

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-19-0600-25-2_改10
提出年月日	2021年11月1日

02-補-E-19-0600-25-2_改9 (2021年10月20日提出) からの
説明範囲のみ抜粋

補足-600-25-2 【地下水位低下設備の耐震性に係る補足説明資料】

目 次

第 1 章 地下水位低下設備ドレーンの耐震性に係る補足説明

第 2 章 地下水位低下設備接続樹の耐震性に係る補足説明

第 3 章 地下水位低下設備揚水井戸の耐震性に係る補足説明

第 4 章 地下水位低下設備揚水ポンプの加振試験に関する補足説明

 : 本日の説明範囲

第3章 地下水位低下設備揚水井戸の耐震性に係る補足説明

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	11
2.4	適用基準	14
3.	耐震評価	16
3.1	評価対象断面	16
3.2	解析方法	19
3.3	荷重及び荷重の組合せ	41
3.4	荷重	41
3.5	荷重の組合せ	42
3.6	入力地震動	44
3.7	解析モデル及び諸元	101
3.8	許容限界	114
3.9	評価方法	117
4.	耐震評価結果	136
4.1	地震応答解析結果	136
4.2	照査結果一覧	446

別紙1 揚水井戸蓋の耐震性について

別紙2 揚水井戸蓋の強度計算について

別紙3 敷地側集水ピット（北側）の耐震性に関する補足説明

参考資料1 揚水井戸の浮上り評価結果について

参考資料2 各揚水井戸の評価対象断面の代表性について

参考資料3 揚水井戸集水ピット部における配筋の施工実現性について

参考資料4 機器・配管系の耐震評価に適用する影響検討ケース

参考資料5 敷地側集水ピット（南側）の耐震性について

 : 本日の説明範囲

(別紙3) 敷地側集水ピット(北側)の耐震性に関する補足説明

添付書類「VI-2-13-4 地下水位低下設備揚水井戸の耐震性についての計算書」の別紙1で実施する敷地側集水ピット(北側)(以下「集水ピット」という。)の耐震評価において、応答変位法を用いたフレーム解析に入力する地震時荷重を一次元重複反射理論による解析(解析コード:SHAKE Ver1.6,以下「一次元地震応答解析」という。)から求めることとしている。

本資料は、添付書類「VI-2-13-4 地下水位低下設備揚水井戸の耐震性についての計算書」の別紙1において、地震時荷重を一次元地震応答解析から求めることに関し、その適用性について説明するものである。

1. 概要

一次元地震応答解析には全応力解析を用いることとしているため、得られる結果は液化による影響が考慮されておらず、二次元的な効果についても考慮されていない。そのため、一次元地震応答解析から得られる水平変位が二次元有効応力解析から得られる水平変位を下回らないように補正係数を乗じ、地震時荷重の設定に用いることとしている。

具体的には、集水ピットの耐震評価において照査値に最も影響を及ぼす要因は、集水ピット周辺の地盤の水平変位であることを踏まえ、一次元地震応答解析と二次元有効応力解析の地表面の最大水平変位を比較し、補正係数を設定する。

2. 一次元地震応答解析

一次元地震応答解析の解析方法や解析モデル等は、添付書類「VI-2-13-4 地下水位低下設備揚水井戸の耐震性についての計算書」の「別紙1」と同様である。

一次元地震応答解析のモデルを図1に示す。

なお、実際には集水ピットの直下は岩盤まで地盤改良を行っているため、図1のO.P. - 2.677m から O.P. +7.3m までを改良地盤とした一次元地震応答解析についても実施した。

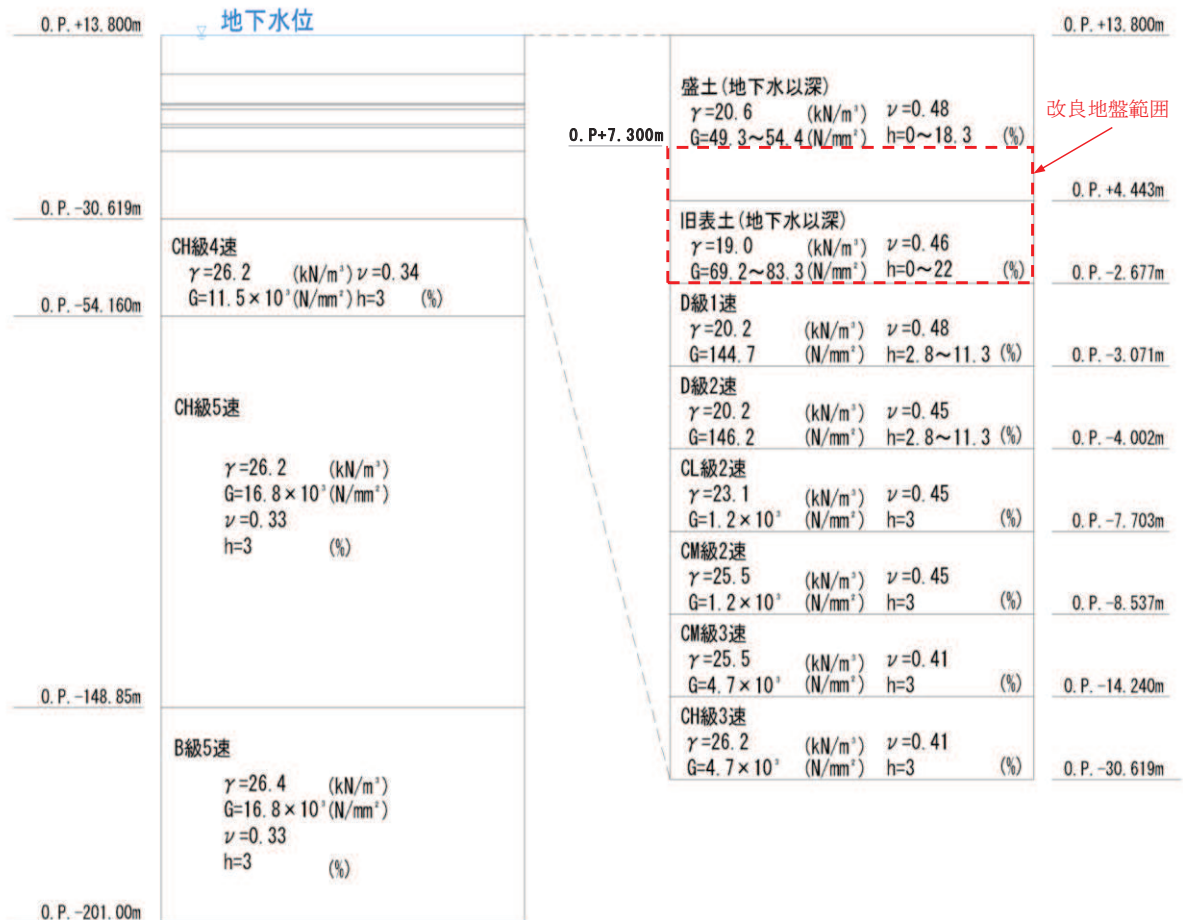
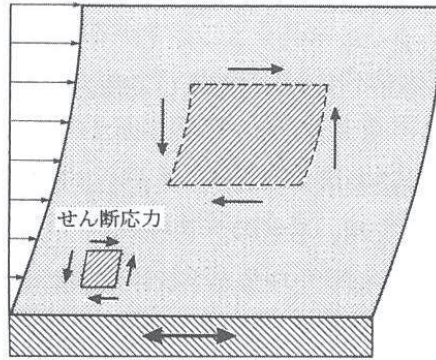
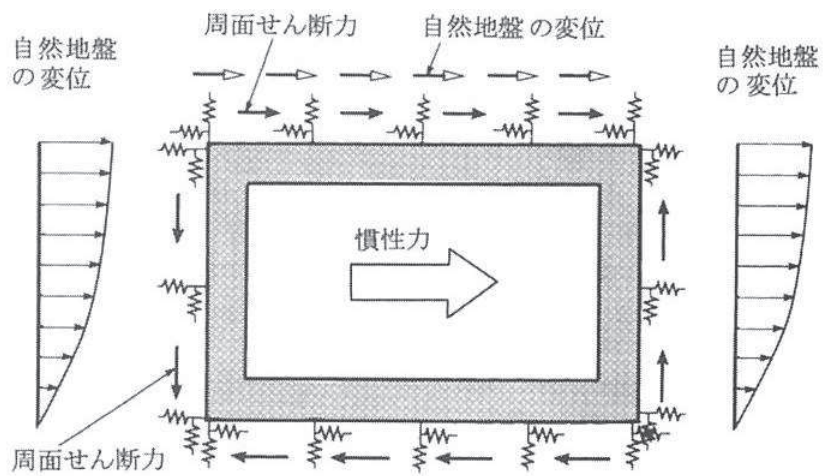


図1 一次元地震応答解析モデル

なお、一次元地震応答解析の結果を用いて応答変位法によるフレーム解析を実施するが、「土木学会 2016年 トンネル標準示方書 [開削工法編]・同解説」では、図2を示し、「応答変位法では地震作用として、周面せん断力、地盤と構造物の相対変位に起因する荷重、および躯体慣性力を考慮する」とされている。また、「鉄道総合技術研究所 平成24年9月 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」では地震時に作用する力を図3に示している。これらの内容を踏まえ、地盤と構造物の相対変位に起因する荷重及び躯体慣性力は、それぞれ一次元地震応答解析から得られる水平変位及び加速度から設定することとし、周面せん断力については一次元地震応答解析のせん断力を直接考慮することとする。



解説 図 2.9.2 周面せん断力の発生概念



解説 図 2.9.3 応答変位法で考慮する地震の影響

図 2 周面せん断力の発生概念及び応答変位法で考慮する地震の影響

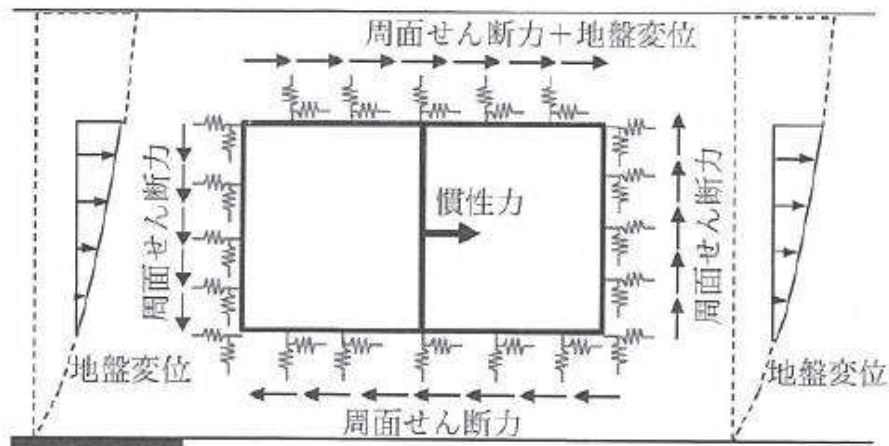


図 3 静的解析の例

一次元地震応答解析から得られる地表面の最大水平変位を表 1 に、各地震動の深度分布を図 4 に示す。

表 1 及び図 4 から、最大水平変位となるケースは、改良地盤なし及び改良地盤ありのどちらにおいても S s - N 1 であり、最大水平変位はそれぞれ 12.73(cm)及び 7.48(cm)であった。また、各地震動において、改良地盤なしと改良地盤ありのケースで比較すると、最大水平変位はいずれも改良地盤なしのケースで大きくなっていることを確認した。

ただし、改良地盤ありのケースではいずれも集水ピットの底版下面（改良地盤上面）の水平変位は生じていないため、集水ピットの最大層間変位の観点では改良地盤ありのケースが大きくなっている可能性が高い。そのため、地震時荷重として考慮する際には、安全側の設定として、側壁と底版の隅角部の変位は 0 (cm) とし、地表面の最大水平変位が最大層間変位となるよう設定する。

表1 一次元地震応答解析による地表面の最大水平変位

地震動	地表面の最大水平変位 (cm)	
	改良地盤なし	改良地盤あり
S _s -D1	8.88	5.77
S _s -D2	7.13	5.41
S _s -D3	5.36	3.38
S _s -F1	7.60	3.40
S _s -F2	9.65	5.69
S _s -F3	4.47	2.83
S _s -N1	12.73	7.48

