

本資料のうち、枠囲みの内容は
営業秘密又は防護上の観点から
公開できません。

東海第二発電所 工事計画審査資料	
資料番号	工認-1112 改0
提出年月日	平成30年10月02日

V-2-2-33 SA用海水ピットの耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用基準	16
3. 耐震評価	17
3.1 評価対象断面	17
3.2 許容限界	20
3.3.1 構造部材の健全性の評価	21
3.3.2 基礎地盤の支持力性能評価	26
4. 耐震評価結果	27
4.1 構造部材の健全性に対する評価結果	27
4.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果	61

1. 概要

本資料は、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、SA用海水ピットが基準地震動 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するものである。

SA用海水ピットに要求される機能の維持を確認するにあたっては、地震応答解析に基づく構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価により行う。

2. 基本方針

2.1 位置

SA用海水ピットの平面配置図を図2-1に示す。

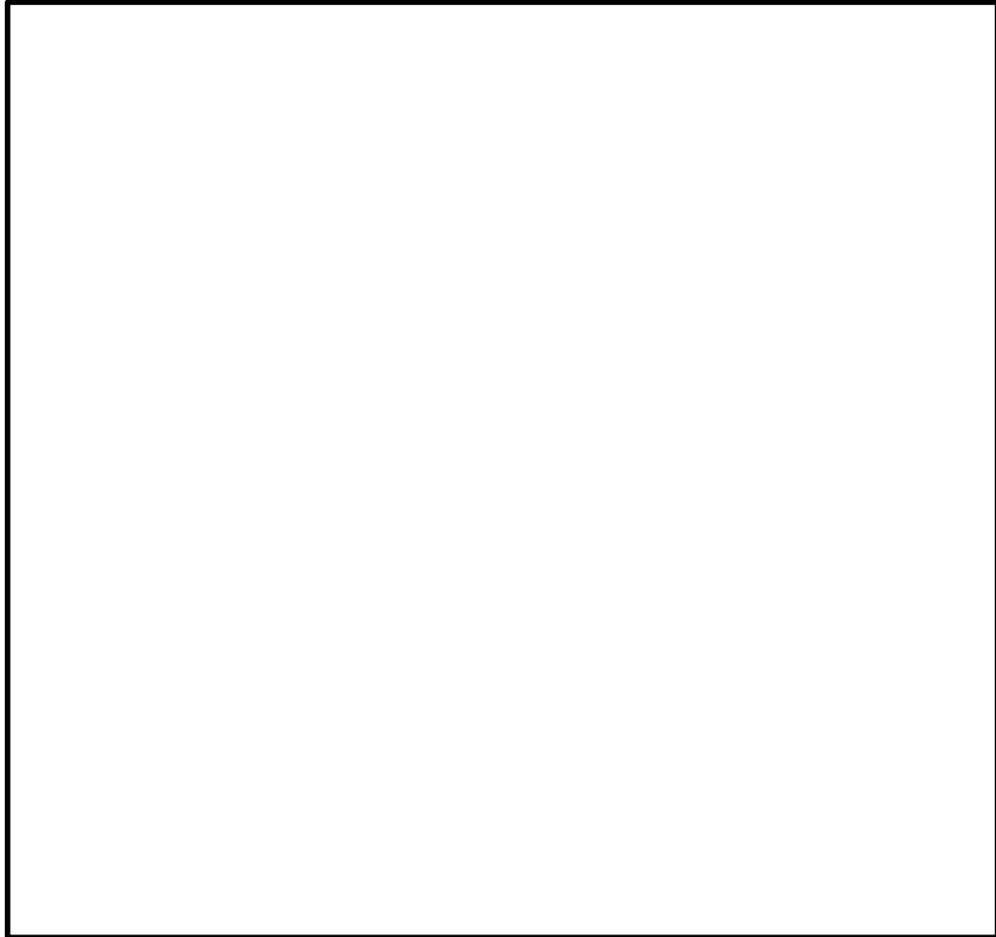


図2-1 SA用海水ピット 平面配置図

2.2 構造概要

SA用海水ピットは、外径約 14 m、内径約 10 m、高さ約 34 m の鉄筋コンクリート造の円筒状の地中構造物で、十分な支持性能を有する岩盤に直接設置する。非常時においては海水の通水機能を求められる土木構造物であり、鉄筋コンクリート躯体上部には、外郭浸水防護設備であるSA用海水ピット開口部浸水防止蓋を設置する。

SA用海水ピットの平面位置図を図 2-2、構造図を図 2-3 に示す。

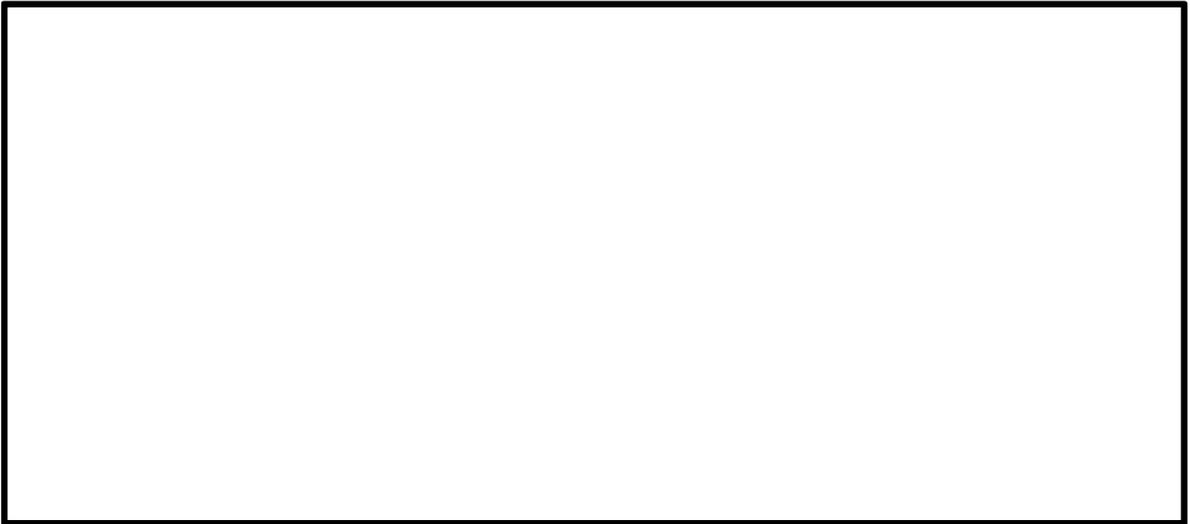


図 2-2 SA用海水ピット 平面位置図

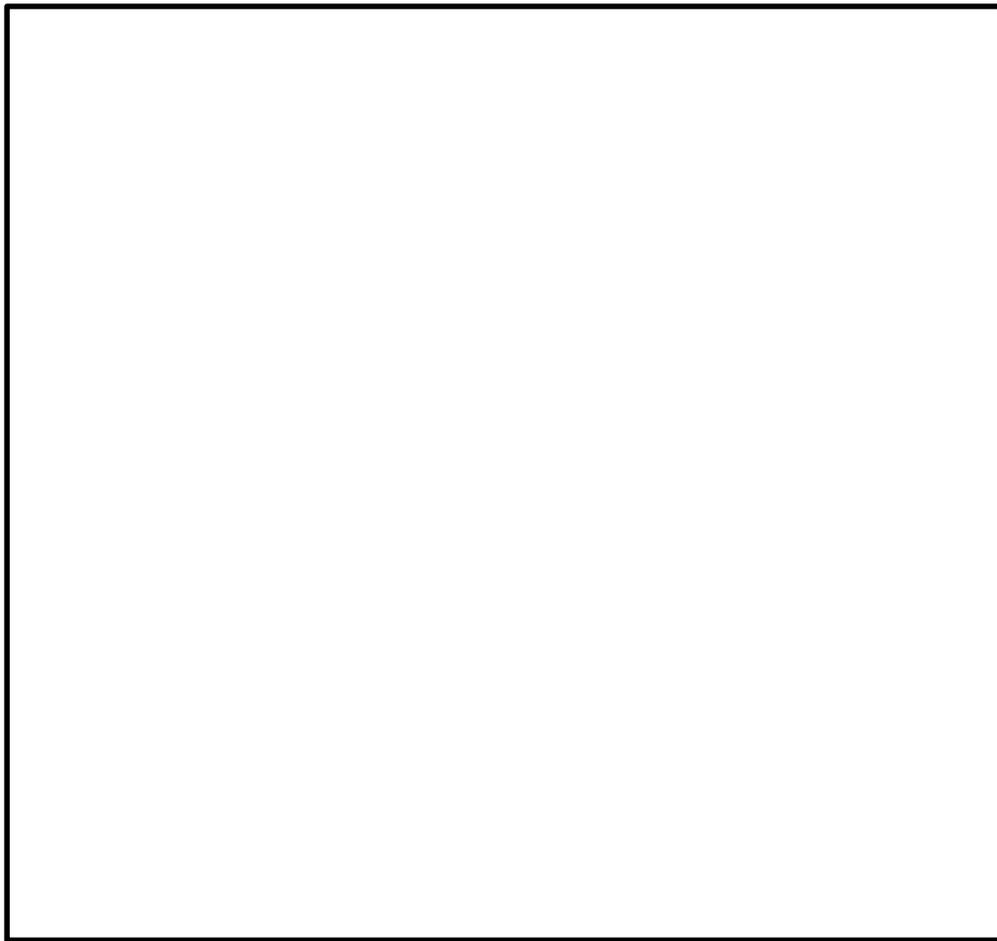
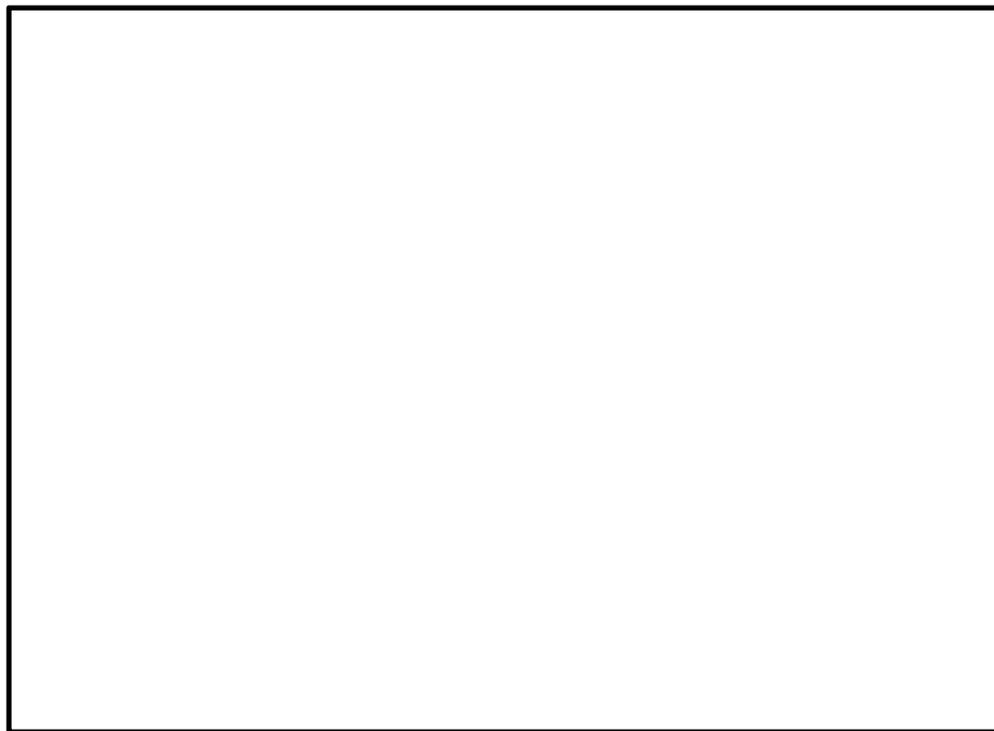


図 2-3 (1) S A用海水ピット構造図 (構造平面図)



注記 : ピットについては標準構造断面図を示す。

図 2-3 (2) S A用海水ピット構造図 (構造断面図)

2.3 評価方針

SA用海水ピットは、常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備に分類される。

SA用海水ピットの耐震評価は、添付書類「V-2-2-32 SA用海水ピットの地震応答計算書」により得られた解析結果に基づき、重大事故等対処施設の評価として、表 2-1 に示すとおり、構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を行う。

構造部材の健全性評価及び基礎地盤の支持性能評価を実施することで、構造強度を有することを確認する。

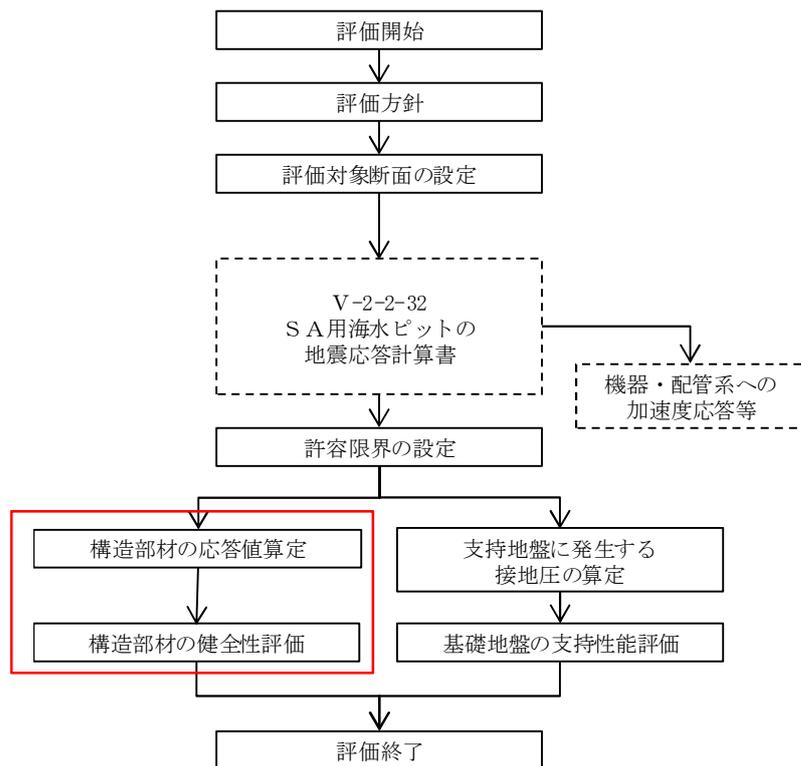
構造部材の健全性評価については、地震応答解析に基づく発生応力が許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

