資料2－1－7

東海第二発電所

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

平成29年10月26日

日本原子力発電株式会社

本資料のうち，枠囲みの内容は商業機密又は防護情報の観点から公開できません。

げんでん

目次　　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針について

1. 概要
2. 耐津波設計方針に関する設置許可基準規則の要求事項について
3. 津波防護対象施設
4. 防潮堤の概要
5. 基本設計方針
6. 鋼管杭及び鉄筋コンクリートの設計方針
7. 止水ジョイント部の設計方針
8. 地盤高さの嵩上げ部（改良体），シートパイル，表層地盤改良の設計方針
9. 設置許可段階における構造成立性評価に係る基本方針
10. 代表断面の選定
11. 代表地震波の選定
12. 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）（断面：地点③，横断方向）
13. 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）（断面：地点③，縦断方向，原地盤モデル）
14. 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）（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）
15. 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）（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，豊浦標準砂を仮定したモデル））
16. 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（断面：地点④，岩盤傾斜部）
17. 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結果）（断面：地点③）
18. 上部工の成立性検討結果（二次元梁バネモデル解析結果）（断面：地点③）
19. 上部工の成立性検討結果（静的三次元FEM解析結果）（断面：地点③）
20. 地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体の成立性検討結果（断面：地点③）
21. 止水ジョイント部の成立性検討結果

1．概要

■ 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Ssに対し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Ssに対し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。

■ 本資料は，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について説明する。

■ 当該構造物は，鋼管杭による下部工と，５本の鋼管杭を束ね止水機能を確保する鉄筋コンクリートの壁による上部工から構成される。

■ 当該構造物に作用する主要な荷重（地震荷重，津波荷重，漂流物荷重）は，鋼管杭が受け持つ構造とし，鋼管杭は杭径程度以上を岩盤に根入れする岩着支持杭とする。

■ また，隣接する構造物との境界には，止水性を確保するための止水ジョイントを設置する。

2. 耐津波設計方針に関する設置許可基準規則の要求事項について

設置許可基準規則
（津波による損傷の防止）
第五条 設計基準対象施設は，その供用中に当該設計基準対象施設に大きな影響を及ぼすおそれがある津波（以下「基準津波」という。）に対して安全機能が損なわれるおそれがないものでなければならない。

設置許可基準規則解釈
（別記3）
第5条（津波による損傷の防止）
五 津波防護施設及び浸水防止設備については，入力津波（施設の津波に対する設計を行うために，津波の伝播特性及び浸水経路等を考慮して，それぞれの施設に対して設定するものをいう。以下同じ。）に対して津波防護機能及び浸水防止機能が保持できること。

基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド
5. 施設・設備の設計・評価の方針及び条件
5.1 津波防護施設の設計
【規制基準における要求事項等】
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。

5.4 施設・設備等の設計・評価に係る検討事項
5.4.1 津波防護施設，浸水防止設備等の設計における検討事項
【規制基準における要求事項等】
津波防護施設，浸水防止設備の設計及び漂流物に係る措置に当たっては，次に示す方針（津波荷重の設定，余震荷重の考慮，津波の繰り返し作用の考慮）を満足すること。

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。

3. 津波防護対象施設

■設置許可基準規則5条及び40条の対象となる「津波防護対象施設」を以下に示す。

設計基準対象施設
【原子炉建屋】
【タービン建屋】
【取水構造物（取水路，海水ポンプ室）】
非常用海水系配管【屋外二重管】
非常用ガス処理系排気筒【排気筒】
【使用済燃料乾式貯蔵建屋】
軽油貯蔵タンク

重大事故等対処施設
【原子炉建屋】
【取水構造物（取水路，海水ポンプ室）】
非常用海水系配管【屋外二重管】
SA用海水ピット取水塔
海水引込み管
SA用海水ピット
緊急用海水取水管
緊急用海水ポンプピット
格納容器圧力逃がし装置格納槽
常設低圧代替注水系格納槽
接続口
常設代替高圧電源装置
西側淡水貯水設備
軽油貯蔵タンク
可搬型設備保管場所
緊急時対策所

設計基準対象施設及び重大事故等対処施設
【原子炉建屋】
【取水構造物（取水路，海水ポンプ室）】
非常用海水系配管【屋外二重管】
軽油貯蔵タンク

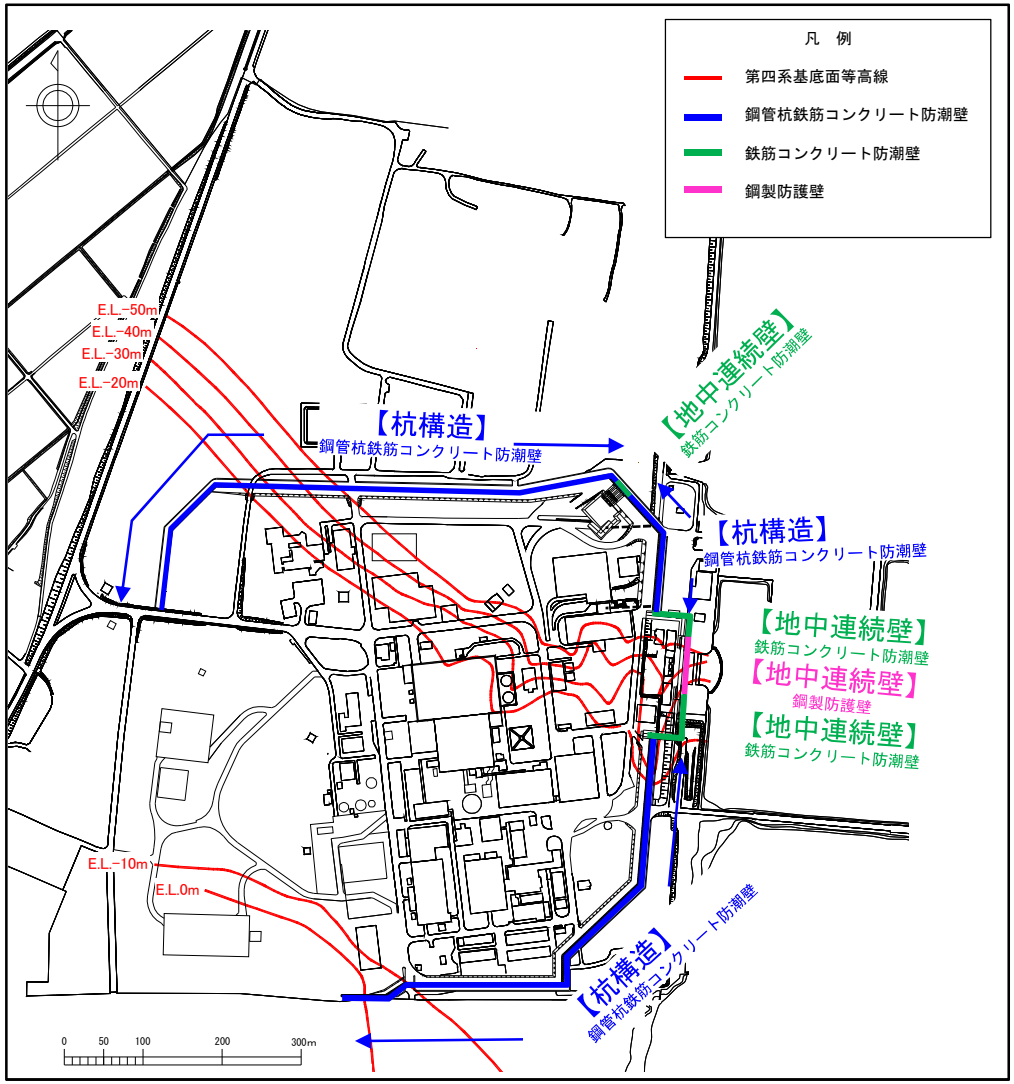
津波防護対象施設の平面配置

【　】は，耐震重要施設を支持する建物・構築物を示す。

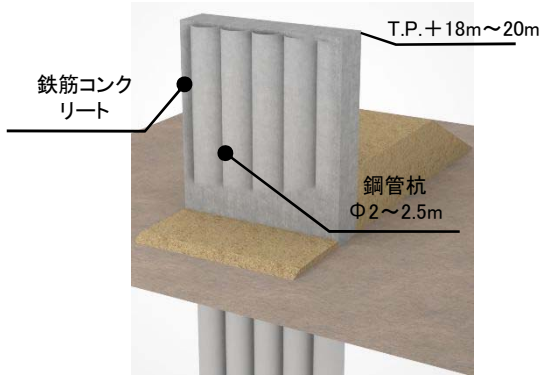
４. 防潮堤の概要

4. 防潮堤の概要

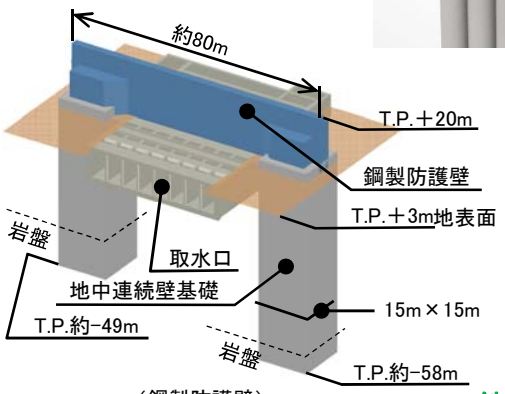
■ 防潮堤は，その構造形式から3つ（鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁，鋼製防護壁，鉄筋コンクリート防潮壁）に種別される。



鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁

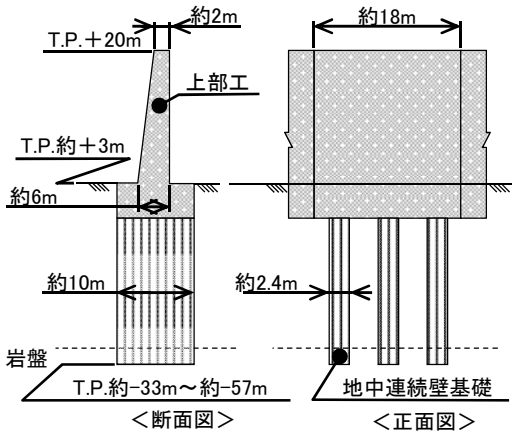


鋼製防護壁



（鋼製防護壁）

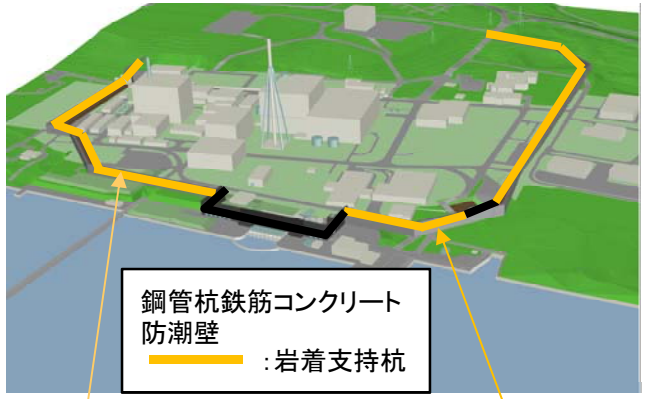
鉄筋コンクリート防潮壁

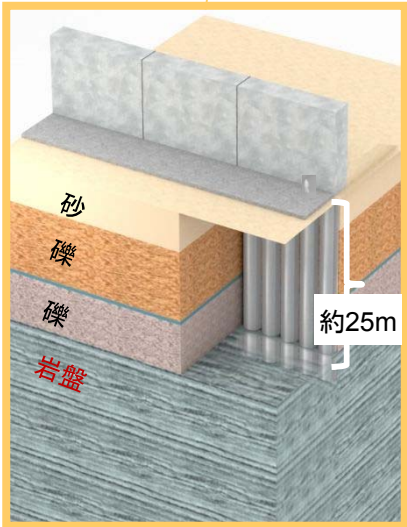


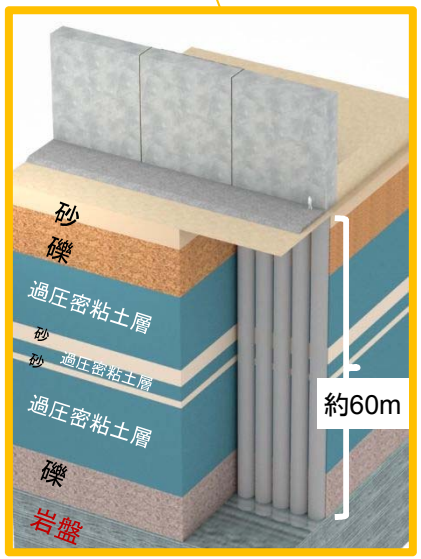
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁

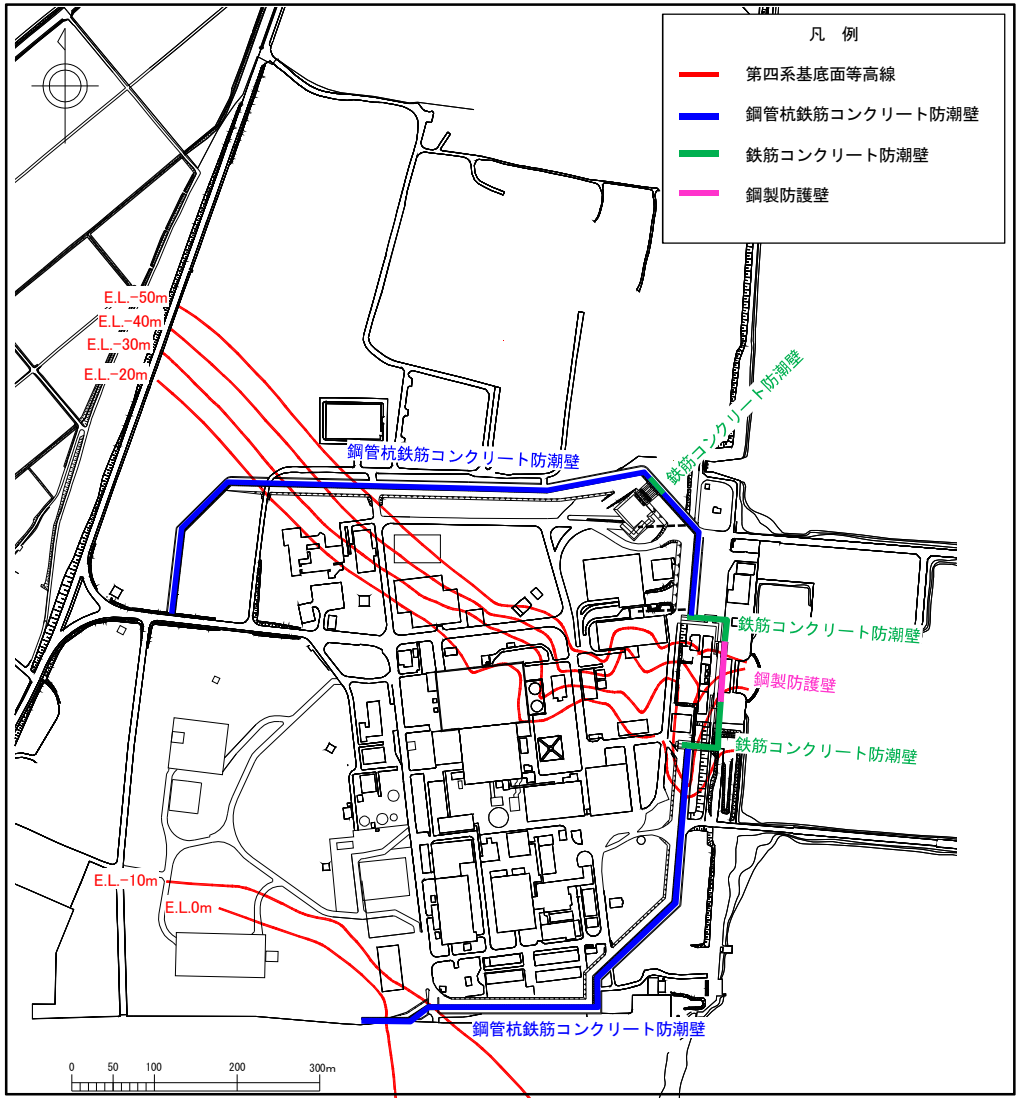
■ 防潮堤は，設計基準対象施設の津波防護対象設備（津波防護施設，浸水防止設備，津波監視設備及び非常用取水設備を除く。）の設置される敷地を含め，敷地全体を取り囲む形で設置する。
■ 敷地の第四系基底（岩盤上面）の標高分布及び防潮堤の構造形式とその配置を示す。

防潮堤鳥瞰図



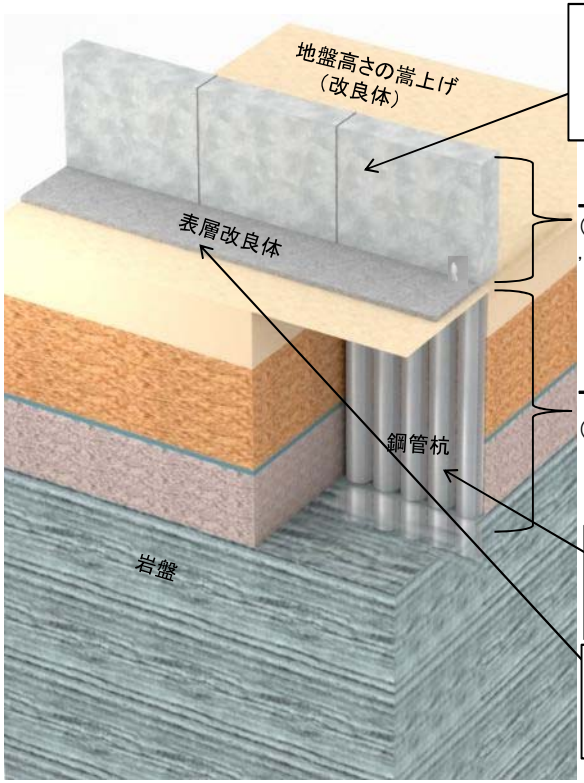






鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁　構造の概要

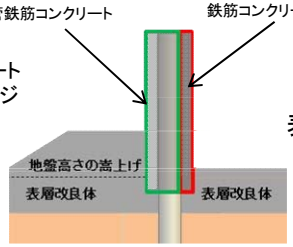
■ 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位を下図に示す。



【鉄筋コンクリート】
・津波荷重，漂流物荷重等に対し構造躯体として耐える。
・津波による浸水を防止する。

上部工
（鉄筋コンクリート，鋼管杭，止水ジョイント部）

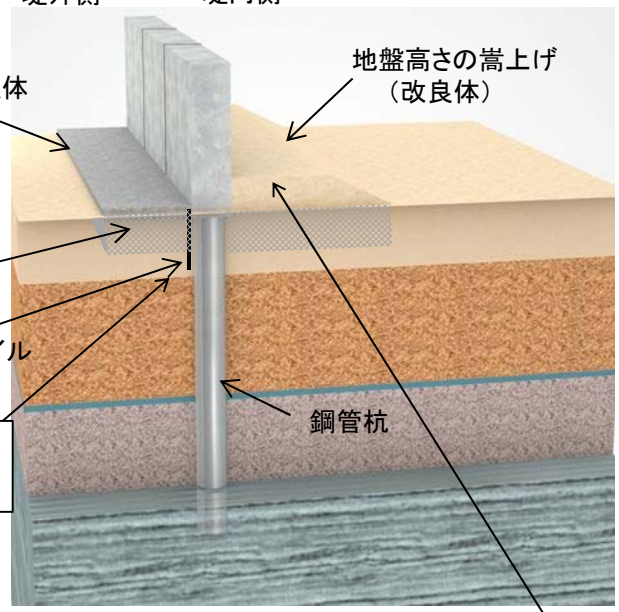
下部工
（支持地盤，鋼管杭）



【シートパイル】
・地中から堤内側への浸水を防止する。

【鋼管杭】
・地震や津波等による荷重に対し構造躯体として耐える。

【表層改良体】
・津波による防潮壁前面地盤の洗掘やボイリングを防止する。

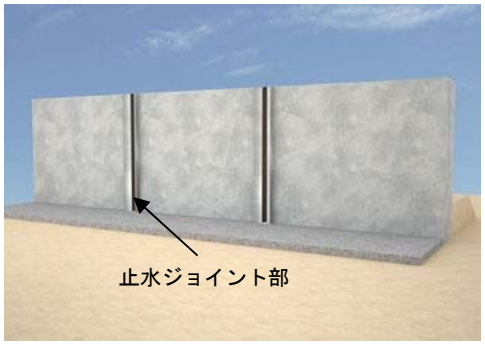


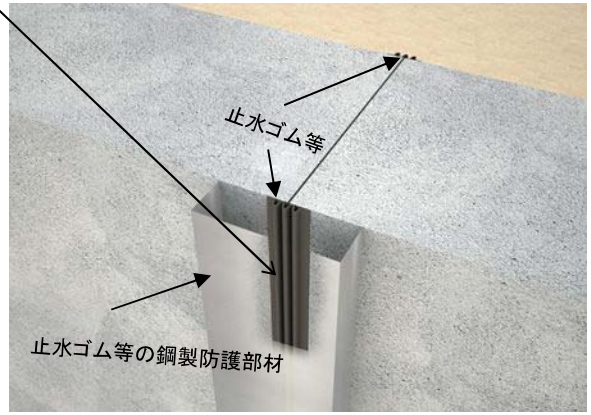
【止水ジョイント部】
・地震時や津波時の変形に追従し，防潮壁間や異種構造物間の浸水を防止する。

【地盤高さの嵩上げ】
・津波等の水平荷重が防潮壁に作用する際，防潮壁背面で受働抵抗を与える。

評価対象部位		役割
上部工	鉄筋コンクリート	止水機能の保持
	止水ジョイント部	施工ブロック間の止水機能
上部工 下部工	鋼管杭	津波・地震荷重に耐える構造躯体であり，上部工・下部工を兼ねる
表層改良体		洗掘防止，ボイリング対策
地盤高さの嵩上げ（改良体）		荷重に対する上部工の変位の抑制
シートパイル		ボイリング対策

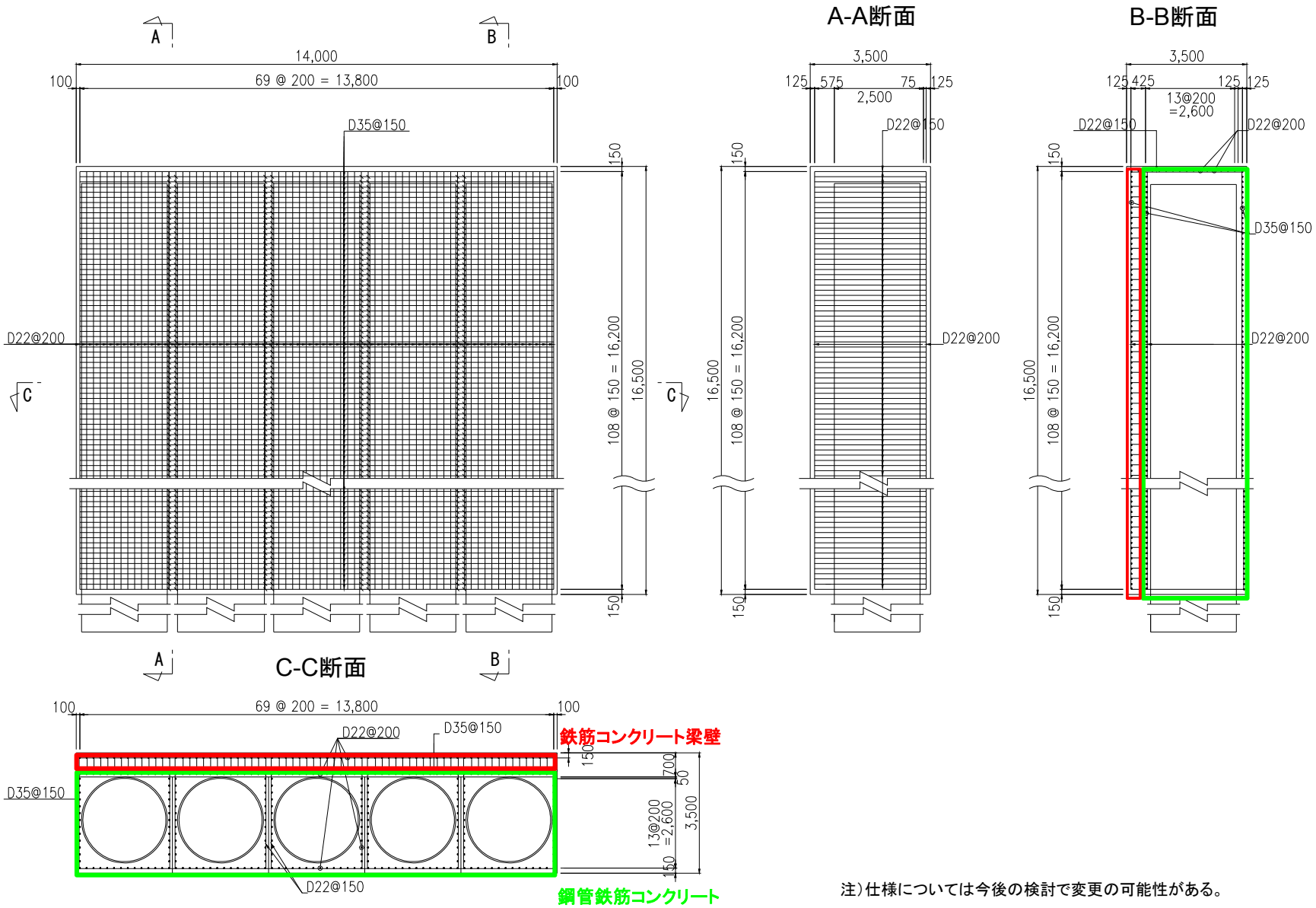
止水ジョイント部





鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁　構造の概要（上部工）

■ 配筋概要図



注）仕様については今後の検討で変更の可能性がある。

5. 基本設計方針

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。

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

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	
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 5.1 津波防護施設の設計 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。 (1)要求事項に適合する設計方針であることを確認する。 (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。 ① 荷重組合せ 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） ② 荷重の設定 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。 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。 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。 ③ 許容限界 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。） 基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド 6.3 津波防護施設，浸水防止設備等 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。 ・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，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，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， 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。 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。 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。 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。 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。 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。 ・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，基準地震動Ｓｓに対し， 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。 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。 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。 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。 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。 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。 ・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，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】 「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。 【TP+24m 津波に対して】 「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，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】 「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。） 【TP+24m 津波に対して】 「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，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】 「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。 【TP+24m 津波に対して】 「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。 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，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」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，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」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，鋼矢板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。

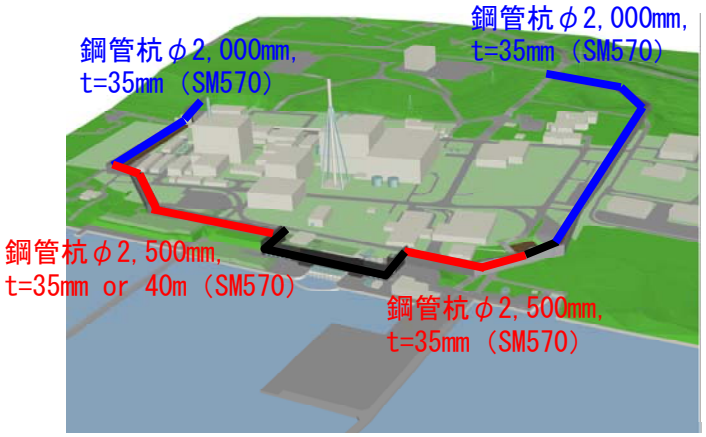
構造成立性を確認するための地震動は，基準地震動のうち構造物への影響が大きいことを確認した2波（Ss-D1及びSs-31）とする。

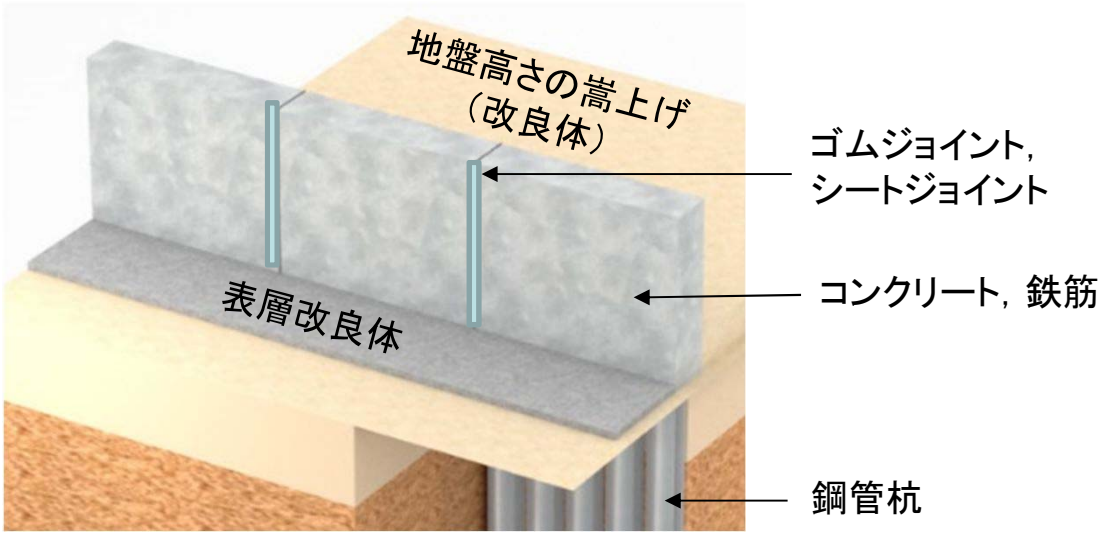
各部位の仕様

■ 防潮堤の構造成立性の確認において，各部位は以下の仕様とした。

	部位	仕 様
1	鋼管杭	敷地前面東側　　：φ2,500mm（SM570，t=35mm or 40mm） 敷地側面北側・南側：φ2,000mm（SM570，t=35mm）
2	コンクリート	f'_{ck}=40N/mm^2
3	鉄　筋	SD490
4	ゴムジョイント	クロロプレンゴム
5	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）
6	地盤高さの嵩上げ	セメント q_u=1,000kN/m^2
7	表層改良体	セメント q_u=1,000kN/m^2

注）仕様については今後の検討で変更の可能性がある。

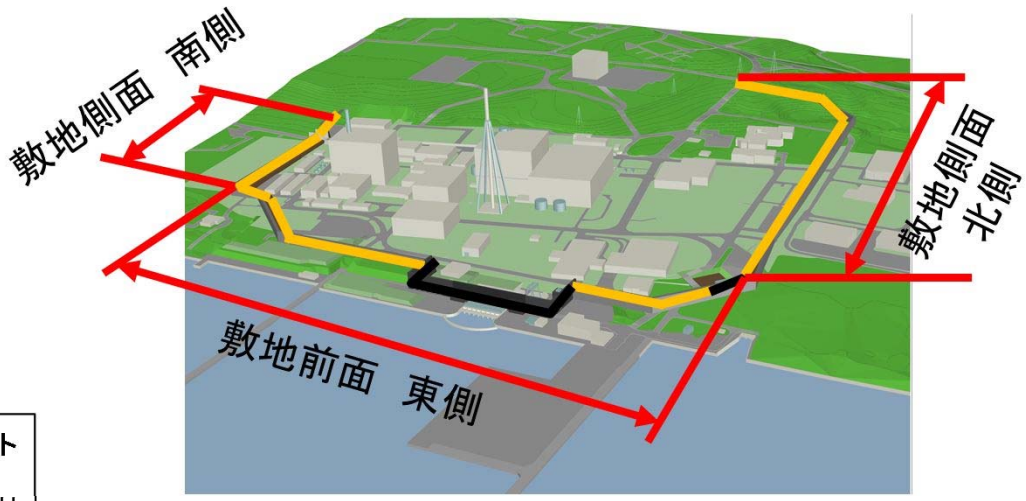




鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁高さの設定方針

■鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，設計に用いる津波高さ（入力津波高さ）に対して余裕をもった高さを設定する。

	敷地側面北側	敷地前面東側	敷地側面南側
入力津波高さ （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

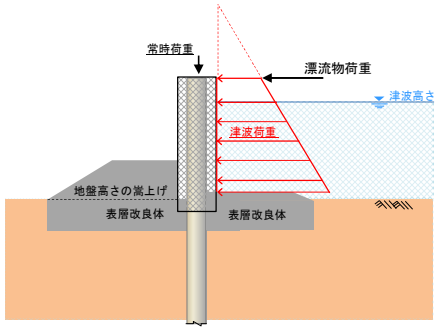


鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁
：岩着支持杭

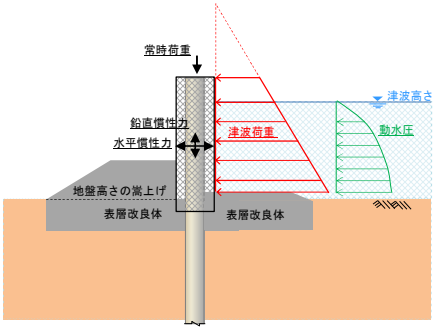
検討ケース及び荷重の組合せ

検討ケースは，荷重の組合せを考慮し，以下のケースを実施する。防潮堤は，地震後及び津波後の再使用性と津波の繰り返し作用を考慮し，構造物全体の変形能力（終局耐力時の変位）に対して十分な裕度を有するよう，構成する部材がおおむね弾性状態に留まる設計とする。

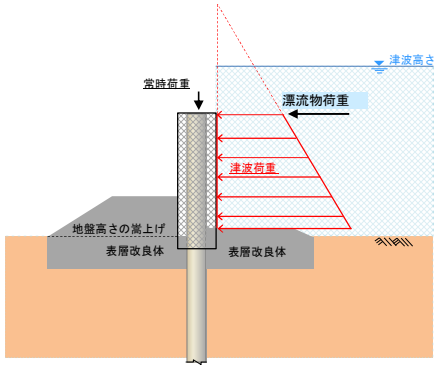
①常時荷重＋基準地震動Ss荷重
②常時荷重＋基準津波荷重＋漂流物荷重
③常時荷重＋基準津波荷重＋余震荷重
④常時荷重＋T.P.＋24m津波荷重＋漂流物荷重
⑤常時荷重＋T.P.＋24m津波荷重＋余震荷重



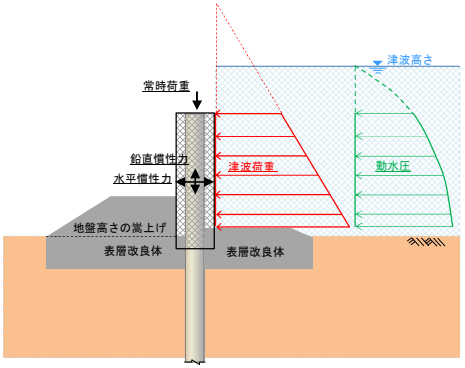
②常時荷重＋基準津波荷重＋漂流物荷重



③常時荷重＋基準津波荷重＋余震荷重



④常時荷重＋T.P.＋24m津波荷重＋漂流物荷重



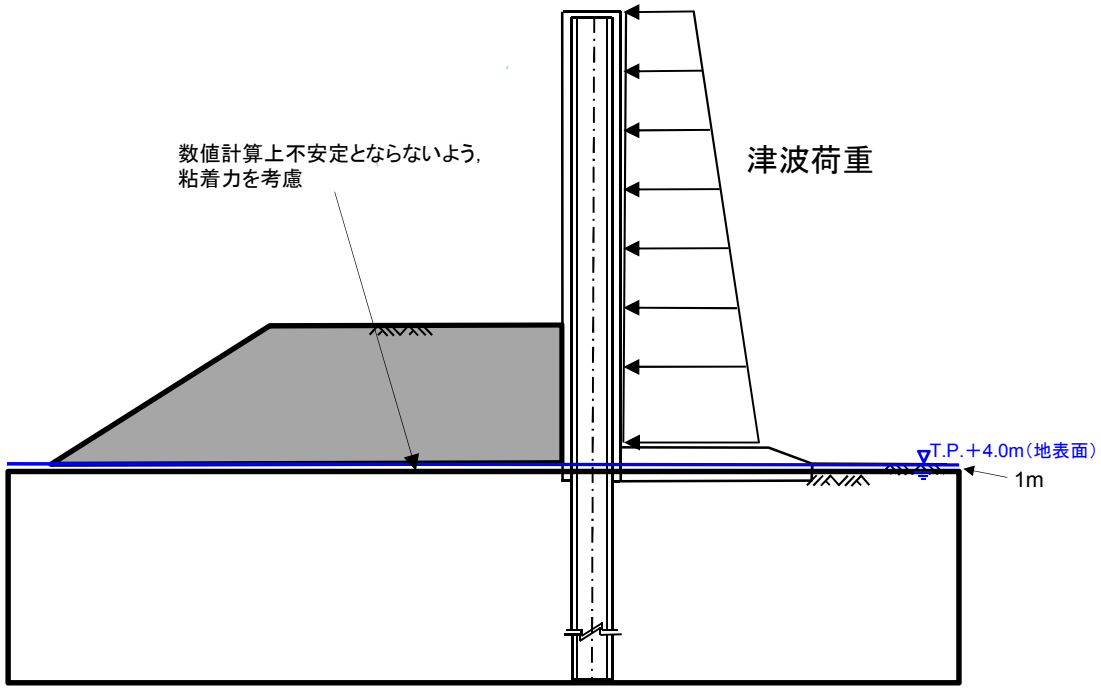
⑤常時荷重＋T.P.＋24m津波荷重＋余震荷重

荷重	内容
常時荷重	構造物の自重及び積雪荷重（積雪量30cm，単位荷重20N/cm/m^2）
津波荷重	遡上高さと防潮堤前面の地盤高さの差の1/2を津波浸水深とし，朝倉式より津波波力を算定し，作用させる。
漂流物荷重	重量50tf，津波流速10m/s（T.P.＋24m津波は15m/s）を用いて道路橋示方書式により荷重を算定し，防潮堤天端に集中荷重として作用させる。
余震荷重	弾性設計用地震動Sd－D1波を用いて，一次元波動論に基づき地表面加速度を算定し，防潮堤への慣性力として作用させる。
動水圧荷重	遡上津波高さを水面として動水圧をWestergaard式にて算定し，防潮堤天端高さを上限とした津波高さから荷重を作用させる。

地下水位の設定方針について

- 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，地表面に設定する。
- ただし，地表面まで水要素を配置させことで数値解析上不安定とならないよう，地表面から1mの範囲にわずかな粘性を考慮できる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）。

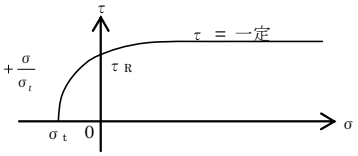
解析評価断面位置図



地震時，津波時，津波＋余震時における地下水位の設定図

解析用地盤物性一覧表

■ 解析用物性値一覧表を以下に示す。

項目		fl層	第四系											新第三系
			du層	Ag2層	Ac層	As層	Ag1層	D2c-3層	D2s-3層	D2g-3層	lm層	D1c-1層	D1g-1層	Km層
物理特性	密度(※) ρ_t(g/cm^3)	1.82		1.89	—	—	—	1.77	1.92	2.15	1.43	1.77	1.89	—
		1.98		2.01	1.65	1.74	2.01				1.47		2.01	$1.72-1.03\times10^{-4}\cdot Z$
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm^2)	4.00＋199・σ_c'		10.5＋142・$\sigma c'$	11.4	21.1＋14.8・$\sigma c'$	10.5＋142・$\sigma c'$	32.3＋5.46・$\sigma c'$	16.0＋48.3・$\sigma c'$	83.4＋160・$\sigma c'$	7.26＋19.6・$\sigma c'$	32.3＋5.46・$\sigma c'$	10.5＋142・$\sigma c'$	221−2.23・z
動的変形特性	初期せん断(※)剛性 G_0 (N/mm^2)	80.3		109	—	—	—	129	249	538	24.8	139	109	—
		87.3		116	ρ_{sat}／1000×Vs^2 Vs=163−1.54z	ρ_{sat}／1000×Vs^2 Vs=211−1.19z	246						116	ρ_t/1000×Vs^2 Vs＝433−0.771・Z
	動ポアソン比(※) ν_d	0.385		0.286	—	—	—	0.488	0.465	0.462	0.494	0.487	0.286	—
		0.493		0.491	0.486	0.484	0.483						0.491	$0.463+1.03\times10^{-4}\cdot Z$
	せん断剛性のひずみ依存性 $G/G_0\sim\gamma$	$\frac{1}{1+1540\gamma^{1.04}}$		$\frac{1}{1+2520\gamma^{1.14}}$	$\frac{1}{1+269\gamma^{0.909}}$	$\frac{1}{1+422\gamma^{0.951}}$	$\frac{1}{1+1730\gamma^{1.11}}$	$\frac{1}{1+269\gamma^{0.862}}$	$\frac{1}{1+1100\gamma^{0.994}}$	$\frac{1}{1+237\gamma^{0.732}}$	$\frac{1}{1+222\gamma^{0.975}}$	$\frac{1}{1+269\gamma^{0.862}}$	$\frac{1}{1+2520\gamma^{1.14}}$	$\frac{1}{1+107\gamma^{0.824}}$
	減衰定数 $h\sim\gamma$	$\frac{\gamma}{(4.27\gamma+0.00580)}+0.0102$		$\frac{\gamma}{(4.10\gamma+0.00577)}+0.00413$	$\frac{\gamma}{(6.65\gamma+0.0104)}+0.0222$	$\frac{\gamma}{(4.40\gamma+0.0122)}+0.0144$	$\frac{\gamma}{(3.73\gamma+0.0102)}+0.00791$	$\frac{\gamma}{(6.62\gamma+0.00949)}+0.0205$	$\frac{\gamma}{(5.68\gamma+0.00560)}+0.0132$	$\frac{\gamma}{(9.70\gamma+0.00754)}+0.0233$	$\frac{\gamma}{(8.21\gamma+0.0261)}+0.0121$	$\frac{\gamma}{(6.62\gamma+0.00949)}+0.0205$	$\frac{\gamma}{(4.10\gamma+0.00577)}+0.00413$	$\frac{\gamma}{(4.41\gamma+0.0494)}+0.0184$
強度特性	ピーク強度 C_u(N/mm^2)	0.491P＋0.200	1.12P＋0.670	1.40P＋0.620	0.242P＋0.090	1.42P＋0.464	1.40P＋0.620	0.274P＋0.180	0.462P＋0.230	0.770P＋0.594	0.338P＋0.050	0.274P＋0.180	1.40P＋0.620	備考参照
	残留強度 τ_0(N/mm^2)	0.500P＋0.195	1.00P＋0.577	1.20P＋0.548	0.220P＋0.059	1.43P＋0.430	1.20P＋0.548	0.170P＋0.141	0.310P＋0.213	0.788P＋0.582	0.280P＋0.036	0.170P＋0.141	1.20P＋0.548	$\tau^2=0.632\cdot\sigma$ ($\sigma<0.572$N/mm^2) $\tau=0.601$ ($\sigma\geqq0.572$N/mm^2)
備　考		新第三系の強度特性は右図より設定する。 $\left(\frac{\tau}{\tau_R}\right)^2=1+\frac{\sigma}{\sigma_t}$  σ_t = 0.141−0.00114・Z τ_R = 0.364−0.00168・Z C_{CUU} = 0.837−0.00346・Z ϕ = 0° Z：標高EL.表示(m)											

（※）:上段は地下水位面以浅，下段は地下水位面以深に対する値を示す。

液状化強度とパラメータ設定

■ 各層の液状化パラメータを以下に示す。

各層の液状化パラメータ

		液状化パラメータ									
		間隙比 e	基準平均有効 主応力σ'ma [kN/m^2]	基準初期 せん断剛性Gma [kN/m^2]	最大履歴減衰率 hmax	ϕ_p [度]	S_1	W_1	P_1	P_2	C_1
埋戻土		0.75	358 (312) ※( )は地下水位以浅	253,529 (220,739) ※( )は地下水位以浅	0.220	34.8	0.047	6.5	1.26	0.80	2.00
第四系	du	0.75	358 (312) ※( )は地下水位以浅	253,529 (220,739) ※( )は地下水位以浅	0.220	34.8	0.047	6.5	1.26	0.80	2.00
	Ag2	0.67	497 (299) ※( )は地下水位以浅	278,087 (167,137) ※( )は地下水位以浅	0.233	34.9	0.028	56.5	9.00	0.60	3.40
	Ac	1.59	480	121,829	0.200	非液状化層					
	As	1.20	378	143,284	0.216	38.3	0.046	6.9	1.00	0.75	2.27
	Ag1	0.67	814 (814) ※( )は地下水位以浅	392,073 (392,073) ※( )は地下水位以浅	0.221	34.9	0.029	51.6	12.00	0.60	3.35
	D2c-3	1.09	696	285,223	0.186	非液状化層					
	D2s-3	0.79	966	650,611	0.192	33.4	0.048	17.6	4.80	0.96	3.15
	D2g-3	0.43	1,167 (1,167) ※( )は地下水位以浅	1,362,035 (1,362,035) ※( )は地下水位以浅	0.130	41.4	0.030	45.2	8.00	0.60	3.82
	lm	2.80	223	35,783	0.151	非液状化層					
	D1c-1	1.09	696	285,223	0.186	非液状化層					
	D1g-1	0.67	1,695 (1,710) ※( )は地下水位以浅	947,946 (956,776) ※( )は地下水位以浅	0.233	34.9	0.020	10.5	7.00	0.50	2.83

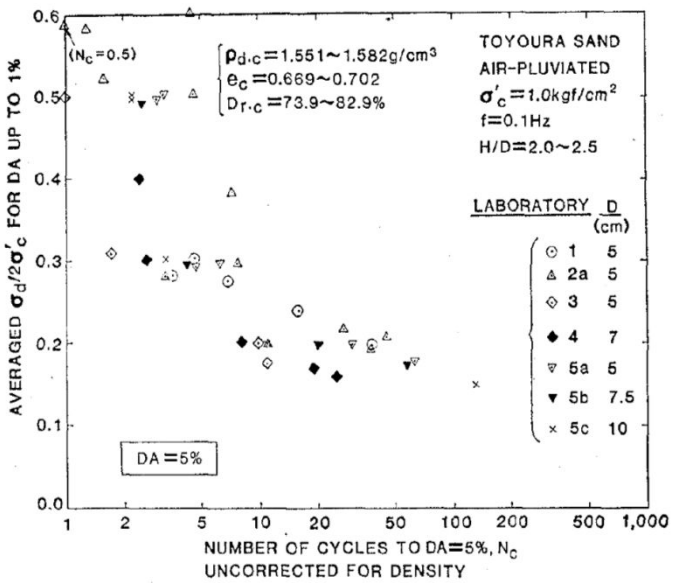
液状化強度とパラメータ設定

■ 豊浦標準砂の液状化強度特性により、強制的に液状化させることを仮定した場合の検討に用いる液状化パラメータを以下に示す。

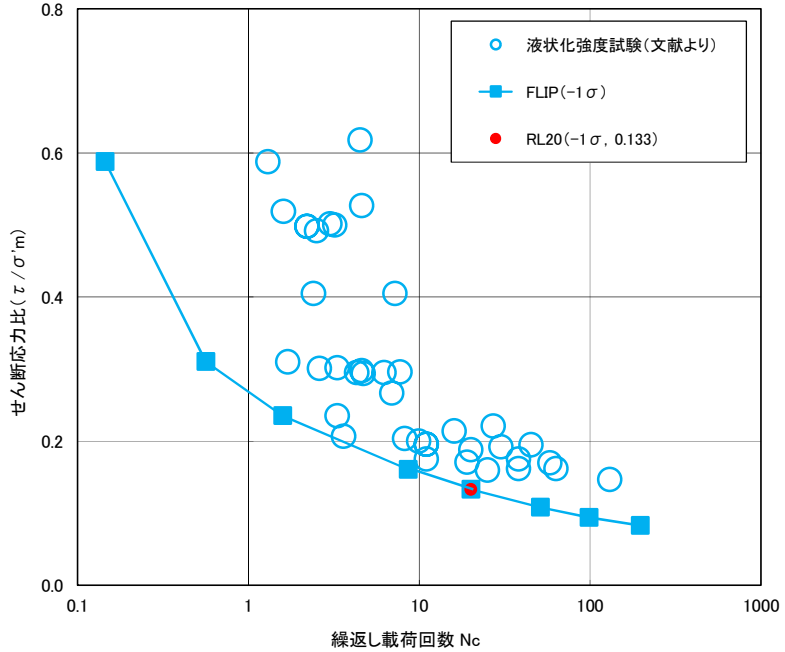
■ 豊浦標準砂※1に基づく液状化強度特性の仮定
文献※2から引用した相対密度73.9～82.9%の豊浦標準砂の液状化強度試験データに対し，それらを全て包含するFLIPの液状化特性を設定する。

※1：豊浦標準砂は，山口県豊浦で産出される天然の珪砂であり，敷地には存在しないものである。豊浦標準砂は，淡黄色の丸みのある粒から成り，粒度が揃い均質で非常に液状化しやすい特性を有していることから，液状化強度特性に関する研究等における実験などで多く用いられている。

※2：CYCLIC UNDRAINED TRIAXIAL STRENGTH OF SAND BY A COOPERATIVE TEST PROGRAM［Soils and Foundations, JSSMFE. 26-3.（1986）］



豊浦標準砂の液状化強度試験データ（文献※2からの引用）



凡例中の－1σは，試験データのバラツキを考慮し，液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と，その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差である。

FLIPによる液状化強度特性（－1σ，豊浦標準砂）

豊浦標準砂の液状化パラメータ

	液状化パラメータ									
	間隙比 e	基準平均有効主応力σ'ma	基準初期せん断剛性Gma	最大履歴減衰率 hmax	ϕ_p	S_1	W_1	P_1	P_2	C_1
		[kN/m²]	[kN/m²]		[度]					
豊浦砂	0.702	12.6	18,975	0.287	28.0	0.005	5.06	0.57	0.80	1.44

設計に用いる許容限界

■ 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，下表に示す評価項目に従い，各構造部材の構造健全性評価を行う。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

評価対象部位			設計荷重	応力等の状態	設計に用いる許容限界
下部工	基礎地盤		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	支持力	「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。
下部工	鋼管杭			曲げ，せん断	【基準津波に対して】 「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。 【T.P.＋24m津波に対して】 「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。
上部工	鉄筋コンクリート （鉄筋コンクリート梁壁）			曲げ，せん断	【基準津波に対して】 「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。) 【T.P.＋24m津波に対して】 「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。
上部工	鋼管杭 （鋼管鉄筋コンクリート）			曲げ，せん断	【基準津波に対して】 「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。 【T.P.＋24m津波に対して】 「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。
上部工	止水ジョイント部	止水ゴム等		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。
上部工	止水ジョイント部	鋼製 アンカー		引張り，せん断，引抜き	「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。
上部工	止水ジョイント部	止水ゴム等の鋼製防護部材		曲げ，引張り，せん断	「鋼構造設計基準」を踏まえた短期許容応力度以下とする。
地盤高さの嵩上げ （改良体）				せん断	「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受働せん断面方向等のせん断耐力以内とする。
表層改良体				せん断	妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。
シートパイル			基準地震動S_Sによる地震時荷重	せん断	妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。

６．鋼管杭及び鉄筋コンクリートの設計方針

鋼管杭基礎

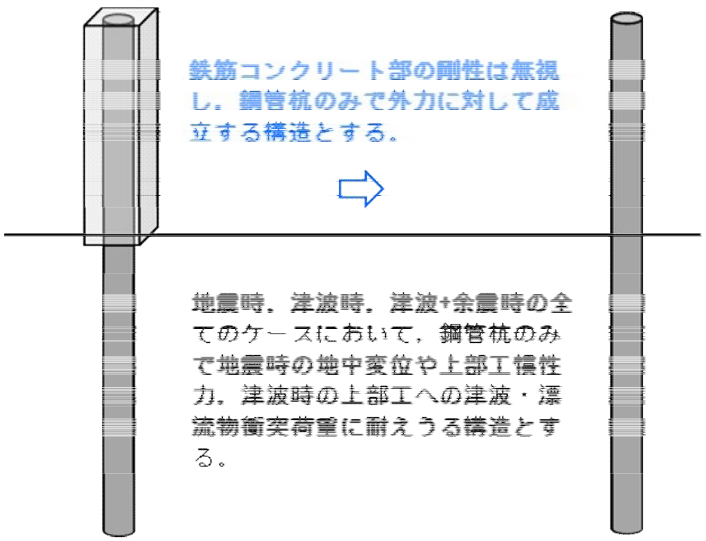
鋼管杭基礎の役割と設計方針概要：

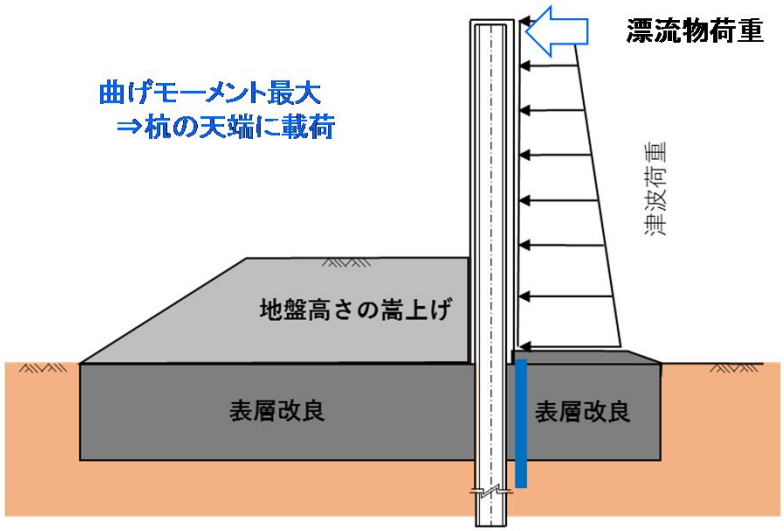
地震時や津波時等の荷重に対し，構造部材として健全性を確保する。鉄筋コンクリートから伝達される荷重を支持地盤に確実に伝達し，防潮壁としての機能を維持する。

下部工は鋼管杭，上部工は鉄筋コンクリート梁壁・鋼管鉄筋コンクリート（SRC構造）の一体構造で構築されるが，安全側に鉄筋コンクリート部の剛性は無視し，鋼管杭のみで外力に対して成立する構造とする。また，漂流物荷重は鋼管杭に発生する曲げモーメントが最大となる防潮壁の天端に作用させる。

鋼管杭及びそれを支持する支持地盤の照査項目，設計で用いる許容限界を下表に示す。

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鋼管杭	曲げ，せん断	短期許容応力度以下（基準津波） 降伏応力度・せん断強度以下（T.P.＋24m津波）	道路橋示方書・同解説 （Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）
支持地盤	支持力	妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下	道路橋示方書・同解説 （Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）





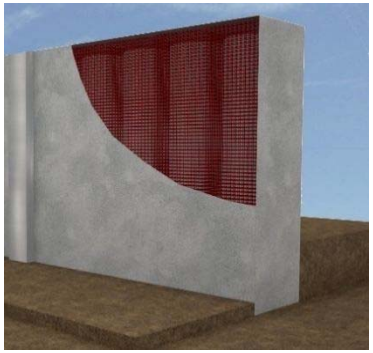
例：津波荷重+漂流物荷重

鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）

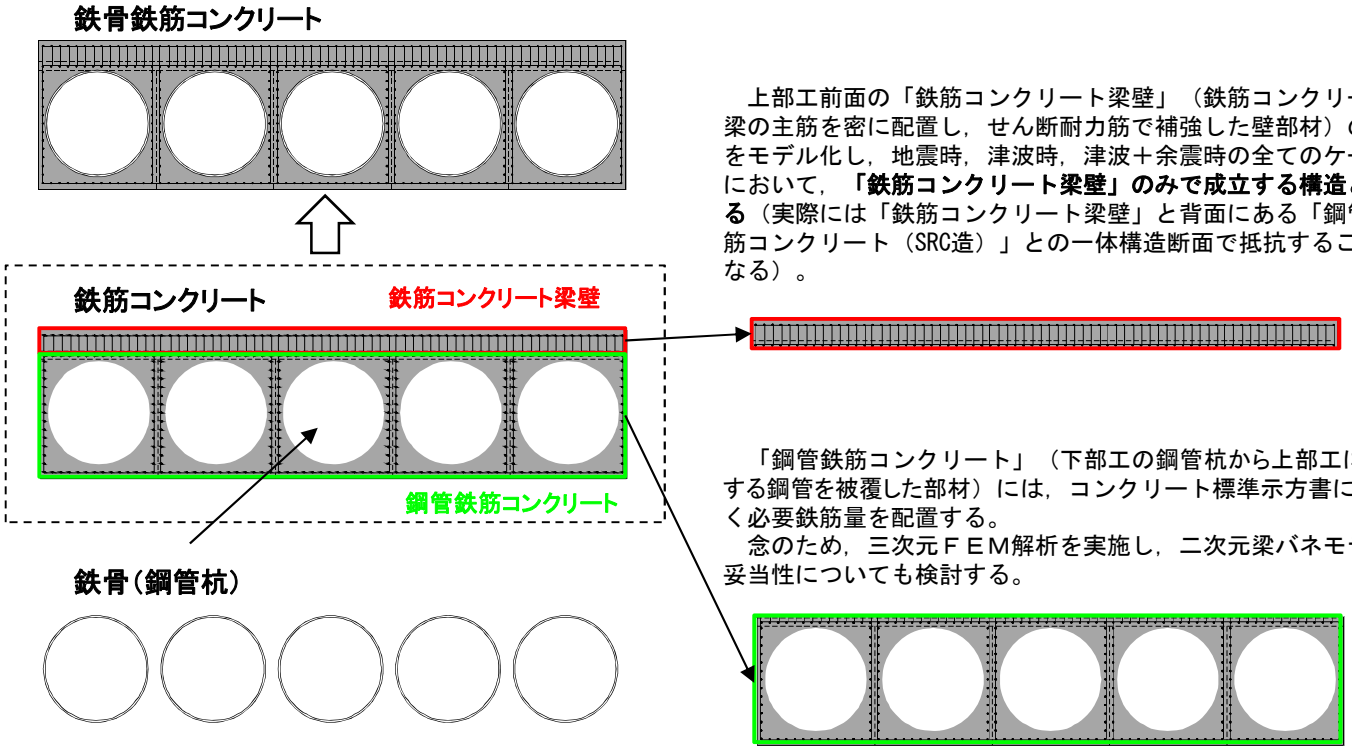
鉄筋コンクリートの役割と設計方針概要　：

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，大口径で肉厚の厚い鋼管杭を地震・津波荷重に耐える構造躯体とし，杭間からの津波の浸水を防止する観点で，鋼管杭に鉄筋コンクリートを被覆する上部構造とした。この上部構造は，外部からの地震・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。鉄筋コンクリートの照査項目，設計で用いる許容限界を下表に示す。

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
鉄筋コンクリート	曲げ，せん断	短期許容応力度以下 （基準津波） 降伏応力度・せん断強度以下 （T.P.＋24m津波）	「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編）」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。 （コンクリート標準示方書【構造性能照査編】でも確認）



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のみで止水性を確保（実際には，鉄筋コンクリート梁壁と鋼管鉄筋コンクリートは一体であり，両方とも止水性を有する（二重の止水効果））

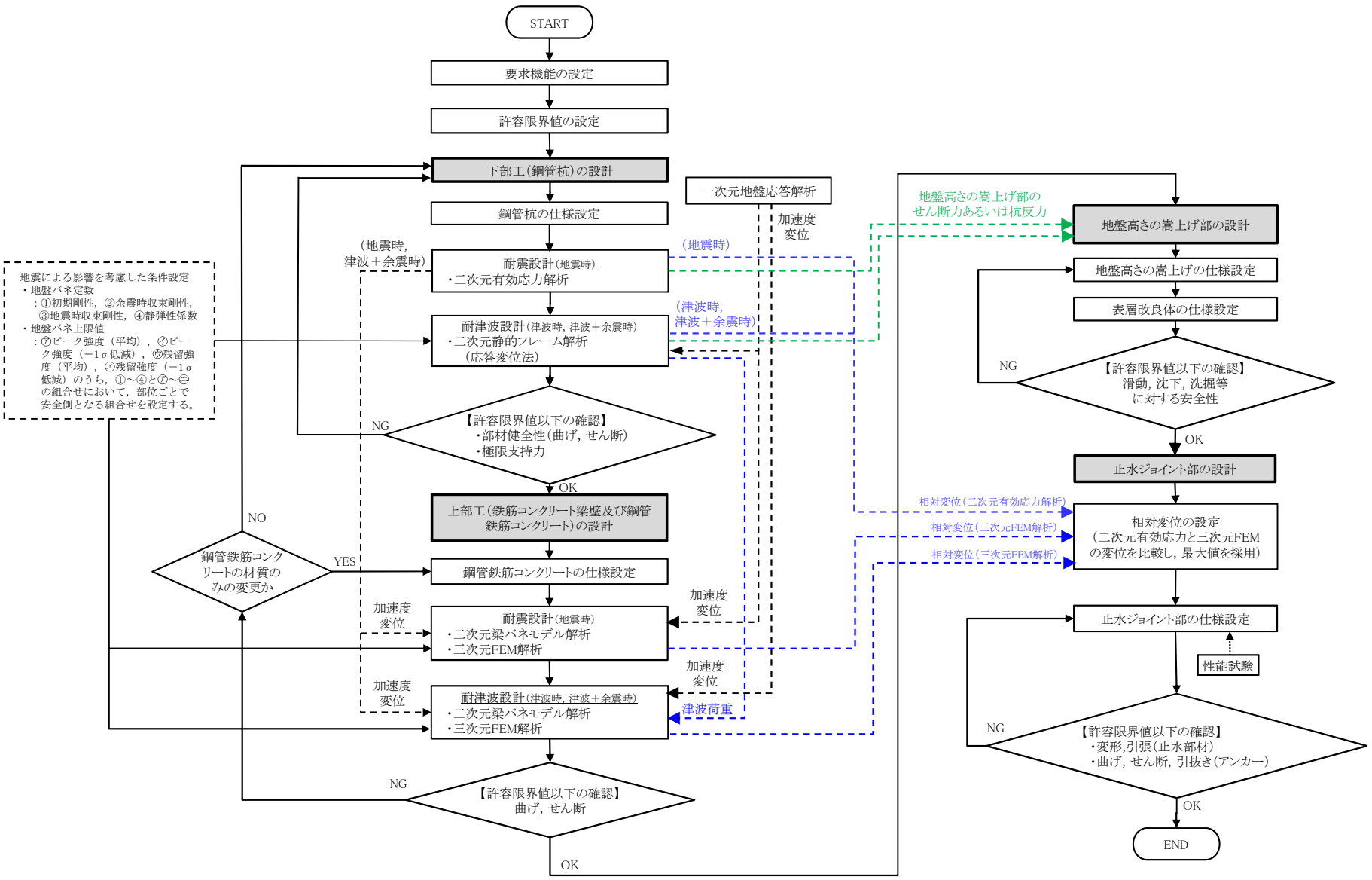


上部工前面の「鉄筋コンクリート梁壁」（鉄筋コンクリート梁の主筋を密に配置し，せん断耐力筋で補強した壁部材）のみをモデル化し，地震時，津波時，津波＋余震時の全てのケースにおいて，**「鉄筋コンクリート梁壁」のみで成立する構造とする**（実際には「鉄筋コンクリート梁壁」と背面にある「鋼管鉄筋コンクリート（SRC造）」との一体構造断面で抵抗することになる）。

「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。

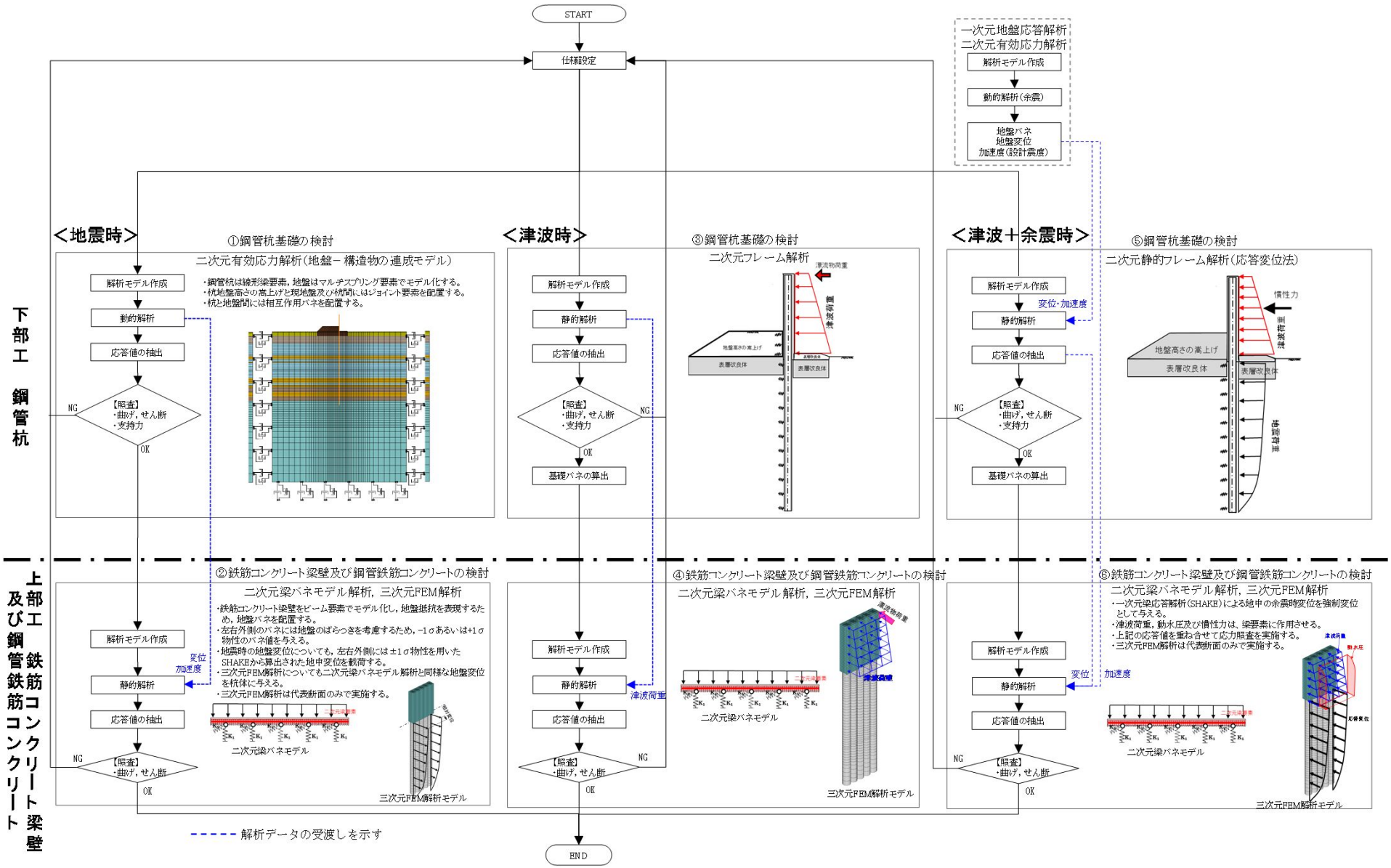
念のため，三次元ＦＥＭ解析を実施し，二次元梁バネモデルの妥当性についても検討する。

設計手順（1/2）



設計検討フロー

設計手順（2/2）

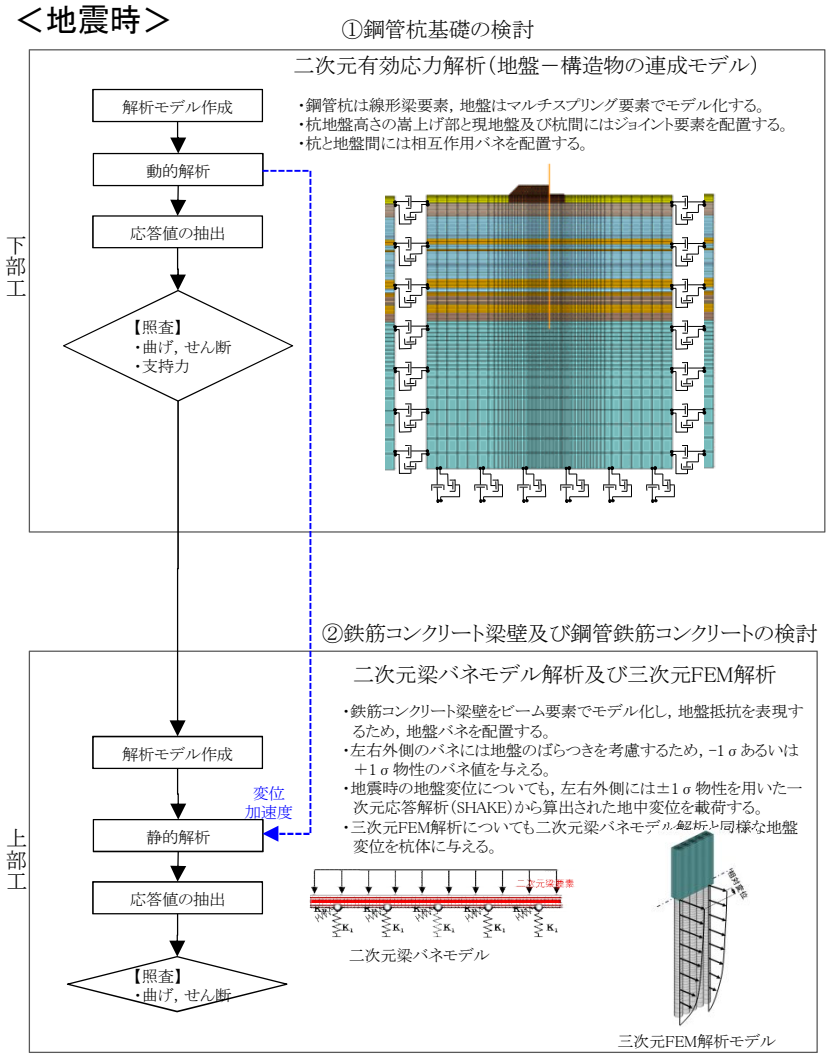

START
仕様設定
一次元地盤応答解析
二次元有効応力解析
解析モデル作成
動的解析（余震）
地盤バネ
地盤変位
加速度（設計震度）
＜地震時＞
＜津波時＞
＜津波＋余震時＞
下部工　鋼管杭
上部工　鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリート
①鋼管杭基礎の検討
二次元有効応力解析（地盤－構造物の連成モデル）
・鋼管杭は線形梁要素，地盤はマルチスプリング要素でモデル化する。
・杭地盤高さの嵩上げと現地盤及び杭間にはジョイント要素を配置する。
・杭と地盤間には相互作用バネを配置する。
解析モデル作成
動的解析
応答値の抽出
【照査】
・曲げ，せん断
・支持力
NG
OK
③鋼管杭基礎の検討
二次元フレーム解析
静的解析
基礎バネの算出
⑤鋼管杭基礎の検討
二次元静的フレーム解析（応答変位法）
変位・加速度
②鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの検討
二次元梁バネモデル解析，三次元FEM解析
・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SHAKEから算出された地中変位を載荷する。
・三次元FEM解析についても二次元梁バネモデル解析と同様な地盤変位を杭体に与える。
・三次元FEM解析は代表断面のみで実施する。
変位
加速度
【照査】
・曲げ，せん断
二次元梁バネモデル
三次元FEM解析モデル
④鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの検討
津波荷重
⑥鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの検討
・一次元梁応答解析（SHAKE）による地中の余震時変位を強制変位として与える。
・津波荷重，動水圧及び慣性力は，梁要素に作用させる。
・上記の応答値を重ね合せて応力照査を実施する。
・三次元FEM解析は代表断面のみで実施する。
加速度
解析データの受渡しを示す
END

解析手法

解析手法	プログラム	対象荷重	目　的	データ利用
二次元 有効応力 解析	FLIP	地震時	・鋼管杭基礎の動的挙動評価 （原地盤物性，強制的な液状化を考慮した影響，粘性土の層厚による影響，岩盤傾斜部の影響評価）	・鋼管杭の照査 ・基礎地盤の照査 ・止水ジョイント部の変位量 ・地盤高さの嵩上げの照査 ・表層改良体の照査
二次元静的 フレーム解析	RESP-T	地震時	・鉄筋コンクリート梁壁の静的挙動評価	・鉄筋コンクリート梁壁の照査
	RESP-T	津波時	・鋼管杭基礎の静的挙動評価 （原地盤物性による影響評価） ・鉄筋コンクリート梁壁の静的挙動評価	・鋼管杭の照査 ・基礎地盤の照査 ・止水ジョイント部の変位量 ・地盤高さの嵩上げの滑動照査 ・表層改良体の滑動照査 ・鉄筋コンクリート梁壁の照査
	RESP-T	津波＋余震時	・鋼管杭基礎の静的挙動評価 （原地盤モデル） ・鉄筋コンクリート梁壁の静的挙動評価	・鋼管杭の照査 ・基礎地盤の照査 ・止水ジョイント部の変位量 ・地盤高さの嵩上げの滑動照査 ・表層改良体の滑動照査 ・鉄筋コンクリート梁壁の照査
三次元静的 FEM解析	Abaqus	地震時	・鋼管杭，鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの静的挙動評価 （原地盤物性による影響評価，岩盤傾斜部の評価）	・鉄筋コンクリート梁壁の照査 ・鋼管鉄筋コンクリートの照査 ・鋼管杭の照査
	Abaqus	津波時	・鋼管杭，鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの静的挙動評価 （原地盤物性による影響評価）	・鉄筋コンクリート梁壁の照査 ・鋼管鉄筋コンクリートの照査 ・鋼管杭の照査
	Abaqus	津波＋余震時	・鋼管杭，鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの静的挙動評価 （原地盤物性による影響評価）	・鉄筋コンクリート梁壁の照査 ・鋼管鉄筋コンクリートの照査 ・鋼管杭の照査

解析手法（地震時）

＜地震時＞

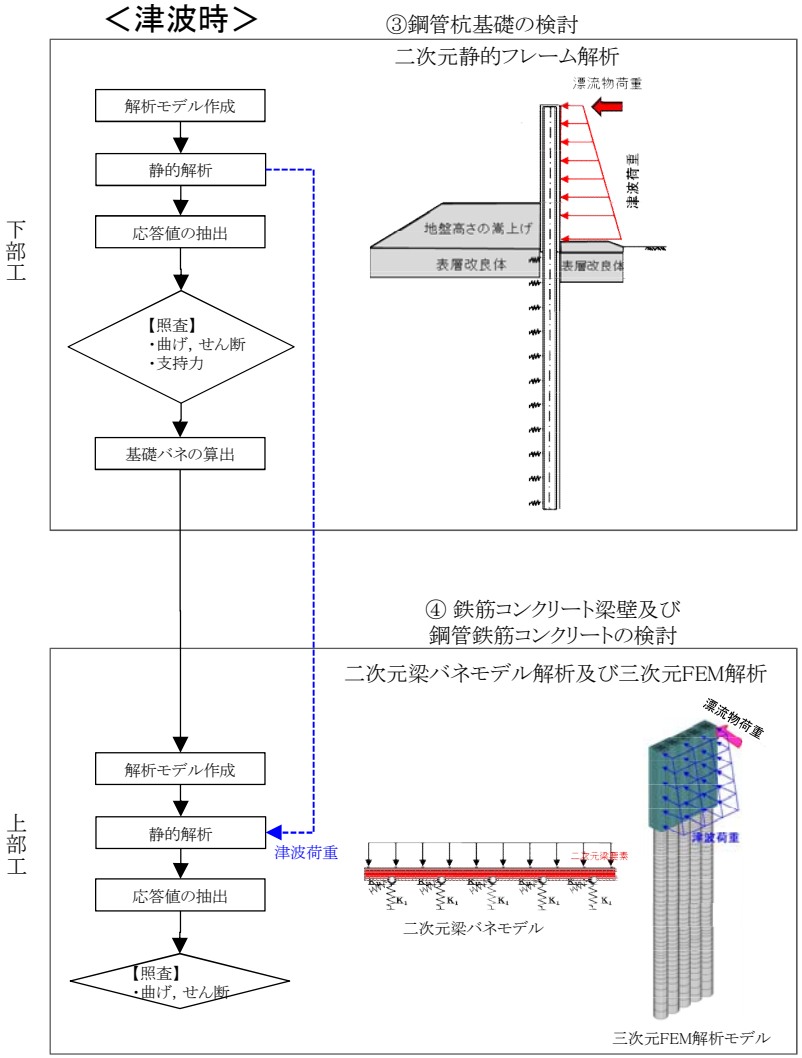


解析手法	二次元有効応力解析
プログラム	FLIP
対象荷重	地震時
目的	鋼管杭の動的挙動評価 （原地盤物性による影響評価）
データ利用	・鋼管杭の照査 ・基礎地盤の照査 ・止水ジョイント部の変位量 ・地盤高さの嵩上げの照査 ・表層改良体の照査

解析手法	二次元梁バネモデル解析
プログラム	RESP-T
対象荷重	地震時
目的	・鉄筋コンクリート梁壁の静的挙動評価
データ利用	・鉄筋コンクリート梁壁の照査

解析手法	三次元静的FEM解析
プログラム	Abaqus
対象荷重	地震時
目的	・鋼管杭，鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの静的挙動評価 （原地盤物性による影響評価，岩盤傾斜部の評価）
データ利用	・鉄筋コンクリート梁壁の照査 ・鋼管鉄筋コンクリートの照査 ・鋼管杭の照査

解析手法（津波時）

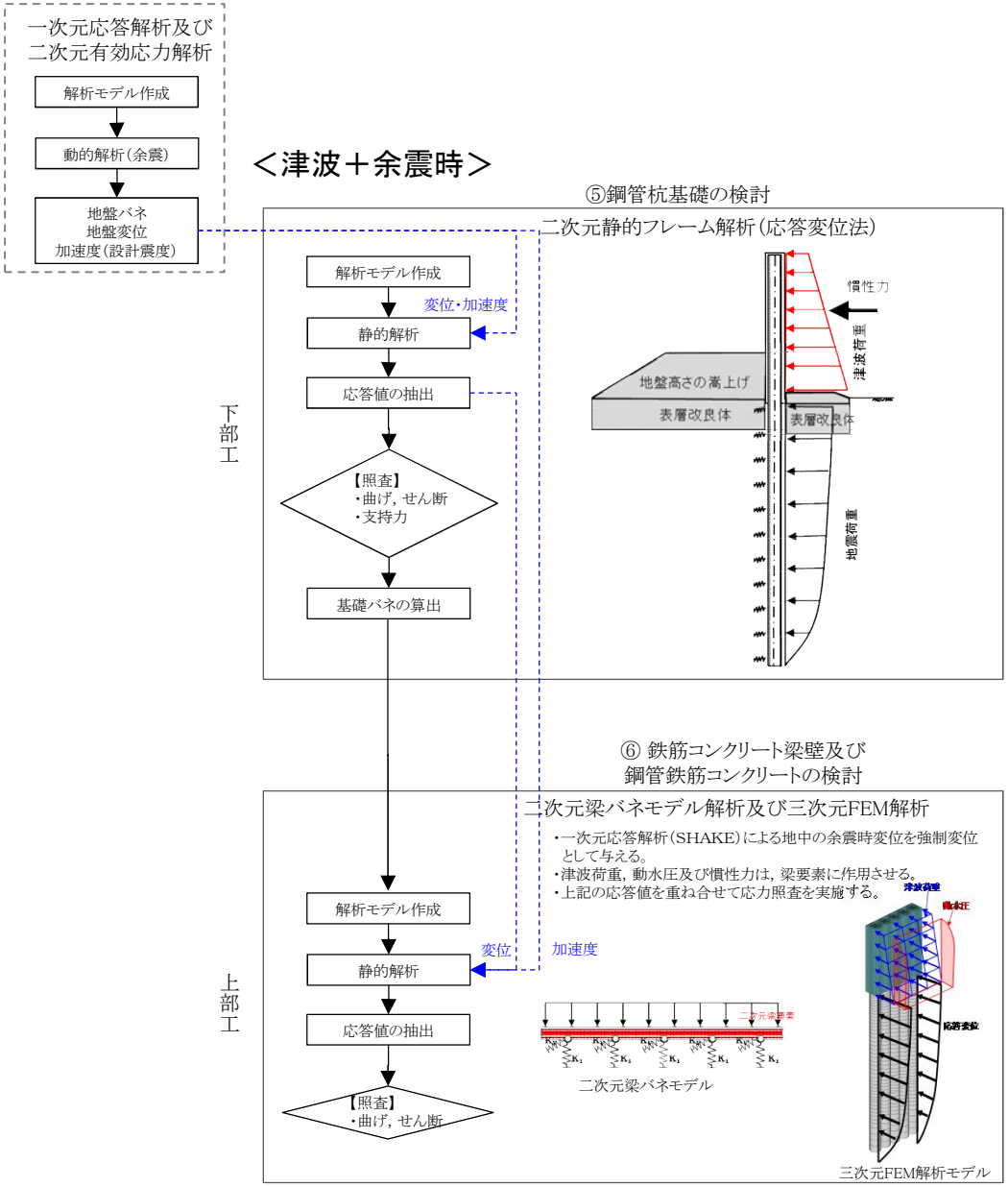


解析手法	二次元静的フレーム解析
プログラム	RESP-T
対象荷重	津波時
目的	鋼管杭の静的挙動評価 （原地盤物性による影響評価）
データ利用	・鋼管杭の照査 ・基礎地盤の照査 ・止水ジョイント部の変位量 ・地盤高さの嵩上げの滑動照査 ・表層改良体の滑動照査

