒヤリングの結果、これらの漁港施設は台風時期に高波で浸水するとのことであった。そのため、Ed 漁港で地震計を設置することは不適と判断した。

一方、Ee 漁港については、土質状況、常時微動観測結果を比較した結果、堆積層がより厚い B グループ（観測地点②か⑥）より地震計を設置する施設を選定することとした。そこで、漁業協同組合の協力を受け、観測地点⑥の近傍に位置する漁具倉庫の一角を占有させていただき、地震計を設置した（写真 5-2 参照）。



写真 5-2 地震計設置状況

地震計を 2012 年 9 月 7 日に設置し、地震観測を開始した。設置した地震計の近傍に位置している既存観測地点（K-NET 観測点 E6）の記録より 2012 年 9 月 8 日から 2013 年 3 月 10 日の間に発生した地震の記録を検索した。表 5-3 に K-NET 観測点 E6 での観測記録を示す。K-NET 観測点 E6 で観測された 5 地震動のうち、設置した地震計では 2012 年 12 月 22 日発生地震を除く 4 地震動の観測記録が得られた。なお、K-NET 観測点 E6 の地震観測データは、防災科学技術研究所強震観測網ホームページ⁹⁾から入手した。

表 5-3 K-NET 観測点 E6 での地震観測記録

地震発生日時		震央緯度 (°)	震央経度 (°)	深さ (km)	マグニチュード M	震央距離 (km)	最大加速度 (Gal)
2012/9/8	10:41	33.81	132.31	50	4.5	110	4.0
2012/10/10	05:49	32.69	132.49	33	4.5	72	7.2
2012/10/16	22:39	31.20	130.33	166	5.0	334	0.9
2012/10/27	04:44	33.51	133.47	34	4.5	59	19.1
2012/12/22	15:15	33.52	132.30	47	4.5	89	4.8

図 5-15 に、設置した地震計での観測記録の一例を示す。

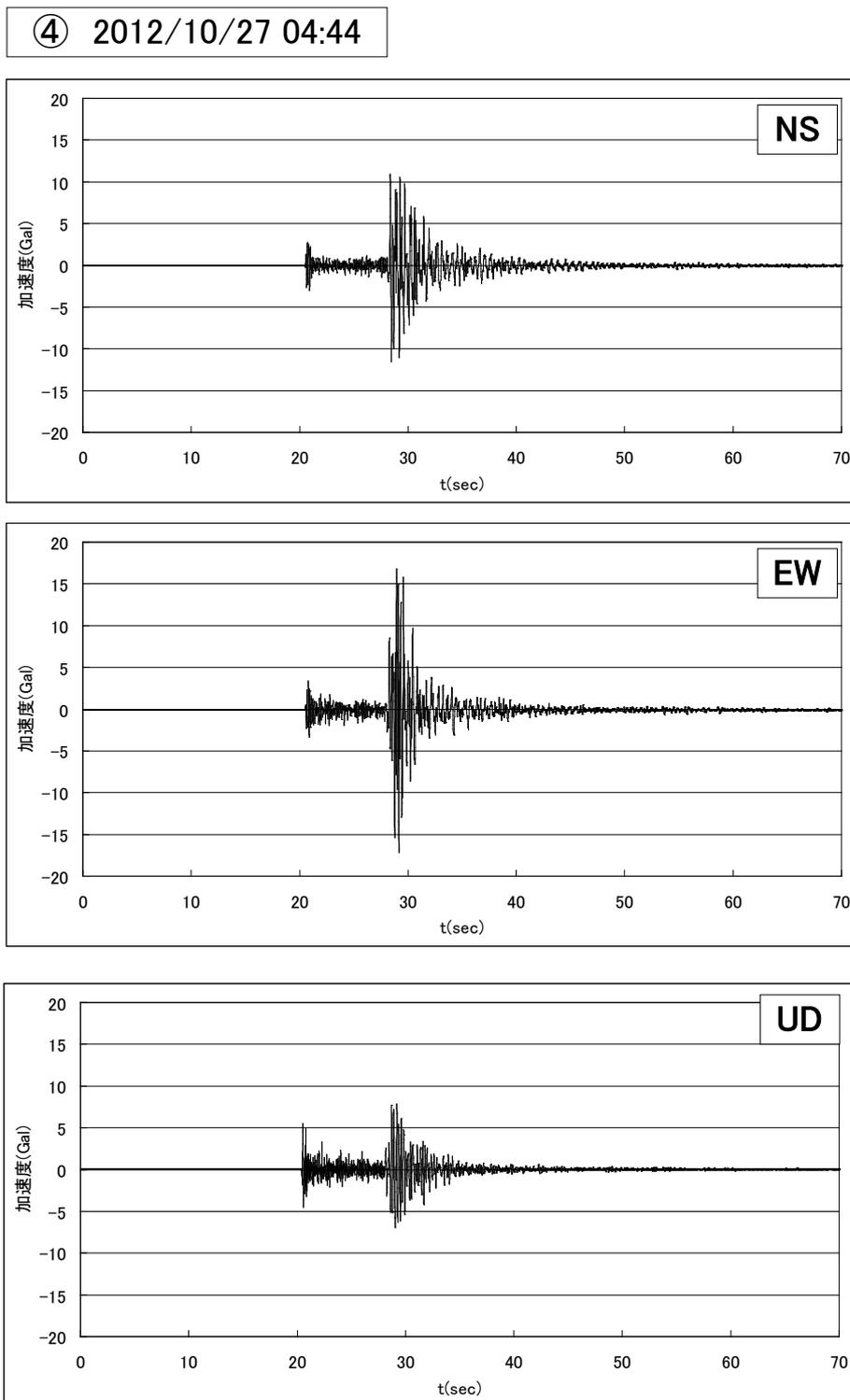


図 5-15 Ee 漁港の地震計での地震観測記録の一例（2012年10月27日発生地震）

図 5-16 に K-NET 観測点 E6、図 5-17 に設置した地震計でのフーリエスペクトルを示す。ここで示すフーリエスペクトルは NS 方向、EW 方向それぞれ 2 乗し、加算したものを平方根を取って求めた。2 つのデータより全体の傾向は類似していることが分かる。図 5-16 に示すように K-NET 観測点 E6 では卓越周波数は 2Hz 付近、図 5-17 に示すように Ee 漁港の地震計では卓越周波数は 2.3Hz 付近と、卓越周波数がほぼ同一であった。また、サイト増幅特性の評価においては図 5-16、図 5-17 において 0.2~0.3Hz 以上の領域で直線部分を有す地震動が 3~5 地震動の記録が必要である。K-NET 観測点 E6 では概ね①~⑤のいずれの地震動（図 5-16 参照）も直線部分が 0.3Hz 以上の領域で認められるが、Ee 漁港の地震計では④の地震動（図 5-17 参照）のみである。必要な条件を満たす地震動の記録は 1 地震動であったため、サイト増幅特性の評価には至らなかった。但しスペクトルの類似性より、Ee 漁港の地震計位置と、K-NET 観測点 E6 のサイト増幅特性は大差ないものと推定される。

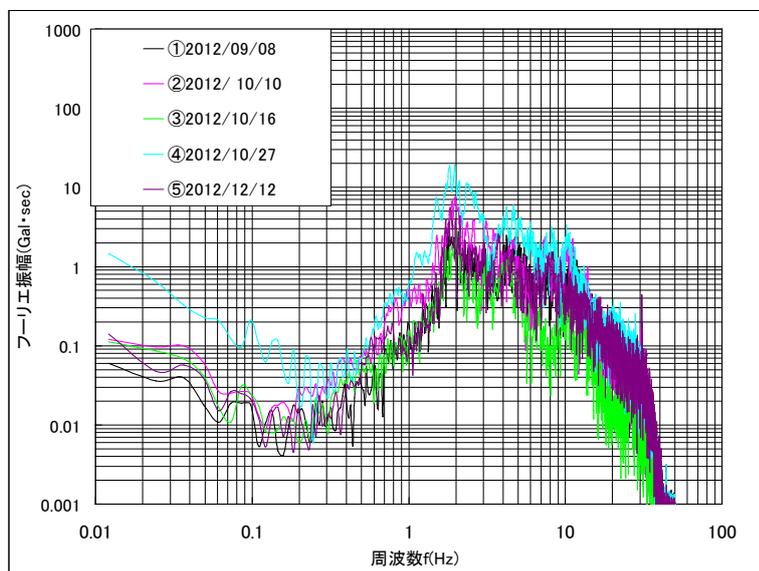


図 5-16 K-NET 観測点 E6 でのフーリエスペクトル

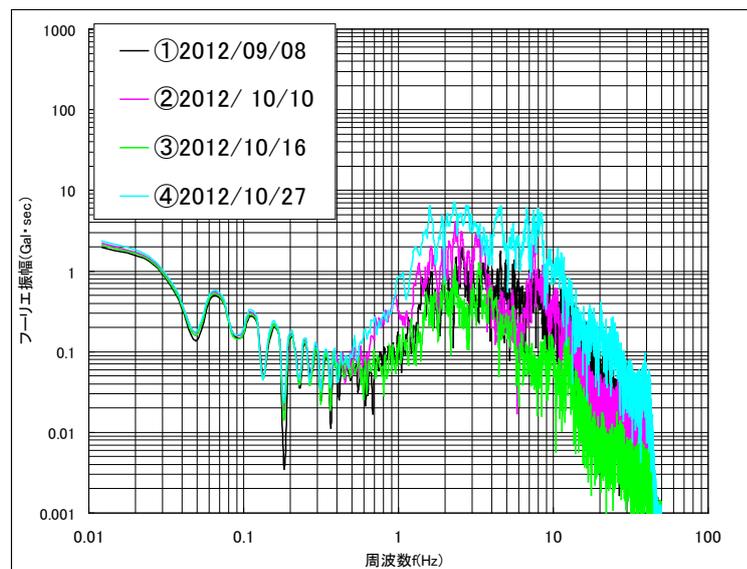


図 5-17 Ee 漁港に設置した地震計でのフーリエスペクトル

(2) 常時微動から照査用震度を簡便に求める方法の検討

1) 解析方法の細部の設定

解析方法の細部を次のようにした。

- ・第VI章第2節に示した浅い岸壁用のフィルター（漁港フィルター）²³⁾を使用する。
- ・工学的基盤より上の地盤条件については、地点ごとに近傍のボーリングデータに基づいて地盤モデルを作成し、照査用震度の算定に使用する。
- ・レベル1地震動については、非線形性の影響は小さいと考えられることから、工学的基盤より上の非線形性の考慮（地表面の波形を線形解析で工学的基盤へ引き戻し→非線形解析で地表へ引き上げ）を省く。
- ・常時微動スペクトルはサイト増幅特性（地震基盤面より上の増幅特性）を反映しているとされる。従って、本項の取り組みでは、レベル1地震動を用意する際、地震基盤より下の条件はどの地点も同じにする必要がある。そこで、仮想的に、A漁港（本節「(1)2) 茨城県の3漁港における常時微動観測」のEa漁港と同一）のレベル1地震動を元としてサイト増幅特性を入れ替えた波形を作成する。すなわち、地震基盤の地震動を共通（Ea漁港（茨城県）のレベル1地震動の地震基盤波形）とし、これに各地点のサイト増幅特性を乗じて、各地点の仮想的なレベル1地震動（地表面波形）を算出する。
- ・このレベル1地震動と、各地点それぞれの浅部の地盤条件（固有周期）を考慮に入れて、標準的な方法で照査用震度を算出する。

こうして求めた照査用震度と、各地点の常時微動との関係について、定量的かつ簡便に関係を表せるかを検討することとした。

2) モデル地点の選出

従来の水産庁、北海道開発局の委託調査で常時微動観測がなされ、サイト増幅特性が比較的精度よくわかっており、近くにボーリングデータが存在する地点を、表5-4のとおり10地点選定した。F及びG漁港のボーリングデータは石川県より提供いただいた。

表 5-4 モデルとした地点一覧

事例 No.	対象地点の存在する漁港	サイト増幅特性算出方法
1	A 漁港（茨城県）	(3)
2	B 漁港（高知県）	(4)
3	C 漁港（宮城県）	(2)
4	D 漁港（千葉県）	(4)
5	E 漁港（石川県）	(1)
6	F 漁港（石川県）	(1)
7	G 漁港（石川県）	(2)
8	H 漁港（北海道）	(2)
9	I 漁港（宮城県）	(3)
10	J 漁港（宮城県）	(3)

(注) 常時微動データは、次の調査結果によった。

- ・国土交通省北海道開発局「漁港施設設計地震動検討業務報告書」、平成 23 年 3 月⁶⁵⁾
- ・平成 23 年度水産庁水産基盤整備調査委託「漁港施設等設計条件見直し調査」⁵⁾
- ・本調査
- ・平成 21 年度水産基盤整備調査委託「漁港漁場施設の設計基準等検証調査」⁶⁶⁾