SA用海水ピットの耐震評価フローを図 2-4 に示す。

表 2-1 SA用海水ピットの評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	構造部材の健全性	全構造部材	曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認	短期許容応力度
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	接地圧が許容限界以下であることを確認	極限支持力*

注記 *： 妥当な安全余裕を考慮する。



※詳細は図に示す

図 2-4 SA用海水ピットの耐震評価フロー

構造部材の応答値算定及び健全性評価についての耐震評価詳細フローを図に示す。

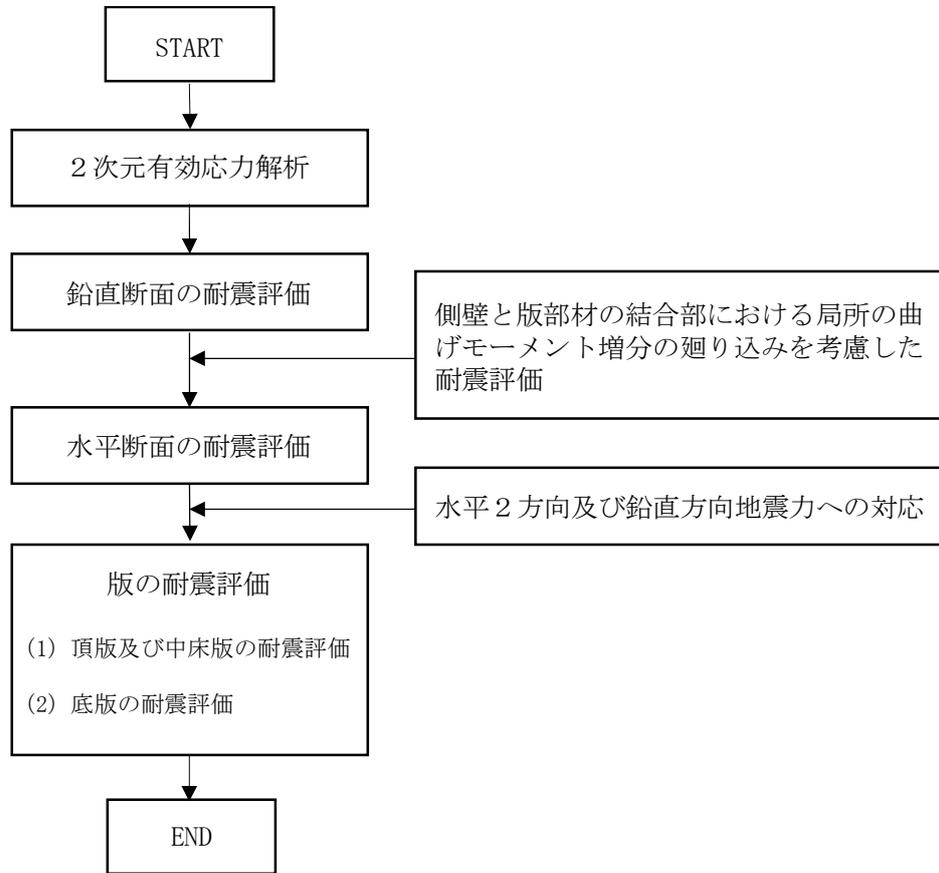


図 2-5 立坑の応答値算定及び健全性評価についての耐震評価詳細フロー

以下にフロー図に示す項目について方針を示す。

2.3.1 2次元有効解析

海水ビットの地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる2次元有限要素法を用いて、基準地震動 S_0 に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。海水ビットは、中心位置において各構造部材と等価な剛性を有する構造梁（線形はり要素）によりモデル化する。また、地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できるモデル化とする。

2次元有効応力解析を実施し、海水ビットの鉛直鉄筋の健全性評価のために、2次元有効応力解析にて算出される線形はり要素の発生断面力（曲げモーメント、軸力、せん断力）を抽出する。海水ビットの水平鉄筋の健全性評価のために、海水ビット側方の地震時地盤反力（地盤要素の水平有効直応力 (σ_x') ）と間隙水要素の発生応力 (Δu) の和の時刻歴最大値、すなわち地震時最大地盤反力を抽出する。さらに、頂版及び中床版部材の健全性評価のために、各床版位置における最大鉛直加速度を抽出し、底版の健全性評価のために、海水ビット底面をモデル化した仮想剛梁要素に地盤から作用する鉛直方向有効直応力 (σ_y') 及び間隙水要素の発生応力 (Δu) の和を底面方向分布に応じて合計した値、すなわち、鉛直方向の地震時地盤反力の時刻歴最大値を抽出する。

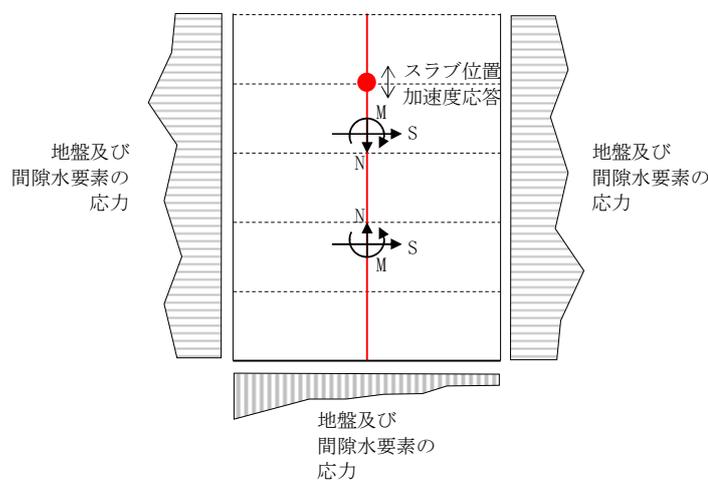


図 2-6 2次元有効応力解析からの応答値の抽出概念図

2.3.2 鉛直断面に対する耐震評価結果

(1) 鉛直断面の曲げ軸力に対する評価

海水ビットは直交する2断面（海水引込管方向と取水管方向）を解析断面として選定し、2次元有効応力解析を実施し部材の設計を行う。海水ビットの鉛直鉄筋は2次元有効応力解析において算出される線形はり要素の発生断面力（曲げモーメント及び軸力）を用いて照査を行い、構造部材の発生断面力（曲げモーメント及び軸力）を用いて照査を行い、構造部材の曲げ軸力による発生応力が許容限界以下であることを確認する。

なお、円形立て坑の場合は、矩形立坑と異なり地震動の加振方向に対して抵抗する部位が不明確である。そこで、直交する2つの2次元有効応力解析モデルによる解析結果のう

ち、時刻歴最大となる時刻の曲げモーメントが直交する方向にも同時に作用すると仮定（曲げモーメントを $\sqrt{2}$ 倍）として、許容限界以下であることを確認する。

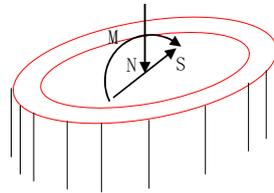


図 2-7 線形はり要素の鉛直断面設計概念図

(2) 鉛直断面のせん断力に対する評価

2次元有効応力解析において算出される線形はり要素の発生せん断力（ S ）に対しコンクリートの有効断面積有効断面積（ A_w ）で抵抗するものとし、せん断応力度 $\tau=S/A_w$ がコンクリート標準示方書に示される許容せん断応力度 τ_{a1} 以下である場合にはせん断補強筋は不要である。

許容せん断応力度 τ_{a1} を超える場合はせん断補強筋（ A_{s1} ）が必要となり、2次元有効応力解析において算出される線形はり要素の発生せん断力を用いて照査を行い、構造部材の発生せん断力が鉄筋コンクリートとしての許容限界すなわち短期許容せん断力 V_a 以下であることを確認する。

なお、鉛直断面のせん断力照査におけるせん断補強筋（ A_{s1} ）は、水平断面の曲げ軸力照査における主鉄筋（ A_{s2} ）の向きと同じ方向に配置する。このため両設計による A_{s1} の必要鉄筋量と A_{s2} の必要鉄筋量を足し合わせた合計必要鉄筋量以上の実配筋量を配置する。これにより、構造部材の水平鉄筋であるせん断補強筋 A_{s1} と主鉄筋 A_{s2} は、水平2方向及び鉛直方向地震力に対応した設計となる。

2次元有効応力解析において算出される線形はり要素の発生断面力（せん断力）を用いて照査を行い、構造部材の発生断面力（せん断力）が許容限界以下であることを確認する。

(3) 側壁と版部材の結合部における局所の曲げモーメント増分の廻り込みを考慮した耐震評価

側壁と版部材の隅角部には、床版の曲げモーメント（ M_0 ）が側壁に廻り込む。また側壁が版部材に支持される拘束効果により、地震時荷重を面外方向に受けた場合に曲げモーメントが反転する（ $M1, M2$ ）。この現象は2次元有効応力解析において考慮することができない。このためここでは、側壁と版部材の結合部における曲げモーメント増分の廻り込みを考慮した検討を行う。

図に版部材から側壁に廻り込む曲げモーメント概念図を示す。

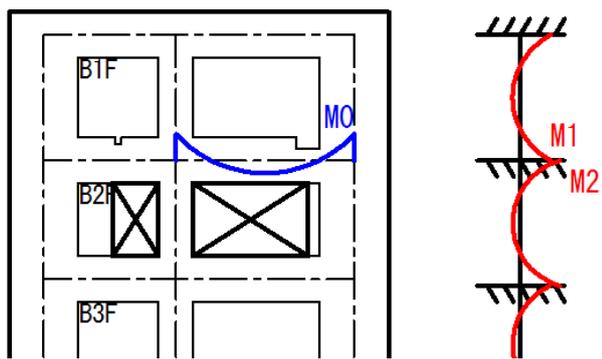


図 2-8 版部材から側壁に廻り込む曲げモーメント概念図

側壁と版部材を結合することにより版部材に発生する端部の曲げモーメント (M_0) は、境界条件を固定支持としたシェル要素を用いた有効応力効力解析により算定する。側壁は床版中心間距離で固定支持された、単位幅を有する両端固定はりとしてモデル化し、各層における地震時荷重を作用させた場合に、支持位置に発生する曲げモーメント (M_1, M_2) を算定する。地震時荷重については、各鉛直スパンの地盤反力 (地盤要素の水平有効直応力 (σ_x') + 間隙水要素の発生応力 (Δu)) の合算値が最大となる時刻の地盤反力分布を用いる。

版部材の端曲げモーメント (M_0) 及び版部材に拘束された側壁に発生する端曲げモーメント (M_1, M_2 のうちモーメントの連続性を考えて両者の最大値を用いる) の和を設計曲げモーメントとする。

上記により得られる設計曲げモーメントから鉛直鉄筋の引張応力度 (σ_{v2}) を算定する。 $\sqrt{2}$ 倍したモーメントを用いて求められた鉛直鉄筋の引張応力度 (σ_{v1}') を加算した鉛直鉄筋の引張応力度 ($\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}$) が許容限界以下であることを確認する。

2.3.3 水平断面に対する耐震評価

(1) 水平断面の設計

海水ピットの水平断面については、側壁及び中壁を線形はり要素としてモデル化した静的フレーム解析により水平断面の照査を行なう。

作用させる荷重は、2次元有効応力解析結果から抽出した、海水ピット側方の地震時地盤反力 (地盤要素の水平有効直応力 (σ_x') と間隙水要素の発生応力 (Δu)) の全時刻の最大値である。水平断面の評価概念図を図に示す。

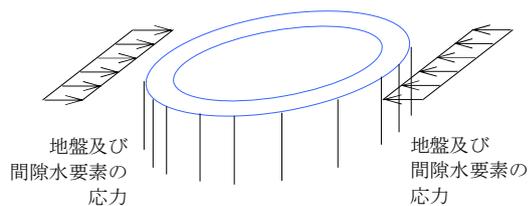


図 2-9 水平断面の評価概念図 (フレーム計算)

構造部材の発生断面力 (曲げモーメント、軸力、せん断力) が許容限界以下であることを確認する。なお、ここで設計する主鉄筋 (A_{s2}) は、2次元フレーム解析モデルの側壁面外方向の地震時最大地盤反力で生じる曲げ軸力に対する配筋である。

(2) 水平 2 方向及び鉛直方向地震力への対応

矩形立坑の設計における水平 2 方向及び鉛直方向地震力に対する耐震安全性は、側壁面内方向の水平鉄筋の配筋量にて確認する。

立坑の側壁における面内方向の水平鉄筋として、2次元有効応力解析 (鉛直断面) モデ

ルの側壁面内方向のせん断力に対するせん断補強鉄筋 (A_{s1}) と、水平断面の2次元フレーム解析モデルの側壁面外方向の地震時最大地盤反力で生じる曲げ軸力に対する主鉄筋 (A_{s2}) は同じ向きの配筋となる。したがって、 A_{s1} の必要鉄筋量と A_{s2} の必要鉄筋量を足し合わせた合計必要鉄筋量以上の実配筋量が各側壁の面内方向に配置されていることを確認する。

