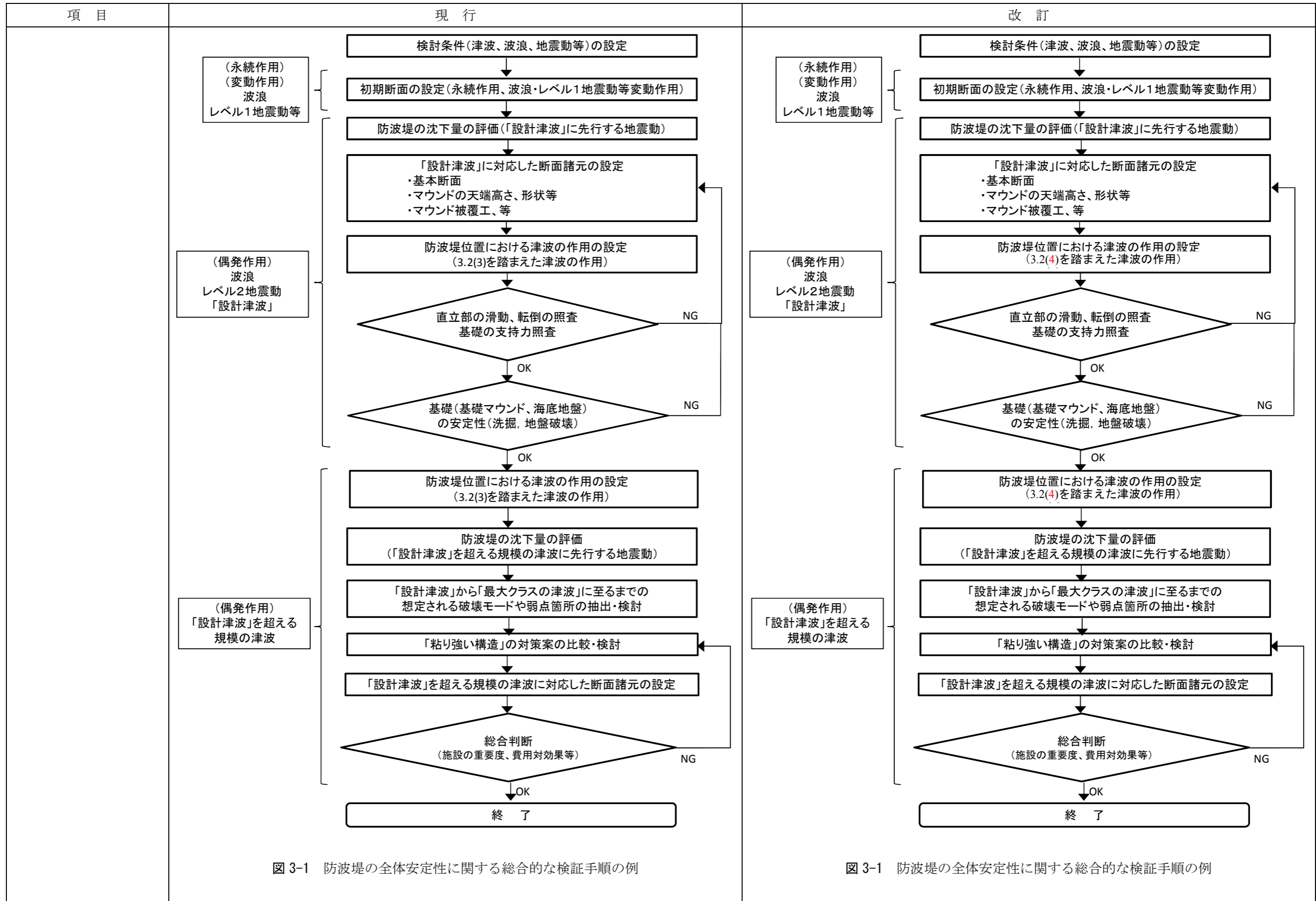


防波堤の耐津波設計ガイドライン 本編 新旧対比表

項目	現 行	改 訂
<p>1. 概要</p> <p>1.3 津波の有する特性への対応 p.4</p>	<p>1.3 津波の有する特性への対応</p> <div data-bbox="537 380 1599 558" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>防波堤の耐津波設計の検討にあたっては、津波が波と流れの二つの特性を有するとともに、押し波と引き波が繰り返し発生し、必ずしも第一波が最大規模になるとは限らないといった点を十分に踏まえた上で、防波堤の安定に対して最も危険側の作用となる津波の条件を適切に設定する必要がある。</p> </div> <p>(解説)</p> <p>(1) 津波の作用に係る特性</p> <p>防波堤の耐津波設計の検討にあたっては、「3.2(3)津波の作用に係る留意点」を十分に踏まえた上で、場合によっては、引き波が危険側の条件になり得ることや、第二波以降の津波が最大規模になり得ることも考慮して、防波堤に作用する津波の条件を適切に設定する必要がある。</p> <p>(2) 港内への津波の流れの影響</p> <p>港内への津波の流入については、防波堤の天端からの越流、基礎マウンド中を浸透する流れおよび防波堤開口部からの流入、という三つの流れが存在する。防波堤の配置によっては、防波堤開口部から流入する流れの影響がより大きくなる場合もあり、港湾における津波対策の検討にあたっては、この点について留意する必要がある。また、開口部の堤頭函周辺は、押し波と引き波に伴う流れの集中により流速が極度に速まることもあり、そのような強い流れに対するケーソン、基礎マウンドおよび海底地盤の安定性の確保についても留意する必要がある。</p>	<p>1.3 津波の有する特性への対応</p> <div data-bbox="1629 380 2691 558" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>防波堤の耐津波設計の検討にあたっては、津波が波と流れの二つの特性を有するとともに、押し波と引き波が繰り返し発生し、必ずしも第一波が最大規模になるとは限らないといった点を十分に踏まえた上で、防波堤の安定に対して最も危険側の作用となる津波の条件を適切に設定する必要がある。</p> </div> <p>(解説)</p> <p>(1) 津波の作用に係る特性</p> <p>防波堤の耐津波設計の検討にあたっては、「3.2(4)津波の作用に係る留意点」を十分に踏まえた上で、場合によっては、引き波が危険側の条件になり得ることや、第二波以降の津波が最大規模になり得ることも考慮して、防波堤に作用する津波の条件を適切に設定する必要がある。</p> <p>(2) 港内への津波の流れの影響</p> <p>港内への津波の流入については、防波堤の天端からの越流、基礎マウンド中を浸透する流れおよび防波堤開口部からの流入、という三つの流れが存在する。防波堤の配置によっては、防波堤開口部から流入する流れの影響がより大きくなる場合もあり、港湾における津波対策の検討にあたっては、この点について留意する必要がある。また、開口部の堤頭函周辺は、押し波と引き波に伴う流れの集中により流速が極度に速まることもあり、そのような強い流れに対するケーソン、基礎マウンドおよび海底地盤の安定性の確保についても留意する必要がある。</p>

項目	現 行	改 訂
<p>3. 防波堤の耐震設計</p> <p>3. 2 防波堤の性能照査 p.10</p>	<p>3. 2 防波堤の性能照査</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>防波堤の性能照査にあたっては、津波による防波堤の破壊形態を踏まえ、港湾の地形や施設配置等の諸特性を十分に考慮し、想定する津波及び津波に先行する地震動に対して防波堤の全体安定性について総合的に検証するものとする。</p> <p>なお、防波堤の全体安定性については、津波の波力に対する直立部の滑動、転倒及び基礎の支持力に対する安定性、津波の流れに対する基礎マウンド及び海底地盤（原地盤）の安定性について照査し、防波堤の要求性能に応じて、損傷の程度が限界値以下であることを確認するものとする。</p> </div> <p>(解説)</p> <p>(1) 東北地方太平洋沖地震津波による防波堤の被災原因</p> <p>平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震では、東日本の太平洋沿岸に大津波が来襲し、太平洋沿岸の諸港湾に甚大な被害をもたらすとともに、防波堤に倒壊等の被害が発生した。八戸港北防波堤、釜石港湾口防波堤、大船渡港湾口防波堤、相馬港沖防波堤等が被災し、これら防波堤の被災状況を分析した結果、その主な原因としては、津波の波力による直立部の滑動、越流による港内側の基礎マウンドや海底地盤の洗掘による支持力の喪失、あるいはこれらの複合的な作用によるものと考えられている。また、基礎マウンド内の浸透流の影響による基礎の安定性の低下の可能性も指摘されている。なお、防波堤の被災状況については、参考資料Ⅱに詳細を示す。</p>	<p>3. 2 防波堤の性能照査</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>防波堤の性能照査にあたっては、津波による防波堤の破壊形態を踏まえ、港湾の地形や施設配置等の諸特性を十分に考慮し、想定する津波及び津波に先行する地震動に対して防波堤の全体安定性について総合的に検証するものとする。</p> <p>なお、防波堤の全体安定性については、津波の波力に対する直立部の滑動、転倒及び基礎の支持力に対する安定性、津波の流れに対する基礎マウンド及び海底地盤（原地盤）の安定性について照査し、防波堤の要求性能に応じて、損傷の程度が限界値以下であることを確認するものとする。</p> </div> <p>(解説)</p> <p>(1) 東北地方太平洋沖地震津波による防波堤の被災原因</p> <p>平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震では、東日本の太平洋沿岸に大津波が来襲し、太平洋沿岸の諸港湾に甚大な被害をもたらすとともに、防波堤に倒壊等の被害が発生した。八戸港北防波堤、釜石港湾口防波堤、大船渡港湾口防波堤、相馬港沖防波堤等が被災し、これら防波堤の被災状況を分析した結果、その主な原因としては、津波の波力による直立部の滑動、越流による港内側の基礎マウンドや海底地盤の洗掘による支持力の喪失、あるいはこれらの複合的な作用によるものと考えられている。また、基礎マウンド内の浸透流の影響による基礎の安定性の低下の可能性も指摘されている。なお、防波堤の被災状況については、参考資料Ⅱに詳細を示す。</p> <p>(2) 防波堤の性能照査に係る考え方</p> <p>防波堤の性能照査に関しては、津波によって想定される防波堤の破壊形態から破壊の要因となる弱点箇所を抽出し、港湾の地形や施設配置等の諸条件を考慮して、複数の対策案を比較・検討する必要がある。</p> <p>例えば、防波堤の直背後が航路の場合においては、港内側の対策工の設置範囲が限られるなどの制約がある。また、堤頭部は、開口部に集中する流速により洗掘の危険性が高く、堤頭部が移動すると、隣接するケーソンが連鎖的に洗掘により移動することから、堤頭部は特に粘り強い構造の検討が必要である。</p> <p>最新の調査研究や民間を含む技術開発の成果などを可能な限り確認した上で、破壊要因や弱点箇所に応じた対策案を抽出し、総合的に判断して最適な断面諸元を設定することに留意する必要がある。なお、対策案の抽出にあたっては、津波による防波堤の主な破壊要因と、その要因に対して有効と考えられる基本的な対策工法についてとりまとめた表 3-1及び参考資料Ⅴを参考とすることができる。</p>

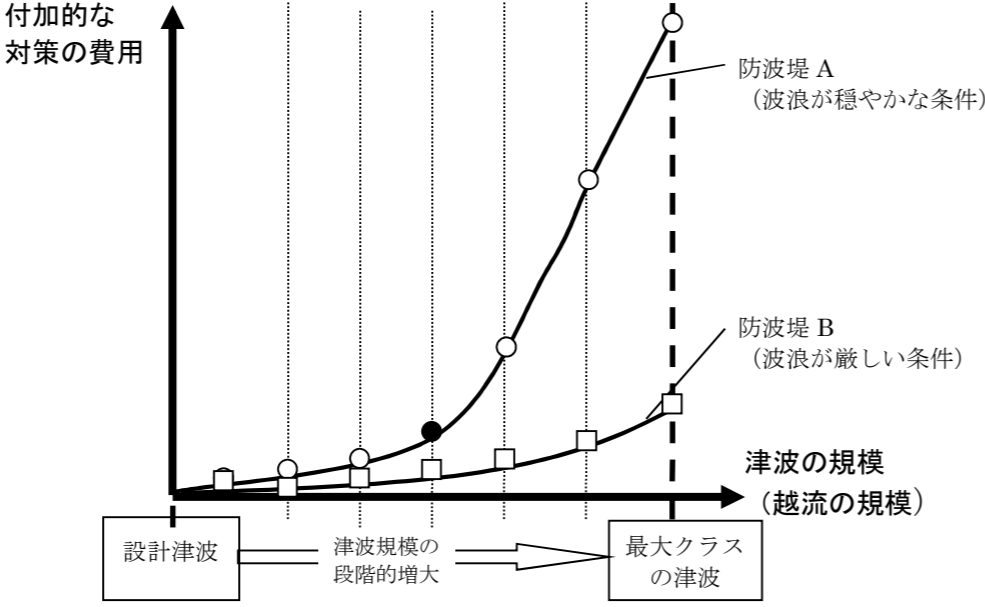
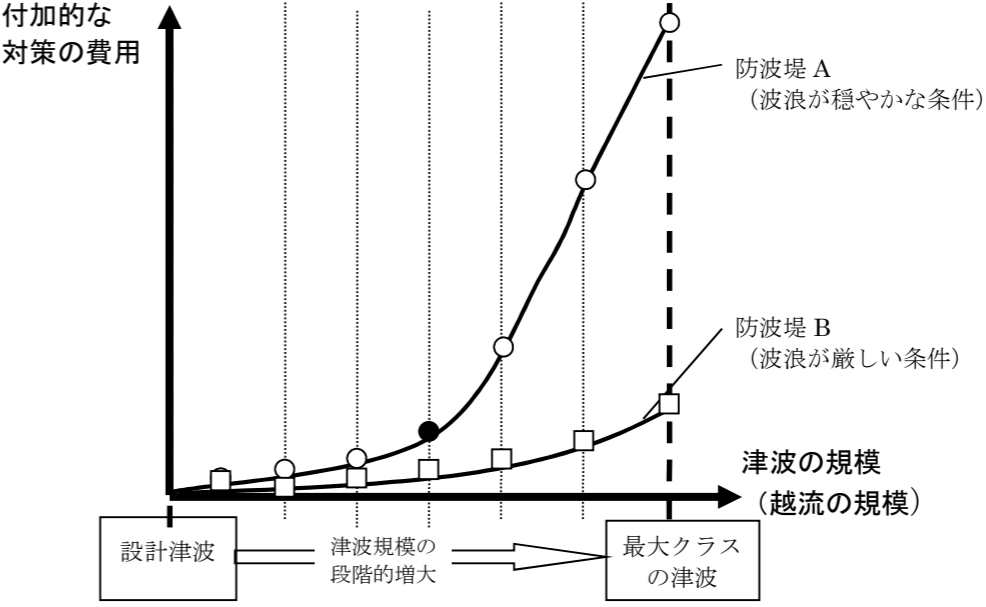
項目	現行	改訂						
		表 3-1 防波堤の主な破壊要因と有効な対策工法						
		横軸： 対策工 縦軸： 破壊要因	対策①※ 重量を重 くする	対策②※ 抵抗力を 上げる	対策③※ 構造の変 更	対策④※ 背後を抑 える	対策⑤※ マウンド 等を被覆 する	対策⑥※ 越流水の 制御（向 きを変え る等）
		津波波力	上部工の 形状変 更、中詰 材の比重 変更	摩擦増大 マットの 敷設	本体の形 状変更**	腹付工等 の設置	—	—
		越流洗掘	—	—	—	腹付工等 の設置	被覆・根 固ブロッ ク等の設 置	上部工の 形状変更 等
		地盤浸透 流	—	—	本体の形 状変更* *、マウン ドの透水 性の調整	腹付工等 の設置	被覆・根 固ブロッ ク等の設 置	—
		<p>※：対策の丸囲みの数字は、対策の優先順位を示すものではないことに留意。</p> <p>※※：本体の形状変更においては、根入れ構造である場合に地盤の浸透流対策に効果があるなど構造によって変化することに注意する必要がある。</p>						
	<p>(2) 防波堤の全体安定性に関する総合的な検証</p> <p>津波及び津波に先行する地震動が作用した場合における防波堤の全体安定性に関する総合的な検証手順例を図 3-1 に示す。</p> <p>本手順では、まず始めに津波以外の作用に対する初期断面を設定する。次に、「設計津波」に対して防波堤の全体安定性が損なわれないように、「3. 4 「設計津波」に対する耐津波設計」に基づき断面諸元を設定する。最後に、「3. 5 「設計津波」を超える規模の津波に対する「粘り強い構造」の検討」に基づき、施設の重要度や費用対効果等を踏まえて「粘り強い構造」の断面を総合判断して設定する。</p>	<p>(3) 同左</p>						



項目	現行	改訂
	<p>(3) 津波の作用に係る留意点</p> <p>a) 津波の作用に影響する諸特性</p> <p>津波の作用による防波堤の被災箇所、被災程度、被災形態等は、対象とする津波や港湾の諸特性によって大きく影響を受ける。このため、防波堤の性能照査で考慮すべき津波の波力や流速等の津波の作用は、以下に示すような諸特性について、数値解析（津波シミュレーション）や水理模型実験等の結果を十分に検討した上で適切に設定する必要がある。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・津波の特性： 対象とする津波の津波高、流速、来襲方向、周期特性、時間変化特性、継続時間、等 ・港湾の特性： 地形、水深、防波堤の施設配置（開口部の位置・幅等）や天端高（越流の有無）、等 <p>b) 津波の作用の時間変化特性の考慮</p> <p>津波は、継続時間が長く、また押し波と引き波が繰り返し発生し、かつ津波の来襲方向や周期特性も時間的に大きく変化する。このため、津波の波力による防波堤の安定性照査、基礎マウンドや海底地盤の洗掘対策等の照査においては、最大津波高や最大流速に加えて、時間変化特性や継続時間を十分に考慮して防波堤の全体安定性を照査する必要がある。</p> <p>(4) 水理模型実験や数値解析を活用した性能照査</p> <p>津波に対する照査方法に関しては、現状、必ずしも十分な知見が得られているわけではない。そのため、性能照査にあたっては、水理模型実験や数値解析を最大限活用することにより、防波堤の全体安定性を確認することが望ましい。</p>	<p>(4) 同左</p> <p>(5) 同左</p>

項目	現 行	改 訂																
<p>3. 防波堤の耐震設計</p> <p>3.4 「設計津波」に対する耐津波設計</p> <p>p.20</p>	<p>b) 当面の安定性照査手法の一つの考え方</p> <p>① [3.4.2(1)b] に示す「直立部の滑動、転倒及び基礎の支持力に対する安定性照査」を適用する。</p> <p>② 防波堤に作用する津波による水平波力、揚圧力、浮力については、【参考②】防波堤（混成堤）に対する津波波力の算定手順に示す方法で算定する。</p> <p>③ 部分係数は、構造解析係数を除き全て1.0を用いる。</p> <p>④ 「設計津波」に対して安定性照査を行う際の構造解析係数については、下表に示す値を参考とする。</p> <div style="text-align: center;"> <p>表 3-1 構造解析係数の参考値</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>照査項目</th> <th>構造解析係数</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>直立部の滑動</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>直立部の転倒</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>基礎の支持力</td> <td>1.0</td> </tr> </tbody> </table> </div>	照査項目	構造解析係数	直立部の滑動	1.2	直立部の転倒	1.2	基礎の支持力	1.0	<p>b) 当面の安定性照査手法の一つの考え方</p> <p>① [3.4.2(1)b] に示す「直立部の滑動、転倒及び基礎の支持力に対する安定性照査」を適用する。</p> <p>② 防波堤に作用する津波による水平波力、揚圧力、浮力については、【参考②】防波堤（混成堤）に対する津波波力の算定手順に示す方法で算定する。</p> <p>③ 部分係数は、構造解析係数を除き全て1.0を用いる。</p> <p>④ 「設計津波」に対して安定性照査を行う際の構造解析係数については、下表に示す値を参考とする。</p> <div style="text-align: center;"> <p>表 3-2 構造解析係数の参考値</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>照査項目</th> <th>構造解析係数</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>直立部の滑動</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>直立部の転倒</td> <td>1.2</td> </tr> <tr> <td>基礎の支持力</td> <td>1.0</td> </tr> </tbody> </table> </div>	照査項目	構造解析係数	直立部の滑動	1.2	直立部の転倒	1.2	基礎の支持力	1.0
照査項目	構造解析係数																	
直立部の滑動	1.2																	
直立部の転倒	1.2																	
基礎の支持力	1.0																	
照査項目	構造解析係数																	
直立部の滑動	1.2																	
直立部の転倒	1.2																	
基礎の支持力	1.0																	

項目	現 行	改 訂
<p>3. 防波堤の耐震設計</p> <p>3. 5 「設計津波」を超える規模の津波に対する「粘り強い構造」の検討 p.31</p>	<p>3. 5 「設計津波」を超える規模の津波に対する「粘り強い構造」の検討</p> <div data-bbox="537 289 1599 516" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>「設計津波」を超える規模の津波に対する防波堤の「粘り強い構造」の検討にあたっては、津波の規模に応じた防波堤の破壊形態と構造上の弱点について十分な検討を行った上で、その弱点部分に付加的な対策を施すことによって、「設計津波」を超える規模の津波に対しても可能な限り防波堤の全体安定性を損なわない「粘り強い構造」となるように、港湾の防護目標に応じて断面諸元を設定するものとする。</p> </div> <p>(解説)</p> <p>(1) 防波堤に対する「粘り強い構造」の考え方</p> <p>「設計津波」を超える規模の津波に対する防波堤の検討にあたっては、波浪及び「設計津波」に対して設定された断面に対して(3. 4参照)、外力としての津波の規模が「設計津波」を超えて段階的に大きくなっていくことを想定し、水理模型実験等も活用しながら、津波の規模に応じた防波堤の破壊形態と構造上の弱点について十分な検討を行った上で、施設の重要度や費用対効果等を踏まえつつ、その弱点部分に付加的な対策を施すことによって、「設計津波」を超える規模の津波に対しても防波堤が変形しつつも倒壊しない「粘り強い構造」とし、可能な限り防波堤の全体安定性が損なわれないようにする必要がある。</p> <p>(2) 付加的な対策の段階的検討</p> <p>「設計津波」を超えて津波の規模が段階的に大きくなっていくことを想定した場合、防波堤の越流規模は段階的に変化するため、防波堤構造に現れる弱点から構造被害が拡大していくものと考えられる。このため、防波堤の「粘り強い構造」を検討する際には、「設計津波」を超えて津波の規模が段階的に大きくなっていくことを想定し、構造上の弱点部分に施す付加的な対策(構造上の工夫)の有効性を確認し、施設の重要度や費用対効果等を踏まえて具体的な対策断面を決定することが望ましい。</p> <p>図 3-10 に段階的な対策検討のイメージ図を示す。横軸は、津波の規模を示している。縦軸は、「設計津波」に対して設定された防波堤断面を基準とした場合に、「設計津波」を超える規模の津波に対して防波堤を倒壊させないような「粘り強い構造」とするための付加的な対策(構造上の工夫)を行うために必要となる費用の増加イメー</p>	<p>3. 5 「設計津波」を超える規模の津波に対する「粘り強い構造」の検討</p> <div data-bbox="1629 289 2691 516" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>「設計津波」を超える規模の津波に対する防波堤の「粘り強い構造」の検討にあたっては、津波の規模に応じた防波堤の破壊形態と構造上の弱点について十分な検討を行った上で、その弱点部分に付加的な対策を施すことによって、「設計津波」を超える規模の津波に対しても可能な限り防波堤の全体安定性を損なわない「粘り強い構造」となるように、港湾の防護目標に応じて断面諸元を設定するものとする。</p> </div> <p>(解説)</p> <p>(1) 防波堤に対する「粘り強い構造」の考え方</p> <p>「設計津波」を超える規模の津波に対する防波堤の検討にあたっては、波浪及び「設計津波」に対して設定された断面に対して(3. 4参照)、外力としての津波の規模が「設計津波」を超える場合を想定し、水理模型実験等も活用しながら、津波の規模に応じた防波堤の破壊形態と構造上の弱点について十分な検討を行った上で、施設の重要度や費用対効果等を踏まえつつ、その弱点部分に付加的な対策を施すことによって、「設計津波」を超える規模の津波に対しても防波堤が変形しつつも倒壊しない「粘り強い構造」とし、可能な限り防波堤の全体安定性が損なわれないようにする必要がある。</p> <p>なお、「粘り強い構造」を検討する際は、「設計津波」を超える規模の津波を想定する必要があり、「設計津波」を超える規模の津波は、「設計津波」から「最大クラスの津波」の規模の間で想定を行うことになる。このとき、外力としての津波の規模は、津波による人命、財産または社会経済活動への影響を十分に考慮した上で、港湾の防護目標等をふまえ、当初から「最大クラスの津波」を想定すること、あるいは、「設計津波」を超えて段階的に大きくして想定することが可能である。3. 5 (2) および(3)は、外力としての津波の規模が、「設計津波」を超えて段階的に大きくなっていくことを想定した検討の考え方を示すものであるが、外力としての津波の規模として、当初から「最大クラスの津波」を想定した場合も同様の検討が可能である。</p> <p>(2) 付加的な対策の段階的検討</p> <p>「設計津波」を超えて津波の規模が段階的に大きくなっていくことを想定した場合、防波堤の越流規模は段階的に変化するため、防波堤構造に現れる弱点から構造被害が拡大していくものと考えられる。このため、防波堤の「粘り強い構造」を検討する際には、「設計津波」を超えて津波の規模が段階的に大きくなっていくことを想定し、構造上の弱点部分に施す付加的な対策(構造上の工夫)の有効性を確認し、施設の重要度や費用対効果等を踏まえて具体的な対策断面を決定することが望ましい。</p> <p>図 3-10 に段階的な対策検討のイメージ図を示す。横軸は、津波の規模を示している。縦軸は、「設計津波」に対して設定された防波堤断面を基準とした場合に、「設計津波」を超える規模の津波に対して防波堤を倒壊させないような「粘り強い構造」とするための付加的な対策(構造上の工夫)を行うために必要となる費用の増加イメー</p>