サイト増幅特性データは、次の調査結果及び公開データによった。

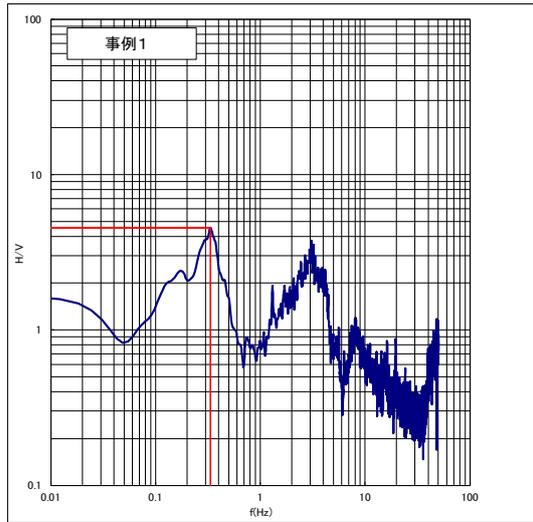
- ・国土交通省北海道開発局「漁港施設設計地震動検討業務報告書」、平成 23 年 3 月⁶⁵⁾
- ・平成 23 年度水産庁水産基盤整備調査委託「漁港施設等設計条件見直し調査」⁵⁾
- ・本調査
- ・国土交通省国土技術政策総合研究所港湾研究部港湾施設研究室ホームページ³⁾

サイト増幅特性の算出方法

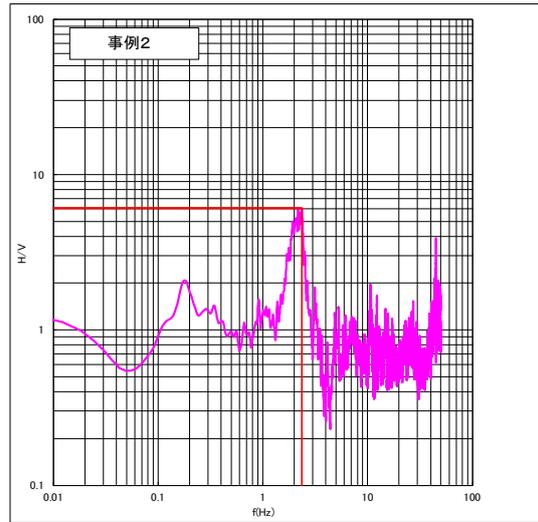
- (1)：常時微動 H/V スペクトルが、形状、ピーク周波数ともに近くの地震観測点とほぼ同じであることから、その地震観測点と同一のサイト増幅特性と見なした。
- (2)：常時微動 H/V スペクトルが、近くの地震観測点とほぼ同じ形状でピーク周波数に多少のずれがあることから、その地震観測点のサイト増幅特性を竹補正して当該地点のサイト増幅特性を推定した。
- (3)：当該地点で短期の地震観測を実施し、当該地点と周辺の地震観測点の記録をもとに当該地点のサイト増幅特性を算出した。
- (4)：当該地点は漁港から若干離れているが、地震計が設置されており、サイト増幅特性が既に算出されている。

3) 常時微動の H/V 比の算定

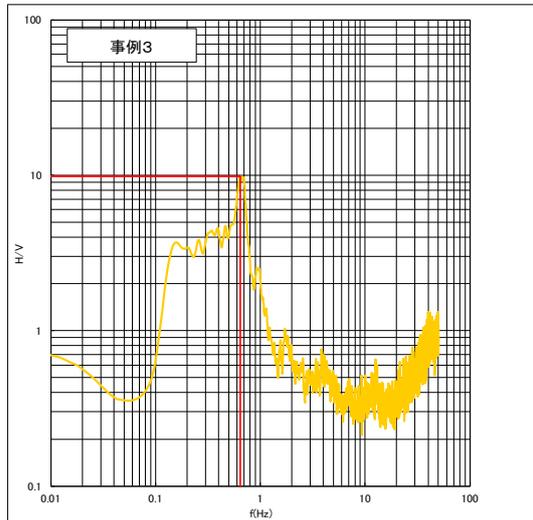
各地点で実施した常時微動観測結果から、ピーク周波数における H/V 比を算定した。算定結果を図 5-18 に示す。



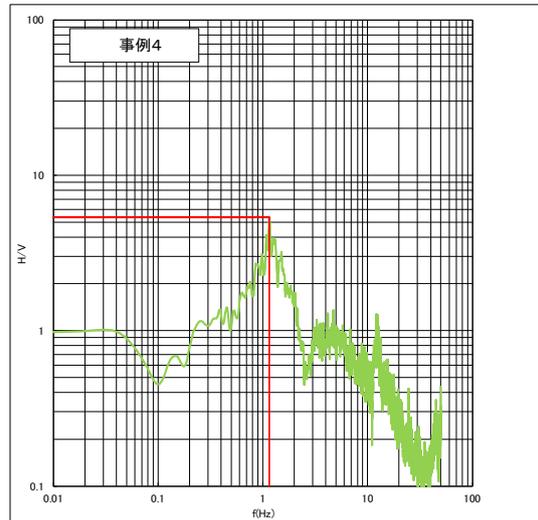
ピーク周波数(Hz)	0.34
ピーク周波数のH/V比	4.5



ピーク周波数(Hz)	2.36
ピーク周波数のH/V比	6.1

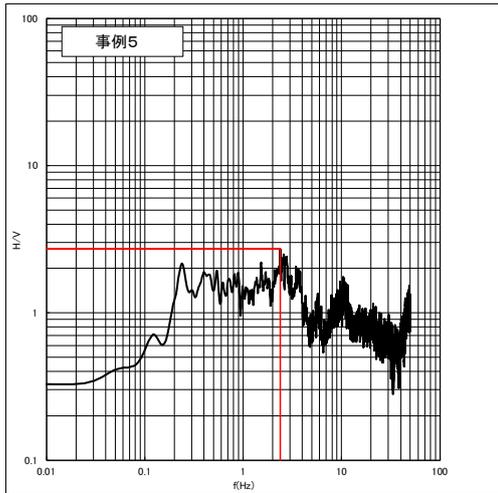


ピーク周波数(Hz)	0.65
ピーク周波数のH/V比	9.9

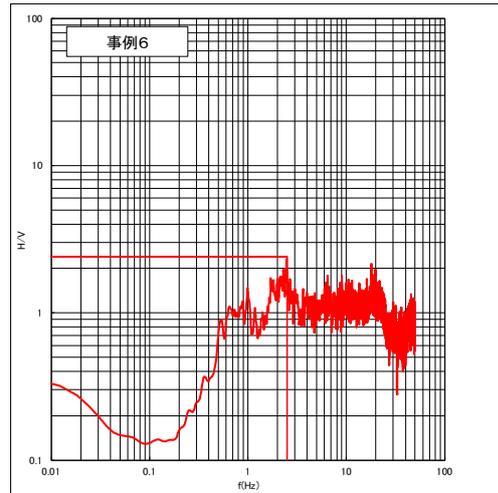


ピーク周波数(Hz)	1.16
ピーク周波数のH/V比	5.4

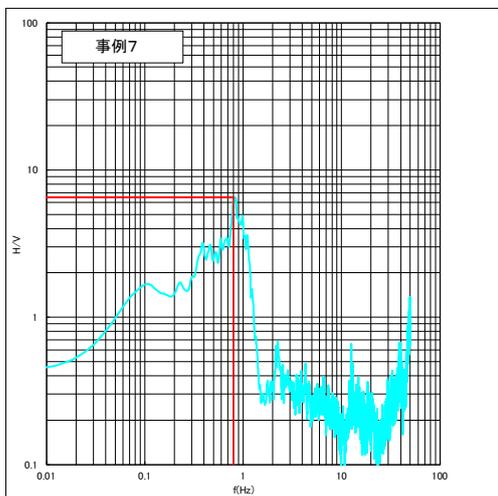
図 5-18(1) ピーク周波数における H/V 比



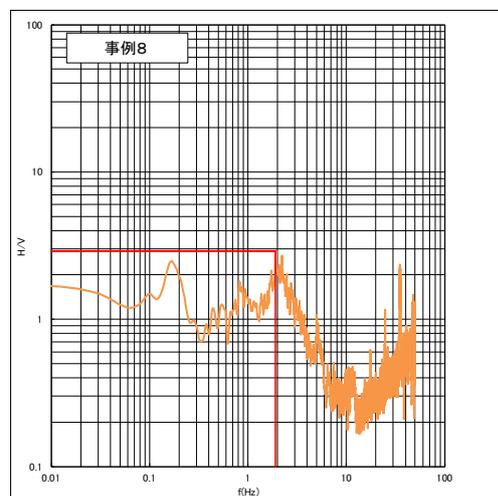
ピーク周波数(Hz)	2.38
ピーク周波数のH/V比	2.7



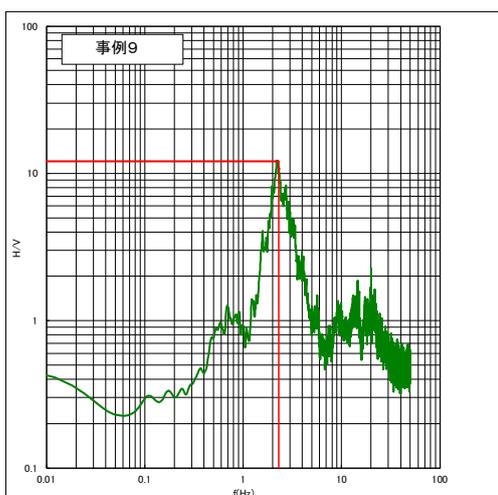
ピーク周波数(Hz)	2.48
ピーク周波数のH/V比	2.3



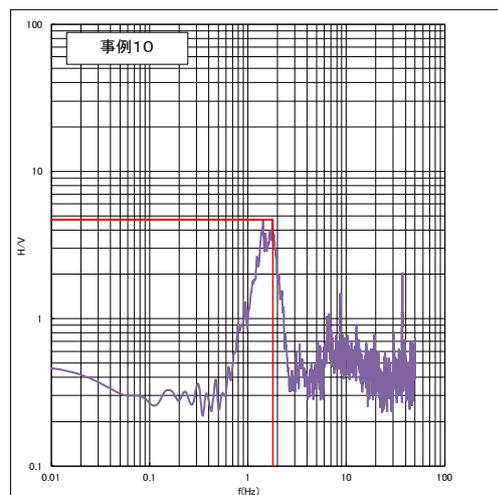
ピーク周波数(Hz)	0.84
ピーク周波数のH/V比	6.5



ピーク周波数(Hz)	1.92
ピーク周波数のH/V比	2.9



ピーク周波数(Hz)	2.19
ピーク周波数のH/V比	12.2



ピーク周波数(Hz)	1.77
ピーク周波数のH/V比	4.7

図 5-18(2) ピーク周波数における H/V 比

4) 仮想的なレベル1地震動の算出

仮想的なレベル1地震動を、「1) 解析方法の細部の設定」に記した方法によって作成した。

その際、サイト位相特性の違いが本項の検討に及ぼす影響は小さいと考えられることから、簡単のため、A漁港のサイト位相特性を全ての地点に用いて作成した。

A漁港のサイト増幅特性を図5-19に、A漁港以外の各地点のサイト増幅特性を図5-20に示す。

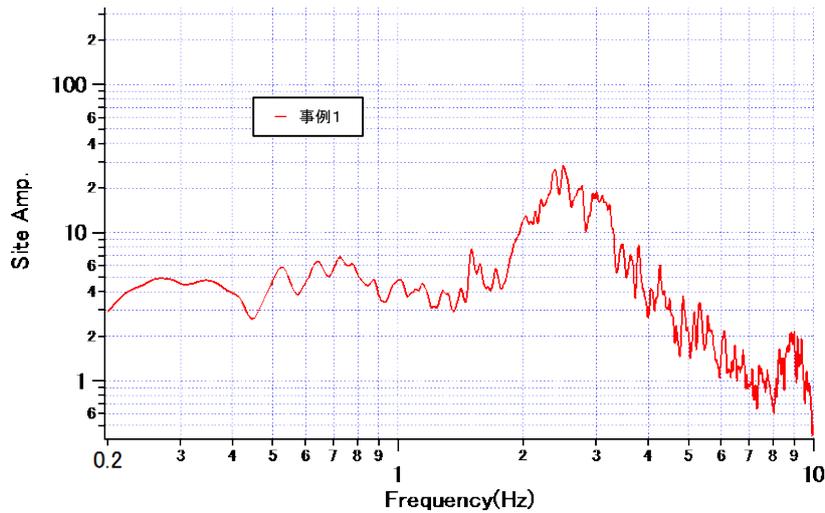


図 5-19 A 漁港のサイト増幅特性(地震基盤～地表)

