

本資料のうち、枠囲みの内容は商業機密の観点や防護上の観点から公開できません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0610-20_改14
提出年月日	2021年9月8日

補足－610－20 【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】

## 目 次

### 資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について

1. 対象設備
2. 屋外重要土木構造物等の要求機能と要求機能に対する耐震評価内容
3. 安全係数
4. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における断面選定及び解析手法選定
  - 4.1 断面選定の方針
  - 4.2 各施設の構造上の特徴と断面選定の方針の整理
  - 4.3 解析手法選定の方針
  - 4.4 軽油タンク連絡ダクト
  - 4.5 排気筒連絡ダクト
  - 4.6 原子炉機器冷却海水配管ダクト
  - 4.7 取水路（漸拡部）
  - 4.8 軽油タンク室
  - 4.9 軽油タンク室（H）
  - 4.10 海水ポンプ室
  - 4.11 取水口，貯留堰
  - 4.12 取水路（標準部）
  - 4.13 復水貯蔵タンク基礎
  - 4.14 ガスタービン発電設備軽油タンク室
  - 4.15 第3号機海水ポンプ室
5. 地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮方法
6. 許容限界
7. ジョイント要素のばね設定
8. 隣接構造物のモデル化方針
9. 地震応答解析における構造物の減衰定数
10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定
11. 等価剛性モデルの設定方針
12. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における地下水位及び内水位の設定

### 資料 2 軽油タンク連絡ダクトの耐震安全性評価

### 資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価

### 資料 4 原子炉機器冷却海水配管ダクト（水平部）の耐震安全性評価

### 資料 5 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震安全性評価

### 資料 6 取水路（漸拡部）の耐震安全性評価

### 資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価

### 資料 8 軽油タンク室（H）の耐震安全性評価

### 資料 9 海水ポンプ室の耐震安全性評価

### 資料 10 取水口，貯留堰の耐震安全性評価

資料 11 取水路（標準部）の耐震安全性評価

資料 12 復水貯蔵タンク基礎の耐震安全性評価

資料 13 ガスタービン発電設備軽油タンク室の耐震安全性評価

資料 14 第 3 号機海水ポンプ室の耐震安全性評価



: 本日の説明範囲

本補足説明資料は、耐震性に関する説明書のうち屋外重要土木構造物の耐震安全性評価についての内容を補足するものである本補足説明資料と添付書類との関連を以下に示す。

補足説明資料と添付書類との関連

工事計画に係る補足説明資料 耐震性に関する説明書のうち 補足－610－20 <b>【屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について】</b>	該当添付書類
1. 対象設備	共通事項
2. 屋外重要土木構造物等の要求機能と要求機能に対する耐震評価内容	
2.1 支持機能	共通事項
2.2 通水機能	共通事項
2.3 貯水機能	共通事項
2.4 止水機能	共通事項
2.5 屋外重要土木構造物等の耐震安全性に関する整理	共通事項
3. 安全係数	共通事項
4. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における断面選定及び解析手法選定	
4.1 断面選定の方針	共通事項
4.2 各施設の構造上の特徴と断面選定の方針の整理	共通事項
4.3 解析手法選定の方針	共通事項
4.4 軽油タンク連絡ダクト	VI-2-2-19 軽油タンク連絡ダクトの地震応答計算書
4.5 排気筒連絡ダクト	VI-2-2-27 排気筒連絡ダクトの地震応答計算書
4.6 原子炉機器冷却海水配管ダクト	VI-2-2-11 原子炉機器冷却海水配管ダクト(水平部)の地震応答計算書 VI-2-2-12-2 原子炉機器冷却海水配管ダクト(鉛直部)の耐震性についての計算書
4.7 取水路(漸拡部)	VI-2-10-4-4-1 取水路(漸拡部)の耐震性についての計算書

4.8	軽油タンク室	VI-2-2-13	軽油タンク室の地震応答計算書
4.9	軽油タンク室 (H)	VI-2-2-15	軽油タンク室 (H) の地震応答計算書
4.10	海水ポンプ室	VI-2-2-7	海水ポンプ室の地震応答計算書
4.11	取水口, 貯留堰	VI-2-10-4-3	取水口の耐震性についての計算書
4.12	取水路 (標準部)	VI-2-10-4-4-2	取水路 (標準部) の耐震性についての計算書
4.13	復水貯蔵タンク基礎	VI-2-2-5	復水貯蔵タンク基礎の地震応答計算書
4.14	ガスタービン発電設備軽油タンク室	VI-2-2-17	ガスタービン発電設備軽油タンク室の地震応答計算書
4.15	第3号機海水ポンプ室	VI-2-2-9	第3号機海水ポンプ室の地震応答計算書
5. 地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮方法			
5.1	耐震安全性評価における解析ケース	共通事項	
5.2	屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価における解析ケースの組合せ	共通事項	
5.3	機器・配管系の耐震安全性評価に適用する解析ケース	共通事項	
6. 許容限界			
6.1	許容応力度法による耐震安全性評価	共通事項	
6.2	限界状態設計法による照査	共通事項	
6.3	土木学会マニュアル 2005 の適用性	共通事項	
7.	ジョイント要素のばね設定	共通事項	
8.	隣接構造物のモデル化方針	共通事項	
9. 地震応答解析における構造物の減衰定数			
9.1	時刻歴応答解析 (全応力解析) で設定する Rayleigh 減衰	共通事項	
9.2	時刻歴応答解析 (有効応力解析) で設定する Rayleigh 減衰	共通事項	
10. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定			
10.1	評価方針	共通事項	
11.	等価剛性モデルの設定方針	共通事項	

11.1	等価剛性モデルを設定する構造物	共通事項
11.2	等価剛性モデルの設定手順	共通事項
12.	屋外重要土木構造物等の耐震評価における地下水位及び内水位の設定	共通事項
12.1	地下水位の設定	共通事項
12.2	内水位の設定	共通事項

資料 1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について

## 目 次

1. 対象設備	1
2. 屋外重要土木構造物等の要求機能と要求機能に対する耐震評価内容	2
2.1 支持機能	2
2.2 通水機能	3
2.3 貯水機能	3
2.4 止水機能	4
2.5 屋外重要土木構造物等の耐震安全性に関する整理	5
3. 安全係数	8
4. 屋外重要土木構造物等の耐震評価における断面選定及び解析手法選定	13
4.1 断面選定の方針	13
4.2 各施設の構造上の特徴と断面選定の方針の整理	16
4.3 解析手法選定の方針	18
4.4 軽油タンク連絡ダクト	22
4.5 排気筒連絡ダクト	30
4.6 原子炉機器冷却海水配管ダクト	46
4.7 取水路（漸拡部）	57
4.8 軽油タンク室	71
4.9 軽油タンク室（H）	79
4.10 海水ポンプ室	86
4.11 取水口，貯留堰	97
4.12 取水路（標準部）	106
4.13 復水貯蔵タンク基礎	124
4.14 ガスタービン発電設備軽油タンク室	131
4.15 第3号機海水ポンプ室	138
5. 地盤物性及び材料物性のばらつきの考慮方法	148
5.1 耐震安全性評価における解析ケース	148
5.2 屋外重要土木構造物等の耐震安全性評価における解析ケースの組合せ	154
5.3 機器・配管系の耐震安全性評価に適用する解析ケース	159
6. 許容限界	163
6.1 許容応力度法による耐震安全性評価	163
6.2 限界状態設計法による照査	165
6.3 土木学会マニュアル2005の適用性	175
7. ジョイント要素のばね設定	183
7.1 せん断強度の設定	184
7.2 ばね定数の設定	187
8. 隣接構造物のモデル化方針	189
9. 地震応答解析における構造物の減衰定数	191



9.1	時刻歴応答解析（全応力解析）で設定する Rayleigh 減衰	191
9.2	時刻歴応答解析（有効応力解析）で設定する Rayleigh 減衰	197
10.	屋外重要土木構造物等の耐震評価における追加解析ケースの選定	198
10.1	評価方針	198
11.	等価剛性モデルの設定方針	202
11.1	等価剛性モデルを設定する構造物	202
11.2	等価剛性モデルの設定手順	203
12.	屋外重要土木構造物等の耐震評価における地下水位及び内水位の設定	214
12.1	地下水位の設定	214
12.2	内水位の設定	214

屋外重要土木構造物の耐震安全性評価についての参考資料

- 参考資料 1 O.P. 14. 8m盤に分布する盛土・旧表土の液状化特性
- 参考資料 2 地中構造物の耐震性に支配的な要因の検討
- 参考資料 3 地震応答解析による断面選定の確認
- 参考資料 4 断層交差部の影響評価
- 参考資料 5 新設する構造物のコンクリートの圧縮強度の設定
- 参考資料 6 後施工せん断補強工法の適用性
- 参考資料 7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響
- 参考資料 8 等価剛性モデルにおける鉛直方向床応答への影響
- 参考資料 9 解析手法の選定（④全応力解析）の補足確認結果
- 参考資料 10 追加解析ケースの詳細に選定方法の詳細について
- 参考資料 11 女川原子力発電所における地盤の振動特性について
- 参考資料 12 ジョイント要素のばね定数の妥当性確認結果について
- 参考資料 13 三次元構造解析による耐震評価の照査時刻の妥当性確認方針
- 参考資料 14 浮上り評価について

: 本日の説明範囲

## 参考資料 4 断層交差部の影響評価

敷地内に分布する断層が屋外重要土木構造物等の耐震性に与える影響を検討するため、断層と交差する構造物を整理し、交差する断層の諸元を整理し、影響評価を実施する構造物と断層を選定した。そのうえで、断層影響の評価を実施する評価断面の選定を実施した。その結果、軽油タンク室 (H)、軽油タンク室、排気筒連絡ダクト (土砂部) について影響評価を実施し、断層の交差は屋外重要土木構造物等の機能に影響を及ぼさないことを確認した。排気筒連絡ダクト岩盤部 (断面⑦) は、施設の周囲が岩盤に覆われており、岩盤と断層では剛性差が大きいことから、断層が構造物に与える影響があると考えられる。そのため、特殊部として、添付書類「VI-2-2-28 排気筒連絡ダクトの耐震性についての計算書」の別紙に評価結果を記載しているが、本書では参考として評価結果を記載している。

### 1. 断層が接する構造物の抽出

設置許可に係る適合性審査のうち敷地の地質・地質構造において、重要施設直下の断層に係る審査資料 (第 778 回審査委員会合, 2019 年 9 月 27 日) の抜粋を添付資料 1 に示す。敷地内には比較的破碎幅があり、連続する断層が 16 本分布しており、屋外重要土木構造物等と断層の位置関係を図 1-1 に示す。断層と交差する屋外重要土木構造物等は、表 1-1 に示す通り、軽油タンク室 (H)、軽油タンク室、原子炉機器冷却海水配管ダクト、排気筒連絡ダクト (土砂部) 及び排気筒連絡ダクト (岩盤部) である。

添付資料 1 に示す設置変更許可時における構造物と断層の位置関係の図面では、海水ポンプ室の直下に 0F-4 断層が分布するが、掘削後の底盤スケッチにおいて 0F-4 断層は確認されていない。そのため、断層と交差する構造物の選定を行う本資料においては、**図 1-2 の断層分布図のとおり海水ポンプ室直下に 0F-4 断層が延長していないものとして評価対象構造物から除外した評価とする。**

構造物と断層の交差位置を中心として、概ね解析領域に含まれる範囲において確認されている地点毎の断層幅と平面図を添付資料 2 に示す。なお、ここで示している断層幅は、代表例として**図 1-3** に示す排気筒連絡ダクト (土砂部) 直下の TF-1 断層の底盤スケッチに記載の通り、破碎部や亀裂が分布するなど、断層活動による影響を受けたと思われる領域を保守的に評価した幅である。実際に断層活動により岩盤に変位が生じた粘土状物質の幅は更に小さい断層が多い。

地点毎に確認された断層幅及び粘土状物質の占める割合を深度方向に投影して作成した断層の断面図を**図 1-4**～**図 1-8** に示す。

構造物へ与える影響は、構造物直下の粘土状物質の断層幅が支配的と考えられるものの、断層の挙動は深部まで連続する断層が一体となって変形することから、深部での断層幅も考慮し断層幅を決定する。つまり、直下の粘土状物質の幅と深部を含めた断層の

平均幅のうち大きい方を用いる。屋外重要土木構造物等直下に分布する断層のモデル化幅を表 1-2 に示す。

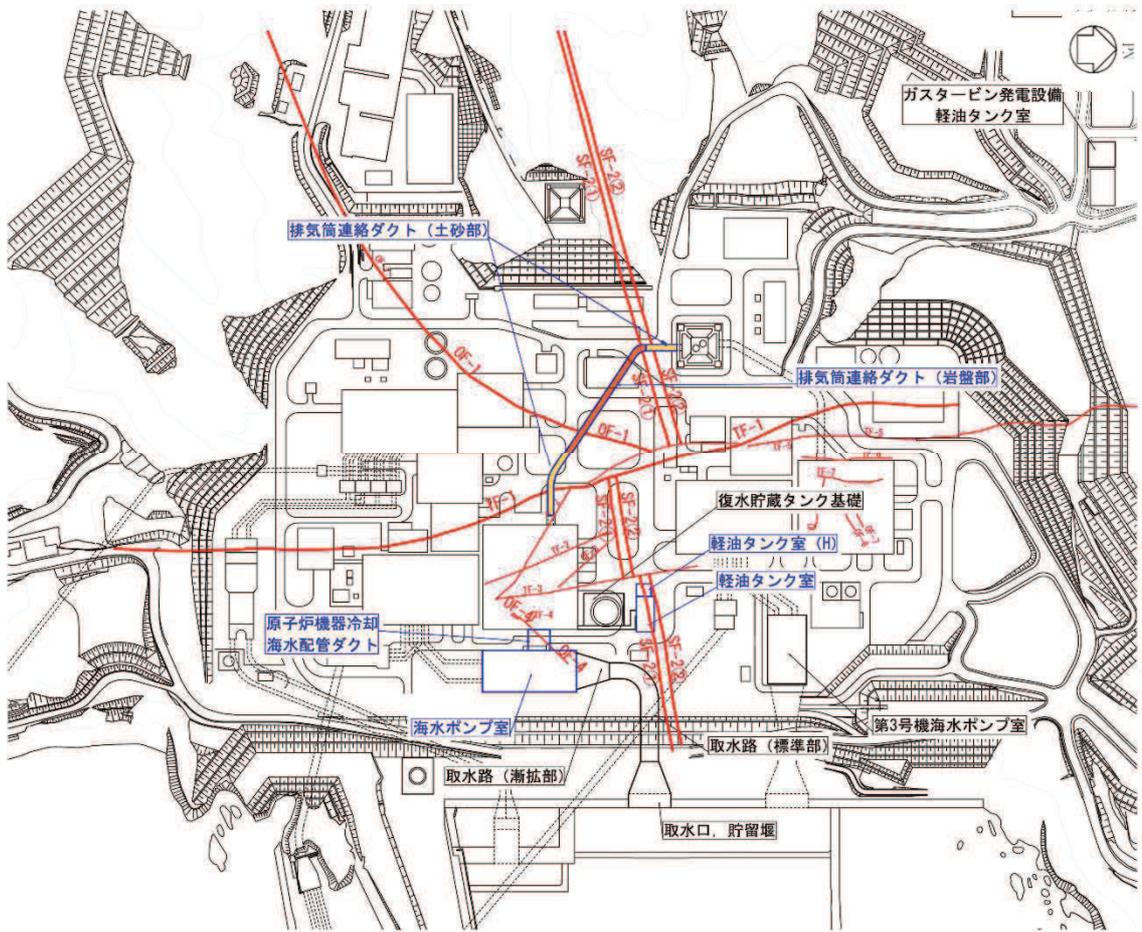
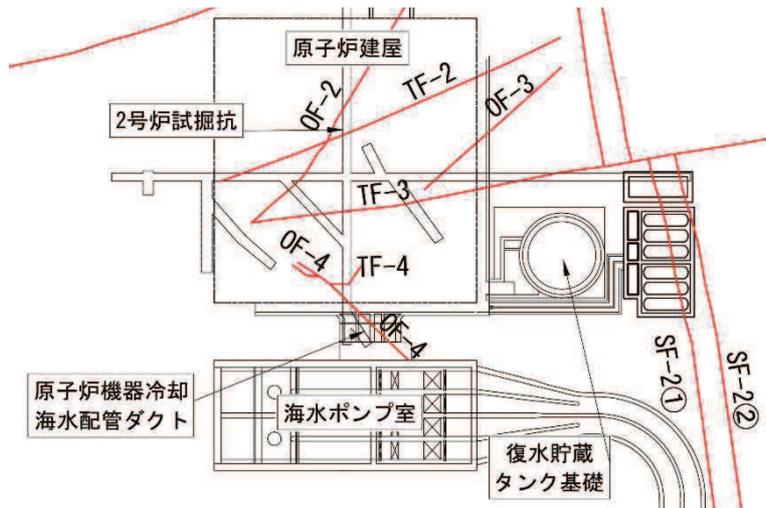


図 1-1 屋外重要土木構造物等の位置と主要断層の分布状況 (O.P. 約-14m)



注：図 1-1 は設置変更許可時における構造物と断層の位置関係の図面を記載しているが、図 1-2 は掘削後の底盤スケッチにおいて OF-4 断層は確認されていないことから、海水ポンプ室底版位置における OF-4 断層を記載していない。

図 1-2 屋外重要土木構造物等の位置と主要断層の分布状況  
(海水ポンプ室拡大)

表 1-1 屋外重要土木構造物等と直下に分布する断層\*1

構造物	直下の断層	構造物と断層の 接合状況	構造物直下の断層性状	傾斜	解析領域の平均 幅*2 (モデル化幅)
軽油タンク室 (H)	SF-2②	高さ 19.4m の MMR を介する	掘削中だが同位置における試掘坑と同等と判断 試掘坑 I : 200~700mm (内粘土部分 : 700mm)	40° ~50° E	205mm
	SF-2①	高さ 19.4m の MMR を介する	掘削中だが同位置における試掘坑と同等と判断 試掘坑 I : 5~110mm (内粘土部分 : 110mm)	40° ~78° E	115mm
軽油タンク室	SF-2①	高さ 18.0m の MMR を介する	底盤スケッチ③ : 10~500mm (内粘土部分 : 0mm)	62° ~100° S	115mm
原子炉機器冷却 海水配管ダクト	OF-4	高さ 4.4m の MMR を介する	隣接する試掘坑と同等と判断 試掘坑 I : 20~60mm (内粘土部分 : 0mm)	46° E	31mm
	TF-1	断層処理 (MMR)	底盤スケッチ③ : 1010~1610mm (内粘土部分 : 50mm)	45° ~63° E	1146mm
排気筒連絡ダクト (土砂部)	SF-2②	断層処理 (MMR)	底盤スケッチ① : 0~100mm (内粘土部分 : 100mm)	82° S	613mm
	OF-1	断層処理 (MMR)	底盤スケッチ③ : 20~40mm (内粘土部分 : 0mm)	25°	95mm
排気筒連絡ダクト (岩盤部)	SF-2①	断層処理 (MMR)	底盤スケッチ① : 10~100mm (内粘土部分 : 0mm)	65° S	66mm

注記\*1 : 赤枠は評価対象として選定した断層

\*2 : 観察位置毎の断層幅は添付資料 2 参照

TF-1断層帯。板状の割れ目が発達したCL”級岩盤相当の破碎帯。

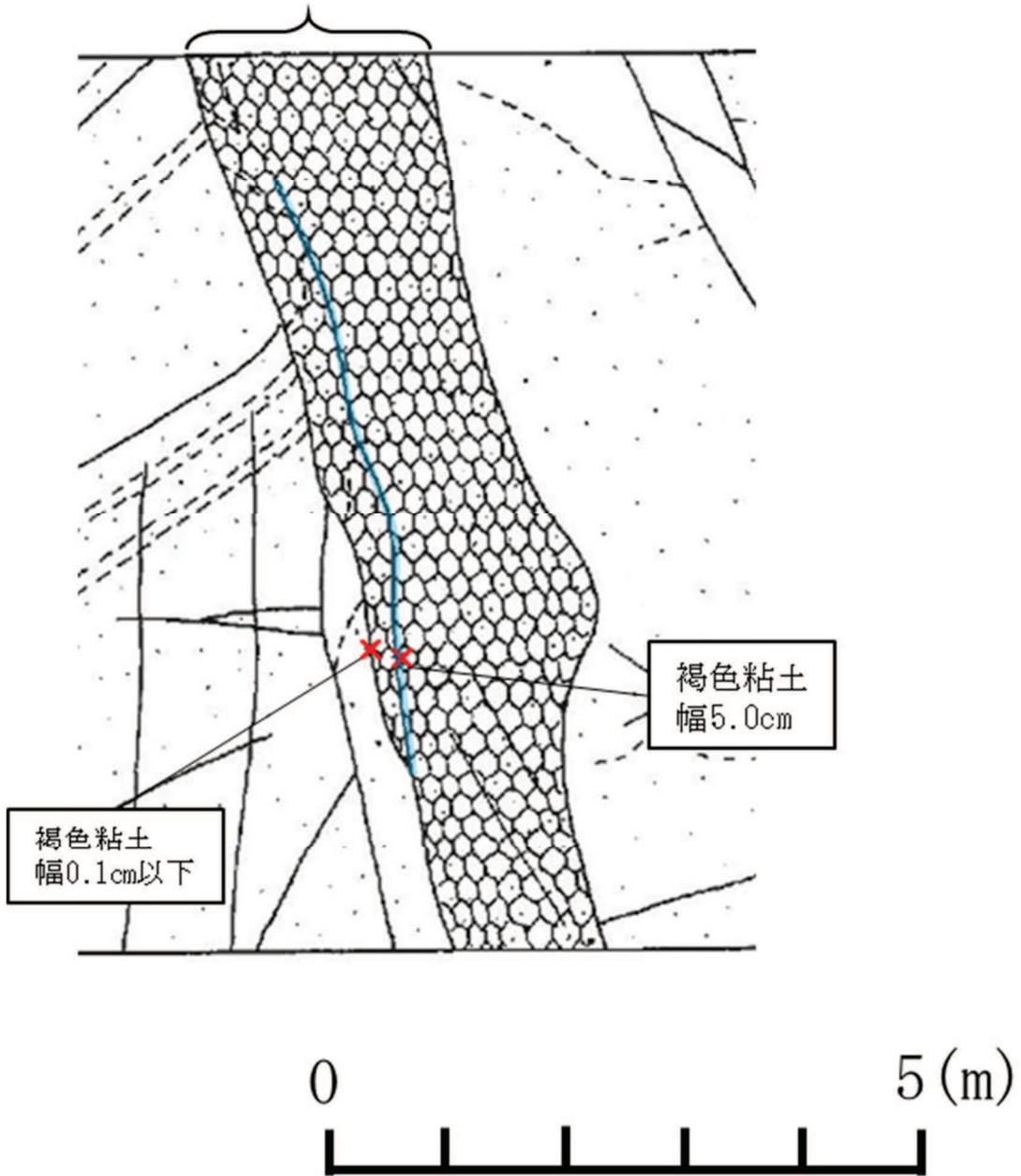
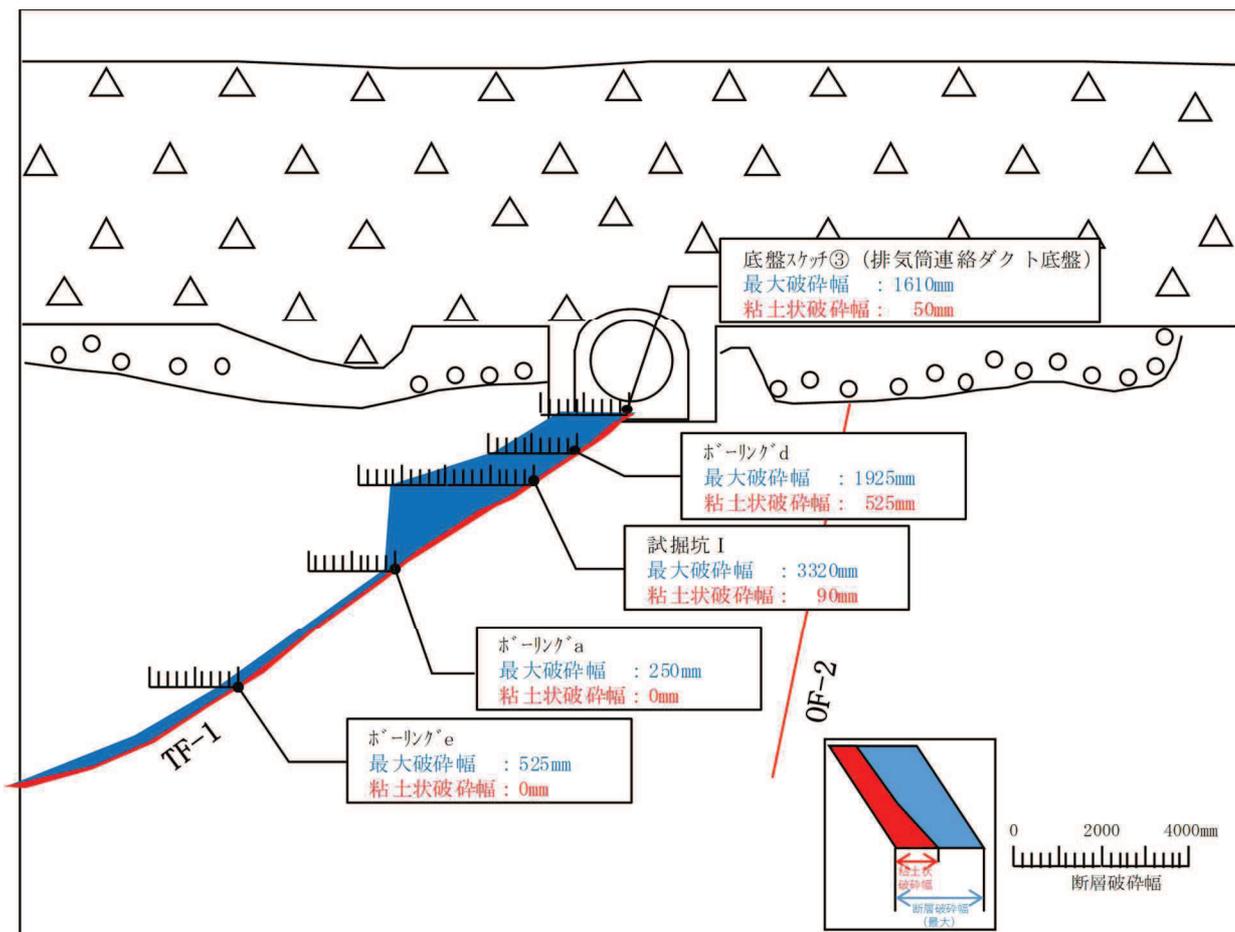


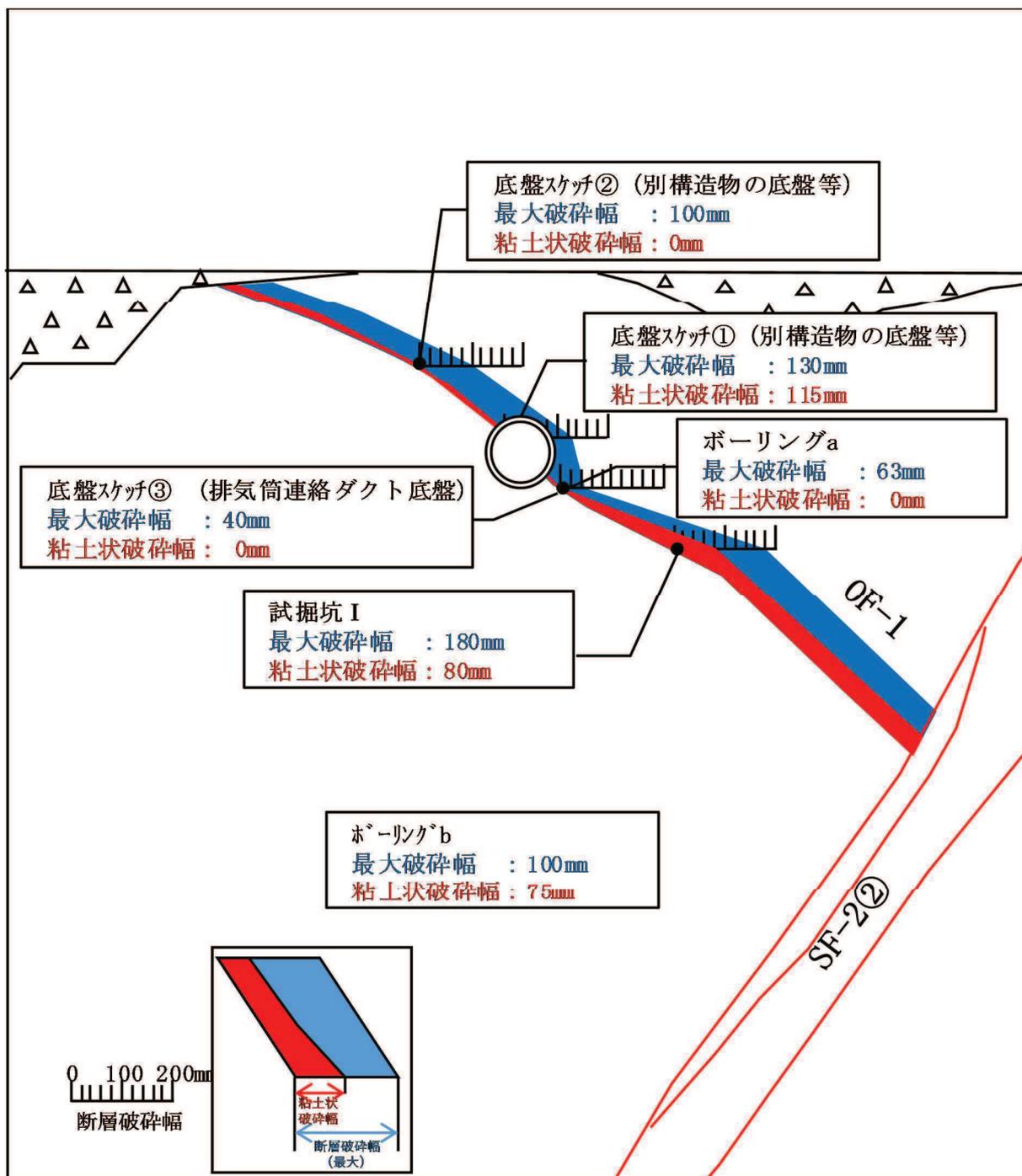
図 1-3 排気筒連絡ダクト（土砂部） 底盤スケッチ（TF-1断層横断部）





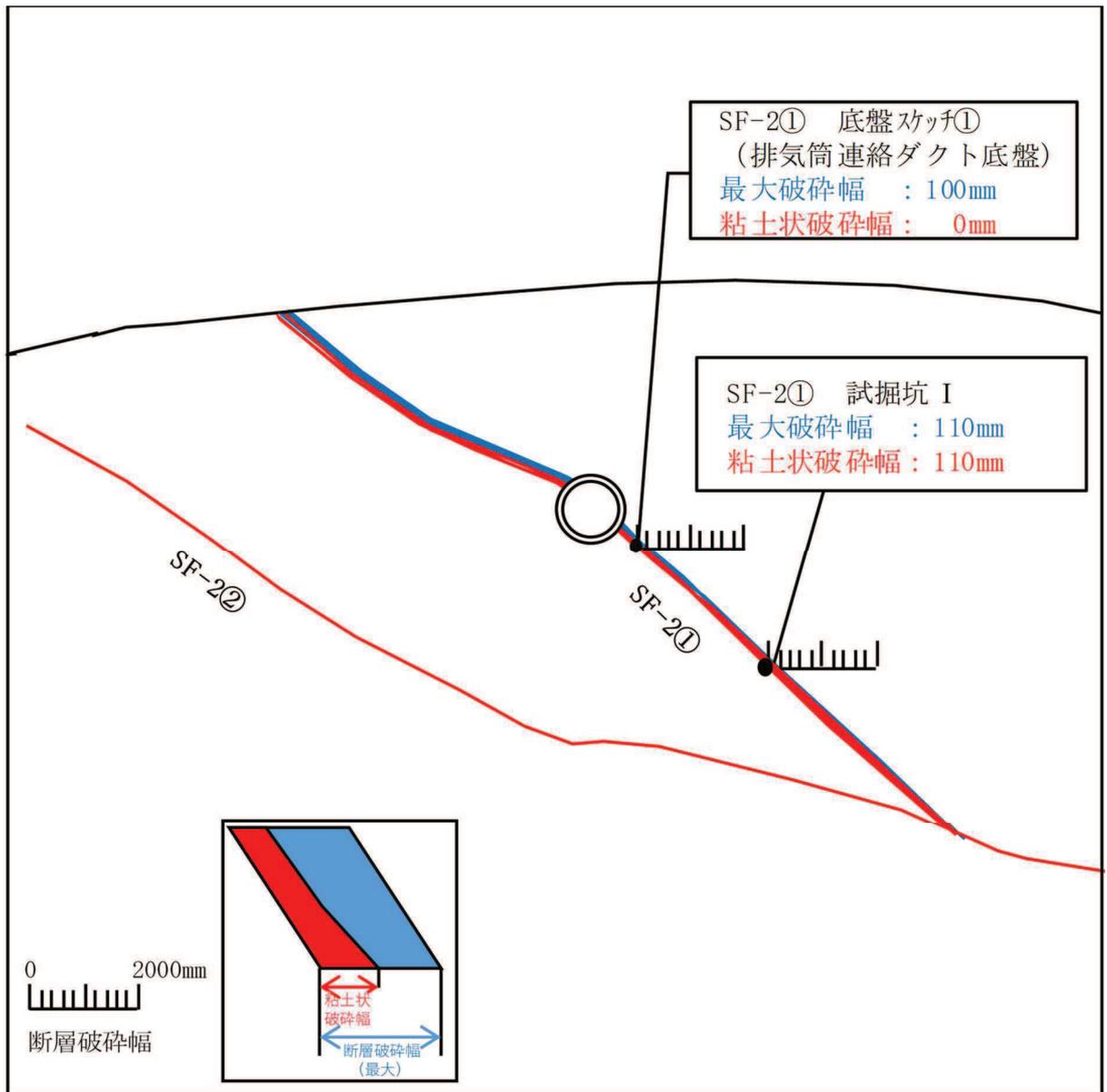
注：断層の No. は，添付資料 2 における図 2-4 及び表 2-1 の調査結果の値と同じ。

図 1-4 TF-1 断層断面図（排気筒連絡ダクト（土砂部））



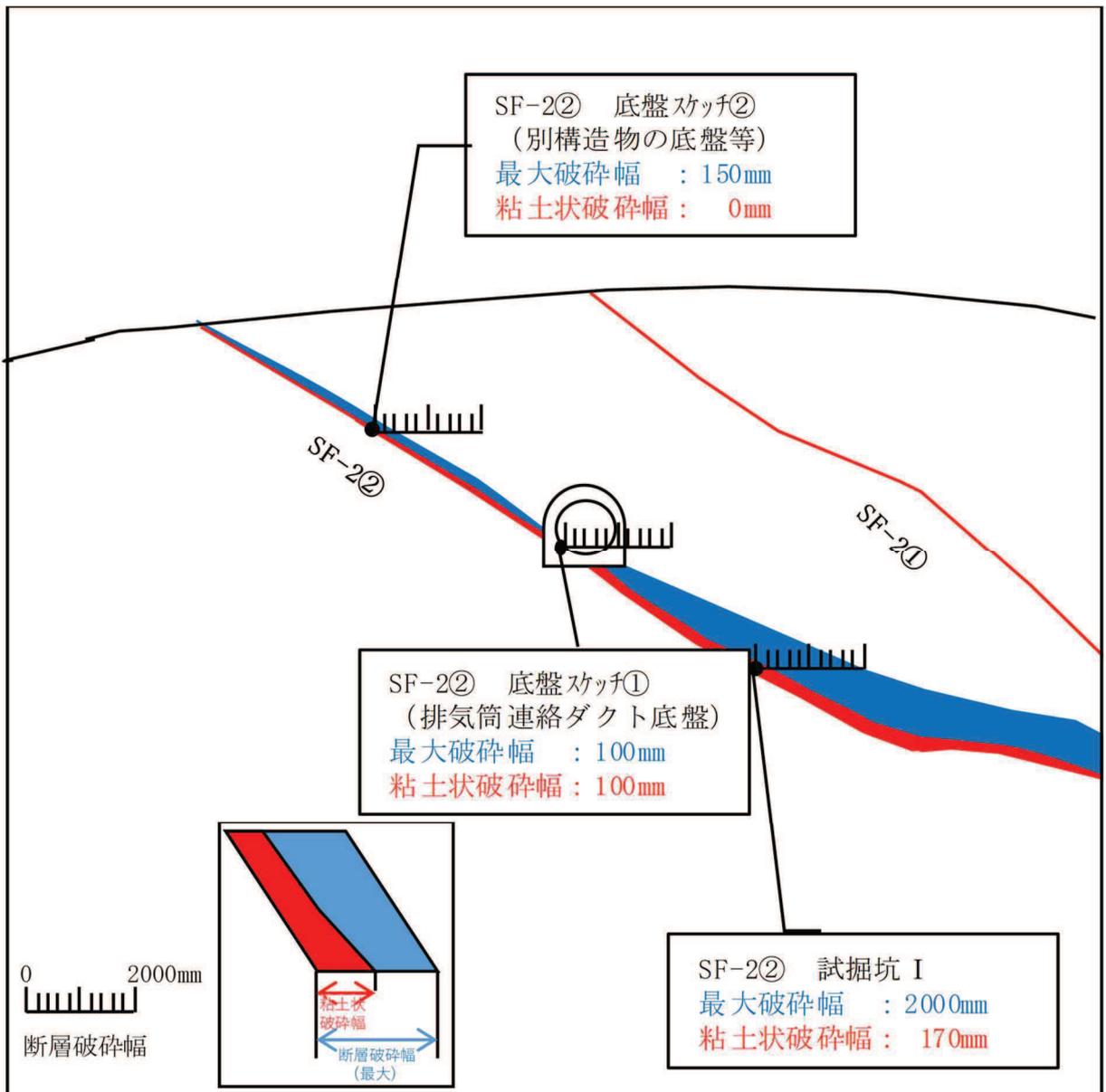
注：断層の No. は，添付資料 2 における図 2-6 及び表 2-1 の調査結果の値と同じ。

図 1-5 OF-1 断層断面図 (排気筒連絡ダクト (岩盤部))



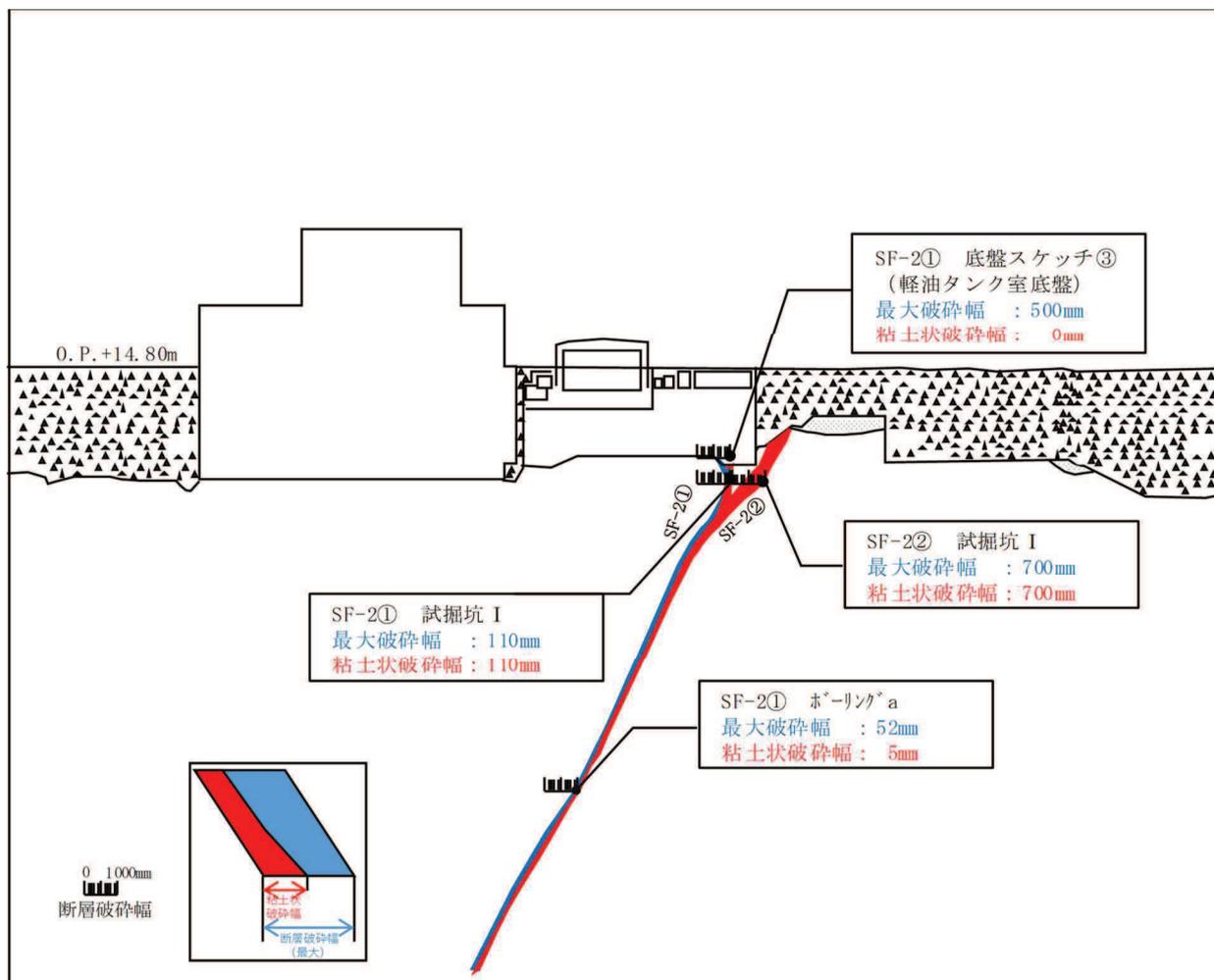
注：断層の No. は，添付資料 2 における図 2-7 及び表 2-1 の調査結果の値と同じ。

図 1-6 SF-2①断層断面図（排気筒連絡ダクト（岩盤部））



注：断層の No. は，添付資料 2 における図 2-5 及び表 2-1 の調査結果の値と同じ。

図 1-7 SF-2②断層断面図（排気筒連絡ダクト（土砂部））



注：断層の No. は、添付資料 2 における図 2-1、図 2-2 及び表 2-1 の調査結果の値と同じ。

図 1-8 SF-2 断層断面図 (軽油タンク室)

表 1-2 屋外重要土木構造物等直下に分布する断層のモデル化幅

構造物	直下の断層	構造物直下の 断層幅 (粘土状物質)	解析領域の 平均幅	採用した モデル化幅
軽油タンク室 (H)	SF-2②	700mm	205mm	700mm
	SF-2①	110mm	115mm	115mm
軽油タンク室	SF-2①	0mm	115mm	115mm
排気筒連絡ダクト (土砂部)	TF-1	50mm	1146mm	1146mm
排気筒連絡ダクト (岩盤部)	OF-1	0mm	95mm	95mm

## 2. 評価断層の選定

断層交差部の影響評価を実施する断面は、構造物毎に評価断層を選定して実施する。地震時に断層が変形することによる構造物へ及ぼす影響を評価するための断層選定の観点として、断層と構造物の交差する幾何学的関係、及び断層幅に着目して選定する。断層幅については、破碎帯の膨縮や風化によって一様とはならないこと。また、構造物へ及ぼす断層の変形は、解析領域の断層の平均的な挙動に依存すると考えられることから、モデル化領域で得られた試掘坑調査、底盤スケッチ、ボーリング調査により得られた値の平均値により選定する。

軽油タンク室(H)は、直下のMMRにSF-2①断層とSF-2②断層が接していることから、両断層を対象断層とする。軽油タンク室は、SF-2①断層が直下のMMRに接していることから、SF-2①断層を対象断層とする。

原子炉機器冷却海水配管ダクトに接する0F-4断層は、添付資料1に示す通り、O.P.-20m付近で消滅しており、深部方向には連続しない断層である。原子炉機器冷却海水配管ダクトの支持岩盤は、O.P.-14.1mであることから、0F-4断層は深部に6m程度しか延長せず、端部は岩盤で閉じられていることから、地震動による岩盤表面の変位は小さいと想定される。更に、岩盤上には厚さ4.4mのMMRが施工され、原子炉機器冷却海水配管ダクトはMMR上に設置されていることから、断層の変形による原子炉機器冷却海水配管ダクトの耐震性への影響はないと判断し、検討は省略する。

排気筒連絡ダクト(土砂部)と排気筒連絡ダクト(岩盤部)は、躯体形状や配筋等が異なることから、それぞれの部位毎に評価断層を選定する。排気筒連絡ダクト(土砂部)と交差するTF-1断層とSF-2②断層は、構造物と交差する平面交差角度は、両者とも同等である。一方、断層の傾斜角度はSF-2②断層の方が高角度であり、TF-1断層の方が低角度である。地震動に対してはTF-1断層の方が変形しやすいと考えられる。構造物と断層の幾何形状からは、TF-1断層の方が地震動による構造物への影響は大きいと考えられる。次に断層幅は、TF-1断層の方が平均幅が大きく、構造物への影響は大きいと考えられる。以上より、幾何形状及び断層幅の観点から、TF-1断層を代表として排気筒連絡ダクト(土砂部)への影響を検討する。

排気筒連絡ダクト(岩盤部)と交差する0F-1断層とSF-2①断層は、構造物と交差する平面交差角度は、両者とも同等である。一方、断層の傾斜角度はSF-2①断層の方が高角度であり、0F-1断層の方が低角度である。地震動に対しては0F-1断層の方が変形しやすいと考えられる。構造物と断層の幾何形状からは、0F-1断層の方が地震動による構造物への影響は大きいと考えられる。次に断層幅は、0F-1断層の方が平均幅が大きく、構造物への影響は大きいと考えられる。以上より、幾何形状及び断層幅の観点から、0F-1断層を代表として排気筒連絡ダクト(岩盤部)への影響を検討する。

構造物毎に選定した断層は、表1-1の赤枠で囲まれた断層とする。

### 3. 断層の影響を評価する断面選定

断層の影響を評価する断面（以下「評価断面」という。）は、断層の変形の影響により耐震評価上、構造物に対して影響が大きいと考えられる断面を選定する。

軽油タンク室(H)は、断層の変形が MMR を介して構造物へ与える影響（断面力等）を適切に評価するために、SF-2①断層と SF-2②断層の両方が MMR に接する縦断方向（タンク軸方向）の断面を評価断面とする。

軽油タンク室は、断層の変形が MMR を介して構造物へ与える影響（断面力等）を適切に評価するために、SF-2①断層に対して構造物が交差する南北方向の断面を評価断面とする。

排気筒連絡ダクト（土砂部）及び排気筒連絡ダクト（岩盤部）は、横断方向（延長方向に直交する方向）に構造部材がない線状構造物であり横断方向（延長方向に直交する方向）が明確な弱軸になるとともに、全線にわたりブロック割されており、延長方向の応力は区画ごとに解放されることから、断層の変形による構造物への影響が大きいと考えられる、構造物へ与える影響を確認するのに適していると考えられる、横断方向（延長方向に直交する方向）に対し、構造物中心に断層が交差する断面を評価断面とする。

軽油タンク室(H)、軽油タンク室、排気筒連絡ダクト（土砂部）、排気筒連絡ダクト（岩盤部）のそれぞれについて、評価対象断面の選定結果を表 3-1 に、評価断面図を図 3-1～図 3-4 に示す。



表 3-1 評価断面の選定結果

構造物	断層	選定結果
軽油タンク室 (H)	SF-2②断層 SF-2①断層	SF-2①断層及び SF-2②断層に対して、両方の断層が MMR に接している縦断方向（タンク軸方向）の断面を評価断面として選定する。
軽油タンク室	SF-2①断層	SF-2①断層が MMR に接している南北方向の断面を評価断面として選定する。
排気筒連絡ダクト (土砂部)	TF-1 断層	排気筒連絡ダクト（土砂部）にて、断層の規模（幅）が大きい TF-1 断層に対し、構造物中心に断層が交差する横断方向の断面を評価断面として選定する。
排気筒連絡ダクト (岩盤部)	OF-1 断層	排気筒連絡ダクト（岩盤部）にて、断層の規模（幅）が大きい OF-1 断層に対し、構造物中心に断層が交差する横断方向の断面を評価断面として選定する。

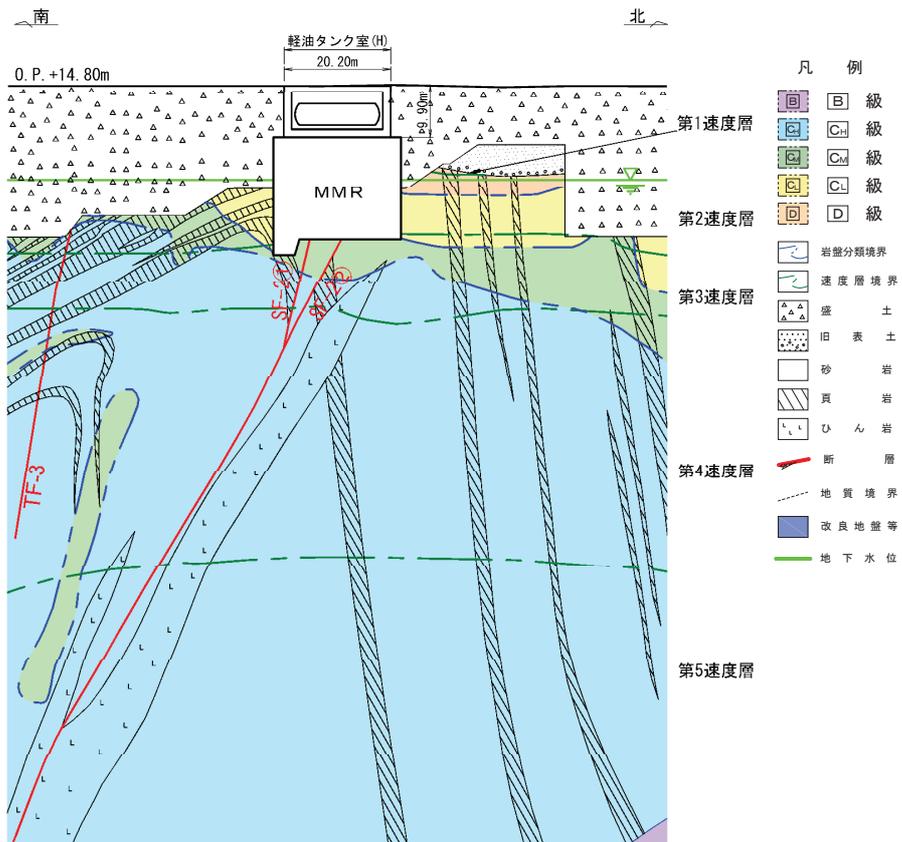


図 3-1 分類 a (MMR) 評価断面図 (軽油タンク室 (H) の縦断面)

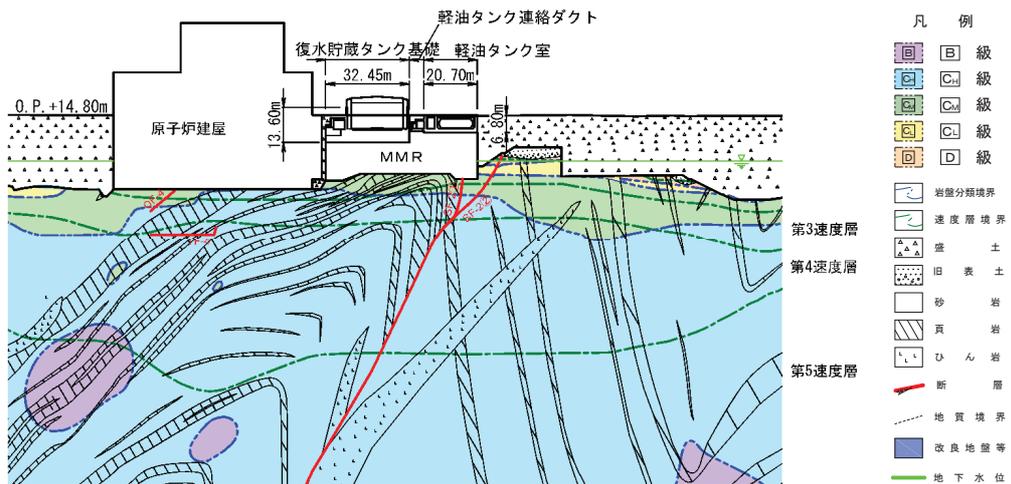


図 3-2 分類 a (MMR) 評価断面図 (軽油タンク室の南北断面)

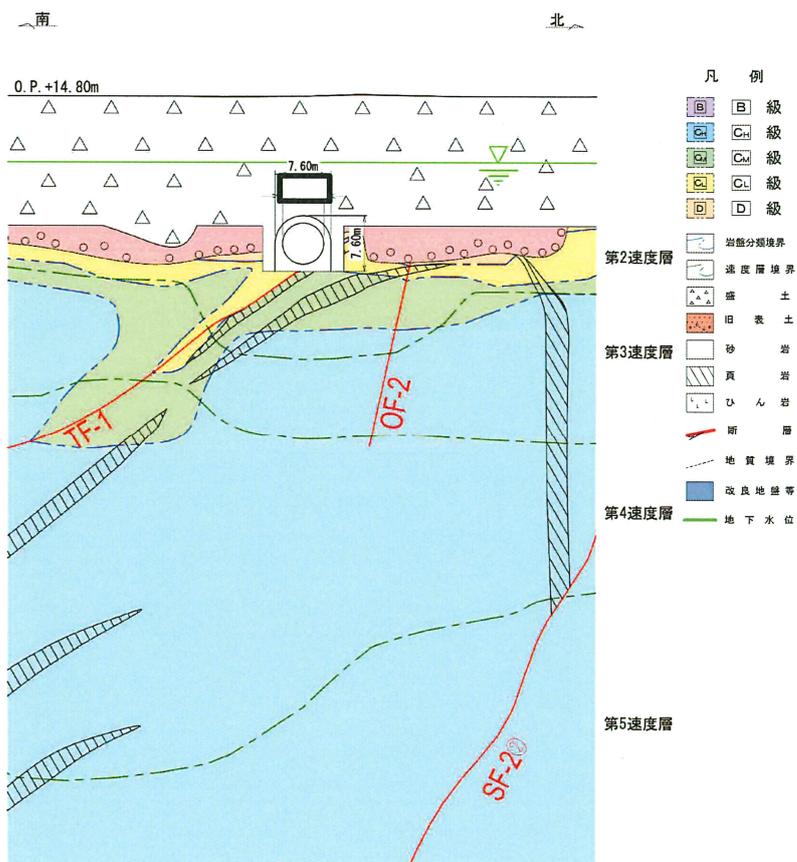


図 3-3 分類 b (盛土) 評価断面図  
(排気筒連絡ダクト (土砂部) の横断面)

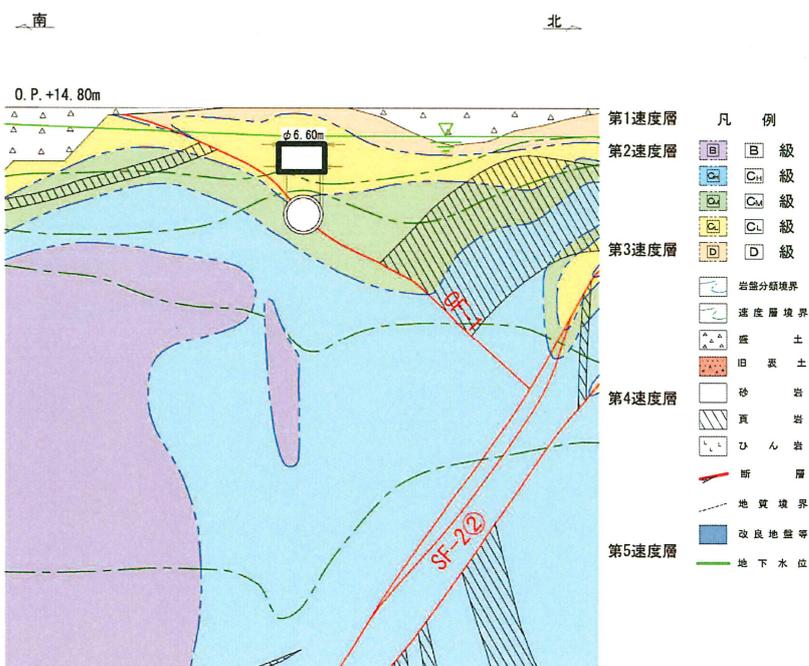


図 3-4 分類 c (岩盤) 評価断面図  
(排気筒連絡ダクト (岩盤部) の横断面)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

#### 4. 断層の影響評価方針

女川の断層評価においては、「1. 断層が接する構造物の抽出」に既述の通り、断層の影響を否定できない領域を全て断層幅として保守的に評価している。更に、2次元有限要素解析による影響評価においては、粘土状物質以外の亀裂部等も含めた断層幅を全て粘土状物質によりモデル化する。なお、添付資料3に解析用物性値一覧と使用する粘土状物質の物性値を示す。

2次元有限要素解析における断層のモデル化は、「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>（土木学会，2009年）」（以下「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>」という。）を参考に、ソリッド要素及びジョイント要素により行う。また、松本ら\*の「ソリッド要素による弱層のモデルに対し、ジョイント要素を用いた弱層のモデルは、同程度の地盤応答を再現できる」という知見と「設置変更許可時の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価」における断層のモデル化方針を踏まえ、排気筒連絡ダクト（土砂部）と交差し層厚の厚いTF-1断層はソリッド要素でモデル化し、その他の断層についてはジョイント要素によりモデル化する。

ジョイント要素は「原子力発電所の基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価技術<技術資料>」を参考に、ばね値をせん断弾性係数と断層の厚さの関係から式4-1及び式4-2のとおり設定する。表4-1に影響評価を行う断層幅とモデル化の一覧を示す。

$$\text{せん断ばね：} \quad k_s = \frac{G}{t} \quad \dots \text{（式 4-1）}$$

$$\text{垂直ばね：} \quad k_n = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu} \cdot \frac{G}{t} \quad \dots \text{（式 4-2）}$$

注記\*：松本敏克，坂田勉，八木悟，森聡：非線形動的解析における地盤の弱層のモデル化に関する一考察，土木学会第66回年次学術講演会（平成23年度）

表 4-1 断層幅及びモデル化方法

構造物	断層	断層幅 (mm)	モデル化方法
軽油タンク室 (H)	SF-2①断層	115	ジョイント要素
	SF-2②断層	700	ジョイント要素
	TF-3 断層	800	ジョイント要素
軽油タンク室	SF-2①断層	115	ジョイント要素
	SF-2②断層	205	ジョイント要素
排気筒連絡ダクト (土砂部)	TF-1 断層	1146	ソリッド要素
	SF-2①断層	125	ジョイント要素
	SF-2②断層	125	ジョイント要素
	OF-2 断層	50	ジョイント要素
排気筒連絡ダクト (岩盤部)	OF-1 断層	95	ジョイント要素
	TF-1 断層	605	ジョイント要素
	SF-2②断層	742	ジョイント要素

なお、断層のモデル化以外の内容については、軽油タンク室 (H) は「資料 8 軽油タンク室 (H) の耐震安全性評価」、軽油タンク室は「資料 7 軽油タンク室の耐震安全性評価」、排気筒連絡ダクト (土砂部) 及び排気筒連絡ダクト (岩盤部) は「資料 3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価」と同様である。それぞれの地震応答解析モデルを図 4-1～図 4-4 に示す。

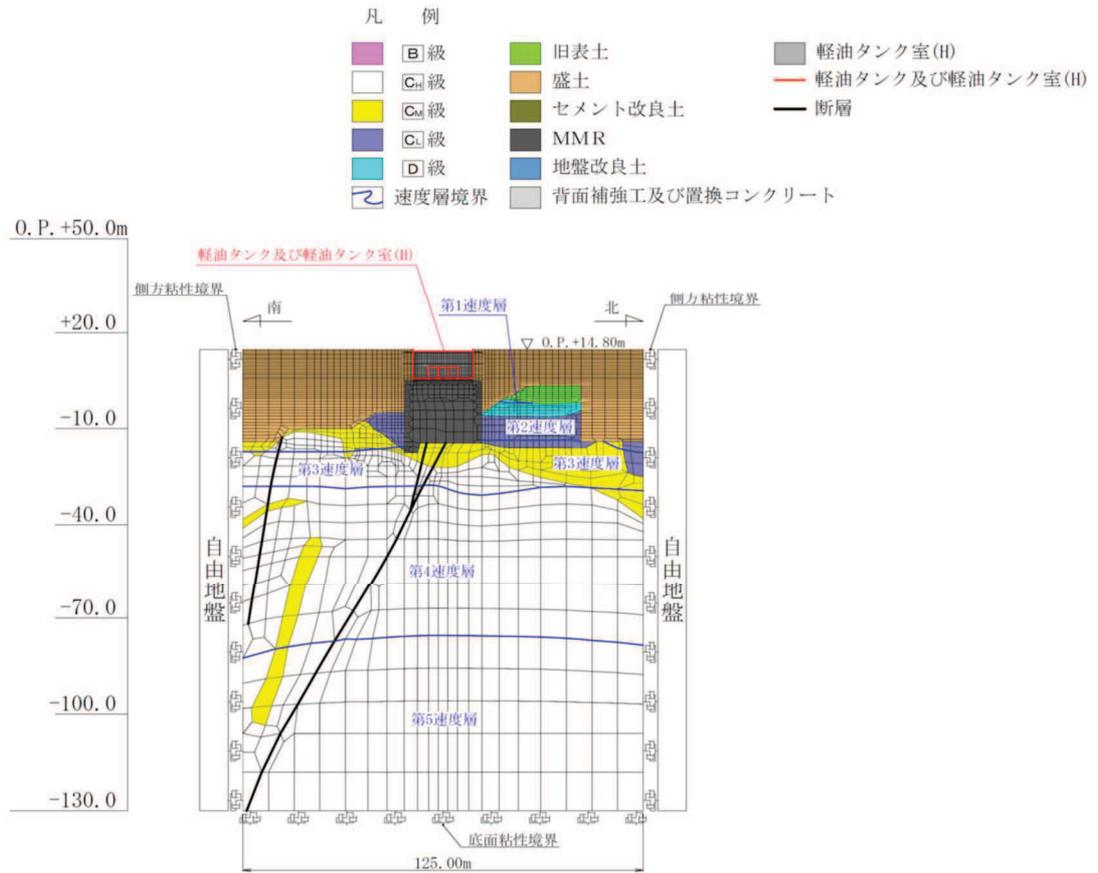


図 4-1 軽油タンク室 (H) の地震応答解析モデル図 (南北方向)

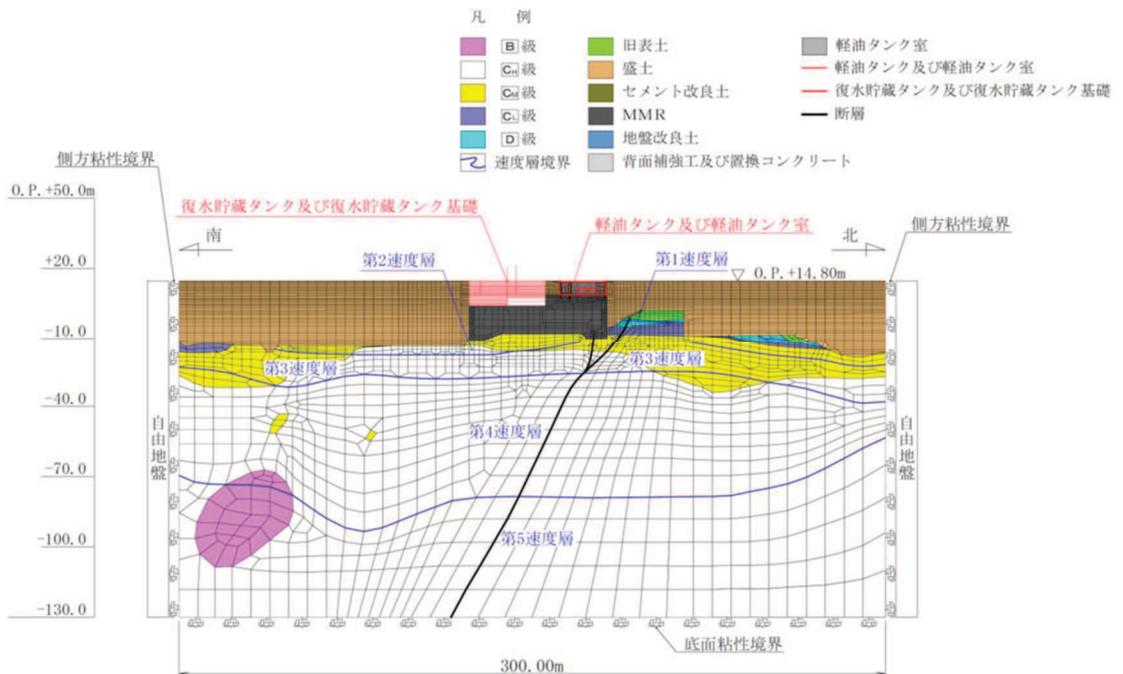


図 4-2 軽油タンク室の地震応答解析モデル図 (南北方向)

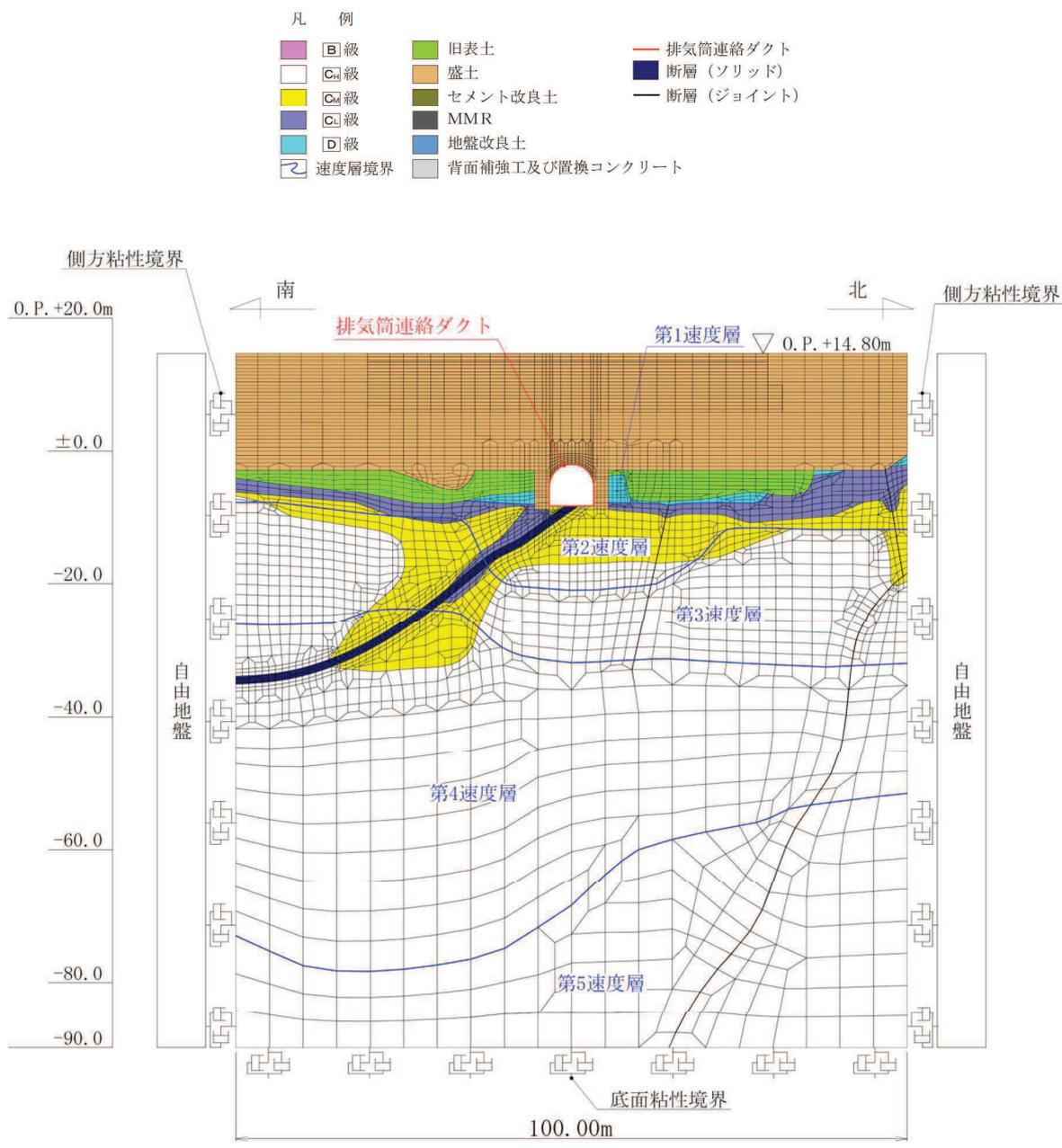


図 4-3 排気筒連絡ダクト (土砂部) の地震応答解析モデル図

- 凡 例
- |  |       |  |                 |  |            |
|--|-------|--|-----------------|--|------------|
|  | B級    |  | 旧表土             |  | 排気筒連絡ダクト   |
|  | C級    |  | 盛土              |  | 断層 (ソリッド)  |
|  | C級    |  | セメント改良土         |  | 断層 (ジョイント) |
|  | C級    |  | MMR             |  |            |
|  | D級    |  | 地盤改良土           |  |            |
|  | 速度層境界 |  | 背面補強工及び置換コンクリート |  |            |

