

第3図に発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル（防波堤なしの場合）を示す。また、防波堤なしの場合における流況の考察の詳細を以下に示す。

b. 防波堤なし

(a) 津波襲来時（地震発生後 約34分～約40分）

i) 発電所敷地エリア

東方より北西向きの流向を主流として襲来し、地震発生から約35分後に敷地前面に到達する。地震発生から約37分後には敷地への遡上が始まり、第3図(4/11)の地震発生から38分後における発電所敷地エリア拡大図のように、取水口以北では防潮堤の敷地前面東側から敷地側面北側に沿うように遡上し、取水口以南では防潮堤の敷地前面東側から敷地側面南側に沿うように遡上する。地震発生から約40分後には引き波となる。

ii) 発電所敷地エリア

東方より北西向きの流向を主流として襲来し、地震発生から約35分後に発電所北側エリア前面の海域に到達する。地震発生から約37分後には北西向きの流向を主流として発電所北側エリアの陸域及び久慈川へ遡上し、第3図(5/11)の地震発生から40分後における発電所周辺広域図のように、発電所敷地エリアでは引き波へと転じる。地震発生から約40分後においても、発電所北側エリアの陸域及び久慈川では津波の遡上が続く（地震発生から約43分後まで遡上が継続する）。

iii) 発電所南側エリア

東方より北西向きの流向を主流として襲来し、地震発生から約34分後に発電所南側エリア前面の海域に到達する。地震発生から約35

分後には北西向きの流向を主流として常陸那珂火力発電所敷地へ遡上し始め、第3図(3/11)の地震発生から37.5分後における発電所周辺広域図のように、常陸那珂火力発電所敷地の北側からは南西向きの流向を主流とした津波が陸域へ遡上し、常陸那珂火力発電所敷地の南側からは北西向きの流向を主流とした津波が陸域へ遡上するが、地震発生から約40分後には引き波となる。国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地では地震発生から約37分後に西向きの流向を主流とした津波が陸域へ遡上するが、地震発生から約39分後には引き波となる。

(b) 引き波時（地震発生後 約40分～約50分）

i) 発電所敷地エリア

地震発生から約40分後に引き波へと転じ、敷地前面東側から外海へ向かう流況となる。引き波時は津波襲来時のように防潮堤に沿うような流況は示さず、第3図(5/11)の地震発生から40分後における発電所敷地エリア拡大図のように、敷地前面東側の一部を除き、直接外海へ向かう流況となっている。この流況は地震発生から約50分後まで継続する。

ii) 発電所敷地エリア

地震発生から約40分後以降においても久慈川及び久慈川周辺陸域については遡上を続けるが、地震発生から約43分後には引き波へ転じ始め、陸域から外海へ向かう流向を主流とした流況となる。この流況は地震発生から約50分後以降も継続する。発電所北側エリアの前面海域については地震発生から約40分後には引き波へと転じ、外海へ向かう流況となる。この流況は地震発生から約50分後以降も継続する（地震発生から約55分後まで引き波が継続する）。

iii) 発電所南側エリア

発電所南側エリアの常陸那珂火力発電所敷地では、地震発生約 40 分後から約 45 分後にかけて引き波となり、第 3 図 (7/11) 及び (8/11) の発電所周辺広域図のように、地震発生から約 42 分後から約 45 分後にかけて常陸那珂火力発電所敷地前面海域にて旋回する流況となるものの、おおむね遡上時とは逆の流向を主流とした流況となる。地震発生から約 50 分後には常陸那珂火力発電所敷地前面海域にて南向きの流向を主流とした流況となる。国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地前面海域では地震発生約 40 分後から約 50 分後にかけて引き波となり、外海へ向う流向を主流とした流況となる。

(c) 収束時（地震発生後 約 50 分～約 90 分）

i) 発電所敷地エリア

敷地前面海域において、地震発生から約 55 分後には南向きの流況となり、地震発生から約 65 分後には北向きの流況となるが、いずれも継続的な流況とはならず、地震発生約 65 分後から約 75 分後にかけては穏やかな流況が継続する。第 3 図 (11/11) の地震発生から 80 分後における発電所敷地エリア拡大図のように、地震発生から約 80 分後に西向きの流向で津波が襲来し、物揚岸壁及び敷地前面東側の一部に津波が遡上するが、この流況が継続することはなく、地震発生から約 85 分後には引き波へと転じ、地震発生から約 90 分後には一部で引き津波が継続するものの比較的穏やかな流況となる。

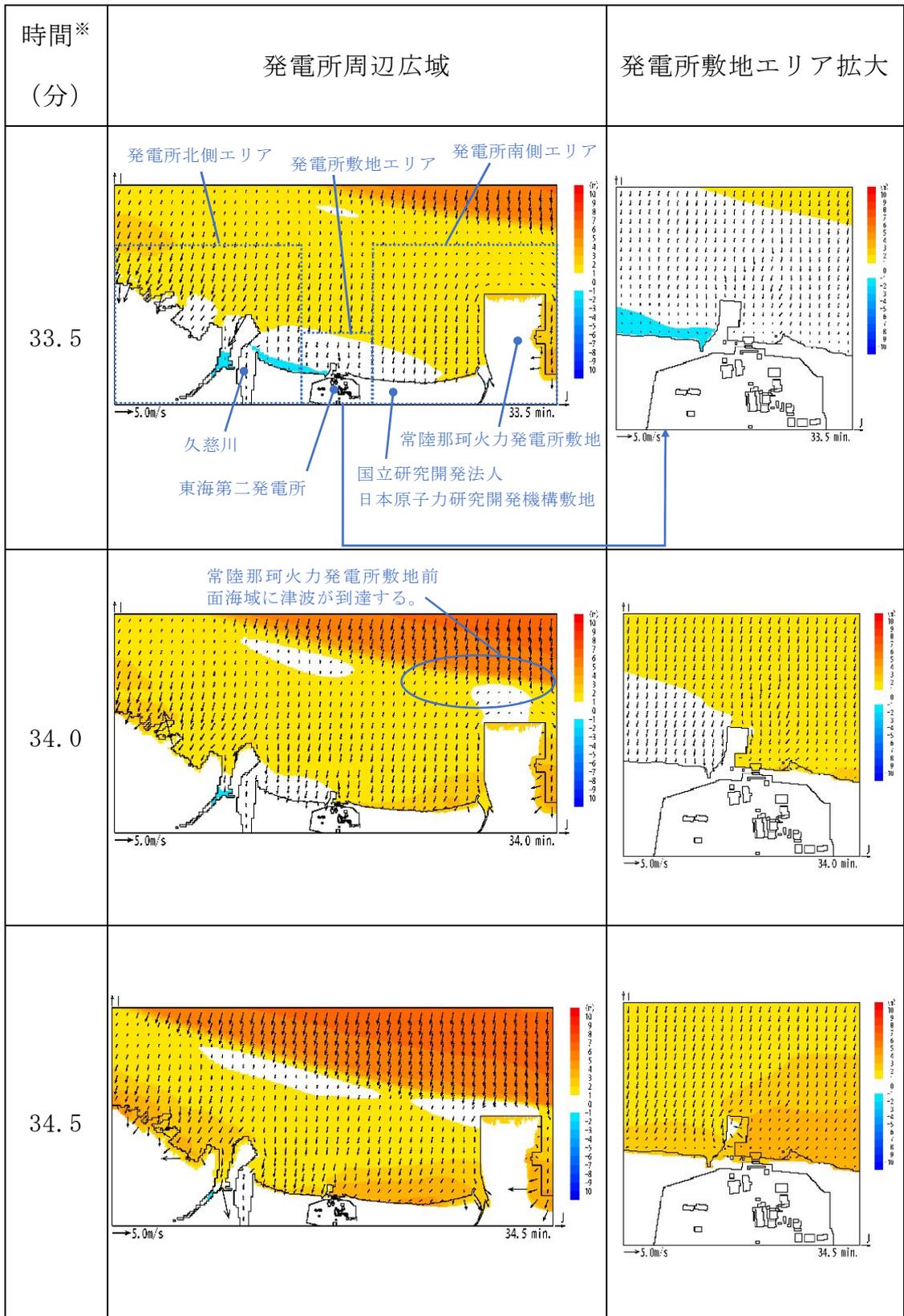
ii) 発電所敷地エリア

地震発生から約 55 分後までは陸域から外海へ向かう流向を主流とした流況が継続する。地震発生から約 60 分後には北西へ向かう流向

を主流とした流況となるが、継続的な流況とはならず、地震発生の約 65 分後から約 80 分後にかけては穏やかな流況が継続する。地震発生の約 85 分後から約 90 分後では引き波となり、外海へ向う流向を主流とした流況となる。

iii) 発電所南側エリア

地震発生から約 55 分後にて西向きの流向を主流とした流況となるが、継続的な流況とはならず、地震発生の約 60 分後から約 80 分後にかけては穏やかな流況が継続する。地震発生から約 85 分後に引き波へと転じ、地震発生から約 90 分後には再び穏やかな流況となる。

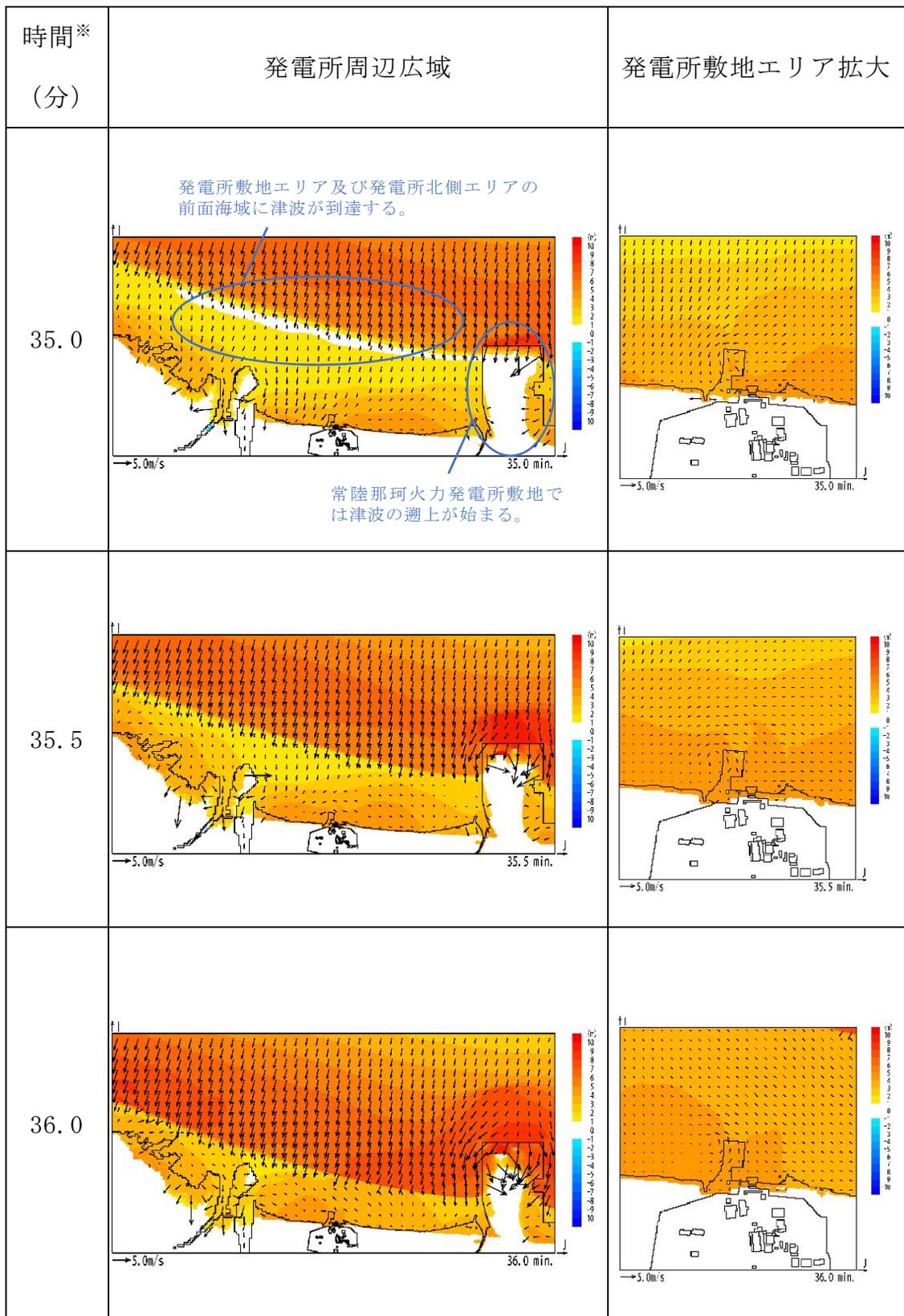


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第3図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (1/11)

5条 添付17-23

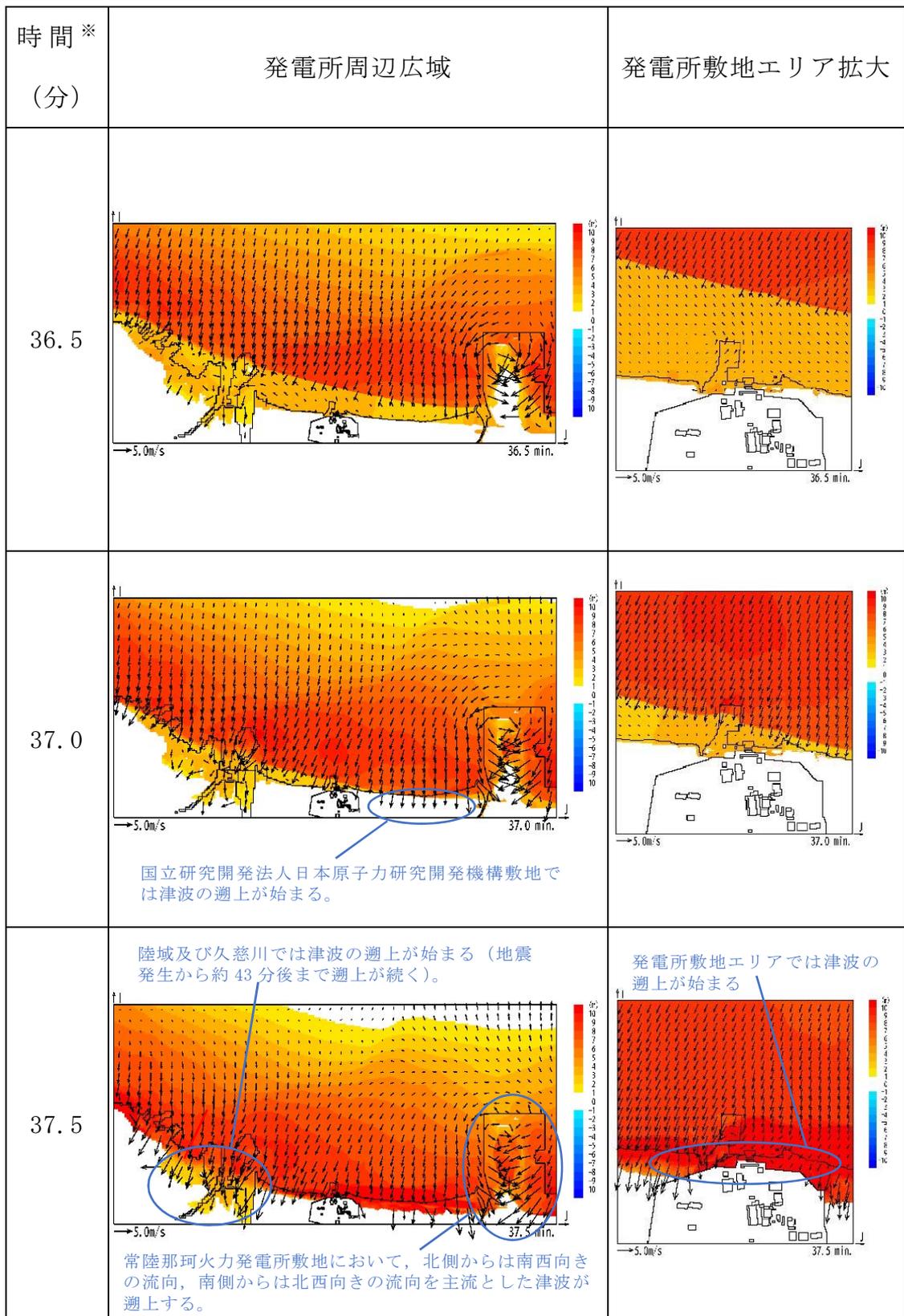


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第3図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (2/11)

5条 添付17-24

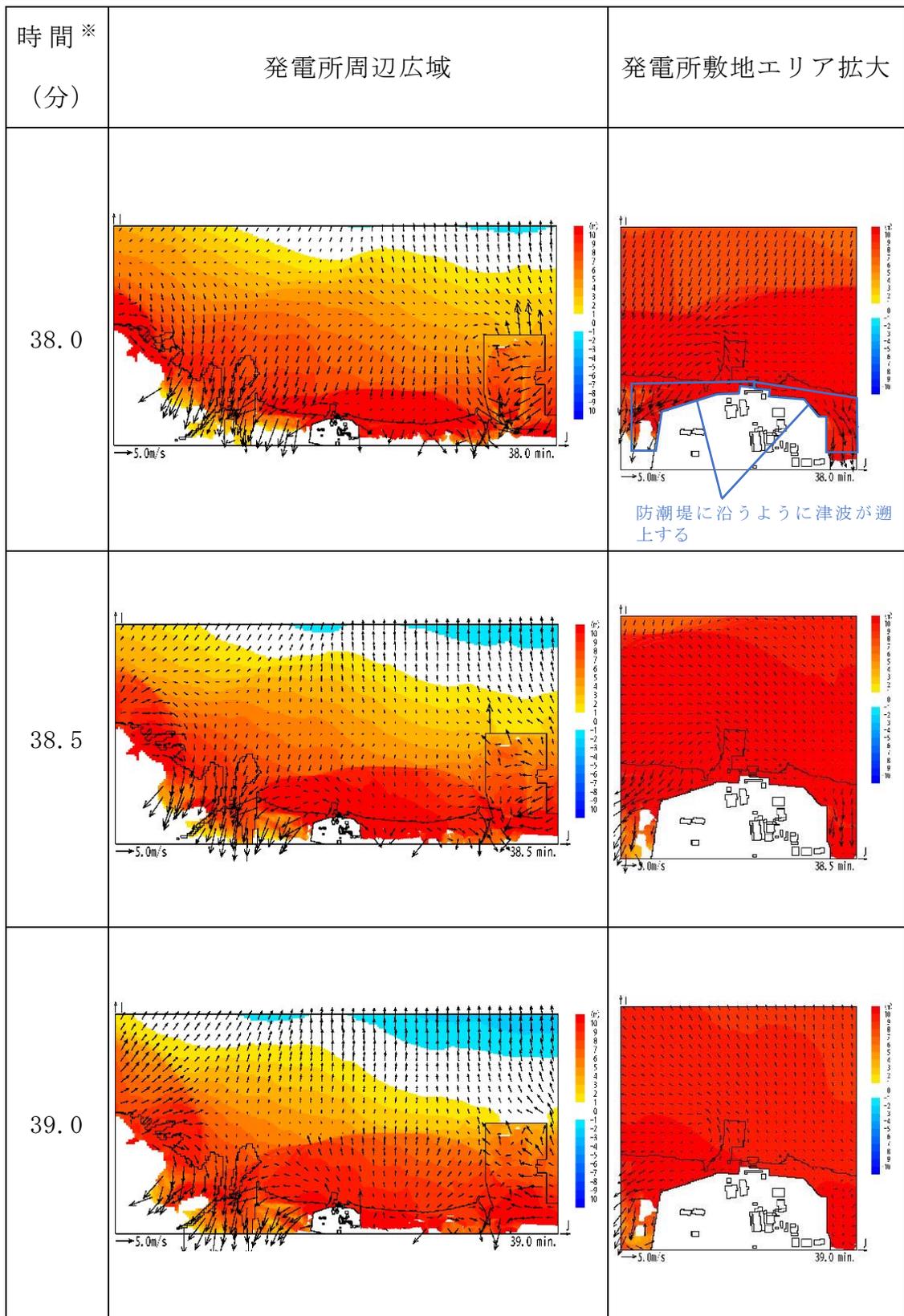


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第3図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (3/11)

5条 添付17-25

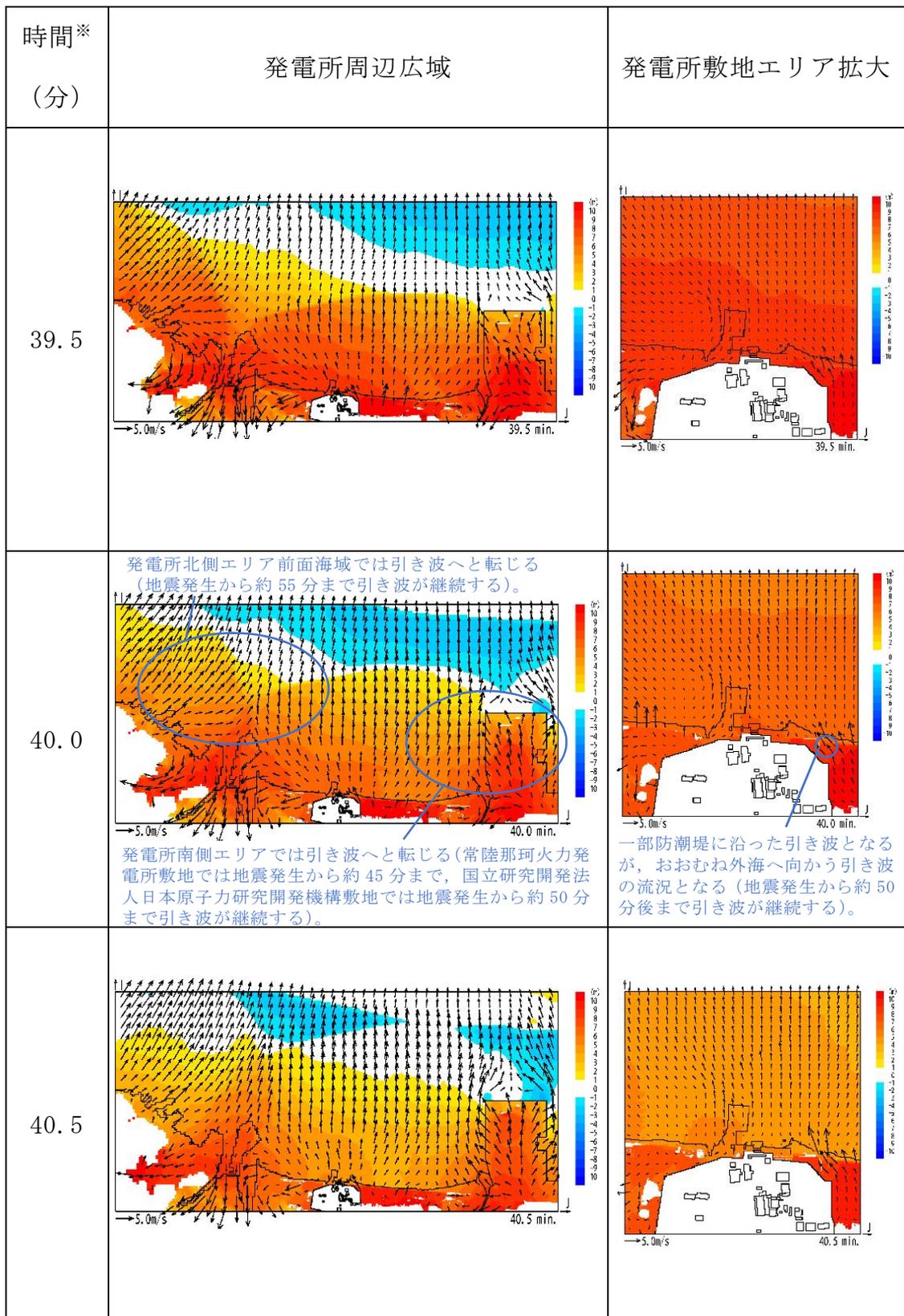


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第3図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (4/11)

5条 添付17-26

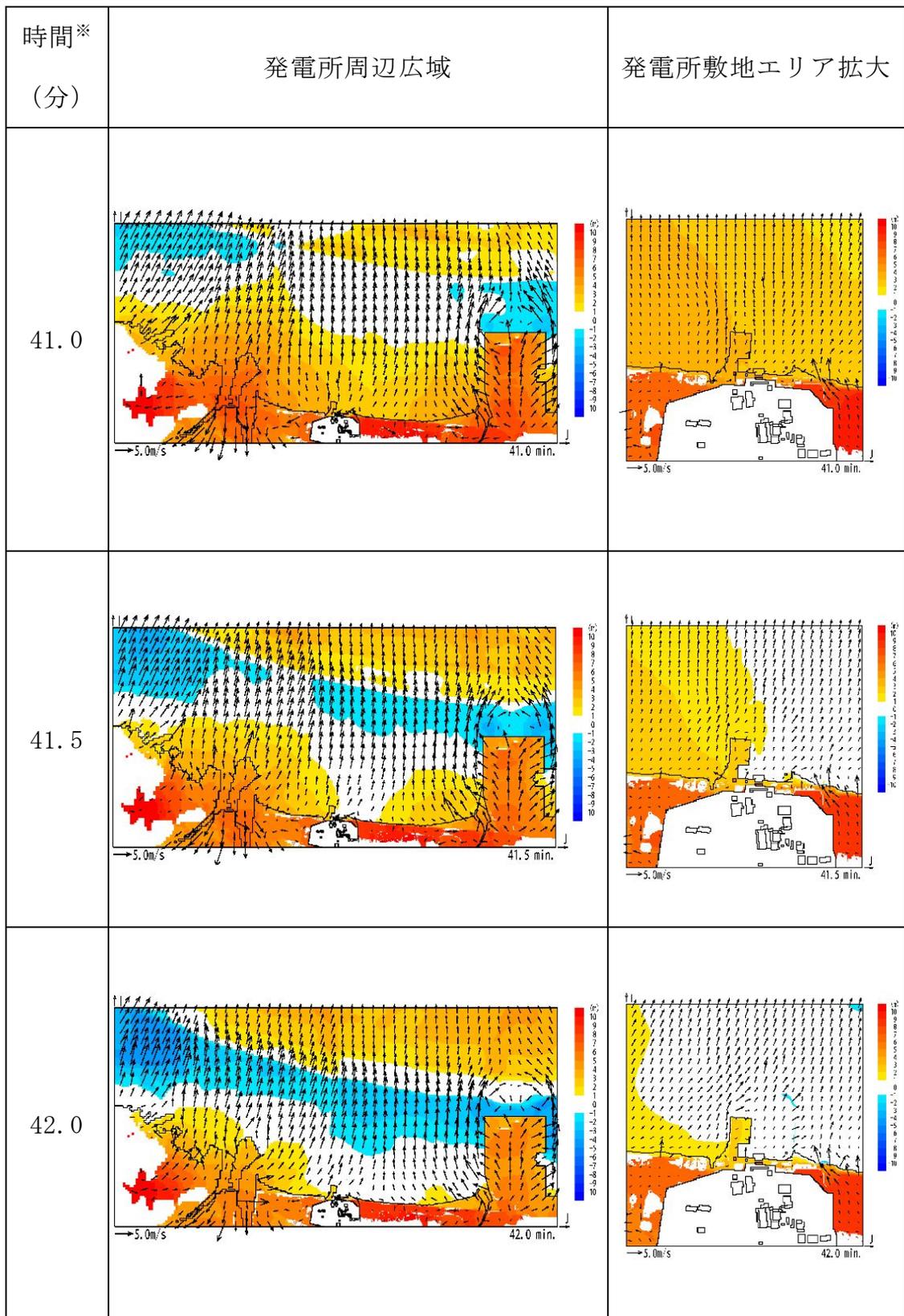


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第 3 図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (5/11)

5 条 添付 1 7-27

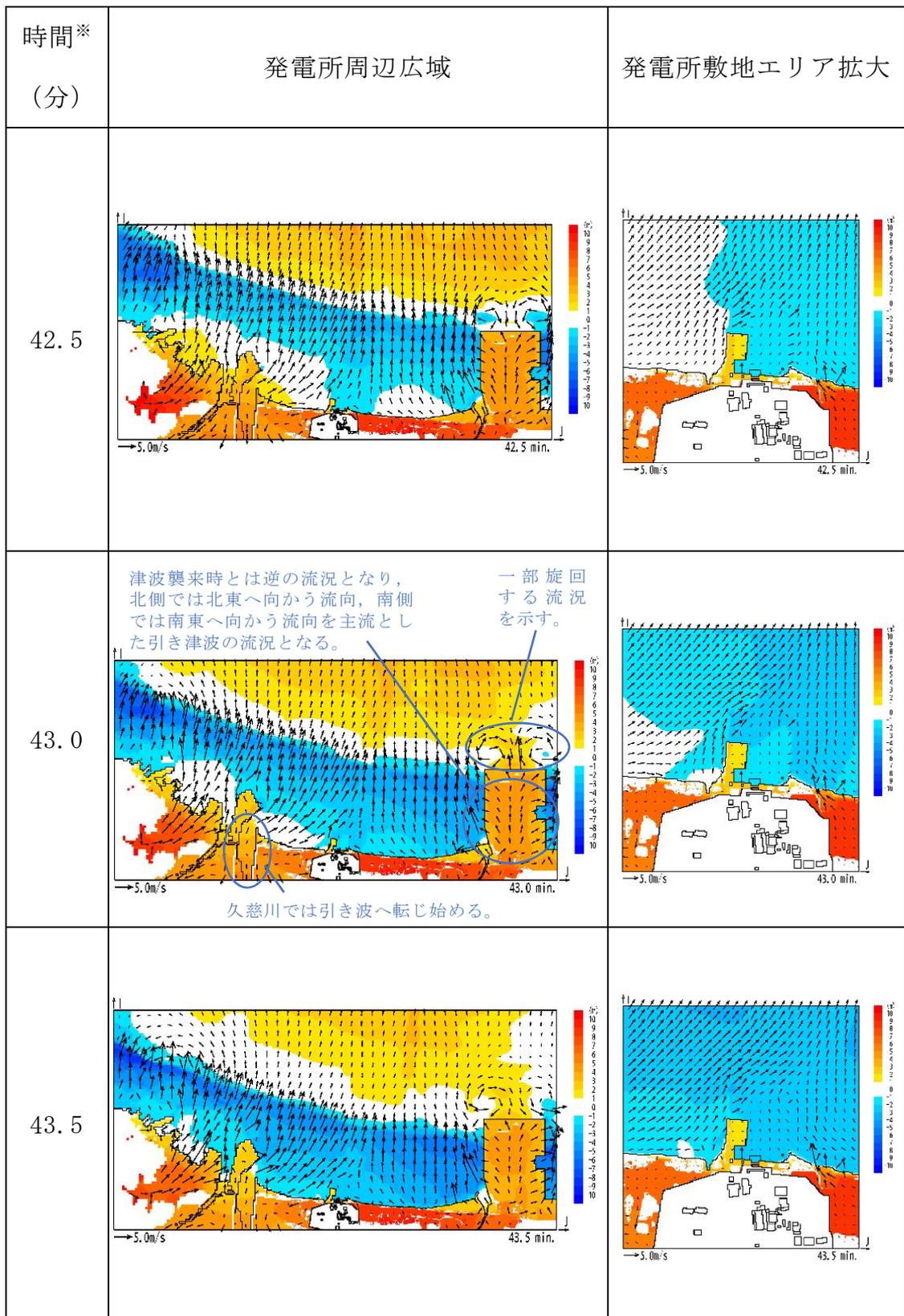


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第3図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (6/11)

5条 添付17-28

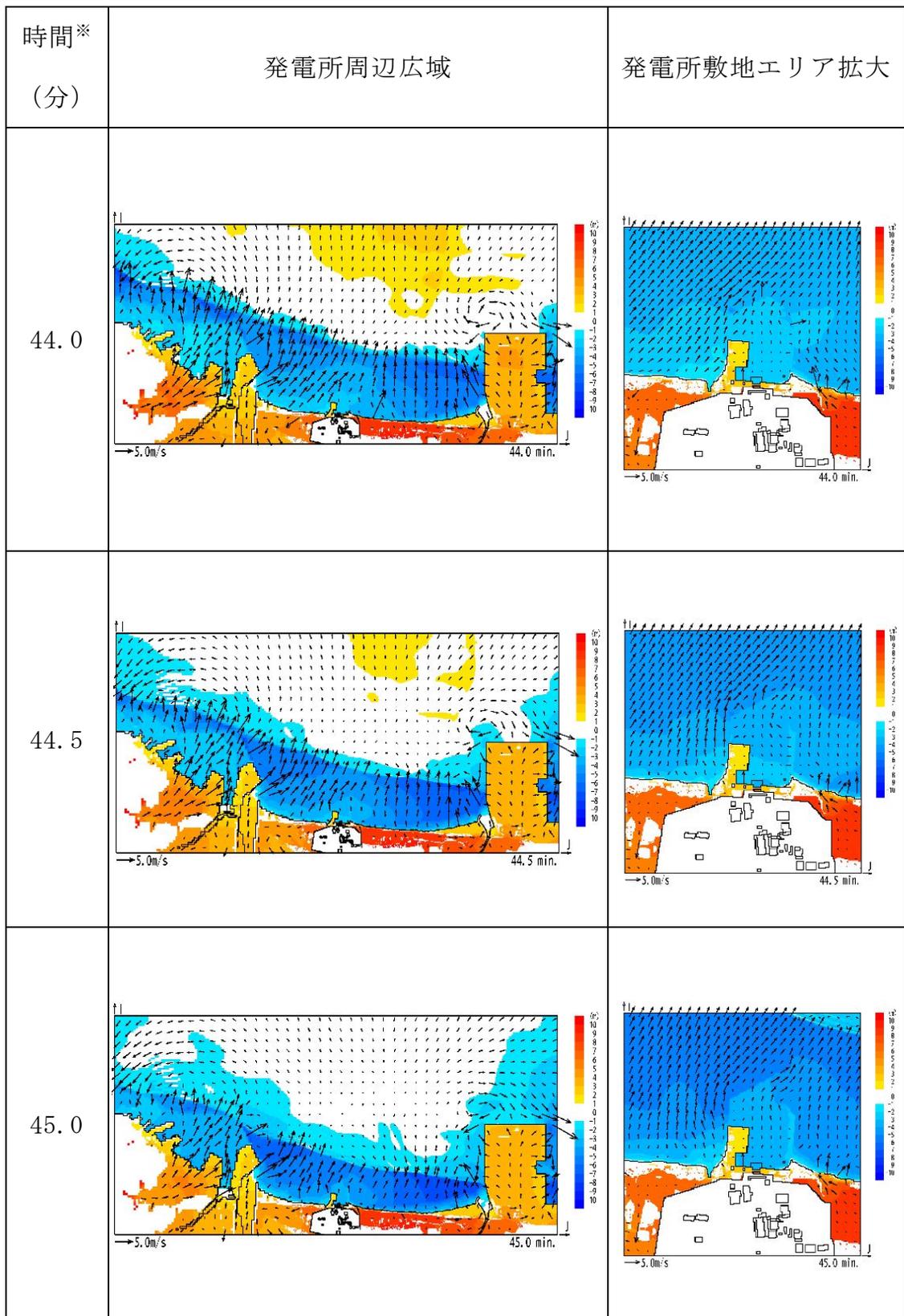


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第3図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (7/11)

5条 添付17-29

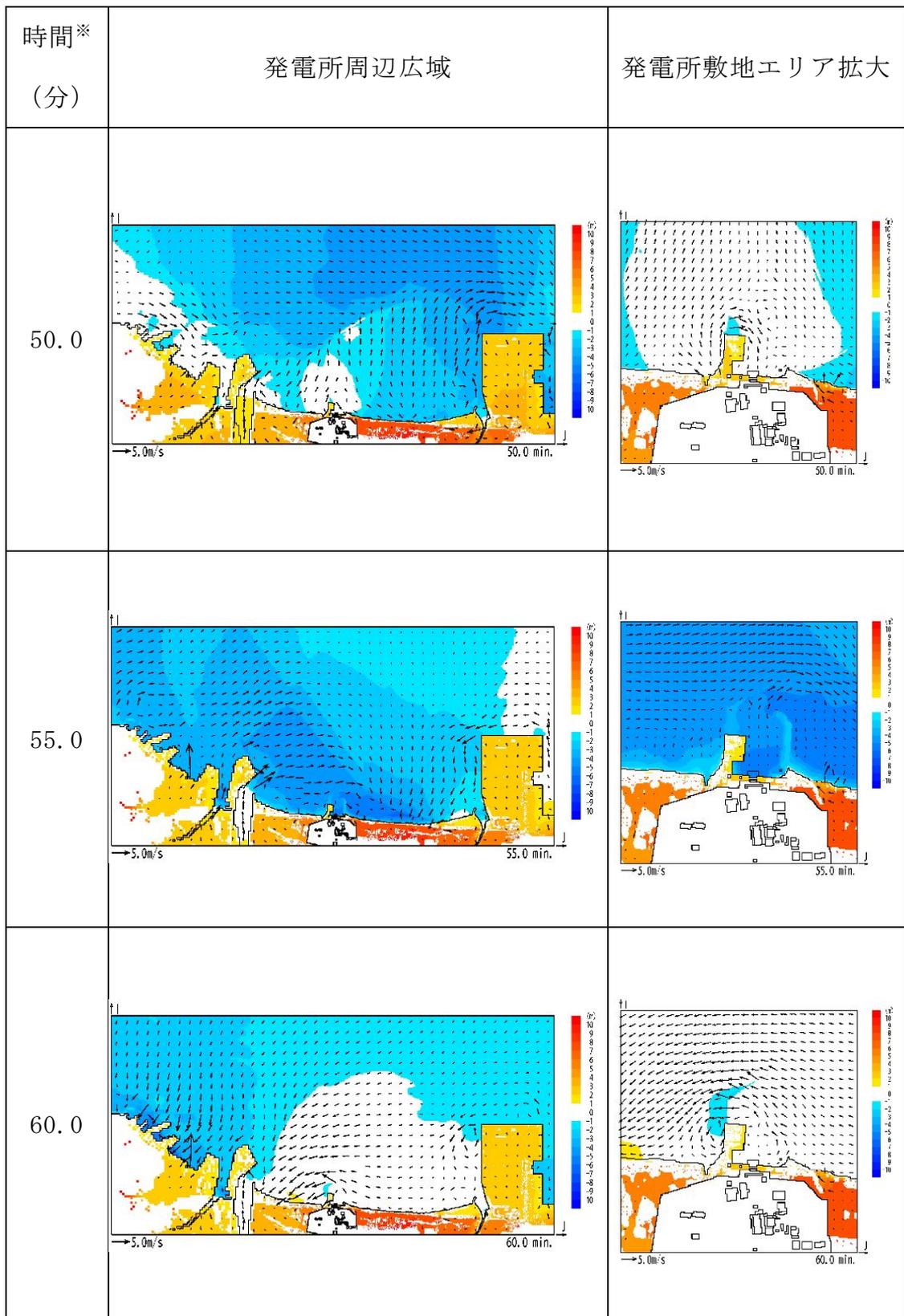


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第3図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (8/11)

5条 添付17-30

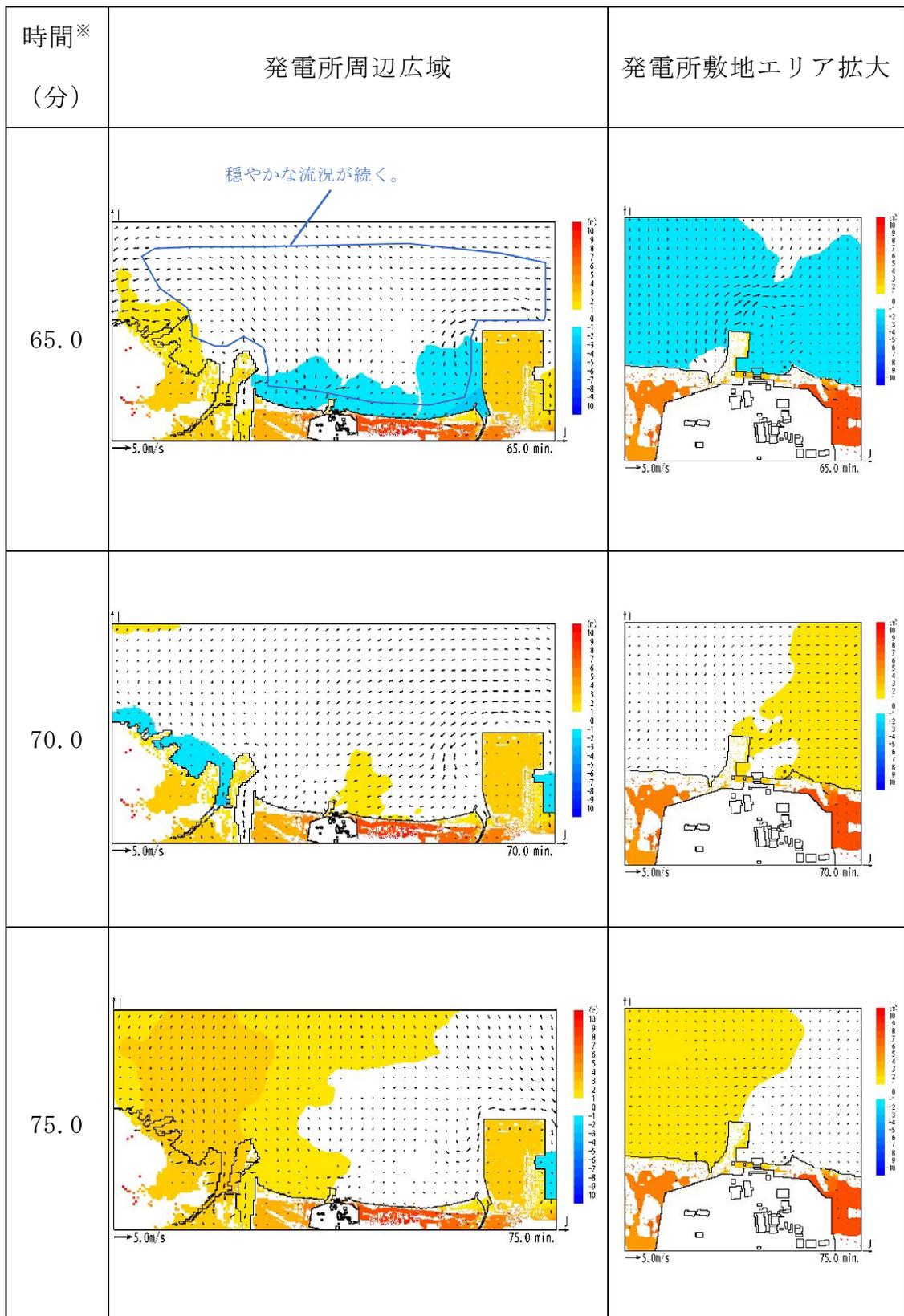


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第3図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (9/11)

5条 添付17-31

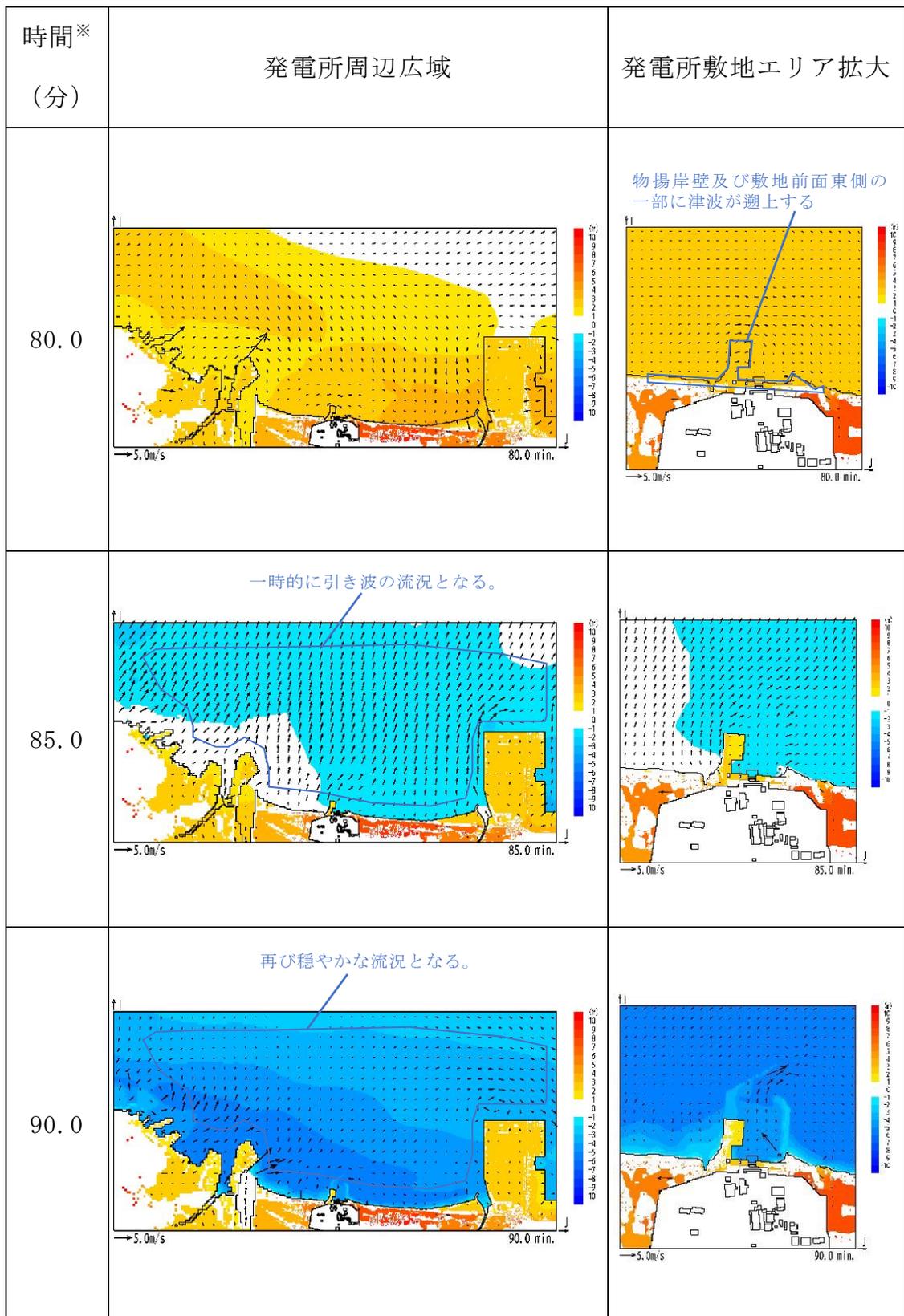


※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第3図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (10/11)

5条 添付17-32



※：津波の原因となる地震発生後の経過時間

第3図 発電所周辺海域及び発電所敷地前面海域の流向ベクトル

(防波堤なしの場合) (11/11)

5条 添付17-33

2.2 漂流物の津波防護施設等及び取水口への到達可能性評価

津波流況の考察より、以下のとおり時間分類毎に漂流物の津波防護施設等及び取水口への到達可能性について評価を実施した。

(1) 津波襲来時（地震発生後 約 34 分～約 40 分）

発電所敷地エリアについては、津波襲来時の流況から、取水口以北の漂流物は敷地前面東側から敷地側面北側へ防潮堤に沿うように移動し、取水口以南の漂流物は敷地前面東側から敷地側面南側へ防潮堤に沿うように移動すると考えられる。

発電所北側エリアについては、津波襲来時の流況から、当該エリアの漂流物は北西方向へ移動すると考えられ、発電所敷地エリアでは引き波へと転じる時間においても当該エリアの漂流物は津波の遡上方向である北西へ移動すると考えられる。

発電所南側エリアのうち常陸那珂火力発電所敷地については、津波襲来時の流況から、常陸那珂火力発電所の敷地における漂流物のうち北側に存在するものは南方向へ移動し、南側にあるものは北方向へ移動すると考えられる。国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地については、津波襲来時の流況から、国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地に存在する施設・設備は津波の遡上方向である西へ移動すると考えられる。しかしながら、発電所南側エリアの一部については東海第二発電所の敷地に隣接していることから、漂流物が津波防護施設である防潮堤の敷地前面東側及び敷地側面南側、取水口へ向かうことを否定できない。

以上より、漂流物の津波防護施設等及び取水口への到達可能性について以下のとおり整理した。

a. 津波防護施設等への到達可能性評価

発電所敷地エリアについては漂流物が津波防護施設である防潮堤の敷地前面東側、敷地側面北側及び敷地側面南側へ向かう可能性があるため、津波防護施設等へ向かう可能性があるものと評価した。なお、漂流物の衝突力が大きいと考えられる津波襲来時の流況として、敷地前面東側においては防潮堤の軸直交方向に津波が襲来し、敷地側面北側及び敷地側面南側においては防潮堤に沿うように軸方向に津波が襲来することから、漂流物の衝突による影響が大きくなるのは敷地前面東側であると考えられる。

発電所南側エリアについては漂流物が津波防護施設である防潮堤の敷地前面東側及び敷地側面南側へ向かう可能性があるため、津波防護施設等へ向かう可能性があるものと評価した。

発電所北側エリアについては漂流物が津波の遡上方向である北西へ移動すると考えられることから津波防護施設等へ向かわないと評価した。

b. 取水口への到達可能性評価

発電所南側エリアについては漂流物が取水口へ向かう可能性があるものと評価した。

その他のエリアにおける漂流物は陸域側又は久慈川上流へ移動すると考えられることから、取水口へ向かわないと評価した。

(2) 引き波時（地震発生後 約 40 分～約 50 分）

発電所敷地エリアについては、引き波時の流況から、漂流物が津波襲来時に敷地側面北側及び敷地側面南側へ移動した後外海方向へ移動すると考えられるが、津波襲来時に敷地前面東側に漂流物が留まった場合、引き波時において漂流物が貯留堰、取水口へ向かうことを否定できない。

発電所北側エリアについては、引き波時の流況から、漂流物が外海方向へ移動すると考えられる。

発電所南側エリアのうち常陸那珂火力発電所敷地については、引き波時の流況から、漂流物が外海へ移動すると考えられる。国立研究開発法人日本原子力研究開発機構敷地については、引き波時の流況から、漂流物が外海へ移動すると考えられる。

以上より、漂流物の津波防護施設等及び取水口への到達可能性について以下のとおり整理した。

a. 津波防護施設等への到達可能性評価

発電所敷地エリアについては、津波襲来時に防潮堤の敷地側面北側及び敷地側面南側へ到達した漂流物が、引き波時に津波防護施設である貯留堰へ向かう可能性があるため、津波防護施設等へ向かう可能性があるものと評価した。

その他のエリアにおける漂流物は継続的に外海方向へ移動すると考えられることから津波防護施設等へ向かわないと評価した。

b. 取水口への到達可能性評価

発電所敷地エリアについては漂流物が取水口へ向かう可能性がある。

その他のエリアにおける漂流物は継続的に外海方向へ移動すると考えられることから、取水口へ向かわないと評価した。

(3) 収束時（地震発生後 約 50 分～約 90 分）

発電所敷地エリアについては、収束時の流況から、発電所敷地前面の漂流物は一時的に外海へ移動すると考えられるが、比較的穏やかな流況が継続することから、漂流物は大きな移動を伴わないと考えられる。

発電所北側エリアについては、収束時の流況から、当該エリアの漂流

物は一時的に外海へ移動すると考えられるが、比較的穏やかな流況が継続することから、漂流物は大きな移動を伴わないと考えられる。

発電所南側エリアについては、収束時の流況から、当該エリアの漂流物は一時的に外海へ移動すると考えられるが、比較的穏やかな流況が継続することから、漂流物は大きな移動を伴わないと考えられる。

以上より、漂流物の津波防護施設等及び取水口への到達可能性について以下のとおり整理した。

a. 津波防護施設等への到達可能性評価

各エリアにおける漂流物は大きな移動を伴わないと考えられることから、津波防護施設等へは向かわないと評価した。

b. 取水口への到達可能性評価

各エリアにおける漂流物は大きな移動を伴わないと考えられることから、取水口へ向かわないと評価した。

地震後の防波堤の津波による影響評価について

目 次

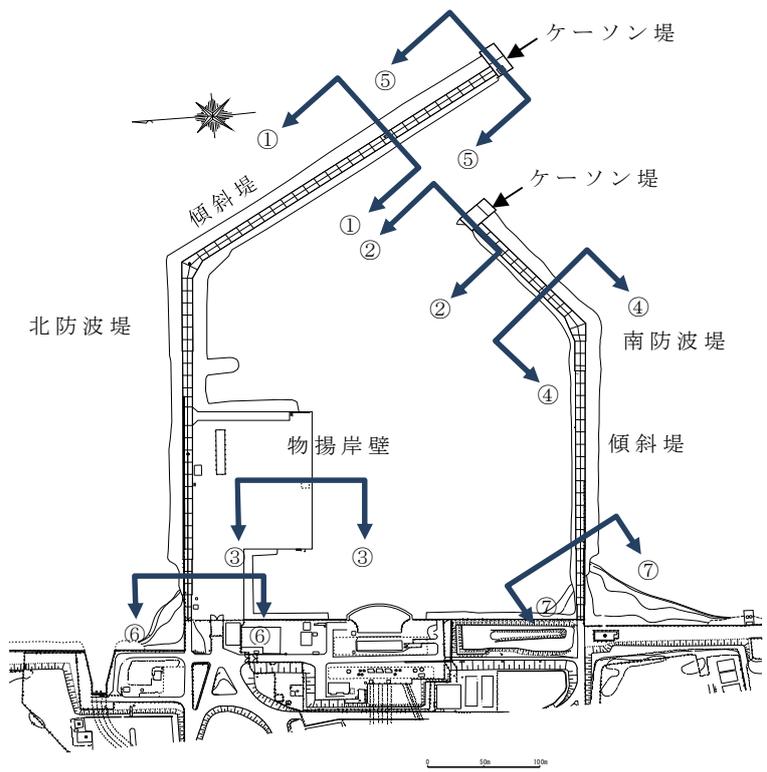
1. 防波堤の施設概要
2. 防波堤の漂流物化に係る検討方針
3. 地震時評価
 - (1) 解析方法
 - (2) 荷重及び荷重の組合せ
 - (3) 入力地震動
 - (4) 解析モデル
 - (5) 使用材料及び材料の物性値
 - (6) 評価結果
 - (7) 基準地震動 S_s による防波堤への影響評価のまとめ
4. 津波時評価
 - (1) 評価方法
 - (2) 傾斜堤の津波時安定性
 - (3) ケーソン堤の津波時安定性
 - (4) 防波堤漂流物の重要施設への到達の可能性評価
 - (5) 取水施設における取水機能の成立性
 - (6) 津波による防波堤損壊の影響評価のまとめ

1. 防波堤の施設概要

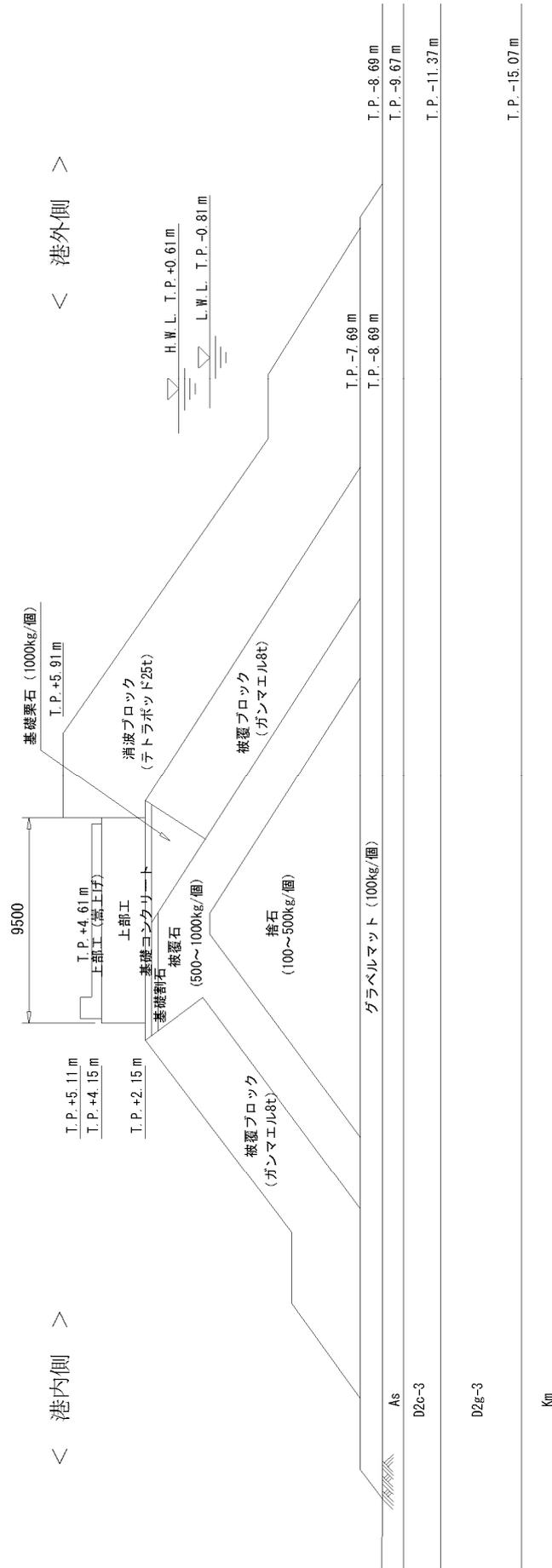
東海第二発電所の防波堤は、傾斜堤、ケーソン堤及び物揚岸壁からなる。傾斜堤は捨石や消波ブロック類からなり、上端には上部工を設置し道路として使用している。ケーソン堤は傾斜堤の先端部に2函ずつ設置されている。また、物揚岸壁は北側の防波堤にあり、港内側は控え杭式鋼管矢板の岸壁からなる。平面図及び構造断面図を第1図～第8図に、東海港深淺図を第9図に示す。

評価を行う断面は、構造形式の異なる傾斜堤、ケーソン堤、物揚岸壁の3断面を選定した。傾斜堤の評価位置は、水深が深い北防波堤先端付近とし、また、大型船舶の緊急離岸のための航路も考慮し、航路幅が最も狭隘となる断面①－①を選定した。ケーソン堤の評価断面は、同様に緊急離岸航路を考慮し南防波堤ケーソン堤断面②－②とした。

物揚岸壁の評価断面は、構造や水深が一様なため、大型船舶が接岸する中央位置の断面③－③とした。



第 1 図 港湾施設平面図

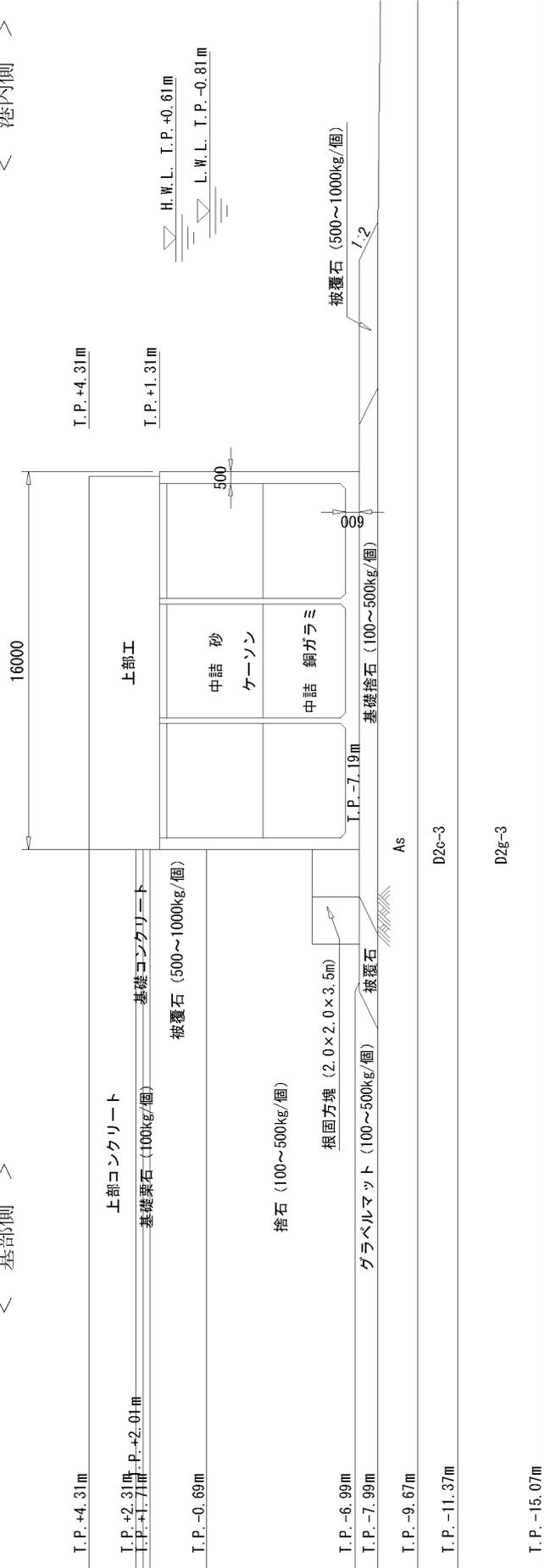


(単位：mm)

第2図 北側防波堤傾斜堤断面 (①-①)

< 港内側 >

> 基部側 <

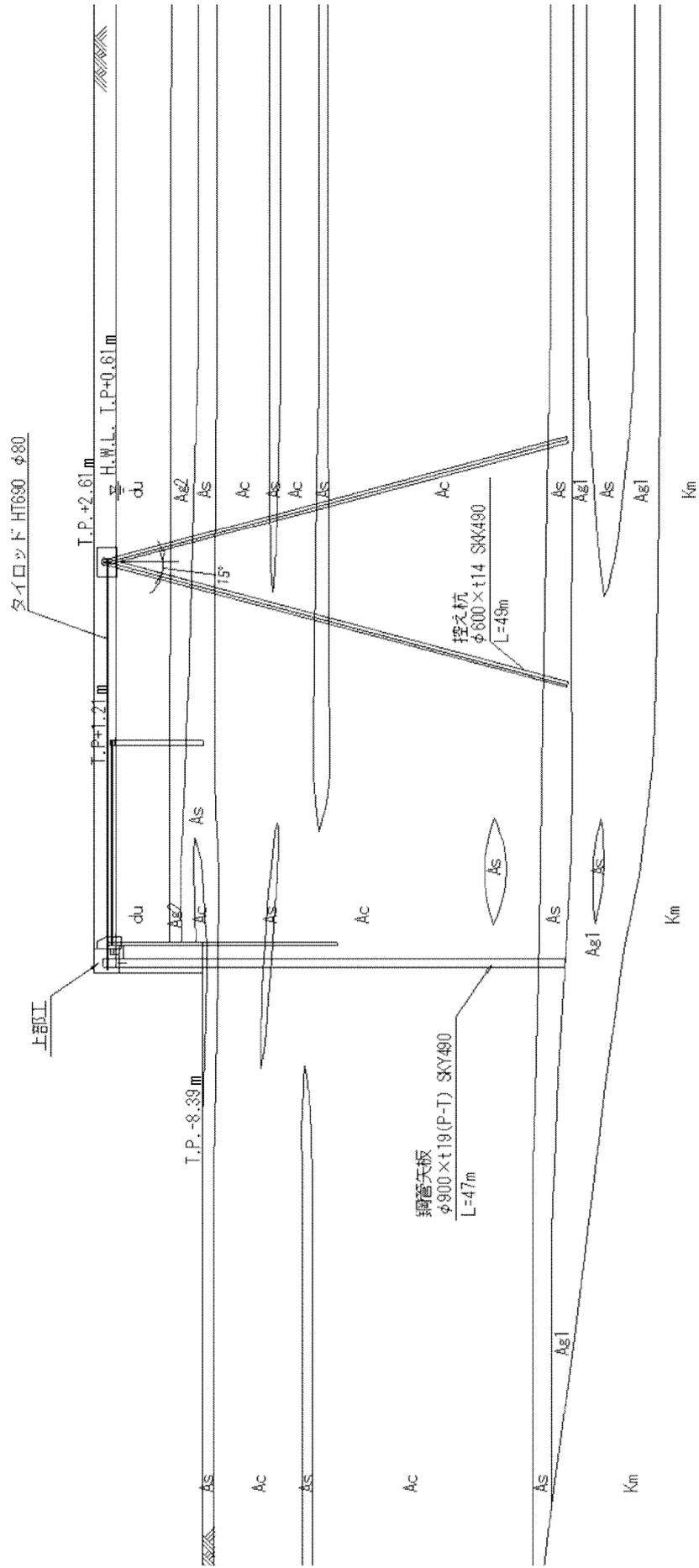


(単位 : mm)

第3図 南側防波堤ケーソン堤断面 (②-②)

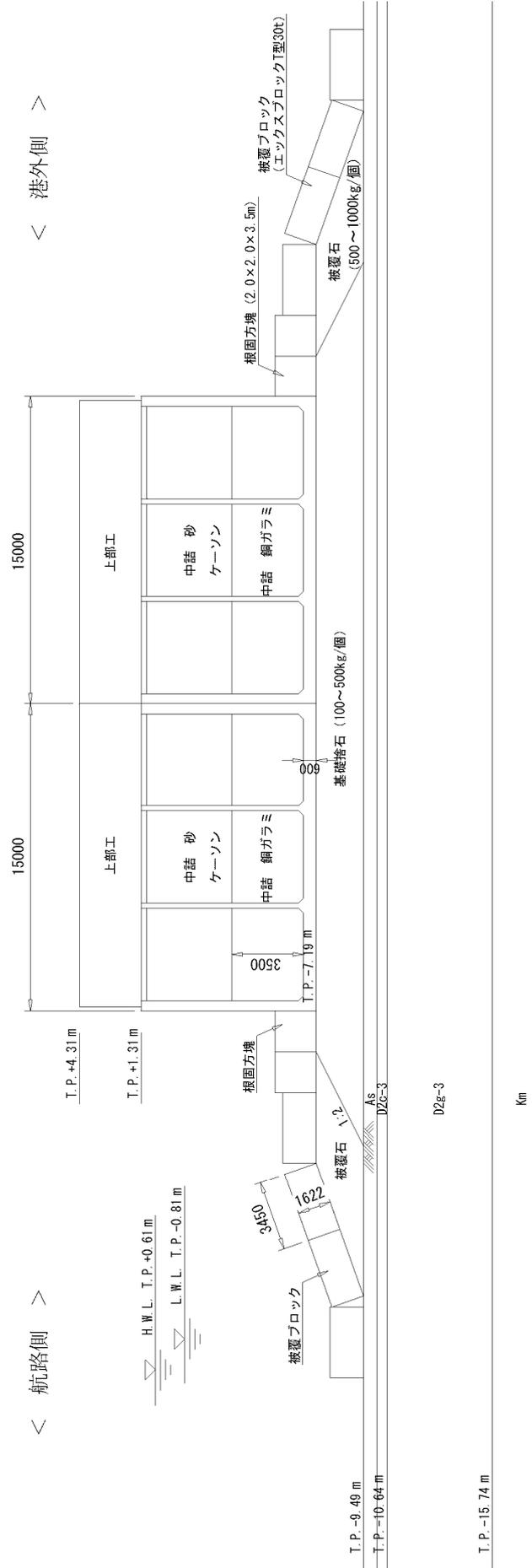
< 港内側 >

< 港外側 >



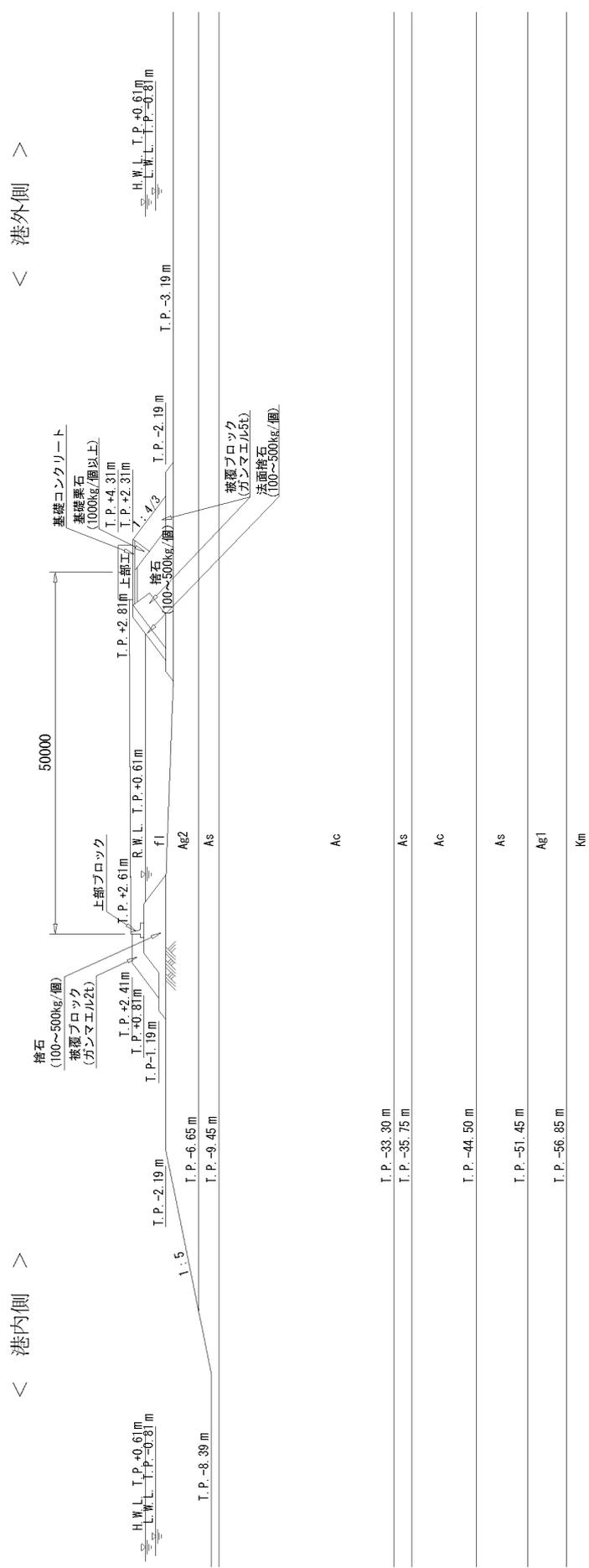
(単位: mm)

第4図 物揚岸壁断面 (③-③)



(単位 : mm)

第 6 図 北側防波堤ケーソン堤断面 (⑤-⑤)

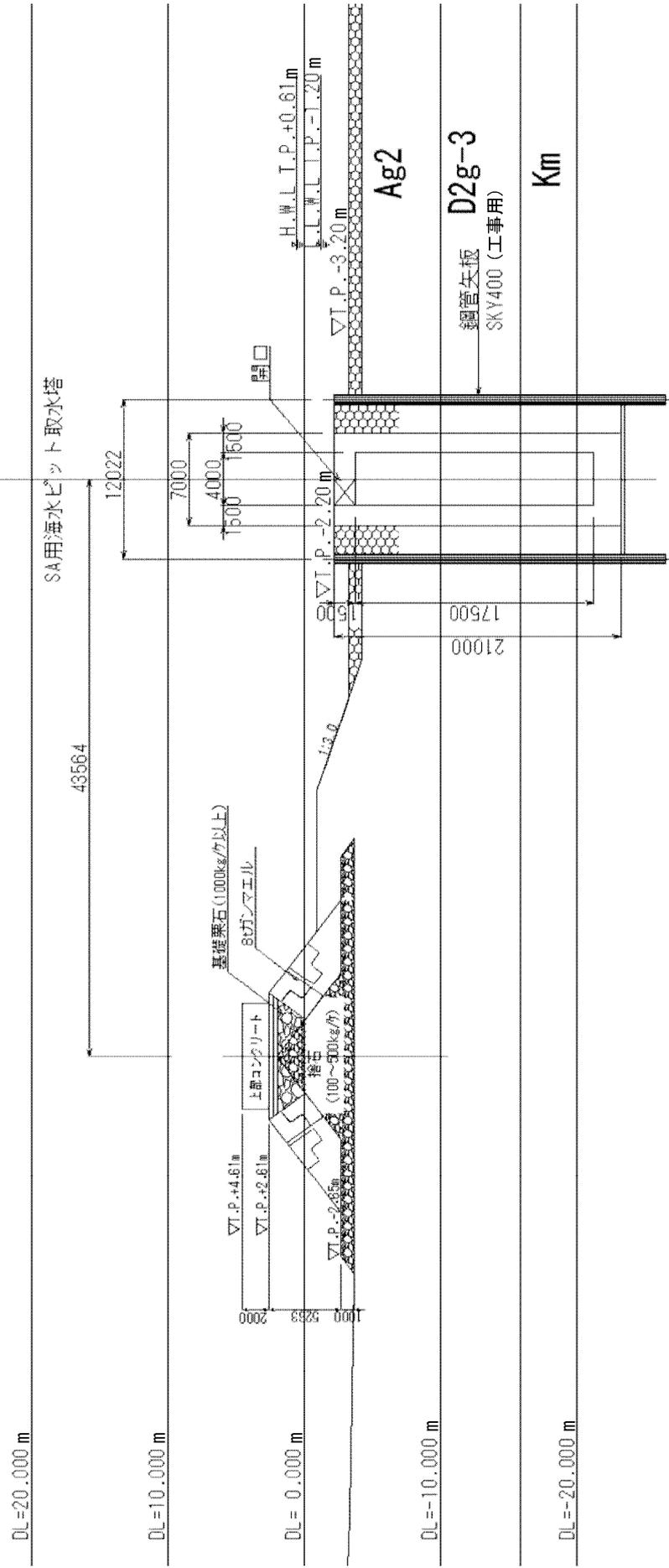


(単位: mm)

第7図 物揚岸壁進入路断面 (⑥-⑥)

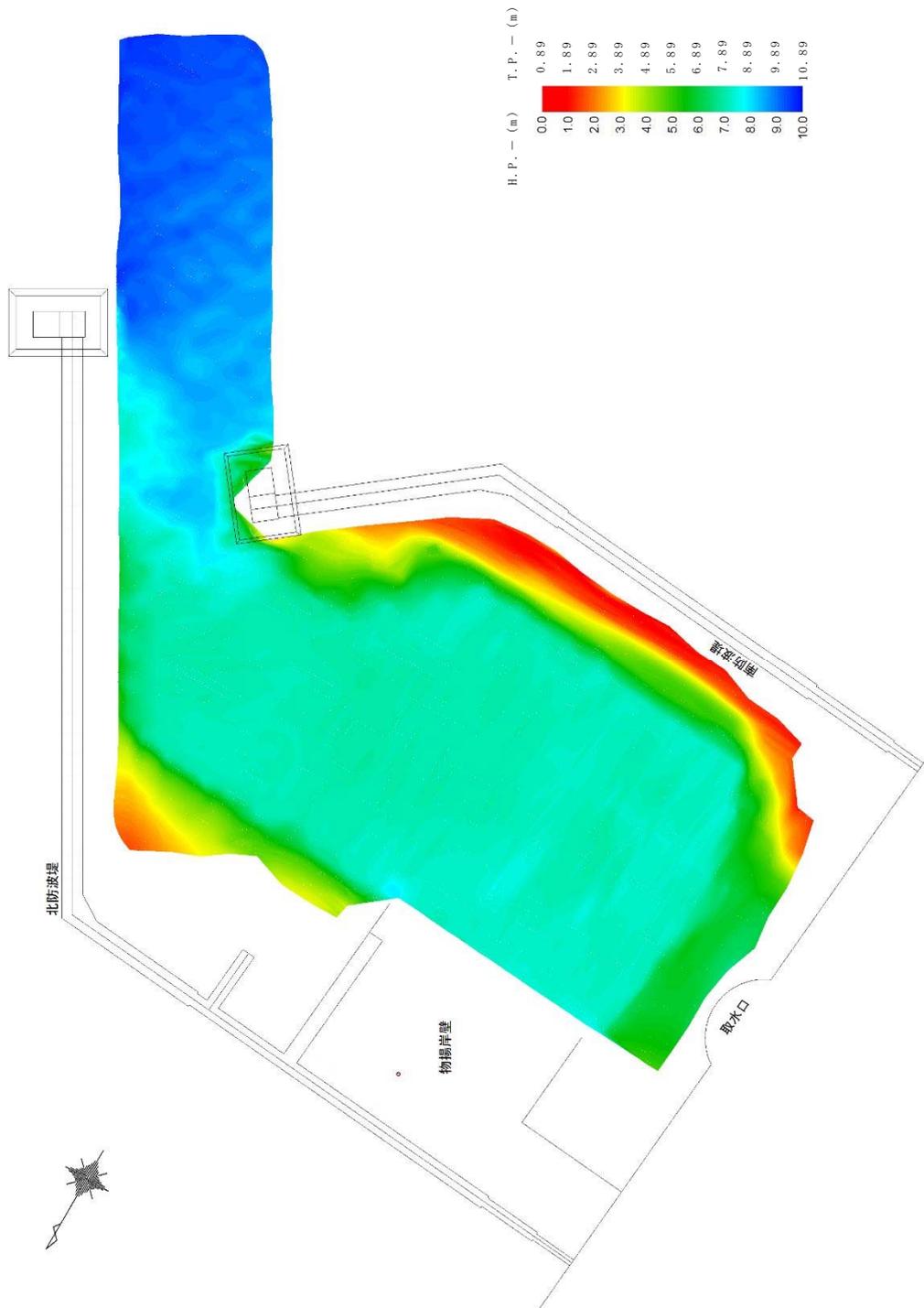
< 港内側 >

< 港外側 >



(単位：mm)

第8図 南防波堤陸側断面 (⑦-⑦)



第 9 図 東海港深浅図 (2016 年 12 月 12 日測量)

2. 防波堤の漂流物化に係る検討方針

基準地震動 S_s 及び基準津波により損傷した防波堤が漂流物化した場合、取水施設である取水口及び SA 用海水ピット取水塔の取水機能並びに貯留堰の海水貯留機能に波及的影響を及ぼすこととなる。

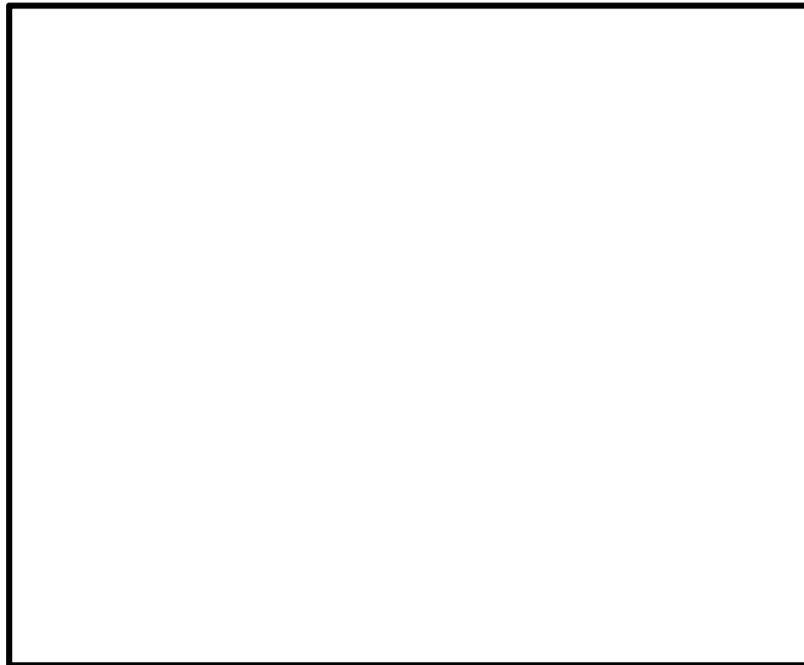
このため、防波堤の基準地震動 S_s 及び基準津波による耐性を確認するとともに、防波堤を構成する部材の漂流物化の可能性、取水施設への到着の有無について評価を行う。

その結果、取水施設への到達が否定できない場合、漂流物化した防波堤の構成部材に対して、取水施設に期待される機能への影響を確認する。

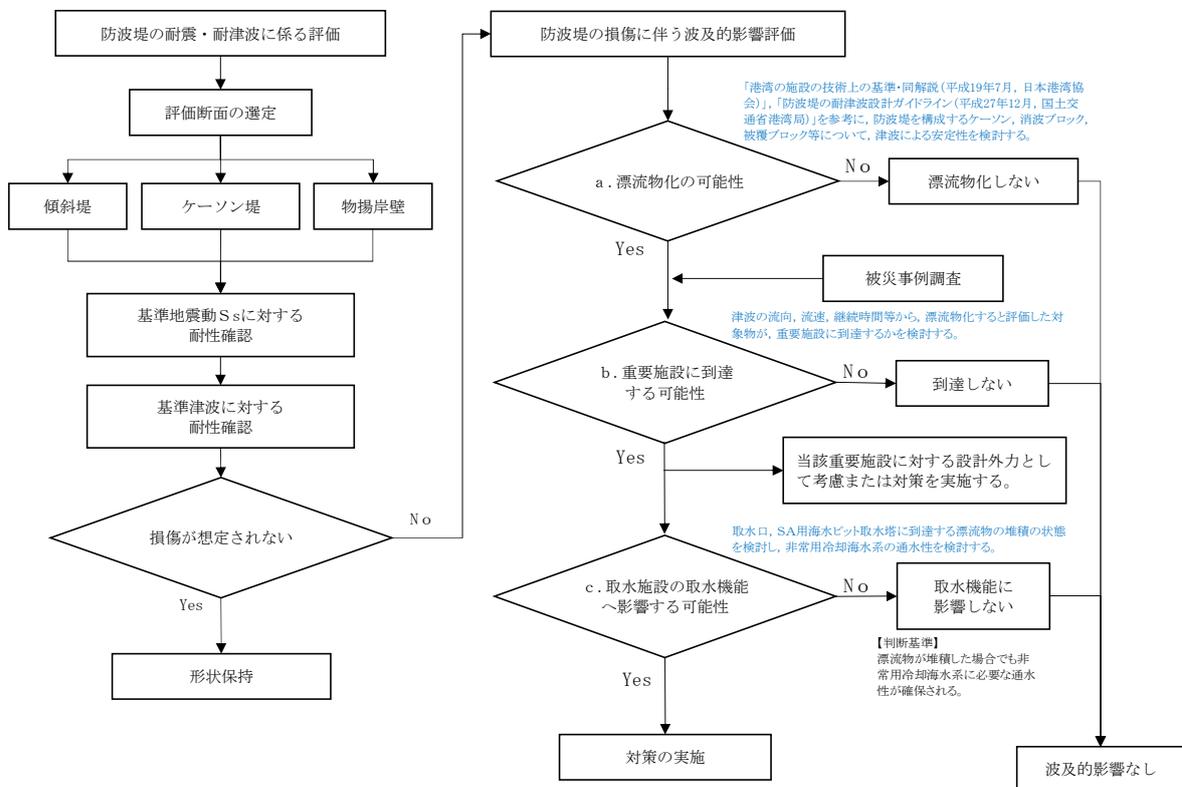
防波堤の漂流物化に伴う波及的影響検討対象施設と想定される損傷モードについて第 1 表に、防波堤の漂流物化に係る波及的影響検討対象施設図を第 10 図に、波及的影響検討フローを第 11 図に示す。

第 1 表 波及的影響検討対象施設と損傷モード一覧表

波及的影響検討対象施設	損傷モード
1. 取水口	<ul style="list-style-type: none">・漂流物による閉塞・漂流物の堆積による取水量の減少
2. 貯留堰	<ul style="list-style-type: none">・漂流物の衝突による損傷・漂流物の堆積による貯留容量の減少
3. SA 用海水ピット取水塔	<ul style="list-style-type: none">・漂流物の衝突による損傷・漂流物による閉塞・漂流物の堆積による取水量の減少



第 10 図 波及的影響検討対象施設図



第 11 図 防波堤の漂流物化による波及的影響検討フロー

3. 地震時評価

(1) 解析方法

防波堤の基礎地盤には，液状化検討対象層が分布しているため，地震後の状態を確認する上で，二次元有効応力解析（FLIP Ver.7.3.0_2）を用いた地震応答解析を行う。

1) 構造部材

ケーソン及び上部工は，剛体として挙動するため線形弾性体としてモデル化する。

傾斜堤を構成する捨石，被覆石等の石材はマルチスプリング要素でモデル化し，傾斜堤の基礎部ではない消波ブロックは節点荷重でモデル化する。

物揚岸壁の鋼管矢板，鋼管杭は，バイリニア型の非線形はり要素でモデル化し，タイロッドは，引張り方向に抵抗し，圧縮方向には抵抗しないバイリニア型の非線形バネ要素とする。

2) 地盤

地盤の動的変形特性には，Hardin-Drnevichモデルを適用したマルチスプリング要素により，割線せん断剛性比と履歴減衰率のせん断ひずみ依存性を考慮する。

3) 減衰定数

減衰特性は，数値計算の安定のためのRayleigh減衰と，地盤の履歴減衰を考慮する。

(2) 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，以下の通り設定する。

1) 荷重

地震応答解析において考慮する荷重を以下に示す。

a. 常時荷重

常時荷重として、構造物及び海水の自重を考慮する。

物揚岸壁については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）」に準じて，上載荷重（ 15kN/m^2 ）を考慮する。

b. 地震荷重

地震荷重として，基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを第 2 表に示す。

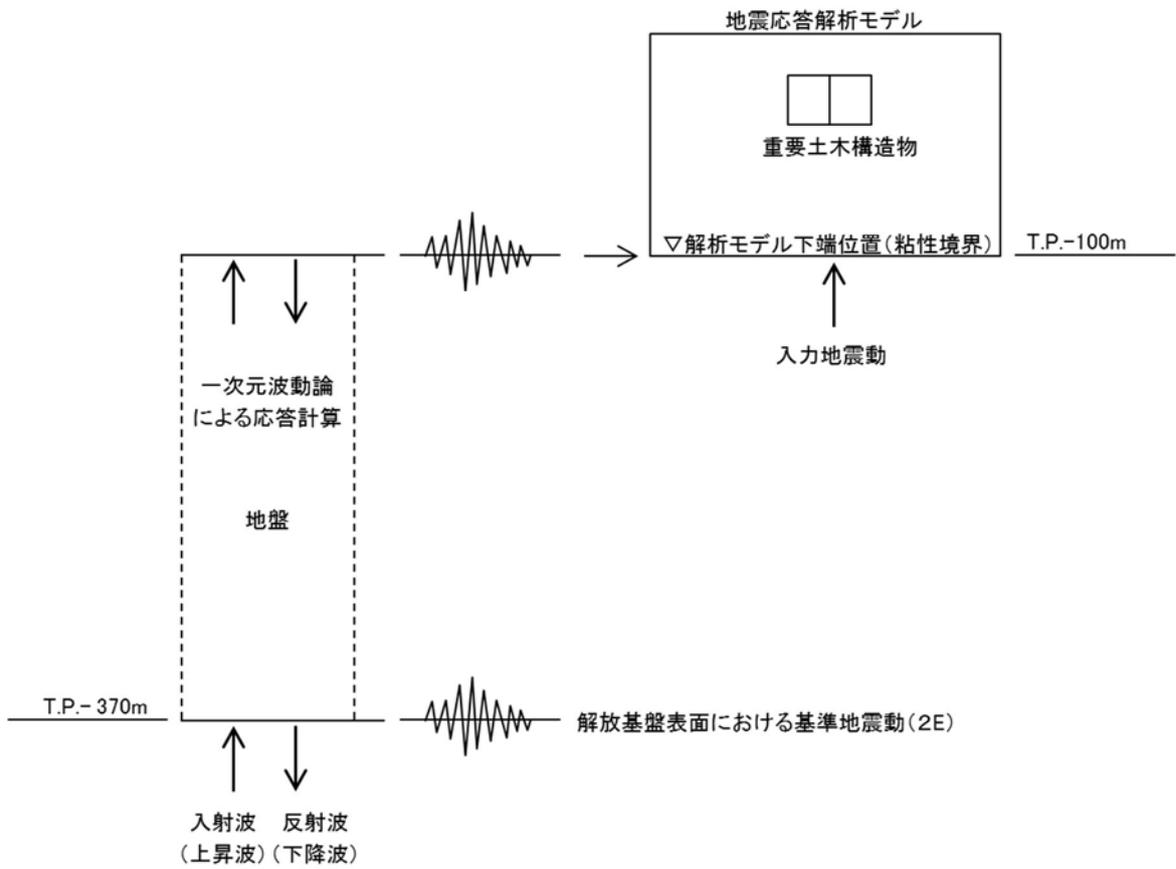
第 2 表 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	a + b

(3) 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は，解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元波動論によって地震応答解析モデルの下端位置で評価した地震波を用いる。

入力地震動算定の概念図を第 12 図に示す。



第 12 図 入力地震動算定の概念図

(4) 解析モデル

地震応答解析モデルを第 13 図及び第 14 図に示す。

1) 解析領域

解析領域は，側方境界及び底面境界が構造物の応答に影響しないよう，構造物と側方境界及び底面境界との距離が十分長くなるよう広く設定する。

3) 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評価するため，粘性境界を設ける。

3) 構造物のモデル化

構造物のコンクリート部材は線形平面要素，鋼部材は非線形はり要素又は非線形バネ要素でモデル化する。また，傾斜堤の石材はマルチスプリング要素，消波ブロックは節点荷重でモデル化する。

4) 地盤のモデル化

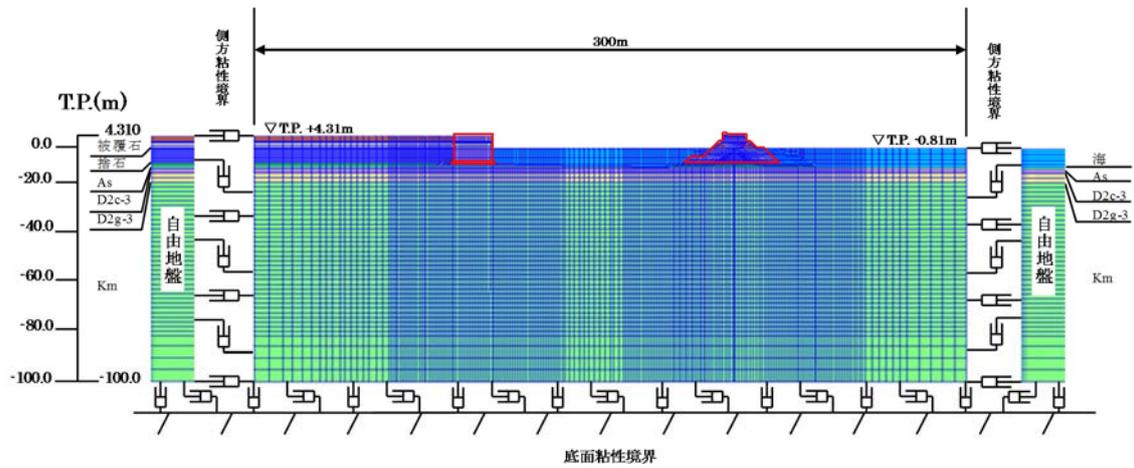
地盤は，地質区分に基づき，平面ひずみ要素でモデル化する。

5) ジョイント要素

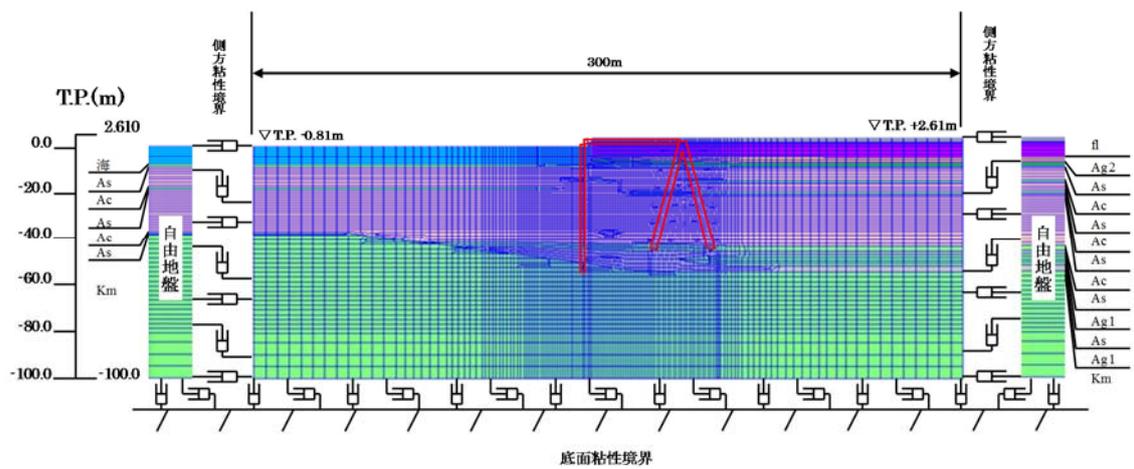
構造物と地盤の境界部にジョイント要素を設けることにより，構造物と地盤の剥離・すべりを考慮する。

6) 水位条件

海面の水位は，基準津波時の水位評価に用いた朔望平均干潮位 L.W.L. T.P. -0.81m とする。



第 13 図 地震応答解析モデル（傾斜堤，ケーソン堤断面）



第 14 図 地震応答解析モデル（物揚岸壁断面）

(5) 使用材料及び材料の物性値

1) 構造物の物性値

使用材料を第3表に、材料の物性値を第4表に示す。

第3表 使用材料

材料	部位	諸元
コンクリート	上部工	設計基準強度 24.0N/mm ²
	基礎	設計基準強度 18.0N/mm ²
	ケーソン（気中）	設計基準強度 24.0N/mm ²
	ケーソン（海中）	設計基準強度 24.0N/mm ²
鋼材	鋼管矢板，控え工鋼管杭	SKY490，SKK490
	タイロッド	HT690

第4表 材料の物性値

材料	部位	単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン 比
コンクリート	上部工	24.0	25	0.2
	基礎	22.6	22	0.2
	ケーソン（気中）	21.8	25	0.2
	ケーソン（海中）	21.8	25	0.2
	根固方塊	22.6	22	0.2
鋼材	鋼管矢板，控え工鋼管杭	77.0	200	0.3
	タイロッド	—	200	—

2) 地盤の物性値

解析に用いる地盤の物性値と液状化パラメータを第5表に示す。液状化検討対象層である du 層，Ag2 層，As 層，Ag1 層及び D2g-3 層について液状化強度特性を設定する。液状化パラメータについては，液状化強度試験結果より設定する。

試験結果から設定した解析上の液状化強度曲線を第15図に示す。なお，液状化強度特性が保守的に評価されるように，液状化強度試験値の平均 - 1σ の液状化強度特性を再現するように設定する。

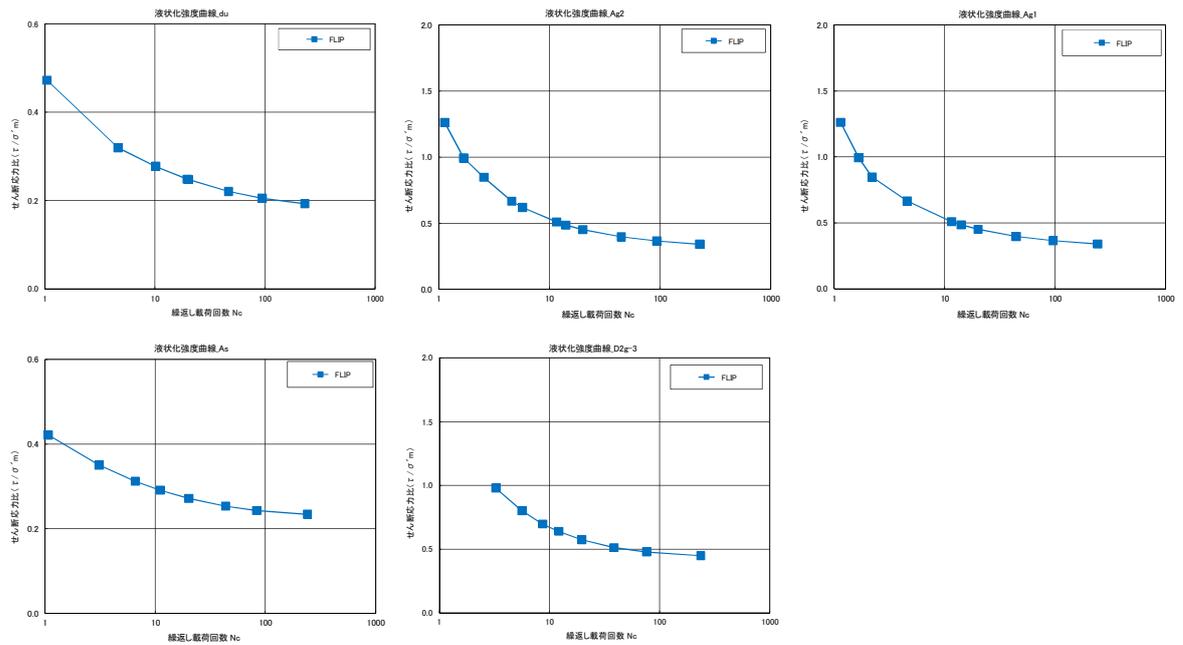
第 5 表 (1) 地盤の物性値と液状化パラメータ

名称	記号	単位	du	Ag2	Ac	As
単位体積質量	ρ	t/m ³	1.98	2.01	1.65	1.74
間隙率	n	—	0.43	0.40	0.61	0.55
基準せん断弾性係数	G_{ma}	kN/m ²	253,389	278,044	121,857	143,367
基準体積弾性係数	K_{ma}	kN/m ²	443,431	463,407	111,702	250,892
基準平均有効主応力	σ_{ma}'	kN/m ²	358	497	480	378
拘束圧依存係数	mG,mK	—	0.50	0.50	0.50	0.50
ポアソン比	ν	—	0.26	0.25	0.10	0.26
内部摩擦角	ϕ	°	37.3	37.4	29.1	41.0
粘着力	c	kN/m ²	0	0	25	0
最大減衰定数	h_{max}	—	0.220	0.233	0.200	0.216
液状化パラメータ	ϕ_p	°	34.8	34.9	—	38.3
	s1	—	0.047	0.028	—	0.046
	w1	—	6.5	56.5	—	6.9
	p1	—	1.26	9.00	—	1.00
	p2	—	0.80	0.60	—	0.75
	c1	—	2.00	3.40	—	2.27

第 5 表 (2) 地盤の物性値と液状化パラメータ

名称	記号	単位	Ag1	D2c-3	D2g-3	Km
単位体積質量	ρ	t/m ³	2.01	1.77	2.15	$1.72 - 1.03 \times 10^{-4} \times Z$
間隙率	n	—	0.40	0.52	0.30	0.54
基準せん断弾性係数	G_{ma}	kN/m ²	392,183	285,240	1,361,843	$\rho \times V_s^2$
基準体積弾性係数	K_{ma}	kN/m ²	653,638	414,277	2,383,225	$2(1+\nu)/3/(1-2\nu) \times G_{ma}$
基準平均有効主応力	σ_{ma}'	kN/m ²	814	696	1167	動的変形試験における有効上載圧と静ポアソン比より深度毎に設定
拘束圧依存係数	mG,mK	—	0.50	0.50	0.50	0.00
ポアソン比	ν	—	0.25	0.22	0.26	$0.16 + 0.00025 \times Z$
内部摩擦角	ϕ	°	37.4	35.6	44.4	$23.2 + 0.099 \times Z$
粘着力	c	kN/m ²	0	26	0	$358 - 6.03 \times Z$
最大減衰定数	h_{max}	—	0.221	0.186	0.130	履歴減衰率のせん断ひずみ依存性試験データを最小二乗法誤差で再現する最大履歴減衰率を設定
液状化パラメータ	ϕ_p	°	34.9	—	41.4	—
	s1	—	0.029	—	0.030	—
	w1	—	51.6	—	45.2	—
	p1	—	12.0	—	8.00	—
	p2	—	0.60	—	0.60	—
	c1	—	3.35	—	3.82	—

Z: 標高



第 15 図 液状化強度曲線

3) ジョイント要素

構造物と地盤の境界部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。ジョイント要素の特性は法線方向，接線方向に分けて設定する。法線方向では，引張応力が生じた場合，剛性及び応力をゼロとして剥離を考慮する。接線方向では，構造物と地盤の境界部のせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。静止摩擦力 τ_f は Mohr-Coulomb 式により規定する。

4) 荷重の入力方法

a. 常時荷重

常時荷重である自重は，鉄筋コンクリートや鋼管矢板等の単位体積重量を踏まえ，構造物の断面の大きさに応じて

算定する。

b. 地震荷重

地震荷重は，解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を，一次元波動論によって地震応答解析モデルの下端位置で評価した地震波を用いて算定する。

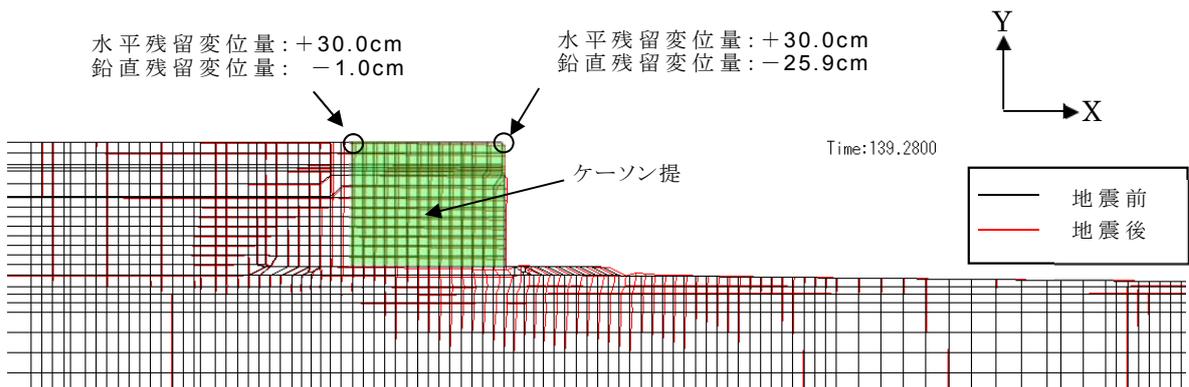
(6) 評価結果

現状のケーソン堤，傾斜堤，物揚岸壁に対する評価結果を示す。

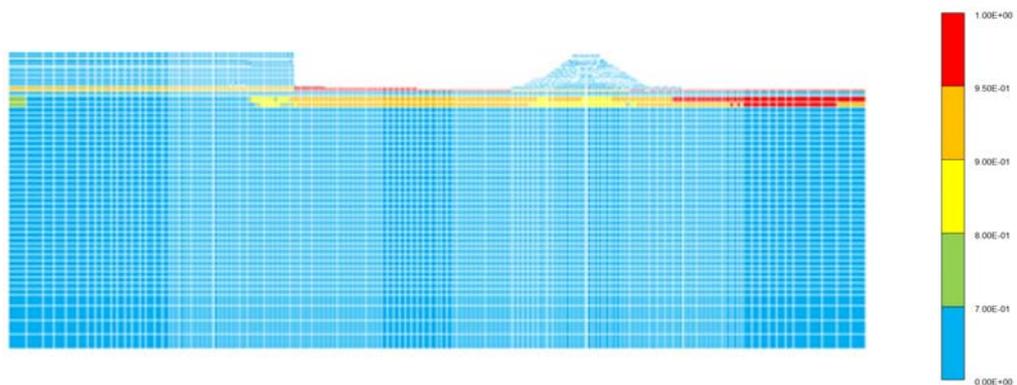
1) ケーソン堤

ケーソン堤は基準地震動 S_s 後に多少傾斜し，水平残留変位量は約 30cm，鉛直残留変位量は約 26cm である。

したがって，基準地震動 S_s 後，津波襲来前のケーソン堤の状態としては，ほぼ当初の位置，高さを確保しているものと判断される。残留変位図を第 16 図，過剰間隙水圧比分布図を第 17 図に示す。