図 0-1 に立坑側壁の水平鉄筋の設計イメージ図を示す。

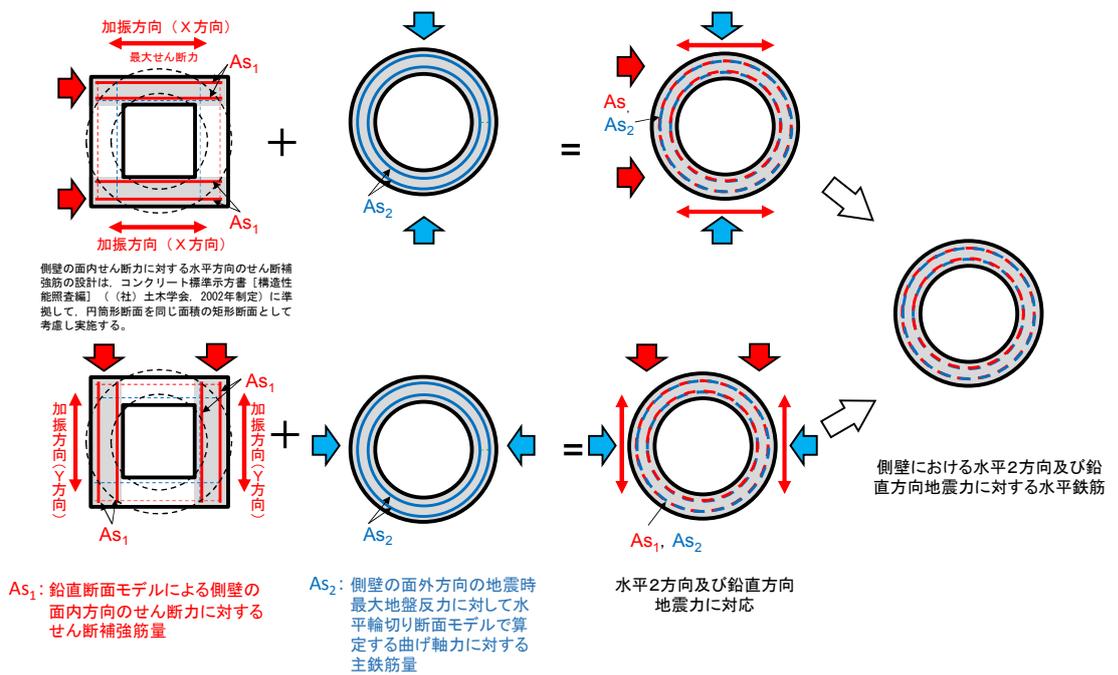


図 0-1 立坑側壁の水平鉄筋の設計イメージ図

2.3.4 版の耐震評価

(1) 頂版及び中床版

頂版及び中床版については、開口部を模擬したシェル要素を用いた応力解析により設計断面力を算定する。慣性力については、2次元有効応力解析により各床版位置における最大鉛直加速度を算出し、重力加速度で除することで鉛直設計震度を求め算定する。単純支持によるシェル要素を用いた応力解析に基づき算定した水平方向の必要主鉄筋量以上を頂版及び中床版上下面側それぞれに格子状に配置すると共に、鉛直方向の必要せん断補強筋量以上を配置する。

海水ピットの頂版及び中床版の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。



図 2-11 頂版及び中床版平面図



図 2-12 頂版の設計モデル概念図

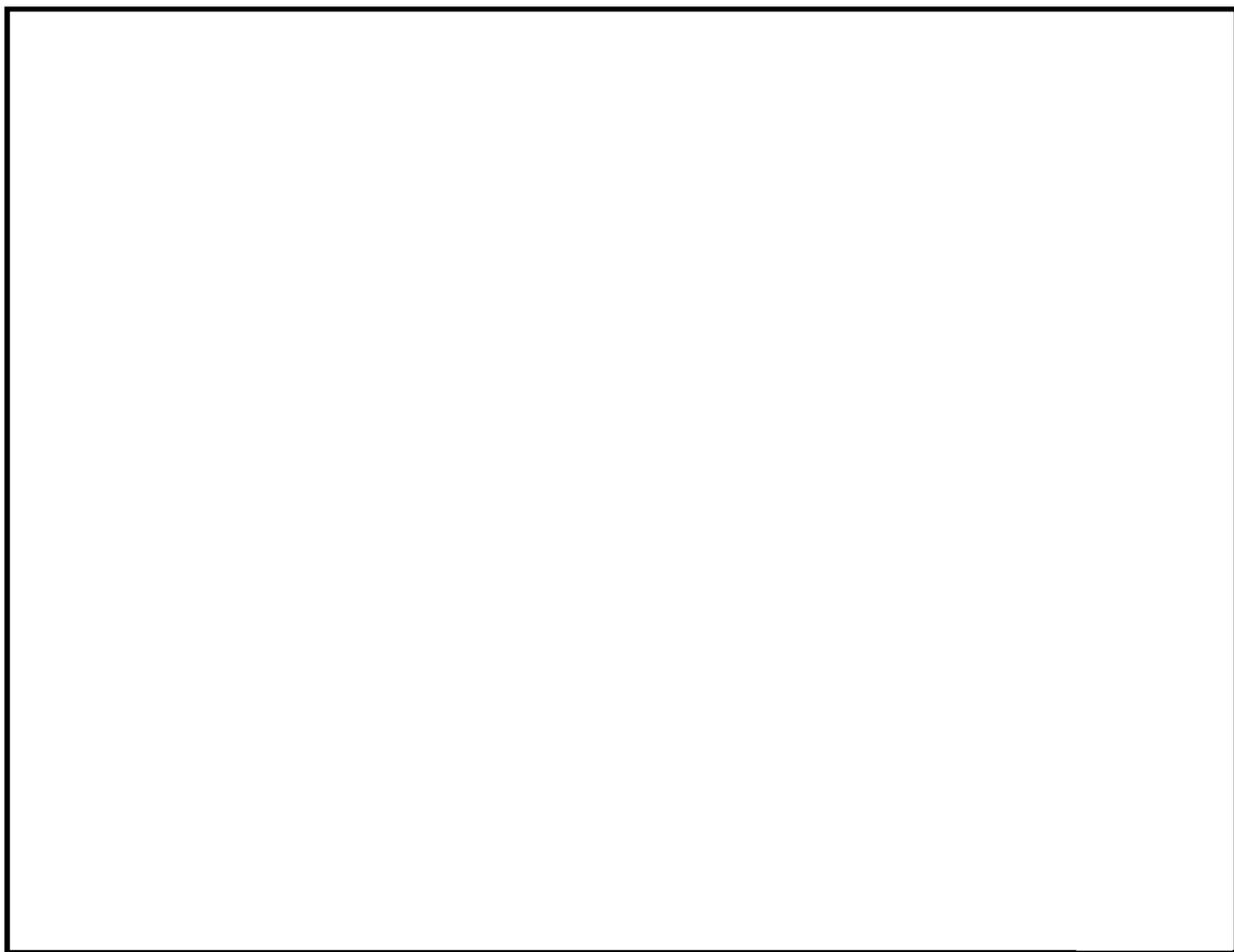


図 2-13 中床版の設計モデル概念図

(2) 底版

底版は接続する側壁及び中壁の中心間距離をスパンとしたシェル要素を用いた応力解析により設計断面力を算定する。境界条件は単純支持とする。

設計荷重は2次元有効応力解析において、仮想剛梁要素（底面）下面の地盤要素に発生する鉛直方向有効直応力（ σ_y' ）及び間隙水要素の発生応力（ Δu ）の底版幅方向合力が最大となる時刻を抽出し、その時刻における地盤反力分布を作用させる。また、静水圧も分布荷重として考慮する。

単純支持によるシェル要素を用いた応力解析に基づき算定した水平方向の必要主鉄筋量以上を底版上下面側それぞれに格子状に配置すると共に、鉛直方向の必要せん断補強筋量以上を配置する。

立坑の底版の構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。

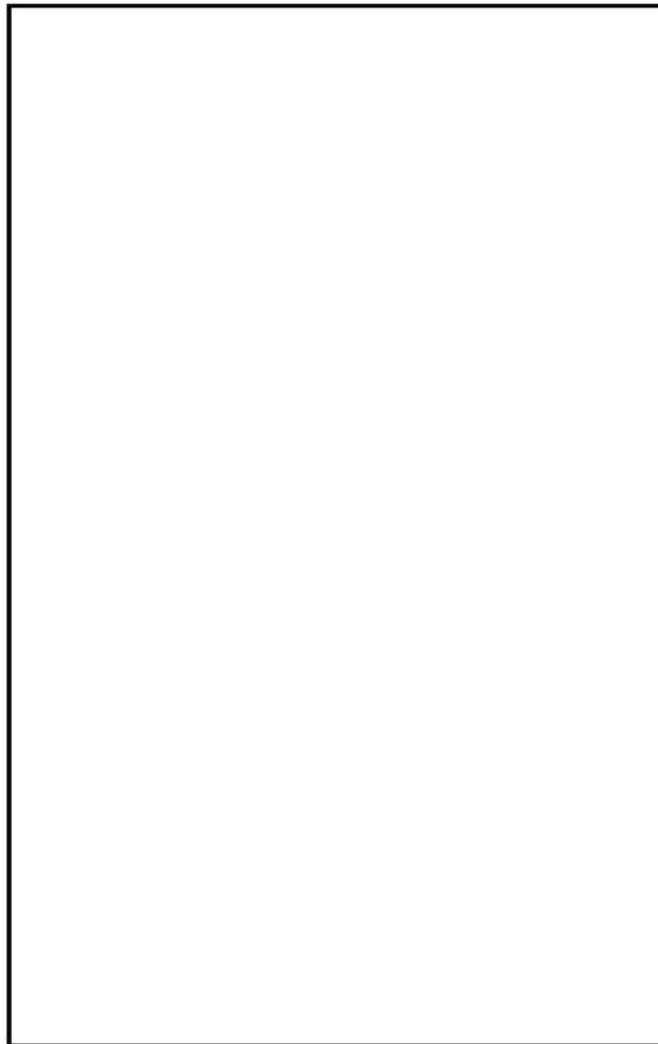


図 2-14 底版の応力解析概念図

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 (日本電気協会)
- ・道路橋示方書 (I 共通編・IV下部構造編) ・同解説 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月)

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

評価対象断面は、添付書類「V-2-2-32 SA用海水ピットの地震応答解析」における評価対象断面と同様とする。

SA用海水ピットの評価対象断面位置を図3-1に、評価対象断面を図3-2に示す。

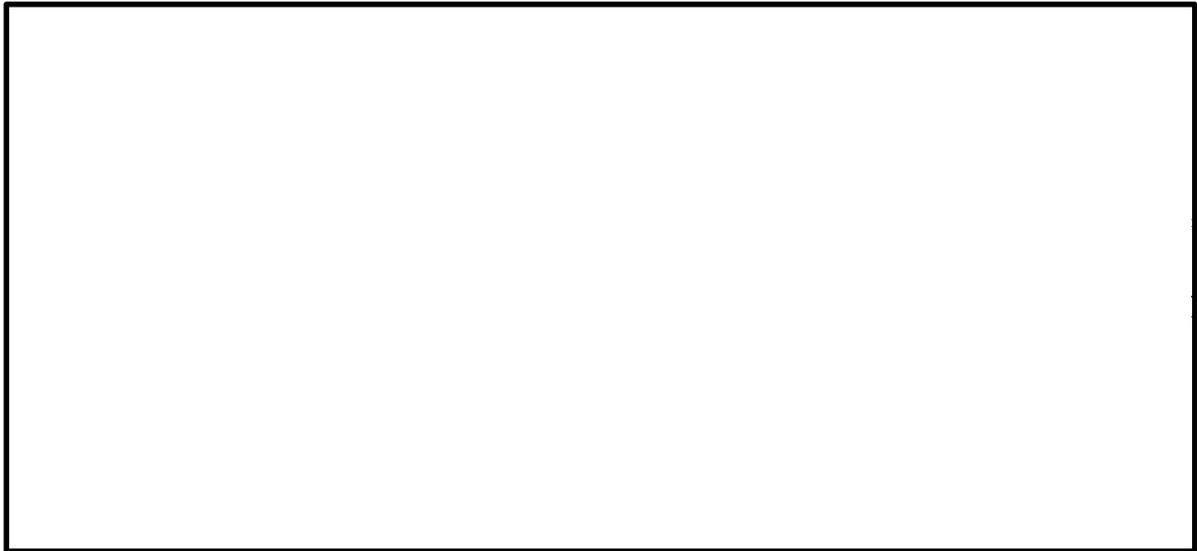


図3-1 SA用海水ピット 評価対象断面位置図

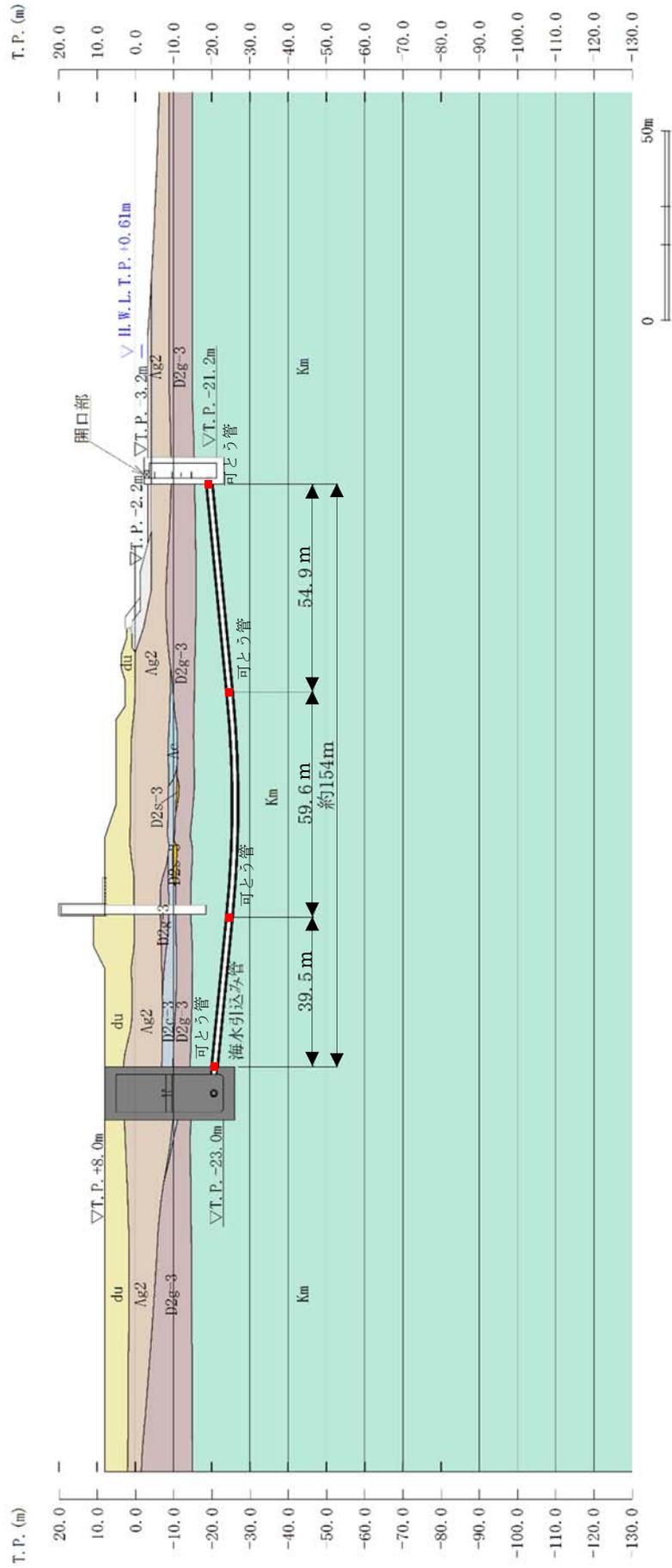


図3-2 (1) SA用海水ピット 評価対象断面図 (①-①断面)