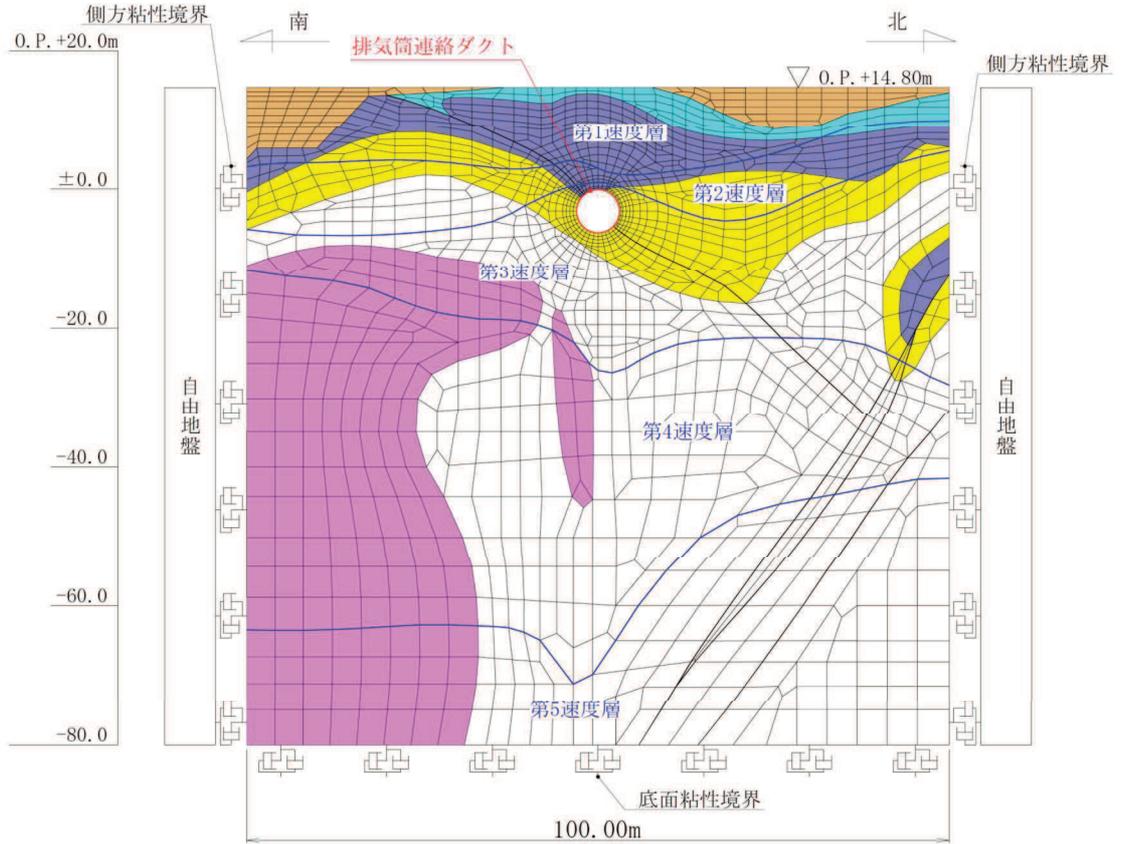


図 4-4 排気筒連絡ダクト（岩盤部）の地震応答解析モデル図



## 5. 断層の影響評価結果

各構造物の断層を考慮した影響評価として、基準地震動  $S_s$  に水平動の位相反転を考慮した 14 ケースに対し、鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持性能に対する評価結果を示す。なお、断層を考慮した影響評価の物性値は、解析ケース①（基本ケース）と同様、コンクリートの材料物性を設計基準強度、地盤物性を平均値とする。

軽油タンク室 (H) 及び軽油タンク室は、断層の有無による影響確認として、断層を考慮しない解析ケースとの比較を行い、排気筒連絡ダクト（土砂部）及び排気筒連絡ダクト（岩盤部）は、断層が横断する特殊部としての影響評価結果を示す。

断層を考慮した影響評価を行った結果、軽油タンク室 (H) 及び軽油タンク室は、断層の有無による耐震評価への影響は極めて軽微であることを確認した。排気筒連絡ダクト（土砂部）及び排気筒連絡ダクト（岩盤部）については、断層厚さを保守的に厚く設定した評価においても、基準地震動  $S_s$  に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認した。

以上より、構造物への断層の交差は、施設の周囲が岩盤に覆われている排気筒連絡ダクト（岩盤部）を除いた屋外重要土木構造物等の評価に影響を及ぼさないことを確認した。

## 5.1 軽油タンク室 (H) の影響評価結果

軽油タンク室 (H) は S クラス施設の間接支持構造物であることから、構造強度を有することの確認及び S クラスの施設を支持する機能についての影響を確認する。

なお、軽油タンク室 (H) は、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する許容限界を短期許容応力度としており、構造強度を有することの確認と S クラスの施設を支持する機能の許容限界が同一である。

### 5.1.1 構造強度を有することの確認及び S クラスの施設を支持する機能の評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-1 及び表 5-2 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-3 に断層を考慮しない場合のケースと併せて示す。

影響確認の結果、各照査値はほぼ同等となり、断層の有無による耐震評価への影響は極めて軽微であることを確認した。

表 5-1 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (コンクリート) 【断層考慮】

評価位置*		解析 ケース	地震動	曲げ モーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)	発生 応力度 $\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	短期許容 応力度 $\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $\sigma'_c / \sigma'_{ca}$
底版	10	①	S s - D 2 (++)	-818	-649	2.9	13.5	0.22
頂版	20	①	S s - F 3 (++)	-319	-685	1.8	13.5	0.14
南北壁	30	①	S s - F 3 (++)	682	-619	2.4	13.5	0.18
東西壁	60	①	S s - F 3 (++)	-727	-3440	3.5	13.5	0.26
接続部 底版	70	①	S s - F 3 (++)	256	-622	2.4	13.5	0.18
接続部 頂版	80	①	S s - D 1 (-+)	-98	-902	1.3	13.5	0.10
接続部 南北壁	90	①	S s - F 3 (++)	-277	319	2.7	13.5	0.20

注記\* : 評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-1 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (コンクリート) 【断層非考慮】

評価位置*		解析 ケース	地震動	曲げ モーメント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma'_c / \sigma'_{ca}$
				(kN・m/m)	(kN/m)	$\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
底版	10	①	S s - D 2 (-+)	-945	-594	3.3	13.5	0.25
頂版	20	①	S s - F 2 (-+)	-276	-937	1.6	13.5	0.12
南北壁	40	①	S s - D 2 (-+)	-545	-2095	2.4	13.5	0.18
東西壁	60	①	S s - D 2 (-+)	-936	-3275	3.8	13.5	0.29
接続部 底版	70	①	S s - F 2 (-+)	250	-668	2.3	13.5	0.18
接続部 頂版	80	①	S s - F 2 (-+)	-94	-1057	1.5	13.5	0.12
接続部 南北壁	90	①	S s - F 2 (-+)	-261	259	2.6	13.5	0.20

注記\* : 評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-2 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (鉄筋) 【断層考慮】

評価位置*		解析 ケース	地震動	曲げ モーメント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
				(kN・m/m)	(kN/m)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
底版	10	①	S s - D 2 (++)	558	595	82	309	0.27
頂版	20	①	S s - D 1 (-+)	-222	178	37	309	0.12
南北壁	30	①	S s - F 3 (++)	616	239	69	309	0.23
東西壁	60	①	S s - D 2 (-+)	256	1605	105	309	0.34
接続部 底版	70	①	S s - D 2 (++)	-83	383	59	309	0.20
接続部 頂版	80	①	S s - D 2 (++)	40	486	59	309	0.20
接続部 南北壁	90	①	S s - F 3 (++)	-277	403	109	309	0.36

注記\* : 評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-2 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (鉄筋) 【断層非考慮】

評価位置*		解析 ケース	地震動	曲げ モーメント	軸力	発生 応力度	短期許容 応力度	照査値 $\sigma_s / \sigma_{sa}$
				(kN・m/m)	(kN/m)	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
底版	10	①	S s - D 2 (-+)	574	609	84	309	0.28
頂版	20	①	S s - D 2 (++)	-225	172	37	309	0.12
南北壁	30	①	S s - F 2 (-+)	509	481	71	309	0.23
東西壁	60	①	S s - F 2 (-+)	371	1429	108	309	0.35
接続部 底版	70	①	S s - F 3 (-+)	-143	334	70	309	0.23
接続部 頂版	80	①	S s - F 3 (-+)	63	453	63	309	0.21
接続部 南北壁	90	①	S s - F 3 (++)	-246	357	96	309	0.32

注記\* : 評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-3 (1) せん断破壊に対する最大照査値【断層考慮】

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
底版	10	①	S <sub>s</sub> -D 2 (++)	913	2390	0.39
頂版	20	①	S <sub>s</sub> -N 1 (++)	170	1817	0.10
南北壁	30	①	S <sub>s</sub> -F 3 (++)	982	2390	0.42
東西壁	60	①	S <sub>s</sub> -F 3 (++)	420	2390	0.18
接続部 底版	70	①	S <sub>s</sub> -D 3 (++)	221	943	0.24
接続部 頂版	80	①	S <sub>s</sub> -D 3 (++)	88	906	0.10
接続部 南北壁	90	①	S <sub>s</sub> -F 3 (++)	434	906	0.48

注記\* : 評価位置は図 5-1 に示す。

表 5-3 (2) せん断破壊に対する最大照査値【断層非考慮】

評価位置*		解析 ケース	地震動	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V <sub>a</sub> (kN/m)	照査値 V/V <sub>a</sub>
底版	10	①	S <sub>s</sub> -D 2 (-+)	1031	2390	0.44
頂版	20	①	S <sub>s</sub> -N 1 (++)	188	1817	0.11
南北壁	30	①	S <sub>s</sub> -F 2 (-+)	905	2390	0.38
東西壁	60	①	S <sub>s</sub> -F 2 (-+)	433	2390	0.19
接続部 底版	70	①	S <sub>s</sub> -F 2 (++)	272	943	0.29
接続部 頂版	80	①	S <sub>s</sub> -F 2 (++)	103	906	0.12
接続部 南北壁	90	①	S <sub>s</sub> -F 2 (-+)	420	906	0.47

注記\* : 評価位置は図 5-1 に示す。

### 5.1.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果及びMMR（既設）の支持性能に対する照査結果を表 6-4 及び表 6-5 に断層を考慮しない場合のケースと併せて示す。

表 5-4 (1) 基礎地盤の支持性能照査結果【断層考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
①	S <sub>s</sub> -F2 (++)	2.7	13.7	0.20

表 5-4 (2) 基礎地盤の支持性能照査結果【断層非考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
①	S <sub>s</sub> -D1 (-+)	2.1	13.7	0.16

表 5-5 (1) MMR（既設）の支持性能照査結果【断層考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / f'_a$
①	S <sub>s</sub> -D2 (++)	1.9	26.5	0.08

表 5-5 (2) MMR（既設）の支持性能照査結果【断層非考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / f'_a$
①	S <sub>s</sub> -D2 (-+)	2.1	26.5	0.08

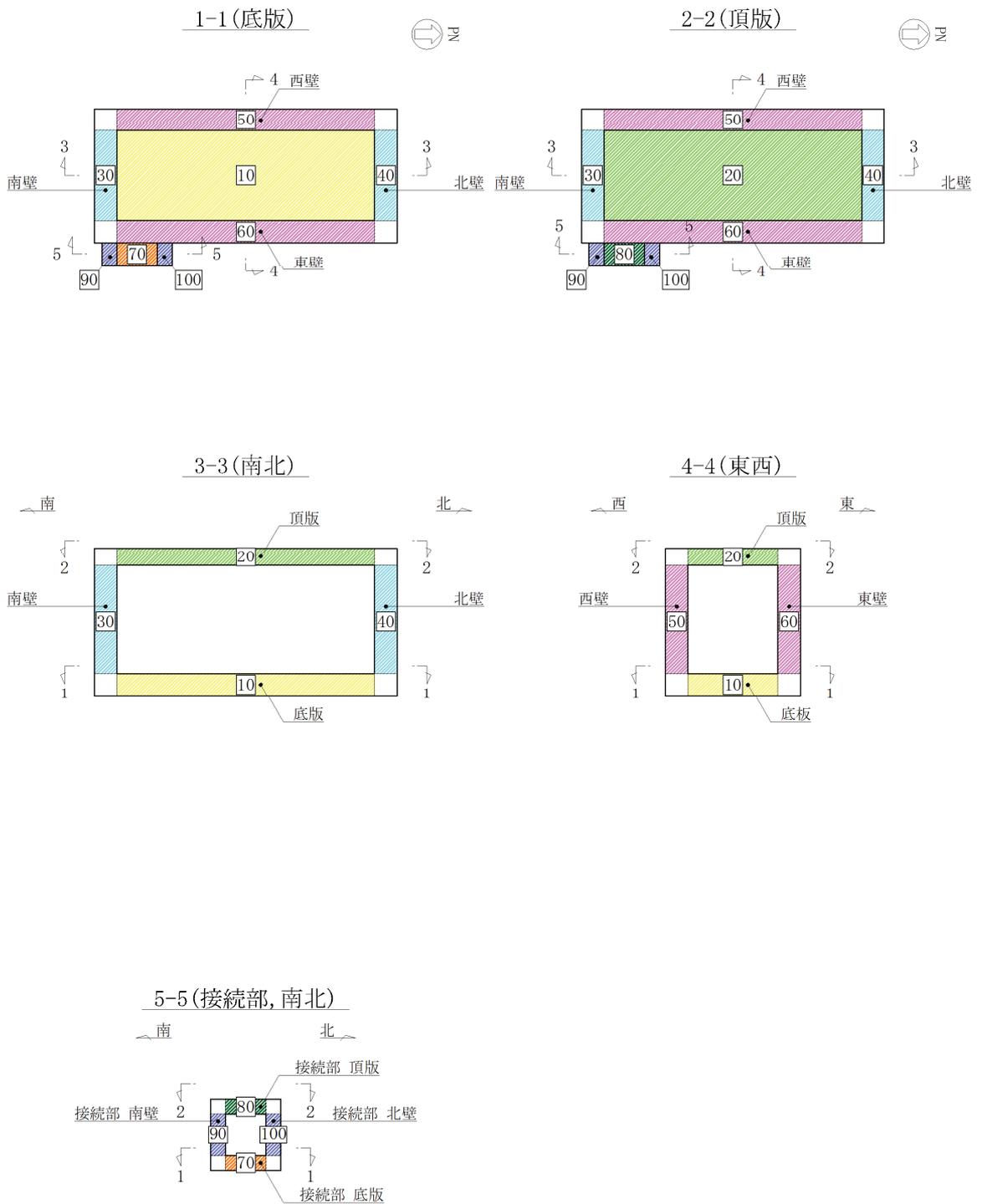


図 5-1 評価位置図

## 5.2 軽油タンク室の影響評価結果

軽油タンク室は S クラス施設の間接支持構造物であることから、構造強度を有することの確認及び S クラスの施設を支持する機能についての影響を確認する。

影響確認の結果、各照査値はほぼ同等となり、断層の有無による耐震評価への影響は極めて軽微であることを確認した。

### 5.2.1 構造強度を有することの確認の評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-6 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-7 に、各部材の面内せん断（層間変形角）に対する最大照査値を表 6-8 に断層を考慮しない場合のケースと併せて示す。

表 5-6 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）  
【断層考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 $\epsilon_d$	限界 ひずみ $\epsilon_R$	照査値 $\epsilon_d / \epsilon_R$
底版	12	①	S s - D 2 (-+)	211 $\mu$	10000 $\mu$	0.03
頂版	22	①	S s - D 1 (-+)	233 $\mu$	10000 $\mu$	0.03
南北壁	42	①	S s - D 1 (-+)	122 $\mu$	10000 $\mu$	0.02
隔壁(東西)	52	①	S s - D 2 (-+)	177 $\mu$	10000 $\mu$	0.02
東西壁	61	①	S s - D 2 (-+)	141 $\mu$	10000 $\mu$	0.02
隔壁(南北)	82	①	S s - D 2 (++)	182 $\mu$	10000 $\mu$	0.02
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	158 $\mu$	10000 $\mu$	0.02

注記\*1：評価位置は図 5-2 に示す。

\*2：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-6 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値 (コンクリートの圧縮ひずみ)  
【断層非考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 $\epsilon_d$	限界 ひずみ $\epsilon_R$	照査値 $\epsilon_d / \epsilon_R$
底版	12	①	S <sub>s</sub> -D2(-+)	219 $\mu$	10000 $\mu$	0.03
頂版	21	①	S <sub>s</sub> -D1(++)	253 $\mu$	10000 $\mu$	0.03
南北壁	41	①	S <sub>s</sub> -F2(++)	137 $\mu$	10000 $\mu$	0.02
隔壁(東西)	52	①	S <sub>s</sub> -D2(-+)	186 $\mu$	10000 $\mu$	0.02
東西壁	61	①	S <sub>s</sub> -D2(-+)	147 $\mu$	10000 $\mu$	0.02
隔壁(南北)	82	①	S <sub>s</sub> -F2(++)	206 $\mu$	10000 $\mu$	0.03
隔壁(西)	90	①	S <sub>s</sub> -D2(++)	181 $\mu$	10000 $\mu$	0.02

注記\*1：評価位置は図 5-2 に示す。

\*2：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-7 (1) せん断破壊に対する最大照査値 【断層考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 $V_d$ (kN/m)	せん断 耐力 $V_{yd}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{yd}$
底版	11	①	S <sub>s</sub> -D2(-+)	513	1071	0.48
頂版	22	①	S <sub>s</sub> -D1(-+)	317	564	0.57
南北壁	42	①	S <sub>s</sub> -D2(++)	504	1173	0.43
隔壁(東西)	53	①	S <sub>s</sub> -D2(++)	402	708	0.57
東西壁	72	①	S <sub>s</sub> -D2(++)	228	443	0.52
隔壁(南北)	82	①	S <sub>s</sub> -D1(-+)	14	470	0.03
隔壁(西)	90	①	S <sub>s</sub> -D2(-+)	47	511	0.10

注記\*1：評価位置は図 5-2 に示す。

\*2：照査用せん断力 = 発生せん断力 × 構造解析係数  $\gamma_a$



表 5-7 (2) せん断破壊に対する最大照査値【断層非考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 $V_d$ (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d / V_{y d}$
底版	11	①	$S_s - F 2 (+ +)$	331	585	0.57
頂版	22	①	$S_s - D 2 (- +)$	336	564	0.60
南北壁	41	①	$S_s - D 2 (+ +)$	566	1174	0.49
隔壁(東西)	53	①	$S_s - D 2 (+ +)$	449	718	0.63
東西壁	72	①	$S_s - D 2 (+ +)$	262	443	0.60
隔壁(南北)	81	①	$S_s - D 2 (+ +)$	22	470	0.05
隔壁(西)	90	①	$S_s - D 2 (- +)$	50	511	0.10

注記\*1：評価位置は図 5-2 に示す。

\*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-8 (1) 壁部材の面内せん断（層間変形角）に対する照査【断層考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用層間 変形角*2 $\gamma_d$	許容限界 $\gamma_R$	照査値 $\gamma_d / \gamma_R$
南北壁	30	①	$S_s - D 2 (- +)$	$13 \mu$	$2000 \mu$	0.01
隔壁(東西)	50	①	$S_s - D 2 (+ +)$	$26 \mu$	$2000 \mu$	0.02
東西壁	60	①	$S_s - D 2 (- +)$	$67 \mu$	$2000 \mu$	0.04
隔壁(南北)	80	①	$S_s - D 2 (+ +)$	$142 \mu$	$2000 \mu$	0.08
隔壁(西)	90	①	$S_s - D 2 (+ +)$	$101 \mu$	$2000 \mu$	0.06

注記\*1：評価位置は図 5-3 に示す。

\*2：照査用層間変形角＝発生する層間変形角×構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-8 (2) 壁部材の面内せん断（層間変形角）に対する照査【断層非考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用層間 変形角*2 $\gamma_d$	許容限界 $\gamma_R$	照査値 $\gamma_d / \gamma_R$
南北壁	30	①	S s - F 3 (-+)	14 $\mu$	2000 $\mu$	0.01
隔壁(東西)	50	①	S s - D 2 (++)	29 $\mu$	2000 $\mu$	0.02
東西壁	72	①	S s - F 2 (++)	78 $\mu$	2000 $\mu$	0.04
隔壁(南北)	80	①	S s - D 2 (++)	164 $\mu$	2000 $\mu$	0.09
隔壁(西)	90	①	S s - F 2 (++)	116 $\mu$	2000 $\mu$	0.06

注記\*1：評価位置は図 5-3 に示す。

\*2：照査用層間変形角＝発生する層間変形角×構造解析係数  $\gamma_a$

### 5.2.2 Sクラスの施設を支持する機能の評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表5-9及び表5-10に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表5-11に、各部材の面内せん断（層間変形角）に対する最大照査値を表5-12に断層を考慮しない場合のケースと併せて示す。

表5-9 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）

#### 【断層考慮】

評価位置*1		解析ケース	地震動	照査用ひずみ*2 $\epsilon_d$	限界ひずみ $\epsilon_R$	照査値 $\epsilon_d / \epsilon_R$
底版	12	①	S <sub>s</sub> -D2(-+)	211 $\mu$	2000 $\mu$	0.11
頂版	22	①	S <sub>s</sub> -D1(-+)	233 $\mu$	2000 $\mu$	0.12
南北壁	42	①	S <sub>s</sub> -D1(-+)	122 $\mu$	2000 $\mu$	0.07
隔壁(東西)	52	①	S <sub>s</sub> -D2(-+)	177 $\mu$	2000 $\mu$	0.09
東西壁	61	①	S <sub>s</sub> -D2(-+)	141 $\mu$	2000 $\mu$	0.08
隔壁(南北)	82	①	S <sub>s</sub> -D2(++)	182 $\mu$	2000 $\mu$	0.10
隔壁(西)	90	①	S <sub>s</sub> -D2(++)	158 $\mu$	2000 $\mu$	0.08

注記\*1：評価位置は図5-2に示す。

\*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 $\gamma_a$

表5-9 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）

#### 【断層非考慮】

評価位置*1		解析ケース	地震動	照査用ひずみ*2 $\epsilon_d$	限界ひずみ $\epsilon_R$	照査値 $\epsilon_d / \epsilon_R$
底版	12	①	S <sub>s</sub> -D2(-+)	219 $\mu$	2000 $\mu$	0.11
頂版	21	①	S <sub>s</sub> -D1(++)	253 $\mu$	2000 $\mu$	0.13
南北壁	41	①	S <sub>s</sub> -F2(++)	137 $\mu$	2000 $\mu$	0.07
隔壁(東西)	52	①	S <sub>s</sub> -D2(-+)	186 $\mu$	2000 $\mu$	0.10
東西壁	61	①	S <sub>s</sub> -D2(-+)	147 $\mu$	2000 $\mu$	0.08
隔壁(南北)	82	①	S <sub>s</sub> -F2(++)	206 $\mu$	2000 $\mu$	0.11
隔壁(西)	90	①	S <sub>s</sub> -D2(++)	181 $\mu$	2000 $\mu$	0.10

注記\*1：評価位置は図5-2に示す。

\*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 $\gamma_a$

表 5-10 (1) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）【断層考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 $\epsilon_d$	限界 ひずみ $\epsilon_R$	照査値 $\epsilon_d / \epsilon_R$
底版	11	①	S s - D 2 (++)	92 $\mu$	1725 $\mu$	0.06
頂版	22	①	S s - D 1 (-+)	172 $\mu$	1725 $\mu$	0.10
南北壁	41	①	S s - D 2 (++)	77 $\mu$	1725 $\mu$	0.05
隔壁(東西)	52	①	S s - D 2 (++)	101 $\mu$	1725 $\mu$	0.06
東西壁	72	①	S s - D 2 (++)	58 $\mu$	1725 $\mu$	0.04
隔壁(南北)	82	①	S s - D 2 (-+)	103 $\mu$	1725 $\mu$	0.06
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (-+)	111 $\mu$	1725 $\mu$	0.07

注記\*1：評価位置は図 6-2 に示す。

\*2：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-10 (2) 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）【断層非考慮】

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 ひずみ*2 $\epsilon_d$	限界 ひずみ $\epsilon_R$	照査値 $\epsilon_d / \epsilon_R$
底版	11	①	S s - D 2 (++)	104 $\mu$	1725 $\mu$	0.07
頂版	22	①	S s - D 2 (-+)	193 $\mu$	1725 $\mu$	0.12
南北壁	41	①	S s - F 2 (++)	107 $\mu$	1725 $\mu$	0.07
隔壁(東西)	51	①	S s - F 2 (++)	133 $\mu$	1725 $\mu$	0.08
東西壁	72	①	S s - F 2 (++)	68 $\mu$	1725 $\mu$	0.04
隔壁(南北)	82	①	S s - D 2 (-+)	113 $\mu$	1725 $\mu$	0.07
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	121 $\mu$	1725 $\mu$	0.08

注記\*1：評価位置は図 5-2 に示す。

\*2：照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-11 (1) せん断破壊に対する最大照査値【断層考慮】(再掲)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 $V_d$ (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d/V_{y d}$
底版	11	①	S s - D 2 (-+)	513	1071	0.48
頂版	22	①	S s - D 1 (-+)	317	564	0.57
南北壁	42	①	S s - D 2 (++)	504	1173	0.43
隔壁(東西)	53	①	S s - D 2 (++)	402	708	0.57
東西壁	72	①	S s - D 2 (++)	228	443	0.52
隔壁(南北)	82	①	S s - D 1 (-+)	14	470	0.03
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (-+)	47	511	0.10

注記\*1：評価位置は図 5-2 に示す。

\*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-11 (2) せん断破壊に対する最大照査値【断層非考慮】(再掲)

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用 せん断力*2 $V_d$ (kN/m)	せん断 耐力 $V_{y d}$ (kN/m)	照査値 $V_d/V_{y d}$
底版	11	①	S s - F 2 (++)	331	585	0.57
頂版	22	①	S s - D 2 (-+)	336	564	0.60
南北壁	41	①	S s - D 2 (++)	566	1174	0.49
隔壁(東西)	53	①	S s - D 2 (++)	449	718	0.63
東西壁	72	①	S s - D 2 (++)	262	443	0.60
隔壁(南北)	81	①	S s - D 2 (++)	22	470	0.05
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (-+)	50	511	0.10

注記\*1：評価位置は図 5-2 に示す。

\*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-12 (1) 壁部材の面内せん断（層間変形角）に対する照査【断層考慮】（再掲）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用層間 変形角*2 $\gamma_d$	許容限界 $\gamma_R$	照査値 $\gamma_d / \gamma_R$
南北壁	30	①	S s - D 2 (-+)	13 $\mu$	2000 $\mu$	0.01
隔壁(東西)	50	①	S s - D 2 (++)	26 $\mu$	2000 $\mu$	0.02
東西壁	60	①	S s - D 2 (-+)	67 $\mu$	2000 $\mu$	0.04
隔壁(南北)	80	①	S s - D 2 (++)	142 $\mu$	2000 $\mu$	0.08
隔壁(西)	90	①	S s - D 2 (++)	101 $\mu$	2000 $\mu$	0.06

注記\*1：評価位置は図 5-3 に示す。

\*2：照査用層間変形角＝発生する層間変形角×構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-12 (2) 壁部材の面内せん断（層間変形角）に対する照査【断層非考慮】（再掲）

評価位置*1		解析 ケース	地震動	照査用層間 変形角*2 $\gamma_d$	許容限界 $\gamma_R$	照査値 $\gamma_d / \gamma_R$
南北壁	30	①	S s - F 3 (-+)	14 $\mu$	2000 $\mu$	0.01
隔壁(東西)	50	①	S s - D 2 (++)	29 $\mu$	2000 $\mu$	0.02
東西壁	72	①	S s - F 2 (++)	78 $\mu$	2000 $\mu$	0.04
隔壁(南北)	80	①	S s - D 2 (++)	164 $\mu$	2000 $\mu$	0.09
隔壁(西)	90	①	S s - F 2 (++)	116 $\mu$	2000 $\mu$	0.06

注記\*1：評価位置は図 5-3 に示す。

\*2：照査用層間変形角＝発生する層間変形角×構造解析係数  $\gamma_a$

### 5.2.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果及びMMR（既設）の支持性能に対する照査結果を表5-13及び表5-14に断層を考慮しない場合のケースと併せて示す。

表5-13 (1) 基礎地盤の支持性能照査結果【断層考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
①	S <sub>s</sub> -D1 (-+)	3.2	13.7	0.24

表5-13 (2) 基礎地盤の支持性能照査結果【断層非考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / R_u$
①	S <sub>s</sub> -D2 (++)	2.5	13.7	0.19

表5-14 (1) MMR（既設）の支持性能照査結果【断層考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / f'_a$
①	S <sub>s</sub> -D1 (-+)	1.2	15.6	0.08

表5-14 (2) MMR（既設）の支持性能照査結果【断層非考慮】

解析 ケース	地震動	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	支圧強度 $f'_a$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d / f'_a$
①	S <sub>s</sub> -D2 (++)	1.3	15.6	0.09

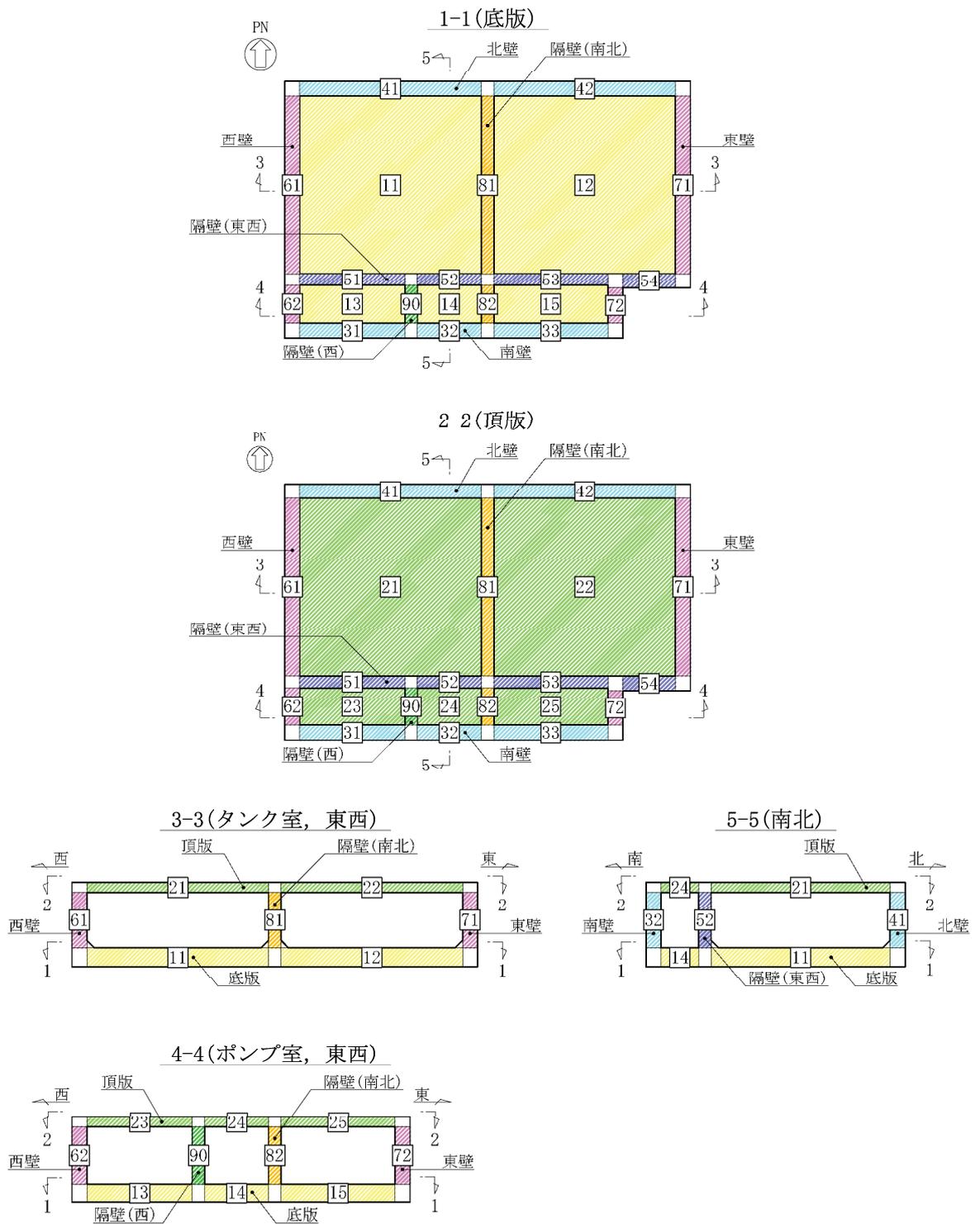


図 5-2 評価位置図 (曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊)



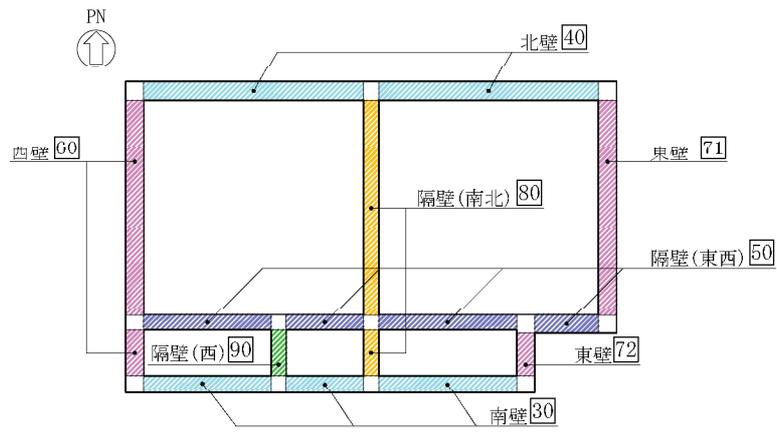


図 5-3 評価位置図 (壁部材の面内せん断 (層間変形角))

### 5.3 排気筒連絡ダクト（土砂部）の影響評価結果

排気筒連絡ダクト（土砂部）はSクラス施設の間接支持構造物であることから、構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能についての影響を確認する。

影響確認の結果、断層厚さを保守的に厚く設定した評価においても、基準地震動  $S_s$  に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認した。

#### 5.3.1 構造強度を有することの確認の評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表5-15に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表5-16に示す。

表5-15 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値

解析ケース	地震動	照査用層間変形角* $R_d$	限界層間変形角 $R_u$	照査値 $R_d/R_u$
①	$S_s - F1$ (++)	$1.27 \times 10^{-3}$	$1.0 \times 10^{-2}$	0.13

注記\*：照査用層間変形角  $R_d =$  発生する層間変形角  $R \times$  構造解析係数  $\gamma_a$

表5-16 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*1	解析ケース	地震動	照査用せん断力*2 $V_d$ (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d/V_{y d}$
アーチ	①	$S_s - D2$ (-+)	883	$1110^{*3}$	0.80
側壁	①	$S_s - F1$ (-+)	1507	$2370^{*4}$	0.64
底版	①	$S_s - N1$ (++)	1887	$2191^{*4}$	0.87

注記\*1：評価位置は図5-4に示す。

\*2：照査用せん断力 = 発生せん断力  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a$

\*3：部材非線形解析によるせん断耐力

\*4：材料非線形解析によるせん断耐力

### 5.3.2 Sクラスの施設を支持する機能の評価結果

鉄筋コンクリート部材（底版）の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-17 及び表 5-18 に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表 5-19 に示す。

表 5-17 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリートの圧縮ひずみ）

評価位置 <sup>*1</sup>		解析ケース	地震動	照査用ひずみ <sup>*2</sup> $\epsilon_d$	限界ひずみ $\epsilon_R$	照査値 $\epsilon_d / \epsilon_R$
底版	4	①	S <sub>s</sub> -D 2 (-+)	858 $\mu$	2000 $\mu$	0.43

注記\*1：評価位置は図 5-4 に示す。

\*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-18 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（主筋ひずみ）

評価位置 <sup>*1</sup>		解析ケース	地震動	照査用ひずみ <sup>*2</sup> $\epsilon_d$	限界ひずみ $\epsilon_R$	照査値 $\epsilon_d / \epsilon_R$
底版	4	①	S <sub>s</sub> -D 2 (-+)	1170 $\mu$	1725 $\mu$	0.68

注記\*1：評価位置は図 5-4 に示す。

\*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-19 せん断破壊に対する最大照査値（再掲）

評価位置 <sup>*1</sup>		解析ケース	地震動	照査用せん断力 <sup>*2</sup> $V_d$ (kN)	せん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	照査値 $V_d / V_{y d}$
底版	4	①	S <sub>s</sub> -N 1 (++)	1887	2191 <sup>*3</sup>	0.87

注記\*1：評価位置は図 5-4 に示す。

\*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数  $\gamma_a$

\*3：材料非線形解析によるせん断耐力

5.3.3 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 5-20 に示す。

表 5-20 基礎地盤の支持性能照査結果

解析ケース	地震動	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$
①	S <sub>s</sub> -D 2 (-+)	3.5	13.7	0.26

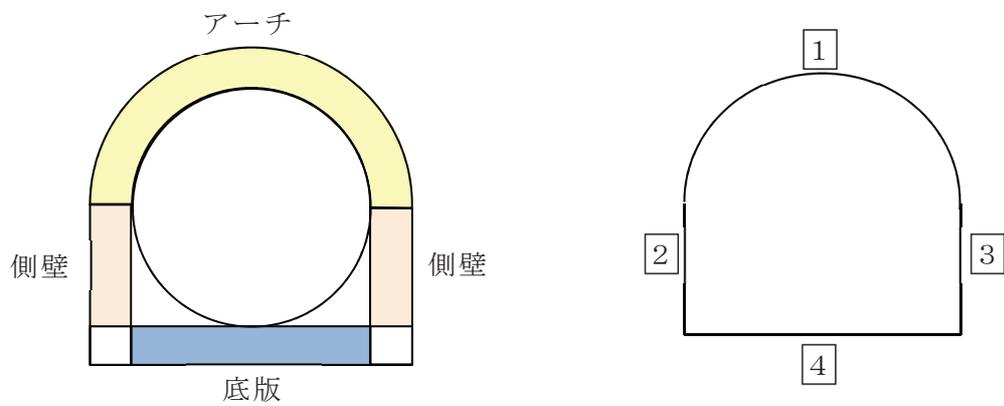


図 5-4 評価位置図

#### 5.4 排気筒連絡ダクト（岩盤部）の影響評価結果

排気筒連絡ダクト（岩盤部）はSクラス施設の間接支持構造物であることから、構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能についての影響を確認する。なお、排気筒連絡ダクト（岩盤部）は、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する許容限界を短期許容応力度としており、構造強度を有することの確認とSクラスの施設を支持する機能の許容限界が同一である。

影響確認の結果、断層厚さを保守的に厚く設定した評価においても、基準地震動S<sub>s</sub>に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認した。

##### 5.4.1 構造強度を有することの確認及びSクラスの施設を支持する機能の評価結果

鉄筋コンクリート部材の曲げ・軸力系の破壊に対する各評価位置での最大照査値を表5-21及び表5-22に、せん断破壊に対する各評価位置での最大照査値を表5-23に示す。

表5-21 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（コンクリート）

評価位置*	解析ケース	地震動	曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値	
			モーメント (kN・m)	(kN)	応力度 $\sigma'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\sigma'_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
覆工部	1	①	S <sub>s</sub> -D1(++)	63	-117	3.5	11.7	0.30

注記\*：評価位置は図5-5に示す。

表5-22 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値（鉄筋）

評価位置*	解析ケース	地震動	曲げ	軸力	発生	短期許容	照査値	
			モーメント (kN・m)	(kN)	応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
覆工部	1	①	S <sub>s</sub> -N1(++)	49	-6	135	294	0.46

注記\*：評価位置は図5-5に示す。

表5-23 せん断破壊に対する最大照査値

評価位置*	解析ケース	地震動	発生	発生	短期許容	照査値	
			せん断力 (kN)	応力度 $\tau_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	応力度 $\tau_{a1}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
覆工部	1	①	S <sub>s</sub> -F2(++)	153	0.44	0.63	0.70

注記\*：評価位置は図5-5に示す。

#### 5.4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 5-24 に示す。

表 5-24 基礎地盤の支持性能照査結果

解析ケース	地震動	最大接地圧 $R_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	極限支持力 $R_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	照査値 $R_d/R_u$
①	S s - D 2 (++)	0.5	13.7	0.04

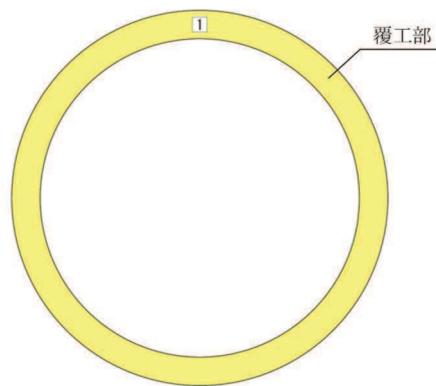


図 5-5 評価位置図

## 6. まとめ

敷地内に分布する断層が屋外重要土木構造物等の耐震性に与える影響を検討するため、断層と交差する構造物及び交差する断層の諸元を整理し、軽油タンク室（H）、軽油タンク室、排気筒連絡ダクト（土砂部）、排気筒連絡ダクト（岩盤部）について影響評価を実施した。

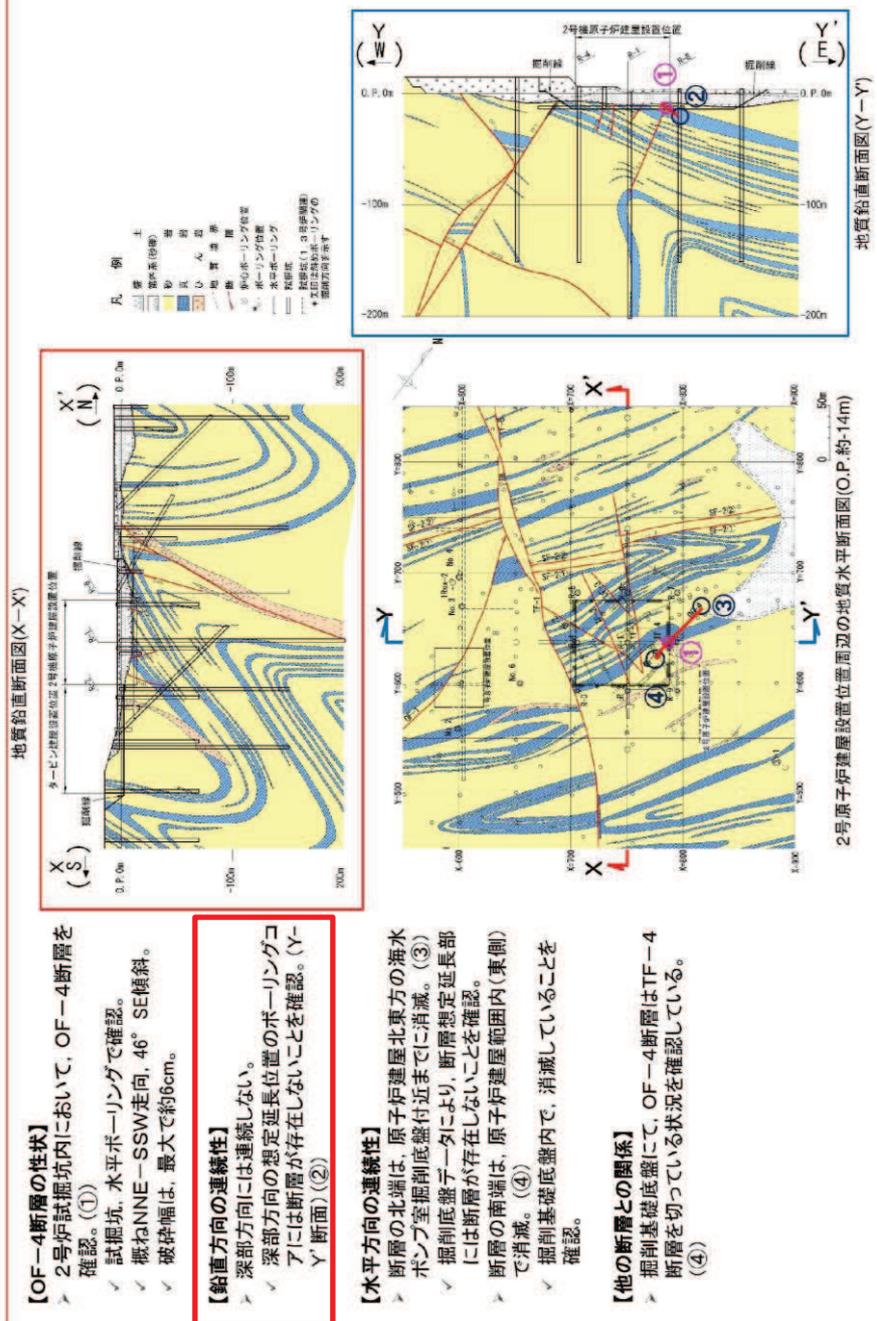
断層を考慮した影響評価を行った結果、軽油タンク室（H）及び軽油タンク室は、断層の有無による耐震評価への影響は極めて軽微であることを確認した。排気筒連絡ダクト（土砂部）及び排気筒連絡ダクト（岩盤部）については、断層厚さを保守的に厚く設定した評価においても、基準地震動  $S_s$  に対して十分な構造強度及び支持機能を有していることを確認した。

以上より、構造物への断層の交差は、施設の周囲が岩盤に覆われている排気筒連絡ダクト（岩盤部）を除いた屋外重要土木構造物等の評価に影響を及ぼさないことを確認した。





2. 敷地の断層 2.2 斜交断層 (OF系)  
2.2.4 OF-4断層【確認位置、性状及び連続性】



**【OF-4断層の性状】**  
 > 2号炉試験掘坑内において、OF-4断層を  
 確認。(①)  
 ✓ 試験坑、水平ボーリングで確認。  
 ✓ 概ねNNE-SSW走向、46° SE傾斜。  
 ✓ 破砕幅は、最大で約6cm。

**【鉛直方向の連続性】**  
 > 深部方向には連続しない。  
 ✓ 深部方向の想定延長位置のボーリングコ  
 アには断層が存在しないことを確認。(Y-  
 Y'断面) (②)

**【水平方向の連続性】**  
 > 断層の北端は、原子炉建屋北東方の海水  
 ポンプ室掘削底盤付近までに消滅。(③)  
 ✓ 掘削底盤データにより、断層想定延長部  
 には断層が存在しないことを確認。  
 > 断層の南端は、原子炉建屋範囲内(東側)  
 で消滅。(④)  
 ✓ 掘削基礎底盤内で、消滅していることを  
 確認。

**【他の断層との関係】**  
 > 掘削基礎底盤にて、OF-4断層はTF-4  
 断層を切っている状況を確認している。  
 (④)

図1-2 OF-4断層の確認位置、性状及び連続性  
 (第778回審査委員会 資料1-2-1「女川原子力発電所2号炉 地盤(敷地の地形、地質・地質構造)」より抜粋)

2. 敷地の断層 2.2 斜交断層(OF系)  
2.2.4 OF-4断層【深部方向の連続性(Y-Y'断面)】

- 深部方向には連続しない。
- ▼ 深部方向の想定延長位置のボーリングコア(R-8孔)には断層が存在しないことを確認。

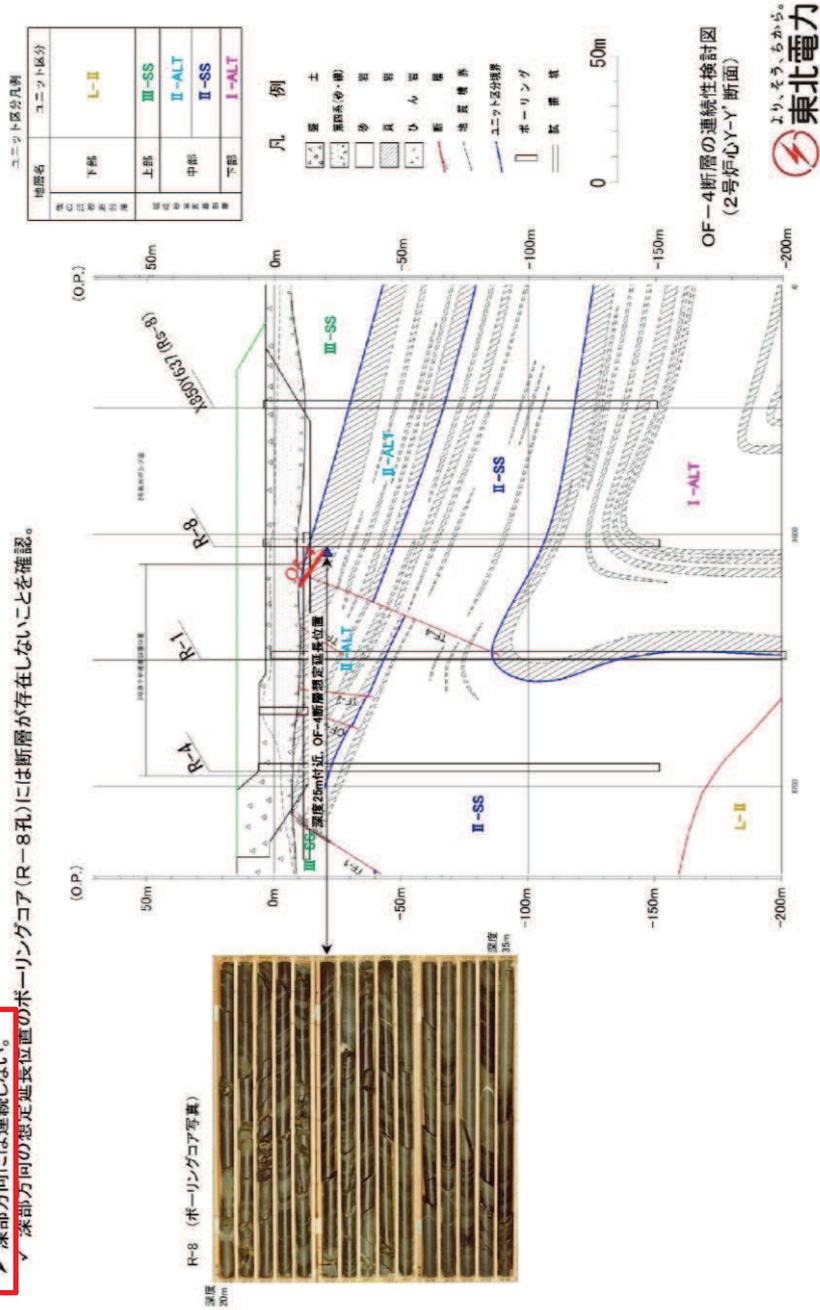
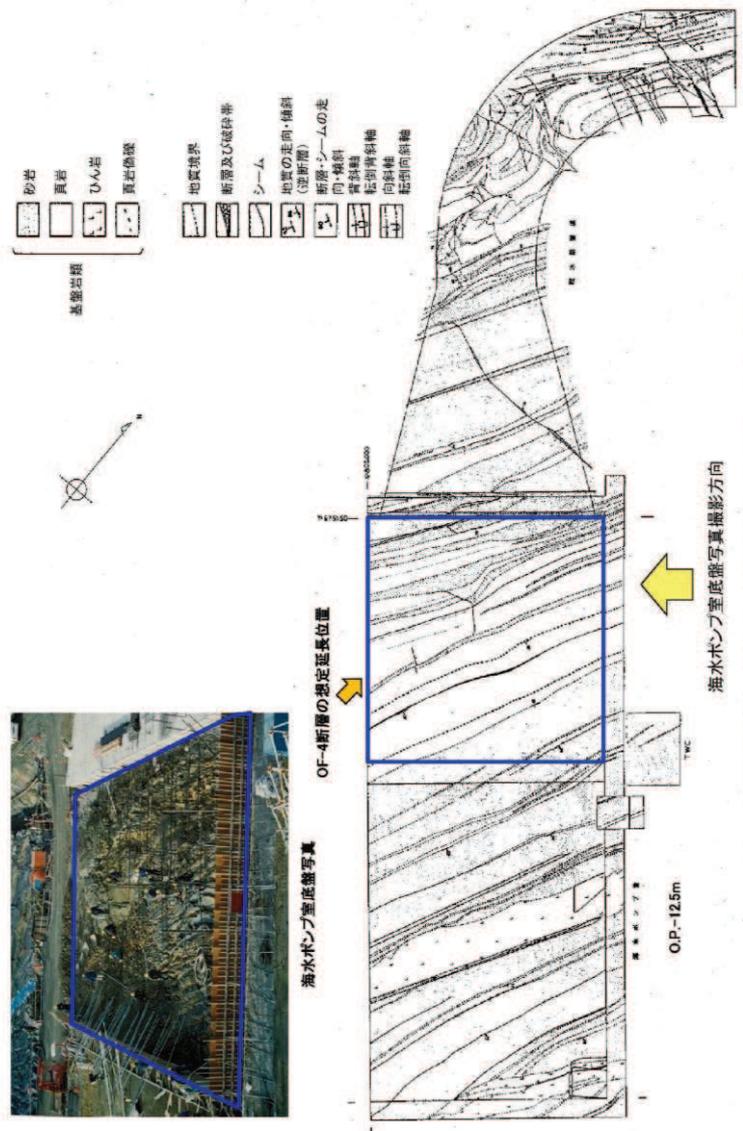


図 1-3 OF-4 断層の深部方向の連続性 (Y-Y'断面)

(第 778 回審査委員会 資料 1-2-1 「女川原子力発電所 2 号炉 地盤 (敷地の地形, 地質・地質構造) について (補足説明資料)」より抜粋)

2. 敷地の断層 2.2 斜交断層 (OF系)  
2.2.4 OF-4断層 【水平方向の連続性(北端部：海水ポンプ室掘削底盤)】

➤ 断層の北端は、原子炉建屋北東方の海水ポンプ室底盤付近までに消滅。  
 ✓ 掘削底盤データにより、海水ポンプ室底盤の断層想定延長部には断層が存在しないことを確認。



OF-4断層の連続性検討図(海水ポンプ室・取水路蓋渠底盤スケッチ)

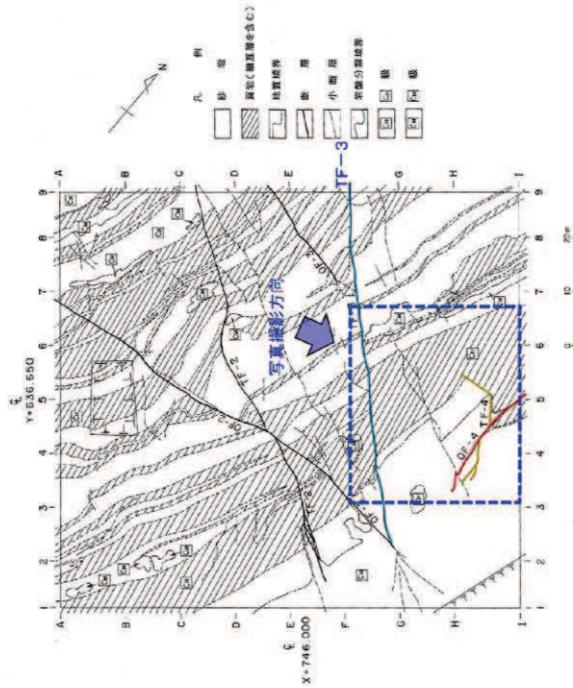
図1-4 OF-4断層の水平方向の連続性(北端部：海水ポンプ室掘削底盤)  
 (第778回審査委員会 資料1-2-1「女川原子力発電所2号炉 地盤(敷地の地形、地質・地質構造)について(補足説明資料)」より抜粋)

2. 敷地の断層 2.2 斜交断層 (OF系)

2.2.4 OF-4断層

【水平方向の連続性(南端部及びTF-4断層との関係:2号原子炉建屋掘削底盤)】

- 断層の南端は、2号原子炉建屋範囲内(東部)で消滅。  
 ✓ OF-4断層は掘削基礎底盤内で消滅していることを確認。
- OF-4断層は、TF-4断層を切っている状況を確認。



2号原子炉建屋掘削底盤スケッチ

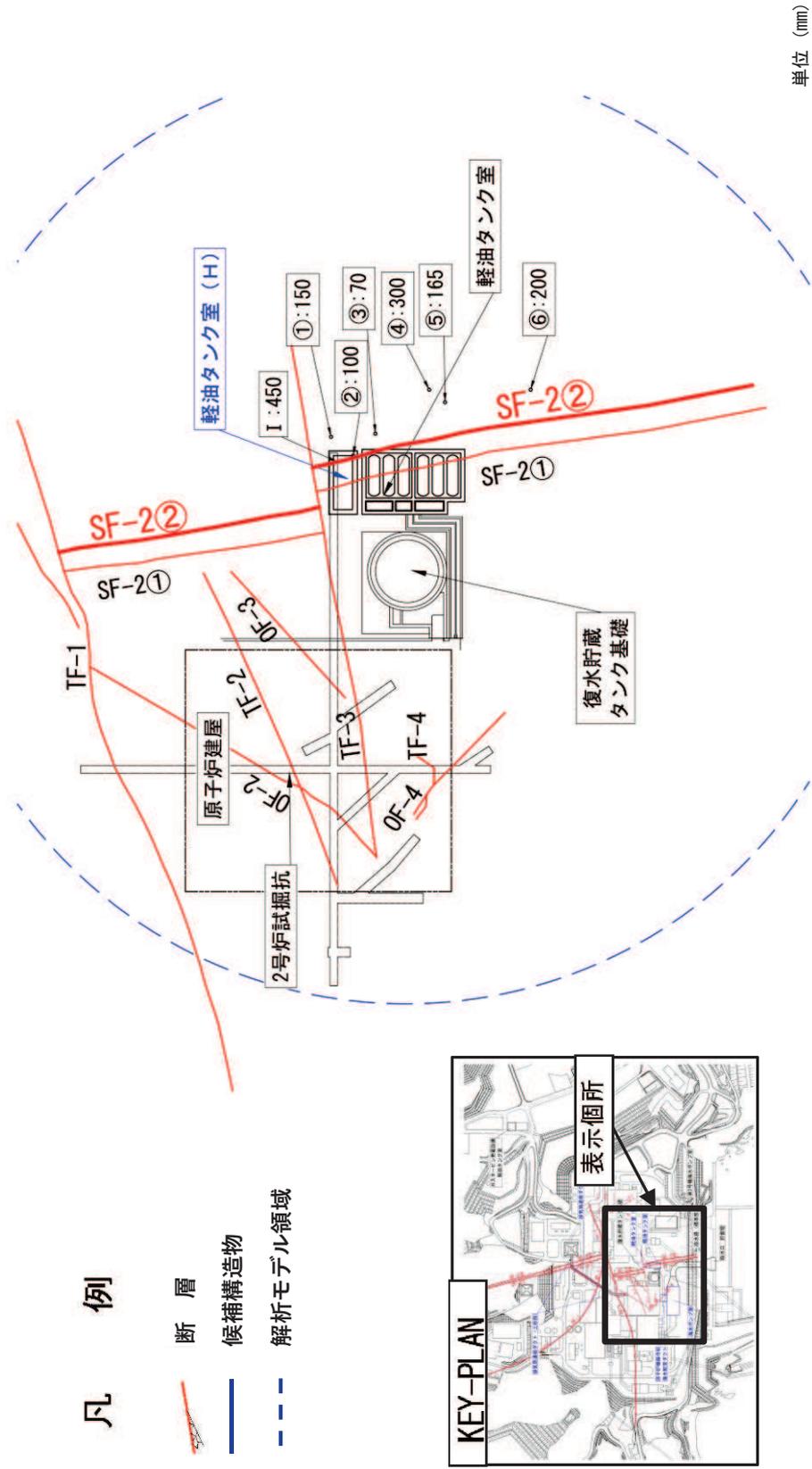


2号原子炉建屋掘削時の岩盤状況写真  
 (写真は天地を反転)



図1-5 OF-4断層の水平方向の連続性(南端部及びTF-4断層との関係:2号原子炉建屋掘削底盤)

(第778回審査会 資料1-2-1「女川原子力発電所2号炉 地盤(敷地の地形, 地質・地質構造)について(補足説明資料)」より抜粋)



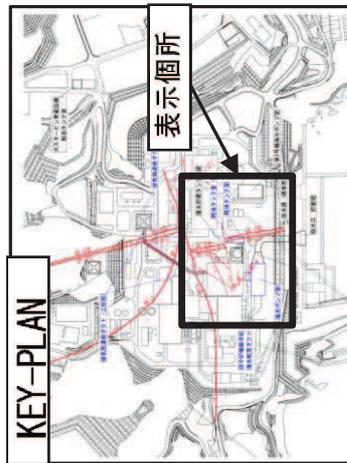
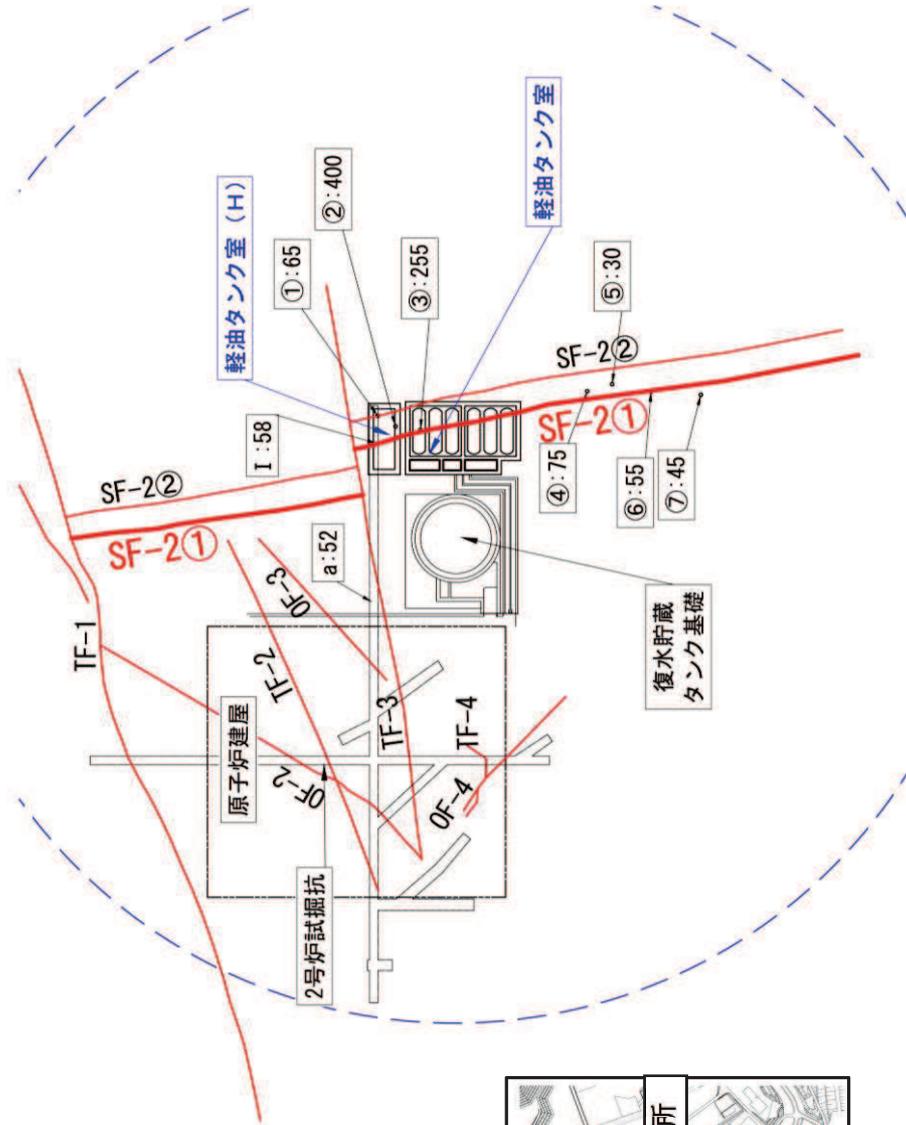
注1：Iは試掘坑調査，①～⑥は底盤スケッチの結果

注2：断層幅を示した位置「・」とO.P.約-14mで示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図2-1 軽油タンク室 (H) に接するSF-2②断層の断層幅の分布 (O.P.約-14m)

# 凡例

-  断層
-  候補構造物
-  解析モデル領域



注1：Iは試験掘坑調査，①～⑦は底盤スケッチ，aはボーリング調査の結果

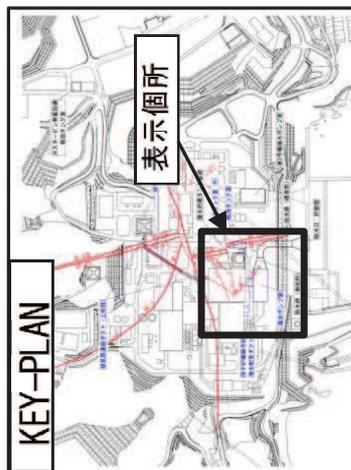
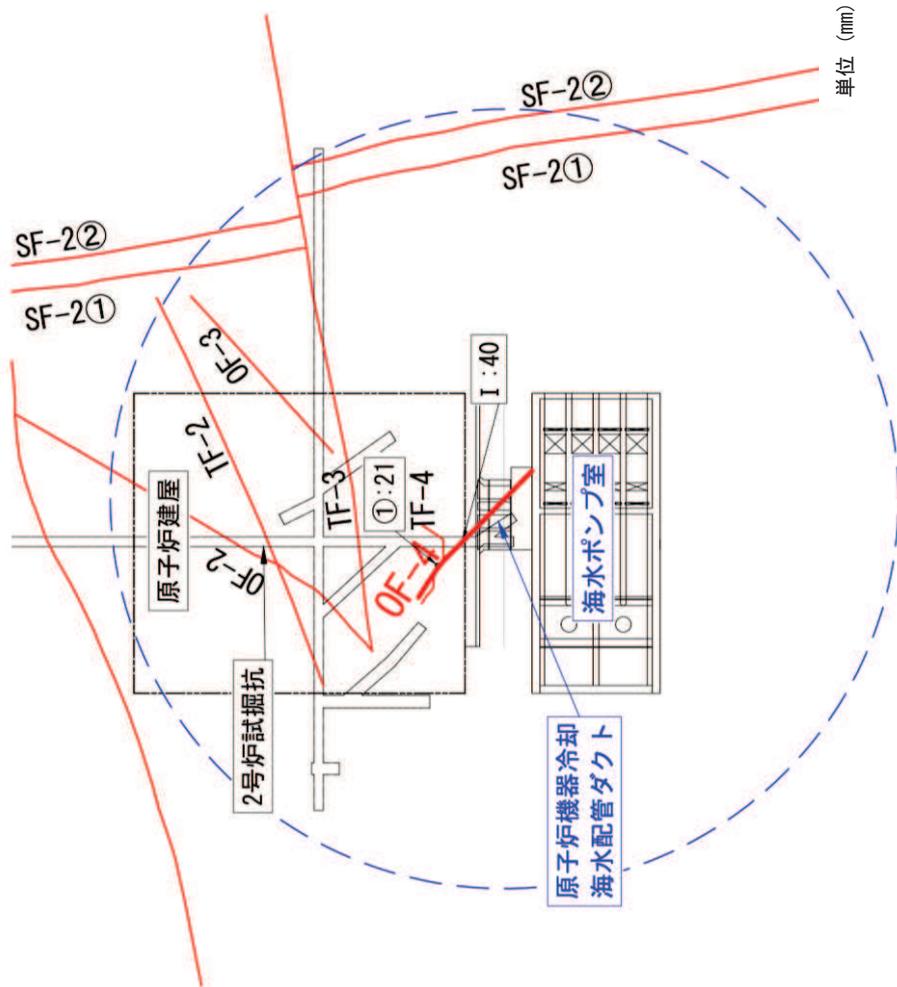
注2：断層幅を示した位置「・」とO.P.約14mで示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図2-2 軽油タンク室 (H) 及び軽油タンク室に接するSF-2①断層の断層幅の分布 (O.P.約14m)

単位 (mm)

# 凡例

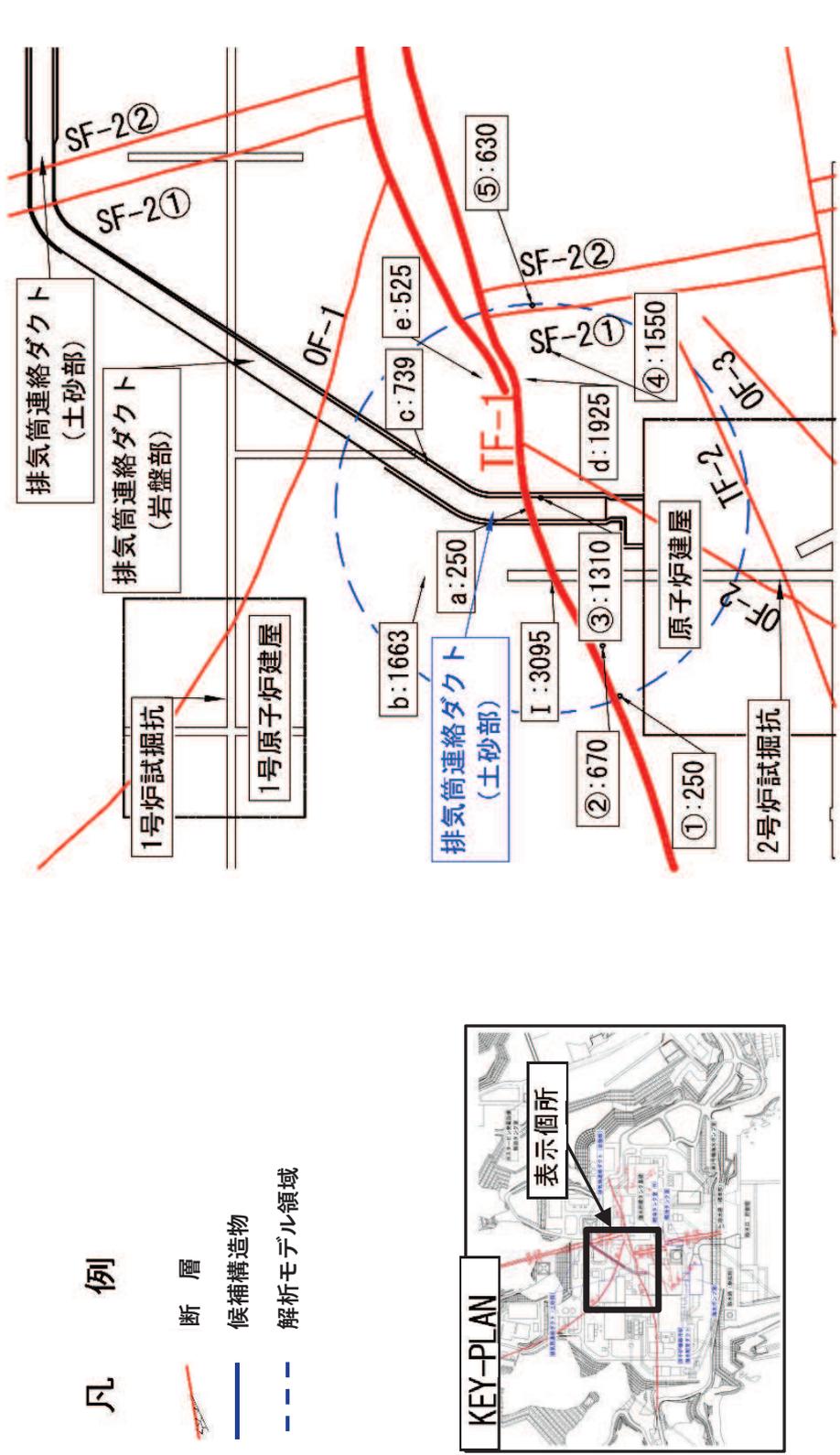
-  断層
-  候補構造物
-  解析モデル領域



注1：Iは試掘坑調査，①～⑦は底盤スケッチ，aはボーリング調査の結果

注2：断層幅を示した位置「・」と0.P.約-14mで示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図2-3 原子炉機器冷却海水配管ダクト及び海水ポンプ室に接する0F-4断層の断層幅の分布（0.P.約-14m）



