2.14　荷重の組合せおよび許容応力度の割増し

（1）　荷重の組合せ

鋼製橋脚の設計は、2.1(1)に示す荷重の種類に対して表 2.14-1 の組合せを考慮し、その許容応力度は 3.3 に規定する許容応力度に表 2.14-1 に示す割増し係数を乗じた値とする。

表 2.14-1　荷重の組合せおよび許容応力度の割増し係数

| 荷重の組み合わせ | | 割増し係数 |
|---|---|---|
| 1)　主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP) | | 1.00 |
| 2)　主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋温度変化の影響(T) | | 1.15 |
| 3)　主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋風荷重(W) | | 1.25 |
| 4)　主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋温度変化の影響(T)＋風荷重(W) | | 1.35 |
| 5)　主荷重(P)＋主荷重に相当する特殊荷重(PP)＋衝突荷重(CO) | | 1.70 |
| 6)　活荷重および衝撃以外の主荷重＋地震の影響(EQ) | | 1.50 |
| 7)　施工時荷重(ER)の組合せ | 完成後の応力度がいちじるしく低くなる場合 | 1.50 |
| | 完成後の応力度が許容応力度と同程度となる場合 | 1.25 |

（2）　レベル２地震動に対する耐震設計に用いる荷重の組合せ

レベル２地震動に対する鋼製橋脚の設計は、2.1(2)に示す荷重の種類に対して表 2.14-2 の組合せを考慮するものとする。

表 2.14-2　レベル２地震動に対する耐震設計に用いる荷重の組合せ

| 荷重の組合せ |
|---|
| 活荷重および衝撃以外の主荷重＋地震の影響(EQ) |

道示Ⅳ「4.1 一般」および道示Ⅴ「3.1 耐震設計上考慮すべき荷重とその組合せ」に準じた。

② 準拠基準の適用性

前述の論文で確認（実験値）されている引抜き力と，鋼製防護壁の設計（試計算）で得られているアンカーボルトに発生する引張力を比較した結果，設計値が実験値内に収まっているため，基準の適用範囲内と考えられる。実験における引抜き力と設計引張力の比較表を第 1-6 表に示す。

また，アンカーボルトの設計荷重が，実験で線形挙動を示す範囲内であることが確認された。荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係を第 1-33 図及び第 1-34 図に示す。

第 1-6 表　実験における引抜き力と設計引張力の比較

| 種別 | アンカーボルト仕様 | 荷重 (kN) | 備考 |
|---|---|---|---|
| 実験値 | D180（SM520B 相当） | 7,990 | 論文 6) |
| 実験値 | D140（SM490A 相当）<br>D160（SM490A 相当） | 4,410<br>5,880 | 論文 4) |
| 設計値（試計算） | D180（SM520B 相当） | 北基礎 5,786<br>南基礎 7,258 | 余震＋TP+24m 津波時 |

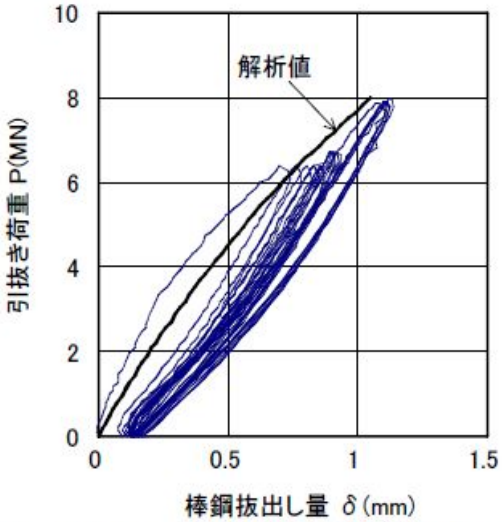


図-8　荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係
(D180 現場引抜き試験)

第 1-33 図　荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係（論文 6)）

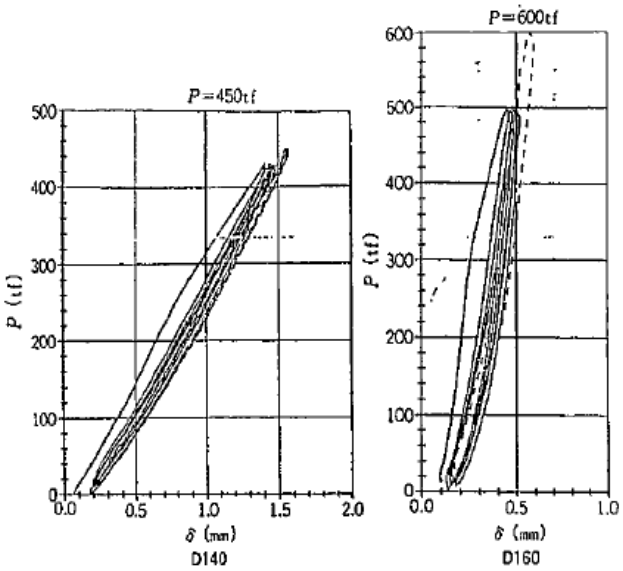


図-11　荷重とアンカーボルトの相対ずれ変位の関係

第 1-34 図　荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係（論文 4)）

③ 接合部の設計

接合部のアンカーボルトは，2 軸複鉄筋断面の鉄筋コンクリート断面として設計する。アンカーボルトの設計荷重は，上部工の三次元動的フレーム解析及び上部工・下部工一体モデルによる三次元静的フレーム解析の断面力から算出される，アンカーボルト１本当りの引抜き力と押込力とする。

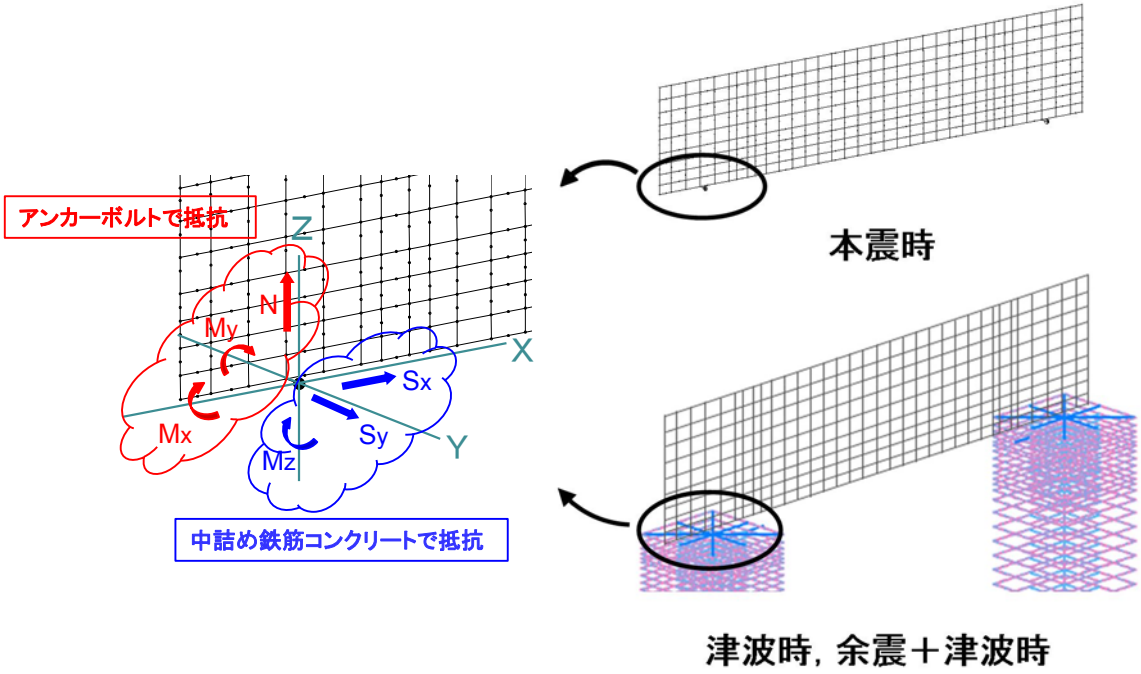
津波時及び余震＋津波時の設計断面力は，軸力の最大・最小ならびに面内・面外の各曲げモーメントが最大となる荷重組合せを抽出後，最大の引張応力が生じる荷重組合せを用いる。

本震時の設計断面力は，水平２方向及び鉛直方向地震力に対する組合せ係数法を適用して設定する。

鋼製防護壁の基部（アンカー部）は，鉛直軸力と面内・面外曲げモーメントに対して抵抗するものとし，せん断力と水平回転モーメントについては，基礎と一体の中詰鉄筋めコンクリートにて負担する。接合部の荷重分

担を第 1-35 図に示す。

上記により設計した設計した接合部に対して，三次元材料非線形解析等により部材の荷重分担状況や変位・応力といった応答性状を抽出し，おおむね弾性範囲内にとどまっていることを確認する。




第 1-35 図　接合部の荷重分担

アンカーボルトの引張応力，付着応力，コーンせん断破壊が許容限界値以下であることを確認する。

保守性を考慮した設計として，アンカーボルト設計定着長及び埋込長はアンカーボルト全強に対して算出する。

（全強＝許容応力度 × 母材の断面積）

④ 定着部コーン破壊に対する照査

設計荷重は，上部工のフレーム解析及び上部工・下部工一体モデルによる三次元静的フレーム解析の断面力から算出される，アンカーボルト１本

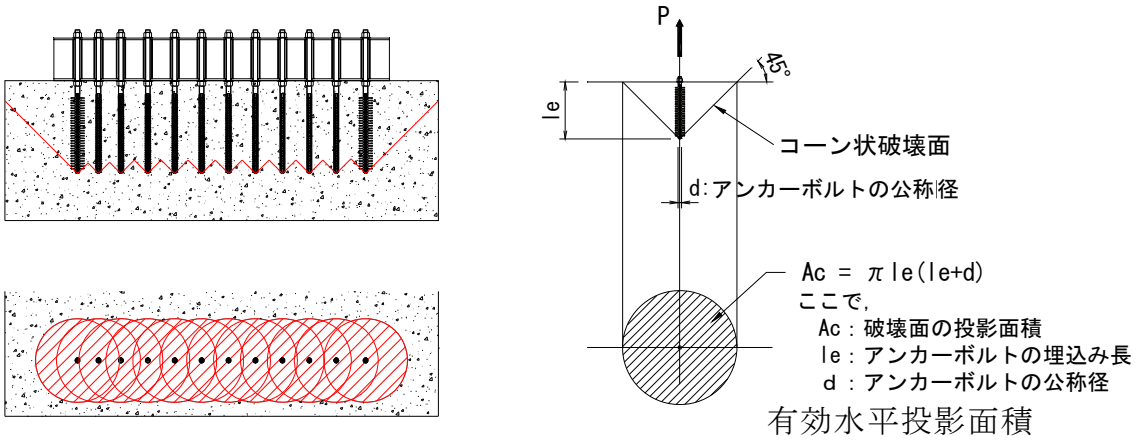
当りの引抜き力と押込力とする。

定着部のコーン破壊の照査を行い，補強鉄筋が必要な場合には適切な鉄筋量を算出する。

コーン破壊は引抜き力に対して発生するため，照査はアンカーボルトの引抜き力及び全強の 75%の大きい方の断面力を用いて実施する。

コーン破壊面の有効水平投影面積は，アンカーボルト同士の近接を考慮する。(第 1-36 図参照)

定着部鉄筋コンクリートのコーン破壊が許容限界値以下であることを確認する。




第 1-36 図　アンカーボルトが近接する場合の有効水平投影面積

８） 止水ジョイント部の設計方針

① 概要

鋼製防護壁と鉄筋コンクリートの境界には，止水ジョイントを設置する。

止水ジョイントは，地震時やその後の津波や余震によって生じる構造物間の相対変位に対して止水性を確保するため伸縮性を有するものとする。

なお，堤外側の止水ジョイント部には，漂流物の衝突対策として，止水ゴム等の鋼製防護部材を設置する。

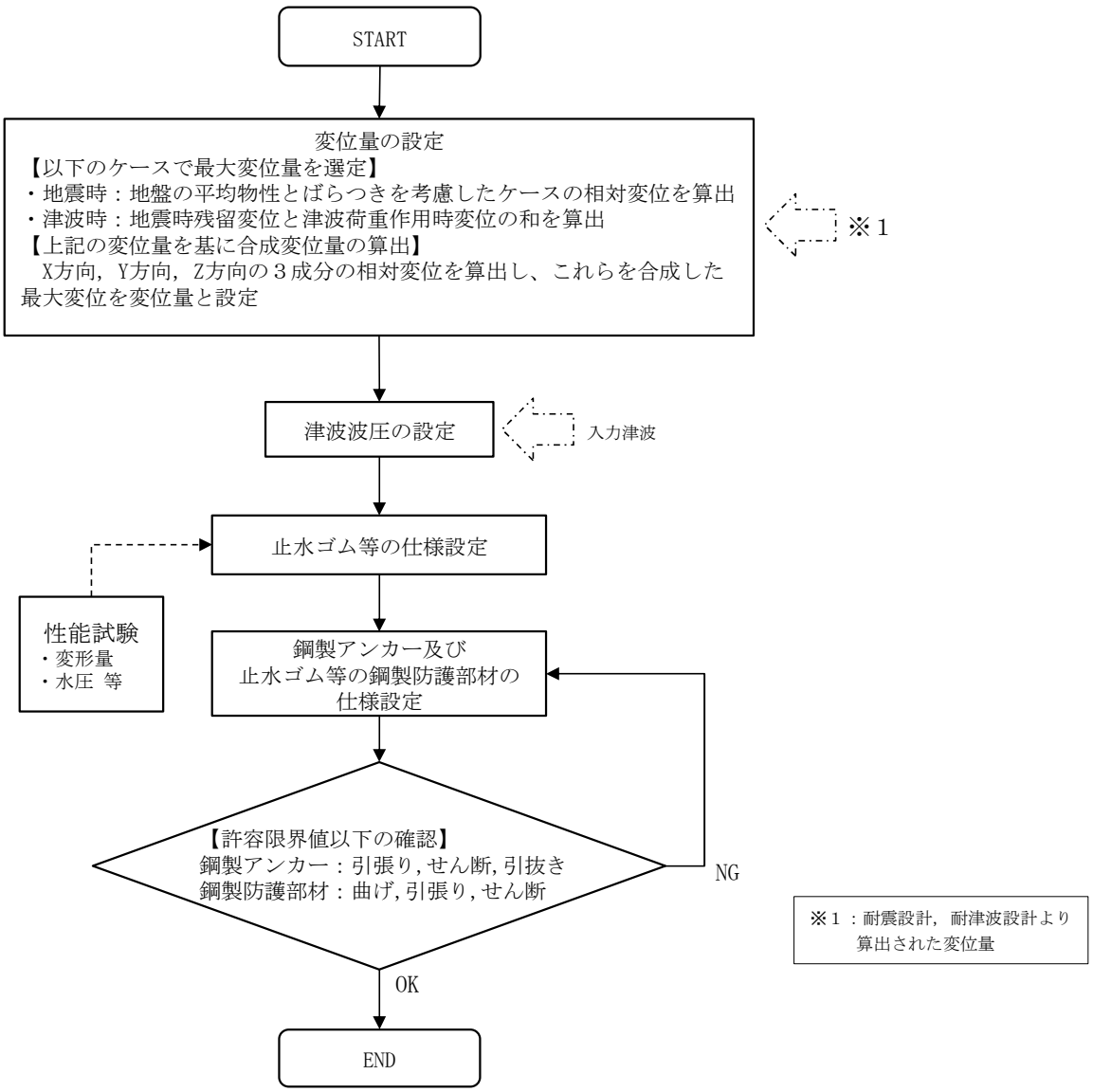
② 評価方針

止水ジョイント部の構造健全性評価については，基準地震動Ｓｓを用いた二次元有効応力解析及び津波荷重を用いた三次元静的フレーム解析により算出された変位量及び入力津波を用い津波波圧式より算出した津波波圧に対し，止水ゴム等の止水性が維持できることを確認し，止水ゴム等の仕様を設定する。

止水ジョイント部の設計フローを第 1-37 図に示す。

止水ゴム等の仕様は，津波波圧に耐え，構造物間の相対変位に追従して止水機能を維持できる材料を設定し，性能試験（漏水試験・変形試験　※試験については「鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造成立性について」を参照）によってこれらを確認する。

なお，止水ゴム等の取り付け部の鋼製アンカーに発生する応力が許容限界値以下であることを確認するとともに，漂流物衝突対策として止水ゴム等の鋼製防護部材を設置し，この部材に発生する応力が許容限界値以下であることを確認する。




第 1-37 図　止水ジョイント部の設計フロー

９）止水ジョイント部（底面止水機構）

止水機構は，上部工の鋼製防護壁の底面と既設取水路の応答変位の違いにより相対変位が生じるため，止水性維持のために止水機構を設置する。止水機構は止水板に水密ゴムを設置することで浸水を防ぐ構造としている。水密ゴムはダム，水門等において十分に実績のあるものを採用しているが，基準津波を考慮して漏水試験にて性能を確認している。

止水機構の選定に当たっては，鋼製防護壁と取水路の相対変位による変形量等を考慮し，軽量かつ追従性に優れた止水板を繋ぎ合わせた止水機構を採用した。

（ａ）設計条件

設計条件は以下のとおり。

・津波荷重：基準津波

・地震荷重：基準地震動Ｓ$_s$

・止水機構の許容可動範囲：海側700mm，陸側500mm，上下±60mm

・適用規格：

道路橋示方書・同解説Ⅱ鉄鋼編（日本道路協会）（平成24年）

水門鉄管技術基準（電力土木技術協会）（平成28年）

ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）（平成28年）

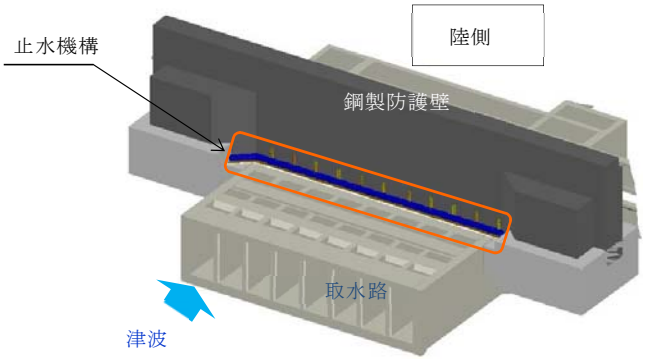
（ｂ）構　造

鋼製防護壁と既設取水路間の止水構造は，津波による荷重，鋼製防護壁と取水路の相対変位に対する追従性を確保する必要があることから，止水板が可動できるよう止水板を押えて支持する構造とし，止水板の底面と側面に設置した水密ゴムにて水密性を確保する構造とする。

また，止水板には漂流物による影響も考慮し保護プレートを設置し，さらに，止水板からの微少な漏えいも考慮し敷地内に浸水させないよう陸側に止水膜を設置し，敷地内への浸水を防止する構造とする。

また，水密ゴムは，摩擦抵抗を低減し追従性を向上させるため，表面にライニング（樹脂）を施工する方針とする。

第1-38図に止水機構の設置位置，第1-39図に止水機構の構造図，第1-7表に止水機構に係る各部位の役割･機能を示す。




第 1-38 図　止水機構の設置位置

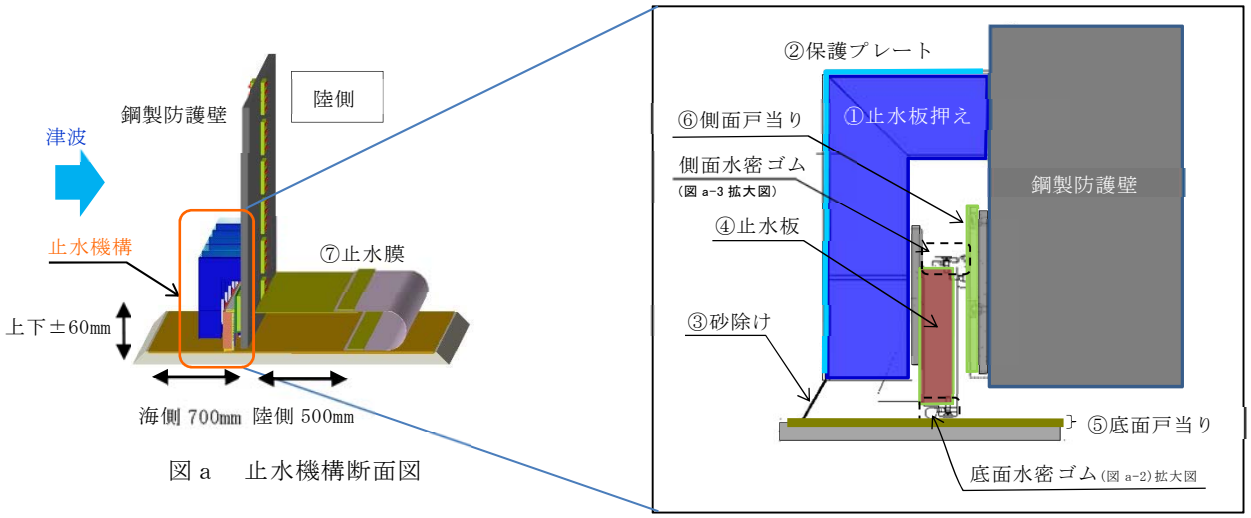



図 a　止水機構断面図

図 a-1　止水機構拡大図

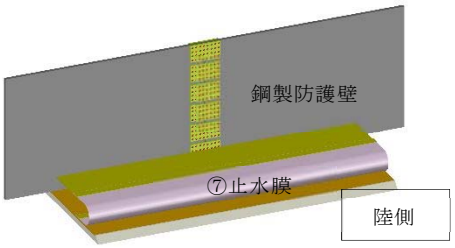



図 b　止水機構　背面の構造

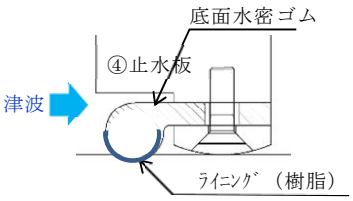



図 a-2　底面水密ゴム拡大図

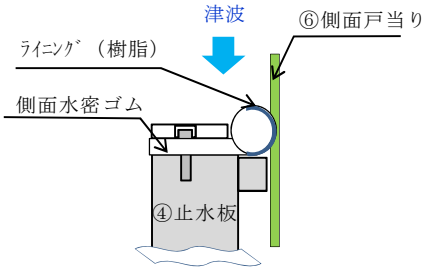


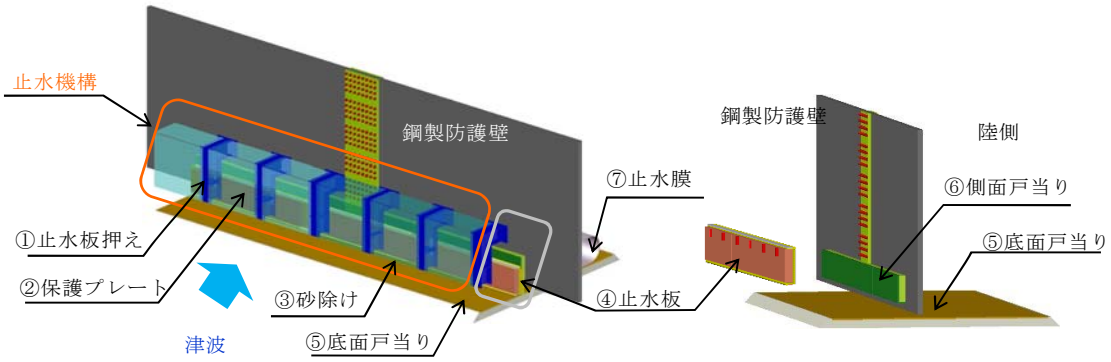

図 a-3　側面水密ゴム拡大図

第1-39図　止水機構の構造図

第1-7表　止水機構に係る各部位の役割・機能

各部位の役割・機能については以下のとおり。名称は下図に示す。

| 名称 | 役　割・機　能 | 材　料 |
|---|---|---|
| ① 止水板押え | ・止水板を支持する。<br>・漂流物等から止水板を防護する。 | 鋼製 |
| ② 保護プレート | ・漂流物等から止水板を防護する。<br>・止水板への異物混入を防止する。 | 鋼製 |
| ③ 砂除け | ・底面戸当り面への砂等の異物混入を防止する。 | ナイロン |
| ④ 止水板 | ・止水機構の扉体の機能。<br>・底面及び側面の戸当りに面する部位に水密ゴムを設置し浸水を防止する。<br>・1枚あたりの主要仕様<br>寸法：横2000mm×幅100mm×高さ400mm<br>重量：620kg | ステンレス（表面仕上げNo.1）※<br>＋<br>水密ゴム（Ｐ形ゴム） |
| ⑤ 底面戸当り | ・止水板の底面水密ゴムとのシール性を確保する。（真直度，平面度の管理）<br>・床部より100mm嵩上げし異物混入を防止する。 | ステンレス（表面仕上げNo.1）※ |
| ⑥ 側面戸当り | ・止水板の側面水密ゴムとのシール性を確保する。（真直度，平面度の管理） | ステンレス（表面仕上げNo.1）※ |
| ⑦ 止水膜 | ・水密ゴムからの微少な漏えいを保持する。<br>・陸側からの異物混入を防止する。 | 膜材 |

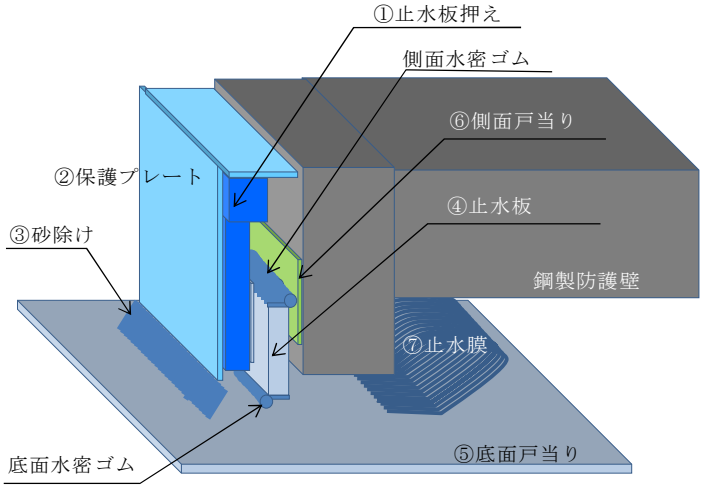



止水機構の各名称

※：JIS G 4304　熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯　表面仕上げ　より

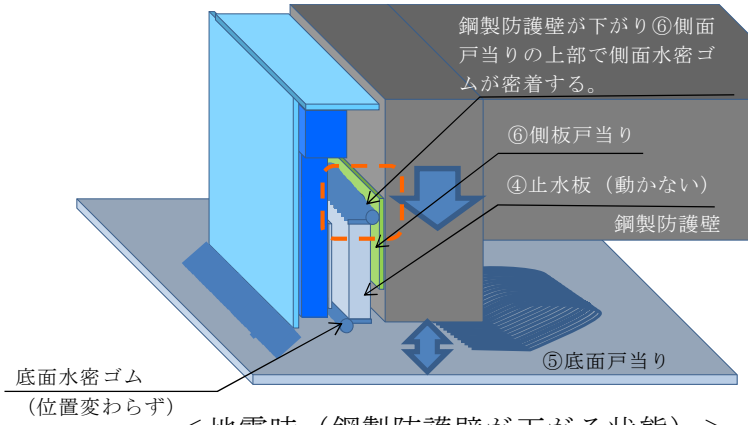
（ｃ）止水機構の動作について

止水機構の鉛直方向の動作を第1-40図に示す。



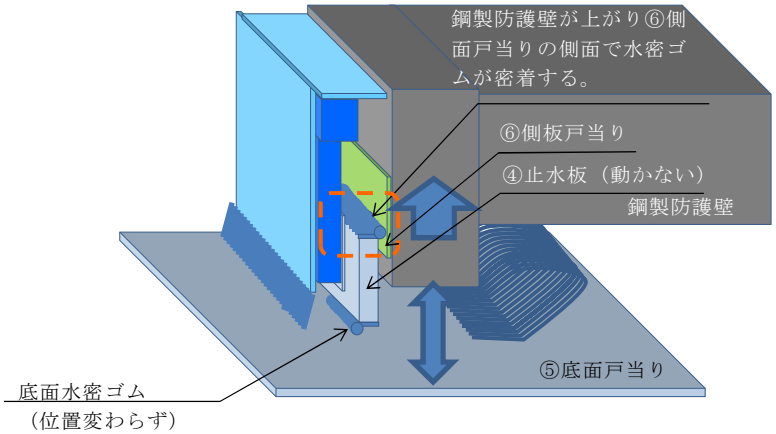

＜通常状態＞

＜通常状態＞
・④止水板は，①止水板押えと鋼製防護壁の間に設置しており，変位に追従するため，固定はしていない。
・側面水密ゴムは，鋼製防護壁の⑥側面戸当りに接触し水密ゴムへの面圧を得ている。
・底面水密ゴムは，基準津波に対して⑤底面戸当りと接触し水密ゴムへの面圧を得ている。。




＜地震時（鋼製防護壁が下がる状態）＞

＜地震時（鋼製防護壁が下がる状態）＞
・鋼製防護壁が下がる場合は，④止水板は，鋼製防護壁に固定されていないため，現状位置を保持する。
・側面水密ゴムは，⑥側面戸当りの上部で密着する。
・底面水密ゴムは，現状位置と変わらない。




＜地震時（鋼製防護壁が上がる状態）＞

＜地震時（鋼製防護壁が上がる状態）＞
・鋼製防護壁が上がる場合は，④止水板は，鋼製防護壁に固定されていないため，現状位置を保持する。
・側面水密ゴムは，⑥側面戸当りの下部で密着する。
・底面水密ゴムは，現状位置と変わらない。

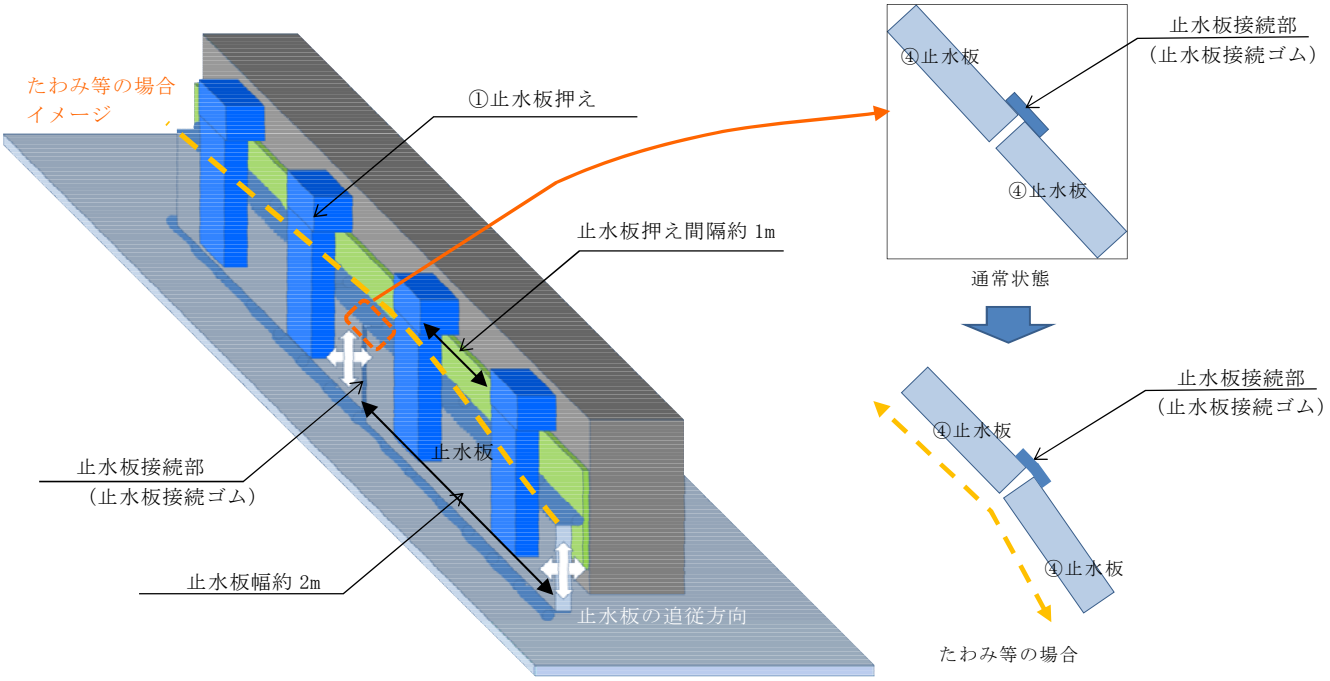
第 1-40 図　止水機構の鉛直方向の動作について

（ｄ）止水板の追従性について

止水板は，鋼製防護壁の振動モードにより追従する必要があるため以下の構造になっている。

止水板は，幅が約 2m の鋼材を接続して鋼製防護壁の下部に設置される。止水板は，止水板押えにより約 1m 間隔で 2 箇所支持される。また，止水板同士を接続する接続ゴムは，水密ゴム（平形）を採用し側面，底面の水密ゴム（Ｐ形）と同じ材質のものを採用し水密性を確保している。なお，接続ゴムと底面・側面水密ゴムとの接続方法は，加硫等により接続し水密性を確保する構造である。

止水板接続ゴムは伸縮性に優れているため，鋼製防護壁の振動モードに対し水平，鉛直方向に追従することができる。鋼製防護壁全長にすると水平方向に±約2m，鉛直方向に約0.6mの変位に追従することができる。第1-41図に鋼製防護壁の止水板の追従イメージを示す。

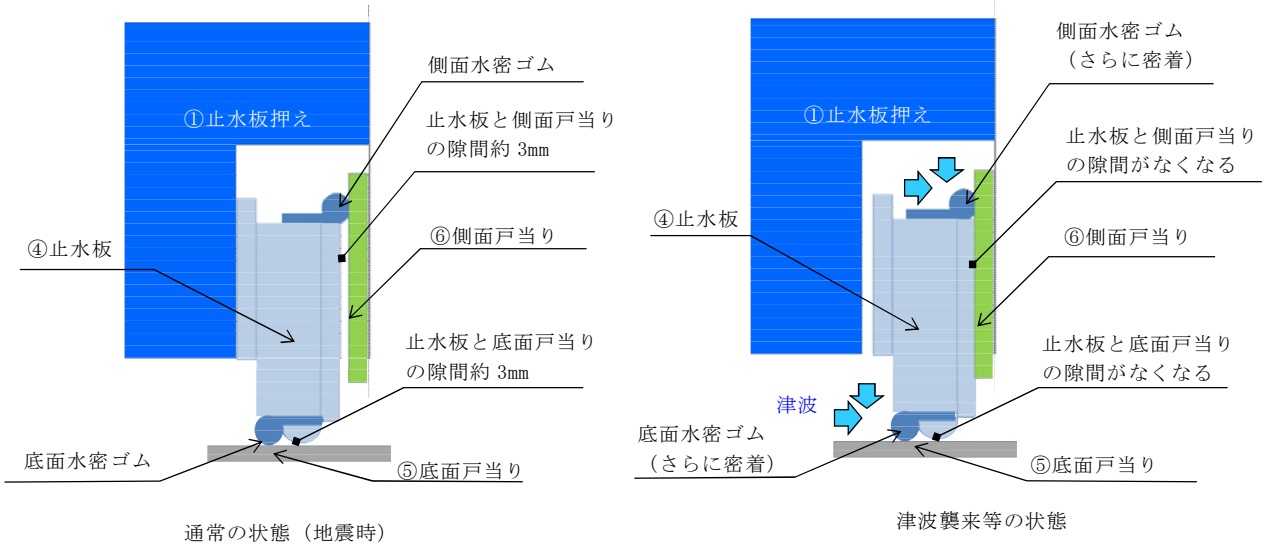



第 1-41 図　鋼製防護壁の止水板の追従イメージ

（ｅ）止水板の支持方法について

止水板は通常の状態において，側面戸当り及び底面戸当りとの隙間が約3mmで調整され，水密ゴムのみで密着するよう止水板の位置は調整されている。このため，通常の状態（地震時含む）には，止水板は水圧により拘束されていないため，水密ゴムの摩擦抵抗だけで追従しやすい状態にある。

津波の襲来等の場合は，止水板に水圧がかかると，通常の状態に調整されている約3mmの隙間がなくなり，止水板は側面戸当り側に押し付けられ，水密ゴムの密着性がさらに高まる構造である。第1-42図に止水板の支持方法を示す。




第1-42図　止水板の支持方法

（ｆ）止水板の挙動解析について

止水板の構造は，一般的に実積のあるものを採用しており，設計上の追従性を確認している。しかしながら，止水機構の止水板のように地震時の挙動を考慮した同等の採用実積がないことから，止水装置の止水板の挙動について二次元動的解析を実施し，データを拡充させ信頼性を更に高める。第1-43図に解析モデル図を示す。本件の解析結果は，詳細設計段階でご説明する。

＜評価条件＞

・解析コード：MARC（大規模解析対応非線形解析）

・地震動：基準地震動Ｓｓ

・解析ケース：3ケース　地震時，津波時，津波時＋余震

・水密ゴム摩擦係数：

常時　：0.2（ダム・堰施設技術基準（案））（国土交通省）

劣化時の挙動把握　：0.2～1.2

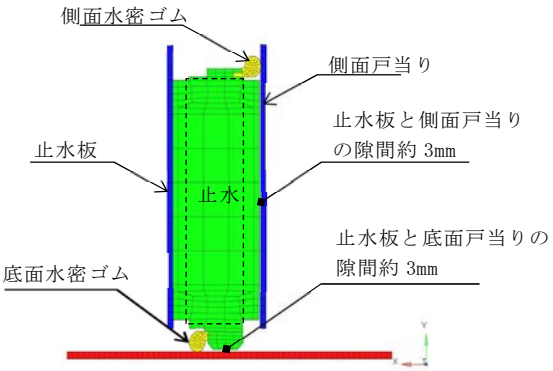
・金属間摩擦係数

止水板（接触面アルミニウム）と戸当り（ステンレス）：0.4

・評価対象部位：底面水密ゴム，側面水密ゴム，止水板，止水板押え，側面戸当り

・許容応力：引張り強度，変形量（伸び）［水密ゴム］

弾性設計範囲内［止水板，その他の部材］




第1-43図　解析モデル図

＜二次元動的解析における摩擦係数の設定の考え方について＞

以下に二次元動的解析に用いる摩擦係数の考え方について示す。

a.摩擦係数の整理

①水密ゴムの物性値

・静摩擦係数は最大0.2（乾式），動摩擦係数は最大0.22（乾式）

・水密ゴム（ライニングなし）の場合は

① 摩耗試験の結果

（ｎ）項の結果より水密ゴムに約20年間の移動量を与えても，水密ゴムのライニングの摩耗量は初期厚さ0.5mmに対して0.36mmであり，ライニングは0.14mm残存している結果であった。このため，供用後においても摩擦係数は物性値上の0.2を維持できると判断できる。

② ダム・堰施設技術基準（案）

水密ゴム（ライニングあり）とステンレスの摩擦係数は，0.2（乾式），0.1（湿式）と記載がある。なお，水密ゴム（ライニングなし）の場合は，1.2（乾式），0.7（湿式）

③ 金属間の摩擦係数

止水板（接触面：アルミニウム）と底面戸当り（ステンレス）間は金属間の摩擦であるため摩擦係数は0.4としている。

止水板の摩擦係数は，金属間の摩擦係数が0.4，水密ゴムが0.2（未使用品）であることから，重量物（620kg）である止水板の摩擦係数が地震時の挙動において支配的になる。

ｂ．二次元動的解析における摩擦係数の設定

①通常状態

二次元動的解析時における摩擦係数は，約20年相当の移動量に対してもライニングが維持できること，また，ライニングの維持管理を十分に実施することから0.2を採用する。

②劣化時の挙動の把握

水密ゴムのライニングについては，通常の維持管理及び摩耗試験の結果から急激に損傷等がないことを確認しているが，不測の事態を考慮しライニングの一部が喪失した状態を想定した解析を行う。

そのため，解析に用いる摩擦係数は，通常の0.2から1.2（ライニングなし）までの間とし，水密ゴムが損傷する摩擦係数のしきい値の把握と劣化状態のしきい値を超えた場合の挙動の把握を行い止水機構の挙動を把握する。

ｃ．水密ゴムの維持管理方針

止水機構の水密ゴムの維持管理として，外観点検（摩耗の有無等）及び定期的な硬度測定を実施し，水密ゴムの摩耗や劣化の兆候について傾向を管理する。

（ｇ）水密ゴムの選定について

止水機構に使用している水密ゴム（Ｐ形）は，一般的にダム・水門等に採用実績があるものを採用している。水密ゴムは，低水圧～高水圧の領域に対して適しており，鋼製防護壁の止水機構に適応している。水密ゴムは第1-8表に示すダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）を適用する。

第1-8表　ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）抜粋

表3.3.4-1　水密ゴムの硬さ等

| 項　目 | 諸　数　値 |
|---|---|
| 引張り強さ | 14.7N/mm²以上 |
| 硬さ（ショア） | 40°～80° |
| 吸水率(重量比) | ５％以下 |
| 破断時の伸び | 300％以上 |
| 比　重 | 1.1～1.6 |

表3.3.4-3　水密ゴムの形状と特性

| ゴム形状 | Ｐ　形 | Ｌ，Ｙ　形 | ケーソン形 | 平　形 |
|---|---|---|---|---|
| 使用箇所 | 側部および上部 | 側　部 | 四　方 | 底　部 |
| 適用水深 | 低圧～高圧 | 低　圧 | 高　圧 | 低圧～高圧 |
| 硬さ（ショア） | 50°～70° | 50°～60° | 50°～70° | 50°～60° |

止水板に取り付ける水密ゴムについては，「(b)　構造」に示すとおり，ライニング（超高分子量ポリエチレン）を施すことにより摩擦係数の低減を図っている。1-9表に水密ゴムの物性値，第1-10表に超高分子量ポリエチレンの物性値を示す。

第1-9表　水密ゴム（クロロプレン系合成ゴム）の物性値

| | 試験項目 | 物性値 | 規格値 | 試験条件<br>試験方法 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|
| 通常 | 硬さ（DURO-A型） | 55 | 55±5 | JIS K6253 | |
| | 引張り強さ（MPa） | 16.3 | 14.7以上 | JIS K6251 | |
| | 伸び（%） | 500 | 300以上 | | |
| 劣化加速 | 硬さ（DURO-A型） | ＋1 | ＋10以内 | JIS K6257 | 70℃×70hr |
| | 引張り強さ変化率（%） | ＋2 | －15以内 | | |
| | 伸び変化率（%） | －4 | －25以内 | JIS K6258 | 70℃×70hr |

第1-10表　超高分子量ポリエチレンの物性値

| 項目 | 物性値 |
|---|---|
| 引張り強さ（MPa） | 44 |
| 伸び（%） | 450 |
| 高度（Rスケール） | 40 |
| 摩擦係数<br>（相手：ステンレス） | ・静摩擦係数：0.10～0.20※（乾式）<br>・動摩擦係数：0.07～0.22※（乾式）<br>0.05～0.10（湿式） |

※：動摩擦係数＞静摩擦係数の状況について

一般的に摩擦係数は，動摩擦係数＜静摩擦係数の関係であるが，高分子材料のように，静摩擦係数と動摩擦係数の値に大きな差が生じやすい場合に「スティック・スリップ（付着すべり）」と言われる現象が生じやすいことから，動摩擦係数が静摩擦係数より僅かに上回ったものと推定される。

（ｈ）漏水試験

設計圧力における漏水試験のため，止水機構の水密ゴム（Ｐ形）について，試験装置を製作し，漏水試験により設計圧力に耐えることを確認した。試験装置は，実機仕様（構造，寸法及び重量）と同じ止水板を使用できるように制作し，底面水密ゴムも実機と同仕様のものを止水板の底部に取り付けて事件を実施した。試験装置への止水板の据付は，実機の据付状態を模擬するために，止水板の自重により設置する構造とした。また，水密ゴムは，未使用のものに加え，劣化状況を想定して，摩耗や砂の噛み込による状態での試験を実施した。なお，底面水密ゴムの止水性能の確認が目的であるため，試験装置側面からの漏水の影響を受けないために，漏えい検出範囲を中央部の1mの範囲とする。

漏水試験による許容漏水量は「ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）」より求める。

第1-11表の試験条件の一覧，第1-12表に試験装置の主要仕様，第1-44図に試験装置概要を示す。

第1-11表　試験条件一覧表

| 項目 | 条件 | 備考 |
|---|---|---|
| 水密ゴム | 試験体１ | 未使用品（新品：水密ゴム単体の水密性能の確認） |
| | 試験体２ | 未使用品（新品：水密ゴム単体の水密性能の確認） |
| | 試験体３ | 劣化状態を仮定（劣化モードとして、Ｓs相当の加振による摩耗及び底面戸当たりと水密間に砂をかみこませた状態での水密性能の確認） |
| 試験圧力 | 0.20MPa以上 | 保守的に，防潮堤天端高さ（T.P.＋20m）から設置地盤標高（T.P.＋3m）を差し引かない値（試験体１及び試験体２に対して実施） |
| | 0.17MPa以上 | 防潮堤天端高さ（T.P.＋20m）から設置地盤標高（T.P.＋3m）を差し引いた値（試験体３に対して実施） |
| | 0.66MPa以上 | 第43条の敷地に遡上する津波高さ（T.P.＋24m）時の設計条件（約0.3MPa）の2倍の値（試験体３に対して実施） |
| 試験時間 | 10分保持 | 「ダム・堰施設技術基準（案）」より |
| 許容漏えい量* | 2.0ℓ／10分 | 試験圧力0.20MPaに対する許容漏えい量 |
| | 1.7ℓ／10分 | 試験圧力0.17MPaに対する許容漏えい量 |
| | 6.7ℓ／10分 | 試験圧力0.66MPaに対する許容漏えい量 |

＊「ダム・堰施設技術基準（案）」で規定する保持時間及び許容漏えい量算定式に基づく1m当たりの許容漏えい量

・許容漏えい量：W＝10.2L×P

W：漏水量（mℓ/min）

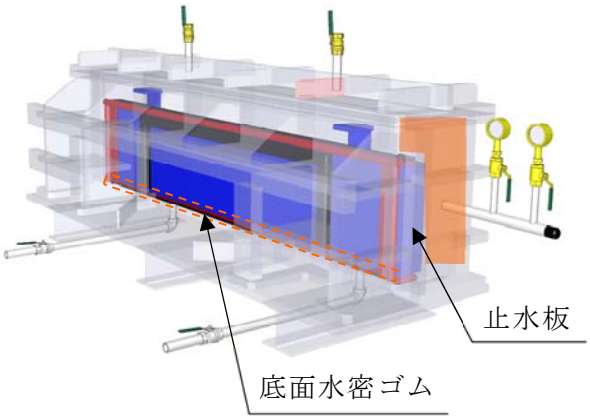
P：設計圧力

L：長辺の長さ(cm)

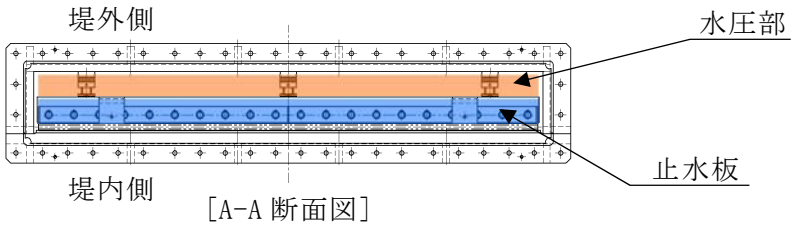
（試験装置の漏えい検出範囲長さ100cm）

第 1-12 表　試験装置主要仕様

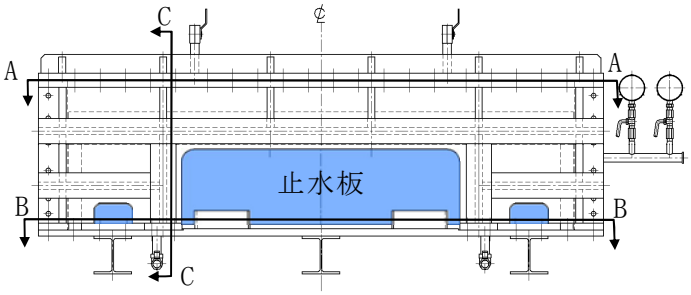
| 項目 | | 仕様 |
|---|---|---|
| 試験装置 | 寸法 | 長さ約 2.3m×高さ約 0.7m×幅約 0.5m |
| | 材質 | 鋼製 |
| | 設計圧力 | 0.7MPa |
| 止水板（試験用） | 寸法 | 長さ約 2m×幅 0.1m×高さ 0.4m（実機スケール 1／1） |
| | 材質 | 止水板：ステンレス鋼<br>止圧板：高分子量ポリエチレン |
| | 重量 | 620kg（実機と同じ） |



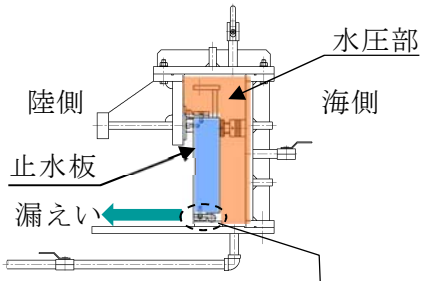

［試験装置の全体図］



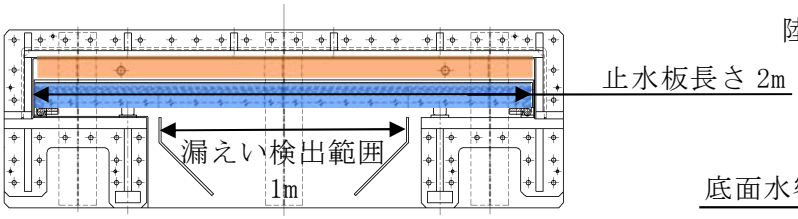

［A-A 断面図］



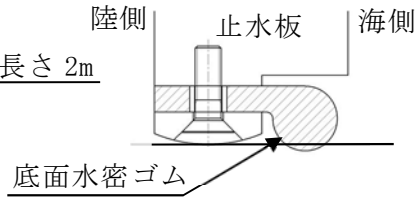

［正面図（陸側から）］




［C-C 断面図］




［B-B 断面図］




［底面水密ゴム取付部拡大図］

［試験装置全景］　　［止水板概要］

第 1-44 図　試験装置概要図

５条　添付２１－70

＜試験結果＞

止水板の底面に設置した水密ゴムからの漏えい量を測定した。第1-12表に示した漏水試験結果のとおり，いずれの試験結果においても，ダム・堰施設技術基準（案）で規定する許容漏えい量算定式から求まる許容漏えい量を下回っており，水密ゴムの止水性能に影響のないことを確認した。

また，劣化状態を仮定した漏水試験の結果について，許容漏えい量の関係を高圧時と低圧時を比べて整理した。

高圧時の漏えい量は，低圧の時の漏えい量と同様に，少ない領域（１ℓ/10分以下）であることから，低圧，高圧に係らず水密ゴムの性能が維持できていることが確認された。

低圧時の漏えい量は，未使用品（新品）の場合には，許容漏えい量に対し，十分に低い値であったが，劣化状態を仮定した漏えい量には，わずかに漏えい量に幅があるが，許容漏えい量（未使用品の場合）に対しては，十分に少ない値であり，水密ゴムの性能に影響のない範囲であった。

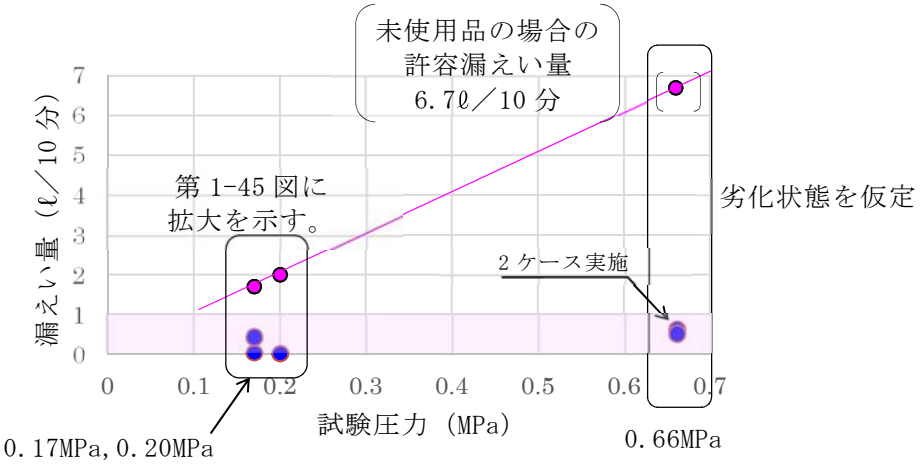
第1-13表に漏水試験結果，第1-45図に試験時の状況，第1-46図に試験圧力と漏えい量(高圧)，第1-47図に試験圧力と漏えい量（低圧），を示す。

第1-45図　試験時の状況（10分保持後）

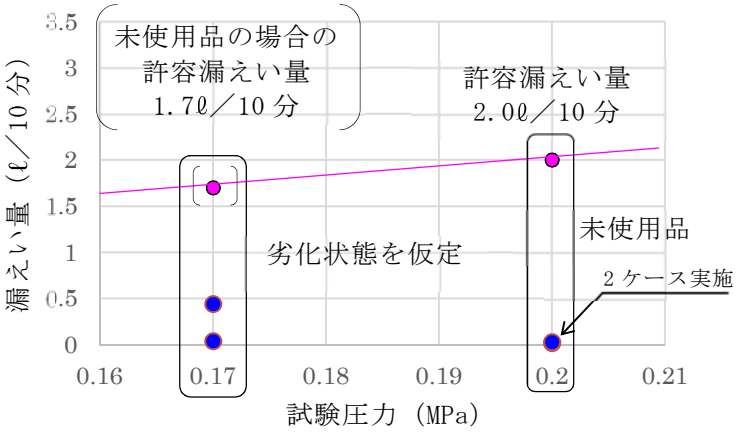
第1-13表　漏水試験結果

| | 区分 | 試験圧力（MPa） | 時間（分） | 漏えい量※1（ℓ/10分） | 許容漏えい量（ℓ/10分） | 判定 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 試験体１ | 未使用品 | 0.20 | 10 | 0.020 | 2.0 | ○ |
| 試験体２ | | 0.20 | 10 | 0.029 | 2.0 | ○ |
| 試験体３ | 劣化状態を仮定 | 0.17 | 10 | 0.039 | 1.7※2 | ○ |
| | | 0.66 | 10 | 0.625 | 6.7※2 | ○ |
| | | 0.17 | 10 | 0.440 | 1.7※2 | ○ |
| | | 0.66 | 10 | 0.525 | 6.7※2 | ○ |

※１：漏えい量は１ｍあたり10分間漏えい量。
※２：未使用品（新品）の場合の許容漏えい量




第 1-46 図　試験圧力と漏えい量（高圧）




第 1-47 図　試験圧力と漏えい量（低圧）

【参考　：　想定外の損傷ケース】

◆ケース①：止水板の水密ゴムが全体(100m)破損した場合

止水構造として，保護プレートや砂除けにて異物の混入を防ぐ設計をしている。ここでは，③砂除けの損傷を考慮し，砂，礫，小型植生等が到達し，底面水密ゴムが損傷した場合を想定した評価を行う。止水板１枚あたり（2m幅）の漏水量及び止水板全体（底面・側面水密ゴム（各50m）合計100m）の水密ゴムが損傷した場合の漏水量及び浸水量評価を行う。第1-48図に底面水密ゴムの損傷想定位置と時刻歴波形（取水口前面）を示す。

＜計算式＞

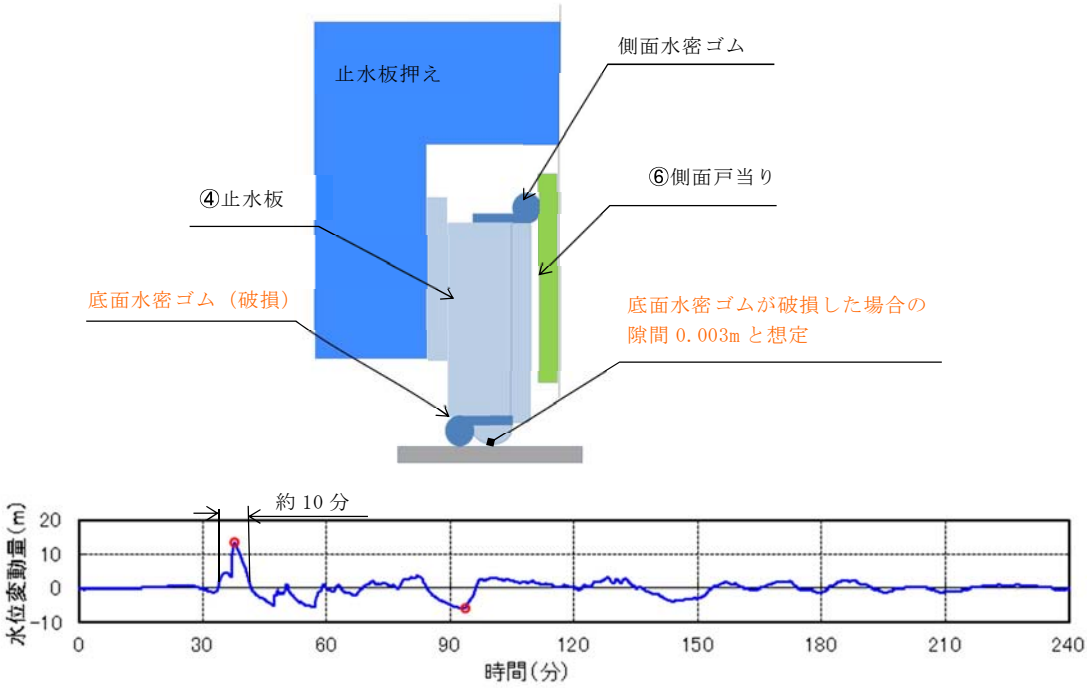
$$Q = C A \sqrt{2gh}$$

Ｃ：流入係数　（1.0）　　ｇ：重力加速度　（9.8m/s$^2$）

Ａ：通過面積m$^2$　（0.003×2＝0.006m$^2$）

ｈ：水頭　ｍ　（防潮堤天端高さ20m-3m設置ﾚﾍﾞﾙ＝17m）

$$Q = 1.0 \times 0.006 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 17} = = 0.11\mathrm{m}^3/\mathrm{s}$$




第 1-48 図　底面水密ゴムの損傷想定位置と時刻歴波形（取水口前面）

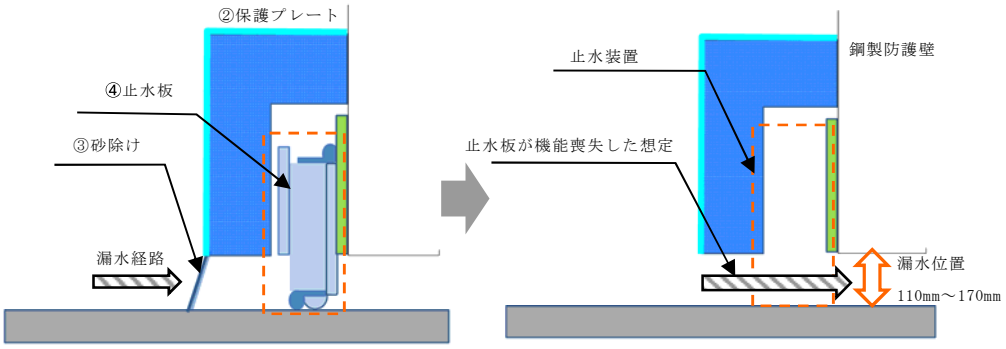
計算の結果，1 秒あたり約 0.11m$^3$ の漏水量であった。基準津波による時刻歴波形から T.P.＋3m を超える時間は約 10 分であるため，漏水量は約 66m$^3$ 程度になり T.P.＋3m 盤の敷地に浸水した場合は約 3cm の浸水深となった。また，止水板全体（100m）に換算すると漏水量は 3300m$^3$/10 分となり T.P.＋3m 盤の敷地の場合は，約 1.2m の浸水深になった。

隣接する安全系ポンプの安全機能影響を与える浸水量ではなかった。

◆ケース②：止水板 1 枚(2m)の機能が喪失した場合

止水板 1 枚（2m）の機能が喪失した場合を想定し漏水量を評価した。

開口部は止水板がない場合の鋼製防護壁と底面の隙間部(最大 170mm)から想定した。　第 1-49 図に止水板が機能喪失した場合の漏水位置を示す。




第 1-49 図　止水板が機能喪失した場合の漏水位置

＜計算式＞

$Q = CA\sqrt{2gh}$

Ｃ：流入係数　（1.0）　　ｇ：重力加速度　（9.8m/s2）

Ａ：通過面積m2　（0.17×2＝0.34m2）

ｈ：水頭　ｍ（防潮堤天端高さT.P.＋20m-T.P.＋3m設置ﾚﾍﾞﾙ＝17m）

$Q = 1.0 \times 0.34 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 17}$

＝6.17m3/s

計算の結果，1秒あたり約6.17m$^3$の漏水量であった。基準津波による時刻歴波形からT.P.＋3mを超える時間は約10分であるため，漏水量は約3726m$^3$程度になりT.P.＋3m盤の敷地に浸水した場合は約1.6mの浸水深になった。

隣接する安全系ポンプの安全機能影響を与える浸水量ではなかった。

（ｉ）水密ゴムの維持管理について

止水機構の水密ゴムは，取替ができるよう構造設計を行う。このため，通常の維持管理として外観点検及び定期的な硬度測定によるトレンド管理を実施し，補修や取替等が必要な場合には取替等を実施する。

（ｊ）採用実績の例

止水機構の構造は，水門鉄管技術基準（水門鉄管協会）の角落し，ゲート構造として整理できる。

止水機構と同様に扉体同士が水密ゴムにて繋がり止水している構造としては起伏ゲートや多段式ゲート，可動防潮堤で採用されている。起伏ゲートは，全長約30mのところに2箇所の継手で接続されており，継手は水密ゴムで接続されている。また，多段式ゲートの扉体の場合も長さ約10mの扉体が4ブロックに分かれ各々が水密ゴムで接続されている。扉体の規模や条件により接続部に違いはあるが，一般的に水密ゴムにて接続する構造は採用されている。

また，可動防潮堤については，継手部は水密ゴムの接続であり，更に電動駆動等の駆動源を必要としない構造である。止水板は，津波の浮力により立ち上り津波からシールする構造であることから，駆動源を持たない止水装置としての採用実績がある。

止水板の構造については，規模や設計条件により違いはあるが，多くの採用実績があり十分な実績があるといえる。第1-50図にゲート等の採用実績の例を示す。

ゲート等の採用実績
（A社製 2017 年 8 月）

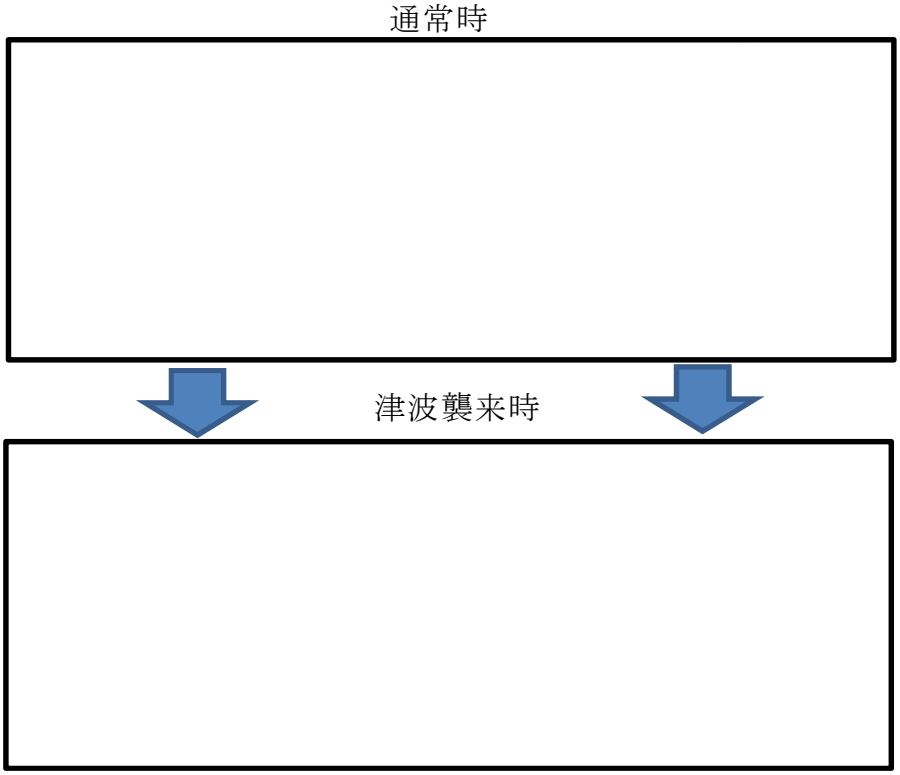
起伏ゲートの例

多段式ゲートの例

第 1-50 図　採用実績の例（1/2）

【可動防潮堤①】
・寸法：幅 4.9m×高さ 1m
・材質:ステンレス鋼

【可動防潮堤②】
・寸法：幅 15.0m×高さ 3.0m
・材質:ステンレス鋼



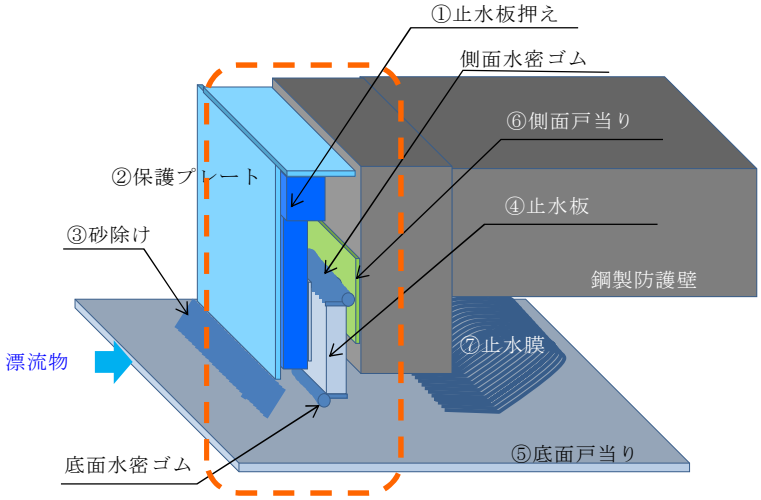

【可動防潮堤③（陸上設置型長径間防潮堤）】
・寸法：港湾などの長い距離に対応
・材質:ステンレス鋼

可動防潮堤とは，無動力かつ人為操作なしに開口部閉塞を可能とすることが特長の津波・高潮防災設備。

第 1-50 図　採用実績の例（2/2）

（ｋ）止水機構の損傷モードにおける設計方針ついて

鋼製防護壁の止水機構の鋼製部材における損傷モードについて整理するとともに，損傷モードに対する設計方針を整理した設計方針を第1-14表，第1-51図に鋼製防護壁の概要及び各構成部品の概要を示す。




鋼製防護壁の概要

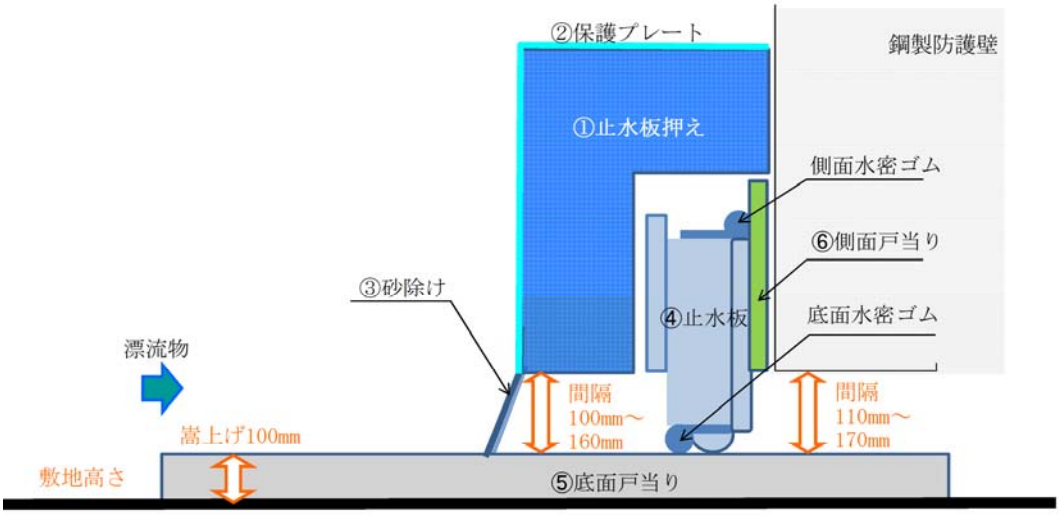



図1-51　鋼製防護壁の概要と各構成部品の概要

第 1-14 表　止水機構の鋼製部材の損傷モードにおける設計方針（1／3）

| 鋼製部材の設計 | | | 損傷要因 | 設計方針 | 信頼性向上のための設計（詳細設計） |
|---|---|---|---|---|---|
| 鋼製部材 | 応力等の状態 | 損傷モード | 上段（◆印）：地震時<br>下段（●印）：津波時 | 上段（◇印）：地震時<br>下段（○印）：津波時 | |
| ① 止水板押え | 曲げ，せん断 | 部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態 | ◆鋼製防護壁との取合い部に応力が発生し，損傷する。<br>◆④止水板との接触により損傷する。 | ◇構造部材設計<br>鋼製防護壁との取付ボルトについて，短期許容応力度以下になるよう設計する。<br>◇二次元動的解析<br>動的解析を実施し④止水板の挙動について確認する。 | 三次元動的解析を実施する。 |
| | | | ●津波波力，漂流物の衝突により損傷する。 | ○構造部材設計<br>津波荷重，漂流物の衝突荷重を考慮し，短期許容応力度以下になるよう設計する。 | |
| ② 保護プレート | 曲げ，せん断 | 部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態 | ◆①止水板押えとの取合い部に応力が発生し，損傷する。 | ◇構造部材設計<br>構造上1～1.5m間隔で①止水板押えにボルトにより固定している。取付ボルトについて，短期許容応力度以下になるよう摂家する。 | |
| | | | ●漂流物荷重の衝突により変形する。 | ○構造部材設計<br>構造上1～1.5m間隔で①止水板押えにボルトにより固定している。このため，保護プレートが変形し，漂流物化することはない。 | |

第 1-14 表　止水機構の鋼製部材の損傷モードにおける設計方針（2／3）

<table>
<tr><th colspan="3">鋼製部材の設計</th><th>損傷要因</th><th>設計方針</th><th rowspan="3">信頼性向上のための設計（詳細設計）</th></tr>
<tr><th rowspan="2">鋼製部材</th><th rowspan="2">応力等の状態</th><th rowspan="2">損傷モード</th><th>上段（◆印）：地震時</th><th>上段（◇印）：地震時</th></tr>
<tr><th>下段（●印）：津波時</th><th>下段（○印）：津波時</th></tr>
<tr><td rowspan="2">④止水板<br>⑤底面戸当たり<br>⑥側面戸当たり</td><td rowspan="2">曲げ，せん断</td><td rowspan="2">部材が弾性域にとどまらず塑性域に入る状態</td><td>◆①止水板押えとの接触により，止水板が接触し，損傷する。<br>◆地震時に④止水板が浮上り等により固着し，水密性を損なう。<br>◆①止水板の挙動により，戸当たりが損傷し，水密性を損なう。</td><td>◇構造部材設計<br>①止水板押えから受ける荷重と⑥側面戸当たりへの荷重について考慮し，短期許容応力度以下になるよう設計する。<br>◇二次元動的解析<br>動的解析を実施し④止水板の挙動について確認する。</td><td>三次元動的解析を実施する。</td></tr>
<tr><td>●①止水板押えの間隙部（100mm～160mm）より漂流物が侵入し，止水板に衝突する。</td><td>○構造部材設計<br>①止水版押えの間隙部（100mm～160mm）からの大型の漂流物が入らないように設計している。また，③砂除けを設置しており，④砂の混入も防いでいる。④止水板は，構造上，小型の漂流物にも耐えるよう設計する。</td><td>止水機構の多重化等を検討する。</td></tr>
</table>

第 1-14 表　止水機構の鋼製部材の損傷モードにおける設計方針（3／3）

| 鋼製部材の設計 | | | 損傷要因 | 設計方針 | 信頼性向上のための設計（詳細設計） |
|---|---|---|---|---|---|
| 鋼製部材 | 応力等の状態 | 損傷モード | 上段（◆印）：地震時<br>下段（●印）：津波時 | 上段（◇印）：地震時<br>下段（○印）：津波時 | |
| 底面水密ゴム<br>側面水密ゴム | 応力，接触面圧，変形量 | 有意な漏えいに至る変形，引張り | ◆④止水板の挙動により水密ゴムが損傷し，水密性を喪失するおそれがある。<br>◆水密ゴムの著しい摩耗 | ◇構造部設計<br>水密ゴムにライニングを施し，摩擦抵抗を低減させ，追従性を高める。<br>◇摩耗試験<br>実機に近い環境条件にて，約20年相当の摩耗試験を実施し，ライニングの耐久性を確認する。<br>◇二次元動的解析<br>動的解析を実施し，水密ゴム（側面・底面）の挙動について確認する。 | 三次元動的解析を実施する。 |
| | | | ●④止水板押えの間隙部（100mm～160mm）より漂流物が侵入し，水密ゴムに衝突する。<br>●劣化，摩耗，損傷，異物噛み込みなどによる止水性能の喪失 | ○構造部設計<br>・①止水板押えの間隙部（100mm～160mm）から，大型の漂流物が入らないよう設計している。<br>・漏水評価<br>水密ゴムが想定外の事象により，損傷した場合の敷地内への漏水量評価を実施し，影響のないことを確認する。<br>・通常の維持管理として，外観点検（摩耗の有無等）及び定期的な硬度測定によるトレンド管理を実施し，兆候について傾向を管理する。 | 止水機構の多重化等を検討する。 |

（１）止水機構に対する漂流物による影響評価について

2.5 項において抽出した取水口へ向かう可能性が高い漂流物が鋼製防護壁の止水機構へ与える影響を評価した。

止水機構には漂流物等から止水板を保護するために「①止水板押え」「②保護プレート」が設置されているため，大型の漂流物はここで除外される。なお，「①止水押え」は浚渫用作業台船（50t）を想定した衝突荷重を考慮した設計としているため，強度上の問題はない。

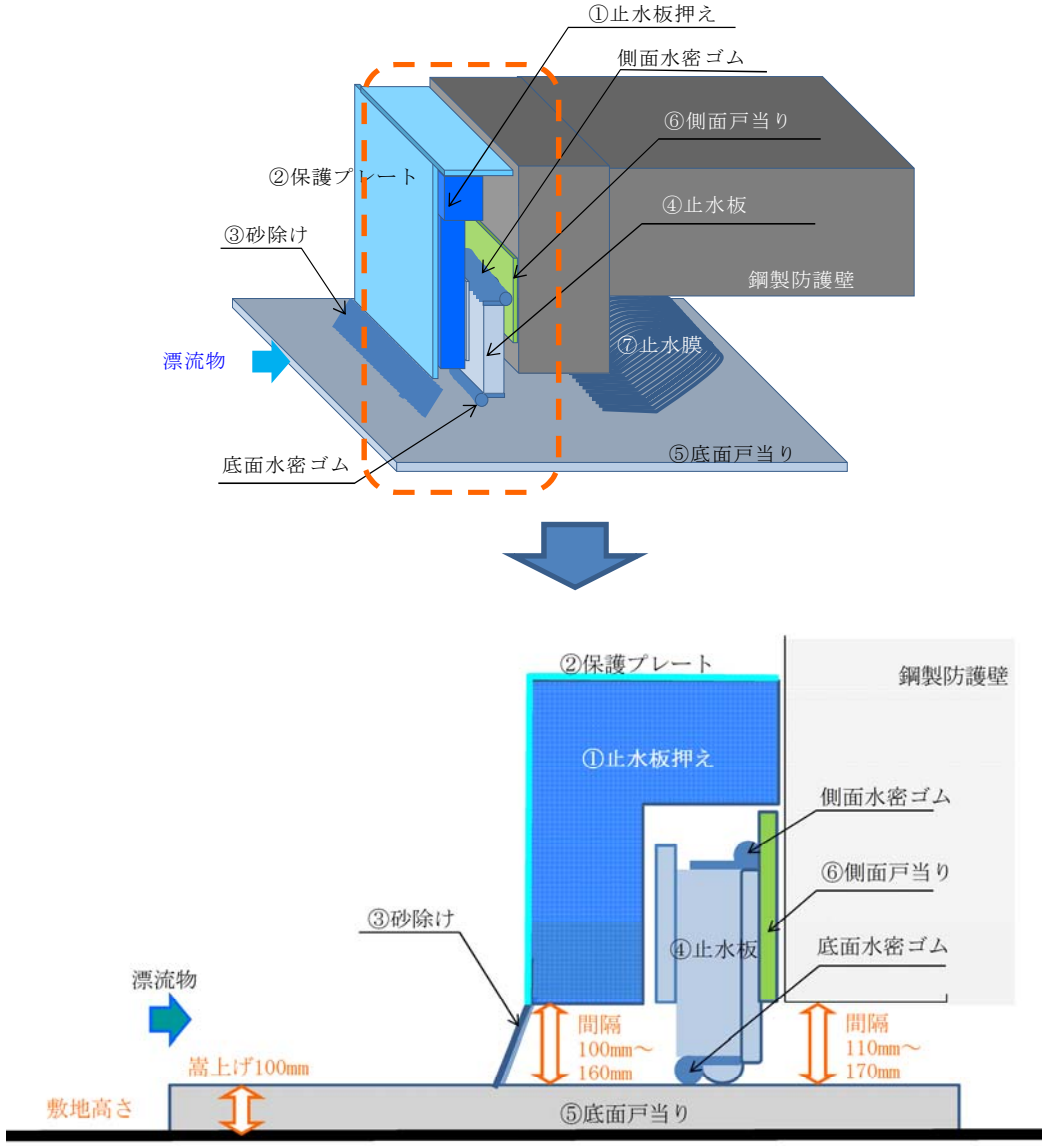
「①止水板押え」「②保護プレート」から「⑤底面戸当り」を通過した場合，到達できる漂流物の寸法は，約 100mm～160mm 幅のもので砂，礫，小型植生（枝葉，樹皮）,その他小物の異物であるが，地盤から「⑤底部戸当り」を約 100mm 嵩上げするとともに，止水板前面に「③砂除け」を設置することにより，軽量・小型の異物混入を防止し基本的には通過しない構造である。第 1-15 表に止水機構の漂流物等からの防護機能の分類及び第 1-52 図に止水機構の構成部品の寸法を示す。

しかしながら，漂流物による「③砂除け」の損傷を考慮して止水板設置位置に砂，礫，小型植生等が到達し，底面水密ゴムの機能を喪失させることを想定し，（ｈ）項の【参考:想定外の損傷ケース】において評価する。

なお，止水機構の状況については，日常点検及び悪天候後の点検等を実施し止水機構の品質管理に努める。

第 1-15 表　止水機構の漂流物等からの防護機能の分類

| 構造部材 | 機能・用途 | 防護されるもの | 通過の可能性が高いもの |
|---|---|---|---|
| ①止水板押え及び<br>②保護プレート<br>～<br>⑤底面戸当りの隙間<br>（100mm～160mm） | 重量物・大型の漂流物からの止水板の防護及び止水板への漂流物等の到達防止 | 船舶，タンク，<br>サイロ，ボンベ類，<br>資機材類，建物外装板<br>カーテウォール，<br>大型植生（幹・枝）など | 砂，礫，小型植生（枝葉，樹皮），その他小物の異物 |
| ③砂除けの設置<br>⑤底面戸当りの嵩上げ<br>（100mm） | 軽量・小型の漂流物及び異物の止水板への到達防止 | 砂，礫，小型植生（枝葉，樹皮），その他小物の異物 | 基本的に通過しない |




第 1-52 図　止水機構の構成部材の寸法

（m）止水板に対する小型漂流物の衝突荷重の評価

＜目的＞

止水機構は，鋼製防護壁の底面と既設取水路の応答変位の違いにより相対変位が生じるため，①止水板押えと⑤底部戸当りの間に 100～160mm の隙間を考慮している。

小型の漂流物を想定すると上記の隙間に入り込む可能性があることから，小型の漂流物による④止水板への影響について評価する。

第 1-53 図に小型漂流物の流入経路を示す。

＜小型漂流物の衝突荷重の評価＞

ａ．止水板まで通過の可能性が高いもの

砂，礫，小型植生(枝葉，樹皮)，その他小物の異物そのうち，小型の植生及び石を選定した。

ｂ．小型植生の衝突荷重の想定

東海発電所北側の植生調査（H28 年度）より地震後の漂流物を想定し間隔は 100mm 以下の植生とした。

・平均直径：0.12m　　・平均樹高：12m

・重量の算定式（建築空間の緑化手法 1988 より）

$W = k \cdot \pi \cdot (d/2)^2 \cdot H \cdot w(1+p)$

$= 89.5\text{kg} \fallingdotseq 90\text{kg}$

d=目通直径　0.12m（平均直径）

H=樹高　12m　（8m+成長分 4m）

ｋ=樹幹形状係数(概算の場合 0.5)

w=樹幹の単位体積重量（1100kg/m3）

p=枝葉の多少による割合(1.2)

・小型植生の衝突荷重の算定（道路橋示方書）

P＝0.1・W・V

＝0.1×90×9.8×10＝0.89ｋN

P　：　衝突荷重（kN）

W　：　漂流物の重量（kg）

V　：　流速（m/s）

ｃ．石の衝突荷重の想定

止水板押えと⑤底面戸当りの隙間が 0.16m であるため，石の大きさを 0.16m×0.16m×0.16m（仮定）とした。

・石の衝突荷重の算定

衝突荷重の算定に当たっては，飛来物の衝突評価の式を参考に用いた。

$F＝mv^2／L$　＝　7.7kN

ｍ　：　評価対象物の質量（$kg/m^3$）

（単位体積当たりの密度（$kg/m^3$）

建築物荷重指針　花崗岩（みかげ石）$3×10^3$ $kg/m^3$ より）

ｖ　：　流速（m/s）　10m/s　（取水口前面）

Ｌ　：　各辺の長さ（m）　0.16

（参考）道路橋示方書の場合　：　0.12kN

d．止水板の衝突荷重の評価

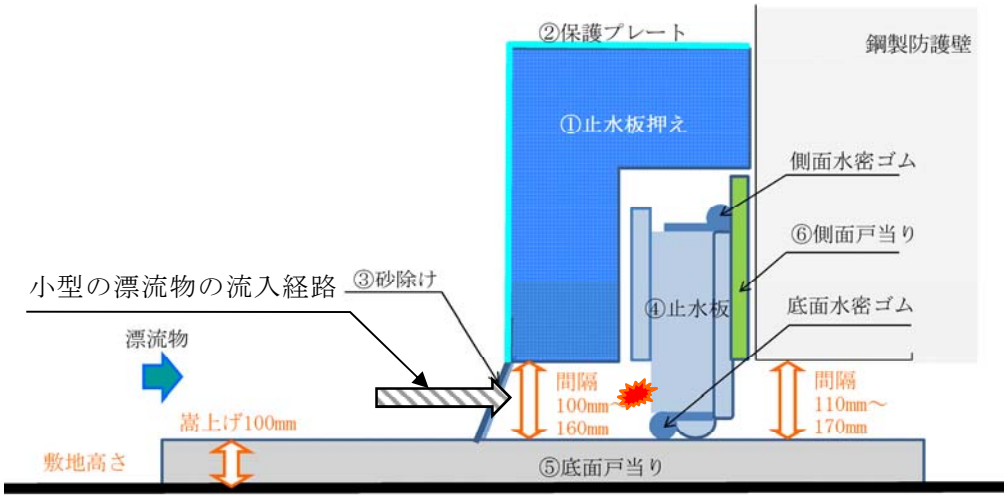
○止水板の許容限界は 240kＮ

・許容限界　：　短期許容応力度×1.5 倍

・許容応力　：　240kN

○衝突荷重は，植生（0.89kN）及び石（7.7kN）の衝突荷重に対し，許容応力は 240kＮであり十分な裕度を確認した。

○なお，止水板は厚さ 100mm のステンレス鋼で重量が約 620kg であることから，想定した石の寸法が増加しても，許容応力に十分な余裕があるため問題ない。




第 1-53 図　小型漂流物の流入経路

（ｎ）水密ゴムの摩耗試験について

＜目的＞

表面にライニングされた水密ゴムに対し，摩耗試験装置により供用後約20年相当の移動量を与え，ライニングの摩耗量を計測することにより，ライニング残存状況を確認し，摩擦係数が維持できるか確認する。

＜試験条件＞

以下の条件にて水密ゴムの摩耗試験の条件を示す。

ａ．加振条件

加振試験装置により，以下に示す移動量を加振し，水密ゴムを摩耗させるための供用後約20年相当の移動量とする。第1図に摩耗試験装置の概要を示す。第1-50図に試験装置の概要を示す。

①　温度変化による移動（道路橋示方書に準拠）

・温度変化　：　1ｻｲｸﾙ/日×365日×20年＝7300回

②　地震加振による移動

・震度３以上震度４まで　：　41回※／年×（20年/5年）

＝　164回＋30（裕度）＝194回

※：気象庁ＨＰより　東海村実積2010.1～2015/1まで41回）

・地震の継続時間　50秒　×　194回　＝9700秒

③　大規模地震加振による移動　（Ｓｓ相当，余震＋津波荷重）

・最大加速度×　1.5倍で加振

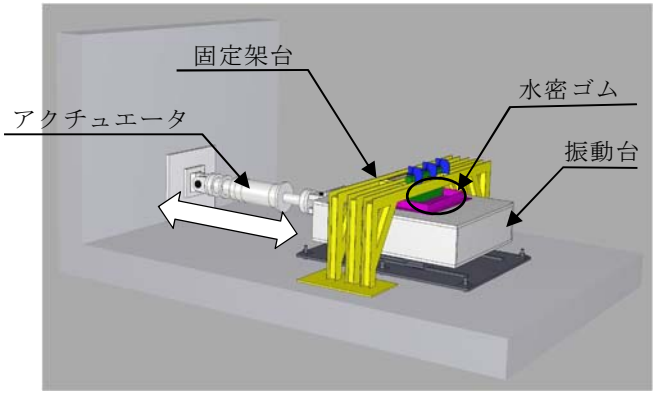
b．環境条件

水密ゴム設置箇所の環境条件を考慮して，砂をかみこませた状態で加振する。また，津波と余震の重畳を考慮して，(b)に示す水圧に相当する荷重を固定治具により加えた状態で加振する。第1-54図に水密ゴム摩耗試験装置の概要，第1-55図に水密ゴム摩耗概要を示す

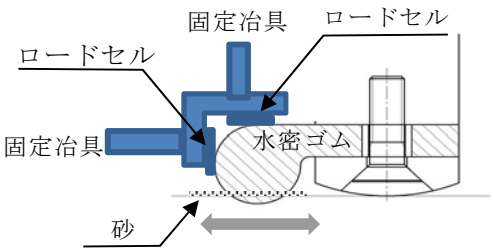
① 砂噛込み ： 現地砂を使用

②水圧を考慮 ： 0.17MPa※

※：防潮堤天端高さ（T.P.＋20m）～設置地盤標高（T.P.＋3m）を差引いた値




第 1-54 図　摩耗試験装置の概要

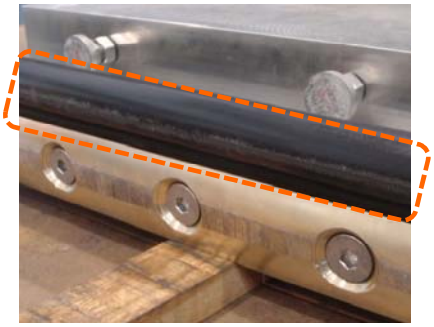



第 1-55 図　水密ゴム摩耗概要
（余震時＋津波荷重時）

＜試験結果＞

２つの供試体（水密ゴム）で摩耗試験を実施し，２回の試験とも水密ゴムの摩耗量は，最大で0.36mmであった。

このため，ライニングの初期厚さ0.5mmに対して，摩耗試験後においても0.14mmライニングが残存しており，水密性の確保及び摩擦係数は維持できる結果となった。　第1-56図に摩耗試験後の水密ゴムを示す。



第 1-56 図　摩耗試験後の水密ゴム

（ｏ）止水機構の追加の設置について

＜止水機構の追加設置＞

止水機構の損傷又は保守に伴う一時的な機能喪失時においても，津波に対する防護機能が維持できるよう，現状の止水機構（以下「１次止水機構」という。）に加えて，２次止水機構を設置する。

２次止水機構については，１次止水機構との共通要因故障による機能喪失を回避するため，多様化を図ることとし，止水膜又はシートジョイントによる止水構造を採用する。また，１次止水機構の保守時の取り外しに伴い，漂流物が２次止水機構まで到達する可能性を考慮し，２次止水機構の損傷を防止するために２次止水機構前面に防衝板を設置する。

詳細設計においては，止水膜又はシートジョイントの受圧面から取付部（固定部）への荷重伝達等を考慮した構造仕様の検討，漂流物衝突を想定した影響評価，対策等について検討する。

＜２次止水機構の設計方針＞　（第 1-57 図参照）

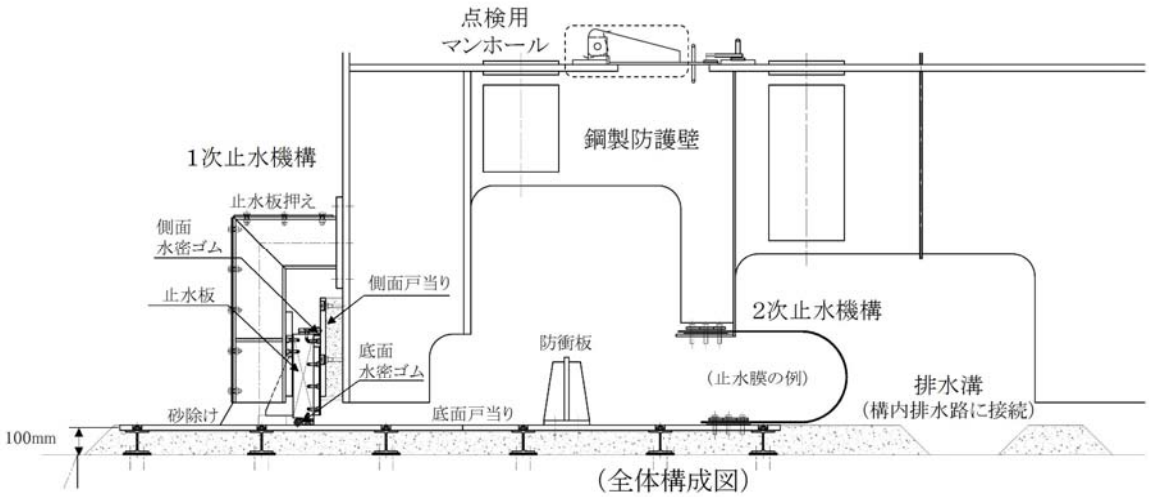
ａ．２次止水機構の追加設置に当たっては，共通要因故障（止水板の追従性不良等）による同時機能喪が生じないよう多様性を図ることとし，１次止水機構の構造と異なる止水膜又はシートジョイントによる構造を採用する（第 1-16 表，第 1-17 表）。

ｂ．止水膜及びシートジョイントについては，想定する津波荷重に対して十分な耐性を有するものを採用するが，１次止水機構の取り外し時に津波の襲来を想定すると，漂流物が２次止水機構に到達する可能性があることから，２次止水機構前面に防衝板を設置し，漂流物による損傷を防止する設計とする。

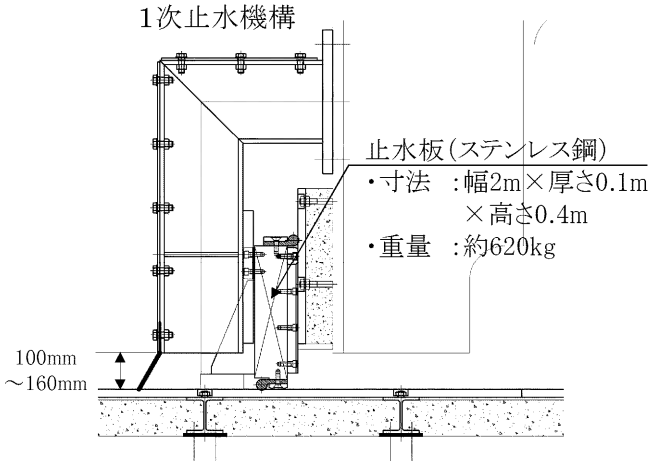
ｃ．さらに，２次止水機構の後段には，２次止水機構からの漏水の可能性を考慮し，漏水を収集・排水可能な排水溝を設置する設計とする。排水は，構内排水路の防潮堤内側の集水枡に収集され，構内排水路逆流防止設備を通して排水する。

ｄ．また，２次止水機構及び防衝板の点検・保守を考慮して，鋼殻内に点検用マンホールを設置し，アクセス可能な設計とし，開口部に対して止水処置を講じる。

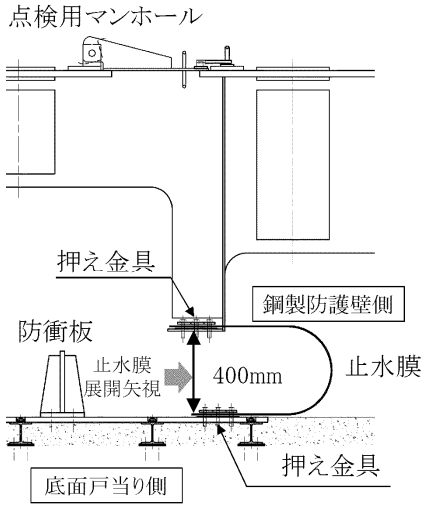
ｆ．これら対策により，基準津波の遡上波の重要な安全機能を有する海水ポンプが設置されたエリアへの到達，流入防止を確実なものとする。



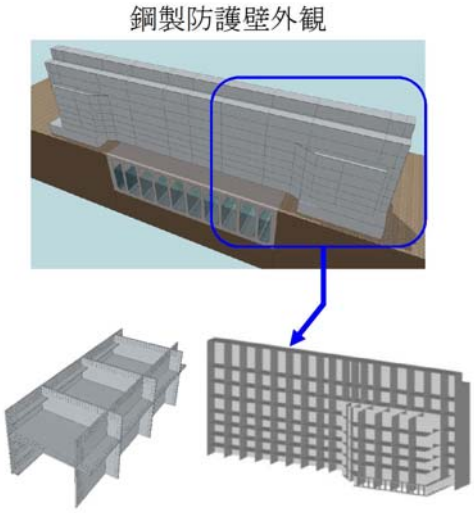

(全体構成図)



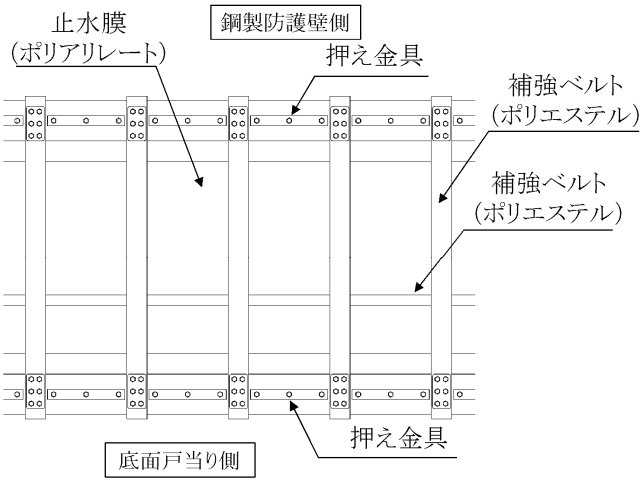

(1次止水機構拡大図)




(点検用マンホール設置図)




(内部鋼殻構造イメージ)




(2次止水機構　止水膜展開図)

第 1-57 図　止水機構の全体構造概要

＜止水機構の主な損傷・機能喪失モードの整理＞

止水板による１次止水機構に想定される主な損傷・機能喪失モードを抽出するとともに，抽出結果に基づき，２次止水機構の構造（多重性又は多様性）について検討した。検討の結果，共通要因故障を考慮すると，２次止水機構は止水膜又はシートジョイントにより多様性を図る方が，止水機構全体としての信頼性に優れると判断した。

第 1-16 表に１次止水機構に想定される主な損傷・機能喪失モードの抽出結果及び２次止水機構の構造選定検討結果を示す。

また，合せて，第 1-17 表に２次止水機構の多重性・多様性のメリット・デメリットについて整理した。

＜止水機構の追加設置＞

１次止水機構，２次止水機構及び防衝板並びに点検用マンホールの津波に対する防護区分について，それぞれの目的，機能要求に基づきに設定した。

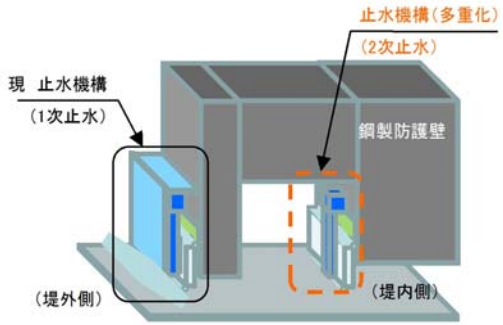
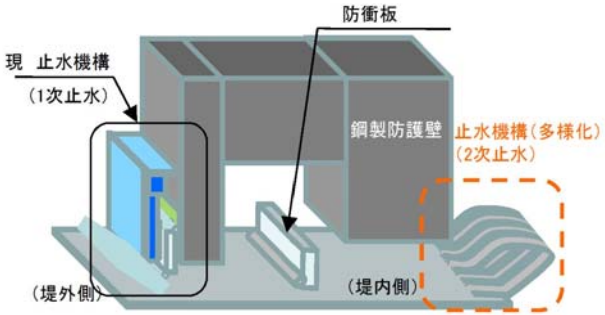
上記対策の津波防護区分としては，１次止水機構は基準津波の遡上波の地上部からの到達，流入防止対策として外郭防護１，２次止水機構は１次止水機構からの漏水対策として外郭防護２，防衝板は１次止水機構の機能喪失時に想定される漂流物の影響を防止するもので１次止水機構の機能を一部担うことから外郭防護１に位置付ける。

第 1-18 表　止水機能等の津波に対する防護区分の検討結果に示す。

第 1-16 表　１次止水機構に想定される主な損傷・機能喪失モードの抽出結果及び２次止水機構の構造選定検討結果

<table>
<tr><th colspan="2">１次止水機構</th><th colspan="2">２次止水機構</th></tr>
<tr><th>構造</th><th>主な損傷・機能喪失モード</th><th>止水板による止水機構<br>（多重性）</th><th>止水膜又はシートジョイント<br>による止水機構（多様性）</th></tr>
<tr><td rowspan="6">止水板による<br>止水機構</td><td>地震時の止水板の浮き上がりにより追従性が喪失する。※</td><td rowspan="4">△<br>現在，止水板の地震時の追従性が未確認であるため，同一構造であることを考慮すると，共通要因故障により，同時に機能喪失に至る可能性がある。</td><td rowspan="4">○<br>構造が異なるため，同時に機能喪失しない。</td></tr>
<tr><td>地震時に止水板が水密ゴムを噛み込み，止水性が喪失する。※</td></tr>
<tr><td>水密ゴムの摺動により亀裂，破損，摩耗が発生し，止水性が損失する。※</td></tr>
<tr><td>地震時の止水板等の変形，損傷により，止水性が喪失する。※</td></tr>
<tr><td rowspan="2">漂流物が止水板に衝突し，止水性が喪失する。</td><td colspan="2">○<br>１次止水機構がある場合は、漂流物は１次止水機構で留まり，２次止水機構までは到達せず，２次止水機構の機能は保持される。</td></tr>
<tr><td>×<br>１次止水機構の保守に伴う取り外し時には，漂流物が２次止水機構まで到達するため，２次止水機構の機能喪失に至る可能性がある。</td><td>○<br>１次止水機構の保守に伴う取り外し時においても、防衝板があるため，漂流物は２次止水機構まで到達せず，２次止水機構の機能は維持される。</td></tr>
<tr><td>評価</td><td></td><td>△</td><td>○</td></tr>
</table>

第 1-17 表　２次止水機構の多重性・多様性のメリット・デメリット

| 区　分 | | 設計事項 | 設計概要 | 評　価 |
|---|---|---|---|---|
| 多重性 | メリット | 止水板を二重に設置するため，１次止水機構の機能が喪失しても２次止水機構で機能は維持できる。 |  <br>図　多重性の止水機構の例 | △<br>共通要因故障により，同時機能喪失のリスクがある |
| | デメリット | 現在，止水板の地震時の追従性が未確認につき，同一の構造の場合，共通要因故障により同時に止水機構の機能が喪失する。 | | |
| 多様性 | メリット | 構造が異なるため，共通要因故障による機能喪失がなく，一つの止水機構が喪失しても残りの止水機構の機能は維持できる。 |  <br>図　多様性の止水機構の例 | ○<br>漂流物に対する防護が必要になるが，防衝板により対応可能 |
| | デメリット | 構造が異なるため，それぞれの機能に差があり，同一の防護レベルにならない。 | | |

第 1-18 表　止水機能等の津波に対する防護区分の検討結果

| 対策設備 | 施設・設備区分 | 防護区分 | 目的／機能要求 | 備考 |
|---|---|---|---|---|
| １次止水機構 | 浸水防止設備 | 外郭防護１ | 基準津波の遡上波の鋼製防護壁下部と取水路間の隙間から重要な安全機能を有する海水ポンプの設置されたエリアへの流入，到達を防止する。 | 防衝板は，１次止水機構の機能喪失時に想定される漂流物の影響を防止するもの（影響防止装置）であるが，１次止水機構の漂流物防止機能の一部を担うことから，防護区分は外郭防護１として整理する（【補足】参照）。 |
| 防衝板 | 影響防止装置 | | 防衝板は，１次止水機構の損傷又は保守に伴う取り外し時に，漂流物が２次止水機構に到達することを防止する。 | |
| ２次止水機構 | 浸水防止設備 | 外郭防護２ | ２次止水機構は，１次止水機構からの漏えいを考慮して，重要な安全機能を有する海水ポンプの設置されたエリアへの漏水を防止する。<br>また，安全機能への影響確認として，海水ポンプ設置エリア（防護壁外側）への浸水量評価を実施し，安全機能への影響がないことを確認する。 | |
| 点検用マンホール | 浸水防止設備 | 外郭防護２ | １次止水機構からの漏えいを考慮して，鋼製防護壁鋼殻内への漏水を防止する。 | |

【補足】
○設置許可基準規則　別記３
３ 五 ⑥　津波防護施設の外側の発電所敷地内及び近傍において建物・構築物及び設置物等が破損，倒壊及び漂流する可能性がある場合には，防潮堤等の津波防護施設及び浸水防止設備に波及的影響を及ぼさないよう，漂流防止措置又は津波防護施設及び浸水防止設備への影響の防止措置を施すこと。
○基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド　Ⅱ 5.4.2　漂流物による波及的影響の検討
【規制基準における要求事項等】　津波防護施設の外側の発電所敷地内及び近傍において建物・構築物，設置物等が破損，倒壊，漂流する可能性について検討すること。上記の検討の結果，漂流物の可能性がある場合には，防潮堤等の津波防護施設，浸水防止設備に波及的影響を及ぼさないよう，漂流防止装置または津波防護施設・設備への影響防止措置を施すこと。
【確認内容】　（２）②漂流防止装置，影響防止装置は，津波による波力，漂流物の衝突による荷重との組合せを適切に考慮して設計する方針であること。
○耐津波設計方針に係る工認審査ガイド　3.7.1 漂流物による波及的影響の検討
【規制基準における要求事項等】　「○基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」と同じ。
【確認内容】　（１）② b)　タンク，船舶等の重量物が漂流物として特定されている場合，当該重量物が漂流しないよう固定する等，漂流防止装置を設置，または，津波防護施設，浸水防止設備に対して，漂流物が衝突しないよう防護柵，防護壁等の影響防止装置を設置。

（ｐ）止水機構の実機模大実証試験

ａ．止水機構の実証試験の目的

止水機構が基準地震動Ｓ$_{s}$による地震動を受けた時の止水板の挙動を確認することにより，変位追従性，水密ゴムの健全性を確認することを目的に実規模大の試験装置を用いた試験を実施する。

ｂ．実証試験装置の概要

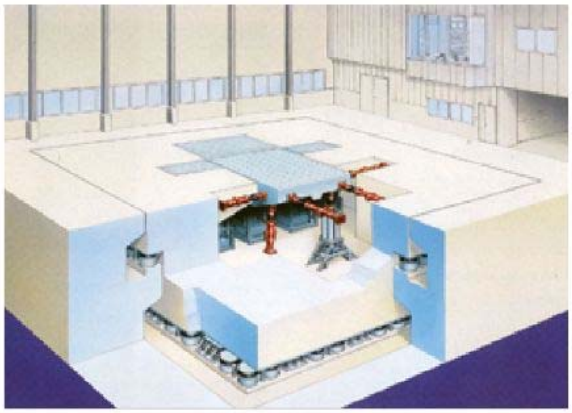
＜加振装置＞

大型３軸加振台（場所：茨城県つくば市　第 1-58 図参照）

装置仕様：第 1-19 表のとおり。

第 1-19 表　大型３軸加振台基本仕様

| 項目 | | 基本仕様 | | |
|---|---|---|---|---|
| 加速度自由度 | | ３軸６自由度 | | |
| 最大積載質量 | | 80tf | | |
| テーブル寸法 | | 6m×4m | | |
| 定格値 | 方向 | Ｘ方向 | Ｙ方向 | Ｚ方向 |
| | 最大変位 | ±300mm | ±150mm | ±100mm |
| | 最大加速度 | 1G | 3G | 1G |

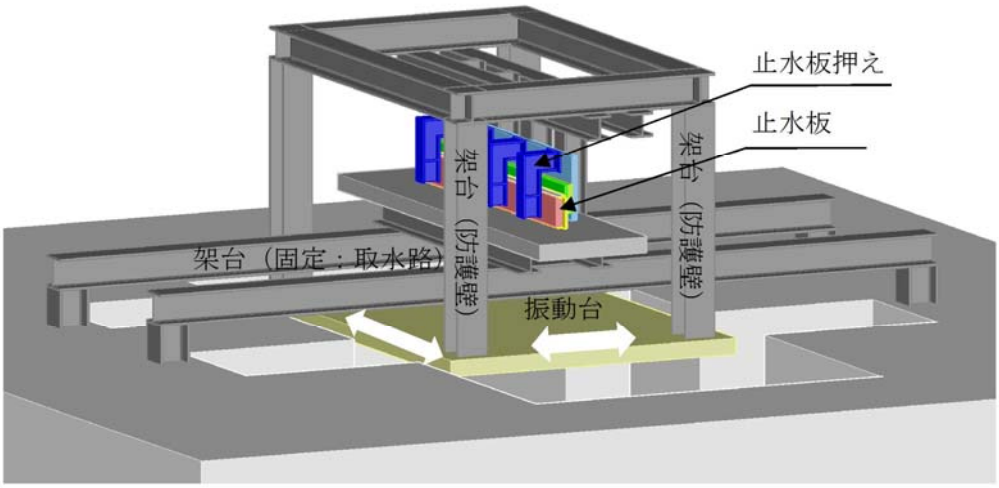


第 1-58 図　大型３軸加振台鳥瞰図

＜試験装置＞（第 1-59 図参照）

・供試体：実機と同仕様の実規模サイズの供試体を製作

・模擬範囲：止水体２枚（各 2m）を連結




第 1-59 図　試験装置（参考）
※試験計画の検討により変更の可能性あり

＜試験条件＞

・地震動：基準地震動Ｓ$_{s}$による鋼製防護壁の応答による加速度（水平・鉛直加速度を同時入力），相対変位を考慮。

＜実証試験項目＞

・止水板の地震時及び水圧を模擬した追従性　：

止水板の動作に異常（浮上りなど）がないことを確認する。

・水密ゴムの健全性　：　止水板による水密ゴムの噛み込み，摺動による亀裂・破損・摩耗等がないことを確認する。また，水密　ゴムのライニングがない状態についても挙動を確認する。

・止水機構構成部材の健全性　：　試験を通じて構成部材に異常（変形，損傷など）がないことを確認する。

＜実施時期と説明＞

試験計画の策定，試験装置の設計・製作完了後，速やかに実施（平成 30 年 4 月頃からの開始を想定）し，試験結果については平成 30 年 5 月頃に説明する。

ｃ．実規模試験後の確認試験

実機模試験後の水密ゴムについて，外観点検を行い明らかな亀裂，破損，損傷等が認められない場合には，漏水試験を実施し評価を行う。

（ｐ）２次止水機構の部材について

２次止水機構にて止水する部材は，止水膜とシートジョイントを使用する。　以下に止水膜及びシートジョイントについての仕様を示す。

ａ．止水膜について

＜止水膜の物性値＞

止水膜の物性値は以下の通り（第 1-20 表）。

○主部材：ポリアリレート繊維［密度（本/inch）:22 本］

第 1-20 表　止水膜の物性値

| 項　目 | 物性値 |
|---|---|
| 引張り強さ（N/3cm） | 6200 |
| 伸　び（%） | 8.3 |
| 密度（本/ ｉｎｃｈ） | 22 |

＜水圧試験の確認結果＞

試験結果は，以下の通り。（第 1-21 表,第 1-60 図）

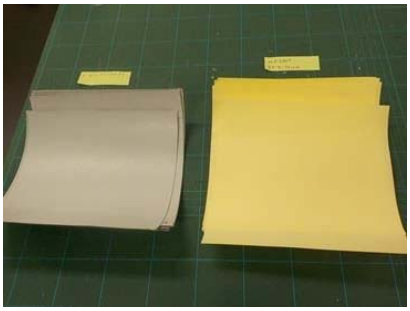
・試験規格：JIS L 1092　繊維製品の防水試験方法に基づく耐水試験

・使用水圧：170KPa 以上（防潮堤天端高さ（T.P.＋20m）から設置地盤標高（T.P.＋3m）を差し引いた値）

・試験圧力：500KPa 以上　（使用圧力の約 3 倍の試験圧力）

第 1-21 表　止水膜の水圧試験

| 止水膜材料 | 使用圧力 | 試験圧力 | 判定 | 備考 |
|---|---|---|---|---|
| | 170KPa | 500ＫＰａ以上 | ○ | ５回実施 |



止水膜サンプル

水圧試験状況

・左：
・右：

※今後，止水膜取付部（固定部）の強度についても確認する

第 1-60 図　　耐圧試験にて使用する止水膜と試験装置

＜使用実績＞

膜材料の主部材の採用実績は港湾施設，空港，工場施設などに採用されている。第 1-61 図参照

第 1-61 図　メーカ試験状況

b．シートジョイントについて

シートジョイントについては，弊社の防潮壁に設置するものと同等の仕様で，他プラントにおいても使用実績がある。

第 520 回審査会合（平成 29 年 10 月 17 日）資料 1-3-4 にて説明。

（ｒ）止水機構の漏水量評価

止水機構からの漏水量評価を以下の 3 ケースについて評価を実施した。評価の結果，隣接する非常用海水ポンプの安全機能に影響を与える浸水深ではなかった。評価結果を第 1-22 表に示す。

＜ケース１＞

１次止水機構のみに期待するケース（第 520 回審査会合時の説明内容）

＜ケース２＞

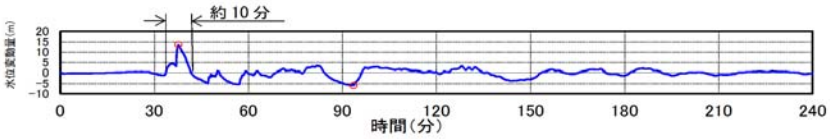
１次止水機構に加え，2 次止水機構を設置した場合

＜ケース３＞

１次止水機構の止水板１枚の機能喪失＋２次止水機構の止水膜が喪失した場合

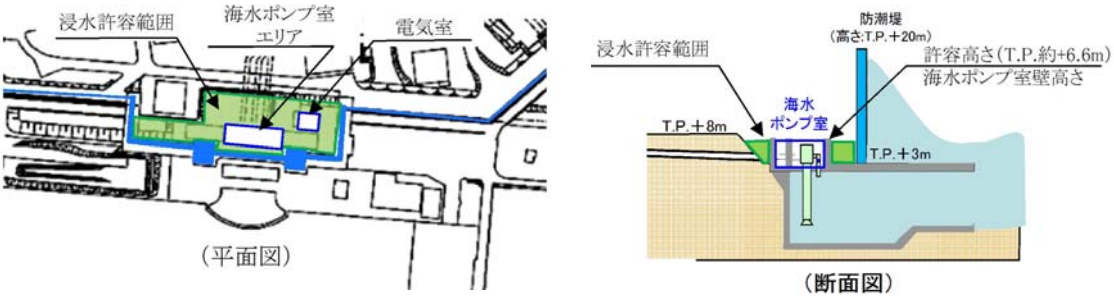
＜評価条件＞

○継続時間　：　約 10 分　（取水口前面）



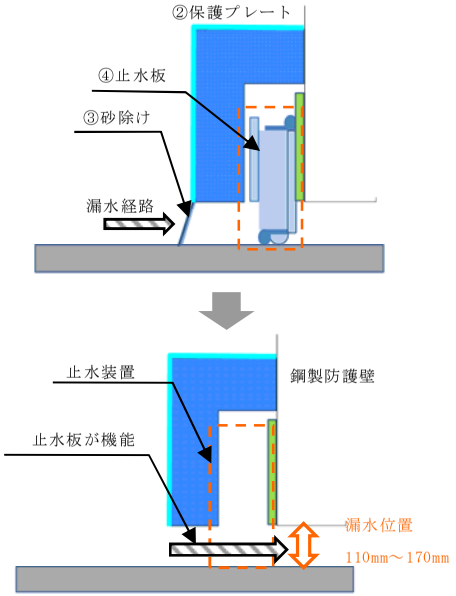
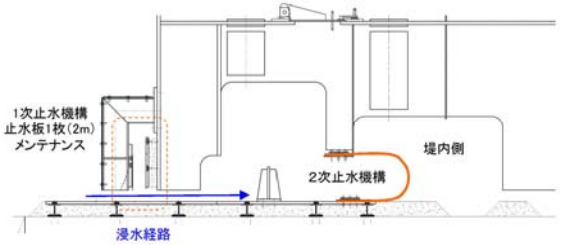
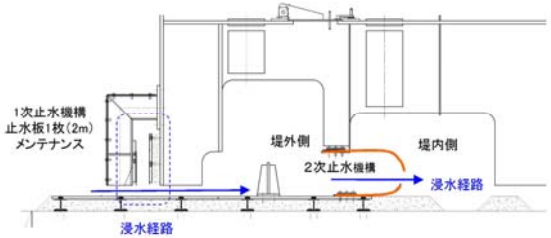
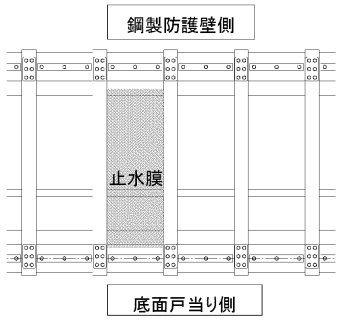

○許容高さ　：　T.P.約＋6.6m　（海水ポンプ室壁高さ）

○浸水エリア：　海水ポンプ室浸水エリアを第 1-62 図に示す。




第 1-62 図　海水ポンプ室浸水深エリア

第１-22 表　１次止水機構及び２次止水機構の漏水量評価結果

| | 【ケース１】<br>１次止水機構のみに期待するケース<br>（第 520 回審査会合時の説明内容） | 【ケース２】<br>１次止水機構に加え，２次止水機構を設置した場合 | 【ケース３】<br>１次止水機構の止水板１枚の機能喪失＋<br>２次止水機構の止水膜が喪失した場合 |
|---|---|---|---|
| 概　要 | １次止水機構の止水板 1 枚（2m）の機能が喪失した場合の敷地の浸水深を評価する。(開口部は止水板がない場合の鋼製防護壁と底面戸当りの隙間部(最大 170mm)から評価した。) | ケース１にて止水板から漏水した水が２次止水機構で確保可能か評価する。 | １次止水機構の止水板１枚(2m)の機能喪失＋２次止水機構の止水膜の喪失を想定した場合の敷地の浸水深を評価する。(開口部は止水板がない場合の鋼製防護壁と底面戸当りの隙間部(最大 170mm)から評価した。) |
| 説明図 |  |  <br>止水膜の水圧試験の結果，防潮堤天端高さ（T.P.＋20m）から設置地盤標高（T.P.＋3m）を差し引いた値の静水圧(170kPa)に対して，試験圧力 500ｋＰａ以上で確認しているため，止水膜から漏えいすることはなく１次止水機構からの漏水を保持できる。<br>なお，止水膜に対する漂流物衝突影響，対策等は詳細設計段階で検討するが，【ケース３】に示したとおり，止水膜の機能が喪失しても非常用海水ポンプの安全機能に影響ないことを確認している。 |   |
| 漏水量／浸水深 | 止水板１枚喪失時の漏水量<br>3726m3/10 分，<br>浸水深　約１.6m（T.P.＋3m 盤より） | － | ２次止水機構の止水膜が喪失した場合，１次止水機構からの漏水が，そのまま敷地内に浸水するため，漏水量及び浸水深はケース１に同じとなる。 |

## ２．　施工実績

### ２．１　　鋼製門型ラーメン構造

（１）　施工事例１：鋼殻ブロックの施工事例（橋梁箱桁）

橋梁上部工の上下２段の鋼殻ブロックの施工事例

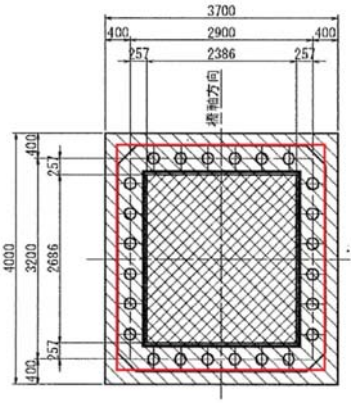
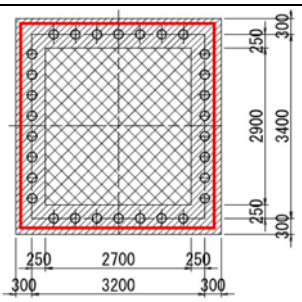
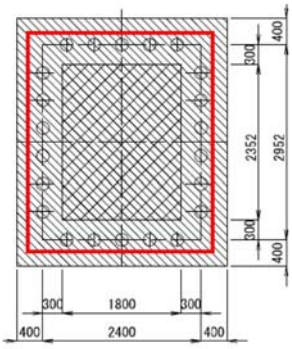
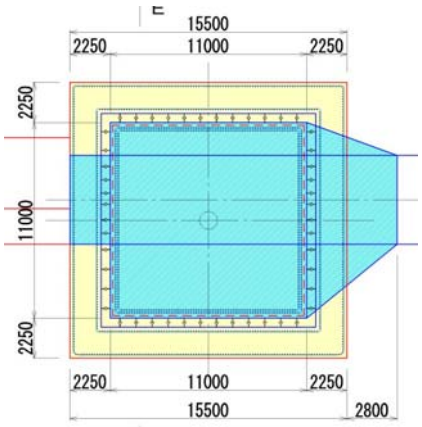
（２）　施工事例２：国道工事（国土交通省）

（３） 施工事例３：高速道路工事（高速道路株式会社）

２．２　直接定着式アンカーボルトの実績

| 発注者 | 基数 | ボルト本数 |
|---|---|---|
| 国土交通省 | 193 | 4,824 |
| NEXCO／首都高速 | 18 | 430 |
| 地方自治体 | 41 | 1,074 |
| 名古屋高速道路公社 | 244 | 6,891 |
| 福岡北九州道路公社 | 45 | 1,190 |
| 広島高速道路公社 | 37 | 856 |
| 総　　計 | 578 | 15,265 |

基礎の規模に対するアンカーボルト本数の比較

| 種別 | アンカーボルト本数／<br>基礎寸法 | 平面図 |
|---|---|---|
| 実績 A | 24 本／<br>3600×3300<br>（1.85 本/㎡） |  |
| 実績 B | 30 本／<br>3800×3600<br>（2.19 本/㎡） |  |
| 実績 C | 22 本／<br>3352×2800<br>（2.34 本/㎡） |  |
| 今回設計 | 48 本／<br>12000×12000<br>（0.33 本/㎡） |  |

（１） 施工事例１：国道工事（国土交通省）

アンカーボルトの仕様　D170×L3,960mm-56 本，D150×L3,620mm-22 本，D130×3,310mm-22 本

（２） 施工事例２：臨港道工事（国土交通省）

アンカーボルトの仕様　D150×4,300mm-40 本

## ３．　地中連続壁基礎に関する設計基準類

地中連続壁基礎に係る設計基準としては，道路橋示方書・同解説（公益社団法人 日本道路協会），また施工の観点からの基準として地中連続壁基礎工法施工指針（案）（地中連続壁基礎協会）に代表される。

### （１）　道路橋示方書･同解説Ⅳ下部構造編(公社法人日本道路協会：平成 24 年 3 月)

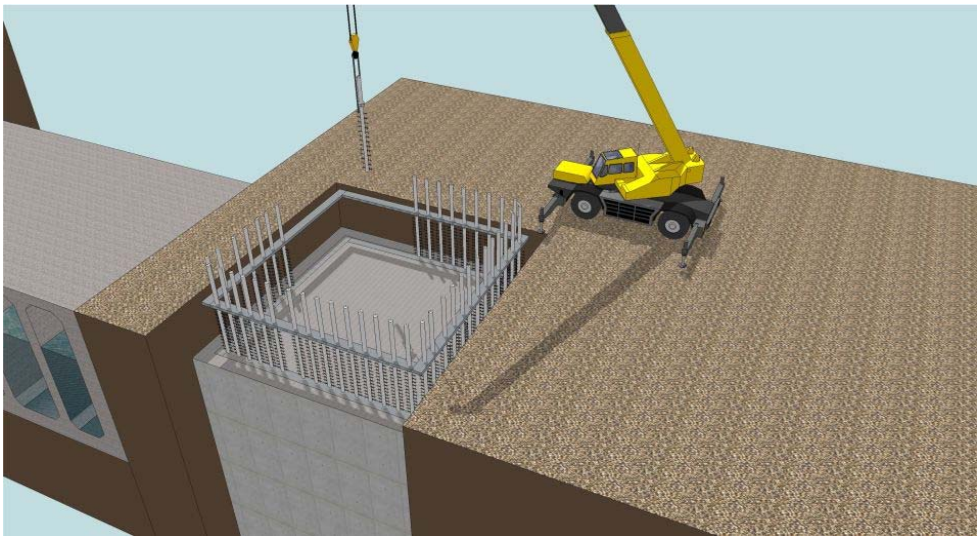
道路橋下部構造の技術基準として，各種基礎の設計手法等がとりまとめられており，橋梁下部構造以外の土木構造物の基礎においても，同基準を参考として計画・設計している。

### （２）　地中連続壁基礎工法施工指針(案)(地中連続壁基礎協会：平成 14 年 7 月)

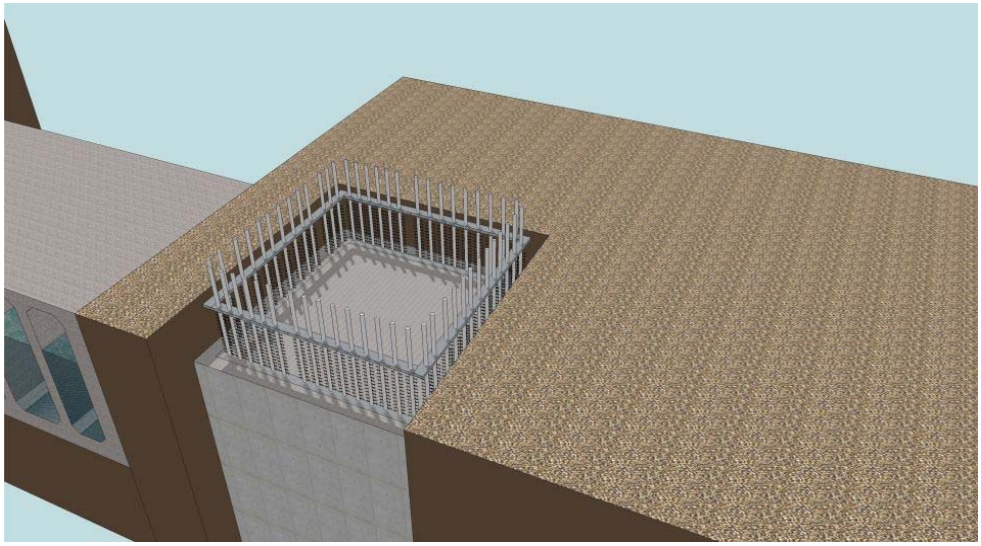
道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編に基づいて設計された地中連続壁基礎の施工に適用される指針。地中連続壁基礎の品質を確保するための施工方法等が記載されており，これらを踏まえた設計とする必要がある。

## ４．　参考資料

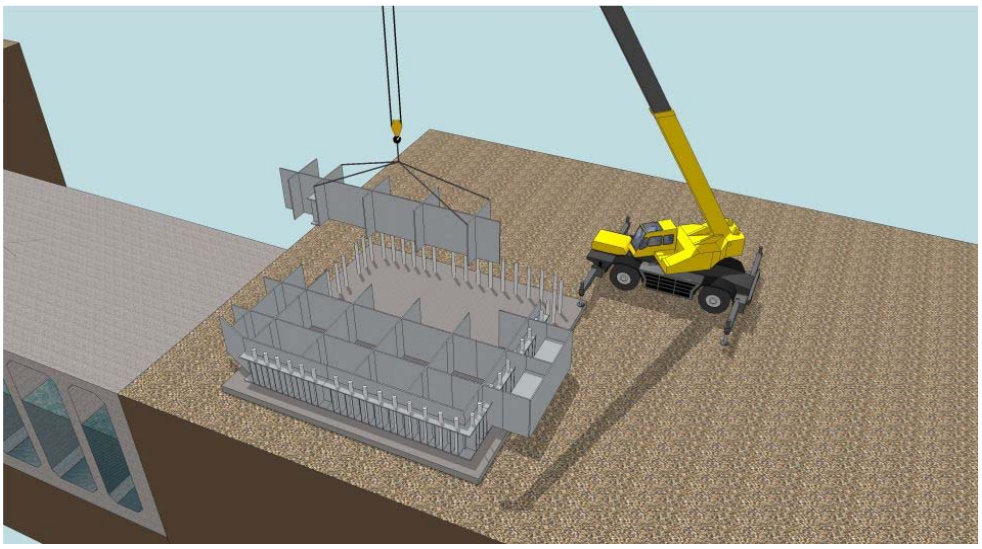
鋼製防護壁ブロック架設方法のステップ図を第 4-1 図～第 4-4 図に示す。



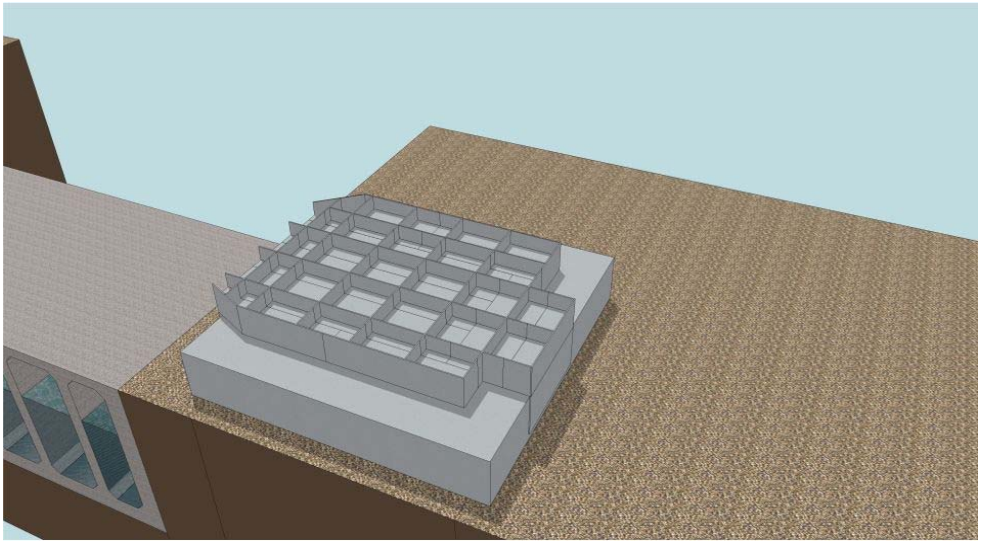
- 地中壁連続壁基礎上部にアンカーボルトを設置する。
- 所定位置に設置する必要があるため，基礎上部にはフレーム架台を設置し，据付精度を確保する。



第 4-1 図　Step.1　アンカーボルトの設置

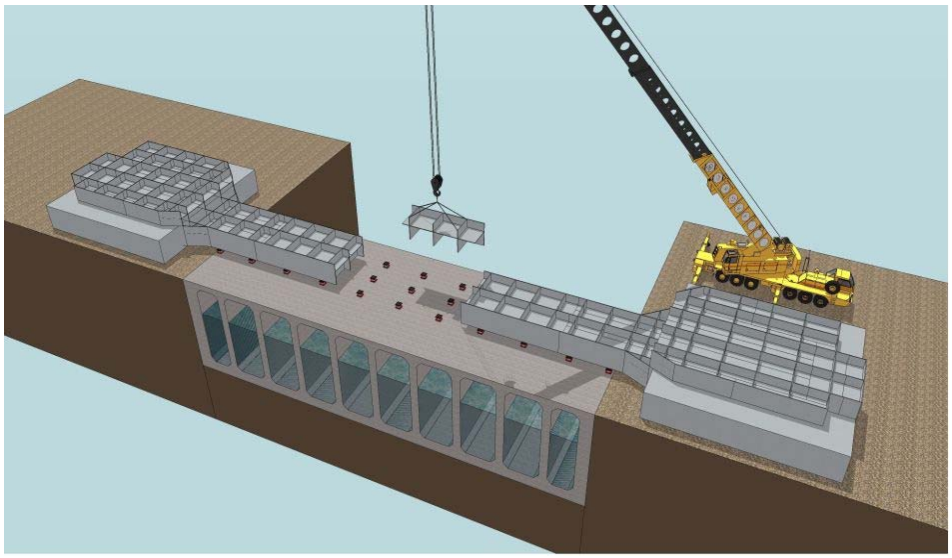


- 頂版部配筋及びコンクリート施工後に，１段目及び２段目の支柱部ブロックを架設する。

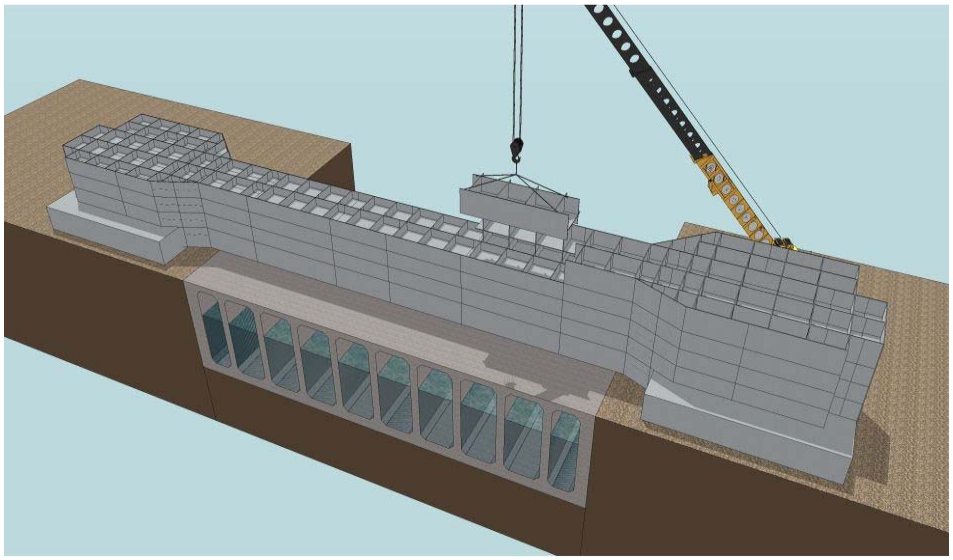


- 支柱部中詰鉄筋めコンクリートを施工する。

第 4-2 図　Step.2　支柱部ブロック設置・中詰鉄筋めコンクリート工

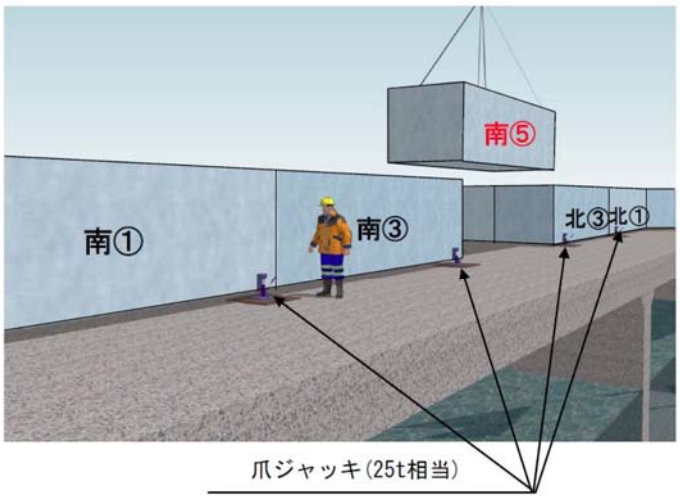


- 取水口隔壁上など上載荷重による影響を最小限にできる箇所にジャッキを配置し１段目の支間部ブロックを架設する。
- 架設時には，１段目死荷重によるたわみ量及び２段目以降の構造系の変化を考慮した逐次剛性と死荷重によるたわみ量をあらかじめ上げ越しする。
- 各段の架設完了後に全体の出来形・反りが所定の寸法内に収まるよう，事前に綿密な架設計画を立案しておく。



- 各層の架設完了後，支柱部・支間部に予め設けたポイントの座標を計測する。
- 管理値から逸脱した場合は、取水口隔壁上や連壁基礎上端など，必要な地耐力が確保できる箇所に反力受け構を設置し，ジャッキを用いて調整し管理値以内に納める。

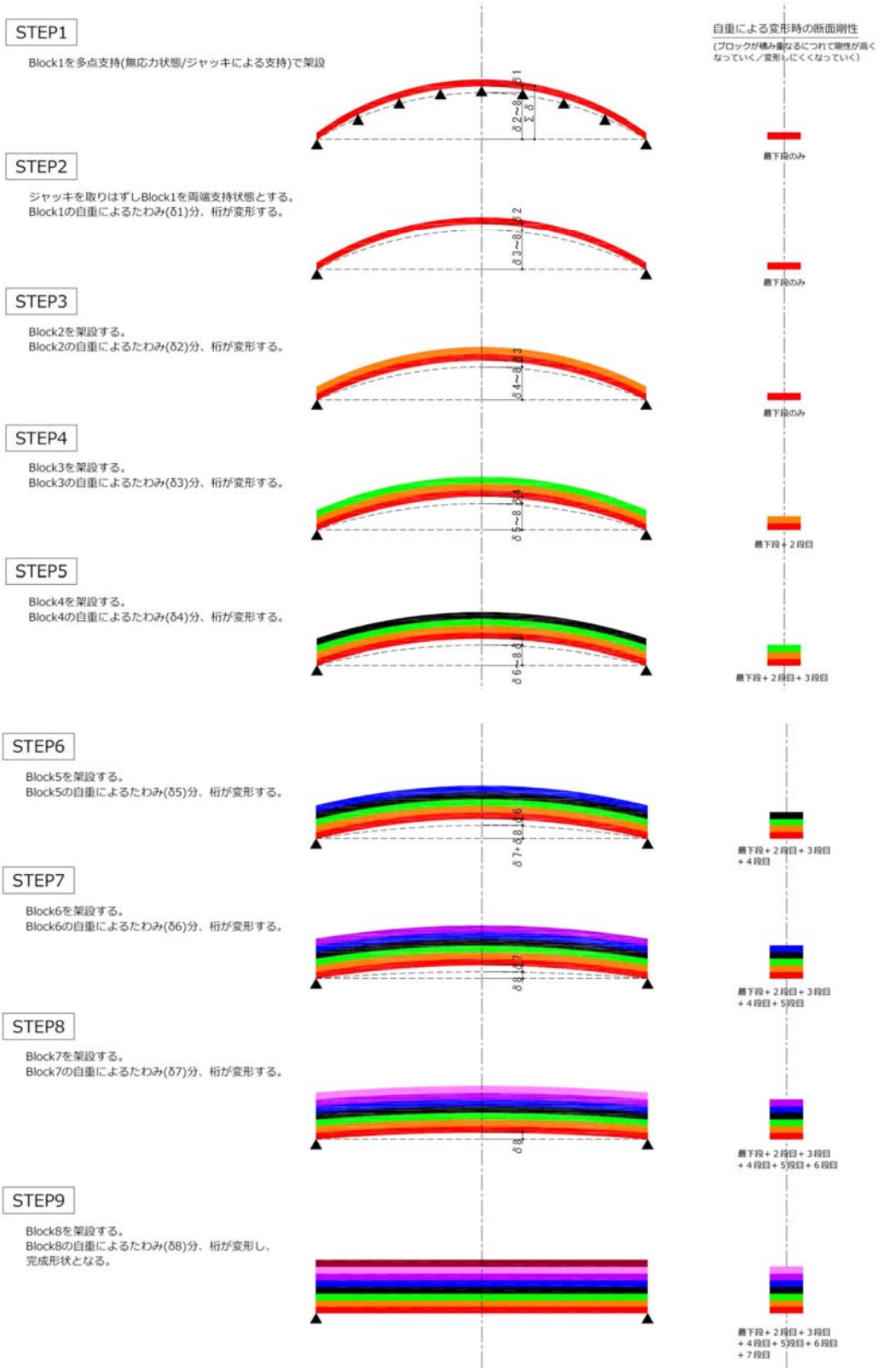
第 4-3 図　Step.3　ブロック架設工




※ 取水口頂版スラブの耐荷重は、別途、鋼殻の仮受けが可能であることを確認済みである。

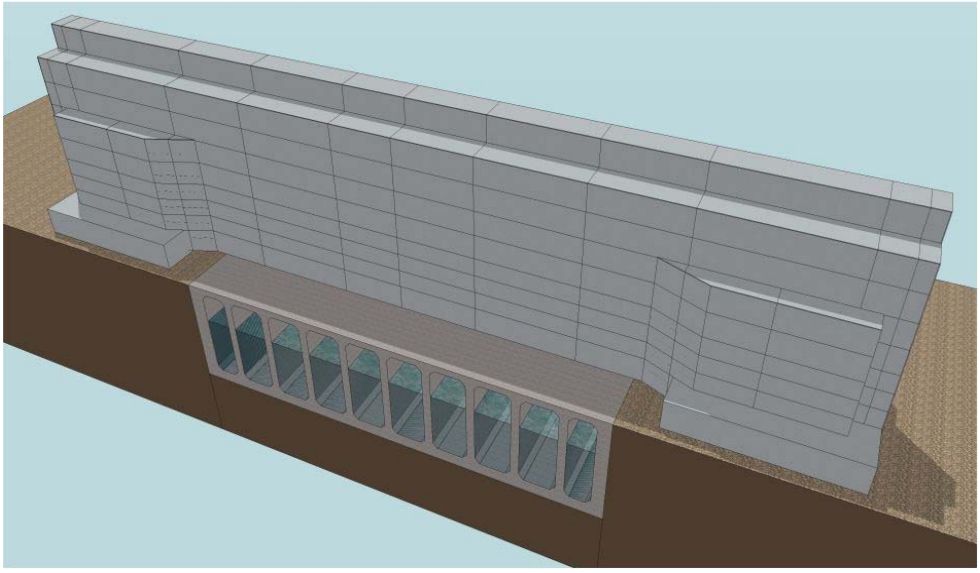
【油圧式爪ジャッキ】

第 4-4 図　ジャッキによる仮受け状況（イメージ）




・各層の架設完了後，支柱部・支間部に予め設けたポイントの座標を計測する。
・管理値から逸脱した場合は、取水口隔壁上や連壁基礎上端など，必要な地耐力が確保できる箇所に反力受け構を設置し，ジャッキを用いて調整し管理値以内に納める。

第 4-5 図　上げ越し管理（イメージ）



- 完成後は全体の出来形測定を実施し，所定の精度内に収まっていることを確認する。

第 4-6 図　Step.4　完成

# 鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針について

目次

１．鉄筋コンクリート防潮壁の要求機能と設計方針について
（１）鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能
（２）鉄筋コンクリート防潮壁高さの設定方針
（３）設計方針
１）構造概要
２）設計手順
３）設計荷重
４）地中連続壁基礎の設計方針
５）鉄筋コンクリートの設計方針
６）止水ジョイント部の設計方針

２．地中連続壁基礎に関する設計基準類

## １．鉄筋コンクリート防潮壁の要求機能と設計方針について

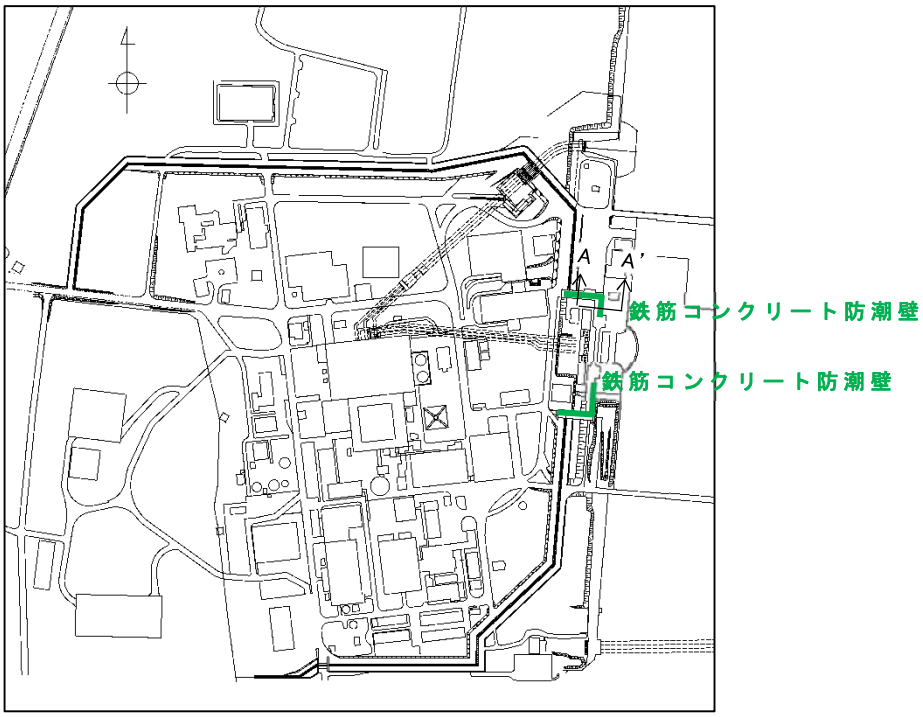
### （１）鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能

鉄筋コンクリート防潮壁の平面位置図を第 1-1 図に，断面図及び平面図を第 1-2 図に示す。

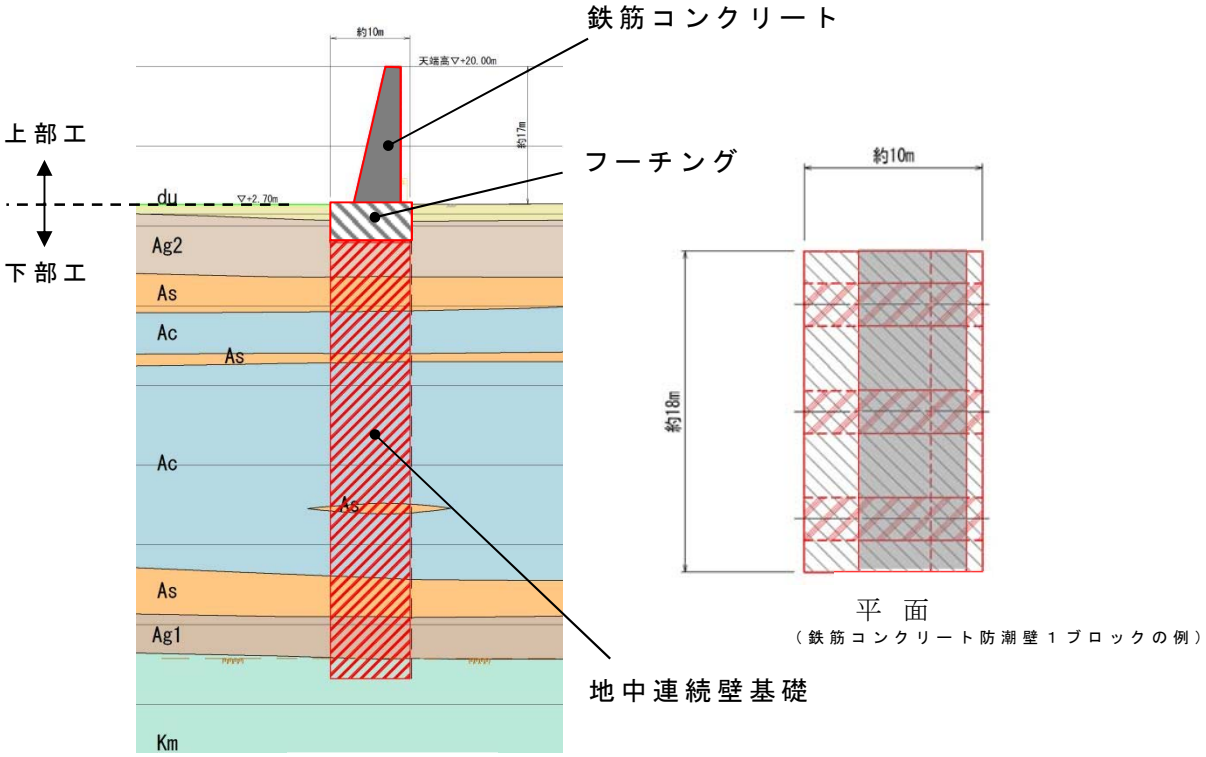
鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針について第 1-1 表に，鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位を第 1-3 図に示す。