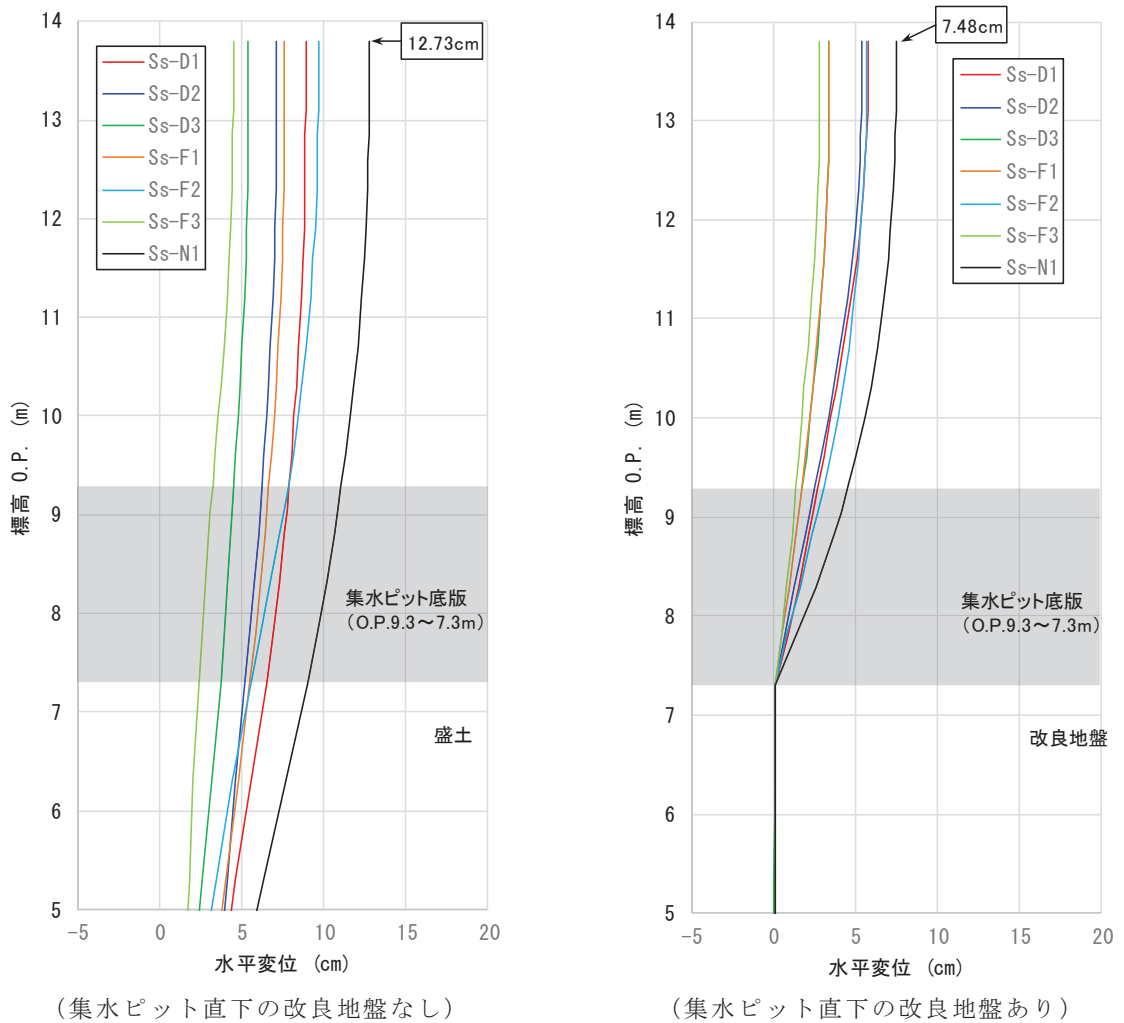


図4 一次元地震応答解析による最大水平変位分布

また、フレーム解析の慣性力に用いる加速度は改良地盤を考慮したモデルの結果を用いることとしている。そのため、この2ケースを比較した。

比較した結果を図5に示す。水平加速度についてはすべての地震動において改良地盤ありの結果が大きくなっている。一方、鉛直加速度については地震動によって大きくなるケースは異なるものの、水平加速度に比べ、改良地盤による影響は非常に小さくなっている。

なお、Ss-D1は、鉛直加速度で改良地盤ありのケースが小さくなっているが、水平加速度では改良地盤ありのケースが非常に大きい結果となっている。Ss-D2は、改良地盤のありなしは鉛直加速度にほとんど影響しないが、水平加速度では改良地盤ありのケースが非常に大きな結果となっている。

以上のことから、改良地盤ありのモデルを用いて加速度を設定していることは妥当である。

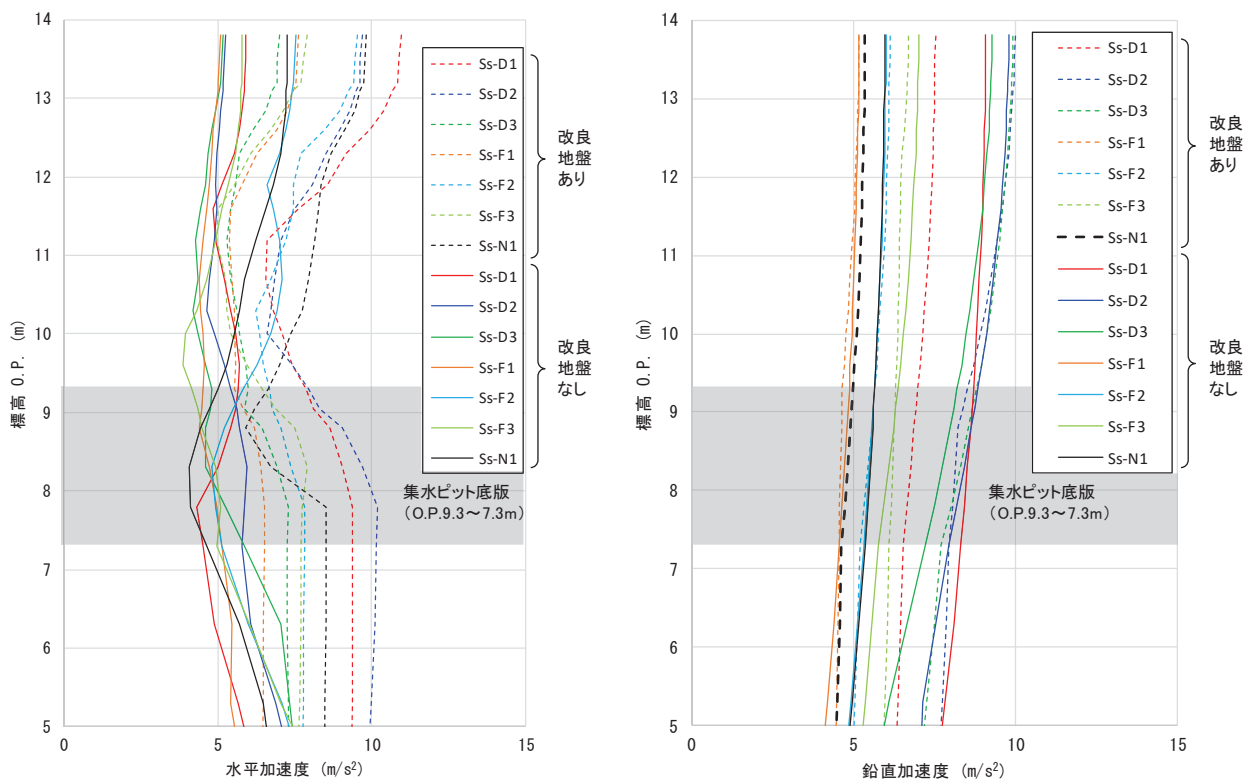


図5 一次元地震応答解析による最大加速度分布

3. 二次元有効応力解析

二次元有効応力解析の解析方法や解析モデル等は、添付書類「VI-2-13-4 地下水位低下設備揚水井戸の耐震性についての計算書」の「3. 耐震評価」と同様である。

二次元有効応力解析のモデルを図6に示す。図6はNo.3揚水井戸の解析モデルであり、評価対象となる集水ピットの投影位置は解析モデルの北側となる。

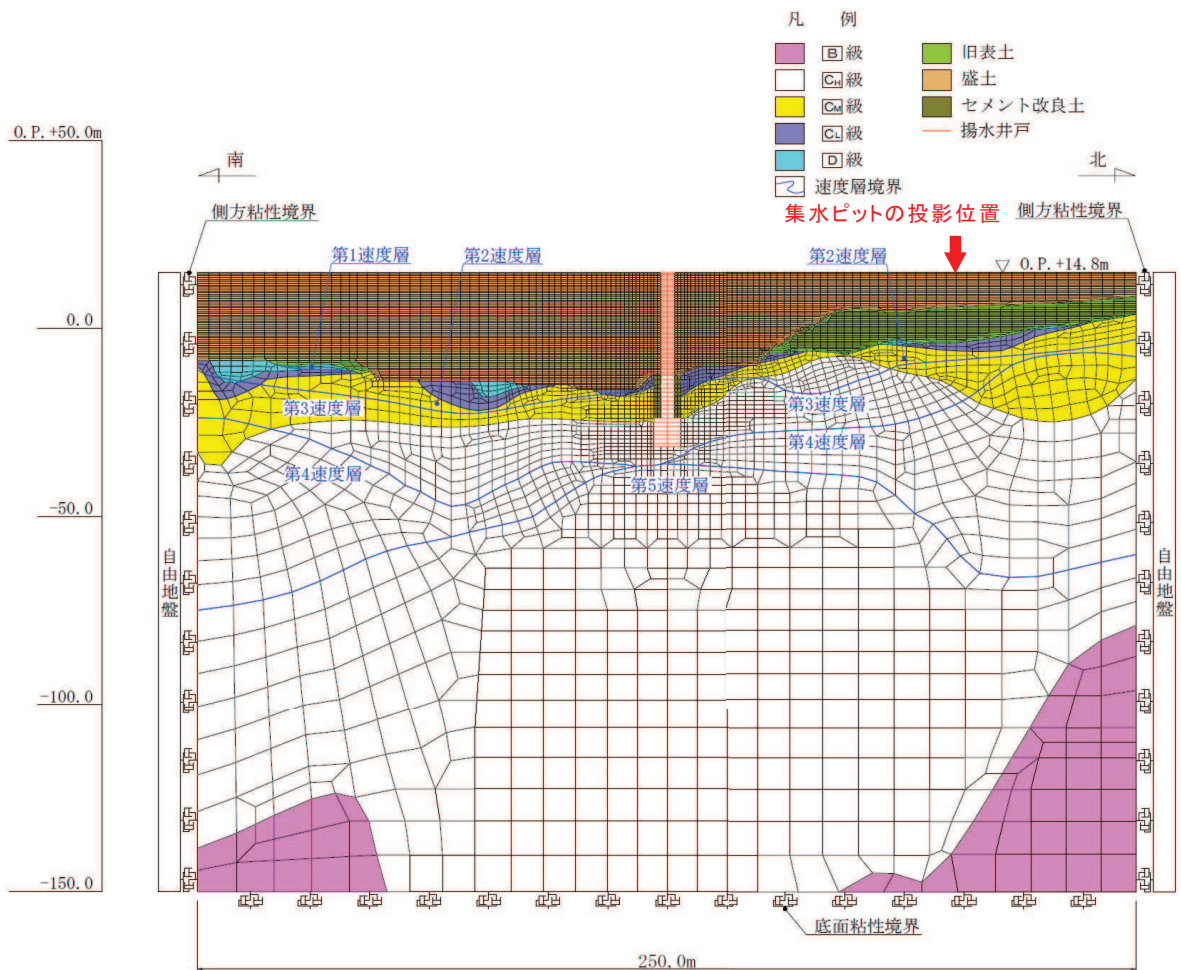


図6 二次元有効応力解析モデル (No.3 揚水井戸)

(添付書類「VI-2-13-4 地下水位低下設備揚水井戸の耐震性についての計算書」
の図3-5(3)に一部加筆)

表1のとおり一次元地震応答解析の最大水平変位はS s - N 1であったが、一次元地震応答解析では二次元的な効果及び液状化による影響が考慮されていないことを踏まえ、基準地震動7波すべてに対して二次元有効応力解析を実施した。

二次元有効応力解析から得られる地表面の最大水平変位を表2に、各地震動の深度分布を図6に示す。

表2及び図6から、地表面の最大水平変位はS s - D 1の19.40 (cm)であり、S s - N 1での地表面の最大水平変位は16.46 (cm)であることを確認した。これらの最大

水平変位は深度方向にほぼ一定になっており，集水ピットの位置での層間変位もほとんどないと考えられる。

図8の地質断面図から，集水ピットの投影位置直下には旧表土が分布しており，旧表土は地下水位以深であることが確認できる。また，過剰間隙水圧比分布の例として図9にS_s-N1の結果を示しており，この分布からこの地下水位以深の旧表土は過剰間隙水圧比0.95以上となっていることが確認でき，液状化集水ピット周辺は液状化による影響を受けていると考えられる。

表2 二次元有効応力解析による地表面の最大水平変位

地震動	地表面の最大水平変位 (cm)
S _s -D1	19.40
S _s -D2	12.09
S _s -D3	11.78
S _s -F1	14.40
S _s -F2	11.45
S _s -F3	3.38
S _s -N1	16.46

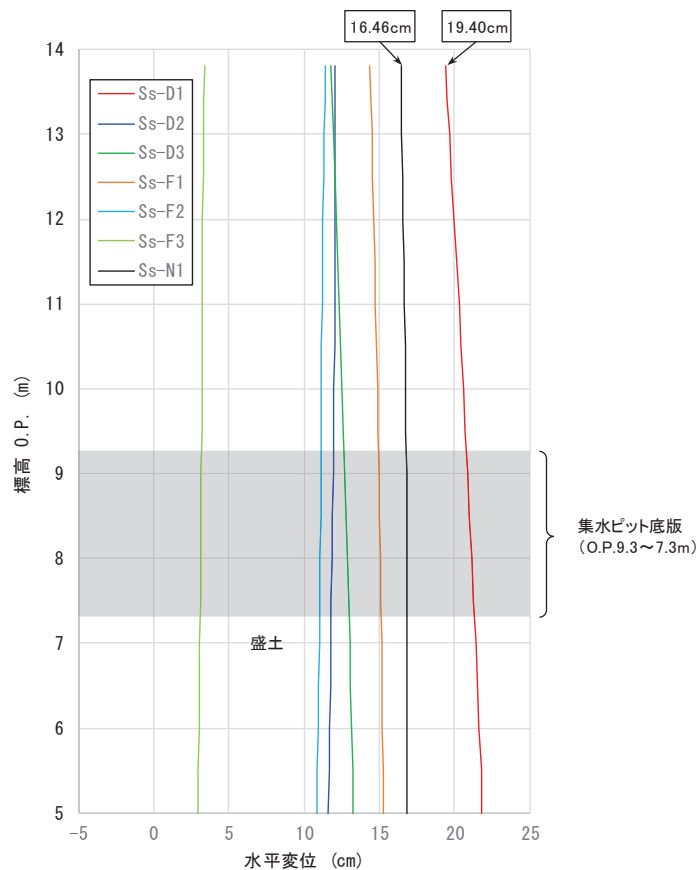


図7 二次元有効応力解析による最大水平変位

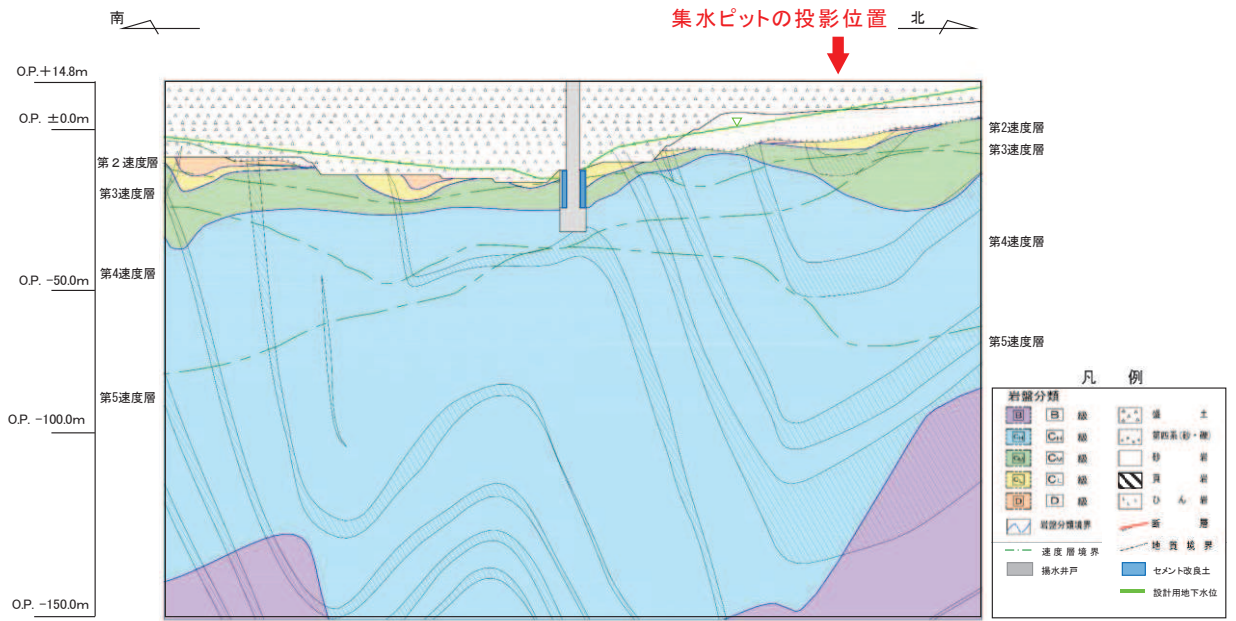


図8 No.3 揚水井戸 評価対象断面図
 (添付書類「VI-2-13-4 地下水位低下設備揚水井戸の耐震性についての計算書」
 の図 3-3(3)一部加筆)

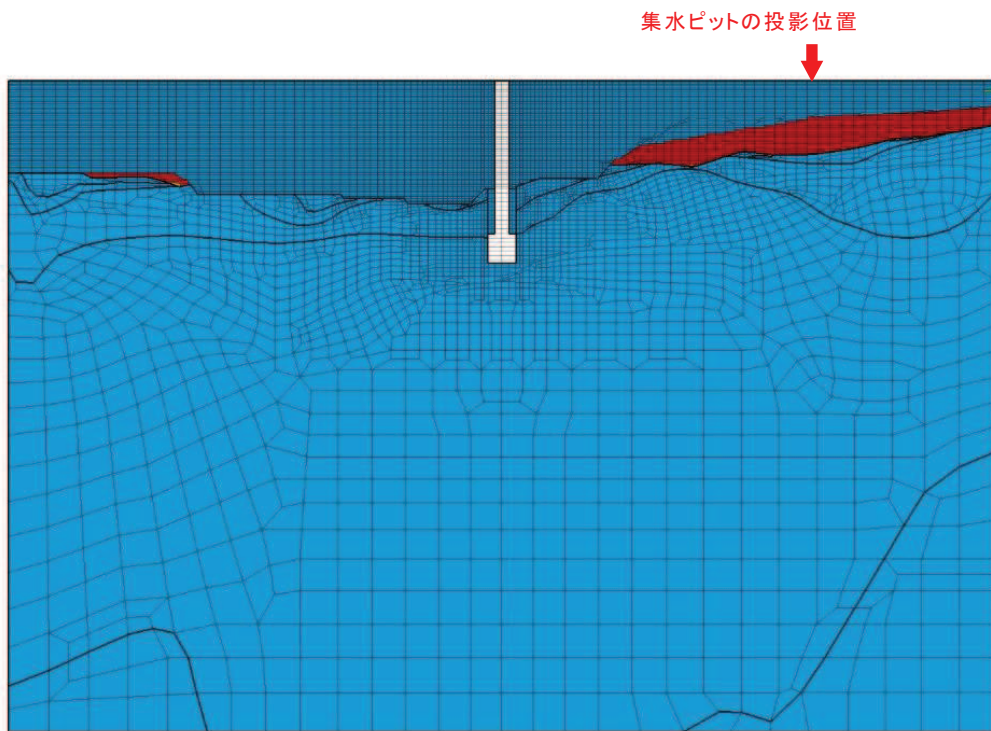


図9 二次元有効応力による過剰間隙水圧比分布 (No. 3 揚水井戸, $S_s - N1$ (++)
 (添付書類「VI-2-13-4 地下水位低下設備揚水井戸の耐震性についての計算書」
 の図 4-35(7)一部加筆)

4. 適用性の確認

「2. 一次元地震応答解析」及び「3. 二次元有効応力解析」から、集水ピット位置での地表面の最大水平変位はそれぞれ 12.73 (cm) 及び 16.46 (cm) であり、二次元有効応力解析の結果の方が大きくなっている。

そのため、二次元的な効果及び液状化による影響を考慮するため、一次元地震応答解析から得られる地表面の最大水平変位について、二次元有効応力解析の 16.46 (cm) を上回る 20 (cm) となるよう、深度方向に一律の補正係数 ($20/12.73 \approx 1.58$) を乗じることとする (図 10 参照)。

以上のことから、一次元地震応答解析から得られる水平変位に、二次元的な効果及び液状化による影響として安全側に設定した補正係数を乗じることによって、二次元有効応力解析の結果を上回ることになるため、集水ピットの耐震評価において一次元地震応答解析を用いることは適用性を有していると判断した。

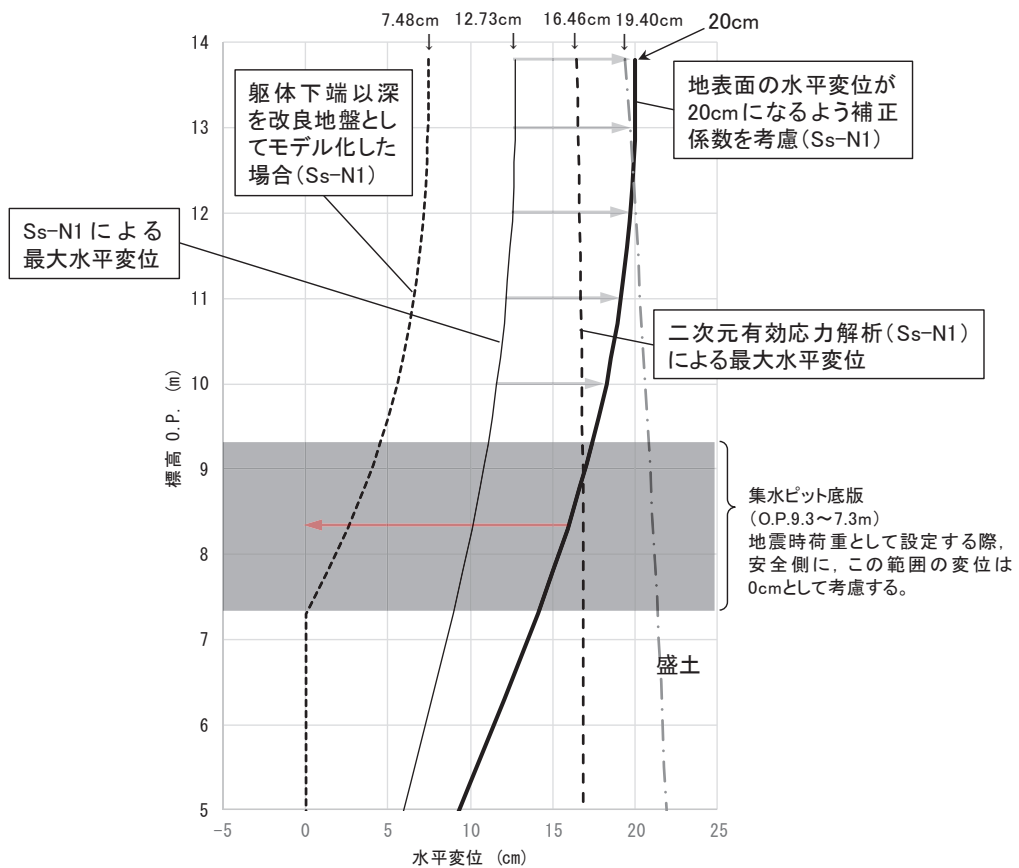


図 10 一次元地震応答解析から得られる水平変位に補正係数を考慮する方法

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	8
3.	地震応答解析	9
3.1	解析方法	10
3.1.1	材料物性及び地盤物性のばらつき	10
3.1.2	解析ケース	10
3.2	荷重及び荷重の組合せ	12
3.2.1	耐震評価上考慮する状態	12
3.2.2	荷重	12
3.2.3	荷重の組合せ	13
3.3	解析モデル及び諸元	14
3.3.1	解析モデル	14
3.3.2	地盤の物性値	14
3.3.3	地下水位	14
3.4	地震応答解析結果	15
4.	フレーム解析	17
4.1	評価対象部位	17
4.2	解析方法	17
4.3	解析モデル	17
4.4	使用材料及び材料の物性値	18
4.5	入力荷重	18
5.	耐震評価	20
5.1	許容限界	20
5.2	評価方法	26
6.	耐震評価結果	27
6.1	構造部材の健全性に対する評価結果	27
6.2	地盤の支持性能に対する評価結果	31

1. 概要

本資料は、敷地側集水ピット（南側）（以下「集水ピット」という。）について、地震時の構造強度について説明するものであり、その評価は応力解析により行う。

なお、集水ピットの耐震評価においては、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地殻変動に伴い、牡鹿半島全体で約 1m の地盤沈下が発生したことを考慮し、地盤沈下量を考慮した敷地高さや施設高さ等を記載する。

2. 基本方針

2.1 位置

集水ピットの位置を図 2-1 に示す。



図 2-1 集水ピットの位置図

2.2 構造概要

集水ピットの構造図を図2-2、概略配筋図を図2-3に示す。

集水ピットは鉄筋コンクリート造のU字型の構造物であり、地中に埋設する。上流の排水路は北側及び南側の2箇所接続し、下流の排水路は西側に接続する。集水ピット頂部には表面水の集水のためグレーチングパネルを設置する。

また、西壁の背後は埋戻しによる盛土集水ピット底版より上部に分布しているが、東壁については背後に防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工があり、その間をコンクリートにて充填している。

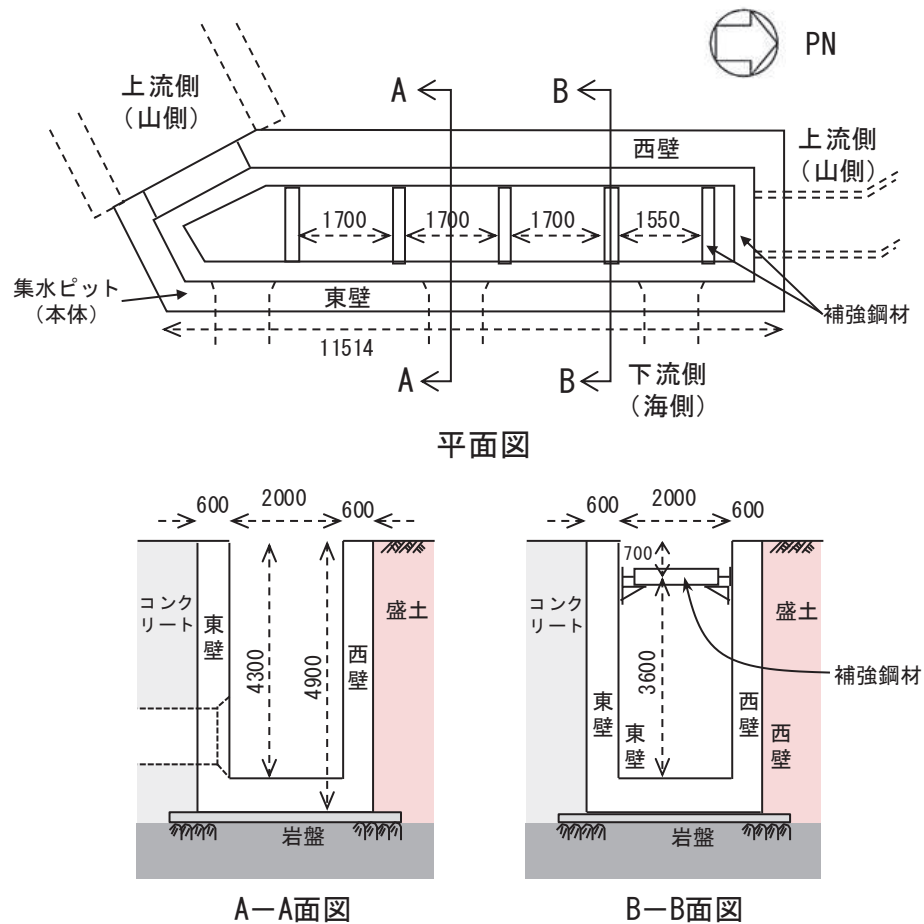


図2-2 集水ピット構造図（単位：mm）

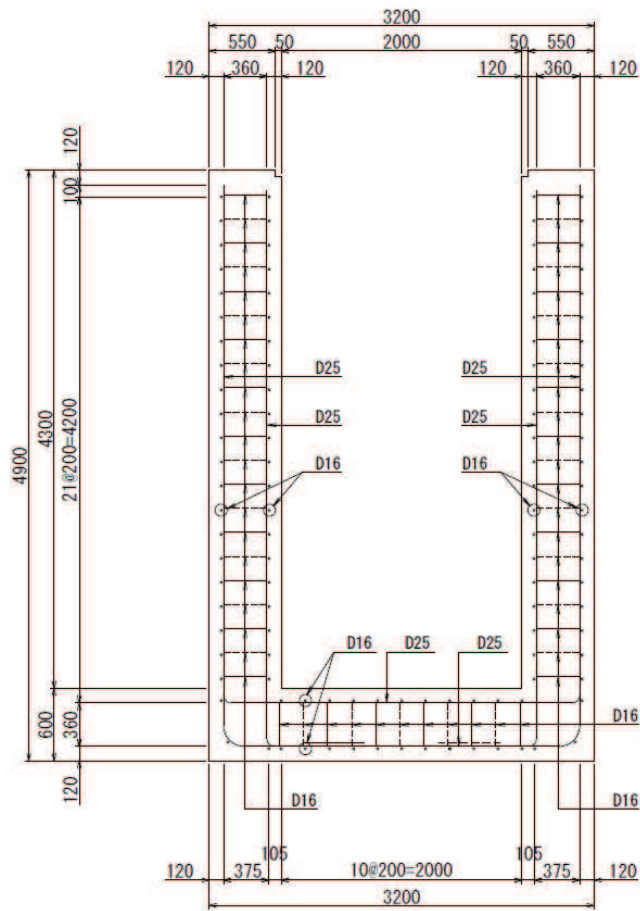


図 2-3 集水ピットの概略配筋図 (単位 : mm)

2.3 評価方針

集水ピットの耐震評価は地震応答解析に基づき実施し、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においては、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき応力解析による評価を行うことで、地震時の構造強度の確認を行う。

基準地震動 S_s を対象とした地震応答解析により集水ピット位置での加速度、せん断応力及び変位を抽出するとともに、フレーム解析に用いる地盤ばね設定のため等価剛性を算出する。次に、集水ピットを線形はり要素にてモデル化し、応答変位法によるフレーム解析を実施する。応答変位法により求めた地震時増分荷重による断面力と常時応力解析による断面力の足し合わせによる断面力が、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おいては、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認する。

防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面⑤と集水ピットの位置関係を図 2-4 及び図 2-5 に示す。また、評価フローを図 2-6 に示す。

表 2-1 集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	鉄筋コンクリート部材	発生する応力が許容限界以下であることを確認	曲げ軸力	圧縮耐力，曲げ耐力
				せん断力	せん断耐力*
	基礎地盤の支持性能	基礎地盤	発生する応力（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。

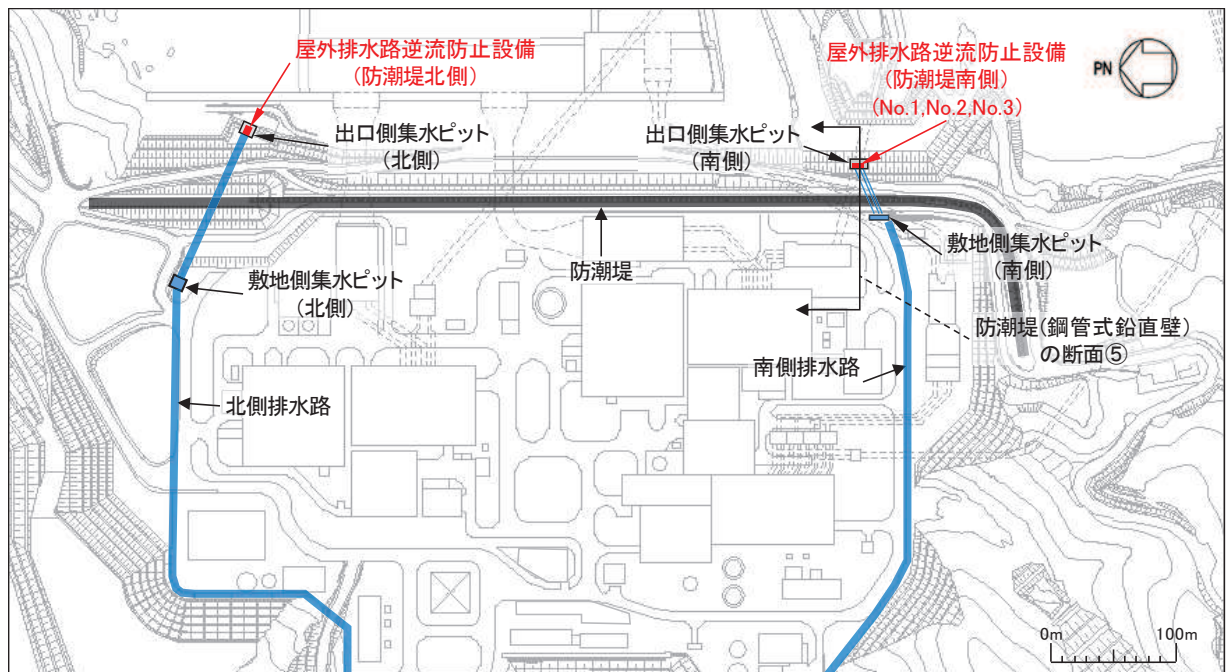


図 2-4 集水ピット，南側排水路（防潮堤交差部）及び出口側集水ピット（南側）の位置関係

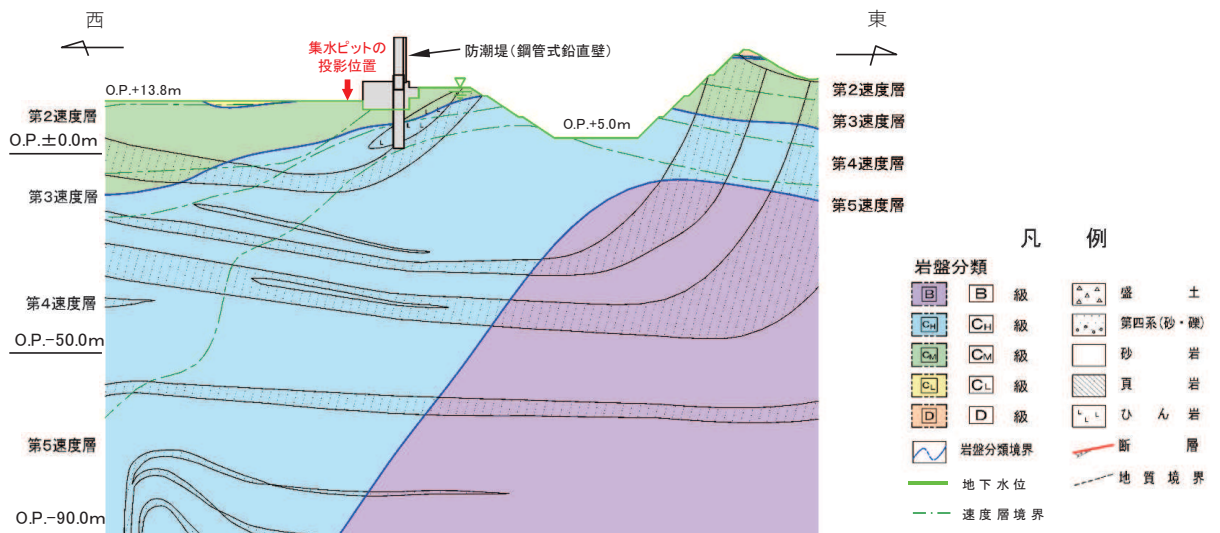


図 2-5 防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面⑤と集水ピットの位置関係（投影）

（本図の標高は平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震による地盤沈下は考慮せずに記載）

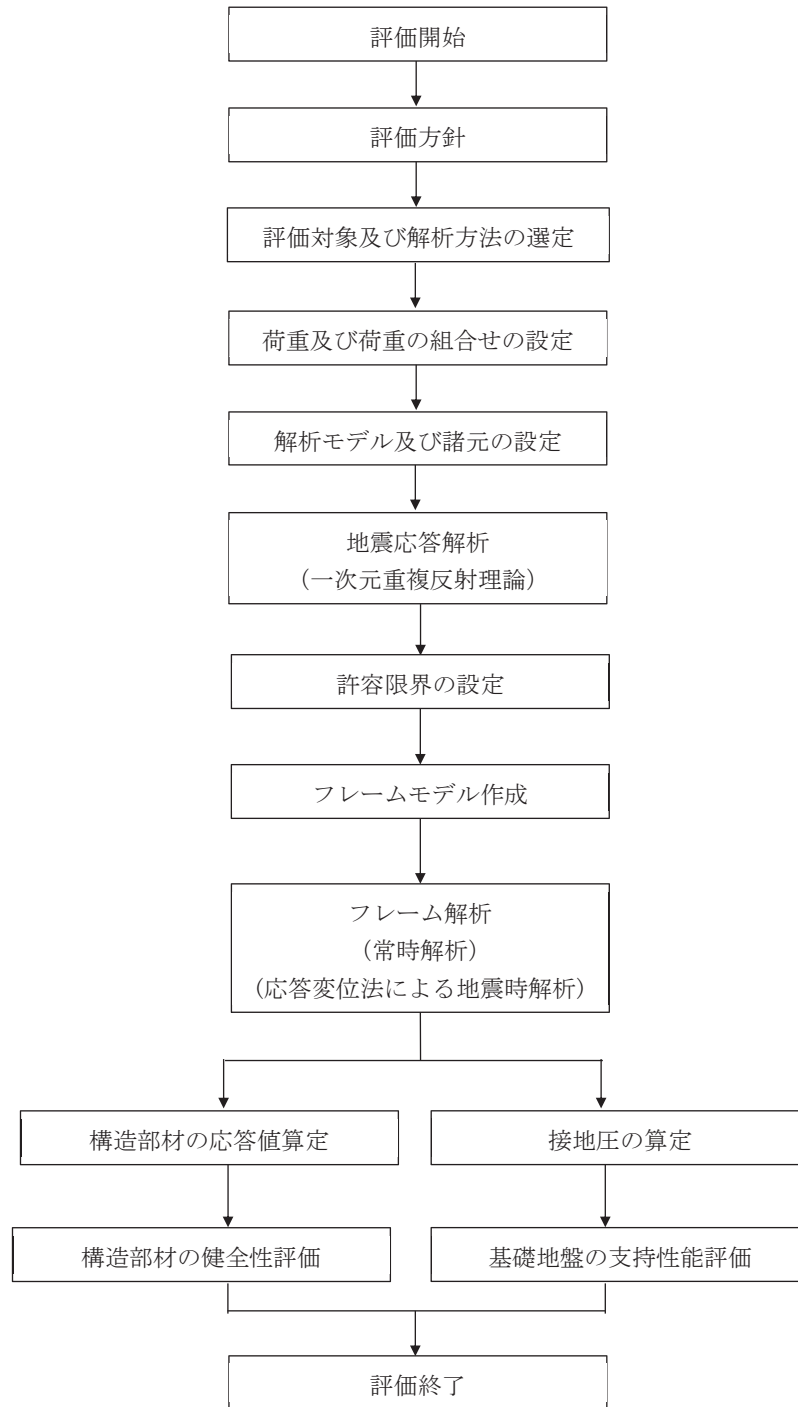


図 2-6 集水ピットの耐震評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・ 土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]
- ・ 耐津波設計に係る工認審査ガイド (平成25年6月19日原管地発第1306196号)
- ・ 日本道路協会 平成14年3月 道路橋示方書・同解説 I 共通編・IV下部構造編
- ・ 土木学会 2005年 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
- ・ 日本港湾協会 2007年 港湾の施設の技術上の基準・同解説

3. 地震応答解析

地震応答解析は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」を踏まえて実施する。

解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を一次元重複反射理論による引戻し解析により地震応答解析モデル底面位置で評価し、集水ピット位置まで引上げ（以下「一次元地震応答解析」という。）、地震応答を求める。引戻し解析に用いる地下構造モデルには、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地下構造モデルを用いることとし、地震応答解析モデルは集水ピット周辺の地質構造を踏まえて設定する。図 3-1 に地震応答解析の概念図を示す。

解析には解析コード「SHAKE Ver1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

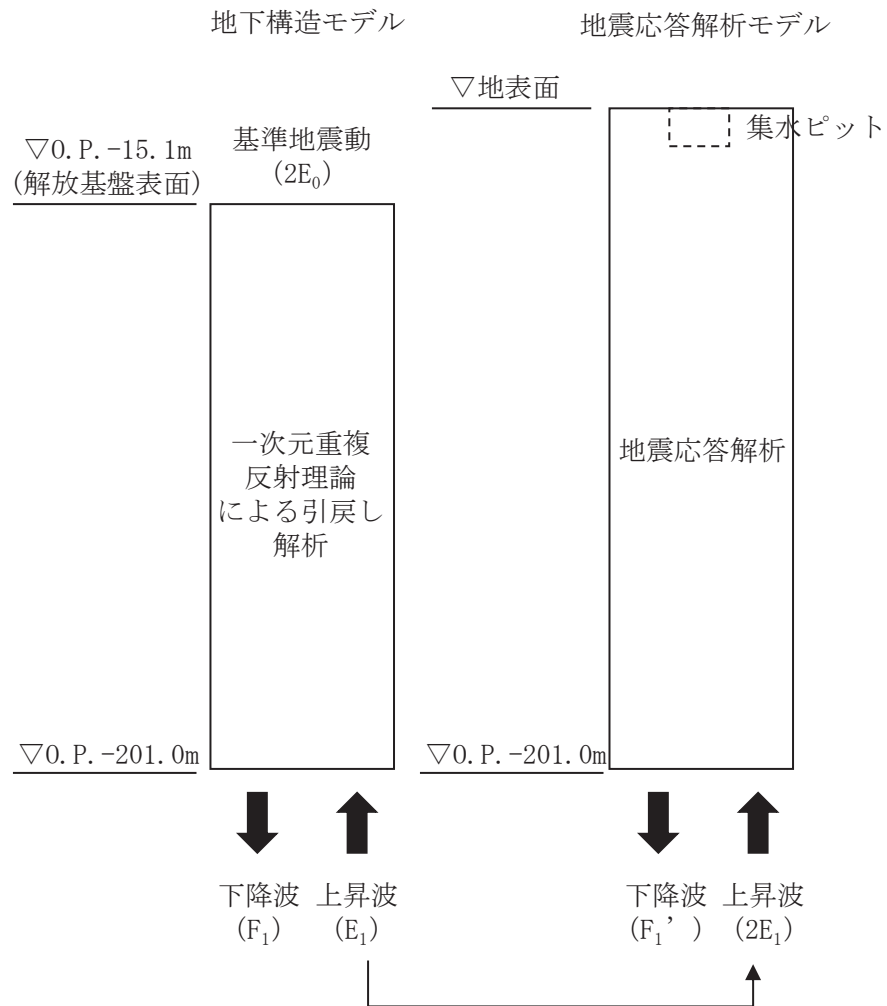


図 3-1 地震応答解析の概念図

3.1 解析方法

地震応答解析は、一次元重複反射理論により実施する。

3.1.1 材料物性及び地盤物性のばらつき

集水ピット周辺には動的変形特性にひずみ依存性がある盛土が分布しており、これらの地盤が地震時応答に影響を与えると考えられることから、これらの地盤物性（せん断弾性係数）のばらつきの影響を確認する。解析における物性値を表 3-1 に示す。

初期せん断弾性係数の標準偏差 σ を用いて設定した解析ケース①～③を実施することにより地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

表 3-1 解析における物性値（集水ピット）

解析ケース	材料物性 (コンクリート) (E_0 : ヤング係数)	地盤物性	
		旧表土, 盛土, D級岩盤, セメント改良土, 改良地盤 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	C _L 級岩盤, C _M 級岩盤, C _H 級岩盤, B級岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	設計基準強度	平均値	平均値
ケース②	設計基準強度	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	設計基準強度	平均値 - 1 σ	平均値

3.1.2 解析ケース

耐震評価においては、すべての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。解析ケース①において、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び地盤の支持力照査の照査項目に対して、最も厳しい地震動を用いて表 3-2 に示す解析ケース②～③を実施する。耐震評価における解析ケースを表 3-2 に示す。

表 3-2 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ) を考慮し た解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ) を考慮し た解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1 σ	平均値 - 1 σ
材料物性		設計基準強度	設計基準強度	設計基準強度
地震動	S s - D 1	○	基準地震動 S s (7 波) により照査を行ったケース① (基本ケース) の結果から、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査において、最も厳しい地震動を用いてケース②～③を実施する。	
	S s - D 2	○		
	S s - D 3	○		
	S s - F 1	○		
	S s - F 2	○		
	S s - F 3	○		
	S s - N 1	○		

3.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.2.1 耐震評価上考慮する状態

集水ピットの地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪の影響を考慮する。風の影響については、埋設構造物であるため考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.2.2 荷重

集水ピットの地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 積載荷重(P)

積載荷重として、積雪荷重 P_s を含めて地表面に 4.9kN/m^2 を考慮する。

(2) 積雪荷重(P_s)

積雪荷重として、発電所の最寄りの気象官署である石巻特別地域気象観測所で観測された月最深積雪の最大値である43cmに平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した値を設定する。また、建築基準法施行令第86条第2項により、積雪量1cmごとに 20N/m^2 の積雪荷重が作用することを考慮する。

(3) 地震荷重(S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

3.2.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-3 に示す。

表 3-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S_s)	$P + S_s$

P : 積載荷重 (積雪荷重 P_s を含めて 4.9kN/m^2)

S_s : 地震荷重 (基準地震動 S_s)

3.3 解析モデル及び諸元

3.3.1 解析モデル

地震応答解析モデルは、集水ピット周辺の地質構造を考慮して設定する。解析モデルを図3-2に示す。

なお、図2-2のとおり集水ピットの西側は防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工があり、その間をコンクリートで充填している。一方、東側は集水ピット底版よりも上部に盛土が分布している。そのため、地震応答解析モデルでは安全側の評価となるよう集水ピット底版より上部が盛土であると仮定し、モデル化を行った。

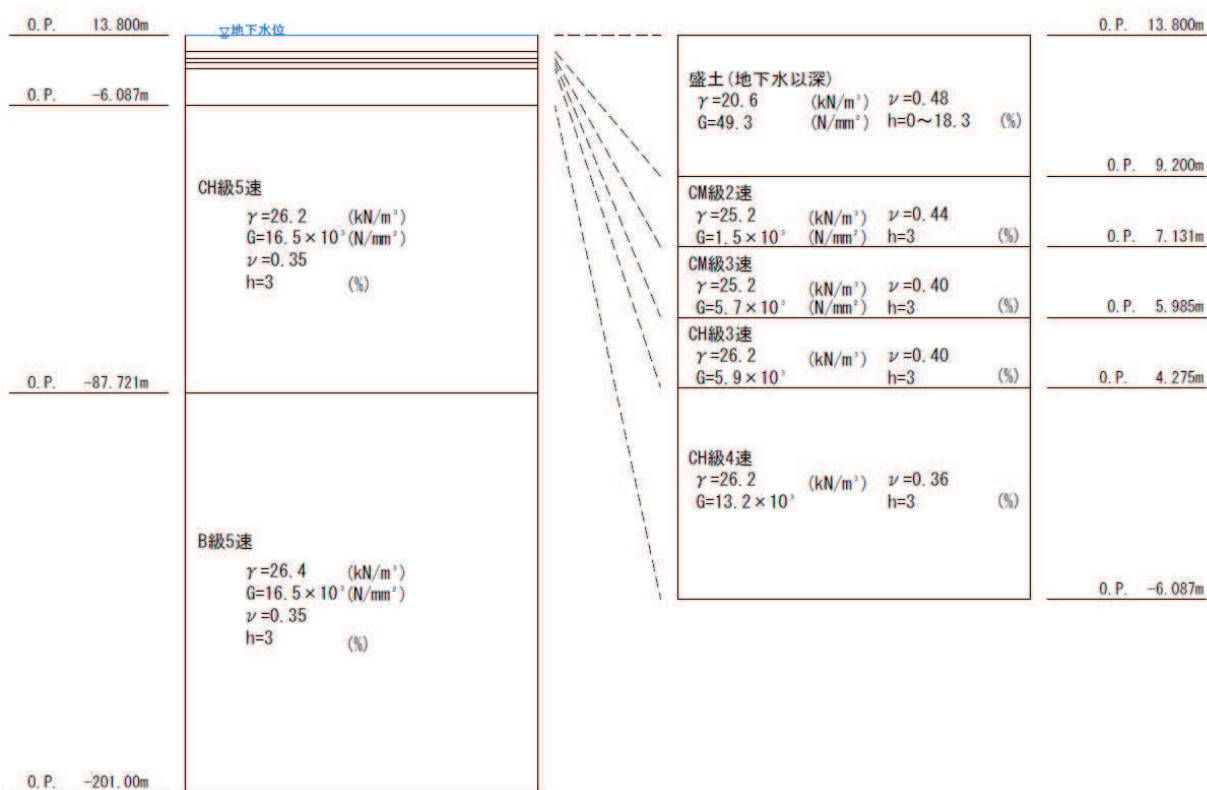


図3-2 地震応答解析モデル

3.3.2 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

3.3.3 地下水位

集水ピット周辺の地下水位は保守的に地表面とする。

3.4 地震応答解析結果

地震応答解析結果より得られた、各解析ケースにおける最大加速度分布、最大変位分布、せん断応力分布及び等価剛性を図 3-3~6 に示す。

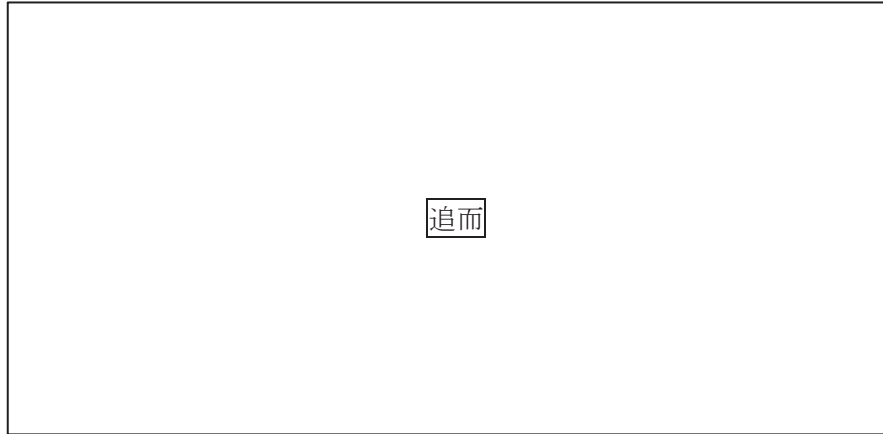


図 3-3 最大加速度分布

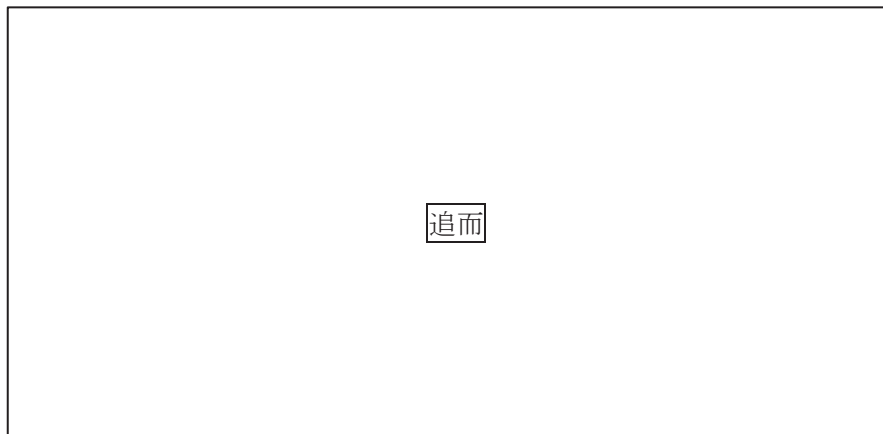


図 3-4 最大変位分布

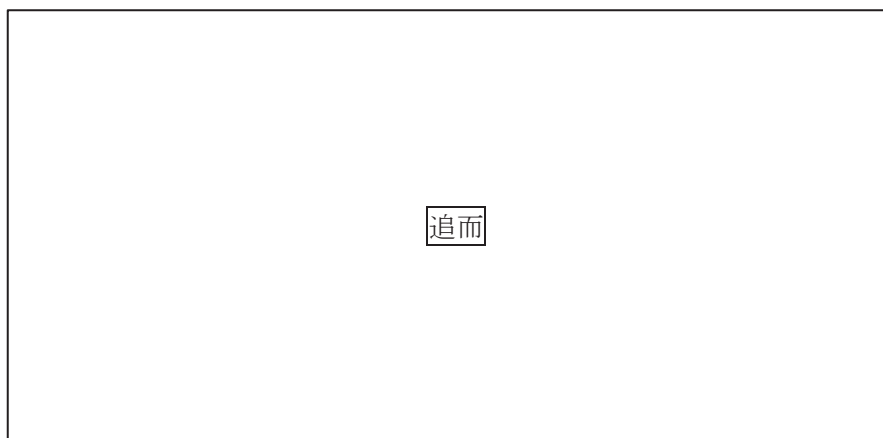


図 3-5 最大せん断応力度分布

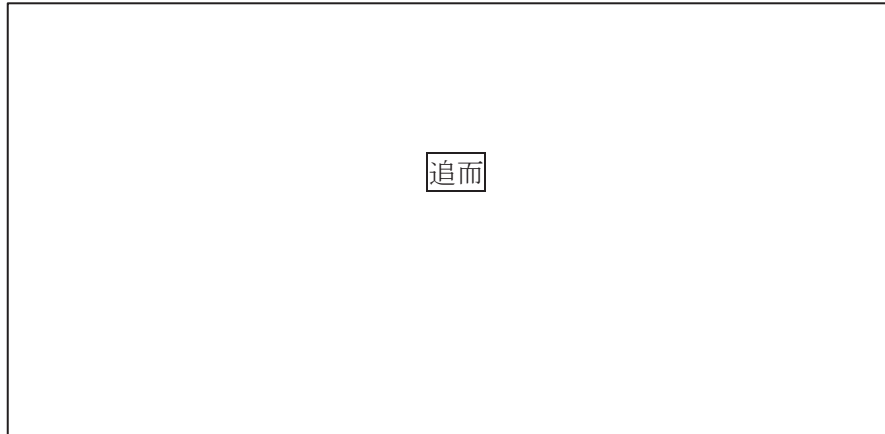


图 3-6 等価剛性

4. フレーム解析

4.1 評価対象部位

集水ピットは地中に埋設することから、地震時には土圧が主たる荷重として作用すると考えられる。構造上、弱軸方向（東西方向）が明確であることから、評価対象部位は集水ピットの側壁、底版及び補強鋼材とする。なお、側壁については、東壁と西壁があるが、東壁の背後（東側）には防潮堤（鋼管式鉛直壁）の背面補強工があり、東壁と背面補強工の間をコンクリートで充填している。一方、西壁については背後に盛土が分布しているから、評価対象部位として選定する側壁は西壁のみとする。

評価対象部位を図 4-1 に示す。

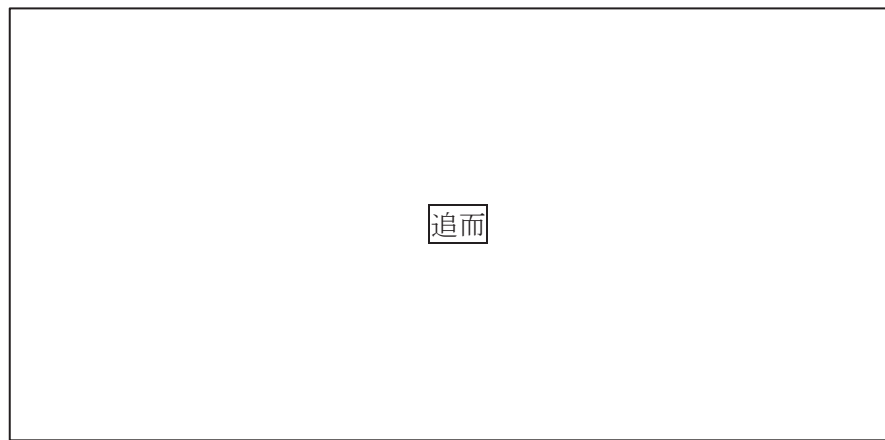


図 4-1 評価対象部位

4.2 解析方法

側壁、底版及び補強鋼材を線形はり要素でモデル化し、地震応答解析を踏まえて設定した荷重を載荷し、フレーム解析を実施する。

フレーム解析に用いる地盤ばねは地震応答解析結果から算出した等価剛性を踏まえて設定し、モデルに作用させる荷重のうち、地震時増分応力については、応答変位法により算出する。

解析には解析コード「SLAP Ver6.65」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

4.3 解析モデル

解析に用いるフレームモデルは、集水ピットの側壁、底版及び補強鋼材を線形はり要素にて模擬し、地盤応答解析から算出した等価剛性よりばね定数を設定した地盤ばねを側部及び底部に配置する。フレームモデルを図 4-2 に示す。

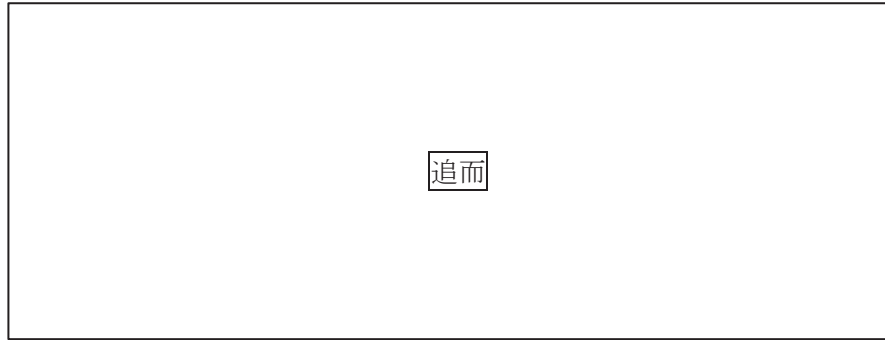


図 4-2 フレームモデル

4.4 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 4-1 に、材料の物性値を表 4-2 に示す。

表 4-1 使用材料

諸元		
集水ピット	コンクリート	設計基準強度：24N/mm ²
	鉄筋（主筋）	SD345

表 4-2 材料の物性値

材料	項目	材料諸元
鉄筋コンクリート	単位体積重量(kN/m ³)	24.0
鉄筋	ヤング係数(N/mm ²)	2.00×10 ⁵
コンクリート (構造部材)	ヤング係数(N/mm ²)	2.50×10 ⁴
	ポアソン比	0.2

4.5 入力荷重

フレーム解析の入力荷重を表 4-3、図 4-3 に示す。

表4-3 入力荷重

区分	種別	考慮する荷重
常時 荷重	固定荷重	躯体自重
	積載荷重	積雪荷重 P _s を含めて地表面に 4.9kN/m ²
	常時土圧	躯体側面に作用する常時土圧
	常時水圧	躯体に作用する常時水圧
地震時 荷重	慣性力	躯体に作用する慣性力
	地震時土圧	躯体側面に作用する地震時土圧
	地震時水圧	躯体に作用する地震時水圧

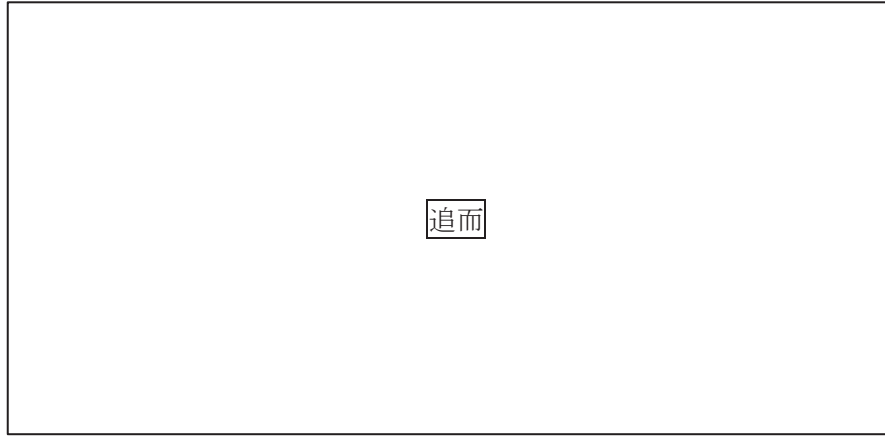


图 4-3(1) 常時荷重

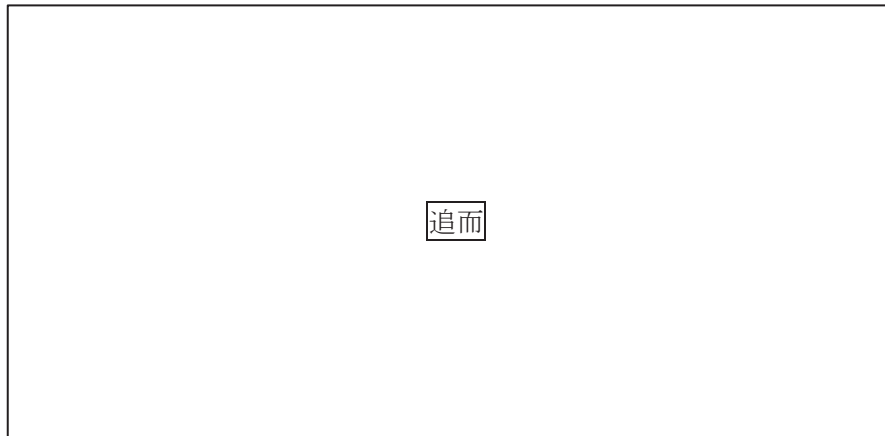


图 4-3(2) 地震時荷重

5. 耐震評価

5.1 許容限界

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

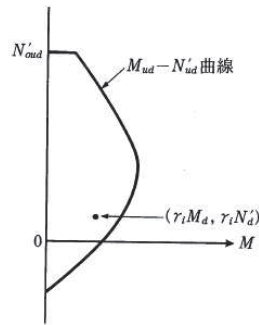
5.1.1 曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界

構造部材の曲げ・軸力系の破壊に対する許容限界は、土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] に基づく圧縮耐力及び曲げ耐力とする。圧縮耐力と曲げ耐力の関係を図 5-1 に示す。

また、設計断面耐力は、以下の仮定に基づき行うものとする。

- (1) 維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例する。
- (2) コンクリートの引張応力は無視する。

コンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ曲線は図 5-2 に従う。



解説 図 6.2.1 軸方向耐力と曲げ耐力の関係

図 5-1 圧縮耐力と曲げ耐力の関係

(土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 抜粋)

なお、圧縮耐力の上限値 N'_{oud} は、下式により算定する。

$$N'_{oud} = (k_1 f'_{cd} A_c + f'_{yd} A_{st}) / \gamma_b$$

ここに、

k_1 : 強度の低減係数 ($=1-0.003f'_{ck} \leq 0.85$)

f'_{ck} : コンクリート強度の特性値

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度

A_c : コンクリートの断面積

f'_{yd} : 軸方向鉄筋の設計圧縮降伏強度

A_{st} : 軸方向鉄筋の全断面積

γ_b : 部材係数 ($=1.3$)

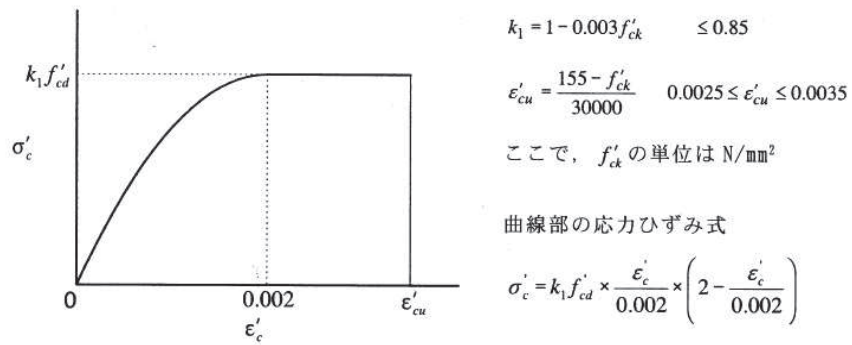


図 3.2.1 コンクリートの応力-ひずみ曲線

(コンクリート)

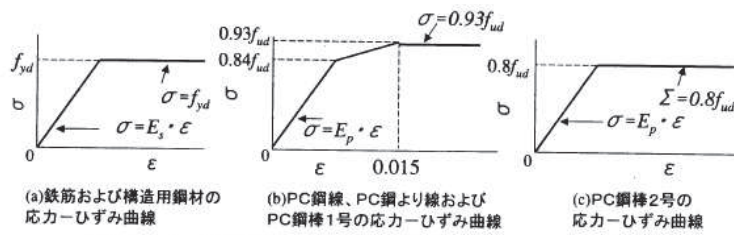


図 3.3.1 鋼材のモデル化された応力-ひずみ曲線

(鋼材)

図 5-2 コンクリートおよび鋼材の応力-ひずみ曲線

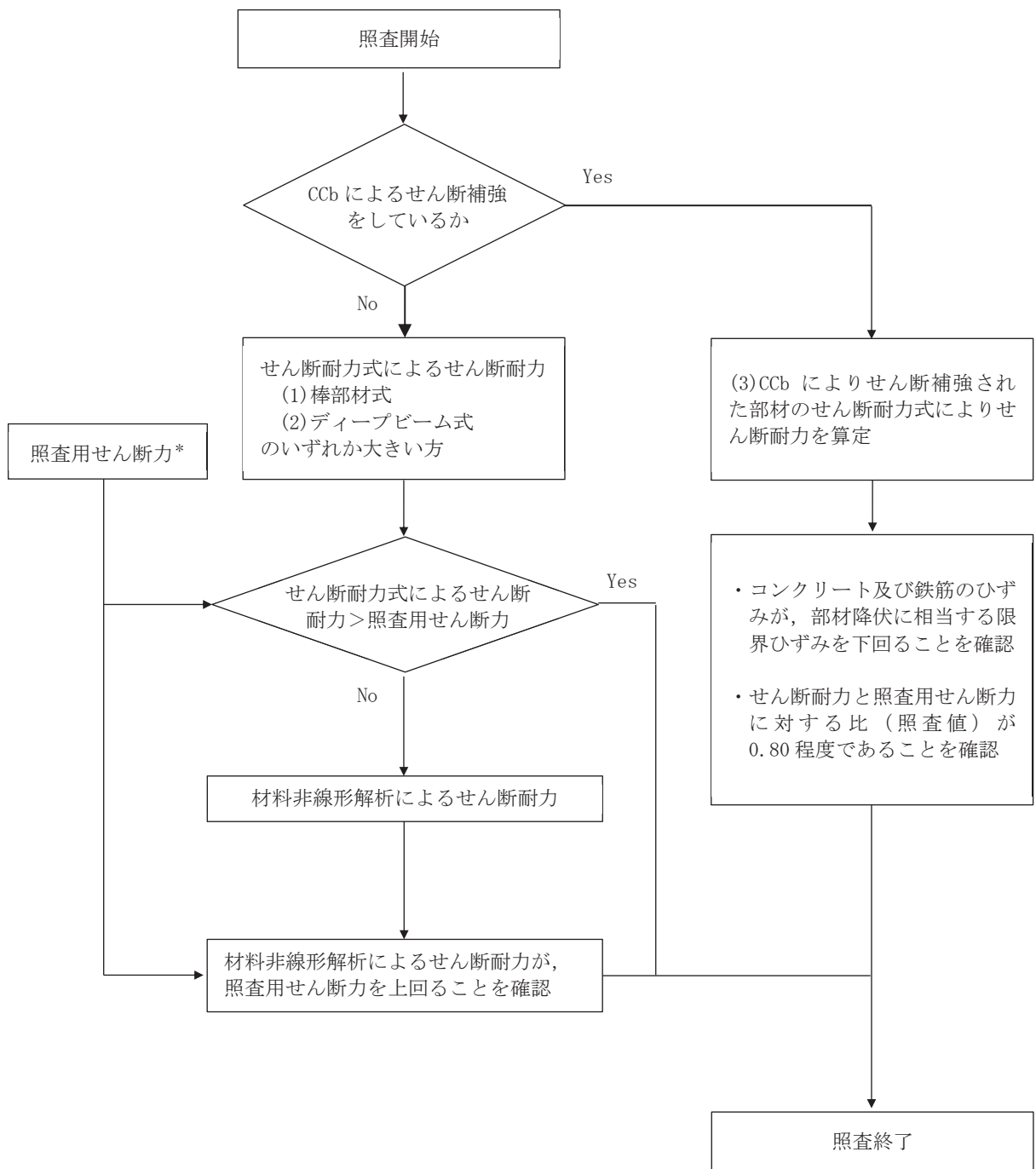
(土木学会 2002年 コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 抜粋)

5.1.2 せん断破壊に対する許容限界

構造強度を有することの確認における構造部材（鉄筋コンクリート）のせん断破壊に対する許容限界は、土木学会マニュアルに基づくせん断耐力とする。せん断耐力の評価式は部材の種類に応じて3種類を用いる。

せん断耐力は、土木学会マニュアルに基づき「(1) 棒部材式」，「(2) ディープビーム式」のせん断耐力式で求まるせん断耐力のうち、いずれか大きい方とする。なお、集水ピットにおいてCCb工法を用いる構造部材はない。

せん断破壊に対する耐力評価フローを図5-2に示す。



注記*：検査用せん断力 $V_d = \text{発生せん断力} V \times \text{構造解析係数} \gamma_a$

図 5-2 せん断破壊に対する検査フロー

(1) 棒部材式

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

- ここで、 V_{yd} : せん断耐力
 V_{cd} : コンクリートが分担するせん断耐力
 V_{sd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad \text{ただし、} f_{vcd} > 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{) となる場合は}$$
$$f_{vcd} = 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \quad \left(N'_d \geq 0 \right) \quad \text{ただし、} \beta_n > 2.0 \text{ となる場合は } \beta_n = 2.0$$

$$= 1 + 2M_0/M_d \quad \left(N'_d < 0 \right) \quad \text{ただし、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は } \beta_n = 0$$

$$\beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \quad \text{ただし、} \beta_a < 1.0 \text{ となる場合は } \beta_a = 1.0$$

ここで、 f'_{cd} : コンクリート圧縮強度の設計用値(N/mm²)で設計基準強度 f'_{ck} を材料係数 γ_{mc} で除したもの

p_v : 引張鉄筋比 $p_v = A_s / (b_w \cdot d)$

A_s : 引張側鋼材の断面積

b_w : 部材の有効幅

d : 部材の有効高さ

N'_d : 設計軸圧縮力

M_d : 設計曲げモーメント

M_0 : M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要なモーメント (デコンプレッションモーメント)

$$M_0 = N'_d \cdot D / 6$$

D : 断面高さ

a/d : せん断スパン比

γ_{bc} : 部材係数

γ_{mc} : 材料係数

$$V_{sd} = \{A_w f_{wyd} (\sin \alpha + \cos \alpha) / s\} z / \gamma_{bs}$$

ここで、 A_w : 区間 s におけるせん断補強鉄筋の総断面積

f_{wyd} : せん断補強鉄筋の降伏強度を γ_{ms} で除したもので、
400N/mm² 以下とする。ただし、コンクリート圧縮強度の特性値 f'_{ck} が 60N/mm² 以上のときは 800N/mm² 以下とする。

α : せん断補強鉄筋と部材軸のなす角度

s : せん断補強鉄筋の配置間隔

z : 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。

γ_{bs} : 部材係数

γ_{ms} : 材料係数

(2) ディープビーム式

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd}$$

ここで、 V_{ydd} : せん断耐力

V_{cdd} : コンクリートが分担するせん断耐力

V_{sdd} : せん断補強鉄筋が分担するせん断耐力

$$V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc}$$

$$f_{dd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1/d} \quad (d \text{ [m]}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } \beta_p = 1.5$$

$$\beta_a = \frac{5}{1+(a/d)^2}$$

ここで、 γ_{bc} : 部材係数

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33/p_{wb} \quad \text{ただし } 0 \leq \phi \leq 1$$

ここで、 p_{wb} : せん断補強鉄筋比(%)

5.1.3 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤に発生する接地圧に対する許容限界は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、支持力試験により設定する。基礎地盤の許容限界を表 5-3 に示す。

表 5-1 基礎地盤の支持力に対する許容限界

評価項目	基礎地盤	許容限界 (N/mm ²)
極限支持力	狐崎部層	13.7

5.2 評価方法

集水ピットの耐震評価は、地震応答解析により得られた加速度、せん断力及び変位を用いて、応答変位法によりフレーム解析を実施し、照査用応答値を算定する。

構造部材の健全性評価については、フレーム解析により算定した照査用応答値が、「5.1 許容限界」に示す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については、フレーム解析から算定した最大接地圧が、「5.1 許容限界」に示す許容限界以下であることを確認する。

6. 耐震評価結果

6.1 構造部材の健全性に対する評価結果

集水ピットの曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値を表 6-1 に、せん断破壊に対する照査における最大照査値を表 6-2 に示す。また、集水ピットの評価位置を図 6-1 に示す。

また、最大照査値となる断面力分布を図 6-2 及び図 6-3 に示す。

以上より、集水ピットの発生応力度及びせん断力が、構造部材の許容限界以下であることを確認した。

表 6-1 曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値

評価位置	地震動	解析 ケース	発生断面力		圧縮 耐力 N'_{ud} (kN)	曲げ 耐力 M_{ud} (kN)	照査値	
			曲げ モーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)			圧縮 N/N'_{ud}	曲げ M/M_{ud}
西壁	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
底版	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而
東壁	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而	追而

表 6-2 せん断破壊に対する照査における最大照査値

評価位置	地震動	解析 ケース	照査用せん断力* V_d (kN)	せん断耐力 V_{yd} (kN)	照査値 V/V_a
西壁	追而	追而	追而	追而	追而
底版	追而	追而	追而	追而	追而
東壁	追而	追而	追而	追而	追而

注記 * : 照査用せん断力 $V_d =$ 発生せん断力 $V \times$ 構造解析係数 γ_a

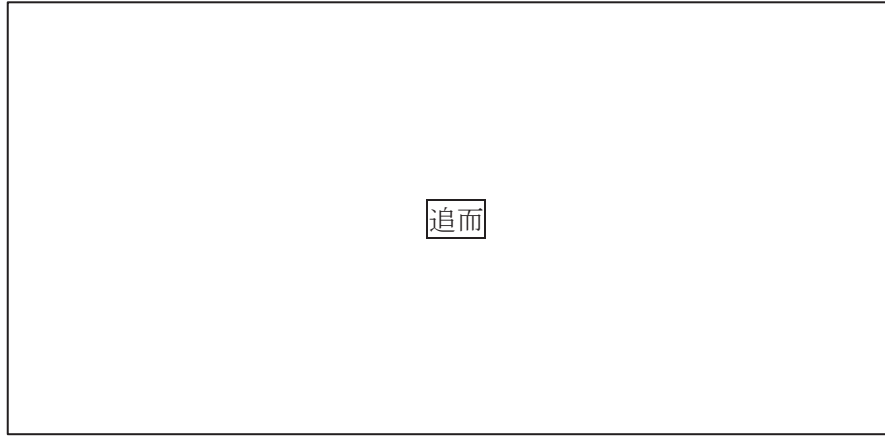


图 6-1 評価位置図

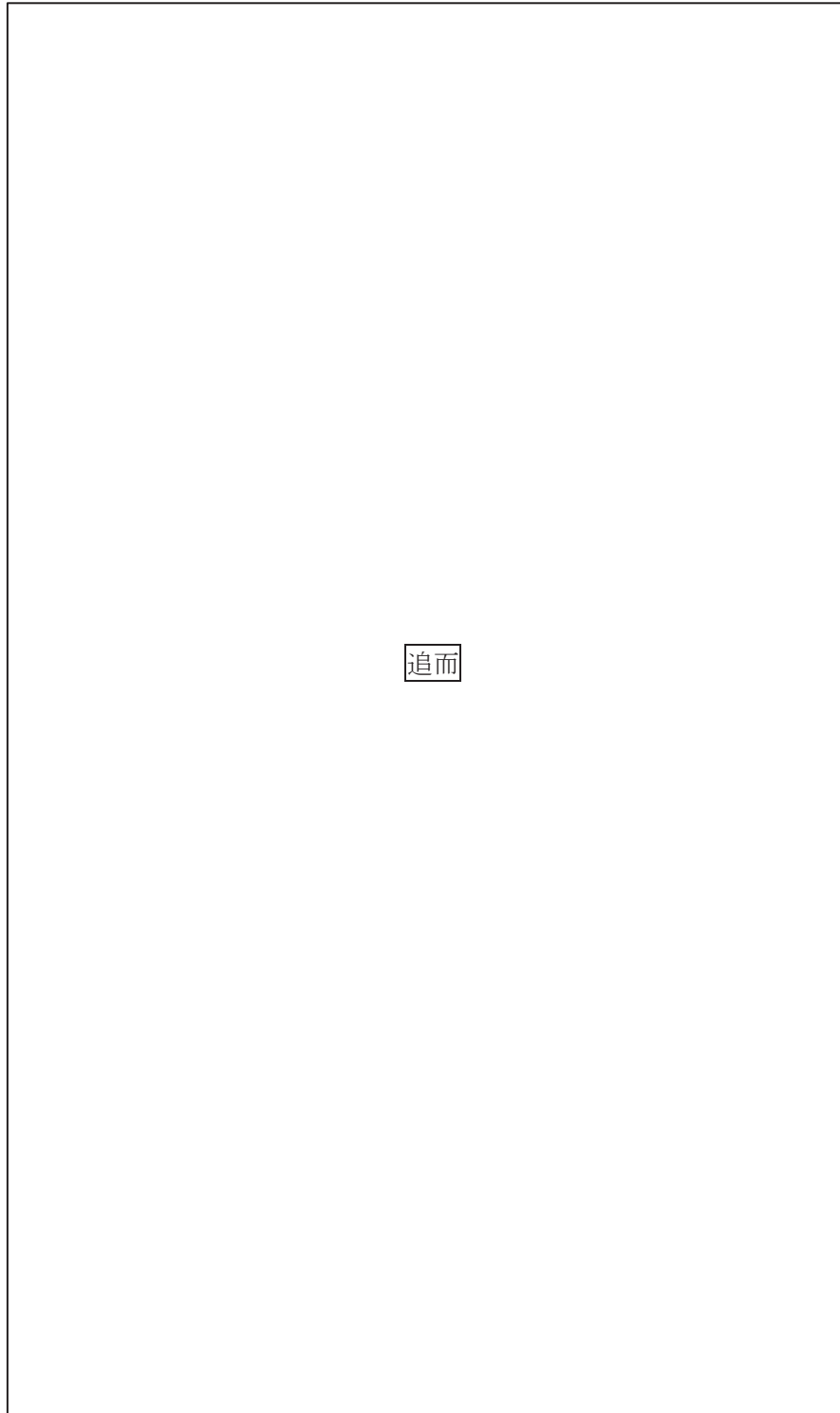


図 6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する最大照査値の断面力

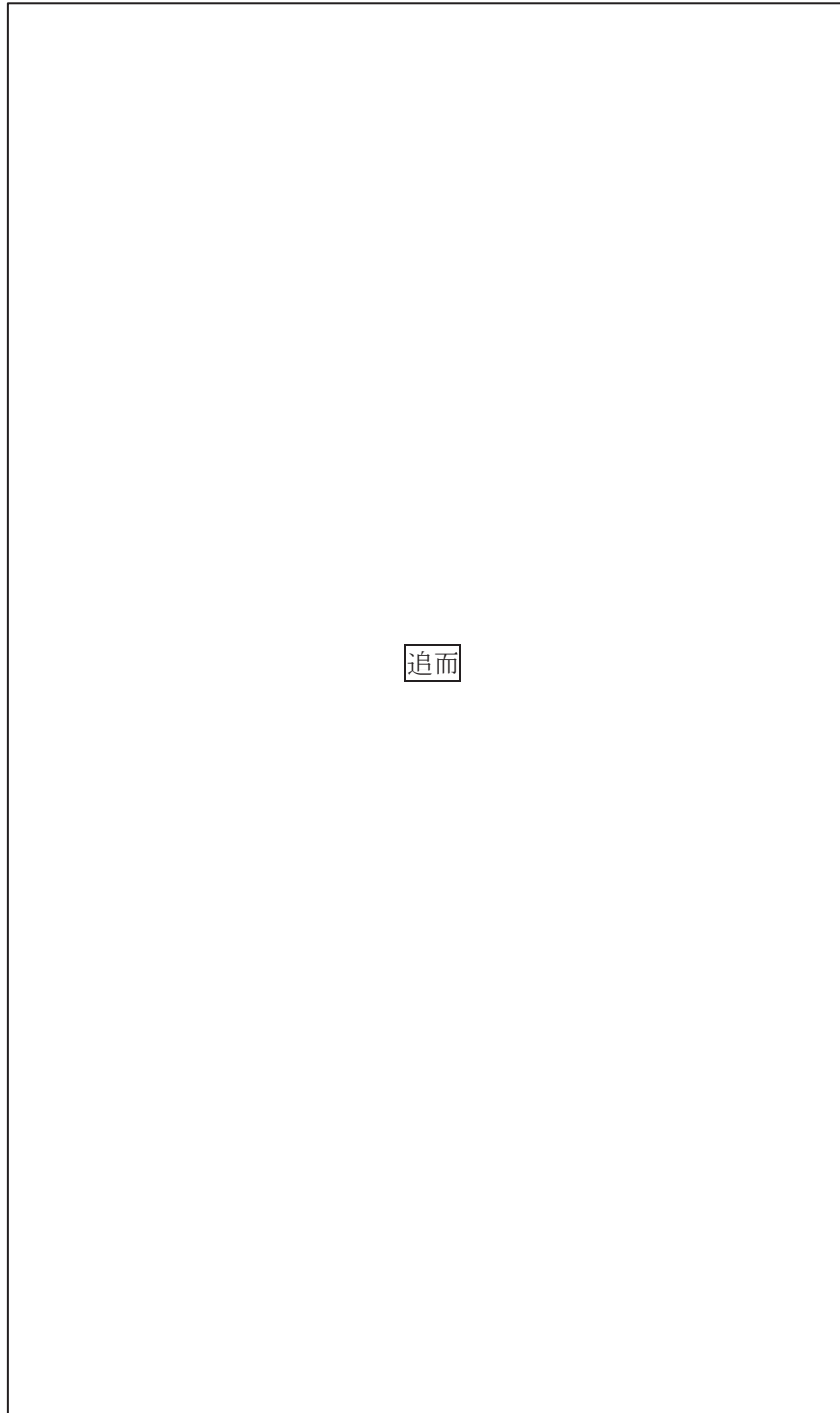


図 6-3 せん断破壊に対する最大照査値の断面力

6.2 地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能評価照査における最大照査値を表 6-3, 最大接地圧分布図を図 6-4 に示す。

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

表 6-3 基礎地盤の支持性能評価結果

地震動	解析 ケース	最大接地圧 R_a (N/mm ²)	極限支持力 R_{ua} (N/mm ²)	照査値 R_a / R_{ua}
追而	追而	追而	13.7	追而

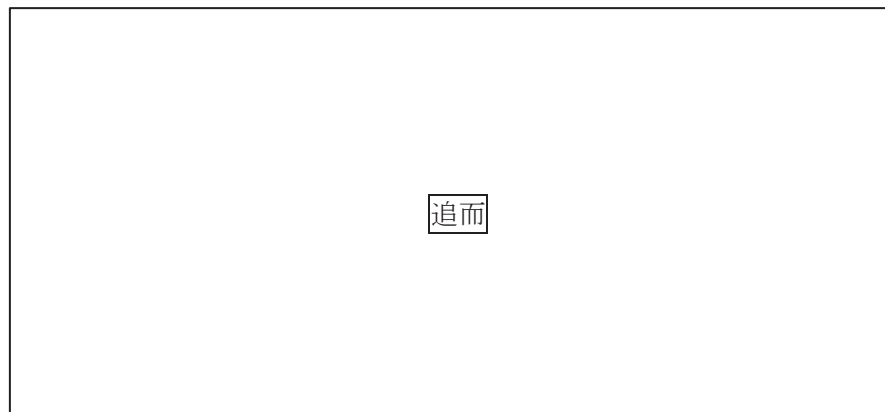


図 6-4 集水ピットの基礎地盤の最大接地圧分布