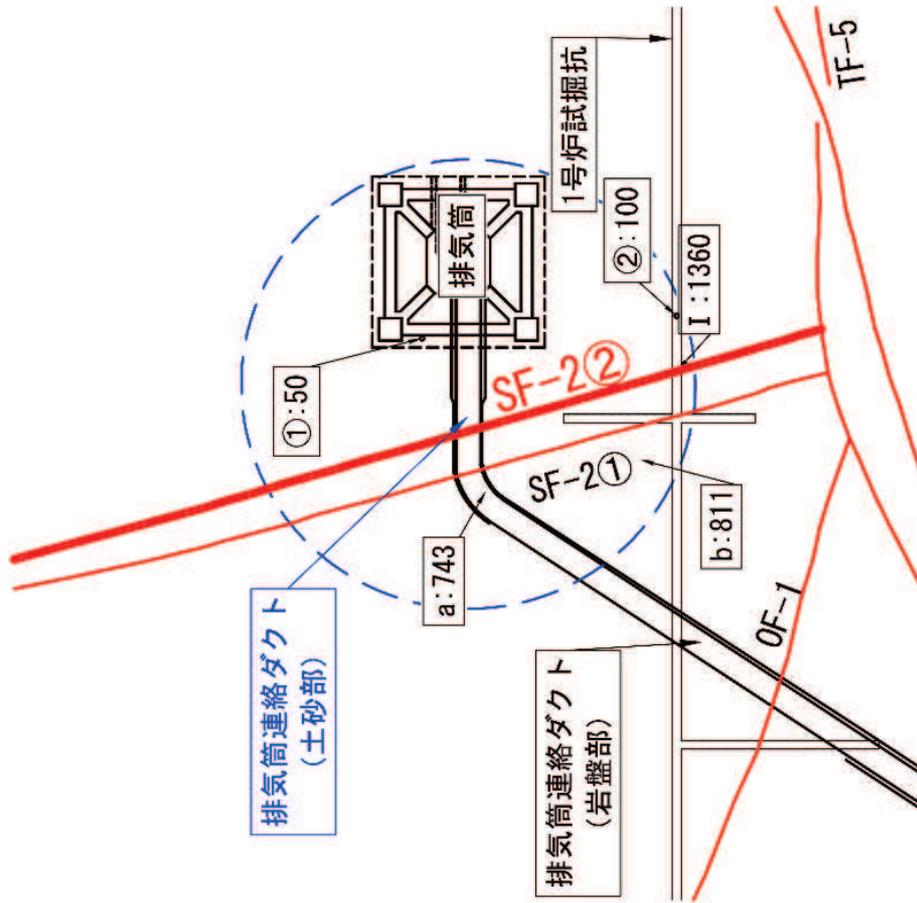
注1：Iは試掘坑調査，①～⑤は底盤スケッチ，a～eはボーリング調査の結果  
 注2：断層幅を示した位置「・」とO.P.約-14mで示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図2-4 排気筒連絡ダクト(土砂部)に接するTF-1断層の断層幅の分布(O.P.約-14m)

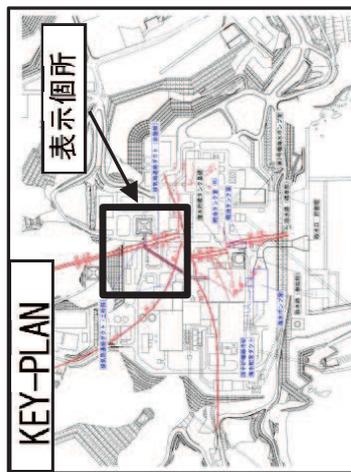


# 凡例

-  断層
-  候補構造物
-  解析モデル領域



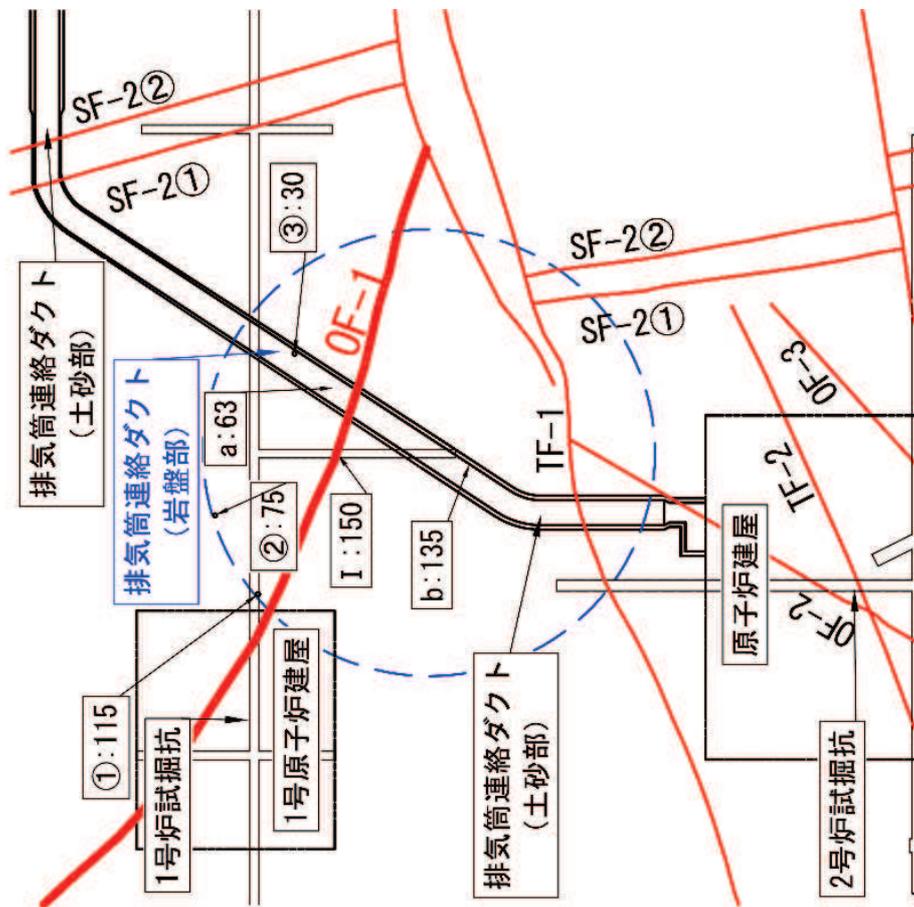
単位 (mm)



注1：Iは試掘坑調査，①～②は底盤スケッチ，a～bはボーリング調査の結果

注2：断層幅を示した位置「・」とO.P.約14mで示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図2-5 排気筒連絡ダクト (土砂部) に接するSF-2②断層の断層幅の分布 (O.P.約14m)



単位 (mm)

注1: Iは試掘坑調査, ①~③は底盤スケッチ, a~bはボーリング調査の結果

注2: 断層幅を示した位置「・」とO.P.約14mで示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

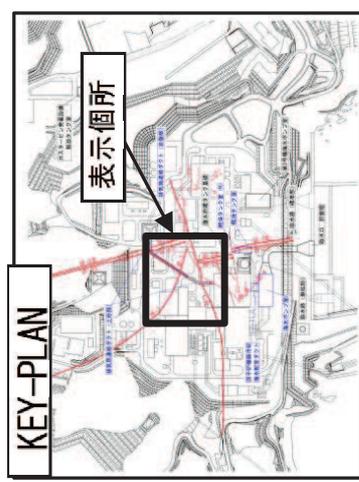
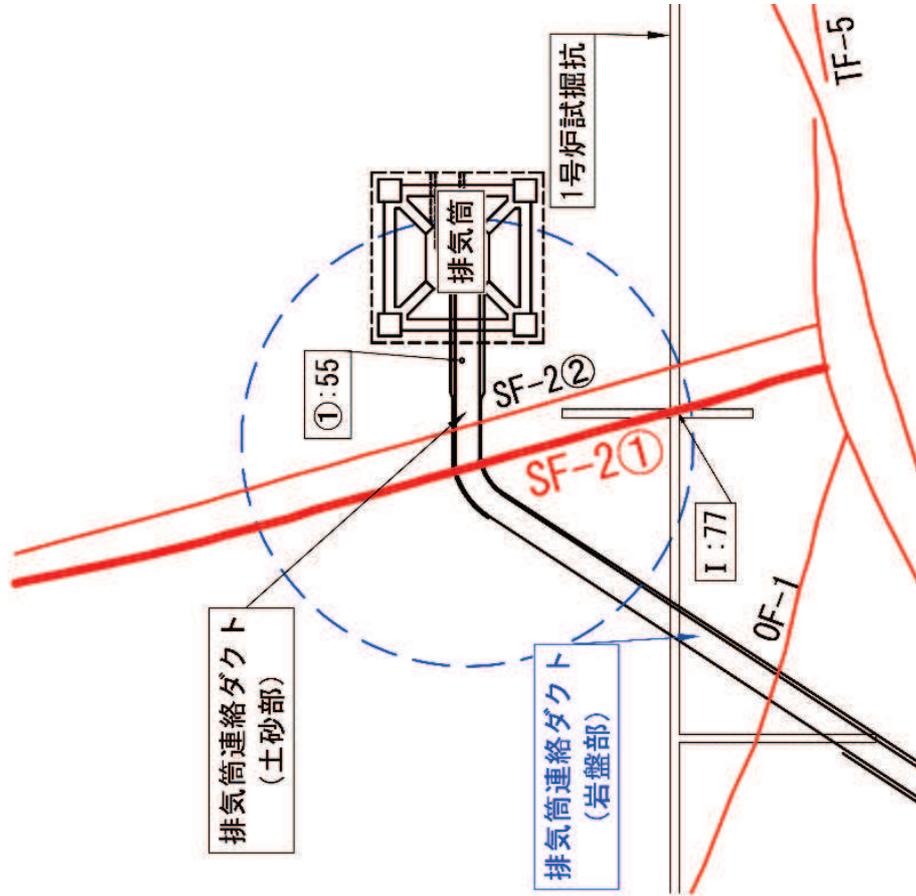


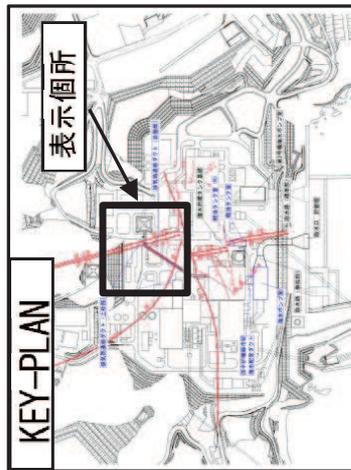
図2-6 排気筒連絡ダクト (岩盤部) に接するOF-1断層の断層幅の分布 (O.P.約14m)

# 凡例

-  断層
-  候補構造物
-  解析モデル領域



単位 (mm)



注1：I は試掘坑調査，①は底盤スケッチの結果

注2：断層幅を示した位置「・」とO.P.約14mで示した断層位置は調査位置の関係で合致しない

図2-7 排気筒連絡ダクト (岩盤部) に接するSF-2①断層の断層幅の分布 (O.P.約14m)

表 2-1(1) 候補構造物の断層幅の調査結果の一覧  
(軽油タンク室(H)・軽油タンク室)

構造物	断層	調査内容	No.	調査断層幅(mm)		断層幅*1 (mm)
				調査値	平均値	
軽油 タンク室 (H)	SF-2② 断層*2	底盤 スcaff	試験坑	I	200 ~ 700	450
			①		150	150
			②		50 ~ 150	100
			③		70	70
			④		300	300
			⑤		30 ~ 300	165
	⑥		200	200		
	SF-2① 断層*2	底盤 スcaff	試験坑	I	5 ~ 110	58
			①		50 ~ 80	65
			②		400	400
			③		10 ~ 500	255
			④		50 ~ 100	75
			⑤		30	30
⑥				50 ~ 60	55	
⑦		10 ~ 80	45			
軽油 タンク室	SF-2① 断層	底盤 スcaff	ボアリング*	a	52	52
			試験坑	I	5 ~ 110	58
			①		50 ~ 80	65
			②		400	400
			③		10 ~ 500	255
			④		50 ~ 100	75
	⑤		30	30		
	⑥		50 ~ 60	55		
	⑦		10 ~ 80	45		
	ボアリング*	a	52	52		
	断層幅*1 (mm)					205
						115
	断層幅*1 (mm)					115
					52	

注記\*1：平均値（各構造物に接する断層ごとの平均値）

\*2：軽油タンク室 (H) に接する SF-2①断層及び SF-2②断層の断層幅については、軽油タンク室 (H) に隣接し軽油タンク室 (H) の解析モデル領域を包絡している、軽油タンク室の解析モデル領域の調査結果に基づき設定する。

表 2-1 (2) 候補構造物の断層幅の調査結果の一覧  
 (原子炉機器冷却海水配管ダクト・海水ポンプ室・排気筒連絡ダクト (土砂部))

構造物	断層	調査内容	No.	調査断層幅 (mm)		断層幅* (mm)	
				調査値	平均値		
原子炉機器冷却海水配管ダクト 排気筒連絡ダクト (土砂部)	OF-4 断層	試験坑	I	20 ~ 60	40	31	
		底盤 スラッチ	①	1 ~ 40	21		
	TF-1 断層	試験坑	岩盤 スラッチ	I	2870 ~ 3320	3095	1146
				①	250	250	
				②	670	670	
				③	1010 ~ 1610	1310	
				④	1550	1550	
		⑤	630	630			
		ホースリソグ	ホースリソグ	a	250	250	
				b	1663	1663	
				c	739	739	
				d	1925	1925	
	e			525	525		
	SF-2② 断層	試験坑	岩盤 スラッチ	I	720 ~ 2000	1360	613
				①	0 ~ 100	50	
		ホースリソグ	ホースリソグ	a	50 ~ 150	100	
				b	743 ~ 811	743	

注記\* : 平均値 (各構造物に接する断層ごとの平均値)

表 2-1(3) 候補構造物の断層幅の調査結果の一覧 (排気筒連絡ダクト (岩盤部))

構造物	断層	調査内容	No.	調査断層幅 (mm)		断層幅* (mm)
				調査値	平均値	
排気筒 連絡ダクト (岩盤部)	OF-1 断層	試験坑	I	120 ~ 180	150	95
			①	100 ~ 130	115	
		底盤 スガツチ	②	50 ~ 100	75	
			③	20 ~ 40	30	
		ホーリング*	a	63	63	
			b	135	135	
	SF-2① 断層	試験坑 底盤 スガツチ	I	43 ~ 110	77	
			①	10 ~ 100	55	

注記\*：平均値 (各構造物に接する断層ごとの平均値)

表 3-1(1) 全応力解析に用いる解析用物性値(狐崎部層)

岩種・岩級	物理特性		強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	静的・動的特性			静的特性		動的特性		減衰定数 $h$
			内部摩擦角 $\phi$ (°)	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動ポアソン比 $\nu_d$		
[B]級	砂岩	26.4	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.25	表 3-1(2) 参照	0.03	
	頁岩	26.9	1.58	46.0	$1.36\sigma^{0.62}$	2,160	0.28		0.03	
	ひん岩	28.7	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.31		0.03	
[C] <sub>H</sub> 級	砂岩	26.2	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.24		0.03	
	頁岩	26.6	1.58	46.0	$1.36\sigma^{0.62}$	2,160	0.25		0.03	
	ひん岩	28.0	1.72	43.0	$1.30\sigma^{0.73}$	1,770	0.29		0.03	
[C] <sub>M</sub> 級	砂岩	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
	頁岩	25.8	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.20		0.03	
	ひん岩	25.2	0.49	47.0	$1.16\sigma^{0.62}$	980	0.26		0.03	
[C] <sub>L</sub> 級	砂岩	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31		0.03	
	頁岩	24.1	0.44	27.0	$0.58\sigma^{0.31}$	400	0.31	0.03		
	ひん岩	24.1	0.46	44.0	$0.73\sigma^{0.76}$	400	0.31	0.03		
[D]級	砂岩	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38	$G_0 = 255.4\sigma^{0.26}$ $G_d/G_0 =$ $1/(1+119\gamma^{0.63})$	$h =$ $0.085\gamma /$ $(0.00026 + \gamma)$ $+ 0.028$	
	頁岩	20.2	0.10	24.0	$0.12\sigma^{0.21}$	39	0.38			
	ひん岩	20.2	0.10	24.0	$0.41\sigma^{0.49}$	78	0.38			

表 3-1(2) 全応力解析に用いる解析用物性値(狐崎部層)

岩種・岩級		速度層	動的変形特性	
			動せん断弾性係数 $G_d(N/mm^2)$	動ポアソン比 $\nu_d$
B級 及び C <sub>H</sub> 級	砂岩	第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.9 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$13.2 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$16.5 \times 10^3$	0.35
	頁岩	第2速度層	$1.6 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$6.0 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$13.5 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$16.7 \times 10^3$	0.35
	ひん岩	第3速度層	$6.4 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$14.2 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$17.6 \times 10^3$	0.35
	C <sub>M</sub> 級	砂岩	第1速度層	$0.2 \times 10^3$
第2速度層			$1.5 \times 10^3$	0.44
第3速度層			$5.7 \times 10^3$	0.40
第4速度層			$12.7 \times 10^3$	0.36
第5速度層			$15.8 \times 10^3$	0.35
頁岩		第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48
		第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.9 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$13.0 \times 10^3$	0.36
		第5速度層	$16.2 \times 10^3$	0.35
ひん岩		第2速度層	$1.5 \times 10^3$	0.44
		第3速度層	$5.7 \times 10^3$	0.40
		第4速度層	$12.7 \times 10^3$	0.36
C <sub>L</sub> 級	第1速度層	$0.2 \times 10^3$	0.48	
	第2速度層	$1.4 \times 10^3$	0.44	
	第3速度層	$5.5 \times 10^3$	0.40	
D級	第1速度層	表 3-1(1) 参照	0.48	
	第2速度層		0.44	



表 3-2 全応力解析に用いる解析用物性値(盛土ほか)

岩種・岩級	物理特性				強度特性					変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	静的・動的特性		せん断係数 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	静的特性		動ポアソン比 $\nu_s$	動せん断弾性係数 $G_d$ (N/mm <sup>2</sup> )	動的特性	
			せん断強度	内部摩擦角				静弾性係数 $E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	静ポアソン比 $\nu_s$			動ポアソン比 $\nu_d$	減衰定数 $h$
盛土	20.6	0.06	30.0	—	0.06 + $\sigma \tan 30.0^\circ$	198 $\sigma^{0.60}$	0.40	$G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00036)^*$	0.48	$h = 0.183 \gamma / (\gamma + 0.000261)$			
旧表土	19.0	0.08	26.2	—	0.08 + $\sigma \tan 26.2^\circ$	302 $\sigma^{0.80}$	0.40	$G_d/G_0 = G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ $1/(1 + \gamma/0.00087)$	0.46	$\gamma < 3 \times 10^{-4}$ $h = 0.125 + 0.0201 \log \gamma$ $3 \times 10^{-4} \leq \gamma < 2 \times 10^{-2}$ $h = 0.374 + 0.0911 \log \gamma$ $2 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$			
断層 及びシーム	18.6	0.067	22.2	—	0.067 + $\sigma \tan 22.2^\circ$	圧縮方向 124.5 $\sigma^{0.90}$ せん断方向 44.43 $\sigma^{0.90}$	0.40	$G_0 = 192.3 \sigma^{0.74}$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.0012)^*$	0.46	$\gamma < 1 \times 10^{-4}$ $h = 0.024$ $1 \times 10^{-4} \leq \gamma < 1.6 \times 10^{-2}$ $h = 0.024 + 0.089(\log \gamma + 4)$ $1.6 \times 10^{-2} \leq \gamma$ $h = 0.22$			
セメント改良土	21.6	0.65	44.3	0.46	0.21 + $\sigma \tan 40.9^\circ$	690	0.26	$G_0 = 1670$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00085)$	0.36	$\gamma < 3.8 \times 10^{-5}$ $h = 0.014$ $3.8 \times 10^{-5} \leq \gamma$ $h = 0.151 + 0.0311 \log \gamma$			
改良地盤	20.6	1.39	22.1	0.65	0.51 + $\sigma \tan 34.6^\circ$	4,480	0.19	$G_0 = 1940$ $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/0.00136)$	0.35	$\gamma < 1.2 \times 10^{-4}$ $h = 0.031$ $1.2 \times 10^{-4} \leq \gamma < 5.2 \times 10^{-3}$ $h = 0.227 + 0.0501 \log \gamma$ $5.2 \times 10^{-3} \leq \gamma$ $h = 0.113$			
背面補強工	24.0	—				28,000	0.2	11,667	0.2	0.05			
置換コンクリート	22.5	—											

\* : 残存剛性率 ( $G_d/G_0$ ) が小さい領域は次式で補間  
 $G_0 = E_s/2 (1 + \nu_s)$ ,  $G_d/G_0 = 1/(1 + \gamma/\gamma_m)$ ,  $\gamma_m = \tau_t/G_0$

表 3-3 有効応力解析に用いる解析用物性値（液状化検討対象層）

		敷地全体		防潮堤	
		旧表土	盛土	旧表土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.94 (1.88) *	2.10 (1.90) *	敷地全体旧表土 と同値 (物理特性, 変形特性, 強度特性)	
	間隙率 $n$	0.437	0.363		
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ms}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.110 \times 10^5$	$7.071 \times 10^4$		
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ms}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$		
	ポアソン比 $\nu$	0.40	0.40		
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.220	0.183		
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.08 (0.00) *	0.06 (0.10) *		
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	26.2 (38.7) *	30.0 (33.9) *		
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (°)	28.0	28.0		28.0
	液状化パラメータ	$S_1$	0.005		0.005
		$w_1$	1.0	14.0	1.3
		$p_1$	1.4	1.0	1.2
		$p_2$	1.5	0.6	0.8
		$c_1$	2.0	2.8	2.75

\* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

表 3-4 有効応力解析に用いる解析用物性値（非液状化層）

		D 級岩盤	改良地盤	セメント改良土	
物理特性	密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.06 (1.95) *	2.10 (2.00) *	2.20	
	間隙率 $n$	0.349	0.00	0.00	
変形特性	動せん断弾性係数 $G_{ms}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$2.000 \times 10^5$	$1.94 \times 10^6$ ( $1.84 \times 10^6$ )	$1.67 \times 10^6$	
	基準平均有効拘束圧 $\sigma_{ms}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	
	ポアソン比 $\nu$	第1速度層	0.48	0.35	0.36
		第2速度層	0.44(狐崎部層) 0.45(牧の浜部層)		
	減衰定数の上限値 $h_{max}$	0.113	0.113	0.080	
強度特性	粘着力 $c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.10	1.39	0.65	
	内部摩擦角 $\phi$ (°)	24.0	22.1	44.3	

\* : 括弧内の数字は、地下水位以浅の値を表す。

表3-5 解析用物性値 (MMR)

	物理特性	強度特性				変形特性			
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断強度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	残留強度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	せん断剛性 (N/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比	減衰定数 (%)
MMR (既設) ( $f'_{ck} = 15.6$ N/mm <sup>2</sup> )	22.6	3.12	-*	1.43	-*	20590	8579	0.2	3
MMR (新設) ( $f'_{ck} = 21.0$ N/mm <sup>2</sup> )	22.5	4.20	-*	1.75	-*	23500	9792	0.2	3

\* : 内部摩擦角及び残留強度は保守的に考慮しない。

## 参考資料 7 地中構造物への鉛直地震動の位相が与える影響

### 1. 概要

屋外重要土木構造物等は、開削したうえで建設し、その後、盛土により埋戻しを行っている。そのため、海水ポンプ室、第3号機海水ポンプ室及び復水貯蔵タンク基礎の一部が地上に露出しているものの、多くが地表面以下に設置された地中構造物となっている。これらの鉛直地震動位相反転の影響について検討を行う。

鉛直地震動が地中構造物の応答に及ぼす影響については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針<技術資料>（土木学会，2005）」にて検討が実施されており、以下にその内容について取りまとめる。

また、女川原子力発電所の屋外重要土木構造物における影響検討を行い、構造物に対する鉛直方向への位相反転の影響について確認を行う。

### 2. 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針における影響検討

#### 2.1 検討方法

屋外重要土木構造物のような地中の構造物の応答に対する鉛直地震動の影響の程度を把握するため、複数の地盤条件を対象に、地盤一構造物連成系モデルを用いた時刻歴地震応答解析を実施する。

解析では、水平成層の場合（ケース1）、側方が両側とも傾斜した地盤中に埋設された場合（ケース2）、側方が片側のみ傾斜した地盤中に埋設された場合（ケース3）について検討する。

なお、構造物が設置される基礎地盤は、 $V_s=700\text{m/s}$  の一様岩盤である。

#### a. 解析モデル

地盤要素は、4節点平面ひずみ要素を用い、側方及び底面の境界には粘性要素を設ける。構造物要素には、2節点はり要素を用いる。地盤一構造物間には、ジョイント要素を設け、構造物の剥離、すべりを評価する。図2-1～図2-3に解析モデルを示す。

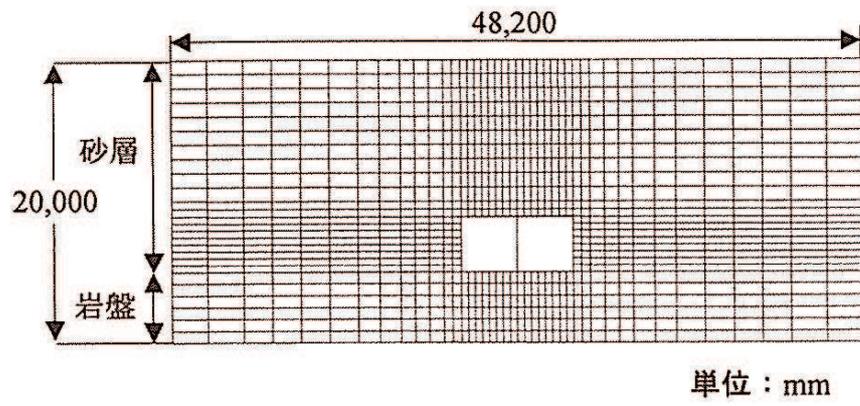


図 2-1 ケース 1 の解析モデル

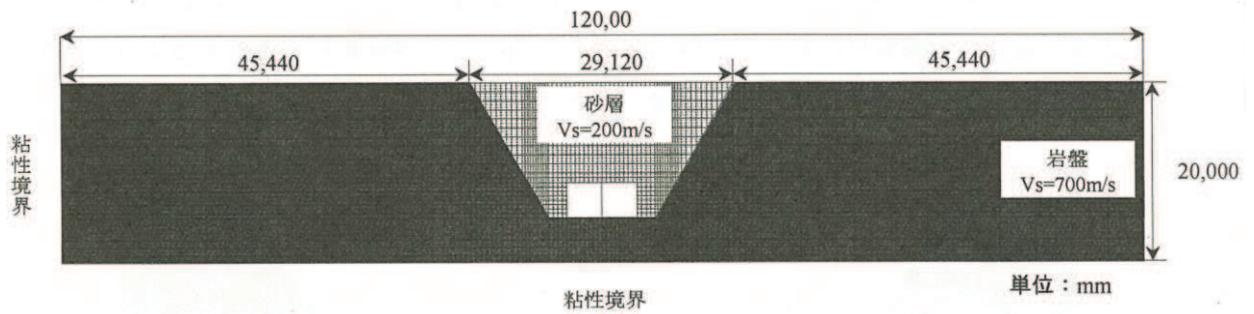


図 2-2 ケース 2 の解析モデル

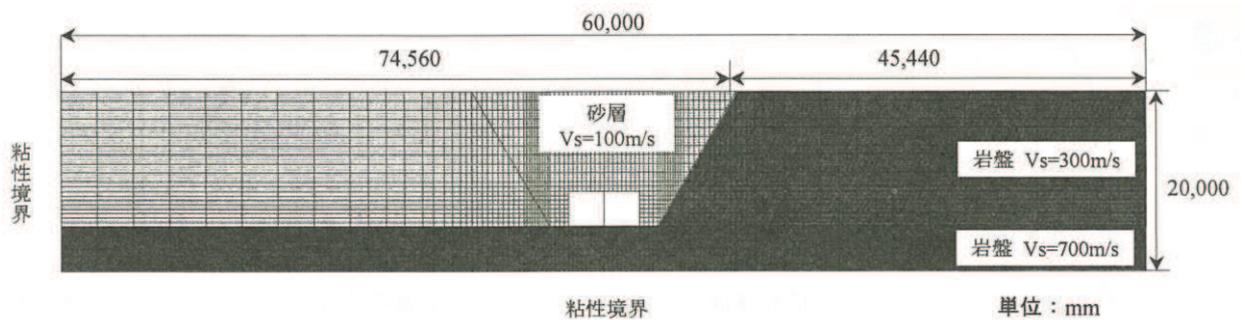


図 2-3 ケース 3 の解析モデル

b. 地盤のモデル化

R-0 モデルにより，動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性を考慮する。

c. 構造物のモデル化

軸力変動型トリリニアモデルにより，RC 部材の曲げに関する非線形特性を考慮する。

d. 入力地震動

水平・鉛直地震動ともに，1995 年兵庫県南部地震における神戸大学での観測記録を用いる。

## 2.2 検討結果

各ケースによる解析結果を表 3-1 に示す。

同表における各断面力図は、横軸に水平地震動のみ加振した場合の断面力を、縦軸に、水平・鉛直同時加振の場合の断面力で整理している。

各ケース、鉛直地震動により、発生軸力に若干の影響が認められるものの、曲げ及びせん断に支配的な断面力である、曲げモーメント、せん断力は、鉛直地震動による影響が小さい。

図 3-1 に、コンクリート標準示方書におけるせん断耐力式のうち、軸力の影響を評する項である  $\beta_n$  についてケース 3 の解析結果を整理したものを示す。

同図より、水平地震動のみの場合と、水平・鉛直同時加振の場合の  $\beta_n$  は、ほぼ整合しており、鉛直地震動の影響は小さいことが示された結果と言える。

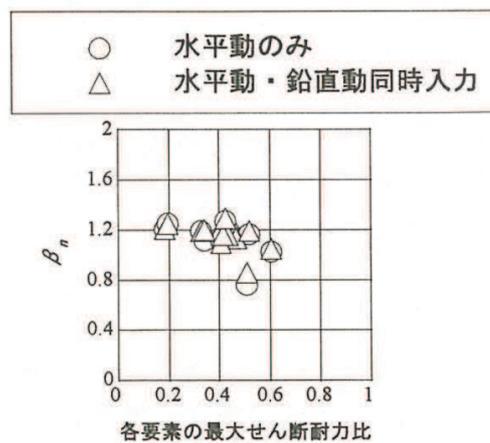


図 3-1 せん断耐力に及ぼす軸力変動の影響

表 3-1 地震応答解析結果一覧表

	断面力		
	曲げモーメント	せん断力	軸力
ケース1	<p>(kN・m) 800 600 400 200 0 0 200 400 600 800 水平動のみ (kN・m) 水平動・鉛直動同時入力</p>	<p>(kN) 1200 900 600 300 0 0 300 600 900 1200 水平動のみ (kN) 水平動・鉛直動同時入力</p>	<p>(kN) 1600 1200 800 400 0 0 400 800 1200 1600 水平動のみ (kN) 水平動・鉛直動同時入力</p>
ケース2	<p>(kN・m) 500 400 300 200 100 0 0 100 200 300 400 500 水平動のみ (kN・m) 水平動・鉛直動同時入力</p>	<p>(kN) 1000 800 600 400 200 0 0 200 400 600 800 1000 水平動のみ (kN) 水平動・鉛直動同時入力</p>	<p>(kN) 1500 1200 900 600 300 0 0 300 600 900 1200 1500 水平動のみ (kN) 水平動・鉛直動同時入力 ○ 側壁 × 隔壁 □ 頂版 △ 底版</p>
ケース3	<p>(kN・m) 500 400 300 200 100 0 0 100 200 300 400 500 水平動のみ (kN・m) 水平動・鉛直動同時入力</p>	<p>(kN) 800 600 400 200 0 0 200 400 600 800 水平動のみ (kN) 水平動・鉛直動同時入力</p>	<p>(kN) 1200 900 600 300 0 0 300 600 900 1200 水平動のみ (kN) 水平動・鉛直動同時入力 ○ 側壁 × 隔壁 □ 頂版 △ 底版</p>



### 3. 女川原子力発電所の屋外重要土木構造物における影響検討

#### 3.1 検討方法

女川原子力発電所の屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針における鉛直方向への位相反転の影響について、女川原子力発電所の屋外重要土木構造物に対しても同様に鉛直方向の位相反転の影響検討を行う。

評価対象構造物について、地中に埋設されている構造物は、土被りが小さいことから常時荷重による軸力の発生が小さく、鉛直方向の位相反転による構造物への影響が大きいと考えられる軽油タンク連絡ダクトを対象に影響検討を行う。

影響検討に用いる地震動は基本ケースにおける曲げ・軸力系の破壊に対する評価及びせん断破壊に対する評価が最も厳しい波を選定し、解析ケースは基本ケースを用いる。影響検討は設計ケースである++、-+に対して、鉛直方向の位相反転による+-、--ケースとする。

#### 3.2 検討結果

曲げ・軸力系の破壊に対する照査結果を表 3-1 に、せん断破壊に対する評価結果を表 3-2 に示す。検討の結果、曲げ・軸力系の破壊に対する評価及びせん断破壊に対する評価において、概ね同等の結果となった。また、耐震評価における最厳ケース以内の照査値になることを確認した。

表 3-1 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

地震動		照査値	照査値 最厳時
S s - D 2	++	0.07	S s - F 1 (-+) ケース① 照査値：0.10
	-+	0.08	
	+-	0.08	
	--	0.08	

表 3-2 せん断破壊に対する評価結果

地震動		照査値	照査値 最厳時
S s - D 2	++	0.37	S s - D 3 (++) ケース③ 照査値：0.47*
	-+	0.46	
	+-	0.46	
	--	0.38	

注記\*：軽油タンク連絡ダクトのばらつきケースは基本ケースで最も厳しい照査値となる S s - D 2 (-+) で実施しているが、全照査値の最厳ケースは更なるばらつきケースとなる。

#### 4. まとめ

鉛直地震動が地中構造物の応答に及ぼす影響について、既往の文献を基に検討を実施した。その結果、基礎地盤の速度構造が一様である場合、屋外重要土木構造物のような、地中に埋設された RC 構造物は、鉛直地震動の影響をほぼ受けないことが確認された。

上記の結果について、女川原子力発電所の屋外重要土木構造物に対しても同様の結果となるのか確認のため、軽油タンク連絡ダクトを対象に影響検討を行った結果、鉛直方向の位相反転の影響は小さく、耐震評価における最厳ケース以内の照査値になることを確認した。

上記の結果について、女川原子力発電所の基礎地盤の速度構造は、おおむね水平成層であることが確認されていることから、屋外重要土木構造物の耐震安全性評価では、鉛直地震動は耐震性に顕著な影響を及ぼさないものと判断される。

以上により、鉛直地震動については、位相の反転を考慮しないことの妥当性を確認した。

## 1. 概要

「11. 等価剛性モデルの設定方針」に示すとおり，屋外重要土木構造物等のうち妻壁や隔壁等の面部材を有する箱形構造物は，二次元地震応答解析における構造物モデルを等価剛性モデルとしている。等価剛性モデルでは，補正係数  $\alpha$ ， $\beta$  を設定しており，補正係数  $\alpha$  は構造物の奥行長さに対する，各部材の奥行長さの比率から算出し，補正係数  $\beta$  は三次元モデルの水平変位と等しくなるように算出し，等価剛性モデルの弾性係数（剛性）を設定している。

補正係数  $\beta$  は二次元等価剛性モデルの平面応力要素に対して設定しており，水平・鉛直方向で等方のため，方向に応じて剛性を変更することはできない。そのため，本書では，水平方向の剛性を等価としない場合の鉛直方向の床応答を算定し，剛性調整による鉛直方向床応答への影響について確認する。

## 2. 検討方法

検討方法として，二次元地震応答解析により，水平方向の剛性を合わせた場合（ $\beta$  調整）と，合わせない場合（ $\beta = 1$ ）の床応答について加速度応答スペクトル比較を行う。

検討対象構造物は，補正係数  $\beta$  の調整量が最小の構造物と最大の構造物を選定する。調整量最小の構造物は  $\beta = 0.49$  となるガスタービン発電設備軽油タンク室の EW 断面，調整量最大の構造物は  $\beta = 1.12$  となる軽油タンク室（H）の NS 断面のため，これらの構造物を用いて影響検討を行う。

検討に用いる地震動は基準地震動 S s 7 波（++）の基本ケースとし，加速度応答スペクトルの抽出位置は，床応答算出箇所のうち応答加速度が最大となる節点を抽出する。ガスタービン発電設備軽油タンク室における抽出位置を図 2-1 に，軽油タンク室（H）の抽出位置を図 2-2 に示す。

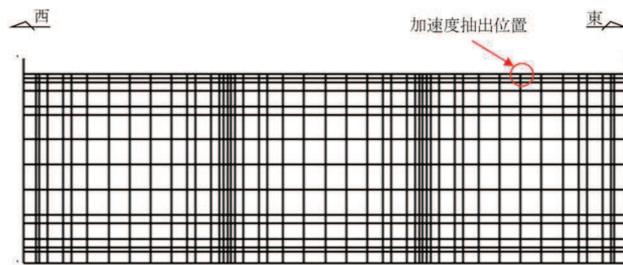


図 2-1 ガスタービン発電設備軽油タンク室の抽出位置

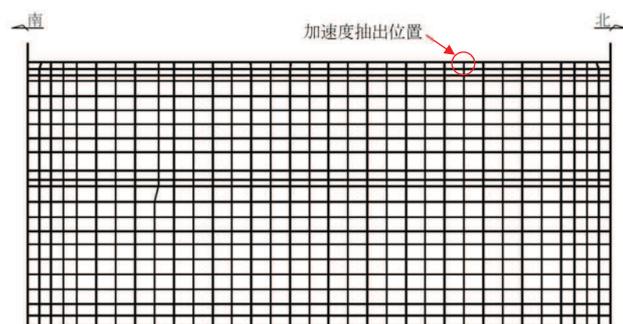


図 2-2 軽油タンク室 (H) の抽出位置

### 3. 検討結果

ガスタービン発電設備軽油タンク室における比較結果を図 3-1 に、軽油タンク室 (H) における比較結果を図 3-2 に示す。

検討の結果、補正係数  $\beta$  を小さくなるよう調整したガスタービン発電設備軽油タンク室は、補正係数  $\beta = 1$  (調整しない) の場合に比べて応答が多少大きくなり、保守的な結果となった。補正係数  $\beta$  を大きくなるよう調整した軽油タンク室 (H) は、補正係数  $\beta = 1$  (調整しない) の場合と同等の結果となった。

補正係数  $\beta$  を調整する場合、方向に応じて剛性を変更することはできないことから、鉛直方向の応答に多少影響を及ぼすが、影響は軽微であった。

以上の結果から、補正係数  $\beta$  の調整により、鉛直方向床応答への影響を与える場合があるが、女川原子力発電所の屋外重要土木構造物等の設定は問題無いことを確認した。

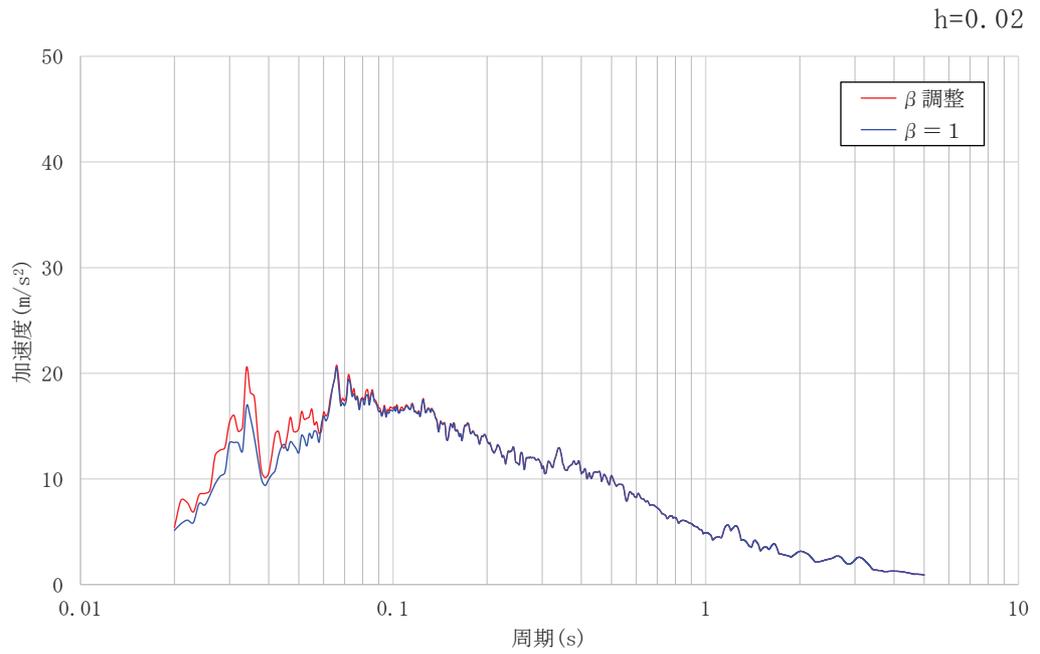


図 3-1 ガスタービン発電設備軽油タンク室の加速度応答スペクトル（鉛直方向）

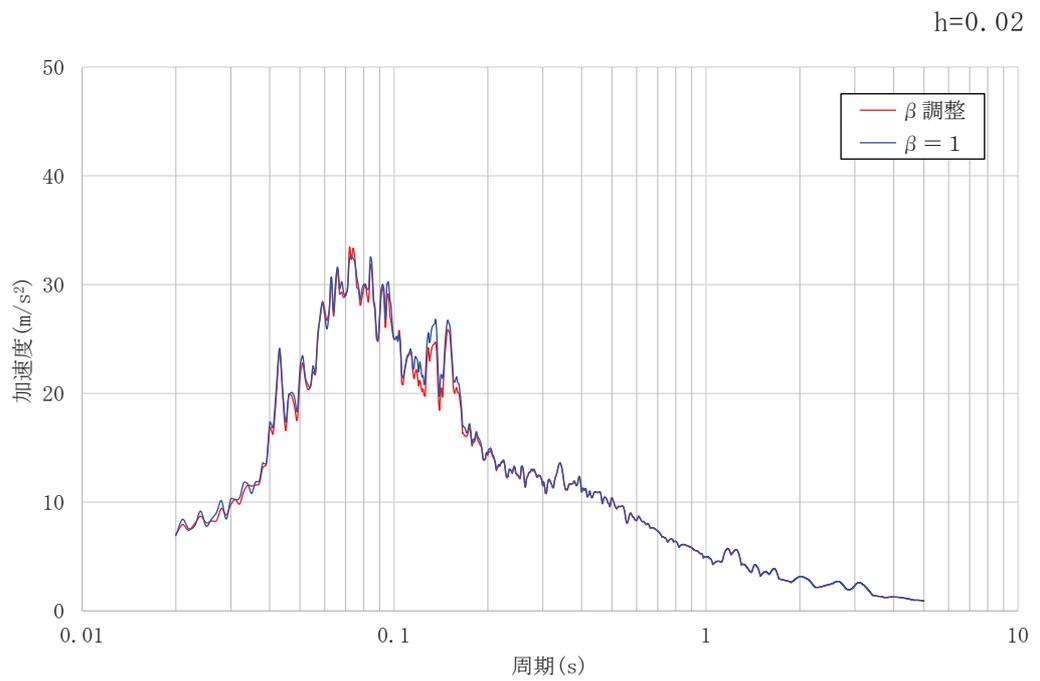


図 3-2 軽油タンク室（H）の加速度応答スペクトル（鉛直方向）

### 資料3 排気筒連絡ダクトの耐震安全性評価

## 目 次

1. 評価方法	資料 3-1
2. 評価条件	資料 3-1
2.1 構造概要	資料 3-1
2.2 評価対象断面の方向	資料 3-6
2.3 評価対象断面の選定	資料 3-7
2.4 使用材料及び材料の物性値	資料 3-10
2.5 地盤物性値	資料 3-10
2.6 評価構造物諸元	資料 3-16
2.6.1 土砂部（断面①及び③）	資料 3-16
2.6.2 岩盤部（断面⑤）	資料 3-17
2.7 地下水位	資料 3-18
2.8 耐震評価フロー	資料 3-20
2.9 適用規格	資料 3-22
3. 地震応答解析	資料 3-25
3.1 地震応答解析手法	資料 3-25
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 3-28
3.2.1 解析モデル領域	資料 3-28
3.2.2 境界条件	資料 3-30
3.2.3 構造物のモデル化	資料 3-36
3.2.4 地盤のモデル化	資料 3-38
3.2.5 ジョイント要素の設定	資料 3-38
3.2.6 材料特性の設定	資料 3-42
3.3 減衰定数	資料 3-45
3.4 荷重の組合せ	資料 3-59
3.4.1 機器・配管荷重	資料 3-60
3.4.2 外水圧	資料 3-60
3.4.3 積載荷重	資料 3-61
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 3-62
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 3-62
3.5.2 機器・配管系に対する応答加速度抽出のための解析ケース	資料 3-73
4. 評価内容	資料 3-80
4.1 入力地震動の設定	資料 3-80
4.2 許容限界の設定	資料 3-165
4.2.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 3-165
4.2.2 せん断破壊に対する許容限界（せん断耐力式によるせん断耐力）	資料 3-168
4.2.3 せん断破壊に対する許容限界（材料非線形解析によるせん断耐力）	資料 3-172



4.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界.....	資料 3-185
5.	評価結果.....	資料 3-186
5.1	地震応答解析結果.....	資料 3-186
5.1.1	解析ケースと照査値.....	資料 3-187
5.1.2	層間変形角時刻歴波形（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）.....	資料 3-201
5.1.3	断面力分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）.....	資料 3-203
5.1.4	断面力分布（せん断破壊に対する照査）.....	資料 3-205
5.1.5	最大せん断ひずみ分布.....	資料 3-211
5.1.6	過剰間隙水圧比分布.....	資料 3-218
5.2	構造部材の健全性に対する評価結果.....	資料 3-220
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果.....	資料 3-220
5.2.2	せん断破壊に対する評価結果.....	資料 3-230
5.3	基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	資料 3-263
5.3.1	土砂部（断面①）.....	資料 3-263
5.3.2	岩盤部（断面⑤）.....	資料 3-266
6.	まとめ.....	資料 3-268

参考資料

参考資料 1	機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース .....	資料 3- (参考) 1-1
参考資料 2	静的地震力に対する耐震評価 .....	資料 3- (参考) 2-1
参考資料 3	断層交差部の影響評価 .....	資料 3- (参考) 3-1
参考資料 4	地下水位の設定による影響 .....	資料 3- (参考) 4-1
参考資料 5	非線形はり要素のモデル化方法に関する補足 .....	資料 3- (参考) 5-1
参考資料 6	軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について .....	資料 3- (参考) 6-1

: 本日の説明範囲

## 参考資料 6 軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響について

### 1. 概要

排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）の地震応答解析では、全応力解析及び有効応力解析を実施しており、鉄筋コンクリート部材を非線形はり要素にてモデル化している。有効応力解析においては、非線形特性（ $M-\phi$  関係）にはトリリニアモデルを適用しており、コンクリートの履歴特性は修正武田モデルを適用している。解析コードは「FLIP Ver. 7.3.0\_2」となり、地震時における鉄筋コンクリート部材の軸力は一定として扱われる。

本項では、基準地震動  $S_s$  を入力とした地震応答解析による鉄筋コンクリート部材の軸力及び曲げモーメントの変動範囲を踏まえた上で、部材の非線形特性に与える影響を検討し、耐震評価において軸力が一定となる非線形特性を用いることの妥当性を検討する。

### 2. 検討内容

#### 2.1 検討ケース

本検討では、排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）において、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最も厳しい解析ケース、地震動を代表ケースとして選定する。部材の軸力変動範囲を確認するための検討ケースを表 2-1 に示す。

対象部材は、土被り荷重を分担する鉛直部材である側壁と一般的な矩形構造と異なるアーチ部とし、それぞれの部材において曲げ損傷が大きい部位に着目する。検討ケースにおける対象部材・部位を図 2-1 に示す。

表 2-1 部材の軸力変動の影響を確認するための検討ケース

項目	条件
解析ケース	解析ケース⑦(有効応力解析における地盤物性のばらつき (+1 $\sigma$ ) を考慮して解析ケース)
入力地震動	$S_s - D3 (-+)$
解析断面	排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①)
確認対象部材	図 2-1 に示すとおり

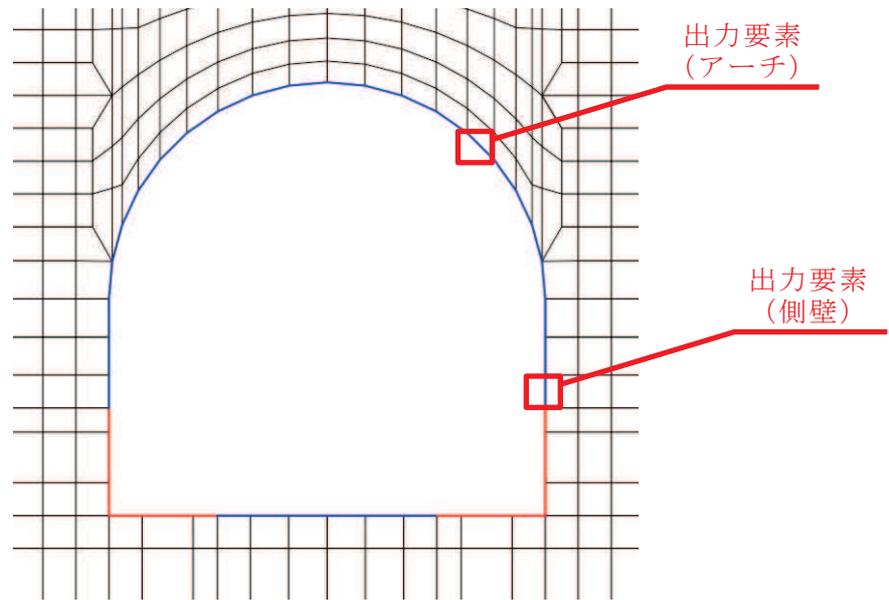


図 2-1 検討ケースにおける対象部材・部位（排気筒連絡ダクト土砂部（断面①））

## 2.2 検討方法

地震応答解析により鉄筋コンクリート部材における軸力及び曲げモーメントの変動範囲を抽出し，当該部材の $M_u$ （終局モーメント）- $N$ （軸力）関係及び $M_y$ （降伏モーメント）- $N$ （軸力）関係と比較することにより，軸力変動の影響を検討する。

### 3. 検討結果

図 3-1～図 3-2 に、検討ケースにおける鉄筋コンクリート部材の軸力及び曲げモーメントの変動範囲と、当該部材の $M_u-N$ 関係及び $M_y-N$ 関係を示す。また、同図には、FLIP にて非線形特性として用いられている $M_u$ 及び $M_y$ の設定根拠である常時応力解析による当該部材の軸力をプロットしている。

これより、地震時の鉄筋コンクリート部材における軸力の変動範囲は、概ね常時応力解析における軸力と同程度であることがわかる。また、本検討での評価対象部位に発生する曲げモーメントは、 $M_y$ （降伏モーメント）以下であり、弾性範囲内に収まっている。

以上より、鉄筋コンクリート部材において、軸力の変動が部材の非線形特性に与える影響は軽微であり、耐震評価において軸力が一定となる解析コード「FLIP Ver. 7.3.0\_2」の当該非線形特性を用いることは妥当である。

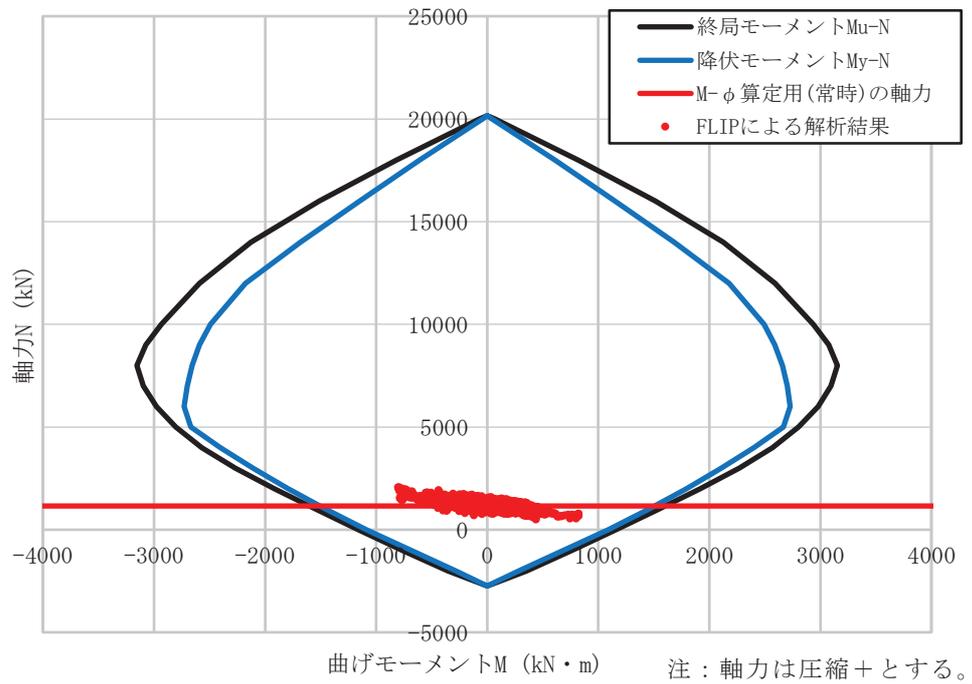


図 3-1 基準地震動  $S_s$  による排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) の部材の応答範囲 (アーチ)

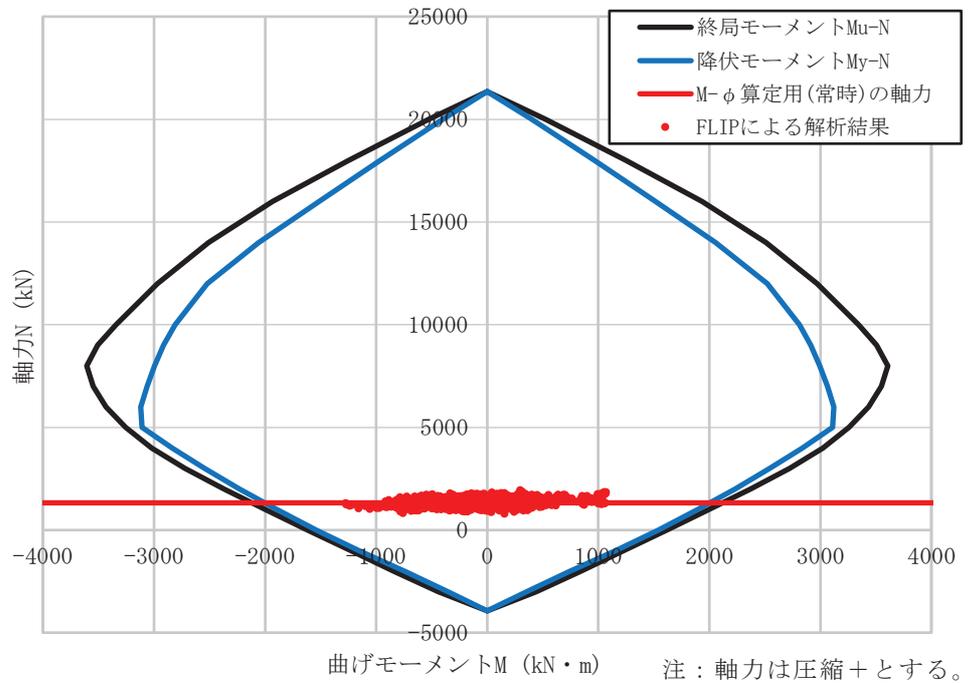


図 3-2 基準地震動  $S_s$  による排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) の部材の応答範囲 (側壁)

資料5 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）の耐震安全性評価

## 目 次

1. 評価方法	資料 5-1
2. 評価条件	資料 5-1
2.1 適用規格	資料 5-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 5-4
2.3 耐震評価フロー	資料 5-16
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 5-19
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 5-24
2.6 地盤物性値	資料 5-24
2.7 評価構造物諸元	資料 5-29
2.8 地下水位	資料 5-32
3. 地震応答解析	資料 5-34
3.1 地震応答解析手法	資料 5-34
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 5-37
3.2.1 解析モデル領域	資料 5-37
3.2.2 境界条件	資料 5-39
3.2.3 構造物のモデル化	資料 5-44
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 5-45
3.2.5 地盤及び MMR のモデル化	資料 5-45
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 5-45
3.3 減衰定数	資料 5-51
3.4 荷重の組合せ	資料 5-59
3.4.1 機器・配管荷重	資料 5-60
3.4.2 外水圧	資料 5-64
3.4.3 積載荷重	資料 5-64
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 5-65
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 5-65
4. 二次元構造解析	資料 5-71
4.1 評価対象部材	資料 5-71
4.2 解析方法	資料 5-73
4.3 解析モデルの諸元	資料 5-73
4.3.1 解析モデル	資料 5-73
4.3.2 使用材料及び材料の物性値	資料 5-76
4.4 入力荷重	資料 5-76
4.4.1 常時荷重	資料 5-77
4.4.2 慣性力	資料 5-83
4.4.3 地震時土圧及び周面せん断力	資料 5-86
5. 評価内容	資料 5-89



5.1	入力地震動の設定	資料 5-89
5.2	許容限界の設定	資料 5-118
5.2.1	鉄筋コンクリート部材の健全性に対する許容限界	資料 5-118
5.2.2	鋼材の健全性に対する許容限界	資料 5-143
5.2.3	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 5-145
6	評価結果	資料 5-146
6.1	地震応答解析結果	資料 5-146
6.1.1	解析ケースと照査値	資料 5-146
6.1.2	作用荷重分布図	資料 5-163
6.1.3	最大せん断ひずみ分布	資料 5-165
6.2	二次元構造解析結果	資料 5-170
6.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する照査	資料 5-170
6.2.2	せん断破壊に対する照査	資料 5-184
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 5-190
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 5-190
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 5-247
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 5-296
7.	まとめ	資料 5-297

参考資料

- 参考資料 1 津波に対する止水機能を有する施設の評価について・・・資料 5- (参考) 1-1
- 参考資料 2 静的地震力に対する評価結果・・・資料 5- (参考) 2-1
- 参考資料 3 側壁新設部の既設部との接合方法について・・・資料 5- (参考) 3-1
- 参考資料 4 地震応答解析モデルの検証について・・・資料 5- (参考) 4-1**
- 参考資料 5 頂版及び底版への側壁モーメントの影響について・・・資料 5- (参考) 5-1
- 参考資料 6 鋼材端部を固定境界とした場合の照査結果・・・資料 5- (参考) 6-1
- 参考資料 7 防潮壁と海水配管ダクト（鉛直部）の相互影響・・・資料 5- (参考) 7-1
- 参考資料 8 耐震評価における地震時荷重の設定の考え方・・・資料 5- (参考) 8-1

: 本日の説明範囲

参考資料 4 地震応答解析モデルの検証について

1. はじめに

海水配管ダクト（鉛直部）の地震時荷重算定用の二次元地震応答解析モデルを図 1-1（南北断面）及び図 1-2（東西断面）に示す。南北断面においては、海水ポンプ室との一体的な挙動を考慮したうえで海水配管ダクト（鉛直部）の側壁に作用する土圧等の地震時荷重の評価を目的にしていること、東西断面においては、海水ポンプ室の解析モデルを用いており海水配管ダクト（水平部）を改良地盤としてモデル化していることから、各断面について、解析モデルの妥当性について確認する。具体的な確認項目を以下に示す。

- ・ 南北断面（A-A 断面）において、海水ポンプ室の質量や剛性を考慮した等価剛性モデルとしてモデル化しているが、海水ポンプ室（縦断方向）と一体となった挙動が再現され、かつ保守的に地震時土圧が算定されていること
- ・ 東西断面（B-B 断面）において、実際には海水配管ダクト（水平部）部には改良地盤は無く、門型の形状の改良地盤に対して、一律改良地盤があるものとしてモデル化しているが、海水配管ダクト（鉛直部）に作用する地震時土圧が保守的に算定されていること

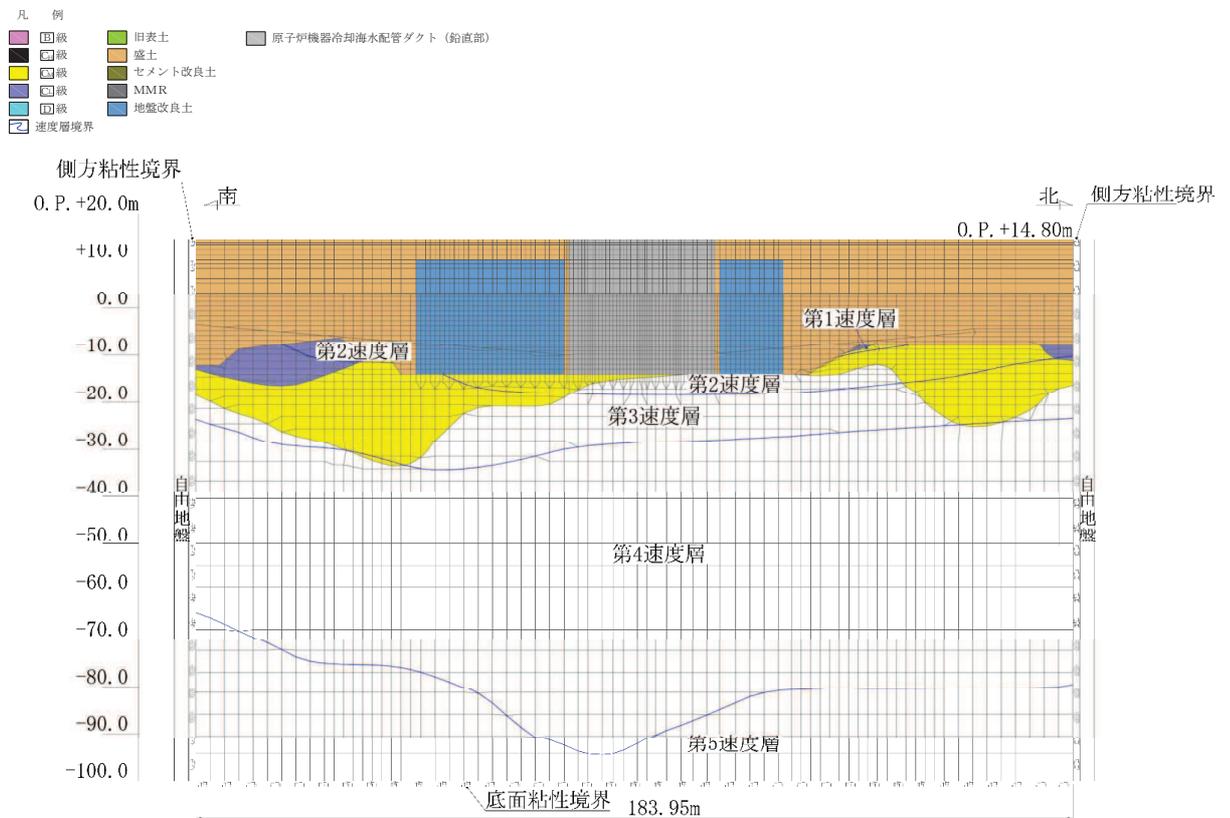


図 1-1 海水配管ダクト（鉛直部）南北断面（A-A 断面）

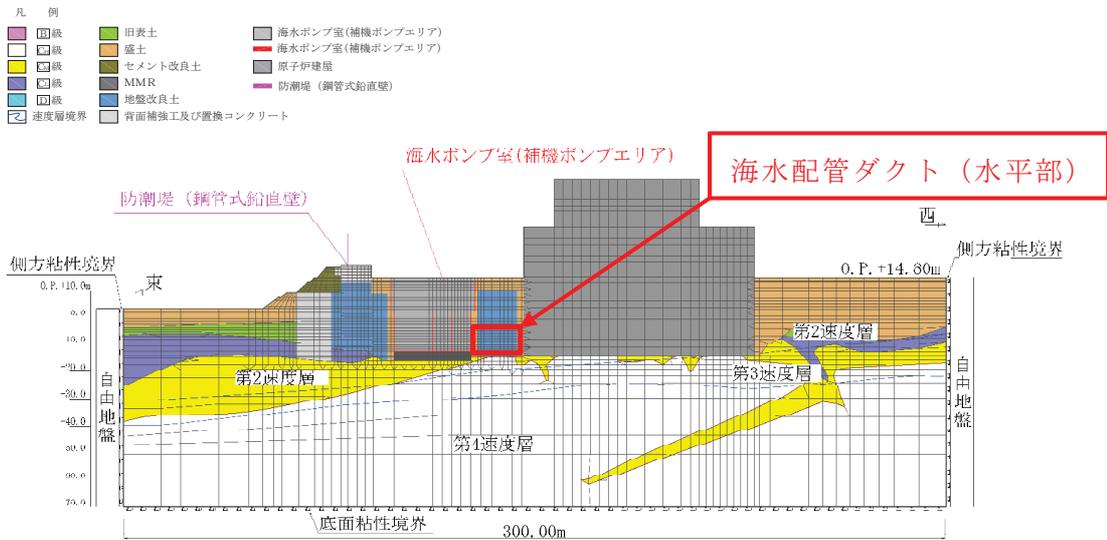


図 1-2 海水配管ダクト（鉛直部）東西断面（B-B 断面）

## 2. 南北断面（A-A 断面）における確認

### 2.1 南北断面（A-A 断面）における確認方針

南北加震時に海水配管ダクト（鉛直部）の南北の側面に作用する地震時土圧を適切に評価するため、海水配管ダクト（鉛直部）が海水ポンプ室（縦断面）と同一の挙動となるようにモデル化している。

モデル化方法は、図 2.1-1 に示す海水ポンプ室（縦断面）の二次元地震応答解析モデルに単位荷重を作用させた時の、海水配管ダクト（鉛直部）が設置される部位の変位と、図 2.1-2 に示す海水配管ダクト（鉛直部）のモデルに単位荷重を作用させた時の変位が等しくなるよう剛性を設定している。また、質量についても、海水配管ダクト（鉛直部）の幅に該当する海水ポンプ室の質量を見込んでいる。

図 2.1-2 に MPC と示している節点は、海水ポンプ室（縦断面）は延長 77m の横長の構造であり、回転変形しないことを考慮するため、両節点の X 方向変位と Y 方向変位が同一としている。

当モデル化の妥当性の確認は、以下の 2 点に着目して実施する。

- ・ 海水ポンプ室（縦断面）と海水配管ダクト（鉛直部）の地震時挙動が同等となっていること
- ・ 海水配管ダクト（鉛直部）の地震時土圧が保守的となっていること

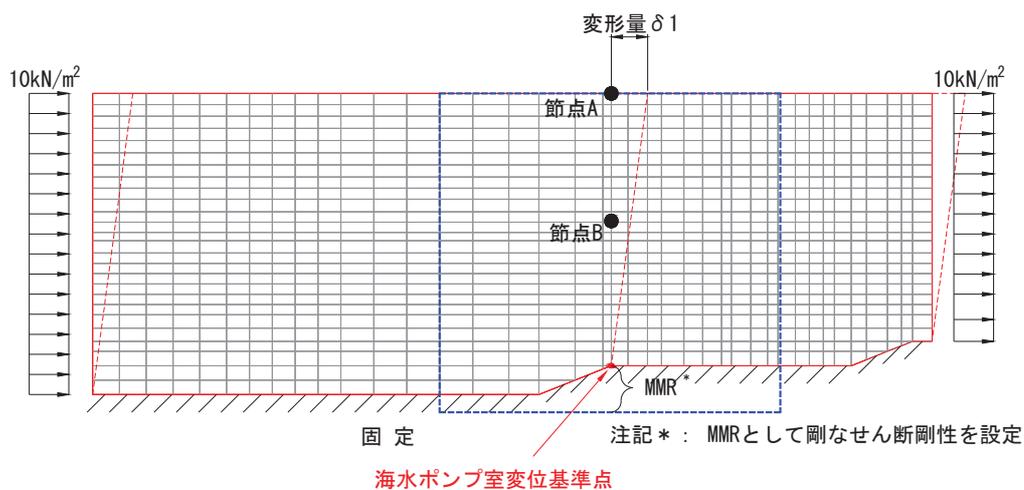


図 2.1-1 海水ポンプ室（縦断面）への単位荷重載荷イメージ

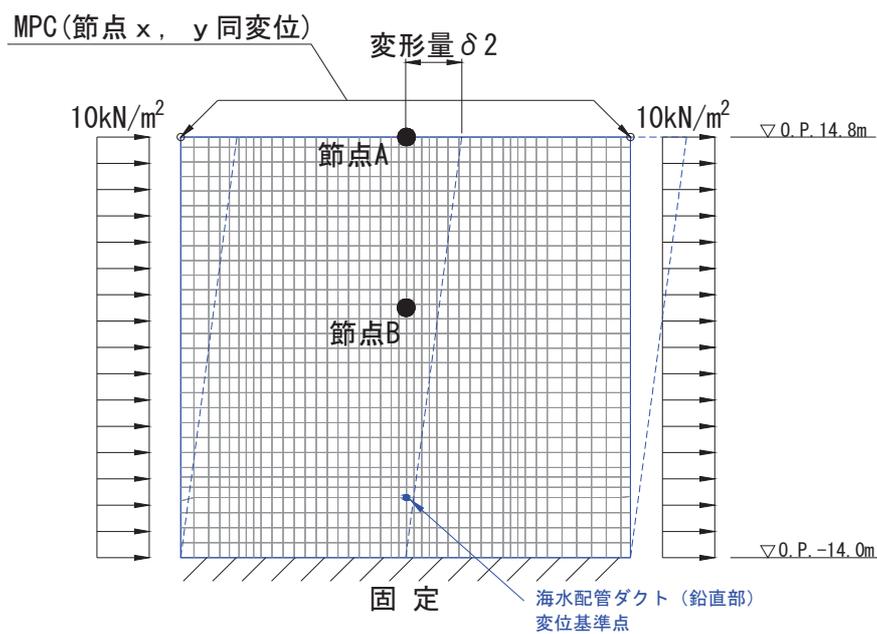


図 2.1-2 海水配管ダクトの剛性設定イメージ

## 2.2 南北断面（A-A断面）における確認条件

海水ポンプ室（縦断面）と海水配管ダクト（鉛直部）で地震時の挙動が同等となっていることの検証は、位相の反転を考慮した基準地震動 14 波の地震応答解析において、水平変位が最大となる  $S_s - F_2 (-+)$  を代表波として、時刻歴の節点変位を比較することで、確認を行う。

海水配管ダクト（鉛直部）の地震時土圧が保守的となっていることの検証は、海水ポンプ室を考慮しない海水配管ダクト（鉛直部）が独立した比較検証モデル（以下「独立モデル」と言う。）を作成し、両者の最大土圧を比較する。用いる地震動は、位相の反転を考慮した基準地震動 14 波の地震応答解析において、地震時土圧が最大となる  $S_s - D_1 (++)$  を代表波とする。地震時土圧検証用の独立モデルを図 2.2-1 に示す。

図 2.2-1 に示すように独立モデルにおいては、海水配管ダクト（鉛直部）の下部に盛土があるが、海水配管ダクト（鉛直部）は、海水ポンプ室と一体構造であるため、海水配管ダクト（鉛直部）の底面は海水ポンプ室の支持岩盤と同一の挙動を示すと考えられる。そのため、海水配管ダクト（鉛直部）底面の両端の節点と岩盤上面の節点の水平変位が同一となるような拘束条件を考慮して検証を行う。