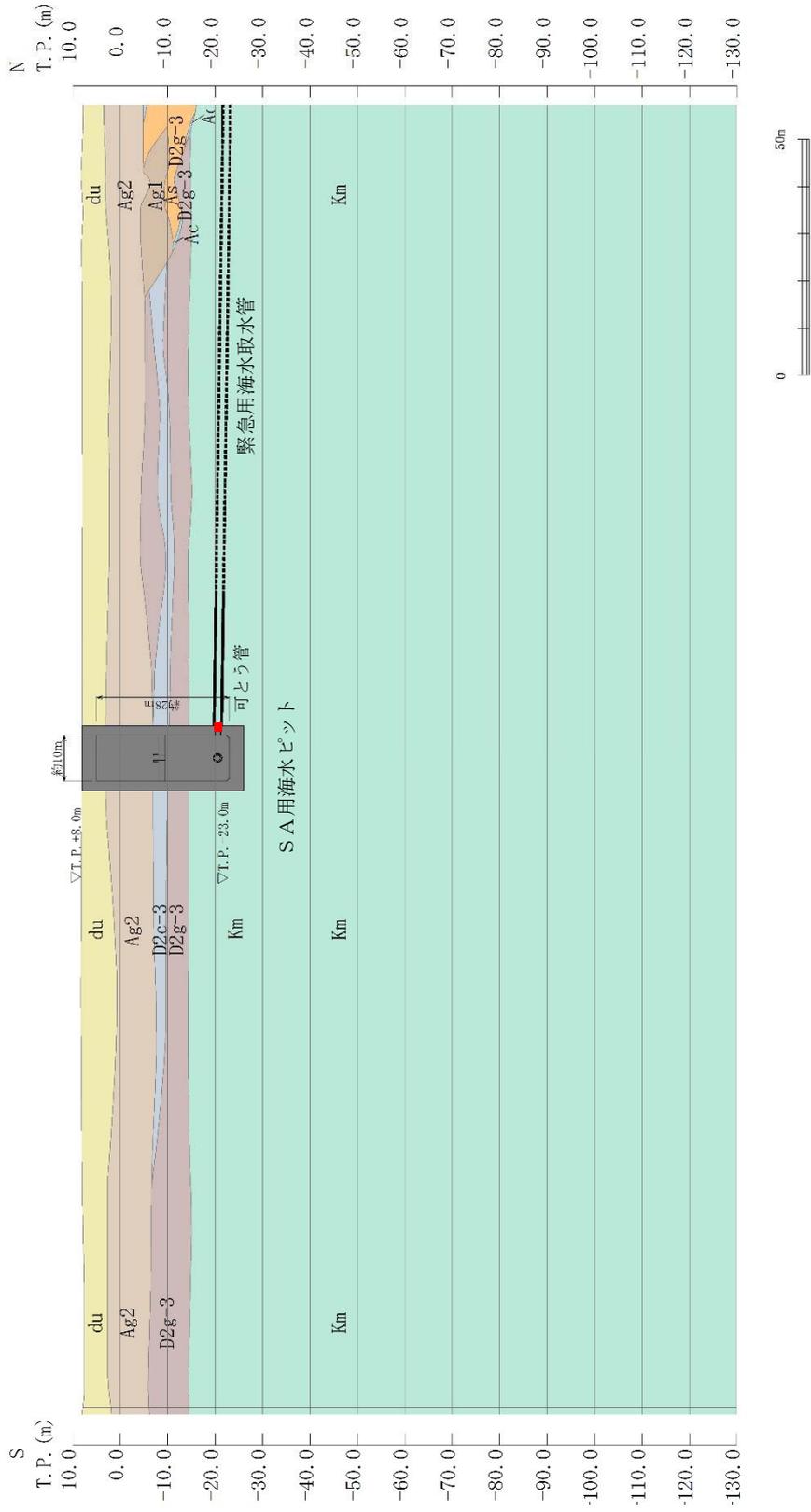


図 3-2 (2) SA用海水ピット 評価対象断面図 (②-②断面)

3.2 許容限界

許容限界は、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鉄筋コンクリートの健全性に対する許容限界

SA用海水ピットは、許容応力度法による照査を行う。

表 3-1 にコンクリート及び鉄筋の許容限界を示す。

表 3-1 鉄筋コンクリートの健全性に対する許容限界

評価項目		許容限界 (N/mm ²)	
コンクリート* ¹ (f' _{ck} =40 N/mm ²)	短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}	21.0	
	短期許容せん断応力度 τ_{a1}	0.825* ³	
鉄筋	SD490* ²	短期許容引張応力度 σ_{sa}	435
	SD390* ¹	短期許容引張応力度 σ_{sa}	309
	SD345* ¹	短期許容引張応力度 σ_{sa}	294

注記 *1：コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)

*2：道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月)

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」に基づき設定する。

(2) 基礎地盤の支持性能における許容限界

極限支持力度は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、道路橋示方書 (I 共通編・IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月) により設定する。

表 3-2 に極限支持力度を示す。

表 3-2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

項目	許容限界
極限支持力度 q_d (kN/m ²)	6025

3.3 評価方法

SA用海水ピットの耐震評価は、添付書類「V-2-2-32 SA用海水ピットの地震応答解析」に基づく地震応答解析より算定した照査用応答値が「3.2 許容限界」において設定した許容限界以下であることを確認する。

3.3.1 構造部材の健全性の評価

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して、地震応答解析により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

側壁の鉛直断面①-①断面方向の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 3-3 に、せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 3-4 に示す。

側壁の鉛直断面②-②断面方向の曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 3-5 に、せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 3-6 に示す。

側壁の水平断面の評価は、側壁を線形はり要素としてモデル化した静的フレーム解析により照査を行なう。

頂版は接続する側壁の中心間距離をスパンとした単純支持による単位幅の版設計とし、面外方向に躯体の慣性力を静的に作用させ評価する。頂版については積雪の慣性力も考慮し評価する。

底版は接続する側壁の中心間距離をスパンとした単純支持による単位幅の版設計とし、2次元有効応力解析における仮想剛梁要素（底面）下面の地盤要素に発生する鉛直方向有効直応力（ σ_y' ）及び間隙水要素の発生応力（ Δu ）の底版幅方向合力が最大となる時刻の地盤反力と静水圧を作用させ評価する。

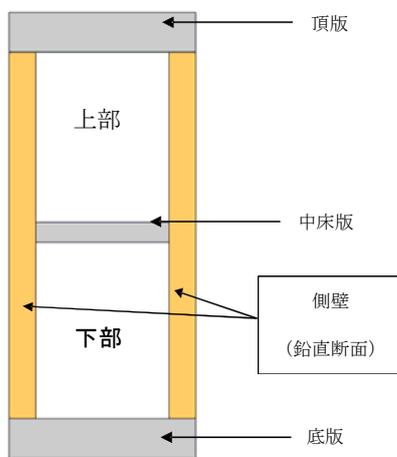
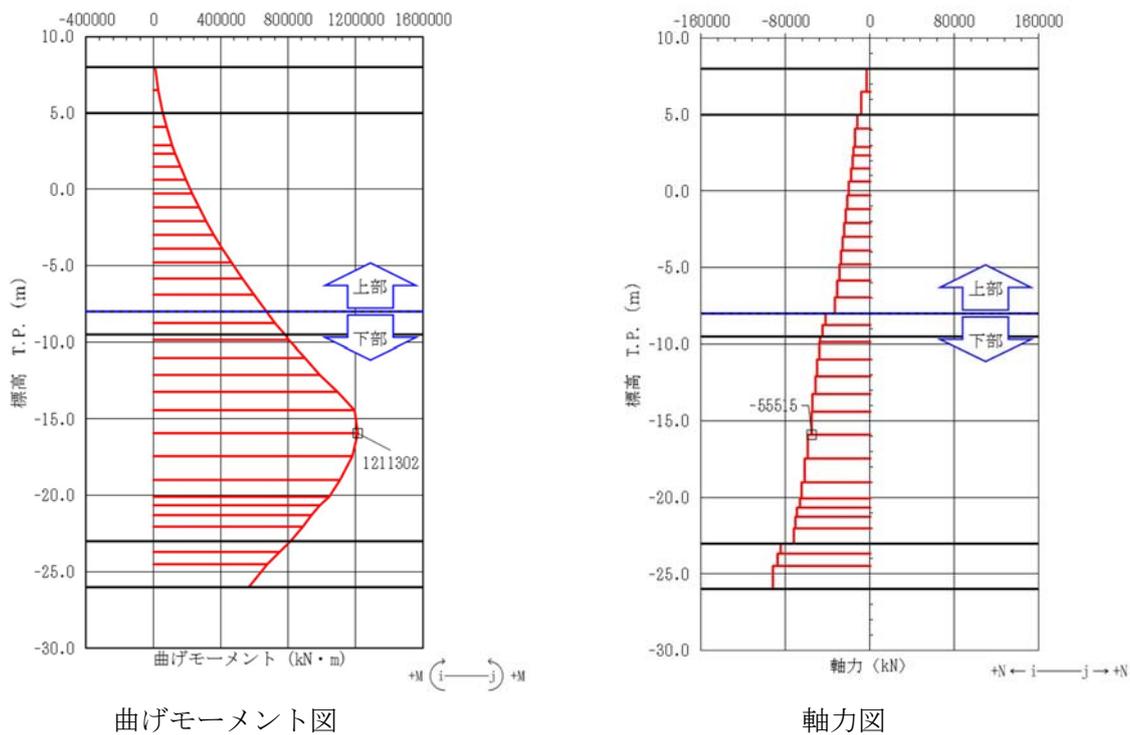
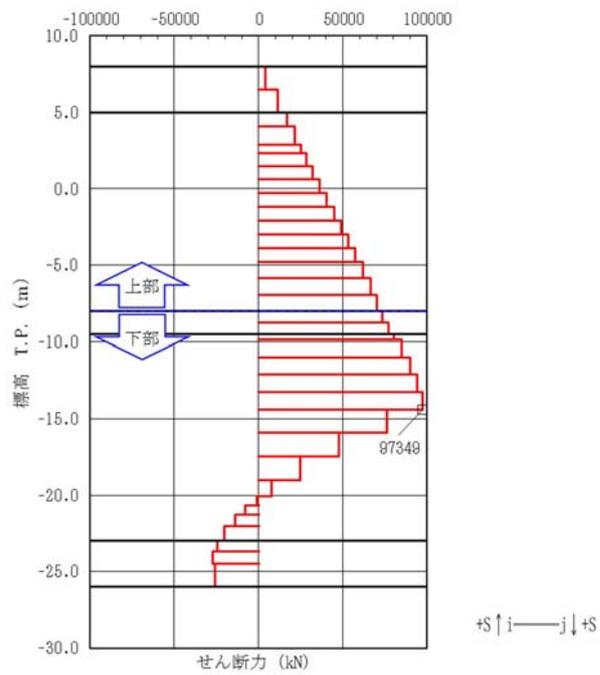


図 3-3 曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力
 (①-①断面, $S_s - D 1$, $t = 53.95$ s)
 (解析ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



せん断力図

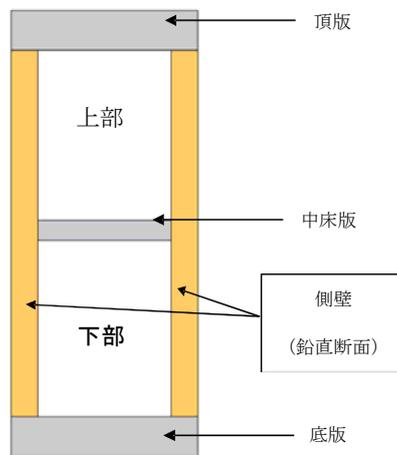


図 3-4 せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力
 (①-①断面, $S_s - D 1$, $t = 53.92$ s)
 (解析ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