第 16 図 残留変位図（ケーソン堤）

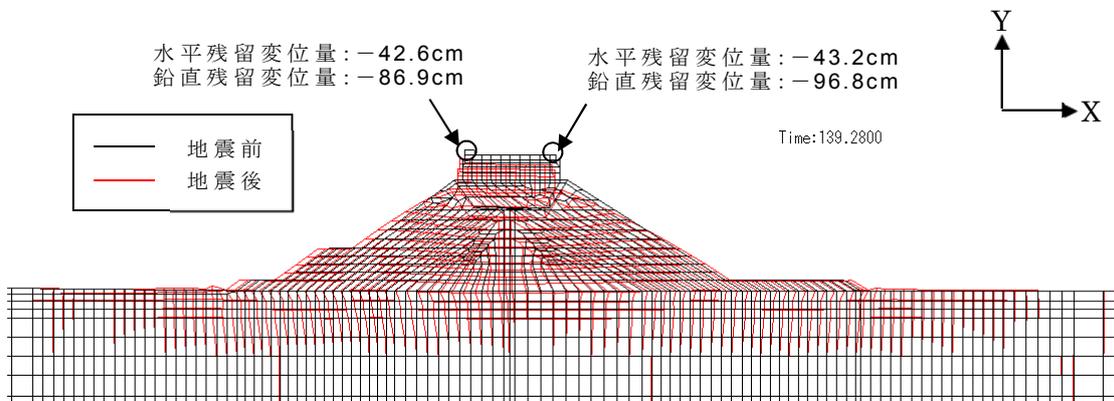


第 17 図 過剰間隙水圧比分布図

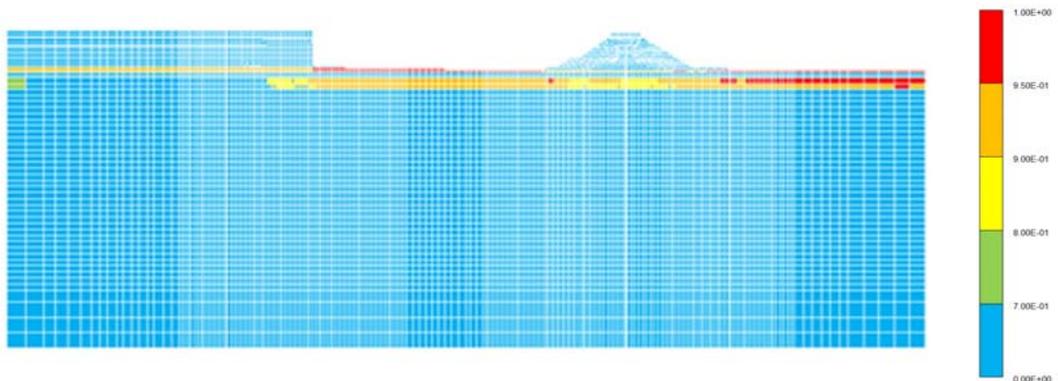
2) 傾斜堤

傾斜堤の基準地震動 S_s による水平残留変位量は約 43cm, 鉛直残留変位量は堤外側で約 97cm である。

したがって, 基準地震動 S_s 後, 津波襲来前の傾斜堤の状態としては, ほぼ当初の位置に存在するものの, 傾斜堤天端高さとしては約 1m 低い状態にあると判断される。残留変位図を第 18 図, 過剰間隙水圧比分布図を第 19 図に示す。



第 18 図 残留変位図 (傾斜堤)



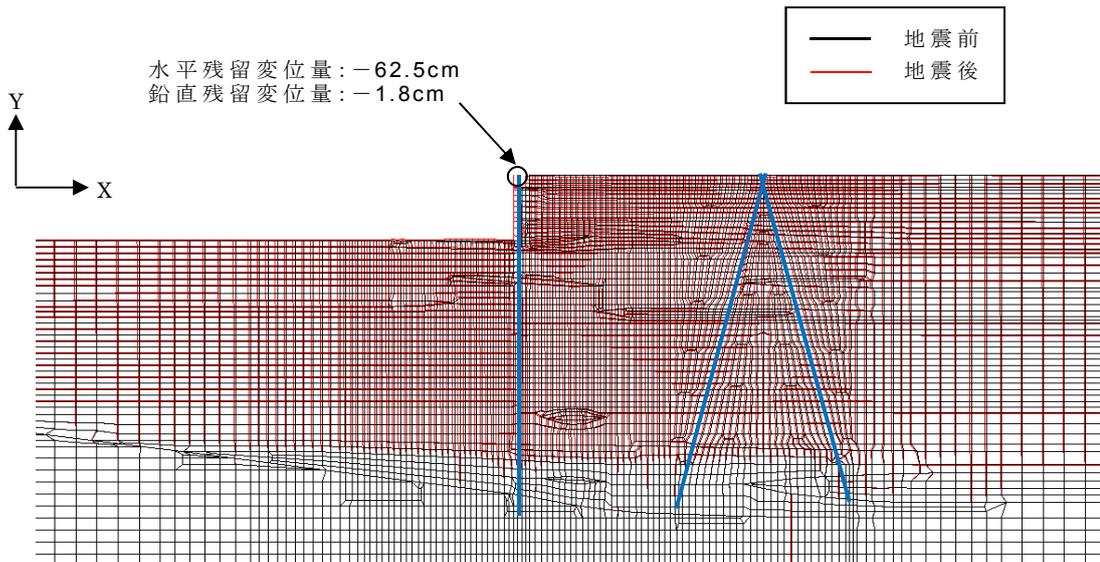
第 19 図 過剰間隙水圧比分布図

3) 物揚岸壁

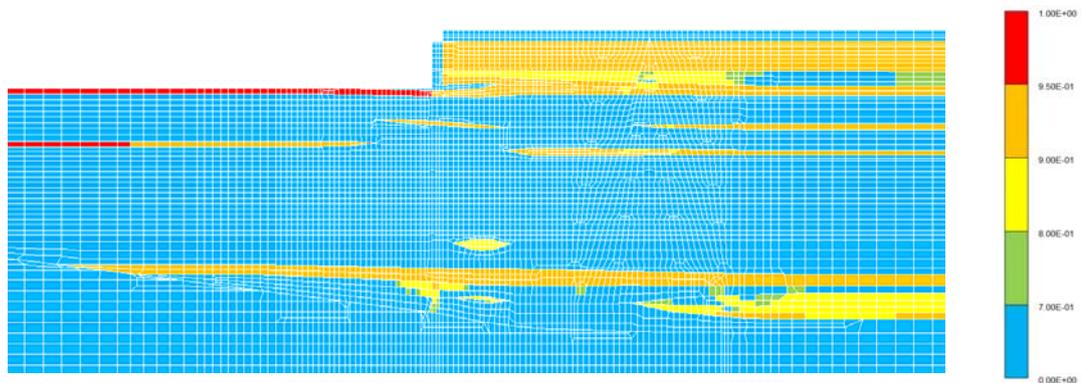
a. 残留変位量

前面鋼管矢板は，基準地震動 S_s により多少前面に変形し，水平残留変位量は約 63cm，鉛直残留変位量は約 2cm である。

残留変位図を第 20 図，過剰間隙水圧比分布図を第 21 図に示す。



第 20 図 残留変位図 (物揚岸壁)



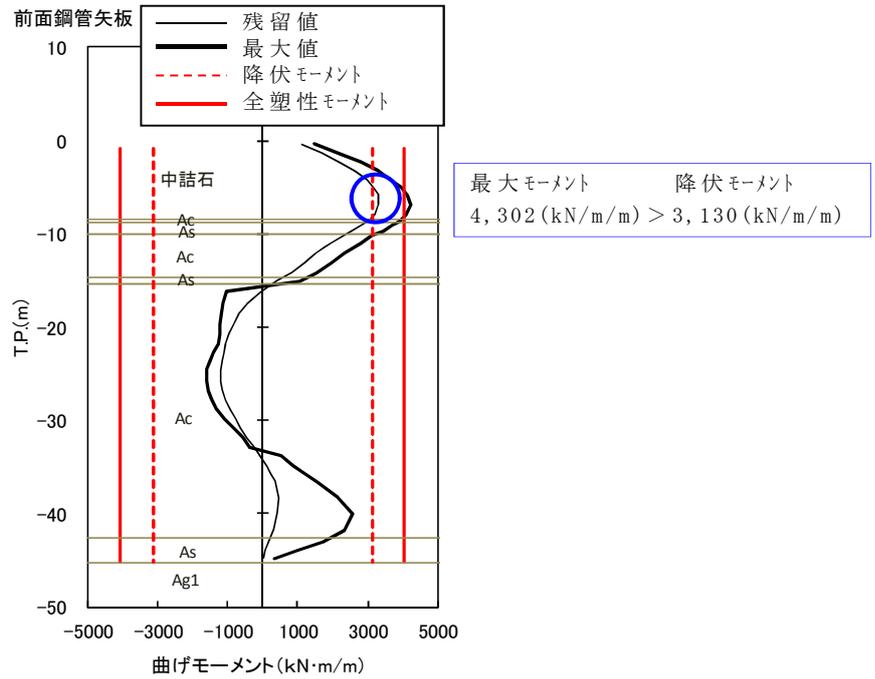
第 21 図 過剰間隙水圧比分布図

b. 照査結果

前面鋼管矢板の最大曲げモーメント分布図を第 22 図，タイロッドの軸方向伸び量時刻歴図を第 23 図，控え工鋼管杭（斜杭）の最大曲げモーメント図を第 24 図，控え工鋼管杭（斜杭）の最大曲げモーメント位置における軸力を考慮した合成照査図（M-N 図）を第 25 図，控え工鋼管杭（斜杭）の最大軸力分布図を第 26 図，支持力の照査結果を第 6 表に示す。

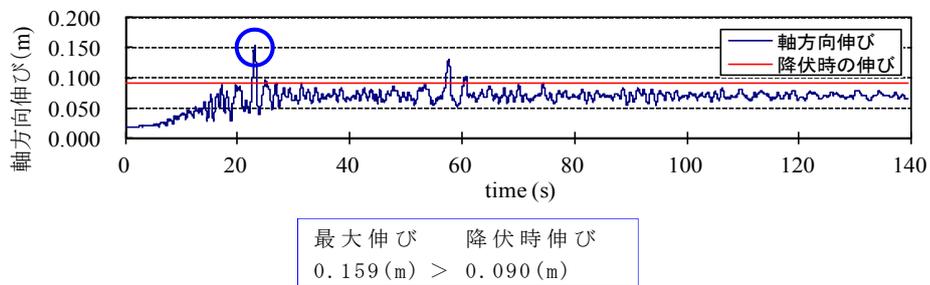
前面鋼管矢板は，曲げに対して海底面付近で降伏モーメントを超過する。また，前面鋼管矢板を支えるタイロッドは，降伏時の伸びを超過する。さらに，控え工鋼管杭（斜杭）は，作用軸力が地盤の極限支持力以下であるが，最大曲げモーメント位置における軸力を考慮した合成照査において，降伏モーメントを超過する。

① 前面鋼管矢板



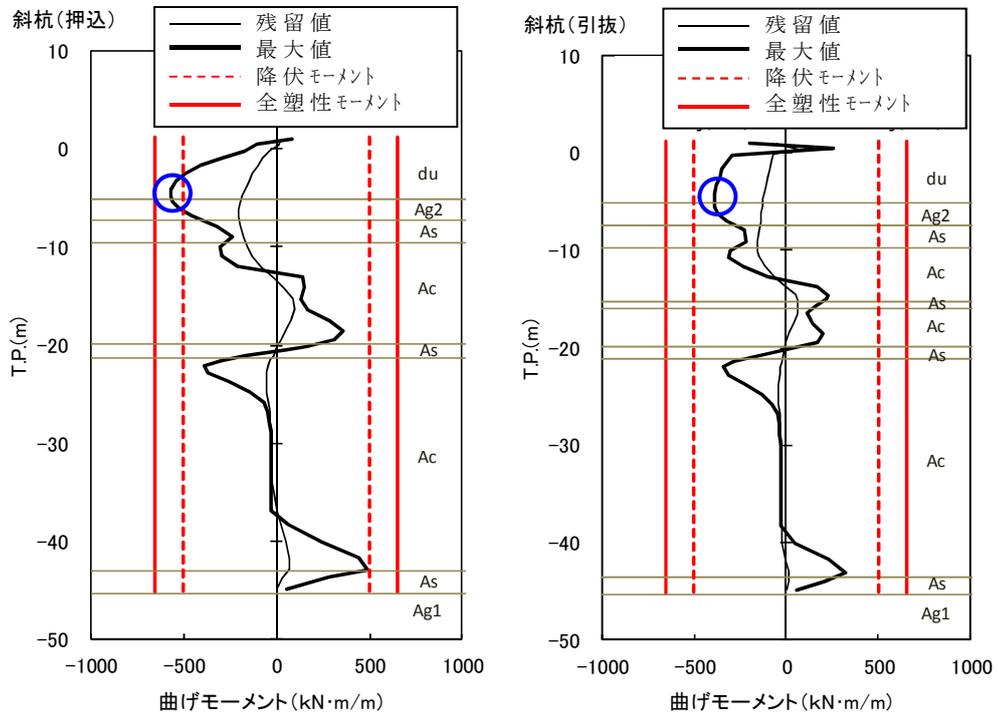
第 22 図 前面鋼管矢板の最大曲げモーメント分布図

② タイロッド



第 23 図 タイロッドの軸方向伸び量時刻歴図

③ 控え工鋼管杭（斜杭）

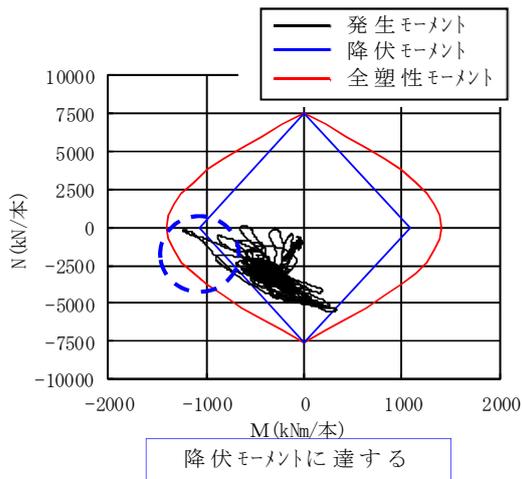


最大モーメント	降伏モーメント
571 (kN/m/m)	> 499 (kN/m/m)

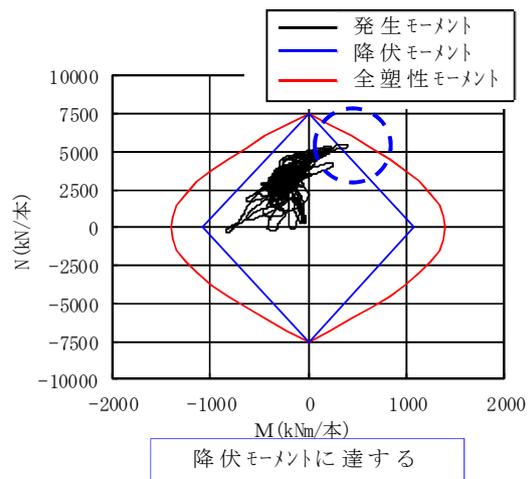
最大モーメント	降伏モーメント
391 (kN/m/m)	< 499 (kN/m/m)

第 24 図 控え工鋼管杭（斜杭）の最大曲げモーメント図

(押込杭)

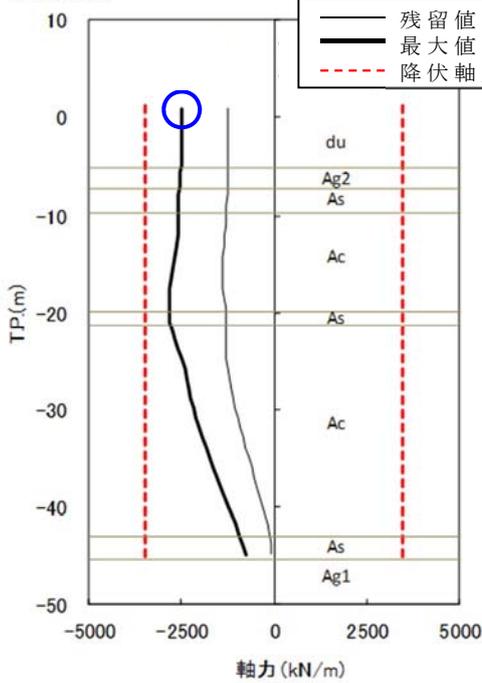


(引抜杭)

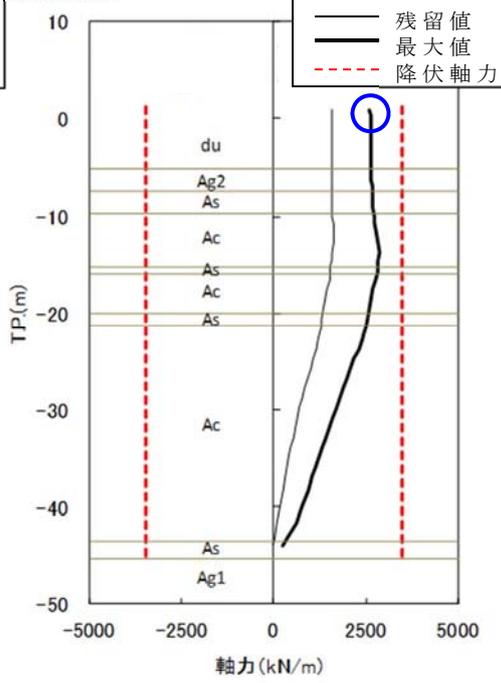


第 25 図 控え工鋼管杭（斜杭）の M-N 図（最大モーメント位置）

斜杭(押込)



斜杭(引抜)



支持力照査用軸力：
 $2,612 \text{ (kN/m)} \times 2.16 \text{ (m)}^{\ast 1} = 5,642 \text{ kN/本}$

支持力照査用軸力：
 $2,608 \text{ (kN/m)} \times 2.16 \text{ (m)}^{\ast 1} = 5,633 \text{ kN/本}$

※1 控え工鋼管杭間隔

第 26 図 控え工鋼管杭（斜杭）の最大軸力分布図

第 6 表 控え工鋼管杭（斜杭）の支持力照査結果

	作用軸力 (kN/本)	極限支持力 ^{※2} (kN/本)	判定
押込杭	5,642	10,267	O.K
引抜杭	5,633	10,040	O.K

※2 極限支持力の算出：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編にて算定

c. 物揚岸壁の評価結果

基準地震動 S_s により，物揚岸壁の前面鋼管矢板は，曲げに対して全塑性モーメントに至り，降伏点を超過する。また，タイロッド並びに，控え工鋼管杭（斜杭）についても，降伏点を超過する。

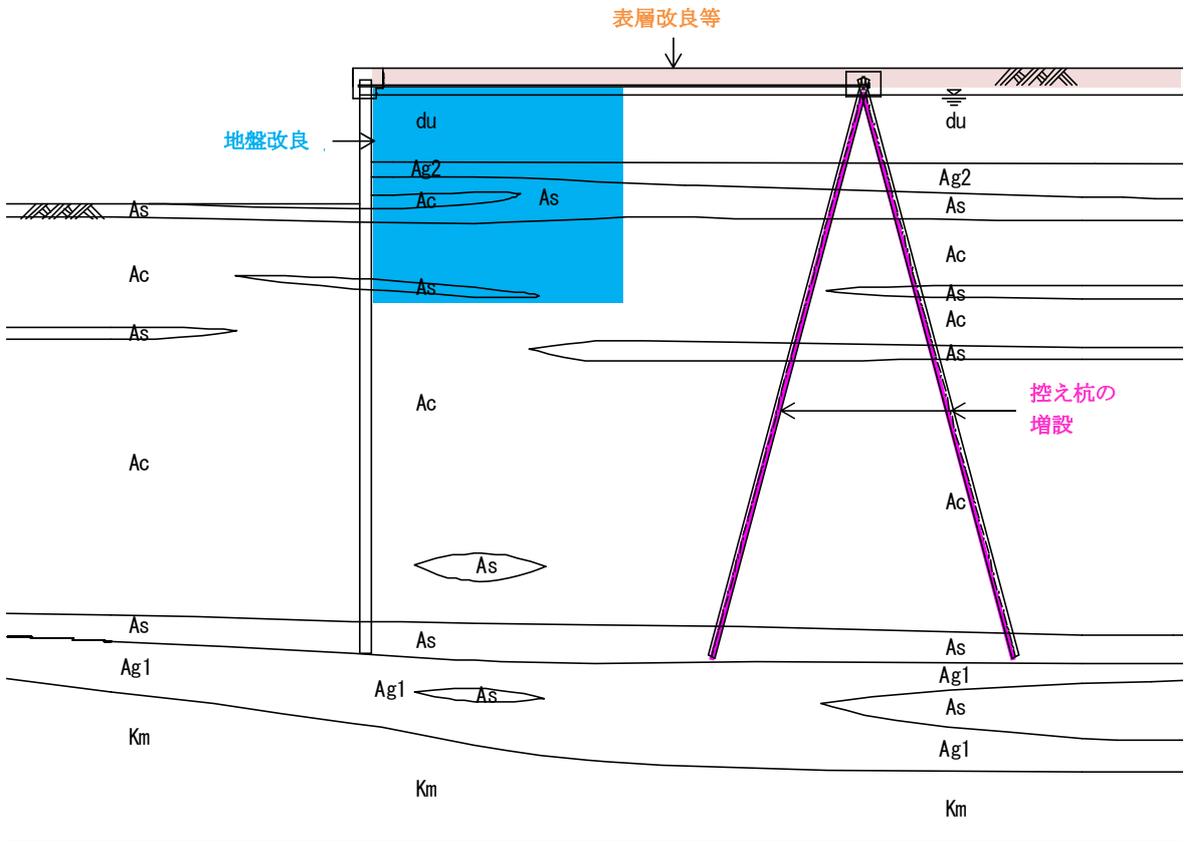
したがって，物揚岸壁は，基準地震動 S_s に対して全ての構造部材が降伏点を超過し，健全性が確保されないことから耐震対策を実施すると共に，漂流物化しない設計方針とする。

d. 物揚岸壁対策の方針

物揚岸壁においては，前面鋼管矢板，タイロッド，並びに控え工鋼管杭の発生断面力を低減させるために，地盤改良，控え工の増設等による対策を検討し，基準地震動 S_s 後においても，物揚岸壁が健全な状態を維持するように設計する。

また，津波襲来時の越流による前面鋼管矢板背後地盤の洗掘防止に対しては，表層改良等により，津波襲来時の土

砂流出等を防止する方針とする。物揚岸壁の対策工イメージを第 27 図に示す。



第 27 図 物揚岸壁の対策工イメージ図

(7) 基準地震動 S_s による防波堤への影響評価のまとめ

基準地震動 S_s が防波堤に及ぼす影響としては、主に傾斜堤の沈下であるが、地震後の残留変位量の評価結果から、大規模な損傷には至らないと考えられる。したがって、基準地震動 S_s 後に航路への影響はないものと考えられる。また、物揚岸壁においては、対策工を実施する方針とすることにより、物揚岸壁の健全性を維持することから、基準地震動 S_s による大型船舶の緊急離岸に関しては、影響はないものと判断される。

4. 津波時評価

(1) 評価方法

津波に対する防波堤の安定性を評価するにあたっては、防波堤を構成する各部材の重量や形状に対して、津波の水位や流速、波圧データに基づき評価を行う。

1) 傾斜堤（被覆材・ブロック類）

傾斜堤の被覆材やブロック類の安定性検討としては、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）」に準じて、イスバッシュ式^{※1}を用いて評価する。この式は米国の海岸工学研究センターが潮流による洗掘を防止するための捨石質量として示したものであり、水の流れに対する被覆材の安定質量を求めるものである。

※1 「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）」のイスバッシュ式

$$M_d = \frac{\pi \rho_r U_d^6}{48 g^3 (y_d)^6 (S_r - 1)^3 (\cos \theta - \sin \theta)^3}$$

M : 捨石等の安定質量 (t)
 ρ_r : 捨石等の密度 (t/m^3)
 U : 捨石等の上面における水の流れの速度 (m/s)
 g : 重力加速度 (m/s^2)
 y : イスバッシュ (Isbash) の定数
(埋込まれた石は 1.20, 露出した石は 0.86)
 S_r : 捨石等の水に対する比重
 θ : 水路床の軸方向の斜面の勾配 (°)

なお、上式に用いるイスバッシュ係数は、各検討状態において設定するものとし、基準津波襲来時においては、マウンド被覆材が露出した状態として 0.86 とする。また、基準津波襲来後の状態においては、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、イスバッシュ係数は 1.20 と設定する。

2) ケーソン堤

ケーソン堤については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）」の滑動，転倒^{※2}に基づく安定性の評価並びにイスバッシュ式による漂流物化の評価を行う。なお，津波波力は，「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省，平成 27 年 12 月）」の式^{※3}を用いる。

※2 「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）」の滑動，転倒照査式

○堤体の滑動照査式

$$f_d(W_d - P_{B_d} - P_{U_d}) \geq \gamma_a P_{H_d}$$

f ：壁体底面と基礎との摩擦係数

W ：堤体の重量（kN/m）

P_B ：浮力（kN/m）

P_U ：津波の揚圧力（kN/m）

P_H ：津波の水平波力（kN/m）

γ_a ：構造解析係数

○堤体の転倒照査式

$$a_1 W_d - a_2 P_{B_d} - a_3 P_{U_d} \geq \gamma_a a_4 P_{H_d}$$

W ：堤体の重量（kN/m）

P_B ：浮力（kN/m）

P_U ：津波の揚圧力（kN/m）

P_H ：津波の水平波力（kN/m）

$a_1 \sim a_4$ ：各作用のアーム長（m）

γ_a : 構造解析係数

※ 3 「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省，平成 27 年 12 月）」の津波波力算定式

$$\eta^* = 3.0a_I$$

$$p_1 = 3.0\rho_0ga_I$$

$$p_u = p_1$$

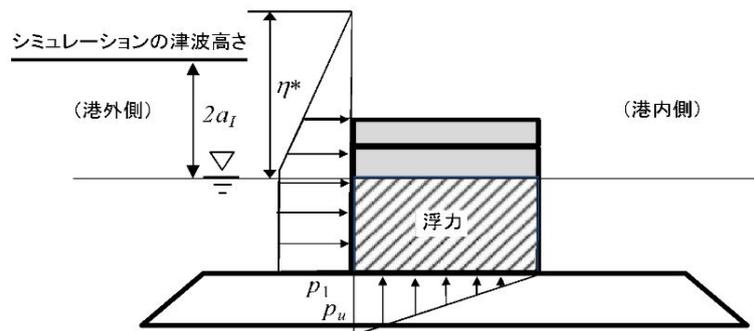
η^* : 静水面上の波圧作用高さ (m)

a_I : 入射津波の静水面上の高さ (振幅) (m)

ρ_0g : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

p_1 : 静水面における波圧強度 (kN/m²)

p_u : 直立壁前面下端における揚圧力 (kN/m²)



(2) 傾斜堤の津波時安定性

1) 基準津波襲来時（1波目）での限界流速

イスバッシュ式を適用する防波堤マウンドの被覆材等の種類とその重量及び算定した限界流速について第7表に示す。なお、基準津波襲来時においては、マウンド被覆材が露出した状態としてイスバッシュ係数は、0.86とする。

第7表 被覆材等の安定性に係る限界流速（1）

部位	規格	限界流速 (イスバッシュ式より算定)
ケーソン	5,000t/基（防波堤堤頭部）	16.3m/s
上部工	600t/基（傾斜堤部）	12.0m/s
被覆ブロック	32t 根固め方塊ブロック	7.2m/s
	30t 被覆ブロック	5.5m/s
	8t ガンマエル	2.5m/s
	5t ガンマエル	2.3m/s
	2t ガンマエル	2.0m/s
消波ブロック	16t テトラポット	2.8m/s
	25t テトラポット	3.7m/s
石類	基礎割石 100kg/個以下	1.1m/s
	基礎栗石 1000kg/個	1.9m/s
	被覆石 500~1000kg/個	1.7m/s
	グラベルマット等 100~500kg/個	1.3m/s

2) 基準津波襲来後（2波目以降）の限界流速

イスバッシュ式を適用する防波堤マウンドの被覆材等の種類とその重量及び算定した限界流速について第8表に示す。なお、基準津波襲来後の状態においては、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、イスバッシュ係数は、1.20とする。

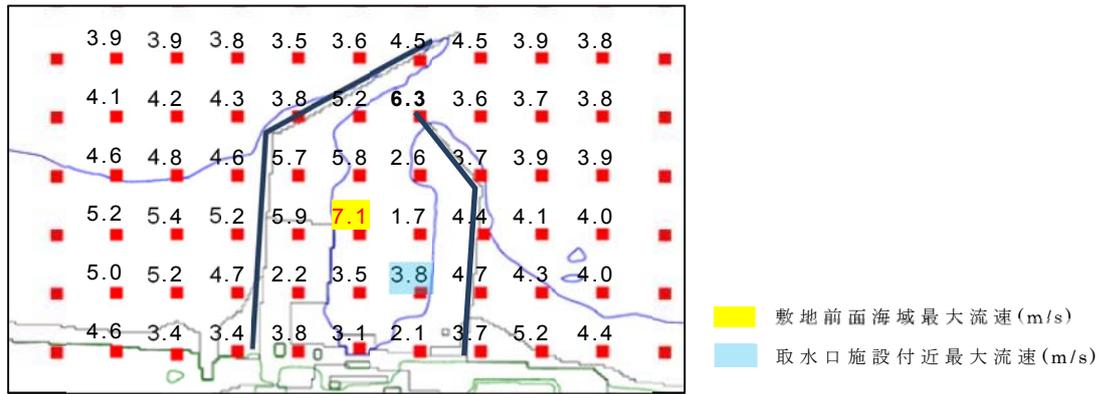
第 8 表 被覆材等の安定性に係る限界流速 (2)

部位	規格	限界流速 (イスハッシュ式より算定)
ケーソン	5,000t/基 (防波堤堤頭部)	22.7m/s
上部工	600t/基 (傾斜堤部)	16.8m/s
被覆ブロック	32t 根固め方塊ブロック	10.1m/s
	30t 被覆ブロック	10.0m/s
	8t ガンマエル	8.0m/s
	5t ガンマエル	7.4m/s
消波ブロック	2t ガンマエル	6.4m/s
	16t テトラポット	8.9m/s
石類	25t テトラポット	9.6m/s
	基礎割石 100kg/個以下	3.6m/s
	基礎栗石 1000kg/個	6.2m/s
	被覆石 500~1000kg/個	5.5m/s
	グラベルマット等 100~500kg/個	4.1m/s

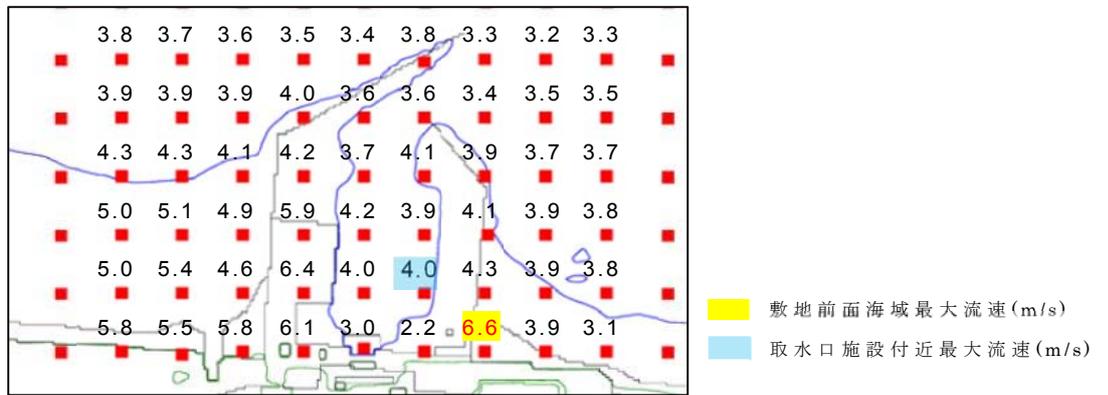
3) 敷地前面海域の流速

基準津波に対して、防波堤がある場合とない場合及び耐震評価結果から保守的に防波堤を 1m 沈下させた場合の 3 つのケースで津波シミュレーションを実施し流速を確認した。その結果、防波堤範囲における最大流速は、防波堤がある場合の約 7.0m/s であることから、基準津波襲来時 (1 波目) においては、30t 被覆ブロック以下の重量の被覆材については、安定性が確保されずに漂流物化する。一方、基準津波襲来後 (2 波目以降) においては、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、限界流速が増加するため、2t 被覆ブロック以下の重量のマウンドの被覆材については、安定性が確保されずに漂流物化するものとする。

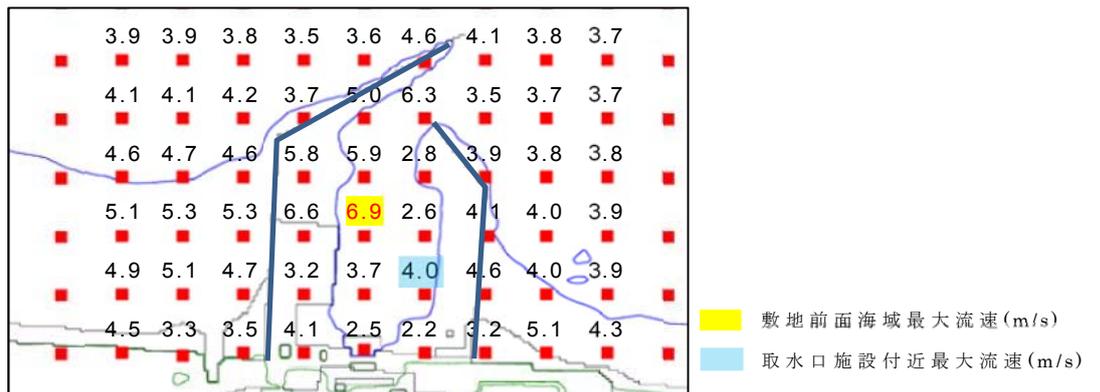
敷地前面海域における最大流速分布図を第 28 図～第 30 図、漂流物化の可能性のあるマウンドの被覆材について第 9 表及び第 31 図に示す。



第 28 図 前面海域における最大流速分布図（防波堤あり）



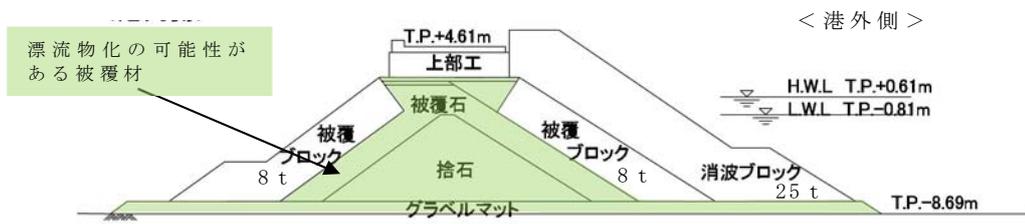
第 29 図 前面海域における最大流速分布図（防波堤なし）



第 30 図 前面海域における最大流速分布図（防波堤 1m 沈下）

第 9 表 漂流物化の可能性があるマウンドの被覆材

部位	規格
被覆ブロック	2t ガンマエル (北, 南側防波堤等の一部範囲)
石類	基礎割石 100kg/個以下
	基礎栗石 1000kg/個
	被覆石 500~1000kg/個
	グラベルマット等 100~500kg/個



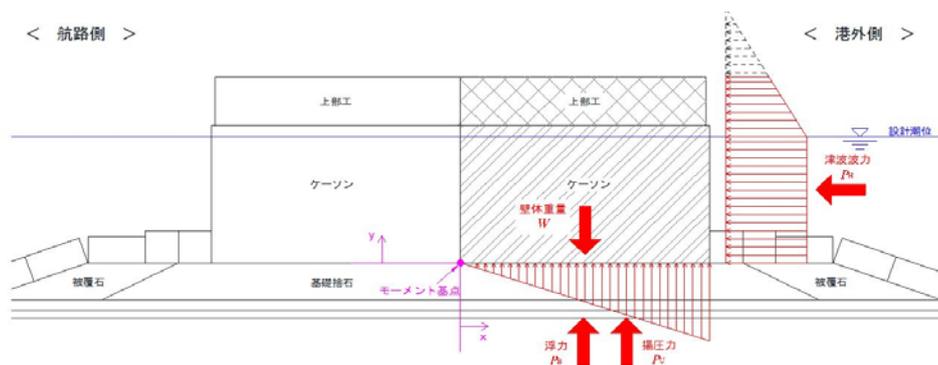
第 31 図 漂流物化の可能性がある範囲図

(二次元有効応力解析断面)

(3) ケーソン堤の津波時安定性

ケーソン堤における基準津波時の津波波力を「防波堤の耐津波設計ガイドライン（国土交通省，平成 27 年 12 月）」の式^{※3}を用いて算定し，「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）」^{※2}に準じて，ケーソン堤の滑動，転倒照査を行った。

ケーソン堤位置の最大津波高さは，南防波堤で T.P. +13m 程度であり，滑動，転倒照査の結果，安定性は確保されない結果となった。ケーソン堤照査図を第 32 図に示す。



第 32 図 ケーソン堤照査図

また，イスバッシュ式による安定性の評価は，第 7 表，第 8 表に示す通り，限界流速が最大流速を上回ることから，ケーソンは漂流物化しないものと判断される。

※2：添付 18-32 ページで示した式。

※3：添付 18-33 ページで示した式。

(4) 防波堤漂流物の重要施設への到達の可能性評価

1) 傾斜堤

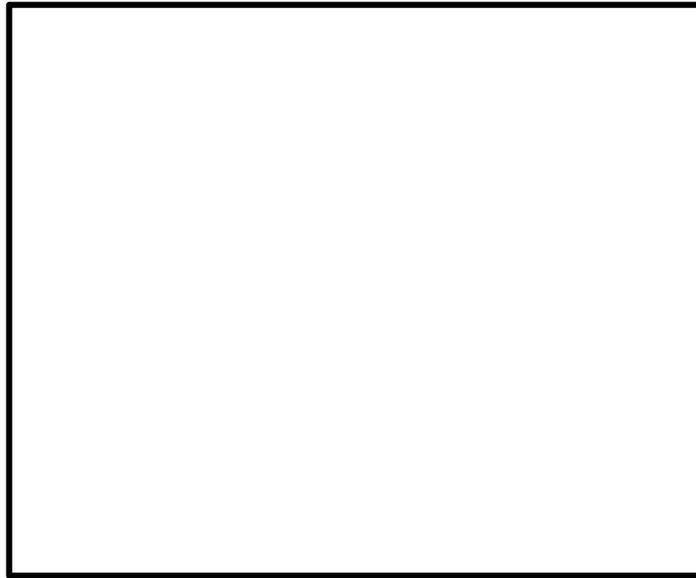
傾斜堤においては、基準津波襲来後（2波目以降）に、海底表層の液状化による緩い状態の地盤面に落下し埋もれることから、限界流速が増加するため、2t 被覆ブロック以下の重量のマウンドの被覆材については、安定性が確保されずに漂流物化するものとする。しかし、取水施設付近での最大流速は概ね 4m/s 程度であり限界流速を下回ることから、マウンドの被覆材が漂流物化したとしても、これらの施設へ到達する可能性は低いと考えられるが、保守的に漂流物化する可能性があるものとして取り扱う。

2) ケーソン堤

海域の沖合に4函設置されているケーソン堤は、取水施設から直線距離にして350m～550m程度の離隔距離がある。ケーソン堤に関する既往の津波被災事例^{※4}を調査した結果、津波による強い流れによって防波堤のマウンドが大きく洗掘・流出し、かつ津波による強い水平力が原因でケーソン堤が転倒し、場合によっては回転しながらの移動が推定されるとされている。また、津波によるケーソン堤の移動距離は、最大150m程度の事例（東北地方太平洋沖地震、田老漁港、1,000t級ケーソン）が報告されている。

東海第二発電所のケーソン堤は、5,000t級の重量構造物であり、取水施設まで十分な離隔距離があること及びイスバッシュ式による評価では限界流速が最大津波流速を上回っているため、漂流物として取水施設までの到達を考慮し

ない。第 33 図に取水設備からの離隔距離図を示す。



第 33 図 取水設備からの離隔距離図

※ 4 水産総合研究センター 震災復興に向けた活動報告集 1，
平成 24 年 3 月，東日本大震災による漁港施設の地震・津
波被害に関する調査報告（第 1 報），独立行政法人 水産
総合研究センター

3) 物揚岸壁

物揚岸壁は，耐震性を確保する対策工及び岸壁背後地の
洗掘防止対策工を実施することから，物揚岸壁構造部材並
びに背後地の土砂の漂流物化はないものとする。

(5) 取水施設における取水機能の成立性

1) 取水口

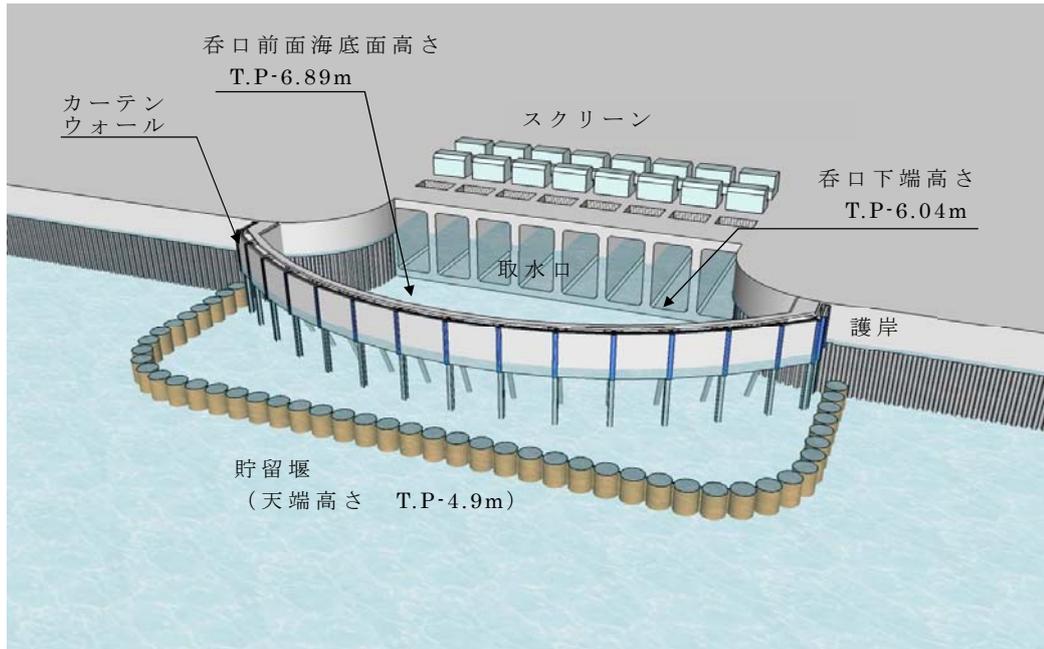
取水口周りの概念図を第 34 図に示す。

取水口の呑口は 8 口あり、幅 42.8m、高さ 10.35m (1 口当たりの内部寸法は幅 4.1m、高さ 8.35m) である。また、呑口下端高さは T.P. - 6.04m、呑口前面海底面高さは T.P. - 6.89m であり、取水口前面 (カーテンウォール外側) には、天端高さ T.P. - 4.9m の貯留堰を設置する。

仮にマウンドの被覆材が漂流物化し、取水口周りに到達したとしても貯留堰やカーテンウォールの鋼管杭等の存在、呑口前面海底面高さ (T.P. - 6.89m) と呑口下端高さ (T.P. - 6.04m) に約 85cm の段差があることから、漂流物が取水口前面又は固定バースクリーンへ到達し難いことは明らかであるが、保守的にマウンドの被覆材が漂流物化し、取水口前面に堆積した場合の取水機能を検討する。

マウンドの被覆材が貯留堰から固定式バースクリーンまで堆積したと仮定し、マウンドの被覆材 (100kg/個の捨石程度) の透水係数を 10^2cm/s^{*5} として算出される通水量は約 $14 \text{m}^3/\text{s}^{*6}$ となる。ここで、マウンドの被覆材の石材は砂利より間隙が大きく、透水性は高いと考えられるが、保守側に砂利相当の透水係数を用いた。

また、非常用ポンプ 7 台の必要取水量は、 $1.2 \text{m}^3/\text{s}^{*7}$ であり、被覆材の堆積を仮定した場合の通水量が上回ることから、取水機能が失われることはない。



第 34 図 取水口周りの概念図

※5 マウンドの被覆材の透水係数：

「水理公式集（土木学会） P375 表 1.1」より

表 1.1 透水係数の概略値と決定法¹⁾

k (cm/s)	10^2	1.0	10^{-2}	10^{-4}	10^{-6}	10^{-8}
土砂の種類	きれいな砂利		きれいな砂 きれいな砂利 まじりの砂	細砂, シルト, 砂とシルトの混合砂		難透水性土 粘 土
決定法	揚水試験法, 定水位法, 実験公式			変水位法		

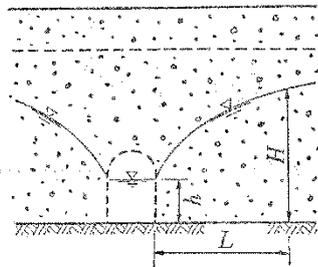
※6 捨石の堆積箇所における通水量：

「水理公式集（土木学会） P383 表 1.5」より

・集水暗きよの取水量公式

$$Q = \frac{k(H^2 - h^2) \cdot l}{L}$$

【解説】本式は準一様流の仮定より得られ、Dupuit-Forchheimer の式と呼ばれている。



※左式は水路両面からの流入量のため、算出は 1/2 倍とする。

- ・捨石の透水係数 $k = 1 \times 10^2 \text{ cm/s}$
- ・静水面 = L. W. L. = T. P. - 0.81m
- ※常時を想定、水位が低い方が保守側
- ・水路床高 = T. P. - 6.89m
- ・ $H = (T. P. - 0.81\text{m}) - (T. P. - 6.89\text{m}) = 6.08\text{m}$
- ・ $h = (T. P. - 5.66\text{m}) - (T. P. - 6.89\text{m}) = 1.23\text{m}$
- ・ $l = 32.8\text{m}$
- 水路幅（スクリーン室幅 $4.1\text{m} \times 8$ 箇所）
- ・ $L = 42.33\text{m}$
- 流路長（貯留堰～スクリーンの距離）

$$Q = \frac{k \times (H^2 - h^2) \times l}{L} \times \frac{1}{2} = \frac{1 \times 10^2 \times 10^{-2} \times (6.08^2 - 1.23^2) \times 32.8}{42.33} \times \frac{1}{2} = 13.7\text{m}^3/\text{s}$$

※7 非常用ポンプ必要取水量：

ポンプ名称	定格流量 (m ³ /h)	運転台数 (台)	取水量合計	
			(m ³ /h)	(m ³ /min)
残留熱除去系海水系ポンプ	886	4	3,544	59.07
非常用ディーゼル発電機用海水ポンプ	273	2	546	9.10
高圧炉心スプレイ系ディーゼル発電機用海水ポンプ	233	1	233	3.88
合計			4,323	72.05

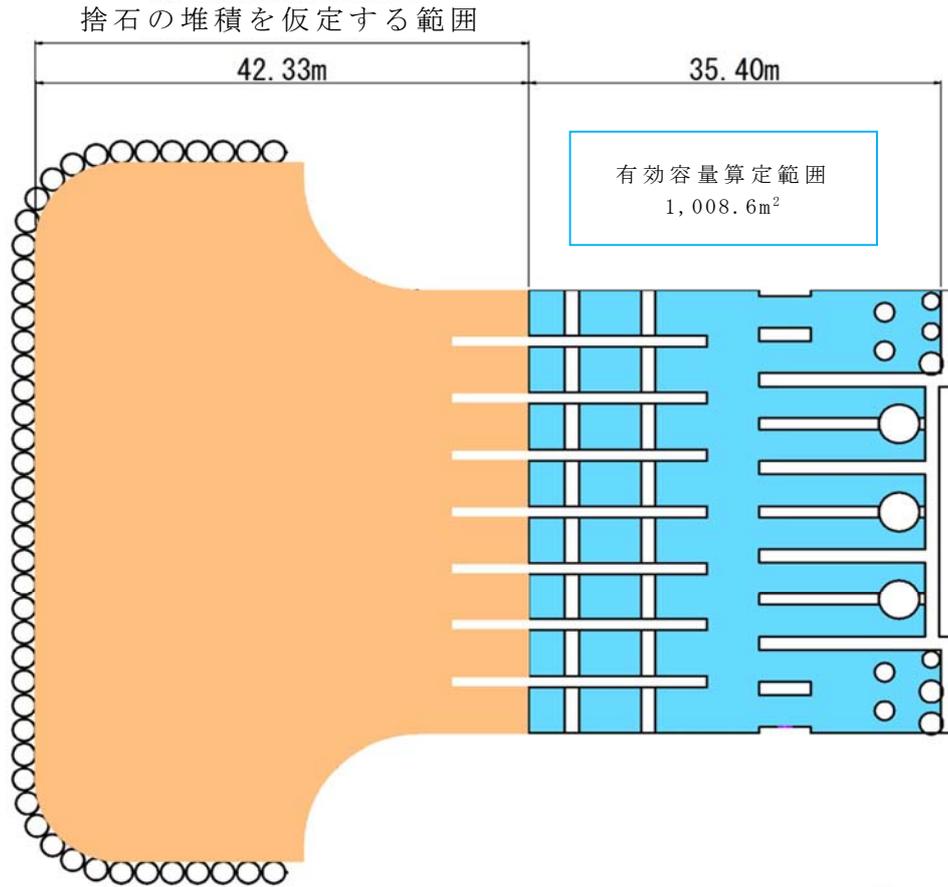
$$\text{必要取水量} : 72.05\text{m}^3/\text{min} = 1.2\text{m}^3/\text{s}$$

2) 貯留堰

貯留堰は、取水口の前面に設置されており、50tの漂流物の衝突荷重を考慮した設計としている。仮に最大重量の漂流物である2t被覆ブロックが衝突したとしても、損壊はしない。また、マウンドの被覆材が漂流物化し、貯留堰を越えて貯留堰内に流入する可能性は低いと考えられるものの、保守的に貯留堰内に到達したものと仮定し、引き波時の貯留機能を検討する。

被覆材が貯留堰からスクリーンまでの約40m範囲を埋めつくしたとしても、スクリーン内部の貯留量が約517m³（第36図）であり、引き波時間約3分間の非常用ポンプ必要取水量約220m³（ $\approx 72.05\text{m}^3/\text{min} \times 3\text{min}$ ）を確保することが出来る。

貯留堰の有効容量平面図を第35図に、有効容量縦断面図を第36図に、貯留堰前面の引き波の継続時間を第37図に示す。



第 35 図 有効容量平面図



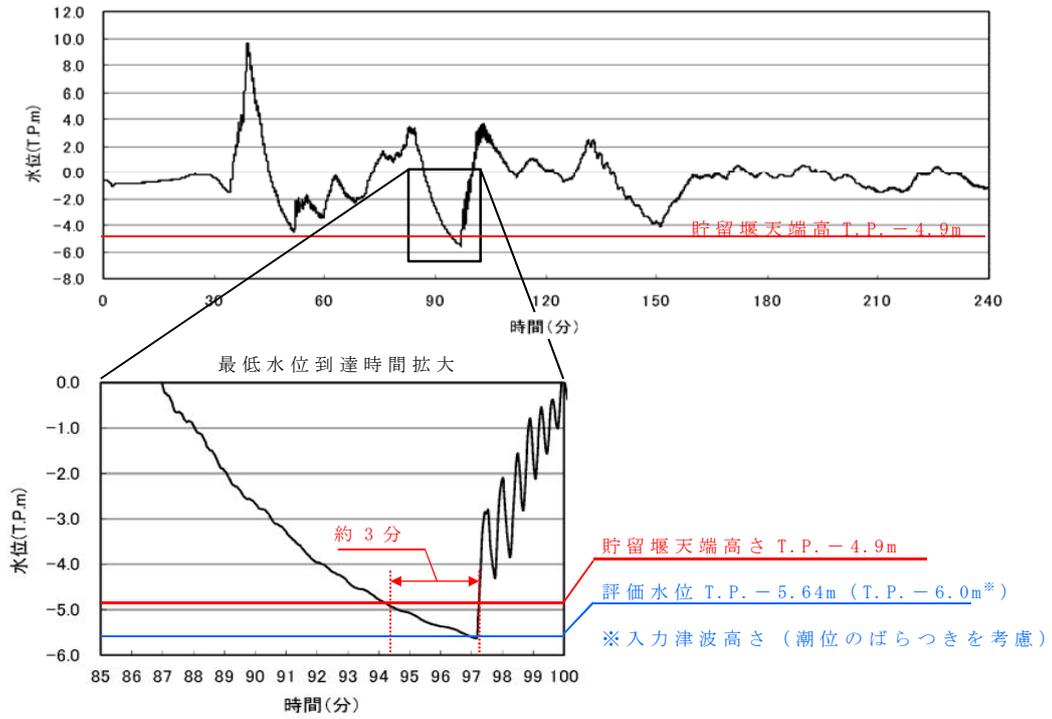
(面積×高さ) - (スロッシングによる溢水量)
 = (1,008.6m²×0.76m) - 249m³ ※8
 = 517m³

有効容量算定範囲
 高さ:0.76m
 (T.P.-4.9m) - (T.P.-5.66m)

第 36 図 有効容量縦断面図

※8 スロッシングによる溢水量：

「貯留堰の設置位置及び天端高さの決定の考え方」から引用



第 37 図 引き波の継続時間

3) S A用海水ピット取水塔

S A用海水ピット取水塔の平面図を第 38 図、断面図を第 39 図に示す。S A用海水ピット取水塔は、海底面から R C 構造の立坑が 1m 程度突出した構造であり、立坑内には鋼製の通水管を設置している。

当該取水塔は、50t の漂流物の衝突荷重を考慮した設計としている。仮に最大重量の漂流物である 2t 被覆ブロックが衝突したとしても、損壊しない。

水塔上面には、漂流物の流入防止として取水塔の側壁上部に沿って円周上に約 60cm 間隔で設置する幅約 30cm、高さ約 30cm の支柱の上部に約 30cm 角の格子状の鋼材により開口を設けた蓋を設置するため、漂流物化した防波堤のマウンド被覆材のうち、100kg/個（形状：立方体 1 辺 約 32cm～35cm）のものに対しても、進入を防止出来る。

また、立坑内に設置する通水管の取水部は、ピット底部から約 12m 上方に、複数個設置し、その開口は下向きとすることでピット上部の格子蓋を通過した漂流物の直接的な侵入及び堆積物の進入を抑止している。

更に、漂流物化するマウンド被覆材が、S A用海水ピット取水塔周辺を覆いつくしたとして、S A用海水ピットの取水機能を検討する。

漂流物化したマウンドの被覆材が、S A用海水ピット取水塔を中心に円形に堆積したと仮定し、マウンドの被覆材（100kg/個の捨石程度）の透水係数を 10^2cm/s^{*5} として算出される通水量は約 $1.5\text{m}^3/\text{s}^{*9}$ となる。ここで、マウンド

の被覆材の石材は砂利より間隙が大きく、透水性は高いと考えられるが、保守側に砂利相当の透水係数を用いた。また、SA用海水ピット取水塔の必要取水量は $0.75\text{m}^3/\text{s}^{*10}$ であり、マウンドの被覆材の堆積を仮定した場合の通水量が上回ることから、取水機能が失われることはない。SA用海水ピット取水塔部の漂流物堆積イメージ図を第40図に示す。

※9 捨石の堆積箇所における通水量：

「水理公式集（土木学会） P378 表 1.3」より

・通常井戸の取水量公式

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h_0^2)}{2.3 \log_{10}(R/r_0)}$$

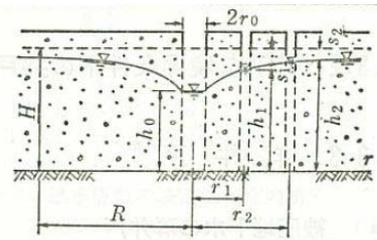
平衡式(揚水試験)

$$Q = \frac{\pi k (h_2^2 - h_1^2)}{2.3 \log_{10}(r_2/r_1)}$$

あるいは

$$k = \frac{0.733 Q \log_{10}(r_2/r_1)}{(h_1 + h_2)(s_1 - s_2)}$$

【解説】本表A欄の解説を参照のこと。井底だけから流入する観測井を $r \geq 0.6H$ の範囲に設ける場合には、観測井底を不透水層から $H/2$ の高さの位置に設け、その水位を用いてもよい⁵⁾。



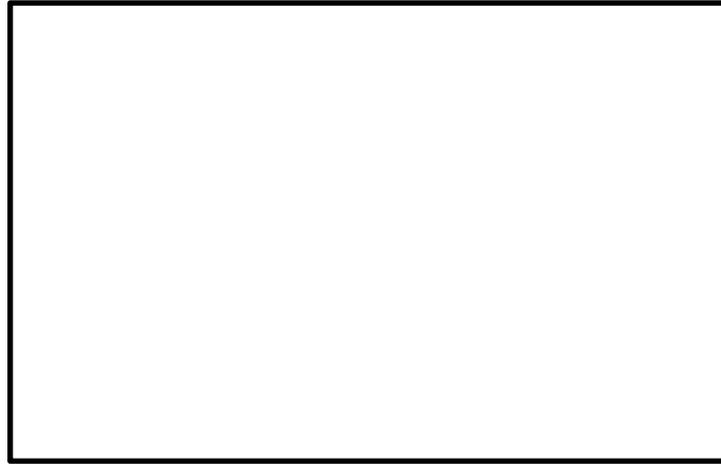
完全貫入井戸

- ・漂流物の透水係数 $k = 1 \times 10^2 \text{cm/s}$ ※捨石の透水係数
- ・原地下水位 = T.P. - 0.81m
※水位が L.W.L.、漂流物が L.W.L. の高さまで堆積した状態を想定
- ・水路床高 = T.P. - 2.20m ※SA用海水ピット取水塔の天端高さ
- ・ $H = (\text{T.P.} - 0.81\text{m}) - (\text{T.P.} - 2.20\text{m}) = 1.39\text{m}$
- ・ $h_0 = (\text{T.P.} - 2.20\text{m}) - (\text{T.P.} - 2.20\text{m}) = 0.00\text{m}$
- ・堆積範囲の半径 $R = 129\text{m}$
※マウンドの被覆材が SA用海水ピット取水塔を中心に円形に堆積した状態を想定
- ・取水口の半径 $r_0 = 2.85\text{m}$ (防護蓋の支柱の内側の半径)

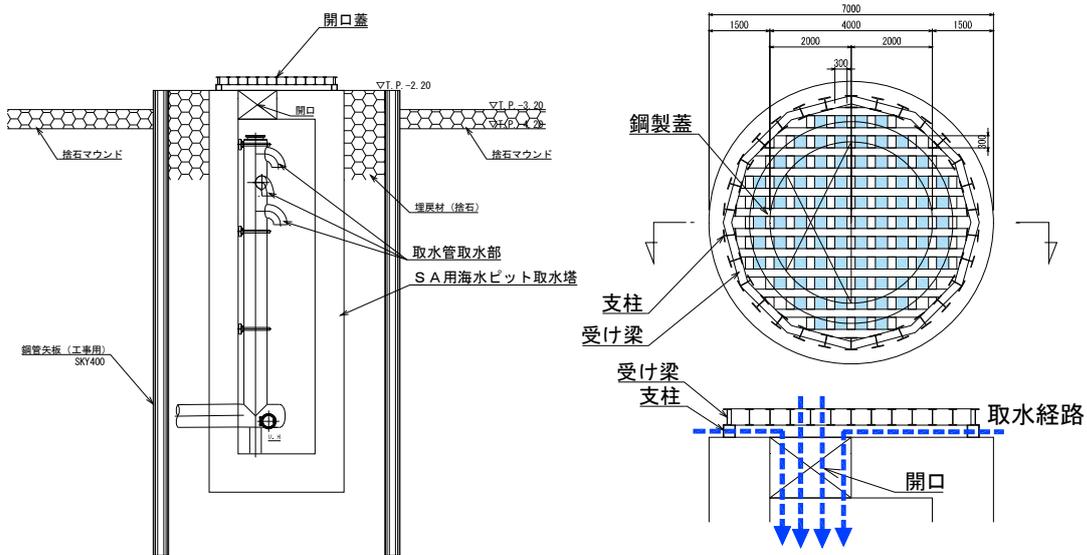
$$Q = \frac{\pi \times k \times (H^2 - h_0^2)}{2.3 \times \log_{10}(R/r_0)} = \frac{\pi \times 1 \times 10^2 \times 10^{-2} \times (1.39^2 - 0^2)}{2.3 \times \log_{10}(129/2.85)} = 1.593 \text{m}^3/\text{s}$$

※10 S A用海水ピット取水塔の必要取水量：

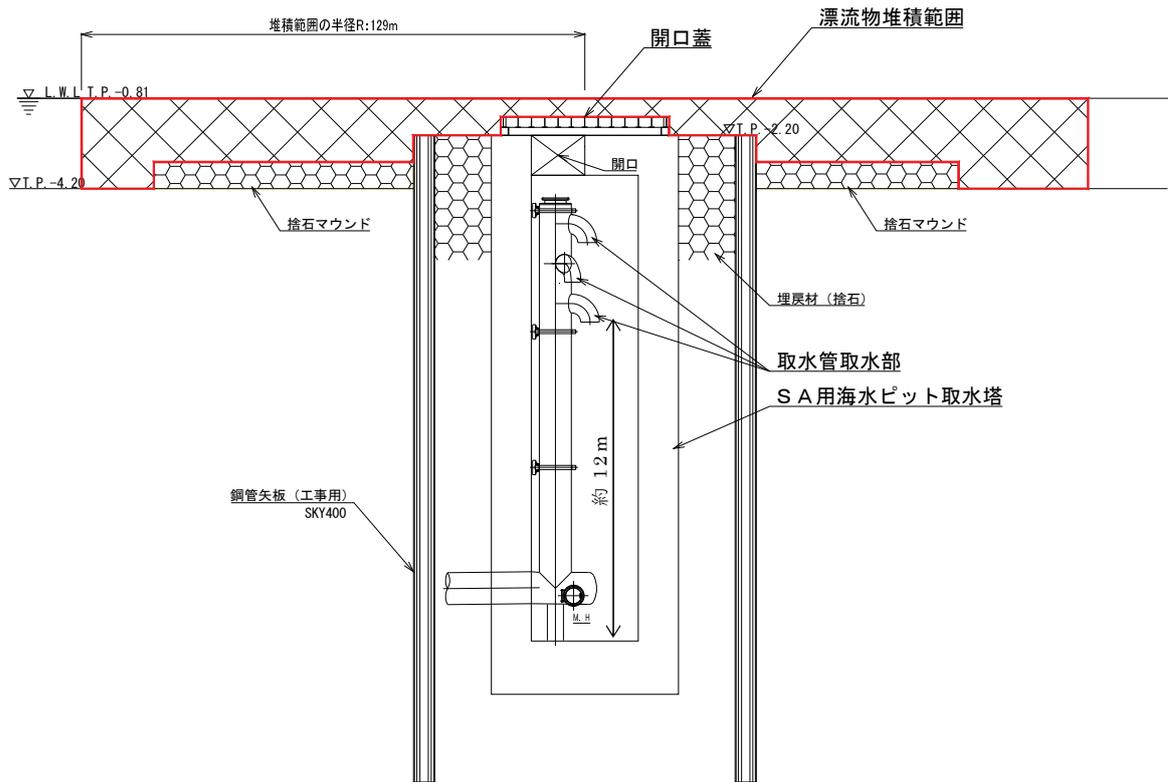
$$2,680\text{m}^3/\text{h} = 0.75\text{m}^3/\text{s}$$



第 38 図 S A用海水ピット取水塔の平面図



第 39 図 S A用海水ピット取水塔の断面図 (案)



第 40 図 SA用海水ピット取水塔部漂流物堆積イメージ図

(6) 津波による防波堤損壊の影響評価のまとめ

基準津波が防波堤に及ぼす影響としては、防波堤のマウンドの被覆材の漂流物化が考えられるが、取水施設周辺の流速が小さいことから取水施設へ到達する可能性は低いものと考えられる。

防波堤損壊により漂流物化したマウンドの被覆材が取水施設に到達したとしても、各取水施設は漂流物の衝突に対して十分な耐力を確保している。また、仮にマウンドの被覆材が取水施設の周辺に堆積したとしても、マウンドの被覆材の透水性能が高いことから、取水施設は取水機能を満足する。したがって、防波堤損壊により取水施設が取水機能を失うことはないものと判断する。

漂流物による各取水施設への影響評価結果を以下に示す。

- ・ 取水口において、堆積したマウンド被覆材の通水量約 $14\text{m}^3/\text{s}$ が、非常用ポンプ 7 台の必要取水量 $1.2\text{m}^3/\text{s}$ を上回るため、取水口の取水機能を満足する。
- ・ 貯留堰において、貯留堰からスクリーンまでの範囲をマウンド被覆材が埋めつくしたとしても、スクリーン内部の貯留量約 517m^3 により、引き波時間約 3 分間の非常用ポンプ必要取水量約 220m^3 を確保しており、引き波時の取水機能を満足する。
- ・ S A 用海水ピット取水塔において、堆積したマウンド被覆材の通水量約 $1.5\text{m}^3/\text{s}$ が、S A 用海水ピット取水塔の必要取水量 $0.75\text{m}^3/\text{s}$ を上回るため、S A 用海水ピット取水塔の取水機能を満足する。なお、S A 用海水ピット取水塔内に堆積する砂については、定期的な点検を実施し、必要に応じて排砂することとする。

燃料等輸送船の係留索の耐力について

1. 概要

燃料等輸送船（以下「輸送船」という。）は、津波警報等発表時は、原則として緊急退避するが、極めて短時間に津波が襲来する場合を考慮し、津波の流向及び物揚岸壁（以下「岸壁」という。）と取水口の位置関係を踏まえ、係留索の耐力について評価を実施する。

係留索については、船舶の大きさから一定の算式によって計算される数値（艀装数）に応じた仕様（強度，本数）を有するものを備えることが、日本海事協会（NK）の鋼船規則において定められている。

今回、輸送船が備えている係留索の係留力及び流圧力について、石油会社国際海事評議会 OCIMF（Oil Companies International Marine Forum）の手法を用いて算出し、耐力評価を行う。

なお、岸壁については、基準地震動 S_s に対して、必要な対策工を実施し、当初の位置及び高さを確保すること（添付資料 1 8 参照）、また、津波に対して、緊急退避可能時間（本文 第 2.5-26 図参照）を考慮すると、基準津波及び早く到達する敷地周辺の海域活断層を波源とした津波の到達（第 2 表）までに輸送船は退避可能であることから、本係留索の耐力評価に影響を及ぼさない。

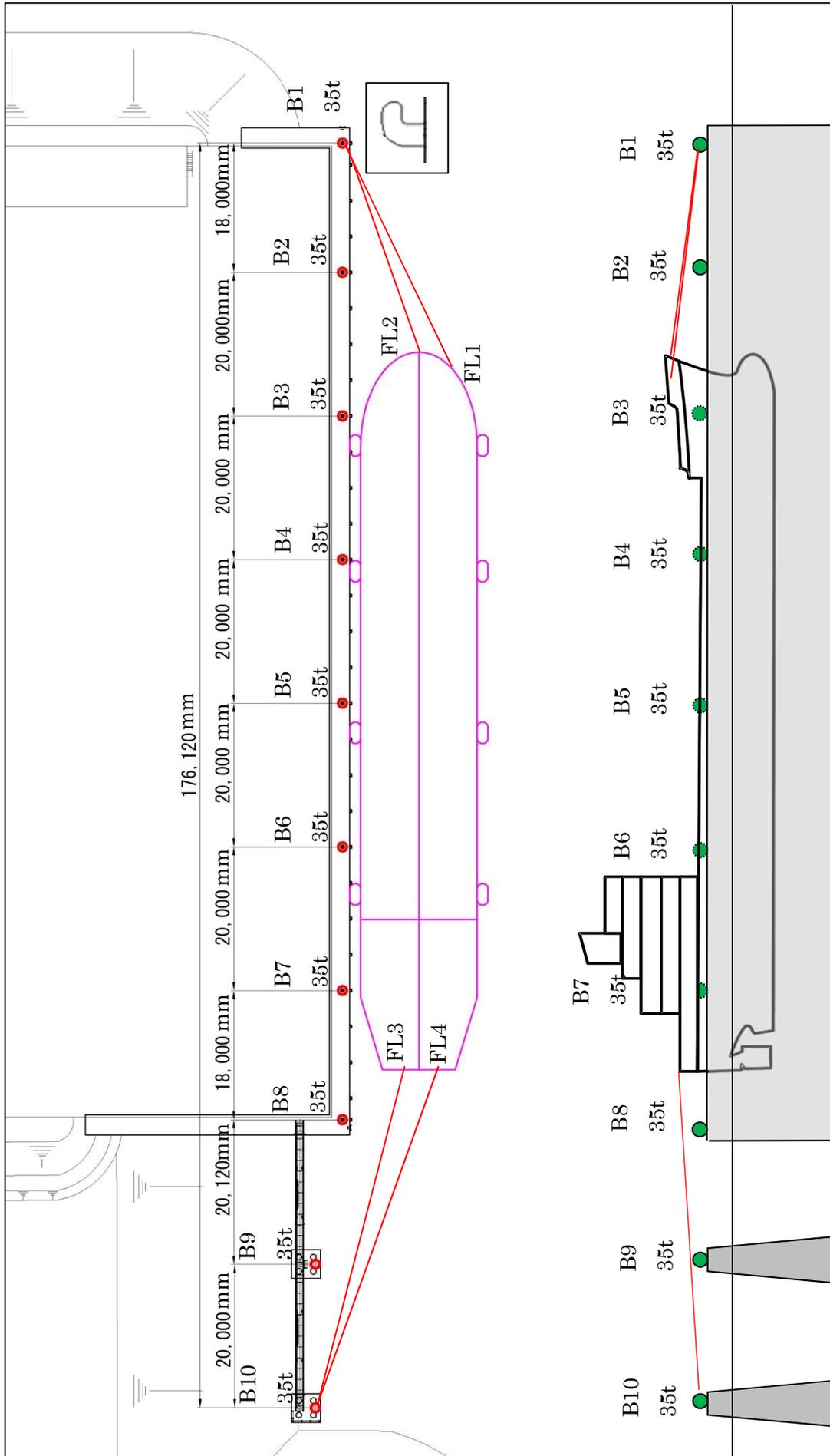
2. 評価

(1) 輸送船，係留索，係留柱

輸送船，係留索，係留柱の仕様を第1表に，配置を第1図に示す。

第1表 輸送船，係留索，係留柱の仕様

項 目		仕 様
輸送船	総トン数	約5,000t
	載貨重量トン	約3,000t
	喫水	約5m
	全長	100.0m（垂線間長：94.4m）
	型幅	16.5m
	形状	（第1図参照）
係留索	直径	60mm（ノミナル値）
	素材種別	Polyethylene Rope Grade 1
	破断荷重	279kN（≒28.5tonf）
	係船機ブレーキ力	28.5tonf×0.7≒20.0tonf
係留柱	形状	（第1図参照）
	ビット数，位置	（第1図参照）
	係留状態	（第1図参照）
	強度	35.0tonf

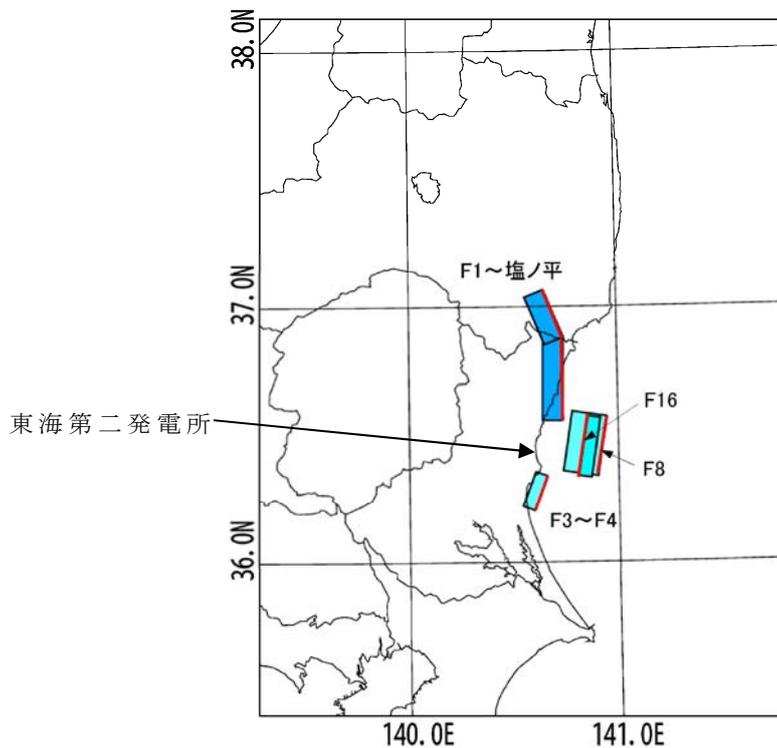


第1図 輸送船，係留索，係留柱の配置

※接岸時には通常6本以上で係留する。本評価においては，保守的に鋼船規則上の最低本数（4本）を仮定

(2) 津波条件（流向，水位，流速）

津波警報等発表時は，原則として緊急退避するが，極めて短時間に津波が襲来する場合を考慮し，早く襲来する可能性がある第2図に示す敷地周辺の海域活断層を波源とした津波の中から，評価対象津波を選定する。



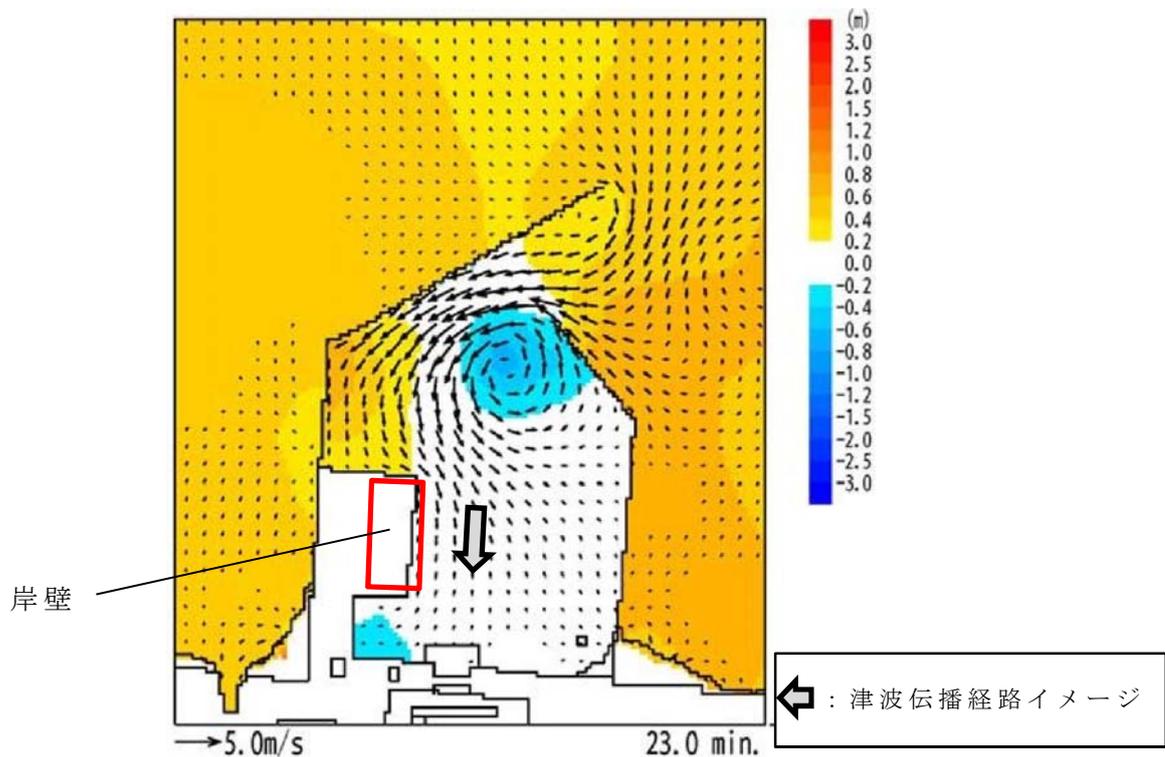
第2図 海域活断層の位置

第2表に，取水口前面位置における各海域活断層の津波高さと到達時間の関係を示す。第2表に示すとおり，F8及びF16を波源とした津波は他の海域活断層を波源とした津波に比べて，早く到達するが，F8及びF16を波源とした津波の到達時刻はほぼ同様であるため，ここでは保守的に最高水位が最も大きいF16を波源とした津波を選定した。

第2表 各海域活断層の津波高さと到達時間の関係（取水口前面）

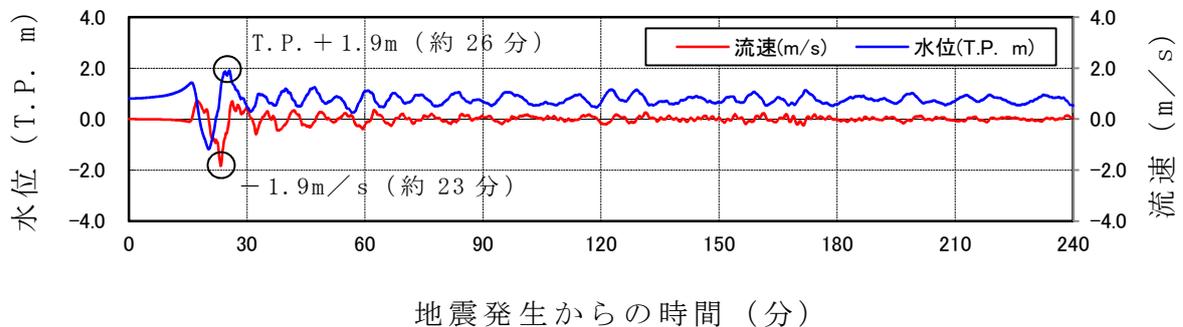
海域活断層名	最高水位 (T. P. m)	到達時刻 (分)
F1～塩ノ平	+1.7	32
F3～F4	+1.2	43
F8	+1.9	24
F16	+2.0	25

評価対象津波の流向は、第3図に例示するとおり岸壁に対する接線方向の成分が支配的となる。これに対して、輸送船は岸壁と平行して接岸されることから、評価は輸送船の船首及び船尾方向それぞれの流圧力に対する係留索の耐力について実施する。



第3図 評価対象津波の流向

評価対象津波の岸壁位置における水位及び接線方向成分の流速を第4図に示す。



第4図 評価対象津波の水位及び流速（岸壁）

第4図に示すとおり評価対象津波は地震発生後約17分で第一波の最高点に到達後、引き波が発生し、地震発生後約26分の第二波で最高津波高さT.P. + 1.9mに達する。流速は地震発生後約23分に最大1.9m/sに達する。

緊急退避可能時間（本文 第2.5-26図参照）を考慮すると、輸送船は最大流速到達前に退避可能であるものの、今回は係留による対応を仮定し、最大流速1.9m/sで生じる流圧力に対する係留力を評価する。また、係留力の評価に当たっては、第4図に示す押し波高さT.P. + 1.9m（朔望平均満潮位（T.P. + 0.61m）及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動（0.2m沈下）考慮済み）に上昇側潮位のばらつき（+0.18m）を考慮した最高水位T.P. + 2.1mで評価する。

(3) 係留力

係留力の計算方法を第3表に、計算結果を第4表、第5図及び第6図に示す。

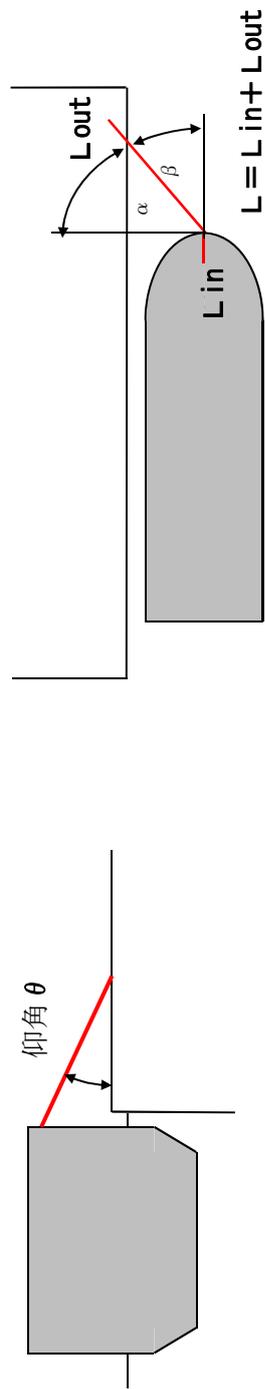
第3表 係留力の計算方法

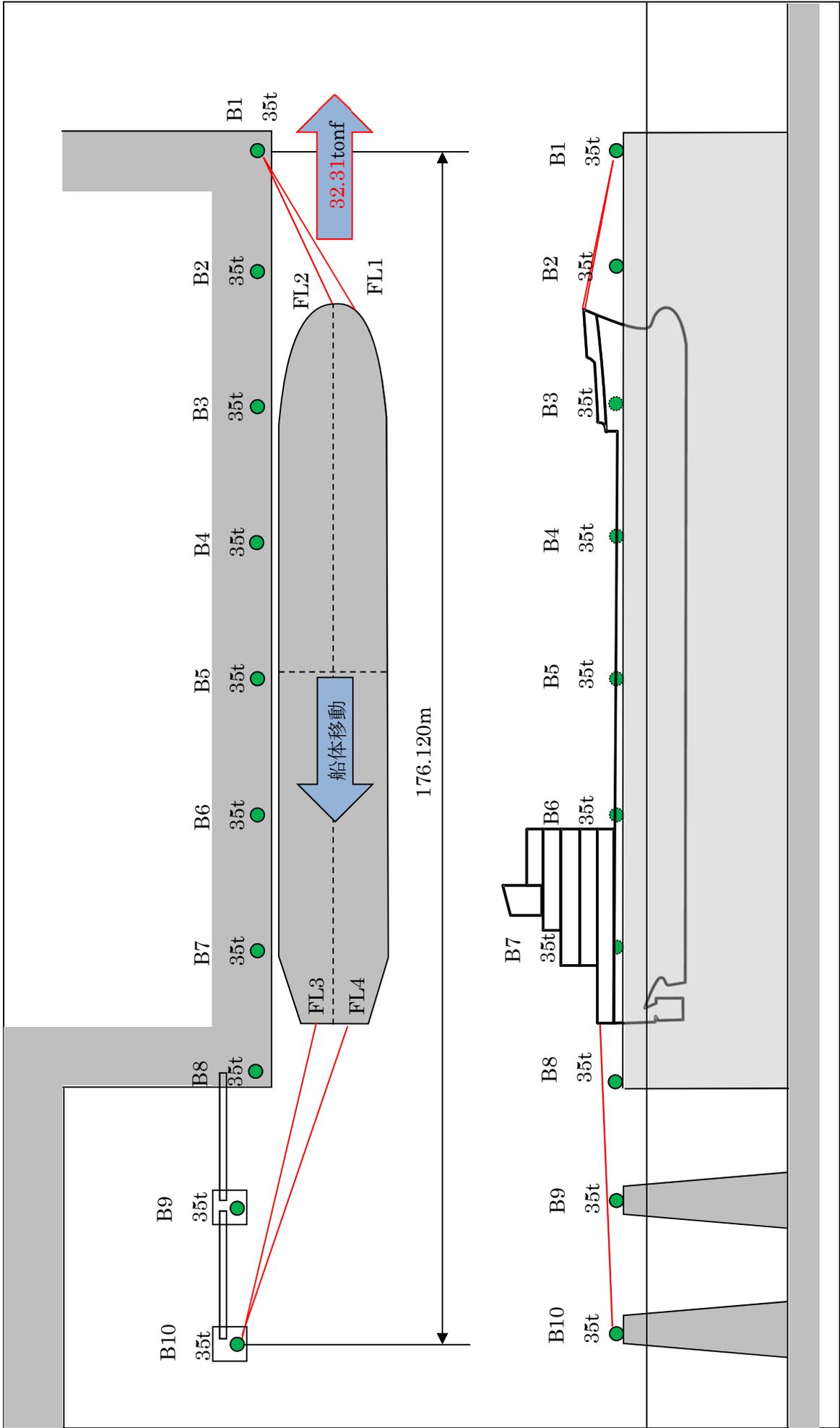
<p>【各索の係留力計算式】</p> $R_x = T \times \left(\frac{\cos^2 \beta \times \cos^2 \theta}{L} \right) \times \left(\frac{L_c}{\cos \beta_c \times \cos \theta_c} \right)$	
<p> R_x : 前後係留力 [tonf] (前方は添字 f , 後方は添字 a) T : 係留索 1 本に掛けることができる最大張力 [tonf] β : 係留索水平角 (岸壁平行線となす角度) [deg] θ : 係留索の仰角 [deg] L : 係留索の長さ (船外 + 船内) [m] β_c : 各グループ*で最も負荷の大きい係留索の係留索水平角 (岸壁平行線となす角度) [deg] θ_c : 各グループ*で最も負荷の大きい係留索の仰角 [deg] L_c : 各グループ*で最も負荷の大きい係留索の長さ (船外 + 船内) [m] ※係留索の機能別グループ (前方係留力又は後方係留力) </p>	

(出典：係留設備に関する指針 OCIMF 刊行)

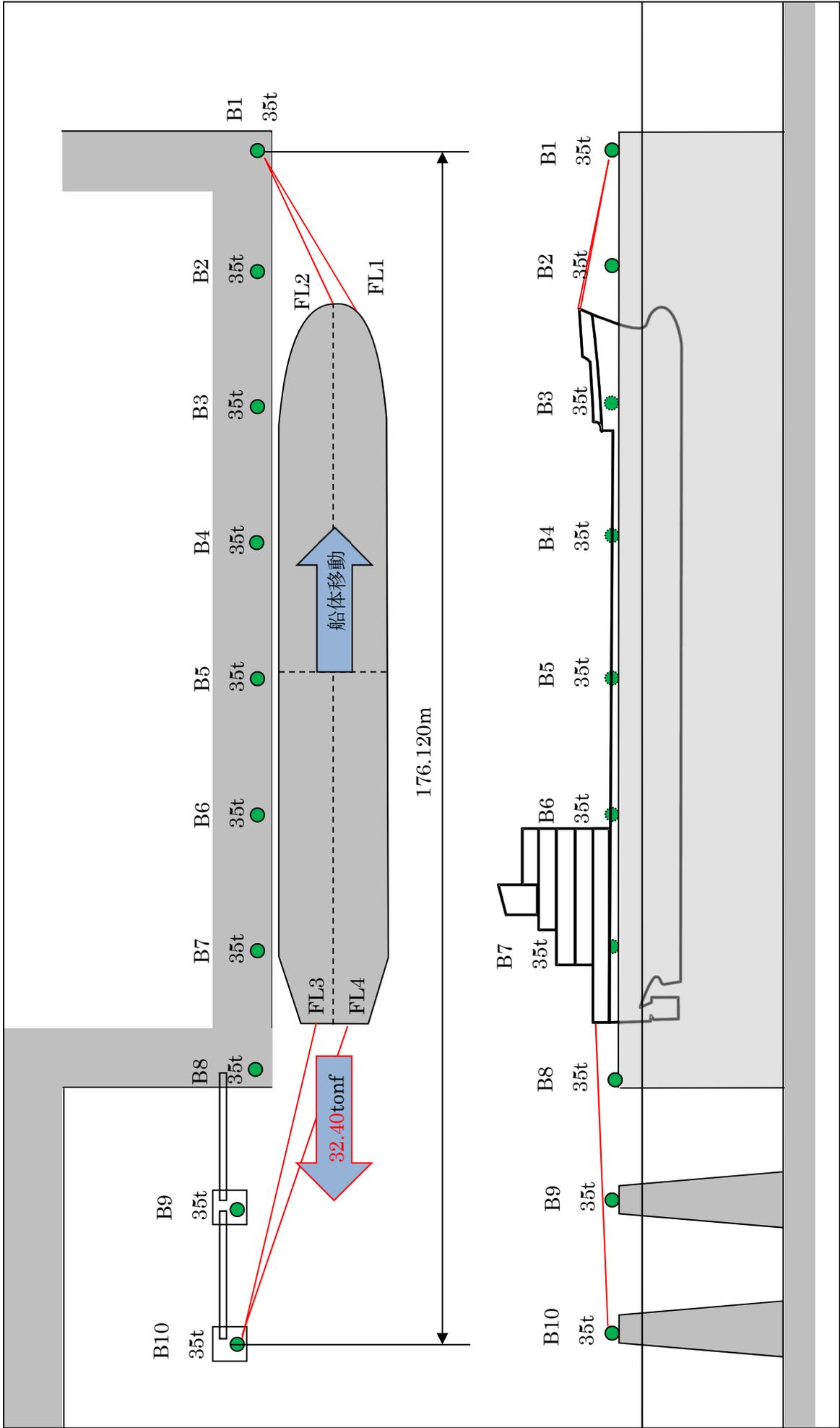
第4表 係留力 (第1図) の計算結果

フェア リーダー	係留索	係留柱	係留索長さ		係留角		索張力 T (tonf)	係留力 前後 (tonf)	Bitt Performance		
			船外 (m)	θ (deg)	β (deg)	Bitt Load (tonf)			合計 (tonf)	係留柱強度 (tonf)	
FL1	Line1	B1	36.1	11.3	23.4	17.9	-16.14	17.93	35.00	35	
FL2	Line2	B1	31.8	12.8	17.9	17.9	-16.17	17.06			
							-32.31				
FL3	Line3	B10	49.1	7.9	-14.3	17.6	16.94	17.64	35.00	35	
FL4	Line4	B10	50.4	7.7	-19.4	17.6	15.46	17.36			
							32.40				
								前後 (+) 計			
								32.40			
								前後 (-) 計			
								-32.31			





第5図 船尾方向への移動に対する船首方向係留力



第6図 船首方向への移動に対する船尾方向係留力

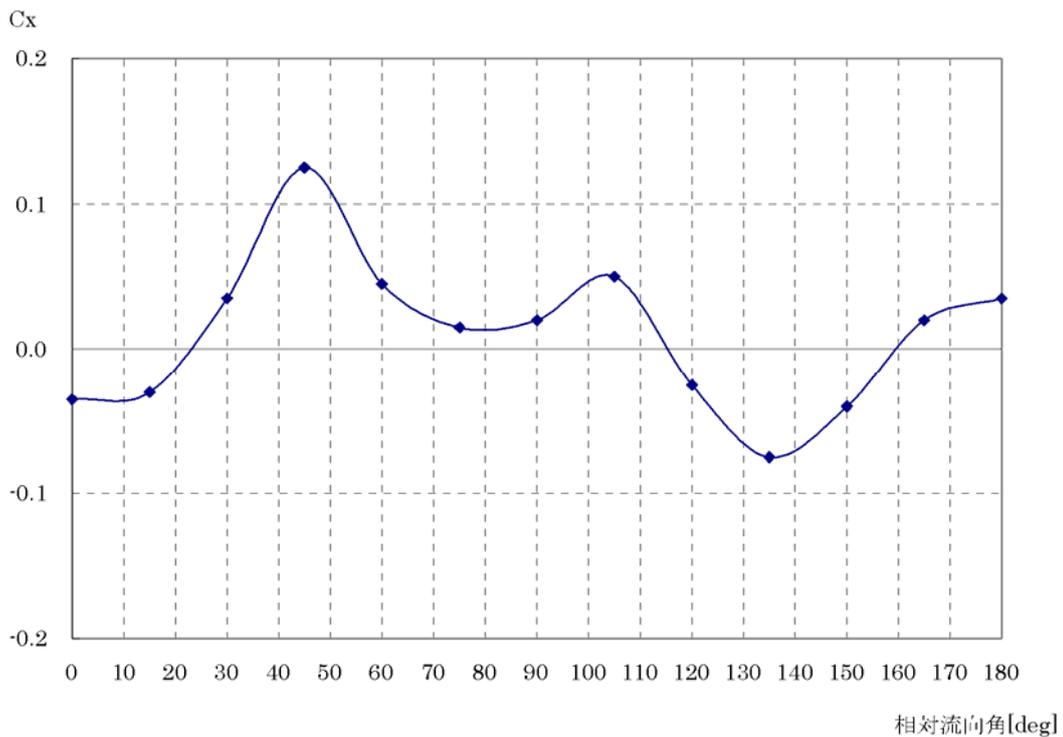
(4) 流圧力

流圧力の計算方法を第5表に示す。計算結果について、前項で求めた係留力と比較した結果を第7図に示す。

第5表 流圧力の計算方法

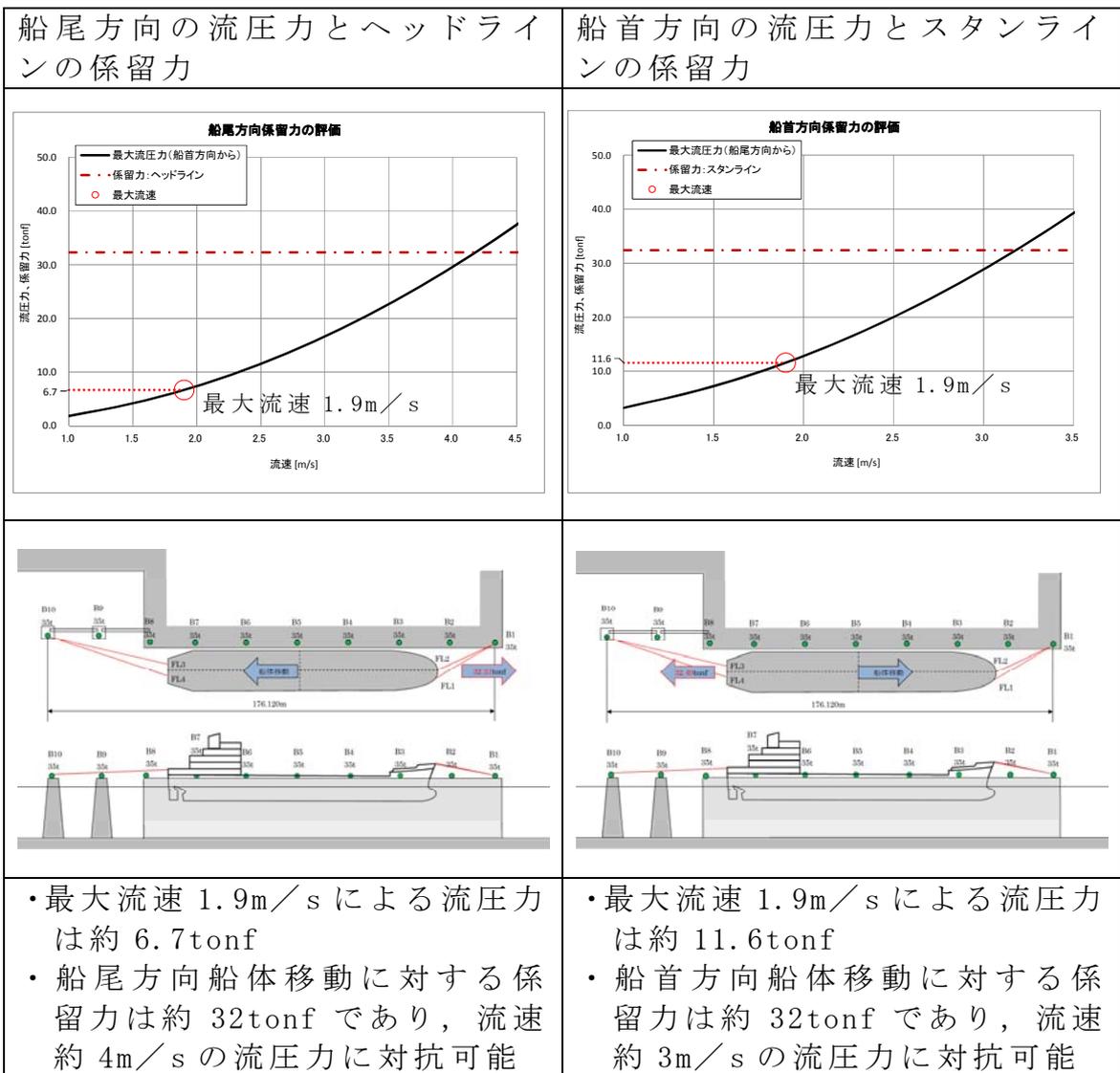
<p>【流圧力計算式】</p> $F_{Xc} = \frac{1}{2} \times C_{Xc} \times \rho_c \times V_c^2 \times L_{PP} \times d$	<p> F_{Xc} : 縦方向流圧力 [kgf] C_{Xc} : 縦方向流圧力係数 V_c : 流速 [m/s] L_{PP} : 垂線間長 [m] d : 喫水 [m] ρ_c : 水密度 [kgf・s²/m⁴] (= 104.5 kgf・s²/m⁴) </p>
--	---

(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)



(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)

縦方向流圧力係数 [Cx]



第7図 流圧力と係留力比較

3. 結論

評価対象津波(最大流速1.9m/s:第4図参照)による流圧力に対し、係留力(約32tonf)が上回ることを確認した。

従って、早い津波に対し、輸送船が係留によって対応すると仮定した場合においても、係留力により岸壁に留まり続けることができる。

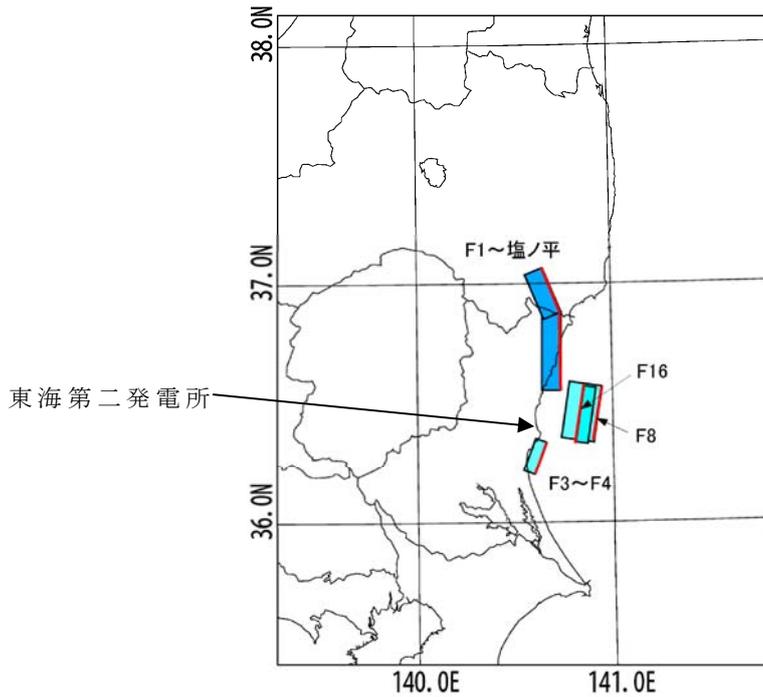
燃料等輸送船の喫水と津波高さとの関係について

1. 概要

燃料等輸送船（以下「輸送船」という。）は、津波警報等発表時は、原則として緊急退避するが、極めて短時間に津波が襲来する場合を考慮し、押し波により輸送船が物揚岸壁（以下「岸壁」という。）に乗り上げることはないこと、また引き波により座礁及び転覆するおそれのないことを確認する。

2. 評価

津波警報等発表時は、原則として緊急退避するが、極めて短時間に津波が襲来する場合を考慮し、早く襲来する可能性がある第1図に示す敷地周辺の海域活断層を波源とした津波の中から、評価対象津波を選定する。



第1図 検討用海域活断層の位置

第2表に、取水口前面位置における各海域活断層の津波高さと到達時間の関係を示す。第2表に示すとおり、F8及びF16を波源とした津波は他の海域活断層を波源とした津波に比べて、早く到達するが、F8及びF16を波源とした津波の到達時刻はほぼ同様であるため、ここでは保守的に最高水位がもっとも高く、また最低水位がもっとも低いF16を波源とした津波を選定した。

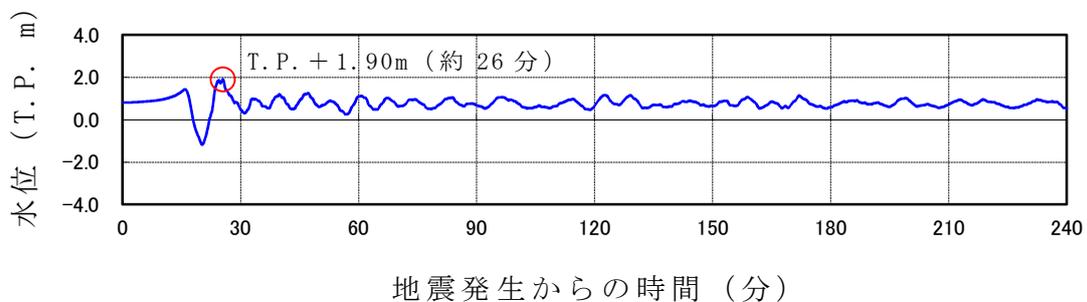
第2表 各海域活断層の津波高さと到達時間の関係（取水口前面）

海域活断層名	押し波		引き波	
	最高水位 (T. P. m)	到達時刻 (分)	最低水位 (T. P. m)	到達時刻 (分)
F1～塩ノ平	+1.7	32	-1.3	43
F3～F4	+1.2	43	-0.8	183
F8	+1.9	24	-1.4	19
F16	+2.0	25	-2.6	21