項目	現 行	改 訂
	<p>ジを示している。</p> <p>図中において、防波堤 A は波浪が穏やかな条件下で設計された防波堤をイメージしており、波浪によって防波堤に作用する水平波力は「設計津波」による津波波力よりは大きい、「最大クラスの津波」による津波波力よりは小さい、というケースをイメージしている。この場合、「設計津波」を超えて津波の規模が段階的に大きくなっていくことを想定すると、最大クラスの津波に至る前の段階、すなわち波浪で決定している断面が耐えることができる津波の規模（図中、黒丸で示す点）に達すると、直立部の滑動などに対する安定性が急激に損なわれることになる。このため、この津波の規模を境として、さらに規模の大きな津波に対しては、防波堤背後に腹付工を設置する等の「粘り強さ」を確保するための大規模な構造上の工夫が必要になると考えられる。</p>  <p>図 3-10 付加的な対策の段階的検討のイメージ</p> <p>一方、防波堤 B は波浪が厳しい条件下で設計された防波堤をイメージしており、波浪によって防波堤に作用する水平波力は「最大クラスの津波」による津波波力と同等程度のケースをイメージしている。この場合は、最大クラスの津波に至る前の段階においても、直立部の滑動などに対する安定性は急激に損なわれず、越流に対する洗掘対策という小規模の構造上の工夫を施せば、「最大クラスの津波」に至るまで「粘り強さ」を保持できる可能性があると考えられる。</p>	<p>ジを示している。</p> <p>図中において、防波堤 A は波浪が穏やかな条件下で設計された防波堤をイメージしており、波浪によって防波堤に作用する水平波力は「設計津波」による津波波力よりは大きい、「最大クラスの津波」による津波波力よりは小さい、というケースをイメージしている。この場合、「設計津波」を超えて津波の規模が段階的に大きくなっていくことを想定すると、最大クラスの津波に至る前の段階、すなわち波浪で決定している断面が耐えることができる津波の規模（図中、黒丸で示す点）に達すると、直立部の滑動などに対する安定性が急激に損なわれることになる。このため、この津波の規模を境として、さらに規模の大きな津波に対しては、防波堤背後に腹付工を設置する等の「粘り強さ」を確保するための大規模な構造上の工夫が必要になると考えられる。</p>  <p>図 3-10 付加的な対策の段階的検討のイメージ</p> <p>一方、防波堤 B は波浪が厳しい条件下で設計された防波堤をイメージしており、波浪によって防波堤に作用する水平波力は「最大クラスの津波」による津波波力と同等程度のケースをイメージしている。この場合は、最大クラスの津波に至る前の段階においても、直立部の滑動などに対する安定性は急激に損なわれず、越流に対する洗掘対策という小規模の構造上の工夫を施せば、「最大クラスの津波」に至るまで「粘り強さ」を保持できる可能性があると考えられる。</p> <p>防波堤が有する重要度等を踏まえ「設計津波」を超える規模の津波が「最大クラスの津波」に設定された防波堤の場合、波浪が穏やかな条件下で設計された防波堤 A に対して、標準的な腹付工を設置する等の対策を施すと大規模となり、付加的な対策の費用が非常に大きくなる可能性が考えられる。このような場合は、新たに開発された技術を導入にすることにより、設計津波をわずかに上回る規模の津波に対しては付加</p>

項 目	現 行	改 訂
	<p>(3) 防波堤の「粘り強い構造」の効果の確認</p> <p>防波堤の「粘り強い構造」の効果については、実際の変形モードを適切に評価した上で、防波堤の変形に対する安定性について確認する必要がある。特に、直立部と基礎マウンドの変形モードに関して、腹付工を施した場合、浸透流の影響がある場合、鋼管杭等により構造的な補強を施した場合、摩擦増大マット等により捨石を抱き込んだ場合等、様々な状況下における変形モードを適切に評価する必要がある。</p> <p>しかしながら、現時点では、そのような変形モードに対する安定性を適切かつ定量的に評価することは困難であることから、簡便的・間接的な手法として、直立部の滑動・転倒や基礎の支持力(3.4.2(1)b)に示した照査式において、腹付工からの受動抵抗等を加味した形で津波波力に対してどの程度の余裕を有しているか、すなわち「3.4.2(2)c)」に示す滑動安全率等が1.0を上回るレベルが「粘り強さ」の一つの目安になると考えられる。なお、このような「粘り強さ」の確認については、洗掘対策の効果の確認を含め、水理模型実験を用いて具体的な対策の有効性について確認することも検討する必要がある(参考資料Ⅲ、Ⅳ)。</p> <p>最終的には、防波堤がどの程度の規模の津波まで倒壊せず「粘り強い構造」を保持できるかについて、水理模型実験や数値解析を最大限活用することにより、その対策の効果について慎重に検討を行い、施設の重要度や費用対効果も踏まえながら、様々な視点から総合的に評価する必要がある。</p>	<p>的な対策の初期投資が高くなるとしても、最終的に「最大クラスの津波」に対応する付加的な対策の費用としては、結果として安価になり、標準的な腹付工と比較して新たに開発された技術が経済的に有利となる可能性があることに留意する必要がある。</p> <p>(3) 同左</p>
<p>3. 防波堤の耐震設計</p> <p>3.6 今後の成果の取り込み p.34</p>	<p>3.6 今後の成果の取り込み</p> <p>(1) 対応の方向</p> <p>本ガイドラインは、防波堤を対象とした耐津波設計の基本的考え方を示したものであるが、その内容は現時点において得られている知見に基づくものであり、耐津波設計に係る様々な課題の全てが必ずしも明確になっているわけではない。</p> <p>そのため、今後も継続して実施される様々な調査研究や民間を含む技術開発の成果等を最大限に取り込んでいくことが重要であり、新たな知見が得られ次第、その成果を柔軟に本ガイドラインに反映していくこととしたい。</p> <p>例えば、今後の調査研究や民間を含む技術開発等において期待される成果としては、以下のようなものが考えられる。</p> <p>[堤体]</p> <ul style="list-style-type: none"> ・津波越流時に側壁、底版、天端面に作用する波圧分布の特性 ・津波に対する粘り強い構造の具体化(腹付け対策その他の構造的な対策等) 	<p>3.6 今後の成果の取り込み</p> <p>(1) 対応の方向</p> <p>本ガイドラインは、防波堤を対象とした耐津波設計の基本的考え方を示したものであるが、その内容は現時点において得られている知見に基づくものであり、耐津波設計に係る様々な課題の全てが必ずしも明確になっているわけではない。</p> <p>そのため、今後も継続して実施される様々な調査研究や民間を含む技術開発の成果等を最大限に取り込んでいくことが重要であり、新たな知見が得られ次第、その成果を柔軟に本ガイドラインに反映していくこととしたい。</p> <p>例えば、今後の調査研究や民間を含む技術開発等において期待される成果としては、以下のようなものが考えられる。</p> <p>[堤体]</p> <ul style="list-style-type: none"> ・津波越流時に側壁、底版、天端面に作用する波圧分布の特性

項 目	現 行	改 訂
	<p>[上部工] ・天端形状の工夫による防波堤背後基礎マウンドの洗掘防止対策方法</p> <p>[被覆工] ・防波堤背後の被覆工の工夫による洗掘防止対策工法 (追随性と耐久性のある被覆工)</p> <p>[基礎マウンド・海底地盤] ・津波水位差による浸透流の評価手法 ・浸透流が基礎の支持力と全体安定性に及ぼす影響の評価手法 (特に大水深の防波堤でヘッド差が大きくなる場合には、浸透流によりパイピングが発生する可能性が大きく、基礎マウンドの支持力に影響を及ぼす可能性がある。)</p> <p>[地震動] ・津波に先行する地震動が防波堤の全体安定性に及ぼす影響の評価手法</p> <p>[洗掘] ・海底面の洗掘・埋没のシミュレーション手法</p> <p>[防波堤の線形] ・開口部、堤頭函及び隅角部に作用する津波波力及び速い流れが及ぼす影響の評価手法</p> <p>(2) その他 本ガイドラインは、重力式の混成堤及び消波ブロック被覆堤を主たる対象としており、その他の構造形式への展開については今後の課題である。 また、港湾における防潮堤、水門、陸閘、胸壁等の耐津波設計の基本的考え方についても今後とりまとめていく予定である。</p>	<p>(越流時の津波水平波力の背面波圧係数の変化、非越流時の消波ブロック被覆堤のソリトン分裂波の波力低減率などの研究が進められている) (参考資料Ⅲ)</p> <p>・津波に対する粘り強い構造の具体化 (腹付け対策その他の構造的な対策等) (防波堤本体、防波堤背後の腹付工、防波堤上部工等の粘り強い構造に関する新たな技術が開発されてきている) (参考資料Ⅴ)</p> <p>[上部工] ・天端形状の工夫による防波堤背後基礎マウンドの洗掘防止対策方法</p> <p>[被覆工] ・防波堤背後の被覆工の工夫による洗掘防止対策工法 (安定数 N_{SI} を用いた越流時の被覆ブロックの安定性評価手法などの研究が進められている) (参考資料Ⅲ)</p> <p>[基礎マウンド・海底地盤] ・津波水位差による浸透流の評価手法 ・浸透流が基礎の支持力と全体安定性に及ぼす影響の評価手法 (マウンド内の浸透流による支持力の低下、パイピング・ボイリングおよび洗掘などの研究が進められている) (参考資料Ⅲ)</p> <p>[地震動] ・津波に先行する地震動が防波堤の全体安定性に及ぼす影響の評価手法 (海溝型長継続時間地震動に対する防波堤の沈下抑制工法の効果などの研究が進められている) (参考資料Ⅲ)</p> <p>[洗掘] ・海底面の洗掘・埋没のシミュレーション手法</p> <p>[防波堤の線形] ・開口部、堤頭函及び隅角部に作用する津波波力及び速い流れが及ぼす影響の評価手法</p> <p>(2) その他 本ガイドラインは、重力式の混成堤及び消波ブロック被覆堤を主たる対象としており、その他の構造形式への展開については今後の課題である。 また、港湾における防潮堤、水門、陸閘等の耐津波設計の基本的考え方についても今後とりまとめていく予定である。</p>

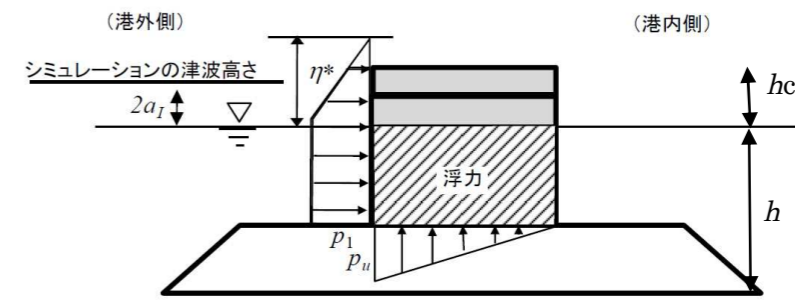
防波堤の耐津波設計ガイドライン 参考資料Ⅰ 改訂項目なし

防波堤の耐津波設計ガイドライン 参考資料Ⅱ 改訂項目なし

防波堤の耐津波設計ガイドライン 参考資料Ⅲ 新旧対比表

項目	現行	改訂
<p>Ⅲ-6 平成 25 年度以降に新たに明らかとなった事項【新規】 p.Ⅲ-42</p>		<p>Ⅲ-6 平成 25 年度以降に新たに明らかとなった事項</p> <p>6.1 防波堤の安定性に係る事項</p> <p>(1) ケーソンに働く波力について</p> <p>(a) 越流時の津波波力（背面波圧係数）について</p> <p>平成 25 年時点では、実験による検討が不十分であり、特に防波堤の背面水深が浅く、直立部前後の水位差が大きい場合の背面波圧係数 α_r がどのような挙動を示すかが不明だった。そこで、宮田ら（2014）¹⁰は複数の水理模型実験を実施し、背面波圧係数 α_r が 0.9 より大きく下がることを示した。</p>  <p>図Ⅲ-6.1 背面波圧係数 α_r の変化（宮田ら，2014） ここで、d はケーソン前面と背面の水位差</p> <p>(b) 非越流時の消波ブロック被覆堤に作用する波力について</p> <p>これまでの津波波力に関する検討は直立堤に関するものがほとんどであり、その他の形式の防波堤に関しては検討が不十分である。丸山ら（2015）¹¹はこのうち、消波ブロック被覆堤に関する実験を行った。ソリトン分裂波が消波ブロックを被覆していない直立防波堤に作用すると衝撃波力が発生する場合があります。設計では修正谷本式が使用される。丸山ら（2015）¹¹は消波ブロックで直立壁を被覆するとこの衝撃力が緩和されることを実験で明らかにし、消波ブロックを被覆した場合の修正谷本式の波力低減率を以下の式で示した。</p>

項目	現行	改訂
----	----	----



図Ⅲ-6.2 谷本式における各変数の定義

$$\eta^* = 3.0a_1 \quad P_1 = \alpha\lambda\rho g a_1 \quad P_u = 2.2\lambda\rho g a_1$$

$$h_c/H_D=0.6 \text{ の場合、 } \lambda = \begin{cases} 1.0 & (a_1/h < 0.15) \\ 1.27-1.8a_1/h & (0.15 \leq a_1/h) \end{cases}$$

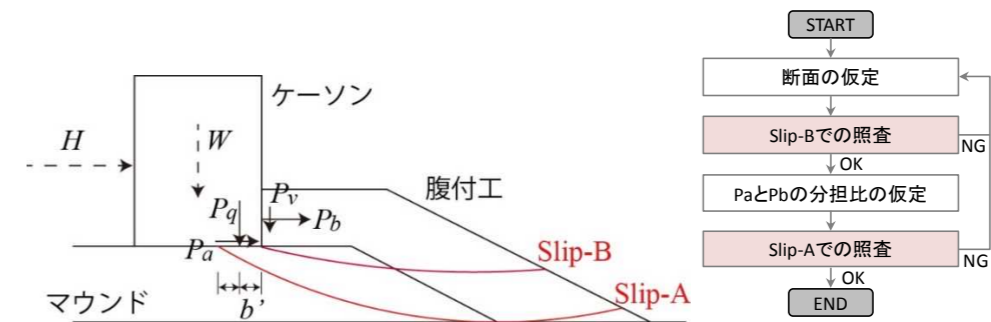
$$h_c/H_D=1.0 \text{ の場合、 } \lambda = \begin{cases} 1.0 & (a_1/h < 0.2) \\ 1.36-1.8a_1/h & (0.2 \leq a_1/h) \end{cases}$$

ここに、 η^* は静水面上の波圧作用高さ、 a_1 は入射津波の静水面上の高さ、 ρg は海水の単位体積重量、 p_1 は静水面における波圧強度、 p_u は直立壁前面下端における揚圧力、 H_D は風波時の設計波高である。

(2) マウンド内の浸透流・浸透力による支持力の低下について

(a) 腹付工を含むマウンドの安定性評価方法と浸透力による支持力の低下について

高橋ら(2015)は、現行基準では腹付工を含むマウンドの安定性評価方法は記述されていないことから、円弧すべり計算による腹付工の安定性評価手法を提案した。また、10mの水位差でマウンドの支持力が1~2割程度低下することが分かっており、マウンドが高く、法肩までの距離が短いなどして支持力の耐力作用比が小さい場合には、浸透力を考慮した安定性評価を行う。具体的には、当面はGeoFemなどのFEM解析によって、安定性評価を行うことを提案した。

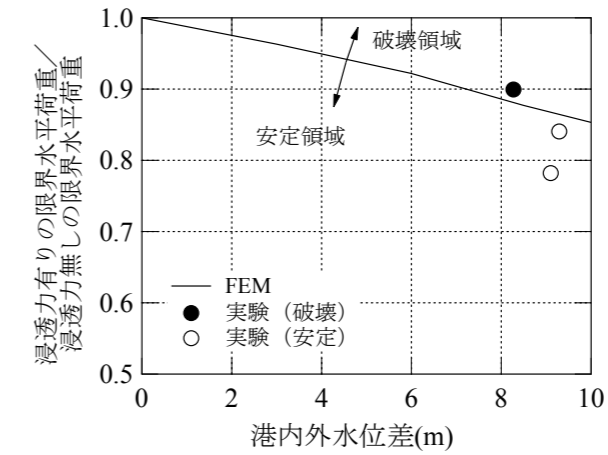


図Ⅲ-6.3 腹付工を含むマウンドの安定性評価法

※Slip-Bの照査を行った後に、Slip-Aの照査を行い、両者を満足させる。

項目	現行	改訂
----	----	----

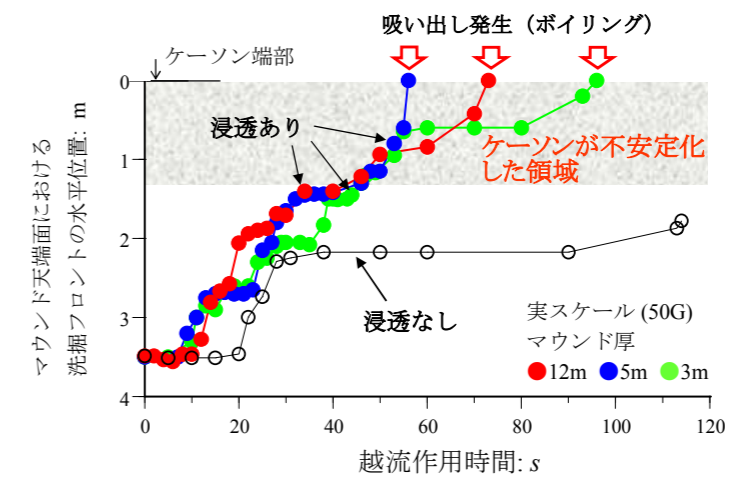
※円弧すべり計算法については、現行設計基準で利用されている簡易ビショップ法を用いる。



図Ⅲ-6.4 FEMによる浸透力に対するマウンドの安定性評価の一例

(b)マウンド内の浸透流によるパイピング・ボイリングおよび洗掘

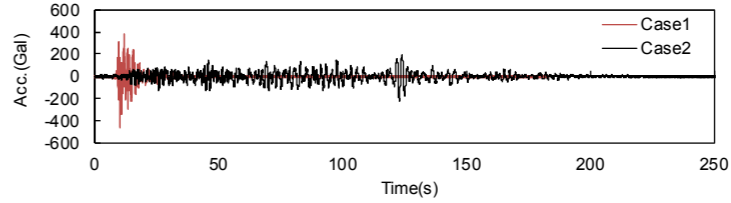
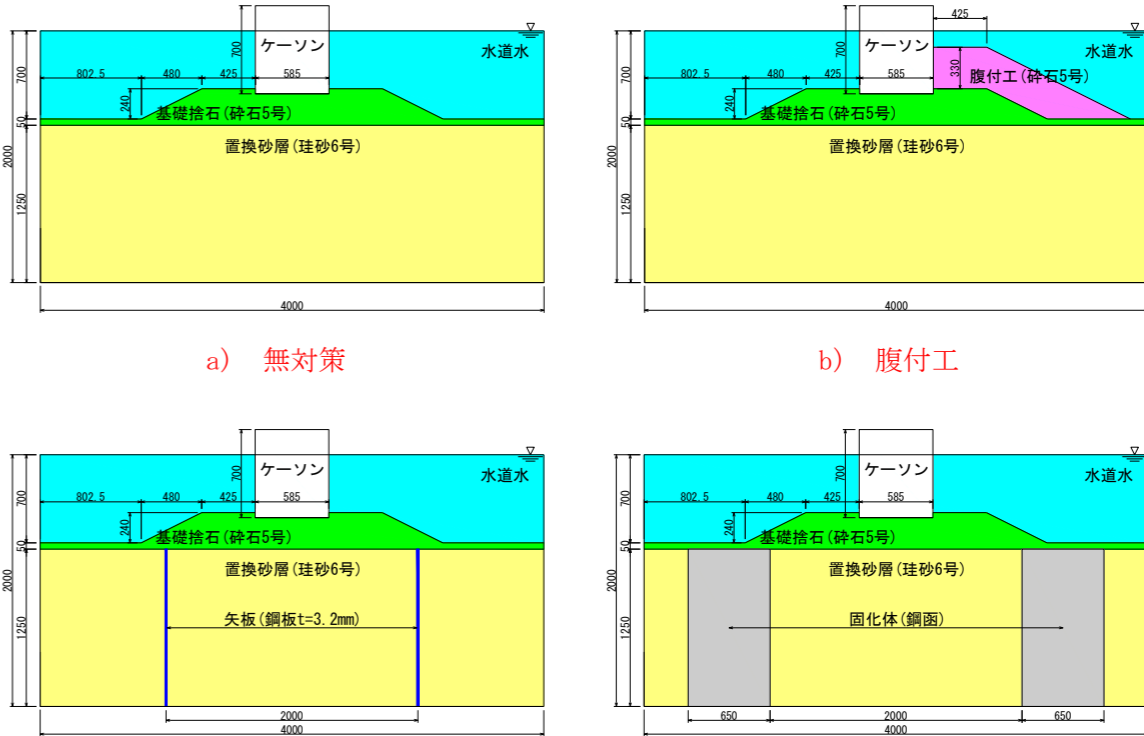
佐々ら (2014) ¹³⁾は津波による浸透が越流洗掘を助長助長すること、及びその効果が特にマウンドの法肩に集中し、ケーソンの不安定化に直接影響することを示した。一方、腹付工は浸透による洗掘を抑制し、ケーソンの安定化に有効に働くことを示した。



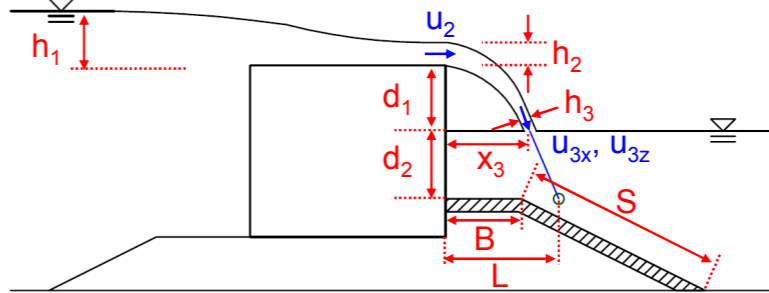
図Ⅲ-6.5 浸透流と越流の連成作用によるマウンドの洗掘とボイリング

(c)洗掘直立部を沈下させる先行地震動

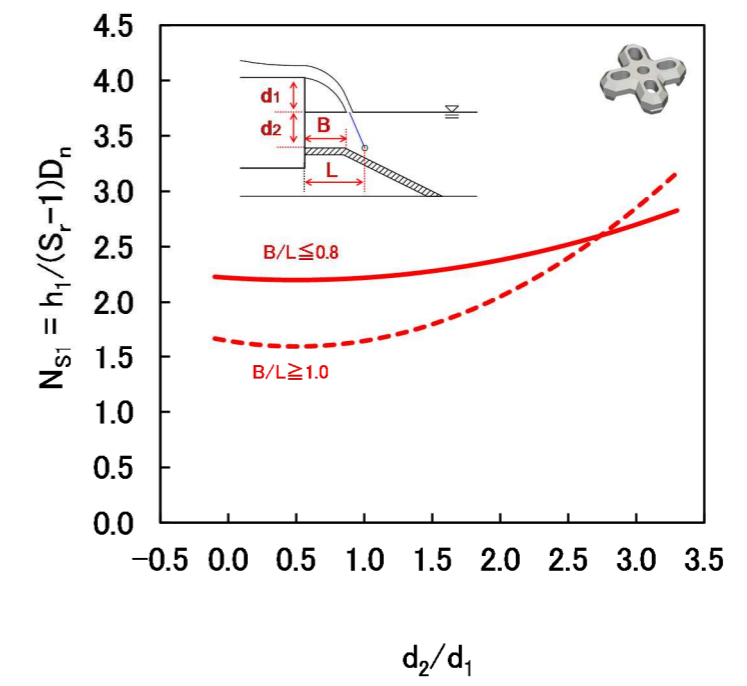
大矢ら (2014) ¹⁴⁾は、置換砂層を基礎とする防波堤の沈下量が大きくなる可能性がある地震動指標 PSI 値が大きな海溝型地震動 (図-6.6 の Case2 波形 (大矢ら, 2013) ¹⁵⁾) を対象に、沈下抑制工法を検討した。沈下抑制工法として既設防波堤を想定したケーソン直下地盤を改良しない矢板工法および固結工法に加えて、津波越流に対する洗掘対策として適用される腹付工について、沈下抑制効果を比較した (図-6.7 参照)。地盤改良しない腹付工であっても地