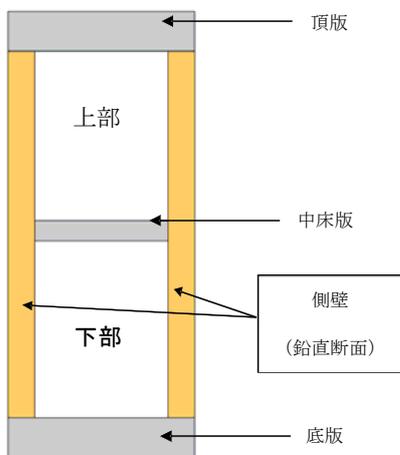
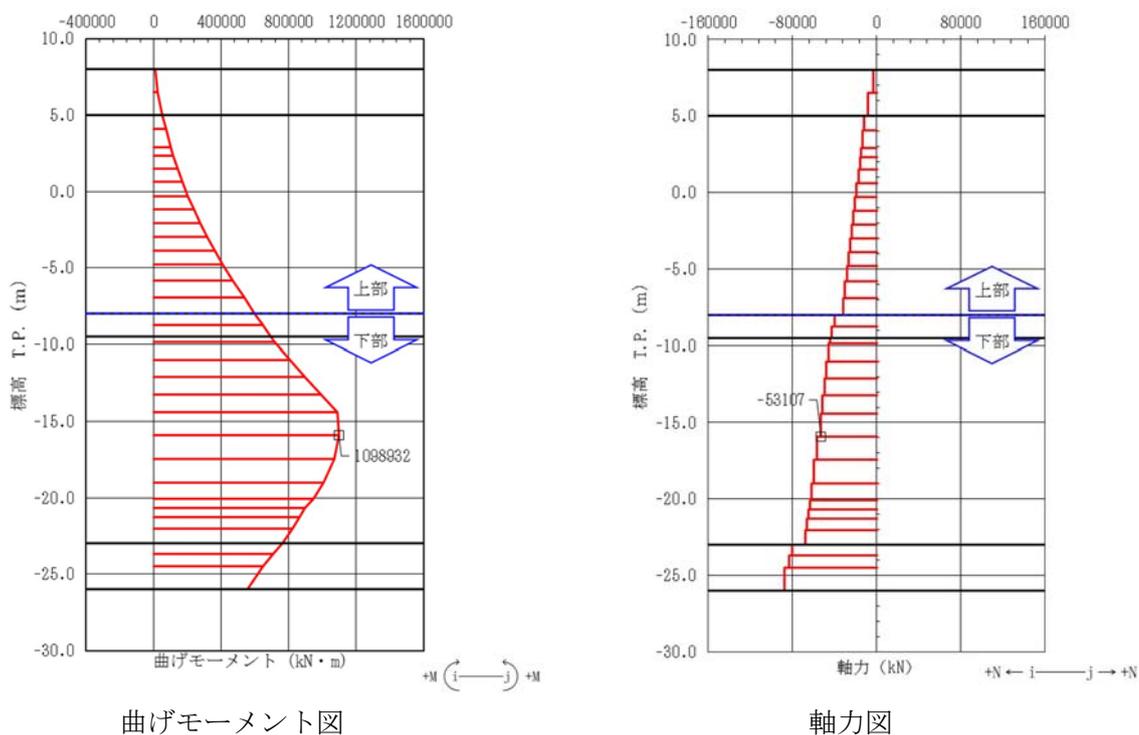
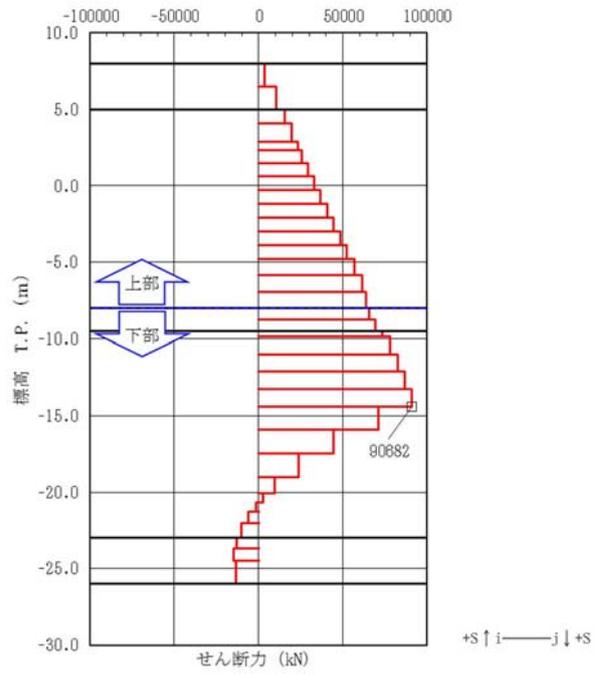


図 3-5 曲げ軸力照査における最大照査値の評価時刻での断面力
 (②-②断面, $S_s - D 1$, $t = 53.93$ s)
 (解析ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)



せん断力図

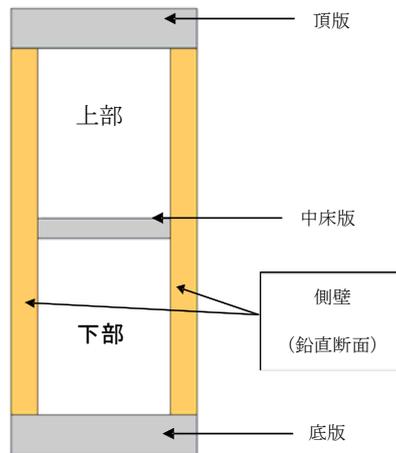


図 3-6 せん断力照査における最大照査値の評価時刻での断面力
 (②-②断面, $S_s - D 1$, $t = 53.92$ s)
 (解析ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

3.3.2 基礎地盤の支持力性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に生じる接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

接地圧が許容限界に対して最も厳しくなる解析ケースにおいて、基礎地盤に生じる最大接地圧分布を図 3-7 に示す。

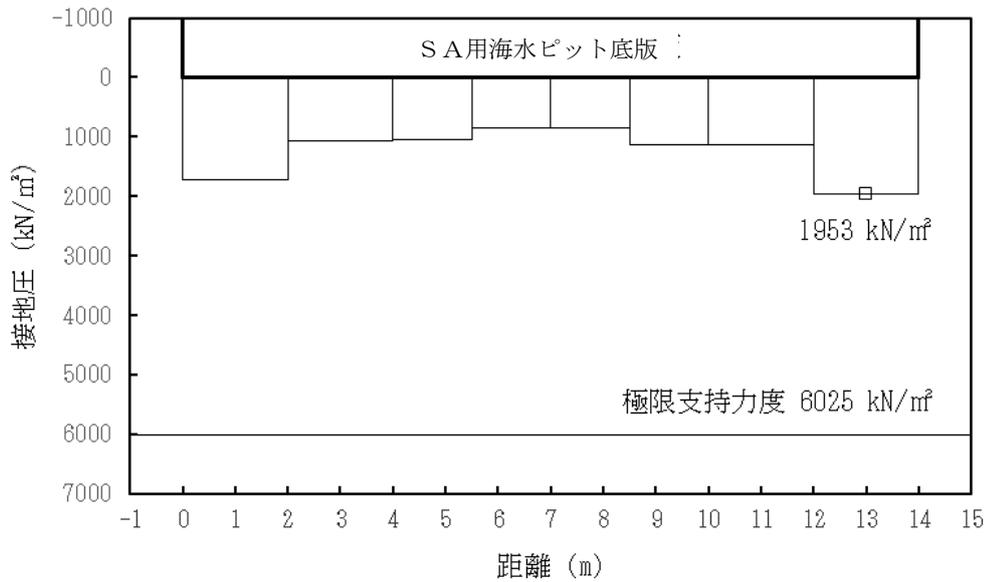


図 3-7 (1) ①-①断面方向における最大接地圧分布図 (S_s-D1)
(解析ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

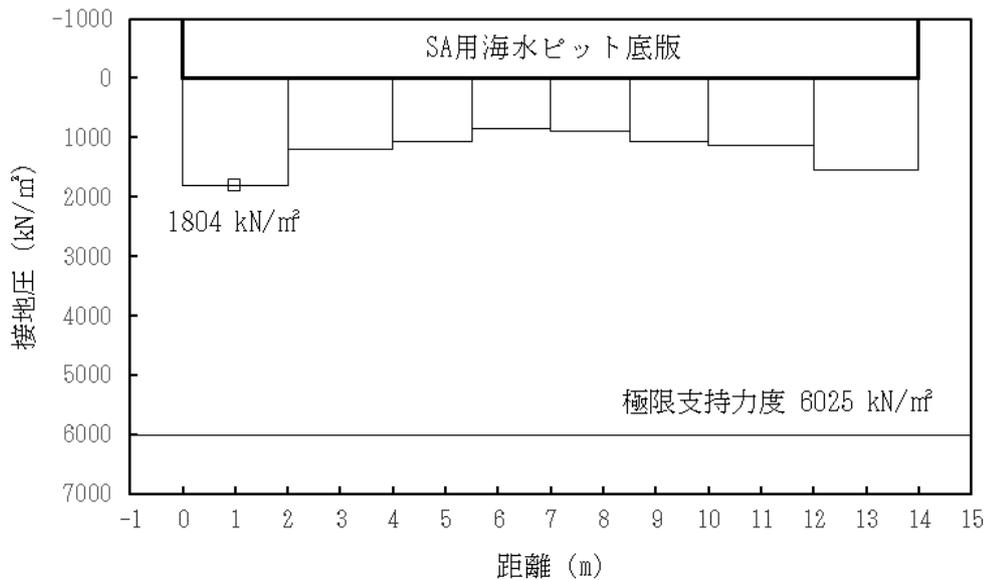


図 3-7 (2) ②-②断面方向における最大接地圧分布図 (S_s-D1)
(解析ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

4. 耐震評価結果

4.1 構造部材の健全性に対する評価結果

4.1.1 側壁鉛直断面の評価結果

(1) 2次元有効応力解析に対する健全性評価

a. 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

側壁鉛直断面のコンクリートの曲げ軸力照査における各評価位置での最大照査値を表 4-1 に、鉄筋の曲げ軸力照査における各評価位置での最大照査値を表 4-2 に、せん断力照査における各評価位置での最大照査値を表 4-3 に示す。

S A用海水ピットにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度及び鉄筋の引張応力度が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、S A用海水ピットの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

表 4-1 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S _s -D 1	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	670155	34180	4.1	21	0.20
④	S _s -D 1	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1215467	57569	6.7	21	0.32

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
評価位置は下図に示す。

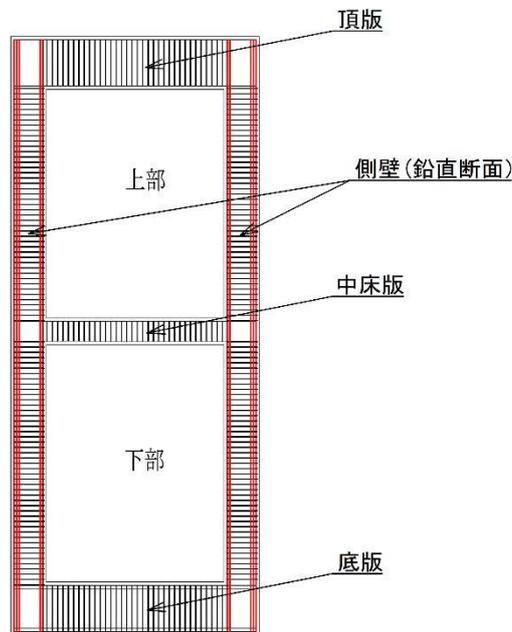
@：鉄筋の配置間隔

表 4-1 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S _s -D 1	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	597574	31591	3.7	21	0.18
④	S _s -D 1	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1098932	53107	6.0	21	0.29

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔



評価位置図

表 4-2 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S _s -D 1	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	664310	31379	108	435	0.25
④	S _s -D 1	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1211302	55515	158	435	0.37

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
評価位置は下図に示す。

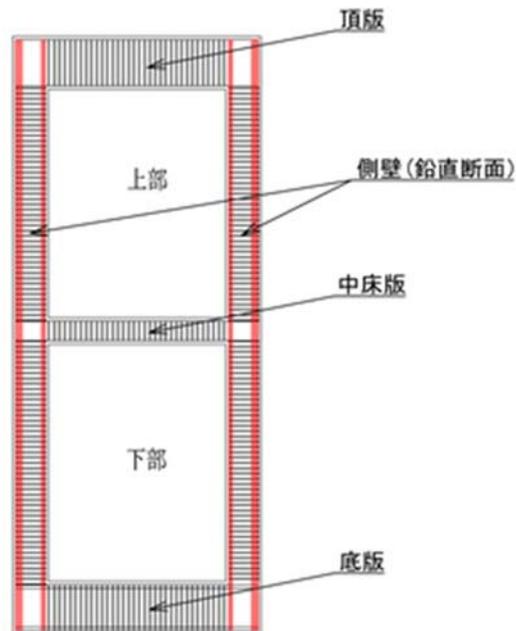
@：鉄筋の配置間隔

表 4-2 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
④	S _s -D 1	上部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D29@150 (外側) D41@150 (内側)	597574	31591	94	435	0.22
④	S _s -D 1	下部	3545	12407	11521	D51@150 (外側2段) D41@150 (外側1段) D41@150 (内側2段)	1098932	53107	142	435	0.33

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔



評価位置図

表 4-3 (1) せん断力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
④	S _s -D 1	上部	3545	12407	11521	D35@150	70166	93616	0.75
④	S _s -D 1	下部	3545	12407	11521	D29@150 (2段)	97349	120709	0.81