(1) 津波高さ

a. 押し波

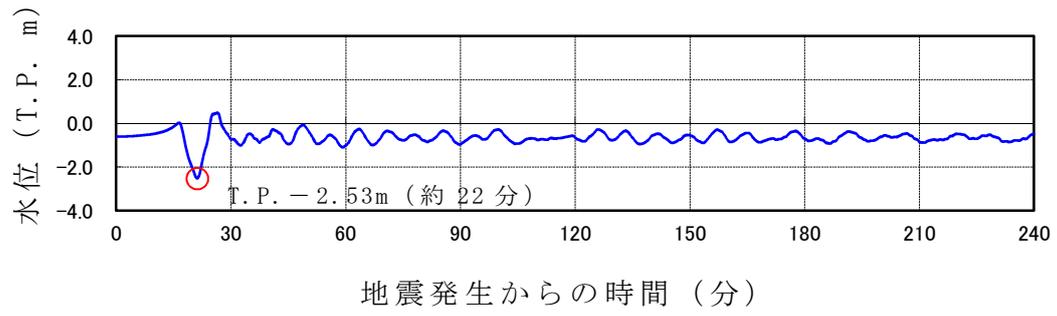
第2図に、最高水位を示した評価対象津波の波形を示す。第2図に示すとおり地震発生後約17分で第一波の最高点に到達後、引き波が発生し、地震発生後約26分の第二波で最高津波高さ（T.P. + 1.90m（朔望平均満潮位（T.P. + 0.61m）及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動（0.2m沈下）考慮済み））に達している。



第2図 評価対象津波の波形（最高水位を示したケース，岸壁）

b. 引き波

第3図に、最低水位を示した評価対象津波の波形を示す。第3図に示すとおり地震発生後約17分で第一波の最高点に到達後、引き波が発生し、地震発生後約22分に最低津波高さ（T.P. - 2.53m（朔望平均干潮位（T.P. - 0.81m）及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動（0.2m沈下）考慮済み））に達している。

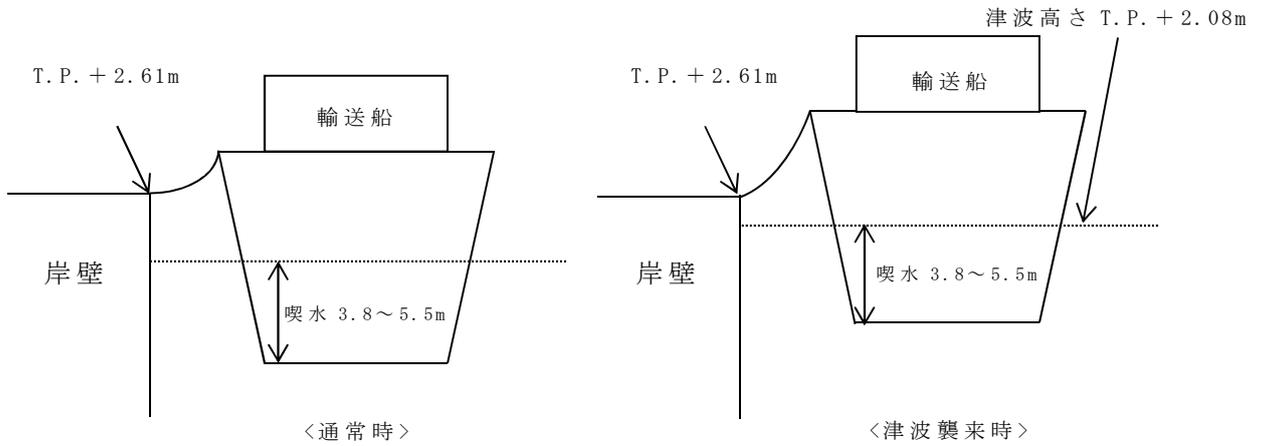


第3図 評価対象津波の波形（最低水位を示したケース，岸壁）

(2) 押し波（岸壁乗上げ評価）

押し波高さと喫水の関係を第4図に示す。第4図に示すとおり、輸送船は岸壁に乗り上げることはないことを確認した。

・ 押し波高さ	T. P. + 1.90m
・ 上昇側潮位のばらつき	+ 0.18m
<hr/>	
(計)	T. P. + 2.08m



第4図 押し波高さと喫水の関係

(備考)

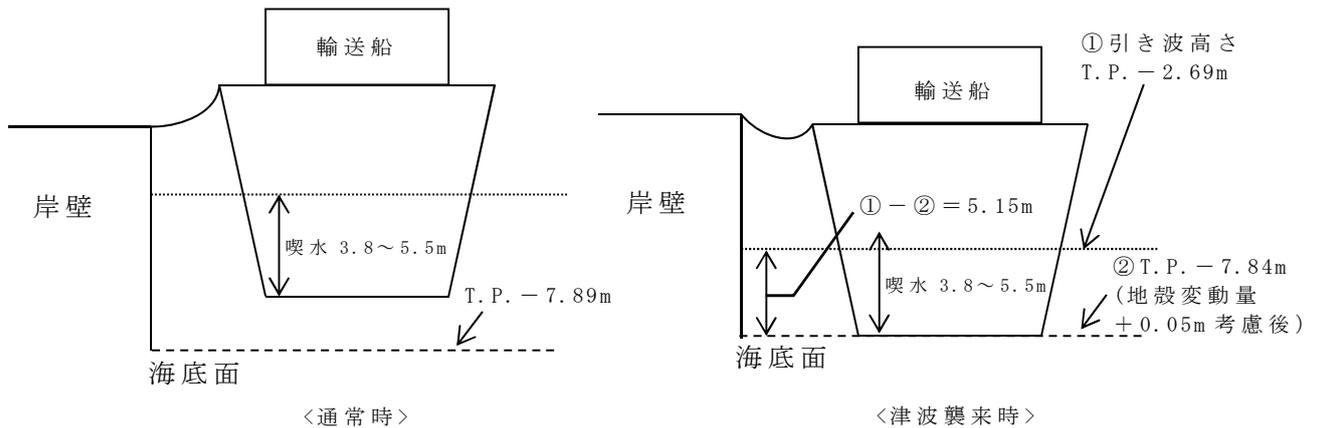
- ・ 津波の原因となる地震による地殻変動（+0.05m）は岸壁が高くなる方向に寄与するため、保守的に考慮していない。
- ・ 押し波高さ（T. P. + 1.90m）は、朔望平均満潮位（T. P. + 0.61m）及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動（0.2m沈下）を考慮している。
- ・ 輸送船の喫水は、積荷、バラスト水等で変動するが、積荷なしでも3.8m以上（実績）である。

(3) 引き波（着底評価）

引き波高さと喫水の関係を第5図に示す。第5図に示すとおり，輸送船は引き波の最低高さ時には一時的に着底し得るが，この場合も以下の理由により座礁及び転覆することはなく漂流物とならない。

- ・仮に一時的な着底があったとしても，輸送船は二重船殻構造等，十分な船体強度を有しており，水位回復後に退避が可能であり座礁する可能性はない。
- ・輸送船の重量及び扁平的な断面形状より，着底後の引き波による流圧力，又は水位回復時の押し波による流圧力に対して転覆の可能性はない。なお，転覆に関わる評価を別紙に示す。

・ 引き波高さ	T. P. - 2.53m
・ 下降側潮位のばらつき	- 0.16m
<hr/>	
(計)	T. P. - 2.69m



第5図 引き波高さと喫水の関係

(備考)

- ・津波の原因となる地震による地殻変動(+0.05m)を考慮した。
- ・引き波高さ(T.P. -2.53m)は、朔望平均干潮位(T.P. -0.81m)及び2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動(0.2m沈下)を考慮している。

3. 結論

朔望平均満潮位，干潮位等の保守的な条件を考慮し，極めて短時間に津波が襲来する場合を仮定しても，輸送船は，津波高さと喫水高さの関係から岸壁に乗り上げることはなく，また，引き波により一時的に着底したとしても，座礁及び転覆せず漂流物とならないことを確認した。

燃料等輸送船の着底時の転覆の可能性について

1. 概要

燃料等輸送船（以下「輸送船」という。）の物揚岸壁における停泊中及び港湾内で緊急退避中に引き波により着底することを想定し、その際の転覆の可能性について評価する。

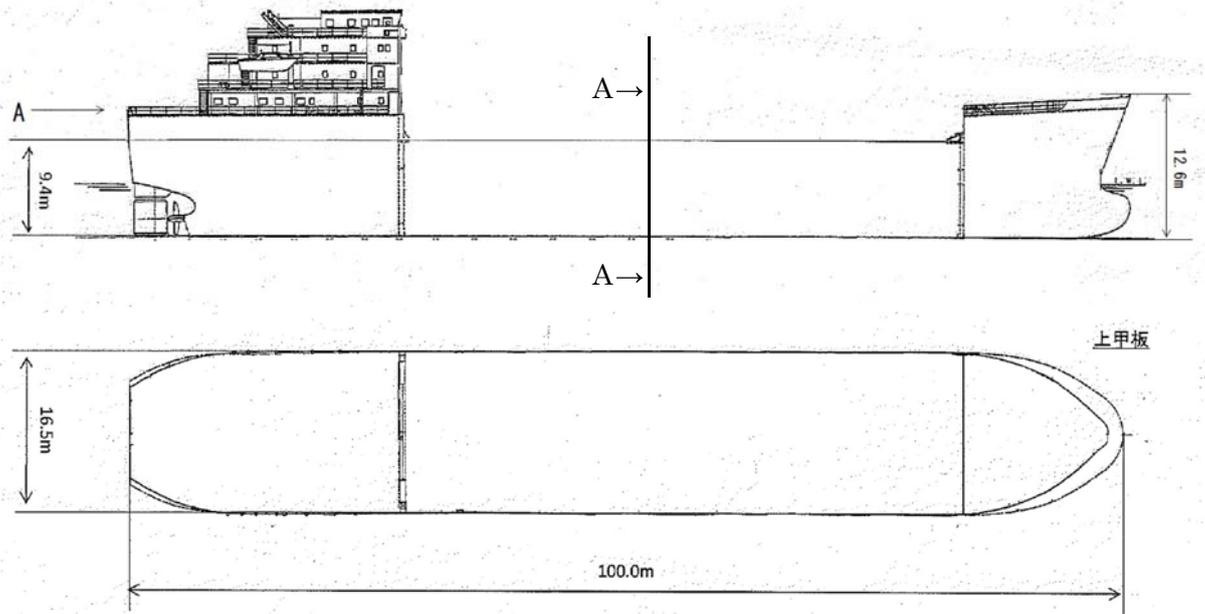
2. 評価条件

(1) 輸送船の仕様・形状

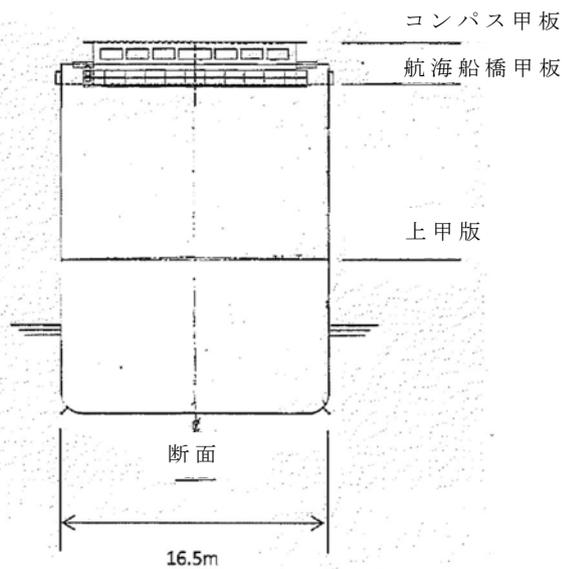
輸送船の仕様を第1表に、外形図を第1図及び第2図に示す。

第1表 輸送船の仕様

項 目	仕 様
満載排水量	約 7,000t（空荷状態：約 4,000t）
載貨重量トン	約 3,000t
喫水	約 5m
全長	100.0m（垂線間長：94.4m）
型幅	16.5m



第1図 輸送船外形図

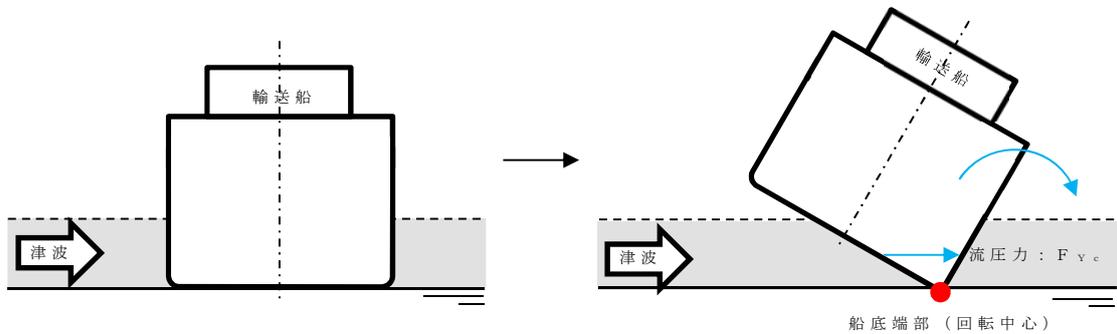


第2図 輸送船外形図（A矢視）

(2) 転覆モード

一般の船舶の場合、丸型やV型の船底を有しているものがあるが、輸送船は第2図に示すとおり、断面形状が扁平であり船底が平底型である。このため、引き波により着底した場合にも傾くことなく安定していると考えられるが、ここでは保守的に、第3図に示すように

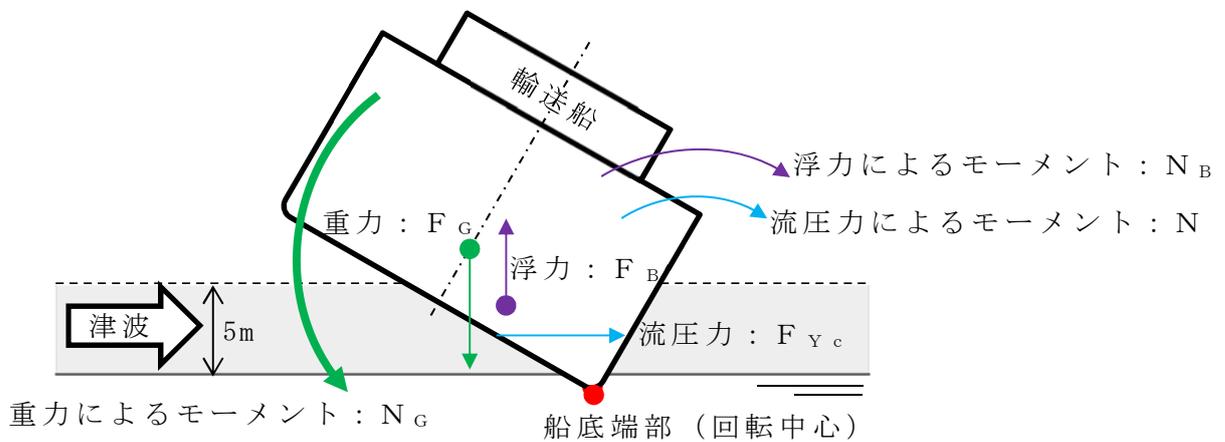
輸送船が津波を受けた際に船底の端部が海底に引っ掛かり、船底端部周りに回転する状況を想定し、転覆可能性の評価を行うものとする。



第3図 想定転覆モード

3. 転覆評価

第3図の想定転覆モードにおいて輸送船に働く力とモーメントを第4図に示す。



第4図 輸送船に働く力とモーメント

津波を受けると流圧力 F_{yc} によるモーメント N が発生し、船底端部を中心に輸送船を回転させる。また、浮力 F_B によるモーメント N_B も流圧力によるモーメント N と同じ方向に発生する。一方、重力 F

G によるモーメント N_G がこれらのモーメントと逆方向に発生し輸送船の傾きを戻す。この際、流圧力及び浮力によるモーメントにより傾きが増大し、重心位置が回転中心の鉛直線上を超える場合には転覆する。

重心位置が回転中心の鉛直線上にあるときの傾きは約 48° であるため、ここでは傾きを 24° と仮定し、流圧力によるモーメント N と浮力によるモーメント N_B の和と重力によるモーメント N_G とのモーメントの釣り合いから転覆しないことを確認する。

重力によるモーメント N_G は次式のとおりとなる。

$$\begin{aligned} N_G &= F_G \times X \text{ (GR)} \\ &= 4,000 \times 4.5 \\ &= 18,000 \text{ [tonf}\cdot\text{m]} \end{aligned}$$

N_G : 重力によるモーメント [tonf·m]

F_G : 輸送船（空荷状態）の重量 [tonf] (= 4,000)

X (GR) : 重心と回転中心の水平方向距離 [m] (≈ 4.5)

次に流圧力によるモーメント N は次式にて計算できる。

$$\begin{aligned} N &= F_{Yc} \times W \div 2 \\ &= F_{Yc} \times d \div 2 \end{aligned}$$

N : 流圧力によるモーメント [tonf·m]

F_{Yc} : 流圧力 [tonf]

W : 水位 [m]

d : 喫水 [m] (= 5)

ここで、流圧力は受圧面積が最大のときに最も大きくなり、かつ、流圧力によるモーメントは流圧力の作用点と回転中心との距離が最大のときに最も大きくなるため、本評価における水位は喫水と同等とした。

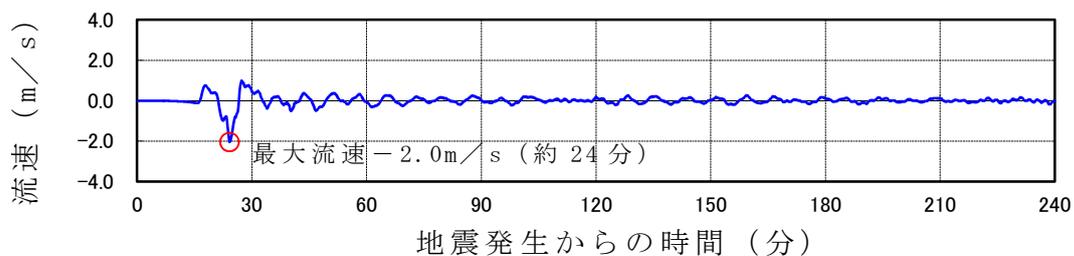
また、横方向の流圧力 F_{Yc} を第2表に示す方法で計算する。

第2表 横方向流圧力の計算方法

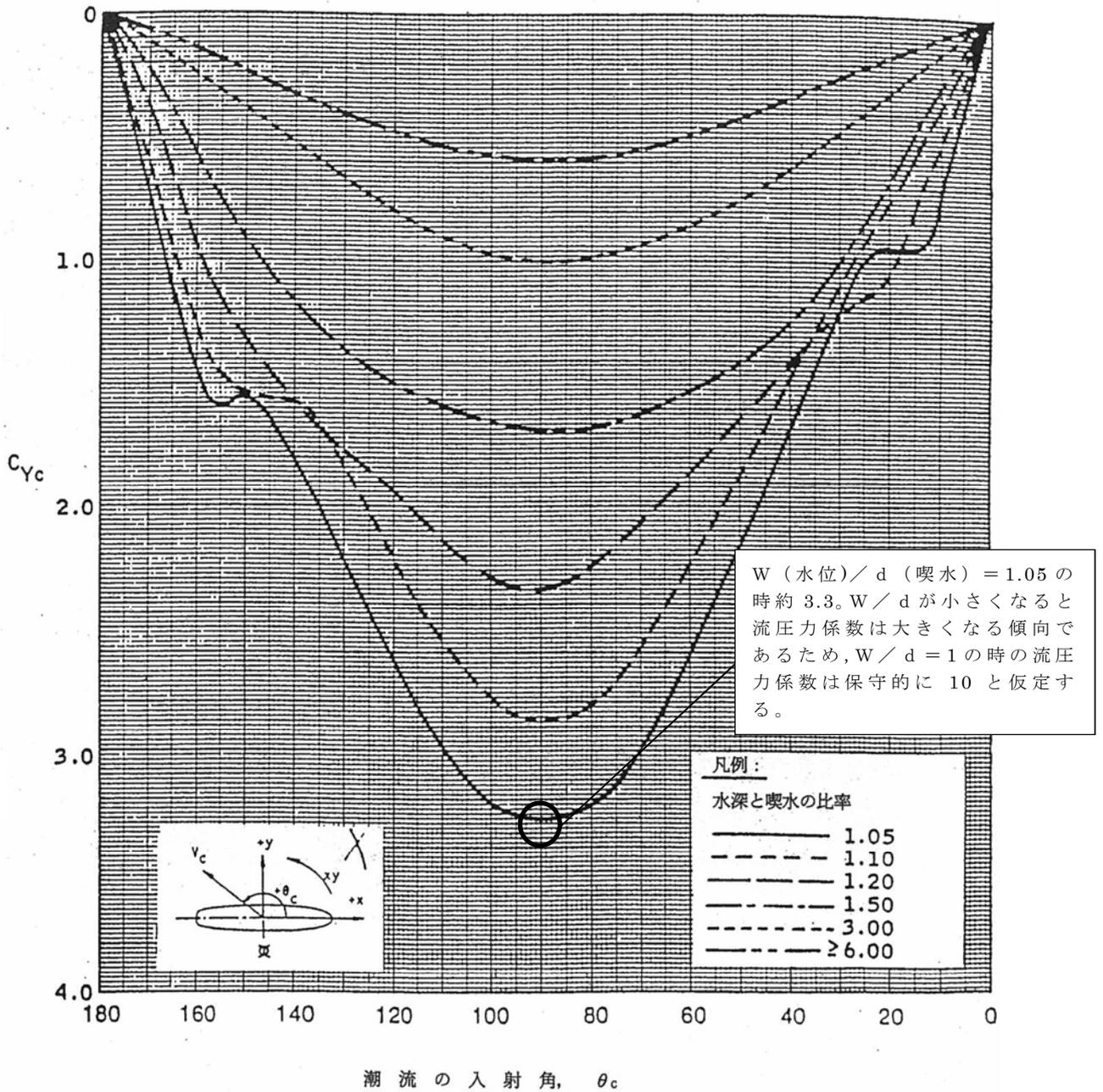
<p>【流圧力計算式】</p> $F_{Yc} = \frac{1}{2} \times C_{Yc} \times \rho_c \times V_c^2 \times L_{PP} \times d$	<p>F_{Yc} : 横方向流圧力 [kgf]</p> <p>C_{Yc} : 横方向流圧力係数</p> <p>V_c : 流速 [m/s]</p> <p>L_{PP} : 垂線間長 [m]</p> <p>d : 喫水 [m]</p> <p>ρ_c : 水密度 [kgf・s²/m⁴] (= 104.5 kgf・s²/m⁴)</p>
--	--

(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)

このとき、流速は第5図に示す最低水位を示した早く襲来する津波の最大流速2.0m/sを適用し、横方向流圧力係数を第6図より10と仮定する。



第5図 早く襲来する津波の流速（最低水位を示したケース，岸壁）



(出典：VLCCにおける風圧及び流圧の予測 OCIMF刊行)

第6図 横方向流圧力係数

第2表により F_{Yc} は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}
 F_{Yc} &= 1 \div 2 \times 10 \times 104.5 \times 2.0^2 \times 94.4 \times 5 \\
 &= 986,480 \text{ [kgf]} \\
 &\doteq 1,000 \text{ [tonf]}
 \end{aligned}$$

したがって、流圧力によるモーメント N は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} N &= F_{Yc} \times d \div 2 \\ &= 1,000 \times 5 \div 2 \\ &= 2,500 \text{ [tonf}\cdot\text{m]} \end{aligned}$$

最後に浮力によるモーメント N_B は次式にて評価する。

$$\begin{aligned} N_B &= F_{Br} \times X \text{ (BR)} \\ &= 1,700 \times 3.0 \\ &= 5,100 \text{ [tonf}\cdot\text{m]} \end{aligned}$$

N_B : 浮力によるモーメント [tonf·m]

F_{Br} : 傾いた際の輸送船の浮力 [tonf] ($\doteq 1,700$)

$X \text{ (BR)}$: 浮心と回転中心の水平方向距離 [m] ($\doteq 3.0$)

以上の結果をまとめると、以下に示すとおり重力によるモーメント N_G は流圧力によるモーメントと浮力によるモーメントの和より大きくなるため、輸送船は転覆することはない。

$$\begin{aligned} N + N_B &= 2,500 + 5,100 \\ &= 7,600 \text{ [tonf}\cdot\text{m]} < N_G (=18,000) \text{ [tonf}\cdot\text{m]} \end{aligned}$$

4. 結論

輸送船は着底後に津波による流圧力を受けてもその形状から通常の状態であれば転覆することはない、また、保守的に船底の一部が固定されるような状態を想定した場合であっても転覆しないことを確認した。

鋼製防護壁の設計方針について

目 次

1. 鋼製防護壁の要求機能と設計方針について
 - (1) 鋼製防護壁に要求される機能
 - (2) 鋼製防護壁高さの設定方針
 - (3) 設計方針
 - 1) 構造概要
 - 2) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎の構造概要
 - 3) 設計手順
 - 4) 設計荷重
 - 5) 地中連続壁基礎の設計方針
 - 6) 鋼製防護壁（上部工）の設計方針
 - 7) 接合部の設計
 - 8) 止水ジョイント部の設計方針
 - 9) 止水ジョイント部（底部止水機構）の設計方針
2. 施工実績
 - 2.1 鋼製門型ラーメン構造
 - (1) 施工事例1：鋼殻ブロックの施工事例（橋梁箱桁）
 - (2) 施工事例2：国道工事（国土交通省）
 - (3) 施工事例3：高速道路工事（高速道路株式会社）
 - 2.2 直接定着式アンカーボルトの実績
 - (1) 施工事例1：国道工事（国土交通省）
 - (2) 施工事例2：臨港道工事（国土交通省）
3. 地中連続壁基礎に関する設計基準類
 - (1) 道路橋示方書・同解説IV下部構造編（公社法人日本道路協会）
 - (2) 地中連続壁基礎工法施工指針（案）（地中連続壁基礎協会）
4. 参考資料

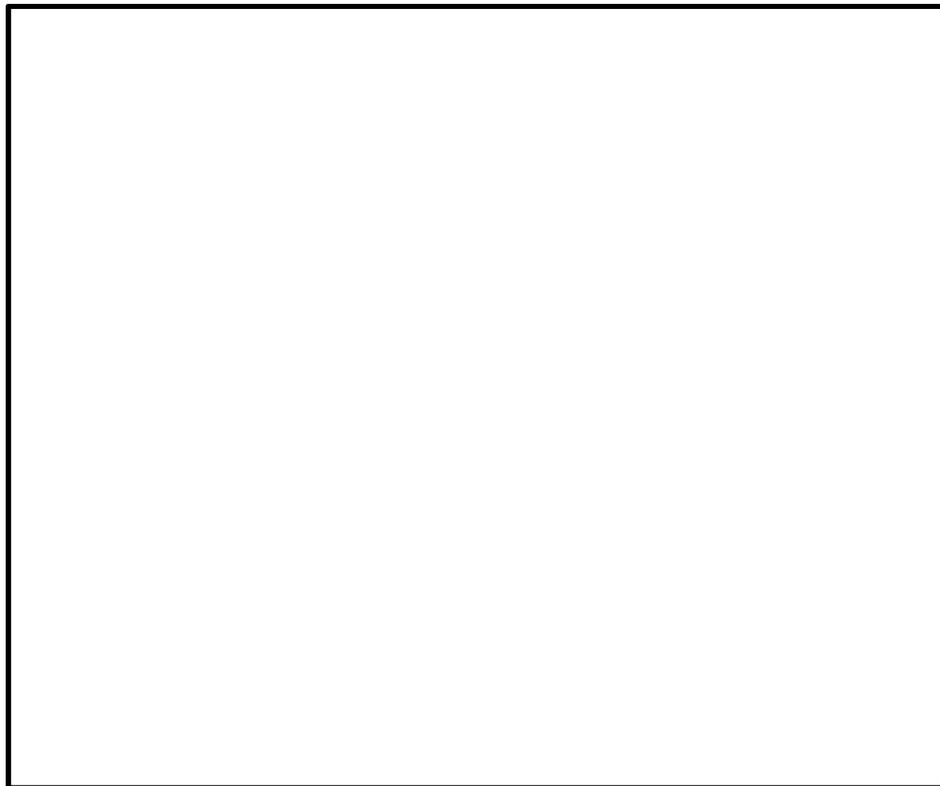
1. 鋼製防護壁の要求機能と設計方針について

(1) 鋼製防護壁に要求される機能

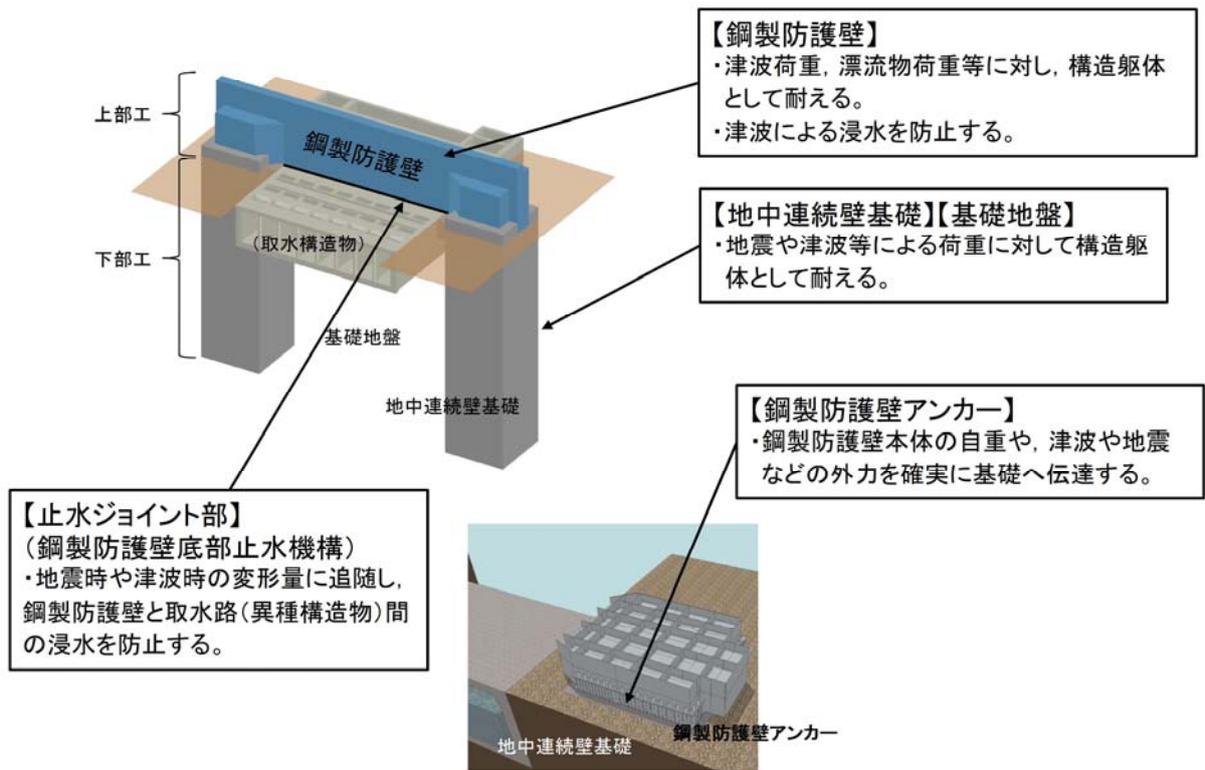
鋼製防護壁の平面位置図を第 1-1 図に、鋼製防護壁に関する要求機能と設計評価方針について第 1-1 表に、鋼製防護壁の評価対象部位を第 1-2 図～第 1-4 図に示す。

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

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

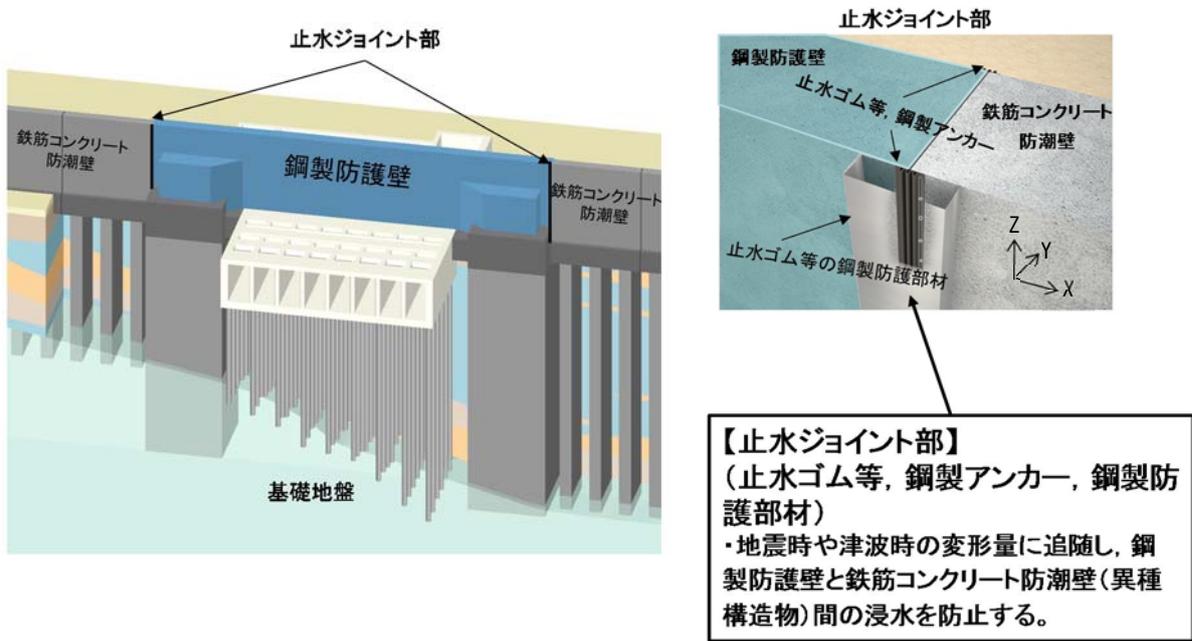


第 1-1 図 平面位置図



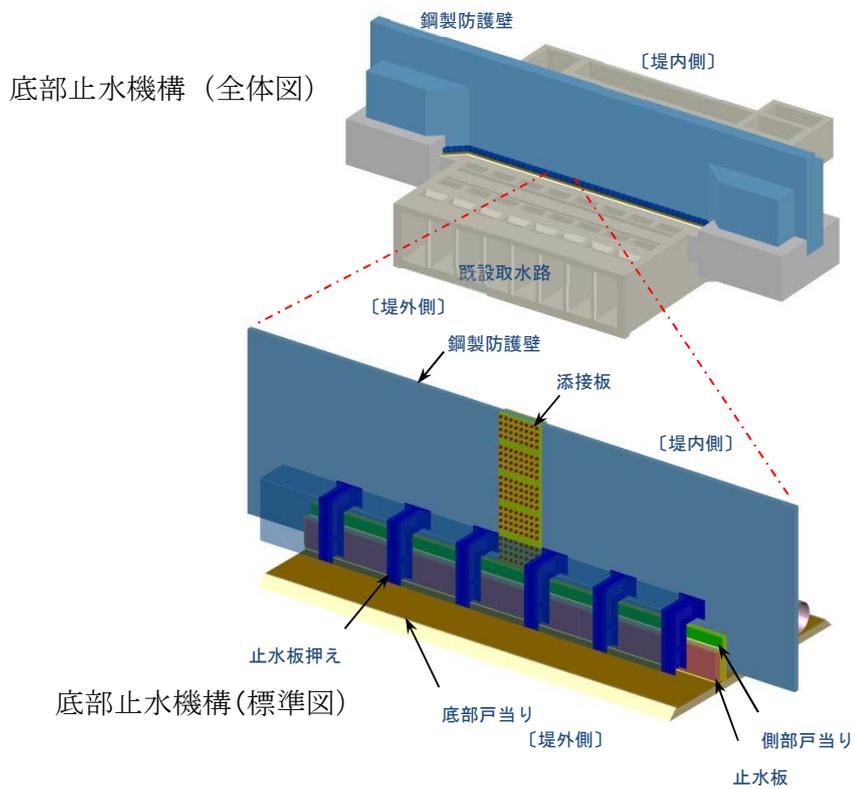
注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-2 図 鋼製防護壁の評価対象部位 (その 1)



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-3 図 鋼製防護壁の評価対象部位 (その 2)



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-4 図 鋼製防護壁の評価対象部位 (その 3)

第 1-1 表 鋼製防護壁に関する要求機能と設計評価方針

津波防護に関する施設は、津波の発生に伴い、津波防護対象設備がその安全性又は重大事故に対処するために必要な機能が損なわれるおそれがないような設計とする。

「津波防護に関する施設の設計について」の要求機能、機能設計、構造強度設計を以下に示す。

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	
海水ポンプ室周 り防護壁	<p>基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド</p> <p>5.1 津波防護施設の設計</p> <p>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。</p> <p>(1) 要求事項に適合する設計方針であることを確認する。</p> <p>(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。</p> <p>① 荷重組合せ</p> <p>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）</p> <p>② 荷重の設定</p> <p>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。</p> <p>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、合理的な傾度、荷重レベルが設定される。</p> <p>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。</p> <p>③ 許容限界</p> <p>a) 津波防護機能に対する機能保持限界として、当該構造物全体の变形能力（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。）</p> <p>基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド</p> <p>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变形能力（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</p>	<p>・ポンプ室周り防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した入力津波に対し、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が要求される。</p> <p>・ポンプ室周り防護壁は、基準地震動 S_sに対し、津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての变形能力（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。</p>	<p>・ポンプ室周り防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さ（浸水高さ T.P.+17.9m に余裕を考慮した天端高さ T.P.+20.0m）の設定により、海水ポンプ室周りに設置する設計とする。</p> <p>②取水口横断部の上部構造は、鋼製のブロックから成る津波防護壁を構築し、止水性を保持する設計とする。</p> <p>③取水口横断部の南北に繋がる区間は、鉄筋コンクリートにより防潮壁を構築し、止水性を保持する設計とする。</p> <p>④上部構造を、頂版コンクリート・フーチングコンクリートを介して地中連続壁基礎に連結し、十分な支持性能を有する地盤に支持する設計とする。</p> <p>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従する止水性を確認した止水ゴム等を設置することにより止水処置を講ずる設計とする。</p> <p>⑥津波の波力による侵食や洗掘、地盤内からの浸水に対して耐性を有するフーチング厚を設定することにより、止水性を保持する設計とする。</p>	<p>・ポンプ室周り防護壁は、基準地震動 S_sによる地震時荷重に対し、鉄筋コンクリート製の地中連続壁基礎、鉄筋コンクリート及び鋼製の上部構造で構成し、津波時においても主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするとともに、主要な構造体の境界部には、止水ゴム等設置し、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。</p>	<p>・ポンプ室周り防護壁は、地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため、地中連続壁基礎が降伏に至らないことを確認する。</p>	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）」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力とする。
							地中連続壁基礎	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準地震動 S _s ・基準津波・余震+基準津波時に対して】「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」に基づき短期許容応力度とする。 【T.P.+24m 津波時、余震+T.P.+24m 津波時に対して】「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「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・せん断強度とする。
							鋼製防護壁	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	【基準地震動 S _s ・基準津波時・余震+基準津波時に対して】「道路橋示方書・同解説（I 共通編・II 鋼橋編）」に基づき短期許容応力度とする。 【T.P.+24m 津波時、余震+T.P.+24m 津波時に対して】「道路橋示方書・同解説（I 共通編・II 鋼橋編）」に基づき降伏応力度とする。
							鋼製防護壁アンカー	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	【基準地震動 S _s ・基準津波時・余震+基準津波時に対して】「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]1）」「道路橋示方書・同解説（II 鋼橋編・III コンクリート橋編）」「鋼構造設計基準」「道路土工カルバート工指針」「鋼・合成構造標準示方書」「複合構造標準示方書」に基づき短期許容応力度とする。 【T.P.+24m 津波時・余震+T.P.+24m 津波時に対して】「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説（II 鋼橋編・III コンクリート橋編）」「道路土工カルバート工指針」「鋼構造設計基準」「鋼・合成構造標準示方書」「複合構造標準示方書」に基づき降伏応力度とする。
					上部工	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な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とする。
							鋼製アンカー	引張り、せん断、引抜き	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度とする。
							止水ゴム等の鋼製防護部材	曲げ、引張り、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度とする。
							鋼製防護壁底部止水機構	曲げ、せん断	部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・II 鋼橋編）」「水門鉄管技術基準」に基づき短期許容応力度とする。

※止水ジョイント部の設計に用いる許容限界

- ・基準地震動 S_s、基準津波時、余震+基準津波時：短期許容応力度
- ・T.P.+24m 津波時、余震+ T.P.+24m 津波時：降伏応力度

(2) 鋼製防護壁高さの設定方針

敷地前面東側に位置する鋼製防護壁は、遡上津波に対して余裕を考慮した防潮壁高さを設定している。入力津波高さと防潮堤高さの関係を第 1-2 表に示す。

第 1-2 表 入力津波高さと防潮壁高さの関係

	敷地側面 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
防潮壁高さ	T. P. +18. 0m	T. P. +20. 0m	T. P. +18. 0m
設計裕度	2. 6m	2. 1m	1. 2m

(3) 設計方針

1) 構造概要

鋼製防護壁は、海水ポンプ室東側の取水口横断部に配置する。

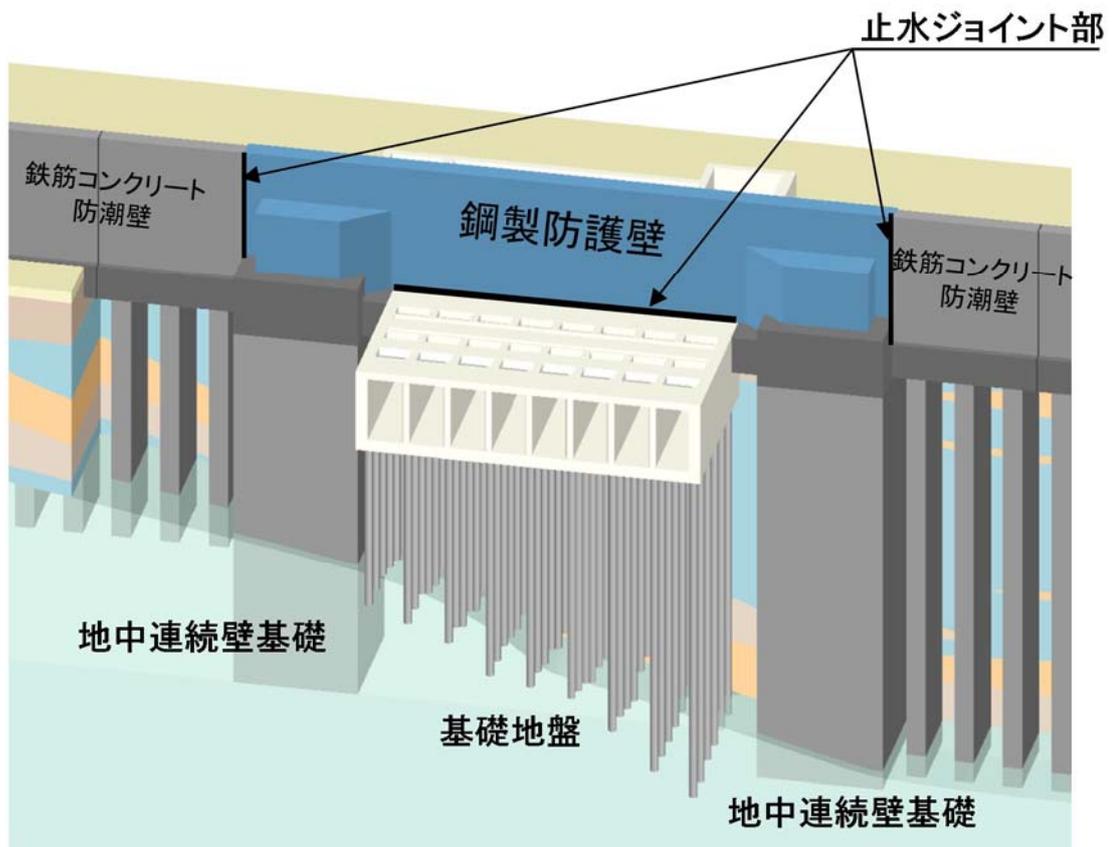
(第 1-1 図参照)

既設の取水構造物に鋼製防護壁による荷重を作用させないために、取水構造物の南北両側に上部工の基礎となる地中連続壁基礎を構築し、取水構造物を跨ぐように上部工の鋼製防護壁を構築する。

上部工の鋼製防護壁の底面と既設取水構造物との境界部には、止水性維持のために止水機構を設置する。(第 1-4 図 参照)

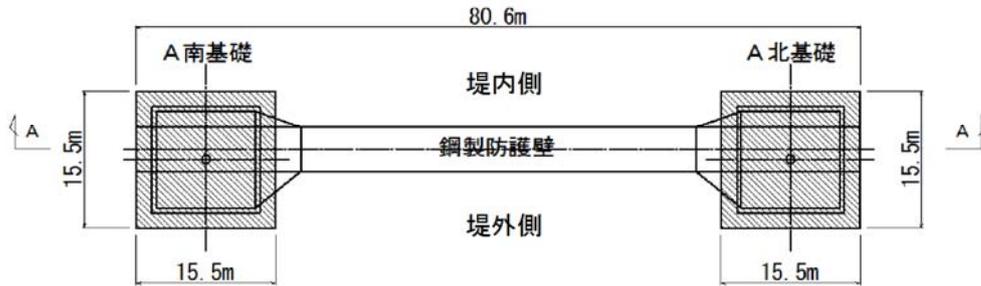
上部工の鋼製防護壁と隣接する鉄筋コンクリート防潮壁との境界部には、止水性維持のために伸縮性を有する止水ゴム等を設置する。(第 1-3 図 参照)

鋼製防護壁の構造概要図を第 1-5 図に、平面図及び正面図を第 1-6 図に示す。

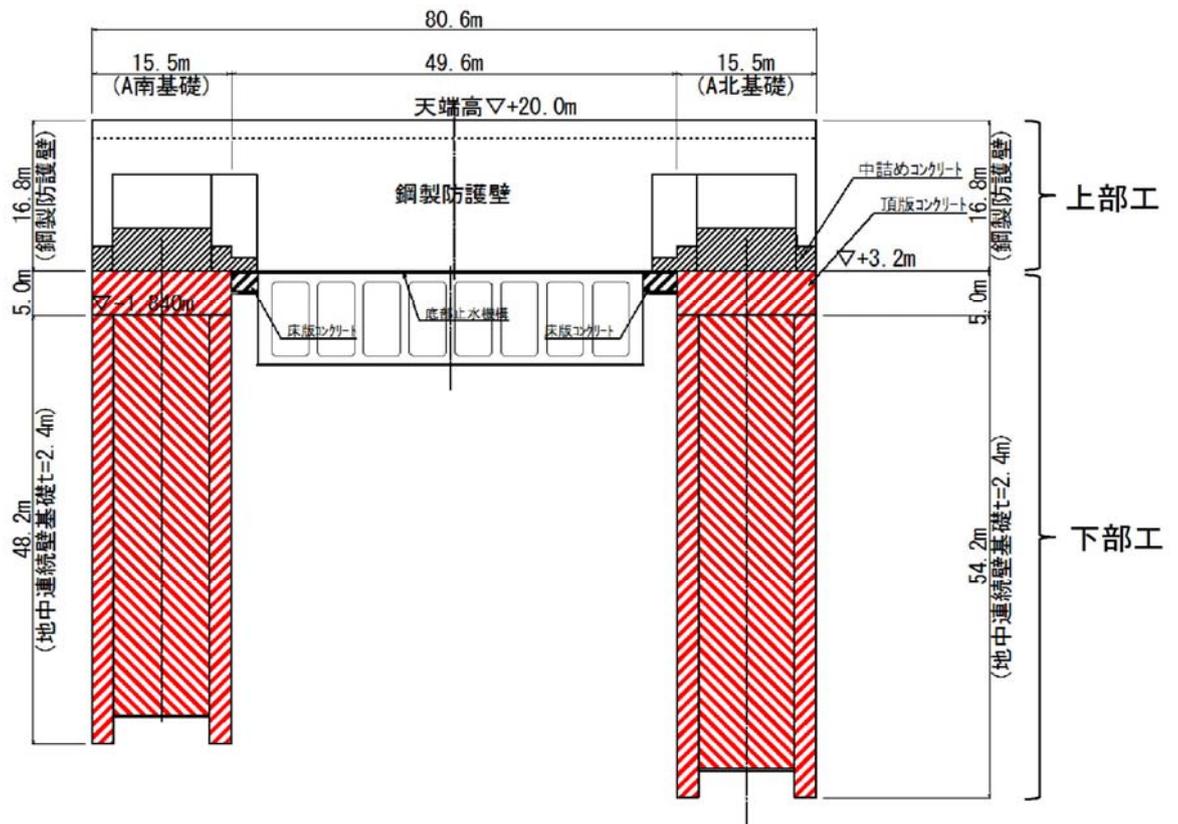


第 1-5 図 鋼製防護壁 構造概要図

平面図



A-A断面図



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-6 図 鋼製防護壁の平面図及び正面図

2) 鋼製防護壁と地中連続壁基礎の構造概要

① 全体構造の概要

鋼製防護壁全体の構造を第 1-7 図に示す。鋼製防護壁の構成部位と役割を第 1-3 表に示す。また、鋼製防護壁の構造図を第 1-8 図、鋼製防護壁全体の構成図を第 1-9 図、地中連続壁基礎の構成図を第 1-10 図に示す。

第 1-7 図に示すとおり、基礎部は、南北両側に配置した地中連続壁基礎にて構成され、津波荷重等を受ける鋼製防護壁を支持する。

地中連続壁基礎は、地中連続壁を構築後その内側を掘削し中実鉄筋コンクリートを打設する。地中連続壁と中実鉄筋コンクリートはジベル筋等により一体化し、両者で発生断面力を負担する。

鋼製防護壁は、鉛直及び水平方向に配置された鋼板で構成される鋼殻構造とする。施工性を考慮して、鋼製防護壁はブロックに分割し、各ブロックは添接板と高力ボルトを用いた摩擦接合により結合する。

第 1-8 図に鋼製防護壁の鉛直方向の分割イメージを示す。下端標高 T.P. +3.20m から天端標高 T.P. +20.0m までを頂部鋼板を含めて 10 層に分割した構造とし、各層は、第 1-7 図に示すブロックが複数結合された構造とする。

鋼製防護壁最下層の地中連続壁基礎結合部には、アンカーボルトが設置され上部工からの引抜き力を基礎上部の頂版鉄筋コンクリートに伝達する。

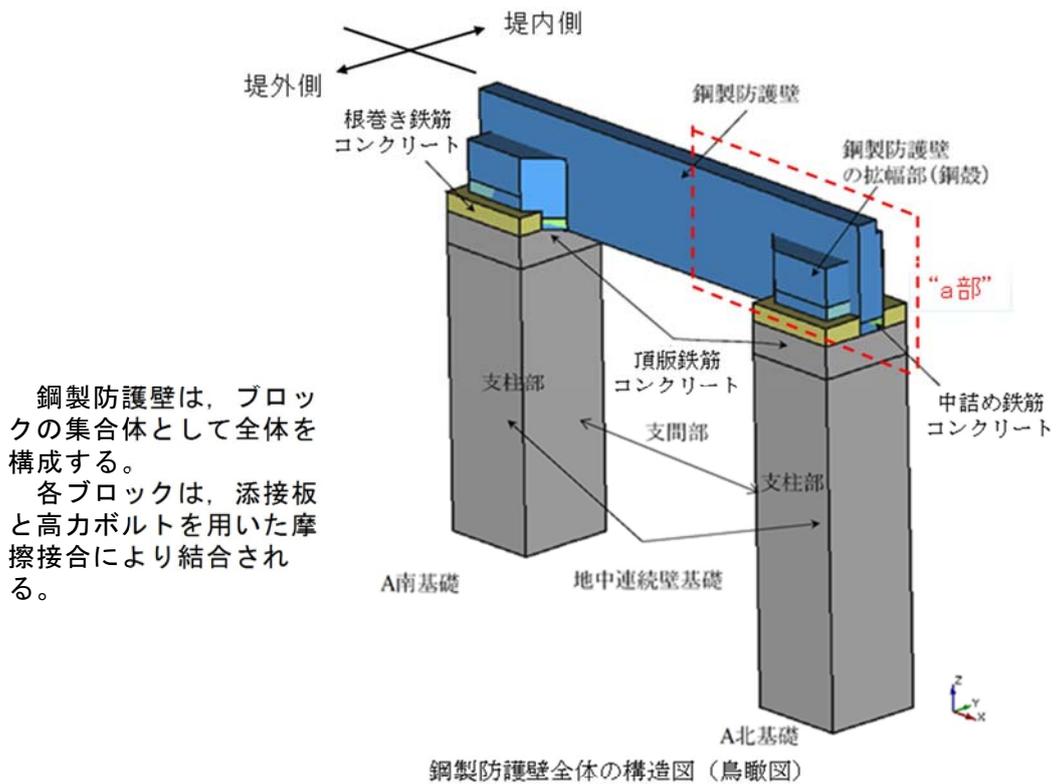
また、第 1-9, 1-10 図に示すとおり鋼製防護壁の基礎部直上の鋼殻内には、必要な高さまで中詰め鉄筋コンクリートを打設する。な

お、頂版鉄筋コンクリート及び中詰め鉄筋コンクリートは鉄筋コンクリートとする。

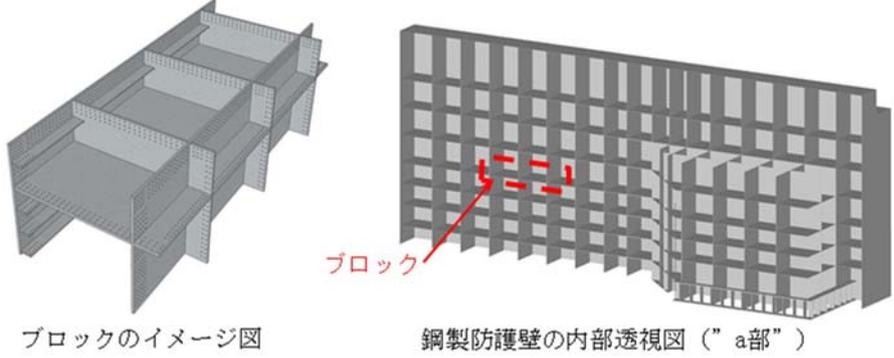
鋼製防護壁と地中連続壁基礎との結合部について、第 1-11～1-16 図に示す。

第 1-3 表 鋼製防護壁の構成部位と役割

区分	分類	構成	各部位の役割
上部工	鋼製防護壁	鋼製防護壁 (支間部, 支柱部)	津波荷重等に抵抗する。
		鋼殻 (支柱部)	基礎上部の範囲を拡幅することにより, 支柱部応力の低減とアンカーボルトの配置エリアを確保する。
		中詰め鉄筋コンクリート	鋼殻内部の鉄筋コンクリートで, 支柱部周辺の鋼殻応力の低減と上部工からのせん断力と水平回転モーメント(水平トルク)を基礎頂版に伝達する。
	鋼製防護壁 アンカー	—	上部工からの引抜き力を地中連続壁基礎の頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
下部工	地中連続壁 基礎 (A北, A南)	頂版鉄筋コンクリート	地中連続壁の上部に構築する鉄筋コンクリート版で, 鋼製防護壁からの荷重を地中連続壁基礎に伝達させる。アンカーボルト及び中詰め鉄筋コンクリート内の鉄筋を定着させる。
		地中連続壁 (鉄筋コンクリート)	基礎外面を形成し, 基礎の主要部材となる。
		中実鉄筋コンクリート	地中連続壁内部の鉄筋コンクリートで, 地中連続壁と一体となって発生断面力を負担する。
非構造部材	根巻き鉄筋 コンクリート	—	アンカーボルト頭部の防食などを目的とした鉄筋コンクリート。非構造部材として設計する。

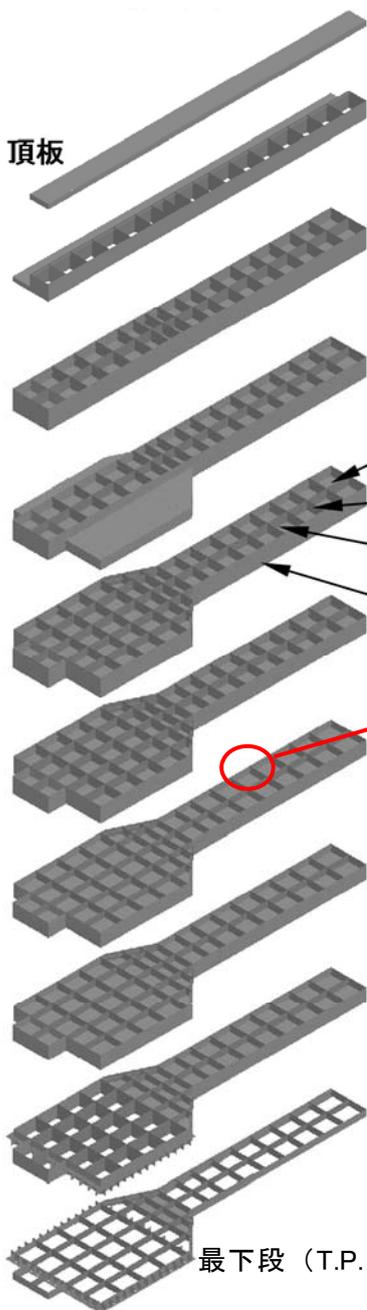


鋼製防護壁は、ブロックの集合体として全体を構成する。
各ブロックは、添接板と高力ボルトを用いた摩擦接合により結合される。



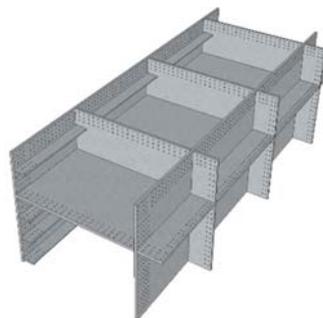
第 1-7 図 鋼製防護壁全体の構造図

最上段 (T.P.+20.0 m)

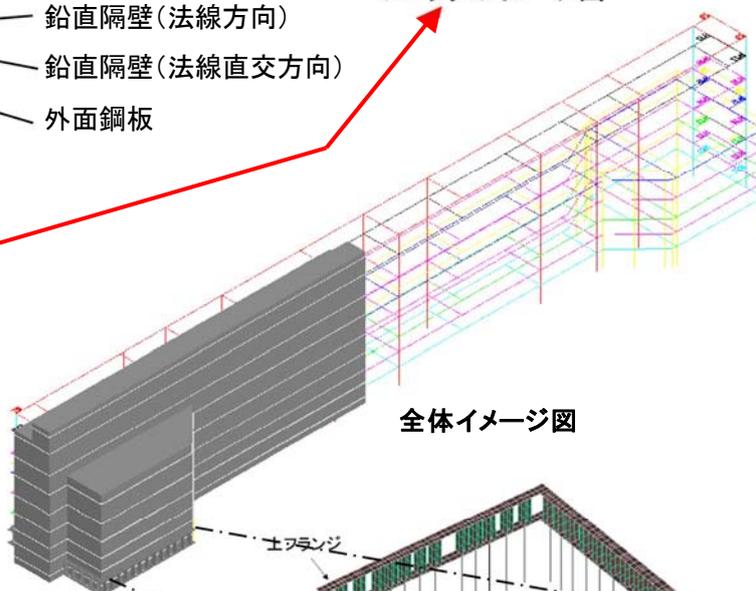


- ・ 鋼製防護壁は、頂版と9層分の水平隔壁、鉛直隔壁(X, Y方向)並びに外面鋼板とで構成される。

水平隔壁
鉛直隔壁(法線方向)
鉛直隔壁(法線直交方向)
外面鋼板



ブロックのイメージ図



全体イメージ図

最下段 (T.P.+3.2 m)

鋼製防護壁アンカー

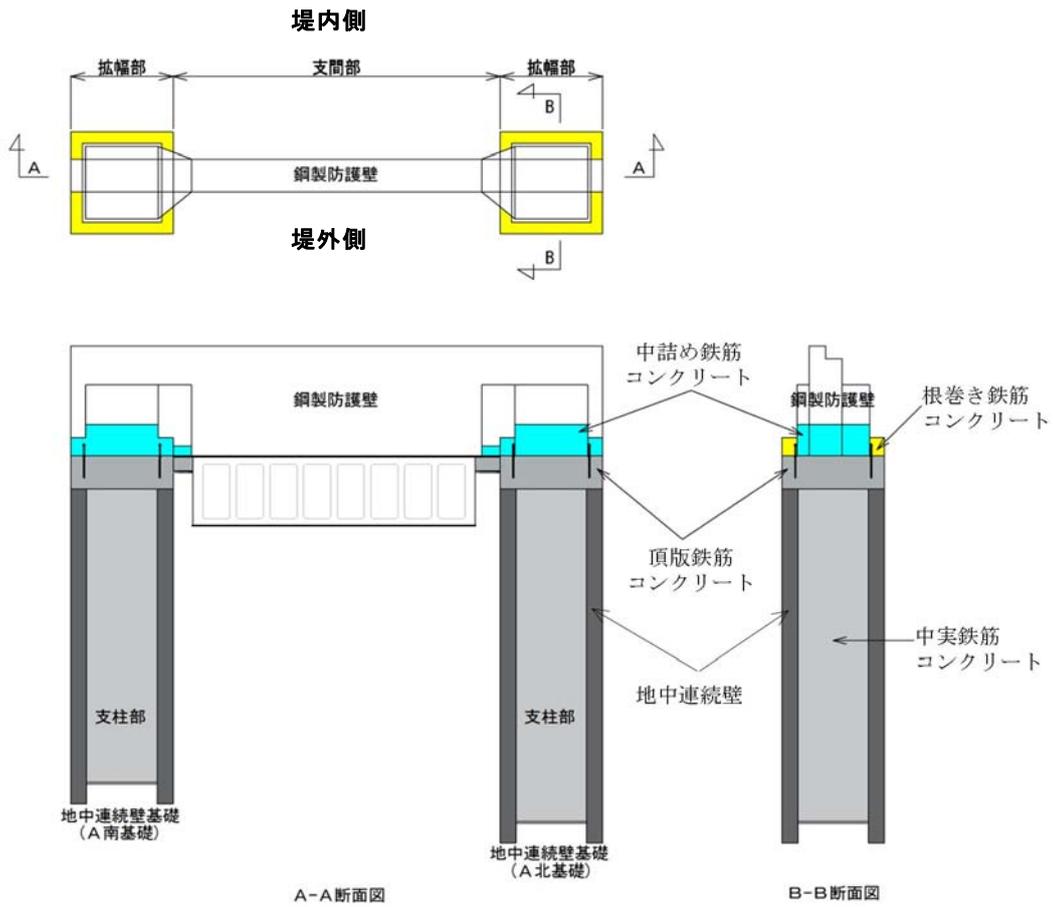


アンカーリブ

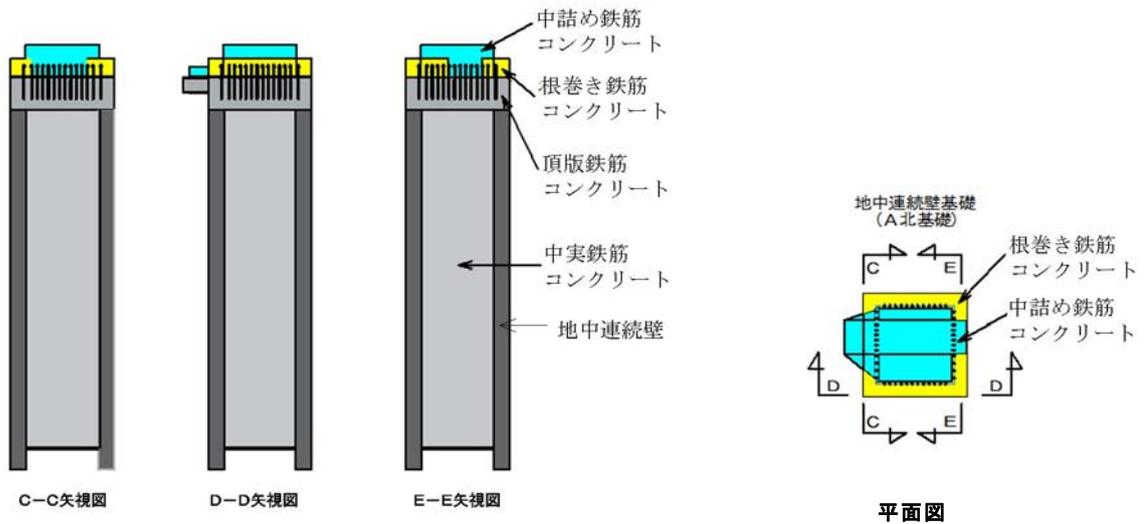
鉛直方向の分割イメージ図

アンカー部のイメージ図

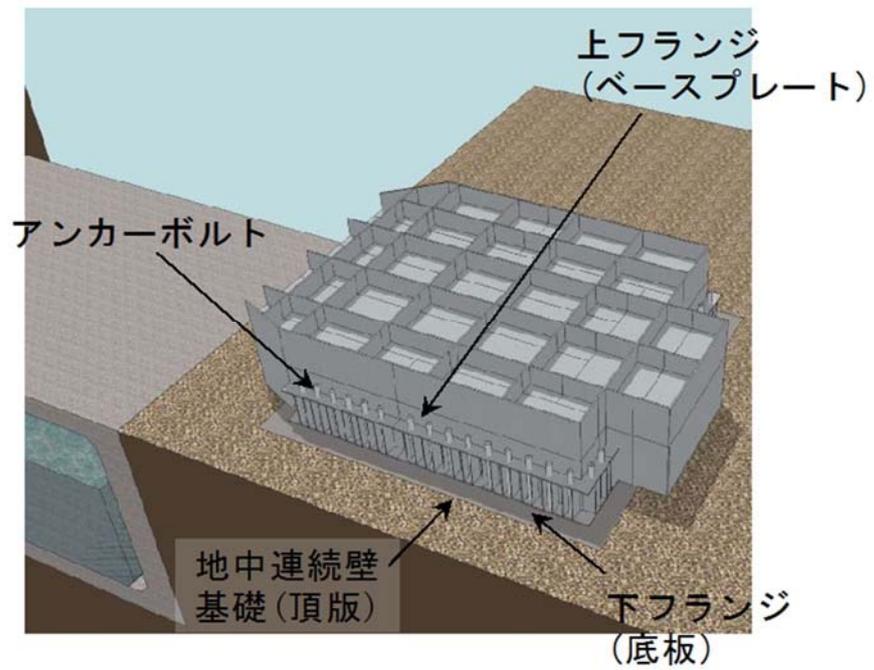
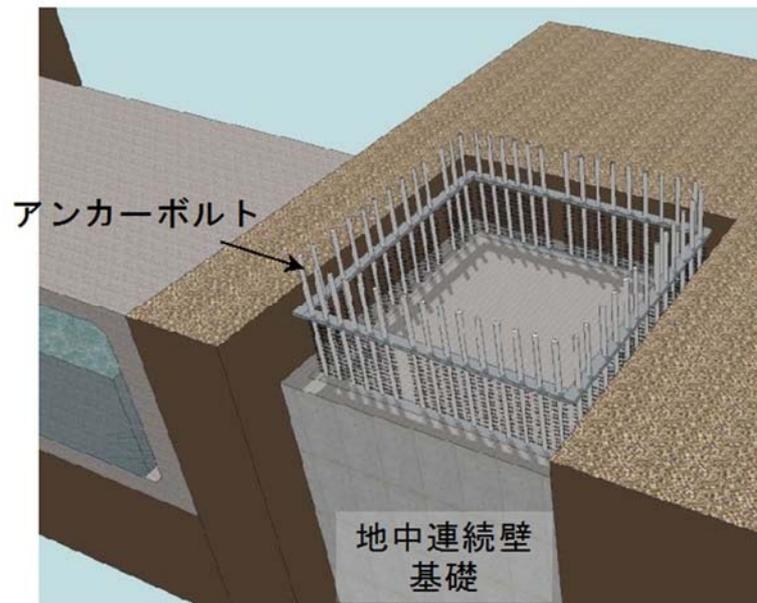
第 1-8 図 鋼製防護壁の構造図 (鋼製防護壁の鉛直方向ブロック分割)



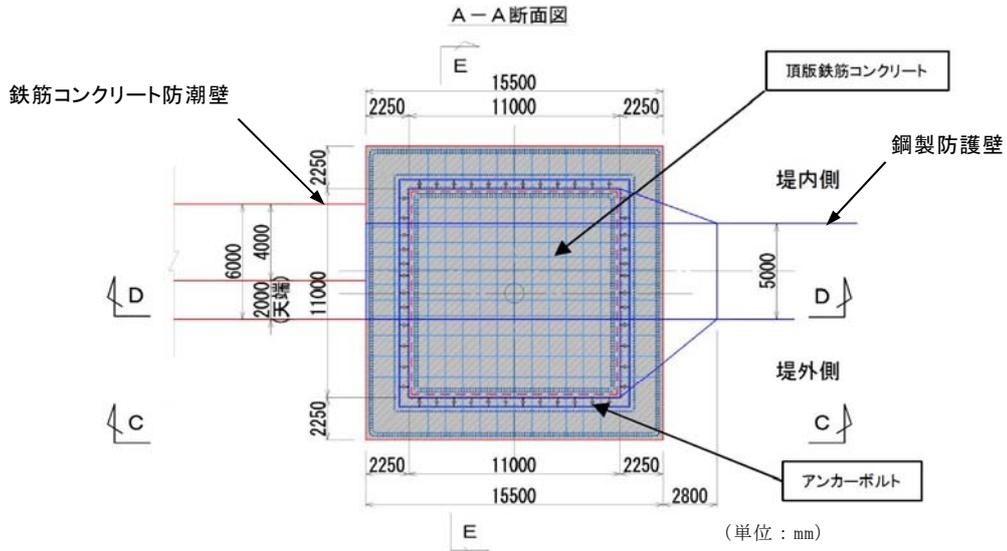
第 1-9 図 鋼製防護壁全体の構成図



第 1-10 図 地中連続壁基礎の構成図

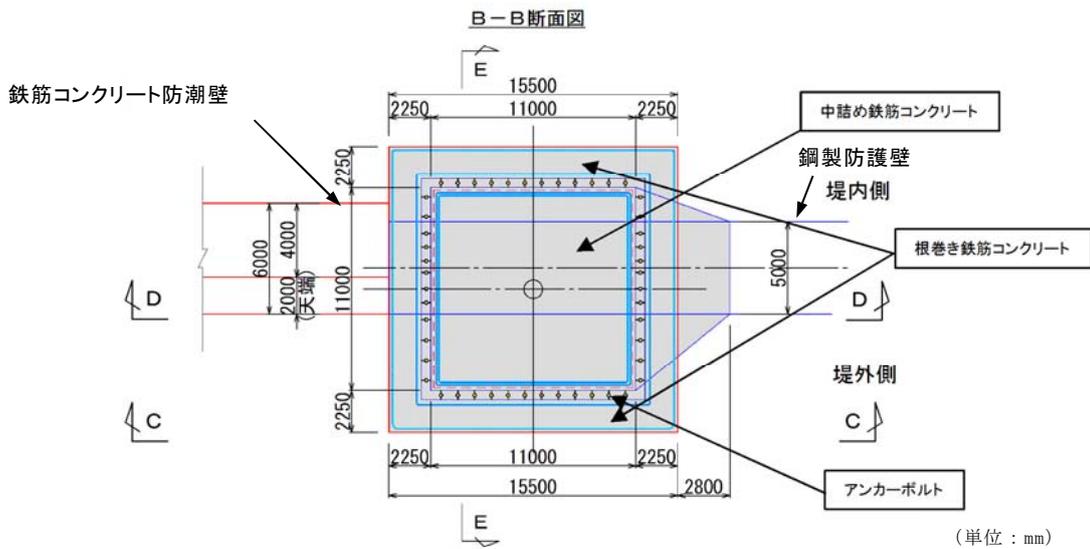


第 1-11 図 鋼製防護壁—地中連続壁基礎 結合部イメージ図



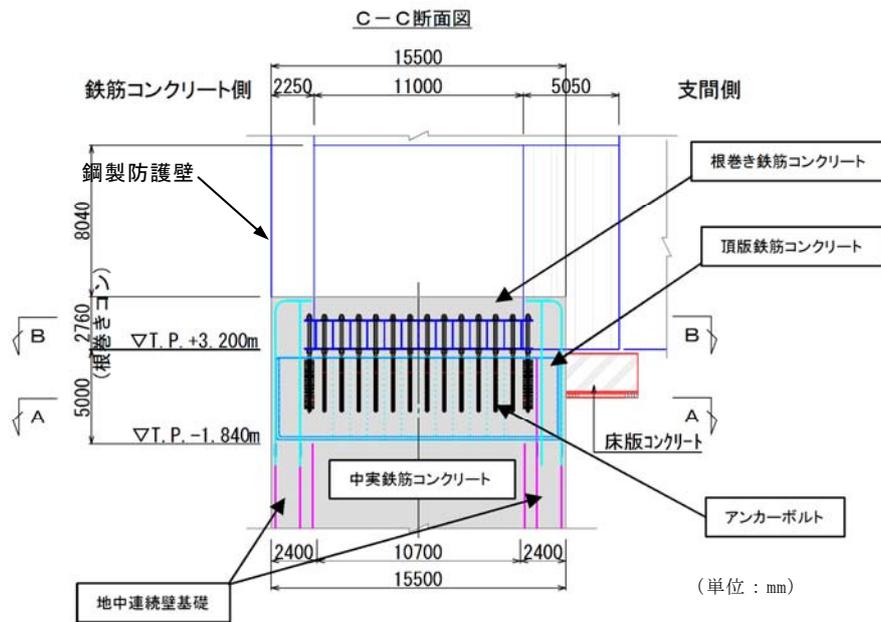
注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-12 図 鋼製防護壁—地中連続壁基礎 結合部構造図 (A-A 断面)



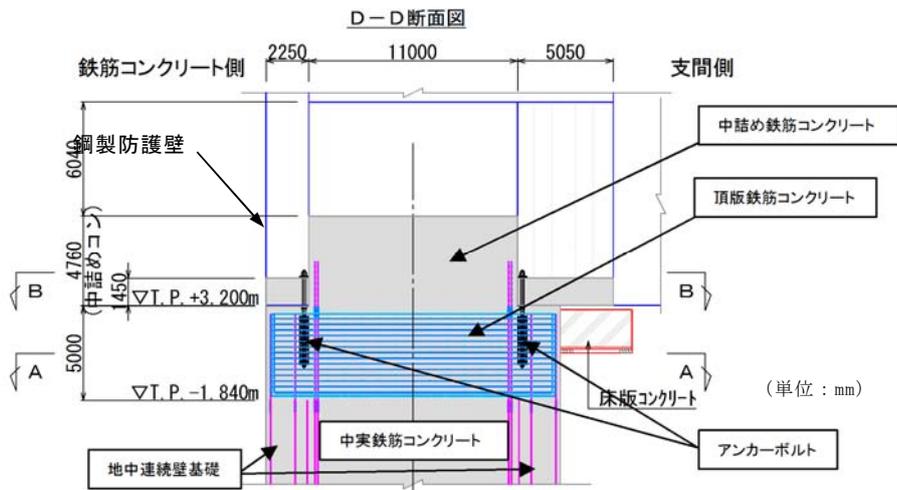
注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-13 図 鋼製防護壁—地中連続壁基礎 結合部構造図 (B-B 断面)



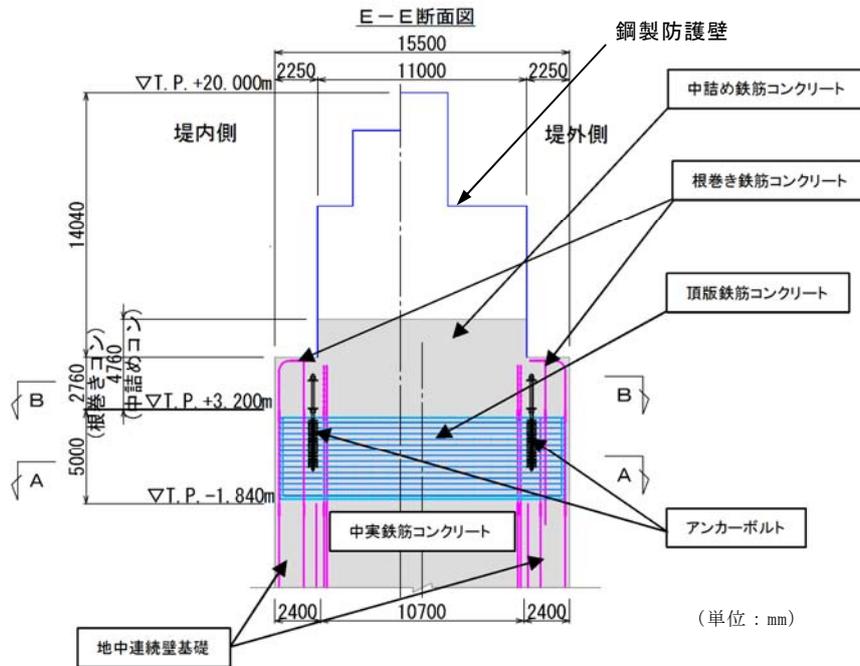
注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-14 図 鋼製防護壁—地中連続壁基礎 結合部構造図 (C-C断面)



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-15 図 鋼製防護壁—地中連続壁基礎 結合部構造図 (D-D断面)



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-16 図 鋼製防護壁—地中連続壁基礎 結合部構造図 (E-E 断面)

② 構造型式の選定理由

a. 取水口横断部の防護壁を鋼製とした理由

既設取水口の頂版に直接防護壁を設置した場合、防護壁の自重、津波波圧による反力、地震時慣性力を取水口に負担させることになる。その反力は非常に大きいため、両サイドに基礎を設け反力が取水口に作用しない設計とする。

両サイドの基礎は、非常に大きな荷重を負担するが、基礎設置場所には十分な広さがなく、際限なく基礎を大きくすることが出来ない状況である。そのため、自重及び地震時慣性力の低減を目的に、質量の低減を図ることが可能な鋼製を選定する。

「4. 参考資料」に鋼製防護壁ブロック架設方法のステップ図を示す。架設は、トラッククレーンにてブロックを1個ずつ吊上げ、

先行ブロックと突き合せてHTB（ハイテンションボルト）で接合・固定する。

本工法では、最下段については両側からブロックを接合し、張り出し側を仮受けしながら構築し、最下段を自立させたのちに、上層ブロックを積み上げて構築するため、既設構造物に大きな荷重を負担させることなく架設が可能である。

b. 基礎形式に地中連続壁基礎を選定した理由

防潮壁がSクラス構造物であることから、基礎は強固な岩盤上に設置しなければならないため、約60mまで掘り下げる必要がある。また、狭隘な敷地の制約のもとで、長スパンである上部工から伝達される大きな荷重を限られた大きさの基礎で負担する必要がある。

ケーソン基礎とする場合は、厚く分布する沖積粘性土層（Ac層）により施工中にケーソンが自沈し、所定の精度での施工が困難なことが推定されるが、地中連続壁基礎とすればそのような問題は解消される。

以上の理由から、基礎形式として地中連続壁基礎を選定する。

c. 直接定着式アンカーボルトを選定した理由

上部工が鋼殻構造で下部工が鉄筋コンクリート構造の場合、アンカーフレーム方式により接続し、上部工の荷重を下部工に伝達する形式が多い。本件においてアンカーフレーム方式を採用した場合、頂版に設置されるアンカーフレームのプレートと、地中連続壁基礎の鉛直方向鉄筋の定着部とが干渉する。この干渉を避けるためには

基礎を大きくする必要があるが、敷地内の制約から拡幅可能な大きさに制限があるため困難である。

一方、直接定着式アンカーボルトには上記のような干渉するプレートはなく、基礎の大きさ（平面形状）を敷地の制約内の大きさにおさめることができるため、これを選定する。

③ 鋼製防護壁の平面配置における制約条件

鋼製防護壁の支間部は、地震等の変位による既設構造物との接触回避や施工時の離隔を確保する必要性から以下の制約を受けるため、鋼製防護壁中心と地中連続壁基礎中心とで偏芯を設ける。

a. 上部工の制約

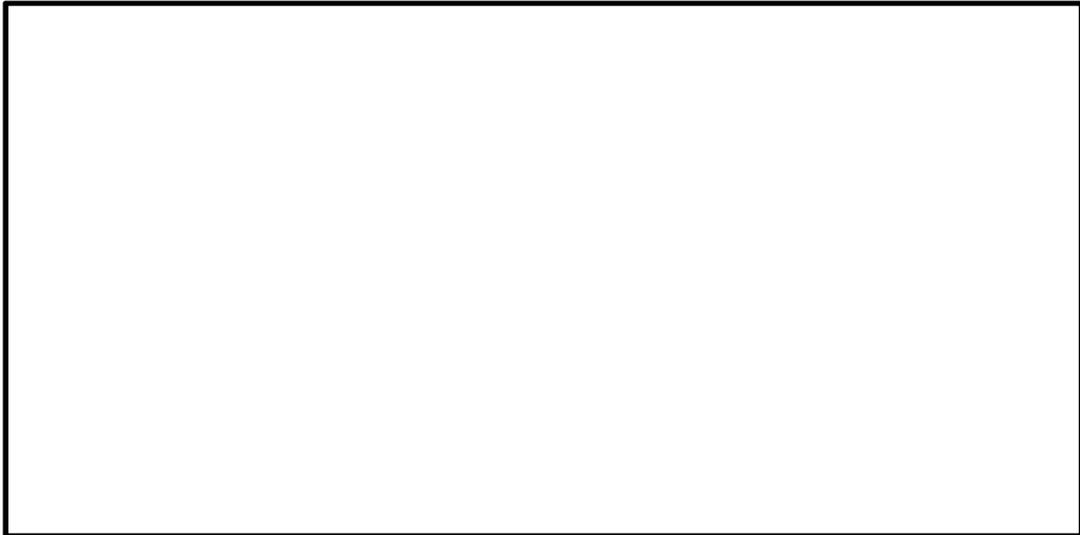
- ・ 上部工と下部工に偏芯を設けない場合、上部工の堤外側角落しとの離隔が 20cm となり、止水板押え（約 50cm）を加えると堤外側角落しに接触する。
- ・ 本震時の動的解析による変位（51cm）を踏まえ、許容変位量を 70cm 程度と設定する。
- ・ 堤外側は、上部工と堤外角落しとの離隔を、止水板押え（約 50cm）と許容変位量（約 70cm）の 120cm とすると、約 100cm の偏芯が必要となる。

b. 地中連続壁基礎の制約

- ・ 堤内側は施工上、ポンプ室クレーン・取水口との離隔を 3m 程度確保する必要がある。

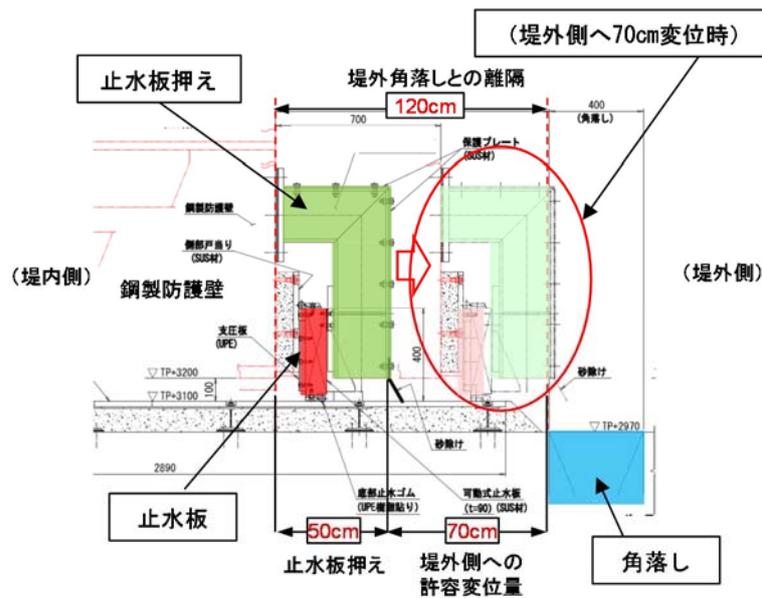
これらの制約により、上部工と下部工とで堤内方向に約 1m の偏芯を設定する。

第 1-17 図に取水路周辺の平面図，第 1-18 図に鋼製防護壁と堤外側側角落しとの位置関係を示す。



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-17 図 取水路周辺の平面図



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-18 図 鋼製防護壁と堤外側角落しの位置関係図 (A-A断面)

④ 地中連続壁基礎の根入れ長の設定方針

鋼製防護壁の基礎は，津波時において南側と北側の2つの基礎の変位量がほぼ同等となるように地中連続壁基礎の根入れ長を設定

し、地震時においても各部位が十分な裕度を有することを確認する。

3) 設計手順

鋼製防護壁の耐震・耐津波評価は、津波防護施設であること、Sクラスの設計基準対象施設であることを踏まえ、第1-4表の鋼製防護壁の評価項目に従い、各構造部材の構造健全性及び支持性能の評価を行う。

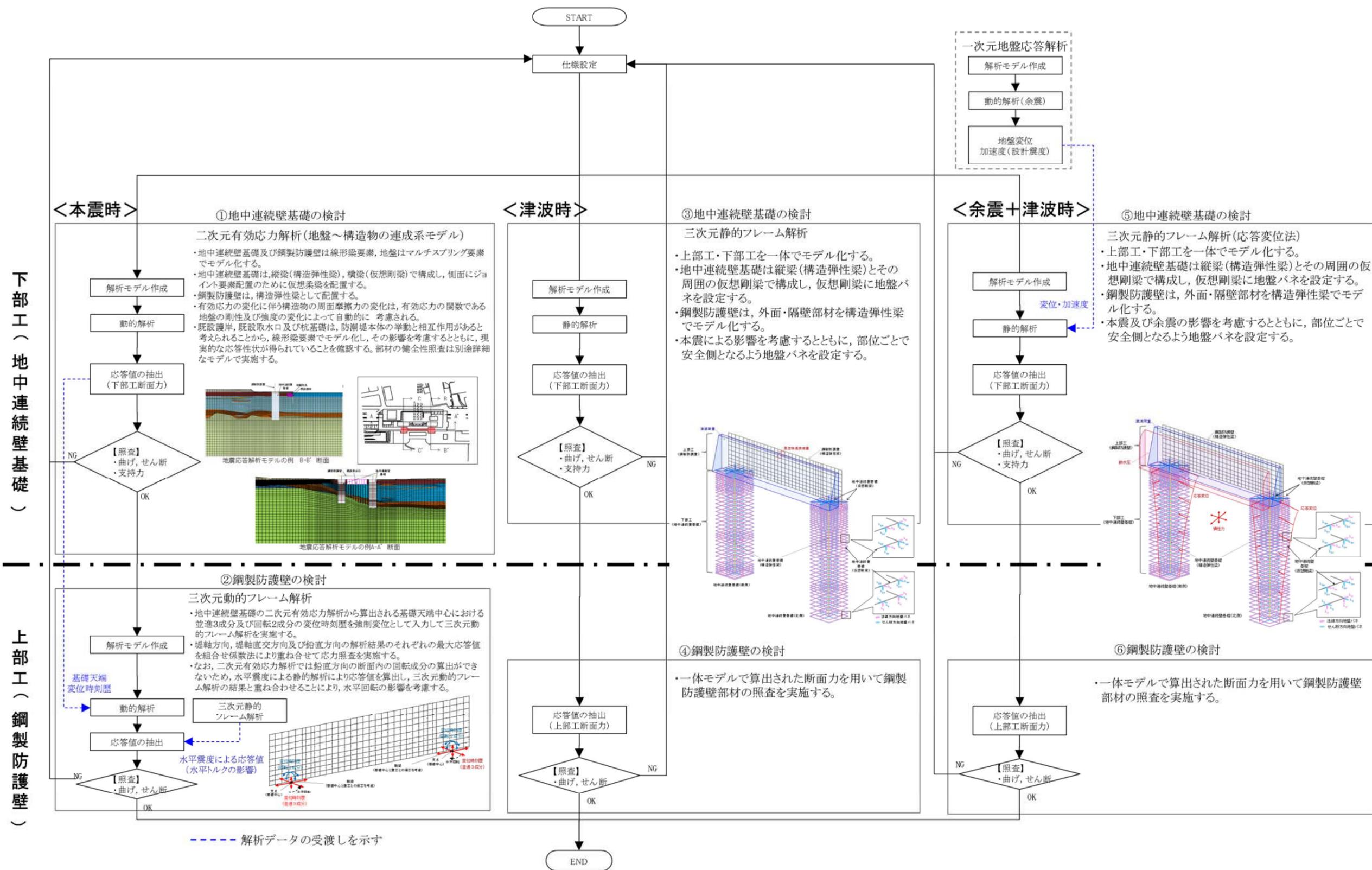
鋼製防護壁の構造健全性及び支持性能の評価の検討フローを第1-19図に、鋼製防護壁の検討モデルと評価フローを第1-20図に示す。

第 1-4 表 鋼製防護壁の評価項目

構造強度設計			設計に用いる許容限界	
評価対象部位	応力等の状態			
下部工	基礎地盤	支持力	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力とする。	
	地中連続壁基礎	曲げ せん断	【基準地震動 S_s ・基準津波・余震+基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき短期許容応力度とする。 【T.P. +24m 津波・余震+T.P. +24m 津波に対して】 「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」「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・せん断強度とする。	
上部工	鋼製防護壁	曲げ せん断	【基準地震動 S_s ・基準津波・余震+基準津波に対して】 「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・II 鋼橋編)」に基づき短期許容応力度とする。 【T.P. +24m 津波・余震+T.P. +24m 津波に対して】 「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・II 鋼橋編)」に基づき降伏応力度とする。	
	鋼製防護壁アンカー	引張り せん断 引抜き	【基準地震動 S_s ・基準津波・余震+基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」 ¹⁾ 「道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋編・III コンクリート橋編)」 ²⁾ 「鋼構造物設計基準」 ³⁾ 「道路土工カルバート工指針」 ⁴⁾ 「鋼・合成構造標準示方書」 ⁵⁾ 「複合構造標準示方書」 ⁶⁾ に基づき短期許容応力度とする。 【T.P. +24m 津波・余震+T.P. +24m 津波に対して】 「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]」 「道路橋示方書・同解説 (II 鋼橋編・III コンクリート橋編)」 「鋼構造物設計基準」「道路土工カルバート工指針」 「鋼・合成構造標準示方書」「複合構造標準示方書」に基づき降伏応力度とする。	
	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な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とする。
		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」に基づき短期許容応力度とする。
		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」に基づき短期許容応力度とする。
鋼製防護壁底部止水機構		曲げ せん断	「道路橋示方書・同解説 (I 共通編・II 鋼橋編)」 「水門鉄管技術基準」に基づき短期許容応力度とする。	

※止水ジョイント部の設計に用いる許容限界

- ・基準地震動 S_s 、基準津波時、余震+基準津波時：短期許容応力度
- ・T.P. +24m 津波時、余震+ T.P. +24m 津波時：降伏応力度



第 1-20 図 鋼製防護壁の検討モデルと評価フロー

4) 設計荷重

設計に用いる荷重の組合せを以下に示す。

- ① 基準地震動 S_s による地震荷重
- ② 基準津波荷重 + 漂流物衝突荷重
- ③ 余震 + 基準津波荷重
- ④ T. P. + 24m 津波荷重 + 漂流物衝突荷重
- ⑤ 余震 + T. P. + 24m 津波荷重

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

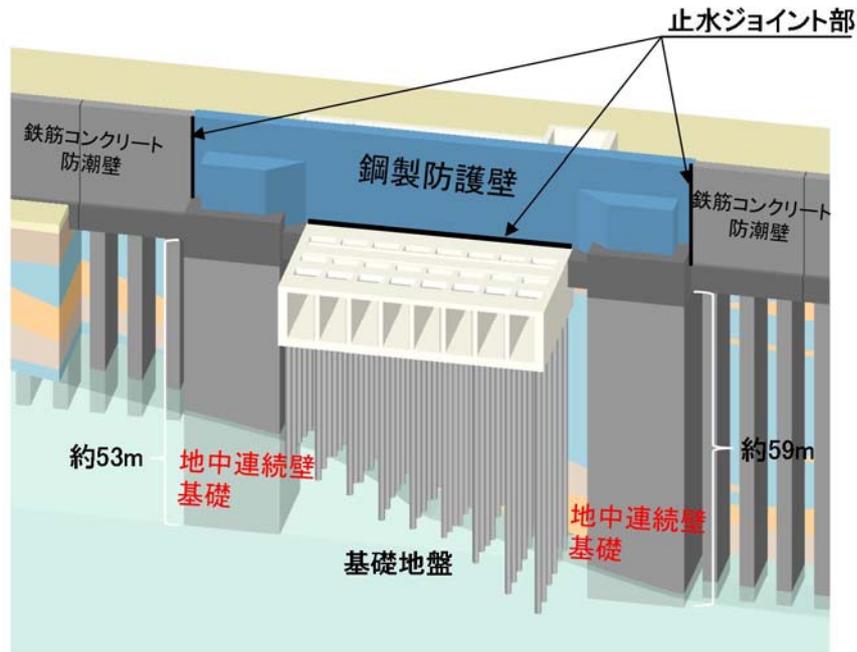
5) 地中連続壁基礎の設計方針

鋼製防護壁の基礎は、岩盤に地中連続壁の壁厚程度以上を根入れする岩着形式とした。

鋼製防護壁の基礎は、津波時において南北両側の基礎がほぼ同等の変位量となるように、それぞれの地中連続壁基礎の根入れ長を設定し、地震時において各部位が十分な裕度を有することを確認する。

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

構造イメージ図を第 1-21 図に、また平面図を第 1-22 図に示す。

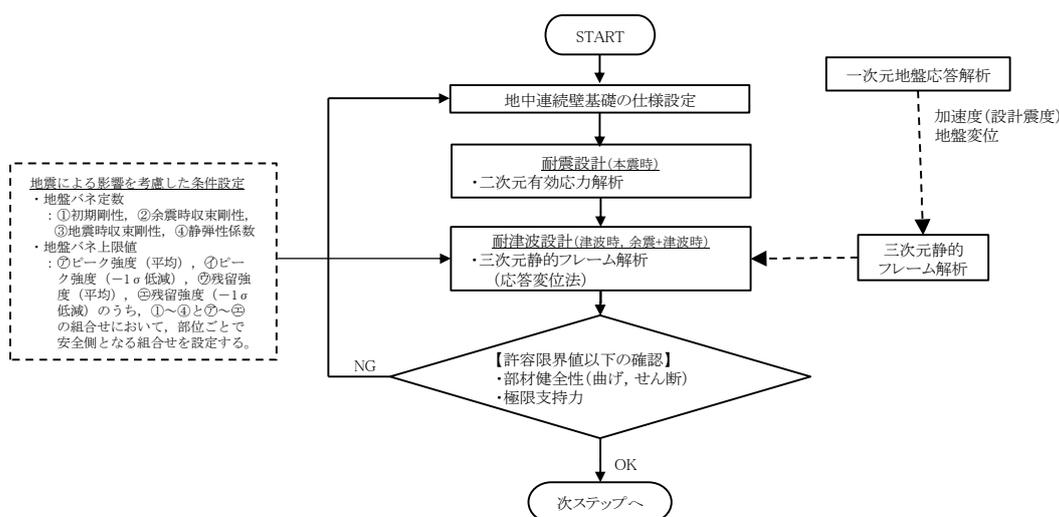


第 1-21 図 鋼製防護壁 構造イメージ図



第 1-22 図 鋼製防護壁 平面図

地中連続壁基礎の設計フローを第 1-23 図に示す。津波時及び余震＋津波時は荷重の三次元性を反映するために静的三次元解析，本震時は液状化を精緻に評価するために有効応力解析を実施し，基礎に発生する断面力を用いて応力照査を実施する。



第 1-23 図 地中連続壁基礎の設計フロー

① 耐震設計（二次元有効応力解析）

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

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

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

a. 解析モデルの作成

地質断面図を反映して解析モデルを作成する。鉛直方向は T.P. -130m までをモデル化し、水平方向には構造物を中心に左右とも構造物幅の 5 倍程度以上の範囲をモデル化する。地中連続壁基礎は線形梁要素、地盤はマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深については間隙水圧要素を配置する。

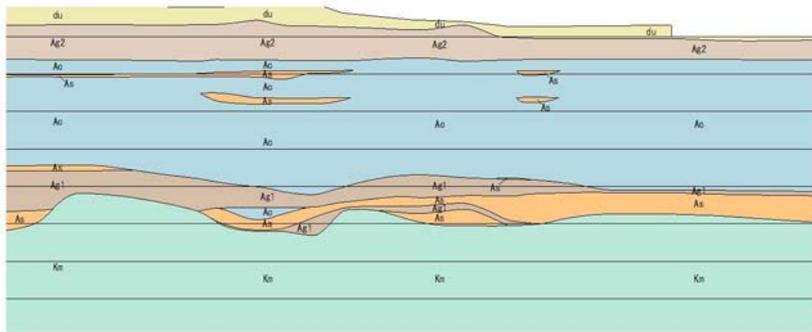
地中連続壁基礎は、縦梁（構造弾性梁）、横梁（仮想剛梁）で構成し、側面にジョイント要素配置のために仮想柔梁を配置する。

鋼製防護壁は、構造弾性梁として配置する。

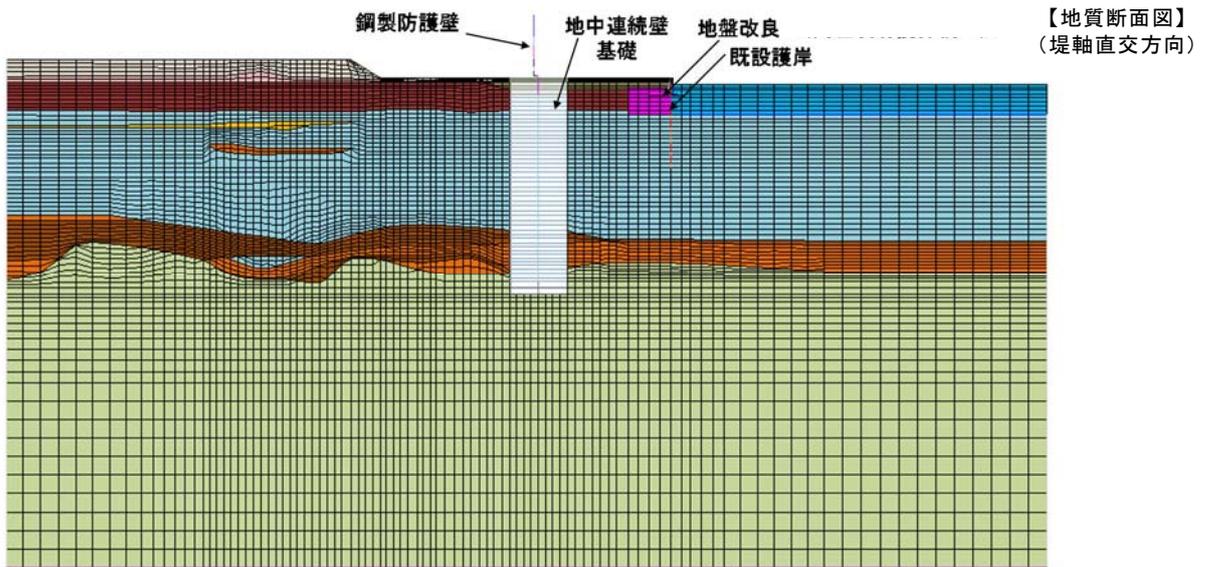
堤軸方向の既設取水口及び杭基礎は防護壁本体の挙動と相互作用があると考えられることから線形梁要素でモデル化し、堤軸直交方向の鋼製防護壁と既設取水口は独立して挙動するものと考えられることから堤軸直交方向の解析モデルについては既設取水口及び杭基礎はモデル化しない。

また、既設取水口及び杭基礎は、別途詳細モデルで健全性照査を実施するが、本モデルの解析の妥当性を評価するため、本モデルの応答値が詳細モデルの応答値より小さいことを確認する。

第 1-24 図に軸直交方向解析モデルの例、第 1-25 図に軸方向解析モデルの例を示す。

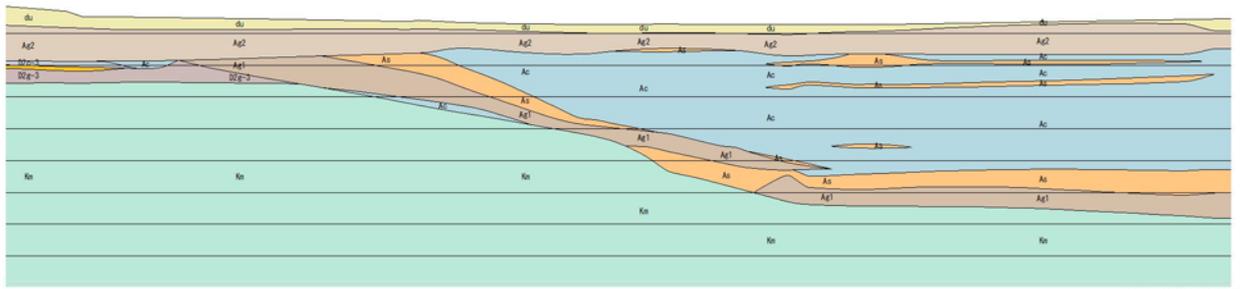


地質時代	地質区分	記号	岩種	備考	
突 新 世	沖積低地 堆積層	砂丘層	du	砂	敷地全体に広く分布する。
		久慈川 堆積層	Ag2	砂礫	敷地全体に広く分布する。
		粘土	Ac	粘土	久慈川が侵食した凹状の 谷を埋めて分布する。
		砂	As	砂	
		砂礫	Ag1	砂礫	
四 更 新 世	低位段丘 堆積層	段丘堆積層2	D2c-3	シルト	
		砂	D2e-3	砂	敷地西部に埋没段丘として 分布する。
		砂礫	D2e-3	砂礫	
		シルト	D2e-2	シルト	
		砂礫	D2e-2	砂礫	
第三紀 漸新世	久米層	ローム	Im	ローム	敷地の東西部に分布し、 いすゆる部は段丘面を 構成する。
		シルト	D1c-1	シルト	
		砂礫	D1e-1	砂礫	
		Km	砂質泥岩	敷地の基盤層である。	