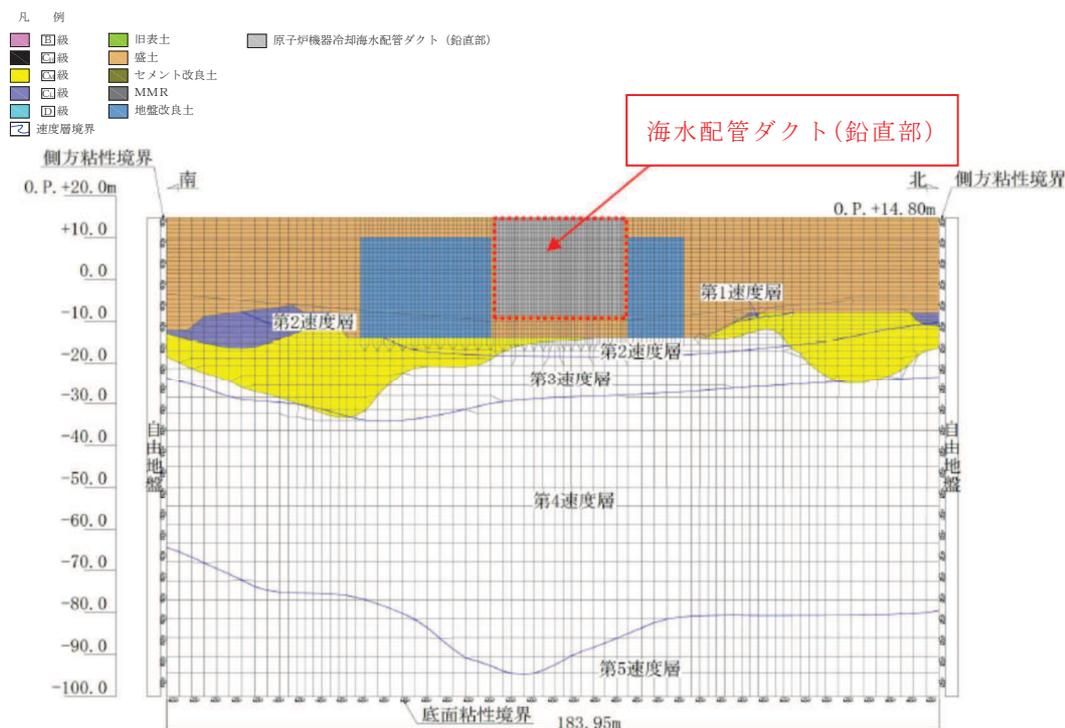


図 2.2-1 地震時土圧検証用の海水配管ダクト（鉛直部）独立モデル

## 2.3 南北断面（A-A断面）における確認結果

海水ポンプ室（縦断面）と海水配管ダクト（鉛直部）の地震時挙動の比較結果について、図 2.1-1 及び図 2.1-2 に示した節点 A 及び節点 B の時刻歴の水平変位波形を図 2.3-1 と図 2.3-2 にそれぞれ示す。両者の挙動は良く整合しており、海水配管ダクト

(鉛直部)が海水ポンプ室に懸架されている挙動を再現できている。なお、最大変位が、海水配管ダクト(鉛直部)の方が10%弱小さい理由としては、躯体に対する改良地盤の幅の割合が海水配管ダクト(鉛直部)の方が大きく、改良地盤の拘束効果を比較的受けるためと考えられる。

次に、海水配管ダクト(鉛直部)の地震時土圧の検証について、設計用モデルと独立モデルの比較結果を図2.3-3に示す。独立モデルより得られた土圧と比較して、設計用土圧が大きくなっており、保守的に評価されていることが確認された。

以上より、設計用土圧は海水配管ダクト(鉛直部)の剛性を海水ポンプ室と等価としており、かつ海水ポンプ室に変形を拘束される効果を見込んでいるため、土圧が保守的に評価できている。

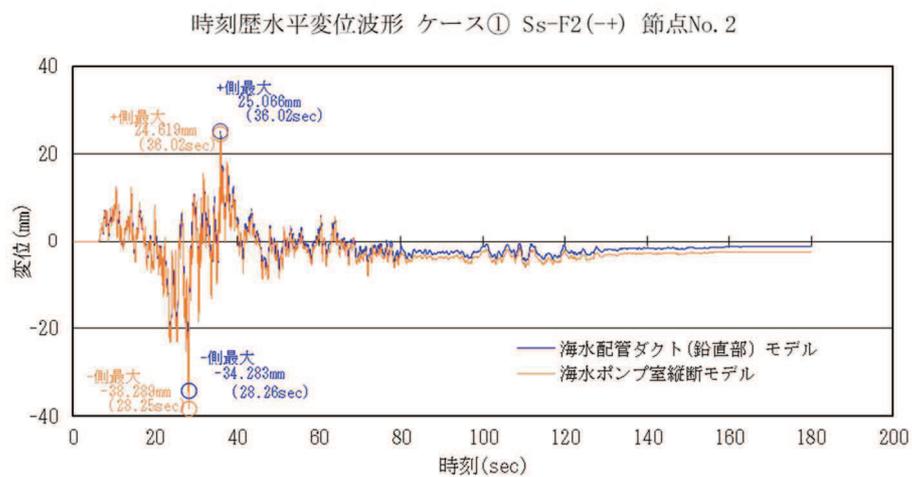


図 2.3-1 節点 A の時刻歴水平変位波形の比較 (S s - F 2 (-+))

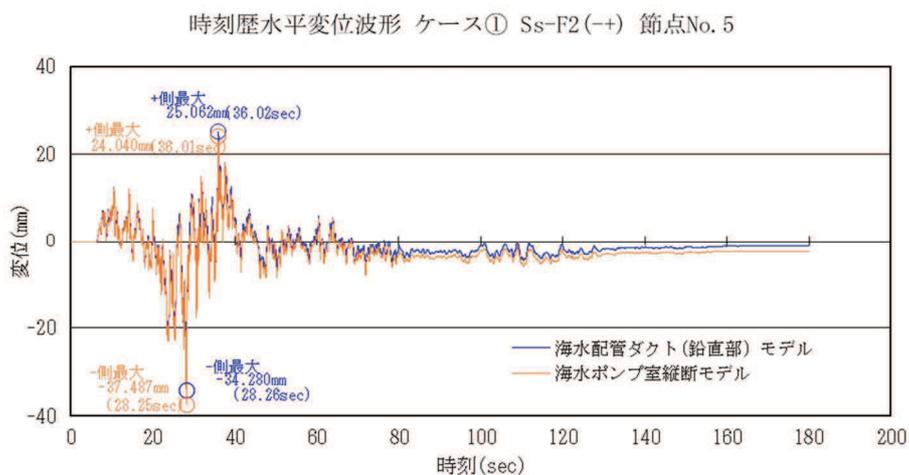


図 2.3-2 節点 B の時刻歴水平変位波形の比較 (S s - F 2 (-+))

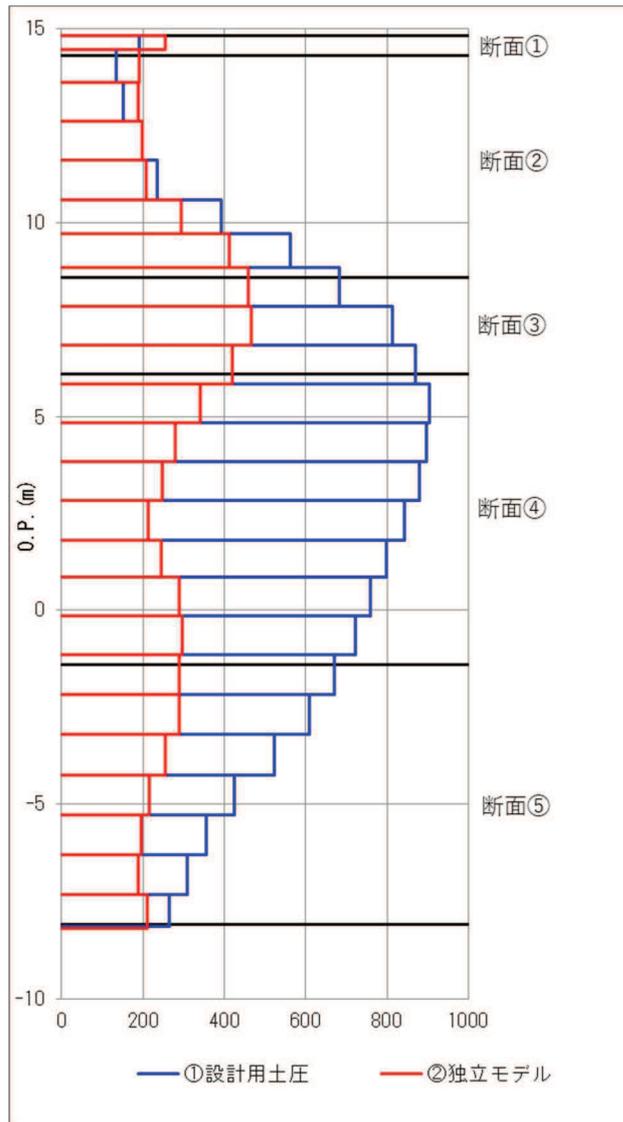


図 2.3-3 設計用モデルと独立モデルの地震時土圧の比較 (S<sub>s</sub>-D1(++))



### 3. 東西断面（B-B断面）における確認

#### 3.1 東西断面（B-B断面）における確認方針

海水ポンプ室と原子炉建屋の間の地盤は、図 3.1-1(平面図)に示す通り地盤改良されており、直交する断面図である図 3.1-2（①-①断面）及び図 3.1-3（②-②断面）に示す通り、改良地盤の一部には、海水配管ダクト（水平部）が存在する。地震応答解析モデル（B-B断面）において、海水配管ダクト（水平部）が重複する部分は全て改良地盤としてモデル化している。海水配管ダクト（水平部）はMMRを介して岩着しており、海水配管ダクト（鉛直部）との接続部は耐震ジョイントで縁切りされていることから、海水配管ダクト（鉛直部）へ荷重は作用しない構造となっている。従って、実現象としては、海水配管ダクト（鉛直部）へ作用する改良地盤の土圧は、海水配管ダクト（水平部）を除いた門型の改良地盤からの土圧となる。

海水配管ダクト（鉛直部）への土圧の保守性の確認を目的に、B-B断面において海水配管ダクト（水平部）が重なる改良地盤の剛性を、海水配管ダクト（水平部）分を空洞と仮定し、剛性を低下させたモデル（以下、「剛性低下モデル」という。）を用いて土圧を算定し、設計用土圧と比較する。

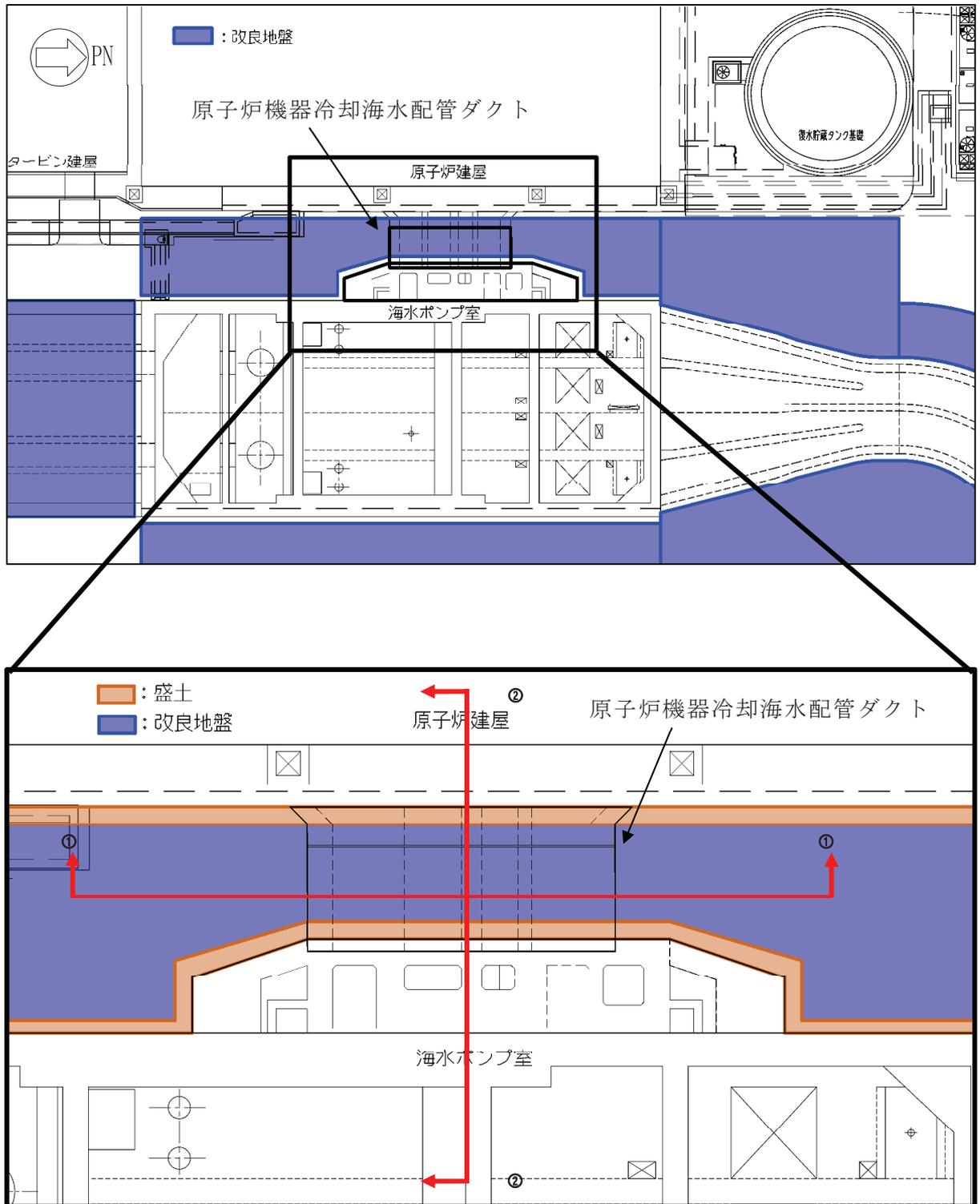


図 3.1-1 地盤改良範囲(平面図)

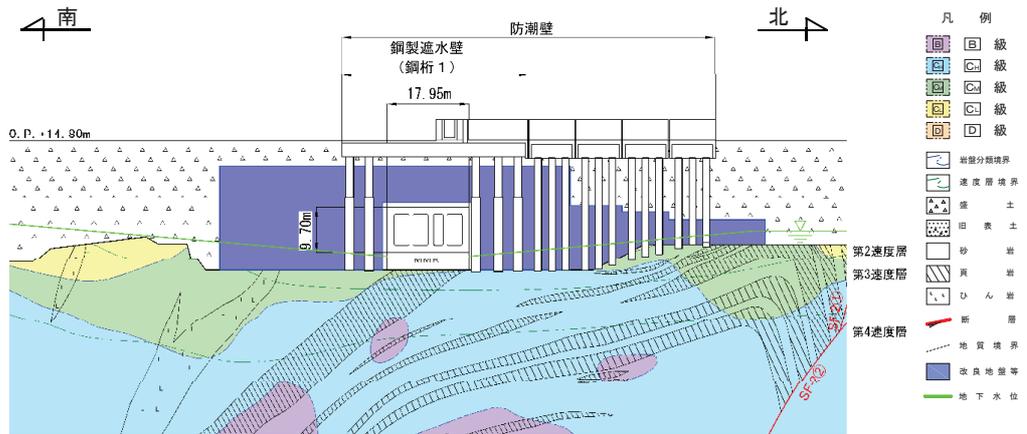


図 3.1-2 地盤改良範囲(横断図, ①-①断面)

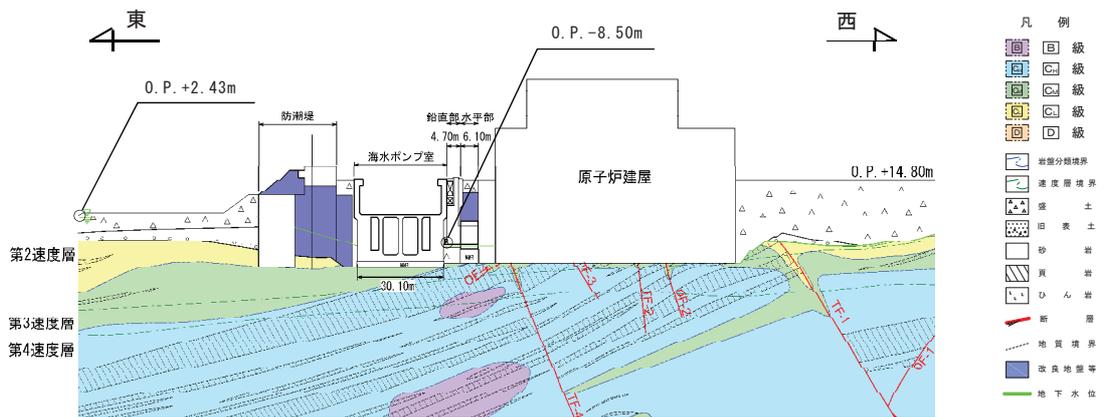


図 3.1-3 地盤改良範囲(縦断図, ②-②断面)

### 3.2 東西断面（B-B断面）における確認条件

南北方向の地盤改良幅 77m に対し，空洞として扱う範囲を図 3.2-1 に示す。また，空洞化を考慮した改良地盤のせん断弾性係数及び単位体積重量を表 3.2-1 に，設計用物性値と合わせて示す。

地震応答解析に用いる地震動は，海水配管ダクト（鉛直部）の設計断面毎の設計用土圧の総和が最大となる  $S_s - D2 (-+)$  とする。

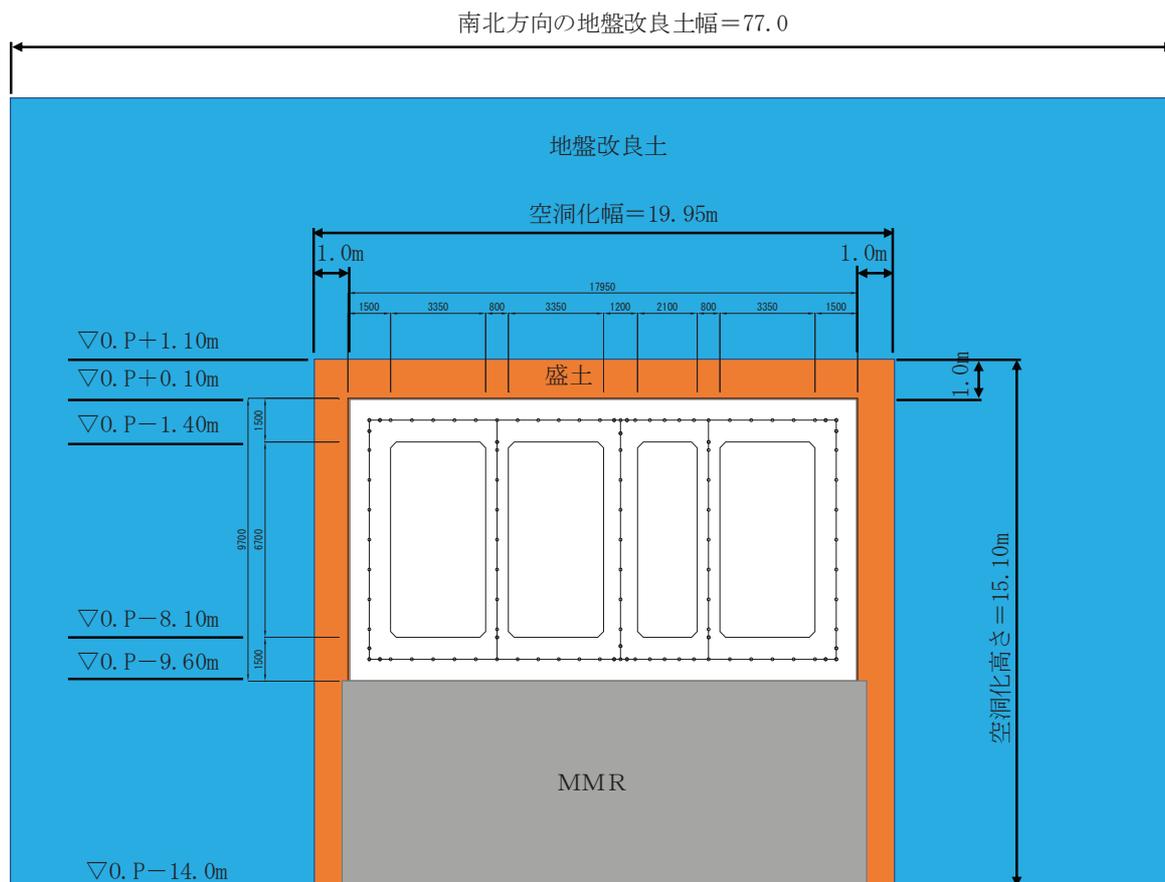


図 3.2-1 改良地盤のうち空洞として考慮する範囲

表 3.2-1 空洞を考慮した改良地盤のモデル化諸元

物性値	改良地盤	設計用モデル $G, \gamma$	剛性低下モデル $G', \gamma'$
せん断弾性係数 $G$ ( $N/mm^2$ )	不飽和	1840	1363
	飽和	1940	1437
単位体積重量 $\gamma$ ( $kN/m^3$ )	不飽和	19.600	14.522
	飽和	20.600	15.263

### 3.3 東西断面 (B-B 断面) における確認結果

改良地盤の諸元について、剛性低下モデルのせん断弾性係数  $G'$  は、地盤物性のばらつきとして、平均値  $-\sigma$  で考慮している初期せん断弾性係数 (不飽和:  $1150N/mm^2$ , 飽和:  $1210N/mm^2$ ) を上回っており、モデル化の影響はばらつきの範囲内と言える。

単位体積重量も設計用モデルより小さくなるため、設計用モデルの慣性力も保守的に評価できていると言える。

設計用モデル (基本ケース) の土圧分布と剛性低下モデルの土圧分布を比較して、表 3.3-1 及び図 3.3-1 に示す。

海水配管ダクト (鉛直部) に作用する地震時土圧の合計は、設計用モデルと剛性低下モデルでほぼ同じであった。また、各断面の設計用土圧は、断面④において、剛性低下モデルの方が 5.6%大きくなっているものの、地盤剛性のばらつきの範囲内である。

以上の確認により、海水配管ダクト (水平部) を改良地盤としてモデル化した地震時土圧の評価方法に問題はないことを確認した。

表 3.3-1 設計用モデルの土圧と剛性低下モデルの土圧の比較

断面 番号	O. P. (m)	分担高さ (m)	設計用モデルの 土圧 (A)	剛性低下モデルの 土圧 (B)	比率 (B/A)
①	14.328 ~ 14.800	0.4720	427.426	433.352	1.014
①	13.384 ~ 14.328	0.9440	369.180	356.721	0.966
②	13.384 ~ 14.328	0.9440	369.180	356.721	0.966
②	12.440 ~ 13.384	0.9440	325.686	337.770	1.037
②	11.497 ~ 12.440	0.9435	360.533	351.446	0.975
②	10.554 ~ 11.497	0.9430	251.477	275.269	1.095
②	9.610 ~ 10.554	0.9435	298.527	318.942	1.068
②	8.666 ~ 9.610	0.9440	455.448	484.887	1.065
②	7.722 ~ 8.666	0.9440	475.120	498.872	1.050
③	7.722 ~ 8.666	0.9440	475.120	498.872	1.050
③	6.750 ~ 7.722	0.9720	376.659	373.275	0.991
③	5.750 ~ 6.750	1.0000	334.439	315.081	0.942
④	5.750 ~ 6.750	1.0000	334.439	315.081	0.942
④	4.750 ~ 5.750	1.0000	388.237	404.399	1.042
④	3.750 ~ 4.750	1.0000	465.180	474.438	1.020
④	2.750 ~ 3.750	1.0000	557.898	589.411	1.056
④	2.250 ~ 2.750	0.5000	557.682	531.891	0.954
④	1.800 ~ 2.250	0.4500	557.682	531.891	0.954
④	0.900 ~ 1.800	0.9000	557.682	531.891	0.954
④	-0.050 ~ 0.900	0.9500	516.525	494.653	0.958
④	-1.025 ~ -0.050	0.9750	475.314	455.645	0.959
④	-1.950 ~ -1.025	0.9250	456.322	440.798	0.966
⑤	-1.950 ~ -1.025	0.9250	456.322	440.798	0.966
⑤	-2.863 ~ -1.950	0.9125	414.740	406.373	0.980
⑤	-3.788 ~ -2.863	0.9250	390.169	389.431	0.998
⑤	-4.713 ~ -3.788	0.9250	352.921	365.603	1.036
⑤	-5.638 ~ -4.713	0.9250	339.613	350.394	1.032
⑤	-6.563 ~ -5.638	0.9250	325.919	337.303	1.035
⑤	-7.438 ~ -6.563	0.8750	310.482	324.139	1.044
⑤	-8.175 ~ -7.438	0.7375	301.616	305.776	1.014
合計(断面①~断面④) (kN) 地震時土圧×分担高さ×単位奥行			7114.928	7132.963	1.003

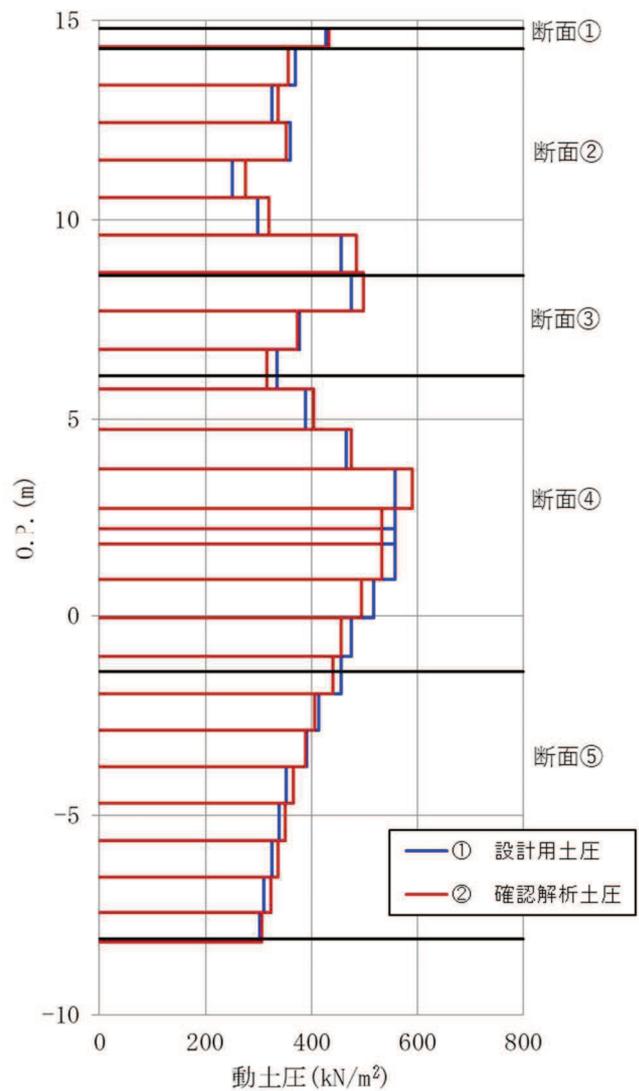


図 3.3-1 設計用モデルの土圧と剛性低下モデルの土圧の比較

#### 4. まとめ

海水配管ダクト（鉛直部）の地震応答解析モデルについて、南北断面、東西断面それぞれについて、以下のとおり検証を行い、問題ないことを確認した。

南北断面（A-A 断面）

- ・ 地震時の挙動が海水ポンプ室（縦断）と同様の挙動となっており、海水ポンプ室と一体的に震動していることを確認した。
- ・ 海水ポンプ室との一体化を考慮しない独立モデルを作成し、設計用モデルとの土圧を比較し、設計用モデルの方が、土圧を保守的に評価できていることを確認した。

東西断面（B-B 断面）

- ・ 改良地盤中の海水配管ダクト（水平部）部分を空洞として改良地盤をモデル化した場合と設計用の物性値を比較した結果、海水配管ダクト（水平部）を空洞とした改良地盤のせん断弾性係数は、地盤物性のばらつきの範囲内におさまることを確認した。
- ・ 設計用のモデル（基本ケース）と空洞として考慮し剛性を低下させたモデルで、海水配管ダクト（鉛直部）に作用する地震時土圧を比較した結果、地震時土圧は同等であることを確認した。

以上により、海水配管ダクト（鉛直部）の地震時荷重は適切に評価されていることを確認した。



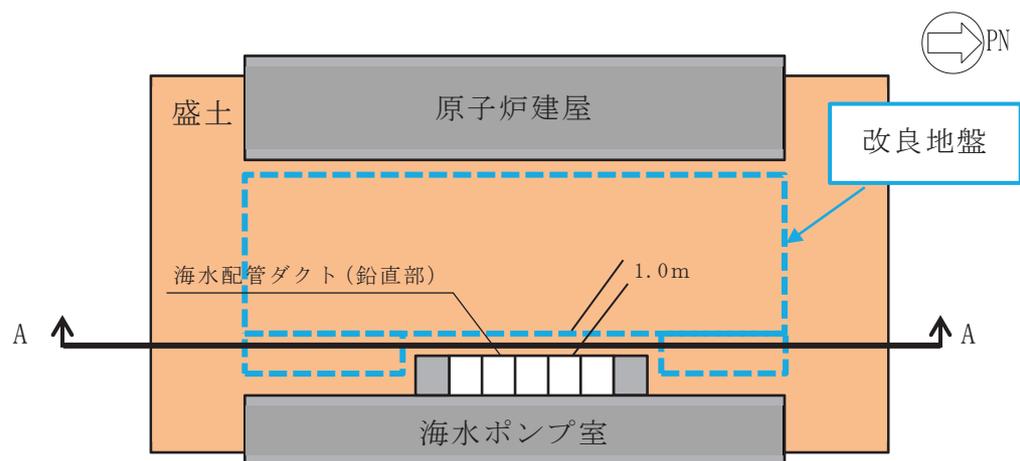
## 参考資料 8 耐震評価における地震時荷重の設定の考え方

### 1. はじめに

海水配管ダクト（鉛直部）は、深度方向に断面構造が異なる 6 断面（断面①～断面⑥）において、水平輪切り断面とした二次元構造解析モデルにより耐震評価を行っている。耐震評価における作用荷重は、地震応答解析から得られる土圧、慣性力及び周面摩擦力を地震時荷重とし、それぞれの荷重に対して各断面区間の最大値を採用した保守的な荷重設定となっている。

地震時荷重のうち周面摩擦力について、図 1-1 に示すように、海水配管ダクト（鉛直部）西側の幅 1.0m の盛土は、周辺の改良地盤と海水ポンプ室に変形を拘束されるため、周辺地盤等と同様に挙動すると考えられる。一方、設計においては、その拘束効果が作用しないこととした最大水平変位から算出しているため、大きな変位を考慮した保守的な荷重設定となっている。

本資料では、耐震評価に支配的となる地震時荷重の整理を行い、保守的な荷重設定としている周面摩擦力に着目して、周面摩擦力が与える耐震評価への影響を確認する。次に、周辺地盤状況等を考慮した場合に想定される周面摩擦力を算定し、工認設計で考慮している周面摩擦力の保守性の確認及び海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価に与える影響について整理する。



注記\*：A-A 断面から周面摩擦力を算定

図 1-1 周面摩擦力算定位置

## 2. 地震時荷重の整理

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価は、各基準地震動に対して全時刻で最大となる土圧、慣性力及び周面摩擦力をそれぞれ作用させる保守的な評価（以下「設計荷重」という。）を行っている。しかし、実現象としては、それぞれの地震時荷重が最大となって同時に構造物に作用することは考えにくい。そのため、各地震時荷重が最大となる時刻と荷重をそれぞれ抽出し、海水配管ダクト（鉛直部）の設計に支配的となる地震時荷重を整理する。地震時荷重は、構造物の変形に大きく影響を与える南北方向の水平荷重に着目し、断面①～断面⑥のうち水平荷重の総和が最大となる断面④のS s - D 2（++）を代表に整理を行う。

表 2-1 に示すように、海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価への影響に対して支配的となる時刻の荷重は、「土圧」、「慣性力」、「周面摩擦力」の順である。周面摩擦力最大時刻の荷重は土圧最大時刻の約半分であり、設計荷重における周面摩擦力の寄与度が最も小さく、土圧が主体で支配的な荷重となっていることを確認した。

表 2-1 地震時荷重の整理結果

断面④	設計荷重 (A)	土圧 最大時刻 (B)	慣性力 最大時刻 (C)	周面摩擦力 最大時刻 (D)	比率 (B/A)	比率 (C/A)	比率 (D/A)
選定時刻	—	29.97 秒	6.81 秒	25.34 秒	—	—	—
荷重合計 (kN)	16966	11201	6150	5848	0.660	0.362	0.345

注記＊：表中の項目は以下のとおりとなる。

- ・設計荷重 (A)：全時刻で最大となる各地震時荷重の総和  
(土圧、慣性力、周面摩擦力のそれぞれの抽出時刻は異なる)
- ・土圧最大時刻 (B)：土圧が最大となる時刻での地震時荷重の総和
- ・慣性力最大時刻 (C)：慣性力が最大となる時刻での地震時荷重の総和
- ・周面摩擦力最大時刻 (D)：周面摩擦力が最大となる時刻での地震時荷重の総和

### 3. 周面摩擦力の保守性

周辺地盤状況等を考慮した場合に、現実的に想定される周面摩擦力を算定し、工認設計で考慮している周面摩擦力の保守性の確認及び海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価に与える影響について確認する。

#### 3.1 海水配管ダクト（鉛直部）の周辺地盤状況

海水配管ダクト（鉛直部）周辺の平面図を図 3-1 に示す。また、図 3-1 に示す平面図中の各断面図を図 3-2～図 3-5 に示す。図 3-1 のとおり、海水配管ダクト（鉛直部）周辺には、海水ポンプ室への土圧低減を主目的に広範囲に改良地盤が分布しており、躯体近傍の地盤改良にあたっては、高圧攪拌噴射に伴う躯体の損傷防止のため、躯体近傍 1m の範囲については原地盤である盛土を残す計画としている。また、図 3-5 のとおり海水配管ダクト（鉛直部）の西側には、防潮壁のフーチング基礎を近接して設置する計画としている。

海水配管ダクト（鉛直部）西側の側壁に生じる南北方向の周面摩擦力は、図 3-1 に示す②-②断面位置において、南北方向加振時に海水配管ダクト（鉛直部）とそれに接する盛土の位相差により生じる摩擦力である。周辺の地盤状況を踏まえると、南北方向加振時における当該位置の盛土は、改良地盤及び海水ポンプ室に変形を拘束されるため盛土のみが大きな変形をする挙動は示さず、周辺の改良地盤と同等の変形量となると考えられる。一方、工認設計においては、十分に厚さをもった盛土が南北方向に最大水平変位を示した場合の摩擦力として保守的に評価している。

また、地盤の浅部においては、図 3-3（図 3-1 の②-②断面位置）のとおり、防潮壁のフーチング基礎が設置されるため、当該範囲において生じる周面摩擦力は、フーチング基礎の杭が設置されている改良地盤と同等の変形量に応じた周面摩擦力が作用すると考えられる。一方、工認設計においては、防潮壁のフーチング基礎を盛土としてモデル化した際の盛土に生じる最大水平変位からの摩擦力として保守的に評価している。

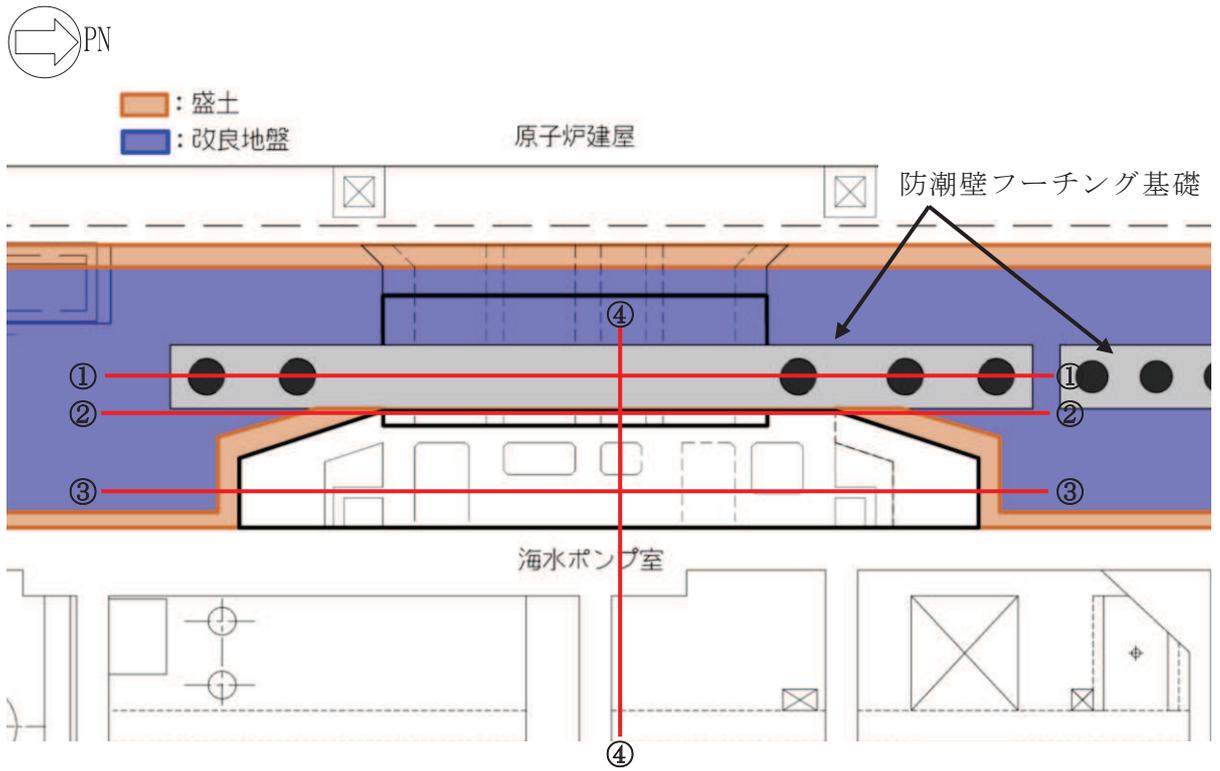
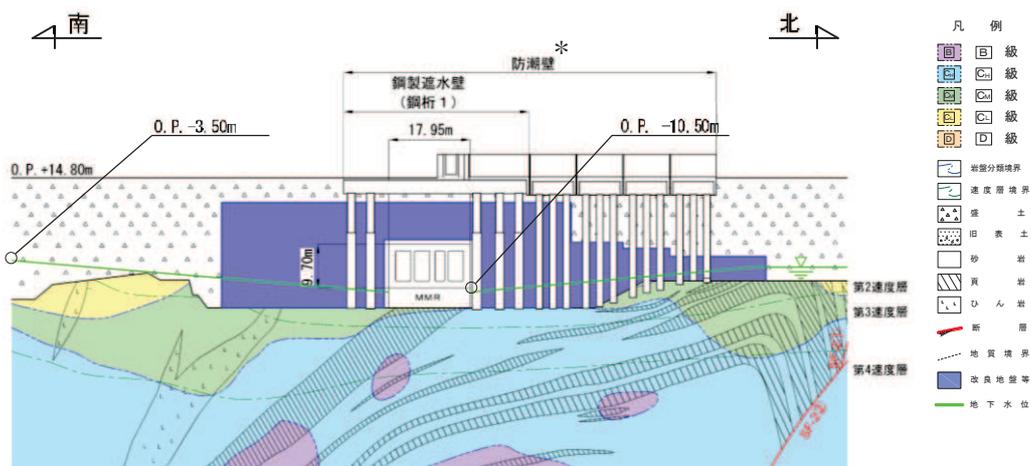
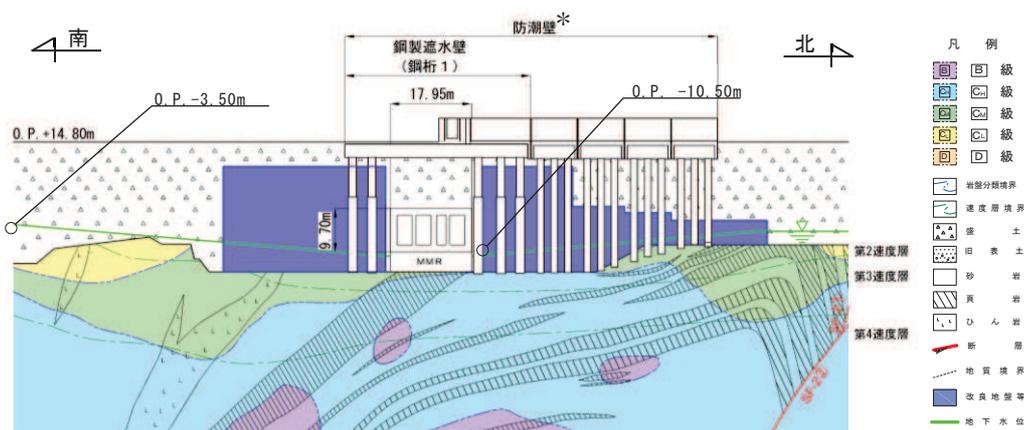


図 3-1 海水配管ダクト（鉛直部）周辺 平面図



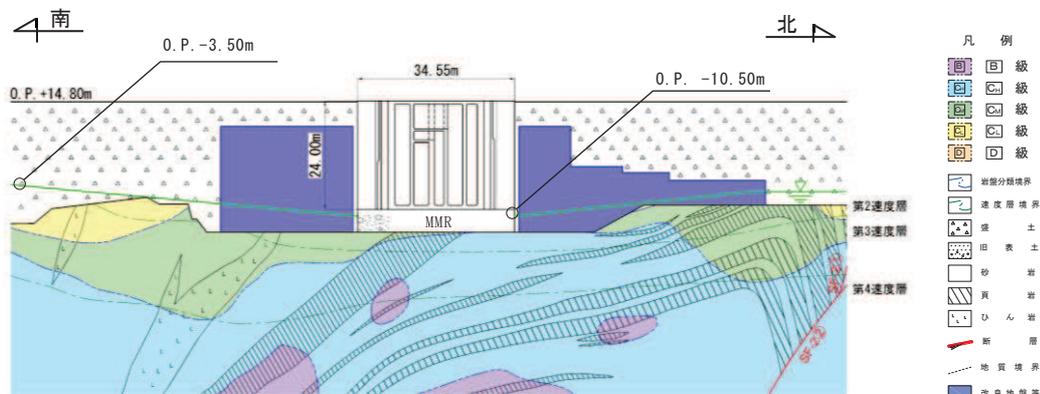
注記\*：防潮壁を投影して表示

図 3-2 地質断面図 (①-①断面)



注記\*：防潮壁を投影して表示

図 3-3 地質断面図 (②-②断面)



注記\*：海水配管ダクト（鉛直部）底版下部は盛土であるが、海水ポンプ室と一体構造であることを考慮し MMR と標記している

図 3-4 地質断面図 (③-③断面)

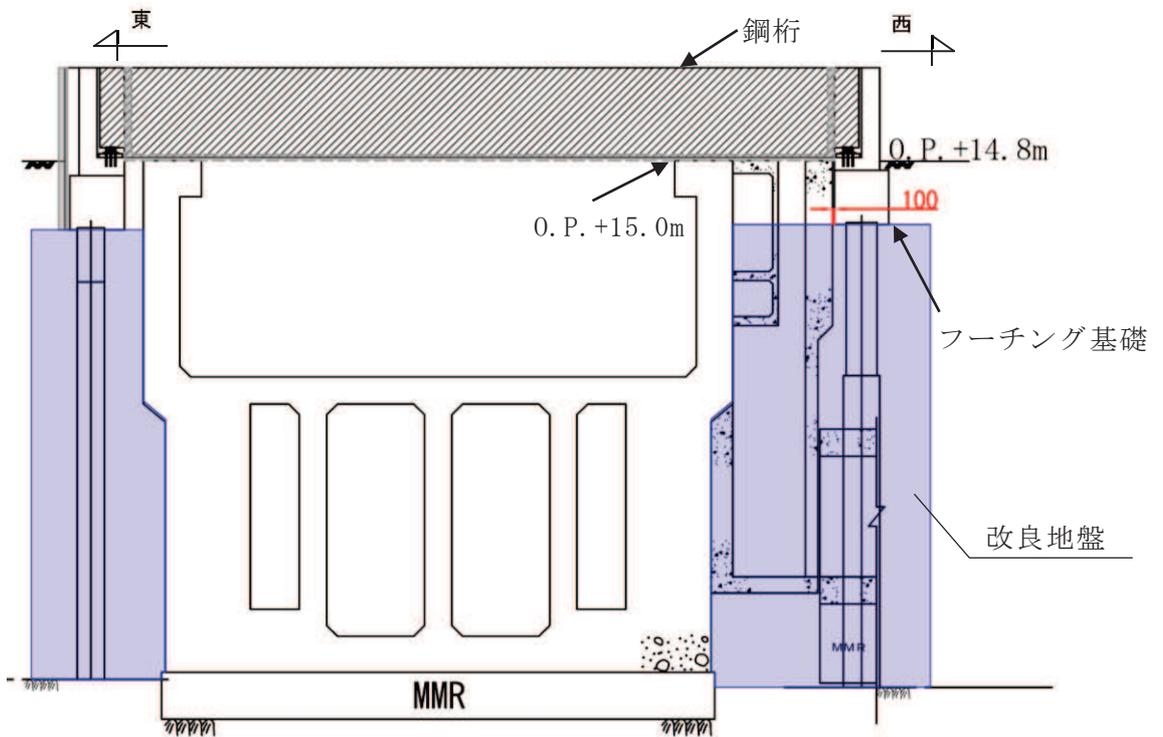


図 3-5 防潮壁の設置計画図 (④-④断面)

### 3.2 周面摩擦力の保守性

周辺地盤状況を踏まえると、盛土の変形量は改良地盤の変形量と同等となると考えられることから、盛土と改良地盤の最大変位を抽出し、盛土の変形が改良地盤と同等だと仮定した場合の周面摩擦力を評価する。以上の検証により、周面摩擦力の保守性について確認を行う。

なお、東西方向の北端及び南端の側壁にも周面摩擦力が作用するが、図 3-1 に示すとおり改良地盤と海水ポンプ室に囲まれた狭い範囲であり、構造物と周辺地盤の相対変位はほとんど生じないため周面摩擦力は小さいと考えられることから、南北方向を代表に検証を行う。

#### 3.2.1 検証方法

検証は、構造物の変形に大きく影響を与える南北方向の水平荷重に着目し、断面①～断面⑥のうち水平荷重の総和が最大となる断面④の  $S_s - D_2$  (++) を代表に整理を行う。検証に用いる各断面の地震応答解析モデル図と検証に用いる節点位置を図 3-6～図 3-8 に示す。検証に用いる節点は、対象とした断面④の中央付近の節点とし、断面④の範囲において平均的な位置としている。

図 3-6 (改良地盤着目：①-①断面) 及び図 3-7 (盛土着目：②-②断面) に示す各節点位置から、変位をそれぞれ抽出する。工認設計で用いている②-②断面では最大変位を抽出し、①-①断面では、②-②断面が最大変位となる時刻と同一時刻の変位を抽出し比較を行う。

なお、抽出する変位は岩盤上面を基準とした相対変位とする。

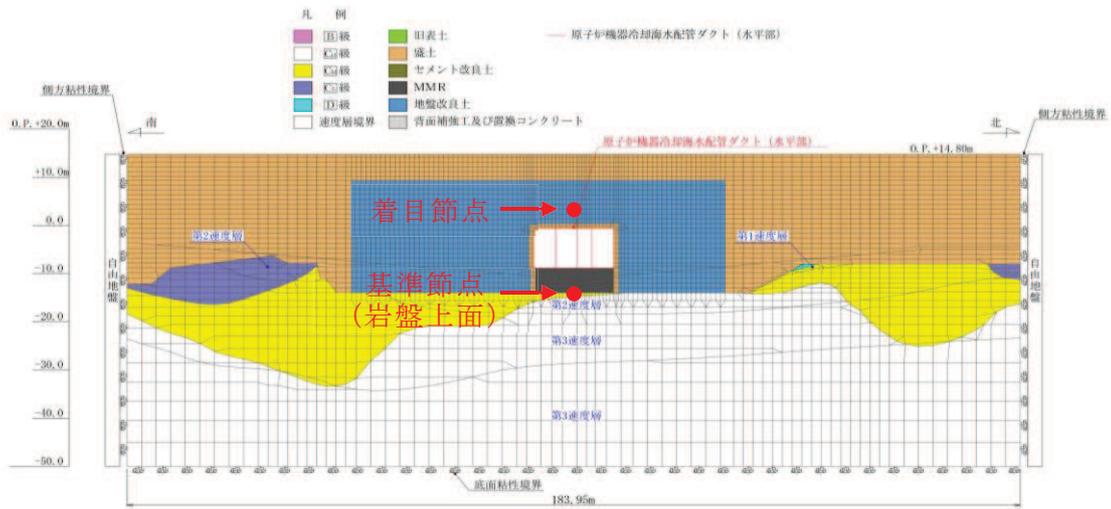


図 3-6 改良地盤の変位算出用の地震応答解析モデル図及び節点位置 (①-①断面)

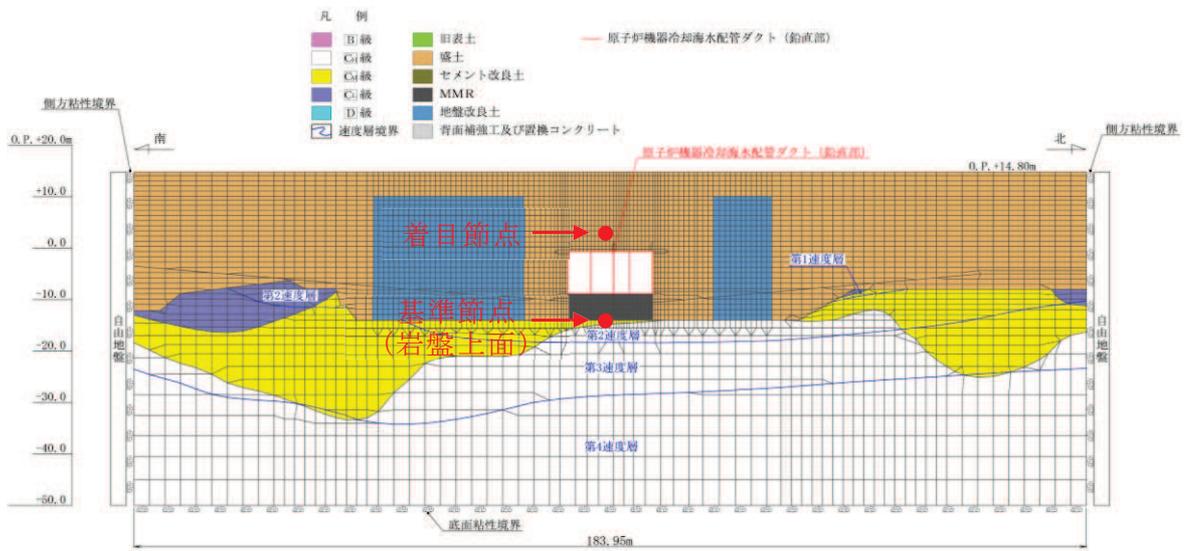


図 3-7 盛土の変位算出用の地震応答解析モデル図及び節点位置 (②-②断面)



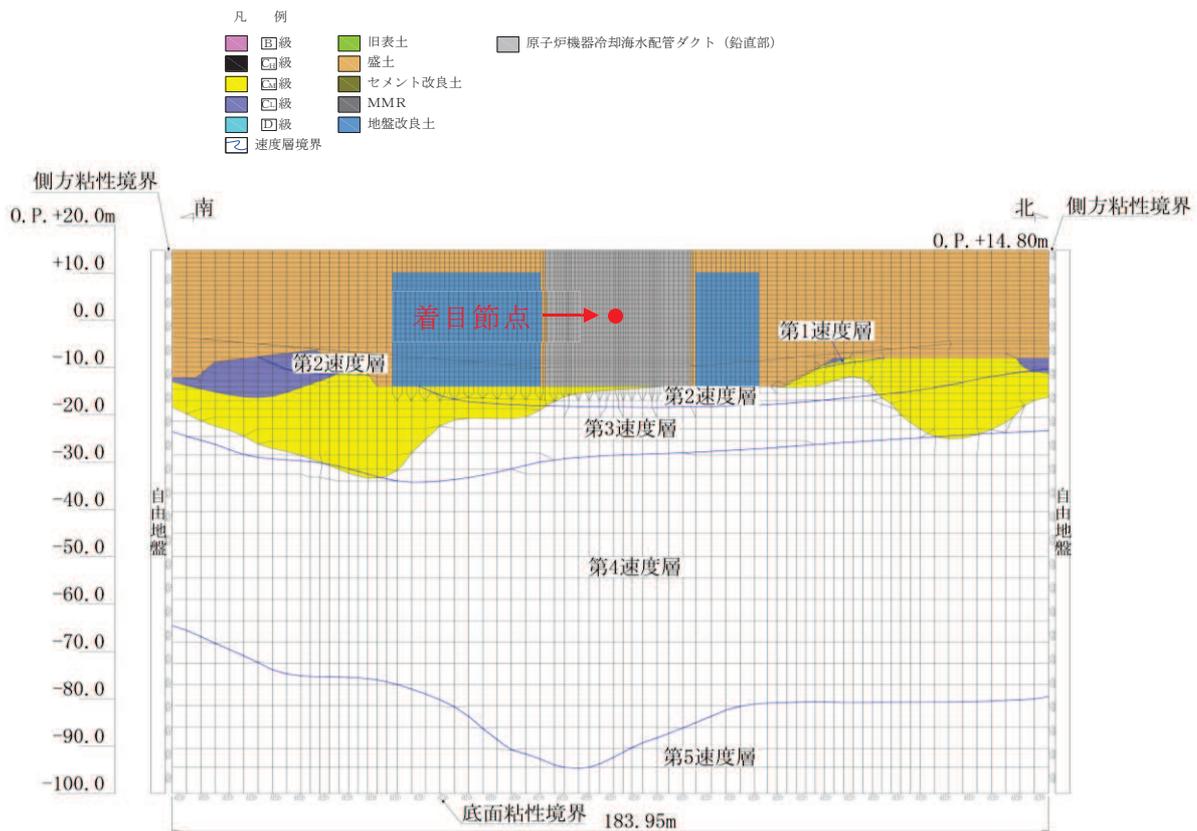


図 3-8 海水配管ダクト (鉛直部) の変位算出用の地震応答解析モデル図及び節点位置 (③-③断面)

### 3.2.2 検証結果

①-①断面及び②-②断面より抽出した変位の比較結果を表3-1に、それぞれの変位より算定した周面せん断応力  $\tau_{xy}$  の比較結果を表3-2に示す。

②-②断面の最大変位は26.6mm (25.34秒)、同位置節点及び同時刻における①-①断面の変位は1.5mm (25.34秒) となり、工認設計で用いている②-②断面の1/18程度である。同様に、25.34秒の変位から算出している周面せん断応力を比較すると、工認設計で用いている②-②断面の周面せん断応力  $\tau_{xy}$  は223.10 (kN/m<sup>2</sup>) であるが、①-①断面の周面せん断応力  $\tau_{xy}$  は63.12 (kN/m<sup>2</sup>) となり、工認設計で用いている②-②断面の1/3.5程度である。

改良地盤の拘束を考慮し盛土は改良地盤と同等の変位しか生じないと仮定した周面摩擦力と十分な厚さをもった盛土の変位量から算定した周面摩擦力を比較した。比較の結果、前者は設計で用いている後者の1/3.5程度であり、保守的に設計荷重を評価していることが確認された。

表3-1 変位の比較結果

断面④	改良地盤の変位 (①-①断面) (A)	盛土の変位 (②-②断面) 【工認設計】 (B)	比率 (A/B)
選定時刻	25.34 秒	25.34 秒	—
変位 (mm)	1.5	26.6	0.06 (1/18)

表3-2 せん断応力の比較結果

断面④	改良地盤の変位量を基に 算定したせん断応力 ①-①断面 (A)	盛土の変位量を基に 算定したせん断応力 ②-②断面 【工認設計】 (B)	比率 (A/B)
選定時刻	25.34 秒	25.34 秒	—
せん断応力 (kN/m <sup>2</sup> )	63.12	223.10	0.283 (1/3.5)

#### 4. まとめ

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価において考慮している地震時荷重のうち周面摩擦力に着目し、周面摩擦力が与える耐震評価への影響について検証を行った。検証は、「①耐震評価に支配的となる地震時荷重」及び「②周面摩擦力の保守性」の2つの観点に着目した。

##### 観点①：耐震評価に支配的となる地震時荷重

- ・ 耐震評価に影響を与える土圧、慣性力及び周面摩擦力について、各地震時荷重が最大となる時刻における地震時荷重の総和を整理し検証を行った。
- ・ その結果、海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価への影響に対して支配的となる荷重は、「土圧」、「慣性力」、「周面摩擦力」の順であり、設計荷重における周面摩擦力の寄与度が最も小さく、土圧が主体で支配的な荷重となっていることを確認した。

##### 観点②：周面摩擦力の保守性

- ・ 工認設計において考慮している周面摩擦力は、改良地盤及び海水ポンプ室からの拘束を考慮しないモデルから得られる地盤の変位により算定した保守的な荷重設定となっている。
- ・ 周辺地盤状況を考慮すると、地盤変位は約 1/18、周面せん断応力は約 1/3.5 となり、工認設計で考慮している周面摩擦力が大きく、保守的な荷重設定となっていることを確認した。

以上より、海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価において、周面摩擦力は支配的な荷重とはならないこと、周辺地盤状況を考慮した周面摩擦力は小さいため、実現象としてほとんど周面摩擦力は生じておらず、耐震評価に影響を与える荷重ではないことを確認した。

なお、本設計においては、設計上の配慮として保守的に算定した周面摩擦力を考慮した耐震評価を行うこととしている。

## 資料7 軽油タンク室の耐震安全性評価

## 目 次

1. 評価方法	資料 7-1
2. 評価条件	資料 7-1
2.1 適用規格	資料 7-1
2.2 構造及び補強の概要	資料 7-4
2.3 耐震評価フロー	資料 7-10
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 7-15
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 7-18
2.6 地盤物性値	資料 7-18
2.7 評価構造物諸元	資料 7-22
2.8 地下水位	資料 7-24
3. 地震応答解析	資料 7-26
3.1 地震応答解析手法	資料 7-26
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 7-29
3.2.1 解析モデル領域	資料 7-29
3.2.2 境界条件	資料 7-31
3.2.3 構造物のモデル化	資料 7-37
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 7-44
3.2.5 地盤及びマンメイドロック (MMR) のモデル化	資料 7-44
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 7-44
3.3 減衰定数	資料 7-49
3.4 荷重の組合せ	資料 7-61
3.4.1 機器・配管荷重	資料 7-62
3.4.2 外水圧	資料 7-65
3.4.3 積載荷重	資料 7-66
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 7-67
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 7-67
3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース	資料 7-75
4. 三次元構造解析	資料 7-79
4.1 解析手法	資料 7-79
4.2 解析モデルの設定	資料 7-80
4.2.1 構造物のモデル化	資料 7-80
4.2.2 地盤ばね要素	資料 7-83
4.2.3 材料の非線形特性	資料 7-85
4.3 照査時刻の選定	資料 7-90
4.4 入力荷重	資料 7-91
4.4.1 常時荷重	資料 7-93
4.4.2 慣性力	資料 7-95

4.4.3	地震時土圧及び周面せん断力.....	資料 7-96
5.	評価内容 .....	資料 7-97
5.1	入力地震動の設定 .....	資料 7-97
5.2	許容限界の設定 .....	資料 7-126
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界.....	資料 7-126
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界.....	資料 7-129
5.2.3	壁部材の面内せん断に対する許容限界.....	資料 7-137
5.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界.....	資料 7-138
6.	評価結果 .....	資料 7-139
6.1	地震応答解析結果 .....	資料 7-139
6.1.1	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果.....	資料 7-140
6.1.2	作用荷重分布 .....	資料 7-143
6.1.3	最大せん断ひずみ分布.....	資料 7-145
6.2	三次元構造解析結果 .....	資料 7-148
6.2.1	解析ケースと照査値 .....	資料 7-151
6.2.2	構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査） .....	資料 7-162
6.2.3	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査） .....	資料 7-167
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果.....	資料 7-174
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果.....	資料 7-174
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果.....	資料 7-184
6.3.3	壁部材の面内せん断に対する評価結果.....	資料 7-188
6.3.4	水平2方向載荷による評価結果.....	資料 7-192
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果.....	資料 7-195
6.4.1	基礎地盤（狐崎部層） .....	資料 7-195
6.4.2	MMR（既設） .....	資料 7-196
7.	まとめ .....	資料 7-220

参考資料

- 参考資料 1 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース..... 資料 7- (参考) 1-1
- 参考資料 2 静的地震力に対する耐震評価 ..... 資料 7- (参考) 2-1
- 参考資料 3 断層交差部の影響評価..... 資料 7- (参考) 3-1
- 参考資料 4 照査時刻の選定の妥当性について..... 資料 7- (参考) 4-1



: 本日の説明範囲

参考資料 4 照査時刻の選定の妥当性について

1. はじめに

三次元構造解析を行う箱形構造物は、構造的特徴を踏まえ、損傷モードごと及び部材ごとに評価が厳しくなる照査時刻を選定しており、軽油タンク室については表 1-1 に示す照査時刻を選定している。

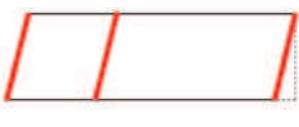
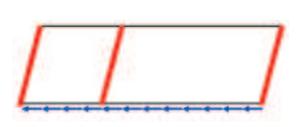
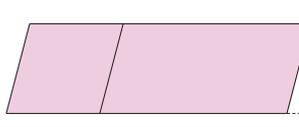
本検討では、表 1-1 に示す照査時刻（3 時刻）における地震時荷重の包絡（照査時刻包絡）と全時刻における地震時荷重の包絡（全時刻包絡）の深度分布を比較し、照査時刻以外の荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼすことがなく時刻選定が妥当であることを検証する。

検証の結果、軽油タンク室の北側において、照査時刻の荷重より大きい荷重は、頂版に軸力として作用する荷重であり、当該荷重は構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、頂底版間の層間変位が最大となる時刻を選定していることから、軽油タンク室の耐震評価への影響が小さい荷重であることを確認した。同様に、南側においては、照査時刻の荷重より大きい荷重は、底版に軸圧縮力として作用する荷重であり、軽油タンク室の耐震評価への影響が小さい荷重であることを確認した。

次に、片側からの荷重の大きさに着目して照査時刻を選定していることについて、水平動を反転した地震動の考慮により反対方向からの荷重の大きさにも着目した照査時刻選定になっていることを確認した。

以上から、現設計で実施している照査時刻が妥当であることを確認した。

表 1-1 照査時刻の考え方

照査時刻	損傷モード	着目部位		荷重抽出時刻
時刻 1	曲げ・軸力系の破壊	壁 (面外)		頂底版間の層間変位が最大となる時刻
時刻 2	せん断破壊 (面外)	壁 (面外)		総水平荷重が最大となる時刻
時刻 3 (時刻 1)	せん断破壊 (面内)	壁 (面内)		面部材の層間変位が最大となる時刻



## 2. 確認手順

軽油タンク室は、表 1-1 に示す照査時刻の考え方に基づき 3 時刻の照査時刻を選定し、図 2-1 及び図 2-2 に示す耐震評価フローに従い、69 ケースの三次元構造解析による耐震評価を行っている。

軽油タンク室の耐震評価における照査時刻の妥当性の検証は、図 2-3 に示す確認フローに基づき行うこととし、選定した 3 時刻とは異なる時刻における荷重状態が、耐震評価に影響を及ぼさないことを確認する。

確認方法は、軽油タンク室の耐震評価で選定した照査時刻包絡荷重（3 時刻の地震時荷重の包絡荷重）と全時刻包絡の深度分布を比較し、照査時刻包絡と全時刻包絡の大小関係を確認する。照査時刻包絡が全時刻包絡を包含していない場合は、包含していない時刻を抽出し、その時刻の荷重状態が軽油タンク室の耐震評価に影響を与える可能性があるかを確認する。なお、軽油タンク室が地中構造物であり、主たる荷重が土圧であることを踏まえ、地震時荷重は土圧に着目する。

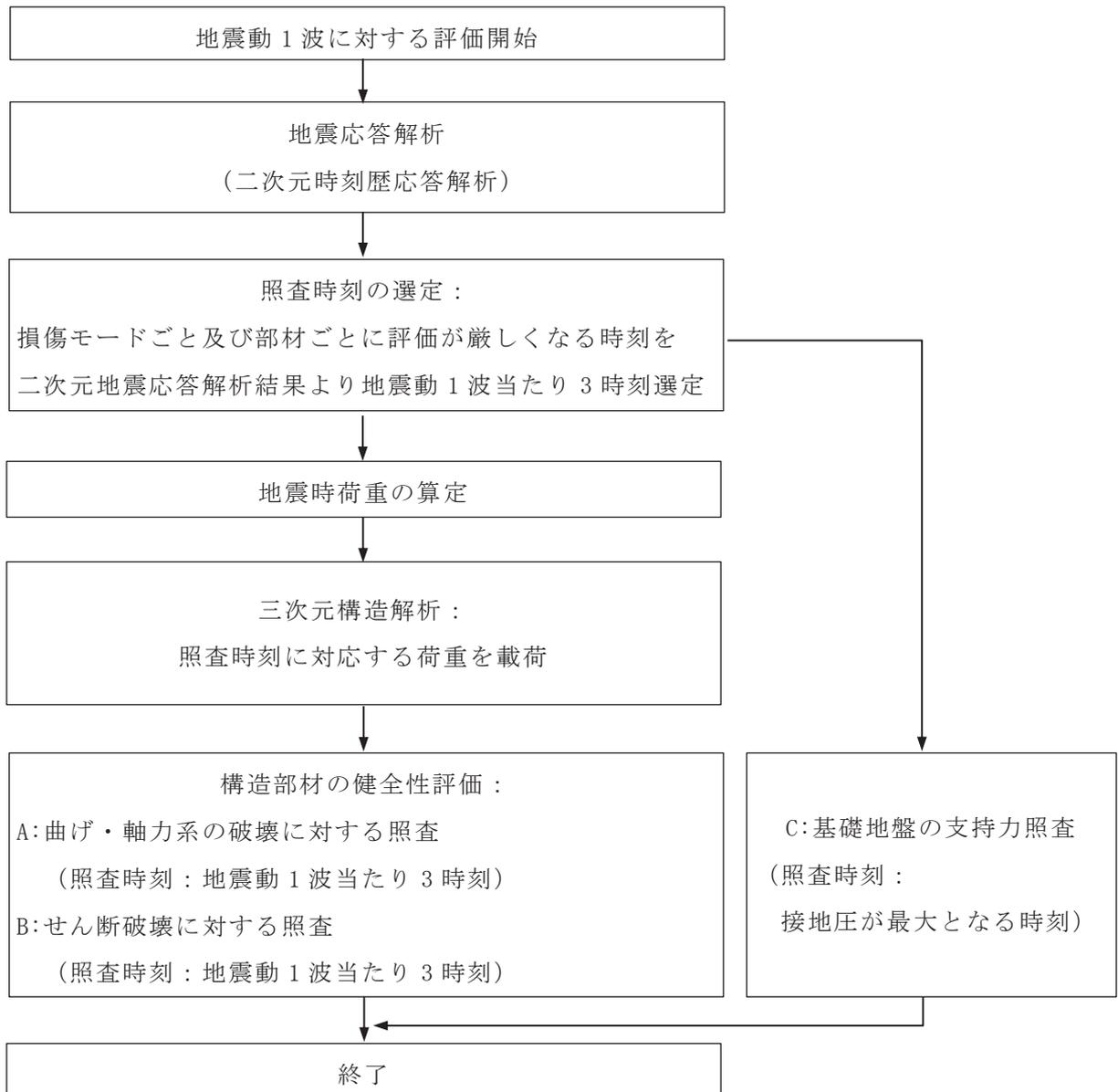


図 2-1 耐震評価フロー (基本フロー (地震動 1 波に対する評価フロー))

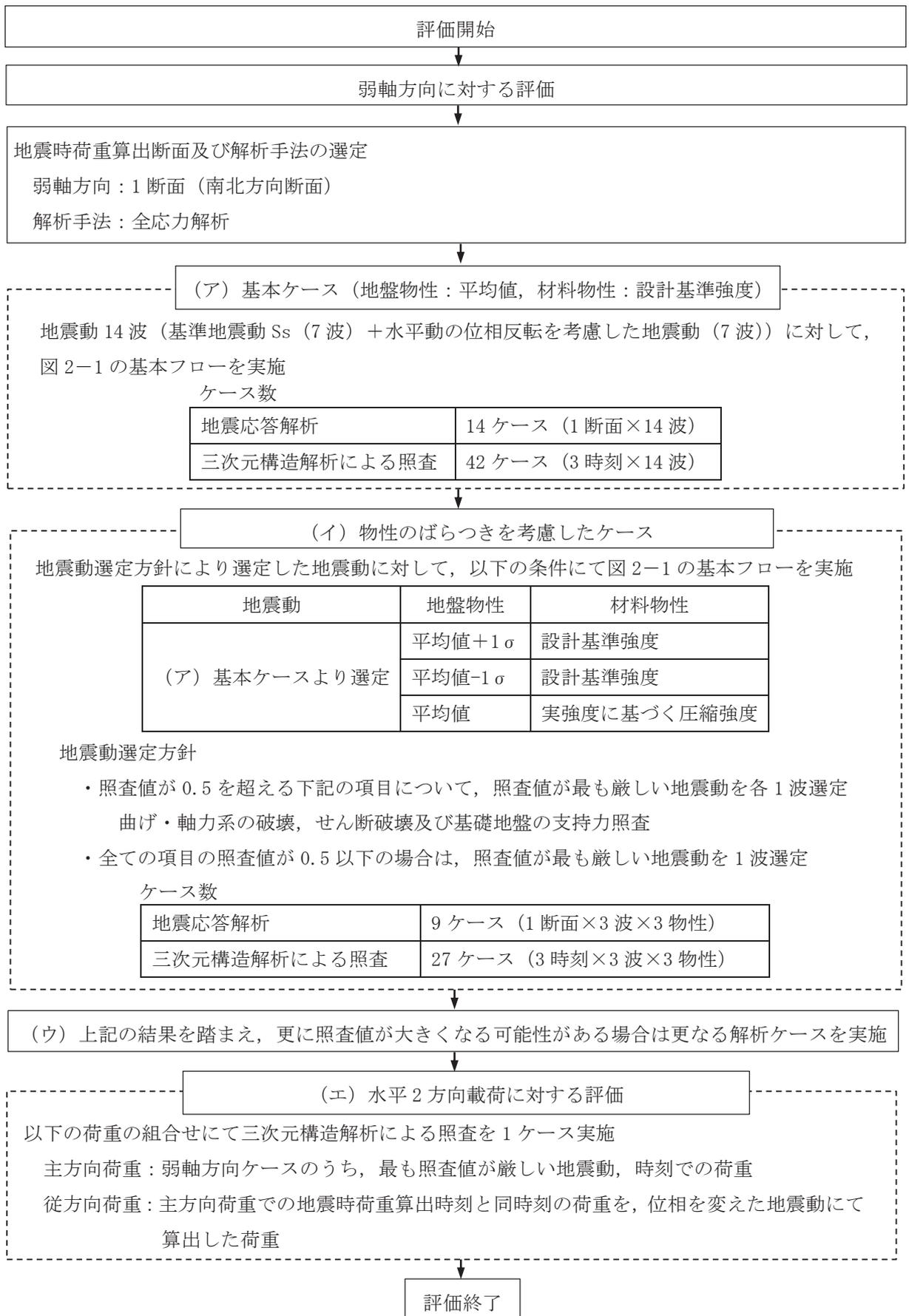
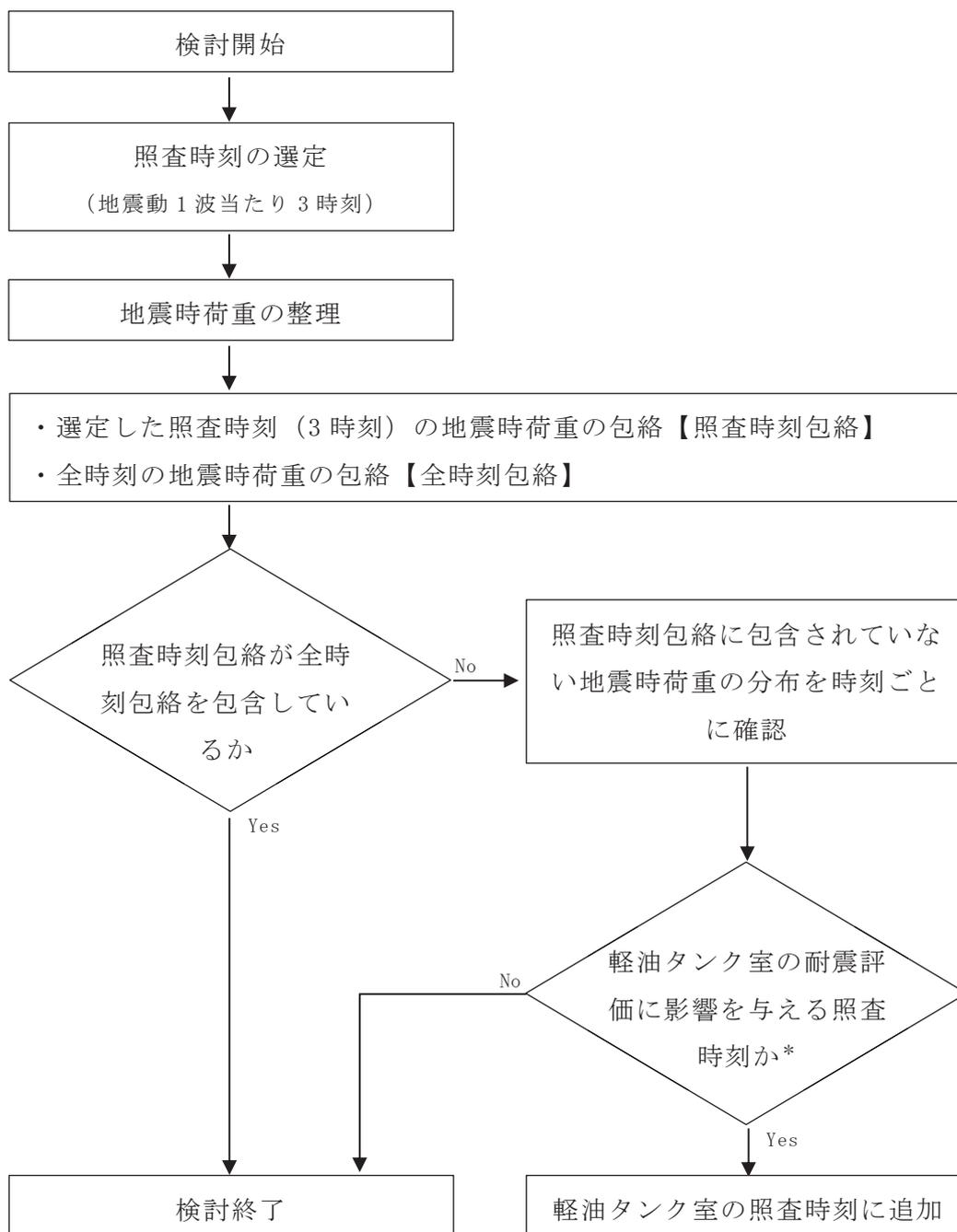