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
評価位置は下図に示す。

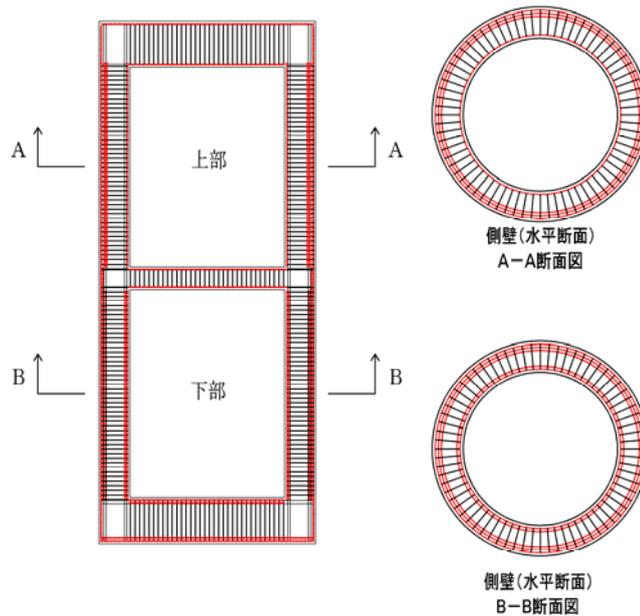
@：鉄筋の配置間隔

表 4-3 (2) せん断力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
④	S _s -D 1	上部	3545	12407	11521	D35@150	63607	93616	0.68
④	S _s -D 1	下部	3545	12407	11521	D29@150 (2段)	90682	120709	0.76

注記 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
評価位置は下図に示す。

@：鉄筋の配置間隔



評価位置図

(2) 側壁と版部材の結合部における曲げモーメント増分の廻り込みを考慮した耐震評価

a. 側壁隅角部の評価結果

版部材の拘束効果に対する側壁の検討は、2次元有効応力解析による側方地盤反力の合力が最大となるケースを選定し、側壁および版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件として算出した部材端モーメントとの合算によって評価した。評価結果を表4-4に示す。

側壁の鉛直鉄筋の照査について、2次元有効応力解析により求められる曲げ軸力に対する側壁の鉛直鉄筋の曲げ引張応力 σ_{v1} と、端部固定条件の側壁及び版部材の各モデルの解析により求められる側壁及び版部材の接合部の曲げモーメントの和に対する側壁の鉛直鉄筋の曲げ引張応力 σ_{v2} を算定し、 $\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$ が許容限界以下であることを確認した。

表4-4 版部材の拘束効果に対する側壁隅角部の評価結果

断面	側壁の位置		2次元有効応力解析による鉛直主鉄筋の引張強度 σ_{v1} (N/mm ²)	固定端モデルによる側壁鉛直主鉄筋の引張応力度 σ_{v2-1} (N/mm ²)	固定端モデルによる版部材主鉄筋の引張応力度 σ_{v2-2} (N/mm ²)	側壁鉛直主鉄筋の引張応力度の合計 $\sigma_{v1} + \sigma_{v2}$ (N/mm ²)	短期許容応力度 (N/mm ²)	照査値	補強した主鉄筋	2次元有効応力解析から求めた主鉄筋	
①-①	上部	頂版下	梁①	9.97	2.263	301.550	313.783	435	0.73	—	外面 D51φ150 (1段目) 外面 D51φ150 (2段目) 外側 D29φ150 (3段目) 内面 D41φ150
		梁②	9.97	4.258	34.752	48.980	435	0.12	—		
	中床版上		186.35	11.452	45.031	242.833	435	0.56	—	外面 D51φ150 内面 D41φ150	
	下部	中床版下		117.06	7.570	30.377	155.007	435	0.36	—	外面 D51φ150 (1段目) 外面 D51φ150 (2段目) 外面 D41φ150 (3段目) 内面 D41φ150 (1段目) 内面 D41φ150 (2段目)
		底版上		116.96	6.624	254.423	378.007	435	0.87	—	外面 D51φ150 (1段目) 外面 D51φ150 (2段目) 外面 D41φ150 (3段目) 内面 D41φ150 (1段目) 内面 D41φ150 (2段目)
②-②	上部	頂版下	梁①	6.25	2.291	308.821	317.362	435	0.73	—	外面 D51φ150 (1段目) 外面 D51φ150 (2段目) 外側 D29φ150 (3段目) 内面 D41φ150
		梁②	6.25	4.311	35.590	46.151	435	0.11	—		
		中床版上		162.08	11.103	48.287	221.470	435	0.51	—	
	下部	中床版下		102.42	3.995	32.574	138.989	435	0.32	—	外面 D51φ150 (1段目) 外面 D51φ150 (2段目) 外面 D41φ150 (3段目) 内面 D41φ150 (1段目) 内面 D41φ150 (2段目)
		底版上	①-①断面配筋より	105.98	7.530	228.249	341.759	435	0.79	—	外面 D51φ150 (1段目) 外面 D51φ150 (2段目) 外面 D41φ150 (3段目) 内面 D41φ150 (1段目) 内面 D41φ150 (2段目)

注記 * : 固定端引張応力度の合計は、絶対値の合計

@ : 鉄筋の配置間隔

b. 版部材隅角部の評価結果

側壁の拘束効果に対する版部材の検討は、側壁の検討と同様に、2次元有効応力解析による側方地盤反力の合力が最大となるケースを選定し、側壁および版部材の設計に用いている最大荷重ケースに対して固定支持条件として算出した部材端モーメントとの合算によって評価した。版部材隅角部の評価結果を表4-5に示す。

両端固定梁モデルにおいて固定境界に発生する曲げモーメント (M_0) に、側壁の解析で固定境界に発生する曲げモーメント (M_1) を加算したもの (M_0+M_1) を固定端曲げモーメントの合計として求める。この曲げモーメントが各版部材の単純支持のはりモデルで求められた最大曲げモーメント (M_2) と比較し、(M_0+M_1) は M_2 で以下であった。よって、 M_2 で求められた主鉄筋は、側壁の拘束効果に対する版部材隅角部においても許容限界以下であることを確認した。

表 4-5 側壁の拘束効果に対する版部材隅角部の評価結果

断面	側壁の位置		版部材の固定端 曲げモーメント M_0 (kN・m)	側壁の固定端 曲げモーメント M_1 (kN・m)	固定端 曲げモーメント の合計 $M_0+M_1^{*1}$ (kN・m)	比較	各版部材の設計		
							版部材評価時の 曲げモーメント M_2^{*2} (kN・m)	部材名	主鉄筋
①-①	上部	頂版 梁①	-12433.16	93.294	12526.454	<	19081.764	頂版	上面 D51@150 (梁①) 下面 D51@150 (梁①)
		頂版 梁②	-761.357	93.294	854.651	<	1060.307		
		中床版(上)	-986.44	250.863	1237.303	<	1486.943	中床版	上面 D51@150 下面 D51@150
	下部	中床版(下)	-986.44	245.824	1232.264	<	1486.943	中床版	上面 D51@150 下面 D51@150
		底版	11474.349	298.749	11773.098	<	-15487.47	底版	上面 D51@150 (1段目) 上面 D51@150 (2段目) 下面 D51@150 (1段目) 下面 D51@150 (2段目)
②-②	上部	頂版 梁①	-12732.981	94.446	12827.427	<	19541.912	頂版	上面 D51@150 (梁①) 下面 D51@150 (梁①)
		頂版 梁②	-779.719	94.446	874.165	<	1085.879		
		中床版(上)	-1057.776	243.219	1300.995	<	1594.98	中床版	上面 D51@150 下面 D51@150
	下部	中床版(下)	-1057.776	129.745	1187.521	<	1594.98	中床版	上面 D51@150 下面 D51@150
		底版	10293.973	339.582	10633.555	<	-14884.319	底版	上面 D51@150 (1段目) 上面 D51@150 (2段目) 下面 D51@150 (1段目) 下面 D51@150 (2段目)

注記 *1: 固定端曲げモーメントの合計は、絶対値の合計
 *2: 版部材の単純支持のはりモデルによる最大曲げモーメント
 @: 鉄筋の配置間隔

4.1.2 側壁水平断面に対する耐震評価結果

(1) 構造部材の曲げ軸力に対する評価結果

立坑の両側に地盤からの最大荷重を作用させる場合（両押し時）と、片側のみに地盤からの最大荷重を作用させる場合（片押し時）の2つの荷重状態についての側壁水平断面におけるコンクリートの曲げ軸力照査結果を表4-6に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表4-7に示す。

SA用海水ピットにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度及び鉄筋の引張応力が許容限界以下であることを確認した。

以上のことから、SA用海水ピットの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

評価位置を図4-1に示す。

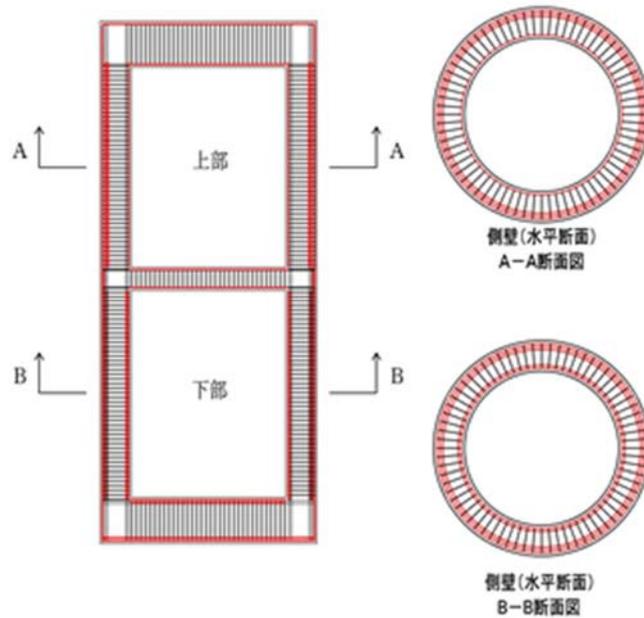


図4-1 評価位置図

表 4-6 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (解析ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)				
$S_s - D 1$	H+, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	162	1486	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	262	3185	2.3	21	0.11
	H+, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	164	1505	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	266	3220	2.3	21	0.11
	H-, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	160	1463	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	258	3155	2.3	21	0.11
H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	157	1437	1.2	21	0.06	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	268	3241	2.4	21	0.12	
$S_s - 1 1$	上部	1000	1500	1300	D38@150	124	1149	0.9	21	0.05	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	107	1808	1.2	21	0.06	
$S_s - 1 2$	上部	1000	1500	1300	D38@150	128	1183	1.0	21	0.05	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	147	2169	1.5	21	0.08	
$S_s - 1 3$	上部	1000	1500	1300	D38@150	129	1194	1.0	21	0.05	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	158	2267	1.6	21	0.08	
$S_s - 1 4$	上部	1000	1500	1300	D38@150	120	1108	0.9	21	0.05	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	114	1874	1.3	21	0.07	
$S_s - 2 1$	上部	1000	1500	1300	D38@150	148	1358	1.1	21	0.06	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	134	2053	1.4	21	0.07	
$S_s - 2 2$	上部	1000	1500	1300	D38@150	145	1336	1.1	21	0.06	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	147	2166	1.5	21	0.08	
$S_s - 3 1$	H+, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	108	1003	0.8	21	0.04
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	145	2145	1.5	21	0.08
	H-, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	124	1144	0.9	21	0.05
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	209	2716	1.9	21	0.10

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-6 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (解析ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	161	1445	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	230	2853	2.1	21	0.10

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-6 (3) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (解析ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	160	1442	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	232	2839	2.1	21	0.10

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-6 (4) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (解析ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	165	1525	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	319	3532	2.6	21	0.13

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-6 (5) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (解析ケース⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)				
$S_s - D1$	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	148	1335	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	125	1908	1.3	21	0.07

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-6 (6) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (①-①断面)
 (解析ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)				
$S_s - D1$	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	149	1342	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	120	1875	1.3	21	0.07

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-6 (7) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (解析ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}	
		部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)				
$S_s - D1$	H+, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	158	1556	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	296	3812	2.7	21	0.13
	H+, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	163	1599	1.3	21	0.07
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	316	3987	2.9	21	0.14
	H-, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	153	1515	1.2	21	0.06
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	284	3705	2.6	21	0.13
	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	160	1570	1.3	21	0.07
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	303	3877	2.8	21	0.14
$S_s - 11$	上部	1000	1500	1300	D38@150	115	1172	0.9	21	0.05	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	179	1516	1.2	21	0.06	
$S_s - 12$	上部	1000	1500	1300	D38@150	124	1255	1.0	21	0.05	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	221	1839	1.5	21	0.08	
$S_s - 13$	上部	1000	1500	1300	D38@150	123	1247	1.0	21	0.05	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	221	1839	1.5	21	0.08	
$S_s - 14$	上部	1000	1500	1300	D38@150	109	1120	0.9	21	0.05	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	162	1390	1.1	21	0.06	
$S_s - 21$	上部	1000	1500	1300	D38@150	154	1517	1.2	21	0.06	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	239	3307	2.3	21	0.11	
$S_s - 22$	上部	1000	1500	1300	D38@150	149	1476	1.2	21	0.06	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	243	3343	2.4	21	0.12	
$S_s - 31$	H+, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	138	1379	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	227	3204	2.2	21	0.11
	H-, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	120	1217	1.0	21	0.05
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	191	2877	2.0	21	0.10

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-6 (8) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (解析ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	160	1575	1.3	21	0.07
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	320	4021	2.9	21	0.14

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-6 (9) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (解析ケース③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	160	1569	1.3	21	0.07
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	326	4077	2.9	21	0.14

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-6 (10) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (解析ケース④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{ca}	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	165	1613	1.3	21	0.07
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	363	4359	3.2	21	0.16

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-6 (11) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (解析ケース⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)			
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	143	1425	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	251	3414	2.4	21	0.12

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-6 (12) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (解析ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)			
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	144	1432	1.1	21	0.06
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	249	3391	2.4	21	0.12

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-7 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