津波防護施設としての防潮堤に求められる要求機能は，繰返しの襲来を想定した遡上波に対して浸水を防止すること，基準地震動$S_s$に対して要求される機能を損なう恐れがないよう，構造物全体としての変形能力に対し，十分な構造強度を有することである。

上記の機能を確保するための性能目標は，遡上津波に対して余裕を考慮した防潮堤高さを確保するとともに構造体の境界部等の止水性を維持し，基準地震動$S_s$に対して止水性を損なわない構造強度を有した構造物とすることである。

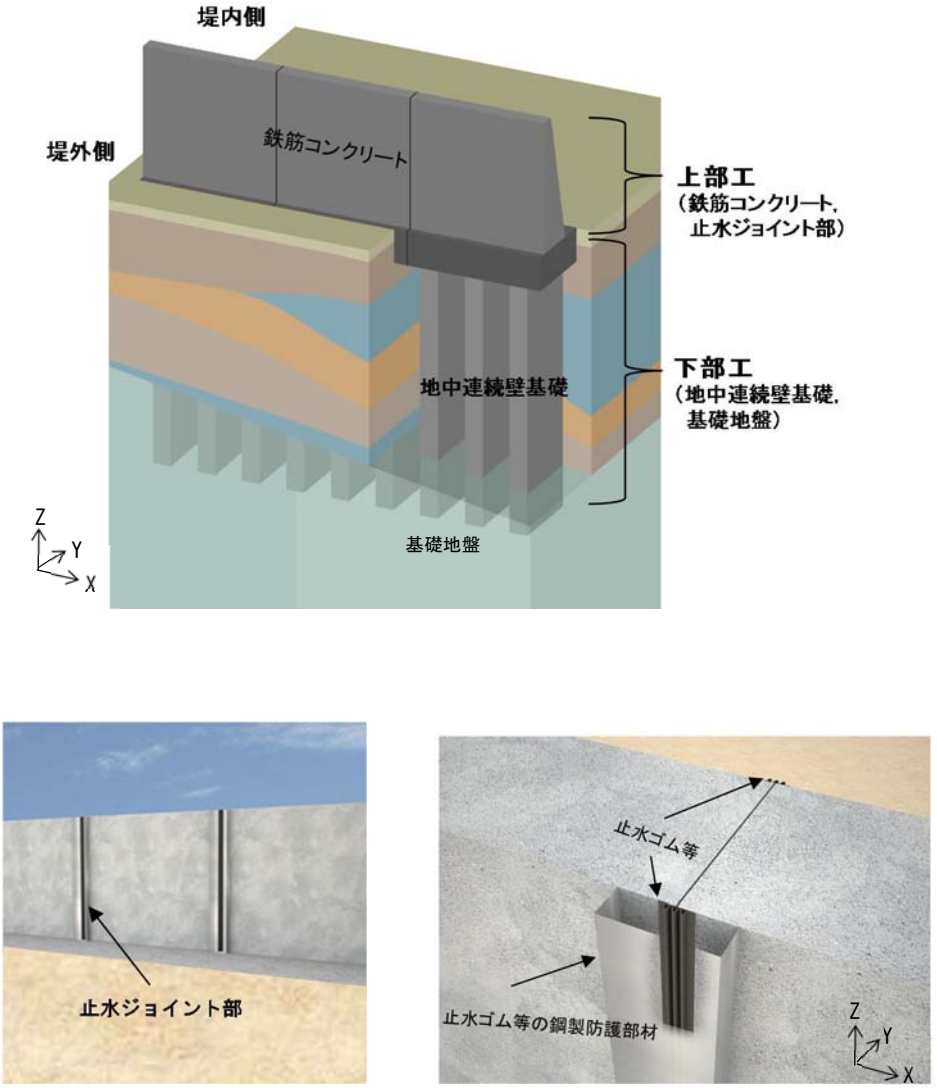



第 1-1 図　平面位置図




注）仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-2 図　断面図及び平面図




第 1-3 図　鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位

# 第 1-1 表　鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

津波防護に関する施設は，津波の発生に伴い，津波防護対象設備がその安全性又は重大事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないような設計とする。「津波防護に関する施設の設計について」の要求機能，機能設計，構造強度設計を以下に示す。

| 施設名 | 要求機能 | | 機能設計 | | 構造強度設計 | | | | | | 設計に用いる許容限界 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 審査ガイド | 要求機能 | 性能目標 | 機能設計方針 | 性能目標 | 構造強度設計（評価方針） | 評価対象部位 | | 応力等の状態 | 損傷モード | |
| 鉄筋コンクリート防潮壁 | 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド<br>5.1 津波防護施設の設計<br>津波防護施設については、その構造に応じ、波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し、越流時の耐性にも配慮した上で、入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計すること。<br>(1)要求事項に適合する設計方針であることを確認する。<br>(2)設計方針の確認に加え、入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため、以下の項目について、設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。<br>① 荷重組合せ<br>a)余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ：常時＋津波、常時＋津波＋地震（余震）<br>② 荷重の設定<br>a)津波による荷重（波圧、衝撃力）の設定に関して、考慮する知見（例えば、国交省の暫定指針等）及びそれらの適用性。<br>b)余震による荷重として、サイト特性（余震の震源、ハザード）が考慮され、合理的な頻度、荷重レベルが設定される。<br>c)地震により周辺地盤に液状化が発生する場合、防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考慮すること。<br>③ 許容限界<br>a)津波防護機能に対する機能保持限界として、当該構造物全体に対する機能保持限界（終局耐力）を有し、津波防護機能損傷時間分余裕を有すること。（なお、機能損傷時間は、補修による程度の変形）を有すること。<br>b)津波防護機能に対する許容限界は、地震後も津波防護機能が十分保持できる場合に、津波防護機能に必要な機能を有すること。<br>基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド<br>6.3 津波防護施設、浸水防止設備等<br>津波防護機能を有する施設、浸水防止機能を有する設備及び敷地に存する津波防護機能を有する監視機能を有する設備の組合せにより建物及び構築物は、常時作用する荷重に対して、当該建物・構築物が構造物全体の変形）について十分な余裕を有すること。<br>また、その施設に要求される機能（津波防護機能、浸水防止機能）を保持すること | ・鉄筋コンクリート防潮壁は，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため，地中連続壁基礎が降伏に至らないことを確認する。 | 基礎地盤 | 支持力 | 支持機能を喪失する状態 | 「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」に基づき**妥当な安全余裕を考慮した**極限支持力以下とする。 |
| | | | | | | 基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために，構造部材である地中連続壁基礎が，おおむね弾性状態に留まることを確認する。 | 地中連続壁基礎 | 曲げ，せん断 | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | **【基準地震動Ｓｓ**・基準津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編・Ⅴ耐震設計編）」に基づき短期許容応力度以下とする。<br>【T.P.+24m 津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編・Ⅴ耐震設計編）」「コンクリート標準示方書」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。 |
| | | | | | | 基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために，構造部材である鉄筋コンクリートが，おおむね弾性状態に留まることを確認する。 | 鉄筋コンクリート | 曲げ，せん断 | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | **【基準地震動Ｓｓ**・基準津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」に基づき短期許容応力度以下とする。<br>【T.P.+24m 津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」「コンクリート標準示方書」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。 |
| | | | | | | 基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため，地中連続壁基礎が降伏に至らないことを確認する。<br>・鉄筋コンクリート防潮壁は，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため，地中連続壁基礎が降伏に至らないことを確認する。<br>・鉄筋コンクリート防潮壁は，基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，鉄筋コンクリート製地中連続壁基礎，鉄筋及び鋼製構造で時間の経過を考慮した荷重に対し，鉄筋コンクリート製地中連続壁基礎の構造健全性を保持する設計とするために，構造部材である地中連続壁基礎が，おおむね弾性状態に留まることを確認する。 | 上部工 | 止水ゴム等 | 変形，引張り | 有意な漏えいに至る変形，引張り | メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。 |
| | | | | | | | | 鋼製アンカー | 引張り，せん断，引抜き | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。 |
| | | | | | | | | 止水ゴム等の鋼製防護部材 | 曲げ，引張り，せん断 | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。 |

（２）鉄筋コンクリート防潮壁高さの設定方針

敷地前面東側に位置する鉄筋コンクリート防潮壁は，遡上津波に対して余裕を考慮した防潮壁高さを設定している。入力津波高さと防潮堤高さの関係を第 1-2 表に示す。

第 1-2 表　入力津波高さと防潮壁高さの関係

| | 敷地側面<br>北側 | 敷地前面<br>東側 | 敷地側面<br>南側 |
|---|---|---|---|
| 入力津波高さ<br>（潮位のばらつき等考慮） | T.P.＋15.4m | T.P.＋17.9m | T.P.＋16.8m |
| 防潮壁高さ | T.P.＋18.0m | T.P.＋20.0m | T.P.＋18.0m |
| 設計裕度 | 2.6m | 2.1m | 1.2m |

（３）設計方針

１）構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁は，海水ポンプ室周辺に配置する。（第 1-1 図参照）

幅約 2.5m，長さ約 10m の地中連続壁基礎を防潮壁に沿って約 6m 間隔に構築し，上部工の鉄筋コンクリートはフーチングを介して連結する。上部工の施工ブロック間及び異種構造物間には，伸縮性を有する止水ジョイントを設置する。

構造部位ごとの役割を第 1-3 表に示す。

第 1-3 表　構造部位の役割

| 構造部位 | 役割 |
|---|---|
| 地中<br>連続壁基礎 | 鉄筋コンクリートからフーチングを介して伝達される荷重を支持地盤に確実に伝達し，防潮壁としての機能を維持する。 |
| 地中<br>連続壁基礎<br>（フーチング） | 鉄筋コンクリートからの荷重を地中連続壁基礎に確実に伝達する。鉄筋コンクリート及び地中連続壁基礎の主鉄筋はフーチング内に定着し，それぞれ剛結合とする。 |
| 鉄筋<br>コンクリート | 津波波力をフーチングに伝達するとともに，津波に対する止水性を確保する。 |

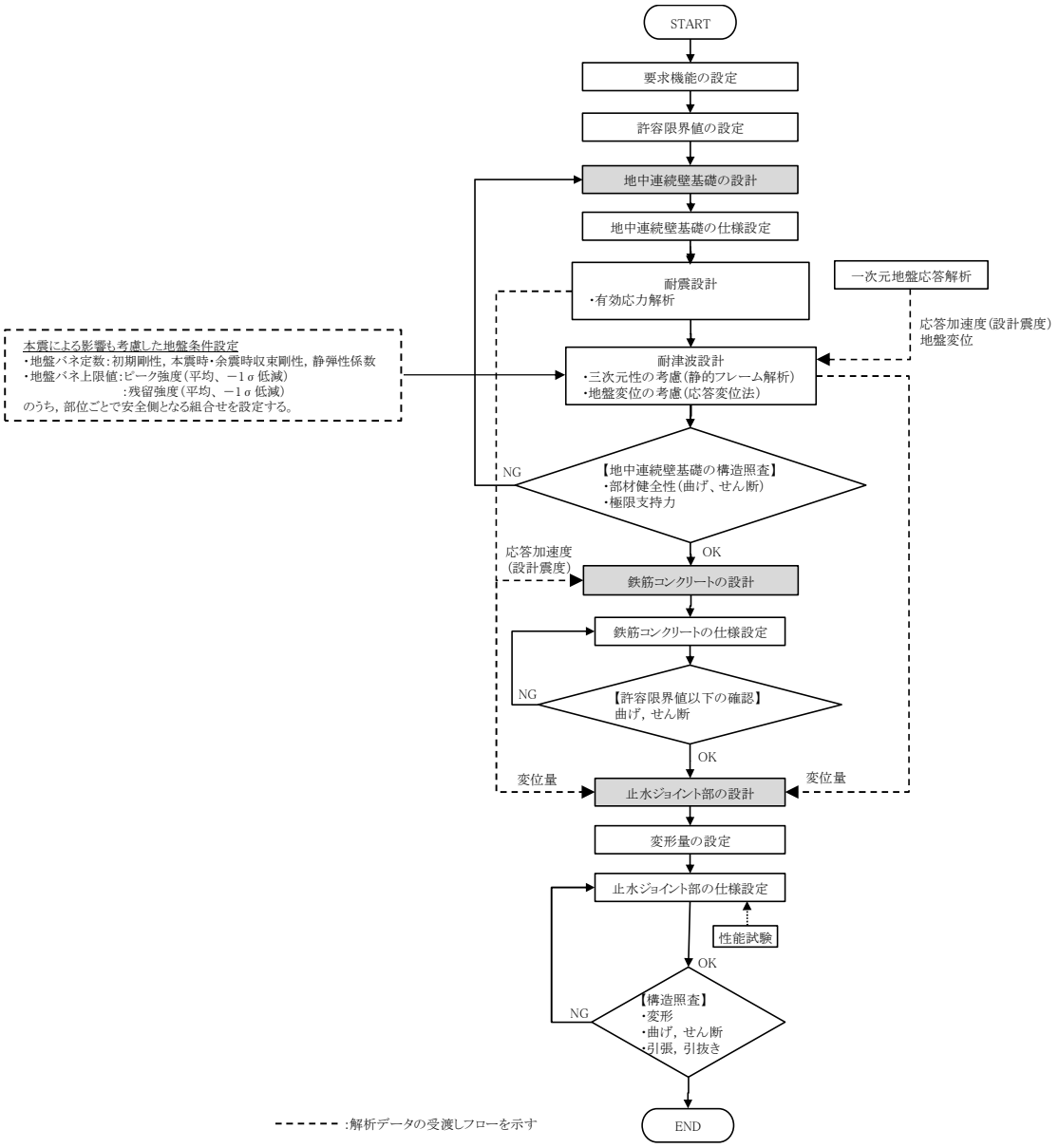
２）設計手順

鉄筋コンクリート防潮壁の耐震・耐津波評価においては，津波防護施設であること，Ｓクラスの設計基準対象施設であることを踏まえ，第 1-4 表の鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目に従い，各構造部材の構造健全性及び支持性能の評価を行う。

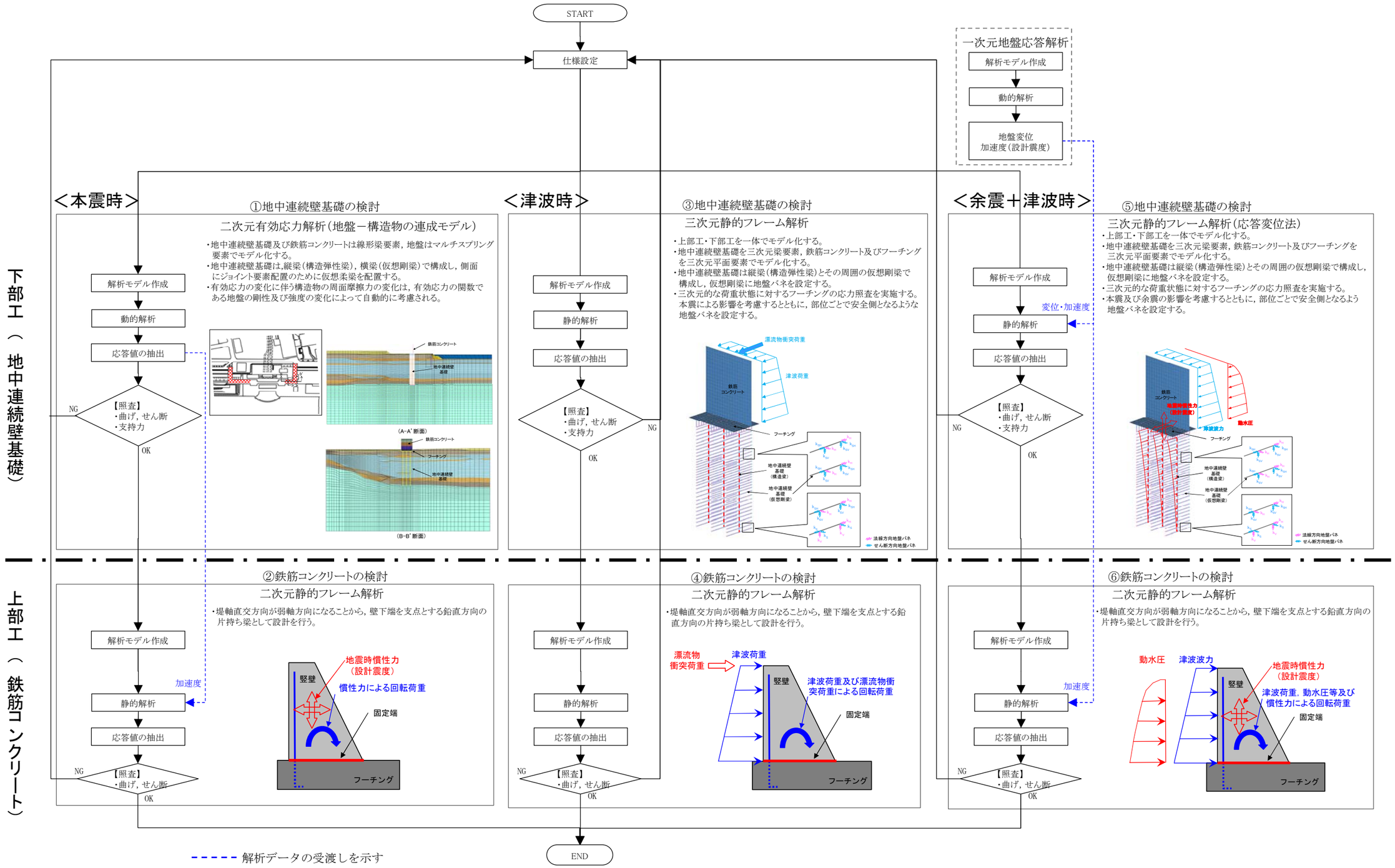
鉄筋コンクリート防潮壁の構造健全性及び支持性能評価の検討フローを第 1-4 図に，鉄筋コンクリート防潮壁の検討モデルと評価フローを第 1-5 図に示す。

第 1-4 表　鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

<table>
<tr><th colspan="3">構造強度設計</th><th rowspan="2">設計に用いる許容限界</th></tr>
<tr><th colspan="2">評価対象部位</th><th>応力等の状態</th></tr>
<tr><td rowspan="2">下部工</td><td colspan="2">基礎地盤</td><td>支持力</td><td>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。</td></tr>
<tr><td colspan="2">地中<br>連続壁<br>基礎</td><td>曲げ<br>せん断</td><td>【基準地震動Ｓｓ・基準津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編・Ⅴ耐震設計編）」に基づき短期許容応力度以下とする。<br>【T.P.+24m 津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編・Ⅴ耐震設計編）」，「コンクリート標準示方書」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。</td></tr>
<tr><td rowspan="4">上部工</td><td colspan="2">鉄筋<br>コンクリート<br>防潮堤</td><td>曲げ<br>せん断</td><td>【基準地震動Ｓｓ・基準津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」に基づき短期許容応力度以下とする。<br>【T.P.+24m 津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編」，「コンクリート標準示方書」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。</td></tr>
<tr><td rowspan="3">止水ジョイント部</td><td>止水<br>ゴム等</td><td>変形<br>引張り</td><td>メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。</td></tr>
<tr><td>鋼製<br>アンカー</td><td>引張り<br>せん断<br>引抜き</td><td>「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。</td></tr>
<tr><td>止水ゴム<br>等の鋼製<br>防護部材</td><td>曲げ<br>引張り<br>せん断</td><td>「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。</td></tr>
</table>




第 1-4 図　鉄筋コンクリート防潮壁の構造健全性及び支持性能評価の検討フロー




第 1-5 図　鉄筋コンクリート防潮壁の検討モデルと評価フロー

３）設計荷重

設計に用いる荷重の組合せを以下に示す。

① 基準地震動Ｓｓによる地震荷重

② 基準津波荷重＋漂流物衝突荷重

③ 余震＋基準津波荷重

④ T.P.＋24m津波荷重＋漂流物衝突荷重

⑤ 余震＋T.P.＋24m津波荷重

※T.P.+24m 津波は第四十三条対応事項であるが，上部工の耐津波設計における影響が大きいため本資料に記述する。

４）地中連続壁基礎の設計方針

地中連続壁基礎は，地震及び津波の荷重に対する基礎として上部工からの荷重を支持する必要がある。そのため，繰返し襲来する地震及び津波荷重が作用した場合に対して弾性状態に留まる設計とする。また，これらの荷重によって基礎に発生する押込力が，基礎を支持する基礎地盤の極限支持力以内に留まる設計とする。

結合部の設計については「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」に基づき行う。地中連続壁基礎から立ち上がる鉛直方向の主鉄筋をフーチングコンクリート内に，同示方書で規定される定着長以上埋め込むことで，地中連続壁基礎とフーチングを結合させる。結合は剛結とする。

本震時は液状化を精緻に評価するために二次元有効応力解析，津波時及び余震＋津波時は荷重の三次元性を反映するために三次元静的フレーム解析を実施し，壁体に発生する断面力を用い

て応力照査を実施する。

① 耐震設計（二次元有効応力解析）

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる二次元地震応答解析を行い，本震時の地中連続壁基礎の構造健全性及び支持性能を確認する。地盤の液状化の影響を緻密に反映するため，有効応力の変化に伴う地盤挙動の変化を考慮することができる有効応力解析法を用いることとし，地震応答解析により算定される部材の発生応力が許容限界値以下となるよう設計する。

液状化強度特性については，平均－１σの値を用いることで保守性を考慮する。さらに，地質分布の不確かさに着目し，原地盤の液状化強度特性を適用した基準地震動Ｓｓによる解析結果のうち，最も厳しいケースにおいて，より一層保守的な検討を目的に，液状化検討対象層である全ての砂層・礫層に対して豊浦標準砂の液状化強度特性を与えることで，強制的に液状化させる条件を仮定した解析モデルについても検討する。

a．解析モデルの作成

地質断面図を反映して解析モデルを作成する。鉛直方向はT.P.－130m までをモデル化する。水平方向には構造物を中心に左右とも構造物幅の５倍程度以上の範囲をモデル化する。地中連続壁基礎は線形梁要素，地盤はマルチスプリング要素，上部工は堤軸方向を線形平面要素，堤軸直交方向を線形梁要

素でモデル化し，地下水位以深については間隙水圧要素を配置する。

地中連続壁基礎は,縦梁（構造弾性梁），横梁（仮想剛梁）で構成し，側面にジョイント要素配置のために仮想柔梁を配置する。

有効応力の変化に伴う構造物の周面摩擦力の変化は，有効応力の関数である地盤の剛性及び強度の変化によって自動的に考慮される。

堤軸直交方向の地震応答解析モデルの例を第 1-6 図，堤軸方向の地震応答解析モデルの例を第 1-7 図に示す。

b．地震応答解析

二次元有効応力解析により構造物及び地盤の応答値を算定する。

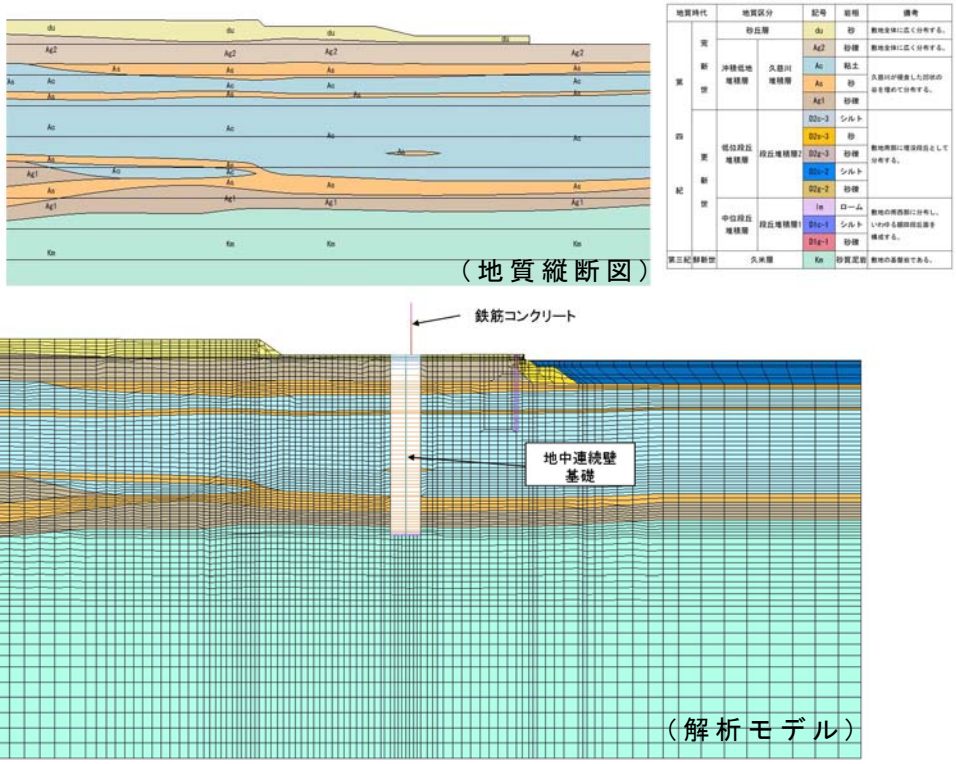
構造物の応答値のうち鉄筋コンクリートの最大水平加速度を上部工の設計に使用する。

入力地震動は，東海第二発電所の解放基盤表面深度であるT.P.－370m から T.P.－130m までをモデル化した剥ぎ取り地盤モデルを用いて，一次元波動論により T.P.－130m 位置で評価した地震動（2E）を用いる。

c．照査

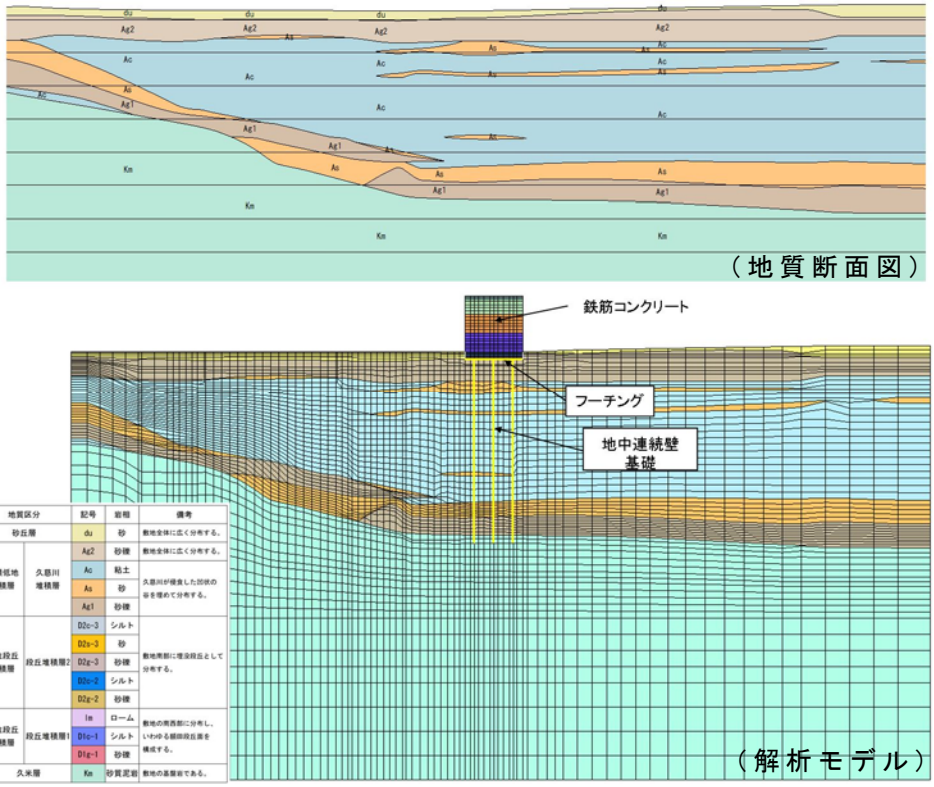
地震応答解析により算定された地中連続壁基礎の断面力を用いて，曲げモーメント・軸力に対する照査，せん断に対する照査を行い，許容限界値以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能として，基礎に作用する地盤反力が極限支持力以下であることを確認する。




| 地質時代 | | 地質区分 | | 記号 | 岩相 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 第四紀 | 完新世 | 砂丘層 | | du | 砂 | 敷地全体に広く分布する。 |
| | | 沖積低地堆積層 | 久慈川堆積層 | Ag2 | 砂礫 | 敷地全体に広く分布する。 |
| | | | | Ac | 粘土 | 久慈川が侵食した凹状の谷を埋めて分布する。 |
| | | | | As | 砂 | |
| | | | | Ag1 | 砂礫 | |
| | 更新世 | 低位段丘堆積層 | 段丘堆積層2 | D2c-3 | シルト | 敷地南部に埋没段丘として分布する。 |
| | | | | D2s-3 | 砂 | |
| | | | | D2g-3 | 砂礫 | |
| | | | | D2c-2 | シルト | |
| | | | | D2g-2 | 砂礫 | |
| | | 中位段丘堆積層 | 段丘堆積層1 | lm | ローム | 敷地の南西部に分布し、いわゆる鎧段段丘面を構成する。 |
| | | | | D1c-1 | シルト | |
| | | | | D1g-1 | 砂礫 | |
| 第三紀鮮新世 | | 久米層 | | Km | 砂質泥岩 | 敷地の基盤岩である。 |

第 1-6 図　地震応答解析モデル（堤軸直交方向）の例





| 地質時代 | | 地質区分 | | 記号 | 岩相 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 第四紀 | 完新世 | 砂丘層 | | du | 砂 | 敷地全体に広く分布する。 |
| | | 沖積低地堆積層 | 久慈川堆積層 | Ag2 | 砂礫 | 敷地全体に広く分布する。 |
| | | | | Ac | 粘土 | 久慈川が侵食した凹状の谷を埋めて分布する。 |
| | | | | As | 砂 | |
| | | | | Ag1 | 砂礫 | |
| | 更新世 | 低位段丘堆積層 | 段丘堆積層2 | D2c-3 | シルト | 敷地南部に埋没段丘として分布する。 |
| | | | | D2s-3 | 砂 | |
| | | | | D2g-3 | 砂礫 | |
| | | | | D2c-2 | シルト | |
| | | | | D2g-2 | 砂礫 | |
| | | 中位段丘堆積層 | 段丘堆積層1 | lm | ローム | 敷地の南西部に分布し、いわゆる鎧段段丘面を構成する。 |
| | | | | D1c-1 | シルト | |
| | | | | D1g-1 | 砂礫 | |
| 第三紀鮮新世 | | 久米層 | | Km | 砂質泥岩 | 敷地の基盤岩である。 |

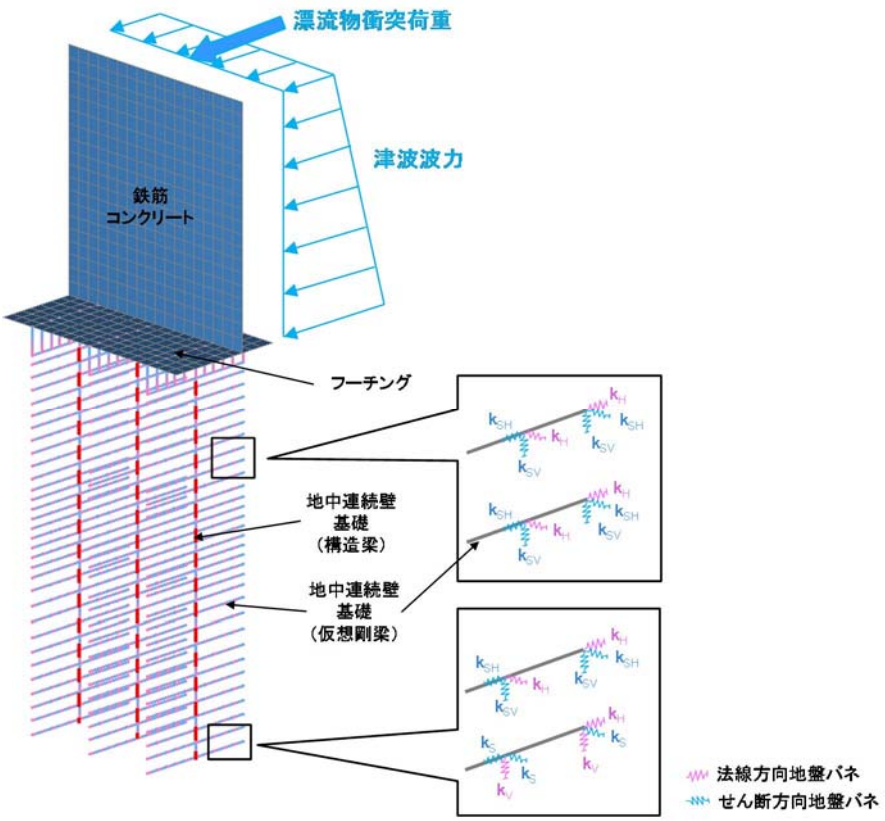

第 1-7 図　地震応答解析モデル（堤軸方向）の例

② 耐津波設計（三次元静的フレーム解析）

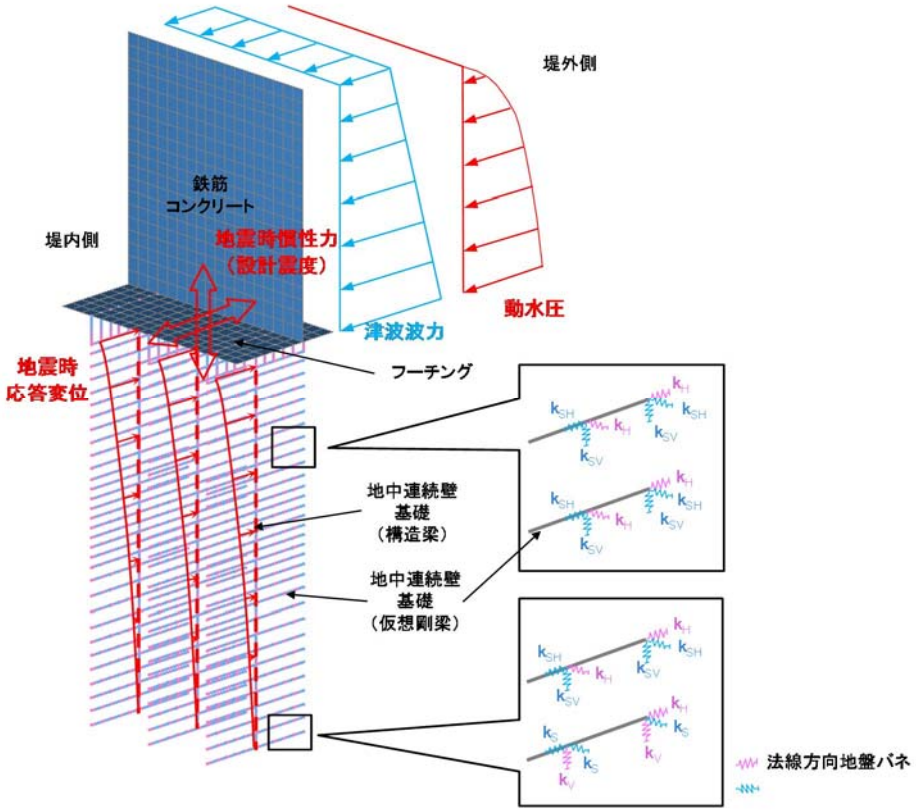
地中連続壁基礎を三次元梁要素とし，フーチング及び鉄筋コンクリートを三次元平面要素として地盤バネを接続したモデルで三次元静的フレーム解析を行う。死荷重及び積雪の長期荷重，津波による波力と漂流物衝突荷重，余震荷重等を外力として入力し，部材の発生応力が許容限界値以下となるよう設計する。解析モデル概念図を第 1-8 図に示す。

三次元的な荷重状態に対するフーチングの応力照査を実施する。

基礎地盤の支持性能として，基礎に作用する地盤反力が極限支持力以下であることを確認する。




津波時の解析モデルの概念図




余震＋津波時の解析モデルの概念図

第 1-8 図　解析モデル概念図

地盤バネは「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき設定し，上限値を有するバイリニア型とする。津波時の津波時及び余震＋津波時の地盤バネは，本震による影響を考慮する。

地盤バネ定数及び地盤バネの上限値の内容を第 1-5 表に示す。地盤バネ定数４種類と上限値４種類の値から，下記のとおり組合せることにより，各部位が安全側となる設計を行う。

・地盤による拘束度が高く上部工ならびに上下部工接続部に対する負担が大きくなると考えられる最も高い剛性と最も大きい上限値の組合せによる構成式

・地盤の変形が大きくなり地中連続壁基礎に対して最も厳しくなると考えられる最も低い剛性と最も小さい上限値の組合せによる構成式

第 1-5 表　地盤反力係数及び地盤バネの上限値

| 荷重条件 | 地盤反力係数 | 上限値 |
|---|---|---|
| 津波時<br>及び<br>余震＋津波<br>時 | 初期剛性より<br>余震時の収束剛性より<br>本震時の収束剛性より<br>静弾性係数より | ピーク強度（平均）<br>ピーク強度（-1σ低減）<br>残留強度（平均）<br>残留強度（-1σ低減） |

本震及び余震による剛性低下を考慮した地盤バネの算定に用いる地盤の変形係数$E_D$は，以下の式により算出する。

$$E_D = 2(1+\nu_d)G'$$

$E_D$：地盤の変形係数（kN／m$^2$）

$\nu_d$：動ポアソン比

$G'$：地盤の本震及び余震時の収束剛性（kN／m$^2$）

余震時荷重としては，余震時の一次元地盤応答解析により算定される応答変位分布を強制変位としてバネ端に載荷するとともに，地表面最大加速度より算定する設計震度を慣性力として考慮する。

５）鉄筋コンクリートの設計方針

鉄筋コンクリートに要求される性能は，津波に対する止水性を確保することである。そのため，繰返し襲来する地震及び津波荷重が作用した場合に対して弾性状態に留まる設計とする。

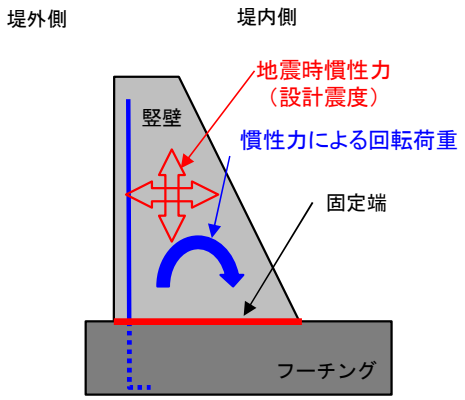
鉄筋コンクリート防潮壁の上部工は，下部工の地中連続壁基礎にフーチングを介して連結され，11m～20m 程度の延長を１ブロックとして構築する。

結合部の設計については「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編」に基づき行う。上部工である鉄筋コンクリートに配置される鉛直方向の主鉄筋をフーチングコンクリート内に，同示方書で規定される定着長以上埋め込むことで，鉄筋コンクリートとフーチングを結合させる。結合は剛結とする。

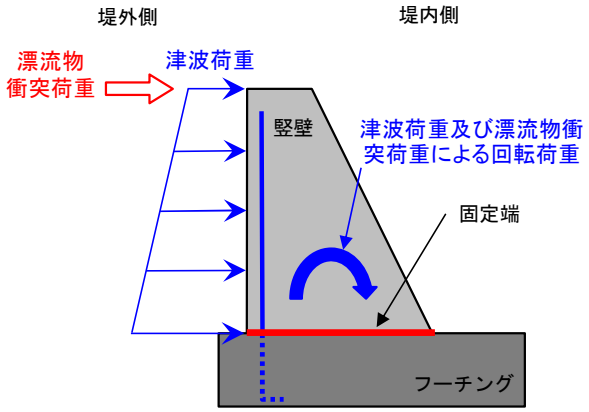
津波や漂流物の荷重は鉄筋コンクリートに直接的に作用し，下部工の地中連続壁基礎へ伝達される。なお，津波時における漂流物衝突荷重は防潮堤天端に作用するものとして考慮する。ブロック間には止水ジョイントを設けて止水性を確保する。

鉄筋コンクリートは，堤軸直交方向が弱軸方向になることか

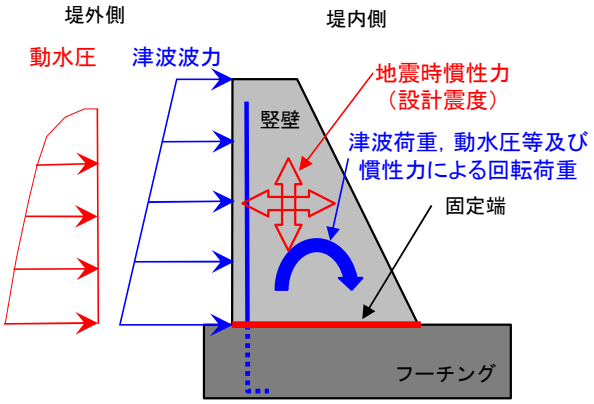
ら，壁下端を固定端とする鉛直方向の片持ち梁として，死荷重及び積雪の長期荷重，津波による波力と漂流物衝突荷重，本震・余震荷重等を外力として入力し，部材の発生応力が許容限界値以下となるよう設計する。解析モデル概念図を第 1-9 図に示す。




本震時の解析モデルの概念図




津波時の解析モデルの概念図




余震＋津波時の解析モデルの概念図

第 1-9 図　鉄筋コンクリートの解析モデル概念図

6）止水ジョイント部の設計方針

① 概要

鉄筋コンクリート防潮壁の上部工は，鉄筋コンクリートからなるが，ひび割れ防止等の観点で一定間隔の施工ブロックを設定し，その境界に止水性を確保するための止水ジョイント部を設ける。

止水ジョイント部は，地震時に構造物間の相対変位と，その後の津波や余震により構造物間の相対変位に対して止水性を確保するため，伸縮性を有するものとし，堤内側及び堤外側の両面に止水ゴム等を設置する。また，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と地中連続壁タイプの鉄筋コンクリート防潮壁等，異種構造物間の境界にも堤内側及び堤外側の両面に止水ゴム等を設置する。

なお，堤外側の止水ジョイント部には，止水ゴム等における漂流物防止対策として，止水ゴム等の鋼製防護部材を設置する。

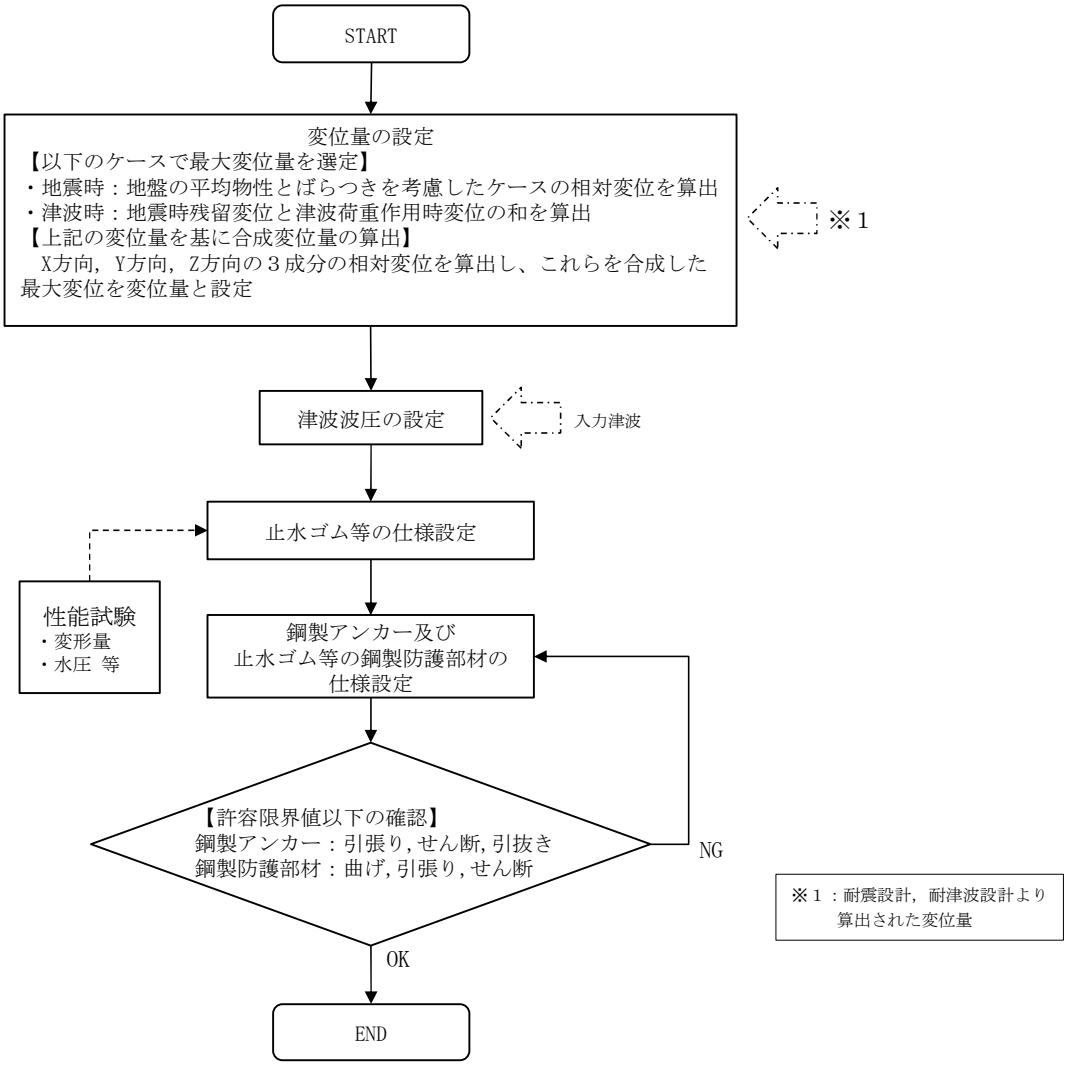
② 評価方針

止水ジョイント部の構造健全性評価については，基準地震動$S_s$を用いた二次元有効応力解析及び津波荷重を用いた三次元静的フレーム解析により算出された変位量及び入力津波を用い津波波圧式より算出した津波波圧に対し，止水ゴム等の止水性が維持できることを確認し，止水ゴム等の仕様を設定する。

止水ジョイント部の設計フローを第 1-10 図に示す。

止水ゴム等の仕様は，津波波圧に耐え，構造物間の相対変位に追従して止水機能を維持できる材料を設定し，性能試験（漏水試験・変形試験　※試験については「鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造成立性について」を参照）によってこれらを確認する。

また，止水ゴム等の取り付け部の鋼製アンカーに発生する応力が許容限界値以下であることを確認するとともに，止水ゴム等における漂流物衝突対策として，止水ゴム等の鋼製防護部材を設置し発生する曲げ及びせん断応力等が許容限界値度以下であることを確認する。




第 1-10 図　止水ジョイント部の設計フロー

## ２．地中連続壁基礎に関する設計基準類

地中連続壁基礎に係る設計基準としては，道路橋示方書・同解説（公益社団法人 日本道路協会），また施工の観点からの基準として地中連続壁基礎工法施工指針（案）（地中連続壁基礎協会）に代表される。

（１）道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（公益社団法人日本道路協会：平成 24 年 3 月）

道路橋下部構造の技術基準として，各種基礎の設計手法等がとりまとめられており，橋梁下部構造以外の土木構造物の基礎においても，同基準を参考として計画・設計している。

（２）地中連続壁基礎工法施工指針（案）（地中連続壁基礎協会：平成 14 年 7 月）

道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編に基づいて設計された地中連続壁基礎の施工に適用される指針。地中連続壁基礎の品質を確保するための施工方法等が記載されており，これらを踏まえた設計とする必要がある。

# 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の
# 設計方針について

目次

１．鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の要求機能と設計方針について

（１）鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に要求される機能

（２）鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）高さの設定方針

（３）設計方針

１）構造概要

２）設計手順

３）設計荷重

４）防潮壁・放水路・地中連続壁基礎の設計方針

５）止水ジョイント部の設計方針

２．地中連続壁基礎に関する設計基準類

## １．鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の要求機能と設計方針について

### （１）鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に要求される機能

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の平面位置図を第 1-1 図に，構造図を第 1-2 図に示す。なお，鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）については，地中連続壁基礎を下部工とし，放水路及び防潮壁を上部工とする。

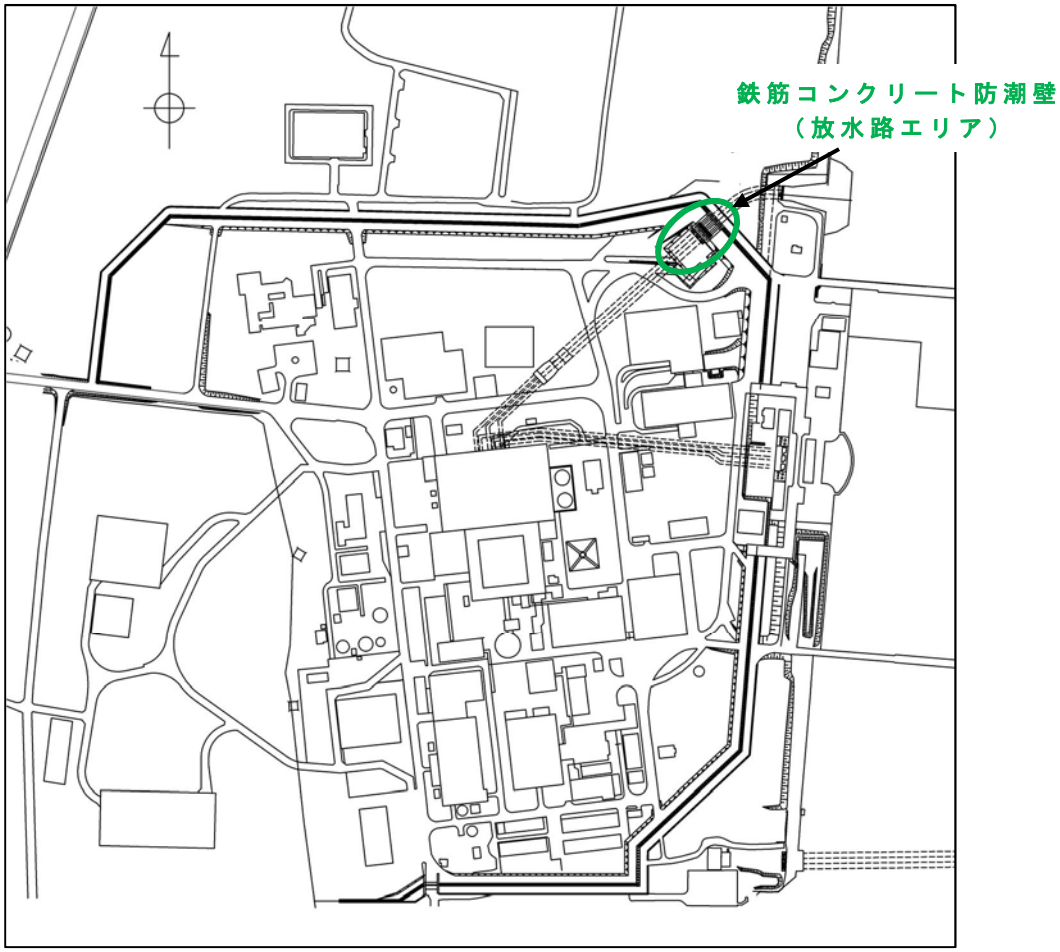
鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する要求機能と設計評価方針について第 1-1 表に，鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象部位を第 1-3 図に示す。

津波防護施設として防潮壁に求められる要求機能は，繰返しの襲来を想定した遡上波に対して浸水を防止すること，基準地震動$S_s$に対して要求される機能を損なう恐れがないよう，構造物全体としての変形能力に対し，十分な構造強度を有することである。

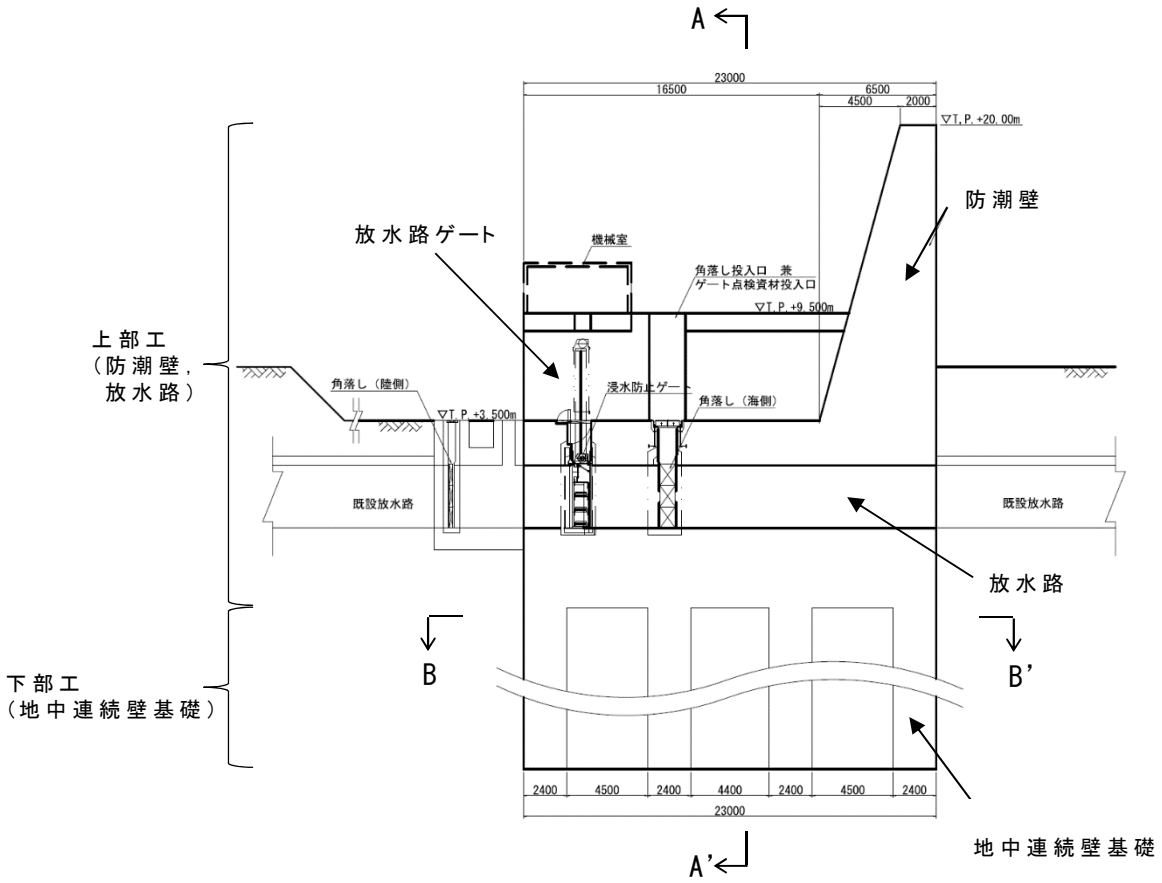
上記の機能を確保するための性能目標は，遡上津波に対して余裕を考慮した防潮壁高さを確保するとともに，構造体の境界部等の止水性を維持し，基準地震動$S_s$に対して止水性を損なわない構造強度を有した構造物とすることである。

また，既設の放水路については，基準地震動$S_s$を想定した設計がなされていないため，地震時に損壊し，襲来した津波が敷地内へ浸水することが懸念される。したがって，放水路エリアでは，既設の放水路を撤去した後，基準地震動$S_s$に対して構造成立性を確保できる放水路を新設し，防潮壁，放水路及び地中連続壁基礎との一体化を図る。

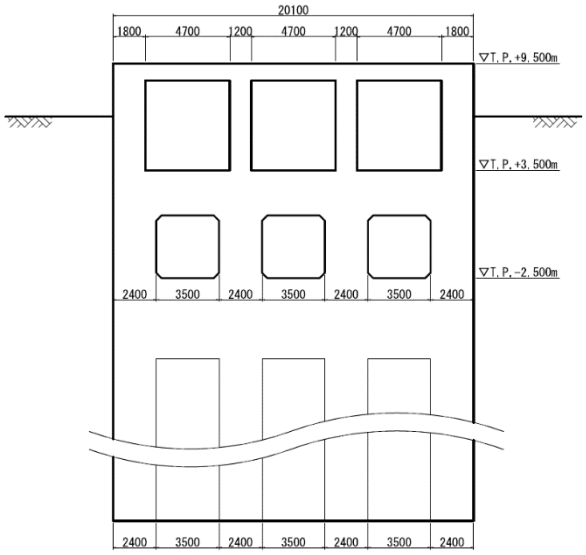
なお，放水路からの津波の浸水を防ぐために放水路ゲートを設置する。



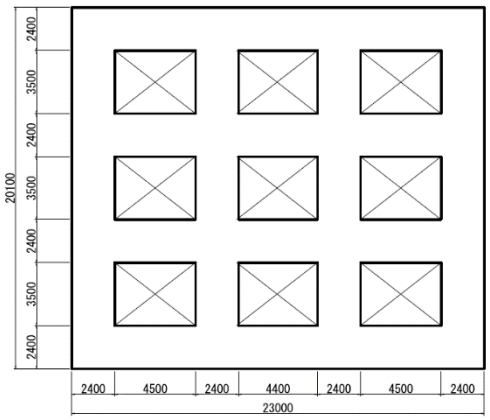

第 1-1 図　平面位置図




断面図



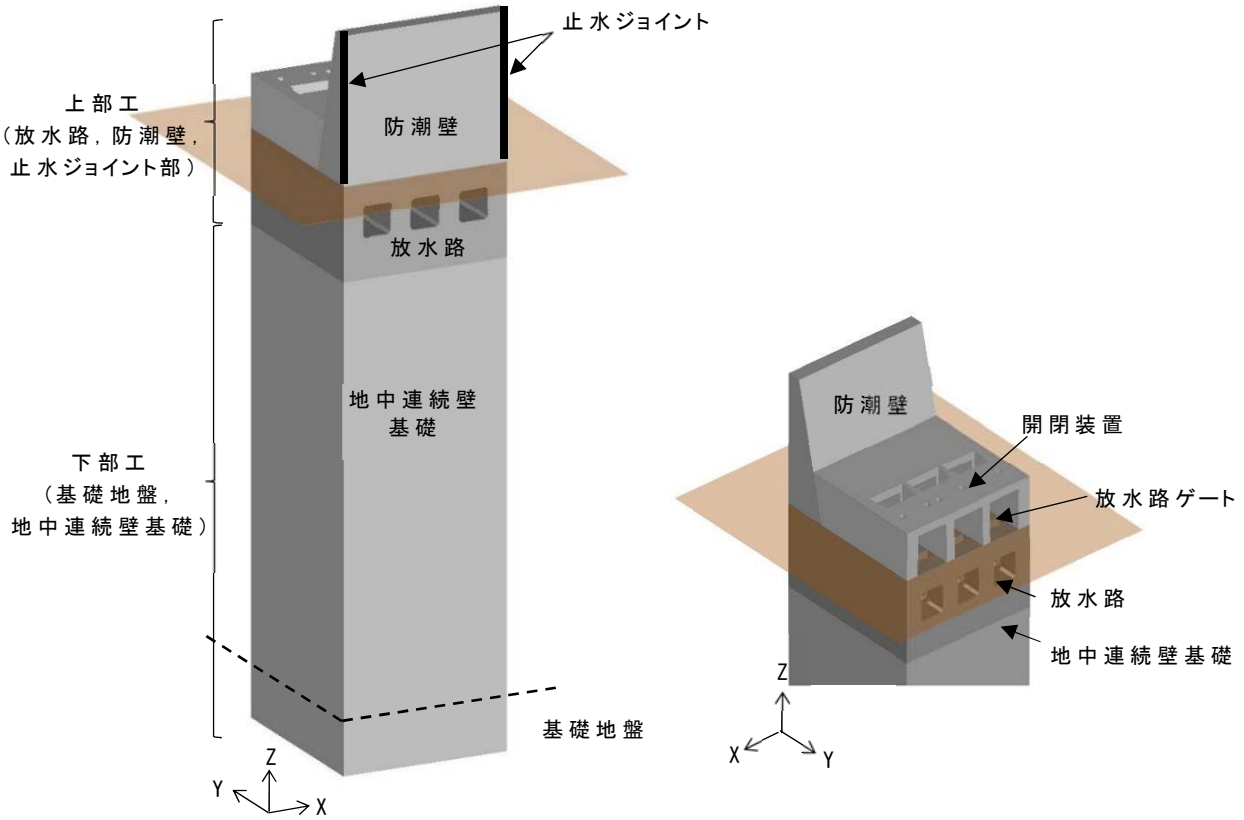

A-A'

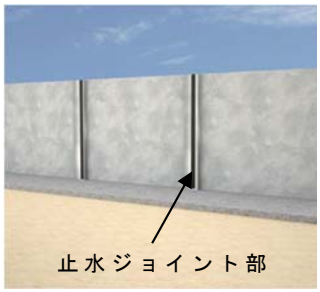


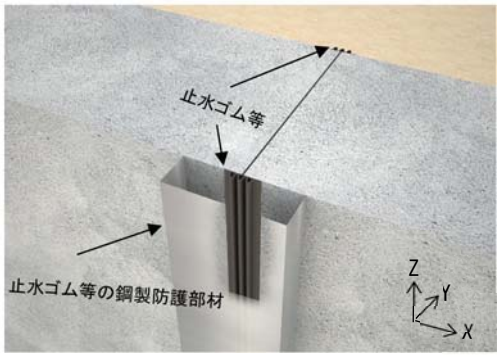

B-B'

注）仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-2 図　鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）構造図




| 評価対象部位 | | | 役割 |
|---|---|---|---|
| 鉄筋コンクリート防潮壁 | 下部工 | 基礎地盤 | 津波及び地震荷重に耐える構造躯体 |
| | | 地中連続壁基礎 | |
| | 上部工 | 放水路 | 津波及び地震荷重に耐える構造躯体<br>止水機能の保持 |
| | | 防潮壁 | |
| | | 止水ジョイント部 | 異種構造物間における止水機能の保持 |

第 1-3 図　鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象部位

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

## 第 1-1 表　鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に関する要求機能と設計評価方針

津波防護に関する施設は，津波の発生に伴い，津波防護対象設備がその安全性又は重大事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないような設計とする。「津波防護に関する施設の設計について」の要求機能，機能設計，構造強度設計を以下に示す。

<table>
<tr><th rowspan="2">施設名</th><th colspan="2">要求機能</th><th colspan="2">機能設計</th><th colspan="7">構造強度設計</th><th rowspan="2">設計に用いる許容限界</th></tr>
<tr><th>審査ガイド</th><th>要求機能</th><th>性能目標</th><th>機能設計方針</th><th>性能目標</th><th>構造強度設計<br>（評価方針）</th><th colspan="3">評価対象部位</th><th>応力等の状態</th><th>損傷モード</th></tr>
<tr>
<td rowspan="7">鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）</td>
<td rowspan="7">基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド<br>5.1 津波防護施設の設計<br>津波防護施設については，その構造に応じ，波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し，越流時の耐性にも配慮した上で，入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計すること。<br>(1)要求事項に適合する設計方針であることを確認する。<br>(2)設計方針の確認に加え，入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため，以下の項目について，設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。<br>①　荷重組合せ<br>a)余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ：常時＋津波，常時＋津波＋地震（余震）<br>②　荷重の設定<br>a)津波による荷重（波圧，衝撃力）の設定に関して，考慮する知見（例えば，国交省の暫定指針等）及びそれらの適用性。<br>b)余震による荷重として，サイト特性（余震の震源，ハザード）が考慮され，合理的な頻度，荷重レベルが設定される。<br>c)地震により周辺地盤に液状化が発生する場合，防潮堤杭基礎に作用する側方流動力等の可能性を考慮すること。<br>③　許容限界<br>a)津波防護機能に対する機能保持限界として，当該構造物全体の変形能力（終局耐力時の変形）に対して十分な余裕を有し，津波防護機能を保持すること。（なお，機能損傷に至った場合，補修にある程度の期間が必要となることから，地震，津波後の再使用性に着目した許容限界にも留意する必要がある。）<br><br>基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド<br>6.3　津波防護施設，浸水防止設備等<br>津波防護機能を有する施設，浸水防止機能を有する設備及び敷地における津波監視機能を有する設備のうち建物及び構築物は，常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力の組合せに対して，当該建物・構築物が構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）について十分な余裕を有するとともに，その施設に要求される機能（津波防護機能，浸水防止機能）を保持すること。</td>
<td rowspan="7">・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう，津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。<br><br>・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，基準地震動$S_s$に対し，津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう，構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し，十分な構造強度を有した構造であることが要求される。</td>
<td rowspan="7">・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さの設定及び構造体の境界部等への止水処置により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。<br><br>・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，基準地震動$S_s$に対し，主要な構造部材の構造健全性を維持することで，津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</td>
<td rowspan="7">・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，<br>①想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さ T.P.+15.4m～T.P.+17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.+20.0m）の設定により，東二放水路上部に設置する設計とする。<br>②防潮壁は，鉄筋コンクリート製の上部構造を地中連続壁基礎によって，十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。<br>③上部構造の異種構造物間との境界部は，波圧による変形に追随する止水性を確認した止水ゴム等を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。<br><br>・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，基準地震動$S_s$に対し，<br>④鉄筋コンクリート製の耐性のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。<br>⑤上部構造は，地中連続壁基礎と鉄筋コンクリートで一体化させる構造とすることで変位を抑制し，止水性を保持する設計とする。<br>⑥上部構造の異種構造物間との境界部は，試験等により地震時の変形に追随し止水性を確認した止水ゴム等を設置することによる止水処置を講じる設計とする。</td>
<td rowspan="7">・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，鉄筋コンクリート製の上部構造及び下部構造で構成し，津波後の再使用性を考慮し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし，十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに，主要な構造体の境界部には，止水ゴム等を設置して有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。<br><br>・鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，基準地震動$S_s$による地震時荷重に対し，鉄筋コンクリート製の上部構造及び下部構造で構成し，津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするとともに，主要な構造体の境界部には，止水ゴム等を設置して有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。</td>
<td>基準地震動$S_s$による地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため，作用する押込力が許容支持力以下に留まることを確認する。</td>
<td rowspan="2">下部工</td>
<td colspan="2">基礎地盤</td>
<td>支持力</td>
<td>支持機能を喪失する状態</td>
<td>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。</td>
</tr>
<tr>
<td>基準地震動$S_s$による地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために，構造部材である地中連続壁基礎が，おおむね弾性状態に留まることを確認する。</td>
<td colspan="2">地中連続壁基礎</td>
<td>曲げ<br>せん断</td>
<td>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</td>
<td>【基準地震動$S_s$・基準津波に対して】<br>「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。<br>【TP+24m 津波に対して】<br>「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。</td>
</tr>
<tr>
<td>基準地震動$S_s$による地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために，構造部材である放水路が，おおむね弾性状態に留まることを確認する。</td>
<td rowspan="5">上部工</td>
<td colspan="2">放水路</td>
<td>曲げ<br>せん断</td>
<td>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</td>
<td>【基準地震動$S_s$・基準津波に対して】<br>「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。<br>【TP+24m 津波に対して】<br>「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。</td>
</tr>
<tr>
<td>基準地震動$S_s$による地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために，構造部材である防潮壁が，おおむね弾性状態に留まることを確認する。</td>
<td colspan="2">防潮壁</td>
<td>曲げ<br>せん断</td>
<td>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</td>
<td>【基準地震動$S_s$・基準津波に対して】<br>「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。<br>【TP+24m 津波に対して】<br>「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。</td>
</tr>
<tr>
<td rowspan="3">基準地震動$S_s$による地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため，境界部に設置する止水ゴム，止水シートが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。<br>また，止水ゴム等が止水性能を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は，おおむね弾性状態に留まることを確認する。</td>
<td rowspan="3">止水ジョイント部</td>
<td>止水ゴム等</td>
<td>変形<br>引張り</td>
<td>有意な漏えいに至る変形，引張り</td>
<td>メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。</td>
</tr>
<tr>
<td>鋼製<br>アンカー</td>
<td>引張り<br>せん断<br>引抜き</td>
<td>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</td>
<td>「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。</td>
</tr>
<tr>
<td>止水ゴム等の鋼製防護部材</td>
<td>曲げ<br>引張り<br>せん断</td>
<td>部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態</td>
<td>「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。</td>
</tr>
</table>

（２）鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）高さの設定方針

敷地前面東側に位置する鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）は，遡上津波に対して余裕を考慮した防潮壁高さを設定している。入力津波高さと防潮堤高さの関係を第 1-2 表に示す。

第 1-2 表　入力津波高さと防潮堤高さの関係

| | 敷地側面<br>北側 | 敷地前面<br>東側 | 敷地側面<br>南側 |
|---|---|---|---|
| 入力津波高さ<br>（潮位のばらつき等考慮） | T.P.+15.4m | T.P.+17.9m | T.P.+16.8m |
| 防潮堤高さ | T.P.+18.0m | T.P.+20.0m | T.P.+18.0m |
| 設計裕度 | 2.6m | 2.1m | 1.2m |

（３）設計方針

１）構造概要

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）では，地震荷重，津波荷重及び漂流物衝突荷重等に対して構造成立性を確保する鉄筋コンクリートの防潮壁を構築し，敷地内への津波の浸水を防止する。防潮壁直下に構築する放水路は，地震荷重や放水路を逆流する津波荷重に耐えるカルバート構造とし，敷地内への浸水をゲートにより防止する。地中連続壁基礎は，岩盤に壁厚以上根入れし，防潮壁及び放水路に作用する地震荷重や津波荷重等に耐える構造とする。なお，地震荷重や津波荷重等に耐える構造とした防潮壁，放水路及び地中連続壁基礎は，全て鉄筋コンクリートで一体化した構造とする。防潮壁には，隣接する鋼管杭で支持された鉄筋コンクリート壁との境界部に伸縮性を有する止水ジョイント部を設置する。

防潮壁の形状は，上部厚さを約2m，下部厚さを約6.5mとしており，構造物全体の平面寸法は横断方向約 20m×縦断方向に約23mとする。また，地中連続壁基礎は，壁厚約 2.4m となる鉄筋コンクリートで隔壁及び側壁を構築し，T.P.約－60m に分布する岩盤に支持させる。

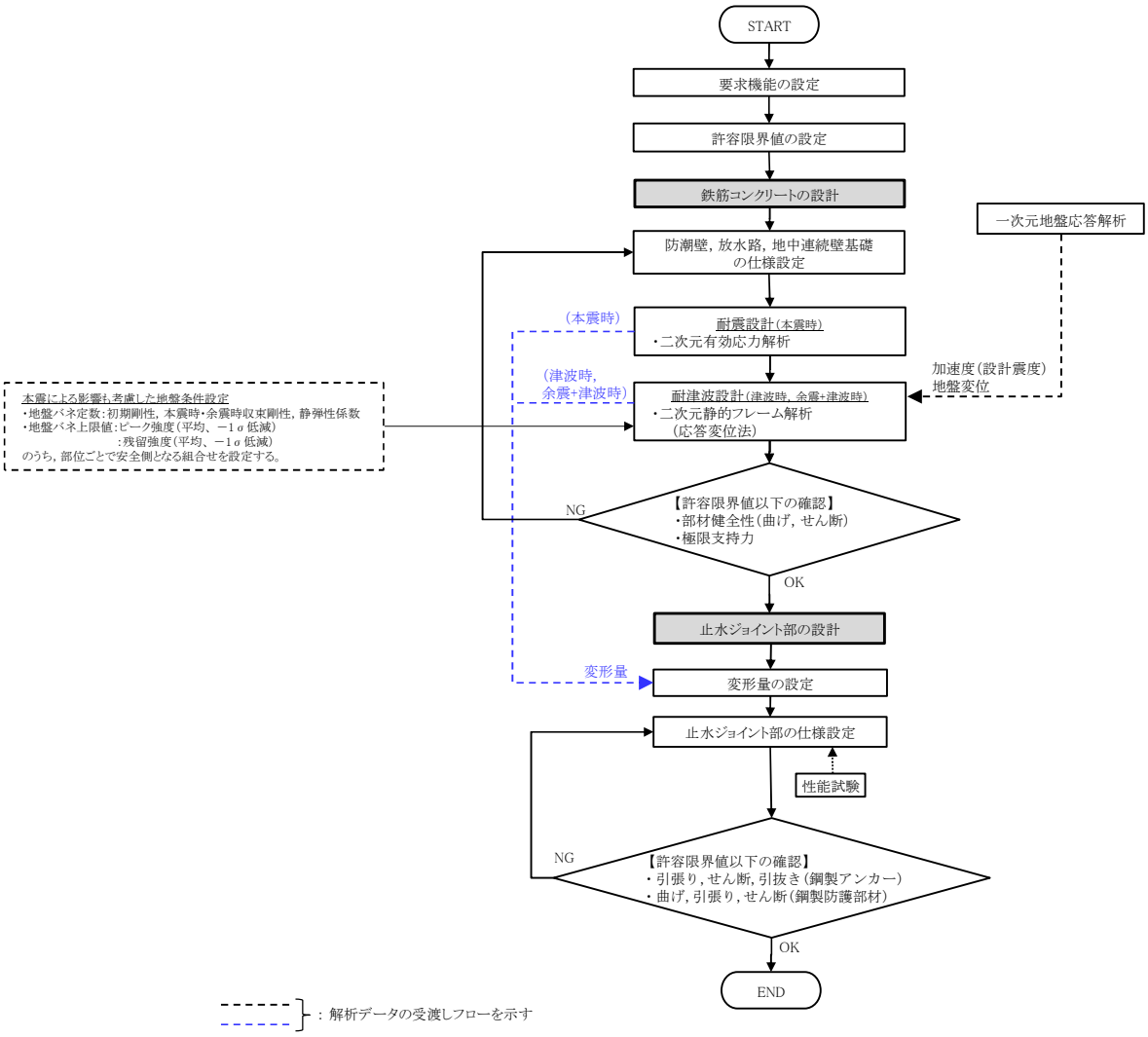
２）設計手順

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の耐震・耐津波評価は，津波防護施設であること，Ｓクラスの設計基準対象施設であることを踏まえ，第 1-3 表に示す鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目に従い，各構造部材の構造健全性評価を行う。

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の構造健全性及び支持性能評価の検討フローを第 1-4 図に,検討モデルと評価フローを第 1-5 図に示す。

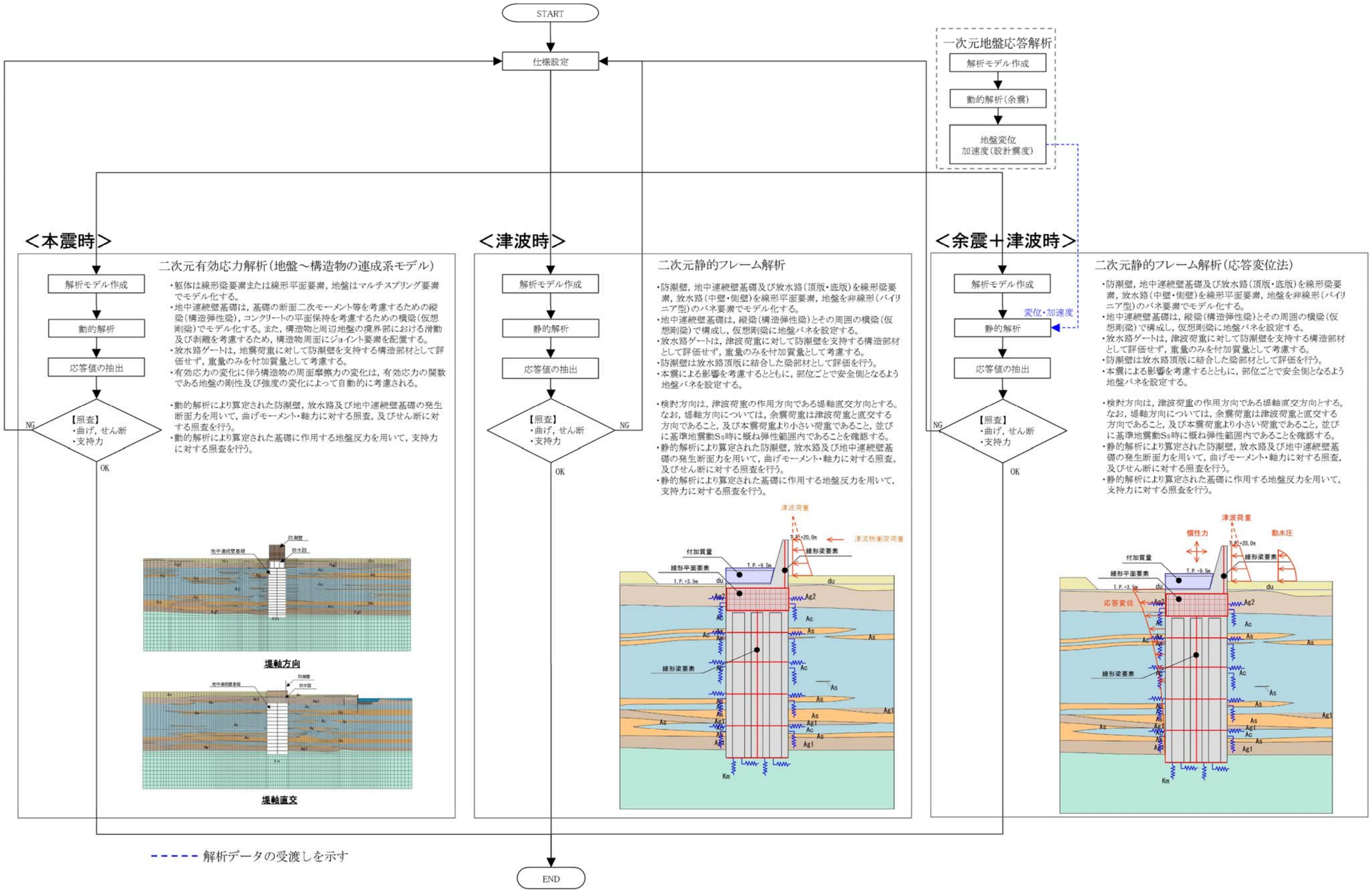
## 第 1-3 表　鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目

<table>
<tr><th colspan="3">構造強度設計</th><th rowspan="2">設計に用いる許容限界</th></tr>
<tr><th colspan="2">評価対象部位</th><th>応力等の状態</th></tr>
<tr><td rowspan="2">下部工</td><td colspan="2">基礎地盤</td><td>支持力</td><td>「道路橋示方書・同解説（I 共通編・Ⅳ下部構造編）」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。</td></tr>
<tr><td colspan="2">地中連続壁基礎</td><td>曲げ<br>せん断</td><td>【基準地震動Ｓｓ・基準津波に対して】<br>「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。<br>【TP+24m 津波に対して】<br>「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。</td></tr>
<tr><td rowspan="4">上部工</td><td colspan="2">放水路</td><td>曲げ<br>せん断</td><td>【基準地震動Ｓｓ・基準津波に対して】<br>「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。<br>【TP+24m 津波に対して】<br>「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。</td></tr>
<tr><td colspan="2">防潮壁</td><td>曲げ<br>せん断</td><td>【基準地震動Ｓｓ・基準津波に対して】<br>「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。<br>【TP+24m 津波に対して】<br>「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。</td></tr>
<tr><td rowspan="3">止水ジョイント部</td><td>止水ゴム等</td><td>変形<br>引張り</td><td>メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。</td></tr>
<tr><td>鋼製<br>アンカー</td><td>引張り<br>せん断<br>引抜き</td><td>「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。</td></tr>
<tr><td>止水ゴム等の<br>鋼製防護部材</td><td>曲げ<br>引張り<br>せん断</td><td>「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。</td></tr>
</table>




第 1-4 図　鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の

構造健全性及び支持性能評価の検討フロー




第 1-5 図　鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の検討モデルと評価フロー

３）設計荷重

設計に用いる荷重の組合せを以下に示す。

①基準地震動Ｓｓによる地震荷重

②基準津波荷重＋漂流物衝突荷重

③余震＋基準津波荷重

④T.P.+24m 津波荷重＋漂流物衝突荷重

⑤余震＋T.P.+24m 津波荷重

※T.P.+24m 津波は第四十三条対応事項であるが，上部工の耐津波設計における影響が大きいため本資料に記述する。

４）防潮壁・放水路・地中連続壁基礎の設計方針

防潮壁は，津波に対する止水性を確保する必要がある。また，放水路及び地中連続壁基礎は，地震及び津波の荷重に対する基礎として防潮壁からの荷重を支持する必要がある。そのため，各部位は鉄筋コンクリートで一体化した構造とし，繰返し襲来する地震及び津波荷重が作用した場合に対して弾性状態に留まる設計とする。また，設計荷重によって基礎に発生する押込力が，基礎を支持する基礎地盤の極限支持力以内にとどまる設計とする。

地中連続壁基礎から立ち上がる鉛直方向の主鉄筋を放水路の底版コンクリート内に，道路橋示方書で規定される定着長以上埋め込むことで，地中連続壁基礎と放水路を一体化させる。

本震時では液状化を精緻に評価するために二次元有効応力解析，津波時及び津波＋余震時では二次元静的フレーム解析を実施し，躯体に発生する断面力を用いた応力度照査を実施するとともに，基礎に作用する地盤反力を用いた支持力照査を実施する。

① 耐震設計（二次元有効応力解析）

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる二次元地震応答解析を行い，本震時の部材健全性及び基礎地盤健全性を確認する。地震応答解析については，地盤の有効応力の変化の影響を反映した地震時地盤挙動を求めることができる有効応力解析法を用いることとし，液状化の影響を保守的に評価するため，地下水位を地表面に設定した検討を実施する。解析により得られる部材の発生断面力に基づく鉄筋コンクリートの各照査対象応力が許容限界値以下及び基礎に作用する地盤反力が極限支持力以下となるよう設計する。

液状化強度特性については，平均－１σの値を用いることで保守性を考慮する。さらに，地質分布の不確かさに着目し，原地盤の液状化強度特性を適用した基準地震動$S_s$による解析の結果のうち，最も厳しいケースにおいて，より一層保守的な検討を目的に，液状化検討対象層である全ての砂層・礫層に対して豊浦標準砂の液状化強度特性を与えることで，強制的に液状化させる条件を仮定した解析モデルについても検討する。

なお，有効応力の変化に伴う構造物の周面摩擦力の変化は，有効応力の関数である地盤の剛性及び強度の変化によって自動的に考慮される。

a．解析モデルの作成

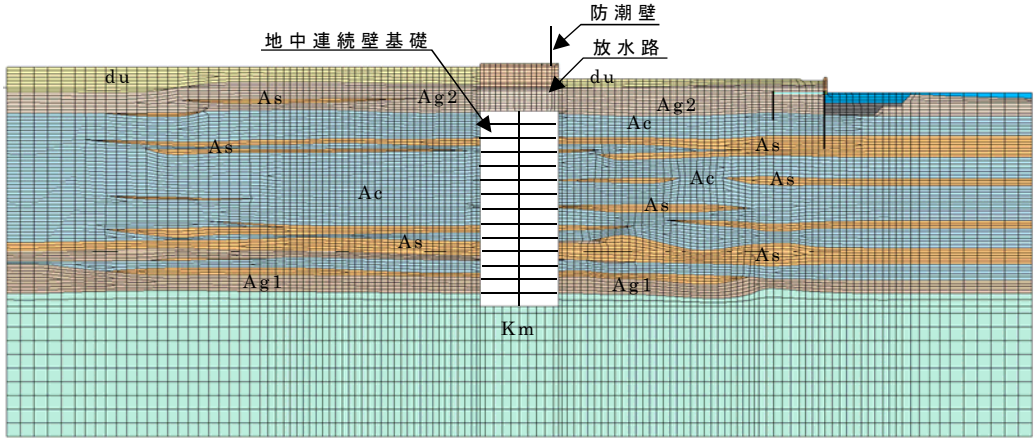
地質断面図を反映して解析モデルを作成する。鉛直方向は新第三系地盤である久米層が T.P.－60m 近傍で出現するため，T.P.－100mまでモデル化する。水平方向は地中連続壁基礎を中

心に左右 150m までモデル化する。地震応答解析は堤軸方向及び軸直交方向に対して実施し，躯体は線形梁要素または線形平面要素でモデル化する。地盤はマルチスプリング要素でモデル化した非線形要素とし，地下水位以深には間隙水要素を配置する。

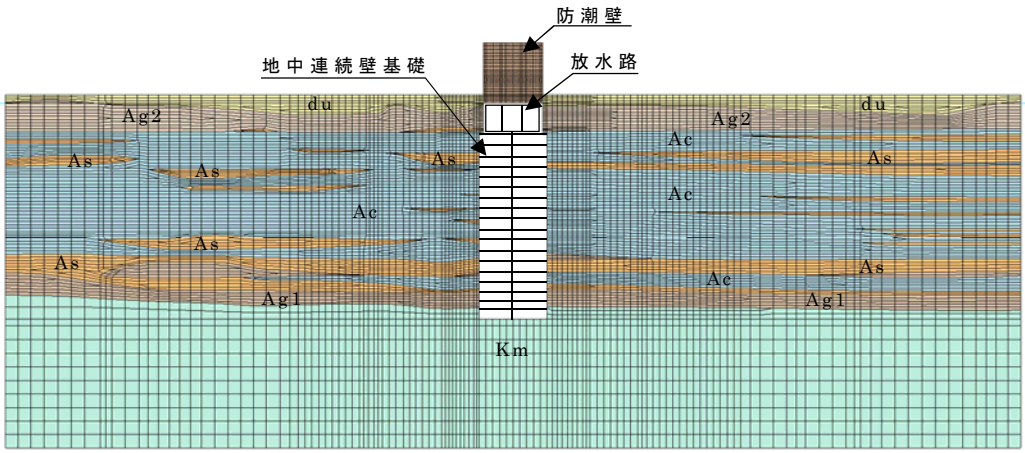
地中連続壁基礎は，基礎の断面二次モーメント等を考慮するための縦梁（構造弾性梁），コンクリートの平面保持を考慮するための横梁（仮想剛梁）でモデル化する。また，構造物と周辺地盤の境界部における滑動及び剥離を考慮するため，構造物周面にジョイント要素を配置する。なお，放水路ゲートは，地震荷重に対して防潮壁を支持する構造部材として評価せず，重量のみを付加質量として考慮する。

堤軸直交方向及び堤軸方向の地震応答解析モデル概念図を第1-6 図に示す。

| 地質時代 | | 地質区分 | | 記号 | 岩相 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 第四紀 | 完新世 | 砂丘層 | | du | 砂 | 敷地全体に広く分布する。 |
| | | 沖積低地堆積層 | 久慈川堆積層 | Ag2 | 砂礫 | 敷地全体に広く分布する。 |
| | | | | Ac | 粘土 | 久慈川が侵食した凹状の谷を埋めて分布する。 |
| | | | | As | 砂 | |
| | | | | Ag1 | 砂礫 | |
| | 更新世 | 低位段丘堆積層 | 段丘堆積層2 | D2c-3 | シルト | 敷地南部に埋没段丘として分布する。 |
| | | | | D2s-3 | 砂 | |
| | | | | D2g-3 | 砂礫 | |
| | | | | D2c-2 | シルト | |
| | | | | D2g-2 | 砂礫 | |
| | | 中位段丘堆積層 | 段丘堆積層1 | lm | ローム | 敷地の南西部に分布し、いわゆる額田段丘面を構成する。 |
| | | | | D1c-1 | シルト | |
| | | | | D1g-1 | 砂礫 | |
| 第三紀 | 鮮新世 | 久米層 | | Km | 砂質泥岩 | 敷地の基盤岩である。 |




堤軸直交方向モデル概念図




堤軸方向モデル概念図

第 1-6 図　地震応答解析モデル概念図

b．地震応答解析

二次元有効応力解析により，躯体及び周辺地盤の応答値を算定する。入力地震動は，一次元波動論により，東海第二発電所の解放基盤表面深度であるT.P.－370mからT.P.－100mまでをモデル化した剥ぎ取り地盤モデルを用いて，一次元波動論によりT.P.－100m位置で評価した地震動（2E）を用いる。

c．照査

(a)鉄筋コンクリートに対する照査

地震応答解析により算定された防潮壁，放水路及び地中連続壁基礎の発生断面力を用いて，曲げモーメント・軸力に対する照査，及びせん断に対する照査を行い，許容限界値以下であることを確認する。

(b)基礎地盤に対する照査

地震応答解析により算定された基礎に作用する地盤反力を用いて支持力に対する照査を行い，極限支持力以下であることを確認する。

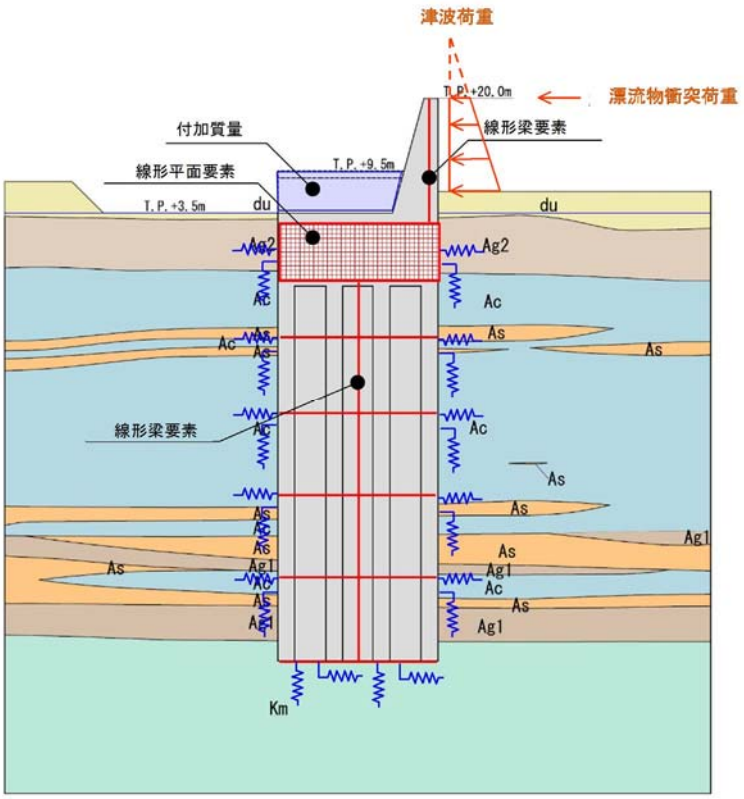
② 耐津波設計（二次元静的フレーム解析）

防潮壁，地中連続壁基礎及び放水路（頂版・底版）を線形梁要素，放水路（中壁・側壁）を線形平面要素でモデル化する。

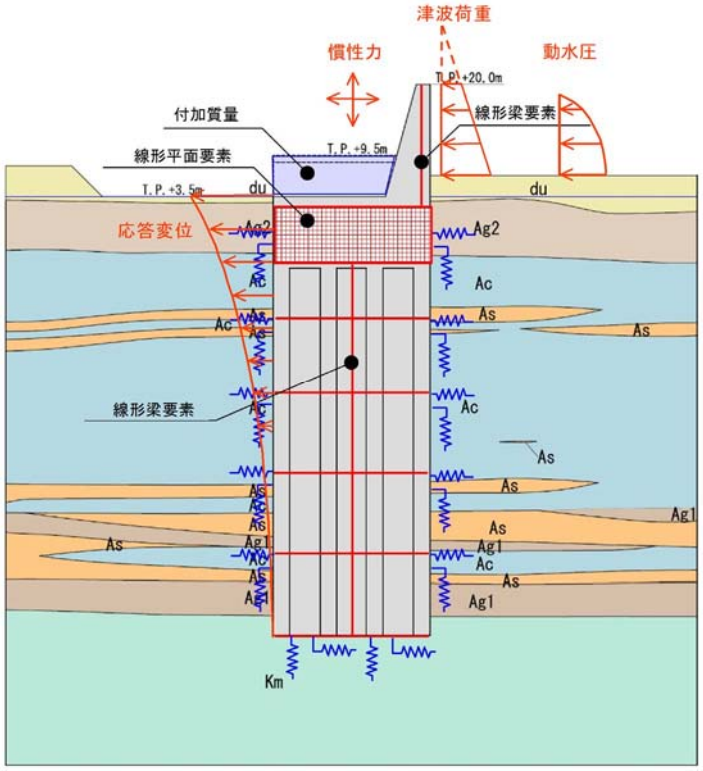
地中連続壁基礎は，基礎の断面二次モーメント等を考慮するための縦梁（構造弾性梁），コンクリートの平面保持を考慮するための横梁（仮想剛梁）でモデル化し，地盤バネを接続した二次元静的フレーム解析を実施する。なお，防潮壁背面の放水路ゲートについては，津波荷重に対して防潮壁を支持する構造部材として評価せず，重量のみを付加質量として考慮する。防潮壁は放水路頂版に結合した梁部材として評価を行う。

死荷重及び積雪の長期荷重に加え，津波時では津波による波力を作用させるとともに，漂流物衝突荷重を防潮壁天端高さに作用させる。また，津波＋余震時では余震荷重等を設計荷重として考慮し，部材の発生断面力が許容限界値以下及び基礎に作用する地盤反力が極限支持力以下となるよう設計する。検討方向は，津波荷重の作用方向である堤軸直交方向とする。なお，堤軸方向については，余震荷重は津波荷重と直交する方向であること，及び本震荷重より小さい荷重であること，並びに基準地震動$S_s$時に概ね弾性範囲内であることを確認することから，本震時の評価に包絡される。

津波時の解析モデル概念図を第 1-7 図に，余震＋津波時の解析モデル概念図を第 1-8 図に示す。




第 1-7 図　解析モデル概念図(津波時)




第 1-8 図　解析モデル概念図(余震＋津波時)

地盤バネは，「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき設定し，上限値を有するバイリニア型とする。津波時及び余震＋津波時の地盤バネは，本震による影響を考慮する。

地盤バネ定数及び地盤バネの上限値の内容を第 1-4 表に示す。地盤バネ定数 4 種類と上限値 4 種類の値から，下記のとおり組合せることにより，各部位が安全側となる設計を行う。

・地盤による拘束度が高く上部工ならびに上下部工接続部に対する負担が大きくなると考えられる最も高い剛性と最も大きい上限値の組合せによる構成式

・地盤の変形が大きくなり地中連続壁基礎に対して最も厳しくなると考えられる最も低い剛性と最も小さい上限値の組合せによる構成式

**第 1-4 表　地盤反力係数及び地盤バネの上限値**

| 荷重条件 | 地盤反力係数 | 上限値 |
|---|---|---|
| 津波時<br>及び<br>余震＋津波<br>時 | 初期剛性より<br>余震時の収束剛性より<br>本震時の収束剛性より<br>静弾性係数より | ピーク強度（平均）<br>ピーク強度（-1σ 低減）<br>残留強度（平均）<br>残留強度（-1σ 低減） |

本震及び余震による剛性低下を考慮した地盤バネの算定に用いる地盤の変形係数$E_D$は，以下の式により算出する。

$$E_D = 2(1+\nu_d)G'$$

$E_D$：地盤の変形係数（kN／m$^2$）

$\nu_d$：動ポアソン比

$G'$：地盤の本震及び余震時の収束剛性（kN／m$^2$）

余震時荷重としては，余震時の一次元地盤応答解析により算定される応答変位分布を強制変位としてバネ端に載荷するとともに，地表面最大加速度より算定する設計震度を慣性力として考慮する。

５）止水ジョイントの設計方針

① 概要

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）と鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との異種構造物間の境界に止水ジョイントを設置する。

止水ジョイント部は，地震時に構造物間の相対変位と，その後の津波や余震により構造物間の相対変位に対して止水性を確保するため，伸縮性を有するものとし，堤内側及び堤外側の両面に止水ゴム等を設置する。

また，堤外側の止水ジョイント部には，止水ゴム等における漂流物防止対策として，止水ゴム等の鋼製防護部材を設置する。

② 評価方針

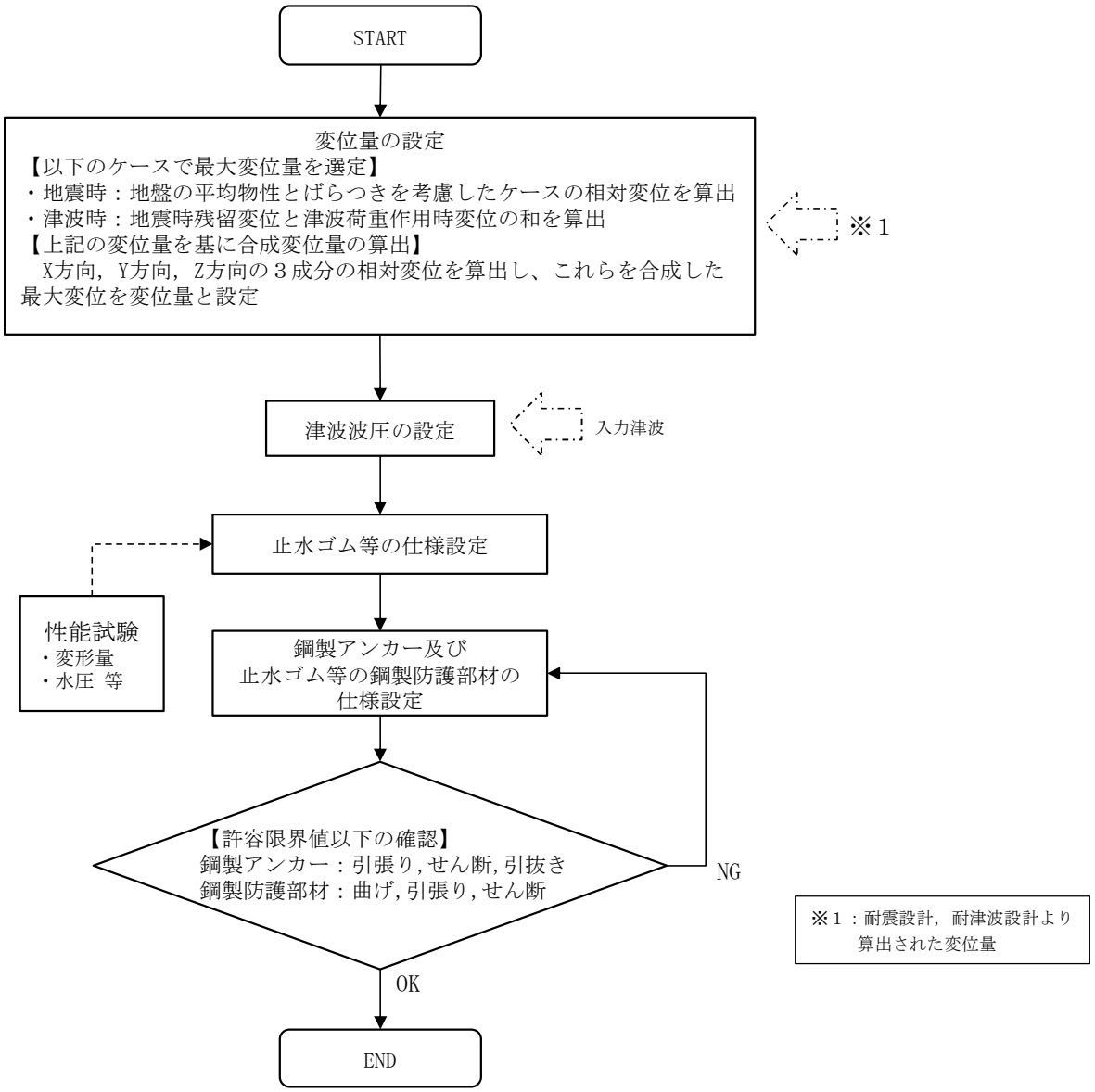
止水ジョイント部の構造健全性評価については，基準地震動Ｓ$_S$を用いた二次元有効応力解析及び津波荷重を用いた二次元静的フレーム解析により算出された変位量及び入力津波を

用い津波波圧式より算出した津波波圧に対し，止水ゴム等の止水性が維持できることを確認し，止水ゴム等の仕様を設定する。

止水ジョイント部の設計フローを第 1-9 図に示す。

津波波圧に耐え，構造物間の相対変位に追従して止水機能を維持できる材料を設定し，性能試験（漏水試験・変形試験※試験については「鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造成立性について」を参照）によってこれらを確認する。

また，止水ゴム等の取り付け部の鋼製アンカーに発生する応力が許容限界値以下であることを確認するとともに，止水ゴム等における漂流物衝突防止対策として，止水ゴム等の鋼製防護部材を設置し発生する曲げ及びせん断応力等が許容限界値以下であることを確認する。




第 1-9 図　止水ジョイント部の設計フロー

## ２．地中連続壁基礎に関する設計基準類

地中連続壁基礎に係る設計基準としては，「道路橋示方書・同解説」（公益社団法人 日本道路協会），また施工の観点からの基準として「地中連続壁基礎工法施工指針（案）」（地中連続壁基礎協会）に代表される。

（１）道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（公益社団法人日本道路協会：平成 24 年 3 月）

道路橋下部構造の技術基準として，各種基礎の設計手法等がとりまとめられており，橋梁下部構造以外の土木構造物の基礎においても，同基準を参考として計画・設計している。

（２）地中連続壁基礎工法施工指針（案）（地中連続壁基礎協会：平成 14 年 7 月）

道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編に基づいて設計された地中連続壁基礎の施工に適用される指針である。地中連続壁基礎の品質を確保するための施工方法等が記載されており，これらを踏まえた設計とする。

添付資料２４

# 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針及び
# 構造成立性評価結果について

目次

１．防潮堤の要求機能と性能目標について

（１）防潮堤に要求される機能

（２）鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤高さの設定方針

（３）設計方針

１）構造概要

２）上部工の構造概要

３）設計手順

４）設計荷重

５）鋼管杭及び鋼管杭基礎の設計方針

６）上部工の設計方針

７）止水ジョイント部の設計方針

８）防潮壁間の相互の支圧力に関する設計方針

９）地盤高さの嵩上げ（改良体）の設計方針

１０）表層地盤改良及びシートパイルの設定方針

１１）防潮壁の地山寄り付き部における設定方針

１２）防潮壁底部の地盤根入れ長の設定方針

１３）構内排水路と防潮壁の交差部の設計方針

１４）海水引込み管と防潮壁の交差部の設定方針

１５）東海発電所の取水路・放水路と防潮壁の交差部の設定方針

１６）構造物評価における地下水位の設定方針

２．施工実績（本設杭構造）

３．構造成立性評価

（１）代表断面の選定

（２）代表地震波の選定

（３）地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析）

（４）地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析（断面：地点③，横断・縦断方向））

（５）地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析（岩盤傾斜部））

（６）地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析（岩盤傾斜部，豊浦標準砂を仮定））

（７）岩盤傾斜部における地震動の増幅特性及び振動特性による挙動

（８）津波時及び重畳時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元フレーム解析）

（９）上部工の成立性検討結果（二次元梁バネモデル解析）

（１０）上部工の成立性検討結果（静的三次元 FEM 解析）

（１１）地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体の成立性検討結果

（１２）止水ジョイント部の成立性検討結果

（１３）まとめ

（１４）部材の安全余裕について

（参考資料１）敷地内の地下水位の上昇を仮定した場合における防潮堤への影響評価について

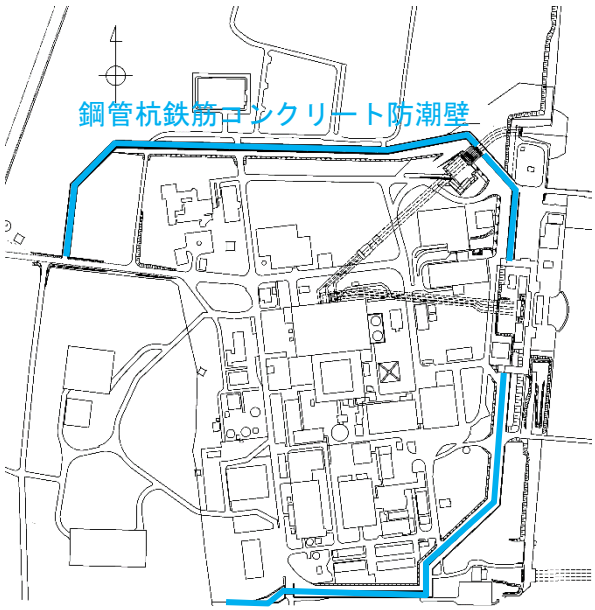
## １．防潮堤の要求機能と性能目標について

### （１） 防潮堤に要求される機能

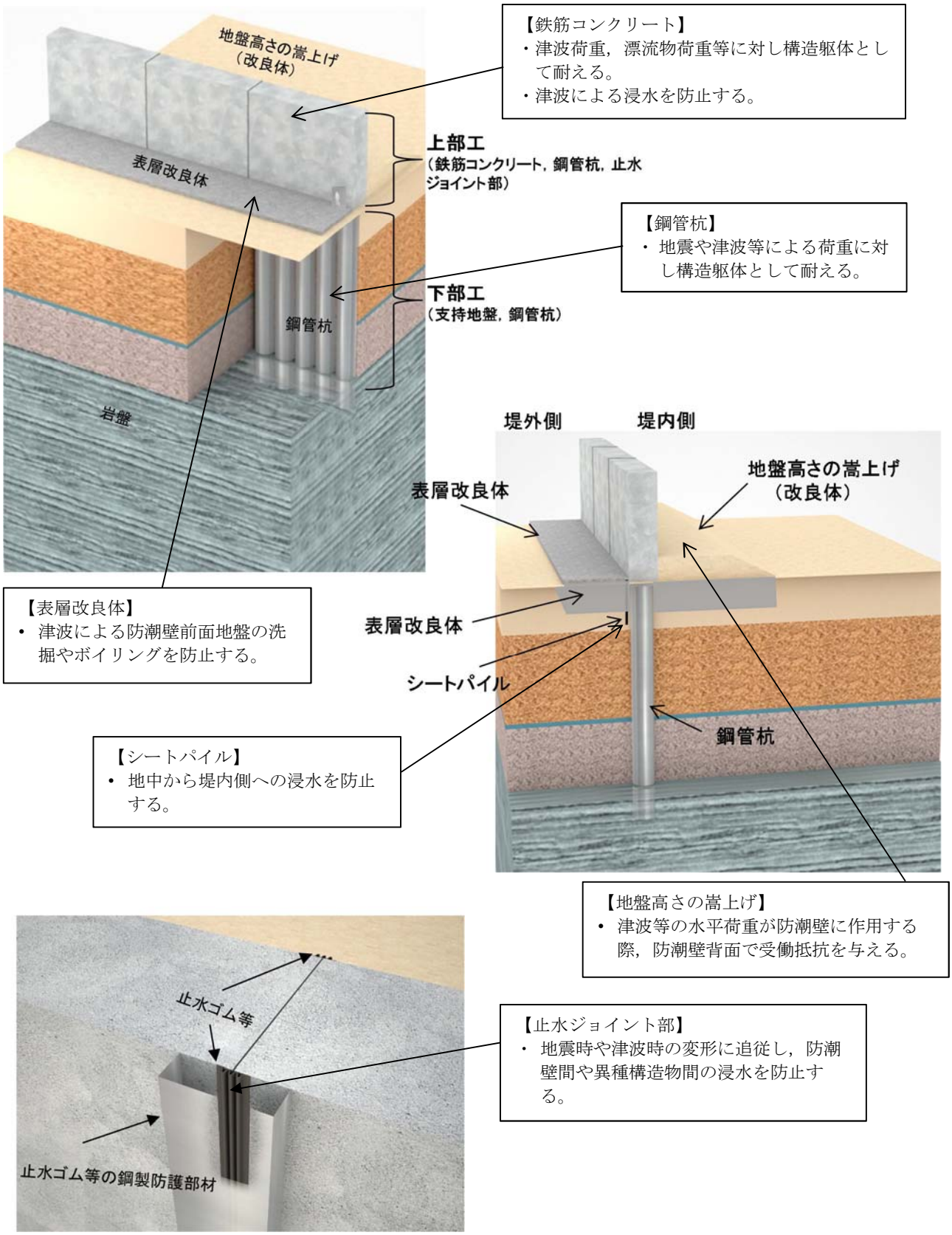
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面位置図を第 1-1 図に，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針について第 1-1 表に，評価対象部位を第 1-2 図に示す。

津波防護施設として防潮堤に求められる要求機能は，繰返しの襲来を想定した遡上波に対して浸水を防止すること，基準地震動Ｓ$_{S}$に対して要求される機能を損なう恐れがないよう，構造物全体としての変形能力に対し十分な構造強度を有することである。

上記の機能を確保するための性能目標は，遡上津波に対して余裕を考慮した防潮堤高さを確保するとともに構造体の境界部等の止水性を維持し，基準地震動Ｓ$_{S}$に対して止水性を損なわない構造強度を有した構造物とすることである。




第 1-1 図　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁位置図




第 1-2 図　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

# 第 1-1 表　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針

津波防護に関する施設は，津波の発生に伴い，津波防護対象設備がその安全性又は重大事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないような設計とする。「津波防護に関する施設の設計について」の要求機能，機能設計，構造強度設計を以下に示す。

| 施設名 | 要求機能 | | 機能設計 | | 構造強度設計 | | | | | | 設計に用いる許容限界 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 審査ガイド | 要求機能 | 性能目標 | 機能設計方針 | 性能目標 | 構造強度設計<br>（評価方針） | 評価対象部位 | | 応力等の状態 | 損傷モード | |
| 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 | 基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド<br>5.1 津波防護施設の設計<br>津波防護施設については，その構造に応じ，波力による侵食及び洗掘に対する抵抗性並びにすべり及び転倒に対する安定性を評価し，越流時の耐性にも配慮した上で，入力津波に対する津波防護機能が十分に保持できるよう設計すること。<br>(1)要求事項に適合する設計方針であることを確認する。<br>(2)設計方針の確認に加え，入力津波に対して津波防護機能が十分保持できる設計がなされることの見通しを得るため，以下の項目について，設定の考え方を確認する。確認内容を以下に例示する。<br>① 荷重組合せ<br>a)余震が考慮されていること。耐津波設計における荷重組合せ：常時＋津波，常時＋津波＋地震（余震）<br>② 荷重の設定<br>a)津波による荷重（波圧，衝撃力）の設定に関して，考慮する知見（例えば，国交省の暫定指針等）及びそれらの適用性。<br>b)余震による荷重として，サイト特性（余震の震源，ハザード）が考慮され，合理的な頻度，荷重レベルが設定される。<br>c)地震により周辺地盤に液状化が発生する場合，防潮堤基礎杭に作用する側方流動力等の可能性を考慮すること。<br>③ 許容限界<br>a)津波防護機能に対する機能保持限界として，当該構造物全体の変形能力（終局耐力時の変形）に対して十分な余裕を有し，津波防護機能を保持すること。（なお，機能損傷に至った場合，補修にある程度の期間が必要となることから，地震，津波後の再使用性に着目した許容限界にも留意する必要がある。）<br><br>基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド<br>6.3 津波防護施設，浸水防止設備等<br>津波防護機能を有する施設，浸水防止機能を有する設備及び敷地における津波監視機能を有する設備のうち建物及び構築物は，常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力の組合せに対して，当該建物・構築物が構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）について十分な余裕を有するとともに，その施設に要求される機能（津波防護機能，浸水防止機能）を保持すること | ・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対して，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう，津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。<br><br>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，基準地震動Ｓｓに対し，津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう，構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し，十分な構造強度を有した構造であることが要求される。 | ・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さの設定及び構造体の境界部等への止水処置により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。<br><br>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，基準地震動Ｓｓに対し，主要な構造部材の構造健全性を維持することで，津波時の止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。 | ・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，<br>①想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さT.P.＋15.4m～T.P.＋17.9mに余裕を考慮した天端高さT.P.＋18.0m～T.P.＋20.0m）の設定により，敷地を取り囲むように設置する設計とする。<br>②防潮堤の上部工は，原則として５本の上部構造の天端から連続する鋼製の杭を鉄筋コンクリートで一体化させた壁を構築し，止水性を保持する設計とする。<br>③防潮壁は，鉄筋コンクリート製の上部構造を上部構造の天端から連続する鋼製の杭で，十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。<br>④上部構造の内側の地盤高さを嵩上げすることにより止水性を保持する設計とする。<br>⑤上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は，波圧による変形に追随する止水性を確認した止水ゴム等を設置することによる止水処置を講ずる設計とする。<br>⑥津波の波力による浸食や洗掘，地盤内からの浸水に対して耐性を有する表層改良により，止水性を保持する設計とする。<br><br>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，基準地震動Ｓｓに対し，<br>⑦鋼製や鉄筋コンクリート製の耐性のある部材を使用することで止水性能を保持する設計とする。<br>⑧上部構造は，杭を梁で連結させる構造とすることで変位を抑制し，鉄筋コンクリートによる止水性を保持する設計とする。<br>⑨上部構造の施工境界部や異種構造物間との境界部は，試験等により地震時の変形に追随し止水性を確認した止水ゴム等を設置することによる止水処置を講じる設計とする。<br>⑩上部構造の内側の地盤高さの嵩上げが地震時に滑動・内部すべりを起こさない幅や強度を確保することで，津波時における止水性を保持する設計とする。<br>⑪表層改良は，セメント系の改良体とすることで，地震時に損壊しない設計とする。<br>⑫シートパイルは，鋼材を連結し連続する構造とし，ボイリングによる地中からの止水性を保持する設計とする。 | ・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重を考慮した場合においても，鋼製の杭，鉄筋コンクリート製の上部構造，地盤高さの嵩上げ，セメント系の表層改良体で構成し，津波後の再使用性を考慮し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし，十分な支持性能を有する地盤に設置する設計とするとともに，主要な構造体の境界部や防潮壁前面の地盤には，止水ゴム等や表層改良体を設置し，有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。<br><br>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，基準地震動Ｓｓによる地震時荷重に対し，鋼製の杭，鉄筋コンクリート製の上部構造，地盤高さの嵩上げ，セメント系の表層改良体で構成し，津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするとともに，主要な構造体の境界部や防潮壁前面の地盤には，止水ゴム等や表層改良体を設置し，有意な漏えいを生じない設計とすることを構造強度設計上の性能目標とする。 | 基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため，作用する押し込み力や引抜力が許容支持力以下に留まることを確認する。 | 下部工 | 基礎地盤 | 支持力 | 支持機能を喪失する状態 | 「道路橋示方書・同解説（I 共通編・Ⅳ下部構造編）」を踏まえ，妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。 |
| | | | | | | 基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために，構造部材である鋼管杭が，おおむね弾性状態に留まることを確認する。 | | 鋼管杭 | 曲げ，<br>せん断 | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 【基準津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。<br>【T.P.＋24m 津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。 |
| | | | | | | 基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために，構造部材である鉄筋コンクリートが，おおむね弾性状態に留まることを確認する。 | 上部工 | 鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁） | 曲げ，<br>せん断 | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 【基準津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。（コンクリート標準示方書【構造性能照査編】でも確認。）<br>【T.P.＋24m 津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編）」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。 |
| | | | | | | 基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするために，構造部材である鋼管杭が，おおむね弾性状態に留まることを確認する。 | | 鋼管杭（鋼管鉄筋コンクリート） | 曲げ，<br>せん断 | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 【基準津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。<br>【T.P.＋24m 津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた降伏応力度・せん断強度以下とする。 |
| | | | | | | 基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計とするため，境界部に設置するゴムジョイント，シートジョイントが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。<br>また，止水ゴム等が止水性能を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は，おおむね弾性状態に留まることを確認する。 | | 止水ジョイント部 | 止水ゴム等 | 変形，<br>引張り | 有意な漏えいに至る変形，引張り | メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。 |
| | | | | | | | | 鋼製アンカー | 引張り，<br>せん断，<br>引抜き | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 |
| | | | | | | | | 止水ゴム等の鋼製防護部材 | 曲げ，<br>引張り，<br>せん断 | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 「鋼構造設計基準」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 |
| | | | | | | 基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，地盤として滑動しない抵抗性を保持する設計とするため，地盤高さの嵩上げ部底面が滑動しないこと及び受働崩壊角にすべりが発生しないことを確認する。 | 地盤高さの嵩上げ（改良体） | | せん断 | 地盤高さの嵩上げ部の底面が滑動に至る状態，上部構造背面の地盤がすべりに至る状態 | 「道路橋示方書・同解説（I 共通編・Ⅳ下部構造編）」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を踏まえ，妥当な安全余裕を考慮した受働せん断面方向等のせん断耐力以内とする。 |
| | | | | | | 基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，洗掘防止対策やボイリング対策としての機能を保持するため，表層改良体にせん断破壊が生じないことを確認する。 | 表層改良体 | | せん断 | 表層改良体がせん断破壊に至る状態 | 妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。 |
| | | | | | | 基準地震動Ｓｓによる地震時荷重に対し，ボイリング対策としての機能を保持するため，シートパイルにせん断破壊が生じないことを確認する。 | シートパイル | | せん断 | 部材がせん断破壊に至る状態 | 妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。 |

構造成立性を確認するための地震動は，基準地震動のうち構造物への影響が大きいことを確認した２波（Ss-D1 及び Ss-31）とする。

（２） 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤高さの設定方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，津波遡上高さに対して余裕をもった防潮堤高さを設定している。入力津波高さと防潮堤高さの関係を第 1-2 表に示す。

第 1-2 表　入力津波高さと防潮堤高さの関係

| | 敷地側面<br>北側 | 敷地前面<br>東側 | 敷地側面<br>南側 |
|---|---|---|---|
| 入力津波高さ<br>（潮位のばらつき等考慮） | T.P.＋15.4m | T.P.＋17.9m | T.P.＋16.8m |
| 防潮堤高さ | T.P.＋18.0m | T.P.＋20.0m | T.P.＋18.0m |
| 設計裕度 | 2.6m | 2.1m | 1.2m |

（３） 設計方針

１） 構造概要

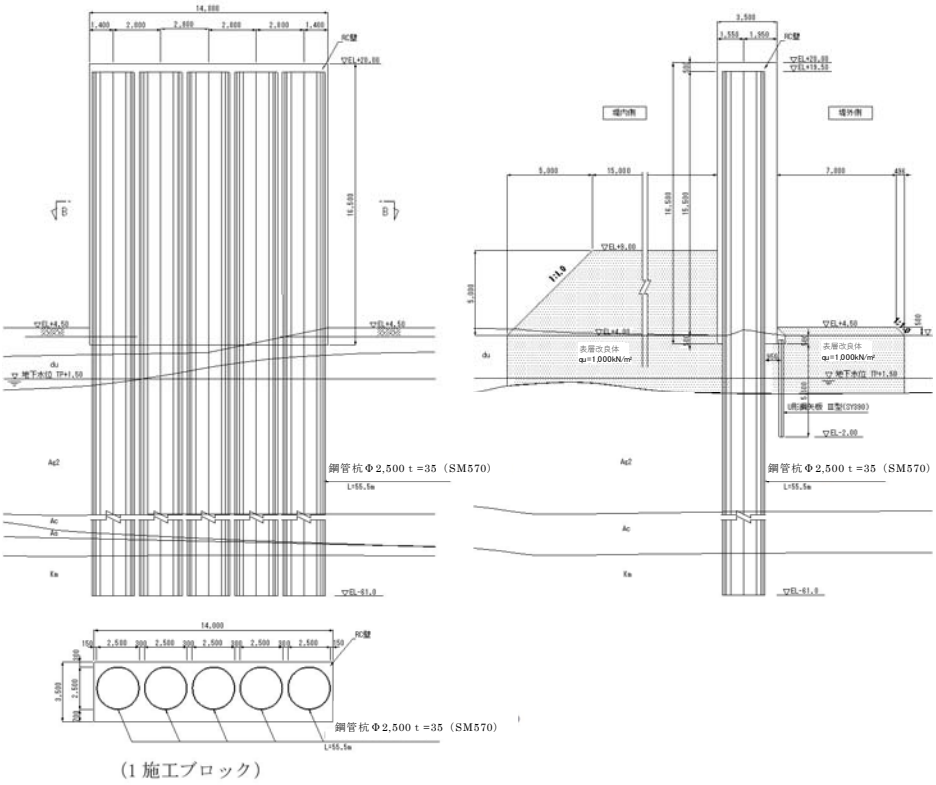
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，鋼管杭を地盤に対して一列に打設し，上部工は鋼管杭と鉄筋コンクリートを連結させ設置する。

上部工は，下部工の鋼管杭から上部工に連続する鋼管杭を鉄筋コンクリートで被覆した部材と，堤外側に設置する鉄筋を密に配置した鉄筋コンクリート梁壁部材で構成される。これら部材を鉄筋で強固に一体化した鋼管杭 5 本を 1 ブロックとした壁体を連続して設置する。このブロック間の境界には，止水性を確保するための止水ゴム等を設置する。

また，防潮壁の堤内側には，津波による波力低減を目的とした改良体による地盤高さの嵩上げを行うとともに，洗掘防止対策やボイリング対策として，堤内・外の表層部の地盤改良を実施する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要を第 1-3 図に，構成部材とその役割を第 1-3 表に示す。

なお，現在設定している材料の仕様については第 1-4 表のとおりであるが，今後の詳細設計で仕様変更が想定される。




注）仕様については今後の検討で多少変更が想定される

第 1-3 図　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図

（正面図及び断面図）

## 第 1-3 表　構成部材と役割

| 構造部位 | | 部位の役割 |
|---|---|---|
| 上部工 | 鉄筋コンクリート | 外部からの地震荷重，津波荷重，漂流物荷重等を鋼管杭に確実に伝達し，防潮壁としての機能を維持する。 |
| | 止水ジョイント部 | 上部工の施工ブロック間に生じる変位に追従し，津波荷重に対して十分な耐性を持ち，防潮壁としての機能を維持する。 |
| 上部工<br>下部工 | 鋼管杭 | 鉄筋コンクリートから伝達される荷重を支持地盤に確実に伝達し，防潮壁としての機能を維持する。 |
| 地盤高さの嵩上げ（改良体） | | 上部工から伝達される荷重に抵抗し，防潮壁の変位を抑制する。 |
| 表層改良体 | | 防潮壁堤外側においては，津波荷重に対して十分な耐性を持ち洗掘防止としての機能を維持する。防潮壁堤内側においては，地震時における地盤高さの嵩上げ部の沈下を抑制し，防潮壁としての機能を維持する。 |
| シートパイル | | 津波時における堤外側の水位上昇を想定したボイリング対策とし，地中部から堤内側への浸水を防止する。 |

## 第 1-4 表　材料仕様

| | 材　料 | 仕　様 |
|---|---|---|
| 1 | 鋼管杭 | 敷地前面東側：φ2,500mm，t=35mm，40mm（SM570）<br>敷地側面北・南側：φ2,000mm，t=35mm（SM570） |
| 2 | コンクリート | $f'_{ck}$=40N/mm$^2$ |
| 3 | 鉄　筋 | SD490 |
| 4 | 頭付きスタッド | fy=235N/mm$^2$（JIS B 1198） |
| 5 | ゴムジョイント | クロロプレンゴム |
| 6 | シートジョイント | 塩化ビニルシート，合成繊維織布（ポリエステル） |
| 7 | アンカーボルト | SS400，SUS304 |
| 8 | 止水ゴム等の鋼製防護部材 | SS400 |
| 9 | シートパイル（鋼矢板） | SY295 |
| 10 | 表層改良体，地盤高さの嵩上げ（改良体） | セメント改良 $q_u$=1,000kN/m$^2$<br>浸透固化改良（原地盤密度と同じ） |

注）仕様については今後の検討で多少変更が想定される

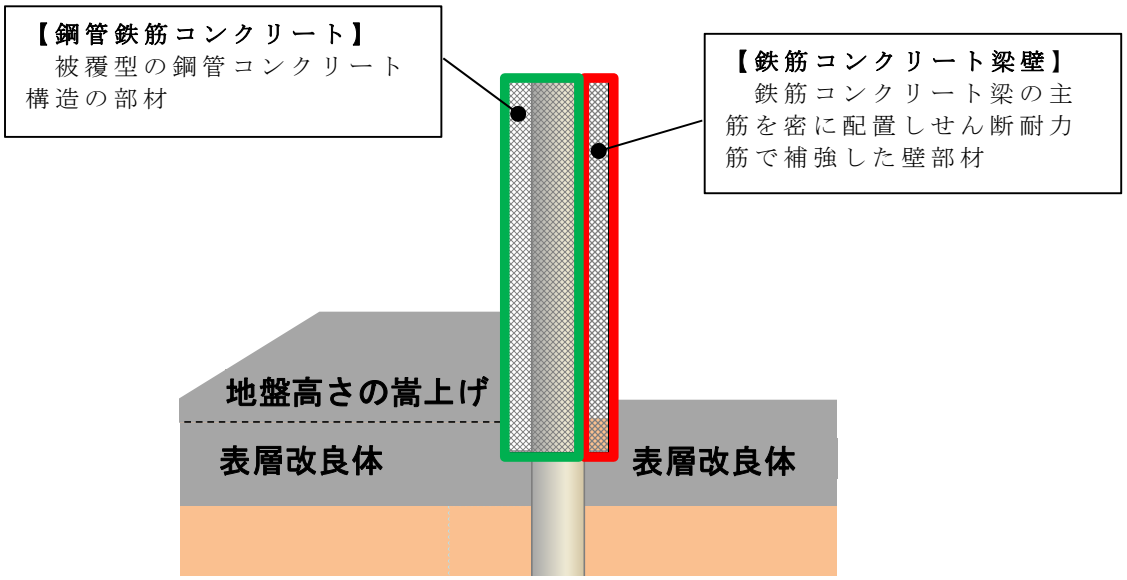
２）　上部工の構造概要

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の上部工は，下部工の鋼管杭から上部工に連続する鋼管を被覆した①被覆型の鋼管コンクリート構造の柱部材（以下，鋼管鉄筋コンクリートという）及びその構造の堤外側に設置した②鉄筋コンクリート梁の主筋を密に配置し，せん断耐力筋で補強した壁部材（以下，鉄筋コンクリート梁壁という）から構成される。鋼管鉄筋コンクリート及び鉄筋コンクリート梁壁の範囲を第 1-4 図に示す。

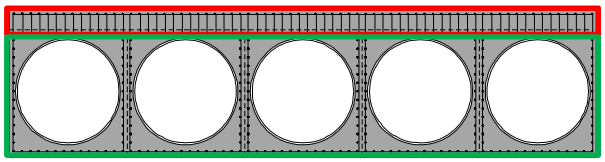
鋼管鉄筋コンクリートと鉄筋コンクリート梁壁は，鉄筋を全部材の外周にも配置することで一体として束ねられ，鋼管鉄筋コンクリート５本毎を１ブロックとして構成する。

津波や漂流物に対しては，堤外側の鉄筋コンクリート梁壁に津波や漂流物の荷重が伝わり，鉄筋コンクリート梁構造として鋼管鉄筋コンクリートを支点とした連続梁として抵抗する。その支点反力が鋼管鉄筋コンクリートに伝わり，下部工の鋼管杭へ荷重伝達される。また堤外側の鉄筋コンクリート梁壁により，１ブロック内の止水性を確保するとともに，ブロック間は別途に止水ジョイントを設けて止水する。

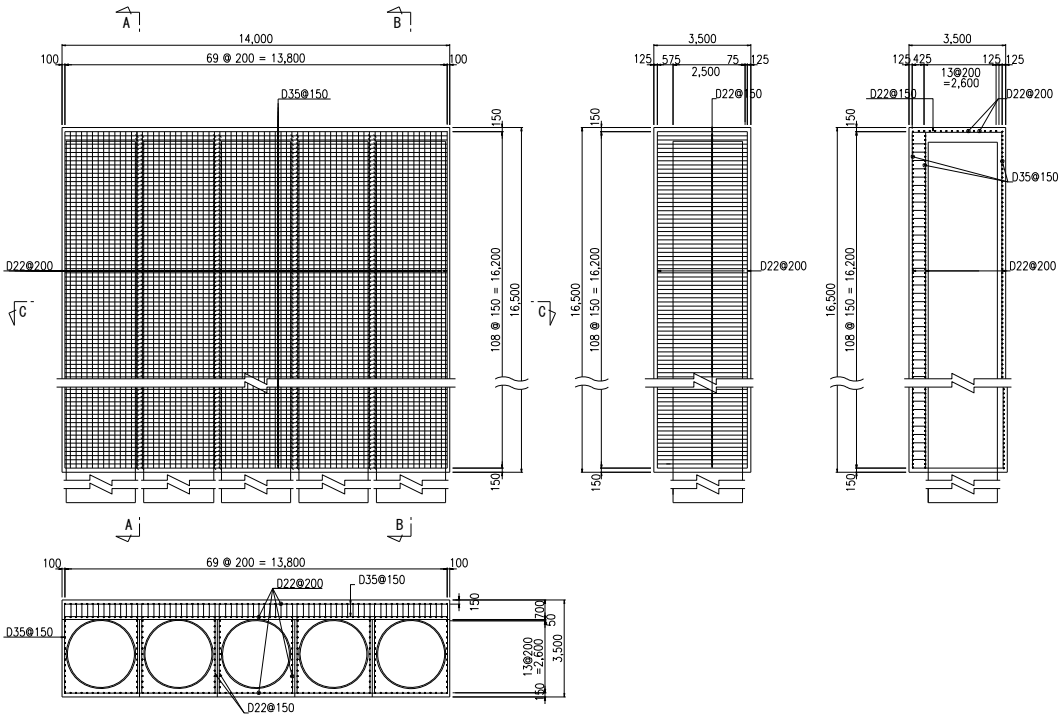
地震時に対しては，下部工の鋼管杭の応答変位により各杭間に生じる相対変位から発生する荷重に対して，鋼管鉄筋コンクリート間を結んでいる鉄筋コンクリート梁壁により抵抗する。鉄筋コンクリート梁壁には，せん断耐力筋が密に配置されており，梁壁のせん断抵抗力により構造物全体の健全性を確保することができる。




第 1-4 図(1)　上部工概要図



第 1-4 図(2)　上部工上面図




注）仕様については今後の検討で多少変更が想定される

第 1-4 図(3)　上部工詳細図

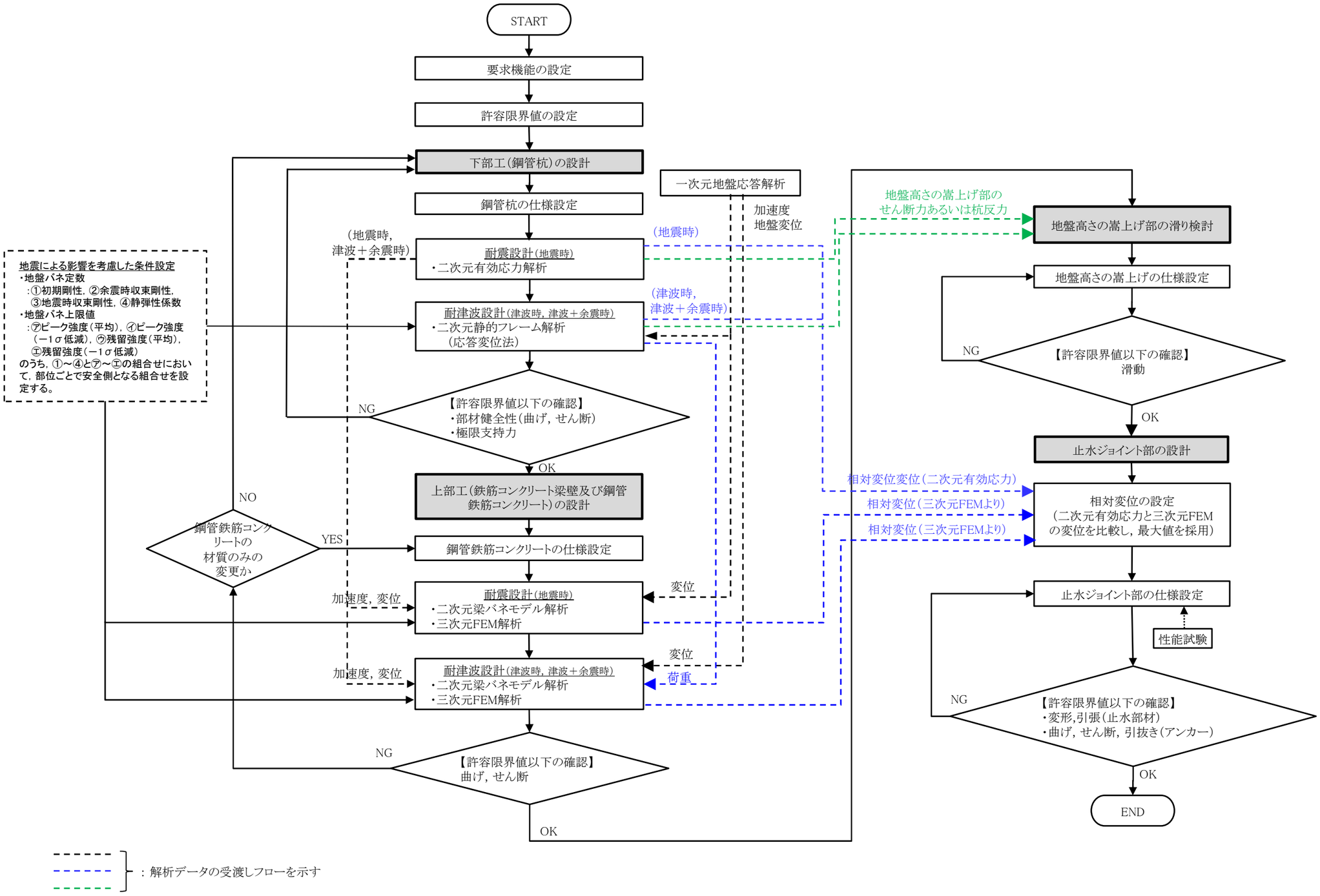
３）　設計手順

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震・耐津波評価は，津波防護施設であること，Ｓクラスの設計基準対象施設であることを踏まえ，第 1-5 表の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目に従い，各構造部材の構造設計を行う。

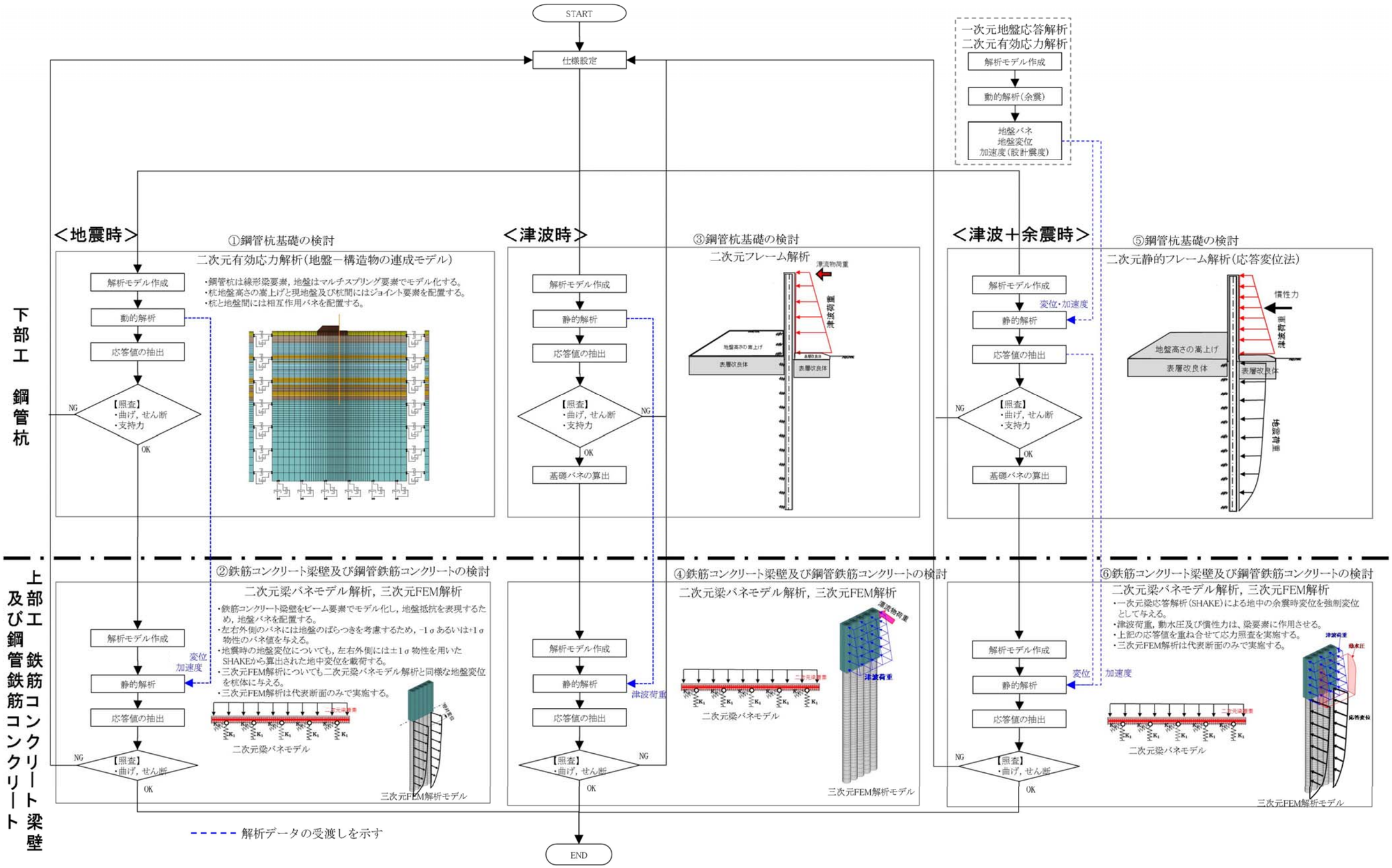
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造健全性評価の検討フローを第 1-5 図に，解析評価に係る検討フローを第 1-6 図に示す。

## 第 1-5 表　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

<table>
<tr><th colspan="3">評価対象部位</th><th>設計荷重</th><th>応力等の状態</th><th>設計に用いる許容限界</th></tr>
<tr><td rowspan="2">下部工</td><td colspan="2">基礎地盤</td><td rowspan="12">基準地震動Ｓｓによる地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重</td><td>支持力</td><td>「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)」を踏まえ，妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。</td></tr>
<tr><td colspan="2">鋼管杭</td><td>曲げ，せん断</td><td>【基準津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。<br>【T.P.＋24m 津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。</td></tr>
<tr><td rowspan="6">上部工</td><td colspan="2">鉄筋コンクリート<br>(鉄筋コンクリート梁壁)</td><td>曲げ，せん断</td><td>【基準津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。(コンクリート標準示方書【構造性能照査編】でも確認。)<br>【T.P.＋24m 津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編)」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。</td></tr>
<tr><td colspan="2">鋼管杭<br>(鋼管鉄筋コンクリート)</td><td>曲げ，せん断</td><td>【基準津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。<br>【T.P.＋24m 津波に対して】<br>「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)」及び「鉄骨鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」を踏まえた降伏応力度・せん断強度以下とする。</td></tr>
<tr><td rowspan="3">止水ジョイント部</td><td>止水ゴム等</td><td>変形，引張り</td><td>メーカー規格及び基準並びに必要に応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。</td></tr>
<tr><td>鋼製アンカー</td><td>引張り，せん断，引抜き</td><td>「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。</td></tr>
<tr><td>止水ゴム等の鋼製防護部材</td><td>曲げ，引張り，せん断</td><td>「鋼構造設計基準」を踏まえた短期許容応力度以下とする。</td></tr>
<tr><td colspan="3">地盤高さの嵩上げ<br>(改良体)</td><td>せん断</td><td>「道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編)」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を踏まえ，妥当な安全余裕を考慮した受働せん断面方向等のせん断耐力以内とする。</td></tr>
<tr><td colspan="3">表層改良体</td><td>せん断</td><td>妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。</td></tr>
<tr><td colspan="3">シートパイル</td><td>基準地震動Ｓｓによる地震時荷重</td><td>せん断</td><td>妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。</td></tr>
</table>




第 1-5 図　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造健全性評価の検討フロー




第 1-6 図　防潮壁の検討モデルと評価フロー

４）　設計荷重

設計に用いる荷重の組合せを以下に示す。

①常時荷重＋地震荷重（Ｓｓ）

②常時荷重＋津波荷重（動・波圧）

③常時荷重＋津波荷重（動・波圧）＋漂流物荷重

④常時荷重＋津波荷重（動・波圧）＋余震荷重

⑤常時荷重＋T.P.＋24m 津波荷重（動・波圧）＋漂流物荷重

⑥常時荷重＋T.P.＋24m 津波荷重（動・波圧）＋余震荷重

５）鋼管杭及び鋼管杭基礎の設計方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の基礎は，岩盤に鋼管杭の直径程度以上を根入れする岩着支持杭とした。

鋼管杭は地震時及び津波時において各部位が十分な裕度を有することを確認する。

鋼管杭基礎の支持性能については，基礎に作用する地盤反力が基礎地盤の極限支持力以下であることを照査する。

津波時及び重畳時（津波＋余震時）は二次元静的フレーム解析，地震時は液状化を精緻に評価するために有効応力解析を実施し，基礎に発生する断面力を用いて応力照査を実施する。

①　耐震設計（有効応力解析）

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる二次元地震応答解析を行い，地震時の鋼管杭基礎の構造健全性及び支持性能を確認する。また，地盤の液状化の影響を緻密に反映するため，有効応力の変化に伴う地盤挙動の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし，地震応答解析により算定される

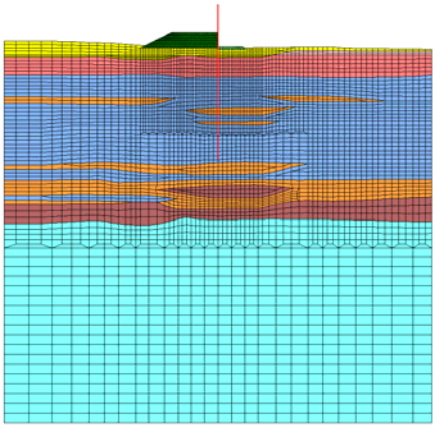
部材の発生応力度が短期許容応力度以下となるよう設計する。

液状化強度特性については，平均－１σの値を用いることで保守性を考慮する。さらに，地質分布の不確かさに着目し，原地盤の液状化強度特性を適用した基準地震動Ｓ$_{s}$による解析結果のうち，最も厳しいケースにおいて，より一層保守的な検討を目的に，液状化検討対象層である全ての砂層・礫層に対して豊浦標準砂の液状化強度特性を与えることで，強制的に液状化させる条件を仮定した解析モデルについても検討する。

a.　解析モデルの作成

地質断面図を反映して解析モデルを作成する。鉛直方向はT.P.－130mまでをモデル化する。鋼管杭は線形梁要素，地盤はマルチスプリング要素でモデル化し，地下水位以深については間隙水圧要素を配置する。