図 2-2 耐震評価フロー（軽油タンク室の三次元構造解析フロー）



注記\*：深度方向の地震時荷重の分布により確認する。

図 2-3 確認フロー

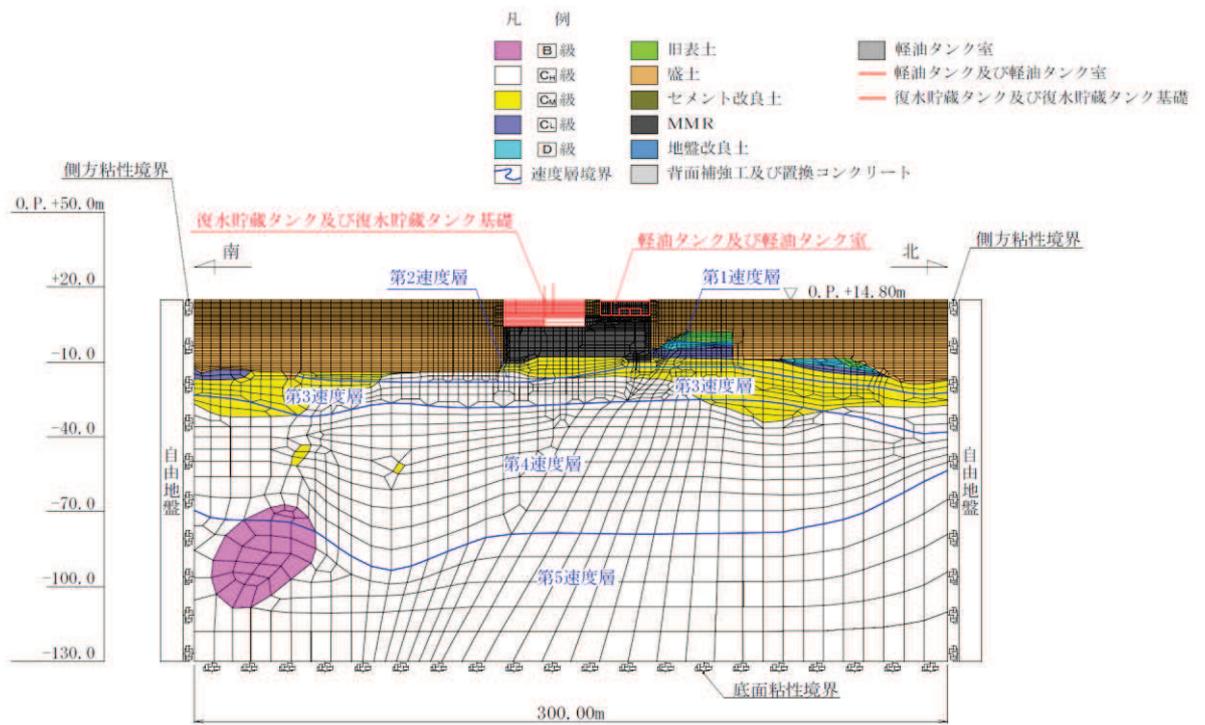
### 3. 確認結果

#### 3.1 地震時荷重の整理

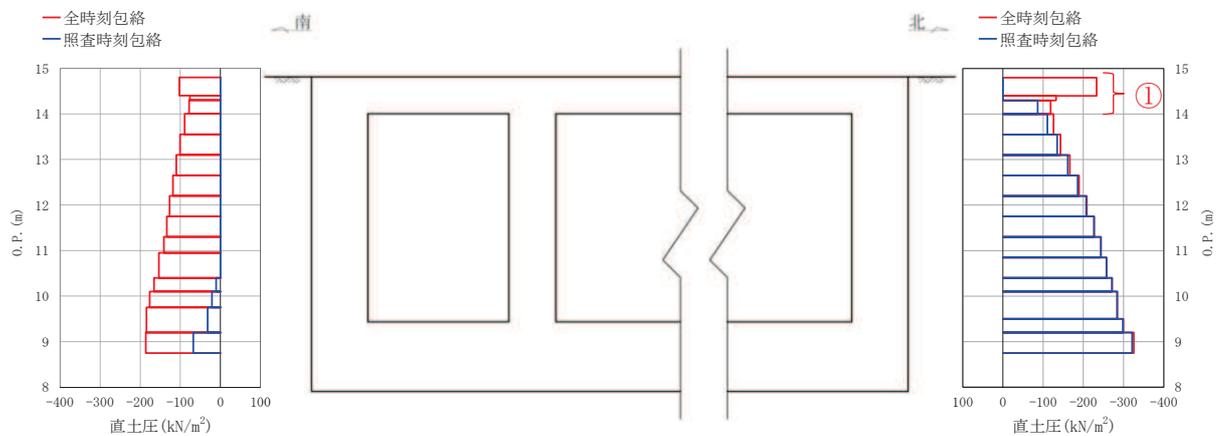
軽油タンク室の耐震評価において選定した、地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較を行う。地震時荷重は、地震時土圧（常時土圧と地震時増分土圧の和）とし、確認用の地震動は、「資料7-6.2 三次元構造解析結果」に示すとおり、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査において、照査値が厳しい $S_s-D2(++)$ とする。

地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果を図3-1に示す。図3-1に示すように、軽油タンク室は弱軸である南北方向断面により耐震評価を行っており、南側に復水貯蔵タンク基礎が位置することから北側の盛土による土圧が支配的となるため、南側と比較して北側に作用する土圧が大きく、選定した照査時刻においても、北側に大きな土圧が作用する時刻が選定されている。

また、地震時荷重の比較については、作用土圧が大きい北側において、全時刻包絡とおおむね一致していることが確認できるが、頂版付近の一部で照査時刻包絡と全時刻包絡の地震時荷重の差が大きい箇所（図3-1に示す地震時土圧分布図の①）があることから、当該箇所の時刻を抽出し、軽油タンク室の耐震評価への影響を確認する。



(地震応答解析モデル図)



(地震時土圧分布図)

図 3-1 地震時荷重の比較 (S<sub>s</sub>-D2 (++) )

### 3.2 軽油タンク室の耐震評価への影響確認

照査時刻包絡と全時刻包絡の地震時荷重の差が大きい箇所において、地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、軽油タンク室の耐震評価への影響を確認する。

図 3-1 に示す地震時荷重の比較結果から、全時刻包絡との差が大きい範囲は以下に示す、頂版付近（図 3-1 に示す地震時土圧分布図の①）となる。

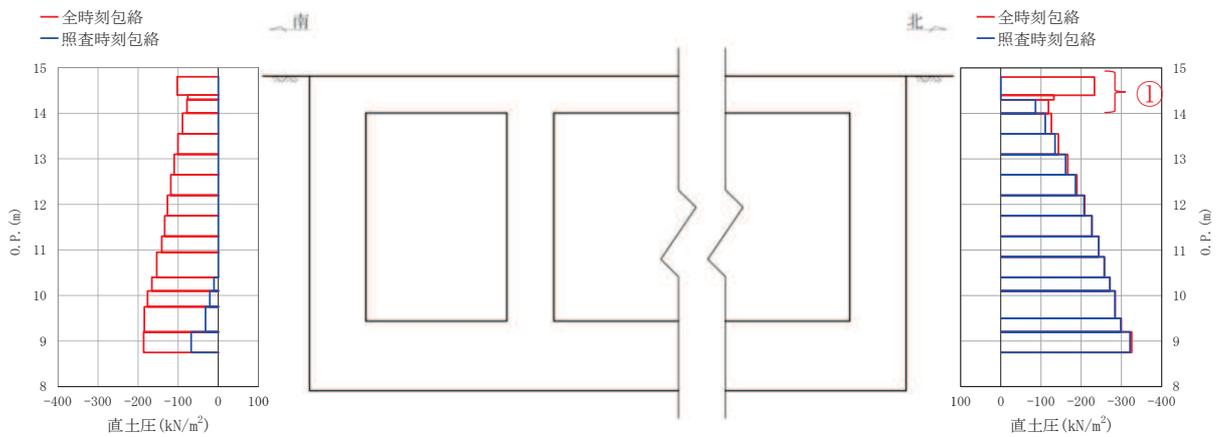
① 北側：0.P.+14.8m～0.P.+14.0m 付近

#### 3.2.1 「① 北側：0.P.+14.8m～0.P.+14.0m 付近」で地震時荷重が最大となることによる耐震評価への影響確認

当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（25.13 秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図 3-2 に示す。

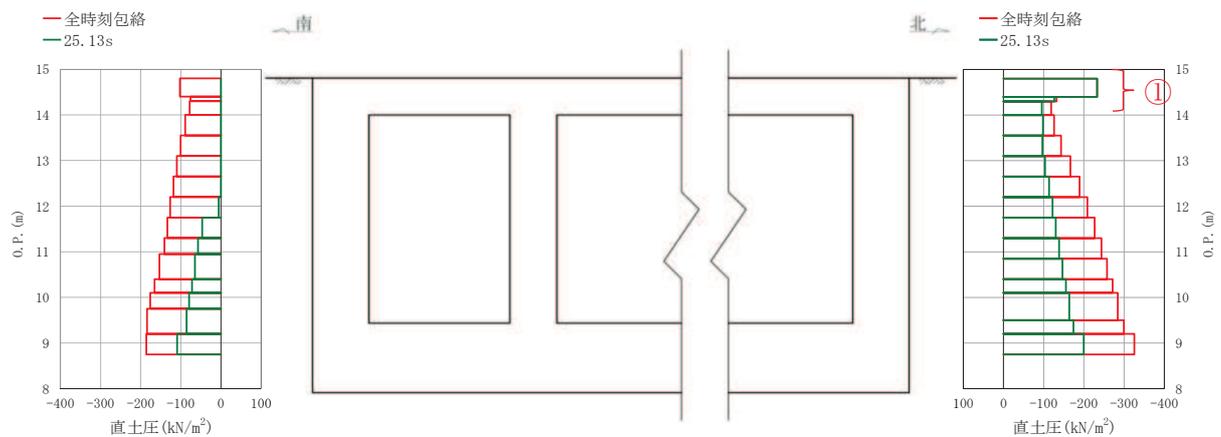
図 3-2 に示すとおり、北側の 0.P.+14.8m～0.P.+14.0m の頂版付近で 25.13 秒が全時刻包絡と等しくなっているが、0.P.+14.0m 以深については全時刻包絡よりも地震時荷重が小さいことが確認できる。頂版に作用する荷重が大きい場合は、頂版への軸力として作用し、構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、頂底板間の層間変位が最大となる時刻（表 1-1 の時刻 1）を選定していることから、当該荷重による軽油タンク室への耐震評価に影響はない。よって、当該時刻の荷重は軽油タンク室の耐震評価に影響を与える荷重ではないことが確認できる。

全時刻包絡と照査時刻包絡の比較 (図3-1の再掲)



- ・ 全時刻包絡 (赤) と照査時刻包絡 (青) を比較した結果, 「北側: O. P. +14.8m~O. P. +14.0m 付近 (図の①部分)」において, 全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を確認し, 25.13 秒の時刻を抽出。

全時刻包絡と抽出時刻 (25.13 秒) の地震時荷重の比較



- ・ 全時刻包絡 (赤) と抽出時刻 (25.13 秒) の地震時荷重 (緑) を比較した結果, 北側の O. P. +14.8m~O. P. +14.0m の頂版付近で 25.13 秒が等しくなっているが, O. P. +14.0m 以深については全時刻包絡よりも地震時荷重が小さい。
- ・ 頂版に作用する荷重が大きい場合は, 頂版への軸力として作用し, 構造物全体の層間変位に影響を与えるが, 別途, 頂底板間の層間変位が最大となる時刻 (表 1-1 の時刻 1) を選定していることから, 当該時刻の荷重は軽油タンク室の耐震評価に影響を与える荷重ではない。

図 3-2 荷重比較図 (S s - D 2 (++) )



#### 4. 南側の地震時荷重の確認

「3. 確認結果」において、軽油タンク室の三次元構造解析による耐震評価で選定している照査時刻の妥当性を検証するために、軽油タンク室の耐震評価で選定した3時刻の地震時荷重の包絡と全時刻の地震時荷重の包絡との比較を照査値が厳しい $S_s - D2 (+ +)$ で行ったが、当該地震動において選定された時刻は、北側の地震時荷重が卓越する時刻であったことから、南側に作用する地震時荷重を同一地震動で水平動の位相を反転させた $S_s - D2 (- +)$ において同様の確認を行う。

##### 4.1 地震時荷重の整理

$S_s - D2 (- +)$ の地震時荷重の照査時刻包絡と全時刻包絡の比較結果を図4-1に示す。選定した照査時刻において、南側に大きな土圧が作用する時刻が選定されている。

また、地震時土圧の比較については、南側において、全時刻包絡とおおむね一致していることが確認できるが、地表面付近の一部で照査時刻包絡と全時刻包絡の地震時荷重の差が大きい箇所（図4-1に示す地震時土圧分布図の①）があることから、当該箇所の時刻を抽出し、軽油タンク室の耐震評価への影響を確認する。

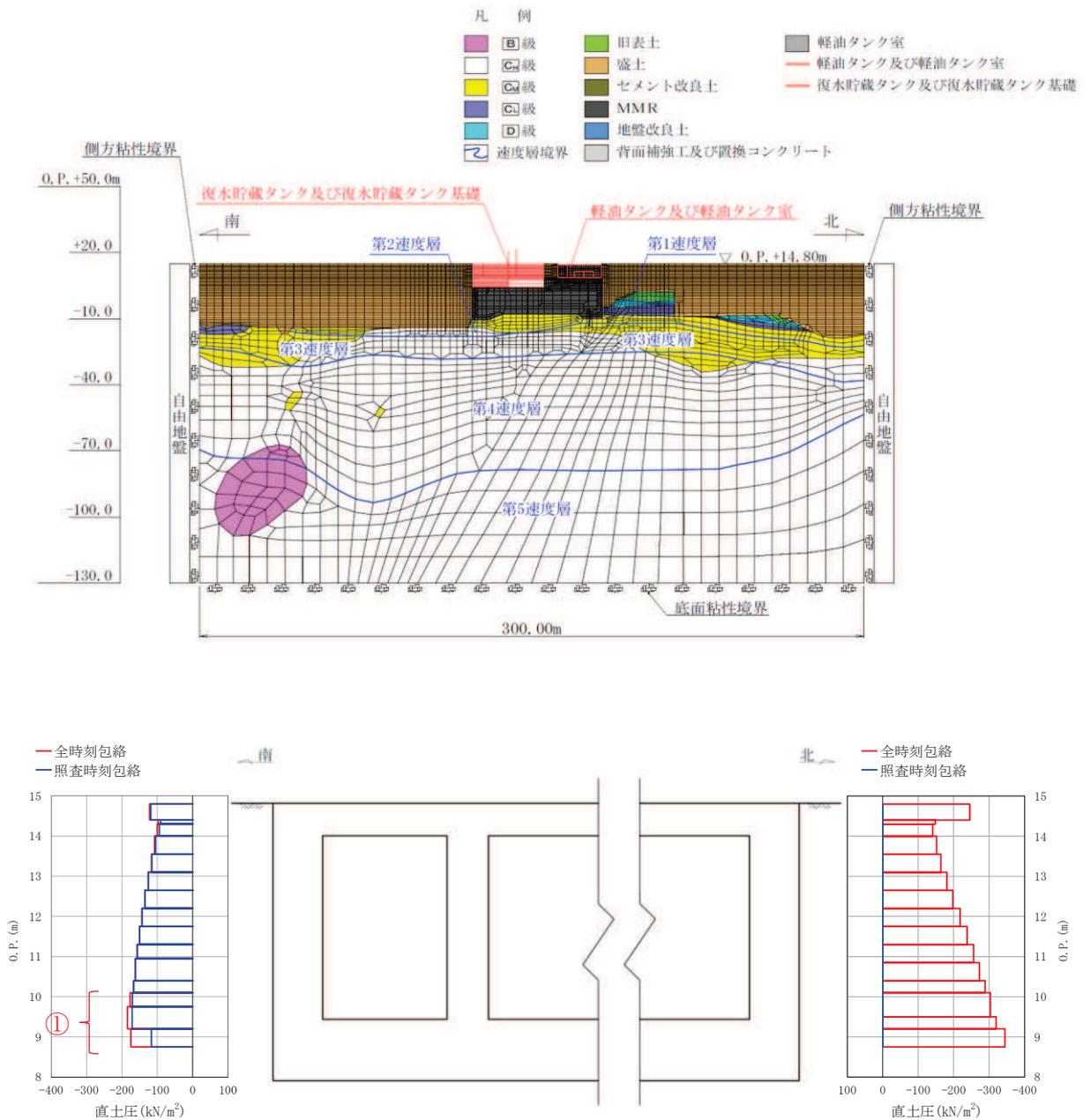


図 4-1 地震時荷重の比較 (S<sub>s</sub>-D2 (-+))

#### 4.2 軽油タンク室の耐震評価への影響確認

照査時刻包絡と全時刻包絡の地震時荷重の差が大きい箇所において、地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、軽油タンク室の耐震評価への影響を確認する。

図 4-1 に示す地震時荷重の比較結果から、全時刻包絡との差が大きい範囲は以下に示す底版付近（図 4-1 に示す地震時土圧分布図の①）となる。

① 南側：0. P. +10. 1m～0. P. +8. 75m 付近

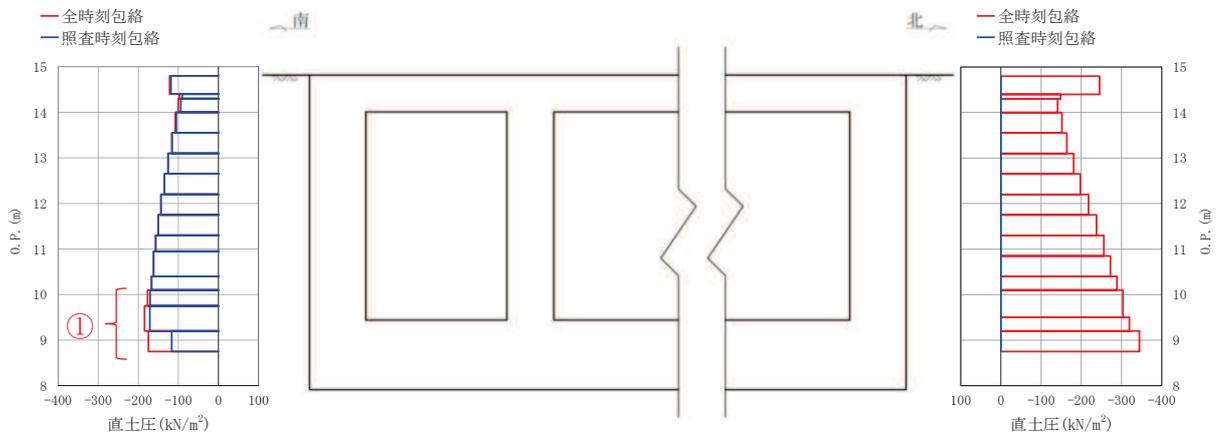
##### 4.2.1 「① 南側：0. P. +10. 1m～0. P. +8. 75m 付近」で地震時荷重が最大となることによる耐震評価への影響確認

当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を抽出（23. 38 秒）し、抽出時刻の地震時荷重と全時刻包絡との比較結果を図 4-2 に示す。

図 4-2 に示すとおり、南側の 0. P. +9. 2m～0. P. +8. 75m の底版付近で 23. 38 秒が全時刻包絡と等しくなっているが、0. P. +9. 2m 以浅については全時刻包絡よりも地震時荷重が小さいことが確認できる。底版に作用する荷重が大きい場合は、底版への軸圧縮力として作用することから、当該時刻の荷重は軽油タンク室の耐震評価に影響を与える荷重ではないことが確認できる。

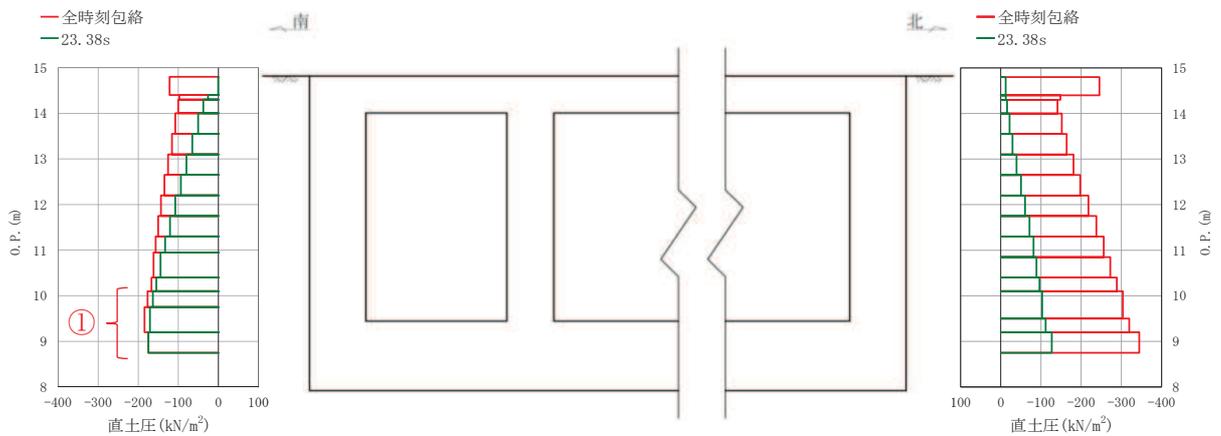
また、 $S_s - D_2$ （++）では、北側の地震時荷重が卓越する時刻、 $S_s - D_2$ （-+）では、南側の地震時荷重が卓越する時刻をそれぞれ照査時刻として選定しているが、表 4-1 に示すとおり、表 1-1 に示す照査時刻に対し、位相の反転を考慮することにより、 $S_s - D_2$ （++）における北側の地震時荷重が卓越する時刻、 $S_s - D_2$ （-+）における南側の地震時荷重が卓越する時刻がそれぞれ照査時刻として選定されていることを確認した。

### 全時刻包絡と照査時刻包絡の比較 (図 4-2 の再掲)



- ・ 全時刻包絡 (赤) と照査時刻包絡 (青) を比較した結果, 「南側: O. P. +10.1m~O. P. +8.75m 付近 (図の①部分)」において, 全時刻包絡との差が大きい。
- ・ 当該位置において地震時荷重が最大となる時刻を確認し, 23.38 秒の時刻を抽出。

### 全時刻包絡と抽出時刻 (23.38 秒) の地震時荷重の比較



- ・ 全時刻包絡 (赤) と抽出時刻 (23.38 秒) の地震時荷重 (緑) を比較した結果, 南側: O. P. +9.2m~O. P. +8.75m の底版付近で 23.38 秒が等しくなっているが, O. P. +9.2m 以浅については全時刻包絡よりも地震時荷重が小さい。
- ・ 底版に作用する荷重が大きい場合は, 底版への軸圧縮力として作用することから, 当該時刻の荷重は軽油タンク室の耐震評価に影響を与える荷重ではない。

図 4-2 荷重比較図 (S s - D 2 (-+))

表 4-1 各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果

照査時刻	荷重抽出時刻	時刻選定の指標	変形の方法	地震動	
				S <sub>s</sub> -D <sub>2</sub>	
				(++)	(-+)
時刻 1	頂底版間の層間変位が最大となる時刻	最大層間変位 (mm)	南→北	+0.468	+0.519
			南←北	-0.554	-0.485
時刻 2	総水平荷重が最大となる時刻	最大総水平荷重 (kN/m)	南→北	+3238	+3396
			南←北	-4071	-3359
時刻 3	面部材の層間変位が最大となる時刻	最大層間変位 (mm)	南→北	+0.468	+0.519
			南←北	-0.554	-0.485

注：  は照査時刻として選定し、三次元構造解析により耐震評価を実施

## 5. まとめ

軽油タンク室の三次元構造解析による耐震評価で選定している照査時刻の妥当性を検証するために、軽油タンク室の耐震評価で選定した3時刻の地震時荷重の包絡と全時刻の地震時荷重の包絡との比較を行った。全時刻の包絡荷重と照査時刻での地震時荷重の差が大きい箇所において、当該位置の地震時荷重が最大となる時刻を抽出し、土圧分布形状の確認により耐震評価への影響を確認した。

軽油タンク室の北側において、照査時刻の荷重より大きい荷重は、頂版に軸力として作用する荷重であり、当該荷重は構造物全体の層間変位に影響を与えるが、別途、頂底板間の層間変位が最大となる時刻を選定していることから、軽油タンク室の耐震評価への影響が小さい荷重であることを確認した。同様に、南側においては、照査時刻の荷重より大きい荷重は、底版に軸圧縮力として作用する荷重であり、軽油タンク室の耐震評価への影響が小さい荷重であることを確認した。

また、軽油タンク室の側壁に対し片側からの荷重に着目して照査時刻を選定しているが、反対方向からの荷重に対しては、地震動の水平動反転を考慮することにより照査時刻として抽出されていることを確認した。

以上より、現設計で実施している照査時刻の選定が妥当であることを確認した。

## 資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価

## 目次

1. 評価方法	資料 9-1
2. 評価条件	資料 9-1
2.1 適用規格	資料 9-1
2.2 構造及び補強計画の概要	資料 9-4
2.3 耐震評価フロー	資料 9-17
2.4 地震時荷重算出断面の選定	資料 9-22
2.5 使用材料及び材料の物性値	資料 9-25
2.6 地盤物性値	資料 9-25
2.7 評価構造物諸元及び要求機能の考え方	資料 9-29
2.7.1 評価構造物諸元	資料 9-29
2.7.2 海水ポンプ室の要求機能の考え方	資料 9-32
2.8 地下水位	資料 9-36
3 地震応答解析	資料 9-38
3.1 地震応答解析手法	資料 9-38
3.2 地震応答解析モデルの設定	資料 9-41
3.2.1 解析モデル領域	資料 9-41
3.2.2 境界条件	資料 9-43
3.2.3 構造物のモデル化	資料 9-50
3.2.4 隣接構造物のモデル化	資料 9-57
3.2.5 地盤及び MMR のモデル化	資料 9-60
3.2.6 ジョイント要素の設定	資料 9-60
3.3 減衰定数	資料 9-67
3.4 荷重の組合せ	資料 9-82
3.4.1 機器・配管荷重	資料 9-83
3.4.2 竜巻防護ネット荷重	資料 9-84
3.4.3 原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）荷重	資料 9-85
3.4.4 外水圧	資料 9-87
3.4.5 内水圧	資料 9-89
3.4.6 積載荷重	資料 9-91
3.4.7 動水圧	資料 9-94
3.5 地震応答解析の解析ケース	資料 9-96
3.5.1 耐震評価における解析ケース	資料 9-96
3.5.2 機器・配管系の耐震評価に適用する解析ケース	資料 9-103
4 三次元構造解析	資料 9-107
4.1 解析手法	資料 9-107
4.2 解析モデルの設定	資料 9-108
4.2.1 構造物のモデル化	資料 9-108



4.2.2	地盤ばね要素	資料 9-111
4.2.3	材料の非線形特性	資料 9-116
4.3	照査時刻の選定	資料 9-121
4.4	入力荷重	資料 9-125
4.4.1	常時荷重	資料 9-128
4.4.2	慣性力（機器）	資料 9-131
4.4.3	慣性力（配管）	資料 9-133
4.4.4	慣性力（躯体）	資料 9-134
4.4.5	慣性力（竜巻防護ネット反力）	資料 9-136
4.4.6	慣性力（原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部））	資料 9-140
4.4.7	内水圧・動水圧	資料 9-142
4.4.8	地震時土圧・水圧及び周面せん断力	資料 9-144
5	評価内容	資料 9-145
5.1	入力地震動の設定	資料 9-145
5.2	許容限界の設定	資料 9-202
5.2.1	曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界	資料 9-202
5.2.2	せん断破壊に対する許容限界	資料 9-207
5.2.3	壁部材の面内せん断に対する許容限界	資料 9-218
5.2.4	基礎地盤の支持性能に対する許容限界	資料 9-220
6.	評価結果	資料 9-221
6.1	地震応答解析結果	資料 9-221
6.1.1	各照査時刻における荷重抽出時刻の算定結果	資料 9-221
6.1.2	作用荷重分布図	資料 9-248
6.1.3	最大せん断ひずみ	資料 9-254
6.2	三次元構造解析結果	資料 9-261
6.2.1	解析ケースと照査値	資料 9-266
6.2.2	構造部材のひずみ分布（曲げ・軸力系の破壊に対する照査）	資料 9-281
6.2.3	構造部材の断面力分布（せん断破壊に対する照査）	資料 9-293
6.3	構造部材の健全性に対する評価結果	資料 9-306
6.3.1	曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果	資料 9-306
6.3.2	せん断破壊に対する評価結果	資料 9-365
6.3.3	壁部材の面内せん断に対する評価結果	資料 9-395
6.3.4	水平 2 方向載荷による評価結果	資料 9-415
6.4	基礎地盤の支持性能に対する評価結果	資料 9-419
6.4.1	基礎地盤（狐崎部層）	資料 9-419
6.4.2	MMR（既設）	資料 9-423
7.	まとめ	資料 9-443

参考資料

- 参考資料 1 主筋ひずみの平均化について・・・・・・・・・・資料 9- (参考) 1-1
- 参考資料 2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について・・・・資料 9- (参考) 2-1
- 参考資料 3 増厚部における既設部材と補強部材の一体化設計・・・・・・・・・・資料 9- (参考) 3-1
- 参考資料 4 静的地震力に対する耐震評価・・・・・・・・・・資料 9- (参考) 4-1
- 参考資料 5 解析手法の選定について・・・・・・・・・・資料 9- (参考) 5-1
- 参考資料 6 照査時刻の選定の妥当性について・・・・・・・・・・資料 9- (参考) 6-1
- 参考資料 7 補強追加による非常用海水ポンプ取水への影響について・・・・資料 9- (参考) 7-1
- 参考資料 8 補強部材の施工履歴が及ぼす耐震評価への影響について・・・・資料 9- (参考) 8-1
- 参考資料 9 既設部材と新設部材のコンクリートの付着力について・・・・資料 9- (参考) 9-1
- 参考資料 10 竜巻ネット反力他に対する海水ポンプ室の構造成立性について・・・・・・・・・・  
・・・・・・・・・・資料 9- (参考) 10-1

: 本日の説明範囲

## 参考資料 2 止水機能が要求される部材に対する漏水量評価について

### 1. はじめに

海水ポンプ室の補機ポンプエリアについては、Sクラスの機器・配管が設置され、浸水防護重点化範囲として設定されている。このため、海水ポンプ室には、津波時や屋外タンク破損時に、部材からの漏水によりSクラスの機器・配管の安全機能を損なうことがないよう、止水機能が要求される。

止水機能に対する許容限界のうち面内変形に対しては、面内せん断ひずみがJ E A G 4 6 0 1 - 1987で規定されているスケルトンカーブの第一折点( $\gamma_1$ ) (以下「 $\gamma_1$ 」という。)を下回れば面内せん断ひび割れは発生せず水密性はあると考えられ、 $\gamma_1$ を超過する場合は漏水量を算定し、止水機能を損なうおそれがないことを評価することとしている。

本資料では、海水ポンプ室全体系の三次元モデルを用いて三次元静的材料非線形解析(以下「三次元構造解析」という。)を行った上で漏水量を評価し、止水機能に影響を及ぼすような顕著なひび割れは発生しないことを確認するものである。

## 2. 評価フロー

漏水量評価の評価フローを図 2-1 に示す。

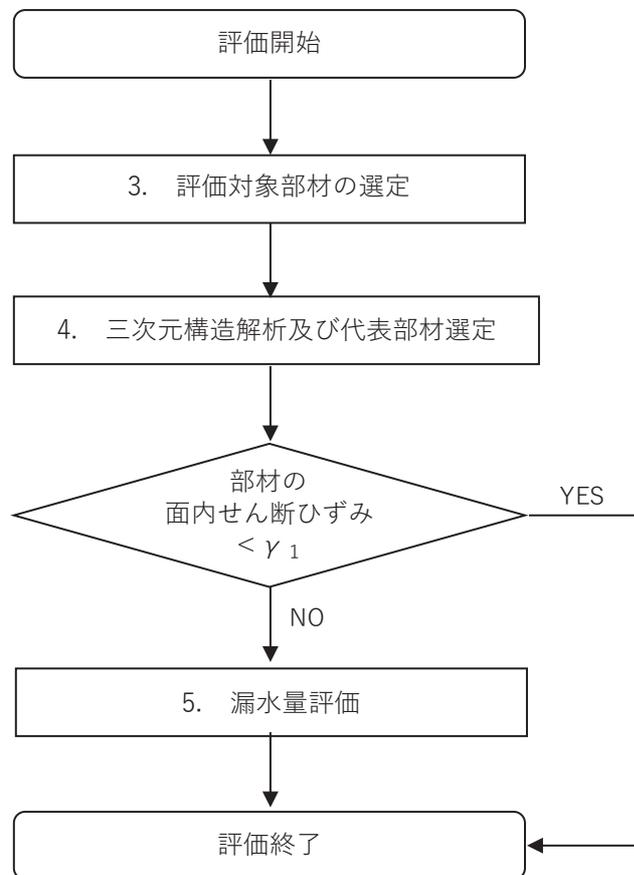


図 2-1 漏水量評価フロー

注記：フロー内の番号は本資料の章番号を表している。

### 3. 評価対象部材の選定

海水ポンプ室における止水機能が要求される範囲（部材）を図 3-1 に示す。止水機能は、「津波の押し波時における外郭防護」、「屋外タンク損傷時における内郭防護」、「循環水管単一破損時における内部溢水」の 3 つの観点に対し、部材からの漏水により、補機ポンプエリアに浸水し、S クラスの機器及び配管等の安全機能を損なうことがないように、止水することができることが要求される機能である。それぞれの観点ごとに、止水機能が要求される部材を表 3-1 に整理する。

「観点 1」は、基準地震動  $S_s$  の発生に伴う津波の押し波に対する止水機能であり、スクリーンエリアから流入する津波に対する止水として隔壁②が、水路部からの止水に対して中床版④、中床版⑤が該当する。

「観点 2」は、基準地震動  $S_s$  の発生に伴う屋外タンク破損時の溢水に対する止水機能であり、敷地の溢水に対する止水として、補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの地上部の側壁①、側壁②及び妻壁②が該当する。

「観点 3」は、循環水管単一破損時における補機ポンプエリアへの内部溢水に対する止水として隔壁③が該当する。

「観点 3」は、循環水管単一破損時の観点であり、基準地震動  $S_s$  時の観点として「観点 1」と「観点 2」が該当するが、基準地震動  $S_s$  を経験した後に津波荷重を受けた状態で余震荷重が重畳した場合が、最も部材にとって厳しい状態となることから、止水機能に対する評価においては、基準地震動  $S_s$  発生後の津波押し波時の「観点 1」に着目して評価対象部材を選定する。

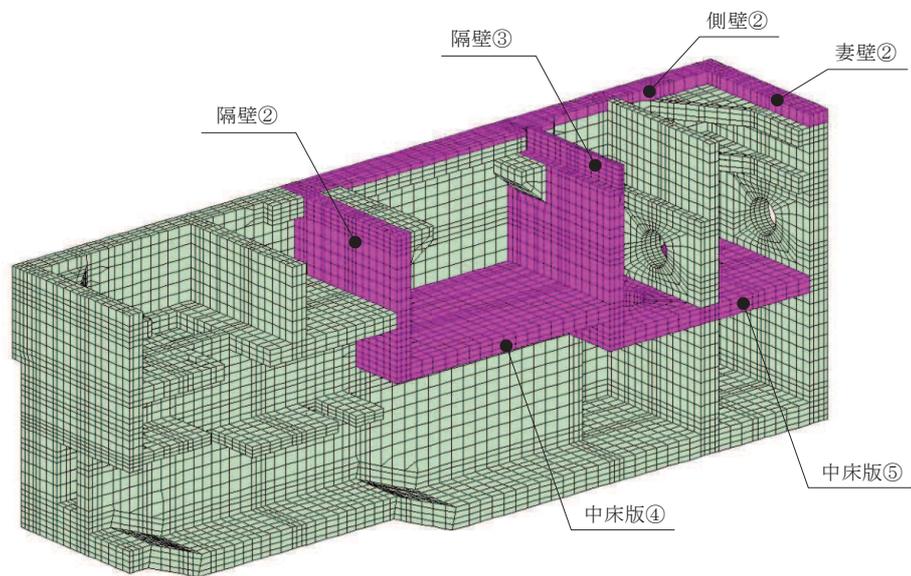
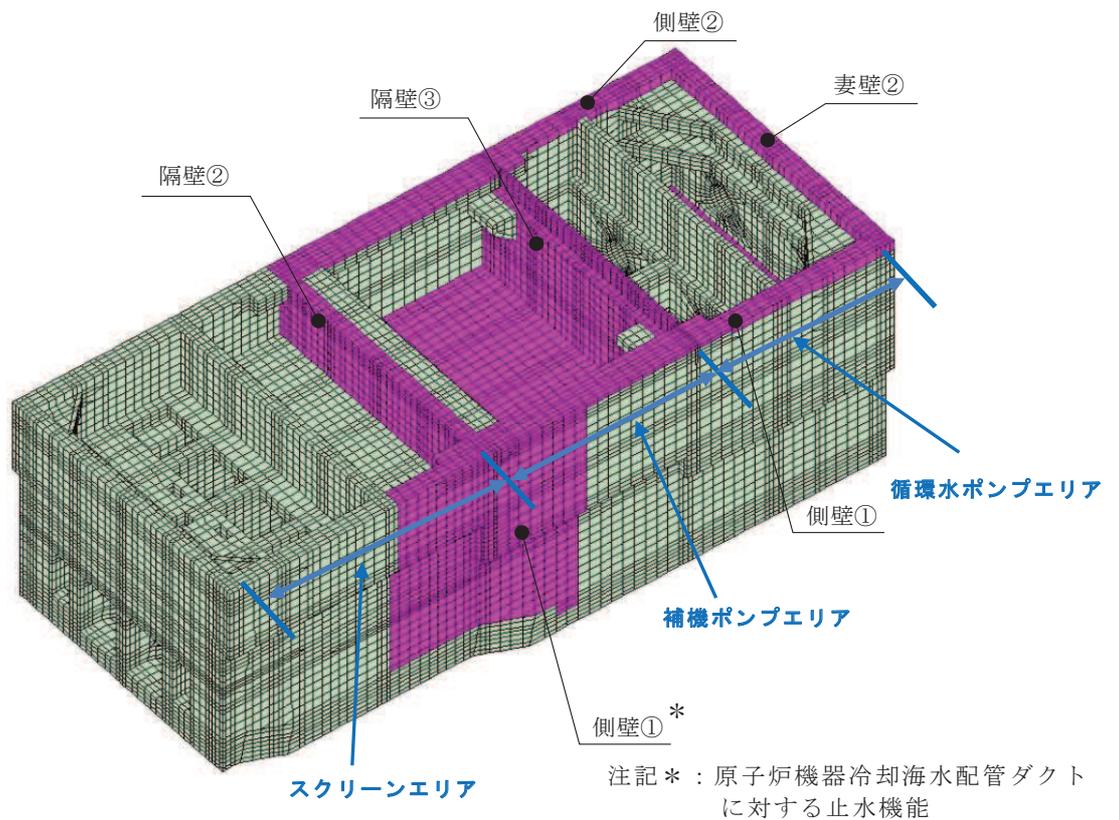


図 3-1 止水機能が要求される部材の範囲

表 3-1 各観点に対して止水機能が要求される部材

	事 象	止水機能が 要求される部材	S s に対する 止水機能要求
(観点 1) 津波の押し波時にお ける外郭防護	基準地震動 S s を経験した後，取 水路を経路として津波が流入し， 押し波が部材に作用した際に求め られる止水機能	隔壁②，中床版④ 中床版⑤	有
(観点 2) 屋外タンク損傷時に おける内郭防護	基準地震動 S s により屋外タンク が破損し，敷地内に溢水した際に 求められる止水機能	側壁①，側壁②， 妻壁②	有
(観点 3) 循環水管単一破損時 における内部溢水	循環水管が損傷し，循環水ポンプ エリアに溢水した際に求められる 止水機能	隔壁③	無

#### 4. 三次元構造解析及び代表部材選定

止水機能に影響を及ぼすコンクリートのひび割れは、部材の面外変形及び面内変形に起因する。面外変形については、照査用ひずみ及び照査用せん断力が、部材降伏に相当する限界ひずみ（コンクリートの圧縮ひずみ  $2000\mu$ ，主筋ひずみ  $1725\mu$ ）及びせん断耐力を下回り、漏水が生じるような貫通ひび割れは発生しないことを確認している。一方、面内変形については、面内せん断力により部材を貫通するようなひび割れの発生が考えられることから、漏水量評価を行う代表部材は、面内せん断ひずみに着目して選定する。

基準地震動  $S_s$  に対し、三次元構造解析を実施し算出した、各部材の面内せん断ひずみ及び  $\gamma_1$  を表 4-1 に示す。耐震評価の結果、隔壁②が最も面内せん断ひずみが大きく、かつ  $\gamma_1$  を超過することから、隔壁②を代表部材として選定し、漏水量評価を実施する。

表 4-1 評価対象部材の面内せん断ひずみ算定結果

	解析 ケース	地震波	面内せん断 ひずみ	第一折点 $\gamma_1$
隔壁②	③	$S_s - N1 (+ +)$	$490\mu$	$146\mu$
	①	$S_s - D2 (- +)$	$283\mu$	$146\mu$
中床版④	③	$S_s - N1 (+ +)$	$39\mu$	$146\mu$
中床版⑤	③	$S_s - N1 (+ +)$	$268\mu$	$146\mu$



## 5. 漏水量評価

### 5.1 漏水量評価フロー

漏水量評価フローを図 5-1 に示す。漏水量評価は、基準地震動  $S_s$  を経験した後に基準津波が襲来し、海水ポンプ室スクリーンエリアの水位が上昇し、水位が最高水位（O.P. +19.60m）となった状態に余震が重畳した場合を想定する。漏水量評価において想定するケースの概念図を図 5-2 に示す。

漏水量は、三次元構造解析によりひび割れ幅及びひび割れ長さを算定して評価を行う。なお、解析モデルは、耐震評価に用いる海水ポンプ室全体の三次元モデルとし、三次元構造解析には、解析コード「COM3 Ver. 9.15」を用いる。

#### Step1

##### 【基準地震動 $S_s$ による漏水量評価のための三次元構造解析】

基準地震動  $S_s$  を経験した後のひび割れ状態を再現するために、基準地震動  $S_s$  に対する三次元構造解析を行う。  
（面外荷重載荷（交番載荷）、面内荷重載荷（交番載荷））

#### Step2

##### 【基準津波と余震の重畳を考慮した三次元構造解析】

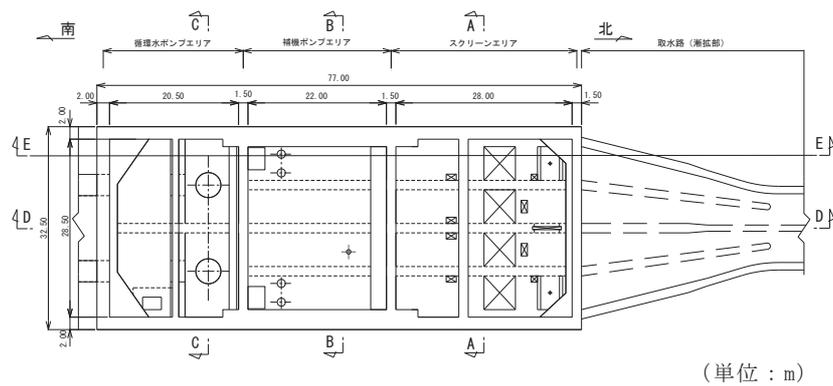
基準地震動  $S_s$  を経験した後（Step1）の残留ひずみや残留応力を引き継いだ状態で、余震時荷重及び津波荷重を用いて三次元構造解析を実施し、部材のひずみを評価する。  
（津波＋余震荷重載荷（水平2方向載荷））

#### Step3

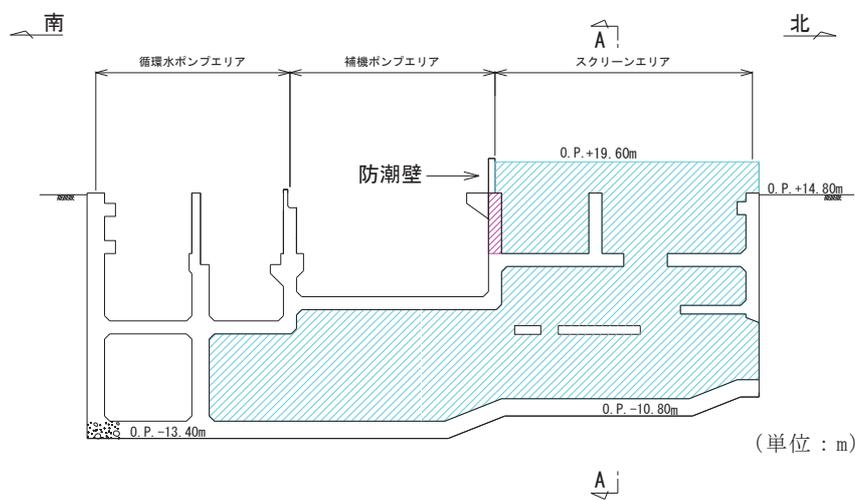
##### 【漏水量の算定】

ひび割れ面に直交するひずみより、ひび割れ幅及びひび割れ長さを算定し、ひび割れに対する漏水量を算定する。

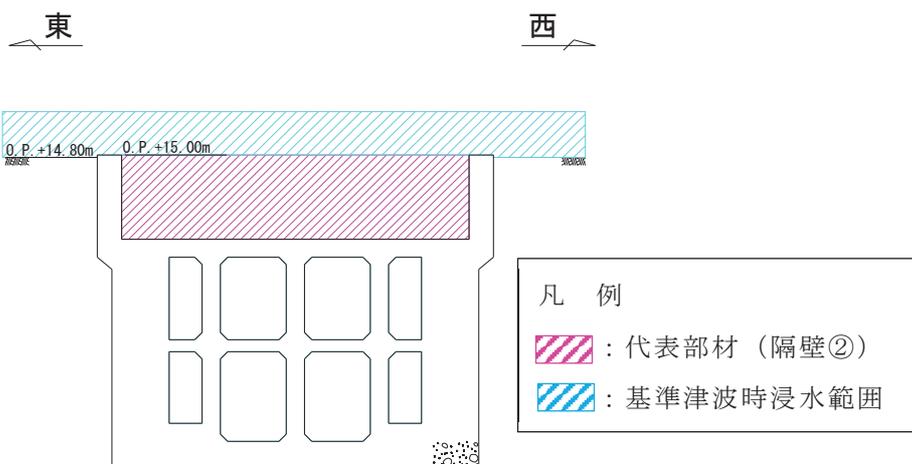
図 5-1 漏水量評価のフロー



平面図



縦断面図 (D-D 断面)



横断面図 (A-A 断面)

図 5-2 漏水量評価を行う想定ケースの概念図

## 5.2 基準地震動 $S_s$ による漏水量評価のための三次元構造解析 (Step1)

耐震評価において、面内せん断ひずみが大きく算出された地震応答解析ケース ( $S_s$ -N1(++)、解析ケース③)における地震時増分荷重を用いて、漏水量評価のための三次元構造解析を実施する。

はじめに、隔壁②の面外荷重方向(強軸方向(南北))に対して、水平荷重最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに交番载荷する。地震動は、水平2方向载荷の影響検討用の基準地震動  $S_s$  の従属波とする。

次に、水平2方向同時载荷を想定するため、隔壁②の面内荷重方向(弱軸方向(東西))に対して、面内変形が最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに交番载荷する。

载荷方法の概念図を図5-3に示す。

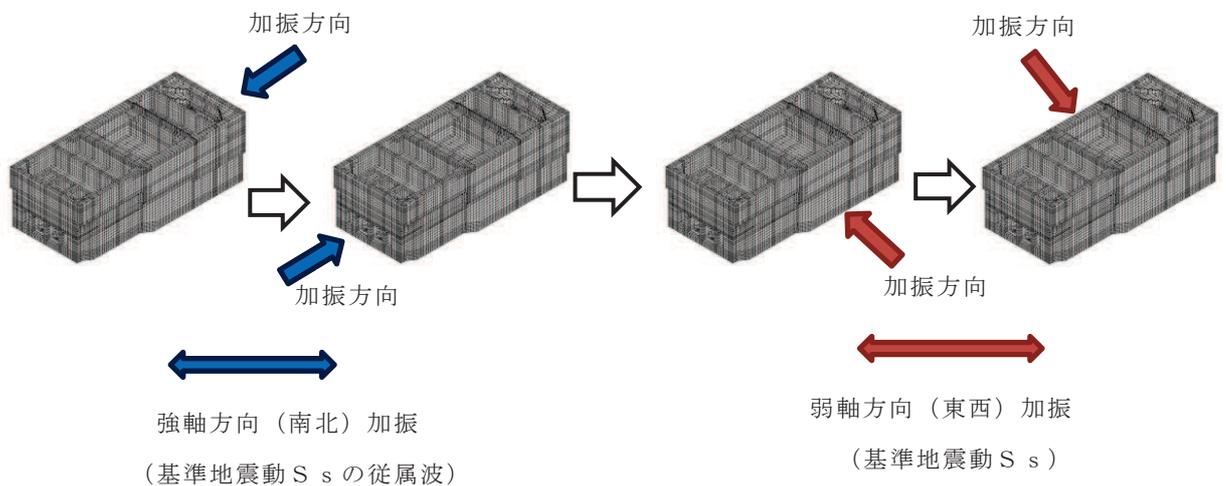


図5-3 载荷方法の概念図 (Step1) (1/2)

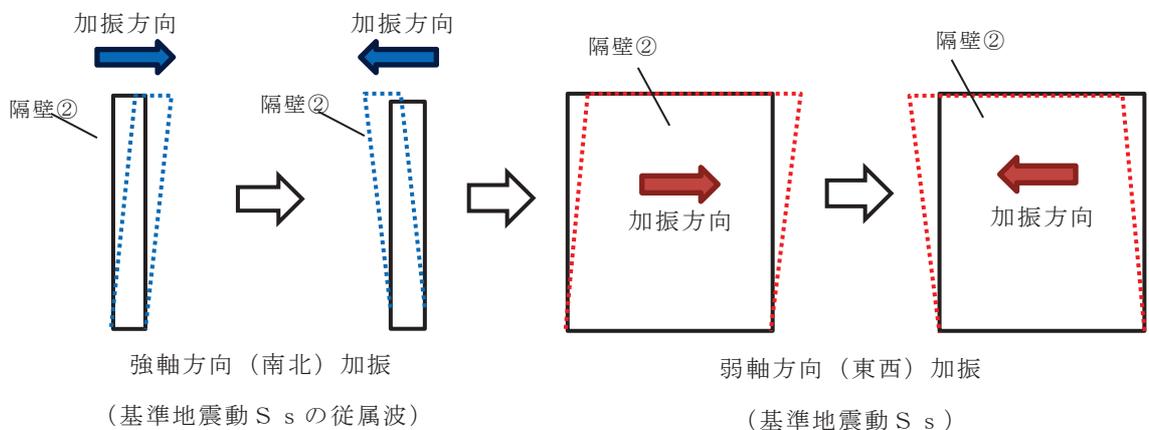


図5-3 载荷方法の概念図 (Step1) (2/2)

### 5.3 基準津波と余震の重畳を考慮した三次元構造解析 (Step2)

基準地震動  $S_s$  を経験した後に基準津波及び余震を受けることを想定し、Step1 の残留ひずみを引継いだ状態で Step2 を実施する。Step2 の流れは、(a) ~ (c) のとおりである。

#### (a) 津波の湧き上がり状態

津波の湧き上がりを考慮し、基準津波による静水圧を三次元モデルに載荷する。

#### (b) 余震

余震発生を想定し、「補足-140-1 津波への配慮に関する説明書の補足説明資料」に基づき、弾性設計用地震動  $S_{d-D2}$  における地震時増分荷重を用いて、漏水量評価のための三次元構造解析を実施する。

はじめに、隔壁②の面内荷重方向（弱軸方向（東西））に対して、面内変形が最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに載荷する。

次に、水平 2 方向同時載荷を想定するため、隔壁②の面外荷重方向（強軸方向（南北））に対して、隔壁②に水圧がかかる方向の水平荷重が最大となる時刻の地震時増分荷重を抽出し、三次元モデルに載荷する。地震動は、 $S_{d-D2}$  の従属波とする。

なお、基準津波による水位は付加重量として地震応答解析モデルに考慮する。

#### (c) 余震時津波

余震時津波は、津波高さ O.P. +19.60m を考慮した荷重とし、動水圧を Westergaard 式により算出して三次元モデルに載荷する（式 5-1 参照）。津波高さの詳細については、添付書類「VI-1-1-2-2-3 入力津波の設定」に示す。動水圧の載荷方法を図 5-4 に示す。

【Westergaard 式】

$$p_w = \frac{7}{8} \times c \times \gamma_w \times \sqrt{(h \times y)} \times K h \quad \dots \dots \dots (式 5-1)$$

ここに、

$p_w$  : 動水圧 (tf/m<sup>2</sup>)

$K h$  : 水平震度

$c$  : 補正係数

$L/h < 1.5$  の場合 :  $c=L/(1.5h)$ ,  $L/h \geq 1.5$  の場合 :  $c=1.0$

$L$  : 水路幅 (m)

$\gamma_w$  : 内水の単位体積重量 (tf/m<sup>3</sup>)

$h$  : 水深 (m)

$y$  : 水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

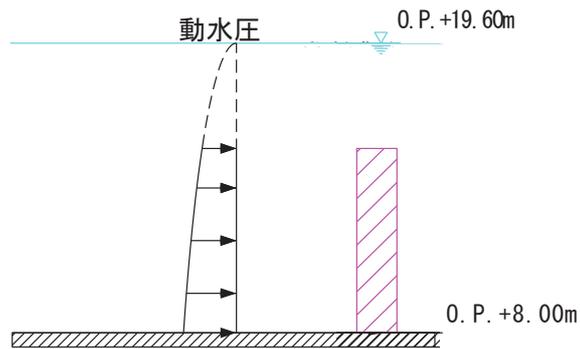


図 5-4 動水圧の載荷方法

#### 5.4 漏水量の算定 (Step3)

Step2 から得られる, ひび割れ面に直交するひずみ (以下「ひび割れ法線方向ひずみ」という。) を用いて, 漏水量を算定する。具体的なひび割れ評価及び漏水量の算定方法は以下の①～④のとおりである。

- ①各要素に発生するガウス積分点でのひび割れ法線方向ひずみから, 各要素のひび割れ幅及び長さを算定する。なお, ひび割れは, ひび割れ幅を保守的に評価するため, 一つの要素に一本のひび割れとして算定する。
- ②各要素に発生するひび割れ法線方向ひずみとひび割れ面の傾きを考慮した要素長の積を各要素のひび割れ幅とする。各要素のひび割れ幅の算定方法の概念図を図 5-5 に示す。
- ③漏水量を保守的に評価するため, 各要素に発生するひずみは, 津波による水圧載荷面 (スクリーンエリア側) の要素とその対面側 (補機ポンプエリア側) の要素に発生するひずみを比較し, 大きい値を採用し, そのひび割れが貫通するものとして漏水量を評価する。
- ④各要素で算定したひび割れ幅及びひび割れ長さから, 「コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針-2009-付: ひび割れの調査と補修・補強事例 (社団法人 日本コンクリート工学協会)」に示される式に基づき各要素の漏水量を算定し, これらを合計し総漏水量を算定する (式 5-2 参照)。なお, 漏水量算定における作用圧力として, 基準津波時の最大水位 (O. P. +19. 60m) の静水圧を考慮する。

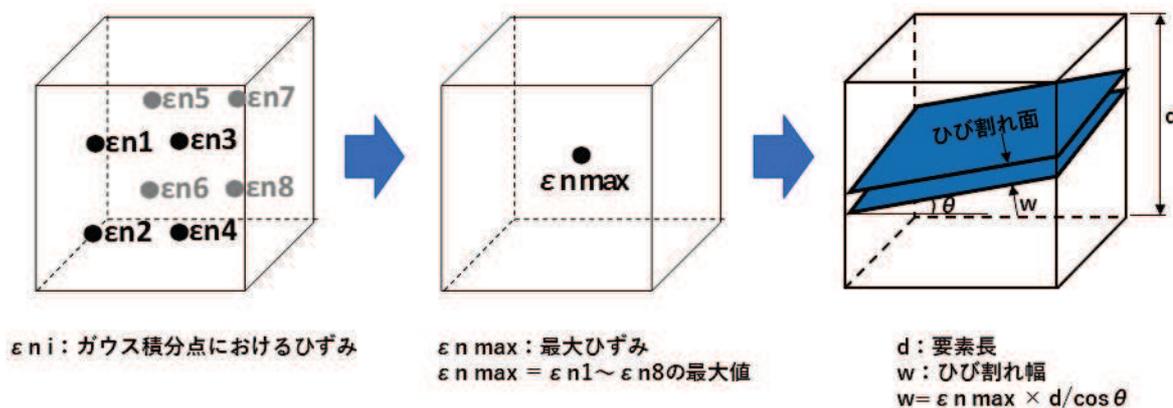


図 5-5 ひび割れ幅の算定方法の概念図

【漏水量算定式】

$$Q = C_w \frac{L \cdot w^3 \cdot \Delta p}{12 \nu \cdot t} \quad \dots \dots \dots (式 5-2)$$

ここに、

- Q : 漏水量 (mm<sup>3</sup>/s)
- C<sub>w</sub> : 低減係数
- L : ひび割れ長さ (mm)
- w : ひび割れ幅 (mm)
- Δ p : 作用圧力 (N/mm<sup>2</sup>) : 基準津波による静水圧
- ν : 水の粘性係数 (1.138 × 10<sup>-9</sup> N · s/mm<sup>2</sup>)
- t : 部材の厚さ (ひび割れ深さ) (1,500mm)

海水ポンプ室における津波水位の時刻歴波形を図 5-6 に示す。

津波水位が最高水位となるのは一瞬であるが、保守的に水位が隔壁②の下端である O. P. +8.00m を超える時間 (7 分間) を津波継続時間として考慮する。

また、作用圧力の概念図を図 5-7 に示す。

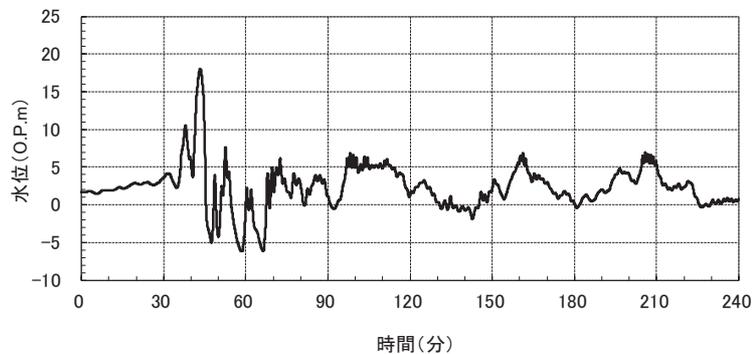


図 5-6 海水ポンプ室における水位の時刻歴波形

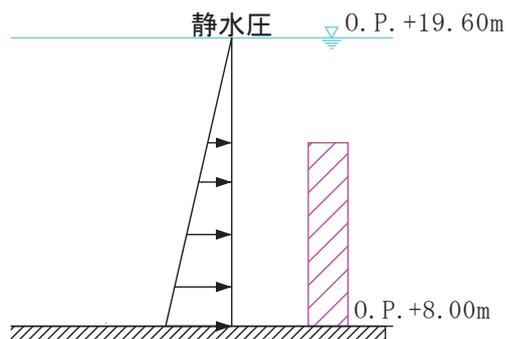


図 5-7 作用圧力の概念図

## 5.5 評価結果

隔壁②について、上記、Step1～Step3により算出したひび割れ法線方向ひずみのうちスクリーンエリア側の各要素のひずみと補機ポンプエリア側の各要素のひずみの最大値包絡図を図5-8に示す。

総漏水量は、「5.4 漏水量の算定 (Step3)」の方法により得られる各要素の漏水量を合計して算出するが、一例として、ひび割れ法線方向ひずみが最大となる要素におけるの単位時間当たりの漏水量を表5-1に示す。

総漏水量及び補機ポンプエリアの床面積を考慮して算出した浸水深を表5-2に示す。なお、ひび割れ法線方向ひずみが $\gamma_1$ 以上となるひずみを、ひび割れの発生があるものとして、ひび割れ幅及び長さを算定した。

評価の結果、漏水による浸水深は0.250mmであり、補機ポンプエリアに設置される原子炉補機冷却海水ポンプのコンクリート基礎高さ(275mm)と比較して、十分小さいことを確認した。

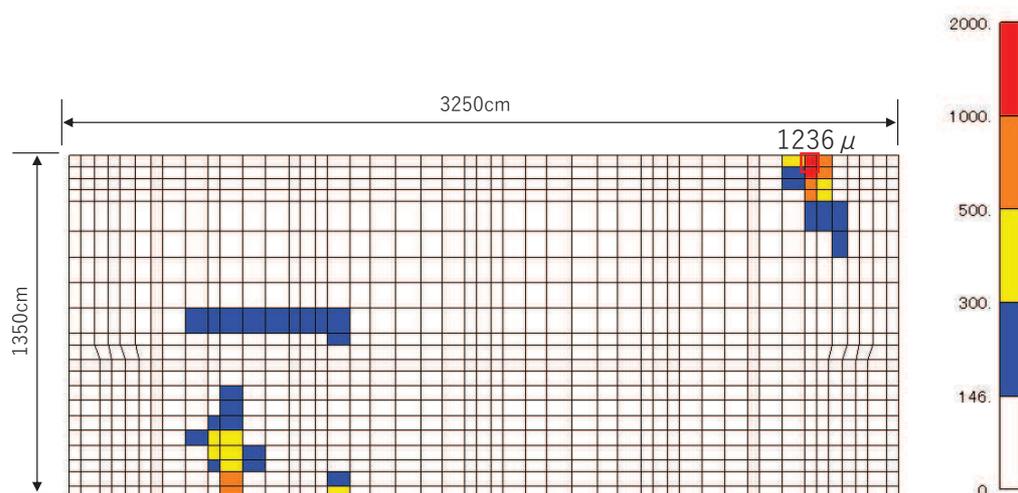


図5-8 各要素のひび割れ法線方向ひずみ



表 5-1 1 要素の単位時間当たりの漏水量  
(ひび割れ法線方向ひずみが最大となる要素の例)

$\varepsilon$	ひび割れ法線方向ひずみ ( $\mu$ )	1236
d	要素長 (mm)	460
w	ひび割れ幅 (mm)	0.573
L	ひび割れ延長 (mm)	463
$C_w$	低減係数	0.016
$\nu$	水の粘性係数 ( $N \cdot s/mm^2$ )	$1.138 \times 10^{-9}$
$\Delta p$	作用圧力 ( $N/mm^2$ )	0.049
t	部材の厚さ(ひび割れ深さ) (mm)	1500
q	1 要素の単位時間当たりの漏水量 ( $mm^3/s$ )	3333.85

総漏水量 Q : 漏水を評価する各要素の漏水量の合計値

総漏水量 Q ( $m^3$ ) : $\Sigma q$	0.151
-------------------------------	-------

表 5-2 補機ポンプエリアへの総漏水量及び浸水深

	総漏水量 ( $m^3$ )	床面積 ( $m^2$ )	浸水深 (mm)	原子炉補機冷却海水ポンプ 基礎高さ (mm)
S s - N 1 (++) (解析ケース③)	0.151	604	0.250	275

## 6. まとめ

海水ポンプ室の止水機能が要求される部材のうち、津波に対する止水機能が要求され、耐震評価において面内せん断ひずみが最も大きい隔壁②を代表として、海水ポンプ室全体系の三次元構造解析を行った上で、浸水防護重点化範囲である補機ポンプエリアへの漏水量の評価を行った。

基準地震動  $S_s$  後の基準津波と余震の重畳を想定した場合の漏水量評価を行った結果、総漏水量は  $0.151\text{m}^3$  であり浸水深は  $0.250\text{mm}$  となることから、補機ポンプエリアに設置される原子炉補機冷却海水ポンプのコンクリート基礎高さ（ $275\text{mm}$ ）と比較して浸水深は十分小さく、止水機能に影響を与えるような、顕著なひび割れは発生しないことを確認した。

### 参考資料 3 増厚補強部における既設部材と補強部材の一体化設計

#### 1. はじめに

海水ポンプ室については、構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する補強を目的に、既設部材の増厚補強及び隔壁の追加等を行っている。また、既設部材と補強部材にはそれぞれCCb工法によるせん断補強及び先施工によるせん断補強を行い、一体部材として耐震評価を行っていることから、本資料では既設部材と補強部材を一体として設計することの妥当性を検証する。なお、海水ポンプ室の他に第3号機海水ポンプ室についても同様の増厚補強を実施することから、本資料では、海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室（以下「海水ポンプ室等」という。）を対象に妥当性を検証する。

増厚補強部における既設部材と補強部材を一体部材として設計することの妥当性検証フローを図1-1に示す。また、フローの各項目での確認概要を以下に示す。

- ・ 海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室の補強経緯（補強内容、補強目的及び補強理由等）及び補強追加によるメリット・デメリット等の補強概要について整理する。（2. 海水ポンプ室等の補強概要）
- ・ 他プラント（玄海3号機及び柏崎刈羽6号機）での増厚補強の実績と女川の海水ポンプ室等で実施する増厚補強との比較を行い、他プラント実績との差異を確認し、女川での確認事項を明確化する。（3. 他プラント実績との比較）
- ・ 海水ポンプ室等の増厚補強部の設計に採用している規格・基準について、規格・基準及びその基となる実験条件等より適用性を確認する。（4. 規格・基準の適用性）
- ・ 既設部材と補強部材を一体として設計することについて、既設部材と補強部材の接合面に発生する応力状態を整理し、各応力状態に対する設計・施工方針及び設計の妥当性を示す。（5. 増厚補強部を一体化設計とする妥当性の確認）
- ・ 「4. 規格・基準の適用性」において、規格・基準の基となる実験条件等の対象範囲外となる部材について、数値解析により鉄道標準を用いたせん断耐力式に基づく設計の妥当性について確認する。（6. 増厚補強部における数値解析による検討）

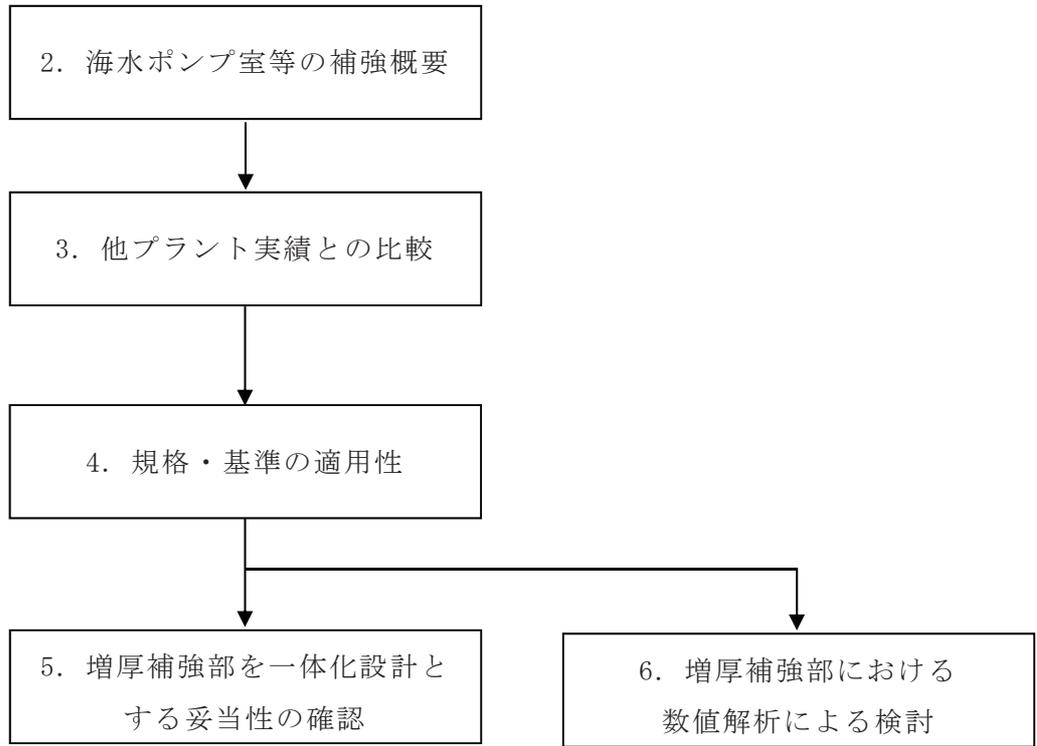


図 1-1 増厚補強部における一体化設計の妥当性検証フロー

## 2. 海水ポンプ室等の補強概要

### 2.1 補強経緯

海水ポンプ室等の補強フロー図を図 2-1 に、補強概要図を図 2-2～図 2-5 に示す。各部材の補強内容及び理由を表 2-1 に、対象構造物の補強部材の諸元を表 2-2 に示す。