解析手法	二次元梁バネモデル解析
プログラム	RESP-T
対象荷重	津波時
目的	鉄筋コンクリート梁壁の静的挙動評価
データ利用	鉄筋コンクリート梁壁の照査

解析手法	三次元FEM解析
プログラム	Abaqus
対象荷重	津波時
目的	・鋼管杭，鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの静的挙動評価 （原地盤物性による影響評価）
データ利用	・鉄筋コンクリート梁壁の照査 ・鋼管鉄筋コンクリートの照査 ・鋼管杭の照査

解析手法（津波＋余震時）



解析手法	二次元静的フレーム解析
プログラム	RESP-T
対象荷重	津波＋余震時
目的	・鋼管杭の静的挙動評価
データ利用	・鋼管杭の照査 ・基礎地盤の照査 ・止水ジョイント部の変位量 ・地盤高さの嵩上げの滑動照査 ・表層改良体の滑動照査

解析手法	二次元梁バネモデル解析
プログラム	RESP-T
対象荷重	津波＋余震時
目的	鉄筋コンクリート梁壁の静的挙動評価
データ利用	鉄筋コンクリート梁壁の照査

解析手法	三次元静的FEM解析
プログラム	Abaqus
対象荷重	津波＋余震時
目的	・鋼管杭，鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの静的挙動評価 （原地盤物性による影響評価）
データ利用	・鉄筋コンクリート梁壁の照査 ・鋼管鉄筋コンクリートの照査 ・鋼管杭の照査

- - - - - 解析データの受渡しを示す

①鋼管杭基礎の検討（１／２）

解析の目的

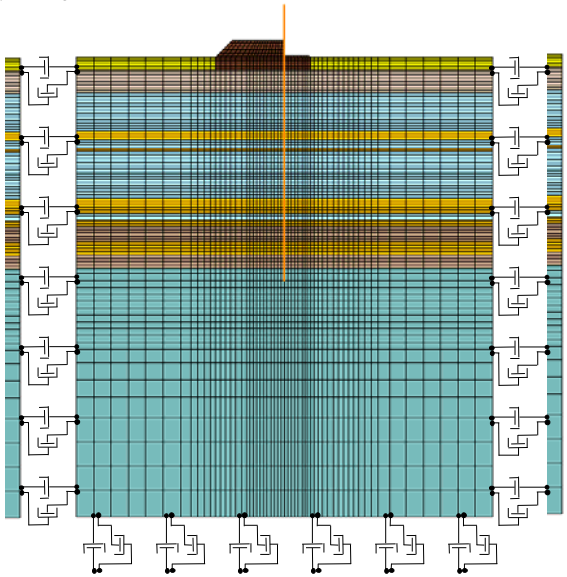
・鋼管杭の動的挙動評価
・原地盤物性，強制的な液状化を仮定した影響，粘性土の層厚による影響，岩盤傾斜部の影響評価（地震時）

結果の利用

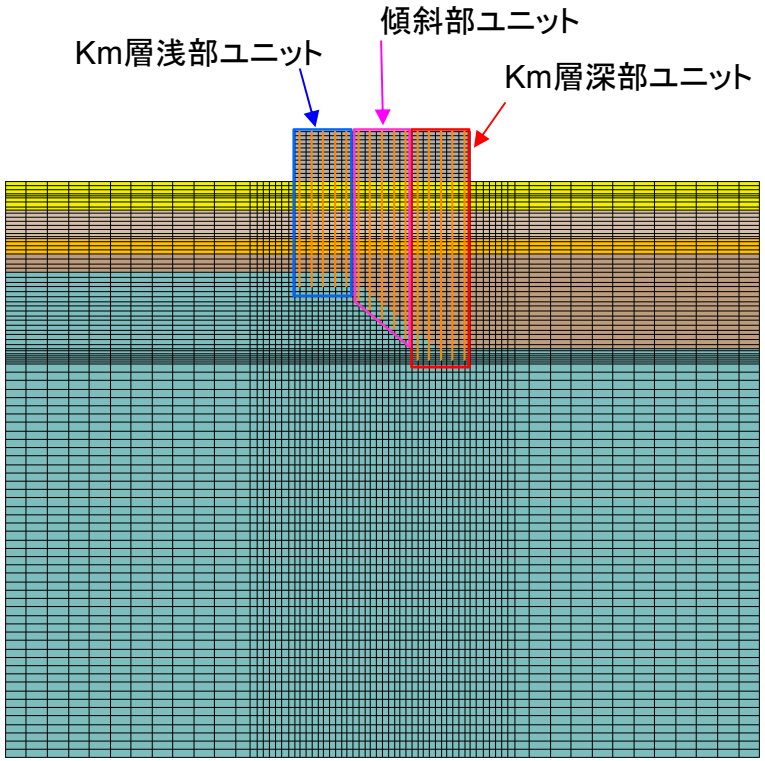
・鋼管杭の照査
・基礎地盤の照査
・止水ジョイント部の変位量
・地盤高さの嵩上げの照査　及び　表層改良体の照査

モデル化方針

・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する。



一般部解析モデル

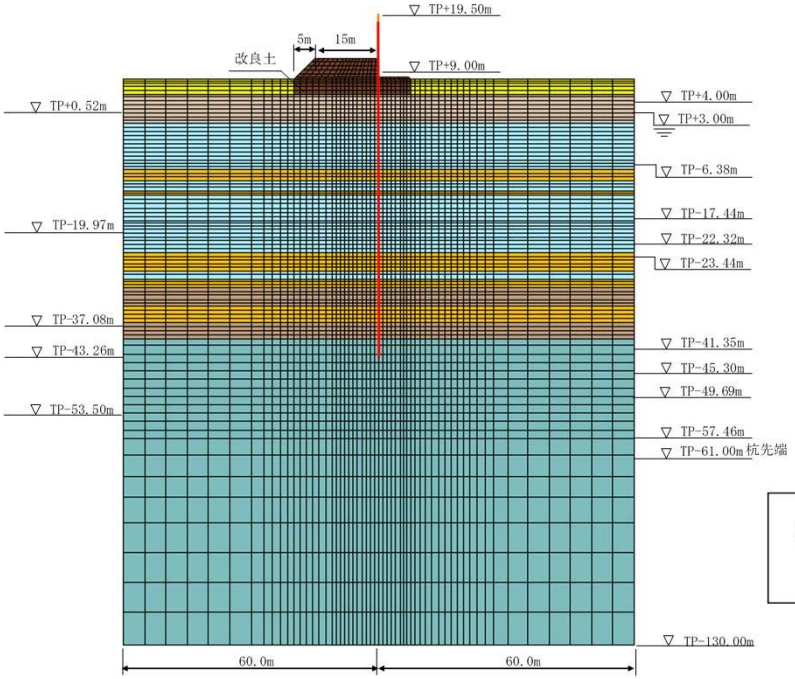


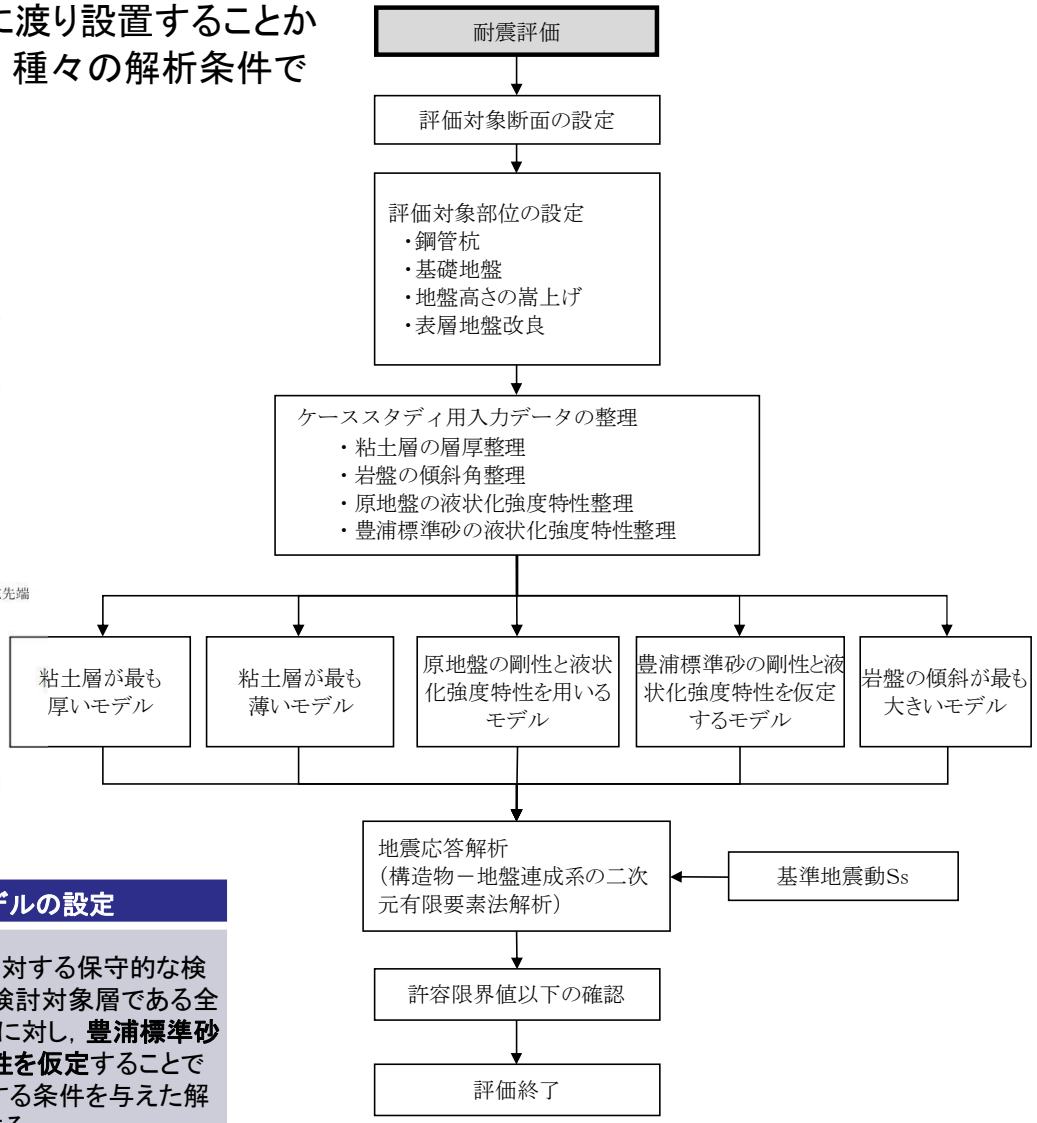
岩盤傾斜部解析モデル

①鋼管杭基礎の検討（２/２）

解析条件

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，種々の解析条件で評価を行う。





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

着目点	概要	解析モデルの設定
地質分布の不確かさ	敷地に分布する第四系の砂礫層については全て液状化検討対象として扱い，液状化強度試験と有効応力解析により，基準地震動Ssに対して液状化しないことを確認したが，地質分布の不確かさを考慮して液状化を仮定した場合の構造物への影響を評価する。	液状化の影響に対する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する条件を与えた解析モデルを設定する。

③，⑤鋼管杭基礎の検討 （１／２）

解析の目的

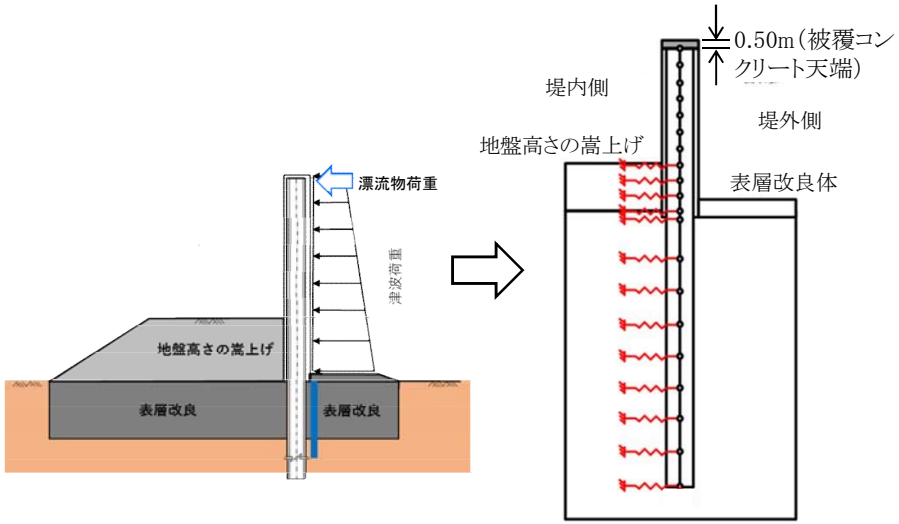
- 鋼管杭の静的挙動評価 （津波時及び津波＋余震時）

結果の利用

- 鋼管杭の照査
- 基礎地盤の照査
- 止水ジョイント部の変位量
- 地盤高さの嵩上げ部の滑動照査
- 表層改良体の滑動照査

モデル化方針（津波時）

- 鋼管杭を二次元梁要素とし，地盤バネを接続した解析モデルで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荷重，余震荷重等を外力として入力する。
- 地盤バネは，道路橋示方書（Ⅳ下部構造編）に従い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。
- 杭先端の境界条件は鉛直ピン結合とする。

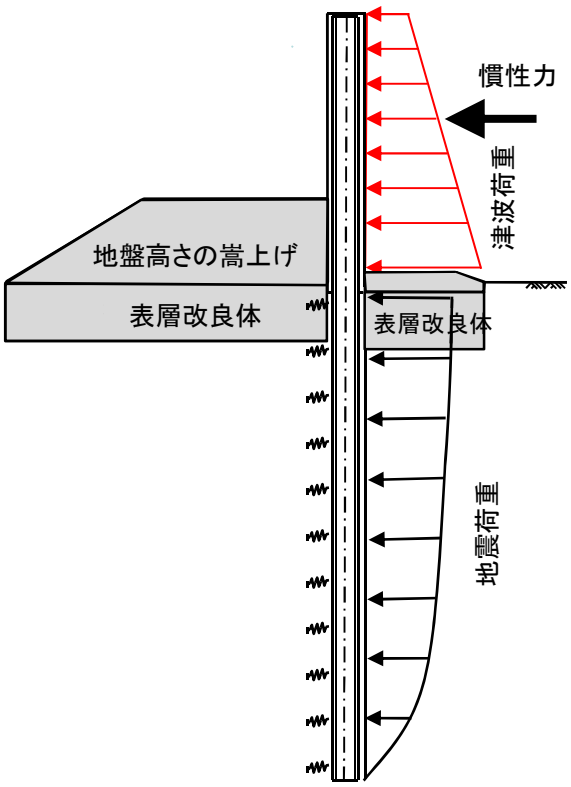


津波荷重＋漂流物荷重　　解析モデル概念図

③，⑤鋼管杭基礎の検討（2/２）

モデル化方針（津波＋余震時）

・鋼管杭を二次元梁要素とし，地盤バネを接続した解析モデルで静的フレーム解析を行う。
・地盤バネは水平地盤反力係数の上限値を設定したバイリニア型とする。
・地中変位は，一次元応答解析（SHAKE）及び二次元有効応力解析（FLIP）から算出された応答変位をモデルに載荷する。



津波＋余震荷重

地盤バネの設定

地盤バネ定数及びその上限値は，下表において
部位ごとで安全側となる組合せを設定する。

地盤バネの設定

地盤バネ定数	上限値
初期剛性	ピーク強度（平均値）
余震時収束剛性	ピーク強度（-1σ低減値）
地震時収束剛性	残留強度（平均値）
静弾性係数	残留強度（-1σ低減値）

⇒設置許可段階で評価
（下部工の拘束度が高い）

⇒設置許可段階で評価
（地盤の拘束度が低い）

②，④，⑥鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの検討（１／３）

解析の目的

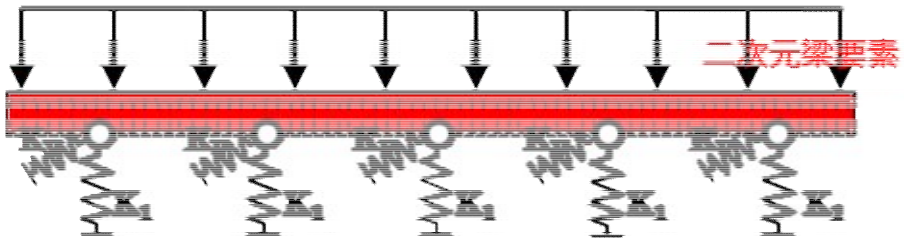
・鉄筋コンクリート梁壁の静的挙動評価
（地震時，津波時，津波＋余震時）

結果の利用

・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応力度照査
・地震時のねじれモードの評価

モデル化方針

・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応答解析（SHAKE）及び二次元有効応力解析（FLIP）から算出された地中変位を載荷する。
・津波荷重，動水圧及び慣性力は，梁要素に作用させる。
・漂流物荷重は，載荷位置を変え，曲げモーメント及びせん断力が最大となる位置に載荷する。



二次元梁バネモデル

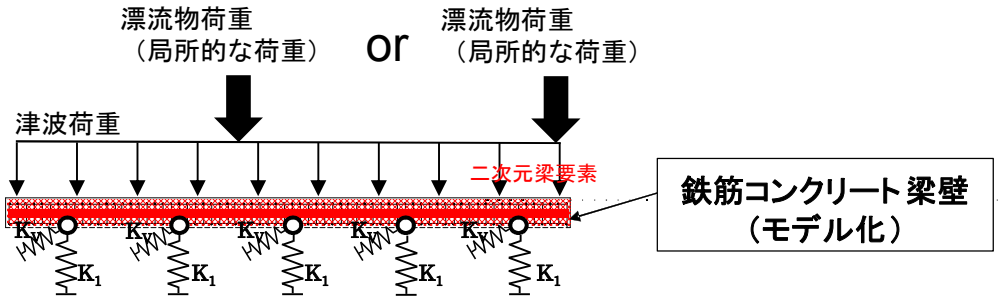
②，④，⑥鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの検討（２／３）

解析条件

「鉄筋コンクリート梁壁」のみを，二次元の梁でモデル化し（鉄筋コンクリート梁壁を一本の梁要素に集約し，鋼管杭の剛性を考慮しないモデル），構造評価を行う。

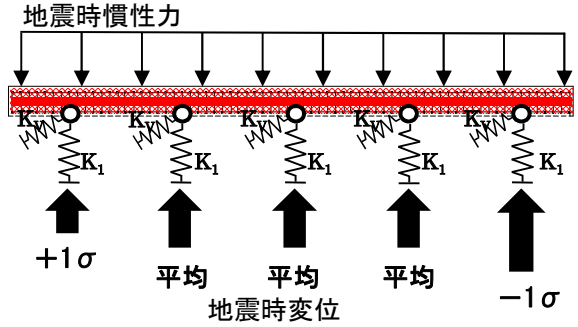
【安全側の設計】

漂流物荷重は曲げモーメントが最大となる位置に載荷



津波時漂流物の載荷イメージ図

【安全側の設計】



地震時相対変位の入力イメージ図

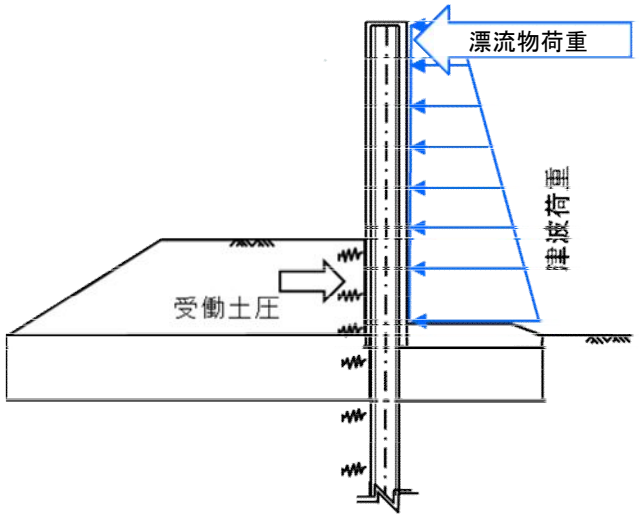
- 二次元梁バネモデルは津波や漂流物荷重に耐える構造とする鉄筋コンクリート梁壁のみをモデル化する。
- 各支点（鋼管杭の中央部）には地盤の水平抵抗及び鉛直抵抗を模擬するバネを設置する。
- バネと梁要素はピン結合され，水平方向バネには水平方向反力，鉛直方向バネには鉛直方向反力が伝わる。
- 津波荷重は，地表面付近の最大荷重を梁モデルに載荷する。
- 津波と漂流物の重畳時については，津波荷重を分布荷重として載荷し，漂流物荷重は，曲げモーメントが最も大きくなる位置に載荷する。（例えば，支間中央部分あるいは片持梁となる端部）
- 解析モデルに与える地盤バネは，杭頭における集約バネを用いる。この時，バネ値にばらつきを考慮するため，地盤のせん断波速度Vsからせん断弾性係数を算出し，動ポアソン比を用いて弾性係数を求める。なお，Vsから算出したバネ値は静弾性係数よりも大きな値となるため，硬めのバネとなり，上部工に対しては変形が抑えられる分，保守的な評価となる。

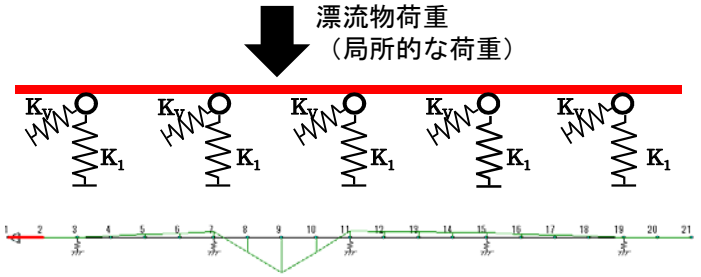
着目点	概要	解析モデルの設定
地盤剛性のばらつき	防潮堤は5本の杭を束ね1ユニットとすることを基本としている。第四系の堆積構造は敷地全体で概ね水平であるが，地盤剛性のばらつきにより，1ユニット内にて杭の応答が異なることにより構造物へ与える影響を評価する。	• 地盤のばらつきについて，水平方向バネとして梁モデルに付加する。 • 左右にそれぞれ，+1σに相当するバネ，−1σに相当するバネとしてモデル化する。 • ±1σバネの設定では，最も曲げモーメントが厳しくなるように位置を考慮して付与する。

②，④，⑥鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの検討（3／3）

津波時の曲げモーメントとせん断力の例

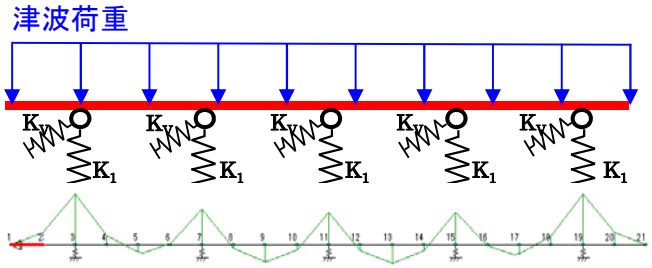
上部構造体に津波荷重や漂流物荷重が作用した場合の鉄筋コンクリート梁壁に生じるコンクリート圧縮・せん断応力や鉄筋の引張・せん断応力を照査し，許容限界値以下であることを確認する。



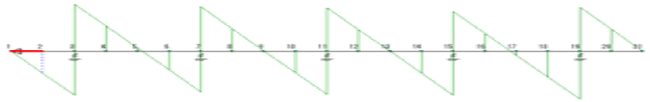


曲げモーメント図

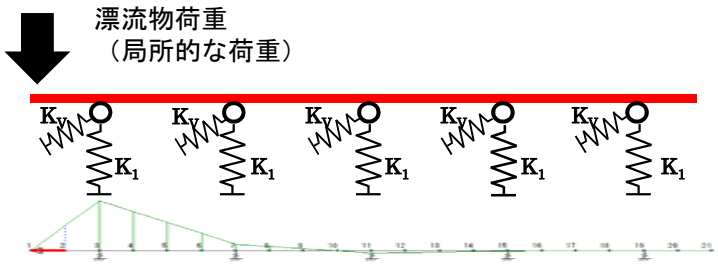
せん断力図



曲げモーメント図



せん断力図



曲げモーメント図

せん断力図

②，④，⑥鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの検討（１／３）

解析の目的

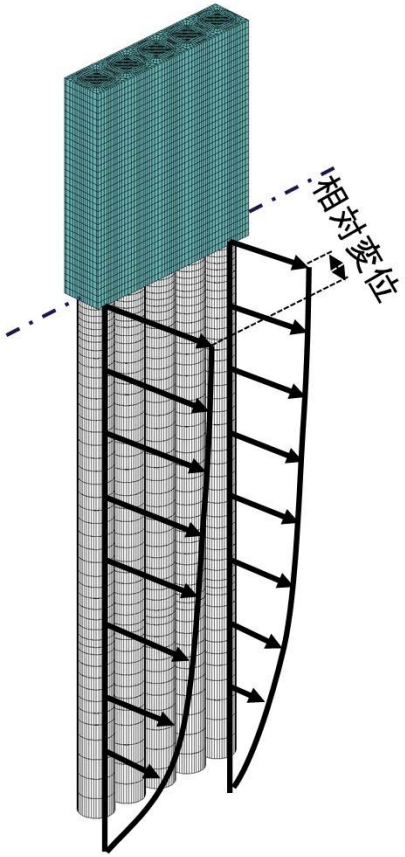
- 鋼管杭，鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの静的挙動評価（原地盤物性による影響評価）
- 地震時は岩盤傾斜部の影響評価も行う。

結果の利用

- 鉄筋コンクリート梁壁，鋼管鉄筋コンクリート及び鋼管杭の照査（各部材に発生した応力を用いた応力度照査）
- 地震時のねじれモードの評価も合わせて行う。

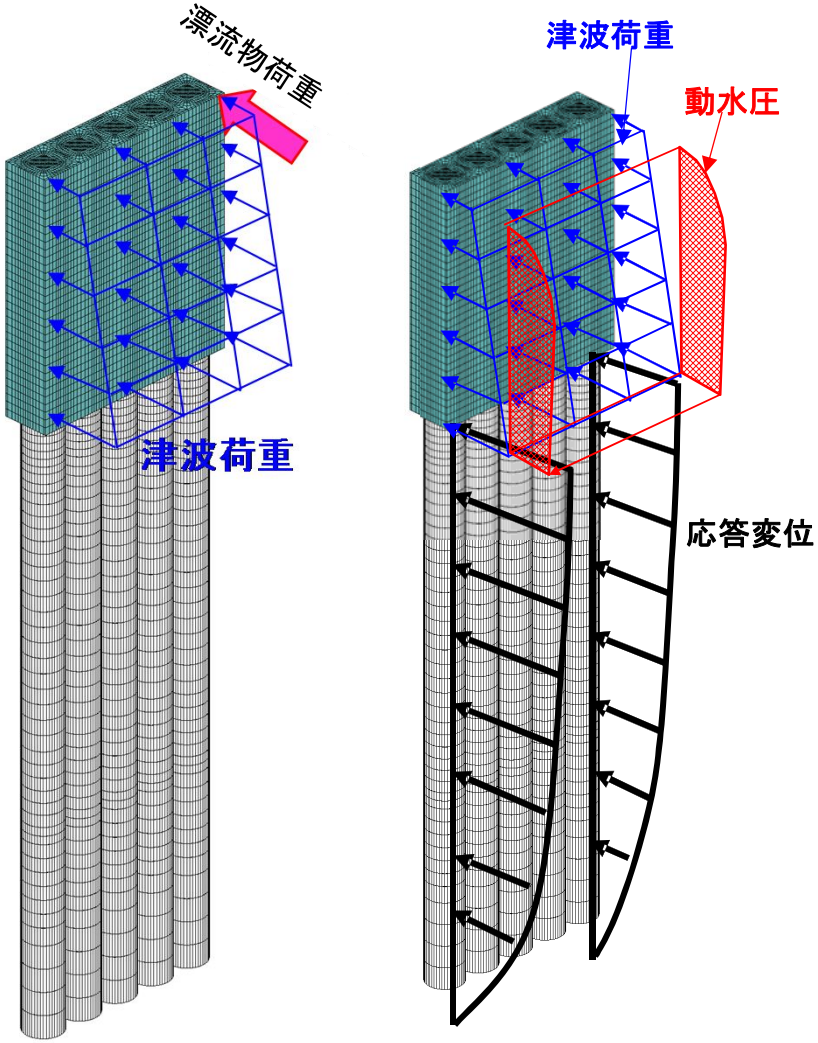
モデル化方針（地震時）

- 鉄筋コンクリートをソリッド要素，鋼管杭をシェル要素でモデル化，地盤抵抗を表現するため，地盤バネを配置する。
- 左右外側の地盤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。
- 地震時の地盤変位は，両端外側には±1σ物性を用いた一次元応答解析（SHAKE）及び二次元有効応力解析（FLIP）から算出された地中変位を載荷する。
- 三次元FEM解析は，二次元静的フレーム解析と同様な地盤変位を杭体に与える。



三次元FEM解析モデル

②，④，⑥鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの検討（２／３）



津波時　　津波＋余震時

三次元FEM解析モデル

モデル化方針（津波時）

- 地盤バネを三次元FEM解析モデルに配置して，津波荷重及び漂流物荷重を上部工に載荷する。
- 漂流物荷重は，載荷位置を変化させ，曲げモーメントやせん断力が最大となる位置に載荷する。

モデル化方針（津波＋余震時）

- 一次元応答解析（SHAKE）及び二次元有効応力解析（FLIP）による地中の余震時変位を強制変位として与える。
- 津波荷重，動水圧及び慣性力は，上部工に作用させる。

地盤バネの設定

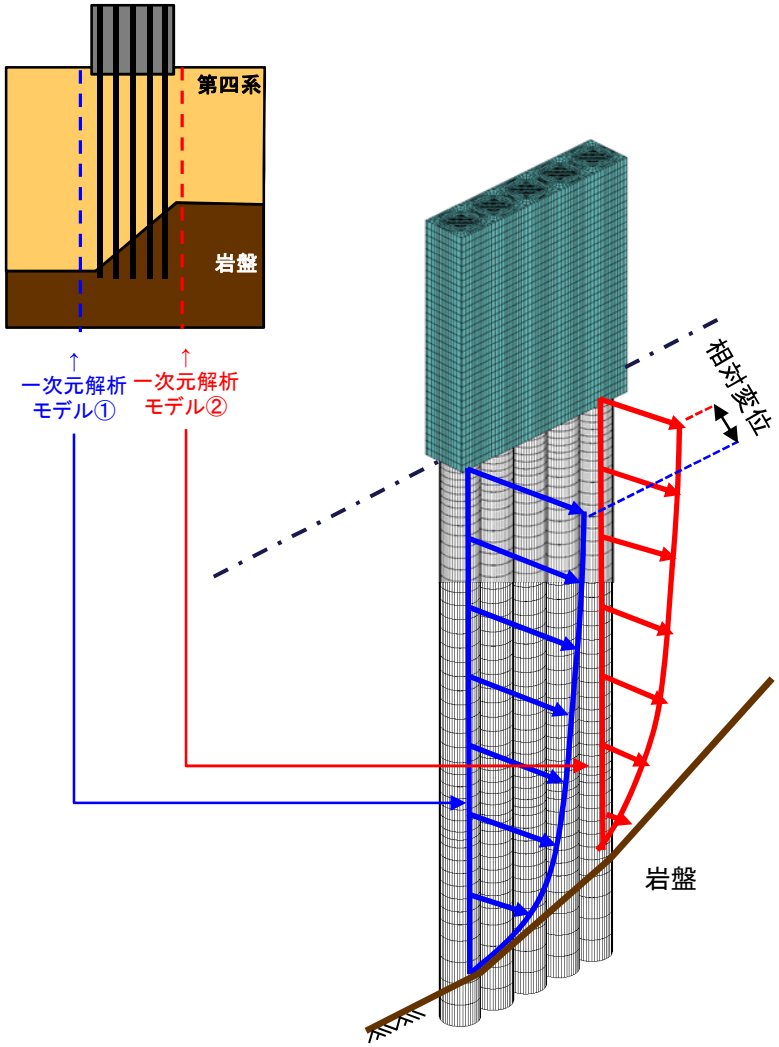
地盤バネ定数及びその上限値は，下表において部位ごとで安全側となる組合せを設定する。

地盤バネの設定

地盤バネ定数	上限値
初期剛性	ピーク強度（平均値）
余震時収束剛性	ピーク強度（−1σ低減値）
地震時収束剛性	残留強度（平均値）
静弾性係数	残留強度（−1σ低減値）

②，④，⑥鉄筋コンクリート梁壁及び鋼管鉄筋コンクリートの検討（３／３）

岩盤傾斜部による上部構造への影響の検討



三次元FEM解析モデル

【一次元地震応答解析及び二次元有効応力解析】

- 検討用岩盤傾斜角を考慮し，岩盤の深度を変化させた解析モデルにより，地震応答解析を実施することで，傾斜部を考慮した地盤変位と慣性力を算定する。

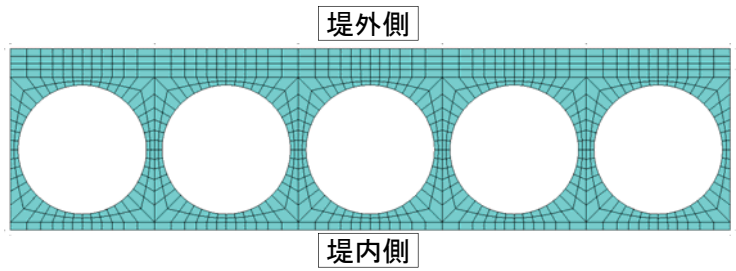
⇩

【三次元FEM解析モデル】

- 三次元FEM解析モデルに対し，検討用岩盤傾斜角を考慮した岩盤の深部分布に基づき，地盤バネを配置する。
- 応答変位と応答加速度については，上記の地震応答解析結果に基づき，対応する位置の応答を入力する。
- 岩盤傾斜部において，振動特性が異なることによるねじれ挙動の発生を確認するため，三次元FEMモデルを用いて固有値解析を実施する。

【鉄筋コンクリート梁壁と鋼管鉄筋コンクリートの一体構造の有効性確認】

- 上部工内の応力分布を確認し，鉄筋に生じる引張応力，せん断応力が短期許容応力度以内であることを確認する。

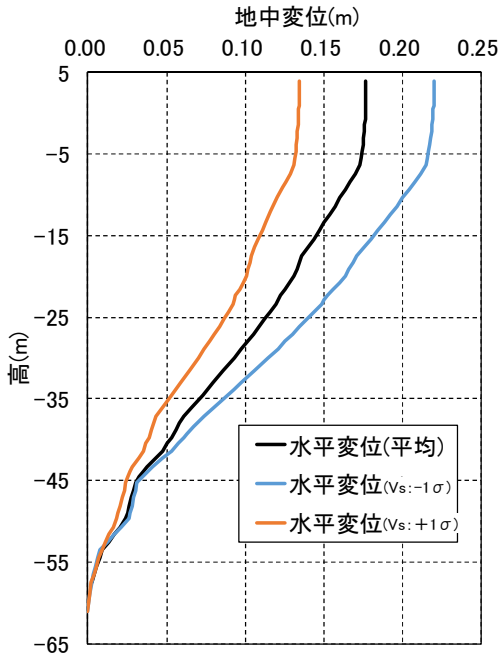


二次元梁バネモデルと三次元FEM解析モデルの整合性（１／４）

■地震時

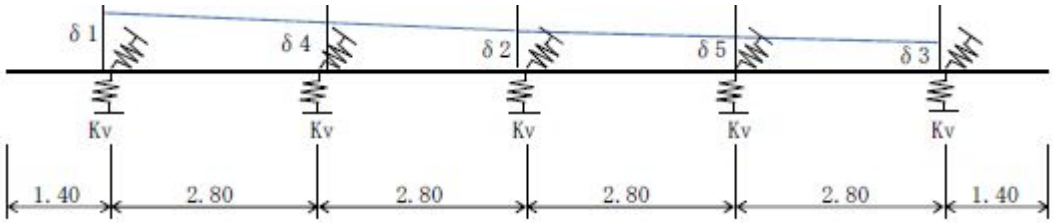
地震荷重

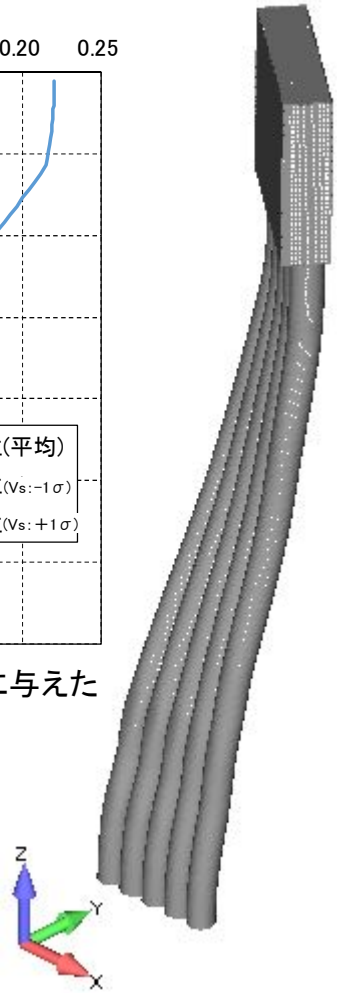
- 二次元梁バネモデルでは，一次元地震応答解析及び二次元有効応力解析によって引き上げられた地表面変位をモデルに入力する。三次元FEM解析についても，各バネ位置における変位をモデルに入力する。
- 構造物に載荷する慣性力については，三次元FEMモデル及び二次元梁バネモデルとも一次元地震応答解析及び二次元有効応力解析より引き上げられた地表面における最大加速度を地震時慣性力としてモデルに載荷する。
- よって，両者とも等価である。



三次元FEM解析に与えた地中変位

地震応答解析より算出された地表面変位を強制変位として載荷する。





三次元FEM解析荷重載荷概念図

二次元梁バネモデルと三次元FEM解析モデルの整合性（２／４）

■地震時

地盤バネの設定

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。収束剛性と動ポアソン比を用いて地震後の地盤の変形係数を求め，水平方向地盤反力係数を算出する。それ以降は，津波時と同様の手順となるため，両者は等価である。

$E_D = 2(1+\nu_d)G_{eq}$：地震後の剛性低下を考慮した変形係数（kN/m²）
ここに，ν_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。

●水平方向地盤バネ（集約バネ）

$$K_1 = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5} \text{ (kN/m)}$$

ここに，
EI：杭の曲げ剛性
β：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/m³)

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

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/m³)

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

α：地盤反力係数の換算係数
E_D：地震後の剛性低下を考慮した変形係数(kN/m²)

対象	α（常時）	α（地震時）
全層	4	8

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

●水平方向地盤バネ（FEM）

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

ここに，
k_h：水平方向地盤ばね定数(kN/m)，η_k：群杭効果を考慮した補正係数，α_k：単杭における補正係数
k_H：水平方向地盤反力係数(kN/m³)

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

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/m³)

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

α：地盤反力係数の換算係数
E_D：地震後の剛性低下を考慮した変形係数(kN/m²)
μ：水平地盤反力係数の補正係数

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

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)

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

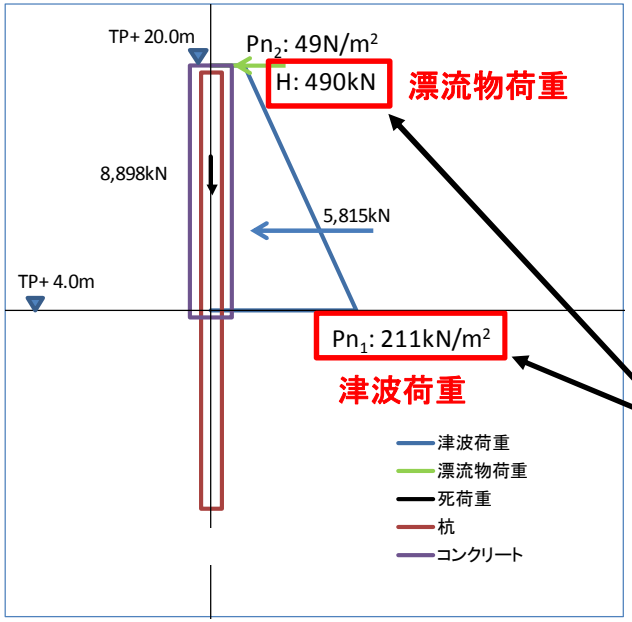
β：杭基礎の特性値(m⁻¹)，$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$
L：杭中心間隔，D：荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径，
H：分担長さ(m)，EI：杭の曲げ剛性(kN・m²)

二次元梁バネモデルと三次元FEM解析モデルの整合性（３／４）

■津波時

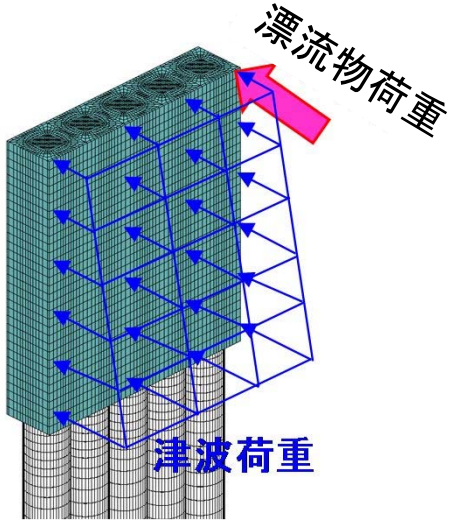
津波荷重

津波荷重は，三次元FEM解析では荷重図なりに津波荷重を載荷し，漂流物は上部工，下部工に最も影響を与える最上部の端部に載荷する。二次元梁バネモデルでは，三次元FEM解析で用いた最下端の津波荷重を単位壁幅当たりに変換し，漂流物荷重については，梁の端部に作用させる。よって，両者は等価である。

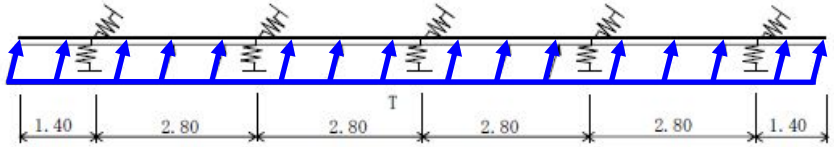


津波時

二次元梁バネモデルでは
この荷重を梁モデルに載荷

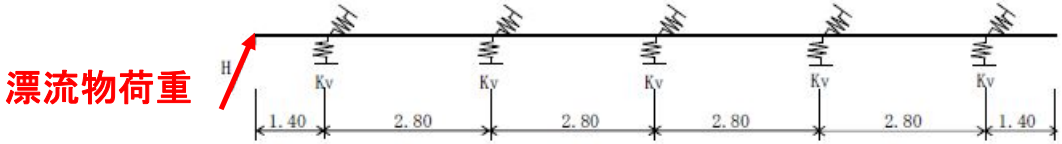


三次元FEM解析の載荷概念図



二次元梁バネモデルの津波荷重

津波荷重は単位壁幅当たり（1.0m当たり）にて計算する。



二次元梁バネモデルの漂流物荷重

漂流物荷重は鋼管鉄筋コンクリート端部（片持ち部先端）に作用するものとする。（曲げモーメントが最大となる位置）

二次元梁バネモデルと三次元FEM解析モデルの整合性（４／４）

■津波時

地盤バネの設定

地盤バネの設定については，二次元梁バネモデルは集約バネを使用し，三次元FEM解析モデルでは水平地盤反力係数から水平方向バネとして与える。集約バネについても地盤反力係数から用いているため，両者は等価である。鉛直方向バネ（集約バネ）は，杭剛性を示す式となっており，三次元FEM解析モデルのモデル化と等価である。

●水平方向地盤バネ（集約バネ）

$$K_1 = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5} \text{ (kN／m)}$$

ここに，

EI：杭の曲げ剛性

β：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

E_0：地盤の変形係数(kN／m^2)

●鉛直方向バネ（集約バネ）

$$K_v = a\frac{A_p E_p}{L}$$

ここに，A_p：杭の断面積（mm^2）

E_p：杭のヤング係数（kN ／mm^2）

L：杭長（m）

●水平方向地盤バネ（FEM）

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

ここに，

k_h：水平方向地盤ばね定数(kN／m)，η_k：群杭効果を考慮した補正係数，α_k：単杭における補正係数

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

E_0：地盤の変形係数(kN／m^2)

μ：水平地盤反力係数の補正係数

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

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)

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

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

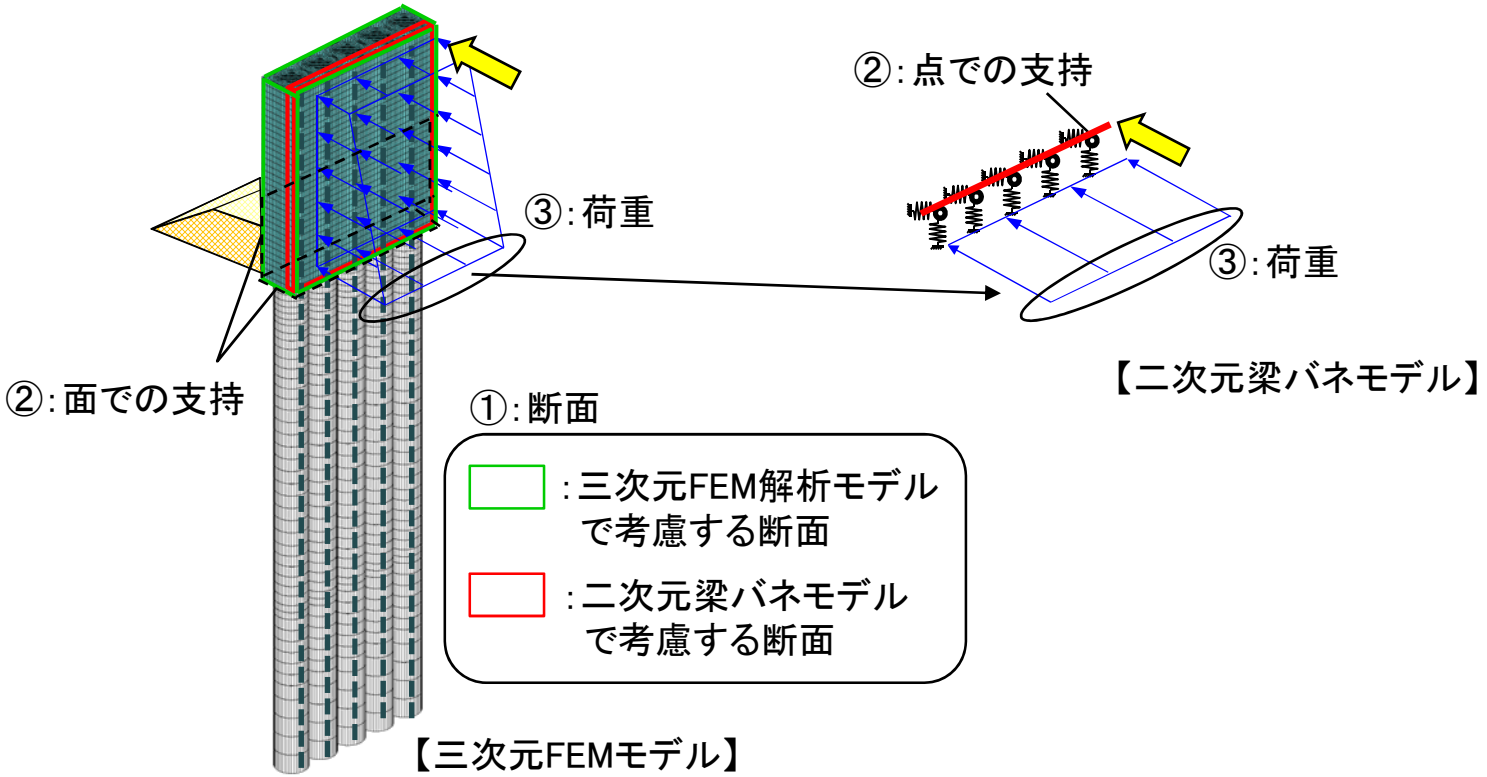
L：杭中心間隔，D：荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 = 杭径，

H：分担長さ(m)，EI：杭の曲げ剛性(kN･m^2)

対象	α（常時）	α（地震時）
全層	4	8

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

二次元梁バネモデルの三次元FEMモデルに対する保守性（１／２）



項目	三次元FEMモデル	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

二次元梁バネモデルの三次元FEMモデルに対する保守性（２／２）

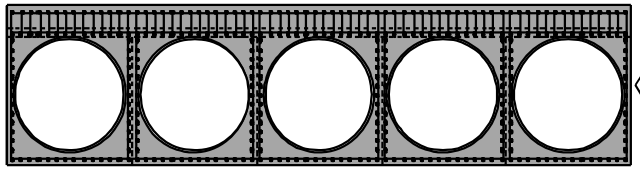
- 鉄筋の照査等を行う断面計算は，軸力，曲げモーメント，せん断力を用いて曲げ応力及びせん断応力を算出して行う。
- 応力計算は，面積と断面2次モーメントに依存するため，値が小さい方が応力は大きくなる。
- 二次元梁バネモデルで用いる断面性能（断面積，断面2次モーメント）と三次元FEMでモデル化される断面性能は，二次元梁バネモデルの方が小さくなり，発生応力度は大きくなる。

曲げ応力 $\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{Z}, \sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{I}y$

せん断応力 $\tau = \frac{S}{A}$

P:軸力，M:曲げモーメント，S:せん断力
A:断面積，Z:断面係数，I:断面2次モーメント

鉄骨鉄筋コンクリート



津波時に発生している応力比較

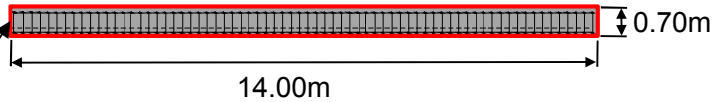
二次元梁バネモデル
圧縮応力度:9.58 N／mm^2
引張応力度:182.06 N ／ mm^2
せん断力:428.48 kN

三次元FEMモデル
圧縮応力度:0.85 N／mm^2 (11.27)
引張応力度:36.92 N ／ mm^2 (4.93)
せん断力:160.99 kN (2.66)

（)値は，比率を示す（二次元梁バネモデル／三次元FEMモデル）

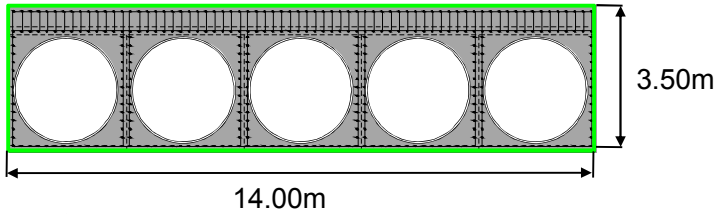
【二次元梁バネモデル】

二次元梁バネモデルは鉄筋コンクリート梁壁のみをモデル化する。
断面積：A=0.70m^2
断面2次モーメント：Iz=0.0286m^4
中立軸までの距離：y=0.35m
断面係数：Z=0.0817m^3

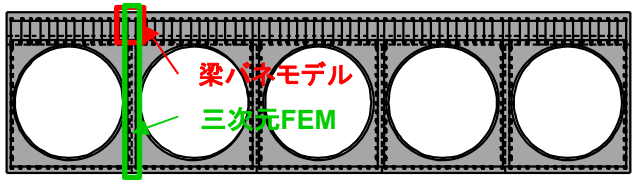


【三次元FEMモデル】

三次元FEMモデルでは全断面有効とする。
断面積：A=3.50m^2(5.0)
断面2次モーメント：Iz=3.573m^4
中立軸までの距離：y=1.75m
断面係数：Z=2.042m^3(25.0)

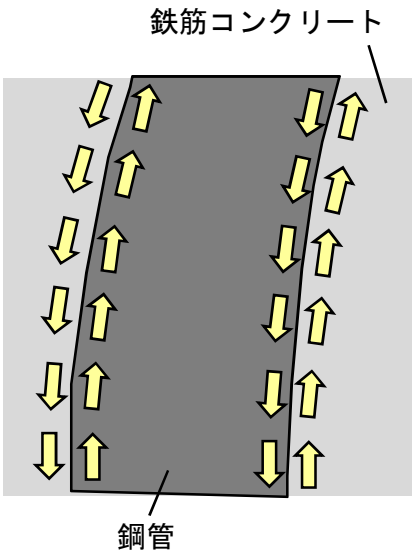


断面力算出位置

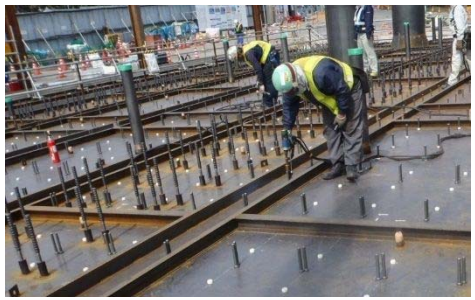


鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面の一体性確保

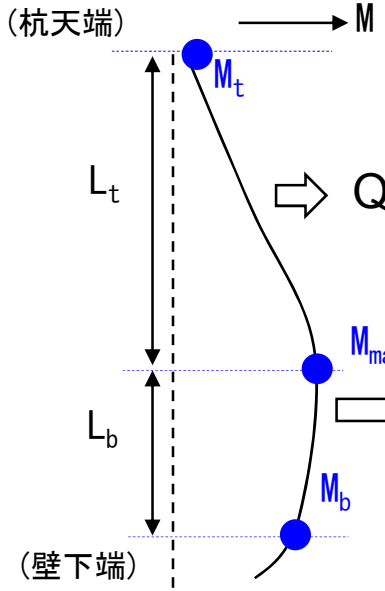
- 鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面の一体性を強固なものとするため，スタッドを適切な位置に所要の本数を配置して確実な接合を行う。
- 杭の曲げ変形により，鋼管と鉄筋コンクリートの間のせん断力に対して，ずれを生じさせないために必要なスタッドを配置する。設計は，鋼・合成構造標準示方書（土木学会）及び道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編（日本道路協会）に基づき行う。
- せん断力は，杭の曲げモーメント分布の勾配として求め，各区間の平均的なせん断力とする。



鋼管と鉄筋コンクリートの接合面に作用するせん断力



スタッドの施工状況



$$Q_t = (M_{max} - M_t) / L_t$$

$$Q_b = (M_{max} - M_b) / L_b$$

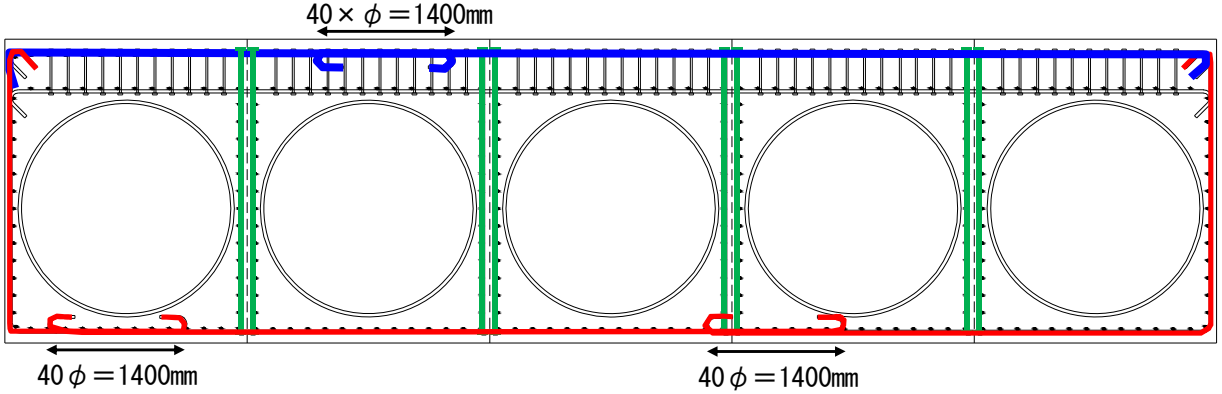
杭の曲げモーメント分布に基づくせん断力の算出方法

鉄筋コンクリート梁壁と鋼管鉄筋コンクリートの一体化（1/3）

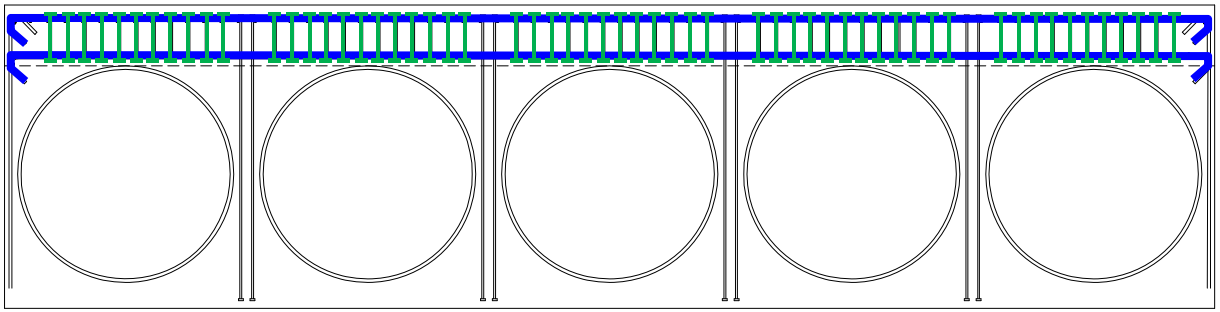
鉄筋コンクリートの配筋

「5本の柱を束ねる鉄筋」及び「梁壁の鉄筋」は鉄筋により一体化される。

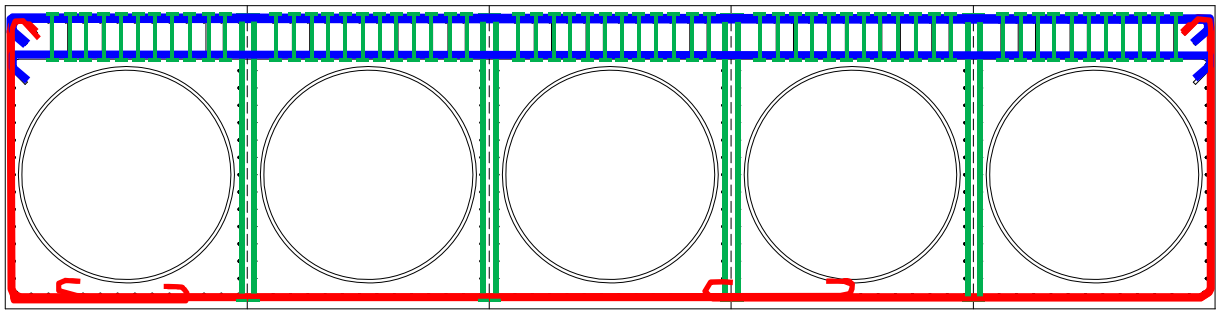
鋼管鉄筋コンクリートの鉄筋
（5本の柱を束ねる鉄筋）



鉄筋コンクリート梁壁の鉄筋
（主筋及びせん断補強筋）

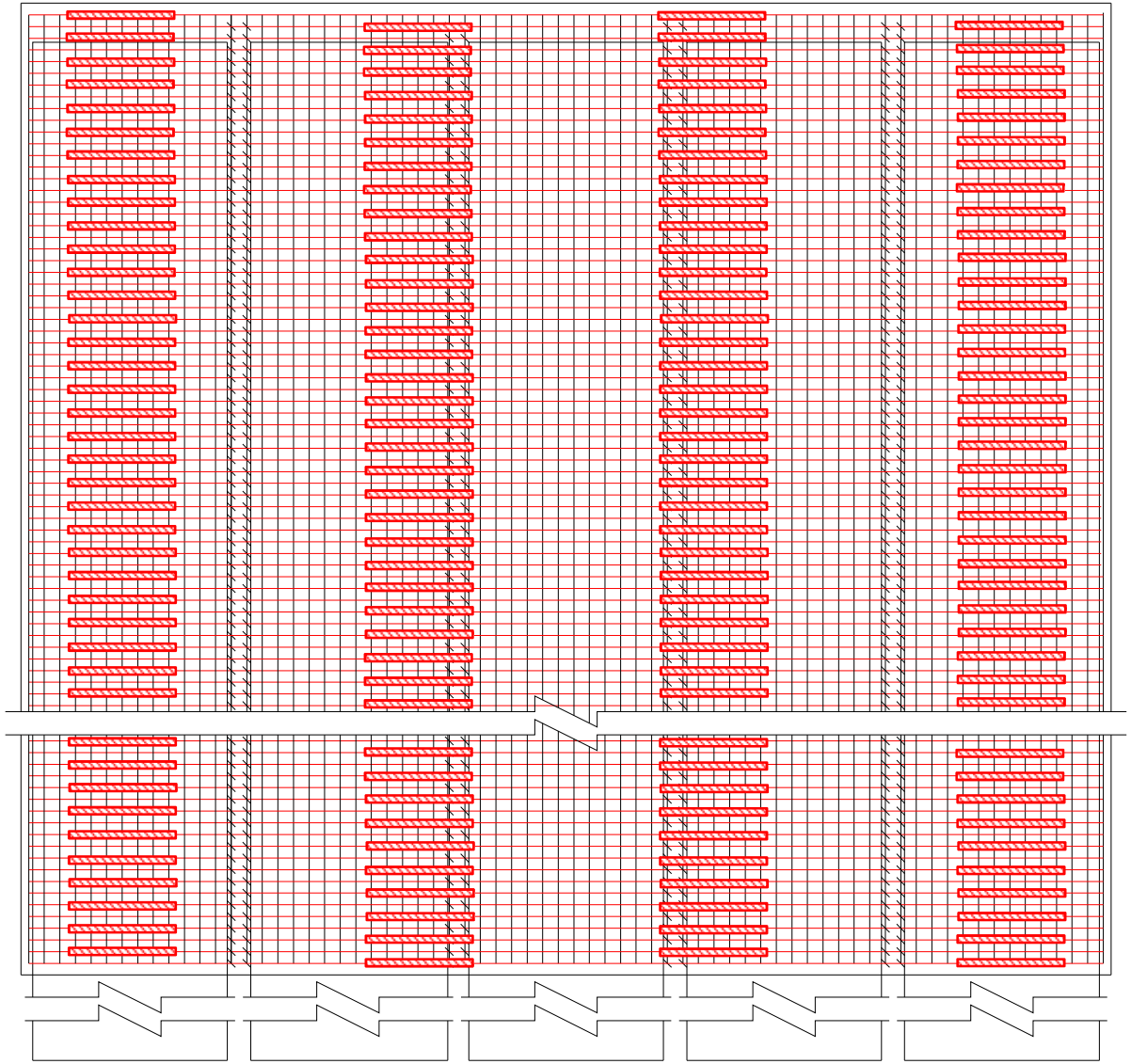


両方の鉄筋は，一部を共有して配置される。



鉄筋コンクリート梁壁と鋼管鉄筋コンクリートの一体化（2/3）

配筋図(側面図)



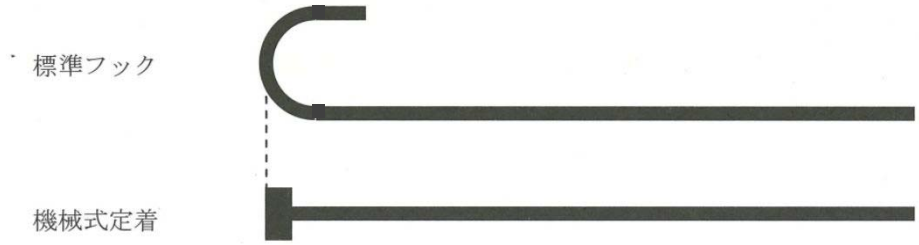
：鋼管鉄筋コンクリートの鉄筋
（5本の柱を束ねる鉄筋）

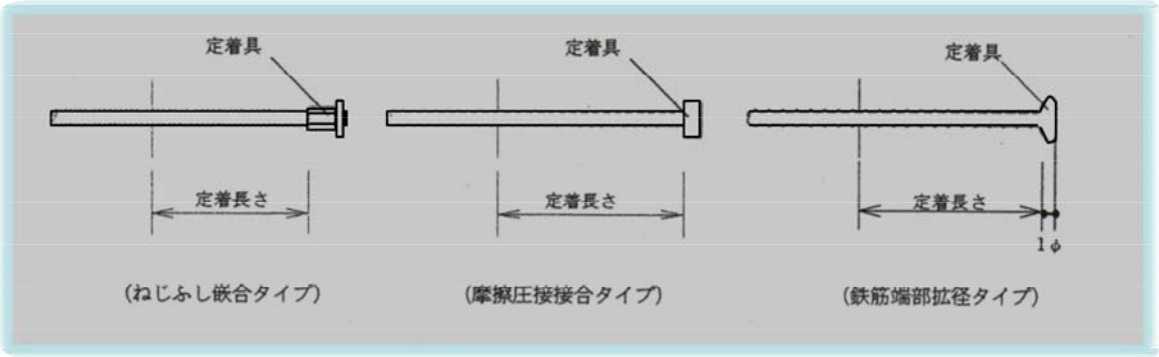
：鉄筋継手位置
（40×φ=1400mm・千鳥配置）

鉄筋コンクリート梁壁と鋼管鉄筋コンクリートの一体化（3/3）

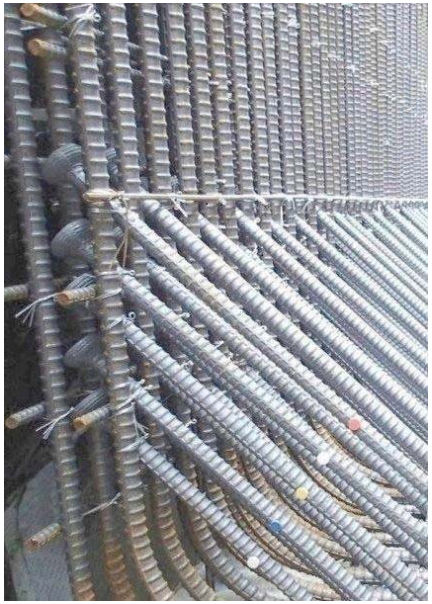
せん断補強鉄筋の端部には，機械式定着工法を適用する。

原子力発電所の適用実績を踏まえ，かつ第三者機関（土木研究センター等）による建設技術審査許可等を得たものを東海第二発電所への適用性（適用範囲，適用条件）を検討した上で選定する方針である。





壁部材への適用状況



地中構造物への適用状況

機械式定着工法のせん断補強鉄筋の原子力発電所での適用実績例

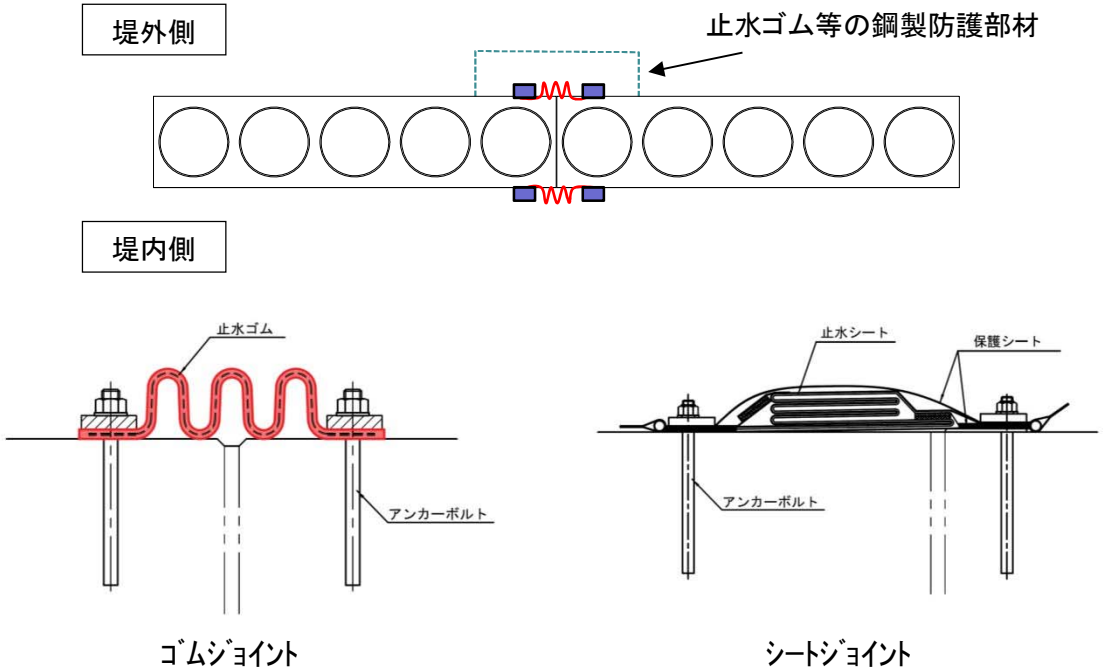
納入期間	鉄筋径	使用用途
2009年度	D16	基礎のせん断補強筋
2011年度	D19，D25	防潮堤基礎部のせん断補強筋
2013年度	D16，D19	BOXカルバートの下床版と壁のせん断補強筋
2013年度	D19	BOXカルバート下床版のせん断補強筋
2013年度	D22	壁のせん断補強筋
2013年度	D16，D19	BOXカルバートの下床版と壁のせん断補強筋
2013年度	D19	BOXカルバート下床版のせん断補強筋
2013年度	D22	壁のせん断補強筋

7. 止水ジョイント部の設計方針

止水ジョイント部　ー概要ー

主要な構造体の境界部には，想定される荷重の作用を考慮し，試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等で止水処置を講ずる設計とする。

- 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の上部工は，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，フェールセーフ及び取り替え時を考慮し，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，異種構造物間も同様に設置する。
- 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。
- 合成した変位量が20cm以下の場合は，ゴムジョイントを適用し，20cmを超える場合は，シートジョイントを適用する。



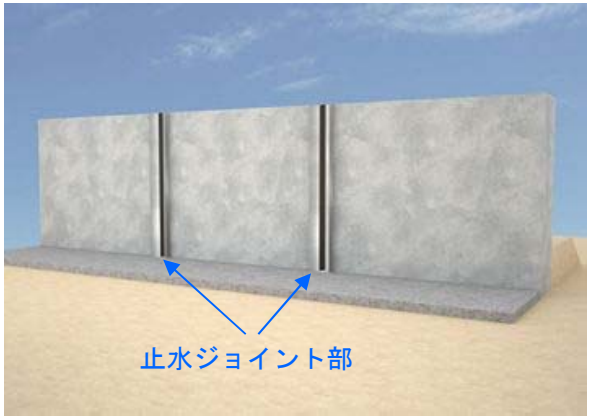
止水ジョイント部の設計方針

止水ジョイント部の役割

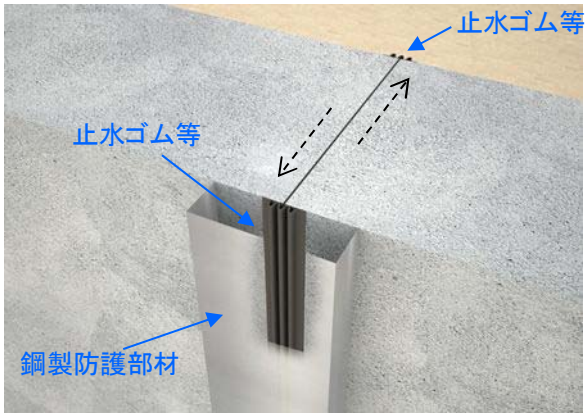
上部工の施工ブロック間に生じる変位に追従し，津波荷重に対して十分な耐性を持ち，防潮壁としての機能を維持する。

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
止水ジョイント等（ゴムジョイント，シートジョイント）	ゴム等止水材の引張，変形量	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。	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
鋼製アンカー	• 鉄筋コンクリート壁に定着させる鋼製アンカーの引張，せん断 • 定着側のコンクリートに対して，引張り，せん断，コーンせん断，支圧	許容引張応力度※，許容せん断応力度，許容押抜きせん断応力度，支圧応力度 ※鋼製アンカーの引張応力，付着応力，コーンせん断の照査は引張照査に含む	各種合成構造設計指針・同解説
止水ゴム等の鋼製防護部材	漂流物が衝突した際の鋼材の曲げ，引張り及びせん断	許容圧縮応力度，許容引張応力度及び許容せん断応力度	鋼構造設計基準

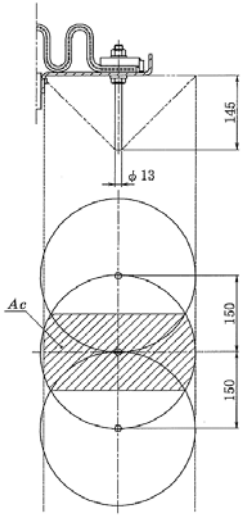
止水ジョイント部



施工ブロック間の変位例



コーンせん断の照査

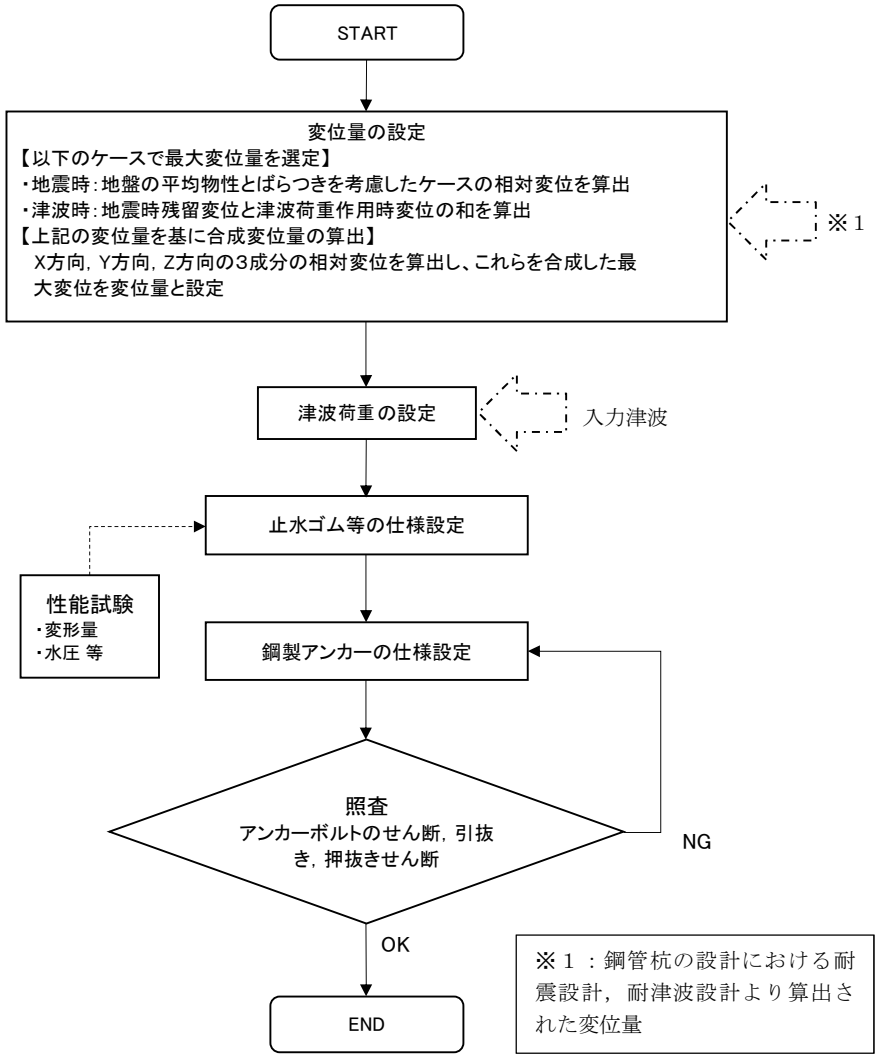


止水ジョイント部の設計方針

- 止水ジョイント部の構造成立性評価については，基準地震動Ｓ$_S$を用いた地震応答解析及び津波荷重を用いた静的フレーム解析により算出された変位量と入力津波を用い，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仕様であることを確認する。

- 止水ゴム等の仕様設定は，性能試験（耐圧試験・引張変形試験）により津波荷重に耐え，止水機能を維持できる変形量となるよう設定するとともに，構造物間に生じる相対変位に対し追従可能な材料を選定する。

- 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短期許容応力度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短期許容応力度以下であることを確認する。



８．地盤高さの嵩上げ部（改良体），
シートパイル，
表層地盤改良の設計方針

地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体の設計評価方針

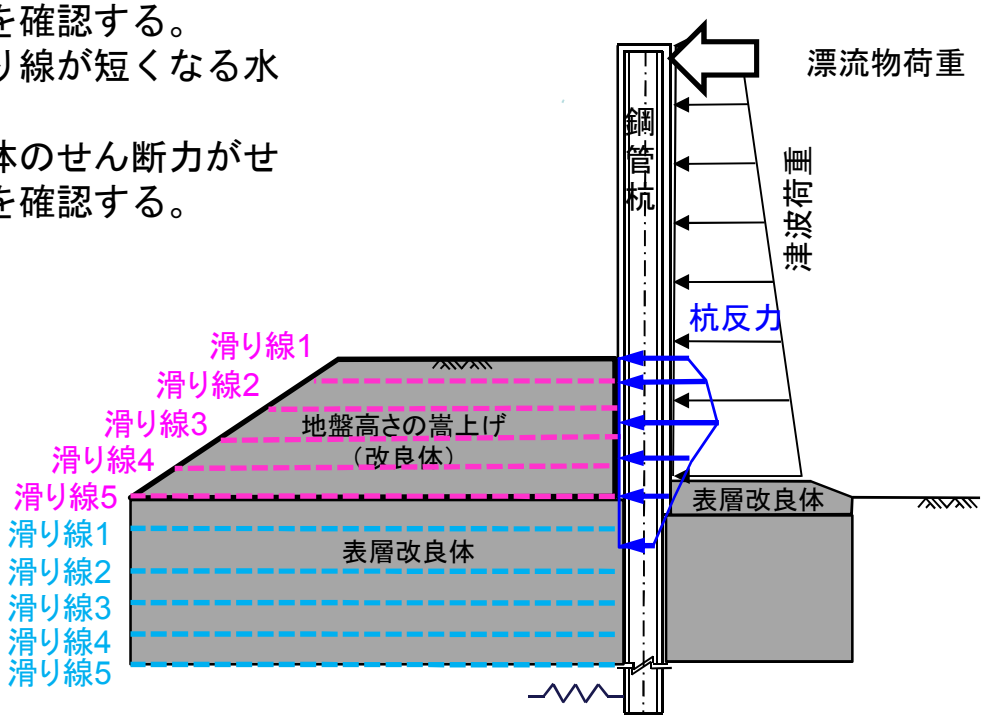
地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の役割

津波等の荷重が防潮壁に作用する際, 防潮壁背面で受働抵抗することで, 鋼管杭に発生する曲げモーメントの低減を図る。地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の照査項目, 設計で用いる許容限界を下表に示す。

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
地盤高さの嵩上げ	地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断力がせん断強度以下となり，滑り等が生じないこと。	妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下	道路橋示方書（Ⅳ下部構造編） 耐津波設計に係る工認審査ガイド

設計方針:

- 杭反力が受働せん断力を上限として作用するため，その受働せん断力に対して地盤高さの嵩上げ部の安定性を確認する。
- 滑り線は，水平方向の杭反力に対して最も滑り線が短くなる水平の滑り線を想定する。
- 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断力がせん断強度以下となり，滑り等が生じないことを確認する。



表層改良体の設計評価方針

表層改良体の役割

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。地盤高さの嵩上げ及び表層改良体照査項目, 設計で用いる許容限界を下表に示す。

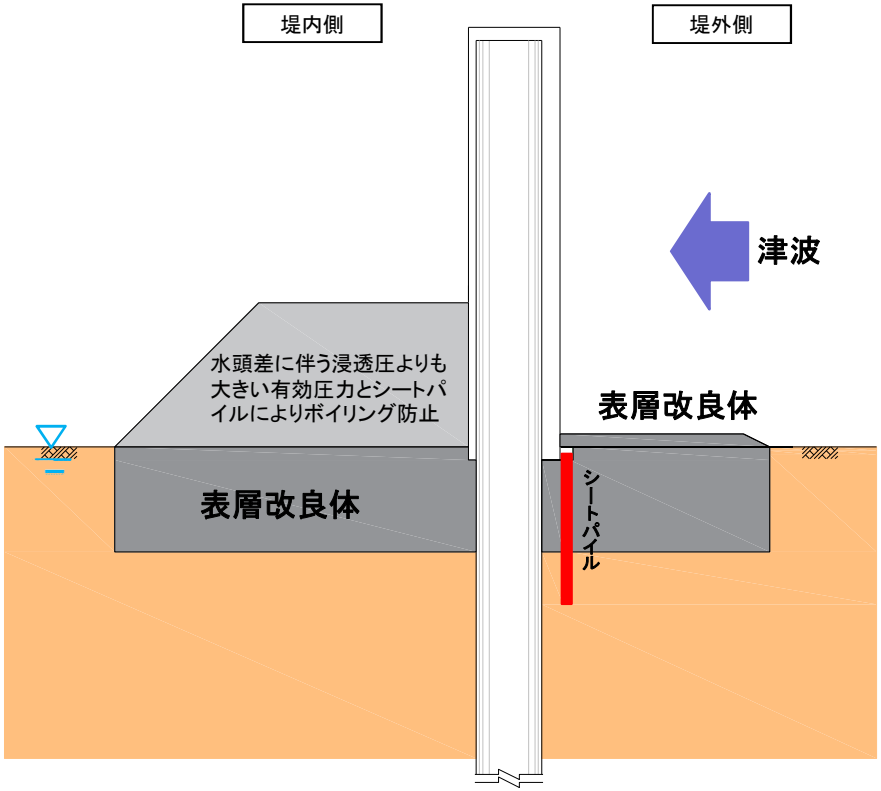
対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
表層改良体	表層改良体のせん断	妥当な安全余裕を考慮した せん断強度以下	室内試験により確認