鋼管杭と地盤との間には，杭と地盤の相互作用を適切に考慮できる相互作用バネを配置する。解析モデルの一例を第1-7図に示す。



第1-7図　解析モデルの一例

b.　地震応答解析

有効応力解析により構造物及び地盤の応答値を算定する。

入力地震動は，東海第二発電所の解放基盤表面深度であるT.P.－370mからT.P.－130mまでをモデル化した剥ぎ取り地盤モデルを用いて，一次元波動論によりT.P.－130m位置で評価した地震動（2E）を用いる。

c.　照査

地震応答解析により算定された鋼管杭の断面力を用いて，曲げモーメント・軸力に対する照査，せん断に対する照査を行い，短期許容応力度以下であることを確認する。

基礎地盤の支持性能として，基礎に作用する地盤反力が極限支持力以下であることを確認する。

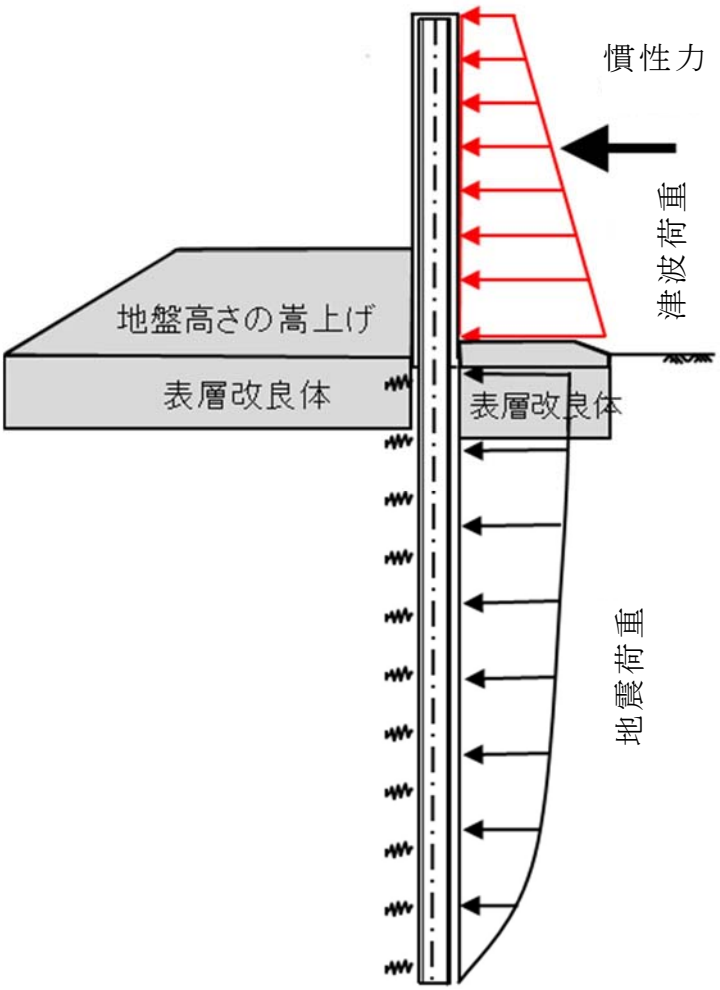
② 耐津波設計（二次元静的フレーム解析）

鋼管杭のみで津波に抵抗するため，鋼管杭のみを二次元フレーム解析モデルで表現する。この鋼管杭をモデル化した梁に地盤バネを接続したモデルで応答変位法による二次元静的フレーム解析を行い，津波時と重畳時（津波＋余震時）の鋼管杭の構造健全性及び支持性能を確認する。死荷重及び積雪の長期荷重，津波荷重と漂流物荷重，余震荷重等を外力として入力し，部材の発生応力度が短期許容応力度以下となるよう設計する。津波や漂流物の荷重は，鉄筋コンクリートを通じて上部工の鋼管に直接的に作用し，下部工の鋼管杭へ伝達される。なお，津波時における漂流物荷重は，入力津波高さに作用するものとして考慮する。

基礎地盤の支持性能として，基礎に作用する地盤反力が極

限支持力以下であることを確認する。

解析モデル概念図を第 1-8 図に示す。




第 1-8 図　解析モデル概念図

地盤バネは，「道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）」に基づき設定し，上限値を有するバイリニア型とする。余震時の地盤バネの算定に用いる地盤の変形係数$E_D$は，以下の式により算出する。

$$E_D = 2(1+\nu_d)G'$$

$E_D$：地盤の変形係数（kN／m$^2$）

$\nu_d$：動ポアソン比

$G'$：地盤の余震時の収束剛性（kN／m$^2$）

地盤バネ定数及び地盤バネの上限値の算定内容を第 1-6 表に示す。同表中の地盤バネ定数４種類と地盤バネの上限値４種類を用いて，地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せによる構成式を地盤バネの設定で用いることにより，各部位で安全側となる設計を行う。

第 1-6 表　地盤バネ定数及び地盤バネの上限値

| 荷重条件 | 地盤バネ定数 | 地盤バネ上限値 |
|---|---|---|
| 津波時<br>及び<br>津波＋余震時 | 初期剛性より<br>余震時の収束剛性より<br>地震時の収束剛性より<br>静弾性係数より | ピーク強度（平均）<br>ピーク強度（-1σ低減）<br>残留強度（平均）<br>残留強度（-1σ低減） |

余震時荷重としては，余震時の一次元地盤応答解析及び二次元有効応力解析により算定される応答変位分布を強制変位としてバネ端に載荷するとともに，地表面最大加速度より算定する設計震度を慣性力として考慮する。

６）上部工の設計方針

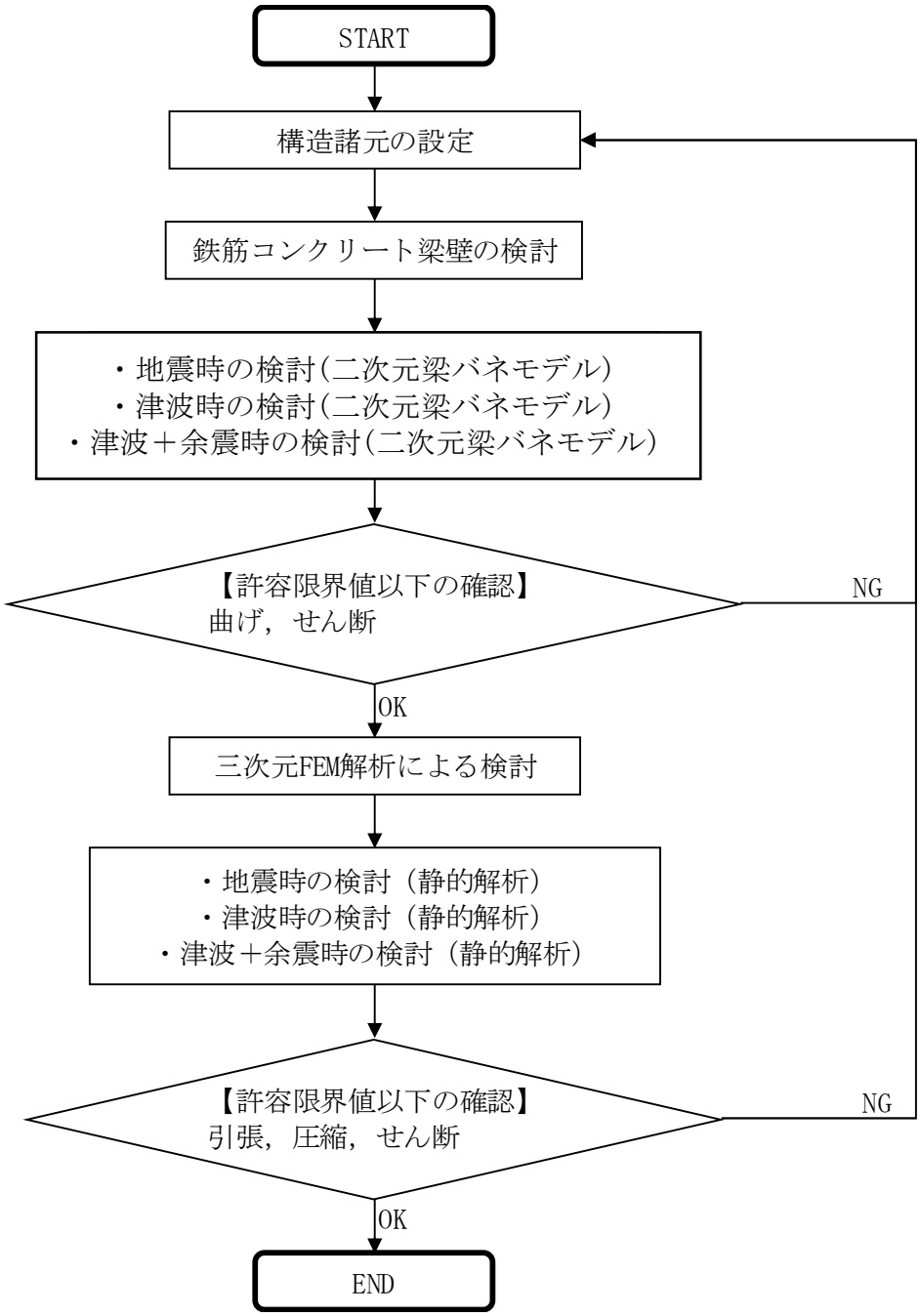
津波に対する止水性を確保し，津波荷重や漂流物荷重によるせん断力を全て受け持てるよう，「鋼管鉄筋コンクリート」の前面に一体化した「鉄筋コンクリート梁壁」を設置する。

二次元梁バネモデル解析では，上部工前面の「鉄筋コンクリート梁壁」（鉄筋コンクリート梁の主筋を密に配置し，せん断耐力筋で補強した壁部材）のみをモデル化し，地震時，津波時，重畳時（津波＋余震時）の全てのケースにおいて，「鉄筋コンクリート梁壁」のみで成立する構造とする（実際には「鉄筋コンクリート梁壁」と背面にある「鋼管鉄筋コンクリート」との一体構造断面で抵抗することになる）。

上部工の検討においてモデル化を行わない「鋼管鉄筋コンクリート」（下部工の鋼管杭から上部工に連続する鋼管を被覆した部材）には，コンクリート標準示方書に基づく必要鉄筋量を配置する。

なお，二次元梁バネモデル解析で鉄筋コンクリート梁壁をモデル化して，上部工の設計を行うことを基本とするが，断面力の確認のため，代表断面については静的三次元ＦＥＭ解析を実施し，二次元梁バネモデルの妥当性についても検討する。

第 1-9 図に上部工検討フローを示す。




第 1-9 図　上部工検討フロー

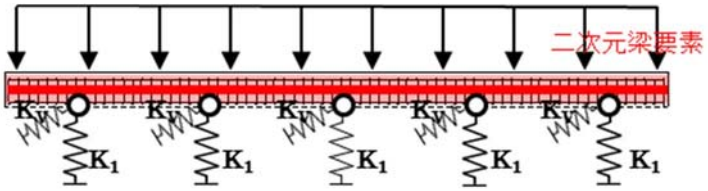
①モデル化方針

a.　二次元梁バネモデル

地震荷重，津波荷重，積雪荷重，風荷重及び漂流物荷重に耐えうる構造である鉄筋コンクリート梁壁をビーム要素でモデル化し，地盤抵抗を表現するため，地盤バネを配置する。左右外側のバネには地盤のばらつきを考慮するため，－1σ

あるいは＋1σ物性のバネ値を与える。

二次元梁バネモデルの概要図を第 1-10 図に示す。



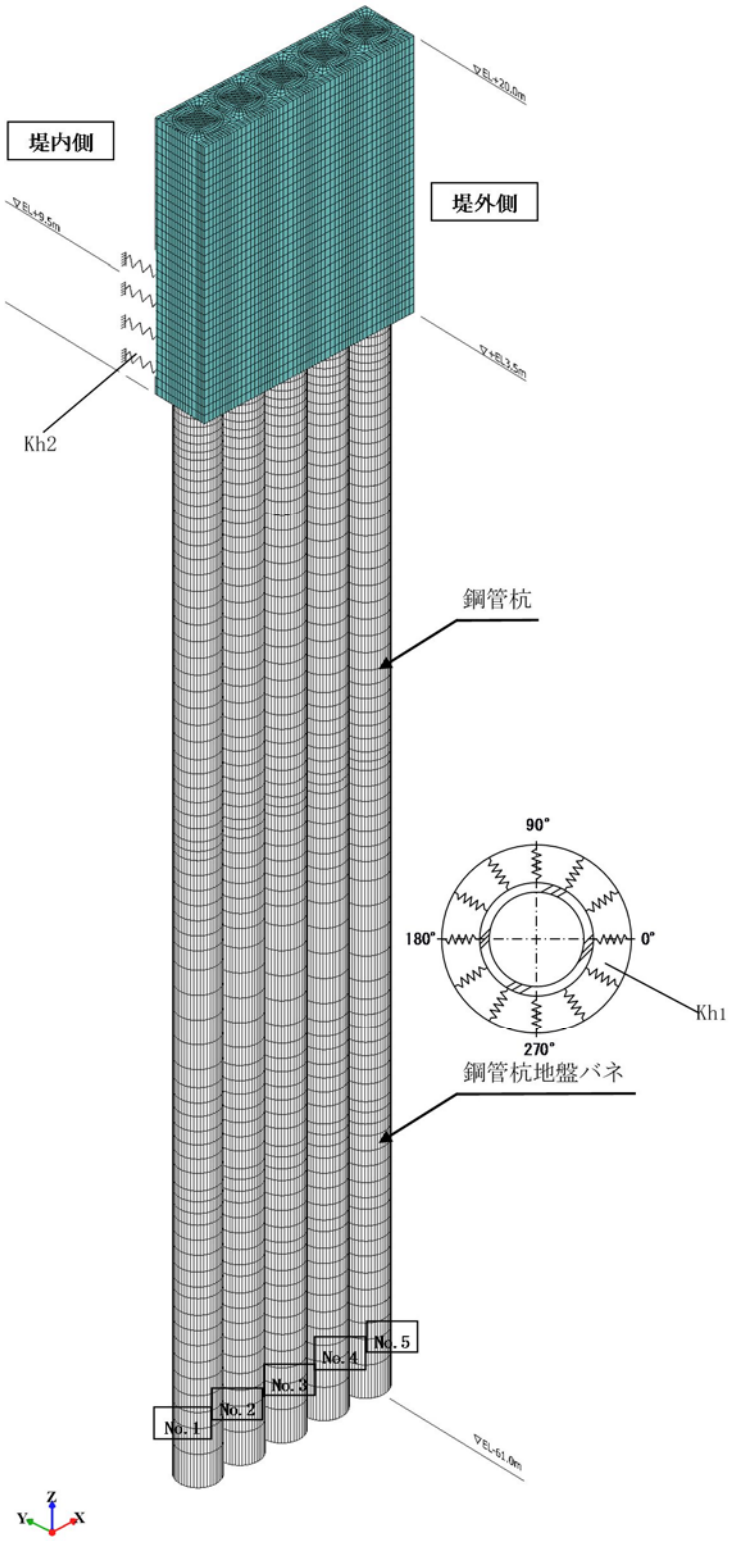

第 1-10 図　二次元梁バネモデル

b.　三次元ＦＥＭモデル

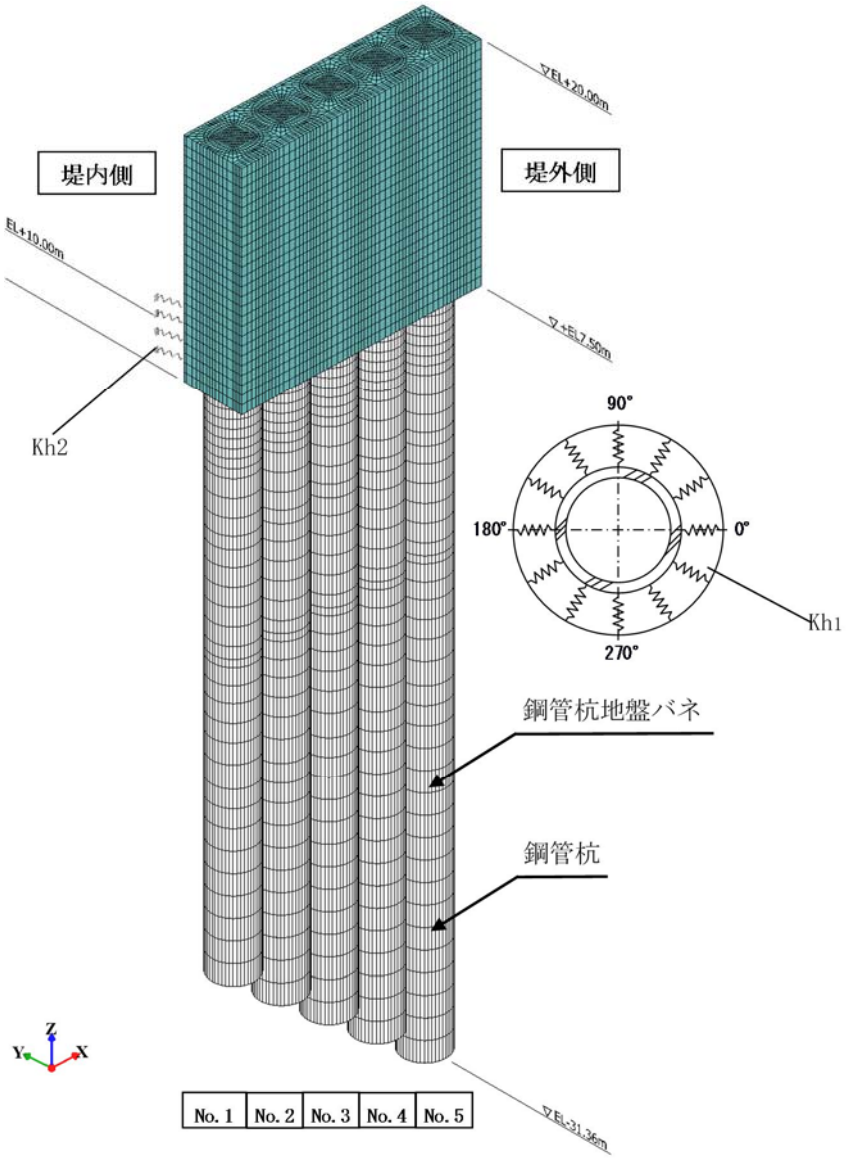
上部工及び下部工を三次元ＦＥＭでモデル化し，防潮壁が地震，津波及び津波＋余震より受ける応力を精緻に評価する。三次元ＦＥＭについては，傾斜部のモデル化も行い，地震時の１ブロックにおけるねじれの検討も実施する。さらに傾斜部については，固有値解析を実施して防潮壁の振動特性を評価する。

解析モデルは上部工をソリッド要素でモデル化し，鋼管杭をシェル要素でモデル化する。地盤の抵抗については，バネで表現し，杭周り及び地盤高さの嵩上げの該当部分に付加する。なお，地盤バネについては，鋼管杭のモデル化で二次元静的フレーム解析の際に用いた地盤バネを用いる。ただし，引張方向は No tension バネとする。

三次元ＦＥＭモデルの概要を第 1-11 図に示す。




第 1-11 図(1)　三次元ＦＥＭ解析モデル（一般部）




第 1-11 図(2)　三次元ＦＥＭモデル（傾斜部）

②地震時

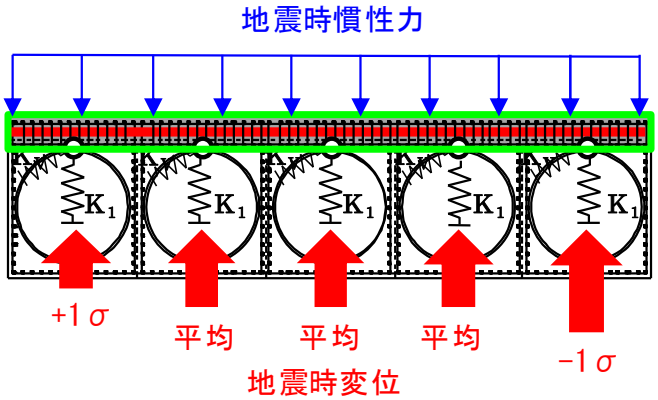
ａ．静的フレーム解析（梁バネモデル）

地盤や杭の剛性を表現したバネに支持された鉄筋コンクリート梁壁を二次元梁バネモデルで表現し，地震時の静的挙動を評価する。鉄筋コンクリート梁壁をビーム要素でモデル化し，地盤抵抗を表現するため，地盤バネを配置する。左右外側のバネには地盤のばらつきを考慮するため，－1σあるいは＋1σ物性のバネ値を与える。

地震時の地盤変位についても，左右外側には±1σ物性を用いた一次元地震応答解析から算出した変位を入力する。

二次元梁バネモデルより算出された断面力を用いた鉄筋コンクリート梁壁の照査を行い，地震による慣性力を鉄筋コンクリート梁壁に作用させ，梁壁に生じる曲げ，せん断応力度の照査を行い，短期許容応力度以下であることを確認する。

地震時の地盤変位入力概要を第 1-12 図に示す。




第 1-12 図　地震時二次元梁バネモデル概要

b．三次元ＦＥＭモデル

二次元梁バネモデルの保守性検討のため，三次元ＦＥＭモデルを用いた解析を行う。三次元ＦＥＭ解析のモデル概念図を第 1-13 図に示す。

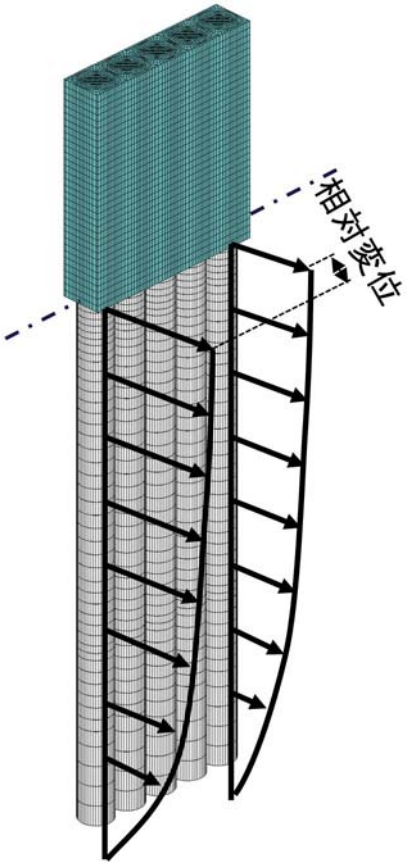
水平慣性力は，一次元地震応答解析及び二次元有効応力解析で地表面の最大加速度を算定し，その加速度を杭と防潮壁に対して堤外から堤内方向へ平均地盤の表面最大加速度の水平慣性力を作用させる。一次元地震応答解析は各々の杭に対して実施する。

鉛直慣性力は，一次元地震応答解析及び二次元有効応力解

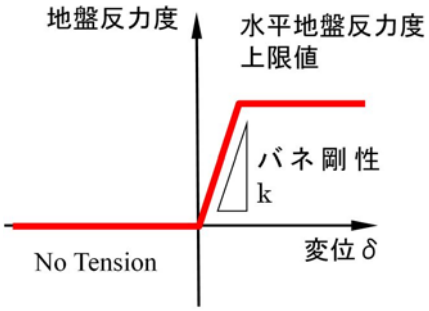
析で地表面の最大加速度を求め，その加速度を杭と防潮壁に平均地盤の表面最大加速度の下向き鉛直慣性力を作用する。

水平地盤変位は各杭先端からの最大相対変位とする。最大変位の算出についても各々の杭に対して算出した結果を入力する。

杭体には全ての節点に水平バネ（Y 方向，X 方向）を設定し，水平方向バネは杭体と同様に圧縮方向が地盤反力度の上限値を用いたバイリニア型，引張方向を No tension としている。地盤バネの特性図を第 1-14 図に示す。




第 1-13 図　三次元ＦＥＭ解析の概念図




第 1-14 図　ＦＥＭ解析に与える地盤バネの特性

③ 津波時，津波＋余震時

津波時及び津波＋余震時においても，二次元梁バネモデルで評価し，代表断面においては二次元梁バネモデルの妥当性について三次元ＦＥＭモデルで検討する。

ａ．津波時

鉄筋コンクリート梁壁モデルに，死荷重，積雪荷重，津波荷重及び漂流物荷重を作用させ，鉄筋に生じる引張り，せん断応力度及びコンクリートに生じる圧縮，せん断応力度の照査を行い，短期許容応力度以下であることを確認する。なお，漂流物荷重は曲げモーメントが最大となる位置に作用させる。

ｂ．津波＋余震時

鉄筋コンクリート梁壁モデルに，死荷重，積雪荷重，津波荷重並びに余震による慣性力及び動水圧を作用させ，鉄筋に生じる引張り，せん断応力度及びコンクリートに生じる圧縮，せん断応力度の照査を行い，短期許容応力度以下であることを確認する。なお，慣性力としての設計震度は，一次元地盤応答解析及び二次元有効応力解析より算出される地表面の最大加速度を与える。

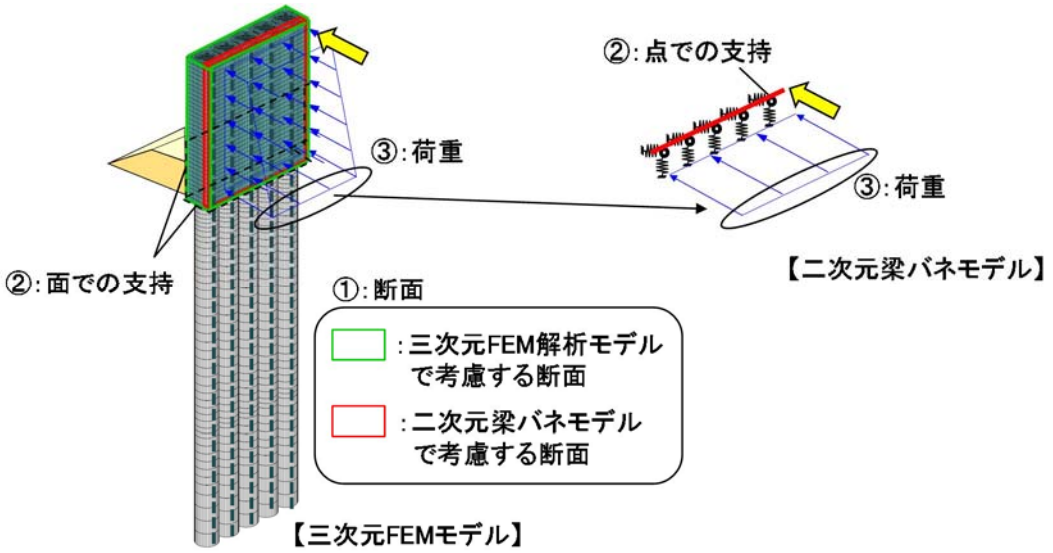
二次元梁バネモデルは地表面における最大変位を集約バネを介

して載荷する。三次元ＦＥＭ解析については，深度なりの変位を杭体にバネを介して載荷する。

④二次元梁バネモデルと三次元ＦＥＭモデルに対する保守性

二次元梁バネモデルは，上部工堤外側の鉄筋コンクリート梁壁のみをモデル化し，評価においては，津波荷重が最も大きい上部工底部の荷重や漂流物荷重が最も大きい上部工天端部の荷重を入力しているが，三次元ＦＥＭモデルでは，現実的な荷重分布を入力する。

また，二次元梁バネモデルは，荷重を５箇所の点で支持するモデルであるが，三次元ＦＥＭモデルでは，鉄筋コンクリート梁壁の背後にある鋼管鉄筋コンクリートにより，荷重を面的に支持するモデルとなっている。第 1-15 図に二次元梁バネモデルと三次元ＦＥＭモデルの相違点を示す。

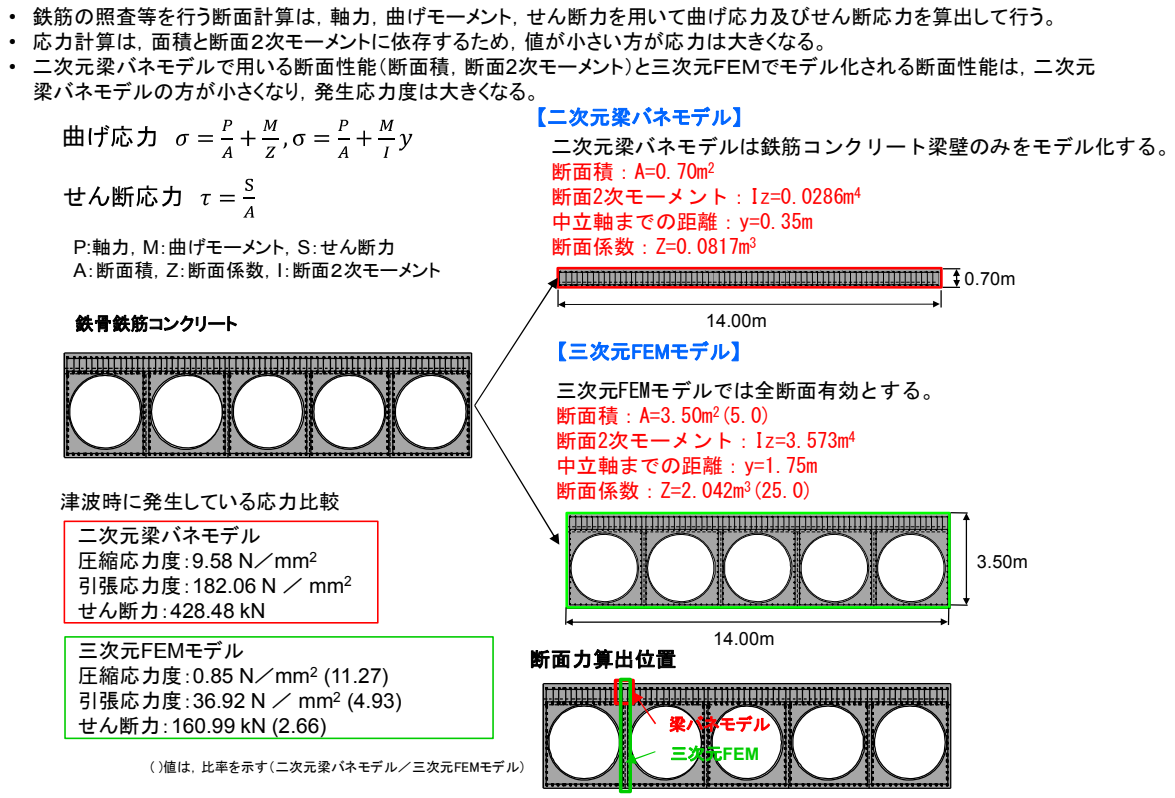



| 項目 | 三次元ＦＥＭ解析 | 二次元梁バネモデル |
|---|---|---|
| ① 断面 | 鉄筋コンクリート梁と鋼管鉄筋コンクリート部をモデル化（立体） | 鉄筋コンクリート梁部分のみをモデル化（梁） |
| ② 支持条件 | 面での支持 | 点での支持 |
| ③ 荷重 | 津波荷重の深度方向分布を考慮 | 津波荷重の最大値を採用 |

第 1-15 図 二次元梁バネモデルと三次元ＦＥＭモデルの相違点

なお，鉄筋照査等を行う断面計算は，軸力，曲げモーメント，せん断力を用いて曲げ応力度及びせん断応力度を算出して行う。応力計算は，面積と断面２次モーメントに依存するため，値が小さい方が応力度は大きくなる。

以上のことから，二次元梁バネモデルで用いる断面性能（断面積，断面２次モーメント）と三次元ＦＥＭでモデル化される断面性能では，二次元梁バネモデルの方が小さくなり，よって発生応力度が大きくなることから，三次元ＦＥＭモデルと比較して安全側の評価になる。第 1-16 図に両断面モデルにおける断面性の比較を示す。




第 1-16 図　二次元梁バネモデルと三次元ＦＥＭモデルにおける断面性能の比較図

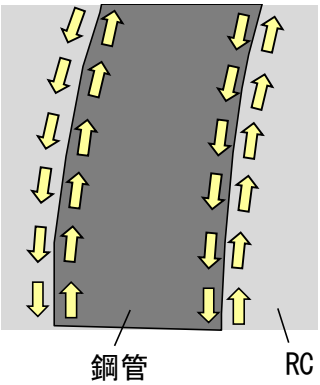
⑤鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面の一体性確保

鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面の一体性を強固なものとするため，スタッドを適切な位置に所要の本数を配置して確実な接合を行う方針とする。

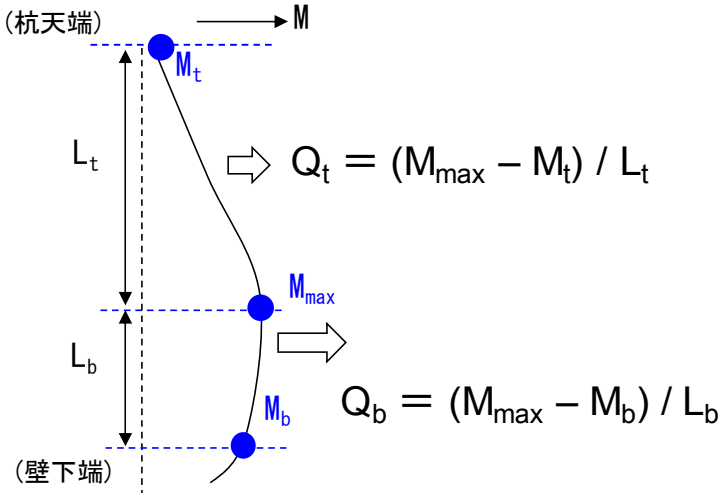
杭の曲げ変形により，鋼管と鉄筋コンクリートの間のせん断力に対して，ずれを生じさせないために必要なスタッドを配置する。設計は，鋼・合成構造標準示方書（土木学会）及び道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）（日本道路協会）に基づき行う。

せん断力は，杭の曲げモーメント分布の勾配として求め，各区間の平均的なせん断力とする。

接合面に作用するせん断力の概念図を第 1-17 図に，せん断力の算出方法概念図を第 1-18 図に示す。




第 1-17 図　鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面に作用するせん断力




第 1-18 図　杭の曲げモーメント分布に基づくせん断力の算出方法

7）止水ジョイント部の設計方針

① 概要

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の施工ブロック間等には，止水ジョイントを設置する。

止水ジョイントは，地震時やその後の津波や余震によって生じる構造物間の相対変位に対して止水性を確保するため伸縮性を有するものとする。

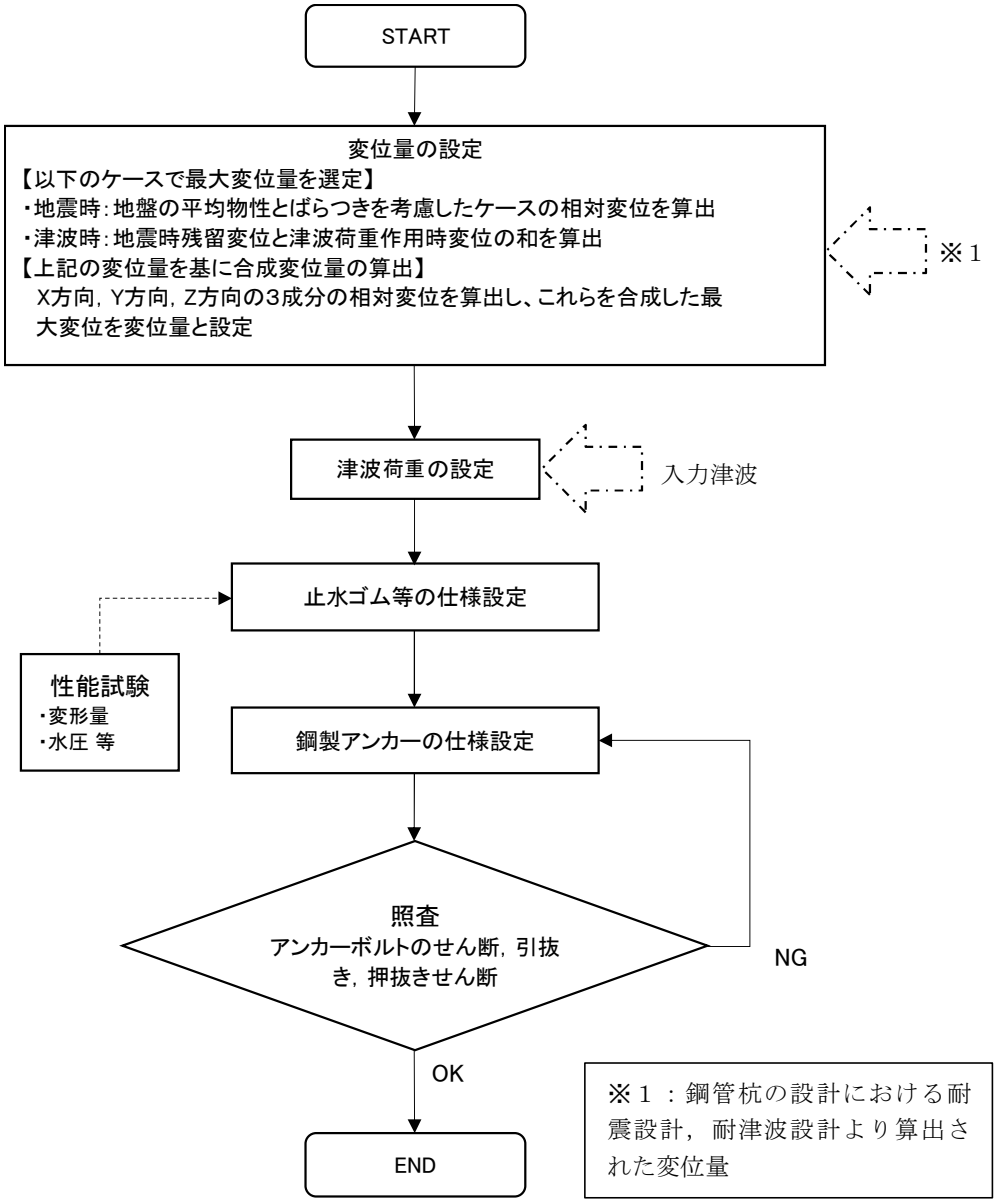
なお，堤外側の止水ジョイント部には，漂流物への対策として，止水ゴム等の鋼製防護部材を設置する。

② 評価方針

止水ジョイント部の評価は，基準地震動$S_s$を用いた二次元有効応力解析及び津波荷重を用いた二次元静的フレーム解析により算出された変位量及び入力津波を用い津波波圧式より算出した津波荷重に対し，止水ゴム等の止水性が維持できることを確認し，止水ゴム等の仕様を設定する。止水ジョイント部の設計フローを第 1-19 図に示す。

止水ゴム等の仕様は，津波荷重に耐え，構造物間の相対変位に追従して止水機能を維持できる材料を設定し，性能試験によってこれらを確認する。

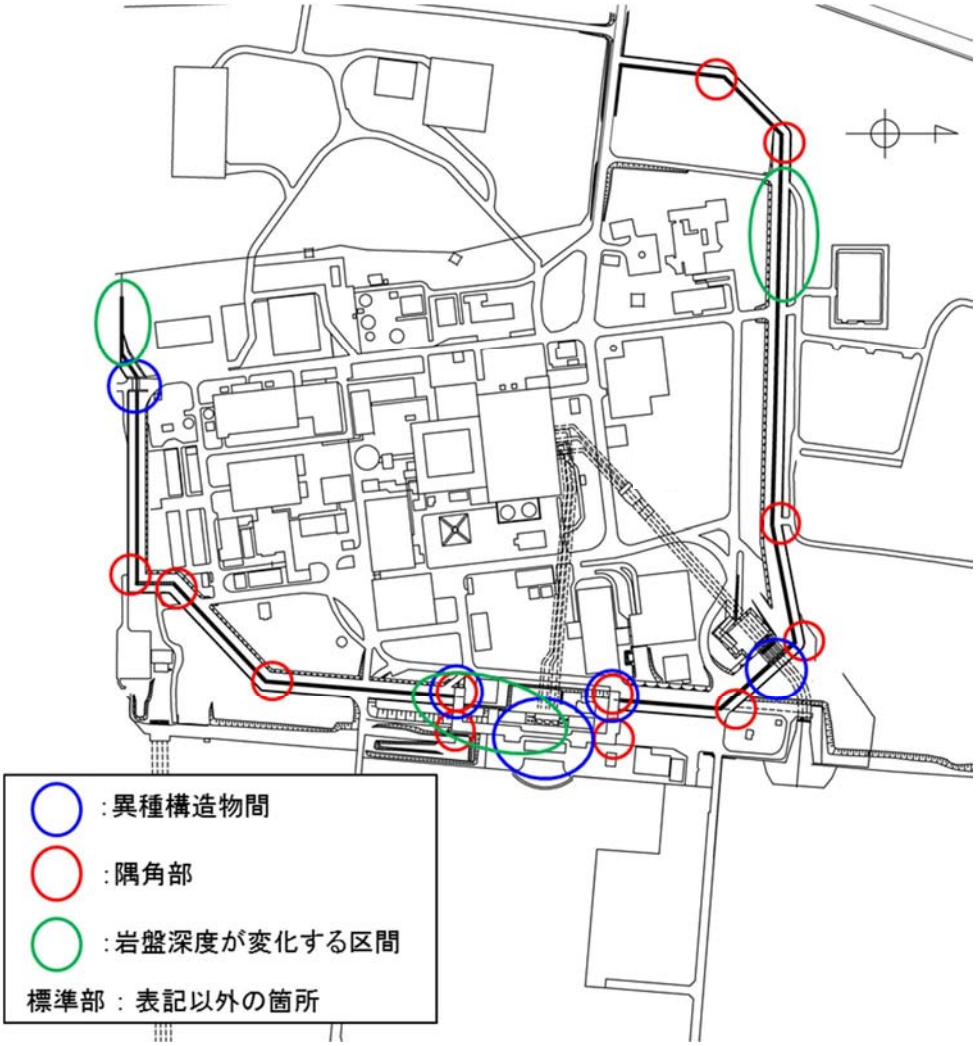
なお，止水ゴム等の取り付け部の鋼製アンカーに発生する応力度が短期許容応力度以下であることを確認するとともに，漂流物への対策として止水ゴム等の鋼製防護部材を設置し，この部材に発生する応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。




第 1-19 図　止水ジョイント部の設計フロー

ａ．相対変位の設定方針

防潮堤の標準部（直線部），隅角部，異種構造物間の位置を第 1-20 図に示す（標準部は，異種構造物間，隅角部を除く区間）。




第 1-20 図　防潮堤の各部(標準部，隅角部及び異種構造物間)位置図

b．標準部の地震時相対変位量

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の標準部は，隣り合う防潮壁同士が同一の挙動を示すと考えられるため，地震時においては，地盤のせん断波速度 Vs の平均物性，＋１σ物性，－１σ物性による地震時応答解析で得られる応答変位に基づき相対変位を設定する。

地震時の設計用相対変位は，以下の式により水平 2 方向（x 方向，y 方向）及び鉛直方向（z 方向）それぞれについて算出する。

さらに，x 方向，y 方向及び z 方向の相対変位から求められる合成方向変位を算出する。ここで，地震時の相対変位の概念図を第 1-21 図に示す。

x 方向の相対変位 δx：

δx＝max[abs{δx(＋1σ)－δx(平均)}，abs{δx(平均)－δx(－1σ)}]

y 方向の相対変位 δy：

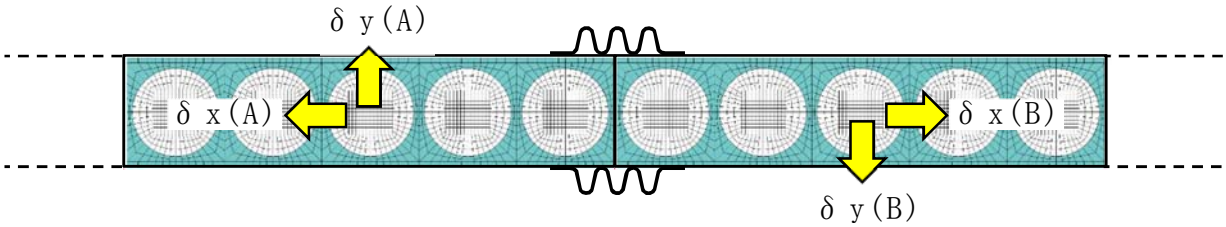
δy＝max[abs{δy(＋1σ)－δy(平均)}，abs{δy(平均)－δy(－1σ)}]

z 方向の相対変位 δz：

δz＝max[abs{δz(＋1σ)－δz(平均)}，abs{δz(平均)－δz(－1σ)}]

合成方向変位（3 方向合成）δ：

$$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$$




第 1-21 図　地震時の相対変位の概念図

c．標準部の津波時相対変位量

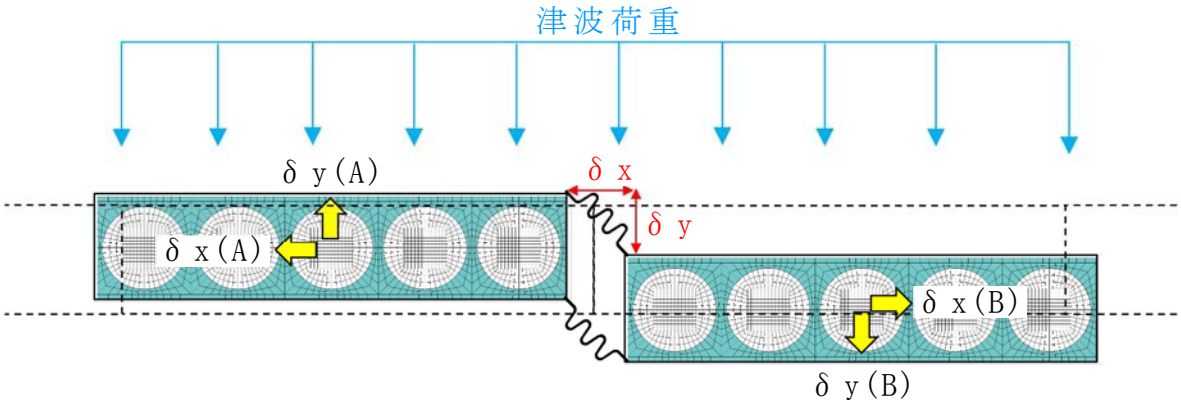
津波時においては，地震時の残留変位を防潮壁ブロック間の相対変位として設定する。

津波時の設計用相対変位は，以下の式により水平２方向（ｘ方向，ｙ方向）及び鉛直方向（ｚ方向）それぞれについて算出する。

さらに，ｘ方向，ｙ方向及びｚ方向の相対変位から求められる合成方向変位を算出する。

なお，止水ジョイント部の設計で考慮する荷重は，津波波圧式により算出した津波荷重を設計荷重とする。ここで，津波時の相対変位の概念図を第 1-22 図に示す。

ｘ方向の相対変位δｘ：δｘ＝δｘ(B)－δｘ(A)
ｙ方向の相対変位δｙ：δｙ＝δｙ(B)－δｙ(A)
ｚ方向の相対変位δｚ：δｚ＝δｚ(B)－δｚ(A)
合成方向変位（3 方向合成）δ：$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$
δｘ(A)，δｘ(B)，δｙ(A)，δｙ(B)，δｚ(A)，δｚ(B)：地震時の残留変位




第 1-22 図　津波時の相対変位の概念図

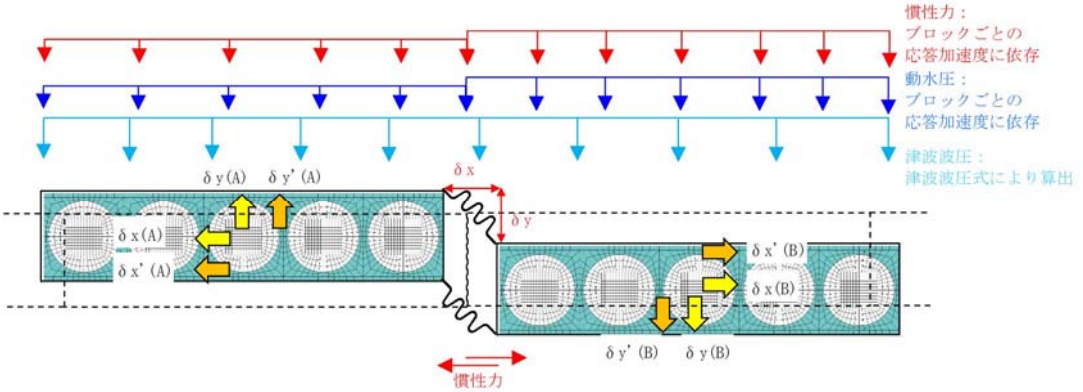
d．標準部の重畳時（津波＋余震時）相対変位量

重畳時（津波＋余震時）においては，地震時の残留変位と余震による応答変位を防潮壁ブロック間の相対変位として設定する。

重畳時（津波＋余震時）の設計用相対変位は，以下の式により水平２方向（ｘ方向，ｙ方向）及び鉛直方向（ｚ方向）それぞれについて算出する。さらに，ｘ方向，ｙ方向及びｚ方向の相対変位から求められる合成方向変位を算出する。

なお，止水ジョイント部の設計で考慮する荷重は，津波波圧式により算出した津波荷重を設計荷重とする。また，動水圧，防潮壁の横断方向と縦断方向の慣性力をブロックごとの応答加速度に依存する設計荷重とする。ここで，重畳時（津波＋余震時）の相対変位の概念図を第 1-23 図に示す。

ｘ方向の相対変位δｘ：δｘ＝｛δｘ(B)＋δｘ’(B)｝－｛δｘ(A)＋δｘ’(A)｝
ｙ方向の相対変位δｙ：δｙ＝｛δｙ(B)＋δｙ’(B)｝－｛δｙ(A)＋δｙ’(A)｝
ｚ方向の相対変位δｚ：δｙ＝｛δｚ(B)＋δｚ’(B)｝－｛δｚ(A)＋δｚ’(A)｝
合成方向変位（３方向合成）δ：$\delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2}$
δｘ(A)，δｘ(B)，ｙ(A)，δｙ(B)，δｚ(A)，δｚ(B)：地震時の残留変位
δｘ’(A)，δｘ’(B)，δｙ’(A)，δｙ’(B)，δｚ’(A)，δｚ’(B)：余震による応答変位

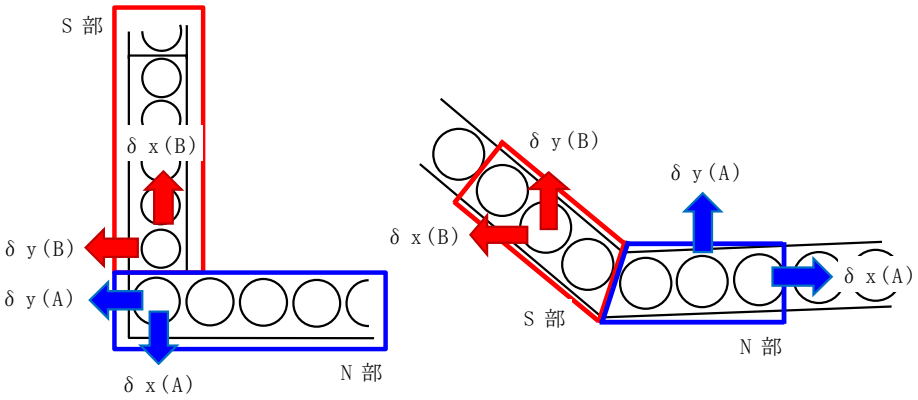



第 1-23 図　重畳時（津波＋余震時）の相対変位の概念図

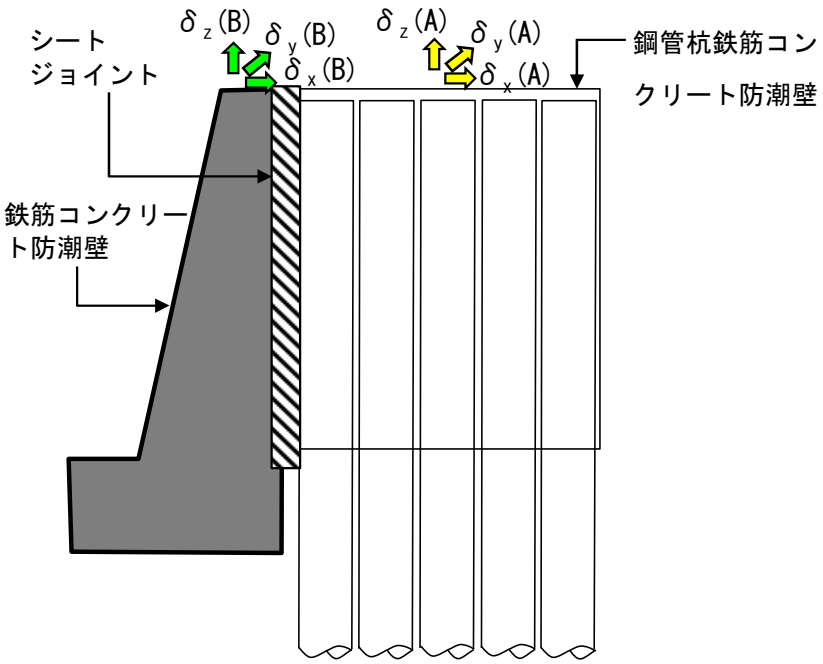
e．隅角部及び異種構造物間の相対変位量

隅角部及び異種構造物間の変位量の設定は，標準部と同様に最大変位量を設定する。

隅角部及び異種構造物間の相対変位概念図を第 1-24 図及び第 1-25 図に示す。




第 1-24 図　隅角部の相対変位概念図




第 1-25 図　異種構造物間の相対変位概念図

f．止水ゴム等の適用方針

止水ゴム等は津波荷重に耐えうる材料を選定する。

また，止水ゴム等は構造物間に生じる相対変位に対し，その相対変位に追従可能な材料を選定することとする。

止水ゴム等は，変位量に応じゴムジョイント，シートジョイントの使い分けを計画している。

g．止水ゴム等の性能試験について

止水ジョイント部は，地震時に構造物間に生じる相対変位と，その後の津波や余震により構造物間に生じる相対変位に対して止水性を確保するため，伸縮性を有するものとし，堤内側及び堤外側の両面に止水ゴム等を設置する。これを踏まえ，止水ゴム等の性能を確認するために耐圧試験等を実施する。

ゴムジョイントの試験は，所定の変位を与えた上で津波荷重相当の荷重での耐圧試験を実施する。

ゴムジョイントの耐候性については，メーカーによる試験結果を確認した結果，ゴムジョイントに使用されるゴムの伸びが半減する期間が約 38 年（気温条件：30℃）で，ゴムの伸びが半減しても有意な硬化はなく，十分な変形性能（伸び率 225%）を有している。

シートジョイントの試験は，継続載荷試験，津波荷重相当の荷重での耐圧試験及び母材の耐候性試験（紫外線を照射し，初期値と照射後の引張強度の確認）を実施する。耐候性試験は JIS L 1096 「織物及び編物の生地試験方法」に基づき，5

年，10 年，及び 15 年に相当する耐候性を確認する（現在試験中）。今後，耐候性試験結果に基づき適切にシートジョイントの耐用年数を設定し，供用後の維持管理を行うと共に，必要に応じさらなる耐候性試験を実施し，耐用年数を見直していく。

止水ゴム等の耐圧試験例を第 1-26 図に示す。

第 1-26 図　止水ゴム等の耐圧試験例

８）防潮壁間の相互の支圧力に関する設計方針

防潮壁境界部は空隙を設けない構造とすることから，隣接する躯体同士が地震時の相互の支圧力に対して，鉄筋コンクリート壁体が損傷をしないことを確認する。

具体的には，以下の式により隣接する防潮壁躯体あるいは鉄筋コンクリート防潮壁側の竪壁の慣性力を防潮壁側面に載荷して，支圧応力度の照査を実施する。ここで，慣性力と防潮壁側面の概念図を第 1-27 図に示す。

鉄筋コンクリート防潮壁側に働く慣性力Ｆ：

$$F = ma$$

ｍ：鉄筋コンクリート防潮壁側の慣性力

ａ：地震時加速度

防潮壁側支圧応力度 $\sigma_{cv}$：

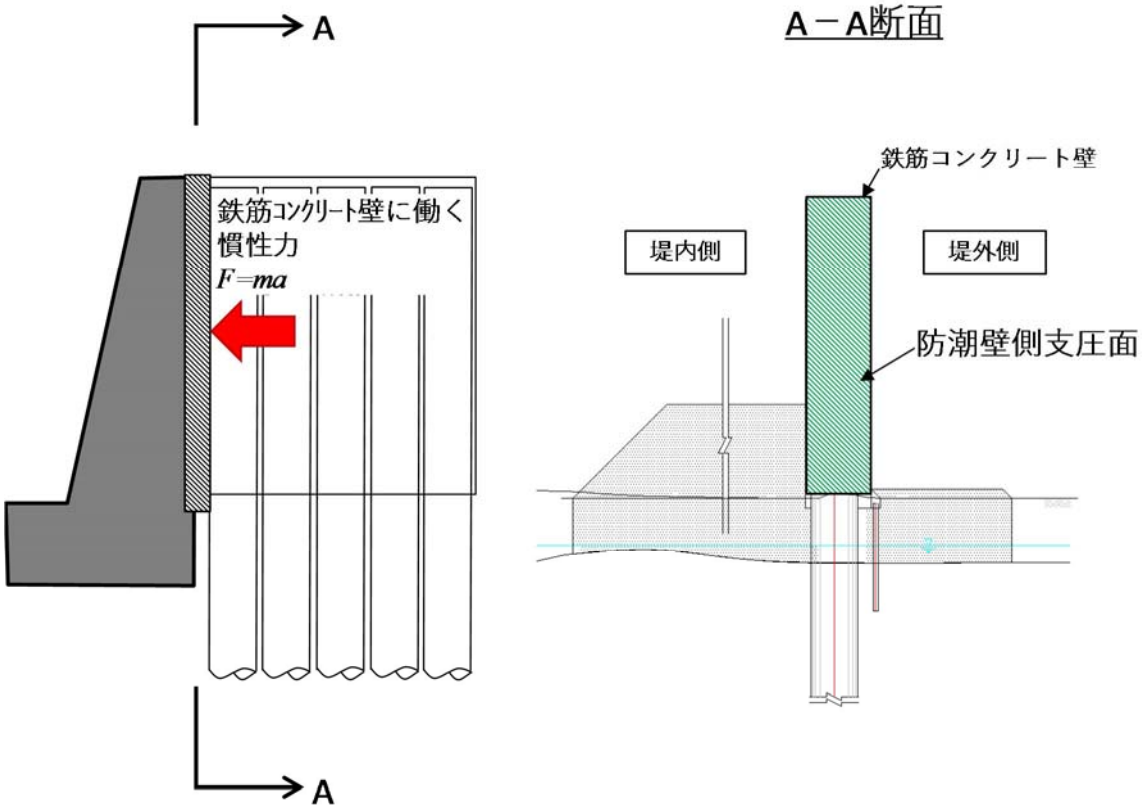
$$\sigma_{cv} = \frac{F}{b \cdot h} \leq \sigma_{ca}$$

ｂ：防潮壁の幅

ｈ：防潮壁高さ

$\sigma_{ca}$：支圧応力度の許容応力度

（道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）に従う）




第 1-27 図　慣性力と防潮壁側面の概念図

9）地盤高さの嵩上げ（改良体）の設計方針

地盤高さの嵩上げ（改良体）は，津波荷重等に対する上部工の変位の抑制を目的としている。したがって，地盤高さの嵩上げのせん断力が改良体のせん断強度以内であることを二次元有効応力解析及び二次元フレーム解析にて確認する。

また，二次元有効応力解析で得られる地震時における地盤高さの嵩上げの防潮壁境界部の離隔を確認するとともに，二次元フレーム解析による津波時の防潮壁の変形量と比較し，津波時の防潮壁の変形量を下回ることを確認する。

地盤高さの嵩上げの基本設定及び設計方針については，表層改良体と共に第 1-29 図に示す。

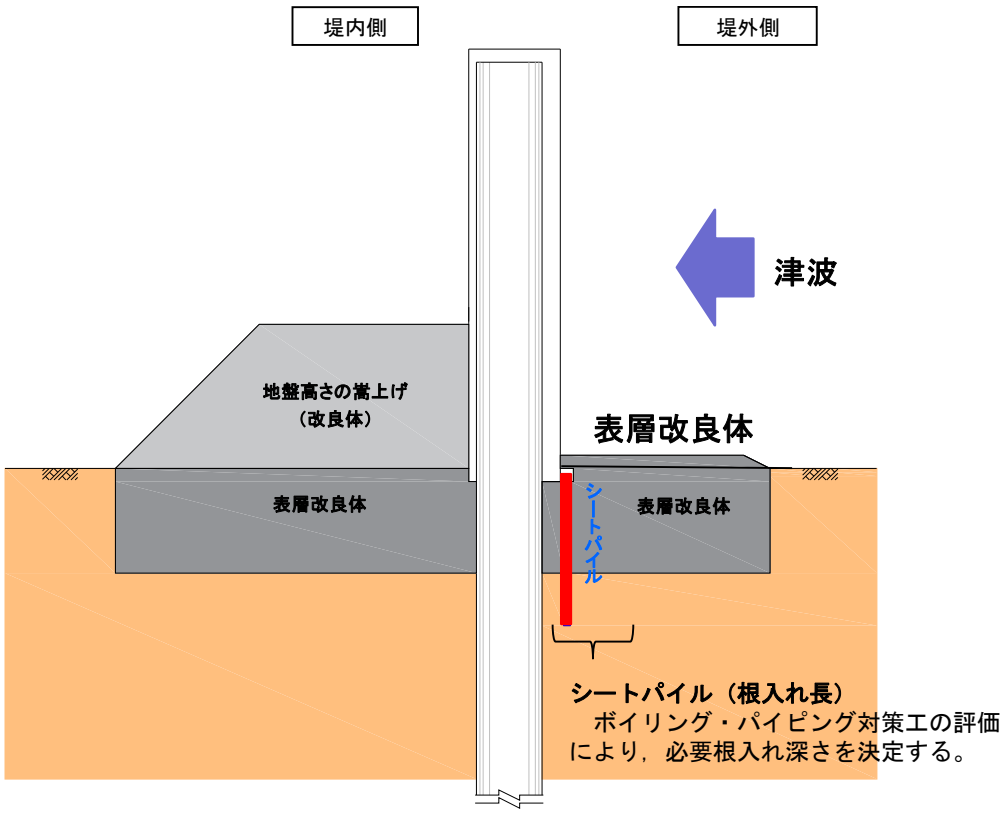
１０）表層地盤改良及びシートパイルの設定方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁周りの表層付近の地盤においては，地震時における変形や津波による洗掘などに対して，浸水防護をより確実なものとするために，地盤改良の実施及びシートパイルの設置を行う。第 1-28 図に地盤改良及びシートパイルのイメージ図を示す。

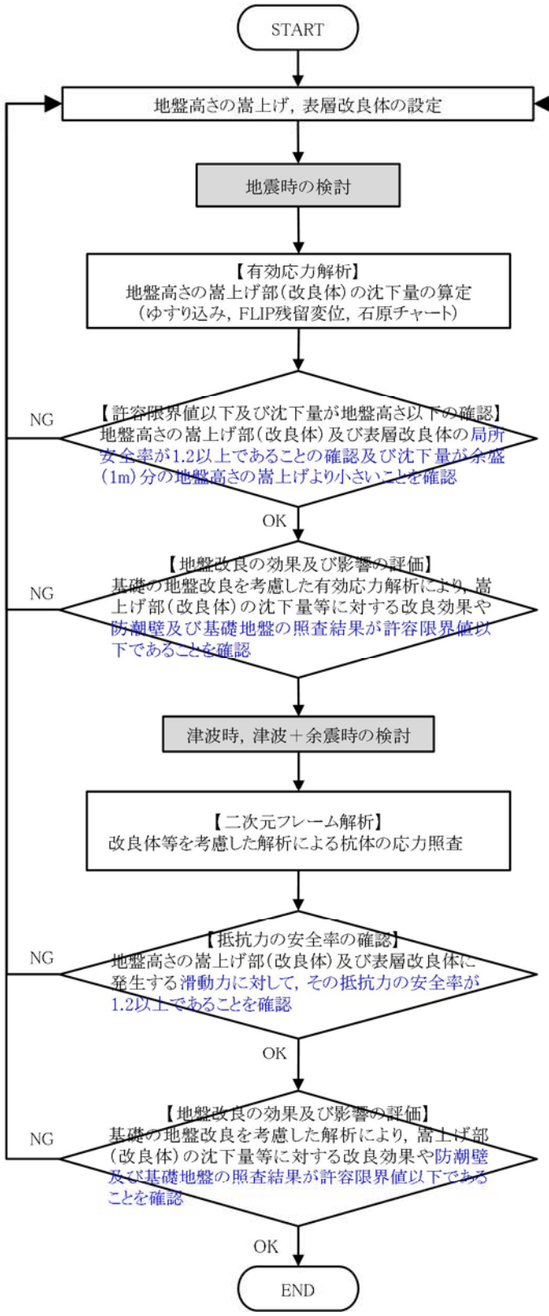
表層改良体の深さ方向の範囲は，表層地盤の過剰間隙水圧比が比較的高い範囲や杭体に生じる断面力の低減等を考慮し設定する。また，堤内側の表層改良体の幅は，地盤高さの嵩上げが地震時に損傷に至らない範囲を考慮し設定する。堤外側の表層改良体の幅は，地盤改良に係る指針類に基づき範囲を設定する。

地盤改良工法は，改良対象地盤の物性，地下水位，施工性などを考慮して選定する。また，地盤剛性の急変部により杭体に局所的な応力を発生させないように，地盤剛性が上層から下層に向けて，やや大きめの剛性から原地盤に近い剛性に移行するような改良仕様を設定する。地盤高さの嵩上げ部は，地盤内部のすべりに対する安全率を確保するためにセメント改良工法を選定する。

地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の基本設定方針及び評価方針を第 1-29 図に示す。




第 1-28 図　地盤改良及びシートパイルのイメージ図

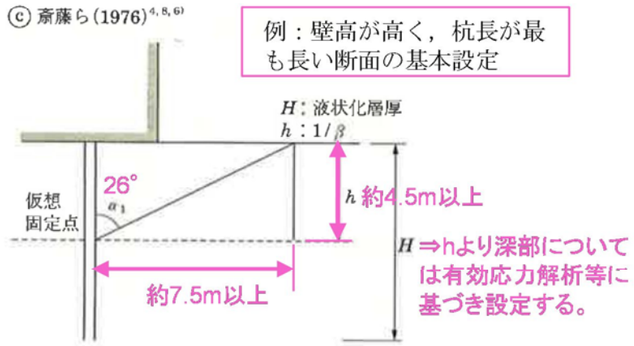



## ■表層改良体の範囲に係る基本設定

（1） 鋼管杭の1/β領域下端からの受働崩壊角の領域

表層改良体の幅の設定方法は，「建築基礎構造設計指針　日本建築学会」(2001)を参考にして設定する。

杭基礎の場合，水平方向の支持力が確保されるよう，仮想固定点(1/β)から受働崩壊角を描いて改良範囲が提案されている。




仮想固定点となる深さh（＝1/β）より受働崩壊角を設定することで，地盤改良幅の範囲を設定する。なお，基礎の特性値(β)の計算等は，道路橋示方書・同解説に準拠する。

β：基礎の特性値　$=\sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$ (m⁻¹)

ここに，$k_H$：水平方向地盤反力係数（kN/m³）

$$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4}$$

$k_{H0}$：直径0.3mの剛体円板による平版載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0 \quad (\mathrm{kN/m^3})$$

α=2.0：津波時（地盤改良土）

$E_0$：地盤の変形係数（kN/m²）

EI：基礎の曲げ剛性（kN･m²）

D：杭径（m）

$B_H$：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅（m）

## ■地盤高さの嵩上げの範囲に係る基本設定

（1）地盤高さ嵩上げの界面すべり

地盤高さの嵩上げ（改良体）の幅及び高さの基本設定は，簡便に地盤高さの嵩上げが持つ受働土圧に対しての滑動抵抗力を照査し設定する。

・地盤高さの嵩上げ底面のせん断抵抗力

$H_u = C \cdot B + V \cdot \tan\phi$

C：嵩上げ部（改良体）の粘着力(kN/m²)

B：嵩上げ部（改良体）の底面幅（m）

V：嵩上げ部（改良体）の重量（kN/m³）

φ：嵩上げ部（改良体）の内部摩擦角度（°）

・地盤高さの嵩上げ部（改良体）の受働圧$H_p$

$H_p = 1/2 \times K_p \cdot \gamma \cdot h^2 + 2 \cdot C \cdot h$

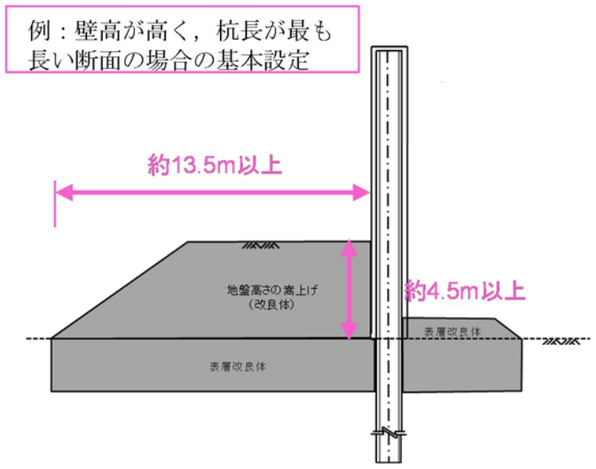
$K_p$：嵩上げ部（改良体）の受働土圧係数

γ：嵩上げ部（改良体）の単位体積重量(kN/m³)

h：嵩上げ部（改良体）の高さ(m)

C：嵩上げ部（改良体）の粘着力(kN/m²)

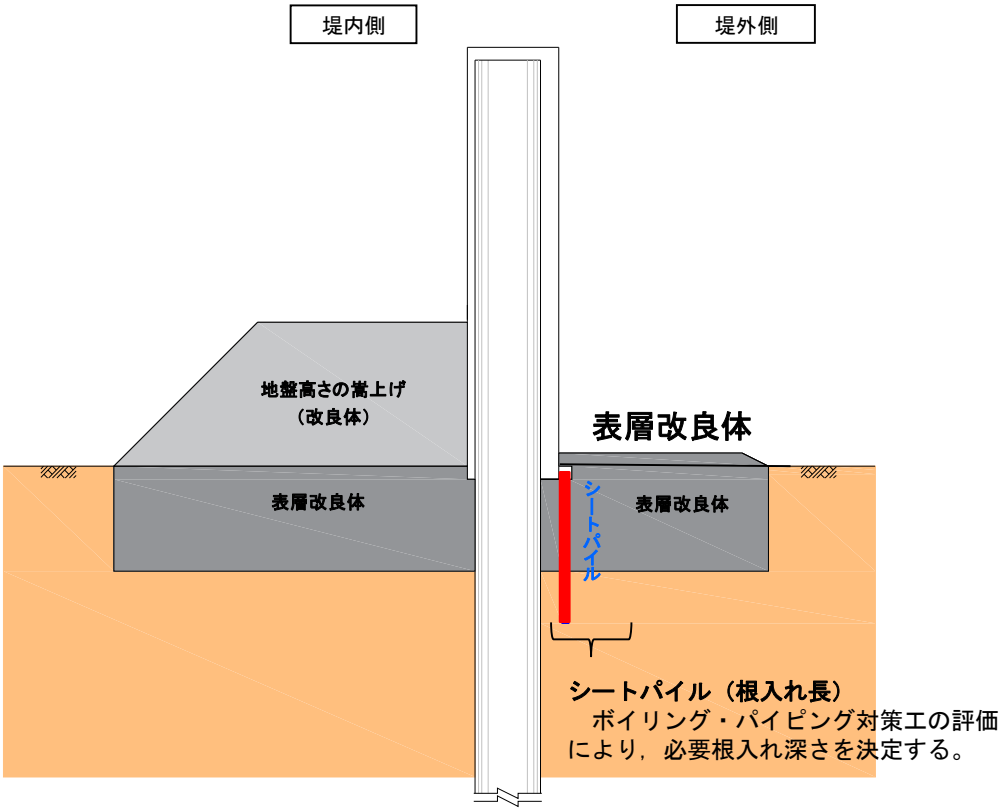
・安全率SF=Hu/Hp




第 1-29 図　地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の基本設定方針及び評価方針

① ボイリング，パイピング防止対策の検討方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁には，津波時において堤外側と堤内側の水位差による，堤外側から堤内側への浸透圧に対して，堤外側にシートパイルの設置や堤内外の表層地盤改良により，堤内側の地盤の有効重量が浸透圧よりも十分に大きくなるようにすることで，安全性を確保する方針とする。第 1-30 図にボイリング，パイピング防止対策工の概念図を示す。




第 1-30 図　ボイリング，パイピング防止対策工概念図

ａ．ボイリング防止対策

津波時において防潮堤の堤外側と堤内側の水位差による堤外側から堤内側への浸透圧に対して，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤外側にシートパイルを設置し，堤内側の地盤の有効重量が浸透圧よりも十分に大きくなるようにすることで，安全性を確保する方針とする。

ボイリングの検討は，堤内側の土の有効重量とシートパイル先端位置に作用する平均過剰間隙水圧との比を取って下式より照査する。第 1-31 図にボイリング防止対策の説明図を示す。

$$F_s = \frac{w}{u}$$

ここに，

$u$：土止め壁先端に作用する平均過剰間隙水圧

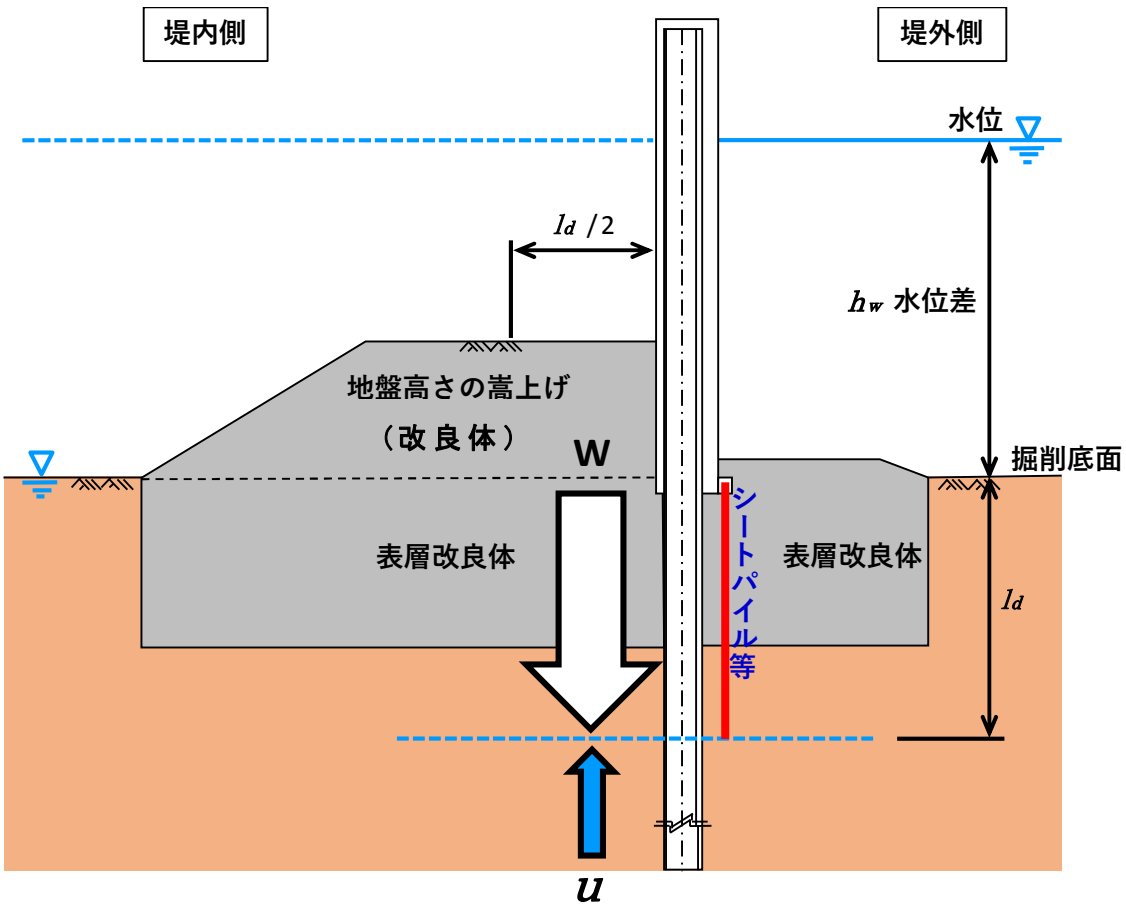
W：土の有効重量

$$w = \gamma' l_d$$

$\gamma'$：土の水中単位体積重量

$l_d$：土止め壁の根入れ深さ

なお，安全率(Fs)は，土木学会トンネル標準示方書，開削工法編に準拠し，Fs≧1.5 を確保する。




第 1-31 図　ボイリング防止対策の説明図

ｂ．パイピング防止対策

津波時において防潮堤の堤外側と堤内側の水位差による堤外側から堤内側への浸透圧に対して，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤外側のシートパイルの設置や堤内外の表層改良体により，堤内側の地盤の有効重量が浸透圧よりも十分に大きくなるようにすることで，安全性を確保する方針とする。第 1-32 図にパイピング防止対策の説明図を示す。

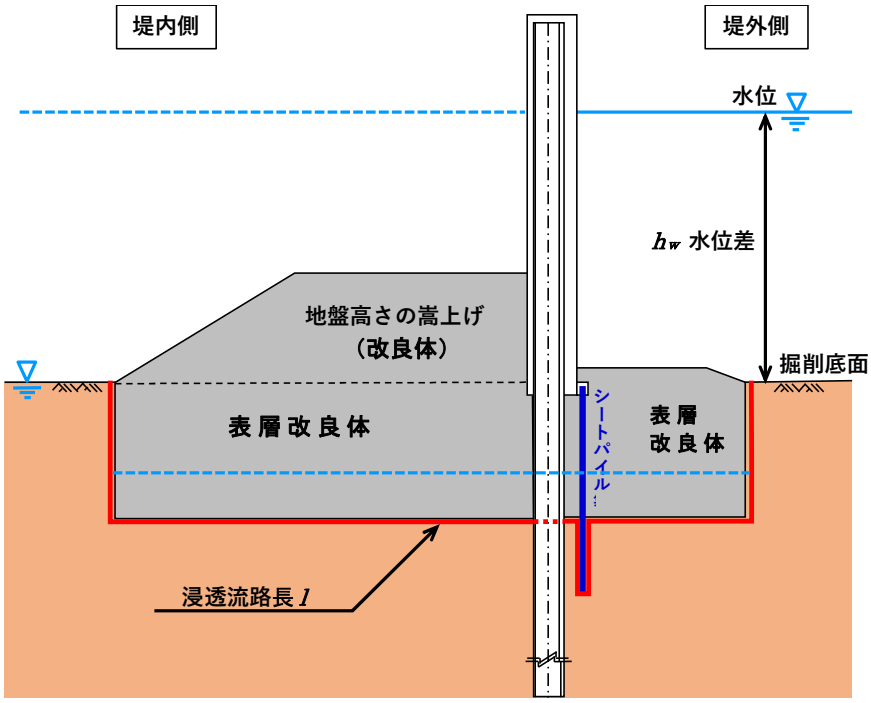
パイピングに対する検討は浸透流路長と水位差の比を考慮した下式により算出する。

$$l / h_w \geqq Fs$$

ここに，$l$：浸透流路長

$h_w$：水面から掘削底面までの高さ（水位差）

なお，安全率（Fs）は，土木学会トンネル標準示方書，開削工法編に準拠し，Fs≧2.0 を確保する。



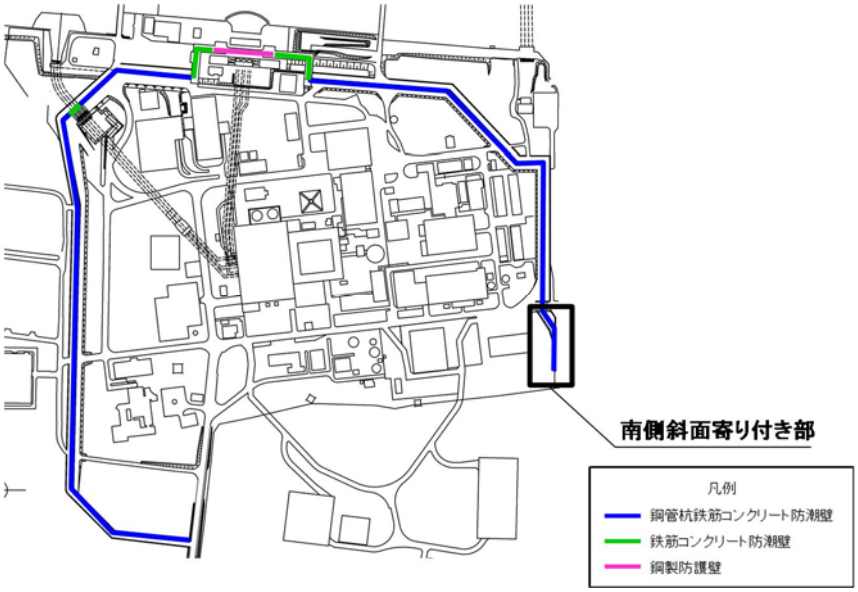

第 1-32 図　パイピング防止対策の説明図

１１）防潮壁の地山寄り付き部における設定方針

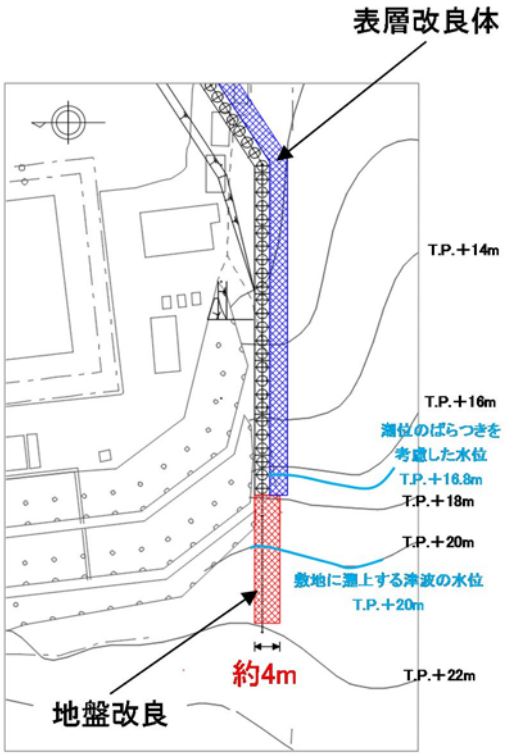
津波に対して，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の前面の洗掘防止対策は，津波時において壁に作用する津波荷重に対して，防潮壁前面の表層地盤強度が津波荷重よりも大きくなるように，十分な安全余裕を持たせた地盤のせん断強度を確保する地盤改良強度を設定する。

津波荷重 ≦ 防潮壁前面の表層地盤せん断強度

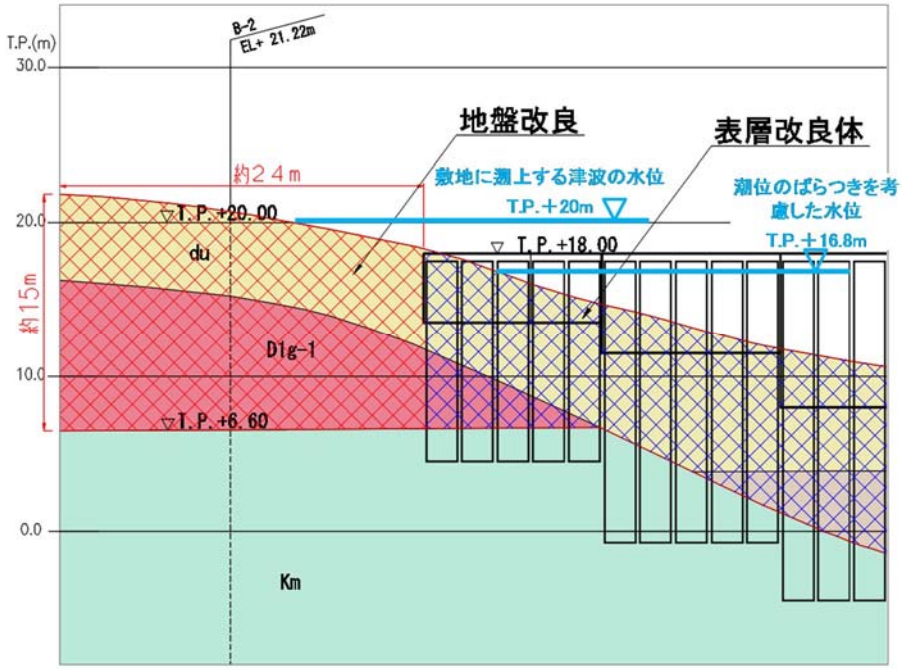
また，敷地南西部においては，防潮堤が南側丘陵地に寄り付くことから，津波遡上解析結果により，寄り付き部には津波が到達しないことを確認しているが，洗掘防止対策として，寄り付き部の範囲を地盤改良する。地盤改良の対象は，du 層，D1g-1 層とし，防潮堤の天端である T.P.＋18m に余裕を持たせて T.P.＋22m までの範囲を対象とする。また，地盤改良幅は，隣接する防潮壁の幅に余裕を持たせて 4m とし，縦断方向の改良範囲は地山高さに合わせて適切に設定する。防潮壁寄り付き部の平面図を第 1-33 図，第 1-34 図に，断面図を第 1-35 図に示す。




第 1-33 図　防潮壁全体平面図




第 1-34 図　防潮壁寄り付き部拡大平面図




第 1-35 図　防潮壁寄り付き部断面図

１２）防潮壁底部の地盤根入れ長の設定方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の堤外側，堤内側には表層地盤改良を実施しているため，地震による表層地盤の沈下は軽微であると判断するが，保守的に地下水位を原地表面高さとした有効応力解析により残留沈下量を算出する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，底部を地盤に十分に根入れすることで，津波による下部からの浸水を確実に防護する構造とする。

防潮壁底部の地盤根入れ長が，地震時に生じる地盤面の沈下量以上であることを確認する。第 1-36 図に地震に伴う防潮壁の地表面沈下量算定に関する概念図を示す。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁底部の地盤根入れ長

＞　地震による地盤面沈下量　＝　①＋②＋③

なお，考慮する地震時の沈下量は，以下の沈下量とする。

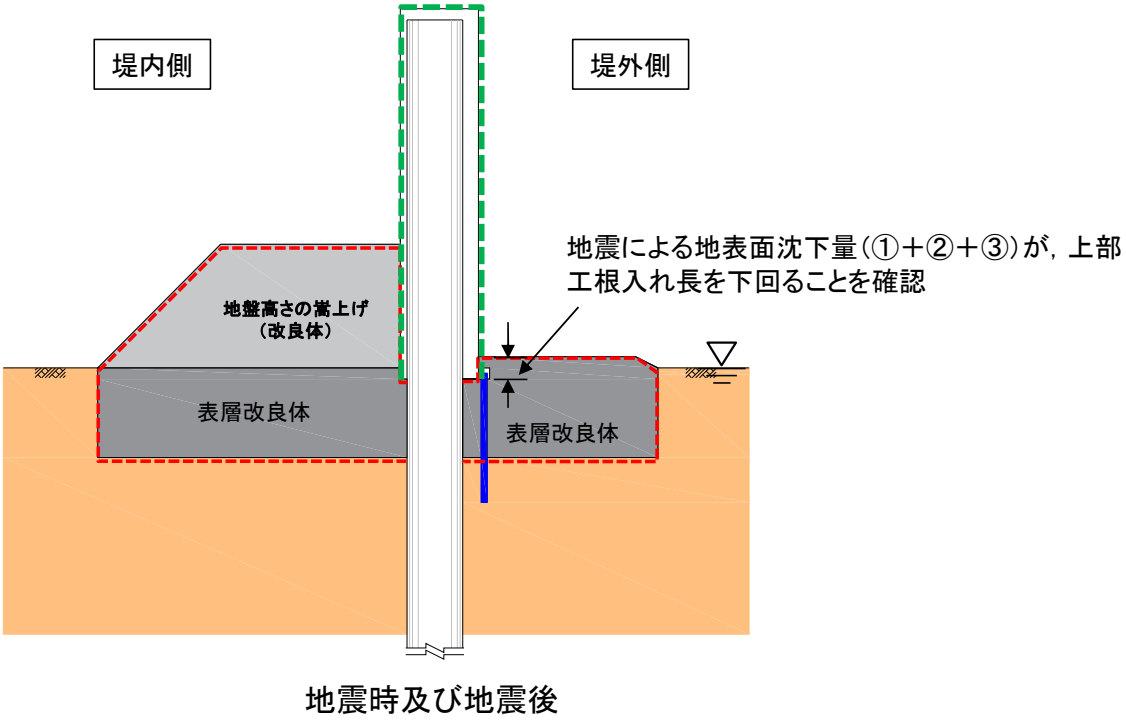
①不飽和土層の揺すり込み沈下量

②有効応力解析により算出した残留沈下量

③過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量

揺すり込み沈下量は，「鉄道構造物等設計標準・同解説，土構造編（平成２５年編），耐震設計編（平成２４年改編）」に準じて算出する。

また，有効応力解析結果より求められる防潮壁堤外側地盤の残留鉛直変位量及び液状化検討対象層のせん断ひずみから算定される地層ごとの過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量を算出する。




第 1-36 図　地震に伴う防潮壁の地表面沈下量算定に関する概念図

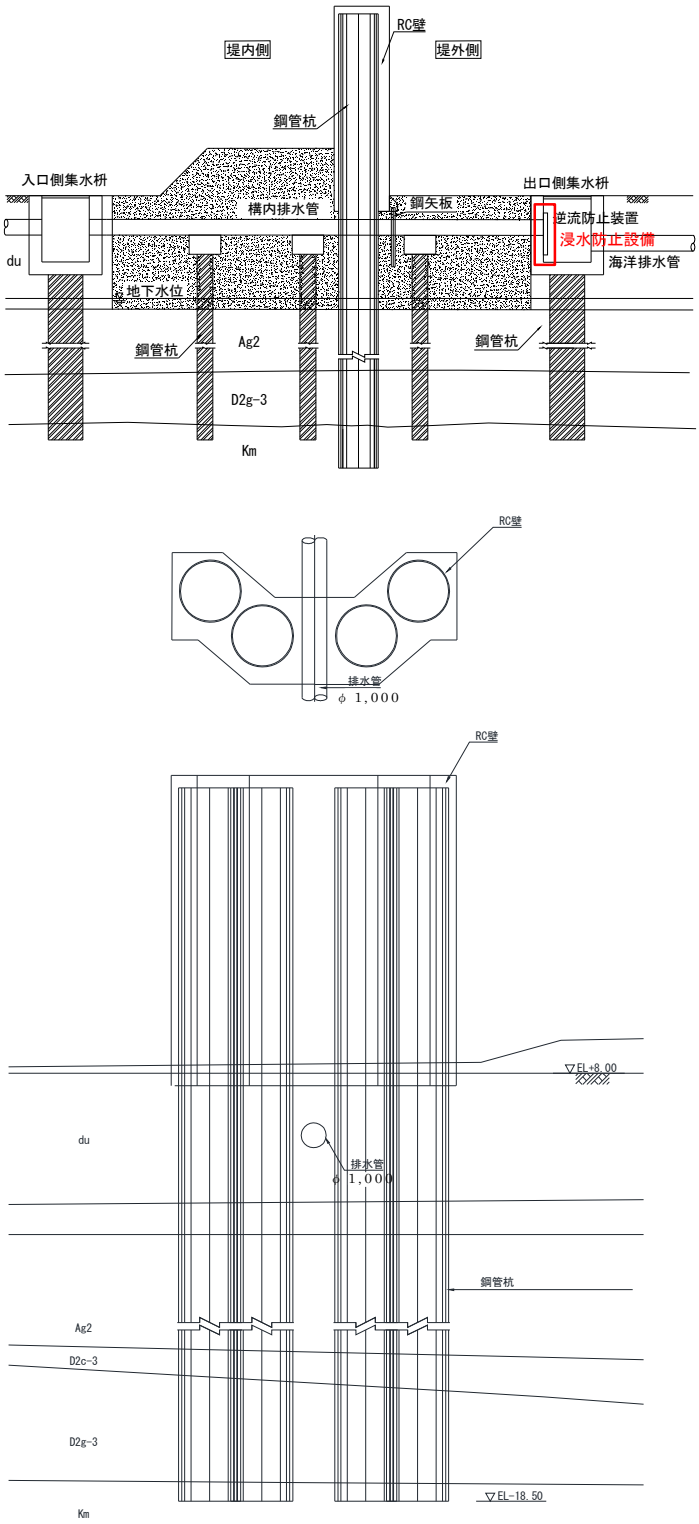
１３）構内排水路と防潮壁の交差部の設計方針

防潮堤内の降雨等を想定した構内排水路については，第1-37図に示すとおり，複数箇所で防潮壁を横断して設置される。

構内排水路は直径 1m の鋼製の管路であり，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁はこれを跨いで設置する。

第 1-37 図　構内排水路設置位置図

構内排水路交差部の鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の鋼管杭は第 1-38 図に示す通り杭を一部重ねて配置した構造とする。




注）仕様については今後の検討で多少変更が想定される

第 1-38 図　構内排水路と鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁

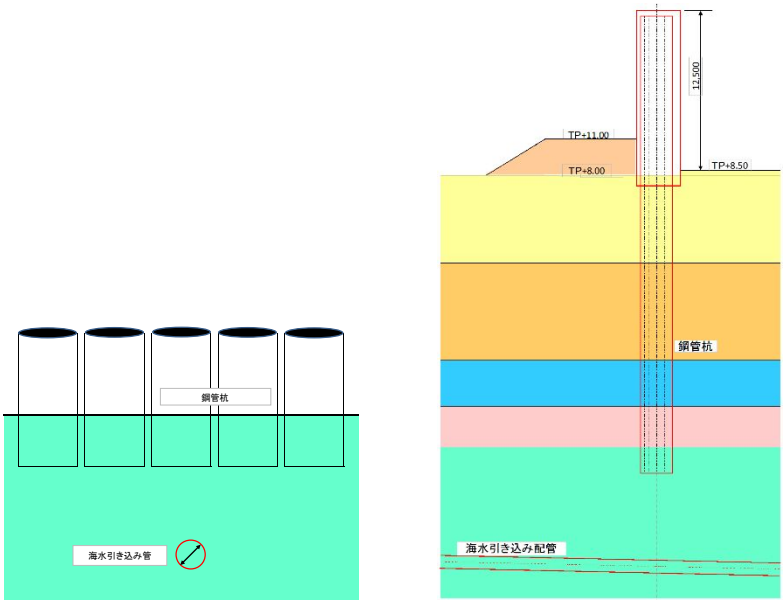
との交差部断面図

１４）海水引込み管と防潮壁の交差部の設定方針

海水引込み管は，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の下部構造である鋼管杭先端よりも深い深度に設置される。第 1-39 図に海水引込み管の位置図を，第 1-40 図に交差部の断面イメージ図を示す。

鋼管杭の先端と海水引き込み管の天端の離隔距離は，『トンネル標準示方書　シールド工法編』を参考に，地震時応答解析に基づいた確認を行った後，安全な離隔距離を設定する。

第 1-39 図　海水引込み管位置図




第 1-40 図　海水引込み管と鋼管杭の交差部断面イメージ図

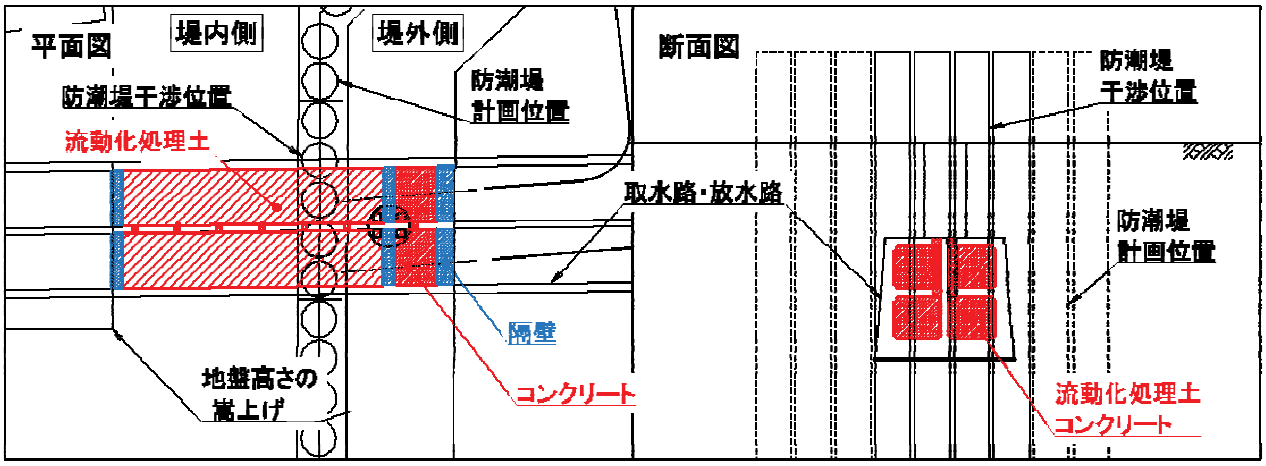
１５）東海発電所の取水路・放水路と防潮壁の交差部の設定方針

東海発電所 取水路・放水路は，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の南東部で交差する。第 1-41 図に東海発電所 取水路・放水路と防潮壁の交差位置図を示す。

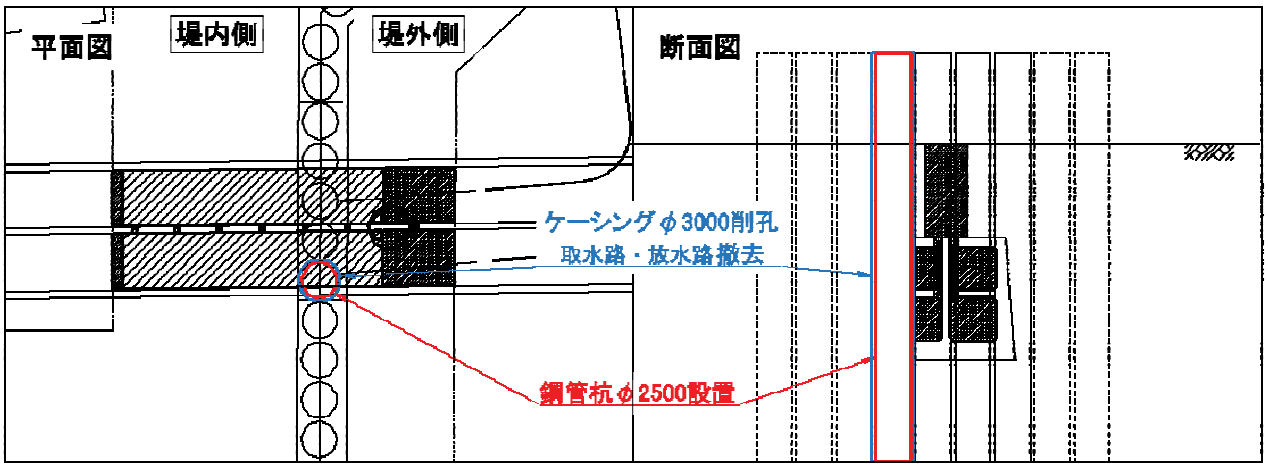
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁と干渉する取水路・放水路の範囲は，基本的に撤去する。防潮壁の鋼管杭を設置する範囲の前後においては，鉄筋コンクリートによる隔壁を設置して止水措置を行うこととする。また，取水路・放水路の内空は，流動化処理土等による埋め戻しを行うと共に地盤高さの嵩上げによる上載荷重を支える構造とし，海側においてはコンクリートを充填した止水措置とする。防潮壁横断部の取水路・放水路止水対策イメージ図を第 1-42 図に示す。

第 1-41 図　東海発電所 取水路・放水路交差部位置図

【STEP①】コンクリートおよび流動化処理土充填




【STEP②】ケーシング削孔～取水路・放水路撤去～鋼管杭設置



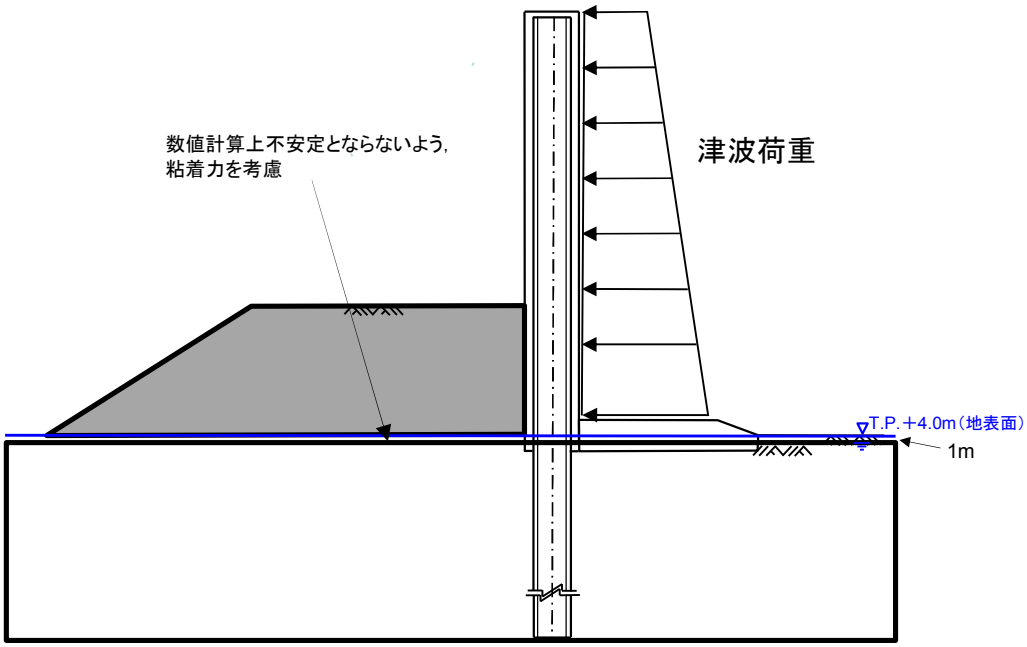

第 1-42 図　防潮壁横断部の取水路・放水路止水対策イメージ図

１６）構造物評価における地下水位の設定方針

防潮堤の堤内側の水位については，洗掘防止等の目的で設置される表層部の地盤改良体により上昇する可能性が想定される。

このため，構造物評価時の地下水位は，保守的に地表面に設定することとする。

ただし，有効応力解析での評価では，地表面まで水要素を配置させると数値解析上不安定とならないよう，地表面から 1m 範囲にはわずかな粘性を考慮できるよう全応力要素を設定する（粘着力 c の設定は，平均－1σ残留強度物性とする）。解析評価時の地下水位の設定図を第 1-43 図に示す。




第 1-43 図　地下水位の設定図

## ２．施工実績（本設杭構造）

杭の最小中心間隔が 2.5D 未満であり，かつ一列配置とした本設構造物の実績について調査した結果を第 2-1 表に，施工事例写真を第 2-1 図に示す。

第 2-1 表　一列杭の本設構造物の実績

| 工事区分 | 件数 | | | |
|---|---|---|---|---|
| | 国土交通省等 | 都道府県 | 民間（高速道路，鉄道，ガス等） | 計 |
| 河川護岸 | 10 件 | 115 件 | 1 件 | 126 件 |
| 海岸岸壁 | 39 件 | 47 件 | 1 件 | 87 件 |
| 道路（高速道路，橋梁，トンネル等） | 13 件 | 55 件 | 26 件 | 94 件 |
| 造成（擁壁，法面，改良等） | 2 件 | 8 件 | 3 件 | 13 件 |
| その他 | 2 件 | 5 件 | 7 件 | 14 件 |

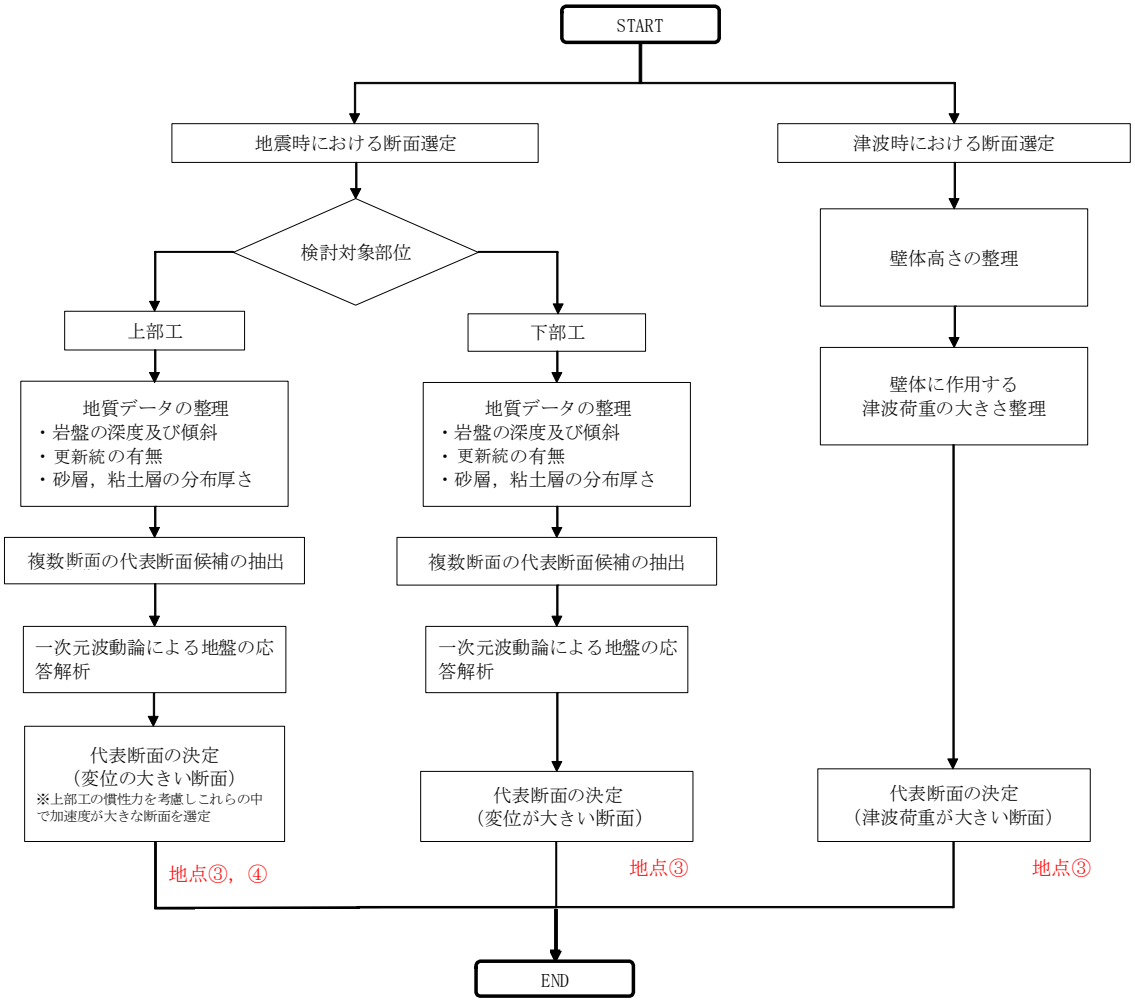
（2017 年 6 月　日本原子力発電㈱調査）

なお，これら施工実績の中で，設計情報が確認できたものについては，土圧算定や地盤反力係数の算定，液状化の判定など随所にわたって道路橋示方書が引用されていることを確認した。

## ３．構造成立性評価

### （１） 代表断面の選定

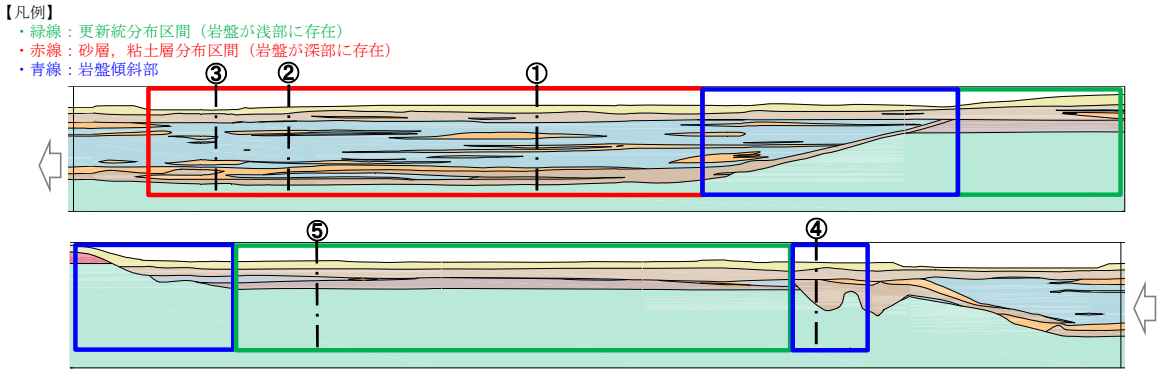
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は敷地の全域に渡り設置することから，岩盤の深度や地質分布の不確かさを考慮し，種々の解析条件を設定し評価する。また，敷地の地質・地質構造の特徴や遡上津波の特性等を踏まえ，考慮が必要な着目点を抽出し，それらを網羅的に考慮した代表断面選定及び解析モデルの設定を行う。評価断面の選定フローを第 3-1 図に，代表断面の候補地点を第 3-2 図に，代表断面選定における着眼点を第 3-1 表に示す。




第 3-1 図　評価断面の選定フロー

代表断面の候補地点は，防潮壁の上部工及び下部工の評価結果に影響を及ぼすと考えられる地質的な特徴や津波荷重が大きくなる区間を考慮して抽出し，粘土層（Ａｃ層）の合計層厚が最小の地点①及び最大の地点②，地表面標高が最も低く，岩盤が深部に存在する地点③，岩盤の傾斜角が最も大きな地点④（岩盤上面の傾斜部が最も浅部で存在する箇所），基本的に水平成層であるが，更新統が堆積し，浅部に存在する地点⑤とした。

地点①：粘土層（Ac 層）の合計層厚が最小の箇所
地点②：粘土層（Ac 層）の合計層厚が最大の箇所
地点③：地表面標高が最も低く，岩盤が深部に存在する箇所
地点④：岩盤上面の傾斜部が最も浅部に存在する箇所
地点⑤：基本的に水平成層であるが，更新統が堆積し，岩盤が浅部に存在する箇所




第 3-2 図　代表断面の候補地点

第 3-1 表　代表断面選定における着眼点

| 着眼点 | 概要 | 抽出される地点 |
|---|---|---|
| 粘土層の層厚の影響 | 防潮堤は敷地全域に渡り設置されるが，地質調査は全てのエリアを十分に網羅していない可能性を考え，地質分布の不確かさを考慮して，特に粘土層の層厚の変化が地震応答解析へ与える影響を評価する。 | 粘土層が厚く分布している地点，薄く分布している地点を選定する。（地点①，地点②，地点③） |
| 岩盤の深度（下部工長さ） | 敷地の岩盤上面深度は，敷地南部では約T.P.－15mであり，北部では約T.P.－60ｍであることから，構造物の設置位置により，構造物直下の岩盤深度の差異が地震応答解析に与える影響を評価する。 | 岩盤深度が深い地点及び浅い地点を選定する。<br>岩盤深度が深い地点（地点①，地点②，地点③）<br>岩盤深度が浅い地点（地点⑤） |
| 岩盤の傾斜 | 敷地の第四系は概ね水平に堆積しているが，岩盤上面の深度が変化する区間が存在するため，岩盤の傾斜による構造物への影響を検討する必要がある。<br>傾斜による地盤の差異が構造物へ影響を与える影響を評価する。 | 岩盤の傾斜が急であるほど，１ユニット内における杭の応答の差異及び上部工への影響の可能性が考えられることから，傾斜角が最も大きい地点を選定する。（地点④） |

代表断面を選定するに当たっては，一次元応答解析を実施し，最大相対変位量及び最大応答加速度の確認を行った。一次元応答解析結果を第 3-2 表に示す。

杭体においては地盤の変位が与える影響が厳しい条件となることから，地震時の下部工の評価としては，杭の根入れ長が最も長い地点③が選定される。また，地震時における上部工の評価としては，地盤の変位に加えて上部工に作用する慣性力を考慮し，杭の根入れ長が長く，地震時の加速度が大きい地点③が同様に選定される。

また，津波時においては，上部工高さが最も高く，津波荷重が最も大きく作用する地点③が選定される。

なお，岩盤傾斜の影響評価については，防潮堤ルートの中で最も急勾配の地点④を選定して実施する。

第 3-2 表　一次元応答解析結果

| 地点 | 最大相対変位量<br>(cm) | 最大応答加速度<br>(cm／$s^2$) |
|---|---|---|
| ① | 20 | 500 |
| ② | 20 | 500 |
| ③ | 20 | 600 |
| ④ | 7 | 750 |
| ⑤ | 5 | 800 |

（２） 代表地震波の選定

１）構造物への影響が大きい地震動について

基準地震動Ｓ$_{S}$全波による引上げ解析を行い，その解析結果を基に構造物への影響が大きい地震動を確認する。

① 検討方針

a. 基準地震動Ｓ$_{S}$全波による一次元地盤応答解析は，防潮堤置位置のうち，岩盤深度及び地質のバラツキによる影響を確認するために 5 地点を選定し，各地点の地質モデルを用いて実施する。

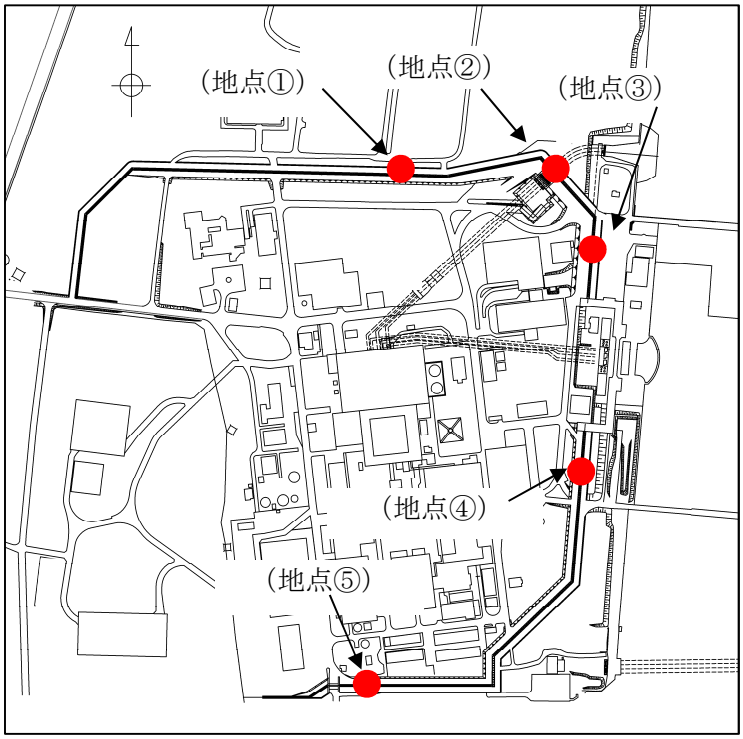
b. 基準地震動Ｓ$_{S}$全波による一次元地盤応答解析結果として以下の項目を出力し，これらの項目を総合的に評価することにより構造物に影響が大きい地震動を確認する。

・最大応答加速度

・杭下端と地表面の最大相対変位

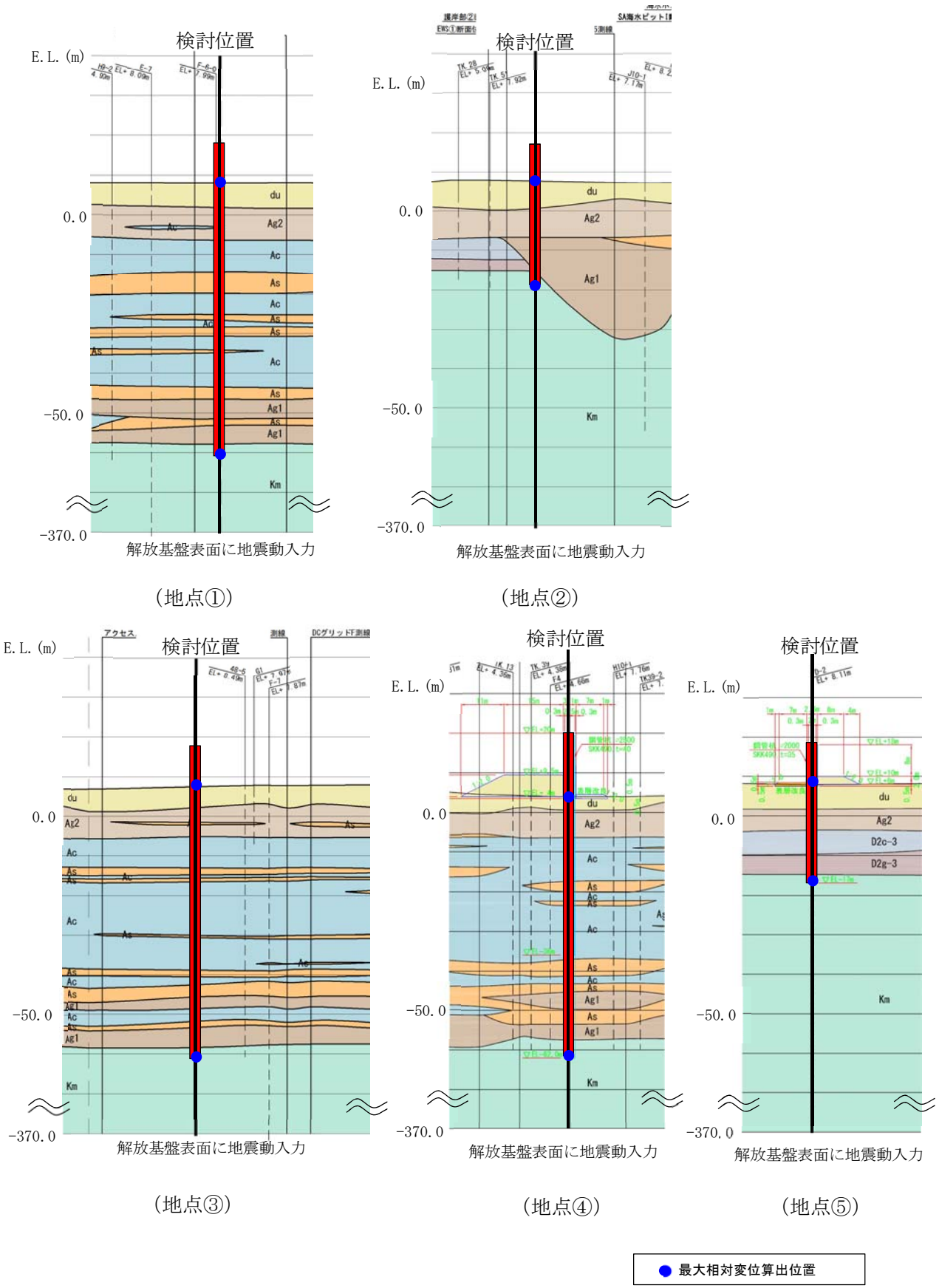
・最大せん断応力

一次元地盤応答解析の実施位置を第 3-3 図，地質断面図を第 3-4 図に示す。




| 地点 | 特長 |
|---|---|
| 地点① | 粘土層（Ａｃ層）の合計層厚が最小の箇所 |
| 地点② | 粘土層（Ａｃ層）の合計層厚が最大の箇所 |
| 地点③ | 地表面標高が最も低く，岩盤が深部に存在する箇所 |
| 地点④ | 岩盤上面の傾斜部が最も浅部に存在する箇所 |
| 地点⑤ | 基本的に水平成層であるが，更新統が堆積し，岩盤が浅部に存在する箇所 |

第 3-3 図　一次元地盤応答解析の実施位置


検討位置
E.L.(m)
0.0
-50.0
-370.0
du
Ag2
Ac
As
Ag1
Km
解放基盤表面に地震動入力
(地点①)
(地点②)
(地点③)
(地点④)
(地点⑤)
D2c-3
D2g-3
最大相対変位算出位置

第 3-4 図　地質断面図

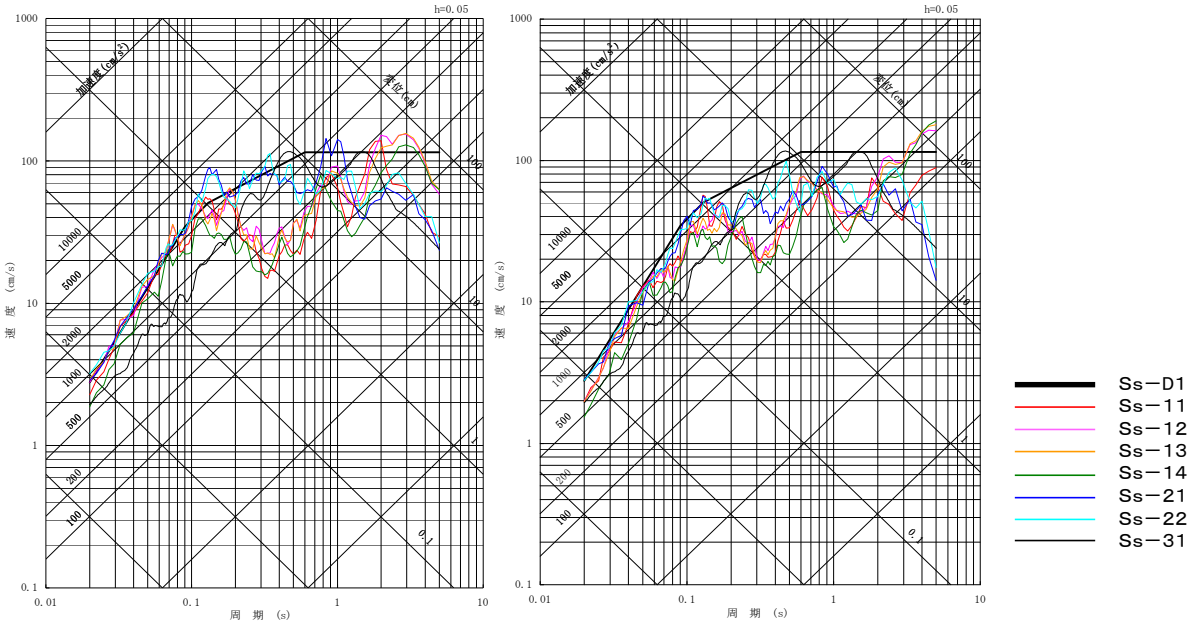
② 検討用地震動

一次元地盤応答解析に用いる基準地震動Ｓ$_{S}$の一覧を第 3-3 表に，疑似速度応答スペクトルを第 3-5 図に，加速度時刻歴波形を第 3-4 表に示す。

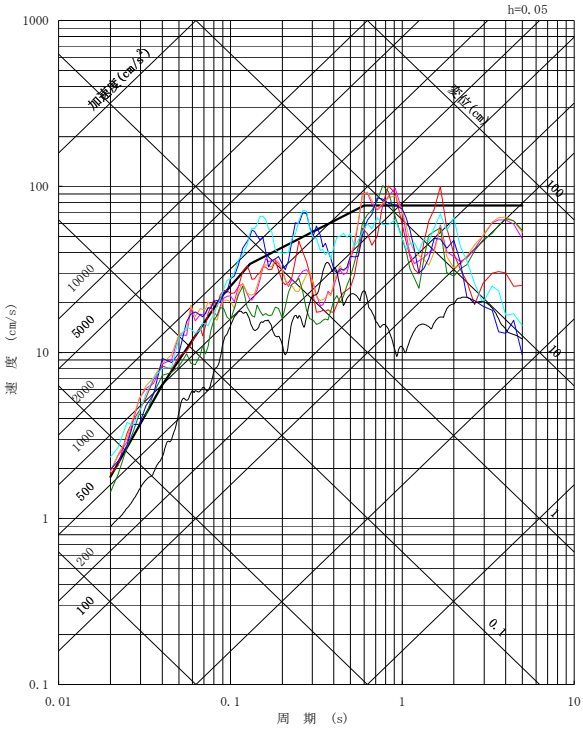
なお，構造物に対しては水平動の影響が支配的であることから，水平動で検討する。

第 3-3 表　基準地震動Ｓ$_{S}$

| 基準地震動 | | 最大加速度 (cm/s$^2$) | |
|---|---|---|---|
| | | NS 方向 | EW 方向 |
| Ｓ$_{S}$－D1 | 応答スペクトル手法による基準地震動 | 870 | |
| Ｓ$_{S}$－11 | Ｆ１断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震（短周期レベルの不確かさ，破壊開始点 1） | 717 | 619 |
| Ｓ$_{S}$－12 | Ｆ１断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震（短周期レベルの不確かさ，破壊開始点 2） | 871 | 626 |
| Ｓ$_{S}$－13 | Ｆ１断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震（短周期レベルの不確かさ，破壊開始点 3） | 903 | 617 |
| Ｓ$_{S}$－14 | Ｆ１断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震（断層傾斜角の不確かさ，破壊開始点 2） | 586 | 482 |
| Ｓ$_{S}$－21 | 2011 年東北地方太平洋沖型地震（短周期レベルの不確かさ） | 901 | 887 |
| Ｓ$_{S}$－22 | 2011 年東北地方太平洋沖型地震（SMGA 位置と短周期レベルの不確かさの重畳） | 1,009 | 874 |
| Ｓ$_{S}$－31 | 2004 年北海道留萌支庁南部地震の検討結果に保守性を考慮した地震動 | 610 | |



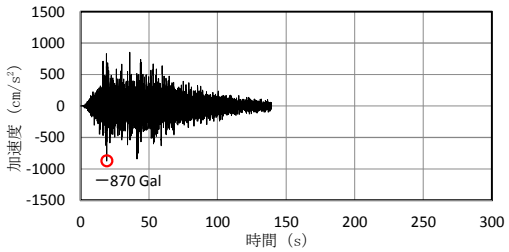
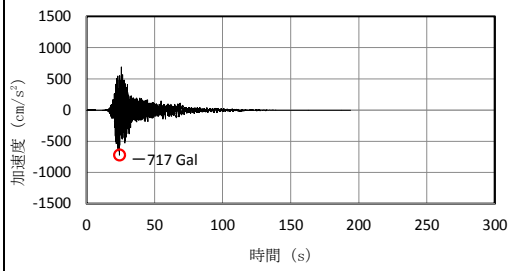
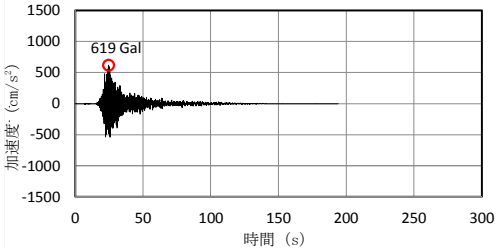
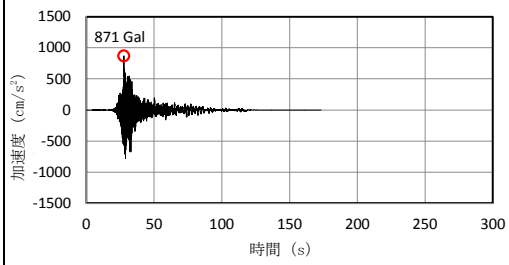
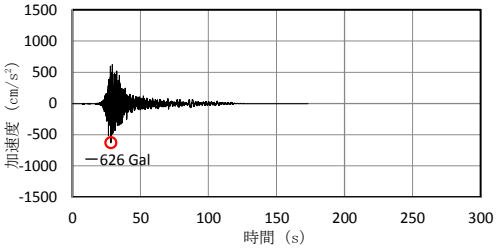
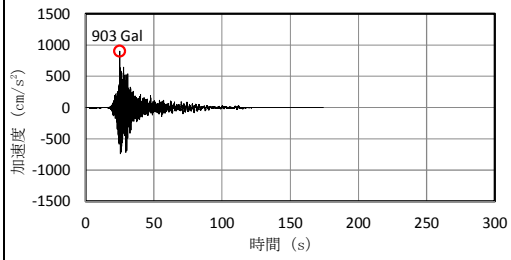
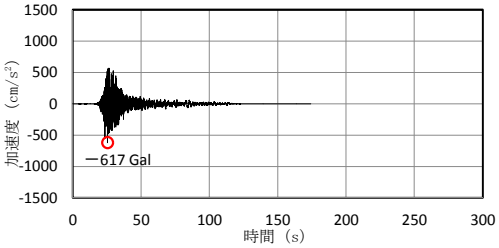
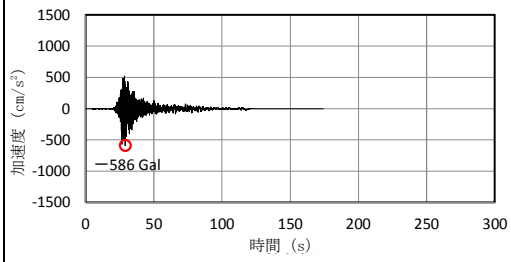
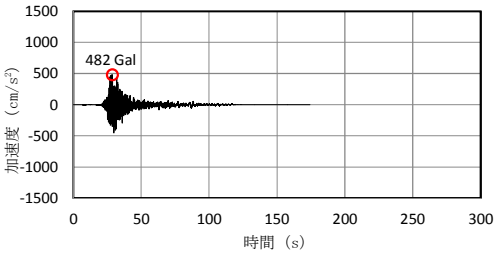

（ＮＳ方向）　　（ＥＷ方向）



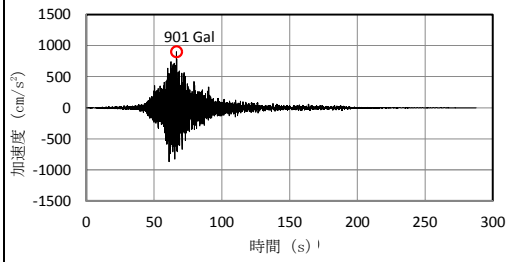
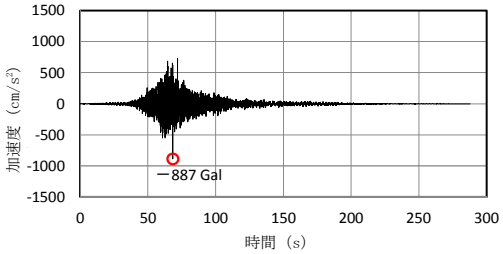
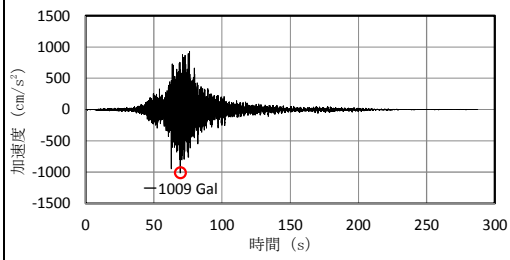
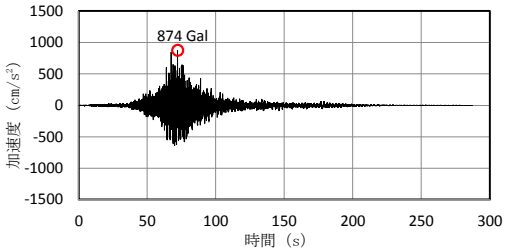
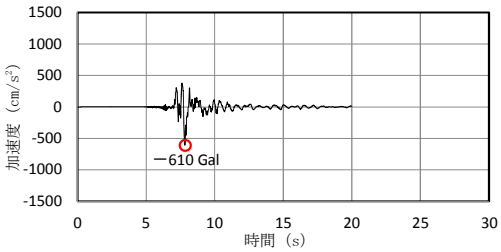

(UD 方向)

第 3-5 図　疑似速度応答スペクトル

第 3-4 表　基準地震動Ｓ$_{S}$の加速度時刻歴波形（1／2）

| | ＮＳ | ＥＷ |
|---|---|---|
| Ｓ$_{S}$－D1 |  | |
| Ｓ$_{S}$－11 |  |  |
| Ｓ$_{S}$－12 |  |  |
| Ｓ$_{S}$－13 |  |  |
| Ｓ$_{S}$－14 |  |  |

第 3-4 表　基準地震動Ｓ$_{S}$の加速度時刻歴波形（2／2）

| | ＮＳ | ＥＷ |
|---|---|---|
| Ｓ$_{S}$－21 |  |  |
| Ｓ$_{S}$－22 |  |  |
| Ｓ$_{S}$－31 |  | |

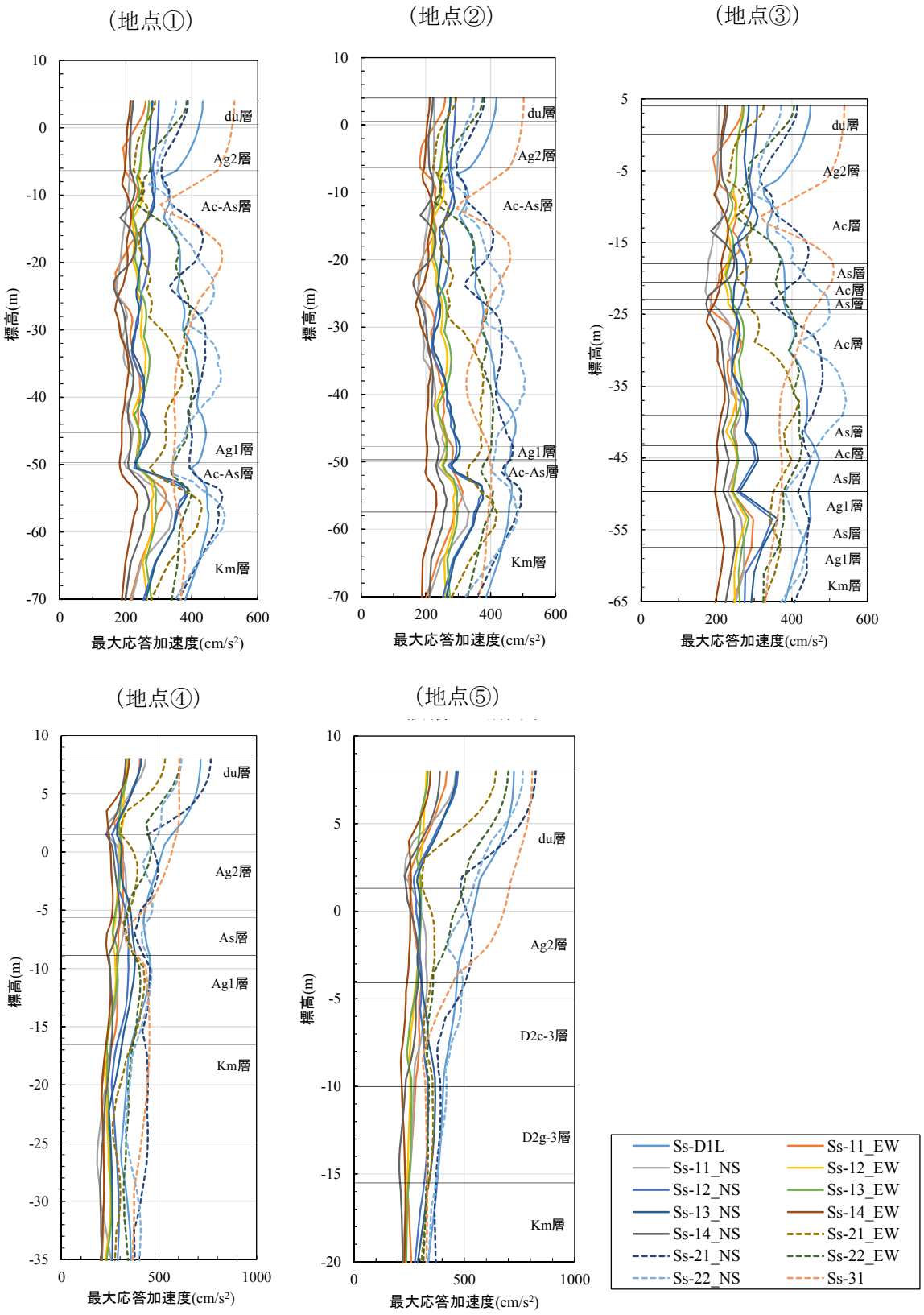
③一次元地盤応答解析結果

基準地震動$S_S$の引上げ解析による最大応答加速度分布，最大相対変位分布，最大せん断応力分布，最大せん断ひずみ分布を以下に示す。

a．最大応答加速度分布

基準地震動$S_S$の引上げ解析による最大応答加速度分布を第 3-6 図に示す。

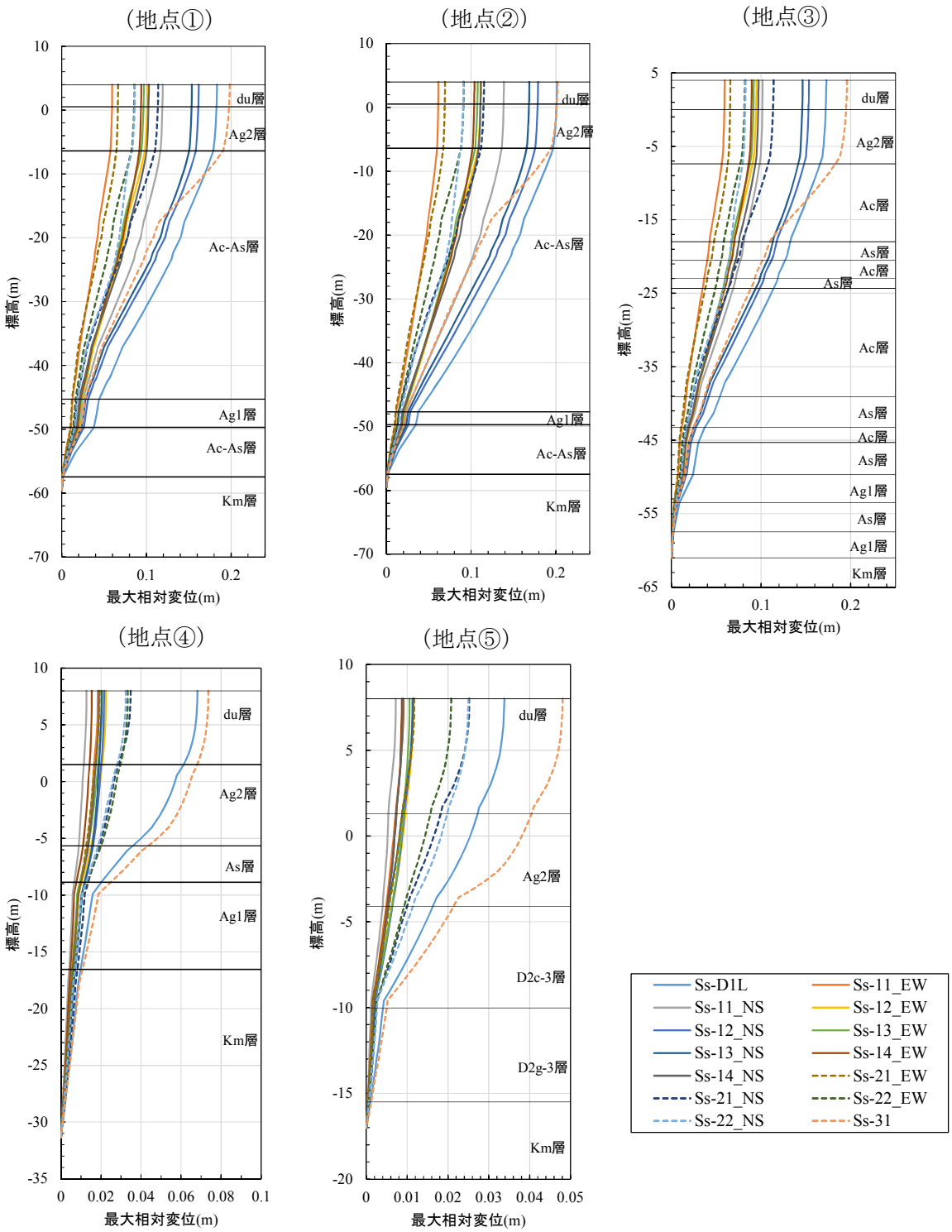
地表面の最大応答加速度が大きくなる地震動は，$S_S$－D1，$S_S$－21，$S_S$－22，$S_S$－31 である。




第 3-6 図　最大応答加速度分布

b．最大相対変位分布

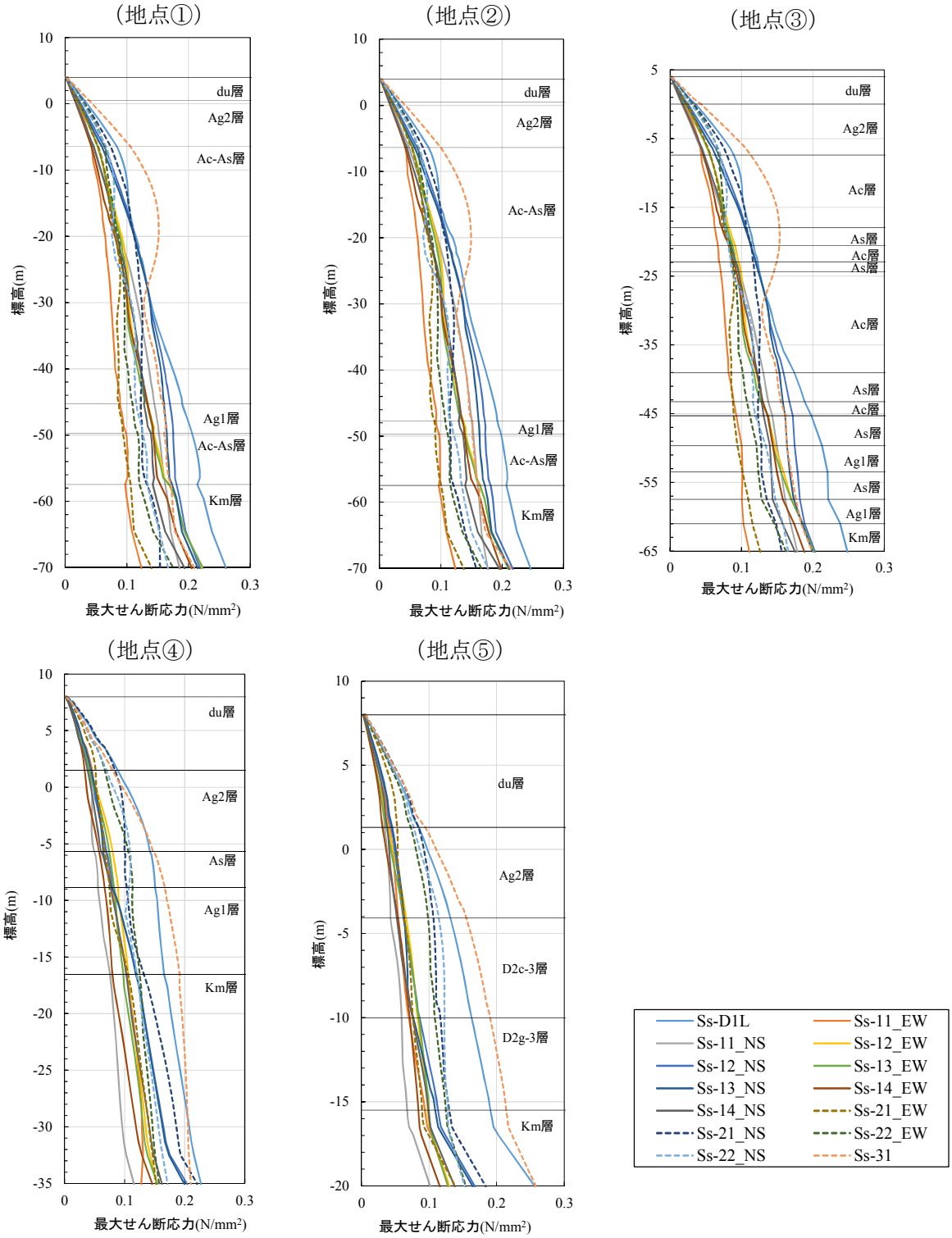
基準地震動Ｓ$_S$の引上げ解析による最大相対変位分布を第 3-7 図に示す。杭下端と地表面の最大相対変位が大きくなる地震動は，Ｓ$_S$－Ｄ1，Ｓ$_S$－31 である。




第 3-7 図　最大相対変位分布

c．最大せん断応力分布

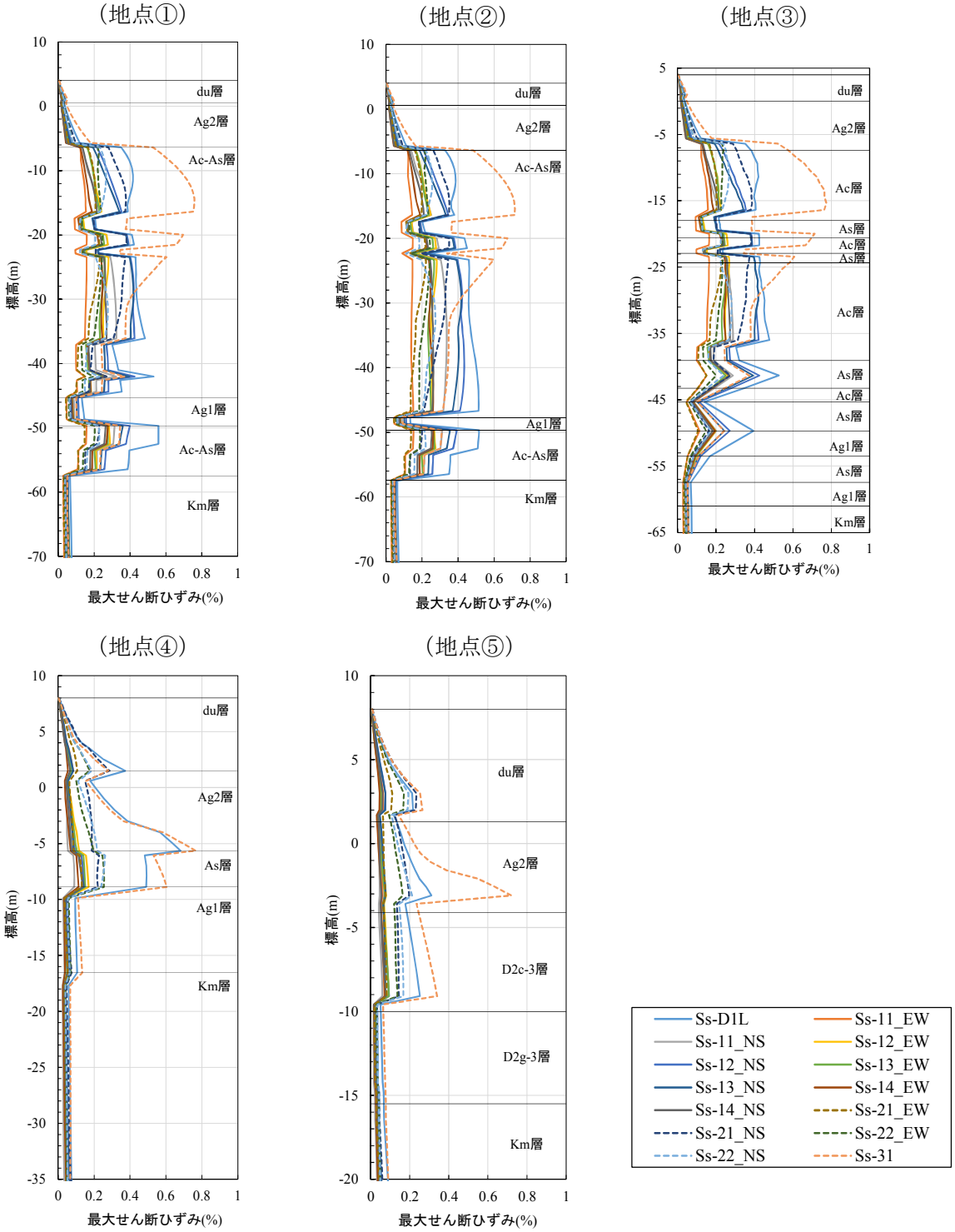
基準地震動Ｓ$_S$の引上げ解析による最大せん断応力分布を第 3-8 図に示す。最大せん断応力が大きくなる地震動は，Ｓ$_S$－D1，Ｓ$_S$－31 である。