海水ポンプ室は、基準地震動  $S_s$  の増大に伴い、図 2-1 の手順にて補強検討を行った。海水ポンプ室は、土圧低減を目的として、構造物周辺の地盤改良を追加し、それでもなお、側壁及び底版の変形が大きく、曲げ・軸力系の破壊に対して許容限界を満足することができなかったことから、気中部においては、側壁の曲げ変形を抑えるため、スクリーンエリア及び循環水ポンプエリアに隔壁を追加した。

補機ポンプエリアには、S クラス機器・配管が多く設置されており、隔壁の追加が困難であったことから、補強梁の追加により側壁の変形の抑制を図った。

水路部については、側壁及び底版の曲げ変形を抑えるための補強が必要となり、補強方法としては、表 2-3 のとおり、地盤改良のほか、鋼板や炭素繊維を用いた曲げ耐力を向上させる方法及び増厚を検討したが、水路部は運転時に海水環境となり、鋼板は腐食が考えられることから不相当であり、炭素繊維については、一般産業界では実績があるものの原子力発電所での採用実績がないことから、他プラントでも実績のある増厚工法を採用することとした。

また、水平 2 方向載荷における検討において、妻壁の曲げ変形を抑える必要があったことから、妻壁に補強梁を追加することとした。

さらに、せん断破壊に対する許容限界についても満足することができなかったことから、せん断破壊に対する補強（以下、「せん断補強」という。）を各部材に対して検討し、CCb 工法による補強を追加することとした。海水ポンプ室の CCb 工法による補強箇所のうち、側壁（気中部）の補強梁及び妻壁部については、せん断補強鋼材を既設部材と補強部材に貫通し既設部材と補強部材を一体部材として施工する。側壁（気中部）補強梁の CCb 工法による補強手順を図 2-6 に示す。また、側壁（水路部）及び底版の補強部材のコンクリート強度については、せん断破壊に対する裕度向上の観点から  $30\text{N/mm}^2$  としているが、耐震設計上は既設部材と同様に  $20.5\text{N/mm}^2$  で評価を行っている。

第 3 号機海水ポンプ室について、海水ポンプ室の補強方法に準じた考え方で側壁曲げ変形を抑えるため隔壁を追加し、妻壁の曲げ変形を抑えるため補強梁及び控え壁を追加し、せん断補強として、CCb 工法によるせん断補強を追加することとした。

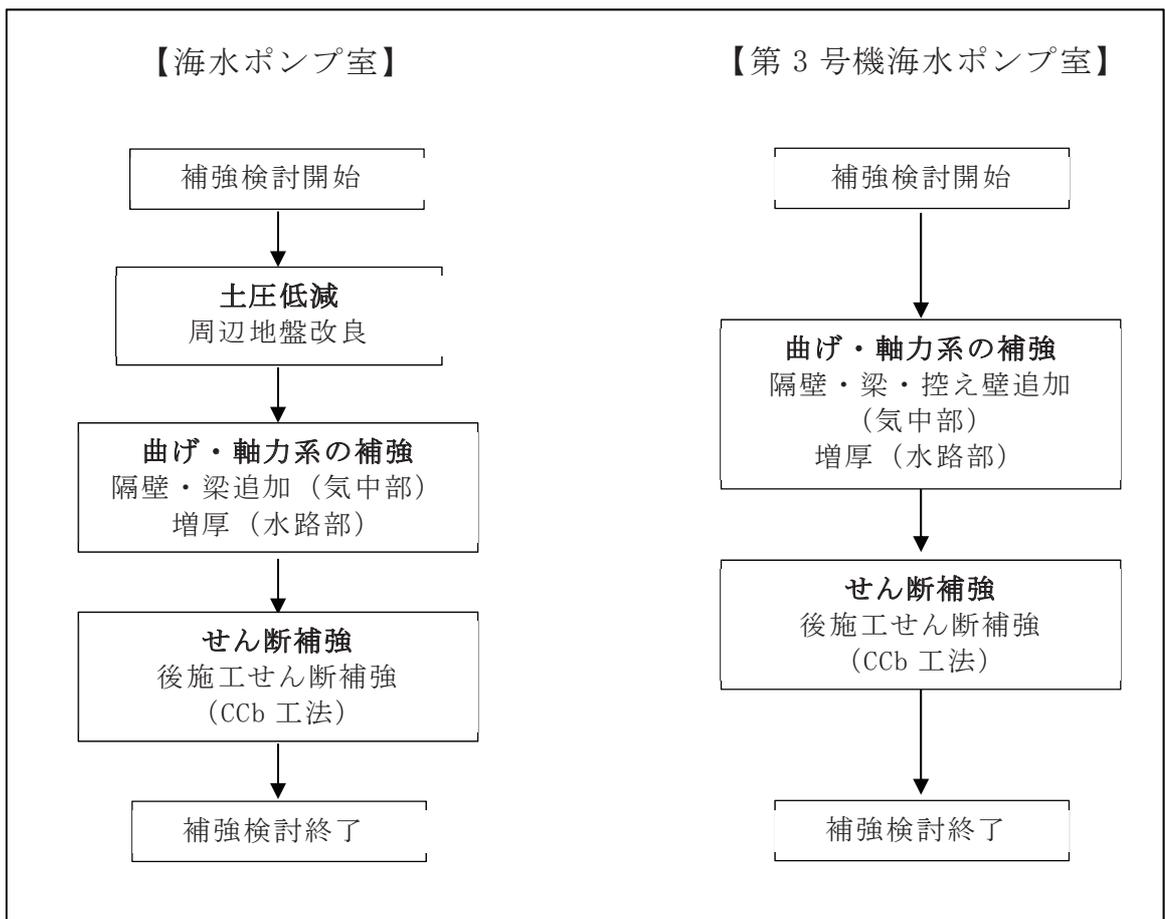


図 2-1 補強フロー図

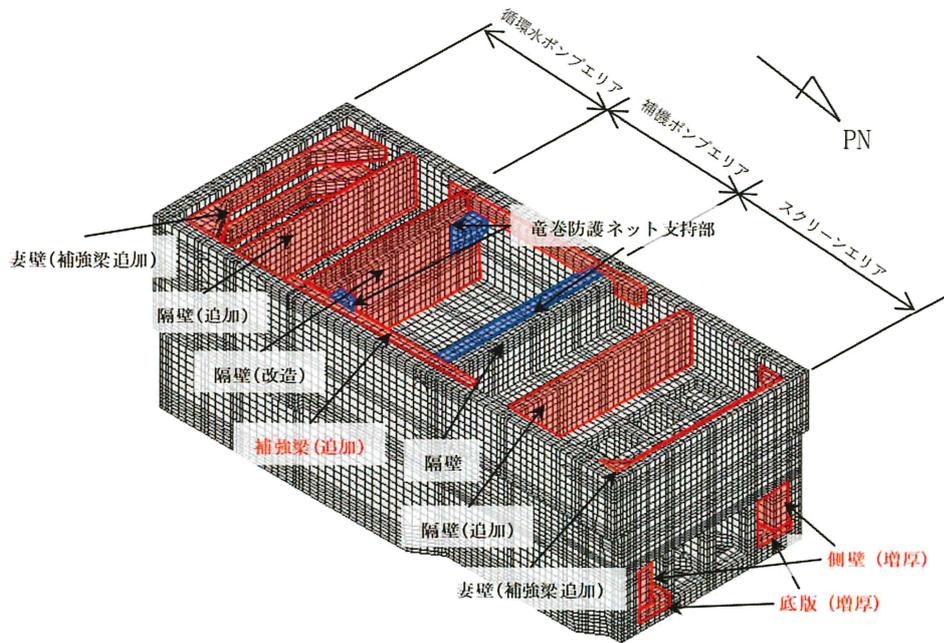


図 2-2 海水ポンプ室 補強概要図

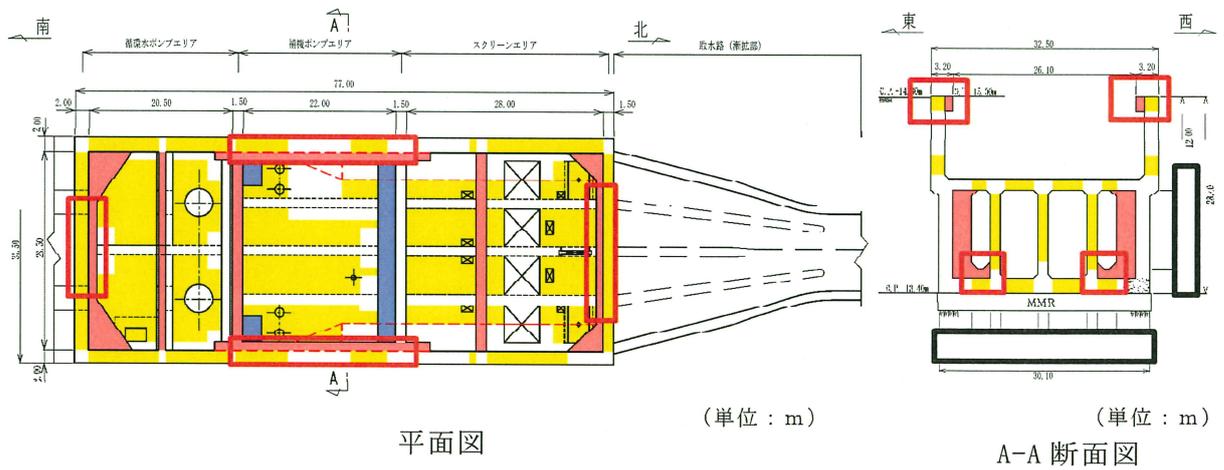


図 2-3 海水ポンプ室 補強概要図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

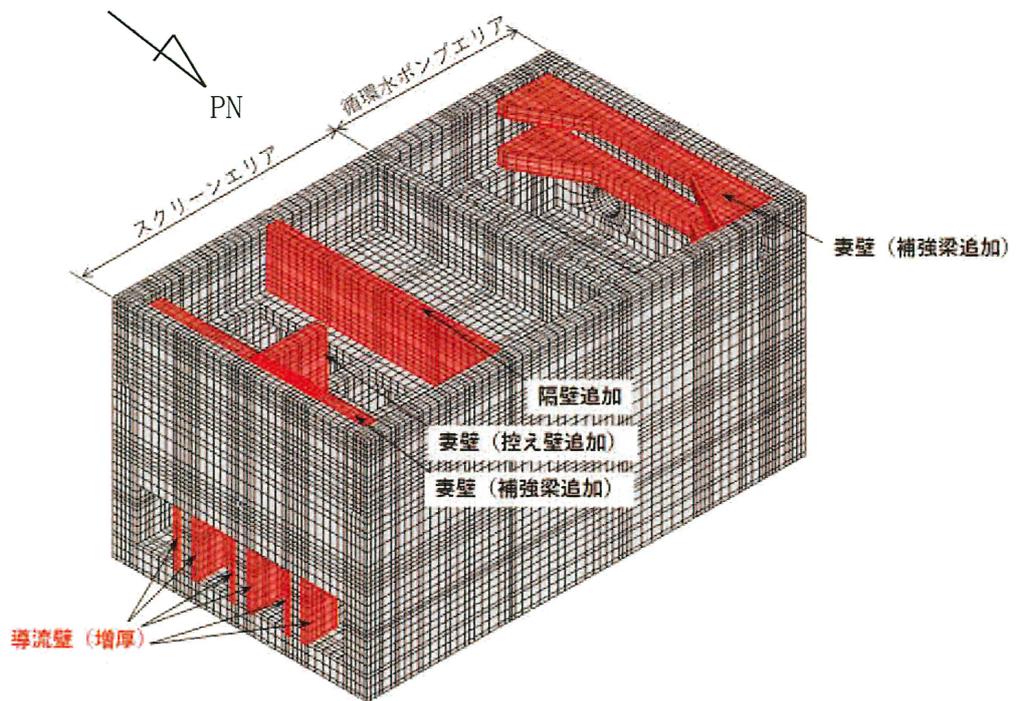


図 2-4 第 3 号機海水ポンプ室 補強概要図

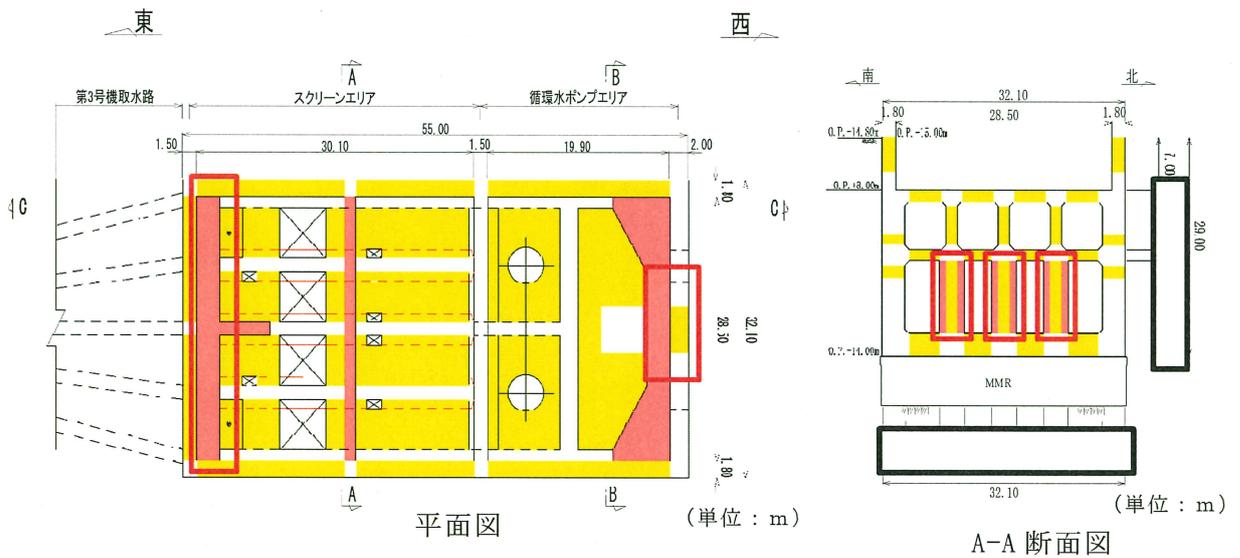


図 2-5 第 3 号機海水ポンプ室 補強概要図

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



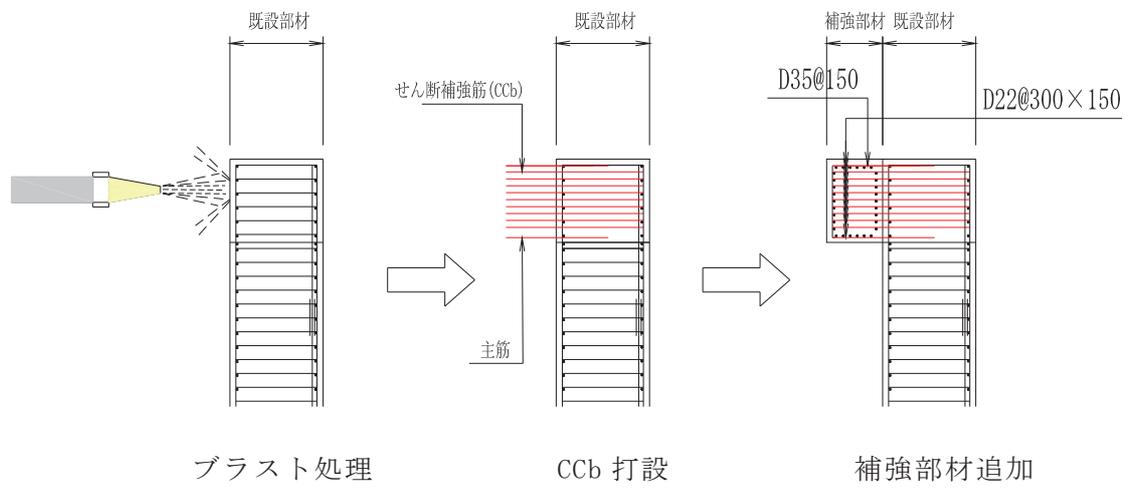


図 2-6 海水ポンプ室の CCb 工法による補強手順（側壁（気中部）補強梁）

表 2-1 各部材における補強方法と理由

構造物	部 材		補強方法	補強理由
海水ポンプ室	底版		①増厚 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
	側壁	水路部	①増厚 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
		気中部	①隔壁追加 ②補強梁追加 (補機ポンプエリア) ③CCb 追加	①, ②曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
	妻壁		①補強梁追加 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
第3号機 海水ポンプ室	導流壁		①増厚 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強
	妻壁		①補強梁追加 ③CCb 追加	①曲げ・軸力系の破壊に対する補強 ③せん断破壊に対する補強

表 2-2 補強部材の諸元

		既設部材				補強部材				部材厚 比較 $h_1:h_2$	有効 高さ $d$ (m)	支間長 $a$ (m)	せん断 スパン 比 $a/d$	
		厚さ $h_1$ (m)	有効 高さ $d_1$ (m)	CCb径	せん断 補強鉄筋 配置間隔 $s_1$	厚さ $h_2$ (m)	有効 高さ $d_2$ (m)	先施工 せん断 補強 鉄筋径	せん断 補強鉄筋 配置間隔 $s_2$					
海水ポンプ室	底版		2.00	1.89	D25	150~ 300	1.50	1.39	D29	150~ 300	1.3:1	3.27	2.7	0.83
	側壁	気中部	2.00	1.89	D29 ~ D32	150~ 300	1.20	1.09	D22	150~ 300	1.7:1	2.97	23.0	7.74
		水路部	2.00	1.89	—	150~ 300	2.70	2.59	D32	300	1:1.4	4.47	9.3	2.08
	妻壁 上段：上流側 下段：下流側		1.50 2.00	1.39 1.89	D25 ~ D32	150~ 600	1.00 1.25	0.89 1.14	D32	150~ 300	1.5:1 1.6:1	2.27 3.02	20.8 14.1	9.16 4.67
第3号機 海水ポンプ室	導流壁		1.50	1.39	D25 ~ D32	150~ 300	0.9*	0.79	D32	150~ 300	1.7:1	2.29*	9.7	4.23*

注記\*：第3号機海水ポンプ室の導流壁の補強は両側補強（片側 0.9m×2 箇所）だが、せん断耐力において補強部材のせん断補強鋼材は片側のみ考慮するため、せん断スパン比は片側のみ補強した数値としている。

表 2-3 (1) 主な補強方法（曲げ・軸力系の破壊に対する補強）

	地盤改良工法	鋼板・炭素繊維	増厚工法
概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>既設コンクリート構造物周辺地盤にセメントミルク等を噴射し、地盤改良体を構築する工法。</li> <li>地盤改良を行うことにより、地震時荷重（主に土圧）が低減され、構造物の曲げ変形の抑制に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>既設コンクリートに鋼板や炭素繊維シートを樹脂等により貼り付ける工法。</li> <li>鋼板および炭素繊維シートの引張強度により、部材の曲げ耐力の向上に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>既設コンクリート構造物表面にコンクリートを打ち足すことで、断面を増厚する工法</li> <li>部材厚の増により、曲げ変形の抑制や体力の向上に寄与する。</li> </ul>
図			
備考	<ul style="list-style-type: none"> <li>女川 2 号機その他、多数の施工実績がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>女川 2 号機では施工実績はないが、一般土木構造物において施工実績がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>女川 2 号機では施工実績はないが、他プラント、一般土木構造物において施工実績がある。</li> </ul>

表 2-3 (2) 主な補強方法（せん断破壊に対する補強）

	従来工法（先施工）	増厚工法	地盤改良工法	後施工せん断補強工法
概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>コンクリート打設前の鉄筋組立時に、せん断補強筋を主筋または配力筋にフックを掛けて定着させる工法。</li> <li>せん断補強筋を配置することで、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>既設コンクリート構造物表面にコンクリートを打ち足すことで、断面を増厚する工法。</li> <li>部材厚の増により、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>既設コンクリート構造物周辺地盤にセメントミルク等を噴射し、地盤改良体を構築する工法。</li> <li>地盤改良を行うことにより、地震時荷重（主に土圧）が低減され、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>既設コンクリート構造物を削孔し、その孔内にせん断補強筋を差し込み充てん材で固定する工法。</li> <li>せん断補強筋を配置することで、せん断破壊に対する安全性向上に寄与する。</li> </ul>
図				
備考	<ul style="list-style-type: none"> <li>女川2号炉他、多数の施工実績がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>女川2号炉では施工実績はないが、一般土木構造物において施工実績がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>女川2号炉他、多数の施工実績がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>美浜3号炉にて、工認実績有り。（ポストヘッドバー（PHb工法））</li> </ul>

## 2.2 補強追加によるメリット・デメリット

海水ポンプ室等への補強追加によるメリット・デメリット及びデメリットに対する影響確認結果を表 2-4 に示す。周辺地盤改良，隔壁・補強梁・控え壁追加，増厚補強及び Ccb 工法によるメリット，デメリットを整理し，デメリットに対しては影響確認を行い，各項目に対して問題ないことを確認した。

表 2-4 補強追加によるメリット・デメリットと影響確認

メリット	デメリット	影響確認	関連資料
周辺地盤改良	土圧低減への寄与	特になし	-
隔壁・補強梁・控え壁追加	(隔壁追加) ・曲げ変形の抑制(補強梁追加) ・曲げ変形の抑制 ・せん断耐力の向上	既設機器・配管系との干渉及びメンテナンス性への影響	-
増厚	・曲げ剛性の向上による 曲げ変形の抑制 ・せん断耐力の向上	構造部材の剛性上昇による床応答への影響	VI-2-2-7 海水ポンプ室の地震応答計算書
		①入力津波への影響	VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象施設への影響評価
		②引き波時における貯留量への影響	VI-1-1-2-2-4 入力津波による津波防護対象施設への影響評価
Ccb	・せん断耐力の向上	通水断面積の減少	補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について 資料9 参考資料7 補強追加による非常用ポンプ取水への影響について
		特になし	-

### 3. 他プラント実績との比較

他プラントでの増厚補強の実績と海水ポンプ室等との比較を表 3-1 に示す。他プラントでは、玄海 3 号機，柏崎刈羽 6 号機にて増厚補強の実績があり，増厚補強部の一体化について，玄海 3 号機ではトンネル標準示方書[開削工法編]・同解説（土木学会，2016 年制定）（以下「トンネル標準示方書」という。）に基づくジベル筋を用いた既設部材との一体化設計の実績があり，柏崎刈羽 6 号機ではあと施工アンカー【接着系】ケミカルアンカー R タイプ（-N）-技術資料-（日本デコラックス株式会社，平成 24 年 11 月）に基づくケミカルアンカーによる主筋の定着の設計について実績がある。一方，海水ポンプ室等のように，増厚補強部において，既設部材及び補強部材のそれぞれにせん断補強鋼材を配置した評価及び増厚補強部の既設部材に CCb 工法を適用した実績はない。このため，増厚補強部において，既設部材及び補強部材にせん断補強鋼材を配置する場合の設計手法の妥当性及び増厚補強部の既設部材に CCb 工法を適用する妥当性の確認を行う。

表 3-1 増厚補強における他プラント実績との比較表

プラント名	設備 (部材)	補強目的	設計		一体化 方法
			曲げ・軸力	せん断	
女川 2 号機	海水ポンプ室 (側壁, 底版)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 曲げ・軸力系の破壊</li> <li>・ 面外せん断破壊</li> </ul>	既設部材と補強部材を 一体として設計	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 一体として設計</li> <li>・ 既設部材, 補強部材それぞれにせん断補強鋼材を考慮</li> <li>・ 既設部材に Ccb を適用</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ ジベル筋</li> <li>・ 主筋定着</li> </ul>
	第 3 号機 海水ポンプ室 (導流壁)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 曲げ・軸力系の破壊</li> <li>・ 面外せん断破壊</li> </ul>	既設部材と補強部材を 一体として設計	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 一体として設計</li> <li>・ 既設部材, 補強部材それぞれにせん断補強鉄筋を考慮</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ ジベル筋</li> <li>・ 主筋定着</li> </ul>
玄海 3 号機	海水管ダクト 立坑部 (側壁)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 面外せん断破壊</li> </ul>	既設部材と補強部材を 一体として設計	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 一体として設計</li> <li>・ 既設部のみせん断補強鋼材を考慮</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ ジベル筋</li> </ul>
柏崎刈羽 6 号機	張出しダクト (頂版, 底版)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 曲げ・軸力系の破壊</li> </ul>	増厚補強部のみの剛性及び強度を考慮	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 補強部材のみせん断補強鋼材を考慮</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 主筋定着</li> </ul>

#### 4. 規格・基準の適用性

##### 4.1 増厚補強部における設計に係る規格・基準

既設部材と補強部材を一体部材として考慮する設計は「鉄道構造物等設計標準・同解説（開削トンネル）（鉄道総合技術研究所，平成13年3月）」（以下「鉄道標準」という。）及び「トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説（土木学会，2016年制定）」（以下「トンネル標準示方書」という。）に地中連続壁を本体利用する場合の地中連続壁と本体構造（カルバート）を一体部材として設計する手法が示されている。玄海3号では，海水管ダクト立坑部の増厚補強部におけるジベル筋の設計において，トンネル標準示方書を適用した実績がある。鉄道標準とトンネル標準示方書の一体部材に対する設計手法は同一のものが記載されているが，増厚の部材厚の比率やせん断補強の範囲等の適用範囲については，鉄道標準に詳細に記載されているため，適用性の検討に当たっては鉄道標準を参照する。なお，「道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編（平成14年3月）」において，プレキャストコンクリートげたと場所打ち床版の結合部の設計手法について示されているが，地上部の橋梁に対する設計手法であることから，海水ポンプ室等と同様に地中構造物に対する設計手法である，鉄道標準を参照する。

##### 4.2 鉄道標準に基づくせん断耐力の考え方

増厚補強部において既設部材と補強部材を一体部材として考慮する場合におけるせん断補強鋼材が負担するせん断耐力 $V_{wd}$ の算定の考え方を図4-1に示す。せん断耐力式は，既設部材と補強部材が負担するせん断耐力の足し合わせとして（解8.4.3-3）が示されている。足し合わせるせん断耐力は，棒部材式をベースとしている。海水ポンプ室等では，一部の部材で既設部材にCCb補強を行うことから，式（1）～式（3）に示す通り，（解8.4.3-3）のうちCCbが設置される項にCCbの補強による低減率 $\beta_{aw}$ を乗じた値とする。

コンクリート負担分のせん断耐力 $V_{cd}$ は，既設部材と補強部材との間にジベル鉄筋を配置し，既設部材と補強部材が一体部材として挙動するため，増厚を実施しない部材において参照している原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル（2005年6月 土木学会 原子力土木委員会）に基づき算出する。



各々の壁に分離してせん断補強鋼材を配置する場合において、せん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力は、式（解 8.4.3-3）により算定してよい。

$h_1 > h_2$  の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1}{s_1} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2 \cdot \frac{h_2}{h_1}}{s_2} \right\} / \gamma_b$$

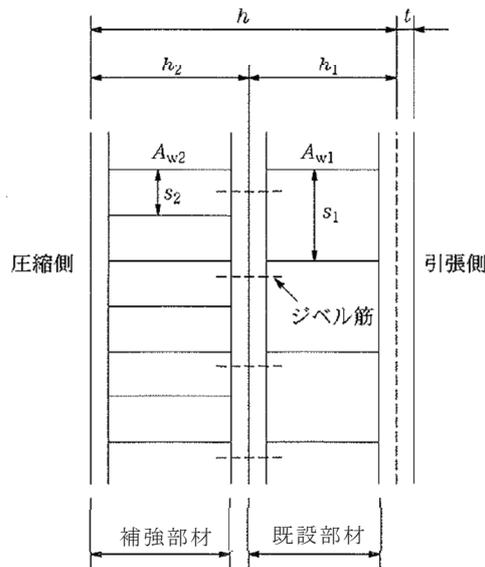
$h_1 = h_2$  の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1}{s_1} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b$$

$h_1 < h_2$  の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) \cdot z_1 \cdot \frac{h_1}{h_2}}{s_1} + \frac{A_{w2} \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) \cdot z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b \quad (\text{解 8.4.3-3})$$

ここに、 $V_{wd}$ ：せん断補強鋼材により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力



解説図 8.4.3-4 一体化におけるせん断補強鉄筋の配置（分離して配置した場合）

図 4-1 既設部材と補強部材を一体部材としたせん断耐力の考え方  
（鉄道標準より抜粋（一部加筆））

$h_1 > h_2$  の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} f_{wyd} (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) z_1}{s_1} \cdot \beta_{aw} + \frac{A_{w2} f_{wyd} (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) z_2}{s_2} \cdot \frac{h_2}{h_1} \right\} / \gamma_b \quad \text{式 (1)}$$

$h_1 = h_2$  の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} f_{wyd} (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) z_1}{s_1} \cdot \beta_{aw} + \frac{A_{w2} f_{wyd} (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b \quad \text{式 (2)}$$

$h_1 < h_2$  の場合

$$V_{wd} = \left\{ \frac{A_{w1} f_{wyd} (\sin \theta_1 + \cos \theta_1) z_1}{s_1} \cdot \frac{h_2}{h_1} \cdot \beta_{aw} + \frac{A_{w2} f_{wyd} (\sin \theta_2 + \cos \theta_2) z_2}{s_2} \right\} / \gamma_b \quad \text{式 (3)}$$

ここで、

$A_{wi}$  : 区間  $s$  におけるせん断補強筋の総断面積

$f_{wyd}$  : せん断補強筋の降伏強度を材料係数  $\gamma_{ms}$  (1.0) で除したもので、  
400N/mm<sup>2</sup>以下とする。ただし、コンクリートの圧縮強度の特性値  
 $f'_{ck}$  が60N/mm<sup>2</sup>以上の時は、800N/mm<sup>2</sup>以下とする。

$\theta_i$  : せん断補強筋と部材軸のなす角度

$s_i$  : せん断補強筋の配置間隔

$z_i$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、 $d/1.15$  と  
する。

$\gamma_b$  : 部材係数 (=1.1)

$h_i$  : 部材厚

$\beta_{aw}$  : Ccb のせん断耐力の補強効果を示す有効率

#### 4.3 鉄道標準に基づくせん断耐力式の適用性

海水ポンプ室等において，一体部材のせん断破壊の考え方及び鉄道標準におけるせん断耐力式の基となる実験の条件等から鉄道標準に基づくせん断耐力式の適用性について検討した。

##### 4.3.1 せん断破壊の機構と石橋らの実験

一体部材として挙動する場合のせん断破壊の模式図を図 4-2 に示す。せん断補強鋼材が分離して配置される場合，それぞれの部材において，荷重を分担し，トラス機構を形成してせん断力を受け持っている。

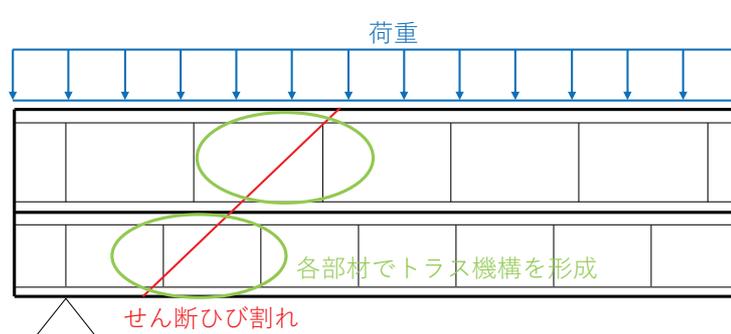


図 4-2 一体部材として挙動する場合のせん断破壊の模式図

石橋らは，地下連続壁を本体利用する場合のせん断耐力を算定するために，せん断スパン比，接合面の処理方法等に注目し，上下に部材を配置した重ね梁の模型供試体（54 ケース）による既往実験に対し，解析を加えることで，重ね梁において，せん断補強鋼材をそれぞれの部材に配置した場合のせん断耐力式を示している。石橋らにて整理した実験ケースを表 4-1 に示す。

表 4-1 示す実験ケースのうち，せん断補強鋼材を上下の梁にそれぞれ分けて配したケース（供試体 No. 32～No. 40，表 4-1 赤枠内）における実験の結果から，実験によるせん断耐力（ $P_{max}$ ）と算定式によるせん断耐力（ $P_{cal}$ ）の比較を行い， $P_{max}/P_{cal}$ の平均値は 1.061，変動係数は 5.79%であることから，上下の桁高にかかわらず，上下の梁にそれぞれ分けてせん断補強鋼材を配置した場合は以下の式(4)'にてせん断耐力を算出できることを示しており，鉄道標準では，式(4)'を基に既設部材と補強部材の部材厚の比率に応じたせん断耐力式を示している。

$$V_s = \frac{A_{v1} \sigma_{sy} d_1}{1.15 s_1} \times \frac{H_1}{H} + \frac{A_{v2} \sigma_{sy} d_1}{1.15 s_2} \times \frac{H_2}{H} \dots\dots(4)$$

ここで、 $H = H_1 + H_2$

$H_1, H_2$  : それぞれの梁の桁高 (cm)

$A_{v1}, A_{v2}$  : それぞれの梁の区間  $s_1$  あるいは  $s_2$  におけるスターラップの総断面積 (cm<sup>2</sup>)

$s_1, s_2$  : それぞれのスターラップの部材軸方向の間隔 (cm)

(石橋ら<sup>1)</sup>より抜粋)

表 4-1 重ね梁の模型供試体による実験概要

(石橋ら<sup>1)</sup>による設計資料より引用)

No	供試体名	接合面の状態	スターラップ		桁高(cm)		コンクリート圧縮強度 $f_c$ kgf/cm <sup>2</sup> (MPa)		$P_{max}$ tf (kN)	$P_{cal}$ tf (kN)	$P_{max}/P_{cal}$
			上梁	下梁	上梁	下梁	上梁	下梁			
1	S 1	A	N		40		412 (40.4)		29.9 (293)	29.5 (289)	1.015
2	S 2	A	N		40		412 (40.4)		33.4 (328)	28.7 (281)	1.165
3	S 3	A	N		40		399 (39.1)		26.0 (255)	27.1 (266)	0.960
4	S 4	A	N		40		412 (40.4)		24.8 (243)	25.9 (254)	0.956
5	S 5	A	N		40		359 (35.2)		20.0 (196)	22.6 (222)	0.884
6	S 6	A	N		40		348 (34.1)		27.4 (269)	25.9 (254)	1.059
7	S 7	A	N		40		414 (40.6)		29.5 (289)	30.3 (297)	0.973
8	S 8	A	Y <sub>1</sub>		40		404 (39.6)		47.2 (463)	38.5 (378)	1.225
9	S 9	A	Y <sub>1</sub>		40		359 (35.2)		58.3 (572)	43.9 (431)	1.329
10	G 1	A	N		40		262 (25.7)		22.0 (216)	23.1 (227)	0.952
11	G 9	A	Y <sub>1</sub>		40		308 (30.2)		42.0 (412)	39.4 (386)	1.067
12	TG4	A	Y <sub>3</sub>		80		287 (28.1)		250.0(2452)	202.0(1981)	1.238
13	G 2	BG	N	N	20	20	298 (29.2)	280 (27.5)	23.0 (226)	23.9 (234)	0.963
14	G 3	C1G	N	N	20	20	298 (29.2)	280 (27.5)	24.0 (235)	23.9 (234)	1.005
15	G 4	C2G	N	N	20	20	301 (29.5)	290 (28.4)	23.0 (226)	24.1 (236)	0.956
16	G 5	D1G	N	N	20	20	301 (29.5)	290 (28.4)	27.2 (267)	24.1 (236)	1.130
17	G 6	D2G	N	N	20	20	305 (29.9)	299 (29.3)	23.0 (226)	24.2 (237)	0.949
18	G 7	BG	N	N	15	25	305 (29.9)	299 (29.3)	19.0 (186)	23.5 (230)	0.810
19	G 8	BG	N	N	25	15	308 (30.2)	308 (30.2)	18.5 (181)	25.1 (246)	0.736
20	G18	BG	Y <sub>2</sub>	Y <sub>2</sub>	20	20	287 (28.1)	315 (30.9)	30.0 (294)	31.7 (311)	0.946
21	G19	EG	N	N	15	35	209 (20.4)	320 (31.4)	39.5 (387)	35.9 (352)	1.100
22	G20	EG	Y <sub>1</sub>	N	15	25	259 (25.4)	308 (30.2)	26.6 (261)	30.0 (294)	0.887
23	G21	EG	Y <sub>2</sub>	N	15	25	264 (25.9)	314 (30.8)	25.5 (250)	27.3 (268)	0.933
24	G23	EG	Y <sub>2</sub>	N	25	15	269 (26.4)	320 (31.4)	33.6 (330)	33.5 (329)	1.003
25	W 1	BW	N	N	20	20	332 (32.6)	384 (37.7)	27.0 (265)	28.9 (283)	0.935
26	W 2	C1W	N	N	20	20	332 (32.6)	384 (37.7)	24.0 (235)	28.9 (283)	0.831
27	W 3	C2W	N	N	20	20	336 (33.0)	353 (34.6)	25.0 (245)	28.5 (279)	0.877
28	W 4	D1W	N	N	20	20	336 (33.0)	353 (34.6)	29.0 (284)	28.5 (279)	1.017
29	W 5	D2W	N	N	20	20	399 (39.1)	336 (33.0)	23.6 (231)	29.1 (285)	0.810
30	W 6	BW	N	N	15	25	378 (37.1)	341 (33.4)	22.0 (216)	27.6 (271)	0.797
31	W 7	BW	N	N	25	15	388 (38.0)	363 (35.6)	18.0 (177)	30.6 (300)	0.589
32	W 8	BW	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	20	20	326 (32.0)	388 (38.0)	43.0 (422)	43.8 (430)	0.981
33	W 9	C1W	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	20	20	290 (28.4)	329 (32.3)	44.0 (431)	42.5 (417)	1.036
34	W10	C2W	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	20	20	290 (28.4)	329 (32.3)	44.5 (436)	42.5 (417)	1.047
35	W11	D1W	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	20	20	335 (32.9)	331 (32.5)	47.0 (461)	43.2 (424)	1.089
36	W12	D2W	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	20	20	342 (33.5)	361 (35.4)	48.7 (478)	43.7 (429)	1.115
37	W13	BW	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	15	25	392 (38.4)	364 (35.7)	45.2 (443)	43.1 (423)	1.050
38	W14	BW	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	25	15	392 (38.4)	364 (35.7)	43.9 (431)	45.6 (447)	0.963
39	W15	D1W	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	25	15	373 (36.6)	380 (37.3)	50.3 (493)	45.6 (447)	1.104
40	W16	D2W	Y <sub>1</sub>	Y <sub>1</sub>	25	15	373 (36.6)	380 (37.3)	53.2 (522)	45.6 (447)	1.168
41	W17	BW	N	Y <sub>1</sub>	20	20	361 (35.4)	379 (37.2)	33.0 (324)	36.7 (360)	0.900
42	W18	C1W	N	Y <sub>1</sub>	20	20	361 (35.4)	379 (37.2)	38.7 (380)	36.7 (360)	1.055
43	W19	C2W	N	Y <sub>1</sub>	20	20	342 (33.5)	376 (36.9)	36.0 (353)	36.4 (357)	0.989
44	W20	D1W	N	Y <sub>1</sub>	20	20	342 (33.5)	376 (36.9)	35.3 (346)	36.4 (357)	0.970
45	W21	D2W	N	Y <sub>1</sub>	20	20	230 (22.6)	353 (34.6)	36.4 (357)	34.5 (338)	1.057
46	W22	BW	N	Y <sub>1</sub>	15	25	313 (30.7)	393 (38.5)	35.1 (344)	36.8 (361)	0.954
47	W23	BW	N	Y <sub>1</sub>	25	15	313 (30.9)	393 (30.7)	22.1 (217)	34.4 (337)	0.642
48	TG5	BT	Y <sub>3</sub>	Y <sub>3</sub>	40	40	303 (29.7)	222 (21.8)	188.0(1844)	196.5(1927)	0.957
49	TG6	ET	Y <sub>3</sub>	Y <sub>3</sub>	40	40	307 (30.1)	320 (31.4)	274.0(2687)	207.5(2035)	1.320
50	TG7	D1T	Y <sub>4</sub>	Y <sub>4</sub>	40	40	310 (30.4)	287 (28.1)	291.0(2854)	231.6(2271)	1.257
51	TG8	D2T	Y <sub>3</sub>	Y <sub>3</sub>	40	40	370 (36.3)	301 (29.5)	277.0(2716)	211.9(2078)	1.307
52	TG9	D2T	Y <sub>3</sub>	Y <sub>3</sub>	40	80	301 (29.5)	329 (32.3)	264.0(2589)	240.0(2354)	1.100
53	TA2	D1T	Y <sub>4</sub>	Y <sub>4</sub>	40	40	285 (27.9)	256 (25.1)	287.0(2815)	225.5(2211)	1.273
54	TB2	D3T	Y <sub>3</sub>	N	20	40	341 (33.4)	379 (37.2)	91.0 (892)	89.8 (882)	1.013

注 1) 接合面の状態 A: 1体打ち, その他: 図-2 による

注 2) スターラップ N: 無し Y<sub>1</sub>: φ6 8.5cm ctc Y<sub>2</sub>: φ6 17.0cm ctc

Y<sub>3</sub>: D10 40.0cm ctc Y<sub>4</sub>: 端部 D16 20.0cm ctc 中央部 D10 40.0cm ctc

供試体 No. 32～No.40 のそれぞれのケースの実験条件は、表 4-1 の赤枠内に示されており、各項目に記載されている記号は、図 4-3 及び図 4-4 の赤枠内に対応している。供試体 No. 32～No. 40 のせん断スパン比は 2.3 であり、重ね梁の部材高さの比率は上梁:下梁=1.7:1～1:1.7 である。接合面の処理は、グリース(BW)、「ジベル筋+グリース」(C1W (C2W)) 及び供試体の両端が「チッピング+ジベル筋」、供試体の中央部がグリース (D1W (D2W)) (図 4-4 赤枠内) となっており、実験の接合条件は完全な一体の条件とはなっていない。荷重の載荷方法は、図 4-5 のとおり 2 点に集中荷重として載荷している。

No. 32～No. 40 の実験結果から、接合面が BW の条件では、 $P_{max}/P_{cal}$  の平均値は 0.998 であり、接合面の状態がより一体化に近い C1W (C2W) 及び D1W (D2W) における  $P_{max}/P_{cal}$  の平均値は、1.093 であり、接合面の状態がより一体化に近づくほど若干のせん断力の増大が認められる結果となっているため、一体化を確実にすることはせん断耐力を確保するために重要である。

本実験では、海水ポンプ室の側壁の補強梁及び妻壁部のように、上下の梁に貫通したせん断補強鋼材を配した実験 (供試体 No. 50～No.53, 表 4-1 青枠) も実施している。一体打ちの部材において、せん断補強鋼材が受け持つせん断耐力  $V_s$  の計算式は、以下の式 (4) で示されている。

$$V_s = \frac{A_v \sigma_{sv} d}{1.15s} \dots\dots\dots(4)$$

ここで、 $A_v$  : 梁の区間  $s$  におけるスターラップの総断面積 (cm<sup>2</sup>)  
 $s$  : 梁のスターラップの部材軸方向の間隔 (cm)  
 $\sigma_{sv}$  : スターラップの降伏点応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$d$  : 有効高さ (cm)

(石橋ら<sup>1)</sup> より抜粋)

一体打ちの梁のせん断耐力の計算値  $P_{cal}$  は、以下の式 (5) で示されている。

$$P_{cal} = 2(V_c + V_s) \dots\dots\dots(5)$$

$V_c$  : コンクリートが負担するせん断耐力

$V_s$  : せん断補強鋼材が負担するせん断耐力

No. 50~No. 53 を対象とした実験結果と式 (5) との比較において、せん断耐力の比  $P_{max}/P_{cal}$  の平均値は 1.234 となり、上下の梁に貫通したせん断補強鋼材を配置すれば、ほぼ一体打ちの梁と同じ程度のせん断耐力が得られるとしている。なお、接合面の処理方法等の影響についてさらに検討が必要とされているが、実験における条件で供試体の両端がチップング、供試体の中央部が無処理の条件で、 $P_{max}/P_{cal}$  は、1.265 であり、全面的にチップング等の目荒らしを行うことで一体打ちの場合のせん断耐力と同等の値が得られると考えられる。

なお、せん断補強鋼材の配置に関して、上下のいずれか一方にせん断補強鋼材が配置されている場合にはさらなる検討が必要であるとされている。

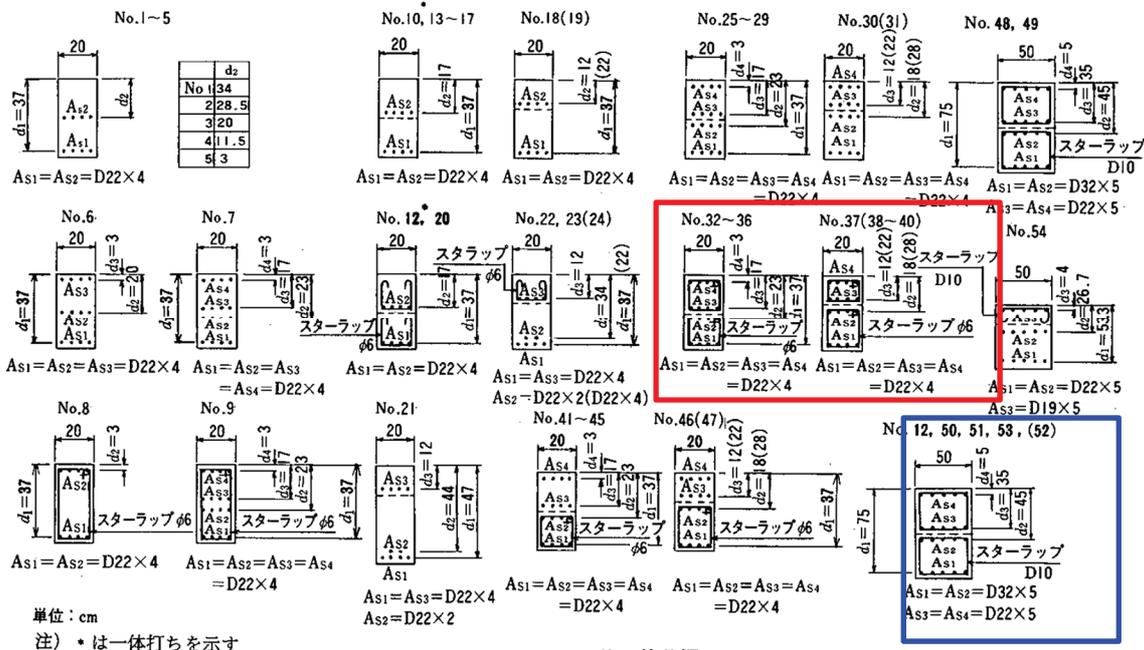
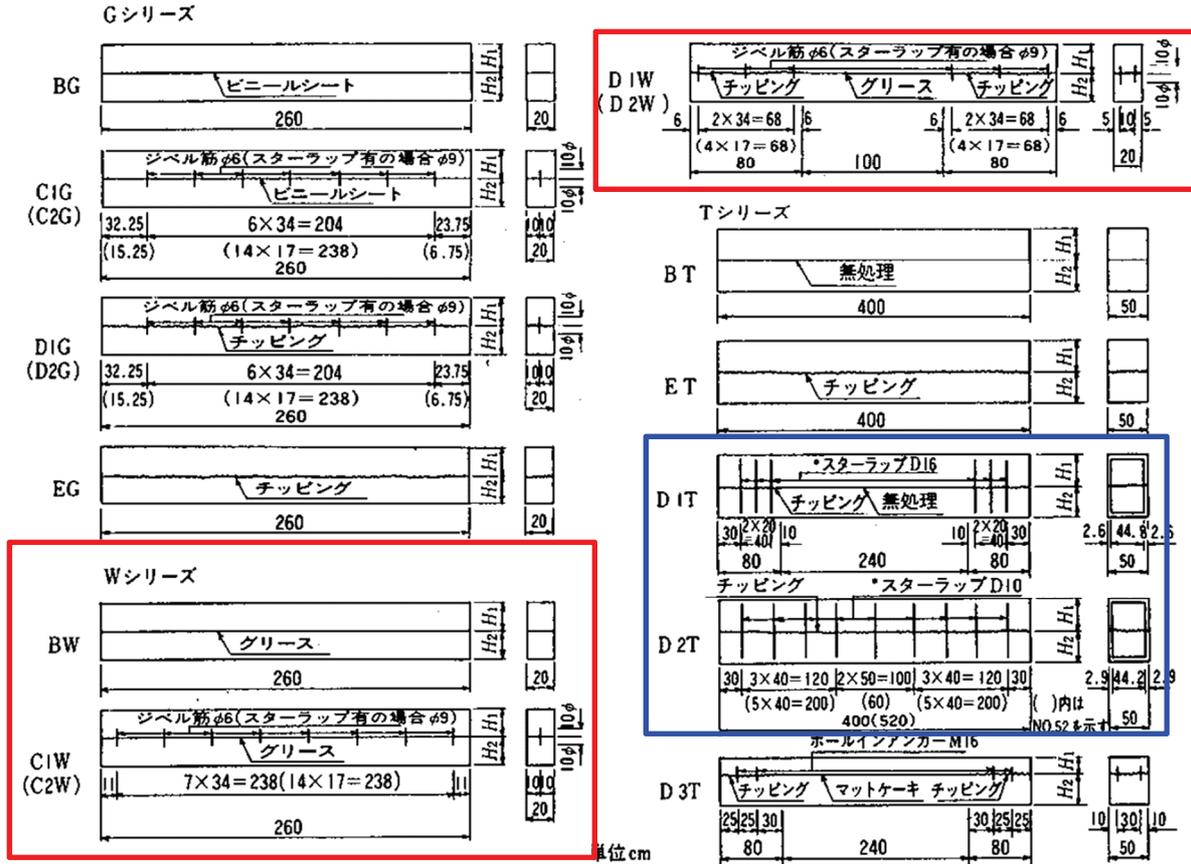


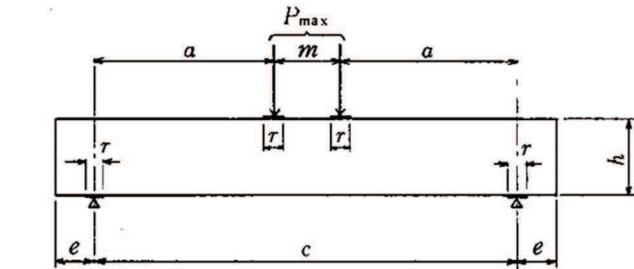
図 4-3 供試体一覧

(石橋ら<sup>1)</sup>より引用)



注) \* はスターラップを貫通させ、ジベル筋は用いていない

図 4-4 接合面の状態  
(石橋ら<sup>1)</sup>より引用)



単位 cm

供試体番号	a	m	c	e	h	r
1~11, 13~20, 22~47	92.5	35	220	20	40	10
21	95	0	190	35	50	10
12, 48~51, 53	100	140	340	30	80	15
52	150	160	460	30	120	15
54	100	140	340	30	60	15

図 4-5 荷重方法, 供試体形状  
(石橋ら<sup>1)</sup>より引用)



#### 4.3.2 海水ポンプ室等での適用性

鉄道標準では地中に埋設されるトンネル等の構造物の本体と土留め等の地下連続壁を一体化し本体利用するための設計方法が示されている。海水ポンプ室等についても、2つの壁部材の接合であり、鉄道標準における一体化と類似していることから、本書を参照して評価することは妥当であると考えられる。

海水ポンプ室における一体部材の適用範囲について鉄道標準では、既設部材と補強部材の部材厚比が2:1~1:2までとされており、それらの根拠となる石橋らの実験においては1.7:1~1:1.7となっている。表2-2のとおり海水ポンプ室等の部材厚比は1.7:1~1:1.4であり、接合面の処理については、海水ポンプ室等では、ブラスト処理及びジベル筋による一体化を図ることから鉄道標準の適用範囲内である。

せん断スパン比については、石橋らの実験が2.3であるのに対し、海水ポンプ室の側壁（水路部）は、2.08でありほぼ実験ケースと同等であるが、底版については0.83であることから石橋らの実験の対象範囲外となる。

また、図4-1の解8.4.3-3は、せん断補強鋼材をそれぞれの部材に分けて配置した場合に適用できるとされており、いずれか一方の部材にせん断補強鋼材が配置された場合については、検討が必要であるとされていることから、側壁の増厚補強部のうち補強部材にせん断補強鋼材が配置され、既設部材にせん断補強鋼材が一部配置されないエリアは石橋らの実験の対象範囲外となる。

側壁（気中部）の補強梁については、CCbを既設部材と補強部材に貫通して配置するため、鉄道標準は適用しない。なお、石橋らの実験においては、せん断補強筋を既設部材と補強部材に貫通して配置した場合のせん断耐力は、接合面の処理を行うことで、一体部材のせん断耐力と同等のせん断力を得られることが示されている（図4-4（青枠内））。

第3号機海水ポンプ室の導流壁については、せん断スパン比が4.23と実験の範囲を超えるものの、鉄道標準におけるせん断耐力式は、棒部材式を基に設定されており、せん断スパン比が大きい側であれば棒部材式の適用性の範囲であるため、鉄道標準を適用できる。

表4-2 鉄道標準の根拠となる石橋らの実験の対象範囲外となる部材

部材	対象範囲外となる理由
①底盤	・せん断スパン比が実験のケースよりも小さいため。
②側壁の一部のエリア	・一部のエリアは、側壁の増厚補強部のうち補強部材にせん断補強鋼材が配置され、既設部材にせん断補強鋼材が配置されないため。

第3号機海水ポンプ室は、両側から増厚補強を実施するが、鉄道標準には二枚の重ね梁によるせん断耐力の算定方法のみが示されている。それを踏まえ、第3号機海水ポンプ室のせん断補強鋼材が受け持つせん断耐力は、既設部材に配置されるCCb及び補強部材のうち片方のせん断補強鋼材のみを考慮して算定するため、実際の補強仕様より保守的な設計となる。コンクリート負担分は、既設部材と補強部材が一体として施工されることから両側補強分も含めた部材厚を考慮して算定する。

## 5. 増厚補強部を一体化設計とする妥当性の確認

「4.3.1 せん断破壊の機構と石橋らの実験」のとおり、既設部材と補強部材のせん断補強鋼材は、それぞれの部材に分割して配置し算定するが、コンクリート部材は既設部材と補強部材は、一体部材であることを前提条件として三次元モデルを作成し構造解析を実施している。本章では、既設部材と補強部材を、一体部材であることを前提として構造解析を行うことについて、既設部材と補強部材の接合面に働く応力状態を明確にするとともに、各応力に対する設計の考え方及び設計結果により妥当性を示す。

### 5.1 既設部材と補強部材に作用する応力状態

海水ポンプ室等の既設部材と補強部材の接合面に発生する応力の概念図（海水ポンプ室を例に）を図5-1に、それぞれの応力に対する設計方針を表5-1に示す。図5-1のとおり、既設部材と補強部材の接合面に発生する応力は大きく以下の3つに分けられる。

①は、既設部材と補強部材の接合面に生じるせん断力であり、(1)曲げによるずれせん断力、(2)水平方向のずれせん断力及び(3)増厚補強部から既設部に伝達される鉛直せん断力がある。設計方針としては、(1)～(3)のせん断力の合計に対し、必要なジベル筋を配置する。ジベル筋の設計の詳細については、「5.2.1 (1) ジベル筋の設計」に示す。

②は、部材の端部に発生する曲げモーメント及びせん断力である。設計方針としては、部材端部の主筋ひずみが部材降伏の許容限界(1725 $\mu$ )を下回ることを確認する。また、施工において既設部材と補強部材の一体化を図るため、主筋の定着を確保する。

③は、既設部材と補強部材の接合面の引張応力による剥離である。設計方針としては、既設部材と補強部材の接合面での発生引張応力が付着強度を下回ることを確認する。また、施工においては、既設部材の目荒らしにより付着強度を確保する。

以下に、各応力状態に対する設計の詳細について示す。

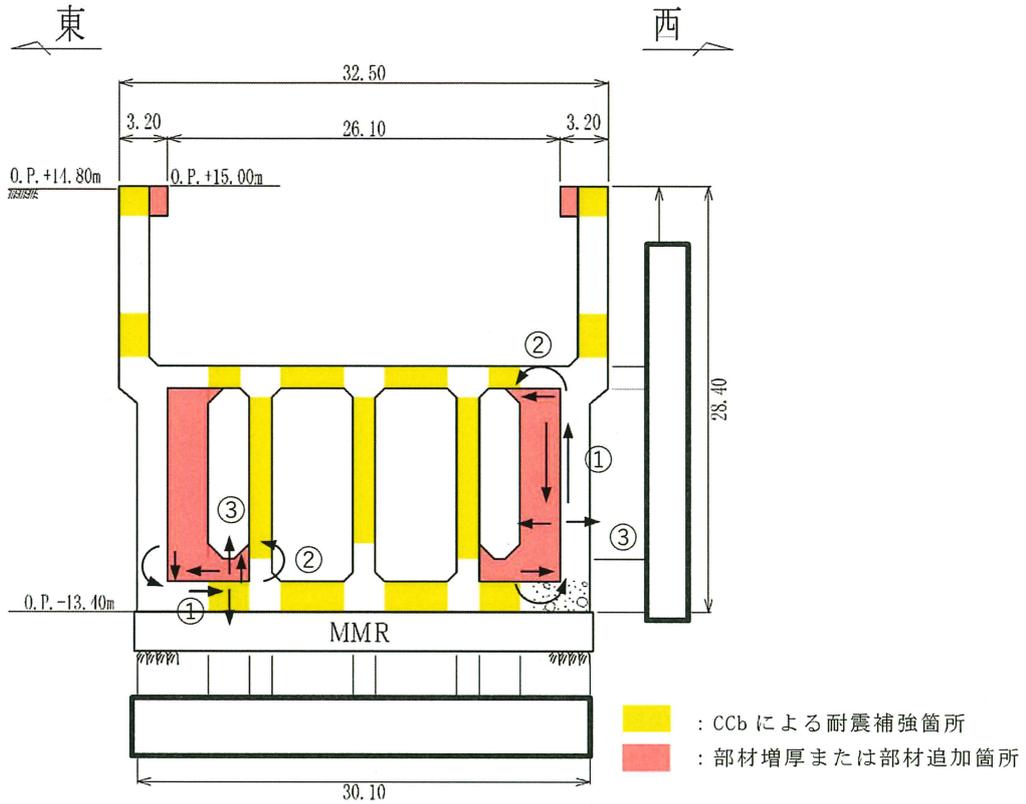


図 5-1 海水ポンプ室 既設部材と補強部材に発生する応力の概念図

表 5-1 既設部材と補強部材の接合面に発生する応力と設計方針

想定される応力	設計・施工方針	準拠基準
①接合面に発生するせん断力 (1) 曲げによるずれせん断力 (2) 水平方向のずれせん断力 (3) 増厚補強部から既設部に伝達される鉛直せん断力	<ul style="list-style-type: none"> <li>・接合面に発生するせん断力がジベル筋のせん断耐力を下まわることを確認する。</li> <li>・接合面に発生するせん断力は、三次元構造解析モデルにより算出される接合面のせん断力を用いる。 ( (1) ~ (3) の合力)</li> </ul>	鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル (国土交通省 鉄道局 監修 平成 13 年 3 月)
②部材端部に発生する曲げモーメント及びずれせん断力	<p>(設計) 端部の主筋ひずみが部材降伏の許容限界 (1725<math>\mu</math>) を下回ることを確認する。</p> <p>(施工) 準拠基準に基づき主鉄筋の定着を確保</p>	あと施工アンカーの設計・施工の手引き (公益社団法人 鉄道総合技術研究所 平成 30 年 1 月)
③接合面での剥離	<p>(設計) 接合面での発生引張応力が許容付着強度を下回ることを確認する。 許容付着強度 : 1.5N/mm<sup>2</sup></p> <p>(施工) 既設部材の目荒らし (サンドブラスト (噴射密度 : 30kg/m<sup>2</sup>)) により付着強度を確保する。</p>	構造物施工管理要領 (東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社 令和 2 年 7 月)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

## 5.2 各応力状態に対する設計

### 5.2.1 ①接合面に発生するせん断力に対する検討

#### (1) ジベル筋の設計方針

既設部材と補強部材の接合面に発生するせん断力に対しては、発生せん断力に十分なジベル筋を配置することとする。ジベル筋の設計は、図 5-2 に示す鉄道標準に基づき行う。

図 5-2(1)に、地下連続壁を本体に利用する際の構造形式を示す。海水ポンプ室等は、既設部材と補強部材の全接合面をジベル筋で一体化させるため、構造形式のうち一体壁に該当する。

海水ポンプ室等の検討においては、接合面に発生するせん断力として三次元モデルを用いた三次元静的材料非線形解析から得られるせん断力を用いる。ジベル筋の設計フローを図 5-3 に、三次元モデルに発生するせん断力の抽出位置図を図 5-4 に、発生せん断力算定に用いる応力成分と応力の作用面の一覧を表 5-2 に、応力成分の作用方向を図 5-5 に示す。設計用地震動は添付書類「VI-2-2-8 海水ポンプ室の耐震評価」と同様に基準地震動  $S_s$  とする。

なお、接合面に作用するコンクリートが受け持つ摩擦力については、保守的に考慮しないものとし、ずれせん断力はジベル鉄筋の耐力のみで受け持つ設計とする。(図 5-2(2))

また、上記の設計に加えて、鉄道標準に基づき配置したジベル筋の設計せん断耐力とコンクリートのみで負担する許容せん断応力度を比較し、十分上回る鉄筋量となっていることを確認する。

ジベル筋は、設計により算定した必要鉄筋量を満足する配置とし、現場状況に応じた配置とする。

## 8.2 構造形式の選定

地下連続壁を本体に利用する場合には施工性、信頼性、経済性等を考慮して、次の構造形式の中から選定するものとする。

- (1) 一体壁形式
- (2) 重ね壁形式
- (3) 単独壁形式

### 【解説】

現在、地下連続壁を本体利用する場合の構造形式としては、解説図 8.2-1 に示すように一体壁形式、重ね壁形式および単独壁形式が用いられており、形式の選定にあたっては、各形式の特性を十分検討し、所要の目的が得られる構造とする必要がある。

なお、地下連続壁は構造材料の違いによりコンクリート製地下連続壁と鋼製地下連続壁の2種類に分けることができる。

#### (1) について

一体壁形式は、地下連続壁と内壁の接合面にジベルを取り付けるなどして、完全に1枚の壁として荷重に抵抗するようにしたものである。必要断面厚が小さくできる点是有利であるが、床版と壁との接合およびジベル筋などの施工が若干煩雑である。

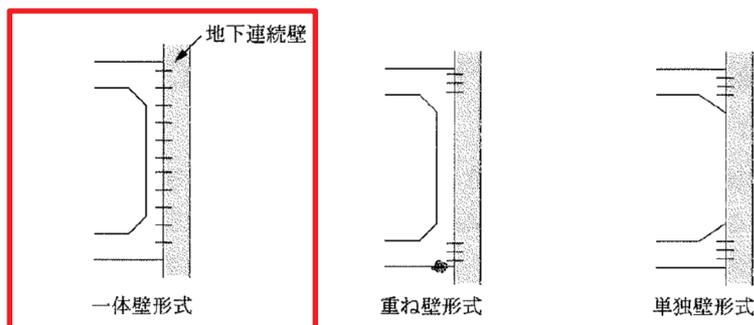
しかしながら、最近ではジベル筋の取付方法の開発に伴い、その施工が容易となり広く用いられている。なお、本標準における一体壁の適用範囲は、コンクリート製地下連続壁の場合は連続壁と内壁の壁厚比が2:1~1:2まで、鋼製地下連続壁の場合は内壁の厚さが連続壁の厚さ以上のものとする。

#### (2) について

重ね壁形式は、地下連続壁と内壁の接合面にはせん断力は作用せず、互いに自由にすべるが、曲げによるたわみが相等しい構造である。地下連続壁と内壁が負担する曲げモーメントや軸力は、それぞれの曲げ剛性、軸方向剛性に比例する。

#### (3) について

単独壁形式は、内壁を設けずに地下連続壁のみで荷重に抵抗するようにしたものである。深くなった場合に壁厚が増加し、一体壁形式に比べて不経済となることがある。また、内壁を施工しないことから防水には特に配慮する必要がある。



解説図 8.2-1 本体利用の壁形式

なお、掘削深さが大きく地階数の多い場合は、浅い部分では単独壁形式、深い部分で一体壁形式もしくは重ね壁形式というように併用して用いられる場合もある。

図 5-2(1) ジベル筋の設計 (鉄道標準より抜粋 (一部加筆))

### 8.4.5 床版と側壁との結合部の設計

床版とコンクリート製地下連続壁との結合部は、作用する曲げモーメント、せん断力、軸力を円滑に伝達できる構造とするものとする。

#### (1) 曲げに対する検討

床版端部曲げモーメントに対して、結合部が十分な耐力を有するように設計するものとする。

#### (2) せん断に対する検討

一体壁形式の場合は全せん断力に対して、重ね壁形式および単独壁形式の場合は結合部付近に作用する鉛直せん断力に対して、十分な耐力を有するように設計するものとする。

(中略)

#### 3) ジベル筋の設計

地下連続壁と内壁の接合面に配置するジベル筋は、前記1) および2) のせん断力に対し安全となるように設計し、その検討は式(解8.4.5-3)による。

$$\gamma_a \cdot \gamma_b \cdot \gamma_l \cdot \frac{V}{V_u} \leq 1.0 \quad (\text{解 } 8.4.5-3)$$

$$V_u = V_{ug} + V_{ul}$$

$$V_{ug} = \mu \cdot (n \cdot A_{rg} \cdot f_{ryd} + \sigma_N \cdot A_{cg} / \gamma_c)$$

$$V_{ul} = \mu \cdot \sigma_N \cdot A_{ul} / \gamma_c$$

ここに、 $V$  : 床版接合面の作用せん断力

$V_u$  : 接合面における全せん断耐力

$V_{ug}$  : ジベル筋配置区間の全せん断耐力

$V_{ul}$  : ジベル筋配置区間以外のコンクリートの接合面におけるせん断耐力

$\mu$  : 摩擦係数 (1.4程度: 地下連続壁は洗浄し、レイタンスを取り除き、深さ7mm程度の粗さとした場合<sup>1)</sup>)

$n$  : ジベル筋の本数 (単位幅当り)

$A_{rg}$  : ジベル筋1本当りの断面積

$f_{ryd}$  : ジベル筋の設計引張降伏強度

$\sigma_N$  : 接合面に作用する鉛直応力度 (地下連続壁に作用する土圧等の外力)

$A_{cg}$  : ジベル筋配置区間の全面積 (面積の境界は、最外側のジベル筋からジベル筋間隔の半分程度の距離までである)

$A_{ul}$  : ジベル筋配置区間以外のコンクリート面積 (地下連続壁の接合面処理を行う部分のみ)

$\gamma_a, \gamma_l$  : 「4.5 安全係数」による。

$\gamma_b$  : 部材係数で、一般に1.3としてよい。

$\gamma_c$  : コンクリートの材料係数

$\mu$  : コンクリートの摩擦分は考慮しない

図5-2(2) ジベル筋の設計 (鉄道標準より抜粋 (一部加筆))