項目	現行	改訂
		<p data-bbox="1644 233 2718 352">盤の有効上載圧の増加による液状化抵抗の増加により、過剰間隙水圧が上昇する時刻の遅延、過剰間隙水圧が高い状態の継続時間の短縮により、無対策と比べて沈下量を抑制できることを示した（図Ⅲ-6.8参照）。</p>  <p data-bbox="1745 674 2599 701">図Ⅲ-6.6 入力加速度波形（Case1:直下型，Case2：海溝型，実物スケール）</p>  <p data-bbox="1804 1115 1947 1142">a) 無対策</p> <p data-bbox="2386 1115 2528 1142">b) 腹付工</p> <p data-bbox="1804 1514 1961 1541">c) 矢板工法</p> <p data-bbox="2386 1514 2543 1541">d) 固結工法</p> <p data-bbox="1887 1556 2457 1583">図Ⅲ-6.7 模型実験の断面（寸法は模型スケール）</p>

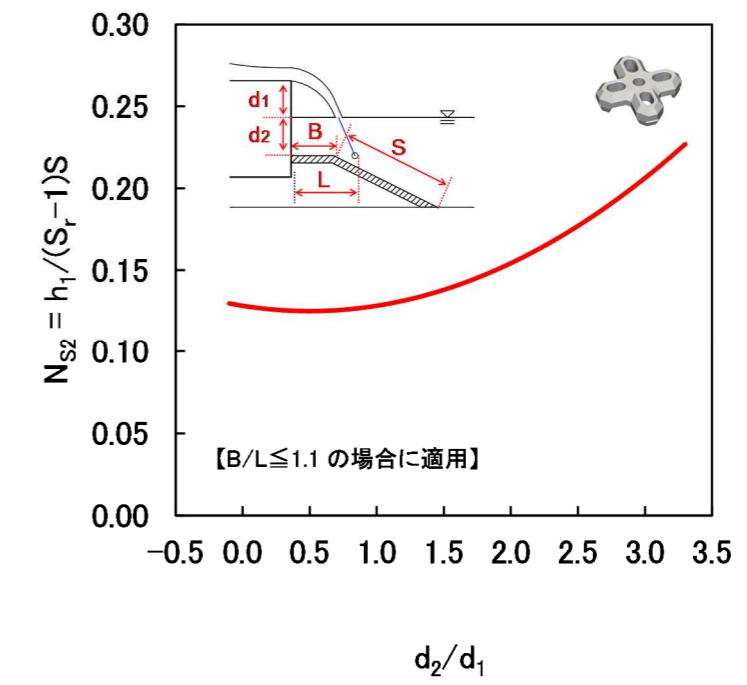
項目	現行	改訂															
		<div data-bbox="1923 260 2436 617" data-label="Figure"> <table border="1"> <caption>各断面の鉛直変位と水平変位 (実物スケール)</caption> <thead> <tr> <th>工法</th> <th>鉛直変位 (m)</th> <th>水平変位 (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>無対策</td> <td>~7.2</td> <td>~1.0</td> </tr> <tr> <td>腹付工</td> <td>~3.2</td> <td>~2.0</td> </tr> <tr> <td>矢板工法</td> <td>~1.6</td> <td>~0.2</td> </tr> <tr> <td>固結工法</td> <td>~1.2</td> <td>~0.1</td> </tr> </tbody> </table> </div> <div data-bbox="1843 674 2496 701" data-label="Caption"> <p>図Ⅲ-6.8 各断面の鉛直変位と水平変位 (実物スケール)</p> </div> <div data-bbox="1596 758 2169 789" data-label="Section-Header"> <p>6.2 防波堤の粘り強い構造に係る事項</p> </div> <div data-bbox="1635 804 2199 831" data-label="Section-Header"> <p>(1) 被覆ブロックの必要質量の算定法について</p> </div> <div data-bbox="1644 848 2733 1142" data-label="Text"> <p>防波堤の粘り強い構造に資する工法の1つとして、ペルメックスなどの被覆ブロックによる腹付けマウンド被覆工法が考えられる。三井ら(2013)¹⁰⁾は、有孔型の被覆ブロックであるペルメックスを用いて、津波越流時の被覆ブロックの安定性に関する検討を行った。津波越流による被災パターンは「めくれ」と「滑り」の2種類が存在するため、両被災パターンについて、水理模型実験に基づく安定数算定図を作成した。安定数N_sを用いることにより、被覆ブロックの必要質量を算定することが可能である。なお、安定数N_sはブロックの形状などの特性の影響を受けるため、ブロック毎に変化するものである。</p> </div> <div data-bbox="1694 1213 2635 1709" data-label="Diagram"> </div> <div data-bbox="1872 1730 2516 1757" data-label="Caption"> <p>図Ⅲ-6.9 ペルメックスによる腹付けマウンド被覆工法</p> </div> <div data-bbox="1656 1818 2347 1850" data-label="Text"> <p>【被覆ブロックの必要質量算定式を用いた性能照査の手順】</p> </div> <div data-bbox="1656 1864 2139 1892" data-label="Text"> <p>※式中の変数の定義は図Ⅲ-6.10を参照。</p> </div>	工法	鉛直変位 (m)	水平変位 (m)	無対策	~7.2	~1.0	腹付工	~3.2	~2.0	矢板工法	~1.6	~0.2	固結工法	~1.2	~0.1
工法	鉛直変位 (m)	水平変位 (m)															
無対策	~7.2	~1.0															
腹付工	~3.2	~2.0															
矢板工法	~1.6	~0.2															
固結工法	~1.2	~0.1															

項目	現行	改訂
		<p>(a) 水脈打ち込み位置 L の算定</p> <p>越流水深 h_1、港内側水位からケーソン天端高までの高さ d_1、被覆ブロック天端上水深 d_2 を用いて、水脈打ち込み位置 L を算定する。</p> $q = 0.35h_1\sqrt{2gh_2}$ $h_2 = 0.45h_1$ $u_2 = q / h_2$ $x_3 = u_2\sqrt{2(d_1 + h_2/2) / g}$ $u_{3x} = u_2$ $u_{3z} = \sqrt{2g(d_1 + h_2/2)}$ $L = x_3 + (u_{3x} / u_{3z})d_2$ <p>(b) 「めくれ」に対する被覆ブロックの必要質量の算定</p> <p>水理模型実験に基づいて作成した、「めくれ」に対する安定数算定図 (図Ⅲ-6.11) を用いて、「めくれ」に対する安定数 N_{s1} を算定する。安定数 N_{s1} は、B/L 及び d_2/d_1 の関数となっており、次式で定義される。</p> $\frac{h_1}{(\rho_r / \rho_w - 1)D_n} = N_{s1}$ <p>ここに、ρ_w と ρ_r はそれぞれ海水の密度とコンクリートの密度、D_n はブロック基本長である。D_n の3乗が被覆ブロックの体積となるので、被覆ブロックの必要質量は、D_n の3乗にコンクリートの密度を乗じることによって算定される。</p> <p>(c) 「滑り」に対する必要斜面長の算定</p> <p>マウンド法面に越流水脈が打ち込む場合 ($B/L \leq 1.1$ の場合) は、水理模型実験に基づいて作成した、「滑り」に対する安定数算定図 (図Ⅲ-6.12) を用いて、「滑り」に対する安定数 N_{s2} を算定する。安定数 N_{s2} は、d_2/d_1 の関数となっており、次式で定義される。安定数 N_{s2} を用いることにより、必要斜面長 S が算定される。</p> $\frac{h_1}{(\rho_r / \rho_w - 1)S} = N_{s2}$  <p>図Ⅲ-6.10 被覆ブロックの必要質量算定式の変数の定義</p>

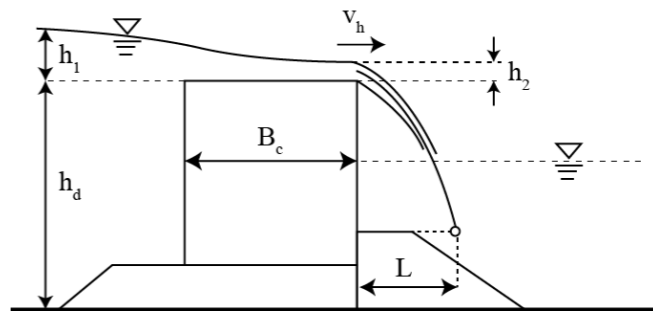
項目	現行	改訂
----	----	----



図Ⅲ-6.11 「めくれ」に対する安定数 N_{S1} 算定図 (ペルメックス)



図Ⅲ-6.12 「滑り」に対する安定数 N_{S2} 算定図 (ペルメックス)

項目	現行	改訂
		<p>(d) ペルメックス以外の被覆ブロックの必要質量の算定</p> <p>被覆ブロックの必要質量を算定するために必要となる安定数 N_s は、ブロックの形状などの特性の影響を受けるため、ブロック毎に変化するものである。“津波越流に対する防波堤腹付マウンド被覆ブロックの所要質量算定マニュアル”（漁港漁場新技術研究会，2014）¹⁷⁾では、統一した実験条件のもと、10社13種類の平型ブロック及び9社12種類の立体型ブロックについて、被覆ブロックの必要質量算定式（三井ら，2013）¹⁶⁾に基づき、ブロック毎の安定数を検討している。なお、安定数の検討においては、安定限界を定義する被災度を0.3未満としている。</p> <p>(2) 越流水脈のケーソン背後水面への打ち込みについて</p> <p>越流水脈のケーソン背後水面への打ち込み状況は、水脈の自由落下を前提に置くと、ケーソン天端からの射出速度（水平方向速度）と落下時における重力の影響による鉛直方向速度から推定が可能である。各成分の速度は、ケーソンの天端港内側越流水位 h_2 と水面までの垂直落下距離からそれぞれ算出される。後者については実験の境界条件として既知の値であるが、前者のケーソン天端の港内側越流水位については、その算出方法がケーソン幅 B_c と港外側水位 h_1 の条件により変わるため注意を要する。三井ら（2013）¹⁶⁾は、本間（1940）¹⁸⁾の越流公式を参考に、以下の式を用いて越流時のケーソン天端からの射出速度を導いている。</p> $v_h = q/h_2 = 0.35 \frac{h_1}{h_2} \sqrt{2gh_1}; \quad h_2 = rh_1$ <p>ここに、q は越流流量、r は水脈厚比 $r = h_2/h_1$ であり、上式の適用条件は $h_1/B_c < 0.5$ である。水脈厚比 r は、ベルヌーイの定理を用いて $r = 0.42 \sim 0.44$ と求められるが、三井ら（2013）¹⁶⁾は、実験値への適合性から $r = 0.45$ を用いている。</p>  <p>図Ⅲ-6.13 打ち込み位置 L の算出方法模式図</p> <p>一方、宮田ら（2014）¹⁰⁾は、$r < 0.5$ の条件下における以下の水脈厚比の算定式</p> $r = 0.43 + 0.324 \times (h_1 / B_c) - 0.5$

項目	現行	改訂
		<p>を水理実験より経験的に導いている。さらに、宮田ら（2014）¹⁰⁾はパラペットが導入された場合の条件において、越流水脈の背後水面への打ち込み状況の推定を試みており、検討数の制限から実施された検討実験の条件下に限定されるものの、一定精度で打ち込み距離や角度、流速を簡易に推定できる手法を提案している。</p> <p>参考文献</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 宮田正史, 小竹康夫, 竹信正寛, 中村友昭, 水谷法美, 浅井茂樹: 防波堤を越流する津波の水理特性に関する実験的研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.70, No.2, pp.I_504~I_509, 2014. 2) 丸山草平, 高山知司, 下迫健一郎, 八尋明彦, 鈴木高二朗, 青田徹, 田中真史, 松本朗, 半沢稔: ソリトン分裂津波に対する消波ブロック被覆堤の津波波力算定法に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol. 71, No. 2, 2015. 3) 高橋 英紀, 佐々 真志, 森川 嘉之, 渡部 要一, 高野 大樹: 津波に対するケーソン式防波堤マウンドと腹付工の安定性, 港湾空港技術研究所報告, Vol. 54, No.2, pp.21-50, 2015. 4) 佐々真志, 高橋英紀, 森川嘉之, 高野大樹, 丸山憲治: 津波越流一浸透連成作用による防波堤の不安定化機構と腹付け効果の検証, 土木学会論文集 B3, Vol.70, No.2, 522-527, 2014. 5) 大矢陽介, 小濱英司, 菅野高弘, 瀬戸口修造: 海溝型地震動に対する防波堤の沈下抑制に関する実験的研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.70, No.2, pp.930-935, 2014. 6) 大矢陽介, 小濱英司, 野津厚, 菅野高弘: 海溝型長継続時間地震動に対する砂質地盤上の防波堤沈下挙動に関する模型実験, 港湾空港技術研究所資料, No.1275, 18pp, 2013. 7) 三井順, 松本朗, 半沢稔, 灘岡和夫: 防波堤港内側マウンド被覆材の津波越流に対する安定性照査方法の提案, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.69, No.2, pp.I_956-I_960, 2013. 8) 一般財団法人漁港漁場新技術研究会自然との共生研究部会異形ブロック専門部会: 津波越流に対する防波堤腹付マウンド被覆ブロックの所要質量算定マニュアル, 45 p., 2014. 9) 本間 仁: 低溢流堰堤の流量係数 (第二編), 土木学会誌, Vol.26, No.9, pp.849-862 (完全越流時の越流公式), 1940.

防波堤の耐津波設計ガイドライン 参考資料Ⅳ 新旧対比表

項目	現 行	改 訂
<p>Ⅳ－１ 本資料の位置付け p.IV-1</p>		<p>Ⅳ－１ 本資料の位置付け</p> <p>2011年東北地方太平洋沖地震に伴う津波により多くの防波堤が被災した。本参考資料は、被災した防波堤のうち八戸港における防波堤（北防波堤中央部11工区）の復旧設計の事例について、本資料とりまとめ時の情報に基づき整理した結果である。</p> <p>当該防波堤工区における被災は越流洗掘が主要因であったものと考えられており、今次津波を含め、越流による基礎マウンド等の洗掘対策について水理模型実験を活用した検討を行い、可能な限り防波堤が倒壊しにくい「粘り強い構造」を目指している。この復旧設計の事例は、防波堤の津波に対する「粘り強い構造」を検討する上で貴重な参考事例となることから、本ガイドラインの参考資料として添付するものである。また、平成25年9月以降に津波の波力に対する直立部の滑動対策や津波の越流に対する基礎マウンド及び海底地盤（原地盤）の洗掘対策など、構造上の弱点部分に付加的な対策を施した設計の事例について、整理している。</p> <p>なお、本検討事例は、特定の条件の下で検討された結果であるため、各個別の防波堤の耐津波設計や「粘り強い構造」の検討に際しては、本検討事例を参考としつつも設計時点での最新の知見に基づき適切に検討を行う必要があることに留意されたい。</p>
<p>Ⅳ－３ 防波堤の粘り強い構造の設計事例【新規】 p.IV-21</p>		<p>Ⅳ－３ 防波堤の粘り強い構造の設計事例</p> <p>3. 1 概要</p> <p>本資料は、平成25年9月以降に津波の波力に対する直立部の滑動対策や津波の越流に対する基礎マウンド及び海底地盤（原地盤）の洗掘対策などの設計の事例について整理した結果である。</p> <p>本資料では、防波堤の津波に対する「粘り強い構造」として、構造上の弱点部分に付加的な対策を施した代表的な検討事例であり、「粘り強い構造」設計の考え方、検討の過程の具体的な内容を記載している。</p>

項目

現行

改訂

3. 2 津波波力に対する滑動対策の設計事例

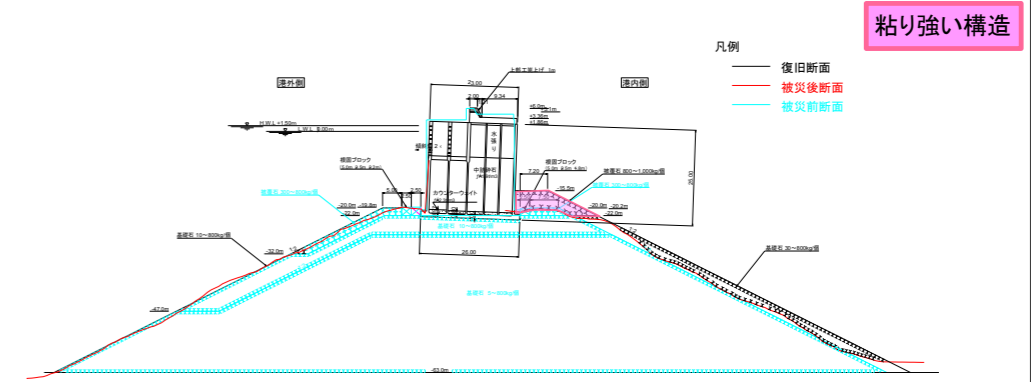
3. 2. 1 摩擦増大マット、腹付工を施した設計事例

【施設情報】	
施設区分	防波堤
構造形式	重力式（スリットケーソン堤）
【設計諸元】	
潮位	H. W. L +1.50m
設計水深（D. L. m）	-63.0m

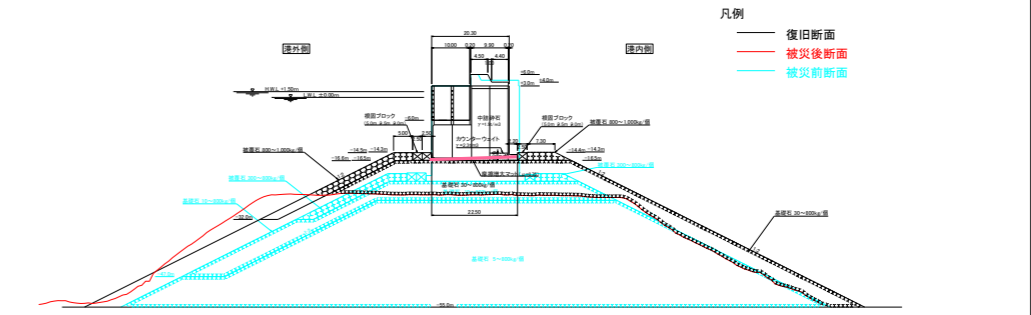
【事業概要】
2011年東北地方太平洋沖地震に伴う津波によって被災した防波堤の復旧を行うものである。

【構造・断面】

【残存部】



【新設部】



図IV-3.1 防波堤復旧断面図

【基本断面の決定】

・「設計波浪」に対応する断面諸元にて「発生頻度の高い津波」（以下、「設計津波」）に対する安定性照査を実施し、安定性を確保することから、「設計波浪」に対する断面諸元を基本断面として設定し、「粘り強い構造」を付与することを決定。

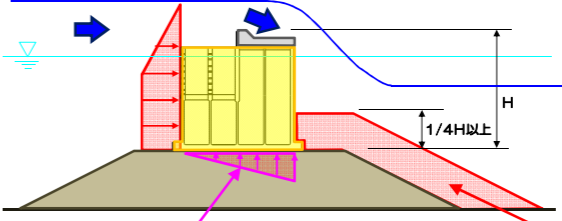
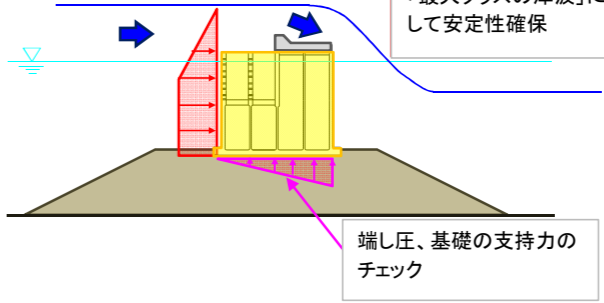
【粘り強い構造の考え方】

（1）検討の方針

- 「最大クラスの津波」の津波シミュレーション(STOC)を実施し、対象防波堤に対する津波諸元（津波高および最大流速）を算出する。
- 集中復旧期間（5カ年）を踏まえて、工期の短縮に資する構造形式を検討する。
- 「粘り強い構造」は、東北地方太平洋沖地震津波の被災要因を踏まえて、構造上の弱点となる津波波力に対する滑動対策を基本として、可能な限り「粘り強い構造」となるように構造上の工夫を施す。

（2）検討内容

- 工期短縮に資する構造形式
 - ・ケーソン設置水深の検討
 - 衝撃砕波の発生しない限度まで浅くする。これにより、ケーソン高さが低くなることから製作層数の減によって、ケーソン製作サイクル短縮が可能となる。
- 津波波力に対する滑動対策の検討
 - ・滑動抵抗力の増加 → （残存部）水理模型実験¹⁾により、受働抵抗力を増加させる腹付工の活用を検討（新設部）摩擦増大マットの活用を検討

項目	現行	改訂
		<p>【粘り強い構造の考え方】</p> <p>(3) 検討結果 ○津波波力に対する滑動対策 ・残存部は、水理模型実験結果から、腹付工（壁体高1/4）に滑動抵抗力を増加させる断面を採用。便宜的に腹付工の抵抗を考慮し安定計算を実施した場合、「最大クラスの津波」に対して、所定の安定性を確保した。 ・新設部は摩擦増大マットを使用し、滑動抵抗力を増加させる断面を採用。「最大クラスの津波」に対して、安定計算を実施した結果、所定の安定性を確保した。</p> <p>【残存部】</p>  <p>【新設部】</p>  <p>【設計上の工夫】</p> <p>○早期復旧を目指すため、ケーソン製作能力の向上、資材、作業員不足の解消のため、ハイブリットケーソン（HBC）を採用し、他地域で製作。 標準函 L30m×10函=300m → HBC L50m×6函=300m</p> <p>参考文献 1) 有川太郎, 佐藤昌治, 下迫健一郎, 富田孝史, 辰巳大介, 廉慶善, 高橋研也: 釜石湾口防波堤の津波による被災メカニズムの検討, 港湾空港技術研究所資料, No.1251, 2012</p>

項目

現行

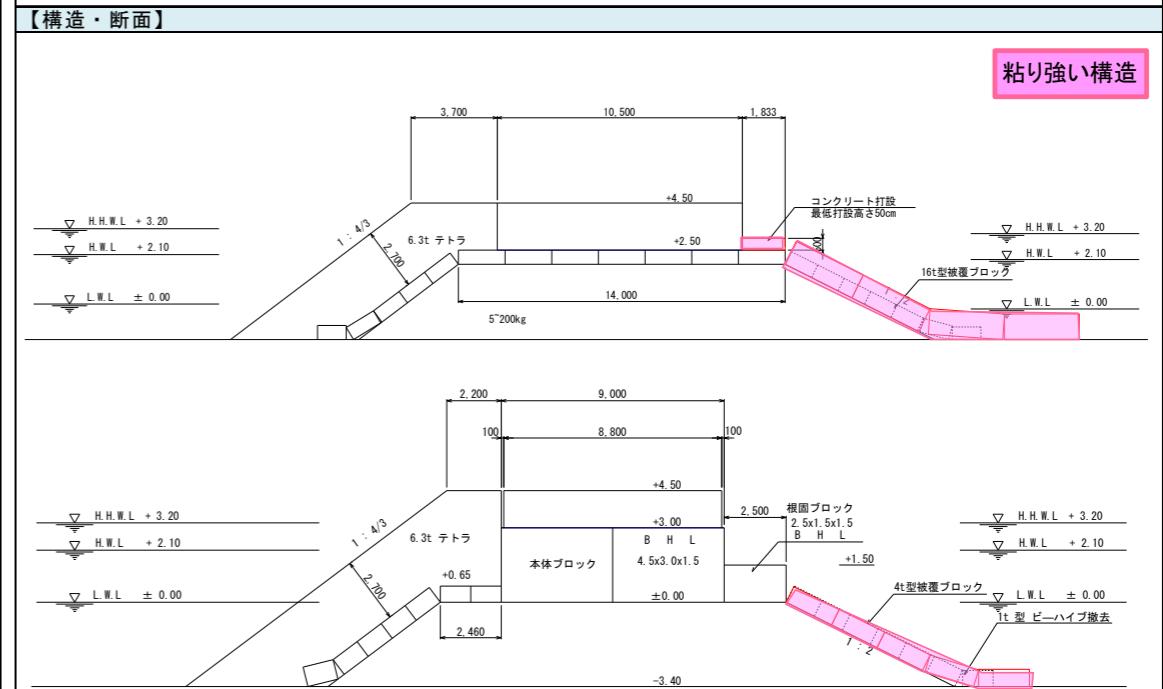
改訂

3. 3 防波堤背後の越流洗掘対策の設計事例

3. 3. 1 港内側に被覆工を施した設計事例

【施設情報】	
施設区分	防波堤
構造形式	消波ブロック被覆傾斜堤
【設計諸元】	
潮位	H.W.L. +2.1m
設計水深 (D.L.m)	-1.3m、-3.4m

【事業概要】
津波対策として、既存防波堤の改良を行うものである。



図IV-3.2 防波堤 改良断面図

【基本断面の決定】
・「設計波浪」に対する断面諸元を基本断面として設定し、「発生頻度の高い津波」（以下、「設計津波」）に対応する断面諸元および「粘り強い構造」を検討することを決定。