第 3-8 図　最大せん断応力分布

d．最大せん断ひずみ分布

基準地震動Ｓ$_{S}$の引上げ解析による最大せん断ひずみ分布を第 3-9 図に示す。最大せん断ひずみが大きくなる地震動は，Ｓ$_{S}$－Ｄ1，Ｓ$_{S}$－31 である。




第 3-9 図　最大せん断ひずみ分布

④ まとめ

構造物に影響が大きい地震動を第 3-5 表に示す。

第 3-5 表　構造物に影響が大きい地震動

| | 影響が大きい地震動 | 備考 |
|---|---|---|
| 最大応答加速度 | Ｓｓ－Ｄ1，Ｓｓ－21，<br>Ｓｓ－22，Ｓｓ－31 | |
| 最大相対変位 | Ｓｓ－Ｄ1，Ｓｓ－31 | 杭下端と地表面の<br>最大相対変位 |
| 最大せん断応力 | Ｓｓ－Ｄ1，Ｓｓ－31 | |
| 最大せん断ひずみ | Ｓｓ－Ｄ1，Ｓｓ－31 | |

上記より，最大相対変位や最大せん断ひずみが大きくなるＳｓ－Ｄ1 及びＳｓ－31 が構造物に対して影響の大きい地震動であると考えられる。

また，液状化に対する影響が大きい地震動は，継続時間が長い地震動であるＳｓ－Ｄ1（63.39 秒）であると考えられる。

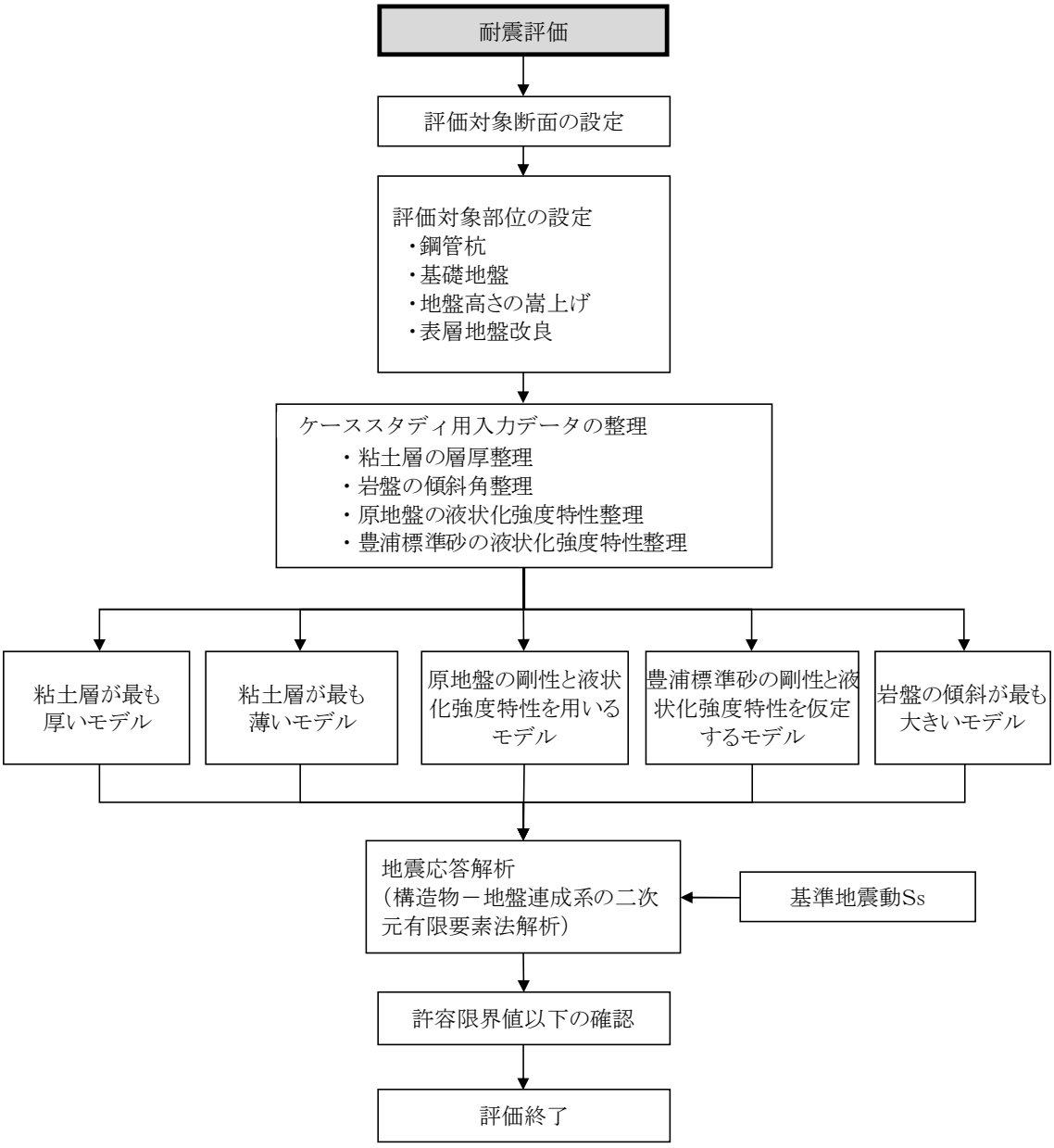
（３）地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析）

鋼管杭の設計では，選定した代表断面において原地盤モデルでの評価に加え，岩盤の深度や地質分布の不確かさを考慮し，保守的な解析条件での評価を実施する。

地震時評価は有効応力解析を実施し，津波時及び余震との重畳時（津波＋余震時）は静的フレーム解析を行い，杭体に発生する断面力を算定し，応力照査を実施する。

１） 耐震設計（有効応力解析）

耐震評価では，二次元地震応答解析を行い，地震時の鋼管杭の構造健全性について検討する。検討は，有効応力の変化に伴う地盤の挙動の変化を考慮することができる有効応力解析を用いる。鋼管杭の構造成立性確認のための耐震評価の検討フローを第 3-10 図に示す。




第 3-10 図　鋼管杭の構造成立性確認のための耐震評価の検討フロー

① 地震応答解析の基本条件

地震応答解析に用いる解析モデルは，地質断面図に基づき作成する。鉛直方向は新第三系地盤である久米層（岩盤）が比較的浅い位置に存在する南側断面では T.P.－80m，岩盤が深い位置に存在する北側断面については T.P.－130m までモデル化する。水平方向は杭位置を中心に左右 100m までモデル化する。杭は梁要素でモデル化し線形要素とする。地盤はマルチスプリング要素でモデル化した非線形要素と水位以深は間隙水圧要素を配置する。

入力地震動は，一次元波動論により，東海第二発電所の解放基盤表面深度である T.P.－370m～T.P.－80m あるいは T.P.－130m までをモデル化した剥ぎ取り地盤モデルを用いて，T.P.－80m あるいは T.P.－130m 位置で評価した地震動（2E）を用いる。

地震応答解析により算定された杭及び地盤の応答値を用いて，杭体の断面力に対する，曲げモーメント・軸力及びせん断応力の照査を行い，許容限界以下であることを確認する。

ａ．曲げモーメント・軸力に対する照査

鋼管杭の曲げに対する許容限界は，道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）に基づき，発生曲げモーメントが短期許容応力度以下であることを照査する。なお，曲げに対する応力度照査は，以下の式で算出する。曲げモーメント・軸力は，以下の式で算出する。

$$\sigma = \frac{M}{Z} + \frac{N}{A}$$

M：最大曲げモーメント（N･mm）

Z：断面係数（$mm^3$）

N：軸力（N）

A：有効断面積（$mm^2$）

b．せん断力に対する照査

鋼管杭のせん断に対する許容限界は，曲げと同様に道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）に基づき，発生せん断力が短期許容応力度以下であることを照査する。なお，せん断に対する応力度照査は，以下の式で算出する。

$$\tau = \frac{S}{A}$$

S：せん断力（N）

A：有効断面積（$mm^2$）

c．座屈に対する照査

座屈は以下の式で算出される座屈耐力と杭体に発生する最大軸力とを比較する。

$$N_u = F\left(0.8 + 2.5\frac{t}{r}\right)A \quad (0.01 < t/r \leq 0.08)$$

F:鋼材の基準強度（$=\sigma_y$）（$N/mm^2$）

t：鋼管の厚さ（腐食代を考慮）（mm）

r：鋼管の半径（mm）

A：鋼管の断面積（腐食代を考慮）（$mm^2$）

d．極限支持力

基礎地盤の支持性能に対する照査は，杭先端部分の要素の鉛直方向の時刻歴最大値σyと極限支持力を比較し，応答値が極限支持力を下回ることを確認する。極限支持力の算出については，道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編，12.4 杭）に基づき算出する。

② 解析モデルの設定

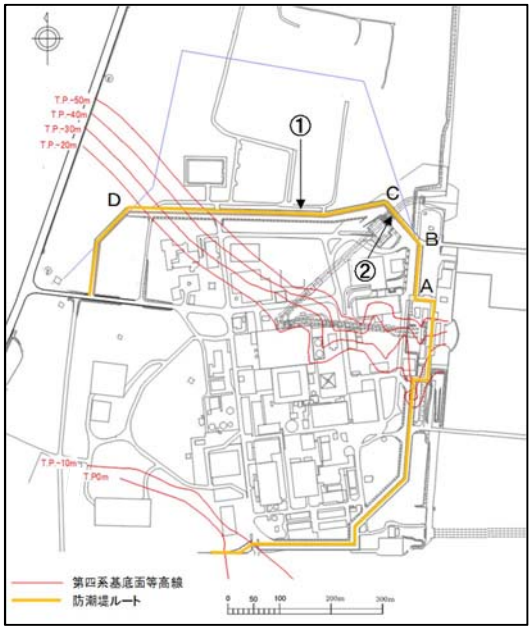
解析モデルは，原地盤モデルでの評価に加え，岩盤の深度や地質分布の不確かさに着目し，それらが杭の構造健全性に与える影響を評価できるよう保守的な解析条件での評価を実施する。

敷地の北側の地層には，粘土層（Ａｃ層）と砂層（Ａｓ層）が互層となり概ね水平成層で分布している。各地層の層厚にはバラツキがあることから，粘土層の層厚が防潮堤に与える影響について把握することを目的として，敷地内の地質データを整理し，粘土層の層厚が最も厚い地盤と，最も薄い地盤とした解析モデルでその影響を確認する。

また，防潮堤直下には岩盤深度が変化する区間が存在するため，岩盤の傾斜角が防潮堤に与える影響について検討を行う。また，敷地内の地質データを整理し，傾斜角が最も大きい区間の解析モデルで，防潮堤１ユニットの内の応答値の影響を確認する。

さらに，上記の解析ケースに加え，地質分布の不確かさに着目し，保守的な検討として，液状化検討対象層である全ての砂層・砂礫層に対し，豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定することで強制的に液状化させる条件を与えた解析モデルで検討する。

取水構造物より北側エリアの粘土層の層厚分布について第 3-11 図に，岩盤の傾斜角のデータについて第 3-12 図に，岩盤の傾斜の違いによる断面のモデル化について第 3-13 図に示す。

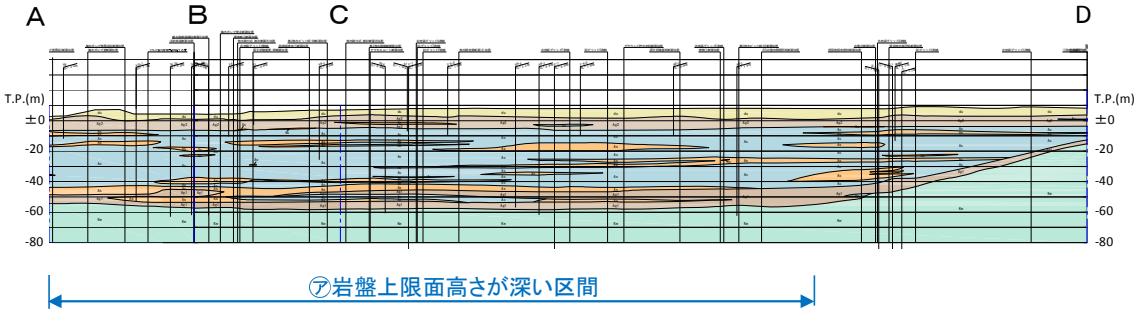


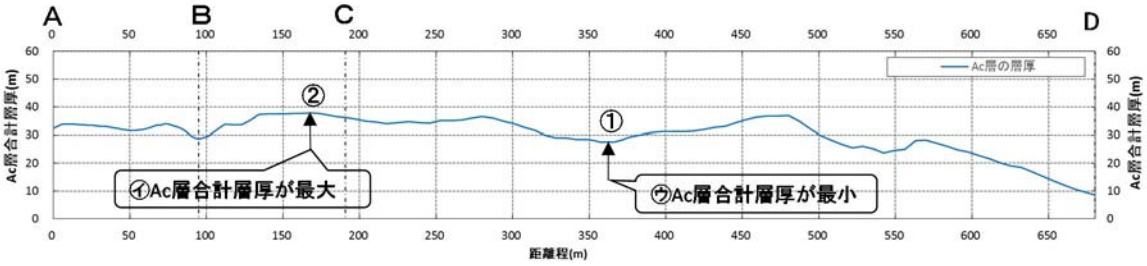

■粘土層（Ａｃ層）の厚さについて

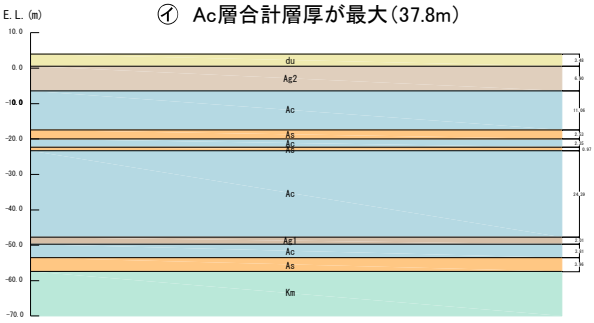
㋐　非液状化層である粘土層（Ａｃ層）　が厚く分布し，岩盤上限面高さが深い（T.P.約－57m～T.P.約－58m）の区間において検討する。

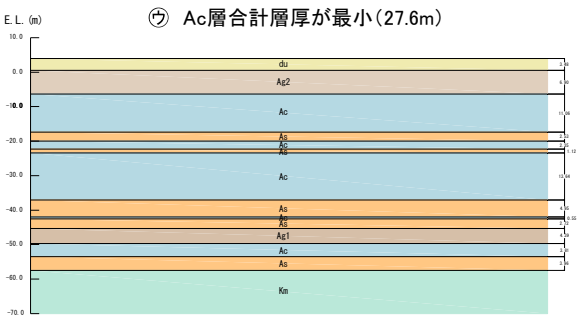
㋑　㋐の区間において，非液状化層であるＡｃ層の合計層厚が最大となる断面を選定。

㋒　㋐の区間において，非液状化層であるＡｃ層の合計層厚が最小，すなわち液状化検討対象層厚がほぼ最大となる断面を選定。



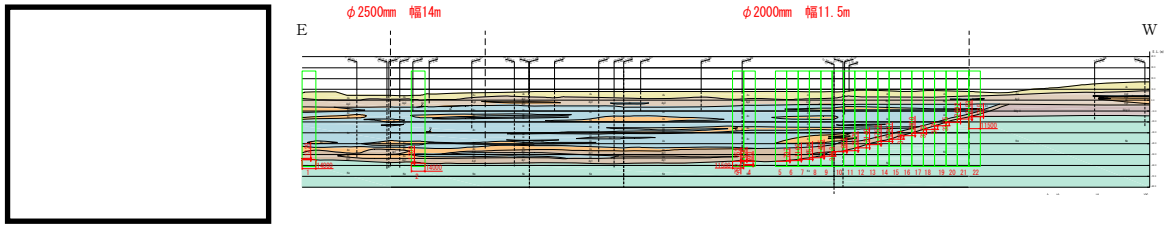



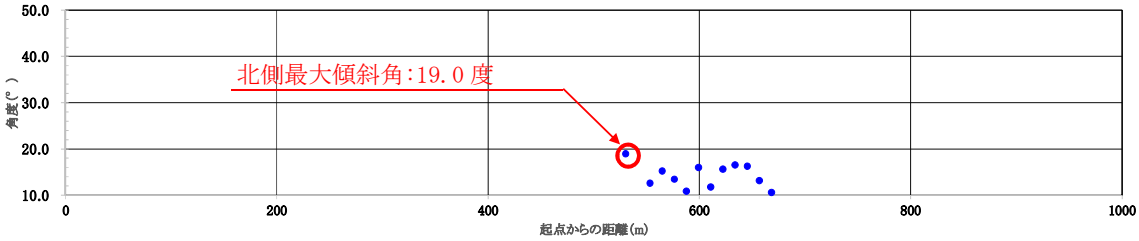




第 3-11 図　粘土層の層厚分布図（北側エリア）

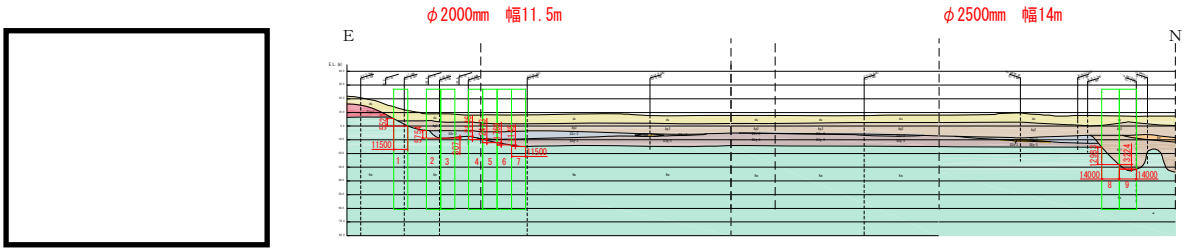
【敷地の北側】

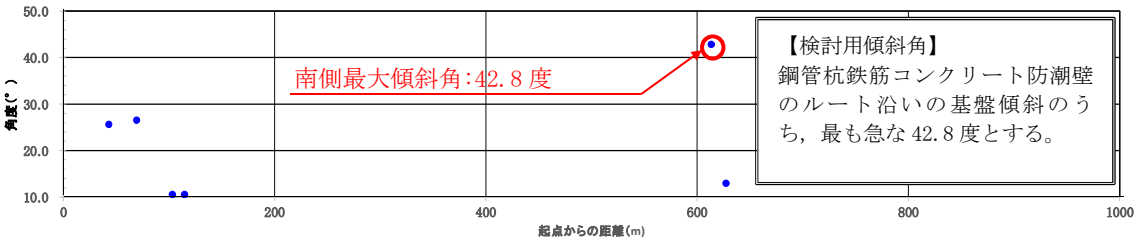



※全エリアのうち傾斜角 10 度以上をプロット

【敷地の南側】

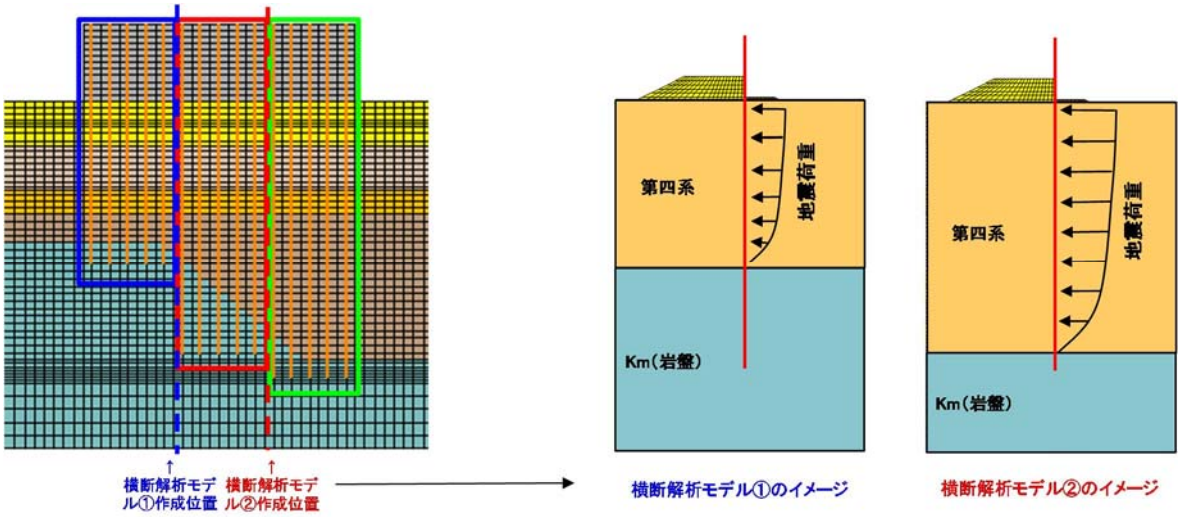



【検討用傾斜角】
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁のルート沿いの基盤傾斜のうち，最も急な 42.8 度とする。

※全エリアのうち傾斜角 10 度以上をプロット

第 3-12 図　岩盤の傾斜角整理図




第 3-13 図　岩盤の傾斜の違いによる断面のモデル化

（縦断方向断面及び横断方向断面）

（４）地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析（断面：地点③，横断・縦断方向））

１）検討ケース及び検討モデル

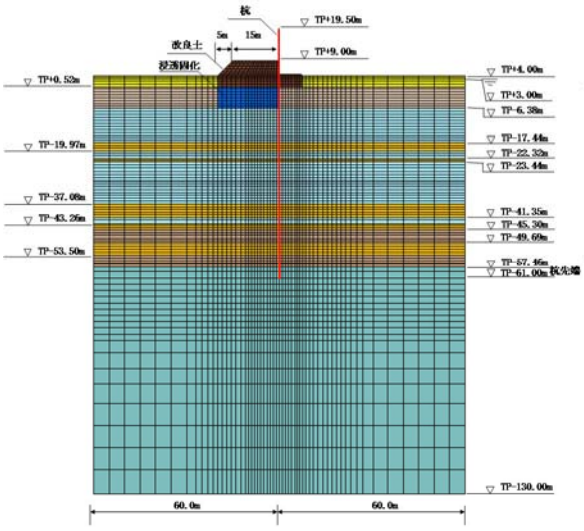
有効応力解析により，粘土層の層厚の大小による評価及び豊浦標準砂の地盤物性を用いて評価を実施した。解析検討ケース一覧表を第 3-6 表，検討モデルを第 3-14 図に示す。

第 3-6 表　解析検討ケース一覧表

| 評価ケース | 断面方向 | 内　容 |
|---|---|---|
| 1 | 横断面 | 原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル |
| 2 | 横断面 | 豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル |
| 3 | 横断面 | 粘土層が最も厚い原地盤モデル |
| 4 | 横断面 | 粘土層が最も厚く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル |
| 5 | 横断面 | 粘土層が最も薄い原地盤モデル |
| 6 | 横断面 | 粘土層が最も薄く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル |
| 7 | 横断面 | 原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル（Ss-31 波（留萌波）） |
| 8 | 縦断面 | 原地盤モデル |

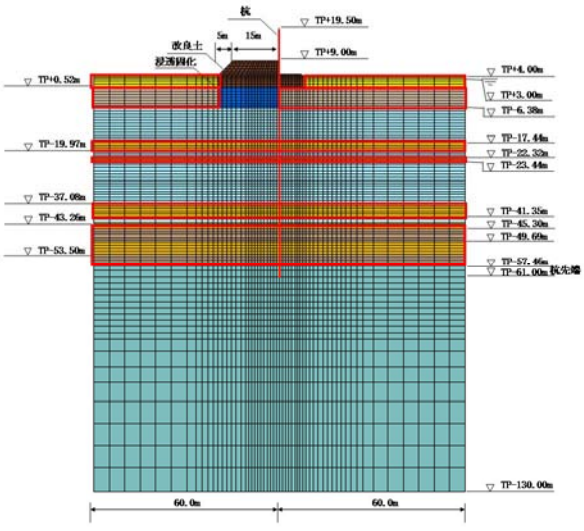
（ケース 1）

原地盤モデル




（ケース 2）

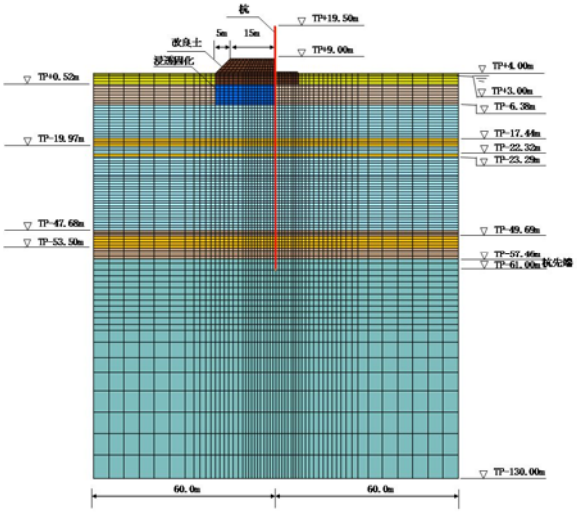
豊浦標準砂を仮定したモデル




豊浦標準砂適用箇所

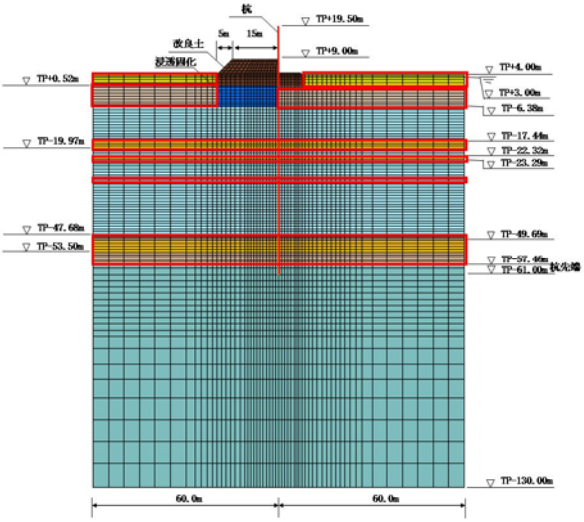
（ケース 3）

粘性土が最も厚い原地盤モデル




（ケース 4）

粘性土が最も厚く，豊浦
標準砂を仮定したモデル

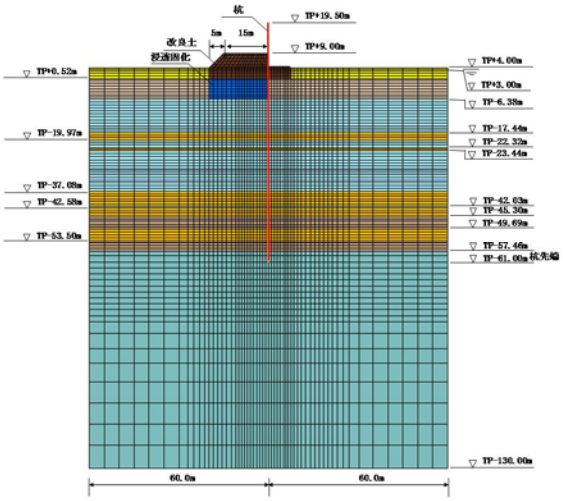



豊浦標準砂適用箇所

第 3-14 図(1)　検討モデル

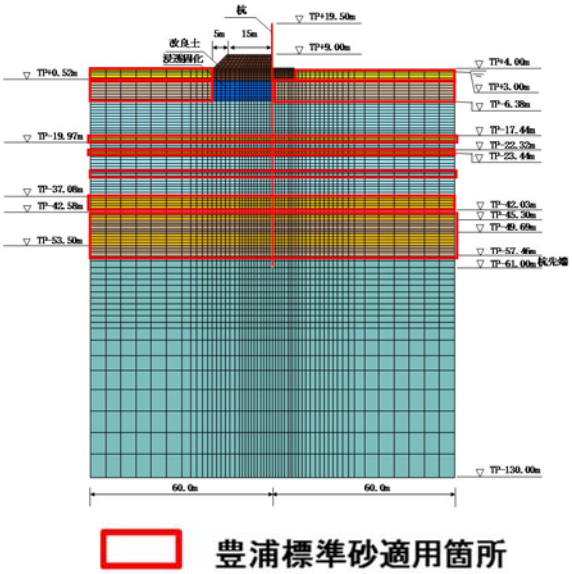
（ケース 5）

粘性土が最も薄い原地盤モデル



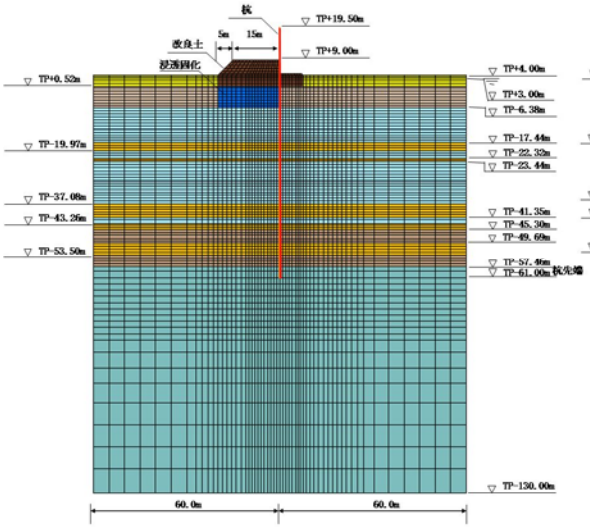

（ケース 6）

粘性土が最も薄く，豊浦標準砂を仮定したモデル



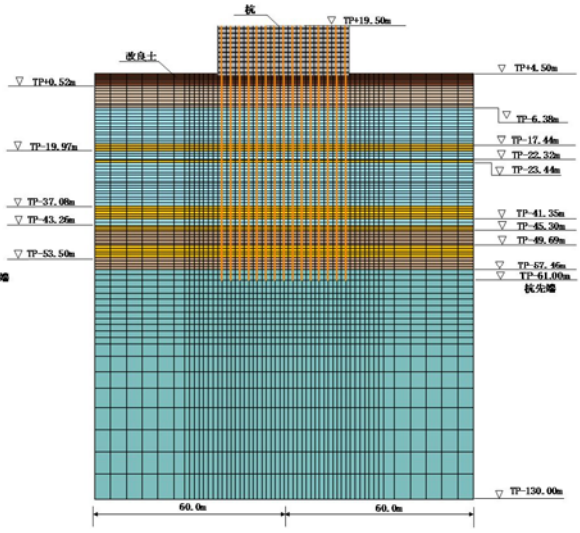

（ケース 7）

原地盤モデル Ss-31 波（留萌波）




（ケース 8）

原地盤モデル（縦断面）




第 3-14 図(2)　検討モデル

２）評価結果

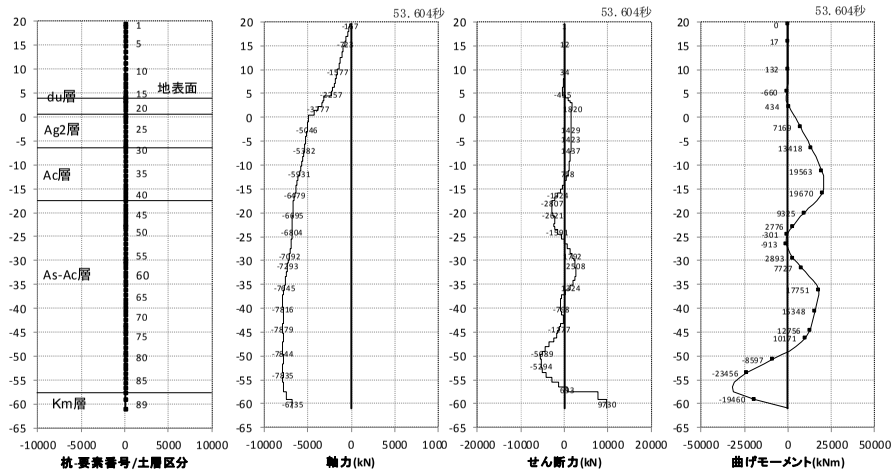
杭の応力度照査結果及び基礎地盤の支持力度照査結果を第3-7表，各ケースの断面力分布図を第3-15図，残留変位量を第3-8表，過剰間隙比分布図を第3-16図，最大せん断ひずみ分布図を第3-17図に示す。

第3-7表(1)　評価結果（曲げ・軸力に対する照査）

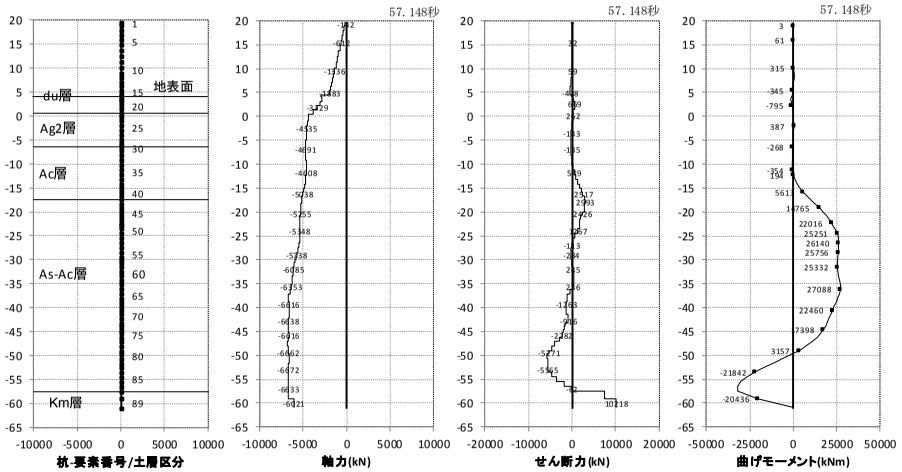
| | 発生応力度<br>σ（N／mm$^2$）<br>(M／Z＋N／A) | 許容応力度<br>σsa(N／mm$^2$)<br>(SM570) | 安全率<br>σsa／σ | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| ケース1<br>原地盤モデル | 229.58 | 382.5 | 1.66 | OK |
| ケース2<br>豊浦標準砂を仮定したモデル | 240.76 | 382.5 | 1.58 | OK |
| ケース3<br>粘性土が最も厚い原地盤モデル | 223.64 | 382.5 | 1.71 | OK |
| ケース4<br>粘性土が最も厚く，豊浦標準砂を仮定したモデル | 280.69 | 382.5 | 1.36 | OK |
| ケース5<br>粘性土が最も薄い原地盤モデル | 224.37 | 382.5 | 1.70 | OK |
| ケース6<br>粘性土が最も薄く，豊浦標準砂を仮定したモデル | 243.23 | 382.5 | 1.57 | OK |
| ケース7<br>原地盤モデルSs-31波（留萌波） | 135.11 | 382.5 | 2.83 | OK |
| ケース8<br>原地盤モデル（縦断面） | 209.44 | 382.5 | 1.82 | OK |

第 3-7 表(2)　評価結果（せん断に対する照査）

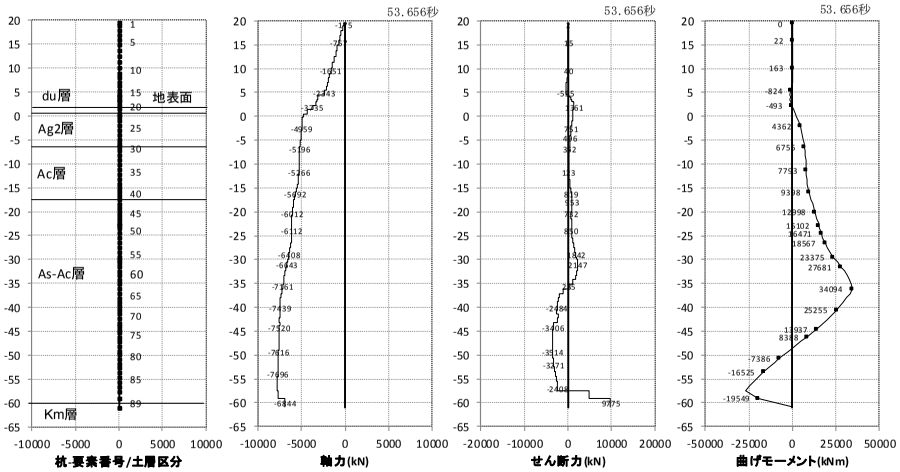
| | 発生応力度<br>τ（N／mm$^2$） | 許容応力度<br>τsa(N／mm$^2$)<br>(SM570) | 安全率<br>τsa／τ | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| ケース 1<br>原地盤モデル | 38.82 | 217.5 | 5.60 | OK |
| ケース 2<br>豊浦標準砂を仮定したモデル | 38.94 | 217.5 | 5.58 | OK |
| ケース 3<br>粘性土が最も厚い原地盤モデル | 39.37 | 217.5 | 5.52 | OK |
| ケース 4<br>粘性土が最も厚く，豊浦標準砂を仮定したモデル | 38.15 | 217.5 | 5.70 | OK |
| ケース 5<br>粘性土が最も薄い原地盤モデル | 38.03 | 217.5 | 5.72 | OK |
| ケース 6<br>粘性土が最も薄く，豊浦標準砂を仮定したモデル | 38.89 | 217.5 | 5.59 | OK |
| ケース 7<br>原地盤モデル Ss-31 波（留萌波） | 19.17 | 217.5 | 11.34 | OK |
| ケース 8<br>原地盤モデル（縦断面） | 41.23 | 217.5 | 5.27 | OK |



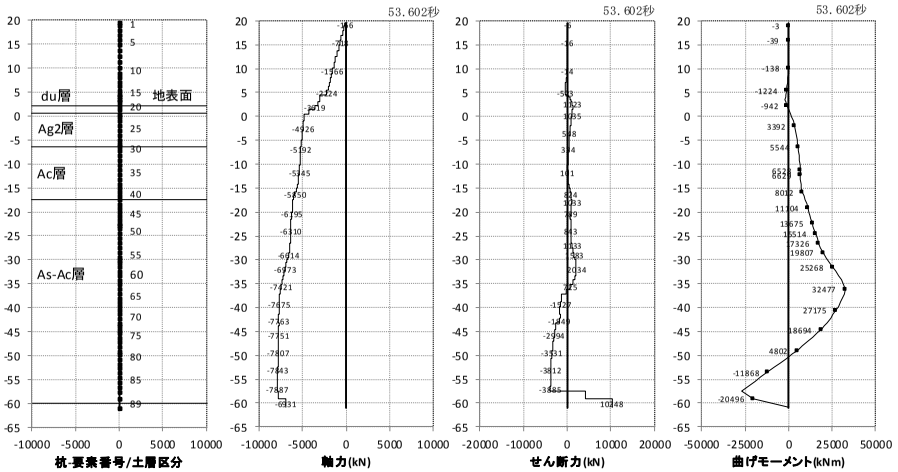

ケース１：原地盤モデル曲げ軸力照査時刻時




ケース１：原地盤モデルせん断照査時刻時

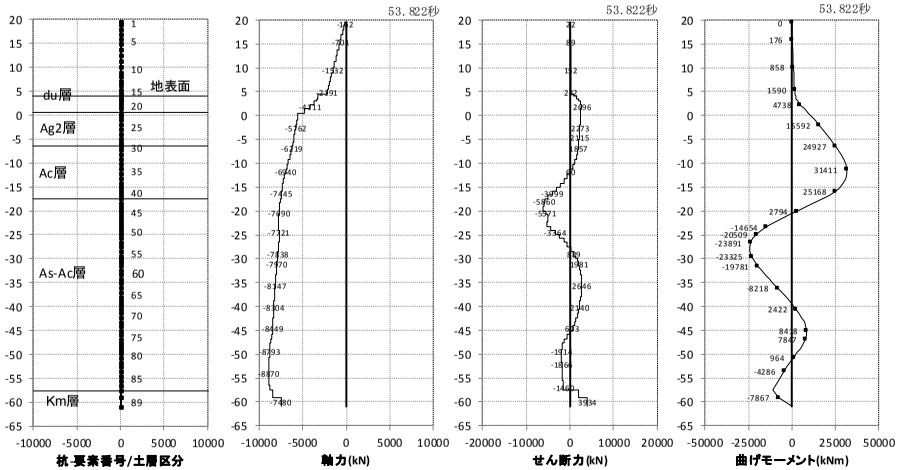



ケース２：豊浦標準砂を仮定したモデル曲げ軸力照査時刻時

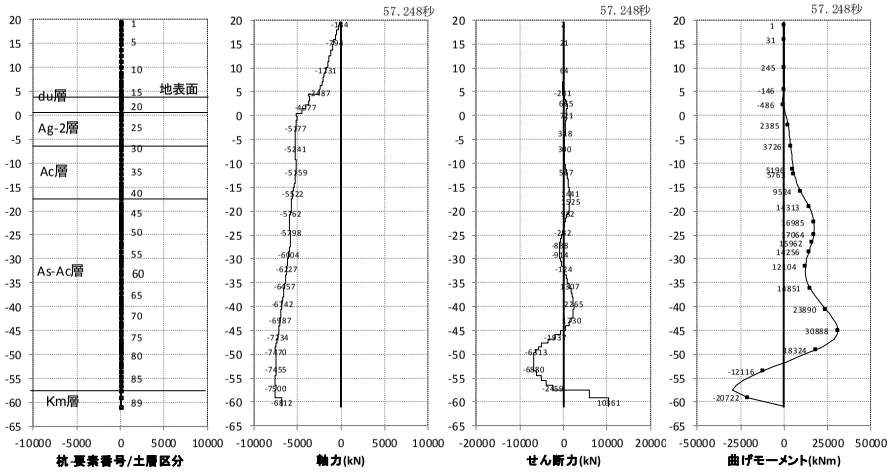



ケース２：豊浦標準砂を仮定したモデルせん断照査時刻時

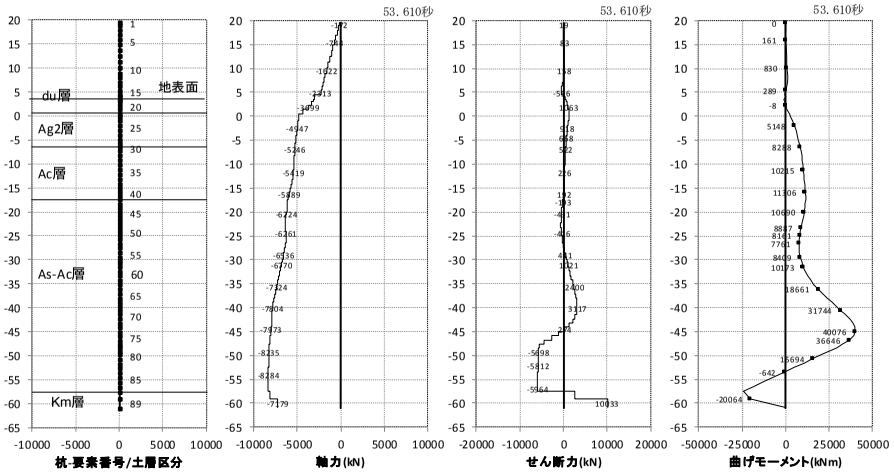
第 3-15 図(1)　断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



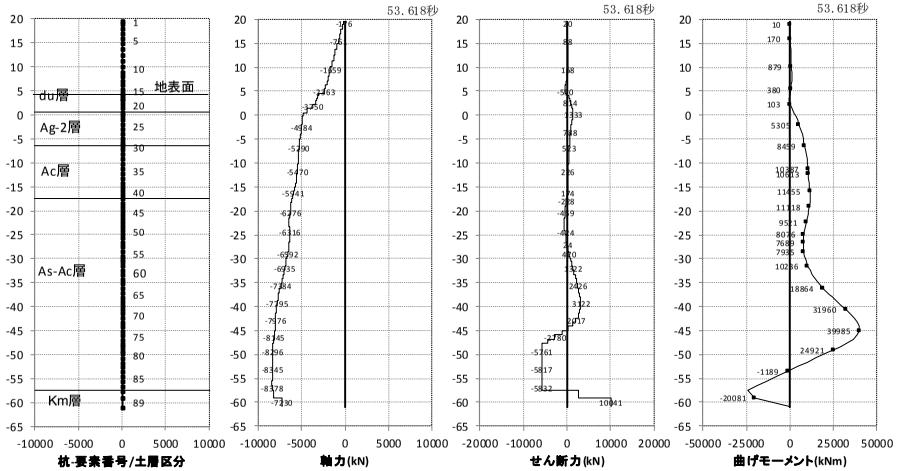

ケース３：粘土層が最も厚いモデル曲げ軸力照査時刻時




ケース３：粘土層が最も厚いモデルせん断照査時刻時

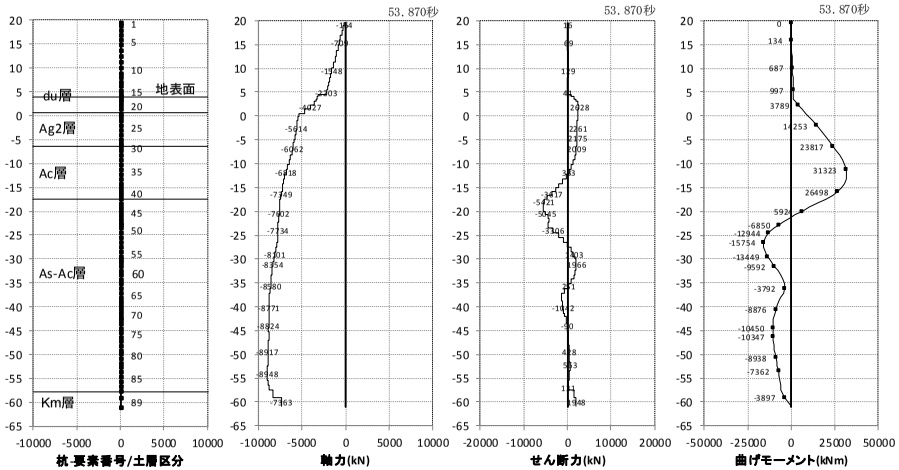



ケース４：粘土層が最も厚く，豊浦標準砂を仮定したモデル
曲げ軸力照査時刻時

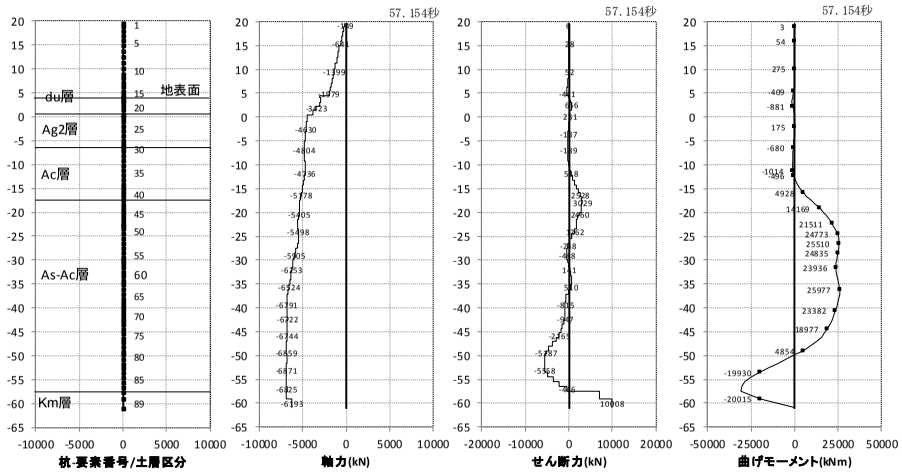



ケース４：粘土層が最も厚く，豊浦標準砂を仮定したモデル
せん断照査時刻時

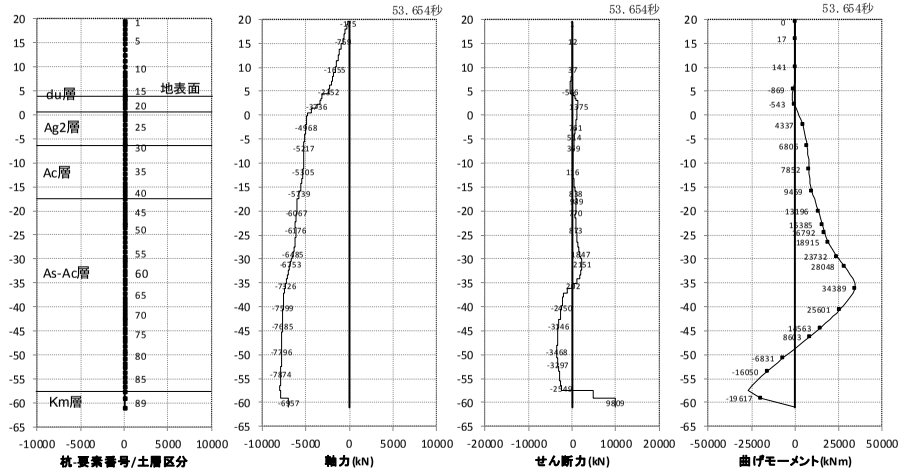
第 3-15 図(2)　断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



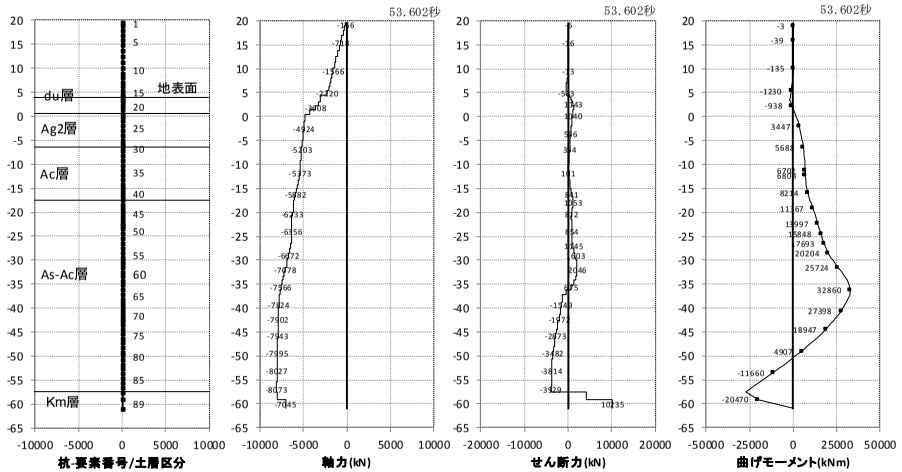

ケース５：粘土層が最も薄いモデル曲げ軸力照査時刻時




ケース５：粘土層が最も薄いモデルせん断照査時刻時

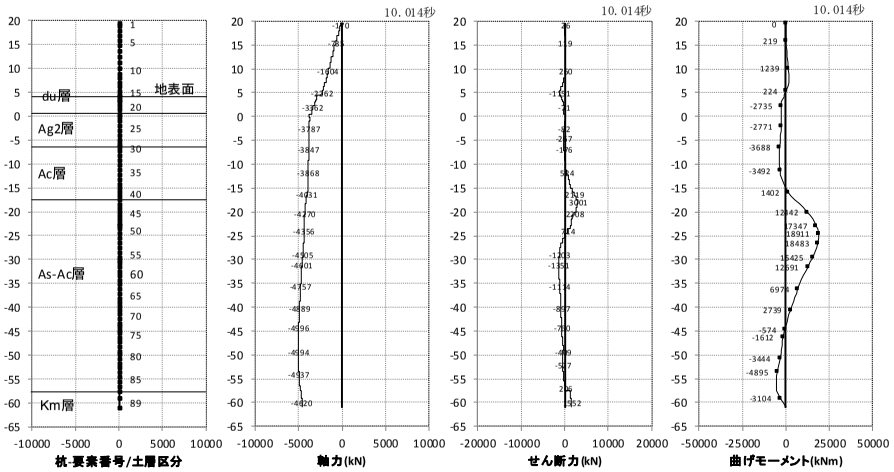



ケース６：粘土層が最も薄く，豊浦標準砂を仮定したモデル
曲げ軸力照査時刻時

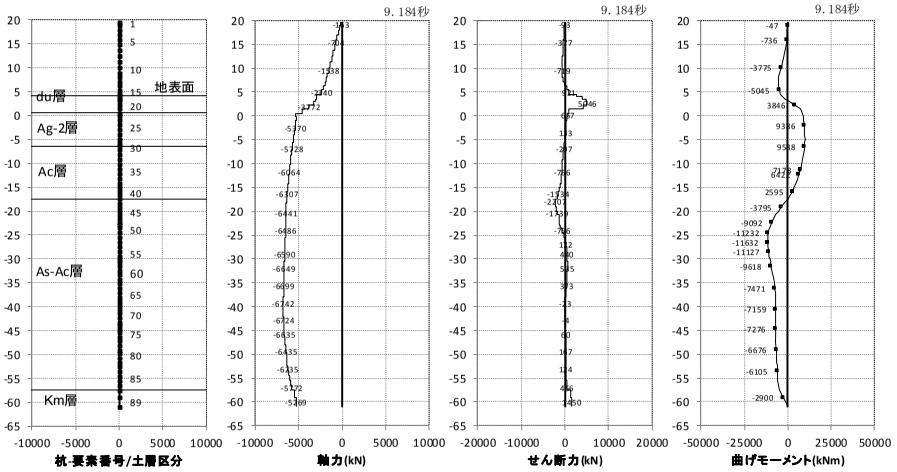



ケース６：粘土層が最も薄く，豊浦標準砂を仮定したモデル
せん断照査時刻時

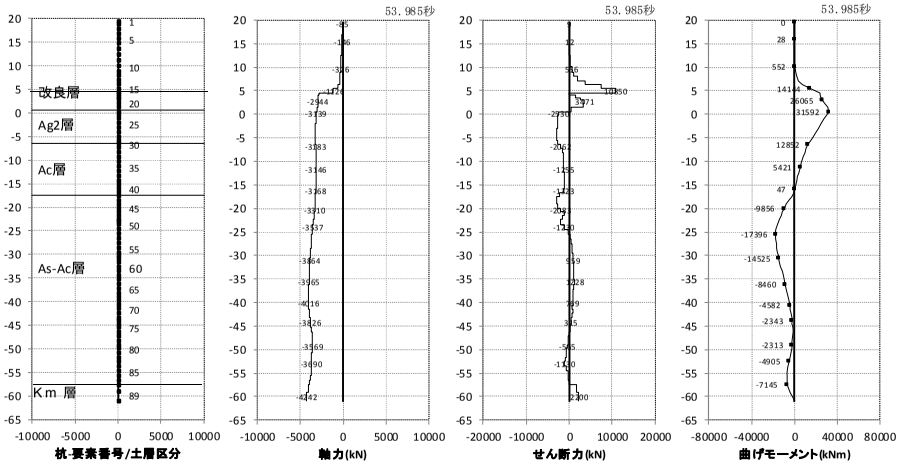
第 3-15 図(3)　断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



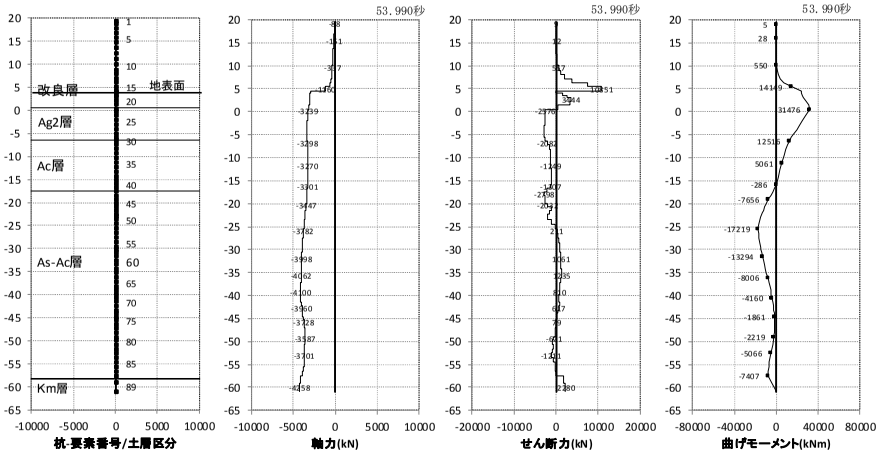

ケース７：原地盤モデル（Ss-31 波（留萌波））
曲げ軸力照査時刻時




ケース７：原地盤モデル（Ss-31 波（留萌波））
せん断照査時刻時




ケース８：原地盤モデル（縦断面）曲げ軸力照査時刻時




ケース８：原地盤モデル（縦断面）せん断照査時刻時

第 3-15 図(4)　断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）

第 3-7 表(3)　評価結果（支持力照査）

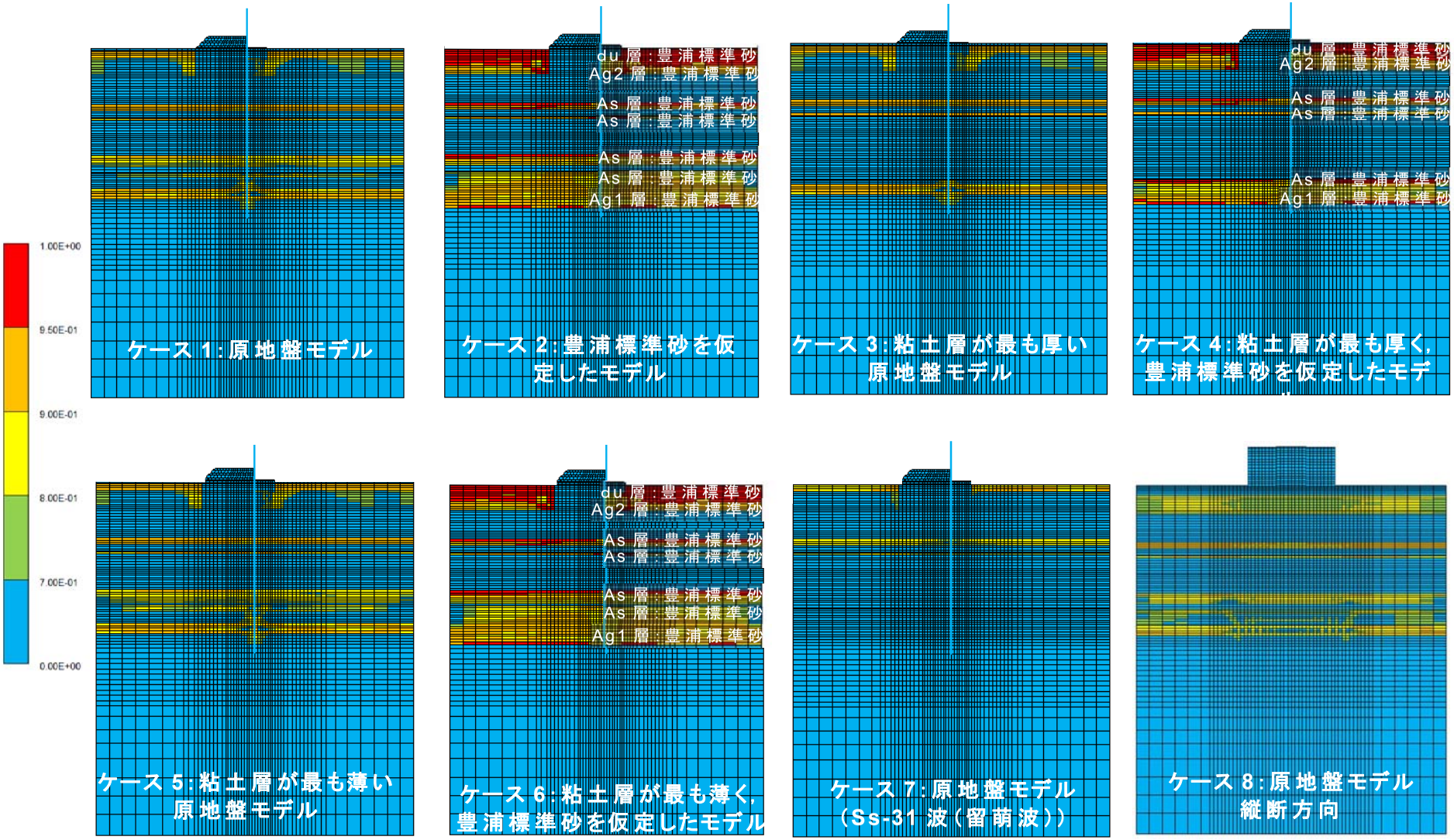
| | 発生応力度<br>σ y(kN／m²) | 極限支持力度<br>qd(kN／m²)<br>(SM570) | 安全率<br>qd／σ y | 判定<br>(＞1.2) |
|---|---|---|---|---|
| ケース 1<br>原地盤モデル | 747.5 | 6,288 | 8.41 | OK |
| ケース 2<br>豊浦標準砂を仮定したモデル | 813.0 | 6,288 | 7.73 | OK |
| ケース 3<br>粘性土が最も厚い原地盤モデル | 746.5 | 6,288 | 8.42 | OK |
| ケース 4<br>粘性土が最も厚く，豊浦標準砂を仮定したモデル | 800.0 | 6,288 | 7.86 | OK |
| ケース 5<br>粘性土が最も薄い原地盤モデル | 756.5 | 6,288 | 8.31 | OK |
| ケース 6<br>粘性土が最も薄く，豊浦標準砂を仮定したモデル | 819.0 | 6,288 | 7.67 | OK |
| ケース 7<br>原地盤モデル Ss-31 波（留萌波） | 600.0 | 6,288 | 10.48 | OK |
| ケース 8<br>原地盤モデル（縦断面） | 573.0 | 6,288 | 10.97 | OK |

第 3-7 表(4)　評価結果（座屈耐力に対する照査）

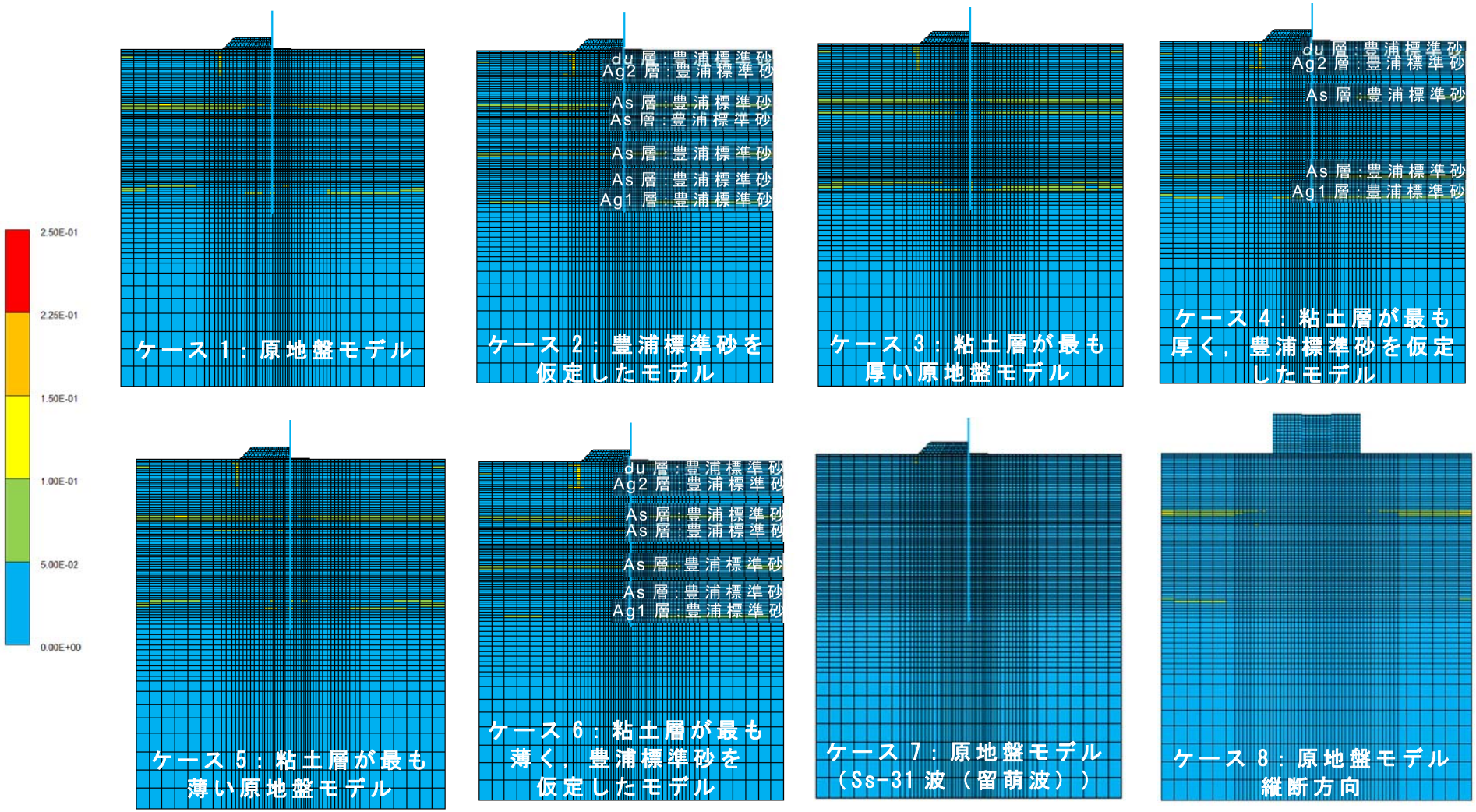
| | 発生軸力<br>N(kN) | 座屈耐力<br>Nu(kN)<br>(SM570) | 安全率<br>Nu／N | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| ケース 1<br>原地盤モデル | 10,290.9 | 102,802 | 9.98 | OK |
| ケース 2<br>豊浦標準砂を仮定したモデル | 10,585.4 | 102,802 | 9.71 | OK |
| ケース 3<br>粘性土が最も厚い原地盤モデル | 9,663.4 | 102,802 | 10.63 | OK |
| ケース 4<br>粘性土が最も厚く，豊浦標準砂を仮定したモデル | 11,099.1 | 102,802 | 9.26 | OK |
| ケース 5<br>粘性土が最も薄い原地盤モデル | 10,347.3 | 102,802 | 9.93 | OK |
| ケース 6<br>粘性土が最も薄く，豊浦標準砂を仮定したモデル | 10,661.0 | 102,802 | 9.64 | OK |
| ケース 7<br>原地盤モデル Ss-31 波（留萌波） | 7,060.7 | 102,802 | 14.55 | OK |
| ケース 8<br>原地盤モデル（縦断面） | 6,381.2 | 102,802 | 16.11 | OK |

第 3-8 表　残留変位量

| | | 水平変位（m） | 鉛直変位（m） |
|---|---|---|---|
| ケース 1<br>原地盤モデル | 上部工天端～上部工下端の相対変位量 | －0.0607 | －0.0169 |
| ケース 2<br>豊浦標準砂を仮定したモデル | | －0.0922 | －0.0206 |
| ケース 3<br>粘性土が最も厚い原地盤モデル | | －0.0551 | －0.0162 |
| ケース 4<br>粘性土が最も厚く，豊浦標準砂を仮定したモデル | | －0.0723 | －0.0199 |
| ケース 5<br>粘性土が最も薄い原地盤モデル | | －0.0620 | －0.0172 |
| ケース 6<br>粘性土が最も薄く，豊浦標準砂を仮定したモデル | | －0.0956 | －0.0211 |
| ケース 7<br>原地盤モデル Ss-31 波（留萌波） | | －0.0293 | －0.0070 |
| ケース 8<br>原地盤モデル（縦断面） | | 0.0004 | －0.0027 |



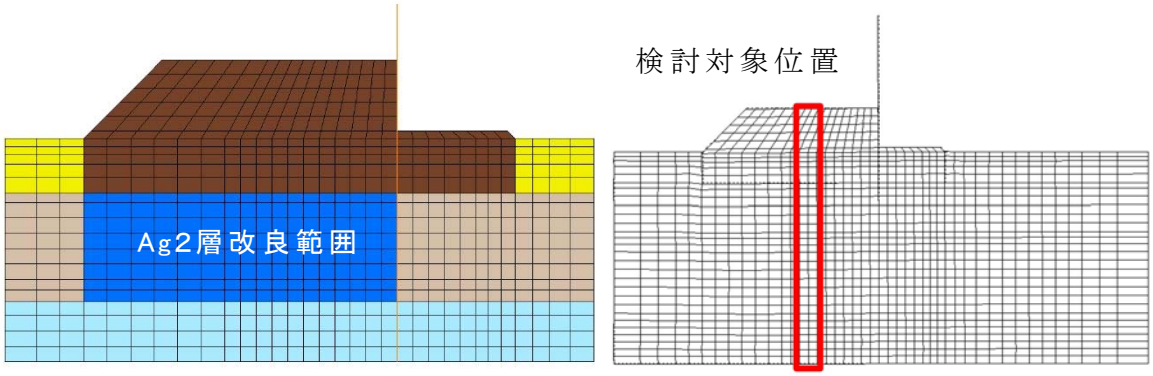

第 3-16 図　過剰間隙水圧比分布図




第 3-17 図　最大せん断ひずみ分布図

以上の評価結果からいずれのケースにおいても，基準地震動Ｓｓに対して，杭の曲げ，せん断，座屈及び基礎地盤の支持力の照査値は許容限界値以下であり，十分な構造強度を有している見通しを得た。

次にケース 1～ケース 7 の過剰間隙水圧比及び最大せん断ひずみより，石原チャートを適用して地震後の沈下量を算定した範囲を第 3-18 図に示し，検討結果を第 3-9 表に示す。




第 3-18 図　Ａｇ２層改良範囲と検討対象位置

第 3-9 表　地震後の地盤高さの嵩上げ部の沈下量

| ケース名 | FLIP より算出された地盤沈下量（m） | 過剰間隙水圧消散時沈下量（m） | 不飽和部ゆすり込み沈下量（m） | 合計沈下量（m） |
|---|---|---|---|---|
| ケース 1：原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル | 0.090 | 0.029 | 0.000 | 0.119 |
| ケース 2：豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル | 0.110 | 0.064 | 0.000 | 0.174 |
| ケース 3：粘土層が最も厚い原地盤モデル | 0.090 | 0.048 | 0.000 | 0.138 |
| ケース 4：粘土層が最も厚く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル | 0.090 | 0.053 | 0.000 | 0.143 |
| ケース 5：粘土層が最も薄い原地盤モデル | 0.092 | 0.076 | 0.000 | 0.168 |
| ケース 6：粘土層が最も薄く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル | 0.114 | 0.107 | 0.000 | 0.221 |
| ケース 7：原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル（Ss-31 波（留萌波）） | 0.007 | 0.000 | 0.000 | 0.007 |

以上の評価結果から，沈下量は最大でも 0.221m であることを得た。よって，Ag2 層を浸透固化工法で改良することにより，地震時の大きなせん断ひずみを低下させることができ，地盤高さの嵩上げ部の沈下を抑制することができる。

以下に横断方向の結果の概要について示す。

①曲げ軸力による杭体の応力度が最大となるのは，ケース 4（Ac 層最大（液状化対象層を豊浦標準砂と仮定））であり，豊浦標準砂を仮定したケースで安全率が小さくなる傾向にある。

②杭体で最大曲げモーメントが発生する位置は，G.L.―35m 付近の Ac 層と As 層（豊浦標準砂を仮定した場合も含む）か Ac 層と Ag1 層（豊浦標準砂を仮定した場合）との境目付近となる。

③Ss-31 波（留萌波）の安全率は Ss-D1 波に対して十分に大きくなる。これは，地震動の繰返しが少ないため，過剰間隙水圧が増加せず（有効応力が低下せずに）地盤の剛性も低下しないことによる。

④支持力，残留変位の最大値については，ケース 6 が最大となる。

⑤過剰間隙水圧比が 95%以上になるのは，豊浦標準砂を仮定したケースのみであり，地表面付近の du 層（豊浦標準砂を仮定），Ag2 層（豊浦標準砂を仮定），及び G.L.－20m 付近の As 層（豊浦標準砂を仮定）である。それ以深については，非液状化層との界面に 95%以上となる個所（豊浦標準砂を仮定）が存在する。

⑥最大せん断ひずみ分布では，大きなせん断ひずみが生じるケースは存在しない。

⑦沈下量は石原チャートによる過剰間隙水圧の消散によるものを考慮しても，最大でケース６の 22cm である。

①から⑦の結果より，杭体の曲げが最も厳しいケースは，粘土層が厚くかつ豊浦標準砂を仮定したケースであり，地盤の軟化に伴い杭へ作用する土圧が大きくなったことによるもの考えられる。

いずれのケースにおいても，基準地震動Ｓｓに対して，杭の曲げ，せん断及び支持力の照査値は許容限界値以下であり，十分な構造強度を有していることを確認した。

（５）地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析（岩盤傾斜部））

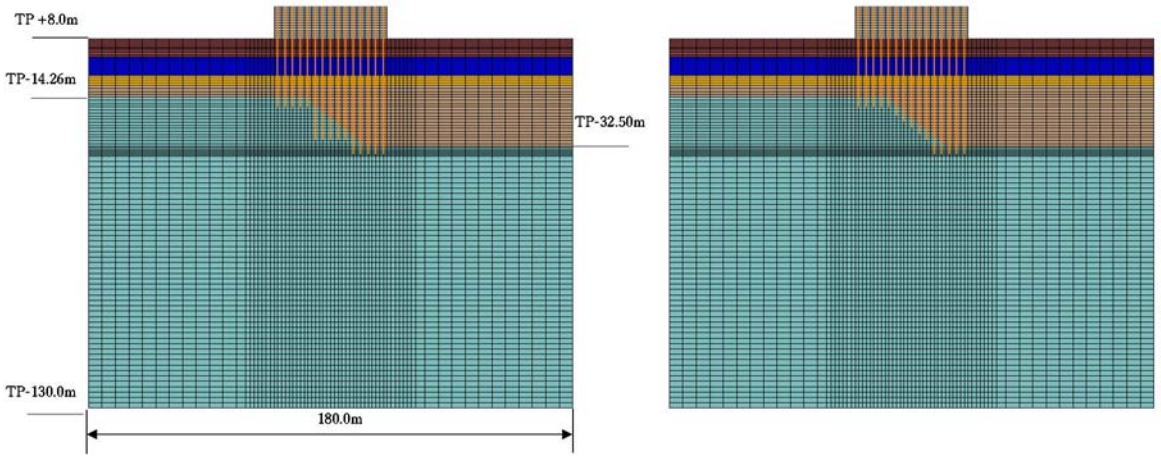
１）検討ケース及び検討モデル

有効応力解析により，岩盤傾斜部における岩盤への根入れ深さ及び地層条件の違いによる評価を原地盤の物性値を用いて実施した。解析検討ケース一覧表を第 3-10 表，検討モデルを第 3-19 図に示す。

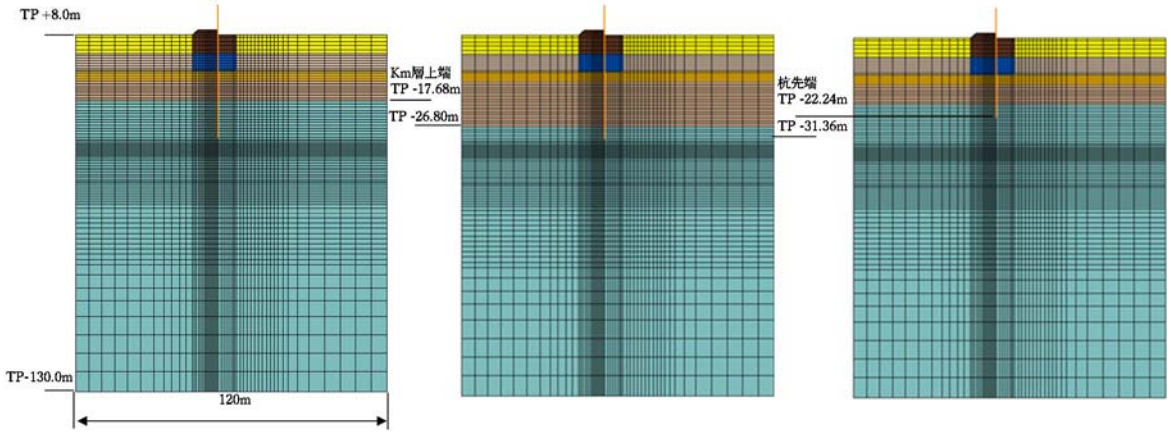
第 3-10 表　解析検討ケース一覧表

| ケース名 | 岩盤への根入れ深さ | 内　容 | 備　考 |
|---|---|---|---|
| ①縦断 | 岩着杭<br>（T.P.－31.36m） | 杭長一定 | 縦断モデル<br>最浅・最深部杭照査 |
| ②縦断_1D 根入れ | 岩着杭<br>（1D） | 杭長変更<br>（各杭根入れ長 1D） | |
| ③横断_Km 最浅部 | 岩着杭<br>（T.P.－31.36m） | Km 層最浅部<br>（根入れ長最大） | 横断モデル |
| ④横断_Km 最深部 | 岩着杭<br>（T.P.－31.36m） | Km 層最深部<br>（根入れ長最小） | |
| ⑤横断_Km 最浅部_1D | 岩着杭<br>（T.P.－22.24m） | Km 層最浅部<br>（根入れ長 1D） | |

① 縦断　　②縦断_1D根入れ



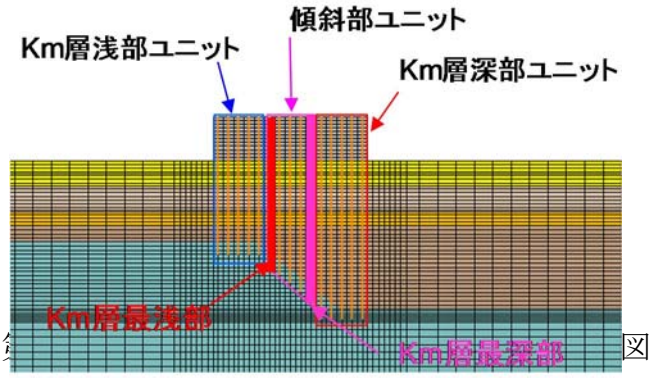

③横断 Km 層最浅部　　④横断 Km 層最深部　　⑤横断 Km 層最浅 1D




第 3-19 図　検討モデル

２）評価結果

杭の応力度照査結果及び基礎地盤の支持力度照査結果を第 3-11 表，残留変位量を第 3-12 表に示す。第 3-20 図に照査対象位置図を，第 3-21 図に断面力分布図を示す。

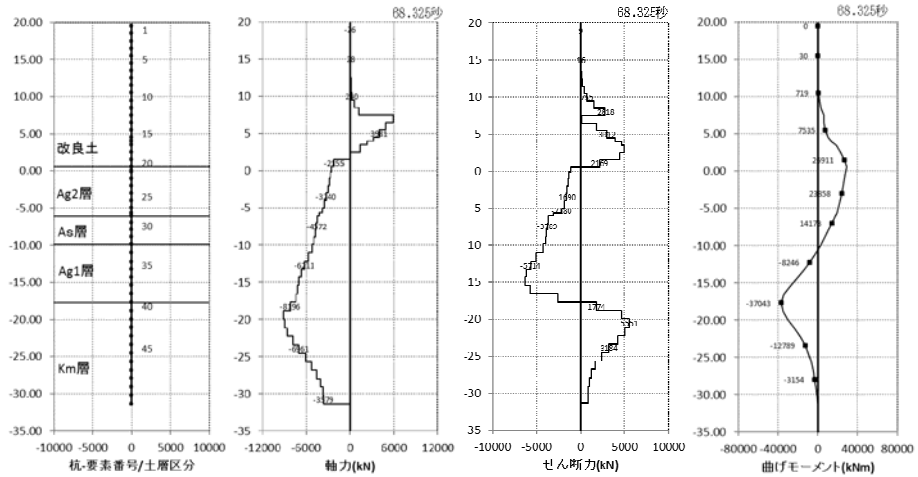



第 3-11 表(1)　評価結果（曲げ・軸力に対する照査）

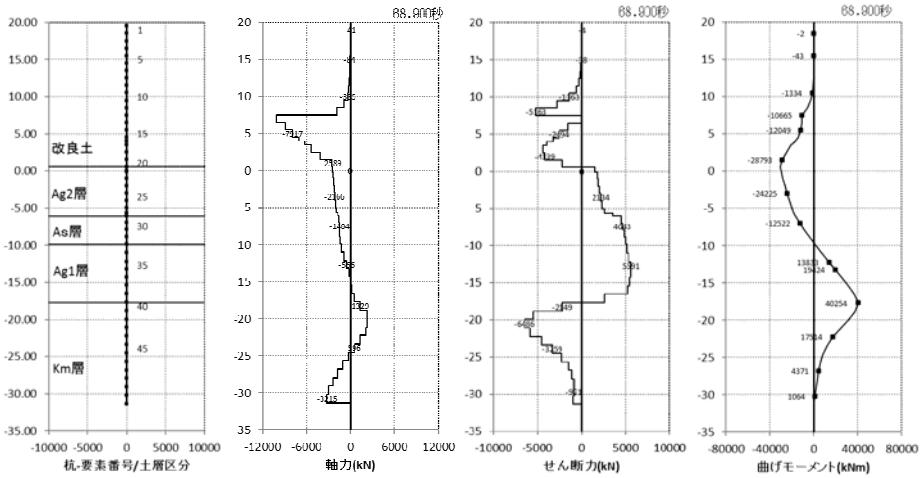
| | 発生応力度<br>σ（N／mm²）<br>（M／Z＋N／A） | 許容応力度<br>σ sa（N／mm²）<br>（SM570） | 安全率<br>σ sa／σ | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| ①縦断（最浅部：<br>杭先端 T.P.-31.36m） | 230.32 | 382.5 | 1.66 | OK |
| ①縦断（最深部：<br>杭先端 T.P.-31.36m） | 178.68 | 382.5 | 2.14 | OK |
| ②縦断_1D 根入れ（最浅部：杭先端 T.P.-22.24m） | 202.36 | 382.5 | 1.89 | OK |
| ②縦断_1D 根入れ（最深部：杭先端 T.P.-31.36m） | 178.13 | 382.5 | 2.14 | OK |
| ③横断_Km 最浅部<br>（杭先端 T.P.-31.36m） | 208.41 | 382.5 | 1.83 | OK |
| ④横断_Km 最深部<br>（杭先端 T.P.-31.36m） | 254.75 | 382.5 | 1.50 | OK |
| ⑤横断_Km 最浅部_1D<br>（杭先端 T.P.-22.24m） | 201.95 | 382.5 | 1.89 | OK |

第 3-11 表(2)　評価結果（せん断に対する照査）

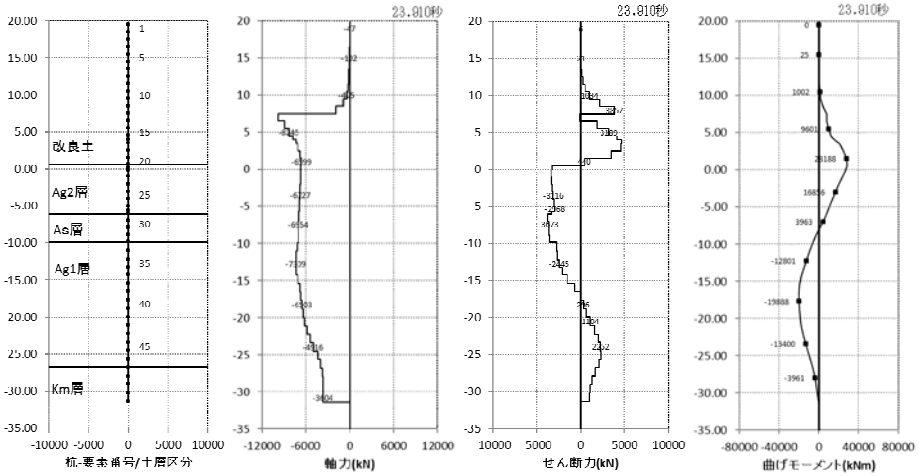
| | 発生応力度<br>τ（N／mm$^2$） | 許容応力度<br>τ sa(N／mm$^2$)<br>(SM570) | 安全率<br>τ sa／τ | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| ①縦断（最浅部：<br>杭先端 T.P.-31.36m） | 21.53 | 217.5 | 10.10 | OK |
| ①縦断（最深部：<br>杭先端 T.P.-31.36m） | 20.92 | 217.5 | 10.39 | OK |
| ②縦断_1D 根入れ（最浅部：<br>杭先端 T.P.-22.24m） | 33.49 | 217.5 | 6.49 | OK |
| ②縦断_1D 根入れ（最深部：<br>杭先端 T.P.-31.36m） | 20.42 | 217.5 | 10.65 | OK |
| ③横断_Km 最浅部<br>（杭先端 T.P.-31.36m） | 17.56 | 217.5 | 12.38 | OK |
| ④横断_Km 最深部<br>（杭先端 T.P.-31.36m） | 22.72 | 217.5 | 9.57 | OK |
| ⑤横断_Km 最浅部_1D<br>（杭先端 T.P.-22.24m） | 24.17 | 217.5 | 8.99 | OK |



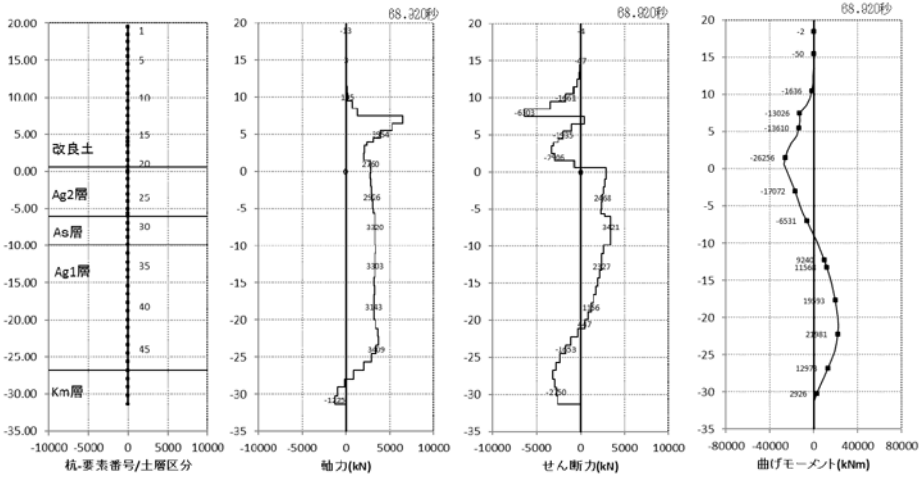

① 縦断（最浅部：杭先端 T.P.-31.36m ）曲げ軸力照査時刻時




① 縦断（最浅部：杭先端 T.P.-31.36m ）せん断照査時刻時

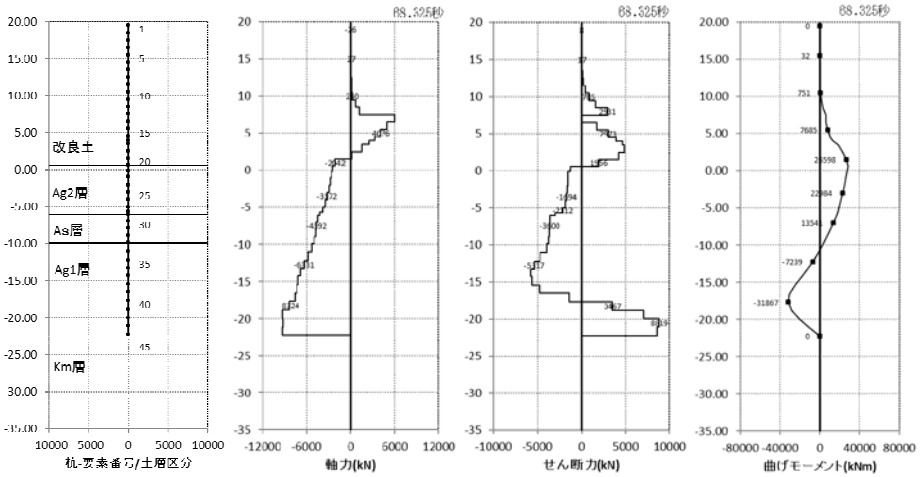



① 縦断（最深部：杭先端 T.P.-31.36m）曲げ軸力照査時刻時

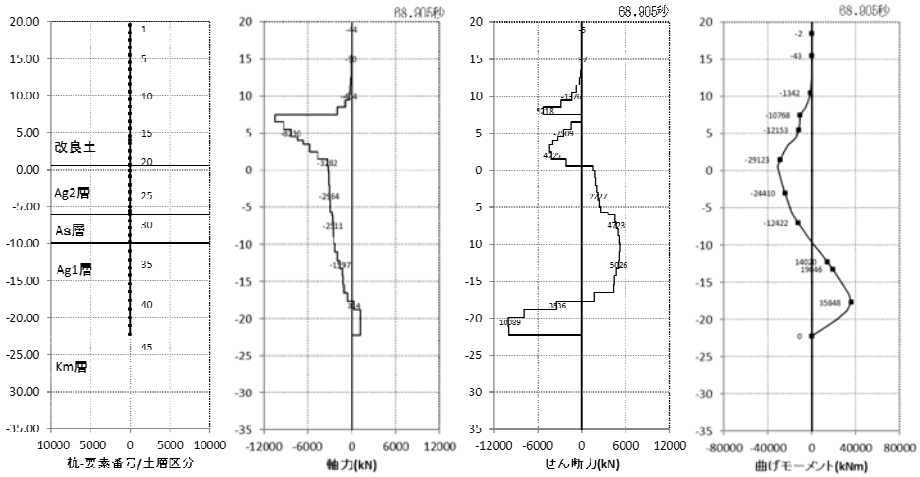



① 縦断（最深部：杭先端 T.P.-31.36m ）せん断照査時刻時

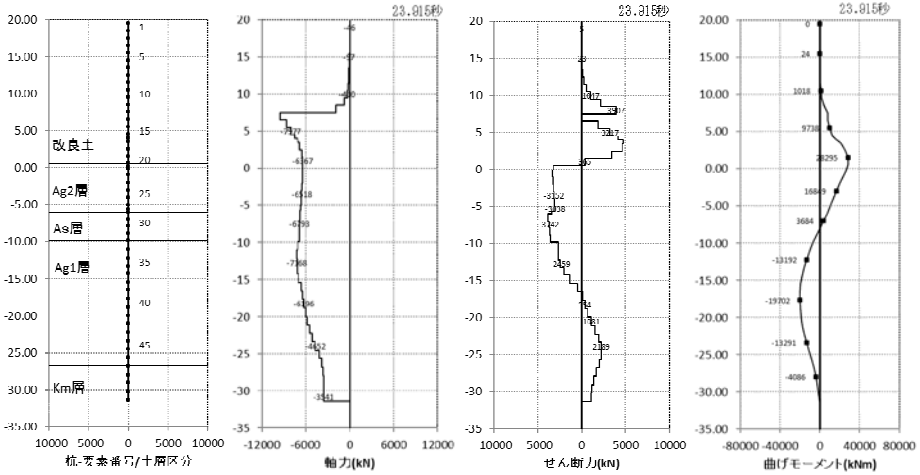
第 3-21 図(1)　断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



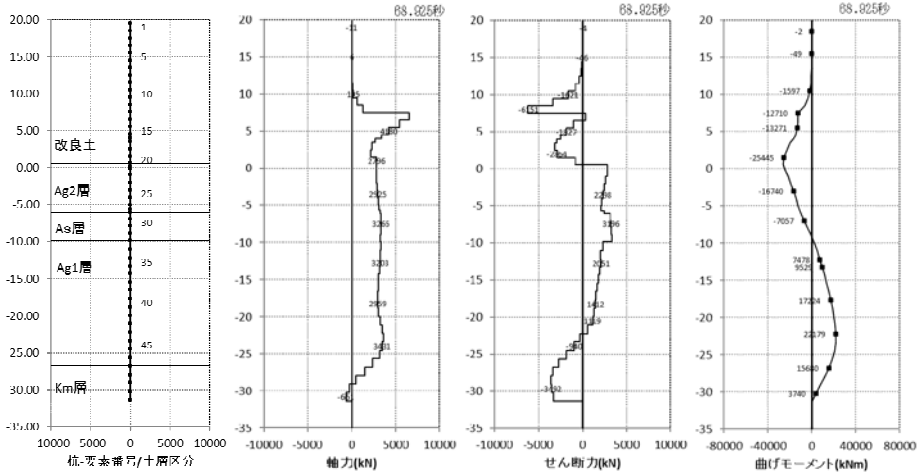

②縦断 1D ケース(最浅部:杭先端 T.P.-22.24m)曲げ軸力照査時刻時




②縦断 1D ケース(最浅部:杭先端 T.P.-22.24m)せん断照査時刻時

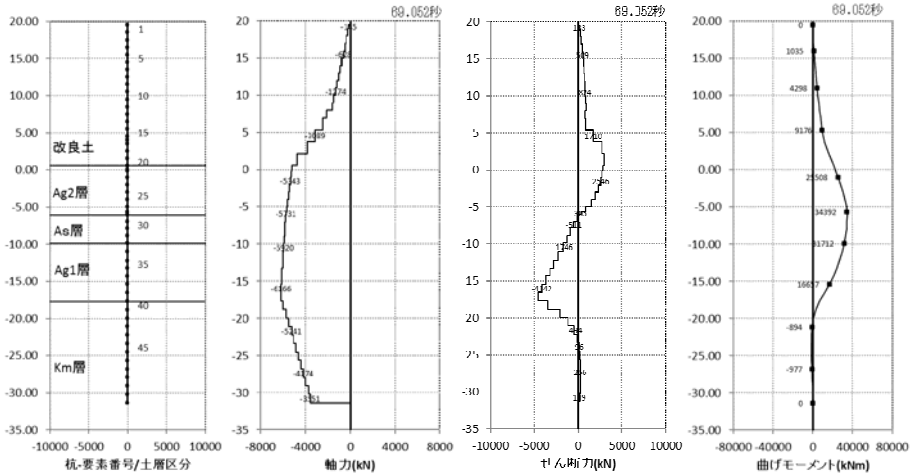



②縦断 1D ケース(最深部:杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時

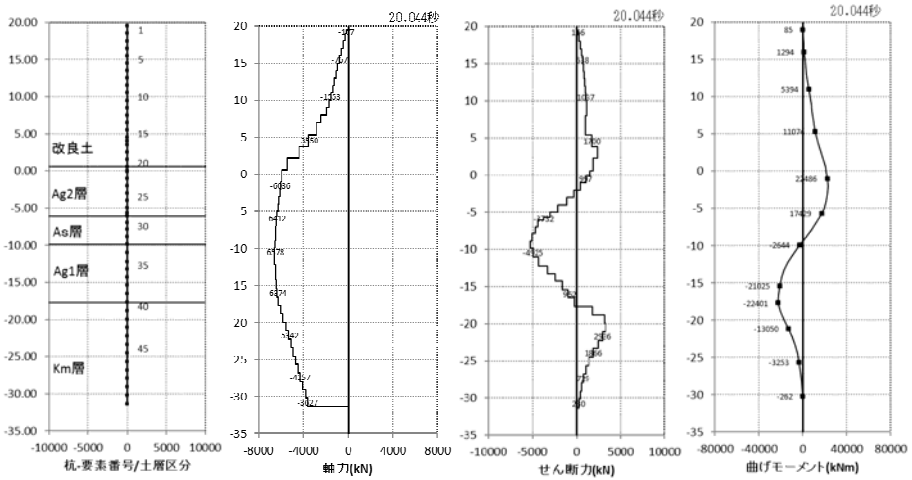



②縦断 1D ケース(最深部:杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時

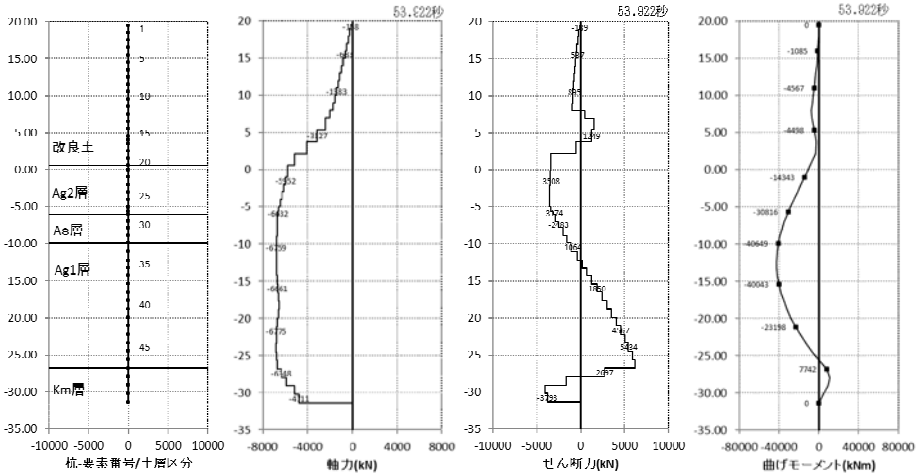
第 3-21 図(2)　断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



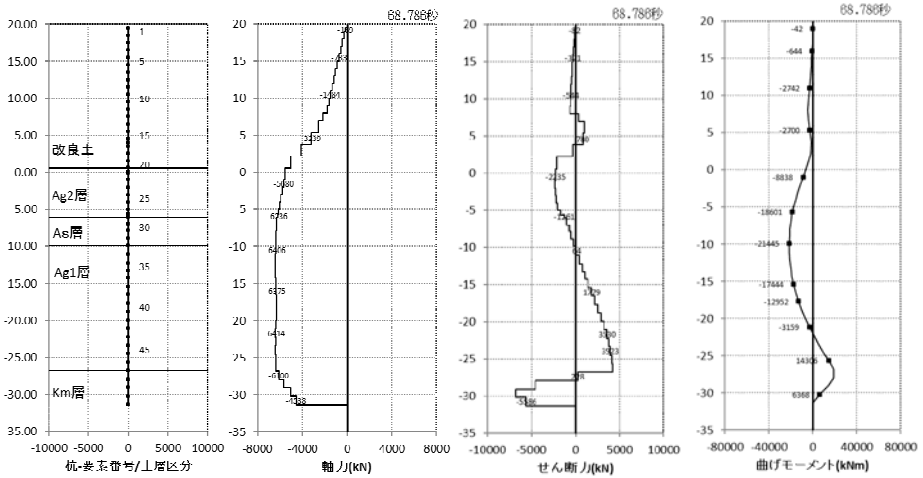

③横断 Km 層最浅部(杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時




③横断 Km 層最浅部(杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時

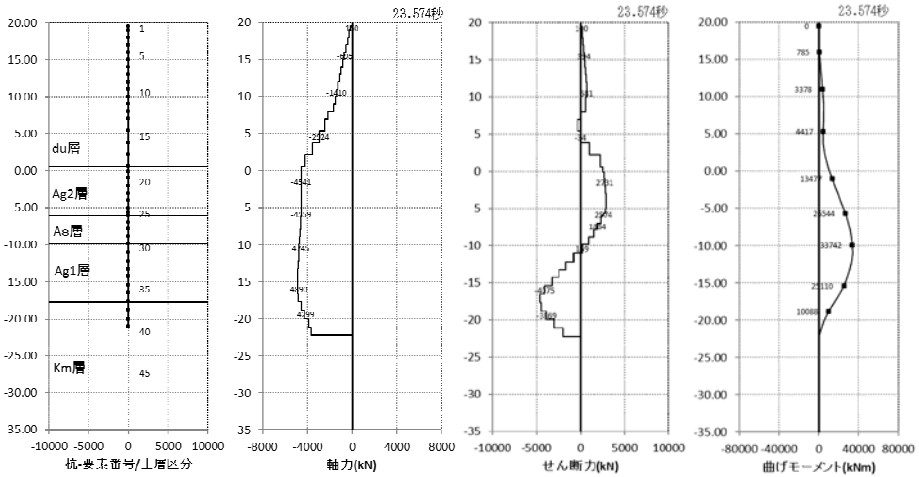



④横断 Km 層最深部(杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時

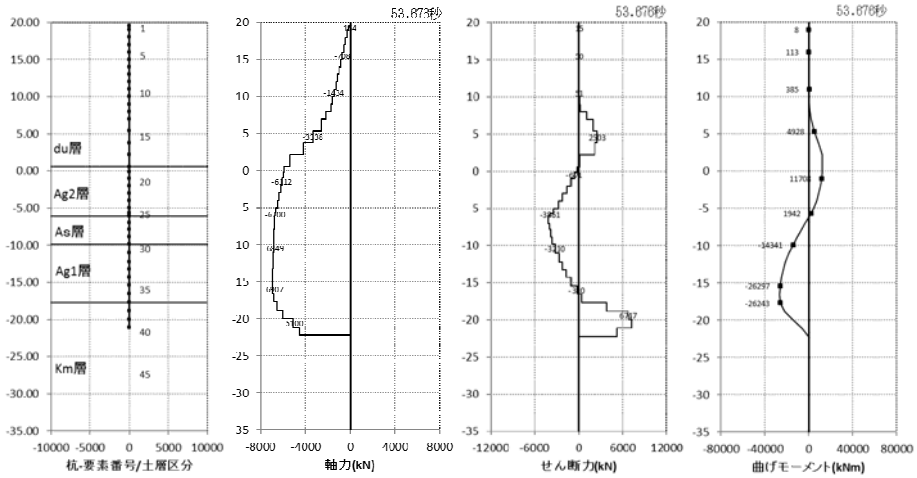



④横断 Km 層最深部(杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時

第 3-21 図(3)　断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）




⑤横断 Km 層最浅部 1D（杭先端 T.P.-22.24m)曲げ軸力照査時刻時




⑤横断 Km 層最浅部 1D（杭先端 T.P.-22.24m)せん断照査時刻時

第 3-21 図(4)　断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）

第 3-11 表(3)　評価結果（支持力照査）

| | 発生応力度<br>σ y(kN／m²) | 極限支持力度<br>qd(kN／m²)<br>(SM570) | 安全率<br>qd／σ y | 判定<br>(＞1.2) |
|---|---|---|---|---|
| ①縦断（最浅部：<br>杭先端 T.P.-31.36m) | 375.0 | 5,673.0 | 15.1 | OK |
| ①縦断（最深部：<br>杭先端 T.P.-31.36m) | 340.1 | 5,673.0 | 16.6 | OK |
| ②縦断_1D 根入れ（最浅部：杭先端 T.P.-22.24m) | 346.2 | 5,484.0 | 15.8 | OK |
| ②縦断_1D 根入れ（最深部：杭先端 T.P.-31.36m) | 344.9 | 5,673.0 | 16.4 | OK |
| ③横断_Km 最浅部<br>（杭先端 T.P.-31.36m) | 479.0 | 5,673.0 | 11.8 | OK |
| ④横断_Km 最深部<br>（杭先端 T.P.-31.36m) | 600.7 | 5,673.0 | 9.4 | OK |
| ⑤横断_Km 最浅部_1D<br>（杭先端 T.P.-22.24m) | 483.9 | 5,484.0 | 11.3 | OK |

第 3-11 表(4)　評価結果（座屈耐力に対する照査）

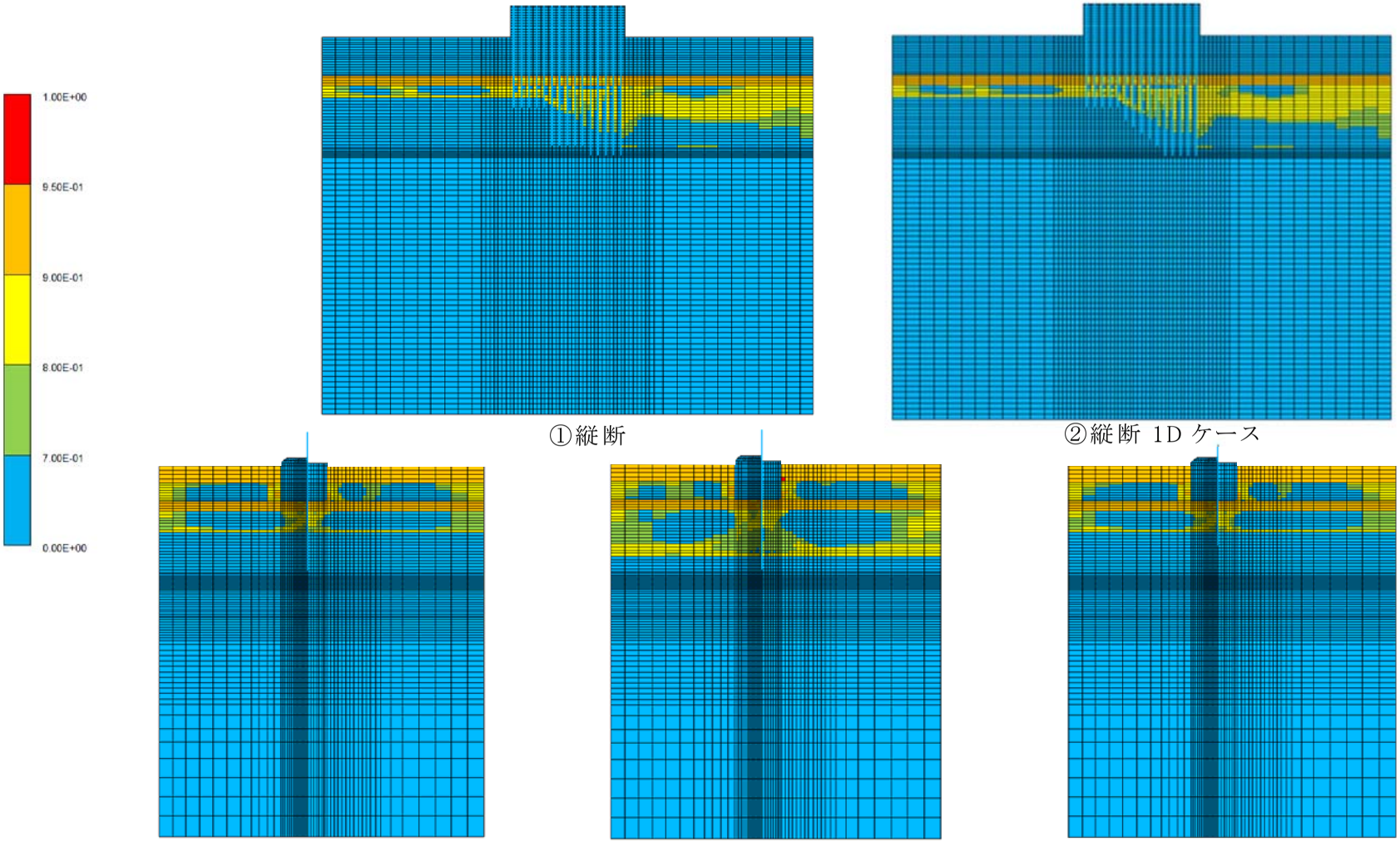
| | 発生軸力<br>N(kN) | 座屈耐力<br>Nu(kN)<br>(SM570) | 安全率<br>Nu／N | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| ①縦断（最浅部：<br>杭先端 T.P.-31.36m) | 11,460 | 119,036 | 10.38 | OK |
| ①縦断（最深部：<br>杭先端 T.P.-31.36m) | 11,180 | 119,036 | 10.64 | OK |
| ②縦断_1D 根入れ（最浅部：杭先端 T.P.-22.24m) | 11,790 | 119,036 | 10.09 | OK |
| ②縦断_1D 根入れ（最深部：杭先端 T.P.-31.36m) | 11,200 | 119,036 | 10.62 | OK |
| ③横断_Km 最浅部<br>（杭先端 T.P.-31.36m) | 8,446 | 119,036 | 14.09 | OK |
| ④横断_Km 最深部<br>（杭先端 T.P.-31.36m) | 9,157 | 119,036 | 12.99 | OK |
| ⑤横断_Km 最浅部_1D<br>（杭先端 T.P.-22.24m) | 8,311 | 119,036 | 14.32 | OK |

第 3-12 表　残留変位量

| | | 水平変位<br>（m） | 鉛直変位<br>（m） |
|---|---|---|---|
| ①縦断（最浅部：<br>杭先端 T.P.-31.36m） | 上部工天端～<br>上部工下端の<br>相対変位量 | －0.0004 | －0.0043 |
| ①縦断（最深部：<br>杭先端 T.P.-31.36m） | | －0.0004 | －0.0039 |
| ②縦断_1D 根入れ（最浅部：<br>杭先端 T.P.-22.24m） | | －0.0004 | －0.0044 |
| ②縦断_1D 根入れ（最深部：<br>杭先端 T.P.-31.36m） | | －0.0004 | －0.0040 |
| ③横断_Km 最浅部<br>（杭先端 T.P.-31.36m） | | －0.0401 | －0.0099 |
| ④横断_Km 最深部<br>（杭先端 T.P.-31.36m） | | －0.0422 | －0.0132 |
| ⑤横断_Km 最浅部_1D<br>（杭先端 T.P.-22.24m） | | －0.0392 | －0.0127 |

以上の評価結果からいずれのケースにおいても，基準地震動Ｓｓに対して，杭の曲げ，せん断及び基礎地盤の支持力の照査値は許容限界値以下であり，十分な構造強度を有している見通しを得た。

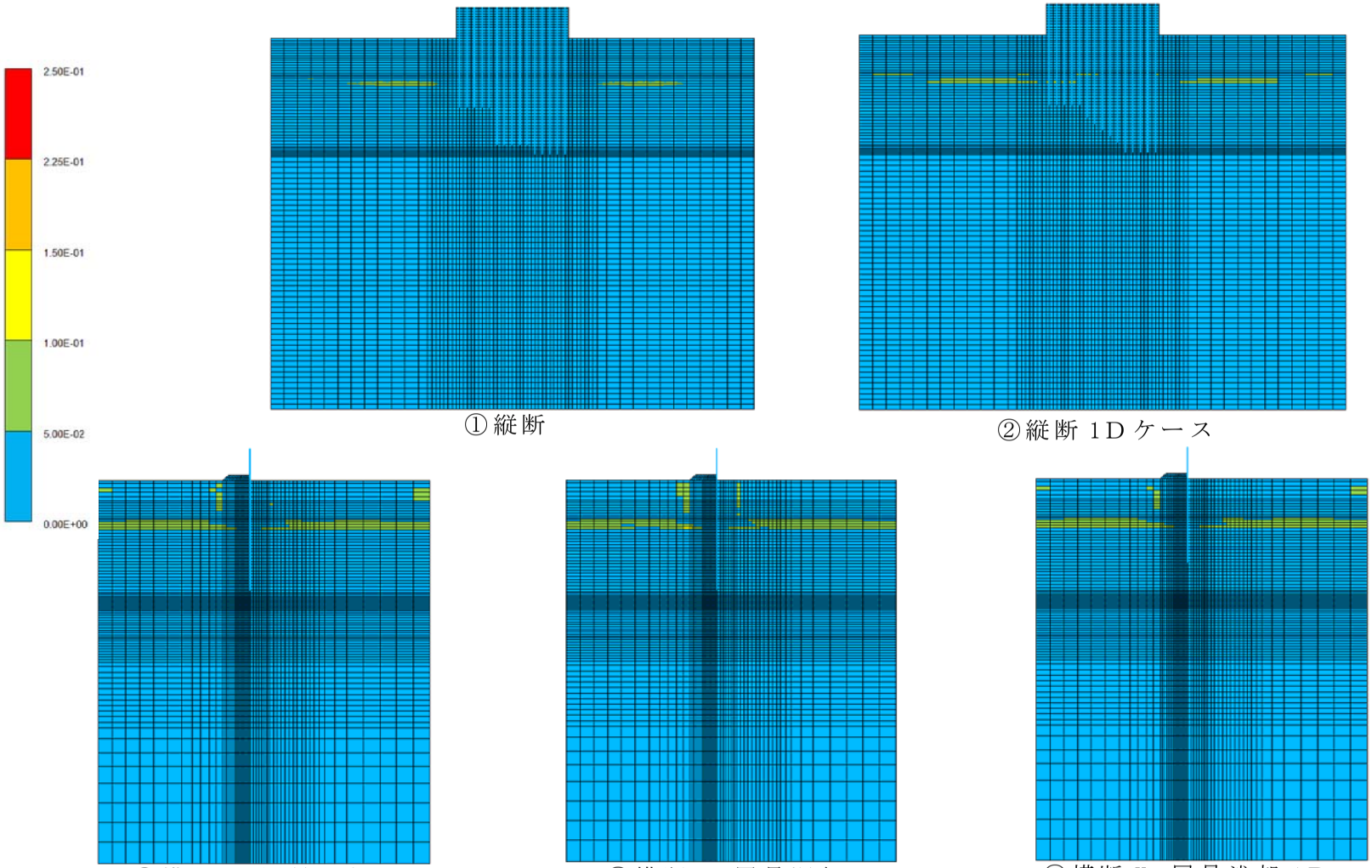
次に，第 3-22 図に過剰間隙水圧比分布図及び第 3-23 図に最大せん断ひずみ分布図を示す。




①縦断　②縦断 1D ケース

③横断 Km 層最浅部　④横断 Km 層最深部　⑤横断 Km 層最浅部 1D

第 3-22 図　過剰間隙水圧比分布図（岩盤傾斜部，原地盤物性）




①縦断

②縦断 1D ケース

③横断 Km 層最浅部

④横断 Km 層最深部

⑤横断 Km 層最浅部 1D

第 3-23 図　最大せん断ひずみ分布図（岩盤傾斜部，原地盤物性）

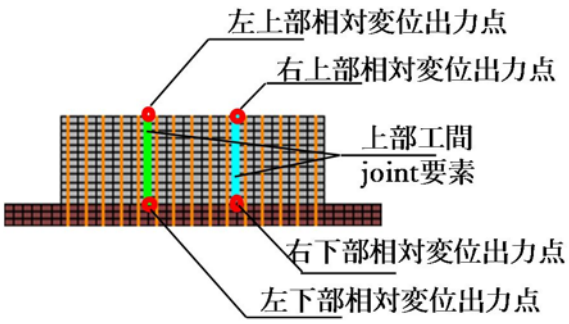
横断方向の解析から算出された，地盤高さの嵩上げ部中央位置における沈下量（残留変位）を第 3-13 表に示す。

第 3-13 表　地盤高さの嵩上げ部沈下量

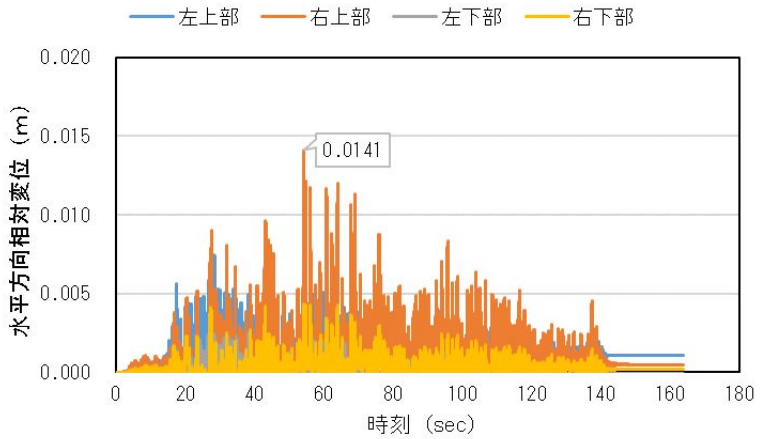
| | 変位 | 地盤高さの嵩上げ部上面中央(m) |
|---|---|---|
| ③横断 Km 層最浅部 | 水平変位 | -0.0603 |
| | 鉛直変位 | -0.0249 |
| ④横断 Km 層最深部 | 水平変位 | -0.0724 |
| | 鉛直変位 | -0.0300 |
| ⑤横断 Km 層最浅部 1D | 水平変位 | -0.0632 |
| | 鉛直変位 | -0.0280 |

岩盤傾斜部における地盤高さの嵩上げ部の地震時沈下量は 3cm 程度であり，地震時の沈下量は小さいといえる。

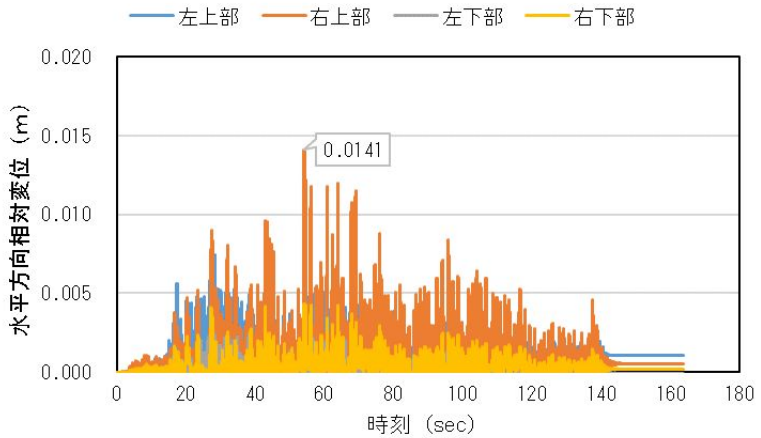
次に，縦断方向のユニット間の相対変位を示す。出力概要図を第 3-24 図，時刻歴相対変位を第 3-25 図，最大相対変位を第 3-14 表に示す。




第 3-24 図　出力概要図




第 3-25 図(1)　①縦断（T.P.－31.36m）杭長一定ケース相対変位




第 3-25 図(2)　②縦断_1D 根入れケース相対変位

第 3-14 表　ユニット間最大相対変位

| | 最大相対変位(m) |
|---|---|
| ①縦断_杭長一定ケース | 0.0141 |
| ②縦断_1D 根入れケース | 0.0141 |

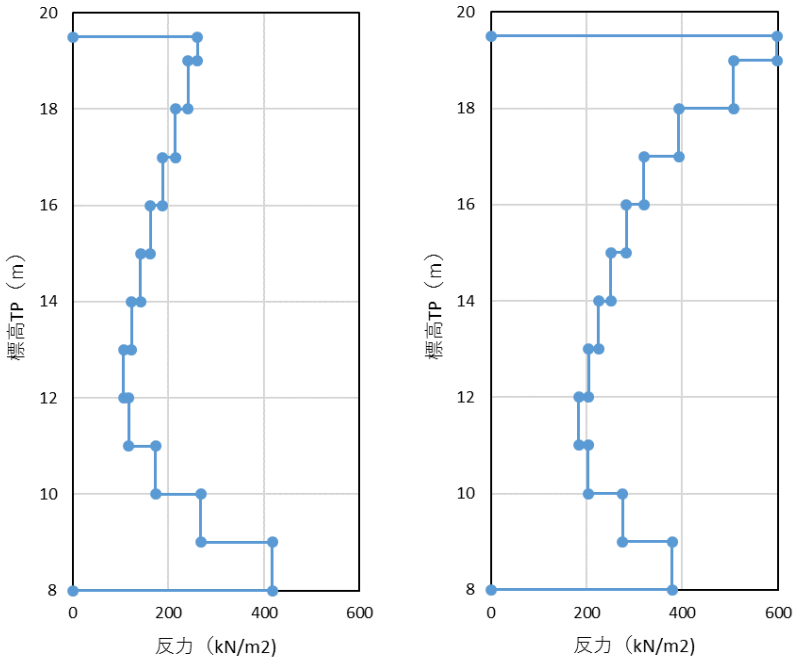
ここで，水平方向相対変位は各ユニット間の水平変位の差を表す。符号はユニット間が分かれる方向が正を示す。

検討の結果，縦断方向のユニット間の変形は 1.4cm であり，十分に小さい結果を得た。

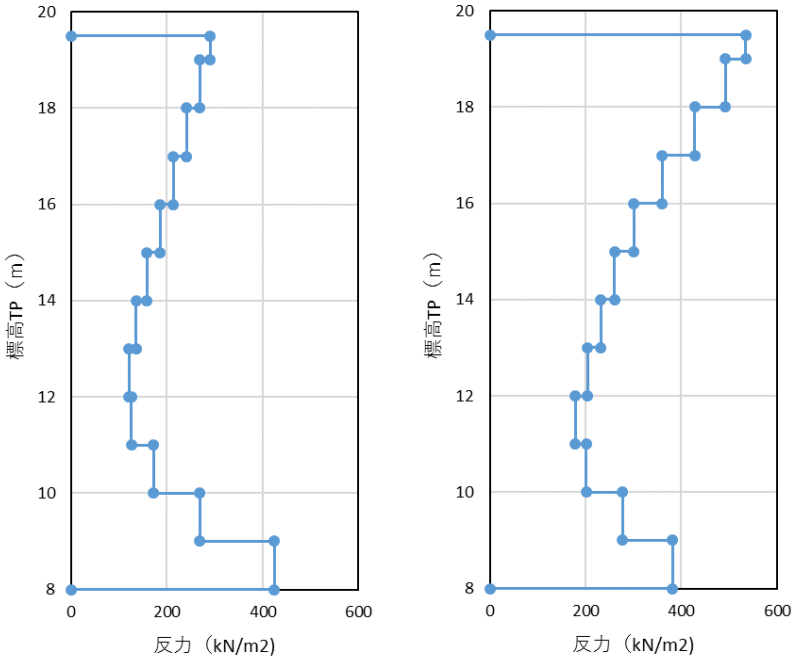
次にユニット間の衝突時の支圧応力度について，第 3-15 表に最大値，第 3-26 図に最大値分布を示す。

第 3-15 表　上部工間の水平方向最大反力（最大支圧応力度）

| | 水平方向<br>最大支圧応力度<br>(kN/m$^2$) | コンクリートの<br>許容支圧応力度<br>(kN/m$^2$) | 安全率 |
|---|---|---|---|
| 縦断 | 598 | 12,000 | 20.06 |
| 縦断 1D | 535 | 12,000 | 22.42 |




第 3-26 図(1) ①縦断　杭長一定ケースバネ反力




第 3-26 図(2) ②縦断_1D 根入れ（各杭根入れ長１Ｄ ）ケースバネ反力

縦断方向の最大支圧応力度は，コンクリートの許容支圧応力度よりも十分に小さく，コンクリートが支圧破壊を生じることがないことを示した。

これまでに示した岩盤傾斜部の原地盤物性を用いた検討から得られた結果の概要を以下に示す。

①横断方向に比べて縦断方向の方が，安全率が大きいことを確認した。

②岩盤最浅部の杭体の応力については，杭長を揃えたケースよりも，岩盤へ 1D 根入れするケースの方が，杭体の安全率が大きくなることを確認した。杭の根入れ長が 1D の場合は，杭先端がピン結合と類似する条件となるが，杭長を長く揃えた場合は固定条件に近づくこととなり，岩盤直上の曲げモーメントが大きくなるためと考えられる。

③岩盤最深部の杭については，改良土と Ag2 層との境目付近で曲げモーメントが最大となる。

④横断方向については，ケースによって異なるものの，As 層を挟んで Ag1 層及び Ag2 層との境界部に最大曲げ軸応力が発生する。

⑤残留変位は，横断方向に 4cm 程度生じ，鉛直方向は 1cm 程度生じる。

⑥全てのケースにおいて過剰間隙水圧比が 95%を超える個所は無い（液状化は生じていない）。

⑦地盤高さの嵩上げ部における残留沈下量は 5cm 弱である。

①から⑦の結果より，岩盤傾斜部においても，基準地震動Ｓｓに対して，杭の曲げ，せん断及び支持力の照査値は許容限界値以下であり，十分な構造強度を有していることを確認した。

（６）地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析結果（岩盤傾斜部，豊浦標準砂を仮定））

１）評価結果

有効応力解析により，岩盤傾斜部における岩盤への根入れ深さ及び地層条件の違いによる評価について，豊浦標準砂を仮定した物性値を用いて実施した。

杭の応力度照査結果及び基礎地盤の支持力度照査結果を第 3-16 表，残留変位量を第 3-17 表に示す。第 3-27 図に断面力分布図を，第 3-28 図に過剰間隙水圧比分布図，第 3-29 図に最大せん断ひずみ分布図を示す。

第 3-16 表(1)　評価結果（曲げ・軸力に対する照査）

| | 発生応力度<br>σ（N／mm²）<br>(M／Z＋N／A) | 許容応力度<br>σsa(N／mm²)<br>(SM570) | 安全率<br>σsa／σ | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| ①縦断（最浅部：<br>杭先端 T.P.-31.36m) | 348.48 | 382.5 | 1.097 | OK |
| ①縦断（最深部：<br>杭先端 T.P.-31.36m) | 234.37 | 382.5 | 1.632 | OK |
| ②縦断_1D 根入れ（最浅部：杭先端 T.P.-22.24m) | 285.66 | 382.5 | 1.339 | OK |
| ②縦断_1D 根入れ（最深部：杭先端 T.P.-31.36m) | 249.66 | 382.5 | 1.532 | OK |
| ③横断_Km 最浅部<br>（杭先端 T.P.-31.36m) | 353.80 | 382.5 | 1.081 | OK |
| ④横断_Km 最深部<br>（杭先端 T.P.-31.36m) | 279.96 | 382.5 | 1.366 | OK |
| ⑤横断_Km 最浅部_1D<br>（杭先端 T.P.-22.24m) | 250.36 | 382.5 | 1.527 | OK |

二方向の照査については，水平 x 方向，水平 y 方向，鉛直 z 方向の断面力に対して 1.0：0.4：0.4 とする。以下に照査結果を示す。

・ ケース①とケース③の水平二方向照査

$\sqrt{\{(1\times61011/182)^2+(0.4\times60401/182)^2\}}+0.4\times6809/301.3$

＝ 369.6N/mm2

SF=382.5/369.6＝1.03

・ ケース②とケース⑤の水平二方向照査

$\sqrt{\{(1\times48420/182)^2+(0.4\times41589/182)^2\}}+0.4\times6074/301.3$

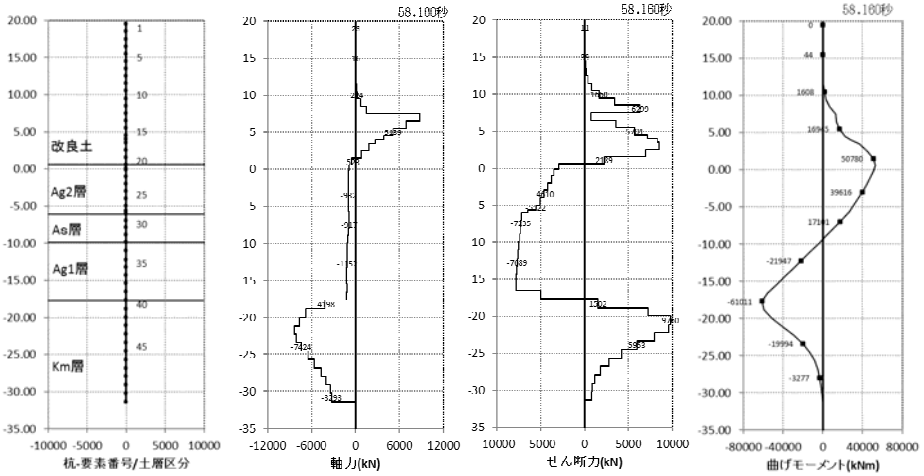
＝ 289.4N/mm2

SF=382.5/289.4＝1.32（1Dケース）

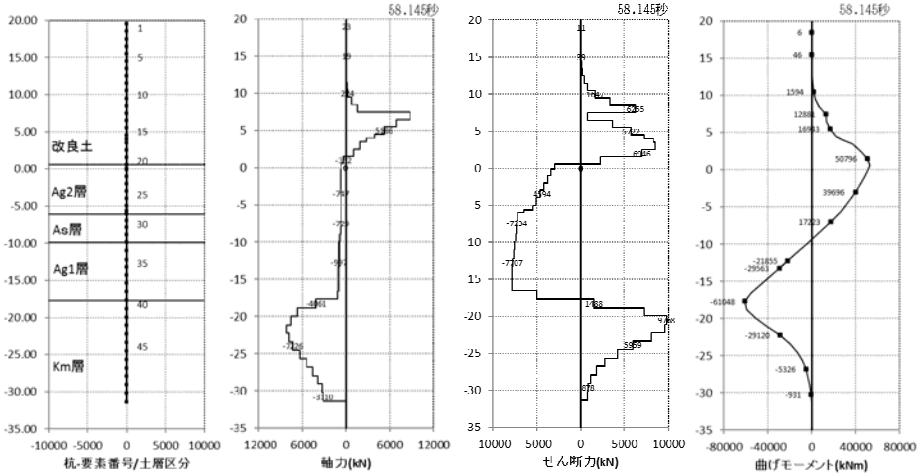
以上から両者とも二方向照査を行っても杭体は安全率を満足するが，1Dケースの方が安全率は大きくなる。

第 3-16 表(2) 評価結果（せん断に対する照査）

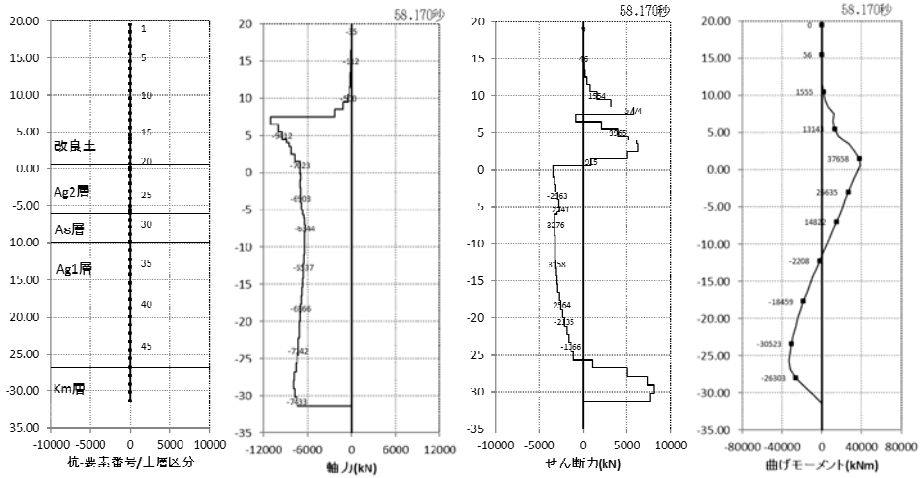
| | 発生応力度 τ（N／mm²） | 許容応力度 τsa(N／mm²)(SM570) | 安全率 τsa／τ | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| ① 縦断（最浅部：杭先端 T.P.-31.36m） | 32.42 | 217.5 | 6.708 | OK |
| ① 縦断（最深部：杭先端 T.P.-31.36m） | 29.02 | 217.5 | 7.494 | OK |
| ②縦断_1D 根入れ（最浅部：杭先端 T.P.-22.24m） | 48.33 | 217.5 | 4.500 | OK |
| ②縦断_1D 根入れ（最深部：杭先端 T.P.-31.36m） | 27.28 | 217.5 | 7.972 | OK |
| ③横断_Km 最浅部（杭先端 T.P.-31.36m） | 29.59 | 217.5 | 7.350 | OK |
| ④横断_Km 最深部（杭先端 T.P.-31.36m） | 33.55 | 217.5 | 6.482 | OK |
| ⑤横断_Km 最浅部_1D（杭先端 T.P.-22.24m） | 33.17 | 217.5 | 6.557 | OK |



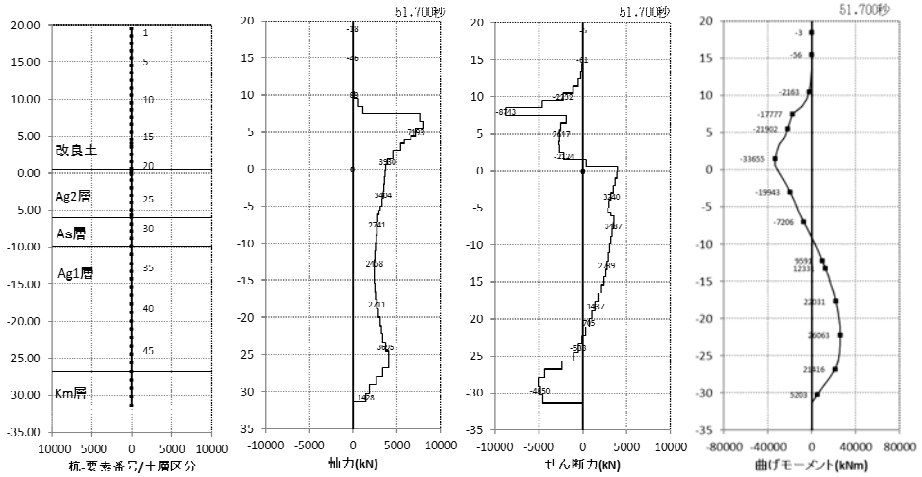

① 縦断(最浅部:杭先端 T.P.-31.36m )曲げ軸力照査時刻時




① 縦断(最浅部:杭先端 T.P.-31.36m )せん断照査時刻時

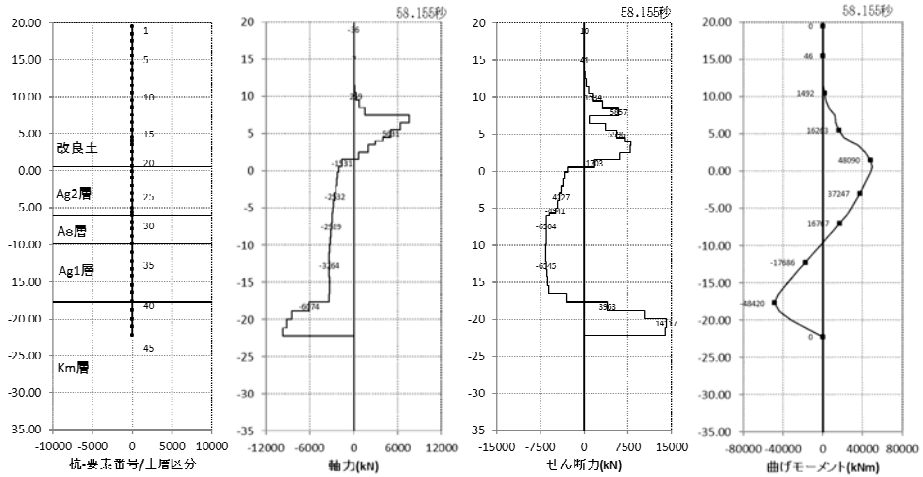



① 縦断(最深部:杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時

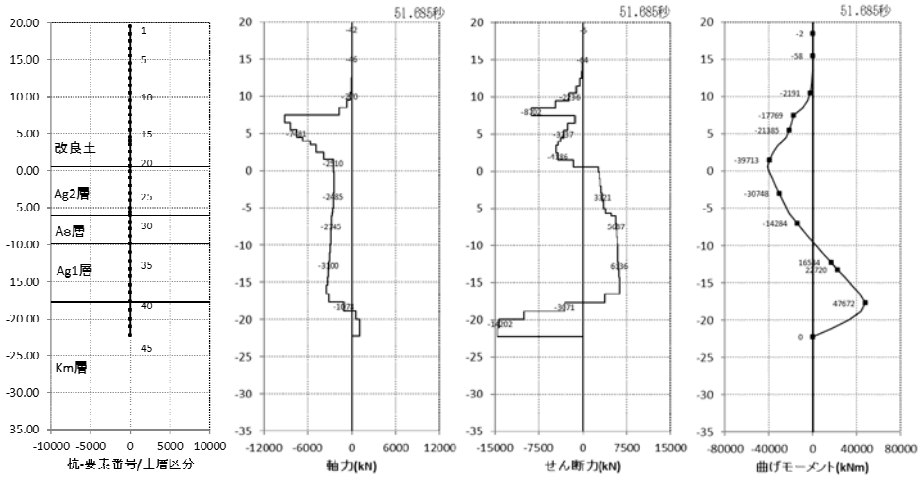



① 縦断(最深部:杭先端 T.P.-31.36m )せん断照査時刻時

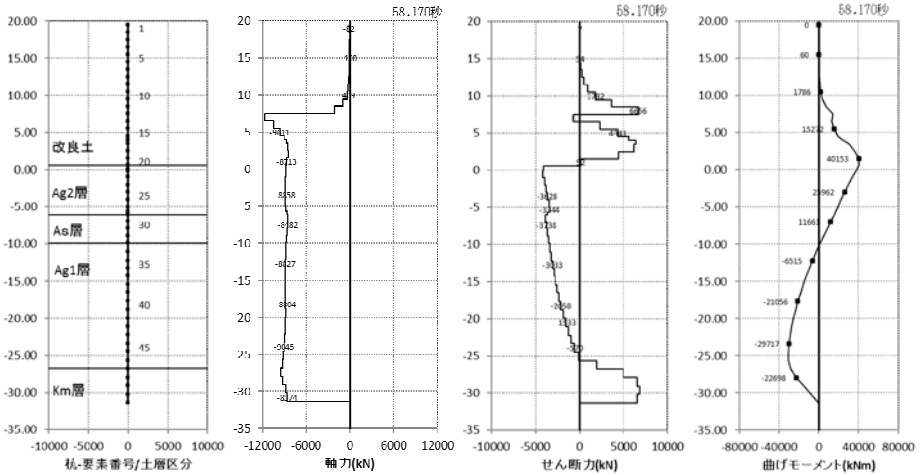
第 3-27 図(1) 断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



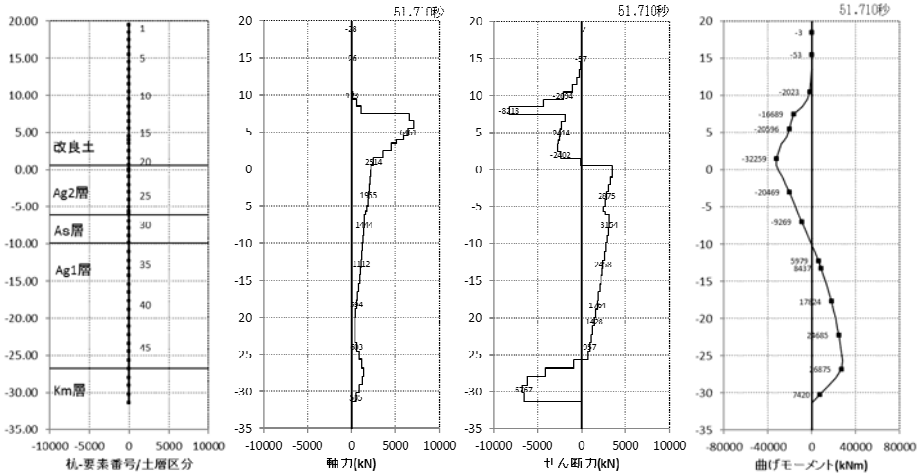

②縦断 1D ケース(最浅部:杭先端 T.P.-22.24m)曲げ軸力照査時刻時




②縦断 1D ケース(最浅部:杭先端 T.P.-22.24m)せん断照査時刻時

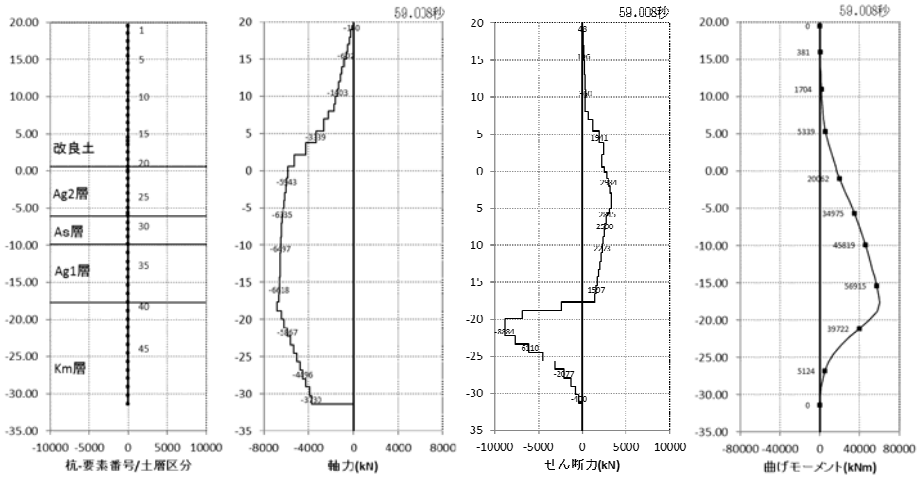



②縦断 1D ケース(最深部:杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時

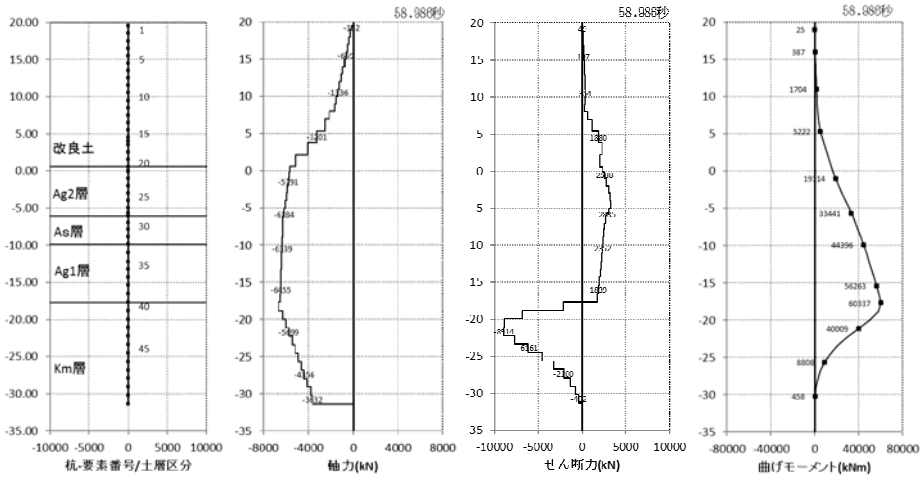



②縦断 1D ケース(最深部:杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時

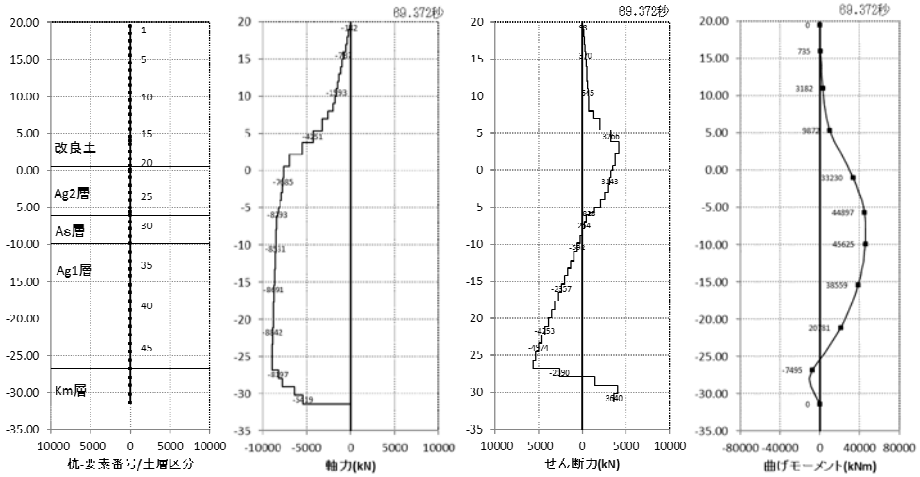
第 3-27 図(2)　断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