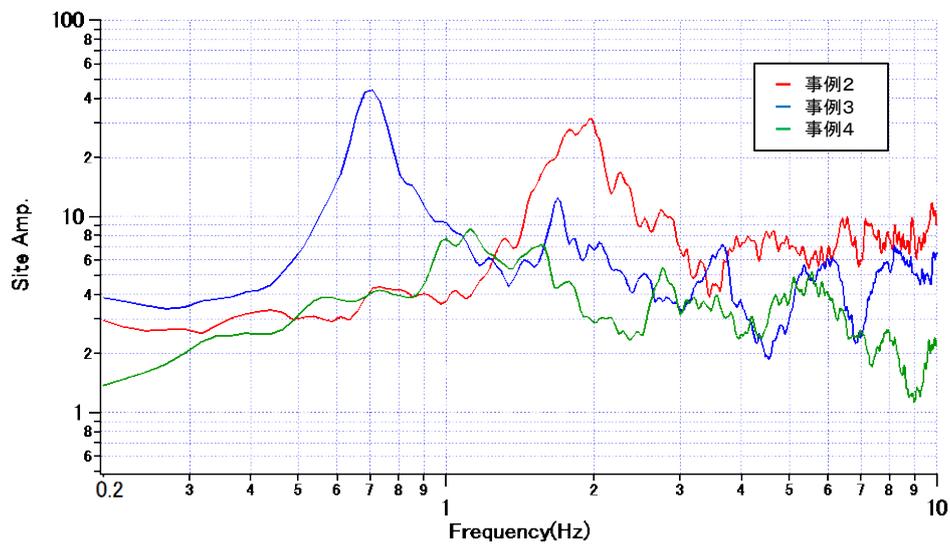


図 5-20 A 漁港以外の各地点のサイト増幅特性(地震基盤～地表) (その1)

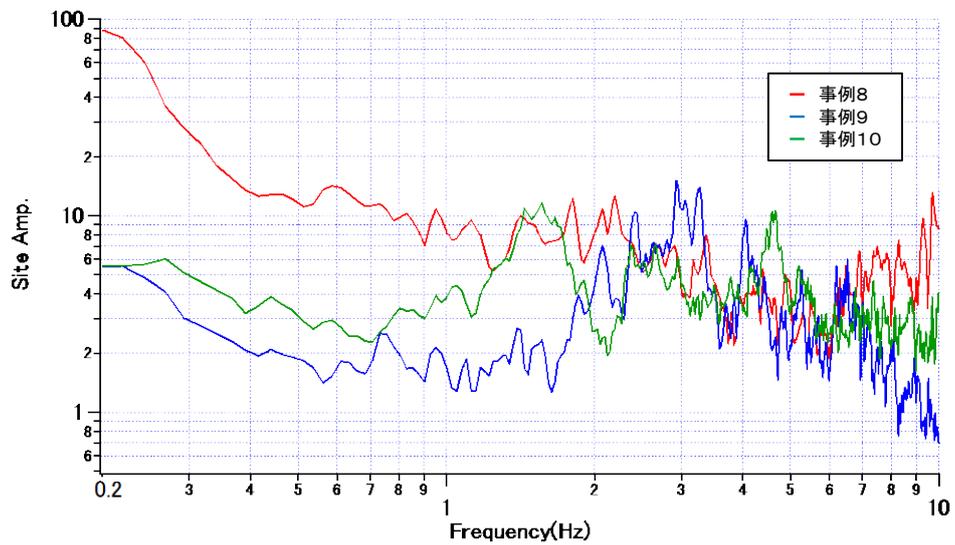
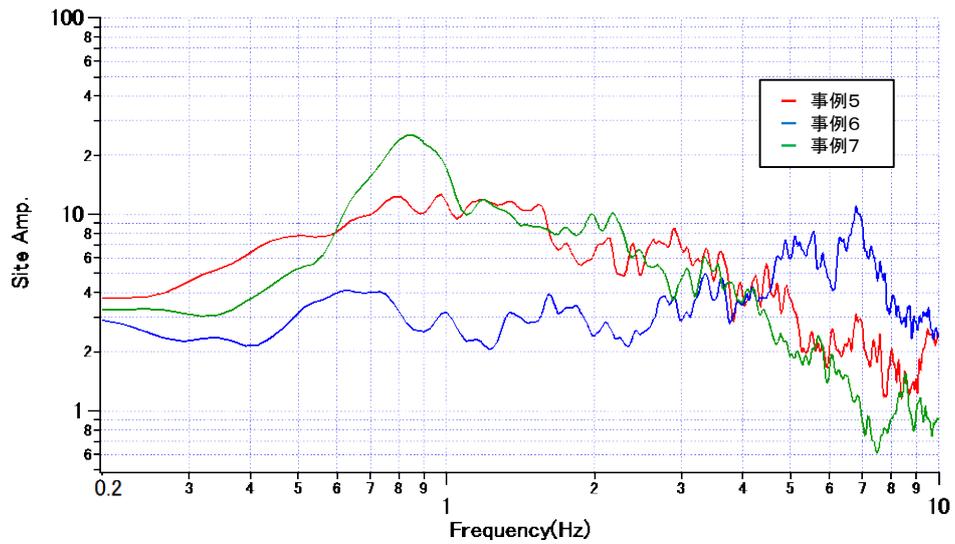


図 5-20 A 漁港以外の各地点のサイト増幅特性(地震基盤～地表) (その 2)

A 漁港のレベル 1 地震動の時刻歴波形 (地表面) を図 5-21 に、サイト増幅特性を置き換えた仮想的なレベル 1 地震動の一例として F 漁港の地表面波形を図 5-22 に示す。また、強さの指標値を表 5-5 に示す。

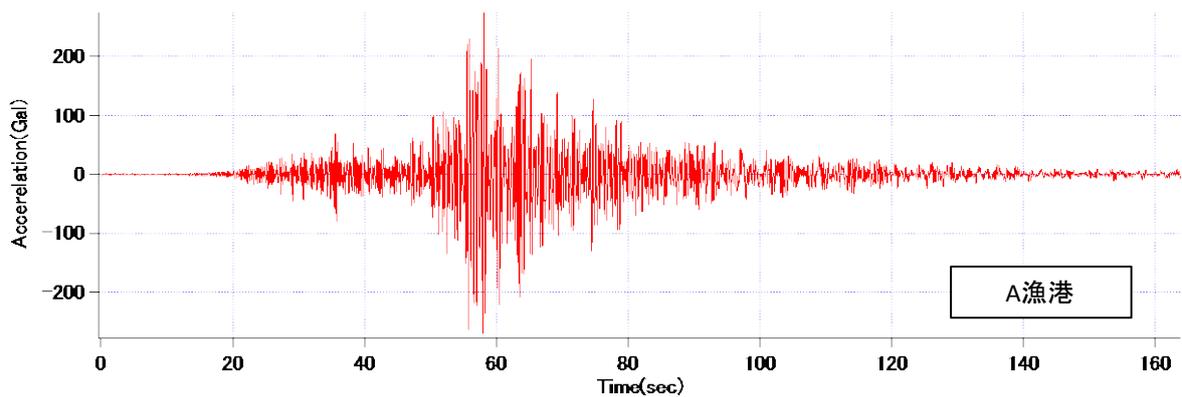


図 5-21 A 漁港のレベル 1 地震動 (地表面波形)

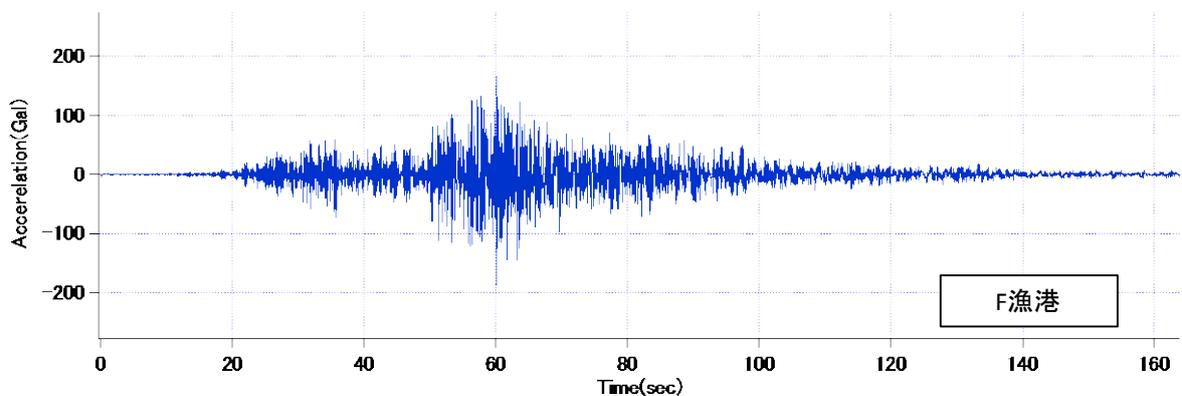


図 5-22 F 漁港の仮想的なレベル 1 地震動 (地表面波形)

表 5-5 各地点の仮想的なレベル 1 地震動の強さの指標値

サイト増幅特性	事例 1	事例 2	事例 3	事例 4	事例 5	事例 6	事例 7	事例 8	事例 9	事例 10
最大加速度	275.9	304.8	220.8	125.4	160.6	187.0	159.5	195.4	172.7	149.2
最大速度	20.1	21.5	28.2	10.1	20.0	7.6	26.2	43.8	9.5	9.9
速度のPSI値	33.4	38.6	64.0	21.5	41.2	16.3	53.3	132.0	18.1	24.0
速度スペクトル(0.7~1.5Hz)面積	6.8	7.9	18.8	9.2	17.2	4.4	24.1	13.4	2.8	6.9

5) 照査用震度の算定

各地点のサイト増幅特性に置換した A 漁港のレベル 1 地震動を用いて、「平成 19 年港湾基準」⁶⁾に基づいて重力式岸壁の照査用震度を算定した。ただし、周波数特性考慮用フィルターは、「平成 19 年港湾基準」のものではなく、第 VI 章第 2 節で検証した浅い岸壁向けに提案されたフィルターを用いて行った。

検討断面は、断面の相違による照査用震度への影響を除外するため図 5-23 に示す水深-4.1m のモデル断面を用いることとした。また、地盤モデルは、地震観測地点の土質調査資料から設定し、照査用震度の算定に必要な地盤の固有周期 (T_b、T_u) を算定した。

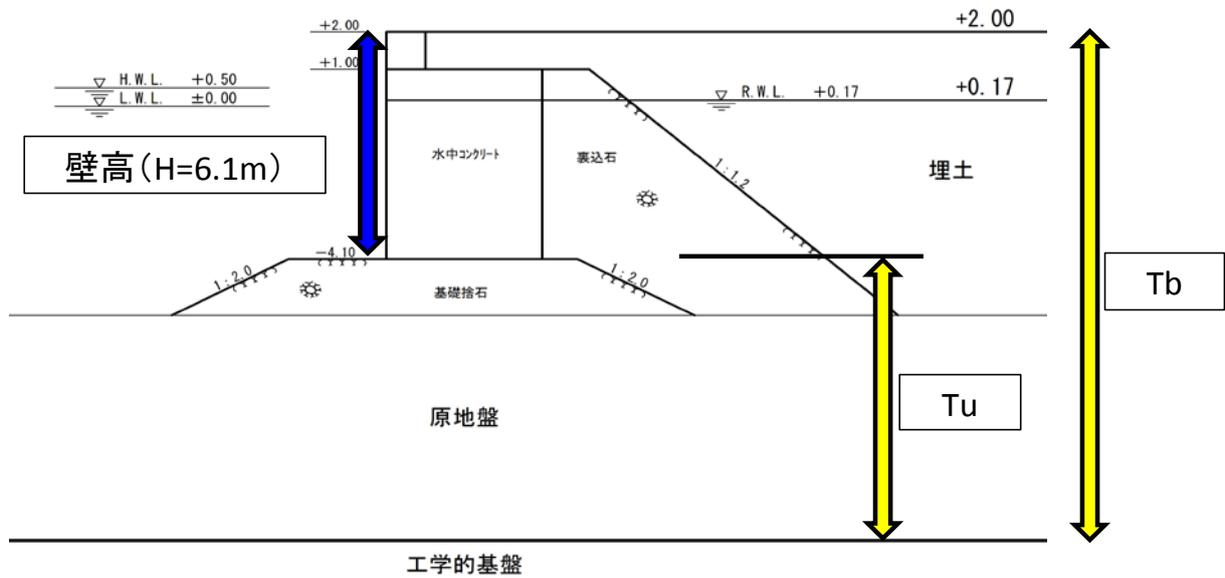
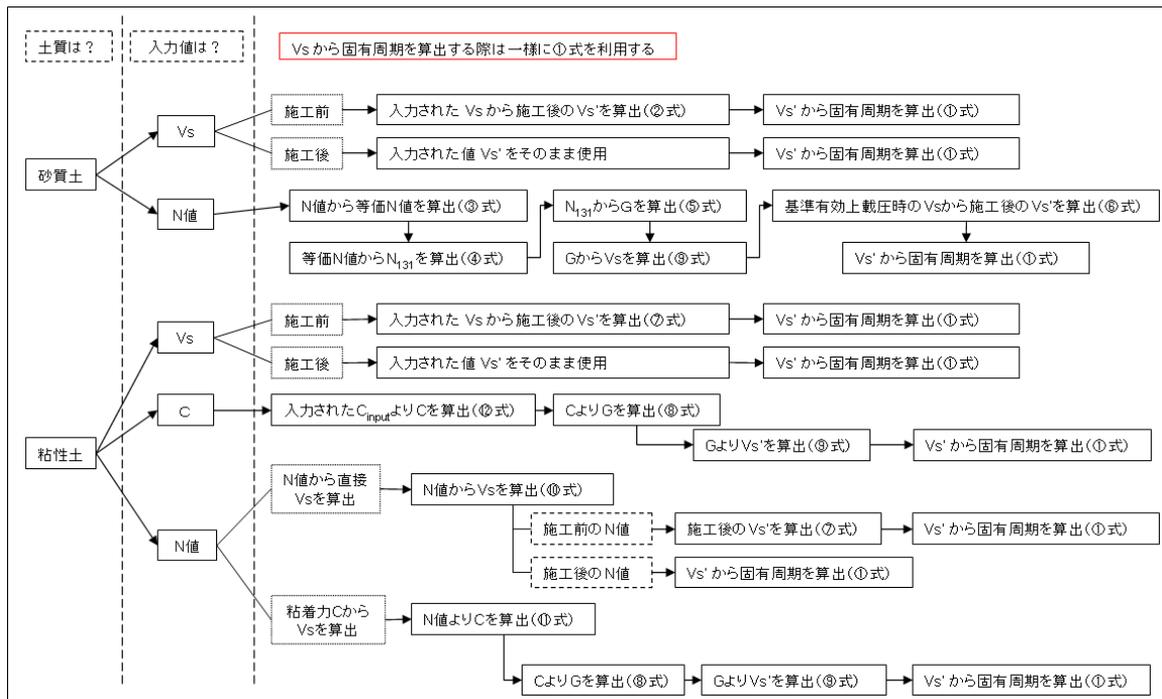


図 5-23 モデル断面図

1) 固有周期の算出法

港湾方式の照査用震度算定に必要となる地盤固有周期 T_b 及び T_u について、土質調査に基づいて以下の方法で算定した。 T_b は調査地点の工学的基盤から地表面までの固有周期とし、 T_u はそれから壁高 $H=6.1\text{m}$ に相当する固有周期を差し引いた値とした。

固有周期算出までのフローチャートを図 5-24 に示す。なお、同フローの中で計算方法は上側から順番に優先して行うものとした。



国総研公開の「照査用震度算定プログラム」のヘルプ⁶⁷⁾より
 図 5-24 固有周期算出までのフローチャート

①地盤の固有周期

$$T = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

②施工後のせん断波速度（施工前のせん断波速度より、砂質土）

$$Vs' = Vs(\sigma_v'/\sigma_v)^{0.25}$$

③等価N値

$$N_{65} = \frac{N - 0.019 \times (\sigma_v' - 65)}{0.0041 \times (\sigma_v' - 65) + 1}$$

④基準有効拘束圧 98kN/m²（基準有効上載圧 131kN/m²）に対するN値

$$N_{131} = N_{65} \times \{0.0041 \times (131 - 65) + 1\} + 0.019 \times (131 - 65)$$

⑤せん断剛性（N値より）

$$G = 14100 \times N_{131}^{0.68}$$

⑥施工後のせん断波速度（基準有効拘束圧 98kN/m²に対するN値より）

$$Vs' = Vs(\sigma_v'/131)^{0.25}$$

⑦施工後のせん断波速度（施工前のせん断波速度より、粘性土）

$$Vs' = Vs(\sigma_v'/\sigma_v)^{0.5}$$

⑧せん断剛性（粘着力より）

$$G = 340 \cdot c$$

⑨せん断剛性（せん断波速度、単位体積重量より）

$$G = \frac{V}{g} V_s^2$$

⑩せん断波速度（N値より）

$$V_s = 100N^{1/3}$$

⑪粘着力（N値より）

$$c = \max\left\{\frac{100}{16} N, \frac{3}{8} \sigma_v, \frac{3}{8} \sigma'_v\right\}$$

⑫粘着力（Cより）

$$c = \max\left\{c_{input}, \frac{3}{8} \sigma_v, \frac{3}{8} \sigma'_v\right\}$$

岸壁背後の地盤固有周期は、地震観測地点近傍で実施された土質調査資料（ボーリングデータ）を使用した。地表面高がモデル断面の+2.0mになるように、必要に応じて各層の深度を修正して使用した。

また、土質調査データがない埋立土は、港湾構造物設計事例集⁶⁸⁾を参考に平均N値=9、 $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ 、 $\gamma'=10\text{kN/m}^3$ と設定した。

6) 照査用震度の算定結果および常時微動との照合

照査用震度の算定においては、許容変形量は一律10cm、壁高は一律6.1mとして扱った。

算定結果を表5-6に示す。照査用震度は、事例8で最大の $kh=0.20$ 、事例6で最小の $kh=0.08$ となり、サイト増幅特性の相違が照査用震度に与える影響が大きいことが分かった。

次に、常時微動観測におけるピーク周波数のH/V比と照査用震度 kh の関係を図5-25のとおり整理した。この図より、概ね右上がりの傾向は見られるが、これらのケースでは両者の相関は低いことが分かる。

また図5-26に、常時微動H/V比のピーク周波数を横軸に、ピーク周波数におけるH/V比を縦軸にとり、プロットを照査用震度 Kh の値に応じて色分けした図を示す。この図より、常時微動と照査用震度の間に明瞭な関係は見取れない。

表 5-6 照査用震度の算定結果

番号	常時微動観測結果		地表面 応答加速 度 (Gal)	設計水深 (m)	岸壁天端 (m)	壁高 H (m)	背後地盤 固有周期 Tb (s)	堤体下固 有周期 Tu (s)	Da (cm)	漁港フィ ルター b値	低減率 p	kh
	ピーク 周波数 (Hz)	ピーク周 波 数のH/V比										
1	0.34	4.50	276	-4.10	2.00	6.10	0.40	0.24	10.00	0.77	0.76	0.14
2	2.36	6.10	305	-4.10	2.00	6.10	0.40	0.28	10.00	0.70	0.77	0.18
3	0.65	9.90	221	-4.10	2.00	6.10	1.69	1.53	10.00	0.79	0.87	0.19
4	1.16	5.40	125	-4.10	2.00	6.10	0.12	0.05	10.00	0.61	0.84	0.09
5	2.38	2.70	161	-4.10	2.00	6.10	0.06	0.00	10.00	0.59	0.88	0.12
6	2.48	2.30	187	-4.10	2.00	6.10	0.26	0.10	10.00	0.76	0.78	0.08
7	0.84	6.50	160	-4.10	2.00	6.10	1.03	0.87	10.00	0.78	0.87	0.18
8	1.92	2.90	195	-4.10	2.00	6.10	0.71	0.50	10.00	0.85	0.83	0.20
9	2.19	12.20	173	-4.10	2.00	6.10	0.60	0.42	10.00	0.80	0.78	0.09
10	1.77	4.70	149	-4.10	2.00	6.10	0.99	0.84	10.00	0.76	0.80	0.11

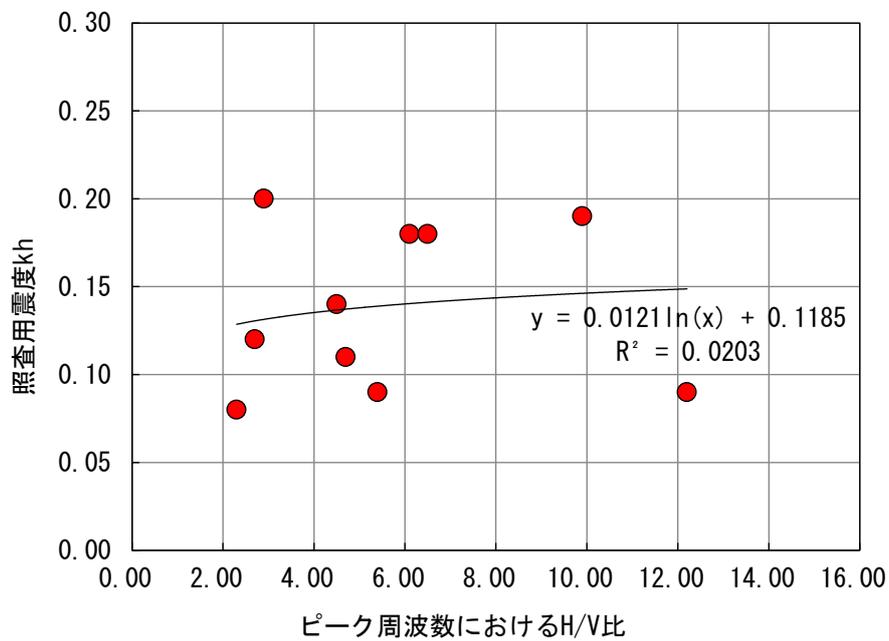


図 5-25 ピーク周波数における H/V 比と照査用震度の関係

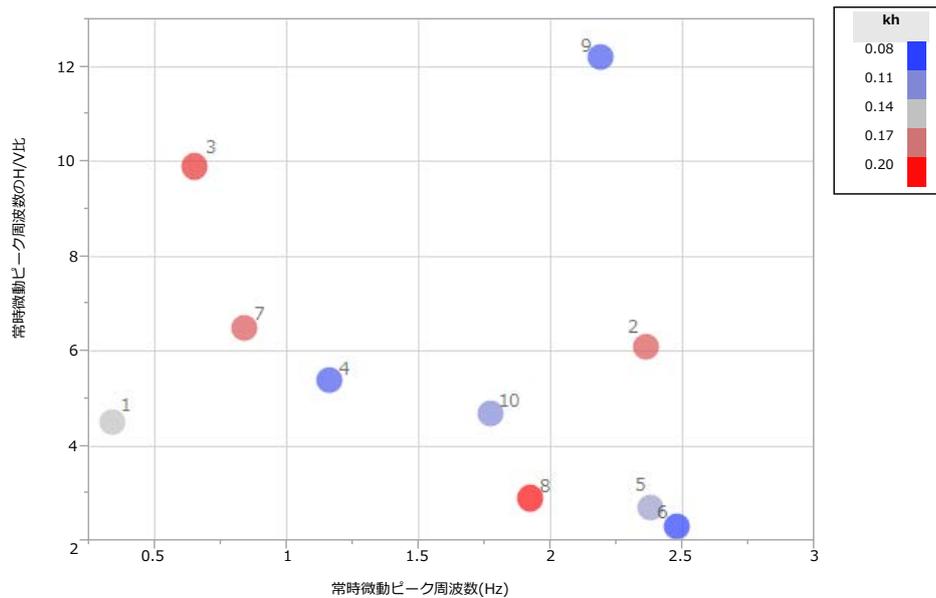


図 5-26 ピーク周波数および H/V 比に対する照査用震度 (k_h) の関係

この原因として、常時微動 H/V スペクトルとサイト増幅特性の関係に立ち返って考えてみる。図 5-18、図 5-19 および図 5-20 より、両者の間には大局的に関係が見出せるが、個別に見れば次のような特異な点が見出せる。

- ◆ 事例 1 では常時微動では 0.34Hz 付近に最も高いピークがあるが、その周波数帯にはサイト増幅特性のピークが無い。常時微動とサイト増幅特性に共通するピークがあるのは 3Hz 付近である。
- ◆ 事例 9 では、常時微動のピーク周波数 (2.3Hz) とサイト増幅特性のピーク周波数 (3Hz 付近) とがずれている。
- ◆ 事例 5、事例 6、事例 8 では、常時微動もサイト増幅特性も、スペクトルがなだらかになっている。

このような事例では、H/V スペクトルの「ピーク周波数とその高さ」というパラメータが、サイト増幅特性の特徴をよく表さないものと考えられる。担当者の判断次第で異なるピーク周波数を読み取ってしまう懸念もある。

そのため、今後、常時微動から照査用震度を (あるいはその前段階にあたるサイト増幅特性を) 簡便に推定する手法を構築しようとするならば、このような特異な事例を除外してから推定を行うルーチンを構築すべきと考えられる。

(3) 常時微動からサイト増幅特性を簡便に求める方法の検討

1) 基準に記された方法との比較

「平成 19 年港湾基準」⁶⁾の竹の方法と、秦らの方法の比較を図 5-27 に示す。秦らの

方法では、近隣に正確なサイト増幅特性がわかっている地点（たとえば K-NET 観測点）が有ることを前提として、その地点と他の地点で常時微動観測を行うことにより、主観的な判断を交えない演算によって他の地点のサイト増幅特性を推定する。

常時微動には表面波の一種であるレーリー波が多く含まれる。レーリー波の H/V スペクトルのピーク周波数は、地震動の S 波伝達関数のピーク周波数とほぼ一致する⁶⁹⁾。竹の方法はこの性質に基づいている。また、H/V スペクトルの極大値の大きさは地盤構造の S 波インピーダンス比に依存する性質がある¹¹⁾。ピーク振幅の補正方法⁷⁰⁾（いわゆる新竹補正の方法）はこの性質に基づいている。しかしサイト増幅特性と常時微動 H/V スペクトルについて、秦らが着目したような、広い周波数帯におけるスペクトル振幅の相関については理論的な説明がなされていない。そのため秦らの取り組みは既存の理論に立脚したものではなく、実現象を把握することにより理論の検討へつなげるという帰納的な考え方によるものと解釈できる。

また、秦らは、2 地点の常時微動観測を同時とするとともに、非常に多くのデータを計測確保しているが、これは、極力精度の良いデータを用意して推定方法としての実現可能性の有無を見極めることをめざしたものと考えられる。実用上の簡便性については現段階では重視せず、後日の検討事項と位置付けているようである。

2) 漁港への適用の有用性の検討

漁港の岸壁におけるサイト増幅特性推定方法は、港数の多く（全国で約 2,900 港）、小規模な漁港が多いこと、また、その被災時の影響を勘案すると、精度が最良といえなくても実際の地震動の大小におおむね呼応し、かつ実務者が判断に迷わない簡便な方法望まれる。

秦らの方法を簡便化しても或る程度程度の精度で推定できるのであれば、漁港における望ましい方法となりうる。

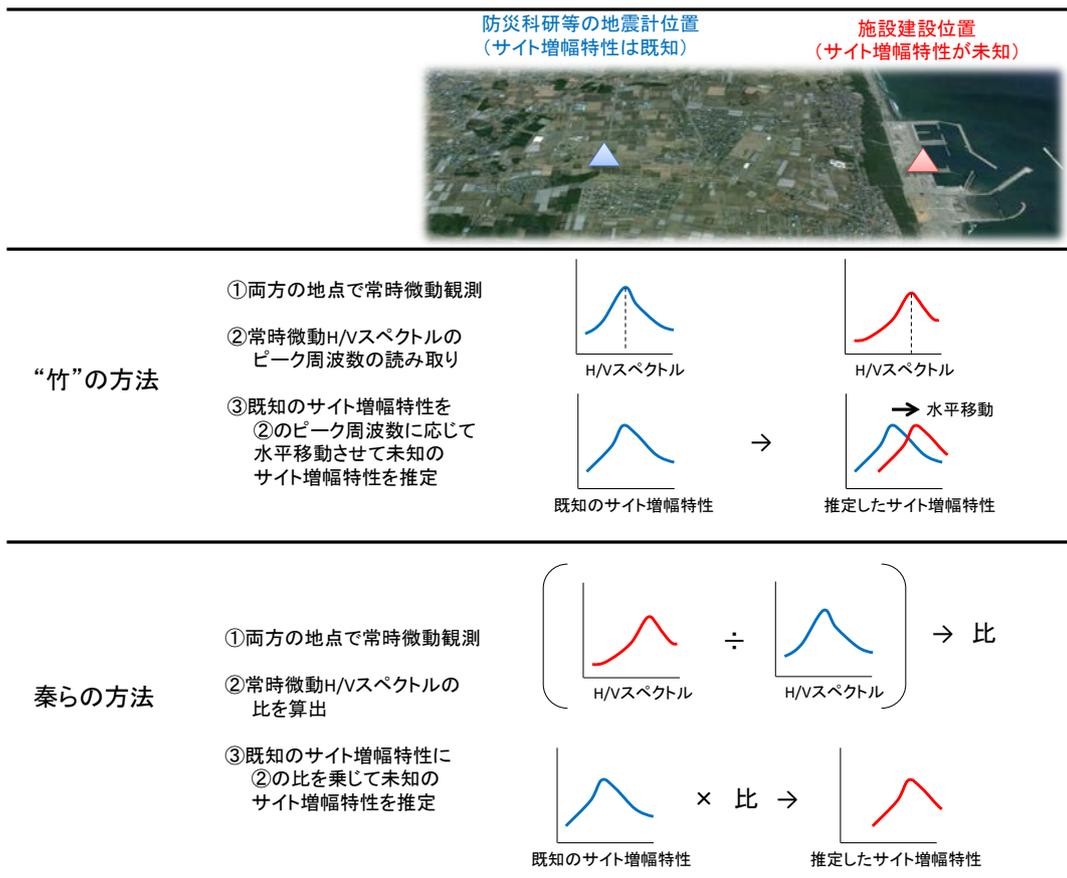


図 5-27 方法の比較

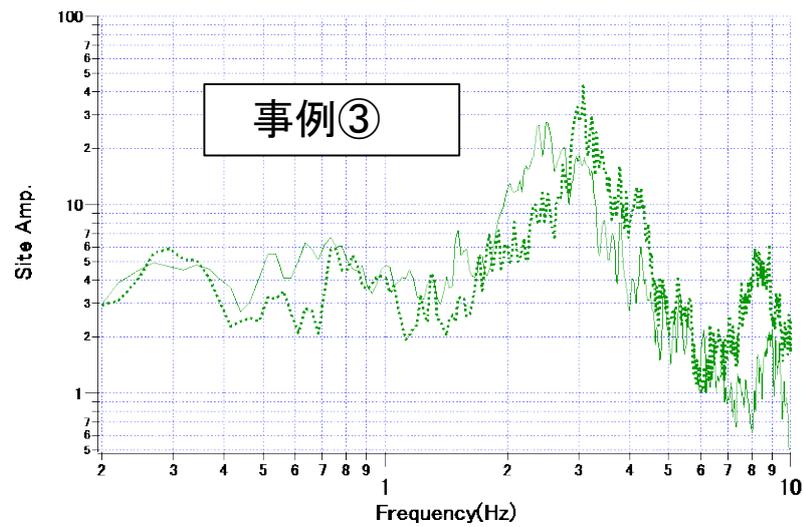
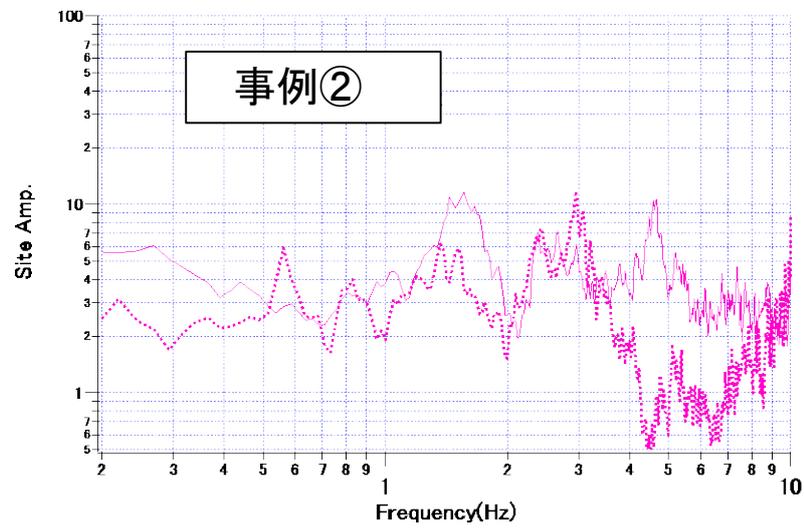
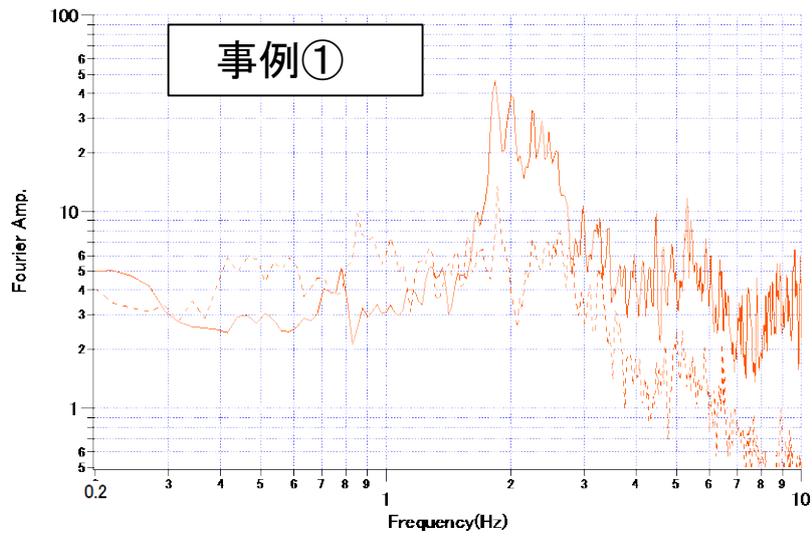
3) サイト増幅特性の推定の試行

表 5-7 に示す 5 つの事例について、常時微動からサイト増幅特性の推定を試みる。推定元の地点についてはスペクトルインバージョンによって、推定対象の地点については中小地震の観測によって、それぞれサイト増幅特性がわかっている。

表 5-7 推定を行った事例

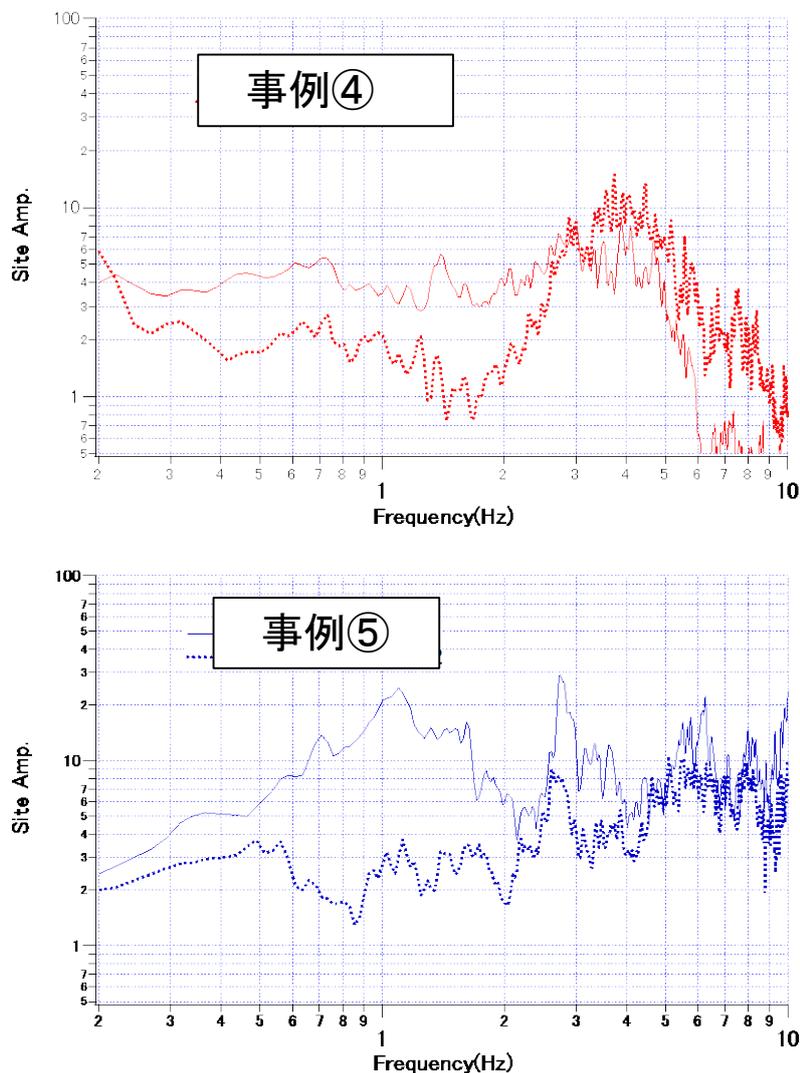
事例 No.	地域	推定元の地点	推定対象の地点
事例①	岩手県	近隣の KiK-net 観測点	漁港の地震観測点
事例②	宮城県	近隣の K-NET 観測点	漁港の地震観測点
事例③	茨城県	近隣の K-NET 観測点	漁港の地震観測点
事例④	茨城県	近隣の K-NET 観測点	漁港の地震観測点
事例⑤	千葉県	近隣の K-NET 観測点	漁港の地震観測点

推定結果を図 5-28 に示す。中小地震の観測で得られたサイト増幅特性を実線で、常時微動観測の比から推定したサイト増幅特性を点線で示している。



(実線：中小地震観測から求めた既知の値。点線：常時微動から推定した値。)

図 5-28 (1) サイト増幅特性の推定結果



(実線：中小地震観測から求めた既知の値。点線：常時微動から推定した値。)

図 5-28 (2) サイト増幅特性の推定結果

今回は、常時微動観測を素直に比べて非常に簡略化して行っている。また検討事例数も限られているので断定的な評価はできないが、結果から次のことが言える。

- ・ピーク周波数付近のスペクトル値(グラフでの高さ)については、既知の値と推定値とがよく合った事例(事例③の 3Hz 付近、事例④の 4Hz 付近)がある一方で、よく合わなかった事例(事例①の 2Hz 付近、事例⑤の 2.5Hz 付近)もある。
- ・漁港岸壁への影響の大きい周波数帯(0.7~1.5Hz 付近)のスペクトル値については、既知の値と推定値とがよく合った事例(事例②、事例③)がある一方で、よく合わなかった事例(事例④、事例⑤)もある。

この結果より、今回の簡略化した観測に基づく手法は漁港に速やかに適用できるものではないが、今後の研究の進展があった場合には適用の可能性について再度検討するのが良いと考えられる。その際、適用の可否を予め判断するルーチン(たとえば、

補正元のサイト増幅特性のグラフ形状から可否を判断してから計算に移る) とすることも考えられる。また、計測時間や同時計測の必要性について再度検討が必要と考えられる。

(4) レベル1地震動から照査用震度を簡便に求める方法の検討

照査用震度の説明変数として、地表面の地震動の時系列波形における最大値ならびにスペクトルの大きさに着目した。時系列波形における最大値として、最大加速度および最大速度を説明変数の候補とした。スペクトルの大きさとして、速度の PSI 値および速度スペクトル (0.7~1.5Hz) の面積を説明変数の候補とした。

以上のうち1種類の指標で、または2種類の指標の一次結合で照査用震度の説明が可能かどうかを検討した。

ここで、0.7~1.5Hz という範囲は漁港の水深の浅い係船岸への影響の大きい周波数帯を参考にして定めた。加速度時系列から速度時系列の算出はフーリエ変換による方法を使用した。

検討には、「(2) 常時微動から照査用震度を簡便に求める方法の検討」において作成したレベル1地震動ならびに算定した照査用震度を使用した。使用したデータを表5-8に示す。この照査用震度は、許容変形量を一律10cm、壁高を一律6.1mとして算定したものである。

表 5-8 検討に使用した計算事例

サイト増幅特性	事例1	事例2	事例3	事例4	事例5	事例6	事例7	事例8	事例9	事例10
最大加速度	275.9	304.8	220.8	125.4	160.6	187.0	159.5	195.4	172.7	149.2
最大速度	20.1	21.5	28.2	10.1	20.0	7.6	26.2	43.8	9.5	9.9
速度のPSI値	33.4	38.6	64.0	21.5	41.2	16.3	53.3	132.0	18.1	24.0
速度スペクトル(0.7~1.5Hz)面積	6.8	7.9	18.8	9.2	17.2	4.4	24.1	13.4	2.8	6.9
照査用震度の算出結果	0.14	0.18	0.19	0.09	0.12	0.08	0.19	0.20	0.09	0.11

その結果、各々の説明変数の組み合わせについて、分散分析のF値(回帰の分散を残差の分散で割った比率)およびF値の有意確率(p値)は次の通りとなった。

(最大加速度および速度のPSI値)

$$F = 9.1709, \quad p = 0.0111$$

(最大加速度および速度スペクトル(0.7~1.5Hz)の面積)

$$F = 12.0081, \quad p = 0.0055$$

(最大加速度のみ)

$$F = 2.1106, \quad p = 0.1843$$

(最大速度および速度のPSI値)

$$F = 30.1154, \quad p = 0.0004$$

(最大速度および速度スペクトル (0.7~1.5Hz) の面積)

$$F = 16.2351, \quad p = 0.0023$$

(最大速度のみ)

$$F = 31.7049, \quad p = 0.0005$$

(速度の PSI 値のみ)

$$F = 11.4965, \quad p = 0.0095$$

(速度スペクトル (0.7~1.5Hz) の面積のみ)

$$F = 6.2848, \quad p = 0.0365$$

以上の結果から、照査用震度をよく説明できているのは（最大速度および速度の PSI 値）および（最大速度のみ）の 2 種類である。それぞれの回帰式は次の通りとなった。

$$k_h = 0.00818M_v - 0.00150P + 0.0444$$

$$k_h = 0.00376M_v + 0.0650$$

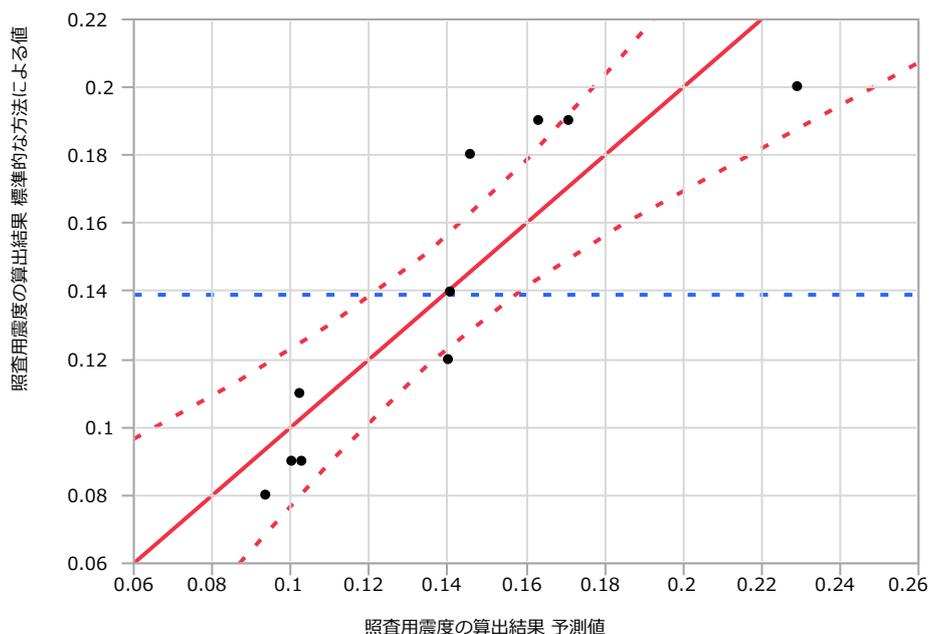
ここで、 k_h : 照査用震度
 M_v : 最大速度
 P : 速度の PSI 値

今回検討した組み合わせのうち、最大速度と PSI 値の組み合わせでは PSI 値が負の相関を示していて、現段階ではその負の相関の理由を説明できない。そのため、最大速度のみから推定するのがもっともよいと考えられる。

照査用震度の標準的な算出方法では、加速度の時系列をフィルターにより補正し、最大加速度と継続時間に関する指標等を用いて算出する。しかし今回の検討では、最大加速度よりも最大速度のほうが相関が強い結果となった。このことについて、照査用震度算出の過程で用いるフィルターの効果等が考えられる。

上式により最大速度から予測した照査用震度と、標準的な方法で算出した照査用震度との関係を図 5-29 に示す。

この回帰式は、施設建設地点を複数の候補から選択したいがボーリングデータが無い場合に、短時間で済む常時微動観測を行って照査用震度を推定し、地点ごとの設計断面の違いを比較検討するのに利用することが考えられる。今後、データ数を増やした検討を行って回帰式の精度の向上を図るのが良いと考えられる。実際の設計については本来の照査用震度算定手法を適用すべきと考えられる。



赤実線：傾き 1 の直線

赤点線：95%信頼区間

青点線：標準的な方法による値の平均 (0.139)

図 5-29 最大速度から予測した照査用震度と標準的な方法による照査用震度の比較

(5) 照査用震度を算定するプログラムの開発

照査用震度の算定における手順の最後に位置する、「地表面の加速度時刻歴をフーリエ変換し、フィルターを掛けてフーリエ逆変換する。その加速度時刻歴と、地震動継続時間に対応する低減率から、補正された加速度最大値を求め、この最大値と許容変形量から照査用震度を算出する。」という演算について、これを計算できるプログラムを作成して、設計担当者の業務に利用いただける形とした。

計算ソースとしては自然科学系の研究において非常に多く利用されている R 言語を使用した。

R 言語 (以下、R と記す) は統計解析向けのプログラミング言語であり、データ操作、計算、グラフィックス表示といったソフトウェア機能を伴っている。オープンソースであり無償で利用可能で、Windows、(Mac) OS X、Linux R にインストール可能である。ダウンロード方法は、例えば日本語により農業環境技術研究所 三輪哲久氏のウェブサイト⁷¹⁾に掲載されている。

<http://cse.niaes.affrc.go.jp/miwa/ja/R/setupReasy/#0-TOC>

今回、R のベクトル、行列、繰り返し演算、複素数、フーリエ変換、フーリエ逆変換等の機能を活用して上記⑥の一連のコマンドを作成した。そのコマンドを以下に示す。冒頭に日本語のコメントを入れているので、実行の前に、このコメントに従って加速度時系列を収めたテキストファイルを用意する。また、コマンド中のパラメータ、フォルダ構成ならびに加速度時系列のテキストファイルに関する記述を確認して、必要に応じて変更する。そしてコマンドをコピーして R のウインドウに張り付ければ計算

が実行される。照査用震度等の計算結果は csv ファイルに出力されるのでエクセル等のソフトウェアで開くことができる。

```
*****
##### 漁港フィルターの計算 (作成佐伯公康 H27 年 03 月 14 日版) #####

#★計算を始める前の注意事項★

#★1★計算を始める前に、ここから 40 行ほど下の、■1 と書かれたすぐ下にある、bvalue、Da、N2T のパラメータの確認を行い、必要に応じて書き換えてください。

#★2★計算を始める前に、入出力ファイル名等の確認を行い、必要に応じて書き換えてください。具体的には次の通りです。
# ここから 50 行ほど下の、■2 A の直下の行で、計算に用いる加速度時刻歴のファイル名の指定を行います。このとき、フォルダ構成もあわせて指定します。
# ここから 50 行ほど下の、■2 B の直下の行で、計算で得られた照査用震度などを出力するファイル名の指定を行います。このとき、フォルダ構成もあわせて指定します。
# そのため、■2 A の直下の行と、■2 B の直下の行について、お使いの PC のフォルダ構成に応じて書き換えてから使ってください。また、ファイル名は計算のたびごとに必要に応じて書き直して使ってください。

#★3★加速度時刻歴は次のようなデータとして、ファイルとして用意してください。
#・縦方向に（上から下に向けて）、一連の加速度時刻歴がずらりと並ぶデータを、テキスト形式のファイルとして用意してください。
#・データ数は 2 の累乗としてください。
#・上記の一行の加速度時刻歴以外のデータは、一切記さないでください。
#・たとえば、エクセルシートの、数字の入った縦一列のセルをコピーしてメモ帳に張り付け、txt 形式で保存すると、上記のようなテキスト形式ファイルができます。
#・加速度の単位は、cm/s2 としてください。
#・データの形式（小数形式、指数形式等）によっては R に適切に読み込めない場合があります。適切に読み込めない場合はデータの形式の変更をご検討ください。

#★以上のことを行いましたら、このプログラムの最初から最後まですべてを、R に貼り付けてください。

#★なお、本プログラムを少し書き換えると、次のことも実行できます。くわしくは佐伯へお尋ねください。
#・加速度時刻歴を、ファイルからではなく、計算途中にエクセルからコピーで読み込む
#・フィルターを掛けた時系列波形を出力する
#
#★注意事項 ここまで★

rm(list=ls(all=TRUE)) #←計算を始める前に、念のため、R のなかに残っているすべての変数を消去するコマンド

#■1 次の行を書き換えて使う
bvalue <- 0.77 # b 値（別途計算して、記入してください）
Da <- 10 # 許容される重力式係船岸天端における変形量（cm）（設定した値を記入してください）
N2T <- 16384 # データ個数（加速度時刻歴のデータの長さを記入してください。つまり、後述する加速度時刻歴ファイルにおける、縦方向に並んだデータの数です。データ個数は、2 の累乗にしてください）

ND <- 1 # 計算を行う波の数（注）今のところ 1 以外は使えません（プログラム最後のパラメータ算定が、2 以上に対応できない）
DT <- 0.01 # サンプリング周期（秒）（注）0.01 以外にしますと、照査用震度の計算式を適用できなくなります。

#■2 A 次の行を書き換えて使う
input_f <- ("C:/Users/Kimiy/Documents/R_calldata/w01otsu_1.txt")
#■2 B 次の行を書き換えて使う
output_f <- ("C:/Users/Kimiy/Documents/R_calldata/fltdpara01_1.csv")
```

```

### setwd("C:/Users/Kimiy/Documents/R output receptacle")

NT <- N2T/2+1 # 16384 だと 8193

DDY <- read.table(input_f, header=F)
## DDY <- read.table("clipboard", header=F) #●●●●#

#空の複素数ベクトルの作成
Sf <- complex(NT)
fltdspec <- complex(NT)
cplxC <- complex(N2T)
af <- complex(NT)

#周波数刻みの作成
f1 <- 1/N2T/DT # 16384 と 0.01 なら 0.0061
kizami <- seq(0, (1/DT/2), by=f1) # 大崎 p. 39

#漁港フィルターの、フラットと曲線部の境界周波数の位置
Nfb <- round (1.2 / f1)

#時刻刻みの作成
timesec <- seq(0, (N2T-1)*DT, by=DT)

Outfltd <- data.frame(timesec) #結果時系列を収めるデータフレームの初期型

#★繰り返し演算 ここから
for (ir in 1:ND){

#加速度時系列のベクトル化
DDYF<- numeric(N2T) # DDYF の初期型 (0 を並べたベクトル)
DDYF[1:N2T] <- DDY[, ir] # DDYF へ DDY のうち 1 列を代入

#フーリエ変換 ( FFT )
fftrslt <- fft (DDYF)

#漁港フィルター作成と掛け算 Nfb を境界として低周波数帯と高周波数帯で別の式を使う。

for (ik in 1:NT)
{
if ( Nfb >= ik ){
af[ik] <- bvalue
} else {
gf <- 0.099*((ik-1)*f1 - 1.2)
af[ik] <- bvalue/(1 - gf^2 + 18.5*gf*(0+1i) )
}
fltdspec[ik] <- fftrslt[ik] * af[ik]
}

# for (ik in 1:NT)
# {
# ff <- kizami[ik]
# Sf[ik] <- 1 / (1-(ff/7.14)^2 + 2* (ff/7.14)*(0+1i))
# fltdspec[ik] <- fftrslt[ik] * Sf[ik]
# }

```

```

#漁港フィルターを1とした場合の演算（プログラミングの作業用）
# for (ik in 1:NT)
# {
#   Sf[ik] <- 1
#   fltdspec[ik] <- fftrslt[ik] * Sf[ik]
# }

#鏡像の作成
#cplxCの前半分の値を埋める
cplxC[1:NT] <- fltdspec #1から8193

#cplxCの後半分の値を埋める
#繰り返しの冒頭
for(nhf in 2:(NT-1))      #2から8192
{
  cplxC [(NT*2-nhf)] <- Conj(cplxC [nhf])    #16384から8194
}

resulttsris <- Re ( fft(cplxC, inverse = TRUE) / length(cplxC) )

Outfltd <- data.frame(Outfltd,resulttsris)

}
#★繰り返し演算 ここまで

SSS <- sqrt(sum(resulttsris * resulttsris))
alphaf <- max(abs(max(resulttsris)),abs(min(resulttsris)))
ppp <- 0.36*log(SSS/alphaf)-0.29
alphac <- ppp*alphaf

kh <- 1.78*(Da/10)^(-0.55)*alphac/980+0.04

#計算で求めたパラメータの画面表示

#↓フィルターを乗じた後の最大加速度  $\alpha f$ 
alphaf
#↓継続時間による低減率 p
ppp
#↓継続時間による補正をした後の最大加速度  $\alpha c$ 
alphac
#↓照査用震度 kh
kh

#ファイルへの書き出し
outparas <- data.frame( parameters=c(input_f,output_f,"b_value","Da","alpha_f","p","alpha_c","kh"),
  values=c( 9999,9999,bvalue, Da, alphaf, ppp, alphac, kh) )
write.csv(outparas, file=output_f, row.names=F)
# ここで、9999とは空欄を埋めるためのダミーの数値です。

## write.table(Outfltd , file="outfltd.txt" ) #←これは、フィルターを掛けた時系列波形を出力させるコマンド。現状では使用不可。使用するには本プログラムの書き換えを要します。

#▼ここから下は、グラフ作成コマンド。必要に応じてX,Y軸範囲などを書き換えてご使用ください。

par ( bg = "grey 95", mar = c ( 4,4,1,1 ), mfrow = c ( 2, 2 ))

plot(timesec[], DDY[, 1], xlim=c(0, 170), ylim=c(-300, 300), type="l",
  xlab="Time(sec)", ylab="Accerelation(cm/s2)", col="black")

```

mtext("上(黒): フィルターを掛ける前の加速度時系列。下(赤): フィルターを掛けた後の加速度時系列。右(青):
フィルター関数。", side = 3, line = 0, at = NA)

```
realaf <- Re(af)
plot(kizami[], realaf[], xlim=c(0.1, 10), ylim=c(0, 1.6), type="l",
      xlab="Frequency(Hz)", ylab="a(f)", col="blue", log="x" )
```

```
plot(timesec[], resulttsris[], xlim=c(0, 170), ylim=c(-300, 300), type="l",
      xlab="Time(sec)", ylab="Accerelation(cm/s2)", col="red")
```

Ⅶ. 考察

本章では、水産基盤整備事業との関連から結果の活用についてまとめる。

本調査の結果（Ⅵ章）のうち1，2，3，4節を、漁港・漁場の施設の設計参考図書の検討に活用し、要求性能を満たす地震力算定手法および耐震性能照査手法として記述した。一方5節は、将来的な算定手法の簡便化を目的として実施した。

以下、節ごとに、内容のまとめおよび設計参考図書への活用状況を示す。

（1節）漁港・漁場の施設の設計の手引（2003年版）に掲載されている設計水平震度（地域別震度）について、地域区分がレベル1地震動の大きさに呼応することを確認した。これより、設計参考図書に地域別震度表を引き続き掲載した。

（2節）重力式、矢板式それぞれ1ケースのモデルについて周波数特性と変形量の関係を明らかにした。重力式については、この結果が浅い岸壁・物揚場向けのパラメータ算出の元データの一つとして使用され、求めたパラメータを設計参考図書に掲載した。

（3節）耐震性能照査用のレベル2地震動のモデル波形として、継続時間の長い波形の追加と、我が国のどこにおいても起こりうる直下地震の波形を追加することを検討し、候補の波形を提示した。提示した波形については、観測地点の地盤特性等を確認して、漁港への適用の妥当性を検証した。これらの波形を設計参考図書に記載した。

（4節）過去の被災事例、被災程度の判断基準、被災施設の利用状況等を調査した。これらを、個々の施設の許容変形量を検討する際の参考資料としてまとめた。また、設計参考図書には、漁港岸壁・物揚場の許容変形量の数表を、従来の数表を踏襲しつつ一部補正して掲載した。

（5節）将来の実用化を目指して設計水平震度（照査用震度）を求める簡便な回帰式を検討した。既存の計算方法を全面的に置き換える回帰式については良い精度が得られなかったため、既存の計算方法の一部を簡便化した回帰式を示した。これはボーリングの無い場所での震度の予測等に使用することが考えられる。このほか、既存の計算方法を迅速に実施するための計算プログラムを実務用に作成した。

Ⅷ. 摘要

本章では、本調査のまとめを行い、残された問題点など今後の課題をまとめる。

1. 今後の地域別震度の見直しについて

地域別震度の地域区分や値の今後について考える。社会的考え方の観点からは、或る地震被害が社会にもたらした影響次第で、土木構造物の耐震性を高めようとする機運が生じ、照査に用いる作用の見直しがなされる。従って、今後社会的に耐震設計に対する考え方に変化が生じたとき（たとえば他基準の耐震設計基準の見直しが始まったときや、土木学会等で耐震設計のあり方に関する審議がなされたとき）には、漁港についても地域別震度の見直しの検討を開始するのがよいと考えられる。

2. 照査用震度の算定の簡便化

照査用震度を求める一連の計算手順のうち、常時微動からサイト増幅特性を求める手法については今後も研究の進展が予想される。そのため、今後の研究の進展があった場合には適用の可能性について再度検討するのが良いと考えられる。その際、常時微動観測の計測時間や2点同時計測の必要性について検討が必要と考えられる。また、特異な事例を予め除外する（たとえば、補正元の H/V スペクトルのピーク周波数とその高さが、サイト増幅特性の特徴と合致していない場合は対象外とする）ことが考えられる。

3. 許容変形量の参考値の充実

本調査で整理したデータを参考として、今後、被災後のトラックの利用を可能とする許容変形量、被災直後の簡易補修による機能回復を可能とする許容変形量など、いくつかの特定の条件に対する許容変形量の参考値を提示することが考えられる。

4. 周波数特性と変形量を考慮した設計水平震度（照査用震度）の適用範囲の拡大

漁港の水深の浅い施設については、本調査および北海道開発局の調査結果をもとに、照査用震度の算定に用いるパラメータが重力式係船岸について取りまとめられ、設計参考図書に掲載の予定である。しかし現在のところ、パラメータが求められているのは重力式のみである。

このような周波数特性と変形量を考慮した設計水平震度は、動的な解析に基づいているものであり性能規定の体系の中で要求性能を満たす照査に用いるのに適切な方法と考えられる。

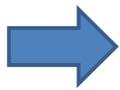
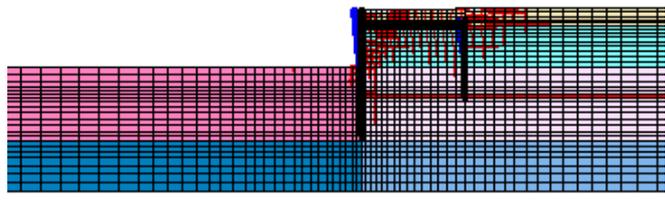
そこで今後、周波数特性と変形量を考慮した設計水平震度（照査用震度）の適用範囲を拡大することが必要と考えられる。

港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007年版）では、重力式と矢板式についてフィルター関数による方法を、棧橋式について加速度応答スペクトルによる方法を掲載している。

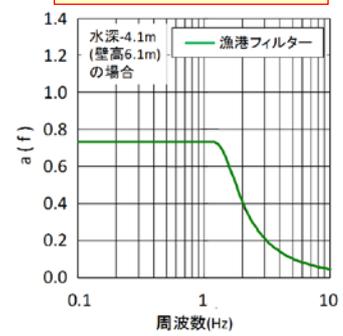
そこで、漁港においても今後、重力式以外にも本方法を適用可能とすることが望まれる。次に取り組むべき構造形式は、重力式と同程度に施設数の多い矢板式と考えられる。矢板式については、本調査の結果に加えて今後さらなる解析を行うことにより浅い岸壁・物揚場向けのパラメータの提案が可能となる。パラメータ導出には、図VIII-1に示すように施設断面と地盤条件を複数パターン設定した二次元地震応答解析を行う必要がある。本調査において施設断面と地盤条件を1パターンのみ設定して解析を行っているが、今後も施設断面と地盤条件を変えた解析を行う必要がある。その際、第VI章第2節に示したように港湾と漁港の間で矢板式の照査方法に違いが有るため、漁港の照査方法により検討断面を設定する必要がある。

また、その際に作成される典型的な施設断面・地盤条件の解析モデルは、レベル1地震動を超える地震動が来襲した際の矢板式係船岸の変形挙動の解明にも活用可能である。漁港の矢板式係船岸の変形と応力の定量的な関係は、まだ十分な検討がなされていない。そのため、今後、モデルに段階的に強い地震動を入射させる二次元地震応答解析により、矢板の変形形状を把握するとともに、変形量（傾斜角など）と発生応力の関係をまとめることが考えられる。その結果をもとに今後、変状の実態をよく反映した許容変形量および許容応力度の提案をめざすことが考えられる。

矢板式係船岸の二次元地震応答解析
 ・典型的な施設断面・地盤条件を設定
 ・周波数を種々に変えた正弦波を入射



フィルター関数の
 パラメータを導出



図Ⅷ-1 矢板式係船岸のフィルター関数のパラメータ導出方法

IX. 謝辞

第VI章第1節の「非線形性の考慮の方法」等について、港湾空港技術研究所の野津厚チームリーダーから教示いただいた。漁港の被災記録を石川県より提供いただいた。

第VI章第3節に示した賀祥ダムの地震観測データは、鳥取県より提供いただいた。

第VI章第4節に示した被災施設の調査に際し、被災地域の漁業協同組合および魚市場の協力を得た。岩手県から資料を提供いただいた。一般社団法人人間生活工学研究センターより「平成12・13年度高齢者対応基盤整備研究開発事業報告書」の提供を受けた。また、平成22年度調査（漁港漁場施設の設計基準等検証調査）時に福岡市より提供いただいた資料を使用した。

第VI章第5節に示した地震観測においては観測地の漁業協同組合の協力を得た。茨城県および高知県から資料を提供いただいた。

第VI章のサイト増幅特性として、国土交通省国土技術政策総合研究所港湾研究部港湾施設研究室ウェブサイトの公開データを使用した。地震観測記録として、防災科学技術研究所強震観測網ウェブサイトの公開データを使用した。

皆様に謝意を表します。

X. 引用文献

- 1) 全国漁港漁場協会, 2003年: 漁港・漁場の施設の設計の手引.
- 2) 野津厚・井合進, 2001年: 岸壁の即時被害推定に用いる地震動指標に関する一考察, 平成12年度土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集, pp.18-19.
- 3) 国土交通省国土技術政策総合研究所港湾研究部港湾施設研究室ウェブサイト, <http://www.y.sk.nilim.go.jp/kakubu/kouwan/sisetu/sisetu.html>
- 4) 水産庁漁港漁場整備部・漁港漁場漁村技術研究所: 平成19年度堤防等の耐震化に係る性能設計調査委託事業報告書.
- 5) 水産庁漁港漁場整備部など: 平成23年度漁港施設等設計条件見直し調査報告書.
- 6) 日本港湾協会, 2007年: 港湾の施設の技術上の基準・同解説.
- 7) 日本道路協会, 2012年: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, p.111.
- 8) 土木学会, 2000年: 土木構造物の耐震基準等に関する提言「第三次提言」.
- 9) 防災科学技術研究所 強震観測網ウェブサイト, <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>
- 10) 長尾毅・平松和也・曾根照人・野津厚, 2007年: 撫養港における入力地震動のゾーニングに関する研究, 海洋開発論文集, 第23巻, pp.805-810.
- 11) 秦吉弥・常田賢一・林健二, 2013年: 常時微動H/Vスペクトルを用いたサイト増幅特性の評価に関する試み, 地盤工学会中国支部論文報告集「地盤と建設」, Vol.31, No.1, pp.125-131.
- 12) 長尾毅・岩田直樹・藤村公宜・森下倫明・佐藤秀政・尾崎竜三, 2006年: レベル1地震動に対する重力式および矢板式岸壁の耐震性能照査用震度の設定手法, 国土技術政策総合研究所資料, No.310.
- 13) 北澤壮介・上部達生・檜垣典弘, 1984年: 沿岸地域における基盤の最大加速度期待値の推定, 港湾技研資料, No.486.
- 14) 日本港湾協会, 1999年, 港湾の施設の技術上の基準・同解説.
- 15) 野津厚・上部達生・佐藤幸博・篠澤巧, 1997年: 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.
- 16) 日本港湾協会, 2007年: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.335-336, 951-958, 990-995.
- 17) 国土庁, 1993年: 釧路沖地震の被災事例による公共土木施設及び建築物の耐震対策調査報告書, 第4編漁港施設の耐震対策調査.
- 18) 水産庁漁港漁場整備部など: 平成22年度漁港漁場施設の設計基準等検証調査報告書.
- 19) 日本港湾協会, 2007年: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, p.338.
- 20) 日本港湾協会, 2007年: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, p.358.
- 21) 野津厚・長尾毅, 2005年: スペクトルインバージョンに基づく全国の港湾等の強震観測地点におけるサイト増幅特性, 港湾空港技術研究所資料, No.1112, p.31.
- 22) Yoshiya Hata, Koji Ichii and Atsushi Nozu (2012): Three-dimensional non-linear FEM analysis of a seismic induced crack at an airport runway, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 42, pp.105-118.

- 23) 小松勝久・林誉命・鈴木一行・西多道祐・船橋雄大・佐伯公康, 2014年: 浅い水深の重力式係船岸に対する周波数特性を考慮した照査用震度算定法の構築, 土木学会論文集 B3, Vol. 70, No. 2, I_810-I_815.
- 24) 土木学会・地盤工学会, 2007年: 2007年能登半島地震被害調査報告書, p. 93.
- 25) 土木学会・地盤工学会, 2007年: 2007年能登半島地震被害調査報告書, pp. 107-117.
- 26) 北海道開発局: 平成 23 年度漁港施設耐震設計手法検討業務.
- 27) 森田年一・井合進・Hanlong Liu・一井康二・佐藤幸博, 1997年: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No. 869.
- 28) 沿岸開発技術研究センター, 1997年: 埋立地の液状化ハンドブック (改訂版).
- 29) 沿岸技術研究センター, 2007年: 港湾構造物設計事例集(平成 19 年改訂版), 上巻, 第 2 編係留施設, p. 1-65.
- 30) 築地健太郎・田川辰也・長尾毅, 2008年: レベル 1 地震動に対する自立矢板式および二重矢板式係船岸の耐震性能照査用震度の設定手法, 国土技術政策総合研究所資料, No. 454.
- 31) 日本港湾協会, 2007年: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, p. 952.
- 32) 横田弘・竹鼻直人・南兼一郎・川端規之, 1998年: 鋼管杭式横棧橋の耐震設計法に関する考察, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1613-1622.
- 33) 横田弘・竹鼻直人・南兼一郎・高橋邦夫・川端規之, 1998年: 鋼管杭式横棧橋の地震応答解析結果に基づく設計水平震度の考察, 港湾技術研究所報告, Vol. 37, No. 2, pp. 75-130.
- 34) 武村雅之, 1998年: 日本列島における地殻内地震のスケーリング則-地震断層の影響および地震被害との関連, 地震 2, Vol. 51, pp. 211-228.
- 35) 原子力規制委員会, 2014年: 震源を規制せずに策定する地震動に係わる評価手引き.
- 36) 鳥取県によるデータ.
- 37) 佐藤信光・川崎秀明・大町達夫, 2007年: 2000年鳥取県西部地震における賀祥ダムの地震観測記録の修正, ダム工学, Vo. 17, No. 4.
- 38) 日本港湾協会, 2007年: 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成 19 年版), 下巻 pp. 937-938.
- 39) 日本港湾協会, 2007年: 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成 19 年版) 上巻 p. 46.
- 40) 全国漁港漁場協会, 2003年: 漁港・漁場の施設の設計の手引, 上巻 pp. 521-522.
- 41) 水産庁: 平成 23 年東日本大震災を踏まえた漁港施設の地震・津波対策の基本的な考え方について.
- 42) 全国漁港漁場協会, 2008年: 水産関係土木施設等災害復旧マニュアル (災害発生から査定まで).
- 43) 小泉哲也・山本修司・竹地晃一郎・門脇陽治, 1998年: 被災した係留施設の残存耐力の評価手法の開発, 港湾技研資料, No. 912.
- 44) 土田肇・野田節男・稲富隆昌・上部達生・井合進・大根田秀明・外山進一, 1985年: 1983年日本海中部地震港湾被害報告, 港湾技研資料, No. 511.
- 45) 井合進・菅野高弘・山崎浩之・長尾毅・野津厚・一井康二・森川嘉之・小濱英司・西守男雄・佐藤陽子・田中剛・海老原健介・大村武史・大槇正紀, 2001年: 平成

- 12年(2000年)鳥取県西部地震による港湾施設等の被害報告, 港湾空港技術研究所資料, No.1015.
- 46) 水産庁漁港部・漁港漁村建設技術研究所:平成6年度漁港施設の耐震設計基準の見直し委託事業調査報告書(解析調査編).
 - 47) 一井康二・高橋宏直・中本隆・赤倉康寛,1998年:地震時における重力式岸壁の許容被災変形量の評価,第10回日本地震工学シンポジウム論文集,pp.3241-3244.
 - 48) 山本竜太郎・大槇正紀・高橋暁,1995年:釧路沖地震(1993年)による漁港の被害,水産工学研究所技報(水産土木),17号,pp.9-274.
 - 49) 大槇正紀・西崎孝之・高木伸雄・福田直三・藤井照久・若槻好孝,1997年:兵庫県南部地震による漁港施設の被災傾向と液状化解析,水産工学研究所研究報告,18号,pp.21-109.
 - 50) 水産庁・漁港漁村建設技術研究所,1996年:阪神・淡路大震災被害調査報告書.
 - 51) 上部達生,1983年:地震被災事例に基づく重力式および矢板式係船岸の被災変形量と被災額の推定,港湾技研資料, No.473.
 - 52) 清宮理,2014年:港湾でのグラウンドアンカーによる耐震補強,土木技術, No.69-6, pp.22-27.
 - 53) 諸星一信・渡部昌治・清宮理・宮田正史・北澤壯介・伊庭智生,2008年:新港湾基準に準拠した大水深耐震強化岸壁の性能設計,海洋開発論文集,第24巻, pp.177-182.
 - 54) 加藤絵万・川端雄一郎・岩波光保,2012年:係留施設の機能低下評価手法に関する研究,港湾空港技術研究所報告, No.51-1, pp.55-80.
 - 55) 日本道路協会,2004年:道路構造令の解説と運用.
 - 56) 日本林道協会,2002年:林道規程 一運用と解説一.
 - 57) 「高齢者対応機器の設計のための高齢者特性の解明に関する調査研究」ウェブサイト(人間生活工学研究センターのホームページ内)
<http://www.hql.jp/project/funcdb2000/>
 - 58) 経済産業省・人間生活工学研究センター:平成12・13年度高齢者対応基盤整備研究開発事業報告書(第Ⅱ編 データベース整備(動態・視聴覚特性)).
 - 59) 團村肇・宮田正史・野津厚・若井淳・浅井茂樹,2013年:液状化を考慮した岸壁残留変形量の簡易評価法の高度化,国土技術政策総合研究所資料, No.743.
 - 60) 菅野高弘・野末康博・塩崎禎郎・小濱英司,2006年:地震による岸壁の被災・復旧工法・耐震補強工法,港湾空港技術研究所資料, No.1145.
 - 61) 藤村公宜・長尾毅,2006年:越波流量の算定精度を考慮した護岸天端高の設定方法に関する研究,国土技術政策総合研究所資料, No.312.
 - 62) 沿岸技術研究センター,2007年:港湾構造物設計事例集(平成19年改訂版),上巻,第2編係留施設, p.2-48.
 - 63) 水産庁漁港漁場整備部:平成20年度水産基盤整備調査委託事業「漁港施設の性能設計基準策定調査」およびその後継課題(～23年度)報告書.
 - 64) 野津厚・長尾毅・山田雅行,2009年:経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法の改良一因果性を満足する地震波の生成一,土木学会論文集A, Vol.65, No.3, pp.808-813.
 - 65) 国土交通省北海道開発局:「漁港施設設計地震動検討業務」報告書(平成22年度).
 - 66) 水産庁漁港漁場整備部:平成21年度水産基盤整備調査委託「漁港漁場施設の設計

基準等検証調査」報告書.

- 67) 国土交通省国土技術政策総合研究所港湾研究部港湾施設研究室「岸壁における照査用震度算定プログラム」のヘルプウインドウ,
<http://www.y.sk.nilim.go.jp/kakubu/kouwan/sisetu/sisetu.html> (ダウンロード用アドレス).
- 68) 沿岸技術研究センター, 2007年: 港湾構造物設計事例集 (平成19年改訂版).
- 69) 長尾毅・山田雅行・野津厚, 2012年: 常時微動 H/V スペクトルを構成する波動成分に関する一解釈, 土木学会論文集 A1, Vol.68, No.1, pp.48-62.
- 70) 長尾毅・山田雅行・野津厚, 2010年: 常時微動 H/V スペクトルを用いたサイト増幅特性の経験的補正方法に関する研究, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.324-333.
- 71) 農業環境技術研究所 三輪哲久氏のウェブサイト,
<http://cse.niaes.affrc.go.jp/miwa/ja/R/setupReasy/#0-TOC>