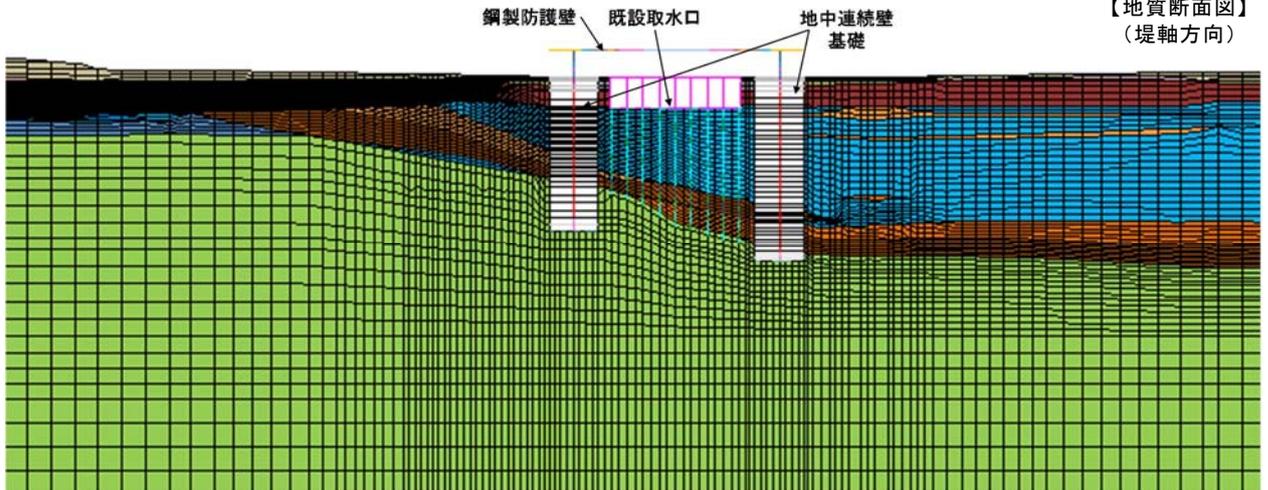


(解析メッシュ図)

第 1-24 図 地震応答解析モデル (軸直交方向) の例



【地質断面図】
(堤軸方向)



(解析メッシュ図)

第 1-25 図 地震応答解析モデル (軸方向) の例

b. 地震応答解析

二次元有効応力解析により構造物及び地盤の応答値を算定する。

構造物の応答値のうち地中連続壁基礎天端位置における変位時刻歴を鋼製防護壁の設計に使用する。

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

c. 照査

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

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

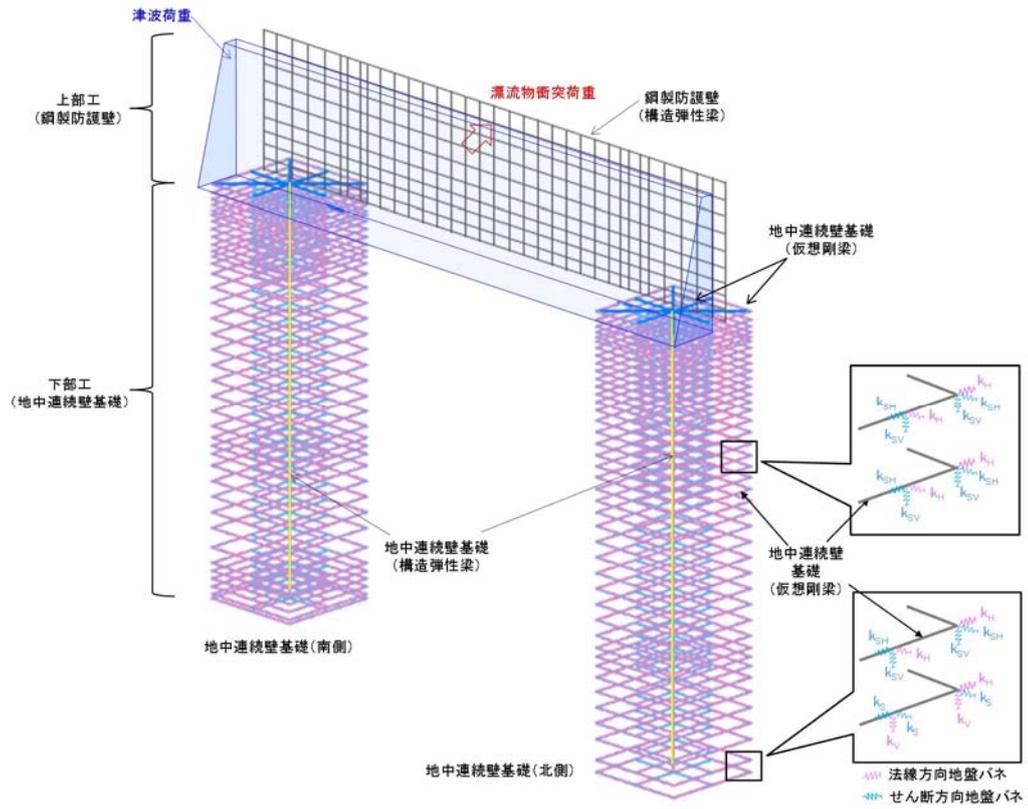
② 耐津波設計（三次元静的フレーム解析）

地中連続壁基礎及び鋼製防護壁を一体でモデル化する。

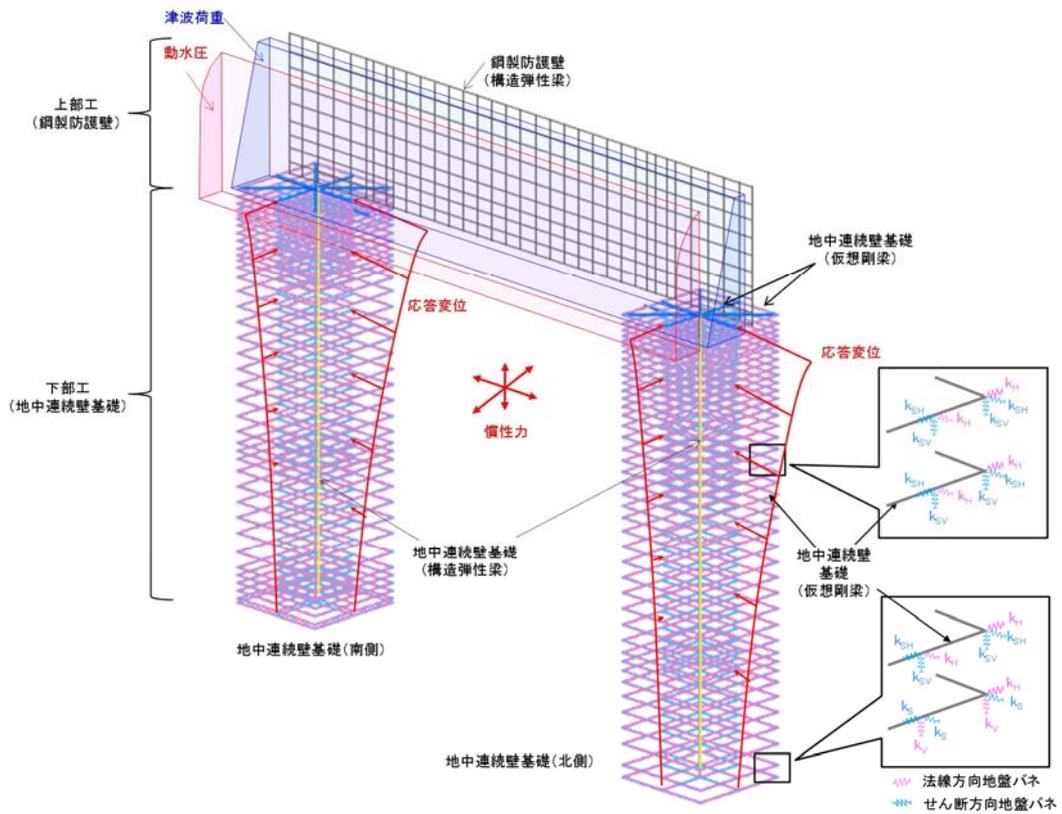
地中連続壁基礎は、縦梁（構造弾性梁）、横梁（仮想剛梁）で構成し、鋼製防護壁は構造弾性梁とする。

この横梁に地盤バネを接続したモデルで応答変位法による静的三次元フレーム解析を行い、津波時と余震＋津波時の地中連続壁基礎の構造健全性及び支持性能を確認する。自重及び積雪の長期荷重、津波による波力と漂流物衝突荷重、余震荷重等を外力として入力し、部材の発生応力が許容限界値以下となるよう設計する。津波や漂流物の荷重は、鋼製防護壁に直接的に作用し、下部工の地中連続壁基礎へ伝達される。なお、津波時における漂流物の衝突荷重は、入力津波高さに作用するものとして考慮する。解析モデル概念図を第 1-26 図に示す。

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



津波時の解析モデル概念図



余震+津波時の解析モデル概念図

第 1-26 図 地中連続壁基礎の解析モデル概念図

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

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

- ・地盤による拘束度が高く上部工並びに上下部工接続部に対する負担が大きくなると考えられる最も高い剛性と最も大きい上限値の組合せによる構成式
- ・地盤の変形が大きくなり地中連続壁基礎に対して最も厳しくなると考えられる最も低い剛性と最も小さい上限値の組合せによる構成式

第1-5表 地盤反力係数及び地盤バネの上限値

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

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

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

E_D ：地盤の変形係数（ kN/m^2 ）

ν_d ：動ポアソン比

G' : 地盤の本震及び余震時の収束剛性 (kN/m²)

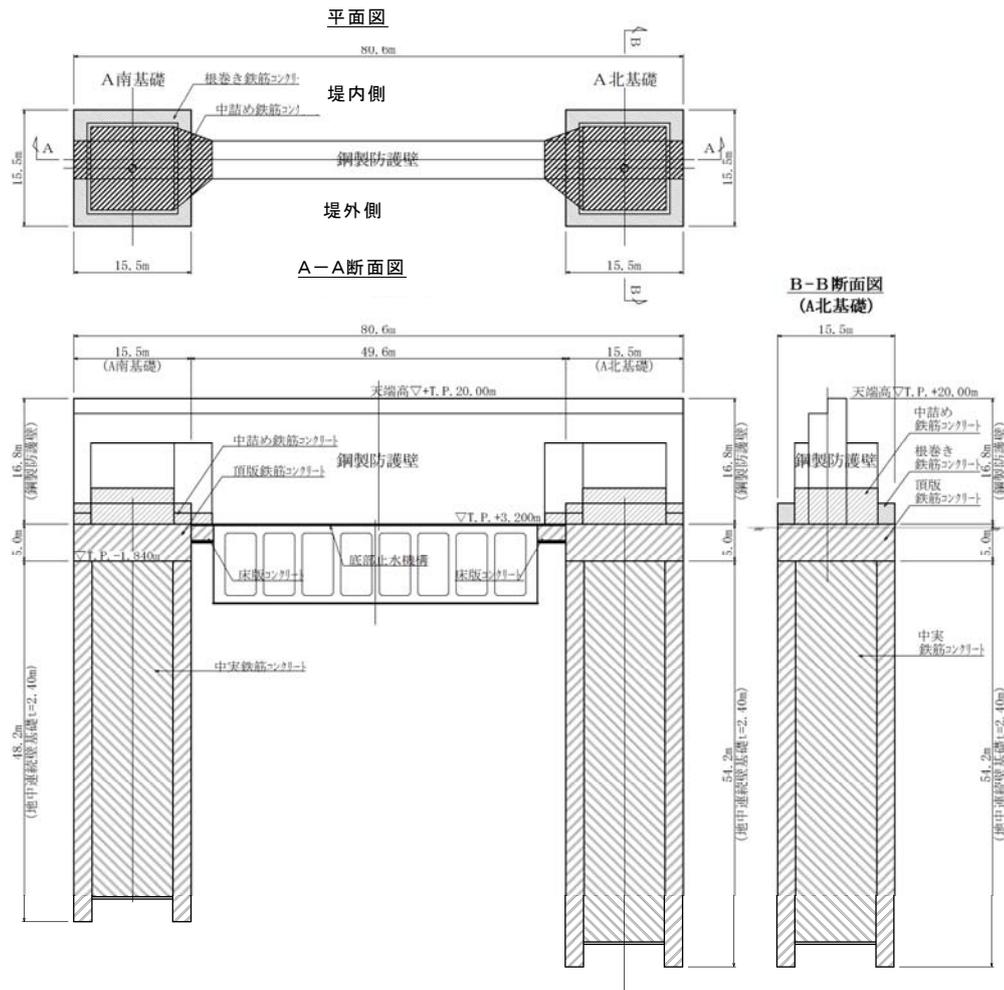
余震時荷重としては、余震時の一次元地盤応答解析により算定される応答変位分布を強制変位としてバネ端に載荷するとともに、地表面最大加速度より算定する設計震度を慣性力として考慮する。

6) 鋼製防護壁（上部工）の設計方針

鋼製防護壁（上部工）に要求される性能は、津波に対する止水性を確保することである。そのため、繰返し襲来する津波荷重が作用した場合に対して弾性状態に留まる必要がある。

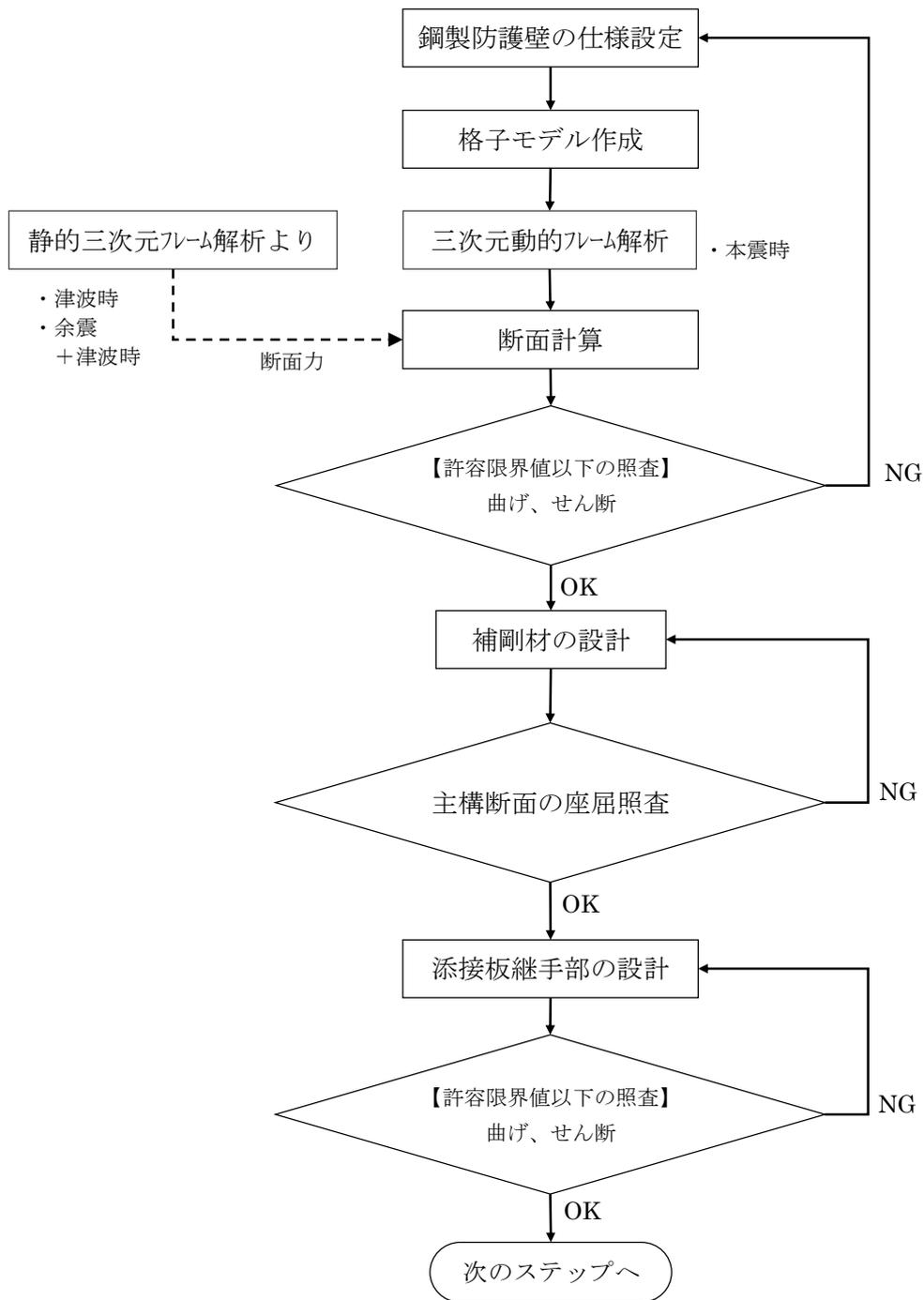
鋼製防護壁（上部工）は、下部工の地中連続壁基礎に基礎頂版を介して結合され、概ね 81m 程度の支間長で既設取水口を跨いで構築する。

鋼製防護壁の構造図を第 1-27 図に、設計フローを第 1-28 図に示す。



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-27 図 鋼製防護壁の構造図



本震時【三次元動的フレーム解析】

- ・有効応力解析により算出された変位時刻歴を与える。

津波時・余震+津波時

- ・上部工・下部工一体モデルによる三次元静的フレーム解析から算出される断面力を用いて部材照査を行う。

第 1-28 図 鋼製防護壁の設計フロー

① モデル化方針

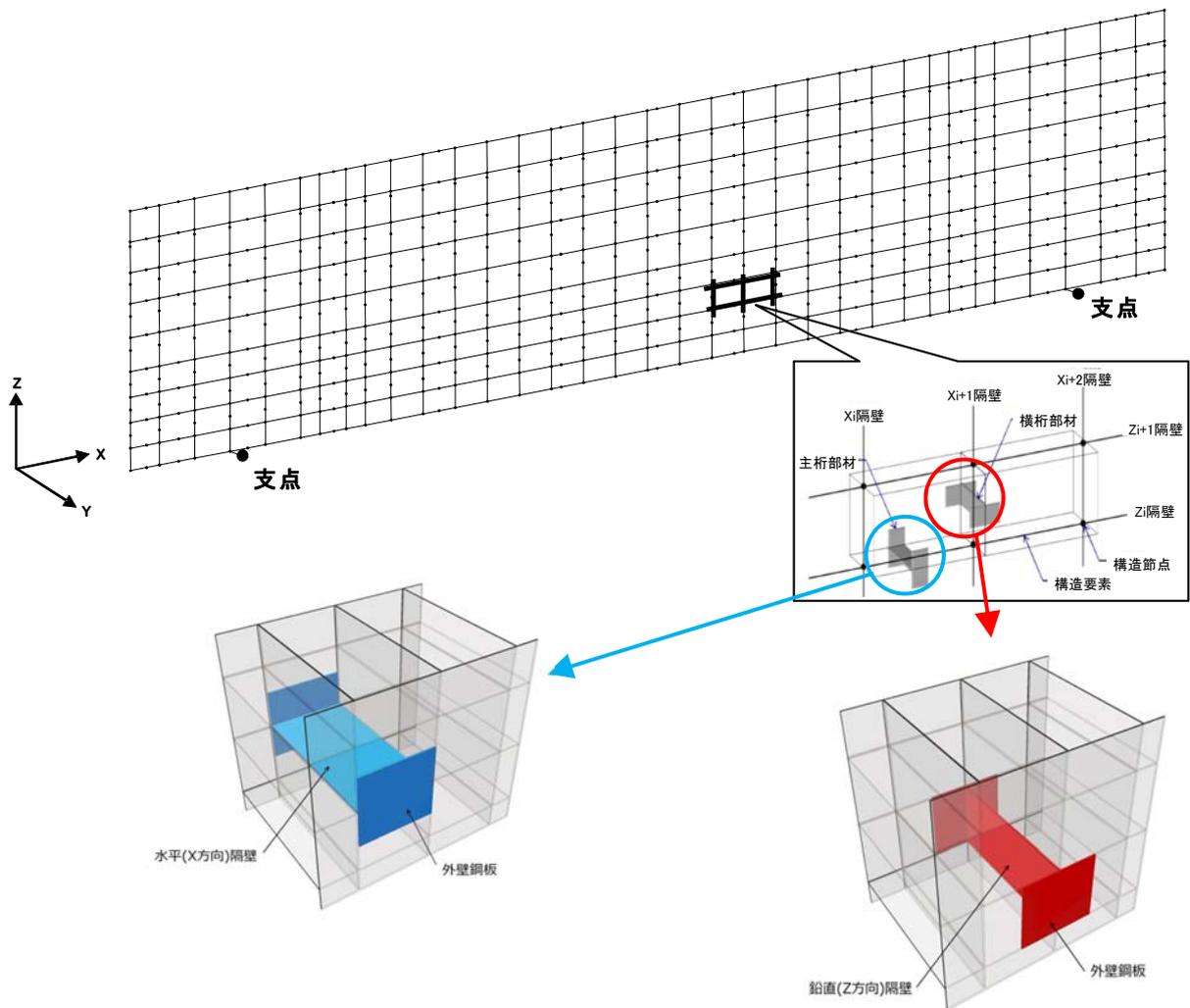
鋼製防護壁は、梁で構成される格子にモデル化し、構造評価を行う。

水平（X方向）隔壁及び鉛直（Z方向）隔壁の交差位置並びに添接板継手位置を節点とした格子モデルとする。

鋼製防護壁部分の解析モデル図を第 1-29 図に示す。

- i) 主桁部材（水平方向）は、外壁鋼板をフランジ、水平（X方向）隔壁をウェブとみなした I 断面とする。（第 1-29 図の青色表示部分）
- ii) 横桁部材（鉛直方向）は、外壁鋼板をフランジ、鉛直（Z方向）隔壁をウェブとみなした I 断面とする。（第 1-29 図の赤色表示部分）
- iii) ねじれ剛性は、外面鋼板が連続していることから、箱断面として算出したねじれ剛性を両部材に考慮する。

格子モデルは津波荷重，地震時荷重，積雪荷重，風荷重及び漂流物の衝突荷重に耐えうる構造である鋼部材のみでモデル化する。



第 1-29 図 解析モデル図

② 本震時<三次元動的フレーム解析>

本震時は格子モデルによる三次元動的フレーム解析を行う。

本震による慣性力を鋼製防護壁に動的に作用させ、鋼材に生じる曲げ，せん断応力の照査を行い，許容限界値以下であることを確認する。なお，本震時の解析では風荷重を重畳させる。

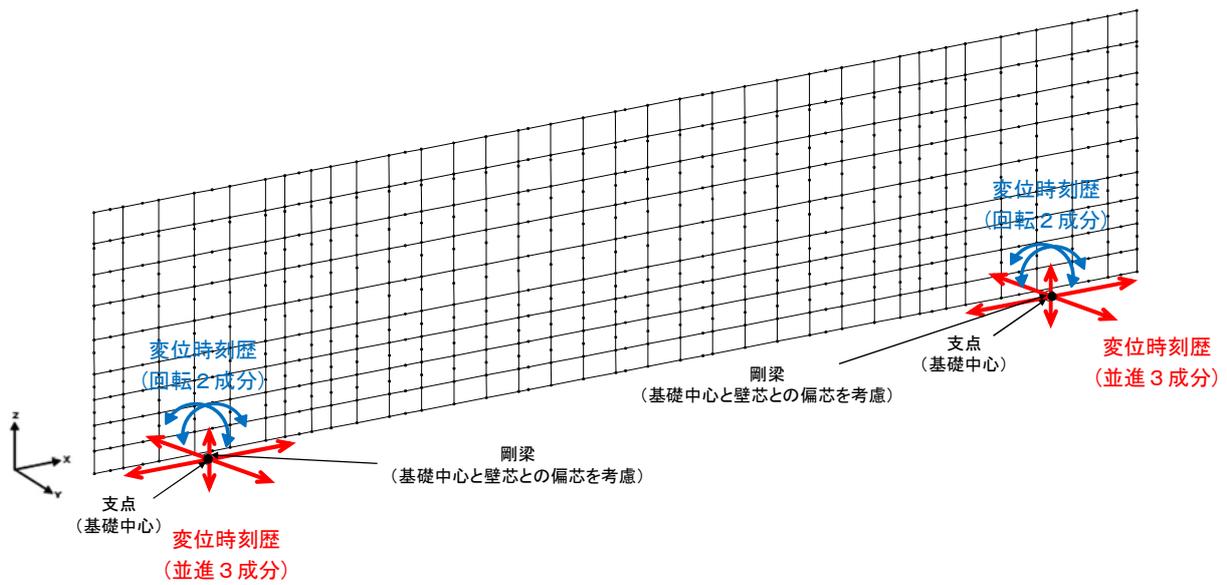
本震時の三次元動的フレーム解析モデルの概念図を第 1-30 図に示す。

- i) 地中連続壁基礎の二次元有効応力解析から算出される基礎天端中心における並進 3 成分（堤軸方向，堤軸直交方向及び

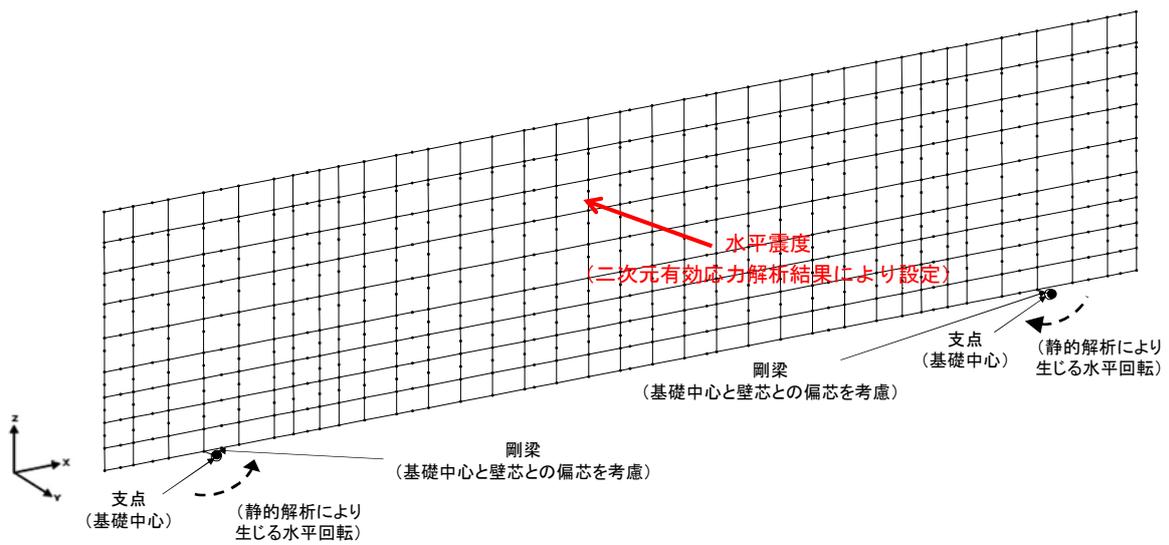
鉛直方向)及び回転2成分(堤軸方向,堤軸直交方向断面内の回転成分)の変位時刻歴を強制変位として与える。堤軸直交方向の変位時刻歴は南北基礎それぞれの軸直交断面の解析結果から設定する。

また,二次元有効応力解析では水平回転成分の算出ができないため,水平震度による静的解析により応答値を算出し,三次元動的フレーム解析の結果と重ね合わせることにより,水平回転の影響を考慮する。静的解析で与える水平震度は,南北両断面の最大応答加速度から算定される水平震度を一律で与える場合及び時刻歴の応答差が最大となる南北各断面の応答加速度から,南北それぞれの水平震度を設定し,南北で区分して与える場合について検討し,安全側の設計となるよう設定する。

- ii) 三次元動的フレーム解析は堤軸方向,堤軸直交方向及び鉛直方向ごとに行い,解析結果のそれぞれの最大応答値を組合せ係数法により重ね合わせて応力度照査を行う。なお,鉛直成分は軸方向・軸直交方向の入力組合せのうち,南北の時刻歴変位差が大きい方を基本ケースとして選定する。軸方向・軸直交方向の入力組合せにおける発生断面力を比較し,選定の妥当性を確認する。



変位時刻歴入力による動的解析



水平震度による静的解析 (初期応力として考慮)

第 1-30 図 三次元動的フレーム解析モデルの概念図

③ 津波時，余震＋津波時

津波及び余震＋津波時については，第 1-26 図に示す上部工・下部工一体モデルによる三次元静的フレーム解析結果から鋼製防護壁部材の応答値を抽出し，各部材の照査を行う。

a. 津波時

鋼製防護壁は，自重，積雪荷重，津波荷重及び漂流物の衝突荷重を作用させ，鋼材に生じる引張り，せん断応力の照査を行い，許容限界値以下であることを確認する。なお，漂流物の衝突荷重は曲げモーメントが最大となる位置に作用させる。

b. 余震＋津波時

鋼製防護壁は，自重，積雪荷重，津波荷重並びに余震による慣性力及び動水圧を作用させ，鋼材に生じる引張り，せん断応力の照査を行い，許容限界値以下であることを確認する。なお，慣性力としての設計震度は，一次元地盤応答解析より算出される地表面の最大加速度を与える。

④ 補剛材の設計

a. 補剛材の設計

主構断面となる隔壁には，「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 4.2.5」の規定に基づいた必要剛度を満たす補剛材を配置し，補剛材自体の座屈に対する安全性を確保する。

b. 主構断面の座屈照査

主構断面となる隔壁は，「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 11.4.2」の解説に準じて座屈に対する安全照査を実施し，補剛材の追加配置の必要性を確認する。

⑤ 添接板継手部の設計

a. 添接板継手部の設計

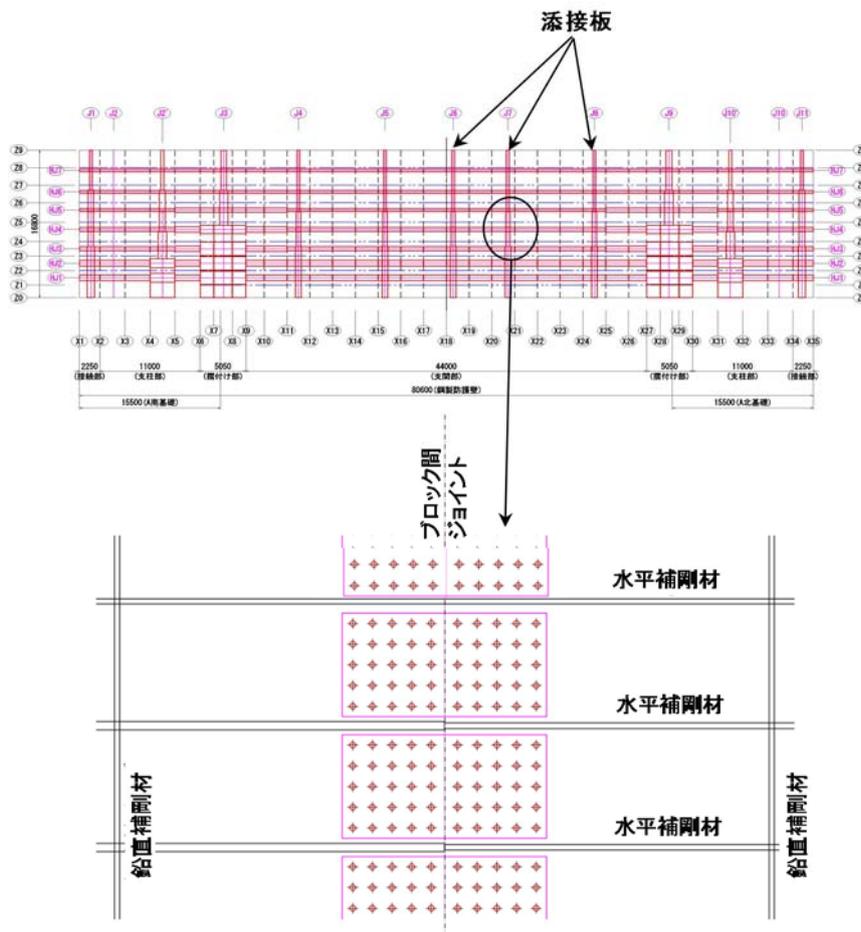
鋼殻ブロックの添接板継手部は、高力ボルト摩擦接合方式とする。

設計は、「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 7.3」に基づき行う。

母材に作用するせん断力及び曲げモーメントに対して、継手部の孔引き後の母材、添接板及び高力ボルトの安全性を照査する。

せん断力と曲げモーメントが同時に作用するため、合成した力に対しての安全性の照査も実施する。

鋼殻ブロックの添接板継手部イメージを第 1-31 図に示す。



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

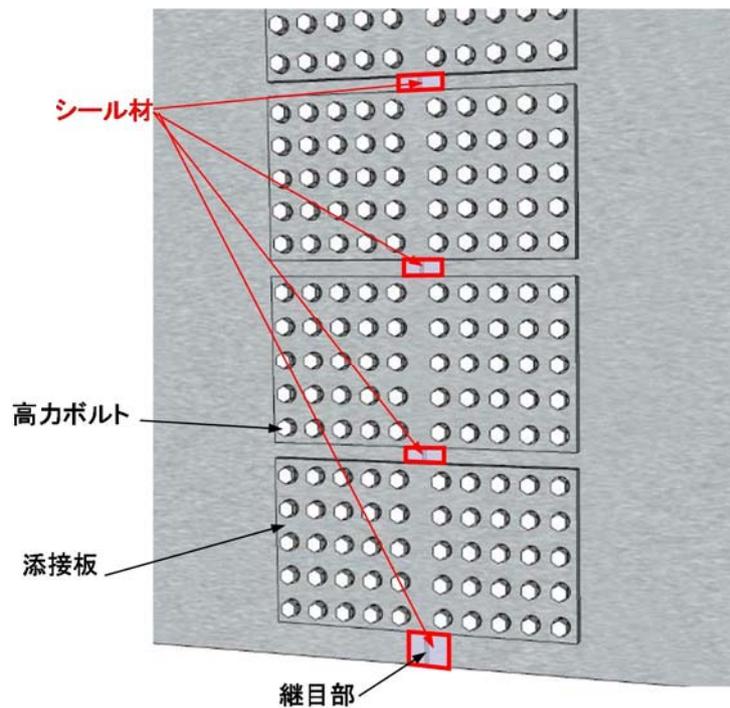
第 1-31 図 鋼殻ブロックの添接板継手部イメージ(正面図)

b. 添接板の継手部について

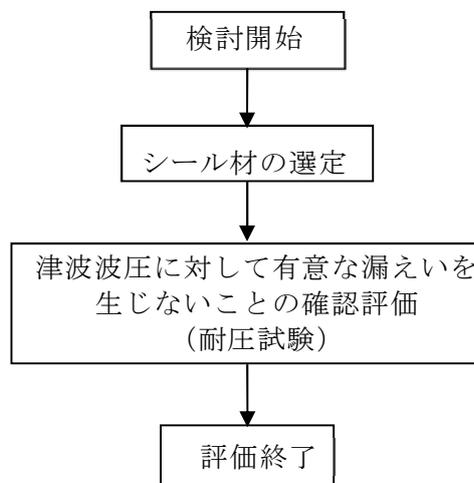
添接板の継目部には樹脂系のシール材を設置する。

シール材には津波波圧が作用するため、これに対して有意な漏えいが生じないことを実スケールの実験により確認する。

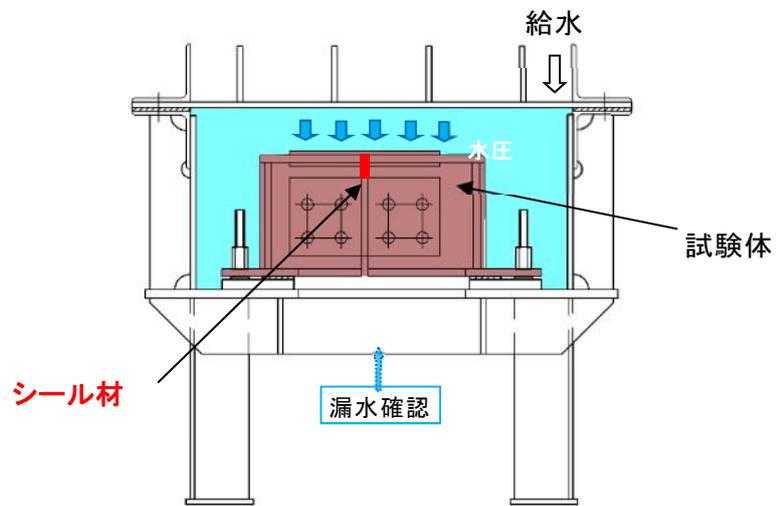
添接板継手部のシール材のイメージを第 1-32 図に、検討フローを第 1-33 図に、耐圧試験の概念図を第 1-34 に示す。



第 1-32 図 添接板継手部のシール材のイメージ(正面図)



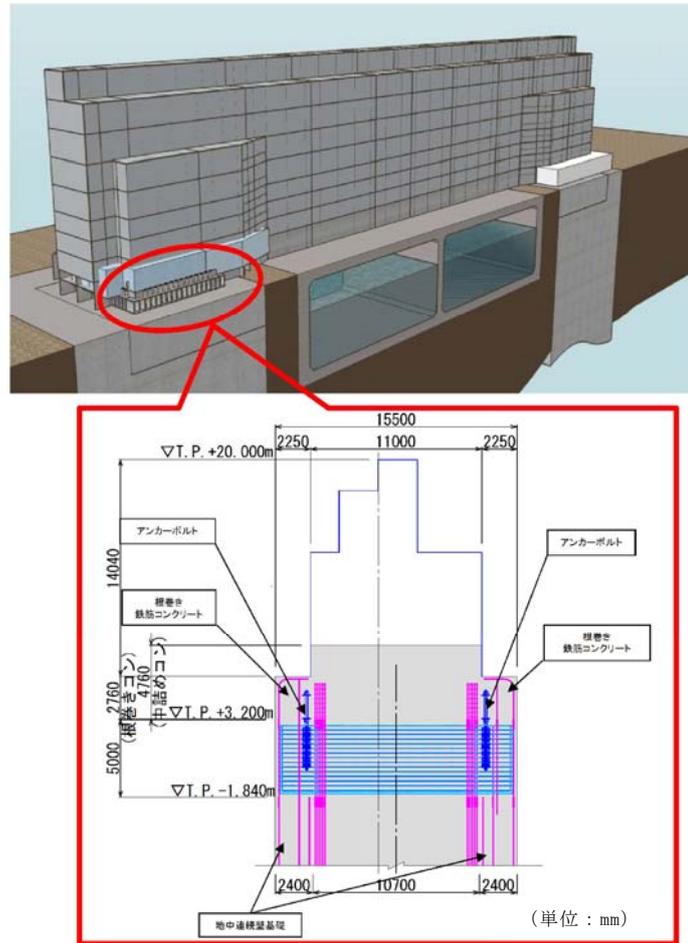
第 1-33 図 シール材の検討フロー



第 1-34 図 耐圧試験の概念図

7) 接合部の設計

接合部に要求される性能は、鋼製防護壁本体の自重や、津波や地震などの外力を確実に基礎へ伝達させることである。基礎定着部の概念図を第 1-35 図に示す。



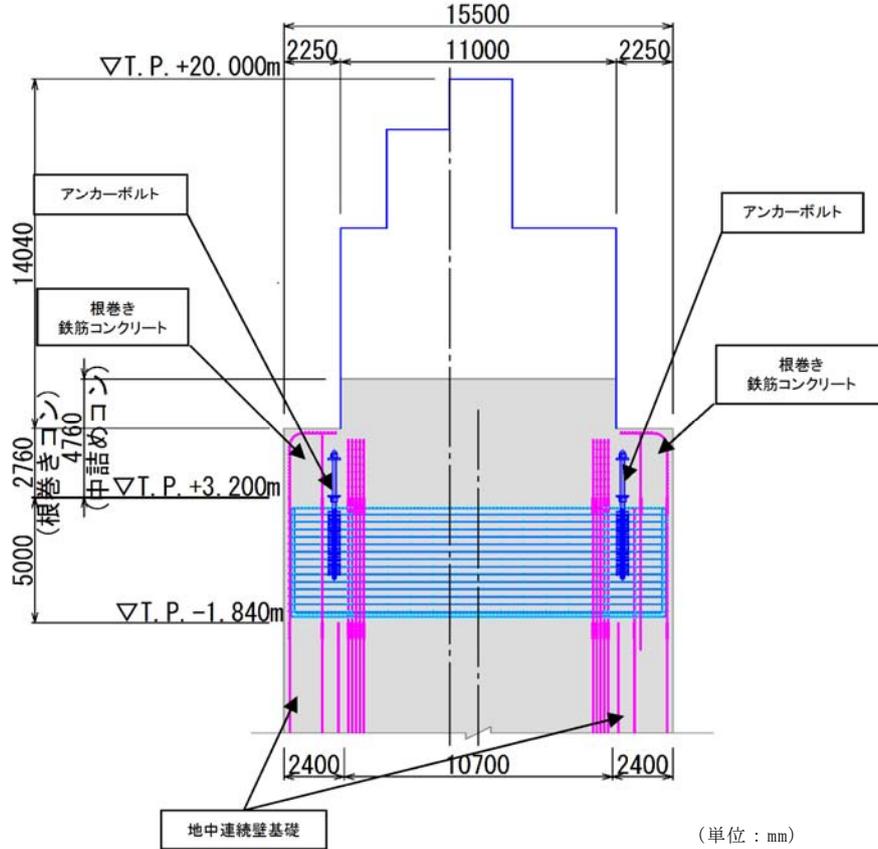
第 1-35 図 基礎定着部の概要

① 接合部の設計方針

a. 接合部の構造

直接定着式アンカーボルトを用いて、接合部の構造は頂版鉄筋コンクリート、中詰め鉄筋コンクリートと地中連続壁（中実鉄筋コンクリートを含む）を鉄筋により結合して一体構造とする。

接合部の構造を第 1-36 図に示し、部材と設計上の役割を第 1-6 表に示す。



第 1-36 図 接合部の構造

第 1-6 表 部材と設計上の役割

部材名	設計上の役割
中詰め鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=50\text{N}/\text{mm}^2$)	鋼殻内部の鉄筋コンクリートで、水平方向のせん断力と水平回転モーメントを頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
アンカーボルト (SM520B 相当)	引抜き力を頂版鉄筋コンクリートに伝達する。
頂版(フーチング) 鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=50\text{N}/\text{mm}^2$)	水平方向のせん断力と水平回転モーメントを地中連続壁基礎及び中実鉄筋コンクリートに伝達する。
地中連続壁基礎及び中実鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=40\text{N}/\text{mm}^2$)	地中連続壁基礎は、基礎外面を形成し基礎の主要部材となる。中実鉄筋コンクリートは、地中連続壁基礎内部の鉄筋コンクリートで、地中連続壁基礎と一体となって発生断面力を負担する。
根巻き鉄筋コンクリート ($\sigma_{ck}=24\text{N}/\text{mm}^2$)	アンカーボルト頭部の防食などを目的とした鉄筋コンクリート。非構造部材として設計する。

b. 設計思想

アンカーボルトは本来、引抜き力及びせん断力に抵抗できる部材であることから、「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」の「7.2 アンカー部の設計方法」においては、アンカーボルトに水平方向のせん断力も許容限界以内で受けもたせる設計方法となっている。

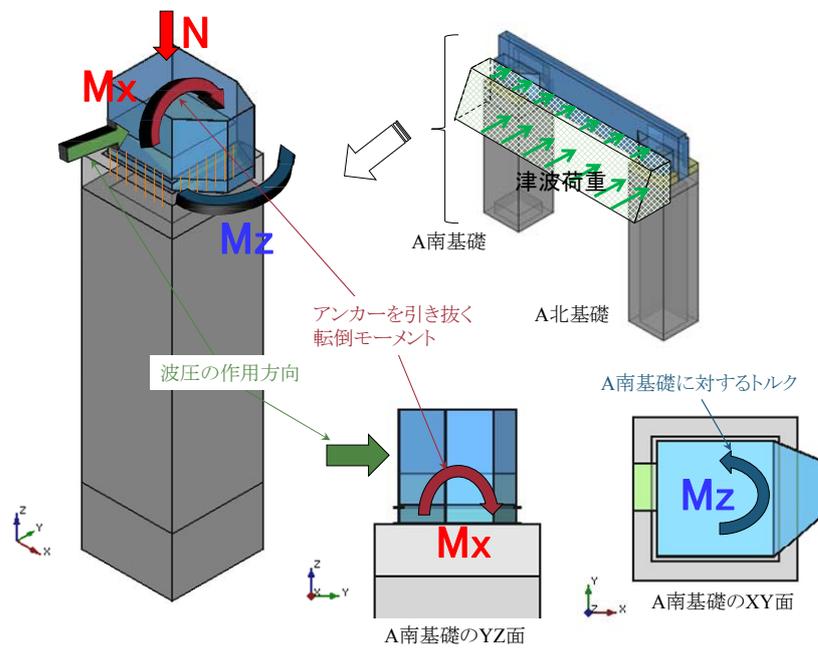
一方、鋼製防護壁においては、保守的な配慮として、接合部の水平回転モーメント及び水平力によるせん断力に対するアンカーボルトの抵抗力は設計上期待せず、接合部の水平回転モーメント（水平トルク）及び水平力によるせん断力に対しては、設計上鉄筋コンクリートのみの耐力でも、弾性範囲内で負担可能とするという設計思想とする。

c. 荷重の伝達メカニズム

上部構造と下部構造の接合部における並進、回転 6 成分の断面力は、接合部で一体となったアンカーボルト及び鉄筋コンクリートを介して伝達される。

なお、接合部における曲げ引張軸力に関する 3 成分の断面力は、設計上アンカーボルトのみの耐力でも、上部構造と下部構造の間において弾性範囲内で伝達される。また、接合部における水平方向せん断力に関する 3 成分の断面力は、設計上鉄筋コンクリートのみの耐力でも、上部構造と下部構造の間において弾性範囲内で伝達される。

津波荷重作用時のイメージを第 1-37 図に示し、荷重伝達のメカニズムを第 1-38 図に示す。

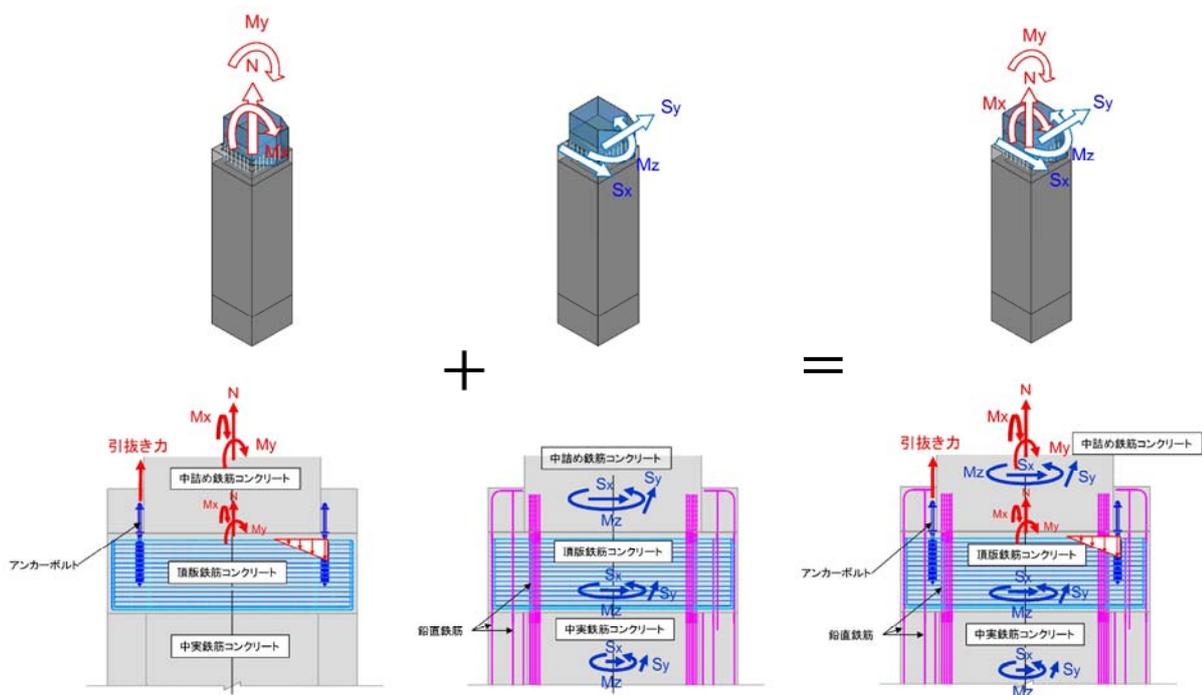


第 1-37 図 津波荷重作用時のイメージ図

アンカーボルトで抵抗

頂版鉄筋コンクリート，
中詰め鉄筋コンクリートで抵抗

アンカーボルト，
頂版鉄筋コンクリート，
中詰め鉄筋コンクリートで抵抗



引抜き力に関する
荷重伝達イメージ

水平力，水平回転モーメント
に関する荷重伝達イメージ

引抜き力及び水平力，
水平回転モーメントに
関する荷重伝達イメージ

第 1-38 図 荷重伝達のメカニズム

d. 設計方針

鋼製防護壁は浸水防護施設であることから，本震時，津波時，余震と津波の重畳時の何れに対しても，構造部材の弾性範囲内で設計を行う。

鋼製防護壁本体の自重及び地震や津波による設計荷重を確実に基礎へ伝達させる。

引抜き力に対しては、「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」に準拠して設計上アンカーボルトのみで負担できる設計とする。

水平回転モーメントと水平力によるせん断力に対しては、「道路橋示方書（日本道路協会）」、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会）」に基づき設計上中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートのみで負担できる設計とする。

対象部材及び準拠基準を第 1-7 表に示す。

上記の設計方針に対して、三次元一体構造としての挙動を考慮できる三次元解析（COM3）を行い、直接定着式アンカーボルトの適用性及び設計の妥当性を確認する。

三次元解析（COM3）の目的を下記に示す。

アンカーボルトと中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートは、それぞれが負担すべき設計荷重を弾性範囲内で受けもてる部材設計を行うが、これらの部材が一体となった三次元構造においては、設計荷重に対して各部材が幾分かの相互作用を呈することが想定されるため、各部材が弾性範囲内で設計荷重を受けもつことができていることの確認を主目的として、三次元解析（COM3）を実施する。

三次元解析（COM3）により、接合部の一体構造の挙動を考慮した精緻な解析を行い、設計荷重に対する各部材の応力が弾性範囲内に収まっていることを確認する。

三次元の詳細な解析により、アンカーボルト 1 本ごとの応力状態や部位ごとの応力分布を確認する。

設計を超える荷重に対しては、十分な靱性を有する構造であることを確認し、荷重伝達メカニズムと三次元挙動を把握する。

第 1-7 表 対象部材及び準拠基準

対象部位		荷重条件	準拠基準	設計思想
接 合 部	アンカーボルト	引抜き力	・鋼構造物設計基準 (Ⅱ 鋼製橋脚編) (名古屋高速道路公社) <7 章アンカー部>	・引抜き力に対しては、設計上アンカーボルトのみで負担できる設計とする
	中詰め鉄筋コンクリート、 頂版鉄筋コンクリート	水平回転モーメント 水平力	・道路橋示方書・同解説(Ⅰ 共通編・Ⅲ コンクリート橋編) (日本道路協会) <4.4 ねじりモーメント作用する部材の照査> ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会) <付録 1 2.2 せん断応力度>	・水平回転モーメントと水平力によるせん断力に対しては、設計上中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートのみで負担できる設計とする。

※ 中詰め鉄筋コンクリート部と鋼殻とは合成構造として設計する。
「鋼・合成構造標準示方書 (土木学会)」 「複合構造標準示方書 (土木学会)」

e. 鋼構造物設計基準における適用範囲

接合部の設計「鋼構造物設計基準 (名古屋高速道路公社)」の適用範囲を第 1-8 表に示す。

アンカーボルトは水平方向のせん断力に対する抵抗力も有するが、鋼製防護壁では保守的な配慮として、設計上アンカーボルトは引抜き力のみを弾性範囲内で負担できればよい役割の部材に位置づけた設計を行う。

上部構造と下部構造の接合部の水平回転モーメント及び水平力によるせん断力に対するアンカーボルトの抵抗力は設計上期待せず、接合部の水平回転モーメント及び水平力によるせん断力に対しては、設計上中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートのみの耐力でも、弾性範囲内で負担できる設計とする。

この設計方針を前提として、以下に接合部の引抜き力に対するアンカーボルトの設計のみを対象とする「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」の適用について整理を行う。

なお、鋼構造物設計基準の津波防護施設への適用実績は確認されていないが、当該基準に準拠した弾性範囲内の設計及び三次元解析による設計の妥当性確認を行う方針である。

また、鋼製防護壁の設計値（試計算）として得られているアンカーボルトに発生する引張力は、参考文献 7) で確認されている引抜き力の実験値以内に収まっていることを確認している。荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係を第 1-9 表，第 1-39 図に示す。

- 7)：「前野裕文，後藤芳顕，上條崇，小林洋一 「鋼製橋脚に用いる実大付着型アンカーボルトの力学特性と定着部の挙動評価モデル」，構造工学論文集 Vol. 46A，2000. 3」
[現場引抜き試験結果を引用]

第 1-8 表 鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）の適用範囲

分類	「鋼構造物設計基準」の 主な該当項目		「鋼構造物設計基準」の 主な適用範囲	鋼製防護壁への適用
設計思想	1.1	適用の範囲	上部構造と下部構造の接合部 におけるアンカー部の設計	直接定着式アンカーボルトは、鋼製防 護壁への適用に当たり、設計荷重に対 して、引抜き力は設計上弾性範囲内の アンカーボルトのみで負担できる設計 とし、水平力、水平回転モーメントによ るせん断力は設計上弾性範囲内の鉄筋 コンクリートのみで負担できる設計と することで適用範囲とする。
構造形式	7.1	一般	直接定着方式が原則	直接定着式アンカーボルトを選定す る。
部材諸元	7.1	一般	アンカーボルト間隔 2D (D:公称径)	基準に基づいて配置する。
	7.3.1	アンカーボルト	公称径 D80~D180 (mm)	公称径 D180 のアンカーボルトの規格に 基づく。
使用材料	3.1	使用鋼材	・ SM490A 相当 315N/mm ² ・ SM520B 相当 355N/mm ²	適用範囲内の『直接定着方式/SM520B 相当』を用いる。
	3.2	コンクリート	フーチングコンクリート設計 基準強度 $\sigma_{ck}=21\sim 27\text{N/mm}^2$	フーチング(頂版)コンクリートの設計 基準強度は 50N/mm ² であるが、保守的な 配慮として基準に記載の設計基準強度 27N/mm ² に対応する照査応力度を許容 限界として弾性設計を行う。
構造設計	1.3	アンカー部の 耐震設計	常時及び地震時	常時及び地震時において、いずれも弾 性範囲内の設計を行なう。 津波時の荷重は地震時と同様に短期荷 重であるため、割り増し係数は地震時 と同様の値を用いる。
	7.2.1	アンカー部の 耐震設計	アンカーボルトの軸力は、鉄 筋コンクリート方式(複鉄筋) により算定	アンカーボルトの軸力は、2軸複鉄筋 コンクリート断面として算定し弾性設 計を行う。 中詰め及び頂版の鉄筋コンクリート は、せん断力に対して弾性設計を行う。
許容限界	2.14	荷重の組合せ 許容応力度の割 増し	・ レベル 1 地震時 ^{※1} : 短期許 容応力度 ・ レベル 2 地震時 ^{※2} : アンカ ー部の耐震設計(降伏応力 度)	地震時(基準地震動 S _s)、基準津波時、 余震+基準津波時: 短期許容応力度 T.P.+24m 津波時、余震+T.P.+24m 津 波時: 降伏応力度
	3.3	許容応力度	SM520B 相当 $\sigma_s=210\text{N/mm}^2$ $\tau_s=80\text{N/mm}^2$	適用するアンカーは、『直接定着方式/ SM520B 相当』とする。
	7.2.2	照査応力度	・ 直接定着式アンカーボルト の引抜き力 ・ 引抜きコーンせん断(鉄筋 補強あり) ・ せん断	フーチング(頂版)コンクリートの設計 基準強度は 50N/mm ² であるが、保守的な 配慮として基準に記載の設計基準強度 27N/mm ² に対応する照査応力度を許容 限界として弾性設計を行う。

※ 1 : レベル 1 地震動 発生する確率が高い地震動

※ 2 : レベル 2 地震動 発生する確率は低いが大揺れの強さを持つ地震動

「道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説(日本道路協会)」より)

第 1-9 表 鋼製防護壁の設計引抜き力と既往の文献の実験で確認されている
引抜き力の比較

種別	アンカーボルト 仕様	荷重 (kN)	備考
実験値	D180 (SM520B 相当)	7,990	参考文献 7)
設計値 (試算)	D180 (SM520B 相当)	北基礎 5,786 南基礎 7,258	余震+T. P. +24m 津波 時

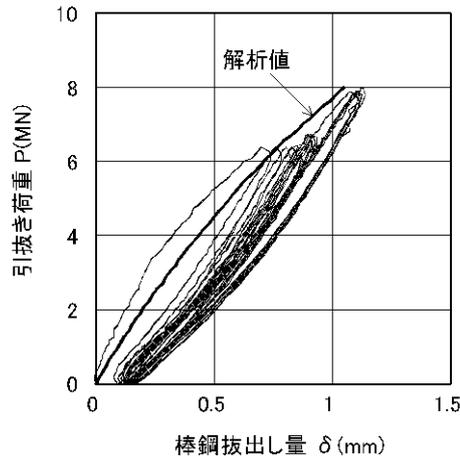


図-8 荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係 (文献7)より
(D180 現場引抜き試験)

第 1-39 図 荷重とアンカーボルトの相対ずれの関係
(D180 現場引抜き試験)

f. コンクリート標準示方書及び道路橋示方書の適用箇所

一般に規模の大きい土木構造物については、複数の基準類を参照して設計を行う。

鋼製防護壁接合部は、「コンクリート標準示方書 (土木学会)」, 「道路橋示方書 (日本道路協会)」, 「鋼構造物設計基準等 (名古屋高速道路公社)」を参照して設計を行う。中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートの水平力によるせん断力は「コンクリー

ト標準示方書[構造性能照査編] 付録1 2.2 せん断応力度（土木学会）」に準拠して設計を行う。

水平回転モーメントによるせん断力は、コンクリート標準示方書に許容応力度設計法での記載がないため、「道路橋示方書 III コンクリート橋編 4.4 ねじりモーメントが作用する部材の照査」に準拠して設計を行う。適用箇所一覧を第1-10表(1)(2)に示す。

第1-10表(1) 適用箇所一覧表

「コンクリート標準示方書」の該当項目		対象部材	鋼製防護壁への適用
付録1 2.2	せん断応力度の照査	中詰め鉄筋コンクリート 頂版鉄筋コンクリート	接合部の水平力によるせん断力に対する設計

$$V_a = V_{c_a} + V_{s_a}$$

ここで、

V_{c_a} : コンクリートの許容せん断力 (N)

$$V_{c_a} = 1/2 \cdot \tau_{a_1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{s_a} : 斜め引張鉄筋の許容せん断力 (N)

$$V_{s_a} = A_w \cdot \sigma_{s_a} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a_1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

b_w : 有効幅 (mm)

A_w : 斜め引張鉄筋断面積 (mm²)

j : 1/1.15

σ_{s_a} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

d : 有効高さ (mm)

s : 斜め引張鉄筋間隔 (mm)

第 1-10 表(2) 適用箇所一覧表

「道路橋示方書」の 該当項目		対象部材	鋼製防護壁への適用
4.4	ねじりモーメントが作用する部材の照査	中詰め鉄筋コンクリート 頂版鉄筋コンクリート	接合部の水平回転モーメントによるせん断力に対する設計

$$\sigma_{st} = Mt \cdot a / 1.6bt \cdot ht \cdot Awt$$

$$\sigma_{sl} = Mt \cdot (bt + ht) / 0.8bt \cdot ht \cdot Alt$$

ここで、

σ_{st} :ねじりモーメントに対する横方向の鉄筋の応力度 (N/mm²)

σ_{sl} :ねじりモーメントに対する軸方向の鉄筋の応力度 (N/mm²)

Mt:部材断面に作用するねじりモーメント (N・mm)

Awt:間隔 a で配置されるねじりモーメントに対する横方向鉄筋 1 本の断面積 (mm²)

Alt:部材断面に配置されるねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の全断面積 (mm²)

a:横方向鉄筋の間隔 (mm)

bt, ht:幅及び高さ (mm)

※:コンクリート設計強度 50 N/mm² の許容限界については「道路土工カルバート工指針 (日本道路協会)」に準拠する。

g. 接合部の設計 (基本方針及び準拠基準の併用)

設計手法には、弾性範囲内に構造物の挙動を収める許容応力度法に準拠する方法や、ある程度の塑性変形を許す保有水平耐力法に準拠する方法がある。これら 2 つの方法を併用することには問題がある。しかしながら、鋼製防護壁接合部の設計においては、「鋼構造物設計基準 (名古屋高速道路公社)」及び「道路橋示方書 (日本道路協会)」の許容応力度法に準拠して、設計荷重に対し接合部の各部材の弾性範囲内に収める設計を行う。よって、両者の設計体系が弾性範囲内で整合しており併用することに問題はない。

接合部の各部材は、荷重分担に応じて、それぞれの技術基準類に準拠し弾性範囲内の設計を実施する。さらに、三次元解析 (COM 3) により、接合部の一体構造の挙動を考慮した精緻な解析を行い、設計荷重に対する各部材の応力が弾性範囲内に収まっていることを確認する。

(a) 荷重分担の考え方

引抜き力に対しては，設計上直接定着式アンカーボルトのみで負担できる設計とする。

水平力及び水平回転モーメントに対しては，設計上中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートのみで負担できる設計とする。

(b) 各荷重分担に応じた技術指針類の準拠

引抜き力への対応は，直接定着式アンカーボルトで設計する。

「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」（許容応力度法）

水平力及び水平回転モーメントへの対応は中詰め鉄筋コンクリート，頂版鉄筋コンクリートで設計する。「コンクリート標準示方書（土木学会）」と「道路橋示方書（日本道路協会）」（許容応力度法）

なお，「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」及び「コンクリート標準示方書（土木学会）」並びに「道路橋示方書（日本道路協会）」はともに弾性範囲内での設計に適用することから，両基準を併用することに問題はない。

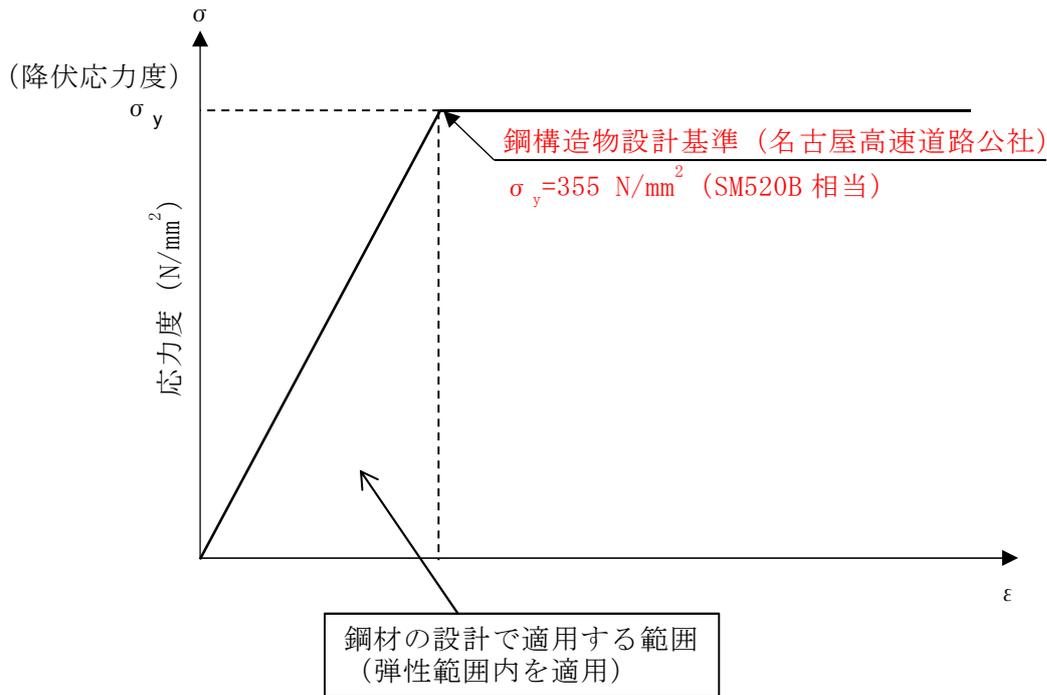
接合部の各部材は，荷重分担に応じて，それぞれの技術基準類に準拠し保守的な条件の設計を実施するが，三次元解析（COM3）により，接合部の一体構造の挙動を考慮した精緻な解析を行い，設計荷重に対する各部材の応力が弾性範囲内に収まっていることを確認する。

h. 接合部における鋼材及びコンクリートの設計で適用する範囲

鋼材の応力とひずみの関係を第 1-40 図に示す。

接合部の中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートにおけるコンクリートは設計強度基準 50N/mm^2 を用いることとしている

が、直接定着式アンカーボルトの定着及びコーンせん断に関するコンクリートの応力照査には、保守的な配慮として、「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」に基づきコンクリート設計基準強度 27N/mm^2 に対応する照査応力度を許容限界に適用する。



第 1-40 図 鋼材の応力とひずみの関係

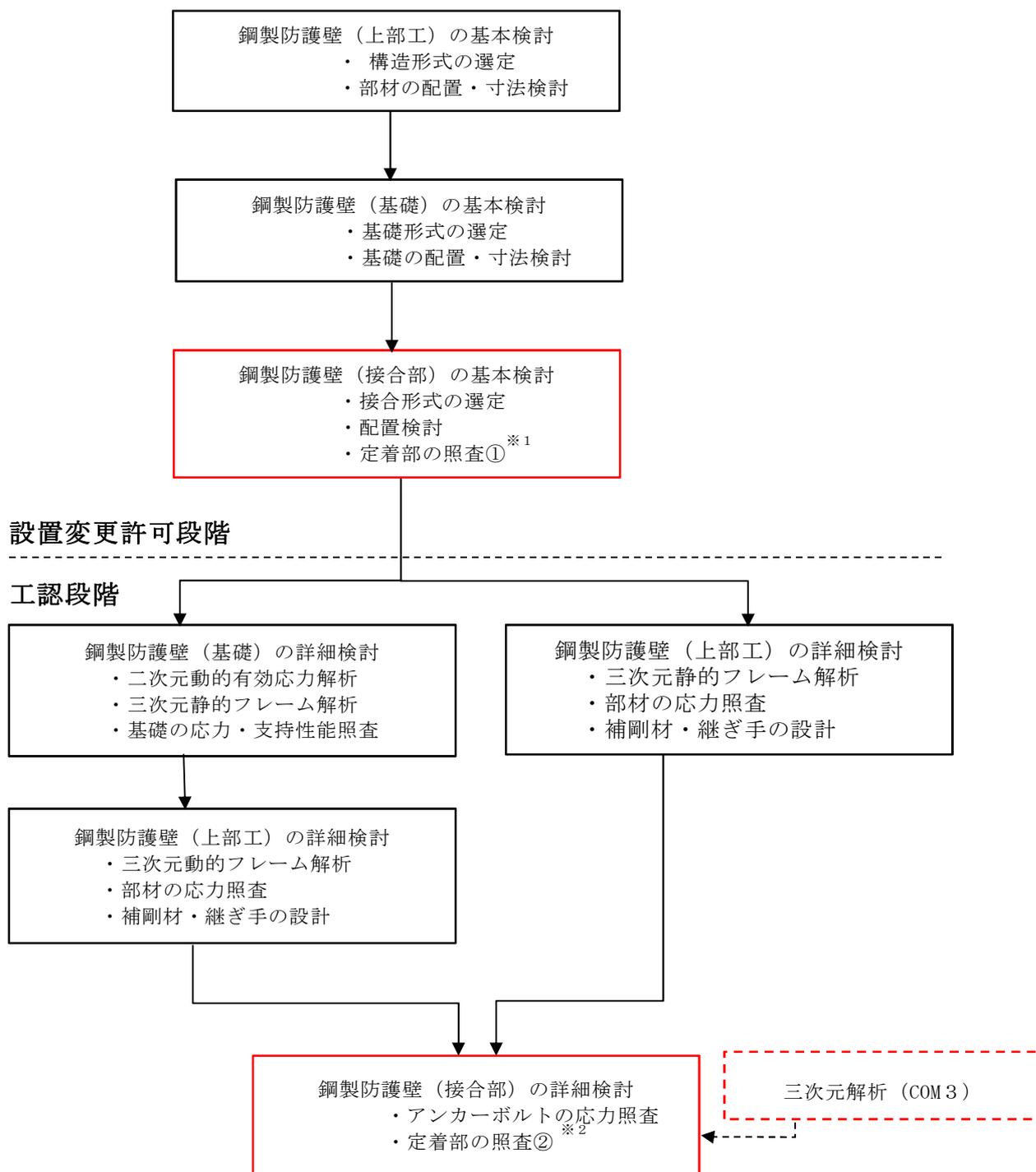
i. 接合部の検討フロー

基本検討のうち定着部の評価とは、設置変更許可段階における定着部の照査を示す。この段階での照査は、基準類に準拠して設計を行い、構造の成立性を確認することである。

工認段階における評価は、詳細な荷重・地盤条件において基準類に準拠し照査を行い、三次元解析（COM3）により、接合部の一体化した挙動を考慮した精緻な解析を行い、各部材（アンカーボル

ト，中詰め鉄筋コンクリート，頂版鉄筋コンクリート）が設計荷重に対して弾性範囲内であることを確認することである。

接合部の検討フローを第1-41図示す。



※1) 定着部の照査① ⇒ 構造の成立性確認のための照査

【検討条件】（接合部に掛かる荷重が厳しいと考えられるケース）

・ 余震+T.P.+24m 津波時

※2) 定着部の照査② ⇒ 詳細な荷重・地盤条件並びに三次元挙動評価を踏まえた詳細照査

第 1-41 図 接合部の検討フロー

② 構造の成立性

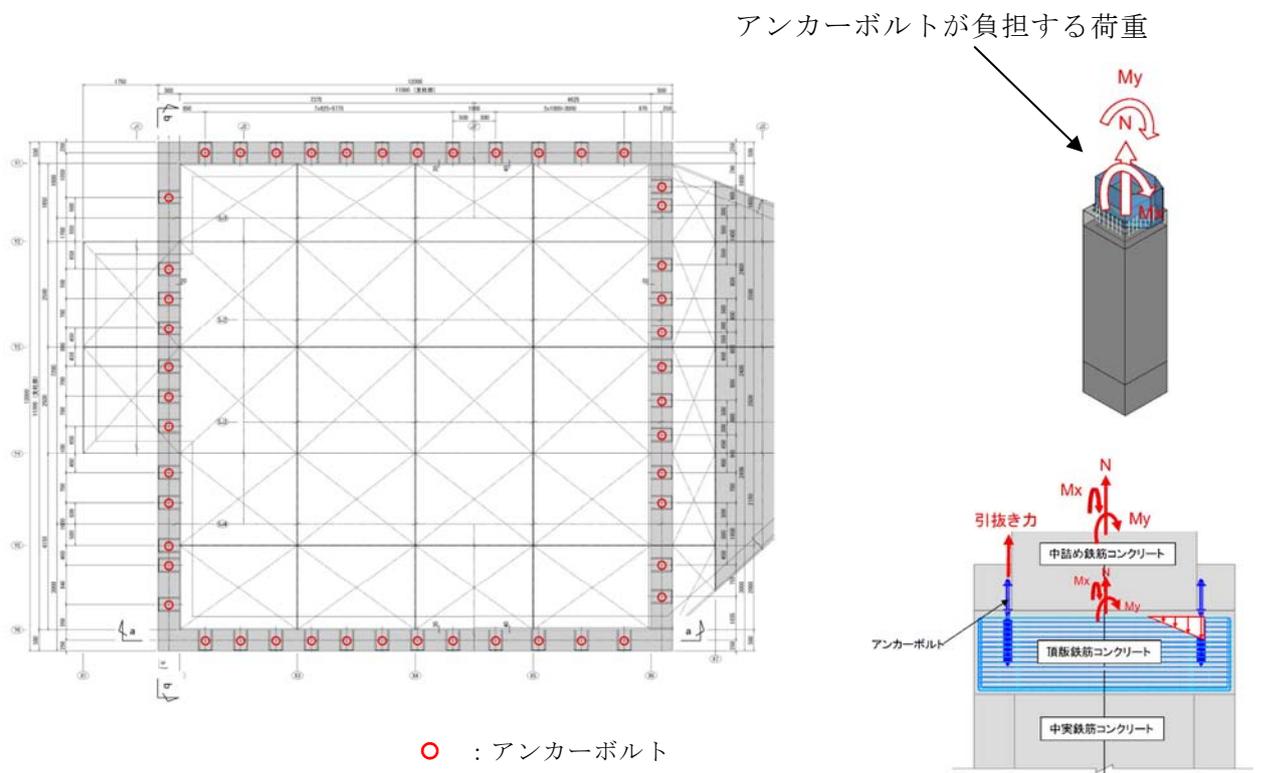
構造成立性の検討において入力する値は上部工の設計より算定される断面力を用いる。本震時は三次元動的フレーム解析，津波時，余震+津波時は三次元静的フレーム解析の結果を用いる。

検討条件は接合部に掛かる荷重が厳しいと考えられるケースとする。

許容限界は，地震時（基準地震動 S_s ），基準津波及び余震+基準津波は短期許容応力度とし，T.P.+24m 津波，余震+T.P.+24m 津波時は降伏応力度とする。

a. アンカーボルトの配置検討結果（弾性設計）

配置検討結果の平面と断面を第 1-41，42 図に示す。



注) 仕様については今後の検討によって変更の可能性がある。

第 1-42 図 アンカーボルトの平面配置

b. アンカーボルトの応力に対する検討結果

アンカーボルトの検討条件は下記のとおりとする。

- ・ 余震+T.P.+24m 津波時
- ・ 地盤バネ : 1次元全応力地盤応答解析 (SHAKE) の収束剛性
- ・ 地盤バネの上限値 : ピーク強度 (-1σ 値)

アンカーボルトの設計においては、「鋼構造物設計基準」に準拠する。この基準における照査応力度は降伏応力度であるが、構造の成立性確認においては、保守的な配慮として、「コンクリート標準示方書」に基づく許容応力度の割増し係数を考慮した短期許容応力度により照査した。

アンカーボルト応力計算結果を第 1-11 表に示す。

第 1-11 表 アンカーボルト応力計算結果

(2 軸複鉄筋コンクリートの弾性設計)

タイトル		Case- 5 : CASE05 Load- 1 : K3T-1																							
		<table border="1"> <tr><td>A (m²)</td><td>144.0000</td></tr> <tr><td>A' (m²)</td><td>0.0000</td></tr> <tr><td>yu (m)</td><td>6.0000</td></tr> <tr><td>y1 (m)</td><td>-6.0000</td></tr> <tr><td>Iz (m⁴)</td><td>1728.00000</td></tr> <tr><td>Iy (m⁴)</td><td>1728.00000</td></tr> <tr><td>Wu (m³)</td><td>288.00000</td></tr> <tr><td>Wl (m³)</td><td>-288.00000</td></tr> <tr><td>J (m⁴)</td><td>2920.32000</td></tr> <tr><td>Ao (m²/m)</td><td>48.0000</td></tr> <tr><td>Ai (m²/m)</td><td>0.0000</td></tr> </table>		A (m ²)	144.0000	A' (m ²)	0.0000	yu (m)	6.0000	y1 (m)	-6.0000	Iz (m ⁴)	1728.00000	Iy (m ⁴)	1728.00000	Wu (m ³)	288.00000	Wl (m ³)	-288.00000	J (m ⁴)	2920.32000	Ao (m ² /m)	48.0000	Ai (m ² /m)	0.0000
		A (m ²)	144.0000																						
A' (m ²)	0.0000																								
yu (m)	6.0000																								
y1 (m)	-6.0000																								
Iz (m ⁴)	1728.00000																								
Iy (m ⁴)	1728.00000																								
Wu (m ³)	288.00000																								
Wl (m ³)	-288.00000																								
J (m ⁴)	2920.32000																								
Ao (m ² /m)	48.0000																								
Ai (m ² /m)	0.0000																								
断面力 Mz (kN.m)	1582248.000	鋼種	位置 (m)	鉄筋径 (mm)	本数 (本)	鉄筋量As (cm ²)																			
My (kN.m)	2855.000	D-1	0.2500	0.00	0.000	5434.970																			
N (kN)	35736.000	D-2	0.2500	0.00	0.000	5434.970																			
ヤング係数比	n = 15.00	鉄筋量の合計 Σ				10869.940																			
応力度 (N/mm ²)	σ _c σ _{ca} 7.656 < 18.000	《鋼種の説明》																							
	σ _s σ _{sa} 308.457 < 346.000	D: 鉄筋 (φ: 丸鋼)																							
	σ _{s'} σ _{sa} -105.839 < 346.000	1: 上縁～高さ 0: 全周																							
圧縮最縁距離 (m)	3.1925	-1: 上下かぶり -2: 左右かぶり																							
引張最縁距離 (m)	-8.5746																								
図心～中立軸 (m)	2.8162																								
Z軸～中立軸角度 (°)	0.0834																								
Gz (m ³)	14.90098																								
Iz (m ⁴)	617.79276																								
Izy (m ⁴)	0.23012																								

σ_c : コンクリートの発生圧縮応力度

σ_s : アンカーボルトの発生引張応力度

σ_{s'} : アンカーボルトの発生圧縮応力度

σ_{ca} : コンクリートの短期許容応力度

許容応力度 9.0N/mm² × 割増し係数 2.0¹⁾ = 18.0N/mm²

(設計基準強度 27N/mm² に対応する短期許容応力度)

< コンクリートの照査応力度 0.85 × 27N/mm² ³⁾ = 22.95N/mm²

σ_s : アンカーボルトの短期許容引張応力度

σ_{s'} : アンカーボルトの短期許容圧縮応力度

許容応力度 210N/mm² × 割増し係数 1.65¹⁾ = 346.5N/mm²

< 鋼材の照査応力度 355N/mm² ³⁾

c. アンカーボルトの定着長に対する検討結果（弾性設計）

アンカーボルトの検討条件は下記のとおりとする。

- ・ 余震+T.P.+24m 津波時
- ・ 地盤バネ : 1次元全応力地盤応答解析（SHAKE）の収束剛性
- ・ 地盤バネの上限値 : ピーク強度（ -1σ 値）

アンカーボルトの定着長の設計においては、「鋼構造物設計基準」を用いる。

アンカーボルト定着長計算結果を第 1-12 表，アンカーボルトコーンせん断面と引抜き面の概念図を第 1-44 図に示す。

第 1-12 表 アンカーボルト定着長計算結果

異形棒鋼(スタッド付き) d2 =	180 (mm) 【 M175 】
アンカーボルト材質	SM520B
コンクリート材質 $\sigma_{ck} =$	27 (N/mm ²)

設計定着長及び埋込長は、以下の式により算出する。

7.3.2 アンカーボルトの埋め込み長(1)による算定式

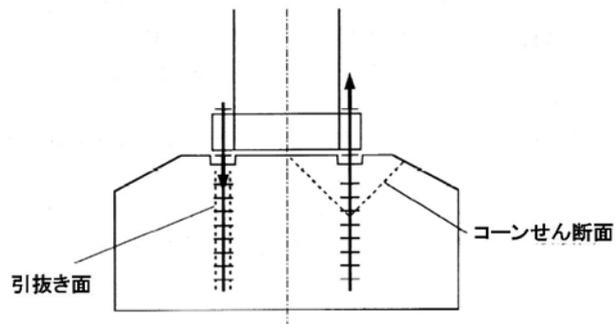
$$\begin{aligned}
 Leq &= (\sigma_{sa} \cdot A_s) / (\pi \cdot d_2 \cdot \tau_a) \\
 &= (355 \times 22645.698) / (\pi \times 180.0 \times 6) \\
 &= 2369.4 \\
 \therefore Leq &= 236.9 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Led &= Leq + U_o \\
 &= 272.9 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U_o &= 2 \times d_2 \\
 &= 36.0 \text{ (cm)}
 \end{aligned}$$

σ_{sa} : アンカーボルトの許容応力度 (N/mm²)
 τ_a : アンカーボルトの引抜きに対する許容応力度
 A_s : アンカーボルトの有効断面積 (mm²)
 d_2 : アンカーボルトの公称径 (mm)

τ_a : アンカーボルトの引抜きに対する照査応力度
 $2.0 \tau_a = 6.0 \text{ N/mm}^2$ (3)



第 1-44 図 コーンせん断面と引抜き面の概念図 (橋脚の例)

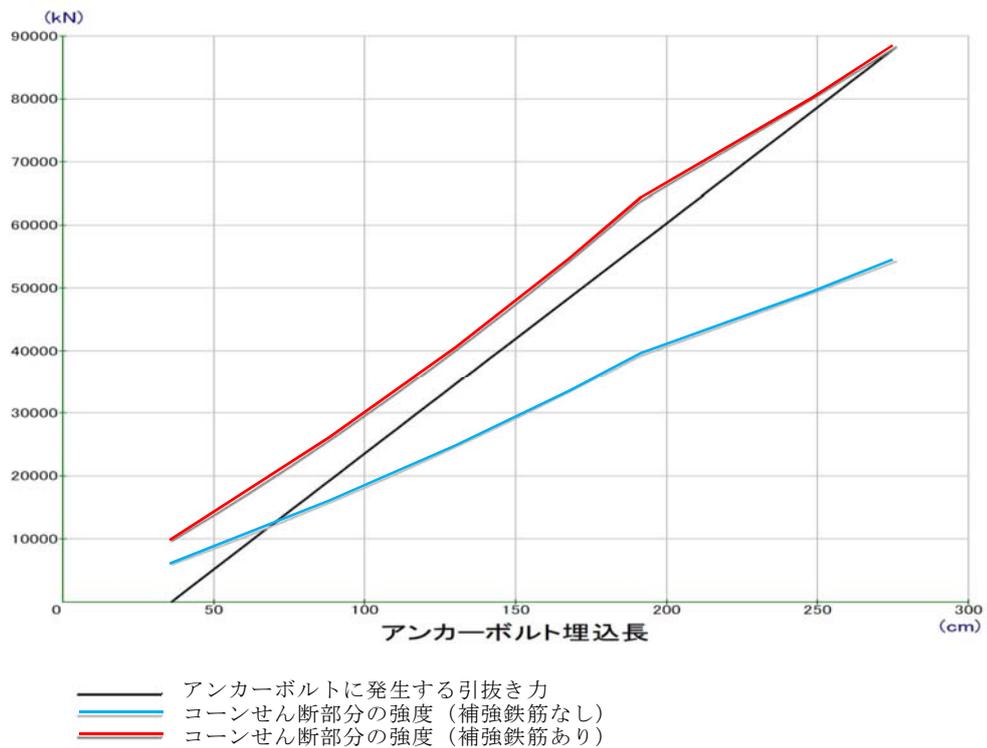
d. アンカーボルトのコーンせん断に対する検討結果（弾性設計）

アンカーボルトの検討条件は下記のとおりとする。

- ・ 余震+T.P.+24m 津波時
- ・ 地盤バネ : 1次元全応力地盤応答解析（SHAKE）の収束剛性
- ・ 地盤バネの上限値 : ピーク強度（ -1σ 値）

アンカーボルト設計においては「鋼構造物設計基準」を用いる。

アンカーボルトに発生する引抜き力と埋込長の関係を第 1-45 図、アンカーボルトのコーンせん断に対する検討結果を第 1-46 図に示す。



第 1-45 図 アンカーボルトに発生する引抜き力と埋込長の関係

補強鉄筋の計算

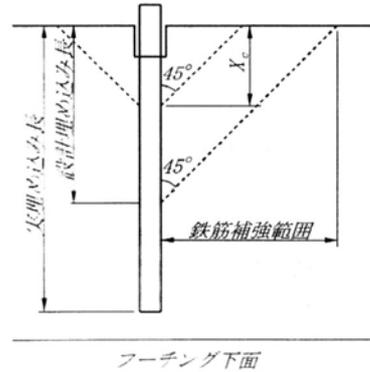
◆強度の不足分（面外）

$$\begin{aligned} \sigma_{ck} &= 27 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \sigma_{sy} &= 345 \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ [SD345]} \\ \sigma_{coa} &= 1.342 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \sigma_{coal} &= 0.825 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ A_c(X_c) &= 65749379 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma &= \sigma_{coa} - 1/2 \times \sigma_{coal} \\ &= 0.929 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

◆必要鉄筋量

$$\begin{aligned} A_s &= 1.15 \times \Delta\sigma \times A_c / \sigma_{sy} \\ &= 203679.5 \text{ (mm}^2\text{)} \\ A_{s, req} &= A_s / A_c(X_c) \\ &= 3097.8 \text{ (mm}^2\text{/m}^2\text{)} \end{aligned}$$



フーチングコンクリートの応力照査

$$\sigma_{coa} = 1/2 \cdot \sigma_{coal} + \Delta\sigma$$

ここで

σ_{coa} : 定着部のコーンせん断許容応力度

σ_{coal} : コンクリート強度で決まるコーンせん断強度（鉄筋補強なし）

$\Delta\sigma$: 鉄筋補強によるコーンせん断強度の増加

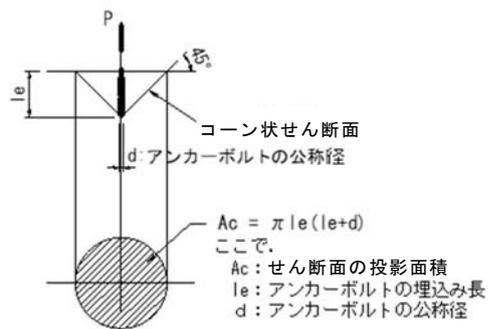
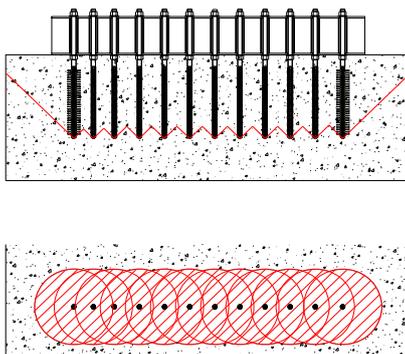
（注） σ_{coal} : コンクリート強度で決まるコーンせん断強度

コーンせん断に対する照査応力度 $1.5\sigma_{coal}$ ³⁾

$$1.5 \times 0.55 \text{ N/mm}^2 = 0.825 \text{ N/mm}^2$$

（設計基準強度 27 N/mm^2 に対応する照査応力度）

鉄筋補強範囲



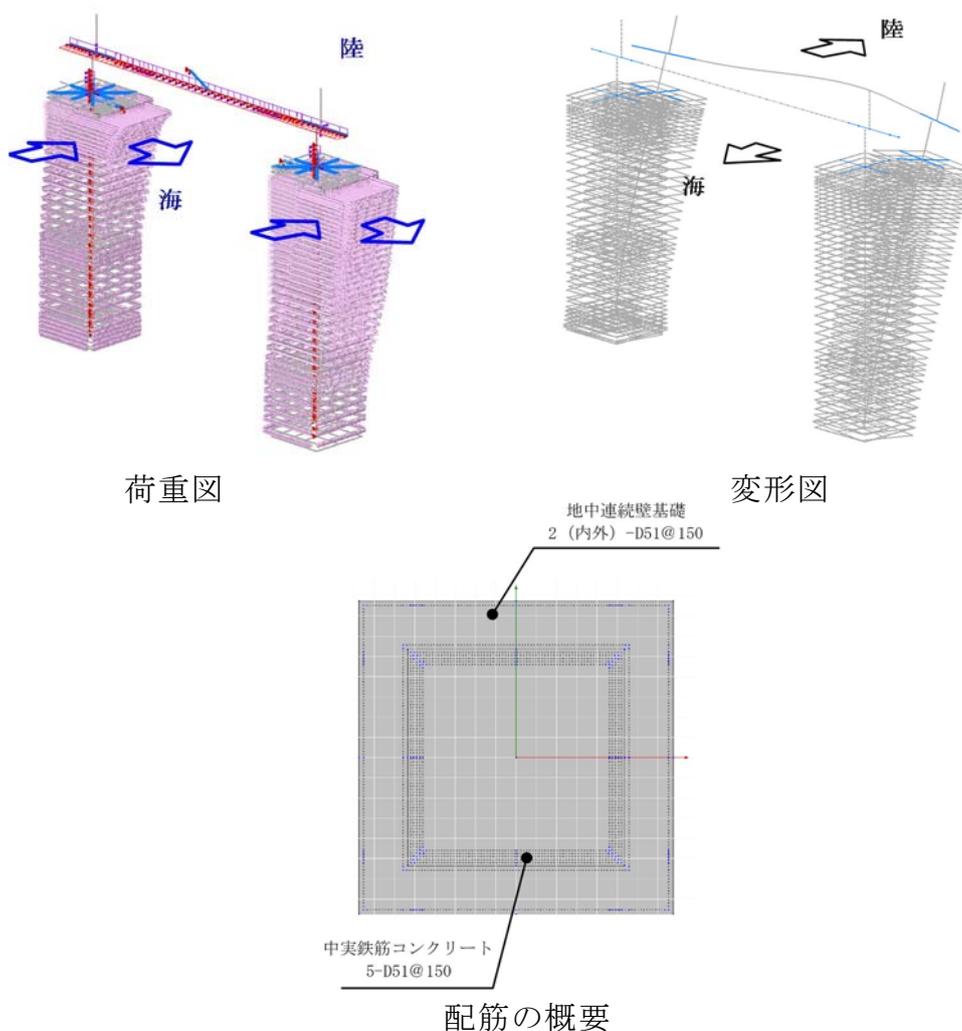
複数のアンカーボルトに対するコーンせん断面の考え方

第 1-46 図 アンカーボルトのコーンせん断に対する検討結果

e. 基礎に発生する曲げモーメントに対する鉄筋応力の照査条件
(弾性設計)

基礎の検討条件は下記のとおりとする。T.P. +24m 津波を考慮する場合の許容限界は降伏応力度であるが、保守的な配慮として、構造成立性の確認においては短期許容応力度により照査している。荷重図，変形図，配筋の概要を第 1-47 図に示す。

- ・ 余震 + T.P. +24m 津波時
- ・ 水平 2 方向地震力の影響を荷重で考慮
- ・ 地盤バネ及び地盤バネの上限値：1次元有効応力地盤応答解析 (FLIP) の応答値



第 1-47 図 荷重図，変形図，配筋の概要

f. 基礎に発生する曲げモーメントに対する鉄筋応力の照査結果
(弾性設計)

北基礎の結果は下記のとおりである。基礎に発生する曲げモーメントに対する鉄筋応力の照査結果を第 1-48 図に示す。

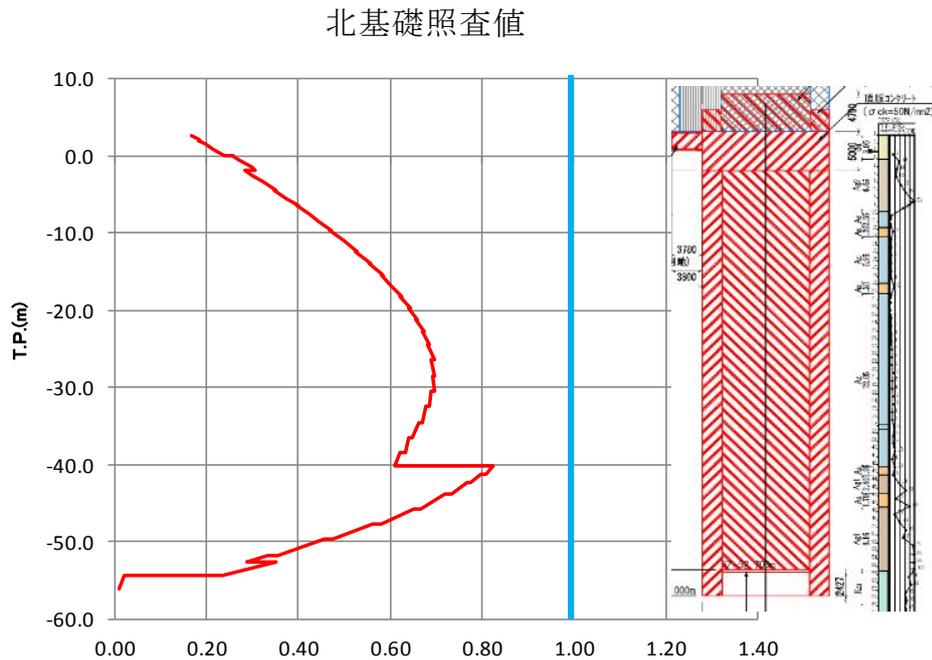
北基礎 照査値 (鉄筋) = 0.82 . . . 判定OK

余震 + T.P. + 24m 津波時

鉄筋の照査値 : 発生応力度 / 短期許容応力度

【鉛直鉄筋】

- ・ 中実鉄筋コンクリート
 - T.P. - 40m 以浅 : 5-D51@150
 - T.P. - 40m 以深 : 2-D51@150
- ・ 地中連続壁基礎 2-D51@150



鉄筋の照査値
発生応力度 / 短期許容応力度

第 1-48 図 基礎に発生する曲げモーメントに対する鉄筋応力の照査結果

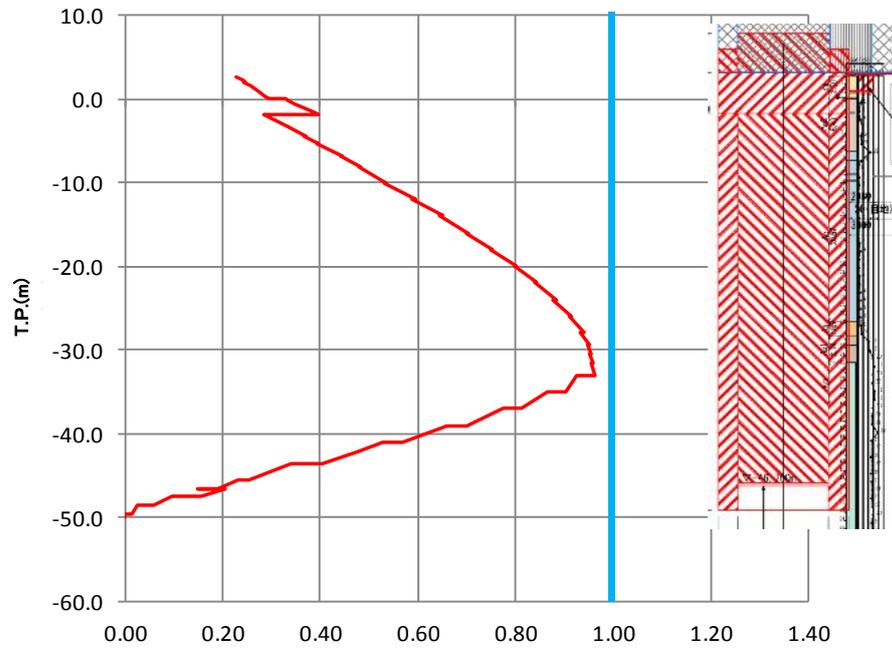
南基礎の結果は下記のとおりである。基礎に発生する曲げモーメントに対する鉄筋応力の照査結果を第 1-49 図に示す。

南基礎 照査値（鉄筋） = 0.96 . . . 判定OK
余震+TP+24m 津波時
鉄筋の照査値：発生応力度／短期許容応力度

【鉛直鉄筋】

- ・中実鉄筋コンクリート 5-D51@150
- ・地中連続壁基礎 2-D51@150

南基礎照査値



鉄筋の照査値
発生応力度／短期許容応力度

第 1-49 図 基礎に発生する曲げモーメントに対する鉄筋応力の照査結果

③ 三次元解析 (COM3)

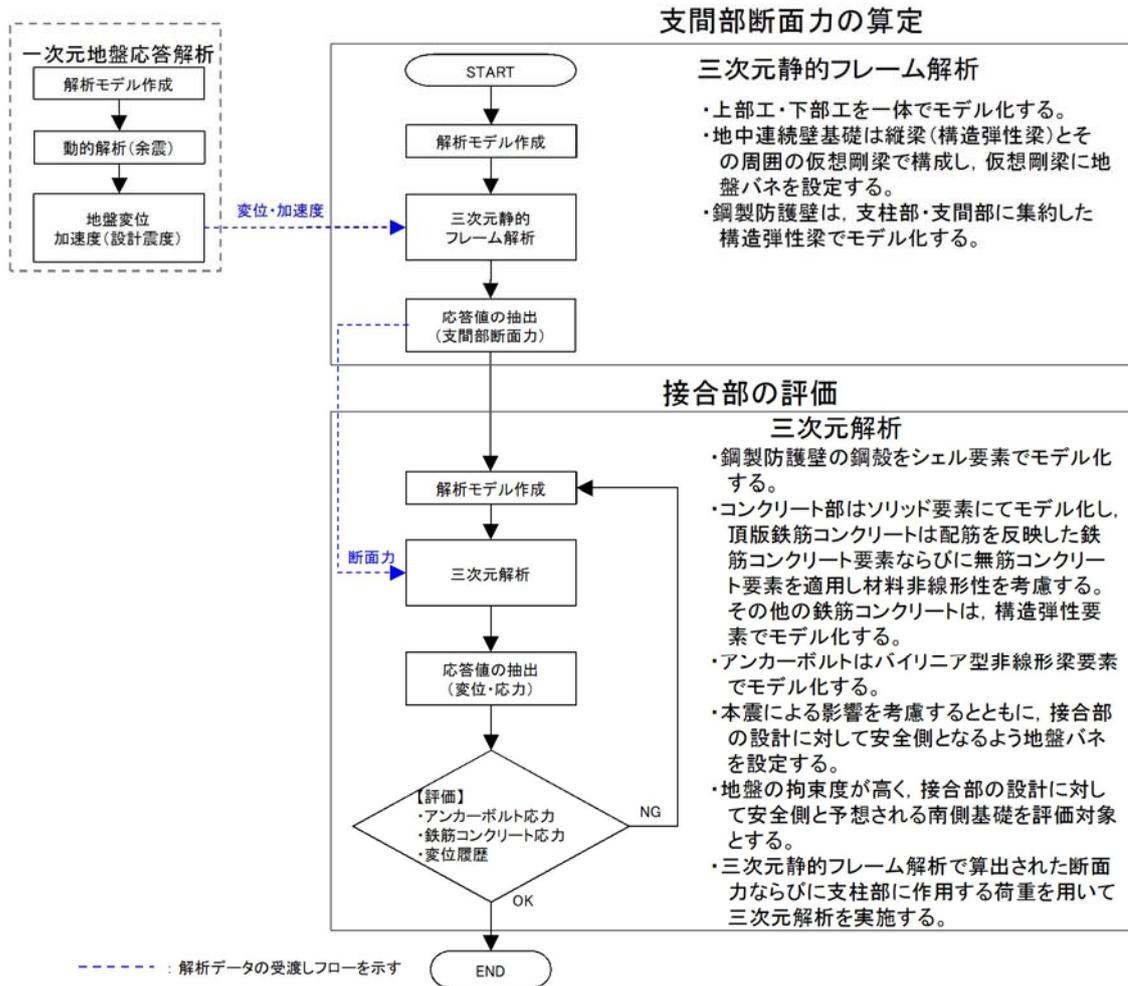
a. 検討目的

三次元解析 (COM3) により、接合部の一体構造の挙動を考慮した精緻な解析を行い、設計荷重に対する各部材の応力が弾性範囲内に収まっていることを確認する。

設計を超える荷重に対しては、十分な靱性を有する構造であることの確認を基本とし、荷重伝達メカニズムと三次元挙動を把握する。

三次元の詳細な解析により、アンカーボルト 1 本ごとの応力状態や部位ごとの応力分布を確認する。

三次元解析 (COM3) の解析フローを第 1-50 図に示す。



第 1-50 図 三次元解析 (COM3) の解析フロー

b. 三次元静的フレーム解析（三次元解析（COM3）への入力荷重算定モデル）

(a) 解析の目的

津波荷重や余震影響を含む鋼製防護壁支間部の断面力を算定する。

(b) 結果の利用

三次元解析モデルに入力する支間部断面力。

(c) モデル化方針

上部工及び下部工を一体でモデル化する。

地中連続壁基礎は縦梁（構造弾性梁）とその周囲の仮想剛梁で構成し、仮想剛梁に地盤バネを設定する。

鋼製防護壁は、支柱部・支間部に集約した構造弾性梁でモデル化する。

本震による影響を考慮するとともに、接合部の設計に対して適切に地盤バネを設定する。

c. 三次元解析（COM3）

鋼製防護壁は、荷重分担に応じて部材ごとに弾性範囲内の設計を実施する。アンカーボルトと中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートは、それぞれが負担すべき設計荷重を弾性範囲内で受けもてる部材設計を行うが、これらの部材が一体となった三次元構造においては、設計荷重に対して各部材が幾分かの相互作用を呈することが想定される。このため、接合部の一体構造の挙動を考慮した精緻な弾性範囲内の三次元解析（COM3）を行い、設計荷重に対して、各部材が弾性範囲内で受けもつことができていることの確認

を実施する。

鋼製防護壁の設計は、各部材の発生応力が弾性範囲の許容限界以内となることを必要条件として実施する方針である。すなわち、終局強度に基づく許容限界は用いないことから、三次元解析（COM3）においては、設計荷重に対する弾性範囲内での応力の算定と照査を主目的としており、このような設計荷重に対する弾性範囲内での三次元解析（COM3）による再現精度はこれまでに確認されてきていることから、同様に弾性範囲内を対象として弾性設計する場合においては、実験とほぼ等価な結果が得られると考える。

一方、鋼製防護壁の接合部について、設計荷重を超える荷重の領域についても三次元解析（COM3）を実施する目的は、解析により、その終局的な耐力の精緻な数値を追究することではなく、接合部に設置される D51 の 5 段等といった重厚な鉄筋により、非線形領域において、十分な靱性を有している挙動を呈することの確認を行うことである。

なお、三次元解析（COM3）では、様々な条件を想定したパラメータスタディ及びケーススタディの実施も可能であることから、安全性確認のための多角的な検証及び評価を行うことができる。

（a） 解析の目的

津波荷重や余震影響を受ける鋼製防護壁接合部の三次元的な挙動を評価し、設計の妥当性及び直接定着式アンカーボルトの適用性を確認する。

(b) 結果の利用

「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」によって弾性範囲内で設計したアンカーボルトをはじめとするそれぞれの部材が、一体となった構造でも弾性範囲内の応力レベルで収まっていることを確認する。

三次元の詳細な解析によってアンカーボルト1本ごとの応力状態や部位ごとの応力分布を確認する。

設計を超える荷重に対する裕度を確認する。

荷重伝達メカニズムと三次元挙動を把握する。

(c) モデル化方針

鋼製防護壁の鋼殻をシェル要素でモデル化する。

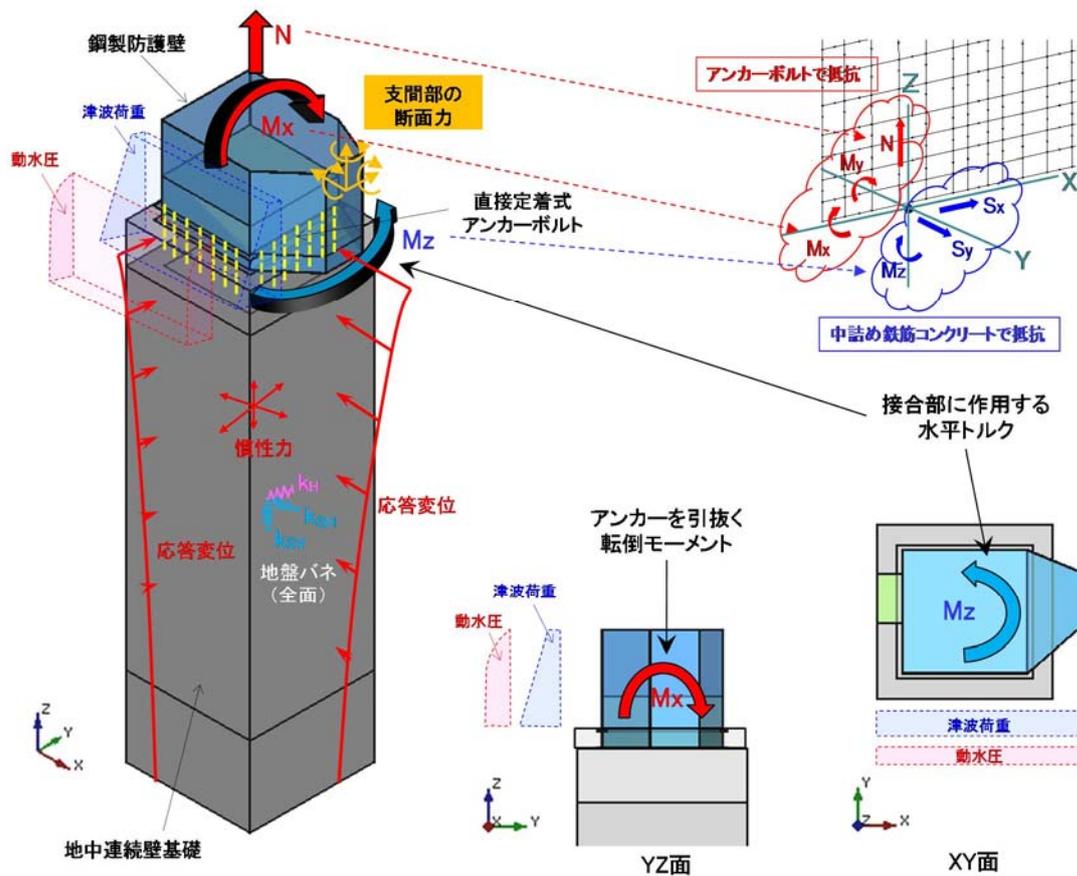
コンクリート部はソリッド要素にてモデル化し、頂版鉄筋コンクリートは配筋を反映した鉄筋コンクリート要素並びに無筋コンクリート要素を適用し材料非線形性を考慮する。その他の鉄筋コンクリートは、構造弾性要素でモデル化する。アンカーボルトはバイリニア型非線形梁要素でモデル化する。

本震による影響を考慮するとともに、接合部の設計に対して適切に地盤バネを設定する。

地盤による拘束度合が高く、接合部の設計に対して安全側と考えられる南側基礎を評価対象とする。

三次元静的フレーム解析で算出された断面力並びに支柱部に作用する荷重を用いて三次元解析を実施する。

三次元解析モデルの概念図を第 1-51 図に示す。



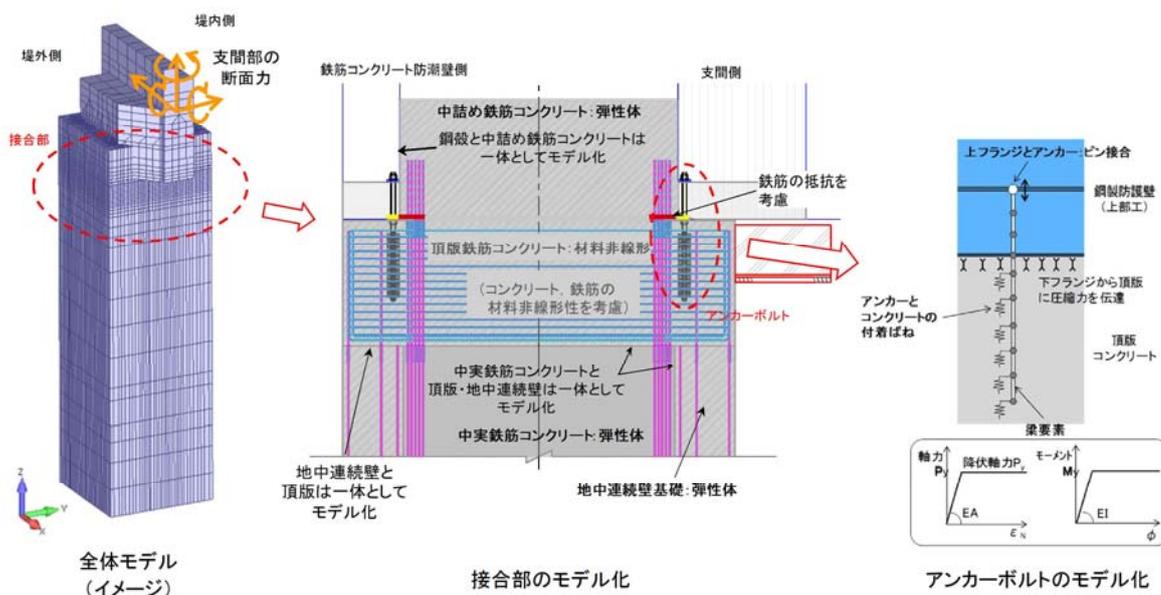
第 1-51 図 三次元解析モデルの概念図

(d) 接合部のモデル化方針

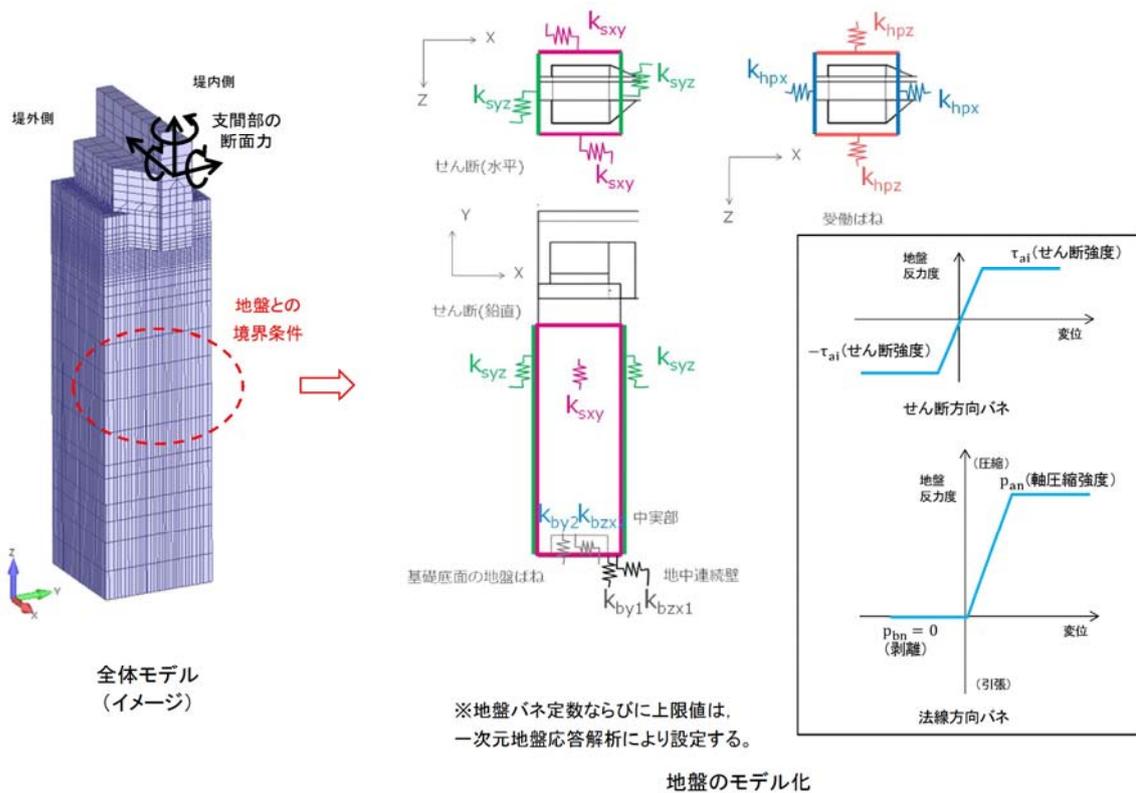
解析手法，使用するプログラム，対象荷重，目的，データの利用について第 1-13 表に示し，接合部の三次元解析モデル化方針を第 1-52 図に示す。

第 1-13 表 三次元解析概要

解析手法	三次元解析
プログラム	COM 3
対象荷重	余震+津波時
目的	<ul style="list-style-type: none"> ・ 接合部の設計の妥当性確認 ・ 鉄筋コンクリートの材料特性を反映した三次元挙動評価
データ利用	<ul style="list-style-type: none"> ・ 直接定着式アンカーボルト及び頂版鉄筋コンクリート（接合部）の評価



第 1-52 図(1) 接合部の三次元解析モデル化方針



第 1-52 図(2) 接合部の三次元解析モデル化方針

④ 三次元解析 COM 3 の妥当性確認

鉄筋コンクリートの材料非線形を考慮した精緻な三次元解析 (COM 3) により、設計の妥当性を確認するが、弾性範囲内の設計であり、『COM 3』の弾性範囲内での妥当性は実験等との比較検討で確認している。鉄道施設や電力設備については、鉄筋コンクリート構造物の耐震性能や耐力評価に『COM 3』が適用されており、十分な使用実績があるため、信頼性があるものと判断できる。

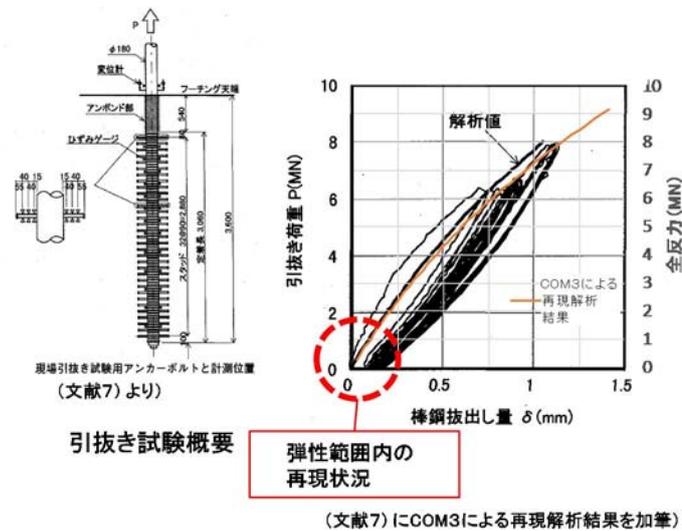
(検証 1) 直接定着式アンカーボルトの引抜き試験の再現シミュレーション

鋼製防護壁で実際に使用する直接定着式アンカーボルトについて、既往の研究⁷⁾の再現解析結果を実施した。

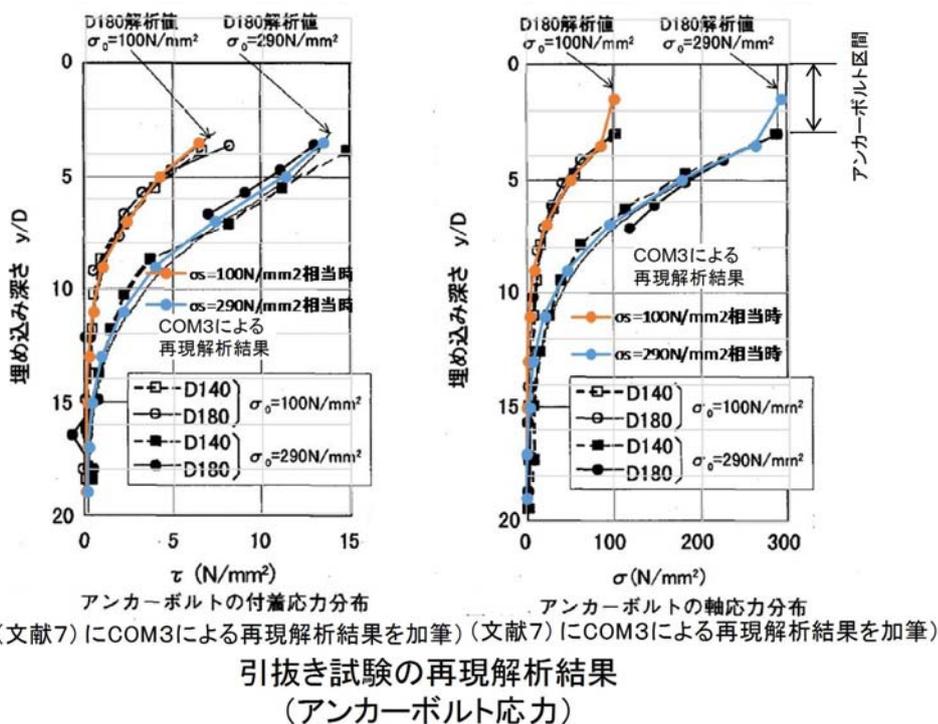
研究で実施されている供試体の引抜き試験を再現した解析の結果は、試験結果とよい一致を示しており、荷重～変位関係における弾性範囲内での再現性が高いことを確認した。

引抜き試験の再現解析結果（変位－荷重）を第 1-53 図に示し、引抜き試験の再現解析結果（アンカーボルト応力）を第 1-54 図に示す。

7) : 「前野裕文, 後藤芳顕, 上條崇, 小林洋一 「鋼製橋脚に用いる実大付着型アンカーボルトの力学特性と定着部の挙動評価モデル」, 構造工学論文集 Vol. 46A, 2000. 3」
 [現場引抜き試験結果を引用]



第 1-53 図 引抜き試験の再現解析結果（変位－荷重）



第 1-54 図 引抜き試験の再現解析結果 (アンカーボルト応力)

(検証 2) 鋼製タワー基礎の載荷実験の再現解析

コンクリート基礎とアンカーボルトの定着に関しては、鋼製タワーの載荷実験⁸⁾との比較により確認されている⁹⁾。

鋼製タワー柱脚部を模擬した供試体に対して、非線形領域までの載荷実験に対する再現解析が実施されており、非線形領域まで概ね良好に再現されている。(検証 1)と同様、弾性範囲内での再現性が高いことを確認した。

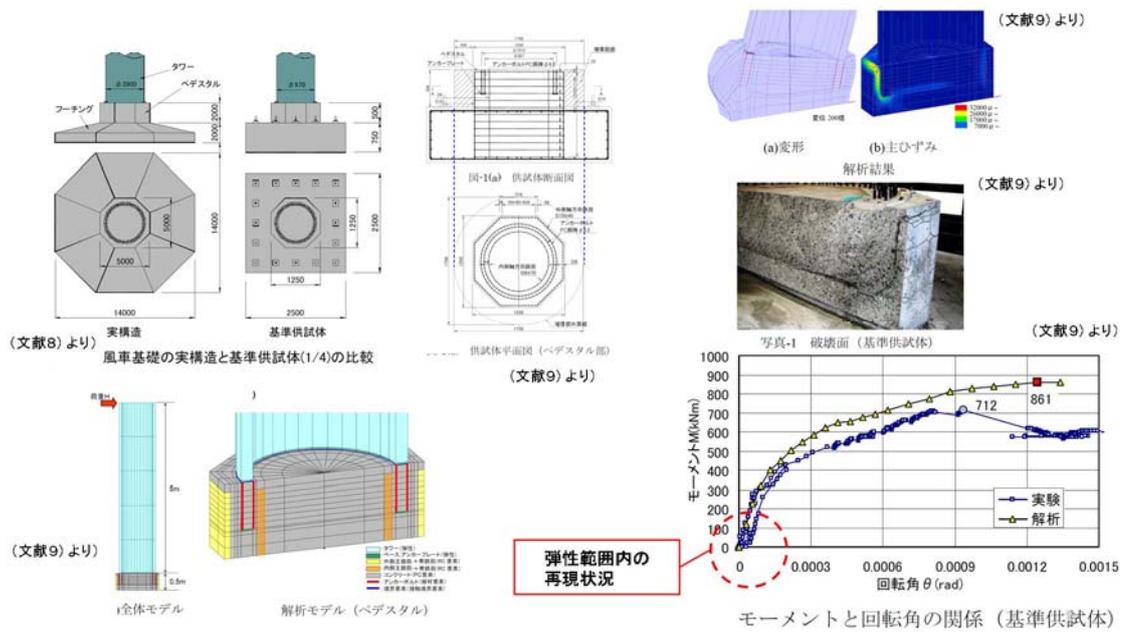
鋼製タワー基礎の載荷実験の再現解析結果を第 1-55 図に示す。

8) : 小松崎勇一, 篠崎裕生, 齋藤修一, 原田光男 「風車基礎ペダスタルの引抜きせん断耐力に関する実験的検討」, 土木学会第 63 回年次学術講演会, pp. 1093-1094, 2008. 9

[風力発電の風車基礎部の破壊試験結果を引用]

9) : 齋藤修一, 小松崎勇一, 原田光男 「風車基礎ペDESTALの引抜きせん断耐力に関する解析的検討」 土木学会第 63 回 年次学術講演会, pp. 1095-1096, 2008. 9

[小松崎ほか (2008) に係る COM 3 の適用性評価結果を引用]



第 1-55 図 鋼製タワー基礎の載荷実験の再現解析結果

⑤設計手法のまとめ

a. 設計方針

鋼製防護壁は浸水防護施設であることから、本震時、津波時、余震と津波の重畳時の何れに対しても、構造部材の弾性範囲内で設計を行う。

鋼製防護壁本体の自重及び地震や津波による設計荷重を確実に基礎へ伝達させる。

引抜き力に対しては、「鋼構造物設計基準（名古屋高速道路公社）」に準拠して設計上アンカーボルトのみで負担できる設計とする。

水平回転モーメントと水平力によるせん断力に対しては、「道路橋示方書（日本道路協会）」、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（土木学会）」、「道路土工カルバート工指針（日本道路協会）」に基づき設計上中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートのみで負担できる設計とする。

設計における適用基準と許容限界を第 1-14 表に示す。

第 1-14 表 設計における適用基準と許容限界

	部 位	照 査 項 目	許容限界 (照査応力度)	許容限界が弾性範囲内か保有水平耐力範囲かの区分	適用基準
			<small>※上段は基準津波を考慮する場合 下段はT.P.・2km津波を考慮する場合</small>		
引抜き力 (M_y, My, N)	アンカーボルト	曲げ軸応力	許容応力度 $\times 1.5$	弾性範囲内	鋼構造物設計基準(Ⅱ 鋼製橋脚編)
			降伏応力度		
		引抜き力	許容応力度 $\times 1.5$	弾性範囲内	鋼構造物設計基準(Ⅱ 鋼製橋脚編)
許容応力度 $\times 2.0$					
		コーンせん断 (鉄筋補強あり)	許容応力度 $\times 1.5$	弾性範囲内	鋼構造物設計基準(Ⅱ 鋼製橋脚編)
水平力 (S_x, S_y) 水平回転モーメント (M_z)	中詰め鉄筋コンクリート 及び 頂版鉄筋コンクリート	鉄筋応力	許容応力度 $\times 1.5$	弾性範囲内	道路橋示方書・同解説(I 共通編) (SD490)
			降伏応力度		
		コンクリート応力 (圧縮応力)	許容応力度 $\times 1.5$	弾性範囲内	コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕 道路土工カルバート工指針
			許容応力度 $\times 2.0$		
コンクリート応力 (水平力によるせん断応力)	許容応力度 $\times 1.5$	弾性範囲内	コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕 道路土工カルバート工指針		
	許容応力度 $\times 2.0$				
コンクリート応力 (水平回転モーメントによるせん断応力)	許容応力度 $\times 1.5$	弾性範囲内	コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕 道路土工カルバート工指針		
	許容応力度 $\times 2.0$				

b. 直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性及び設計手法の妥当性確認

三次元解析（COM3）による確認において直接定着式アンカーボルトの鋼製防護壁への適用性確認は下記のとおりである。

- ・設計荷重に対する各部材の応力が弾性範囲内に収まっていることを確認する。
- ・三次元の詳細な解析により、アンカーボルト1本ごとの応力状態や部位ごとの応力分布を確認し、設計荷重に対して構造健全性を確保していることを確認する。

設計手法の妥当性確認は下記のとおりである。

- ・アンカーボルトと中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートは、準拠する技術基準を部材ごとに併用して、それぞれが負担すべき設計荷重を弾性範囲内で受けもつ部材設計を行うが、これらの部材が一体となった三次元構造においても、各部材が弾性範囲内で設計荷重を受けもつことができていることを確認する。
- ・鋼製防護壁の接合部の中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートには設計基準強度 50N/mm^2 のコンクリートを用いるが、保守的な配慮として、アンカーボルトの定着にかかわるコンクリートの発生応力度が設計基準強度 27N/mm^2 に対応する照査応力度以内であることを確認する。
- ・設計を超える荷重に対しては、十分な靱性を有する構造であることを確認し、荷重伝達メカニズムと三次元挙動を把握する。

参考文献

番号	参考文献
1)	コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] ((社) 土木学会)
2)	道路橋示方書 (Ⅱ鋼橋編・Ⅲコンクリート橋編)・同解説 ((社) 日本道路協会)
3)	鋼構造物設計基準 (Ⅱ鋼製橋脚編) (名古屋高速道路公社)
4)	道路土工カルバート指針 ((社) 日本道路協会)
5)	鋼・合成構造標準示方書 ((社) 土木学会)
6)	複合構造標準示方書 ((社) 土木学会)
7)	前野裕文, 後藤芳顕, 上條崇, 小林洋一 「鋼製橋脚に用いる実大付着型アンカーボルトの力学特性と定着部の挙動評価モデル」, 構造工学論文集 Vol.46A, 2000.3
8)	小松崎勇一, 篠崎裕生, 齋藤修一, 原田光男 「風車基礎ペDESTALの引抜きせん断耐力に関する実験的検討」, 土木学会第63回年次学術講演会, pp.1093-1094, 2008.9
9)	齋藤修一, 小松崎勇一, 原田光男 「風車基礎ペDESTALの引抜きせん断耐力に関する解析的検討」 土木学会第63回年次学術講演会, pp.1095-1096, 2008.9

番号	掲載理由	内容
1)	鋼製防護壁の接合部の設計において準拠する文献	中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートへの水平力によるせん断力に係る設計式の引用
2)	鋼製防護壁の接合部の設計において準拠する文献	中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートへの水平回転モーメントによるせん断力に係る設計式の引用
3)	鋼製防護壁の接合部の設計において準拠する文献	アンカーボルトへの引抜き力に係る設計式の引用
4)	鋼製防護壁の接合部の設計において準拠する文献	コンクリート設計基準強度 50N/mm^2 の許容限界について参照
5)	鋼製防護壁の接合部の設計において準拠する文献	鋼製防護壁と中詰め鉄筋コンクリートの一体化に関する引用
6)	鋼製防護壁の接合部の設計において準拠する文献	鋼製防護壁と中詰め鉄筋コンクリートの一体化に関する引用
7)	三次元解析 (COM3) の妥当性確認に用いた参考文献	現場引抜き試験結果を引用
8)	三次元解析 (COM3) の妥当性確認に用いた参考文献	風力発電の風車基礎部の破壊試験結果を引用
9)	三次元解析 (COM3) の妥当性確認に用いた参考文献	文献8)に係るCOM3の適用性評価結果を引用

8) 止水ジョイント部の設計方針

① 概要

鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮堤の境界には、止水ジョイントを設置する。

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

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

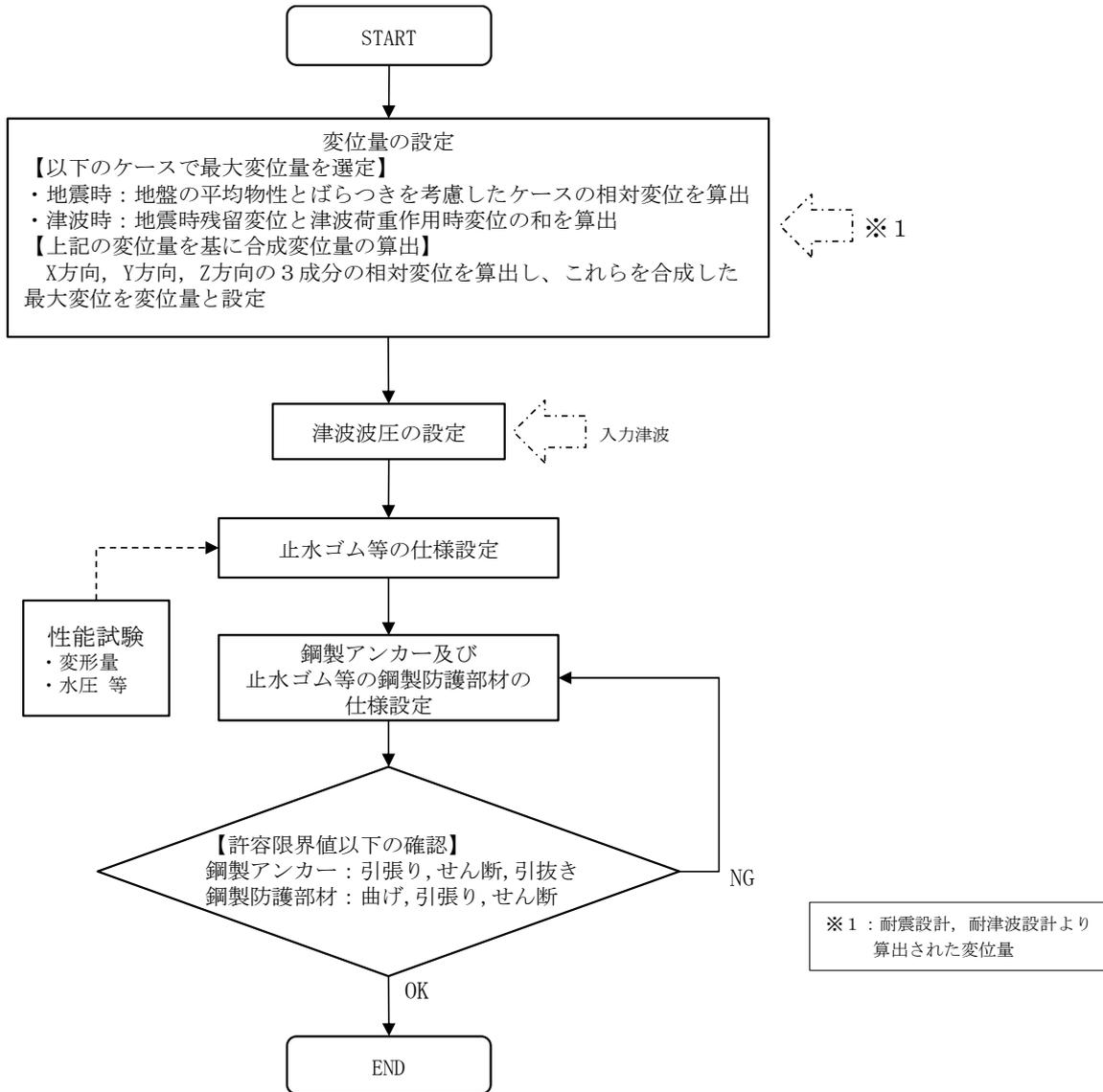
② 評価方針

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

止水ジョイント部の設計フローを第 1-56 図に示す。

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

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



第 1-56 図 止水ジョイント部の設計フロー

9) 止水ジョイント部（底面止水機構）

止水機構は、上部工の鋼製防護壁の底面と既設取水路の応答変位の違いにより相対変位が生じるため、止水性維持のために止水機構を設置する。

止水機構は1次止水機構と2次止水機構に大別される。

1次止水機構は止水板に水密ゴムを設置することで浸水を防ぐ構造であり、水密ゴムはダム、水門等において実績のあるものを採用している。2次止水機構はシートジョイントにより浸水を防ぐ構造としており、東海第二発電所の防潮堤に採用予定であるとともに、他プラントにおいても採用実績があるものである。

止水機構の選定に当たっては、鋼製防護壁と取水路の相対変位による変形量等を考慮するとともに、共通要因故障による同時機能喪失を考慮して多様性を図る設計としている。

【1次止水機構】

(a) 設計条件

設計条件は以下のとおり。

- ・津波荷重：基準津波
- ・地震荷重：基準地震動 S_s
- ・止水機構の許容可動範囲：海側700mm，陸側500mm，上下±60mm
- ・適用規格：

道路橋示方書・同解説Ⅱ鉄鋼編（日本道路協会）（平成24年）

水門鉄管技術基準（電力土木技術協会）（平成28年）

ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）（平成28年）

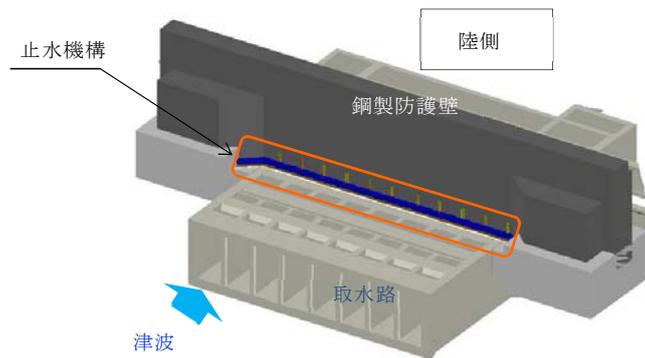
(b) 構造

鋼製防護壁と既設取水路間の止水構造は、津波による荷重、鋼製防護壁と取水路の相対変位に対する追従性を確保することから、止水板が可動できるように止水板を押えて支持する構造とし、止水板の底面と側面に設置した水密ゴムにて水密性を確保する構造とする。水密ゴムは、摩擦抵抗を低減し追従性を向上させるため、表面ライニング（樹脂）を施工する方針とする。

また、止水板には漂流物による影響も考慮し、止水板押え及び保護プレートを設置する設計とする。

なお、止水板からの微少な漏えいも考慮し、敷地内に浸水させないよう陸側にシートジョイントからなる2次止水機構を設置する構造とする（【2次止水機構】参照）。

第1-57図に止水機構の設置位置、第1-58図に止水機構の構造図、第1-15表に止水機構に係る各部位の役割・機能を示す。



第 1-57 図 止水機構の設置位置

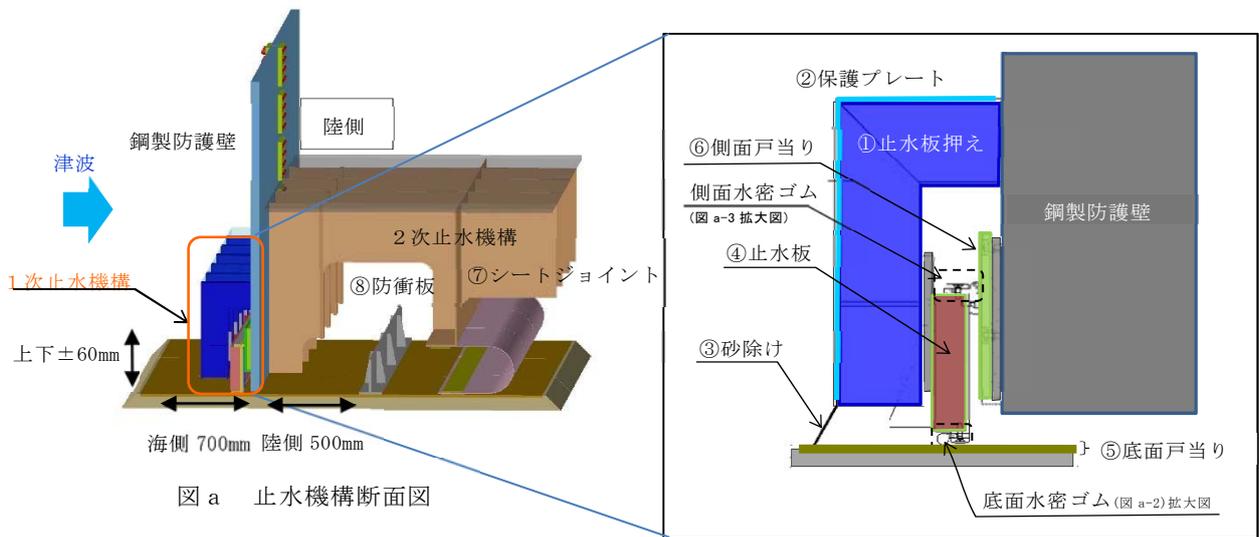


図 a 止水機構断面図

図 a-1 1次止水機構拡大図

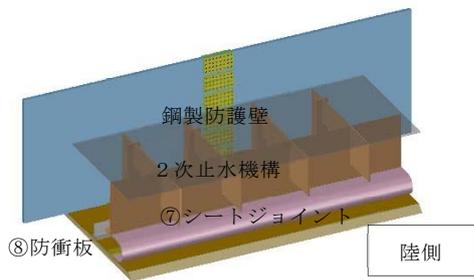


図 b 2次止水機構の構造

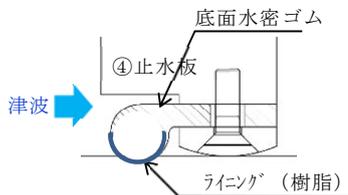


図 a-2 底面水密ゴム拡大図

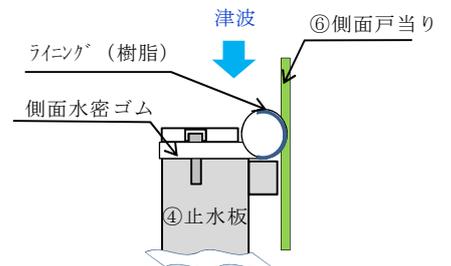


図 a-3 側面水密ゴム拡大図

第1-58図 止水機構の構造図

第1-15表 止水機構に係る各部位の役割・機能

各部位の役割・機能については以下のとおり。名称は下図に示す。

名称	役割・機能	材 料
① 止水板押え	<ul style="list-style-type: none"> 止水板を支持する。 漂流物等から止水板を防護する。 	鋼製
② 保護プレート	<ul style="list-style-type: none"> 漂流物等から止水板を防護する。 止水板への異物混入を防止する。 	鋼製
③ 砂除け	<ul style="list-style-type: none"> 底面戸当り面への砂等の異物混入を防止する。 	ナイロン
④ 止水板	<ul style="list-style-type: none"> 止水機構の扉体の機能。 底面及び側面の戸当りに面する部位に水密ゴムを設置し浸水を防止する。 1枚あたりの主要仕様 寸法：横2000mm×幅150mm×高さ400mm 重量：約930kg 	ステンレス (表面仕上げNo. 1) [※] + 水密ゴム (P形ゴム)
⑤ 底面戸当り	<ul style="list-style-type: none"> 止水板の底面水密ゴムとのシール性を確保する。(真直度, 平面度の管理) 床部より130mm嵩上げし異物混入を防止する。 	ステンレス (表面仕上げNo. 1) [※]
⑥ 側面戸当り	<ul style="list-style-type: none"> 止水板の側面水密ゴムとのシール性を確保する。(真直度, 平面度の管理) 	ステンレス (表面仕上げNo. 1) [※]
⑦ シートジョイント	<ul style="list-style-type: none"> 水密ゴムからの微少な漏えいを保持する。 陸側からの異物混入を防止する。 	シートジョイント
⑧ 防衝板	<ul style="list-style-type: none"> 1次止水機構の損傷又は保守に伴う取り外し時の漂流物が2次止水機構に到達することを防止する 	鋼製

1次止水機構

津波

a 部詳細

鋼製防護壁

陸側

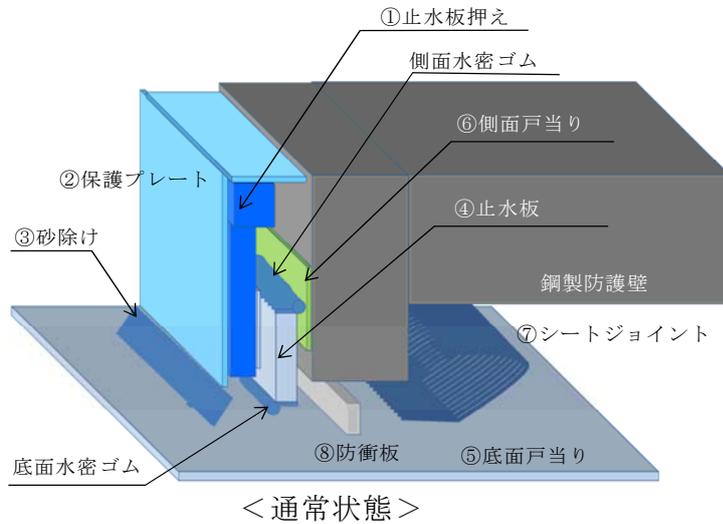
a 部詳細

止水機構の各名称

※：JIS G 4304 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯 表面仕上げ より

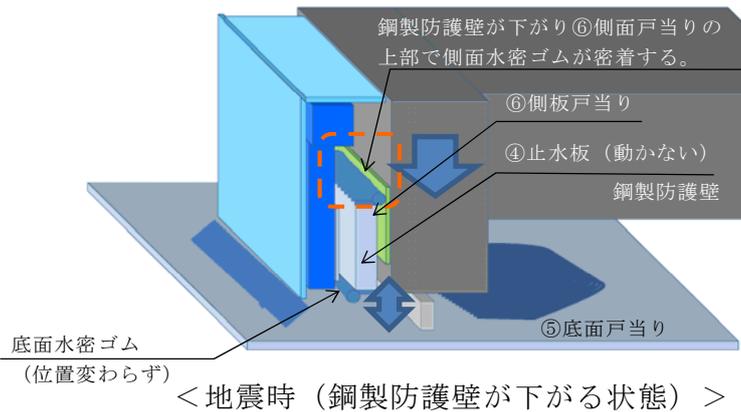
(c) 1次止水機構の動作について

1次止水機構の鉛直方向の動作を第1-59図に示す。



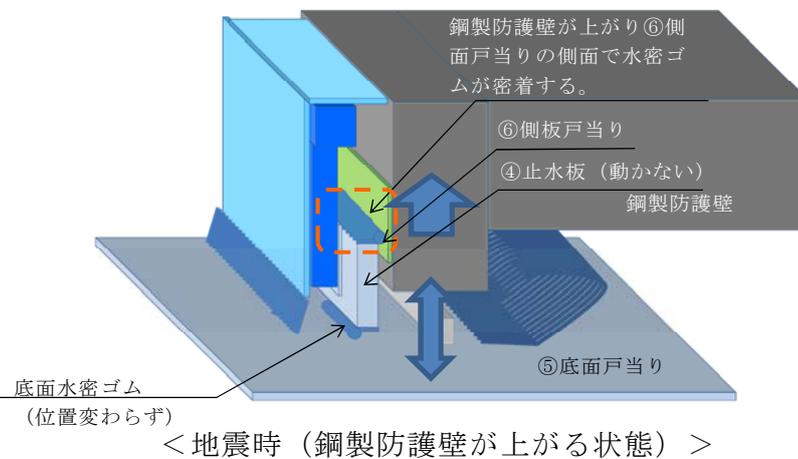
＜通常状態＞

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



＜地震時（鋼製防護壁が下がる状態）＞

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



＜地震時（鋼製防護壁が上がる状態）＞

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

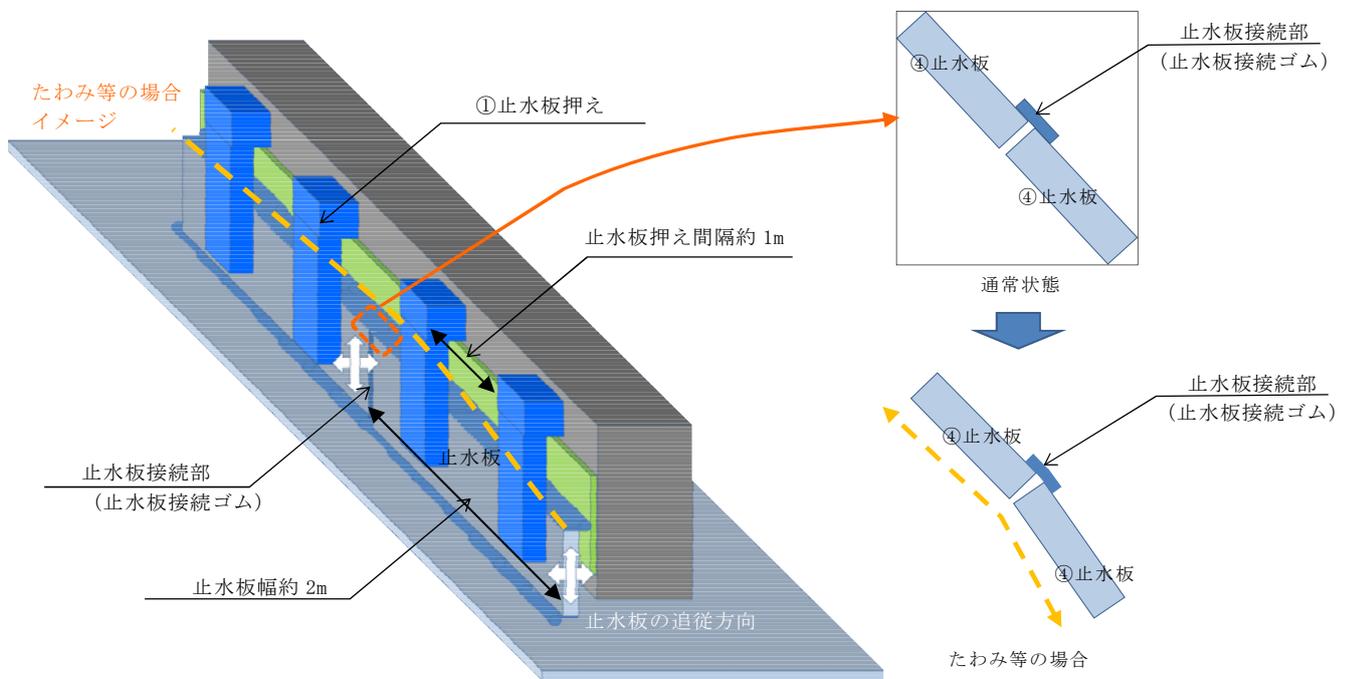
第 1-59 図 1次止水機構の鉛直方向の動作

(d) 止水板の追従性について

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

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

止水板接続ゴムは伸縮性に優れているため、鋼製防護壁の振動モードに対し水平、鉛直方向に追従することができる。鋼製防護壁全長にすると水平方向に±約 2m、鉛直方向に約 0.6m の変位に追従することができる。第 1-60 図に鋼製防護壁の止水板の追従イメージを示す。

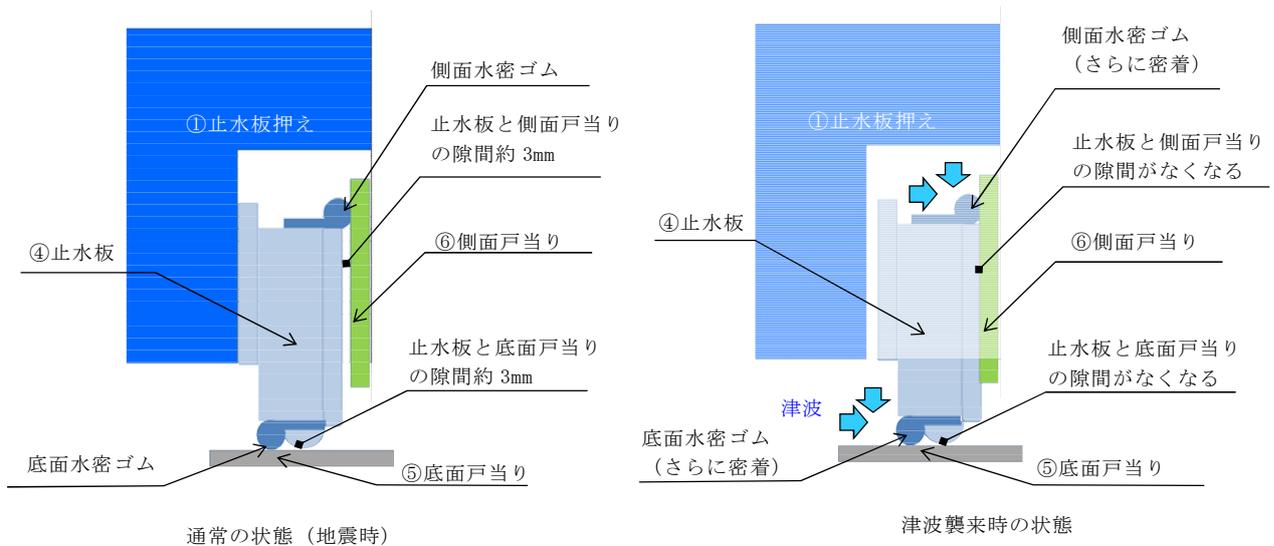


第 1-60 図 鋼製防護壁の止水板の追従イメージ

(e) 止水板の支持方法について

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

津波の襲来時の場合は、止水板に水圧がかかると、通常の状態に調整されている約3mmの隙間がなくなり、止水板は側面戸当り側に押し付けられ、水密ゴムの密着性がさらに高まる構造である。第1-61図に止水板の支持方法を示す。



第1-61図 止水板の支持方法

(f) 止水板の挙動解析について

止水板の構造は、一般的に実績のあるものを採用しており、設計上の追従性を確認している。しかしながら、止水機構の止水板のように地震時の挙動を考慮した同等の採用実績がないことから、止水機構の止水板の挙動について二次元動的解析を実施し、データを拡充させ信頼性を更に高める。第1-62図に解析モデル図を示す。本件の解析結果は、詳細設計段階で説明する。

<評価条件>

- ・ 解析コード：MARC（大規模解析対応非線形解析）
- ・ 地震動：基準地震動 S_s
- ・ 解析ケース：3ケース 地震時，津波時，津波時＋余震
- ・ 水密ゴム摩擦係数：

常時 : 0.2 (ダム・堰施設技術基準 (案)) (国土交通省)

劣化時の挙動把握 : 0.2~1.2

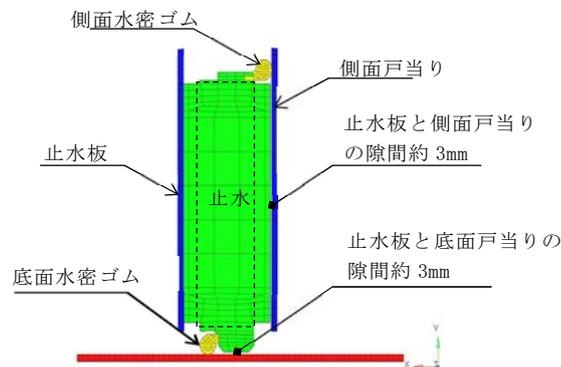
- ・ 金属間摩擦係数

止水板 (接触面アルミニウム) と戸当り (ステンレス) : 0.4

- ・ 評価対象部位：底面水密ゴム，側面水密ゴム，止水板，止水板押え，側面戸当り

- ・ 許容応力：引張り強度，変形量 (伸び) [水密ゴム]

弾性設計範囲内 [止水板，その他の部材]



第1-62図 解析モデル図

<二次元動的解析における摩擦係数の設定の考え方について>

以下に二次元動的解析に用いる摩擦係数の考え方について示す。

a. 摩擦係数の整理

①水密ゴムの物性値

- ・ 静摩擦係数は最大0.2（乾式）、動摩擦係数は最大0.22（乾式）

②摩耗試験の結果

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

③ダム・堰施設技術基準（案）

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

④金属間の摩擦係数

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

止水板の摩擦係数は、金属間の摩擦係数が0.4、水密ゴムが0.2（未使用品）であることから、重量物（約930kg）である止水板の摩擦係数が地震時の挙動において支配的になる。

b. 二次元動的解析における摩擦係数の設定

①通常状態

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

②劣化時の挙動の把握

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

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

c. 水密ゴムの維持管理方針

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

(g) 水密ゴムの選定について

止水機構に使用している水密ゴム（P形）は、一般的にダム・水門等に採用実績があるものを採用している。水密ゴムは、低水圧～高水圧の領域に対して適しており、鋼製防護壁の止水機構に適応している。水密ゴムは第1-16表に示すダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）を適用する。

第1-16表 ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）抜粋

表3.3.4-1 水密ゴムの硬さ等

項目	諸数値
引張り強さ	14.7N/mm ² 以上
硬（シヨア）さ	40°～80°
吸水率(重量比)	5%以下
破断時の伸び	300%以上
比重	1.1～1.6

表3.3.4-3 水密ゴムの形状と特性

ゴム形状	P形	L, Y形	ケーソン形	平形
使用箇所	側部および上部	側部	四方	底部
適用水深	低圧～高圧	低圧	高圧	低圧～高圧
硬（シヨア）さ	50°～70°	50°～60°	50°～70°	50°～60°

止水板に取り付ける水密ゴムについては、「(b) 構造」に示すとおり、ライニング（超高分子量ポリエチレン）を施すことにより摩擦係数の低減を図っている。第1-17表に水密ゴムの物性値、第1-18表に超高分子量ポリエチレンの物性値を示す。

第1-17表 水密ゴム（クロロプレン系合成ゴム）の物性値

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

第1-18表 超高分子量ポリエチレンの物性値

項目	物性値
引張り強さ（MPa）	44
伸び（%）	450
高度（Rスケール）	40
摩擦係数 （相手：ステンレス）	<ul style="list-style-type: none"> ・ 静摩擦係数：0.10～0.20*（乾式） ・ 動摩擦係数：0.07～0.22*（乾式） <li style="padding-left: 2em;">0.05～0.10（湿式）

※：動摩擦係数＞静摩擦係数の状況について

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

(h) 漏水試験

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

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

第1-19表に試験条件の一覧、第1-20表に試験装置の主要仕様、第1-63図に試験装置概要を示す。

第1-19表 試験条件一覧表

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

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

・許容漏水量： $W = 10.2 L \times P$

W：漏水量（ml/min）

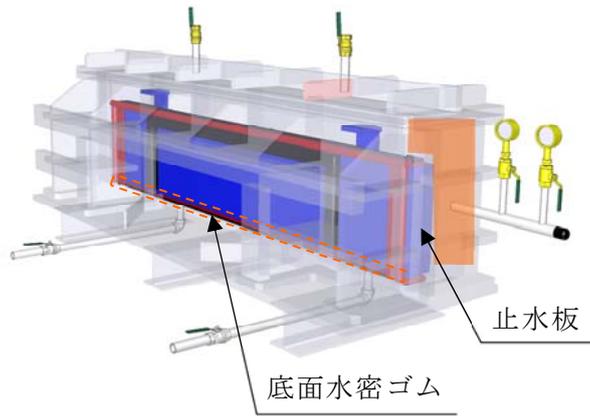
P：設計圧力（MPa）

L：長辺の長さ（cm）

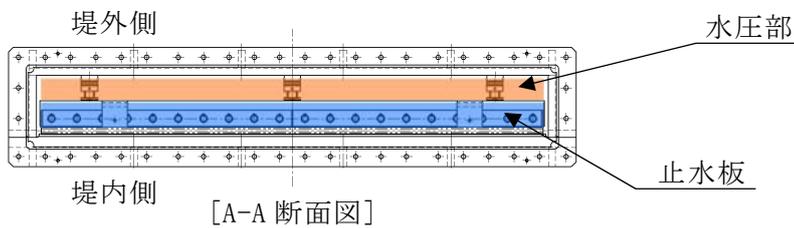
（試験装置の漏えい検出範囲長さ100cm）

第 1-20 表 試験装置主要仕様

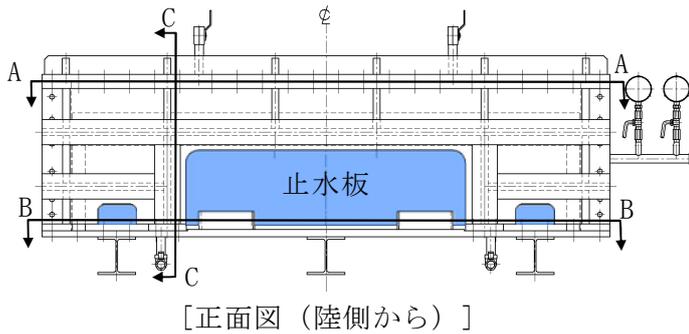
項目		仕様
試験装置	寸法	長さ約 2.3m×高さ約 0.7m×幅約 0.5m
	材質	鋼製
	設計圧力	0.7MPa
止水板	寸法	長さ約 2m×幅 0.1m×高さ 0.4m（基本設計）
	材質	ステンレス鋼
	重量	約 620kg（基本設計）



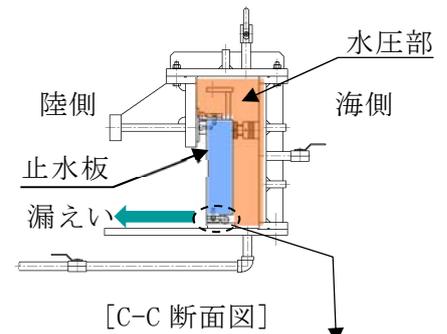
[試験装置の全体図]



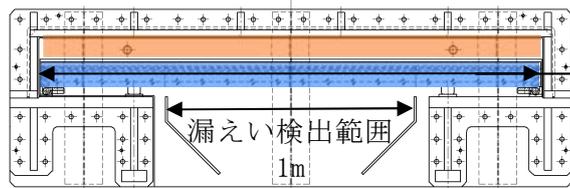
[A-A 断面図]



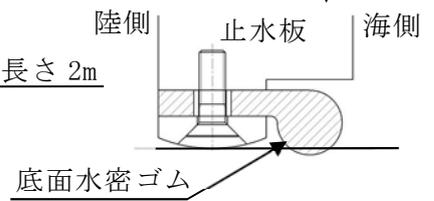
[正面図 (陸側から)]



[C-C 断面図]



[B-B 断面図]



[底面水密ゴム取付部拡大図]



[試験装置全景]

[止水板概要]

第 1-63 図 試験装置概要図

<試験結果>

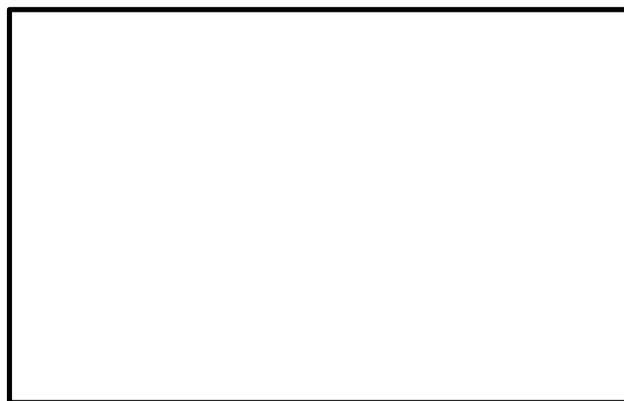
止水板の底面に設置した水密ゴムからの漏えい量を測定した。第1-21表に示した漏水試験結果のとおり、いずれの試験結果においても、ダム・堰施設技術基準（案）で規定する許容漏えい量算定式から求まる許容漏えい量を下回っており、水密ゴムの止水性能に影響のないことを確認した。

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

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

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

第1-64図に試験時の状況、第1-65図に試験圧力と漏えい量(高圧)、第1-66図に試験圧力と漏えい量（低圧）を示す。



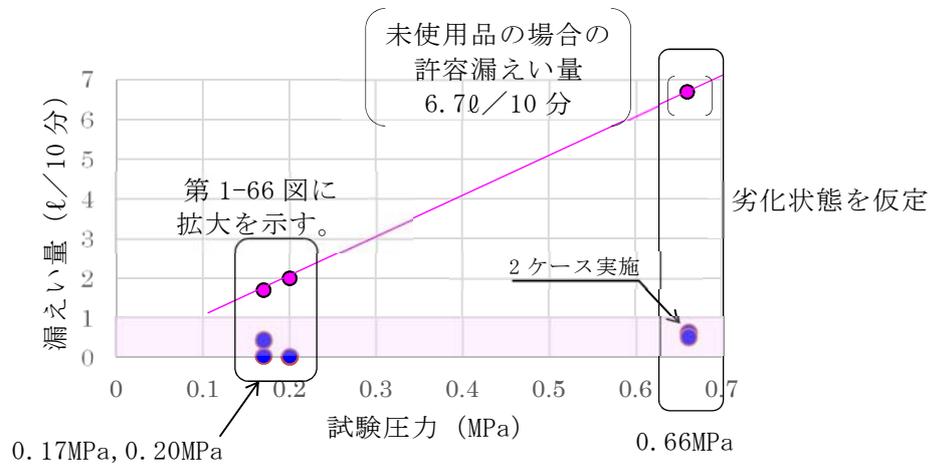
第1-64図 試験時の状況（10分保持後）

第1-21表 漏水試験結果

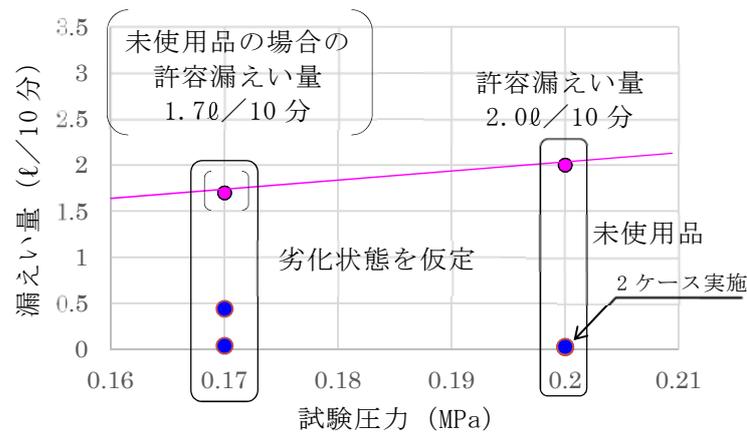
	区分	試験圧力 (MPa)	時間 (分)	漏えい量 ^{※1} (ℓ/10分)	許容漏えい量 (ℓ/10分)	判定
試験体 1	未使用品	0.20	10	0.020	2.0	○
試験体 2		0.20	10	0.029	2.0	○
試験体 3	劣化状態を仮定	0.17	10	0.039	1.7 ^{※2}	○
		0.66	10	0.625	6.7 ^{※2}	○
		0.17	10	0.440	1.7 ^{※2}	○
		0.66	10	0.525	6.7 ^{※2}	○

※1 : 漏えい量は 1 m あたり 10 分間漏えい量。

※2 : 未使用品 (新品) の場合の許容漏えい量



第 1-65 図 試験圧力と漏えい量 (高圧)



第 1-66 図 試験圧力と漏えい量 (低圧)

【参考：想定外の損傷ケース】

◆ケース①：止水板の水密ゴム全体(100m)が破損した場合

止水構造として、保護プレートや砂除けにて異物の混入を防ぐ設計をしている。ここでは、③砂除けの損傷を考慮し、砂、礫、小型植生等が到達し、底面水密ゴムが損傷した場合を想定した評価を行う。止水板1枚あたり(2m幅)の漏水量及び止水板全体(底面・側面水密ゴム(各50m)合計100m)の水密ゴムが損傷した場合の漏水量及び浸水量評価を行う。第1-67図に底面水密ゴムの損傷想定位置と時刻歴波形(取水口前面)を示す。

<計算式>

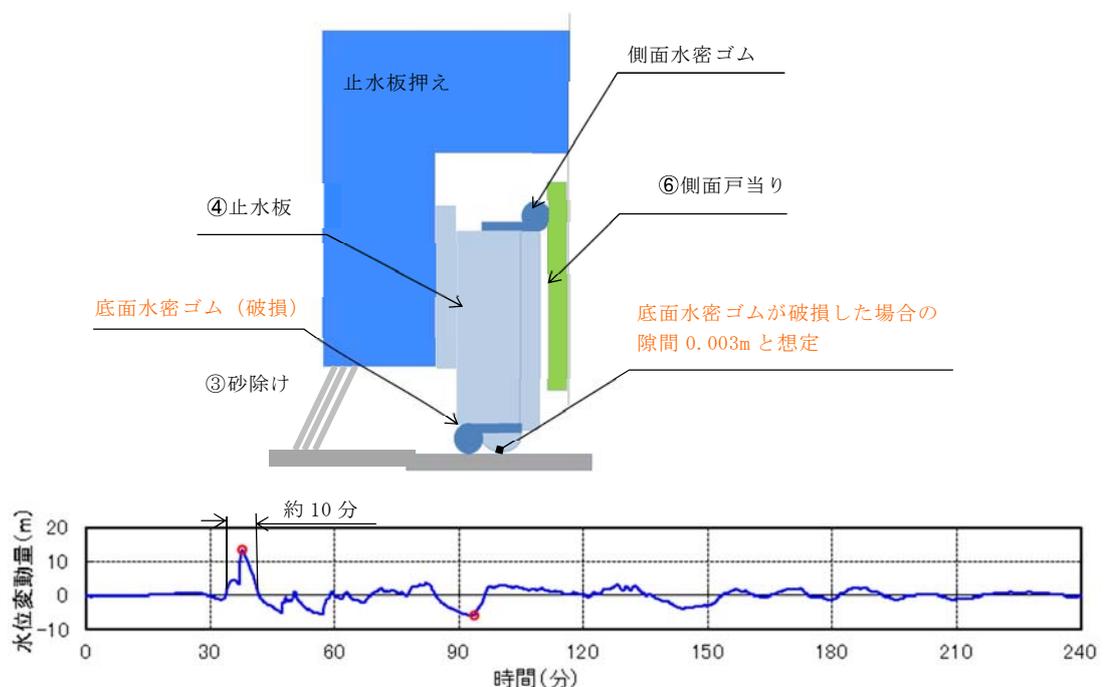
$$Q = C A \sqrt{2 g h}$$

C：流入係数 (1.0) g：重力加速度 (9.8m/s²)

A：通過面積m² (0.003×2=0.006m²)

h：水頭 m (防潮堤天端高さ20m-3m設置レベル=17m)

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



第1-67図 底面水密ゴムの損傷想定位置と時刻歴波形(取水口前面)

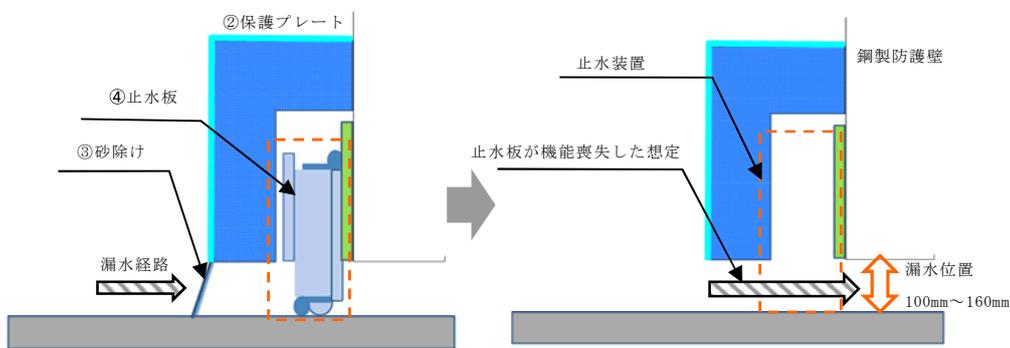
計算の結果、1秒あたり約 0.11m^3 の漏水量であった。基準津波による時刻歴波形から T.P. +3m を超える時間は約 10 分であるため、漏水量は約 $66\text{m}^3/10$ 分程度になり T.P. +3m 盤の敷地に浸水した場合は約 3cm の浸水深となった。また、止水板全体（100m）に換算すると漏水量は $3300\text{m}^3/10$ 分となり T.P. +3m 盤の敷地の浸水深は、約 1.2m になった。

以上より、隣接する非常用海水ポンプの安全機能影響を与える浸水量ではなかった。

◆ケース②：止水板 1 枚 (2m) の機能が喪失した場合

止水板 1 枚（2m）の機能が喪失した場合を想定し漏水量を評価した。

開口部は止水板がない場合の鋼製防護壁と底面の隙間部（最大 160mm）から想定した。第 1-68 図に止水板が機能喪失した場合の漏水位置を示す。



第 1-68 図 止水板が機能喪失した場合の漏水位置

<計算式>

$$Q = C A \sqrt{2 g h}$$

C : 流入係数 (1.0) g : 重力加速度 (9.8m/s²)

A : 通過面積m² (0.17×2=0.34m²)

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

$$\begin{aligned} Q &= 1.0 \times 0.34 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 17} \\ &= 6.17 \text{m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

計算の結果、1秒あたり約6.17m³の漏水量であった。基準津波による時刻歴波形からT.P.+3mを超える時間は約10分であるため、漏水量は約3726m³/10分程度になりT.P.+3m盤の敷地に浸水した場合は約1.6mの浸水深になった。

以上より、隣接する非常用海水ポンプの安全機能に影響を与える浸水量ではなかった。

(i) 水密ゴムの維持管理について

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

(j) 採用実績の例

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

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

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

止水板の構造については、規模や設計条件により違いはあるが、多くの採用実績があり十分な実績があるといえる。第1-69図にゲート等の採用実績の例を示す。

	起伏ゲート	多段式ゲート	可動防潮堤
一般産業	16	14	16
電力	3	2	2
合計	19	16	18

ゲート等の採用実績

(A社製 2017年8月)

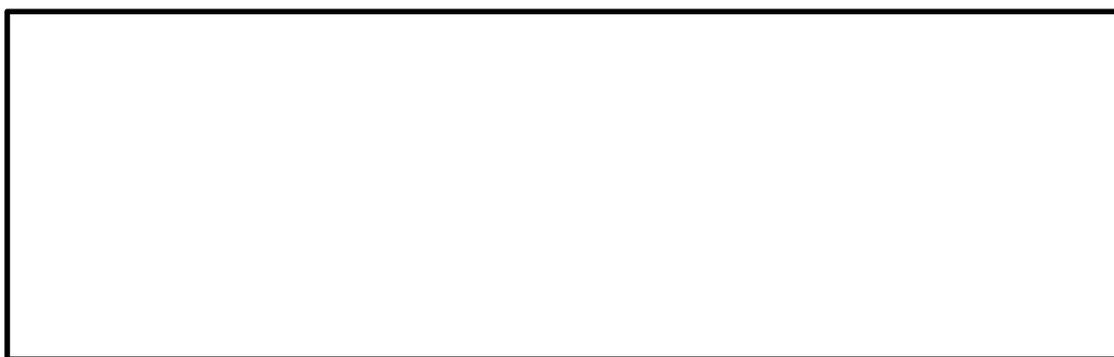


起伏ゲートの例



多段式ゲートの例

第 1-69 図 採用実績の例 (1/2)



- 【可動防潮堤①】
- ・ 寸法：幅 4.9m×高さ 1m
 - ・ 材質：ステンレス鋼

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

通常時



津波襲来時



【可動防潮堤③（陸上設置型長径間防潮堤）】

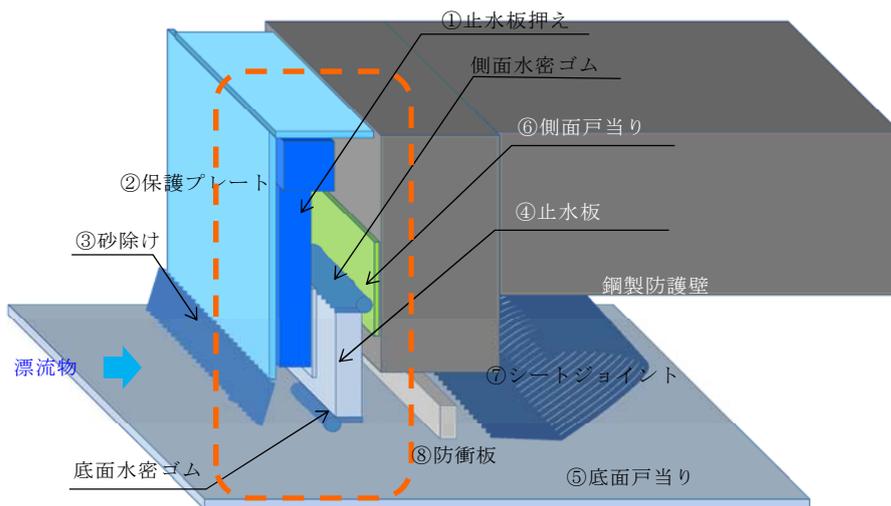
- ・ 寸法：港湾などの長い距離に対応
- ・ 材質：ステンレス鋼

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

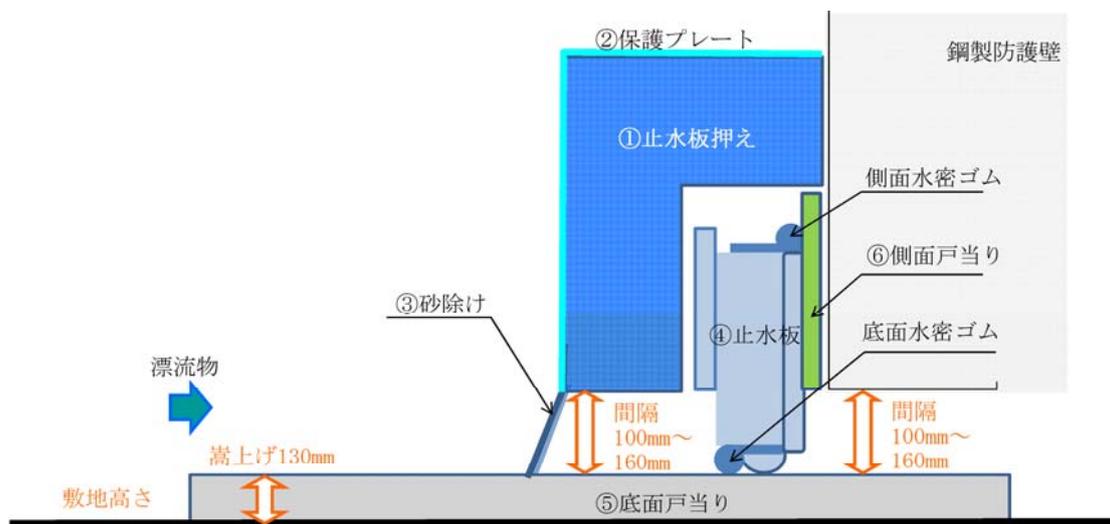
第 1-69 図 採用実績の例 (2/2)

(k) 止水機構の損傷モードにおける設計方針について

鋼製防護壁の止水機構の鋼製部材における損傷モードについて整理するとともに、損傷モードに対する設計方針を整理した結果を第1-22表、鋼製防護壁の概要及び各構成部品の概要を第1-70図に示す。



鋼製防護壁の概要



第1-70図 鋼製防護壁の概要と各構成部品の概要

第 1-22 表 止水機構の構成部材の損傷モードに対する設計方針 (1/3)

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

第 1-22 表 止水機構の構成部材の損傷モードにおける設計方針 (2/3)

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

第 1-22 表 止水機構の構成部材の損傷モードにおける設計方針 (3/3)

構成部材の設計		損傷要因		設計方針		信頼性向上のための設計 (詳細設計)
構成部材	応力等の状態	損傷モード	上段 (◆印) : 地震時 下段 (●印) : 津波時	上段 (◇印) : 地震時 下段 (○印) : 津波時	信頼性向上のための設計 (詳細設計)	
底面水密ゴム 側面水密ゴム	応力、接触面圧、変形量	有意な漏えいに至る変形、引張り	◆④止水板の挙動により水密ゴムが損傷し、水密性を喪失するおそれがある。 ◆水密ゴムの著しい摩耗	◇構造部設計 水密ゴムにライニングを施し、摩擦抵抗を低減させ、追従性を高める。 ◇摩耗試験 実機に近い環境条件にて、約20年相当の摩耗試験を実施し、ライニングの耐久性を確認する。 ◇二次元的解析 動的解析を実施し、水密ゴム (側面・底面) の挙動について確認する。	◇構造部設計 水密ゴムが想定外の事象により、損傷した場合の敷地内への漏水量評価を実施し、影響のないことを確認する。 ・維持管理として、外観点検 (摩耗の有無等) 及び定期的な硬度測定によるトレンド管理を実施し、水密ゴムの摩耗や劣化の兆候について傾向を管理する。	止水機構の多重化等を検討する。
			●①止水板押えの間隙部 (100mm～160mm) より漂流物が侵入し、水密ゴムに衝突する。 ●劣化、摩耗、損傷、異物噛み込みなどによる止水性能の喪失	○構造部設計 ・①止水板押えの間隙部 (100mm～160mm) から、大型の漂流物が入らないよう設計している。 ・漏水評価 水密ゴムが想定外の事象により、損傷した場合の敷地内への漏水量評価を実施し、影響のないことを確認する。 ・維持管理として、外観点検 (摩耗の有無等) 及び定期的な硬度測定によるトレンド管理を実施し、水密ゴムの摩耗や劣化の兆候について傾向を管理する。	○構造部設計 ・①止水板押えの間隙部 (100mm～160mm) から、大型の漂流物が入らないよう設計している。 ・漏水評価 水密ゴムが想定外の事象により、損傷した場合の敷地内への漏水量評価を実施し、影響のないことを確認する。 ・維持管理として、外観点検 (摩耗の有無等) 及び定期的な硬度測定によるトレンド管理を実施し、水密ゴムの摩耗や劣化の兆候について傾向を管理する。	止水機構の多重化等を検討する。

(1) 止水機構に対する漂流物による影響評価について

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

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

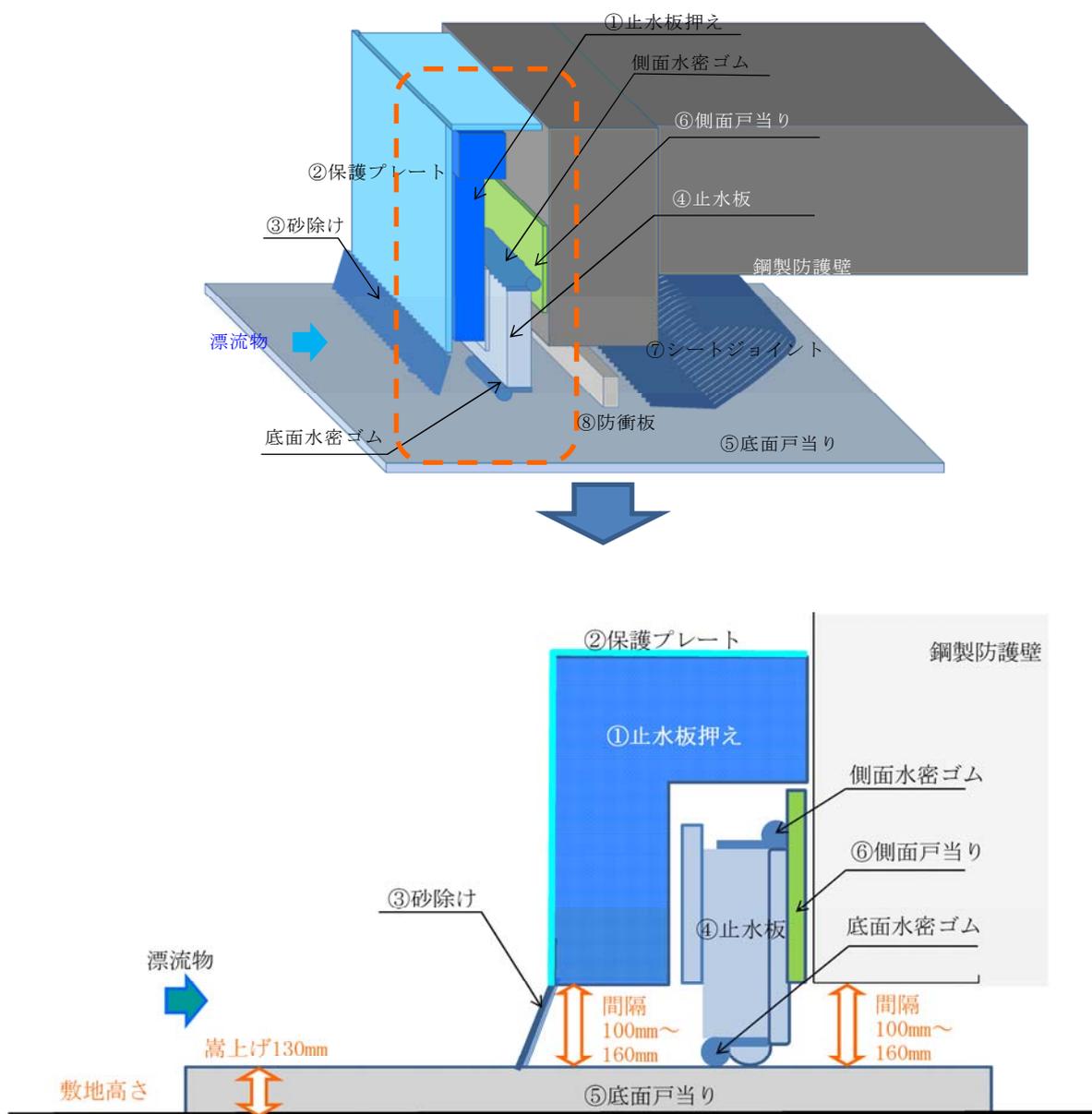
「①止水板押え」、「②保護プレート」と「⑤底面戸当り」の間を通過した止水板に到達できる漂流物の寸法は、約 100mm～160mm のもので砂、礫、小型植生（枝葉、樹皮）、その他小物の異物であるが、地盤から「⑤底部戸当り」を約 130mm 嵩上げするとともに、止水板前面に「③砂除け」を設置することにより、軽量・小型の異物混入を防止する設計であるため、基本的には通過しない構造である。第 1-23 表に止水機構の漂流物等からの防護機能の分類及び第 1-71 図に止水機構の構成部品の寸法を示す。

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

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

第 1-23 表 止水機構の漂流物等からの防護機能の分類

構造部材	機能・用途	防護されるもの	通過の可能性が高いもの
①止水板押え及び ②保護プレート ～ ⑤底面戸当りの隙間 (100mm～160mm)	重量物・大型の漂流物からの止水板の防護及び止水板への漂流物等の到達防止	船舶, タンク, サイロ, ボンベ類, 資機材類, 建物外装板 カーテウォール, 大型植生 (幹・枝) など	砂, 礫, 小型植生 (枝葉, 樹皮), その他小物の異物
③砂除けの設置 ⑤底面戸当りの嵩上げ (130mm)	軽量・小型の漂流物及び異物の止水板への到達防止	砂, 礫, 小型植生 (枝葉, 樹皮), その他小物の異物	基本的に通過しない



第 1-71 図 止水機構の構成部材の寸法

(m) 止水板に対する小型漂流物の衝突荷重の評価

<目的>

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

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

第1-72図に小型漂流物の流入経路を示す。

<小型漂流物の衝突荷重の評価>

a. 止水板まで通過の可能性が高いもの

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

b. 小型植生の衝突荷重の想定

東海発電所北側の植生調査(H28年度)より地震後の漂流物を想定し160mm以下の間隔の植生とした。

- ・平均直径：0.12m ・平均樹高：12m
- ・重量の算定式(建築空間の緑化手法1988より)

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

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

d=目通直径 0.12m (平均直径)

H=樹高 12m (8m+成長分4m)

k=樹幹形状係数(概算の場合0.5)

w=樹幹の単位体積重量(1100kg/m³)

p=枝葉の多少による割合(1.2)

- ・小型植生の衝突荷重の算定（道路橋示方書）

$$P=0.1 \cdot W \cdot V$$
$$=0.1 \times 90 \times 9.8 \times 10 = 0.89 \text{ kN}$$

P : 衝突荷重 (kN)

W : 漂流物の重量 (kg)

V : 流速 (m/s)

c. 石の衝突荷重の想定

①止水板押えと⑤底面戸当りの隙間が 0.16m であるため、石の大きさを 0.16m×0.16m×0.16m（仮定）とした。

- ・石の衝突荷重の算定

衝突荷重の算定に当たっては、飛来物の衝突評価の式を参考に用いた。

$$F = m v^2 / L = 7.7 \text{ kN}$$

m : 評価対象物の質量 (kg/m³)

(単位体積当たりの密度 (kg/m³) として

建築物荷重指針 花崗岩 (みかげ石) 3×10³ kg/m³ より)

v : 流速 (m/s) 10 (取水口前面)

L : 各辺の長さ (m) 0.16

(参考) 道路橋示方書の場合 : 0.12kN

d. 止水板の衝突荷重の評価

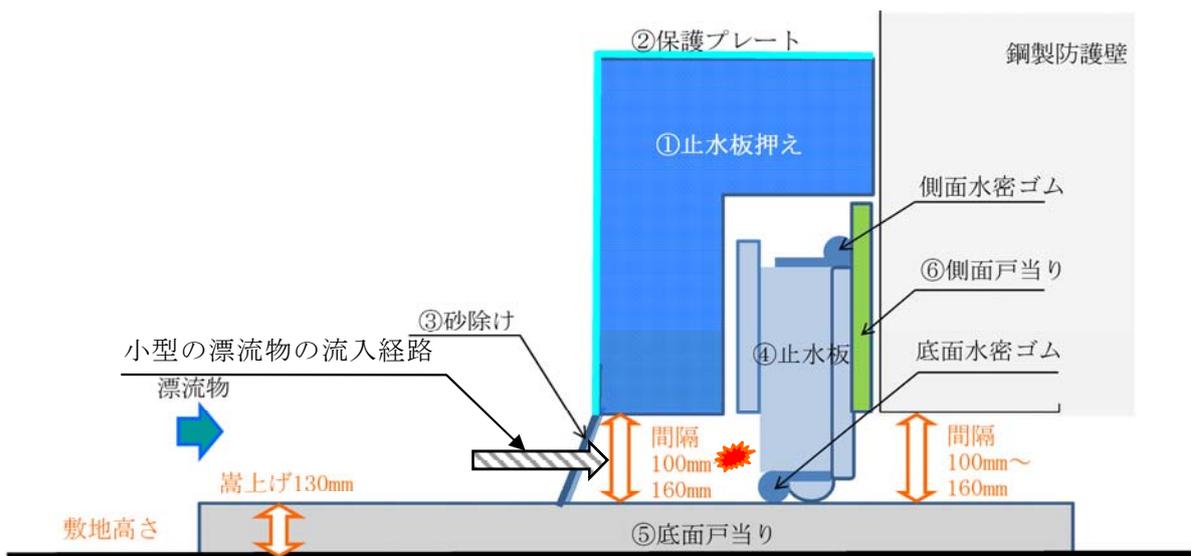
○止水板の許容限界は 240kN

・許容限界 : 短期許容応力度×1.5 倍

・許容応力 : 240kN

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

○なお、止水板は厚さ 150mm のステンレス鋼で重量が約 930kg (評価時の
寸法と重量) であることから、想定した石の寸法が増加しても、許容応
力に十分な余裕があるため問題ない。



第 1-72 図 小型漂流物の流入経路

<参考> 石の衝突荷重に用いた飛来物の衝突評価式の妥当性について

石の衝突荷重算定に用いた $F = m v^2 / L$ の式について変換すると

$$F = m v / (L / v) \text{ になる。}$$

分母は時間の次元を有することから、衝突荷重算定における物理的な考え方としては、運動量を接触時間で割ることにより荷重を求める式になる。

そのため、評価に用いた接触時間 t_{c1} は、

$$\begin{aligned} t_{c1} &= L / v \\ &= 0.16 / 10 \\ &= 0.016 \text{ s} \end{aligned}$$

となる。

一方、止水板は鋼製防護壁及び止水板押えのいずれにも固定されていない構造であることを考えると、その固有周期は概ね柔構造物（耐震設計上）の域にあるものと考えられる。そのため、止水板が一般に剛構造の目安として用いられる 20Hz の固有振動数 λ を有し、固有周期 T の 1/4 の間石と接触したものと仮定すると、この時の接触時間 t_{c2} は、

$$\begin{aligned} t_{c2} &= T / 4 \\ &= (1 / \lambda) / 4 \\ &= (1 / 20) / 4 \\ &= 0.0125 \text{ s} \end{aligned}$$

となり、 t_{c1} と同程度となる。

上述のとおり、止水板は柔構造域にあり石の接触時間は t_{c2} (0.0125s) より長くなると考えられることから、今回の評価式で用いた時間の推定式 (L / v) により得られた接触時間 t_{c1} (0.016s) は、健全性の評価としては十分に保守側と考えられる。

(n) 水密ゴムの摩耗試験について

<目的>

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

<試験条件>

a. 加振条件

加振試験装置により、以下に示す水密ゴムの供用後約20年相当の移動量を想定し加振する。

① 温度変化による移動（道路橋示方書に準拠）

・温度変化：1サイクル/日×365日×20年＝7300回

② 地震加振による移動

・震度3以上震度4まで：41回^{*}/年×（20年/5年）

＝164回＋30（裕度）＝194回

※：気象庁HPより 東海村実績2010.1～2015/1まで41回）

・地震の継続時間 50秒 × 194回 ＝9700秒

③ 大規模地震加振による移動（S_s相当，余震＋津波荷重）

・最大加速度× 1.5倍で加振

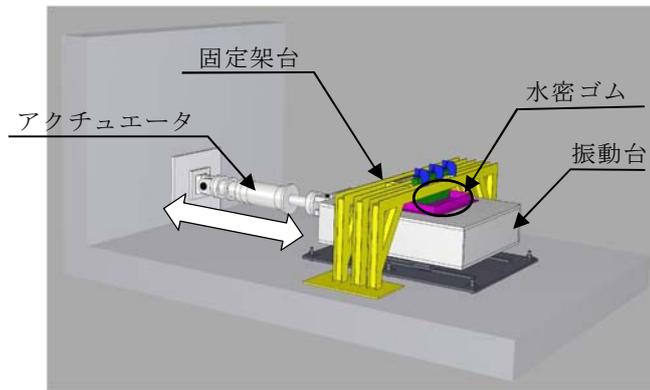
b. 環境条件

水密ゴム設置箇所環境条件を考慮して、砂をかみこませた状態で加振する。また、津波と余震の重畳を考慮して、水圧に相当する荷重を固定治具により加えた状態で加振する。第1-73図に水密ゴム摩耗試験装置の概要、第1-74図に水密ゴム摩耗試験の概要を示す。

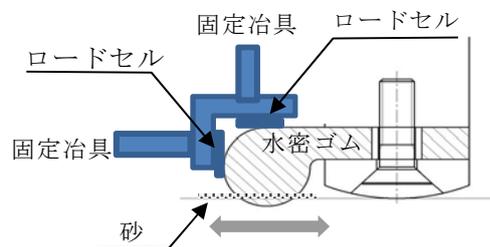
① 砂噛込み : 現地砂を使用

② 水圧を考慮 : 0.17MPa*

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



第 1-73 図 摩耗試験装置の概要

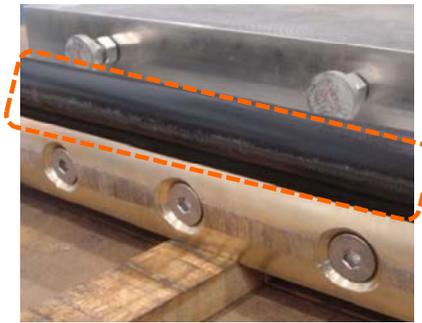


第 1-74 図 水密ゴム摩耗試験概要
(余震時+津波荷重時)

<試験結果>

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

このため、ライニングの初期厚さ0.5mmに対して、摩耗試験後においても0.14mmライニングが残存しており、水密性の確保及び摩擦係数は維持できる結果となった。第1-75図に摩耗試験後の水密ゴムを示す。



第 1-75 図 摩耗試験後の水密ゴム

【2次止水機構】

(a) 設計条件

設計条件は以下のとおり。

- ・ 津波荷重：基準津波
- ・ 地震荷重：基準地震動 S_s
- ・ 止水機構の許容可動範囲：海側700mm，陸側500mm，上下±60mm
- ・ 適用規格：

道路橋示方書・同解説Ⅱ鉄鋼編（日本道路協会）（平成24年）

水門鉄管技術基準（電力土木技術協会）（平成28年）

ダム・堰施設技術基準（案）（国土交通省）（平成28年）

(b) 止水機構の設置目的

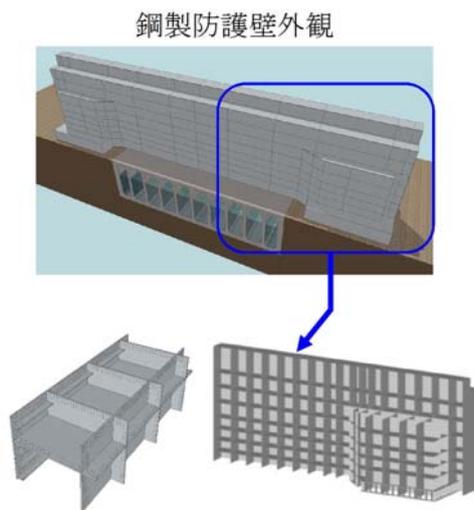
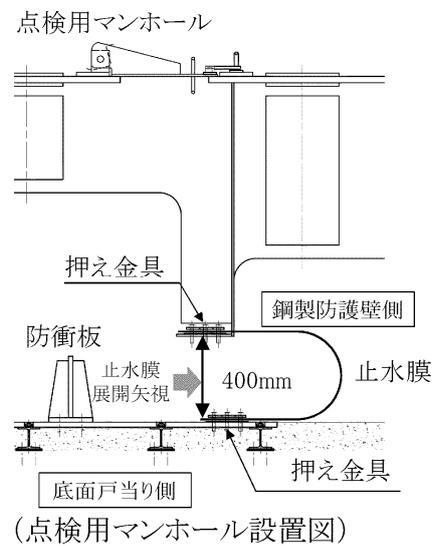
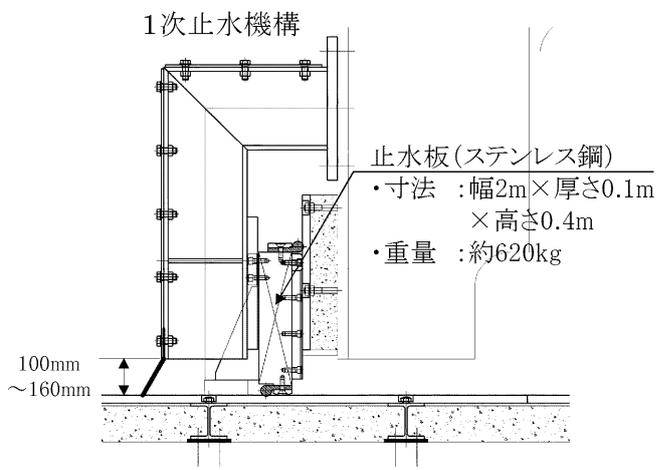
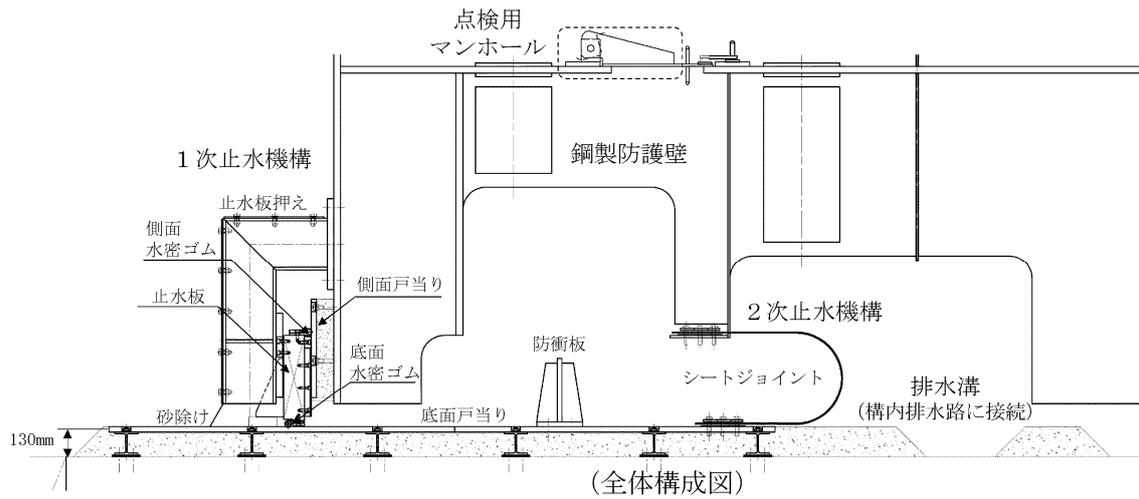
1次止水機構の損傷又は保守に伴う一時的な機能喪失時においても、津波に対する防護機能が維持できるよう、1次止水に加えて、2次止水機構を設置する。

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

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

(c) 2次止水機構の設計方針（第1-76図参照）

- a. 2次止水機構の追加設置に当たっては、共通要因故障（止水板の追従性不良等）による同時機能喪が生じないように多様性を図ることとし、1次止水機構の構造と異なるシートジョイントによる構造を採用する。
- b. シートジョイントについては、想定する津波荷重に対して十分な耐性を有するものを採用するが、1次止水機構の取り外し時に津波の襲来を想定すると、漂流物が2次止水機構に到達する可能性があることから、2次止水機構前面に防衝板を設置し、漂流物による損傷を防止する設計とする。
- c. さらに、2次止水機構の後段には、2次止水機構からの漏水の可能性を考慮し、漏水を収集・排水可能な排水溝を設置する設計とする。排水は、構内排水路の防潮堤内側の集水桁に収集し、構内排水路逆流防止設備を通して排水する。
- d. また、2次止水機構及び防衝板の点検・保守を考慮して、鋼殻内に点検用マンホールを設置し、アクセス可能な設計とする。
- f. これら対策により、基準津波の遡上波の重要な安全機能を有する海水ポンプが設置されたエリアへの到達、流入防止を確実なものとする。



(内部鋼殻構造イメージ)

第 1-76 図 止水機構の全体構造概要

(d) 止水機構の主な損傷・機能喪失モードの整理

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

第1-24表に1次止水機構に想定される主な損傷・機能喪失モードの抽出結果及び2次止水機構の構造選定検討結果を示す。

また、合せて、第1-25表に2次止水機構の多重性・多様性のメリット・デメリットについて整理した。

(e) 止水機構の防護区分の整理

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

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

第1-26表に止水機能等の津波に対する防護区分の検討結果を示す。

(f) 2次止水機構の部材について

2次止水機構の止水部材は、シートジョイントを使用する。以下にシートジョイントについての仕様を示す。

a. シートジョイントについて

シートジョイントについては、東海第二発電所の防潮堤に設置するものと同等の仕様で、他プラントにおいても使用実績がある。

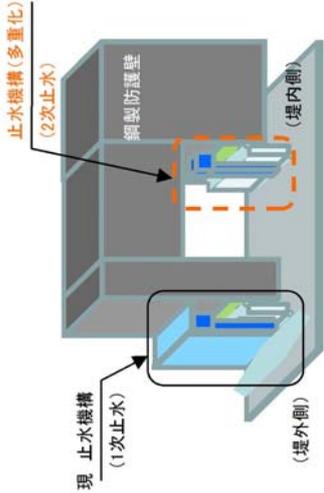
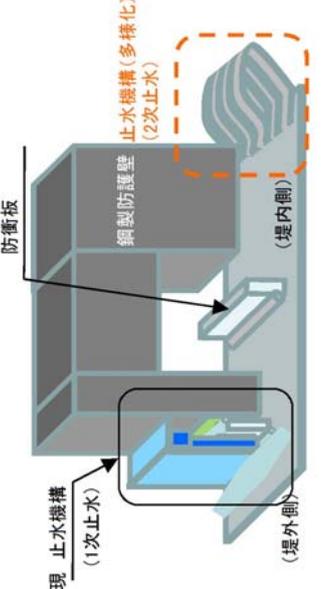
防潮堤への用途として、シートジョイントは、地震時やその他の津波や余震によって生じる構造物間の相対変位に対して止水性を確保するため伸縮性を有するものとして採用されている。

第 1-24 表 1 次止水機構に想定される主な損傷・機能喪失モードの抽出結果及び 2 次止水機構の構造選定検討結果

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

※実証試験による確認が未完のため抽出

第 1-25 表 2 次止水機構の多重性・多様性のメリット・デメリット

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

第 1-26 表 止水機能等の津波に対する防護区分の検討結果

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

【補足】可基 準規則 別記 3

○設置 3 五 ⑥ 津波防護施設の外側の発電所敷地内及び近傍において建物・構築物及び設置物等が破損，倒壊及び漂流する可能性がある場合は，防潮堤等の津波防護施設及び耐津波設計方針に係る審査ガイド II 5.4.2 漂流物による波及的影響の検討結果，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・構築物等が破損，倒壊，漂流する可能性について検討すること。

○基 準津波及び耐津波設計方針における要求事項等【津波防護施設・設備への影響防止措置を施すこと】
上記の検討の結果，津波防護施設・設備への影響防止措置を施すこと。

○耐 津波設計方針に係る工設審査ガイド (2) ②漂流防止装置，影響防止装置は，津波による波力，漂流物の衝突による荷重との組合せを適切に考慮して設計する方針であること。

【確認内容】(1) ② a) タンク，船舶等の重量物が漂流物として特定されている場合，当該重量物が漂流しないよう固定する等，漂流防止装置を設置，又は，津波防護施設，浸水防止設備に対して，漂流物が衝突しないよう防護柵，防護壁等の影響防止装置を設置。

【確認内容】(1) ② b) タンク，船舶等の重量物が漂流物として特定されている場合，当該重量物が漂流しないよう固定する等，漂流防止装置を設置，又は，津波防護施設，浸水防止設備に対して，漂流物が衝突しないよう防護柵，防護壁等の影響防止装置を設置。

【止水機構の実規模大実証試験】

a. 止水機構の実証試験の目的

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

b. 実証試験装置の概要

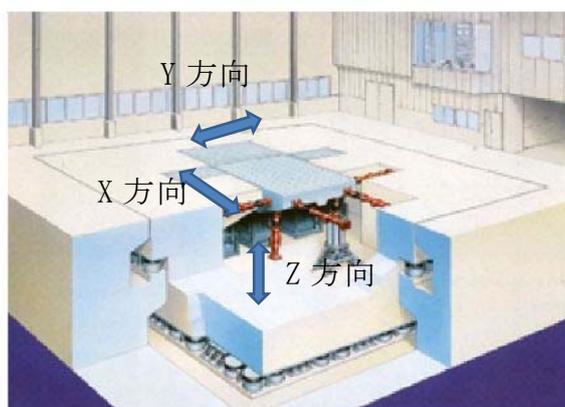
<加振装置>

大型 3 軸加振台（場所：茨城県つくば市 第 1-77 図参照）

装置仕様：第 1-27 表のとおり。

第 1-27 表 大型 3 軸加振台基本仕様

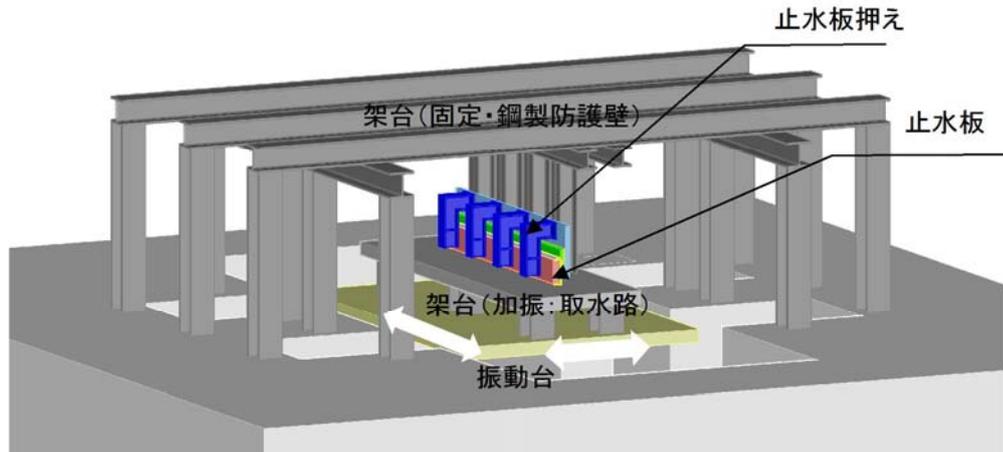
項目		基本仕様		
加速度自由度		3 軸 6 自由度		
最大積載質量		80tf		
テーブル寸法		6m×4m		
定格値	方向	X 方向 (水平)	Y 方向 (水平)	Z 方向 (鉛直)
	最大変位	±300mm	±150mm	±100mm
	最大加速度	1G	3G	1G



第 1-77 図 大型 3 軸加振台鳥瞰図

<試験装置> (第 1-78 図参照)

- ・ 供試体：実機と同仕様の実規模サイズの供試体を製作
- ・ 模擬範囲：止水板 2 枚（各 2m）を連結



第 1-78 図 試験装置 (参考)
※試験計画の検討により変更の可能性あり

<試験条件>

- ・ 地震動：基準地震動 S_s による鋼製防護壁の応答による加速度（水平・鉛直加速度を同時入力）、相対変位を考慮。

<実証試験項目>

- ・ 止水板の地震時及び水圧を模擬した追従性
止水板の動作に異常（浮上りなど）がないことを確認する。
- ・ 水密ゴムの健全性
止水板による水密ゴムの噛み込み、摺動による亀裂・破損・摩耗等がないことを確認する。また、水密ゴムのライニングがない状態についても挙動を確認する。
- ・ 止水機構構成部材の健全性
試験を通じて構成部材に異常（変形、損傷など）がないことを確認する。

<実施時期及び説明時期>

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

c. 実規模試験後の確認試験

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

【止水機構の漏水量評価】

止水機構からの漏水量評価を以下の3ケースについて評価を実施した。
評価の結果、隣接する非常用海水ポンプの安全機能に影響を与える浸水深ではなかった。評価結果を第1-28表に示す。

<ケース1>

1次止水機構のみに期待するケース

<ケース2>

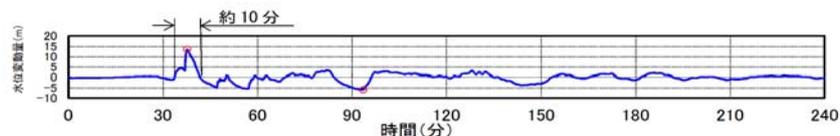
1次止水機構に加え、2次止水機構を設置した場合

<ケース3>

1次止水機構の止水板1枚の機能喪失+2次止水機構が喪失した場合
(想定を超えた損傷ケースによる評価)

<評価条件>

○継続時間 : 約10分 (取水口前面)



○許容高さ : T.P. 約+6.6m (海水ポンプ室壁高さ)

○浸水深エリア : 海水ポンプ室浸水深エリアを第1-79図に示す。



第1-79図 海水ポンプ室浸水深エリア

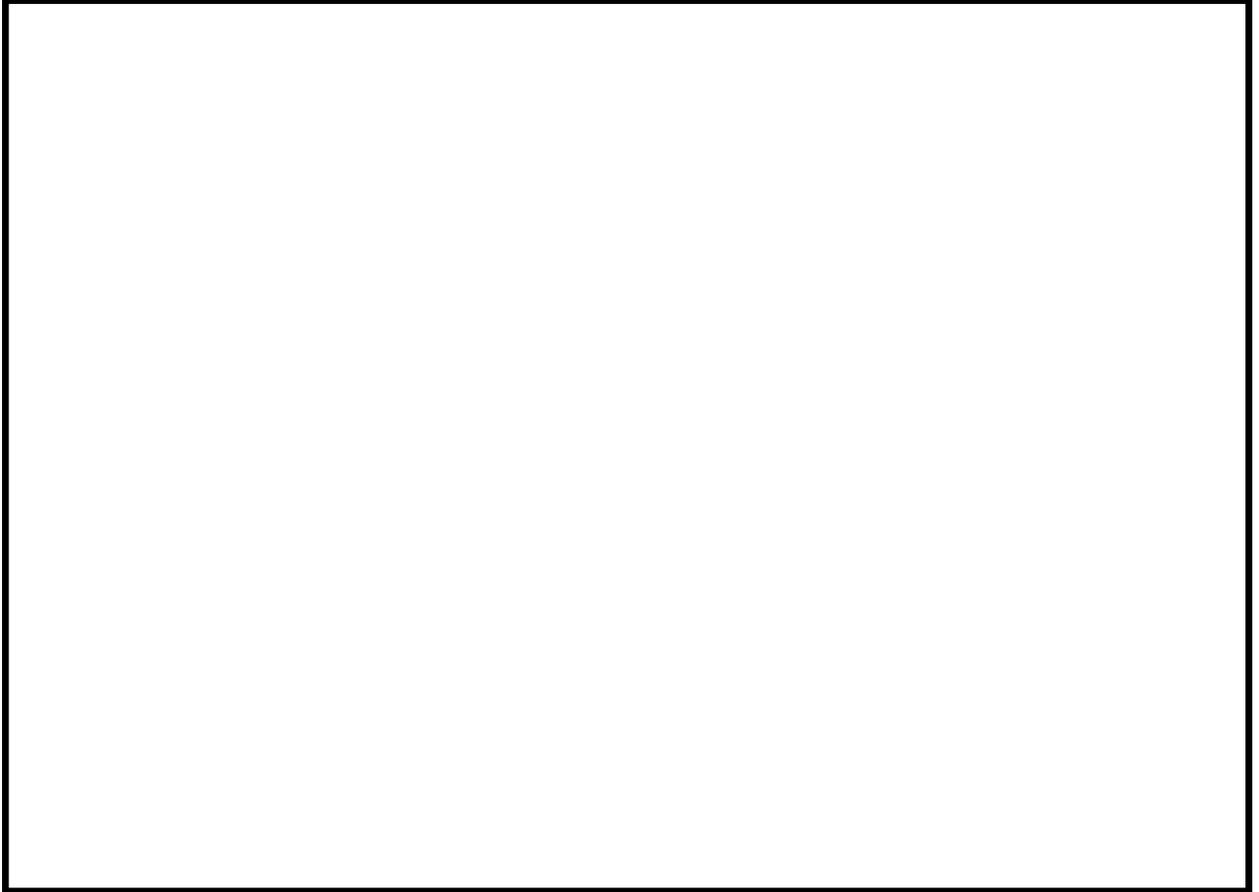
第1-28表 1次止水機構及び2次止水機構の漏水量評価結果

	<p>【ケース1】 1次止水機構のみに期待するケース (第520回審査会合時の説明内容)</p>	<p>【ケース2】 1次止水機構に加え、2次止水機構を設置した場合</p>	<p>【ケース3】 1次止水機構の止水板1枚の機能喪失＋ 2次止水機構のシートジョイントが喪失した場合</p>
<p>概要</p>	<p>1次止水機構の止水板1枚(2m)の機能が喪失した場合の浸水深を評価する。(開口部は止水板がない場合の隙間部(最大160mm)から評価した。)</p>	<p>ケース1にて止水板から漏水した水が2次止水機構で確保可能な評価する。</p>	<p>1次止水機構の止水板1枚(2m)の機能喪失＋ 2次止水機構のシートジョイントの喪失を想定した場合の浸水深を評価する。(開口部は止水板がない場合の鋼製防護壁と底面戸当りの隙間部(最大160mm)から評価した。)</p>
<p>説明図</p>			
<p>漏水量／ 浸水深</p>	<p>止水板1枚喪失時の漏水量 3726m³/10分、 浸水深 約1.6m (T.P.+3m盤より)</p>	<p>—</p>	<p>2次止水機構の止水膜が喪失した場合、1次止水機構からの漏水が、そのまま敷地内に浸水するため、漏水量及び浸水深はケース1に同じとなる。</p>

2. 施工実績

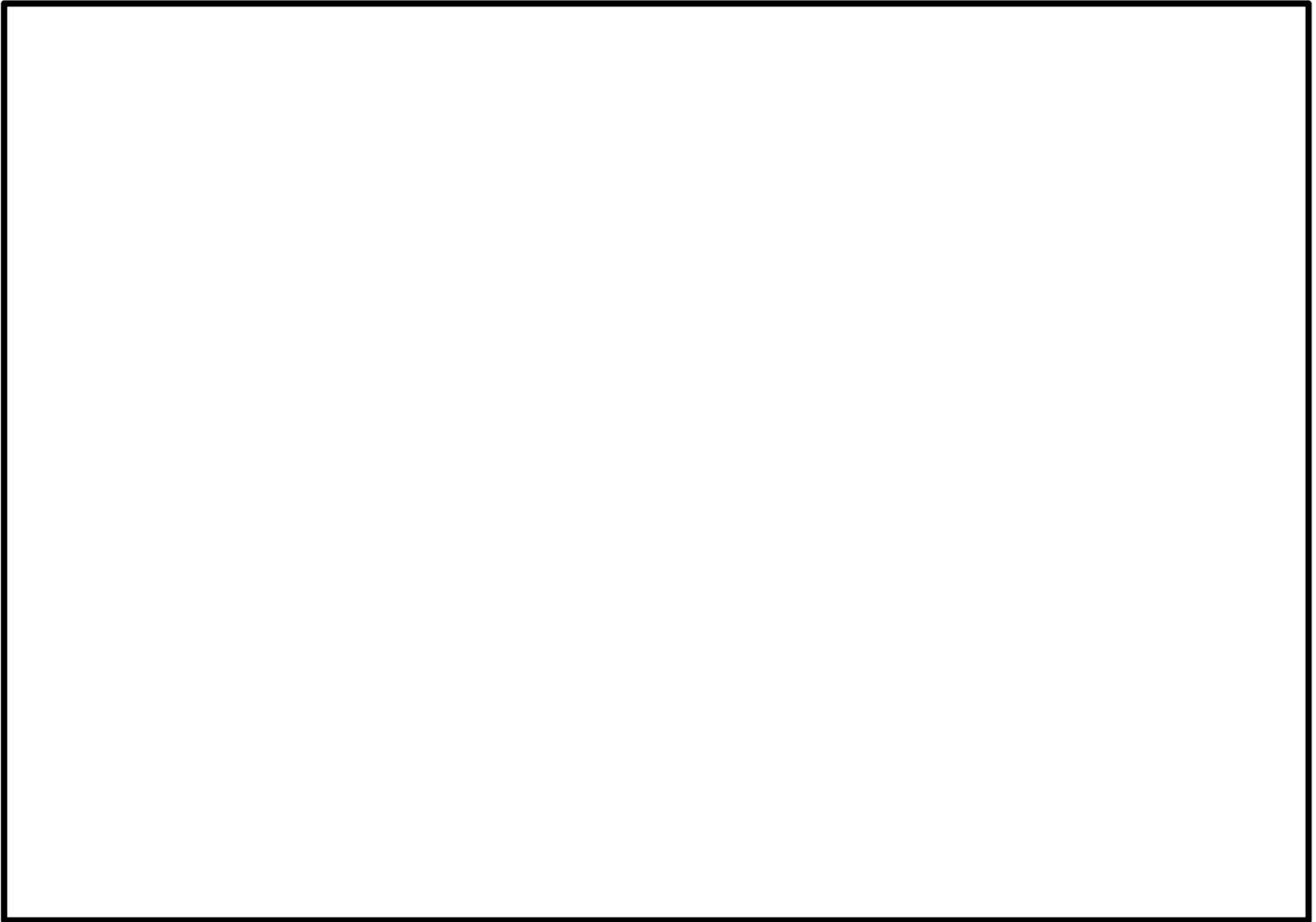
2.1 鋼製門型ラーメン構造

(1) 施工事例 1：鋼殻ブロックの施工事例（橋梁箱桁）

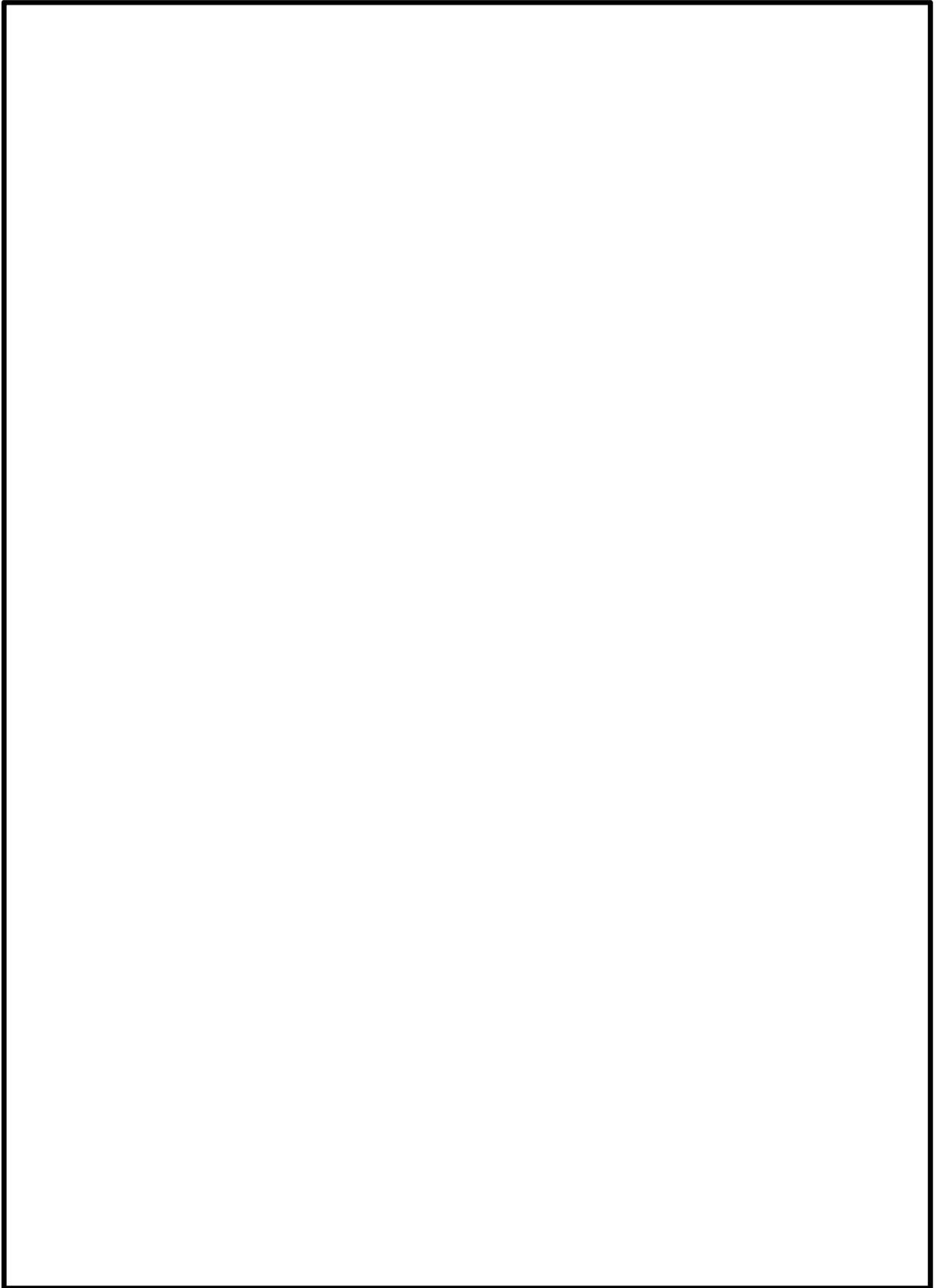


橋梁上部工の上下 2 段の鋼殻ブロックの施工事例

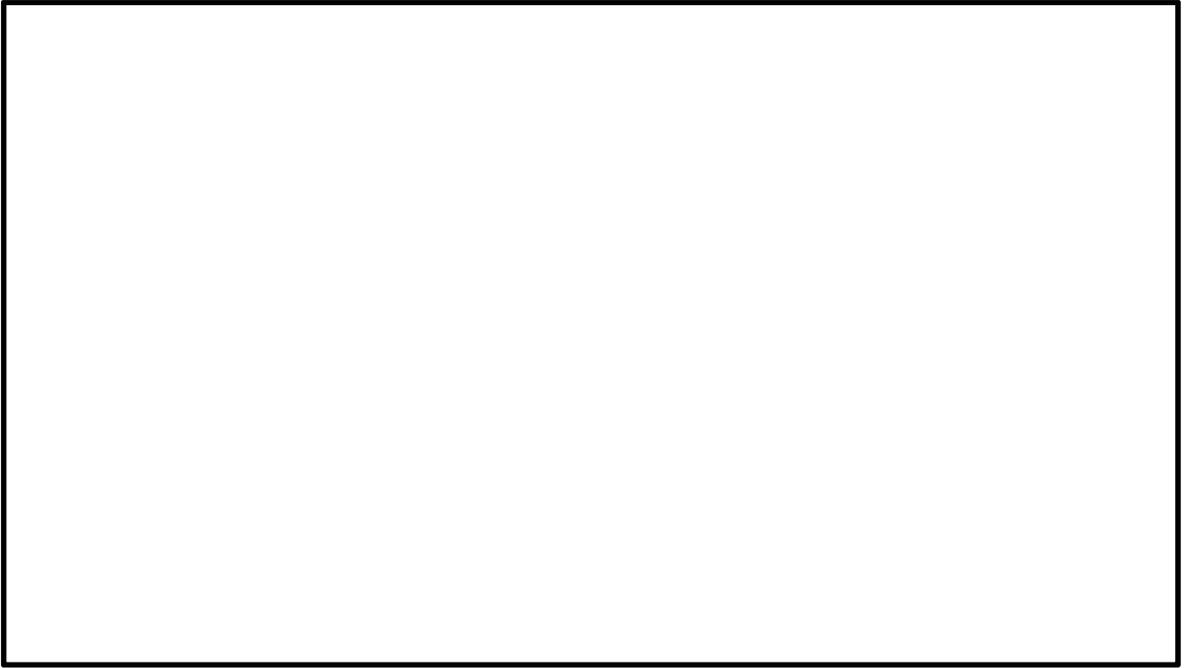
(2) 施工事例 2 : 国道工事 (国土交通省)



(3) 施工事例 3 : 高速道路工事 (高速道路株式会社)



2.2 直接定着式アンカーボルトの実績



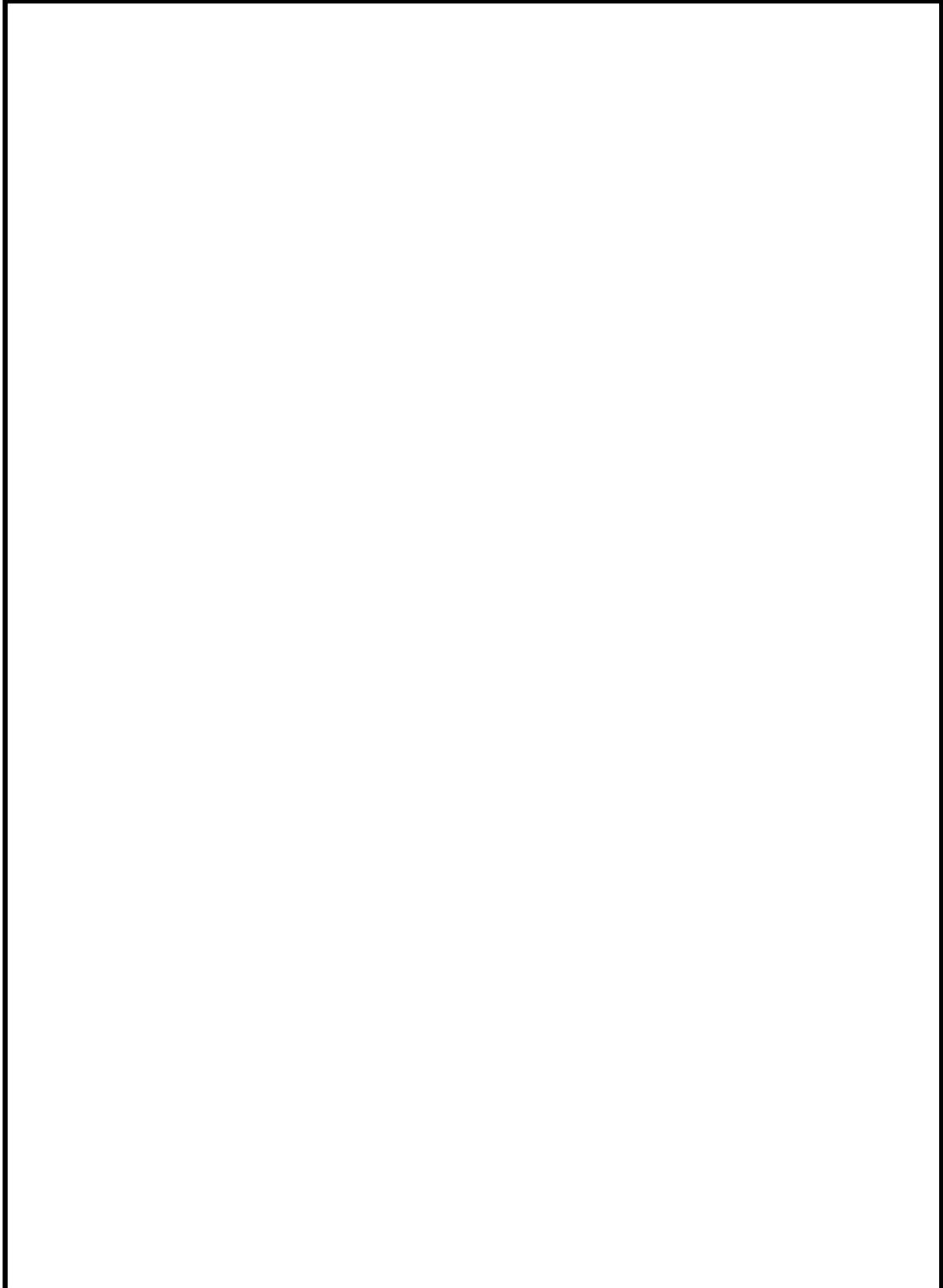
基礎の規模に対するアンカーボルト本数の比較

種別	アンカーボルト本数/ 基礎寸法	平面図
実績 A	24 本/ 3600mm×3300mm (1.85 本/m ²)	
実績 B	30 本/ 3800mm×3600mm (2.19 本/m ²)	
実績 C	22 本/ 3352mm×2800mm (2.34 本/m ²)	
今回設計	48 本/ 12000mm×12000mm (0.33 本/m ²)	

(1) 施工事例 1 : 国道工事 (国土交通省)

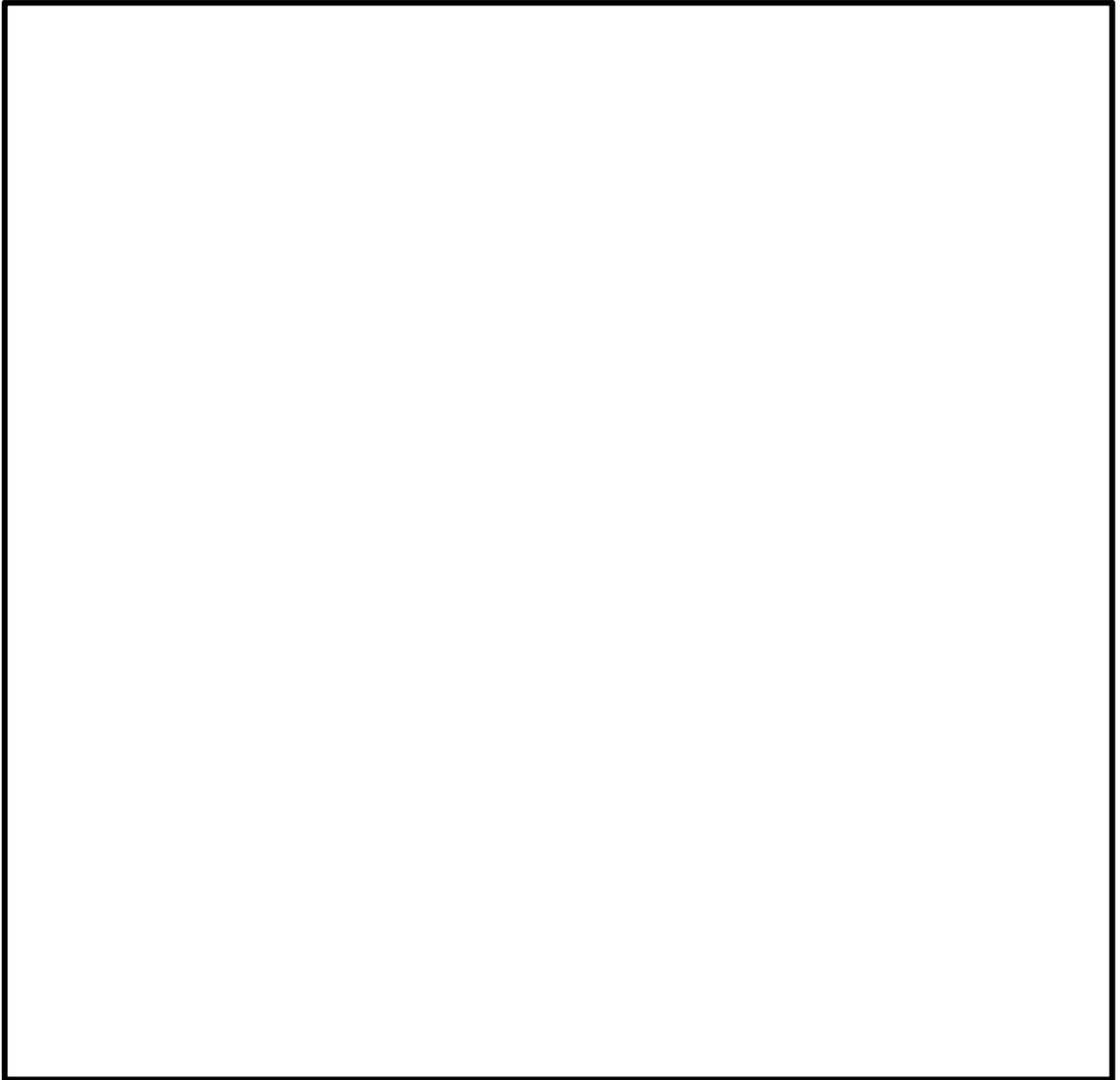
アンカーボルトの仕様 D170×L3, 960mm-56 本, D150×L3, 620mm-22

本, D130×3, 310mm-22 本



(2) 施工事例 2 : 臨港道工事 (国土交通省)

アンカーボルトの仕様 D150×4,300mm-40本



3. 地中連続壁基礎に関する設計基準類

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

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

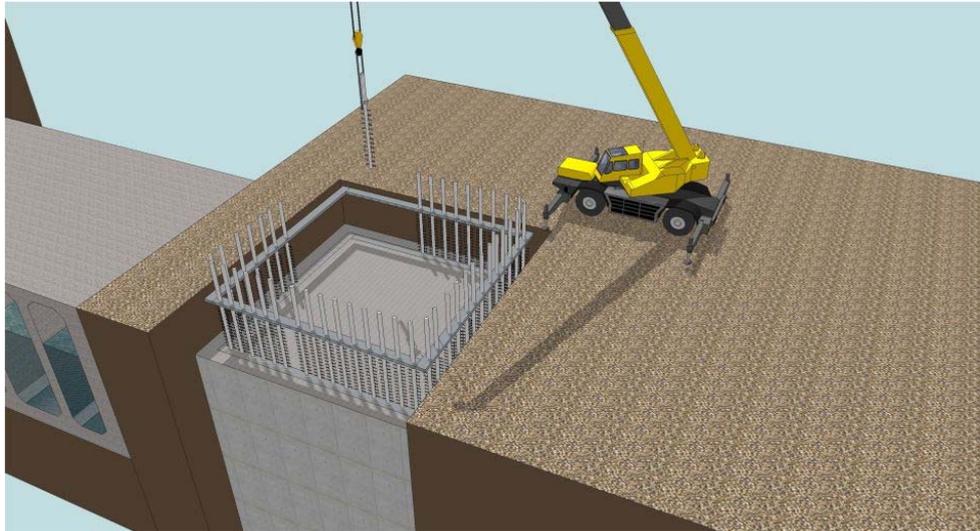
道路橋下部構造の技術基準として、各種基礎の設計手法等がとりまとめられており、橋梁下部構造以外の土木構造物の基礎においても、同基準を参考として計画・設計している。

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

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

4. 参考資料

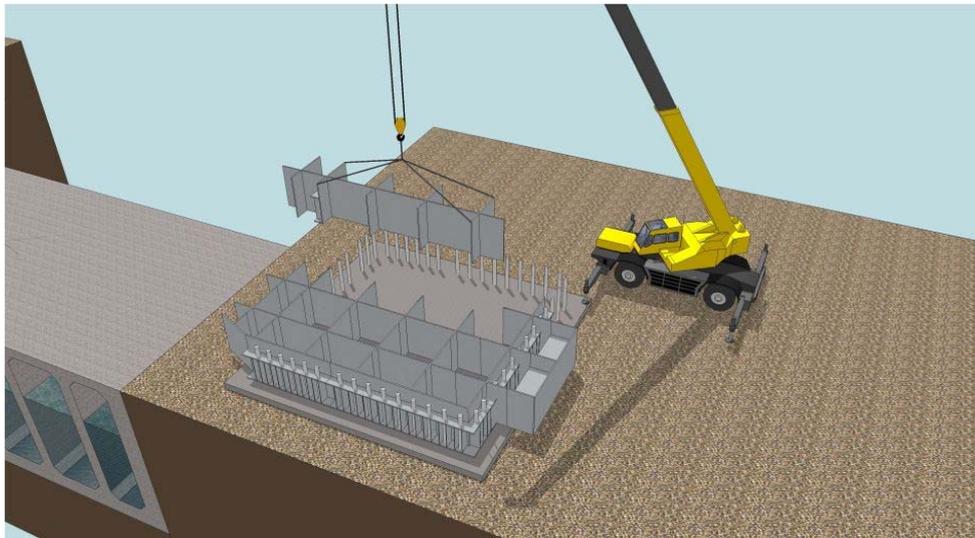
鋼製防護壁ブロック架設方法のステップ図を第 4-1 図～第 4-4 図に示す。



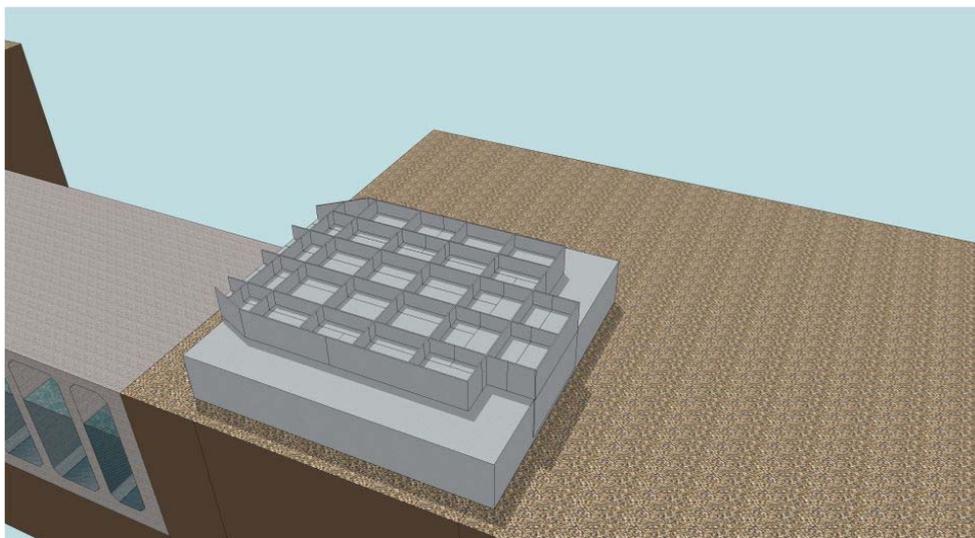
- 地中壁連続壁基礎上部にアンカーボルトを設置する。
- 所定位置に設置する必要があるため、基礎上部にはフレーム架台を設置し、据付精度を確保する。



第 4-1 図 Step. 1 アンカーボルトの設置

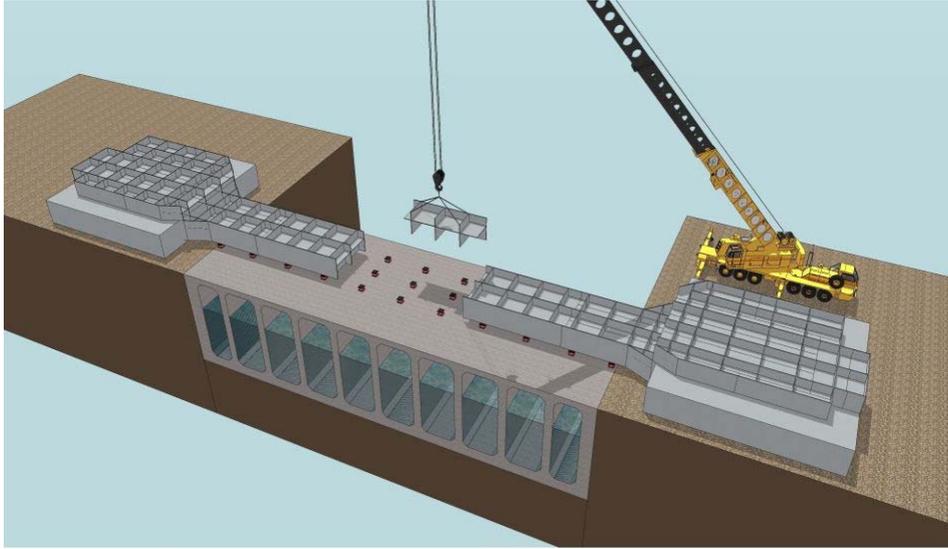


- 頂版部配筋及びコンクリート施工後に，1 段目及び2 段目の支柱部ブロックを架設する。

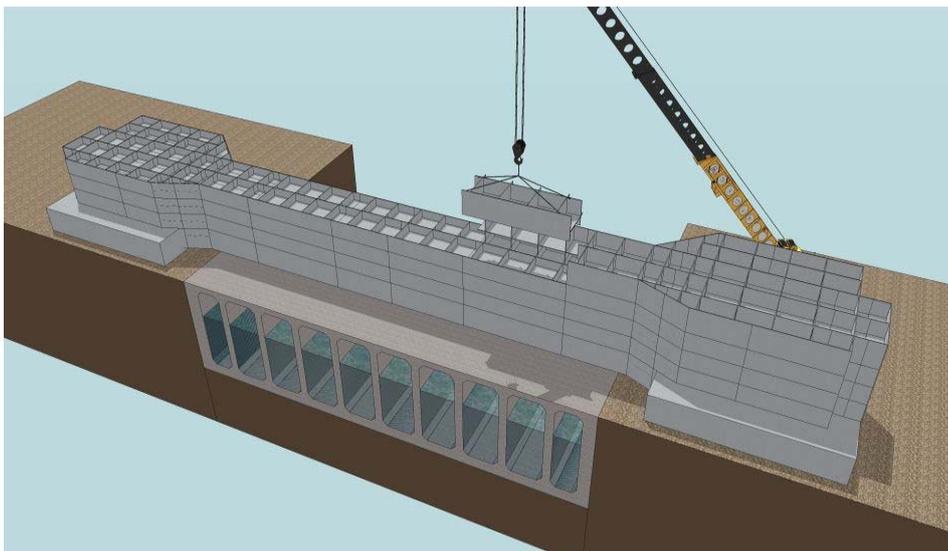


- 支柱部中詰鉄筋めコンクリートを施工する。

第 4-2 図 Step.2 支柱部ブロック設置・中詰鉄筋めコンクリート工

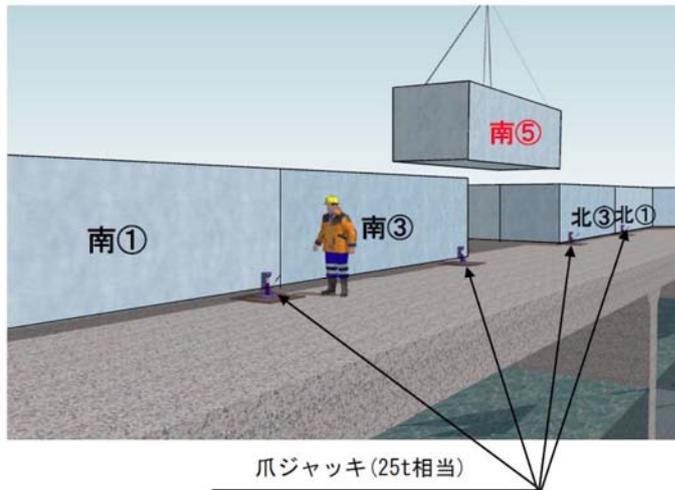


- 取水口隔壁上など上載荷重による影響を最小限にできる箇所にジャッキを配置し1段目の支間部ブロックを架設する。
- 架設時には、1段目死荷重によるたわみ量及び2段目以降の構造系の変化を考慮した逐次剛性と死荷重によるたわみ量をあらかじめ上げ越しする。
- 各段の架設完了後に全体の出来形・反りが所定の寸法内に収まるよう、事前に綿密な架設計画を立案しておく。

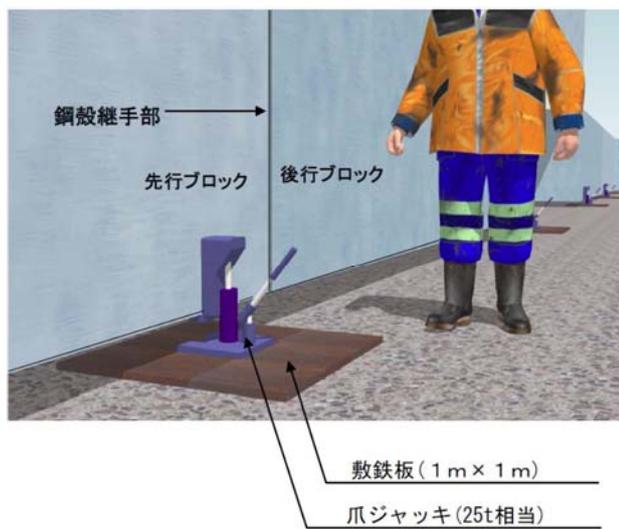


- 各層の架設完了後、支柱部・支間部に予め設けたポイントの座標を計測する。
- 管理値から逸脱した場合は、取水口隔壁上や連壁基礎上端など、必要な地耐力が確保できる箇所に反力受け構を設置し、ジャッキを用いて調整し管理値以内に納める。

第 4-3 図 Step. 3 ブロック架設工



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

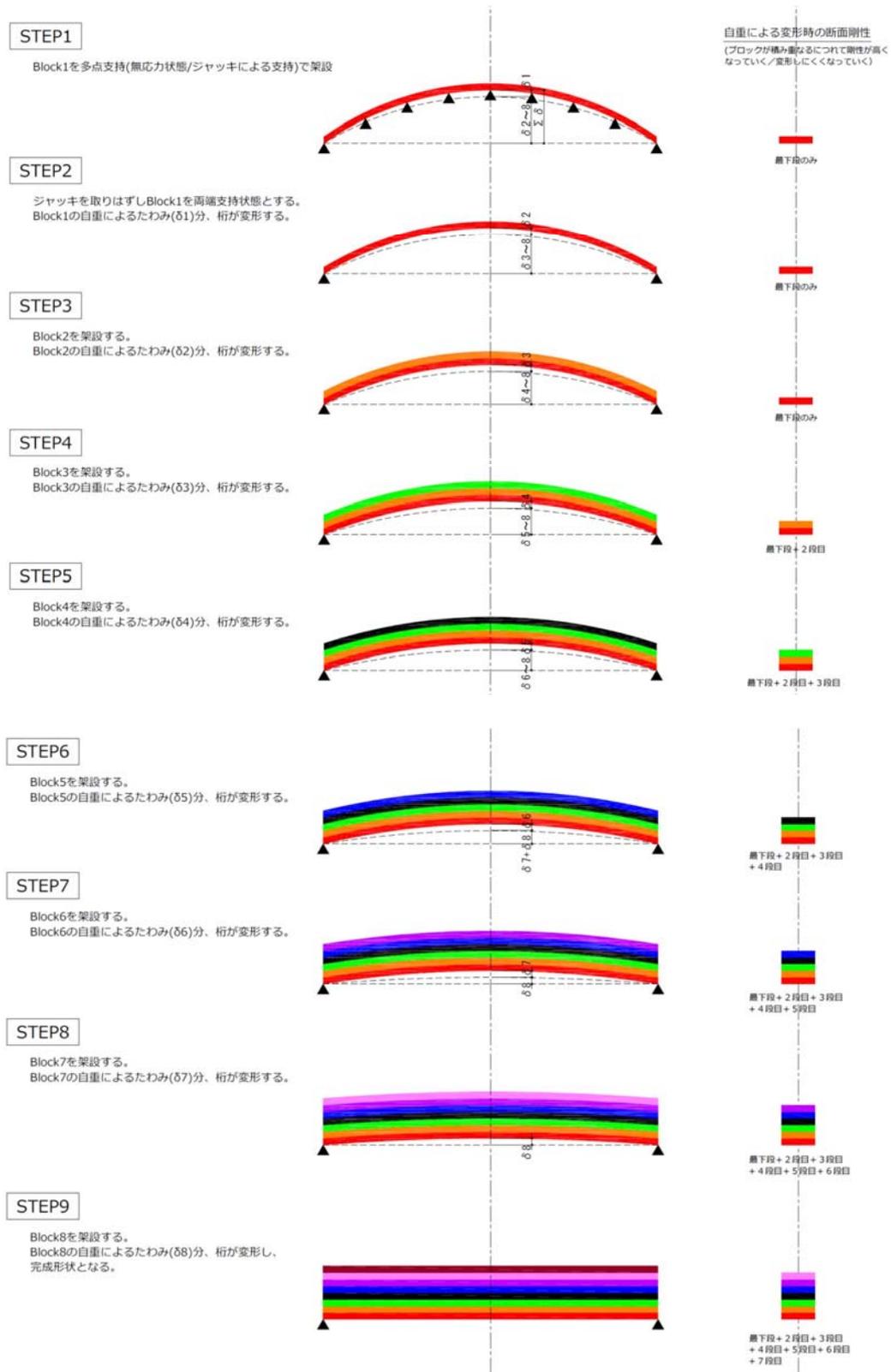


【油圧式爪ジャッキ】
株式会社タイキ



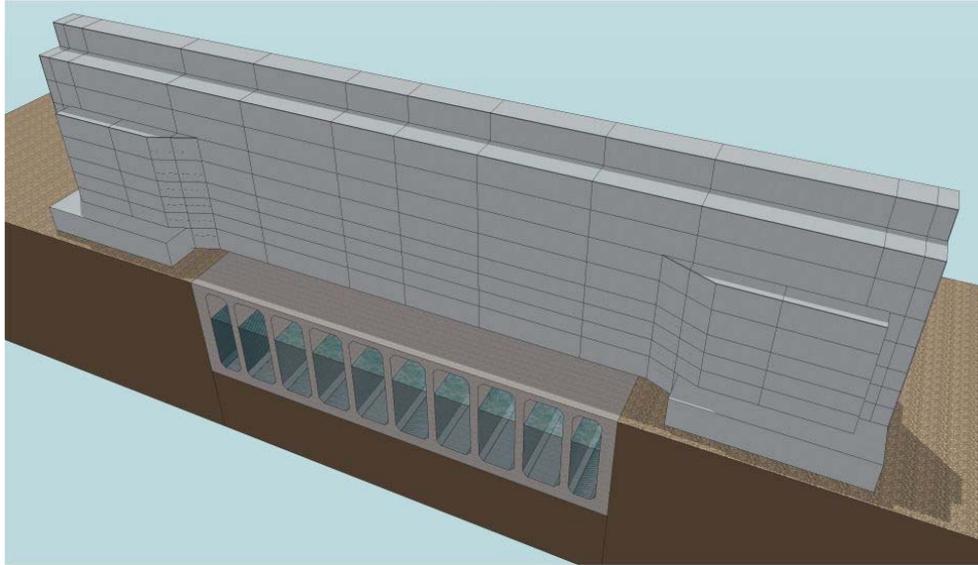
DH-25S-150
運搬キャリア付 25 ton

第 4-4 図 ジャッキによる仮受け状況 (イメージ)



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

第 4-5 図 上げ越し管理 (イメージ)



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

第 4-6 図 Step. 4 完成

解析コード (COM3) の概要

<p>項目</p>	<p>コード名 COM3</p>
<p>使用目的</p>	<p>鉄筋コンクリート構造物の3次元非線形動的／静的解析</p>
<p>開発機関</p>	<p>東京大学コンクリート研究室</p>
<p>開発時期</p>	<p>1980年～</p>
<p>使用したバージョン</p>	<p>Ver. 9.15</p>
<p>計算機コードの概要</p>	<p>COM3は、構造部材の材料非線形特性を考慮できる三次元FEM解析コードである。</p>
<p>検 証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)</p>	<p>【検証 (Verification)】 本解析コードの検証の内容は、以下のとおりである。 ・計算に用いる構成則のモデル化が適正であることは、鉄筋コンクリート版に関する載荷実験と応力～ひずみ関係を比較することで確認している*1。 ・本解析コードに新たに組み込んだバイリニア型の地盤バネは、応答変位とバネ反力の関係が設定した理論値と一致することを確認している。 ・鋼製防護壁と基礎を接続する直接定着方式のアンカーボルトは、引抜き時の引抜き特性が実験結果をとりまとめた論文*2の結果とCOM3を用いた解析結果が良く一致することを示した。</p> <p>【妥当性確認 (Validation)】 本計算機コードの検証の内容は、以下のとおりである。 ・鉄道施設や電力設備については、鉄筋コンクリート構造物の耐震性能や耐力評価に本解析コードが使用されており、十分な使用実績があるため、信頼性があると判断できる。 ・コンクリート基礎とアンカーボルトの定着に関しては後述する鋼製タワーの載荷実験*3,*4との比較により確認している。</p> <p>注記*1: Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H. : Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete, Spon Press, London, 2003. *2: 前野裕文, 後藤芳顕, 上條崇, 小林洋一: 鋼製橋脚に用いる実大付着型アンカーボルトの力学特性と定着部挙動の評価, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 1525 - 1533, 土木学会, 2000年04月 *3: 小松崎勇一, 篠崎裕生, 齋藤修一, 原田光男: 風車基礎ペDESTALの引抜きせん断耐力に関する実験的検討, 土木学会第63回年次学術講演会, pp. 1093-1094, 平成20年9月 *4: 齋藤修一, 小松崎勇一, 原田光男: 風車基礎ペDESTALの引抜きせん断耐力に関する解析的検討, 土木学会第63回年次学術講演会, pp. 1095-1096, 平成20年9月</p>

鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針について

目 次

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

2. 地中連続壁基礎に関する設計基準類
 - (1) 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（公益社団法人日本道路協会：平成24年3月）
 - (2) 地中連続壁基礎工法施工指針（案）（地中連続壁基礎協会：平成14年7月）

1. 鉄筋コンクリート防潮壁の要求機能と設計方針について

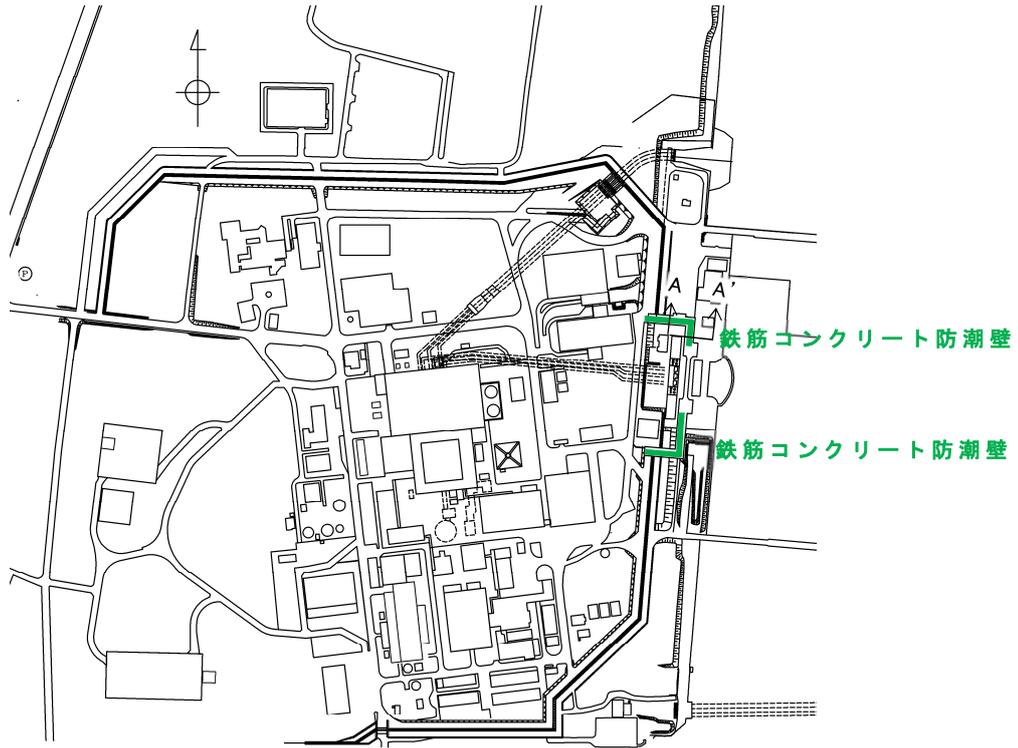
(1) 鉄筋コンクリート防潮壁に要求される機能

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

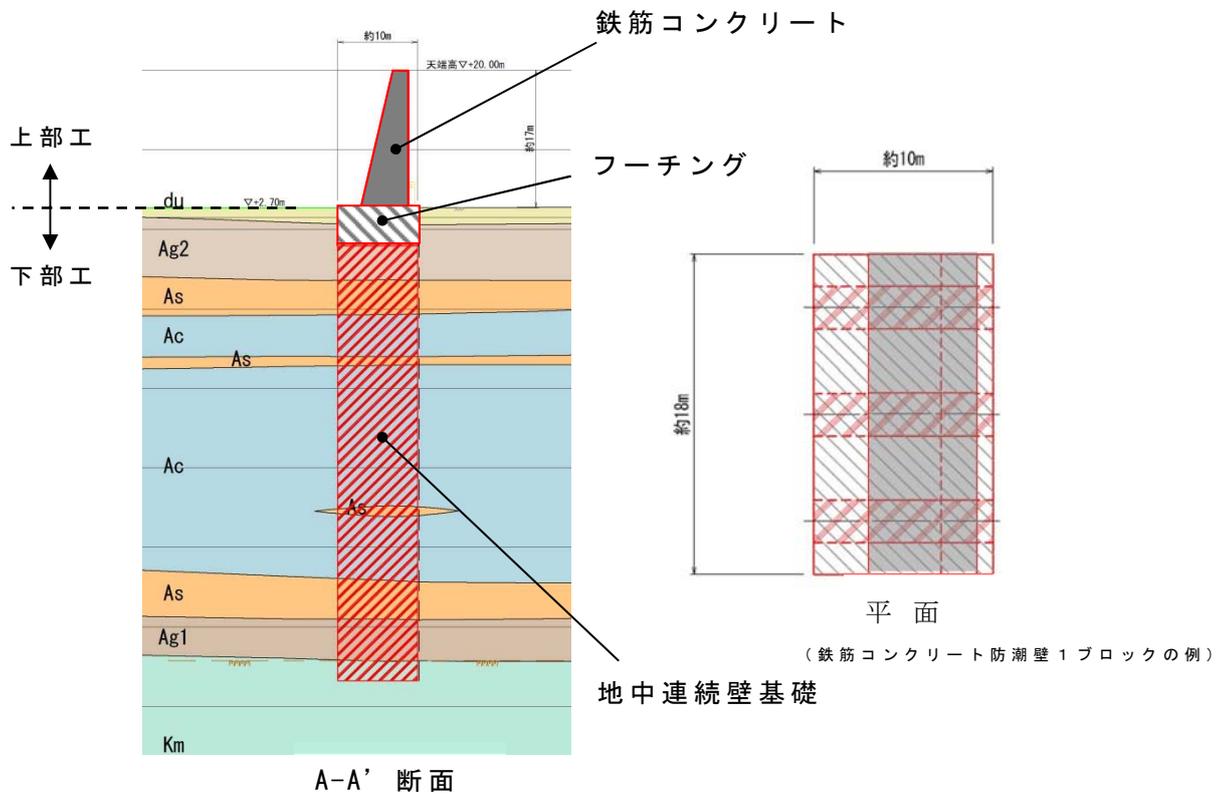
鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針について第 1-1 表に，鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位を第 1-3 図に示す。

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

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

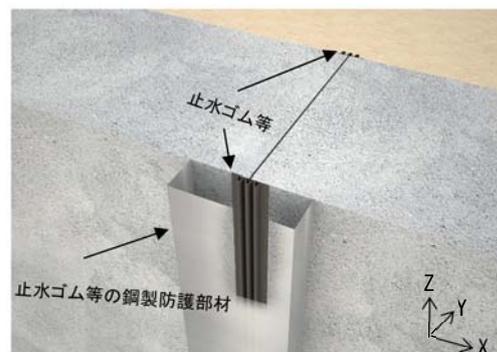
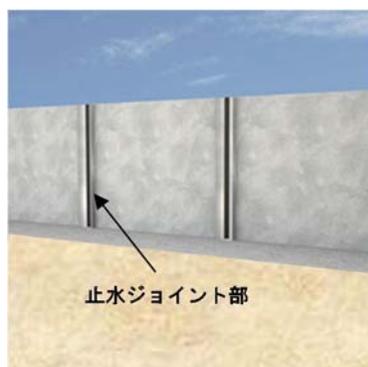
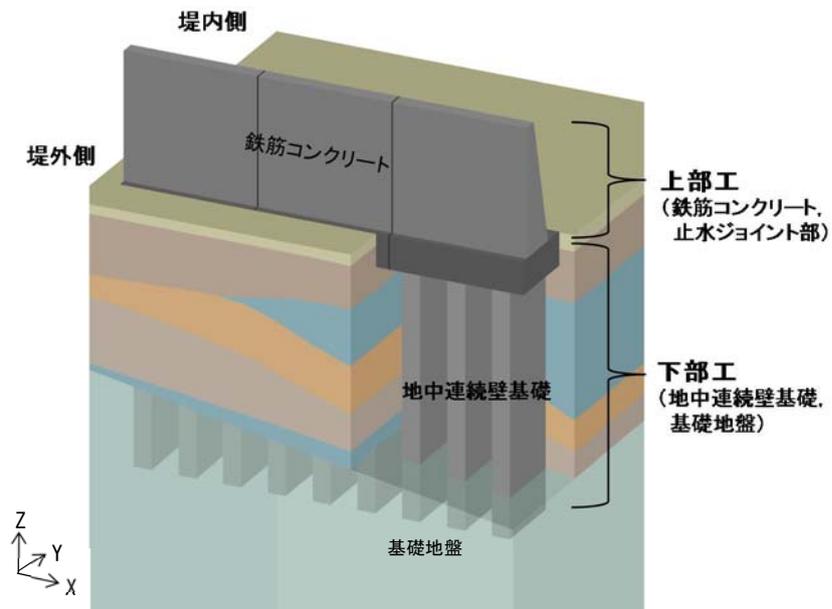


第 1-1 図 平面位置図



注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-2 図 断面図及び平面図



第 1-3 図 鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位

(2) 鉄筋コンクリート防潮壁高さの設定方針

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

第 1-2 表 入力津波高さと防潮壁高さの関係

	敷地側面 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
防潮壁高さ	T. P. + 18. 0m	T. P. + 20. 0m	T. P. + 18. 0m
設計裕度	2. 6m	2. 1m	1. 2m

(3) 設計方針

1) 構造概要

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

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

構造部位ごとの役割を第 1-3 表に示す。

第 1-3 表 構造部位の役割

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

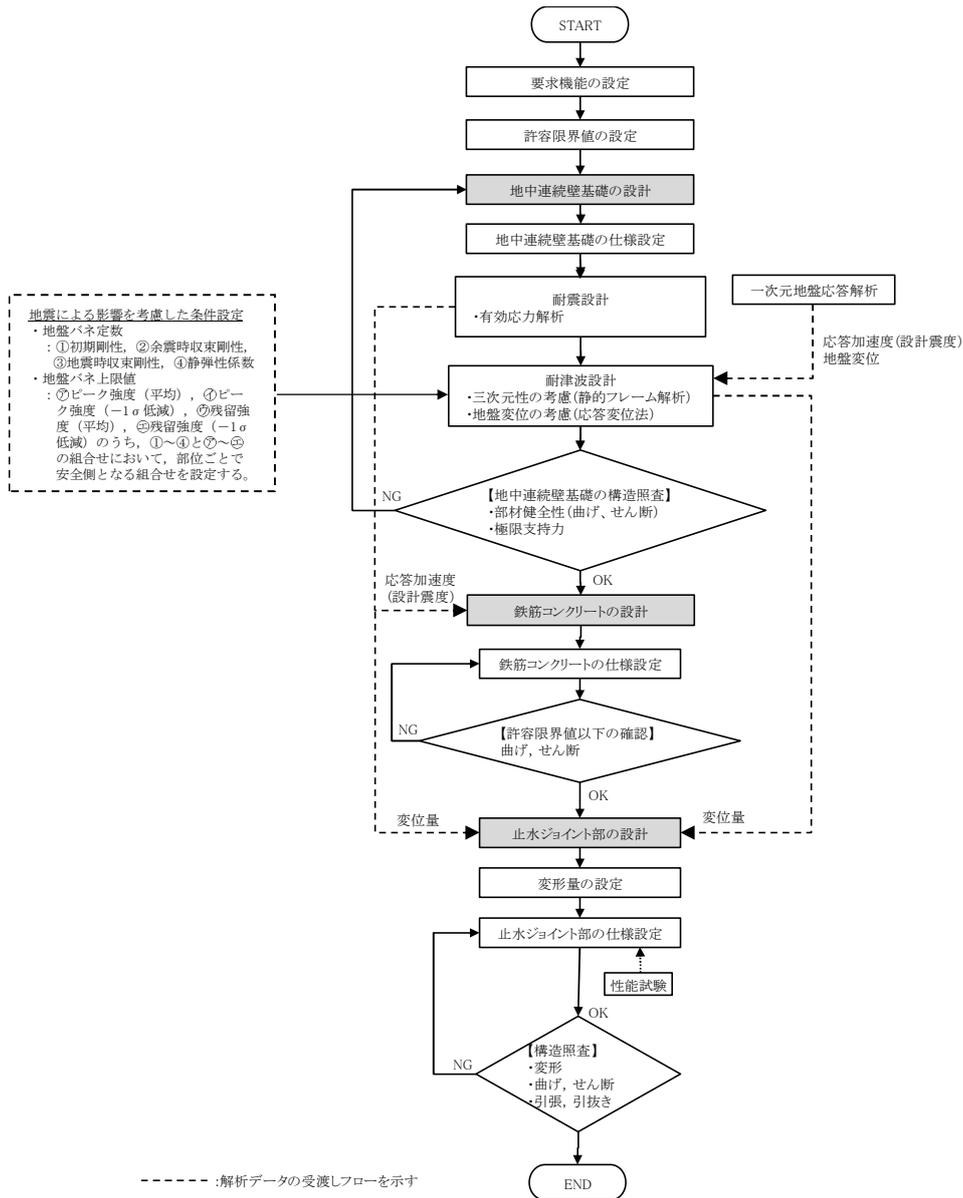
2) 設計手順

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

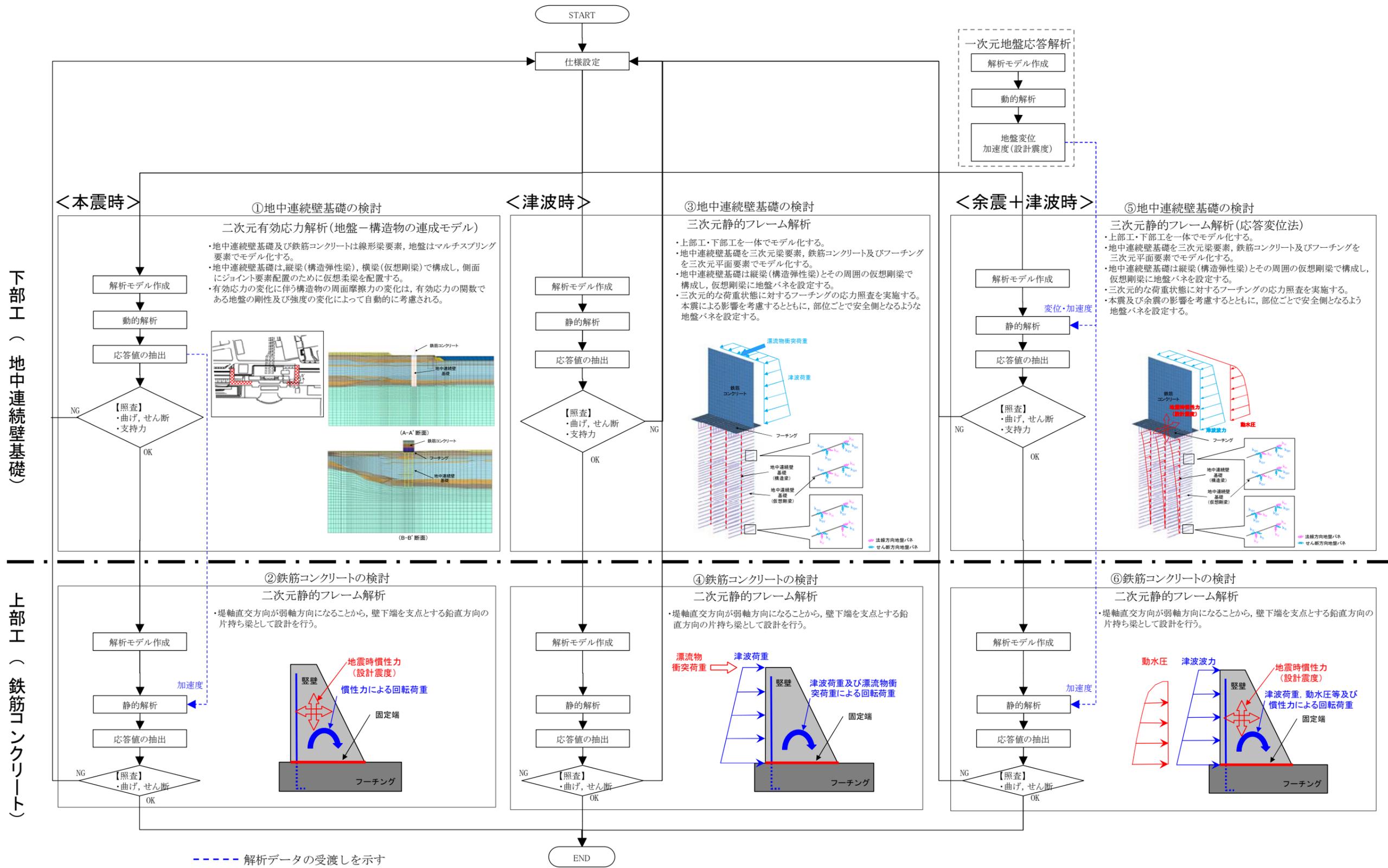
鉄筋コンクリート防潮壁の構造健全性及び支持性能評価の検討フローを第1-4図に、鉄筋コンクリート防潮壁の検討モデルと評価フローを第1-5図に示す。

第1-4表 鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

構造強度設計		設計に用いる許容限界		
評価対象部位	応力等の状態			
下部工	基礎地盤	支持力	「道路橋示方書・同解説(I 共通編・IV 下部構造編)」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。	
	地中連続壁基礎	曲げ せん断	【基準地震動 S_s ・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・V 耐震設計編)」に基づき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・V 耐震設計編)」, 「コンクリート標準示方書」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。	
上部工	鉄筋コンクリート防潮堤	曲げ せん断	【基準地震動 S_s ・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)」に基づき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)」, 「コンクリート標準示方書」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。	
	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な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	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
	止水ゴム等の鋼製防護部材	曲げ 引張り せん断	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。	



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



第 1-5 図 鉄筋コンクリート防潮壁の検討モデルと評価フロー

3) 設計荷重

設計に用いる荷重の組合せを以下に示す。

- ① 基準地震動 S_s による地震荷重
- ② 基準津波荷重 + 漂流物衝突荷重
- ③ 余震 + 基準津波荷重
- ④ T. P. + 24m 津波荷重 + 漂流物衝突荷重
- ⑤ 余震 + T. P. + 24m 津波荷重

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

4) 地中連続壁基礎の設計方針

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

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

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

① 耐震設計（二次元有効応力解析）

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

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

a. 解析モデルの作成

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

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

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

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

b. 地震応答解析

二次元有効応力解析により構造物及び地盤の応答値を算定する。

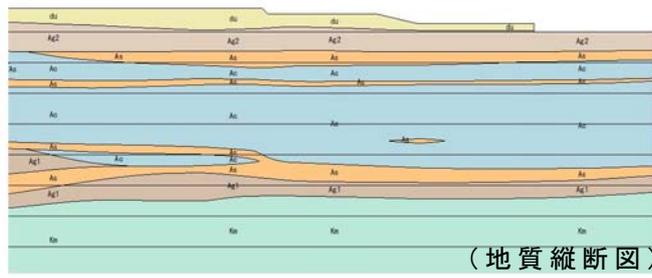
構造物の応答値のうち鉄筋コンクリートの最大水平加速度を上部工の設計に使用する。

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

c. 照査

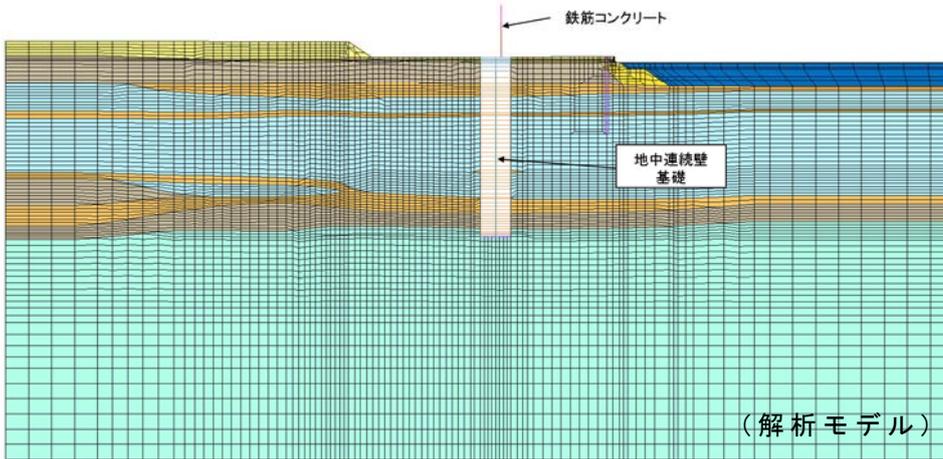
地震応答解析により算定された地中連続壁基礎の断面力を用いて、曲げモーメント・軸力に対する照査、せん断に対する照査を行い、許容限界値以下であることを確認する。

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



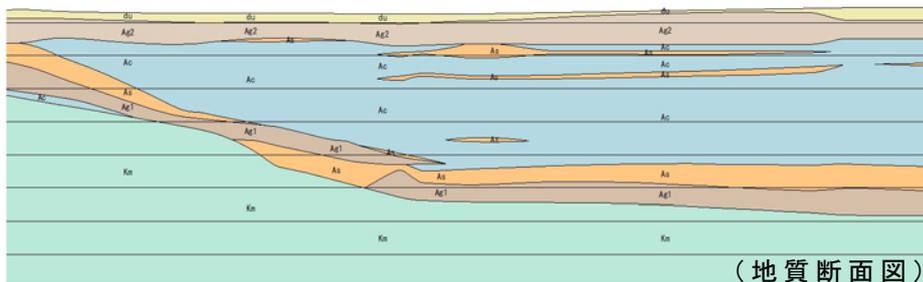
地質時代	地質区分	記号	岩種	備考
第三紀	砂丘層	du	砂	敷地全体に広く分布する。
		Ag2	砂礫	敷地全体に広く分布する。
第四紀	沖積低地堆積層	Ac	粘土	久慈川が侵食した凹状の谷を埋めて分布する。
		As	砂	
		Ag1	砂礫	
第四紀	低位段丘堆積層	D2c-3	シルト	敷地西部に埋没段丘として分布する。
		D2c-2	砂	
		D2c-1	砂礫	
		D2e-2	シルト	
		D2e-1	砂礫	
第四紀	中段段丘堆積層	Im	ローム	敷地の南西部に分布し、いくつかの連続段丘を構成する。
		D1c-1	シルト	
		D1e-1	砂礫	
第三紀	久米層	Km	砂質泥岩	敷地の基盤層である。

(地質縦断面図)

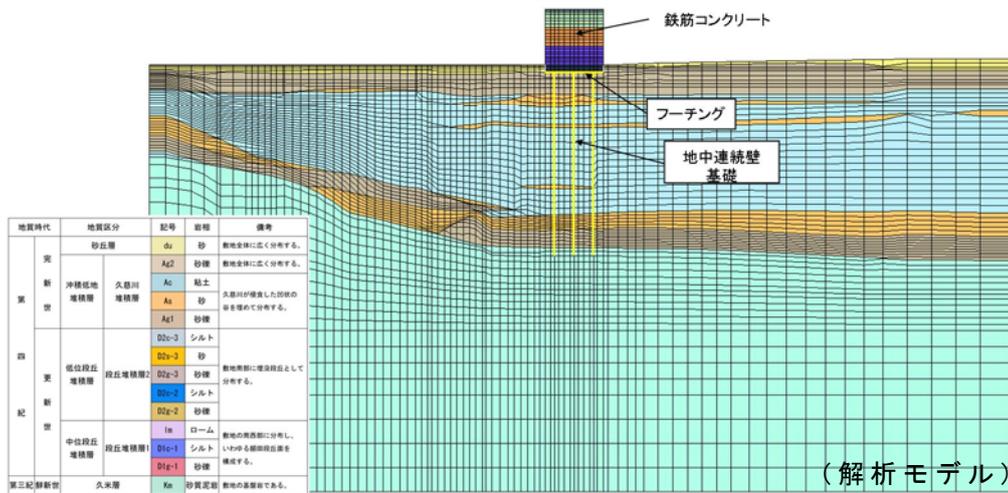


(解析モデル)

第 1-6 図 地震応答解析モデル（堤軸直交方向）の例



(地質断面図)



(解析モデル)

第 1-7 図 地震応答解析モデル（堤軸方向）の例

② 耐津波設計（三次元静的フレーム解析）

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

三次元的な荷重状態に対するフーチングの応力照査を実施する。

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

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

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

- ・地盤による拘束度が高く上部工並びに上下部工接続部に対する負担が大きくなると考えられる最も高い剛性と最も大きい上限値の組合せによる構成式
- ・地盤の変形が大きくなり地中連続壁基礎に対して最も厳しくなると考えられる最も低い剛性と最も小さい上限値の組合せによる構成式

第1-5表 地盤反力係数及び地盤バネの上限値

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

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

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

E_D ：地盤の変形係数（kN/m²）

ν_d : 動ポアソン比

G' : 地盤の本震及び余震時の収束剛性 (kN/m²)

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

5) 鉄筋コンクリートの設計方針

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

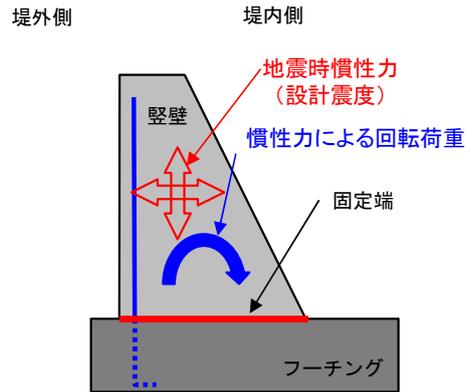
鉄筋コンクリート防潮壁の上部工は、下部工の地中連続壁基礎にフーチングを介して連結され、11m～20m 程度の延長を1ブロックとして構築する。

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

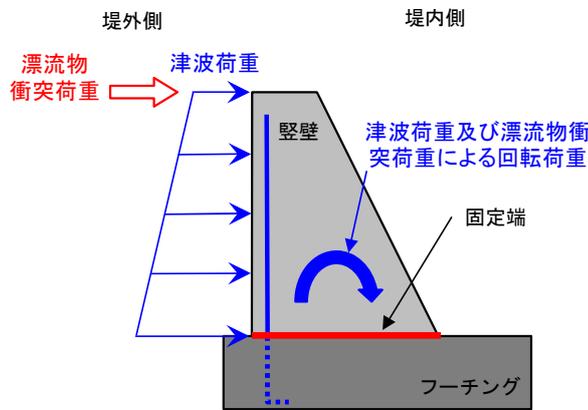
津波や漂流物の荷重は鉄筋コンクリートに直接的に作用し、下部工の地中連続壁基礎へ伝達される。なお、津波時における漂流物衝突荷重は防潮堤天端に作用するものとし

て考慮する。ブロック間には止水ジョイントを設けて止水性を確保する。

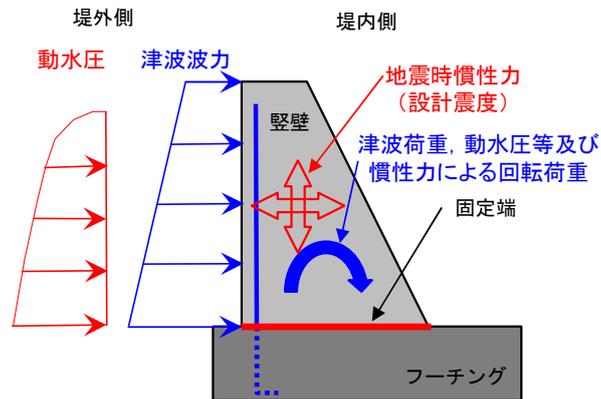
鉄筋コンクリートは，堤軸直交方向が弱軸方向になることから，壁下端を固定端とする鉛直方向の片持ち梁として，死荷重及び積雪の長期荷重，津波による波力と漂流物衝突荷重，本震・余震荷重等を外力として入力し，部材の発生応力が許容限界値以下となるよう設計する。解析モデル概念図を第 1-9 図に示す。



本震時の解析モデルの概念図



津波時の解析モデルの概念図



余震+津波時の解析モデルの概念図

第 1-9 図 鉄筋コンクリートの解析モデル概念図

6) 止水ジョイント部の設計方針

① 概要

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

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

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

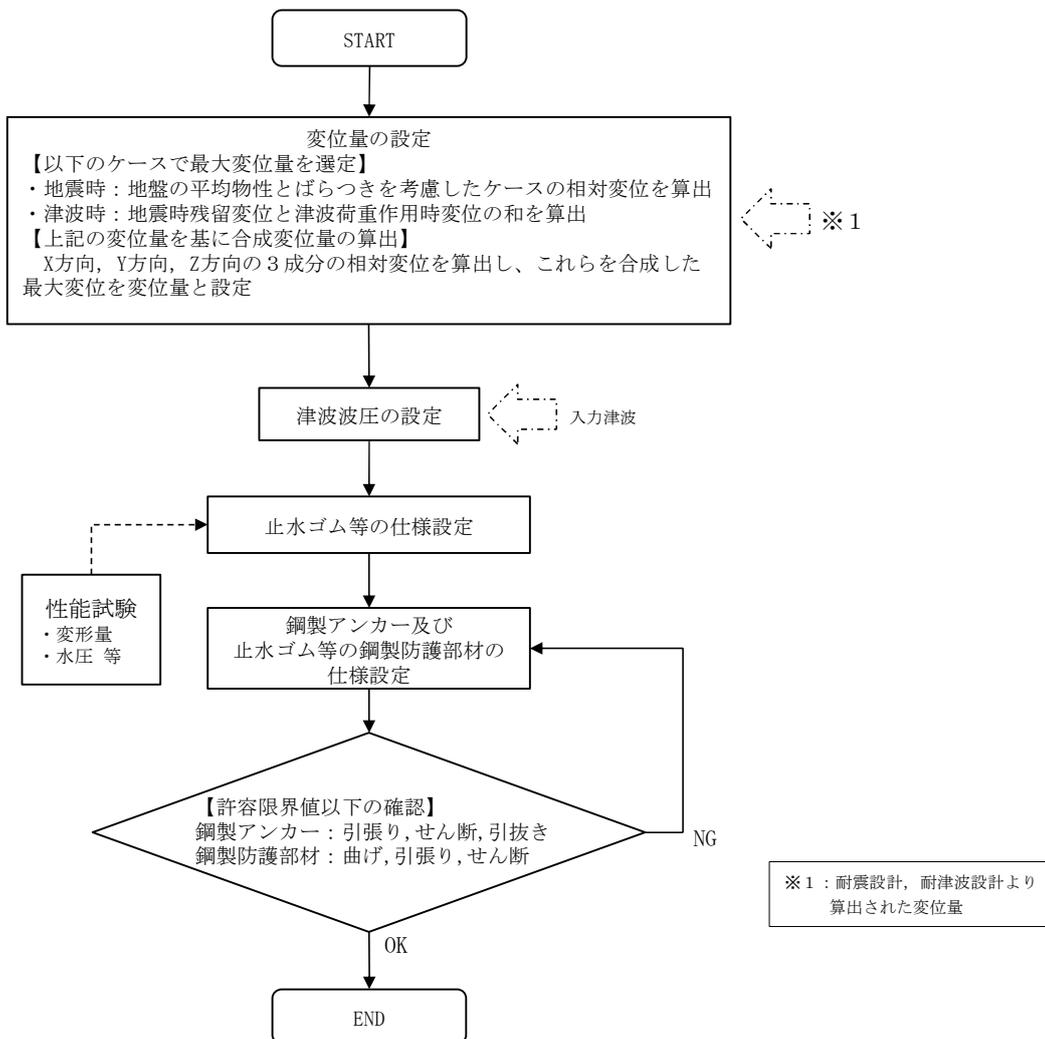
② 評価方針

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

止水ジョイント部の設計フローを第 1-10 図に示す。

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

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



第 1-10 図 止水ジョイント部の設計フロー

2. 地中連続壁基礎に関する設計基準類

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

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

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

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

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

鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の
設計方針について

目 次

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

2. 地中連続壁基礎に関する設計基準類

1. 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の要求機能と設計方針
について

(1) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）に要求される機能

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

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

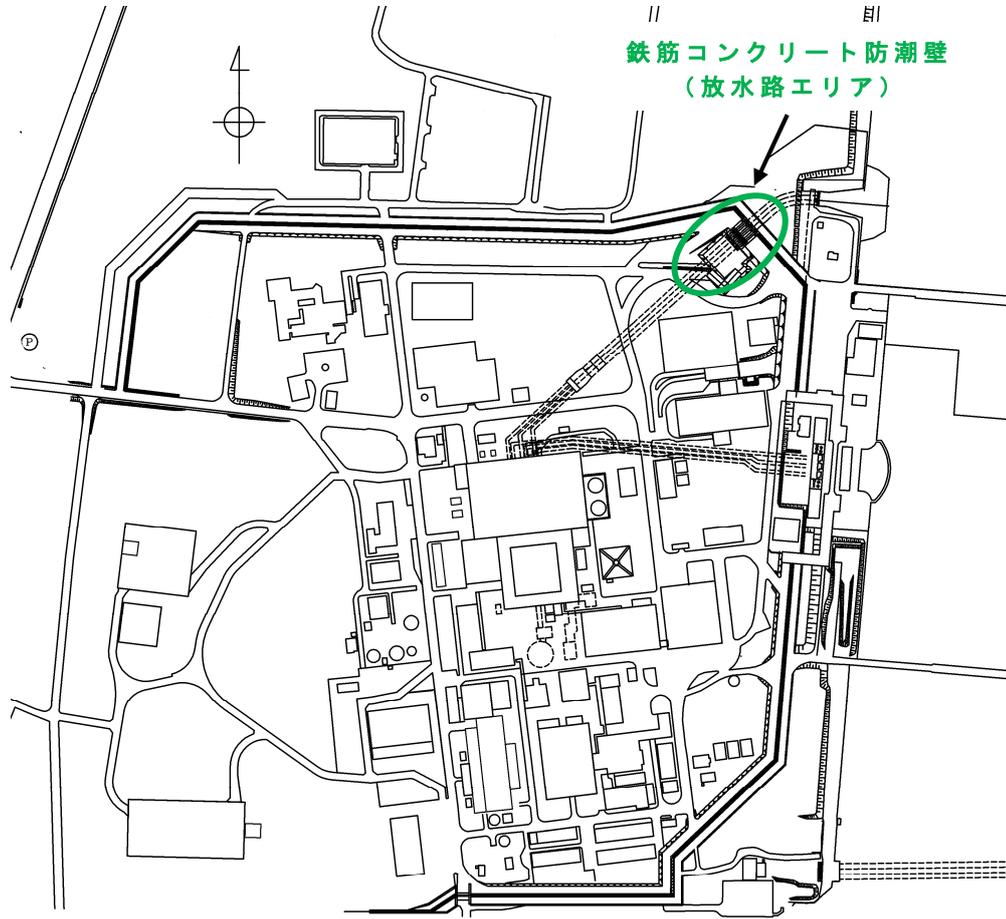
津波防護施設として防潮壁に求められる要求機能は，繰返しの襲来を想定した遡上波に対して浸水を防止すること，基準地震動 S_s に対して要求される機能を損なう恐れがないよう，構造物全体としての変形能力に対し，十分な構造強度を有することである。

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

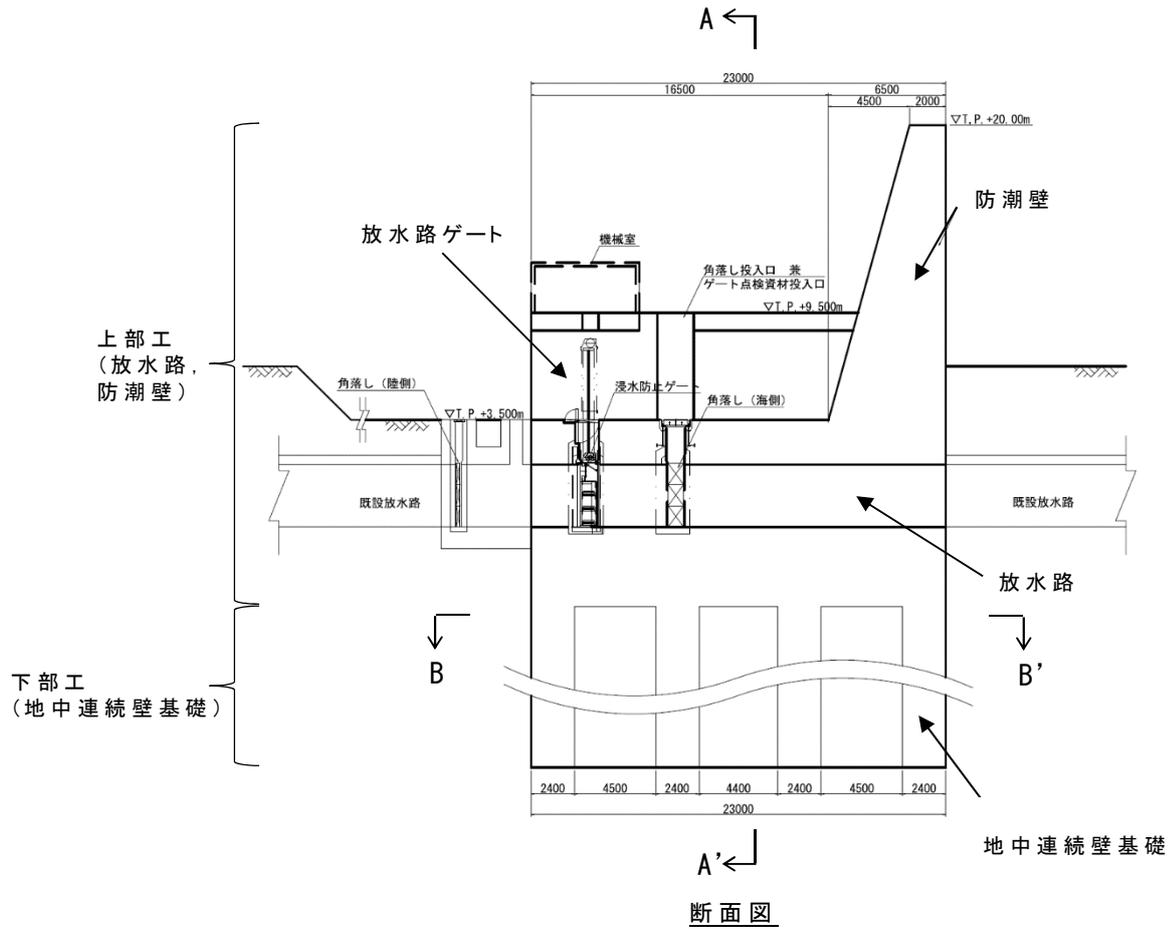
また，既設の放水路については，基準地震動 S_s を想定した設計がなされていないため，地震時に損壊し，襲来した津波が敷地内へ浸水することが懸念される。したがって，放水路エリアでは，既設の放水路を撤去した後，基準地震動 S_s に対して構造成立性を確保できる放水路を新設し，防潮壁，放水路及び地中連続壁基礎との一体化を図る。

なお，放水路からの津波の浸水を防ぐために放水路ゲートを設

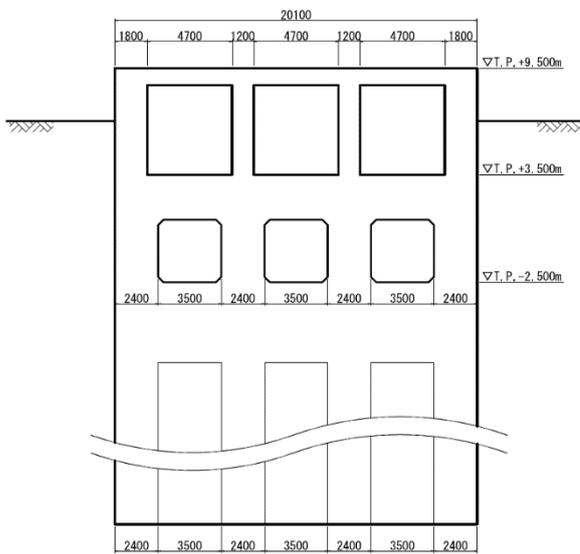
置する。



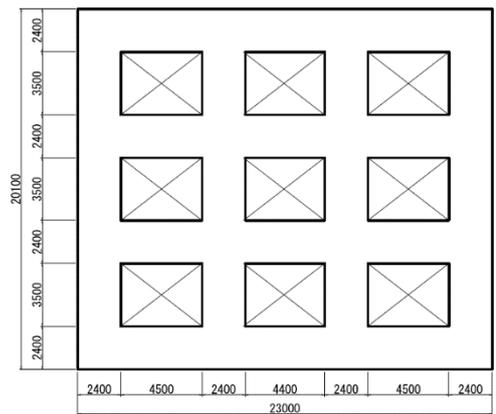
第 1-1 図 平面位置図



断面図



A-A'

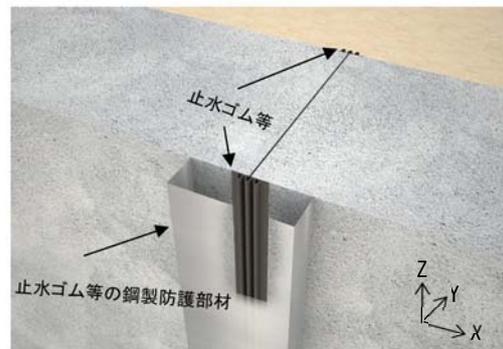
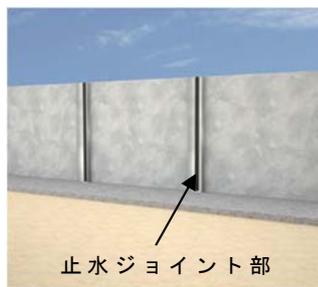
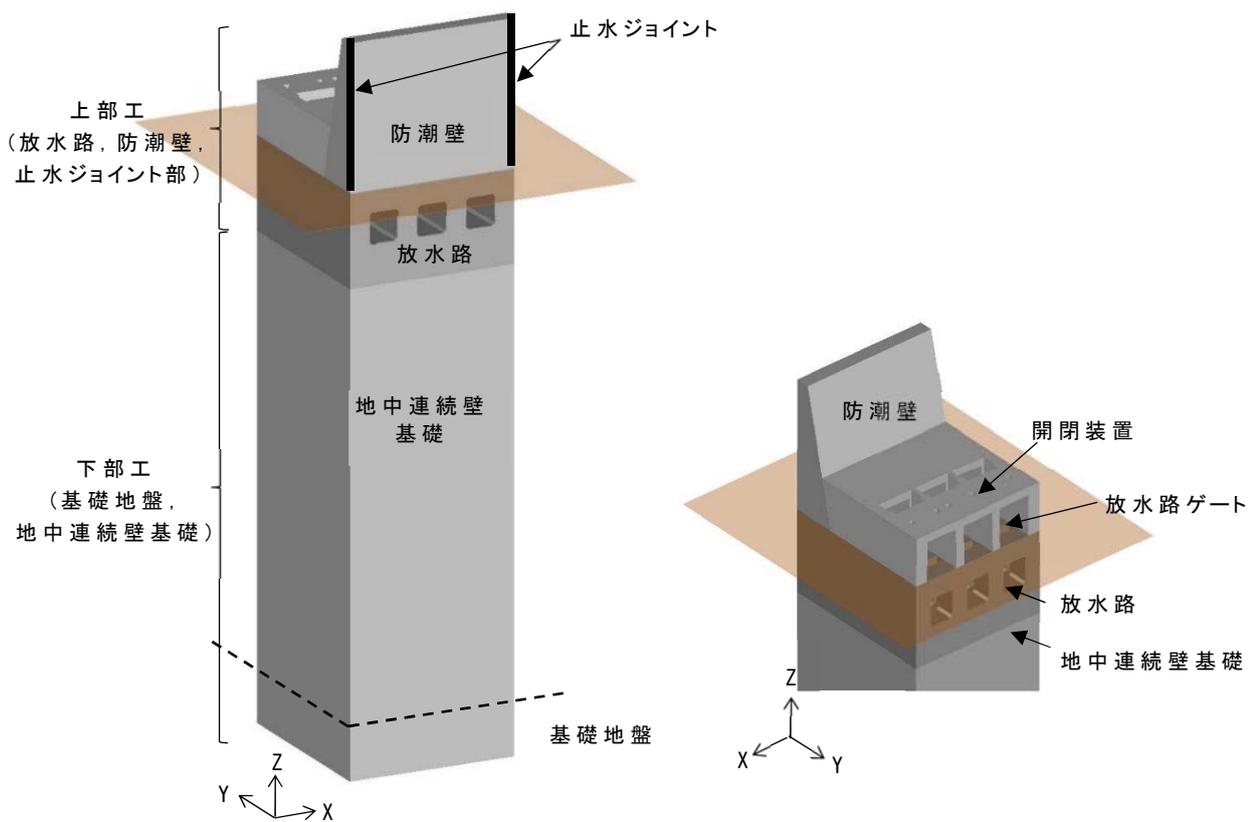


B-B'

(単位 : mm)

注) 仕様については今後の検討により変更の可能性がある。

第 1-2 図 鉄筋コンクリート防潮壁 (放水路エリア) 構造図



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

第 1-3 図 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価対象部位

(2) 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）高さの設定方針

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

第 1-2 表 入力津波高さと防潮壁高さの関係

	敷地側面 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
防潮壁高さ	T. P. + 18. 0m	T. P. + 20. 0m	T. P. + 18. 0m
設計裕度	2. 6m	2. 1m	1. 2m

(3) 設計方針

1) 構造概要

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

水ジョイント部を設置する。

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

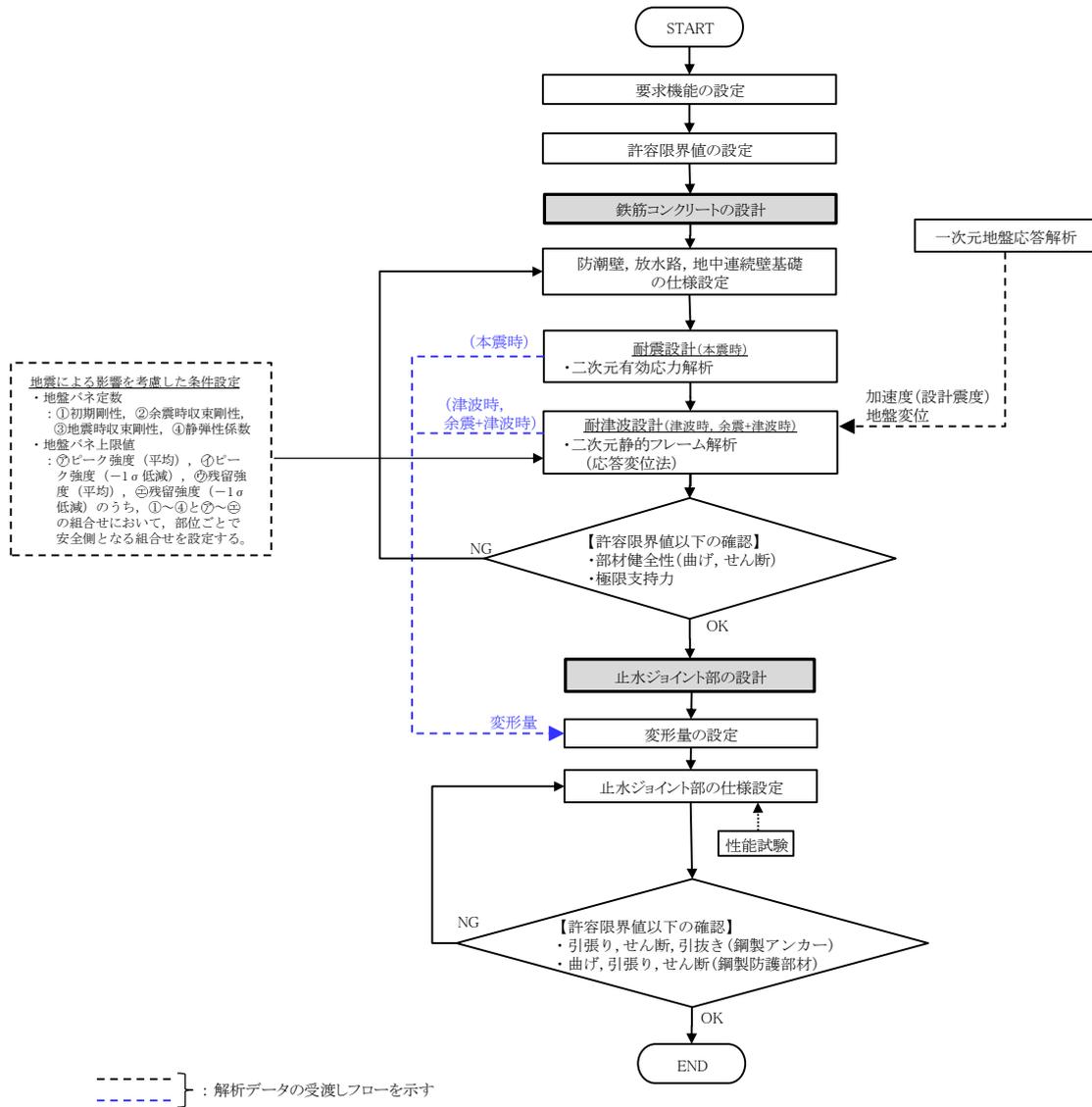
2) 設計手順

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

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

第 1-3 表 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の評価項目

構造強度設計		設計に用いる許容限界		
評価対象部位	応力等の状態			
下部工	基礎地盤	支持力	「道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編）」に基づき妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。	
	地中連続壁基礎	曲げせん断	【基準地震動 S_s ・基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。 【T.P.+24m 津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。	
上部工	放水路	曲げせん断	【基準地震動 S_s ・基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。 【T.P.+24m 津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。	
	防潮壁	曲げせん断	【基準地震動 S_s ・基準津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき短期許容応力度以下とする。 【T.P.+24m 津波に対して】 「コンクリート標準示方書【構造性能照査編】」に基づき降伏応力度・せん断強度以下とする。	
	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な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	「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき短期許容応力度以下とする。
		止水ゴム等の鋼製防護部材	曲げ引張りせん断	「鋼構造設計基準」に基づき短期許容応力度以下とする。



第 1-4 図 鉄筋コンクリート防潮壁（放水路エリア）の
構造健全性及び支持性能評価の検討フロー

3) 設計荷重

設計に用いる荷重の組合せを以下に示す。

- ① 基準地震動 S_s による地震荷重
- ② 基準津波荷重 + 漂流物衝突荷重
- ③ 余震 + 基準津波荷重
- ④ T. P. + 24m 津波荷重 + 漂流物衝突荷重
- ⑤ 余震 + T. P. + 24m 津波荷重

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

4) 防潮壁・放水路・地中連続壁基礎の設計方針

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

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

本震時では液状化を精緻に評価するために二次元有効応力解析、津波時及び津波 + 余震時では二次元静的フレーム

解析を実施し，躯体に発生する断面力を用いた応力度照査を実施するとともに，基礎に作用する地盤反力を用いた支持力照査を実施する。

① 耐震設計（二次元有効応力解析）

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

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

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

a．解析モデルの作成

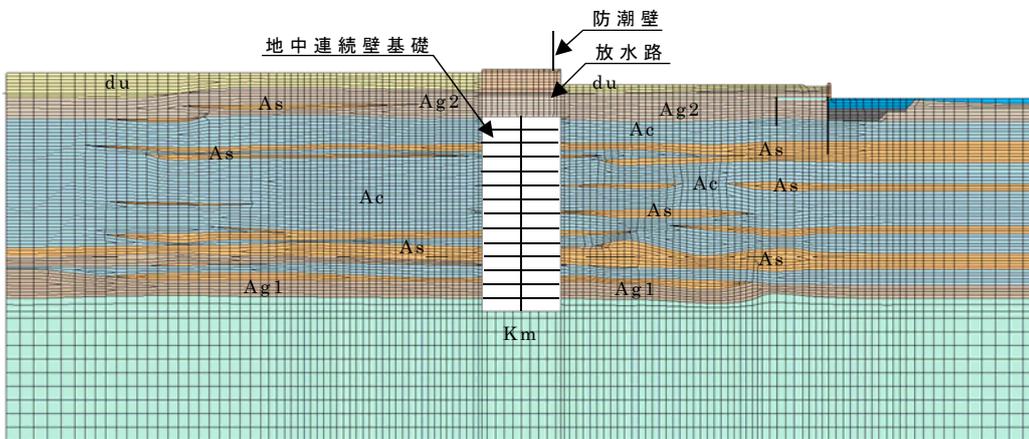
地質断面図を反映して解析モデルを作成する。鉛直方向

は新第三系地盤である久米層が T.P. -60m 近傍で出現するため、T.P. -100m までモデル化する。水平方向は地中連続壁基礎を中心に左右 150m までモデル化する。地震応答解析は堤軸方向及び軸直交方向に対して実施し、躯体は線形梁要素又は線形平面要素でモデル化する。地盤はマルチスプリング要素でモデル化した非線形要素とし、地下水位以深には間隙水要素を配置する。

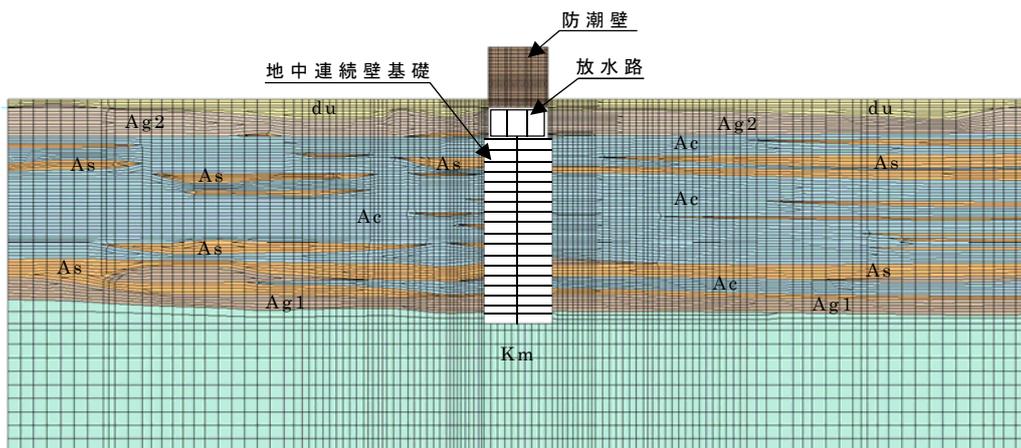
地中連続壁基礎は、基礎の断面二次モーメント等を考慮するための縦梁（構造弾性梁）、コンクリートの平面保持を考慮するための横梁（仮想剛梁）でモデル化する。また、構造物と周辺地盤の境界部における滑動及び剥離を考慮するため、構造物周面にジョイント要素を配置する。なお、放水路ゲートは、地震荷重に対して防潮壁を支持する構造物材として評価せず、重量のみを付加質量として考慮する。

堤軸直交方向及び堤軸方向の地震応答解析モデル概念図を第 1-6 図に示す。

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



堤軸直交方向モデル概念図



堤軸方向モデル概念図

第 1-6 図 地震応答解析モデル概念図

b. 地震応答解析

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

c. 照査

(a) 鉄筋コンクリートに対する照査

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

(b) 基礎地盤に対する照査

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

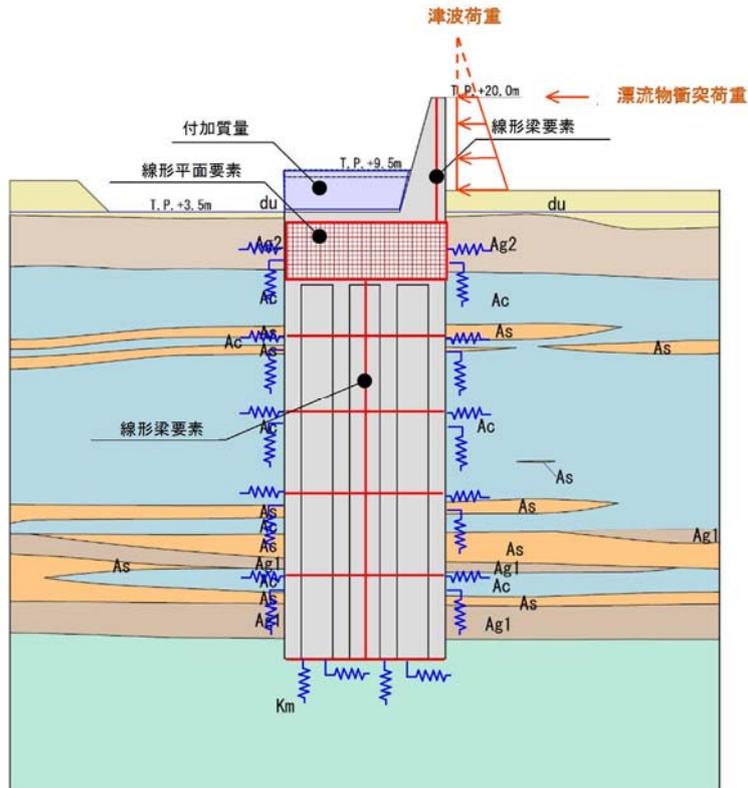
② 耐津波設計（二次元静的フレーム解析）

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

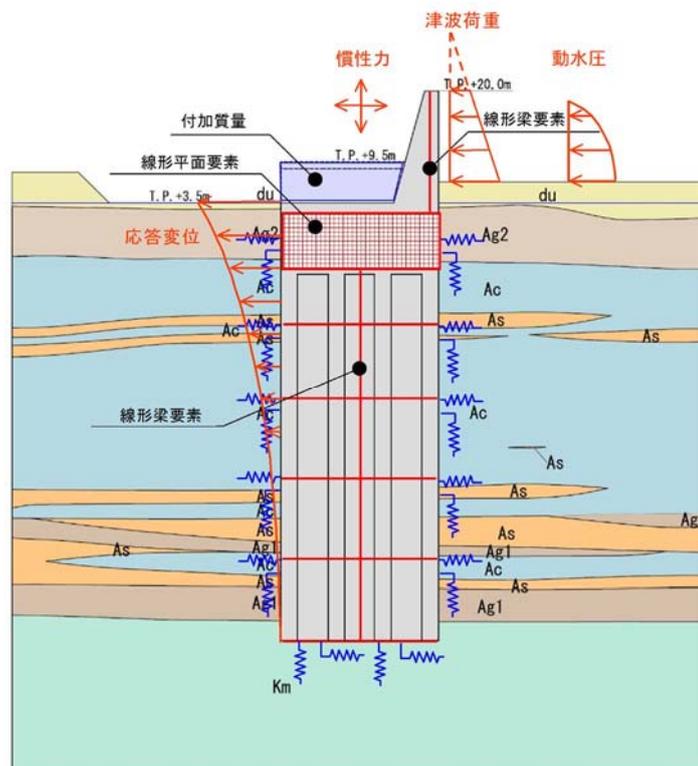
地中連続壁基礎は，基礎の断面二次モーメント等を考慮するための縦梁（構造弾性梁），コンクリートの平面保持を考慮するための横梁（仮想剛梁）でモデル化し，地盤バネを接続した二次元静的フレーム解析を実施する。なお，防潮壁背面の放水路ゲートについては，津波荷重に対して防潮壁を支持する構造部材として評価せず，重量のみを付加質量として考慮する。防潮壁は放水路頂版に結合した梁部材として評価を行う。

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

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



第 1-7 図 解析モデル概念図 (津波時)



第 1-8 図 解析モデル概念図 (余震 + 津波時)

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

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

- ・地盤による拘束度が高く上部工並びに上下部工接続部に対する負担が大きくなると考えられる最も高い剛性と最も大きい上限値の組合せによる構成式
- ・地盤の変形が大きくなり地中連続壁基礎に対して最も厳しくなると考えられる最も低い剛性と最も小さい上限値の組合せによる構成式

第1-4表 地盤反力係数及び地盤バネの上限値

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

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

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

E_D ：地盤の変形係数（kN/m²）

ν_d : 動ポアソン比

G' : 地盤の本震及び余震時の収束剛性 (kN/m²)

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

5) 止水ジョイント部の設計方針

① 概要

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

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

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

② 評価方針

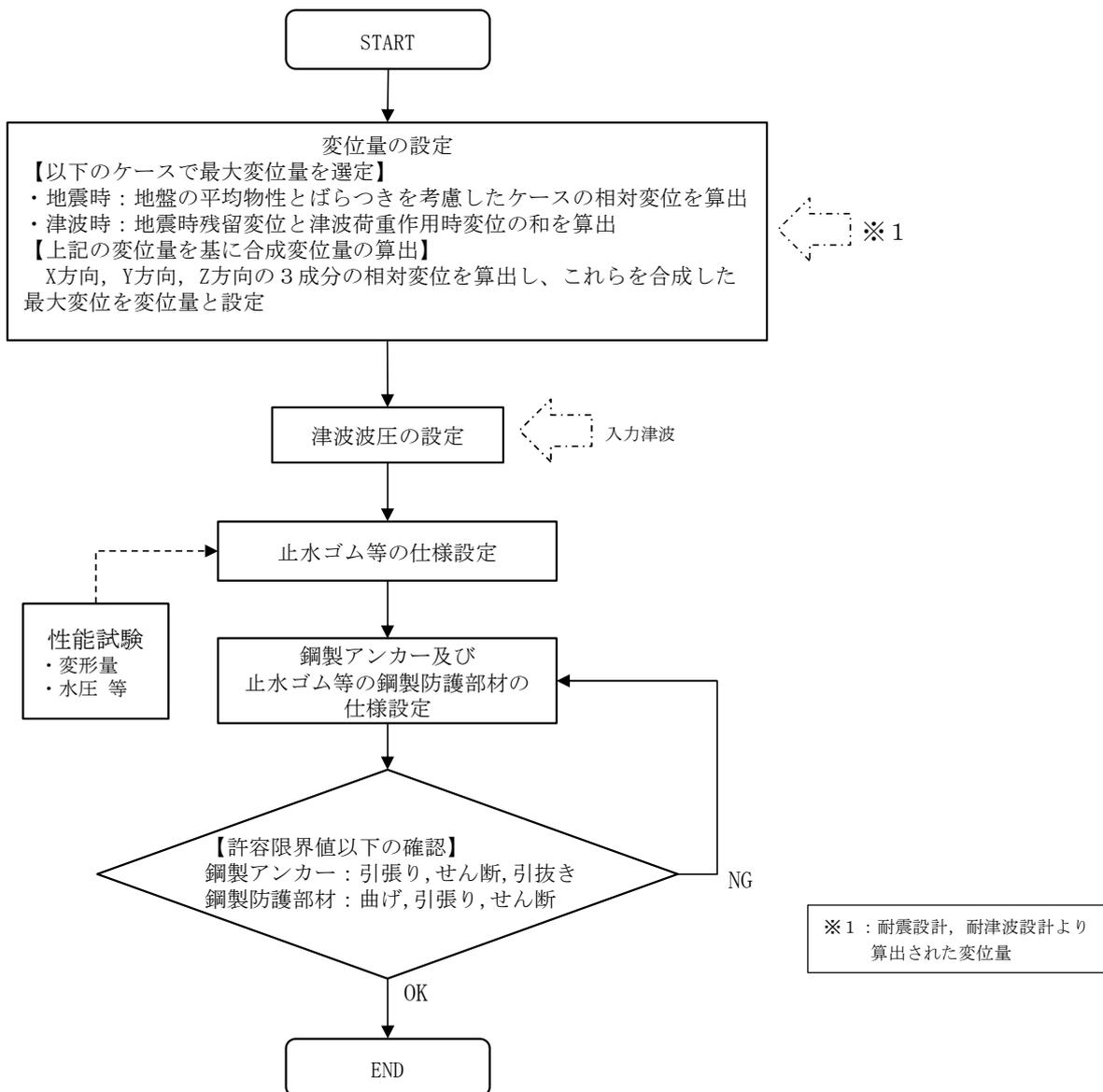
止水ジョイント部の構造健全性評価については、基準地震動 S_s を用いた二次元有効応力解析及び津波荷重を用いた二次元静的フレーム解析により算出された変位量及び入力

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

止水ジョイント部の設計フローを第 1-9 図に示す。

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

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



第 1-9 図 止水ジョイント部の設計フロー

2. 地中連続壁基礎に関する設計基準類

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

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

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

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

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

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の設計方針について

目 次

1. 防潮堤の要求機能と性能目標について

(1) 防潮堤に要求される機能

(2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤高さの設定方針

(3) 設計方針

1) 構造概要

2) 上部工の構造概要

3) 設計手順

4) 設計荷重

5) 鋼管杭及び鋼管杭基礎の設計方針

6) 上部工の設計方針

7) 止水ジョイント部の設計方針

8) 防潮壁間の相互の支圧力に関する設計方針

9) 地盤高さの嵩上げ（改良体）の設計方針

10) 表層地盤改良及びシートパイルの設定方針

11) 防潮壁の地山寄り付き部における設定方針

12) 防潮壁底部の地盤根入れ長の設定方針

13) 構内排水路と防潮壁の交差部の設計方針

14) 海水引込み管と防潮壁の交差部の設定方針

15) 東海発電所の取水路・放水路と防潮壁の横断部の設定方針

16) 構造物評価における地下水位の設定方針

2. 施工実績（本設杭構造）

3. 構造成立性評価

- (1) 代表断面の選定
- (2) 代表地震波の選定
- (3) 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析）
- (4) 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析（断面：地点③，横断・縦断方向））
- (5) 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析（岩盤傾斜部））
- (6) 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析（岩盤傾斜部，豊浦標準砂を仮定））
- (7) 岩盤傾斜部における地震動の増幅特性及び振動特性による挙動
- (8) 津波時及び重畳時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元フレーム解析）
- (9) 上部工の成立性検討結果（二次元梁バネモデル解析）
- (10) 上部工の成立性検討結果（静的三次元 FEM 解析）
- (11) 地盤高さの嵩上げ部及び表層改良体の成立性検討結果
- (12) 止水ジョイント部の成立性検討結果
- (13) まとめ
- (14) 部材の安全余裕について
(参考資料 1) 敷地内の地下水位の上昇を仮定した場合における防潮堤への影響評価について
(参考資料 2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の各設計対象の照査に用いる解析手法について

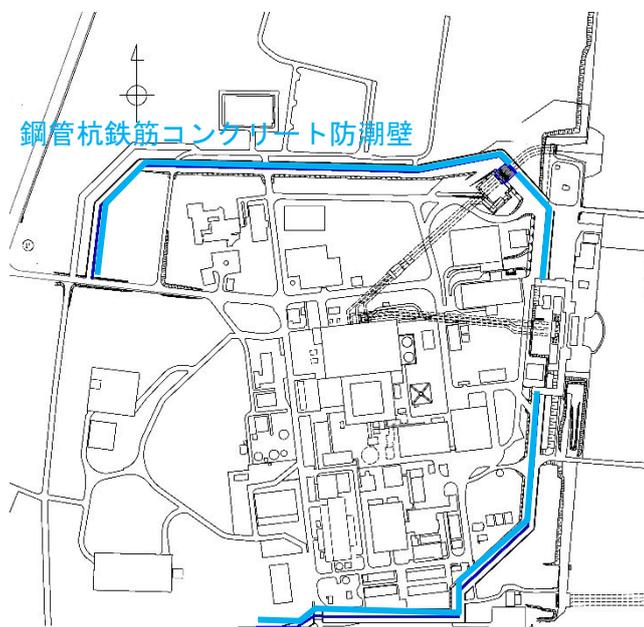
1. 防潮堤の要求機能と性能目標について

(1) 防潮堤に要求される機能

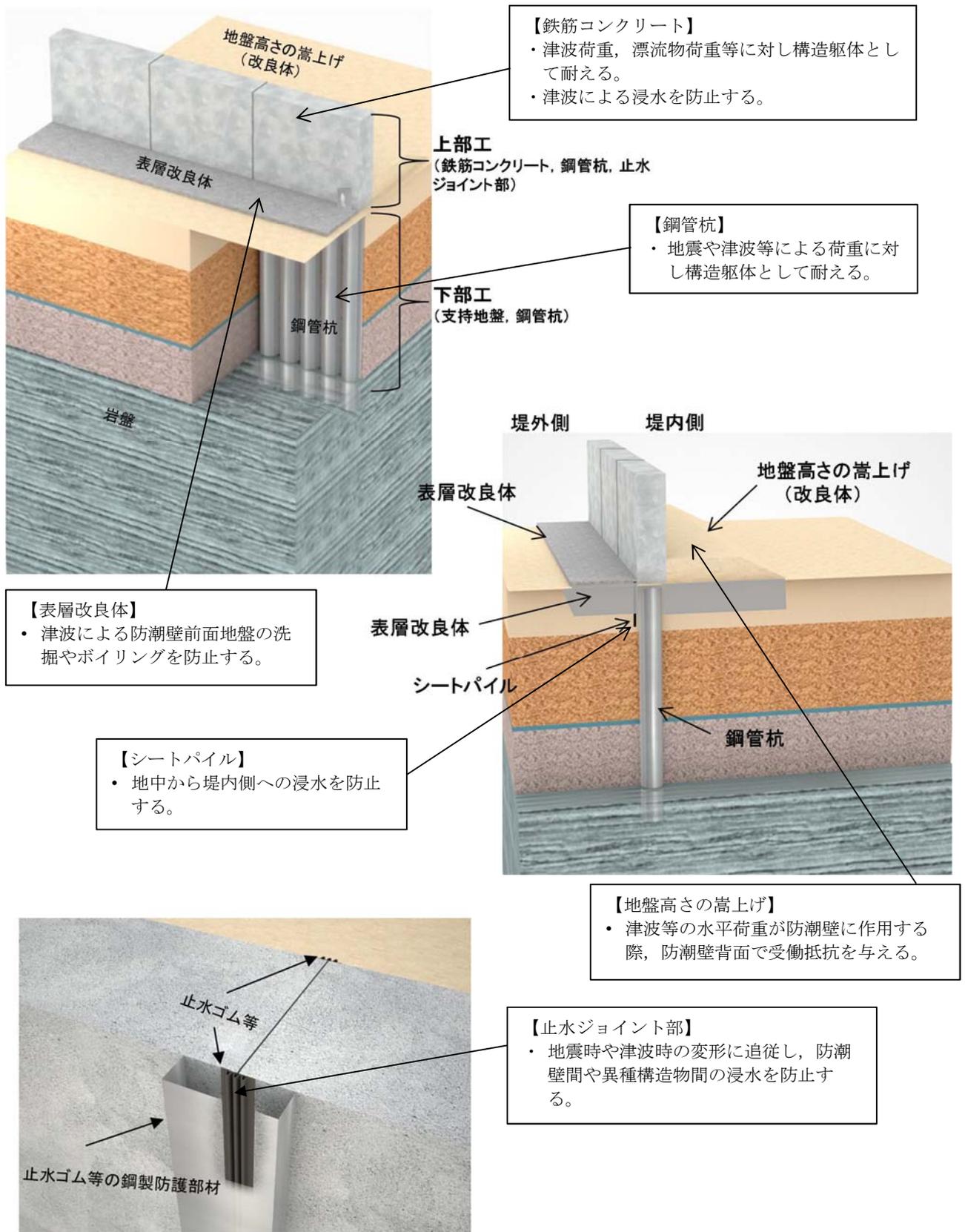
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の平面位置図を第 1-1 図に，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針について第 1-1 表に，評価対象部位を第 1-2 図に示す。

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

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



第 1-1 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁位置図



第 1-2 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価対象部位

赤字：荷重条件
 緑字：要求機能
 青字：対応方針

第 1-1 表 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁に関する要求機能と設計評価方針

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

施設名	要求機能		機能設計		構造強度設計				設計に用いる許容限界				
	審査ガイド	要求機能	性能目標	機能設計方針	性能目標	構造強度設計（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	<p>基準津波及び耐津波設計方針に係る審査ガイド</p> <p>5.1 津波防護施設の設計</p> <p>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を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に設計すること。</p> <p>(1) 要求事項に適合する設計方針であることを確認する。</p> <p>(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直しを得るため、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。</p> <p>① 荷重組合せ</p> <p>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）</p> <p>② 津波の設定</p> <p>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。</p> <p>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。</p> <p>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。</p> <p>③ 許容限界</p> <p>a) 津波防護機能に対する機能保持限界として，当該構造体全体の变形能力（終局耐力時の变形）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。）</p> <p>基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド</p> <p>6.3 津波防護施設，浸水防止設備等</p> <p>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变形能力（終局耐力時の变形）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</p>	<p>・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。</p> <p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，基準地震動 S_s に対し，津波防護施設が要求される機能を損なう恐れがないよう，構造物全体としての变形能力（終局耐力時の变形）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。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波に対し，余震，漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した場合においても，想定される津波高さに余裕を考慮した防潮堤高さの設定及び構造体の境界部等への止水処置により止水性を保持することを機能設計上の性能目標とする。</p> <p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，基準地震動 S_s に対し，主要な構造部材の構造健全性を維持すること，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。</p>	<p>・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。</p> <p>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。</p> <p>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。</p> <p>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。</p> <p>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。</p> <p>⑥津波の波力による侵食や洗掘，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。</p>	<p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，基準地震動 S_s による地震時荷重にに対し，鋼製の杭，鉄筋コンクリート製の上部構造，地盤高さを嵩上げ，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。</p> <p>・鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は，基準地震動 S_s による地震時荷重にに対し，鋼製の杭，鉄筋コンクリート製の上部構造，地盤高さを嵩上げ，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。</p>	<p>基準地震動 S_s による地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，十分な支持性能を有する地盤に支持される設計とするため，作用する押し込み力や引抜き力が許容支持力以下に留まることを確認する。</p> <p>基準地震動 S_s による地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重に対し，主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とするため，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。</p> <p>基準地震動 S_s による地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重にに対し，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，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。</p> <p>基準地震動 S_s による地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重にに対し，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，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。</p> <p>基準地震動 S_s による地震時荷重，地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重，余震や漂流物の衝突，風及び積雪を考慮した荷重にに対し，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。</p> <p>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。</p>	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。		
									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。 【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。	
									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。） 【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。	
									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。 【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。	
									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。
										地盤高さを嵩上げ（改良体）	せん断	地盤高さを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。
										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。
										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（ S_s-D1 及び S_s-31 ）とする。

※T.P.+24m 津波については，「東海第二発電所 重大事故等対処設備について（別添資料ー 1 基準津波を超え敷地に遡上する津波に対する津波防護方針について）」で記載。

(2) 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮堤高さの設定方針

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

第 1-2 表 入力津波高さと防潮堤高さの関係

	敷地側面 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

(3) 設計方針

1) 構造概要

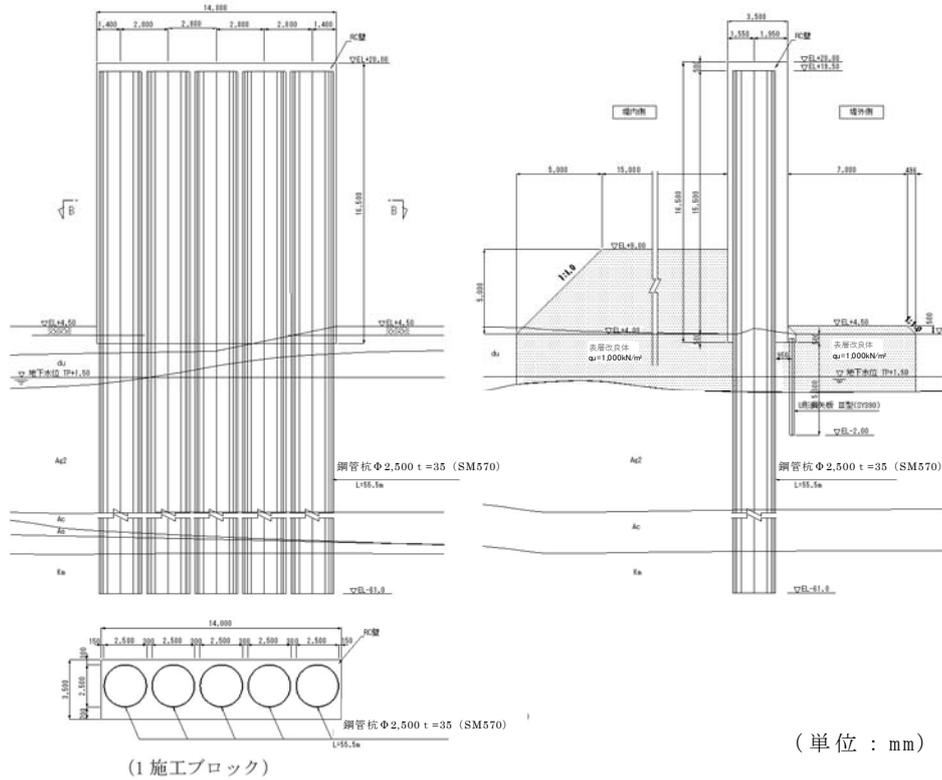
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を地盤に対して一列に打設し、上部工は鋼管杭と鉄筋コンクリートを連結させ設置する。

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

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

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

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



注) 仕様については今後の検討で多少変更が想定される

第 1-3 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造概要図

(正面図及び断面図)

第 1-3 表 構成部材と役割

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

第 1-4 表 材料仕様

	材 料	仕 様
1	鋼管杭	敷地前面東側：φ 2500mm，t = 35mm，40mm (SM570) 敷地側面北・南側：φ 2000mm，t = 35mm (SM570)
2	コンクリート	$f'_{ck} = 40\text{N/mm}^2$
3	鉄筋	SD490
4	頭付きスタッド	$f_y = 235\text{N/mm}^2$ (JIS B 1198)
5	ゴムジョイント	クロロプレンゴム
6	シートジョイント	塩化ビニルシート，合成繊維織布 (ポリエステル)
7	アンカーボルト	SS400，SUS304
8	止水ゴム等の鋼製防護部材	SS400
9	シートパイル (鋼矢板)	SY295
10	表層改良体，地盤高さの嵩上げ (改良体)	セメント改良 $q_u = 1000\text{kN/m}^2$ 浸透固化改良 (原地盤密度と同じ)

注) 仕様については今後の検討で多少変更が想定される

2) 上部工の構造概要

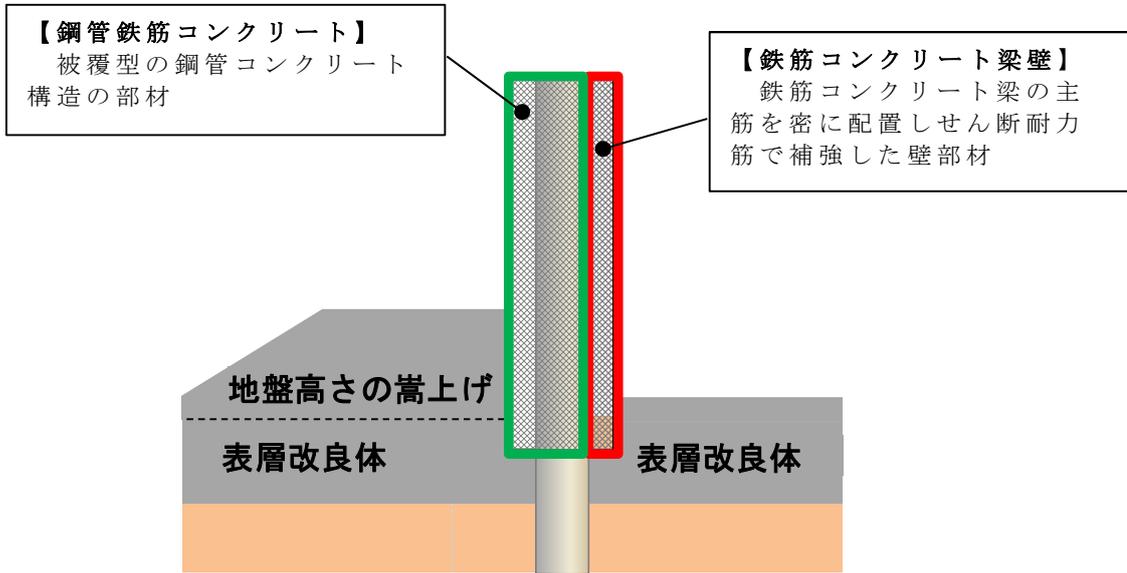
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の上部工は、下部工の鋼管杭から上部工に連続する鋼管を被覆した①被覆型の鋼管コンクリート構造の柱部材（以下、鋼管鉄筋コンクリートという）及びその構造の堤外側に設置した②鉄筋コンクリート梁の主筋を密に配置し、せん断耐力筋で補強した壁部材（以下、鉄筋コンクリート梁壁という）から構成される。鋼管鉄筋コンクリート及び鉄筋コンクリート梁壁の範囲を第1-4図に示す。

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

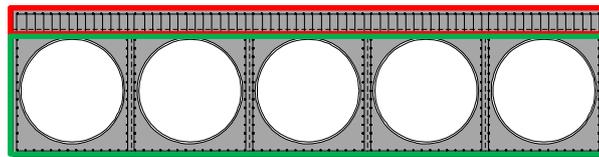
津波や漂流物に対しては、堤外側の鉄筋コンクリート梁壁に津波や漂流物の荷重が伝わり、鉄筋コンクリート梁構造として鋼管鉄筋コンクリートを支点とした連続梁として抵抗する。その支点反力が鋼管鉄筋コンクリートに伝わり、下部工の鋼管杭へ荷重伝達される。また堤外側の鉄筋コンクリート梁壁により、1ブロック内の止水性を確保するとともに、ブロック間は別途に止水ジョイントを設けて止水する。

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

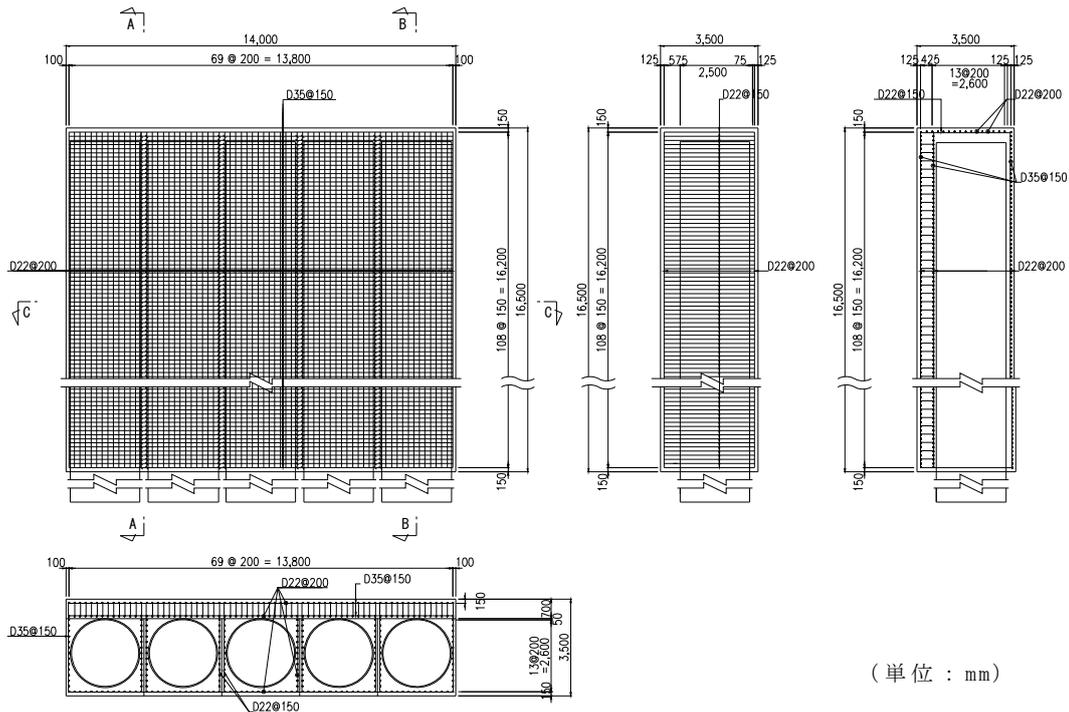
体の健全性を確保することができる。



第 1-4 図 (1) 上部工概要図



第 1-4 図 (2) 上部工上面図



注) 仕様については今後の検討で多少変更が想定される

第 1-4 図 (3) 上部工詳細図

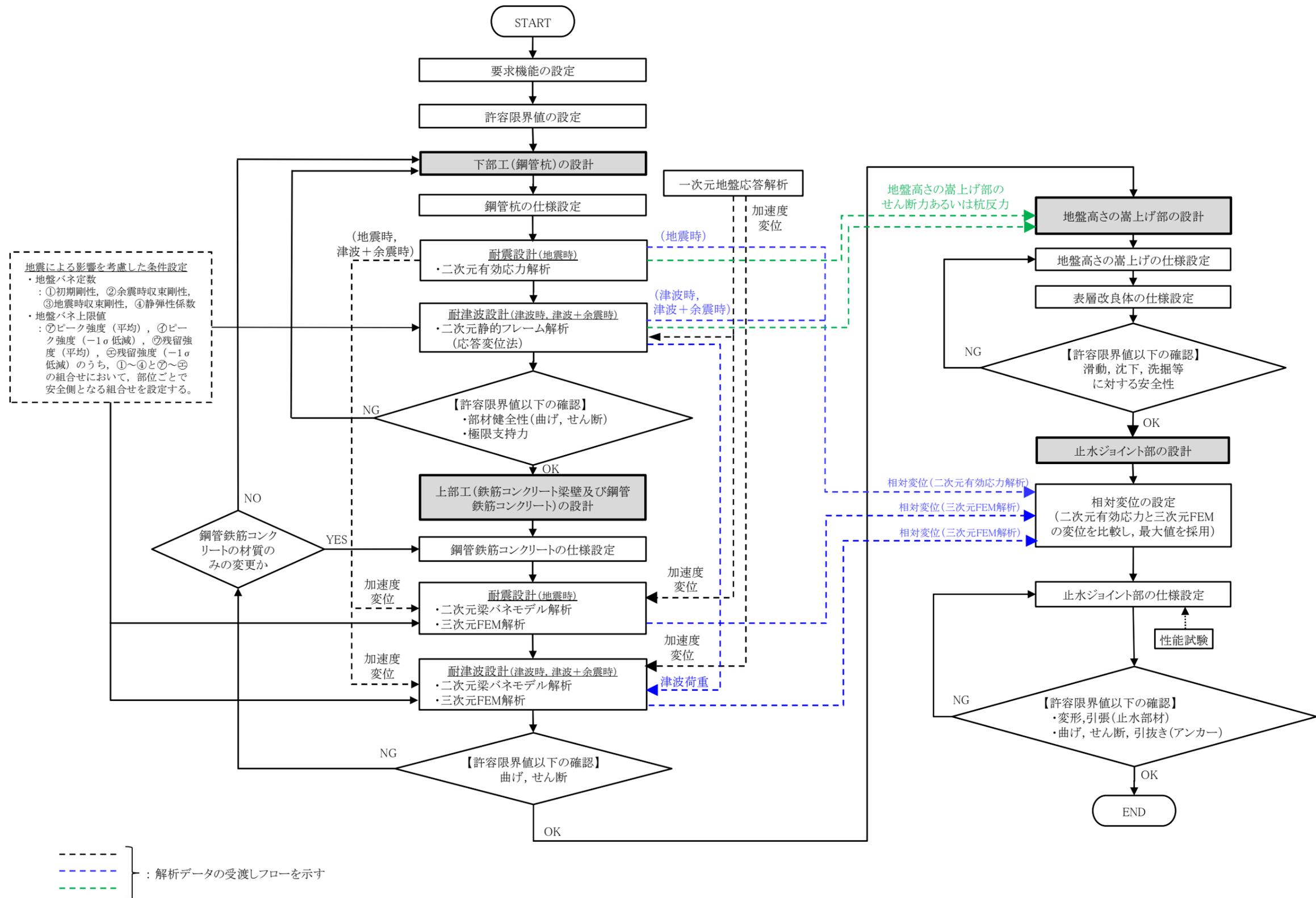
3) 設計手順

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

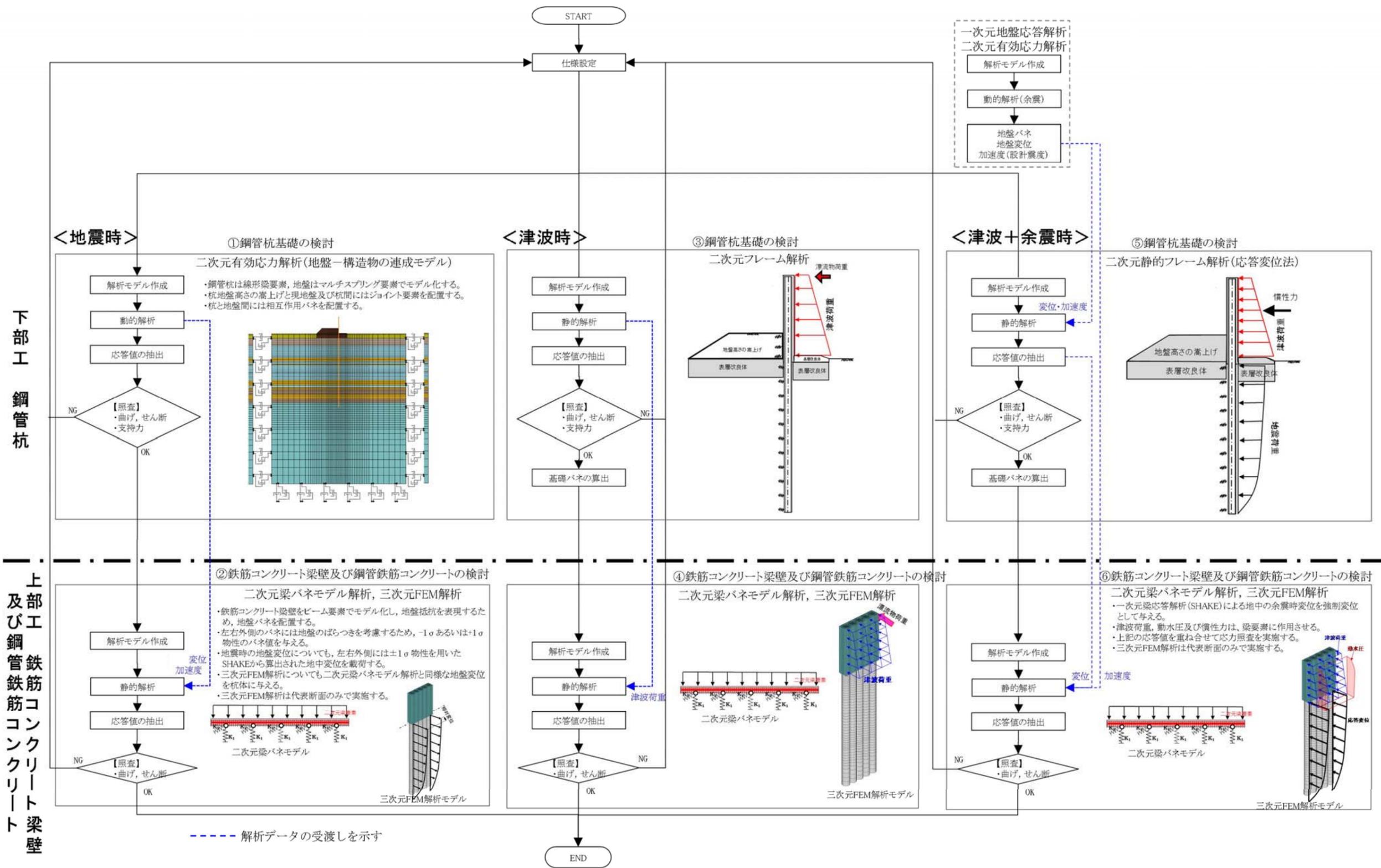
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造健全性評価の検討フローを第1-5図に、解析評価に係る検討フローを第1-6図に示す。

第 1-5 表 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の評価項目

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、地震後の繰返し津波の襲来、漂流物、雪積し	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、適切な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。	
	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【構造的照査編】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。	
	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。	
	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な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	「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	「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）」及び「耐津波設計に係る工認審査ガイド」を踏まえ、適切な安全余裕を考慮した受働せん断方向等のせん断耐力以内とする。
表層改良体				せん断	適切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	適切な安全余裕を考慮したせん断強度以下とする。



第 1-5 図 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の構造健全性評価の検討フロー



第 1-6 図 防潮壁の検討モデルと評価フロー

4) 設計荷重

設計に用いる荷重の組合せを以下に示す。

- ① 常時荷重＋地震荷重（ S_s ）
- ② 常時荷重＋津波荷重（動・波圧）
- ③ 常時荷重＋津波荷重（動・波圧）＋漂流物荷重
- ④ 常時荷重＋津波荷重（動・波圧）＋余震荷重
- ⑤ 常時荷重＋T.P.＋24m 津波荷重（動・波圧）＋漂流物荷重
- ⑥ 常時荷重＋T.P.＋24m 津波荷重（動・波圧）＋余震荷重

5) 鋼管杭及び鋼管杭基礎の設計方針

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

鋼管杭は地震時及び津波時において各部位が十分な裕度を有することを確認する。

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

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

① 耐震設計（有効応力解析）

設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる二次元地震応答解析を行い，地震時の鋼管杭基礎の構造健全性及び支

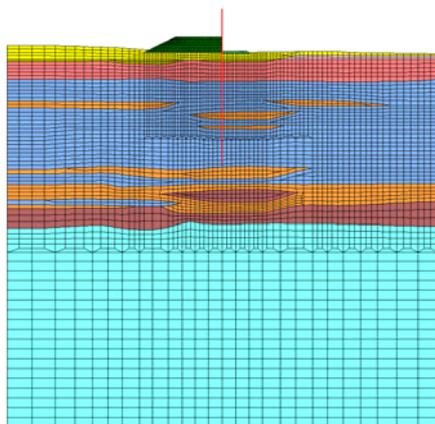
持性能を確認する。また、地盤の液状化の影響を緻密に反映するため、有効応力の変化に伴う地盤挙動の変化を考慮することができる有効応力法を用いることとし、地震応答解析により算定される部材の発生応力度が短期許容応力度以下となるよう設計する。

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

a. 解析モデルの作成

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

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



第 1-7 図 解析モデルの一例

b. 地震応答解析

有効応力解析により構造物及び地盤の応答値を算定する。

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

c. 照査

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

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

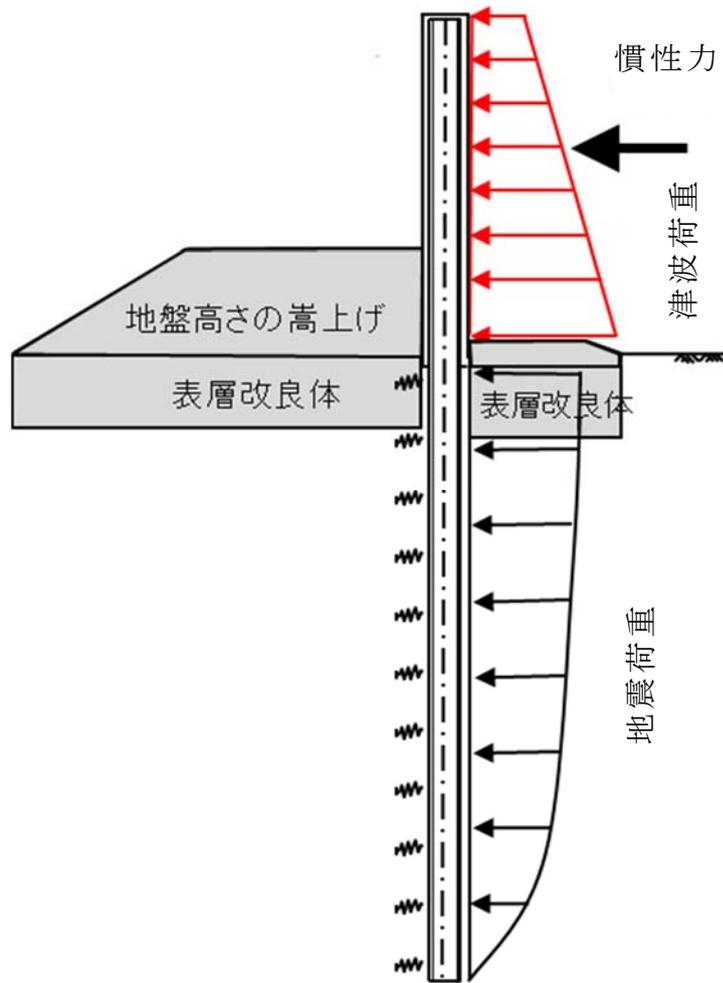
② 耐津波設計（二次元静的フレーム解析）

鋼管杭のみで津波に抵抗するため，鋼管杭のみを二次元フレーム解析モデルで表現する。この鋼管杭をモデル化し

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

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

解析モデル概念図を第 1-8 図に示す。



第 1-8 図 解析モデル概念図

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

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

E_D ：地盤の変形係数（ kN/m^2 ）

ν_d ：動ポアソン比

G' ：地盤の余震時の収束剛性（ kN/m^2 ）

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

第 1-6 表 地盤バネ定数及び地盤バネの上限値

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

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

6) 上部工の設計方針

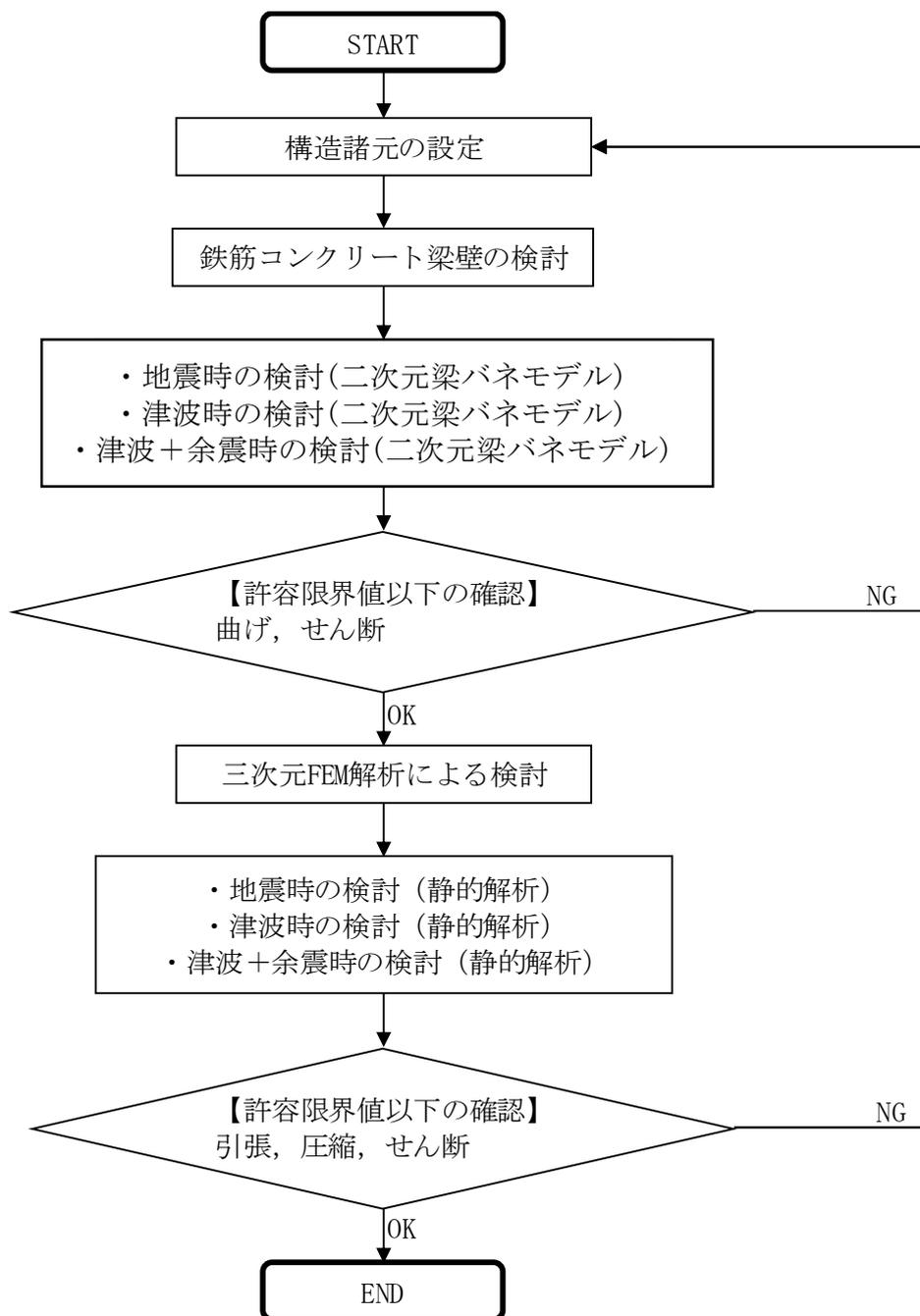
津波に対する止水性を確保し、津波荷重や漂流物荷重によるせん断力を全て受け持てるよう、「鋼管鉄筋コンクリート」の前面に一体化した「鉄筋コンクリート梁壁」を設置する。

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

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

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

第 1-9 図に上部工検討フローを示す。



第 1-9 図 上部工検討フロー

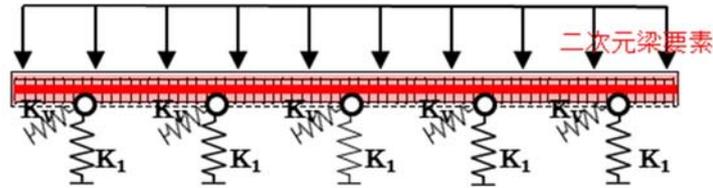
① モデル化方針

a. 二次元梁バネモデル

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

め、 -1σ あるいは $+1\sigma$ 物性のバネ値を与える。

二次元梁バネモデルの概要図を第 1-10 図に示す。



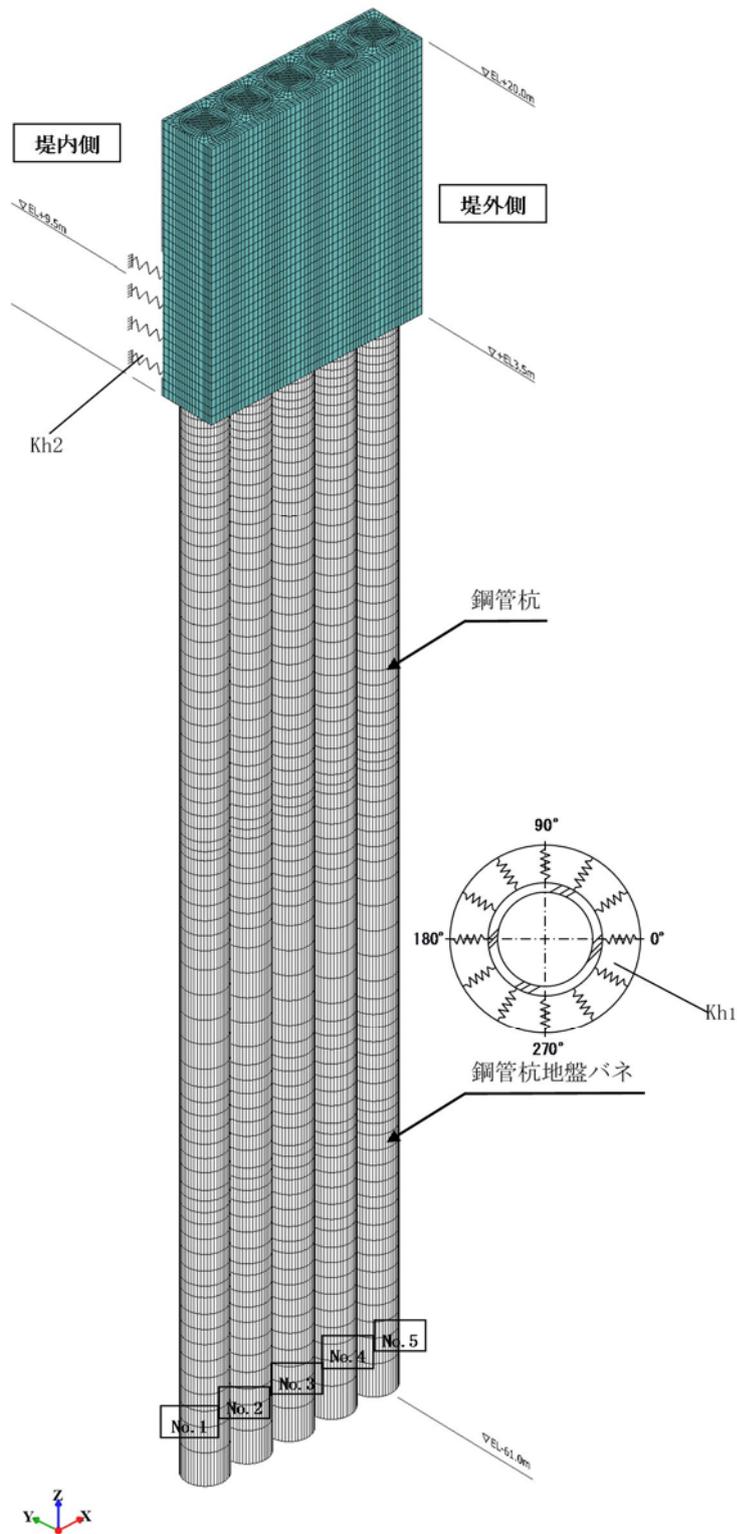
第 1-10 図 二次元梁バネモデル

b. 三次元 F E M モデル

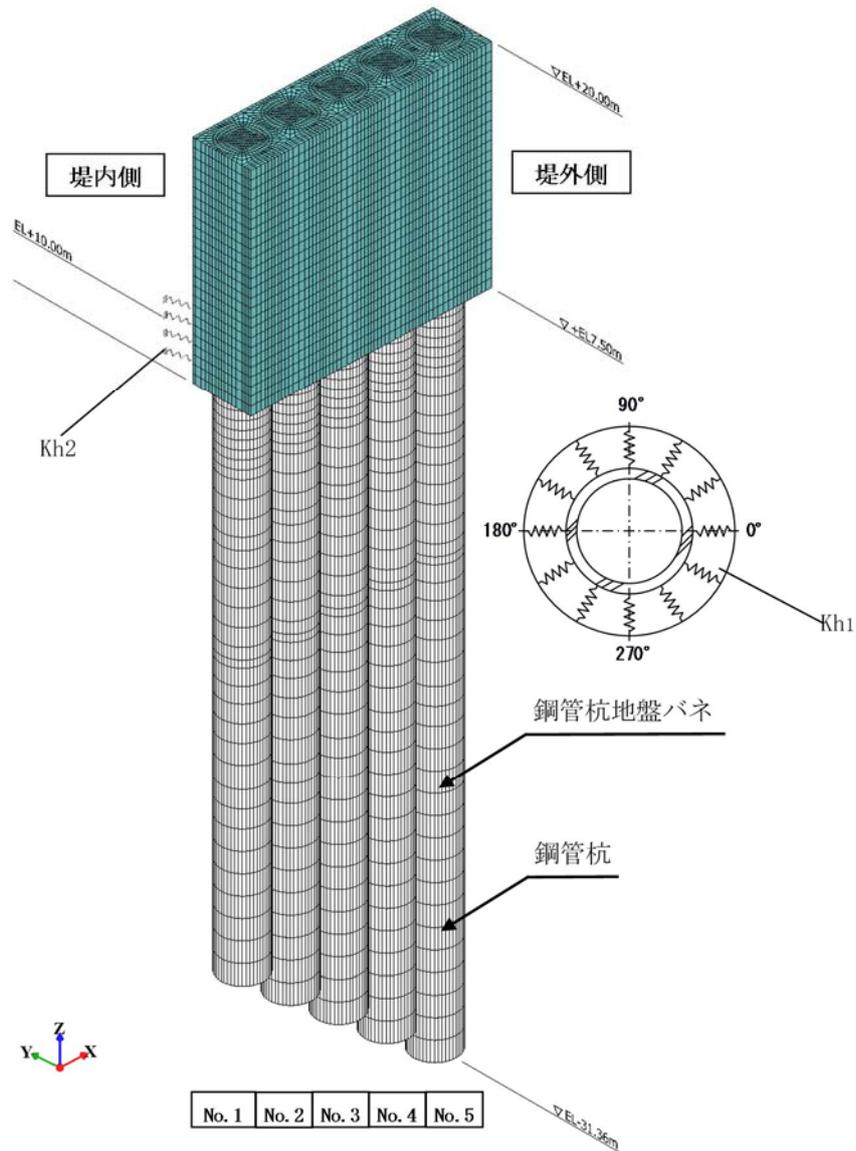
上部工及び下部工を三次元 F E M でモデル化し、防潮壁が地震、津波及び津波＋余震より受ける応力を精緻に評価する。三次元 F E M については、傾斜部のモデル化も行い、地震時の 1 ブロックにおけるねじれの検討も実施する。さらに傾斜部については、固有値解析を実施して防潮壁の振動特性を評価する。

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

三次元 F E M モデルの概要を第 1-11 図に示す。



第 1-11 図 (1) 三次元 F E M 解析モデル (一般部)



第 1-11 図 (2) 三次元 F E Mモデル (傾斜部)

② 地震時

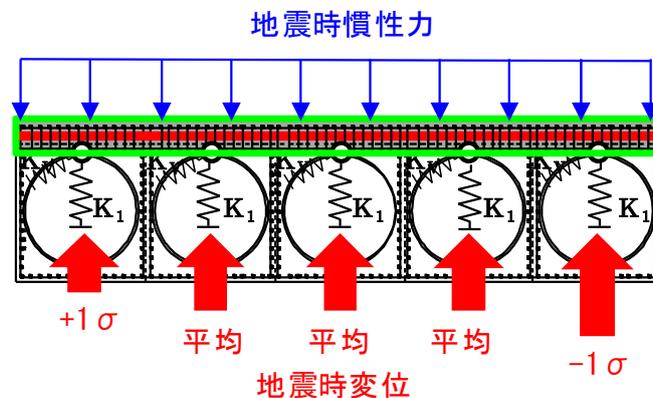
a. 静的フレーム解析 (梁バネモデル)

地盤や杭の剛性を表現したバネに支持された鉄筋コンクリート梁壁を二次元梁バネモデルで表現し，地震時の静的挙動を評価する。鉄筋コンクリート梁壁をビーム要素でモデル化し，地盤抵抗を表現するため，地盤バネを配置する。左右外側のバネには地盤のばらつきを考慮するため， -1σ あるいは $+1\sigma$ 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 $\pm 1\sigma$ 物性を用いた一次元地震応答解析から算出した変位を入力する。

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

地震時の地盤変位入力概要を第 1-12 図に示す。



第 1-12 図 地震時の地盤変位入力概要

b. 三次元 F E M モデル

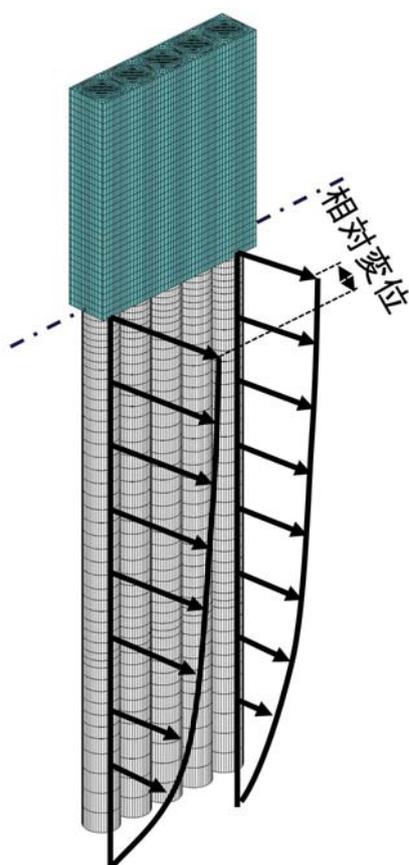
二次元梁バネモデルの保守性検討のため，三次元 F E M モデルを用いた解析を行う。三次元 F E M 解析のモデル概念図を第 1-13 図に示す。

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

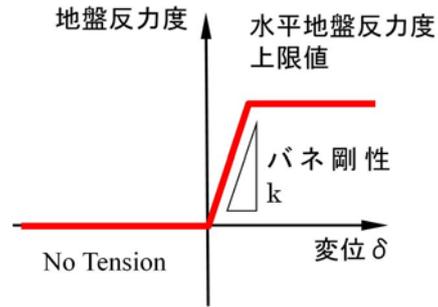
鉛直慣性力は，一次元地震応答解析及び二次元有効応力解析で地表面の最大加速度を求め，その加速度を杭と防潮壁に平均地盤の表面最大加速度の下向き鉛直慣性力を作用する。

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

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



第 1-13 図 三次元 F E M 解析の概念図



第 1-14 図 F E M 解析に与える地盤バネの特性

③ 津波時，津波＋余震時

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

a . 津波時

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

b . 津波＋余震時

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

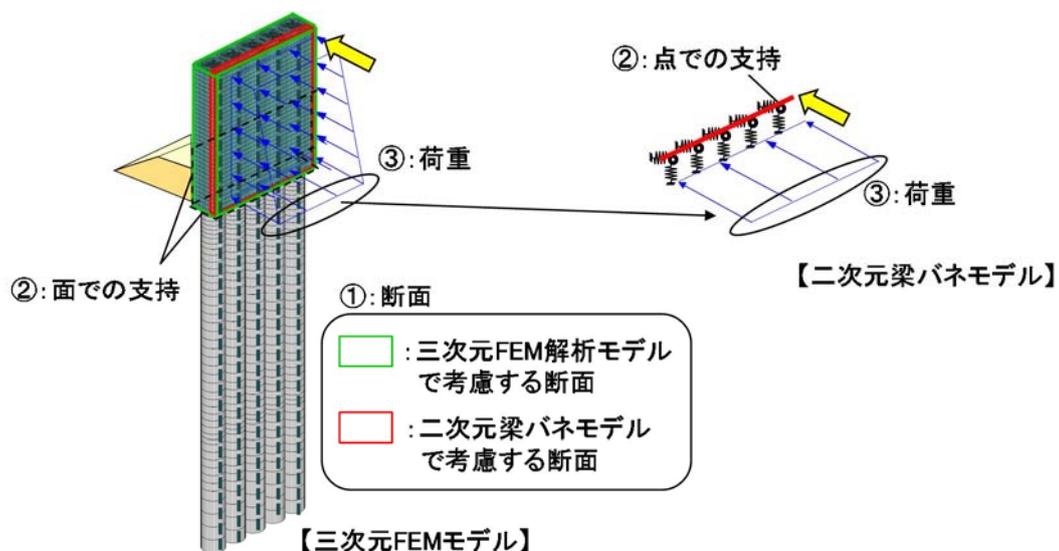
る地表面の最大加速度を与える。

二次元梁バネモデルは地表面における最大変位を集約バネを介して載荷する。三次元 F E M 解析については、深度なりの変位を杭体にバネを介して載荷する。

④ 二次元梁バネモデルと三次元 F E M モデルに対する保守性

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

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



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

第 1-15 図 二次元梁バネモデルと三次元 F E M モデルの相違点

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

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

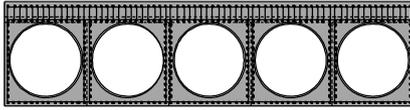
- 鉄筋の照査等を行う断面計算は、軸力、曲げモーメント、せん断力を用いて曲げ応力及びせん断応力を算出して行う。
- 応力計算は、面積と断面2次モーメントに依存するため、値が小さい方が応力は大きくなる。
- 二次元梁バネモデルで用いる断面性能(断面積、断面2次モーメント)と三次元FEMでモデル化される断面性能は、二次元梁バネモデルの方が小さくなり、発生応力は大きくなる。

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

$$\text{せん断応力 } \tau = \frac{S}{A}$$

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/mm²
引張応力度: 182.06 N/mm²
せん断力: 428.48 kN

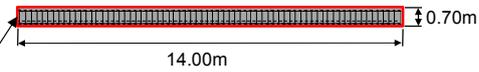
三次元FEMモデル
圧縮応力度: 0.85 N/mm² (11.27)
引張応力度: 36.92 N/mm² (4.93)
せん断力: 160.99 kN (2.66)

()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。

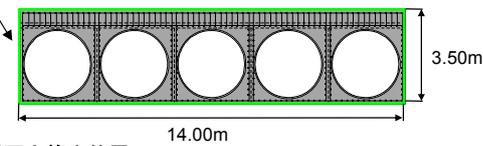
断面積: A=0.70m²
断面2次モーメント: Iz=0.0286m⁴
中立軸までの距離: y=0.35m
断面係数: Z=0.0817m³



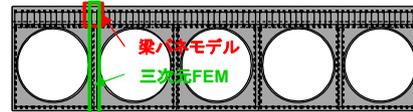
【三次元FEMモデル】

三次元FEMモデルでは全断面有効とする。

断面積: A=3.50m² (5.0)
断面2次モーメント: Iz=3.573m⁴
中立軸までの距離: y=1.75m
断面係数: Z=2.042m³ (25.0)



断面力算出位置



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

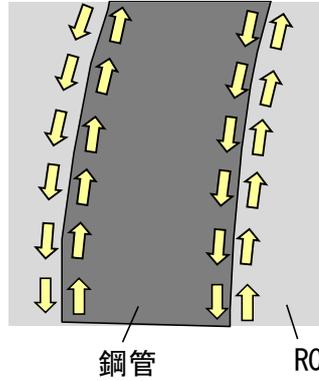
⑤ 鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面の一体性確保

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

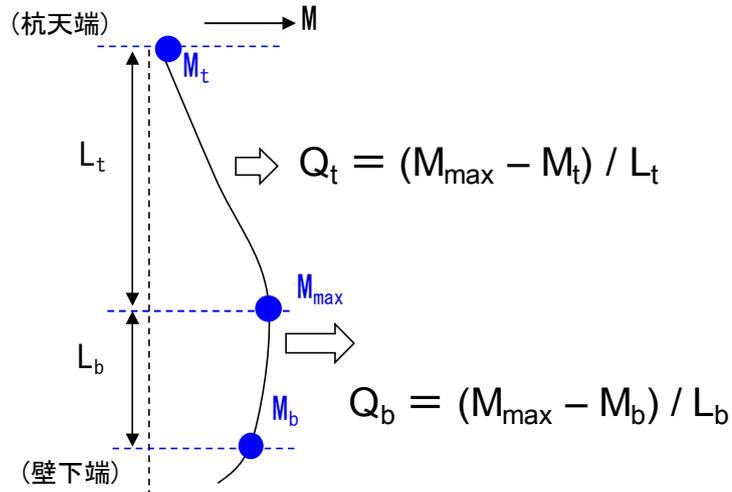
杭の曲げ変形により、鋼管と鉄筋コンクリートの間のせん断力に対して、ずれを生じさせないために必要なスタッドを配置する。設計は、鋼・合成構造標準示方書(土木学会)及び道路橋示方書・同解説(IV下部構造編)(日本道路協会)に基づき行う。

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

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



第 1-17 図 鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面に作用するせん断力



第 1-18 図 杭の曲げモーメント分布に基づくせん断力の算出方法

7) 止水ジョイント部の設計方針

① 概要

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

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

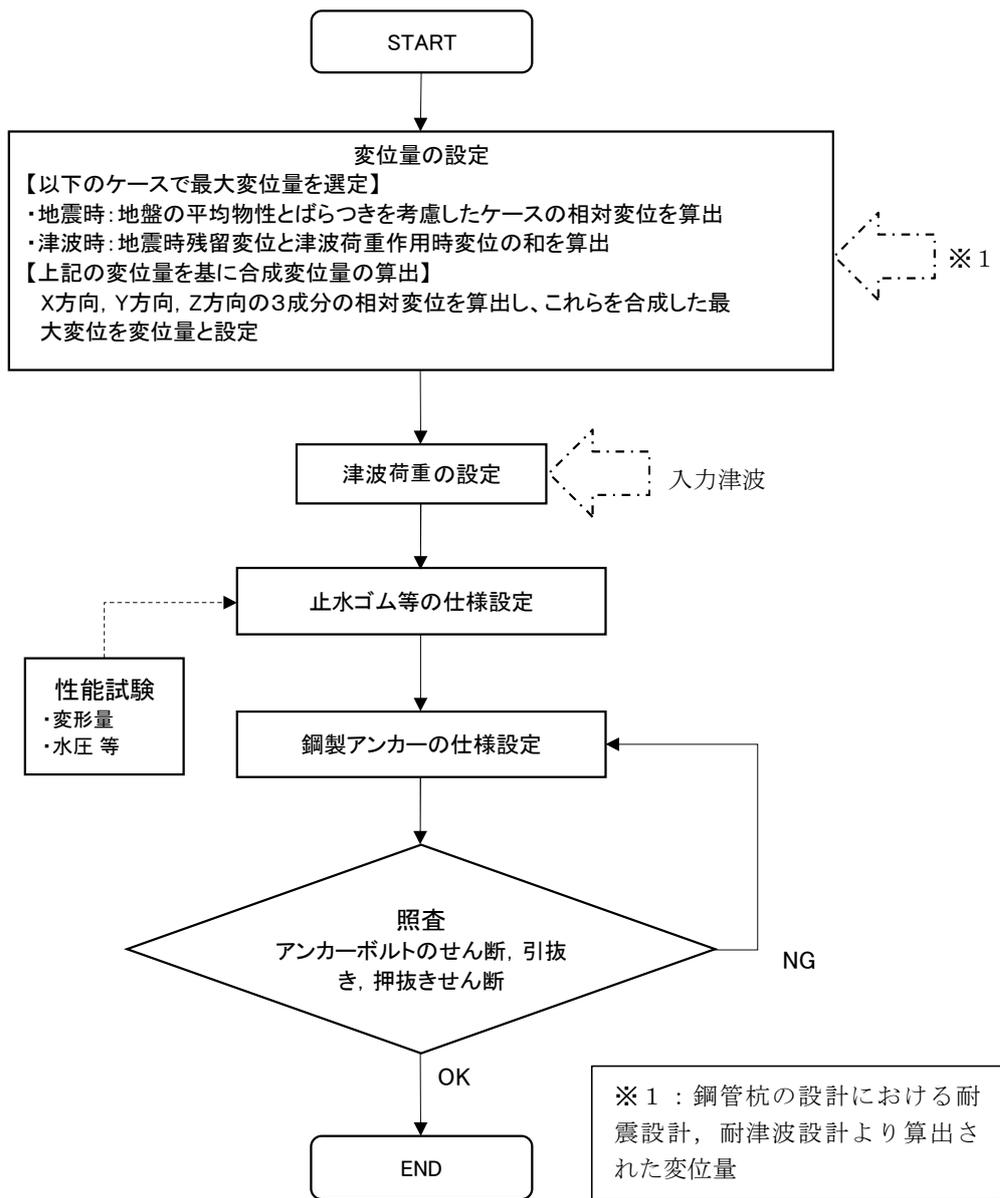
なお、堤外側の止水ジョイント部には、漂流物への対策として、止水ゴム等の鋼製防護部材を設置する。

② 評価方針

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

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

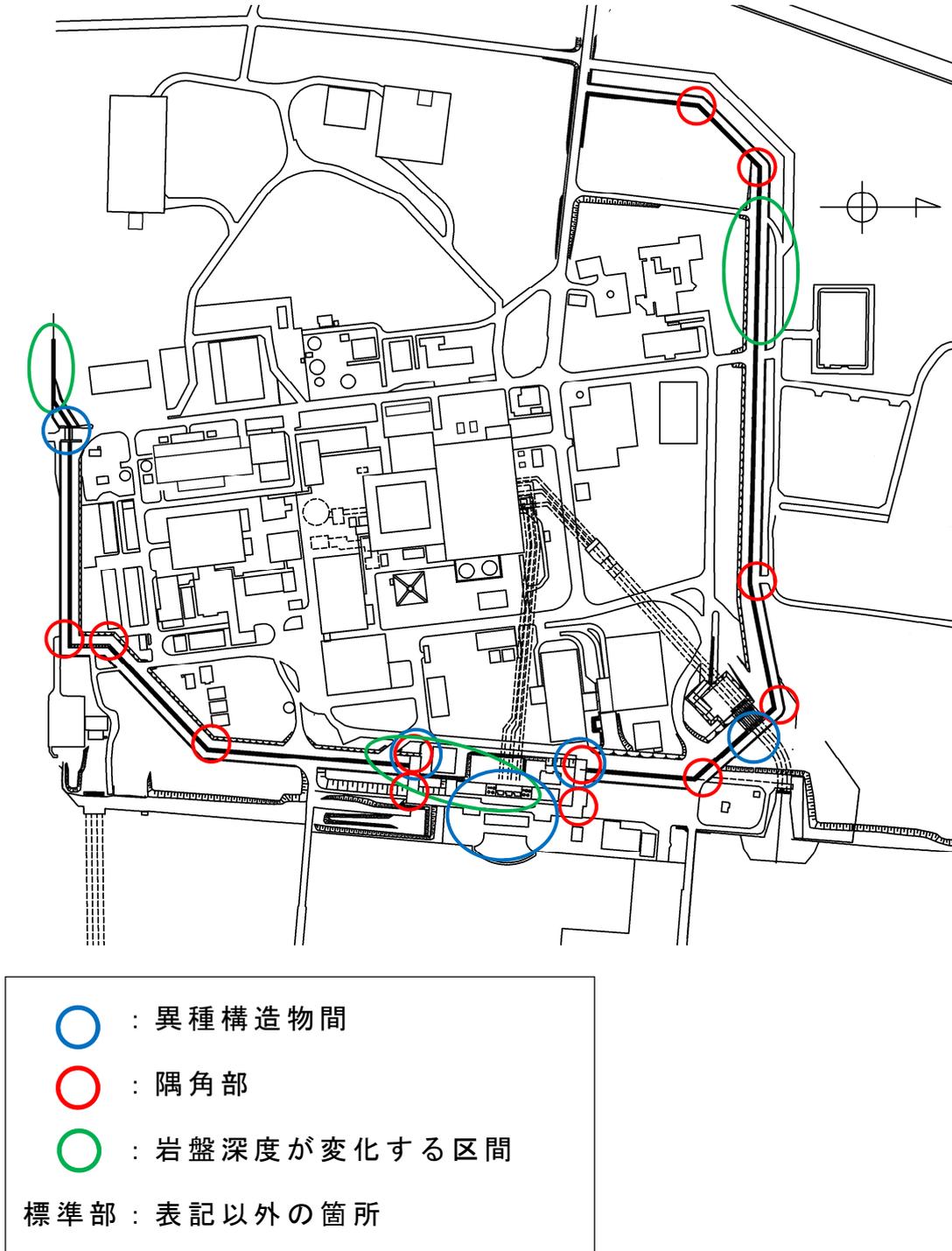
なお、止水ゴム等の取り付け部の鋼製アンカーに発生する応力度が短期許容応力度以下であることを確認するとともに、漂流物への対策として止水ゴム等の鋼製防護部材を設置し、この部材に発生する応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。



第 1-19 図 止水ジョイント部の設計フロー

a. 相対変位の設定方針

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



第 1-20 図 防潮堤の各部（標準部、隅角部及び異種構造物間）位置図

b. 標準部の地震時相対変位量

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

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

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

x 方向の相対変位 δ_x :

$$\delta_x = \max[\text{abs}\{\delta_x(+1\sigma) - \delta_x(\text{平均})\}, \text{abs}\{\delta_x(\text{平均}) - \delta_x(-1\sigma)\}]$$

y 方向の相対変位 δ_y :

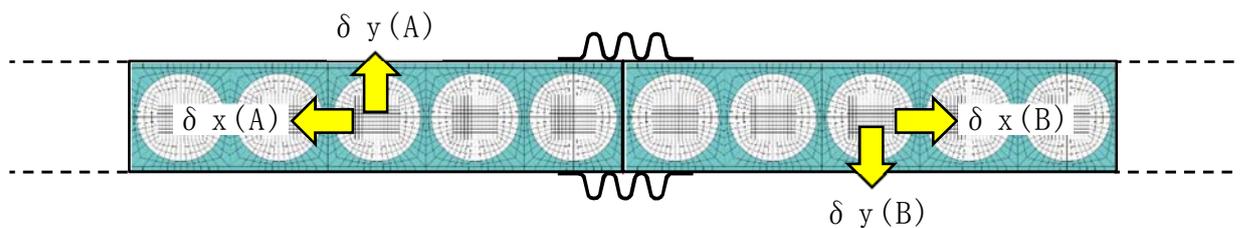
$$\delta_y = \max[\text{abs}\{\delta_y(+1\sigma) - \delta_y(\text{平均})\}, \text{abs}\{\delta_y(\text{平均}) - \delta_y(-1\sigma)\}]$$

z 方向の相対変位 δ_z :

$$\delta_z = \max[\text{abs}\{\delta_z(+1\sigma) - \delta_z(\text{平均})\}, \text{abs}\{\delta_z(\text{平均}) - \delta_z(-1\sigma)\}]$$

合成方向変位（3 方向合成） δ :

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



第 1-21 図 地震時の相対変位の概念図

c. 標準部の津波時相対変位量

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

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

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

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

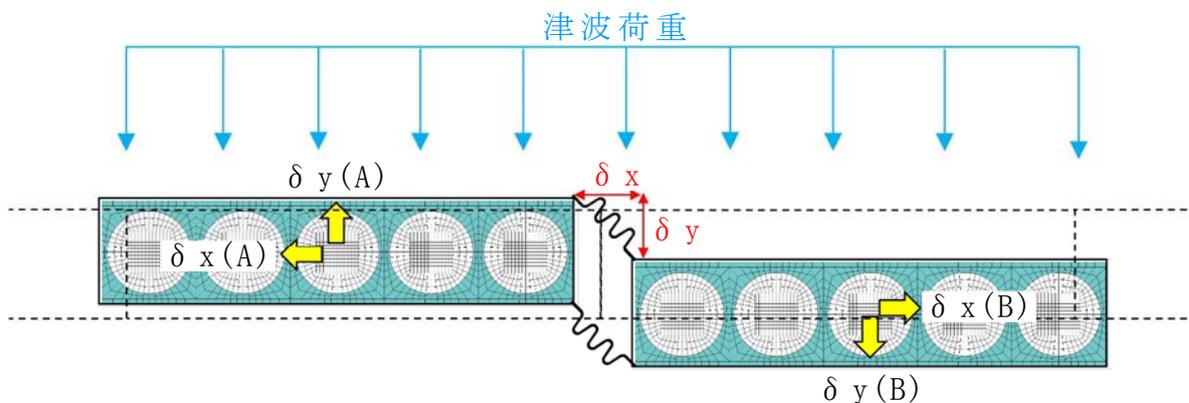
$$x \text{ 方向の相対変位 } \delta_x : \delta_x = \delta_x(B) - \delta_x(A)$$

$$y \text{ 方向の相対変位 } \delta_y : \delta_y = \delta_y(B) - \delta_y(A)$$

$$z \text{ 方向の相対変位 } \delta_z : \delta_z = \delta_z(B) - \delta_z(A)$$

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

$\delta_x(A)$ ， $\delta_x(B)$ ， $\delta_y(A)$ ， $\delta_y(B)$ ， $\delta_z(A)$ ， $\delta_z(B)$: 地震時の残留変位



第 1-22 図 津波時の相対変位の概念図

d. 標準部の重畳時（津波＋余震時）相対変位量

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

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

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

$$x \text{ 方向の相対変位 } \delta_x : \delta_x = \{ \delta_x(B) + \delta_{x'}(B) \} - \{ \delta_x(A) + \delta_{x'}(A) \}$$

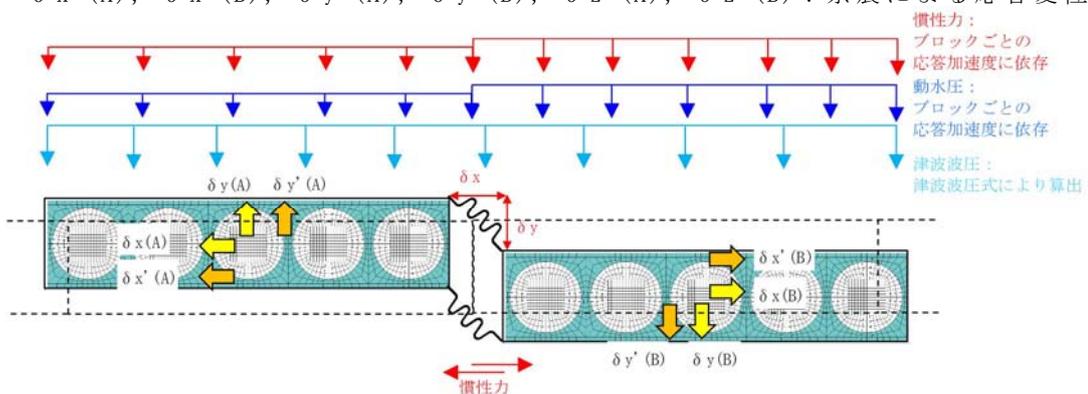
$$y \text{ 方向の相対変位 } \delta_y : \delta_y = \{ \delta_y(B) + \delta_{y'}(B) \} - \{ \delta_y(A) + \delta_{y'}(A) \}$$

$$z \text{ 方向の相対変位 } \delta_z : \delta_z = \{ \delta_z(B) + \delta_{z'}(B) \} - \{ \delta_z(A) + \delta_{z'}(A) \}$$

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

$\delta_x(A)$, $\delta_x(B)$, $\delta_y(A)$, $\delta_y(B)$, $\delta_z(A)$, $\delta_z(B)$: 地震時の残留変位

$\delta_{x'}(A)$, $\delta_{x'}(B)$, $\delta_{y'}(A)$, $\delta_{y'}(B)$, $\delta_{z'}(A)$, $\delta_{z'}(B)$: 余震による応答変位

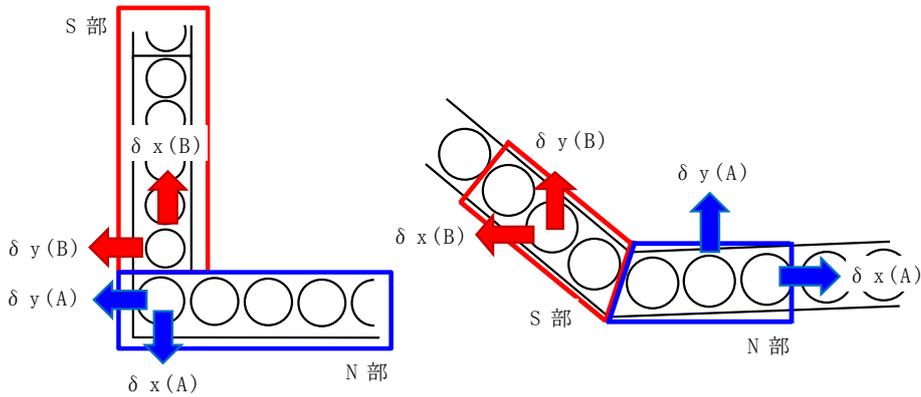


第1-23図 重畳時（津波＋余震時）の相対変位の概念図

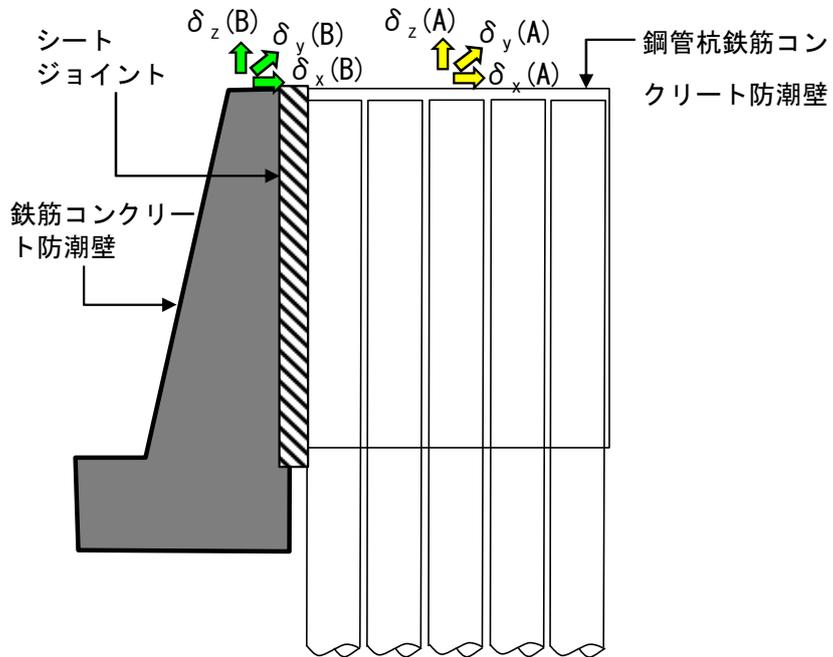
e. 隅角部及び異種構造物間の相対変位量

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

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



第 1-24 図 隅角部の相対変位概念図



第 1-25 図 異種構造物間の相対変位概念図

f. 止水ゴム等の適用方針

止水ゴム等は津波荷重に耐えうる材料を選定する。

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

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

g. 止水ゴム等の性能試験について

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

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

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

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

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

止水ゴム等の耐圧試験例を第1-26図に示す。



第1-26図 止水ゴム等の耐圧試験例

8) 防潮壁間の相互の支圧力に関する設計方針

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

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

鉄筋コンクリート防潮壁側に働く慣性力 F :

$$F = m \cdot a$$

m : 鉄筋コンクリート防潮壁側の慣性力

a : 地震時加速度

防潮壁側支圧応力度 σ_{cv} :

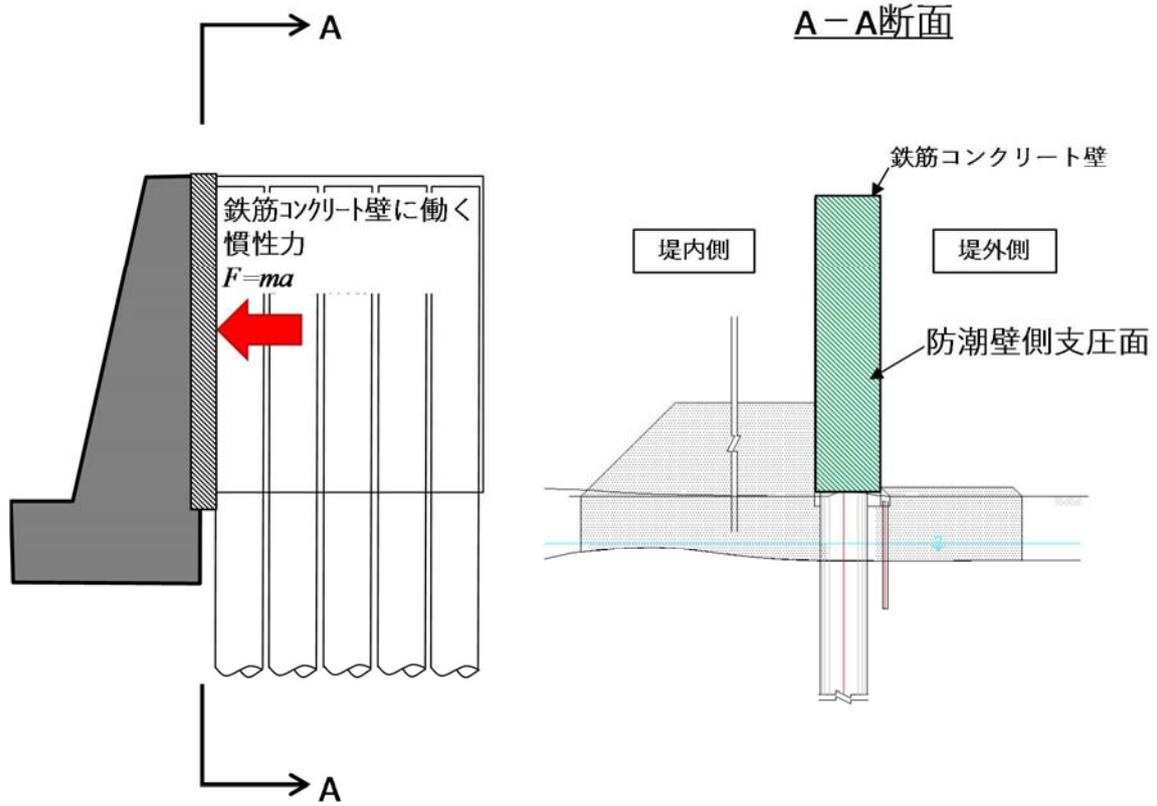
$$\sigma_{cv} = \frac{F}{b \cdot h} \leq \sigma_{ca}$$

b : 防潮壁の幅

h : 防潮壁高さ

σ_{ca} : 支圧応力度の許容応力度

(道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編) に従う)



第 1-27 図 慣性力と防潮壁側面の概念図

9) 地盤高さの嵩上げ（改良体）の設計方針

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

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

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

10) 表層地盤改良及びシートパイルの設定方針

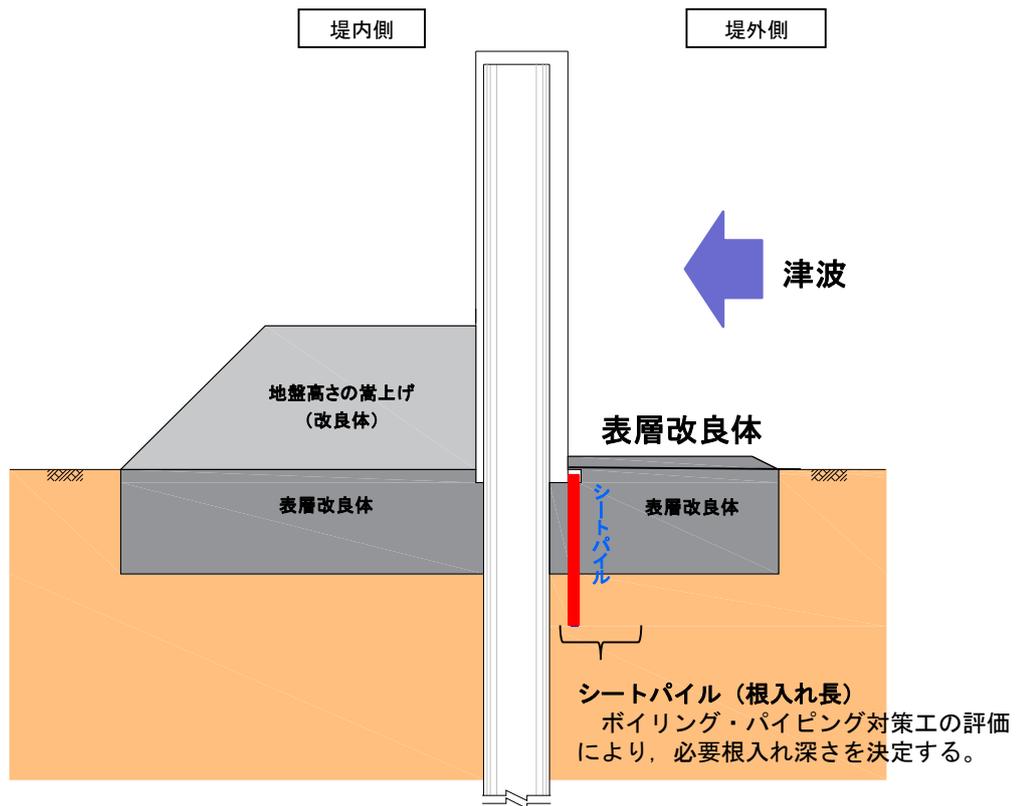
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁周りの表層付近の地盤においては、地震時における変形や津波による洗掘などに対して、浸水防護をより確実なものとするために、地盤改良の実施及びシートパイルの設置を行う。第 1-28 図に地盤改良及びシートパイルのイメージ図を示す。

表層改良体の深さ方向の範囲は、表層地盤の過剰間隙水圧比が比較的高い範囲や杭体に生じる断面力の低減等を考慮し設定する。

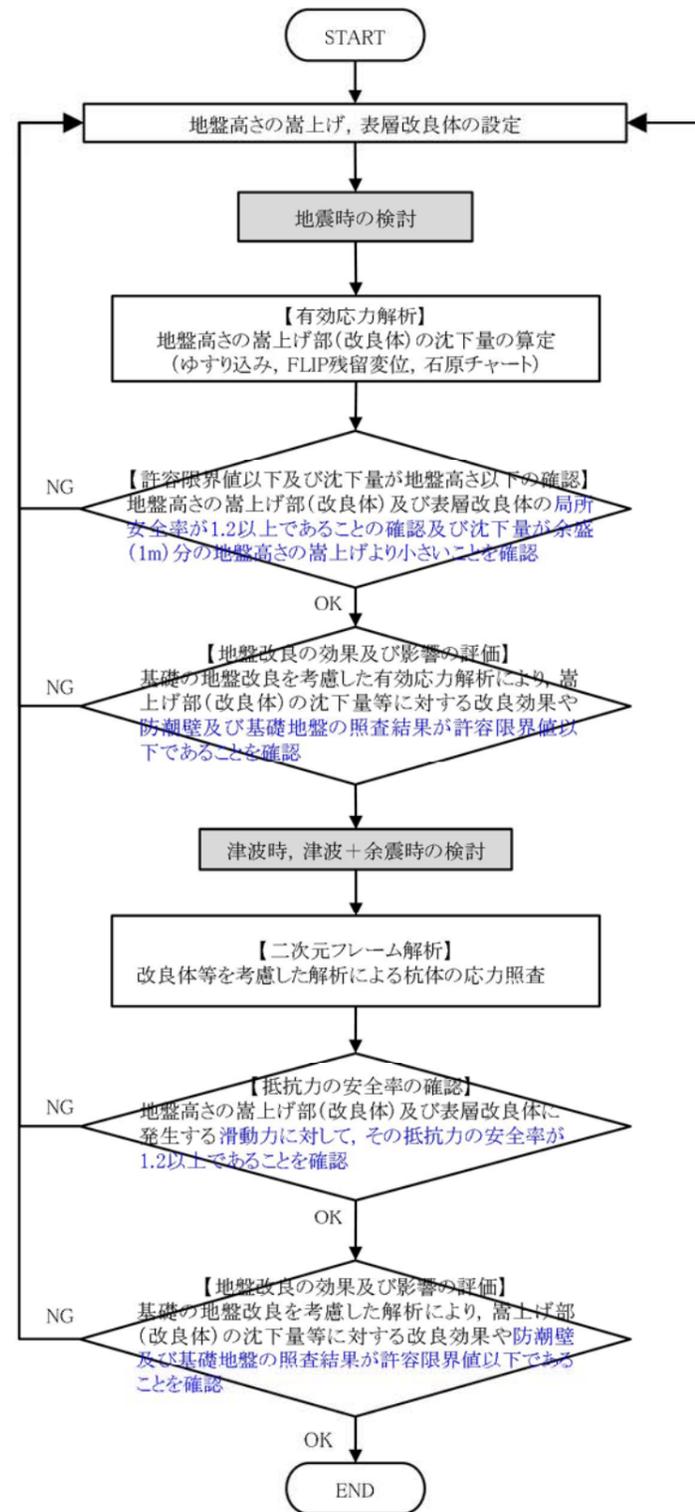
また、堤内側の表層改良体の幅は、地盤高さの嵩上げが地震時に損傷に至らない範囲を考慮し設定する。堤外側の表層改良体の幅は、地盤改良に係る指針類に基づき範囲を設定する。

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

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

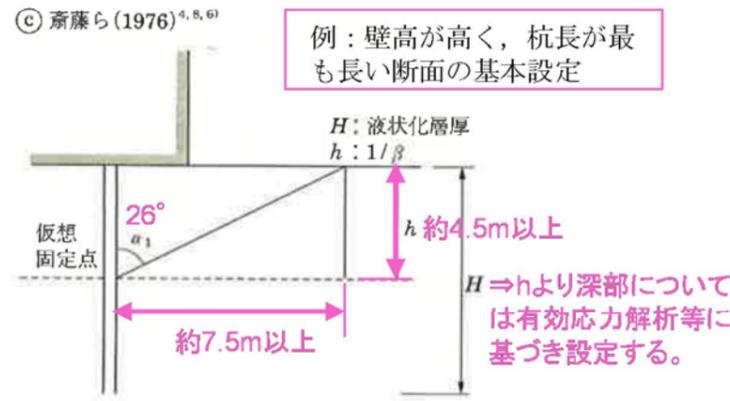


第 1-28 図 地盤改良及びシートパイルのイメージ図



■表層改良体の範囲に係る基本設定

(1) 鋼管杭の $1/\beta$ 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($1/\beta$)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 $h (=1/\beta)$ 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。

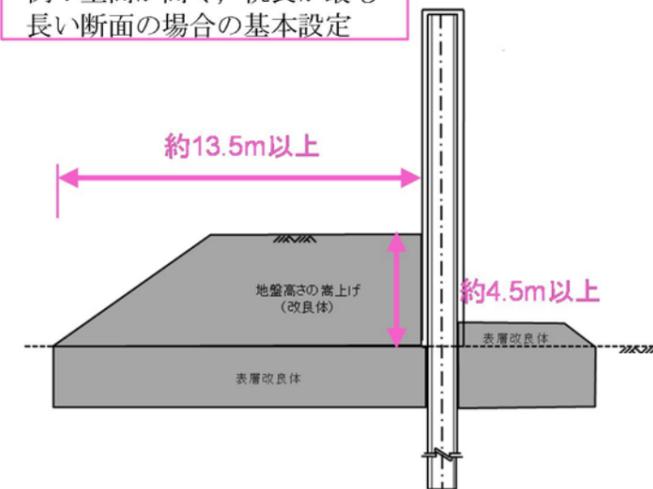
β : 基礎の特性値 $= \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$ (m^{-1})
 ここに, k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)
 $k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4}$
 k_{H0} : 直径0.3mの剛体円板による平版荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数
 $k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$ (kN/m^3)
 $\alpha = 2.0$: 津波時 (地盤改良土)
 E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2)
 EI : 基礎の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)
 D : 杭径 (m)
 B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算荷幅 (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/m^2)
 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/m^3)
 ϕ : 嵩上げ部 (改良体) の内部摩擦角 ($^\circ$)
- 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/m^3)
 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/m^2)
- 安全率 $SF = H_u / H_p$

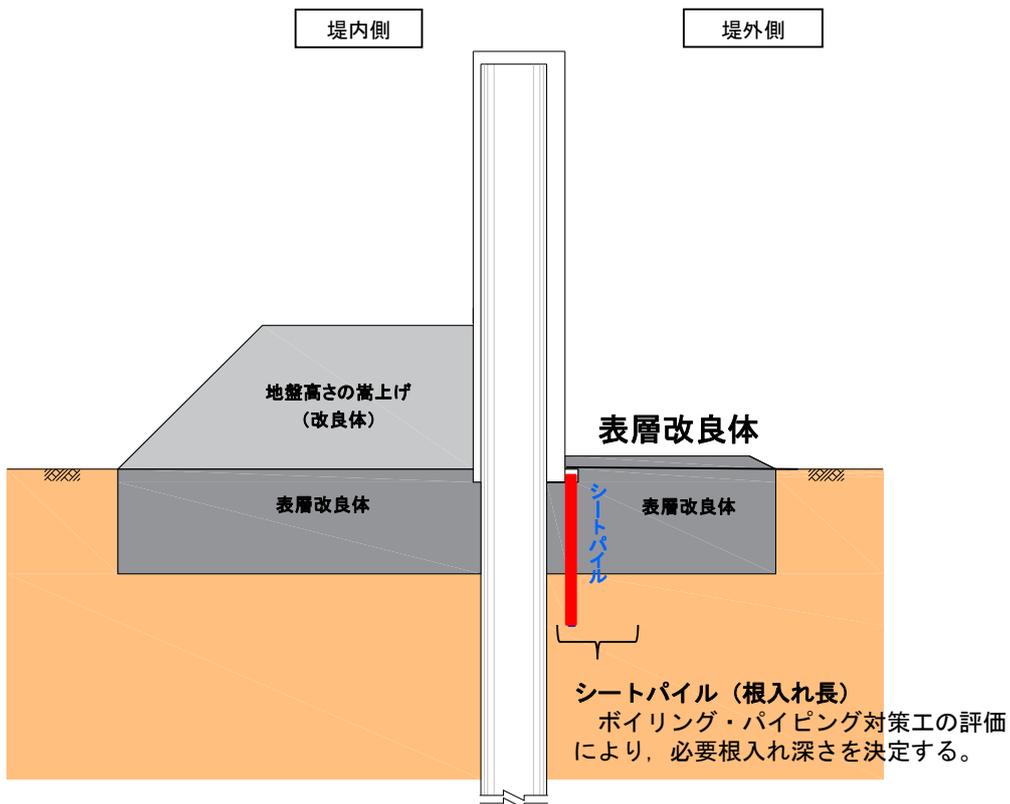
例: 壁高が高く, 杭長が最も長い断面の場合の基本設定



第 1-29 図 地盤高さの嵩上げ及び表層改良体の基本設定方針及び設計方針

① ボイリング，パイピング防止対策の検討方針

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



第 1-30 図 ボイリング，パイピング防止対策工概念図

a. ボイリング防止対策

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

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

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

ここに，

u ：土止め壁先端に作用する平均過剰間隙水圧

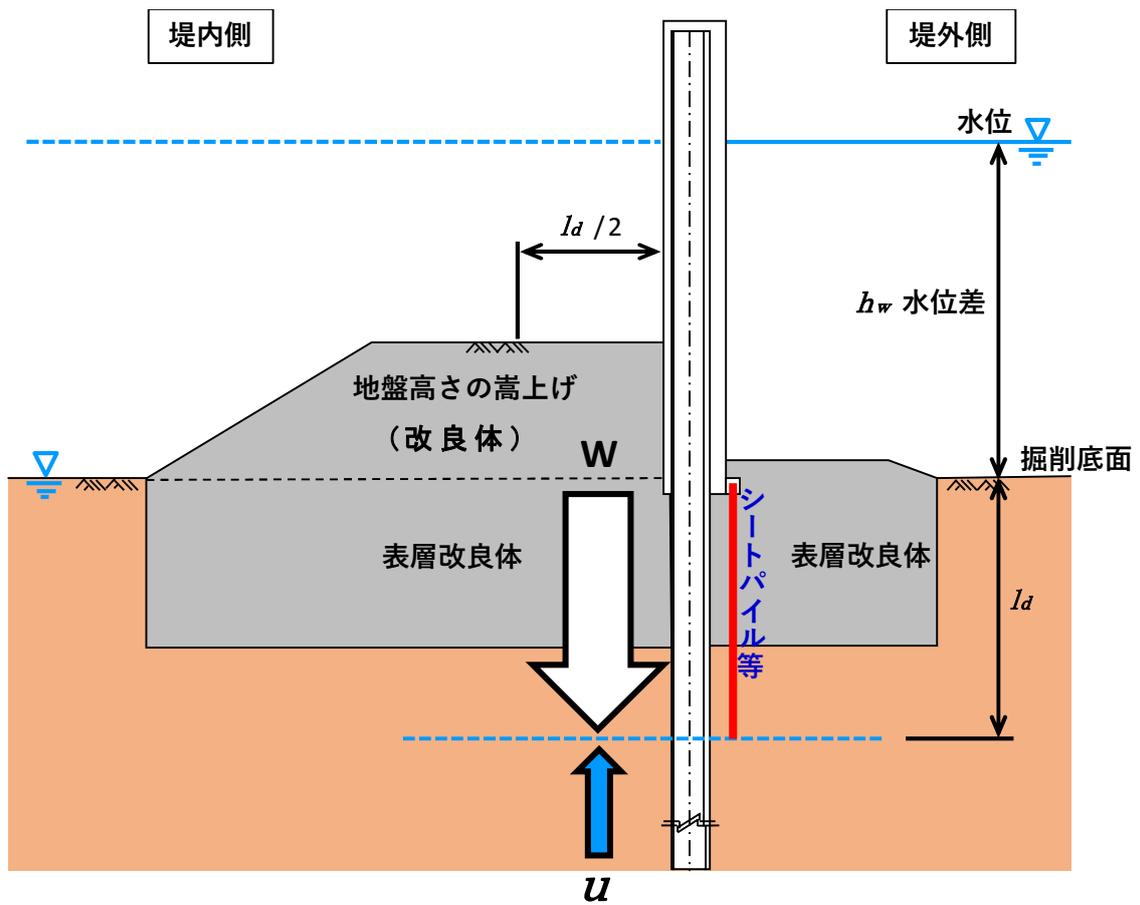
W ：土の有効重量

$$W = \gamma' l_d$$

γ' ：土の水中単位体積重量

l_d ：土止め壁の根入れ深さ

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



第 1-31 図 ボイリング防止対策の説明図

b. パイピング防止対策

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

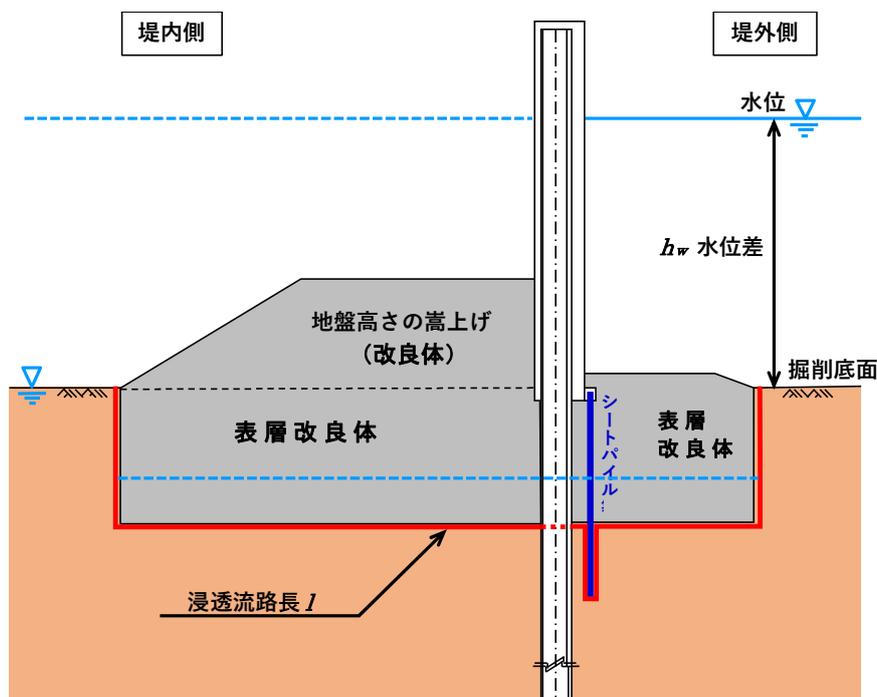
パイピングに対する検討は浸透流路長と水位差の比を考慮した下式により算出する。

$$l / h_w \geq F_s$$

ここに， l ：浸透流路長

h_w ：水面から掘削底面までの高さ（水位差）

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



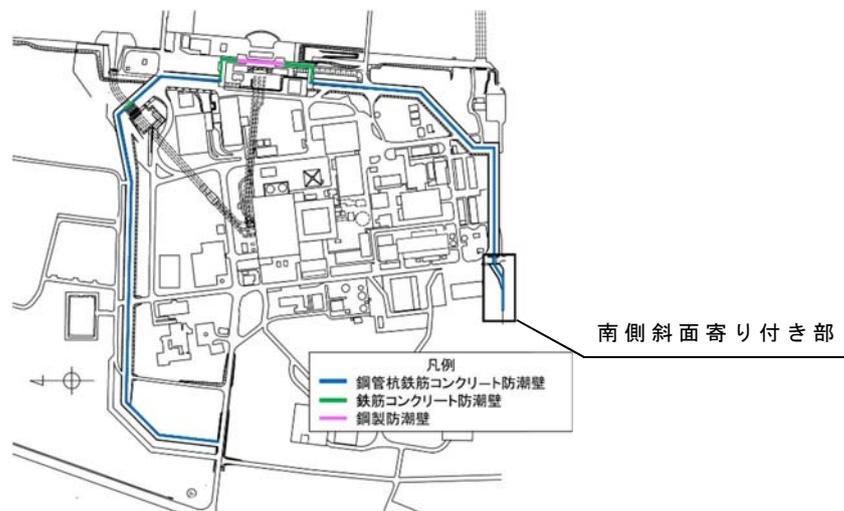
第 1-32 図 パイピング防止対策の説明図

11) 防潮壁の地山寄り付き部における設定方針

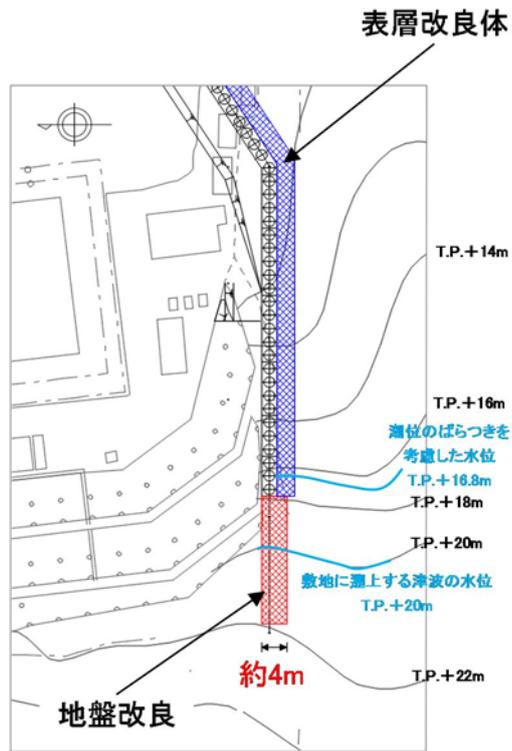
津波に対して，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の前面の洗掘防止対策は，津波時において壁に作用する津波荷重に対して，防潮壁前面の表層地盤強度が津波荷重よりも大きくなるように，十分な安全余裕を持たせた地盤のせん断強度を確保する地盤改良強度を設定する。

$$\text{津波荷重} \leq \text{防潮壁前面の表層地盤せん断強度}$$

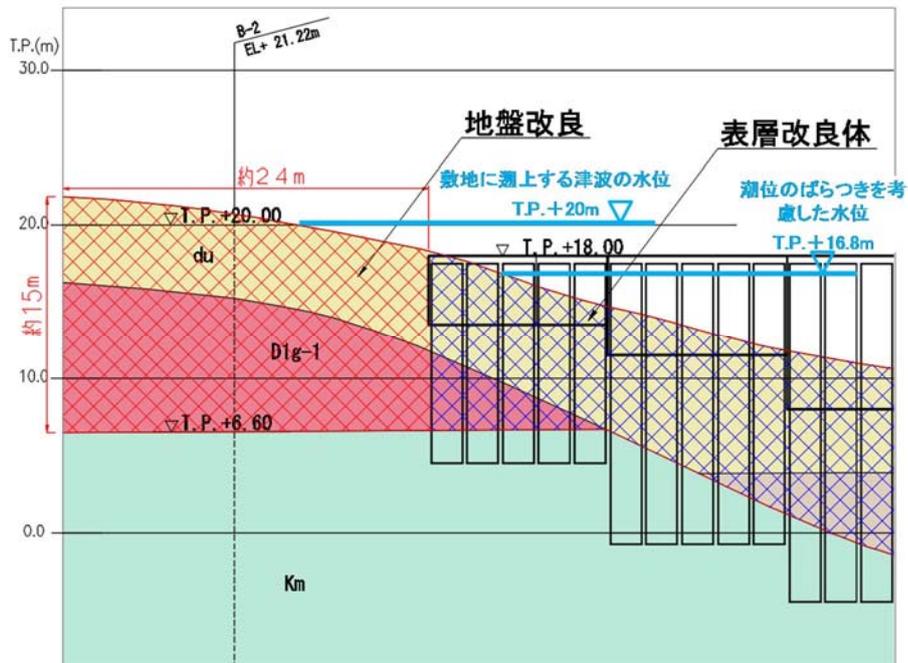
また，敷地南西部においては，防潮堤が南側丘陵地に寄り付くことから，津波遡上解析結果により，寄り付き部には津波が到達しないことを確認しているが，洗掘防止対策として，寄り付き部の範囲を地盤改良する。地盤改良の対象は， $d u$ 層， $D 1 g - 1$ 層とし，防潮堤の天端である T.P. +18m に余裕を持たせて T.P. +22m までの範囲を対象とする。また，地盤改良幅は，隣接する防潮壁の幅に余裕を持たせて 4m とし，縦断方向の改良範囲は地山高さに合わせて適切に設定する。防潮壁寄り付き部の平面図を第 1-33 図，第 1-34 図に，断面図を第 1-35 図に示す。