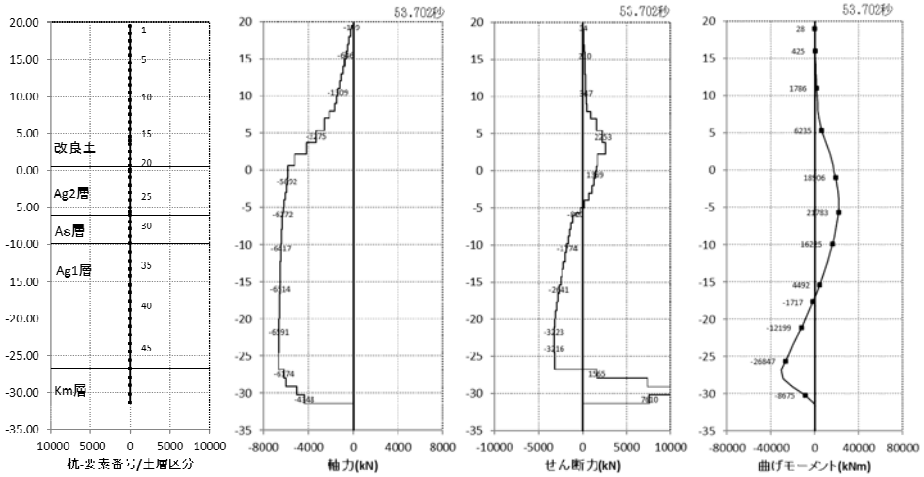

③横断 Km 層最浅部(杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時




③横断 Km 層最浅部(杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時

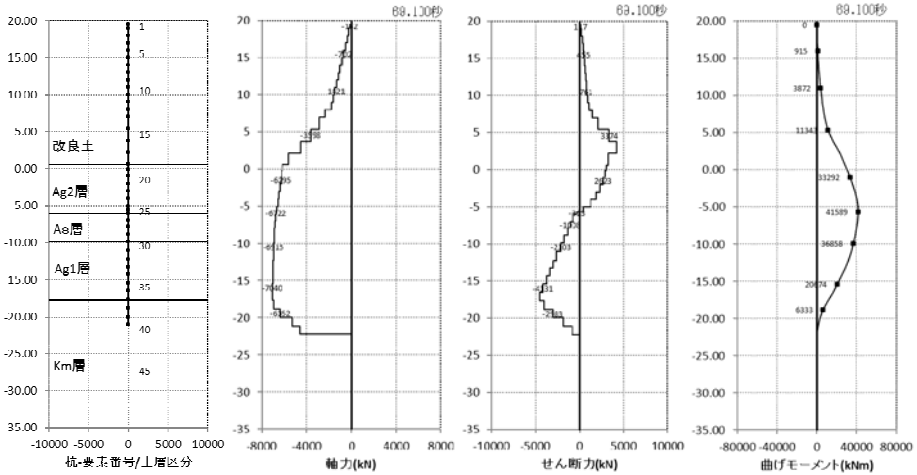



④横断 Km 層最深部(杭先端 T.P.-31.36m)曲げ軸力照査時刻時

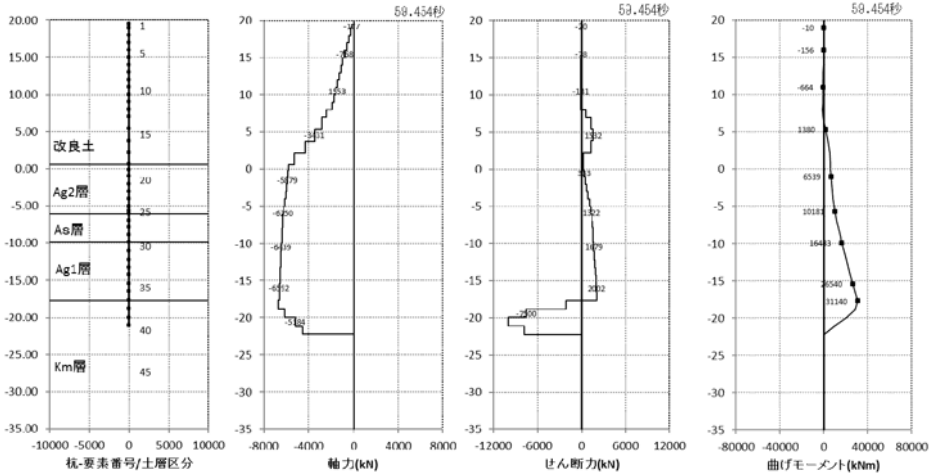



④横断 Km 層最深部(杭先端 T.P.-31.36m)せん断照査時刻時

第 3-27 図(3)　断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）




⑤横断 Km 層最浅部 1D(杭先端 T.P.-22.24m)曲げ軸力照査時刻時




⑤横断 Km 層最浅部 1D(杭先端 T.P.-22.24m)せん断照査時刻時

第 3-27 図(4)　断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）

第 3-16 表(3)　評価結果（支持力照査）

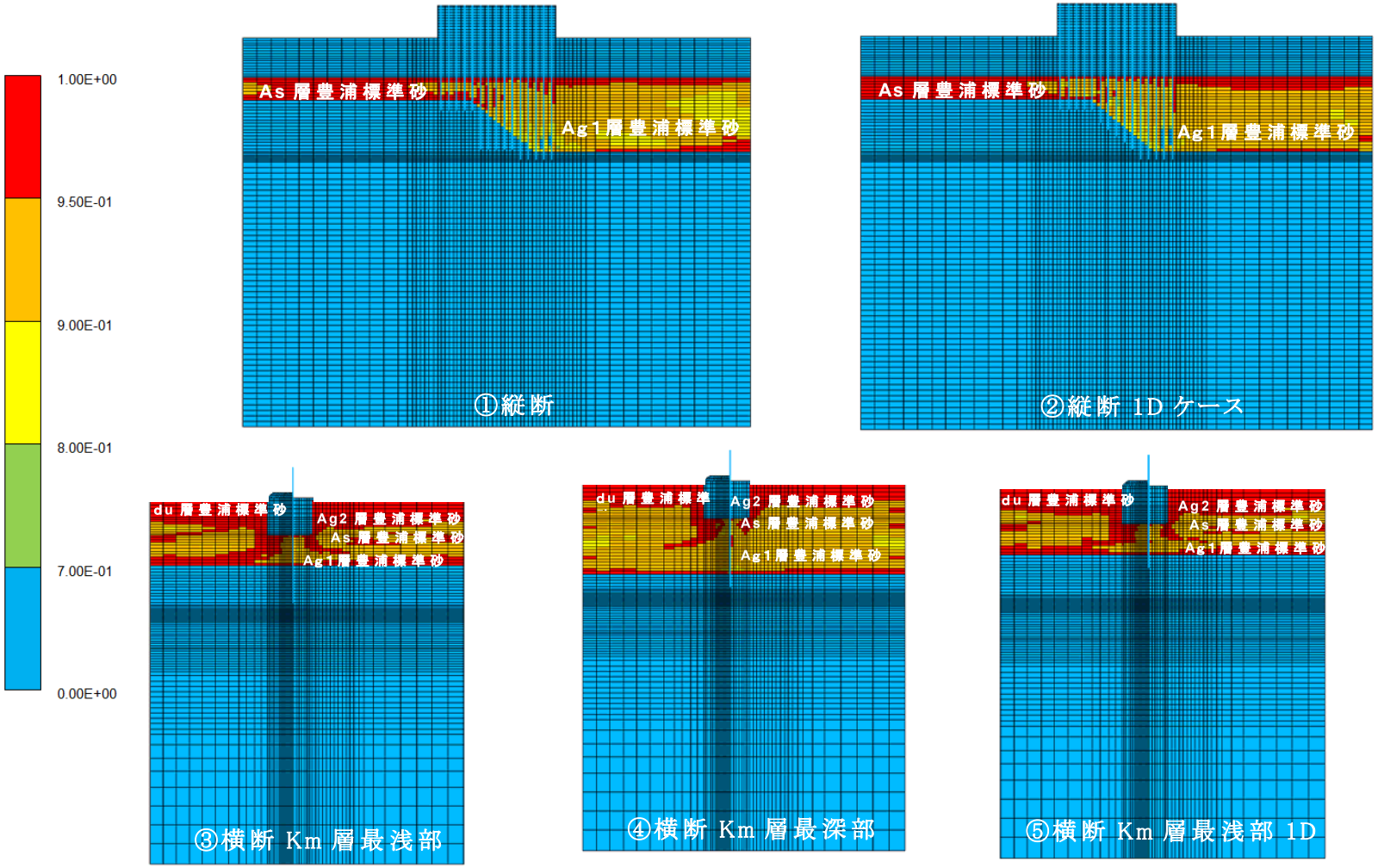
| | 発生応力度<br>σy(kN／m²) | 極限支持力度<br>qd(kN／m²)<br>(SM570) | 安全率<br>qd／σy | 判定<br>(＞1.2) |
|---|---|---|---|---|
| ①縦断（最浅部：<br>杭先端 T.P.-31.36m) | 368.3 | 5,673.0 | 15.4 | OK |
| ①縦断（最深部：<br>杭先端 T.P.-31.36m) | 394.9 | 5,673.0 | 14.3 | OK |
| ②縦断_1D根入れ（最浅部：杭先端 T.P.-22.24m) | 419.9 | 5,484.0 | 13.0 | OK |
| ②縦断_1D根入れ（最深部：杭先端 T.P.-31.36m) | 372.5 | 5,673.0 | 15.2 | OK |
| ③横断_Km最浅部<br>（杭先端 T.P.-31.36m) | 515.9 | 5,673.0 | 10.9 | OK |
| ④横断_Km最深部<br>（杭先端 T.P.-31.36m) | 605.7 | 5,673.0 | 9.3 | OK |
| ⑤横断_Km最浅部_1D<br>（杭先端 T.P.-22.24m) | 536.2 | 5,484.0 | 10.2 | OK |

第 3-16 表(4)　評価結果（座屈耐力に対する照査）

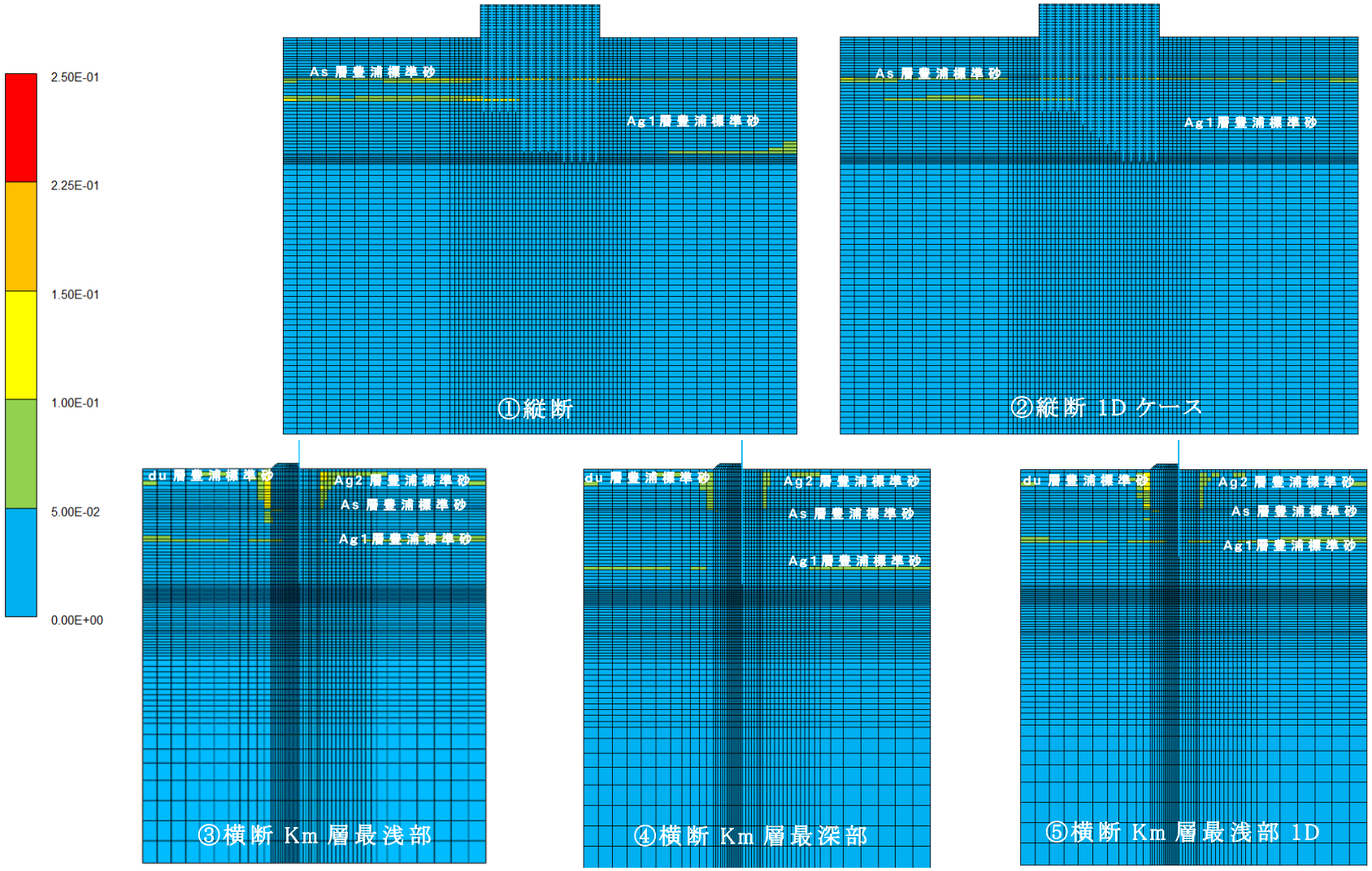
| | 発生軸力<br>N(kN) | 座屈耐力<br>Nu(kN)<br>(SM570) | 安全率<br>Nu／N | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| ①縦断（最浅部：<br>杭先端 T.P.-31.36m) | 10,740 | 119,036 | 11.08 | OK |
| ①縦断（最深部：<br>杭先端 T.P.-31.36m) | 12,540 | 119,036 | 9.49 | OK |
| ②縦断_1D根入れ（最浅部：杭先端 T.P.-22.24m) | 12,530 | 119,036 | 9.50 | OK |
| ②縦断_1D根入れ（最深部：杭先端 T.P.-31.36m) | 14,160 | 119,036 | 8.40 | OK |
| ③横断_Km最浅部<br>（杭先端 T.P.-31.36m) | 9,602 | 119,036 | 12.39 | OK |
| ④横断_Km最深部<br>（杭先端 T.P.-31.36m) | 10,200 | 119,036 | 11.67 | OK |
| ⑤横断_Km最浅部_1D<br>（杭先端 T.P.-22.24m) | 9,873 | 119,036 | 12.05 | OK |

第 3-17 表　残留変位量

| | | 水平変位<br>（m） | 鉛直変位<br>（m） |
|---|---|---|---|
| ①縦断（最浅部：<br>杭先端 T.P.-31.36m） | 上部工天端～<br>上部工下端の<br>相対変位量 | －0.0014 | －0.0049 |
| ①縦断（最深部：<br>杭先端 T.P.-31.36m） | | －0.0014 | －0.0036 |
| ②縦断_1D 根入れ（最浅部：<br>杭先端 T.P.-22.24m） | | -0.0014 | -0.0063 |
| ②縦断_1D 根入れ（最深部：<br>杭先端 T.P.-31.36m） | | -0.0013 | -0.0049 |
| ③横断_Km 最浅部<br>（杭先端 T.P.-31.36m） | | －0.0555 | －0.0110 |
| ④横断_Km 最深部<br>（杭先端 T.P.-31.36m） | | －0.0772 | －0.0166 |
| ⑤横断_Km 最浅部_1D<br>（杭先端 T.P.-22.24m） | | －0.0737 | －0.0164 |




第 3-28 図　過剰間隙水圧比分布図




第 3-29 図　最大せん断ひずみ分布図

横断方向の解析から算出された，地盤高さの嵩上げ部中央位置における沈下量（残留変位）を第 3-18 表に示す。

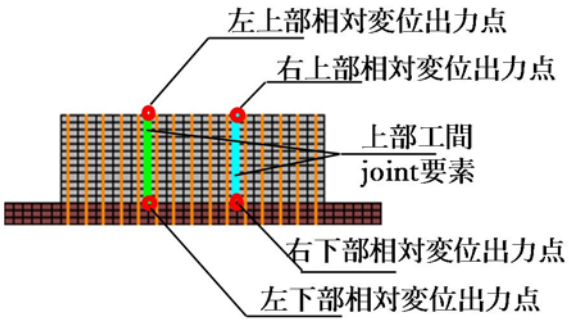
第 3-18 表　地盤高さ嵩上げ部沈下量

| | 変位 | 地盤高さの嵩上げ部上面中央(m) |
|---|---|---|
| ③横断 Km 層最浅部 | 水平変位 | -0.0939 |
| | 鉛直変位 | -0.0331 |
| ④横断 Km 層最深部 | 水平変位 | -0.1724 |
| | 鉛直変位 | -0.0444 |
| ⑤横断 Km 層最浅部 1D | 水平変位 | -0.1421 |
| | 鉛直変位 | -0.0435 |

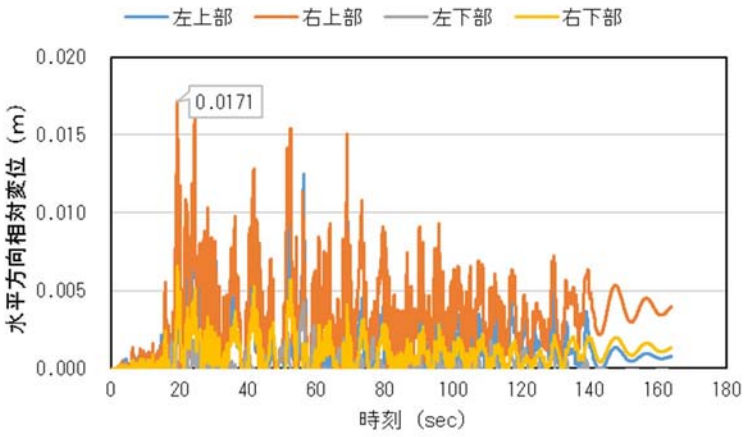
岩盤傾斜部における地盤高さの嵩上げ部の地震時沈下量は，豊浦標

準砂を仮定したケースでも 4cm 強程度であることを確認した。（余盛 1m を十分下回ることを確認した）

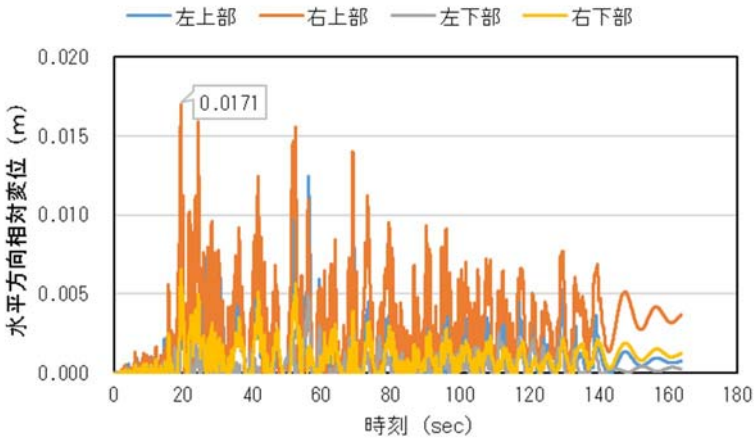
次に，縦断方向のユニット間の相対変位について，出力概要図を第 3-30 図，時刻歴相対変位を第 3-31 図，最大相対変位を第 3-19 表に示す。



第 3-30 図　出力概要図




第 3-31 図(1) ①縦断（T.P.-31.36m）杭長一定ケース相対変位




第 3-31 図(2)　②縦断_1D 根入れケース相対変位

第 3-19 表　ユニット間最大相対変位

| | 最大相対変位(m) |
|---|---|
| ①縦断_杭長一定ケース | 0.0171 |
| ②縦断_1D 根入れケース | 0.0171 |

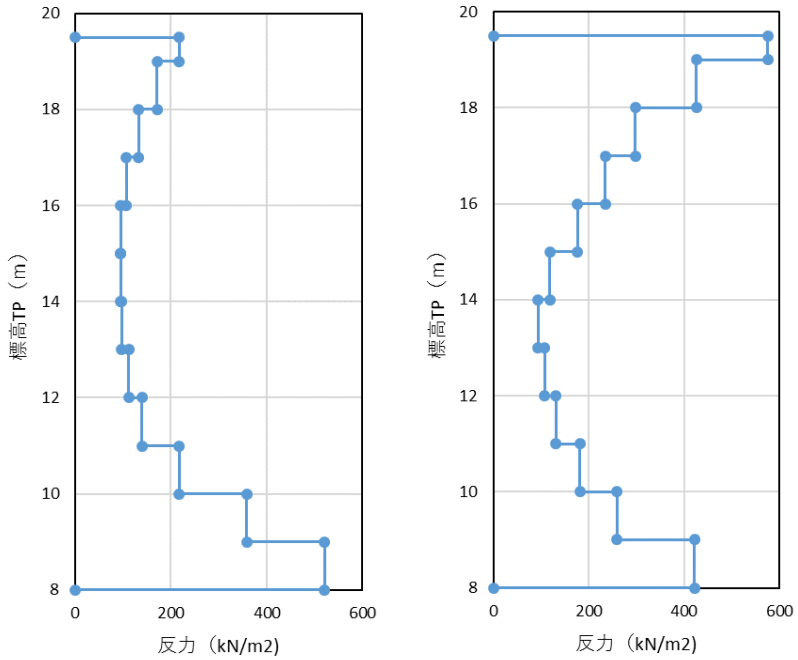
ここで，水平方向相対変位は各ユニット間の水平変位の差を表す。符号はユニット間が分かれる方向が正を示す。

縦断方向の１ユニット間の変形量は，豊浦標準砂を仮定したケースであっても 1.7cm 程度であることを確認した。

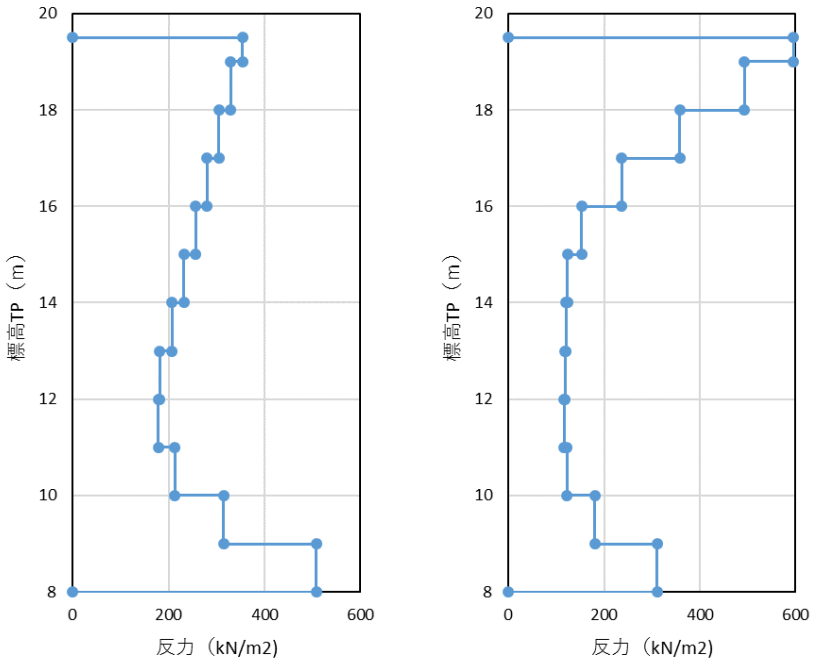
次にユニット間の衝突時の支圧応力度について，第 3-20 表に最大値，第 3-32 図に最大値分布を示す。

第 3-20 表　上部工間の水平方向最大反力（最大支圧応力度）

| | 水平方向<br>最大支圧応力度<br>(kN/m$^2$) | コンクリートの<br>許容支圧応力度<br>(kN/m$^2$) | 安全率 |
|---|---|---|---|
| 縦断 | 576.05 | 12,000 | 20.83 |
| 縦断 1D | 596.20 | 12,000 | 20.12 |




第 3-32 図(1) ①縦断（T.P.-31.36m）杭長一定ケースバネ反力




左側　　右側

第 3-32 図(2) ②縦断_1D 根入れ（各杭根入れ長１Ｄ ）ケースバネ反力

縦断方向の最大支圧応力度は，コンクリートの許容支圧応力度よりも十分に小さく，コンクリートが支圧破壊を生じることがないことを示した。

以上の評価結果から豊浦標準砂を仮定したケースにおいても，基準地震動Ｓｓに対して，杭の曲げ，せん断及び基礎地盤の支持力の照査値は許容限界値以下であり，十分な構造強度を有している見通しを得た。以下に結果の概要について記す。

①岩盤最浅部の杭体の応力は，横断方向，縦断方向共に安全率が最小となったが，豊浦標準砂を仮定したケースでも許容限界値以下であることを確認した。

②残留変位量については，縦断方向の水平変位が最大 0.14cm 程度，横断方向の水平変位が最大 7.7cm 程度生じ，横断方向の鉛直方向は最大 1.7cm 程度であることを確認した。

③全てのケースにおいて過剰間隙水圧比は 95%を超える個所が存在するが，地盤高さの嵩上げ部における残留沈下量は 4cm 強程度であり，余盛１ｍに対して十分小さいことを確認した。

④１ユニット間の衝突が生じても，支圧強度に対して 20 倍以上の安全率を有していることを確認した。

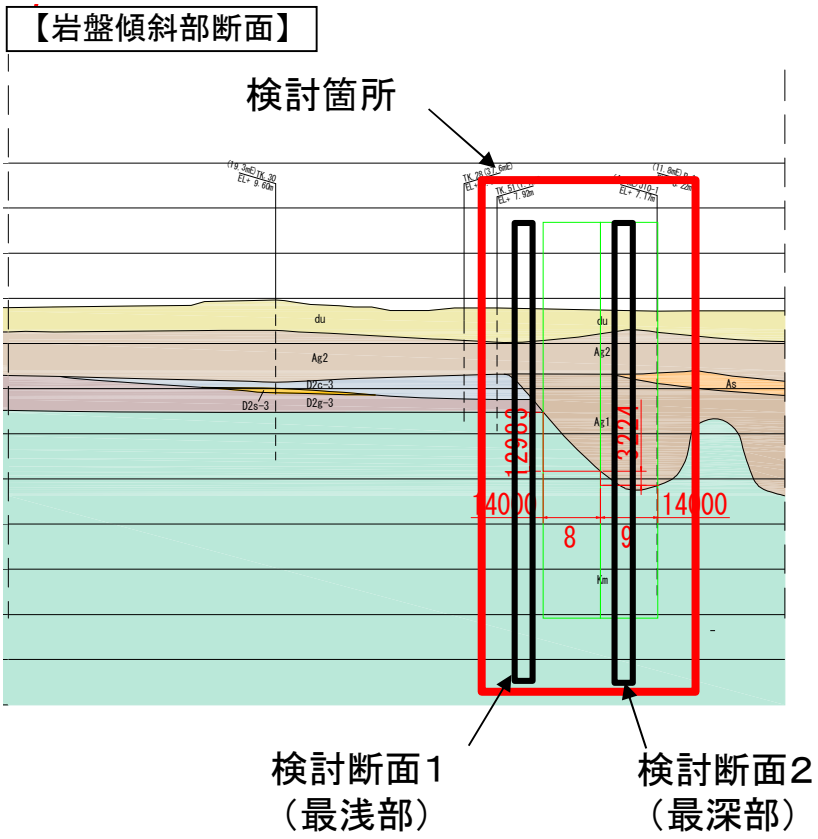
⑤基準地震動 Ss の水平二方向照査においても，１Ｄケースにおいて十分な安全率を有していることを確認した。

①から⑤の結果より，岩盤傾斜部の豊浦標準砂を仮定したモデルにおいても，基準地震動Ｓｓに対して，杭の曲げ，せん断及び支持力の照査値は許容限界値以下であり，十分な構造強度を有していることを確認した。

（７）岩盤傾斜部における地震動の増幅特性及び振動特性による挙動

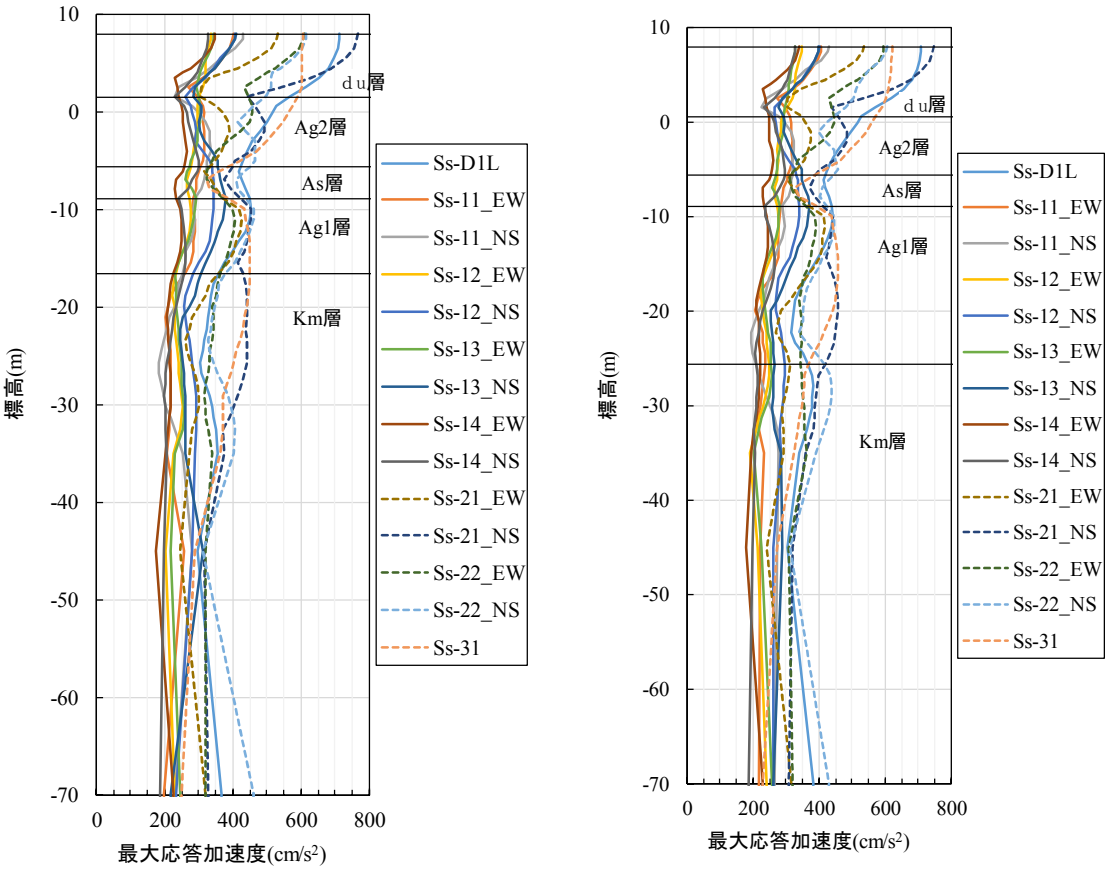
１）地震動の増幅特性について（一次元地震応答解析）

海水ポンプ室南側の岩盤傾斜部において，岩盤深度の違いに対する地震動の増幅特性を検証するため，該当箇所で一次元地震応答解析（SHAKE）を実施した。検討箇所は岩盤傾斜部の岩盤深度に着目し，最浅部と最深部を対象とした。Ｋｍ層から地表面までの最大加速度分布と地表面の応答加速度について比較する。対象とする地震動は，東海第二発電所におけるＳｓ地震動すべてとする。検討断面位置を第 3-33 図に示す。




第 3-33 図　検討断面位置

検討結果を第 3-34 図に示す。検討断面１及び検討断面２を比較すると，両者で同様な最大応答加速度分布となった。加速度の増幅は地表面付近のｄｕ層とＡｇ２層で顕著となり，それ以外の地層では増幅が生じない。両地点のｄｕ層とＡｇ２層はほぼ成層となっていることから，大きな相違が生じないと判断される。




a）検討断面１最浅部　　b）検討断面２最深部

第 3-34 図　最大加速度分布の比較

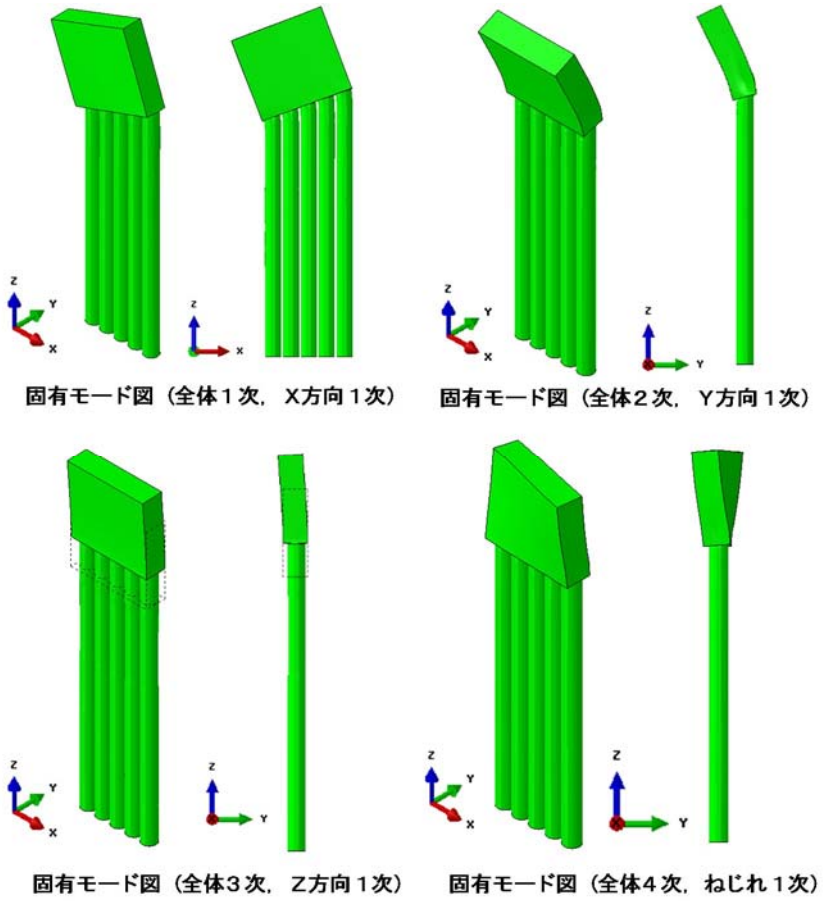
① 固有値解析

a．ケース１（杭長を同一としたケース）

杭長を同一としたモデルを用いて固有値解析を実施した。検討結果として，固有モード図を第 3-35 図に，固有値解析結果を第 3-21

表に示し，それぞれの検討断面における地表面の応答加速度と振動数の関係を第 3-36 図と第 3-37 図に示す。

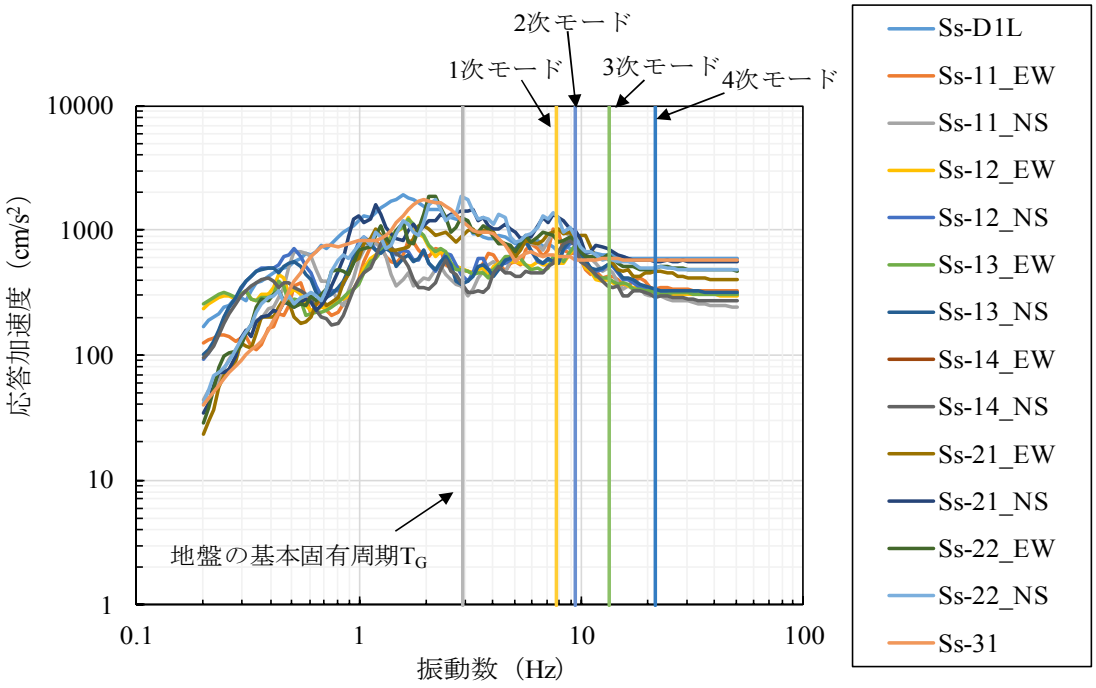
ねじり方向への最も低次のモードは４次モードとなり，固有振動数は 21.45Hz となった。刺激係数や有効質量比は極めて小さく，ねじれ卓越モードにはならないことを確認した。また，一次元地震応答解析による地表面の応答加速度と固有値解析結果を比較した結果，ねじれのモードが発生する振動数と地表面の最大応答加速度は一致せず，共振倍率が極めて小さいことを確認した。なお，防潮壁の強軸，弱軸方向とも卓越振動数と応答加速度の最大振動数とは一致しない結果となり，共振による影響はないものと判断される。



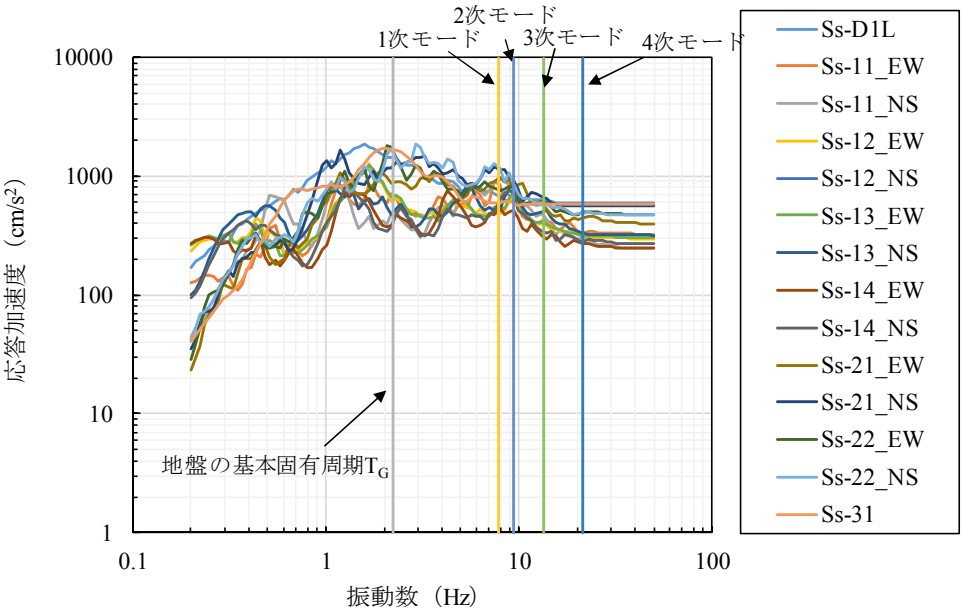

第 3-35 図　ケース１固有モード図

## 第 3-21 表　ケース 1 固有値解析結果

| 次数 | 固有振動数 f(Hz) | X方向 刺激係数 | X方向 モーダル有効質量 (tf) | X方向 モーダル有効質量 比率 | Y方向 刺激係数 | Y方向 モーダル有効質量 (tf) | Y方向 モーダル有効質量 比率 | Z方向 刺激係数 | Z方向 モーダル有効質量 (tf) | Z方向 モーダル有効質量 比率 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 7.81 | -24.189 | 585.1 | 41.0% | 0.002 | 0.0 | 0.0% | 0.035 | 0.0 | 0.0% | X方向1次 |
| 2 | 9.46 | -0.004 | 0.0 | 0.0% | -24.470 | 598.8 | 42.0% | -2.439 | 5.9 | 0.4% | Y方向1次 |
| 3 | 13.42 | 0.025 | 0.0 | 0.0% | -1.672 | 2.8 | 0.2% | 35.557 | 1264.3 | 88.7% | Z方向1次 |
| 4 | 21.45 | -0.872 | 0.8 | 0.1% | 0.000 | 0.0 | 0.0% | -0.001 | 0.0 | 0.0% | ねじれ1次 |
| 5 | 29.63 | 0.000 | 0.0 | 0.0% | 0.102 | 0.0 | 0.0% | -0.007 | 0.0 | 0.0% | |
| 6 | 29.65 | -0.141 | 0.0 | 0.0% | 0.000 | 0.0 | 0.0% | 0.000 | 0.0 | 0.0% | |
| 7 | 29.76 | -0.029 | 0.0 | 0.0% | 0.000 | 0.0 | 0.0% | 0.000 | 0.0 | 0.0% | |
| 8 | 29.77 | 0.000 | 0.0 | 0.0% | -0.026 | 0.0 | 0.0% | 0.000 | 0.0 | 0.0% | |
| 9 | 29.78 | -0.093 | 0.0 | 0.0% | 0.000 | 0.0 | 0.0% | 0.000 | 0.0 | 0.0% | |
| 10 | 47.00 | -18.072 | 326.6 | 22.9% | 0.001 | 0.0 | 0.0% | 0.000 | 0.0 | 0.0% | |
| 11 | 51.40 | 0.002 | 0.0 | 0.0% | 5.159 | 26.6 | 1.9% | -0.278 | 0.1 | 0.0% | |
| 12 | 55.77 | -0.003 | 0.0 | 0.0% | -12.454 | 155.1 | 10.9% | 0.795 | 0.6 | 0.0% | |
| 13 | 62.36 | 0.098 | 0.0 | 0.0% | 0.078 | 0.0 | 0.0% | 0.094 | 0.0 | 0.0% | |
| 14 | 63.23 | 2.693 | 7.2 | 0.5% | -0.028 | 0.0 | 0.0% | -0.152 | 0.0 | 0.0% | |
| 15 | 63.68 | 0.713 | 0.5 | 0.0% | 0.003 | 0.0 | 0.0% | 0.013 | 0.0 | 0.0% | |
| 16 | 64.08 | -1.850 | 3.4 | 0.2% | 0.017 | 0.0 | 0.0% | 0.109 | 0.0 | 0.0% | |
| 17 | 64.15 | 0.107 | 0.0 | 0.0% | 0.011 | 0.0 | 0.0% | 0.091 | 0.0 | 0.0% | |
| 18 | 64.32 | 0.001 | 0.0 | 0.0% | -0.048 | 0.0 | 0.0% | 0.047 | 0.0 | 0.0% | |
| 19 | 64.57 | -0.487 | 0.2 | 0.0% | 0.006 | 0.0 | 0.0% | 0.043 | 0.0 | 0.0% | |
| 20 | 64.60 | -0.245 | 0.1 | 0.0% | 0.003 | 0.0 | 0.0% | 0.024 | 0.0 | 0.0% | |




第 3-36 図　検討断面 1 の地表面の応答加速度と振動数の関係

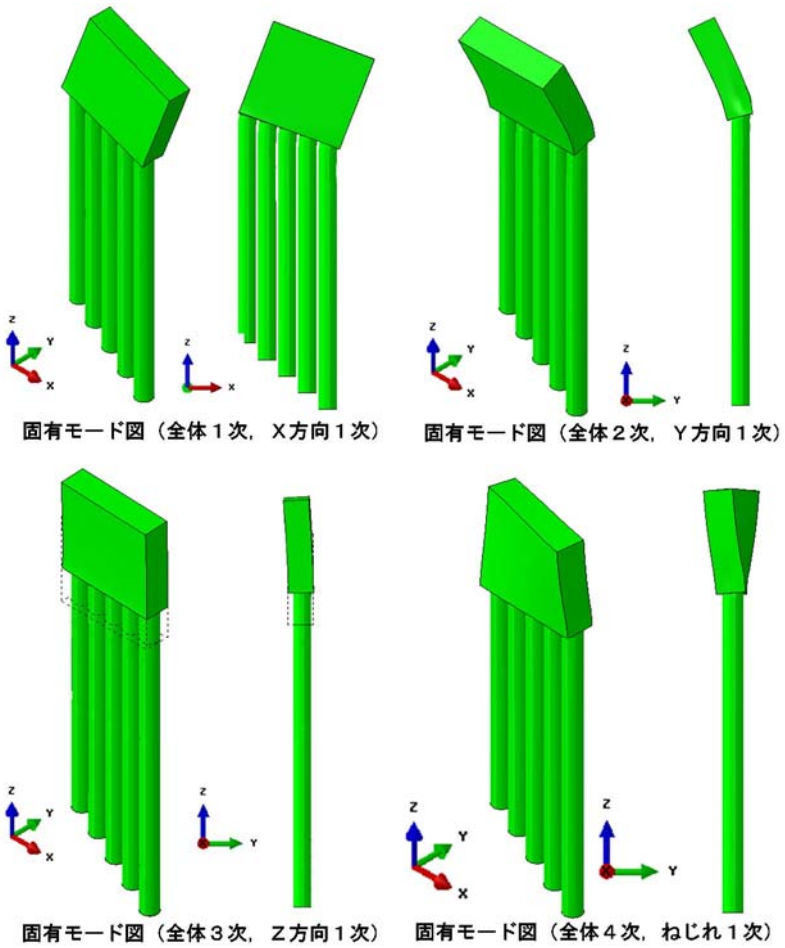



第 3-37 図　検討断面 2 の地表面の応答加速度と振動数の関係

b．ケース 2（岩盤への根入れを１Ｄとしたケース）

岩盤への根入れを１Ｄとしたモデルを用いて固有値解析を実施した。検討結果として，固有モード図を第 3-38 図に，固有値解析結果を第 3-22 表に示し，それぞれの検討断面における地表面の応答加速度と振動数の関係を第 3-39 図と第 3-40 図に示す。

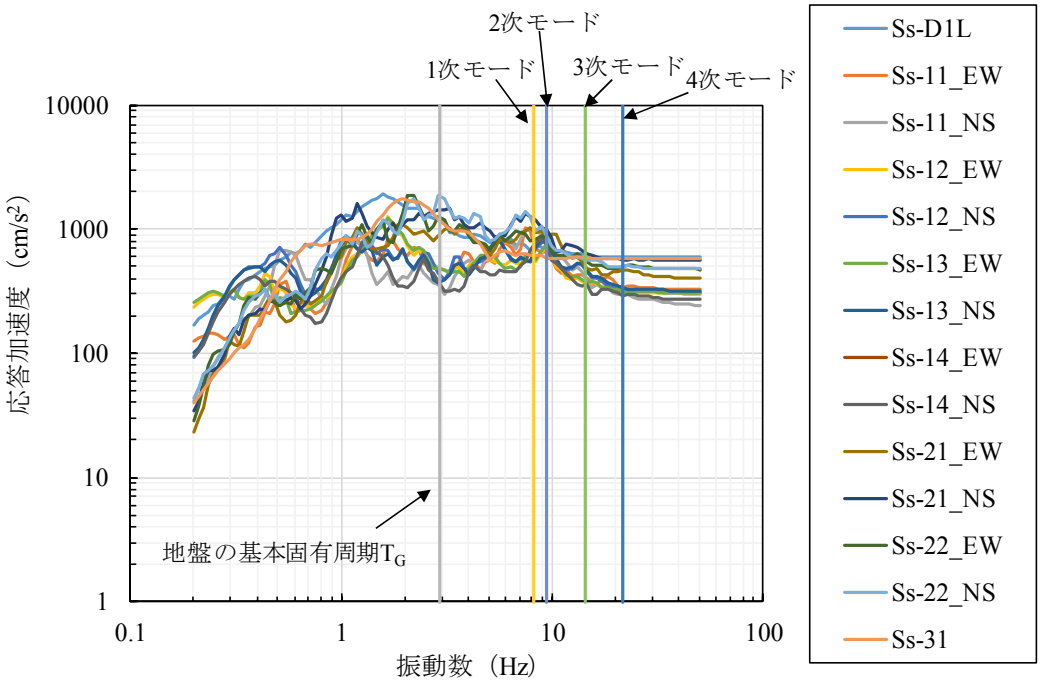
ねじり方向への最も低次のモードは４次モードとなり，固有振動数は 21.46Hz となった。刺激係数や有効質量比は極めて小さく，ねじれ卓越モードにはならないことを確認した。また，一次元地震応答解析による地表面の応答加速度と固有値解析結果を比較した結果，ねじれのモードが発生する振動数と地表面の最大応答加速度は一致せず，共振倍率が極めて小さいことを確認した。なお，防潮壁の強軸，弱軸方向とも卓越振動数と応答加速度の最大振動数とは一致しない結果となり，共振による影響はないと判断される。



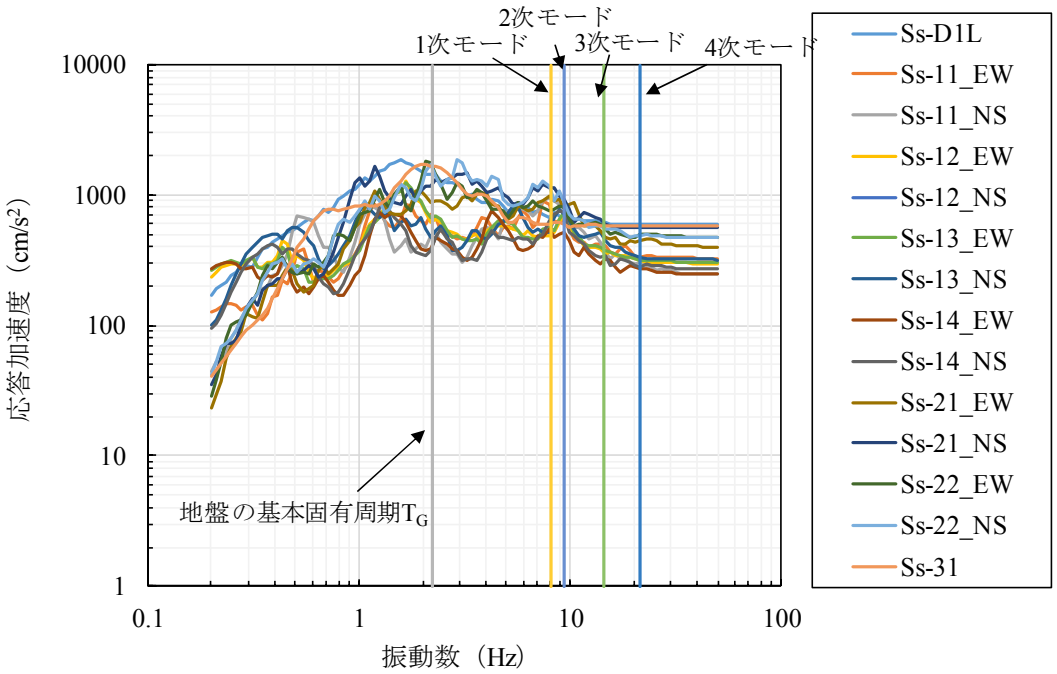

第 3-38 図　ケース 1 固有モード図

第 3-22 表　ケース 2 固有値解析結果

| 次数 | 固有振動数 f(Hz) | X方向 | | | Y方向 | | | Z方向 | | | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 刺激係数 | モーダル有効質量 (tf) | 比率 | 刺激係数 | モーダル有効質量 (tf) | 比率 | 刺激係数 | モーダル有効質量 (tf) | 比率 | |
| 1 | 8.11 | 24.221 | 586.7 | 42.8% | -0.153 | 0.0 | 0.0% | -2.400 | 5.8 | 0.4% | X方向1次 |
| 2 | 9.46 | -0.248 | 0.1 | 0.0% | -24.482 | 599.4 | 43.8% | -2.112 | 4.5 | 0.3% | Y方向1次 |
| 3 | 14.43 | 1.700 | 2.9 | 0.2% | -1.466 | 2.2 | 0.2% | 34.929 | 1220.0 | 89.1% | Z方向1次 |
| 4 | 21.46 | -0.908 | 0.8 | 0.1% | 0.002 | 0.0 | 0.0% | -0.086 | 0.0 | 0.0% | ねじれ1次 |
| 5 | 29.64 | 0.088 | 0.0 | 0.0% | 0.070 | 0.0 | 0.0% | -0.009 | 0.0 | 0.0% | |
| 6 | 31.27 | -0.080 | 0.0 | 0.0% | -0.030 | 0.0 | 0.0% | 0.003 | 0.0 | 0.0% | |
| 7 | 32.96 | -0.098 | 0.0 | 0.0% | 0.000 | 0.0 | 0.0% | 0.002 | 0.0 | 0.0% | |
| 8 | 34.84 | 0.142 | 0.0 | 0.0% | -0.041 | 0.0 | 0.0% | 0.000 | 0.0 | 0.0% | |
| 9 | 36.78 | 0.253 | 0.1 | 0.0% | -0.102 | 0.0 | 0.0% | 0.005 | 0.0 | 0.0% | |
| 10 | 47.47 | -18.095 | 327.4 | 23.9% | 0.051 | 0.0 | 0.0% | -0.273 | 0.1 | 0.0% | |
| 11 | 51.44 | -0.087 | 0.0 | 0.0% | -5.179 | 26.8 | 2.0% | 0.232 | 0.1 | 0.0% | |
| 12 | 55.79 | 0.144 | 0.0 | 0.0% | 12.476 | 155.6 | 11.4% | -0.566 | 0.3 | 0.0% | |
| 13 | 63.34 | 1.679 | 2.8 | 0.2% | -0.467 | 0.2 | 0.0% | -3.139 | 9.9 | 0.7% | |
| 14 | 64.19 | 0.495 | 0.2 | 0.0% | -0.075 | 0.0 | 0.0% | -0.280 | 0.1 | 0.0% | |
| 15 | 67.00 | -0.177 | 0.0 | 0.0% | 0.175 | 0.0 | 0.0% | 1.431 | 2.0 | 0.1% | |
| 16 | 67.83 | 1.633 | 2.7 | 0.2% | -0.412 | 0.2 | 0.0% | -3.647 | 13.3 | 1.0% | |
| 17 | 68.44 | -0.279 | 0.1 | 0.0% | 0.063 | 0.0 | 0.0% | 0.724 | 0.5 | 0.0% | |
| 18 | 71.53 | 0.065 | 0.0 | 0.0% | -0.351 | 0.1 | 0.0% | -3.898 | 15.2 | 1.1% | |
| 19 | 72.51 | 0.092 | 0.0 | 0.0% | 0.002 | 0.0 | 0.0% | 0.027 | 0.0 | 0.0% | |
| 20 | 76.59 | 0.960 | 0.9 | 0.1% | 0.314 | 0.1 | 0.0% | 4.558 | 20.8 | 1.5% | |




第 3-39 図　検討断面 1 の地表面の応答加速度と振動数の関係




第 3-40 図　検討断面 2 の地表面の応答加速度と振動数の関係

以下に岩盤傾斜部の振動特性による防潮壁の挙動の結果を要約する。

①一次元地震応答解析の結果，Ag1 層及び As 層の厚さに依存する増幅特性はなく，主に地表面付近で加速度が増幅する傾向を確認した。したがって，岩盤傾斜部の影響による地震波の増幅の影響は小さいと判断される。

②岩盤傾斜部の傾斜角が最も大きい範囲をモデル化して，固有値解析を実施した結果，杭長を同一としたケースと岩盤への根入れを 1D として１ユニットで異なる杭長としたケース共に，同様の振動特性であることを確認した。

③固有値解析の結果，ねじれのような振動モードが生じる可能性がないことを確認した。

④一次元地震応答解析による地表面の応答加速度と固有値解析結果を比較した結果，ねじれのモードが生じる可能性はないものと判断される。なお，防潮壁の横断，縦断方向への振動は地震動の卓越周期と一致せず，共振による影響はないものと判断される。

①から④の結果より，岩盤傾斜部では地震動の増幅が生じる影響は小さく，ねじれのようなモードが生じることはないことを確認した。

（８）津波時及び重畳時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元フレーム解析）

１）解析モデル

モデル化を行う条件を以下に要約する。

・ 杭体は，はり要素(線形)を用いて，地盤は杭体に付加する地盤バネで表現する。この時，地盤バネは上限値を考慮したバイリニア型とする。

・ 被覆コンクリートは剛性を考慮せず荷重のみを節点荷重とする。

・ 鋼管内は地表面より上は空洞，地表面より下は周辺地盤が詰まっているものとし，その剛性は考慮しない。

・ 杭先端の境界条件は，鉛直方向固定とする。

・ 杭間は 2.8m とする。

・ 地下水位は地表面とする。

・ 地盤定数は CU 条件とし，せん断抵抗角φは全層φ=0°とする。

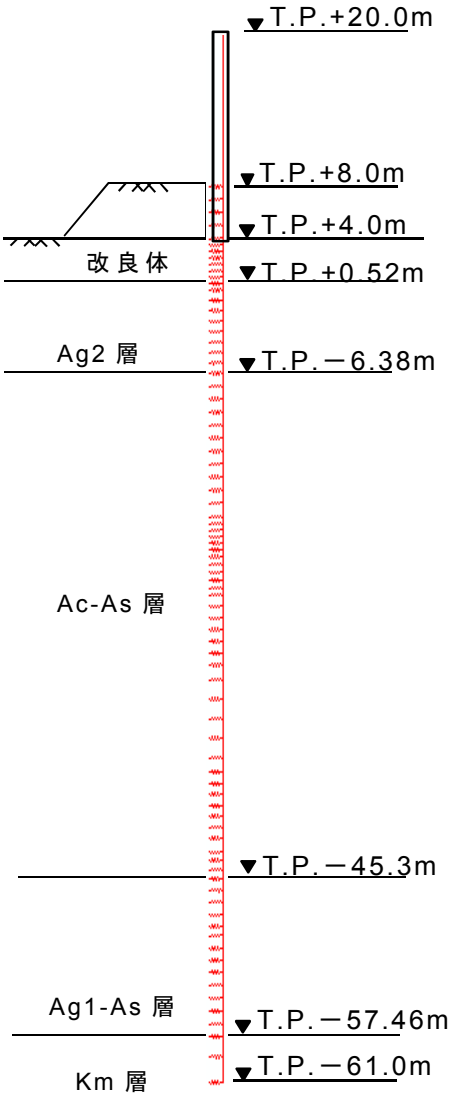
・ 現地盤面を T.P.+4.0m，躯体天端高を T.P.+20.0m とする。

・ 設計では地盤高さの嵩上げを T.P.+9.0m とし，二次元静的フレーム解析上では 1.0m の沈下を考量の上，解析モデルでの地盤高さの嵩上げを T.P.+8.0m に設定する。

鋼管杭物性値を第 3-23 表に，荷重図表を第 3-24 表に，解析モデル図を第 3-41 図に示す。

第 3-23 表　鋼管杭物性値

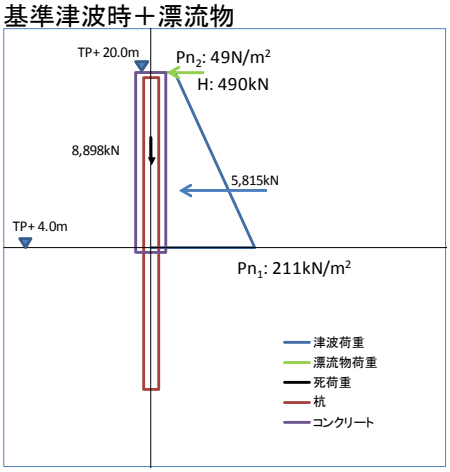
| 鋼管杭　φ2,500，鋼管厚，t=35mm，SM570，腐食代 1mm | | |
|---|---|---|
| 断面積 | A=　2.63E+5 $mm^2$ | 0.26319 $m^2$ |
| 断面係数 | Zp=　1.60E+8 $mm^3$ | 0.15995 $m^3$ |
| 断面二次モーメント | Ip=　2.00E+11 $mm^4$ | 0.19978 $m^4$ |
| ヤング係数 | E=　200,000 $N/mm^2$ | 2.00E+8 $kN/m^2$ |



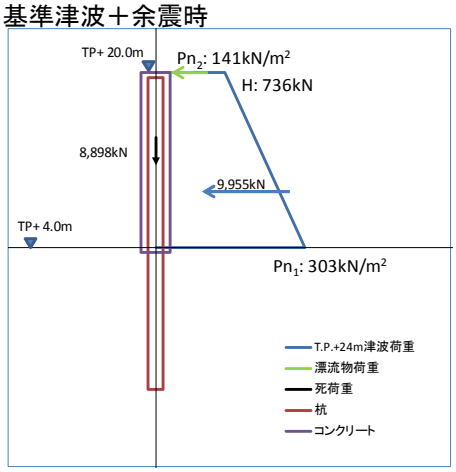

第 3-41 図　二次元静的フレーム解析モデル概念図

# 第 3-24 表　荷重図表

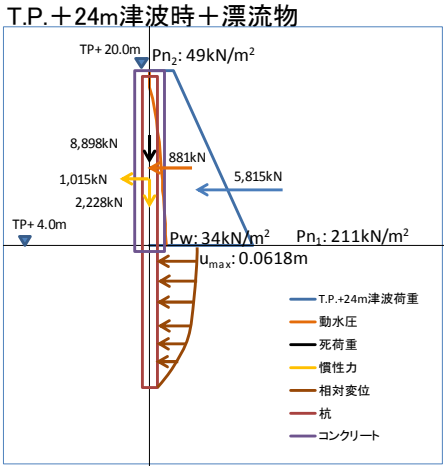
基準津波時＋漂流物



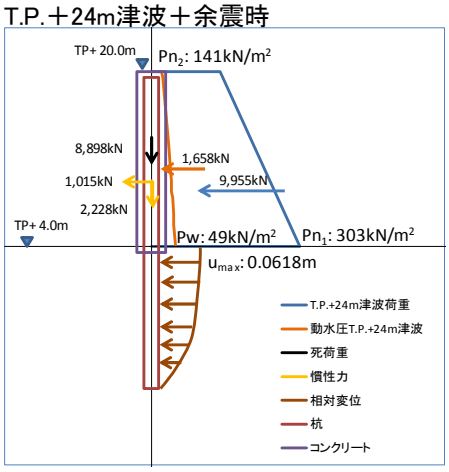

基準津波＋余震時




T.P.＋24m津波時＋漂流物




T.P.＋24m津波＋余震時



a．死荷重

・被覆コンクリート重量

被覆コンクリート天端の重量を頂部の節点に設定する。天端より下の重量は，支配長さに応じた節点重量を設定する。

第 3-25 表 被覆コンクリートの重量

| | 単位体積重量<br>(kN/m$^3$) | 面積<br>(m$^2$) | 長さ<br>(m) | 重量<br>(kN) |
|---|---|---|---|---|
| 天端 | 24.5 | 3.5×2.8 | 0.5 | 120.05 |
| 天端より下 | 24.5 | 3.5×2.8-π×2.5$^2$/4 | 16.0 | 1,917.44 |

・鋼管杭重量

鋼管杭重量は節点の支配長さに応じた節点重量を設定する。

第 3-26 表 鋼管杭の重量

| 単位体積重量<br>(kN/m$^3$) | 長さ<br>(m) | 重量<br>(kN) |
|---|---|---|
| 77 | 80.5 | 1,631.74 |

・杭体内の土の重量

杭体内の土の重量はT.P.＋4.0mより以深を考慮するものとし，節点の支配長さに応じた重量を設定する。

第 3-27 表 杭体内の土の重量（1m 当り）

| | | |
|---|---|---|
| du 層 | (2.5-0.035×2)$^2$×π/4×17.85 = | 82.78kN/m |
| Ag2 層 | (2.5-0.035×2)$^2$×π/4×19.71= | 91.41kN/m |
| Ac 層 | (2.5-0.035×2)$^2$×π/4×16.18= | 75.04kN/m |
| As 層 | (2.5-0.035×2)$^2$×π/4×17.06= | 79.12kN/m |
| Ag1 層 | (2.5-0.035×2)$^2$×π/4×19.71= | 90.66kN/m |
| Km 層 | (2.5-0.035×2)$^2$×π/4×16.93= | 77.87kN/m |

b．積雪

積雪は建築基準法施行令（東海村の設定値）により算出する。積雪は被覆コンクリートの水平面に作用するものとし，天端の節点の節点荷重とする。

第 3-28 表 積雪の重量

| 単位重量 (N/cm/m$^2$) | 高さ (cm) | 面積 (m$^2$) | 係数 | 重量 (kN) |
|---|---|---|---|---|
| 20.0 | 30.0 | 9.8 | 1.0 | 5.88 |

c．津波荷重

作用する津波荷重は浸水深に基づき算定式により算出する。堤外側から堤内側へ作用するものとする。第 3-42 図に計算概要を示す。

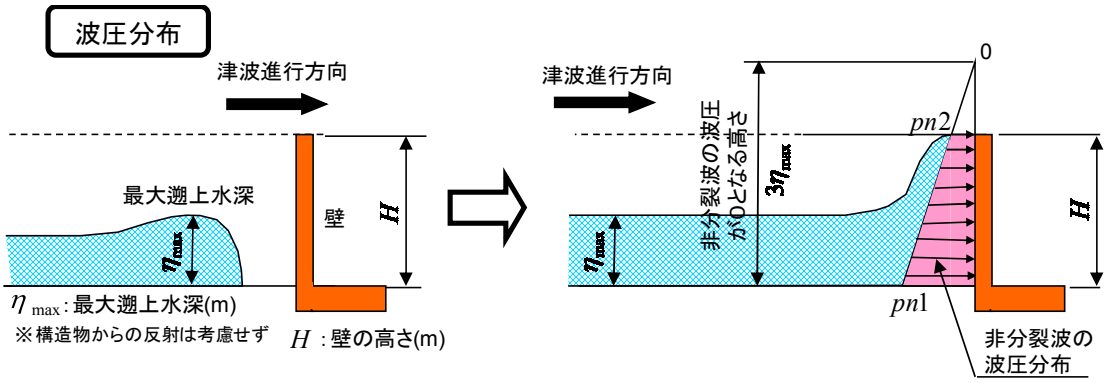
最大波圧(kN/㎡)

$$p_{n1} = 3\rho g \eta_{\max}$$

壁天端波圧(kN/㎡)

$$p_{n2} = 3\rho g \eta_{\max} \times (3\eta_{\max} - H)/3\eta_{\max}$$
$$= \rho g (3\eta_{\max} - H)$$

ここで，$\eta_{\max}$ は設計用浸水深を用いる。



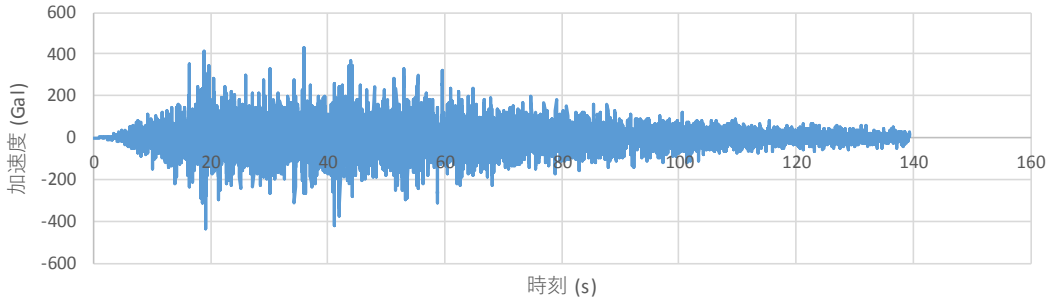

第 3-42 図 津波波力の計算概要

d．応答変位法による慣性力及び相対変位

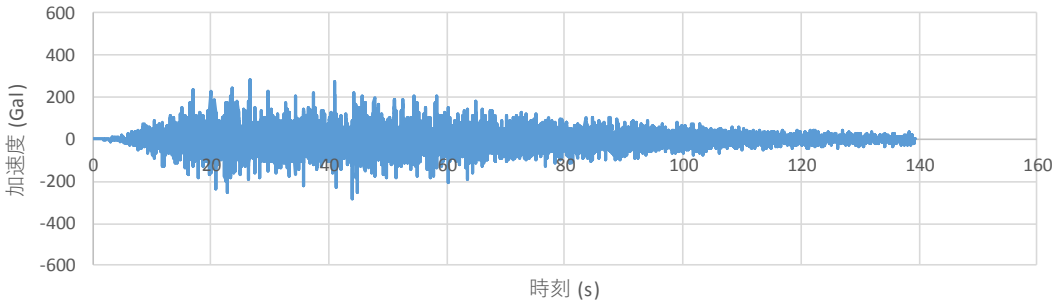
一次元地震応答解析により求めた杭下端-地表位置の相対変位及び地表位置での最大加速度(水平・鉛直)より求まる震度を与条件として二次元フレーム解析を行う。なお，一次元地震応答解析に用いる入力地震動は余震として，第 3-43 図に示す，Sd-D1 波を用いる。

第 3-29 表 震度，相対変位の抽出

| 震度（水平・鉛直） | 相対変位 |
|---|---|
| 杭位置の地表面での最大加速度より算出 | 杭下端と地表面の最大相対変位 |




Sd-D1 波 ： 水平方向入力地震動




Sd-D1 波 ： 鉛直方向入力地震動

第 3-43 図 余震時の解析に用いた地震波

ｅ．動水圧

動水圧は以下に示す港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007 年版）に基づき算出する。余震が発生したときの各節点に作用する動水圧を以下の式で求めるものとする。

$$P = \frac{7}{8} W_o K_h \sqrt{Hh} A$$

$W_o$: 海水の単位体積重量(kN/$m^3$)

$K_h$: 設計水平加速度（Sd-D1 波 $K_h$=0.2726）

H: 津波遡上高さ(m)

h: 節点の水深(m)

A: その節点の支配面積(m)

4）静的地盤バネ

二次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）」に基づき水平方向地盤反力係数を求め，上限値を設定するバイリニア型とする。また，杭間隔が小さいため水平方向地盤反力係数に対する補正係数を考慮する。

静的フレーム解析では津波荷重及び漂流物荷重を主たる荷重として扱うため，地盤高さの嵩上げ部による地盤抵抗を期待するものとする。地盤バネは地盤高さの嵩上げ上面から杭先端までの範囲で考慮し，設計上の地盤面は地盤高さの嵩上げ部上面とする。

a．水平方向地盤バネ

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H DH$$

ここに，

$k_h$：水平方向地盤バネ定数(kN/m)

$\eta_k$：群杭効果を考慮した補正係数

$\alpha_k$：単杭における補正係数

$\eta_k$，$\alpha_k$は以下の値を用いる

第 3-30 表　$\alpha_k$，$\eta_k$の値表

| 対象 | $\eta$ k | $\alpha$ k |
|---|---|---|
| 粘性土地盤 | 2/3 | 1.5 |
| 砂質土地盤 | 2/3 | 1.5 |

（道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編））

$k_H$：水平方向地盤反力係数(kN/m$^3$)

$$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$$

$k_{H0}$：直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m$^3$)

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0$$

$\alpha$ ：地盤反力係数の換算係数

第 3-31 表　$\alpha$ の値

| 対象 | $\alpha$（常時） | $\alpha$（地震時） |
|---|---|---|
| 全層 | 4 | 8 |

（道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編））

$E_0$：地盤の変形係数(kN/m$^2$)

Km 層以外は有効上載圧との関係式より求まる静弾性係数，Km 層は標高(T.P.)との関係式から求まる静弾性係数を用いる。

地震時の地盤バネは，一次元地震応答解析から算出された各深度における収束剛性から設定する。収束剛性から動ポアソン比を用いて地震後の地盤の変形係数を用いて，水平方向地盤反力係数を算出

する。

$E_D = 2(1+\nu_d)G_{eq}$：地震後の剛性低下を考慮した変形係数（kN/m$^2$）

ここに，$\nu_d$は動ポアソン比，$G_{eq}$は一次元地震応答解析より求まる収束剛性を示す。

$\mu$：水平地盤反力係数の補正係数

$$\mu = 1 - 0.2\left(2.5 - \frac{L}{D}\right)\ [L < 2.5D]$$

L：杭中心間隔

D：杭径

$B_H$：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)で杭基礎の場合の以下の式を用いる。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

$\beta$：杭基礎の特性値(m$^{-1}$)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

L：杭中心間隔

D：荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径

H：分担長さ(m)

EI：杭の曲げ剛性(kN・m$^2$)

・群杭の影響による水平地盤反力係数の低減

杭中心間隔 L が 2.5D 未満であるため，道路橋示方書・同解説（IV 下部構造編）に基づき，水平平地盤反力係数 $k_H$ に補正係数 $\mu$ を乗じる。

(2) 群杭が水平力を受ける場合には，杭相互の干渉により，各杭の荷重分担が相違し，全体としての効率も単杭の場合に比べて低下する。荷重分担，群杭効果とも地盤の種類，杭の施工法，杭本数等によって異なるが，一般に杭の中心間隔が 5*D*（*D* は杭径）以下になると群杭の影響が現れ，荷重方向に対し，前列の杭から後列にいくほど，両側面の杭から中央にいくほど荷重の分担が小さくなる。また，杭中心間隔が小さくなるほど単杭に対する効率低下が著しくなる。

現実の地盤条件の複雑さを考えると，群杭の効率低下に及ぼす各種要因の影響を分離して扱うには，まだ実験データの蓄積が十分でなく，また，各杭の荷重分担の相違も設計上の安全率の範囲内にあるとみなされる。群杭の水平抵抗について，特に設計上考慮しなければならないのは，杭中心間隔に応じた効率の低下であるが，これについても従来，杭中心間隔が 2.5*D* 程度であれば，単杭の水平方向地盤反力係数をそのまま使っても，実用上差し支えないとして扱ってきた。

これは，水平方向地盤反力係数の多少の差は，応力的にはそれほど大きな影響を与えないこと等を考慮したものである。しかし，やむを得ず杭中心間隔をさらに小さくする場合は，設計上水平方向地盤反力係数の低下を考慮する必要がある。

低減の方法としては，12.5 で求めた水平方向地盤反力係数に式（解 12.4.10）により算出した補正係数 $\mu$ を乗じればよい。

$$\mu = 1 - 0.2\left(2.5 - \frac{L}{D}\right) \qquad [L < 2.5D] \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \text{（解 12.4.10）}$$

ここに，

$L$：杭中心間隔（m）

$D$：杭径（m）

鋼管ソイルセメント杭の場合は，ソイルセメント柱径とする。

（道路橋示方書・同解説（IV 下部構造編））

b．上限値

$P_h = P_{HU}DH$

ここで，

$P_{HU}$：受働土圧強度(kN/m$^2$)

$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_u$

$\eta_p$：群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

$\alpha_p$：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

第 3-32 表　$\eta_p \alpha_p$ の値

| 対象 | $\eta_p \alpha_p$ |
|---|---|
| 粘性土地盤（N＞2） | 1.5※1 |
| 粘性土地盤（N≦2） | 1.0※1 |
| 砂質土地盤 | 1.15※2 |

※1：粘性土の値 $\eta_p$=1.0，$\alpha_p$=1.5（N≦2 の粘性土地盤では，$\alpha_p$＝1.0 とする）

※2：砂質土の式 $\eta_p \alpha_p$ = L/D

L：杭中心間隔 2.8(m)

D：杭径 2.5(m)

$p_u$：地震時受働土圧強度(kN/m$^2$)

$$p_u = K_{EPi}\gamma_i h_i + 2C_i\sqrt{K_{EPi}} + K_{EPi}q_i$$

$$K_{EP_i} = \frac{\cos^2\varphi_i}{\cos\delta_E\left(1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi_i-\delta_E)\sin(\varphi_i+\alpha)}{\cos\delta_E\cos\alpha}}\right)^2}$$

$\gamma_i$：対象層の単位積重量(kN/m$^3$)

$h_i$：対象層の厚さ(m)

$C_i$：対象層のせん断強度(kN/m$^2$)

$q_i$：対象層の上層までの有効上載圧(kN/m$^2$)

$K_{EPi}$：対象層の地震時受働土圧係数

$\varphi_i$：対象層の内部摩擦角(°)

$\delta_E$：壁面と土の摩擦角(°)で$-\phi/6$とする

$\alpha$：地表面と水平面のなす角(°)で0とする

5）照査

①鋼管壁（杭体）の照査

a．応力度照査

杭の応力度照査は，曲げモーメント・軸力に対する照査，せん断に対する照査を実施する。

・曲げモーメント・軸力に対する照査

鋼管杭の曲げに対する許容限界は，道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）に基づき，発生曲げモーメントが短期許容応力度以下であることを照査する。なお，曲げに対する応力度照査は，以下の式で算出する。

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{Z}$$

M：最大曲げモーメント

Z：断面係数

N：軸力

A：有効断面積

・せん断に対する照査

鋼管杭のせん断に対する許容限界は，曲げと同様に道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）に基づき，発生せん断力が短期許容応

力度以下であることを照査する。なお，せん断に対する応力度照査は，以下の式で算出する。

$$\tau = \frac{S}{A}$$

S：せん断力

A：有効断面積

・座屈に対する照査

鋼管杭の座屈に対しては，道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）では，全長が地中に埋め込まれた杭では，一般に座屈の影響を考慮しなくてもよいとされるが，建築基礎構造設計指針によれば，終局耐力の項に座屈に対する記述があることからこれを適用する。圧縮あるいは引張力が単独で作用するときの鋼管杭の終局限界圧縮耐力Nu（N）は，以下の式で算出する。

$$N_u = F\left(0.8 + 2.5\frac{t}{r}\right)A \quad (0.01 < t/r \leq 0.08)$$

ここに，Fは鋼材の基準強度（$=\sigma_y$）（N/mm$^2$），t：鋼管の厚さ（腐食代を考慮）（mm），r：鋼管の半径（mm），A：鋼管の断面積（腐食代を考慮）（mm$^2$）である。

・許容応力度

杭の照査は，検討ケースに応じて道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）の許容値を用いる。ただし，T.P.+24m 津波時の評価においては，降伏応力による照査とする。

6）評価結果

照査結果一覧を第 3-33 表～第 3-38 表に示す。津波時及び津波＋余震時の杭の曲げ，せん断，座屈に対する評価結果及び地盤の支持力に対する評価結果について，いずれも許容限界値以下であることを確認した。また，地盤の強度や剛性をケーススタディし，地盤バネ定数や上限値を変更した結果についても同様に許容限界値以下となることを確認した。

第 3-33 表 曲げ・軸力に対する照査（バネ値その 1 の場合）

| | 発生応力度<br>σ（N／mm$^2$）<br>（M／Z＋N／A） | 許容応力度<br>$\sigma_{sa}$（N／mm$^2$）<br>（SM570） | 安全率<br>$\sigma_{sa}$／σ | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| 津波時 | 178.6 | 382.5 | 2.14 | OK |
| 津波＋余震時 | 175.7 | 382.5 | 2.17 | OK |
| T.P.+24m 津波時+漂流物 | 361.9 | 433.5 | 1.19 | OK |
| T.P.+24m 津波+余震時 | 340.8 | 433.5 | 1.27 | OK |

第 3-34 表 せん断に対する照査（バネ値その 1 の場合）

| | 発生応力度<br>τ（N／mm$^2$）<br>（S／A） | 許容応力度<br>$\tau_{sa}$（N／mm$^2$）<br>（SM570） | 安全率<br>$\tau_{sa}$／τ | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| 津波時 | 25.4 | 217.5 | 8.56 | OK |
| 津波＋余震時 | 25.6 | 217.5 | 8.49 | OK |
| T.P.+24m 津波時+漂流物 | 47.8 | 246.5 | 5.15 | OK |
| T.P.+24m 津波+余震時 | 46.0 | 246.5 | 5.35 | OK |

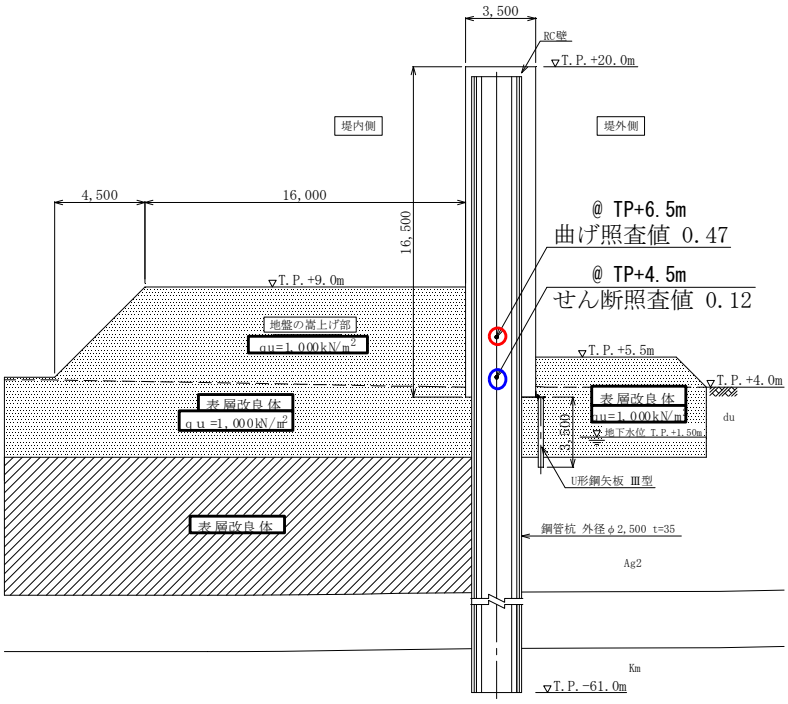
第 3-35 表 曲げ・軸力に対する照査（バネ値その 2 の場合）

| | 発生応力度<br>σ（N／mm²）<br>（M／Z＋N／A） | 許容応力度<br>σ sa（N／mm²）<br>（SM570） | 安全率<br>σ sa／σ | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| 津波時 | 178.6 | 382.5 | 2.14 | OK |
| 津波＋余震時 | 175.7 | 382.5 | 2.17 | OK |
| T.P.+24m 津波時+漂流物 | 361.9 | 433.5 | 1.19 | OK |
| T.P.+24m 津波+余震時 | 340.8 | 433.5 | 1.27 | OK |

第 3-36 表 せん断に対する照査（バネ値その 1 の場合）

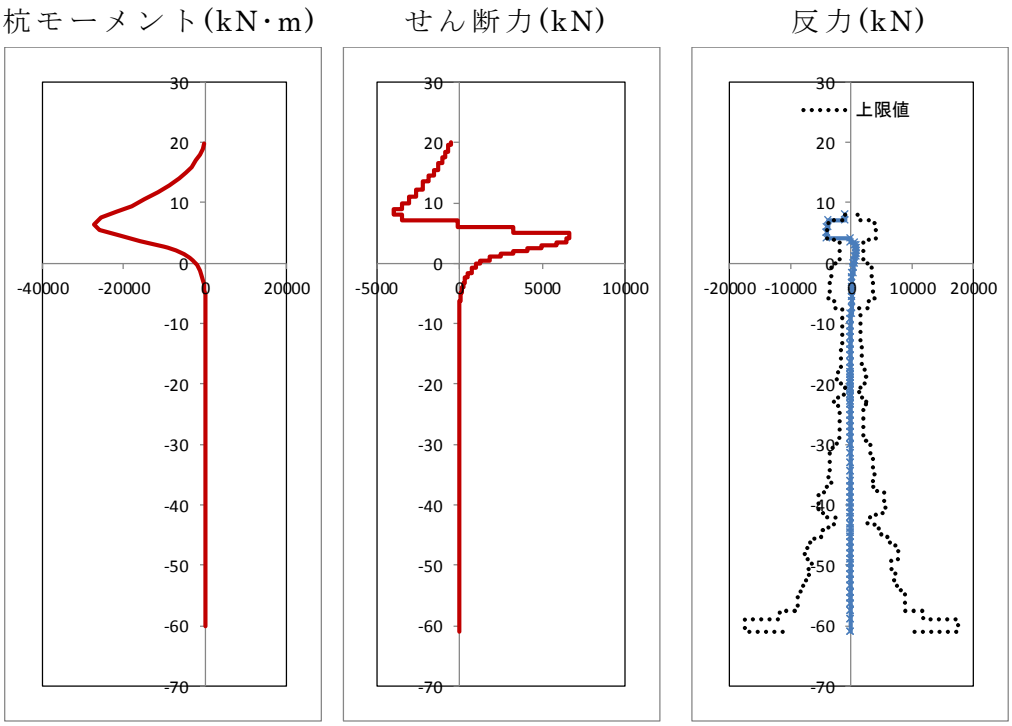
| | 発生応力度<br>τ（N／mm²）<br>（S／A） | 許容応力度<br>τ sa（N／mm²）<br>（SM570） | 安全率<br>τ sa／τ | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| 津波時 | 15.0 | 217.5 | 14.50 | OK |
| 津波＋余震時 | 16.2 | 217.5 | 13.42 | OK |
| T.P.+24m 津波時+漂流物 | 29.7 | 246.5 | 8.29 | OK |
| T.P.+24m 津波+余震時 | 29.7 | 246.5 | 8.29 | OK |

次頁以降に各ケースにおける曲げモーメント図等を第 3-44 図～第 3-59 図に示す。



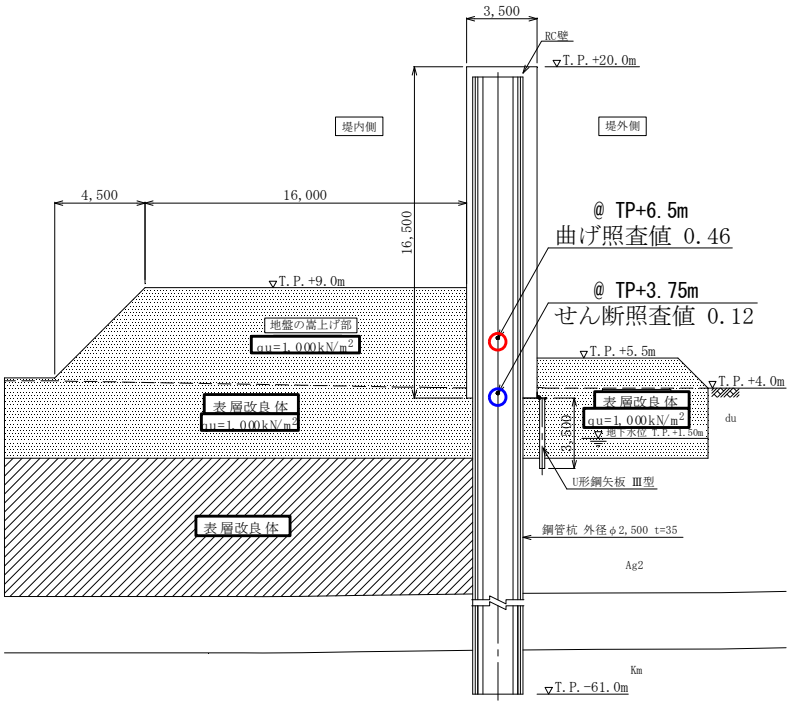

第 3-44 図 曲げ・せん断照査値

（基準津波時＋漂流物）（その 1 のバネ）



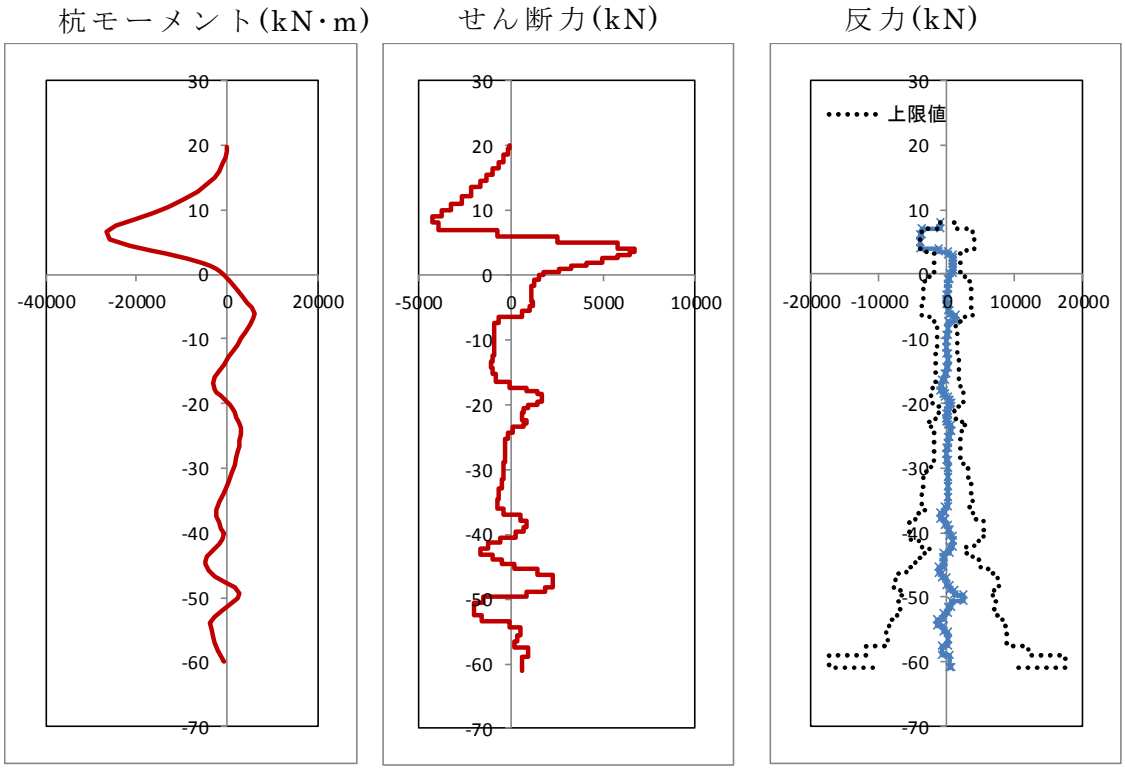

第 3-45 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

（基準津波時＋漂流物）（その 1 のバネ）



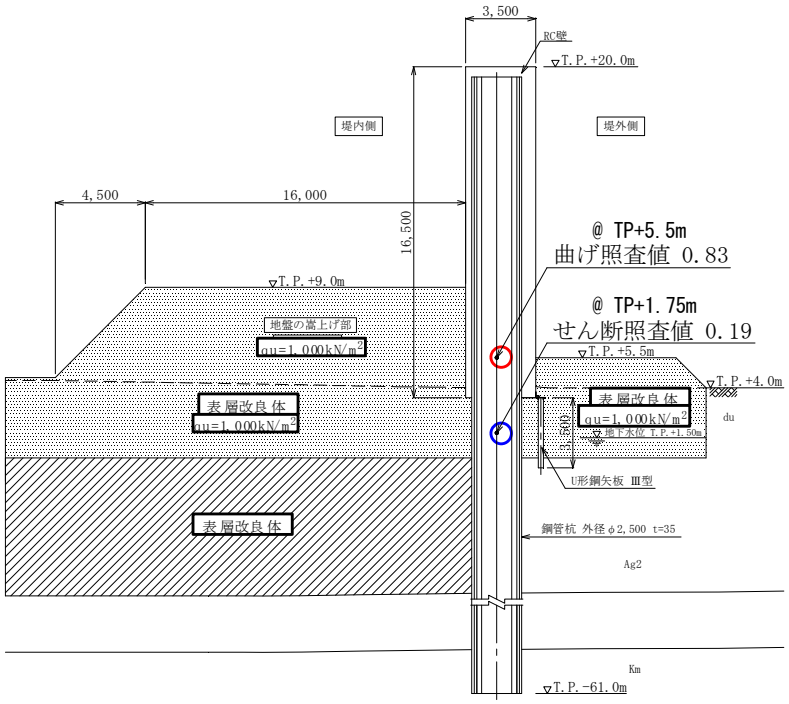

第 3-46 図　曲げ・せん断照査値

（基準津波＋余震時）（その 1 のバネ）



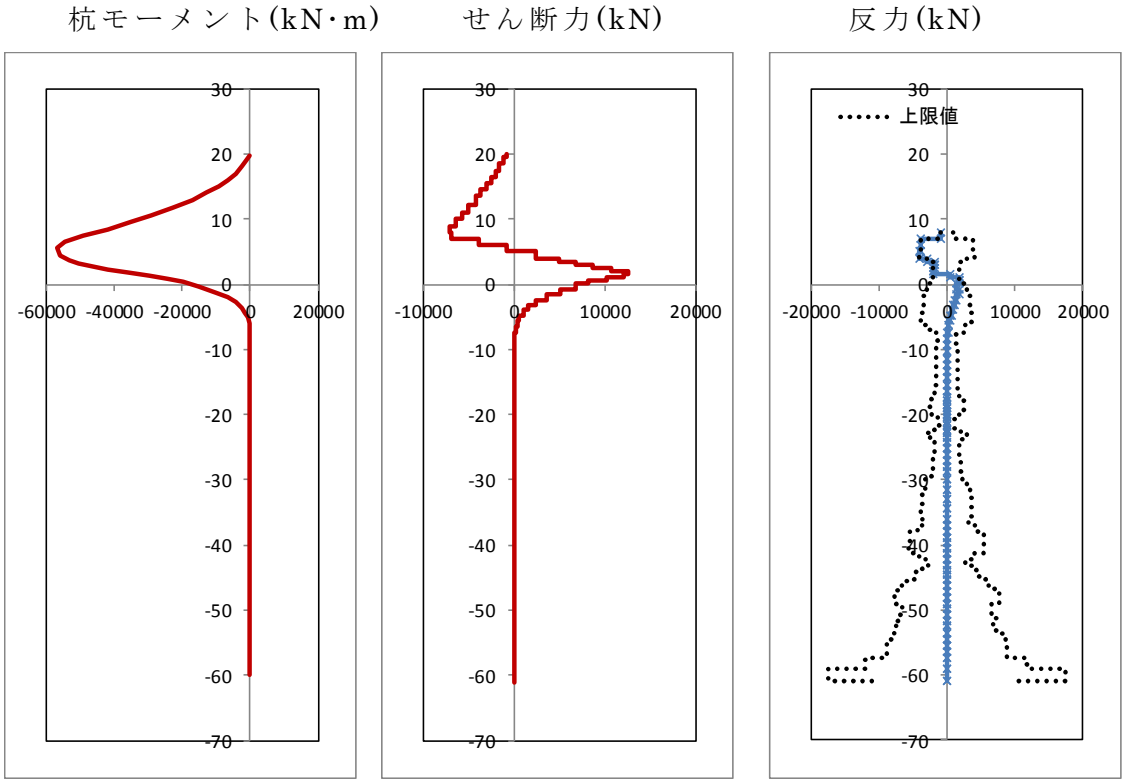

第 3-47 図　曲げモーメント・せん断力及び反力

（基準津波＋余震時）（その 1 のバネ）



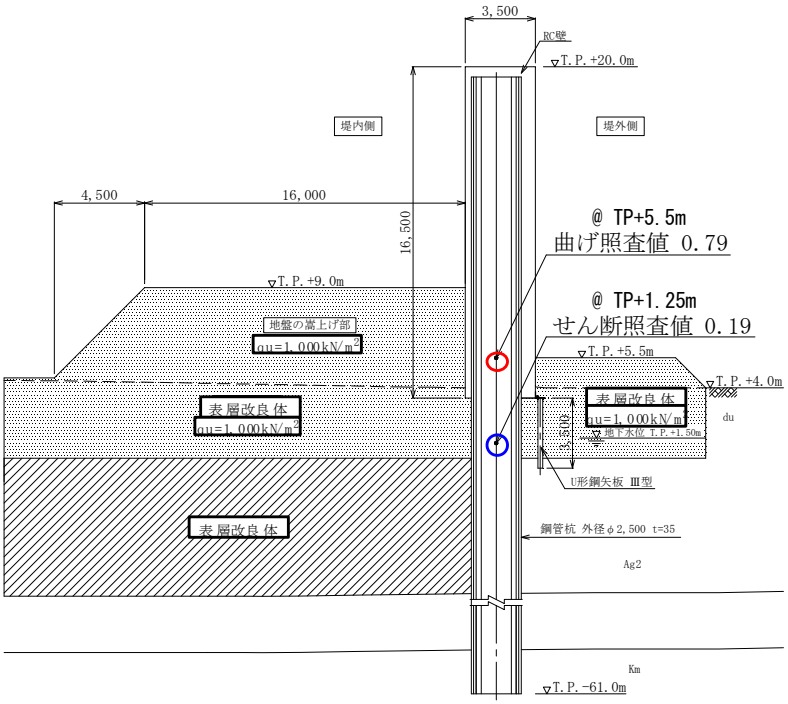

第 3-48 図　曲げ・せん断照査値

（T.P.+24m 津波時＋漂流物）（その 1 のバネ）



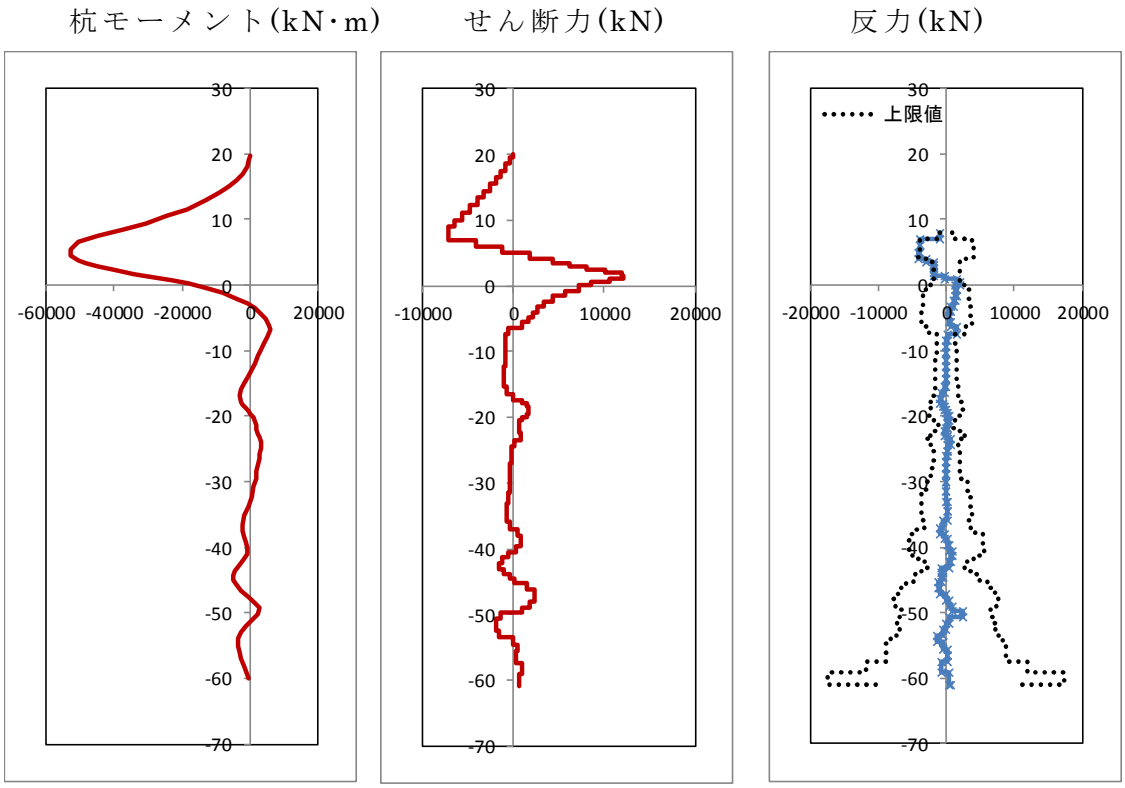

第 3-49 図　曲げモーメント・せん断力及び反力

（T.P.+24m 津波時＋漂流物）（その 1 のバネ）



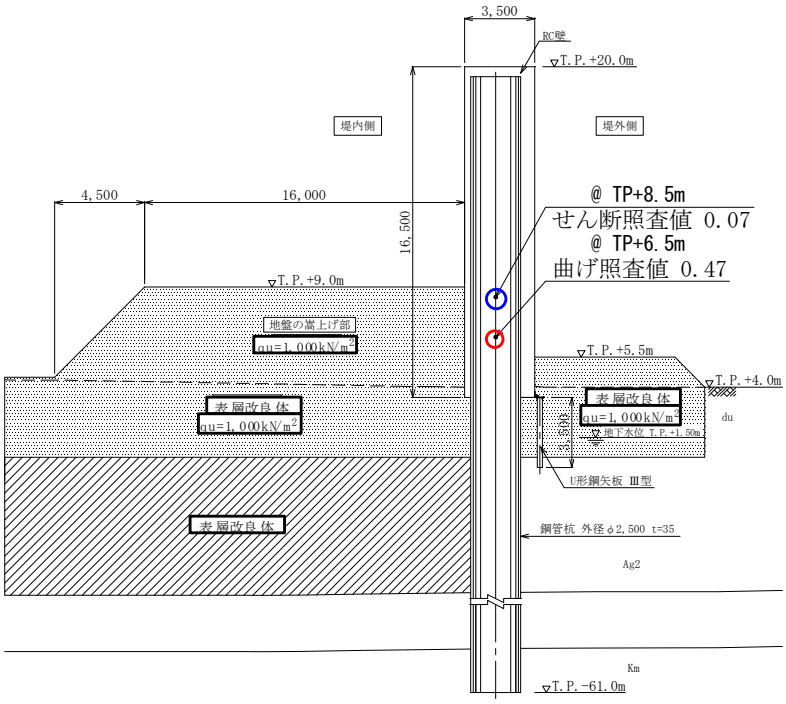

第 3-50 図 曲げ・せん断照査値

（T.P.+24m 津波時＋余震）（その 1 のバネ）



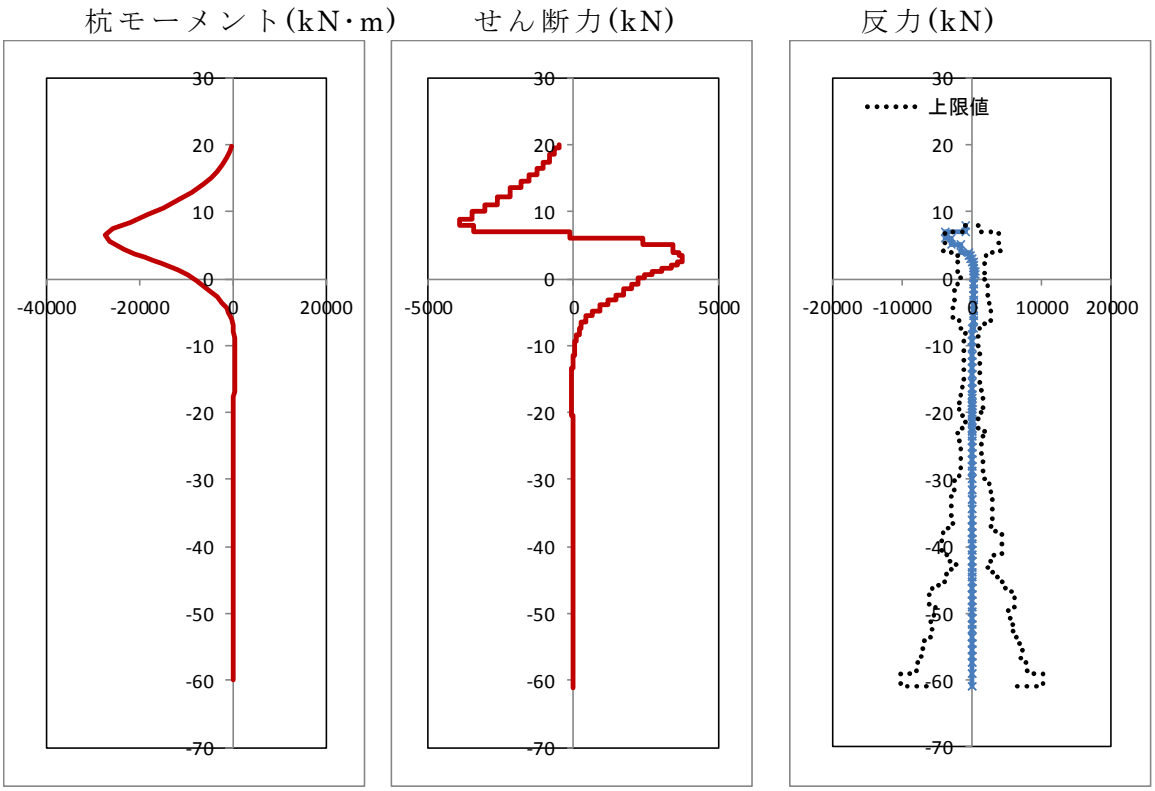

第 3-51 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

（T.P.+24m 津波＋余震時）（その 1 のバネ）



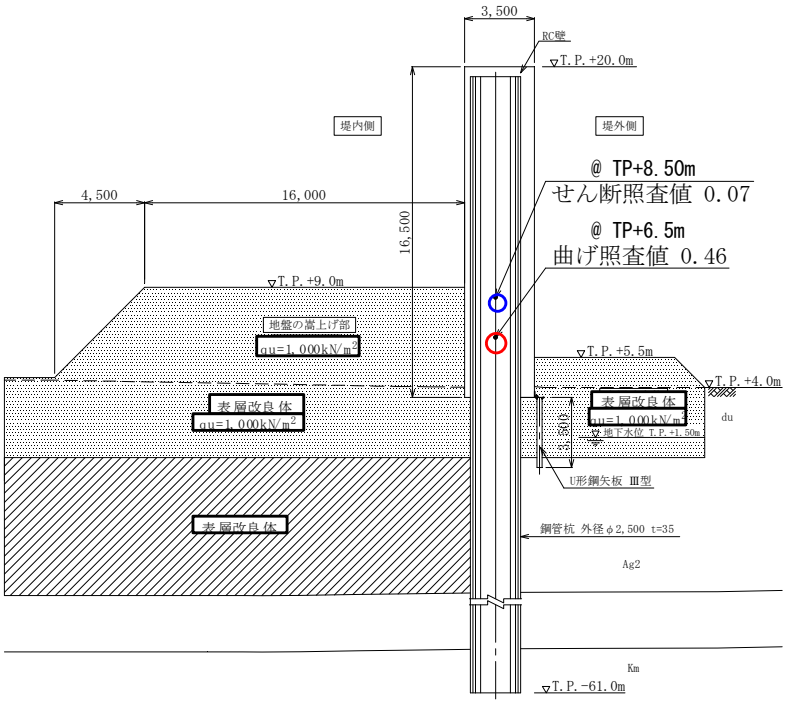

第 3-52 図 曲げ・せん断照査値

（基準津波時＋漂流物）（その 2 のバネ）



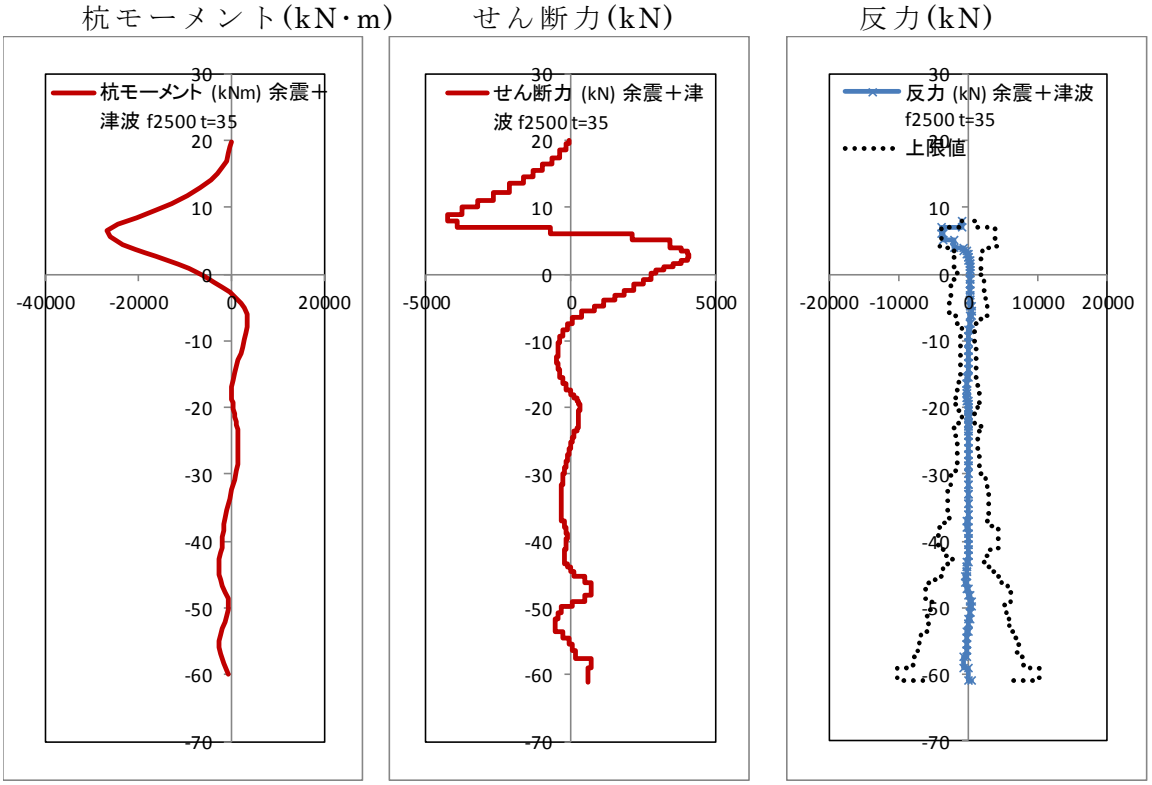

第 3-53 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

（基準津波時＋漂流物）（その 2 のバネ）



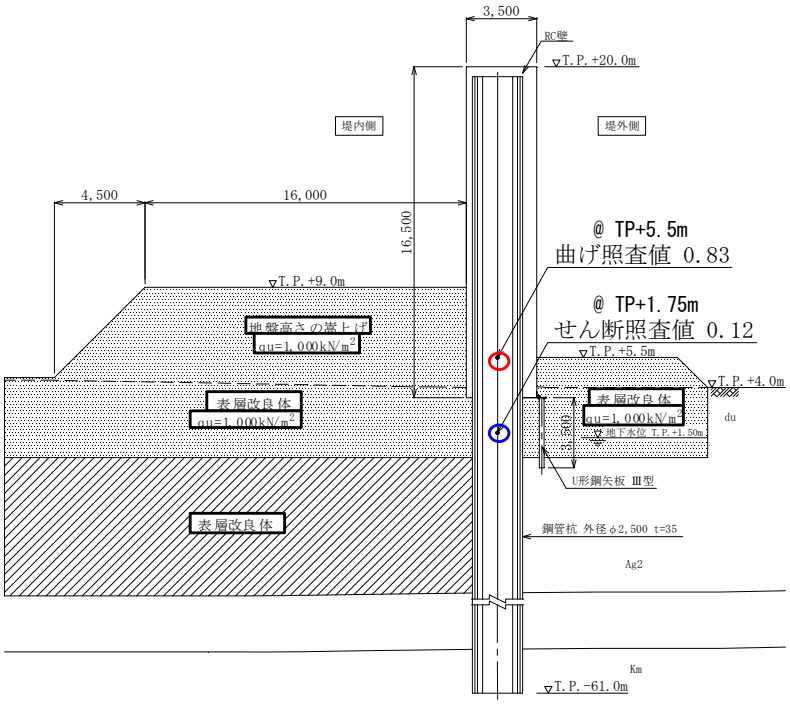

第 3-54 図 曲げ・せん断照査値

（基準津波＋余震時）（その 2 のバネ）



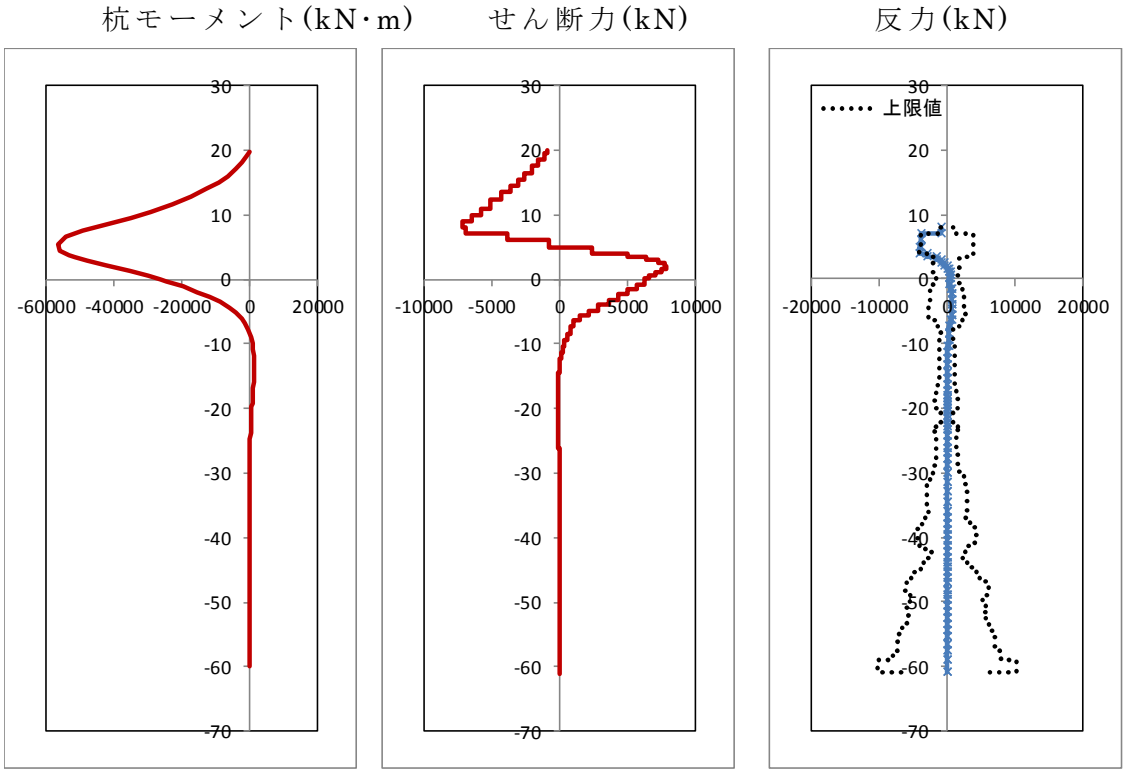

第 3-55 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

（基準津波＋余震時）（その 2 のバネ）



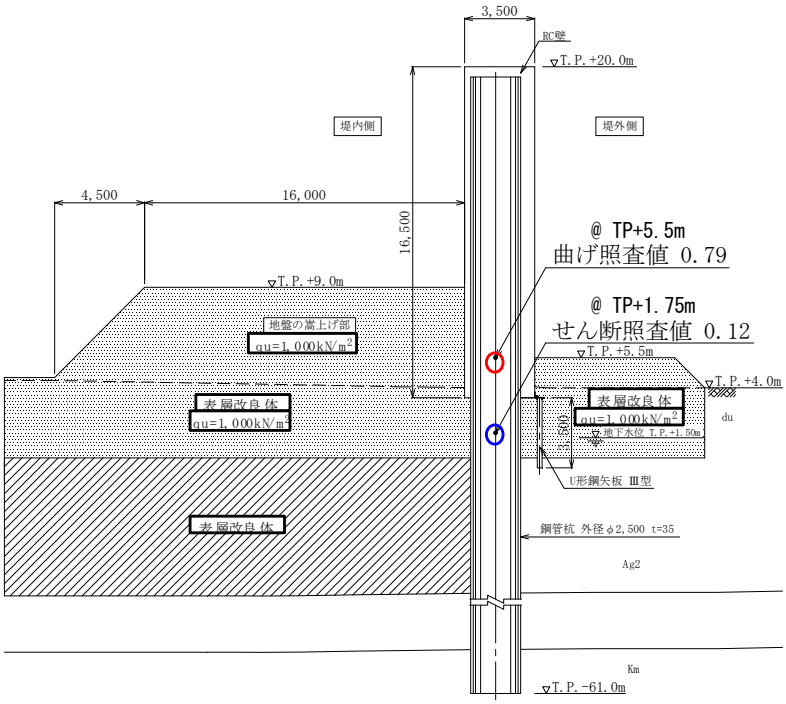

第 3-56 図 曲げ・せん断照査値

（T.P.+24m 津波時＋漂流物）（その 2 のバネ）



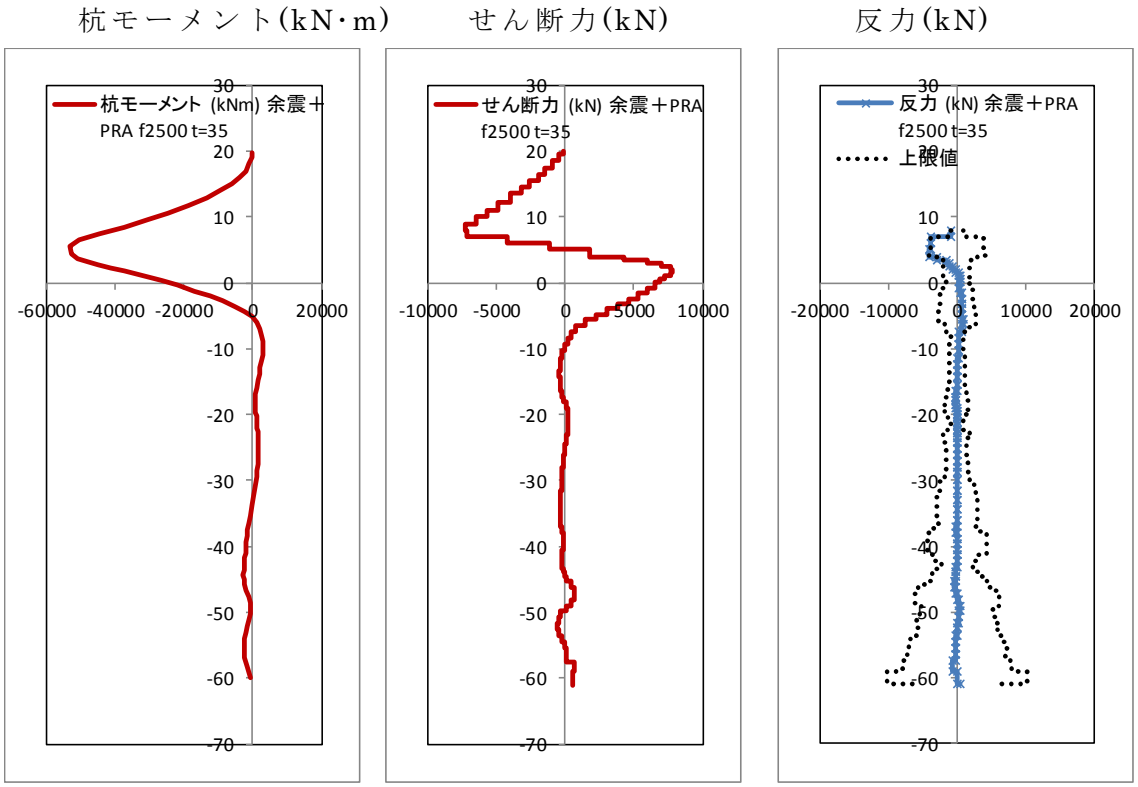

第 3-57 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

（T.P.+24m 津波時＋漂流物）（その 2 のバネ）




第 3-58 図 曲げ・せん断照査値（T.P.+24m 津波＋余震時）

（その 2 のバネ）




第 3-59 図 曲げモーメント・せん断力及び反力

（T.P.+24m 津波＋余震時）（その 2 のバネ）

第 3-37 表 支持力に対する照査

| | 発生軸力(kN) | 極限支持力<br>(kN) | 安全率 | 判定<br>(＞1.2) |
|---|---|---|---|---|
| 津波時 | 8,105 | 28,936 | 3.57 | OK |
| 津波＋余震時 | 10,182 | 28,936 | 2.84 | OK |
| T.P.+24m 津波時+漂流物 | 8,105 | 28,936 | 3.57 | OK |
| T.P.+24m 津波+余震時 | 10,182 | 28,936 | 2.84 | OK |

第 3-38 表 座屈耐力に対する照査

| | 発生軸力(kN) | 座屈耐力(kN)<br>(SM570) | 安全率 | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| 津波時 | 8,898 | 103,039 | 11.58 | OK |
| 津波＋余震時 | 11,185 | 103,039 | 9.21 | OK |
| T.P.+24m 津波時+漂流物 | 8,898 | 103,039 | 11.58 | OK |
| T.P.+24m 津波+余震時 | 11,185 | 103,039 | 9.21 | OK |

以降に二次元フレーム解析結果の要約を示す。

①断面の決定は杭体に発生する曲げモーメントであり，曲げモーメントが最も大きいのは T.P.＋24m 津波時＋漂流物のケースである。

②地盤バネの設定について，地盤の剛性が大きく，受働土圧強度の上限値が大きくなる「初期剛性＋ピーク強度（平均値）」のケースの安全率が小さくなることを確認した。変形が抑えられる分，杭体に加わる荷重が大きくなることによるものと考えられる。

③支持力については，岩盤のみの支持力で照査し，全てのケースで 2.5 倍以上の安全率を有することを確認した。

④座屈については，9 倍以上の裕度があり，T.P.＋24.0m 津波時も影響はないことを確認した。

⑤杭体の断面決定については，地震時の二次元有効応力解析の結果を参照して安全率の小さい方で決定する。

①から⑤の結果より，二次元フレーム解析による杭体の照査結果では，基準津波や T.P.＋24m 津波に対して，杭の曲げ，せん断及び支持力の照査値は許容限界値以下であり，十分な構造強度を有していることを確認した。

（９）上部工の成立性検討結果（二次元梁バネモデル解析）

１）モデル化方針（梁バネモデル）

・構造部材

鉄筋コンクリート梁壁はビーム要素でモデル化し，杭をバネで表現する。

・地盤

地盤は，集約バネを杭位置に配置する。ここで，付加するバネは鉛直バネ Kv と水平バネ K1 を与える。

・地震動の入力

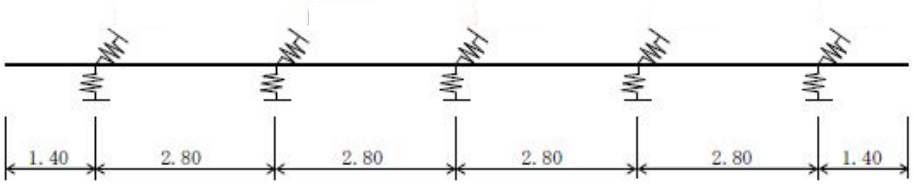
一次元地震応答解析及び二次元有効応力解析より算出された，地表面変位を解析モデルに載荷する。この時，地盤のばらつきを考慮するために，モデル左右に-1σ物性，+1σ物性によるものをそれぞれ載荷する。

・津波荷重

津波荷重は鉄筋コンクリート躯体下端の最大波圧を解析モデルに載荷する。

・解析モデル

解析モデルを第 3-60 図に示す。




梁剛性（鉄筋コンクリート部材）　高さ H=16.50m，

幅 B=0.70m，断面積 A=11.55m$^2$，E=3.1E+07kN/m$^2$

第 3-60 図　解析モデル（二次元梁バネモデル）

２）地盤バネの設定（地震時）

地震時の地盤バネは，以下の式により設定する。バネ値の算出に用いる変形係数に，地震後の剛性低下を考慮する。

$E_D = 2(1+\nu_d)G_{eq}$

$G_{eq}$：地震後の剛性低下を考慮した変形係数（kN/m$^2$）

ここに，$\nu_d$は動ポアソン比，$G_{eq}$は地震応答解析より求まる収束剛性を示す。

a．水平方向地盤バネ（集約バネ）

$K_1 = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3} = 113962$(kN/m)

ここに，

$EI$：杭の曲げ剛性

$\beta$：杭基礎の特性値(m$^{-1}$)，$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$

$h$：杭の軸方向長さ(m)

$k_H$：水平方向地盤反力係数(kN/m$^3$)　$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$

$k_{H0}$：直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m$^3$)　$k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0$

α：地盤反力係数の換算係数（第 3-40 表）

第 3-39 表　α の値

| 対象 | α（常時） | α（地震時） |
|---|---|---|
| 全層 | 4 | 8 |

$E_0$：地盤の変形係数(kN/m$^2$)

b．鉛直方向地盤バネ（集約バネ）

$K_v = a\dfrac{A_p E_p}{L} = 753985(kN/m)$

ここに，

$A_p$：杭の純断面積(mm$^2$)

$E_p$：杭のヤング係数(kN/mm$^2$)

$L$：杭長(m)

３）地盤バネの設定（津波時）

津波時の地盤バネは，以下の式により設定する。ばらつきを考慮するため，Vs より G を求め，以下の式により変形係数を算出する。

$E_D = 2(1+\nu_d)G_{eq}$

ここに，$\nu_d$は動ポアソン比，$G_{eq}$は地震応答解析より求まる収束剛性を示す。

a．水平方向地盤バネ（集約バネ）

$K_1 = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3} = 181970$(kN/m)

ここに，

$EI$：杭の曲げ剛性

$\beta$：杭基礎の特性値(m$^{-1}$)，$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$

$h$：杭の軸方向長さ(m)

$k_H$：水平方向地盤反力係数(kN/m$^3$)　$k_H = k_{H0}\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}}$

$k_{H0}$：直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m$^3$)　$k_{H0} = \frac{1}{0.3}\alpha E_0$

α：地盤反力係数の換算係数（第 3-40 表）

$E_0$：地盤の変形係数(kN/m$^2$)

b．鉛直方向地盤バネ（集約バネ）

$$K_v = a\frac{A_p E_p}{L} = 753985(kN/m)$$

ここに，

$A_p$：杭の純断面積(mm$^2$)

$E_p$：杭のヤング係数(kN/mm$^2$)

$L$：杭長(m)

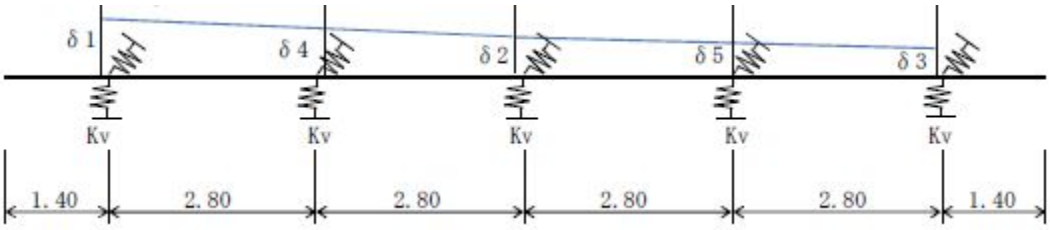
4）地震荷重

考慮する地震荷重は以下の通りとする。

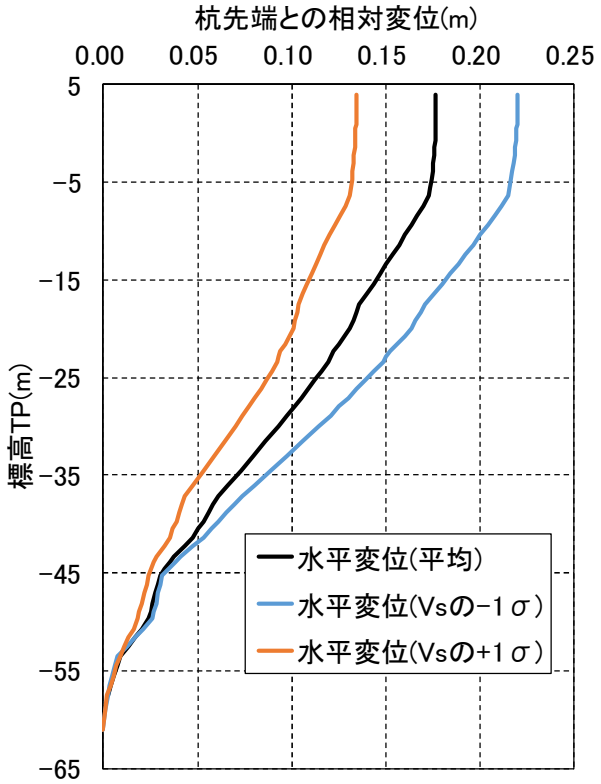
- 地震荷重は，梁バネモデルは一次元地震応答解析及び二次元有効応力

解析によって引き上げられた地表面変位を第 3-61 図に示すモデルに載荷する。

- 構造物に載荷する慣性力については，一次元地震応答解析及び二次元有効応力解析より引き上げられた地表面における最大加速度を地震時慣性力としてモデルに載荷する。第 3-62 図に地中変位を示す。




第 3-61 図　モデル図



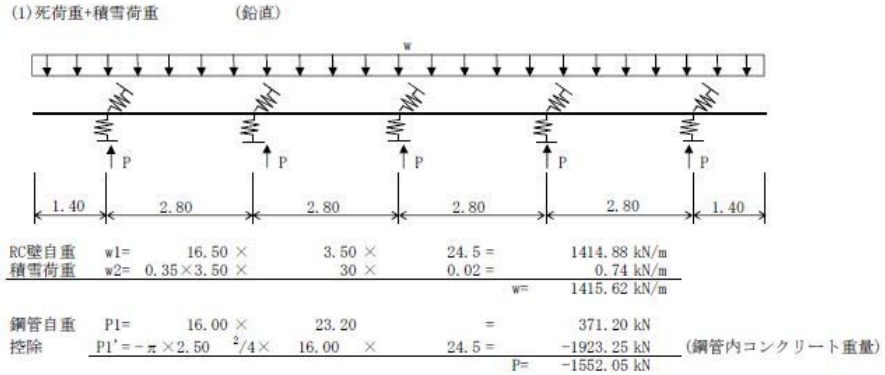

第 3-62 図　地中変位

第 3-40 表　考慮する加速度

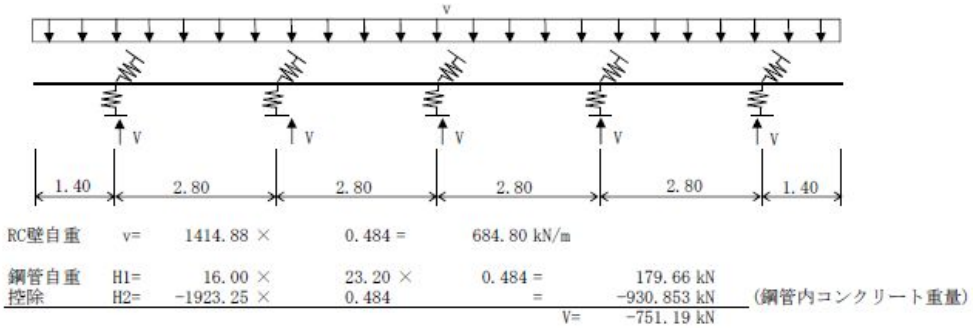
| | |
|---|---|
| 最大水平加速度 | 0.430G |
| 最大鉛直加速度 | 0.483G |

5）地震時の載荷図

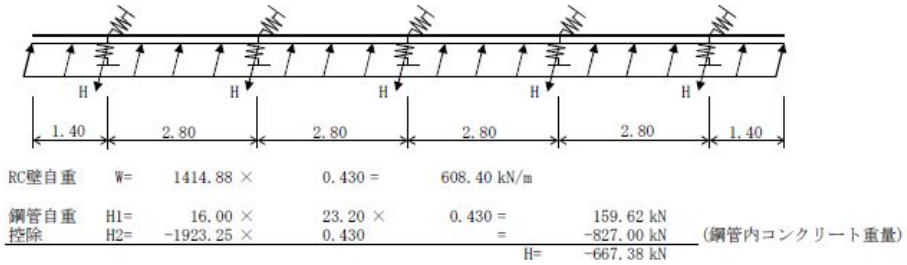
地震時に載荷した荷重図を第 3-63 図～第 3-66 図に示す。



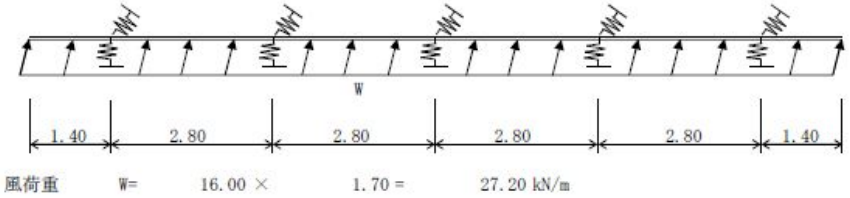

第 3-63 図　死荷重＋積雪荷重（鉛直）




第 3-64 図　地震時慣性力（鉛直）




第 3-65 図　地震時慣性力（水平）

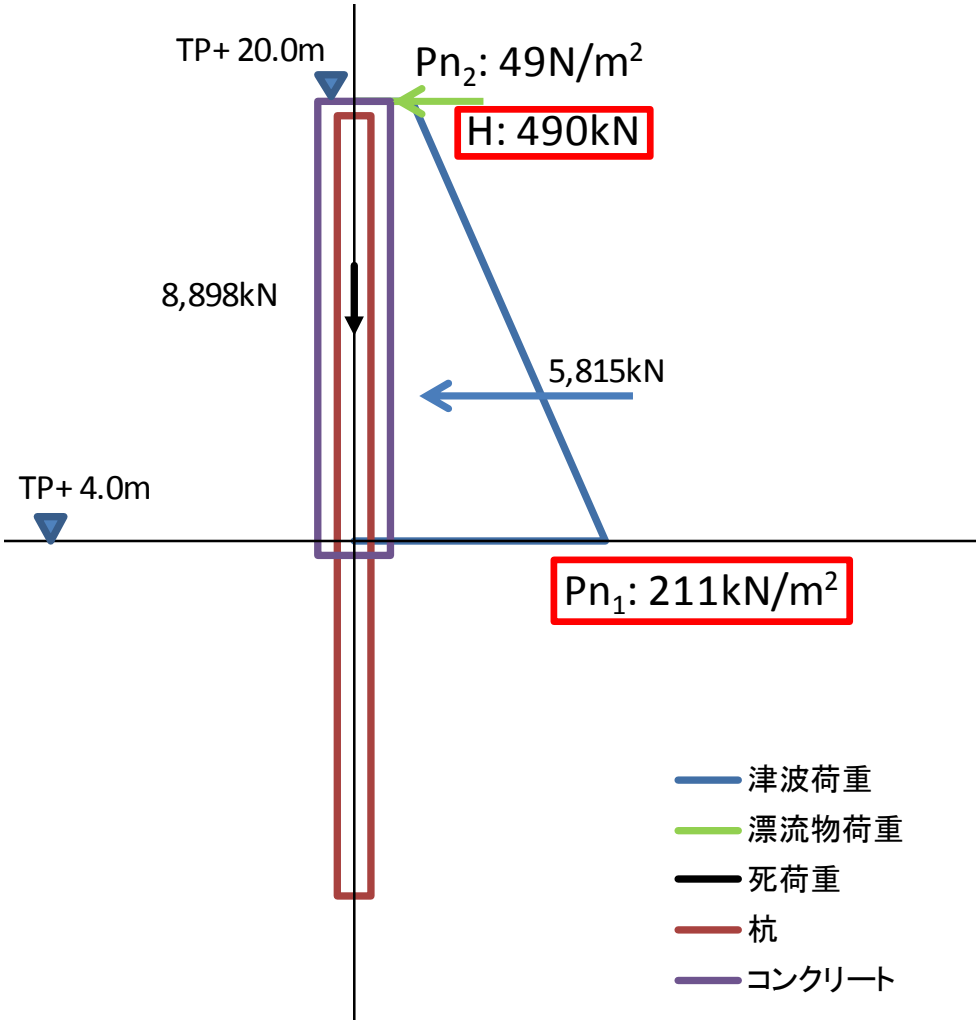



第 3-66 図　風荷重（水平）

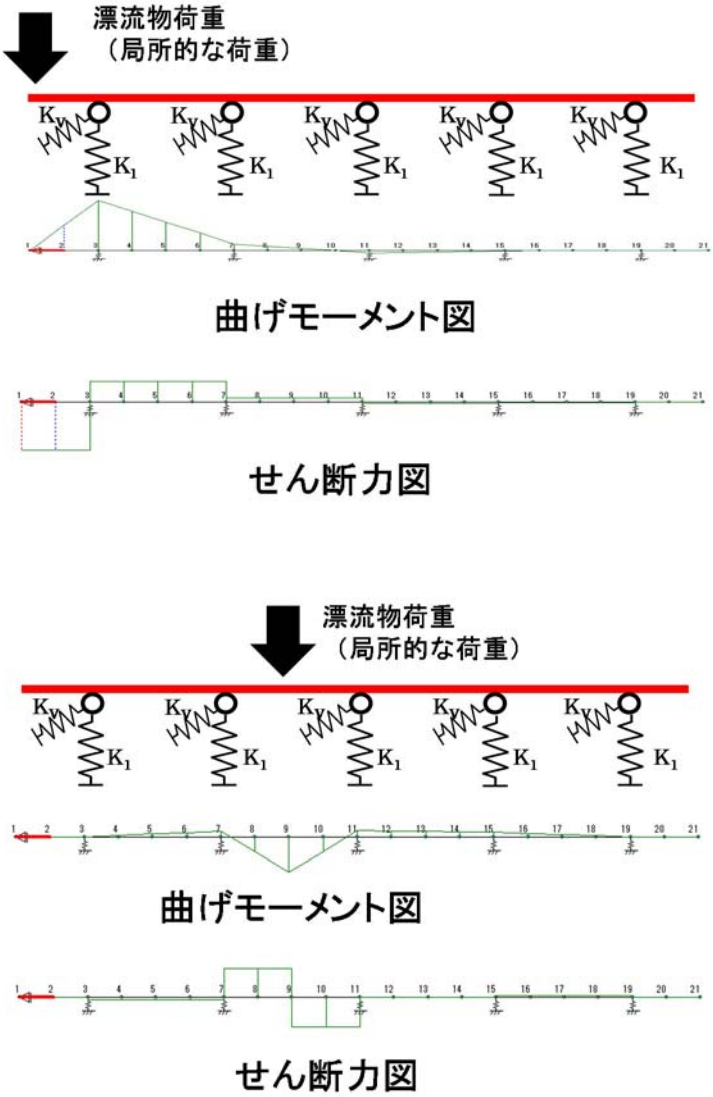
6）津波荷重図

考慮する津波荷重は以下の通りとする。

- 梁バネモデルに載荷する津波荷重は，鉄筋コンクリート壁下端の最大波圧を解析モデルに付加する。第 3-67 図に考慮する津波荷重を，第 3-68 図に漂流物荷重の位置と曲げモーメント図・せん断力図の関係を示す。
- 漂流物荷重については，最も曲げモーメントが大きくなる，壁端に載荷する。



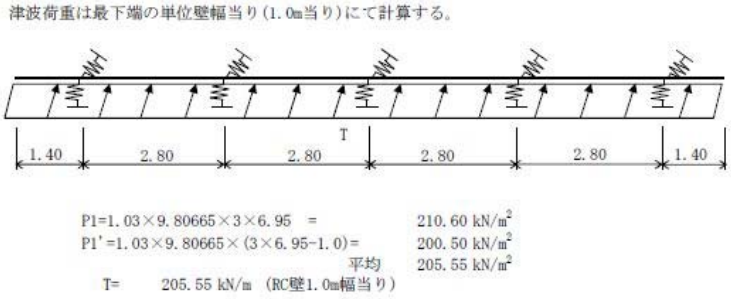

第 3-67 図　考慮する津波荷重



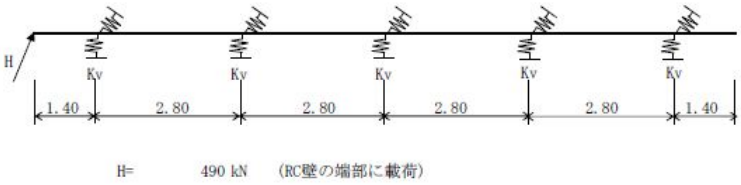

第 3-68 図　漂流物荷重の位置と曲げモーメント図・せん断力図の関係

7）津波時の載荷図

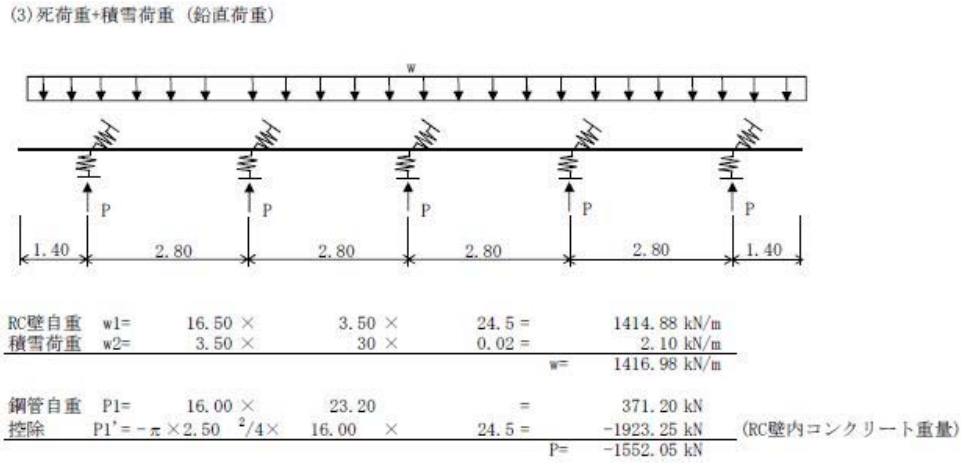
津波時に載荷した荷重図を第 3-69 図～第 3-71 図に示す。




第 3-69 図　津波荷重（水平）




第 3-70 図　漂流物荷重（水平）




第 3-71 図　死荷重＋積雪荷重（鉛直）

８）二次元梁バネモデル解析結果

評価結果一覧を第 3-41 表～第 3-43 表に示す。地震時，津波時及び津波＋余震時の上部工（鉄筋コンクリート）の圧縮，引張り，せん断に対する評価結果について，いずれも許容限界値以下であることを確認した。

第 3-41 表　圧縮に対する照査結果

| | | 発生応力度 $\sigma_c$(N／mm$^2$) | 許容応力度 $\sigma_{ca}$(N／mm$^2$) ($\sigma_{ck}$=40N/mm$^2$) | 安全率 $\sigma_{ca}$／$\sigma_c$ | 判定 |
|---|---|---|---|---|---|
| 一般部 | 地震時(一次元応答解析) | 0.66 | 21 | 31.81 | OK |
| | 地震時(二次元有効応力解析) | 13.84 | 21 | 1.51 | OK |
| | 津波時 | 9.58 | 21 | 2.19 | OK |
| | 津波＋余震時 | 14.62 | 21 | 1.43 | OK |
| | T.P.+24m 津波時＋漂流物 | 15.49 | 28 | 1.80 | OK |
| | T.P.+24m 津波＋余震時 | 13.49 | 28 | 2.07 | OK |
| 斜面部 | 地震時(二次元有効応力解析，原地盤) | 6.80 | 21 | 3.08 | OK |
| | 地震時(二次元解析，豊浦標準砂を仮定した地盤) | 4.95 | 21 | 4.24 | OK |

第 3-42 表　引張に対する照査結果

| | | 発生応力度 $\sigma_s$(N／mm$^2$) | 許容応力度 $\sigma_{sa}$(N／mm$^2$) (SD490) | 安全率 $\sigma_{sa}$／$\sigma_s$ | 判定 |
|---|---|---|---|---|---|
| 一般部 | 地震時(一次元応答解析) | 12.62 | 435 | 34.46 | OK |
| | 地震時(二次元有効応力解析) | 263.0 | 435 | 1.65 | OK |
| | 津波時 | 182.06 | 435 | 2.38 | OK |
| | 津波＋余震時 | 277.91 | 435 | 1.56 | OK |
| | T.P.+24m 津波時＋漂流物 | 294.51 | 478 | 1.62 | OK |
| | T.P.+24m 津波＋余震時 | 256.34 | 478 | 1.86 | OK |
| 斜面部 | 地震時(二次元有効応力解析，原地盤) | 150..2 | 435 | 2.89 | OK |
| | 地震時(二次元解析，豊浦標準砂を仮定した地盤) | 94.0 | 435 | 4.62 | OK |

第 3-43 表　せん断に対する照査結果

| | | 発生せん断力 V(kN) | 許容せん断耐力 $V_a$(kN) ($V_a=V_c+V_s$) | 安全率 $V_a$／V | 判定 |
|---|---|---|---|---|---|
| 一般部 | 地震時(一次元応答解析) | 54.73 | 1,508.82 | 27.56 | OK |
| | 地震時(二次元有効応力解析) | 503.15 | 1,508.82 | 2.99 | OK |
| | 津波時 | 428.48 | 1,508.82 | 3.52 | OK |
| | 津波＋余震時 | 487.33 | 1,508.82 | 3.09 | OK |
| | T.P.+24m 津波時＋漂流物 | 733.58 | 1,703.35 | 2.32 | OK |
| | T.P.+24m 津波＋余震時 | 606.66 | 1,703.35 | 2.80 | OK |
| 斜面部 | 地震時(二次元有効応力解析，原地盤) | 353.00 | 1,508.82 | 4.27 | OK |
| | 地震時(二次元解析，豊浦標準砂を仮定した地盤) | 291.67 | 1,508.82 | 5.17 | OK |

以降に二次元梁バネモデルによる解析結果の要約を示す。

①二次元梁バネモデルによる評価の結果，圧縮に対する照査及び引張に対する照査では津波＋余震時が最も安全率が最小になり，せん断については，T.P.＋24m 津波時＋漂流物のケースが最小となる。

②三次元 FEM 解析結果と比較すると，二次元梁バネモデルは，鉄筋コンクリート梁壁のみのモデル化となるため，断面積や断面 2 次モーメントなどの断面性能が小さくなり，発生応力度が大きくなるため，三次元 FEM 解析結果より保守的な断面力が生じる結果となることを確認した。

③上部工の鉄筋コンクリート梁壁をモデル化した二次元梁バネモデルでは，一次元応答解析（SHAKE）に基づく両端杭位置の地表面相対変位及び二次元有効応力解析（ＦＬＩＰ）による時刻歴変位差の絶対値の最大値発生時刻における変位を作用させる

評価も実施し，上部工について，SHAKE を適用した場合の梁バネモデルによる評価結果と比較して，保守側の結果を採用する。

①から③の結果より，二次元梁バネモデルによる照査結果では，基準津波や T.P.＋24m 津波に対して，鉄筋コンクリート梁壁の照査値は許容限界値以下であり，十分な構造強度を有していることを確認した。

（１０）上部工の成立性検討結果（静的三次元 FEM 解析）

１）モデル化方針（三次元 FEM 解析）

・構造部材

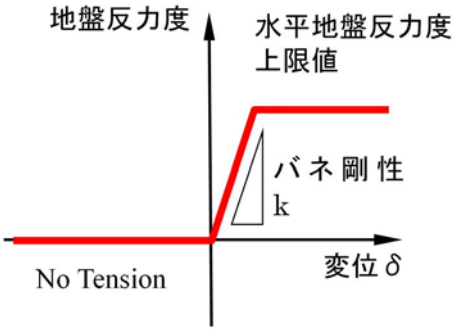
鋼管は，線形弾性とし，三次元シェル要素でモデル化する。

コンクリート躯体は，線形弾性とし，三次元ソリッド要素でモデル化する。

・地盤

地盤は，水平方向地盤反力度の上限値を考慮した，地盤バネを鋼管に配置することで表現する。この時，引張側は No tension とする。なお，地盤高さの嵩上げ工についてもバネで水平抵抗を考慮する。第 3-72 図に水平方向バネ特性の説明図を示す。

以下に解析で用いたバネの設定を示す。




第 3-72 図　水平方向バネ特性（杭及び壁バネ）

第 3-44 表　地盤バネの設定に用いる地盤剛性及び上限値

| 解析ケース | 地盤バネ定数 | 上限値 |
|---|---|---|
| 津波時 | 静弾性係数 | 残留強度（-1σ 低減値） |
| 地震時 | 地震時収束剛性 | 残留強度（-1σ 低減値） |
| 津波＋余震時 | 余震時収束剛性 | 残留強度（-1σ 低減値） |

・地震動の入力

応答変位法による照査を基本とする。解析モデルに入力する地中変位及び地表面の最大加速度は一次元の地震応答解析より算出し，変位についてはバネを返して杭体に入力する。

２）荷重及び荷重の組合せ

三次元 FEM 解析に用いる荷重の組み合わせを第 3-45 表に示す。

第 3-45 表　三次元 FEM 解析に用いる荷重の組み合わせ

<table>
<tr><th rowspan="2">解析種別</th><th rowspan="2">荷重の考慮方法</th><th rowspan="2">方向</th><th rowspan="2">鋼管</th><th rowspan="2">鋼管内の土重量</th><th colspan="2">長期荷重</th><th colspan="2">短期荷重</th></tr>
<tr><th>自重（鉄筋コンクリート壁</th><th>積雪</th><th>風</th><th>漂流物</th></tr>
<tr><td rowspan="2">地震時</td><td rowspan="2">応答変位法</td><td>水平</td><td rowspan="2">単位体積重量で考慮</td><td rowspan="2">単位体積重量で考慮</td><td>○</td><td>○</td><td>○</td><td>－</td></tr>
<tr><td>鉛直</td><td>○</td><td>○</td><td>－</td><td>－</td></tr>
<tr><td>津波時</td><td>分布荷重及び集中荷重</td><td>水平</td><td>単位体積重量で考慮</td><td>単位体積重量で考慮</td><td>○</td><td>○</td><td>－</td><td>○</td></tr>
</table>

※積雪荷重については，0.35 倍した値を用いるものとする。

風荷重は道路橋示方書の以下の式より算出する。

$p = 0.5 \rho U_d^2 C_d G$

p：単位面積当たりの風荷重(N/m$^2$)

$\rho$ ：空気密度(1.23kg/m$^3$)

$U_d$：風速(m/s) = 30.0m/s

$C_d$：抗力係数 = 1.6(一般値)

G：ガスト応答係数 = 1.9(一般値)

風は地表面より上の被覆コンクリート面に垂直に当たるものとする。第 3-76 図に考慮する津波荷重及び漂流物荷重を示す。

津波荷重は以下の式により算出する。

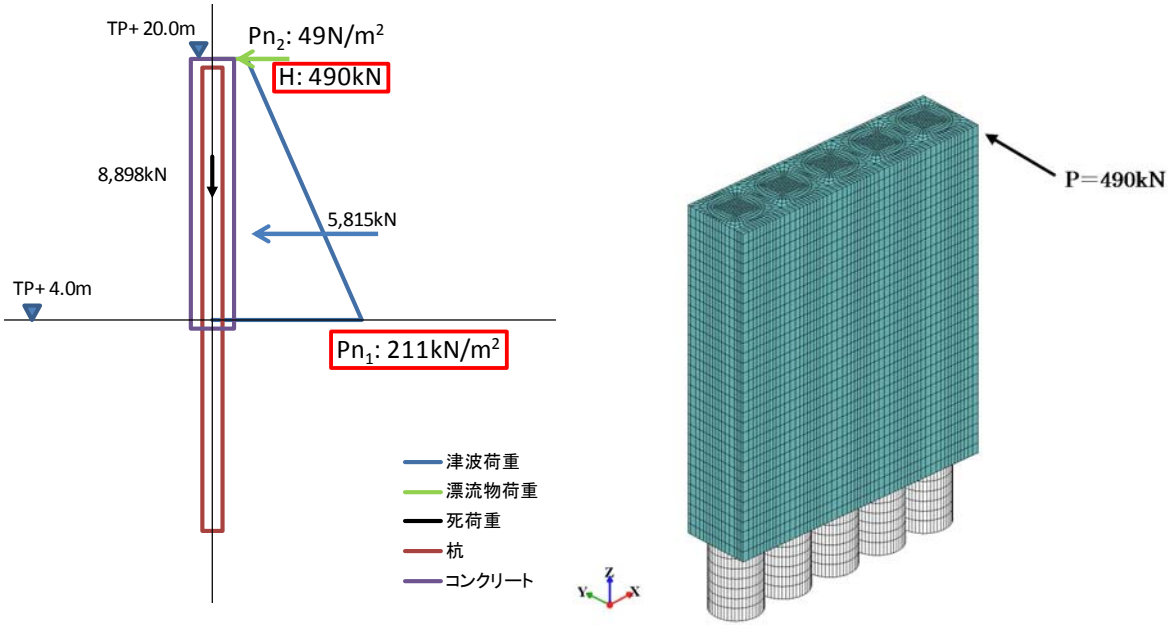
$P = 3\rho gh$

P：津波波圧(kN/m$^2$)

$\rho$ ：海水の密度（Mg/m$^3$），W=1.03（Mg/m$^3$）

g：重力加速度（m/s$^2$）

h：津波高さ（遡上高さ T.P.+17.9-設置盤高さ）/2




第 3-76 図　考慮する津波荷重及び漂流物荷重

３）解析モデル

・解析モデル

鋼管を三次元シェル要素，コンクリート壁を三次元ソリッド要素でモデル化した三次元モデルを作成する。この時，鋼管とコンクリート壁は連続体としてモデル化する。地盤については，水平地盤反力度の上限値を考慮したバネによって表現する。

・境界条件

境界条件を第 3-46 表に示す。

第 3-46 表　境界条件

| 境界 | 地震時応答解析 |
|---|---|
| 鋼管底面 | 鉛直方向固定，水平方向バネ（上限値考慮），鉛直軸回転方向固定 |
| 鉄筋コンクリート壁と地盤高さの嵩上げ工間 | 水平方向バネ（上限値考慮） |
| 鋼管周面 | 水平方向バネ（上限値考慮） |

・材料定数

材料定数を第 3-47 表，第 3-48 表に示す。

第 3-47 表　材料定数（コンクリート）

| 設計基準強度 $\sigma_{ck}$ (N/mm$^2$) | 弾性係数 E (N/mm$^2$) | ポアソン比 $\nu$ | 単位体積重量 $\gamma_c$ (kN/m$^3$) |
|---|---|---|---|
| 40 | 31,000 | 0.2 | 24.5 |

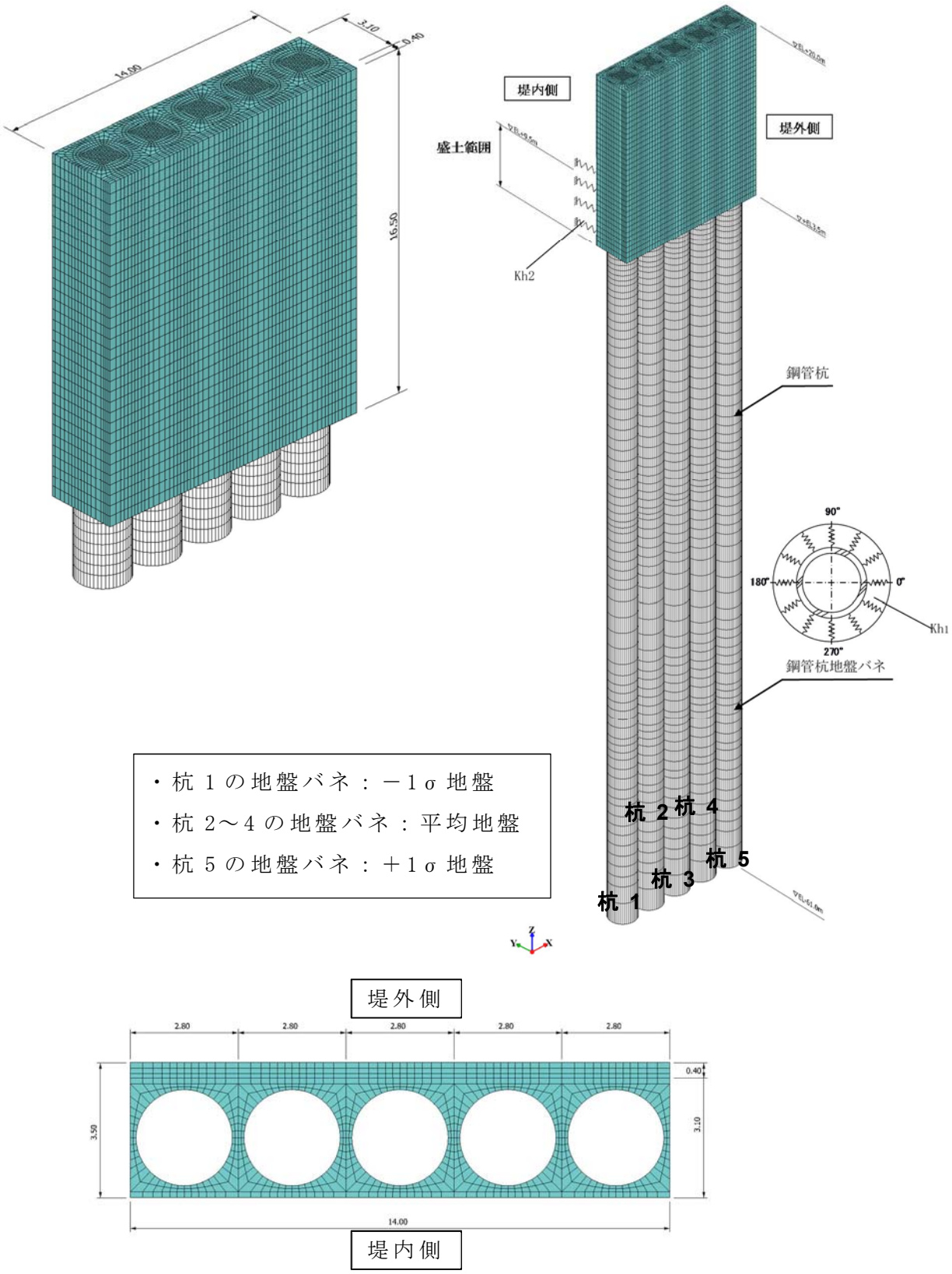
第 3-48 表　材料定数（鋼管杭）

| 杭直径 D (mm) | 厚さ t (mm) | 腐食代 (mm) | 断面積 A (m$^2$) | 断面２次モーメント I (m$^4$) | 弾性係数 E (N/mm$^2$) | ポアソン比 $\nu$ | 密度 $\rho$ (Mg/m$^3$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2,500 | 35 | 1 | 0.2632 | 0.1997761 | 200,000 | 0.30 | 7.93※ |

※鋼材の腐食代分を換算

４－１）解析モデル（一般部）

杭体に付加する地盤バネは第 3-74 図に示す方針とする。



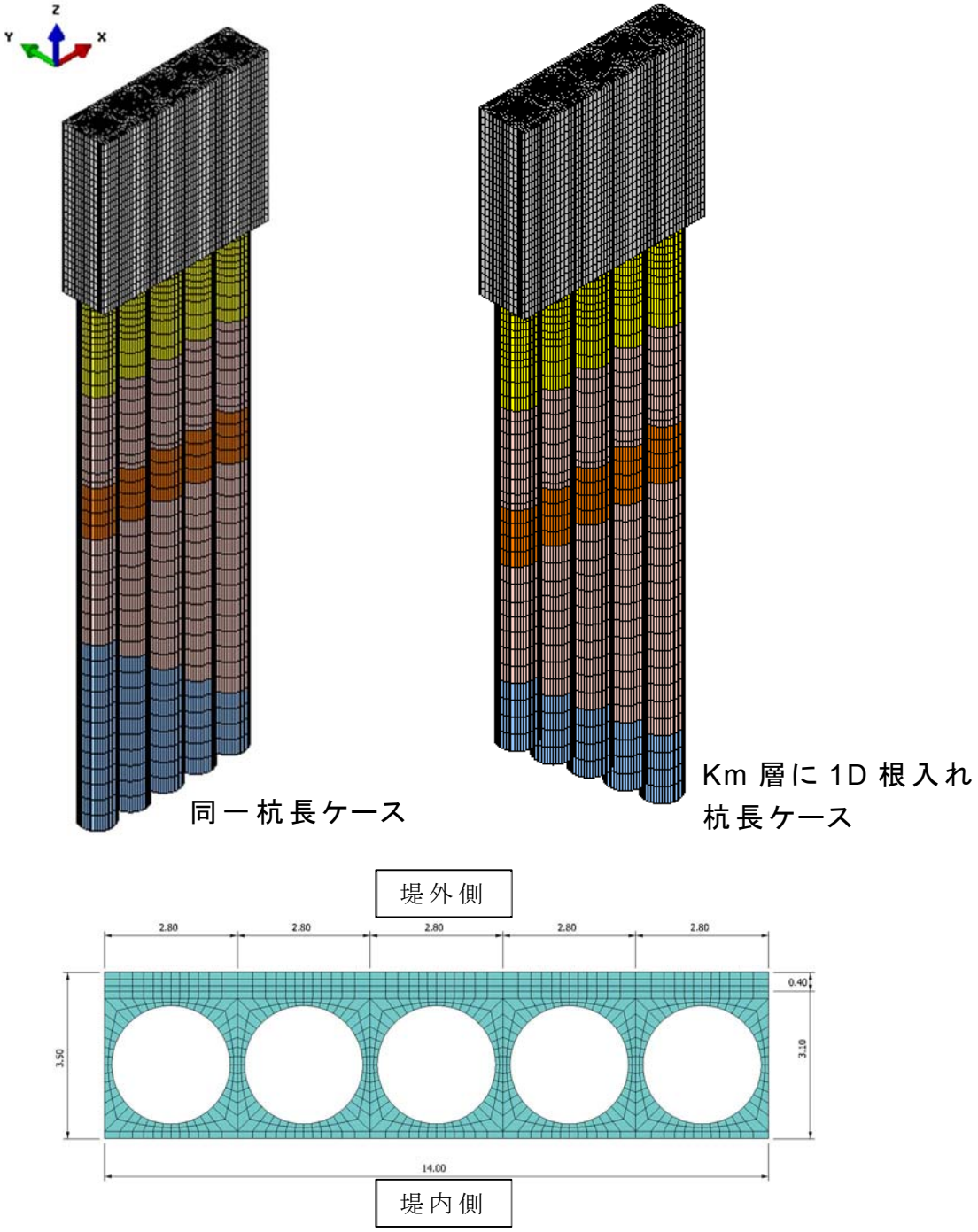

第 3-74 図　解析モデル（一般部）

４－２）解析モデル（岩盤傾斜部）

斜面部の三次元モデルは杭長を同一にしたケースと Km 層に 1D 根入れした杭長とするケースの 2 ケース実施する。

杭体に付加する地盤バネは平均物性から算出したバネを用いた。

この時，上限値については，残留強度-1σ 物性を適用した。



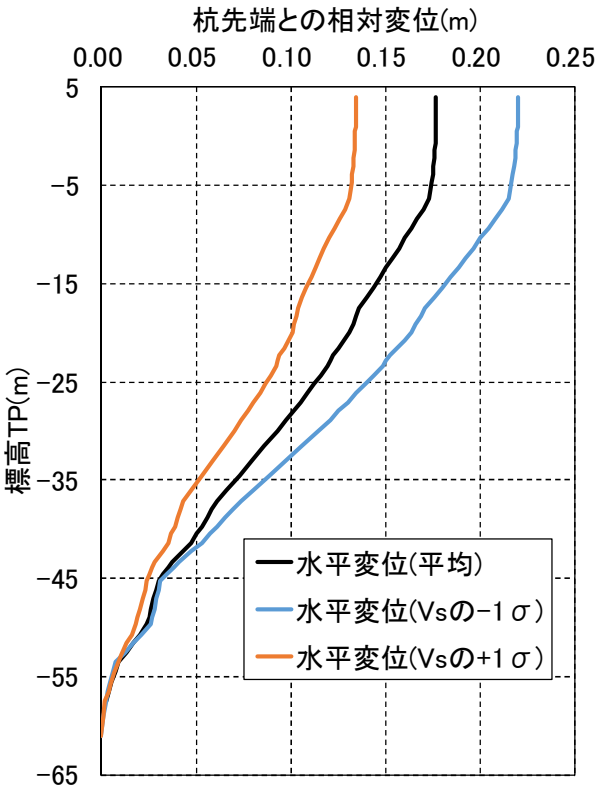

第 3-75 図　解析モデル（岩盤傾斜部）

５）地震時荷重の考え方

地震時の荷重は以下の方針とする。

- 積雪荷重：常時積雪荷重×0.35
- 水平慣性力：SHAKEによる一次元地震応答解析で地表面の最大加速度を求める。その加速度を杭と防潮壁に対して堤外→堤内方向へ平均地盤の表面最大加速度の水平慣性力を作用する。
- 鉛直慣性力：SHAKEによる一次元地震応答解析で地表面の最大加速度を求める。その加速度を杭と防潮壁に平均地盤の表面最大加速度の下向き鉛直慣性力を作用する。
- 応答変位：水平地盤変位は各杭先端からの最大相対変位とする。
- 杭1，杭3，杭5の応答変位は-1σ地盤，平均地盤，+1σ地盤のSHAKEの変位とし，杭2の変位は杭1と杭3の補間変位，杭4の変位は杭3と杭5の補間変位で設定する。
- 防潮堤における堤内側の地盤高さの嵩上げ部の応答変位は杭1中心位置の地表面応答変位から杭3中心位置の地表面応答変位及び杭5への中心位置の地表面応答変位で線形補間とする。

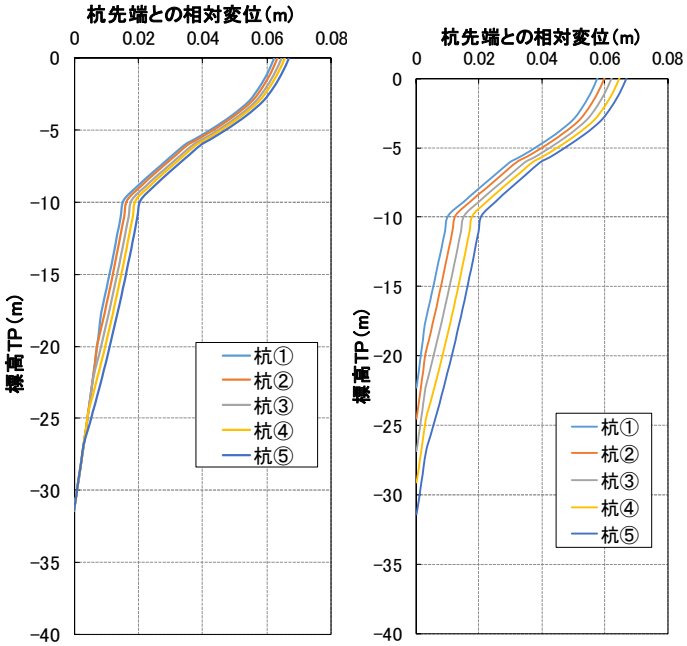
解析モデルに載荷した地震時の地中変位分布及び地表面最大加速度を第3-76図，第3-77図に示す。



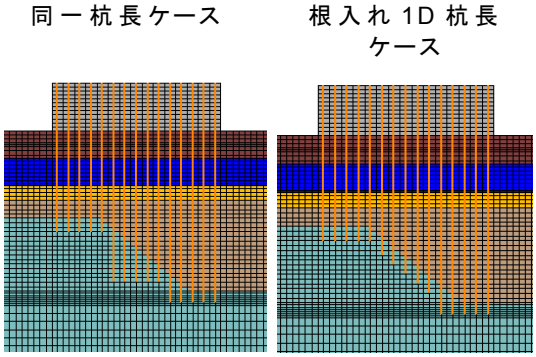

| | |
|---|---|
| 最大水平加速度 | 0.430G |
| 最大鉛直加速度 | 0.483G |

第 3-76 図　地中変位分布及び地表面最大加速度

（地震時・一般部，地点③）




同一杭長ケース　根入れ 1D 杭長ケース




| | |
|---|---|
| 最大水平加速度 | 0.602G |
| 最大鉛直加速度 | 0.458G |

同一杭長ケース　根入れ 1D 杭長ケース

第 3-77 図　地中変位分布及び地表面最大加速度

（地震時・岩盤傾斜部，地点④）

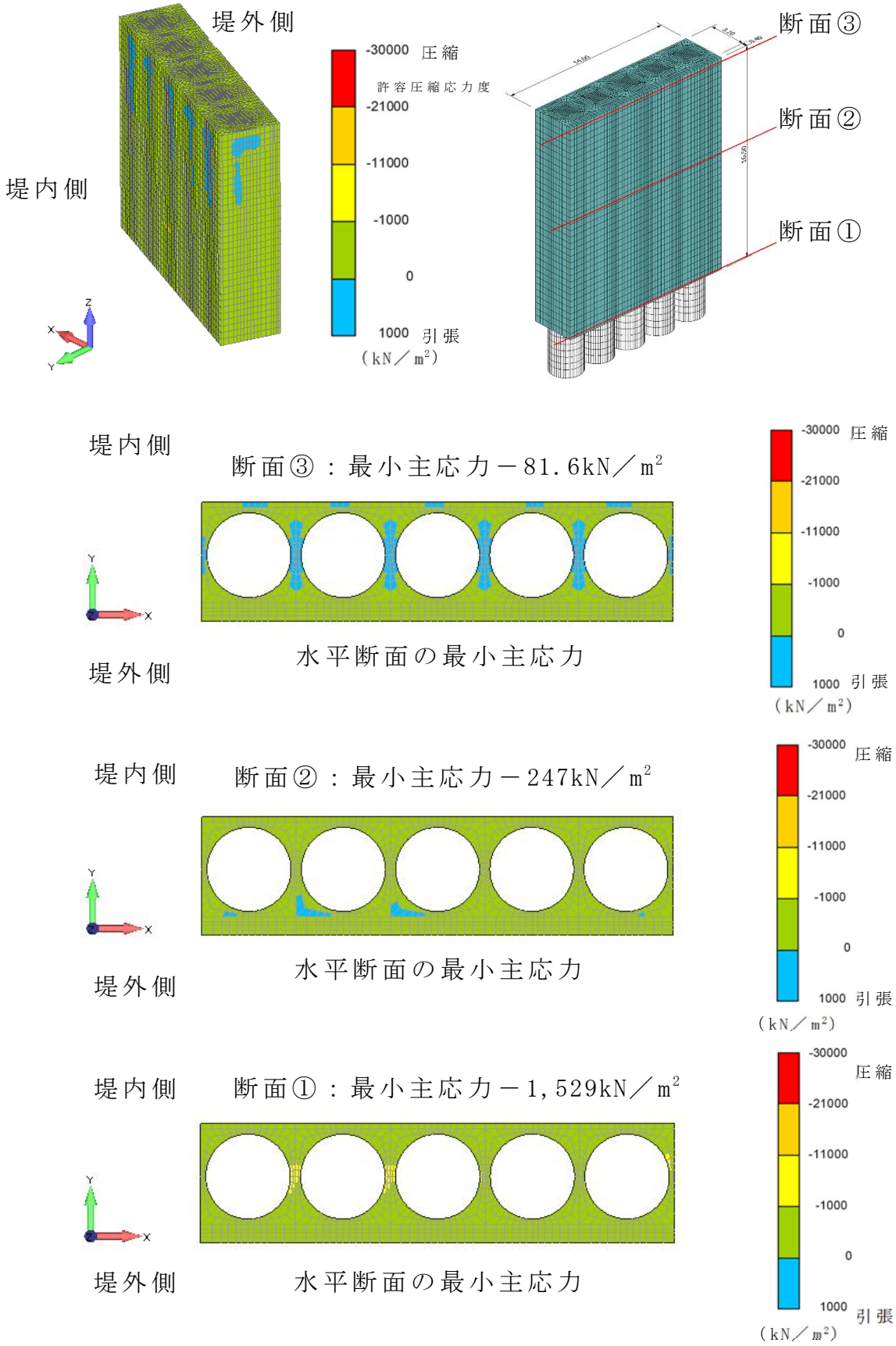
６）三次元 FEM モデルの解析結果

地震時，津波時，津波＋余震時及び地震時（岩盤傾斜モデル）の解析結果を第 3-78 図～第 3-87 図に，照査結果一覧を第 3-49 表～第 3-51 表に示す。

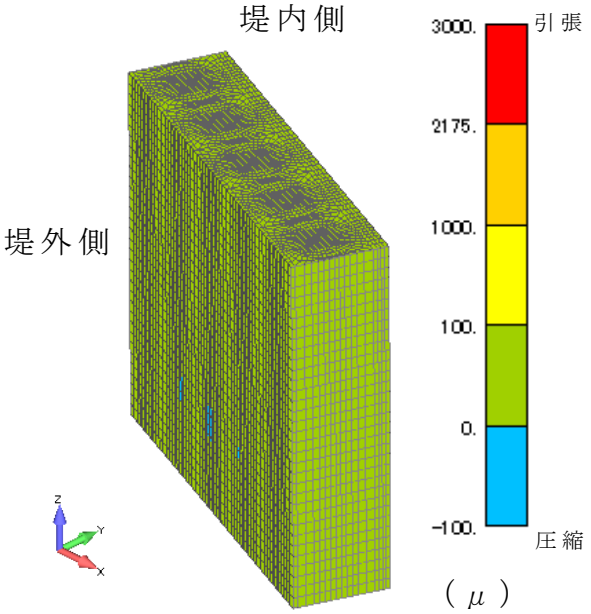
評価の結果，地震時，津波時，津波＋余震時のいずれにおいても，発生する最小主応力はコンクリートの圧縮強度 40N／$mm^2$(40,000kN／$m^2$)あるいは許容応力度 21N／$mm^2$(21,000kN/$m^2$)を十分下回ること，発生する最大主ひずみは鉄筋の許容引張応力度のひずみ以下であることから，上部工の構造成立性に問題がないことを確認した。なお，ひび割れ幅は 0.2mm 以下であり止水性が確保される（2012 年制定コンクリート標準示方書によれば，ひび割れ幅が 0.2mm 以下であれば，水密性が確保されると記述してある)。

また，岩盤の傾斜を考慮したモデルにおいても，上部工の構造成立性に問題がないことを確認した。

以上のことから，地震時，津波時，津波＋余震時のいずれにおいても，上部工は弾性状態であり構造成立性が確保されることから，止水性能は保持されることを確認した。

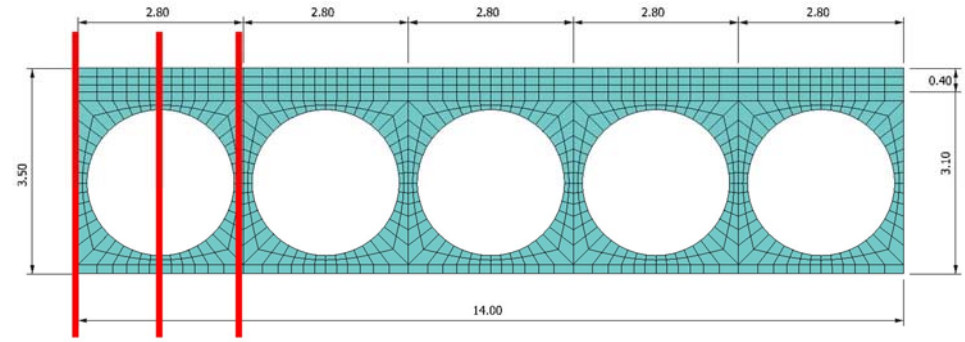


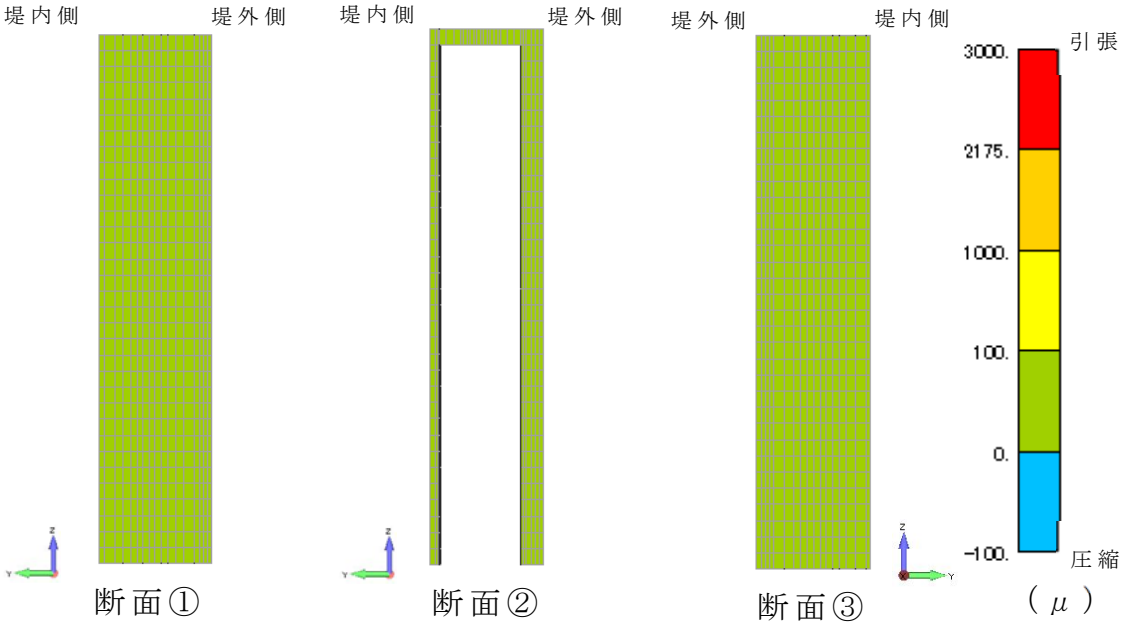

第 3-78 図　地震時の解析結果（最小主応力分布）



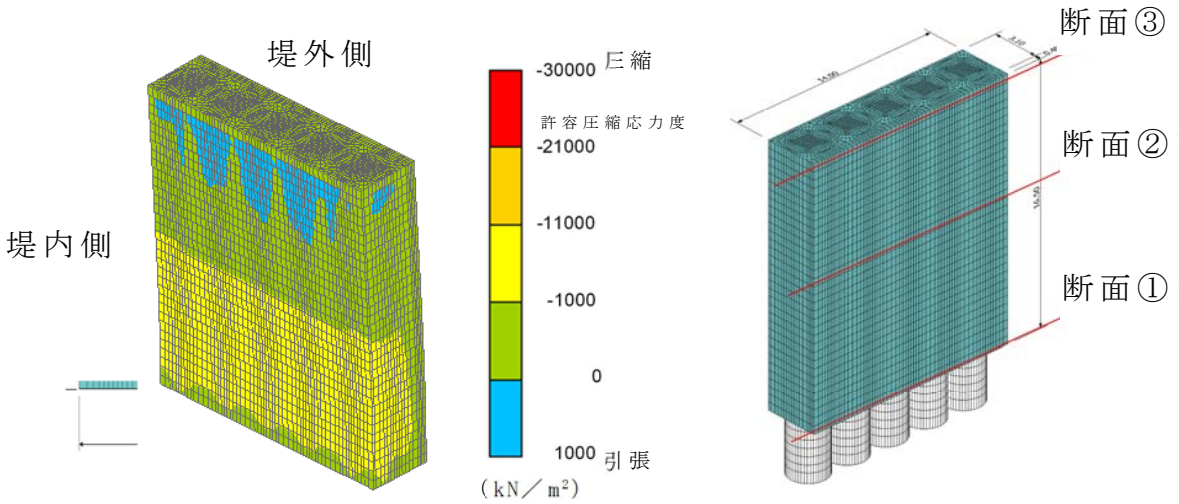

発生する最大主ひずみは，最大で 100μ 以下程度であり，RC 壁体は RC 部材として弾性範囲内である。

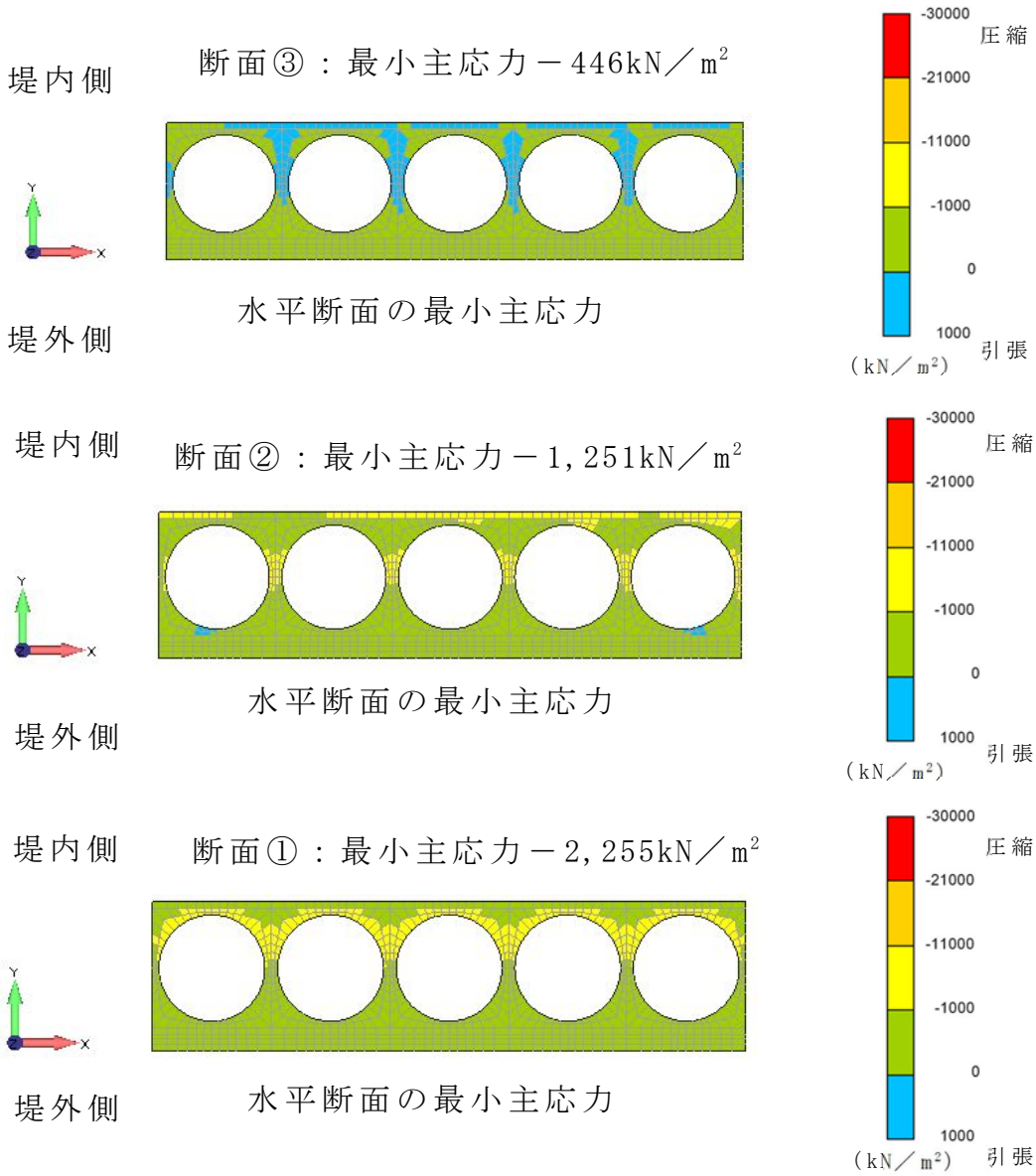
（参考）
鉄筋の短期引張許容応力度：$\sigma_{st}$=435N／mm$^2$ であることから，これを鉄筋の弾性係数で割り，短期許容引張応力度のひずみを算定すると 2,175μ となる。



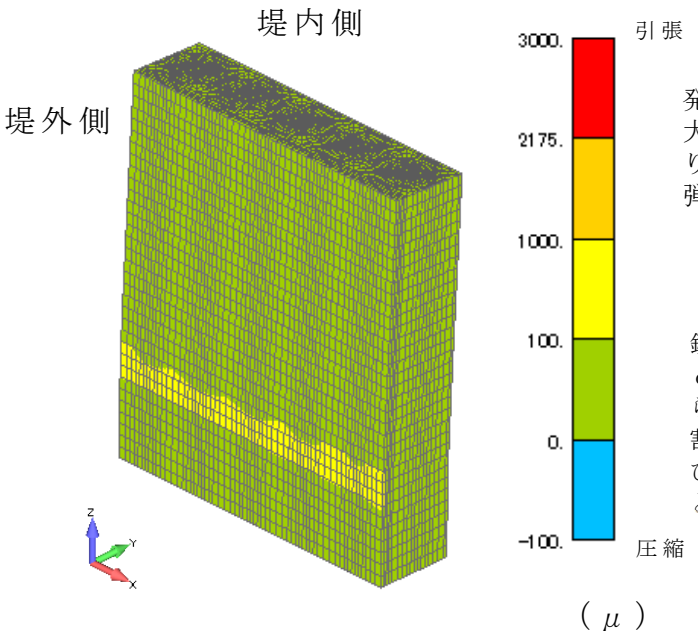




第 3-79 図　地震時の解析結果（最大主ひずみ分布）



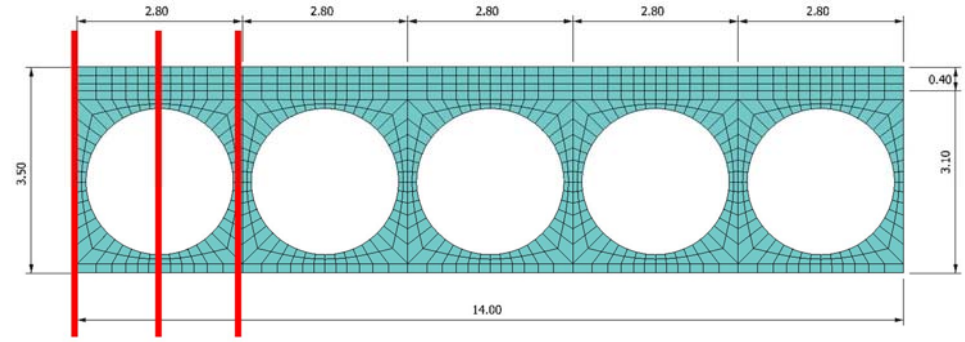



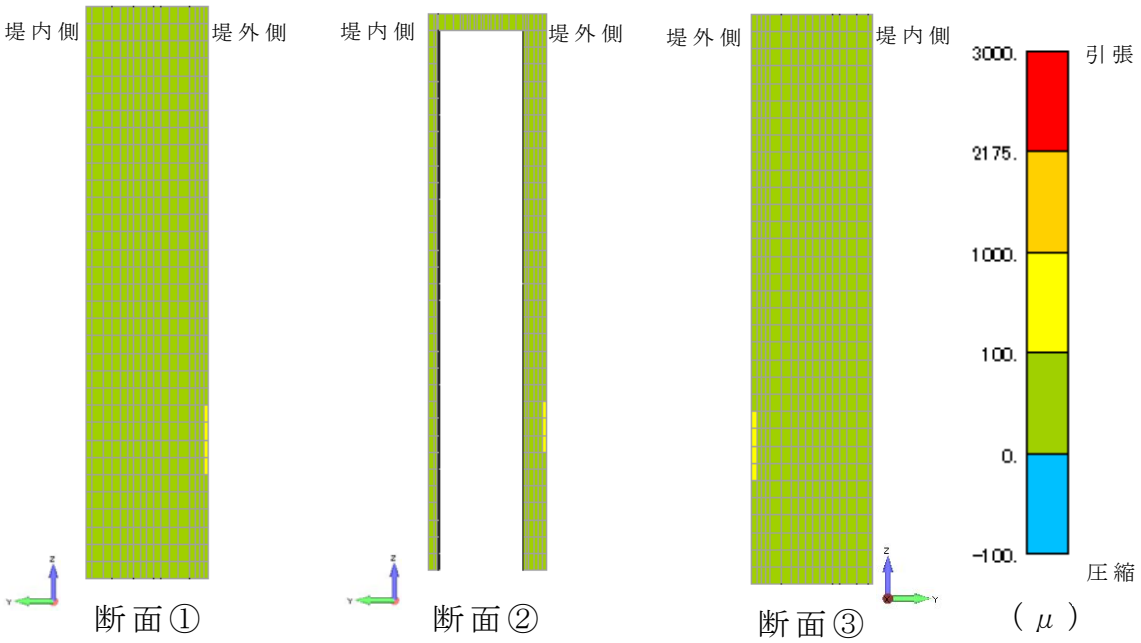

第 3-80 図　津波時の解析結果（最小主応力分布）



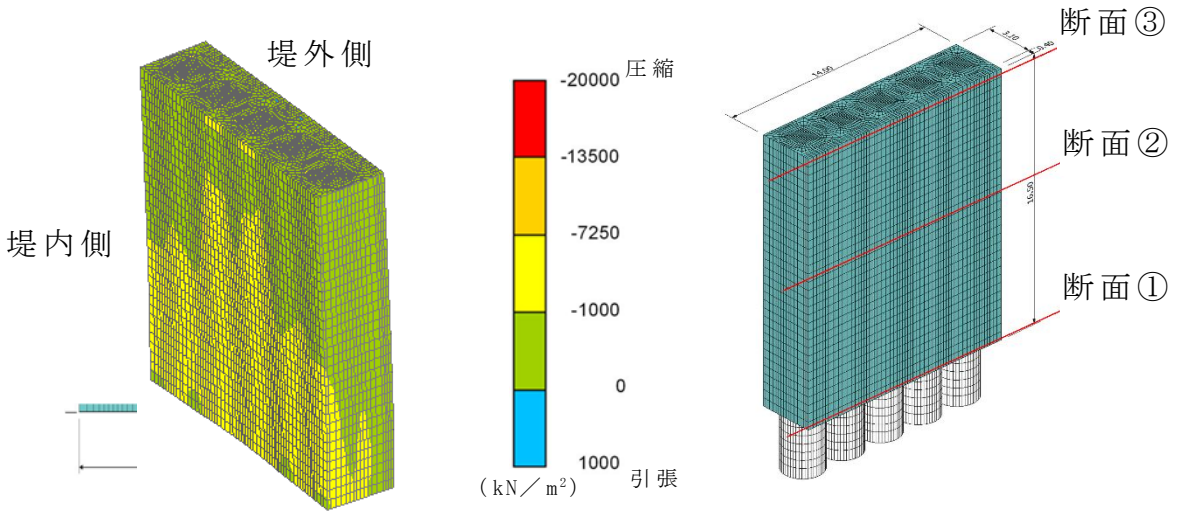

発生する最大主ひずみは，最大で 1,000μ以下程度であり，RC 壁体は RC 部材として弾性範囲内である。

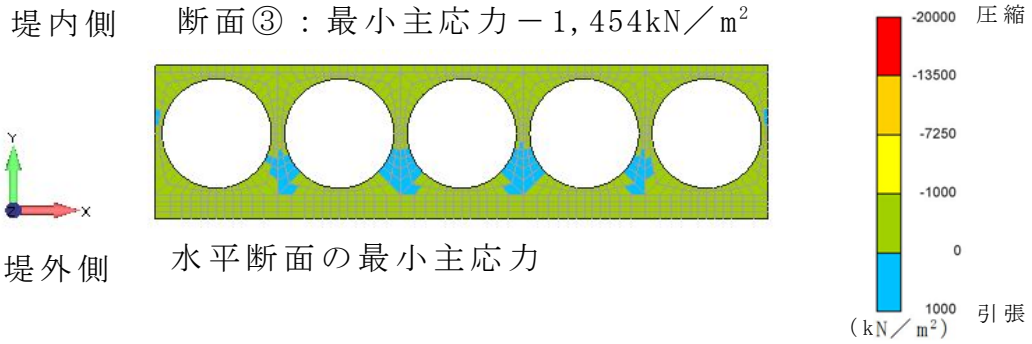
（参考）
鉄筋の短期引張許容応力度：$\sigma_{st}$=435N／mm$^2$ であることから，これを鉄筋の弾性係数で割り，短期許容引張応力度のひずみを算定すると 2,175μとなる。

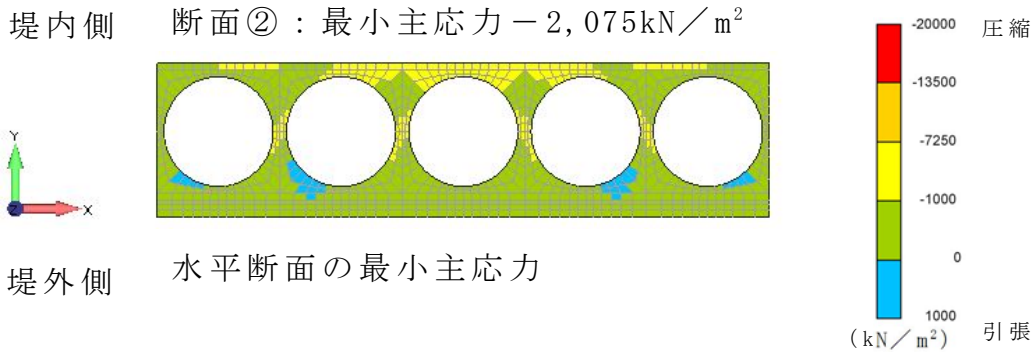


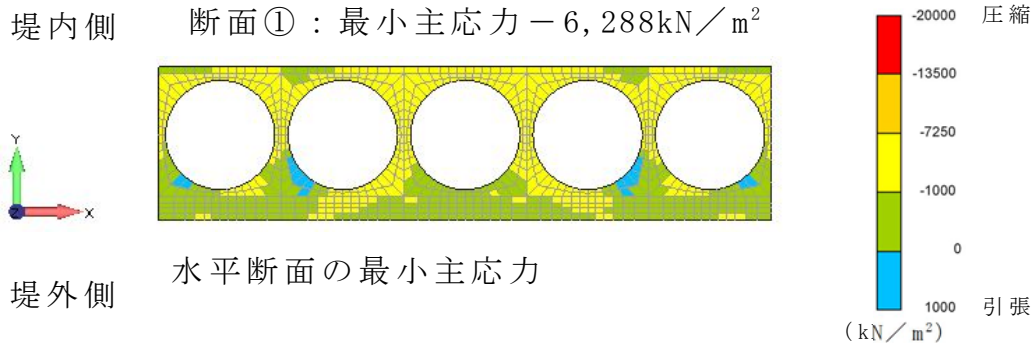




第 3-81 図　津波時の解析結果（最大主ひずみ分布）



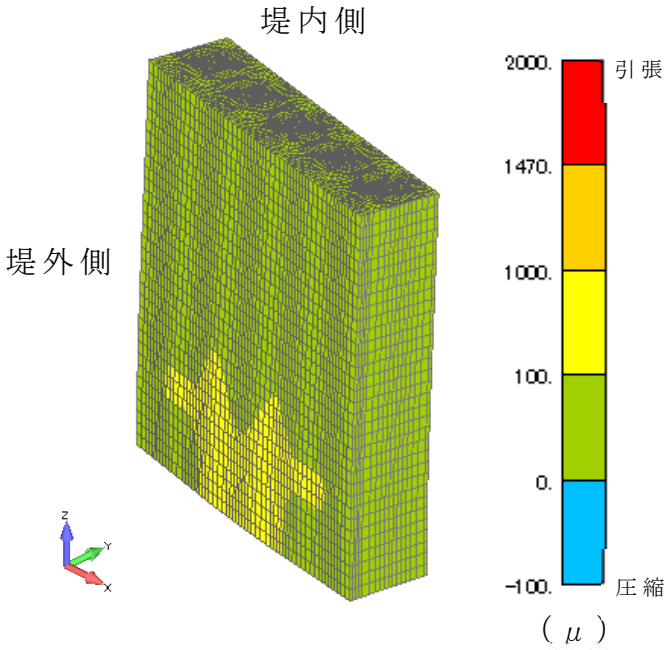



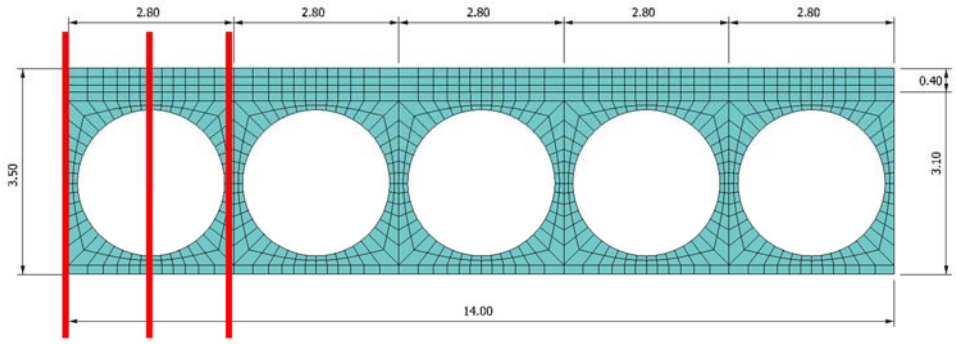

第 3-82 図　津波＋余震時の解析結果

（最小主応力分布）

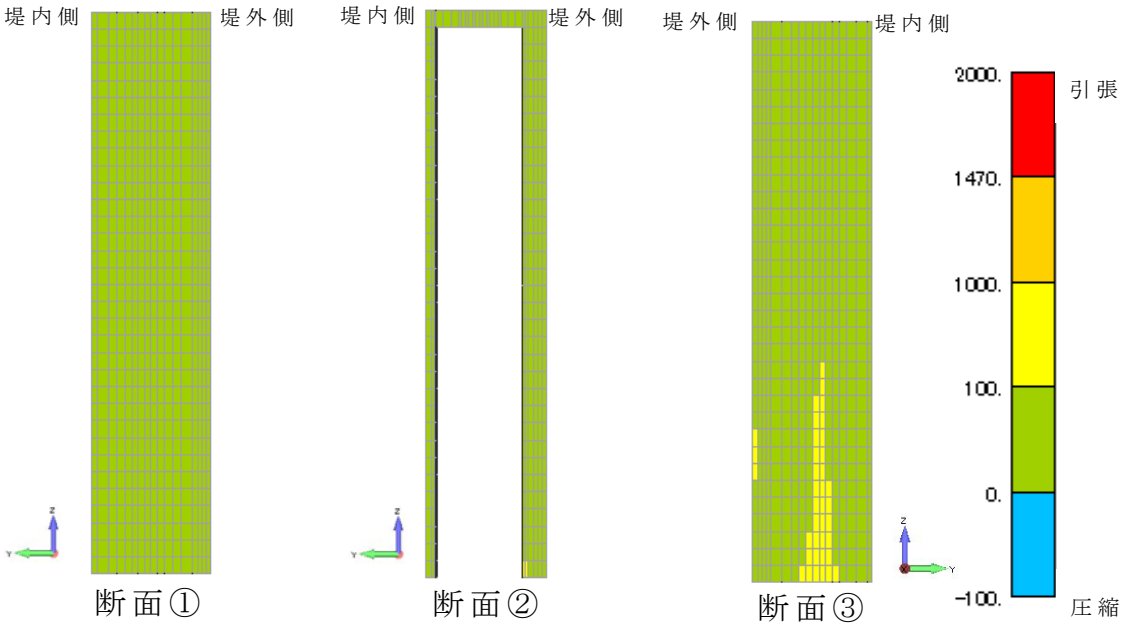



発生する最大主ひずみは，最大で 1,000μ 以下程度であり，RC 壁体は RC 部材として弾性範囲内である。

（参考）
鉄筋の短期引張許容応力度：$\sigma_{st}$=435N／mm$^2$ であることから，これを鉄筋の弾性係数で割り，短期許容引張応力度のひずみを算定すると 2,175μ となる。

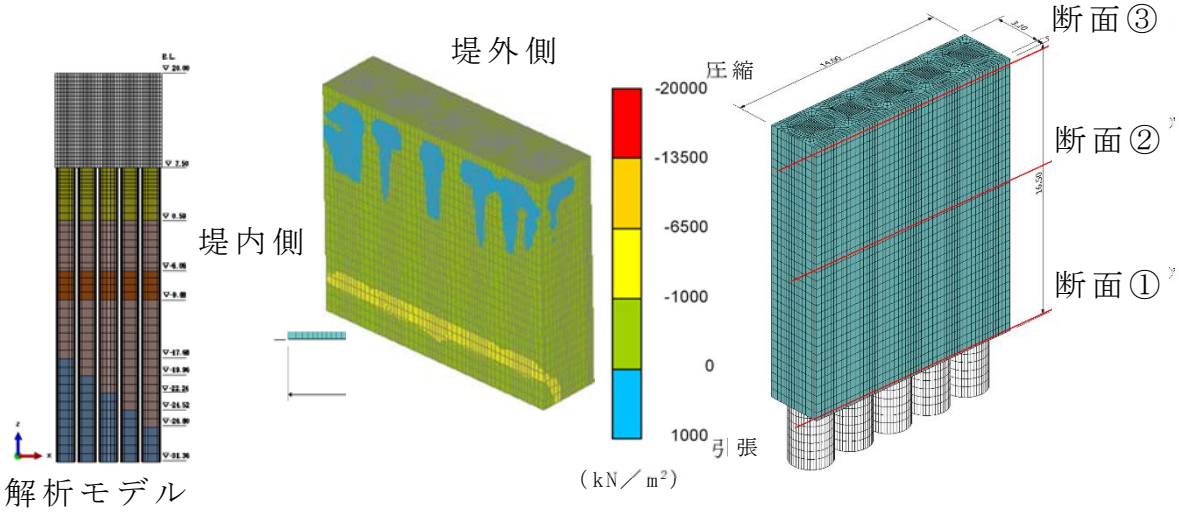


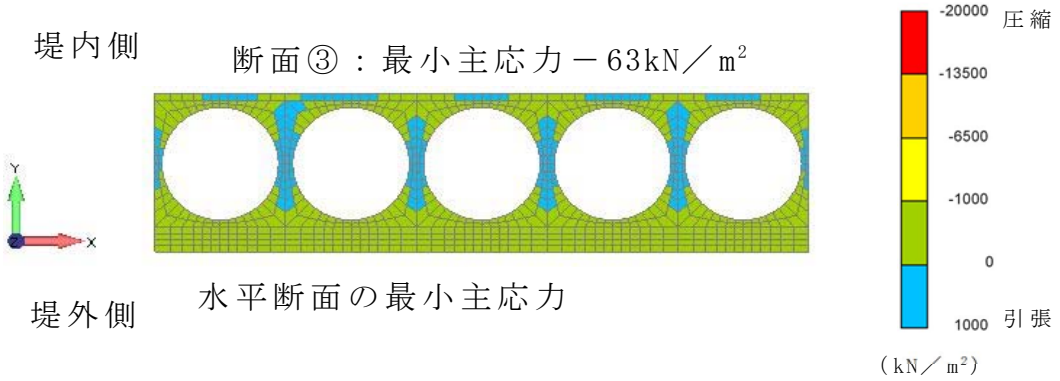

**断面①　断面②　断面③**

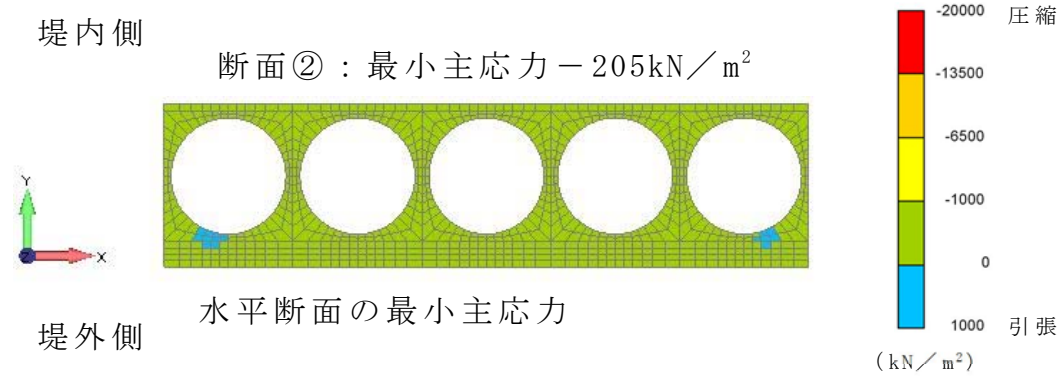


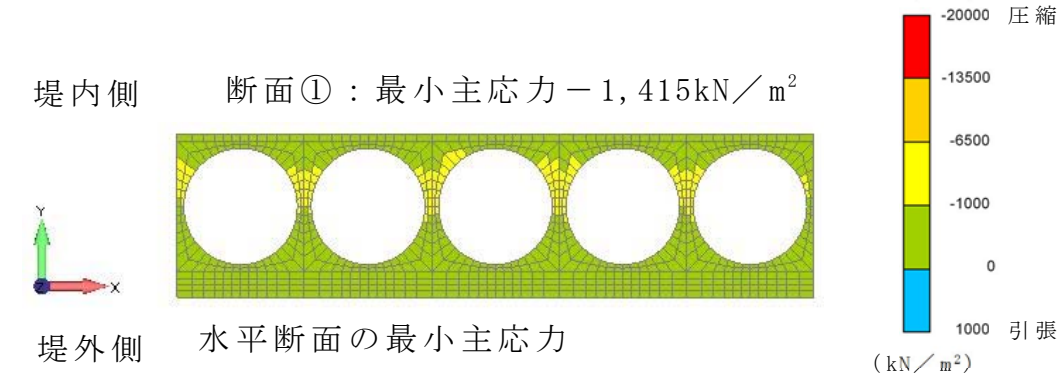

第 3-83 図　津波＋余震時の解析結果

（最大主ひずみ分布）



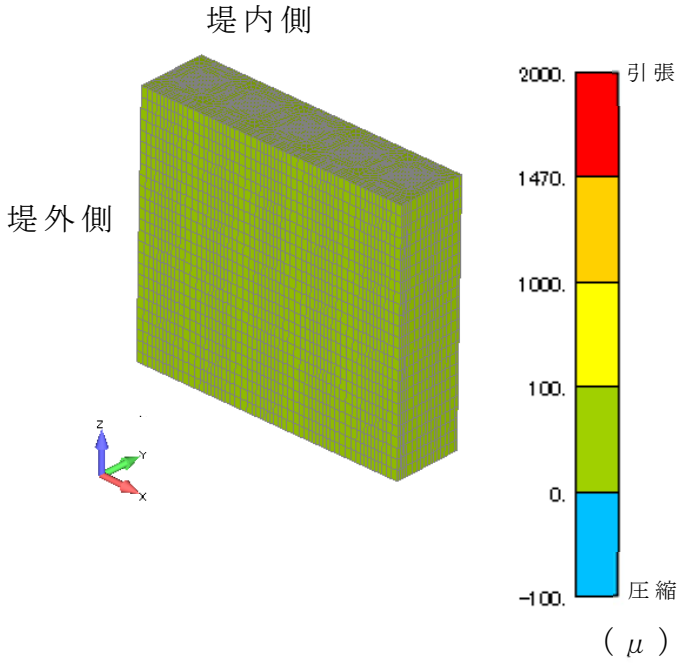



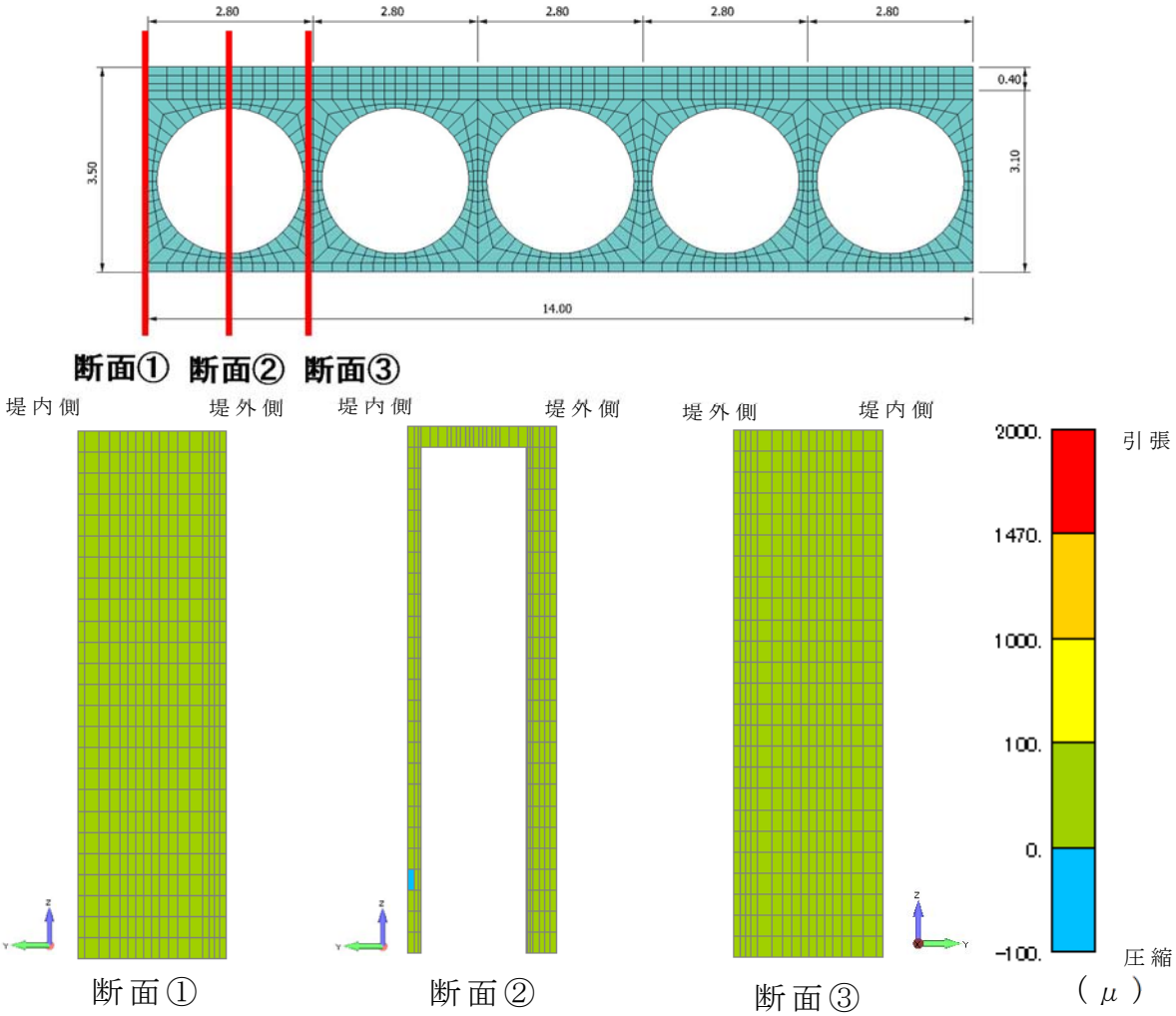

第 3-84 図　地震時（岩盤傾斜モデル）の解析結果

（最小主応力分布）



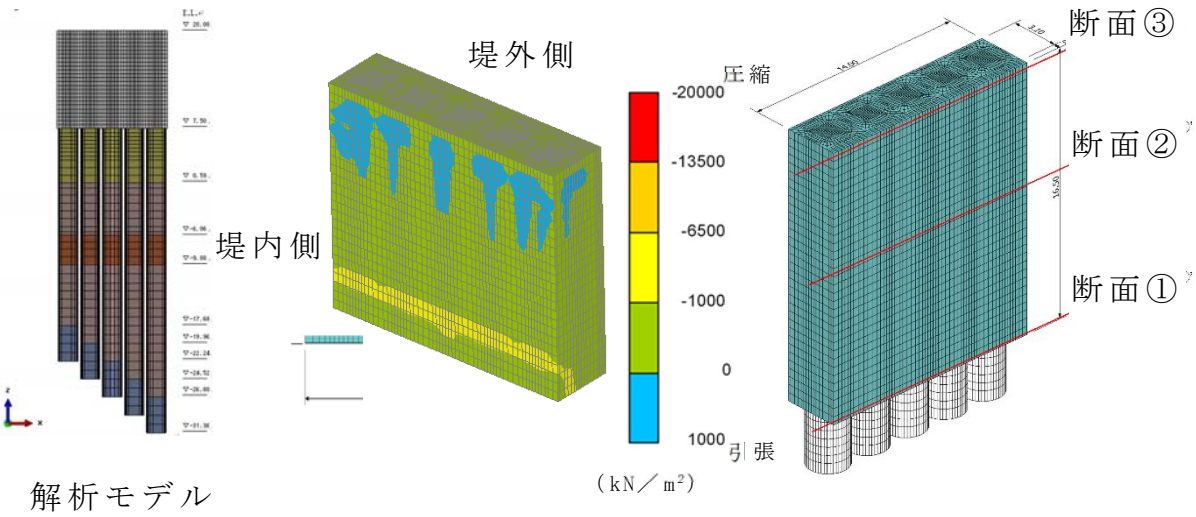

発生する最大主ひずみは，最大で 100μ 以下程度であり，RC 壁体は RC 部材として弾性範囲内である。

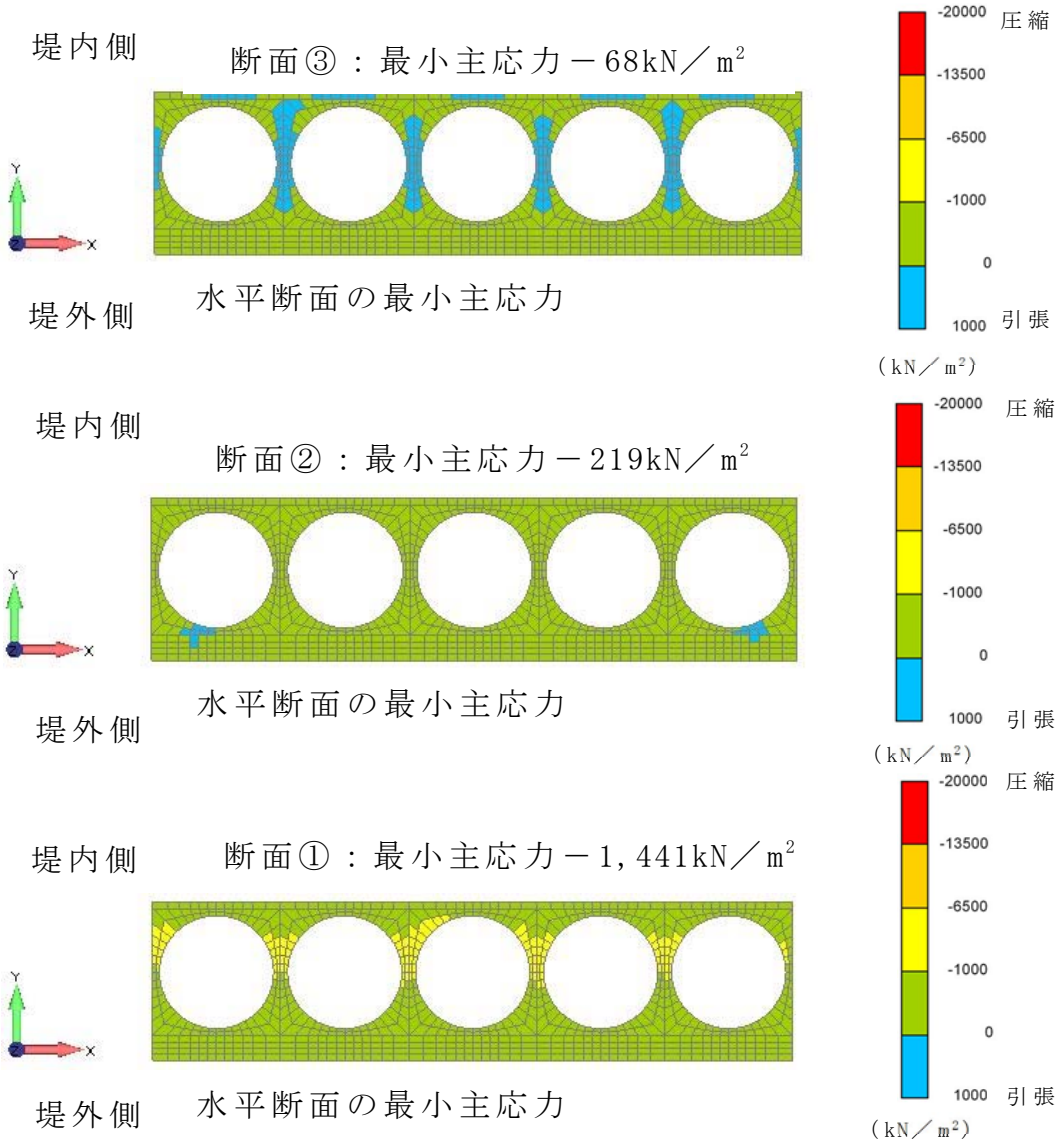
（参考）
鉄筋の短期引張許容応力度：$\sigma_{st}$=435N／mm$^2$ であることから，これを鉄筋の弾性係数で割り，短期許容引張応力度のひずみを算定すると 2,175μ となる。




第 3-85 図　地震時（岩盤傾斜モデル）の解析結果

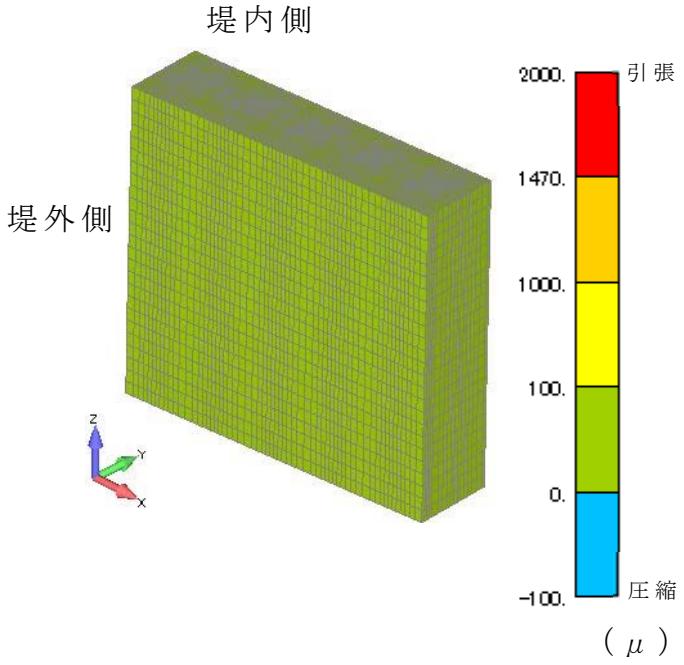
（最大主ひずみ分布）



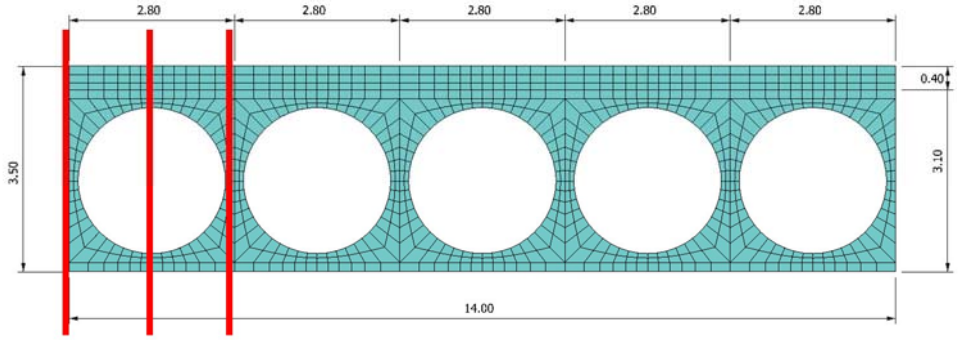

第 3-86 図　地震時（岩盤傾斜 1Dモデル）の解析結果

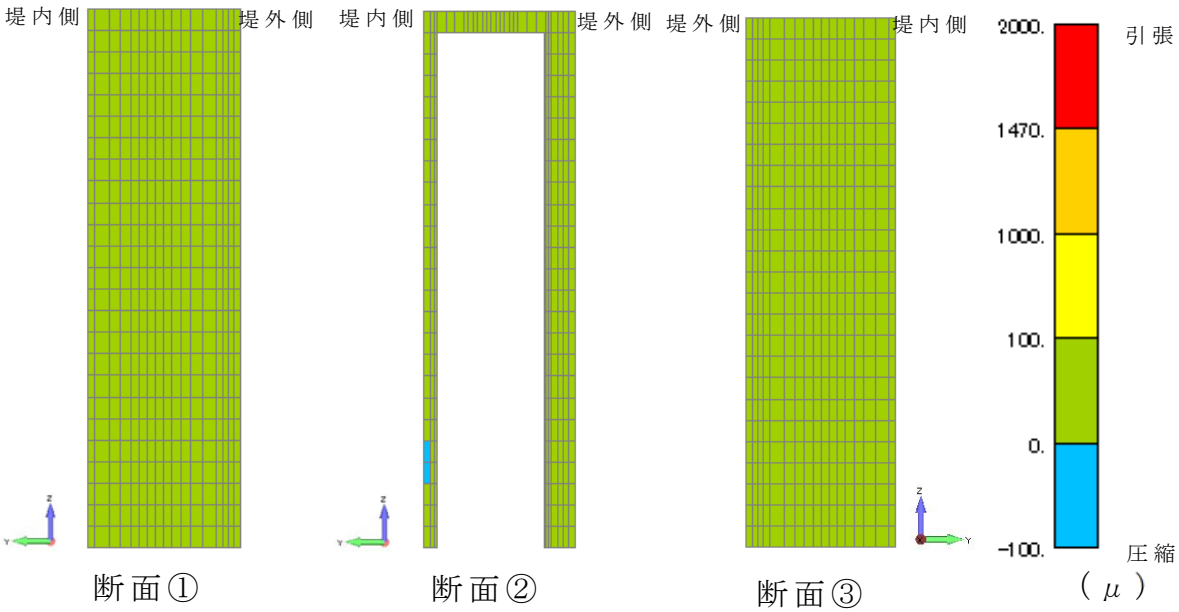
（最小主応力分布）




発生する最大主ひずみは，最大で 100μ 以下程度であり，RC 壁体は RC 部材として弾性範囲内である。

（参考）
鉄筋の短期引張許容応力度：$\sigma_{st}$=435N／mm$^2$ であることから，これを鉄筋の弾性係数で割り，短期許容引張応力度のひずみを算定すると 2,175μ となる。




第 3-87 図　地震時（岩盤傾斜 1D モデル）の解析結果

（最大主ひずみ分布）

７）三次元 FEM モデルの解析結果

照査結果一覧を第 3-49 表～第 3-51 表に示す。地震時，津波時及び津波＋余震時の上部工（鉄筋コンクリート）の圧縮，曲げ，せん断に対する評価結果について，いずれも許容限界値以下であることを確認した。

第 3-49 表　圧縮に対する照査結果

| | 発生応力度 $\sigma_c$(N／mm$^2$) | 許容応力度 $\sigma_{ca}$(N／mm$^2$) ($\sigma_{ck}$=40N/mm$^2$) | 安全率 $\sigma_{ca}$／$\sigma_c$ | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| 地震時 | 0.39 | 21 | 53.84 | OK |
| 津波時 | 1.61 | 21 | 13.04 | OK |
| 津波＋余震時 | 1.21 | 21 | 17.35 | OK |
| 地震時（岩盤傾斜モデル，同一杭長モデル） | 0.60 | 21 | 35.00 | OK |
| 地震時（岩盤傾斜モデル，1Ｄモデル） | 0.61 | 21 | 34.42 | OK |

第 3-50 表　引張に対する照査結果

| | 発生応力度 $\sigma_s$(N／mm$^2$) | 許容応力度 $\sigma_{sa}$(N／mm$^2$) (SD490) | 安全率 $\sigma_{sa}$／$\sigma_s$ | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| 地震時 | 24.42 | 435 | 17.81 | OK |
| 津波時 | 36.92 | 435 | 11.78 | OK |
| 津波＋余震時 | 47.47 | 435 | 9.16 | OK |
| 地震時（岩盤傾斜モデル，同一杭長モデル） | 17.68 | 435 | 24.60 | OK |
| 地震時（岩盤傾斜モデル，1Ｄモデル） | 19.59 | 435 | 22.20 | OK |

第 3-51 表　せん断に対する照査結果

| | 発生せん断力<br>V(kN) | 許容せん断<br>耐力 $V_a$(kN)<br>($V_a=V_c+V_s$) | 安全率<br>$V_a$／V | 判定 |
|---|---|---|---|---|
| 地震時 | 0.41 | 0.83* | 2.02 | OK |
| 津波時 | 0.67 | 0.83* | 1.23 | OK |
| 津波＋余震時 | 237.28※1 | 435※2 | 1.83 | OK |
| 地震時（岩盤傾斜モデル，同一杭長モデル） | 0.55 | 0.83* | 1.50 | OK |
| 地震時（岩盤傾斜モデル，1Dモデル） | 0.62 | 0.83※ | 1.33 | OK |

※コンクリートのみの許容せん断応力度

８）梁バネモデルと三次元 FEM モデルの応力比較

地震時及び津波時の梁バネモデルと三次元 FEM モデルでの照査結果を第 3-52 表と第 3-53 表に示す。

梁バネモデルの安全率が低くなる傾向があることから，梁バネモデルによる照査結果は安全側となっていると判断される。

**第 3-52 表**　地震時の梁バネモデルと三次元 FEM モデルの比較

| | | 梁バネモデル | 三次元 FEM モデル |
|---|---|---|---|
| 圧縮応力度 $\sigma_c$(N／mm$^2$) | 発生応力 | 0.66(31.81) | 0.14(150.00) |
| | 許容応力度 | 21.0 | 21.0 |
| 引張応力度 $\sigma_s$(N／mm$^2$) | 発生応力 | 12.62(34.46) | 9.15(47.54) |
| | 許容応力度 | 435 | 435 |
| せん断応力※ $\tau$ (N／mm$^2$) | 発生せん断応力 | 0.12(6.91) | 0.12(6.91) |
| | 許容せん断応力 | 0.83 | 0.83 |

※コンクリートのみの許容せん断応力度

（ ）値は安全率を示す。

**第 3-53 表**（1）　津波時の梁バネモデルと三次元 FEM モデルの比較

| | | 梁バネモデル | 三次元 FEM モデル |
|---|---|---|---|
| 圧縮応力度 $\sigma_c$(N／mm$^2$) | 発生応力 | 9.58(2.19) | 0.85(24.70) |
| | 許容応力度 | 21.0 | 21.0 |
| 引張応力度 $\sigma_s$(N／mm$^2$) | 発生応力 | 182.06(2.38) | 36.92(11.78) |
| | 許容応力度 | 435 | 435 |
| せん断耐力 $\tau$ (kN) | 発生せん断力 | 428.48(3.52) | 160.99(9.37) |
| | 許容せん断耐力 | 1,509 | 1,509 |

第 3-53 表（2）　津波＋余震時の梁バネモデル

と三次元 FEM モデルの比較

| | | 梁バネモデル | 三次元 FEM モデル |
|---|---|---|---|
| 圧縮応力度 $\sigma_c$（N／mm$^2$） | 発生応力 | 14.62(1.43) | 0.79(26.58) |
| | 許容応力度 | 21.0 | 21.0 |
| 引張応力度 $\sigma_s$（N／mm$^2$） | 発生応力 | 277.91(1.56) | 43.69(9.95) |
| | 許容応力度 | 435 | 435 |
| せん断耐力 $\tau$（kN） | 発生せん断力 | 487.33(3.09) | 228.78(6.59) |
| | 許容せん断耐力 | 1,509 | 1,509 |

（ ）値は安全率を示す。

以下に静的三次元 FEM による解析結果の要約を示す。

①地震時において，上部工は全ての位置でコンクリートの引張強度以下であり，ひび割れは生じないことを確認した。また，圧縮側の主応力である最小主応力分布から全てコンクリートの許容圧縮強度に対して十分な裕度があることを確認した。

②津波時では，圧縮側の主応力である最小主応力分布から全てコンクリートの許容圧縮強度に対して十分な裕度があることを確認した。引張においては，発生するひずみは鉄筋の許容応力度に対して十分に小さい値であることを確認した。

③梁バネモデルで照査しない鉄筋コンクリート梁壁背面の鋼管鉄筋コンクリートについても，三次元 FEM 解析の結果，全て許容限界値以下であり，有意なせん断破壊等は生じる恐れがないことを確認した。

④梁バネモデルに対して静的三次元 FEM 解析では奥行き方向もモデル化され，断面性能が大きくなり，応力の流れが面的に広がることから，梁バネモデルよりも精緻なモデル化ができるため，

発生する応力が小さくなることを確認した。

⑤ねじれに対する影響については，三次元 FEM 解析により，鋼管周りのコンクリートに発生するせん断応力がコンクリートのみの許容せん断応力あるいはせん断補強筋によって十分に抵抗できることを確認した。

①から⑤の結果により，静的三次元 FEM 解析の結果，津波荷重や地震荷重に対して，鉄筋コンクリート梁壁のみならず，鋼管鉄筋コンクリート部分もすべて照査値は許容限界値以下であり，十分な構造強度を有していることを確認した。さらに，梁バネの方が保守的である結果を示した。

また，コンクリートは弾性範囲内であることから，止水性について問題ないことを確認した。

（１１）地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体の成立性検討結果

地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体のせん断力が改良体のせん断耐力以内であることを有効応力解析及び二次元フレーム解析にて確認する。

表層地盤改良の深さ方向の範囲は，表層地盤の過剰間隙水圧比が比較的高い範囲や杭体に生じる断面力の低減等を考慮し設定する。また，堤内側の表層地盤改良の幅は，地盤高さの嵩上げが地震時に損傷に至らない範囲を考慮し設定する。堤外側の表層地盤改良の幅は，地盤改良に係る指針類に基づき範囲を設定する。

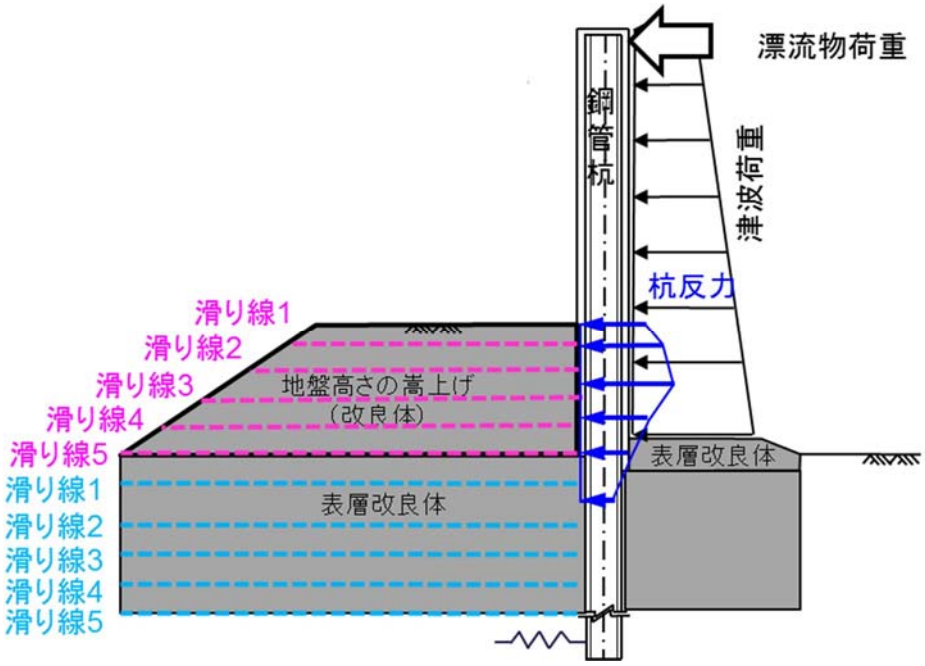
地盤改良工法は，改良対象地盤の物性，地下水位，施工性などを考慮して選定する。また，地盤剛性の急変部により杭体に局所的な応力を発生させないように，地盤剛性が上層から下層に向けて，やや大きめの剛性から原地盤に近い剛性に移行するような改良仕様を設定する。

地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体のせん断力が改良体のせん断耐力以内であることを確認するため，地盤高さの嵩上げ及び表層改良体のせん断力が，改良体の「滑り線に生じるせん断耐力」に対して安全率 1.2 以上であることを確認する。

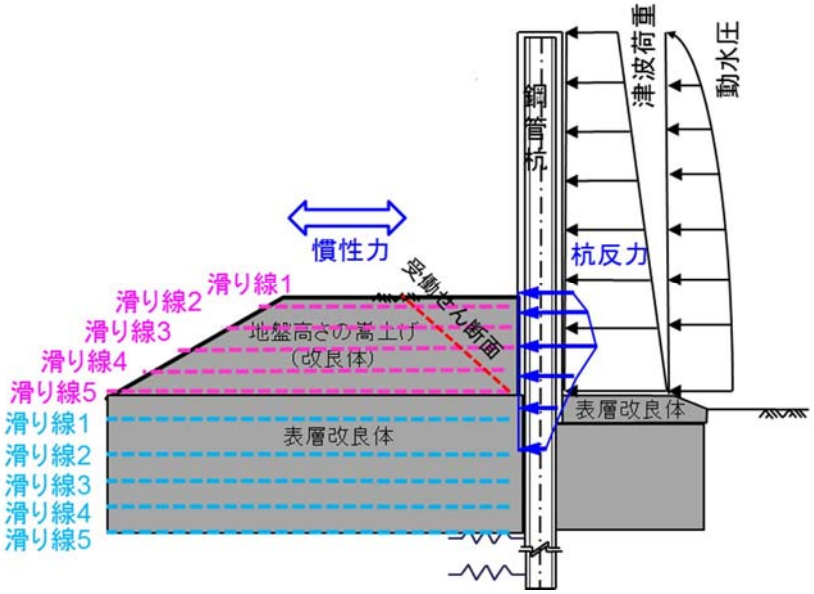
1）評価結果

①津波時，津波+余震時，T.P.＋24m 津波時及び T.P.＋24m 津波+余震時の結果

地盤の嵩上げ及び表層改良体の二次元フレーム解析による検討について，滑り線の模式図を第 3-88 図に示す。




第 3-88 図(1)　滑り線の模式図（津波時，T.P.＋24m 津波時）




第 3-88 図(2)滑り線の模式図（津波＋余震時，T.P.＋24m 津波+余震時）

地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の検討結果について，津波時及びT.P.＋24m津波時の結果を第3-54表に，津波+余震時及びT.P.＋24m津波+余震時の結果を第3-55表に示す。

全ての滑り線において安全率が1.2以上であり，地盤の嵩上げ及び表層改良体の健全性を確認した。

第3-54表(1)　地盤高さの嵩上げの滑り照査（津波時）

| 滑り線 | 検討位置 | 杭反力 | 滑り抵抗 | 安全率 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | T.P.+8.0 | 946.7 | 22,400 | 23.66 |
| 2 | T.P.+7.0 | 4,788.7 | 23,800 | 4.97 |
| 3 | T.P.+6.0 | 8,704.7 | 25,200 | 2.89 |
| 4 | T.P.+5.0 | 12,693.7 | 26,600 | 2.09 |
| 5 | T.P.+3.5 | 12,338.6 | 28,700 | 2.32 |

第3-54表(2)　表層改良体の滑り照査（津波時）

| 滑り線 | 検討位置 | 杭反力 | 滑り抵抗 | 安全率 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | T.P.+3.0 | 11,510.7 | 33,718 | 2.92 |
| 2 | T.P.+2.5 | 10,592.9 | 32,475 | 3.06 |
| 3 | T.P.+2.0 | 9,656.3 | 33,743 | 3.49 |
| 4 | T.P.+1.5 | 8,685.3 | 35,023 | 4.03 |
| 5 | T.P.+1.0 | 7,613.3 | 36,312 | 4.76 |

第 3-54 表(3)　地盤高さの嵩上げの滑り照査（T.P.+24m 津波時）

| 滑り線 | 検討位置 | 杭反力 | 滑り抵抗 | 安全率 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | T.P.+8.0 | 946.7 | 22,400 | 23.66 |
| 2 | T.P.+7.0 | 4,788.7 | 23,800 | 4.97 |
| 3 | T.P.+6.0 | 8,704.7 | 25,200 | 2.89 |
| 4 | T.P.+5.0 | 12,693.7 | 26,600 | 2.09 |
| 5 | T.P.+3.5 | 17,545.7 | 28,700 | 1.63 |

第 3-54 表(4)　表層改良体の滑り照査（T.P.+24m 津波時）

| 滑り線 | 検討位置 | 杭反力 | 滑り抵抗 | 安全率 |
|---|---|---|---|---|
| 1 | T.P.+3.0 | 19,446.7 | 33,718 | 1.73 |
| 2 | T.P.+2.5 | 21,359.7 | 32,475 | 1.52 |
| 3 | T.P.+2.0 | 23,283.7 | 33,743 | 1.44 |
| 4 | T.P.+1.5 | 22,643.7 | 35,023 | 1.54 |
| 5 | T.P.+1.0 | 20,735.7 | 36,312 | 1.75 |

第 3-55 表(1)　地盤高さの嵩上げの滑り照査（津波+余震時）

| 滑り線 | 検討位置 | 杭反力 | 慣性力 | 滑り抵抗 | 安全率 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | T.P.+8.0 | 871.0 | 0.0 | 22,400 | 25.7 |
| 2 | T.P.+7.0 | 4,406.0 | 255.0 | 23,800 | 5.10 |
| 3 | T.P.+6.0 | 8,008.0 | 525.5 | 25,200 | 2.95 |
| 4 | T.P.+5.0 | 11,678.0 | 811.4 | 26,600 | 2.12 |
| 5 | T.P.+3.5 | 15,416.0 | 1,269.3 | 28,700 | 1.72 |

第 3-55 表(2)　表層改良体の滑り照査（津波+余震時）

| 滑り線 | 検討位置 | 杭反力 | 慣性力 | 滑り抵抗 | 安全率 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | T.P.+3.0 | 15,871.0 | 1,441.7 | 33,718 | 1.94 |
| 2 | T.P.+2.0 | 14,870.0 | 1,786.3 | 33,743 | 2.02 |
| 3 | T.P.+1.5 | 14,056.2 | 1,958.7 | 35,023 | 2.18 |
| 4 | T.P.+1.0 | 13,292.3 | 2,131.0 | 36,312 | 2.35 |
| 5 | T.P.+0.0 | 12,058.2 | 2,475.7 | 38,909 | 2.67 |
| 6 | T.P.-0.48 | 11,538.6 | 2,641.1 | 38,417 | 2.70 |

第 3-55 表(3)　地盤高さの嵩上げの滑り照査（T.P.+24m 津波+余震時）

| 滑り線 | 検討位置 | 杭反力 | 慣性力 | 滑り抵抗 | 安全率 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | T.P.+8.0 | 946.7 | 0.0 | 22,400 | 23.66 |
| 2 | T.P.+7.0 | 4,788.7 | 255.0 | 23,800 | 4.71 |
| 3 | T.P.+6.0 | 8,704.7 | 525.5 | 25,200 | 2.73 |
| 4 | T.P.+5.0 | 12,693.7 | 811.4 | 26,600 | 1.96 |
| 5 | T.P.+3.5 | 16,601.2 | 1,269.3 | 28,700 | 1.60 |

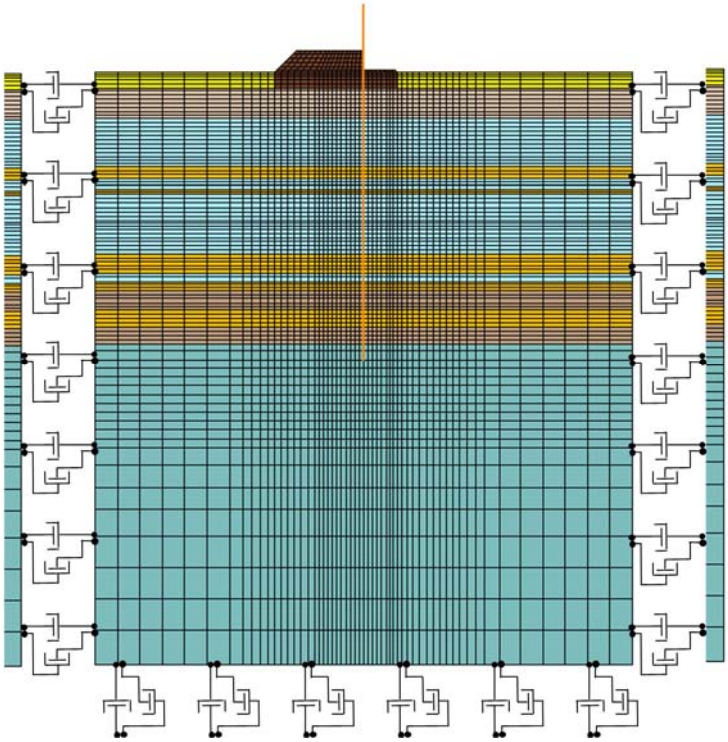
第 3-55 表(4)　表層改良体の滑り照査（T.P.+24m 津波+余震時）

| 滑り線 | 検討位置 | 杭反力 | 慣性力 | 滑り抵抗 | 安全率 |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | T.P.+3.0 | 20,403.2 | 1,441.7 | 33,718 | 1.54 |
| 2 | T.P.+2.0 | 22,703.7 | 1,786.3 | 33,743 | 1.37 |
| 3 | T.P.+1.5 | 20,767.7 | 1,958.7 | 35,023 | 1.54 |
| 4 | T.P.+1.0 | 18,859.7 | 2,131.0 | 36,312 | 1.72 |
| 5 | T.P.+0.0 | 16,948.0 | 2,475.7 | 38,909 | 2.00 |

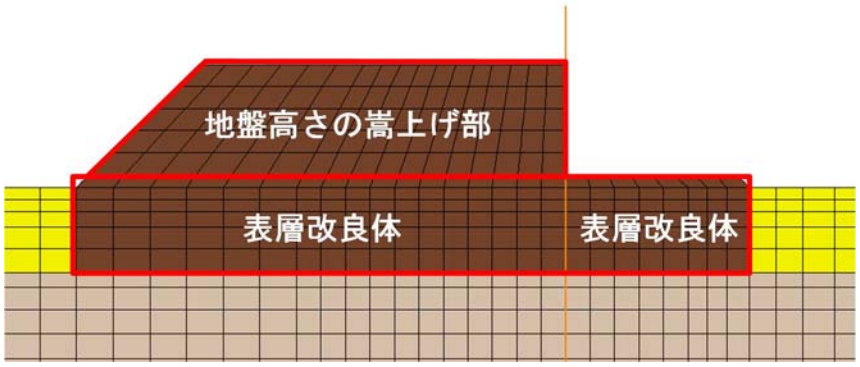
②地震時の結果

地震時の有効応力解析による結果より，地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体の最大せん断応力が，改良体のせん断強度以下であることを確認する。

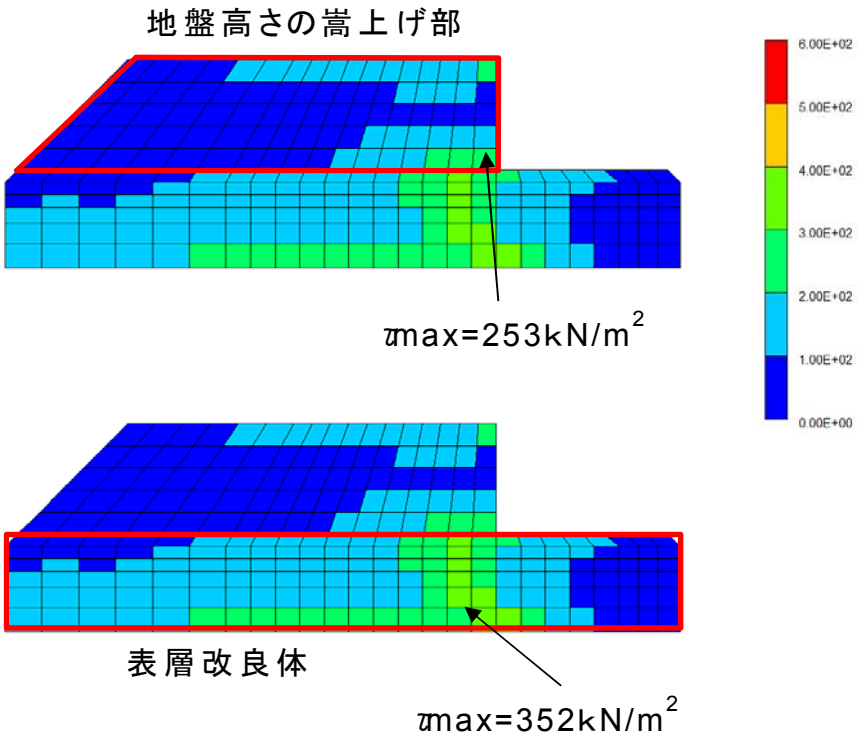
有効応力解析の解析モデルを第 3-89 図に，地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体メッシュ図を第 3-90 図に示す。また，地震時の時刻歴最大の局所のせん断応力の算出結果を第 3-91 図に示す。これら要素から算出される時刻歴最大の局所のせん断応力がせん断強度以下であり，滑り線となる連続した応力分布を形成していないことから，改良体に滑りが発生しないことを確認した。



第 3-89 図　二次元有効応力解析モデル




第 3-90 図　地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の要素メッシュ




第 3-91 図　地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の

時刻歴最大のせん断応力図

③結果のまとめ

津波時，津波＋余震時，T.P.＋24m 津波時，T.P.＋24m 津波+余震時及び地震時の検討結果について，第 3-56 表及び第 3-57 表に示す。これより地盤高さの嵩上げ及び表層改良体は，いずれのケースの照査値も許容限界値以下であることを確認した。

第 3-56 表　地盤の嵩上げ部に対する検討結果　（単位：kN）

| | 発生せん断力 | せん断耐力 | 安　全　率 | 判　定 |
|---|---|---|---|---|
| 津波時 | 12,694 | 26,600 | 2.09 ＞ 1.2 | OK |
| 津波＋余震時 | 16,685 | 28,700 | 1.72 ＞ 1.2 | OK |
| T.P.+24m 津波時 | 17,546 | 28,700 | 1.63 ＞ 1.2 | OK |
| T.P.+24m 津波+余震時 | 17,871 | 28,700 | 1.60 ＞ 1.2 | OK |
| 地震時<br>（豊浦標準砂を仮定） | τ max＝<br>253N/mm2 | τ a＝<br>500N/mm2 | 1.97 ＞ 1.2 | OK |

第 3-57 表　表層改良体に対する検討結果　（単位：kN）

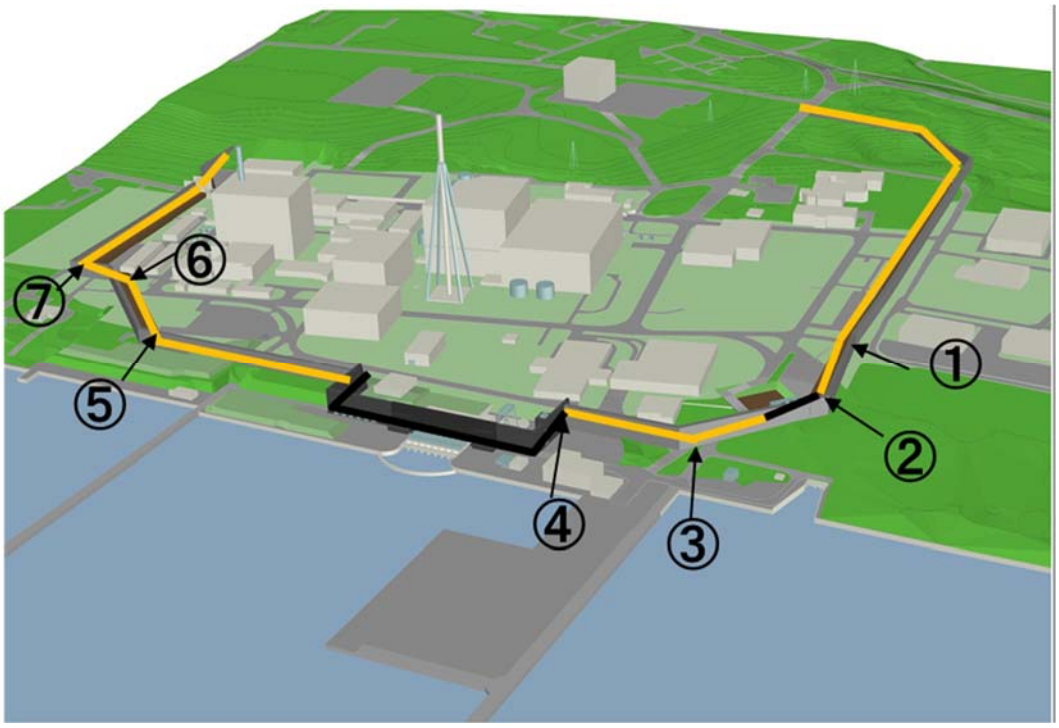
| | 発生せん断力 | せん断耐力 | 安　全　率 | 判　定 |
|---|---|---|---|---|
| 津波時 | 11,511 | 33,718 | 2.92 ＞ 1.2 | OK |
| 津波＋余震時 | 17,313 | 33,718 | 1.94 ＞ 1.2 | OK |
| T.P.+24m 津波時 | 23,284 | 33,743 | 1.44 ＞ 1.2 | OK |
| T.P.+24m 津波+余震時 | 24,490 | 33,743 | 1.37 ＞ 1.2 | OK |
| 地震時<br>（豊浦標準砂を仮定） | τ max＝<br>352N/mm$^2$ | τ a＝500N/mm$^2$ | 1.42 ＞ 1.2 | OK |

（１２）止水ジョイント部の成立性検討結果

１）検討結果

鋼管コンクリート防潮壁について，標準部，隅角部及び異種構造物間の止水ジョイントの変位量の設定について検討した。

隅角部及び異種構造物間（シートジョイント部）は，全 13 カ所のうち，代表的な①～⑦の 7 カ所について検討した。代表的な隅角部の止水ジョイントの位置を第 3-92 図に示す。




第 3-92 図　代表的な止水ジョイントの位置

ａ．標準部の止水ジョイントの検討結果

標準部の止水ジョイントに対する検討について，地震時の検討結果を第 3-58 表に，津波＋余震時の検討結果を第 3-59 表に示す。いずれの結果も 20cm 以内であり，ゴムジョイントの適用性が確認できる。

第 3-58 表標準部の止水ジョイントに対する検討結果（地震時）

| | 部位 | N 側構造物 | | | S 側構造物 | | | 発生変位量 $\sqrt{(\delta x^2+\delta y^2+\delta z^2)}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\delta_{xN}$ | $\delta_{yN}$ | $\delta_{zN}$ | $\delta_{xS}$ | $\delta_{yS}$ | $\delta_{zS}$ | |
| 標準部 | 断面 A 付近 | 0.482 | 0.482 | 0.023 | 0.395 | 0.395 | 0.000 | 0.125 |

*杭先端と杭天端の相対変位より算定（単位：m）

*本検討結果は，横断方向の結果を縦断方向の結果にも適用した暫定値である。

第 3-59 表標準部の止水ジョイントに対する検討結果（津波+余震時）

| | 部位 | N 側構造物 | | | S 側構造物 | | | 発生変位量 $\sqrt{(\delta x^2+\delta y^2+\delta z^2)}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | $\delta_{xN}$ | $\delta_{yN}$ | $\delta_{zN}$ | $\delta_{xS}$ | $\delta_{yS}$ | $\delta_{zS}$ | |
| 標準部 | 断面 A 付近 | 0.338 | 0.259 | 0.034 | 0.388 | 0.289 | 0.014 | 0.093 |

*杭先端と杭天端の相対変位より算定（単位：m）

*本検討結果は，津波+余震時は，地震時の残留変位及び地震時/2 の変位量により安全側に算出した結果とした。

ｂ．隅角部・異種構造物間の止水ジョイントの検討結果

隅角部・異種構造物間の止水ジョイントに対する検討について，地震時の検討結果を第 3-60 表に，津波＋余震時の検討結果を第 3-61 表に示す。いずれの結果も 2m 以内であり，シートジョイントの適用性が確認できる。

第 3-60 表　隅角部・異種構造物間の止水ジョイントに対する検討結果（地震時）

| | 部位 | 堤内角度 | N 側構造物 | | | S 側構造物 | | | 発生変位量 $\sqrt{(\delta x^2+\delta y^2+\delta z^2)}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $\delta_{xN}$ | $\delta_{yN}$ | $\delta_{zN}$ | $\delta_{xS}$ | $\delta_{yS}$ | $\delta_{zS}$ | |
| ① | 隅角部 | 192.7 | -0.464 | -0.368 | -0.028 | -0.533 | -0.257 | 0 | 0.134 |
| ② | 隅角部 | 121.0 | -0.463 | -0.371 | -0.027 | 0.079 | -0.588 | 0 | 0.585 |
| ③ | 隅角部 | 133.2 | -0.463 | -0.371 | -0.027 | -0.047 | -0.591 | 0 | 0.472 |
| ④ | 異種構造物間 | 90.0 | -0.463 | -0.371 | -0.027 | 0.371 | -0.463 | 0 | 0.839 |
| ⑤ | 隅角部 | 138.0 | 0.403 | 0.075 | -0.008 | 0.250 | 0.325 | 0 | 0.294 |
| ⑥ | 隅角部 | 226.5 | 0.403 | 0.075 | -0.008 | 0.332 | -0.241 | 0 | 0.324 |
| ⑦ | 隅角部 | 90.2 | 0.403 | 0.075 | -0.008 | -0.073 | 0.403 | 0 | 0.579 |

（単位：m）

第 3-61 表　隅角部・異種構造物間の止水ジョイントの検討結果

（津波＋余震時）

| | 部位 | 堤内角度 | N 側構造物 | | | S 側構造物 | | | 発生変位量 $\sqrt{(\delta x^2+\delta y^2+\delta z^2)}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | δxN | δyN | δzN | δxS | δyS | δzS | |
| ① | 隅角部 | 192.7 | -0.340 | -0.259 | -0.034 | -0.389 | -0.178 | 0 | 0.105 |
| ② | 隅角部 | 121.0 | -0.340 | -0.259 | -0.034 | 0.047 | -0.425 | 0 | 0.437 |
| ③ | 隅角部 | 133.2 | -0.340 | -0.259 | -0.034 | -0.044 | -0.426 | 0 | 0.353 |
| ④ | 異種構造物間 | 90.0 | -0.340 | -0.259 | -0.034 | 0.259 | -0.340 | 0 | 0.626 |
| ⑤ | 隅角部 | 138.0 | -0.338 | -0.254 | -0.030 | -0.081 | -0.415 | 0 | 0.316 |
| ⑥ | 隅角部 | 226.5 | -0.338 | -0.254 | -0.030 | -0.417 | 0.070 | 0 | 0.348 |
| ⑦ | 隅角部 | 90.2 | -0.338 | -0.254 | -0.030 | 0.253 | -0.339 | 0 | 0.620 |

（単位：m）

ｃ．性能確認試験結果

引張り試験，耐圧試験等の結果を第 3-62 表に示す。

使用を計画している材料（ゴムジョイント，シートジョイント）については，当該地点の設計津波荷重以上の耐圧性能を保持することが確認され，また，地震時の変位量を考慮しても津波荷重に対して漏水等の発生がないことを確認した。

第 3-62 表　性能試験結果一覧表

| 止水ジョイント | 試験内容 | 試験結果 |
|---|---|---|
| ゴムジョイント | Ⅰ　引張試験・耐圧試験<br>（0.26MPa，1hr，伸び 250mm） | 良 |
| | Ⅰ　引張試験・耐圧試験<br>（0.26MPa，1hr，剪断 300mm） | 良 |
| | Ⅰ　引張試験・耐圧試験<br>（0.26MPa，1hr，伸び 125mm，剪断 150mm） | 良 |
| | Ⅰ　引張試験・耐圧試験<br>（0.55MPa，1hr，伸び 250mm） | 良 |
| | Ⅰ　引張試験・耐圧試験<br>（0.55MPa，1hr，剪断 300mm） | 良 |
| | Ⅰ　引張試験・耐圧試験<br>（0.55MPa，1hr，伸び 125mm，剪断 150mm） | 良 |
| シートジョイント | Ⅱ－１　耐圧試験（0.26MPa，1hr） | 良 |
| | Ⅱ－１　耐圧試験（0.55MPa，1hr） | 良 |
| | Ⅱ－２　繰返載荷試験<br>（56.45KN/30cm，10 回，取付角 0°） | 良 |
| | Ⅱ－２　繰返載荷試験<br>（56.45KN/30cm，10 回，取付角 45°） | 良 |
| | Ⅱ－３　継続載荷試験<br>（56.45KN/30cm，10 回後 10 分継続，取付角 0°） | 良 |
| | Ⅱ－３　継続載荷試験<br>（56.45KN/30cm，10 回後 10 分継続，取付角 45°） | 良 |
| | 耐候性試験<br>（5 年相当，10 年相当，15 年相当　その後引張試験を実施予定） | 試験中 |

（１３）まとめ

設置許可段階において，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の基準地震動Ｓｓ及び基準津波，T.P.+24m 津波等に対する構造成立性について確認した。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の杭体については，地震応答解析（有効応力解析）の結果，基準地震動Ｓｓに対して，杭の曲げ，せん断及び支持力が許容限界値以下であり，十分な構造強度を有していることを確認した。また，二次元フレーム解析の結果，基準津波及び T.P.+24m 津波に対しても，杭の曲げ，せん断及び支持力が許容限界値以下であり，同様に十分な構造強度を有していることを確認した。

上部工である鉄筋コンクリートについては，二次元梁バネモデルによる解析結果が，静的三次元 FEM 解析結果よりも保守的な評価となることを確認した（発生断面力が大きく評価される)。その結果においても，上部工のコンクリート及び鉄筋に生じる断面力が許容限界値以下であり，十分な構造強度を有していることを確認した。

地盤高さの嵩上げ部や表層改良体については，地震時，津波時におけるすべりに対して十分な安全率を有していることを確認した。

止水ジョイント部については，地震時の変位量により止水ゴムまたは止水シートの使い分けを行うこととし，性能試験結果においても，これら材料が津波荷重に対して十分な耐性があることを確認した。

以上より，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に必要な構造強度や止水性能について，見通しが得られたものと考える

（１４）部材の安全余裕について

構造成立性の検討にあたっては，構造体に対してより厳しい評価となる解析断面を選定し，その地盤モデルについても地層構成の不確かさや地盤物性値のバラツキなどを安全側に考慮（極端な地層厚の組合せや強制的な液状化を仮定するなど）した評価を行った。

検討結果によれば，全ての検討ケースにおいて，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の下部工及び上部工とも，各照査項目は許容値内に収まっていることを確認した。 また，今後の詳細設計段階では，検討条件の変化が生じた場合においても，材料仕様の変更等により安全余裕を確保できる。

以上のことから，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の耐震及び耐津波設計の検討としては，安全側に包含する条件での評価により，十分な構造強度と止水性能を有する構造成立性を確認できたのと共に，今後の詳細設計で検討条件の変化が生じた場合においても，材料仕様の変更等により柔軟な設計対応が可能である見通しを得た。

第 3-63 表に示す下部工については，鋼管杭の板厚は t ＝100mm 程度まで厚くする対応が可能であるが，杭の納入期間や施工効率を考慮した選定が必要となる。

第 3-63 表　鋼管杭最小安全率

| 照査項目 | 安全率最小のケース | 応答値 | 許容値(SM570) | 安全率 | 判定 |
|---|---|---|---|---|---|
| 曲げ・軸力 | 地点④・岩盤傾斜部・豊浦標準砂を仮定したモデル<br>③横断 Km 層最浅部（TP-31.36m） | 353.80<br>(N/mm$^2$) | 382.5<br>(N/mm$^2$) | 1.08<br>（水平２方向考慮 1.03） | OK |
| せん断 | 地点④・岩盤傾斜部・豊浦標準砂を仮定したモデル<br>②縦断 1D ケース（最浅部：杭先端 TP-22.24m） | 48.33<br>(N/mm$^2$) | 217.5<br>(N/mm$^2$) | 4.50 | OK |
| 支持力 | 地点③・粘土層が最も薄く豊浦標準砂を仮定したモデル | 819<br>(kN) | 6,288<br>(kN) | 7.67 | OK<br>（＞1.2） |
| 座屈耐力 | 地点④・岩盤傾斜部・豊浦標準砂を仮定したモデル<br>②縦断 1D ケース（最深部：杭先端 TP-31.36m） | 14,160<br>(kN) | 119,036<br>(kN) | 8.40 | OK |

第 3-64 表に示す上部工については，鉄筋とコンクリートに関しては次のようになる。

鉄筋は，上部工のコンクリート部材厚さを調節し，より強度の大きい D51 程度まで鉄筋径を増すことが可能であるが，隅角部の鉄筋加工方法等の検討が必要となる。

コンクリートの設計基準強度は 80N/mm$^2$程度まで対応可能であるが，ひび割れの発生を防止するためのコンクリート打設時リフト分け等の検討が必要となる。

第 3-64 表　上部工最小安全率

| 照査項目 | 安全率最小のケース | 応答値 | 許容値 | 安全率 | 判定 |
|---|---|---|---|---|---|
| 圧縮（コンクリート） | 二次元梁バネモデル 津波+余震 | 14.62 (N/mm$^2$) | 21 (N/mm$^2$) | 1.43 | OK |
| 引張（鉄筋） | 二次元梁バネモデル 津波+余震 | 277.91 (N/mm$^2$) | 435 (N/mm$^2$) | 1.56 | OK |
| せん断 | 静的三次元FEMモデル 津波+余震 | 237.28 (N/mm$^2$)※1 | 435 (N/mm$^2$)※2 | 1.83 | OK |

※1：せん断補強鉄筋に作用する応力度

※2：せん断補強鉄筋の許容せん断応力度

（参考資料１）

# 敷地内の地下水位の上昇を仮定した場合における防潮堤への影響評価について

## １．目的

防潮堤は岩着杭形式の構造であり，杭間距離が小さいこと及び防潮堤周りの表層地盤に地盤改良を行うことから，防潮堤内の地下水位が上昇する可能性がある。

したがって，防潮堤内の地下水位上昇が地盤や防潮堤の杭や表層改良体に及ぼす影響の有無について評価した。

２．敷地内の地下水位観測データ

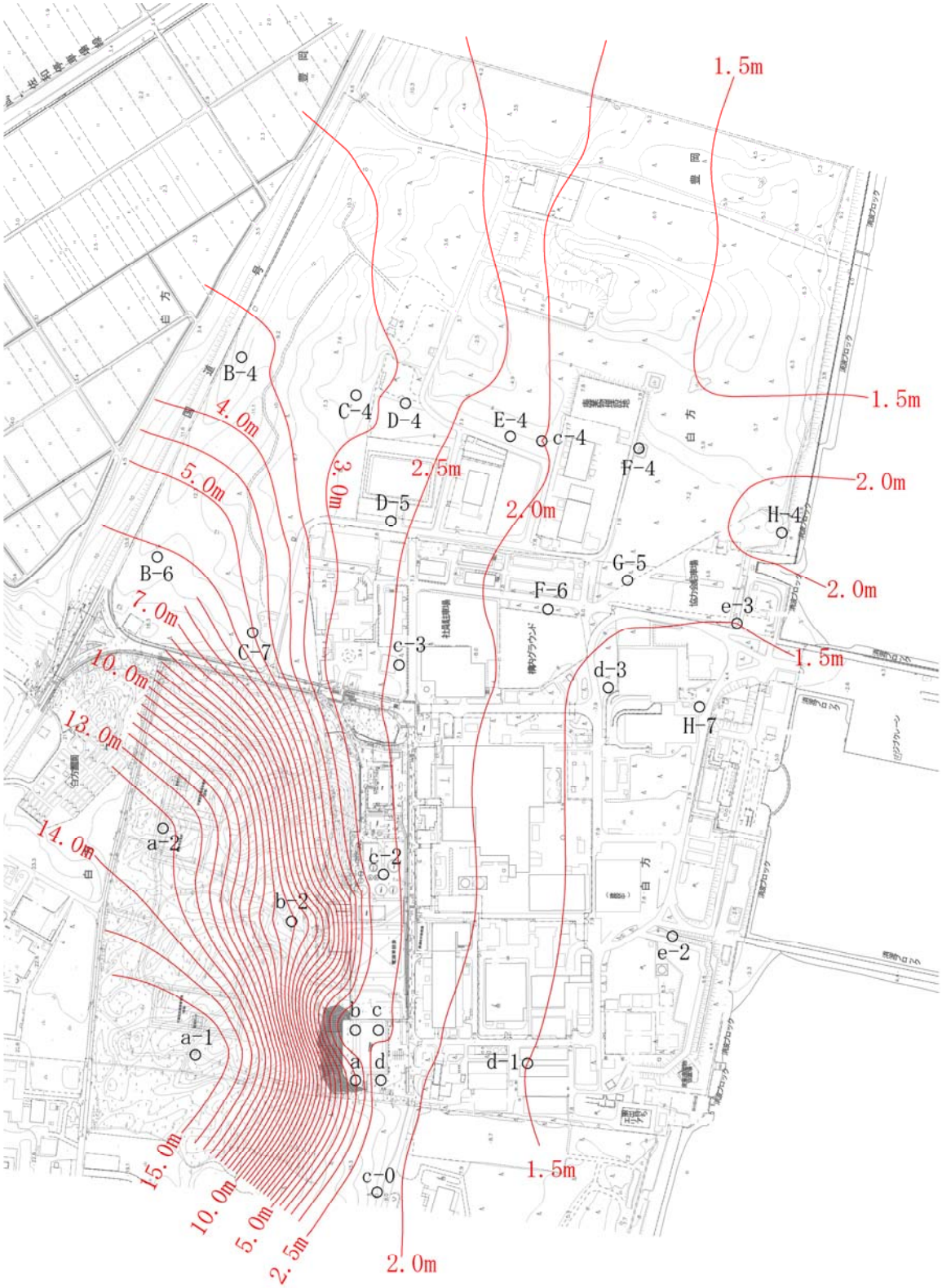
過去の地下水位観測データを第１表,観測最高地下水位コンター図を第１図に示す。

第１表　過去の地下水位観測データ（その 1）

| 観測孔名 | 計測期間 | 最高水位<br>(T.P.＋m) | 最高水位<br>計測時期 |
|---|---|---|---|
| a | 1995～1999 | 3.49 | 1998 年 10 月 8 日 |
| b | 1995～1999 | 2.52 | 1998 年 9 月 25 日 |
| c | 1995～1999 | 2.53 | 1998 年 9 月 22 日 |
| d | 1995～1999 | 2.28 | 1998 年 9 月 22 日 |
| a-1 | 1995～1999, 2004～2009 | 15.42 | 2006 年 8 月 7 日 |
| a-2 | 2004～2009 | 13.60 | 2006 年 7 月 28 日 |
| b-2 | 2004～2009 | 9.06 | 2006 年 7 月 30 日 |
| c-0 | 1995～1999, 2004～2009 | 2.05 | 1998 年 9 月 19 日 |
| c-2 | 1995～1999, 2004～2017 | 2.58 | 2012 年 7 月 7 日 |
| c-3 | 2004～2017 | 2.49 | 2012 年 7 月 7 日 |
| c-4 | 2004～2017 | 2.00 | 2012 年 6 月 25 日 |
| d-1 | 1995～1999, 2004～2009 | 1.50 | 1998 年 9 月 18 日 |
| d-3 | 2004～2017 | 1.44 | 2013 年 10 月 27 日 |
| d-6 | 2004～2017 | 1.58 | 2013 年 10 月 28 日 |
| e-2 | 2004～2017 | 1.38 | 2006 年 10 月 8 日 |
| e-3 | 2004～2017 | 1.50 | 2013 年 10 月 16 日 |
| e-5 | 2004～2017 | 1.30 | 2013 年 10 月 21 日 |
| e-6 | 2004～2017 | 1.26 | 2013 年 10 月 21 日 |

第１表　過去の地下水位観測データ（その 2）

| 観測孔名 | 計測期間 | 最高水位<br>（T.P.＋m） | 最高水位<br>計測時期 |
|---|---|---|---|
| B-1 | 2005～2017 | 2.90 | 2006 年 7 月 30 日 |
| B-2 | 2005～2017 | 3.09 | 2006 年 7 月 30 日 |
| B-4 | 2005～2017 | 3.56 | 2006 年 7 月 31 日 |
| B-6 | 2005～2017 | 5.51 | 2006 年 8 月 17 日 |
| C-4 | 2005～2017 | 3.17 | 2012 年 6 月 27 日 |
| C-7 | 2005～2017 | 4.99 | 2006 年 8 月 18 日 |
| D-0 | 2006～2017 | 2.37 | 2012 年 6 月 22 日 |
| D-3 | 2005～2017 | 2.88 | 2006 年 10 月 7 日 |
| D-4 | 2006～2017 | 2.76 | 2012 年 6 月 25 日 |
| D-5 | 2006～2017 | 2.54 | 2012 年 7 月 16 日 |
| E-4 | 2006～2017 | 2.26 | 2012 年 6 月 25 日 |
| F-2 | 2005～2015 | 1.74 | 2013 年 10 月 30 日 |
| F-4 | 2005～2017 | 1.55 | 2013 年 10 月 27 日 |
| F-6 | 2005～2017 | 1.77 | 2012 年 6 月 24 日 |
| G-5 | 2005～2017 | 1.53 | 2013 年 10 月 27 日 |
| H-4 | 2006～2017 | 2.13 | 2013 年 10 月 16 日 |
| H-7 | 2005～2017 | 1.33 | 2013 年 10 月 27 日 |




第１図　観測最高地下水位コンター図

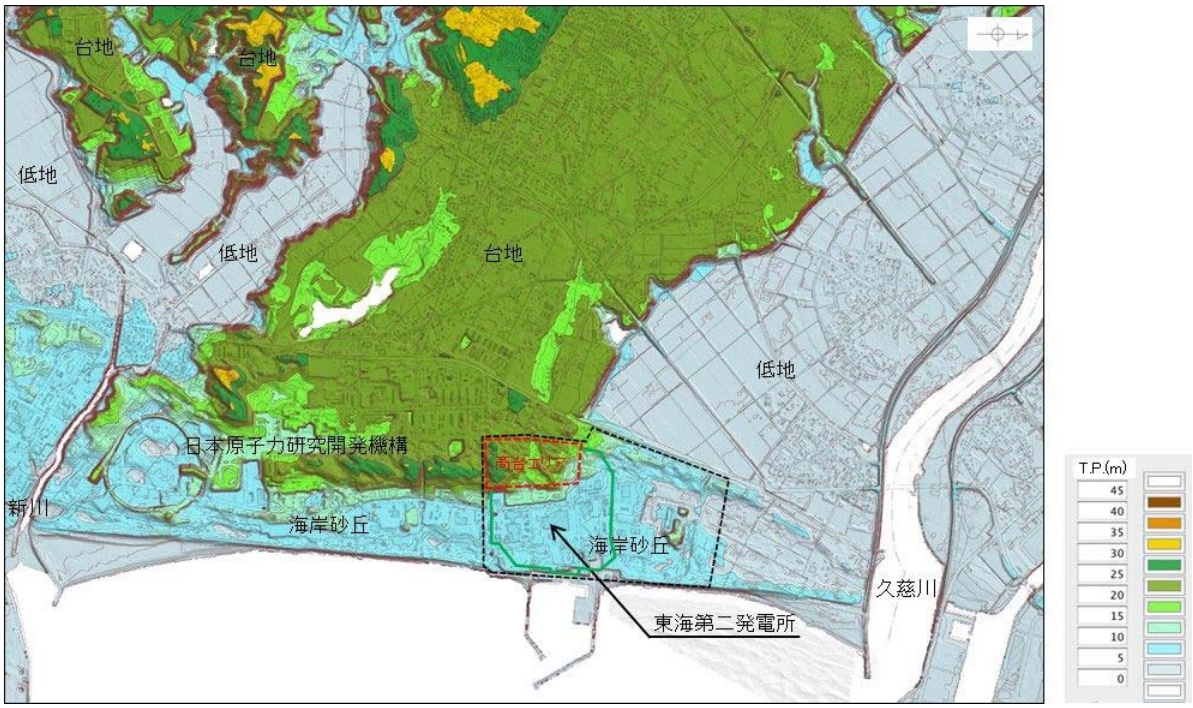
## ３．　防潮堤を考慮した地下水位の設定

防潮堤の設置により地下水位が上昇する可能性を考慮し，地下水位の設定について以下の検討を行った。

### (1)敷地近傍陸域の地形

第２図に敷地近傍陸域の地形図を示す。

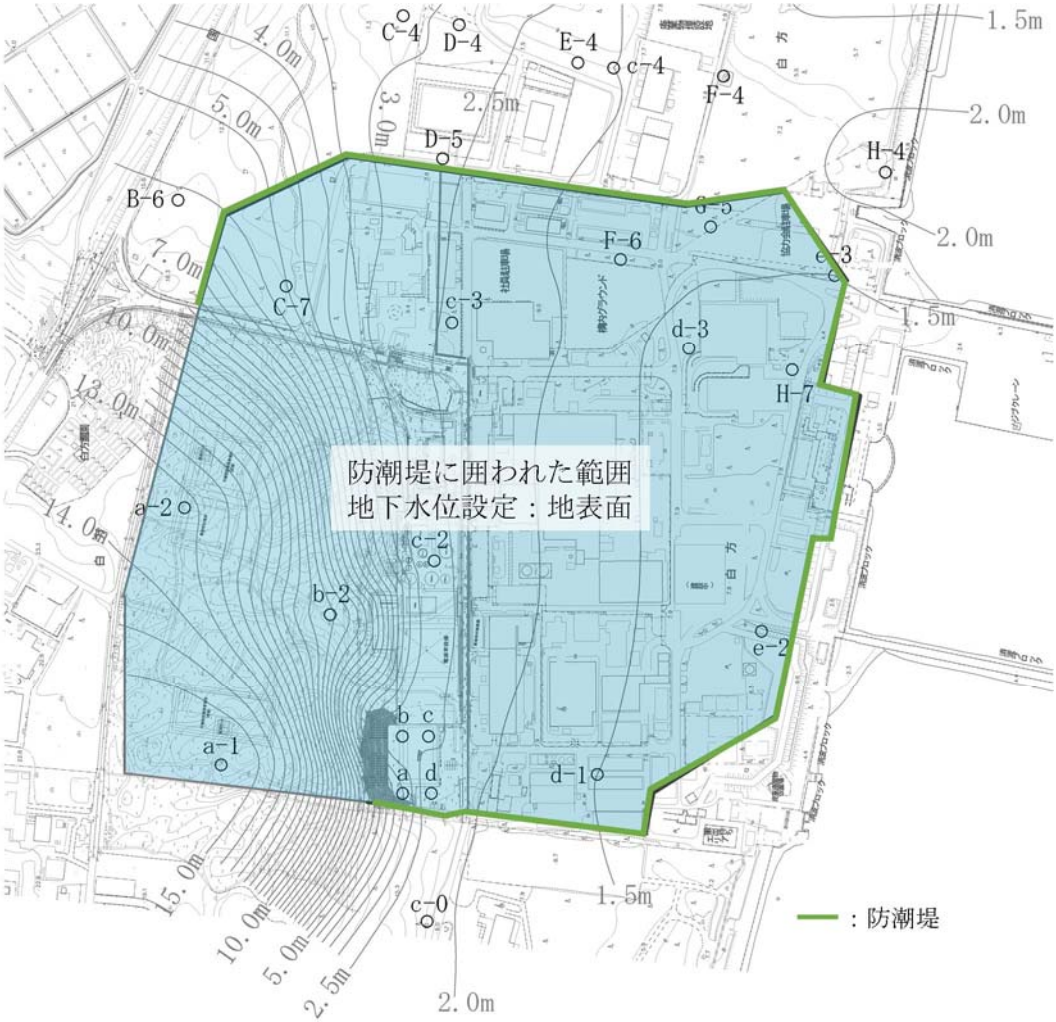
敷地近傍陸域の地形は，台地，低地及び海岸砂丘からなる。敷地の南西方の高台エリアは台地東方部に位置し，海岸砂丘との境界に当たる。高台エリアの北方には海岸砂丘と低地の境界が分布しており，その西方には台地と低地（T.P.+5m 以下）の境界が分布している。このような地形的状況から，高台エリアへの流入地下水は，高台エリアから西方に続く台地より流入しているものと考えられる。なお，高台エリアの西端の標高とその西方の台地の標高に大きな差はない。




第２図　敷地近傍陸域の地形図

(2)防潮堤に囲われた範囲の地下水位の検討

防潮堤の設置に伴い地下水位の上昇の可能性を踏まえ，施設設計の保守性を考慮し，防潮堤に囲われた第 3 図に示す範囲については，地下水位を地表面に設定することを基本とする。



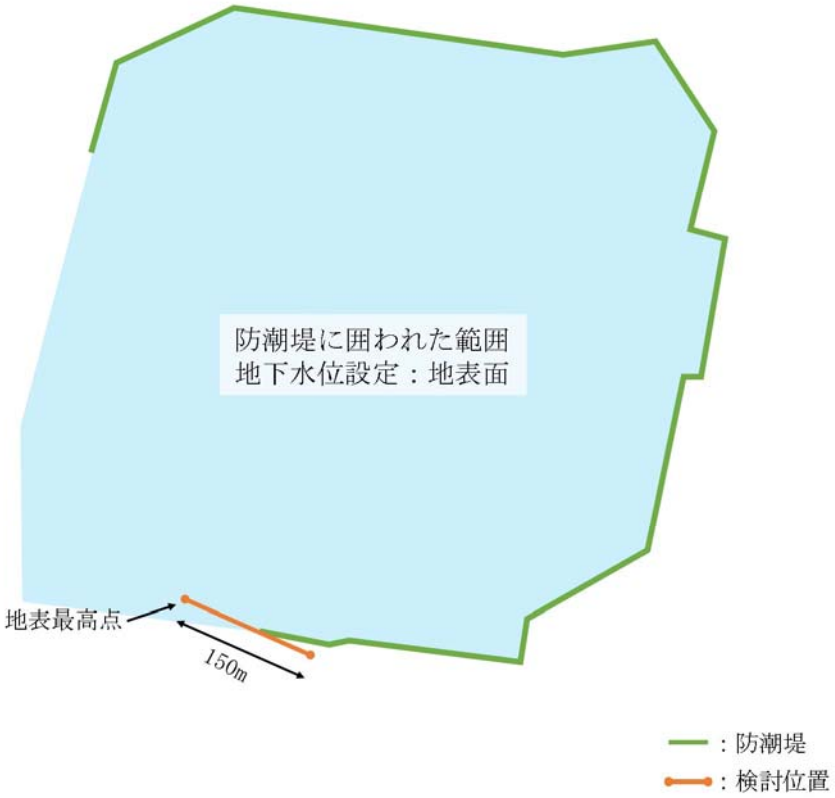

第 3 図　地下水位設定

(3)地下水位の上昇によるその他の影響

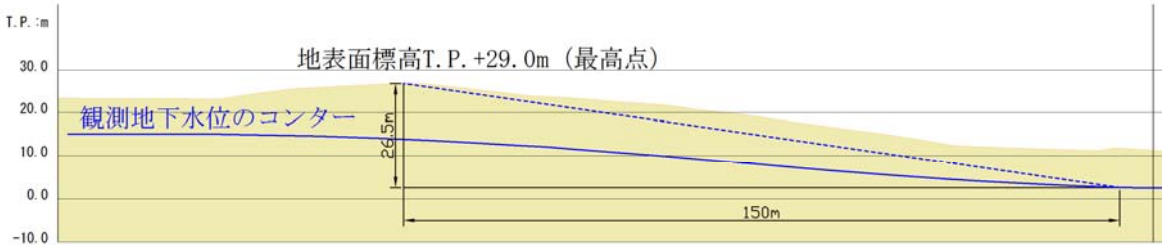
防潮堤で囲われた範囲について地下水位の上昇を考慮した際の，周辺の領域の地下水の流速の変化及びそれに伴う影響（地盤中の砂の流出）の有無について検討する。地盤への影響の検討は，設定した地下水位から想定される地下水の流速と，現地の土質材料から想定される多粒子限界流速を比較することにより行う。

検討は，地下水位の高低差が大きくなる敷地南側の境界部を対象とした。敷地南側の防潮堤で境される敷地南側の高台については，T.P.+18m までは防潮堤が設置されるため，防潮堤を境に北側，南側で水位差が発生することになるが，防潮堤の南西終端部より以西は地下水位を区分けする構造物がないことから，北側（敷地側）の地下水位上昇により相対的に地下水位が低くなる南側に地下水位が流れることが想定される。この流れについて，設計で考慮する条件（地下水位を地表面とする）における防潮堤の外側の地下水の流れについて検討を行う。

第 4 図に検討位置を，第 5 図に検討イメージ図を，第 2 表に各地層の透水係数を示す。




第４図　検討位置図




第５図　検討イメージ図

防潮堤に囲われた範囲の地下水位は地表面に設定していることから，地下水位の最高点として地表の最も高い位置 h1（T.P.+29m）を，また，下流側は既往の観測記録のコンターに地下水位が摺りつくと仮定し，保守的に地下水位がなだらかになる手前の点 h2

（地下水位 T.P.+2.5m）を選定し，両者の水位差と水平距離及び透水係数から，地盤中に流れる地下水の流速をダルシー則で求めた。なお，透水係数は当該箇所に分布する地層で最も大きい透水係数である du 層の透水係数を採用した。

$\triangle h = h1 - h2 = T.P.+29m - T.P.+2.5m = 26.5m$

$\triangle L = 150m$

$k = 3.23 \times 10^{-2}$ cm/s

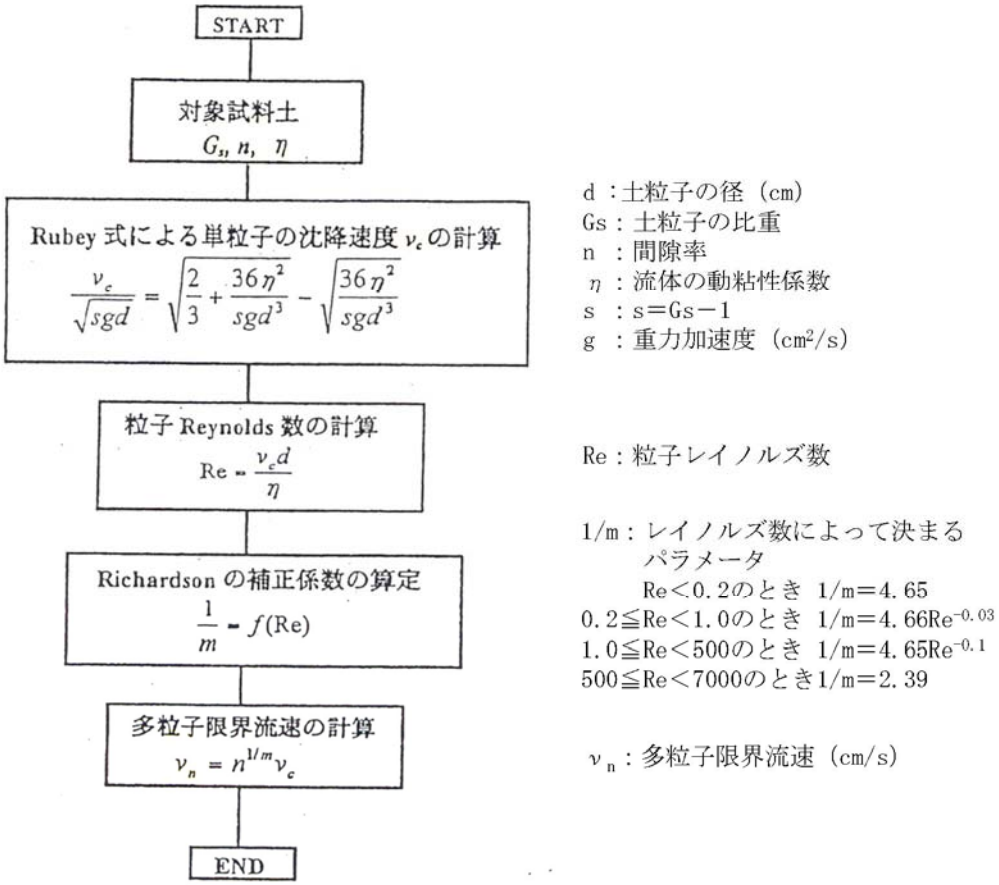
$v = k \times i = 3.23 \times 10^{-2}$ [cm/s] $\times 26.5m / 150m$

$= 5.71 \times 10^{-3}$ [cm/s]

第 2 表　各地層の透水係数

| 地層 | 透水係数 | 備考 |
|---|---|---|
| du 層 | $3.23 \times 10^{-2}$ cm/s | 採用 |
| D2g-3 層 | $1.87 \times 10^{-2}$ cm/s | |
| D2s-3 層（細砂） | $6.31 \times 10^{-3}$ cm/s | |
| D2s-3 層（粗砂） | $3.16 \times 10^{-2}$ cm/s | |

一方，多粒子限界流速※1により，du 層の平均粒径 D50 及び 20%粒径 D20 に対する限界流速を求めた。多粒子限界流速の算定フローを第 6 図に，計算に用いたパラメータを第 3 表に示す。




第６図　多粒子限界流速の算定フロー

第３表　多粒子限界流速の算出に用いた計算パラメータ（du 層）

| 項目 | | 設定値 |
|---|---|---|
| Gs | 土粒子の比重 | 2.71 |
| n | 間隙率 | 42.86% |
| η | 流体の動粘性係数<br>（地下水温 15～20℃を想定し設定） | 0.011cm²/s |
| s | Gs－1 | 1.71 |
| d | 土粒子径（平均粒径 D50 検討時） | 0.0384 cm |
| | 土粒子径（20%粒径 D20 検討時） | 0.01 cm |

du 層の平均粒径 D50 に対する多粒子限界流速は $2.99\times10^{-1}$cm/s ，20%粒径に対する多粒子限界流速は $1.63\times10^{-2}$cm/s であり，前述の地盤中に流れる地下水の流速 $5.71\times10^{-3}$ cm/s は多粒子限界流速を下回っていることから，粒子の移動は発生せず，これらの地下水の流れが地盤に影響を及ぼすものではないことを確認した。

地下水の流れが地盤に影響を及ぼさないことから，防潮堤の杭や表層改良体についても，地下水の流れによる影響はない。

## ４．結論

敷地内の地下水位の上昇を仮定した場合における防潮堤等への影響の有無を確認するため，多粒子限界流速式を用いて，地下水位の仮定した上昇量に伴う流速の変化を算定した。その結果，土粒子の移動が発生しない程度の遅い流速となり，これに伴う地下水の流れは防潮堤の杭や表層改良体に影響を及ぼすものではないことを確認した。

※1：浸透破壊における粒子群を考慮した限界流速（1997，杉井，宇野，山田ら，地下水技術 Vol.39，No.8，pp28～35）

# 防潮扉の設計と運用等について

## １．はじめに

防潮扉は津波防護施設として設置し，防潮堤と同様に基準津波による敷地への流入を防止する。防潮扉の設置箇所は敷地の南側にある国立研究開発法人日本原子力開発機構境界及び海水ポンプエリアであり，それぞれ各１箇所ずつ合計２箇所設置し，アクセスのために設置する。第1図に防潮扉の設置位置，第2図に防潮堤の構造を示す。

防潮扉の運用は常時閉運用とするが災害発生時に必要時に開閉操作を実施する場合を考慮して，防潮扉の設計と運用に関する方針について説明する。

## ２．防潮扉の設計について

### (1) 基本設計方針

防潮扉は津波防護施設として，敷地の南側にある国立研究開発法人日本原子力開発機構境界及び海水ポンプエリアに設置することで計画している。

防潮扉は原則閉運用であるため，開閉操作を行う場合は中央制御室から遠隔操作できるようにし，操作は中央制御室と現地を選択できるよう設計する。また，開閉の際には現場管理員を配置し現場の安全を十分に確保するとともに，万が一の場合には，現地管理員が現地にて閉操作が可能な設計にする。

そのため，駆動方式は多重性を持たせ「電動駆動式」と「機械式」とし，電動駆動式に用いる電源は常用電源より供給し，電源がない場合には，電源を必要とせずに現地より閉操作できるよう機械式を採用してい

る。防潮扉に係る適用規格を以下に示す。

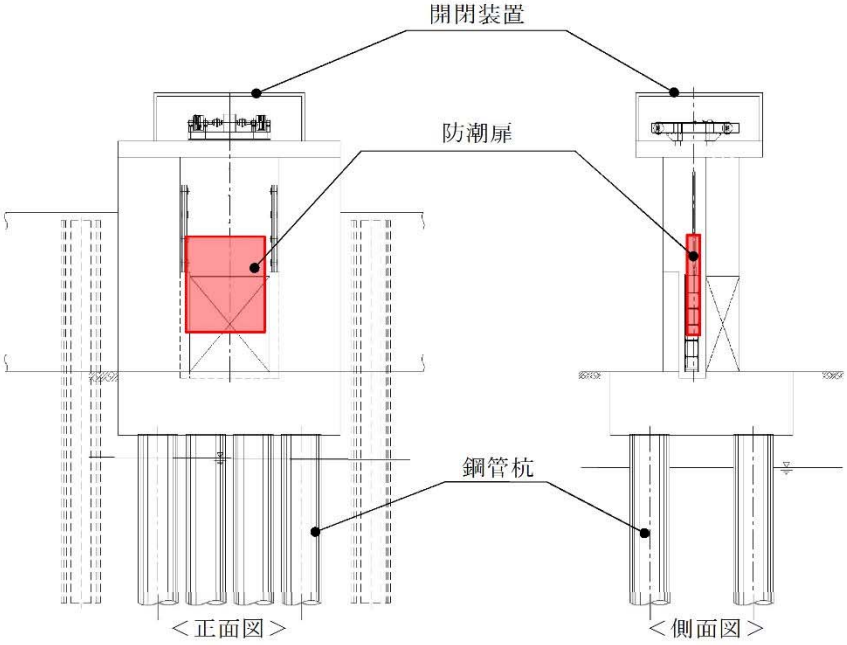
＜適用規格＞

水門鉄管技術基準

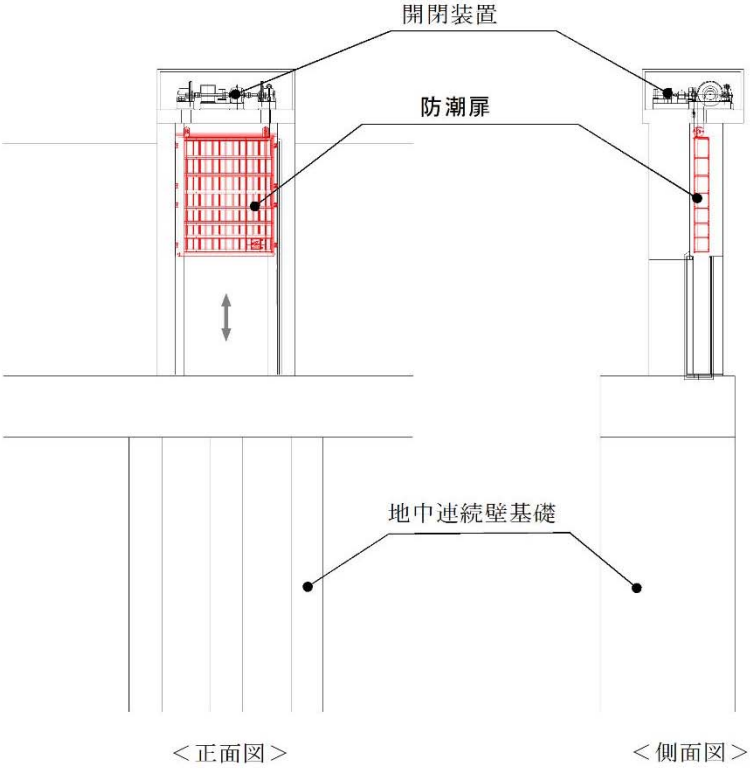
ダム・堰施設技術基準

：防潮扉設置位置

第１図　防潮扉の設置位置（２箇所）




敷地南側境界部防潮扉




海水ポンプエリア防潮扉

第2図　防潮扉の構造

(2)耐震設計方針

防潮扉本体（扉体），開閉装置については津波防護施設としての耐震Ｓクラスの要求から，基準地震動Ｓｓによる地震動を考慮して設計する。

構造物と地盤との動的相互作用を考慮した２次元動的有効応力解析コード（FLIP）を用いて水平地震動と鉛直地震動による地震応答解析を行う。

防潮扉の閉止操作に支障を来すことがないよう，各部材が弾性範囲内に収まるよう設計する。

なお，開閉装置の主要な部分については，構造設計として弾性範囲内にて設計を実施するが，地震における動的機能維持を確認する観点より，閉動作が確実に動作することを確認するため，振動試験を実施し健全性を担保する。

(3)耐津波設計

防潮扉の遮水機能として扉体の４辺の水密ゴムを設置しシール機能を確保し，敷地への浸水を防止する構造とし，防潮堤のルート上の陸域に設置することから基準津波の遡上波による波力に耐える構造設計を行う。採用実績を第1表に示す。

防潮扉の水密性は，ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）の漏水試験の算出式に準じて求める。漏えい試験装置を用いた漏えい試験を実施し水密ゴムの機能を確認するとともに，ダム・堰施設技術基準（案）の検査内容に準じた検査を実施し水密性を確保していく。漏水試験の算出式及び第2表水密面に係る検査内容を示す。また，漏えい試験の結果は，添付資料２１８）止水ジョイント部（底部止水機構）に記載している。

＜採用実績＞

防潮扉に設置する扉体のスライドゲートの採用実績は多く信頼性は高い。第1表にスライドゲート採用実績を示す。

第１表　スライドゲートの採用実績
（Ａ社製 2017 年８月）

＜漏水量の算出式＞

Ｗ＝10.２Ｌ×Ｐ

Ｗ：漏水量（ｍℓ/min）

Ｐ：設計圧力（MPa）

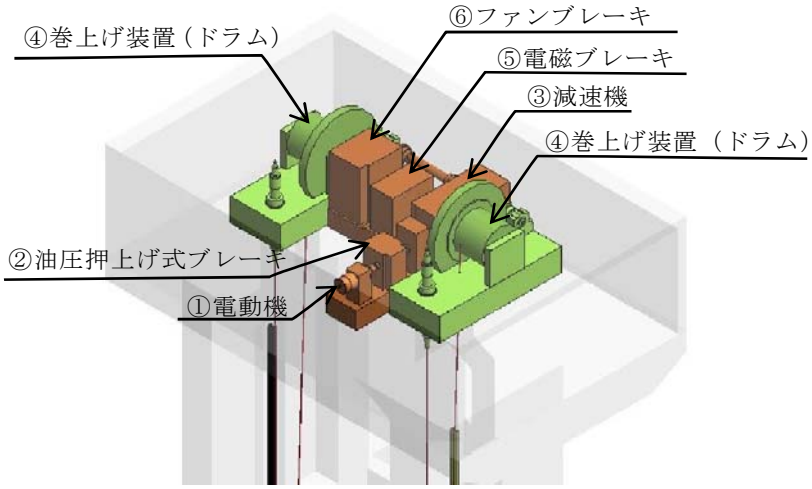
Ｌ：長辺の長さ(cm)

| | 検査内容 | 測定または確認方法 |
|---|---|---|
| 寸法 | 水密面の鉛直度，水平度 | 基準線からの変位を鋼製直尺で測定する。 |
| | 水密面の平面度 | 直定規，すきまゲージで測定する |
| 外観 | 水密ゴムと水密面の当たり状態 | すきまゲージを用いて確認する。 |
| | 部材相互の取合いと密着具合 | 目視により部材の取付け位置を確認する。 |

第2表　水密面に係る検査内容（抜粋）

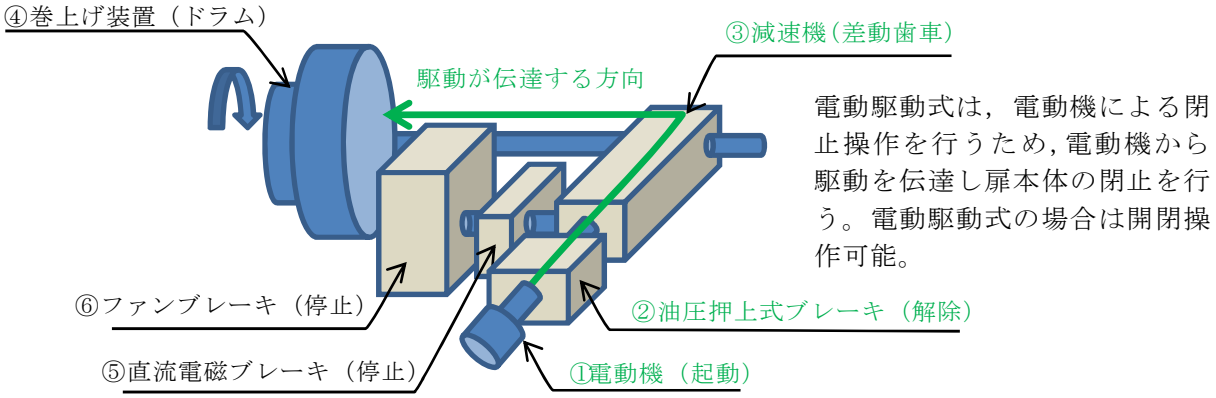
(4) 開閉装置の構造設計について

開閉装置の駆動方法は電動機による「電動駆動式」とファンブレーキによる「機械式」の２つの構造がある。第3図～第5図に開閉装置の構造及び動作原理について示す。第3図に開閉装置の構成を示す。



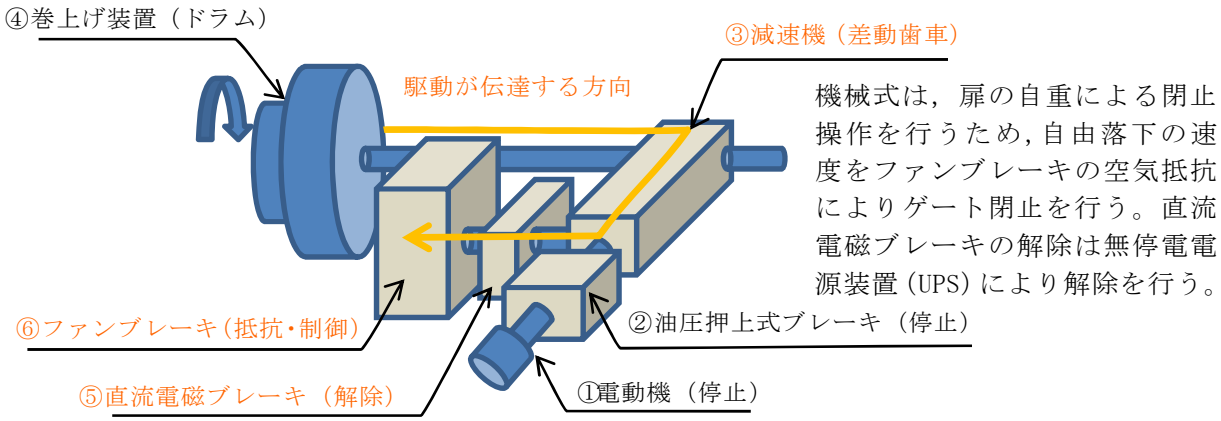

第３図　開閉装置の構成

電動駆動式は①電動機を駆動，②油圧押上げ式ブレーキを解除，③減速機，④巻き上げ装置を経由し防潮扉を閉止させる構造である。電動駆動式は開閉操作が可能である。（第4図参照）




第４図　電動駆動式の構造及び動作原理（開閉操作可能）

機械式は，⑤直流電磁ブレーキを解除，④巻き上げ装置に引き上げられている放水路ゲートの自重による落下，⑥ファンブレーキによる落下速度の制御により放水路ゲートを閉止させる機械的な構造である。機械式は電動駆動用の電源を必要とせず，直流電磁ブレーキを解除できるよう無停電電源装置（UPS）を設置している。機械式は閉操作のみ可能である。




第５図　機械式の構造及び動作原理（閉操作のみ）

(5)開閉装置の振動試験について

ａ．試験目的

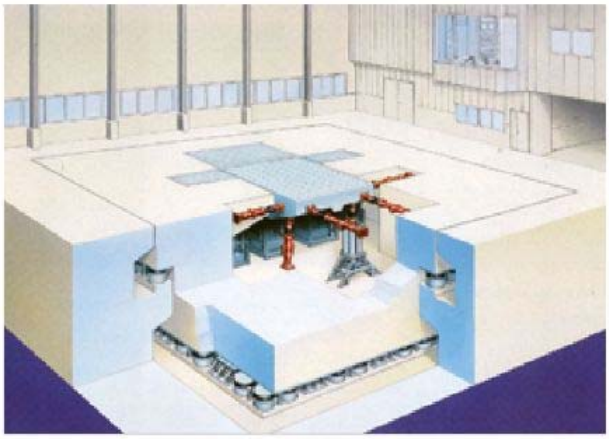
開閉装置の成立性確認のため，基準地震動Ｓ$_{S}$の選定波を係数倍した加振波を用いて，実機大の防潮扉の開閉装置を用いた振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認する。なお，開閉装置設置位置における加速度応答が算出された段階で，当該試験に用いた加振条件に包絡していることの確認をJEAC4601「4.6.3.2試験による評価の方法」に準じて行う。

ｂ．試験方法

振動台上に架台を設置しその上に防潮扉に設置する開閉装置を基礎ボルトで固定し，水平方向と鉛直方向とを同時加振する。第6図に大型3軸振動台の概要を示す。

振動台の規格

| | | | |
|---|---|---|---|
| 加速自由度 | ３軸６自由度 | | |
| 最大積載質量 | ８０ｔｆ | | |
| テーブル寸法 | ６ｍ×４ｍ | | |
| 定格 | Ｘ方向 | Ｙ方向 | Ｚ方向 |
| 最大変位 | ±３００㎜ | ±１５０㎜ | ±１００㎜ |
| 最大加速度<br>（35ｔ積載時） | １Ｇ | ３Ｇ | １Ｇ |



第6図　大型３軸振動台の概要

ｃ．試験条件

加振試験に使用する入力条件は以下のとおり。

＜入力地震動の作成＞

加振試験に用いる基準地震動Ｓｓは，全周期帯で地表面における加速度が一様に大きい基準地震動Ｓ$_S$－Ｄ１を選定した。また，一次元地盤応答解析（SHAKE）による地盤応答結果から地表面における最大応答加速度が最も大きくなるＳ$_S$－２２（鉛直方向最大）及びＳ$_S$－３１（水平方向最大）についても選定した。

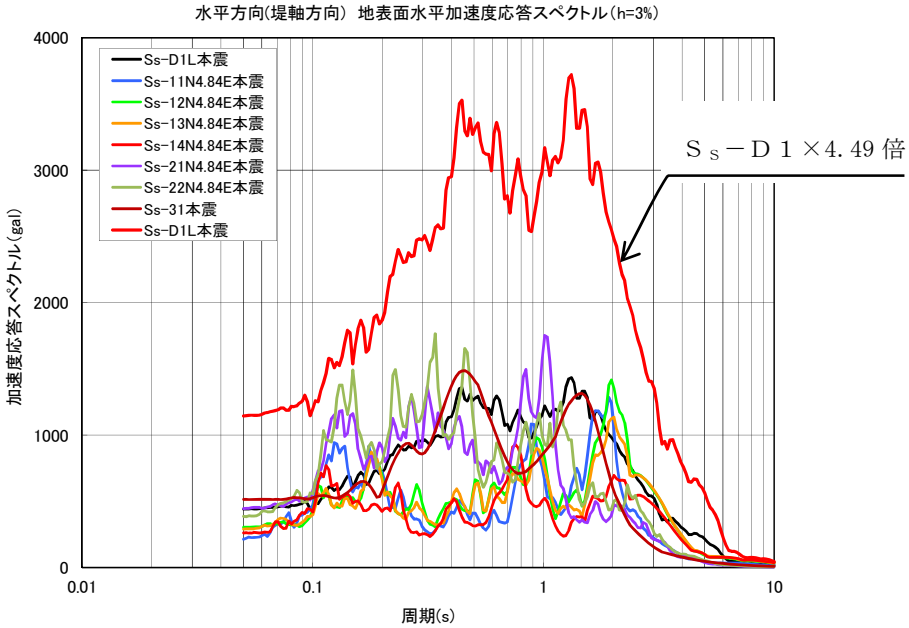
＜加振条件＞

第2表に加振試験に用いた加振条件を示す。加振試験に用いる加振波は，前項で選定したＳ$_S$－Ｄ１，Ｓ$_S$－２２及びＳ$_S$－３１を加速度方向に係数倍した模擬地震波を用いる。Ｓ$_S$－Ｄ１に対しては，JEAC4601の評価を実施するため，応答加速度を4.49倍し全周期帯を包絡させた入力地震動を作成した。また，Ｓ$_S$－２２については鉛直方向最大，Ｓ$_S$－３１については水平方向最大の応答加速度に対し2倍増幅させ機器の健全性を確認する加振条件とした。第3表に各地震波における加振条件を示す。

第3表　各地震波における加振条件

| 地震波 | 加振条件（係数倍）＊1 |
|---|---|
| Ｓ$_S$－Ｄ１ | 4.49 |
| Ｓ$_S$－２２ | 2 |
| Ｓ$_S$－３１ | 2 |

＊１：振動台の性能から高倍率の加振条件においては，各構成部品の固有周期が有しない範囲についてはフィルター処理を実施した。




第7図　模擬地震波の加速度応答スペクトル（水平方向）

d．試験装置

防潮扉の開閉装置の中でも最大な設備を選定し，開閉装置のワイヤーの巻き上げ装置については，駆動軸の長いワイヤーの巻き上げ装置側を製作した。

また，ワイヤー巻き上げ装置には扉の荷重を模擬するため巻き上げ装置の下部にトルク装置を設置し扉の荷重を模擬し試験を実施した。

試験に用いた開閉装置の概要は以下の通り。第8図に開閉装置の試験装置（全景）を示す。

＜試験装置の構成＞

◆開閉装置（減速機，直流電磁ブレーキ，ファンブレーキ，他）　１式

◆制御盤　１式

第8図　開閉装置の試験装置（全景）

ｅ．試験結果

試験前及び加振試験後に外観点検を実施し異常のないことを確認した。また，試験後の動作確認においても試験装置上に設置している操作盤より操作を実施し異常なく開閉装置が動作する事を確認した。

## ３．　防潮扉の運用について

### (1)防潮扉を開閉する場合の手順

駆動方式による開閉手順は以下の通り。

ａ．電動駆動式による開閉操作の手順

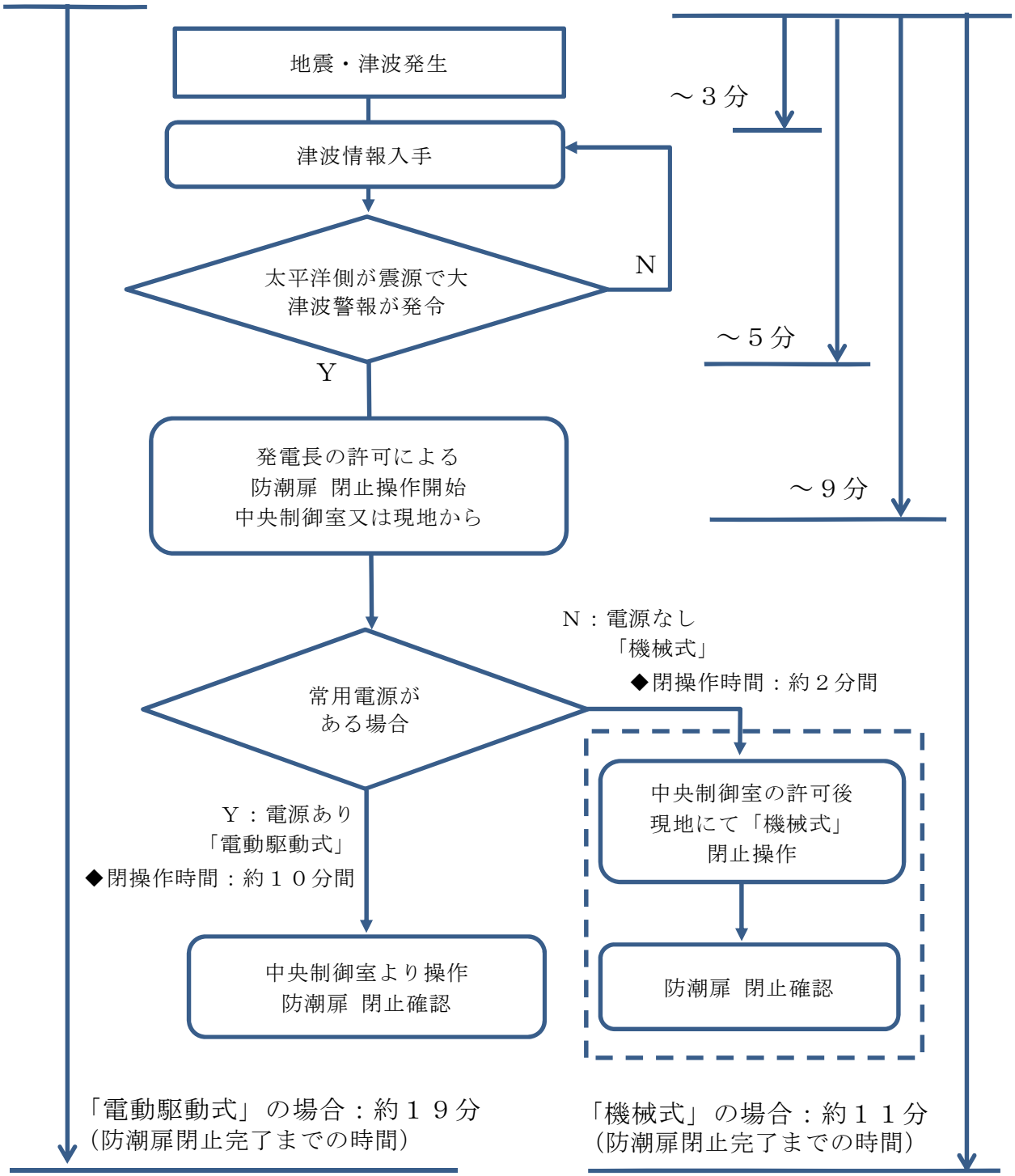
開閉操作する場合は，該当する作業件名の作業管理体制に基づき現場の安全を十分に確保（現場管理員が確認）したのち，発電長の許可を得て中央制御室より行う。閉止時間は操作開始後約10分後である。

ｂ．機械式による開閉操作の手順

万一，開閉操作中に地震等により通常電源が使用できない場合，大津波警報等が発表された場合には，現場管理員により「機械式」による閉止操作を行う。

操作は，該当する作業管理体制に基づき現場の安全を十分に確保したのち，発電長の許可を得てから，現地にて「機械式」の操作を実施する。「機械式」による閉止時間は操作開始後約3分である。第9図に防潮扉閉止操作フローを示す。

防潮扉の閉止操作時間は，地震・津波発生から電動駆動式の場合で約19分，機械式の場合で約11分かかる。基準津波による津波の到達時間は約37分であるため，到達までに防潮扉を閉止することができる。




第9図　防潮扉閉止操作フロー

# 耐津波設計において考慮する荷重の組合せについて

東海第二発電所において設置する津波防護施設，浸水防止設備及び津波監視設備においては，設置許可基準規則及び関連審査ガイドに記載される下記事項を考慮した上で荷重の組合せを設定する。

| | 記載箇所 | 記載内容 | 考慮する荷重 |
|---|---|---|---|
| 1 | 耐震審査ガイド※1<br>6.3.1及び6.3.2 | 常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と基準地震動による地震力を組合せること。 | ・常時荷重<br>・地震荷重 |
| 2 | 耐震審査ガイド※1<br>6.3.3 | 地震と津波が同時に作用する可能性について検討し，必要に応じて基準地震動による地震力と津波による荷重の組合せを考慮すること。 | ・地震荷重<br>・津波荷重 |
| 3 | 耐津波審査ガイド※2<br>5.1 | 耐津波設計における荷重の組合せを適切に考慮して，津波と余震荷重が考慮されていること。 | ・常時荷重<br>・津波荷重<br>・余震荷重 |
| 4 | 耐津波審査ガイド※2<br>5.4.2 | 津波による波圧及び漂流物の衝突による荷重の組合せを考慮して設計すること。 | ・津波荷重<br>・漂流物衝突荷重 |
| 5 | 耐津波審査ガイド※2<br>5.3 | 津波監視設備については，地震荷重・風荷重の組合せを考慮すること。 | ・地震荷重<br>・風荷重 |
| 6 | 設置許可基準規則<br>第6条 | 重要安全施設は，当該重要安全施設に大きな影響を及ぼす恐れがあると想定される自然現象により当該重要安全施設に作用する衝撃及び設計基準事故時に生ずる応力を適切に考慮したものでなければならない。 | ・その他自然現象による荷重 |

※１：「基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド」

※２：「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」

1.　考慮する荷重について

(1)　常時荷重

常時作用している荷重として，自重，積載荷重及び海中施設に対する静水圧等を考慮する。

なお，当該施設・設備に運転時の荷重が作用する場合は，運転時荷重を考慮する。

(2)　地震荷重（$S_s$）

基準地震動$S_s$に伴う地震力を考慮する。

(3)　余震荷重

余震荷重として，弾性設計用地震動$S_d$に伴う地震力を考慮する。

なお，施設が浸水した状態で余震が発生した場合の動水圧荷重（スロッシング荷重）も合わせて考慮する。

(4)　津波荷重（静）

津波による浸水に伴う静水圧（水頭）を考慮する。

(5)　津波荷重（動・突き上げ）

津波の波圧が水路等の経路を経由して作用する場合は，経路の応答圧力（水頭）として動水圧及び静水圧によって鉛直上向きに作用する荷重を考慮する。

(6)　津波荷重（動・波圧）

津波の波力が直接作用する場合は，津波高さ又は津波の浸水深による静水圧並びに動水圧として作用する津波の波圧による荷重を考慮する。

(7)　漂流物衝突荷重

漂流物の衝突荷重を考慮する。

(8)　風荷重

「第６条　外部からの衝撃による損傷の防止」において規定する設計基準風速に伴う荷重を考慮する。

風荷重としては，竜巻による風荷重又は竜巻以外の風荷重として「建築基準法（建設告示第1454号）」に基づく立地地域（東海村）の基準風速による風荷重を考慮する。ただし，竜巻による風荷重については，「第６条　外部からの衝撃による損傷の防止」において竜巻防護施設に該当する施設・設備について考慮する。

(9)　その他自然現象に伴う荷重（積雪荷重，降下火砕物荷重）

「第６条　外部からの衝撃による損傷の防止」に従い，積雪荷重及び降下火砕物荷重を考慮する。各荷重は「第６条　外部からの衝突による損傷の防止」に規定する設計積雪荷重，設計降下火砕物荷重を考慮する。

ただし，降下火砕物荷重については，「第６条　外部からの衝撃による損傷の防止」において火山防護施設に該当する施設・設備について考慮する。

2.　荷重の組合せ

(1)　荷重の組合せの考え方

荷重の組合せの設定に当たっては，施設・設備の設置状況を考慮し，以下の考え方により組合せを設定する。

ａ．設置場所

屋内又は海中に設置する施設・設備については，風及びその他自然現象の影響を受けないため「風荷重」，「積雪荷重」及び「降下火砕物荷重」は考慮不要とする。

ｂ．津波荷重の種別

津波の波力の影響を受けない施設・設備については，津波荷重として，「津波荷重（静）」を考慮する。

津波の波力の影響を受ける施設・設備については，津波荷重として動水圧を考慮する。直接波力が作用する施設・設備については，「津波荷重（動・波圧）」を考慮する。経路を経由して波圧が作用する施設・設備については，「津波荷重（動・突き上げ）」を考慮する。

c．漂流物衝突の有無

漂流物の衝突が想定される施設・設備については「漂流物衝突荷重」を考慮する。

3.　各施設・設備の設計において考慮する荷重の組合せ

各施設・設備に展開し，津波防護施設及び浸水防止設備の設計に当たって考慮する荷重の組合せを以下のとおり整理する。

(1)　防潮堤及び防潮扉

防潮堤及び防潮扉は，その設置状況より以下のとおり整理される。

a．設置場所

屋外の設置であるため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，適切に組合せを考慮する。

b．津波荷重の種別

津波の波力を直接受けることから，津波荷重（動・波力）を考慮する。

ｃ．漂流物衝突の有無

漂流物の衝突が想定されるため，漂流物の衝突荷重を考慮する。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（$S_s$）

・常時荷重＋津波荷重（動・波圧）

・常時荷重＋津波荷重（動・波圧）＋余震荷重

・常時荷重＋津波荷重（動・波圧）＋漂流物衝突荷重

なお，防潮堤及び防潮扉は竜巻防護施設及び火山防護施設には該当しないが，津波防護に対する重要性を鑑み，自主的に竜巻による風荷重及び降下火砕物荷重を考慮する。

(2)　放水路ゲート

放水路ゲートは，その設置状況より以下のとおり整理される。

ａ．設置場所

屋外の設置であるため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，適切に組合せを考慮する。

ｂ．津波荷重の種別

荷重を受ける方向は鉛直上向き以外の方向もあるが，津波の波力が放水路を経由して受けるため，経路の応答圧力による荷重が支配的であり，津波荷重（動・突き上げ）を考慮する。

ｃ．漂流物衝突の有無

放水口の開口からの漂流物は想定されないため，漂流物衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（$S_s$）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）＋余震荷重

(3)　構内排水路逆流防止設備

構内排水路逆流防止設備は，その設置状況より以下のとおり整理される。

ａ．設置場所

屋外の設置であるため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，適切に組合せを考慮する。

ｂ．津波荷重の種別

構内排水路逆流防止設備は，防潮堤の前面に設置されているため，津波の波力を直接受けると考え，津波荷重（動・波力）を考慮する。

ｃ．漂流物衝突の有無

集水枡内に設置するため，漂流物の到達は想定されないため，漂流物衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（$S_s$）

・常時荷重＋津波荷重（動・波力）

・常時荷重＋津波荷重（動・波力）＋余震荷重

(4)　貯留堰

貯留堰は，その設置状況より以下のとおり整理される

ａ．設置場所

海中の設置であるため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷

重は考慮しない。

海中の設置であるため，貯留堰天端高さより上方の水頭を積載荷重として考慮する。

ｂ．津波荷重の種別

津波の波力を直接受けることから，津波荷重（動・波力）を考慮する。

ｃ．漂流物衝突の有無

漂流物の衝突が想定されるため，漂流物の衝突荷重を考慮する。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（Ｓｓ）

・常時荷重＋津波荷重（動・波圧）

・常時荷重＋津波荷重（動・波圧）＋余震荷重

・常時荷重＋津波荷重（動・波圧）＋漂流物衝突荷重

(5)　取水路点検用開口部浸水防止蓋

取水路点検用開口部浸水防止蓋は，その設置状況より以下のとおり整理される。

ａ．設置場所

屋外の設置のため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，適切に組合せを考慮する。

ｂ．津波荷重の種別

津波の波力が取水路を経由して受け，鉛直上向きに作用するため，津波荷重（動・突き上げ）を考慮する。

ｃ．漂流物衝突の有無

取水路の上版への設置であり，漂流物の到達が想定されないため，漂流物の衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（$S_s$）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）＋余震荷重

(6) 海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁，取水ピット空気抜き配管逆止弁

海水ポンプグランドドレン排出口逆止弁及び取水ピット空気抜き配管逆止弁は，その設置状況より以下のとおり整理される。

a．設置場所

屋外の設置であるため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，適切に組合せを考慮する。

b．津波荷重の種別

津波の波力が取水路を経由して受け，鉛直上向きに作用するため，津波荷重（動・突き上げ）を考慮する。

c．漂流物衝突の有無

取水ピット上版への設置であり，漂流物の到達が想定されないため，漂流物の衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（$S_s$）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）＋余震荷重

(7) 放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋

放水路ゲート点検用開口部浸水防止蓋は，その設置状況より以下のとおり整理される。

ａ．設置場所

屋外の設置のため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，適切に組合せを考慮する。

ｂ．津波荷重の種別

津波の波力が放水路を経由して受け，鉛直上向きに作用するため，津波荷重（動・突き上げ）を考慮する。

ｃ．漂流物衝突の有無

放水路の上版への設置であり，漂流物の到達が想定されないため，漂流物の衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（$S_s$）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）＋余震荷重

(8)　ＳＡ用海水ピット開口部浸水防止蓋

ＳＡ用海水ピット開口部浸水防止蓋は，その設置状況より以下のとおり整理される。

ａ．設置場所

屋外の設置であるため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，適切に組合せを考慮する。

ｂ．津波荷重の種別

津波の波力がＳＡ用海水ピット用取水塔及び海水引込み管を

経由して受け，鉛直上向きに作用するため，津波荷重（動・突き上げ）を考慮する。

ｃ．漂流物衝突の有無

ＳＡ用海水ピット上部開口部への設置であり，漂流物の到達が想定されないため，漂流物の衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（$S_s$）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）＋余震荷重

(9)　緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋，緊急用海水ポンプグランドドレン排水口逆止弁，緊急用海水ポンプ室床ドレン排水口逆止弁

緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋，緊急用海水ポンプグランドドレン排水口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排水口逆止弁は，その設置状況より以下のとおり整理される。

ａ．設置場所

屋内の設置のため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重は考慮しない。

なお，緊急用海水ポンプピット点検用開口部浸水防止蓋，緊急用海水ポンプグランドドレン排水口逆止弁及び緊急用海水ポンプ室床ドレン排水口逆止弁は屋内の設置であり，火山防護施設ではないため，降下火砕物荷重は考慮しない。

ｂ．津波荷重の種別

津波の波力がＳＡ用海水ピット用取水塔，海水引込み管，ＳＡ用海水ピット及び緊急用海水取水管を経由して受け，鉛直上向

きに作用するため，津波荷重（動・突き上げ）を考慮する。

c．漂流物衝突の有無

緊急用海水ポンプピットの上版への設置であり，漂流物の到達が想定されないため，漂流物の衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（$S_s$）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）＋余震荷重

(10) 海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋

海水ポンプ室ケーブル点検口浸水防止蓋は，その設置状況より以下のとおり整理される。

a．設置場所

屋外の設置であるため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，適切に組合せを考慮する。

b．津波荷重の種別

津波が遡上又は流入しない箇所への設置であり，非常用海水系配管（戻り管），屋外タンク等の損傷に起因する溢水による浸水のため，津波荷重（静）を考慮する。

c．漂流物衝突の有無

津波が遡上又は流入しない箇所への設置であるため，漂流物衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（$S_s$）

・常時荷重＋津波荷重（静）

・常時荷重＋津波荷重（静）＋余震荷重

(11)　海水ポンプ室貫通部止水処置，原子炉建屋境界貫通部止水処置

海水ポンプ室貫通部止水処置及び原子炉建屋境界貫通部止水処置は，その設置状況より以下のとおり整理される。

ａ．設置場所

屋外又は屋外との境界の設置であるため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，適切に組合せを考慮する。

ｂ．津波荷重の種別

津波が遡上又は流入しない箇所への設置であり，循環水系配管，非常用海水系配管（戻り管），屋外タンク等の損傷に起因する溢水による浸水のため，津波荷重（静）を考慮する。

ｃ．漂流物衝突の有無

津波が遡上又は流入しない箇所への設置であるため，漂流物衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（$S_s$）

・常時荷重＋津波荷重（静）

・常時荷重＋津波荷重（静）＋余震荷重

(12)　防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置は，その設置状況より以下のとおり整理される。

ａ．設置場所

屋外の設置であるため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，

適切に組合せを考慮する。

b．津波荷重の種別

防潮堤及び防潮扉下部貫通部止水処置は，防潮堤の前面に設置されているため，津波の波力を直接受けると考え，津波荷重（動・波力）を考慮する。

c．漂流物衝突の有無

防潮堤及び防潮扉の下部への設置となり防潮堤前面に位置するが，構造（形状）より漂流物が直接貫通部止水処置に衝突するとは考え難いことから，漂流物衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（$S_s$）

・常時荷重＋津波荷重（動・波力）

・常時荷重＋津波荷重（動・波力）＋余震荷重

(13)　津波監視カメラ

津波監視カメラは，その設置状況より以下のとおり整理される。

a．設置場所

屋外の設置ため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，適切に組合せを考慮する。

b．津波荷重の種別

津波が遡上又は流入しない防潮堤内側に設置するため，津波荷重は考慮しない。

c．漂流物衝突の有無

津波が遡上又は流入しない防潮堤内側に設置するため，漂流物衝突荷重は考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（$S_s$）

(14)　取水ピット水位計

取水ピット水位計は，その設置状況より以下のとおり整理される。

a．設置場所

屋外の設置であるため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，適切に組合せを考慮する。

b．津波荷重の種別

津波の波力が取水路を経由して受け，鉛直上向きに作用するため，津波荷重（動・突き上げ）を考慮する。

c．漂流物衝突の有無

取水ピットへの設置であり，漂流物の到達は想定されないため，漂流物衝突荷重を考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（$S_s$）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）

・常時荷重＋津波荷重（動・突き上げ）＋余震荷重

(15)　潮位計

潮位計は，その設置状況より以下のとおり整理される。

a．設置場所

屋外の設置であるため，風荷重及びその他自然現象に伴う荷重については，設備の設置状況，構造（形状）等の条件を含めて，適切に組合せを考慮する。

ｂ．津波荷重の種別

潮位計は，取水路の取水口側に設置されているため，津波の波力を直接受けると考え，津波荷重（動・波力）を考慮する。

ｃ．漂流物衝突の有無

取水路内への設置であり，漂流物の到達は想定されないため，漂流物衝突荷重を考慮しない。

上記を考慮し，以下の荷重の組合せに対して構造設計を行う。

・常時荷重＋地震荷重（$S_s$）

・常時荷重＋津波荷重（動・波圧）

・常時荷重＋津波荷重（動・波圧）＋余震荷重

添付資料２７

# 防潮堤及び貯留堰における津波荷重の設定方針について

目次

１．津波荷重の算定式

（１）津波波圧算定式に関する文献の記載

２．東海第二発電所のサイト特性を反映した防潮堤に作用する津波波圧の把握について

（１）分裂波発生に関する検討

（２）水理模型実験

（３）水理模型実験結果の検証（再現性検討）

（４）まとめ

３．津波波圧算定式適用に対する考え方

（１）防潮堤及び防潮扉

（２）貯留堰

## １．津波荷重の算定式

津波防護施設の津波荷重の算定式は，朝倉ら（2000）の研究を元にした「港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（国土交通省港湾局，平成 25 年 10 月）」や「防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）等を参考に設定する。以下に，参考にした文献の津波荷重算定式の考え方と津波防護施設への適用を示す。

### （１）津波波圧算定式に関する文献の記載

ａ．東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針（平成 23 年）

構造設計用の進行方向の津波波圧は、次式により算定する。

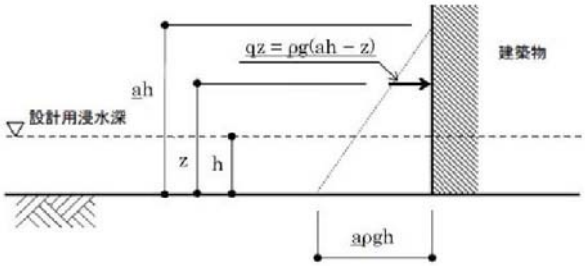
構造設計用の進行方向の津波波圧ｑＺ＝ρｇ（ａｈ－Ｚ）（第１図）

ｈ：設計用浸水深

Ｚ：当該部分の地盤面からの高さ（0≦Ｚ≦ａｈ）

ａ：水深係数

ρｇ：海水の単位体積重量




第１図　津波波圧算定図

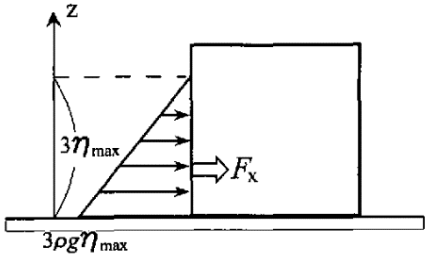
b．港湾の津波避難施設の設計ガイドライン（平成 25 年 10 月）

文献 a.に基づく。ただし，津波が生じる方向に施設や他の建築物がある場合や，海岸等から 500m 以上離れている場合において，水深係数は 3 以下にできるとしている。

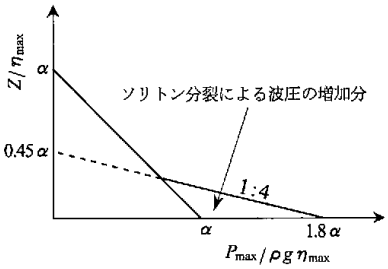
c．朝倉ら(2000)：護岸を越流した津波による波圧に関する実験的研究，海岸工学論文集，第 47 巻，土木学会，911-915

直立護岸を越流した津波の遡上特性から護岸背後の陸上構造物に作用する津波波圧について実験水路を用いて検討している。

その結果，非分裂波の場合，フルード数が 1.5 以上では構造物前面に作用する津波波圧分布を規定する水平波圧指標（遡上水深に相当する静水圧分布の倍率）αは最大で 3.0 となるとしている。一方，ソリトン分裂波の場合は，構造物前面に働く津波波圧は，構造物底面近傍で非分裂波のαを 1.8 倍した値となるとしている（第 2 図及び第 3 図）。




第 2 図　非分裂波の場合の津波水平波圧



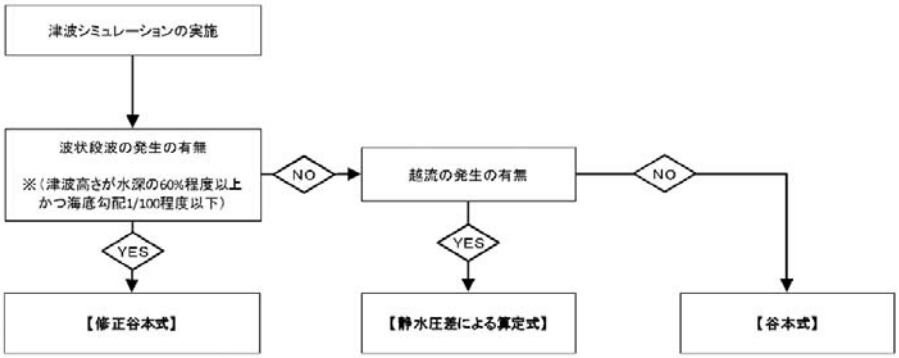

第 3 図　分裂波の無次元最大波圧分布

d．NRA 技術報告「防潮堤に作用する津波波圧評価に用いる水深係数について」（平成 28 年 12 月）

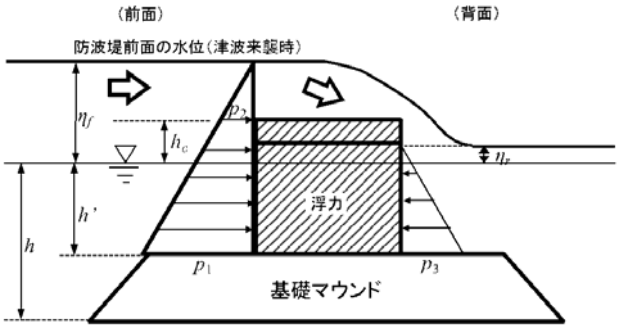
持続波圧を対象としてフルード数が 1 を超える場合の防潮堤に対する作用波圧の評価方法を明確にするため，水理試験及び解析を実施した結果，従来の評価手法でフルード数が 1 以下になることが確認できれば，水深係数は 3 を適用できるとされている。

e．防波堤の耐津波設計ガイドライン（平成 27 年 12 月一部改訂）

防波堤の津波波圧の適用の考え方として，ソリトン分裂波が発生する場合は修正谷本式を，そうでない場合において津波が防波堤を越流する場合には静水圧差による算定式を，越流しない場合は谷本式を用いることとしている。（第 4 図～第 5 図）




第 4 図　防波堤に対する津波荷重算定手順




$$p_1 = \alpha_f \rho_0 g(\eta_f + h')$$

$$p_2 = \frac{\eta_f - h_c}{\eta_f + h'} p_1$$

$$p_3 = \alpha_r \rho_0 g(\eta_r + h')$$

$p_1$　：直立壁前面の底面における波圧強度(kN/m$^2$)
$p_2$　：直立壁前面の天端面にける波圧強度(kN/m$^2$)
$p_3$　：直立壁背面の底面における波圧強度(kN/m$^2$)
$\rho_0 g$　：海水の単位体積重量 (kN/m$^3$)
$h'$　：直立壁の底面の水深(m)
$h_c$　：静水面から直立壁天端面までの高さ(m)
$\eta_f$　：直立壁前面の静水面からの津波高さ(m)
$\eta_r$　：直立壁背面の静水面からの津波高さ(m)
$a_f$　：直立壁前面の静水圧補正係数
$a_r$　：直立壁背面の静水圧補正係数

第 5 図　静水圧差による算定式（越流する場合）

## ２．東海第二発電所のサイト特性を反映した防潮堤に作用する津波波圧の把握について

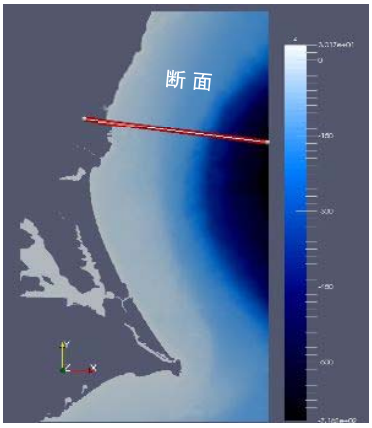
### （１）分裂波発生に関する検討

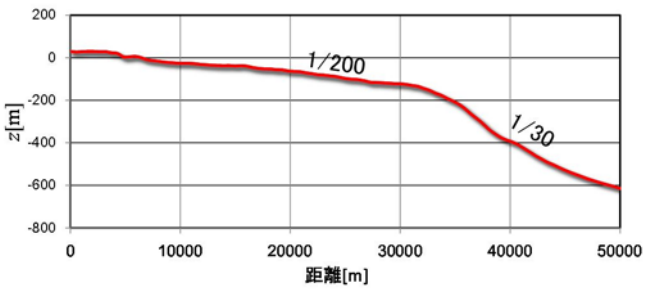
沖合から伝播してくる津波が，サイト前面においてソリトン分裂波を伴うか否かの判定に当たっては，「防波堤の耐津波設計ガイドライン」において以下の２つの条件に合致する場合，ソリトン分裂波が発生するとされている。

① おおむね入射津波高さが水深の 30%以上（津波数値解析等による津波高さが水深の 60%以上）

② 海底勾配が 1/100 以下程度の遠浅

東海第二発電所前面の海底地形は約 1/200 勾配で遠浅であり，入射波津波高さと水深の関係も入射津波高さが水深の 30%以上であることから，両方の条件に合致する（第 6 図及び表 1)。そこで，沖合におけるソリトン分裂波及び砕波の発生の有無や陸上へ遡上する過程での減衰の状況と防潮堤が受ける津波波圧への有意な影響の有無を定量的に確認するため，東海第二発電所のサイト特性を考慮した水理模型実験を行い，防潮堤が受ける波圧分布等を測定した。



第６図　海底地形断面位置図及び海底地形断面図

第１表　津波高さと水深の関係

| 地点 | (1)水深 | (2)入射津波高さ※ | (2)/(1) |
|---|---|---|---|
| 東海第二発電所前面 | 7.5m | 4.7m | 62% |

※津波数値解析による津波高さの 1/2 を入射津波高さと定義（防潮堤の耐津波ガイドライン）

（２）水理模型実験

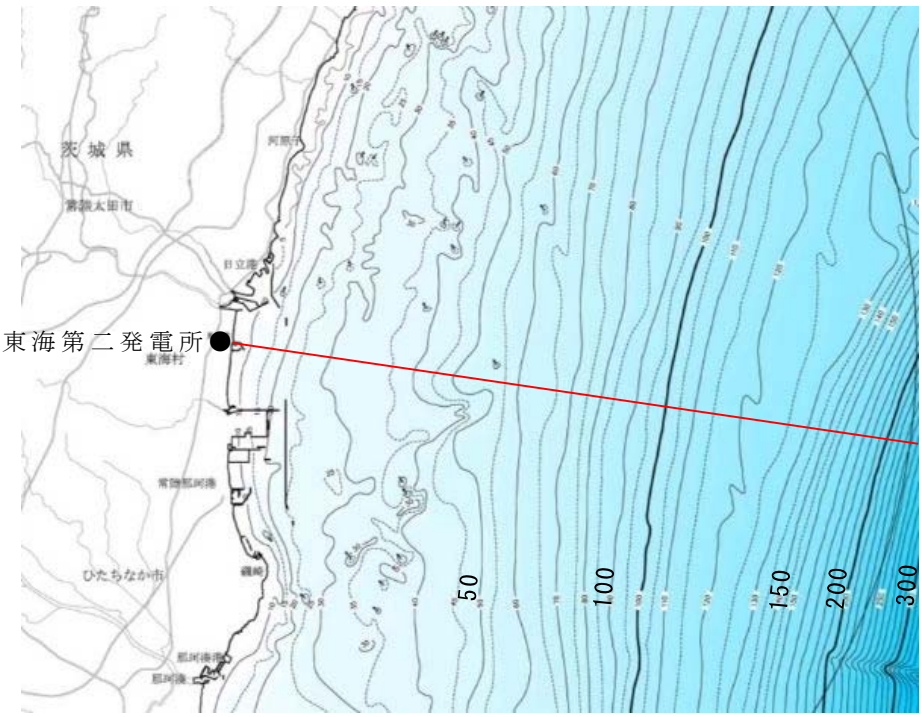
１）目的

基準津波の策定に用いた波源については，2011 年東北地方太平洋沖地震で得られた知見を踏まえて設定した波源のすべり領域を拡大したり，すべり量の割増しを行うなどの保守的な設定を複数加えた波源である。

水理模型実験は，ソリトン分裂波が生じない沖合 5.0km における津波波形を入力し，ソリトン分裂波や砕波の発生の有無及び陸上へ遡上する過程での減衰状況と防潮堤が受ける津波波圧への有意な影響の有無ならびにフルード数の把握を目的に実施した。

２）検討断面

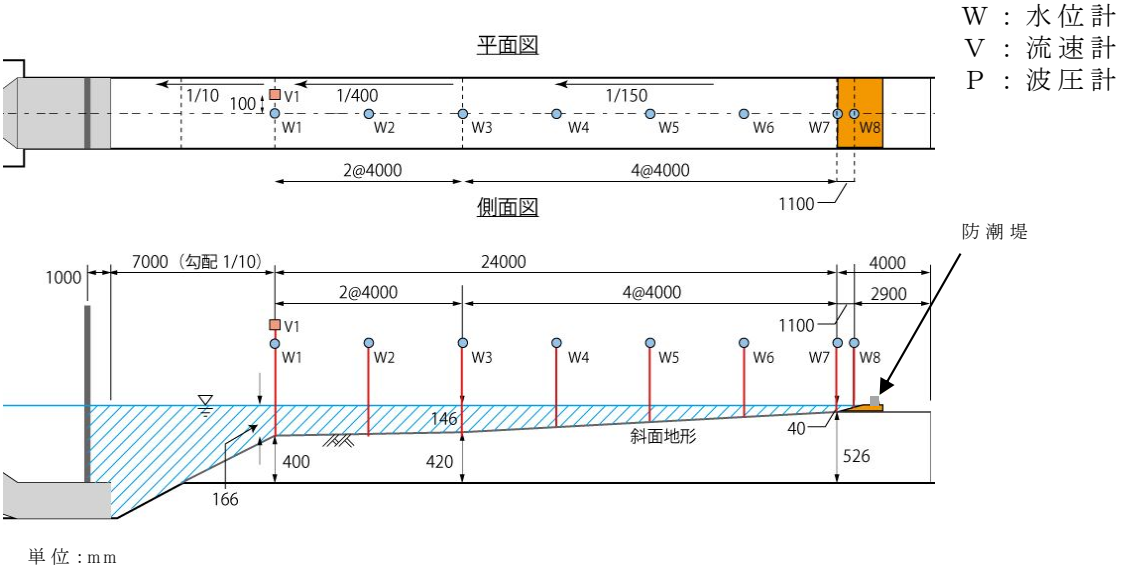
東海第二発電所前面の海底地形は概ね一様の地形となっていることから，本実験では，津波水位が最大となる地点を基に，津波の伝播特性を踏まえ，等深線図に直交する断面を選定した（第 7 図）。



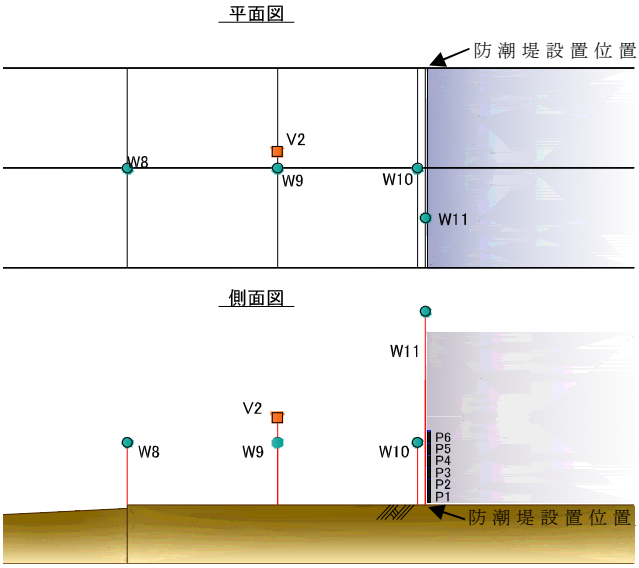

第 7 図　検討断面位置図

３）実験条件

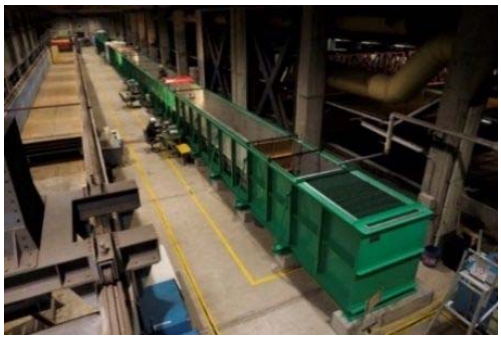
断面二次元実験施設の水路は，長さ 60m×幅 1.2m（貯水部は 1.8m）×高さ 1.5m とし，沖合 5km から陸側の範囲を再現するために，実験縮尺（幾何縮尺）はλ=1/200 とした（第 8 図）。




第 8 図(1)　計測位置図



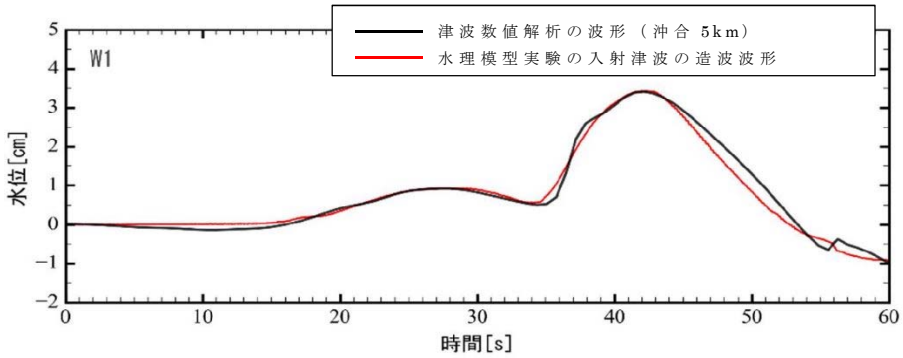

第 8 図(2)　防潮堤位置拡大図



第 8 図(3)　実験施設写真

４）入射津波の造波

水理模型実験における再現範囲の最沖地点はソリトン分裂波が発生しない沖合 5.0km の位置とし，基準津波の波源モデルを用いた数値解析から求めた同地点における津波波形を入力した。また，この津波波形を防潮堤位置で平面二次元津波シミュレーション解析結果と同様の高さになるよう振幅を調整した（第９図）。

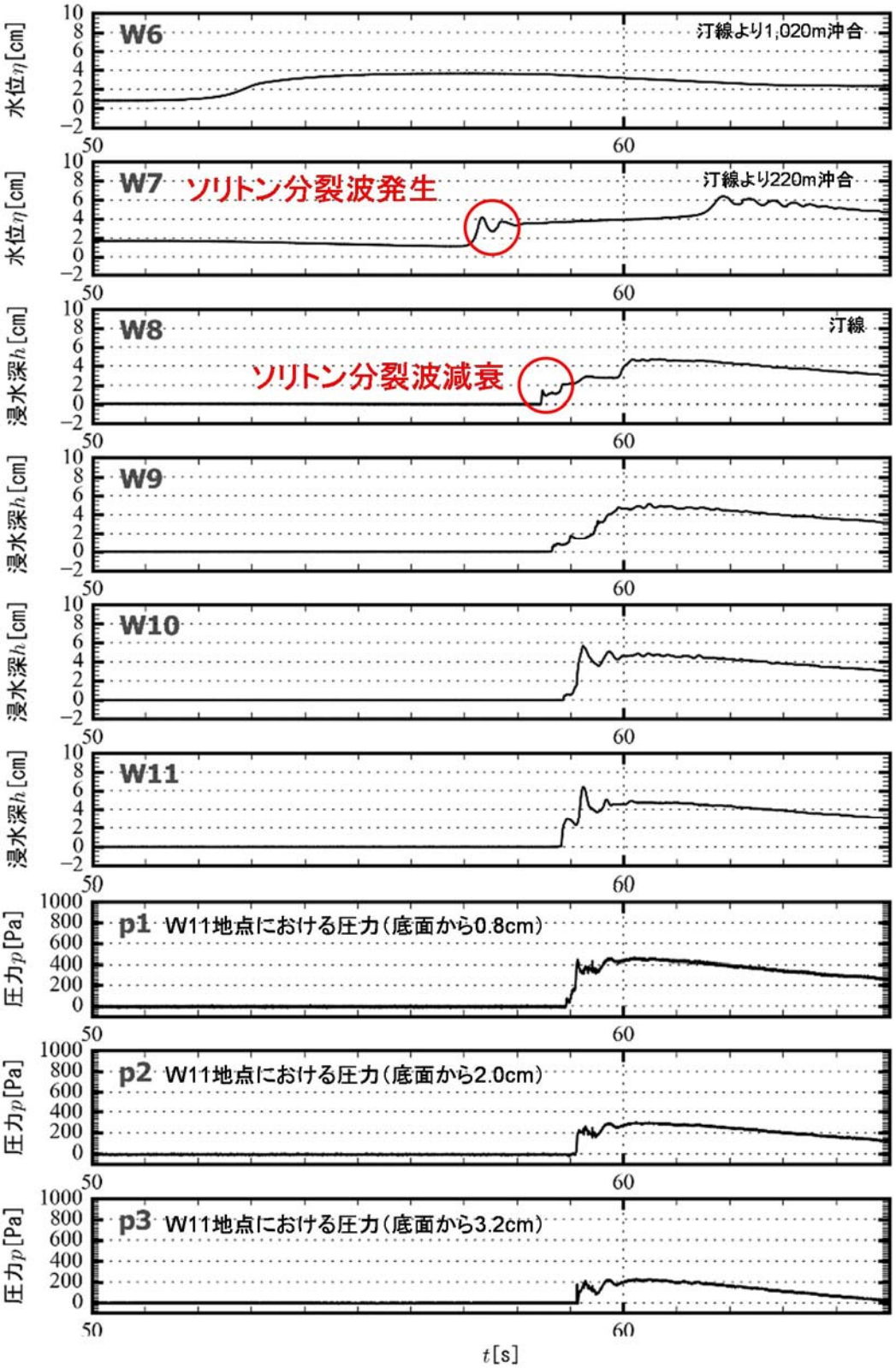



第９図　入射津波の造波波形図（沖合 5km 地点）

５）水理模型実験の結果

a．水理模型実験におけるソリトン分裂波の確認

平面二次元津波シミュレーション解析に即した津波波形を造波し，水理模型実験を行った。水理模型実験における時刻歴図を第 10 図に示す。その結果，目視観察と波高計による計測により，沖合約 220m 地点（W7）においてソリトン分裂波が生じることを確認した。ただし，陸上に遡上する過程で分裂波は減衰しており，防潮堤位置での有意な波圧分布への影響は認められない。また，防潮堤前面位置（W10）で砕波は生じず，防潮堤位置での有意な波圧分布への影響は認められない。




第 10 図　水理模型実験における時刻歴図

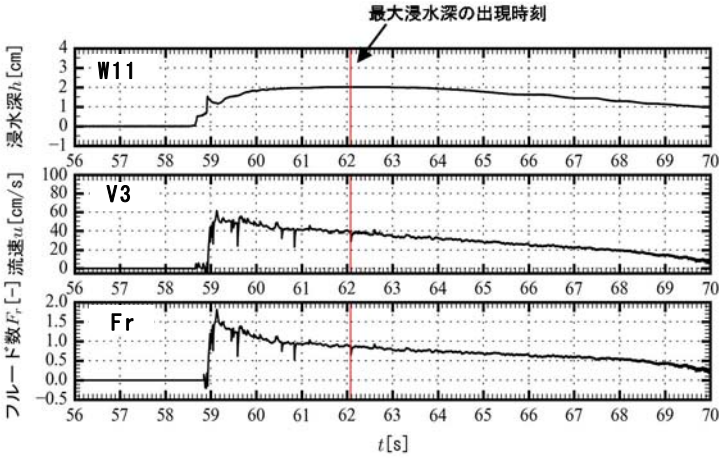
b．フルード数

防潮堤がないモデルで，防潮堤位置の最大浸水深を計測し，同時刻における流速からフルード数を算定した。

その結果，通過波のフルード数は平均で 0.8（＜1.0）であったことから，水深係数 3 で津波波圧分布を評価し，防潮堤の設計に適用できることを確認した（第 2 表及び第 11 図）。

第 2 表　通過波検定結果表

| | フルード数<br>（最大浸水深時） |
|---|---|
| 1 回目 | 0.9 |
| 2 回目 | 0.9 |
| 3 回目 | 0.6 |
| 4 回目 | 0.8 |
| 5 回目 | 0.7 |
| 6 回目 | 0.9 |
| 平均値 | 0.8 |

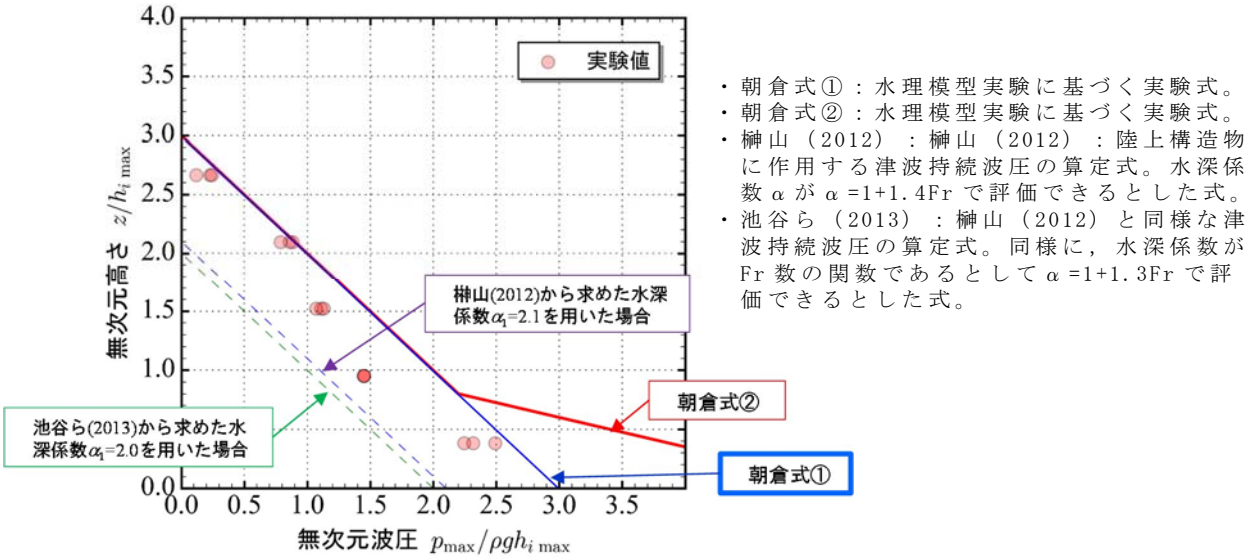



第 11 図　持続波領域における最大浸水深・流速・フルード数の時系列図

c．防潮堤壁面におけるソリトン分裂波の最大津波波圧

防潮堤壁面における津波波圧計測結果を通過波の最大浸水深で除して無次元化した結果を以下に示す。

東海第二発電所前面海域の地形を模擬した水理模型実験で計測した防潮堤壁面の最大津波波圧は，朝倉式①及び朝倉式②による算定値よりも小さい値となり，朝倉式②のような波圧分布は認められず，朝倉式①と整合する結果となった（朝倉式①の方が津波波圧分布の再現性がよいことを確認した）（第 12 図）。水理模型実験において，ソリトン分裂波および砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく，単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。




第 12 図　既往の津波波圧算定式との比較

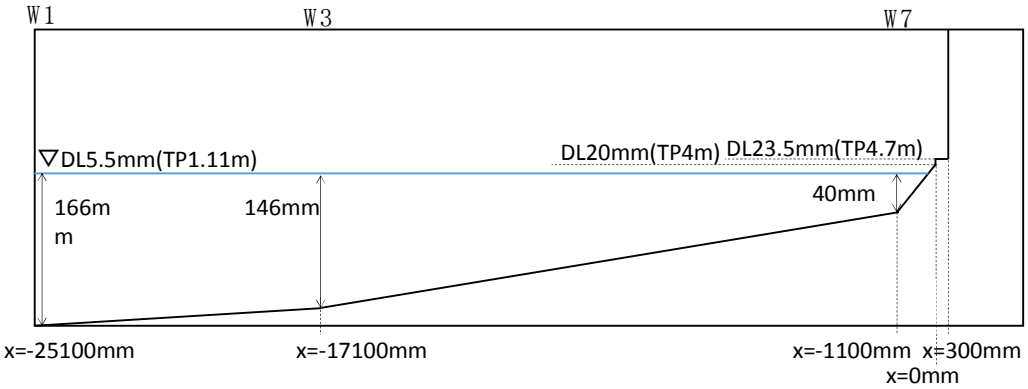
（無次元最大津波波圧分布図）

（３）水理模型実験結果の検証（再現性検討）

水理模型実験結果について，断面二次元津波シミュレーション解析を実施し，防潮堤位置での津波波圧算定式が朝倉式①で妥当であることを検証した。断面二次元津波シミュレーション解析は，分散波理論に基づいた解析手法であり，ソリトン分裂波を表現可能な数値波動水路 CADMAS-SURF/2D（Ver.5.1）を用いた。

１）水理模型実験結果の再現性

水理模型実験でモデル化した区間と同じ区間を解析領域としてモデル化した（第 13 図）。また，入射波は水理模型実験の入力波形に合わせて作成した。

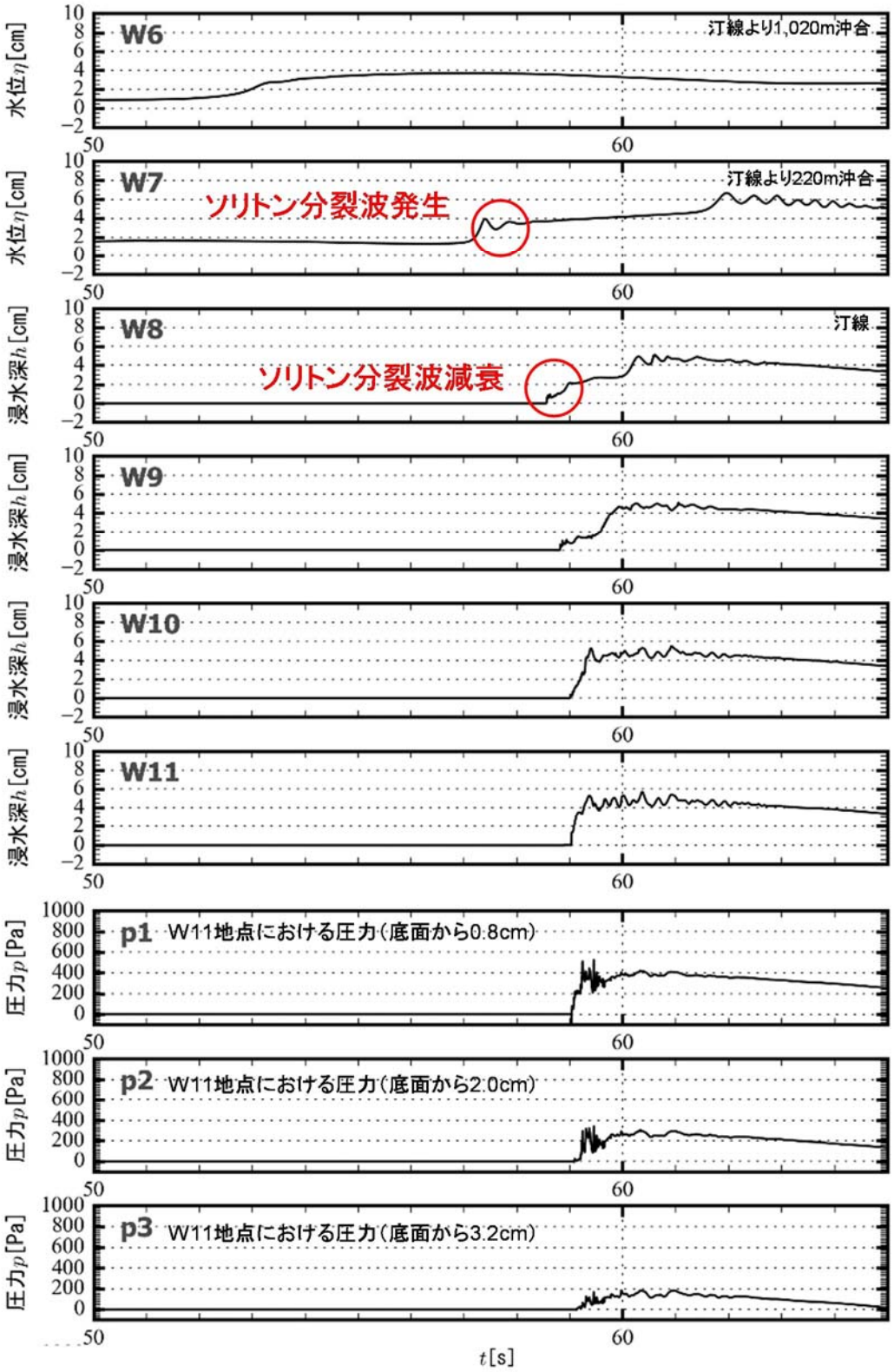



第 13 図　解析モデル図

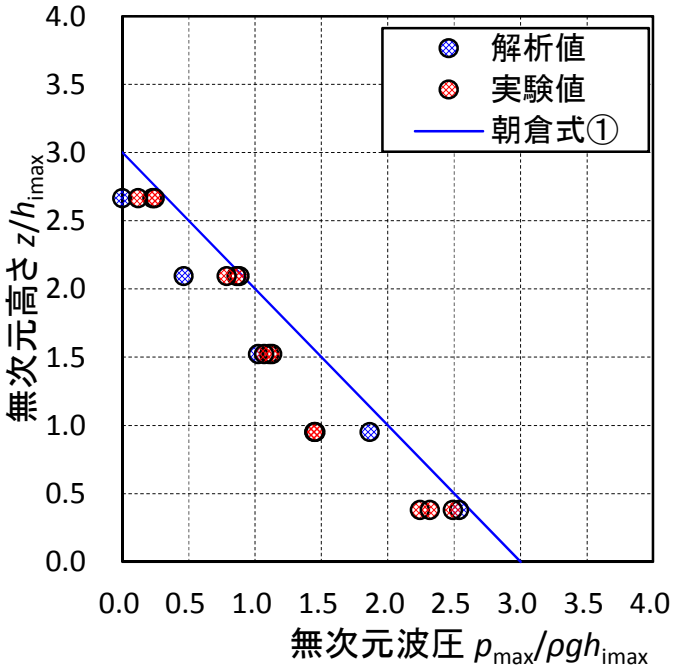
断面二次元津波シミュレーション解析の結果を第 14 図(1)～(2)に示す。水理模型実験結果と同様，沖合約 220m 地点（W7）においてソリトン分裂波を確認した。ただし，陸上に遡上する過程で分裂波は減衰しており，防潮堤位置での有意な波圧分布への影響は認められない。また，防潮堤位置（W10）で砕波は生じず，防潮堤位置での有意な波圧分布への影響は認められない。

防潮堤壁面に作用する津波波圧は実験値とほぼ同等のものとなり，朝倉式①による波圧分布を下回るとともに，朝倉式②のような波圧分布は認められず，朝倉式①と整合する結果となった。

断面二次元津波シミュレーションにおいても，ソリトン分裂波および砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく，単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。




第 14 図(1)　断面二次元津波シミュレーション解析における時刻歴図




第 14 図(2)　断面二次元津波シミュレーション解析結果図

（最大波圧分布図）

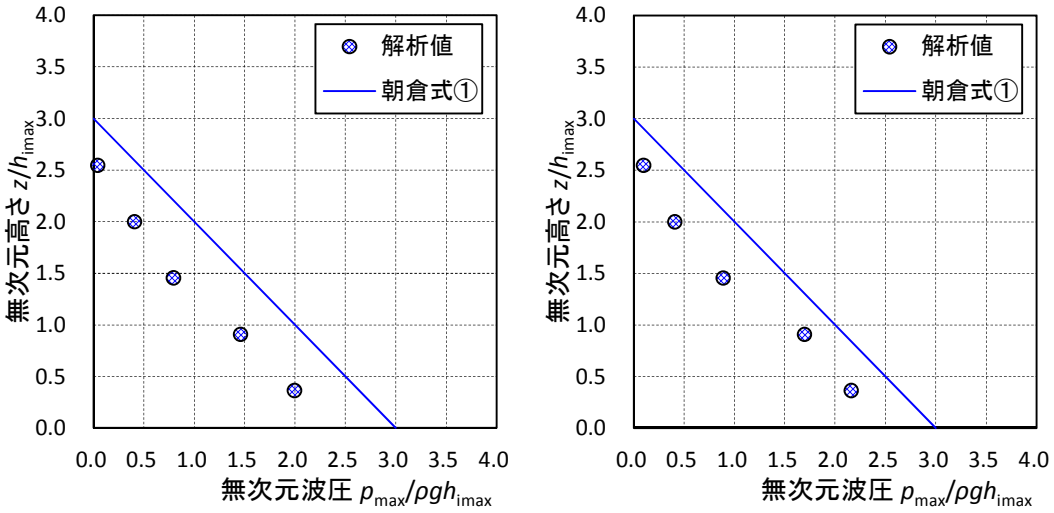
２）防潮堤と海岸線との離隔距離の違いが津波波圧に与える影響検討

防潮堤の設置位置は，海岸線から最も近いところで約 30m であり，水理模型実験では海岸線と防潮堤の離隔距離が約 60m 地点の断面（津波水位が最も高くなる地点）をモデル化した。

海岸線と防潮堤の離隔距離を 30m，45m，60m，75m と変化させた場合のソリトン分裂波の影響について検討を行った。なお，入力波形は基準津波を用いて実施した。

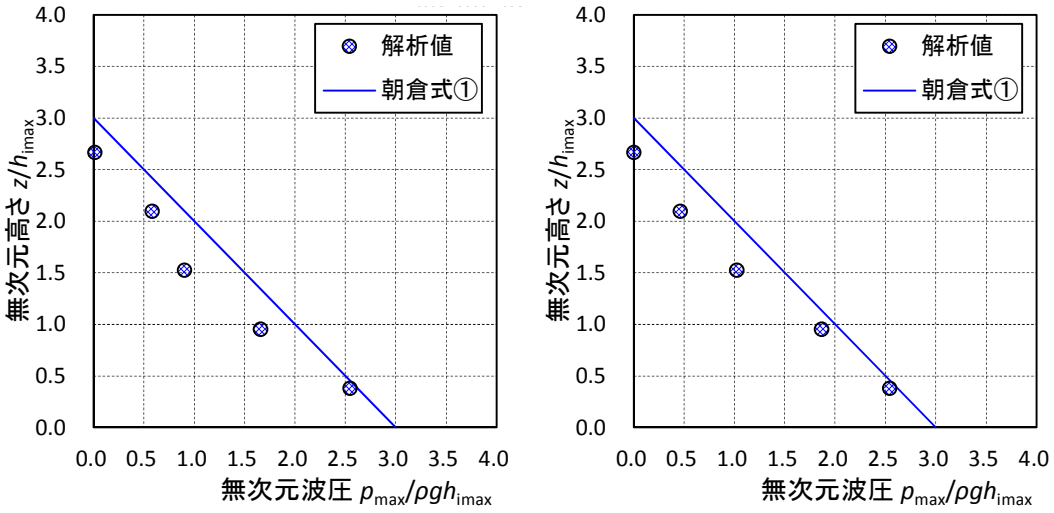
その結果，防潮堤と海岸線との離隔距離が津波波圧に与える影響は認められず，朝倉式①による波圧分布を下回るとともに，分布形は朝倉式①と整合する結果となった。海岸線からの離隔距離別の防潮堤位置の津波波圧分布を第 15 図に示す。

（離隔距離 30m）　　（離隔距離 45m）




第 15 図(1)　防潮堤壁面の最大波圧分布図

（離隔距離 60m）　　（離隔距離 75m）




第 15 図(2)　防潮堤壁面の最大波圧分布図

３）津波遡上高さが異なる津波が防潮堤に与える影響について

基準津波の決定に当たっては，津波シミュレーション解析において，断層の破壊開始点位置や破壊伝播速度等をパラメータスタディした中で，防潮堤位置での津波遡上高さが最も高くなる波を抽出している。

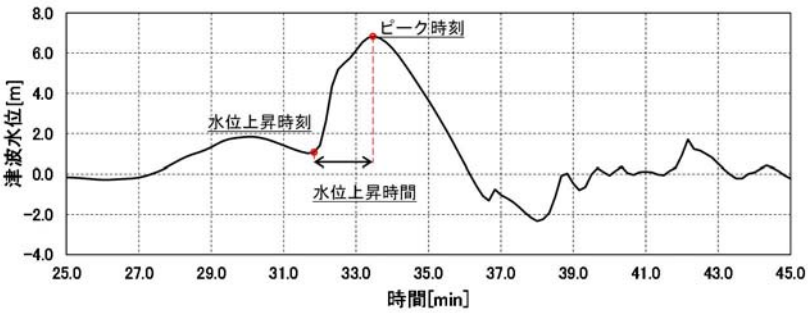
防潮堤位置での津波遡上高さが大きい上位 10 波の沖合波形（沖合 5km 地点）を用いて，防潮堤壁面の津波波圧を確認した。

防潮堤位置の遡上高さ上位 10 波の特性について第 3 表に，水位上昇時間の定義図を第 16 図に，破壊開始点位置図を第 17 図に示す。

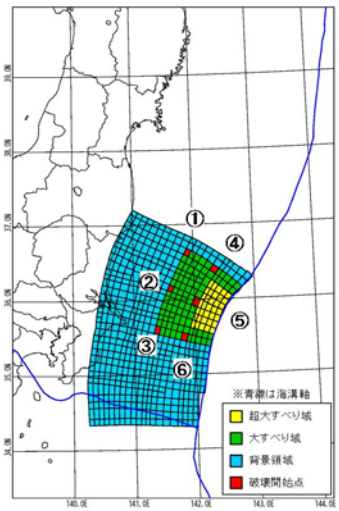
第 3 表　防潮堤位置の最大水位上昇量の上位 10 波

| ケース | 津波遡上高さ (T.P.(m)) | 水位上昇時間 [min] | 破壊伝播速度 [km/s] | 破壊開始点 | 立ち上り時間 [s] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1(基準津波) | 17.2 | 1.5 | 3.0 | ⑥ | 30.0 |
| 2 | 17.0 | 1.5 | 2.5 | ⑥ | 30.0 |
| 3 | 16.8 | 1.5 | 3.0 | ⑥ | 60.0 |
| 4 | 16.2 | 1.7 | 2.0 | ⑥ | 30.0 |
| 5 | 16.1 | 1.5 | 3.0 | ④ | 30.0 |
| 6 | 15.9 | 1.7 | 3.0 | ③ | 30.0 |
| 7 | 15.8 | 1.7 | 3.0 | ⑤ | 30.0 |
| 8 | 15.6 | 1.7 | 2.5 | ④ | 30.0 |
| 9 | 15.5 | 1.8 | 1.5 | ⑥ | 30.0 |
| 10 | 15.5 | 1.7 | 3.0 | ① | 30.0 |

※破壊伝播速度：破壊開始点から断層破壊が進行する速度
※立ち上り時間：断層のある点において破壊開始から終了するまでの時間




第 16 図　水位上昇時間の定義図

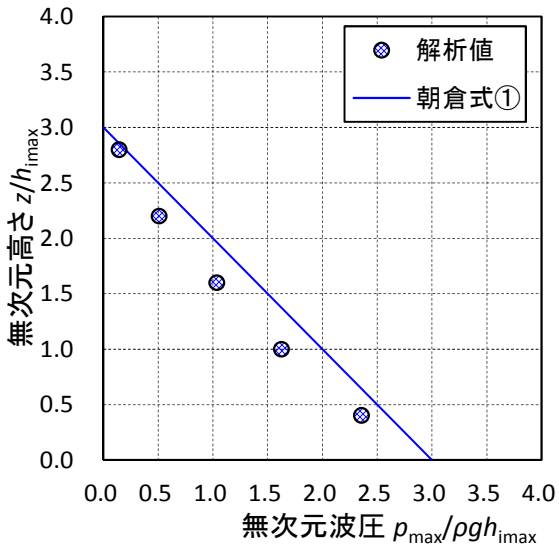



第 17 図　破壊開始点位置図

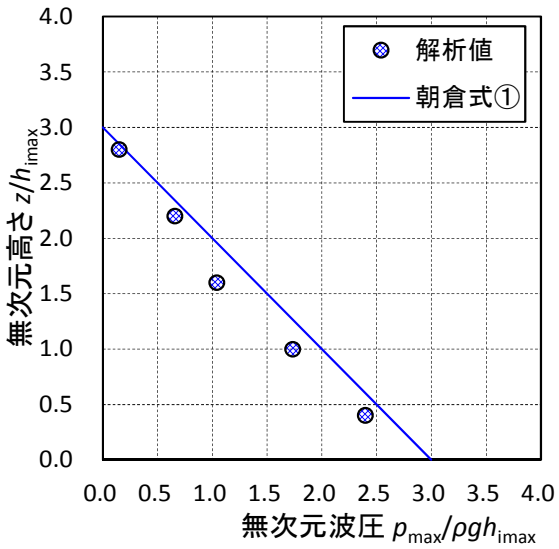
断面二次元津波シミュレーション解析の結果を第18図に示す。いずれのケースにおいても，津波はソリトン分裂波を生じるものの，陸上に遡上する過程で分裂波が減衰しており，防潮堤壁面における最大波圧分布は，朝倉式①による波圧分布を下回る結果となった。

津波は，周期が短いほど分裂波（段波）が発生しやすくなるとともに，分裂波が成長し易くなるとされている。上位10波において最も周期が短いものはケース１（基準津波）であることから，基準津波が最もソリトン分裂波の影響を受けると考えられるが，いずれのケースにおいても，朝倉式①による波圧分布を下回るとともに，分布形は朝倉式①と整合する結果となった。

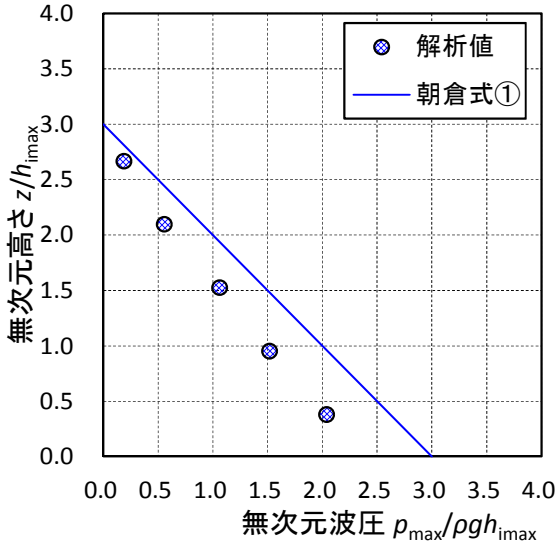
（ケース１）



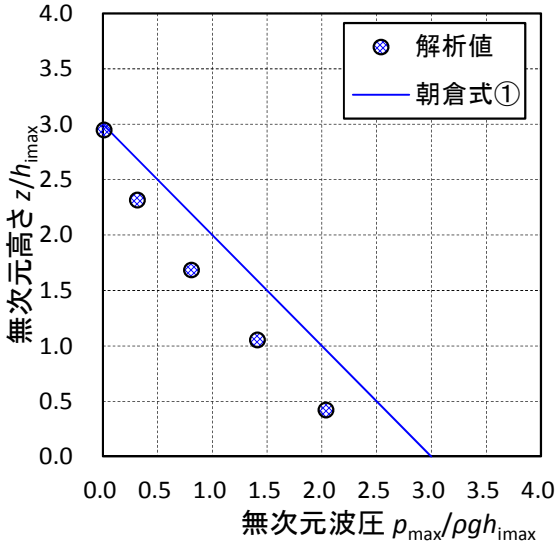

（ケース２）




（ケース３）

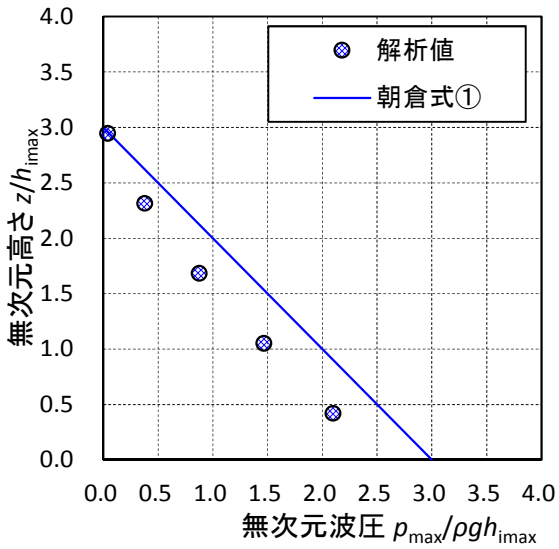



（ケース４）

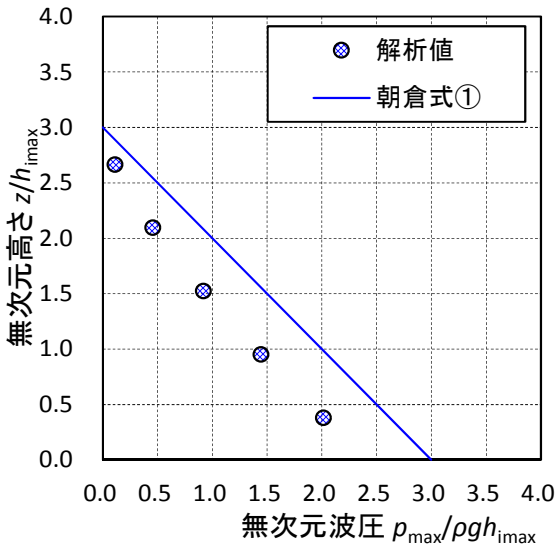



第 18 図(1)　最大波圧分布図

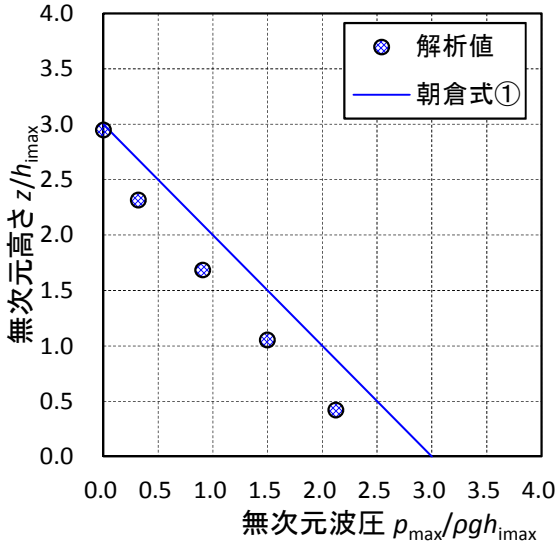
（ケース５）



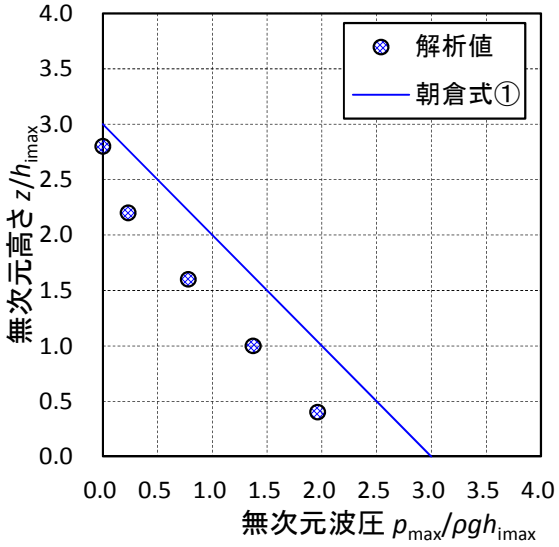

（ケース６）




（ケース７）

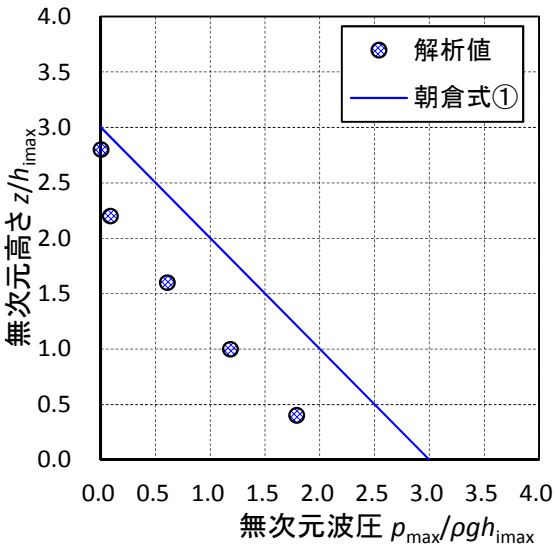



（ケース８）

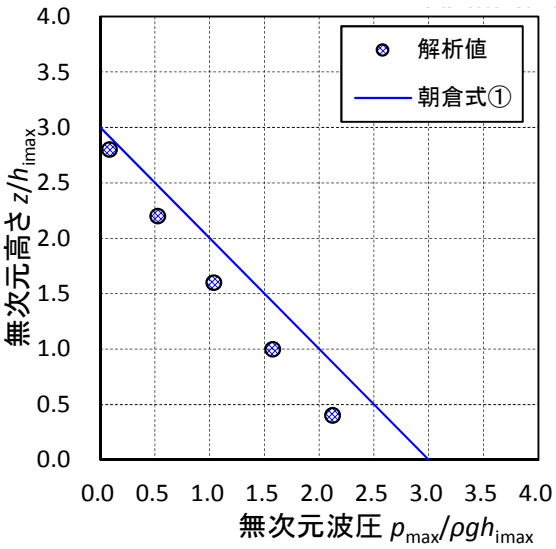



第 18 図(2)　最大波圧分布図

（ケース９）




（ケース１０）




第 18 図(3)　最大波圧分布図

（４）まとめ

水理模型実験結果から，東海第二発電所の敷地前面においては，津波はソリトン分裂波を生じるものの，陸上に遡上する過程で分裂波が減衰し，防潮堤前面位置で砕波も生じないことを確認した。また，伝播する津波による防潮堤壁面の津波波圧は，持続波による津波波圧式（朝倉式①，朝倉式②）から求められる津波波圧よりも小さく，朝倉式①での再現性が最もよいことを確認した。また，フルード数は 1.0 を下回ることを確認した。ソリトン分裂波および砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく，単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。

数値波動水路 CADMAS-SURF/2D を用いた水理模型実験の検証結果においても，津波はソリトン分裂波を生じるものの，陸上に遡上する過程で分裂波が減衰し，防潮堤前面位置で砕波も生じないことを確認した。防潮堤壁面における津波波圧は，朝倉式①による波圧分布を下回るとともに，朝倉式①と整合する結果となった。ソリトン分裂波および砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく，単直線型の朝倉式①に包含されることを確認した。

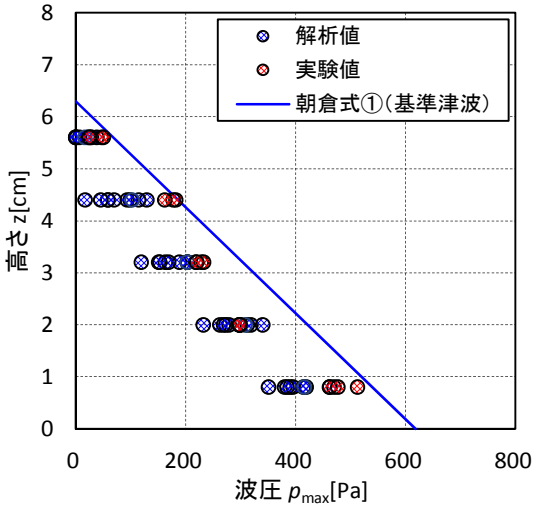
更に，防潮堤と海岸線との離隔距離を変えたケースにおいても同様に，防潮堤壁面の津波波圧は朝倉式①による波圧分布を下回るとともに，分布形は朝倉式①と整合する結果となった。

これら水理模型実験結果及び分散波理論に基づく断面二次元津波シミュレーション解析結果のいずれにおいても，防潮堤壁面での最大波圧は朝倉式①による波圧を下回るとともに，分布形は朝倉式①と整合し，ソリトン分裂波および砕波の防潮堤に対する波圧分布への有意な影響はなく，単直線型の朝倉式①に包含されることを確認

した。

防潮堤壁面における最大波圧分布を図 19 に示す。

以上のことから，設計用津波波圧の算定においては，朝倉式①より算定することとする。




第 19 図　最大波圧分布

## ３．津波波圧算定式適用に対する考え方

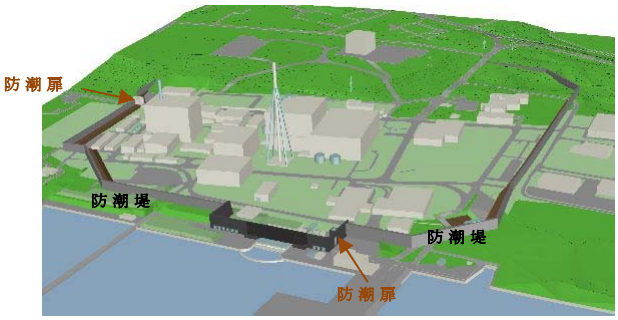
### （１）防潮堤及び防潮扉

防潮堤及び防潮扉位置図を第 20 図に示す。

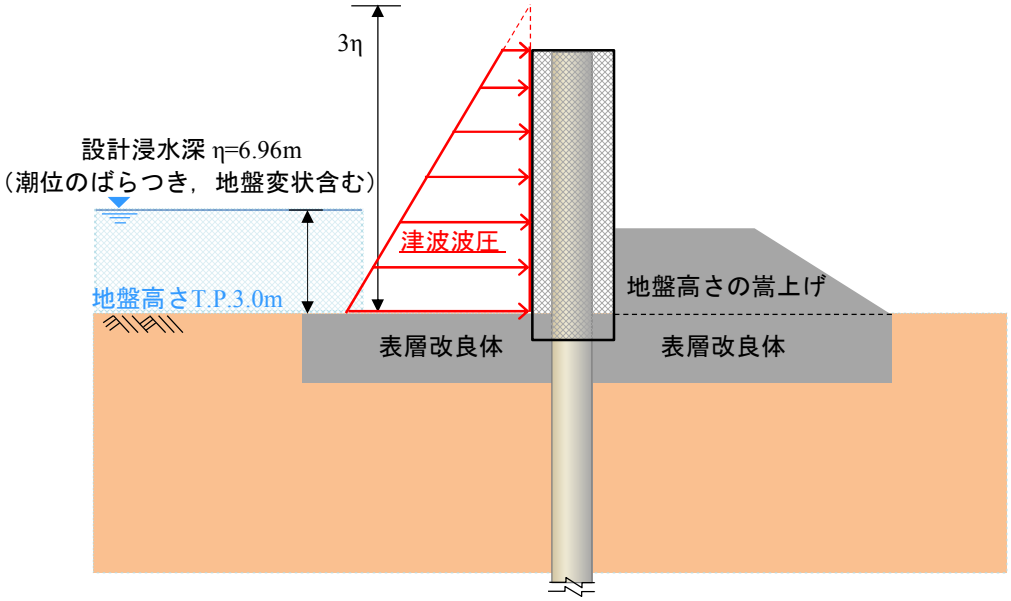
防潮堤がないモデルで実施した水理模型実験においては，防潮堤通過位置におけるフルード数が 1.0 を下回っており，水理模型実験結果及び分散波理論に基づく断面二次元津波シミュレーション解析結果から，設計用津波波圧は朝倉式①に基づき算定する。

朝倉式①に用いる $\eta$（設計浸水深）については，水理模型実験結果，断面二次元津波シミュレーション解析結果，平面二次元津波シミュレーション解析から求められた浸水深および入力津波高さと地盤高さとの差の 1/2 を用いて朝倉式①により算出した波圧分布を比較した。第 21 図および第 22 図に津波荷重の作用イメージ図を，第 23 図に最大波圧分布の比較を示す。

比較の結果，朝倉式①に用いる $\eta$（設計浸水深）については，入力津波高さと地盤高さとの差の 1/2 を用いるものとする。

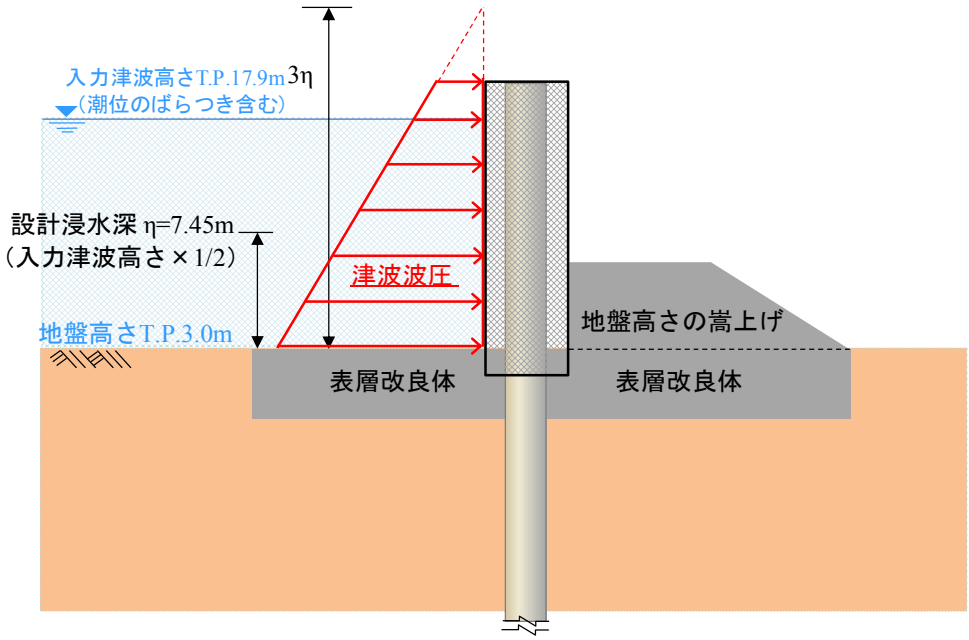



第 20 図　防潮堤及び防潮扉位置図

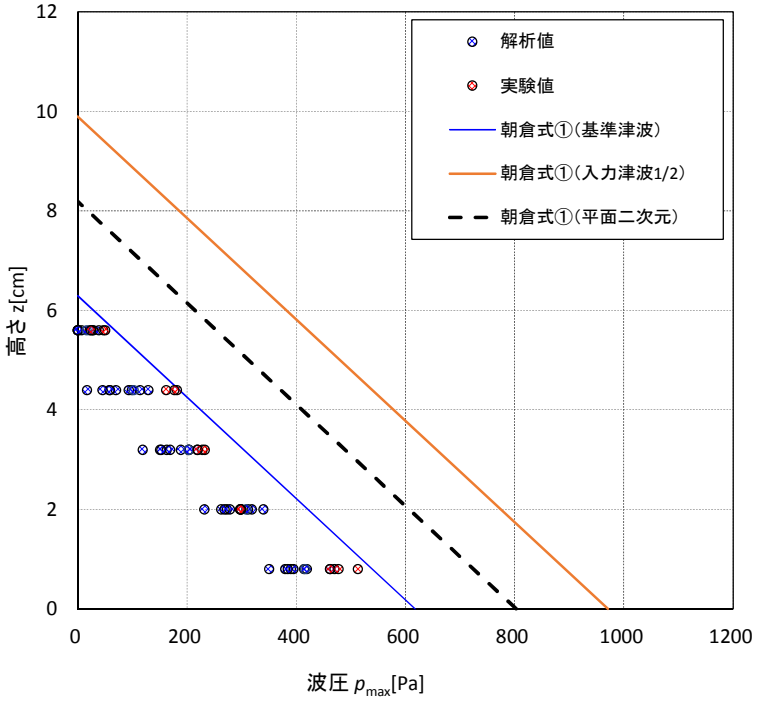



第 21 図　津波荷重の作用イメージ

（平面二次元津波シミュレーション解析結果）




第 22 図　津波荷重の作用イメージ図（入力津波×1/2）




第 23 図　最大波圧分布の比較

（２）貯留堰

１）貯留堰に適用する津波波圧算定式

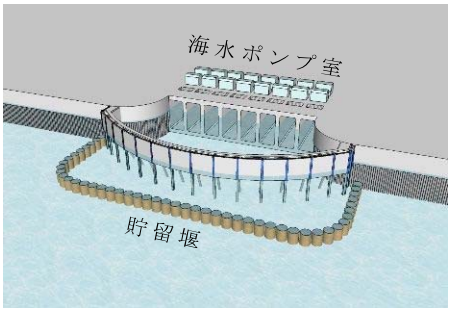
貯留堰の鳥瞰図を第 24 図に，断面図を第 25 図に示す。

貯留堰は，鋼管矢板を連結した構造であり，引き波時に海底面から突出した鋼管矢板頂部（T.P.-4.9m）において海水を貯留する。

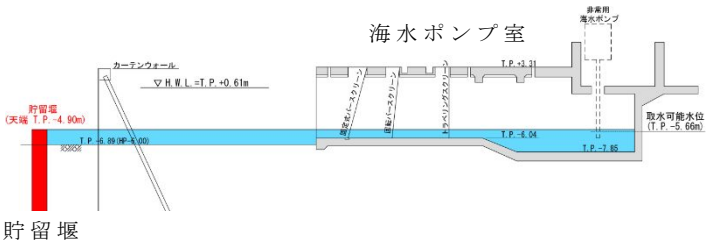
このため，貯留堰に有意な津波波力が作用するのは，引き波により海水貯留堰が海面から露出し，その後，押し波が貯留堰に作用してから越流するまでの間に限定される。

「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局）」（平成 27 年 12 月一部改訂）によると，津波が構造物を越流する場合の津波荷重の算定については，若干越流している状態に静水圧差による算定式を適用する場合は，それより水位の低い越流直前の状態の方が高い波力となる可能性があるので，両者を比較して高い方を採用する必要があるとしている。

このため，貯留堰における津波波力としては，越流直前の波力及び越流時の静水圧差のうち保守的なものを適用することとする。




第 24 図　貯留堰鳥瞰図




第 25 図　貯留堰断面図

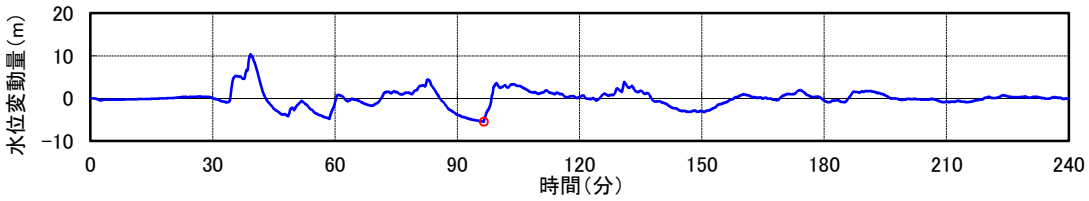
２）越流直前の津波波力の設定方針

引き波時における貯留堰前面の時刻歴水位を第 26 図に示す。

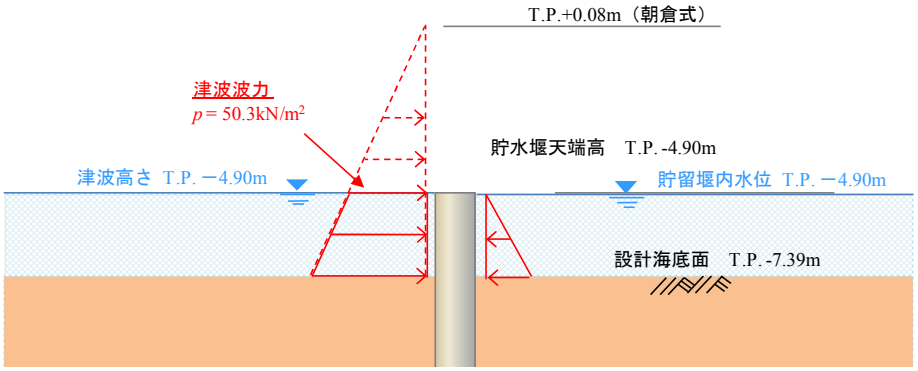
貯留堰前面の水位は若干残るものの保守的に海底面が露出したと仮定し，その後の押し波を遡上波と考え津波波力を設定する。

具体的には，津波高さは貯留堰に作用する津波波力が保守的になるように貯留堰前面の海底面（設計用海底面標高 T.P.-7.39m）まで水位が低下した後に到達する津波を考慮することとし，貯留堰に津波が越流する直前の状態として貯留堰天端（T.P.-4.9m）までを想定する。

津波波力は，「東日本大震災における津波による建築物被害を踏まえた津波避難ビル等の構造上の要件に係る暫定指針」の考え方に従って，津波高さの３倍の高さまで静水圧荷重を考慮する。津波波力の作用イメージを第 27 図に示す。




第 26 図　貯留堰周りにおける引き波水位の時刻歴図



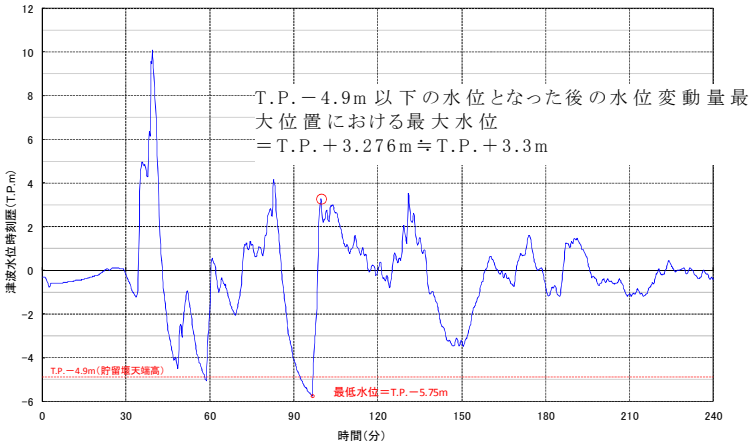

第 27 図　津波波力の作用イメージ図

３）越流時の津波波力の設定方針

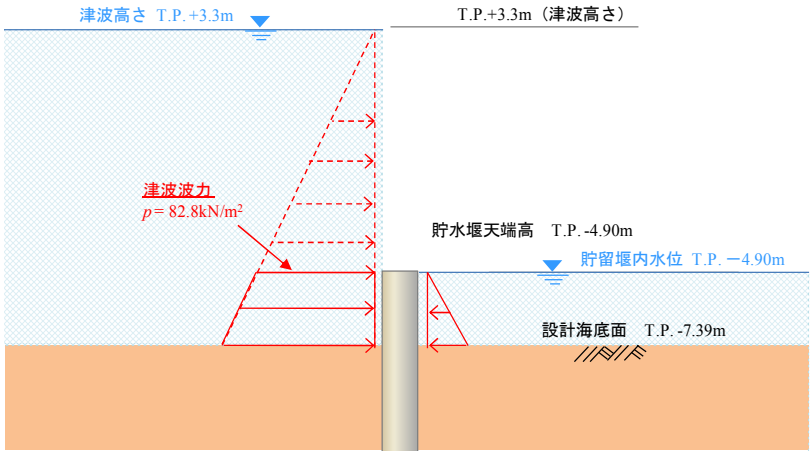
引き波後に到達する津波が貯留堰を越流する際，貯留堰の内外での水位差はつきにくいが，保守的に引き波水位とその後の押し波水位の差が最も大きくなるものを選定し，津波波力を算定した。

津波高さとしては貯留堰天端 T.P.-4.9m から T.P.+3.3m の越流を考慮して，「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省港湾局）」（平成 27 年 12 月一部改訂）による静水圧差による算定式を参考に設定する。

貯留堰位置における水位差が最大となる箇所の時刻歴水位波形を第 28 図に，津波波力の作用イメージを第 29 図に示す。




第 28 図　貯留堰の内外の水位差が最大となる時刻歴水位波形図




第 29 図　津波波力の作用イメージ図

４）まとめ

貯留堰における津波波力について，越流直前の波力および越流時の静水圧差について検討した。この結果，越流時の静水圧差の方が越流直前の波力を上回る結果となった。このため，貯留堰における津波波力として，保守的に越流時の静水圧差を考慮することとする。

# 耐津波設計における津波荷重と余震荷重の組合せについて

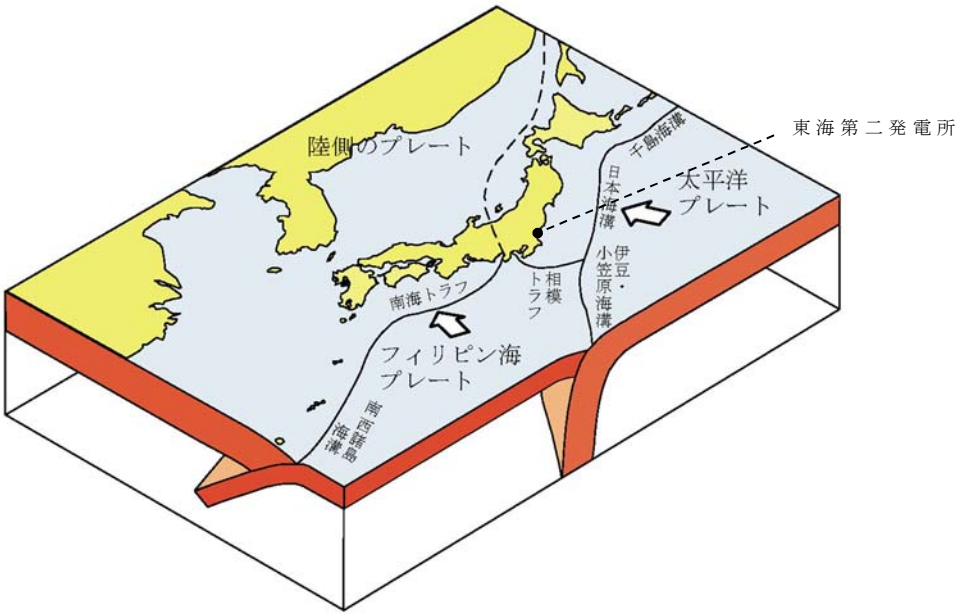
## １．規制基準における要求事項等

・サイトの地学的背景を踏まえ，余震の発生の可能性を検討すること。

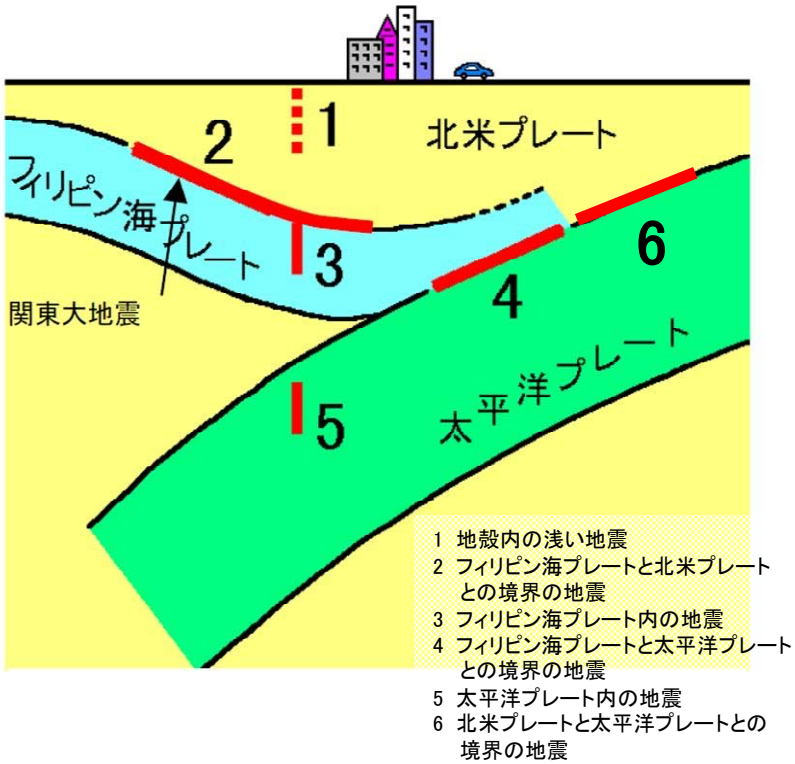
・余震発生の可能性に応じて余震による荷重と入力津波による荷重との組合せを考慮すること。

## ２．敷地周辺のプレートテクトニクス

敷地周辺は，陸のプレート，太平洋プレート，フィリピン海プレートの 3 つのプレートが接触する場所であり，その状況について模式的に示したものを第 1 図に示す。関東地方においては南方からフィリピン海プレートが沈み込み，そのフィリピン海プレートは敷地のほぼ直下まで及んでいる（第 2 図）。

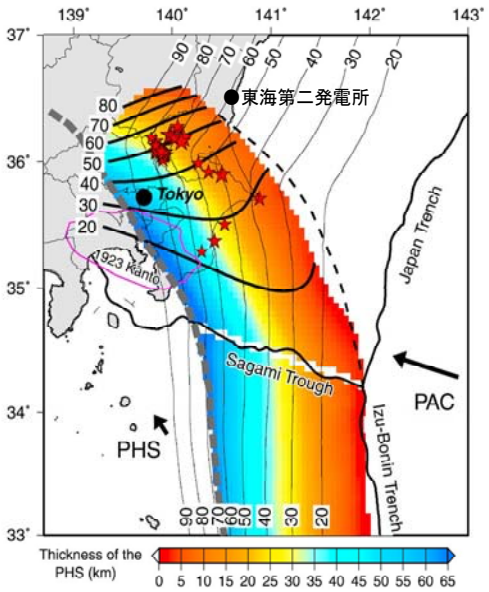



（防災科学技術研究所 HP に一部加筆）




（中央防災会議 HP に一部加筆）

第１図　敷地周辺におけるプレートの沈み込み



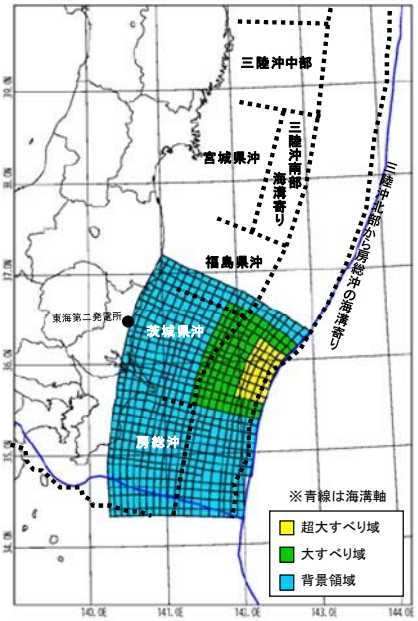

図中のカラーコンターはフィリピン海プレートの厚さを示している。

（Uchida et al.(2010)に一部加筆）

第２図　フィリピン海プレートの沈み込み

## ３．基準津波の波源

津波波源は，日本海溝におけるプレート間地震に起因する波源として設定し，その規模は Mw8.7 である。津波波源モデルを第３図に示す。




第３図　津波波源モデル

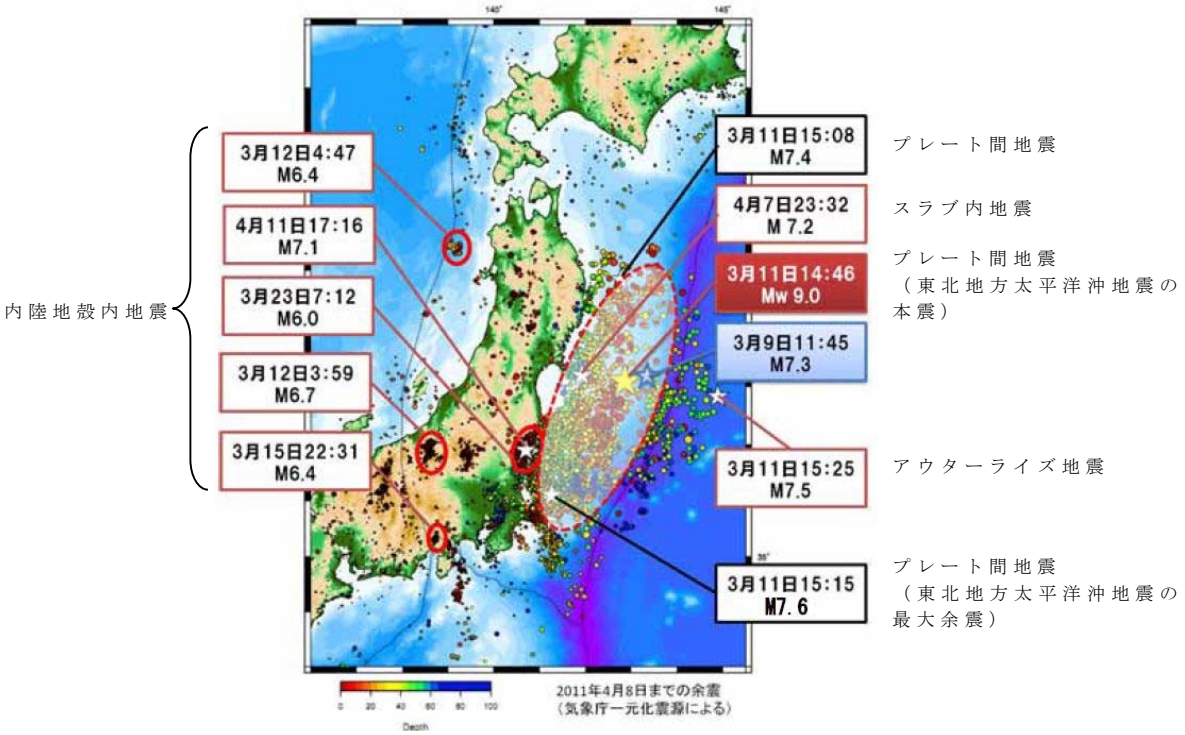
５条　添付２８-3

## ４．検討方針

東海第二発電所周辺のプレートテクトニクス的背景や基準津波と同じ地震発生様式（プレート間地震）である 2011 年東北地方太平洋沖地震の余震発生状況（第 4 図）を踏まえ，基準津波の波源の活動（本震）に伴い発生する可能性のある余震を設定し，耐津波設計において津波荷重と組み合わせる適切な余震荷重を設定する。

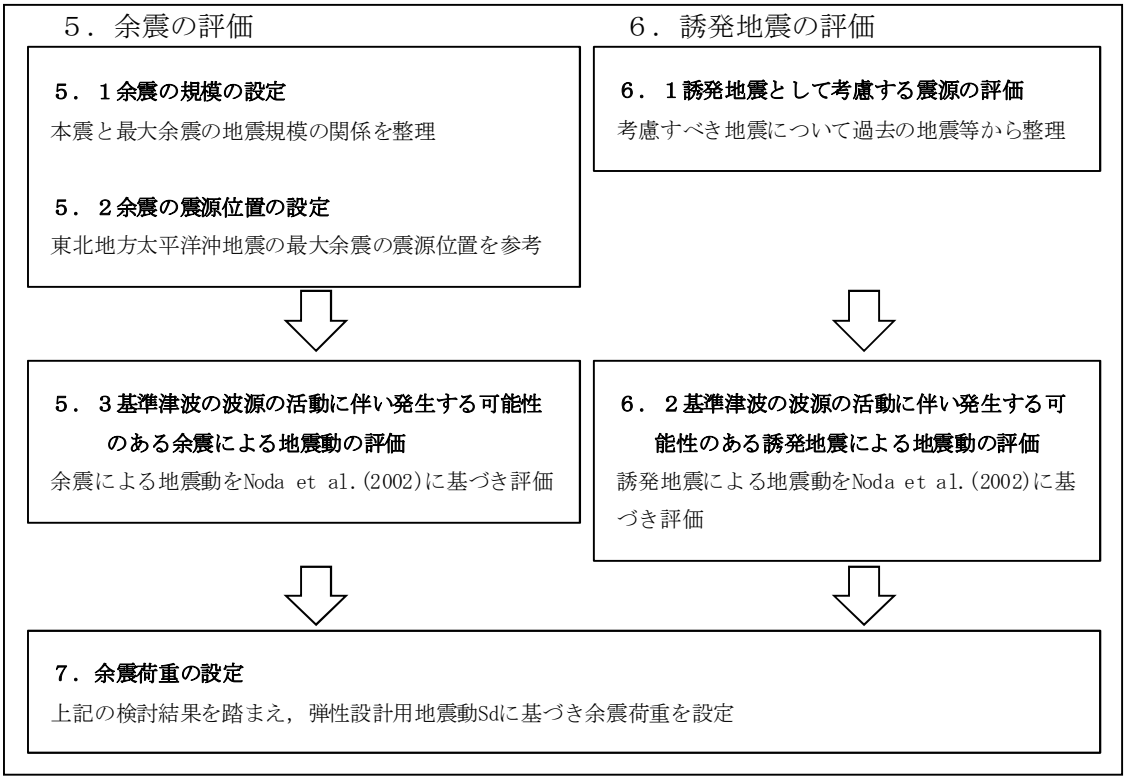
なお，本検討では，日本地震工学会（2014）を参考に，本震の震源域とその周辺において発生する地震（アウターライズの地震及び破壊域内のスラブ内地震を含む）を余震とし，この余震発生域外において，本震がトリガーとなって発生する地震を誘発地震として整理した。

余震荷重の検討フローを第 5 図に示す。




第 4 図　東北地方太平洋沖地震の余震・誘発地震の発生状況

（東京大学地震研究所 HP に地震発生様式を加筆）


５．余震の評価
６．誘発地震の評価
５．１余震の規模の設定
本震と最大余震の地震規模の関係を整理
５．２余震の震源位置の設定
東北地方太平洋沖地震の最大余震の震源位置を参考
６．１誘発地震として考慮する震源の評価
考慮すべき地震について過去の地震等から整理
５．３基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動の評価
余震による地震動をNoda et al.(2002)に基づき評価
６．２基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震による地震動の評価
誘発地震による地震動をNoda et al.(2002)に基づき評価
７．余震荷重の設定
上記の検討結果を踏まえ，弾性設計用地震動Sdに基づき余震荷重を設定

第５図　検討フロー

## ５．余震の評価

### ５．１　余震の規模の設定

余震の規模は，過去の地震データにおける本震規模と最大余震の規模の関係を整理することにより想定する。検討対象とした地震は，津波荷重と組み合わせる余震荷重を評価するという観点から，地震調査研究推進本部の地震データによる本震のマグニチュード M7.0 以上とし，かつ，基準津波の波源の活動に伴い発生する津波の最大水位変化を生起する時間帯が地震発生から約 40 分後（第 6 図）であることを考慮し，本震と最大余震との時間間隔が 12 時間以内の地震とする。第 1 表に，対象とした地震の諸元を示す。また，検討対象とした地震の震央分布を第 7 図に示す。

地震調査研究推進本部の地震データを整理し，本震のマグニチュード M0 と最大余震のマグニチュード M1 の関係から本震と余震のマグニチュードの差 D1 を求めると，第 8 図の通り，D1＝M0－M1＝1.4 として評価できる。余震の規模を想定する際は，データ数が少ないことから，保守的に標準偏差を考慮し D1＝0.9 として余震の規模を想定する。従って，余震の地震規模は Mw8.7－0.9 より M7.8（Mw=M とする）と設定する。

### ５．２　余震の震源位置の設定

基準津波（Mw8.7）の波源域と基準地震動Ｓ$_{s}$の一つとして設定した 2011 年東北地方太平洋沖型地震（Mw9.0）の震源域は茨城県沖で重なっており，その重なっている領域において 2011 年東北地方太平洋沖地震（Mw9.0）の最大余震（M7.6）が発生している。この最大余震の地震発生様式は基準津波と同じプレート間地震である。こ

れら波源域，震源域等の位置関係を第９図に示す。

一般に規模の大きなプレート間地震は，過去に発生した規模の大きなプレート間地震の震源域で繰り返し発生する。また，2011 年東北地方太平洋沖地震の強震動生成域も過去に発生した規模の大きなプレート間地震の発生位置と対応していることが指摘されている（例えば入倉（2012））。従って，基準津波の波源域が活動した場合の強震動生成域や規模の大きな余震の発生位置は 2011 年東北地方太平洋沖地震における茨城県沖の例と類似すると考えられる。以上のことから，基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震は 2011 年東北地方太平洋沖地震（Mw9.0）の最大余震（M7.6）の震源位置に設定する（第９図）。

なお，茨城県沖南部から房総沖にかけては第 2 図で示したとおり，陸のプレートと太平洋プレートの間にフィリピン海プレートが潜り込んでおり，Uchida et al.(2009)によれば，この領域ではプレート間結合度が低いことが示されている。従って，第 9 図に示したフィリピン海プレートの北東端より南側において規模の大きな地震は発生しにくいと考えられる。

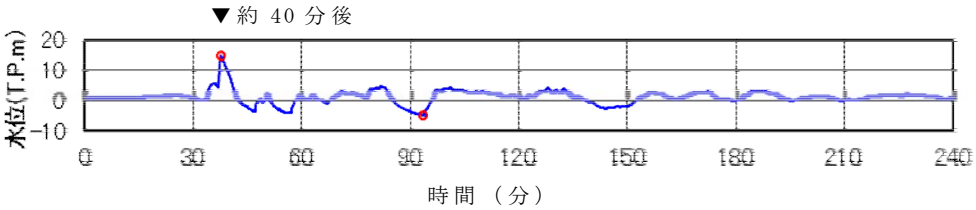
## ５．３　基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震による地震動を評価する。余震の地震規模は５．１のとおり M7.8，震源位置は５．２のとおり 2011 年東北地方太平洋沖地震の最大余震発生位置とする。設定した余震の地震諸元を第２表に示す。

上記に基づき，基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のあ

る余震による地震動評価を Noda et al. (2002)により行う。評価結果を第 10 図に示す。

同図より，評価結果は，弾性設計用地震動Ｓ$_d$－Ｄ１を下回ることが確認される。

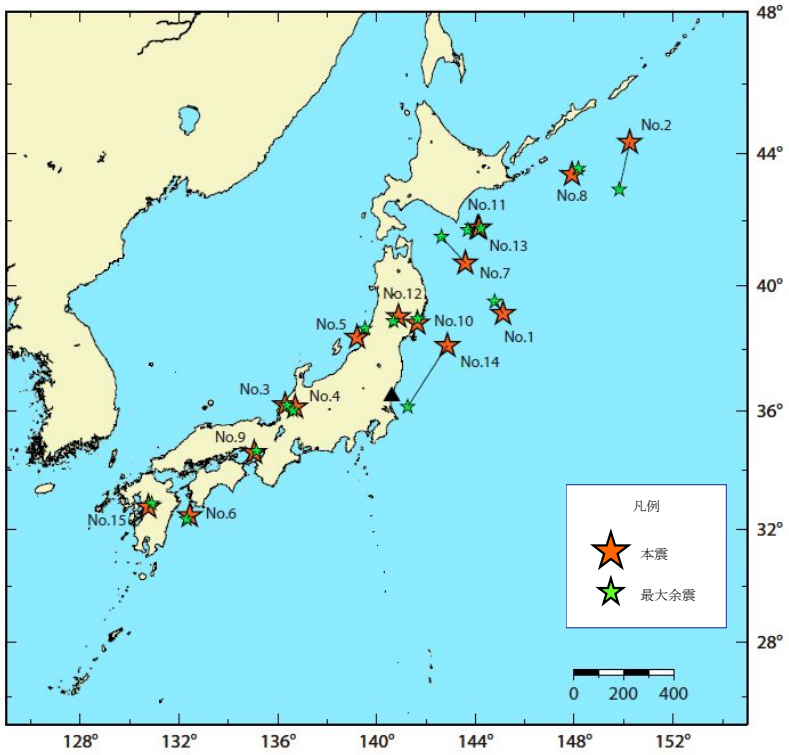



第 6 図　基準津波の取水口前面位置における時刻歴波形

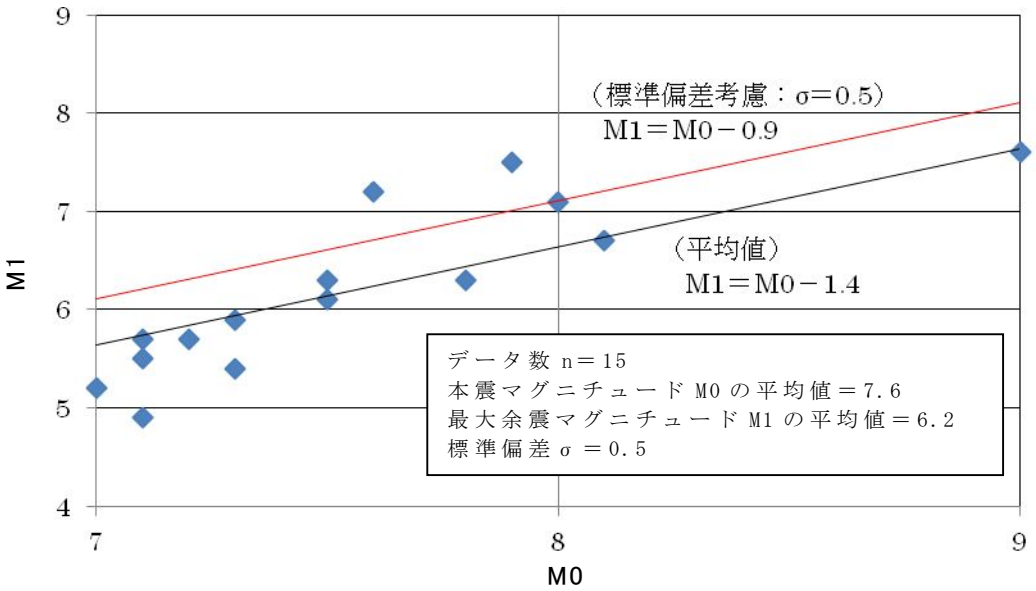
第 1 表　過去の地震における本震と最大余震の関係

| No | 発生年月日 | 震源 | 本震 | 最大余震 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | ﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞ M0 | ﾏｸﾞﾆﾁｭｰﾄﾞ M1 | 本震との時間間隔 |
| 1 | 1933/3/3 | 昭和三陸地震 | 8.1 | 6.7 | 0.125 日 |
| 2 | 1937/2/21 | 択捉島南東沖の地震 | 7.6 | 7.2 | 0 日※1 |
| 3 | 1948/6/28 | 福井地震 | 7.1 | 5.5 | 0.004 日 |
| 4 | 1961/8/19 | 北美濃地震 | 7.0 | 5.2 | 0.1 日 |
| 5 | 1964/6/16 | 新潟地震 | 7.5 | 6.1 | 0.011 日 |
| 6 | 1968/4/1 | 日向灘地震 | 7.5 | 6.3 | 0.3 日 |
| 7 | 1968/5/16 | 十勝沖地震 | 7.9 | 7.5 | 0.4 日 |
| 8 | 1969/8/12 | 北海道東方沖の地震 | 7.8 | 6.3 | 0.3 日 |
| 9 | 1995/1/17 | 兵庫県南部地震 | 7.3 | 5.4 | 0.003 日 |
| 10 | 2003/5/26 | 宮城県沖 | 7.1 | 4.9 | 0.26 日 |
| 11 | 2003/9/26 | 十勝沖地震 | 8.0 | 7.1 | 0.05 日 |
| 12 | 2008/6/14 | 岩手・宮城内陸地震 | 7.2 | 5.7 | 0.025 日 |
| 13 | 2008/9/11 | 十勝沖 | 7.1 | 5.7 | 0.008 日 |
| 14 | 2011/3/11 | 東北地方太平洋沖地震 | 9.0 | 7.6※2 | 0.02 日 |
| 15 | 2016/4/16 | 熊本地震 | 7.3 | 5.9 | 0.1 日 |

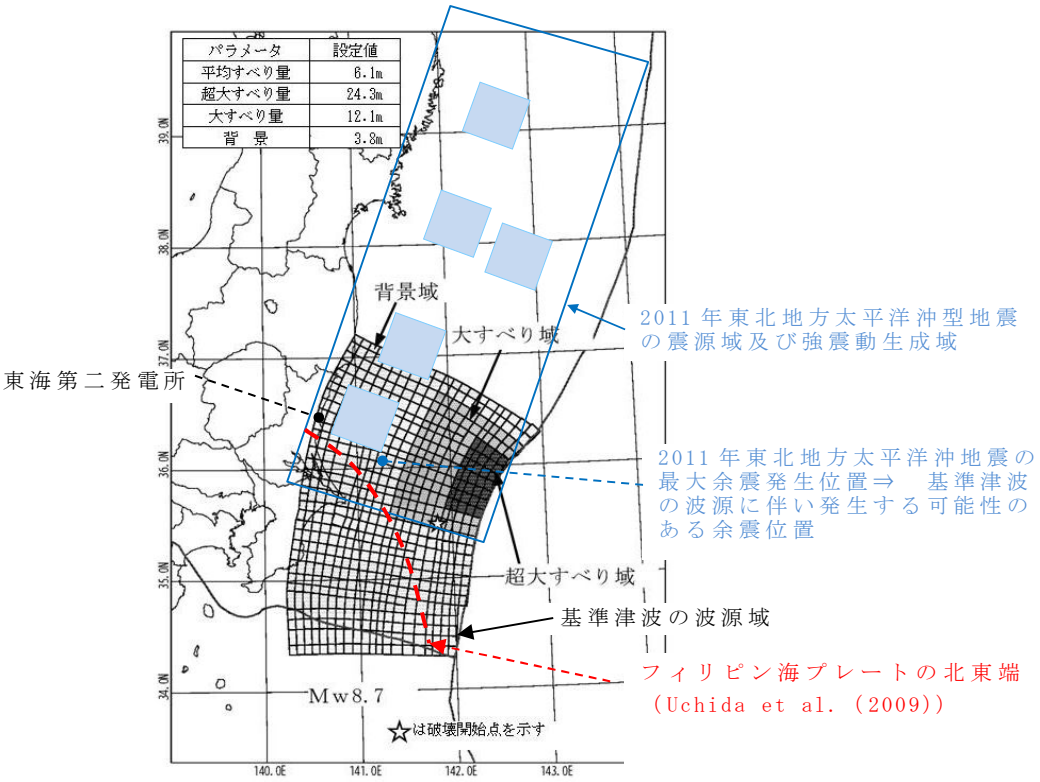
※1：　24 時間以内であるが半日以内か不明
※2：　気象庁による最新の震源情報を参照




第７図　余震の地震規模の評価に用いた地震の震央分布



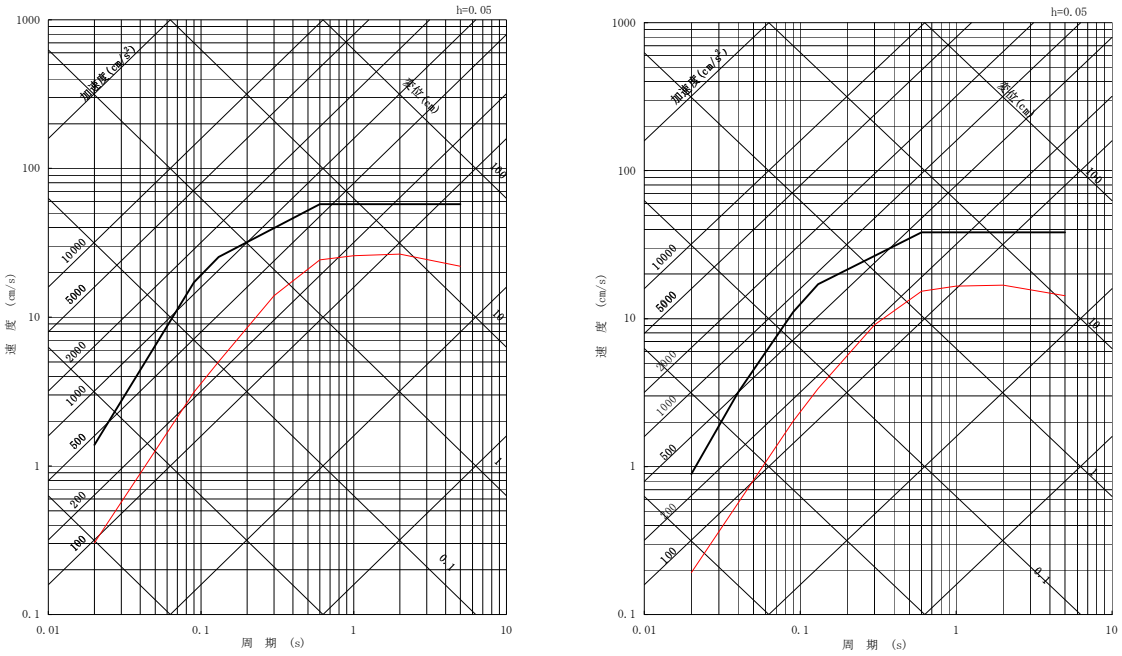

第８図　本震と最大余震の関係（M7.0 以上）




第９図　基準津波の波源域と2011年東北地方太平洋沖型地震の震源域及び最大余震発生位置図

第２表　設定した余震の震源諸元

| 項目 | 設定値 |
|---|---|
| 本震の地震規模（Mw） | 8.7 |
| 余震の地震規模（M） | 7.8 |
| 等価震源距離（km） | 86 |




基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある余震　M7.8　Xeq=86km

弾性設計用地震動Ｓ$_d$－Ｄ１

第 10 図　設定した余震と弾性設計用地震動Ｓ$_d$－Ｄ１との比較

（左：水平動，右：鉛直動）

## ６．誘発地震の評価

### ６．１　誘発地震として考慮する震源の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震として考慮する震源を評価する。

評価に際しては，４．のとおり，基準津波と同じ地震発生様式である 2011 年東北地方太平洋沖地震の事例を参考に地震規模，発生位置を検討する。第 4 図に示された 2011 年東北地方太平洋沖地震の発生による誘発地震のうち，本震発生からもっとも早く発生した誘発地震は 3 月 12 日長野県北部の地震（M6.7）であり，本震発生から 13 時間後である。

一方，東海第二発電所の基準津波の到達時間は第 6 図に示すとおり，地震発生から約 40 分後である。

このことから，基準津波の到達時間帯において規模の大きな誘発地震が発生する可能性は低いと考えられる。

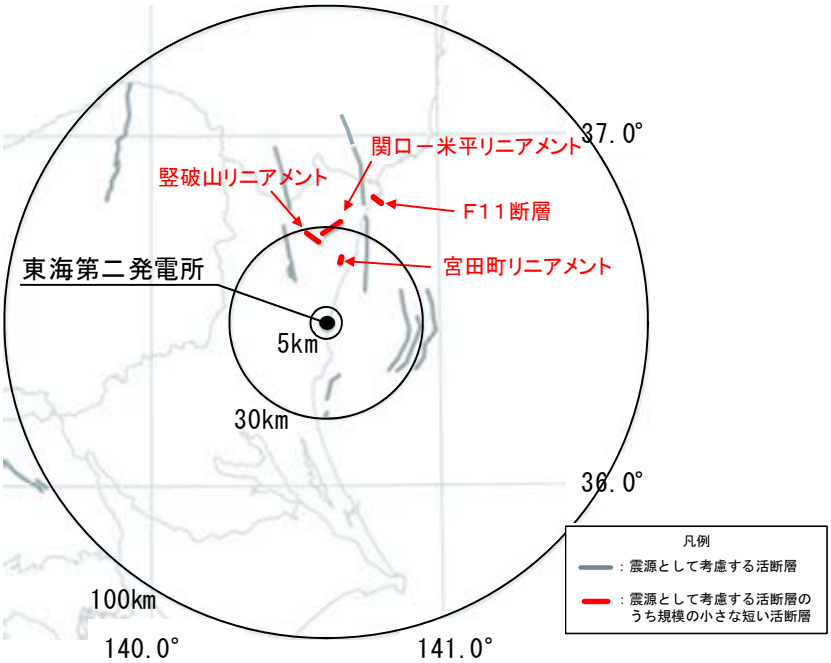
しかしながら，規模の小さな誘発地震は 2011 年東北地方太平洋沖地震発生直後から発生していることを踏まえ，基準地震動の評価において検討用地震の候補として考慮していた規模の小さな短い活断層による地震を保守的に考慮する。

### ６．２　基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震による地震動の評価

基準津波の波源の活動に伴い発生する可能性のある誘発地震による地震動を評価する。誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布及び地震諸元をそれぞれ第 11 図及び第 3 表に示す。地震動評価は Noda et al. (2002)により行う。その際，基準地震動策

定における内陸地殻内地震の評価と同様，福島県と茨城県の県境付近で発生した地震の観測記録による補正係数を考慮する。観測記録による補正係数を第12図に，評価結果を第13図に示す。

同図より，評価結果は，弾性設計用地震動$S_d$－D１を下回ることが確認される。

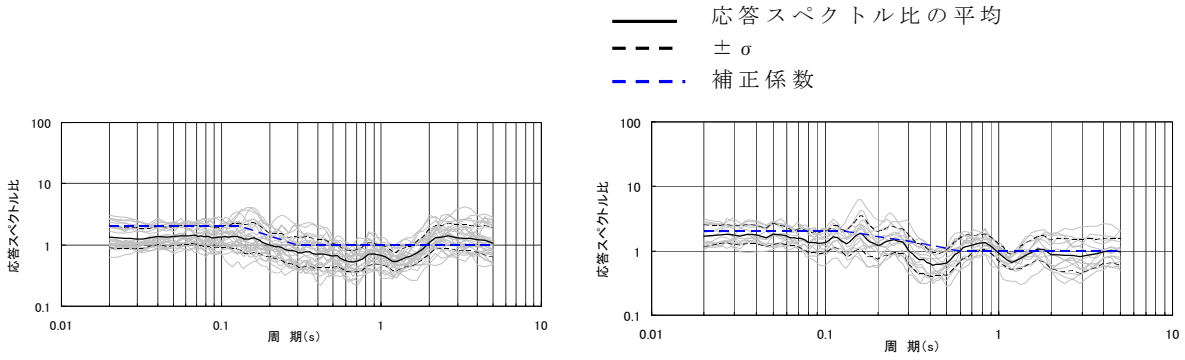



第 11 図　誘発地震として考慮する規模の小さな短い活断層の分布

第 3 表　設定した誘発地震の諸元

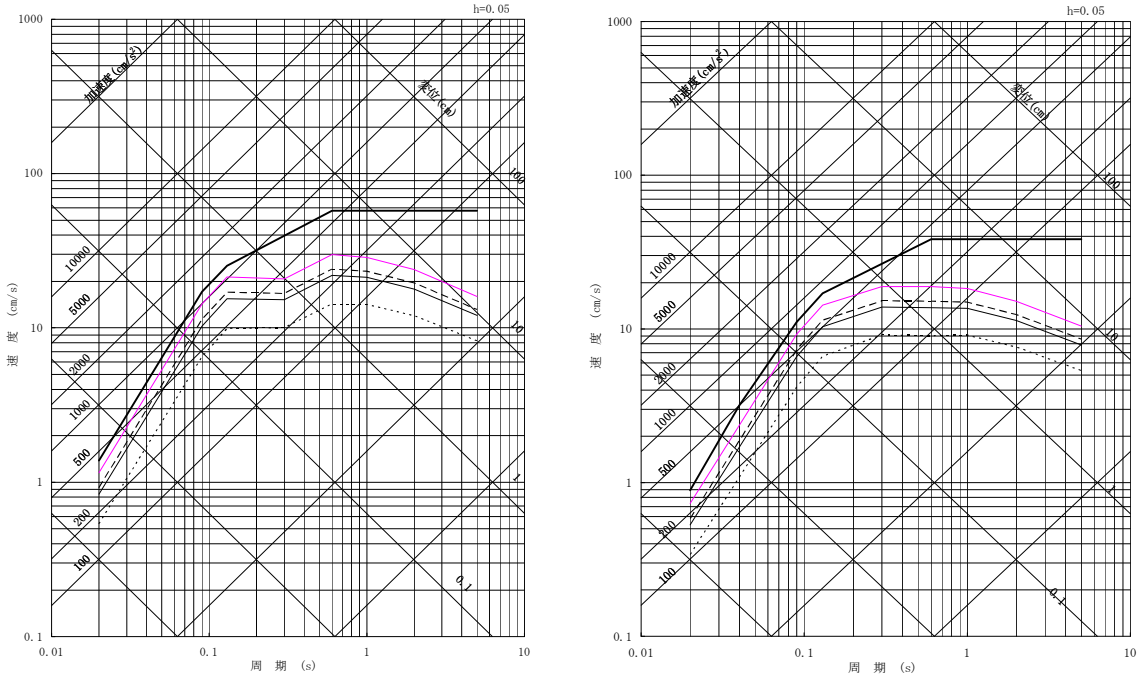
| 地震名 | 地震規模M | 等価震源距離（km） |
|---|---|---|
| 宮田町リニアメント | 6.8 | 21 |
| 関口ー米平リニアメント | 6.8 | 27 |
| 竪破山リニアメント | 6.8 | 25 |
| F 1 1 断層 | 6.8 | 38 |

・短い活断層の地震規模は M6.8 として評価
・福島県と茨城県の県境付近で発生した地震の観測記録による補正係数を考慮




第 12 図　観測記録による補正係数

（左：水平動，右：鉛直動）




宮田町リニアメントによる地震　M6.8，Xeq=21km
関口－米平リニアメントによる地震　M6.8，Xeq=27km
竪破山リニアメントによる地震　M6.8，Xeq=25km
Ｆ１１断層による地震　M6.8，Xeq=38km
弾性設計用地震動Ｓ$_d$－Ｄ１

第 13 図　規模の小さな短い活断層による地震と弾性設計用地震動Ｓ$_d$－Ｄ１との比較

（左：水平動，右：鉛直動）

## ７．余震荷重の設定

以上の検討結果から，弾性設計用地震動Ｓ$_d$－Ｄ１を津波荷重に組み合わせる余震荷重として考慮する。

## ８．参考文献


・日本地震工学会（2014）：東日本大震災合同調査報告,共通編１，地震・地震動

・入倉孝次郎（2012）：海溝型巨大地震の強震動予測のための震源モデルの構築，第 40 回地盤震動シンポジウム

・ Naoki Uchida, Junichi Nakajima, Akira Hasegawa, Toru Matsuzawa （ 2009 ） : What controls interplate coupling?: Evidence for abrupt change in coupling across a border between two overlying plates in the NE Japan subduction zone, Earth and Planetary Science Letters 283 (2009) 111-121

・Shizuo Noda, Kazuhiko Yashiro, Katsuya Takahashi, Masayuki Takemura , Susumu Ohno , Masanobu Tohdo , Takahide Watanabe （ 2002 ） : RESPONSE SPECTRA FOR DESIGN PURPOSE OF STIFF STRUCTURES ON ROCK SITES,OECD.NEA Workshop on the Relations between Seismological Data and Seismic Engineering Analysis,Oct.16-18,Istanbul

（参考）

# 基準地震動Ｓ$_S$による地震力と津波荷重の組み合わせについて

## １．規制基準における要求事項等

基準地震動Ｓ$_S$による地震力と地震力以外の荷重を適切に組み合わせていることを確認する。その場合，地震力以外の荷重については，津波の荷重を含む。

## ２．基準地震動Ｓ$_S$による地震力と津波荷重の組み合わせについて

基準地震動Ｓ$_S$として選定している震源は第 1 図に示す 2011 年東北地方太平洋沖型地震及び F1 断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震である。これらの震源については，地震波と津波の伝播速度が異なることを考慮すると，両者の組み合わせを考慮する必要はないと考えられる。以下，「２．１　基準地震動Ｓ$_S$の震源と津波の波源が同一の場合」と「２．２　基準地震動Ｓ$_S$の震源と津波の波源が異なる場合」とに分けて詳細を検討した結果を示す。

### ２．１　基準地震動Ｓ$_S$の震源と津波の波源が同一の場合

2011 年東北地方太平洋沖型地震及び F1 断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震の活動に伴う地震動及び津波の水位変動量が敷地に到達する時間は第 2 図に示す通りである。

2011 年東北地方太平洋沖型地震では地震発生後 5 分以内，F1 断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震では地震発