- 洗掘防止対策
  堤外地盤の表層に対してセメント改良を実施し, 津波荷重よりも強度の高い地盤とすることで, 洗掘防止対策とする。

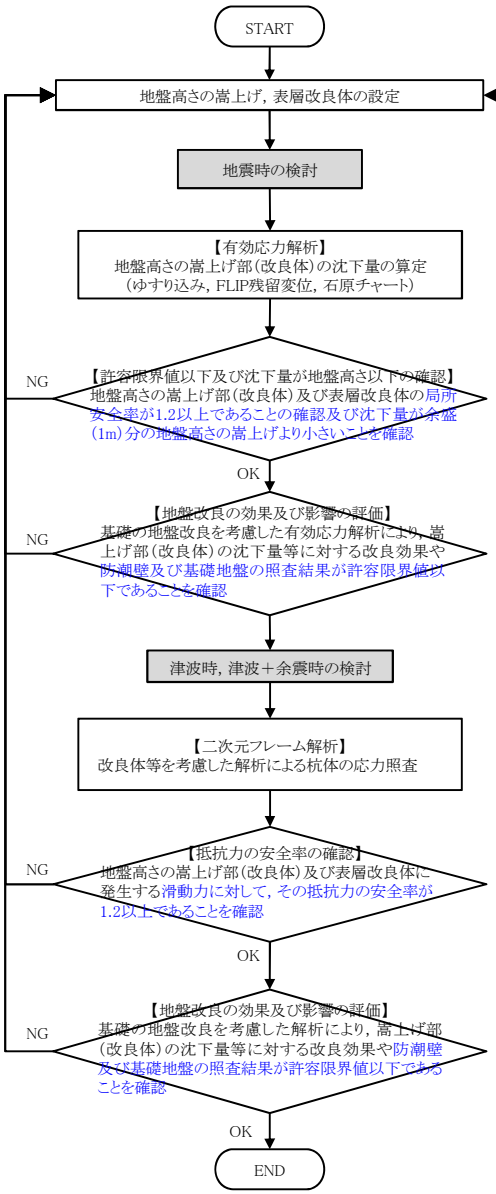
$$P_{max} < q_u / 2$$

P_{max} : 津波荷重
q_u : 改良体の一軸圧縮強度

- ボイリング検討
  表層改良体を設置し, 津波に伴う堤内側との水頭差に対して抵抗する。



地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の設計フロー

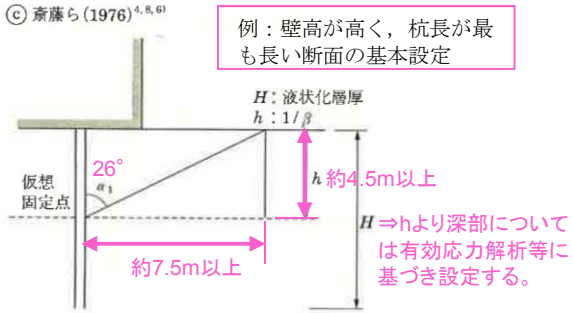


■表層改良体の範囲に係る基本設定

(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_o：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

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

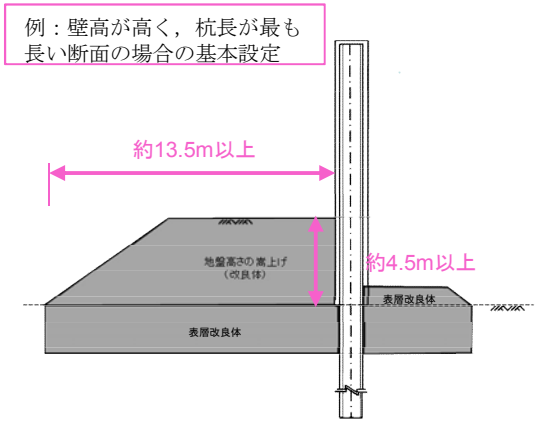
K_p：嵩上げ部（改良体）の受働土圧係数

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



シートパイルの設計評価方針

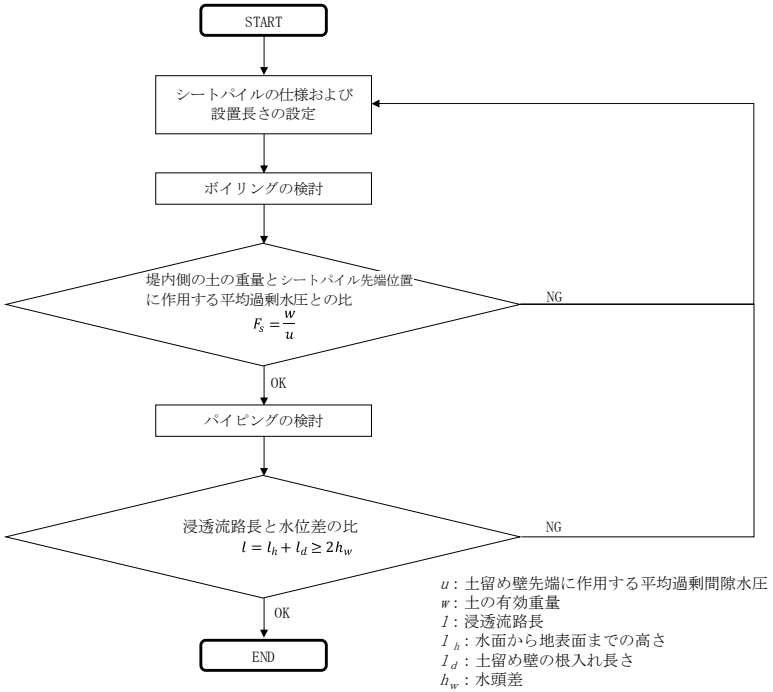
シートパイルの役割

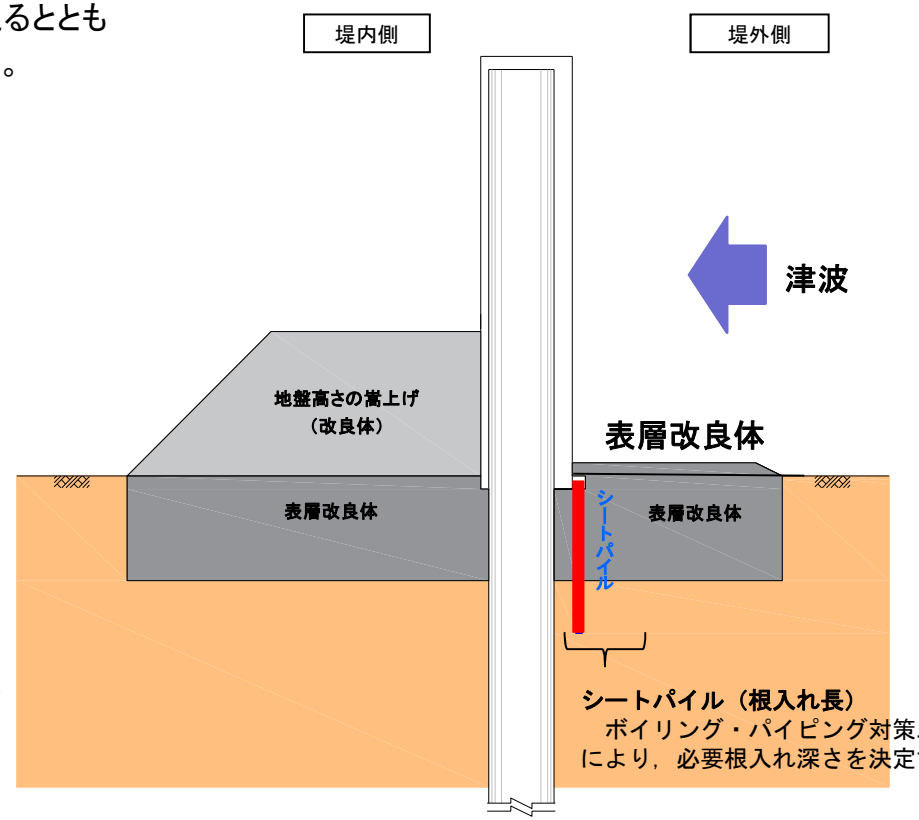
津波時における堤外側の水位上昇を想定したボイリング対策とし, 地中部から堤内側への浸水を防止する。

対象	照査項目	設計で用いる許容限界
シートパイル	シートパイルのせん断	妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下

- ボイリング検討

地盤高さの嵩上げ部や表層改良体により, 津波時の防潮壁内外の水頭差に伴う浸透圧よりも大きい有効圧力を与えるとともに, シートパイルを設置することで, ボイリングを防止する。

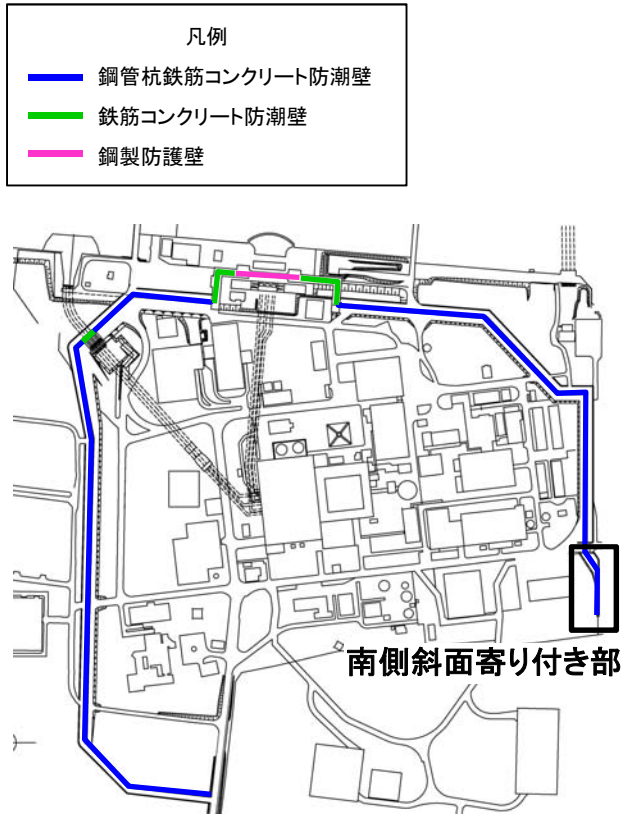


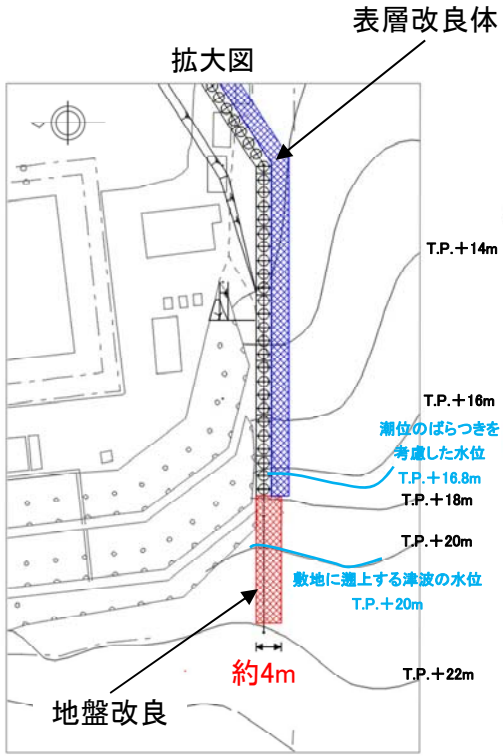


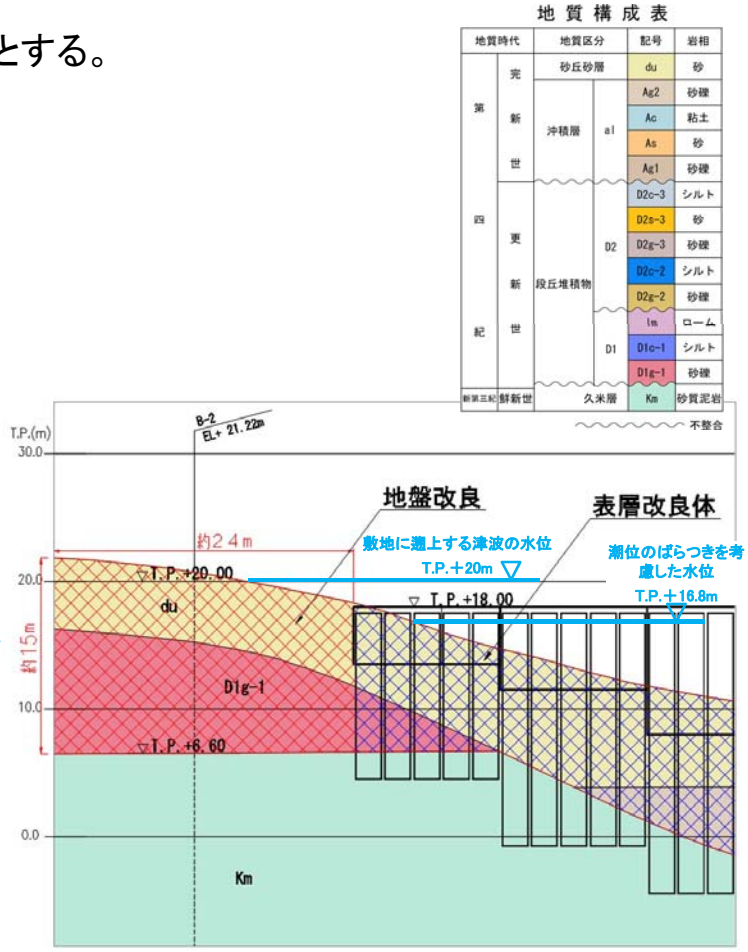
シートパイル（根入れ長）
ボイリング・パイピング対策工の評価により, 必要根入れ深さを決定する。

南側斜面寄り付き部における洗掘防止対策

- 基準津波による津波遡上解析結果では，防潮堤南部先端まで津波が及ぶことはないが，基準津波を超え敷地に遡上する津波（T.P.＋24m津波）による津波遡上解析結果ではT.P.＋20mまで津波が遡上することから，南側斜面寄り付き部からの回り込み等による洗掘を防止するため，地盤改良による洗掘対策を行う。
- 地盤改良深度は岩盤までとし，南側斜面寄り付き部近傍での最高水位である約T.P.＋22mを考慮し，防潮堤延長上のT.P.＋22m程度まで地盤改良範囲とする。
- なお，地盤改良幅は防潮壁の幅に比較して余裕を見込んだ4m程度とする。







鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁底部の地盤根入れ長の設計方針

■鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁上部工底部の地盤根入れ長は, 地震時に生じる地表面の沈下量に基づき設定する。

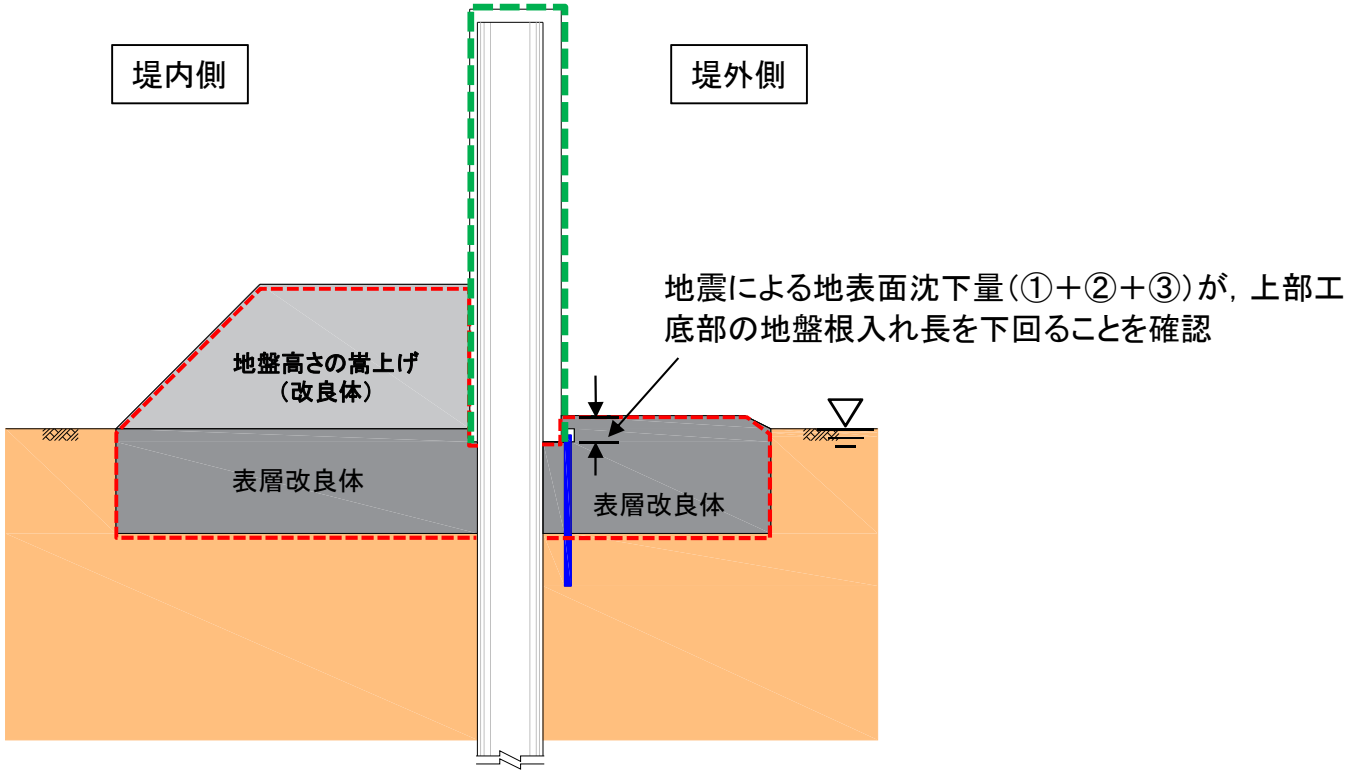
考慮する地震時の沈下量は,

① 不飽和土層のゆすり込み沈下量

② FLIPにより算出された残留沈下量

③ 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量

上部工底部の地盤根入れ長 ＞ 地震による地表面沈下量＝①＋②＋③



地震時及び地震後

９．設置許可段階における構造成立性評価に係る基本方針

構造成立性評価の方針

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造成立性を確認するため，「基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド」等に基づき，基準地震動Ｓｓ及び基準津波による荷重等に対して，構造体の主要構造部位である鋼管杭，地表部の鉄筋コンクリート防潮壁，止水ジョイント部，地盤高さの嵩上げ部，表層改良体の健全性を確認する。その他の構造部位については，設計方針を示し今後の詳細設計でその仕様の詳細を決定する。

なお，現在実施している追加地質調査により，今後地質分布の細部が更新される可能性を見据え，主要構造部位の検討に当たっては，構造体に対して厳しい評価となる断面や地質条件での解析評価を行い，十分な構造強度であること及び止水性能を有することを確認する。

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造成立性評価

↓

代表評価断面の抽出

↓

要求機能の設定

↓

設計方針（基本方針）の設定

↓

評価対象部位の選定

↓

- 鋼管杭（上・下部工）
- 鉄筋コンクリート（上部工）
- 止水ジョイント部（上部工）
- 地盤高さの嵩上げ（改良体）
- 表層改良体

↓

耐震評価
（基準地震動Ss）

↓

耐津波評価
（基準津波，T.P.＋24m津波）

↓

許容限界以下の確認

↓

構造成立性の確認

耐震・耐津波評価の流れ

構造成立性評価の荷重等について

荷重ケース	荷重	安全側に設計するための配慮
地震時	➢ 地震荷重 基準地震動Ssのうち代表2波（Ss-D1波，Ss-31波）	• 全ての液状化対象層に豊浦標準砂の液状化強度特性を仮定した評価 • 粘土層の層厚の影響を考慮した評価（最大あるいは最小厚でモデル化） • 岩盤の傾斜角の影響を考慮した評価
津波時	➢ 津波荷重 以下の入力津波高さ及び設置地盤高さを考慮し朝倉式により算定した波圧以上を設定する。 ・敷地前面東側：T.P.＋17.9m ・敷地側面北側：T.P.＋15.4m ・敷地側面南側：T.P.＋16.8m ➢ 漂流物荷重：490kN （重量50tf，津波流速10m/s）	• 地震後の地盤状況を考慮した地盤バネの設定（バネ定数及びバネの上限値を変え，下部工・上部工に最も厳しい組み合わせで評価する） • 水理模型実験等で確認した津波波力より大きな波力を用いた設計 • 鉄筋コンクリート梁壁の梁バネモデルを用いることにより断面力を保守的に算定した照査（三次元モデルによる確認） • 1ユニット内で地盤剛性の影響を考慮した設計（両端に±1σ物性に相当するバネを配置） • 漂流物荷重を構造体にとって最も厳しくなる位置に載荷 • 1ユニット内で岩盤の傾斜角の影響を考慮
重畳時 （津波＋余震時）	➢ 余震荷重：弾性設計用地震動Sd-D1波 ➢ 津波荷重：津波時と同様	
T.P.＋24m津波時	➢ 津波荷重：入力津波高さ（T.P.＋24m）及び設置地盤高さを考慮し朝倉式により算定 ➢ 漂流物荷重：736kN （重量50tf，津波流速15m/s）	
重畳時 （T.P.＋24m津波＋余震時）	➢ 余震荷重：弾性設計用地震動Sd-D1波 ➢ 津波荷重：T.P.＋24m津波時と同様	

設置許可段階での提示内容（下部工）

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁について，設置許可段階で構造成立性の見通しを示す上で必要な確認事項と項目について整理した結果を示す。

下部工の評価について

		設置許可段階（設計方針と見通し）		工認審査段階
評価部位		代表断面③ （壁高が高く，杭長が長い断面）	代表断面④ （岩盤の傾斜角が大きい断面）	代表断面③④他一般部
下部工	基礎地盤 （岩盤 ：Km層）	**【確認事項】** **基礎地盤の健全性（支持力）** 設置許可基準規則第3条第一項に基づき，地質の特長を模擬した評価ケースにおいても，杭の支持層である岩盤部のみで，妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下であることを確認する。		**【確認事項】** 杭の先端支持力を考慮して，妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下であることを確認する。
		【提示内容】 （1）地震時 （二次元有効応力解析） （2）津波時 （二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含）） （3）重畳時 （二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含）） （安全側となる配慮） ・地質分布や地盤物性の不確かさを考慮し，液状化検討対象層に豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定し強制的な液状化をさせるモデルなどのケーススタディを実施する。	**【提示内容】** （1）地震時 （二次元有効応力解析） （安全側となる配慮） ・岩盤傾斜部で最も傾斜角が大きい区間をモデル化し評価を行う。	**【提示内容】** （1）地震時 （二次元有効応力解析） （2）津波時 （二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含）） （3）重畳時 （二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含）） （安全側となる配慮） ・岩盤傾斜部で最も傾斜角が大きい区間をモデル化し評価を行う。

設置許可段階での提示内容（下部工）

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁について，設置許可段階で構造成立性の見通しを示す上で必要な確認事項と項目について整理した結果を示す。

下部工の評価について

		設置許可段階（設計方針と見通し）		工認審査段階
評価部位		代表断面③ （壁高が高く，杭長が長い断面）	代表断面④ （岩盤の傾斜角が大きい断面）	代表断面③④他一般部
下部工	鋼管杭 （SM570， φ2,500mm， t=35mm or t=40mm）	**【確認事項】** **鋼管杭の健全性（曲げ，せん断，座屈）** 鋼管杭に発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する（T.P.＋24m津波に対しては降伏応力度，せん断強度以下とする）。 岩盤傾斜部の増幅特性及び振動特性について確認し，1ブロック内の挙動について特異なモードがないか確認する。また，1ユニット両端の相対変位量について確認する。		**【確認事項】** 鋼管杭に発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する。 （T.P.＋24m津波に対しては降伏応力度，せん断強度以下とする）
		【提示内容】 （1）地震時 （二次元有効応力解析） （2）津波時 （二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含）） （3）重畳時 （二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含）） （安全側となる配慮） ・地盤バネの設定について，地盤バネ定数，上限値の組合せにより，下部工に対して厳しい条件となるケースを確認する。 ・漂流物荷重は，下部工に対して厳しくなる位置に作用させる。	**【提示内容】** （1）地震時 （一次元等価線形解析，二次元有効応力解析，静的三次元FEM解析） （安全側となる配慮） ・岩盤傾斜部における杭の振動特性を評価する。 ・岩盤傾斜部の１ユニット両端部杭の相対変位について解析モデルでの違いを確認する。 ・岩盤傾斜部の増幅特性について確認する。	**【提示内容】** （1）地震時 （二次元有効応力解析） （2）津波時 （二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含）） （3）重畳時 （二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含））

設置許可段階での提示内容（上部工）

上部工の評価について

		設置許可段階（設計方針と見通し）		工認審査段階
評価部位		代表断面③ （壁高が高く，杭長が長い断面）	代表断面④ （岩盤の傾斜角が大きい断面）	代表断面③④他一般部
上部工	【梁壁部】 鉄筋コンクリート （鉄筋コンクリート梁壁） コンクリート （f' ck=40N/mm²） 鉄筋 （SD490）	**【確認事項】** **鉄筋コンクリート梁壁の健全性（曲げ，せん断）** 1ユニット内で地質分布が異なる場合を想定し，鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）に発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する（T.P.＋24m津波に対しては降伏応力度，せん断強度以下とする）。	**【確認事項】** **鉄筋コンクリート梁壁の健全性（曲げ，せん断）** 1ユニット内で基礎岩盤の傾斜を想定し，鉄筋コンクリート（鉄筋コンクリート梁壁）に与える影響について確認する（発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する。T.P.＋24m津波に対しては降伏応力度，せん断強度以下とする）。	**【確認事項】** 鉄筋コンクリート梁壁に発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する（T.P.＋24m津波に対しては降伏応力度，せん断強度以下とする）。
		【提示内容】 （1）地震時 （二次元梁バネモデル解析，三次元FEM解析） （2）津波時 （二次元梁バネモデル解析（T.P.＋24m津波時含），三次元FEM解析） （3）重畳時 （二次元梁バネモデル解析（T.P.＋24m津波時含），三次元FEM解析） （安全側となる配慮） ・１ユニット内で杭両端部の地盤バネ±1σとするなど，上部工に対して厳しい結果となるよう考慮する。 ・地盤バネの設定について，地盤バネ定数，上限値の組合せにより，上部工に対して厳しい条件となるケースを確認する。 ・漂流物荷重は，上部工にとって厳しくなる位置に作用させる。	**【提示内容】** （1）地震時 （三次元静的FEM解析） （安全側となる配慮） ・岩盤傾斜部で最も傾斜角が大きい区間をモデル化し評価を行う。	**【提示内容】** （1）地震時 （二次元梁バネモデル解析） （2）津波時 （二次元梁バネモデル解析 （T.P.＋24m津波時含）） （3）重畳時 （二次元梁バネモデル解析（T.P.＋24m津波時含）） （4）最も厳しい荷重 （三次元静的FEM解析） 応答値が大きい「二次元梁バネモデル」で工認資料を提出 鋼管鉄筋コンクリート（SRC部）の配筋は，鉄筋コンクリート梁壁の主筋と同径・同ピッチで主筋を配置し，また，主筋の面積比1/3の配力筋を配置する。 これを基本構造として評価するが，三次元静的FEM解析で最も厳しいケースでも工認資料で示す。

設置許可段階での提示内容（上部工）

上部工の評価について

		設置許可段階（設計方針と見通し）		工認審査段階
評価部位		代表断面③ （壁高が高く，杭長が長い断面）	代表断面④ （岩盤の傾斜角が大きい断面）	代表断面③④他一般部
上部工	【SRC部】 鋼管杭（鋼管鉄筋コンクリート） コンクリート （f' ck=40N/mm²） 鉄筋 （SD490） 鋼管杭 （SM570, φ2,500mm, t=35mm or t=40mm）	**【確認事項】** **鋼管鉄筋コンクリートの健全性** 1ユニット内で地質分布が異なる場合を想定し，鋼管鉄筋コンクリートに与える影響について確認する（発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する，T.P.＋24m津波も含め，二次元梁バネモデル解析にて確認する）。	**【確認事項】** **鋼管鉄筋コンクリートの健全性** 1ユニット内で基礎岩盤の傾斜を想定し，鋼管鉄筋コンクリートに与える影響について確認する（発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する，T.P.＋24m津波も含め，二次元梁バネモデル解析にて確認する）。	**【確認事項】** **鋼管鉄筋コンクリートの健全性** 鉄筋コンクリートに発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する（T.P.＋24m津波に対しては降伏応力度，せん断強度以下であることを確認する）。
		【提示内容】 （1）地震時（三次元FEM解析） （2）津波時（三次元FEM解析） （3）重畳時（三次元FEM解析） （安全側となる配慮） ・地盤バネの設定について，地盤バネ定数，上限値の組合せにより，下部工に対して厳しい条件となるケースを実施する。 ・漂流物荷重は，杭体の曲げが大きくなる防潮堤天端に作用させる。	**【提示内容】** （1）地震時（三次元静的FEM解析） （安全側となる配慮） ・岩盤傾斜部で最も傾斜角が大きい区間をモデル化し評価を行う。	**【提示内容】** （1）地震時　（二次元梁バネモデル解析） （2）津波時　（二次元梁バネモデル解析（T.P.＋24m津波時含）） （3）重畳時　（二次元梁バネモデル解析（T.P.＋24m津波時含）） （4）最も厳しい荷重　（三次元静的FEM解析） 応答値が大きい「二次元梁バネモデル」で工認資料を提出 鋼管鉄筋コンクリート（SRC部）の配筋は，鉄筋コンクリート梁壁の主筋と同径・同ピッチで主筋を配置し，また，主筋の面積比1/3の配力筋を配置する。 これを基本構造として評価するが，三次元静的FEM解析で最も厳しいケースでも工認資料で示す。

設置許可段階での提示内容（止水ジョイント部）

上部工（止水ジョイント部）の評価について

<table>
<tr><th colspan="2"></th><th colspan="2">設置許可段階（設計方針と見通し）</th><th>工認審査段階</th></tr>
<tr><td colspan="2">評価部位</td><td>一般部（直線部）</td><td>特殊部（隅角部）</td><td>一般部，特殊部</td></tr>
<tr><td rowspan="2">止水ジョイント部</td><td rowspan="2">止水ゴム等
（止水ゴム，
止水シート）</td><td>【確認事項】
止水ゴム等の健全性（変位，圧力）
一般部で生じる構造物間の相対変位量に対して，止水ゴムが許容の伸び量範囲以下であることを確認する。
津波荷重について，止水ゴムが許容圧力以下であることを確認する。</td><td>【確認事項】
止水ゴム等の健全性（変位，圧力）
隅角部，異種構造物間の特殊部で生じる構造物間の相対変位量に対して，止水シートが許容伸び量の範囲以下であることを確認する。
津波荷重について，止水シートが許容圧力以下であることを確認する。</td><td>【確認事項】
一般部及び特殊部で生じる構造物間の相対変位量に対して，止水シートが許容伸び量の範囲以下であることを確認する。
津波荷重について，止水シートが許容圧力以下であることを確認する。</td></tr>
<tr><td colspan="2">【実施内容】
（1）止水性能試験（許容変位量）
（2）止水性能試験（許容耐圧力）
（3）地震時の変形量（二次元有効応力解析）
（4）津波時の止水ゴム部に作用する津波荷重
（5）重畳時の変形量（二次元有効応力解析）

（安全側となる配慮）
・T.P.＋24m津波荷重に裕度を見込んだ水圧にて耐圧試験を実施
・二次元有効応力解析から算定される変位量により確認
・余震時の変位量は，安全側に二次元有効応力解析の最大変形量の1/2とする</td><td>【提示内容】
（1）止水性能試験（許容変位量）
（2）止水性能試験（許容耐圧力）
（3）耐候性試験
（4）地震時の変形量（二次元有効応力解析）
（5）津波時の止水ゴム部に作用する津波波力
（6）重畳時の変形量（二次元有効応力解析）</td></tr>
</table>

設置許可段階での提示内容（止水ジョイント部）

上部工（止水ジョイント部）の評価について

		設置許可段階（設計方針と見通し）		工認審査段階
評価部位		一般部（直線部）	特殊部（隅角部）	一般部，特殊部
止水ジョイント部	鋼製アンカー	【確認事項】 鋼製アンカーの健全性 止水ジョイント等を固定する鋼製アンカーに発生する応力が短期許容応力度以下であるとする設計方針を示す※（T.P.＋24m津波に対しては降伏応力度，せん断強度以下とする）。 ※ 鋼製アンカーは，設置のピッチや本数により十分な安全余裕調整が可能であることから，工認段階での確認で問題ないと判断した。		【確認事項】 止水ジョイント等を固定する鋼製アンカーに発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する（T.P.＋24m津波に対しては降伏応力度，せん断強度以下とする）。
		【提示内容】 （設計方針） ・地震時の止水ジョイント等の引張り荷重に対して耐え得る設計方針	【提示内容】 （設計方針） ・地震時の止水ジョイント等の引張り荷重に対して耐え得る設計方針	【提示内容】 （1）地震時（構造計算） （2）津波時（構造計算）
	鋼製防護部材	【確認事項】 鋼製防護部材の健全性 止水ジョイント等を津波漂流物から防護する鋼製防護部材に発生する応力が短期許容応力度以下であるとする設計方針を示す※（T.P.＋24m津波に対しては降伏応力度，せん断強度以下とする）。 ※ 止水ジョイントは，防潮堤の堤外側及び堤内側に設置するフェールセーフ構造とすること，防潮堤ブロック間の変位量は漂流物の幅に比べて極めて小さいことから基本的に漂流物は防潮堤に衝突することになる。鋼製防護部材の漂流物による損傷が直接的に防潮堤の機能に影響を与えるものでないため，工認段階での確認で問題ないと判断した。		【確認事項】 止水ジョイント等を津波漂流物から防護する鋼製防護部材に発生する応力が短期許容応力度以下であることを確認する（T.P.＋24m津波に対しては降伏応力度，せん断強度以下とする）。
		【提示内容】 （設計方針） • 50tfの漂流物荷重に耐え得る構造とする設計方針 • 外部火災に対して止水ジョイント部を防護するための耐火材となり得る構造とする。	【提示内容】 （設計方針） • 50tfの漂流物荷重に耐え得る構造とする設計方針	【提示内容】 （1）地震時（構造計算） （2）津波時（構造計算）

設置許可段階での提示内容（その他部位）

その他部位の評価について

	設置許可段階（設計方針と見通し）	工認審査段階
評価部位	代表断面③ （壁高が高く，杭長が長い断面）	代表断面③④他一般部
地盤高さの嵩上げ（改良体） セメント改良 （qu=1N/mm²）	**【確認事項】** **地盤高さの嵩上げ部（改良体）の健全性** 地盤高さの嵩上げ部の受働せん断面や底面等のせん断力が，改良体の妥当な安全余裕を考慮したせん断耐力以下であることを確認する。	**【確認事項】** 地盤高さの嵩上げ部の受働せん断面や底面等のせん断力が，改良体の妥当な安全余裕を考慮したせん断耐力以下であることを確認する。
	【提示内容】 （1）地震時（二次元有効応力解析） （2）津波時（二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含）） （3）重畳時（二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含）） （安全側となる配慮） ・地質分布や地盤物性の不確かさを考慮し，液状化検討対象層に豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定し強制的に液状化させるモデルなどのケーススタディを実施する。 ・地盤高さの嵩上げ部の全体の沈下量が均等になるように配慮する。	**【提示内容】** （1）地震時（二次元有効応力解析） （2）津波時（二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含）） （3）重畳時（二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含））
表層改良体 セメント改良 （qu=1N/mm²）	**【確認事項】** **表層改良体の健全性** 表層改良体の受働せん断面等のせん断強度が，改良体の妥当な安全余裕を考慮したせん断耐力以下であることを確認する。	**【確認事項】** 表層改良体の受働せん断面等のせん断耐力が，改良体の妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下であることを確認する。
	【提示内容】 （1）地震時（二次元有効応力解析） （2）津波時（二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含）） （3）重畳時（二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含）） （安全側となる配慮） ・地質分布や地盤物性の不確かさを考慮し，液状化検討対象層に豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定し強制的に液状化させるモデルなどのケーススタディを実施する。 ・地盤高さの嵩上げ部の全体の沈下量が均等になるように配慮する。	**【提示内容】** （1）地震時（二次元有効応力解析） （2）津波時（二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含）） （3）重畳時（二次元フレーム解析（T.P.＋24m津波時含））

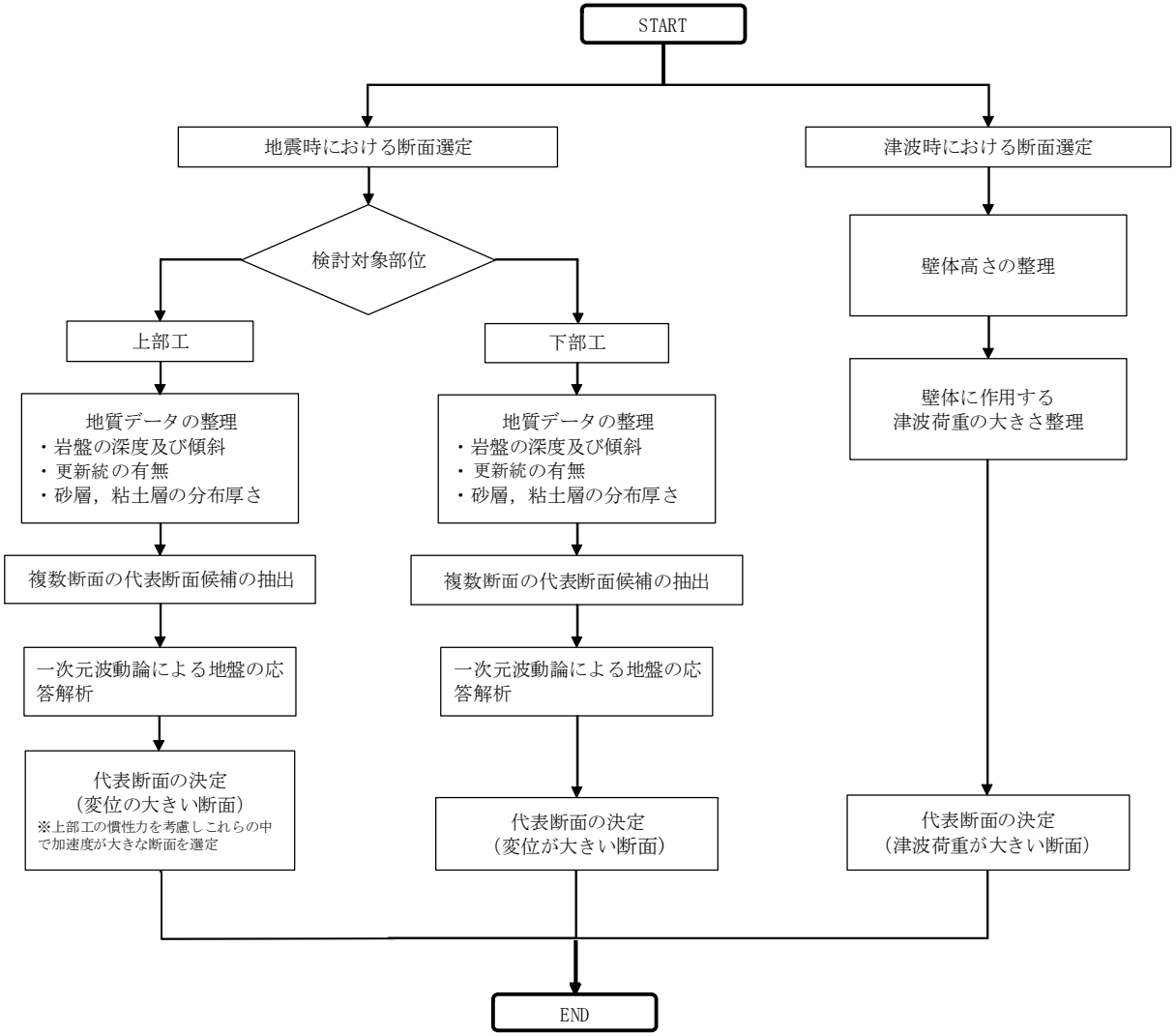
設置許可段階での提示内容（その他部位）

その他部位の評価について

	設置許可段階（設計方針と見通し）	工認審査段階
評価部位	代表断面③ （壁高が高く，杭長が長い断面）	代表断面③④他一般部
シートパイル	**【確認事項】** **シートパイルの健全性** シートパイルが妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下であるとする設計方針を示す。※ ※　シートパイルは表層改良体の中に設置されるものである。表層改良体は，地震時や津波時に弾性範囲内（せん断強度以下）であったため，シートパイルに変形等の影響が生じない目途がついていること，また，防潮壁との接続はピン結合であり，シートパイルの頭部に大きなモーメントが生じない設計とすることから，構造的な課題がなく，材料の選定にも幅があることから工認段階での設計で問題ないと判断した。	**【確認事項】** シートパイルが妥当な安全余裕を考慮したせん断強度以下であることを確認する。
	【提示内容】 （設計方針のみ） ・地震時，津波時荷重に対して耐え得る設計方針とする。	**【提示内容】** （1）地震時（二次元フレーム解析） （2）津波時（二次元フレーム解析） （3）重畳時（二次元フレーム解析）

10. 代表断面の選定

代表断面選定フロー



- 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て，種々の解析条件で評価を行う。
- 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，地震時及び津波時において防潮堤に作用する荷重の相違や，防潮堤の基礎の地質等の相違により，防潮堤へ与える影響が異なると考えられるため，構造成立性評価に当たっては代表となる断面を選定する。
- 津波時については，津波高さによって判別し，津波荷重の大きいものを代表断面とする。
- 地震時については，上部工と下部工で個別に設定する。地質データの整理から複数の代表断面候補を抽出し，一次元波動論による地震動の引き上げ計算を実施し，変位の大きい断面を代表断面とする。上部工については，最大加速度を慣性力として用いるため，選ばれた断面の加速度が最大であることを確認した後，代表断面とする。

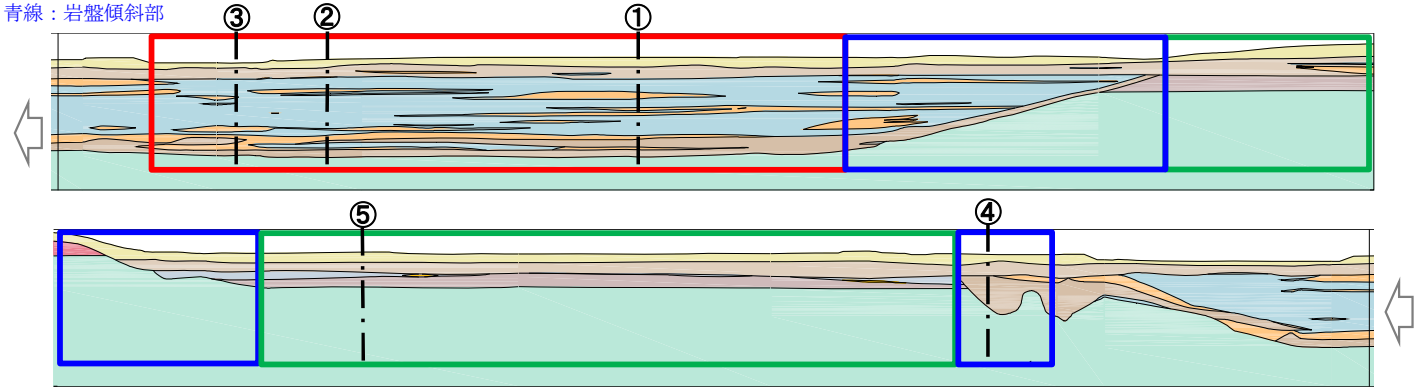
代表候補となる断面

- 代表断面の候補地点は，地点①～地点⑤を選定した。

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た。

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

【凡例】
・緑線：更新統分布区間（岩盤が浅部に存在）
・赤線：砂層，粘土層分布区間（岩盤が深部に存在）
・青線：岩盤傾斜部



代表断面選定における着目点と代表断面の選定結果

■東海第二発電所の地質の特徴や遡上津波の特性，防潮堤の設置位置を踏まえ，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ケーススタディを行う。

着目点	概要	選定される地点
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。 岩盤深度が深い地点 地点①，地点②，地点③ 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。 傾斜による地盤の差異が構造物へ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

一次元応答解析に基づく地表面の応答値

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

⇨

代表断面の選定

（１）津波時

上部工長さが最も長く，津波荷重が最も大きい汀線沿いの**断面③**が代表断面となる。

（２）地震時

- 上部工：杭長が最も長く，地盤の変位量・加速度が最も大きくなる**断面③**が代表断面となるが，岩盤傾斜の影響を考慮し**断面④**の検討も実施する。
- 下部工：地盤の変位量が最も大きい**断面③**が代表断面となる。

11. 代表地震波の選定

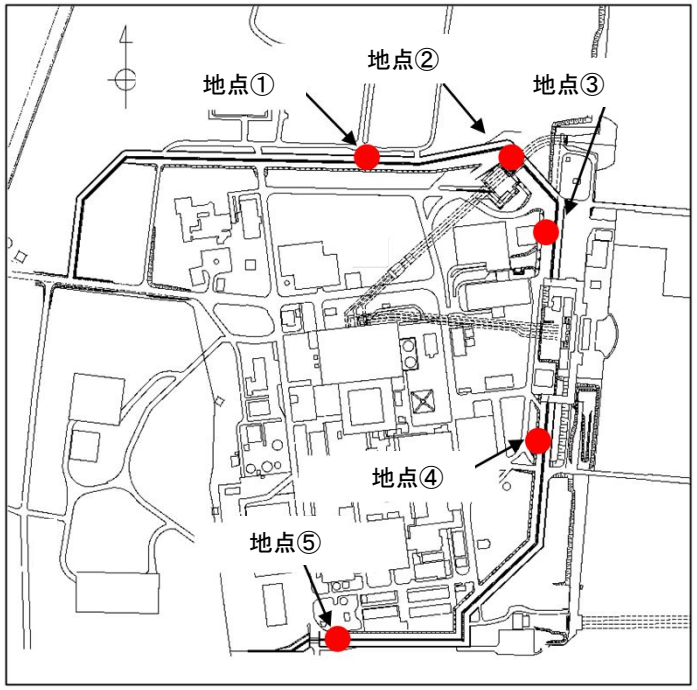
構造物への影響が大きい地震動について

■構造物への影響が大きい地震動について

基準地震動Ss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し，構造成立性検討用地震動として選定した。

（１）検討方針

- 基準地震動Ss全波による一次元地盤応答解析は，防潮堤設置位置のうち，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。
- 基準地震動Ss全波による一次元地盤応答解析結果として，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。



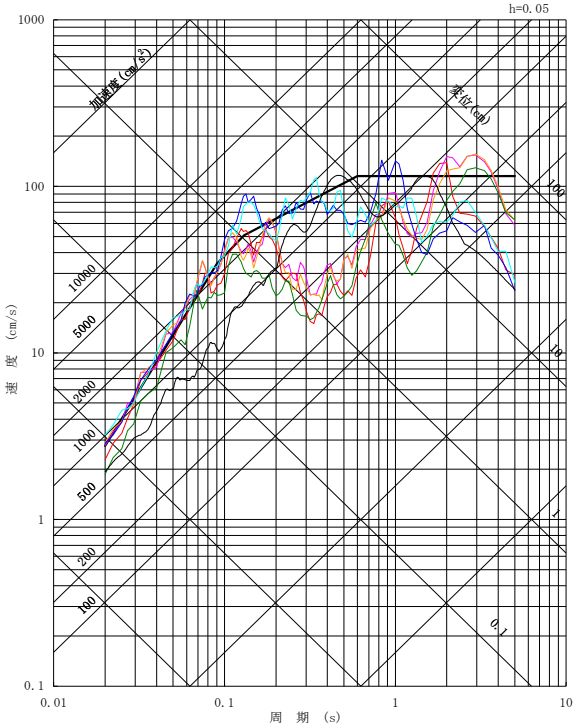
地点	特長
地点①	粘土層（Ac層）の合計層厚が最小の箇所
地点②	粘土層（Ac層）の合計層厚が最大の箇所
地点③	地表面標高が最も低く，岩盤が深部に存在する箇所
地点④	岩盤上面の傾斜部が最も浅部に存在する箇所
地点⑤	基本的に水平成層であるが，更新統が堆積し，岩盤が浅部に存在する箇所

入力地震動（基準地震動Ss）の疑似速度応答スペクトル

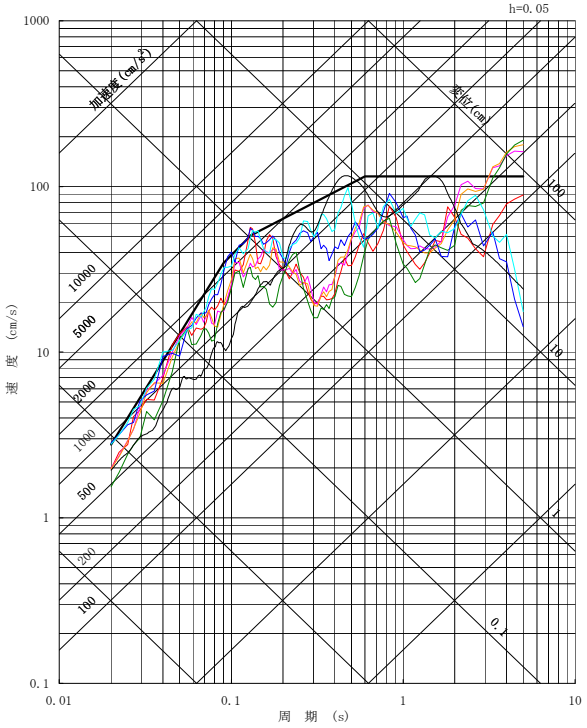
第414回審査会合
資料2 再掲

■基準地震動Ssを示す。

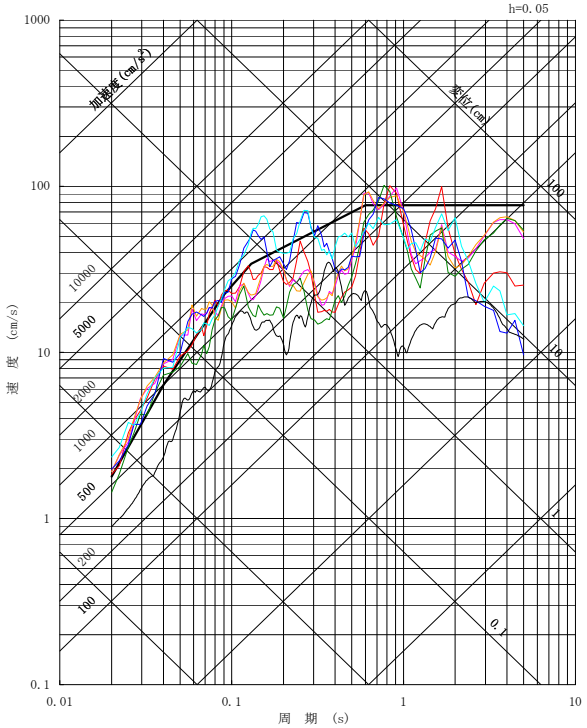
- Ss－D1 応答スペクトル手法による基準地震動
- Ss－11 F1断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震（短周期レベルの不確かさ，破壊開始点1）
- Ss－12 F1断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震（短周期レベルの不確かさ，破壊開始点2）
- Ss－13 F1断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震（短周期レベルの不確かさ，破壊開始点3）
- Ss－14 F1断層，北方陸域の断層，塩ノ平地震断層の連動による地震（断層傾斜角の不確かさ，破壊開始点2）
- Ss－21 2011年東北地方太平洋沖型地震（短周期レベルの不確かさ）
- Ss－22 2011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）
- Ss－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



NS成分



EW成分



UD成分

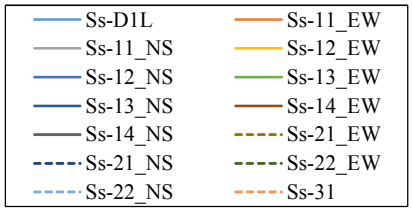
構造物への影響が大きい地震動について

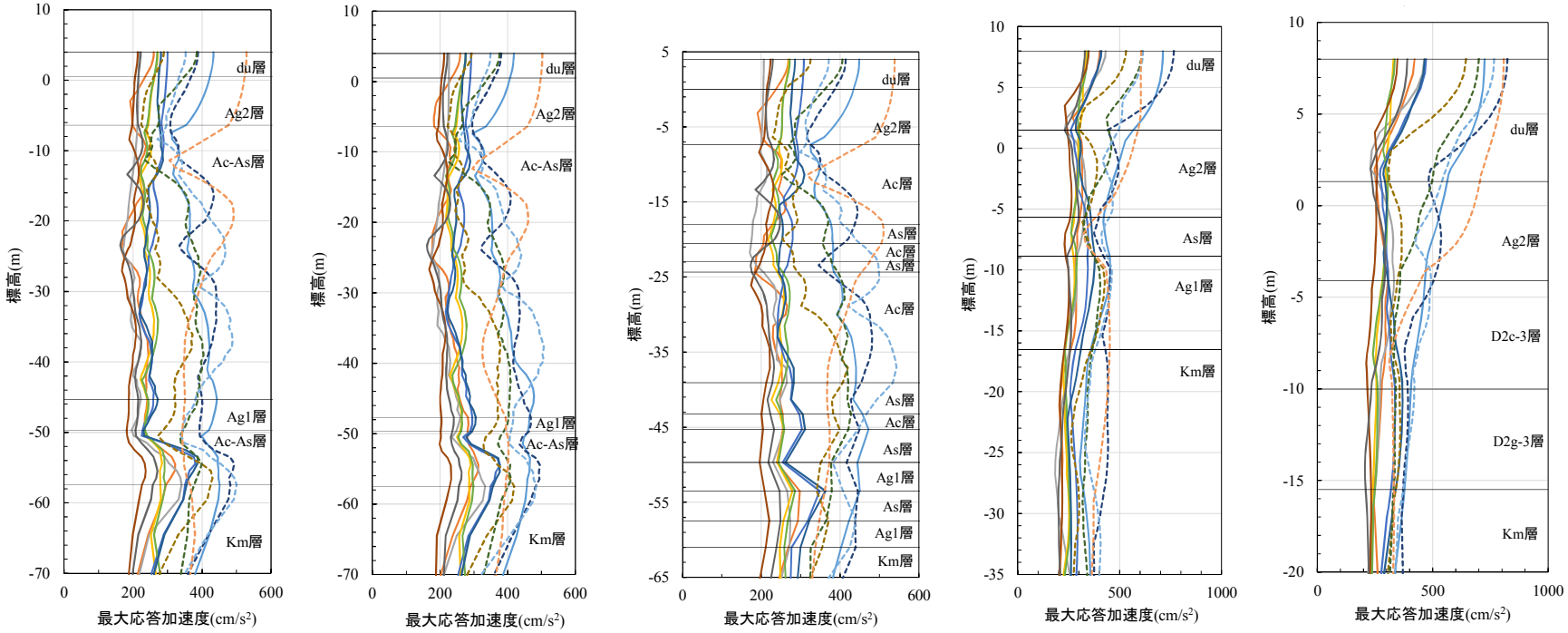
■一次元地震応答解析の結果

基準地震動Ss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し，構造成立性検討用地震動として選定した。

（１）最大応答加速度分布

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



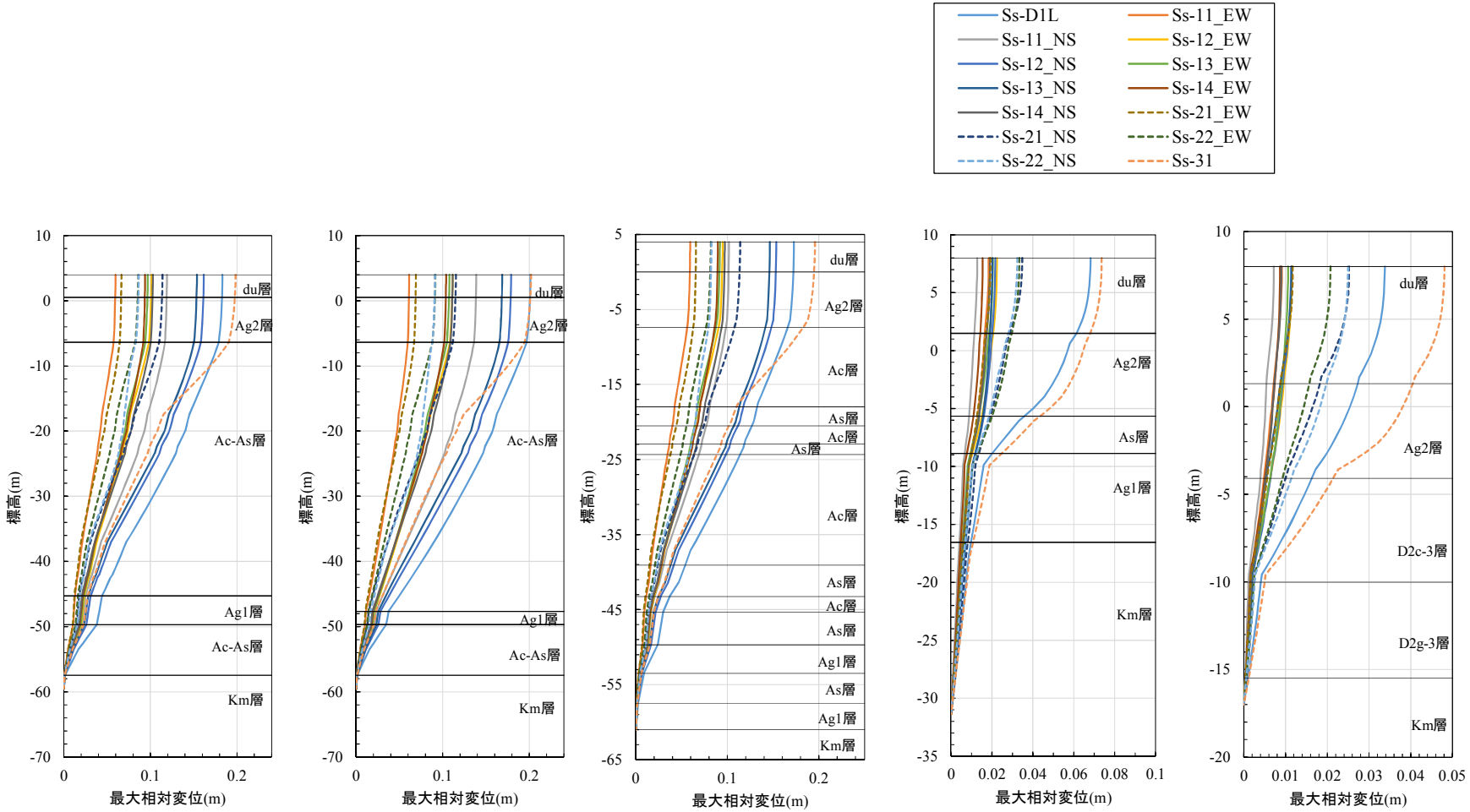


地点①　地点②　地点③　地点④　地点⑤

構造物への影響が大きい地震動について

（２）最大相対変位分布

杭下端と地表面の最大相対変位が大きくなる地震動は，Ss－D1，Ss－31である。

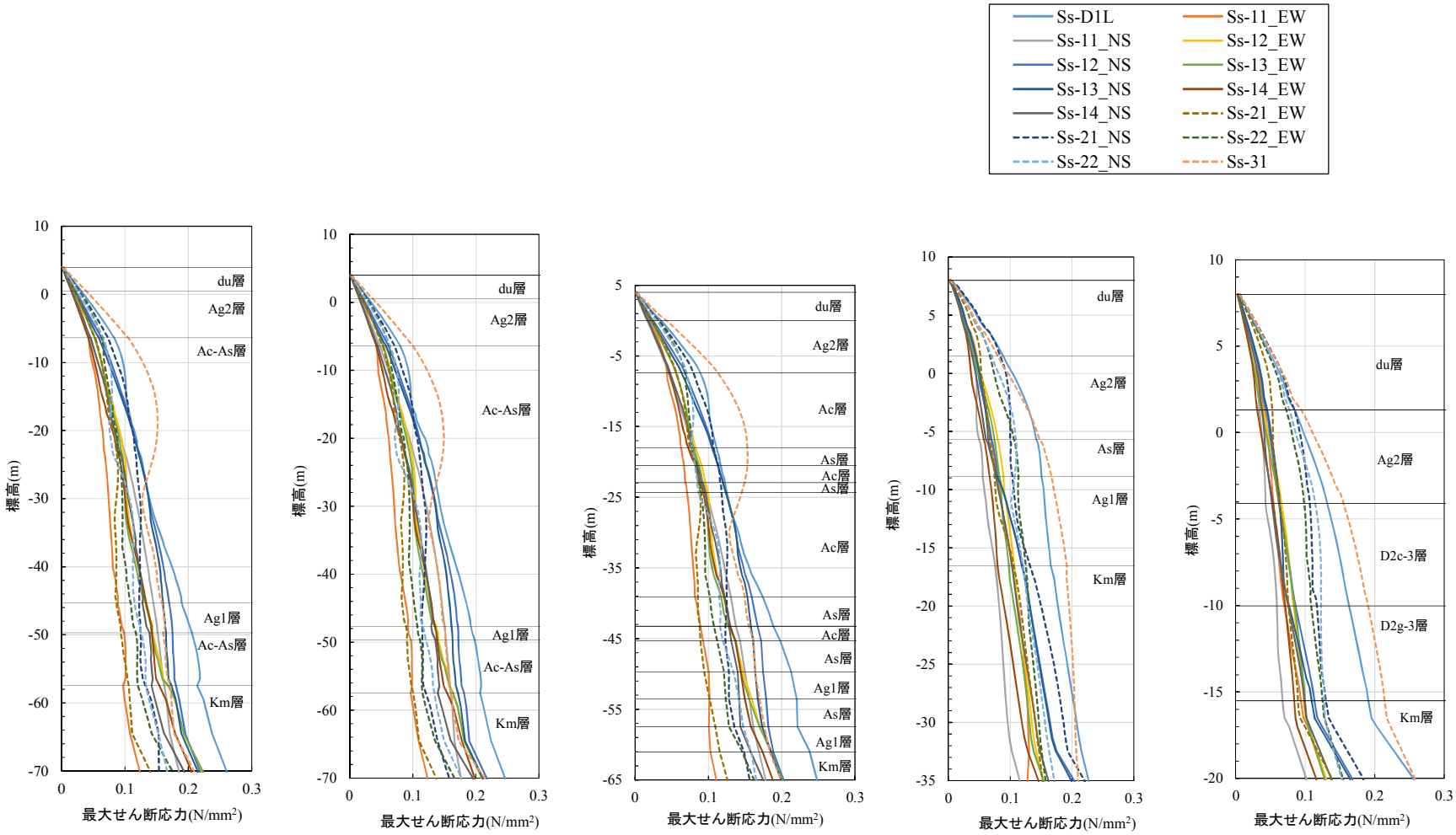


地点①　地点②　地点③　地点④　地点⑤

構造物への影響が大きい地震動について

（３）最大せん断応力分布

最大せん断応力が大きくなる地震動は，Ｓｓ－Ｄ1，Ｓｓ－31である。

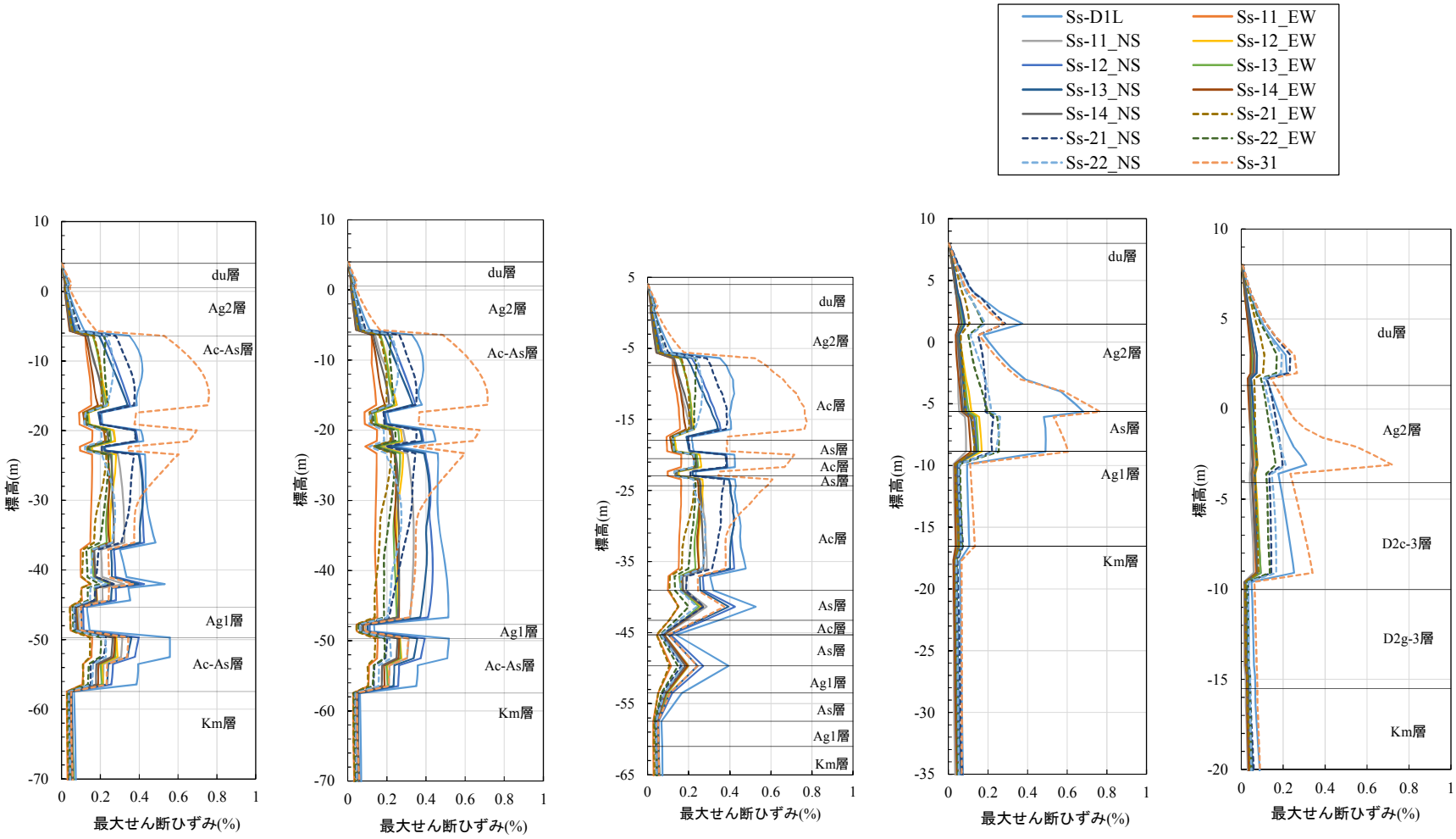


地点①　地点②　地点③　地点④　地点⑤

構造物への影響が大きい地震動について

（４）最大せん断ひずみ分布

最大せん断ひずみが大きくなる地震動は，Ss－D1，Ss－31である。



地点①　地点②　地点③　地点④　地点⑤

構造物への影響が大きい地震動について

（５）まとめ

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。

構造物に影響が大きい地震動

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

上記結果から，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造成立性を検討するための地震動については，Ss-D1及びSs-31を基本とする。

１２．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）
（断面：地点③，横断方向）

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

（1）評価条件

■ 構造部材

鋼管は，線形要素でモデル化する。

■ 地盤

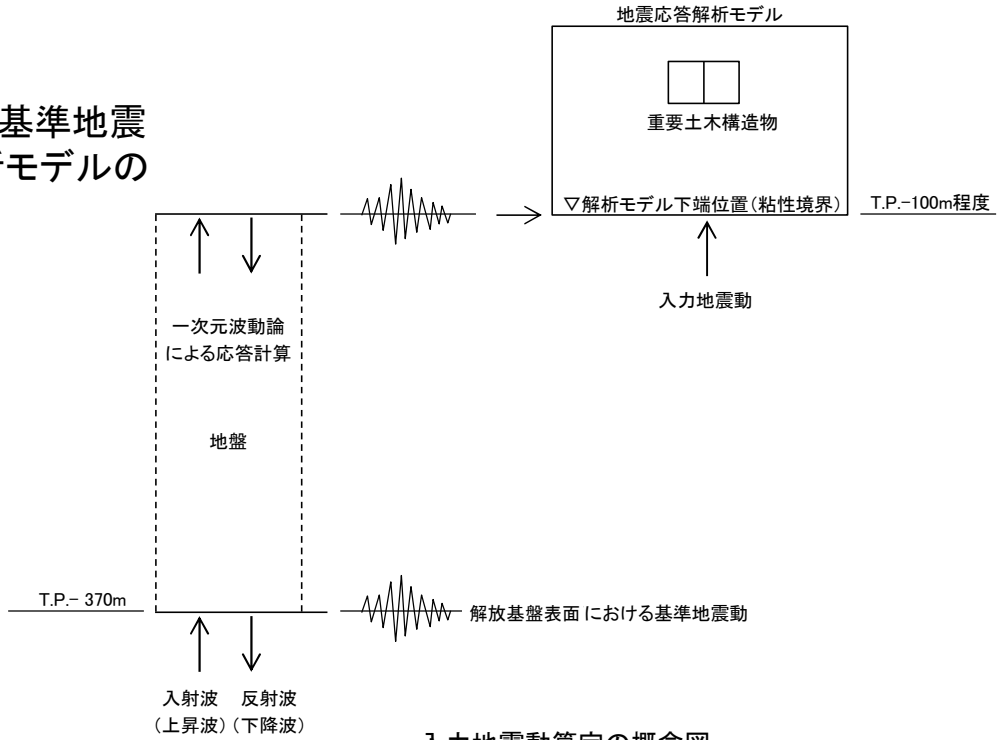
地盤は，マルチスプリング要素でモデル化し，液状化検討対象層は間隙水圧要素も考慮する。

■ 減衰定数

減衰特性は，固有値解析等で求められる固有振動数に対応するRayleigh減衰と，地盤及び構造物の履歴減衰を考慮する。ただし，構造物を線形要素でモデル化する場合は構造物の履歴減衰は考慮しないこととする。

■ 入力地震動

入力地震動は，解放基盤表面で定義される基準地震動Ssを，一次元波動論によって地震応答解析モデルの底面位置で評価したものを用いる。



入力地震動算定の概念図

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

（2）解析モデル

■要素高さ

要素の最大高さ（h_{max}）は，応力の変化をなめらかに表現でき，地震波の伝播を十分に考慮できるよう下式により算定した。

$$h_{\max} = \frac{1}{m} \cdot \lambda_s = \frac{1}{m} \cdot \frac{V_s}{f_{\max}}$$

λ_s ：せん断波の波長(m)
V_s ：せん断波の速度（m/s）
$f_{\max}$ ：考慮する地震動の最大周波数※
m ：分割係数（5または4）
※機器評価用のFRSを算定する場合は，その固有周期を考慮した上で，適切な最大周波数を設定する。

■解析領域

鉛直方向は南側のKm層までの深度が浅い個所はT.P.－80m，北側のKm層までの深度が深い個所はT.P.－130mまでモデル化する。水平方向は杭位置を中心に，右（堤外側）は埋戻土が含まれない範囲までとし，左（堤内側）は右（堤外側）と同様の長さまでモデル化を行う。

■境界条件

解析領域の側面及び底面には，エネルギーの逸散効果を表現するため，粘性境界を設ける。

■地盤のモデル化

地質区分に基づき，平面ひずみ要素でモデル化する。

■ジョイント要素

構造物と地盤改良の境界部，地盤改良と地盤の境界部及び地盤高さの嵩上げ部と杭間にジョイント要素を設けることを基本とし，境界部での剥離・すべりを考慮する。

■水位条件

水位は全て地表面に設定する。

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

（3）荷重及び荷重の組合せ

二次元有効応力解析に用いる荷重の組み合わせを以下に示す。

解析種別	荷重の考慮方法	方向	鋼管	鋼管内の土重量	長期荷重		短期荷重		備考
					自重（鉄筋コンクリート壁）	積雪	風	漂流物	
地震時	付加質量で考慮	水平	単位体積重量で考慮	単位体積重量で考慮	○	○	○	－	－
		鉛直			○	○	－	－	

※積雪荷重については，常時積雪荷重に0.35を乗じ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)

ρ：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)

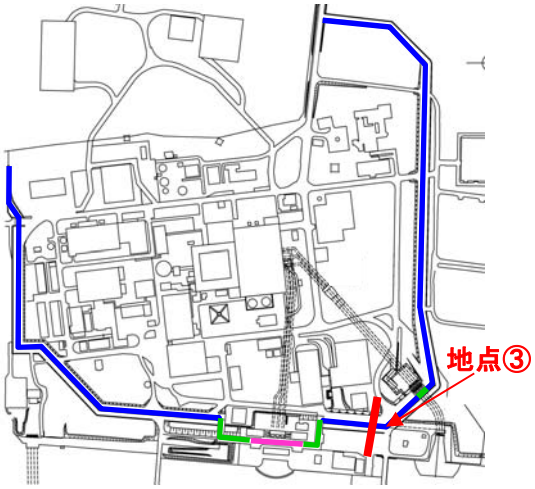
風は地表面より上の被覆コンクリート面に垂直に当たるものとする。

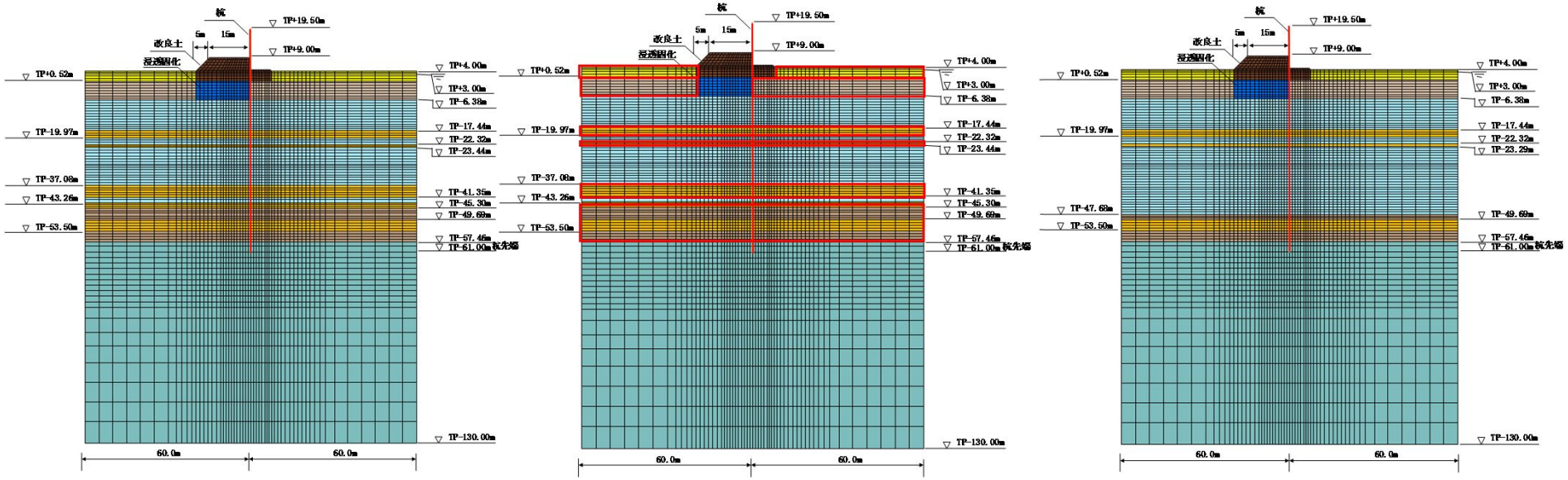
二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

（4）解析ケースと解析モデル

解析ケース

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
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
ケース3	粘土層が最も厚い原地盤モデル
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
ケース5	粘土層が最も薄い原地盤モデル
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
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））





ケース1：原地盤モデル
ケース7：原地盤モデル（Ss-31波（留萌波））

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

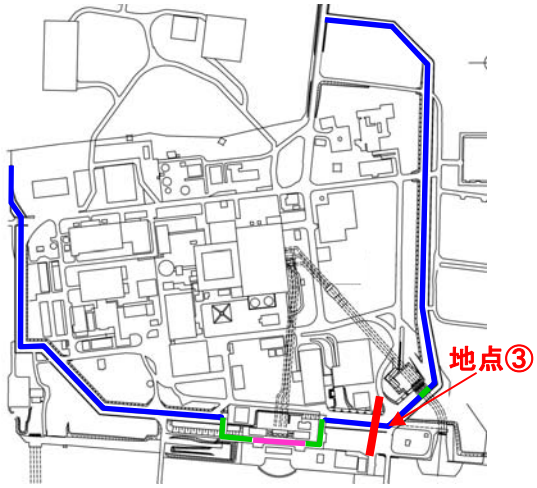
ケース3：粘土層が最も厚い原地盤モデル

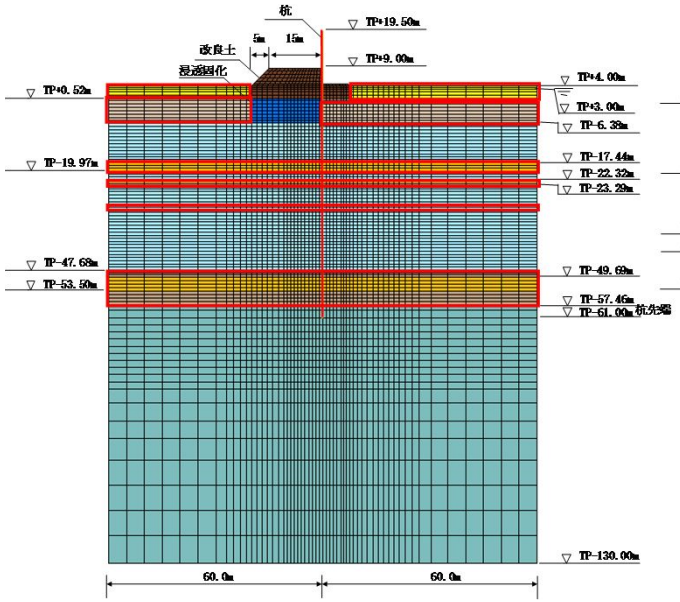
二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

（4）解析ケースと解析モデル

解析ケース

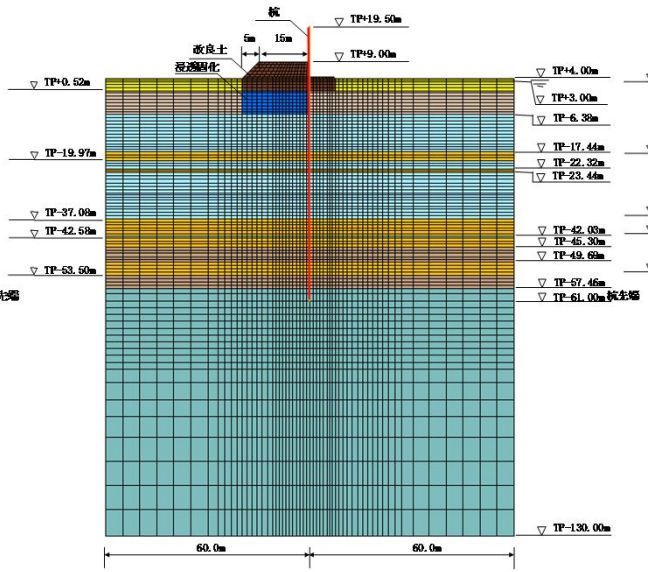
ケース1	原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル
ケース2	豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
ケース3	粘土層が最も厚い原地盤モデル
ケース4	粘土層が最も厚く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
ケース5	粘土層が最も薄い原地盤モデル
ケース6	粘土層が最も薄く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
ケース7	原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル（Ss-31波（留萌波））



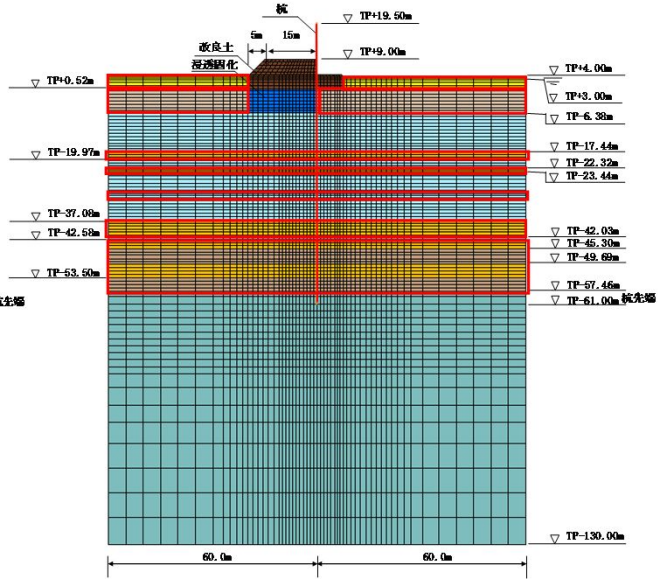


ケース4：粘土層が最も厚く，豊浦標準砂を仮定したモデル

豊浦標準砂適用箇所



ケース5：粘土層が最も薄い原地盤モデル



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

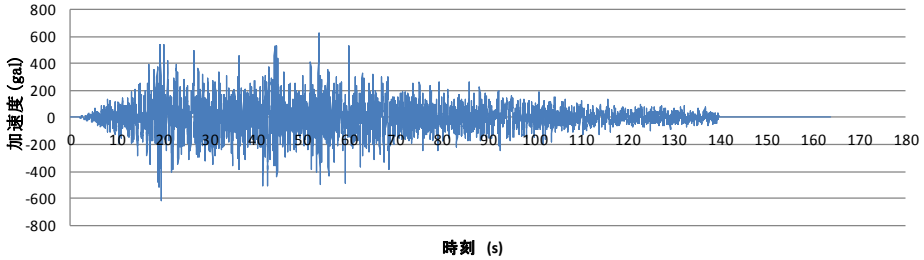
豊浦標準砂適用箇所

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

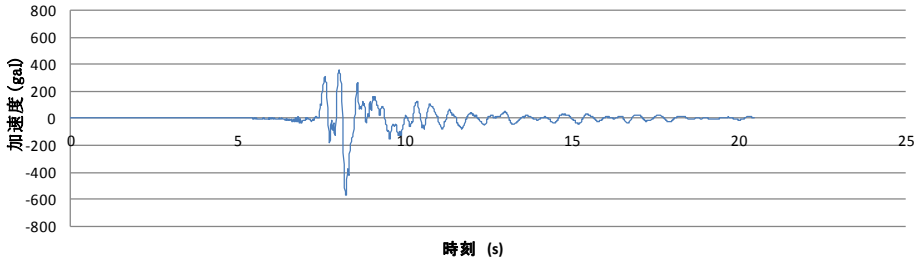
（5）解析に用いた地震波

最大加速度と発生時刻

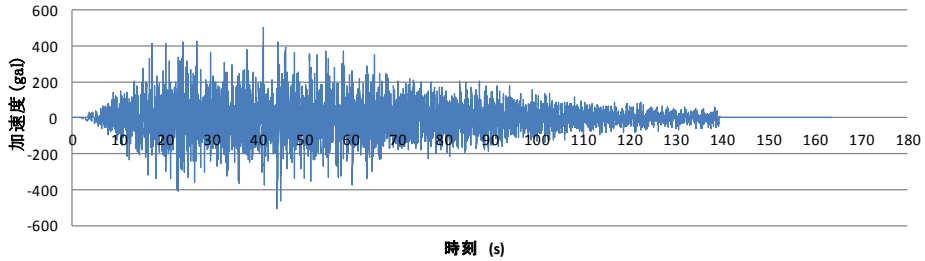
	Ss-D1波		Ss-31波（留萌波）	
	加速度(Gal)	発生時刻(s)	加速度(Gal)	発生時刻(s)
水平	620.69	53.45	573.17	8.24
鉛直	505.75	41.15	249.55	7.81