第 1-33 図 防潮壁全体平面図



第 1-34 図 防潮壁寄り付き部拡大平面図



第 1-35 図 防潮壁寄り付き部断面図

12) 防潮壁底部の地盤根入れ長の設定方針

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

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

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

鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁底部の地盤根入れ長

$$> \text{地震による地盤面沈下量} = \text{①} + \text{②} + \text{③}$$

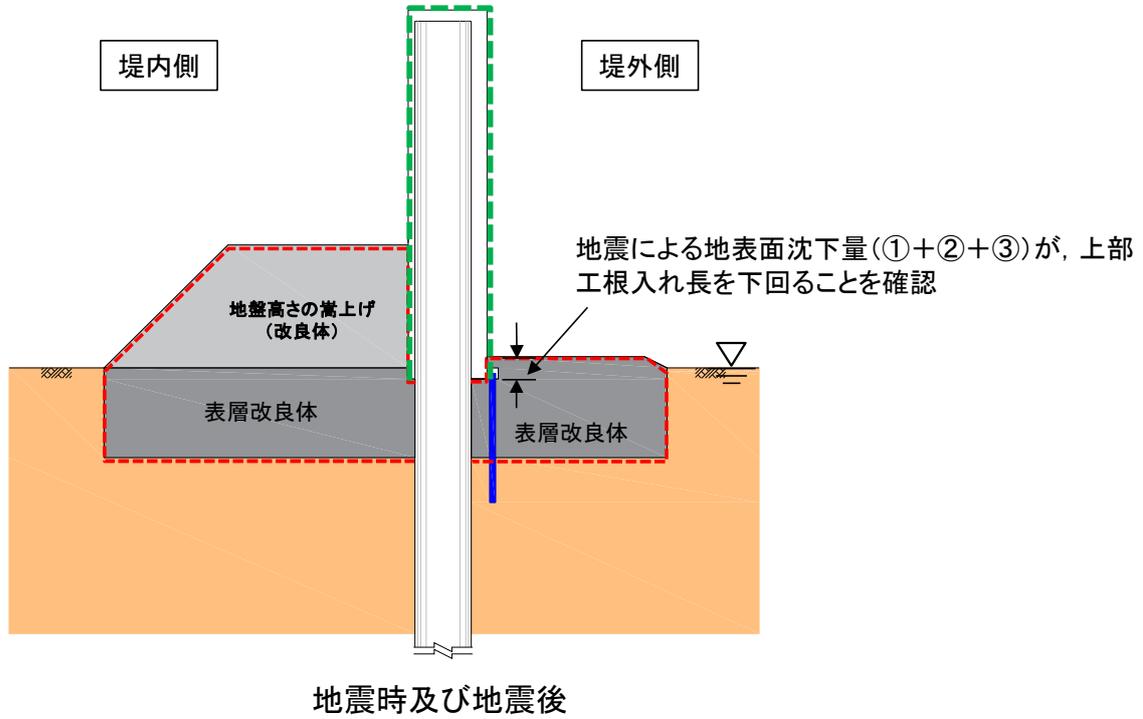
なお，考慮する地震時の沈下量は，以下の沈下量とする。

- ① 不飽和土層の揺すり込み沈下量
- ② 有効応力解析により算出した残留沈下量
- ③ 過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量

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

また，有効応力解析結果より求められる防潮壁堤外側地盤の残留鉛直変位量及び液状化検討対象層のせん断ひずみ

から算定される地層ごとの過剰間隙水圧の消散に伴う沈下量を算出する。

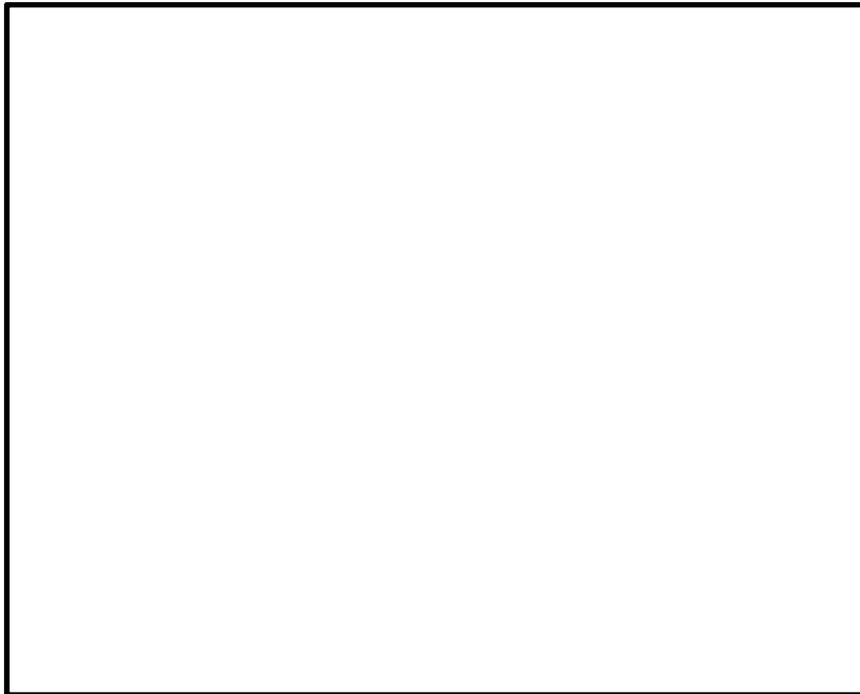


第 1-36 図 地震に伴う防潮壁の地表面沈下量算定に関する概念図

13) 構内排水路と防潮壁の交差部の設計方針

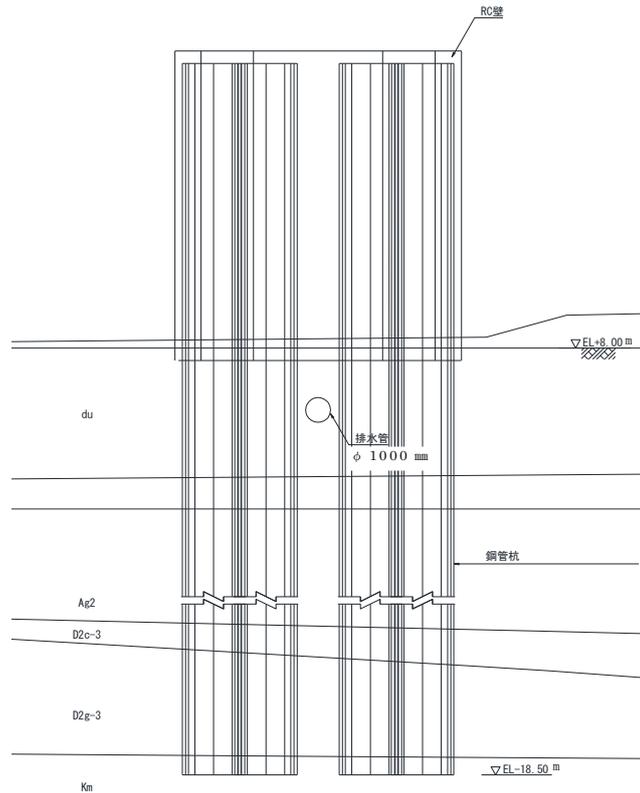
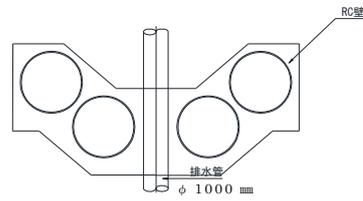
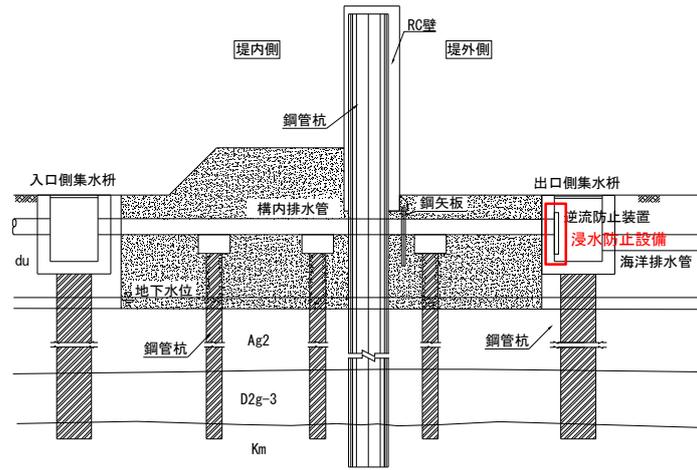
防潮堤内の降雨等を想定した構内排水路については、第 1-37 図に示すとおり、複数箇所では防潮壁を横断して設置される。

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



第 1-37 図 構内排水路設置位置図

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



注) 仕様については今後の検討で多少変更が想定される

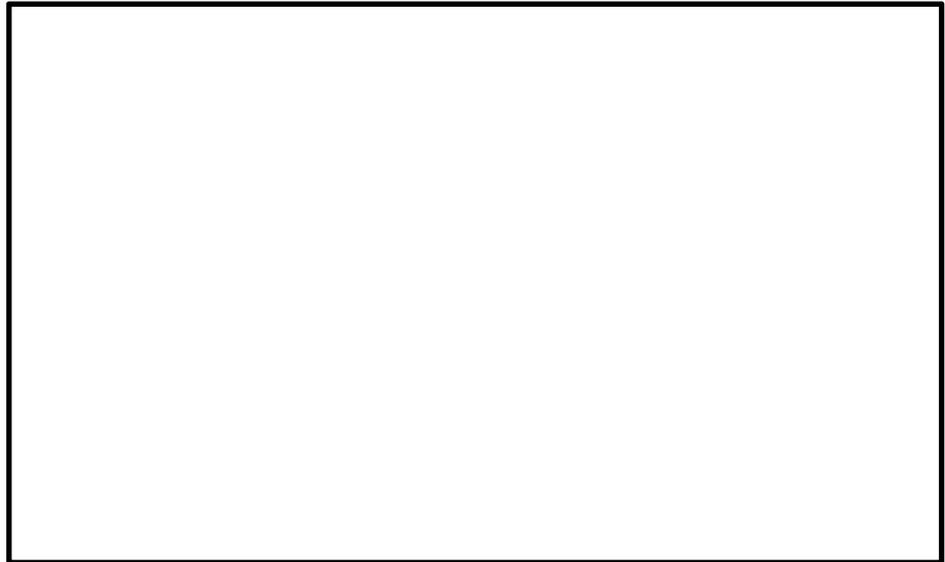
第 1-38 図 構内排水路と鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁

との交差部断面図

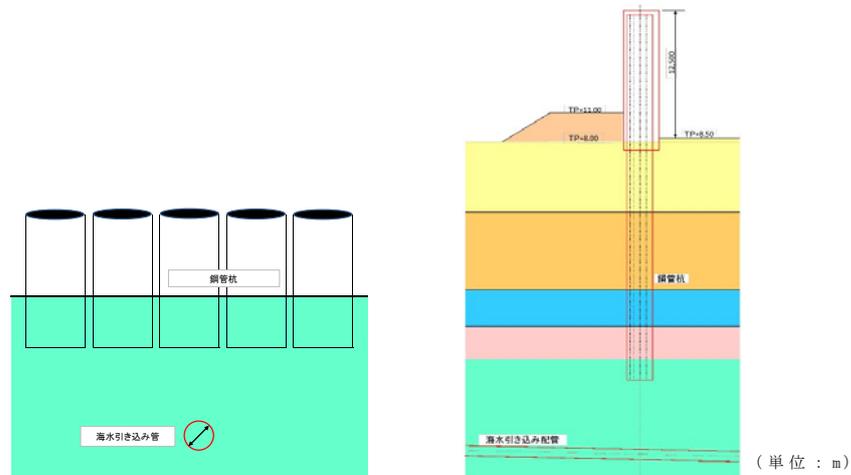
14) 海水引込み管と防潮壁の交差部の設定方針

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

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



第 1-39 図 海水引込み管位置図

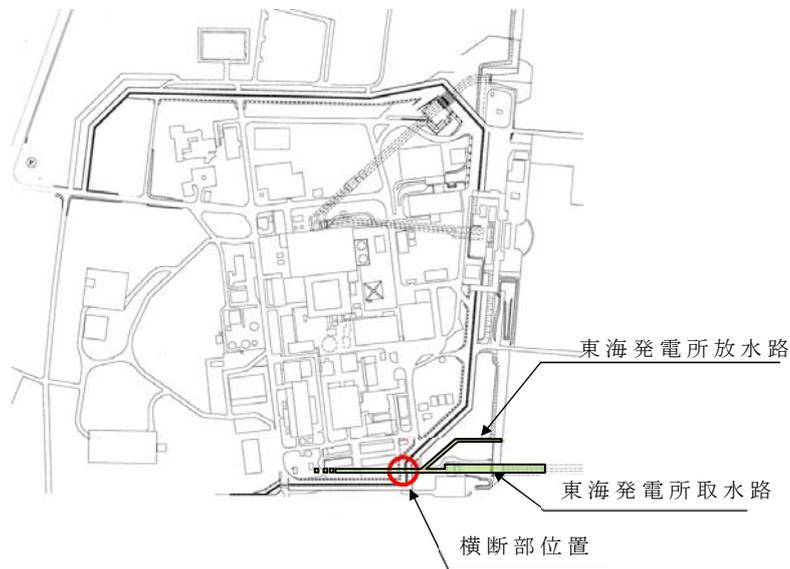


第 1-40 図 海水引込み管と鋼管杭の交差部断面イメージ図

15) 東海発電所の取水路・放水路と防潮壁の横断部の設定方針

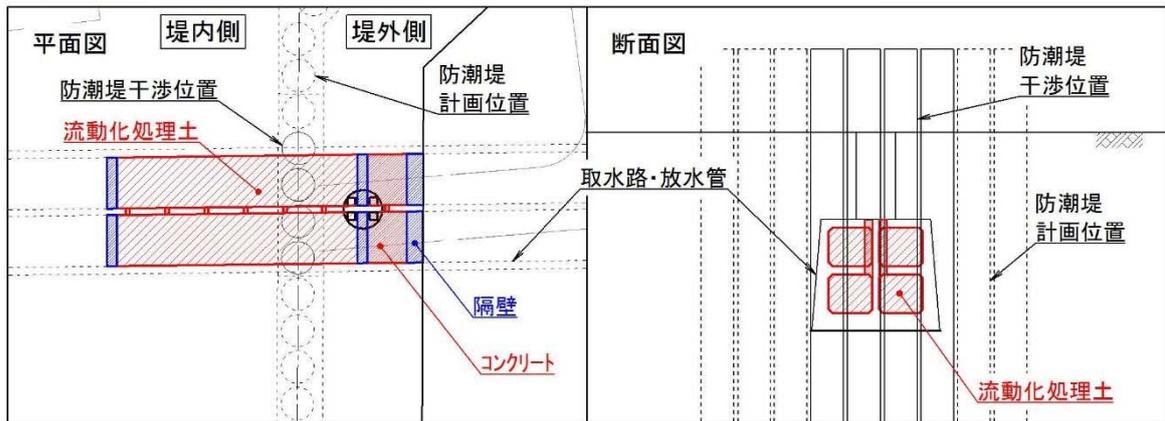
東海発電所 取水路・放水路は、鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁の南東部を横断する。第 1-41 図に東海発電所 取水路・放水路と防潮壁の横断位置図を示す。

東海発電所の取水路・放水路は、廃止措置工事に伴う排水（解体撤去作業に伴う廃液，洗濯廃液）に必要な希釈取水機能及び希釈放水機能に影響が生じないように，希釈水の取水箇所及び排水の排出箇所の上流側の取水路と放水路をコンクリート等により埋戻しを行うことにより，東海発電所の廃止措置の運用に影響を及ぼさない設計とする。防潮壁横断部の取水路・放水路の埋戻しイメージ図を第 1-42 図に示す。

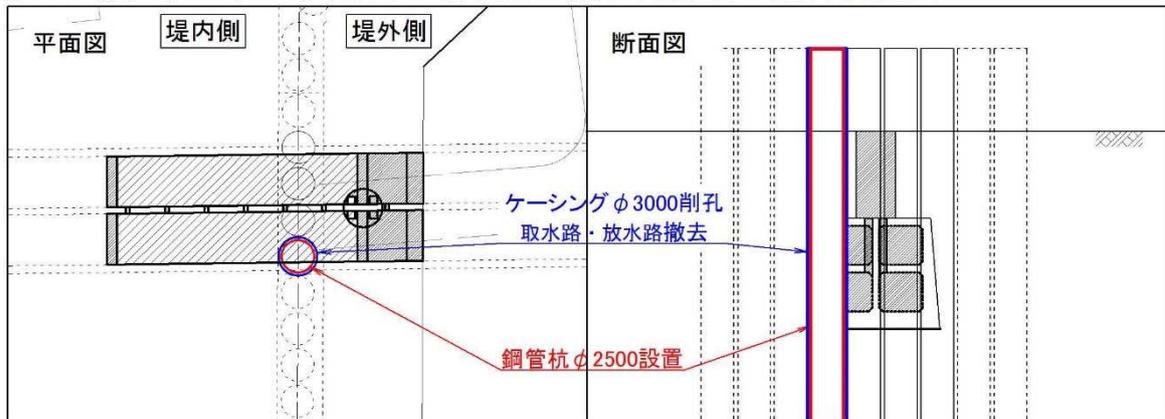


第 1-41 図 東海発電所 取水路・放水路横断部位置図

【STEP①】 コンクリート等による埋戻し



【STEP②】 ケーシング削孔～取水路・放水路撤去～鋼管杭設置



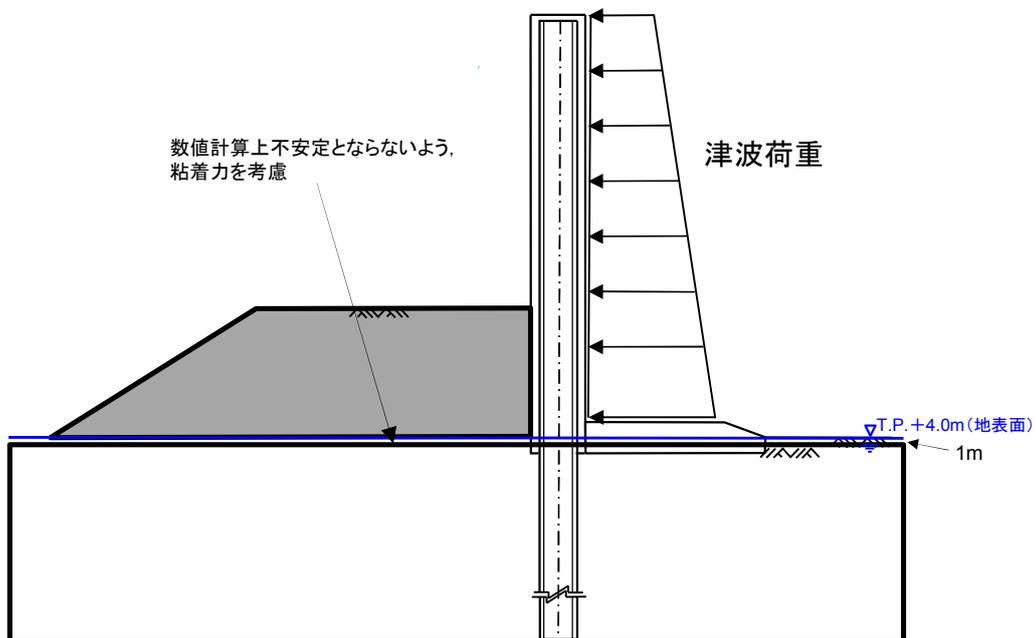
第 1-42 図 防潮壁横断部の取水路・放水路埋戻しイメージ図

16) 構造物評価における地下水位の設定方針

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

このため、構造物評価時の地下水位は、保守的に地表面に設定することとする。

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



第 1-43 図 地下水位の設定図

2. 施工実績（本設杭構造）

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

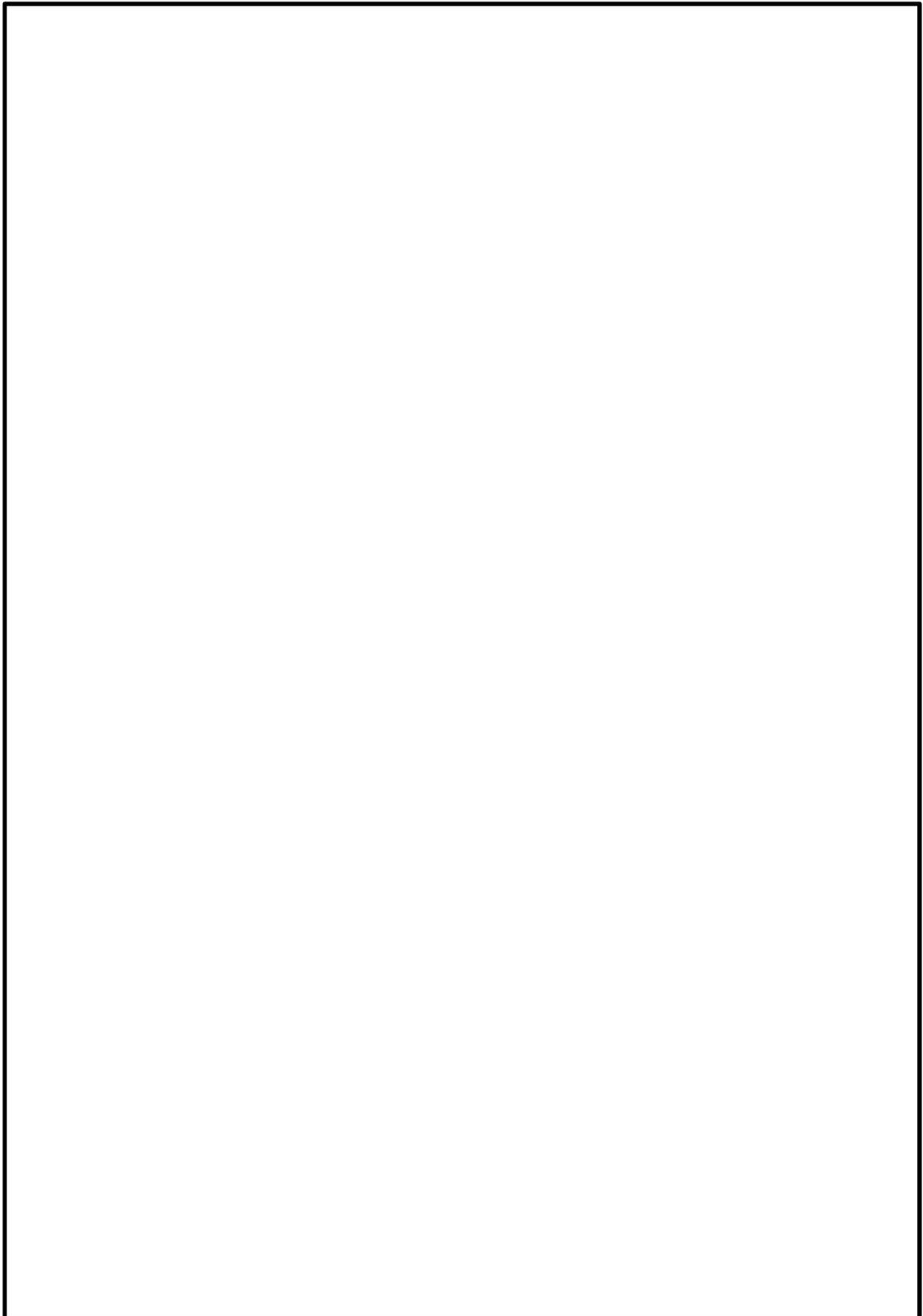
第 2-1 表 一列杭の本設構造物の実績

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

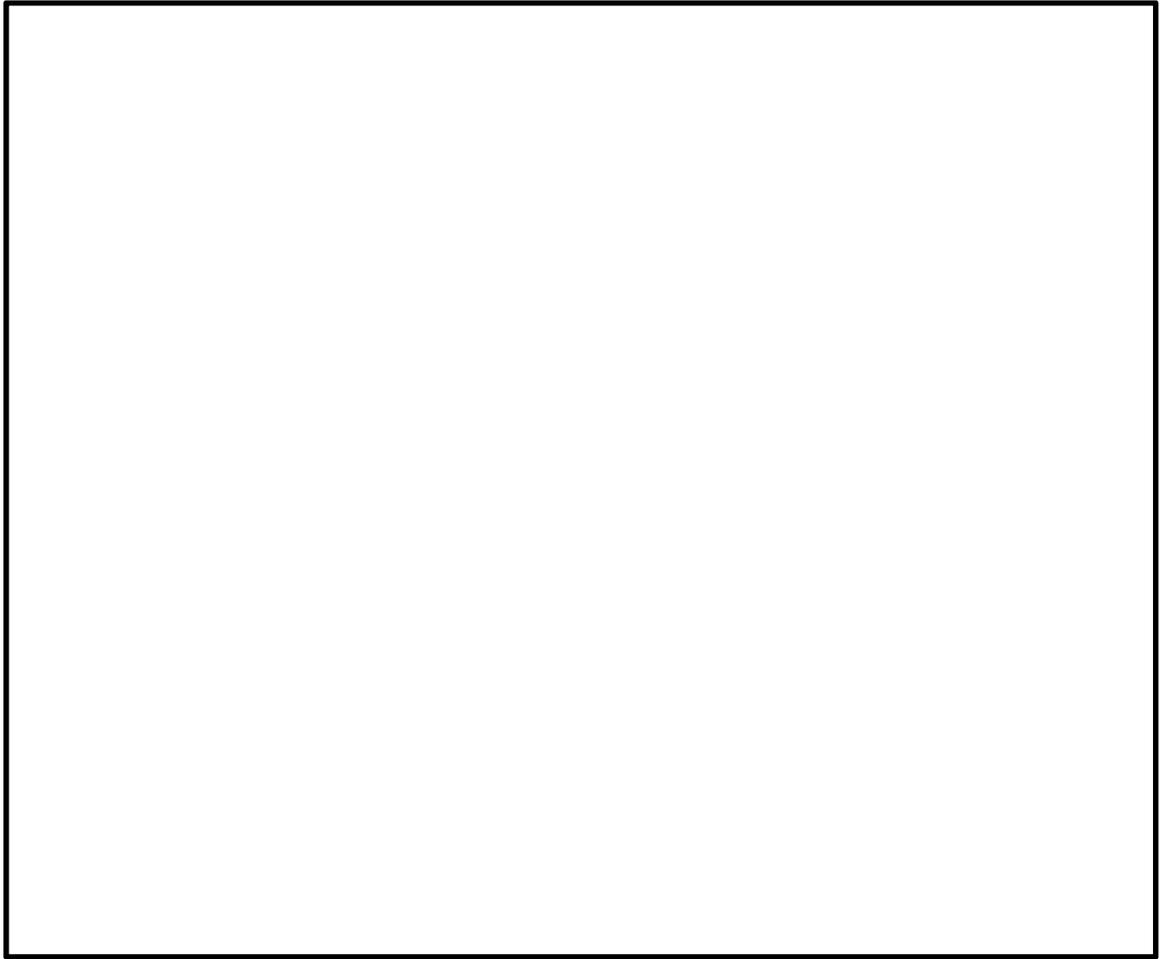
(2017 年 6 月 日本原子力発電(株)調査)



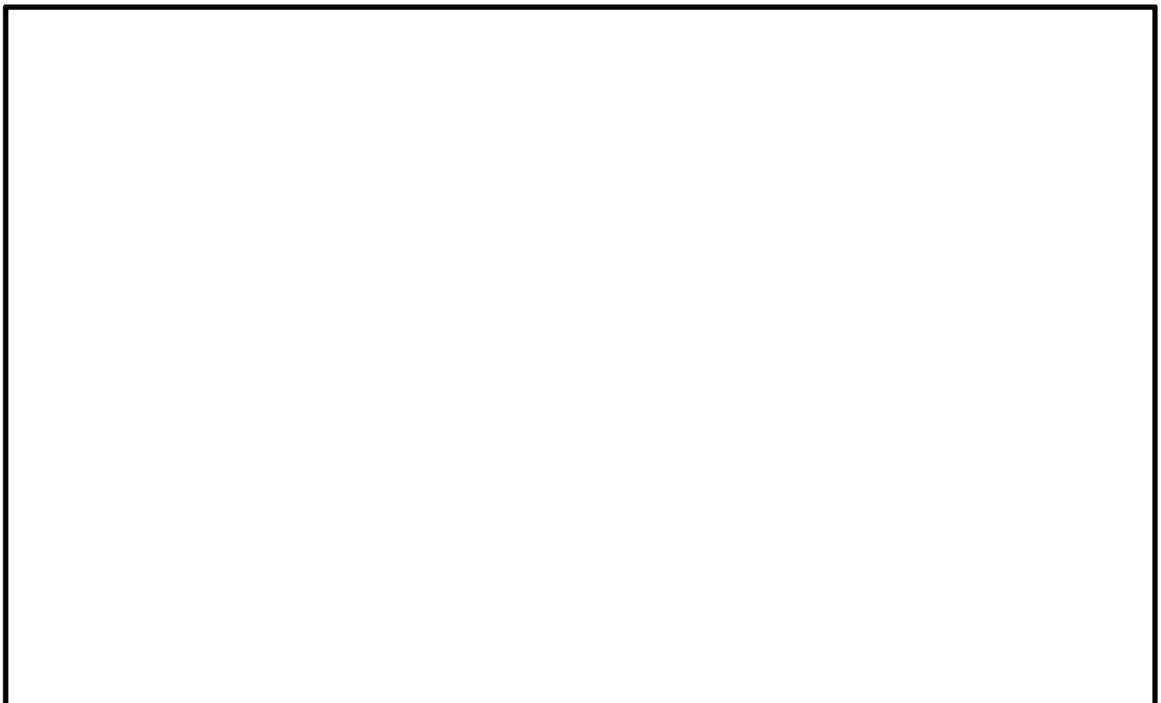
第 2-1 図 (1) 施工事例：国道工事（国土交通省）



第 2-1 図 (2) 施工事例：羽田 D 滑走路護岸（国土交通省）



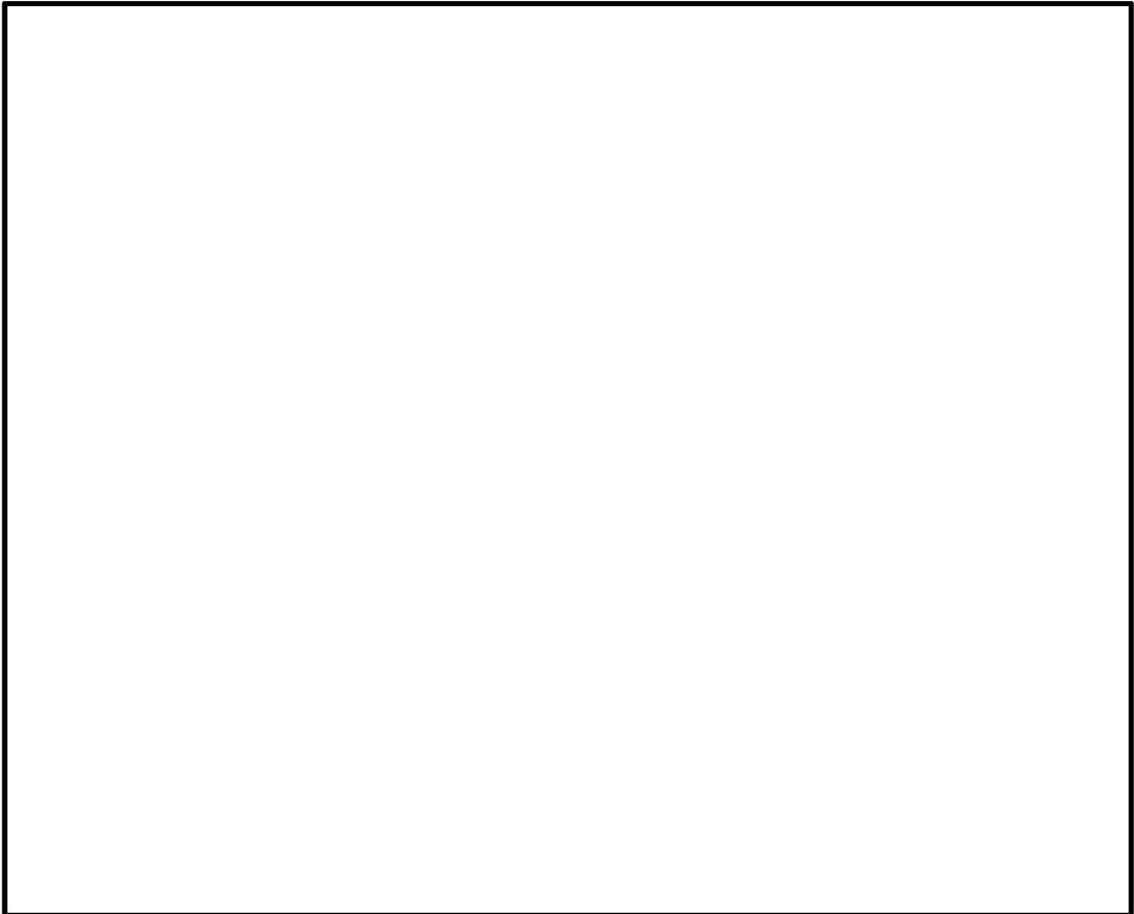
第 2-1 図 (3) 施工事例：法面工事 (NEXCO 中日本)



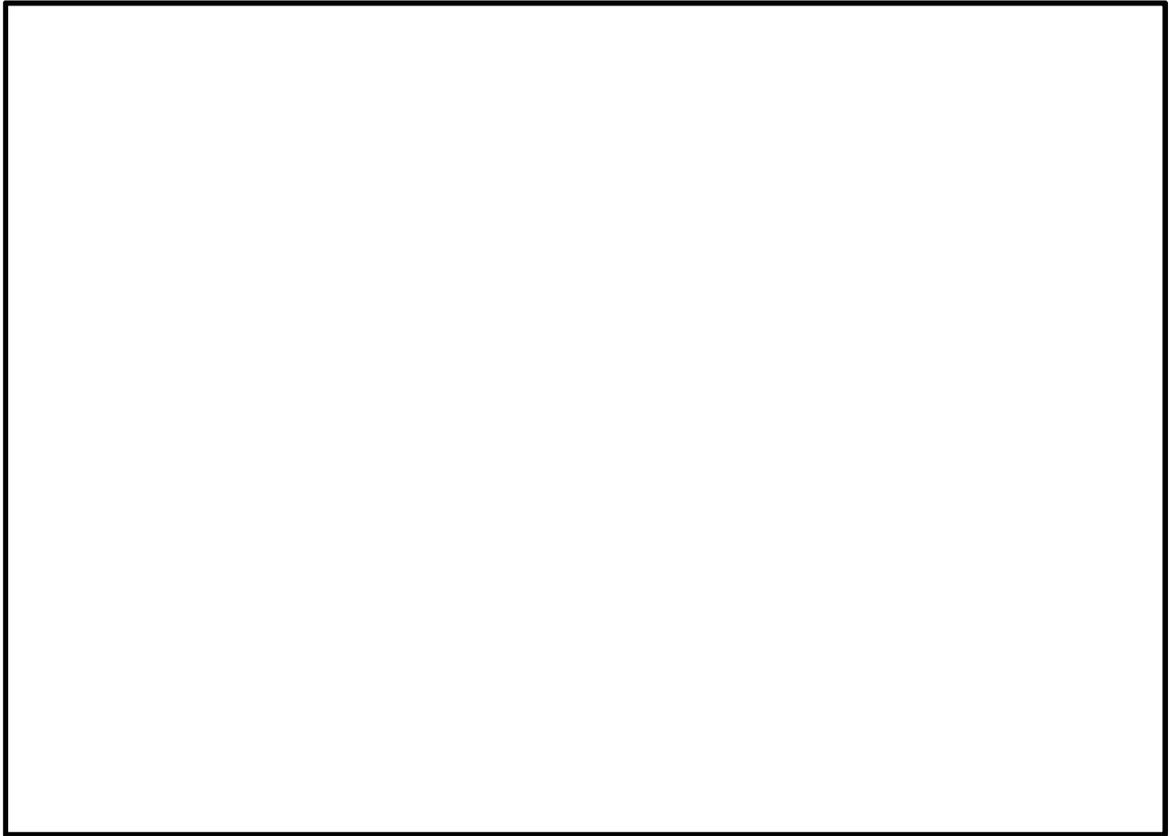
第 2-1 図 (4) 施工事例：河川工事 (鳥取県)



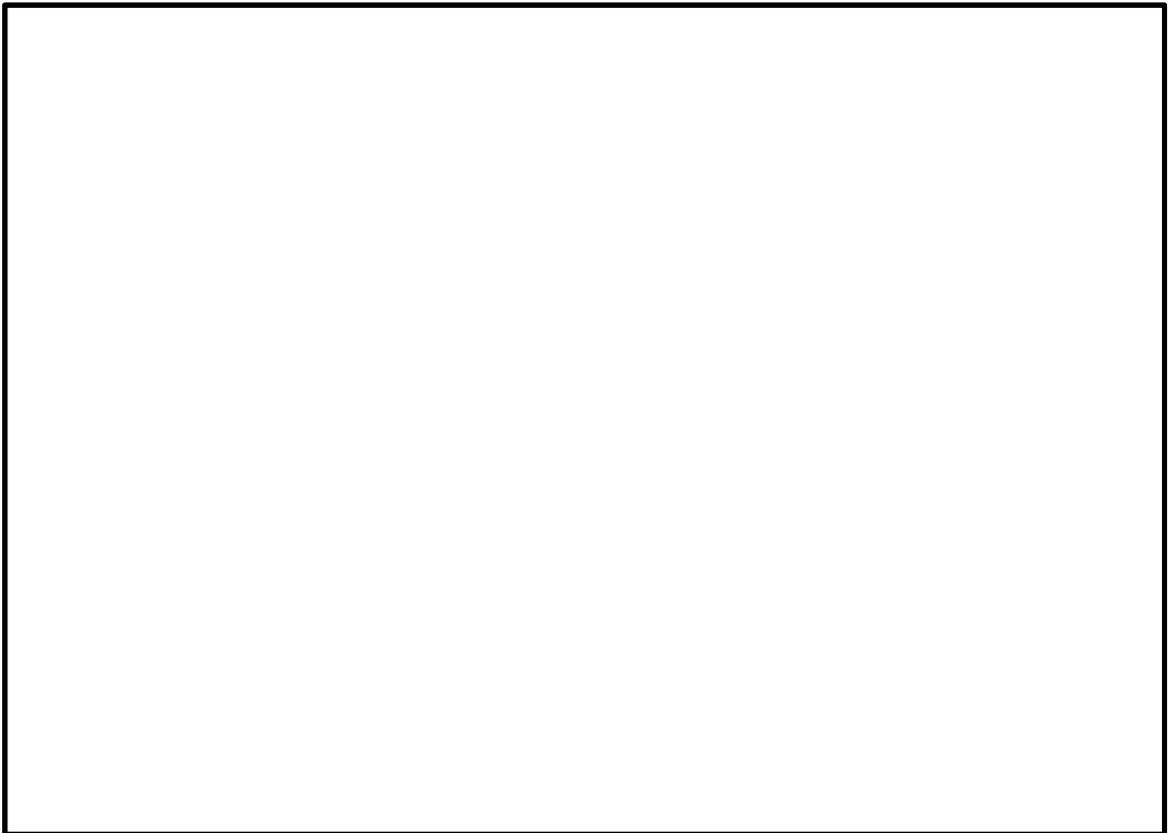
第 2-1 図 (5) 施工事例：河川工事（名古屋市）



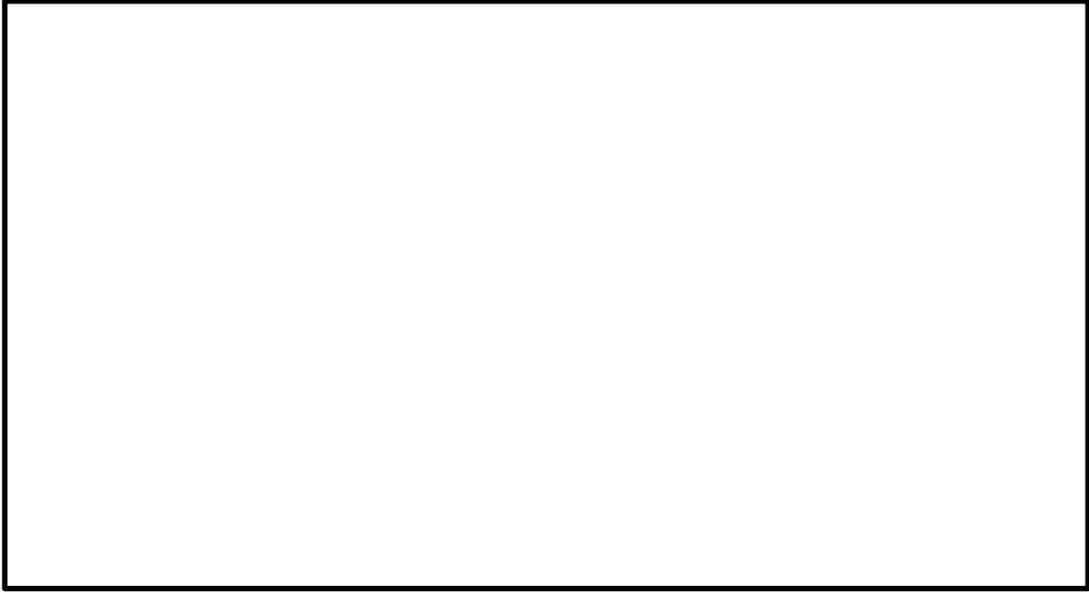
第 2-1 図 (6) 施工事例：港湾築堤工事（国土交通省）



第 2-1 図 (7) 施工事例：河川護岸耐震工事（大阪府）

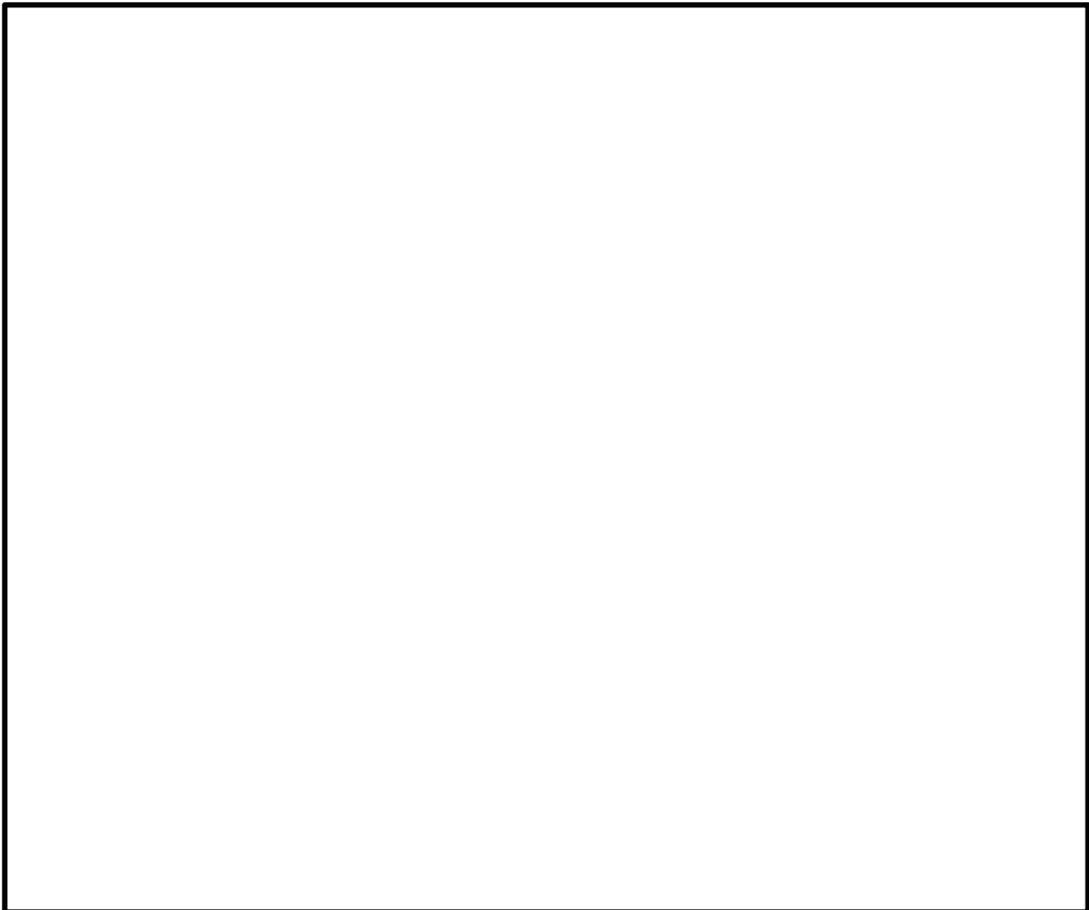


第 2-1 図 (8) 施工事例：海岸岸壁の災害復旧工事（国土交通省）



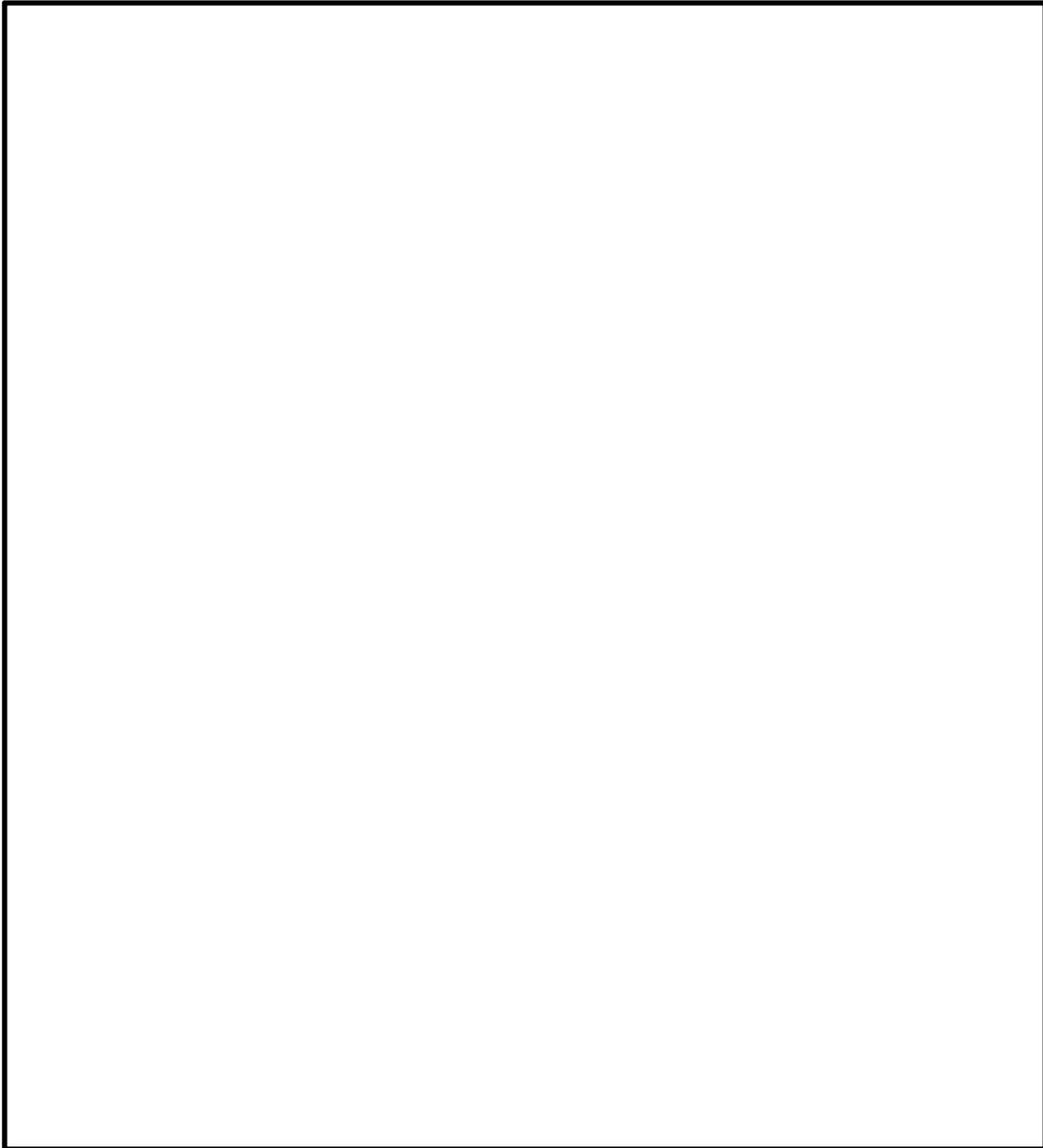
第 2-1 図 (9) 施工事例 :

ジャイロプレス工法 (技研製作所) による鋼管杭連続壁



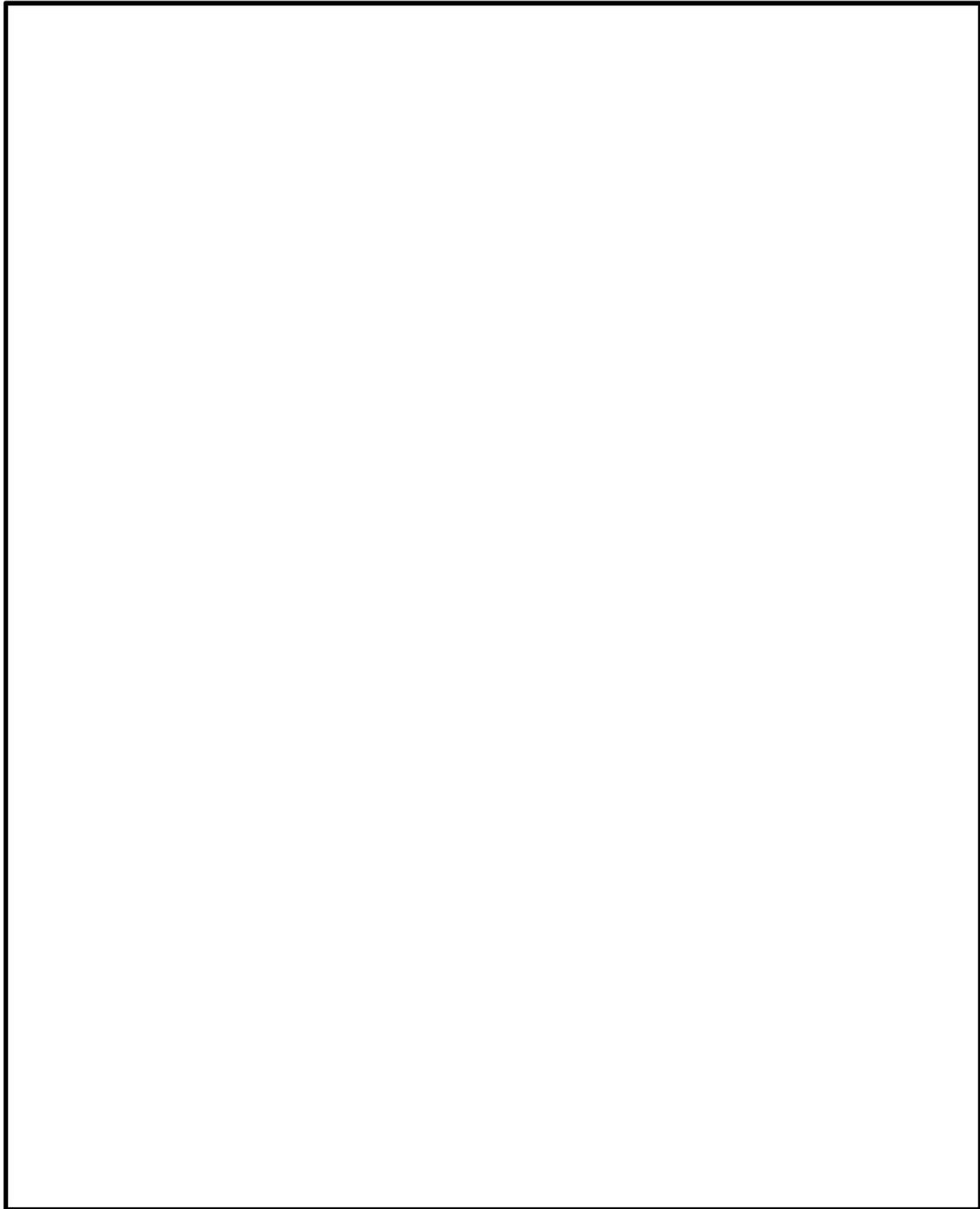
第 2-1 図 (10) 施工事例 :

大船渡港長浜地区海岸防潮堤工事 (岩手県大船渡市)



第 2-1 図 (11) 施工事例 :

両石漁港海岸災害復旧工事 (岩手県釜石市)

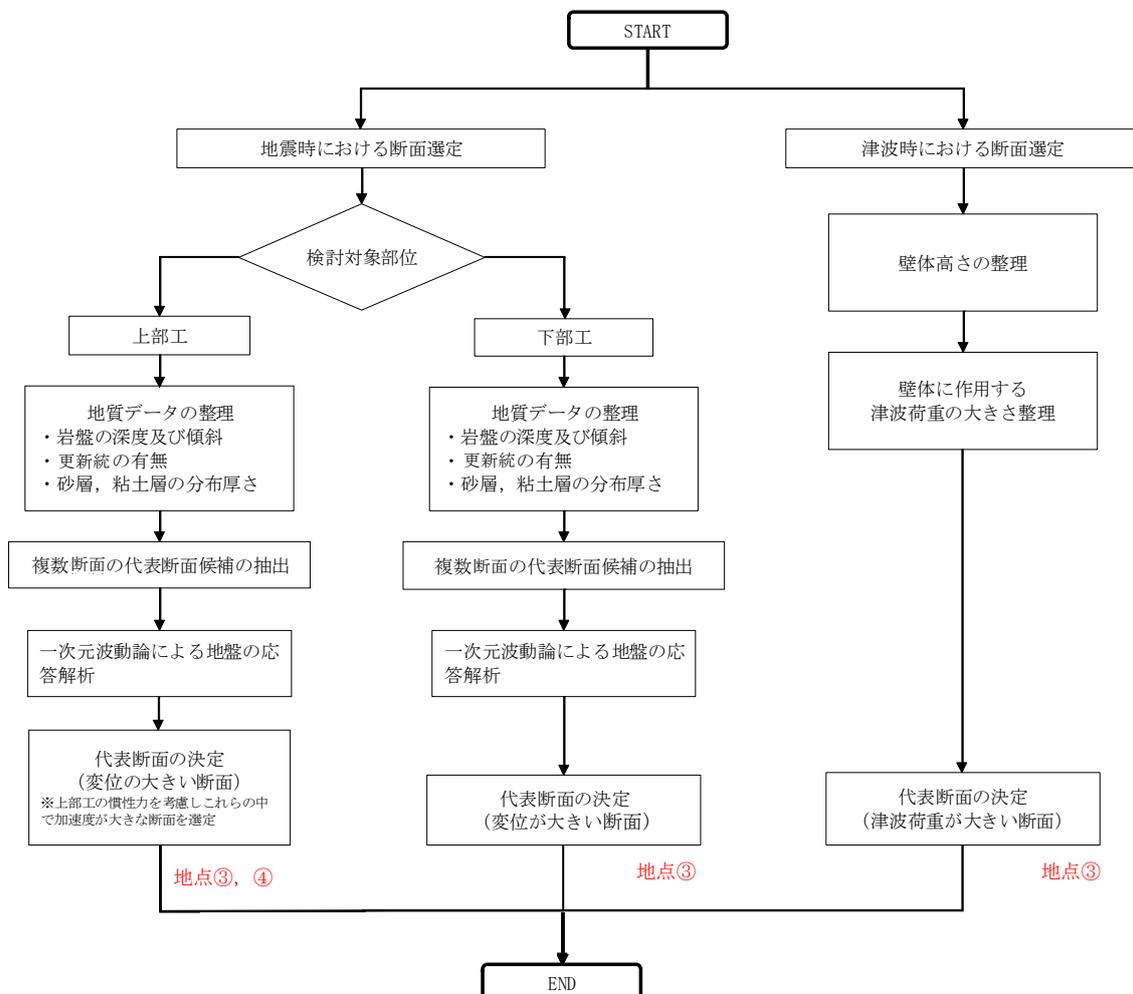


なお、これら施工実績の中で、設計情報が確認できたものについては、土圧算定や地盤反力係数の算定、液状化の判定など随所にわたって道路橋示方書が引用されていることを確認した。

3. 構造成立性評価

(1) 代表断面の選定

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



第 3-1 図 評価断面の選定フロー

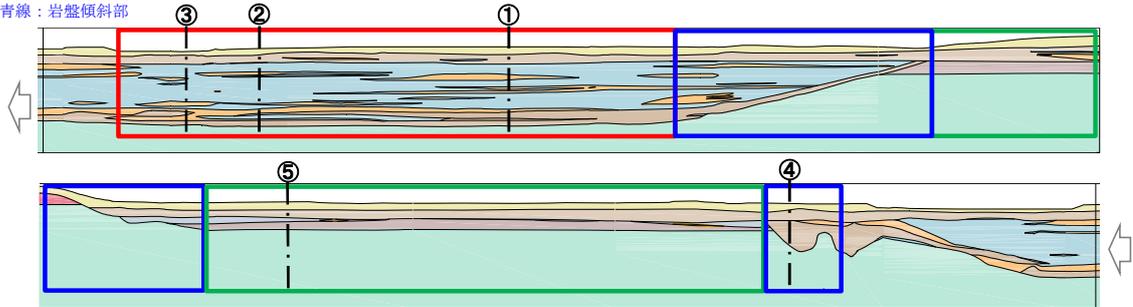
代表断面の候補地点は，防潮壁の上部工及び下部工の評価結果に影響を及ぼすと考えられる地質的な特徴や津波荷重が大きくなる区間を考慮して抽出し，粘土層（Ac層）の合計層厚が最小の地点①及び最大の地点②，地表面標高が最も低く，岩盤が深部に存在する地点③，岩盤の傾斜角が最も大きな地点④（岩盤上面の傾斜部が最も浅部に存在する箇所），基本的に水平成層であるが，更新統が堆積し，浅部に存在する地点⑤とした。



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

【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



第 3-2 図 代表断面の候補地点

第 3-1 表 代表断面選定における着眼点

着眼点	概要	抽出される地点
粘土層の層厚の影響	<p>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<u>粘土層の層厚の変化が地震応答解析へ与える影響</u>を評価する。</p>	<p>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)</p>
岩盤の深度(下部工長さ)	<p>敷地の岩盤上面深度は、敷地南部では T.P. 約-15m であり、北部では T.P. 約-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<u>岩盤深度の差異が地震応答解析に与える影響</u>を評価する。</p>	<p>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)</p>
岩盤の傾斜	<p>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。 <u>傾斜による地盤の差異が構造物に与える影響</u>を評価する。</p>	<p>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)</p>

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

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

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

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

第 3-2 表 一次元応答解析結果

地点	最大相対変位量 (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

(2) 代表地震波の選定

1) 構造物への影響が大きい地震動について

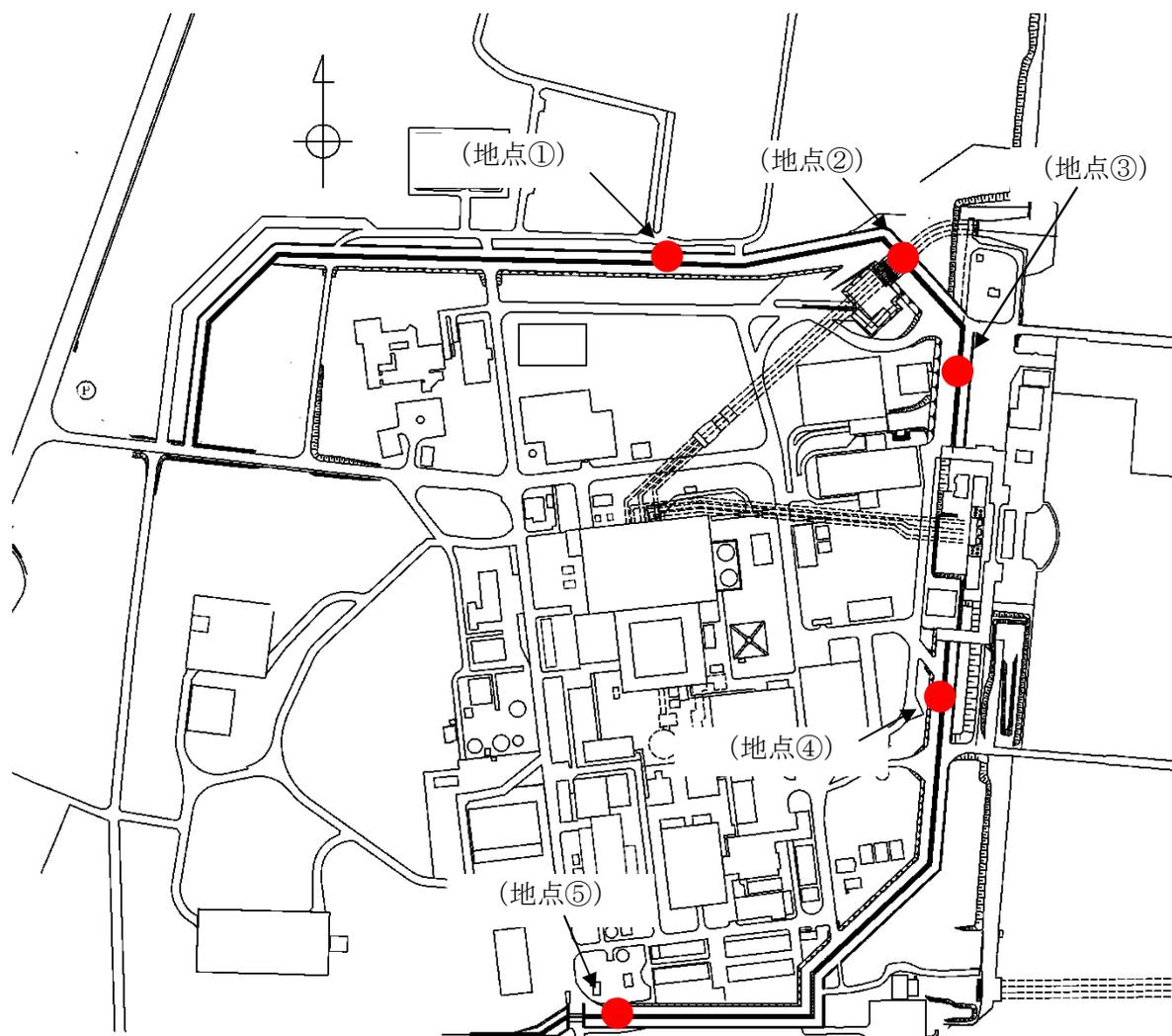
基準地震動 S_s 全波による引上げ解析を行い，その解析結果を基に構造物への影響が大きい地震動を確認する。

① 検討方針

- a. 基準地震動 S_s 全波による一次元地盤応答解析は，防潮堤置位置のうち，岩盤深度及び地質のバラツキによる影響を確認するために 5 地点を選定し，各地点の地質モデルを用いて実施する。
- b. 基準地震動 S_s 全波による一次元地盤応答解析結果として以下の項目を出力し，これらの項目を総合的に評価することにより構造物に影響が大きい地震動を確認する。

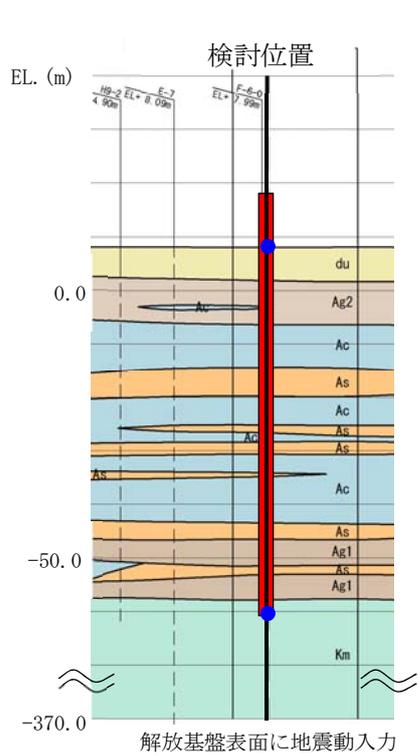
- ・最大応答加速度
- ・杭下端と地表面の最大相対変位
- ・最大せん断応力

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

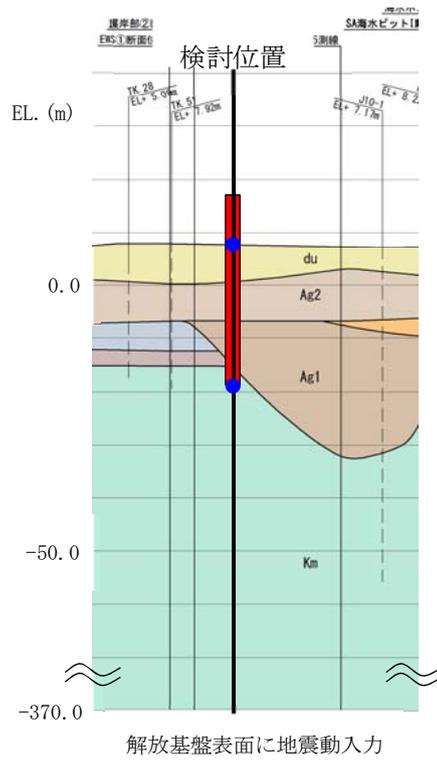


地点	特長
地点①	粘土層（A c層）の合計層厚が最小の箇所
地点②	粘土層（A c層）の合計層厚が最大の箇所
地点③	地表面標高が最も低く、岩盤が深部に存在する箇所
地点④	岩盤上面の傾斜部が最も浅部に存在する箇所
地点⑤	基本的に水平成層であるが、更新統が堆積し、岩盤が浅部に存在する箇所

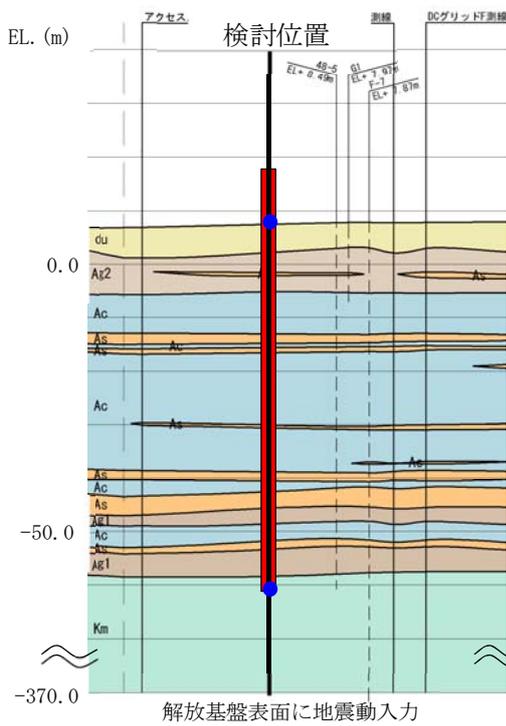
第 3-3 図 一次元地盤応答解析の実施位置



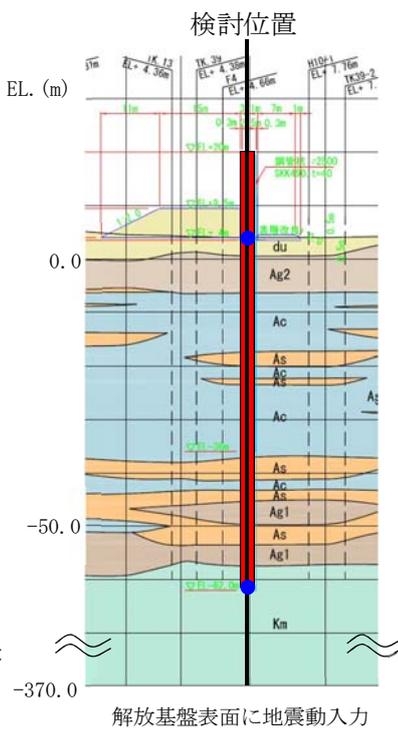
(地点①)



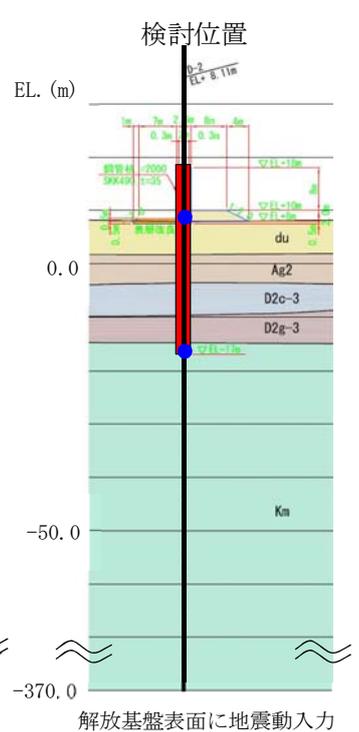
(地点②)



(地点③)



(地点④)



(地点⑤)

● 最大相対変位算出位置

第 3-4 図 地質断面図

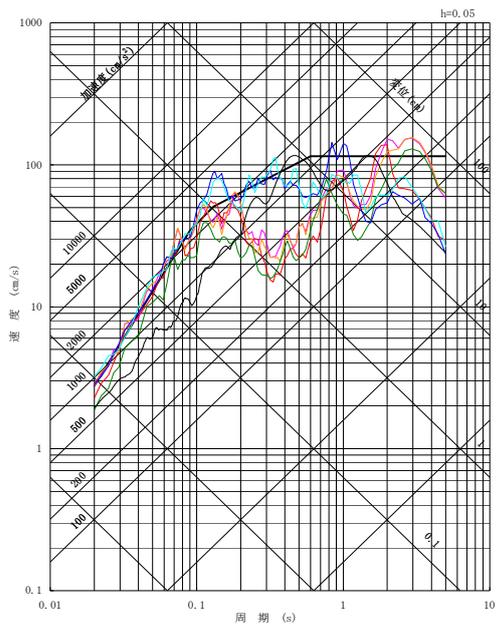
② 検討用地震動

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

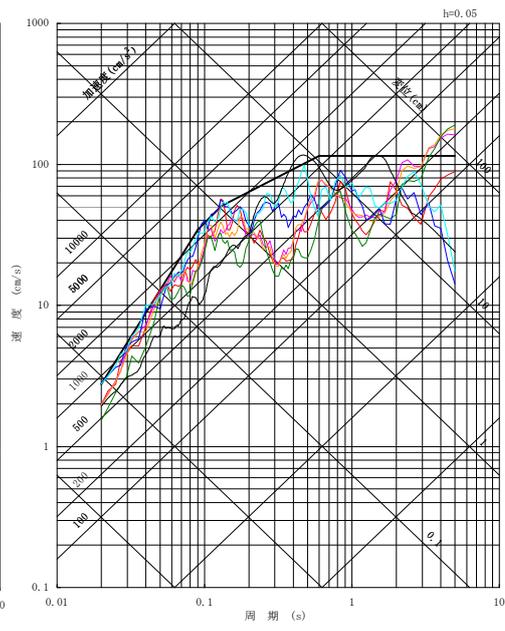
なお、構造物に対しては水平動の影響が支配的であることから、水平動で検討する。

第3-3表 基準地震動 S_s

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

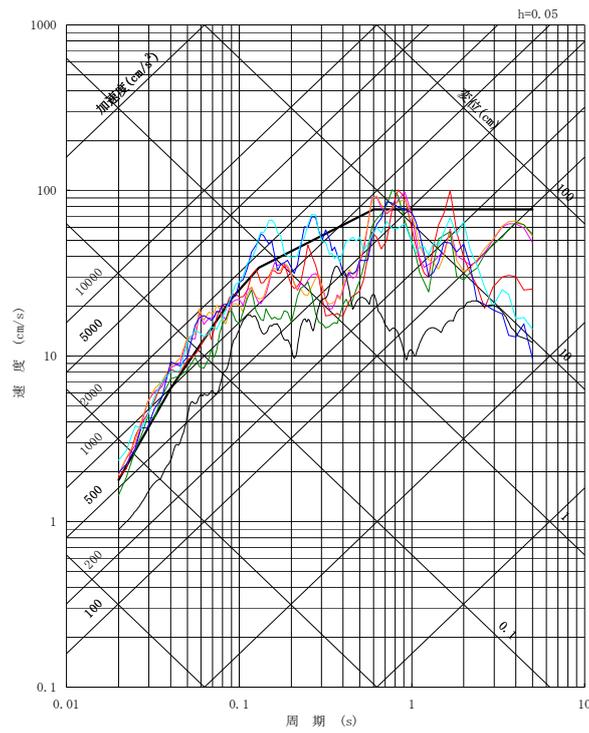


(NS方向)



(EW方向)

- Ss-D1
- Ss-11
- Ss-12
- Ss-13
- Ss-14
- Ss-21
- Ss-22
- Ss-31



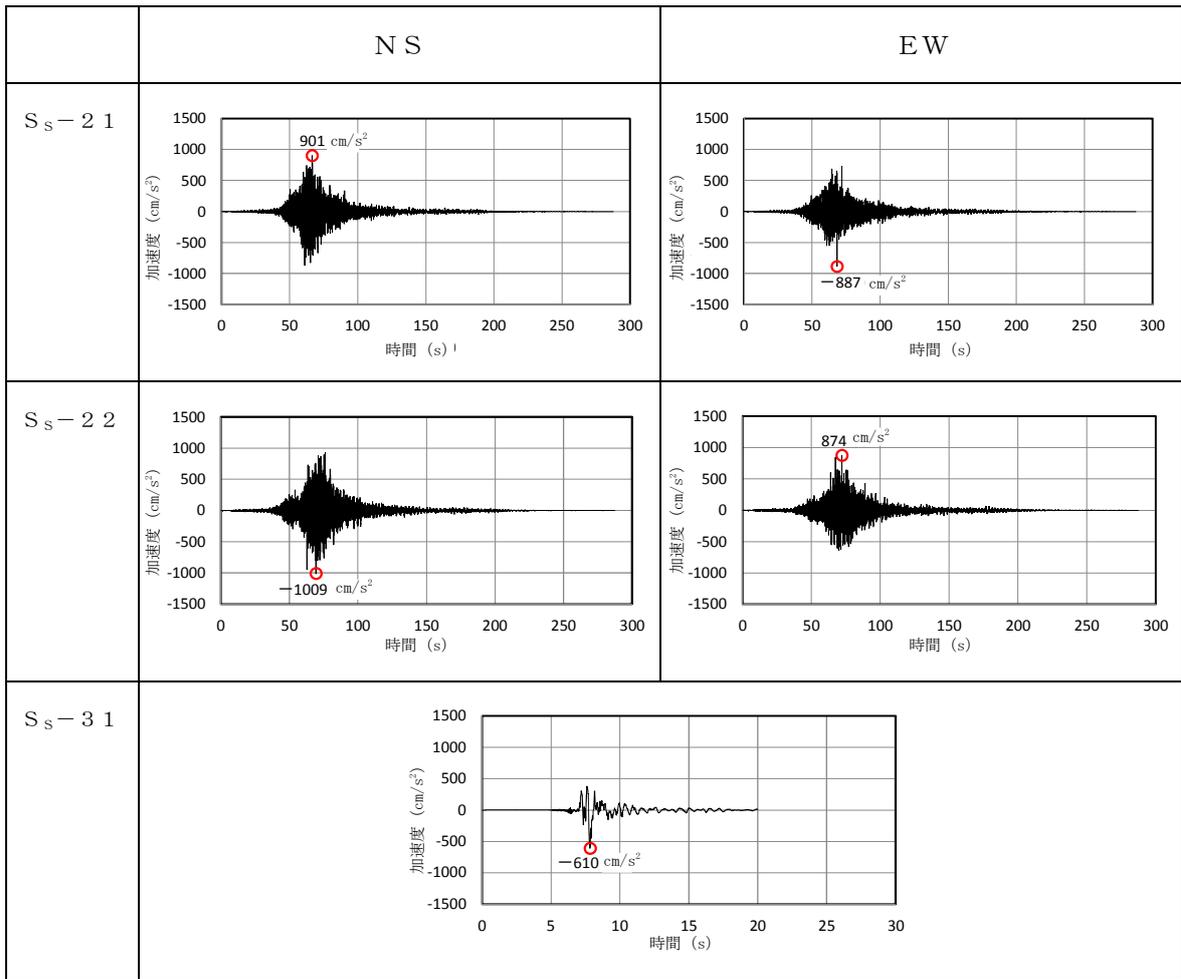
(UD方向)

第3-5図 疑似速度応答スペクトル

第 3-4 表 基準地震動 S_s の加速度時刻歴波形 (1/2)

	NS	EW
$S_s - D1$		
$S_s - 11$		
$S_s - 12$		
$S_s - 13$		
$S_s - 14$		

第 3-4 表 基準地震動 S_s の加速度時刻歴波形 (2/2)

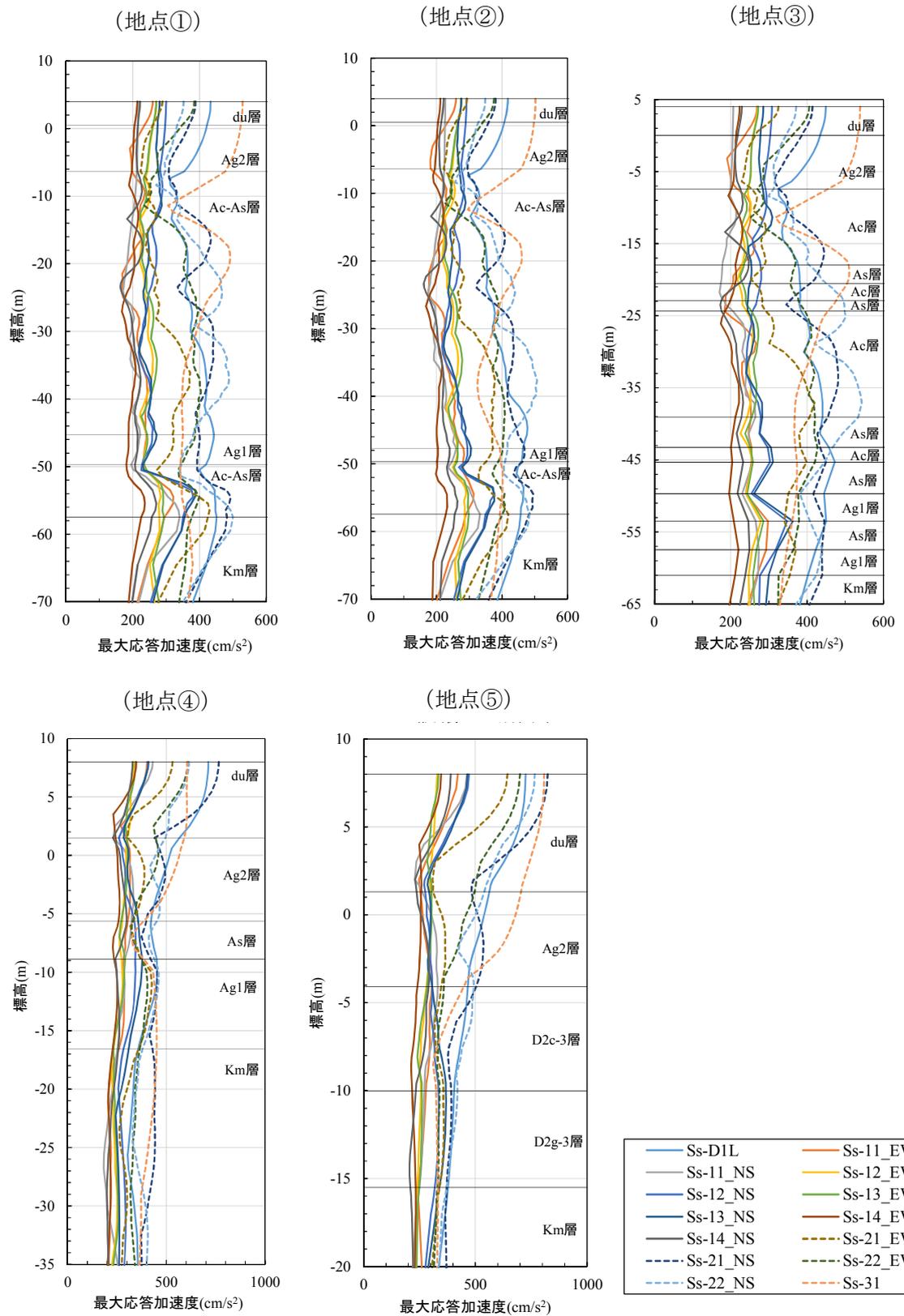


③ 一次元地盤応答解析結果

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

a. 最大応答加速度分布

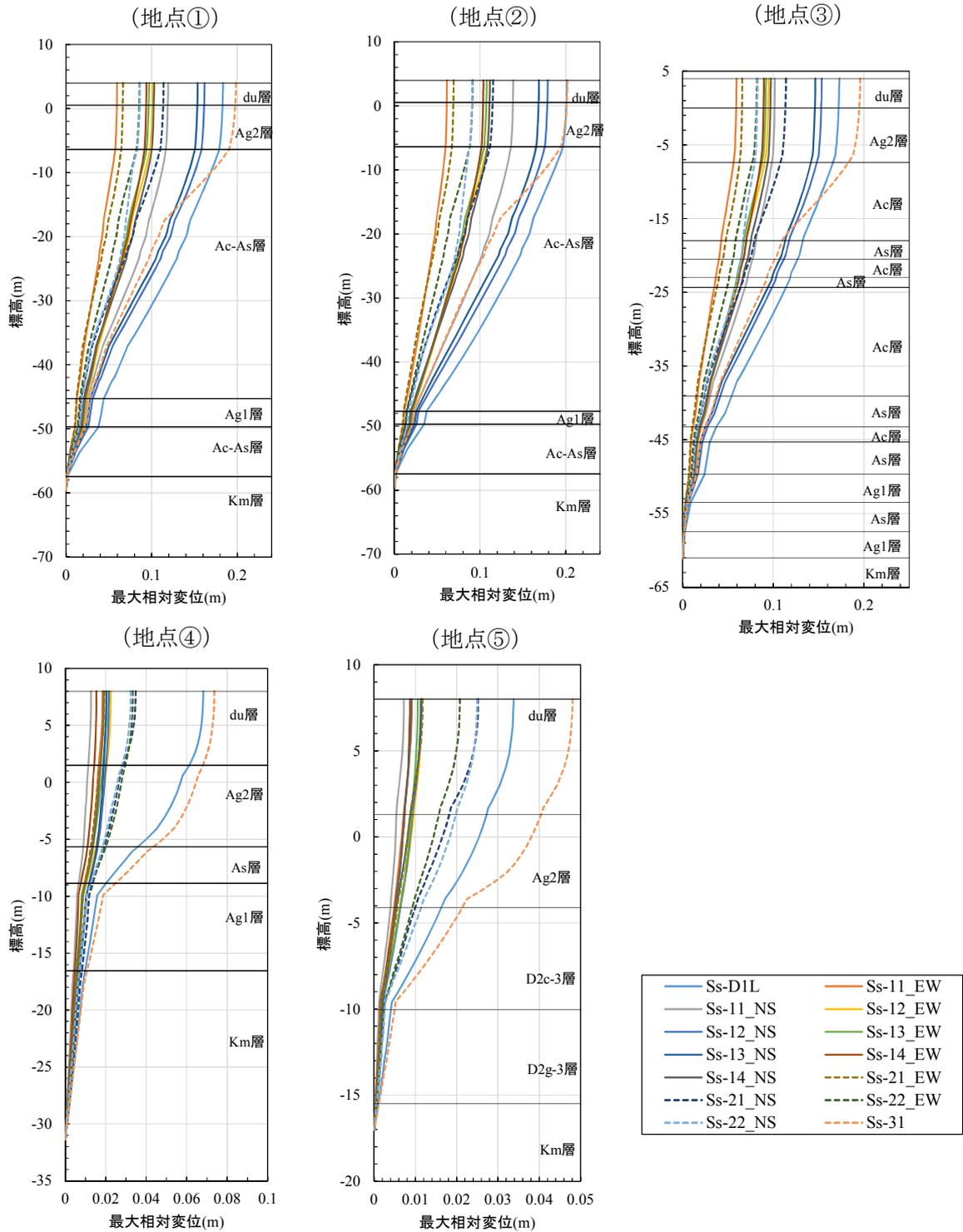
基準地震動 S_s の引上げ解析による最大応答加速度分布を第 3-6 図に示す。地表面の最大応答加速度が大きくなる地震動は， S_s-D1 ， S_s-21 ， S_s-22 ， S_s-31 である。



第 3-6 图 最大応答加速度分布

b. 最大相対変位分布

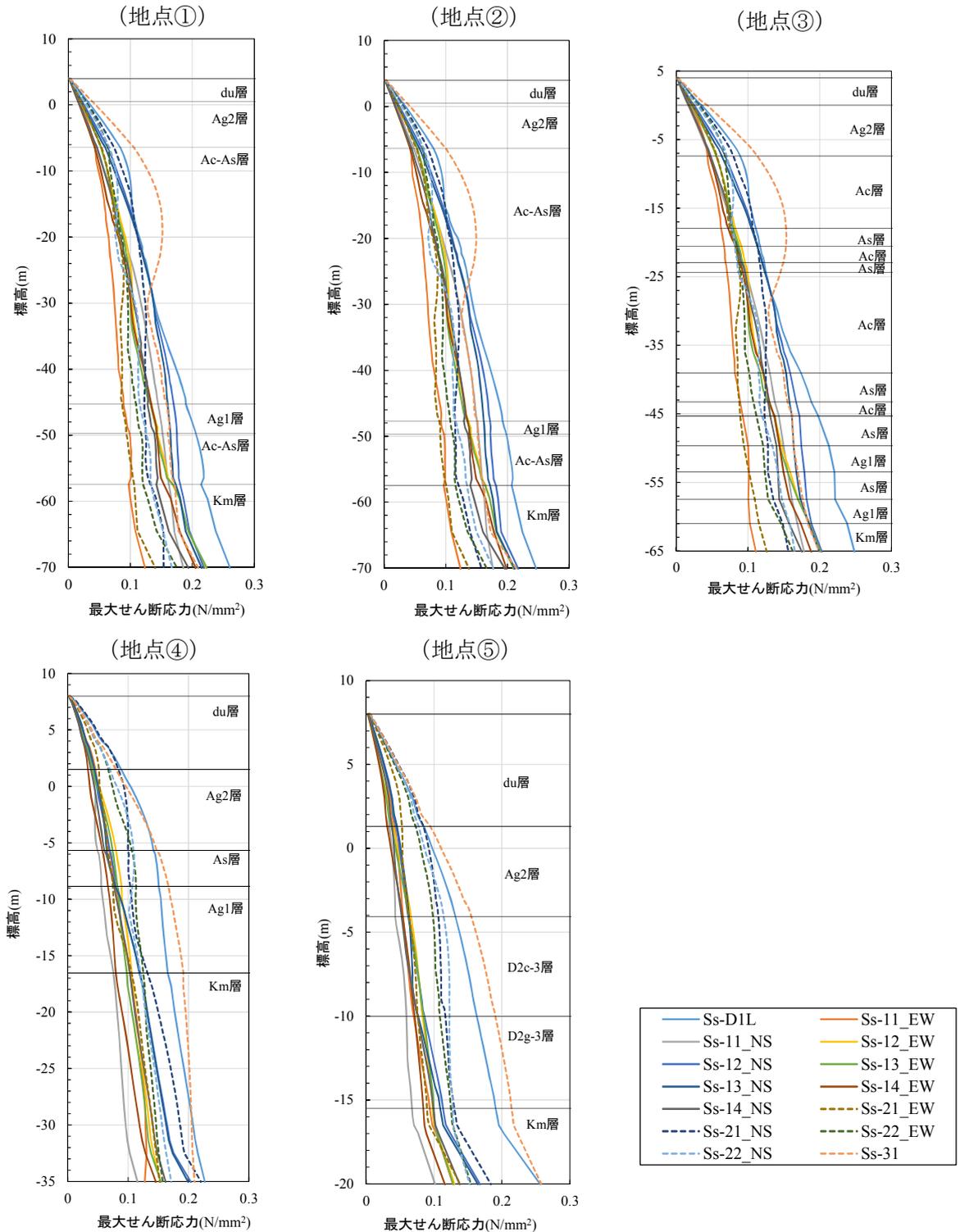
基準地震動 S_s の引上げ解析による最大相対変位分布を第 3-7 図に示す。
 杭下端と地表面の最大相対変位が大きくなる地震動は、 $S_s - D1$ 、 $S_s - 31$ である。



第 3-7 図 最大相対変位分布

c. 最大せん断応力分布

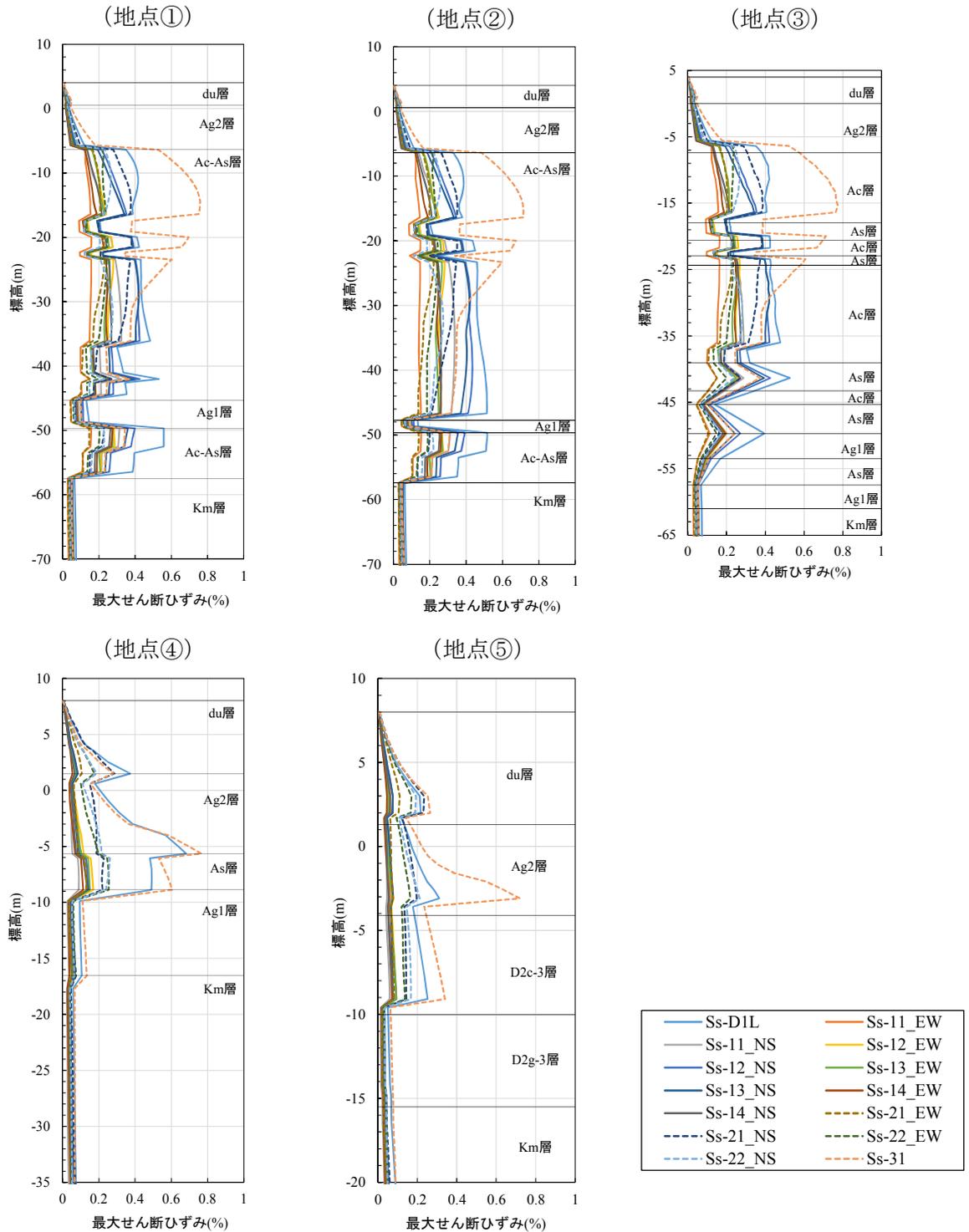
基準地震動 S_s の引上げ解析による最大せん断応力分布を第 3-8 図に示す。最大せん断応力が大きくなる地震動は、 $S_s - D1$ 、 $S_s - 31$ である。



第 3-8 図 最大せん断応力分布

d. 最大せん断ひずみ分布

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



第 3-9 図 最大せん断ひずみ分布

④ まとめ

構造物に影響が大きい地震動を第 3-5 表に示す。

第 3-5 表 構造物に影響が大きい地震動

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

上記より、最大相対変位や最大せん断ひずみが大きくなる S_s-D1 及び S_s-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 S_s-D1 (63.39 秒) であると考えられる。

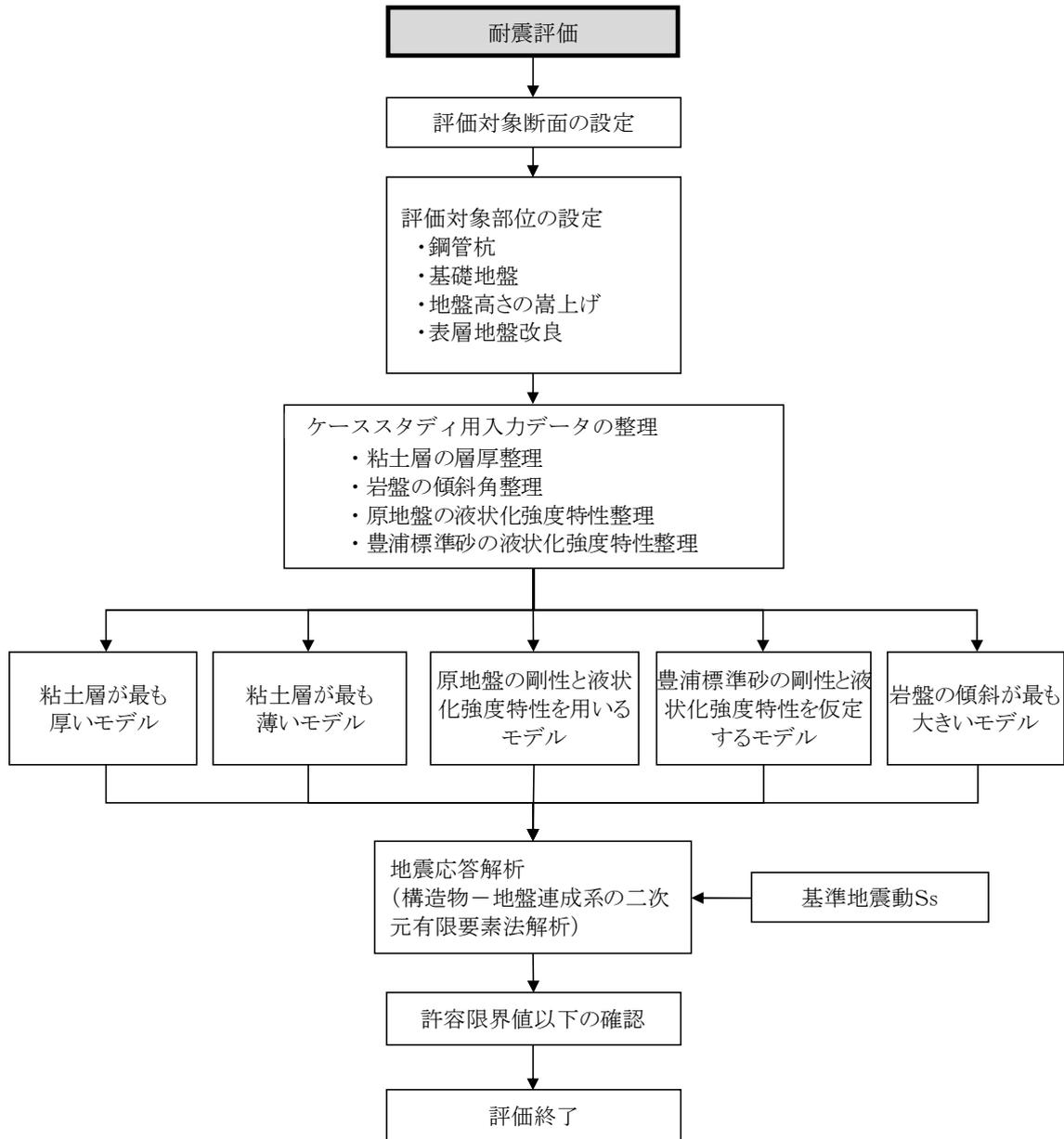
(3) 地震時における鋼管杭基礎の成立性検討結果（二次元有効応力解析）

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

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

1) 耐震設計（有効応力解析）

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



第 3-10 図 鋼管杭の構造成立性確認のための耐震評価の検討フロー

① 地震応答解析の基本条件

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

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

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

a. 曲げモーメント・軸力に対する照査

鋼管杭の曲げ及び軸力に対する許容限界は、道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）に基づき、発生応力が短期許容応力度以下であることを照査する。なお、曲げ及び軸力に対する応力度照査は、以下の式で算出する。

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

M：最大曲げモーメント（N・mm）

Z：断面係数（mm³）

N：軸力（N）

A : 有効断面積 (mm²)

b. せん断力に対する照査

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

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

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

c. 極限支持力

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

② 解析モデルの設定

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

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

また、防潮堤直下には岩盤深度が変化する区間が存在するため、岩盤の