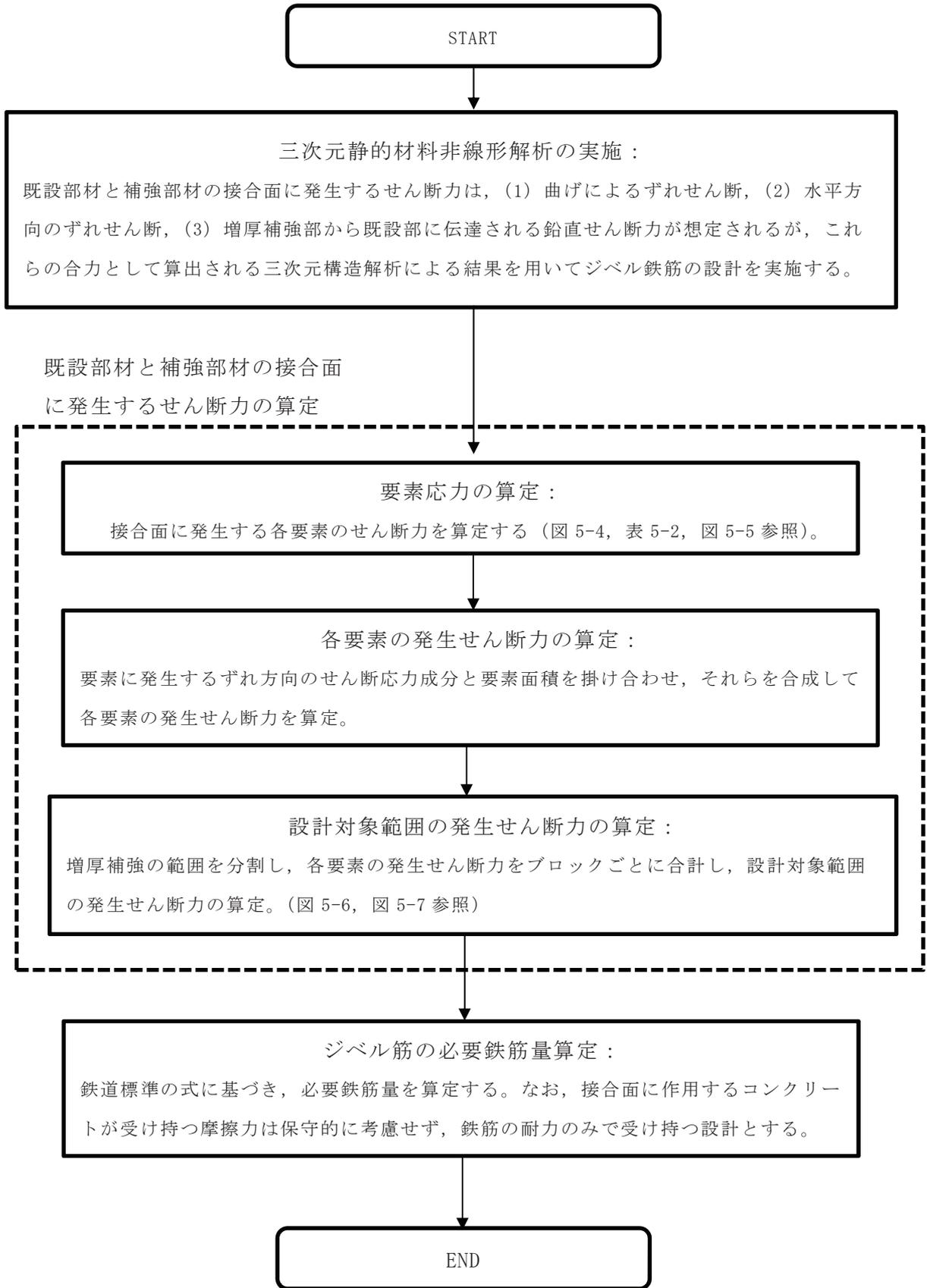


図 5-3 ジベル筋の設計フロー



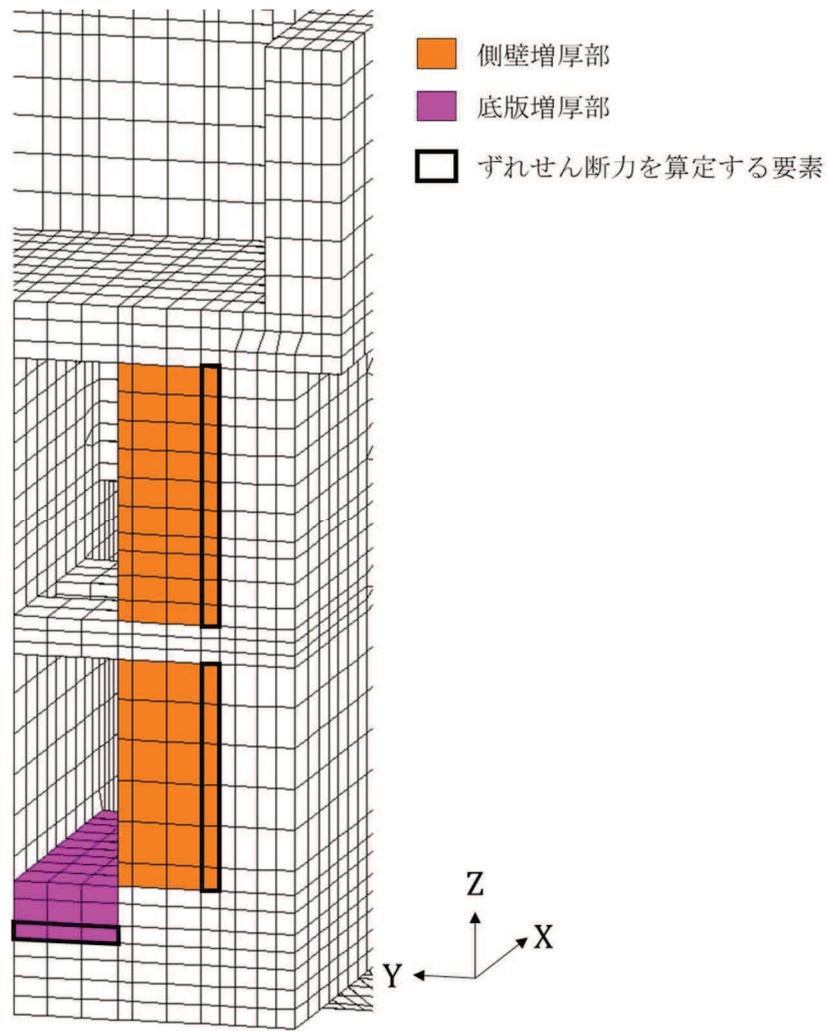


図 5-4 接合面の発生せん断力

表 5-2 発生せん断力算定に用いる応力成分と応力の作用面

	応力成分			ずれ方向の応力が作用する要素の面
	横断方向の ずれ	縦断方向の ずれ	鉛直方向の ずれ	
側壁増厚 補強部	-	$\tau_{YX}$	$\tau_{YZ}$	XZ 面
底版増厚 補強部	$\tau_{ZY}$	$\tau_{ZX}$	-	XY 面

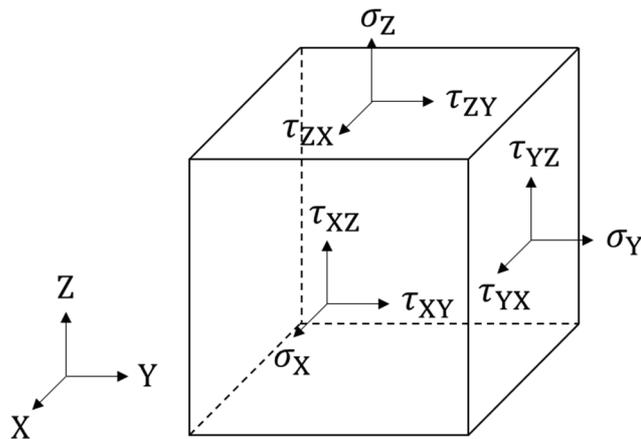


図 5-5 応力成分の作用方向

(2) 発生せん断力の算定

既設部材と補強部材の接合部に発生するせん断力は、図 5-5 に示す要素において、接合部がずれる方向のせん断応力成分と要素面積を掛けることで算定する。また、接合面に生じる 2 方向のずれを考慮するため、それらを合成した方向の発生せん断を算定し、ジベル鉄筋の設計に用いる。

(3) 設計対象範囲の発生せん断力の算定

鉄道標準に基づく発生せん断力は高さ方向の合計値となっている。三次元モデルから得られるせん断力については、接合面の要素全体のせん断力を合計して求めるが、海水ポンプ室の側壁は、図 5-6 のとおり、縦断方向で高さに変化すること、中床版で構造が分かれていること、また、底版についても縦断方向で勾配が変化することから、照査範囲を複数のブロックに分割し、ブロックごとに発生せん断力を算定する。第 3 号機海水ポンプ室は増厚補強部の導流壁の形状が単純な長方形断面のため、図 5-7 のとおり、部材内で分割せず 1 ブロックとする。

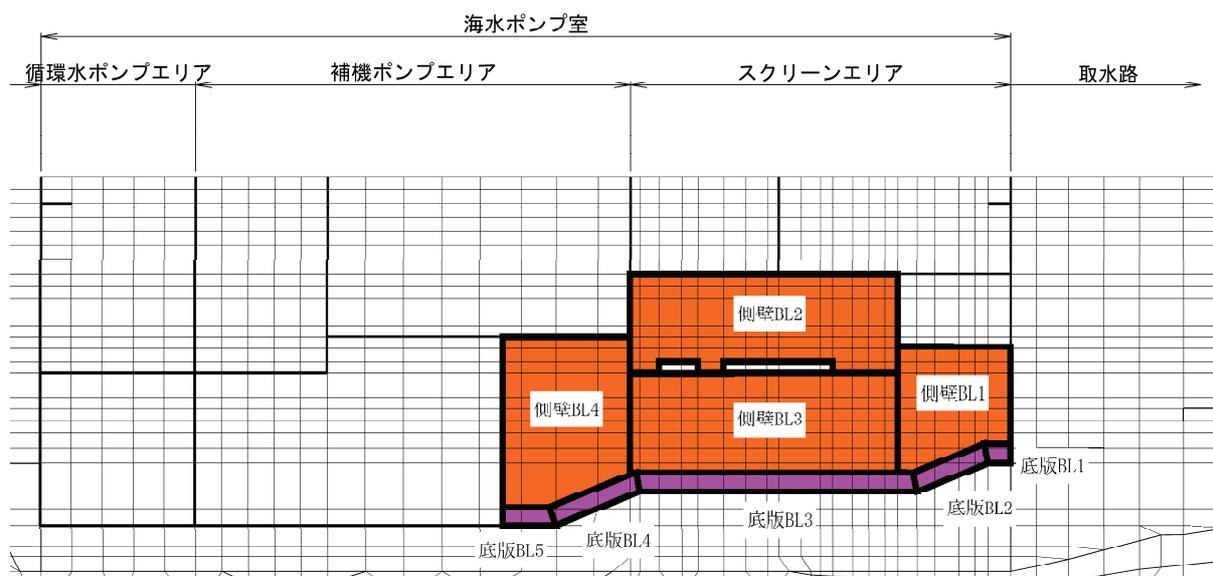


図 5-6 増厚補強範囲の分割 (海水ポンプ室)

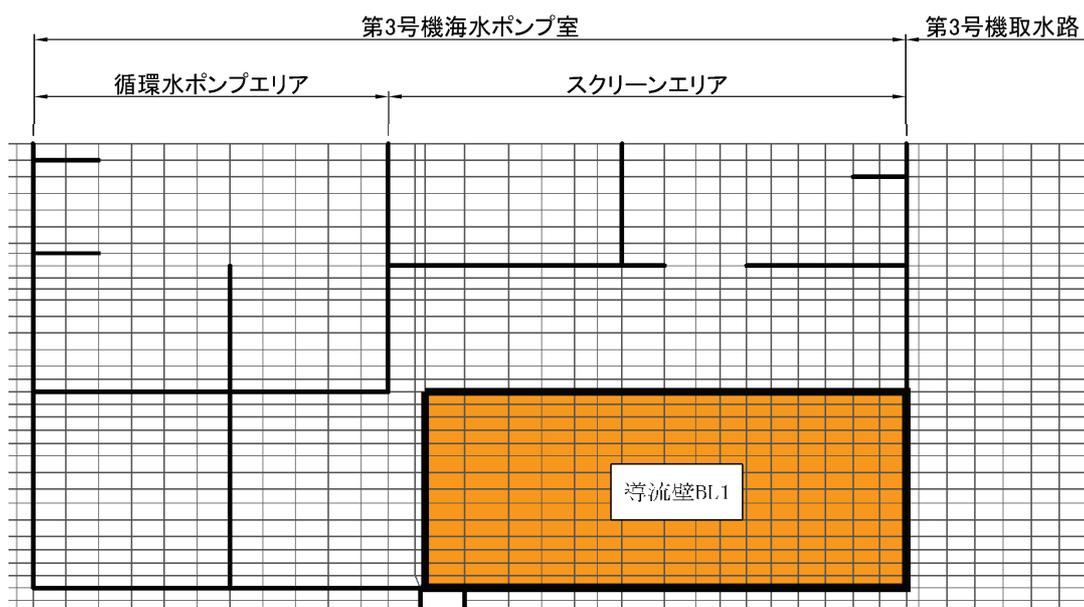


図 5-7 増厚補強範囲の分割 (第3号機海水ポンプ室)

(4) コンクリートの許容せん断応力との比較

三次元静的非線形解析から得られる発生せん断力に対するジベル筋の設計に加えて、コンクリートのみでせん断に抵抗する場合の検討を実施し、三次元静的非線形解析による設計と比較する。

コンクリートの許容せん断応力は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編，平成 14 年」に基づき図 5-8 の赤枠部のコンクリートのみでせん断力を負担する場合の  $\tau_{a1}$  を算定し、ジベル筋によるせん断耐力との比較を行う。なお、海水ポンプ室の設計基準強度は  $20.5\text{N/mm}^2$ ，第 3 号機海水ポンプ室の設計基準強度は  $23.5\text{N/mm}^2$  であることから， $\tau_{a1}$  は，図 5-8 から線形補間して算定する。また，今回は地震時の検討であることから，割増係数 1.5 を見込んだ許容せん断応力を算定する。

表-4.2.1 コンクリートの許容圧縮応力度及び許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度 ( $\sigma_{ck}$ )			
		21	24	27	30
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0
	軸圧縮応力度	5.5	6.5	7.5	8.5
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 ( $\tau_{a1}$ )	0.22	0.23	0.24	0.25
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 ( $\tau_{a2}$ )	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度 ( $\tau_{a3}$ )	0.85	0.90	0.95	1.00

図 5-8 コンクリートの許容せん断応力度

(道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編，平成 14 年より抜粋)

(5) ジベル筋の設計結果

海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室の既設部材と補強部材の接合面のせん断評価結果を表5-3及び表5-4に示す。なお、接合面のせん断評価結果については、側壁及び底版ともに照査値が最大となる照査結果を示す。同表より、既設部材と補強部材の接合面に生じるせん断力は、接合面に配置したジベル筋によるせん断耐力にて受け持つことができることを確認した。

表5-3 ジベル筋設計結果（海水ポンプ室）

部材	照査位置*1	鉄筋径・ピッチ	照査用せん断力*2 (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値
側壁	側壁 BL3	D22@300×300	152,839	195,153	0.79
底版	底版 BL1	D32@300×300	17,499	22,130	0.80

注記\*1：照査位置は図5-6に示す。

\*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数(1.05)×部材係数(1.3)×構造物係数(1.0)

表5-4 ジベル筋設計結果（第3号機海水ポンプ室）

部材	照査位置*1	鉄筋径・ピッチ	照査用せん断力*2 (kN)	せん断耐力 (kN)	照査値
導流壁	導流壁 BL1	D22@300×300	292,866	368,920	0.80

注記\*1：照査位置は図5-7に示す。

\*2：照査用せん断力＝発生せん断力×構造解析係数(1.05)×部材係数(1.3)×構造物係数(1.0)

(6) コンクリートの許容せん断応力度との比較結果

海水ポンプ室及び第3号機海水ポンプ室のコンクリートの許容せん断応力とジベル筋のせん断耐力との比較結果を表5-5に示す。ジベル筋のせん断耐力はジベル筋設置範囲の中で鉄筋量が最も小さい箇所としている。

比較の結果、ジベル筋のせん断耐力はコンクリートの許容せん断応力度を十分上回っており、ジベル筋はコンクリートのみで負担するせん断応力度に対し裕度を持った配筋量となっていることを確認した。

表5-5 コンクリートが受け持つ許容せん断応力とジベル筋の比較

構造	照査位置	鉄筋径・ピッチ	許容せん断 応力度 $\tau_{a1}$ *1 (N/mm <sup>2</sup> )	ジベル筋 せん断耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	照査値
海水ポンプ室	側壁 BL2*2	D19@300×300	0.327	1.183	3.6
第3号機 海水ポンプ室	導流壁 BL1*3	D22@300×300	0.343	1.598	4.6

注記\*1：許容せん断応力度は割増係数1.5を考慮した値。

\*2：照査位置は図5-6に示す。

\*3：照査位置は図5-7に示す。

5.2.2 ②部材端部に発生する曲げモーメント及びずれせん断力に対する検討

既設部材と補強部材の接合面に発生する曲げモーメントに対する検討について、補強部材の端部に発生する主筋ひずみを確認した。補強部材の端部における最大主筋ひずみを表 5-6 に、補強部材端部における主筋ひずみが最大時の主筋ひずみ分布を図 5-9 に示す。

同表及び同図より、補強部材端部に発生する主筋ひずみは、部材降伏に相当する限界ひずみ（ $1725\mu$ ）を下回ることを確認した。

なお、既設部材と補強部材の接合面に発生するずれせん断力に対しては、既設部材表面を目荒らししてコンクリートを打継ぐこと及び主鉄筋を定着することから、検討は不要とした。

表 5-6 補強部材端部における最大主筋ひずみ

照査用ひずみ*	限界ひずみ	照査値
$1257\mu$	$1725\mu$	0.73

注記\*：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

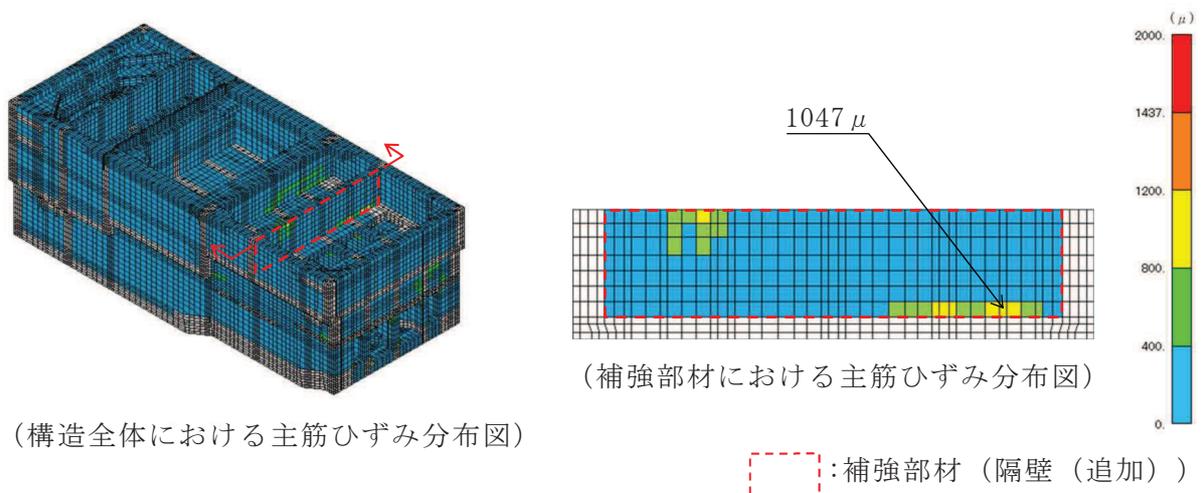


図 5-9 補強部材端部における主筋ひずみ最大時の主筋ひずみ分布図

(1) 主鉄筋の定着長に係る規格・基準

主鉄筋の定着長の算定は、「コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針（案）（土木学会，2014年3月）」、「あと施工アンカーの設計・施工の手引き（鉄道総合技術研究所，平成30年1月）」及び「各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2012年5月）」にあと施工アンカーの定着長に関する算定方法が示されている。各基準における適用範囲を表5-7に示す。

海水ポンプ室の既設部材におけるコンクリートの設計基準強度は  $20.5\text{N/mm}^2$  であること、既設部材と補強部材を一体化するために用いている主鉄筋の径が最大D38を用いている。また、増厚補強部における設計に係る規格・基準として鉄道標準を参照していることから、定着長の算定において、あと施工アンカーの設計・施工の手引き（鉄道総合技術研究所）を参照することとする。

表5-7 準拠基準における適用範囲

基準	適用範囲
コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針（案）（土木学会）	コンクリート設計基準強度*1： $18\text{N/mm}^2$ から $36\text{N/mm}^2$ 鉄筋呼び径：D10 から D25 までの異形鉄筋 埋込み長さ：鉄筋呼び径の7倍以上*2
あと施工アンカーの設計・施工の手引き（鉄道総合研究所）	コンクリート設計基準強度*1： $12\text{N/mm}^2$ から $34\text{N/mm}^2$ 鉄筋呼び径：D10 から D38 までの異形棒鋼 設計有効埋め込み長さ：鉄筋呼び径の10倍以上*2
各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会）	コンクリート設計基準強度*1： $18\text{N/mm}^2$ から $48\text{N/mm}^2$ 鉄筋呼び径：呼び径9mm以上25mm以下の棒鋼 有効埋込み長さ：鉄筋呼び径の7倍以上*2

注記\*1：既設部材におけるコンクリート設計基準強度を示す。

\*2：接着系アンカーを使用した際の有効埋め込み長さを示す。



(2) あと施工アンカー工法の設計・施工の手引きに基づく定着長の算定方法

あと施工アンカーの設計・施工の手引き（鉄道総合技術研究所）におけるあと施工アンカー部の引張耐力の考え方を図5-10に示す。本指針では、軸引張力に対するコンクリート躯体の設計破壊耐力とアンカー筋の降伏による設計降伏耐力を算出し、両者のうち小さい値をあと施工アンカー部の設計軸引張耐力 $T_{ud}$ としている。なお、コンクリート躯体の設計破壊耐力は、コーン破壊耐力と接着材の付着破壊耐力を考慮した値となっている。

無機系アンカーを使用する場合の軸引張力に対するコンクリート躯体の設計破壊耐力を式(4.4.1.2-2)に、アンカー筋の設計降伏耐力を式(4.4.1.2-3)に示されている。また、あと施工アンカー同士が近接する場合やコンクリートの縁端部が近接する場合、式(4.4.1.4-2)及び式(4.4.1.4-3)から算定する低減率 $\alpha$ 及び $\beta$ を式(4.4.1.2-2)に乗じることで、アンカーの近接による群効果およびへりあき寸法の影響を考慮している。

海水ポンプ室の設計においては、増厚補強における主筋ひずみが部材降伏の許容限界(1725 $\mu$ )を下回ることを確認していることから、式(4.4.1.2-3)に示すアンカー筋の設計降伏耐力を超える引張応力は作用しない。そのため、式(4.4.1.2-2)で求まる設計破壊耐力が式(4.4.1.2-3)で求まる設計降伏耐力を上回る有効埋め込み長さを設定することで、主鉄筋の引拔が発生しないこととなり、補強部材と既設部材の一体化を満足する設計とする。

**4.4.1.2 引張耐力**

(1) あと施工アンカー部の設計軸引張耐力 $T_{ud}$ は、式(4.4.1.2-1)および式(4.4.1.2-2)に示す軸引張力に対するコンクリート躯体の設計引張破壊耐力および式(4.4.1.2-3)に示すアンカー筋の設計降伏耐力のうち小さい方の値とする。

a) 軸引張力に対するコンクリート躯体の設計引張破壊耐力

有機系アンカー

$$T_{cd} = \{1.6 \cdot \pi \cdot \phi \cdot (D+5.5\phi)(f_{cd})^{1/2} + 1.1 \cdot \pi \cdot D \cdot (l_{ad}-4\phi)(f_{cd})^{2/3}\} / \gamma_b / \gamma_n \quad (4.4.1.2-1)$$

無機系アンカー

$$T_{cd} = \{1.3 \cdot \pi \cdot \phi \cdot (D+5.5\phi)(f_{cd})^{1/2} + 0.9 \cdot \pi \cdot D \cdot (l_{ad}-4\phi)(f_{cd})^{2/3}\} / \gamma_b / \gamma_n \quad (4.4.1.2-2)$$

ここに、 $T_{cd}$  : 軸引張力に対するコンクリート躯体の設計引張破壊耐力 (N)

$\phi$  : アンカー筋の径 (mm)

$D$  : 穿孔径 (mm)

$l_{ad}$  : 設計有効埋め込み長 (mm)

$f_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_b$  : 部材係数で、一般に1.3とする

$\gamma_n$  : 長期荷重の影響に関する係数で、長期持続荷重確認試験の載荷荷重に基づいて設定する

b) アンカー筋の設計降伏耐力

$$T_{yd} = f_{yd} \cdot A_s / \gamma_n \quad (4.4.1.2-3)$$

ここに、 $T_{yd}$  : アンカー筋の設計降伏耐力 (N)

$f_{yd}$  : アンカー筋の設計引張降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_s$  : アンカー筋の有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\gamma_n$  : 部材係数で、一般に1.05とする

c) あと施工アンカー部の設計軸引張耐力

$$T_{ud} = \min(T_{cd}, T_{yd}) \quad (4.4.1.2-4)$$

ここに、 $T_{ud}$  : あと施工アンカー部の設計軸引張耐力 (N)

$T_{cd}$  : 軸引張力に対するコンクリート躯体の設計引張破壊耐力 (N)

$T_{yd}$  : アンカー筋の設計降伏耐力 (N)

図5-10(1) 定着長の算定方法

(あと施工アンカーの設計・施工の手引きより抜粋 (一部抜粋))

(2) あと施工アンカー同士が近接する場合

あと施工アンカー同士が近接する場合は、軸引張力に対するコンクリートく体の設計引張破壊耐力の低下の影響を考慮する必要がある。このときのコンクリートく体の設計引張破壊耐力は、式(4.4.1.2-1)および式(4.4.1.2-2)に式(4.4.1.4-2)に示す低減率 $\alpha$ を乗じることで求めてよい。

アンカー間隔の影響によるコンクリートく体の設計引張破壊耐力の低減率

$$\alpha = \begin{cases} 0.5 + 0.5 \cdot d_s / 20 \phi & (d_s < 20 \phi) \\ 1.0 & (d_s \geq 20 \phi) \end{cases} \quad (4.4.1.4-2)$$

ここに、 $d_s$  : アンカー間隔 (mm)

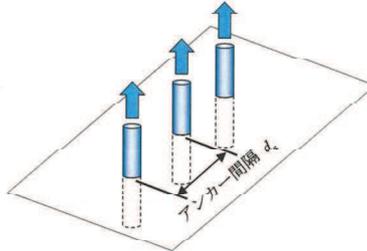


図 4.4.1.4-1 アンカー間隔

(3) あと施工アンカーとコンクリートの縁端部が近接する場合

a) 引張耐力

あと施工アンカーとコンクリートの縁端部が近接する場合、すなわち、へりあき寸法が小さい場合は、軸引張力に対するコンクリートく体の設計引張破壊耐力の低下の影響を考慮する必要がある。このときのコンクリートく体の設計引張破壊耐力は、式(4.4.1.2-1)および式(4.4.1.2-2)に式(4.4.1.4-3)に示す低減率 $\beta$ を乗じることで求めてよい。

へりあき寸法の影響によるコンクリートく体の設計引張破壊耐力の低減率

$$\beta = \begin{cases} d_e / 10 \phi & (d_e < 10 \phi) \\ 1.0 & (d_e \geq 10 \phi) \end{cases} \quad (4.4.1.4-3)$$

ここに、 $d_e$  : へりあき寸法 (mm)

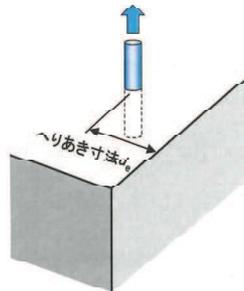


図 4.4.1.4-2 へりあき寸法

図 5-10(2) 定着長の算定方法 (あと施工アンカーの設計・施工の手引きより抜粋)

(3) 定着長の算定結果

海水ポンプ室では、図 5-11 に示すとおり増厚補強を実施している。

無機系アンカーを使用する場合の軸引張力に対するコンクリート躯体の設計破壊耐力は式 (4.4.1.2-2) を用いて算出されるが、あと施工アンカー同士が近接する場合やコンクリートの縁端部が近接する場合に低減率を考慮して定着長を算定することとなっている。定着長の算定に影響を及ぼす鉄筋径と各部材における主鉄筋の間隔による低減率  $\alpha$  及びコンクリートの縁端部までの距離による低減率  $\beta$  を表 5-8 に示す。補強位置毎に鉄筋径、低減率  $\alpha$  及び  $\beta$  が異なっているため、本章では、鉄筋径及び低減率が大きい「底版、側壁（水路部）」を、また、低減率  $\beta$  を考慮している「竜巻防護ネット支持部」を代表部材として選定し、定着長の算定結果を示す。

定着長の算定結果を表 5-9 に、既設部材と補強部材接合面における定着長を図 5-12 に示す。

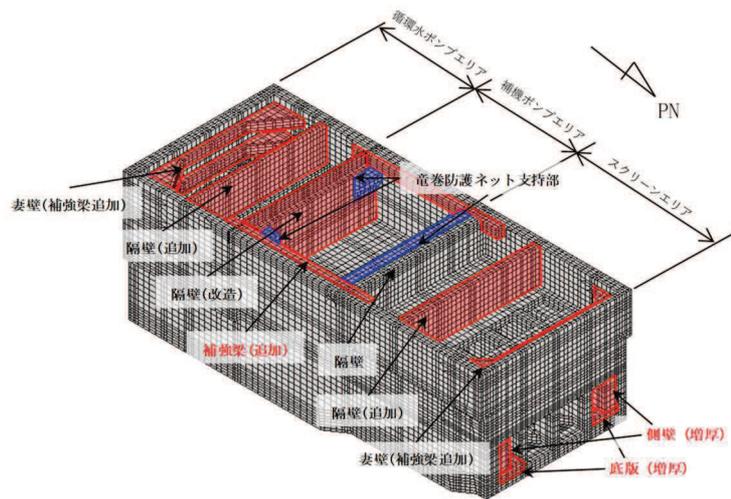


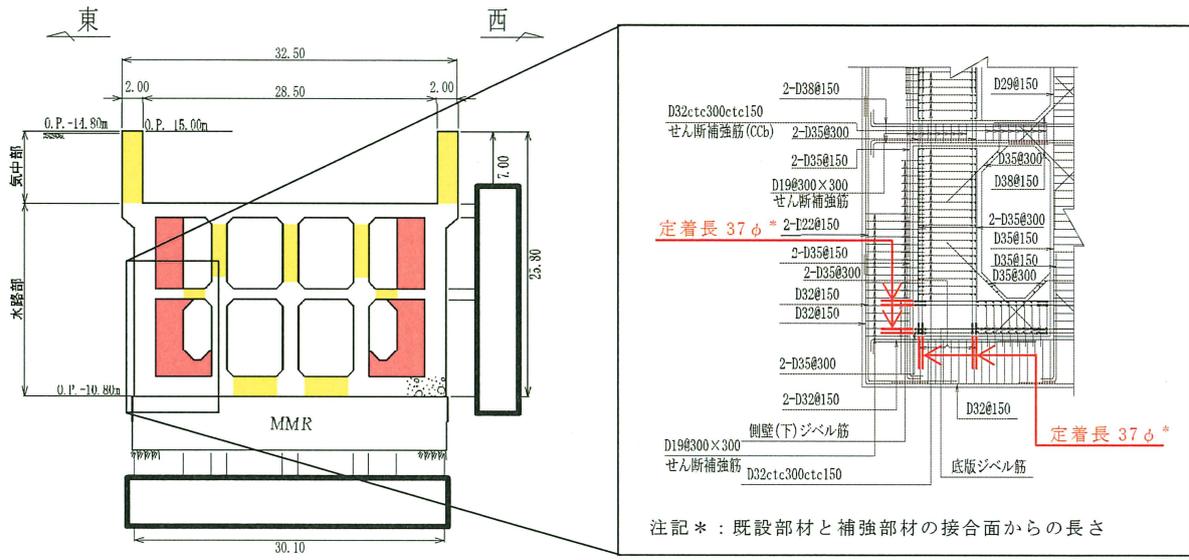
図 5-11 海水ポンプ室 補強概要図（再掲）

表 5-8 増厚補強箇所における鉄筋径及び低減率

増厚補強箇所		鉄筋径	低減係数	
			$\alpha$	$\beta$
竜巻防護ネット支持部		D25	0.65	0.72
側壁上部（補強梁追加）		D35	0.61	0.82
底版，側壁（水路部）		D35	0.43	1.00
北側妻壁 （補強梁追加）	水平方向（縦断）	D32	0.62	1.00
	水平方向（横断）	D38	0.70	1.00
南側妻壁 （補強梁追加）	水平方向（縦断）	D22	0.84	1.00
	水平方向（横断）	D32	0.73	1.00
隔壁（追加） （スクリーンエリア）	水平方向（横断）	D35	0.43	1.00
	鉛直方向			
隔壁（改造） （補機ポンプエリア）	水平方向（横断）	D32	0.42	1.00
隔壁（追加） （循環水ポンプエリア）	水平方向（横断）	D35	0.56	1.00
	鉛直方向	D35	0.61	1.00

表 5-9 定着長の算定結果

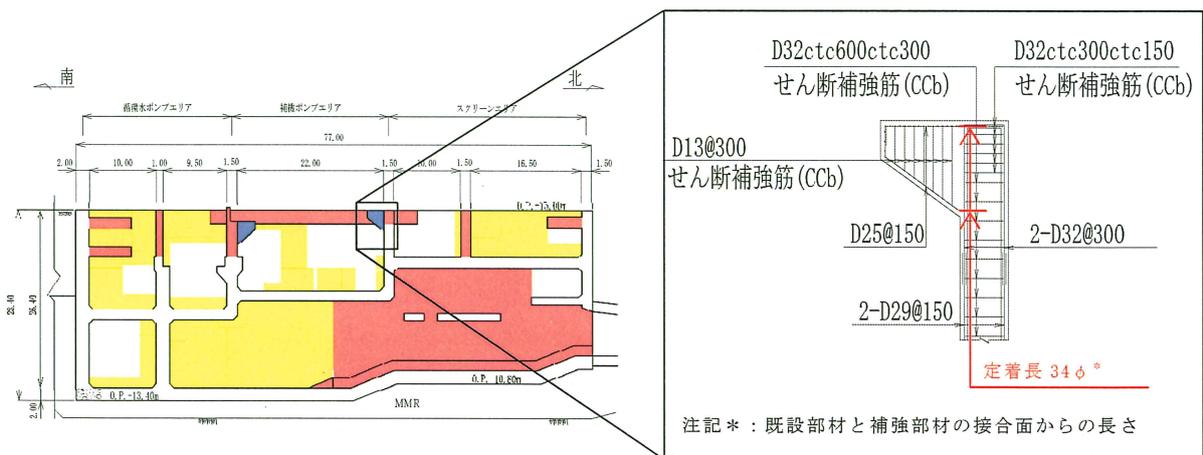
増厚補強箇所	$T_{cd}$ (kN)	$T_{yd}$ (kN)	定着長
底版, 側壁 (水路部)	308.7	299.4	37φ
竜巻防護ネット 支持部	165.8	158.6	34φ



(補強全体図)

(拡大概略配筋図)

図 5-12(1) 既設部材と補強部材接合面における定着長(側壁及び底版)



(補強全体図)

(拡大概略配筋図)

図 5-12(2) 既設部材と補強部材接合面における定着長  
(竜巻防護ネット支持部)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

### 5.2.3 ③接合面での剥離に対する検討

#### (1) 接合面での剥離に対する設計方針

接合面は表面処理を十分に行うことから、接合面における引張応力の許容限界は、コンクリートの引張強度 ( $f_{tk}=0.23f'_{ck}{}^{2/3}=1.72\text{N/mm}^2$ ) を下回ることである。今回は、施工から期間が経過したコンクリートへの打継であることから、コンクリートの引張強度に対し保守的に  $1.5\text{N/mm}^2$  を許容付着強度とする。また、基準地震動  $S_s$  三次元静的材料非線形解析による既設部材と補強部材の接合面の要素に発生する引張応力のうち最大値を、海水ポンプ室を例に表 5-10 に示す。接合面に発生する応力は許容付着強度を下回ることを確認した。

表 5-10 接合面における最大引張応力

部材	地震動	算出位置*	発生引張応力 ( $\text{N/mm}^2$ )	許容付着強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
側壁	$S_s - N1 (+ +)$	BL1	1.03	1.5
底版	$S_s - N1 (+ +)$	BL1	1.33	

注記\*：算出位置は図 5-6 に示す。

#### (2) 接合面の施工方針

接合面はブラスト処理による目荒らしを行うこととし、施工仕様は「構造物施工管理要領（東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社 令和 2 年 7 月）」を参考に図 5-13 のとおりサンドブラスト（噴射速度： $30\text{kg/m}^2$ ）とする。本基準の適用範囲は、既設コンクリートと新材料の付着・一体化を図るために実施する既設コンクリートの表面処理であり、表面処理の対象は、コンクリート又は断面補修材の打継等とされている。海水ポンプ室等は、既設コンクリートに表面処理を行い、打継を行うため、本基準は、適用範囲内である。また、施工仕様は株式会社高速道路総合技術研究所で行われた試験結果に基づくもので、サンドブラスト（噴射速度： $30\text{kg/m}^2$ ）にて施工すれば、付着強度  $1.5\text{N/mm}^2$  を確保できるとされている。念のため、女川での施工仕様の適用性を確認する目的で付着試験を実施し、付着強度  $1.5\text{N/mm}^2$  を確保していることを確認した。試験の詳細については「参考資料 9 既設部材と新設部材のコンクリートの付着力について」に示す。

### 3 コンクリート構造物

#### 3-1 事前処理

##### 3-1-1 表面処理

(1) 適用

本節は、既設コンクリートと新材料との良好な付着・一体化を図るために実施する既設コンクリートの表面処理に適用する。

(2) 定義

表面処理とは、コンクリートまたは断面補修材の打継ぎ等で、既設コンクリートと新材料との一体化を図るために既設コンクリート表面の脆弱層、レイタンス、ごみ等を取り除くために1mm程度の研掃を行う処理のことをいう。

(3) 表面処理の要求性能

表面処理の要求性能は、既設コンクリートと新設材料とが良好な付着・一体化性状が得られること。

(4) 表面処理の性能照査

表面処理の性能照査は、表 3-1-1 に示す基準値を満足するものとする。

表 3-1-1 付着性能の照査項目

項目	規格値	備考
付着性能	1.5N/mm <sup>2</sup> 以上	試験法 422 を標準

注) 但し、床版上面増厚工の新旧コンクリート界面の付着強度については、4-3 床版上面増厚工 4-3-4 施工管理によるものとする。

- (1) 耐震補強や改築、拡張工事では、既設コンクリート構造物に新たなコンクリートを打継ぎ、新旧コンクリートを一体化するとみなして部材設計が行われる。この場合、既設コンクリート表面の確実な打継ぎ面の処理：表面処理が必要である。本節は、既設コンクリートの適切な表面処理を完成するに必要な施工管理について適用するものである。
- (2) 新旧コンクリートの良好な一体化を図るためには、打継ぎ面となる既設コンクリート表面に存在する脆弱層、レイタンス、ごみ等を適切に除去する必要がある、この処理を表面処理と定義した。一体化に良好な表面処理は、一般に1mm程度の研掃を行うのと同様になる。
- (4) 表面処理の性能照査は、付着性能により照査するものとする。なお、表解 3-1-1 は株式会社高速道路総合技術研究所で行われた試験結果に基づくもので、処理深さ1mm程度、新旧コンクリートの付着強度が1.5N/mm<sup>2</sup>以上確保できると確認された処理方法であり、表 3-1-1 の性能照査を省略してもよい。

表解 3-1-1 付着性能を満足する表面処理工法

表面処理工法の種別	処理条件				エネルギー密度
	スチールショットブラスト	投射密度	150kg/m <sup>2</sup>		
ブラスト工法	サンドブラスト	噴射密度	30kg/m <sup>2</sup>		
ウォータージェット工法	ノズルの種類	水圧	流量	パス数	
	回転揺動	150MPa	5.2l/min	1	3.01 kWh/m <sup>2</sup>
	回転1本ノズル	100MPa	9.6l/min	2	1.52 kWh/m <sup>2</sup>
		150MPa	11.8l/min	1	1.49 kWh/m <sup>2</sup>
		200MPa	13.6l/min	1	1.51 kWh/m <sup>2</sup>
回転4本ノズル	70MPa	77.0l/min	—	—	

図 5-13 付着性能を満足する表面処理工法

(構造物施工管理要領 (東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社 令和2年7月) より抜粋)

## 6. 増厚補強部における数値解析による検討

増厚補強部については、「4.3.2 海水ポンプ室等での適用性」において鉄道標準に基づくせん断耐力式の適用範囲を確認したが、石橋らの実験の対象範囲外である部材もあったことから、数値解析により海水ポンプ室等において鉄道標準に基づくせん断耐力式を用いることの妥当性を検討する。検討においては、対象部材を選定し、材料非線形解析によるせん断耐力と鉄道標準に基づくせん断耐力式よりも材料非線形解析によるせん断耐力が上回ることを確認する。加えて、増厚補強部において既設部材にCCb工法によるせん断補強を実施する部材もあることから、CCbの有効率 $\beta_{aw}$ の影響を考慮したせん断耐力式の妥当性を確認する。

### 6.1 解析モデル及び荷重条件

#### 6.1.1 対象部材

対象部材は、「4.3.2 海水ポンプ室等での適用性」における実験条件との比較において、せん断スパン比で石橋らの実験の対象範囲外となった底版を対象とする。底版は、増厚補強部でCCb工法による補強を実施しているため、CCbの有効率 $\beta_{aw}$ の影響も併せて確認する。

次にせん断スパン比が大きい部材の代表として側壁（水路部）（側壁①）を選定する。側壁については、石橋らの実験の確認範囲外となった既設部材にせん断補強鉄筋が配置されず、補強部材にのみせん断補強鉄筋が配置されるエリア（気中部）についても選定する（側壁②）。底版及び側壁の補強部材のコンクリート強度は「2.1 補強経緯」にも示す通り、 $30\text{N}/\text{mm}^2$ としているため、補強部材の強度は $30\text{N}/\text{mm}^2$ でモデル化する。解析手法は、材料非線形解析（解析コード：WCOMD Studio（Ver. 1.00.02））とする。解析断面位置図を図6-1～図6-4に示す。

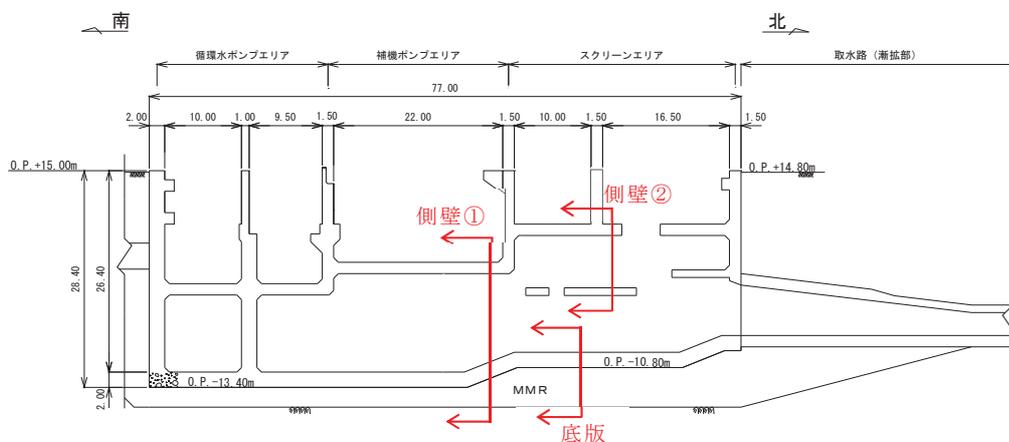
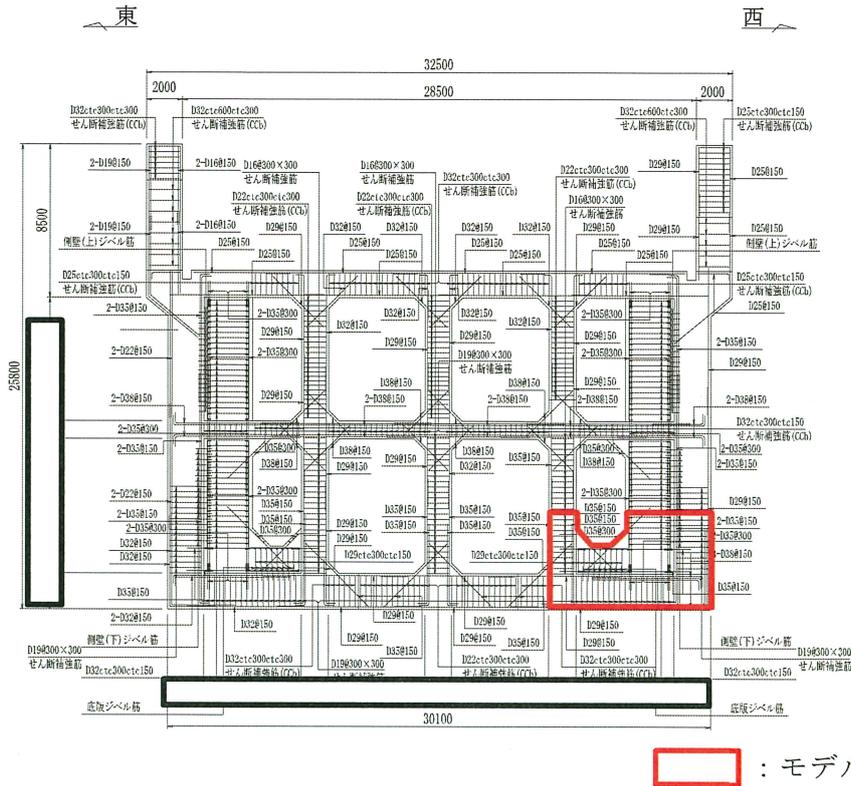


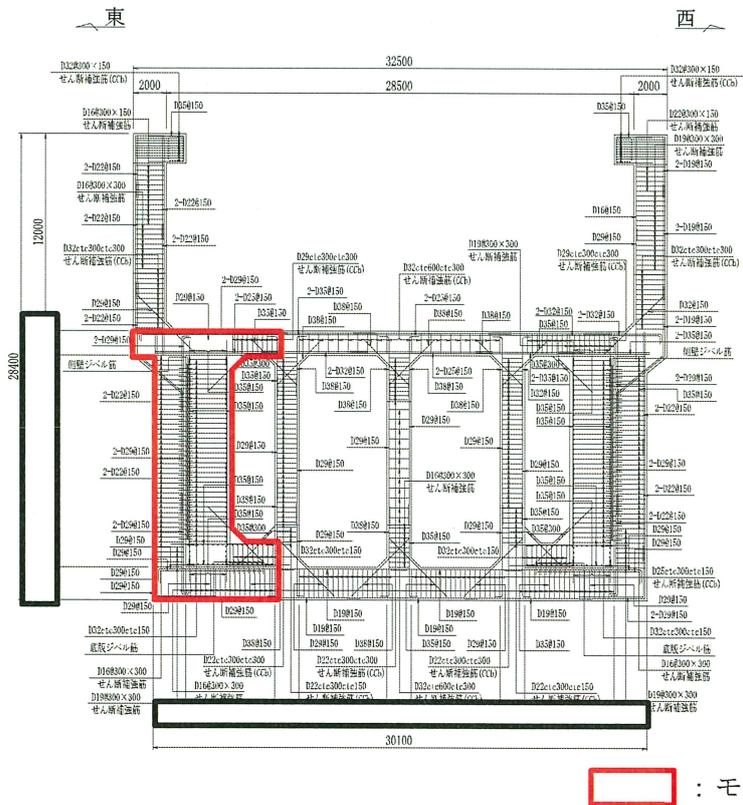
図6-1 解析断面位置図





□ : モデル化範囲

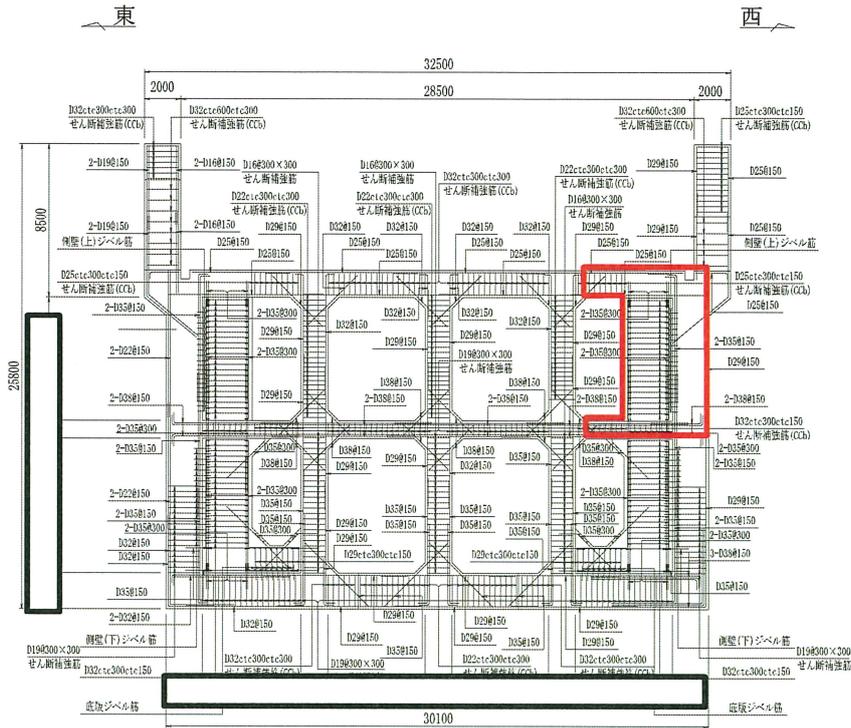
図 6-2 解析断面位置図 (底版)



□ : モデル化範囲

図 6-3 解析断面位置図 (側壁①)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

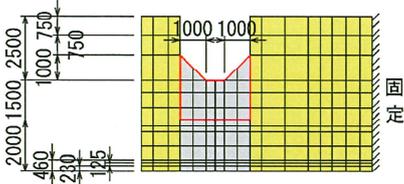


□ : モデル化範囲

図 6-4 解析断面位置図 (側壁②)

6.1.2 解析モデル

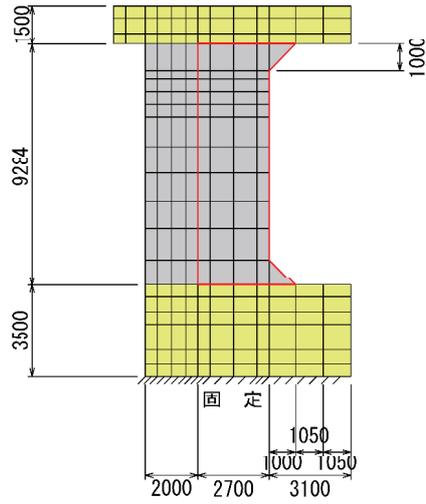
評価対象部材の解析モデルを図 6-5～図 6-7 に、構造解析により得られた荷重を材料非線形解析へ転載するイメージ図を、底版を代表として図 6-8 に示す。材料非線形解析に用いる構成則、CCb のモデル化等については、「資料 1 添付資料 2 女川 2 号機における部材諸元他の適用性の検討」に基づきモデル化する。既設部材と補強部材の接合条件については、ジベル筋等により一体化を図ることから、剛結とする。各部材において三次元静的材料非線形解析により得られる断面力分布及び数値解析モデルに転載する荷重図を図 6-9～図 6-11 に示す。



□ : 補強部

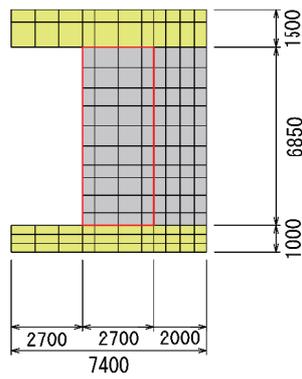
図 6-5 解析モデル図 底版

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。



□: 補強部

図 6-6 解析モデル図 側壁①



□: 補強部

図 6-7 解析モデル図 側壁②

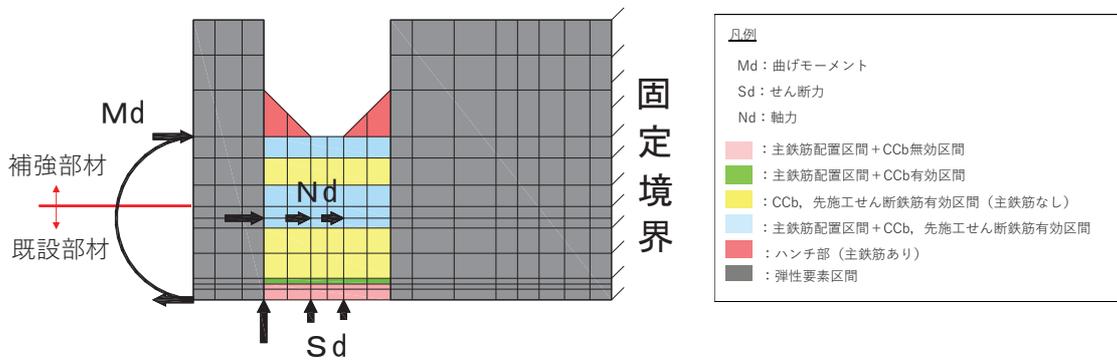
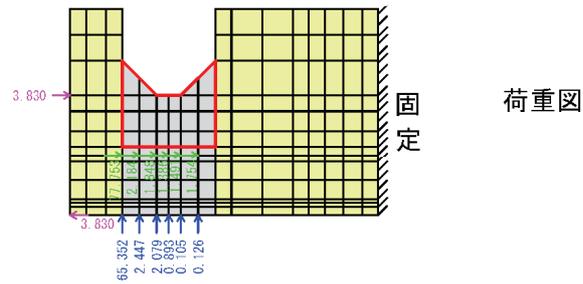
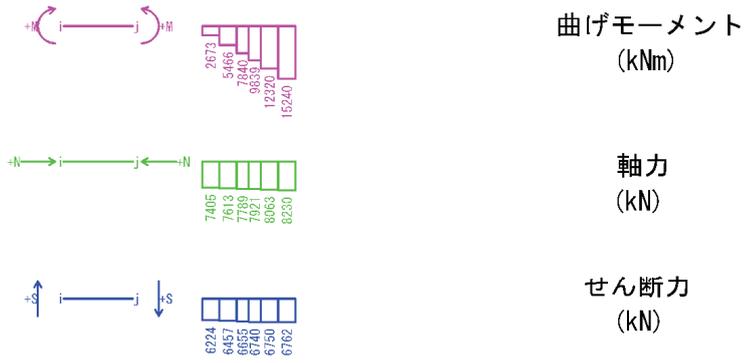
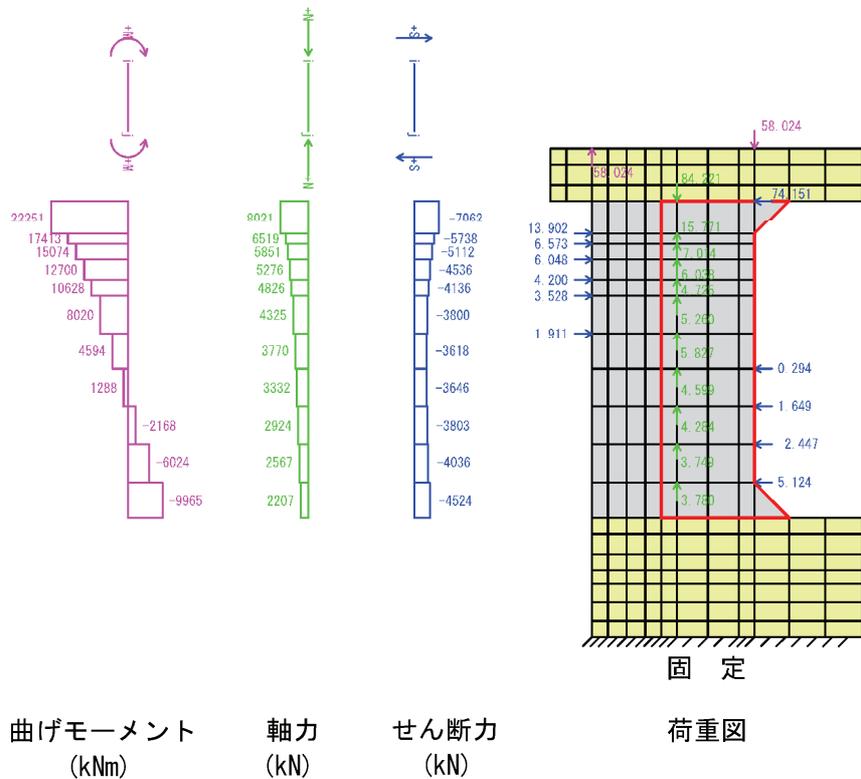


図 6-8 荷重イメージ図



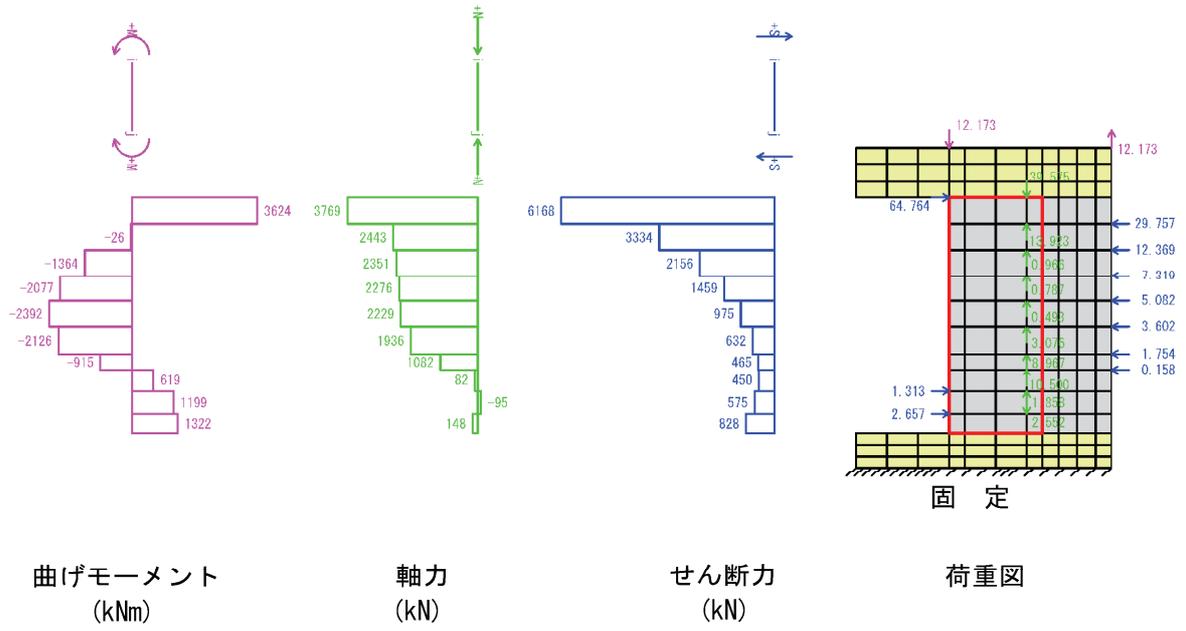
□: 補強部

図 6-9 断面力分布及び荷重図 底版



□: 補強部

図 6-10 断面力分布及び荷重図 側壁①



□: 補強部

図 6-11 断面力分布及び荷重図 側壁②

#### 6.1.3 荷重条件

材料非線形解析にて考慮する荷重は、「資料9 海水ポンプ室の耐震安全性評価」に示す三次元静的材料非線形解析で得られた断面力を表現できる荷重を与える。また、鉄筋コンクリートの非線形特性を考慮するため、十分小さい値を漸増載荷する。

#### 6.1.4 破壊判定基準

材料非線形解析における構造部材の破壊判定は、荷重—変位曲線において変位が急激に増加した場合とし、その変位が増加する直前の荷重をせん断耐力とする。

#### 6.1.5 妥当性の確認

材料非線形解析において算出されるせん断耐力が、鉄道標準による設計せん断耐力を上回ることを確認する。

また、部材に発生するひび割れや変形状態から、特異な状態となっていないことを確認する。

## 6.2 数値解析結果

材料非線形解析によるせん断耐力の算定結果を表 6-1 に、せん断力-変位関係図を図 6-12~図 6-14 に、破壊時のひび割れ変形図を図 6-15~図 6-17 に示す。せん断耐力のうち、材料非線形解析の算定値はトンネル標準示方書の評価式によるせん断耐力を十分上回ることを確認した。せん断力-変位関係図について、せん断力と変位は破壊に至るまで一定の割合で増加しており、増加傾向に特異な点は見られない。また、ひび割れ変形図について、部材の全体にひび割れが分布している。また、底版には CCb 補強を行っているが、既設部材と増厚補強が一体として挙動していることを確認した。

部材ごとでせん断耐力式によるせん断耐力と材料非線形解析によるせん断耐力を比較すると、せん断スパン比が小さい底版の方が材料非線形解析によるせん断耐力に対する裕度が小さくなっている。これは、底版の破壊形態が圧縮縁の破壊による、ディープビーム的な破壊形態となっており、耐力点に至るまでの鉄筋とコンクリートのせん断力の負担割合が、棒部材に比べディープビームの方がコンクリートの負担分が大きくなっていることが原因であると考えられる。また、側壁においては、側壁①と側壁②の裕度を比較すると、既設部材にせん断補強筋が配置されない側壁②の方が、既設部材が破壊に至ることで側壁①よりも裕度が小さい結果となった。

底版は、ディープビーム的な破壊形態となっているが、鉄道標準に基づくせん断耐力式は、棒部材式をベースとして構成されていることから、ディープビーム式によるせん断耐力との比較を行う。ディープビーム式によるせん断耐力は 7463kN であり、材料非線形解析によるせん断耐力が上回ることを確認した。今回、棒部材式によるせん断耐力式よりも、ディープビーム式によるせん断耐力の方が小さくなった。これは、ディープビーム式の鉄筋負担分  $V_{s,d}$  が、せん断補強鉄筋量に応じて低減される構成となっており、底版のせん断補強仕様（既設側：D32@300×300，新設側：D29@300×300）が比較的大きいためと考えられる。棒部材式及びディープビーム式によるせん断耐力のどちらに対しても材料非線形解析によるせん断耐力の方が大きい結果となり、せん断スパン比によらず鉄道標準に基づくせん断耐力式を適用できることを確認した。

表 6-1 解析結果

	せん断耐力		
	せん断耐力式によるせん断耐力 $V_{y d}$ (kN)	材料非線形解析によるせん断耐力 $V_{u d}$ (kN)	裕度 $V_{u d} / V_{y d}$
底版	9038	11184	1.23
側壁①	7470	15158	2.02
側壁②	6407	9457	1.47

注記\* : 材料非線形解析による設計せん断耐力  $V_{y d} = \text{せん断耐力 } Q_u / \gamma_{b 1}$

$\gamma_{b 1}$  : 部材係数 (1.13)



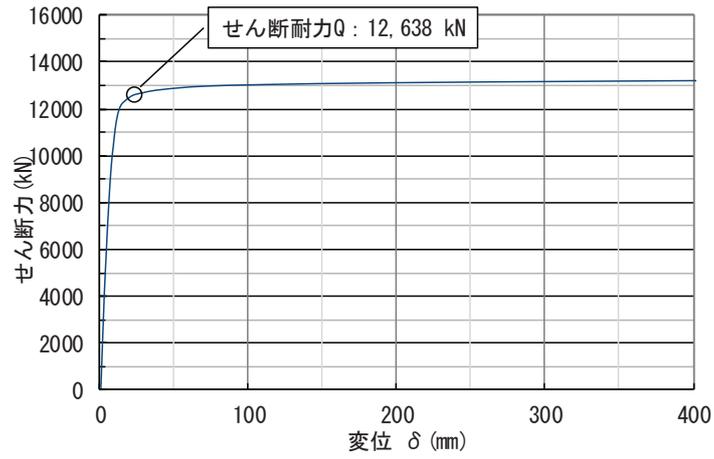


図 6-12 せん断力－変位関係（底版）

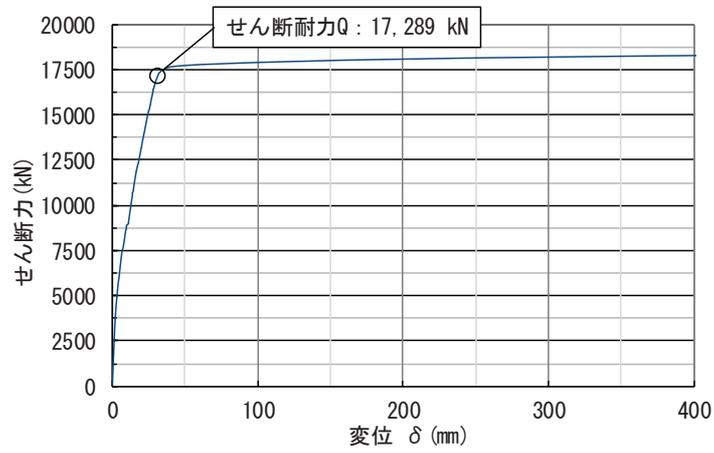


図 6-13 せん断力－変位関係（側壁①）

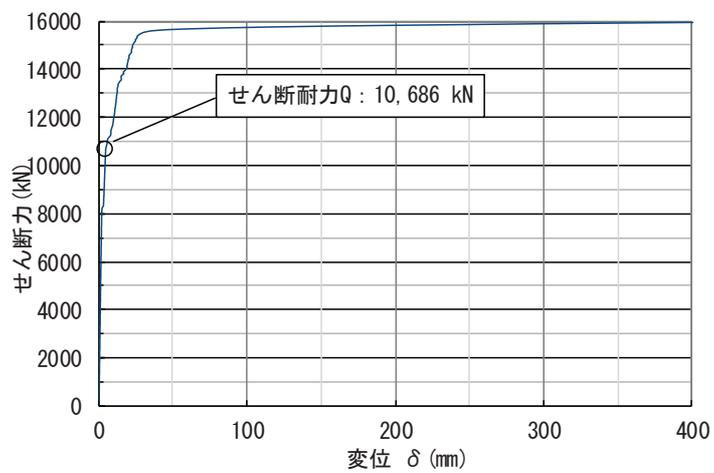


図 6-14 せん断力－変位関係（側壁②）

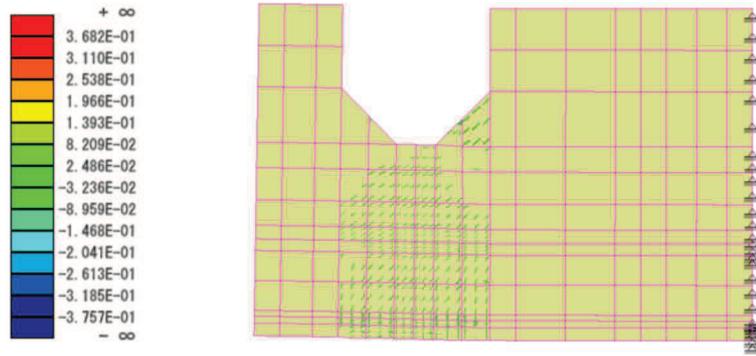


図 6-15 ひび割れ変形図 (底版)

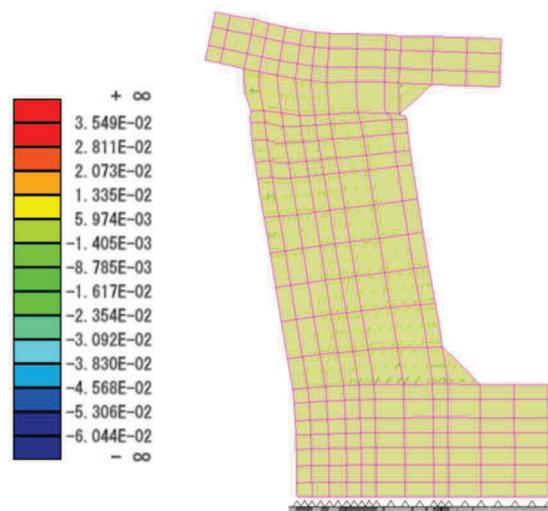


図 6-16 ひび割れ変形図 (側壁①)

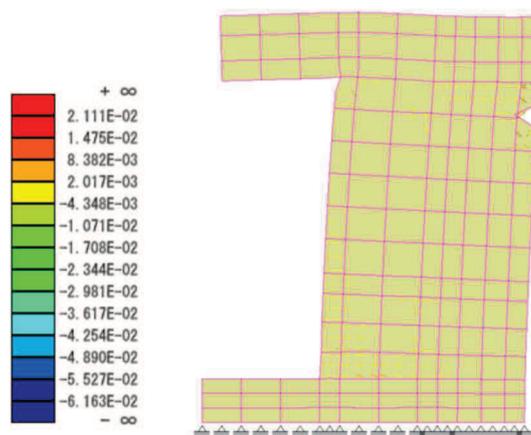


図 6-17 ひび割れ変形図 (側壁②)

## 7. まとめ

海水ポンプ室等については、構造部材の曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する補強を目的に、既設部材への増厚補強、隔壁の追加及びCCb工法によるせん断補強を行っており、一体部材として耐震評価を行っていることから、既設部材と補強部材を一体部材として設計すること及び鉄道標準に基づくせん断耐力式を用いた設計の妥当性を以下のとおり確認した。

- ・ 海水ポンプ室等の増厚補強部の設計に採用している規格・基準について、海水ポンプ室等の既設部材と補強部材の部材厚比が規格・基準における2:1~1:2の範囲内であることを確認した。また、規格・基準の基となる実験条件に基づいて、せん断スパン比、既設部材のせん断補強の有無及び増厚補強部へのCCb工法の適用が実験の対象範囲外となることから、数値解析により設計の妥当性を確認する部材を抽出した。
- ・ 既設部材と補強部材の接合面に発生する応力の観点から、①接合面に発生するせん断力、②部材端部に発生する曲げモーメント及び③接合面での剥離の3つの応力を明確にし、各応力状態に対する設計・施工方針および設計結果を示し、一体部材として設計することの妥当性を確認した。
- ・ 「4. 規格・基準の適用性」において、規格・基準の基となる実験条件等の対象範囲外となる部材等を対象として、数値解析を行い、鉄道標準に基づくせん断耐力及びせん断耐力式にCCbの有効率 $\beta_{a.w}$ を考慮したせん断耐力よりも数値解析によるせん断耐力が上回ることを確認し、鉄道標準に基づくせん断耐力式を用いた設計の妥当性を確認した。

## 参考文献

- 1) 石橋忠良，斉藤啓一，寺田年夫，重ね梁のせん断設計，構造物設計資料 No. 84，日本国有鉄道 構造物設計事務所・監修，1985-12

## 参考資料 9 既設部材と新設部材のコンクリートの付着力について

### 1. はじめに

海水ポンプ室の三次元構造解析において、増厚補強部は、既設部材と補強部材が一体となって挙動することを前提としてモデル化を行っている。既設部材と補強部材に発生する応力のうち、既設部材と補強部材の接合面に発生する引張応力にはコンクリートの付着強度で抵抗する。施工においては、既設部材を目荒らししてから新設部のコンクリート打設を行うことから一体施工と同等の付着強度が期待される見込みである。なお、設計においては、**コンクリートの引張強度に対し保守的に  $1.5\text{N}/\text{mm}^2$  を許容付着強度としており**、既設部材と補強部材の接合面での発生引張応力が付着強度を下回ることを確認している。本資料では、海水ポンプ室にてブラスト処理にて目荒らしを実施することにより、**許容**付着強度である  $1.5\text{N}/\text{mm}^2$  が発揮されることを、原位置で試験施工した付着強度試験により確認した。

### 2. 適用規格・基準類

ブラスト処理については、「構造物施工管理要領（東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社 令和2年7月）」を、付着強度試験については、「JIS A 1171 ポリマーセメントモルタルの試験方法」を適用する。

### 3. 付着強度試験

#### 3.1 試験位置

試験位置は、海水ポンプ室の補強箇所である水路部の側壁（東側）とする。試験位置図を図3-1に示す。

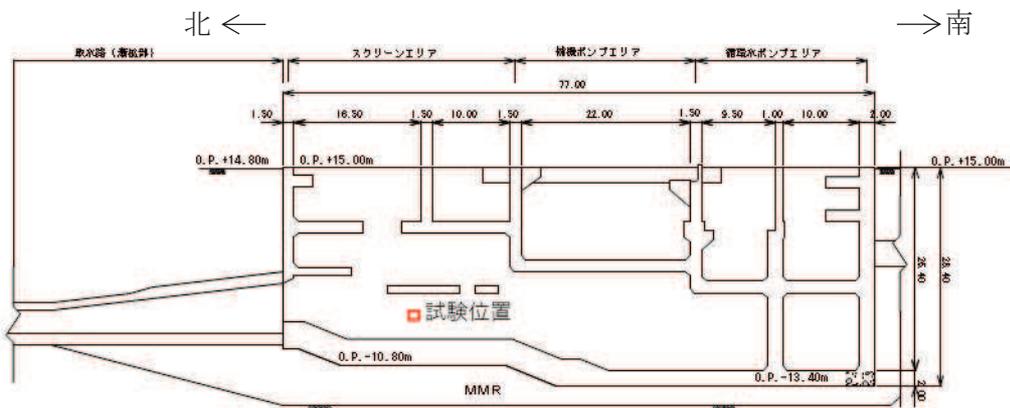


図3-1 試験位置図（側壁（東側））

### 3.2 試験フロー

付着強度試験のフローを図 3-2 に示す。

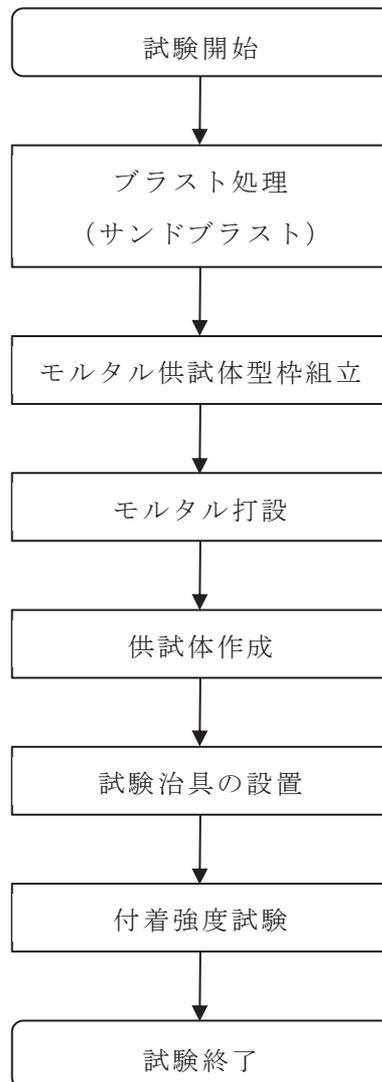


図 3-2 付着強度試験フロー

### 3.3 試験手順

試験は、図 3-2 のフローに基づき以下のとおり実施する。

#### ① ブラスト処理

ブラスト処理は、サンドブラストによるものとし、「構造物施工管理要領（東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社 令和 2 年 7 月）」に基づき，噴射密度は付着強度  $1.5\text{N}/\text{mm}^2$  が確保できるとされている  $30\text{kg}/\text{m}^2$  とする。