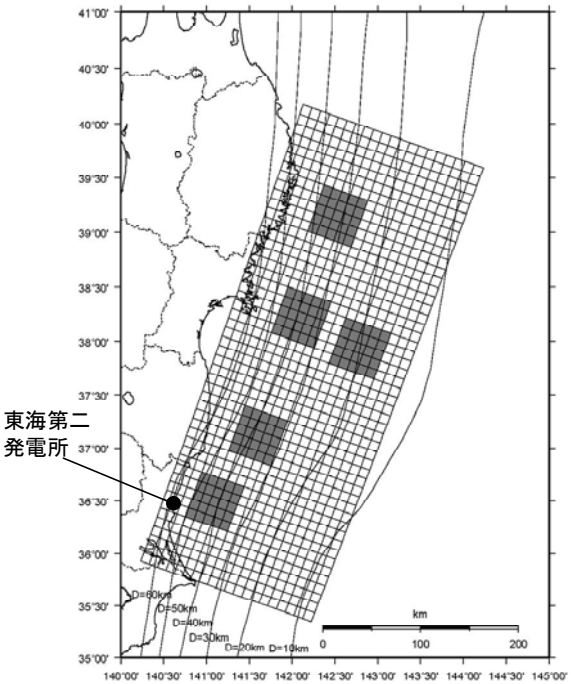
生後 2 分以内に敷地内に地震動が到達するのに対し，同時間帯において敷地における津波の水位変動量はどちらもおおむね 0m である。そのため，両者が同時に敷地に到達することはないことから，基準地震動Ｓ$_{S}$による地震力と津波荷重の組み合わせを考慮する必要はない。

## ２．２　基準地震動Ｓ$_{S}$の震源と津波の波源が異なる場合

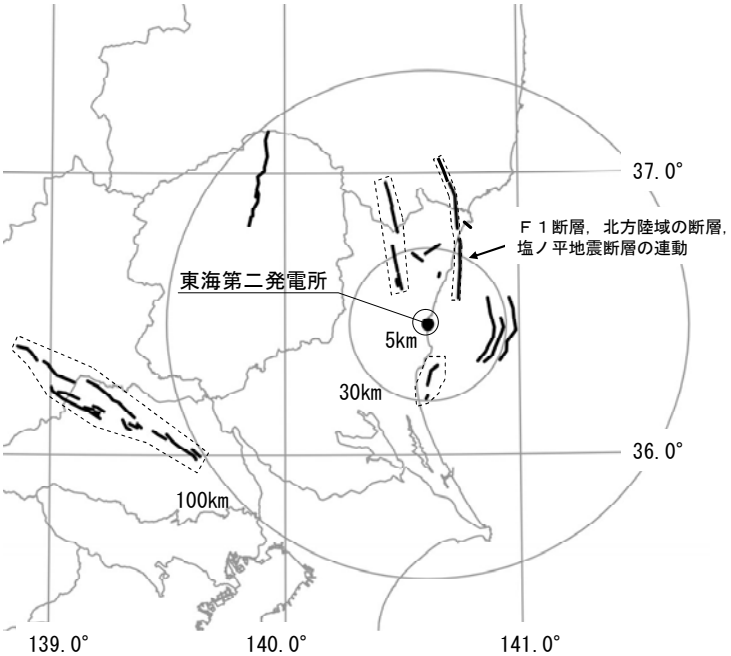
F1 断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震の活動に伴い，津波を起こす地震が誘発される可能性は低いと考えられるが，仮に誘発地震の発生を考慮した場合においても，地震動が敷地に到達する 2 分以内に，F1 断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震以外の活動に伴う津波が敷地に到達することはない。

また，2011 年東北地方太平洋沖型地震の活動に伴い，誘発地震の発生を考慮した場合においても，地震動が敷地に到達する 5 分以内に，2011 年東北地方太平洋沖型地震以外の活動に伴う津波が敷地に到達することはない。

以上により，基準地震動Ｓ$_{S}$による地震力と津波荷重の組み合わせを考慮する必要はない。

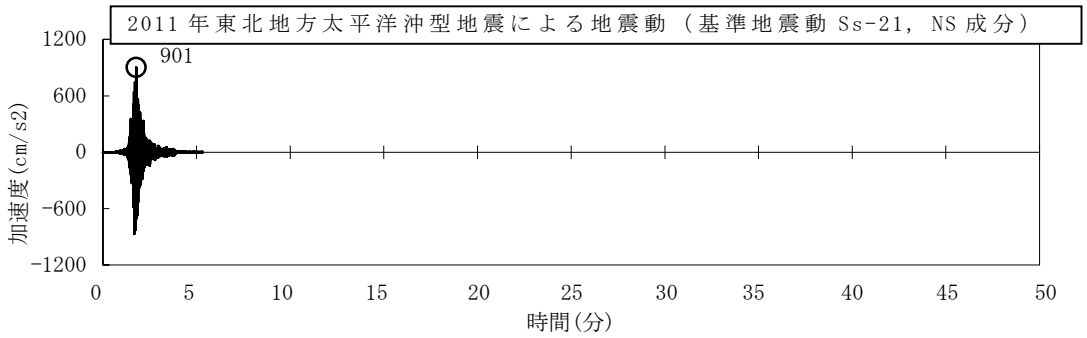


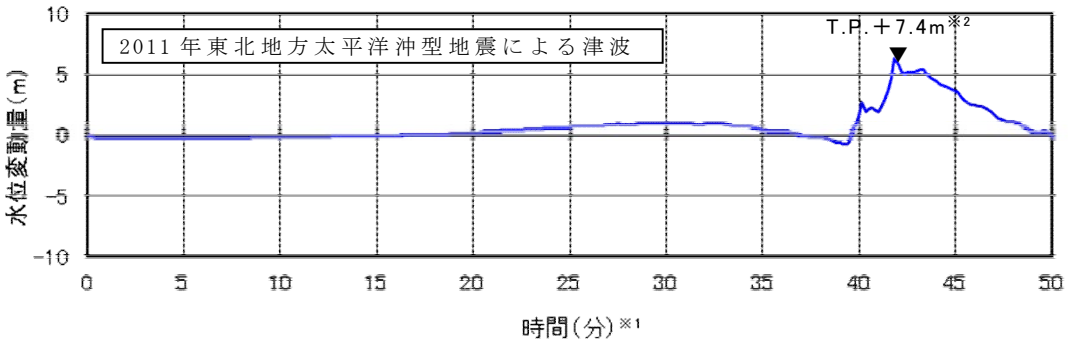

2011 年東北地方太平洋沖型地震

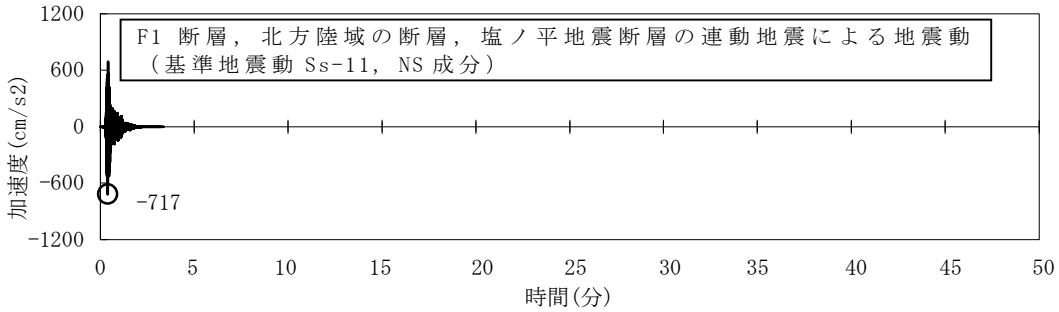


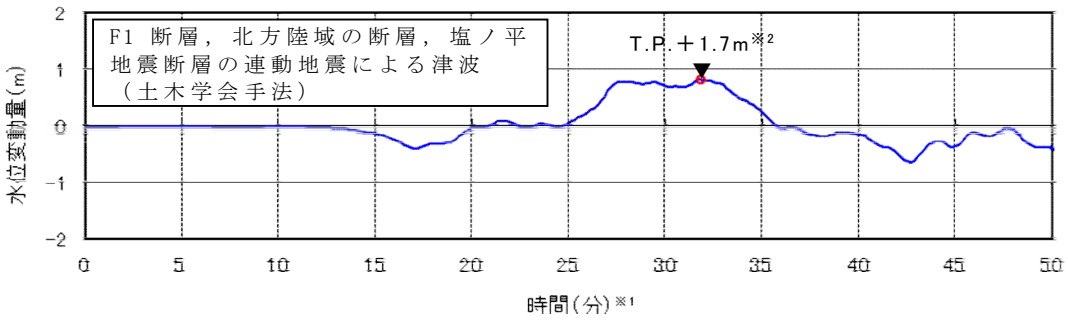

F1 断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震

第１図 基準地震動の震源分布




第２図　地震動と津波の敷地への到達時間の比較

※1：時間 0 秒は地震の発生時刻を示す

※2：朔望平均満潮位＋2011 年東北地方太平洋沖地震による地殻変動量＋津波予測解析による地殻変動量を考慮

# 各種基準類における衝突荷重の算定式及び衝突荷重について

## 1.　はじめに

東海第二発電所において考慮する漂流物の衝突荷重の算定に当たり，既往の算定式について調査し，適用する算定式について検討すると共に，基準津波による津波シミュレーションから算定した津波流速に基づき，漂流物の衝突荷重を設定した。

## 2.　基準類における衝突荷重算定式について

「耐津波設計に係る工認審査ガイド」において，記載されている参考規格・基準類のうち，漂流物の衝突荷重又は衝突エネルギについて記載されているものは，「道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編（（社）日本道路協会，平成14年3月）」及び「津波漂流物対策設計ガイドライン（案）（財）沿岸技術研究センター，（社）寒地港湾技術研究センター（平成21年）」であり，それぞれ以下のように適用範囲・考え方，算定式を示している。

### 2.1 道路橋示方書・同解説　Ⅰ共通編

(1) 適用範囲・考え方

流木その他の流送物の衝突のおそれがある場合の衝突荷重を算定する式を示している。

(2) 算定式

衝突力Ｐ＝0.1×Ｗ×ｖ

ここで，Ｐ：衝突力（kN）

Ｗ：流送物の重量（kN）

ｖ：表面流速（m／s）

これは，衝突荷重として，基準に示される唯一の算定式である。

2.2 津波漂流物対策設計ガイドライン（案）

(1) 適用範囲・考え方

「漁港・漁場の施設の設計の手引き（全国漁港漁場協会2003年版）」の接岸エネルギの算定方法に準じて設定されたもので，漁船のほか，車両，流木，コンテナにも適用される。支柱及び漂流物捕捉スクリーンの変形でエネルギを吸収させることにより，漂流物の侵入を防ぐための津波漂流物対策施設の設計に適用される式を示している。

(2) 算定式

船舶の衝突エネルギ$E = E_0 = W \times v^2 / 2g$

※船の回転により衝突エネルギが消費される（1／4点衝突）の場合：

$E = E' = W \times v^2 / 4g$

ここで，$W = W_0 + W' = W_0 + (\pi / 4) \times D^2 L \gamma_W$

W：仮想重量（kN）

$W_0$：排水トン数（kN）

W’：付加重量（kN）

D：喫水（m）

L：横付けの場合は船の長さ，縦付けの場合は船の幅（m）

$\gamma_W$：海水の単位体積重量（kN／$m^3$）

これは，鋼管杭等の支柱の変形及びワイヤーロープの伸びにより衝突エネルギを吸収する考え方であり，弾性設計には適さないものである。

3.　漂流物の衝突荷重算定式の適用事例

安藤ら（2006）※1によれば，南海地震津波による被害を想定して，高知港を対象に平面二次元津波シミュレーション結果に基づいた被害予測手法の検討を行い，特に漂流物の衝突による構造物の被害，道路交通網等アクセス手段の途絶について検討を行い，港湾全体における脆弱性評価手法を検討している。この中で，荷役設備・海岸施設の漂流物による被害を検討するに当たって，漂流物の衝突力を算定しており，船舶については道路橋示方書による式を選定している（下表参照）。

※１：地震津波に関する脆弱性評価手法の検討，沿岸技術研究センター論文集　No.6（2006）

表-1　各施設の許容漂流速度

| | | 選　定　式 | 対象施設 | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | ｸﾚｰﾝ | 水門 | 倉庫 |
| 車両 | | 陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究[4] | 4.8 m/s | 1.5 m/s | 1.5 m/s |
| ｺﾝﾃﾅ | 20ft | 陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究[4] | 4.9 m/s | 1.5 m/s | 1.5 m/s |
| | 40ft | 陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究[4] | 4.7 m/s | 1.5 m/s | 1.5 m/s |
| 船舶 | 小型 | 衝突荷重（道路橋示方書） | 5.0m/s超 | 5.0m/s超 | 5.0m/s超 |
| | 大型 | 衝突荷重（道路橋示方書） | 5.0m/s超 | 1.8 m/s | 1.8 m/s |
| 木材 | | 陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究[4] | 5.0m/s超 | 1.7 m/s | 1.7 m/s |

また，船舶による衝突荷重の算出においては，（財）沿岸技術研究センター及び国土交通省国土技術政策総合研究所による研究においても，道路橋示方書に示される算定式が採用されており，船舶による漂流荷重に対する適用性が示されている。

4.　漂流物による衝突力算定式に関する既往の研究論文

平成23年度　建築基準整備促進事業「40．津波危険地域における建築基準等の整備に資する検討」中間報告　その２（平成23年10月　東京大学生産技

術研究所）」では，「漂流物が建築物に及ぼす影響の評価について研究途上の段階であり，断片的な知見が得られているのみである。また，建築物に被害をもたらした漂流物の詳細情報は被害調査から得られず，既往の知見は検証できなかった」としている。また，漂流物が建築物に衝突する際に瞬間的に作用する衝突力に関する既往の研究を示しているが，「対象としている漂流物は(a)，(b)，(d)，(e)が流木，(c)，(d)，(e)がコンテナである（(e)は任意の漂流物を対象としているものの実質流木とコンテナしか算定できない）。」としている。一方，東海第二発電所において漂流物として選定されたものは，作業台船であり，対象が異なることから，これら評価式は適用できない。以下にそれぞれの評価式（(a)～(e)）及び東海第二発電所における漂流物の衝突評価への適用性を示す。

漂流物による衝突力評価式に関する既往の研究論文（1／2）

| 既往の評価式 | 内　　容 |
|---|---|
| (a) 松冨の評価式<br><br>[1] 松冨英夫：流木衝突力の実用的な評価式と変化特性，土木学会論文集，No.621，pp.111-127，1999.5 | 松冨[1]は，津波による流木の衝突力を次式の通り提案している。本式は，円柱形状の流木が縦向きに衝突する場合の衝突力評価式である。<br>$\frac{F_m}{\gamma D^2 L} = 1.6 C_{MA} \left\{ \frac{v_{A0}}{(gD)^{0.5}} \right\}^{1.2} \left( \frac{\sigma_f}{\gamma L} \right)^{0.4}$<br>ここで，Fm：衝突力<br>$C_{MA}$：見かけの質量係数（段波，サージでは1.7，定常流では1.9）<br>$\nu_{A0}$：流木の衝突速度　D：流木の直径<br>L：流木の長さ　$\sigma_f$：流木の降伏応力<br>$\gamma$：流木の単位体積重量　g：重力加速度<br>○東海第二発電所における漂流物の衝突力評価への適用性<br>被衝突体を縦スリット型の受圧壁とし，津波の遡上を許容しつつ流木の浸入を防ぐことを想定しており，東海第二発電所防潮堤等の津波防護の考え方と異なる。 |
| (b) 池野らの評価式<br><br>[2] 池野正明・田中寛好：陸上遡上津波と漂流物の衝突力に関する実験的研究，海岸工学論文集，第50 巻，pp.721-725，2003 | 池野ら[2]は，円柱以外にも角柱，球の形状をした木材による衝突力を次式の通り提案している。<br>$\frac{F_H}{gM} = S \cdot C_{MA} \left\{ \frac{V_H}{\left(g^{0.5} D^{0.25} L^{0.25}\right)} \right\}^{2.5}$<br>ここで，$F_H$：漂流物の衝突力<br>S：係数（5.0）<br>$C_{MA}$：付加質量係数（円柱横向き：2.0（2 次元），1.5（3 次元），角柱横向き：2.0～4.0（2 次元），1.5（3 次元），円柱縦向き：2.0 程度，球：0.8 程度）<br>$V_H$：段波波速<br>D：漂流物の代表高さ　L：漂流物の代表長さ<br>M：漂流物の質量　g：重力加速度<br>○東海第二発電所における漂流物の衝突力評価への適用性<br>各種形状の漂流物（横向きと縦向き配置の円柱と角柱及び球）の衝突について、付加質量係数を変化させて検証しているが，台船の形状までは検証されていない。 |
| (c) 水谷らの評価式<br><br>[3] 水谷法美ら：エプロン上のコンテナに作用する津波力と漂流衝突力に関する研究，海岸工学論文集，第52 巻 pp.741-745，2005 | 水谷ら[3]は，津波により漂流するコンテナの衝突力を次式の通り提案している。<br>$F_m = 2\rho_w \eta_m B_c V_x^{\ 2} + \frac{W V_x}{g dt}$<br>ここで，$F_m$：漂流衝突力　dt：衝突時間<br>m：最大遡上水位　w：水の密度<br>$B_c$：コンテナ幅　Vx：コンテナの漂流速度<br>W：コンテナ重量　g：重力加速度<br>○東海第二発電所における漂流物の衝突力評価への適用性<br>陸上に設置されたコンテナにより堰き止められる水塊の重量（付加質量）に基づき衝突力を評価しており，東海第二発電所で想定する津波によって漂流する台船による衝突力とは異なる。 |

漂流物による衝突力評価式に関する既往の研究論文（2／2）

<table>
<tr><th>既往の評価式</th><th>内　　容</th></tr>
<tr><td>(d) 有川らの評価式<br><br>[4] 有川太郎ら：遡上津波によるコンテナ漂流力に関する大規模実験，海岸工学論文集，第54巻，pp.846-850，2007<br>[5] 有川太郎ら：津波による漂流木のコンクリート壁面破壊に関する大規模実験，土木学会論文集B2，Vol.66，No.1，pp.781-785，2010</td><td>有川ら[4]は，コンクリート構造物に鋼製構造物（コンテナ等）が漂流衝突する際の衝突力を次式の通り提案している。<br><br>$$F=\gamma_p\chi^{2/5}\left(\frac{5}{4}\tilde{m}\right)^{3/5}v^{6/5}$$<br><br>$$\chi=\frac{4\sqrt{a}}{3\pi}\frac{1}{k_1+k_2}、\quad k=\frac{1-\nu^2}{\pi E}、\quad \tilde{m}=\frac{m_1m_2}{m_1+m_2}$$<br><br>ここで，F：衝突力<br>a：衝突面半径の1/2（コンテナ衝突面の縦横長さの平均の1/4）<br>E：ヤング率（コンクリート版）<br>$\nu$：ポアソン比<br>m：質量<br>v：衝突速度<br>p：塑性によるエネルギー減衰効果（0.25）<br>m やk の添え字は，衝突体と被衝突体を示す。<br>また，有川ら[5]は，松冨[1]にならい，上式においてm=$C_{MA}$m（$C_{MA}$：サージタイプの1.7）とすることで，流木のコンクリート版に対する衝突力を評価できるとしている。<br><u>○東海第二発電所における漂流物の衝突力評価への適用性</u><br>塑性によるエネルギー減衰効果を考慮した考え方であり，弾性設計には適さないものである。</td></tr>
<tr><td>(e) FEMA の評価式<br><br>[6] FEMA, Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis, FEMA P646,</td><td>FEMA P646[6]では，漂流物による衝突力を正確に評価するのは困難としながら，以下の式を一例として示している。<br><br>$$F_i=C_m u_{\max}\sqrt{km}$$<br><br>ここで，$F_i$：衝突力<br>$C_m$：付加質量係数（2.0 を推奨）<br>$u_{max}$：最大流速<br>m：漂流物の質量<br>k：漂流物の有効剛性<br>漂流物の質量・有効剛性は主要な漂流物について表3.1の通り概略値が与えられているが，それ以外の漂流物については設計において評価することとなっている。<br><br>表 3.1　漂流物の質量と有効剛性<br><table><tr><th>漂流物</th><th>質量 $m$ [kg]</th><th>有効剛性 $k$ [N/m]</th></tr><tr><td>材木・丸太</td><td>450</td><td>$2.4\times10^6$</td></tr><tr><td>40ft コンテナ</td><td>3,800（空載）</td><td>$6.5\times10^8$</td></tr><tr><td>20ft コンテナ</td><td>2,200（空載）</td><td>$1.5\times10^9$</td></tr><tr><td>20ft 重量コンテナ</td><td>2,400（空載）</td><td>$1.7\times10^9$</td></tr></table><br><u>○東海第二発電所における漂流物の衝突力評価への適用性</u><br>流木とコンテナに対して提案されたものであり，東海第二発電所で想定する津波によって漂流した台船の衝突力評価への適用は困難である。</td></tr>
</table>

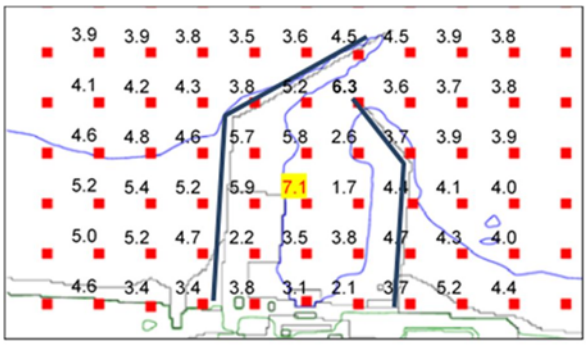
5.　漂流物の衝突荷重算定式の選定

既往の知見によると，さまざまな漂流物の衝突力算定式が提案されているが，いずれも東海第二発電所で想定する作業台船の衝突とは状況が異なり適用できない。これに対して，（財）沿岸技術研究センター及び国土交通省による検討においても，船舶の衝突荷重の算定については，「耐津波設計に係る工認審査ガイド」に記載されている道路橋示方書に示される算定式を採用していることから，東海第二発電所で想定する漂流物の衝突荷重は，道路橋示方書による方法で算定することとする。

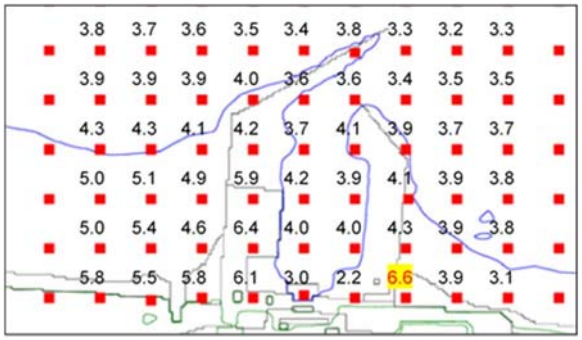
6.　漂流物の評価に考慮する津波の流速

津波による漂流物の漂流速度は，津波の流速に支配されることから，漂流速度として津波の流速を用いることとし，流速は津波シミュレーションにより算定する。

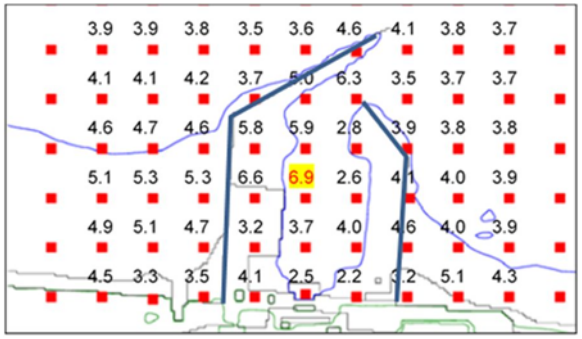
基準津波に対して，防波堤があるモデル，防波堤がないモデル及び防波堤の耐震評価結果から防波堤を１ｍ沈下させたモデルを用いて津波シミュレーションを実施し，敷地前面海域における表面流速を評価した。それぞれのケースにおける前面海域の最大流速分布を第1図に示す。




（防波堤ありモデル）




（防波堤なしモデル）




（防波堤１ｍ沈下モデル）

第１図　前面海域の最大流速分布図

7.　東海第二発電所の防潮堤に想定する漂流物の衝突荷重

津波シミュレーションの結果より，前面海域の最大流速は防波堤ありモデルにおいて7.1m/s，防波堤なしモデルにおいて6.6m/s，防波堤１ｍ沈下モデルにおいて6.9m/sであった。

上記の最大流速は7.1m/sであるが，漂流物の評価に考慮する津波の流速は，安全側の設定とし，10m/sとする。

また，東海第二発電所で想定する漂流物の最大重量は，44tの浚渫船（台船）より，50tとする。

漂流物の衝突荷重については，道路橋示方書による方法に基づき以下の通り設定する。

漂流物の衝突荷重Ｐ＝0.1×50×9.8×10＝490（kN）

# 放水路ゲートの設計と運用等について

## １．はじめに

放水路ゲートは津波防護施設として設置し，入力津波による放水路からの逆流防止を目的のため設置する。設置箇所は防潮堤と放水路の横断部近傍に設置し３水路に分かれている放水路に各１台ずつ合計３台のゲートを設置する。放水路ゲートの運用は，発電所の運転中には開状態で設置し，原則閉操作は実施しない。

但し，大津波警報が発表になった場合に，発電長の判断により中央制御室から閉操作を実施する運用とする。閉操作するためには，常用海水ポンプのうち循環水ポンプを停止させてから操作を行うことで敷地内への溢水を防止する。ここでは，放水路ゲートの設計と運用に関する方針について説明する。

## ２．　放水路ゲートの設計について

### (1)　基本設計方針

放水路ゲートは津波防護施設として，防潮堤と放水路が交差する近傍に設置し，放水路ゲートとして設計するが，防潮堤の近傍に設置するため防潮堤と放水路が一体の躯体構造で計画している。（第１図～第２図）

放水路ゲートは上下のスライド式ゲートで原則開として運用するが，大津波警報が発表された場合に閉止操作を実施する。その場合，循環水ポンプを停止させてから閉操作を行う。放水路ゲートの閉操作は中央制御室から遠隔操作できるよう設計する。閉止後は，非常用海水ポンプが継続して排水する必要があるため，放水路ゲートに小扉を設け排水できるよう設計する。

また，放水路ゲートの閉止機能においてＭＳ－１として設計するため，設置許可基準規則第十二条に基づく要求があることから，ゲートの閉止に必要な系統（駆動方式，電気系等）は，多重性又は多様性，及び独立性を確保し，遠隔操作が可能な系統とする。放水路ゲートに係る適用規格を以下に示す。また，第１表に防潮扉と放水路ゲートの基本設計方針の相違点を示す。

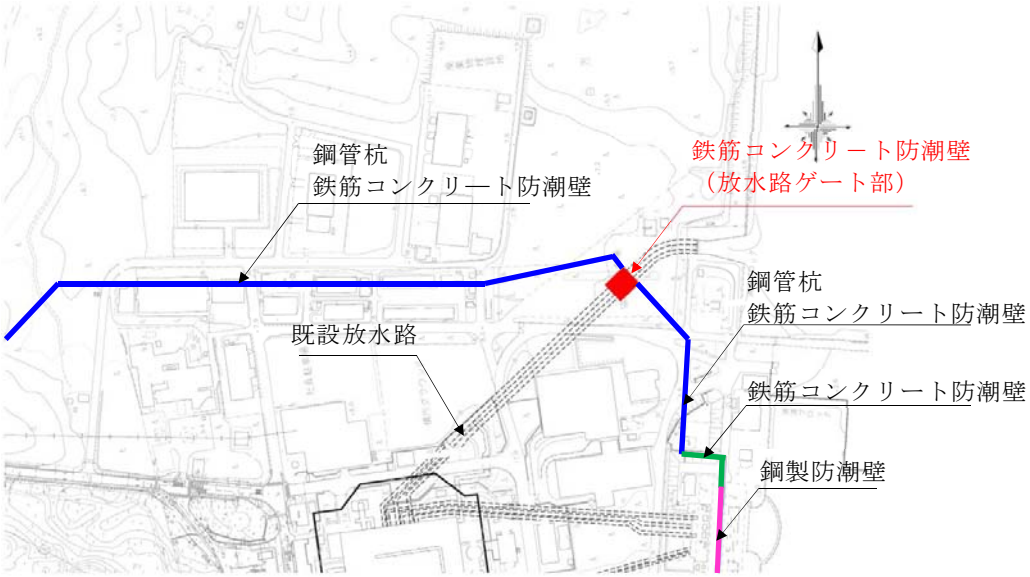
＜適用規格＞

・水門鉄管技術基準

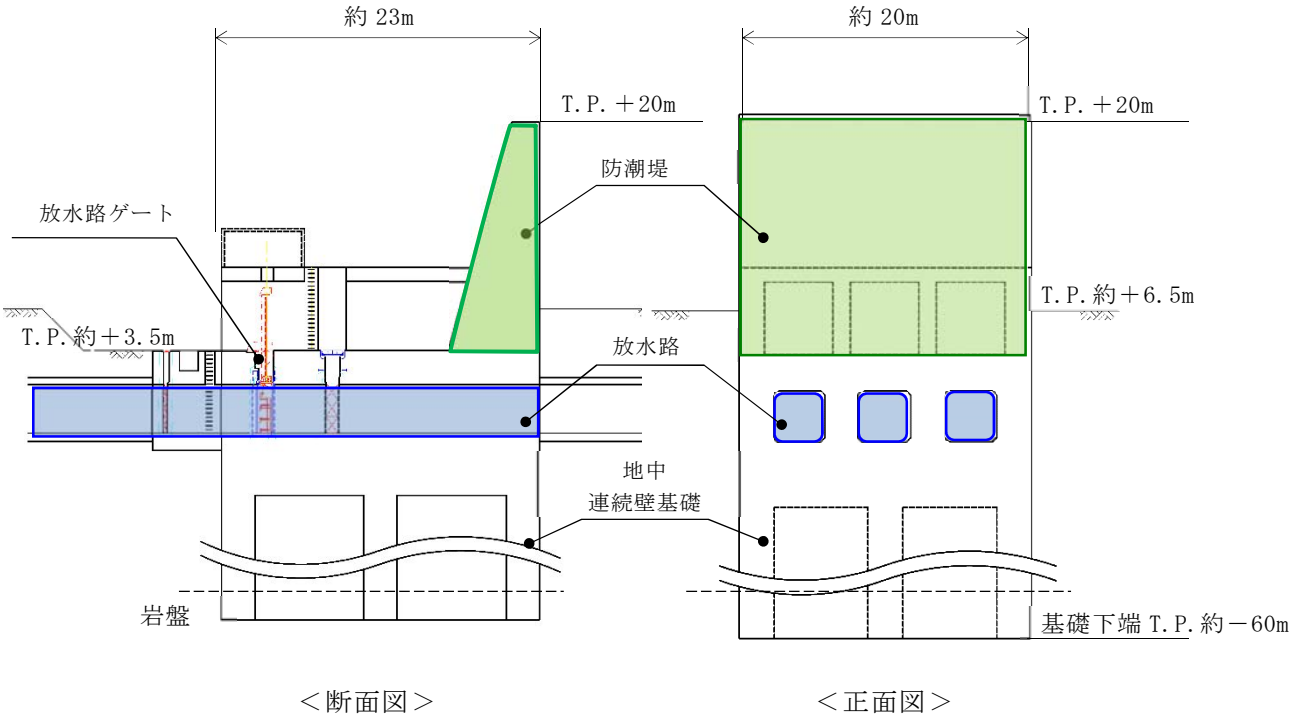
・ダム・堰施設技術基準

第１表　防潮扉と放水路ゲートの基本設計方針の相違点

| | 通常状態 | 操作条件 | 供給電源 | 操　作 | 操作時のｲﾝﾀｰﾛｯｸ |
|---|---|---|---|---|---|
| 防潮扉 | 閉状態 | 閉状態のため操作なし | 常用電源 | 中央制御室又は現地 | なし |
| 放水路ゲート | 開状態 | 大津波警報発表時に閉止操作 | 非常用電源ＭＳ－１設計 | 中央制御室 | 循環水ポンプ停止信号 |




第1図　放水路ゲート設置位置




第2図　放水路ゲート正面図と断面図

(2)　耐震設計方針

放水路ゲートの躯体，ゲート本体（扉体），開閉装置については浸水防護施設としての耐震Ｓクラス要求から基準地震動Ｓｓによる地震力を考慮して設計する。

構造物と地盤との動的相互作用を考慮した二次元動的有効応力解析コード（ＦＬＩＰ）を用いて水平地震動と鉛直地震動による地震応答解析を行う。

放水路ゲートの閉止操作に支障を来すことがないよう，各部材が弾性範囲内に収まるよう設計する。

なお，開閉装置の主要な部分については，構造設計として弾性範囲内にて設計を実施するが，地震における動的機能維持を確認する観点より，閉動作が確実に動作することを確認するため，振動試験を実施し健全性を担保する。

(3)　耐津波設計

放水路ゲートは放水口の上流に設置することから，入力津波による波力に耐える構造設計を行う。

放水路ゲートの遮水機能として扉体の4辺に水密ゴムを設置しシール機能を確保し，敷地への浸水を防止する構造としている。放水路ゲートの水密機能は防潮扉と同様でり，採用実績を第1表に示す。

放水路ゲートの水密性は，ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）の漏水試験の算出式に準じて求める。漏えい試験装置を用いた漏えい試験を実施し水密ゴムの機能を確認するとともに，ダム・堰施設技術基準（案）の検査内容に準じた検査を実施し水密性を確保していく。漏水試験の算出式及び第2表に水密面に係る検査内容を示す。また，漏えい試験の結果は，添付資料２１　８）止水ジョイント部（底部止水機構）に記載している。

なお，水中部は海生生物によるゲート動作の障害にならないよう，貝の付着を防ぐ防汚塗装等により動作を確保する。

＜採用実績＞

防潮扉に設置する扉体のスライドゲートの採用実績は多く信頼性は高い。第1表にスライドゲート採用実績を示す。

第１表　スライドゲートの採用実績
（Ａ社製 2017 年 8 月）

＜漏水量の算出式＞

Ｗ＝10.2Ｌ×Ｐ

Ｗ：漏水量（mℓ/min）
Ｐ：設計圧力（MPa）
Ｌ：長辺の長さ(cm)

| | 検査内容 | 測定または確認方法 |
|---|---|---|
| 寸法 | 水密面の鉛直度，水平度 | 基準線からの変位を鋼製直尺で測定する。 |
| | 水密面の平面度 | 直定規，すきまゲージで測定する |
| 外観 | 水密ゴムと水密面の当たり状態 | すきまゲージを用いて確認する。 |
| | 部材相互の取合いと密着具合 | 目視により部材の取付け位置を確認する。 |

第2表　水密面に係る検査内容（抜粋）

(4)津波襲来時（放水路ゲート閉止時）の排水について

①排水設計の考え方について

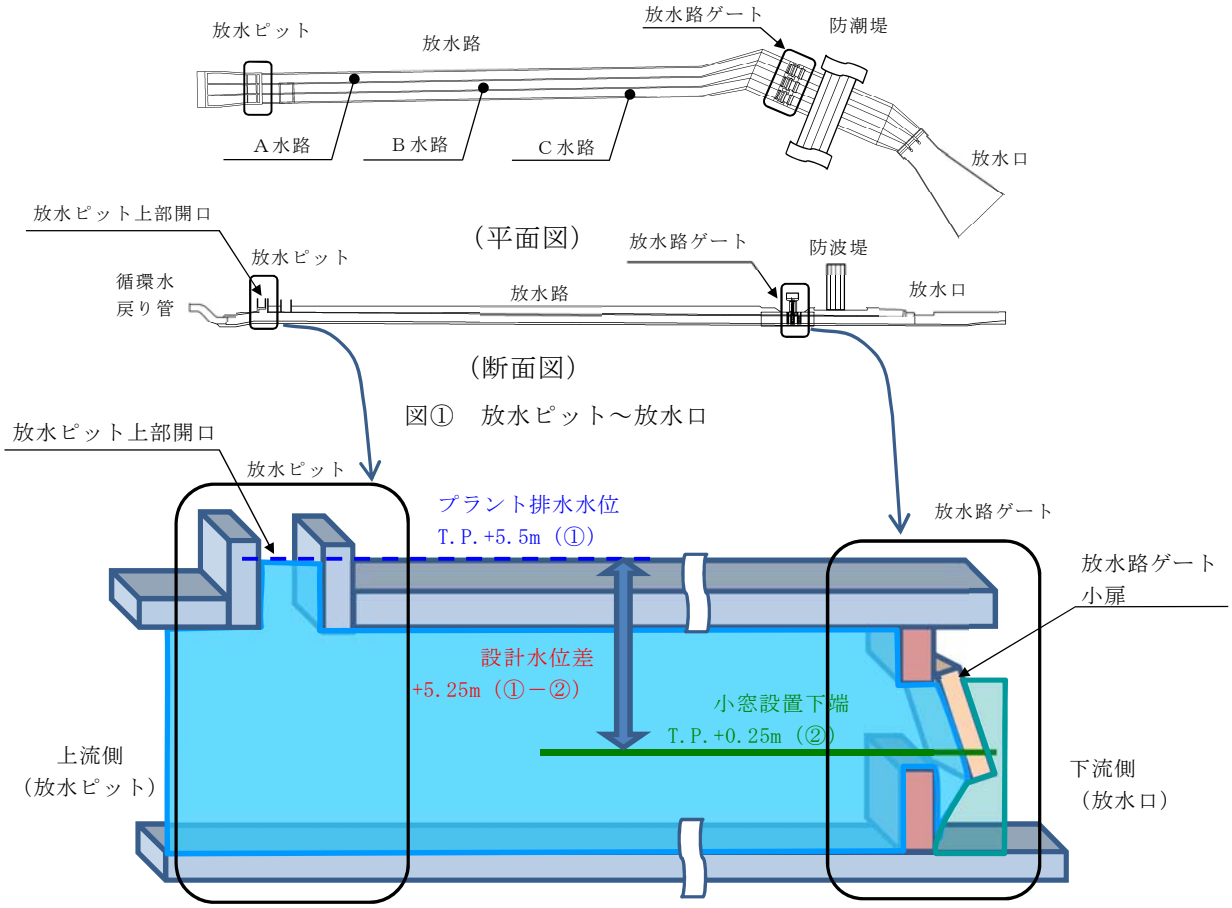
非常用海水ポンプの排水については既設放水路3本のうちいずれか2本より1本を用いて排水をする設計である。

大津波警報が発表された場合には，原子炉スクラム停止操作，循環水ポンプ停止及び出口弁を閉操作する。循環水ポンプが停止した後，放水路ゲートを閉操作する。

放水路ゲートにて放水口を閉止した場合でも，非常用海水ポンプの排水は継続的に排出する必要があることから，ゲート本体に設置している小扉により排水を可能にしている。

②放水路からの排水について

既設放水路からの排水は，朔望平均満潮位の時には排水できる設計とする。放水路ゲートの小扉からの排水条件はプラントの排水による放水ピット水位T.P.＋5.5m（①）以下の場合に排水する設計としている。小扉の設置位置はT.P.＋0.25m（②）であることから水位差5.25m以下（①－②）の条件であれば水位差で小扉が開く設計であることから，朔望平均満潮位T.P.＋0.61m以上であっても排水することが十分可能である。第3図に放水路ゲートの小扉の排水設計を示す。




図②　放水路ゲート小扉の設計

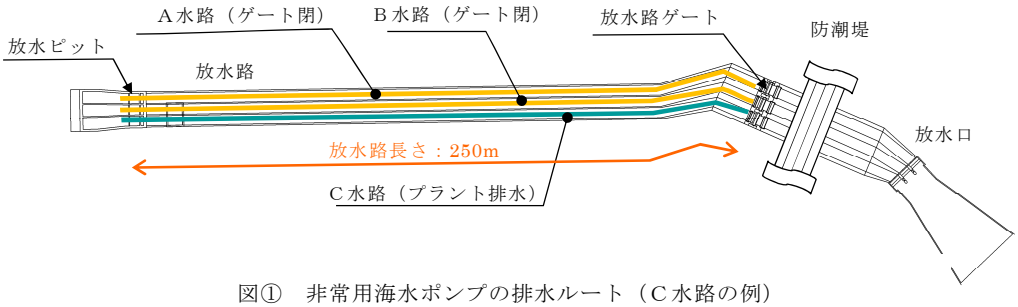
【放水路ゲートの小扉の排水条件について】（図②参照）
＜小扉の開条件＞

◆必要面積（小扉の面積）：0.197m$^2$以上
◆設計水位差：5.25m（①－②）
　・プラント排水水位（放水ピット）：T.P.＋5.5m（①）
　・小窓設置下端：T.P.＋0.25m（②）
◆設計潮位 T.P.＋0.61m 以下（朔望平均満潮位）
◆必要放出流量：4320.8m$^3$/hr
　・残留熱除去系海水ポンプ885.7m$^3$/hr×4台
　・非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ：272.6m$^3$/hr×2台
　・高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ：232.8m$^3$/hr×1台

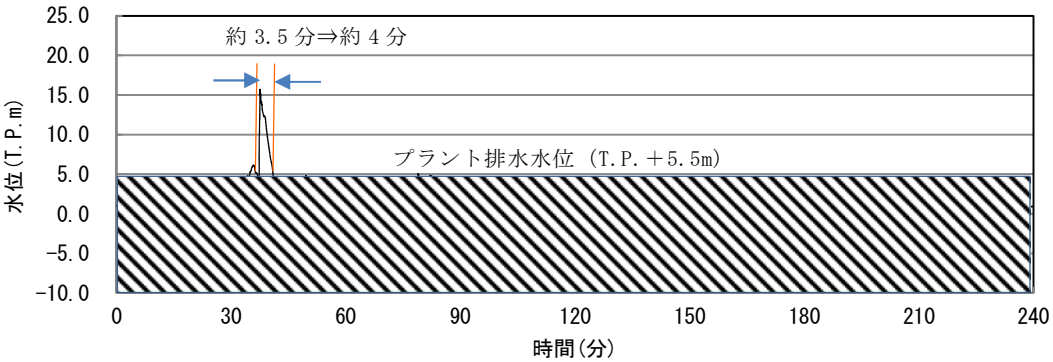
第３図　放水路ゲートの小扉からの排水設計

③津波襲来時の排水について

通常は小扉から排水する設計であるが，津波の襲来時には，放水口側の水位差が上回り排水ができなくなる。放水口前面での津波高さは，放水ピット上部開口部高さT.P.＋5.5mを上回る津波高さの時間は，最大で約4分であり，排水量に換算すると最大約670m$^3$になる。津波襲来時においては敷地内に一時的に排水するよう設計する。第4図に放水路ゲート閉止状態での排水イメージを示す。




図①　非常用海水ポンプの排水ルート（C水路の例）

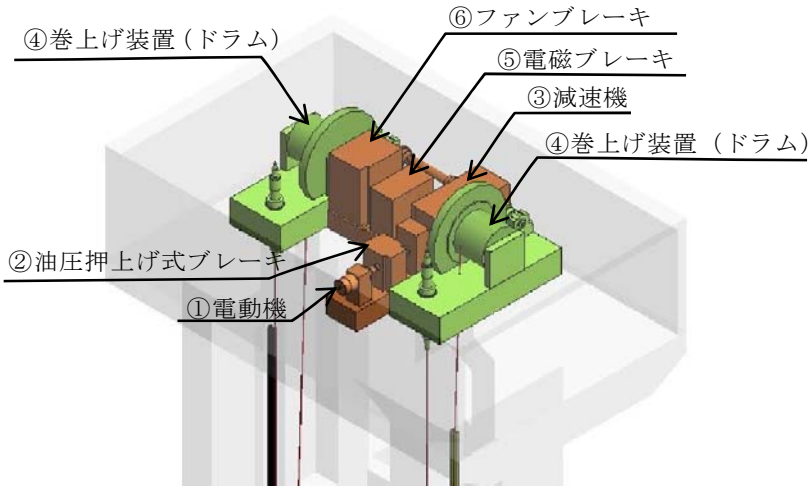



図②　放水路ゲート閉止した場合の時刻歴波形

第4図　放水路ゲート閉止時の排水

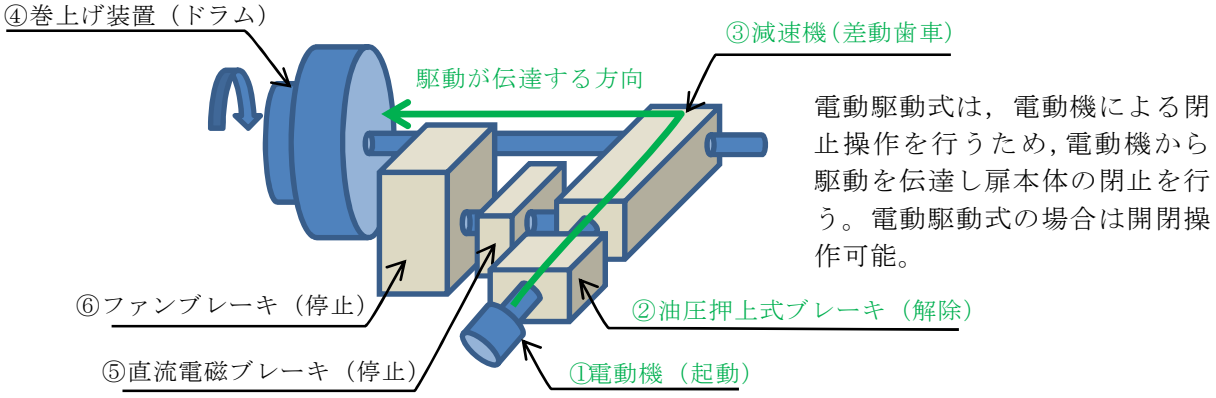
(5) 開閉装置の構造及び動作原理について

開閉装置の駆動方法は電動機による「電動駆動式」とファンブレーキによる「機械式」の２つの構造がある。第5図ａ～ｂに開閉装置の構造及び動作原理について示す。図ａに開閉装置の構成を示す。なお，動作原理は防潮扉と同じである。



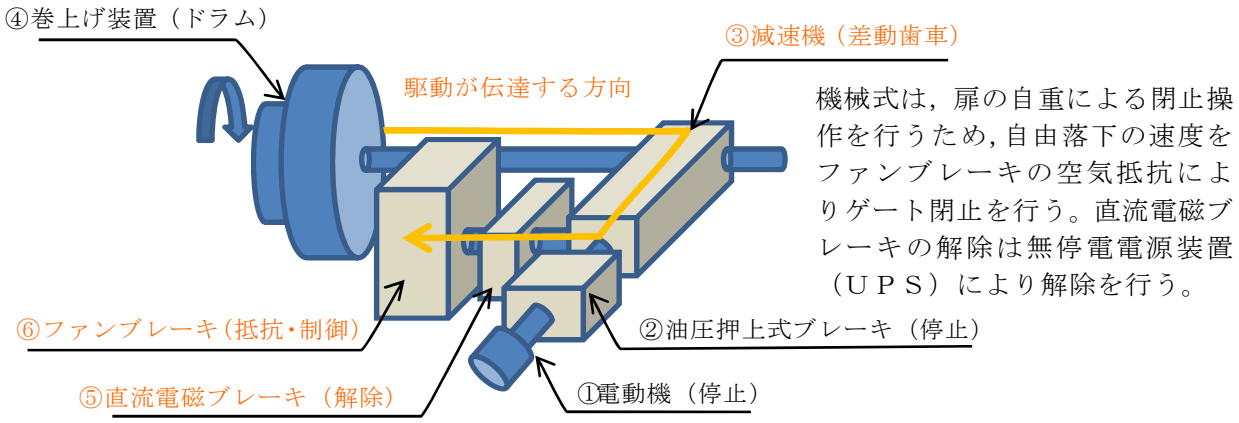

【図ａ　開閉装置　鳥瞰図】

電動駆動式は①電動機を駆動，②油圧押上げ式ブレーキを解除，③減速機，④巻き上げ装置を経由し放水路ゲートを閉止させる構造である。電動駆動式は開閉操作が可能である。（図ｂ参照）




【図ｂ　電動駆動式（開閉操作可能）】

機械式は，⑤直流電磁ブレーキを解除，④巻き上げ装置に引き上げられている放水路ゲートの自重による落下，⑥ファンブレーキによる落下速度の制御により放水路ゲートを閉止させる機械的な構造である。機械式は電動駆動用の電源を必要とせず，直流電磁ブレーキを解除できるよう無停電電源装置（ＵＰＳ）を設置している。機械式は閉操作のみ可能である。




【図ｃ　機械式（閉操作のみ）】

第5図　開閉装置の構造及び動作原理（図ａ～図ｃ）

(6)開閉装置の振動試験について

ａ．試験目的

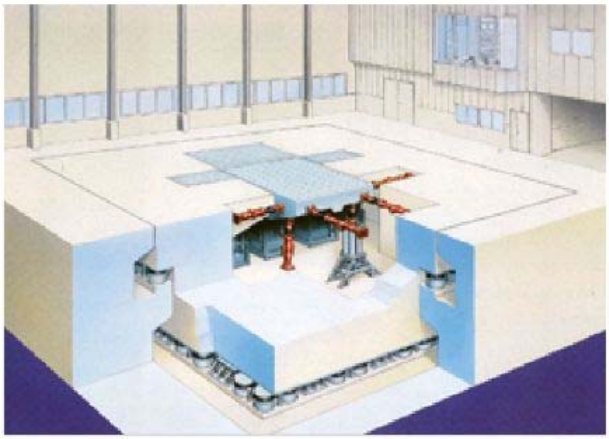
許可段階での成立性確認のため，基準地震動Ｓ$_{s}$の選定波を係数倍した加振波を用いて，実機大の放水路ゲートの開閉装置を用いた振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認する。なお，開閉装置設置位置における加速度応答が算出された段階で，当該試験に用いた加振条件に包絡していることの確認をJEAC4601「4.6.3.2試験による評価の方法」に準じて行う。放水路ゲートの振動試験内容は防潮扉と同じである。

ｂ．試験方法

振動台上に架台を設置しその上に防潮扉（防潮ゲートと同じ開閉装置を使用）に設置する開閉装置を基礎ボルトで固定し，水平方向と鉛直方向とを同時加振する。第6図に大型3軸振動台の概要を示す。

振動台の規格

| | | | |
|---|---|---|---|
| 加速自由度 | 3軸6自由度 | | |
| 最大積載質量 | 80ｔｆ | | |
| テーブル寸法 | 6m×4m | | |
| 定格 | Ｘ方向 | Ｙ方向 | Ｚ方向 |
| 最大変位 | ±300mm | ±150mm | ±100mm |
| 最大加速度<br>（35ｔ積載時） | 1G | 3G | 1G |



第6図　大型3軸振動台の概要

ｃ．試験条件

加振試験に使用する入力条件は以下のとおり。

＜入力地震動の作成＞

加振試験に用いる基準地震動Ｓｓは，全周期帯で加速度は一様に大きい基準地震動$S_s$－Ｄ１を選定した。また，一次元地盤応答解析（SHAKE）による地盤応答結果から地表面における最大応答加速度が最も大きくなる$S_s$－２２（鉛直方向最大）及び$S_s$－３１（水平方向最大）についても選定した。

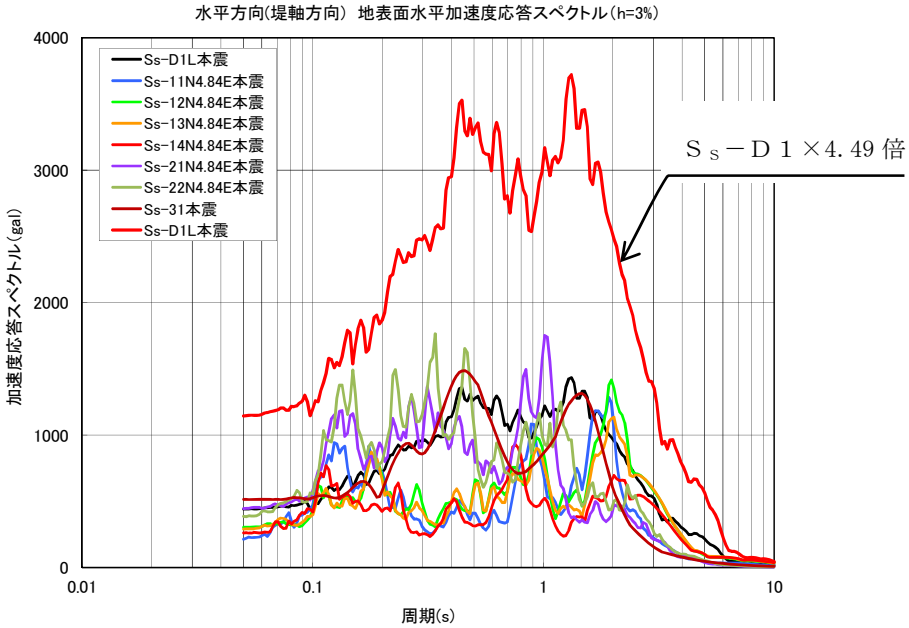
＜加振条件＞

第2表に加振試験に用いた加振条件を示す。加振試験に用いる加振波は，前項で選定した$S_s$－Ｄ１，$S_s$－２２及び$S_s$－３１を加速度方向に係数倍した模擬地震波を用いる。$S_s$－Ｄ１に対しては，JEAC4601の評価を実施するため，応答加速度を4.49倍し全周期帯を包絡させた入力地震動を作成した。また，$S_s$－２２については鉛直方向最大，$S_s$－３１については水平方向最大の応答加速度に対し2倍増幅させ機器の健全性を確認する加振条件とした。第3表に各地震波における加振条件を示す。

第3表　各地震波における加振条件

| 地震波 | 加振条件（係数倍）＊１ |
|---|---|
| $S_s$－Ｄ１ | 4.49 |
| $S_s$－２２ | 2 |
| $S_s$－３１ | 2 |

＊１：振動台の性能から高倍率の加振条件においては，各構成部品の固有周期が有しない範囲についてはフィルター処理を実施した。




第7図　模擬地震波の加速度応答スペクトル（水平方向）

d．試験装置

放水路ゲートの開閉装置は防潮扉の開閉装置と同じ構造であるため，放水路ゲートと防潮扉の開閉装置の中でも最大な設備を選定し，開閉装置のワイヤーの巻き上げ装置については，駆動軸の長いワイヤーの巻き上げ装置側を製作した。

また，ワイヤー巻き上げ装置には扉の荷重を模擬するため巻き上げ装置の下部にトルク装置を設置し扉の荷重を模擬し試験を実施した。

試験に用いた開閉装置の概要は以下の通り。第8図に開閉装置の試験装置（全景）を示す。

＜試験装置の構成＞

◆開閉装置（減速機，直流電磁ブレーキ，ファンブレーキ，他）　１式

◆制御盤　１式

第8図　開閉装置の試験装置（全景）

ｅ．試験結果

試験前及び加振試験後に外観点検を実施し異常のないことを確認した。また，試験後の動作確認においても試験装置上に設置している操作盤より操作を実施し異常なく開閉装置が動作する事を確認した。

(7)安全機能（ＭＳ－１）要求に伴う設計について

放水路ゲートは設置許可基準規則 第十二条の要求に基づき以下の安全機能について設計を行う。

ａ．外部電源喪失時にも閉止できるように放水路ゲートの閉止装置に必要な電源は「独立性」「多重性」を確保し非常用ディーゼル発電機２Ｃ，２Ｄ母線から供給する様に設計する。

ｂ．駆動方式は，多重性を確保し「電動駆動式」及び「機械式」で設計する。「機械式」はファンブレーキ方式を採用する。また，外部からの動力の供給をがない場合においても操作が可能なよう無停電電源装置（ＵＰＳ）を設置する。

ｃ．運転員による誤操作及び誤信号による誤動作を防止するため，循環水ポンプ運転中は閉止しないインターロックを持つ設計にする。

ｄ．放水路ゲートが閉止している状態においても，安全系ポンプが運転中のため，完全に閉止してしまうと敷地内へ浸水することから，閉止ゲートの扉体に小扉を設け安全系ポンプの排水は放水口より排水できる設計にする。

ｅ．放水路ゲートの状態を監視し，異常の発生を検知できるような設計にする。

(8) 放水路ゲート操作用電源系等の設計について

津波の襲来に対して確実な緊急閉止操作を達成するため，基本設計方針に基づき，放水路ゲートの閉止機能は重要安全施設（ＭＳ－１）設計とする。動的機器である閉止機構及び閉止機構に関する電源系，制御系は多重化し，ゲート自体は静的機器であることから多重性の必要はなく，シングルであっても確実に閉止する設計となっている。

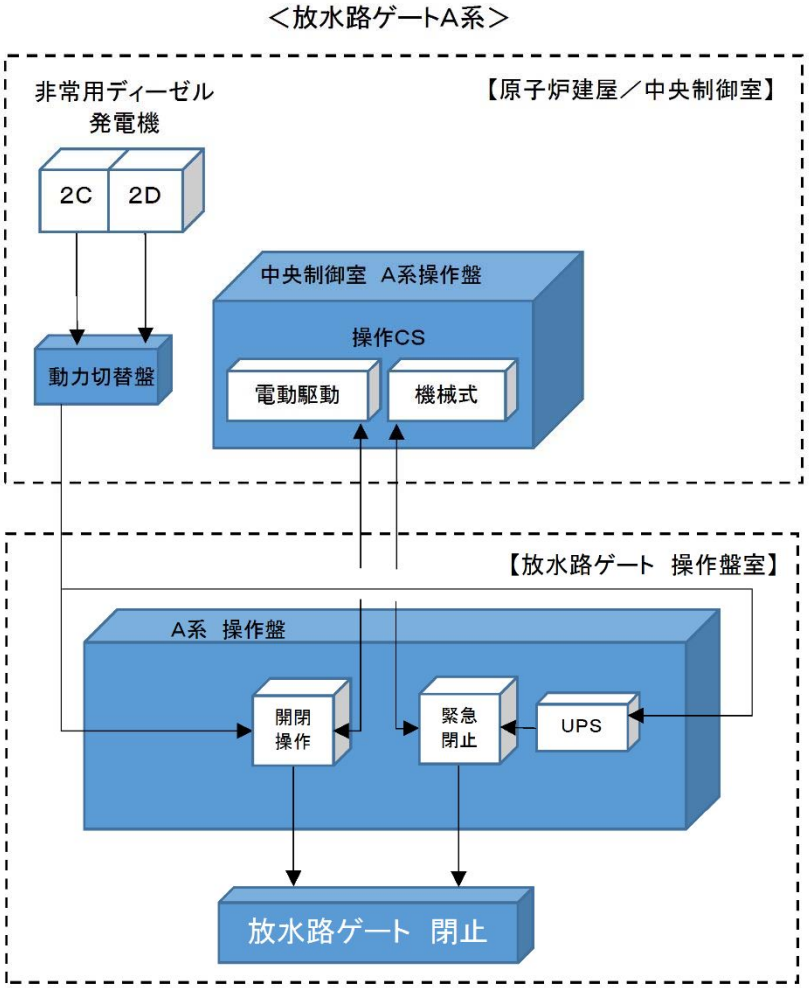
・ゲートの閉止に必要な系統（駆動方式，電気系等）は，多重性又は多様性，及び独立性を確保し，遠隔操作が可能な系統とする。

・想定される全ての環境条件において，その機能を発揮できるよう，耐震性を含めた耐環境性を確保する。

・放水路ゲートの状態を監視し，異常等の発生を検知できるよう設計する。

この基本設計方針の概念図を第9図に放水路ゲート電源概念図を示す。

開閉機構には，「電動駆動式」「機械式」を多重に設けており，通常時は電動駆動式により閉止を行い，緊急を要す場合に「機械式」を選択する。放水路ゲートの操作は中央制御室から遠隔操作を可能とし，開閉状態についても監視できる設計にする。また，それぞれの制御系，電源系は多重化し，かつ独立性を確保し，耐震性はＳクラス設計する。




第9図　放水路ゲート電源概念図（Ａ系の例）

## ３．　放水路ゲート閉止方法について

発電所への影響を及ぼすような津波が襲来する恐れがある場合の放水路ゲート閉止操作に関する手順並びに操作系設備の設計の考え方を以下に示す。

### (1)電動駆動式による閉止操作の手順

津波情報については，気象庁からの大津波警報や構内設置の潮位計及び津波監視カメラにより情報を収集しているが，気象庁からの発信される津波情報のうち，太平洋側沿岸部に到達する津波（遠方沖含む）の予報区で大津波警報が発表された場合に，放水路ゲートの閉止判断を行い，閉止操作に移行する。放水路ゲートの閉止判断を行った場合の対応手順及び対応時間については以下のとおり。

放水路ゲートを閉止するためには，循環水ポンプを先に停止させる必要がある。誤操作・誤動作による閉止した場合に敷地内へ循環水が溢水することを防止するため，循環水ポンプの停止信号を放水路ゲートの閉操作のインターロックに設定している。

循環水ポンプ停止後，電動駆動式による放水路ゲートの閉止操作を中央制御室から遠隔にて操作し閉止する。地震・津波発生後から放水路ゲート閉止までの時間は約22分である。

第10図に放水路ゲートの操作フローを示す。

(2)機械式による閉止操作の手順

放水路ゲートの閉止操作は，中央制御室からの遠隔操作により実施する。原則として通常は「電動駆動式」の操作としているが，「機械式」による自重落下式も採用し多重性を確保している。

機械式は，外部電源喪失時にも直流電磁ブレーキを開放するだけで放水路ゲートを閉止できる。

操作は中央制御室の選択スイッチにより「電動駆動式」か「機械式」を選択し遠隔にて操作し閉止する。地震・津波発生後から放水路ゲート閉止までの時間は約14分である。

第10図に放水路ゲートの操作フローを示す。

放水路ゲートの閉止操作時間は，地震・津波発生から電動駆動式の場合で約22分，機械式の場合で約14分かかる。基準津波による津波の到達時間は約37分であるため，到達までに放水路ゲートを閉止することができる。

＜参考＞

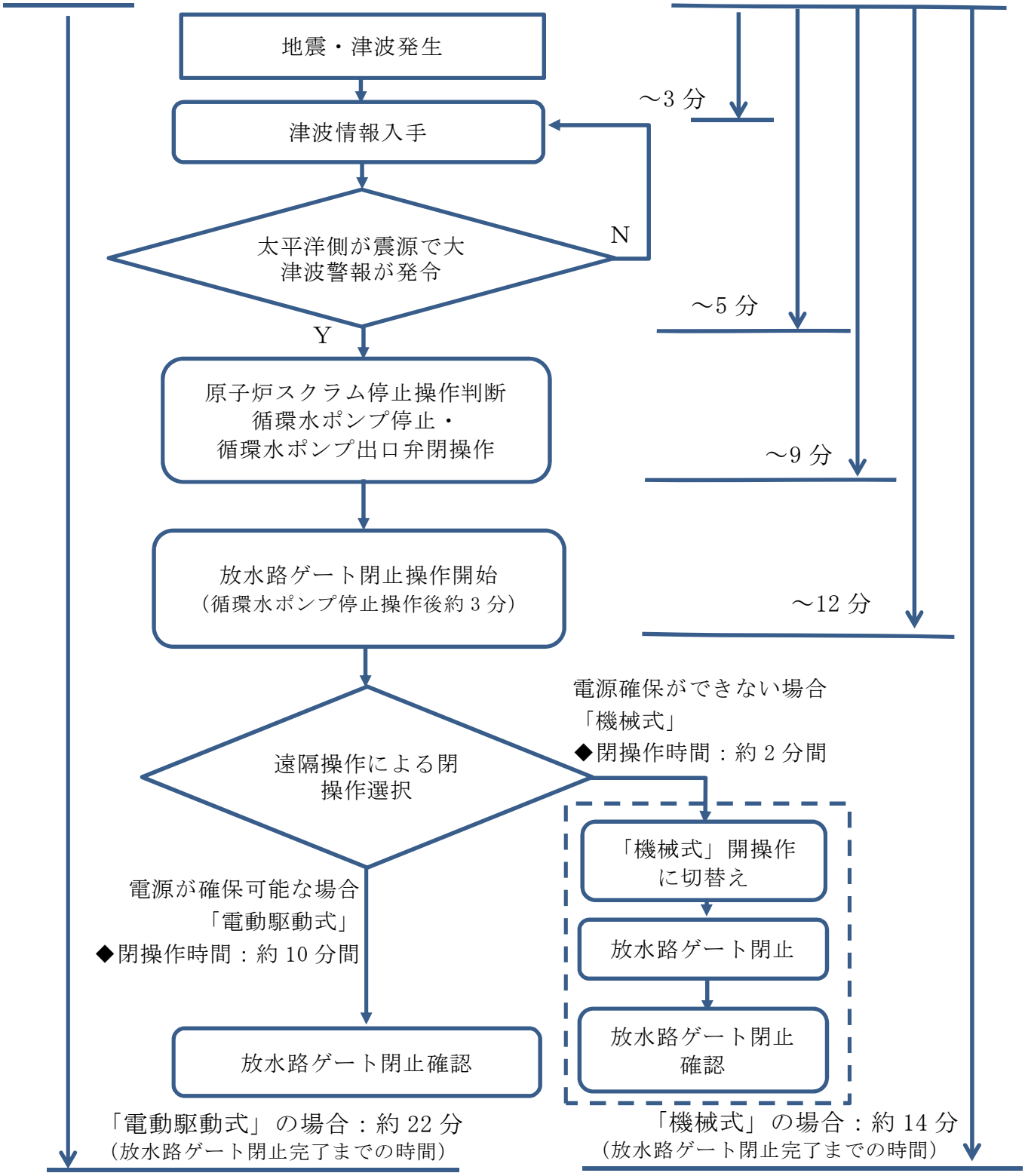
ここでは海域活断層を波源とした津波時の場合について評価する。

海域活断層F8の到達時間約24分に対し，電動駆動式約22分，機械式約14分であることから敷地へ到達する前に閉止することができる。第4表に各海域活断層の津波高さと到達時間について（取水口前面）示す。

仮に閉止できなかったとしても，海域活断層の津波高さは，最大でもF16のT.P.＋2.0mであることから，放水路ゲートを閉止しなくても敷地へ遡上することはない。

第4表　各海域活断層の津波高さと到達時間について（取水口前面）

| 海域活断層名 | 最高水位（T.P. m） | 到達時刻（分） |
|---|---|---|
| F1～塩ノ平 | ＋1.7 | 32 |
| F3～F4 | ＋1.2 | 43 |
| F8 | ＋1.9 | 24 |
| F16 | ＋2.0 | 25 |




第10図　放水路ゲート操作フロー

# 設置許可基準規則　第十二条との適合性

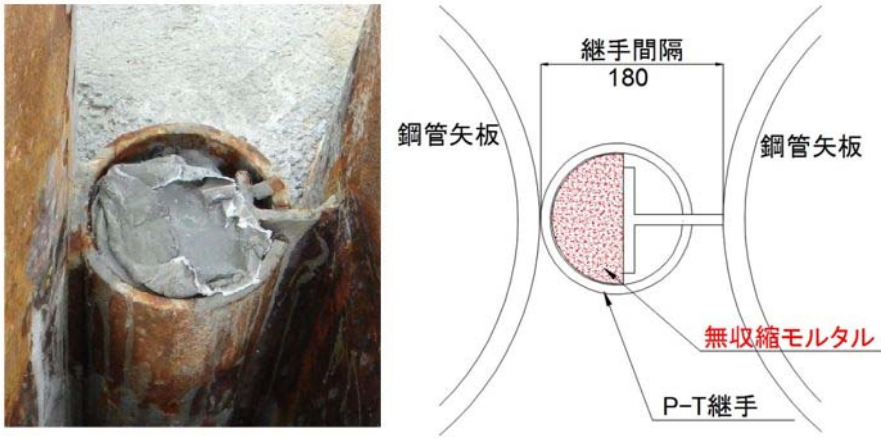
| 設置許可基準規則 | 適合性 |
|---|---|
| （安全施設） | |
| 第一二条　安全施設は，その安全機能の重要度に応じて，安全機能が確保されたものでなければならない | 取水路ゲートは，入力津波による遡上波が，設計基準対象施設の津波防護対象設備に到達，流入を防ぐ重要な施設であることを踏まえ，ＭＳ－１ 設計とする。以下にその適合性を述べる。 |
| 2 安全機能を有する系統のうち，安全機能の重要度が特に高い安全機能を有するものは，当該系統を構成する機能文は器具の単一故障（単一の原因によって一つの機械又は器具が所定の安全機能を失うこと（従属要因による多重故障を含む。）をいう。以下同じ。）が発生した場合であって，外部電源が利用できない場合においても機能できるよう，当該系統を構成する機械又は器具の機能，構造及び動作原理を考慮して，多重性又は多様性を確保し，及び独立性を確保するものでなければならない。 | 津波防護機能を達成するため，放水路ゲートを閉止するための閉止機構は多重化し，各々異なる動作原理により駆動する系統とする。<br>また，当該閉止機構の駆動に必要な電源系及び制御系もそれぞれに独立した系統により，多重化した設計とする。また，電源系には，無停電電源装置を用いることで外部電源喪失時にもゲート閉止が可能とすることにより，単一故障に対して津波防護機能を失わない設計とする。 |
| 3 安全施設は，設計基準事故時及び設計基準事故に至るまでの間に想定される全ての環境条件において，その機能を発揮することができるものでなければならない。 | 電源系等を独立させ，内部火災等の影響を受けない設計とする。<br>開閉装置は，外部火災等，自然現象による影響を受けない設計とする。<br>基準地震動Ｓ$_{s}$に対して，ゲートの閉止機能を喪失しない設計とする。 |
| 4 安全施設は，その健全性及び能力を確認するため，その安全機能の重要度に応じ，発電用原子炉の運転中又は停止中に試験又は検査ができるものでなければならない。 | 原子炉の運転中又は停止中に放水路ゲートの作動試験又は，検査が可能な設計とする。 |
| 5 安全施設は，蒸気タービン，ポンプその他の機器文は配管の損傷に伴う飛散物により，安全性を損なわないものでなければならない。 | 放水路ゲートと蒸気タービン，ポンプ等とは距離による離隔が十分にされていることから飛来物による影響は及ぶことはない設計としている。 |
| 6 重要安全施設は，二以上の発電用原子炉施設において共用し，又は相互に接続するものであってはならない。ただし，二以上の発電用原子炉施設の安全性が向上する場合は，この限りでない。 | － |
| 7.安全施設（重要安全施設を除く。）は，二以上の発電用原子炉施設と共用し，又は相互に接続する場合には，発電用原子炉施設の安全性を損なわないものでなければならない。 | － |

# 貯留堰継ぎ手部の漏水量評価について

## 1. 漏水量の評価方針

貯留堰は，鋼管矢板連続壁として止水機能を確保している。鋼管矢板連続壁は，鋼管同士を継手により連結した構造であり，鋼管矢板継手部（P-T 継手）へのモルタル充填を行う。

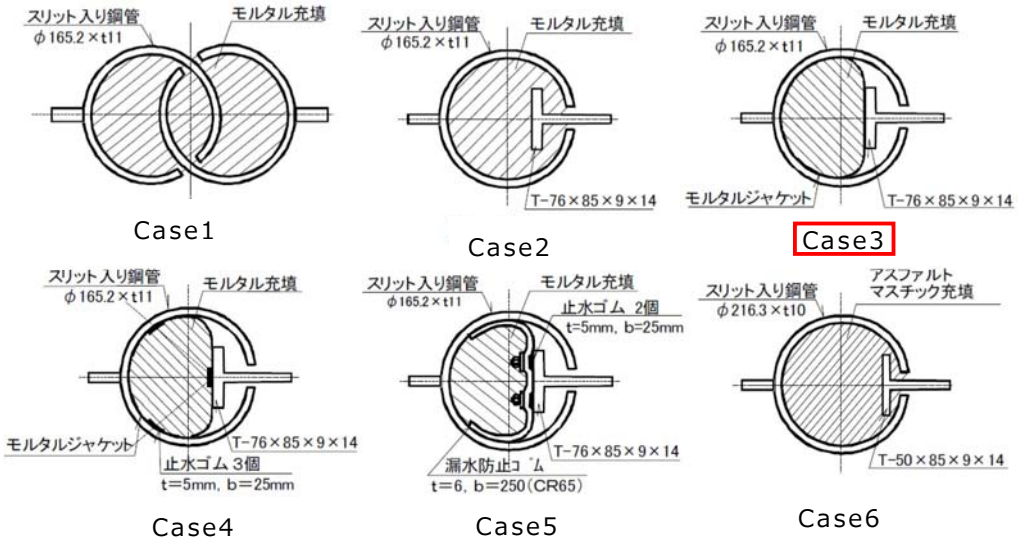
継手部にモルタルを充填した状態（事例写真および構造概要）を第 1 図に示す。

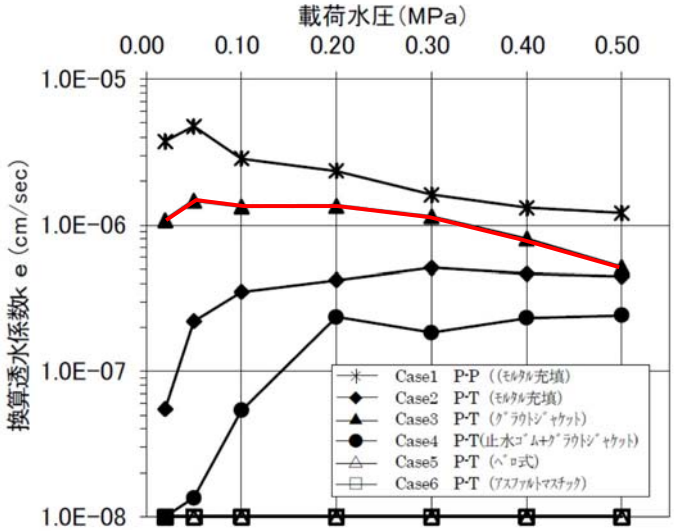



第 1 図　モルタルによる継手部止水処理図

斎藤等の「鋼管矢板継手の遮水性能評価試験」（土木学会第 56 回年次学術講演会，2001）で報告された，継手部にモルタルを充填した場合の止水性能の結果を第 2 図に示す。継手部へのモルタル充填には，施工性を考慮して袋体（モルタルジャケット）を用いる計画であり，上記試験結果では継手部（P-T 継手部）の換算透水係数は $1\times10^{-6}$ オーダー（Case3）であることから，本検討の止水性能の評価に用いる換算透水係数は，保守的に $1\times10^{-5}$ とする。

なお，斎藤等の評価における止水性能の換算透水係数は，鋼管矢板外縁で降伏点を超える程度の変形状態を載荷試験により再現し，載荷後の変形した継手部に対して耐水試験を実施した結果から得られたものである。




第２図　鋼管矢板継手部止水処理形状および止水性能評価試験結果

（斎藤等:鋼管矢板継手の遮水性能評価試験，土木学会第 56 回年次学術講演会，2001）

## 2. 漏水量の評価結果

換算透水係数$ke = 1 \times 10^{-5}(cm/s)$を用い，また貯留堰内の水位が貯留堰天端高さを下回る時間を保守的に 30 分と仮定し，漏水量を算定した。

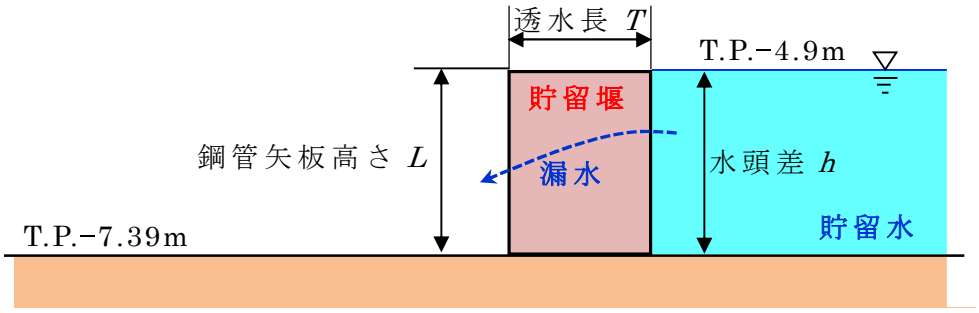
$$
\begin{aligned}
Q &= n \times q \\
&= n \times A \times ke \times i \\
&= n \times B \times L \times ke \times h \ / \ T
\end{aligned}
$$

ここに，

$Q$ ：全漏水流量$(cm^3/s)$
$n$ ：継手箇所数（鋼管矢板打設本数 47 本，継手箇所数は 46 箇所として計算）
$q$ ：継手 1 箇所あたりの漏水流量$(cm/s)$
$A$ ：断面積$(cm^2)$（$=B \times L$）
$B$ ：換算透水係数算出時に用いた鋼管矢板の幅（＝1.0 m）※1
$L$ ：鋼管矢板高さ（＝水頭差 $h$ ）（＝249 cm）※2
$ke$ ：換算透水係数（$=1 \times 10^{-5}$ $cm/s$）
$i$ ：動水勾配
$h$ ：水頭差（＝鋼管矢板高さ $L$ ）（＝249 cm）※2
$T$ ：換算透水係数算出時に用いた透水長（＝50 cm）※1

※1　斎藤らは鋼管矢板継手 6 種類に対し，鋼管矢板の縁ひずみが材料降伏点以上になるように曲げ載荷した後，試験体を取り出し遮水試験を行った。段階的に水圧を載荷した遮水試験結果から，ダルシー則を参考に換算透水厚さを 50cm とし，継手部の換算透水係数を求めている。

※2　水頭差 h は時間とともに変化する値であるが，保守的に海域の水量がないものとして算定した。




$$
\begin{aligned}
Q &= n \times B \times L \times ke \times h \ / \ T \\
&= 46 \times 100\ \text{cm} \times 249\ \text{cm} \times 1 \times 10^{-5}\ \text{cm/s} \times 249\ \text{cm} \ / \ 50\ \text{cm} \\
&= 57\ \text{cm}^3/\text{s}
\end{aligned}
$$

取水可能継続時間を 30 分（1,800 s）とした場合，漏水量 $V$ は以下のとおり。

$$
\begin{aligned}
V &= Q \times 1{,}800\ \mathrm{s} \\
&= 57\ \mathrm{cm^3/s} \times 1{,}800\ \mathrm{s} \\
&= 102{,}600\ \mathrm{cm^3} \\
&= 0.10\ \mathrm{m^3}
\end{aligned}
$$

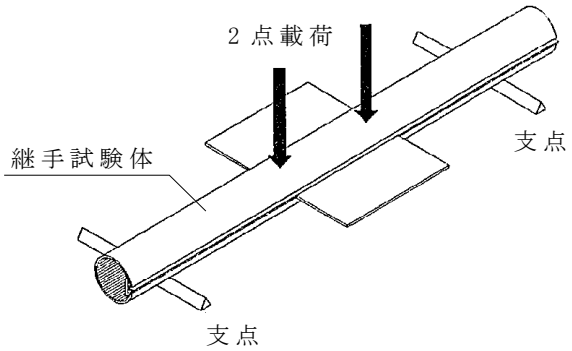
以上の算定結果より，30 分間での貯留堰からの漏水量は約 0.10m$^3$ であることから，貯留堰の貯留性能に問題となる影響はないことを確認した。

## 3. 斎藤等による遮水性能評価試験およびその適用性について

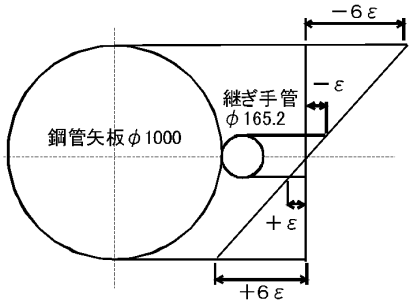
### (1) 斎藤等による遮水性能評価試験の要約

「斎藤等:鋼管矢板継手の遮水性能評価試験，土木学会第 56 回年次学術講演会，2001」について以下に要約を示す。

(a) 曲げ試験：充填材を充填した継手試験体に対して 2 点載荷の曲げ試験を行った。試験は，継手試験体の縁端ひずみが所定のひずみに達するまで載荷した。所定のひずみとは，φ1000 の鋼管矢板の縁端ひずみが降伏点ひずみを超えるときに継手管に発生するひずみである。

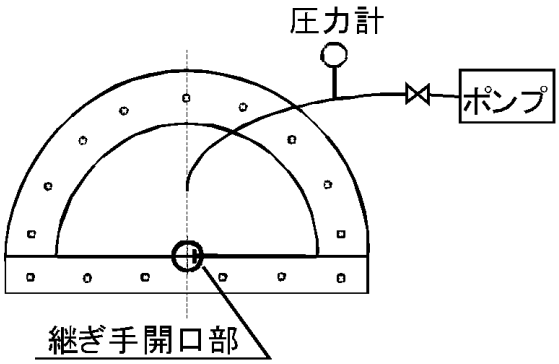



第 3 図　曲げ試験




第 4 図　継手管の縁端ひずみ

(b) 遮水試験：曲げ試験後の試験体より載荷点部分を切り出し，耐水圧試験器を用いて遮水性能を評価した。載荷水圧は，0.02MPa，0.05MPa，0.10MPa，0.20MPa，0.30MPa，0.40MPa，0.50MPa の順に段階的に載荷した。各載荷圧力の保持時間を 1 時間とし,1 時間あたりの漏水量 Q を測定した。




第５図　遮水試験

(c)　換算透水係数算出：鋼管矢板継手を 50cm 厚の均一な透水層と考え，ダルシーの法則に準じて換算透水係数を以下の式により求めた。

$$Q = A \cdot ke \cdot i = A \cdot ke \cdot \Delta h / T$$

ここに，

$Q$　：実験によって得られた単位時間の漏水量

$A$　：鋼管矢板の断面積

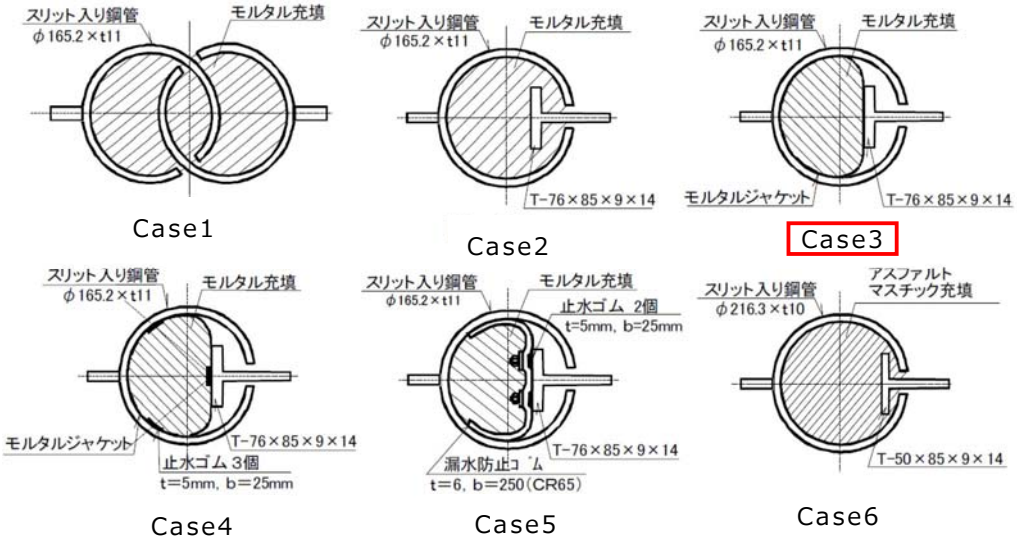
$ke$　：換算透水係数

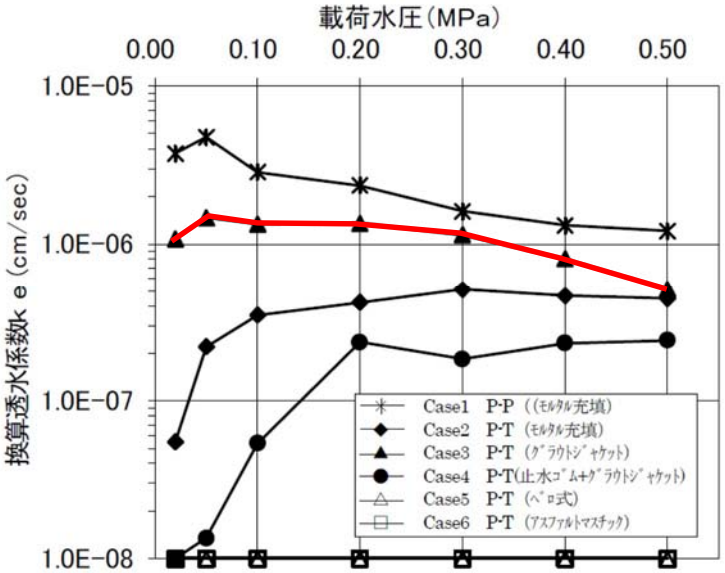
$i$　：動水勾配

$\Delta h$　：水頭差

$T$　：換算透水層厚さ（＝50cm）

(d)　遮水性能試験結果：遮水性能試験結果を第 6 図に示す。継手部にモルタルジャケットを用いてモルタルを充填した場合の継手部（P-T 継手部）の換算透水係数は $1\times10^{-6}$ オーダー（Case3）であった。



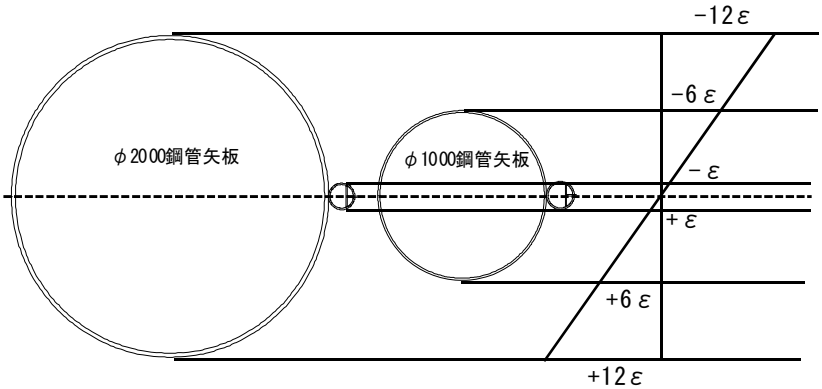




第 6 図　遮水性能試験結果

(2) 遮水性能評価試験の適用性

貯留堰継手部の漏水量評価に用いた換算透水係数は，上記 3.(1)に示した斎藤等による止水性能評価試験から得られた値である。この試験は，鋼管矢板外縁で降伏点ひずみを超えるときに継手に生じる変形状態を載荷試験により再現し，載荷後の変形した継手部について漏水量を測定し，鋼管矢板継手の換算透水係数を求めたものである。この遮水性能評価試験は貯留堰の設計で想定している曲げ状態を再現しているため,遮水性能試験で求めた透水係数は今回の貯留堰の設計に適用可能と判断できる。

鋼管矢板に曲げが発生したときに,鋼管矢板本体のひずみと継手鋼管のひずみとは第 7 図に示すとおり比例関係にある。継手鋼管の大きさは鋼管矢板本体の径によらず一定であり,継手鋼管のひずみの大きさは，鋼管矢板本体外縁のひずみの大きさと鋼管矢板本体の径の大きさによって決まる。鋼管矢板本体の外縁ひずみが大きければ継手鋼管のひずみが大きくなり,鋼管矢板本体の径の大きさが大きくなれば継手鋼管のひずみは相対的に小さくなる（第 7 図)。




第 7 図　鋼管矢板本体と継手鋼管のひずみ関係

遮水性能試験がφ1000 の鋼管矢板を想定して実施しているのに対し,貯留堰ではφ2000 の鋼管矢板を用いる計画である。第 7 図に示すように,φ1000 の鋼管矢板においては鋼管矢板本体の外縁ひずみの約 1/6 が継手鋼管のひずみとなるのに対し,φ2000 の鋼管矢板においては,鋼管矢板本体の外縁ひずみの約 1/12 が継手鋼管のひずみとなる。したがって,貯留堰の継手鋼管のひずみは試験で想定しているひずみに対して小さくなることから,継手からの漏水量評価は保守側の評価結果となっている。

さらに,引用した遮水性能試験は,鋼管矢板本体外縁の降伏ひずみ状態に対する継手における透水係数を求めているのに対し,貯留堰の設計が許容応力度以内の構造強度を有している。したがって，貯留堰の設計における鋼管矢板本体の外縁ひずみは試験の想定状態よりかなり小さいことから,継手からの漏水量評価はさらに保守側の評価結果となっている。

以上より,継手からの漏水量評価は十分な保守性をもって評価している。

# 貯留堰の構造及び仕様について

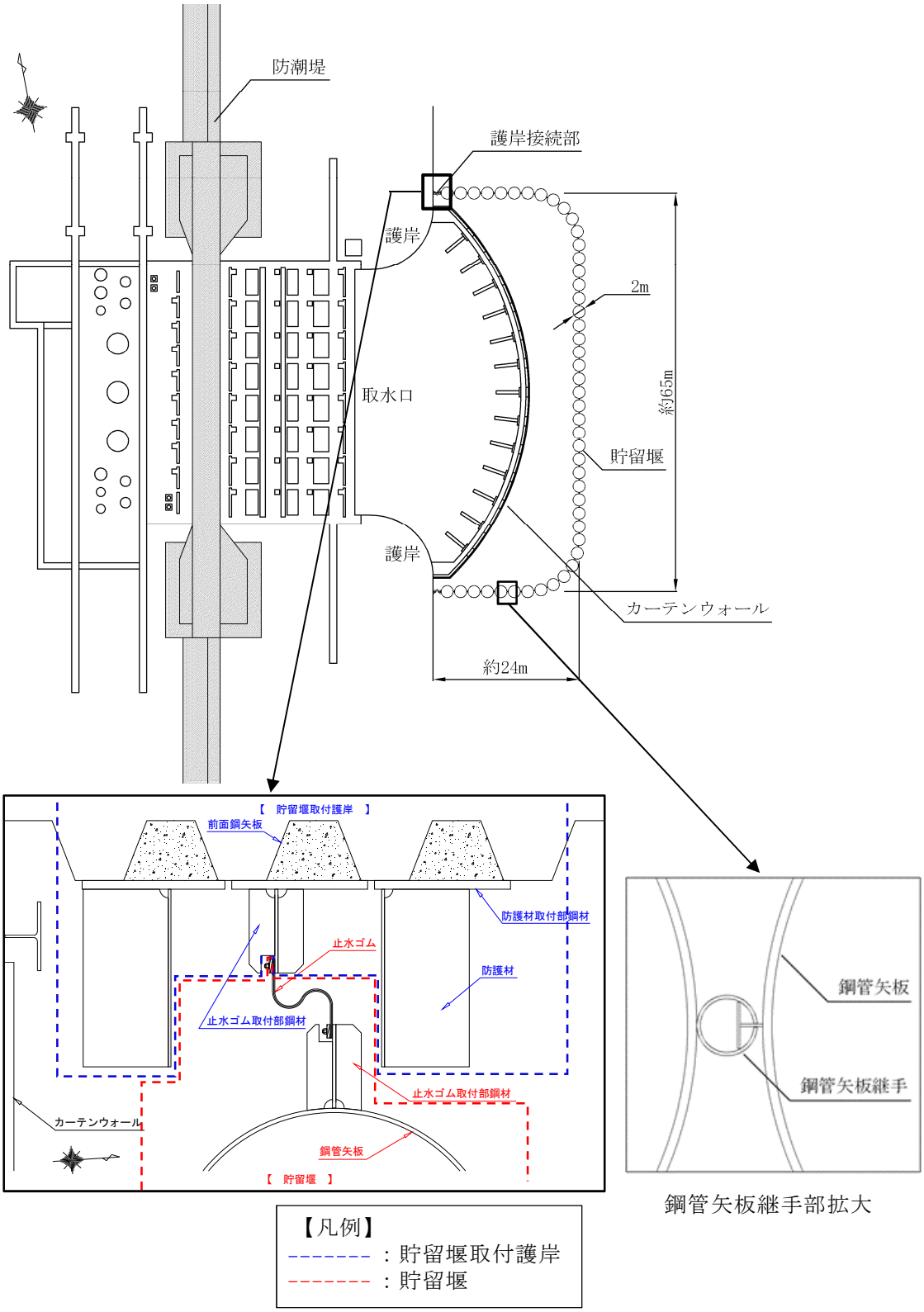
引き波による取水ピットの水位低下に対して，非常用海水ポンプの機能保持を目的として，取水口前面の海中に貯留堰を設置する。

本資料では，貯留堰の構造及び仕様について示すとともに，貯留堰に求められる海水の貯留機能を確保するため，設計において考慮している事項，施工において確認すべき事項について整理した。

## 1. 貯留堰の構造及び仕様

貯留堰は，鋼管矢板，鋼管矢板同士を接続する鋼管矢板継手及び止水ゴムジョイントより構成される。

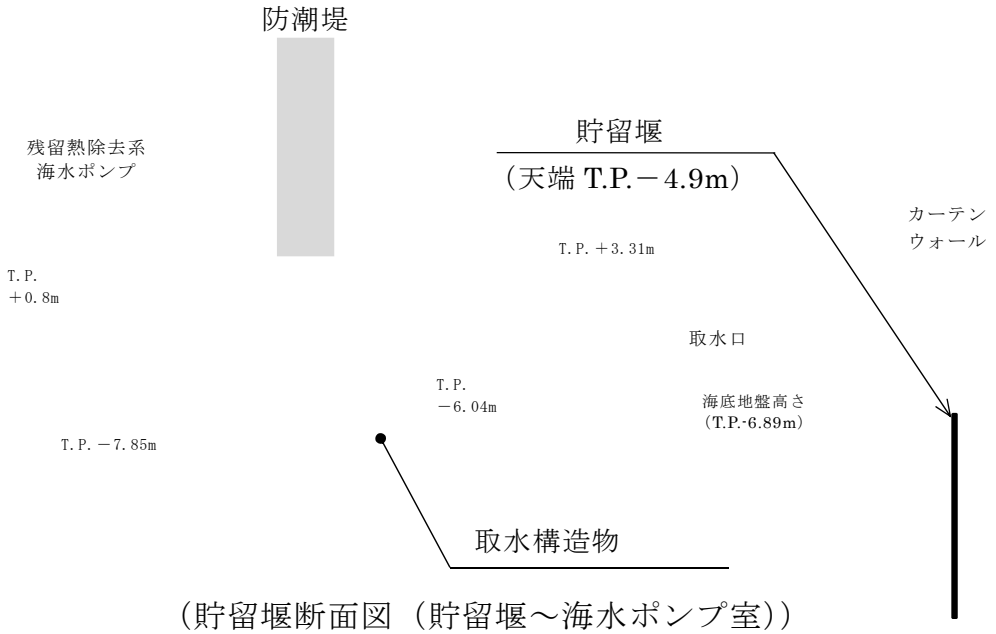
鋼管矢板は，φ2,000mmの炭素鋼鋼管であり，全47本の鋼管矢板を連続的に打設することにより堰形状を構成する。鋼管矢板は，下端を岩盤に十分根入れすることにより支持性能を確保するとともに，天端は，非常用海水ポンプの取水に必要な水量を確保するため,海底地盤レベルT.P.－6.89mに対して天端高さをT.P.－4.9mとしており，約2mの堰高さを有する。貯留堰の寸法は，約65m×約24mである。第1-1図に貯留堰の全体構造，第1-1表に貯留堰の主要仕様を示す。




貯留堰取付護岸接続部拡大（概略構造図）

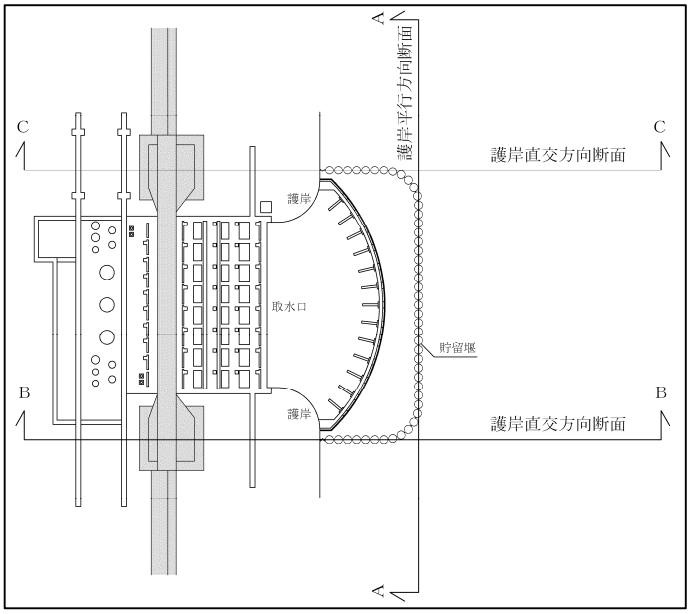
（貯留堰平面図（貯留堰～海水ポンプ室））

第 1-1 図　貯留堰全体構造（1／4）




（貯留堰断面図（貯留堰～海水ポンプ室））

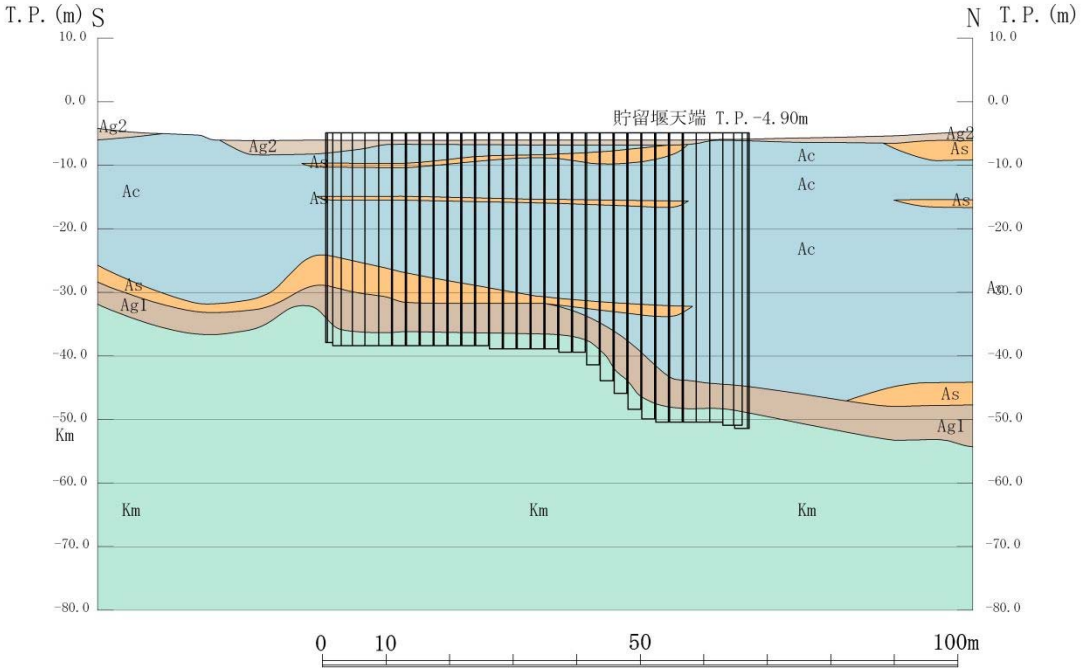
第 1-1 図　貯留堰全体構造（2／4）




地 質 構 成 表

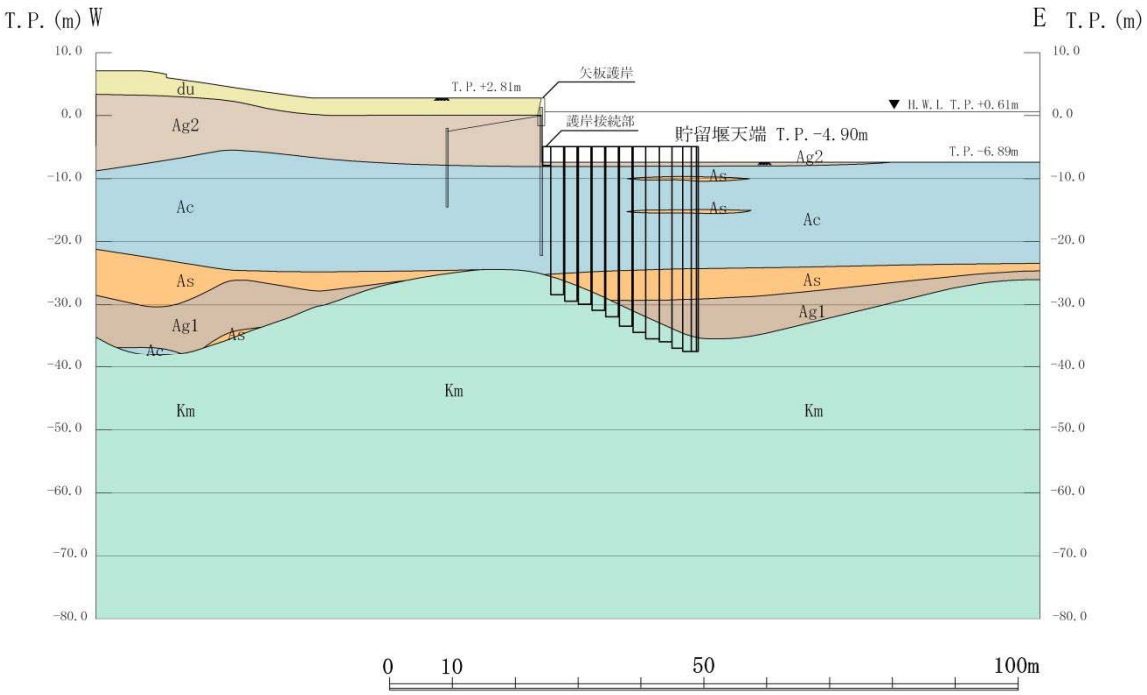
| 地質時代 | | 地質区分 | | 記号 | 岩相 | 備考 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 第四紀 | 完新世 | 砂丘層 | | du | 砂 | 敷地全体に広く分布する。 |
| | | 沖積低地堆積層 | 久慈川堆積層 | Ag2 | 砂礫 | 敷地全体に広く分布する。 |
| | | | | Ac | 粘土 | 久慈川が侵食した凹状の谷を埋めて分布する。 |
| | | | | As | 砂 | |
| | | | | Ag1 | 砂礫 | |
| | 更新世 | 低位段丘堆積層 | 段丘堆積層2 | D2c-3 | シルト | 敷地南部に埋没段丘として分布する。 |
| | | | | D2s-3 | 砂 | |
| | | | | D2g-3 | 砂礫 | |
| | | | | D2c-2 | シルト | |
| | | | | D2g-2 | 砂礫 | |
| | | 中位段丘堆積層 | 段丘堆積層1 | lm | ローム | 敷地の南西部に分布し、いわゆる額田段丘面を構成する。 |
| | | | | D1c-1 | シルト | |
| | | | | D1g-1 | 砂礫 | |
| 第三紀 | 鮮新世 | 久米層 | | Km | 砂質泥岩 | 敷地の基盤岩である。 |

断面位置図及び地質構成表

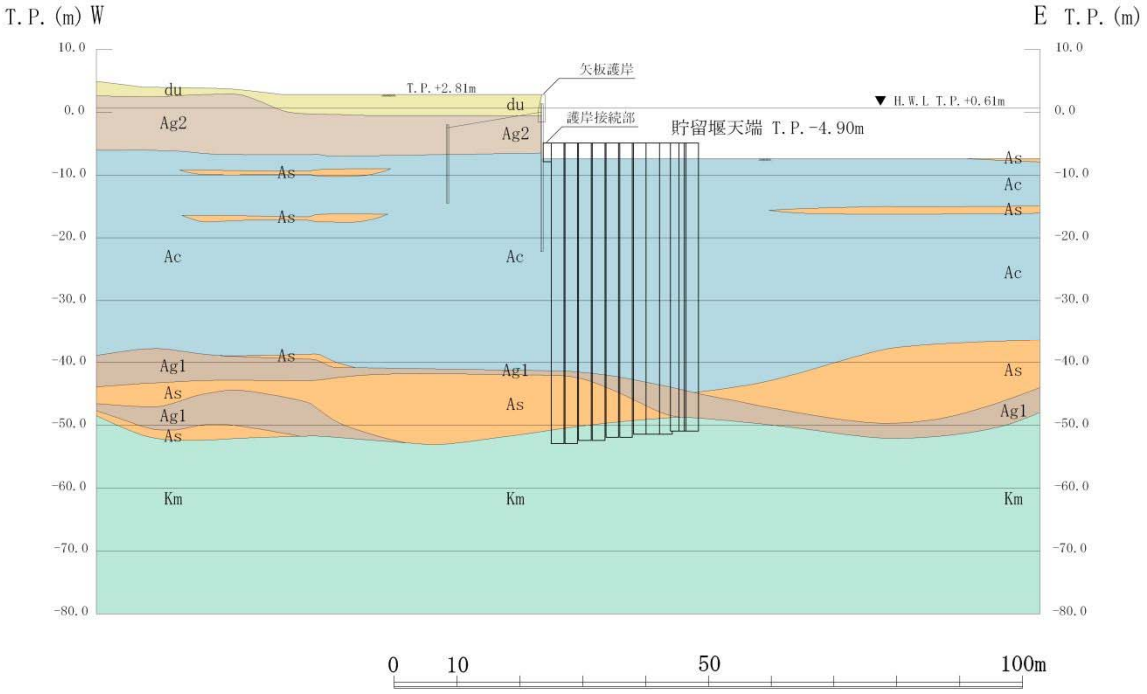



護岸平行方向断面（Ａ－Ａ断面）

第 1-1 図　貯留堰全体構造（3／4）




護岸直角方向断面（Ｂ－Ｂ断面）




護岸直角方向断面（Ｃ－Ｃ断面）

第 1-1 図　貯留堰全体構造（4／4）

第 1-1 表　貯留堰の主要仕様

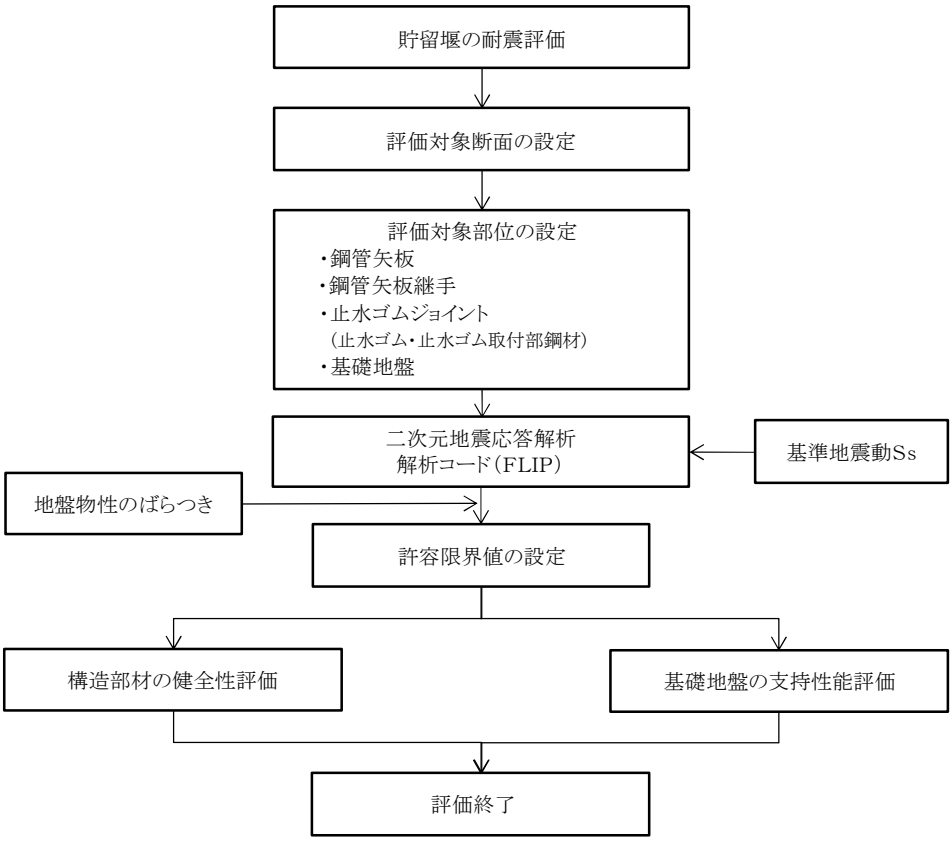
<table>
<tr><th colspan="2"></th><th colspan="2">項　　目</th><th>仕様</th></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="5">鋼管矢板</td><td colspan="2">材　　質</td><td>SM570</td></tr>
<tr><td>寸　法（mm）</td><td>外　径</td><td>2000</td></tr>
<tr><td rowspan="3">許容応力度<br>（N／mm$^2$）</td><td>引　張</td><td>255</td></tr>
<tr><td>圧　縮</td><td>255</td></tr>
<tr><td>せん断</td><td>145</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="6">鋼管矢板継手</td><td colspan="2">材　　質</td><td>SM400</td></tr>
<tr><td colspan="2">型　　式</td><td>P-T型</td></tr>
<tr><td>寸　法（mm）</td><td>継手間隔</td><td>180</td></tr>
<tr><td rowspan="3">許容応力度<br>（N／mm$^2$）</td><td>引　張</td><td>140</td></tr>
<tr><td>圧　縮</td><td>140</td></tr>
<tr><td>せん断</td><td>80</td></tr>
<tr><td rowspan="6">止水ゴムジョイント</td><td rowspan="3">止水ゴム</td><td colspan="2">材　　質</td><td>ＣＲ・補強布</td></tr>
<tr><td colspan="2">型　　式</td><td>ＦＲ特殊型</td></tr>
<tr><td>許容引張力<br>（N／mm）</td><td>引　張</td><td>118.7</td></tr>
<tr><td rowspan="3">止水ゴム<br>取付部鋼材</td><td colspan="2">材　　質</td><td>SM400</td></tr>
<tr><td rowspan="3">許容応力度<br>（N／mm$^2$）</td><td>引　張</td><td>140</td></tr>
<tr><td>圧　縮</td><td>140</td></tr>
<tr><td>せん断</td><td>80</td></tr>
</table>

2. 貯留堰の貯留機能確保のための考慮・確認事項

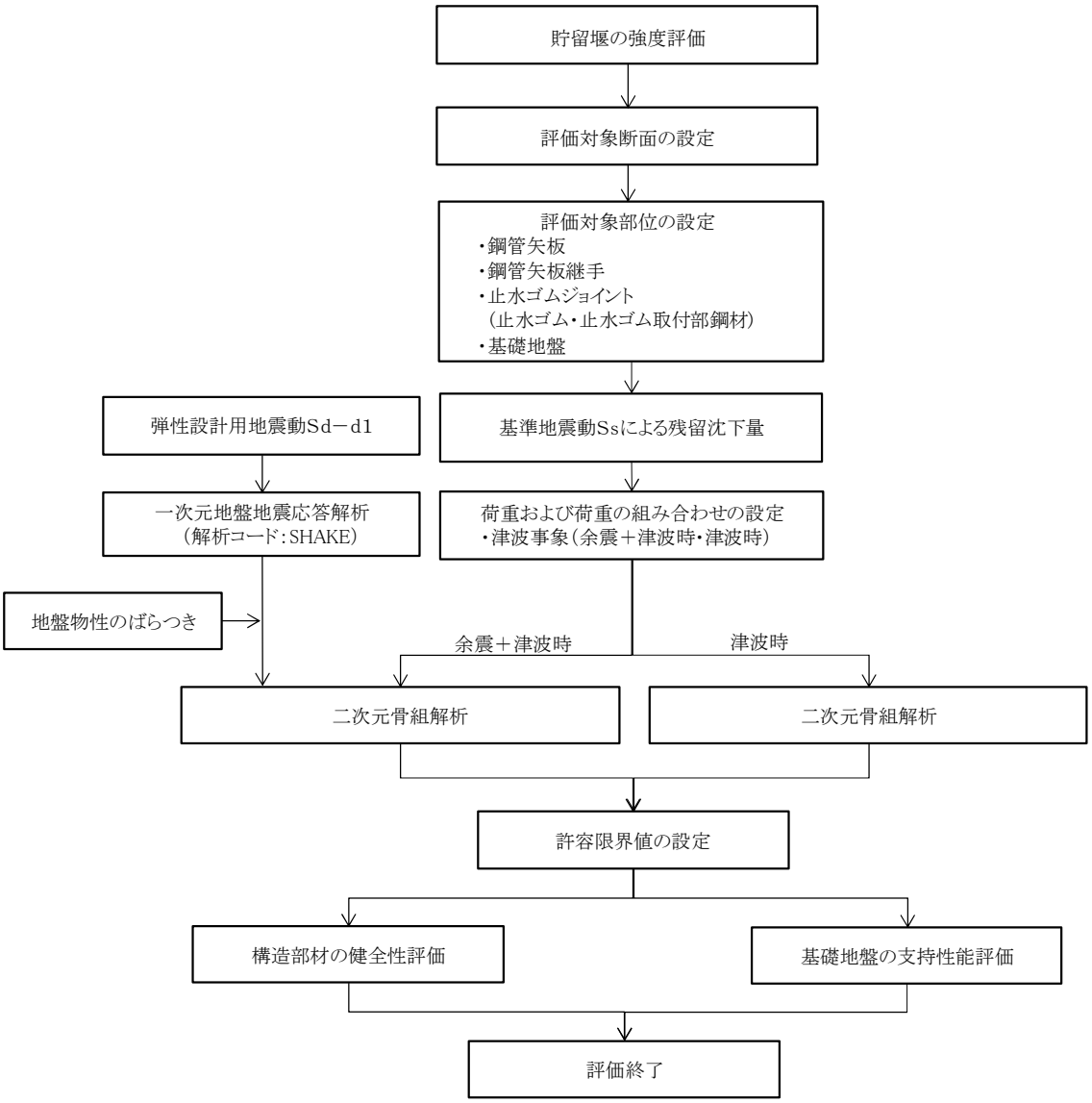
貯留堰は，津波防護施設であるため，「3.1 津波防護施設の設計」に記載のとおり，審査ガイドに基づき，常時荷重，地震荷重，津波荷重及び余震荷重を適切に組合せた条件で設計を行うとともに，漂流物の衝突及び自然現象による荷重との組合せを適切に考慮することにより，耐震・耐津波設計上の十分な裕度を確保する。

このため，ここでは，貯留堰の海水貯留機能を確保するために漏水の防止の観点から，設計において考慮している事項及び施工において確認すべき事項について整理した。

貯留堰の検討フローを第2-1図に,部材の健全性及び支持性能の観点から照査する項目と許容限界値を第2-1表に示す。




第 2-1.1 図　貯留堰検討フロー（耐震評価）




第2-1.2図　貯留堰検討フロー（強度評価）

第 2-1 表　貯留堰の評価項目と許容限界値

| 評価方針 | 評価項目 | 部位 | 評価方法 | 許容限界 |
|---|---|---|---|---|
| 構造強度を有すること | 構造部材の健全性 | 鋼管矢板 | 発生応力が許容限界を超えないことを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 鋼管矢板継手 | 発生応力が許容限界を超えないことを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 止水ゴム | 最大変形量が許容限界を超えないことを確認 | 許容変形量 |
| | | 止水ゴム取付部鋼材 | 発生応力が許容限界を超えないことを確認 | 短期許容応力度 |
| | 基礎地盤の支持性能 | 基礎地盤 | 支持力が許容限界を超えないことを確認 | 極限支持力以下 |
| 止水性を損なわないこと | 構造部材の健全性 | 鋼管矢板 | 発生応力が許容限界を超えないことを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 鋼管矢板継手 | 発生応力が許容限界を超えないことを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 止水ゴム | 発生する引張力が許容限界を超えないことを確認 | 許容引張力 |
| | | 止水ゴム取付部鋼材 | 発生応力が許容限界を超えないことを確認 | 短期許容応力度 |
| | 基礎地盤の支持性能 | 基礎地盤 | 支持力が許容限界を超えないことを確認 | 極限支持力以下 |

(1) 設計において考慮している事項

貯留堰の海水貯留機能を確保するため，以下に示す事項を考慮した設計としている。

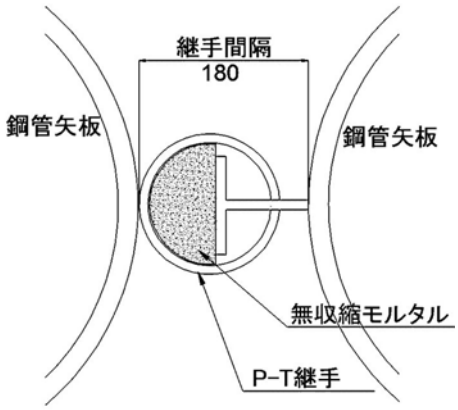
① 貯留部の鋼管矢板からの漏水防止

鋼管矢板間の止水性を確保するため，鋼管矢板同士は，鋼管矢板継手により連結する構造としている。鋼管矢板継手は，連結する片方の鋼管矢板に取り付けたＰ型の継手と，もう片方の鋼管矢板に取り付けたＴ型の継手を重ねることにより，鋼管矢板を連結する。

重ね合せ部には，袋体（モルタルジャケット，材料：ポリエステル及びナイロン）を挿入し，袋体の中に無収縮モルタルを充填することにより，重ね合せ部の止水性を確保する設計としている。本構造は，「廃棄物海面処分場施工要領（改訂版）」（(社) 日本埋立浚渫協会（平成21年3月））に基づくものであり，管理型廃棄物埋立護岸等における汚染水の流出防止を目的として多くの適用実績がある。なお，上記施工要領は，斎藤等による鋼管矢板継手の遮水性能評価試験結果[(1)]に基づくものである。第2-2図に鋼管矢板継手の概略構造を示す。

斎藤等による遮水性能評価試験結果から，本構造の換算透水係数（cm／s）は，$1\times10^{-6}$オーダーである。このため，換算透水係数を保守的に$1\times10^{-5}$cm／sとした上で，貯留堰において想定される漏水量を評価した結果，非常用海水ポンプの取水可能時間に相当する30分間の漏水量は約0.1$m^3$[※1]であり，貯留堰の貯留性能に問題となる影響はないことを確認した。

※１：「添付資料３１　貯留堰継ぎ手部の漏水量評価について」を参照

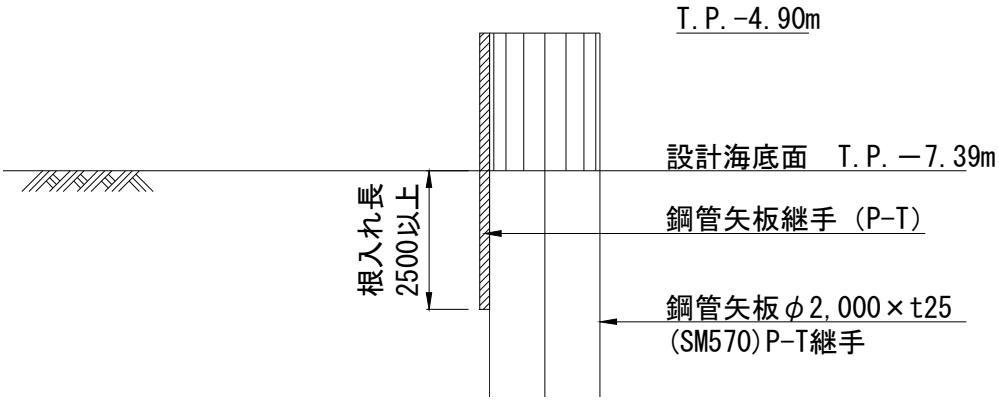



第 2-2 図　鋼管矢板継手の概略構造

② 鋼管矢板継手の根入れの考え方

鋼管矢板継手の根入れ長については，管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル（改訂版）[2] を参考に設定する。本マニュアルによれば，鋼管矢板の鉛直遮水工の根入れ長として，透水係数$10^{-6}$cm/sの粘性土層の場合，透水長1.6m以上を確保することとなっている。この1.6mに対して，地震による地盤の沈下量約21cm※2を考慮し，さらに裕度を見込んだ2.5mを設計海底面からの鋼管矢板継手の根入れ長として確保する。

※２：④止水ゴムジョイント根入れ長の設定参照




第 2-3 図　鋼管矢板継手の根入れ長

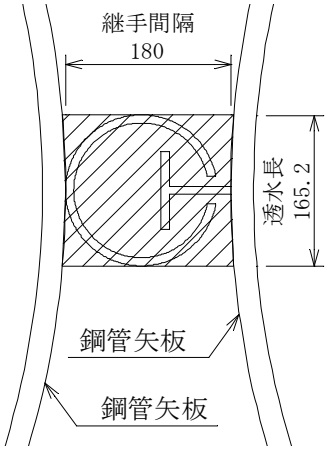
鋼管矢板継手部周辺の地盤が砂層であると想定した場合においても，以下の計算に示すように引き波時間における漏水量は5.6m³であることから，取水機能に問題はない。

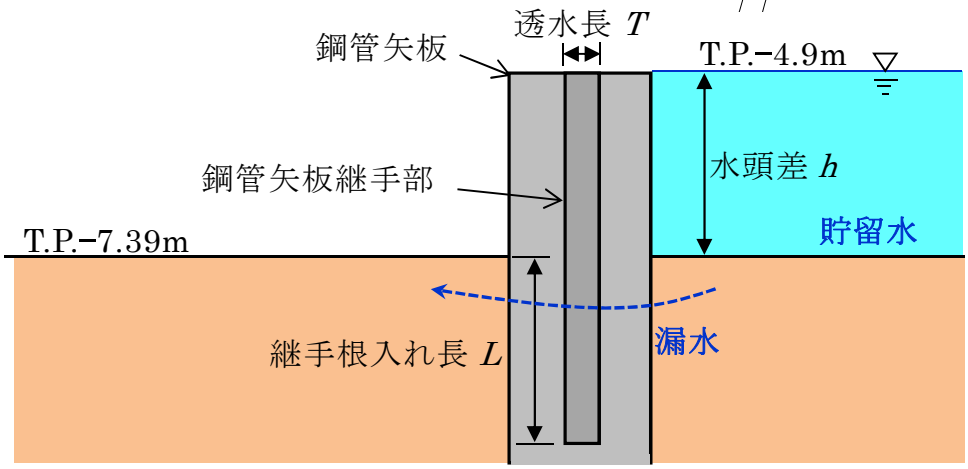
全漏水流量$Q$は以下のように算出される。

$$
\begin{aligned}
Q &= A \times k \times i \\
&= B \times L \times k \times h \,/\, T \\
&= 18\ \mathrm{cm} \times 250\ \mathrm{cm} \times 1\times10^{-2}\ \mathrm{cm/s} \times 249\ \mathrm{cm} \,/\, 16.52\ \mathrm{cm} \\
&= 678\ \mathrm{cm^3/s}
\end{aligned}
$$

ここに，

$Q$　：全漏水流量($\mathrm{cm^3}/s$)
$A$　：断面積($\mathrm{cm^2}$)（$=B\times L$）
$k$　：透水係数（$=1\times10^{-2}$ cm/s）
$i$　：動水勾配（$=h/T$）
$B$　：継手部の幅（＝18 cm）
$L$　：継手部の根入れ長（＝250 cm）
$h$　：水頭差（＝249 cm）
$T$　：透水長（＝16.52 cm）



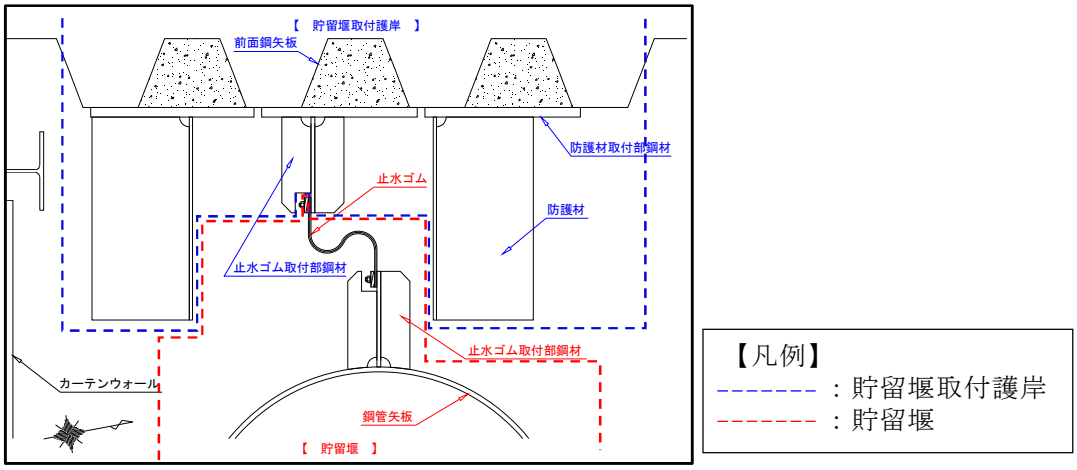




継手箇所数46箇所全域において砂層地盤と想定した場合の，引き波時間3分間における漏水量$V$は以下のように算出される。

$$
\begin{aligned}
V &= Q \times 3\ 分 \times 60\ \mathrm{s} \times 46\ 箇所 \\
&= 678\ \mathrm{cm^3/s} \times 3\ 分 \times 60\ \mathrm{s} \times 46\ 箇所 \\
&= 5{,}613{,}840\ \mathrm{cm^3} \\
&= 5.6\ \mathrm{m^3}
\end{aligned}
$$

③　護岸接続部からの漏水防止

護岸接続部においては，貯留堰と貯留堰取付護岸との取り合い部からの漏水が想定される。このため，貯留堰取付護岸と鋼管矢板との間には鋼板を介した止水ゴムジョイントを設置することで，漏水を防止する設計としている。この構造により，貯留堰と貯留堰取付護岸に相対変位が生じた場合においても，たわませて設置した止水ゴムの変形により，鋼管矢板への影響を防止する。第2-4図に貯留堰取付護岸接続部の概略構造を示す。




第 2-4 図　貯留堰取付護岸接続部の概略構造

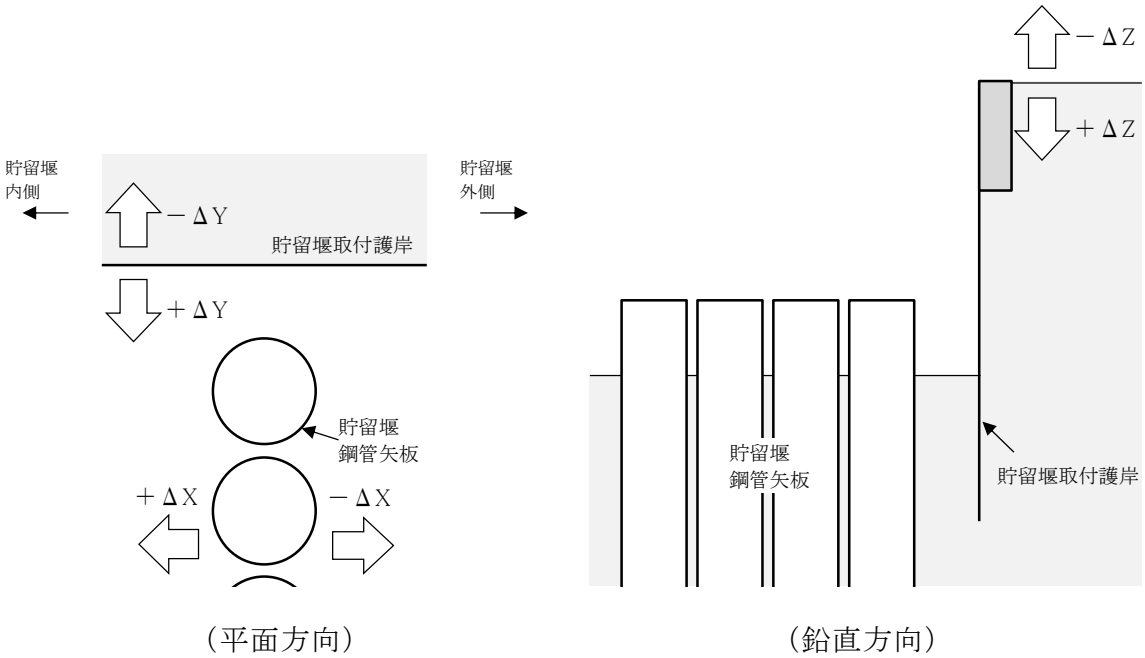
貯留堰取付護岸接続部の耐震・耐津波設計においては，部材の健全性及び止水性能の観点から，津波による荷重及び地震時の相対変位にて照査を行う。考慮する相対変位として，貯留堰取付護岸法線平行方向，法線直角方向及び鉛直方向（第5図に示す±ΔX，±ΔY及び±ΔZ）の３方向において，以下の２ケースを設定する。

・地震時：地震時の貯留堰取付護岸と貯留壁の最大相対変位を考慮

・重畳時：地震時残留相対変位と（余震＋津波）による最大相対変位の合計を考慮

また漂流物の衝突による止水ゴムジョイントの損傷を防ぐため，止水ゴムジョイントの内側・外側に鋼製の防護材を設置する。

第2-5図に止水ゴムジョイントと貯留堰取付護岸との相対変位の考え方を示す。




（平面方向）　　（鉛直方向）

第 2-5 図　止水ゴムジョイントと貯留堰取付護岸との相対変位の考え方

④　止水ゴムジョイント根入れ長の設定

止水ゴムジョイントの根入れ長は，透水係数より算出される必要遮水層厚，貯留堰鋼管矢板の水平変位による影響，地震により生じる地盤の沈下の影響及び裕度を考慮し，設定する。第2-6図に止水ゴムジョイント根入れ長の設定を示す。止水ゴムジョイントの根入れ長$L$は，下式により算出する。

$$L = L_1 + L_2 + L_3 + \alpha = 1.60 + 0.8 + 0.26 + 0.34 = 3.0m$$

ここで，

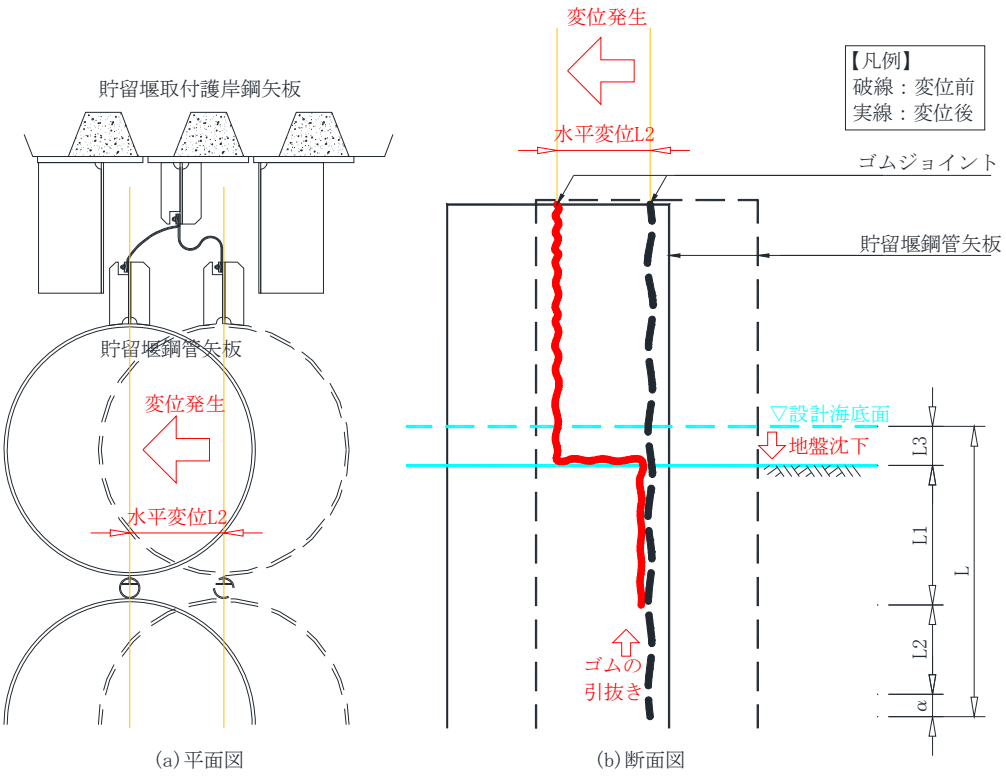
$L$　：決定根入れ長

$L_1$：遮水のために必要な根入れ長

$L_2$：貯留堰鋼管矢板の水平変位に伴い，地中より引き抜かれる長さ

$L_3$：地震により生じる地盤の沈下量

$\alpha$　：裕度（=0.34m）




第 2-6 図　止水ゴムジョイントの根入れ長の設定

1）止水のために必要な根入れ長

管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル(改訂版)では，不透水性地層（厚さ5m以上，透水係数$10^{-5}$cm/s以下）と同等の遮水性能を確保するように，地盤の透水係数より遮水層厚は算出される（例として透水係数が$10^{-6}$cm/sの場合は遮水層厚1.6mと記載)。圧密試験結果※3よりAc層の透水係数は$10^{-6}$cm/s程度であるため，必要遮水距離$L_1$=1.6mとする。

ここで，保守側に考慮し，水平変位状態においてゴムは片面のみ地盤と接すると考え，必要遮水距離は根入れ長の片面分のみとする。

2）貯留堰鋼管矢板の水平変位に伴い地中より引き抜かれる長さ

貯留堰鋼管矢板に変位が生じると接続部端部（鋼構造）もそれに追随し変位するが，地中に根入れされたゴムは，変形性能が高いため端部の鋼構造部に引かれ，地中から引き抜かれる動きが考えられる。保守側に考え，水平変位の分だけゴムが地中より引き抜けるとし，必要な根入れ長より余分に根入れを行う。ここで，NS-1断面の二次元動的解析（$S_s$－Ｄ１＋＋）により得られた貯留堰の最大水平変位約0.8mを$L_2$とする。

※３：４）Ｇ－８孔におけるＡｃ層の透水係数についてを参照

3）地震により生じる地盤の沈下量

地震により生じる地盤の沈下量$L_3$は下式により算出する。

$$L_3 = S_1 + S_2 = 0.05 + 0.21 \fallingdotseq 0.26\ m$$

ここで，

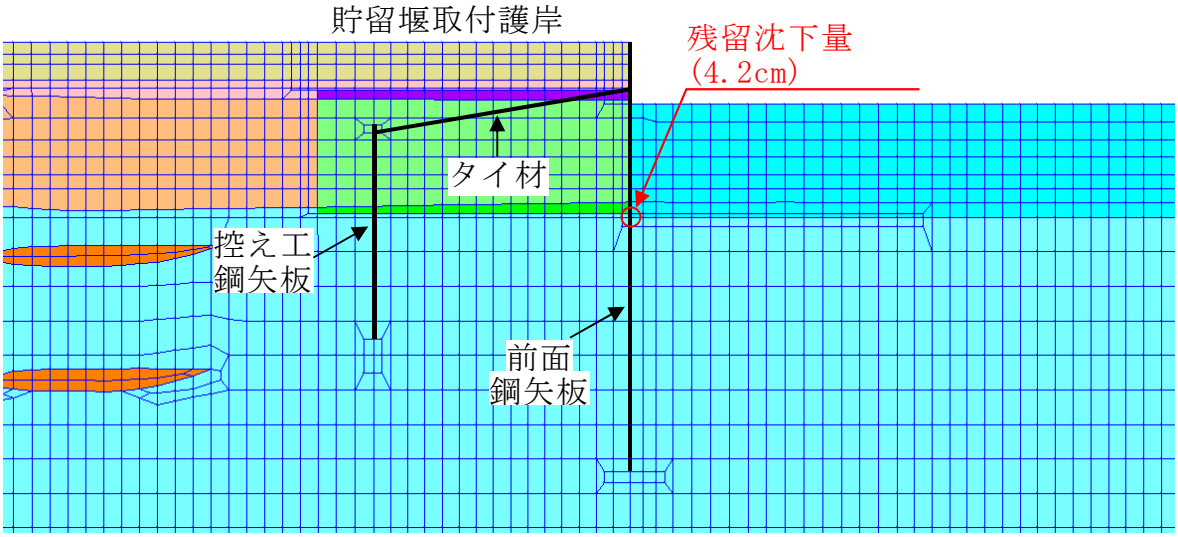
$L_3$：地震により生じる地盤の沈下量

$S_1$：地盤の変形による残留沈下量（約5cm）（二次元動的解析結果）

$S_2$：地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量（約21cm）（石原らによる体積ひずみと最大せん断ひずみの関係図[3]より算出）

a）地盤の変形による残留沈下量$S_1$の設定

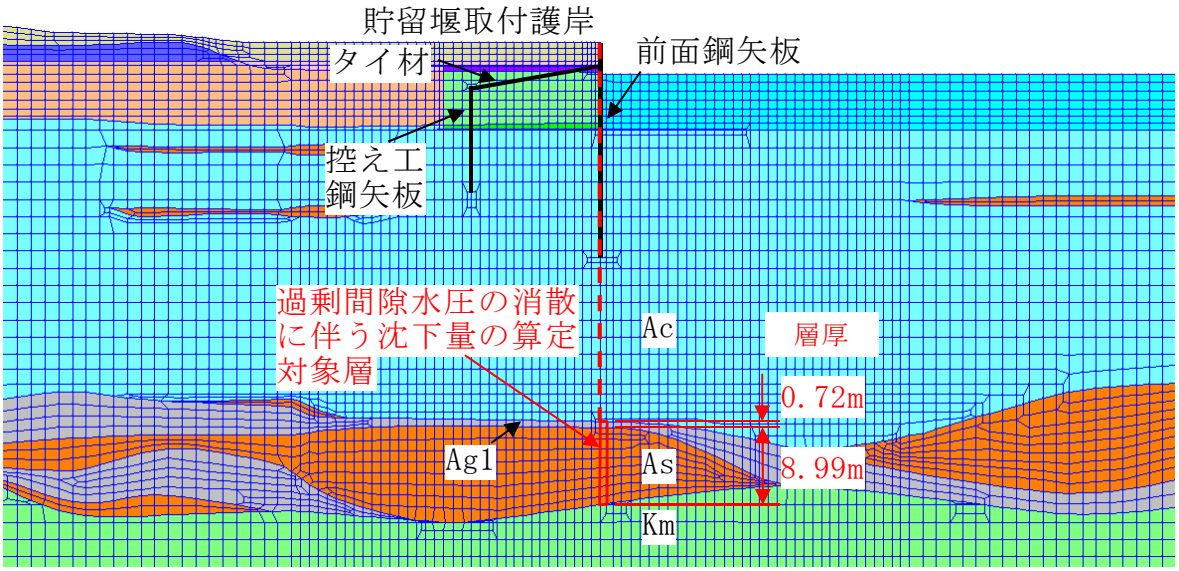
EW-1断面の二次元動的解析結果（Ｓ$_S$－Ｄ１++）を用いて，地盤の変形による残留沈下量$S_1$を設定する。貯留堰取付護岸の前面鋼矢板海側の海底地盤節点における残留沈下量の約5cmを$S_1$とする。




第 2-7 図　地盤の変形による残留沈下量 $S_1$ の設定位置

b）地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量$S_2$の設定

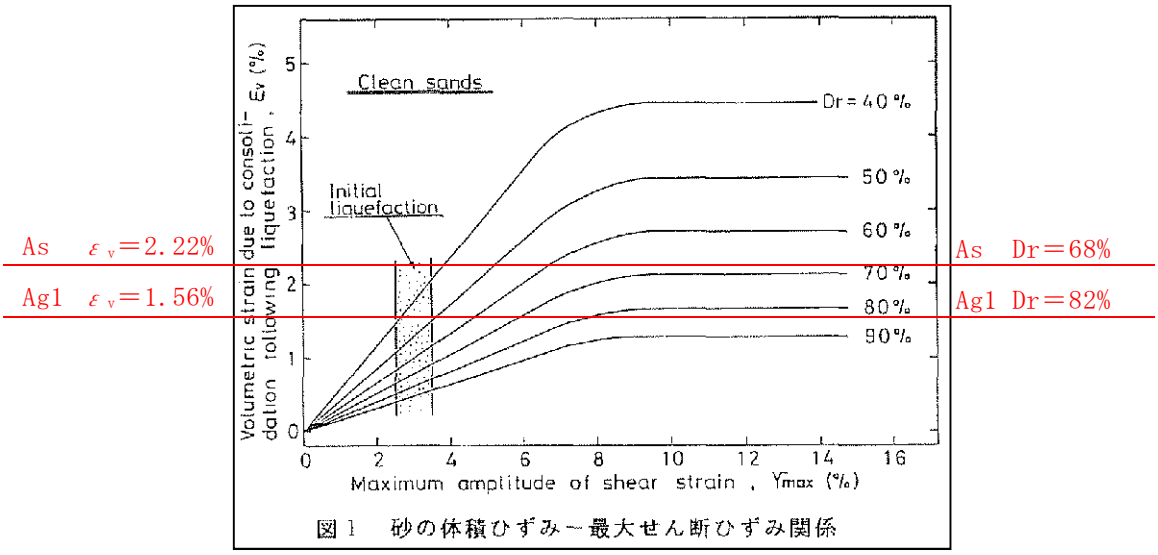
EW-1断面の土層構成から貯留堰取付護岸の前面鋼矢板海側の地盤における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量$S_2$を算定する。過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の算定位置を第2-8図に示す。




第 2-8 図　地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量 $S_2$の算定位置

地盤における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の算定は，石原らによる体積ひずみと最大せん断ひずみの関係図を用いる。沈下量を保守的に算定するために，最大ひずみ$\gamma_{max}$の値に係わらず体積ひずみ$\varepsilon_v$の上限値を用いる。なお，相対密度Drについては平均値を用いる。沈下量の算定に用いる相対密度Dr及び体積ひずみ$\varepsilon_v$を第2-9図に示す。

地盤における過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量$S_2$は第2-2表に示す結果より，約21cmとする。



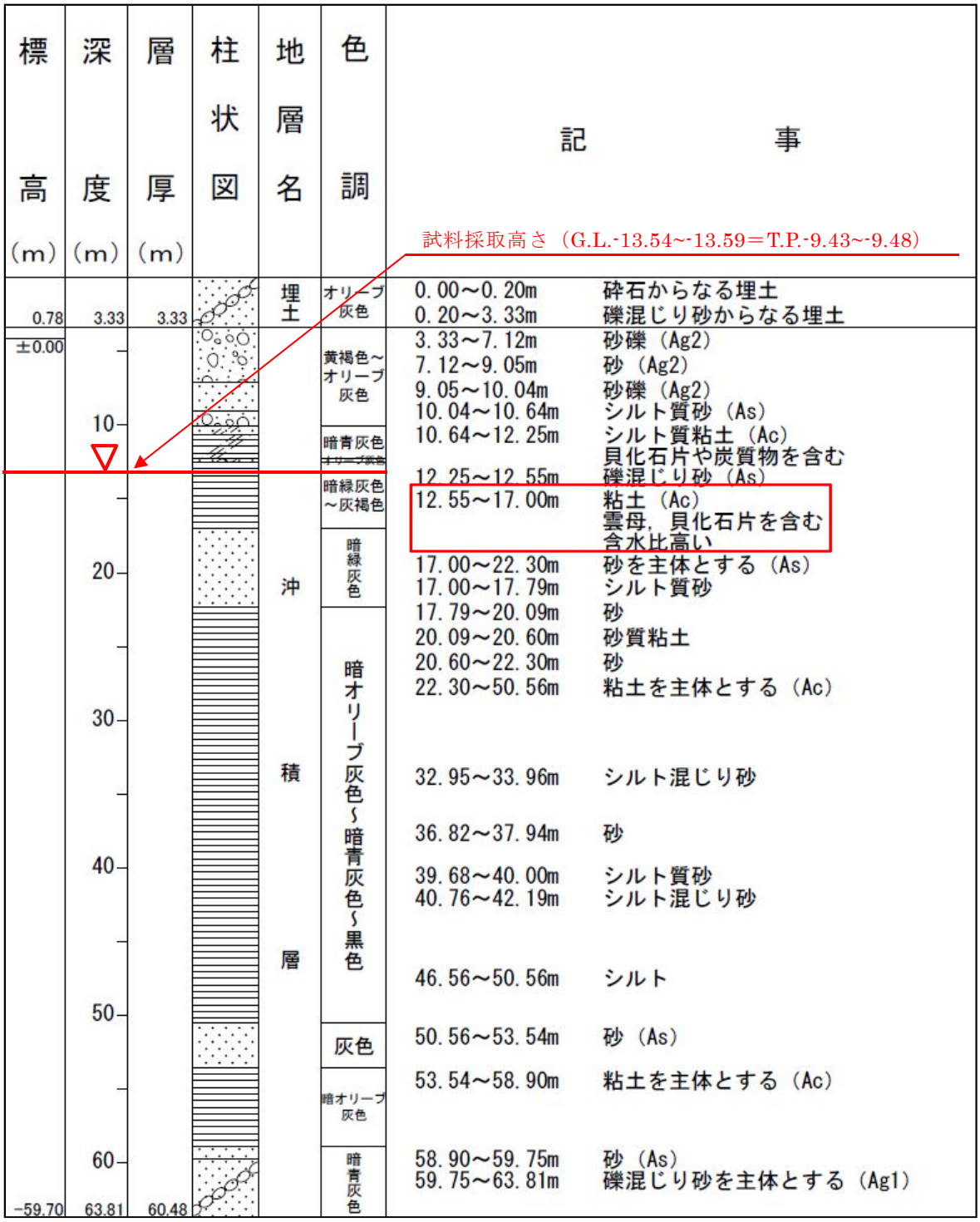

第 2-9 図　石原らによる体積ひずみと最大せん断ひずみの関係図

第 2-2 表　過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量の算定

| 土層名 | 層厚<br>$h$<br>(m) | 相対密度<br>Dr<br>(%) | 体積ひずみ<br>$\varepsilon_v$<br>(%) | 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量<br>$S_2$<br>(m) |
|---|---|---|---|---|
| Ag1 | 0.72 | 82 | 1.56 | 0.01 |
| As | 8.99 | 68 | 2.22 | 0.20 |
| | | | 合計 | 0.21 |

4）Ｇ－８孔におけるＡｃ層の透水係数について

第 2-10 図　土質調査位置図（G-8 孔）




第 2-11 図　G-8 孔柱状図抜粋（孔口標高：T.P.+4.11）