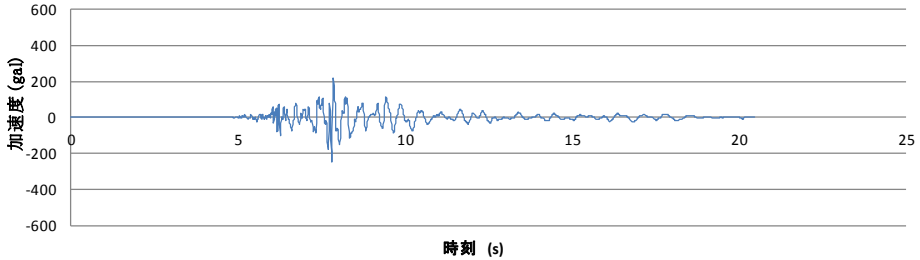
Ss-D1波：水平方向入力地震動



Ss-31波（留萌波）：水平方向入力地震動



Ss-D1波：鉛直方向入力地震動



Ss-31波（留萌波）：鉛直方向入力地震動

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

（6）許容限界

鋼管杭及び基礎地盤に対する許容限界

●曲げ

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，応答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，応力度照査は，全時刻で実施して，その中で最大値を用いて照査する。なお，各時刻における曲げに対する応力度照査は以下の式による。

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

ここでNはある時刻における軸力，Aは鋼管の断面積，Mはある時刻の曲げモーメント，Zは鋼管の断面係数を示す。

●せん断

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，応答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，応力度照査は，全時刻で実施してその中で，最大値を用いて照査する。なお，各時刻におけるせん断に対する応力度照査は以下に式による。

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

ここで，Sはある時刻におけるせん断力を示す。

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

●座屈

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の記述がある。一方，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N_u（N）は，以下の式による。

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

ここに，

F：鋼材の基準強度（＝σ_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）

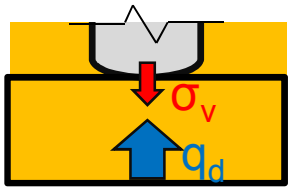
である。

上式は，加藤ら及び岸田・高野による実験的研究に基づき，局部座屈の影響を考慮した算定式である。厚さ径比t/rが0.01より小さい場合には低い応力で局部座屈が生じる危険性があり，杭としては適当ではないので範囲から除外している。なお，t/rが0.04以上の鋼管杭には局部座屈は生じない。以上から，t/rを算出し，発生軸力がNu以下であることを照査する。

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

●極限支持力度

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σ_vと極限支持力度q_dを比較し，応力度が極限支持力度を下回ることを確認する。
極限支持力度の算出については，道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）に基づき算出する。



支持力度概念図

杭先端の最大鉛直応力度（接地圧）（σ_v）

- 杭先端の岩盤要素に発生する鉛直力応力度（接地圧）
- 上記鉛直応力度は，岩盤要素（平面ひずみ状態）から単位面積あたりの作用力として算出される。

杭先端の最小極限支持力度（q_d）

- 杭先端の極限支持力度について，各工法に応じた杭の支持力算定式に基づき算定する。
- 杭周面摩擦力は支持力として考慮しないものと仮定する。
- 全ての杭の極限支持力度のうち，最小のものを用いる。
- 上記極限支持力度は，単位面積あたりの抵抗力として算定される。

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

（7）検討結果

- 地震時の各種ケースにおいて，杭の構造成立性を確認した。
- 粘土層の層厚は，厚い断面と薄い断面で10m程度の相違があることから，粘土層の分布のバラツキがあったとしても，解析評価結果に大きな影響を及ぼすものではないと判断される。

曲げ・軸力に対する照査

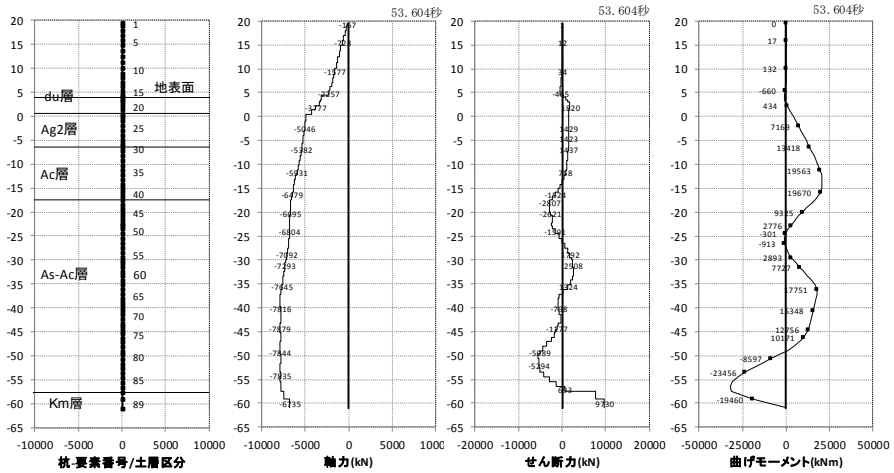
	発生応力度 σ（N/mm²）	許容応力度 σsa(N/mm²)（SM570）	安全率　σsa/σ	判定（＞1.2）
ケース1：原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル	229.58	382.5	1.66	OK
ケース2：豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	240.76	382.5	1.58	OK
ケース3：粘土層が最も厚い原地盤モデル	223.64	382.5	1.71	OK
ケース4：粘土層が最も厚く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	280.69	382.5	1.36	OK
ケース5：粘土層が最も薄い原地盤モデル	224.37	382.5	1.70	OK
ケース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	243.23	382.5	1.57	OK
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））	135.11	382.5	2.83	OK

せん断に対する照査

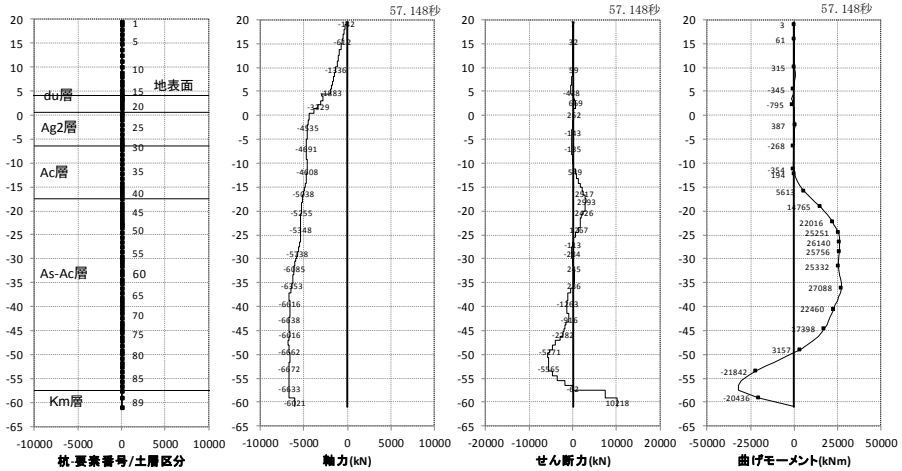
	発生応力度 τ（N/mm²）	許容応力度 τsa(N/mm²)（SM570）	安全率　τsa/τ	判定
ケース1：原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル	38.82	217.5	5.60	OK
ケース2：豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	38.94	217.5	5.58	OK
ケース3：粘土層が最も厚い原地盤モデル	39.37	217.5	5.52	OK
ケース4：粘土層が最も厚く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	38.15	217.5	5.70	OK
ケース5：粘土層が最も薄い原地盤モデル	38.03	217.5	5.72	OK
ケース6：粘土層が最も薄く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	38.89	217.5	5.59	OK
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））	19.17	217.5	11.34	OK

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

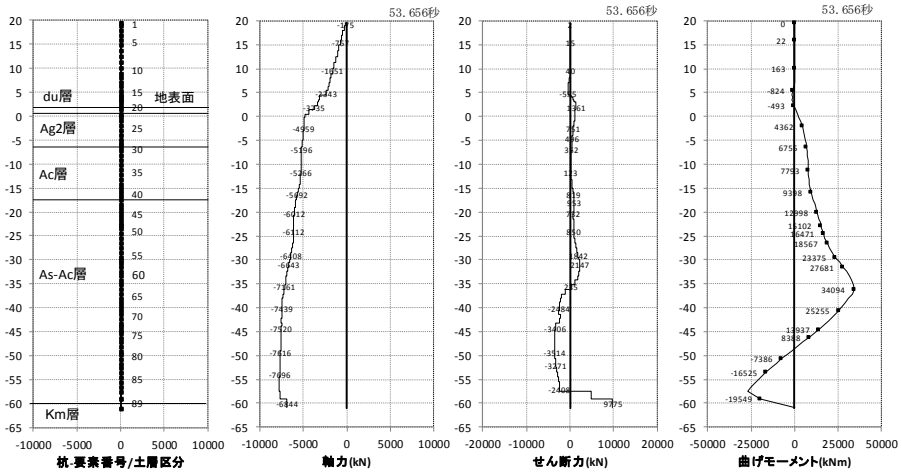
■ 検討結果：断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



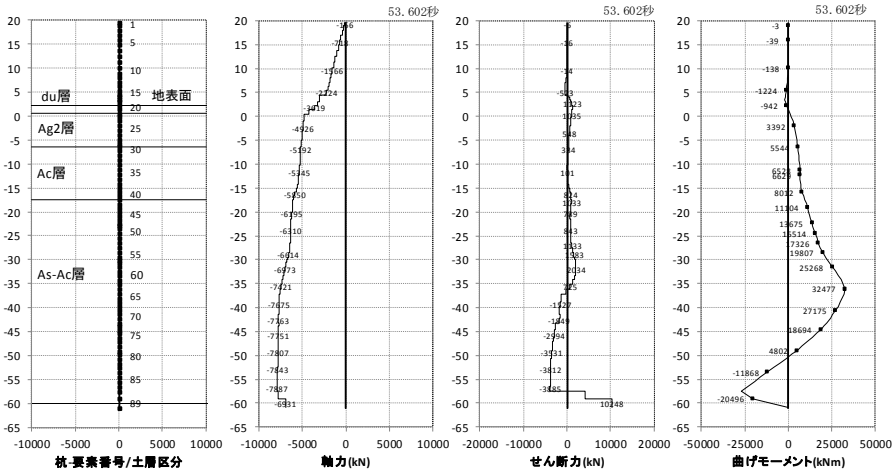
ケース1：原地盤モデル曲げ軸力照査時刻時



ケース1：原地盤モデルせん断照査時刻時



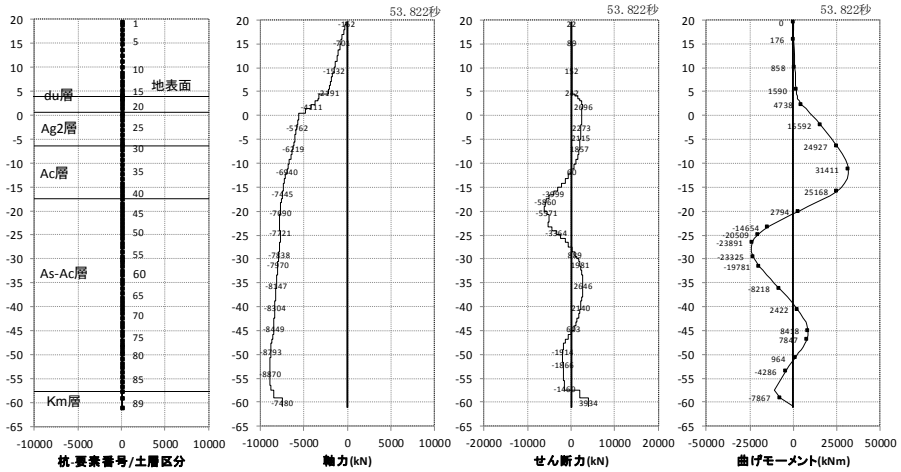
ケース2：豊浦標準砂を仮定したモデル
曲げ軸力照査時刻時



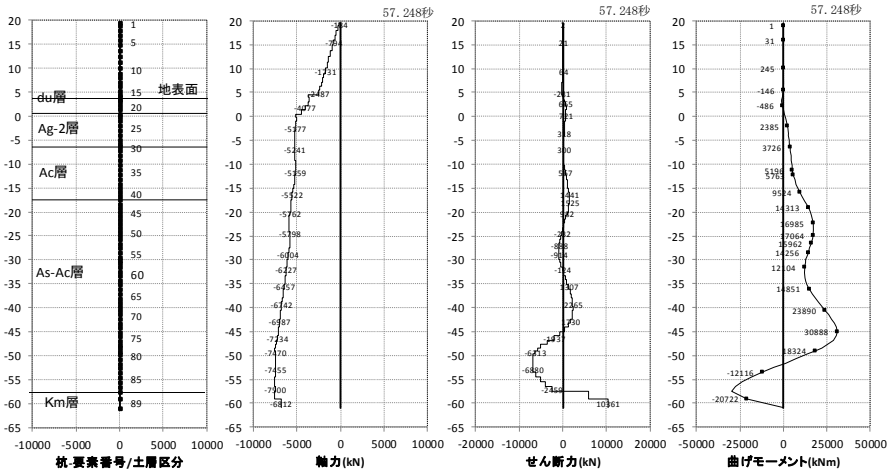
ケース2：豊浦標準砂を仮定したモデル
せん断照査時刻時

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

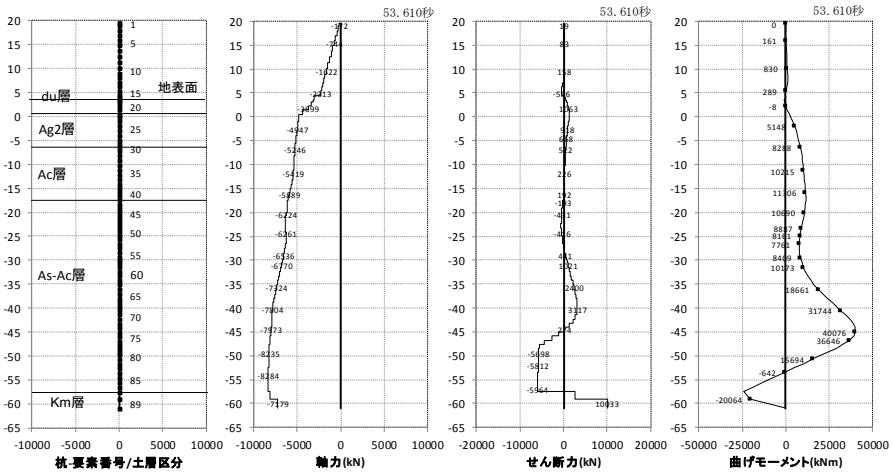
■ 検討結果：断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



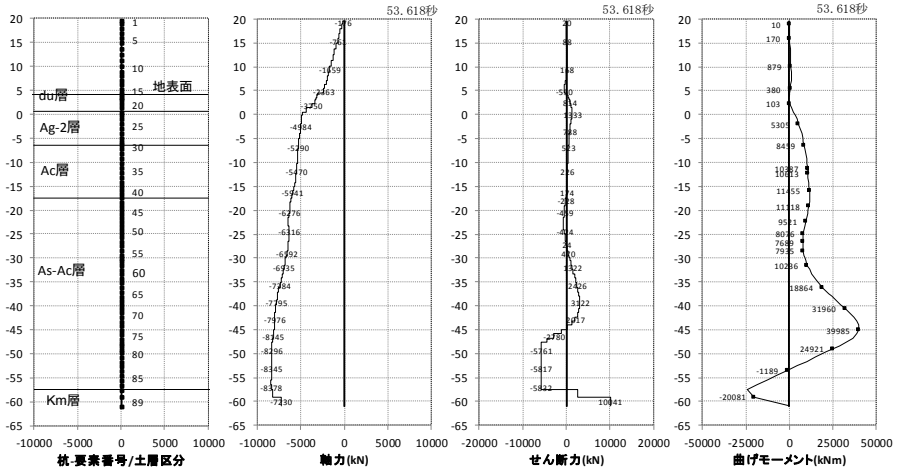
ケース3：粘土層が最も厚いモデル曲げ軸力照査時刻時



ケース3：粘土層が最も厚いモデルせん断照査時刻時



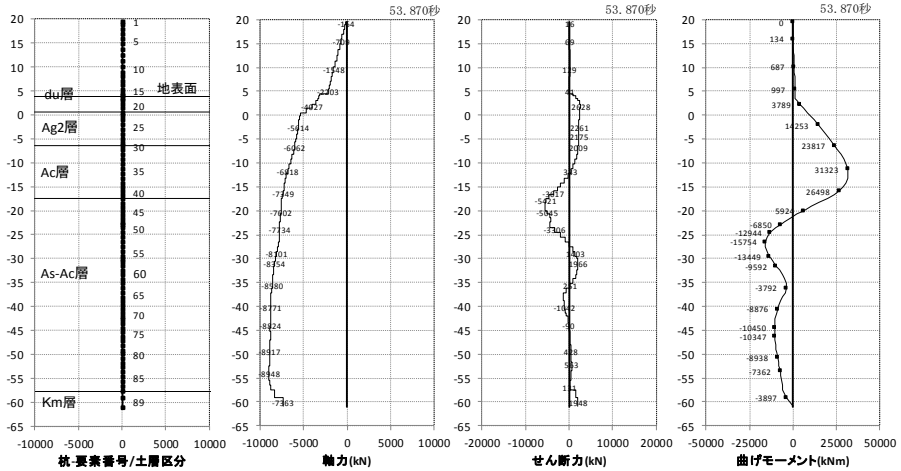
ケース4：粘土層が最も厚く，豊浦標準砂を仮定したモデル
曲げ軸力照査時刻時



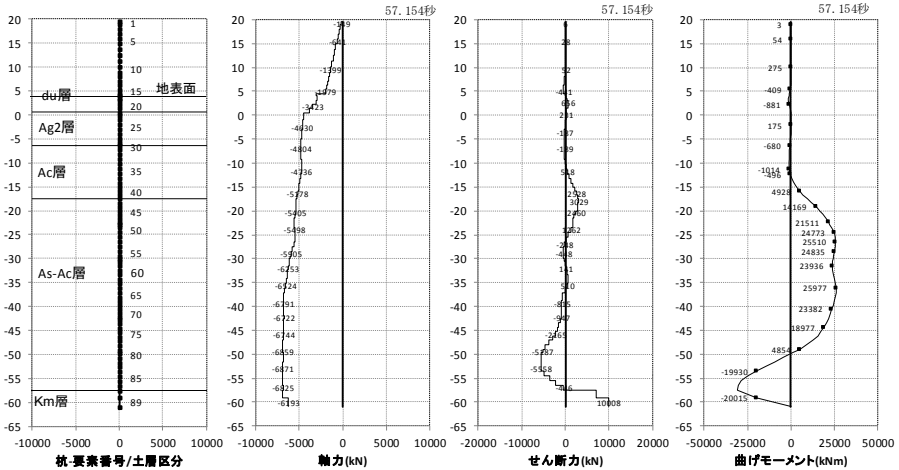
ケース4：粘土層が最も厚く，豊浦標準砂を仮定したモデル
せん断照査時刻時

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

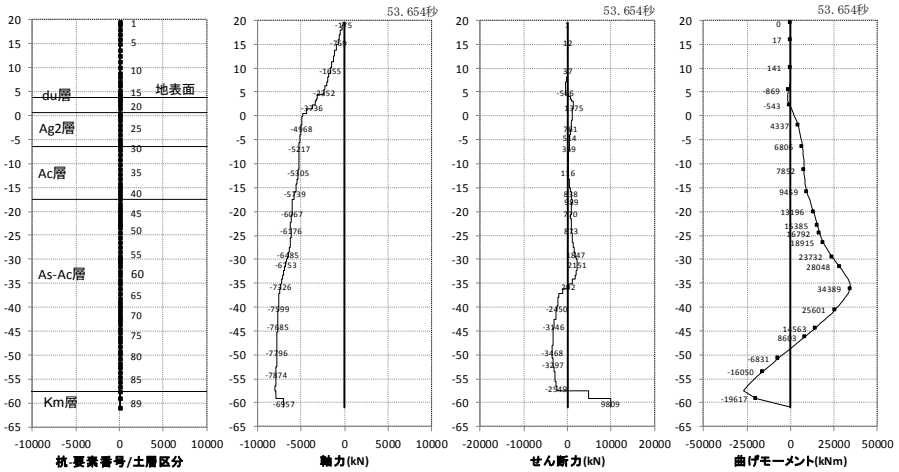
■ 検討結果：断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



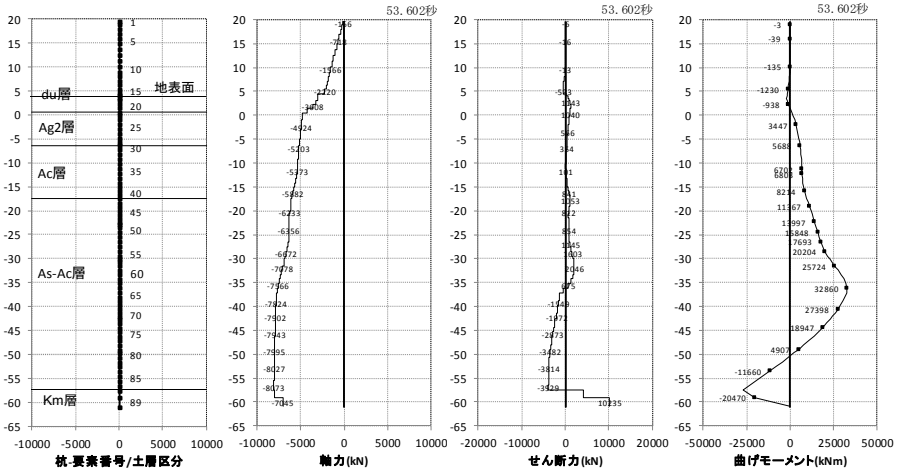
ケース5：粘土層が最も薄いモデル曲げ軸力照査時刻時



ケース5：粘土層が最も薄いモデルせん断照査時刻時



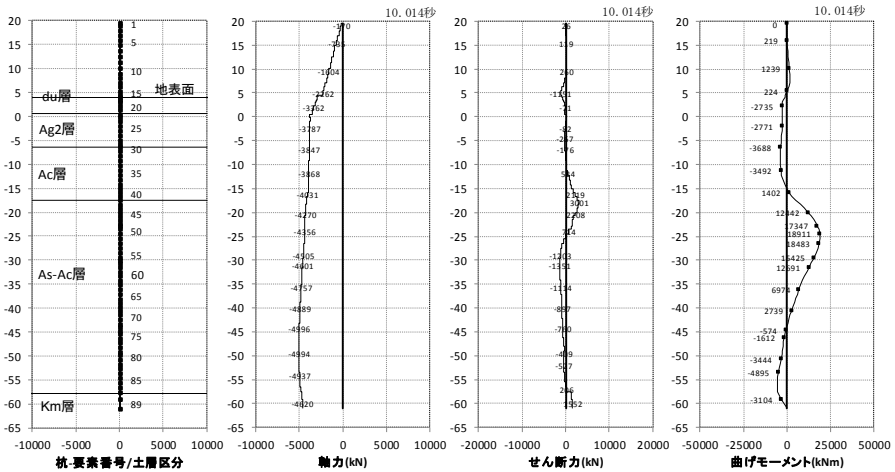
ケース6：粘土層が最も薄く，豊浦標準砂を仮定したモデル
曲げ軸力照査時刻時



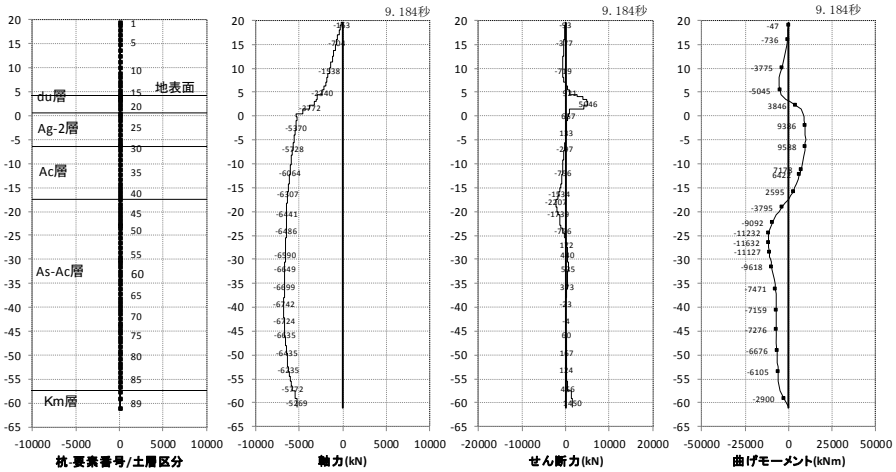
ケース6：粘土層が最も薄く，豊浦標準砂を仮定したモデル
せん断照査時刻時

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

■ 検討結果：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

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

（7）検討結果

支持力照査

	発生応力度 σy(kN/m²)	極限支持力度 qd(kN/m²)	安全率 qd/σy	判定（＞1.2）
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	747.5	6,288	8.41	OK
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	813.0	6,288	7.73	OK
ケース3：粘土層が最も厚いモデル	746.5	6,288	8.42	OK
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	800.0	6,288	7.86	OK
ケース5：粘土層が最も薄いモデル	756.5	6,288	8.31	OK
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	819.0	6,288	7.67	OK
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））	600.0	6,288	10.48	OK

座屈耐力に対する照査

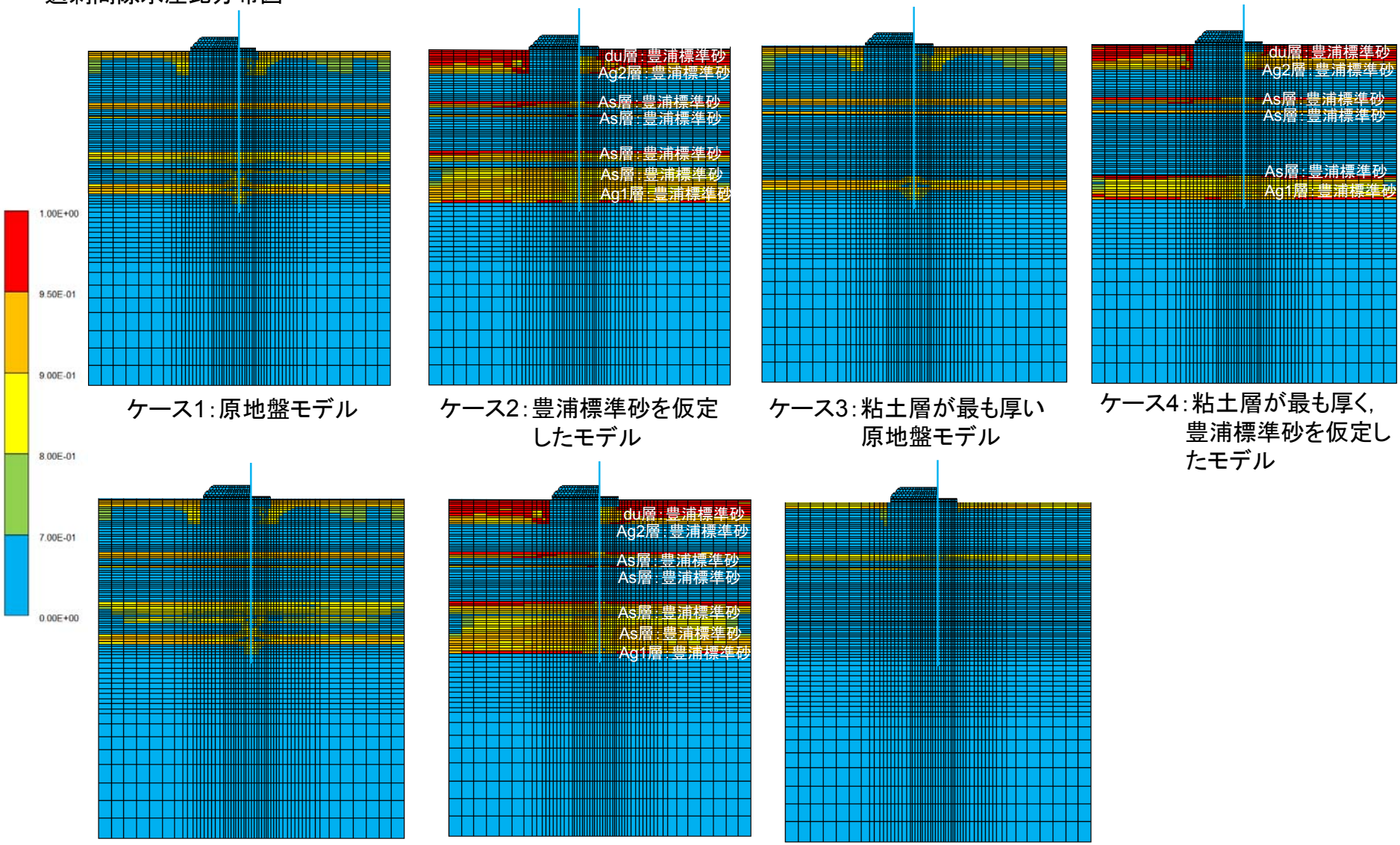
	発生軸力 N (kN)	座屈耐力 Nu (kN) (SM570)	安全率 Nu/N	判定
ケース1：原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル	10,290.9	102,802	9.98	OK
ケース2：豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	10,585.4	102,802	9.71	OK
ケース3：粘土層が最も厚いモデル	9,663.4	102,802	10.63	OK
ケース4：粘土層が最も厚く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル	11,099.1	102,802	9.26	OK
ケース5：粘土層が最も薄いモデル	10,347.3	102,802	9.93	OK
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	10,661.0	102,802	9.64	OK
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））	7,060.7	102,802	14.55	OK

残留変位量

		水平変位（m）	鉛直変位（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	上部工天端～上部工下端の相対変位量	−0.0607	−0.0169
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		−0.0922	−0.0206
ケース3：粘土層が最も厚いモデル		−0.0551	−0.0162
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		−0.0723	−0.0199
ケース5：粘土層が最も薄いモデル		−0.0620	−0.0172
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		−0.0956	−0.0211
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））		−0.0293	−0.0070

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

■ 過剰間隙水圧比分布図



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

ケース3：粘土層が最も厚い原地盤モデル

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

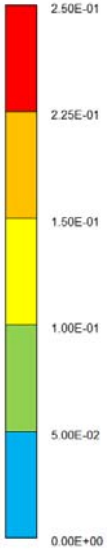
ケース5：粘土層が最も薄い原地盤モデル

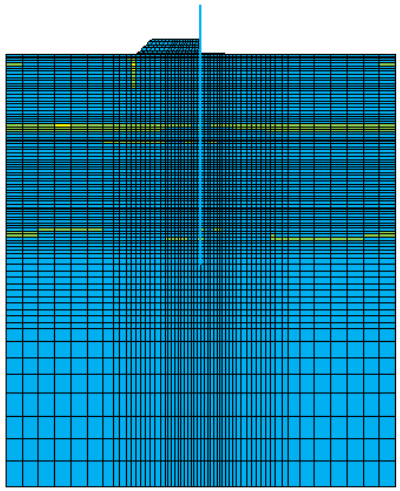
ケース6：粘土層が最も薄く，豊浦標準砂を仮定したモデル

ケース7：原地盤モデル（Ss-31波（留萌波））

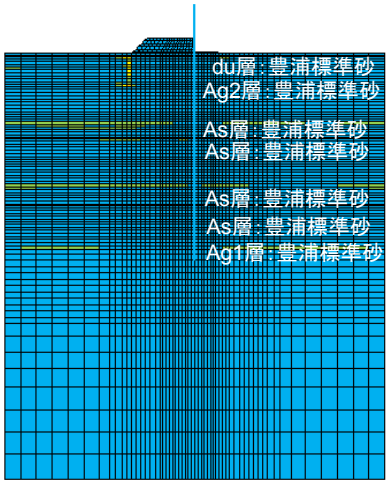
二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

■ 最大せん断ひずみ分布図

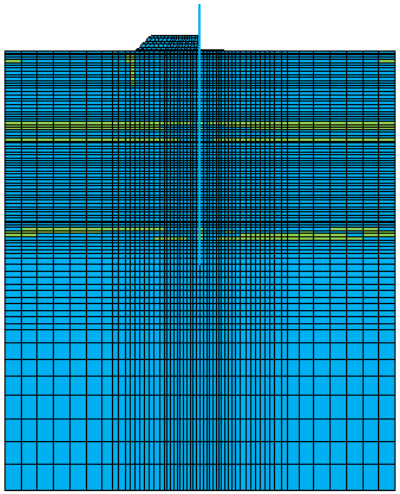




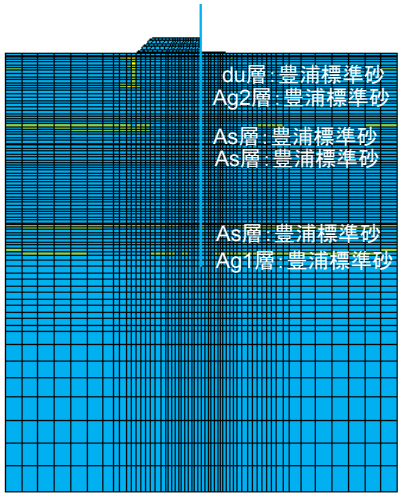
ケース1：原地盤モデル



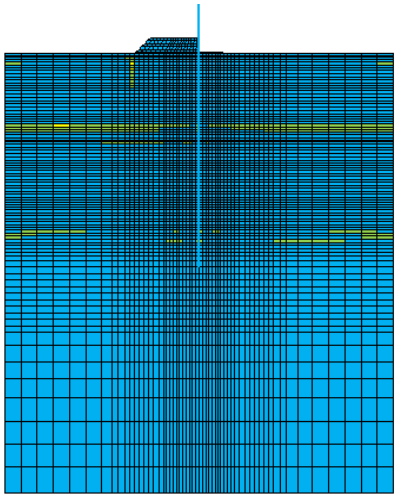
ケース2：豊浦標準砂を仮定したモデル



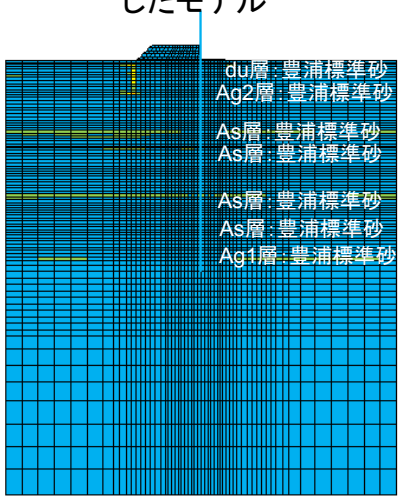
ケース3：粘土層が最も厚い原地盤モデル



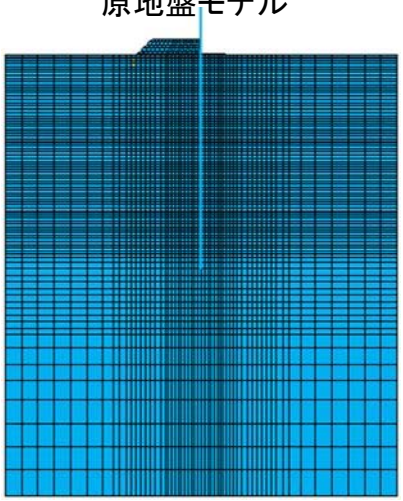
ケース4：粘土層が最も厚く，豊浦標準砂を仮定したモデル



ケース5：粘土層が最も薄い原地盤モデル



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



ケース7：原地盤モデル（Ss-31波（留萌波））

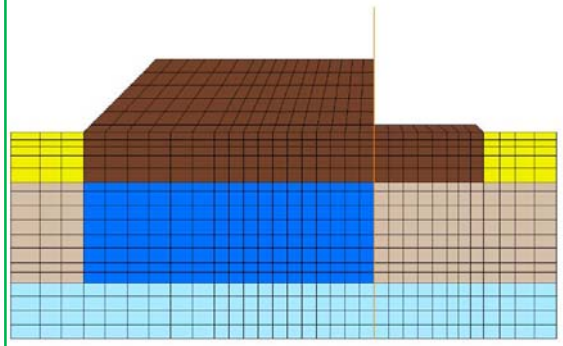
二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

石原チャートによる沈下量の計算結果（地盤高さの嵩上げ部中央位置）

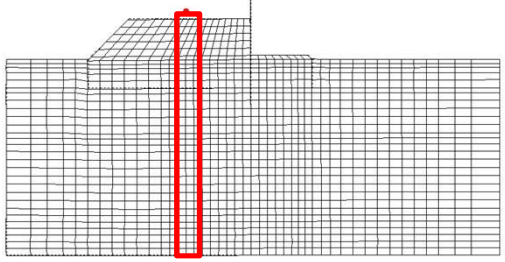
ケース1	原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル
ケース2	豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
ケース3	粘土層が最も厚い原地盤モデル
ケース4	粘土層が最も厚く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
ケース5	粘土層が最も薄い原地盤モデル
ケース6	粘土層が最も薄く，豊浦標準砂の剛性と液状化強度特性を仮定したモデル
ケース7	原地盤の剛性と液状化強度特性を用いるモデル（Ss-31波（留萌波））

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

Ag2層を全て改良したケース



検討対象位置



Ag2層を浸透固化工法で，改良することにより，地盤高さの沈下を抑制することができる。
（地盤改良によって，地震時に大きなせん断ひずみが生じなくなったことによる）。

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，横断方向）

有効応力解析結果

- 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。
- 杭体で最大曲げモーメントが発生する位置は，GL-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。
- Ss-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。
- 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。
- 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GL-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。
- 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。
- 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。

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。

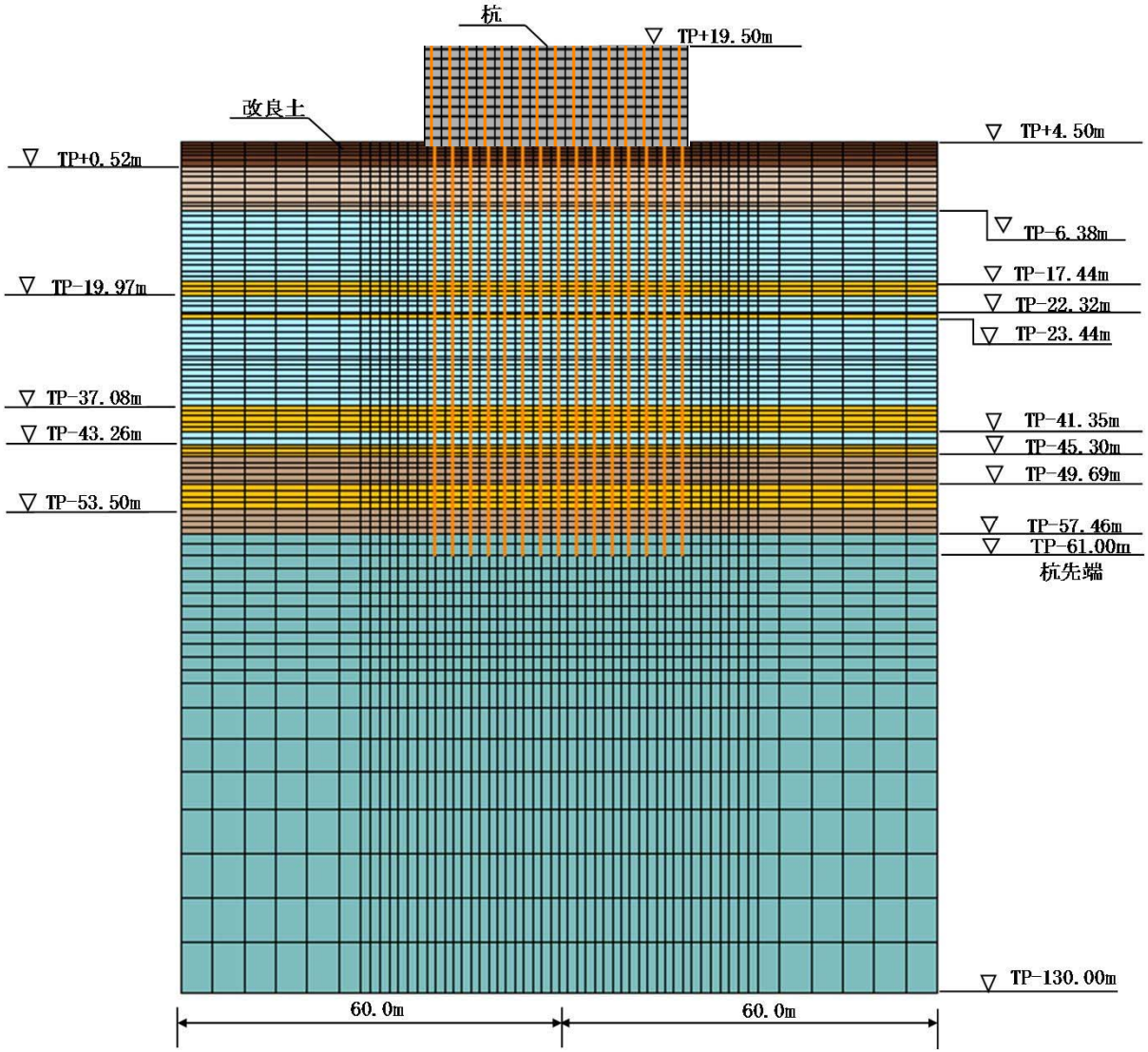
１３．地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果

（二次元有効応力解析結果）

（断面：地点③，縦断方向，原地盤モデル）

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，縦断方向，原地盤モデル）

（1）解析モデル

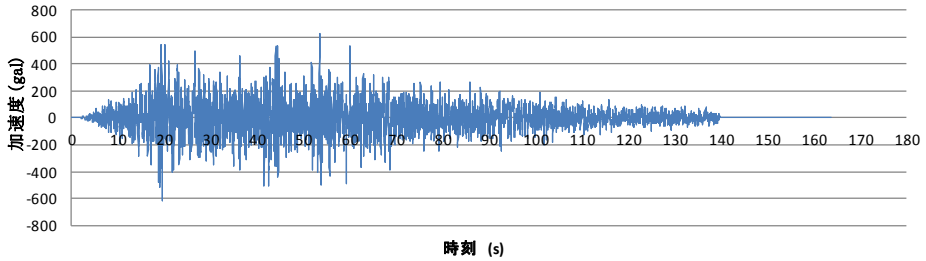


二次元有効応力解析結果（断面：地点③，縦断方向，原地盤モデル）

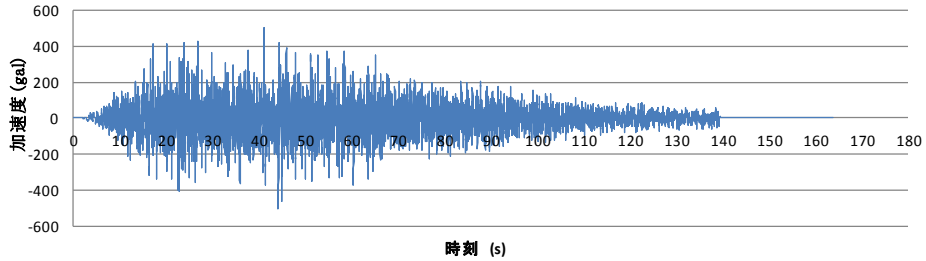
（2）解析に用いた地震波

縦断方向の解析ではSs-D1波を用いた。以下に最大加速度，発生時刻及び入力地震動の時刻歴を示す。

	Ss-D1波	
	加速度(Gal)	発生時刻(s)
水平	620.69	53.45
鉛直	505.75	41.15



Ss-D1波：水平方向入力地震動



Ss-D1波：鉛直方向入力地震動

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，縦断方向，原地盤モデル）

（3）検討結果

地震時の縦断方向においても，杭の構造成立性を確認した。

曲げ・軸力に対する照査

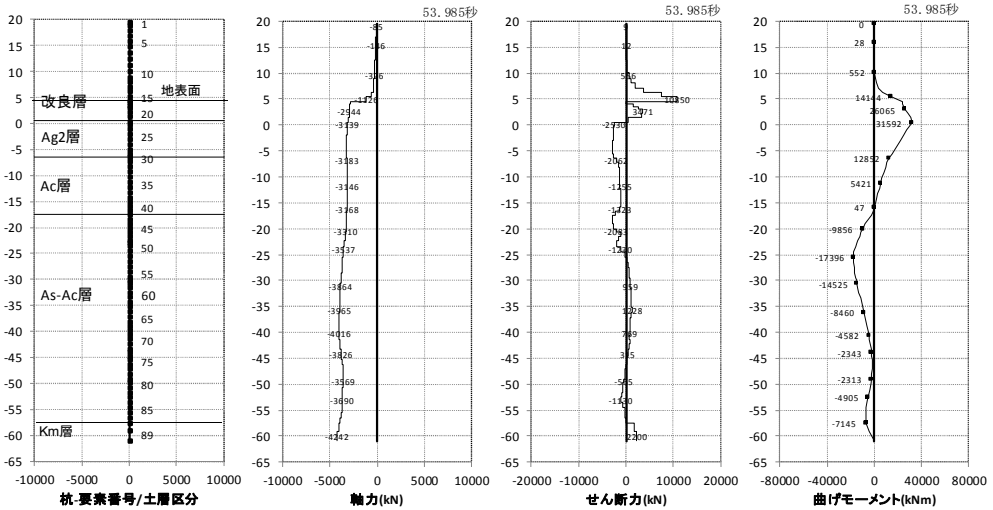
発生応力度　σ(N/mm²)	許容応力度 σsa(N/mm²) (SM570)	安全率　σsa/σ	判定
209.44	382.5	1.82	OK

せん断に対する照査

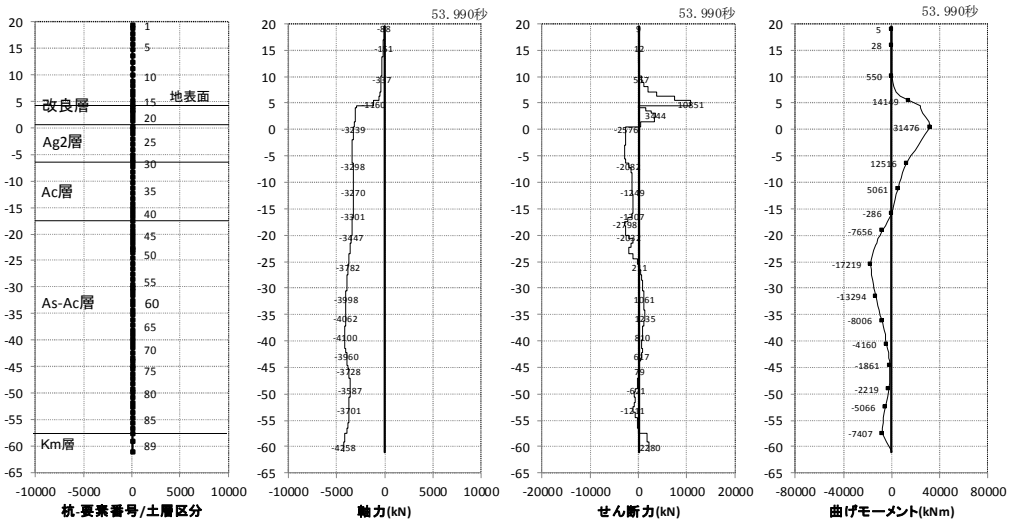
発生応力度　τ(N/mm²)	許容応力度 τsa(N/mm²) (SM570)	安全率　τsa/τ	判定
41.23	217.5	5.27	OK

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，縦断方向，原地盤モデル）

断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



曲げ軸力照査時刻時



せん断照査時刻時

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，縦断方向，原地盤モデル）

支持力照査

発生応力度 σy(kN/m²)	極限支持力度 qd(kN/m²)	安全率　qd/σy	判定 （＞1.2）
573	6,288	10.97	OK

座屈耐力に対する照査

発生軸力　N (kN)	座屈耐力　Nu (kN) (SM570)	安全率　Nu/N	判定
6,381.2	102,802	16.11	OK

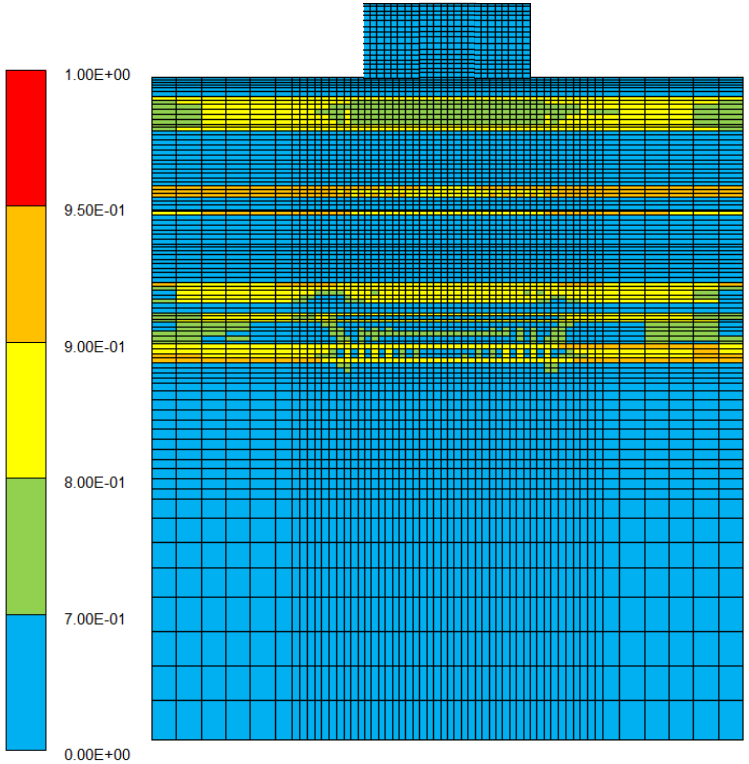
残留変位量

	水平変位（m）	鉛直変位（m）
上部工天端～上部工下端の相対変位量	0.0004	−0.0027

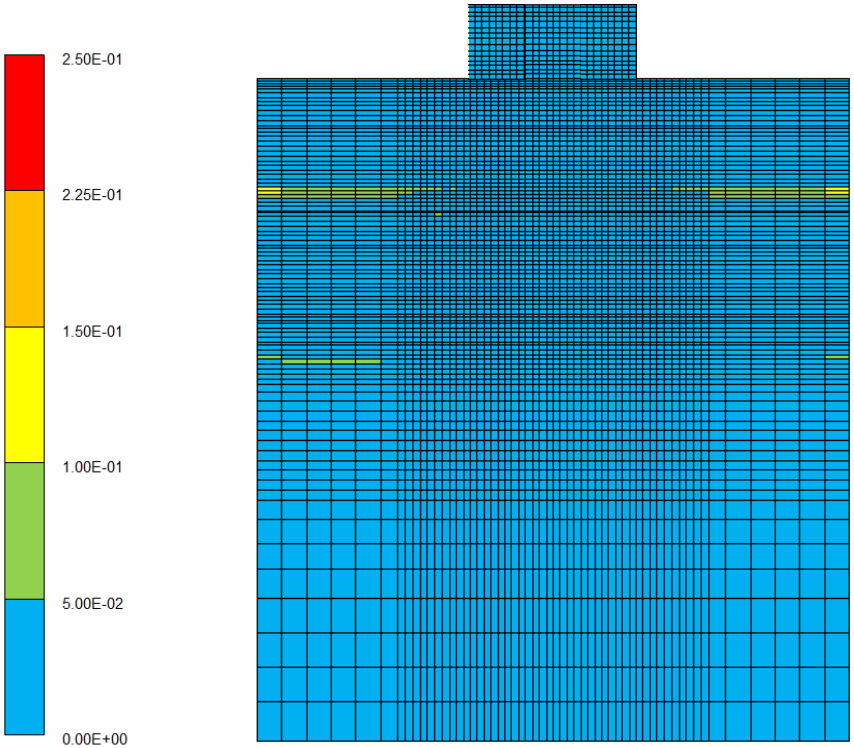
水平：右方向が正
鉛直：上方向が正

二次元有効応力解析結果（断面：地点③，縦断方向，原地盤モデル）

過剰間隙水圧比及び最大せん断ひずみ分布図



過剰間隙水圧比分布図



最大せん断ひずみ分布図

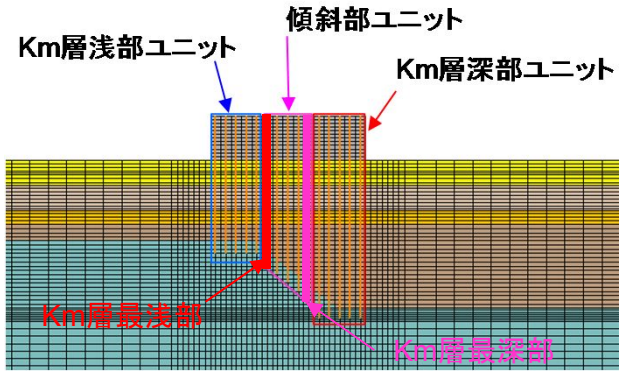
１４．地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果
（二次元有効応力解析結果）
（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）

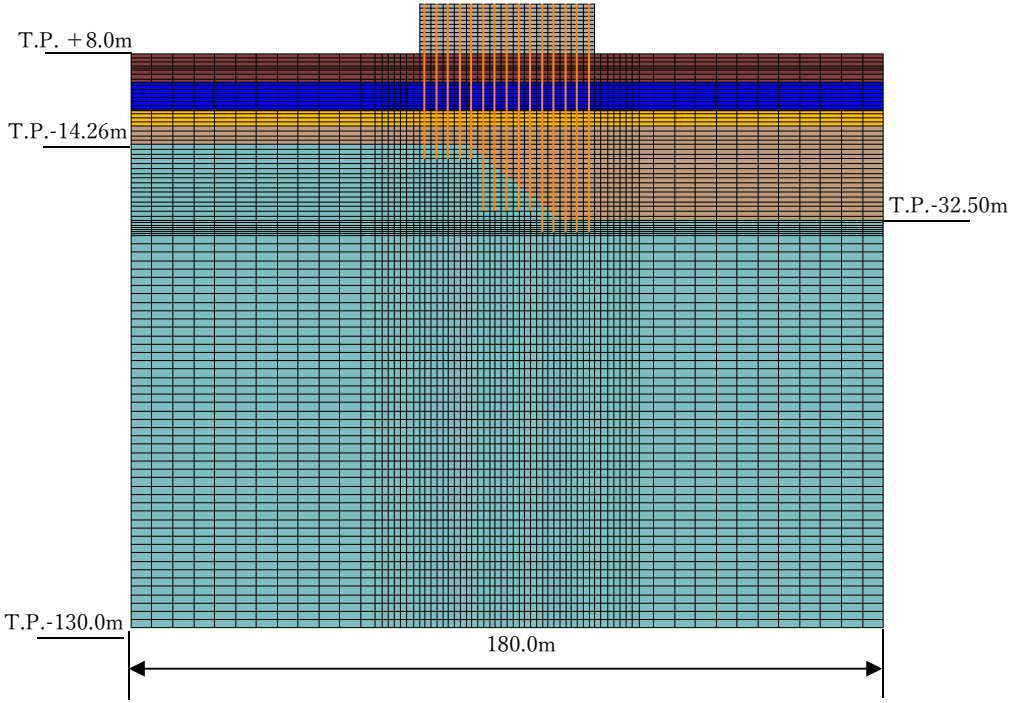
二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）

（1）解析ケースと解析モデル

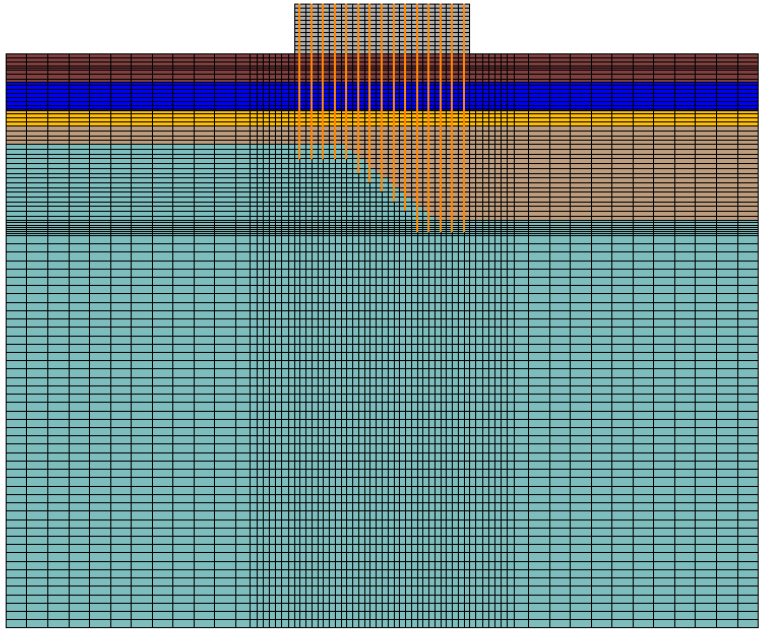
解析ケース

ケース名	岩盤への根入れ深さ	地層条件	備考
①縦断	岩着杭（T.P.−31.36m）	杭長一定	縦断モデル 最浅・最深部杭照査
②縦断_1D根入れ	岩着杭（1D）	杭長変更（各杭根入れ長1D ）	
③横断_Km最浅部	岩着杭（T.P.−31.36m）	Km層最浅部（根入れ最大）	横断モデル
④横断_Km最深部	岩着杭（T.P.−31.36m）	Km層最深部（根入れ最小）	
⑤横断_Km最浅部_1D	岩着杭（T.P.−22.24m）	Km層最浅部（根入れ長1D）	





①縦断



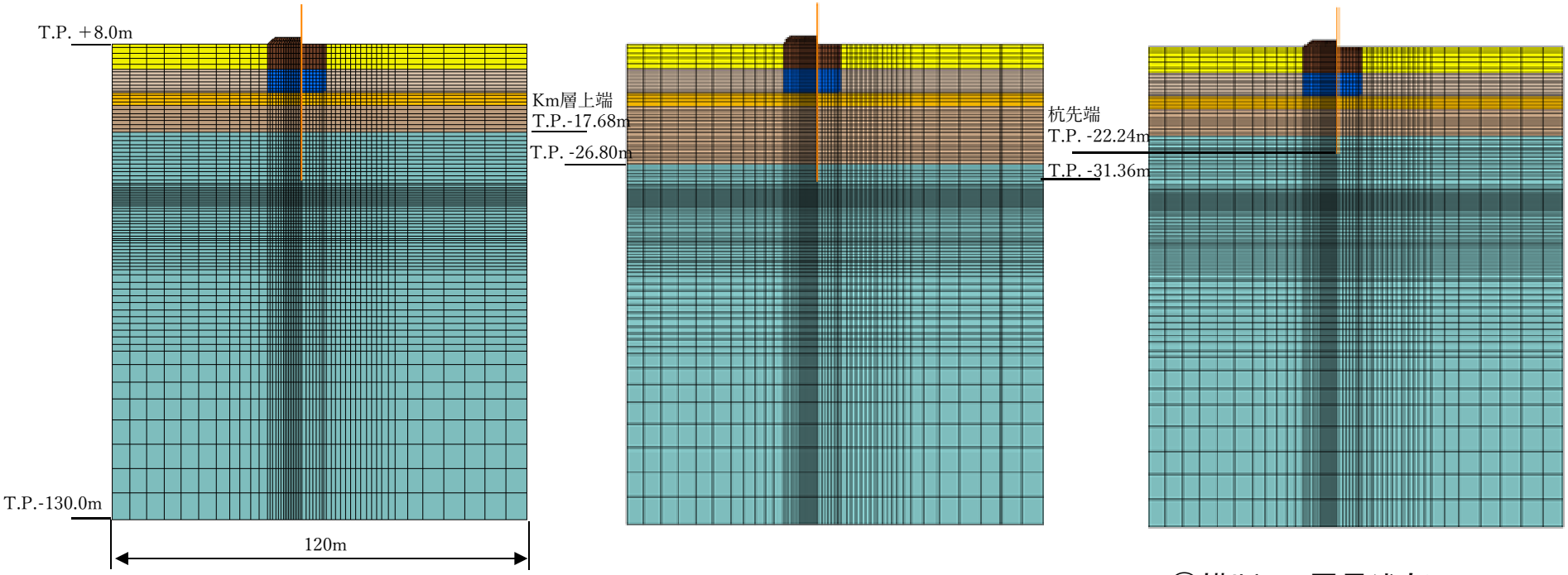
②縦断1Dケース

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）

（1）-2　解析ケースと解析モデル

解析ケース

ケース名	杭種類	地層条件	備考
①縦断	岩着杭（T.P.-31.36m）	杭長一定	縦断モデル 最浅・最深部杭照査
②縦断_1D	岩着杭（1D）	杭長変更（各杭根入れ長1D ）	
③横断_Km最浅部	岩着杭（T.P.-31.36m）	Km層最浅部（根入れ最大）	横断モデル
④横断_Km最深部	岩着杭（T.P.-31.36m）	Km層最深部（根入れ最小）	
⑤横断_Km最浅部_1D	岩着杭（T.P.-22.24m）	Km層最浅部（根入れ長1D）	



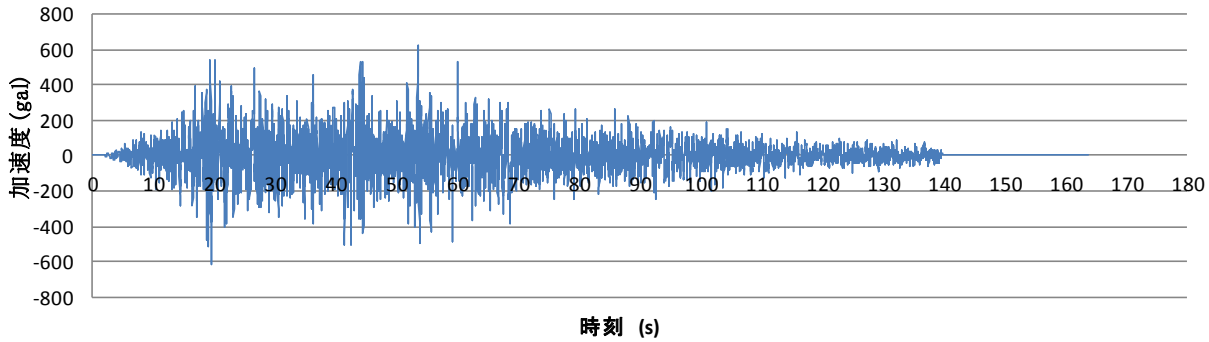
③横断Km層最浅部　　④横断Km層最深部　　⑤横断Km層最浅部1D

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）

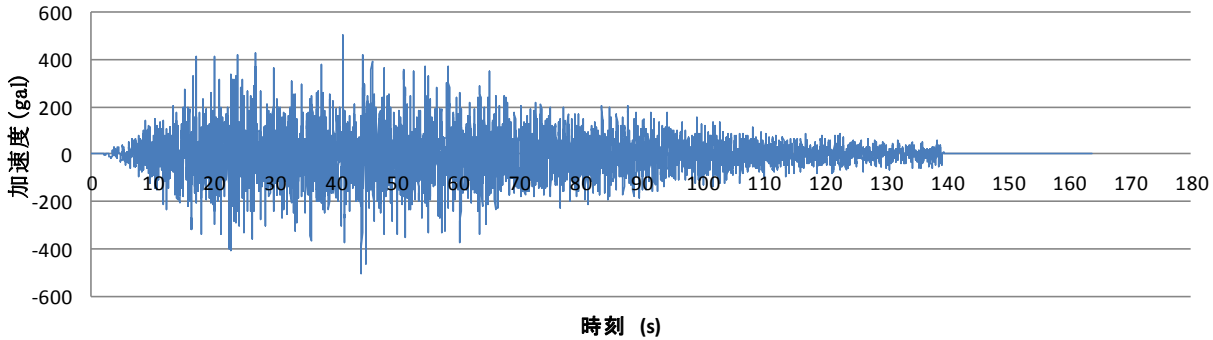
（2）解析に用いた地震波

岩盤傾斜部の解析ではSs-D1波を用いた。以下に最大加速度，発生時刻及び入力地震動の時刻歴を示す。

	Ss-D1波	
	加速度(Gal)	発生時刻(s)
水平	620.69	53.45
鉛直	505.75	41.15



Ss-D1波：水平方向入力地震動



Ss-D1波：鉛直方向入力地震動

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）

（3）検討結果

地震時の傾斜部の杭の構造成立性を確認した。

曲げ・軸力に対する照査

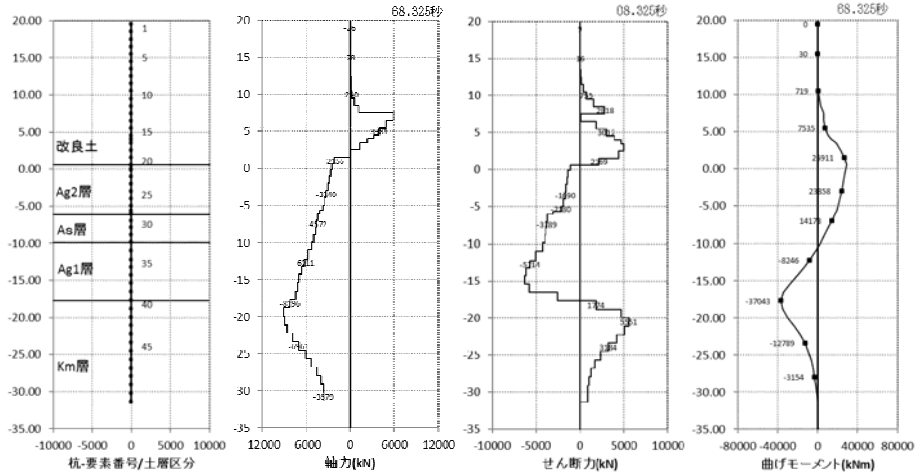
	発生応力度 σ (N/mm^2)	許容応力度 σ sa(N/mm^2)	安全率 σ sa/ σ	判定
①縦断（最浅部：杭先端T.P.-31.36m）	230.32	382.5	1.660	OK
①縦断（最深部：杭先端T.P.-31.36m）	178.68	382.5	2.140	OK
②縦断1Dケース（最浅部：杭先端T.P.-22.24m）	202.36	382.5	1.890	OK
②縦断1Dケース（最深部：杭先端T.P.-31.36m）	178.13	382.5	2.147	OK
③横断Km層最浅部（T.P.-31.36m）	208.41	382.5	1.835	OK
④横断Km層最深部（T.P.-31.36m）	254.75	382.5	1.501	OK
⑤横断Km層最浅部1D（T.P.-22.24m）	201.95	382.5	1.894	OK

せん断に対する照査

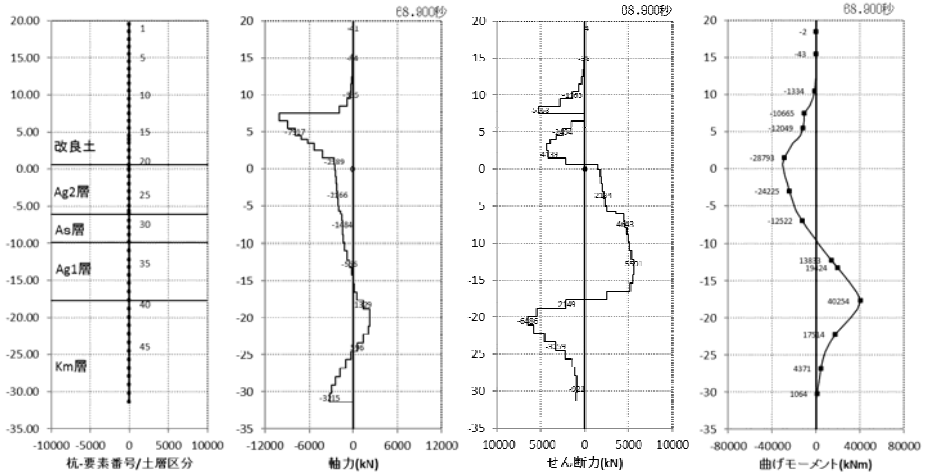
	発生応力度 τ (N/mm^2)	許容応力度 τ sa(N/mm^2) (SM570)	安全率 τ sa/ τ	判定
①縦断（最浅部：杭先端T.P.-31.36m）	21.53	217.5	10.102	OK
①縦断（最深部：杭先端T.P.-31.36m）	20.92	217.5	10.396	OK
②縦断1Dケース（最浅部：杭先端T.P.-22.24m）	33.49	217.5	6.494	OK
②縦断1Dケース（最深部：杭先端T.P.-31.36m）	20.42	217.5	10.651	OK
③横断Km層最浅部（T.P.-31.36m）	17.56	217.5	12.386	OK
④横断Km層最深部（T.P.-31.36m）	22.72	217.5	9.573	OK
⑤横断Km層最浅部1D（T.P.-22.24m）	24.17	217.5	8.998	OK

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）

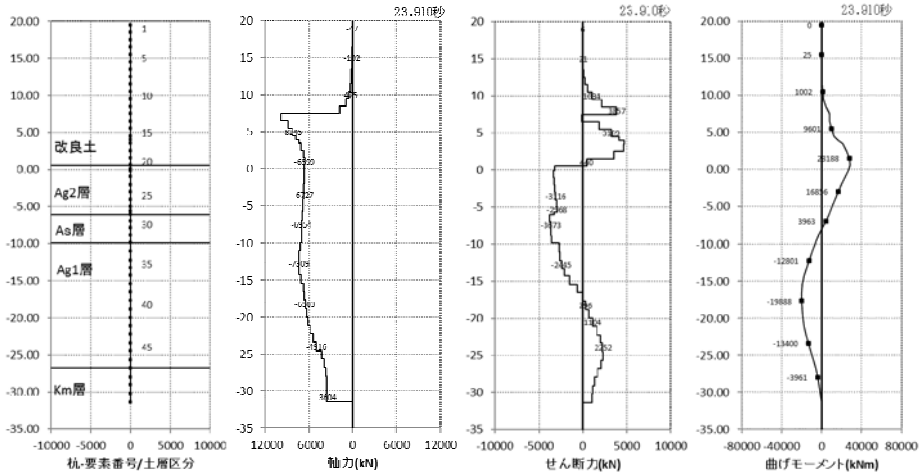
断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



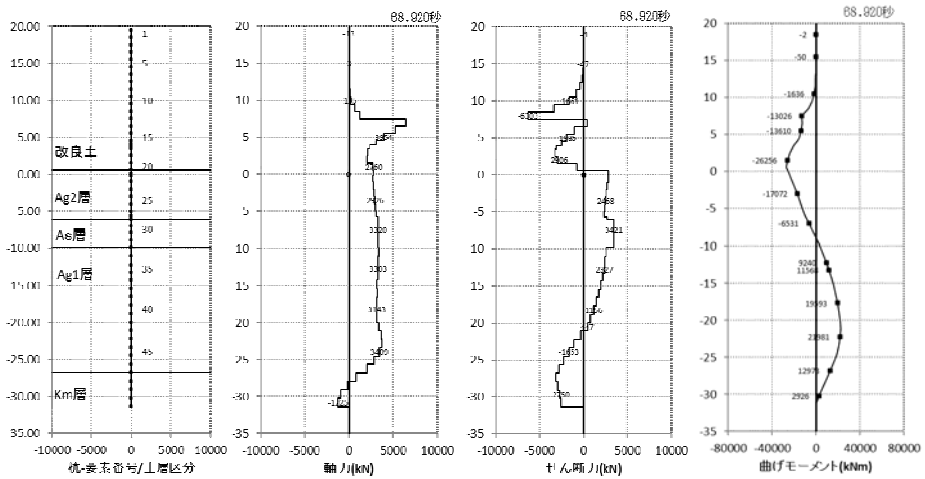
①縦断（最浅部：杭先T.P.－31.36m ）
曲げ軸力照査時刻時



①縦断（最浅部：杭先T.P. －31.36m ）
せん断照査時刻時



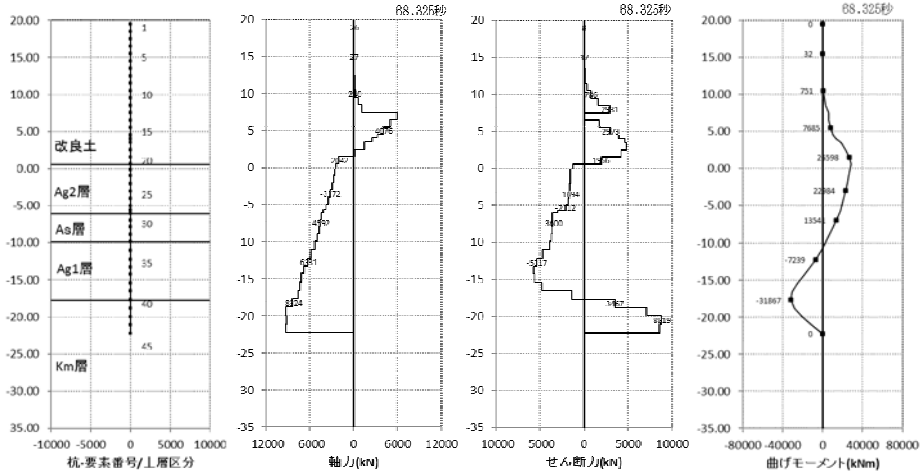
①縦断（最深部：杭先T.P. －31.36m）
曲げ軸力照査時刻時



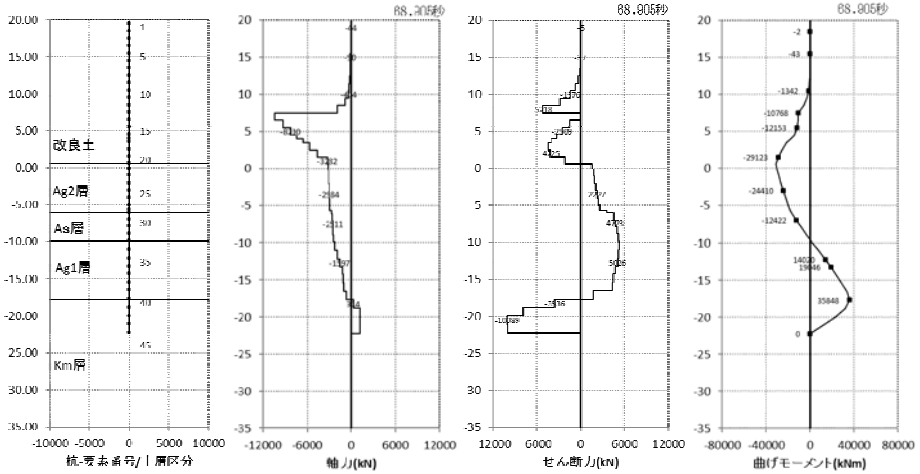
①縦断（最深部：杭先T.P. －31.36m ）
せん断照査時刻時

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）

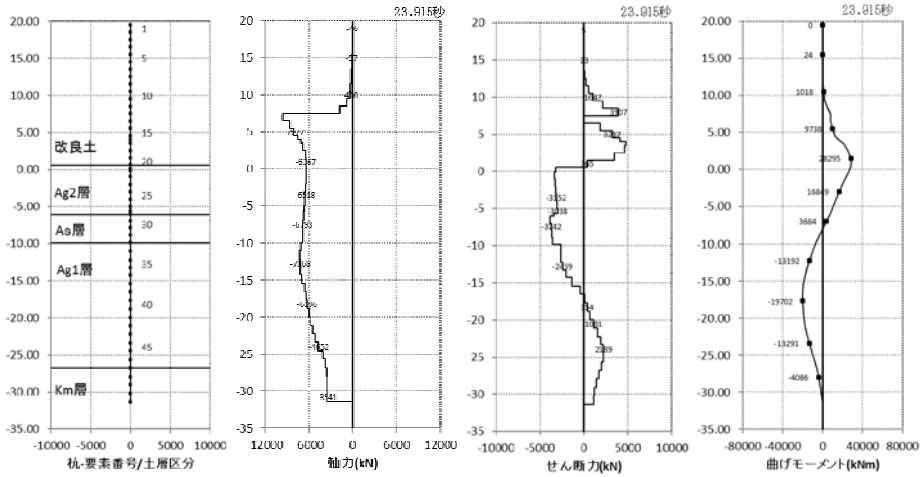
断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



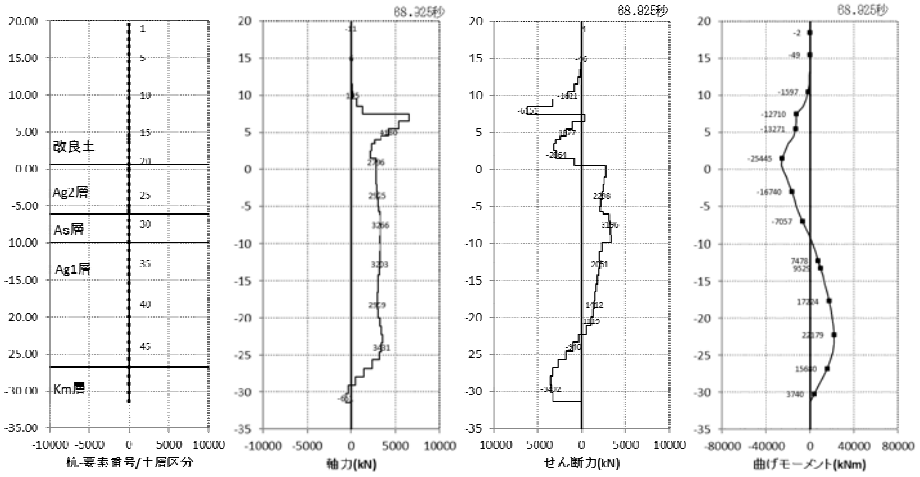
②縦断1Dケース（最浅部：杭先T.P. －22.24m）
曲げ軸力照査時刻時



②縦断1Dケース（最浅部：杭先T.P. －22.24m）
せん断照査時刻時



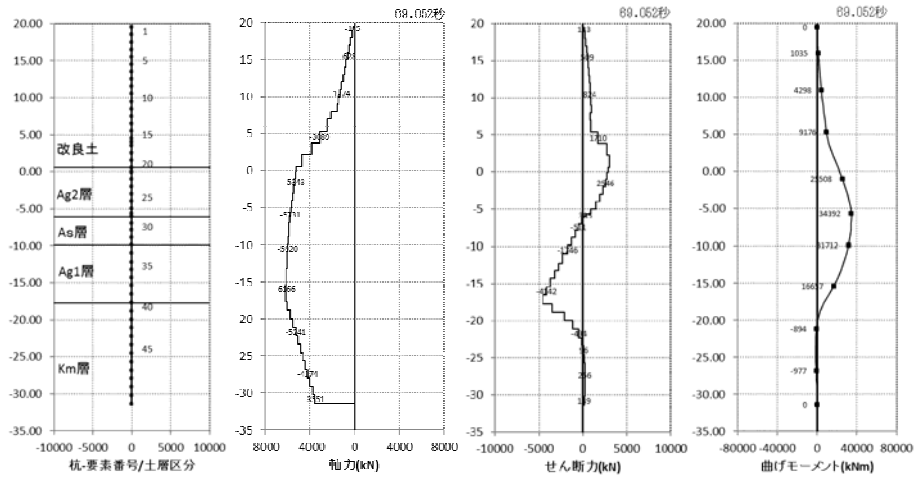
②縦断1Dケース（最深部：杭先T.P. －31.36m）
曲げ軸力照査時刻時



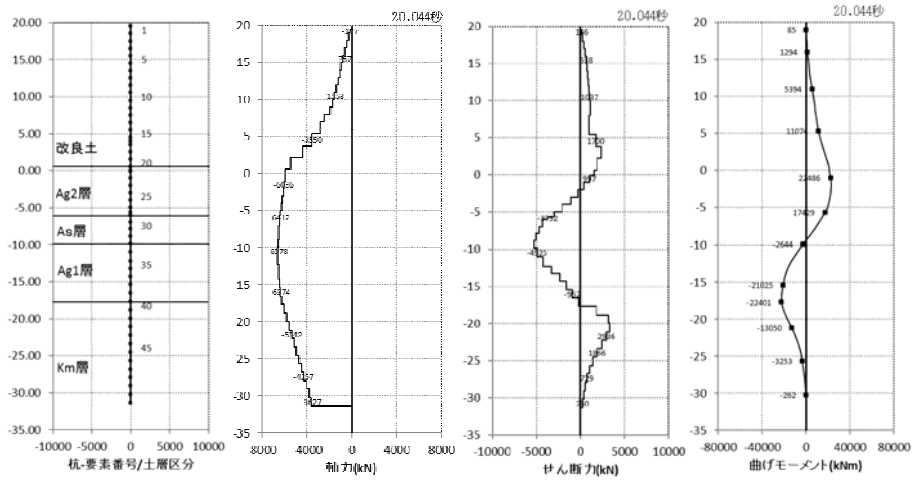
②縦断1Dケース（最深部：杭先T.P. －31.36m）
せん断照査時刻時

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）

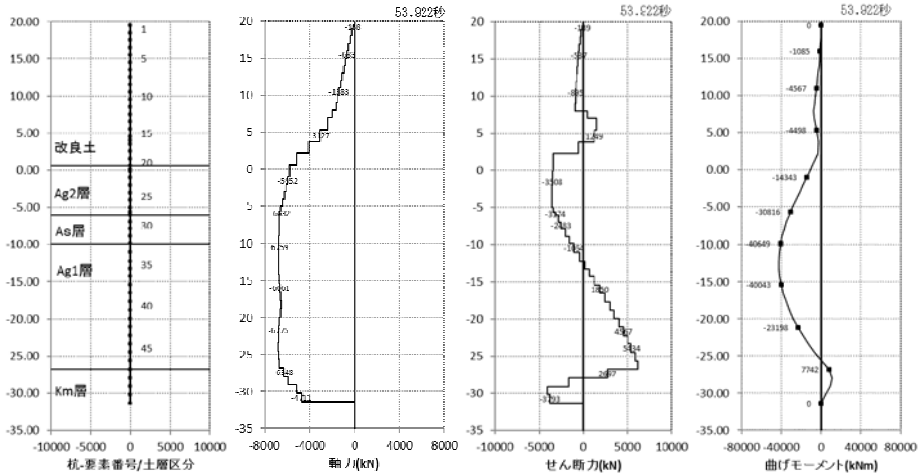
断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



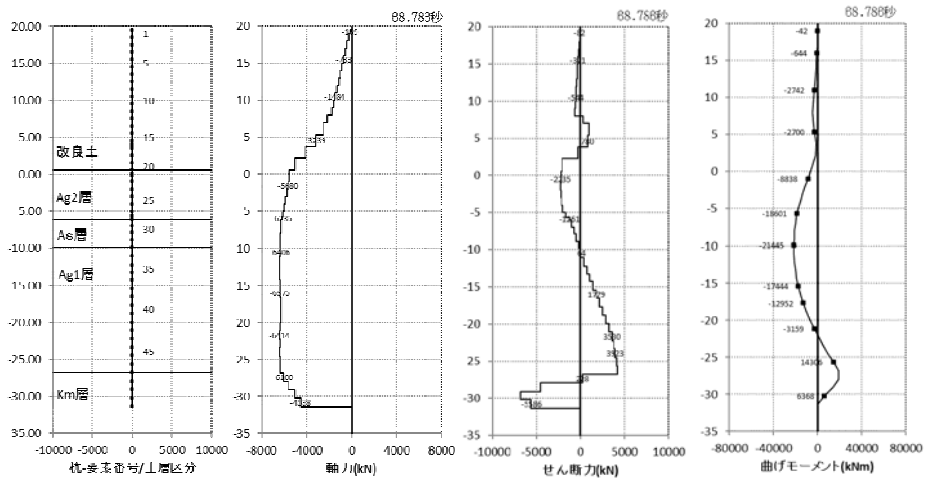
③横断Km層最浅部(T.P. －31.36m)
曲げ軸力照査時刻時



③横断Km層最浅部(T.P. －31.36m)
せん断照査時刻時



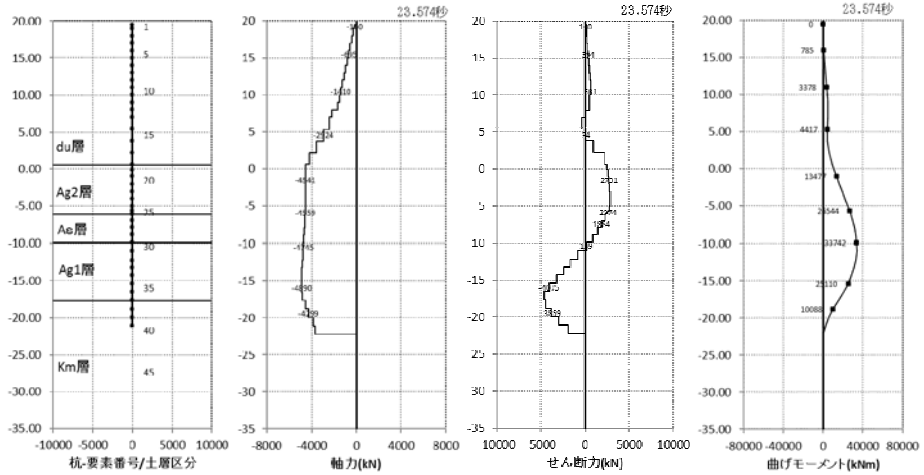
④横断Km層最深部(T.P. －31.36m)
曲げ軸力照査時刻時



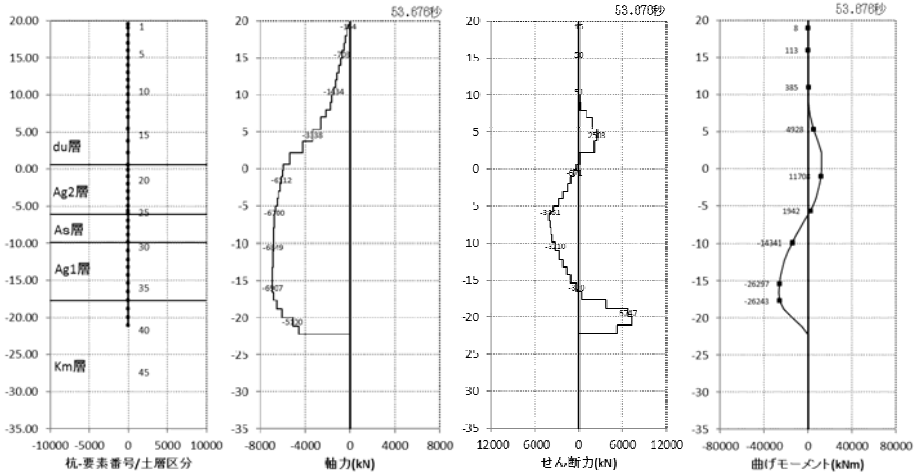
④横断Km層最深部(T.P. －31.36m)
せん断照査時刻時

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）

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（T.P. －22.24m）
曲げ軸力照査時刻時



⑤横断Km層最浅部1D（T.P. －22.24m）
せん断照査時刻時

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）

（3）-2　検討結果

支持力照査

	発生応力度 σy(kN/m²)	極限支持力 qd(kN/m²)	安全率　qd/σy	判定 (＞1.2)
①縦断（最浅部：杭先端T.P.-31.36m）	375.0	5,673.0	15.1	OK
①縦断（最深部：杭先端T.P.-31.36m）	340.1	5,673.0	16.6	OK
②縦断1Dケース（最浅部：杭先端T.P.-22.24m）	346.2	5,484.0	15.8	OK
②縦断1Dケース（最深部：杭先端T.P.-31.36m）	344.9	5,673.0	16.4	OK
③横断Km層最浅部（T.P.-31.36m）	479.0	5,673.0	11.8	OK
④横断Km層最深部（T.P.-31.36m）	600.7	5,673.0	9.4	OK
⑤横断Km層最浅部1D（T.P.-22.24m）	483.9	5,484.0	11.3	OK

座屈耐力に対する照査

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

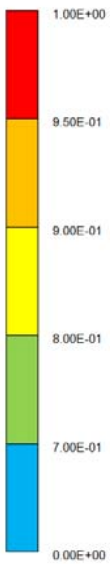
残留変位量

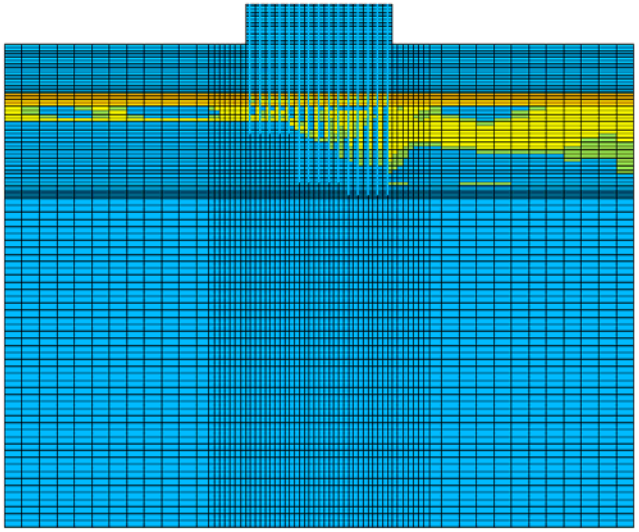
		水平変位（m）	鉛直変位（m）
①縦断（最浅部：杭先端T.P.-31.36m）	上部工天端～上部工下端の相対変位量	-0.0004	-0.0043
①縦断（最深部：杭先端T.P.-31.36m）		-0.0004	-0.0039
②縦断1Dケース（最浅部：杭先端T.P.-22.24m）		-0.0004	-0.0044
②縦断1Dケース（最深部：杭先端T.P.-31.36m）		-0.0004	-0.0040
③横断Km層最浅部（T.P.-31.36m）		-0.0401	-0.0099
④横断Km層最深部（T.P.-31.36m）		-0.0422	-0.0132
⑤横断Km層最浅部1D（T.P.-22.24m）		-0.0392	-0.0127

変位の方向は，右方向が正

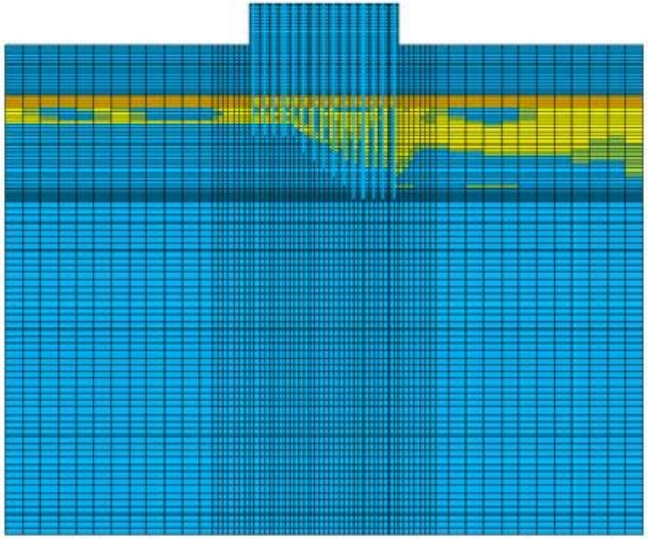
二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）

■ 過剰間隙水圧比分布図

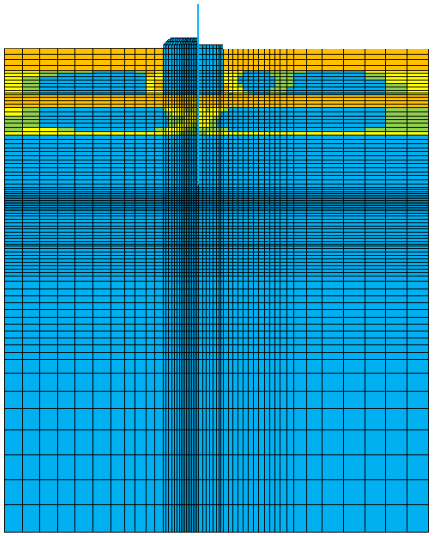




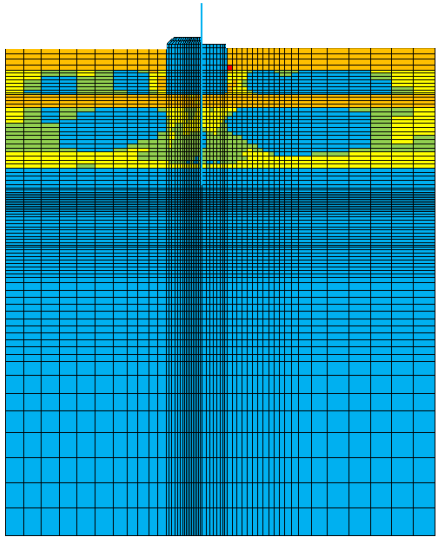
①縦断



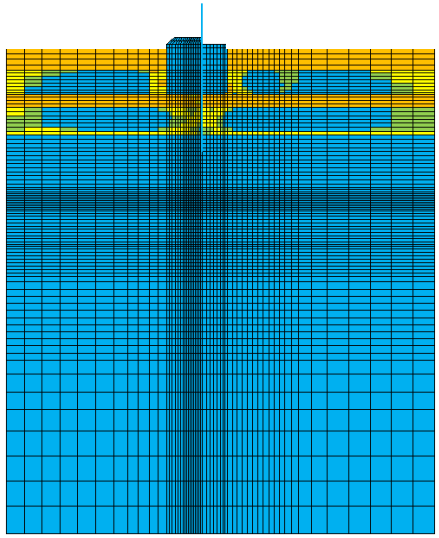
②縦断1Dケース



③横断Km層最浅部



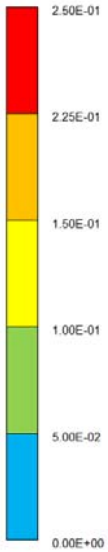
④横断Km層最深部

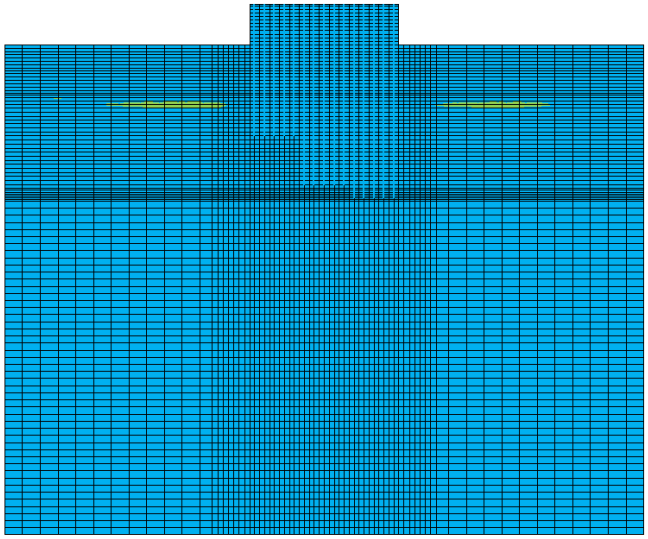


⑤横断Km層最浅部1D

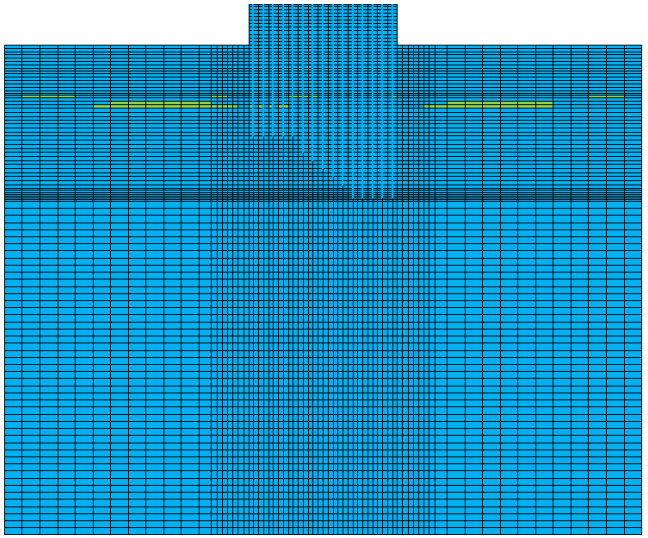
二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）

■ 最大せん断ひずみ分布図

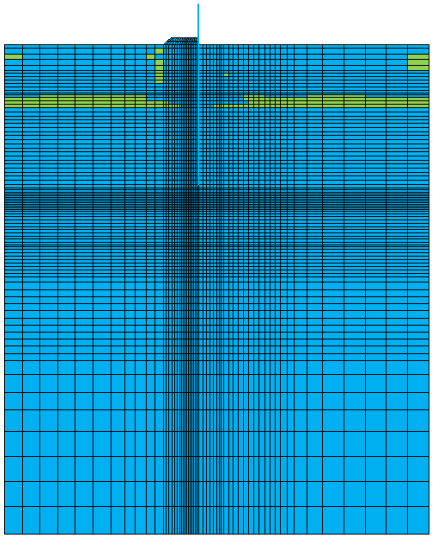




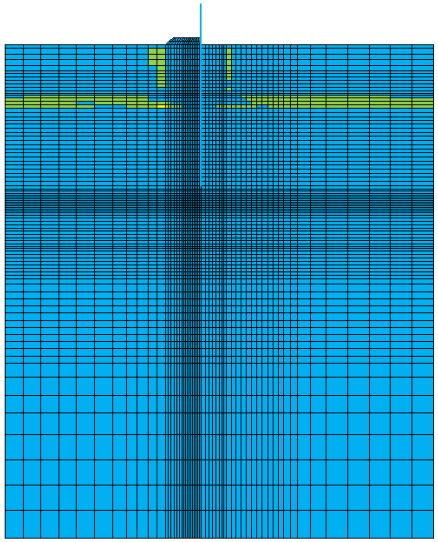
①縦断



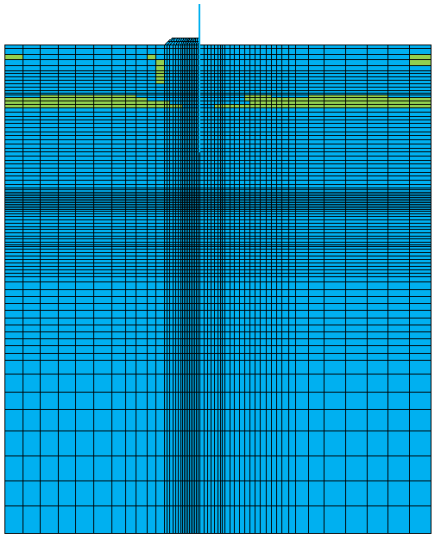
②縦断1Dケース



③横断Km層最浅部



④横断Km層最深部



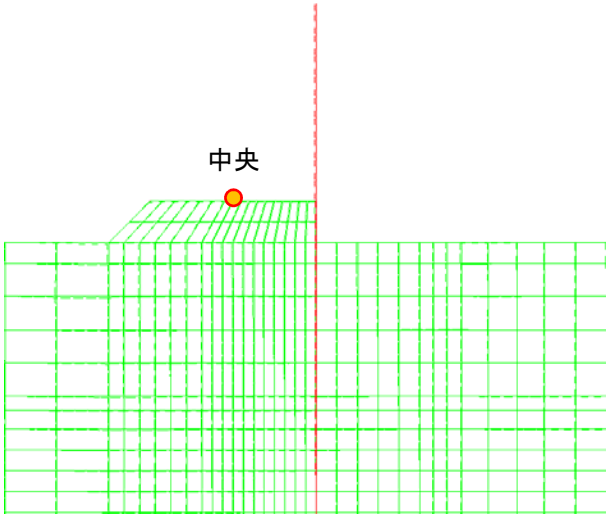
⑤横断Km層最浅部1D

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）

■ 地盤高さ嵩上げ部沈下量

残留変位

	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



出力位置図

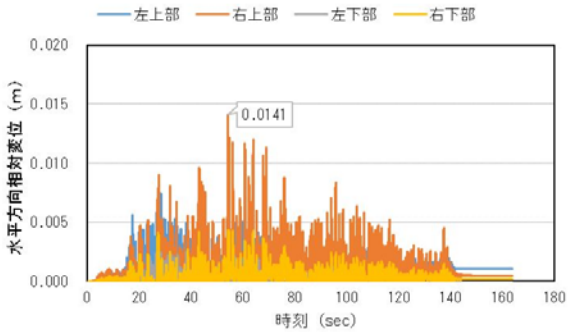
傾斜部における地盤高さの嵩上げ部の地震時沈下量は3cm程度であり，小さいといえる。

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）

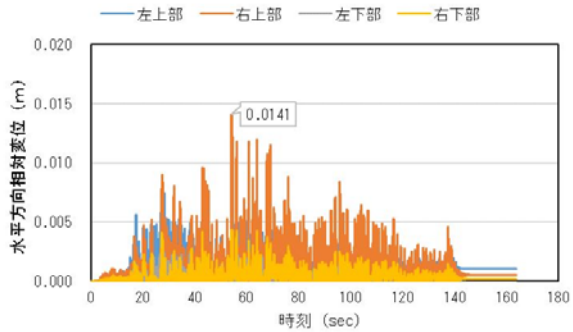
■ 上部工間の水平方向（縦断方向）相対変位・最大支圧応力度

上部工間の水平方向相対変位（m）

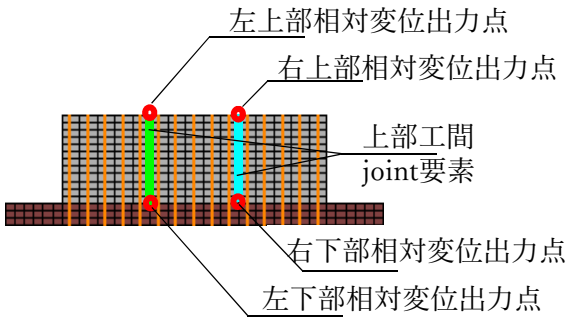
	最大相対変位（m）
縦断	0.0141
縦断1D	0.0141



縦断



縦断1Dケース

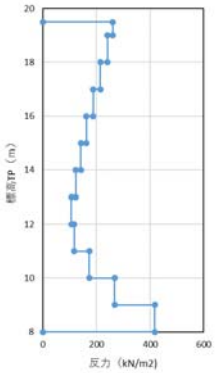


水平方向相対変位は各ユニット間の水平変位の差を表す。符号はユニット間が分かれる方向が正。

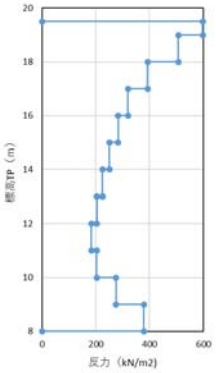
縦断方向のユニット間の変形は1.4cmであり，十分に小さい結果を得た。

上部工間の水平方向最大反力（最大支圧応力度）

	水平方向最大支圧応力度 (kN/m²)	コンクリートの許容支圧応力度 (kN/m²)	安全率
縦断	598	12,000	20.07
縦断1D	535	12,000	22.43

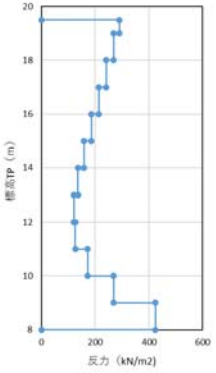


左側

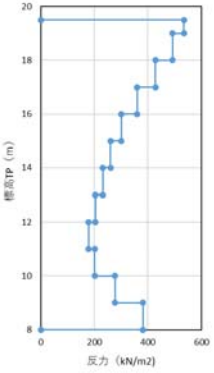


右側

縦断



左側



右側

縦断1Dケース

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。

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，原地盤モデル）

有効応力解析検討結果（傾斜部，原地盤モデル）

- 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。
- 岩盤最浅部の杭体の応力については，岩盤へ1D根入れするケースの方が杭長を揃えたケースよりも，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。
- 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。
- 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。
- 残留変位については，水平方向に4cm程度生じ，鉛直方向は1cm程度である。
- 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）。
- 地盤高さの嵩上げ部における残留沈下量は3cm弱である。

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。

１５．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）
（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，
豊浦標準砂を仮定したモデル）

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，豊浦標準砂を仮定したモデル）

（1）検討結果

地震時の傾斜部の杭の構造成立性を確認した。

曲げ・軸力に対する照査

	発生応力度 σ(N/mm²)	許容応力度 σsa(N/mm²) (SM570)	安全率　σsa/σ	判定
①縦断（最浅部：杭先端T.P.-31.36m）	348.48	382.5	1.097	OK
①縦断（最深部：杭先端T.P.-31.36m）	234.37	382.5	1.632	OK
②縦断1Dケース（最浅部：杭先端T.P.-22.24m）	285.66	382.5	1.339	OK
②縦断1Dケース（最深部：杭先端T.P.-31.36m）	249.66	382.5	1.532	OK
③横断Km層最浅部（T.P.-31.36m）	353.80	382.5	1.081	OK
④横断Km層最深部（T.P.-31.36m）	279.96	382.5	1.366	OK
⑤横断Km層最浅部1D（T.P.-22.24m）	250.36	382.5	1.527	OK

水平二方向照査の結果

・ケース①とケース③の水平二方向照査

$\sqrt{\{(1\times61011/182)^2+(0.4\times60401/182)^2\}}+(0.4\times6809/301.3)=369.6\mathrm{N/mm^2}$

SF=382.5/369.6＝1.03

・ケース②とケース⑤の水平二方向照査

$\sqrt{\{(1\times48420/182)^2+(0.4\times41589/182)^2\}}+(0.4\times6074/301.3)=289.4\mathrm{N/mm^2}$

SF=382.5/289.4＝1.32（1Dケース）

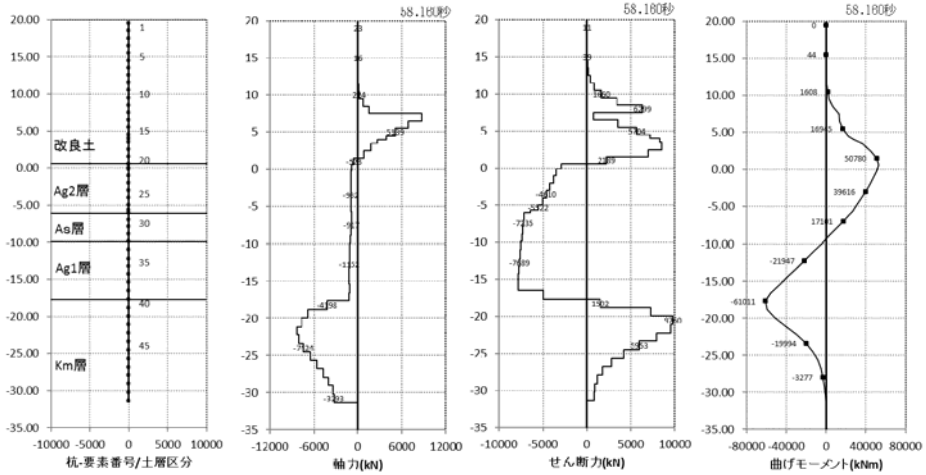
水平二方向照査では，水平x方向，水平y方向，鉛直z方向の断面力に対して1.0：0.4：0.4とする。

せん断に対する照査

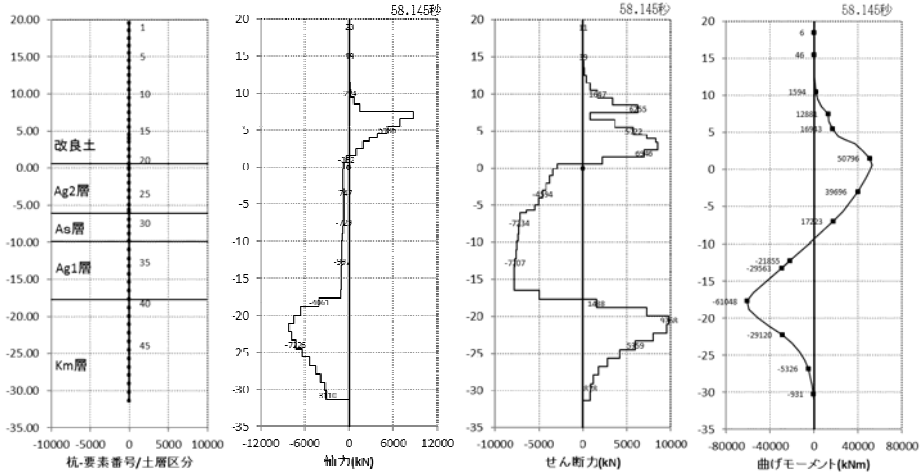
	発生応力度 τ(N/mm²)	許容応力度 τsa(N/mm²) (SM570)	安全率　τsa/τ	判定
①縦断（最浅部：杭先端T.P.-31.36m）	32.42	217.5	6.708	OK
①縦断（最深部：杭先端T.P.-31.36m）	29.02	217.5	7.494	OK
②縦断1Dケース（最浅部：杭先端T.P.-22.24m）	48.33	217.5	4.500	OK
②縦断1Dケース（最深部：杭先端T.P.-31.36m）	27.28	217.5	7.972	OK
③横断Km層最浅部（T.P.-31.36m）	29.59	217.5	7.350	OK
④横断Km層最深部（T.P.-31.36m）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

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，豊浦標準砂を仮定したモデル）

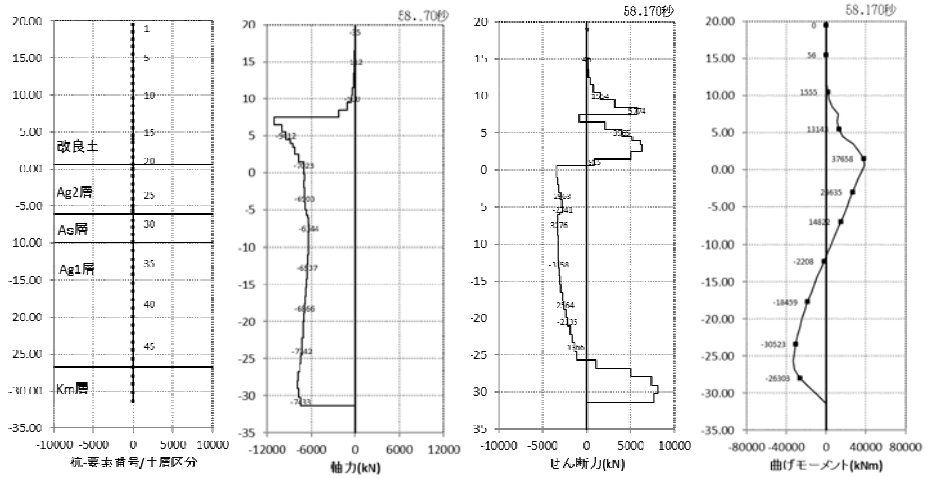
断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



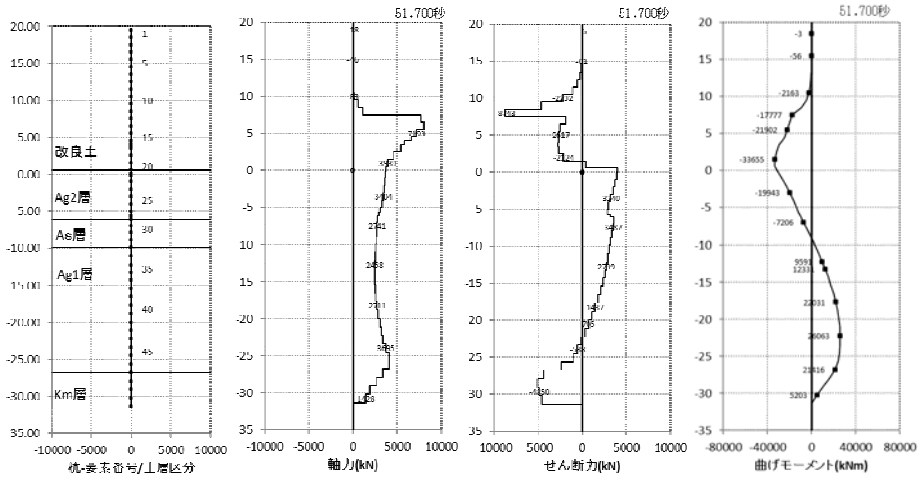
①縦断（最浅部：杭先T.P. －31.36m ）
曲げ軸力照査時刻時



①縦断（最浅部：杭先T.P. －31.36m ）
せん断照査時刻時



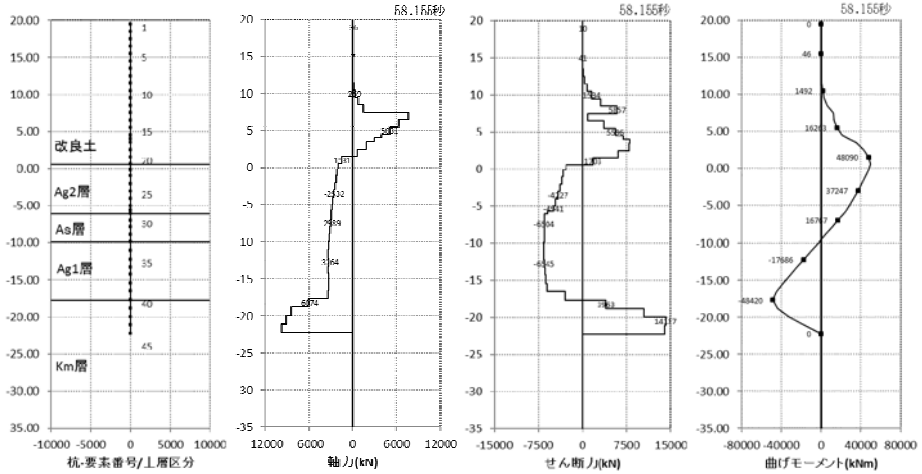
①縦断（最深部：杭先T.P. －31.36m）
曲げ軸力照査時刻時



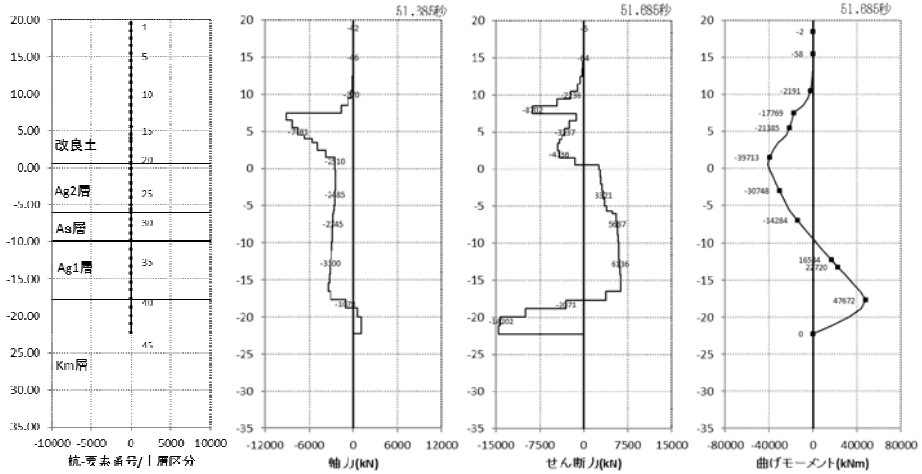
①縦断（最深部：杭先T.P. －31.36m ）
せん断照査時刻時

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，豊浦標準砂を仮定したモデル）

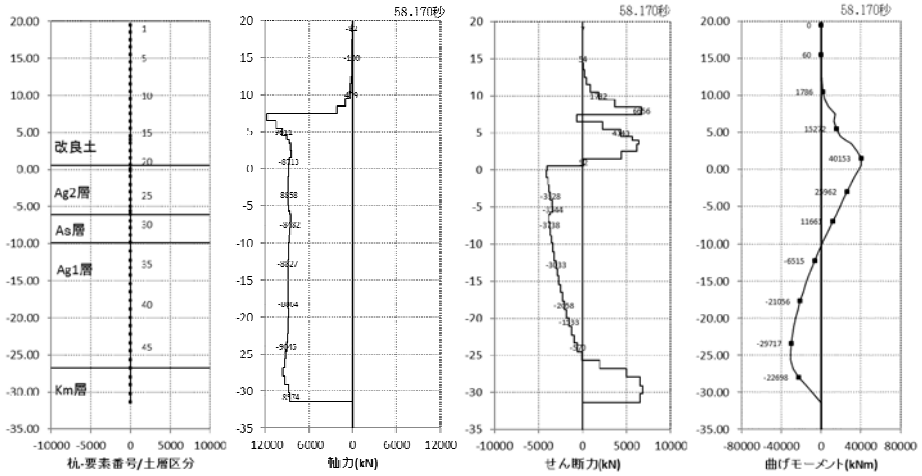
断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



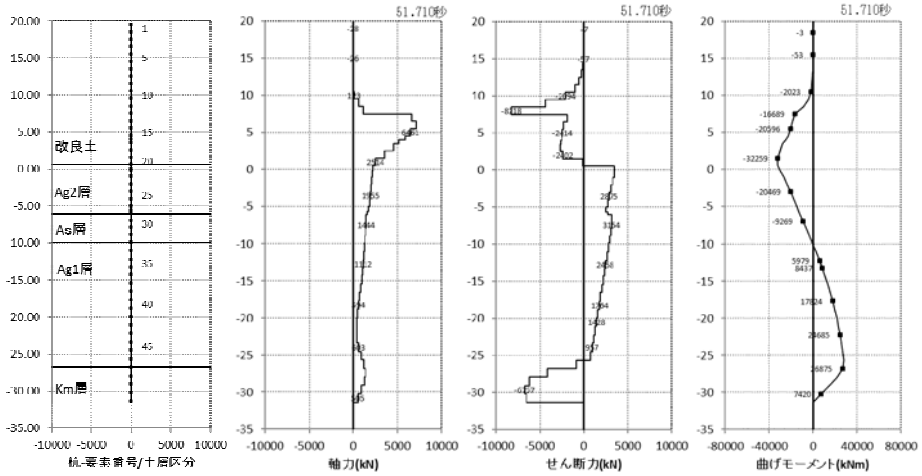
②縦断1Dケース（最浅部：杭先T.P. －22.24m）
曲げ軸力照査時刻時



②縦断1Dケース（最浅部：杭先T.P. －22.24m）
せん断照査時刻時



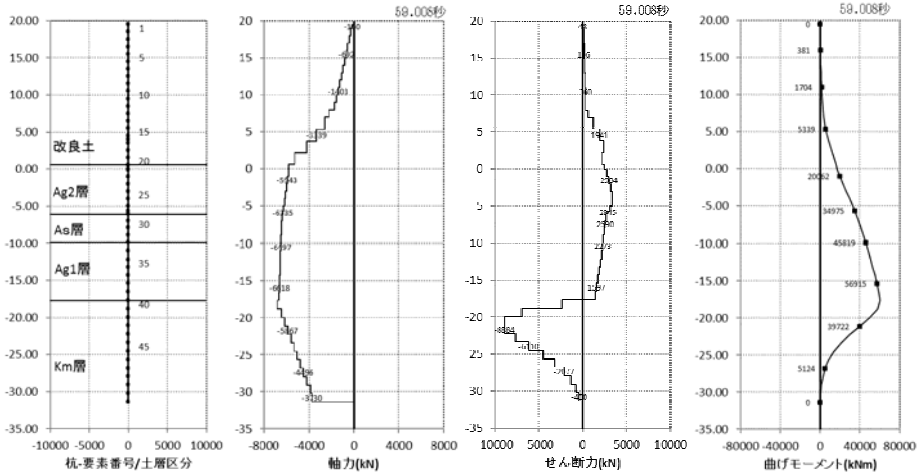
②縦断1Dケース（最深部：杭先T.P. －31.36m）
曲げ軸力照査時刻時



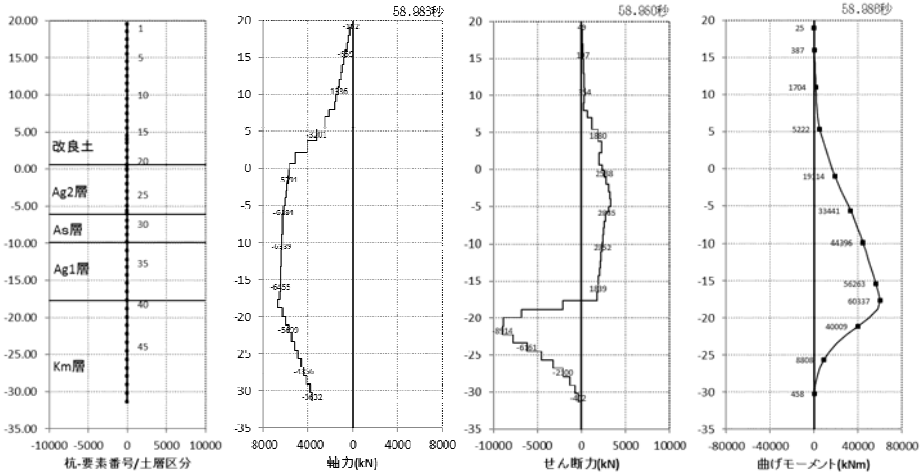
②縦断1Dケース（最深部：杭先T.P. －31.36m）
せん断照査時刻時

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，豊浦標準砂を仮定したモデル）

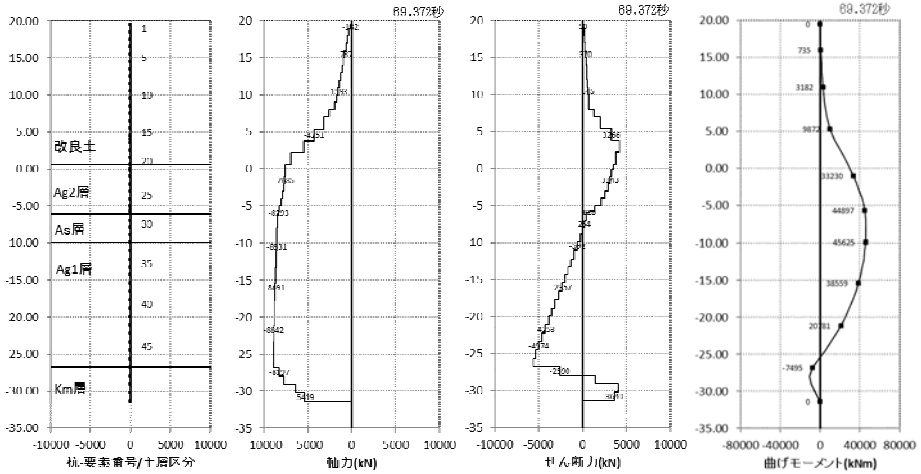
断面力分布図（各々の最大応力発生時刻）



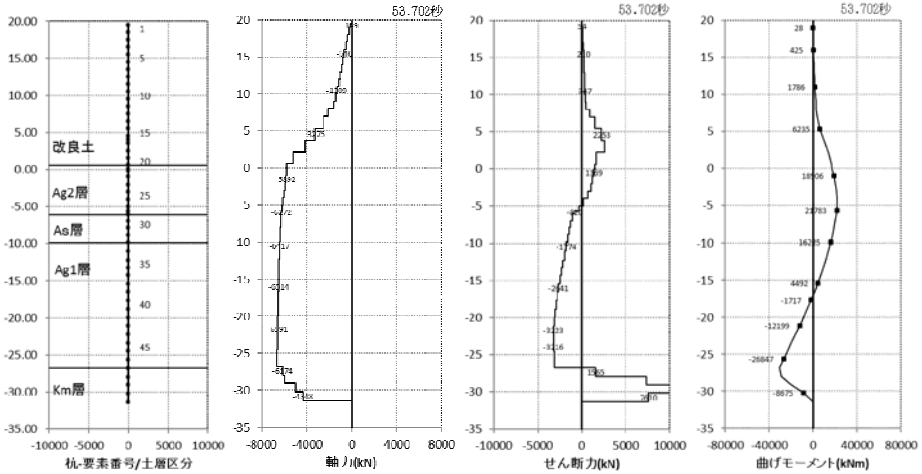
③横断Km層最浅部(T.P. －31.36m)
曲げ軸力照査時刻時



③横断Km層最浅部(T.P. －31.36m)
せん断照査時刻時



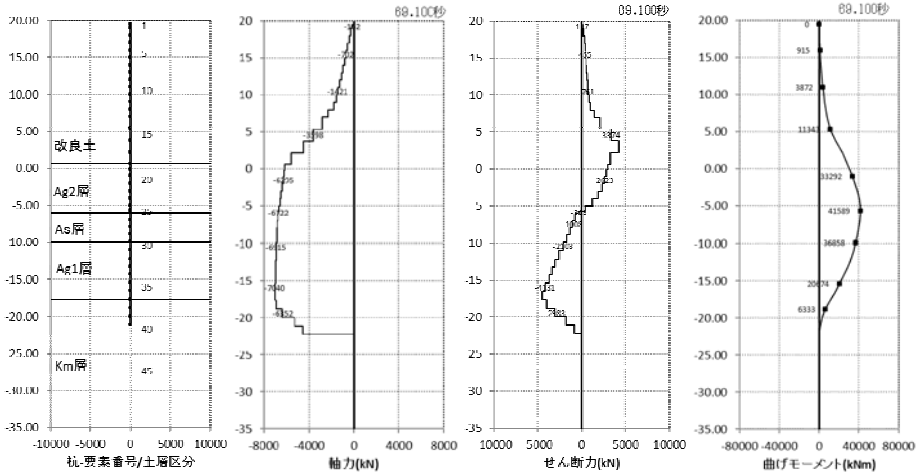
④横断Km層最深部(T.P. －31.36m)
曲げ軸力照査時刻時



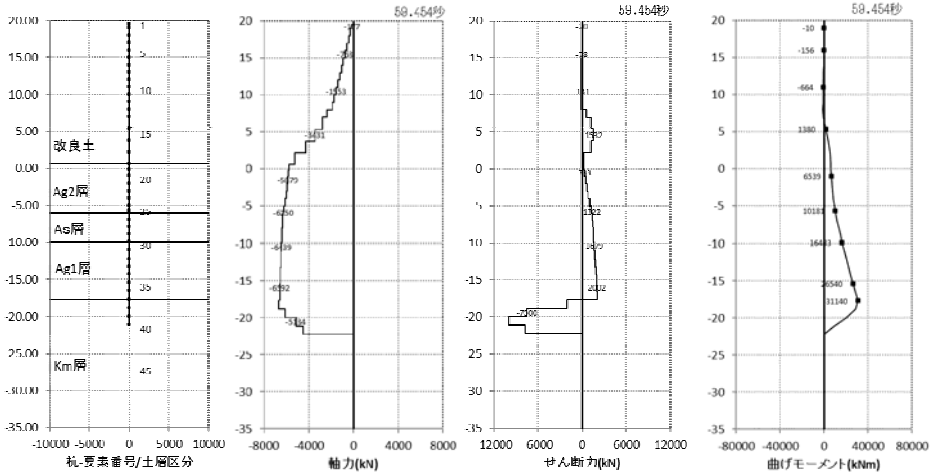
④横断Km層最深部(T.P. －31.36m)
せん断照査時刻時

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，豊浦標準砂を仮定したモデル）

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(T.P. －22.24m)
曲げ軸力照査時刻時



⑤横断Km層最浅部1D(T.P. －22.24m)
せん断照査時刻時

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，豊浦標準砂を仮定したモデル）

（1）検討結果

支持力照査

	発生応力度 σy(kN/m²)	極限支持力度 qd(kN/m²)	安全率 qd/σy	判定 (＞1.2)
①縦断（最浅部：杭先端T.P.−31.36m）	368.3	5,673.0	15.4	OK
①縦断（最深部：杭先端T.P.−31.36m）	394.9	5,673.0	14.3	OK
②縦断1Dケース（最浅部：杭先端T.P.−22.24m）	419.9	5,484.0	13.0	OK
②縦断1Dケース（最深部：杭先端T.P.−31.36m）	372.5	5,673.0	15.2	OK
③横断Km層最浅部（T.P.−31.36m）	515.9	5,673.0	10.9	OK
④横断Km層最深部（T.P.−31.36m）	605.7	5,673.0	9.3	OK
⑤横断Km層最浅部1D（T.P.−22.24m）	536.2	5,484.0	10.2	OK

座屈耐力に対する照査

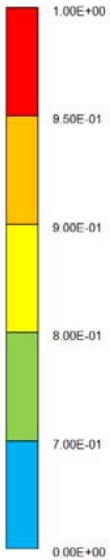
	発生軸力 N (kN)	座屈耐力 Nu (kN) (SM570)	安全率 Nu/N	判定
①縦断（最浅部：杭先端T.P.−31.36m）	10,740	119,036	11.08	OK
①縦断（最深部：杭先端T.P.−31.36m）	12,540	119,036	9.49	OK
②縦断1Dケース（最浅部：杭先端T.P.−22.24m）	12,530	119,036	9.50	OK
②縦断1Dケース（最深部：杭先端T.P.−31.36m）	14,160	119,036	8.40	OK
③横断Km層最浅部（T.P.−31.36m）	9,602	119,036	12.39	OK
④横断Km層最深部（T.P.−31.36m）	10,200	119,036	11.67	OK
⑤横断Km層最浅部1D（T.P.−22.24m）	9,873	119,036	12.05	OK

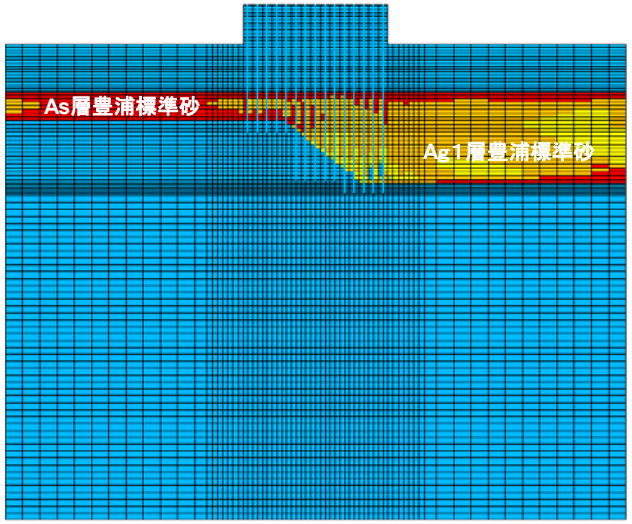
残留変位量

		水平変位（m）	鉛直変位（m）
①縦断（最浅部：杭先端T.P.−31.36m）	上部工天端～上部工下端の相対変位量	−0.0014	−0.0049
①縦断（最深部：杭先端T.P.−31.36m）		−0.0014	−0.0036
②縦断1Dケース（最浅部：杭先端T.P.−22.24m）		−0.0014	−0.0063
②縦断1Dケース（最深部：杭先端T.P.−31.36m）		−0.0013	−0.0049
③横断Km層最浅部（T.P.−31.36m）		−0.0555	−0.0110
④横断Km層最深部（T.P.−31.36m）		−0.0772	−0.0166
⑤横断Km層最浅部1D（T.P.−22.24m）		−0.0737	−0.0164

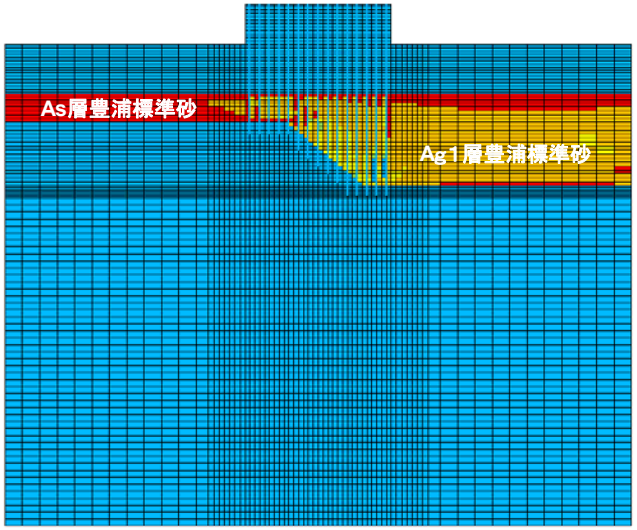
二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，豊浦標準砂を仮定したモデル）

■ 過剰間隙水圧比分布図

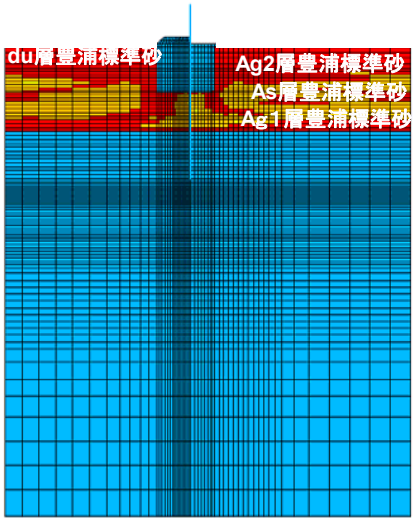




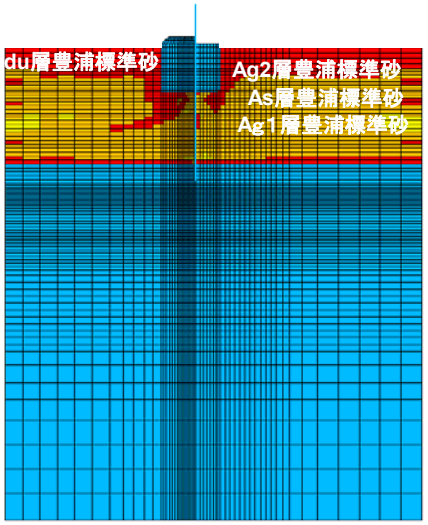
①縦断



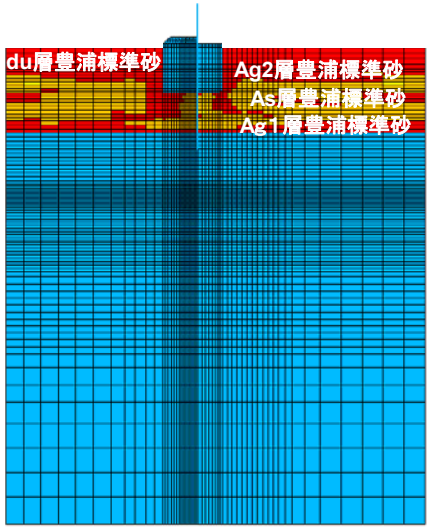
②縦断1Dケース



③横断Km層最浅部



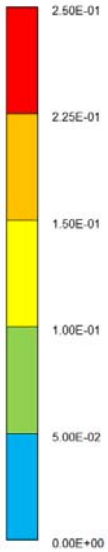
④横断Km層最深部

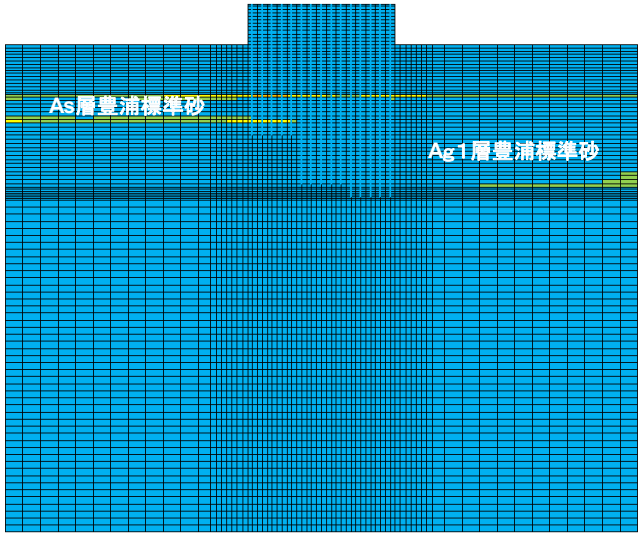


⑤横断Km層最浅部1D

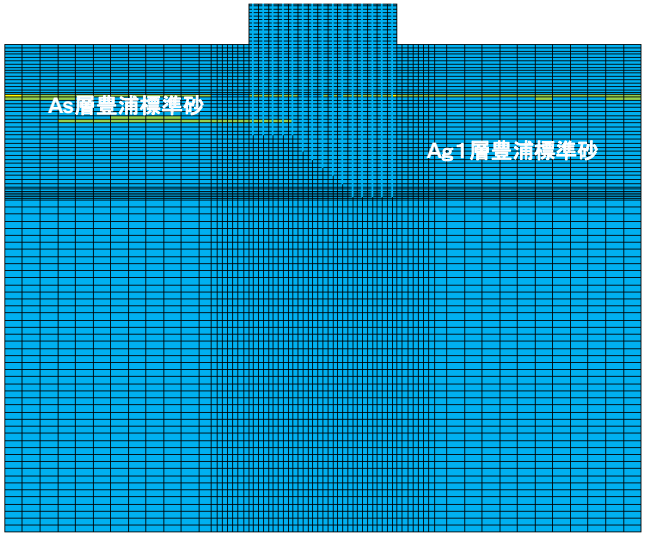
二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，豊浦標準砂を仮定したモデル）

■ 最大せん断ひずみ分布図

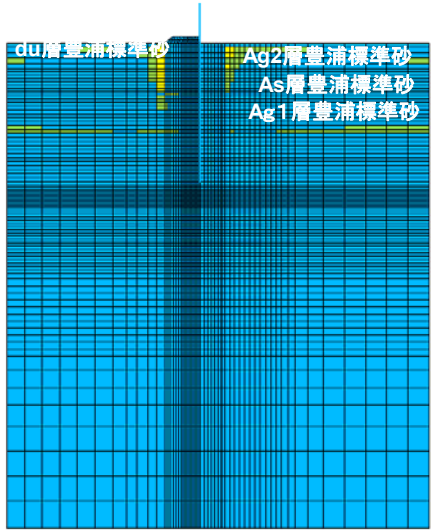




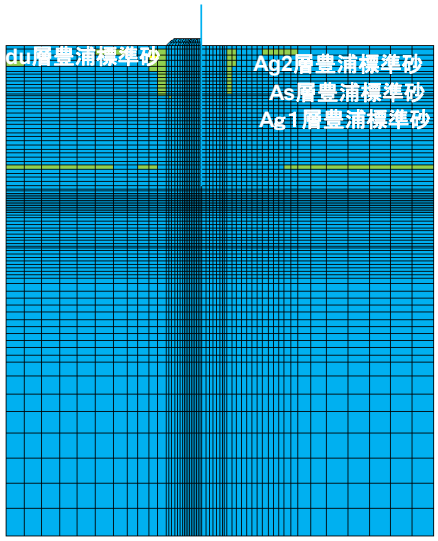
①縦断



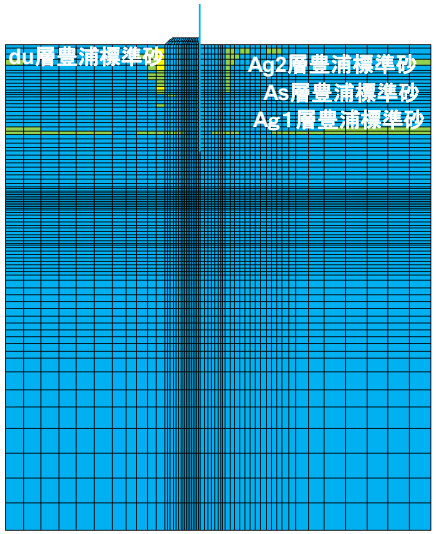
②縦断1Dケース



③横断Km層最浅部



④横断Km層最深部



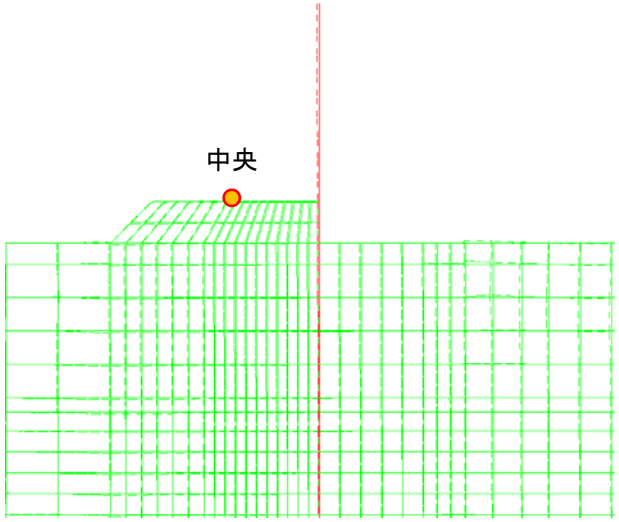
⑤横断Km層最浅部1D

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，豊浦標準砂を仮定したモデル）

■ 地盤高さ嵩上げ部沈下量

残留変位

	変位	地盤高さ嵩上げ部上面中央（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



出力位置図

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）。

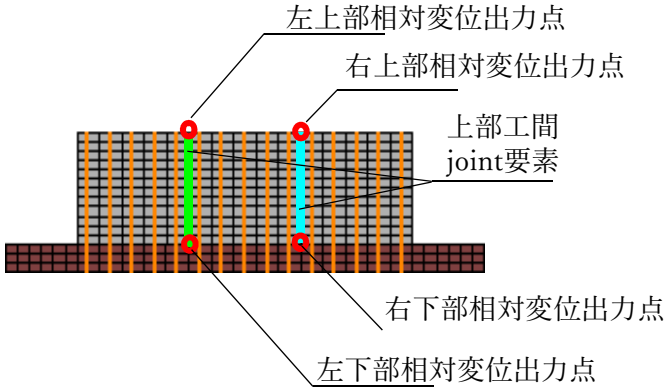
二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，豊浦標準砂を仮定したモデル）

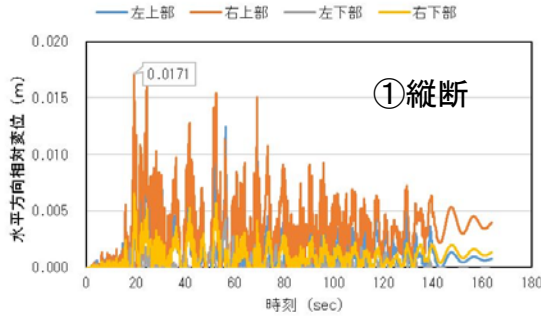
■ 上部工間の水平方向相対変位・最大反力

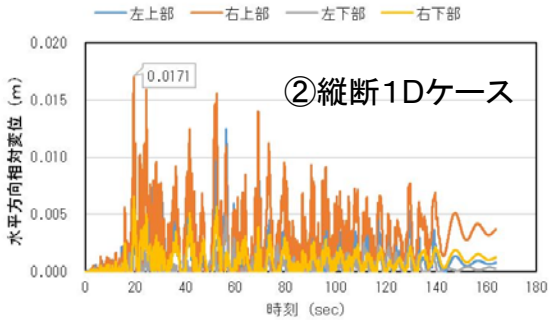
上部工間の水平方向相対変位（m）

	最大相対変位（m）
①縦断	0.0171
②縦断1D	0.0171

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。



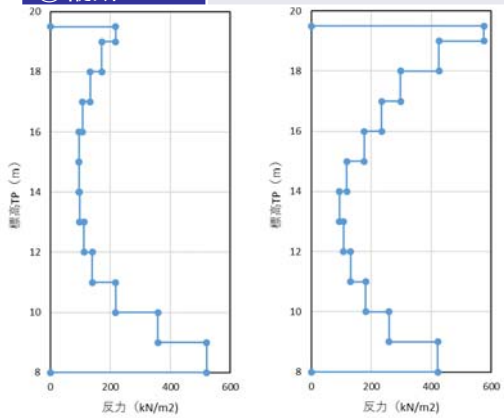




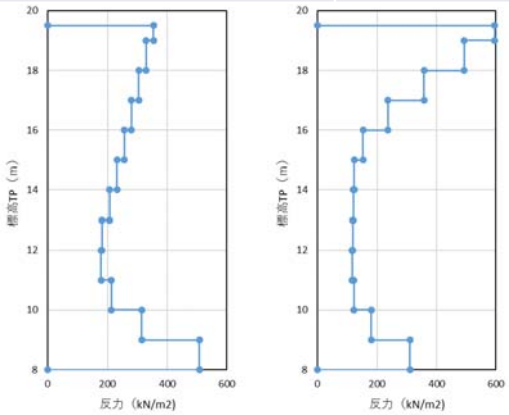
<結果>
縦断方向の1ユニット間の変形量は，豊浦標準砂を仮定したケースであっても1.7cm程度であることを確認した。

上部工間の水平方向最大反力（最大支圧応力度）

	水平方向最大支圧応力(kN/m²)	コンクリートの許容支圧応力（kN/m²）	安全率
①縦断	576.05	12,000	20.83
②縦断1D	596.20	12,000	20.13



左側　右側
①縦断



左側　右側
②縦断1Dケース

<結果>
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。

二次元有効応力解析結果（断面：地点④，岩盤傾斜部，横断・縦断方向，豊浦標準砂を仮定したモデル）

有効応力解析検討結果（傾斜部，豊浦標準砂を仮定）

- 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。
- 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，横断方向の鉛直変位は最大1.7cm程度であることを確認した。
- 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。
- 1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。
- 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。

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。

１６．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

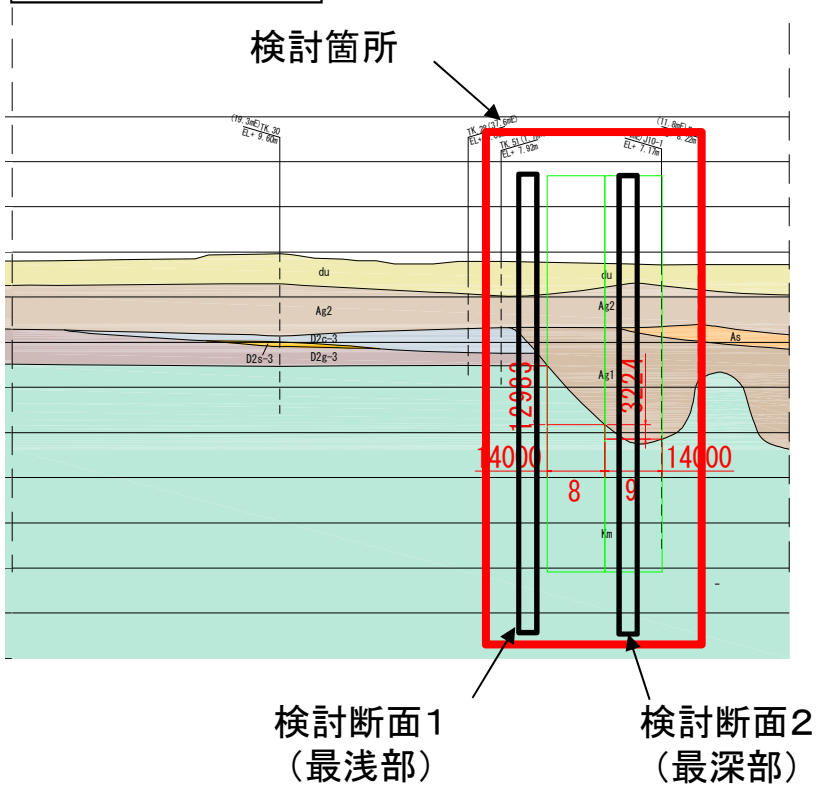
（断面：地点④，岩盤傾斜部）

岩盤傾斜部の地震動の増幅特性（断面：地点④，岩盤傾斜部）

（1）評価方法

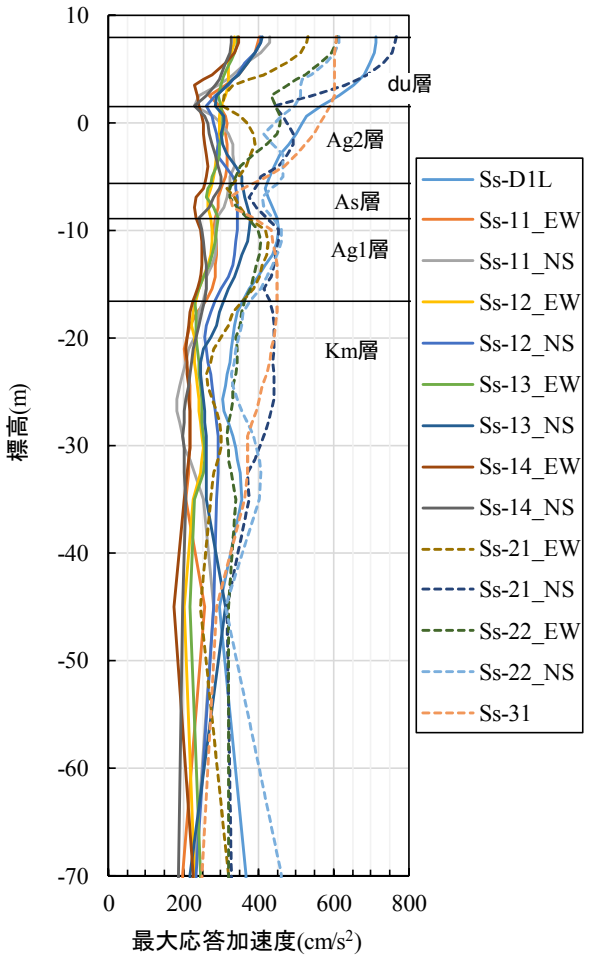
- 岩盤傾斜部において，岩盤深度の違いに対する地震動の増幅特性を検証するため，一次元地震応答解析（SHAKE）を実施した。
- 検討箇所は岩盤傾斜部の岩盤深度に着目し，最浅部と最深部を対象とした。
- 岩盤から地表面までの最大加速度分布と地表面の応答加速度について比較する。
- 対象とする地震動は，東海第二発電所における基準地震動Ss全てを対象とした。

【岩盤傾斜部断面】

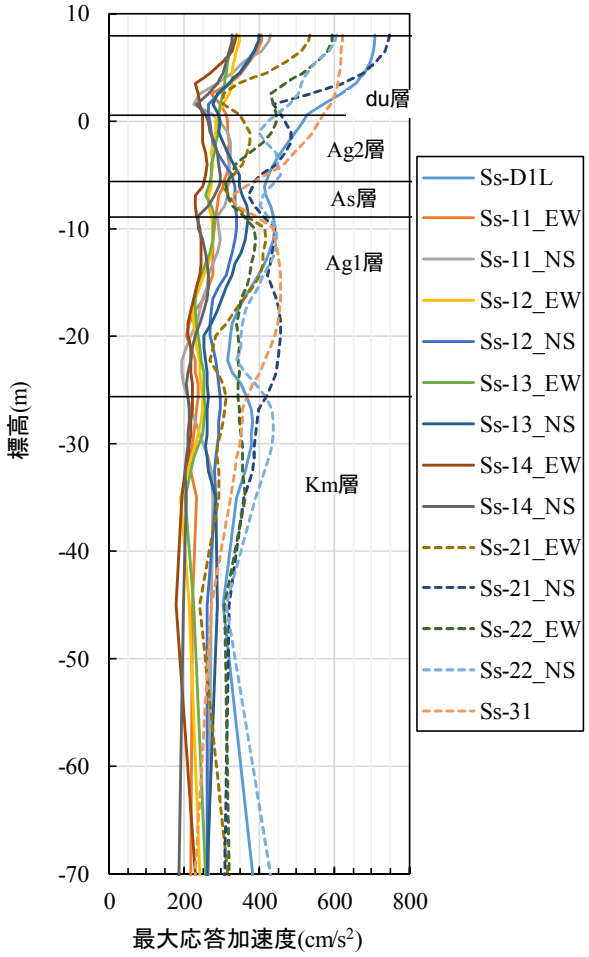


岩盤傾斜部の地震動の増幅特性（断面：地点④，岩盤傾斜部）

最大加速度分布の比較



検討断面１
最浅部



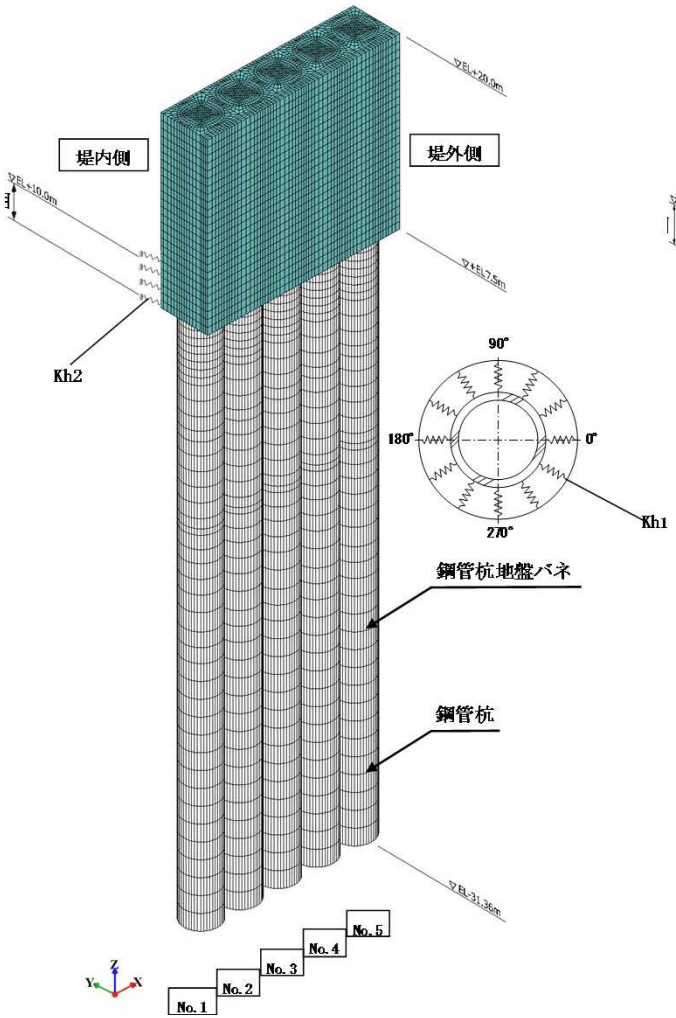
検討断面２
最深部

- 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。

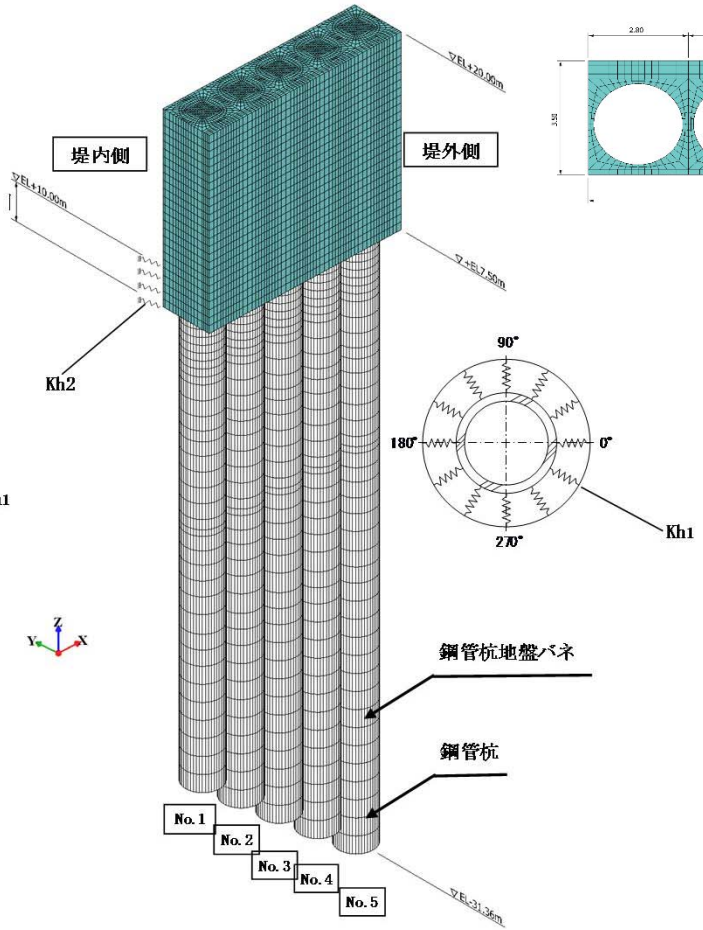
岩盤傾斜部の振動特性による防潮壁の挙動（断面：地点④，岩盤傾斜部）

■ 岩盤傾斜部において，振動特性が異なることによるねじれ挙動の発生を確認するため，三次元FEMモデルを用いて固有値解析を実施した。

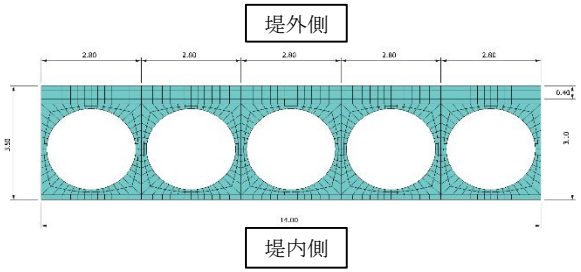
■ 解析ケースは，杭長を同一とした場合及び岩盤根入れを1Dとした場合の2ケースで実施した。



杭長同一モデル



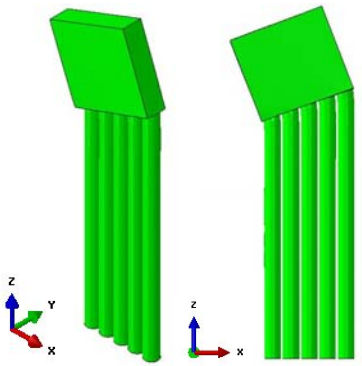
岩盤根入れ１Ｄモデル



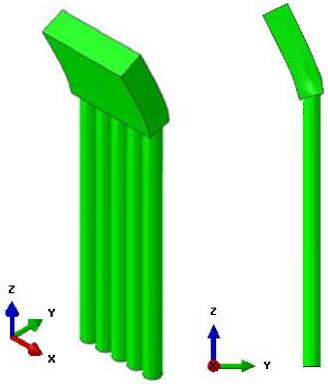
解析モデル平面図

岩盤傾斜部の振動特性による防潮壁の挙動（断面：地点④，岩盤傾斜部）

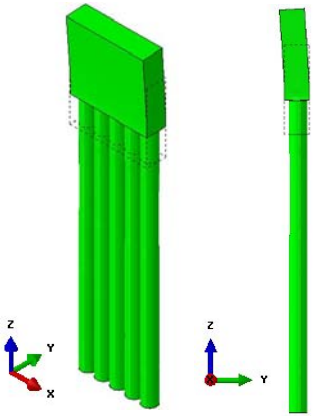
- 杭長を同一としたケースの結果を示す。
- ねじり方向への最も低次のモードは4次モードとなり，固有振動数は21.45Hzとなった。
- 刺激係数や有効質量比は極めて小さく，ねじれ卓越モードにはならないことを確認した。
- 基準地震動Ssと共振の有無を調べるため，SHAKEを用いて振動数を確認した結果，共振しない結果となった。



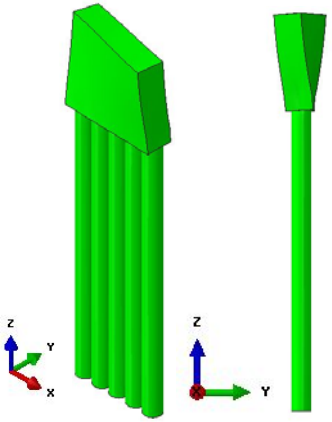
固有モード図（全体１次，Ｘ方向１次）



固有モード図（全体２次，Ｙ方向１次）



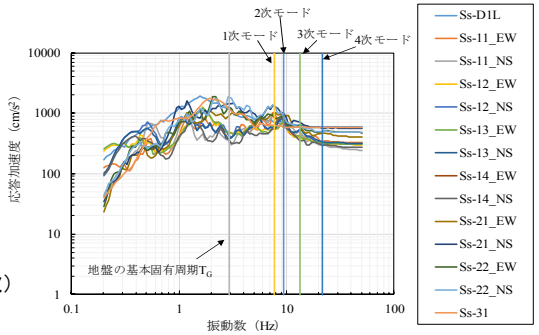
固有モード図（全体３次，Ｚ方向１次）



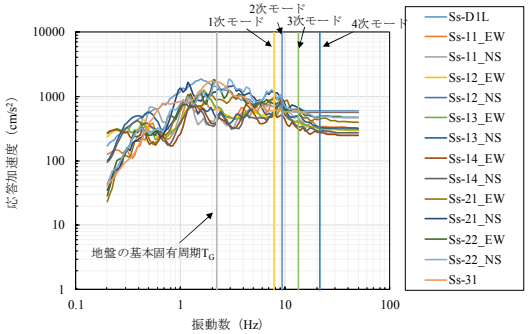
固有モード図（全体４次，ねじれ１次）

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%	



検討断面１

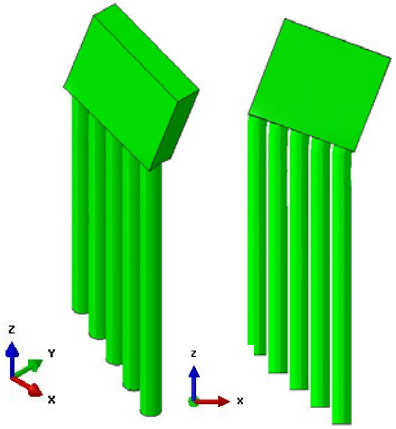


検討断面２

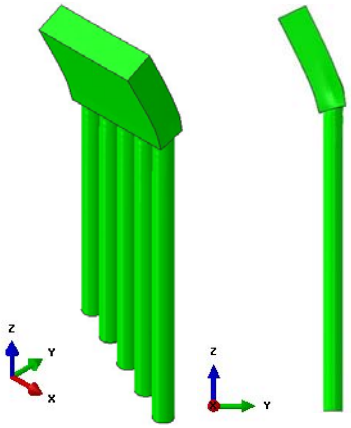
地表面の応答加速度と振動数の関係

岩盤傾斜部の振動特性による防潮壁の挙動（断面：地点④，岩盤傾斜部）

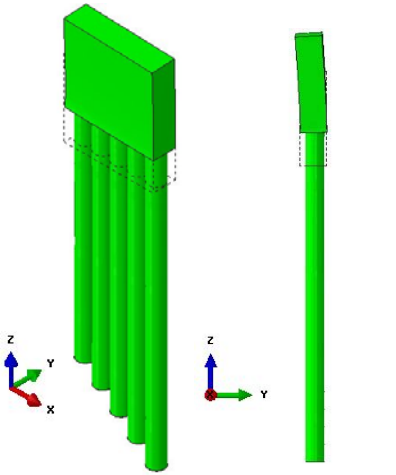
- 岩盤への根入れを1Dとしたケースの結果を示す。
- ねじり方向への最も低次のモードは4次モードとなり，固有振動数は21.46Hzとなった。
- 刺激係数や有効質量比は極めて小さく，ねじれ卓越モードにはならないことを確認した。
- 基準地震動Ssと共振の有無を調べるため，SHAKEを用いて振動数を確認した結果，共振しない結果となった。



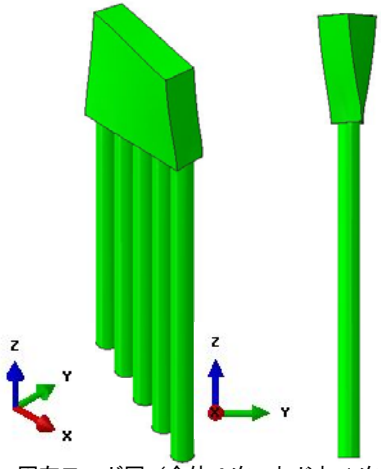
固有モード図（全体１次，Ｘ方向１次）



固有モード図（全体２次，Ｙ方向１次）



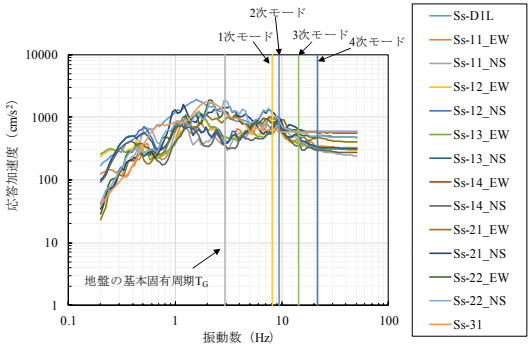
固有モード図（全体３次，Ｚ方向１次）



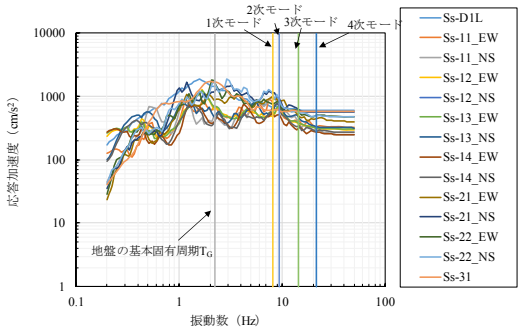
固有モード図（全体４次，ねじれ１次）

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	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%	



検討断面１



検討断面２

地表面の応答加速度と振動数の関係

岩盤傾斜部の地震動の増幅特性（断面：地点④，岩盤傾斜部）

岩盤傾斜部の地震動の増幅特性及び振動特性による防潮壁の挙動の結果

- 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。
- 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。
- 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。
- 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。

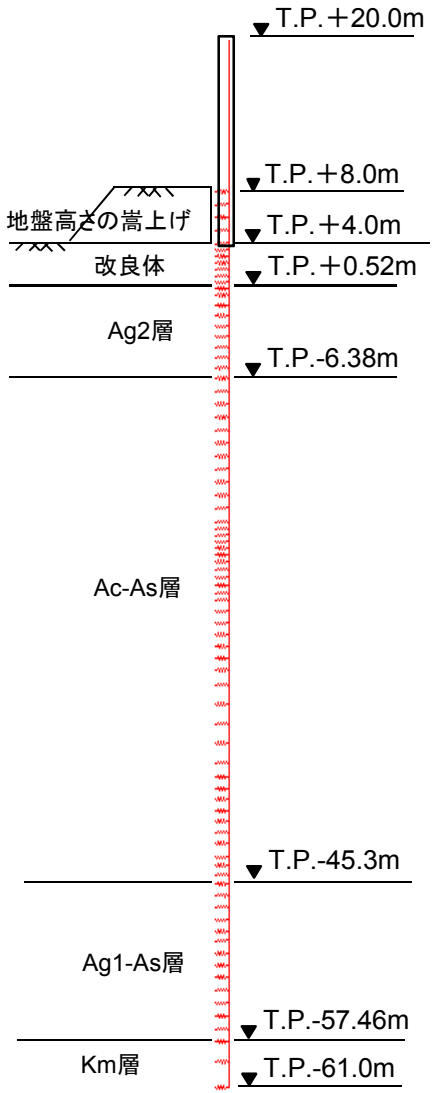
岩盤傾斜部では地震動の増幅が生じる影響は小さく，ねじれのようなモードが生じることはないことを確認した。

17. 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結果）

（断面：地点③）

二次元フレーム解析結果（断面：地点③）

（1）解析モデル



地点③　鋼管杭，SM570，φ2,500，t35mm，腐食代 1mm

躯体天端　T.P.＋20.0m
杭長（地上）　T.P.＋19.5m～T.P.＋4.0m
杭長（地下）　T.P.＋4.5m～T.P.－61.0m

設計地盤高さの嵩上げ　T.P.＋9.0m
フレーム解析上では1.0mの沈下を考量し，モデルでの地盤高さの嵩上げをT.P.＋8.0mに設定

鋼管杭は，線形はり要素でモデル化する。
地盤高さの嵩上げ，改良体及び地盤を水平バネでモデル化する。

■鋼管杭物性値

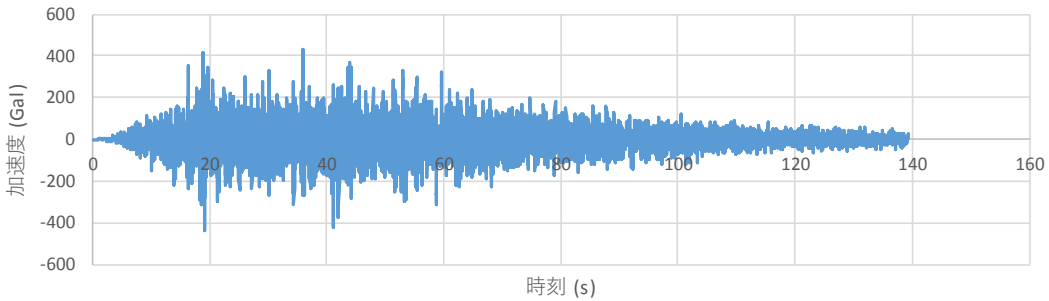
鋼管杭，SM570，φ2,500，t35mm，腐食代 1mm			
断面積	A=	2.63E＋5 mm^2	0.26319 m^2
断面係数	Z_p=	1.60E＋8 mm^3	0.15995 m^3
断面二次モーメント	I_p=	2.00E＋11 mm^4	0.19978 m^4
ヤング係数	E=	200,000 N/mm^2	2.00E＋8 kN/m^2

二次元フレーム解析結果（断面：地点③）

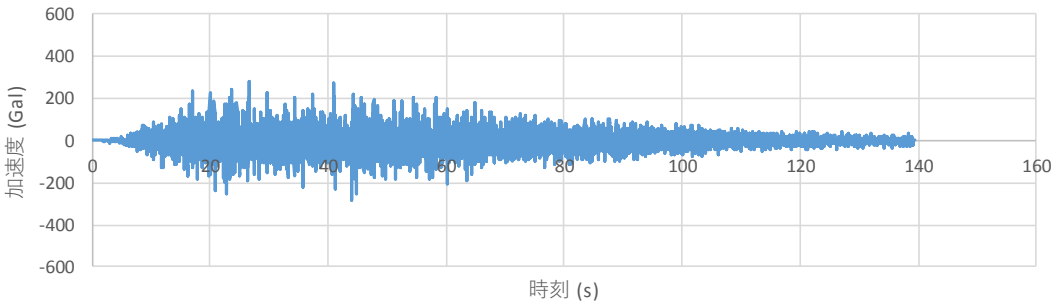
（2）余震時の解析に用いた地震波

最大加速度と発生時刻

	Sd-D1波	
	加速度(Gal)	発生時刻(s)
水平	427.0	36.0
鉛直	280.0	26.72



Sd-D1波：水平方向入力地震動



Sd-D1波：鉛直方向入力地震動

二次元フレーム解析結果（断面：地点③）

（3）荷重及び荷重の組合せ

二次元フレーム解析に用いる荷重の組み合わせを以下に示す。

解析種別	荷重の考慮方法	方向	長期荷重				短期荷重			
			鋼管	鋼管内の土重量	自重（鉄筋コンクリート壁）	積雪	余震	津波	漂流物	動水圧
基準津波時	節点荷重	水平	－	－	－	－	－	○	○	－
		鉛直	○	○	○	○	－	－	－	－
T.P.＋24m津波時		水平	－	－	－	－	－	○	○	－
		鉛直	○	○	○	○	－	－	－	－
基準津波＋余震時		水平	－	－	－	－	○	○	－	○
		鉛直	○	○	○	○	○	－	－	－
T.P.＋24m津波＋余震時		水平	－	－	－	－	○	○	－	○
		鉛直	○	○	○	○	○	－	－	－

- **津波荷重**

最大波圧(kN/㎡)

$$P_{n1} = 3\rho g n_{max}$$

壁天端の波圧(kN/㎡)

$$P_{n2} = \rho g(3n_{max} - H)$$

n_{max}: 最大遡上水深

- **動水圧**

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

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)

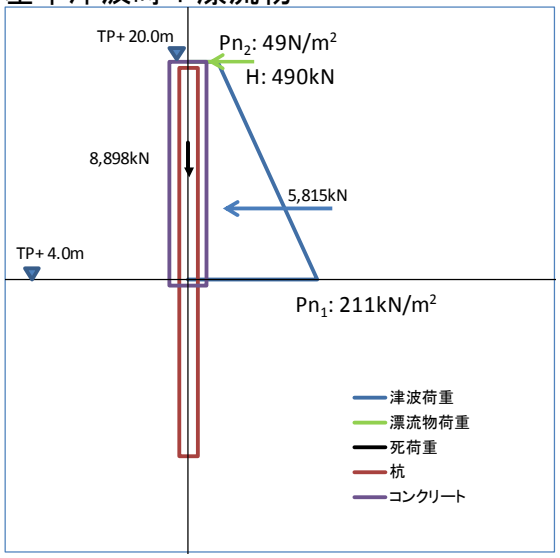
- **慣性力**

一次元地震応答解析を行い，杭位置の地表面での最大加速度より算出

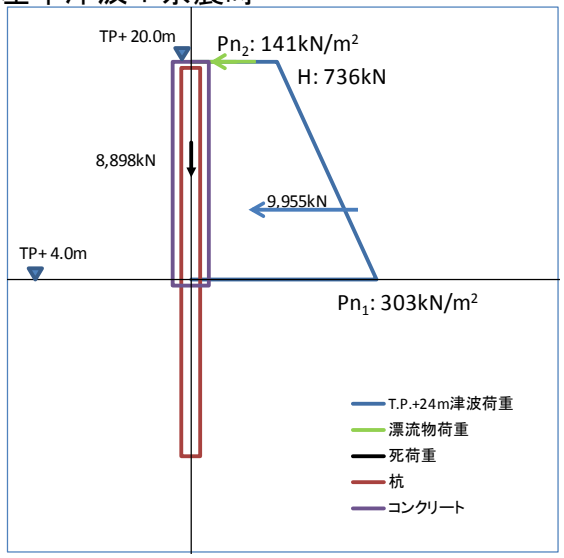
二次元フレーム解析結果（断面：地点③）

（4）荷重図

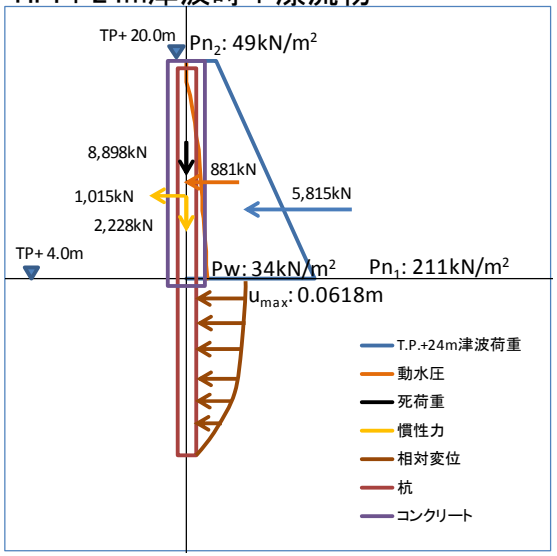
基準津波時＋漂流物



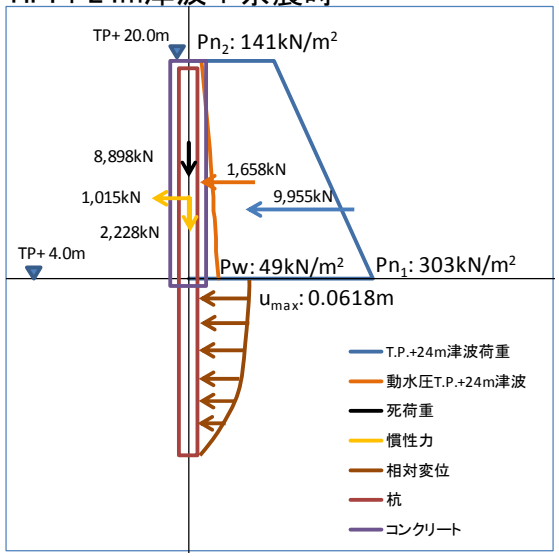
基準津波＋余震時



T.P.＋24m津波時＋漂流物



T.P.＋24m津波＋余震時



二次元フレーム解析結果（断面：地点③）

（5）地盤バネの設定　地震時

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。収束剛性と動ポアソン比を用いて地震後の地盤の変形係数を求め，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/m²）
ここに，ν_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。

地盤バネの設定

地盤バネ定数	上限値
初期剛性	ピーク強度（平均値）
余震時収束剛性	ピーク強度（−1σ低減値）
地震時収束剛性	残留強度（平均値）
静弾性係数	残留強度（−1σ低減値）

⇒下部工の拘束度が高い

⇒地盤の拘束度が低い

バネ値その2

バネ値その1

（5）地盤バネの設定　津波時

水平方向地盤バネは以下のように考える。

地盤バネの設定

地盤バネ定数	上限値
初期剛性	ピーク強度（平均値）
余震時収束剛性	ピーク強度（−1σ低減値）
地震時収束剛性	残留強度（平均値）
静弾性係数	残留強度（−1σ低減値）

バネ値その1

⇒下部工の拘束度が高い

⇒地盤の拘束度が低い

バネ値その2

●水平方向地盤バネ

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

ここに，
k_h：水平方向地盤ばね定数(kN/m)，η_k：群杭効果を考慮した補正係数，α_k：単杭における補正係数
k_H：水平方向地盤反力係数(kN/m³)

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

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/m³)

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

α：地盤反力係数の換算係数
E_D：地震後の剛性低下を考慮した変形係数(kN/m²)
μ：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)

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

β：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・m²)

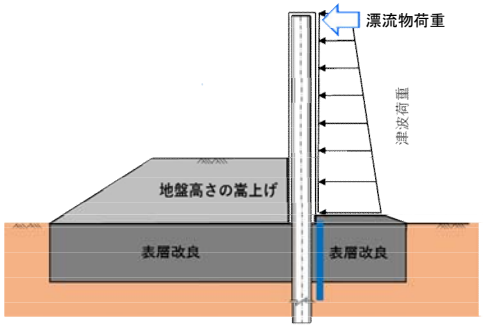
対象	α（常時）	α（地震時）
全層	4	8

対象	η_k	α_k
粘性土地盤	2/3	1.5
砂質土地盤	2/3	1.5

二次元フレーム解析結果（断面：地点③）

（6）解析結果（バネ値その1の場合）

津波時及び津波＋余震時の評価結果（バネ値その1の条件）においても，杭の構造成立性を確認した。



津波荷重＋漂流物荷重

曲げ・軸力に対する照査（バネ値その1の場合）

	発生応力度 σ（N／mm²）	許容応力度 σsa(N／mm²)（SM570）	安全率　σsa／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

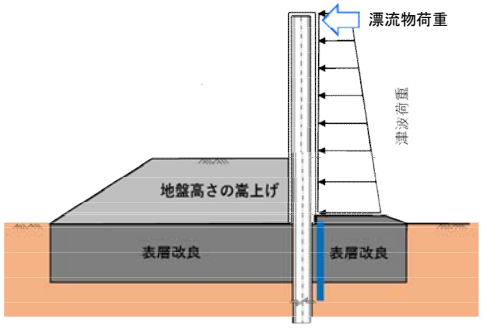
せん断に対する照査（バネ値その1の場合）

	発生応力度 τ（N／mm²）	許容応力度 τsa(N／mm²)（SM570）	安全率　τsa／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

二次元フレーム解析結果（断面：地点③）

（6）解析結果（バネ値その2の場合）

津波時及び津波＋余震時の評価結果（バネ値その2の条件）においても，杭の構造成立性を確認した。



津波荷重＋漂流物荷重

曲げ・軸力に対する照査（バネ値その2の場合）

	発生応力度 σ（N／mm^2）	許容応力度 σ sa(N／mm^2)（SM570）	安全率 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

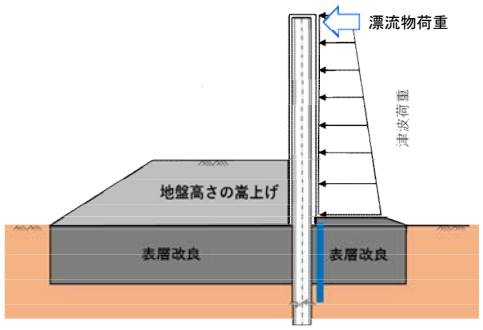
せん断に対する照査（バネ値その2の場合）

	発生応力度 τ（N／mm^2）	許容応力度 τ sa(N／mm^2)（SM570）	安全率 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

二次元フレーム解析結果（断面：地点③）

（6）解析結果（参考値）

支持力及び座屈に対して，杭の構造成立性を確認した。



津波荷重＋漂流物荷重

支持力に対する照査

	発生軸力（kN）	極限支持力(kN)	安全率	判定
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

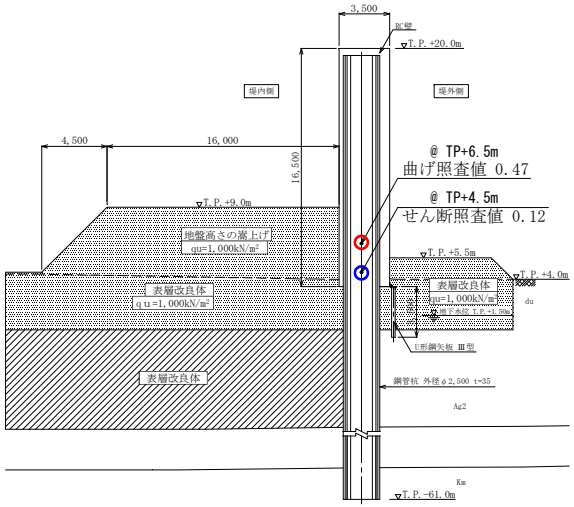
座屈耐力に対する照査

	発生軸力　N (kN)	座屈耐力　Nu (kN)（SM570）	安全率 Nu/N	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

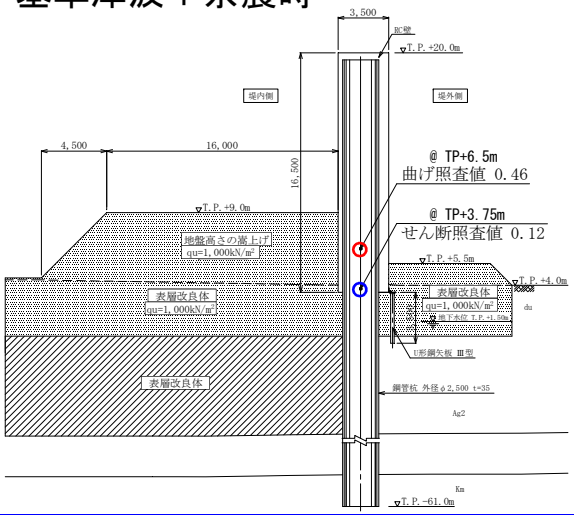
二次元フレーム解析結果（断面：地点③）

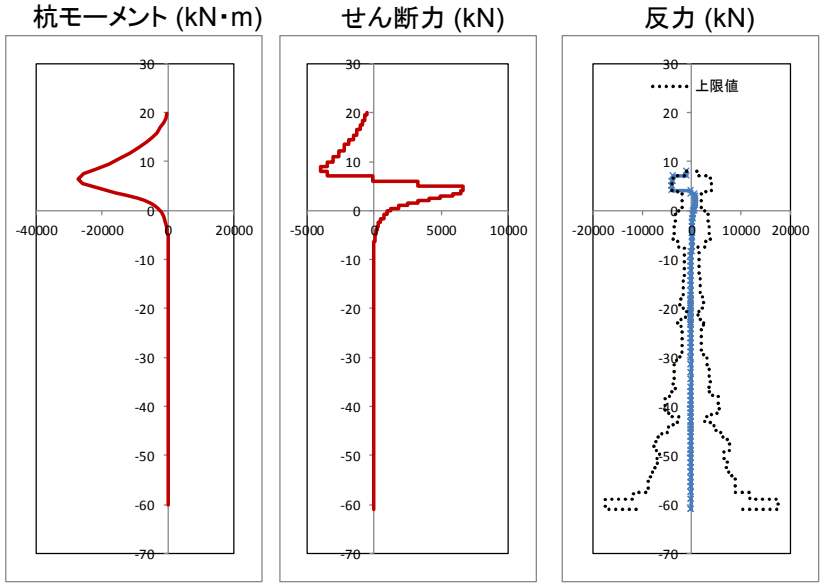
（6） 解析結果 （バネ値その1（バネ定数：初期剛性，バネ上限値：ピーク強度（平均値））の場合）

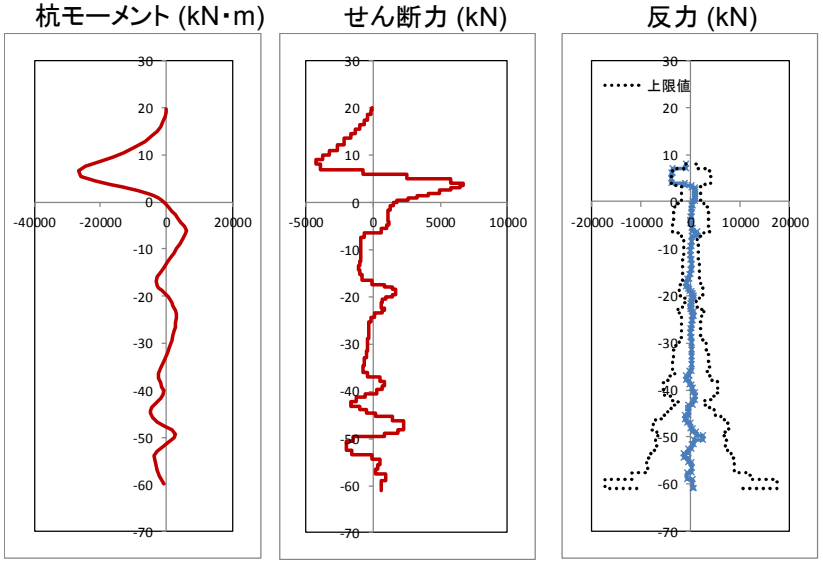
基準津波時＋漂流物



基準津波＋余震時



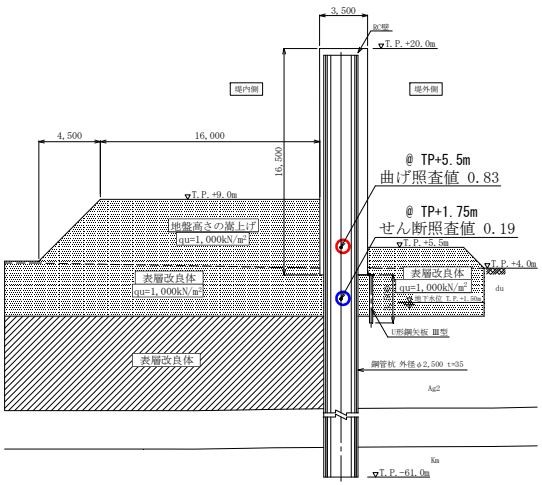


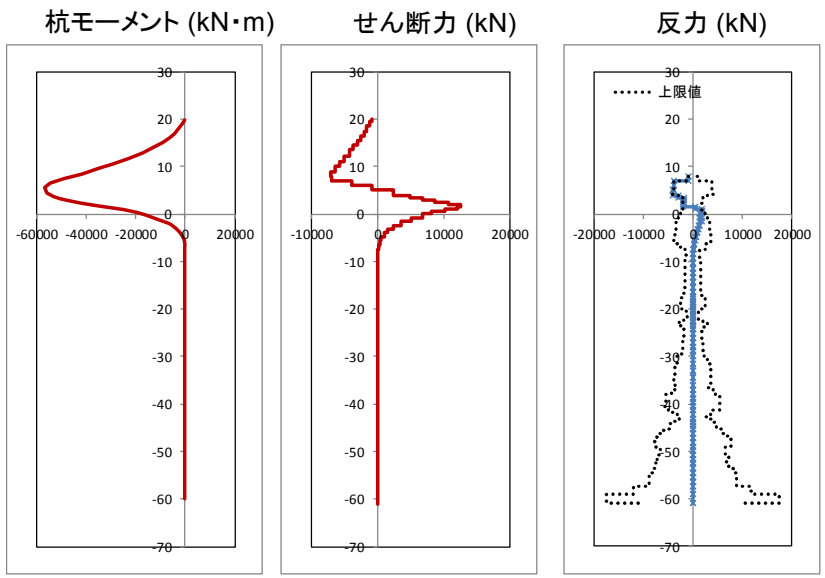


二次元フレーム解析結果（断面：地点③）

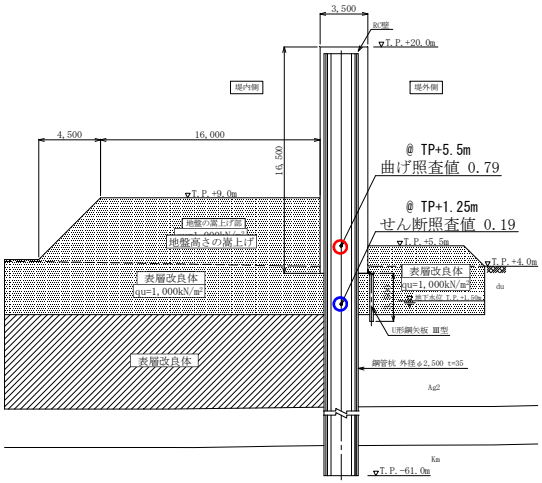
（6） 解析結果 （バネ値その1（バネ定数：初期剛性，バネ上限値：ピーク強度（平均値））の場合）

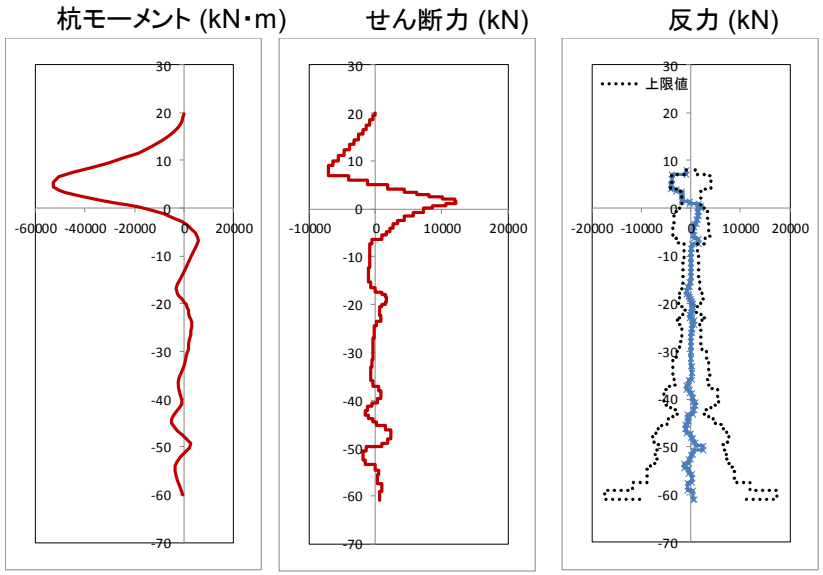
T.P.＋24m津波時＋漂流物





T.P.＋24m津波＋余震時

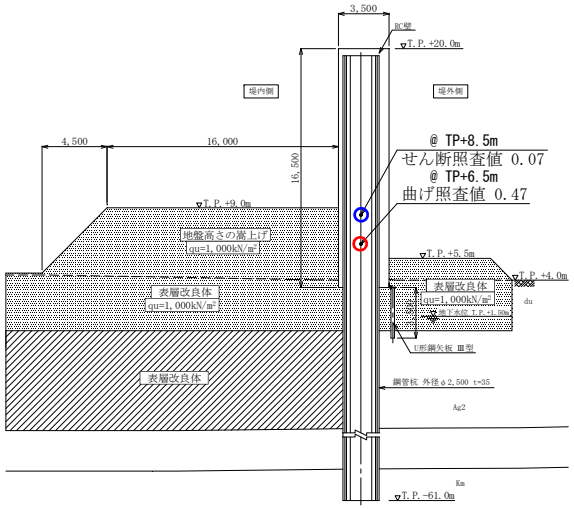


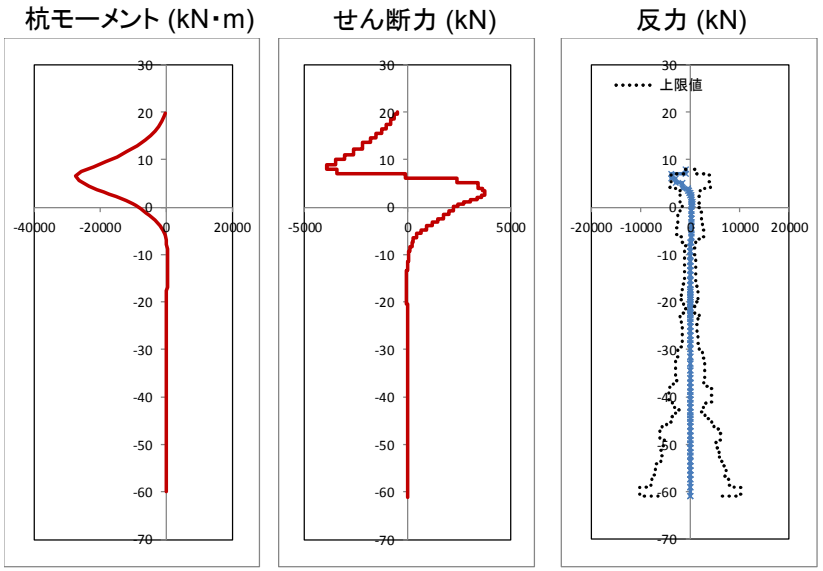


二次元フレーム解析結果（断面：地点③）

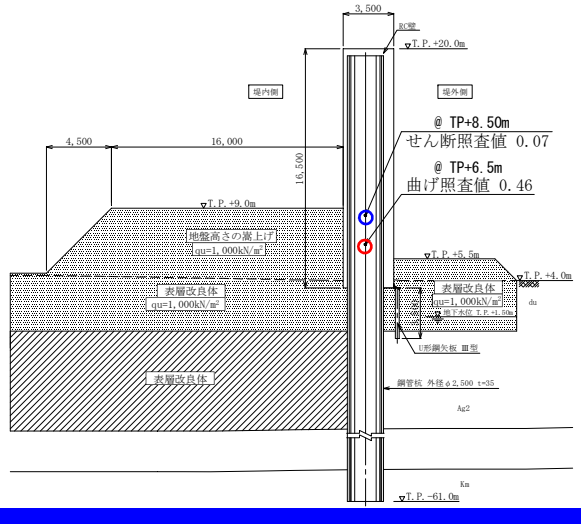
（6） 解析結果 （バネ値その2（バネ定数：静弾性係数，バネ上限値：残留強度（-1σ低減値））の場合）

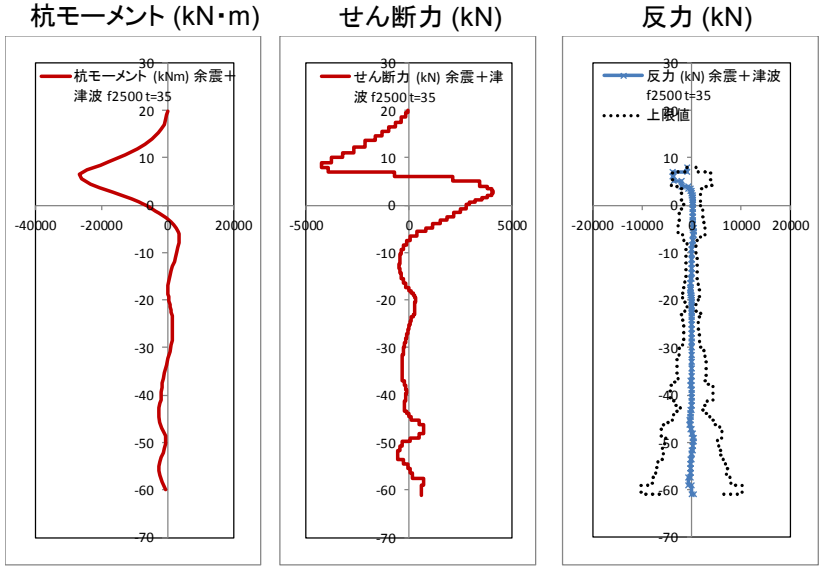
基準津波時＋漂流物





基準津波＋余震時

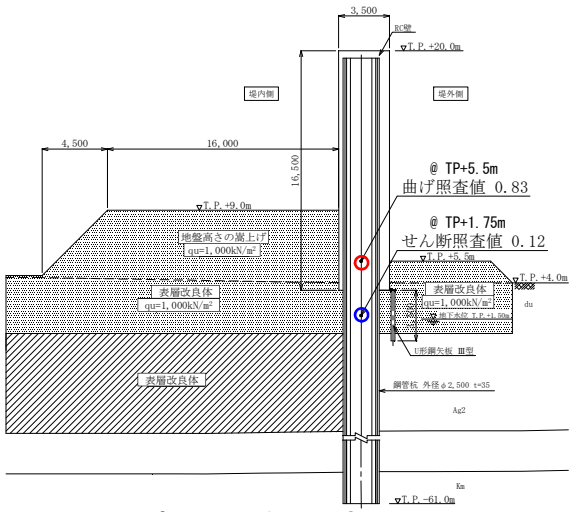


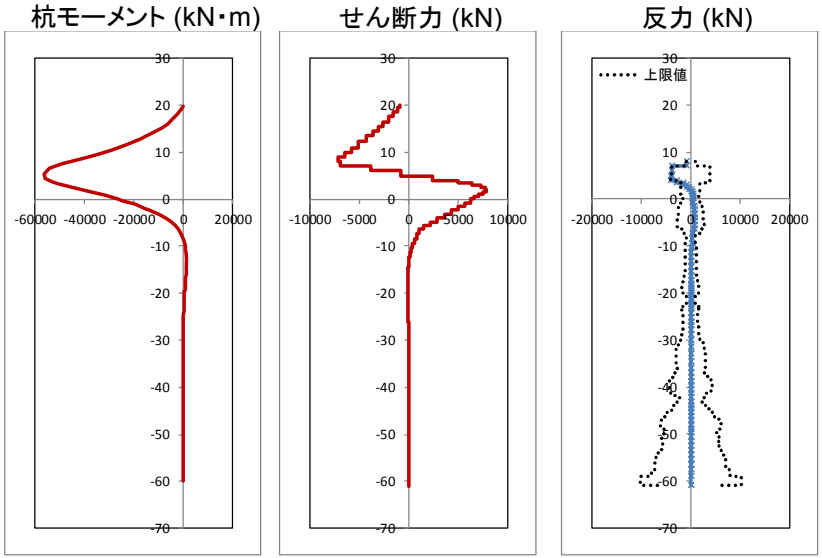


二次元フレーム解析結果（断面：地点③）

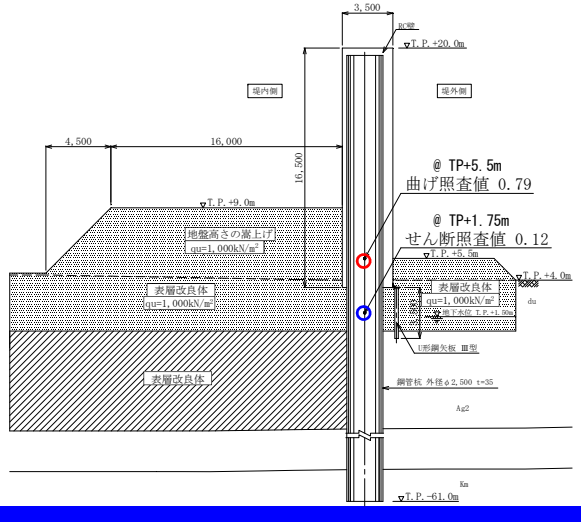
（6） 解析結果 （バネ値その2（バネ定数：静弾性係数，バネ上限値：残留強度（-1σ低減値））の場合）

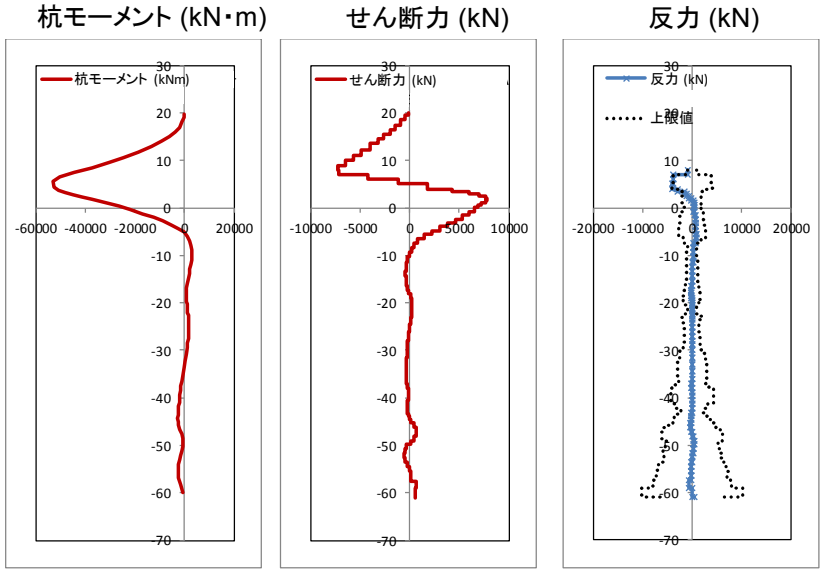
T.P.＋24m津波時＋漂流物





T.P.＋24m津波＋余震時





二次元フレーム解析結果（断面：地点③）

二次元フレーム解析結果

- 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。
- 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。
- 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。
- 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。
- 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。

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。

18. 上部工の成立性検討結果
（二次元梁バネモデル解析結果）

（断面：地点③）

二次元梁バネモデル解析結果（断面：地点③）

（1）モデル化方針（梁バネモデル）

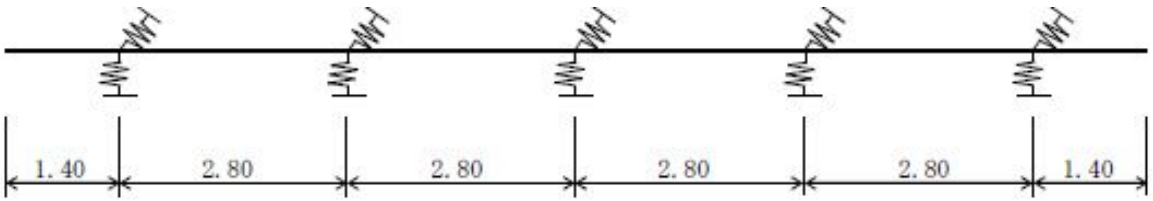
■ 構造部材
鉄筋コンクリート梁壁はビーム要素でモデル化し，杭をバネで表現する。

■ 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。

■ 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
以下に解析モデルを示す。



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

二次元梁バネモデル解析結果（断面：地点③）

（2）地盤バネの設定（地震時）

$E_D = 2(1+\nu_d)G_{eq}$：地震後の剛性低下を考慮した変形係数（kN/m²）
ここに，ν_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。

●水平方向地盤バネ（集約バネ）

$$K_1 = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5} = 119{,}362\ (\mathrm{kN/m})$$

ここに，
EI：杭の曲げ剛性
β：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/m³)

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

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/m³)

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

α：地盤反力係数の換算係数
E_0：地盤の変形係数(kN/m²)

対象	α（常時）	α（地震時）
全層	4	8

●鉛直方向地盤バネ（集約バネ）

$$K_v = a\frac{A_p E_p}{L} = 753{,}985(\mathrm{kN/m})$$

ここに，A_p：杭の純断面積（mm²）
E_p：杭のヤング係数（kN/mm²）
L：杭長（m）

（3）地盤バネの設定（津波時）

$E_D = 2(1+\nu_d)G_{eq}$：ばらつきを 考慮するため，VsよりGを求め，左式より変形係数を算出する（kN/m²）
ここに，ν_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。

●水平方向地盤バネ（集約バネ）

$$K_1 = \frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5} = 181{,}970\ (\mathrm{kN/m})$$

ここに，
EI：杭の曲げ剛性
β：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/m³)

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

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/m³)

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

α：地盤反力係数の換算係数
E_0：地盤の変形係数(kN/m²)

●鉛直方向地盤バネ（集約バネ）

$$K_v = a\frac{A_p E_p}{L} = 753{,}985(\mathrm{kN/m})$$

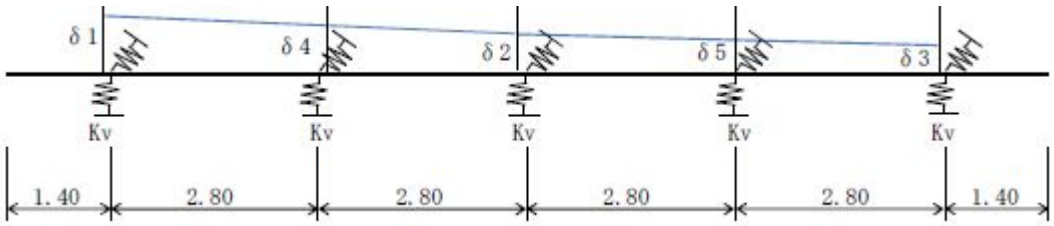
ここに，A_p：杭の純断面積（mm²）
E_p：杭のヤング係数（kN/mm²）
L：杭長（m）

二次元梁バネモデル解析結果（断面：地点③）

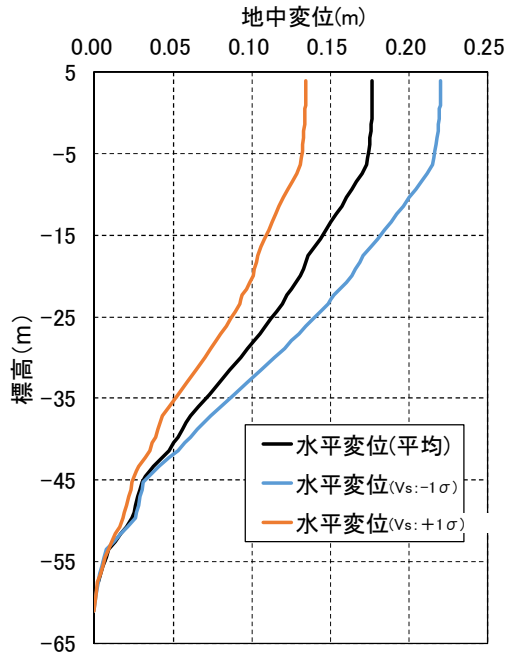
（4）地震荷重

- 地震荷重は，二次元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。

一次元地震応答解析及び二次元有効応力解析より抽出した地表面変位を強制変位として載荷する。



最大水平加速度	0.430G
最大鉛直加速度	0.483G



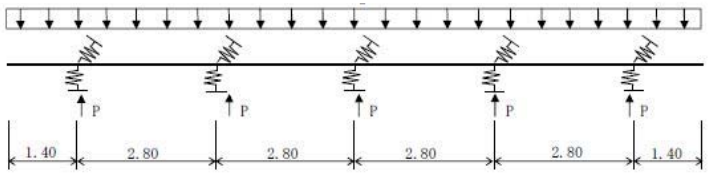
地中変位
（例：shakeの場合）

二次元梁バネモデル解析結果（断面：地点③）

（5）地震時の荷重図

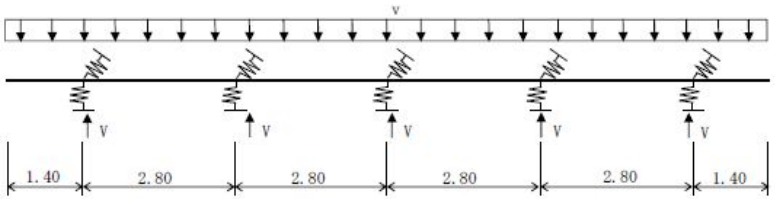
地震時に載荷した荷重図を以下に示す。

死荷重＋積雪荷重（鉛直）



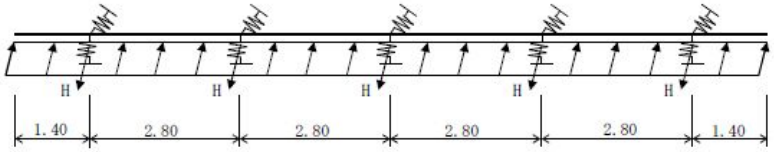
RC壁自重	w1=	16.50 ×	3.50 ×	24.5 =	1414.88 kN/m		
積雪荷重	w2=	0.35×3.50 ×	30 ×	0.02 =	0.74 kN/m		
				w=	1415.62 kN/m		
鋼管自重	P1=	16.00 ×	23.20	=	371.20 kN		
控除	P1'=−π×2.50	^{2}/4×	16.00 ×	24.5 =	−1923.25 kN	(鋼管内コンクリート重量)	
				P=	−1552.05 kN		

地震時慣性力（鉛直）



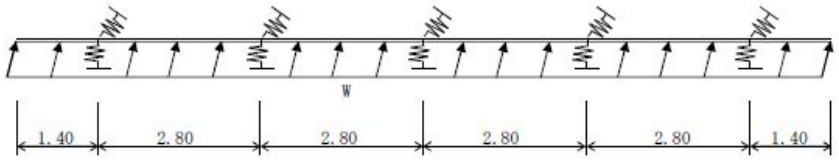
RC壁自重	v=	1414.88 ×	0.484 =	684.80 kN/m		
鋼管自重	H1=	16.00 ×	23.20 ×	0.484 =	179.66 kN	
控除	H2=	−1923.25 ×	0.484	=	−930.853 kN	(鋼管内コンクリート重量)
				V=	−751.19 kN	

地震時慣性力（水平）



RC壁自重	W=	1414.88 ×	0.430 =	608.40 kN/m		
鋼管自重	H1=	16.00 ×	23.20 ×	0.430 =	159.62 kN	
控除	H2=	−1923.25 ×	0.430	=	−827.00 kN	(鋼管内コンクリート重量)
				H=	−667.38 kN	

風荷重（水平）

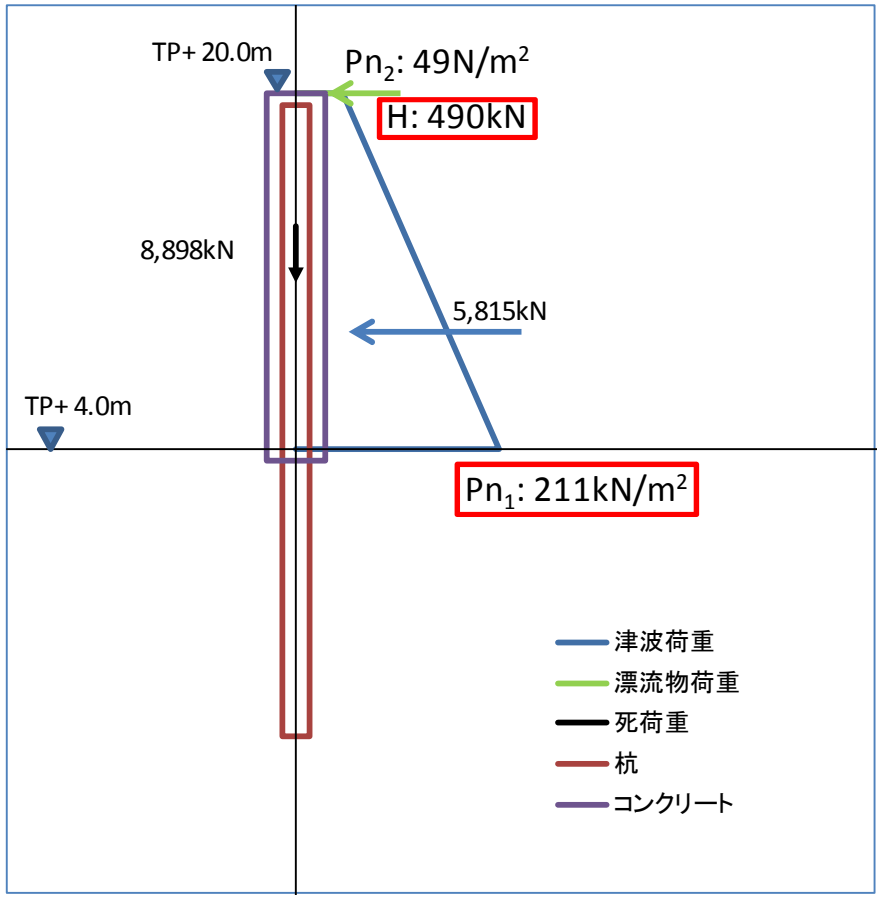


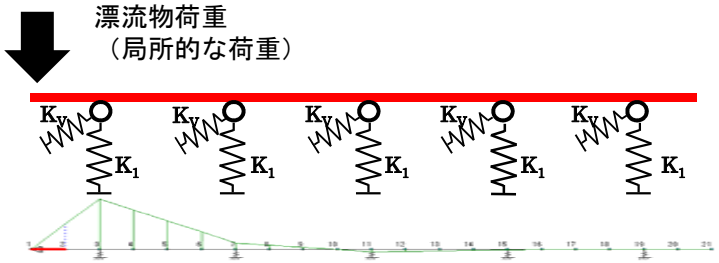
風荷重	W=	16.00 ×	1.70 =	27.20 kN/m

二次元梁バネモデル解析結果（断面：地点③）

（6）津波荷重図

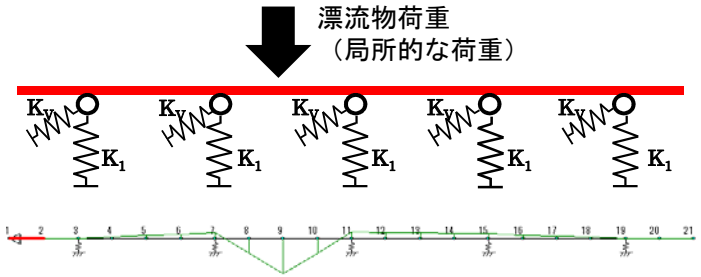
- 二次元梁バネモデルに載荷する津波荷重は，鉄筋コンクリート梁壁下端の最大波圧を解析モデルに付加する。
- 漂流物荷重については，最も曲げモーメントが大きくなる，壁端に載荷する。



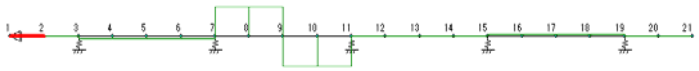


曲げモーメント図の一例

せん断力図の一例



曲げモーメント図の一例



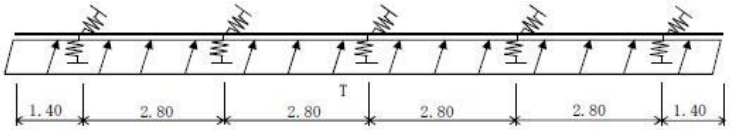
せん断力図の一例

二次元梁バネモデル解析結果（断面：地点③）

（7）津波時の荷重図

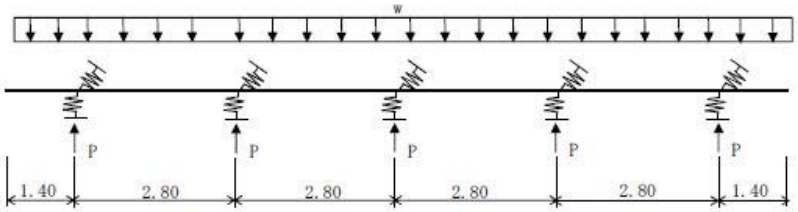
津波時の荷重図を以下に示す。

津波荷重（水平）



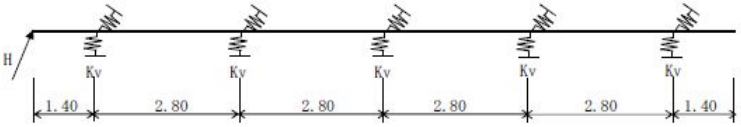
P1=1.03×9.80665×3×6.95 = 210.60 kN/m²
P1'=1.03×9.80665×(3×6.95-1.0)= 200.50 kN/m²
平均 205.55 kN/m²
T= 205.55 kN/m （RC壁1.0m幅当り）

死荷重＋積雪荷重（鉛直）



RC壁自重	w1=	16.50 ×	3.50 ×	24.5 =	1414.88 kN/m	
積雪荷重	w2=	3.50 ×	30 ×	0.02 =	2.10 kN/m	
				w=	1416.98 kN/m	
鋼管自重	P1=	16.00 ×	23.20	=	371.20 kN	
控除	P1'=	-π×2.50 ²/4×	16.00 ×	24.5 =	-1923.25 kN	（RC壁内コンクリート重量）
				P=	-1552.05 kN	

漂流物荷重（水平）



H= 490 kN （RC壁の端部に載荷）

二次元梁バネモデル解析結果（断面：地点③）

（8）検討結果（二次元梁バネモデル，一次元応答解析による地表面相対変位量を入力）

圧縮に対する照査

	発生応力度 σc(N／mm²)	許容応力度　σca(N／mm²)（σck=40N/mm²）	安全率　σca／σ	判定
地震時	0.66	21	31.81	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＋漂流物	15.49	28	1.80	OK
T.P.＋24m津波＋余震時	13.49	28	2.07	OK

引張に対する照査

	発生応力度 σs(N／mm²)	許容応力度　σsa(N／mm²)（SD490）	安全率　σsa／σ	判定
地震時	12.62	435	34.46	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＋漂流物	294.51	478	1.62	OK
T.P.＋24m津波＋余震時	256.34	478	1.86	OK

せん断に対する照査

	せん断耐力 V(kN)	許容せん断耐力　Va(kN)（Va=Vc＋Vs）	安全率　Va／V	判定
地震時	54.73	1,508.82	27.56	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＋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

二次元梁バネモデル解析結果（二次元有効応力解析の結果を適用したケース）

（8）検討結果（二次元梁バネモデル，二次元有効応力解析による地表面相対変位量を入力）

圧縮に対する照査

	発生応力度 σc(N／mm²)	許容応力度　σca(N／mm²)（σck=40N/mm²）	安全率 σca／σc	判定
地震時　地点③（一般部，二次元有効応力解析，原地盤）	13.84	21	1.51	OK
地震時　地点④（岩盤傾斜部，二次元有効応力解析，原地盤）	6.80	21	3.08	OK
地震時　地点④（岩盤傾斜部，二次元有効応力解析，豊浦標準砂を仮定した地盤）	4.95	21	4.24	OK

引張に対する照査

	発生応力度 σs(N／mm²)	許容応力度　σsa(N／mm²)（SD490）	安全率 σsa／σs	判定
地震時　地点③（一般部，二次元有効応力解析，原地盤）	263.0	435	1.65	OK
地震時　地点④（岩盤傾斜部，二次元有効応力解析，原地盤）	150..2	435	2.89	OK
地震時　地点④（岩盤傾斜部，二次元有効応力解析，豊浦標準砂を仮定した地盤）	94.0	435	4.62	OK

せん断に対する照査

	発生応力度 τc(N／mm²)	許容応力度　τca(N／mm²)（σck=40N/mm²）	安全率 τca／τc	判定
地震時　地点③（一般部，二次元有効応力解析，原地盤）	0.38	0.83	2.18	OK
地震時　地点④（岩盤傾斜部，二次元有効応力解析，原地盤）	0.36	0.83	2.30	OK
地震時　地点④（岩盤傾斜部，二次元有効応力解析，豊浦標準砂を仮定した地盤）	0.25	0.83	3.32	OK

二次元梁バネモデル解析結果（断面：地点③）

二次元梁バネモデル解析結果

- 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。

- 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。

- 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。

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。

１９．上部工の成立性検討結果
（静的三次元FEM解析結果）

（断面：地点③）

静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

（1）モデル化方針（三次元FEM解析）

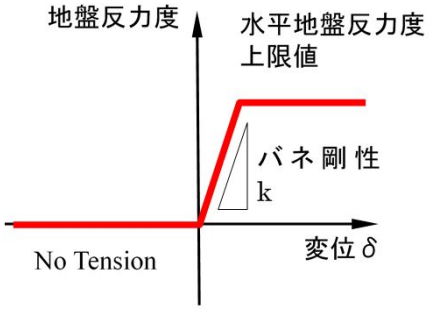
■ 構造部材

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，地盤高さの嵩上げ部についてもバネで水平抵抗を考慮する。
以下に解析で用いたバネの設定を示す。地盤バネ定数及びその上限値は，下表の組合せにおいて部位ごとで安全側となる組合せを設定する。

水平方向バネ特性
（杭及び壁バネ）



地盤バネ定数	上限値
初期剛性	ピーク強度（平均値）
余震時収束剛性	ピーク強度（−1σ低減値）
地震時収束剛性	残留強度（平均値）
静弾性係数	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介して杭体に入力する。

静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

（2）荷重及び荷重の組合せ（地震時）

三次元FEM解析に用いる荷重の組み合わせを以下に示す。

解析種別	荷重の考慮方法	方向	鋼管	鋼管内の土重量	長期荷重		短期荷重	
					自重（鉄筋コンクリート壁）	積雪	風	漂流物
地震時	応答変位法	水平	単位体積重量で考慮	単位体積重量で考慮	○	○	○	－
		鉛直			○	○	－	－

※積雪荷重については，常時積雪荷重に0.35を乗じた値を用いる。

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)

ρ：空気密度(1.23kg/m^3)

U_d：風速(m/s) = 30.0 m/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。

静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

（3）解析モデル（地震時）

●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	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
鋼管鉄筋コンクリートと地盤高さの嵩上げ部間	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

コンクリート

設計基準強度 σck (N/mm^2)	弾性係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γc (kN/m^3)
40	31,000	0.2	24.5

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 ν	密度 ρ (Mg/m^3)
2,500	35	1	0.2632	0.1997761	200,000	0.30	7.93※

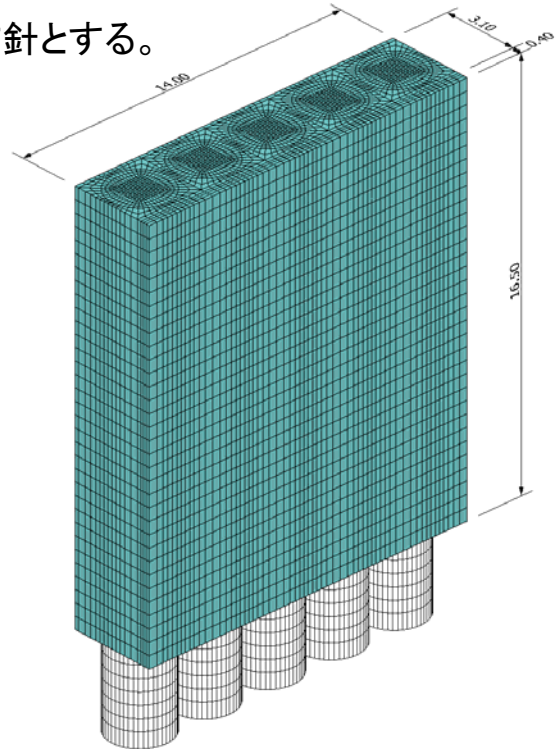
※鋼材の腐食代分を換算

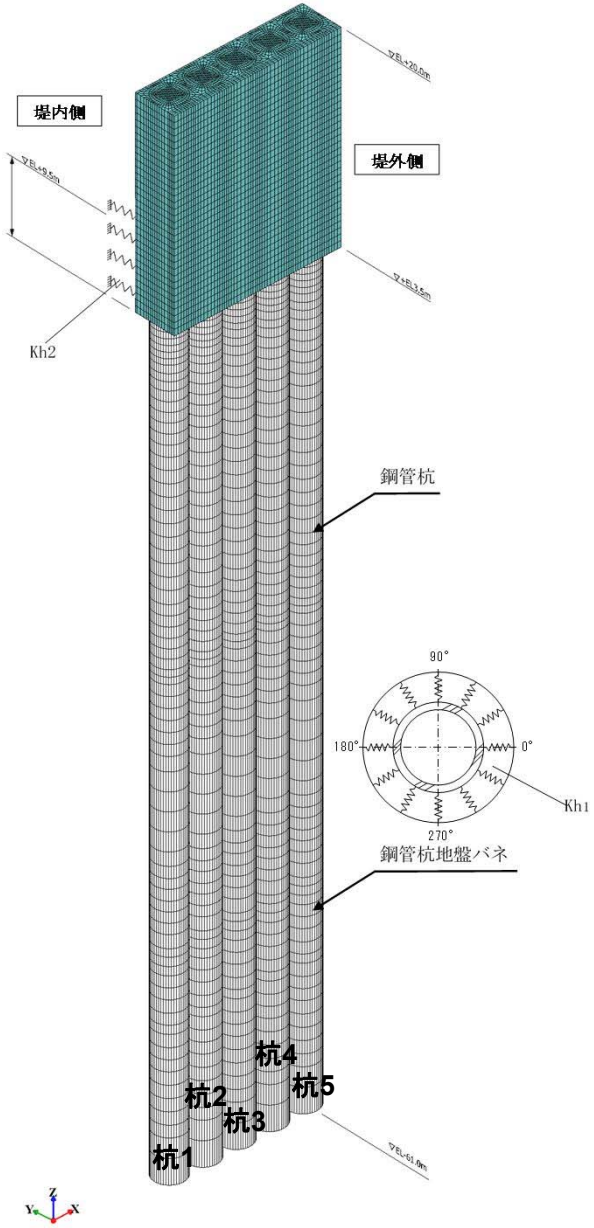
静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

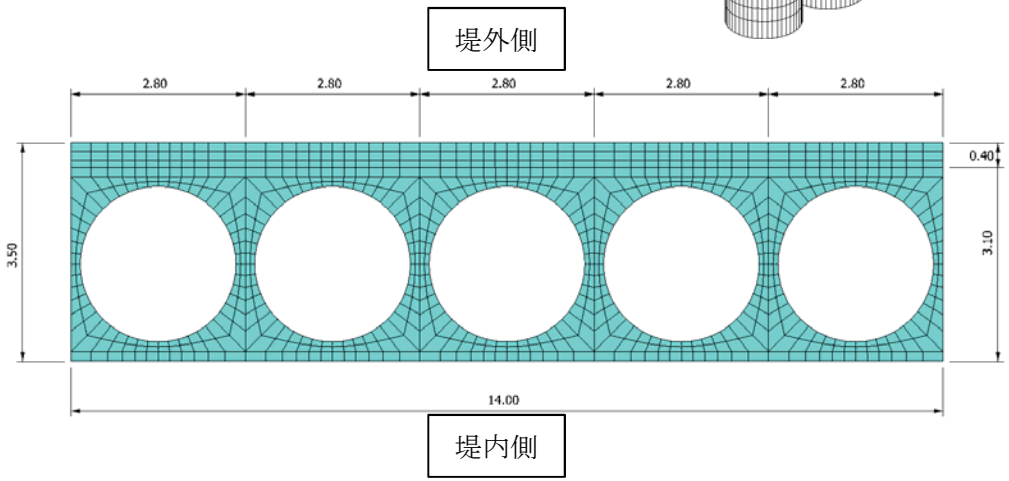
（4）解析モデル（一般部）

杭体に付加する地盤バネは以下の方針とする。

- 杭1の地盤バネ：-1σ地盤
- 杭2～4の地盤バネ：平均地盤
- 杭5の地盤バネ：＋1σ地盤



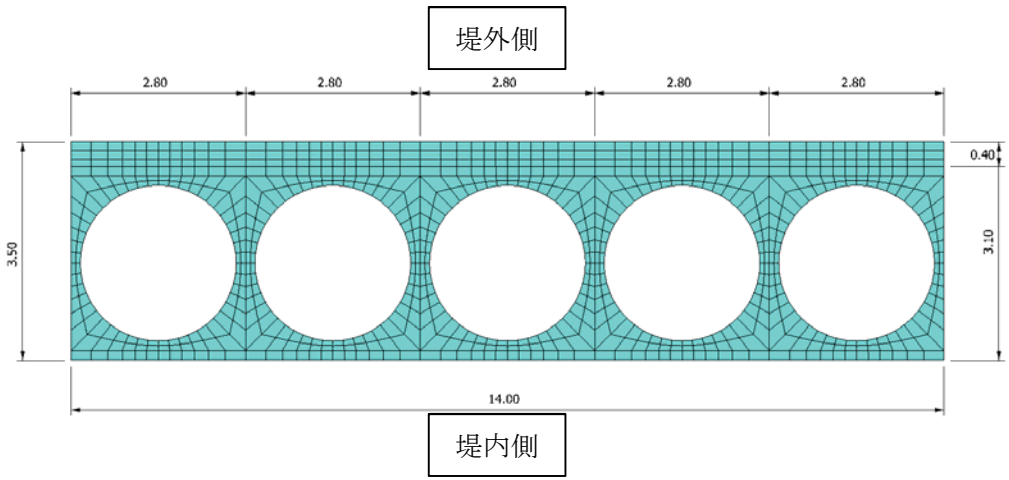


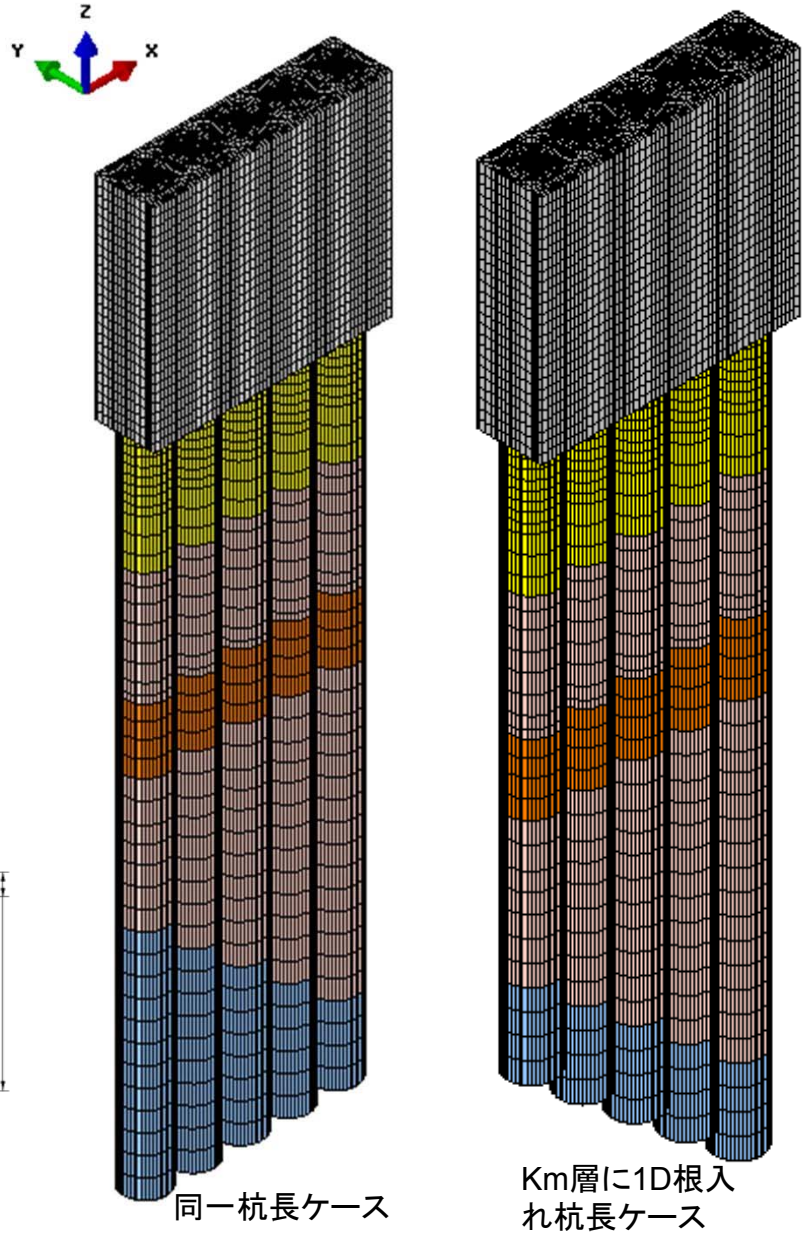


静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

（4）解析モデル（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。





静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

（5）地震時荷重の考え方（三次元FEM解析モデル）

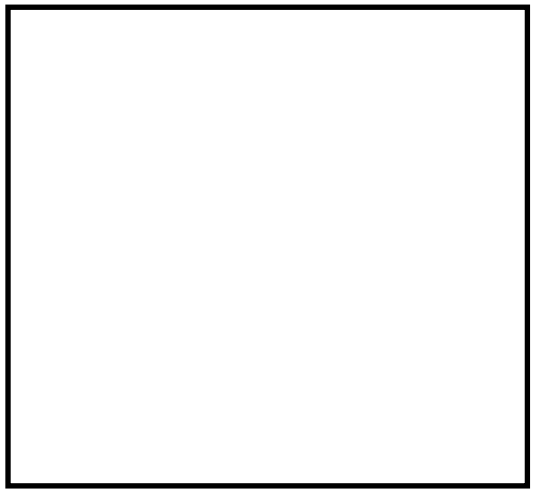
地震時の荷重は以下の方針とする。

- 積雪荷重は常時積雪荷重の0.35倍とする。
- 水平慣性力は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，その加速度を杭と防潮壁に対して堤外から堤内方向へ水平慣性力として作用する。
- 鉛直慣性力はSHAKEによる鉛直方向の一次元地震応答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下向き鉛直慣性力として作用する。
- 応答変位（水平地盤変位）は各杭の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。
- 解析モデルに作用させる応答変位は，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。

静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

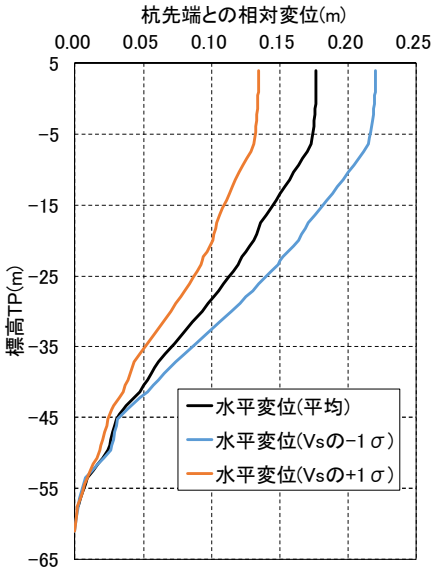
（6） 地震時の地中変位分布及び地表面最大加速度

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以下に示す。



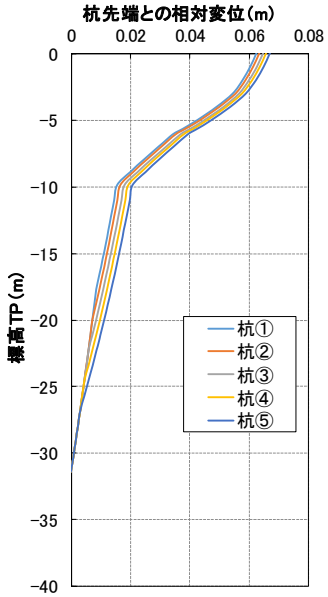
検討位置図

地震時（一般部，地点③）

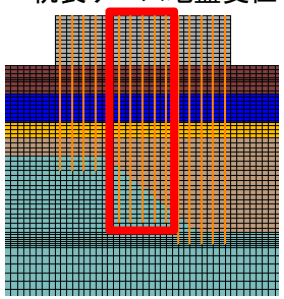


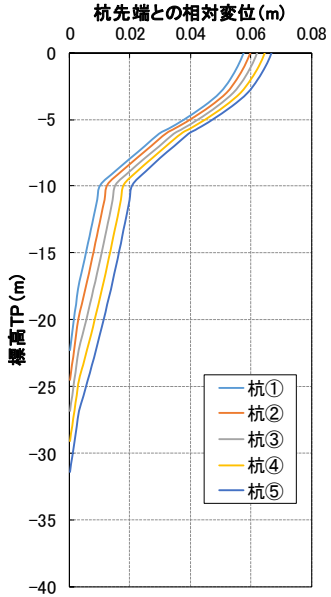
最大水平加速度（水平震度）	0.430G
最大鉛直加速度（鉛直震度）	0.483G

地震時（Km層傾斜部，地点④）

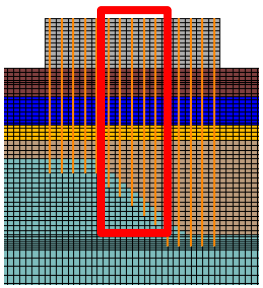


同一杭長ケース地盤変位





根入れ1D杭長ケース地盤変位



最大水平加速度(水平震度)	0.602G
最大鉛直加速度（鉛直震度）	0.458G

静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

（7） 荷重及び荷重の組合せ（津波時）

三次元FEM解析に用いる荷重の組み合わせを以下に示す。

解析種別	荷重の考慮方法	方向	鋼管	鋼管内の土重量	長期荷重		短期荷重		備考
					自重（鉄筋コンクリート壁）	積雪	風	漂流物	
津波時	分布荷重及び集中荷重	水平	単位体積重量で考慮	単位体積重量で考慮	○	○	－	○	－

津波荷重は以下式より算出する。

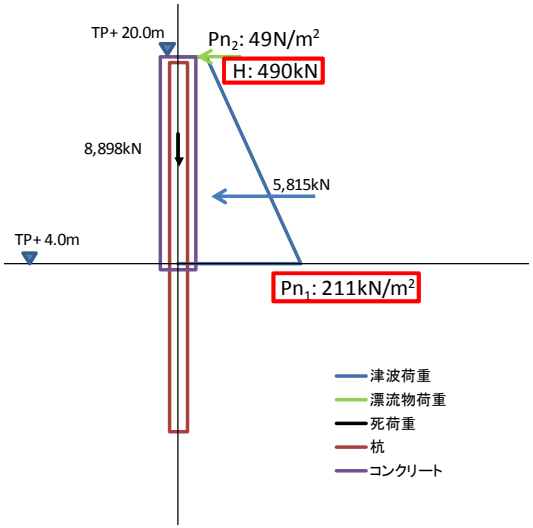
$P=3\rho gh$

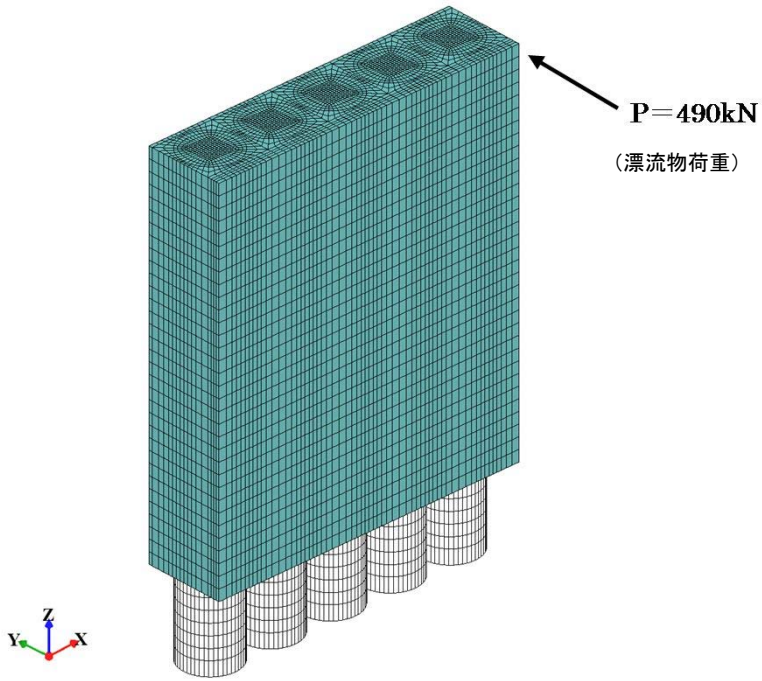
P：津波荷重（kN/m^2）

ρ：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－設置盤高さ）/2（m）





静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

（8） 解析モデル（津波時）

●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	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
鋼管鉄筋コンクリートと地盤高さの嵩上げ部間	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

コンクリート

設計基準強度 σck (N/mm^2)	弾性係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γc (kN/m^3)
40	31,000	0.2	24.5

鋼管杭

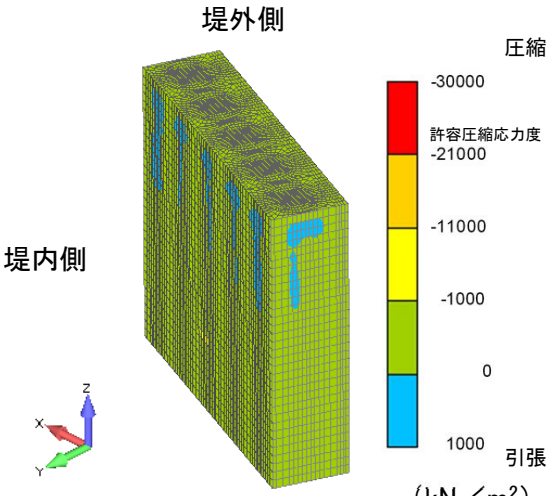
杭直径 D (mm)	厚さ t (mm)	腐食代 (mm)	断面積 A (m^2)	断面2次モーメント I (m^4)	弾性係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν	密度 ρ (Mg/m^3)
2,500	35	1	0.2632	0.1997761	200,000	0.30	7.93※

※鋼材の腐食代分を換算

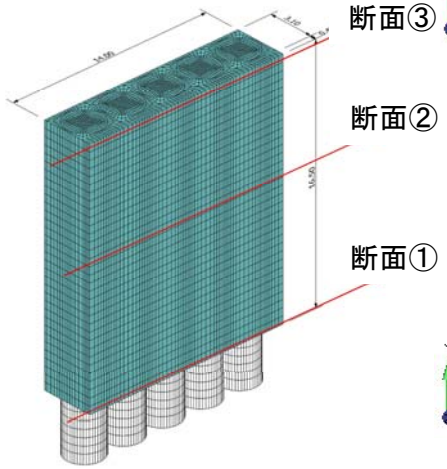
静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

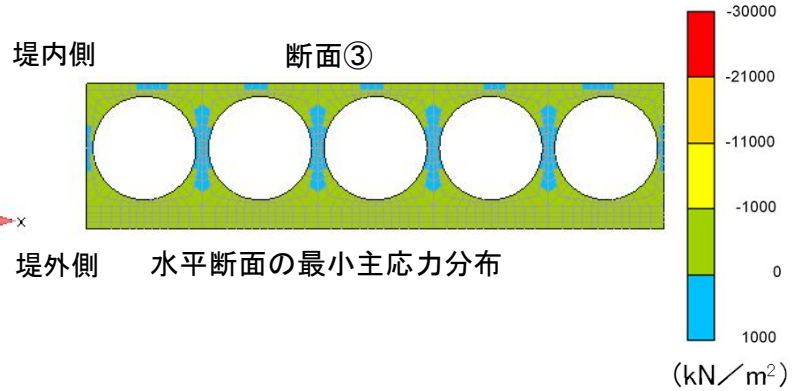
■地震時の解析結果

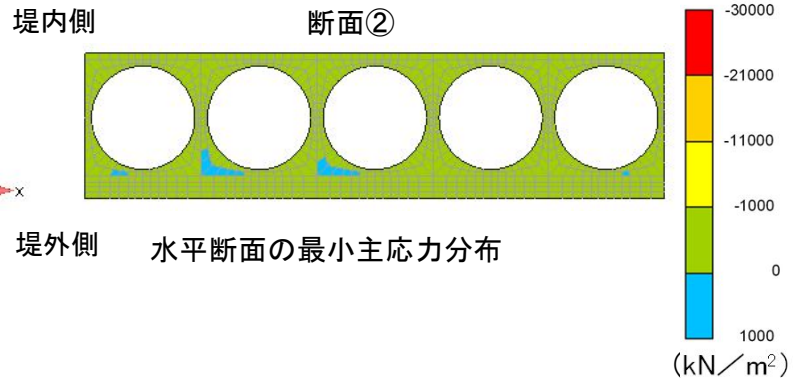
（1）最小主応力分布（圧縮側）

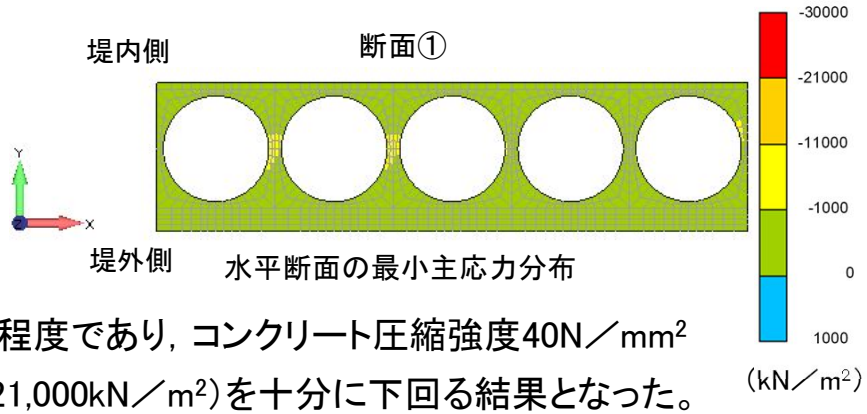


最小主応力分布（圧縮側）
（防潮堤内側）









最小主応力（最大断面）

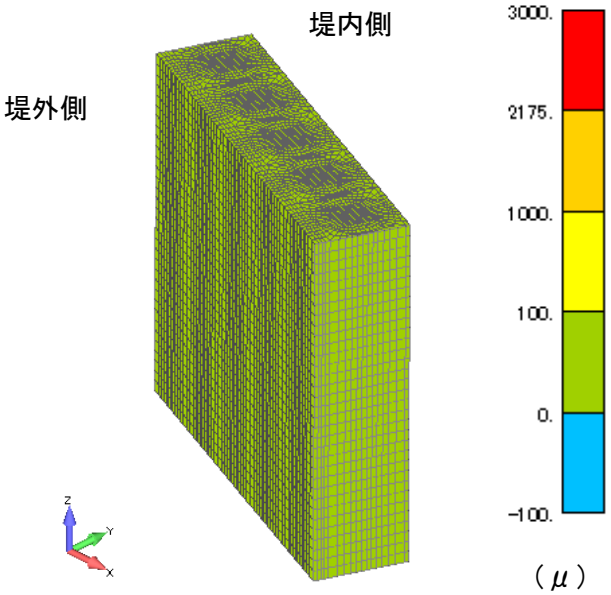
位置	最小主応力（kN／m²）
断面①	－1,529
断面②	－247
断面③	－81.6

- 発生する最小主応力は，圧縮側の最大で1,529kN／m²程度であり，コンクリート圧縮強度40N／mm²（40,000kN／m²）あるいは許容圧縮応力度21N／mm²（21,000kN／m²）を十分に下回る結果となった。

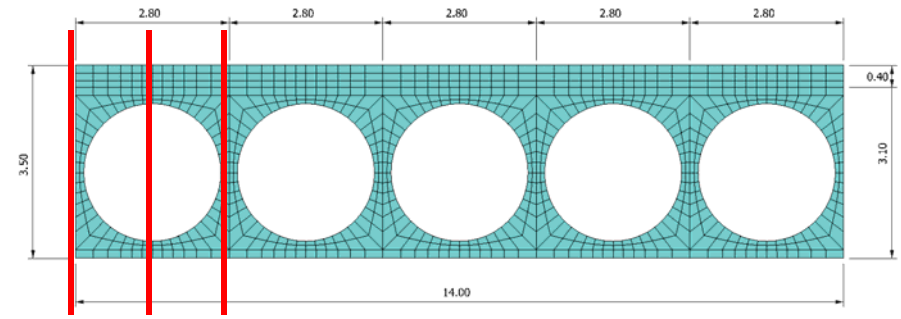
静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

■地震時の解析結果

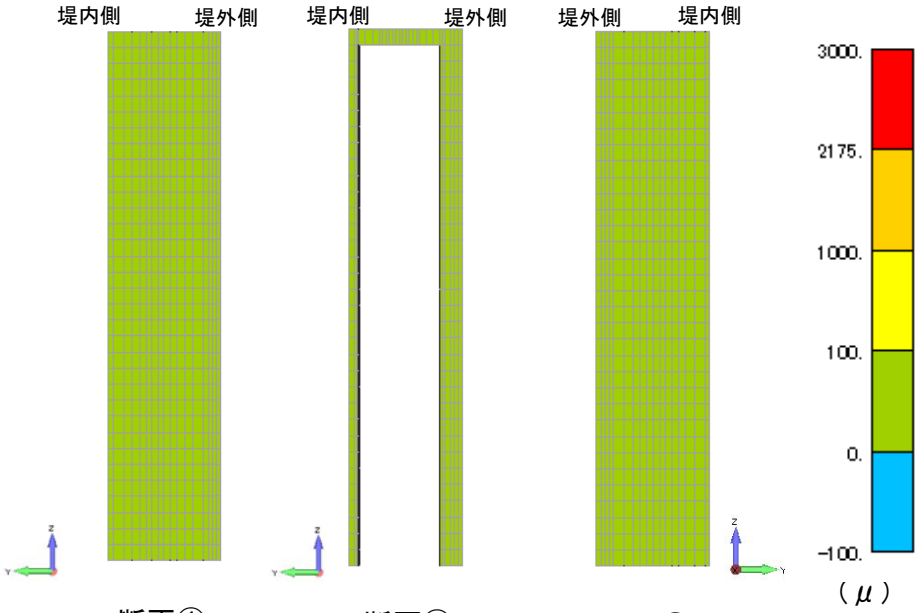
（2）最大主ひずみ分布（引張側）



最大主ひずみ分布（引張側）
（防潮堤外側）



断面①　断面②　断面③



断面①　断面②　断面③

縦断面の最大主ひずみ分布図

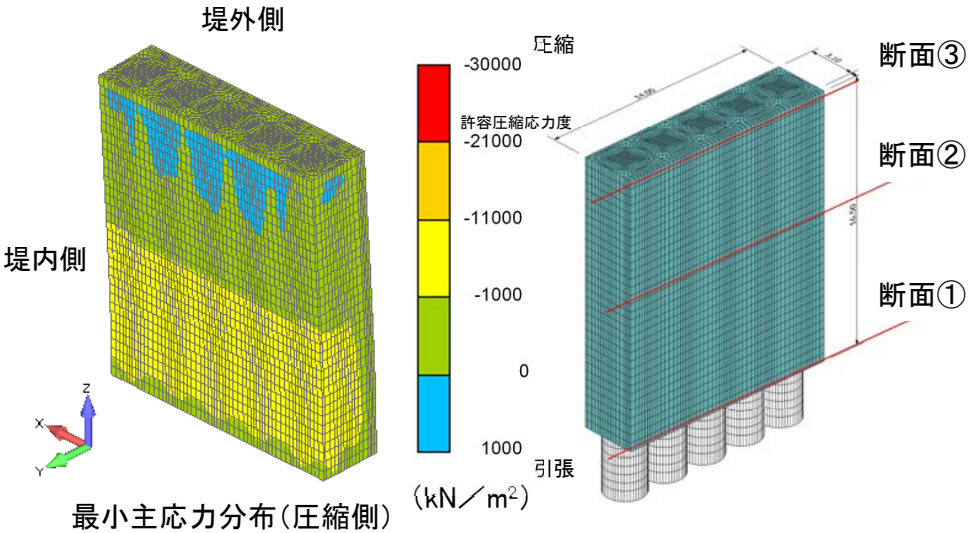
- 発生する最大主ひずみは，最大で100μ以下程度であり，鋼管鉄筋コンクリート壁体は鉄筋コンクリート部材として弾性範囲内である。なお，ひび割れ幅は0.2mm以下であり止水性が確保される。

（参考）鉄筋の短期引張許容応力度：σ_{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。（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載あり）

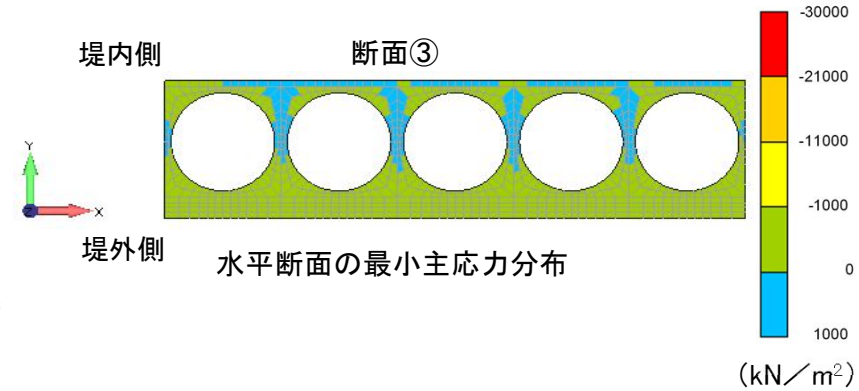
静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

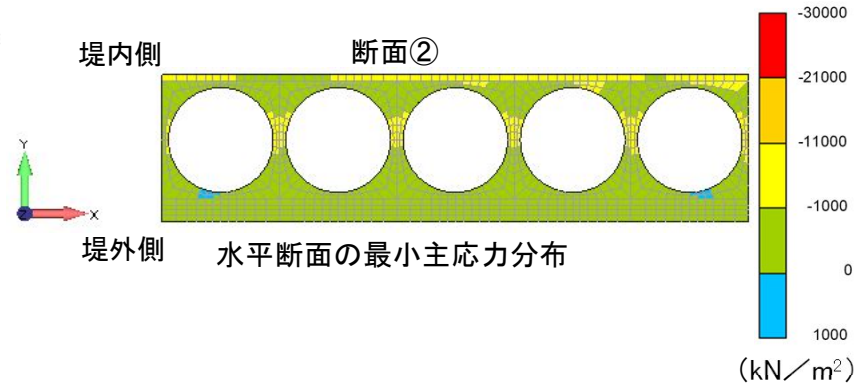
■津波時の解析結果

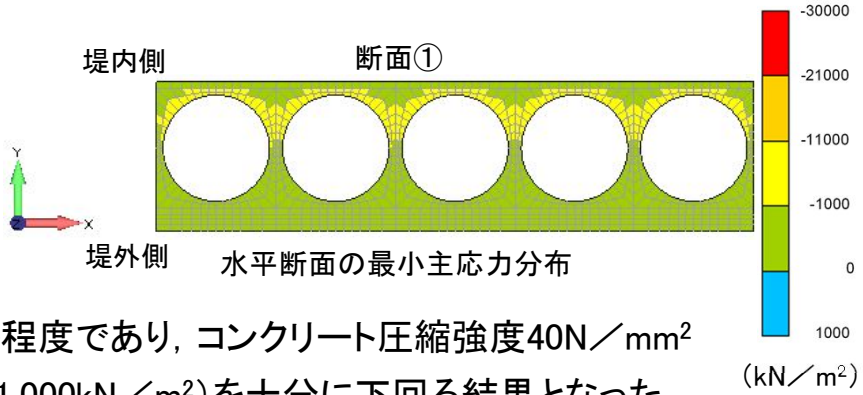
（1）最小主応力分布（圧縮側）



最小主応力分布（圧縮側）
（防潮堤内側）







最小主応力（最大断面）

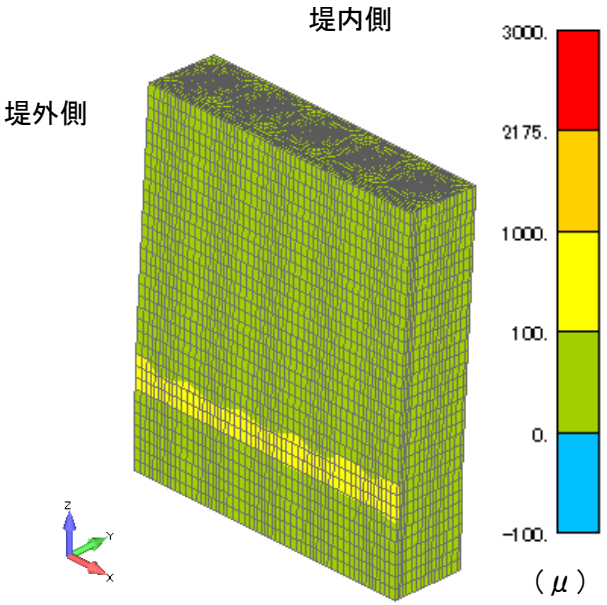
位置	最小主応力（kN／m²）
断面①	－2,255
断面②	－1,251
断面③	－446

- 発生する最小主応力は，圧縮側の最大で2,255kN／m²程度であり，コンクリート圧縮強度40N／mm²（40,000kN／m²）あるいは許容圧縮応力度21N／mm²(21,000kN／m²)を十分に下回る結果となった。

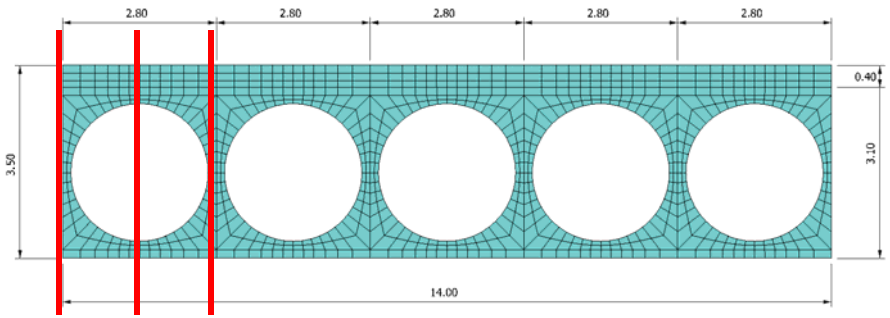
静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

■津波時の解析結果

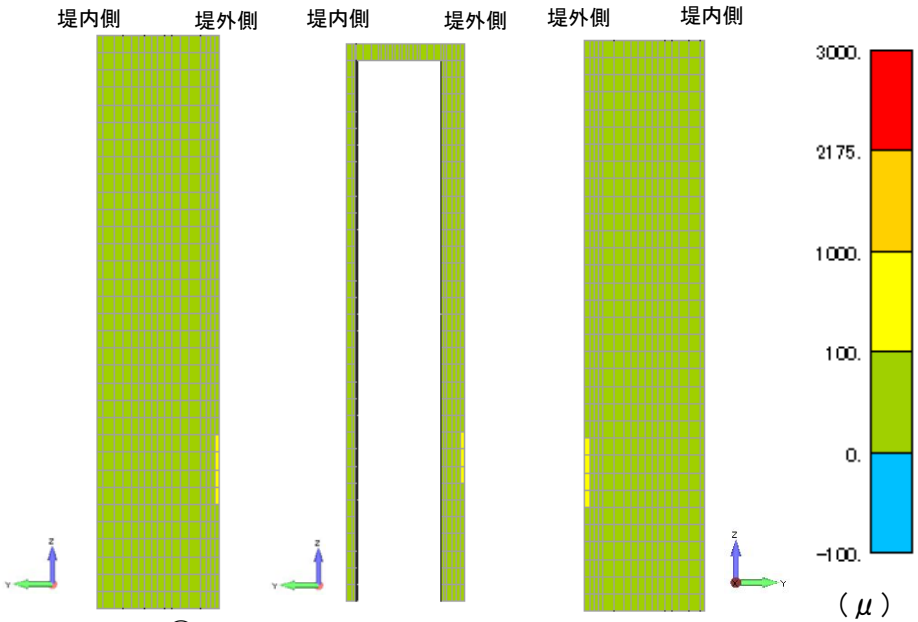
（2）最大主ひずみ分布（引張側）



最大主ひずみ分布（引張側）
（防潮堤外側）



断面①　断面②　断面③



断面①　断面②　断面③

縦断面の最大主ひずみ分布図

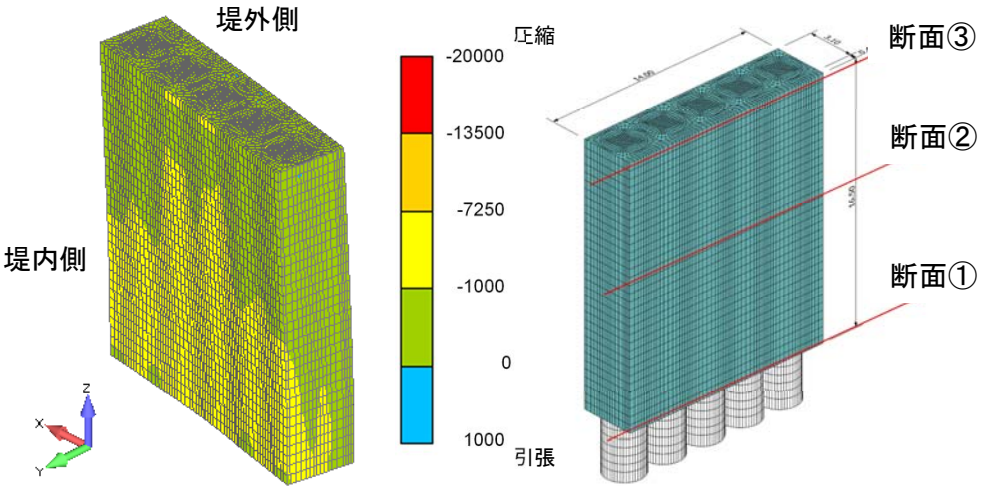
- 発生する最大主ひずみは，最大で100μ以下程度であり，鋼管鉄筋コンクリート壁体は鉄筋コンクリート部材として弾性範囲内である。なお，ひび割れ幅は0.2mm以下であり止水性が確保される。

（参考）鉄筋の短期引張許容応力度：σ_{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。（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載あり）

静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

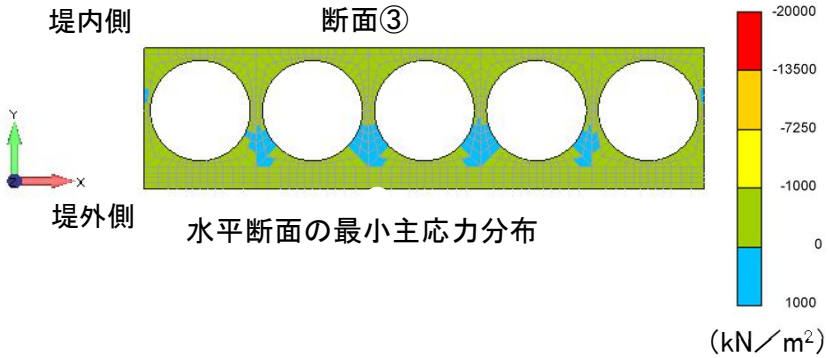
■津波＋余震時の解析結果

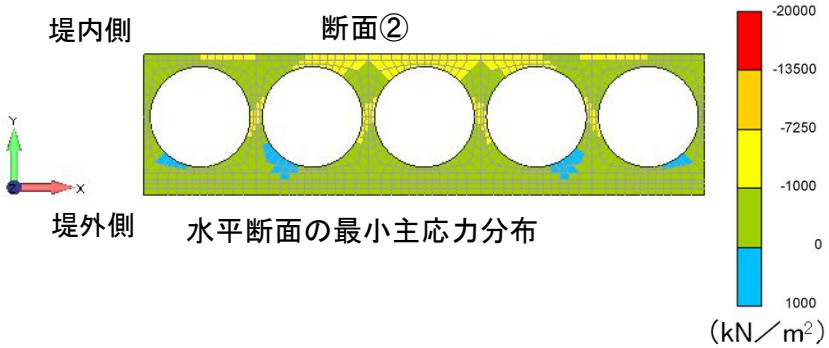
（1）最小主応力分布（圧縮側）

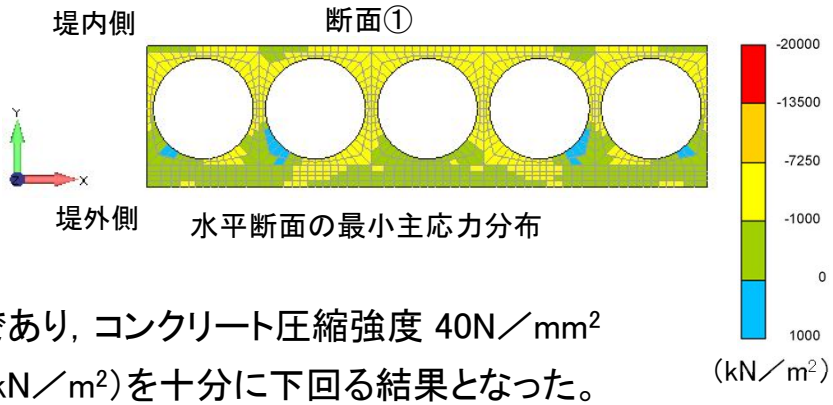


最小主応力分布（圧縮側）
（防潮堤内側）

（kN／m²）







最小主応力（最大断面）

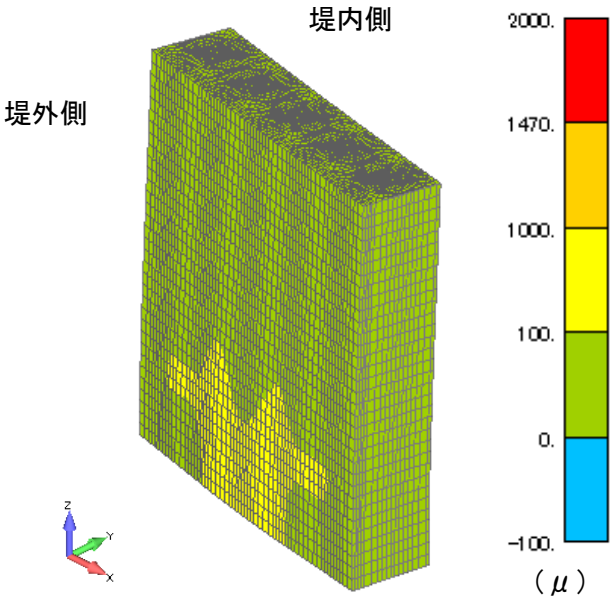
位置	最小主応力（kN／m²）
断面①	－6,288
断面②	－2,075
断面③	－1,454

- 発生する最小主応力は，圧縮側の最大で6,288kN／m²程度であり，コンクリート圧縮強度 40N／mm²（40,000kN／m²）あるいは許容圧縮応力度21N／mm²（21,000kN／m²）を十分に下回る結果となった。

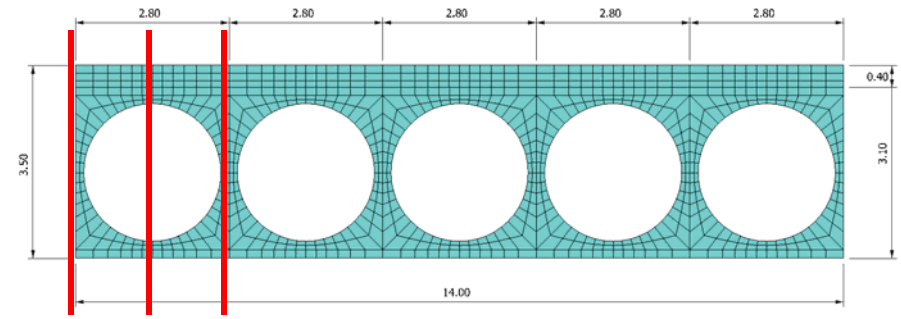
静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

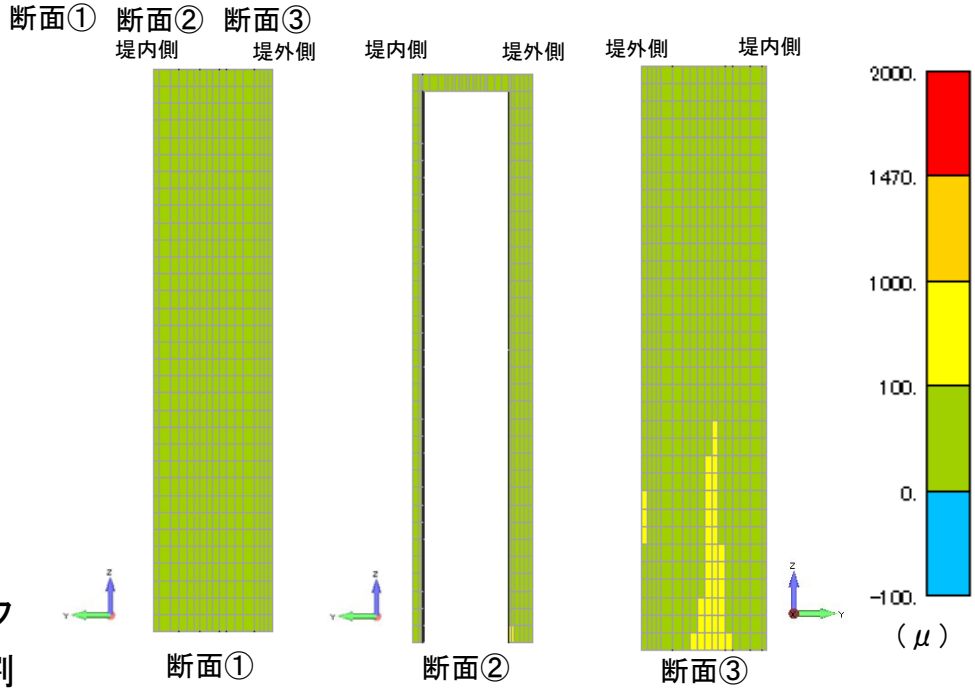
■津波＋余震時の解析結果

（2）最大主ひずみ分布（引張側）



最大主ひずみ分布（引張側）
（防潮堤外側）





縦断面の最大主ひずみ分布図

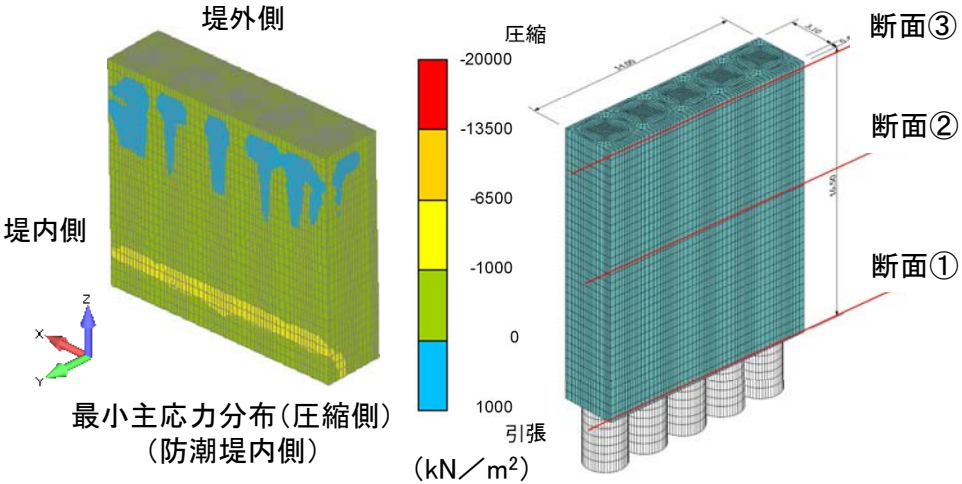
- 発生する最大主ひずみは，最大で100μ以下程度であり，鋼管鉄筋コンクリート壁体は鉄筋コンクリート部材として弾性範囲内である。なお，ひび割れ幅は0.2mm以下であり止水性が確保される。

（参考）鉄筋の短期引張許容応力度：σ_{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。（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載あり）

静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

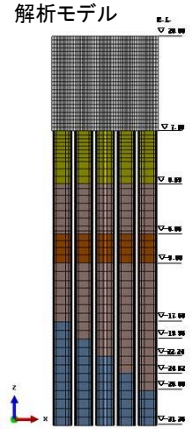
■地震時（岩盤傾斜モデル）の解析結果

（1）最小主応力分布（圧縮側）



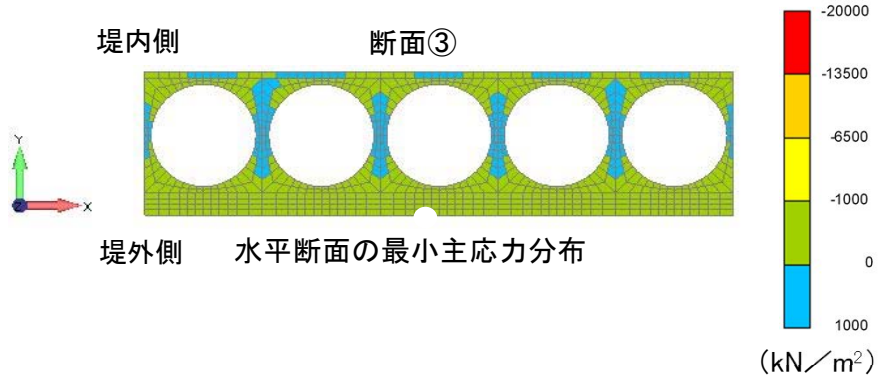
最小主応力分布（圧縮側）
（防潮堤内側）

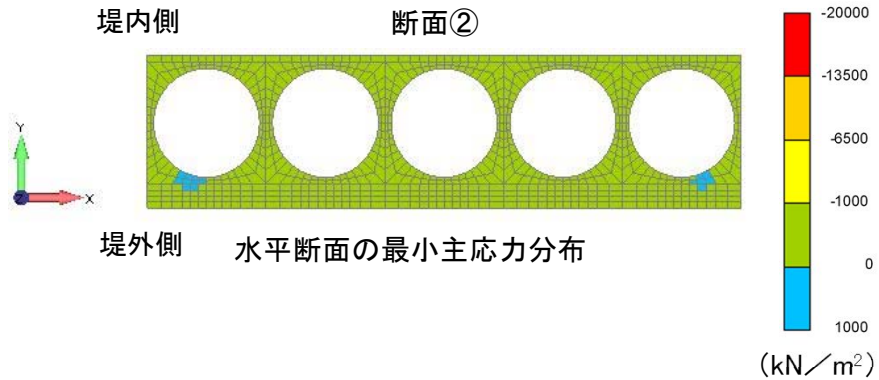
解析モデル

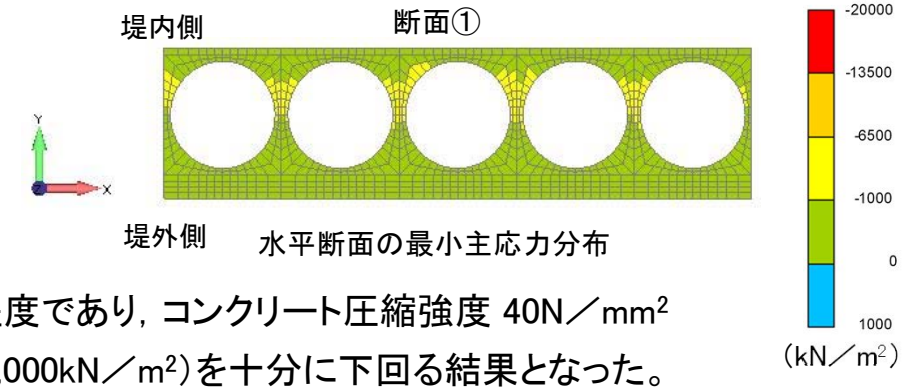


最小主応力（最大断面）

位置	最小主応力（kN/m²）
断面①	－1,415
断面②	－205
断面③	－63





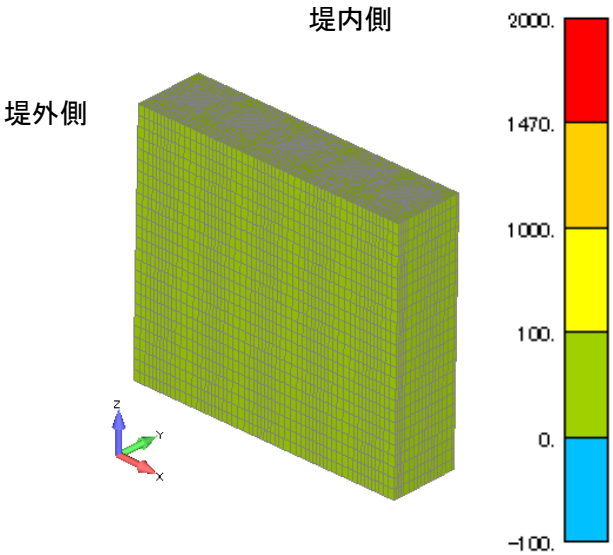


● 発生する最小主応力は，圧縮側の最大で1,415kN／m²程度であり，コンクリート圧縮強度 40N／mm²（40,000kN／m²）あるいは許容圧縮応力度21N／mm²（21,000kN／m²）を十分に下回る結果となった。

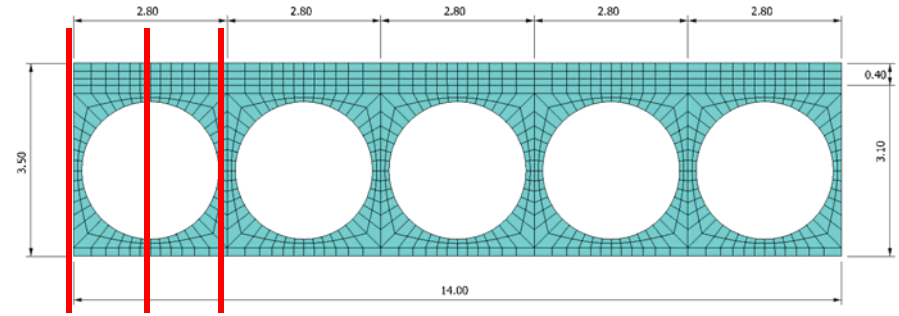
静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

■地震時（岩盤傾斜モデル）の解析結果

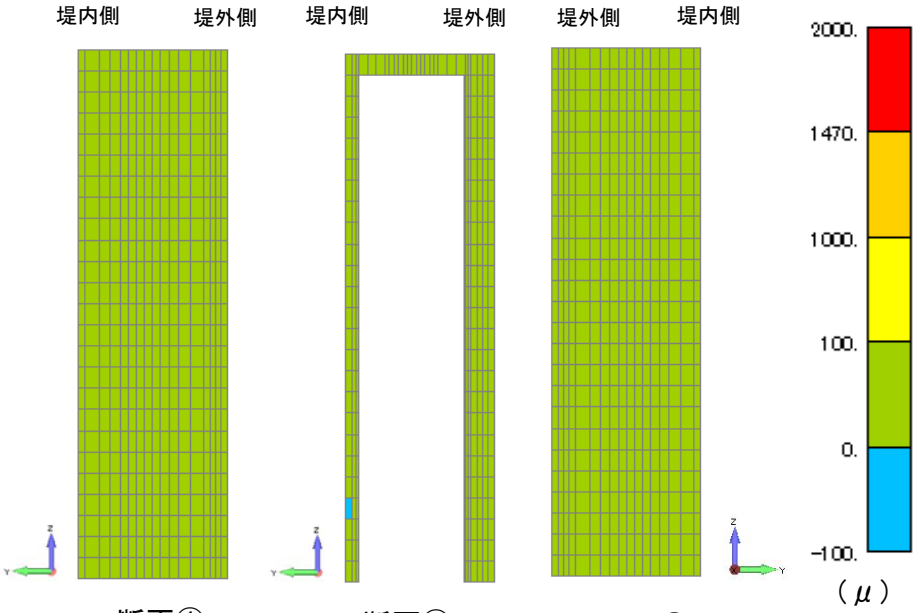
（2）最大主ひずみ分布（引張側）



最大主ひずみ分布（引張側）
（防潮堤外側）



断面①　断面②　断面③



断面①　断面②　断面③

縦断面の最大主ひずみ分布図

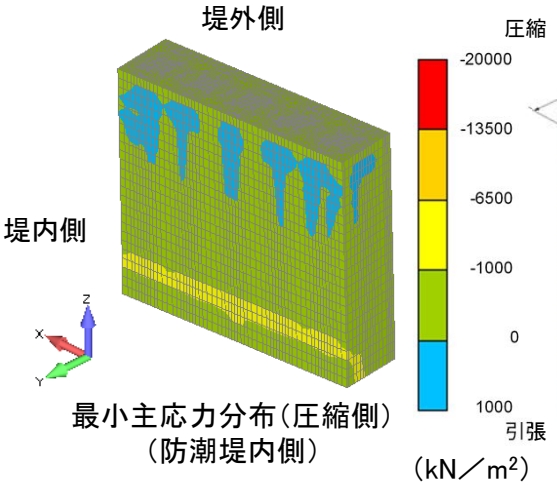
- 発生する最大主ひずみは，最大で100μ以下程度であり，鋼管鉄筋コンクリート壁体は鉄筋コンクリート部材として弾性範囲内である。なお，ひび割れ幅は0.2mm以下であり止水性が確保される。

（参考）鉄筋の短期引張許容応力度：σ_{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。（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載あり）

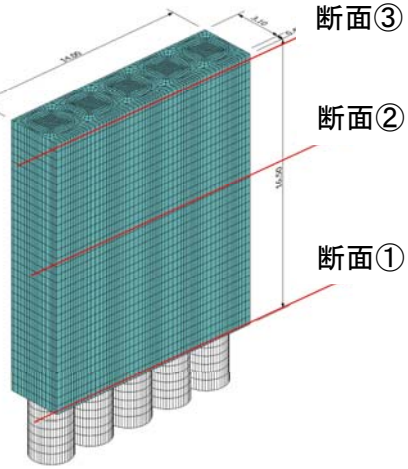
静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

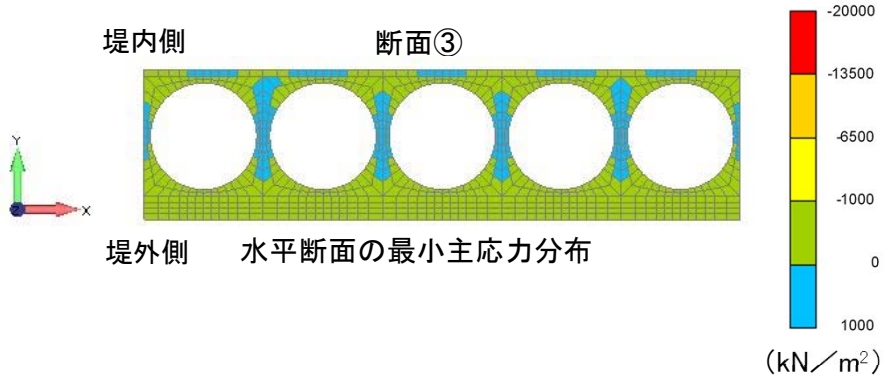
■地震時（岩盤傾斜1Dモデル）の解析結果

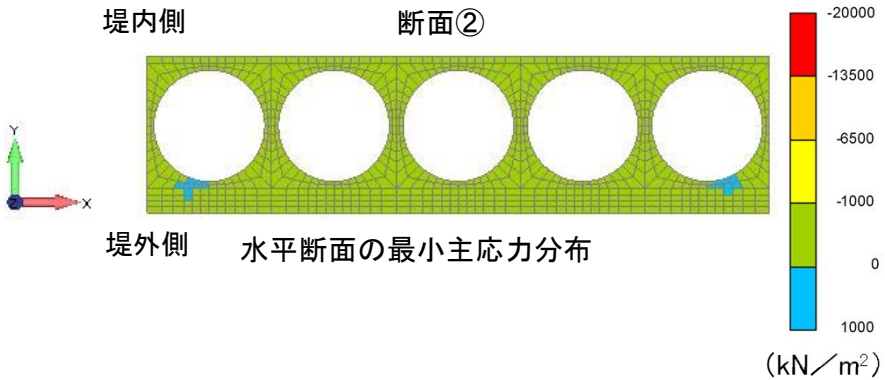
（1）最小主応力分布（圧縮側）

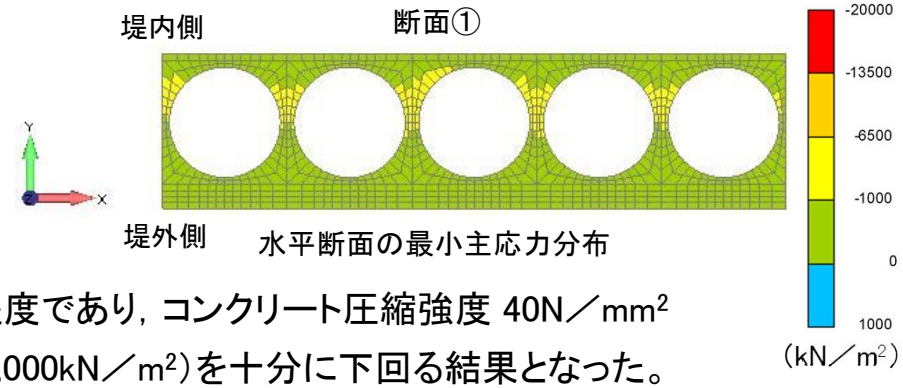


最小主応力分布（圧縮側）
（防潮堤内側）

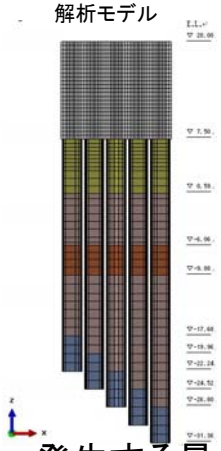








解析モデル



最小主応力（最大断面）

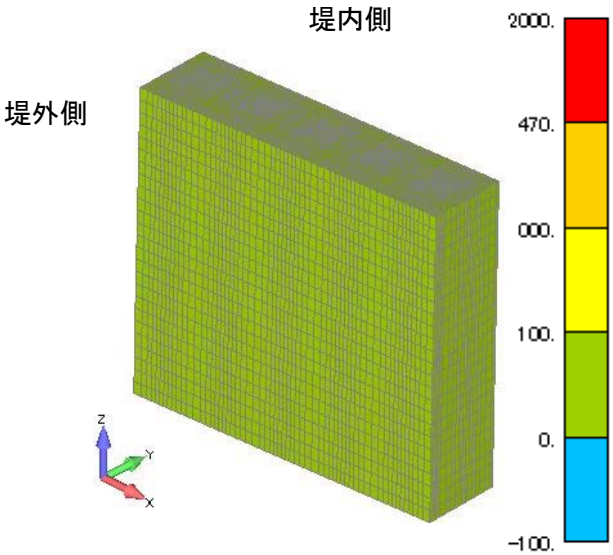
位置	最小主応力（kN/m²）
断面①	－1,441
断面②	－219
断面③	－68

● 発生する最小主応力は，圧縮側の最大で1,441kN／m²程度であり，コンクリート圧縮強度 40N／mm²（40,000kN／m²）あるいは許容圧縮応力度21N／mm²（21,000kN／m²）を十分に下回る結果となった。

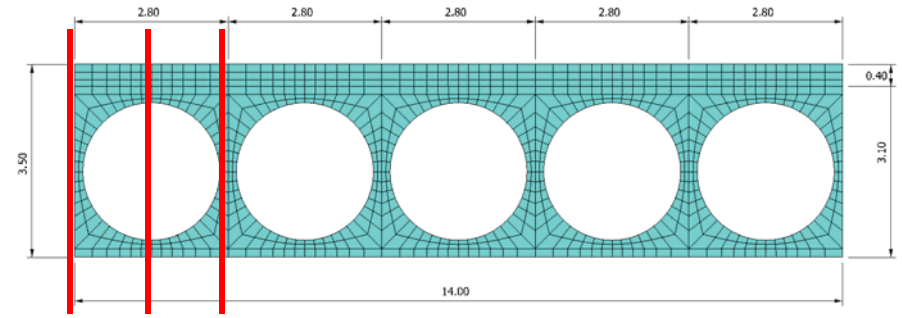
静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

■地震時（岩盤傾斜モデル）の解析結果

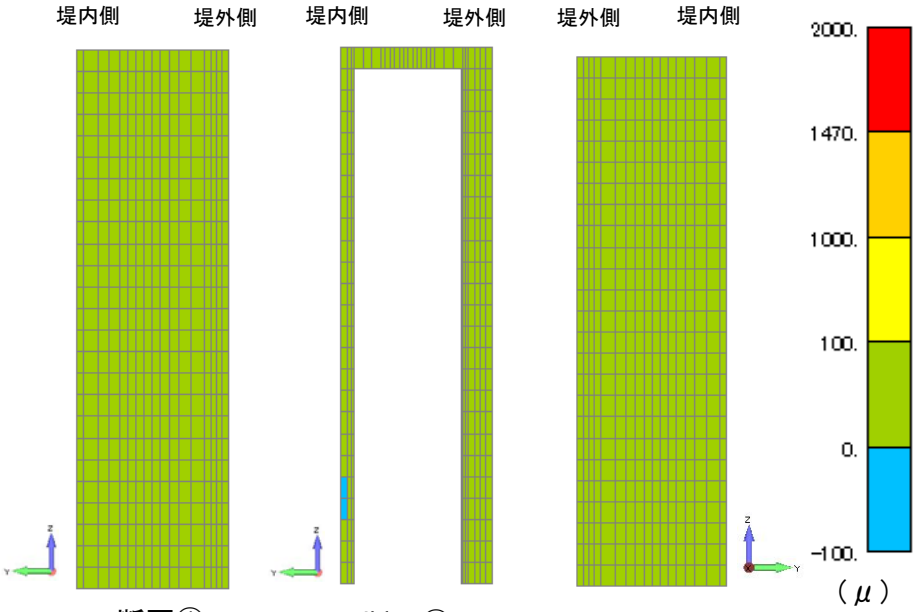
（2）最大主ひずみ分布（引張側）



最大主ひずみ分布（引張側）
（防潮堤外側）



断面①　断面②　断面③



断面①　断面②　断面③

縦断面の最大主ひずみ分布図

- 発生する最大主ひずみは，最大で100μ以下程度であり，鋼管鉄筋コンクリート壁体は鉄筋コンクリート部材として弾性範囲内である。なお，ひび割れ幅は0.2mm以下であり止水性が確保される。

（参考）鉄筋の短期引張許容応力度：σ_{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。（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載あり）

静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

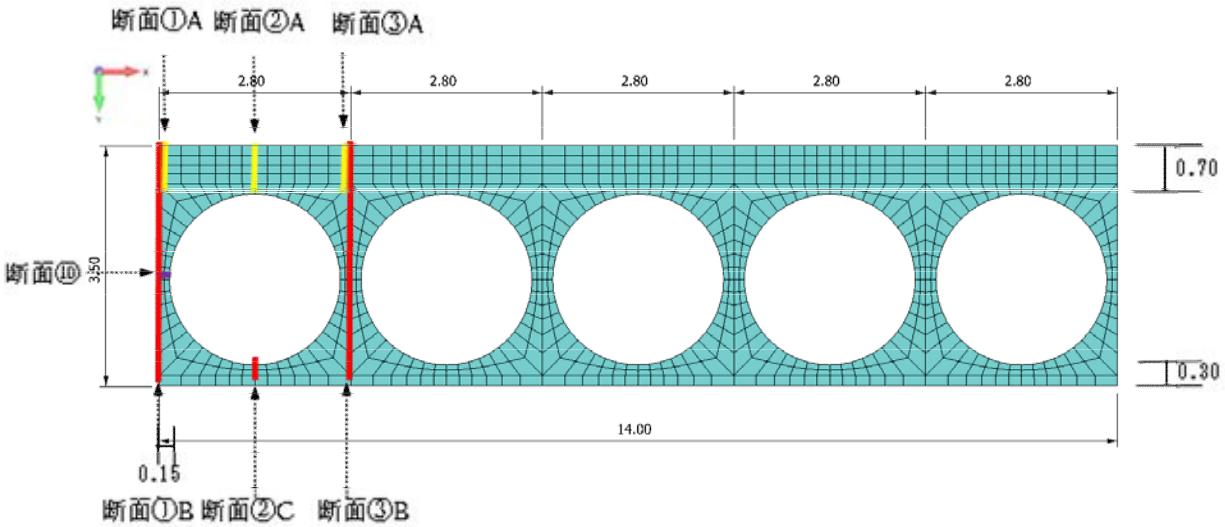
■地震時の照査結果

地震時の照査結果一覧

	発生応力度 (N／mm²)	許容値 (N／mm²)	安全率	判定
コンクリート	0.39	21.0	53.84	OK
鉄筋（引張）	24.42	435	17.81	OK
鉄筋（圧縮）	2.75	435	158.18	OK
せん断	0.41	0.83※	2.02	OK

※コンクリートのみの許容せん断応力度

全て断面③Bの解析結果



静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

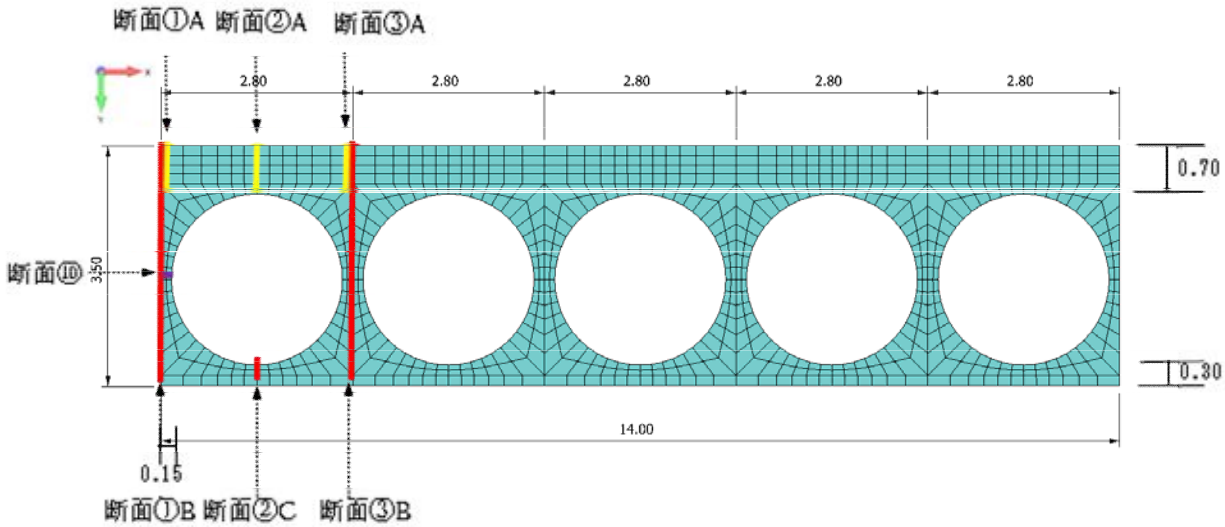
■津波時の照査結果

津波時の照査結果一覧

	発生応力度 (N／mm²)	許容値 (N／mm²)	安全率	判定
コンクリート	1.61	21.0	13.04	OK
鉄筋（引張）	36.92	435	11.78	OK
鉄筋（圧縮）	7.71	435	56.42	OK
せん断	0.67	0.83※	1.23	OK

※コンクリートのみの許容せん断応力度

コンクリート：断面⑩
鉄筋（引張）：断面③A
鉄筋（圧縮）：断面②A
せん断：断面②C



静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

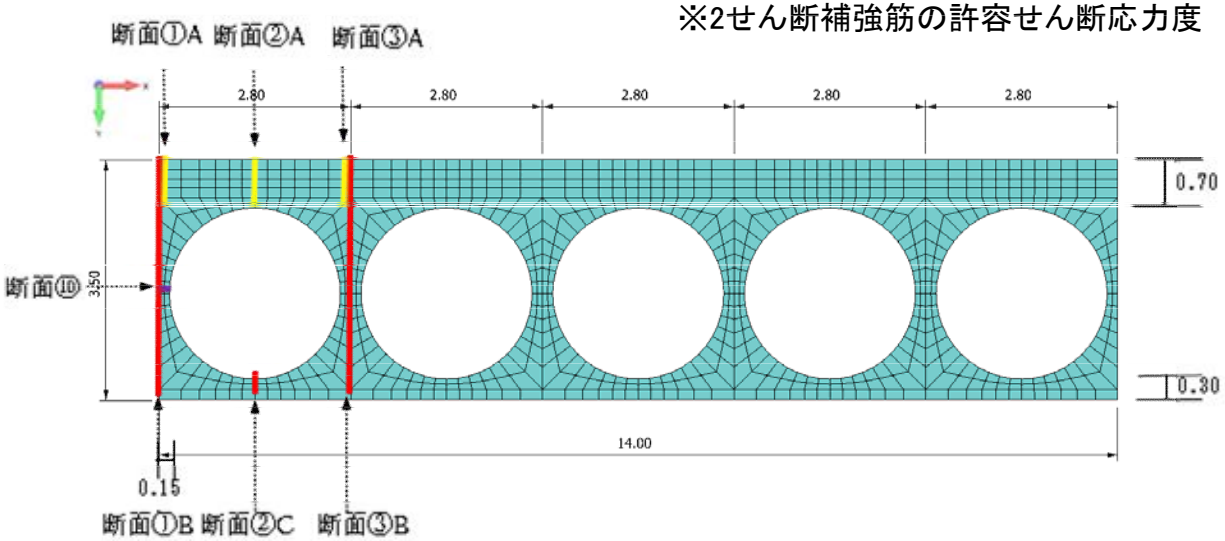
■津波＋余震時の照査結果

津波＋余震時の照査結果一覧

	発生応力度 (N／mm²)	許容値 (N／mm²)	安全率	判定
コンクリート	1.21	21.0	17.35	OK
鉄筋（引張）	47.47	435	9.16	OK
鉄筋（圧縮）	11.99	435	36.28	OK
せん断	237.28※1	435※2	1.83	OK

※1せん断補強鉄筋に作用する応力度
※2せん断補強筋の許容せん断応力度

コンクリート：断面⑩
鉄筋（引張）：断面③A
鉄筋（圧縮）：断面③B
せん断：断面②C



静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

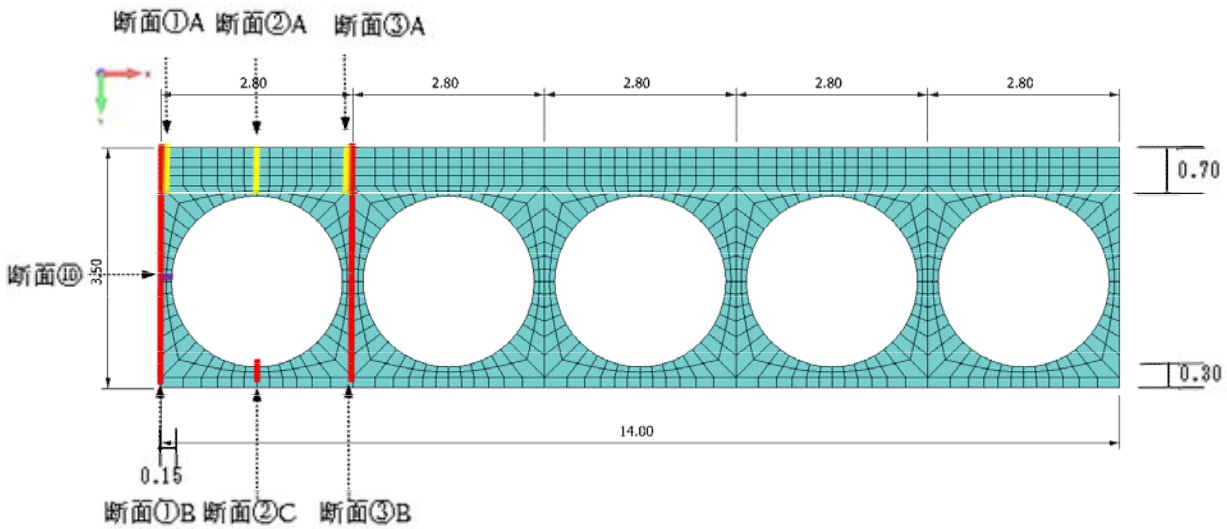
■地震時（岩盤傾斜モデル）の照査結果

地震時（岩盤傾斜モデル，同一杭長モデル）の照査結果一覧

	発生応力度 (N／mm²)	許容値 (N／mm²)	安全率	判定
コンクリート	0.60	21.0	35.00	OK
鉄筋（引張）	17.68	435	24.60	OK
鉄筋（圧縮）	8.81	435	49.37	OK
せん断	0.55	0.83※	1.50	OK

※コンクリートのみの許容せん断応力度

コンクリート：断面②C
鉄筋（引張）：断面①B
鉄筋（圧縮）：断面①B
せん断：断面10



静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

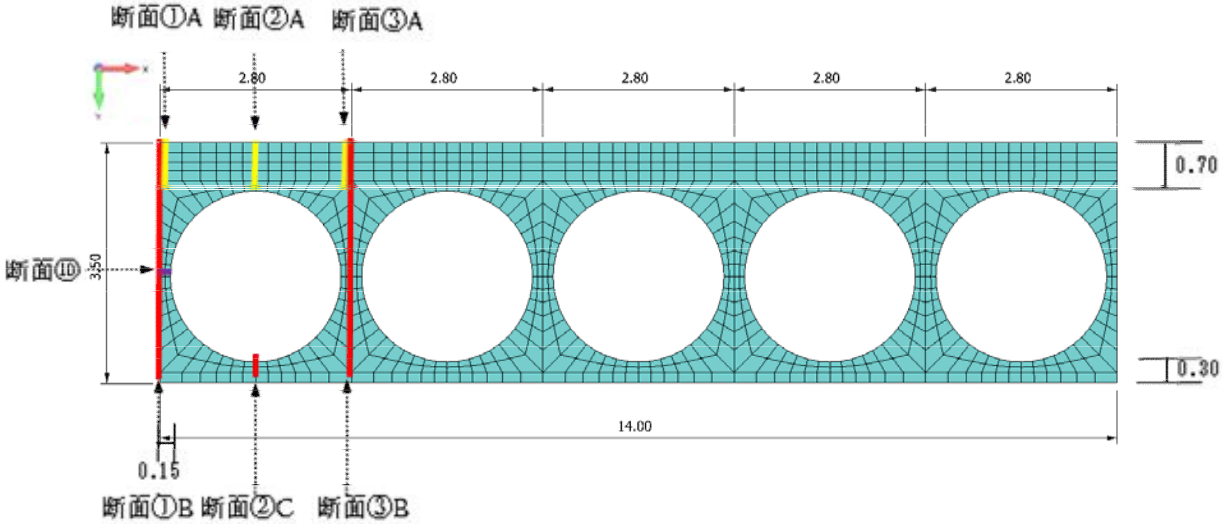
■地震時（岩盤傾斜モデル）の照査結果

地震時（岩盤傾斜モデル，1Dモデル）の照査結果一覧

	発生応力度 (N／mm²)	許容値 (N／mm²)	安全率	判定
コンクリート	0.61	21.0	34.42	OK
鉄筋（引張）	19.59	435	22.20	OK
鉄筋（圧縮）	9.01	435	48.27	OK
せん断	0.62	0.83※	1.33	OK

※コンクリートのみの許容せん断応力度

コンクリート：断面②C
鉄筋（引張）：断面①B
鉄筋（圧縮）：断面①B
せん断：断面10



静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

■ 二次元梁バネモデルと三次元FEMモデルでの照査結果を下表に示す。
■ 二次元梁バネモデルの安全率が小さくなる傾向があることから，解析モデルに二次元梁バネモデルを採用することは保守性があると判断される。

地震時		二次元梁バネモデル	三次元ＦＥＭモデル
圧縮応力度 σc(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 σs(N/mm^2)	発生応力	12.62(34.46)	9.15(47.54)
	許容応力度	435	435
せん断力※ τ (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

津波時		二次元梁バネモデル	三次元FEMモデル
圧縮応力度 σc(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 σs(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 τ (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

（ ）値は安全率を示す

静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

津波＋余震時		二次元梁バネモデル	三次元FEMモデル
圧縮応力度 σc(N/mm²)	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 σs(N/mm²)	発生応力	277.91(1.56)	43.69(9.95)
	許容応力度	435	435
せん断耐力 τ（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

静的三次元FEM解析結果（断面：地点③）

静的三次元FEM解析結果

- 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。

- 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。

- 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。

- 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。

- 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。

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，二次元梁バネモデル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。

20. 地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体の成立性検討結果

（断面：地点③）

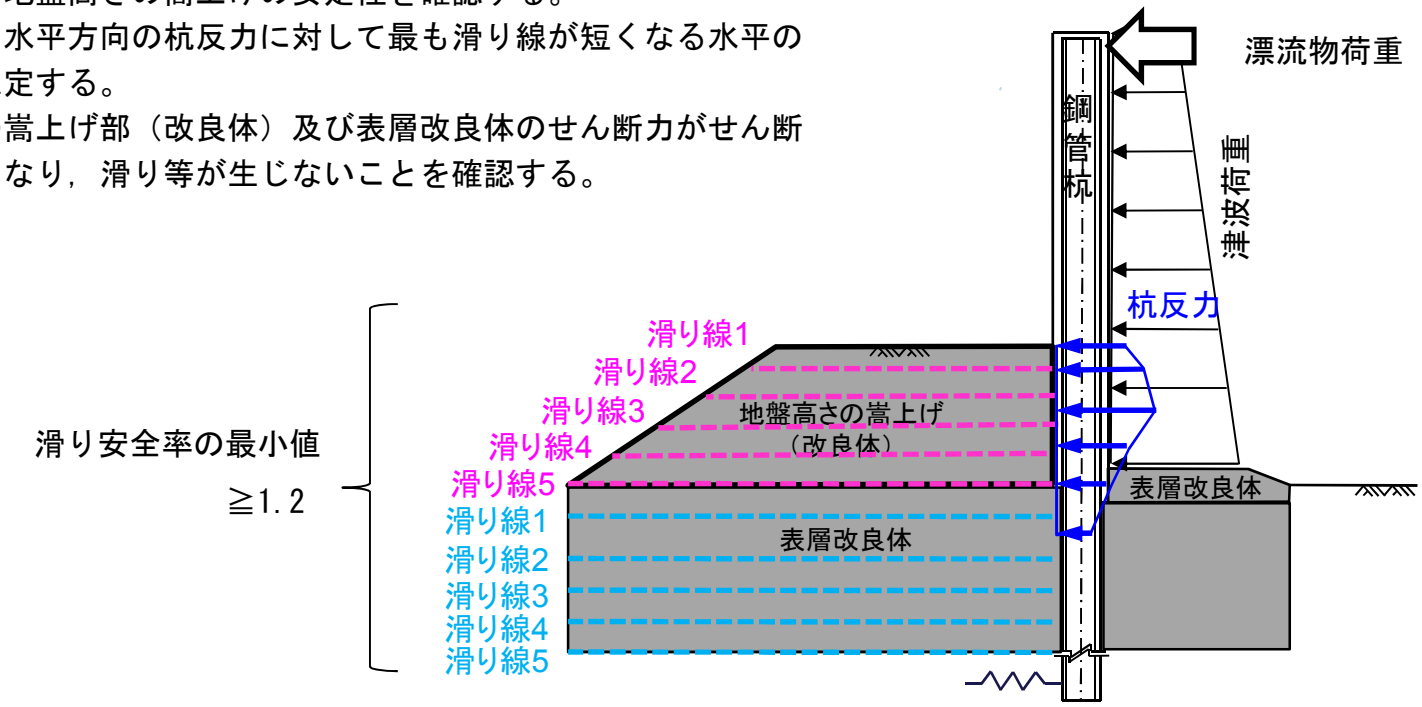
地盤高さの嵩上げ及び表層改良体（断面：地点③）

（1）津波時の設計方針

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
地盤高さの嵩上げ部 表層改良体	地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断力がせん断強度以下	妥当な安全余裕をもった改良体のせん断強度以下	道路橋示方書･同解説（Ⅳ下部構造編） 耐津波設計に係る工認審査ガイド

設計方針：

- 受働せん断面に作用するせん断力を上限として作用するため，杭反力に対して地盤高さの嵩上げの安定性を確認する。
- 滑り線は，水平方向の杭反力に対して最も滑り線が短くなる水平の滑り線を想定する。
- 地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断力がせん断強度以下となり，滑り等が生じないことを確認する。

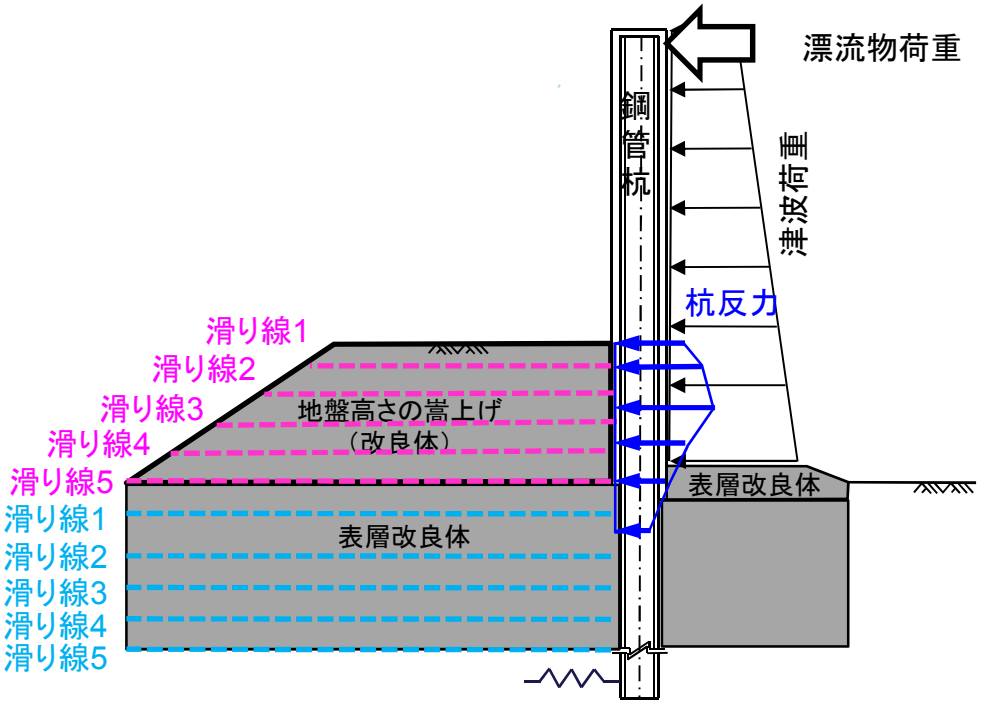


地盤高さの嵩上げ及び表層改良体（断面：地点③）

（2）津波時の評価結果

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
地盤高さの嵩上げ部 表層改良体	地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断力がせん断強度以下	妥当な安全余裕をもった改良体のせん断強度以下	道路橋示方書･同解説（Ⅳ下部構造編） 耐津波設計に係る工認審査ガイド

津波時：地点③



地盤高さの嵩上げ部

滑り線	検討位置	杭反力	滑り抵抗	安全率 ＞1.2
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

表層改良体

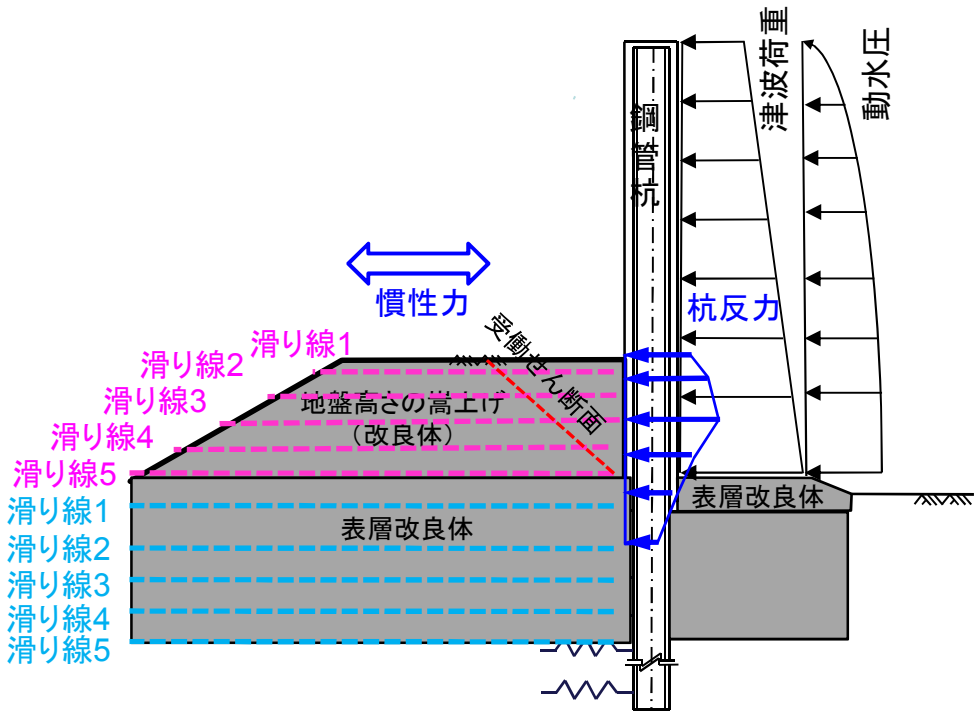
滑り線	検討位置	杭反力	滑り抵抗	安全率 ＞1.2
1	T.P.＋3.0	11,510.7	33,718	2.92
2	T.P.＋2.5	10,592.9	32,475	3.06
3	T.P.＋2.0	9,656.3	33,743	3.49
4	T.P.＋1.5	8,685.3	35,023	4.03
5	T.P.＋1.0	7,613.3	36,312	4.76

地盤高さの嵩上げ及び表層改良体（断面：地点③）

（3）津波＋余震時の評価結果

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
地盤高さの嵩上げ部 表層改良体	地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断力がせん断強度以下	妥当な安全余裕をもった改良体のせん断強度以下	道路橋示方書･同解説（Ⅳ下部構造編） 耐津波設計に係る工認審査ガイド

津波＋余震時：地点③



地盤高さの嵩上げ部

滑り線	検討位置	杭反力	慣性力	滑り抵抗	安全率 ＞1.2
1	T.P.＋8.0	871.0	0.0	22,400	25.71
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

表層改良体

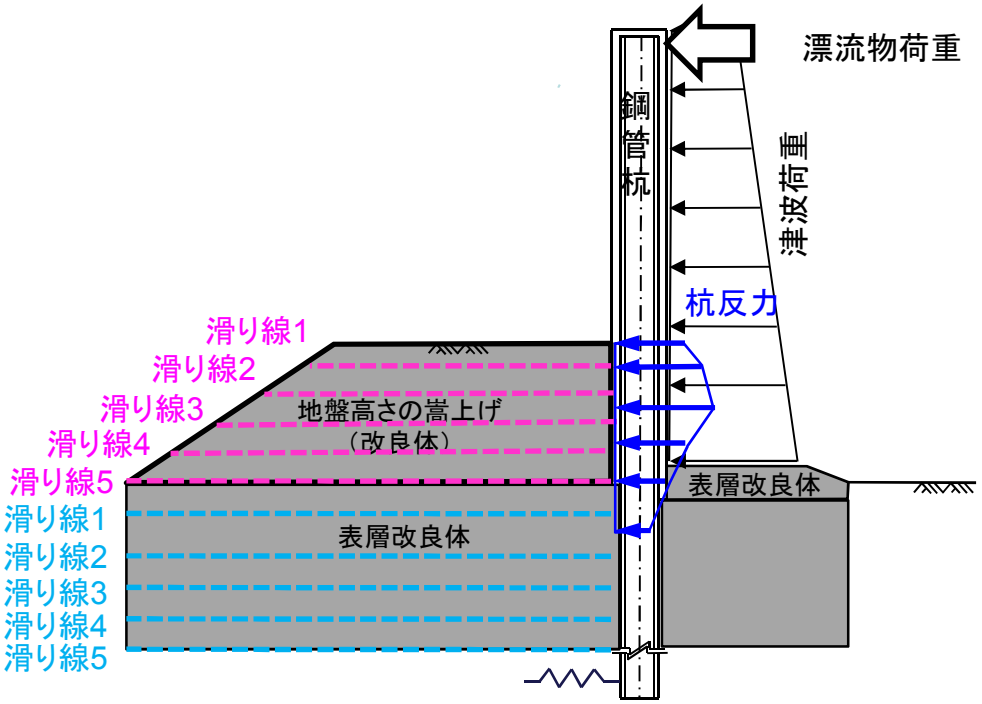
滑り線	検討位置	杭反力	慣性力	滑り抵抗	安全率 ＞1.2
1	T.P.＋3.0	15,871.0	1,441.7	33,718	1.94
2	T.P.＋2.0	14,870.0	1,786.3	33,743	2.02
3	T.P.＋1.5	14,056.2	1,958.7	35,023	2.18
4	T.P.＋1.0	13,292.3	2,131.0	36,312	2.35
5	T.P.＋0.0	12,058.2	2,475.7	38,909	2.67

地盤高さの嵩上げ及び表層改良体（断面：地点③）

（4）T.P.＋ 24m津波時の評価結果

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
地盤高さの嵩上げ部 表層改良体	地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断力がせん断強度以下	妥当な安全余裕をもった改良体のせん断強度以下	道路橋示方書･同解説（Ⅳ下部構造編） 耐津波設計に係る工認審査ガイド

T. P. ＋24m津波時 ： 地点③



地盤高さの嵩上げ部

滑り線	検討位置	杭反力	滑り抵抗	安全率 ＞1.2
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	17545.7	28,700	1.63

表層改良体

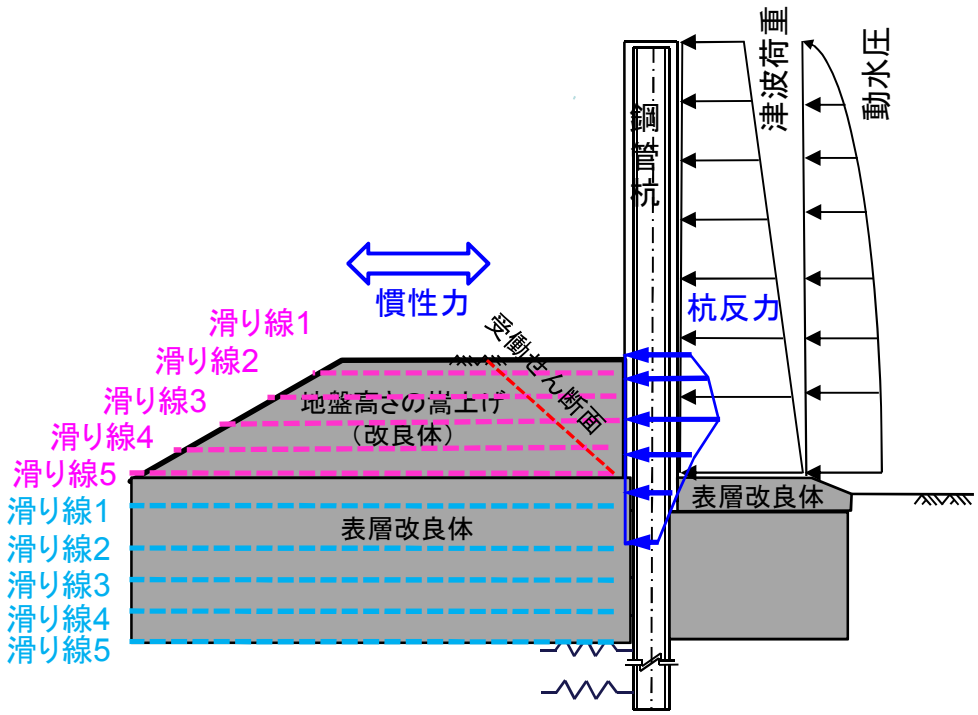
滑り線	検討位置	杭反力	滑り抵抗	安全率 ＞1.2
1	T.P.＋3.0	19,446.7	33,718	1.73
2	T.P.＋2.5	21,359.7	32,475	1.52
3	T.P.＋2.0	23,283.7	33,743	1.44
4	T.P.＋1.5	22,643.7	35,023	1.54
5	T.P.＋1.0	20,735.7	36,312	1.75

地盤高さの嵩上げ及び表層改良体（断面：地点③）

（5）T.P.＋24m津波＋余震時の評価結果

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
地盤高さの嵩上げ部 表層改良体	地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断力がせん断強度以下	妥当な安全余裕をもった改良体のせん断強度以下	道路橋示方書･同解説（Ⅳ下部構造編） 耐津波設計に係る工認審査ガイド

T.P.＋24m津波＋余震時：地点③



地盤高さの嵩上げ部

滑り線	検討位置	杭反力	慣性力	滑り抵抗	安全率＞1.2
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

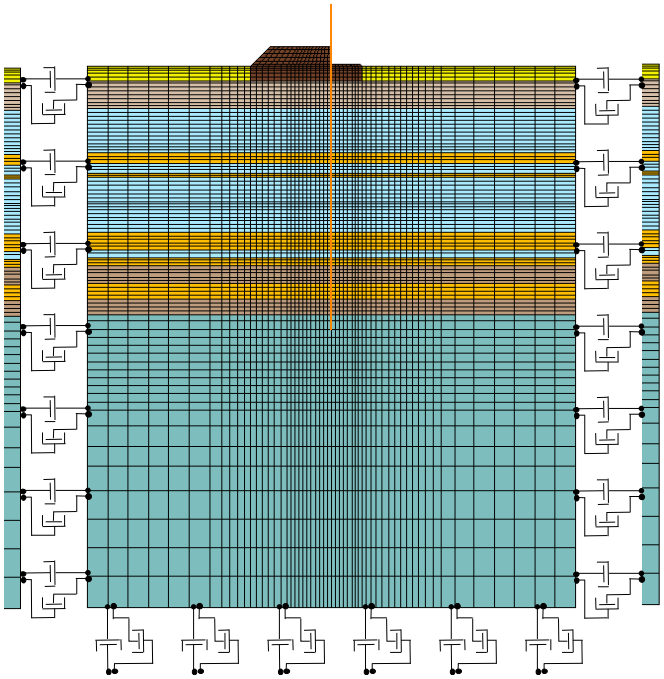
表層改良体

滑り線	検討位置	杭反力	慣性力	滑り抵抗	安全率＞1.2
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

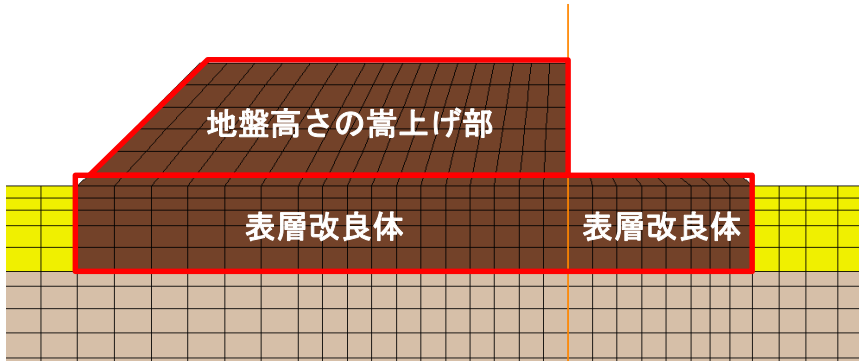
地盤高さの嵩上げ及び表層改良体(断面:地点③)

(6)地震時の設計方針

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
地盤高さの嵩上げ部 表層改良体	地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断力がせん断強度以下	妥当な安全余裕をもった改良体のせん断強度以下	道路橋示方書･同解説（Ⅳ下部構造編） 耐津波設計に係る工認審査ガイド



設計方針:
地震時の最小の局所安全率が1.2以上であることを確認する。

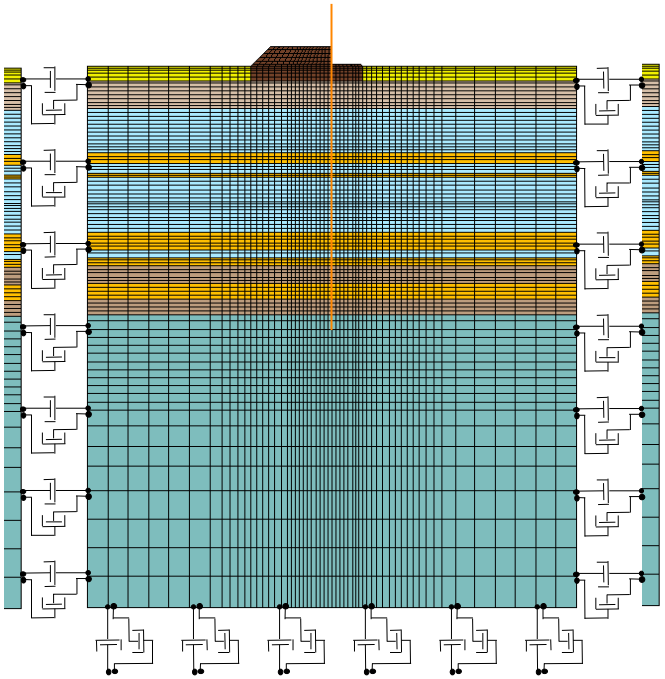


地盤高さの嵩上げ及び表層改良体（断面：地点③）

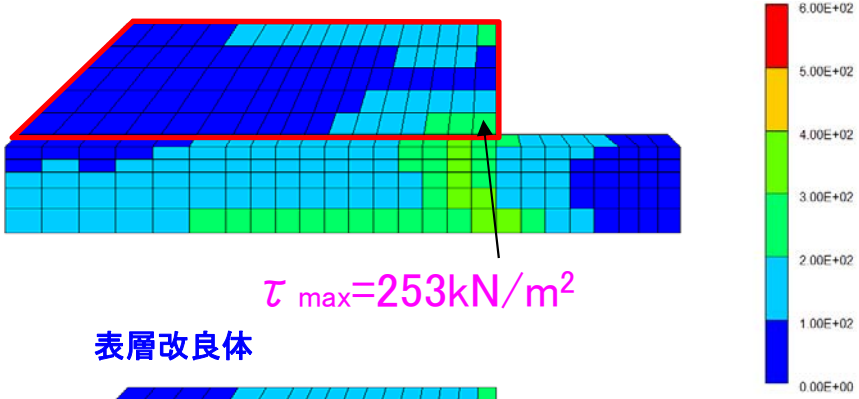
（7）地震時の評価結果

対象	照査項目	設計で用いる許容限界	適用基準
地盤高さの嵩上げ部 表層改良体	地盤高さの嵩上げ部（改良体）及び表層改良体のせん断力がせん断強度以下	妥当な安全余裕をもった改良体のせん断強度以下	道路橋示方書･同解説（Ⅳ下部構造編） 耐津波設計に係る工認審査ガイド

地震時：地点③

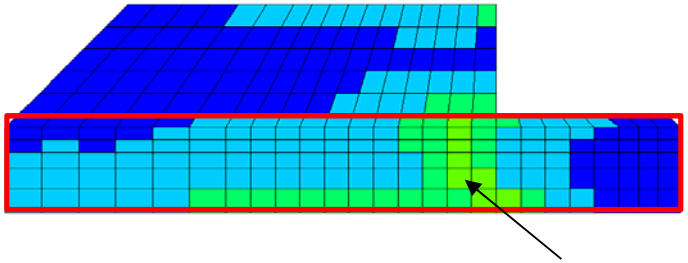


地盤高さの嵩上げ部



τ_{max}=253kN/m^2

表層改良体



τ_{max}=352kN/m^2

最小の局所安全率が1.2以上であることを確認した。

地盤高さの嵩上げ及び表層改良体（断面：地点③）

（8）まとめ

地震時，津波時，津波＋余震時のどのケースにおいても，地盤の嵩上げ部及び表層改良体内の滑りについて十分な安全率を確保していることが確認された。

地盤の嵩上げ部に対する照査 （単位：kN）

	発生せん断力	せん断耐力	安 全 率	判 定（＞1.2）
津波時	12,694	26,600	2.09	OK
津波＋余震時	16,685	28,700	1.72	OK
地震時（豊浦標準砂を仮定したケース）	τ_{max}＝253N/mm^2	τ_f＝500N/mm^2	1.97	OK

表層改良体に対する照査 （単位：kN）

	発生せん断力	せん断耐力	安 全 率	判 定（＞1.2）
津波時	11,511	33,718	2.92	OK
津波＋余震時	17,313	33,718	1.94	OK
地震時（豊浦標準砂を仮定したケース）	τ_{max}＝352N/mm^2	τ_f＝500N/mm^2	1.42	OK

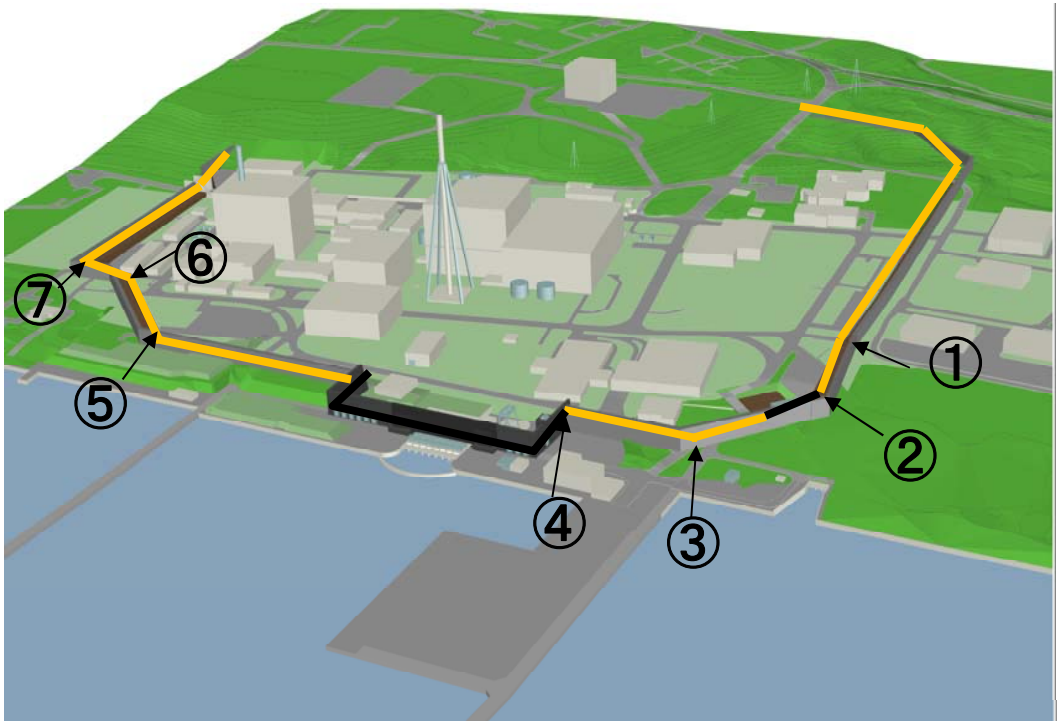
２１．止水ジョイント部の成立性検討結果

止水ジョイント部

(1)止水ジョイント設置範囲

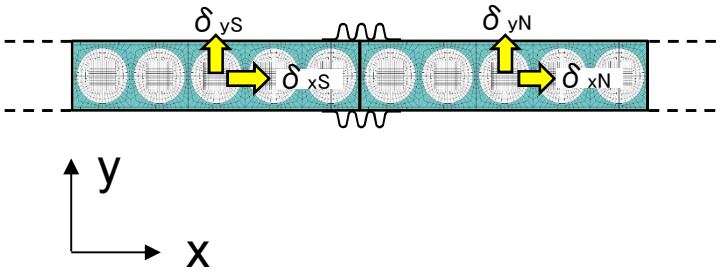
止水ジョイントには，一般部（直線部）と特殊部（隅角部）が存在し，それぞれの箇所の変位量により，材料の仕様を決定する。

今回評価対象とした特に角度が大きい隅角部を以下に示す。

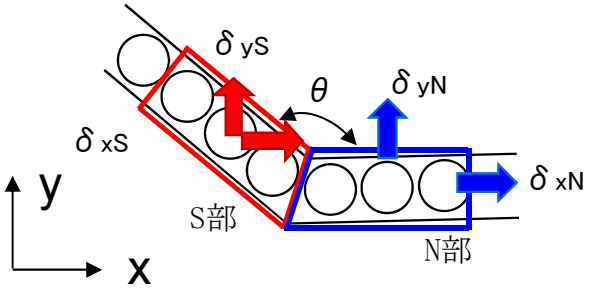


設計方針:

「一般部」・・・二次元有効応力解析において地盤物性値(平均),(＋1σ),(−1σ)の3ケースを実施し，その結果よりジョイント間の相対変位(杭先端と杭天端の相対変位)を算出する。



「隅角部」・「異種構造物間」・・・二次元有効応力解析において地盤物性値(平均)ケースを実施し，その結果より，隅角部の角度を考慮することで，ジョイント間の相対変位(杭先端と杭天端の相対変位)を算出する。



止水ジョイント部（相対変位量の検討）

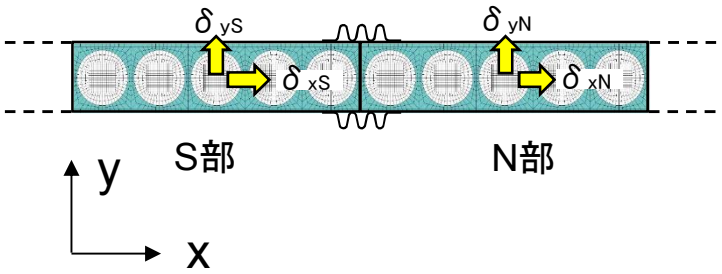
「一般部」の止水ジョイントに対する照査（地震時）（単位：m）

	N部			S部			発生変位量 $\sqrt{(\delta x^2+\delta y^2+\delta z^2)}$
	δ_{xN}	δ_{yN}	δ_{zN}	δ_{xS}	δ_{yS}	δ_{zS}	
一般部	0.482	0.482	0.023	0.395	0.395	0.000	0.125

「一般部」の止水ジョイントに対する照査（津波＋余震時）（単位：m）

	N部			S部			発生変位量 $\sqrt{(\delta x^2+\delta y^2+\delta z^2)}$
	δ_{xN}	δ_{yN}	δ_{zN}	δ_{xS}	δ_{yS}	δ_{zS}	
一般部	0.338	0.259	0.034	0.388	0.289	0.014	0.093

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。



x 方向の相対変位 δx：

$\delta x = \max[\mathrm{abs}\{\delta xN(+1\sigma) - \delta xS(\text{平均})\},\ \mathrm{abs}\{\delta xN(\text{平均}) - \delta xS(-1\sigma)\}]$

y 方向の相対変位 δy：

$\delta y = \max[\mathrm{abs}\{\delta yN(+1\sigma) - \delta yS(\text{平均})\},\ \mathrm{abs}\{\delta yN(\text{平均}) - \delta yS(-1\sigma)\}]$

z 方向の相対変位 δz：

$\delta z = \max[\mathrm{abs}\{\delta zN(+1\sigma) - \delta zS(\text{平均})\},\ \mathrm{abs}\{\delta zN(\text{平均}) - \delta zS(-1\sigma)\}]$

合成方向変位（3方向合成）$\delta = \sqrt{\delta_x^2+\delta_y^2+\delta_z^2}$

合成変位量の最大値＝0.125m ＜ 0.20mより，「ゴムジョイント」を適用する。

なお，δx＝δy，S部のδz＝0mとして安全側に算定した。

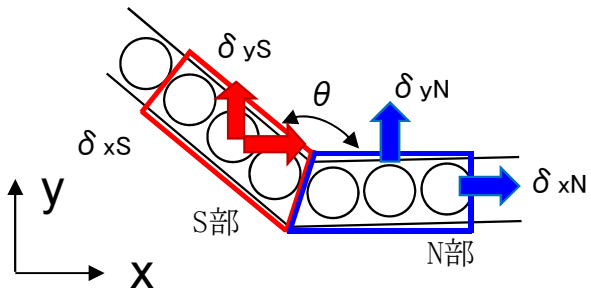
止水ジョイント部（相対変位量の確認）

「隅角部」・「異種構造物間」の止水ジョイントに対する照査（地震時）（単位：m）

	部位	堤内角度	N部			S部			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	−0.464	−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	−0.463	−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

合成変位量の最大値＝0.839m ＜ 2.00mより，「シートジョイント」を適用する。

（0.20m以上であるため，ゴムジョイントは適用不可）



止水ジョイント部（相対変位量の確認）

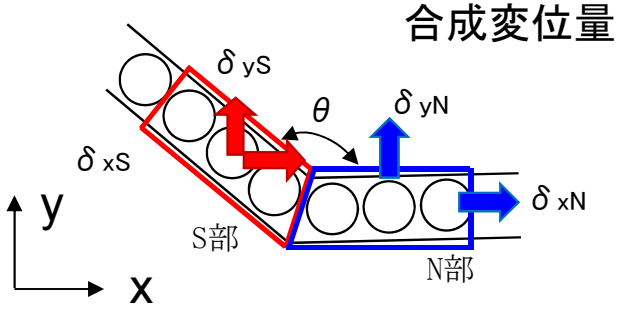
「隅角部」・「異種構造物間」の止水ジョイントに対する照査（**津波＋余震時**）（単位：m）

	部位	堤内角度	N部			S部			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	0.000	0.105
②	隅角部	121.0	−0.340	−0.259	−0.034	0.047	−0.425	0.000	0.437
③	隅角部	133.2	−0.340	−0.259	−0.034	−0.044	−0.426	0.000	0.353
④	異種構造物間	90	−0.340	−0.259	−0.034	0.259	−0.340	0.000	0.626
⑤	隅角部	138.0	−0.338	−0.254	−0.030	−0.081	−0.415	0.000	0.316
⑥	隅角部	226.5	−0.338	−0.254	−0.030	−0.417	0.070	0.000	0.348
⑦	隅角部	90.2	−0.338	−0.254	−0.030	0.253	−0.339	0.000	0.620

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。

合成変位量の最大値＝0.626m ＜ 2.00mより，「シートジョイント」を適用する。

（0.20m以上であるため，ゴムジョイントは適用不可）



止水ジョイント性能試験(1/7)

■止水ジョイント(ゴムジョイント，シートジョイント)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選定し，性能試験(耐圧性，止水性)によってこれらを確認する。

■試験水圧：①0.26Mpa ⇒ (基準津波＋余震時の動水圧)
②0.55Mpa ⇒ (T.P.＋24m津波＋余震時の動水圧)に妥当な安全余裕を考慮

■変位量許容値：ゴムジョイント ⇒ 合成変位量で水平200mm，鉛直200mm，軸直角方向200mm以内
(※　特注品のためメーカー既製品の規格値を参考とした。)
シートジョイント ⇒ 合成変位量で地盤表面0.66m以内(0.55Mpa作用)，躯体天端2.00m以内

■試験項目

(1)ゴムジョイント

Ⅰ 引張試験，耐圧試験
(変位量3ケース×圧力2ケース＝6ケース)

・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より，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。

(2)シートジョイント

Ⅱ 引張試験，耐圧試験
Ⅱ－1：圧力2ケース(耐圧試験)
Ⅱ－2：角度2ケース(繰り返し載荷)
Ⅱ－3：角度2ケース(繰り返し後，継続載荷)

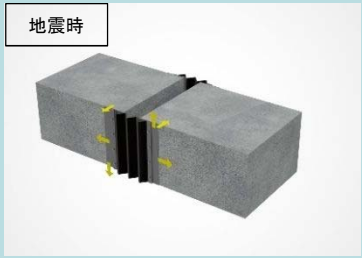
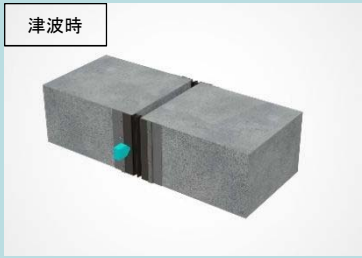
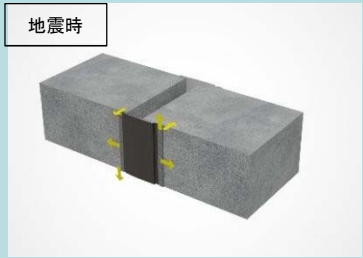
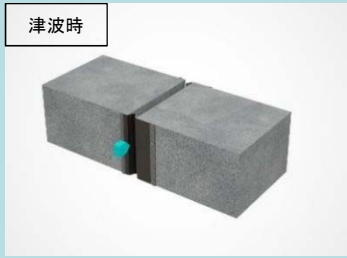
○耐候性試験(5年，10年，15年；3ケース)(試験中)

ｺﾞﾑｼﾞｮｲﾝﾄ(ｺﾞﾑ製)

ｼｰﾄｼﾞｮｲﾝﾄ(土木ｼｰﾄ：#800×2重，遮水ｼｰﾄ：塩ﾋﾞｼｰﾄ)

止水ジョイント性能試験(2/7)

■止水ジョイントの性能確認試験項目

	ゴムジョイント		シートジョイント	
試験目的	 地震によって生じる相対変位に対し，ゴムの変形によって追従することを確認。	 津波時の相対変位と波力に対して，ゴムの変形によって止水機能を保持することを確認。	 地震によって生じる相対変位に対し，シートが展開し，その余長によって変位に追従することを確認。	 津波時の相対変位と波力に対して，シートが展開し，所定のシート強度を確保できるだけ撓むことにより，止水機能を保持することを確認。
変位追従性の確認	**引張試験** （津波水圧を負荷するのと同時に地震時の変位量を模擬）	— （津波時の変位追従性は地震時の試験で代表）	**継続載荷試験** **繰返載荷試験**	— （津波時の変位追従性は地震時の試験で代表）
止水性の確認	— （地震時には止水性は要求されないため対象外）	**耐圧試験**	— （地震時には止水性は要求されないため対象外）	**耐圧試験**

止水ジョイント性能試験(3/7)

■止水ジョイントの性能試験結果

試験結果（まとめ表）

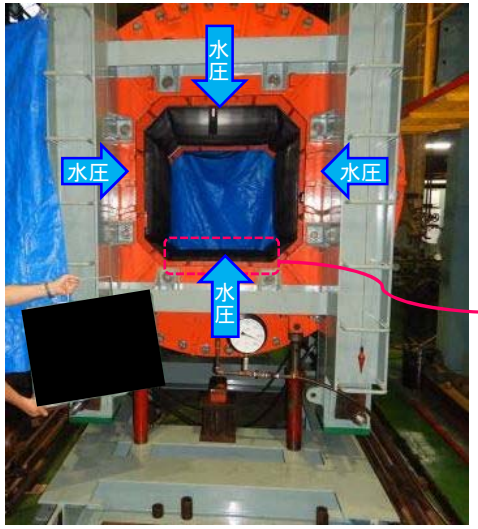
止水ジョイント	試験内容	試験結果
ゴムジョイント	Ⅰ　引張試験・耐圧試験（0.26MPa，1hr，伸び250mm）	良
	Ⅰ　引張試験・耐圧試験（0.26MPa，1hr，せん断300mm）	良
	Ⅰ　引張試験・耐圧試験（0.26MPa，1hr，伸び125mm，せん断150mm）	良
	Ⅰ　引張試験・耐圧試験（0.55MPa，1hr，伸び250mm）	良
	Ⅰ　引張試験・耐圧試験（0.55MPa，1hr，せん断300mm）	良
	Ⅰ　引張試験・耐圧試験（0.55MPa，1hr，伸び125mm，せん断150mm）	良
シートジョイント	Ⅱ－１　耐圧試験（0.26MPa，1hr）	良
	Ⅱ－１　耐圧試験（0.55MPa，1hr）	良
	Ⅱ－２　繰返載荷試験（56.45KN/30cm，10回，取付角0°）	良
	Ⅱ－２　繰返載荷試験（56.45KN/30cm，10回，取付角45°）	良
	Ⅱ－３　継続載荷試験（56.45KN/30cm，10回後10分継続，取付角0°）	良
	Ⅱ－３　継続載荷試験（56.45KN/30cm，10回後10分継続，取付角45°）	良
	耐候性試験 （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

止水ジョイント性能試験(4/7)

■ ゴムジョイント引張試験，耐圧試験結果

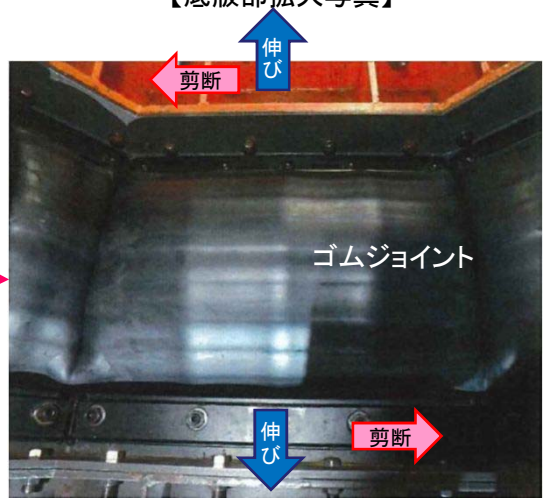
地震時の変位量を模擬した状態で，津波荷重の水圧を負荷した場合でも，ゴムジョイント本体及び取付部が損傷しないこと，また漏水しないことを確認した。

水圧	加圧時間	変位量	漏水の有無	損傷の有無	試験結果
0.26Mpa	1時間	伸び250mm	無	無	良
0.26Mpa	1時間	せん断300mm	無	無	良
0.26Mpa	1時間	伸び125mm，せん断150mm	無	無	良
0.55Mpa	1時間	伸び250mm	無	無	良
0.55Mpa	1時間	せん断300mm	無	無	良
0.55Mpa	1時間	伸び125mm，せん断150mm	無	無	良

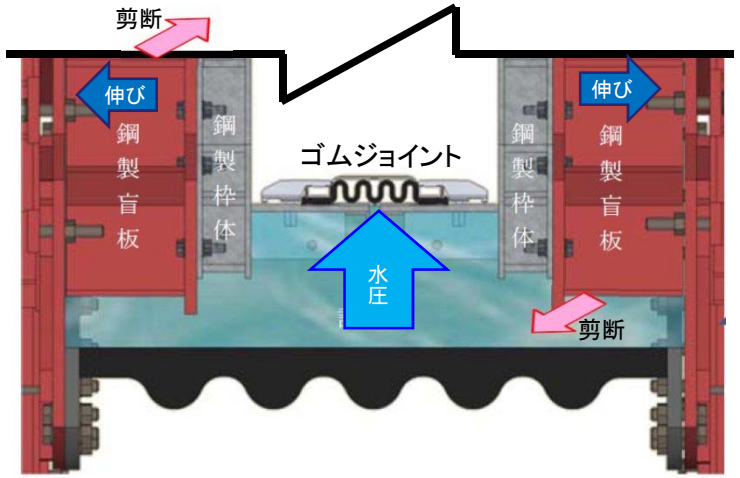


試験状況（全景）

【底版部拡大写真】



試験状況（伸び250mm加圧時）



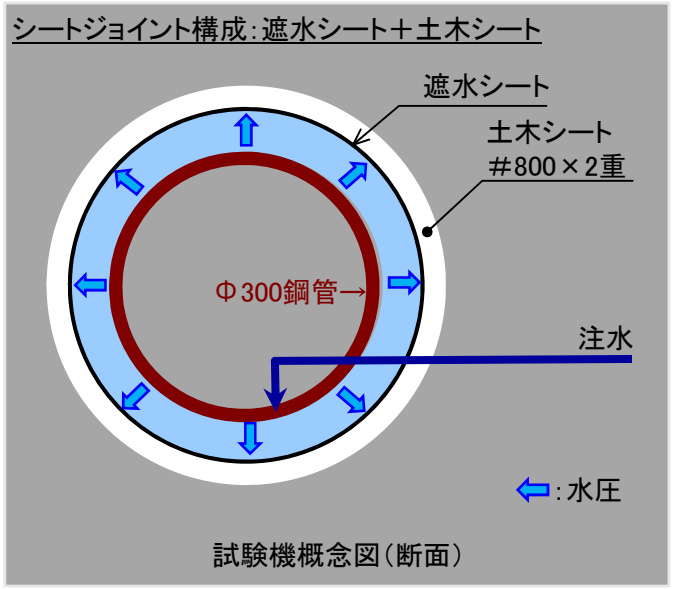
試験機断面図

止水ジョイント性能試験(5/7)

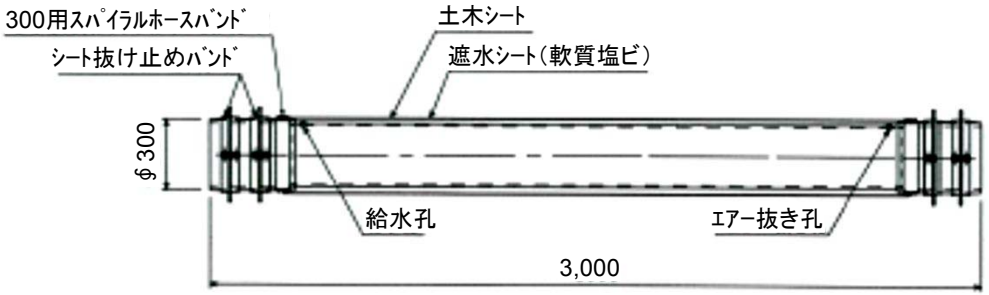
■ シートジョイント耐圧試験結果

津波荷重（ 0.26Mpa及び0.55Mpa ）の水圧を負荷した場合でも，シートジョイント本体が損傷しないこと，漏水しないことを確認した。

水圧	加圧時間	漏水の有無	試験結果
0.26Mpa	1時間	無	良
0.55Mpa	1時間	無	良



試験機概念図（断面）



試験機構造図

試験機及び供試体（側面）

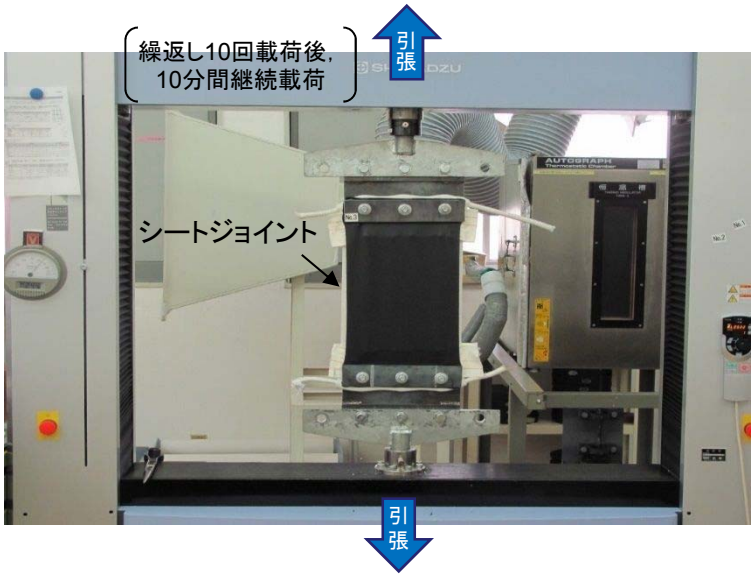
試験機及び供試体（断面）

止水ジョイント性能試験(6/7)

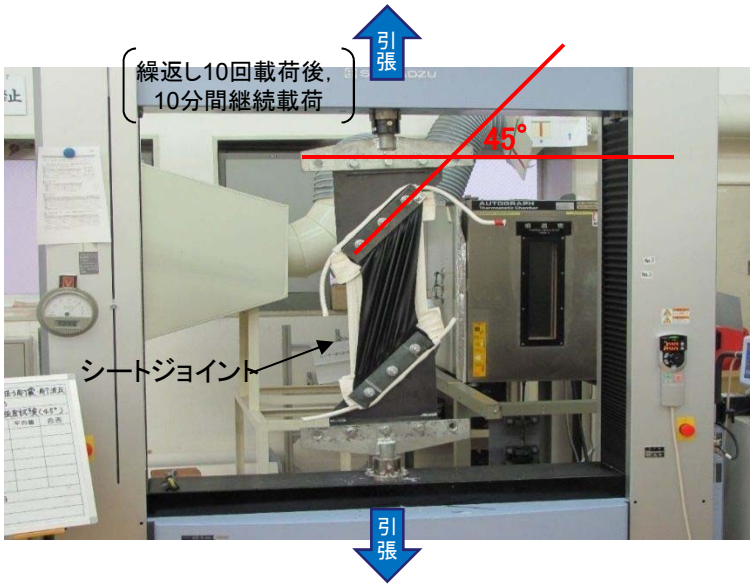
■ シートジョイント繰り返し載荷試験，継続載荷試験結果

津波荷重の最大張力を繰返し（10回）載荷した場合でも，シートジョイント本体及び取付部が損傷しないことを確認した。その繰返し載荷を行った同一の供試体に10分間最大張力を継続載荷した場合においても，シートジョイント本体及び取付部が損傷しないことを確認した。

引張荷重	載荷条件	取付角度	損傷の有無	試験結果2
Ⅱ－2　56.45kN/30cm	10回	0度	無	良
Ⅱ－2　56.45kN/30cm	10回	45度	無	良
Ⅱ－3　56.45kN/30cm	10回後，10分継続	0度	無	良
Ⅱ－3　56.45kN/30cm	10回後，10分継続	45度	無	良



試験状況（取付角度0度）



試験状況（取付角度45度）

止水ジョイント性能試験(7/7)

■ シートジョイント耐候性試験計画

シート母材の耐候性試験を行う。シート#800を遮水シートで包んだ状態で耐候性試験機に入れ，5年，10年，15年相当の試験時間を置き，時間経過後の引張強度を確認する。

経過年数	耐候性試験機	終了予定
5年	キセノンウェザーメーター	平成29年 12月 中旬
10年	キセノンウェザーメーター	平成30年 2月 中旬
15年	スーパーUVテスター	平成29年 11月 下旬

耐候性試験機例（キセノンウェザーメーター）

耐候性試験機例（スーパーUVテスター）

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。

まとめ　鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造成立性について

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。

■下部工（鋼管杭：φ2,500mm，　SM570　t=40mm，35mm）

照査項目	安全率最小のケース	応答値	許容値	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 ③横断Km層最浅部（T.P.-31.36m）	353.80 (N/mm^2)	382.5 (N/mm^2)	1.08 （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 ②縦断1Dケース（最浅部：杭先端T.P.-22.24m）	48.33 (N/mm^2)	217.5 (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 (kN)	6,288 (kN)	7.67	OK
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 ②縦断1Dケース（最深部：杭先端T.P.-31.36m）	14,160 (kN)	119,036 (kN)	8.40	OK

- 板厚はt＝100mm程度まで厚くする対応が可能である（ただし，工事期間や施工効率を考慮した選定が必要）。

■上部工（鉄筋：SD490　D=35mm，22mm，　コンクリート設計基準強度：40N/mm^2）

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＋余震時	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＋余震時	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＋余震時	237.28 (N/mm^2)※1	435 (N/mm^2)※2	1.83	OK

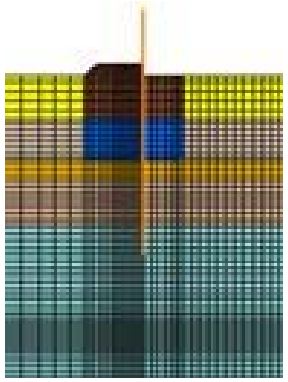
※1 せん断補強鉄筋に作用する応力度　　※2 せん断補強筋の許容せん断応力度

- 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（ただし，隅角部の鉄筋加工方法等の検討が必要）。
- 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（ただし，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）。

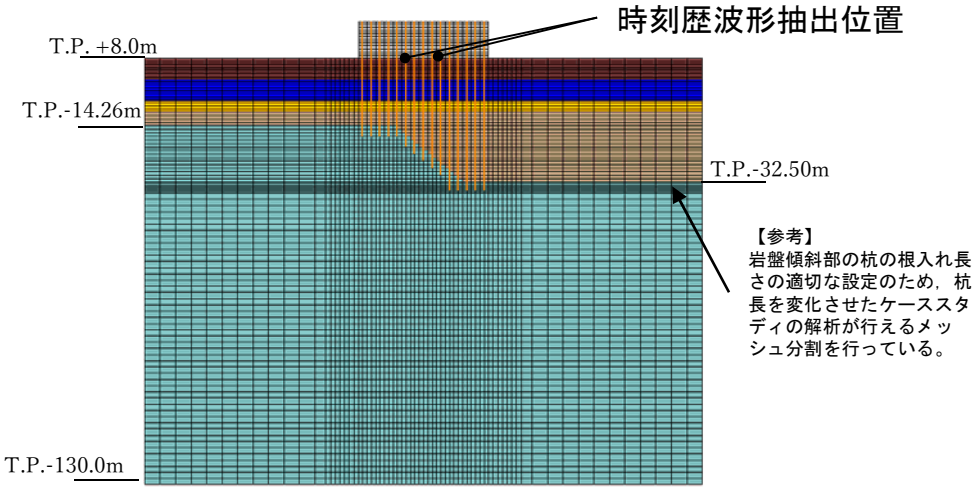
【 参考1 】FLIPの相対変位を強制変位として用いる構造成立性評価の方法と評価結果

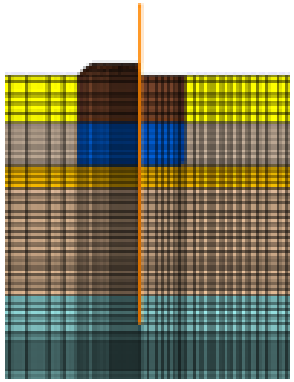
二次元有効応力解析における両端杭位置の変位差時刻歴の最大値の算定方法

岩盤傾斜部の防潮壁１ユニット両端杭位置における２つの横断面の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対応する変位を二次元梁バネモデルに作用させる。



横断面モデル



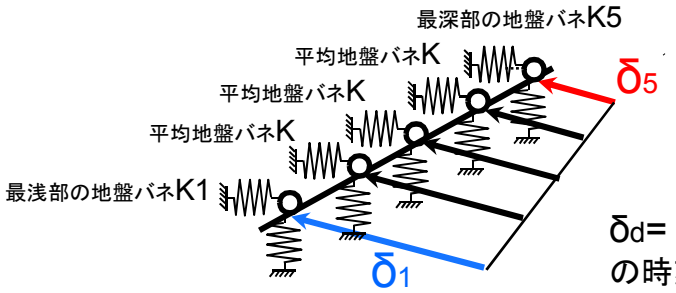


横断面モデル

変位δ1の時刻歴
（横断面モデルの地表面変位）

二次元梁バネモデルへ応答変位の入力

変位δ5の時刻歴
（横断面モデルの地表面変位）



$\delta_d = |\delta_5 - \delta_1|$
の時刻歴最大値発生時点における両端杭位置のδ1とδ5を変位入力する。

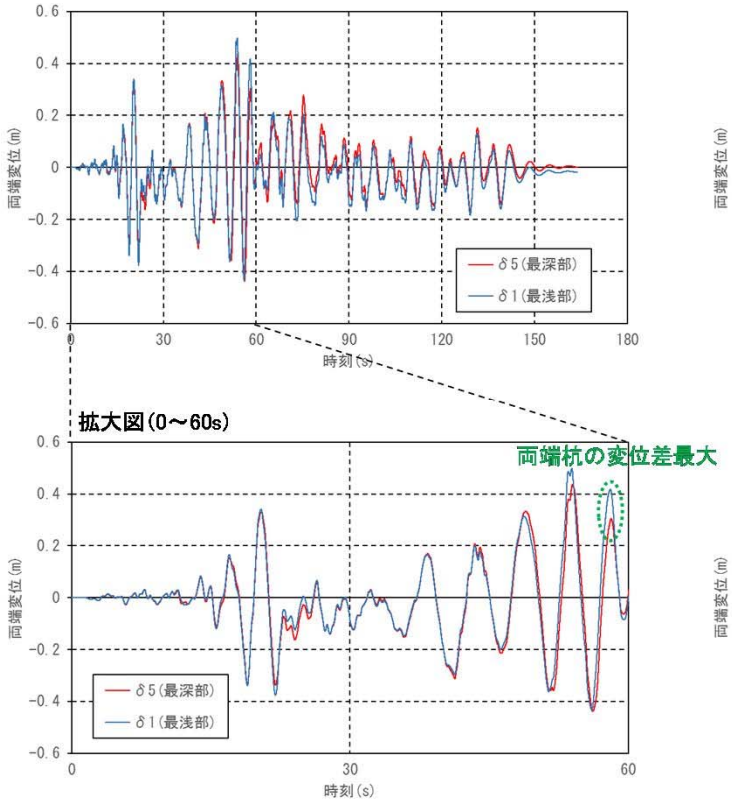
【 参考1 】 FLIPの相対変位を強制変位として用いる構造成立性評価の方法と評価結果

二次元有効応力解析における岩盤傾斜部の両端杭位置の変位時刻歴

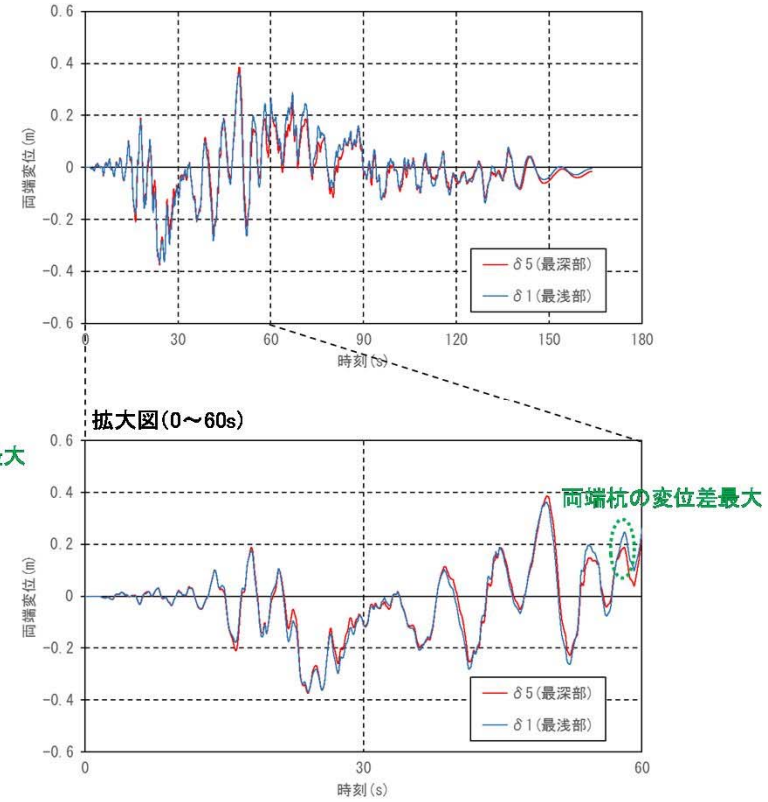
■両端杭位置の地表面変位差時刻歴

1ユニット両端杭位置の変位時刻歴を比較した結果，最大変位発生時刻まで両端杭位置の変位はほぼ同様の挙動を呈し，最大変位発生時刻以降に時刻歴変位差が最大となる。その後，地震動の入力の減少とともに時刻歴変位差も小さくなることを確認した。

岩盤傾斜部（地点④，原地盤モデル）
地表面の両端杭位置の変位時刻歴



岩盤傾斜部（地点④，豊浦標準砂を仮定したモデル）
地表面の両端杭位置の変位時刻歴



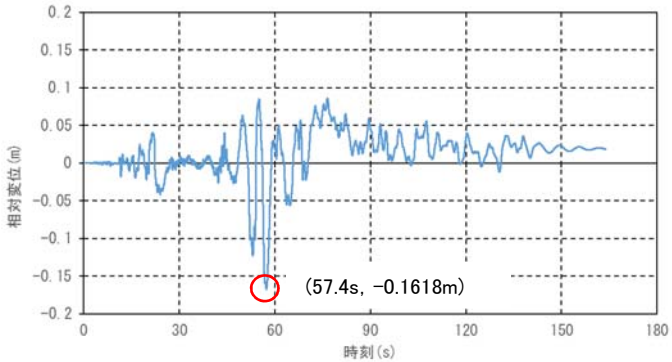
岩盤傾斜部の防潮壁1ユニット両端杭位置における2つの横断面の有効応力解析（FLIP）結果より，両端杭位置の変位時刻歴を比較した結果，変位が大きい経過時間における逆位相変位挙動は認められないことから，岩盤傾斜部の防潮壁に有意なねじれ挙動が生じないことを確認した。

【 参考1 】FLIPの相対変位を強制変位として用いる構造成立性評価の方法と評価結果

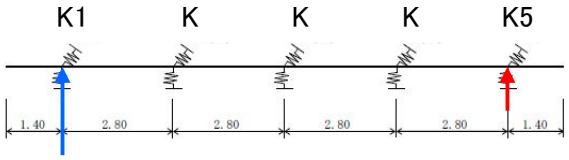
二次元有効応力解析における両端杭位置の変位差時刻歴の最大値の算定結果

■両端杭位置の地表面変位差時刻歴

岩盤傾斜部（地点④，原地盤モデル）
最浅部と最深部の両端変位差時刻歴

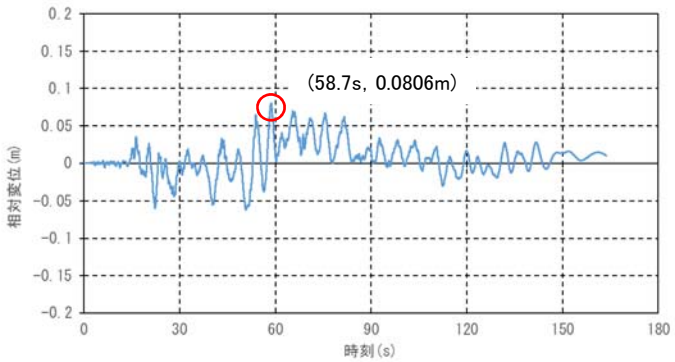


時間(s)	両端変位差時刻歴の最大値(m)	δ1(m)	δ5(m)
57.4	−0.1618	0.2446	0.0828

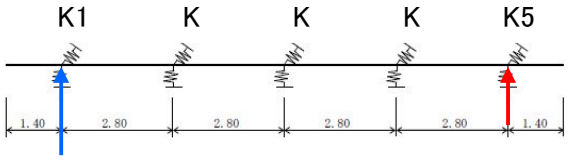


δ1=0.2446m　　δ5=0.0828m

岩盤傾斜部（地点④，豊浦標準砂を仮定したモデル）
最浅部と最深部の両端変位差時刻歴



時間(s)	両端変位差時刻歴の最大値(m)	δ1(m)	δ5(m)
58.7	0.0806	0.2456	0.1650



δ1=0.2456m　　δ5=0.1650m

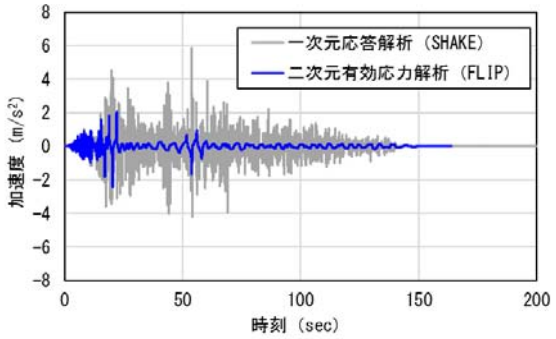
岩盤傾斜部について，防潮壁1ユニット両端杭位置の時刻歴変位差が最大値となる時点の変位を二次元梁バネモデルに入力する検討を行う。

【 参考１ 】 FLIPの相対変位を強制変位として用いる構造成立性評価の方法と評価結果

一次元応答解析と二次元有効応力解析の地表面応答加速度の結果

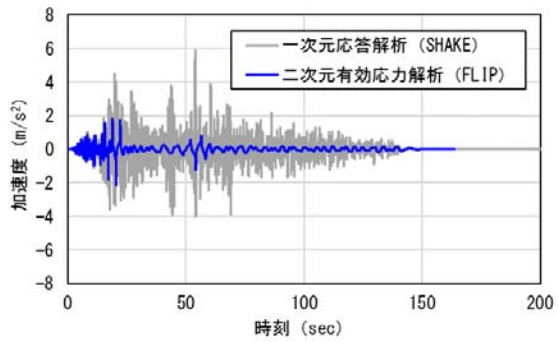
岩盤傾斜部で地表面応答加速度を比較した結果，二次元有効応力解析（FLIP）より一次元応答解析（SHAKE）の方が大きくなることを確認した。

岩盤傾斜部
（地点④，原地盤モデル，最浅部）



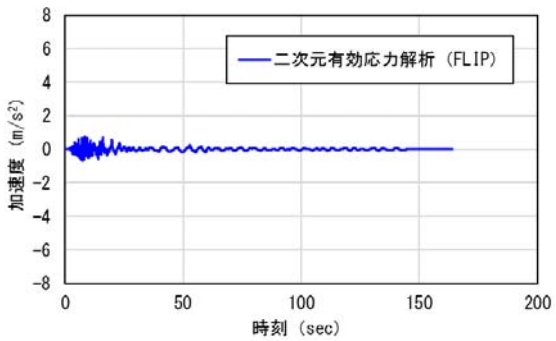
	時間(s)	加速度(m/s^2)
SHAKE	53.86	5.87
FLIP	20.38	−2.41

岩盤傾斜部
（地点④，原地盤モデル，最深部）



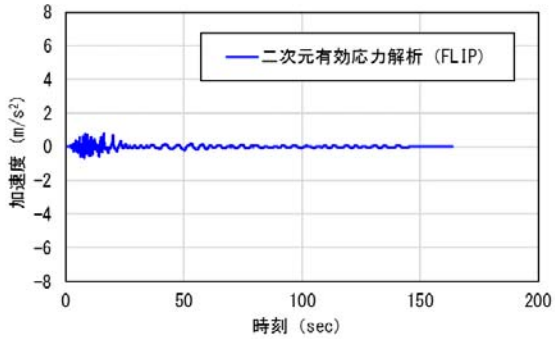
	時間(s)	加速度(m/s^2)
SHAKE	53.88	5.88
FLIP	20.42	−2.15

岩盤傾斜部
（地点④，豊浦標準砂を仮定したモデル，最浅部）



	時間(s)	加速度(m/s^2)
FLIP	7.42	−0.693

岩盤傾斜部
（地点④，豊浦標準砂を仮定したモデル，最深部）



	時間(s)	加速度(m/s^2)
FLIP	7.89	−0.698

岩盤傾斜部で豊浦標準砂を仮定したモデルでは，一次元応答解析（SHAKE）における等価線形化が適切に収束する結果が得られなかった。

これは基準地震動Ssに対して，敷地に存在しない極めて軟弱な豊浦標準砂の地盤物性をSHAKEで仮定した結果，豊浦標準砂を仮定したSHAKE地盤モデルに計算上の大きなひずみが局所に集中し，SHAKEの等価線形化法の適切に収束可能な適用限界を超えていることに起因している。

【 参考1 】FLIPの相対変位を強制変位として用いる構造成立性評価の方法と評価結果

二次元梁バネモデルによる地震時の検討（岩盤傾斜部）

二次元有効応力解析より抽出した岩盤傾斜部の1ユニット両端杭位置の時刻歴変位差の最大値発生時点の変位を入力する二次元梁バネモデルで解析を実施した結果，十分な安全率を有していることを確認した。

圧縮に対する照査

	発生応力度 σc(N／mm^2)	許容応力度 σca(N／mm^2)（σck=40N/mm^2)	安全率 σca／σc	判定
原地盤の岩盤傾斜部モデル（FLIPに基づく変位入力）	6.8	21	3.08	OK
豊浦標準砂を仮定した岩盤傾斜部モデル（FLIPに基づく変位入力）	5.0	21	4.20	OK

引張に対する照査

	発生応力度 σs(N／mm^2)	許容応力度 σsa(N／mm^2)（SD490）	安全率 σsa／σs	判定
原地盤の岩盤傾斜部モデル（FLIPに基づく変位入力）	150.2	435	2.89	OK
豊浦標準砂を仮定した岩盤傾斜部モデル（FLIPに基づく変位入力）	94.0	435	4.62	OK

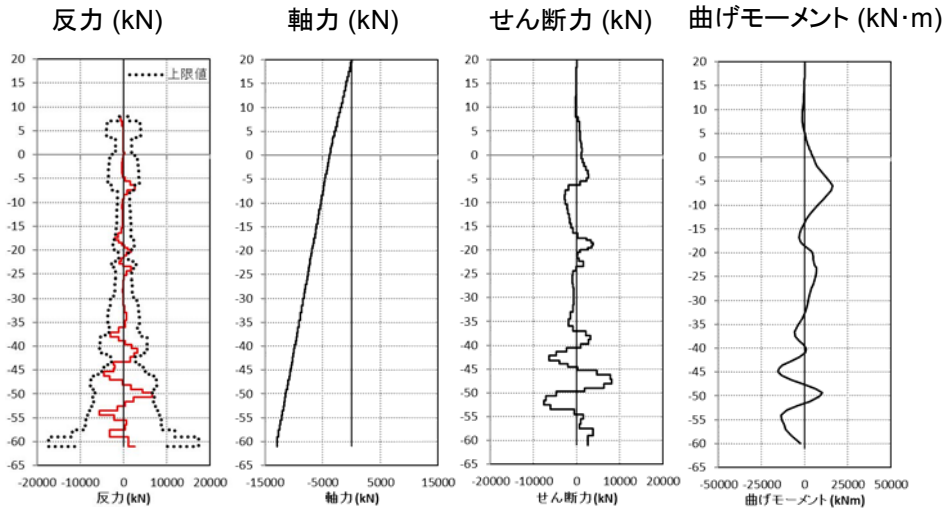
せん断に対する照査

	発生応力度 τc(N／mm^2)	許容応力度 τca(N／mm^2)（σck=40N/mm^2)	安全率 τca／τc	判定
原地盤の岩盤傾斜部モデル（FLIPに基づく変位入力）	0.36	0.83	2.30	OK
豊浦標準砂を仮定した岩盤傾斜部モデル（FLIPに基づく変位入力）	0.25	0.83	3.32	OK

【 参考２ 】 FLIPによる杭の断面力とFLIP及びSHAKEを用いた応答変位法による杭の断面力比較

SHAKEを用いた応答変位法による解析結果（断面：地点③，原地盤モデル）

■SHAKEを用いた応答変位法により得られた杭の断面力は以下のとおり
【バネ値その1（バネ定数：初期剛性，バネ上限値：ピーク強度（平均値））】



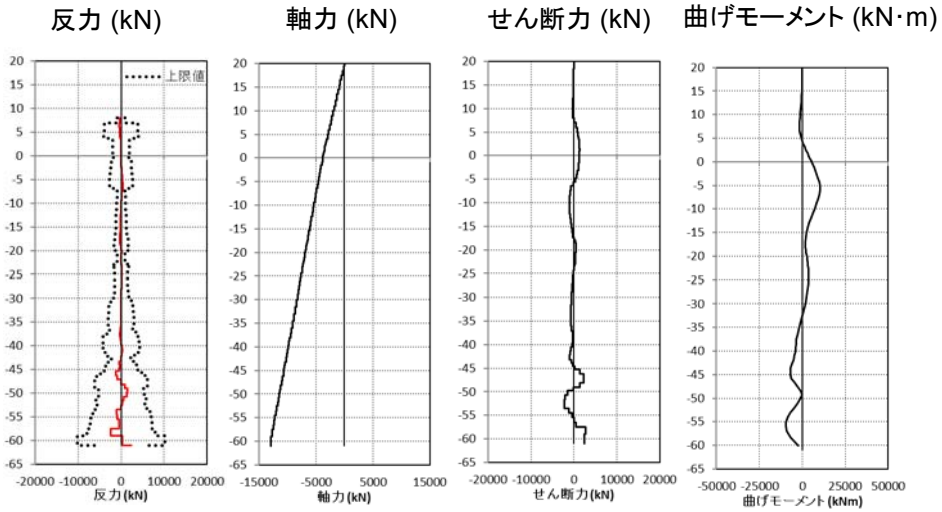
曲げ・軸力に対する照査（バネ値その1の場合）

	発生応力度 σ（N／mm²）	許容応力度 σsa(N／mm²)（SM570）	安全率 σsa／σ	判定
地震時	137.9	382.5	2.77	OK

せん断に対する照査（バネ値その1の場合）

	発生応力度 τ（N／mm²）	許容応力度 τsa(N／mm²)（SM570）	安全率 τsa／τ	判定
地震時	30.4	217.5	7.15	OK

■SHAKEを用いた応答変位法により得られた杭の断面力は以下のとおり
【バネ値その2（バネ定数：静弾性係数，バネ上限値：残留強度(−1σ低減値)）】



曲げ・軸力に対する照査（バネ値その2の場合）

	発生応力度 σ（N／mm²）	許容応力度 σsa(N／mm²)（SM570）	安全率 σsa／σ	判定
地震時	106.3	382.5	3.59	OK

せん断に対する照査（バネ値その2の場合）

	発生応力度 τ（N／mm²）	許容応力度 τsa(N／mm²)（SM570）	安全率 τsa／τ	判定
地震時	10.6	217.5	20.51	OK

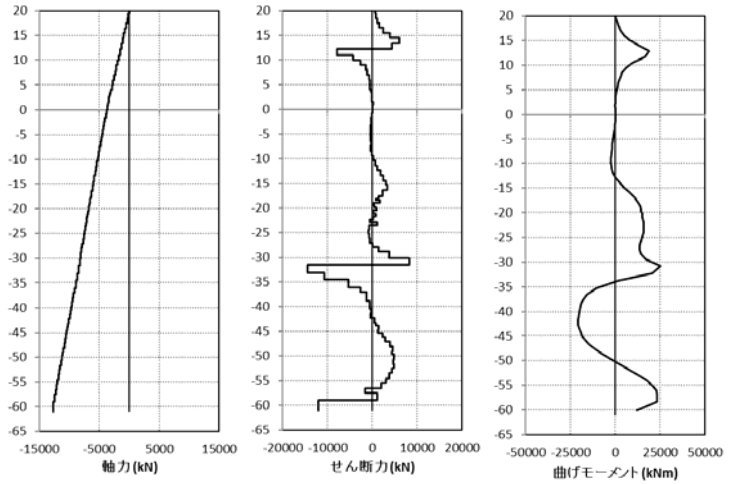
【 参考２ 】 FLIPによる杭の断面力とFLIP及びSHAKEを用いた応答変位法による杭の断面力比較

FLIPを用いた応答変位法による解析結果（断面：地点③，原地盤モデル）

■FLIPを用いた応答変位法により得られた杭の断面力は以下のとおり

【FLIPの最大相対変位発生時間断面での杭の相対変位分布を，地盤バネを介さずに応答変位法モデルの杭に強制変位入力】

軸力 (kN)　　せん断力 (kN)　　杭モーメント (kNm)



曲げ・軸力に対する照査（上限値その1の場合）

	発生応力度 σ(N／mm²)	許容応力度 σsa(N／mm²) (SM570)	安全率 σsa／σ	判定
地震時	192.6	382.5	1.98	OK

せん断に対する照査（上限値その1の場合）

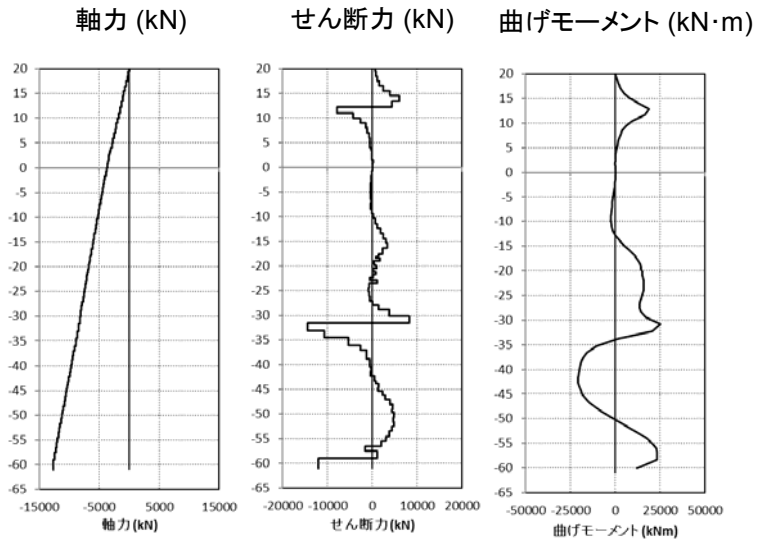
	発生応力度 τ(N／mm²)	許容応力度 τsa(N／mm²) (SM570)	安全率 τsa／τ	判定
地震時	54.7	217.5	3.97	OK

【 参考２ 】 FLIPによる杭の断面力とFLIP及びSHAKEを用いた応答変位法による杭の断面力比較

FLIPを用いた応答変位法による解析結果（断面：地点③，原地盤モデル）

■FLIPを用いた応答変位法により得られた杭の断面力は以下のとおり

【FLIPの最大相対変位発生時間断面での杭の相対変位分布を，地盤バネを介さずに応答変位法モデルの杭に強制変位入力】



曲げ・軸力に対する照査（上限値その1の場合）

	発生応力度 σ(N／mm²)	許容応力度 σsa(N／mm²) (SM570)	安全率 σsa／σ	判定
地震時	192.6	382.5	1.98	OK

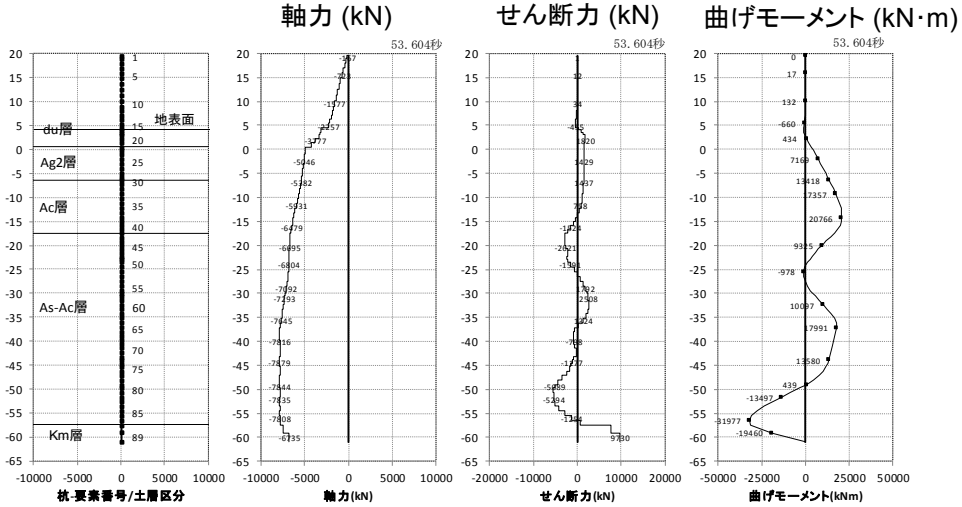
せん断に対する照査（上限値その1の場合）

	発生応力度 τ(N／mm²)	許容応力度 τsa(N／mm²) (SM570)	安全率 τsa／τ	判定
地震時	54.7	217.5	3.97	OK

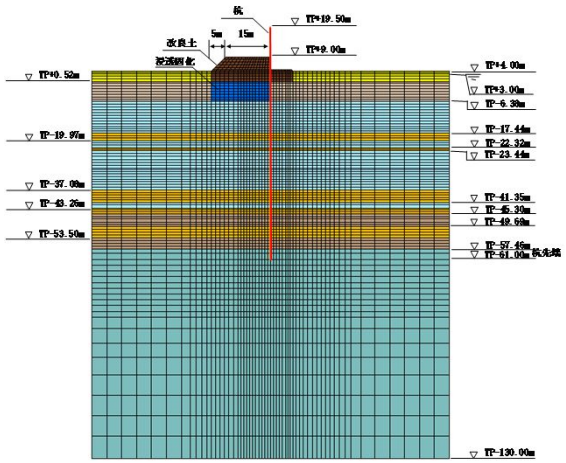
【 参考２ 】 FLIPによる杭の断面力とFLIP及びSHAKEを用いた応答変位法による杭の断面力比較

二次元有効応力解析FLIP結果（断面：地点③，横断面方向，原地盤モデル）

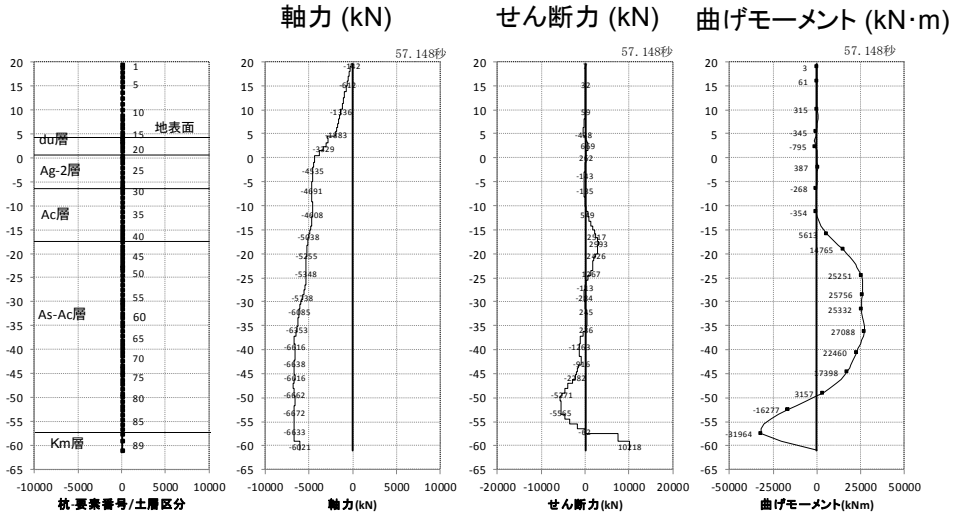
杭と地盤の動的連成解析（FLIP，原地盤モデル）により直接得られた杭の断面力等を以下に示す。



ケース1：原地盤モデル　曲げ軸力照査時刻



原地盤モデル



ケース1：原地盤モデル　せん断照査時刻

曲げ・軸力に対する照査

	発生応力度 σ（N／mm²）	許容応力度 σsa(N／mm²) (SM570)	安全率 σsa／σ	判定
地震時	229.6	382.5	1.66	OK

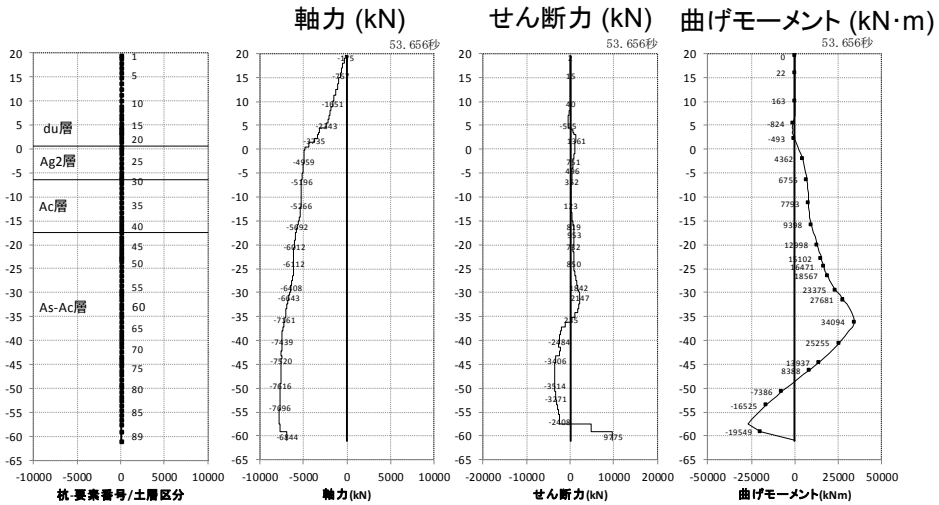
せん断に対する照査

	発生応力度 τ（N／mm²）	許容応力度 τsa(N／mm²) (SM570)	安全率 τsa／τ	判定
地震時	38.8	217.5	5.60	OK

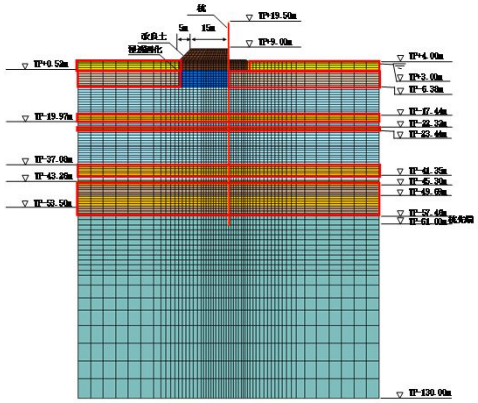
【 参考2 】 FLIPによる杭の断面力とFLIP及びSHAKEを用いた応答変位法による杭の断面力比較

二次元有効応力解析FLIP結果（断面：地点③，横断面方向，豊浦標準砂を仮定した地盤モデル）

杭と地盤の動的連成解析（FLIP，豊浦標準砂を仮定した地盤モデル）により直接得られた断面力等を以下に示す。

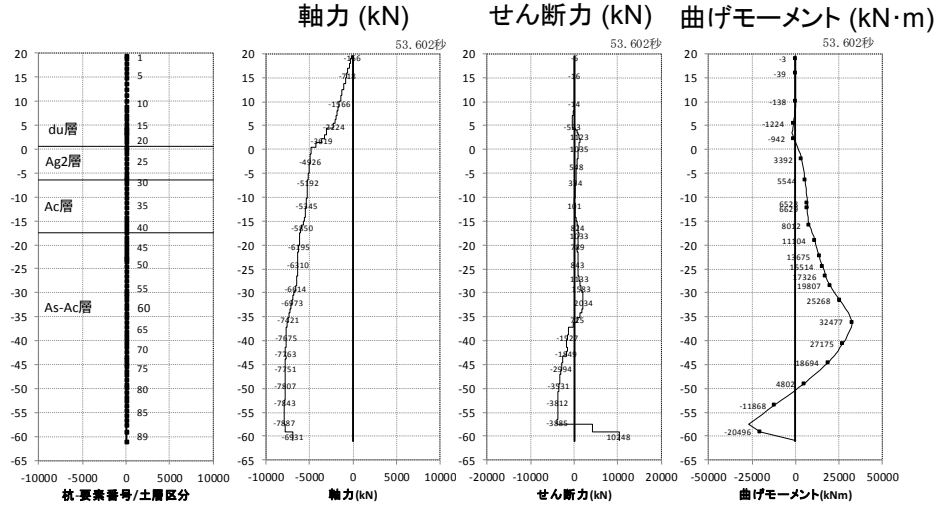


ケース2：豊浦標準砂を仮定した地盤モデル　曲げ軸力照査時刻



豊浦標準砂を仮定した地盤モデル

豊浦標準砂適用箇所



ケース2：豊浦標準砂を仮定した地盤モデル　せん断照査時刻

曲げ・軸力に対する照査

	発生応力度 σ（N／mm²）	許容応力度 σsa(N／mm²) (SM570)	安全率 σsa／σ	判定
地震時	240.8	382.5	1.58	OK

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
地震時	38.9	217.5	5.59	OK

【 参考２ 】 FLIPによる杭の断面力とFLIP及びSHAKEを用いた応答変位法による杭の断面力比較

応答変位法と連成解析FLIPによる評価結果の比較（断面：地点③，横断面方向）

これまで基礎杭の設計に適用してきた手法の通り，FLIPを用いた杭と地盤の動的連成解析により直接得られる杭の断面力を評価する手法が鋼管杭（特に下部構造）にとって最も厳しい条件となることを再確認した。

曲げ・軸力に対する照査

	発生応力度 σ (N/mm^2)	許容応力度 σ sa(N/mm^2) (SM570)	安全率 σ sa/ σ	判定
SHAKEを用いた応答変位法による杭の断面力（バネ1）	137.9	382.5	2.77	OK
SHAKEを用いた応答変位法による杭の断面力（バネ2）	106.3	382.5	3.59	OK
FLIPを用いた応答変位法による杭の断面力	192.6	382.5	1.98	OK
地盤と杭の連成解析FLIPにより直接得られる杭の断面力（原地盤モデル）	229.6	382.5	1.66	OK
地盤と杭の連成解析FLIPにより直接得られる杭の断面力（豊浦標準砂を仮定した地盤モデル）	240.8	382.5	1.58	OK

せん断に対する照査

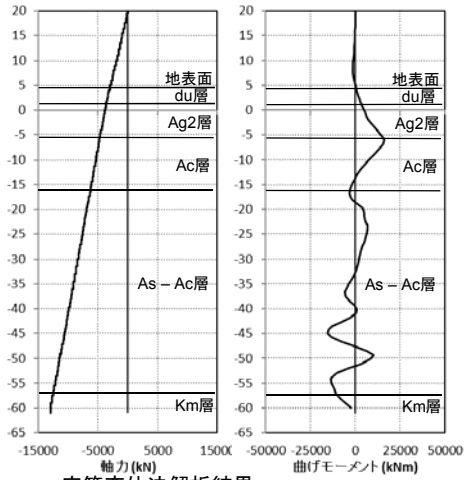
	発生応力度 τ (N/mm^2)	許容応力度 τ sa(N/mm^2) (SM570)	安全率 τ sa/ τ	判定
SHAKEを用いた応答変位法による杭の断面力（バネ1）	30.4	217.5	7.15	OK
SHAKEを用いた応答変位法による杭の断面力（バネ2）	10.6	217.5	20.51	OK
FLIPを用いた応答変位法による杭の断面力	54.7	217.5	3.97	OK
地盤と杭の連成解析FLIPにより直接得られる杭の断面力（原地盤モデル）	38.8	217.5	5.60	OK
地盤と杭の連成解析FLIPにより直接得られる杭の断面力（豊浦標準砂を仮定した地盤モデル）	38.9	217.5	5.59	OK

【 参考２ 】 FLIPによる杭の断面力とFLIP及びSHAKEを用いた応答変位法による杭の断面力比較

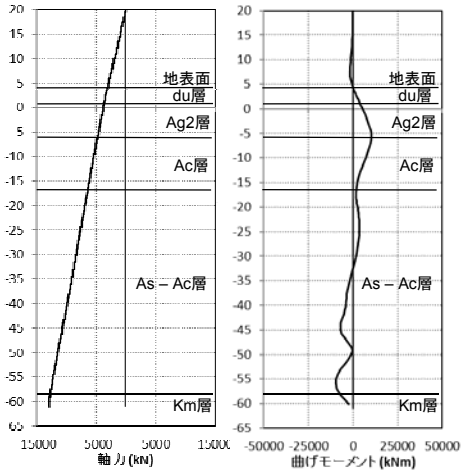
応答変位法と連成解析FLIPによる評価結果の比較（断面：地点③，横断面方向）【曲げモーメント図の比較】

- 杭体の断面は，曲げ及び軸力によって発生する曲げ軸力で決定していることから，曲げモーメント及び軸力分布図を比較した。
- 杭と地盤の動的連成解析（FLIP）により直接得られた杭の曲げモーメントが最大となることを確認した。

応答変位法（SHAKE入力）

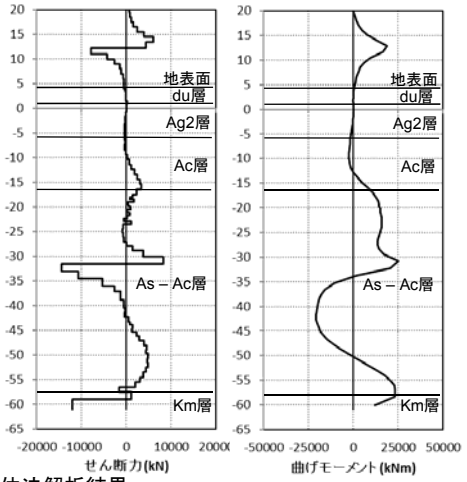


応答変位法解析結果
・入力変位：一次元応答解析（SHAKE）
・バネ定数：初期剛性
・バネ上限値：ピーク強度（平均値）



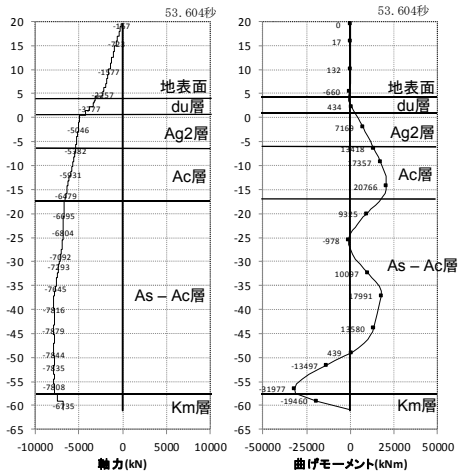
応答変位法解析結果
・入力変位：一次元応答解析（SHAKE）
・バネ定数：静弾性係数
・バネ上限値：残留強度(-1σ低減値)）

応答変位法（FLIP入力）

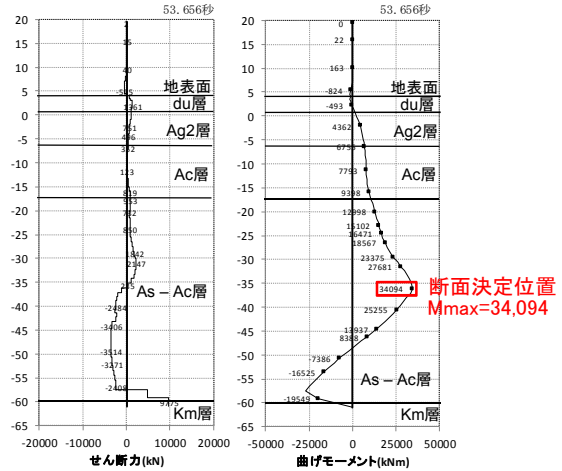


応答変位法解析結果
・入力変位：二次元有効応力解析（FLIP）
・FLIPの最大相対変位発生時間断面での杭の相対変位分布を，地盤バネを介さずに応答変位法モデルの杭に強制変位入力

FLIP



二次元有効応力解析（FLIP）
・原地盤モデル



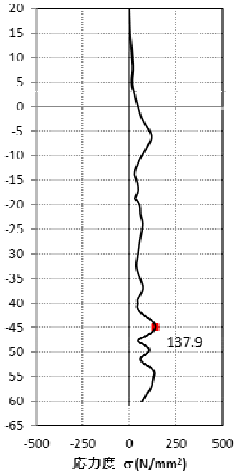
二次元有効応力解析（FLIP）
・豊浦標準砂を仮定した地盤モデル

【 参考２ 】 FLIPによる杭の断面力とFLIP及びSHAKEを用いた応答変位法による杭の断面力比較

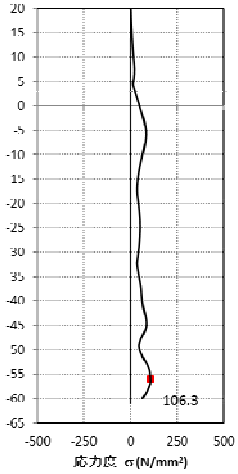
応答変位法と連成解析FLIPによる評価結果の比較（断面：地点③，横断面方向）【曲げ軸力による応力度図の比較】

- 杭体の断面は曲げ及び軸力によって発生する応力で決定していることから，各ケースの曲げ軸力による応力度分布図を比較した。
- 杭と地盤の動的連成解析（FLIP）により直接得られた杭の曲げ軸応力（縁応力）が最大となることを確認した。

応答変位法（SHAKE入力）

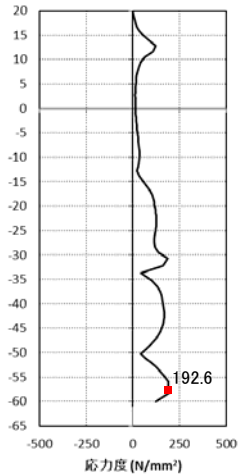


応答変位法解析結果
・入力変位：一次元応答解析（SHAKE）
・バネ定数：初期剛性，
・バネ上限値：ピーク強度（平均値）



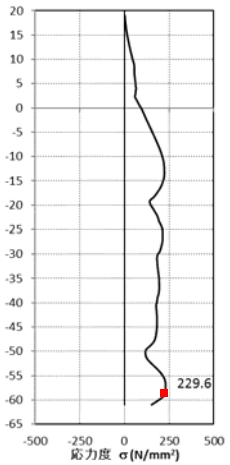
応答変位法解析結果
・入力変位：一次元応答解析（SHAKE）
・バネ定数：静弾性係数，
・バネ上限値：残留強度(-1σ低減値)）

応答変位法（FLIP入力）

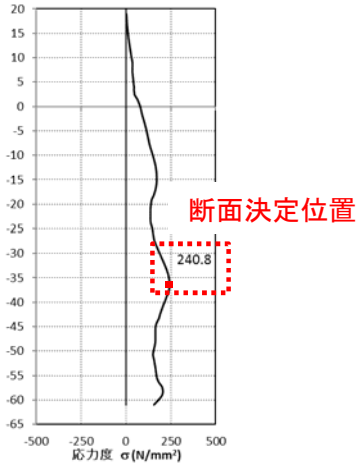


応答変位法解析結果
・入力変位：二次元有効応力解析（FLIP）
・FLIPの最大相対変位発生時間断面での杭の相対変位分布を，地盤バネを介さずに応答変位法モデルの杭に強制変位入力

FLIP



二次元有効応力解析（FLIP）
・原地盤モデル



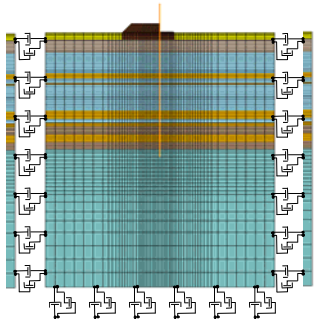
二次元有効応力解析（FLIP）
・豊浦標準砂を仮定した地盤モデル

防潮堤の設計に用いる解析モデルと保守性

横断面方向の検討

主要な荷重（地震時，津波時，津波+余震時及び漂流物）に対しては，鋼管1本で抵抗する設計とする。

【二次元有効応力解析】
・地震時

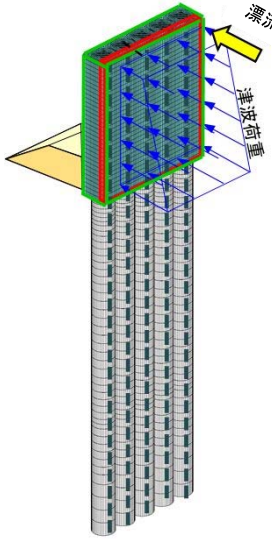


豊浦標準砂を仮定したモデル，層厚のケーススタディ，岩盤傾斜部の検討を実施し，敷地内にある地盤条件を包絡し，保守的な条件下で検討を実施する。

【二次元フレーム解析】
・津波時，津波+余震時

上部工における鉛直方向の曲げに対する影響については，鋼管とコンクリート間に生じるせん断力を発生曲げモーメントから算出し，必要なスタッドの本数を決定する。

【三次元FEM解析】
・地震時
・津波時，津波+余震時



横断面方向

縦断面の面外方向

縦断面方向

斜め方向の荷重については，三次元FEM解析によりせん断力を算出し，これに対してコンクリートのみで抵抗可能かあるいは，せん断補強筋の要否を確認する。

三次元FEM解析も同様の地盤バネで検討

二次元横断面のフレーム解析の地盤バネで検討

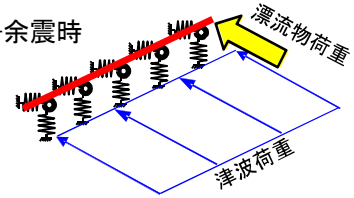
弾塑性地盤バネの保守性
（最も厳しい条件を選定）

地盤バネ定数	上限値
初期剛性	ﾋﾟｰｸ強度（平均値）
余震時収束剛性	ﾋﾟｰｸ強度（−1σ低減値）
地震時収束剛性	残留強度（平均値）
静弾性係数	残留強度（−1σ低減値）

縦断面（上部工）の面外方向の検討

主要な荷重（地震時，津波時，津波＋余震時及び漂流物）に対して，上部工の健全性を確保することで止水性能を保持する設計とする。

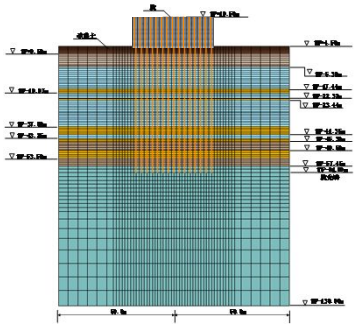
【二次元梁バネ解析】
・地震時
・津波時，津波+余震時



水平方向の曲げについては，鉄筋コンクリート梁壁をモデル化した梁バネモデルを用いて照査を行い，水平方向のせん断補強筋及び主鉄筋を算定する。

縦断面の面内方向の検討

【二次元有効応力解析】
・地震時



1ユニット上部工間の変位量を確認し，水平方向の支圧応力から支圧破壊が生じないことを確認する。

防潮堤の各設計対象の照査に用いる解析手法と構造全体の保守的設計

地震時

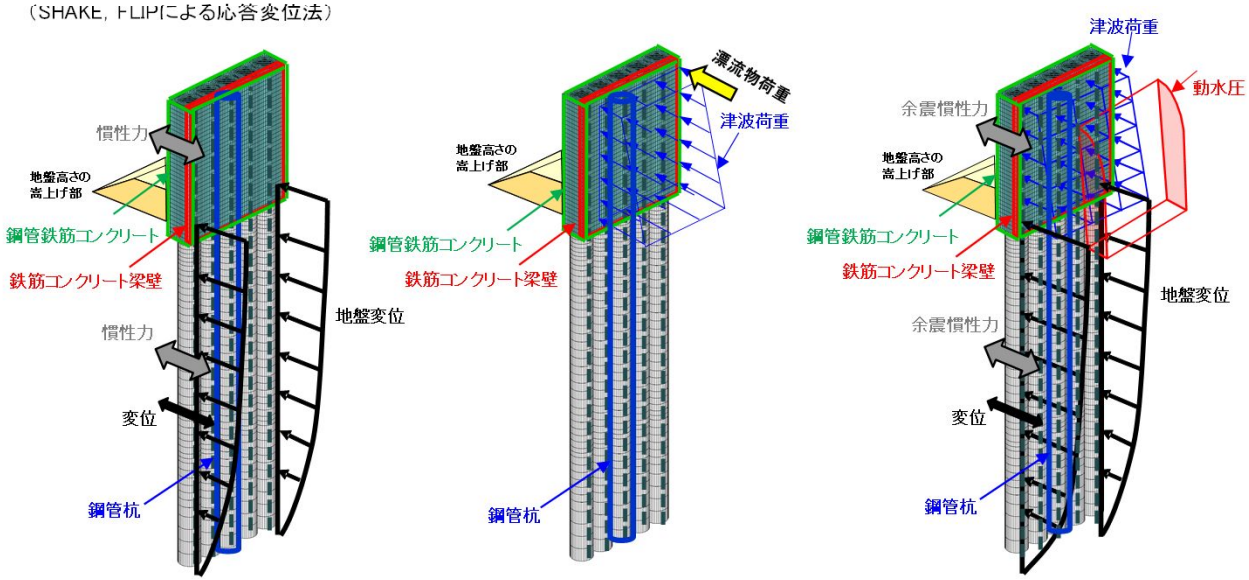
使用する解析
・二次元有効応力動的連成解析
・二次元梁バネモデル解析
（SHAKE，FLIPによる応答変位法）
・三次元静的FEM解析
（SHAKE，FLIPによる応答変位法）

津波時

使用する解析
・二次元静的フレーム解析
・二次元梁バネモデル解析
・三次元静的FEM解析

津波+余震時

使用する解析
・二次元静的フレーム解析
（SHAKE，FLIPによる応答変位法）
・二次元梁バネモデル解析
（SHAKE，FLIPによる応答変位法）
・三次元静的FEM解析
（SHAKE，FLIPによる応答変位法）



検討ケース / 設計対象	地震時	津波時	津波+余震時
鋼管杭，鋼管鉄筋コンクリートの設計	二次元有効応力動的連成解析により評価	二次元静的フレームモデル解析により評価	一次元地震応答解析，二次元有効応力動的連成解析の変位と加速度を用いて二次元静的フレーム解析により評価
鉄筋コンクリート梁壁の設計	一次元地震応答解析，二次元有効応力動的連成解析の変位と加速度を用いて二次元梁バネモデル解析により評価	二次元梁バネモデル解析により評価	一次元地震応答解析，二次元有効応力動的連成解析の変位と加速度を用いて二次元梁バネモデル解析により評価
鋼管杭，鉄筋コンクリート梁壁，鋼管鉄筋コンクリートの設計	一次元地震応答解析，二次元有効応力動的連成解析の変位と加速度を用いて三次元FEM解析により評価	三次元FEM解析により評価	一次元地震応答解析，二次元有効応力動的連成解析の変位と加速度を用いて三次元FEM解析により評価

最も厳しい照査値により評価