(解析ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)			
$S_s - D1$	H+, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	31	335	全圧縮	309	0.00
	H+, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	64	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	31	335	全圧縮	309	0.00
	H-, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	62	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	31	334	全圧縮	309	0.00
	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	61	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	32	336	全圧縮	309	0.00
$S_s - 11$	上部	1000	1500	1300	D38@150	48	31	4	309	0.02	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	23	312	全圧縮	309	0.00	
$S_s - 12$	上部	1000	1500	1300	D38@150	50	31	4	309	0.02	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	25	318	全圧縮	309	0.00	
$S_s - 13$	上部	1000	1500	1300	D38@150	50	31	4	309	0.02	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	26	319	全圧縮	309	0.00	
$S_s - 14$	上部	1000	1500	1300	D38@150	46	31	3	309	0.01	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	23	313	全圧縮	309	0.00	
$S_s - 21$	上部	1000	1500	1300	D38@150	58	32	5	309	0.02	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	24	316	全圧縮	309	0.00	
$S_s - 22$	上部	1000	1500	1300	D38@150	57	32	5	309	0.02	
	下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	25	318	全圧縮	309	0.00	
$S_s - 31$	H+, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	42	31	3	309	0.01
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	25	317	全圧縮	309	0.00
	H-, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	48	31	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	28	327	全圧縮	309	0.00

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-7 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

(解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	27	328	全圧縮	309	0.00

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-7 (3) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

(解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	26	327	全圧縮	309	0.00

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-7 (4) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

(解析ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	65	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	26	336	全圧縮	309	0.00

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-7 (5) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

(解析ケース⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)			
S_s-D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	58	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	20	312	全圧縮	309	0.00

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-7 (6) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

(解析ケース⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s/σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)			
S_s-D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	58	32	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	21	311	全圧縮	309	0.00

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-7 (7) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

(解析ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S _s -D1	H+, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	62	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	70	345	全圧縮	309	0.00
	H+, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	64	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	72	347	全圧縮	309	0.00
	H-, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	60	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	68	343	全圧縮	309	0.00
	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	71	346	全圧縮	309	0.00
S _s -11		上部	1000	1500	1300	D38@150	45	30	3	309	0.01
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	41	318	全圧縮	309	0.00
S _s -12		上部	1000	1500	1300	D38@150	49	30	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	46	323	全圧縮	309	0.00
S _s -13		上部	1000	1500	1300	D38@150	48	30	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	46	323	全圧縮	309	0.00
S _s -14		上部	1000	1500	1300	D38@150	42	30	3	309	0.01
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	39	315	全圧縮	309	0.00
S _s -21		上部	1000	1500	1300	D38@150	60	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	62	338	全圧縮	309	0.00
S _s -22		上部	1000	1500	1300	D38@150	59	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	63	339	全圧縮	309	0.00
S _s -31	H+, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	54	30	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	61	337	全圧縮	309	0.00
	H-, V+	上部	1000	1500	1300	D38@150	47	30	4	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	56	332	全圧縮	309	0.00

注記：評価位置は図 4-1 に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4-7 (8) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

(解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	73	348	全圧縮	309	0.00

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-7 (9) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

(解析ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	63	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	74	348	全圧縮	309	0.00

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-7 (10) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

(解析ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	65	31	6	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	75	352	全圧縮	309	0.00

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-7 (11) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

(解析ケース⑤: 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}	
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	56	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	64	340	全圧縮	309	0.00

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

@ : 鉄筋の配置間隔

表 4-7 (12) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)
 (解析ケース⑥: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
 非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s / σ_{sa}
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D38@150	56	31	5	309	0.02
		下部	1000	1500	1225	D32@150 (2段)	64	339	全圧縮	309	0.00

注記 : 評価位置は図 4-1 に示す。

(2) 構造部材のせん断力に対する評価結果

側壁水平断面におけるせん断力に対する照査結果を表 4-8 に示す。

S A用海水ピットにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力 ($V_{c.a}$) と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力 ($V_{s.a}$) を合わせた短期許容せん断力 (V_a) 以下であることを確認した。

以上のことから、S A用海水ピットの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお、発生応力及び発生断面力は各地震動、各部材において最大となる値を示している。

評価位置を図 4-2 に示す。

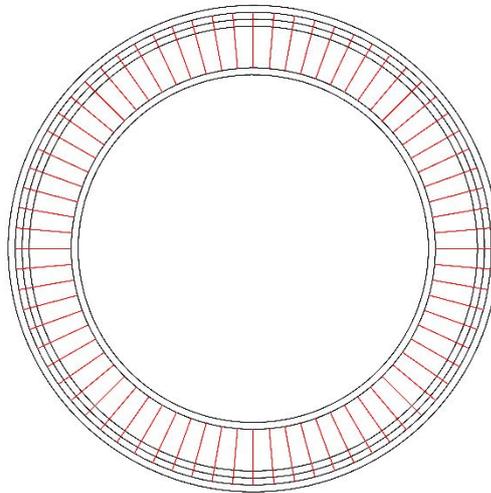


図 4-2 評価位置

表 4-8 (1) せん断力照査結果 (①-①断面)

(解析ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)				
S _s -D1	H+, V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	421	935	0.46
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	796	2676	0.30
	H+, V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	426	935	0.46
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	806	2676	0.31
	H-, V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	414	935	0.45
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	787	2676	0.30
H-, V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	407	935	0.44	
	下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	812	2676	0.31	
S _s -11		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	324	935	0.35
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	400	2676	0.15
S _s -12		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	334	935	0.36
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	504	2676	0.19
S _s -13		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	337	935	0.37
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	532	2676	0.20
S _s -14		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	312	935	0.34
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	419	2676	0.16
S _s -21		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	384	935	0.42
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	470	2676	0.18
S _s -22		上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	378	935	0.41
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	503	2676	0.19
S _s -31	H+, V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	282	935	0.31
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	497	2676	0.19
	H-, V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	322	935	0.35
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	661	2676	0.25

注記：評価位置は図 4-2 に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4-8 (2) せん断力照査結果 (①-①断面)

(解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	413	935	0.45
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	708	2676	0.27

注記：評価位置は図 4-2 に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4-8 (3) せん断力照査結果 (①-①断面)

(解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	412	935	0.45
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	707	2676	0.27

注記：評価位置は図 4-2 に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4-8 (4) せん断力照査結果 (①-①断面)

(解析ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	430	935	0.46
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	918	2676	0.35

注記：評価位置は図 4-2 に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4-8 (5) せん断力照査結果 (①-①断面)

(解析ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	381	935	0.41
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	438	2676	0.17

注記：評価位置は図 4-2 に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4-8 (6) せん断力照査結果 (①-①断面)

(解析ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	384	935	0.42
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	427	2676	0.16

注記：評価位置は図 4-2 に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4-8 (7) せん断力照査結果 (②-②断面)

(解析ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b(mm)	部材高 h(mm)	有効高 d(mm)				
S _s -D1	H+, V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	426	935	0.46
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	931	2676	0.35
	H+, V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	438	935	0.47
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	981	2676	0.37
	H-, V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	414	935	0.45
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	900	2676	0.34
	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	430	935	0.46
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	949	2676	0.36
S _s -11	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	316	935	0.34	
	下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	360	2676	0.14	
S _s -12	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	339	935	0.37	
	下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	471	2676	0.18	
S _s -13	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	337	935	0.37	
	下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	471	2676	0.18	
S _s -14	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	301	935	0.33	
	下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	316	2676	0.12	
S _s -21	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	415	935	0.45	
	下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	786	2676	0.30	
S _s -22	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	403	935	0.44	
	下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	796	2676	0.30	
S _s -31	H+, V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	375	935	0.41
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	756	2676	0.29
	H-, V+	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	328	935	0.36
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	662	2676	0.25

注記：評価位置は図 4-2 に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4-8 (8) せん断力照査結果 (②-②断面)

(解析ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	431	935	0.47
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	991	2676	0.38

注記：評価位置は図 4-2 に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4-8 (9) せん断力照査結果 (②-②断面)

(解析ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	430	935	0.46
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1007	2676	0.38

注記：評価位置は図 4-2 に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4-8 (10) せん断力照査結果 (②-②断面)

(解析ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	443	935	0.48
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	1095	2676	0.41

注記：評価位置は図 4-2 に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4-8 (11) せん断力照査結果 (②-②断面)

(解析ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	388	935	0.42
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	817	2676	0.31

注記：評価位置は図 4-2 に示す。

@：鉄筋の配置間隔

表 4-8 (12) せん断力照査結果 (②-②断面)

(解析ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して
非液状化の条件を仮定した解析ケース)

地震動		評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
S _s -D1	H-, V-	上部	1000	1500	1300	D13 @300×300	390	935	0.42
		下部	1000	1500	1225	D29 @300×300	810	2676	0.31

注記：評価位置は図 4-2 に示す。

@：鉄筋の配置間隔

(3) 水平2方向及び鉛直方向地震力に対する耐震評価結果

a. 鉛直断面の評価結果

図4-3に鉛直断面の評価において発生応力度を算定する際の概念図を示す。

表4-9に鉛直断面の評価結果を示す。①-①断面、②-②断面それぞれで最大の照査値を示す評価位置、検討ケースでの評価結果を示す。

表4-9 (1) 鉛直断面のコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果

断面	検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		圧縮 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}		
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)					
①-①断面	④ S s - D 1	下部	有効応力解析	σ_{v1}'	3545	12407	11521	2-D51@150	101243	5386	6.9	21	0.33
			拘束効果による曲げ	σ_{v2}	3545	12407	11521	3-D41@150	11773	0	14.0	21	0.67
			合計	$\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}$	-	-	-	-	-	-	20.9	21	0.995
②-②断面	④ S s - D 1	下部	有効応力解析	σ_{v1}'	3545	12407	11521	2-D51@150	94256	5320	6.5	21	0.31
			拘束効果による曲げ	σ_{v2}	3545	12407	11521	3-D41@150	10634	0	12.6	21	0.60
			合計	$\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}$	-	-	-	-	-	-	19.1	21	0.91

表4-9 (2) 鉛直断面の鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果

断面	検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		引張 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{cs} (N/mm ²)	照査値 σ_c / σ_{cs}		
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)					
①-①断面	④ S s - D 1	下部	有効応力解析	σ_{v1}'	3545	12407	11521	2-D51@150	101243	5386	158	435	0.37
			拘束効果による曲げ	σ_{v2}	3545	12407	11521	3-D41@150	11773	0	261	435	0.60
			合計	$\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}$	-	-	-	-	-	-	419	435	0.97
②-②断面	④ S s - D 1	下部	有効応力解析	σ_{v1}'	3545	12407	11521	2-D51@150	94256	5320	145	435	0.34
			拘束効果による曲げ	σ_{v2}	3545	12407	11521	3-D41@150	10634	0	236	435	0.55
			合計	$\sigma_{v1}' + \sigma_{v2}$	-	-	-	-	-	-	381	435	0.88

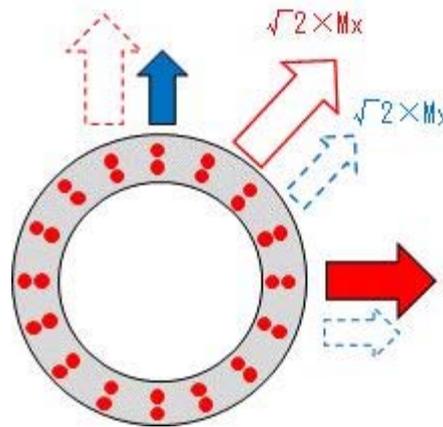


図4-3 水平2方向及び鉛直方向地震力に対する鉛直断面の評価

b. 水平断面の評価結果

図 4-4 に水平断面の評価の概念図を示す。

表 4-10 に水平断面の評価結果を示す。①-①断面、②-②断面それぞれで最大の照査値を示す評価位置、検討ケースでの評価結果を示す。

表 4-10 (1) 水平鉄筋の鉛直せん断力に対する評価結果 (A_{s1})

断面	検討ケース	評価位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋) A_{s1}	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 V_s (kN/m)	照査値 V/V_s
			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①-①断面	④ S s - D 1	下部	3545	12407	11521	8-D29#150	7846	9729	0.81
②-②断面	④ S s - D 1	下部	3545	12407	11521	8-D29#150	7309	9729	0.76

表 4-10 (2) 水平断面のコンクリートの曲げ軸力に対する評価結果

断面	検討ケース	評価位置	決定ケース		常時 土水圧	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋) A_{s2}	発生断面力		引張 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			地震時荷重			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
			荷重 方法	方向										
①-① 断面	④ S s - D 1	下部	両押し	←	最小	1000	2000	1800	2-D29#150 2-D29#150	4046	13749	11	21	0.53
②-② 断面	④ S s - D 1	下部	両押し	↓	最小	1000	2000	1800	2-D29#150 2-D29#150	3872	13245	11	21	0.53

表 4-10 (3) 水平鉄筋の曲げ軸力に対する評価結果 (A_{s2})

断面	検討ケース	評価位置	決定ケース		常時 土水圧	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋) A_{s2}	発生断面力		引張 応力度 σ_c (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			地震時荷重			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント (kN・m/m)	軸力 (kN/m)			
			荷重 方法	方向										
①-① 断面	④ S s - D 1	上部	片押し	↓	最小	1000	2000	1800	D35#150 D35#150	770	302	51	309	0.17
②-② 断面	④ S s - D 1	上部	片押し	→	最小	1000	2000	1800	D35#150 D35#150	718	301	47	309	0.16

表 4-10 (4) 水平断面のせん断力に対する評価結果 (A_{s3})

断面	検討ケース	評価位置	決定ケース		常時 土水圧	断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋) A_{s2}	発生 せん断力 V (kN/m)	短期許容 せん断力 σ_{ca} (kN/m)	照査値 σ_c/σ_{ca}
			地震時荷重			部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
			荷重 方法	方向								
①-① 断面	④ S s - D 1	下部	両押し	←	最小	1000	2000	1800	3.333 -D32#300	3809	4512	0.85
②-② 断面	④ S s - D 1	下部	両押し	↓	最小	1000	2000	1800	3.333 -D32#300	3654	4512	0.81