#### ② モルタル供試体型枠組立

試験モルタル用の型枠（内のり寸法  $900\text{mm}\times 900\text{mm}\times$  厚さ  $10\text{mm}$ ）を既設コンクリート面に設置する。

#### ③ モルタル打設

モルタルを型枠内に打設する。打設したモルタルは，圧縮強度試験用の供試体を採取し，引張試験実施日までの養生期間にて圧縮強度試験を実施し，補強部材のコンクリートの圧縮強度  $30\text{N}/\text{mm}^2$  以上を確認する。

#### ④ 供試体作成

モルタルの養生，型枠脱型後，モルタルを寸法  $40\text{mm}\times 40\text{mm}$  の大きさに切り欠き供試体を作成する。供試体数は 5 個とする。

#### ⑤ 試験治具の設置

モルタル表面に接着剤を塗布し試験治具（寸法  $40\text{mm}\times 40\text{mm}$ ）を設置する。

#### ⑥ 付着強度試験

試験治具に付着力試験機を取付け，毎分  $1500\sim 2000\text{N}$  の荷重速度で載荷し，最大荷重を計測する。付着強度は，JIS に基づき 5 個の供試体の平均値として求める。試験概要図を図 3-3 に示す。

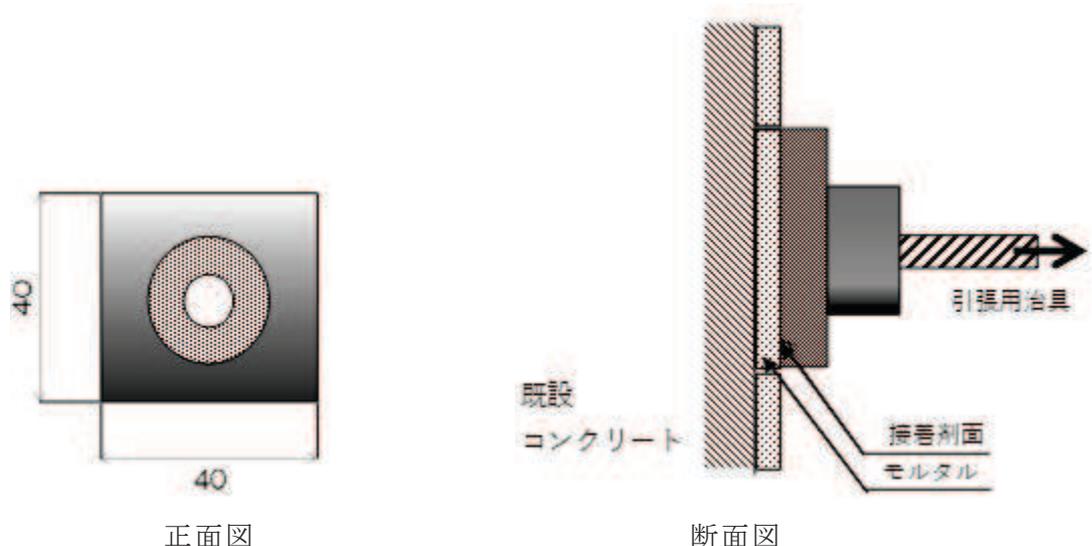


図 3-3 試験概要図

### 3.4 試験結果

付着強度試験の結果を表3-1に示す。JISに基づき、5つの供試体の平均値を付着強度とした結果、付着強度は $1.7\text{N/mm}^2$ となり、許容付着強度の $1.5\text{N/mm}^2$ を上回ることを確認した。

なお、試験のばらつきを考慮し、平均値から $1\sigma$ 低減させた場合でも付着強度は $1.5\text{N/mm}^2$ である。また、三次元静的材料非線形解析による既設部材と補強部材の接合面の要素に発生する引張応力の最大値は「参考資料3 5.2.3 ③接合面での剥離に対する検討」に示すとおり $1.33\text{N/mm}^2$ であり、許容付着強度の $1.5\text{N/mm}^2$ に対して裕度を確保している。

表3-1 付着強度試験結果

No.	計測値 (kN)	付着強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
1	2.57	1.6
2	3.28	2.1
3	2.69	1.7
4	2.81	1.8
5	2.32	1.5
平均値	2.73	1.7

### 4. まとめ

海水ポンプ室の三次元構造解析において、増厚補強部の既設部材と新設部材の接合面は、一体となって挙動することを前提としてモデル化していることから、接合面に発生する応力のうち既設部材と補強部材の接合面の付着強度について付着強度試験を行い、試験結果が許容付着強度 $1.5\text{N/mm}^2$ を上回ることを確認した。

1. はじめに

海水ポンプ室の耐震評価において考慮している荷重のうち、竜巻防護ネット、原子炉機器冷却海水配管ダクト（鉛直部）（以下、「海水配管ダクト（鉛直部）」という。）及び主要なポンプ等の機器については、海水ポンプ室の床応答（横断面及び縦断面）を用いて個別に設計している。一方、海水ポンプ室は、弱軸となる横断方向加震の代表時刻に対し設計しており、土圧・慣性力が支配的な荷重であることや、付属する施設の重量は相対的に小さいことから、付属する施設の荷重が耐震性に及ぼす影響は小さいため、二次元地震応答解析による節点加速度に施設の質量を乗じた慣性力を付属する施設の荷重として三次元構造解析で考慮している。

付属する施設の個別設計は、加震方向、ばらつきの考慮方法、包絡荷重の採用等の荷重抽出の考え方等において、海水ポンプ室の設計とは異なるため、付属する施設の個別設計の方針を踏まえたうえで、海水ポンプ室の構造成立性に影響を及ぼすことが無く、海水ポンプ室の設計に問題ないことを確認した。

本資料では、まず、海水ポンプ室の設計と、付属する施設の個別設計の荷重を整理し、海水ポンプ室の設計に影響を及ぼさないと判断し、簡略化している荷重を抽出した。次に、抽出した荷重に対し、簡略化している理由を明確にし、一部の荷重については、定量的に個別の施設の耐震評価から算定される荷重に対する海水ポンプ室の構造成立性を評価した。構造成立性の評価としては、曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する照査により評価した。

評価の結果、簡略化している個別の施設の耐震評価を踏まえた荷重を考慮しても、海水ポンプ室の設計が問題ないこと、かつ構造成立性に影響を与えないことを確認した。



## 2. 海水ポンプ室及び付属する施設の設計で考慮する荷重の整理

海水ポンプ室の設計及び付属する施設の個別設計において考慮している荷重とそれらの相違点を表 2-1 に示す。

### 2.1 海水ポンプ室の設計荷重

海水ポンプ室の設計では、弱軸方向となる東西方向加震を対象に、損傷モード毎・部材毎に照査時刻を選定し、構造解析を実施しており、1 地震動あたり最大 27 時刻の照査を行っている。付属する施設の荷重は、二次元地震応答解析モデルにおいて節点重量として考慮し、照査時刻における節点の加速度に施設の質量を乗じた荷重を慣性力として、構造解析モデルの設置位置に、水平力及び鉛直力として作用させている。

竜巻防護ネット、海水配管ダクト（鉛直部）、機器荷重の二次元地震応答解析モデルにおける節点位置及び構造解析モデルの慣性力作用位置を図 2-1～図 2-3 にそれぞれ示す。

### 2.2 竜巻防護ネットの設計荷重との相違点

竜巻防護ネットの設計荷重は、図 2-4 に示すとおり、基準地震動  $S_s$  7 波の包絡荷重として算定されており、かつ、ゴム支承等の剛性のばらつきを考慮していることから、海水ポンプ室の設計荷重に比べ、保守的な荷重となっている。また、ゴム支承は、水平方向の剛性が小さく鉛直方向の剛性が大きいいため、水平方向荷重に比べ鉛直方向荷重が大きく評価されることから、図 2-4 の荷重比較に示すとおり、鉛直方向の荷重比が大きくなっている。

竜巻防護ネットの加震方向は、東西方向、南北方向、鉛直方向の加震となっており、海水ポンプ室では東西方向と鉛直方向の加震となっている。

### 2.3 海水配管ダクト（鉛直部）の設計荷重との相違点

海水配管ダクト（鉛直部）の設計は、静的解析で構造解析しているため地震時荷重を保守的に評価する必要があり、基準地震動毎の包絡荷重を用い、更に深度区分毎に最大荷重を設計荷重としており、海水ポンプ室の設計荷重に比べ、かなり保守的な荷重となっている。

東西方向加震においては、海水ポンプ室と同じ地震応答解析モデルの土圧及び慣性力を用いており、構造解析に作用させる元となる荷重は同一である。つまり、海水配管ダクト（鉛直部）の設計では、包絡荷重の深度区分最大荷重を設計荷重としており、海水ポンプ室の設計では、照査時刻の荷重を設計荷重としている。なお、海水ポンプ室の照査時刻のうち、総水平荷重最大時刻において、海水配管ダクトを含めた最大荷重が考慮されている。

南北方向加震については、表 2-1(1)に示すとおり、海水ポンプ室の強軸方向であり、

質量も相対的に小さいことから耐震性に及ぼす影響は小さいと評価している。

#### 2.4 機器の設計荷重との相違点

機器の荷重は、表 2-2 に示すとおり基準地震動 S s 7 波の包絡に加え、加震方向や物性のばらつきを包絡して評価していることから、海水ポンプ室の設計に比べ、保守的な荷重となっている。また、表 2-1(2) に示すとおり、海水ポンプ室の設計では、水平荷重と鉛直荷重として設計しているのに対し、機器の設計荷重では、ポンプ類の高さを考慮した転倒モーメントが算定されている。

表 2-1 (1) 海水ポンプ室と付属する施設の荷重の相違点

付属施設	設置位置	海水ポンプ室の設計における荷重の考慮方法		付属施設の個別設計からの荷重	設計荷重の相違点
		弱軸方向 (東西)	強軸方向 (南北)		
竜巻防護ネット	補機ポンプエリアの北側隔壁と、南側隔壁のコーナー	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 基準地震動 S s あたり、損傷モード・部位に着目した最大 27 照査時刻の耐震評価を行う。</li> <li>• 二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性力を三次元構造解析モデルに作用させる。</li> <li>• 慣性力は、水平方向荷重 (東西) 及び鉛直方向荷重として、竜巻防護ネットの設置位置に作用させる。(図 2-1 参照)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 弱軸方向の評価において照査値が最も厳しい時刻 (1 時刻) を対象に、水平 2 方向載荷による耐震評価を行う。</li> <li>• 二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性力を三次元構造解析モデルに作用させる。</li> <li>• 慣性力は、水平方向荷重 (東西) 及び南北) 及び鉛直方向荷重として、竜巻防護ネットの設置位置に作用させる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 基準地震動 S s 7 波の包絡荷重に対して荷重を算定している。</li> <li>• ゴム支承の剛性のばらつき等を見込んだ荷重を算定している。</li> <li>• 竜巻防護ネットの支点毎に東西方向荷重、南北方向荷重、鉛直方向荷重が算定されている。(図 2-4 参照)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 竜巻防護ネットの荷重は基準地震動 S s 7 波の包絡荷重かつばらつきを考慮しており、海水ポンプ室の設計荷重より保守的になっている。</li> <li>• 竜巻防護ネットの水平方向荷重は、東西方向及び南北方向に対して評価しているが、海水ポンプ室の設計は弱軸方向となる。東西方向に対し実施している。(南北方向は水平 2 方向の影響確認を実施)</li> </ul>
海水配管ダクト (鉛直部)	西側側壁	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 基準地震動 S s あたり、損傷モード・部位に着目した最大 27 照査時刻の耐震評価を行う。</li> <li>• 二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性力を三次元構造解析モデルに作用させる。</li> <li>• 慣性力は、水平方向荷重 (東西) 及び鉛直方向荷重として、側壁の海水配管ダクト (鉛直部) 設置位置に作用させる。</li> <li>• 土圧は、海水ポンプ室横断面の地震応答解析により評価される土圧を直接、面直力及び鉛直方向摩擦力として作用させる。(図 2-2 参照)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 弱軸方向の評価において照査値が最も厳しい時刻 (1 時刻) を対象に、水平 2 方向載荷による耐震評価を行う。</li> <li>• 二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性力を三次元構造解析モデルに作用させる。</li> <li>• 慣性力は、水平方向荷重 (東西) 及び南北) 及び鉛直方向荷重として、側壁の海水配管ダクト (鉛直部) 設置位置に作用させる。</li> <li>• 土圧は、海水ポンプ室横断面の地震応答解析により評価される土圧を直接、面直力及び鉛直方向摩擦力として作用させる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 各基準地震動 S s の包絡荷重に対して荷重を算定している。</li> <li>• 耐震評価断面を水平輪切り断面とし、<u>東西方向と南北方向の 2 方向の土圧及び慣性力を同時に作用させている。</u></li> <li>• 南北方向の地震時荷重により水平荷重に加え曲げモーメントが算定される。(図 2-5 参照)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 海水配管ダクト (鉛直部) の設計は、静的解析で評価するため、各基準地震動 S s の包絡荷重を用いており、海水ポンプ室の設計荷重よりかなり保守的になっている。</li> <li>• 海水ポンプ室の設計は弱軸方向となる東西方向に対し実施している。</li> <li>• 海水ポンプ室の設計において、東西方向加震は、土圧及び慣性力とも海水配管ダクト (鉛直部) の荷重を評価しており、総水平荷重最大時刻に対する照査において、海水配管ダクト (鉛直部) の最大荷重も考慮している。</li> <li>• (南北方向は水平 2 方向の影響確認を実施)</li> </ul>

表 2-1 (2) 海水ポンプ室と付属する施設の荷重の相違点

付属施設	海水ポンプ室の設計における荷重の考慮方法		設計荷重の相違点
	弱軸方向 (東西)	強軸方向 (南北)	
機器 (循環水ポンプ 及び 原子炉機器 冷却海水ポンプ等)	補機ポンプ エリア 及び 循環水ポンプ エリアの 中床版	海水ポンプ室の設計において照査モード・部位に着目した最大 27 照査時刻の耐震評価を行う。 ・二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性を三次元構造解析モデルに作用させる。 ・慣性は、水平方向荷重 (東西) 及び鉛直方向荷重として、中床版の機器設置位置に作用させる。 (図 2-3 参照)	海水ポンプ室の設計において、水平方向荷重と鉛直方向荷重を考慮しており、機器の設計では転倒モーメントが考慮されている。 ・海水ポンプ室の設計は弱軸方向となる東西方向のみ実施している。 (南北方向は水平 2 方向の影響確認を実施)
		・弱軸方向の評価において照査値が最も厳しい時刻 (1 時刻) を対象に、水平 2 方向載荷による耐震評価を行う。 ・二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に質量を乗じた慣性を三次元構造解析モデルに作用させる。 ・慣性は、水平方向荷重 (東西) 及び南北) 及び鉛直方向荷重として、中床版の機器設置位置に作用させる。	付属施設の個別設計からの荷重 ・基準地震動 S s 7 波の包絡に加え、加震方向や物性のばらつきを包絡して荷重を算定している。 ・機器毎に水平方向荷重、鉛直方向荷重、転倒モーメントが算定されている。 (表 2-2 参照)

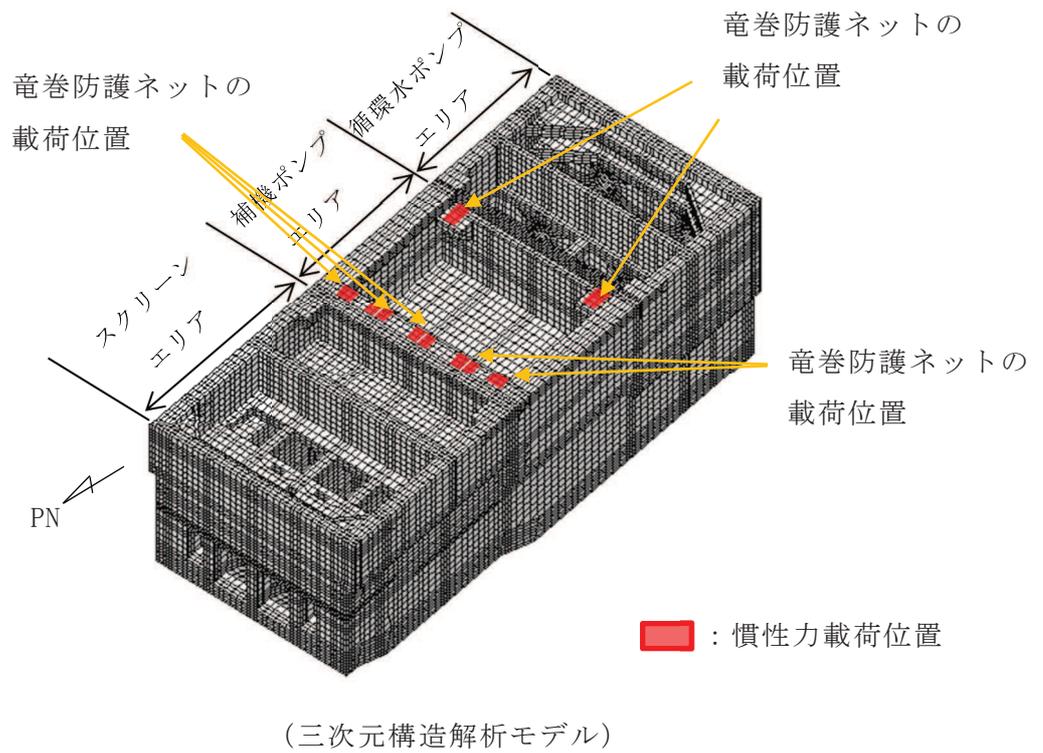
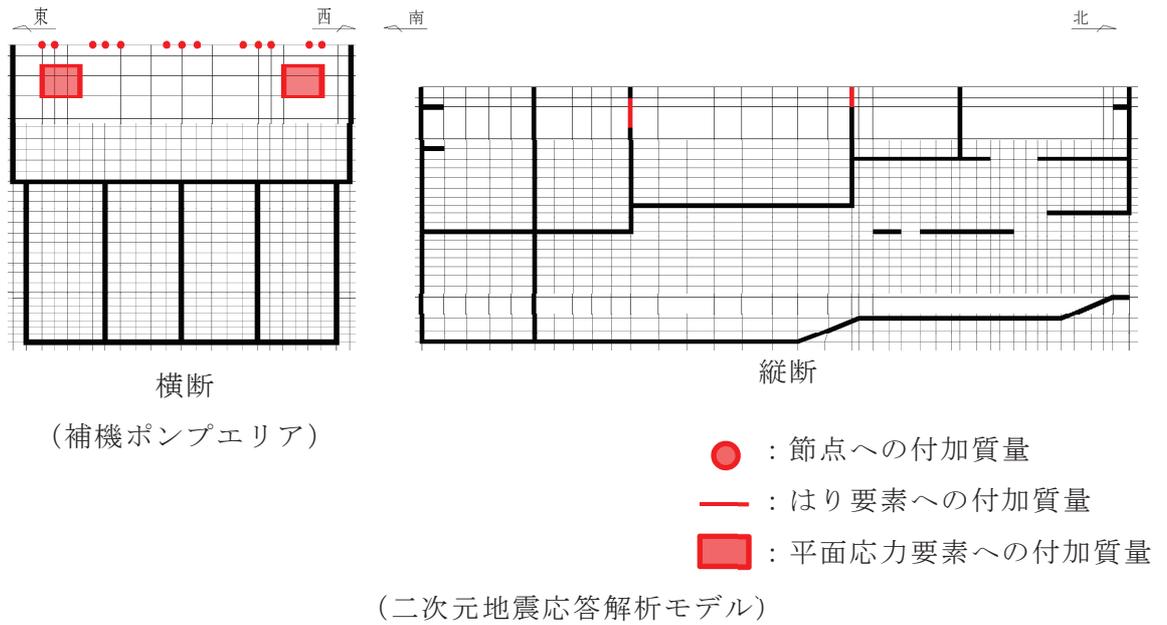
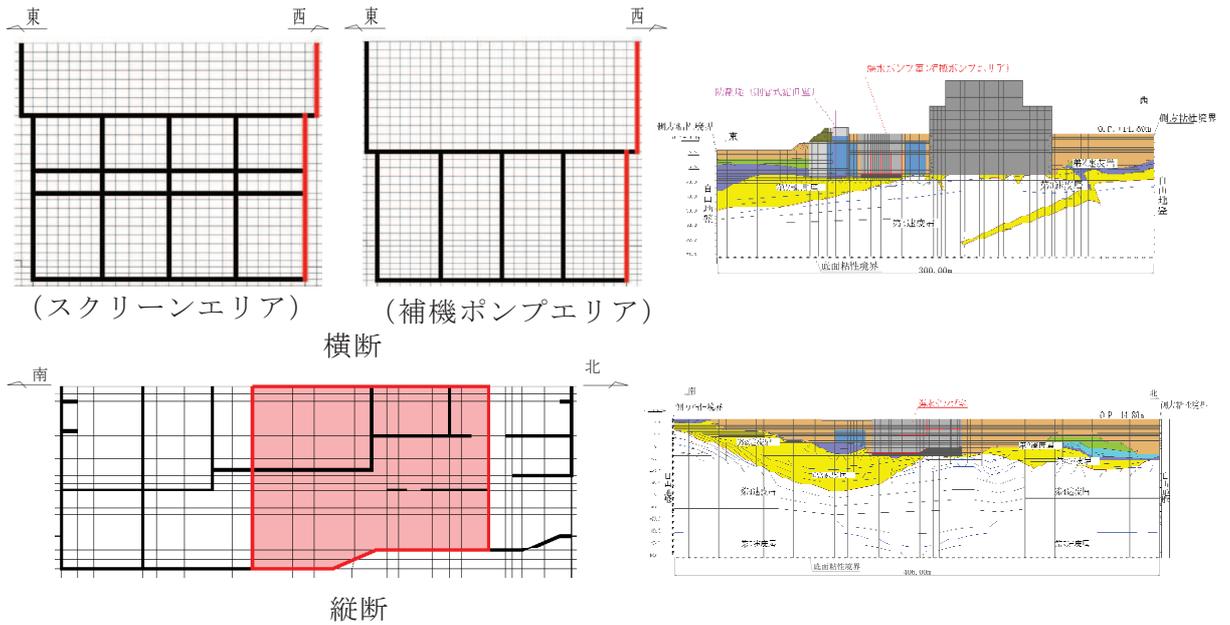
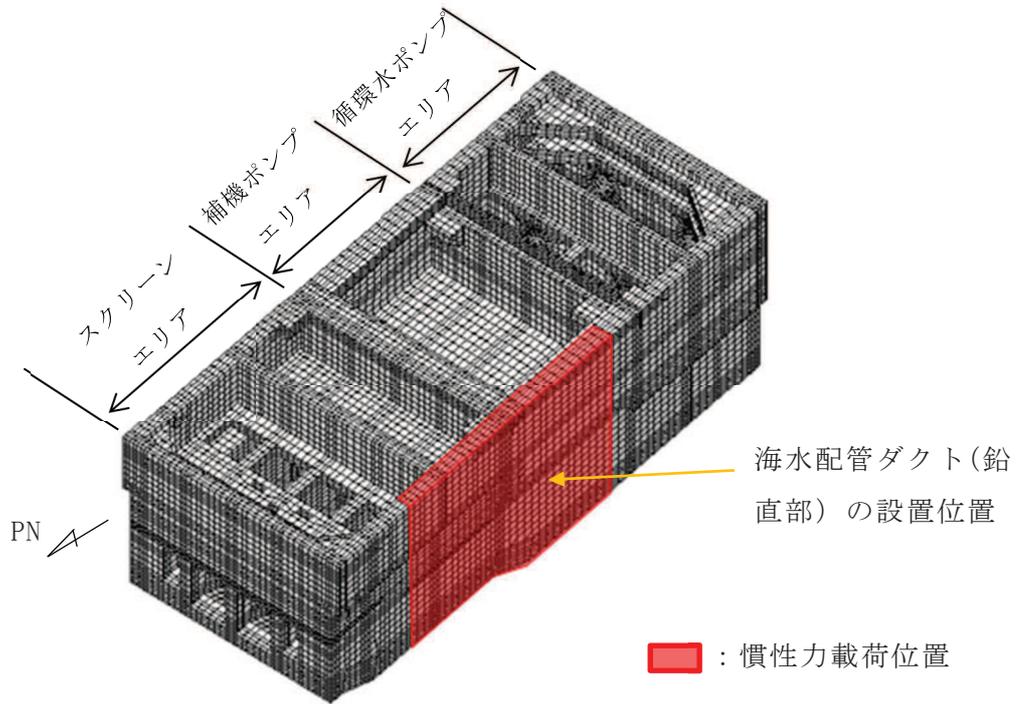


図 2-1 竜巻防護ネットの荷重評価・作用位置



- : はり要素への付加質量
- : 平面応力要素への付加質量

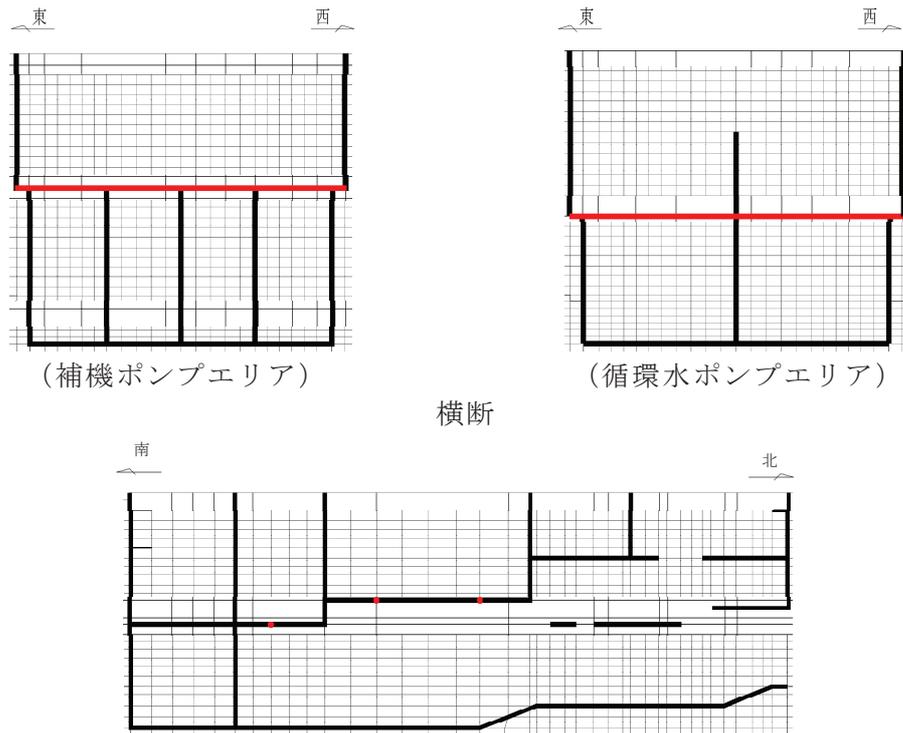
(二次元地震応答解析モデル)



(三次元構造解析モデル)

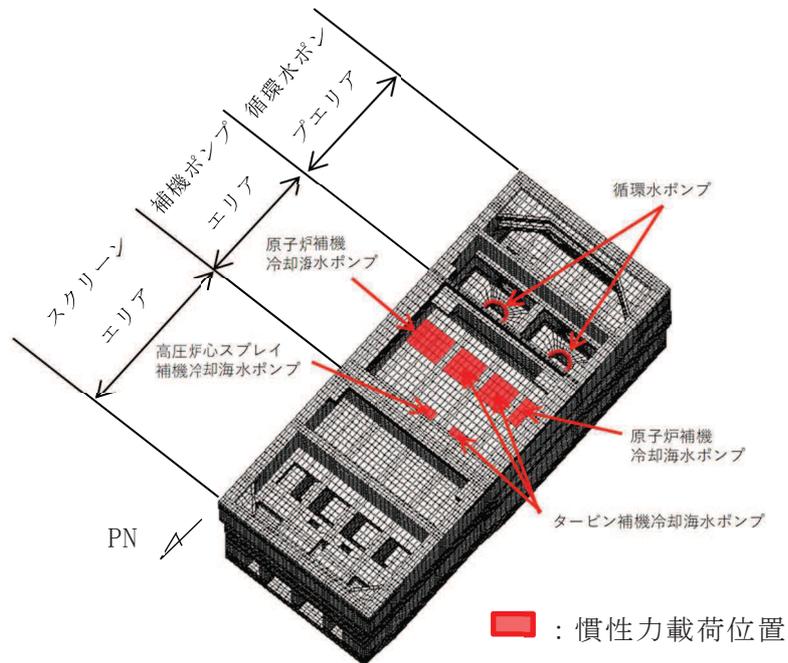
注：土圧は慣性力とは別に側壁全面に作用させる。

図 2-2 海水配管ダクト（鉛直部）の荷重評価・作用位置



● : 節点への付加質量  
 — : はり要素への付加質量

(二次元地震応答解析モデル)



(三次元構造解析モデル)

図 2-3 機器の荷重評価・作用位置

(東西方向検討用)

作用位置*1	①竜巻防護ネットの設計荷重 (kN)			②海水ポンプ室の設計荷重*2 (kN)			①/②荷重比		
	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向
N1	140.0	351.0	533.0	—	200.3	2.7	—	1.8	197.5
N2	253.0	931.0	738.0	—	311.7	17.8	—	3.0	41.5
N3	308.0	1160.0	902.0	—	317.6	31.1	—	3.7	29.1
N4	253.0	931.0	738.0	—	311.7	29.5	—	3.0	25.1
N5	140.0	351.0	533.0	—	200.3	19.4	—	1.8	27.5
S1	0.0	2026.0	1254.0	—	1197.6	77.0	—	1.7	16.3
S2	0.0	2026.0	1254.0	—	1197.6	102.9	—	1.7	12.2

注記\*1：下図に作用位置を示す。

\*2：隔壁の面内変形（面内せん断ひずみ）が最大となる地震動及び時刻における荷重を示す。

(南北方向検討用)

作用位置*	①竜巻防護ネットの設計荷重 (kN)			②海水ポンプ室の設計荷重 (kN)			①/②荷重比		
	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向	南北方向	東西方向	鉛直方向
N1	629.0	12.0	370.0	—	—	—	—	—	—
N2	1240.0	13.0	354.0	—	—	—	—	—	—
N3	1228.0	2.0	460.0	—	—	—	—	—	—
N4	1240.0	13.0	354.0	—	—	—	—	—	—
N5	629.0	12.0	370.0	—	—	—	—	—	—
S1	658.0	14.0	2292.0	—	—	—	—	—	—
S2	658.0	14.0	2292.0	—	—	—	—	—	—

注記\*：下図に作用位置を示す。

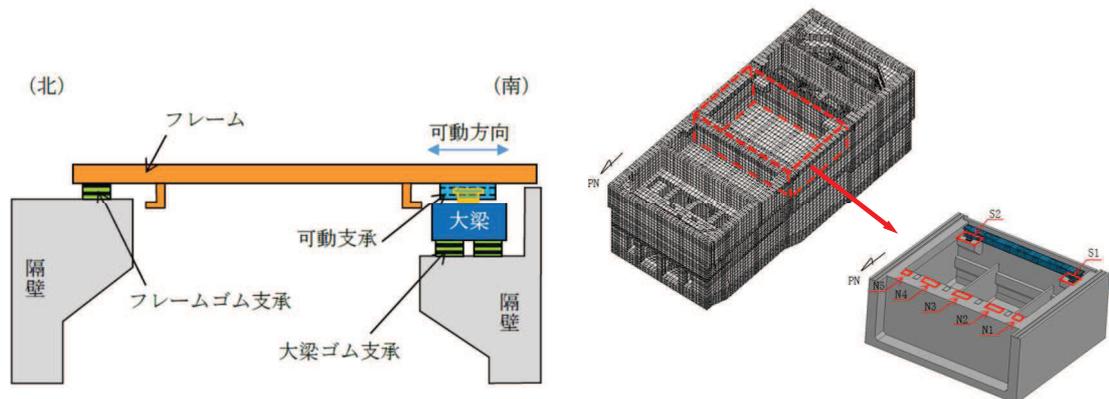


図 2-4 竜巻防護ネットの荷重比較



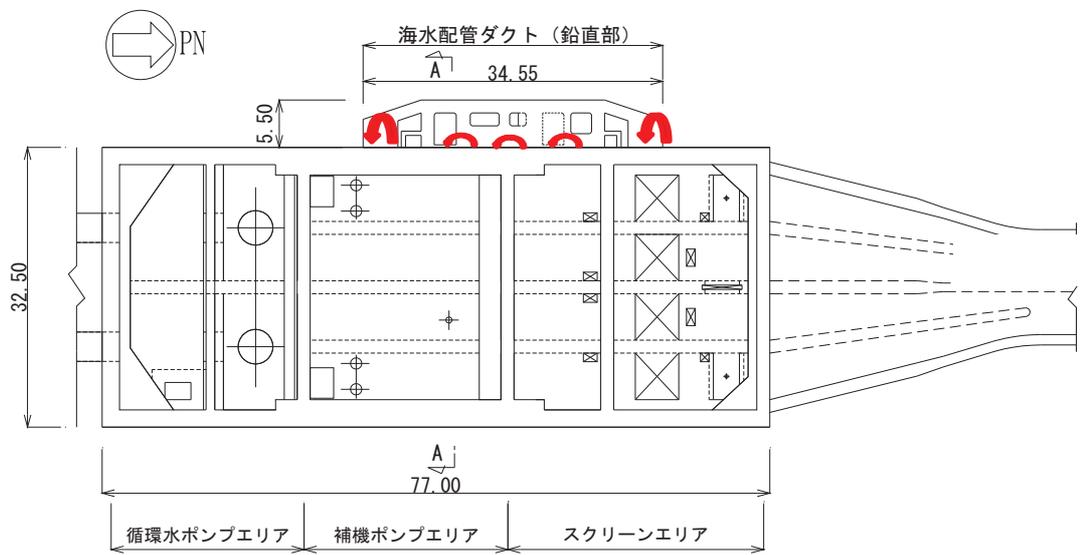


図 2-5 海水配管ダクト（鉛直部）から作用する曲げモーメント

表 2-2(1) 機器の荷重比較

(東西方向検討用)

機器 名称	作用 位置 <sup>*1</sup>	①機器の設計荷重			②海水ポンプ室の設計荷重 <sup>*2</sup>			③海水ポンプ室の設計荷重 <sup>*3</sup>			①/② 荷重比			①/③ 荷重比		
		東西 方向 (kN)	鉛直 方向 (kN)	転倒 モー メント (kN・m)	東西 方向 (kN)	鉛直 方向 (kN)	転倒 モー メント (kN・m)	東西 方向 (kN)	鉛直 方向 (kN)	転倒 モー メント (kN・m)	東西 方向	鉛直 方向	転倒 モー メント	東西 方向	鉛直 方向	転倒 モー メント
原子炉補機 冷却海水ポンプ	R-A	2628	5498	4258	1111	5	—	1214	82	—	2	1100	—	2	67	—
	R-B	2628	5498	4258	728	71	—	795	71	—	4	77	—	3	77	—
	R-C	2628	5498	4258	728	80	—	795	64	—	4	69	—	3	86	—
	R-D	2628	5498	4258	1111	122	—	1214	5	—	2	45	—	2	1100	—
循環水 ポンプ	C-A	81700	16362	6909	1071	275	—	1036	350	—	76	59	—	79	47	—
	C-B	90780	17842	8196	1071	249	—	1036	105	—	85	72	—	88	170	—

注記\*1：図 2-6 に作用位置を示す。

\*2：補機ポンプエリアにおける中床版での曲げ・軸力系の破壊の照査値が厳しい地震動及び時刻における荷重を示す。

\*3：循環水ポンプエリアにおける中床版での曲げ・軸力系の破壊の照査値が厳しい地震動及び時刻における荷重を示す。

表 2-2(2) 機器の荷重比較  
(南北方向検討用)

機器 名称	作用 位置*	①機器の設計荷重			②海水ポンプ室の設計荷重			①/② 荷重比		
		南北 方向 (kN)	鉛直 方向 (kN)	転倒 モーメ ント (kN・m)	南北 方向 (kN)	鉛直 方向 (kN)	転倒 モーメ ント (kN・m)	南北 方向	鉛直 方向	転倒 モーメ ント
原子炉補機 冷却海水ポンプ	R-A	2628	5498	4258	—	—	—	—	—	—
	R-B	2628	5498	4258	—	—	—	—	—	—
	R-C	2628	5498	4258	—	—	—	—	—	—
	R-D	2628	5498	4258	—	—	—	—	—	—
循環水 ポンプ	C-A	74960	16272	6695	—	—	—	—	—	—
	C-B	79440	21592	17210	—	—	—	—	—	—

注記\* : 図 2-6 に作用位置を示す。



図 2-6 機器荷重作用位置

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

3. 海水ポンプ室の設計では簡略化している荷重に対する影響確認方針

「2. 海水ポンプ室及び付属する施設の設計で考量する荷重の整理」において、海水ポンプ室の設計では、耐震性への影響が小さいと判断し簡略化している荷重が、海水ポンプ室の構造成立性に及ぼす影響と確認方針について、表 3-1 にまとめた。

表 3-1 (1) 海水ポンプ室の設計で簡略化している荷重とその影響の確認方針

付属する施設	荷重	評価及び影響確認方針
竜巻防護 ネット	ばらつきを考慮した包絡荷重に対する安全性（東西方向）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・荷重は比較的小さく、また、海水ポンプ室の隔壁に対し面内方向に作用するが、面内変形の耐力は大きいため、簡略化しても構造成立性に影響は無い。</li> <li>・三次元構造解析モデルに竜巻防護ネットの荷重を作用させて検証する。 (4章参照)</li> </ul>
	ばらつきを考慮した包絡荷重に対する安全性（南北方向）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・荷重は比較的小さいため構造成立性に影響は無い。 (水平2方向の影響検討で確認)</li> <li>・海水ポンプ室の隔壁に面外荷重として作用する南北方向の水平方向荷重が最大となる基準地震動の時刻に竜巻防護ネットの荷重を作用させて検証する。 (4章参照)</li> </ul>
海水配管ダクト（鉛直部）	南北方向加震時に、海水配管ダクト（鉛直部）から海水ポンプ室側壁へ作用するモーメント荷重に対する安全性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・南北方向加震時に海水ポンプ室の側壁（壁厚2m以上）に面内荷重として作用する荷重（せん断力）は、側壁の面内変形に対する耐力は大きいため、構造成立性に影響は無い。 (水平2方向の影響検討で確認)</li> <li>・海水ポンプ室側壁へ作用する曲げモーメントについては、荷重を作用させて検証する。 (5章参照)</li> </ul>

表 3-1(2) 海水ポンプ室の設計で簡略化している荷重とその影響の確認方針

付属する施設	荷重	評価及び影響確認方針
機器	包絡荷重に対する安全性と、モーメント荷重に対する安全性	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 機器は海水ポンプ室の床に設置されているが、床は下層の水路の隔壁等によりスパンの短い四辺固定版の集合体となっており、十分耐力が大きく、かつ余裕を有していることから、水平及び鉛直荷重の評価により、構造成立性に影響はない。</li> <li>・ 海水ポンプ室へ作用する曲げモーメントについては、転倒モーメントを三次元構造解析モデルに付加させて検証する。 (6章参照)</li> </ul>

#### 4. 竜巻防護ネットからの荷重による影響評価

##### 4.1 検証方法

竜巻防護ネットの設計を踏まえた荷重を考慮した三次元構造解析を行い、海水ポンプ室の構造成立性への影響を検証する。竜巻防護ネットは図 4-1 に示すように、補機ポンプエリアの北側と南側の隔壁部に設置されることから、東西及び南北方向において、隔壁が厳しくなる時刻を選定し評価を行う。東西方向及び南北方向の選定時刻の考え方を以下に示す。

- ・東西方向：地震荷重が隔壁に対し面内方向に作用することから、隔壁の面内変形（面内せん断ひずみ）が最大となる地震動及び時刻を選定  
（S s - N 1（++），解析ケース③，7.53 秒）
- ・南北方向：地震荷重が隔壁に対し面外方向に作用することから、隔壁に作用する水平方向荷重が最大となる地震動及び時刻を選定  
（S s - D 2（++），解析ケース①，6.83 秒）

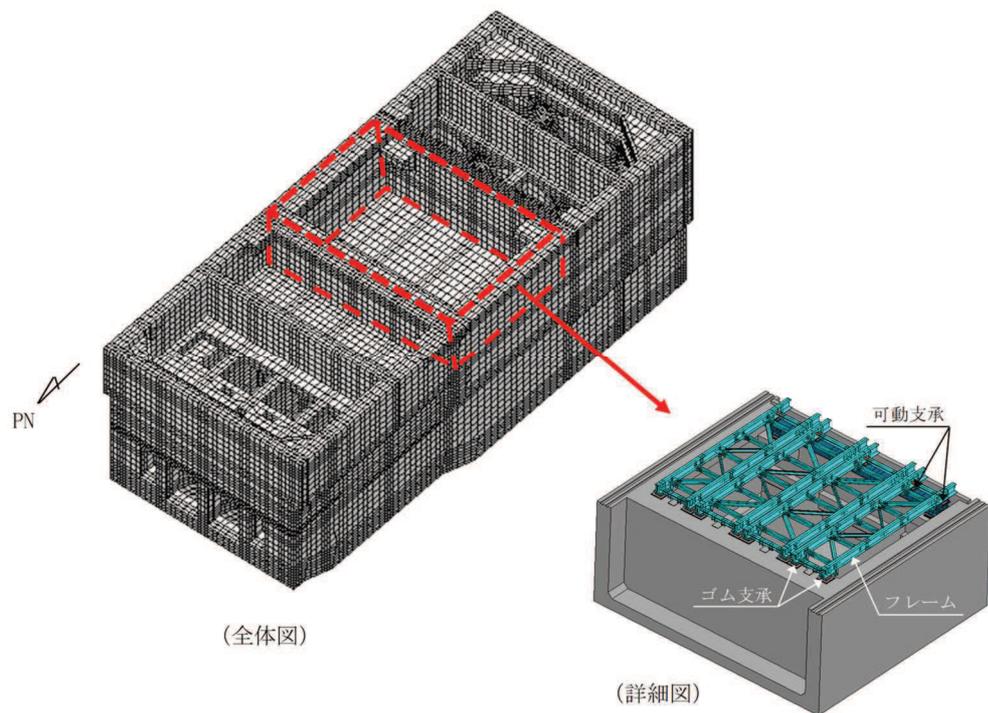


図 4-1 竜巻防護ネット設置箇所

## 4.2 検証結果

三次元構造解析による耐震評価結果として、東西方向の結果を表 4-1 に、南北方向の結果を表 4-2 に示す。東西方向の結果には、海水ポンプ室の設計で考慮している荷重（慣性力：加速度×質量）の比較結果と併せて示す。また、東西方向のコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみの分布図を図 4-2 及び図 4-3 に示す。

図 2-4 に示すように、過大な荷重となる竜巻防護ネットからの荷重を作用させたが、海水ポンプ室の設計で考慮している荷重（慣性力）を作用させた結果との差異は軽微であることが確認された。また、南北方向の結果を表 4-2 に示しているが、東西方向と同様に、過大な荷重として竜巻防護ネットからの荷重を作用させても、発生ひずみは小さいことが確認された。

以上より、過大な荷重となる竜巻防護ネットからの荷重を作用させても、海水ポンプ室の構造成立性には影響を与えるものではないと評価できる。

表 4-1 (1) コンクリートの圧縮ひずみ（東西方向）\*1

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	竜巻防護ネットからの荷重 $\varepsilon_{d1}$ (許容限界：2000 $\mu$ )	海水ポンプ室の設計荷重 $\varepsilon_{d2}$ (許容限界：2000 $\mu$ )	
底版	698 $\mu$	687 $\mu$	1.02
中床版	634 $\mu$	623 $\mu$	1.02
側壁	675 $\mu$	675 $\mu$	1.00
隔壁	<u>1564<math>\mu</math></u>	<u>1568<math>\mu</math></u>	1.00
導流壁	226 $\mu$	214 $\mu$	1.06
妻壁	159 $\mu$	158 $\mu$	1.01

注記\*1：下線部は、照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数 $\gamma_a$

表 4-1 (2) 主筋ひずみ (東西方向) \*1

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	竜巻防護ネットからの荷重 $\varepsilon_{d1}$ (許容限界: 1725 $\mu$ )	海水ポンプ室の設計荷重 $\varepsilon_{d2}$ (許容限界: 1725 $\mu$ )	
底版	<u>1452 <math>\mu</math></u> *3	<u>1318 <math>\mu</math></u> *3	1.10
中床版	1247 $\mu$	1200 $\mu$	1.04
側壁	1439 $\mu$	1408 $\mu$	1.02
隔壁	1443 $\mu$	1197 $\mu$	1.21
導流壁	170 $\mu$	152 $\mu$	1.12
妻壁	81 $\mu$	83 $\mu$	0.98

注記\*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数  $\gamma_a$

\*3: 要素平均化後の値を示す。

表 4-1 (3) 面内せん断ひずみ (東西方向) \*1

評価部材	照査用ひずみ*2		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	竜巻防護ネットからの荷重 $\varepsilon_{d1}$ (許容限界: 2000 $\mu$ )	海水ポンプ室の設計荷重 $\varepsilon_{d2}$ (許容限界: 2000 $\mu$ )	
底版	—	—	—
中床版	—	—	—
側壁	—	—	—
隔壁	<u>517 <math>\mu</math></u>	<u>505 <math>\mu</math></u>	1.02
導流壁	—	—	—
妻壁	145 $\mu$	144 $\mu$	1.01

注記\*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数  $\gamma_a$



表 4-1 (4) せん断破壊に対する照査\* (東西方向)

評価部材	照査値		照査値の比 ①/②
	①竜巻防護ネット からの荷重	②海水ポンプ室の 設計荷重	
底版	0.80	0.80	1.00
中床版	0.89	0.87	1.03
側壁	0.79	0.79	1.00
隔壁	0.90	0.88	1.03
導流壁	<u>0.91</u>	<u>0.89</u>	<u>1.03</u>
妻壁	0.74	0.75	0.99

注記\*：下線部は、照査値のうち最大値を示す。

表 4-2 (1) コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみ\*<sup>1</sup> (南北方向)

評価部材	照査用ひずみ* <sup>2</sup>	
	竜巻防護ネットからの荷重	
	コンクリートの圧縮ひずみ (許容限界：2000 $\mu$ )	主筋ひずみ (許容限界：1725 $\mu$ )
底版	148 $\mu$	34 $\mu$
中床版	99 $\mu$	46 $\mu$
側壁	182 $\mu$	124 $\mu$
隔壁	<u>236 <math>\mu</math></u>	144 $\mu$
導流壁	204 $\mu$	148 $\mu$
妻壁	75 $\mu$	<u>342 <math>\mu</math></u>

注記\*<sup>1</sup>：下線部は、照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*<sup>2</sup>：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

表 4-2 (2) せん断破壊に対する照査\* (南北方向)

評価部材	照査値
底版	<u>0.90</u>
中床版	0.43
側壁	0.26
隔壁	0.79
導流壁	0.13
妻壁	0.29

注記\*：下線部は、照査値のうち最大値を示す。

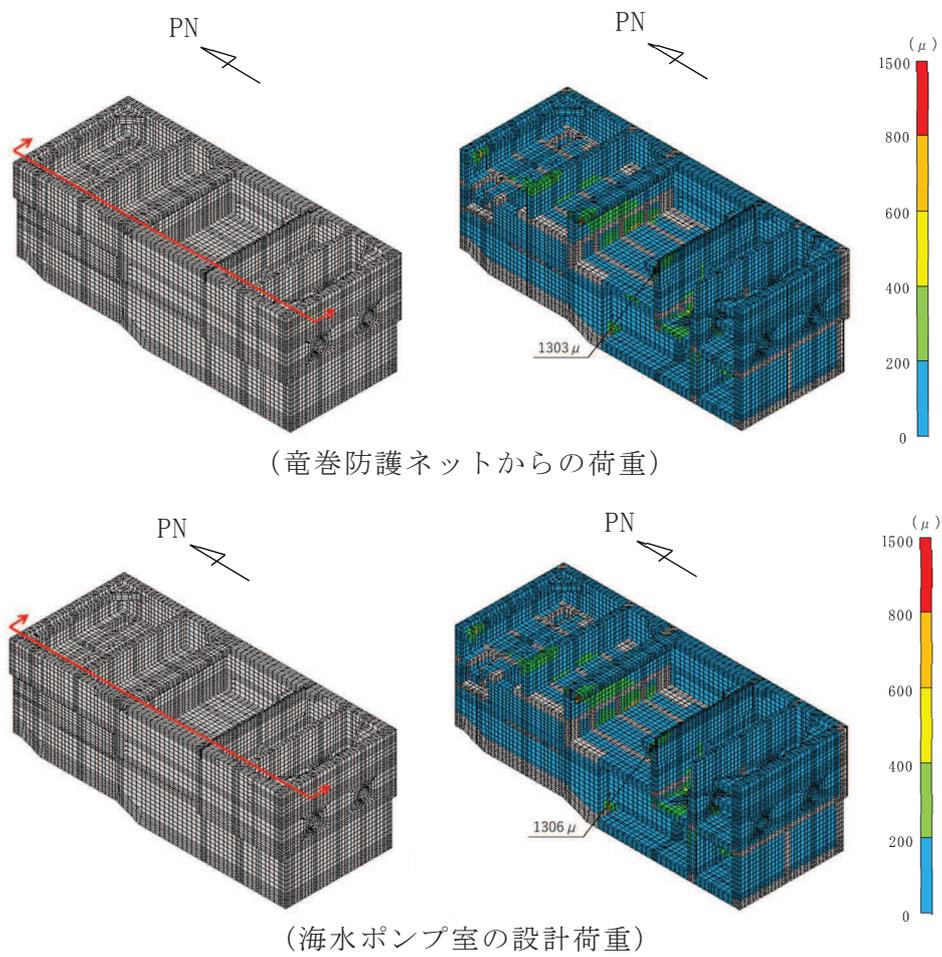


図 4-2 コンクリートの圧縮ひずみ分布図 (東西方向)

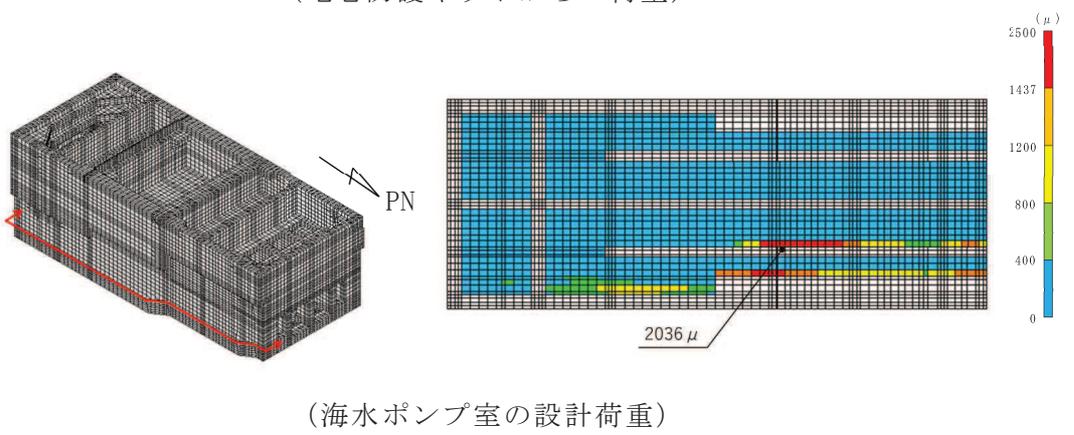
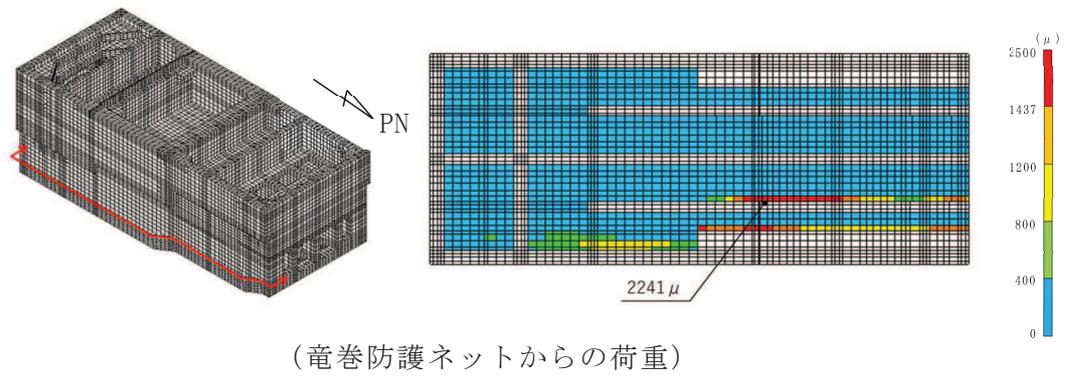


図 4-3 主筋ひずみ分布図 (東西方向)

## 5. 海水配管ダクト（鉛直部）からの荷重による影響評価

### 5.1 検証方法

海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価は、水平輪切り断面として東西方向と南北方向の2方向の荷重を作用させているため、南北方向加振時の慣性力と土圧が作用することにより、海水配管ダクト（鉛直部）の張出長さに応じた曲げモーメントが、海水ポンプ室西側の側壁に荷重として作用する。一方、海水ポンプ室の設計においては、海水配管ダクト（鉛直部）の躯体重量は海水ポンプ室の8%程度、張出長は5.5m程度、さらに躯体周囲には改良地盤が施工されており、海水ポンプ室への影響は軽微と考えられることから、海水ポンプ室の設計荷重では、水平方向荷重と鉛直方向荷重として考慮しており、曲げモーメントの影響はないと評価している。このため、海水配管ダクト（鉛直部）からの曲げモーメントの作用による海水ポンプ室への構造成立性への影響について検証する。

検証として、海水ポンプ室は東西方向の耐震評価を行っているため、保守的な評価となるよう弱軸である東西方向の荷重状態に、海水配管ダクト（鉛直部）の耐震評価から算定される曲げモーメントを作用させた三次元構造解析を行い、海水ポンプ室の構造成立性への影響を評価する。

検証に用いる地震動は、海水配管ダクト（鉛直部）から算定される曲げモーメントが最も大きく算出されるよう、海水配管ダクト（鉛直部）の南北方向加振において水平荷重が最大となる地震動としてS<sub>s</sub>-D2(++)を選定する。なお、海水配管ダクト（鉛直部）に作用する土圧は、図5-1に示す海水配管ダクト（鉛直部）の南北断面モデルにより評価し、得られた土圧分布から図5-2に示すように、保守的な荷重設定となるよう深度方向の各区間における最大値包絡とし、海水ポンプ室に作用させる曲げモーメントを保守的に算定している。

特に **0. P. +3m 以深** や 0. P. -2m 以深において保守的な荷重を用いている。

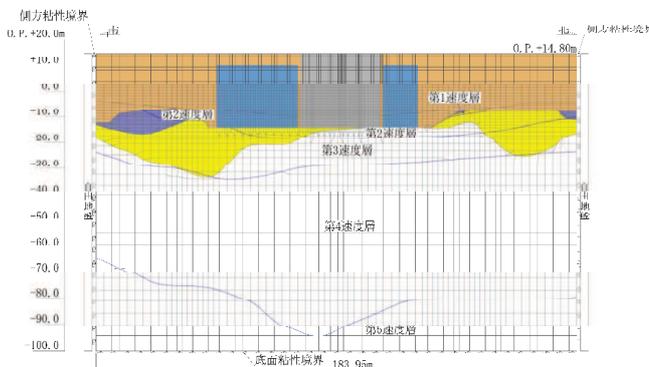


図 5-1 海水配管ダクト（鉛直部）の南北断面地震応答解析モデル

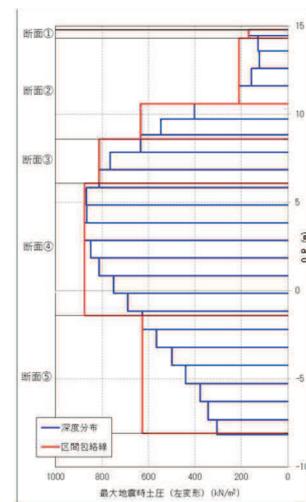


図 5-2 土圧分布図

（北側に作用する土圧，北→南への変形）

## 5.2 検証結果

三次元構造解析による耐震評価結果を表 5-1 に示す。併せて、**コンクリートの圧縮ひずみ分布図**を図 5-3 に、**主筋のひずみ分布図**を図 5-4 に示す。

表 5-1 に示すように、保守的に算定した海水配管ダクト（鉛直部）の南北加震による側壁への曲げモーメントを、より保守的な評価となるよう海水ポンプ室の弱軸である東西方向の荷重状態に作用させても、曲げ・軸力系**及びせん断破壊**に対する許容限界を満たしていることが確認できた。

以上より、海水配管ダクト（鉛直部）からの荷重を保守的に考慮しても、海水ポンプ室の構造成立性には影響を与えるものではないと評価できる。

表 5-1 (1) コンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみ\*<sup>1</sup>

評価部材	照査用ひずみ* <sup>2</sup>	
	海水配管ダクト（鉛直部）からの荷重	
	コンクリートの圧縮ひずみ （許容限界：2000 $\mu$ ）	主筋ひずみ （許容限界：1725 $\mu$ ）
底版	378 $\mu$	717 $\mu$
中床版	273 $\mu$	732 $\mu$
側壁	740 $\mu$	<u>1497 <math>\mu</math></u>
隔壁	<u>1426 <math>\mu</math></u>	411 $\mu$
導流壁	110 $\mu$	52 $\mu$
妻壁	118 $\mu$	24 $\mu$

注記\*1：下線部は、発生ひずみのうち最大値を示す。

\*2：照査用ひずみ＝発生ひずみ×構造解析係数  $\gamma_a$

表 5-1 (2) せん断破壊に対する照査\*

評価部材	照査値
底版	0.52
中床版	0.58
側壁	<u>0.79</u>
隔壁	0.64
導流壁	0.54
妻壁	0.71

注記\*：下線部は、照査値のうち最大値を示す。

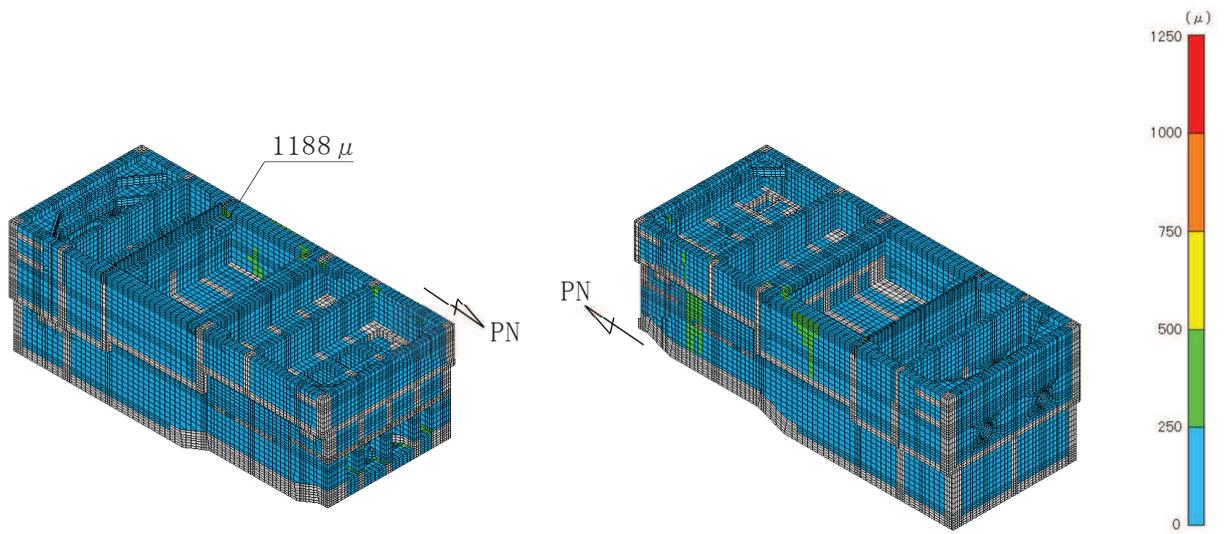


図 5-3 コンクリートの圧縮ひずみ分布図

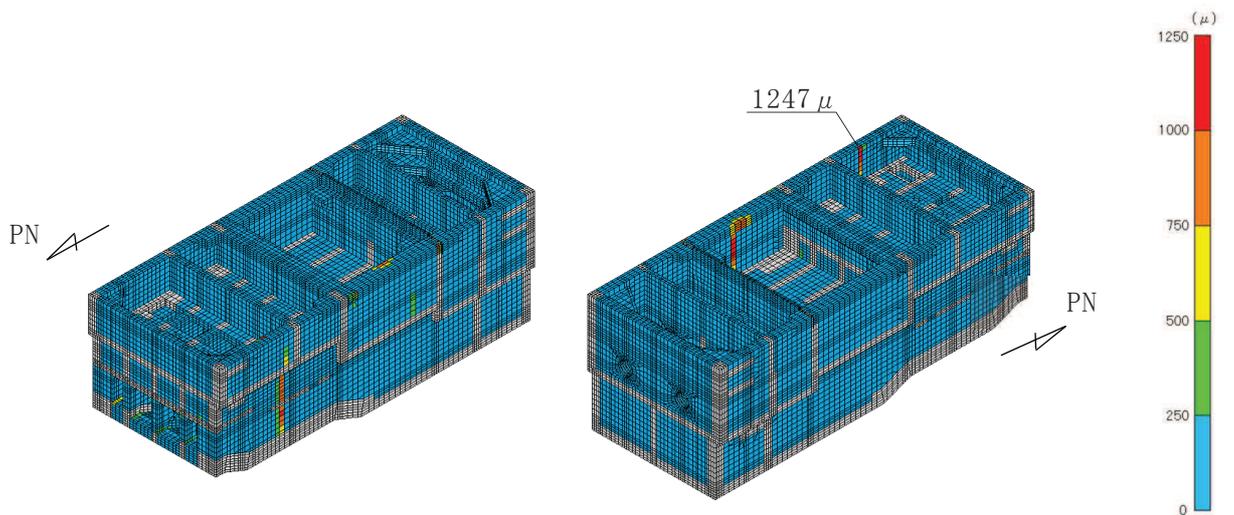


図 5-4 主筋ひずみ分布図

## 6. 機器からの荷重による影響評価

### 6.1 検証方法

海水ポンプ室の設計においては、二次元地震応答解析から得られる照査時刻の加速度に機器の質量を乗じた水平方向及び鉛直方向の慣性力を三次元構造解析モデルに作用させることで機器荷重を考慮している。一方、機器の設計では、水平・鉛直荷重に加えて機器の高さを考慮した転倒モーメントが算定されており、設計上の相違点となっている。また、機器の設計荷重は基準地震動 S s 7 波の包絡荷重に対して評価しており、十分な裕度をもった設計となっている。

本評価では、上述の設計上の相違点に着目し、海水ポンプ室の設計に対して機器により生じる転倒モーメントを付加した三次元構造解析を行い、海水ポンプ室の構造成立性への影響を検証する。機器は図 6-1 に示すように、補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの中床版に設置されることから、東西及び南北方向において、中床版が厳しくなる時刻を選定し評価を行う。東西方向及び南北方向の選定時刻の考え方を以下に示す。

- ・東西方向：補機ポンプエリア及び循環水ポンプエリアの中床版での曲げ・軸力系の破壊に対する照査値が最大となる地震動及び時刻を選定

補機ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, 7.53 秒)

循環水ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース④, 7.50 秒)

- ・南北方向：機器からの転倒モーメントが大きくなると考えられる時刻として、中床版での水平加速度が最大となる地震動及び時刻を選定

S s - F 3 (-+) , 解析ケース①, 26.69 秒

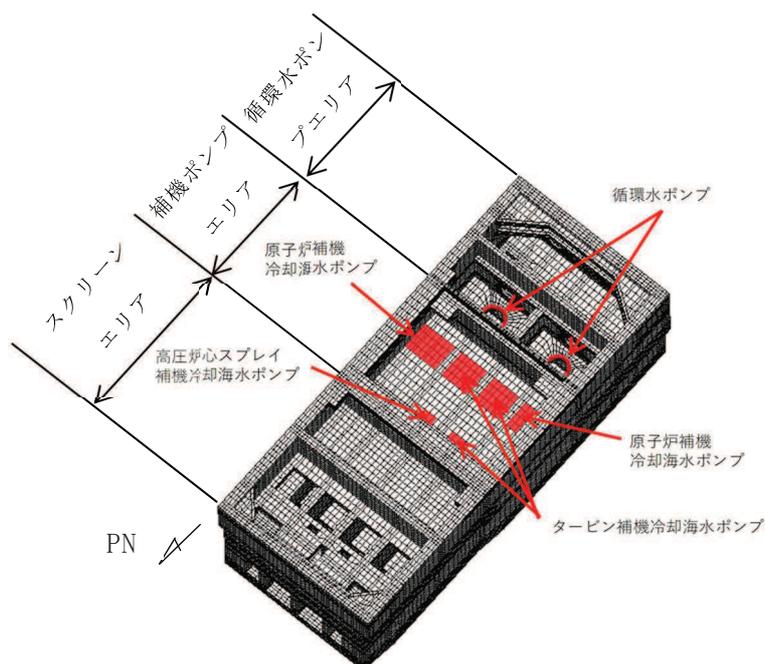


図 6-1 機器設置個所

## 6.2 検証結果

東西方向の結果を表 6-1 に、南北方向の結果を表 6-2 に示す。東西方向の結果には、海水ポンプ室の設計で考慮している荷重（慣性力：加速度×質量）の比較結果と併せて示す。また、東西方向のコンクリートの圧縮ひずみ及び主筋ひずみの分布図を図 6-2 及び図 6-3 に示す。

機器により生じる転倒モーメントを付加させた結果との差異は軽微であることが確認された。また、南北方向の結果を表 6-2 に示しているが、転倒モーメントを付加させても、発生ひずみは小さいことが確認された。

以上より、機器からの転倒モーメントを作用させても、海水ポンプ室の構造成立性には影響を与えるものではないと評価できる。



表 6-1 (1) コンクリートの圧縮ひずみ (東西方向) \*<sup>1</sup>  
 補機ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, 7.53 秒)

評価部材	照査用ひずみ* <sup>2</sup>		照査用ひずみ比 $\epsilon_{d1} / \epsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 $\epsilon_{d1}$ (許容限界: 2000 $\mu$ )	海水ポンプ室の 設計荷重 $\epsilon_{d2}$ (許容限界: 2000 $\mu$ )	
底版	677 $\mu$	678 $\mu$	1.00
中床版	574 $\mu$	573 $\mu$	1.00
側壁	654 $\mu$	657 $\mu$	1.00
隔壁	<u>1535 <math>\mu</math></u>	<u>1540 <math>\mu</math></u>	1.00
導流壁	231 $\mu$	230 $\mu$	1.00
妻壁	140 $\mu$	136 $\mu$	1.03

注記\*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a$

表 6-1 (2) コンクリートの圧縮ひずみ (東西方向) \*<sup>1</sup>  
 循環水ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース④, 7.50 秒)

評価部材	照査用ひずみ* <sup>2</sup>		照査用ひずみ比 $\epsilon_{d1} / \epsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 $\epsilon_{d1}$ (許容限界: 2000 $\mu$ )	海水ポンプ室の 設計荷重 $\epsilon_{d2}$ (許容限界: 2000 $\mu$ )	
底版	462 $\mu$	464 $\mu$	1.00
中床版	426 $\mu$	425 $\mu$	1.00
側壁	483 $\mu$	483 $\mu$	1.00
隔壁	<u>976 <math>\mu</math></u>	<u>978 <math>\mu</math></u>	1.00
導流壁	134 $\mu$	131 $\mu$	1.02
妻壁	122 $\mu$	123 $\mu$	0.99

注記\*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ  $\times$  構造解析係数  $\gamma_a$

表 6-1 (3) 主筋ひずみ (東西方向) \*<sup>1</sup>

補機ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース③, 7.53 秒)

評価部材	照査用ひずみ* <sup>2</sup>		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 $\varepsilon_{d1}$ (許容限界: 1725 $\mu$ )	海水ポンプ室の 設計荷重 $\varepsilon_{d2}$ (許容限界: 1725 $\mu$ )	
底版	<u>1195 <math>\mu</math></u> * <sup>3</sup>	<u>1191 <math>\mu</math></u> * <sup>3</sup>	1.00
中床版	1185 $\mu$	1182 $\mu$	1.00
側壁	1445 $\mu$	1456 $\mu$	0.99
隔壁	1049 $\mu$	1089 $\mu$	0.96
導流壁	188 $\mu$	191 $\mu$	0.98
妻壁	58 $\mu$	58 $\mu$	1.00

注記\*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数  $\gamma_a$

\*3: 要素平均化後の値を示す。

表 6-1 (4) 主筋ひずみ (東西方向) \*<sup>1</sup>

循環水ポンプエリア着目 (S s - N 1 (++) , 解析ケース④, 7.50 秒)

評価部材	照査用ひずみ* <sup>2</sup>		照査用ひずみ比 $\varepsilon_{d1} / \varepsilon_{d2}$
	転倒モーメント 付加 $\varepsilon_{d1}$ (許容限界: 1725 $\mu$ )	海水ポンプ室の 設計荷重 $\varepsilon_{d2}$ (許容限界: 1725 $\mu$ )	
底版	<u>1581 <math>\mu</math></u>	<u>1575 <math>\mu</math></u>	1.00
中床版	972 $\mu$	987 $\mu$	0.98
側壁	746 $\mu$	797 $\mu$	0.94
隔壁	1116 $\mu$	1109 $\mu$	1.01
導流壁	64 $\mu$	65 $\mu$	0.98
妻壁	44 $\mu$	44 $\mu$	1.00

注記\*1: 下線部は, 照査用ひずみのうち最大値を示す。

\*2: 照査用ひずみ = 発生ひずみ × 構造解析係数  $\gamma_a$