【粘り強い構造の考え方】

(1) 設計の方針

- 「設計津波」と「最大クラスの津波」の津波シミュレーション (STOC) を実施し、対象防波堤に対する津波諸元 (津波高および最大流速) を算出する。
- 基本断面が「設計津波」に対して「安定性を確保できない場合」、「流速に対して被覆材の必要質量が確保できない場合」を基本として、構造上の工夫を施す。
- 津波の越流による影響の大きい傾斜堤工区は、構造タイプ毎に津波シミュレーション (STOC) の計算結果から越流水深の大きい工区を選定し、水理模型実験で設計津波に対する改良断面を決定する。

(2) 検討内容

- 津波波力に対する滑動対策の検討
 - ・「設計津波」（先行する地震による沈下の影響も含む）に対する滑動、転倒および基礎の支持力の安定性を確保する。
- 越流水による基礎マウンド等の洗掘対策
 - ・越流による港内側マウンドの洗掘防止として、水理模型実験により被覆材の設置について検討する。

(3) 検討結果

- 津波波力に対する滑動対策
 - ・「設計津波」に対する滑動の安定計算を実施した結果、所定の安定性を確保する計算結果が得られた。なお、「設計津波」に先行する地震による沈下量は、チャート式耐震診断システムで両工区とも1cmで対策不要という結果となった。

項目	現行	改訂
		<div data-bbox="1644 281 2718 306" style="border: 1px solid black; background-color: #e0f2f1; padding: 2px;">【粘り強い構造の考え方】</div> <div data-bbox="1644 306 2718 596"> <p>○越流水による基礎マウンド等の洗掘対策</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「設計津波」に対する港内側被覆材の安定照査結果は、数値波動水路（CADMAS-SURF）の越流流速計算結果と一般的なイスパッシュ数$y=1.08$で所要質量を求めると30t型ブロック（既設1t型ブロック）で重量化の改良が必要という結果となり、水理模型実験の初期断面として設定した。 ・「設計津波」に対する安定性を水理模型実験で検証し、イスパッシュ数は一般的な値より大きく、改良断面は設計水深-1.3m区間で16t型ブロック（$y=1.36$）、-3.4m区間で4t型ブロック（$y=1.76$）の結果となり、被覆ブロックによる補強を施すこととした。 <p>○「最大クラスの津波」に対する粘り強さ</p> <ul style="list-style-type: none"> ・「設計津波」で決定した断面に対し、「最大クラスの津波」の作用させる水理模型実験を実施し、港内側被覆ブロックは移動し、被覆ブロック下の基礎捨石の法面の一部が移動するが、マウンドの洗掘が場所打ちコンクリート本体の底部には達せず、場所打ちコンクリート本体の滑動量は堤体安定に影響のない程度であったこと確認した。結果として、「最大クラスの津波」に対しても安定性が確保されており、粘り強い構造であると評価した。 </div> <div data-bbox="1644 722 2718 747" style="border: 1px solid black; background-color: #e0f2f1; padding: 2px;">【設計上の工夫】</div> <div data-bbox="1644 747 2718 915"> <p>○越流部全てを数値波動水路（CADMAS-SURF）と水理模型実験を実施すると時間と費用を要するため、以下の2点に着目して、実験工区を選定し、設計の効率化を図った。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ケーソン堤は、港内被覆工の水深が深く、越流の影響が小さいことを確認し、検討対象から除外した。 ・傾斜堤の実験工区以外は実験工区の結果を基に数値波動水路（CADMAS-SURF）結果により検討した。 <p>○模型実験において港内側被覆ブロックを一般的なイスパッシュ数で初期の断面を設定した場合、ブロックの安定性にかなり余裕があったため、ブロック重量を大幅に下げて、ブロック移動時刻の流速によりイスパッシュ数を逆算して実験を行い、実験ケースの絞り込んで効率化を図った。</p> </div>

項目

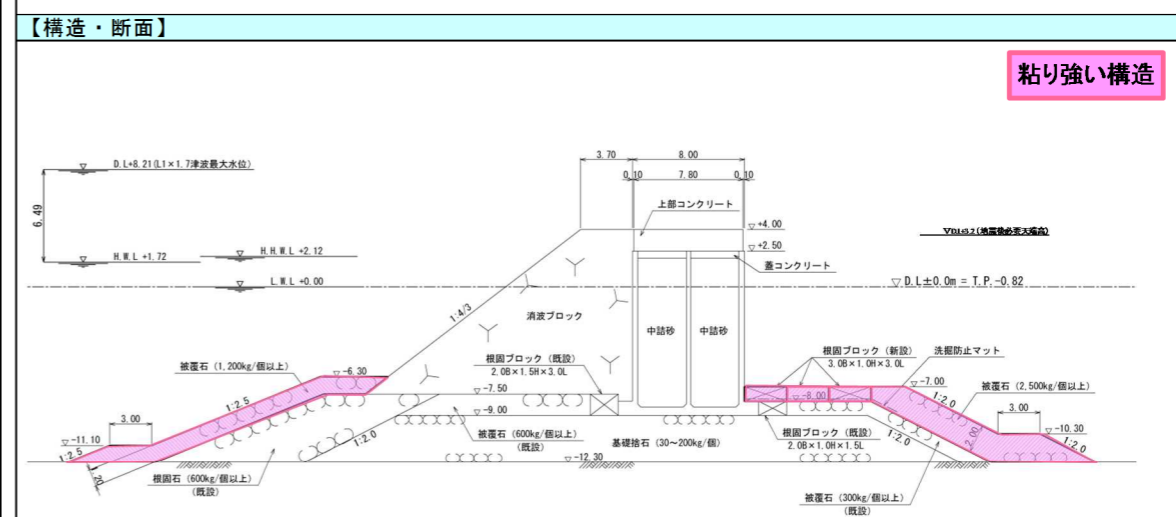
現行

改訂

3. 3. 2 港内外に被覆工を施した設計事例

【施設情報】	
施設区分	防波堤
構造形式	重力式(消波ブロック被覆堤)
【設計諸元】	
潮位	H.W.L.+1.72m
設計水深(D.L.m)	-12.3

【事業概要】
津波対策として既設防波堤の改良を行うものである。



図IV-3.3 防波堤 改良断面図

【基本断面の決定】

- ・「設計波浪」に対応する現況断面にて、津波に先行する地震による沈下を考慮した上で(上部工の嵩上げ不要)、「発生頻度の高い津波」(以下、「設計津波」)に対する安定計算を実施し、安定性を確保することから、「設計波浪」に対する断面諸元を基本断面として設定し、「粘り強い構造」を付与することを決定。

【粘り強い構造の考え方】

(1) 検討の方針

- 「最大クラスの津波」の津波シミュレーション(STOC)を実施し、対象防波堤に対する津波諸元(津波高および最大流速)を算出する。
- 基本断面が「最大クラスの津波」に対して「安定性を確保できない場合」、「流速に対して被覆材の必要重量が確保できない場合」を基本として、可能な限り「粘り強い構造」となるように、構造上の工夫を施す。
- 「粘り強い構造」を検討するため、対象津波レベルを段階的に上げていき、構造上の弱点部分に施す付加的な対策を検討し、費用対効果を踏まえて目標津波レベルを設定する。

(2) 検討内容

- 構造上の弱点部分に施す付加的な対策の検討
- ・「設計津波」を超える津波の最大流速は、対象防波堤における津波シミュレーション結果を基に「津波高と流速の相関」より設定し、「設計津波」を基準に1.1倍、1.2倍・・・と0.1倍ずつ上げていき目標津波レベルを設定する。
- ・目標津波レベルに対する滑動、転倒および基礎支持力の安定性を確保する対策を検討する。
- ・越流による港内側マウンドの洗掘防止として、被覆材の設置について検討する。

(3) 検討結果

- 「設計津波」を超える津波の流速は、「設計津波」の流速に対して累乗の相関式で表現出来た。
- 津波レベルと対策費用の変曲点となる「設計津波×1.7倍」を目標津波レベルと設定した。
- 対策断面の「設計津波×1.7倍」に対して滑動、転倒、基礎支持力の安定計算を実施した結果、所定の安定性を確保する計算結果が得られた。
- 被覆材の安定性評価には、津波シミュレーション(STOC)による最大流速を用いてイスパッシュ式により必要質量を算出し、被覆石(2,500kg/個)による補強を施すこととした。

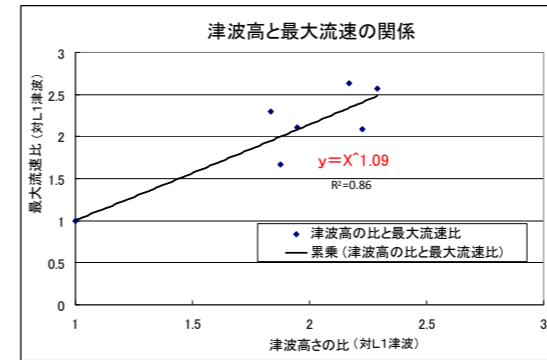
項目

現行

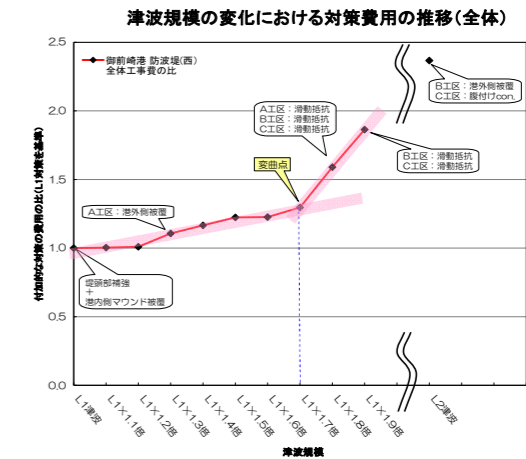
改訂

【粘り強い構造の考え方】

○港内側根固めブロックは、①津波シミュレーション（STOC）による発生流速を用いたイスパッシュ式、②津波シミュレーション（STOC）による最大水位差から運動量保存則の方法による越流落水の発生流速を用いたイスパッシュ式、③50年確率波を用いた根固方塊所要厚算定式の手法で、所要質量と所要厚さを比較検討した結果、ブロック所要厚さとして1.0mを確保することとした。



図IV-3.4 (堤幹部) 津波高と最大流速の関係



図IV-3.5 津波規模における対策費用の推移 (A~D工)

【設計上の工夫】

○堤頭部の被覆材の安定性評価では、「設計津波」を越える津波に対するイスパッシュ定数を「1.20」（被害率5%程度に相当）を採用し、堤頭部と堤幹部の被覆材被害による防波堤全体に与える影響の違いを考慮した効率的な設計を実施した。
○港外側の津波の流れに対する洗掘対策として被覆石（1,200kg/個）を設置した。

項目

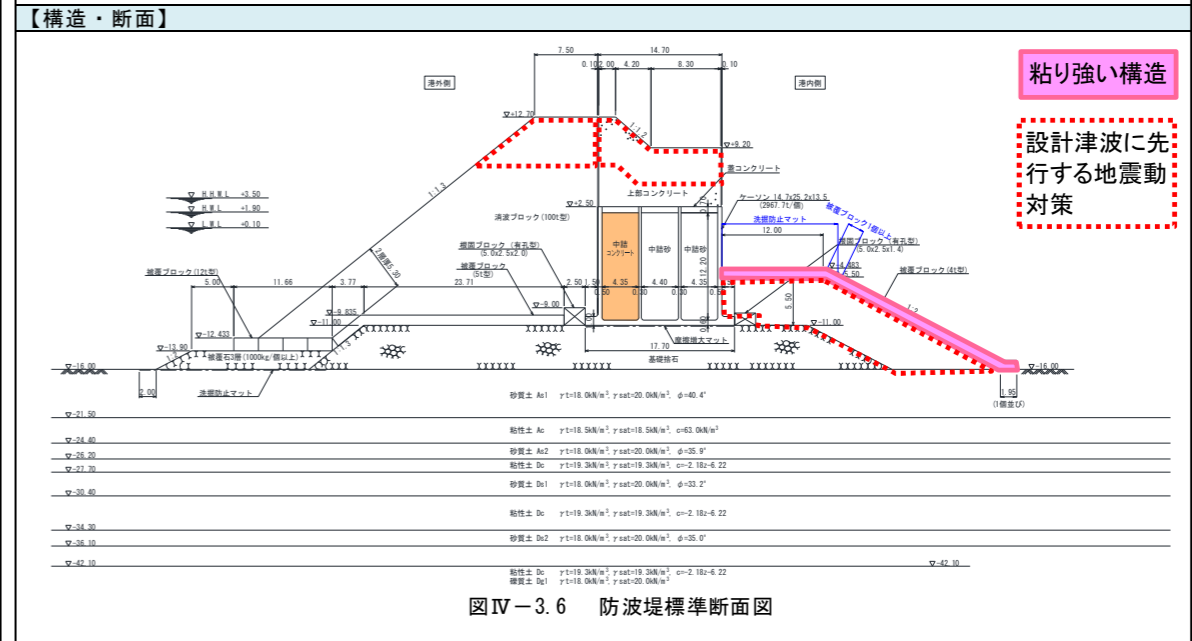
現行

改訂

3. 3. 3 洗掘防止マット、被覆工を施した設計事例

【施設情報】	
施設区分	防波堤
構造形式	重力式（消波ブロック被覆堤）
【設計諸元】	
潮位	H.W.L+1.90m
設計水深（D.L.m）	-16.0

【事業概要】
耐津性能を有した、防波堤整備（新設）を行うものである。



【基本断面の決定】

- ・「設計波浪」に対応する断面において、「発生頻度の高い津波」（以下、「設計津波」）に対する安定計算を実施し、安定性確保することを確認。
- ・「設計津波」に先行する地震に伴う沈下量（広域地殻変動量、地震応答解析FLIP [変形量、排水沈下量]）に対して、事前に天端高（D.L-12.7m）まで嵩上げすることによって、発災後の背後地の港湾活動に必要な静穏度を確保。
- ・嵩上げすることにより永続状態の円弧すべりの安定性が不足するのでカウンター対策として、基礎マウンドを安定する高さまで拡幅。
- ・先行地震に伴う沈下に対応し、嵩上げた「設計津波」に対する断面諸元を基本断面として「粘り強い構造」を付与することを決定。

【粘り強い構造の考え方】

（1）検討の方針

- 「最大クラスの津波」の津波シミュレーション（平面二次元モデル）を実施し、対象防波堤に対する津波諸元（津波高および最大流速）を算出する。
- 粘り強い構造は、「最大クラスの津波」において構造上の弱点となる、津波波力に対する滑動対策および越流水による基礎マウンド等の洗掘対策を基本として、可能な限り「粘り強い構造」となるように、構造上の工夫を施す。
- 管内の太平洋に面する他港の防波堤においては、水理模型実験から想定以上に水位差が生じた場合、基礎マウンド等の洗掘対策として「洗掘防止マット」の効果が確認されている。施設の重要度や費用対効果等を勘案して洗掘対策を施す。

（2）検討内容

- 津波波力に対する滑動対策の検討
 - ・防波堤背後は、航路及び泊地が近接していることから「最大クラスの津波」に対する安定性は、防波堤の上部工の形状変更で確保することを基本とする。ただし、堤体の安定性が上部工の形状変更だけでの設定が困難な場合には、制約条件を確認した上で、最小限の腹付等による対策を検討する。
- 越流水による基礎マウンド等の洗掘対策の検討
 - ・「最大クラスの津波」による流速に対して被覆材の必要質量が確保できない場合は、被覆ブロックの大型化を水理模型実験により検討する。
 - ・基礎マウンド等の洗掘対策として「洗掘防止マット」の敷設を検討する。

項目	現行	改訂															
		<p>【粘り強い構造の考え方】</p> <p>(3) 検討結果</p> <p>○津波波力に対する滑動対策</p> <ul style="list-style-type: none"> ・上部工を事前に発災後の背後地の港湾活動に必要な静穏度確保できる天端高さまで嵩上げを施したことにより、「最大クラス津波」に対して滑動、転倒、基礎支持力の安定計算を実施した結果、所定の安定性を確保する結果が得られた。 <p>○越流水による基礎マウンド等の洗掘対策</p> <ul style="list-style-type: none"> ・①津波シミュレーション（平面二次元モデル）による最大水位差から、せきの越流量公式の方法による発生流速を用いたイスバッシュ式、②数値波動水路（CADMAS-SURF）による越流水の発生流速を用いたイスバッシュ式から被覆ブロックの所要質量を比較検討し、選定されたブロックを水理模型実験によって「最大クラスの津波」に対して安定することを確認した。 ・施設の重要度や費用対効果等を十分に勘案して「洗掘防止マット」の敷設することとした。 <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div data-bbox="1727 606 2133 871"> </div> <div data-bbox="2220 613 2644 871"> </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 5px;"> <div data-bbox="1762 873 2059 898">図IV-3.7 水理模型実験_実験前</div> <div data-bbox="2237 873 2576 898">図IV-3.8 水理模型実験_実験の様子</div> </div> <p>【設計上の工夫】</p> <p>○管内の他港の水理模型実験から被害率の観点から整理することで、確実性を高めるために「洗掘防止マット」の有効性を図った。</p> <div style="text-align: center;"> <table border="1" style="margin: 10px auto;"> <caption>Data for Figure 3.9: Effect of Wash Prevention Mats</caption> <thead> <tr> <th>水位差 (m)</th> <th>洗掘防止マット無 (被害率%)</th> <th>洗掘防止マット有 (被害率%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.40</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>0.60</td> <td>5</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>0.80</td> <td>65</td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>0.90</td> <td>-</td> <td>38</td> </tr> </tbody> </table> </div> <p>図IV-3.9 水理模型実験による洗掘マットの効果</p>	水位差 (m)	洗掘防止マット無 (被害率%)	洗掘防止マット有 (被害率%)	0.40	0	0	0.60	5	2	0.80	65	20	0.90	-	38
水位差 (m)	洗掘防止マット無 (被害率%)	洗掘防止マット有 (被害率%)															
0.40	0	0															
0.60	5	2															
0.80	65	20															
0.90	-	38															

項目

現行

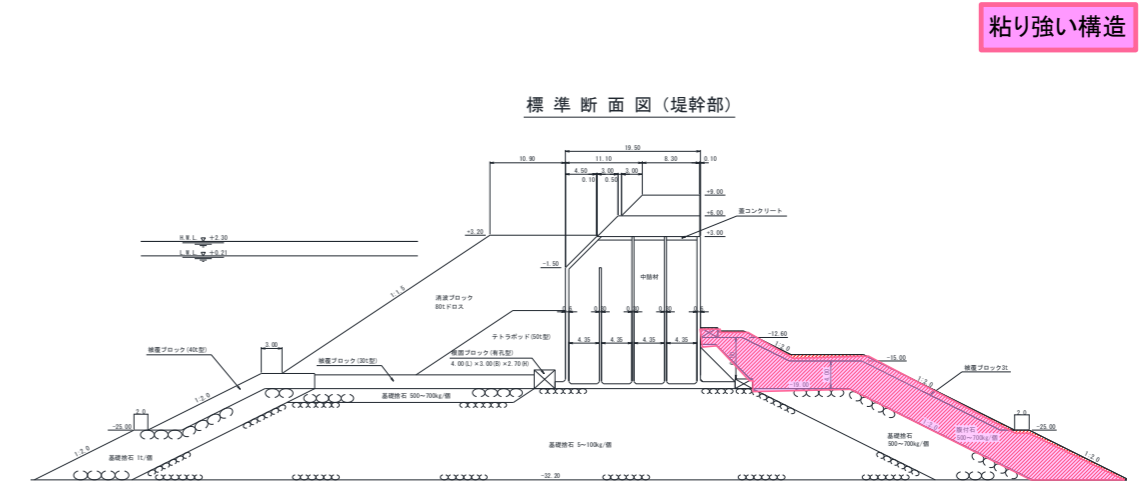
改訂

3.3.4 腹付工を施した設計事例

【施設情報】	
施設区分	防波堤
構造形式	上部斜面型消波ブロック被覆堤
【設計諸元】	
潮位	H. W. L. +2.30m
設計水深 (D. L. m)	D. L. -32.20m

【事業概要】
津波対策として、既設防波堤の改良を行うものである。

【構造・断面】



図IV-3.10 防波堤改良断面図

【基本断面の決定】
 ・「設計波浪」に対応する現況断面において、津波に先行する地震による沈下を考慮した上で(上部工の嵩上げ不要)、「発生頻度の高い津波」(以下、「設計津波」)に対する安定性照査を実施し、安定性を確保することから、「設計波浪」に対する断面諸元を基本断面として設定し、「粘り強い構造」を付与することを決定。

【粘り強い構造の考え方】
 (1) 検討の方針
 ○「最大クラスの津波」の津波シミュレーション(STOC)を実施し、対象防波堤に対する津波諸元(津波高および最大流速)を算出する。
 ○粘り強い構造は、「最大クラスの津波」において、構造上の弱点となる越流水および浸透流による基礎マウンド等の洗掘対策等を基本として、可能な限り「粘り強い構造」となるように、構造上の工夫を施す。

(2) 検討内容
 ○越流水および浸透流による基礎マウンド等の洗掘対策の検討
 ・「最大クラスの津波」による越流および浸透流に対する基礎マウンドの洗掘対策として、腹付工による洗掘対策を水理模型実験により検討(現況断面、腹付工3.0m、腹付工6.0mにて検討)

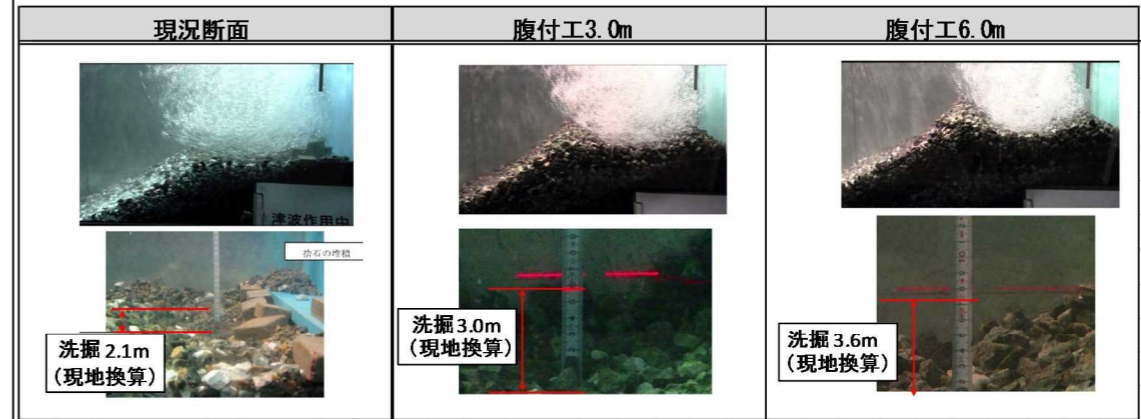
(3) 検討結果
 ○越流水および浸透流による基礎マウンド等の洗掘対策の検討
 ・水理模型実験の結果、腹付工3.0mでは基礎マウンドまで洗掘される結果となったため、安定する腹付工の施工厚を4.0mを施すこととした。
 ・基礎マウンドの浸透圧測定実験の結果、弱点となる根固方塊周辺においては、腹付工3.0mでは十分な浸透流抑制効果が得られず、効果が期待出来る結果となる腹付工6.0mを施すこととした。

項目

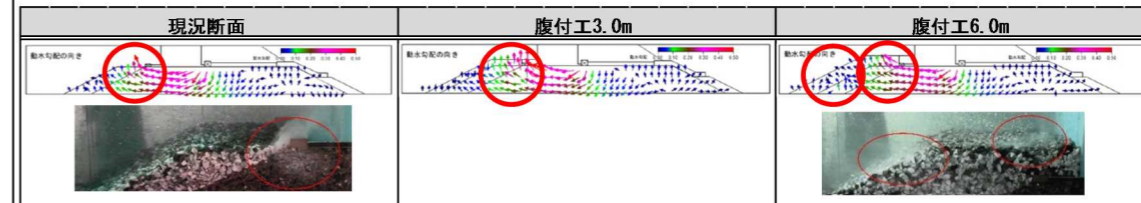
現行

改訂

【粘り強い構造の考え方】



図IV-3.11 基礎マウンドの安定実験



図IV-3.12 基礎マウンドの浸透圧測定実験

【設計上の工夫】

○被覆工の検討

- ・ 腹付工の洗掘を遅らせるなど粘り強い対策の予防的な措置として、被覆工の設置を行う。
- ・ 必要質量は、数値波動水路 (CADMAS-SURF) で算出した最大流速を用いてイスバッシュ式により算出。

○検討会の開催

- ・ 「粘り強い構造」の対策工の決定においては、検討会を開催し有識者の意見を伺い検討を行った。

項目

現行

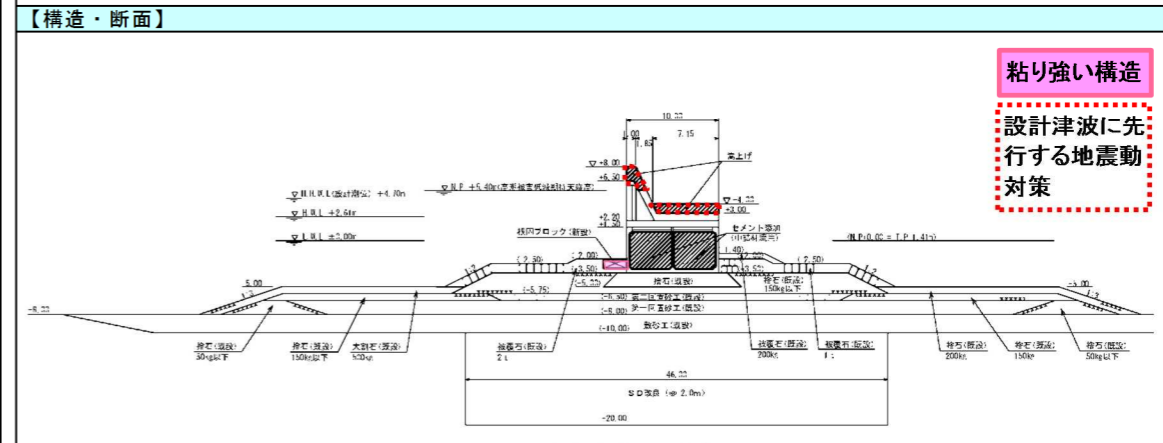
改訂

3. 4 津波に先行する地震による沈下に対応した設計事例

3. 4. 1 上部工の形状を変更した設計事例

【施設情報】	
施設区分	防波堤
構造形式	重力式（ケーソン式混成堤）
【設計諸元】	
潮位	H. H. W. L (NP) +4.70m, H. W. L (NP) +2.61m
設計水深	NP-8.0m

【事業概要】
津波対策として既設高潮防波堤の改良を行ったものである。



【基本断面の決定】

- 「設計波浪」に対応する現況断面において、「発生頻度の高い津波」（以下、「設計津波」）に対して安定性確保することを確認。
- 「設計津波」に先行する地震に伴う沈下量（地震応答解析FLIP）に対して、沈下後の天端高（NP+5.4m）を確保できるNP+8.0mに事前に嵩上げすることによって、発災後の背後地の高潮低減効果を目的とした高潮防波堤性能を確保。
- 先行地震に伴う沈下に対応した嵩上げた断面諸元を基本断面として「粘り強い構造」を付与することで決定。

【粘り強い構造の考え方】

(1) 検討の方針

- 「最大クラスの津波」の津波シミュレーション（STOC）を実施し、対象防波堤に対する津波諸元（津波高および最大流速）を算出する。
- 基本断面が「最大クラスの津波」に対して「安定性を確保できない場合」、「流速に対して被覆材の必要重量が確保できない場合」は粘り強い構造の検討対象とし、構造上の工夫を施す。

(2) 検討内容

- 構造上の弱点部分に施す付加的な対策の検討
- ・目標津波レベルに対する滑動、転倒および基礎の支持力の安定性を確保を検討する。
- ・堤頭部（開口部）基礎マウンドの洗掘被害を防止するため、被覆材の補強について検討する。

(3) 検討結果

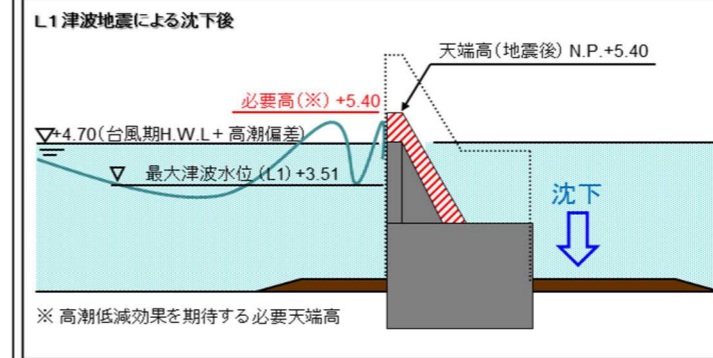
- 現況の防波堤高さ（NP+6.5m）をNP+8.0mまで嵩上げ改良することによって、「最大クラスの津波」に先行する地震による沈下後でも、最大クラスの津波時の最大水位以上の高さが期待でき、港内への津波浸水による被害の減災効果にも寄与できる。
- 上部工嵩上げ、堤体補強により、「最大クラスの津波」に対して滑動、転倒、基礎支持力の安定計算を実施した結果、所定の安定性を確保する計算結果が得られた。
- 堤頭部（開口部）基礎マウンドの既設被覆石の規格では、「最大クラスの津波」に対する安定性が保てないため、津波シミュレーション（STOC）の最大流速を用いてイスパッシュ式により必要質量を算出し、被覆材による補強を施すこととした。¹⁾

項目

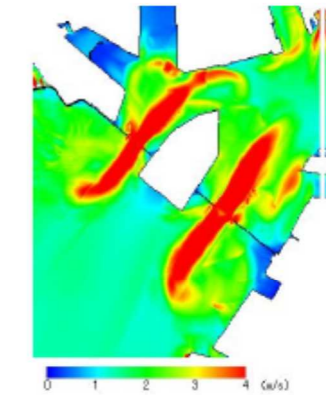
現行

改訂

【粘り強い構造の考え方】



図IV-3.14 高潮防波堤としての必要天端高

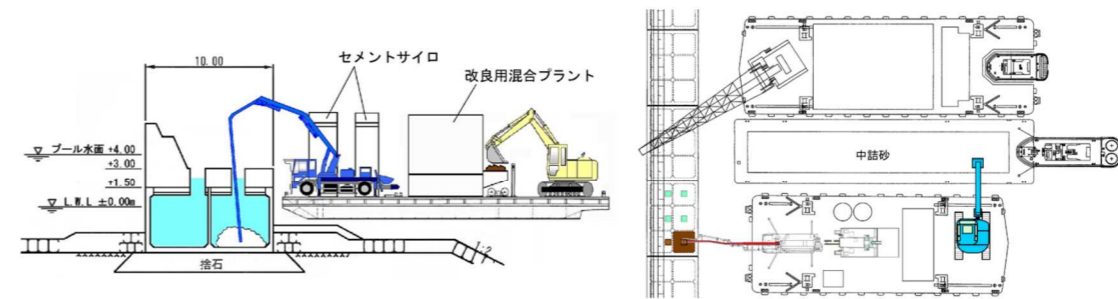


図IV-3.15 防波堤の開口部に発生する流速 (最大7/8の津波)

【設計上の工夫】

○堤頭部（開口部）の被覆材の安定性評価では、「設計津波」を越える津波に対するイスパッシュ定数を「1.20」（被害率5%程度に相当）を採用し、堤頭部と堤幹部の被覆材被害による防波堤全体に与える影響の違いを考慮した効率的な設計を実施。

○既設ケーソンは築造後50年が経過しており、現行の波力や上部工嵩上げによって大きく増加する端趾圧に対する部材（側壁及び底版）の耐力が不足していることから、中詰材改質（セメント添加による固化）を図り、各部材に発生する断面力を抑制させた。



参考文献

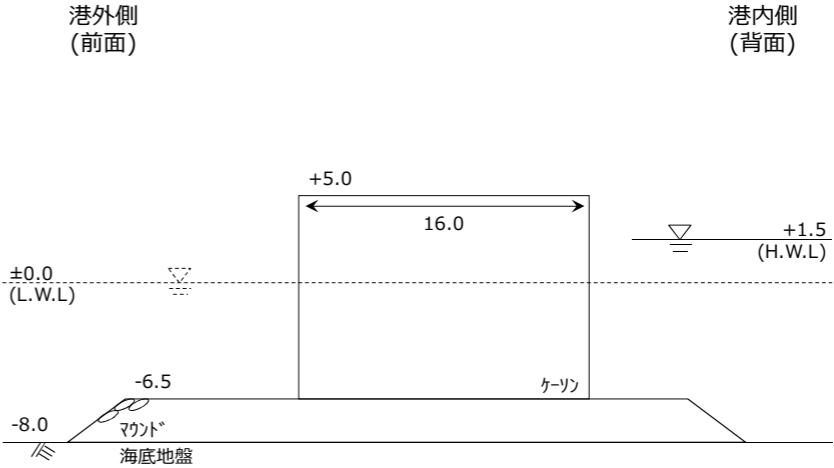
1) 谷本勝利, 木村克俊, 宮崎啓司: 津波防波堤開口部潜堤の安定性に関する実験的研究, 港湾空港技術研究所報告, VOL. 27, NO. 4, 1988

防波堤の耐津波設計ガイドライン 参考資料V 新旧対比表

項目	現 行	改 訂																																			
<p>【参考資料V】防波堤の粘り強い構造に資する民間企業等の技術【新規】 p.V-1</p>		<p>V-1 本資料の位置付け</p> <p>2011年東北地方太平洋沖地震発生以降、産学官の技術者・研究者により、種々の水理模型実験や数値解析が実施され、津波による防波堤の被災メカニズムが解析されており、防波堤の粘り強い構造に資する技術は、多様な工法が開発されてきている。</p> <p>本参考資料は、平成25年9月以降、民間企業等により独自に開発されてきた耐津波設計に資する新たな技術、知見を公募し、それらを取りまとめたものである。なお、ガイドラインが重力式の混成堤及び消波ブロック被覆堤を主たる対象としていることから、本参考資料も、標準的な重力式防波堤に適用可能な技術を主な対象としており、防波堤の粘り強い構造に資する全ての技術が必ずしも網羅されていない点に留意する必要がある。</p> <p>各個別の防波堤における耐津波設計での比較設計においては、本参考資料を参考としながら、最新の粘り強い構造に資する技術開発の成果等を可能な限り確認し、適切に検討を行う必要がある。</p> <p>V-2 防波堤の粘り強い構造に資する民間企業等の技術</p> <p>2.1 防波堤の主な破壊要因と対策工法のまとめ</p> <p>耐津波設計における津波による防波堤の主な破壊要因と、その要因に対する有効な対策工法を以下にまとめる。下表は現時点における知見を踏まえ、基本的な対策をとりまとめたものである。</p> <p style="text-align: center;">表V-2.1 防波堤の主な破壊要因と有効な対策工法</p> <table border="1" data-bbox="1617 1050 2730 1711"> <thead> <tr> <th>横軸： 対策工 縦軸： 破壊要因</th> <th>対策①*</th> <th>対策②*</th> <th>対策③*</th> <th>対策④*</th> <th>対策⑤*</th> <th>対策⑥*</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>重量を重くする</td> <td>抵抗力を上げる</td> <td>構造の変更</td> <td>背後を抑える</td> <td>マウンド等を被覆する</td> <td>越流水の制御（向きを変える等）</td> </tr> <tr> <td>津波波力</td> <td>上部工の形状変更、中詰材の比重変更</td> <td>摩擦増大マットの敷設</td> <td>本体の形状変更***</td> <td>腹付工の設置</td> <td>—</td> <td>—</td> </tr> <tr> <td>越流洗掘</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>腹付工の設置</td> <td>被覆・根固ブロック等の設置</td> <td>上部工の形状変更</td> </tr> <tr> <td>地盤浸透流</td> <td>—</td> <td>—</td> <td>本体の形状変更***、マウンドの透水性の調整</td> <td>腹付工の設置</td> <td>被覆・根固ブロック等の設置</td> <td>—</td> </tr> </tbody> </table> <p>※：対策の丸囲みの数字は、対策の優先順位を示すものではないことに留意。 ※※：本体の形状変更においては、根入れ構造である場合に地盤の浸透流対策に効果があるなど構造によって変化することに留意する必要がある。</p>	横軸： 対策工 縦軸： 破壊要因	対策①*	対策②*	対策③*	対策④*	対策⑤*	対策⑥*		重量を重くする	抵抗力を上げる	構造の変更	背後を抑える	マウンド等を被覆する	越流水の制御（向きを変える等）	津波波力	上部工の形状変更、中詰材の比重変更	摩擦増大マットの敷設	本体の形状変更***	腹付工の設置	—	—	越流洗掘	—	—	—	腹付工の設置	被覆・根固ブロック等の設置	上部工の形状変更	地盤浸透流	—	—	本体の形状変更***、マウンドの透水性の調整	腹付工の設置	被覆・根固ブロック等の設置	—
横軸： 対策工 縦軸： 破壊要因	対策①*	対策②*	対策③*	対策④*	対策⑤*	対策⑥*																															
	重量を重くする	抵抗力を上げる	構造の変更	背後を抑える	マウンド等を被覆する	越流水の制御（向きを変える等）																															
津波波力	上部工の形状変更、中詰材の比重変更	摩擦増大マットの敷設	本体の形状変更***	腹付工の設置	—	—																															
越流洗掘	—	—	—	腹付工の設置	被覆・根固ブロック等の設置	上部工の形状変更																															
地盤浸透流	—	—	本体の形状変更***、マウンドの透水性の調整	腹付工の設置	被覆・根固ブロック等の設置	—																															

項目	現行	改訂									
		<p>2.2 防波堤の粘り強い構造に資する技術</p> <p>現時点において水理模型実験等で破壊に至る過程までの定量的な検証がされている民間企業等の技術であり、防波堤の粘り強い構造に資する技術として、鋼管杭式防波堤補強工法（参考資料Ⅴ-2 2.2.1）、サブプレオフレーム（参考資料Ⅴ-2 2.2.2）、ペルメックスによる腹付被覆マウンド工法（参考資料Ⅲ-6 6.2（1））について、とりまとめを行った。</p> <p>なお、これらの技術以外にも、防波堤の粘り強い構造に資する技術や検討の際に参考となり得る技術があることに留意する必要がある。</p> <p>2.2.1 鋼管杭式防波堤補強工法</p> <p>(1) 鋼管杭式防波堤補強工法の概要（対策④：背後を抑える）</p> <table border="1" data-bbox="1602 716 2760 1915"> <tr> <td data-bbox="1602 716 1774 1669"> <p>概要・概念 図</p> </td> <td data-bbox="1774 716 2270 1669"> <p>「鋼管杭式防波堤補強工法」は、防波堤の港内側マウンドに連続的に鋼管杭を打設し、ケーソンと鋼管杭の間に僅かな中詰を施すことにより、防波堤を補強する工法（図Ⅴ-2.1）である。</p> <p>補強の基本的なメカニズムは、波浪や津波によって防波堤ケーソンに大きな外力が作用しても、中詰がケーソンを受け止めることおよびケーソン底面からマウンド・原地盤を介した安定した力の伝達により、鋼管杭に伝達する荷重が分散し、鋼管杭の剛性と鋼管杭背後の地盤の抵抗によって防波堤全体の安定性を向上させるものである。さらに、越流による港内側地盤の洗掘が生じる場合でも、鋼管杭によりケーソン直下の地盤の洗掘を防止することで、防波堤の防護機能の喪失（倒壊）を遅延させることが期待できる工法である。</p> <p>「鋼管杭式防波堤補強工法」は洗掘対策が難しい現場において特に有効な補助工法となる。また、防波堤の安定性（滑動・転倒・支持力破壊）が不足する場合にも適用が可能であり、特に防波堤背後に航路や泊地がある箇所（図Ⅴ-2.2）や防波堤堤頭部など、大規模な補強が難しい場合に有効な工法である。</p> </td> <td data-bbox="2270 716 2760 1669"> <p>図Ⅴ-2.1 鋼管杭式防波堤補強工法の概要</p> <p>図Ⅴ-2.2 狭隘地での防波堤の補強</p> </td> </tr> <tr> <td data-bbox="1602 1669 1774 1795"> <p>施工</p> </td> <td colspan="2" data-bbox="1774 1669 2760 1795"> <p>鋼管杭の施工は、マウンドを構成する捨石層を打ち抜く必要があるが、実現可能な工法として、全旋回オールケーシング工法、ジャイロプレス工法、ロックパイプロ工法が考えられる。</p> </td> </tr> <tr> <td data-bbox="1602 1795 1774 1915"> <p>周辺環境への影響</p> </td> <td colspan="2" data-bbox="1774 1795 2760 1915"> <p>鋼管杭の施工は、いずれもセメントミルク等を用いず環境への影響はない。また、全旋回オールケーシング工法、ジャイロプレス工法は、回転圧入により鋼管杭を施工するため、騒音や振動が小さい工法である。</p> </td> </tr> </table>	<p>概要・概念 図</p>	<p>「鋼管杭式防波堤補強工法」は、防波堤の港内側マウンドに連続的に鋼管杭を打設し、ケーソンと鋼管杭の間に僅かな中詰を施すことにより、防波堤を補強する工法（図Ⅴ-2.1）である。</p> <p>補強の基本的なメカニズムは、波浪や津波によって防波堤ケーソンに大きな外力が作用しても、中詰がケーソンを受け止めることおよびケーソン底面からマウンド・原地盤を介した安定した力の伝達により、鋼管杭に伝達する荷重が分散し、鋼管杭の剛性と鋼管杭背後の地盤の抵抗によって防波堤全体の安定性を向上させるものである。さらに、越流による港内側地盤の洗掘が生じる場合でも、鋼管杭によりケーソン直下の地盤の洗掘を防止することで、防波堤の防護機能の喪失（倒壊）を遅延させることが期待できる工法である。</p> <p>「鋼管杭式防波堤補強工法」は洗掘対策が難しい現場において特に有効な補助工法となる。また、防波堤の安定性（滑動・転倒・支持力破壊）が不足する場合にも適用が可能であり、特に防波堤背後に航路や泊地がある箇所（図Ⅴ-2.2）や防波堤堤頭部など、大規模な補強が難しい場合に有効な工法である。</p>	<p>図Ⅴ-2.1 鋼管杭式防波堤補強工法の概要</p> <p>図Ⅴ-2.2 狭隘地での防波堤の補強</p>	<p>施工</p>	<p>鋼管杭の施工は、マウンドを構成する捨石層を打ち抜く必要があるが、実現可能な工法として、全旋回オールケーシング工法、ジャイロプレス工法、ロックパイプロ工法が考えられる。</p>		<p>周辺環境への影響</p>	<p>鋼管杭の施工は、いずれもセメントミルク等を用いず環境への影響はない。また、全旋回オールケーシング工法、ジャイロプレス工法は、回転圧入により鋼管杭を施工するため、騒音や振動が小さい工法である。</p>	
<p>概要・概念 図</p>	<p>「鋼管杭式防波堤補強工法」は、防波堤の港内側マウンドに連続的に鋼管杭を打設し、ケーソンと鋼管杭の間に僅かな中詰を施すことにより、防波堤を補強する工法（図Ⅴ-2.1）である。</p> <p>補強の基本的なメカニズムは、波浪や津波によって防波堤ケーソンに大きな外力が作用しても、中詰がケーソンを受け止めることおよびケーソン底面からマウンド・原地盤を介した安定した力の伝達により、鋼管杭に伝達する荷重が分散し、鋼管杭の剛性と鋼管杭背後の地盤の抵抗によって防波堤全体の安定性を向上させるものである。さらに、越流による港内側地盤の洗掘が生じる場合でも、鋼管杭によりケーソン直下の地盤の洗掘を防止することで、防波堤の防護機能の喪失（倒壊）を遅延させることが期待できる工法である。</p> <p>「鋼管杭式防波堤補強工法」は洗掘対策が難しい現場において特に有効な補助工法となる。また、防波堤の安定性（滑動・転倒・支持力破壊）が不足する場合にも適用が可能であり、特に防波堤背後に航路や泊地がある箇所（図Ⅴ-2.2）や防波堤堤頭部など、大規模な補強が難しい場合に有効な工法である。</p>	<p>図Ⅴ-2.1 鋼管杭式防波堤補強工法の概要</p> <p>図Ⅴ-2.2 狭隘地での防波堤の補強</p>									
<p>施工</p>	<p>鋼管杭の施工は、マウンドを構成する捨石層を打ち抜く必要があるが、実現可能な工法として、全旋回オールケーシング工法、ジャイロプレス工法、ロックパイプロ工法が考えられる。</p>										
<p>周辺環境への影響</p>	<p>鋼管杭の施工は、いずれもセメントミルク等を用いず環境への影響はない。また、全旋回オールケーシング工法、ジャイロプレス工法は、回転圧入により鋼管杭を施工するため、騒音や振動が小さい工法である。</p>										

項目	現行	改訂
		<p>東京理科大での気中土層試験（水平力（ジャッキ荷重）－ケーソン変位関係を図V-2.3に示す）や、港湾空港技術研究所での水理模型試験¹⁾（径損の傾斜角を下右図に示す）から腹付工は滑動に対する抵抗力が増加するが、一定荷重を超えた場合にケーソンが脆性的に変形する傾向にあり、一方、鋼管杭式防波堤補強方式は荷重の増加に伴って抵抗力が増加していくため、大荷重時でも倒壊・滑動し難いことを確認した。</p> <p>◆荷重変位関係</p> <p>◆ケーソン傾斜角の推移</p> <p>ケーソンの完全な倒壊が防止され、マウンド内に留まる。 →洗掘に対しても防波堤の防護機能が粘り強く確保できる。</p> <p>図V-2.3 気中土層試験（左）と水理模型試験（右）の結果</p>
特許		<p>□有（ ） ■ 申請中・申請予定（□有 □無）</p>
NETIS登録		<p>登録番号 なし （但し、鋼管杭の施工法のうちジャイロプレス工法は登録済み：KT-060020-A）</p>
		<p>(2) 鋼管杭式防波堤補強工法の試設計事例</p> <p>1) 本試設計事例の位置づけ</p> <p>本事例は、本事例作成時までの知見に基づき、既存防波堤に対して「鋼管杭式防波堤補強工法」を適用した場合における試設計の一例として、越流が作用し続けるような極端な場合における防波堤全体の安定性の持続性について検討するものである。</p> <p>本試設計例で示す簡易的な設計手法を用いることによって、特定の「設計津波」に対して、鋼管杭式防波堤補強工法による補強断面を決定することが可能である。ただし、本事例は特定の条件の下で検討された結果であるため、個別の防波堤の耐津波設計に際しては、本事例を参考としつつ、FEM解析や実大に近いスケールの気中载荷模型実験による鋼管杭を有する防波堤全体の荷重状態や、水理模型実験や流体シミュレーション等の適切な手段により、適宜、粘り強さについての検証を行うべきであることに留意されたい。</p> <p>2) 概要</p> <p>本事例では、既設の防波堤（ケーソン式混成堤）に対して、津波への対策を付加的に行う場合を想定し、一つの事例として、越流に伴い港内側地盤の洗掘が進行する条件での試設計を実施する。</p> <p>試設計の方針としては、まず既設の防波堤断面に「設計津波」が作用した場合に、越流による洗掘が生じて防波堤全体の安定性が損なわれないような補強断面の設定を行</p>

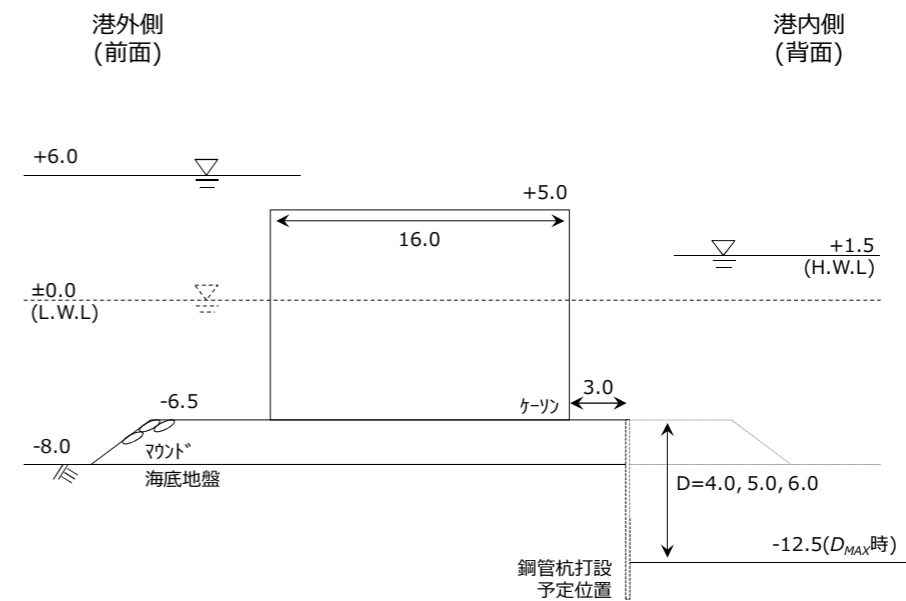
項目	現行	改訂																
		<p>う【4)項】。次に、補強断面に「設計津波」を超える規模の津波が作用する場合に対し、洗掘進行時における防波堤全体の安定性の持続性(「粘り強さ」)について検討する【5)項】。</p> <p>3) 既設防波堤の設計条件および断面諸元 本事例で対象とする既設防波堤の断面は、技術基準²⁾に従って再現期間50年の確率波(以下、「50年確率波」という。)を基に決定されているものとし、本事例ではその安定性検討の詳細については省略する。</p> <p>a) 主要設計条件および安定性の照査結果 既設防波堤の主要設計条件として、「50年確率波」の諸元およびケーソンの滑動・転倒・支持力破壊に対する安全率の計算結果を表V-2.2に示す。本防波堤断面は、ケーソンの滑動破壊により決まった断面である。</p> <p style="text-align: center;">表V-2.2 既設防波堤の主要設計諸元</p> <table border="1" data-bbox="1923 842 2445 1224"> <thead> <tr> <th>潮位</th> <th>H.W.L + 1.50 m</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>有義波高：$H_{1/3}$ (m)</td> <td>6.7</td> </tr> <tr> <td>最大波高：H_{MAX} (m)</td> <td>10.5</td> </tr> <tr> <td>周期：$T_{1/3}$ (sec)</td> <td>12.0</td> </tr> <tr> <td>補正後波向：β(°)</td> <td>10</td> </tr> <tr> <td>ケーソン滑動安全率</td> <td>1.21 > 1.2</td> </tr> <tr> <td>ケーソン転倒安全率</td> <td>1.44 > 1.2</td> </tr> <tr> <td>支持力破壊安全率 (簡易ビショップ法)</td> <td>OK > 1.0</td> </tr> </tbody> </table> <p>b) 既設防波堤の断面 表V-2.2の「50年確率波」により設定された防波堤断面を図V-2.4に示す。</p> <div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;">図V-2.4 既設防波堤の断面</p>	潮位	H.W.L + 1.50 m	有義波高： $H_{1/3}$ (m)	6.7	最大波高： H_{MAX} (m)	10.5	周期： $T_{1/3}$ (sec)	12.0	補正後波向： β (°)	10	ケーソン滑動安全率	1.21 > 1.2	ケーソン転倒安全率	1.44 > 1.2	支持力破壊安全率 (簡易ビショップ法)	OK > 1.0
潮位	H.W.L + 1.50 m																	
有義波高： $H_{1/3}$ (m)	6.7																	
最大波高： H_{MAX} (m)	10.5																	
周期： $T_{1/3}$ (sec)	12.0																	
補正後波向： β (°)	10																	
ケーソン滑動安全率	1.21 > 1.2																	
ケーソン転倒安全率	1.44 > 1.2																	
支持力破壊安全率 (簡易ビショップ法)	OK > 1.0																	

項目	現行	改訂								
		<p>4) 「設計津波」に対する耐津波設計</p> <p>a) 設計の基本方針</p> <p>「設計津波」に対する設計は、越流によって防波堤背後のマウンドや原地盤が洗掘しても、防波堤全体の安定性が確実に確保されるような補強断面を設定することを基本方針とした。</p> <p>具体的には、津波が越流し、洗掘が生じると仮定し、洗掘による支持力破壊に対する補強として、鋼管杭を用いた防波堤補強工法の適用を検討する。また、十分な防波堤の全体安定性を確保するための条件として、洗掘を考慮しても、鋼管杭の転倒に対する安全率が1.2を確保できる補強断面とする。また、鋼管杭の発生モーメントが降伏モーメント(M_y)以下となるように鋼管杭諸元を設定する。</p> <p>b) 「設計津波」の諸元</p> <p>本資料では、「設計津波」は数十年～百数十年に1回の頻度で発生する津波(以下、L1津波、という。)であるとする。「設計津波」の諸元を表V-2.3に示す。</p> <div style="text-align: center;"> <p>表V-2.3 「設計津波」の諸元</p> <table border="1" data-bbox="1798 884 2564 1056"> <tbody> <tr> <td>潮位(港内水位：η_r) (D.L.m)</td> <td>+1.50(H.W.L)</td> </tr> <tr> <td>津波水位(港外水位：η_f) (D.L.m)</td> <td>+6.00</td> </tr> <tr> <td>水位差(L1津波) (m)</td> <td>4.5</td> </tr> <tr> <td>越流水深：η (m)</td> <td>1.0</td> </tr> </tbody> </table> </div> <p>c) 補強前の防波堤断面の安定性照査</p> <p>本資料では、マウンドを含む防波堤背後の海底地盤の最大洗掘深の推定値として、</p> $D_{MAX} = 6\eta \quad (1)$ <p>を用いた。ただし、式(1)は定常越流時の港内側海底地盤(単一砂)の最大洗掘深さを示すもの³⁾であり、ケーソンが倒壊しない場合等に限られるため、あくまで参考値である。洗掘後の断面形状には、発生する形状とは全く異なるが、鋼管杭打設(予定)位置より港内側に一様な洗掘が生じた断面を仮定する(図V-2.5)。</p>	潮位(港内水位： η_r) (D.L.m)	+1.50(H.W.L)	津波水位(港外水位： η_f) (D.L.m)	+6.00	水位差(L1津波) (m)	4.5	越流水深： η (m)	1.0
潮位(港内水位： η_r) (D.L.m)	+1.50(H.W.L)									
津波水位(港外水位： η_f) (D.L.m)	+6.00									
水位差(L1津波) (m)	4.5									
越流水深： η (m)	1.0									

項目

現行

改訂



図V-2.5 防波堤の初期断面(L1 津波/越流時)

「設計津波」作用時における外力は、ガイドライン p.18【参考①】に従って算出する。「設計津波」作用時における洗掘深 D (m)が3~6mの間となる場合を想定し、無対策の(鋼管杭で補強する前の)防波堤断面の安定性を照査した結果を表V-2.4に示す。なお、計算に用いたケーソン重量および直下の地盤条件等は表V-2.5の通りである。

表V-2.4 「設計津波」作用時における補強前の防波堤断面の安定性照査結果

	$D = 3.0$ ($= 3\eta$)	$D = 4.0$ ($= 4\eta$)	$D = 5.0$ ($= 5\eta$)	$D = 6.0$ ($= D_{MAX}$)
ケーソン滑動安全率(≥ 1.2)	2.51	2.51	2.51	2.51
ケーソン転倒安全率(≥ 1.2)	6.83	6.83	6.83	6.83
支持力破壊安全率(≥ 1.0)	1.09	0.97	0.91	0.87

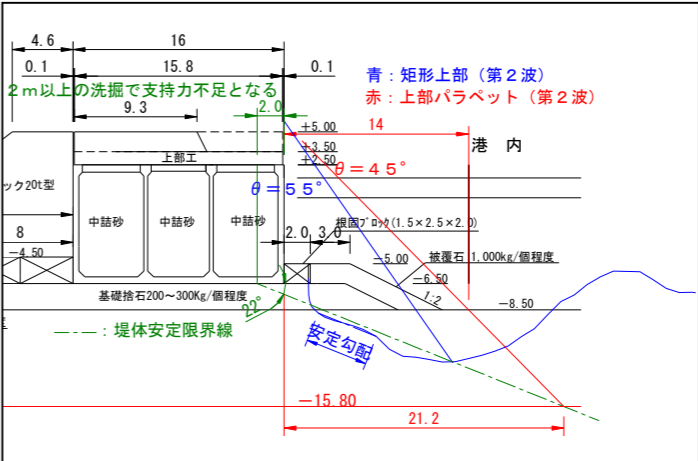
ここで、ケーソンとマウンドの接触面における摩擦係数は $\mu_m = 0.6$ とした。

表V-2.5 ケーソン直下の地盤条件等(円弧すべり検討時)

	γ' (kN/m ³)	φ (°)	N 値
ケーソン	22.0	-	-
海底地盤(砂質土)	8.0	40.0	5
基礎マウンド(捨石)	10.0	35.0	10
海水	10.0	-	-

ここで、 φ の値は技術基準²⁾に従い、偏心傾斜荷重が作用する場合において簡易ビショップ法を用いて円弧すべりを検討する際の標準値である。

表V-2.4によると、マウンドの支持力破壊安全率は $D = 4.0 \sim D_{MAX}$ の範囲で1.0を下回っているが、これは洗掘形状の与え方により相当程度の影響を受けると考えられる。そ

項目	現行	改訂
		<p>ここで、さらに当該断面の模型を用いた既往の水理実験結果⁴⁾を活用し、港内側海底地盤および基礎マウンドの安定性について確認を行った。</p> <p>本検討では、「設計津波」の最大洗掘深として$D_{MAX} = 6.0$を仮定しており、これは水理模型実験結果⁴⁾と同じ洗掘深であるが、津波水位(η_f)では本検討の「設計津波」の方が実験値⁴⁾よりも小さい。したがって本検討の「設計津波」の場合、水衝部(水塊打ち込み位置)は実験値⁴⁾よりもケーソン側に移動すると考えられる。このとき安定勾配(22°)を考えると堤体安定限界線(ケーソンの安定に対する境界線)がケーソンの下部に至る(ケーソン下方まで洗掘が及ぶ)ため、基礎地盤が支持力を失い直立部が滑落するような大きな被害となることが否定できない。</p> <p>以上より、越流による洗掘が生じて防波堤全体の安定性が損なわれないよう、鋼管杭式防波堤補強工法の適用を検討する。</p>  <p>図V-2.6 越流水塊の着水位置と直立部の安定性 (ガイドライン参考資料IV IV-19)</p> <p>d) 鋼管杭式防波堤補強工法の設計フローおよび設計諸元</p> <p>本検討における設計フローを図V-2.7および図V-2.8-①、②に示す。なお、本資料では、地震動による防波堤の変形や沈下量は無視できる程度としているが、変形や沈下に伴い鋼管杭部材に残留応力が発生する場合には、この影響を個別に検討する必要がある。また、「設計津波」から「最大クラスの津波」に至るまでの想定される破壊モードや弱点箇所の抽出・検討は、水理模型実験⁴⁾により既に確認済であるが、その他に浸透流による吸出しが生じないか等の検討は、状況に応じて行う必要がある。</p>

項目	現行	改訂
		<pre> graph TD A[設計条件(津波、波浪、地震動等)の設定] --> B[初期断面の設定(永続作用、波浪・レベル1地震動等変動作用)] B --> C[防波堤の沈下量の評価(「設計津波」に先行する地震動)] C --> D[「設計津波」に対する断面諸元の設定 ・基本断面 ・マウンドの天端高さ、形状等 ・マウンド被覆工、等] D --> E[防波堤位置における津波の作用の設定] E --> F{直立部の滑動、転倒の照査} F -- NG --> G[鋼管杭式防波堤補強工法①] F -- OK --> H{洗掘を考慮した基礎の支持力・安定性の評価} H -- NG --> G H -- OK --> I[防波堤位置における津波の作用の設定] I --> J[防波堤の沈下量の評価] J --> K[「設計津波」から「最大クラスの津波」に至るまでの 想定される破壊モードや弱点箇所の抽出・検討] K --> L[鋼管杭式防波堤補強工法②] L --> M{総合判断 (施設の重要度、費用対効果)} M -- NG --> L M -- OK --> N[終了] </pre>

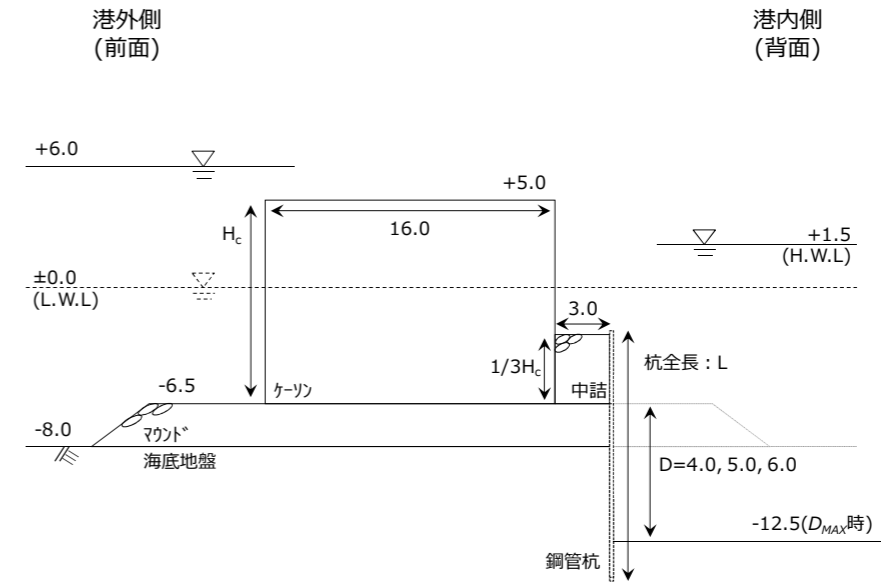
図V-2.7 補強断面(鋼管杭式防波堤補強工法)検討フロー

項目	現行	改訂
		<div data-bbox="1834 296 2549 810" data-label="Diagram"> <pre> graph TD A[鋼管杭の突出長, 杭間隔, 打設位置の決定 (ケーソンの転倒の照査)] --> B[鋼管杭の根入れ長の決定 (鋼管杭にかかる力のつりあい)] B --> C[鋼管杭式防波堤補強工法の断面諸元 (杭仕様)の設定, または再設定] C --> D{ケーソンの転倒, 鋼管杭の転倒, 応力度の照査} D -- NG --> A D -- OK --> E[終了] </pre> </div> <p data-bbox="1834 848 2549 877">図 V-2.8-① 鋼管杭諸元の検証手順(図 V-2.7 中①より)</p> <div data-bbox="1846 947 2564 1430" data-label="Diagram"> <pre> graph TD A[鋼管杭式防波堤補強工法の杭断面諸元の 設定(最初は設計津波で決定した諸元), または再設定] --> B{ケーソンの転倒照査} B -- NG --> A B -- OK --> C[洗掘深を変化させて 鋼管杭の転倒安全性の確認] C --> D[鋼管杭が転倒に至る洗掘深までのいくつかの深度で 鋼管杭の応力度の確認] D --> E[終了] </pre> </div> <p data-bbox="1834 1467 2549 1497">図 V-2.8-② 鋼管杭諸元の検証手順(図 V-2.7 中②より)</p> <p data-bbox="1715 1591 2748 1703">e) 鋼管杭式防波堤補強工法による防波堤補強後断面 表 V-2.3 の「設計津波」に対して鋼管杭式防波堤補強工法により防波堤を補強した場合の補強後断面を図 V-2.9 に示す。</p>

項目

現行

改訂



図V-2.9 防波堤の補強後断面(L1 津波/越流時)

ここで、鋼管杭とケーソンの離隔(中詰幅)は既往の気中載荷模型実験の結果⁴⁾を参考として3.0mとした。また、中詰高は水理模型実験の結果^{1),5),6)}からケーソン高 H_c の1/3倍とし、鋼管杭の突出長もこれと同等とした。杭芯間隔(杭中心同士の間隔)は、施工が可能であり、かつ中詰がこぼれ出さないような幅とした。なお、計算に用いたケーソン重量および直下の地盤条件等は表V-2.6の通りである。

表V-2.6 ケーソン直下の地盤条件

	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	N 値	港研方式(S型)地盤バネ定数 : k_s (kN/m ^{3.5})
ケーソン	22.0	-	-	-
海底地盤(砂質土)	8.0	30.0	5	1,500
基礎マウンド(捨石)	10.0	37.0	10	3,650
海水	10.0	-	-	-

ここで、 k_s の値は技術基準²⁾に従い、N値と k_s との関係から求めた凡その値である。

f) 鋼管杭式防波堤補強工法による防波堤補強後断面の安定性照査

本資料では、「設計津波」作用時の洗掘深として $D = 4.0, 5.0, 6.0$ mの3ケースを想定し、ケーソン転倒および鋼管杭転倒の安定性について照査を実施する。

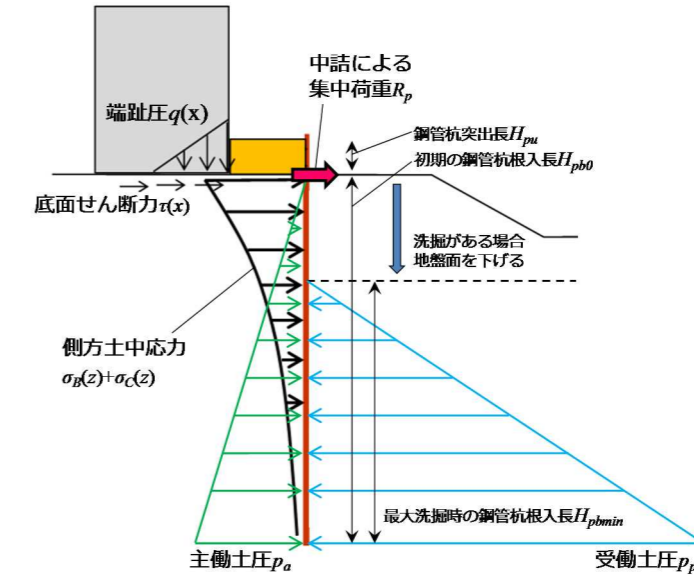
ケーソンの転倒に関する照査では、本検討では鋼管杭式防波堤補強工法による補強後断面と補強前断面(無対策)で照査結果が等しい結果となるため、記述を省略する。仮にここでケーソンの転倒安全率が不足した場合には、鋼管杭の突出長を増大することで、ケーソンの転倒に対する安定性を向上させることができる。ただし、この場合は、ケーソンの滑動安全率が1.0未満となりケーソン壁面反力(次頁 R_3)が生じていることが必要条件となる。

項目

現行

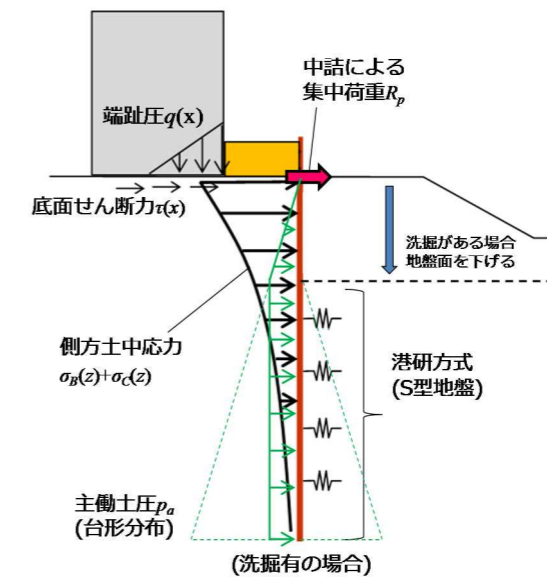
改訂

鋼管杭の転倒は、それぞれの洗掘深 D に対して、**図V-2.10**に示す荷重状態を考慮し⁶⁾、照査を行う。本検討では、鋼管杭下端を中心とした回転および鋼管杭前面の受働状態を仮定し、鋼管杭の転倒安全率(抵抗モーメントと転倒モーメントの比)が1.2以上となるように杭全長 L を決定する。ただし、鋼管杭の回転中心が鋼管杭の下端に無い場合についても、適宜検討を行う必要がある。



図V-2.10 鋼管杭転倒の照査に関するケーソン-鋼管杭間の荷重の考え方

続いて、それぞれの洗掘深 D ・杭全長 L の組み合わせに対して、**図V-2.11**に示す荷重の考え方⁷⁾から鋼管杭に発生する曲げ応力について照査を行う。梁-バネモデルによるフレーム計算を行い、鋼管杭に発生する最大曲げモーメントが降伏モーメント M_y 以下となるように必要な杭断面の剛性(杭径・板厚)を設計する。



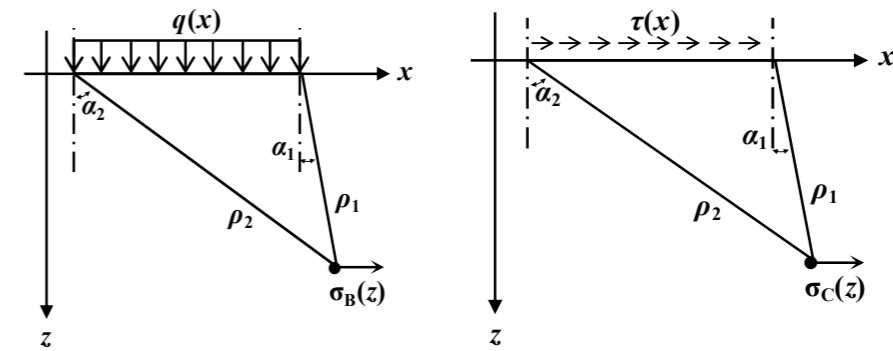
図V-2.11 鋼管杭に発生する曲げ応力の照査に関するケーソン-鋼管杭間の荷重の考え方

項目	現行	改訂
		<p>ここでは計算の簡易化を目的として、中詰を剛体として扱う。各部材間の作用力 $R_1 \sim R_7$ (kN) を図 V-2.12 に示す。$R_1 \sim R_7$ はケーソン・中詰の自重との力学的な釣り合い条件を満たすものとし、これを基にそれぞれ $R_1 \sim R_7$ がもつ荷重分布および図 V-2.11 に示した各荷重分布について、以下①～⑥の要領で計算する。</p>  <p style="text-align: center;">図 V-2.12 各部材間の作用力</p> <p>ここに、R_1:ケーソン底面摩擦力、R_2:ケーソン底面反力、R_3:ケーソン壁面反力、R_4:ケーソン壁面摩擦力(壁面摩擦角 $\delta = 15^\circ$)、R_5:中詰底面摩擦力($\mu_m = 0.6$)、R_6:中詰底面反力、R_7:鋼管杭頭部反力である。</p> <p>①ケーソン底面および中詰の摩擦力 $\tau(x)$ は、$F_e (= R_1, R_5)$ の大きさの等分布荷重とする。 ②ケーソン底面および中詰の鉛直支持力 $q(x)$ は、それぞれ端趾圧 p_e が最大値となる三角形分布(台形分布)荷重および等分布荷重とする。 ③ $\tau(x)$ に起因する鋼管杭への作用力分布 $\sigma_c(z)$ は、<i>Cerruti</i> の解(図 V-2.13)を適用し算出する。</p> $\sigma_c(z) = \frac{F_e}{2\pi} \left\{ (\cos 2\alpha_2 - \cos 2\alpha_1) - 4 \left(\ln \left \frac{\cos \alpha_2}{\cos \alpha_1} \right \right) \right\} \quad (2)$ <p>④ $q(x)$ に起因する鋼管杭への作用力分布 $\sigma_B(z)$ は、<i>Boussinesq</i> の解(図 V-2.13)を適用し算出する。</p> $\sigma_B(z) = \frac{p_e}{2\pi(a_3 - a_1)} \left[2a_3(\alpha_2 - \alpha_1) - a_3(\sin 2\alpha_2 - \sin 2\alpha_1) - (\cos 2\alpha_2 - \cos 2\alpha_1) + 4 \left(\ln \left \frac{\cos \alpha_2}{\cos \alpha_1} \right \right) \right] \quad (3)$ <p>⑤鋼管杭頭部に作用する荷重 R_p は、ケーソン底面の高さに R_7 の大きさの集中荷重とする。 ⑥鋼管杭の地盤反力は、鋼管杭自体の安定性(転倒)を照査する場合はクーロン土圧(受働・主働)、鋼管杭に発生する曲げ応力を照査する場合は港研方式(S型)地盤バネ定数を、作用させる。</p>

項目

現行

改訂



図V-2.13 Boussinesqの解とCerrutiの解の模式図⁵⁾

設定した各洗掘深度に対して計算により決定された鋼管杭仕様の一覧を表V-2.7に示す。なお、それぞれの洗掘深に至る過程における曲げモーメント分布とたわみ曲線によると、同じ外力(水位差)に対しては、洗掘深が深いほど鋼管杭の曲げモーメントが大きくなる。ただし、最大曲げモーメントの発生深度は外力や地盤条件によって変化するため、洗掘が進む途中過程における応力状態についても適宜検討する必要がある。

表V-2.7 「設計津波」作用時における防波堤補強断面の安定性照査結果と鋼管杭仕様の一覧

検討ケース	L1550-D400(L1)	L1750-D500(L1)	L1950-D600(L1)
-	設計津波による補強工諸元	設計津波による補強工諸元	設計津波による補強工諸元
港内外水位差 (m)	4.50		
越流水深 (m)	1.00		
洗掘深 (m)	4.00	5.00	6.00
鋼管杭全長 (m)	15.50	17.50	19.50
根入長(洗掘前) (m)	11.67	13.67	15.67
根入長(洗掘後) (m)	7.67	8.67	9.67
ケーソン滑動安全率(無対策) -	2.51		
ケーソン転倒安全率(無対策) -	6.83		
支持力破壊安全率(無対策) -	0.97	0.91	0.87
鋼管杭転倒安全率 -	1.22	1.23	1.32
壁延長 (m)	20	20	20
杭径 (mm)	800	800	800
板厚 (mm)	9	9	12
断面二次モーメント (cm ⁴ /本)	1.75.E+05	1.75.E+05	2.31.E+05
断面係数 (cm ³ /本)	4.37.E+03	4.37.E+03	5.77.E+03
断面積 (cm ² /本)	223.6	223.6	297.1
杭芯間隔 (m)	1.05	1.05	1.05
杭本数 (本/20m)	19.1	19.1	19.1
鋼材規格 -	SKK400	SKK400	SKK400
降伏モーメントM _y (kN/m/本)	1027	1027	1356
全塑性モーメントM _p (kN/m/本)	-	-	-
最大曲げモーメントM (kN/m/本)	571	797	982
判定(M<M _y or M<M _p) -	OK	OK	OK

項目	現行	改訂								
		<p>5) 「設計津波」を超える規模の津波に対する「粘り強い構造」の検討</p> <p>a) 検討の基本方針</p> <p>4) 項で「設計津波」に対して設計した補強後断面について、「設計津波」を超える規模の津波が継続的に作用する条件下での、防波堤の安定性の持続性について定量的な検討例を提示する。</p> <p>「設計津波」を超える規模の津波に対する防波堤補強後断面の各種安定性は、4) 項と同様にして検討する。ただし、「粘り強さ」の発揮目標が『「設計津波」を超える規模の津波に対しても防波堤の津波減災効果を可能な限り発揮できること』とされていることを考慮し、ケーソンの転倒安全率が1.0未満となった場合にケーソンが転倒、鋼管杭の転倒安全率が1.0未満となった場合に鋼管杭が転倒、鋼管杭の発生モーメントが全塑性モーメント(M_p)以上となった場合に鋼管杭自体が破壊すると判定する。なお、上記の照査を実施することを前提とし、ケーソンの滑動、マウンドの支持力破壊に関する照査は実施しない。</p> <p>b) 「設計津波」を超える規模の津波の諸元</p> <p>本資料では、「設計津波」を超える規模の津波は数百年～千年に1回の頻度で発生する津波(以下、L2津波)であるとする。「設計津波」を超える規模の津波の諸元を表V-2.8に示す。</p> <p style="text-align: center;">表V-2.8 「設計津波」を超える規模の津波の諸元</p> <table border="1" data-bbox="1863 1003 2504 1178"> <tbody> <tr> <td>潮位(港内水位：η_f) (D.L.m)</td> <td>+1.50(H.W.L)</td> </tr> <tr> <td>港外水位：η_r (m) (D.L.m)</td> <td>+8.50</td> </tr> <tr> <td>水位差(L2津波) (m)</td> <td>7.0</td> </tr> <tr> <td>越流水深：η (m)</td> <td>3.5</td> </tr> </tbody> </table> <p>c) 鋼管杭式防波堤補強工法による防波堤補強後断面の安定性</p> <p>検討対象として補強後断面を図V-2.14に示す。鋼管杭は、「設計津波」による洗掘深を4.0, 5.0, 6.0 mと設定して決定された仕様(表V-2.7)とする。なお、「設計津波」を超える規模の津波が到来する前には、地盤の洗掘は生じていない(補強後断面の状態が維持されている)状態である。</p>	潮位(港内水位： η_f) (D.L.m)	+1.50(H.W.L)	港外水位： η_r (m) (D.L.m)	+8.50	水位差(L2津波) (m)	7.0	越流水深： η (m)	3.5
潮位(港内水位： η_f) (D.L.m)	+1.50(H.W.L)									
港外水位： η_r (m) (D.L.m)	+8.50									
水位差(L2津波) (m)	7.0									
越流水深： η (m)	3.5									

項目	現行	改訂																																				
		<div data-bbox="1774 226 2576 756" data-label="Diagram"> </div> <p data-bbox="1869 766 2487 798">図V-2.14 防波堤の補強後断面(L2 津波/越流時)</p> <p data-bbox="1706 850 1869 882">d) 検討結果</p> <p data-bbox="1736 892 2760 955">越流(外力)条件を一定として、洗掘深を徐々に増加させた場合の鋼管杭の転倒安全率の推移を図V-2.15に示す。</p> <p data-bbox="1736 976 2760 1123">図V-2.15より、洗掘深が深くなるほど安全率が低下すること、また、鋼管杭を長くすれば相対的な安定性が向上することが分かる。このような検討を行うことで、「設計津波」を越える規模の津波により洗掘が進んだ時に、どの程度の状態になるまで防波堤の安定性が保たれるのかを容易に検討することができる。</p> <p data-bbox="1736 1144 2760 1291">なお、津波による洗掘深は、現状では簡単な推定式等が導出されていないが、概略検討段階では最大洗掘量D_{MAX}を参考に適当な値を設定すると良い。詳細な検討を行う際には、水理模型実験により津波高さや継続時間と洗掘量との関係を確認し、図V-2.15のような図と対比することで粘り強さの検証が可能となる。</p> <div data-bbox="1825 1323 2507 1900" data-label="Figure"> <table border="1"> <caption>Data points estimated from Figure V-2.15</caption> <thead> <tr> <th>洗掘深 [m]</th> <th>鋼管杭全長 15.5m (D=4.0m)</th> <th>鋼管杭全長 17.5m (D=5.0m)</th> <th>鋼管杭全長 19.5m (D=6.0m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>2.8</td><td>3.3</td><td>3.7</td></tr> <tr><td>1</td><td>1.9</td><td>2.2</td><td>2.7</td></tr> <tr><td>2</td><td>1.5</td><td>1.7</td><td>2.1</td></tr> <tr><td>3</td><td>1.2</td><td>1.4</td><td>1.7</td></tr> <tr><td>4</td><td>1.0</td><td>1.2</td><td>1.4</td></tr> <tr><td>5</td><td>0.9</td><td>1.1</td><td>1.3</td></tr> <tr><td>6</td><td>0.8</td><td>1.0</td><td>1.2</td></tr> <tr><td>8</td><td>0.7</td><td>0.9</td><td>1.1</td></tr> </tbody> </table> </div> <p data-bbox="1691 1921 2671 1953">図V-2.15 外力一定条件における洗掘深の増大に伴う鋼管杭の転倒安全率の推移</p>	洗掘深 [m]	鋼管杭全長 15.5m (D=4.0m)	鋼管杭全長 17.5m (D=5.0m)	鋼管杭全長 19.5m (D=6.0m)	0	2.8	3.3	3.7	1	1.9	2.2	2.7	2	1.5	1.7	2.1	3	1.2	1.4	1.7	4	1.0	1.2	1.4	5	0.9	1.1	1.3	6	0.8	1.0	1.2	8	0.7	0.9	1.1
洗掘深 [m]	鋼管杭全長 15.5m (D=4.0m)	鋼管杭全長 17.5m (D=5.0m)	鋼管杭全長 19.5m (D=6.0m)																																			
0	2.8	3.3	3.7																																			
1	1.9	2.2	2.7																																			
2	1.5	1.7	2.1																																			
3	1.2	1.4	1.7																																			
4	1.0	1.2	1.4																																			
5	0.9	1.1	1.3																																			
6	0.8	1.0	1.2																																			
8	0.7	0.9	1.1																																			

項目	現行	改訂
		<p>e) 終局状態における破壊形態の制御</p> <p>最後に、終局状態における破壊形態の制御について検討した結果を示す。本補強断面の破壊形態として、鋼管杭転倒による破壊モードと鋼管杭全塑性状態による破壊モードを想定している。鋼管杭転倒による破壊モードが先行する場合には、ケーソン・鋼管杭ともに大変形を生じるが、完全には倒壊しないため水位差が確保され、防波堤の防護機能が完全には失われない⁶⁾ことが分かっている。一方、鋼管杭全塑性状態による破壊モードが先行する場合には、この防護機能を発揮する前に防波堤が倒壊してしまう。このため、本補強工法では、鋼管杭全塑性状態による破壊モードが先行して発生しないようにすることが、粘り強い構造の検討において重要なポイントとなる。以下、本断面で、試行的に検討した結果を示す。</p> <p>洗掘深毎の安定性照査の諸元および結果一覧を表V-2.9-①~③に示す。表V-2.9には、「設計津波」による洗掘深が4.0,5.0,6.0 mと仮定して決定された防波堤補強後断面・鋼管杭諸元に対し、「設計津波」を超える津波により順次洗掘が進んだ状態の安定照査の結果を示している。</p> <p>表V-2.9に示した計算結果において、全塑性モーメントに対する最大曲げモーメントの余裕代に着目すると、鋼管杭転倒安全率が1.0付近で鋼管杭もほぼ同時に全塑性モーメントに達する可能性があることが分かる。このことから、本断面は「設計津波」を超える規模の津波に対して一定の補強効果を示しているものの、破壊の最終形態が鋼管杭の転倒、鋼管杭の全塑性化のどちらになるか明確でないといえる。これに対して、例えば鋼管杭の材料をSKK400材からSKK490材に切り替えることで、設計上は鋼管杭を全塑性化させることなく鋼管杭転倒モードを誘発する断面とし、予期せぬ破壊モードを未然に防ぐ設計とすることが可能である。</p>

項目

現行

改訂

表V-2.9-① 安定性照査結果(D = 4.0 m)

検討ケース	洗掘深 D=4.0m			
	L1550 -D000(L2)	L1550 -D100(L2)	L1550 -D200(L2)	L1550 -D400(L2)
-	粘り強さの検討			
港内外水位差 (m)	7.00			
越流水深 (m)	3.50			
洗掘深 (m)	0.00	1.00	2.00	4.00
鋼管杭全長 (m)	15.50			
根入長(洗掘前) (m)	11.67	11.67	11.67	11.67
根入長(洗掘後) (m)	11.67	10.67	9.67	7.67
ケーソン滑動安全率(無対策) -	1.60			
ケーソン転倒安全率(無対策) -	4.09			
支持力破壊安全率(無対策) -	-			
鋼管杭転倒安全率 -	2.84	1.91	1.51	1.00
壁延長 (m)	20			
杭径 (mm)	800			
板厚 (mm)	9			
断面二次モーメント (cm ⁴ /本)	1.75.E+05			
断面係数 (cm ³ /本)	4.37.E+03			
断面積 (cm ² /本)	223.6			
杭芯間隔 (m)	1.05			
杭本数 (本/20m)	19.1			
鋼材規格 -	SKK400			
降伏モーメントM _y (kN/m/本)	-	-	-	-
全塑性モーメントM _p (kN/m/本)	1322	1322	1322	1322
最大曲げモーメントM (kN/m/本)	80	283	446	967
判定(M<M _y or M<M _p) -	OK	OK	OK	OK

表V-2.9-② 安定性照査結果(D = 5.0 m)

検討ケース	洗掘深 D=5.0m			
	L1750 -D000(L2)	L1750 -D100(L2)	L1750 -D244(L2)	L1750 -D487(L2)
-	粘り強さの検討			
港内外水位差 (m)	7.00			
越流水深 (m)	3.50			
洗掘深 (m)	0.00	1.00	2.44	4.87
鋼管杭全長 (m)	17.50			
根入長(洗掘前) (m)	13.67	13.67	13.67	13.67
根入長(洗掘後) (m)	13.67	12.67	11.23	8.80
ケーソン滑動安全率(無対策) -	1.60			
ケーソン転倒安全率(無対策) -	4.09			
支持力破壊安全率(無対策) -	-			
鋼管杭転倒安全率 -	3.32	2.20	1.72	1.11
壁延長 (m)	20			
杭径 (mm)	800			
板厚 (mm)	9			
断面二次モーメント (cm ⁴ /本)	1.75.E+05			
断面係数 (cm ³ /本)	4.37.E+03			
断面積 (cm ² /本)	223.6			
杭芯間隔 (m)	1.05			
杭本数 (本/20m)	19.1			
鋼材規格 -	SKK400			
降伏モーメントM _y (kN/m/本)	-	-	-	-
全塑性モーメントM _p (kN/m/本)	1322	1322	1322	1322
最大曲げモーメントM (kN/m/本)	82	328	519	1183
判定(M<M _y or M<M _p) -	OK	OK	OK	OK

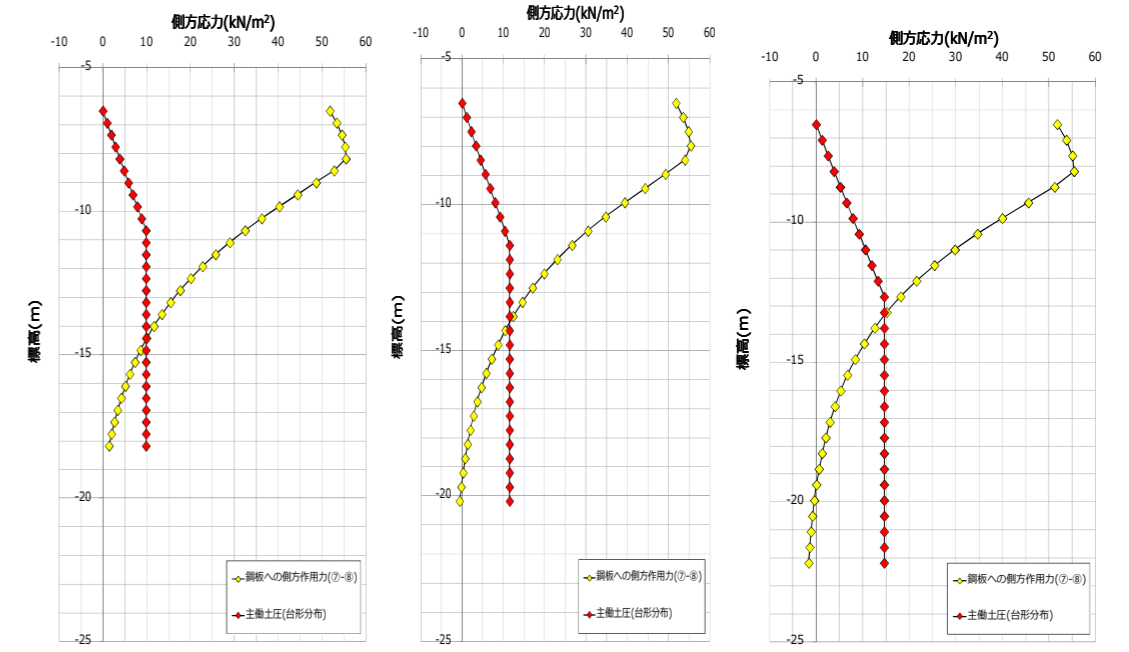
項目

現行

改訂

表V-2.9-③ 安定性照査結果(D=6.0m)

検討ケース	洗掘深 D=6.0m			
	L1950 -D000(L2)	L1950 -D100(L2)	L1950 -D300(L2)	L1950 -D600(L2)
-	粘り強さの検討			
港内外水位差 (m)	7.00			
越流水深 (m)	3.50			
洗掘深 (m)	0.00	1.00	3.00	6.00
鋼管杭全長 (m)	19.50			
根入長(洗掘前) (m)	15.67	15.67	15.67	15.67
根入長(洗掘後) (m)	15.67	14.67	12.67	9.67
ケーソン滑動安全率(無対策) -	1.60			
ケーソン転倒安全率(無対策) -	4.09			
支持力破壊安全率(無対策) -	-			
鋼管杭転倒安全率 -	3.64	2.74	1.77	1.11
壁延長 (m)	20			
杭径 (mm)	800			
板厚 (mm)	12			
断面二次モーメント (cm ⁴ /本)	2.31.E+05			
断面係数 (cm ³ /本)	5.77.E+03			
断面積 (cm ² /本)	297.1			
杭芯間隔 (m)	1.05			
杭本数 (本/20m)	19.1			
鋼材規格 -	SKK400			
降伏モーメントM _y (kN/m/本)	-	-	-	-
全塑性モーメントM _p (kN/m/本)	1752	1752	1752	1752
最大曲げモーメントM (kN/m/本)	87	266	761	1624
判定(M<M _y or M<M _p) -	OK	OK	OK	OK



L1550-D400(L2)

L1750-D487(L2)

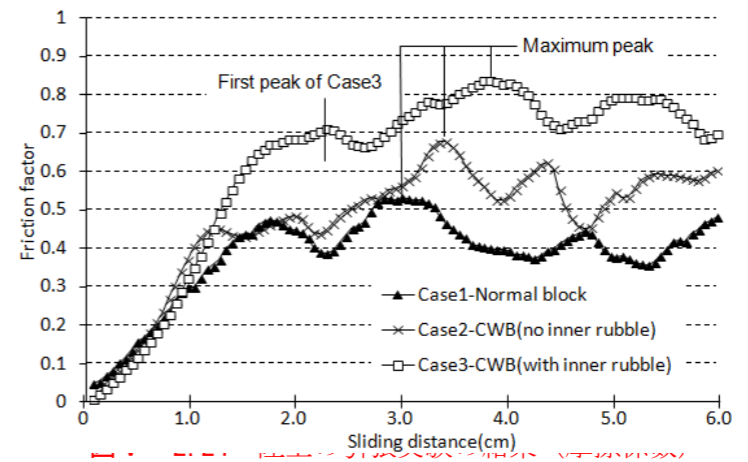

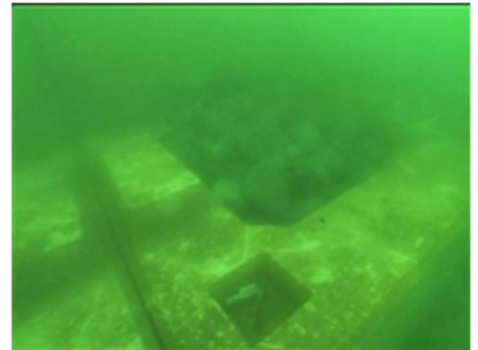
L1950-D600(L2)

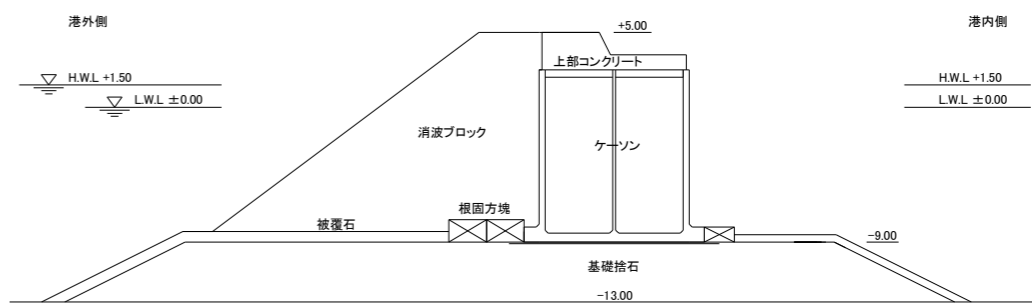
図V-2.16 港外側地盤からの鋼管杭への作用荷重分布(曲げ応力の照査時)

項目	現行	改訂
		<p>6) 参考文献</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 有川太郎, 及川森, 森安俊介, 岡田克寛, 田中隆太, 水谷崇亮, 菊池喜昭, 八尋明彦, 下迫健一郎: 鋼管杭による防波堤補強工法の津波越流時の安定性に関する研究, 港湾空港技術研究所資料, No.1298, 2015. 2. 港湾の施設の技術上の基準・同解説検討委員会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, (社)日本港湾協会, 2007. 3. 有川太郎, 池田剛, 窪田幸一郎: 越流による直立型堤防背後の洗掘量に関する研究, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.70, No.2, 2014. 4. 及川森, 菊池喜昭, 川邊翔平, 水野竜太, 森安俊介, 田中隆太, 妙中真治: 鋼壁を用いた防波堤補強工法に関する気中載荷実験, 地盤工学会, 地盤工学会特別シンポジウム, 2014. 5. 有川太郎, 及川森, 森安俊介, 岡田克寛, 田中隆太, 原田典佳, 水谷崇亮, 菊池喜昭, 八尋明彦, 下迫健一郎: 鋼杭による防波堤補強工法の津波越流時における破壊モードの考え方と一考察, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.62, 2015. (印刷中) 6. 有川太郎, 及川森, 森安俊介, 岡田克寛, 水谷崇亮, 菊池喜昭, 八尋明彦, 下迫健一郎: 鋼杭による防波堤補強工法の津波越流時における安定性に関する研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.71, No.2, 2015. 7. 森安俊介, 菊池喜昭, 田中隆太, 妙中真治: 鋼杭による防波堤補強工法の抵抗機構に関する数値解析, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.71, No.2, 2015. <p>その他</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 独立行政法人港湾空港技術研究所, 東京理科大学, 新日鐵住金株式会社, 一般財団法人沿岸技術研究センター: 鋼管杭を用いた防波堤の粘り強い構造の検討-耐津波設計に関する報告書-(2015年3月) ・ S. Moriyasu, Y. Kikuchi, S. Kawabe, R. Tanaka, S. Oikawa: Reinforcement Mechanism of a Gravity-type Breakwater with Steel Walls, International Association for Bridge and Structural Engineers in Nara, May, 2015. ・ 勝呂基弘, 菊池喜昭, 兵頭太一, 喜古真次, 長澤宗一郎, 森安俊介, 及川森: 鋼杭による防波堤補強工法に関する模型気中載荷実験, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol.71, No.2, 2015. ・ S. Oikawa, T. Arikawa, Y. Kikuchi, A. Yahiro, K. Shimosako: Stability of the Breakwater with Steel Pipe Piles under Tsunami Overflow, Coastal Structures, 2015. ・ Y. Kikuchi, S. Kawabe, S. Taenaka, S. Moriyasu: Horizontal Loading Experiments on Reinforced Gravity Type Breakwater with Steel Walls, 国際地盤工学会第15回アジア地域会議, 2015.

項目	現行	改訂
		<p>2. 2. 2 サブプレオフレイム (1) サブプレオフレイムの概要 (対策④：背後を抑える)</p> <p>サブプレオフレイムは四辺を無筋コンクリートの壁で囲んだ構造物で、中央の孔部に石を詰め（中詰石）、四辺を拘束された中詰石とマウンドの石とのかみ合いによって、1個から滑動に対して所定の水平抵抗力を発揮する工法である（図-1）。</p> <p>サブプレオフレイムは、コンクリート製のブロックフレームの自重によって得られる摩擦抵抗力と、中詰石とブロックを設置した下層にある石（基礎マウンド）とのかみ合わせにより得られるせん断抵抗力の2つの抵抗力によって、大きな滑動抵抗力を発揮することが可能である。</p> <p>サブプレオフレイムは腹付工の一種と考えられ、利用する際は、これを防波堤港内側に設置し、直立防波堤の滑動に対する安定性を向上させ、津波（あるいは偶発波浪）に対して粘り強い構造とする（図V-2.17）。</p> <p>従来の石の腹付けによる補強工法と比較すると、サブプレオフレイムは、小さな断面で必要な抵抗力を発揮できる場合が多く、航路や泊地に影響を及ぼす可能性が少ない。また、標準的なコンクリート方塊の腹付けによる補強工法の場合は、最上段の方塊による抵抗力を無視する必要があるが、サブプレオフレイムは、1基の場合でも設計で想定した抵抗力を発揮することが実験で確かめられており、最上段の抵抗力も考慮することが可能である。</p> <p>さらに、フレーム中央の孔部により揚圧力の影響を受けにくく、中詰石は四辺をコンクリートの壁に拘束されているため、流れに対しても高い安定性を有しており、通常は中詰石部分に被覆ブロック等を設置する必要が無い。</p> <div data-bbox="1617 955 1765 1039" style="text-align: center;"> <p>概要・概念 図</p> </div> <div data-bbox="1899 1134 2582 1648" style="text-align: center;"> <p>図V-2.17 サブプレオフレイムの構造</p> </div>

項目	現行	改訂
		<div data-bbox="2012 226 2555 569" data-label="Diagram"> </div> <p data-bbox="2110 569 2457 596">図V-2.18 設置イメージ</p> <div data-bbox="1644 848 1733 875" data-label="Text"> <p>施工</p> </div> <div data-bbox="1783 617 2754 747" data-label="Text"> <p>一般的な根固ブロック、被覆ブロックによる場合と同様の施工手順となる。サブプレオフレームの設置面は、被覆ブロックと同程度の均しとする。製作に際しては、内型枠、外型枠にわずかにテーパーをつけており、すべて分解することなく簡易に取外しが可能。中詰石の投入も小型グラブで簡単に投入できる。</p> </div> <div data-bbox="1837 787 2234 1083" data-label="Image"> </div> <div data-bbox="2347 787 2742 1083" data-label="Image"> </div> <div data-bbox="1783 1087 2754 1115" data-label="Caption"> <p>図V-2.19 サブプレオフレームの設置状況 図V-2.20 中詰石の投入状況</p> </div> <div data-bbox="1644 1289 1733 1352" data-label="Text"> <p>周辺環境への影響</p> </div> <div data-bbox="1837 1121 2614 1148" data-label="Text"> <p>枠体と中詰石が生物（海藻や水産有用生物）の生息空間を提供する。</p> </div> <div data-bbox="1828 1192 2223 1488" data-label="Image"> </div> <div data-bbox="2323 1192 2718 1488" data-label="Image"> </div> <div data-bbox="1863 1493 2754 1520" data-label="Caption"> <p>図V-2.21 分布する海藻 図V-2.22 隅角部で成熟したワカメ</p> </div> <div data-bbox="1644 1724 1733 1751" data-label="Text"> <p>その他</p> </div> <div data-bbox="1783 1528 2754 1659" data-label="Text"> <p>サブプレオフレームと基礎マウンド間の摩擦係数は、陸上の引張実験、縮尺1/40の水理模型実験により、0.75とすることができる。また、サブプレオフレームの滑動抵抗力は、コンクリートフレームと中詰石の水中重量に摩擦係数0.75を乗じることにより得られる。</p> </div> <div data-bbox="1982 1663 2555 1940" data-label="Image"> </div>

項目	現行	改訂
		<p style="text-align: center;">改訂</p> <p style="text-align: center;">図V-2.23 津波越流の水利模型実験</p>  <p>特許 <input checked="" type="checkbox"/>有 (特許第 5319642 号) 平成 25 年 7 月 19 日取得 (京都大学との共同特許)</p> <p>NETIS 登録 登録番号 THK-120001-A</p> <p>検証データ等</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>図V-2.25 八戸港の設置箇所</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>図V-2.26 水中の設置状況</p> </div> </div> <p>(2) サブプレオフレームの試設計事例</p> <p>1) 本試設計事例の位置づけ</p> <p>本事例は、本事例作成時までの知見に基づき、既存防波堤に対して「サブプレオフレーム」を適用した場合における試設計の一例として、津波が防波堤を越流して津波波力が作用する場合の防波堤全体の安定性について検討するものである。</p> <p>なお、本試設計例は、特定の条件の下で検討された結果である。したがって、個別の防波堤の耐津波設計や「粘り強い構造」の検討に際しては、本事例を参考としつつ、設計時点での最新の知見に基づき適切な検討を行う必要があることに留意されたい。</p> <p>2) 概要</p> <p>本事例では、既設の防波堤（ケーソン式混成堤）に対して、津波への対策を付加的に行う場合を想定し、一つの事例として、津波が防波堤を越流して津波波力が作用する条件での試設計を実施する。</p>

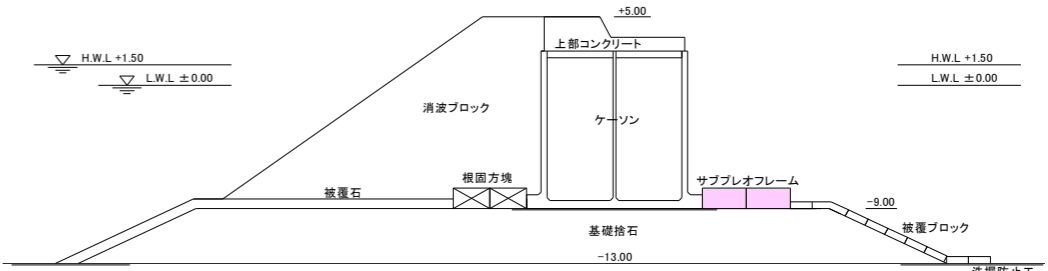
項目	現行	改訂										
		<p>試設計の方針としては、既設の防波堤断面に「設計津波」を超える規模の津波が作用する場合に対し、津波波力作用時における防波堤全体の安定性の持続性（「粘り強さ」）について検討する。</p> <p>3) 既設防波堤の設計条件および断面諸元</p> <p>以下のような断面形状のモデル防波堤で、設計波浪（変動波浪）及びレベルー地震動である変動状態に対して、堤体の滑動、転倒及び基礎地盤の支持力不足による破壊の生じる危険性が限界値以上になっているものとする。</p> <p>【条件】</p> <p>① 現地水深：-13m ② ケーソンの設置水深：-9.0m ③ ケーソンの天端高さ：+5.0m</p>  <p style="text-align: center;">図 V-2.27 防波堤の断面諸元</p> <p>4) 「設計津波」を超える規模の津波に対する「粘り強い構造」の検討</p> <p>この断面に対し、最大クラスの津波が来襲した際にも、サブプレオフレームの設置によって防波堤に求められる機能が可能な限り維持され、防波堤の全体安定性を損なわない「粘り強い構造」となるようにサブプレオフレームを設計する。</p> <p>a) 「設計津波」を超える規模の津波の諸元</p> <p>この事例で検討する最大クラスの津波は以下の2ケースとする。</p> <table border="0" style="margin-left: 40px;"> <tr> <td>ケース 1</td> <td>港外側水位</td> <td>7.0m(DL)</td> <td>港内側水位</td> <td>0.5m(DL)</td> </tr> <tr> <td>ケース 2</td> <td>港外側水位</td> <td>5.5m(DL)</td> <td>港内側水位</td> <td>-3.0m(DL)</td> </tr> </table> <p style="text-align: right; margin-right: 40px;">(第2波以降の最も厳しい条件)</p> <p>なお、「粘り強い構造物」として最大クラスの津波に対する滑動の安全率は1.0を確保することを目標とする。</p> <p>5) サブプレオフレームの設計</p> <p>津波力に対する直立部の滑動に対する安定性については、ガイドライン p.18【参考①】の直立部の滑動に対する安定性照査式により行う。式中記号γはその添字に関する部分係数であり、添字k及びdはそれぞれ特性値及び設計用値を示す。</p>	ケース 1	港外側水位	7.0m(DL)	港内側水位	0.5m(DL)	ケース 2	港外側水位	5.5m(DL)	港内側水位	-3.0m(DL)
ケース 1	港外側水位	7.0m(DL)	港内側水位	0.5m(DL)								
ケース 2	港外側水位	5.5m(DL)	港内側水位	-3.0m(DL)								

項目	現行	改訂
		<p>① 滑動</p> $f_d(W_d - P_{B_d} - P_{U_d}) + P_{R_d} \geq \gamma_a P_{H_d} \dots\dots\dots (1)$ <p>ここに、</p> <p>f : 壁体底面と基礎との摩擦係数 W : 堤体の重量 (kN/m) P_B : 浮力 (kN/m) P_U : 津波の揚圧力 (kN/m) P_H : 津波の水平波力 (kN/m) γ_a : 構造解析係数 P_R : 補強した割石あるいは方塊の滑動抵抗力 (kN/m)</p> $X_d = X_k \cdot \gamma_X \dots\dots\dots (2)$ <p>式(1)の設計用値は、式(2)に示すように、パラメータ X の特性値に部分係数を乗じることにより求めることが出来る。部分係数は、構造解析係数を除き全て 1.00 を用いても良い。構造解析係数は、防波堤に要求される性能に応じた適切な値を設定する。</p> <p>a) ケーソン重量 W_k の計算 ③) に示したモデル防波堤の断面形状に基づき、1m あたりケーソン重量 W_k は 2819.11 kN/m とする。</p> <p>b) 津波外力 P_H の計算 津波が防波堤を越流するので、ケース 1 及びケース 2 のいずれにおいても、静水圧差による算定式を用いる。</p> <p>①ケース 1</p> $P_1 = \alpha_f \rho_0 g (\eta_f + h')$ $P_2 = \frac{\eta_f - h_c}{\eta_f + h'} P_1$ $P_3 = \alpha_r \rho_0 g (\eta_r + h')$ <p>P_1 : 直立壁前面の底面における波圧強度 (kN/m²) P_2 : 直立壁前面の天端面における波圧強度 (kN/m²) P_3 : 直立壁背面の底面における波圧強度 (kN/m²) α_f : 直立壁前面の静水圧補正係数 (1.05) $\rho_0 g$: 海水の単位体積重量 (10.1kN/m³) η_f : 直立壁前面の静水面からの津波高さ (5.5m) h' : 直立壁の底面の水深 HWL 時 (10.5m) LWL 時 (9.0m) h_c : 静水面から直立壁天端面までの高さ HWL 時 (3.5m) LWL 時 (5.0m)</p>

項目	現行	改訂
		<p> α_r : 直立壁背面の静水圧補正係数 (0.9) η_r : 直立壁背面の静水面からの津波高さ (-1.0m) </p> <p> $P_1 = 1.05 \times 10.1 \times (5.5 + 10.5) = 169.68 \text{ kN/m}^2 \text{ (HWL)}$ ※LWL時と同じ $P_2 = (5.5 - 3.5) / (5.5 + 10.5) \times 169.68 = 21.21 \text{ kN/m}^2 \text{ (HWL)}$ $P_3 = 0.9 \times 10.1 \times (-1.0 + 10.5) = 86.36 \text{ kN/m}^2 \text{ (HWL)}$ </p> <p> $P_{H1} = (P_1 + P_2) / 2 \times (h' + h_c) - P_3 \times (h' + \eta_r) / 2$ $= (169.68 + 21.21) / 2 \times (10.5 + 3.5) - 86.36 \times (10.5 - 1.0) / 2$ $= 926.02 \text{ kN/m}$ </p> <p> ②ケース2 </p> <p> α_f : 直立壁前面の静水圧補正係数 (1.05) $\rho_0 g$: 海水の単位体積重量 (10.1kN/m³) η_f : 直立壁前面の静水面からの津波高さ (4.0m) h' : 直立壁の底面の水深 HWL時 (10.5m) LWL時 (9.0m) h_c : 静水面から直立壁天端面までの高さ HWL時 (3.5m) LWL時 (5.0m) </p> <p> α_r : 直立壁背面の静水圧補正係数 (0.9) η_r : 直立壁背面の静水面からの津波高さ (-3.0m) </p> <p> $P_1 = 1.05 \times 10.1 \times (4.0 + 10.5) = 153.77 \text{ kN/m}^2 \text{ (HWL)}$ ※LWL時と同じ $P_2 = (4.0 - 3.5) / (4.0 + 10.5) \times 153.77 = 5.30 \text{ kN/m}^2 \text{ (HWL)}$ $P_3 = 0.9 \times 10.1 \times (-4.5 + 10.5) = 54.54 \text{ kN/m}^2 \text{ (HWL)}$ </p> <p> $P_{H2} = (P_1 + P_2) / 2 \times (h' + h_c) - P_3 \times (h' + \eta_r) / 2$ $= (153.77 + 5.30) / 2 \times (10.5 + 3.5) - 54.54 \times (10.5 - 4.5) / 2$ $= 949.87 \text{ kN/m}$ </p> <p> $P_H = \max(P_{H1}, P_{H2})$ $= \max(926.02 \text{ kN/m}, 949.87 \text{ kN/m})$ $= 949.87 \text{ kN/m}$ </p> <p> c) ケーソンの浮力 P_B ケーソンの浮力 P_Bは、mあたりのケーソン体積 V に海水の単位体積重量 $\rho_0 g$ を乗じて求める。 $P_B = 132.90 \times 10.1 = 1342.29 \text{ kN/m}$ </p>

項目	現 行	改 訂																																			
		<p>d) ケーソン本体の滑動抵抗力 P_K</p> $P_K = (W_k \cdot P_B) \times f \quad : f \text{はケーソンと基礎マウンドとの摩擦係数}(0.6)$ $= (2819.11 \cdot 1342.29) \times 0.6$ $= \underline{886.09 \text{ kN/m}}$ <p>e) 不足する滑動抵抗力 R_F</p> $R_F = P_H \cdot P_K$ $= 949.87 \cdot 886.09$ $= 63.78 \text{ kN/m}$ <p>f) サブプレオフレームの所要個数 n</p> <p>サブプレオフレームが分担する滑動抵抗力を算定後、防波堤直立部の大きさと設置状況、基礎マウンドの形状・基礎捨石のサイズ、施工性等を考慮して、サブプレオフレームの規格、配置を決定する。</p> <p>①サブプレオフレームの規格と配置を決定する際に考慮すべき事項は、以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・サブプレオフレームが分担する滑動抵抗力（この値が大きいと使用個数が増える） ・防波堤直立部の大きさとのバランス ・基礎マウンドの形状 <ul style="list-style-type: none"> 港内側基礎マウンドの天端幅内に設置可能か否か サブプレオフレームの設置に耐える形状か否か ・中詰石のサイズ（サブプレオフレームの孔部に十分充填が可能で越流水塊に対して安定であることが必要） ・施工性（施工機械の制約など） <p>②サブプレオフレームの規格は下表のとおりであるが、20t型を原則とする。</p> <p>サブプレオフレームが分担する滑動抵抗力が小さい場合や基礎マウンドの港内側天端幅が短い場合等に12t型の設置を検討する。両規格とも相似形であり、摩擦係数等の基本性能に差はない。いずれの規格も無筋コンクリートである。</p> <p>③サブプレオフレームの配置方法</p> <p>サブプレオフレームの配置は、以下の形状を基本に設定する。なお、最大積上げ数は3段とする。</p> <p style="text-align: center;">表V-2.10 サブプレオフレームの規格</p> <table border="1" data-bbox="1673 1696 2674 1827"> <thead> <tr> <th rowspan="2">規格</th> <th rowspan="2">実質量 (t)</th> <th rowspan="2">コンクリート体積 (m³)</th> <th rowspan="2">型枠面積 (m²)</th> <th rowspan="2">孔部体積 (m³)</th> <th colspan="5">基本寸法 (mm)</th> </tr> <tr> <th>L</th> <th>B</th> <th>H</th> <th>D</th> <th>E</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>12t</td> <td>11.27</td> <td>4.904</td> <td>24.01</td> <td>2.773</td> <td>2500</td> <td>2500</td> <td>1250</td> <td>500</td> <td>1500</td> </tr> <tr> <td>20t</td> <td>19.48</td> <td>8.471</td> <td>34.62</td> <td>4.793</td> <td>3000</td> <td>3000</td> <td>1500</td> <td>600</td> <td>1800</td> </tr> </tbody> </table>	規格	実質量 (t)	コンクリート体積 (m ³)	型枠面積 (m ²)	孔部体積 (m ³)	基本寸法 (mm)					L	B	H	D	E	12t	11.27	4.904	24.01	2.773	2500	2500	1250	500	1500	20t	19.48	8.471	34.62	4.793	3000	3000	1500	600	1800
規格	実質量 (t)	コンクリート体積 (m ³)						型枠面積 (m ²)	孔部体積 (m ³)	基本寸法 (mm)																											
			L	B	H	D	E																														
12t	11.27	4.904	24.01	2.773	2500	2500	1250	500	1500																												
20t	19.48	8.471	34.62	4.793	3000	3000	1500	600	1800																												

項目	現行	改訂
		<div data-bbox="1780 283 2715 556" style="text-align: center;"> </div> <p data-bbox="1780 556 2715 598">図 V-2.28 サブプレオフレームの配置例（左側に防波堤直立部がある場合）</p> <p data-bbox="1751 640 2760 1008"> ④サブプレオフレームと基礎マウンドの間の摩擦係数 サブプレオフレームの摩擦係数は、京都大学防災研究所で実施した陸上の引張実験に基づいて設定した。サブプレオフレームの摩擦係数は 0.7～0.8（最大値 0.83）で推移しており、設計に用いるサブプレオフレームの摩擦係数としては、実験結果が平均値 0.75、分散 0.05 の正規分布に従っていることを確認した上で、平均値 0.75 を採用した。 また、上記で設定した摩擦係数の妥当性を検証するため、京都大学防災研究所の平面水槽において縮尺 1/40 の模型を用いて水理模型実験を行い、設定した摩擦係数が安全側の値であることを確認している。 </p> <p data-bbox="1751 1050 2760 1753"> ⑤サブプレオフレームの滑動抵抗力 20t 型サブプレオフレームの滑動抵抗力 R の算定 $R = W_{SPF} \times \mu$ $W_{SPF} = W_1' + W_2'$ ここに、R : 滑動抵抗力 (kN/m) W_{SPF} : 中詰石を含むサブプレオフレームの水中重量 (kN) μ : 設計摩擦係数 (0.75) W_1' : コンクリートフレームの水中重量 (kN) W_1 : コンクリートフレームの空中重量 (kN) $W_1' = W_1 \times (\rho_c - \rho_w) / \rho_c$ W_2' : 中詰石の水中重量 (kN) W_2 : 中詰石の空中重量 (kN) $W_2' = W_2 \times (\rho_r - \rho_w) / \rho_r$ ρ_w : 海水の密度 (t/m³) ρ_c : コンクリートの密度 (t/m³) ρ_r : 中詰石の密度 (t/m³) g : 重力加速度 (m/s²) </p> <p data-bbox="1780 1795 2760 1921"> 20t 型 1 個の滑動抵抗力 $R_{20t 型}$ 計算条件 $\rho_w = 1.03$ (t/m³)、$\rho_c = 2.3$ (t/m³)、$\rho_r = 2.65$ (t/m³) $g = 9.8$ (t/m³) </p>

項目	現行	改訂
		<p> $W_{SPF} = 19.48 \times (2.3 - 1.03) / 2.3 \times 9.8 + 6.35 \times (2.65 - 1.03) / 2.65 \times 9.8$ $= 105.4 + 38.04 = 143.44$ $R_{20t \text{ 型}} = 143.44 \times 0.75 = 107.5 \text{ (kN)}$ 断面 1mあたりの滑動抵抗力 $R_{20t \text{ 型}} / \text{製品幅 } B = 107.5 / 3 = \underline{35.8 \text{ (kN/m)}}$ ※中詰石の空隙率は 50%として計算した。 </p> <p> ⑥サブプレオフレームの所要個数の算定 20 t 型 1 個の滑動抵抗力 $R_{20t \text{ 型}} = 35.8 \text{ kN/m}$ $n > R_F / R_{20t \text{ 型}}$ $n > 63.78 / 35.8 \approx 1.78$ $n = 2$ 以上より、サブプレオフレームを 2 個配置する。 </p>  <p style="text-align: center;"> 図 V-2.29 防波堤のサブプレオフレームの配置例 </p> <p> 6) 参考文献 1. 日建工学株式会社, 京都大学防災研究所: サブプレオフレームの耐津波設計マニュアル (第 1 版). 2. 間瀬 肇, 平石哲也, 川田達也, 行本卓生, 徳永誠之, 松下紘資: 偶発波浪荷重対策としてのカウンターウェイトブロックの開発, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.67, No.2, pp.I_696-I_700, 2011. 3. T. Hiraishi, H. Mase, T. Kawata, T. Yukimoto, S. Tokunaga, H. Matsushita: Experimental Study on Counter-weight Blocks for Breakwater Stability, Proceedings of the 21th International Ocean and Polar Engineering Conference, ISOPE-2011, Volume 3, pp.1146-1151, 2011. 4. 松下紘資, 平石哲也, 川田達也, 間瀬 肇: 偶発波浪に対するカウンターウェイトブロックの適用に関する実験的研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.69, No.2, pp.I_215-I_220, 2013. 5. 松下紘資, 平石哲也, 間瀬 肇, 岸本 治: 偶発作用に対するカウンターウェイトブロックの性能評価に関する実験的研究, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.70, 2014. 6. H. Matsushita: Breakwater Reinforcement Method against Large Tsunami, PIANC De Paeppe-Willems Award 2013, PIANC Yearbook 2013, pp.111-130, 2013. </p>

項目

現行

改訂

2. 2. 3 防波堤の粘り強い構造の参考となる技術

本技術は、水理模型実験等で破壊に至る過程までの定量的な検証がなされていない等の課題があるものの、防波堤の粘り強い構造の参考となる要素技術を、現時点でとりまとめた結果である。今後の水理模型実験や調査研究等の成果により、破壊に至る過程までの定量的な検証が確認される可能性もあるため、今後の技術開発動向について注視していく必要がある。参考となる技術の基本的な考え方を以下に示しているが、この他にも防波堤の粘り強い構造に参考となり得る技術があることに留意する必要がある。

(1) 防波堤本体に関する技術

本技術は、防波堤本体であるケーソンの構造変更などの工夫により、津波波力や地盤の浸透流対策として、粘り強い構造の参考となる技術である。基本的な考え方を以下に示す。

1) 台形ケーソン上部斜面堤 (対策③：構造の変更)

津波が防波堤を越流する際に、台形ケーソン及び上部工の斜面部に作用する津波波力にて鉛直力を増加させ、滑動、転倒に対する安定性を向上させ、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。

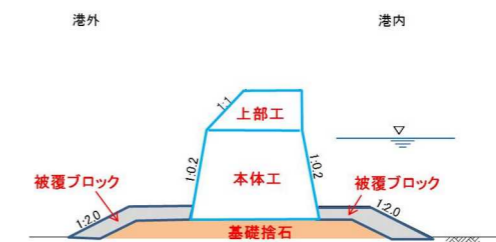


図 V-2.30 台形ケーソン上部斜面堤概念図

2) 根入れ式鋼板セル防波堤 (対策③：構造の変更)

根入れ式鋼板セルの根入れ効果により、滑動、転倒に対する安定性を向上させるとともに、浸透流発生の防止、越流洗掘に対して全壊するのを遅らせることができ、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。

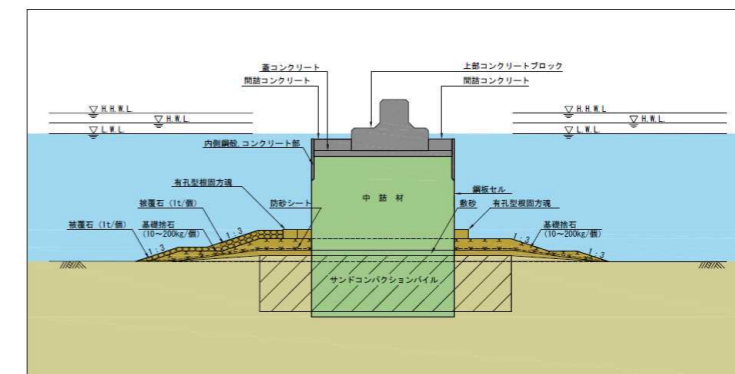
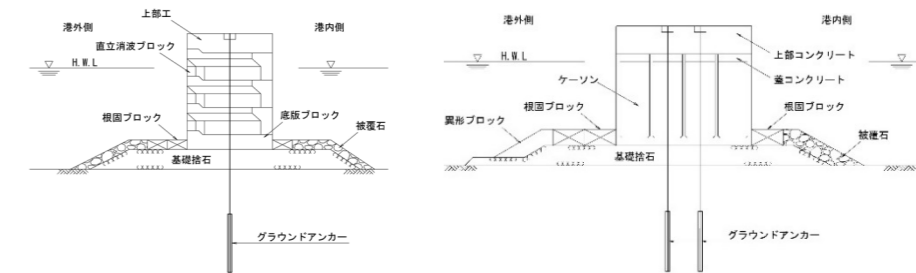


図 V-2.31 根入れ式鋼板セル防波堤概念図

項目	現行	改訂
----	----	----

3) 防波堤補強アンカー工法 (対策③: 構造の変更)

ナット定着方式のグラウンドアンカー工法を防波堤本体に施し、その緊張力により、滑動、転倒、基礎の支持力の安定性を向上させ、変形は許容するが、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。



図V-2.32 防波堤補強アンカー工法概念図

(2) 防波堤背後の腹付工に関する技術

本技術は、防波堤背後の腹付工などの工夫により、津波波力、津波の越流洗掘や地盤の浸透流対策として、粘り強い構造の参考となる技術である。基本的な考え方を以下に示す。

1) 高耐久性築堤マットによる腹付工の被覆 (対策⑤: マウンド等を被覆する)

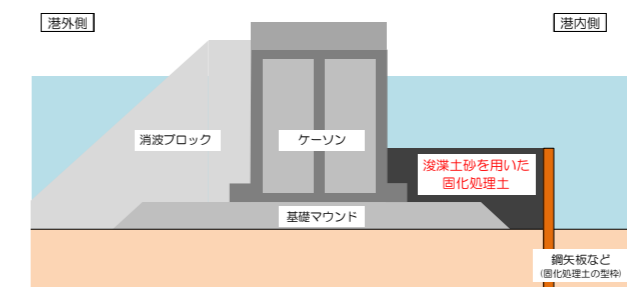
防波堤の港内側の腹付工に、かごマットを施すことにより、腹付工の越流洗掘を抑制し、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。



図V-2.33 高耐久性築堤マットによる腹付工概念図

2) 浚渫土砂を用いた固化処理土による腹付工 (対策④: 背後を抑える)

浚渫土砂を用いた固化処理土 (カルシア改質剤またはセメント混合) による腹付工を施すことにより、固化処理土の受動抵抗によって抵抗力を増加させ、滑動、転倒に対する安定性を向上させるとともに、越流洗掘に対して破壊するのを遅らせることができ、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。



図V-2.34 浚渫土砂を用いた固化処理土による腹付工概念図

項目	現行	改訂
		<p>(3) 防波堤上部工に関する技術</p> <p>本技術は、防波堤上部工の形状を変更するなどの工夫により、津波の越流対策として、粘り強い構造の参考となる技術である。基本的な考え方を以下に示す。</p> <p>1) 台形ケーソン上部斜面堤【再掲】(対策⑥：越流水の制御)</p> <p>防波堤の上部工の斜面天端高の設定 ($H/3 \times 1.0$) することで、越流する津波の水深低減や越流継続時間を短くすることより、マウンドの越流洗掘を抑制し、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。</p> <div data-bbox="1774 617 2742 863" data-label="Image"> </div> <p>図 V-2.35 台形ケーソン上部斜面堤概念図</p> <p>2) 防波堤用津波減衰柵 (対策⑥：越流水の制御)</p> <p>透過性構造の防波板を面材とした津波減衰柵を防波堤の上部工に施し、越流した津波を減衰させ流速を低減することで、背後のマウンドや腹付工の越流洗掘を抑制し、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。</p> <div data-bbox="1893 1188 2475 1444" data-label="Image"> </div> <p>図 V-2.36 防波堤用津波減衰柵概念図</p>

項目	現行	改訂
		<p>(4) その他の技術</p> <p>(1) 防波堤本体に関する技術から(3) 防波堤上部工に関する技術に属さない、地盤の浸透流対策として、粘り強い構造の参考となる技術である。基本的な考え方を以下に示す。</p> <p>1) 浸透に伴うマウンド不安定化を抑制する通水構造 (対策③構造の変更)</p> <p>防波堤直下に通水管を施し、浸透ルートを設定することにより、津波の港内外の水位差による間隙水圧上昇による基礎の支持力低下を抑制し、構造の安定に重大な影響を及ぼすのを可能な限り遅らせることができると考えられる技術。</p>  <p>図V-2.37 浸透に伴うマウンド不安定化を抑制する通水構造概念図</p>