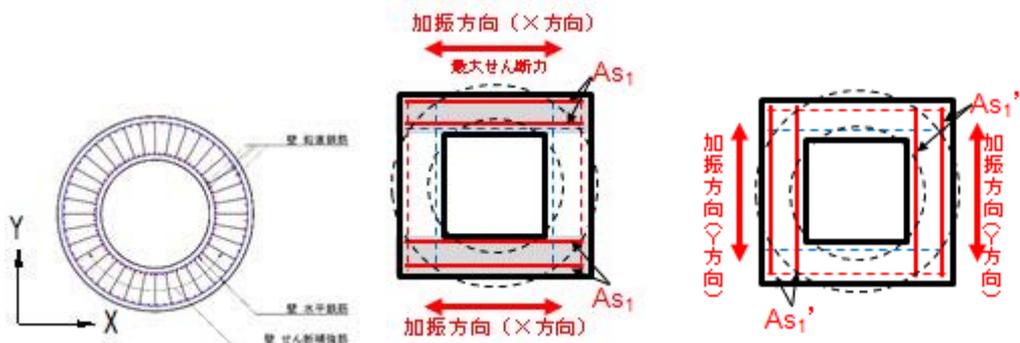


図 4-4 水平二方向及び鉛直方向地震力に対する水平断面の評価

(4) 主筋（水平断面）とせん断補強（鉛直断面）の足し合わせ

鉛直断面のせん断照査で必要となったせん断補強筋は、水平断面照査における主鉄筋となるため両方の設計で必要となる配筋量を足し合わせた鉄筋量を配筋する。断面諸元一覧を表 4-11 に示す。

表 4-11 断面諸元一覧（足し合わせ）

側壁			断面性状		主鉄筋						
			部材幅 (mm)	部材高 (mm)	鉄筋 種別 -	必要 鉄筋量 (mm ² /m)	外側+内側				
							径 (mm)	段数		鉄筋 間隔 (mm)	鉄筋量 (mm ² /m)
			外側	内側							
上部	水平	主筋	1000	2000	SD390	2168.4	-	-	-	-	-
	鉛直	せん断補強	4000	14000	SD390	9566.5	-	-	-	-	-
	計		-	-	-	11734.9	-	-	-	-	-
	配筋(足し合わせ)		1000	2000	SD390	-	35	1	1	150	12755.3
下部	水平	主筋	1000	2000	SD390	857.0	-	-	-	-	-
	鉛直	せん断補強	4000	14000	SD390	13876.5	-	-	-	-	-
	計		-	-	-	14733.5	-	-	-	-	-
	配筋(足し合わせ)		1000	2000	SD390	-	29	2	2	150	17131.5

注記 : 必要鉄筋量は照査時鉄筋量×照査値として算出した。

4.1.3 頂版と中床版及び底版に対する耐震評価結果

(1) 版部材（頂版，中床版，底版）の曲げ軸力に対する評価結果

頂版の設計荷重は、躯体の自重、雪荷重、慣性力を考慮する。中床版は躯体の自重、雪荷重、慣性力、内水の動水圧、静水圧を考慮する。慣性力については、2次元有効応力解析により各床版位置における最大鉛直加速度を算出し、重力加速度で除することで鉛直設計震度を算定する。各ケースの鉛直設計震度を比較した震度が最大となる1ケースのみ照査を行う。

底版は地盤及び間隙水要素の応力を荷重に考慮するため、各ケース鉛直応力と間隙水圧による応力の合力が最大の1ケースのみ照査を行う。版部材の評価概念図を図4-5に示す。

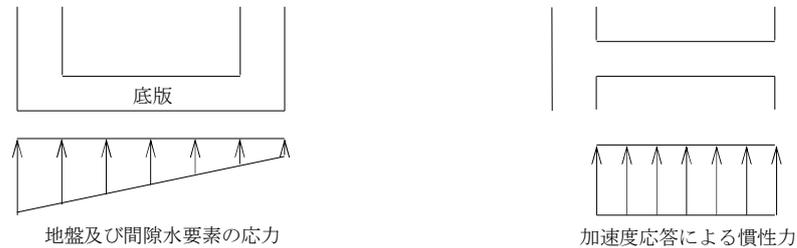


図 4-5 版部材評価概念図

コンクリートの曲げ軸力照査結果を表4-12に、鉄筋の曲げ軸力照査結果を表4-13に示す。

版部材におけるSA用海水ピットにおける許容応力度法による照査を行った結果、評価位置においてコンクリートの圧縮応力度及び鉄筋の引張応力が許容境界以下であることを確認した。

以上のことから、SA用海水ピットの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。評価位置を図4-6に示す。

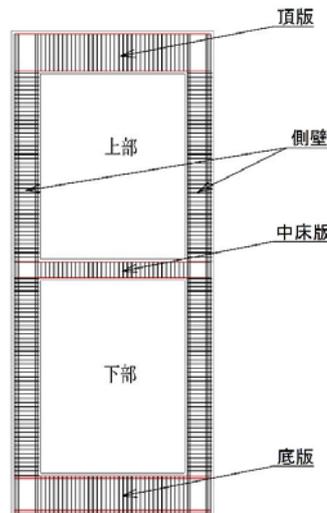


図 4-6 評価位置図

表 4-12 (1) コンクリートの曲げ軸力照査結果(①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)			
①	S s - D 1	頂版	梁①	3200	3000	2800	D51@150	20275	0	5.7	21	0.28
	S s - D 1		梁②	1300	3000	2800	D38@150	1127	0	1.0	21	0.05
	S s - D 1	中床版	1000	1500	1300	D51@150	1780	0	5.8	21	0.28	
③	S s - D 1	底版	1000	3000	2800	D51@150 (2段)	15839	0	10.0	21	0.48	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 @：鉄筋の配置間隔
 評価位置は図 4-3 に示す。

表 4-12 (2) コンクリートの曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_c (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{ca} (N/mm^2)	照査値 σ_c / σ_{ca}
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)			
①	S s - 2 1	頂版	梁①	3200	3000	2800	D51@150	20275	0	5.7	21	0.28
	S s - 2 1		梁②	1300	3000	2800	D38@150	1127	0	1.0	21	0.05
	S s - 2 1	中床版	1000	1500	1300	D51@150	1747	0	5.6	21	0.27	
⑤	S s - D 1	底版	1000	3000	2800	D51@150 (2段)	14794	0	9.2	21	0.44	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 @：鉄筋の配置間隔
 評価位置は図 4-3 に示す。

表 4-13 (1) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (①-①断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s / σ_{sa}
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)			
①	S s - D 1	頂版	梁①	3200	3000	2800	D51@150	20275	0	187	435	0.44
	S s - D 1		梁②	1300	3000	2800	D38@150	1127	0	44	435	0.11
	S s - D 1	中床版	1000	1500	1300	D51@150	1780	0	118	435	0.28	
③	S s - D 1	底版	1000	3000	2800	D51@150 (2段)	15839	0	259	435	0.60	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 @：鉄筋の配置間隔
 評価位置は図 4-3 に示す。

表 4-13 (2) 鉄筋の曲げ軸力照査結果 (②-②断面)

解析 ケース	地震動	評価 位置		断面性状			鉄筋仕様 (引張鉄筋)	発生断面力		発生 応力度 σ_s (N/mm^2)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm^2)	照査値 σ_s / σ_{sa}
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)		曲げモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	軸力 (kN)			
①	S s - 2 1	頂版	梁①	3200	3000	2800	D51@150	20275	0	187	435	0.43
	S s - 2 1		梁②	1300	3000	2800	D38@150	1127	0	44	435	0.11
	S s - 2 1	中床版	1000	1500	1300	D51@150	1747	0	115	435	0.27	
⑤	S s - D 1	底版	1000	3000	2800	D51@150 (2段)	14794	0	242	435	0.56	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 @：鉄筋の配置間隔
 評価位置は図 4-3 に示す。

(2) 版部材（頂版，中床版，底版）のせん断力に対する評価結果
せん断力に対する照査結果を表 4-14 に示す。

S A用海水ピットにおける許容応力度法による照査を行った結果，評価位置における鉄筋コンクリートの発生せん断力がコンクリートの短期許容せん断力（ $V_{c,a}$ ）と斜め引張鉄筋の短期許容せん断力（ $V_{s,a}$ ）を合わせた短期許容せん断力（ V_a ）以下であることを確認した。

以上のことから，S A用海水ピットの構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認した。なお，発生応力及び発生断面力は各地震動，各部材において最大となる値を示している。

表 4-14 (1) せん断力照査結果(①-①断面)

解析ケース	地震動	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	S _s -D 1	頂版	梁①	3200	3000	2800	D32@300×300	5900	9530	0.62
	S _s -D 1		梁②	1300	3000	2800	-	1137	2611	0.44
	S _s -D 1	中床板	1000	1500	1300	D19@300×300	553	1524	0.37	
③	S _s -D 1	底版	1000	3000	2800	D38@300×300	5447	10062	0.55	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
@：鉄筋の配置間隔
評価位置は図 4-3 に示す。

表 4-14 (2) せん断力照査結果(②-②断面)

解析ケース	地震動	評価位置		断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	発生せん断力 V (kN)	短期許容せん断力 V _a (kN)	照査値 V/V _a
				部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高 d (mm)				
①	S _s -2 1	頂版	梁①	3200	3000	2800	D32@300×300	5900	9530	0.62
	S _s -2 1		梁②	1300	3000	2800	-	1137	2611	0.44
	S _s -2 1	中床板	1000	1500	1300	D19@300×300	543	1524	0.36	
⑤	S _s -D 1	底版	1000	3000	2800	D38@300×300	4914	10062	0.49	

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
@：鉄筋の配置間隔
評価位置は図 4-3 に示す。

4.1.4 概略配筋図

側壁鉛直断面，側壁水平断面，側壁の主筋（水平断面）とせん断補強筋（鉛直断面）を足し合わせ，版部材（頂版，中床版，底版）の照査結果より選定した概略配筋図を図4-7に示す。

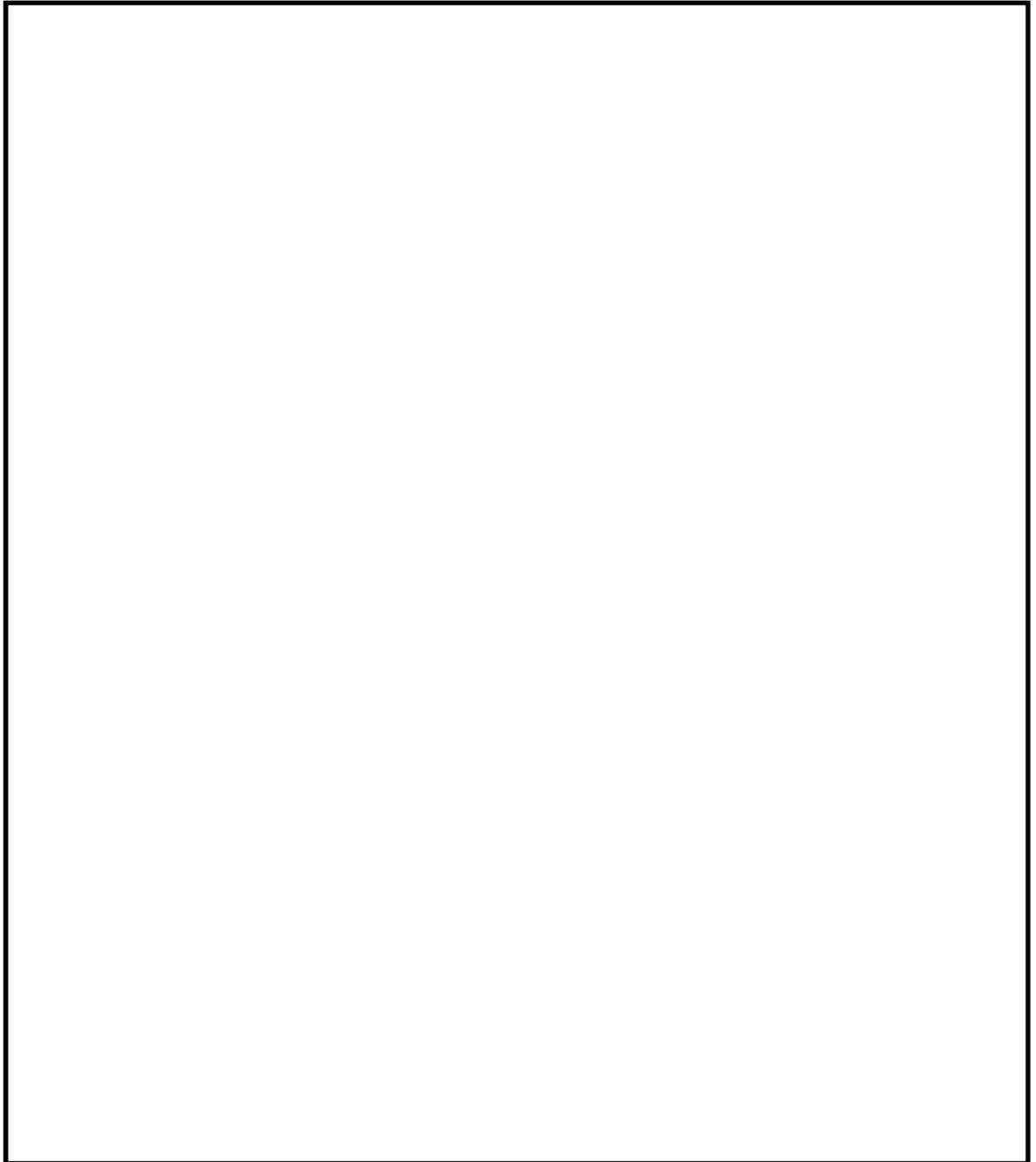


図 4-7 概略配筋図

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照査結果を表 4-15 に示す。

S A用海水ピットの基礎地盤に生じる最大接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4-15 (1) 基礎地盤の支持性能評価結果 (①-①断面)

解析ケース	地震動	最大接地圧	極限支持力度
		(kN/m ²)	(kN/m ²)
①	S _s -D 1	1953	6025

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

表 4-15 (2) 基礎地盤の支持性能評価結果 (②-②断面)

解析ケース	地震動	最大接地圧	極限支持力度
		(kN/m ²)	(kN/m ²)
①	S _s -D 1	1804	6025

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース