

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-19-0610-9_改3
提出年月日	2021年10月4日

補足-610-9 制御建屋の耐震性についての計算書に関する  
補足説明資料

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料

添付書類「VI-2-2-4 制御建屋の耐震性についての計算書」, 「VI-2-8-4-3 中央制御室しゃへい壁の耐震性についての計算書」及び「VI-2-8-4-4 中央制御室待避所遮蔽の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

別紙1 応力解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙2 応力解析におけるモデル化, 境界条件及び拘束条件の考え方

別紙3 地震荷重の入力方法

別紙4 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙5 最大接地圧について

別紙6 制御建屋基礎版の応力解析における応力平均化の考え方

別紙7 剛性低下を考慮した影響検討

別紙8 中央制御室しゃへい壁及び中央制御室待避所遮蔽についての補足説明資料

別紙8-1 中央制御室しゃへい壁及び中央制御室待避所遮蔽のスラブの固有値解析結果

別紙9 制御建屋基礎版評価における誘発上下動の取り扱いについて

別紙10 制御建屋基礎版の応力解析における地震時増分土圧の算定について

┌──────────┐ 本日の説明範囲

別紙 6 制御建屋基礎版の応力解析における応力平均化の考え方

## 目 次

1. 概要	別紙 6- 1
2. 応力平均化の考え方	別紙 6- 2
2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素	別紙 6- 2
2.2 応力平均化の方法	別紙 6- 4
2.3 応力平均化の結果	別紙 6- 9
2.4 断面の評価結果	別紙 6-10
2.4.1 断面の評価方法	別紙 6-10
2.4.2 断面の評価結果	別紙 6-10

## 1. 概要

3次元 FEM モデルを用いた応力の算定において、FEM 要素に応力集中等が見られる場合については、「日本建築学会 2005 年 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（以下「RC-N規準」という。）」に基づき、応力の再配分等を考慮してある一定の領域の応力を平均化したうえで断面の評価を行っている。この場合、当該要素における応力度ではなく、周囲の複数の要素で平均化した応力度に対して断面の評価を実施していることから、本資料では、制御建屋基礎版における複数の要素での応力平均化の考え方及びその結果を示す。

## 2. 応力平均化の考え方

### 2.1 応力平均化を実施した領域における断面の評価要素

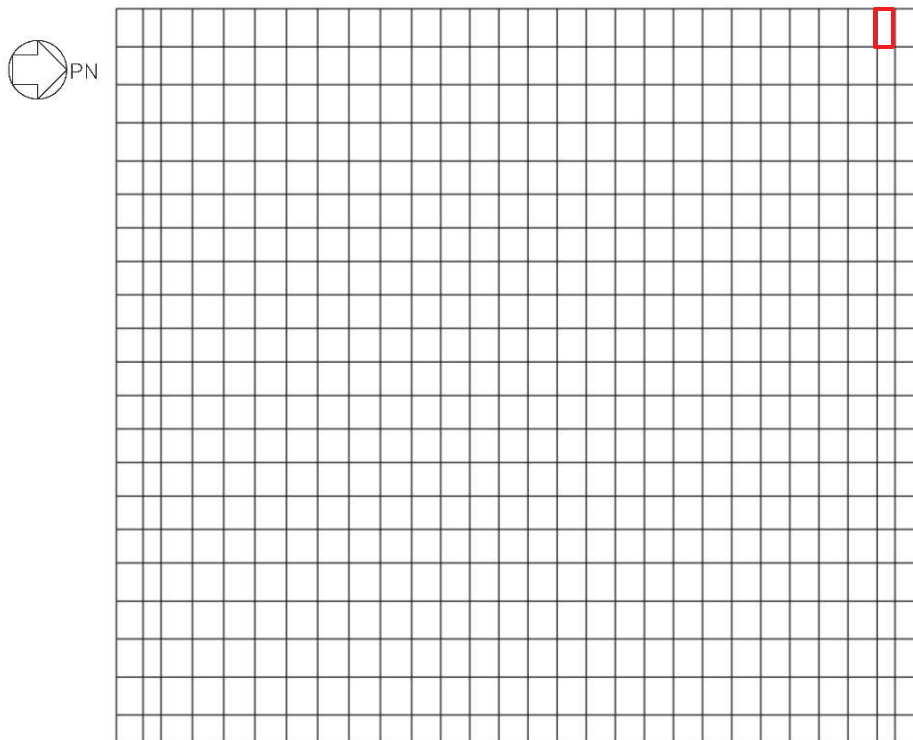
断面の評価要素は、応力平均化を行うことによって応力が変わることから、応力平均化前の断面力に対する検定値を元に選定している。

制御建屋基礎版では、応力平均化前の応力分布において、局所的に大きな面外せん断力が発生している要素を断面の評価要素とし、応力平均化を行い、応力平均化後の値に対する断面の評価を実施した。

応力平均化を実施した要素を表 2-1、要素位置図を図 2-1 に示す。

表 2-1 応力平均化要素

部位	評価項目		方向	要素番号	組合せ ケース	平均化前の検定値 (発生値/許容値)
基礎版	面外 せん断力	面外 せん断 応力度	NS	587	2	1.24



<b>583</b>	<b>584</b>	<b>585</b>	<b>586</b>	<b>587</b>	<b>588</b>
<b>555</b>	<b>556</b>	<b>557</b>	<b>558</b>	<b>559</b>	<b>560</b>
<b>527</b>	<b>528</b>	<b>529</b>	<b>530</b>	<b>531</b>	<b>532</b>

図 2-1 要素位置図

## 2.2 応力平均化の方法

3次元 FEM モデルを用いた応力解析においては、部材断面やモデル形状が大きく変化して不連続になっている箇所は、局所的な応力集中が発生しやすい。

図 2-2 に制御建屋基礎版の 3次元 FEM モデルを示す。図 2-2 に示すように、当該部は剛体との接続部分であり、応力が集中しやすい。図 2-3 に示す面外せん断力のコンター図を見ると、当該要素周辺では大きな面外せん断力が発生していることが分かる。

そこで、今回の制御建屋基礎版の応力解析においては、弾塑性解析を採用し、材料の非線形特性を設定しているが、面外せん断力に対しては非線形特性を考慮できないことから、「RC-N規準」を参考に、コンクリートのひび割れによる応力の再配分を考慮し、応力の平均化を行った。なお、基礎版全体でも鉄筋ひずみの最大値は、 $0.980 \times 10^{-3}$  であり、鉄筋降伏時のひずみ  $1.68 \times 10^{-3}$  を下回っていること、応力平均化範囲及びその周辺領域では全面的な曲げ降伏状態には至っていないことを確認している。

「RC-N規準」においては、「線材では、部材端に生じる斜めせん断ひび割れによって部材有効せい程度離れた断面の引張鉄筋の応力度が部材端と同じ大きさまで増大する現象（テンションシフト）が生じるが、面材では、斜めひび割れが発生した場合においても、材軸直交方向への応力再配分によって、線材におけるテンションシフトのような現象は生じにくいと考えられる。」とされており、耐震壁の面外せん断力について、「面材であるため、局所的に応力の集中があったとしても、応力の再配分を生じ、破壊に至ることはない。」とされている。また、基礎版のような大断面を有する面材の面外せん断力について、「通常の場合、FEM 解析の要素サイズは、基礎版厚より小さいため、付図 2.2 に模式的に示されるように設計用面外せん断力は想定されるひび割れ領域での平均面外せん断力に対して大きめの評価となっているといえる。また、基礎版においても、耐震壁と同様、面材における面外せん断力の再配分も期待できる。」とされている。「RC-N規準」の付図 2.2 を図 2-4 に示す。

壁、床スラブ、基礎版のような面材については、「RC-N規準」に示されるように、面材に荷重を作用させる直交部材からせん断破壊面が 45 度の角度で進展すると考えられることから、せん断破壊面が面材の表面から裏面まで貫通する範囲、すなわち部材厚の範囲に応力が再配分されると考えられる。制御建屋基礎版における面外せん断力に対する応力平均化の考え方を図 2-5 に示す。

以上より、応力の平均化は、応力コンター図及び基礎版の直上の壁配置等を考慮し、当該要素の壁から離れる側の応力方向に位置する隣接要素に対して、壁面から基礎スラブの部材厚である 3m 分の範囲で行った。各要素について応力平均化範囲を図 2-6 に示す。なお、応力平均化箇所については外壁から跳出端部までの長さが 2m のため、応力平均化はスラブの部材厚である 3m より狭い、外壁から跳出端部までの 2m の範囲



とする。

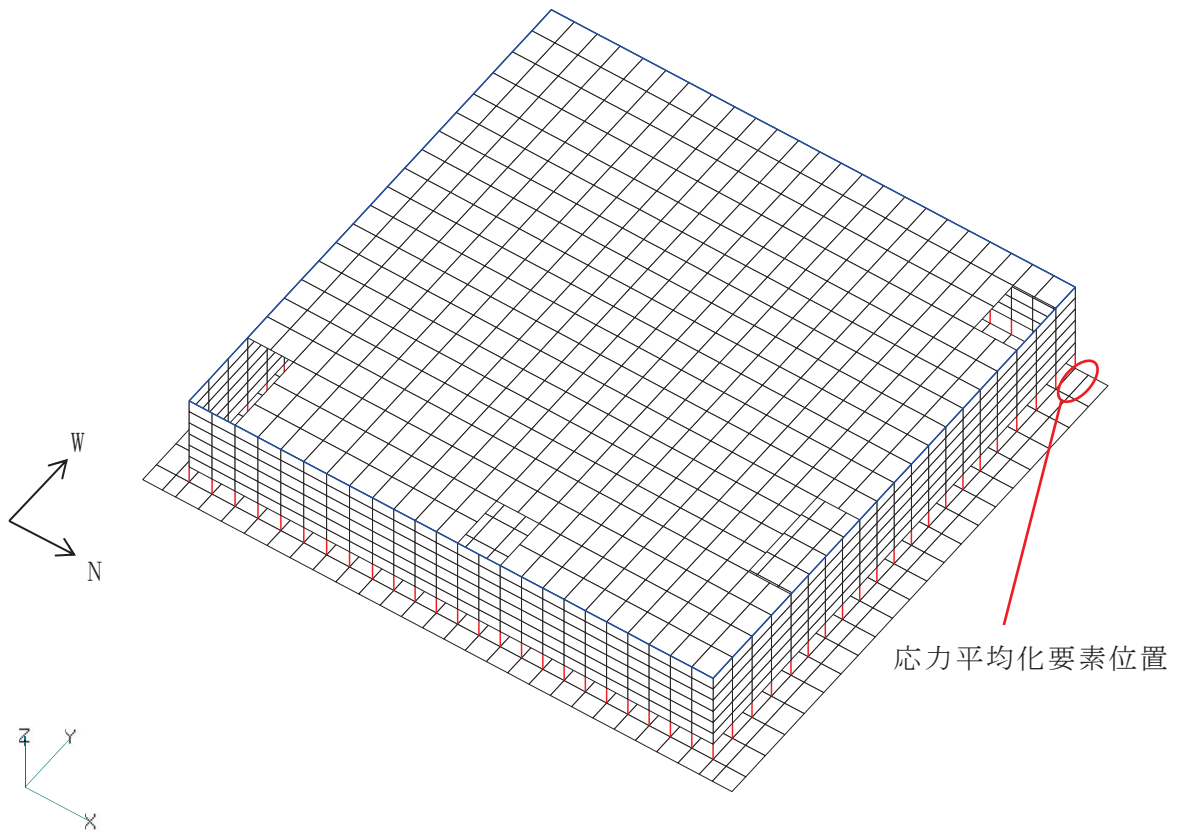
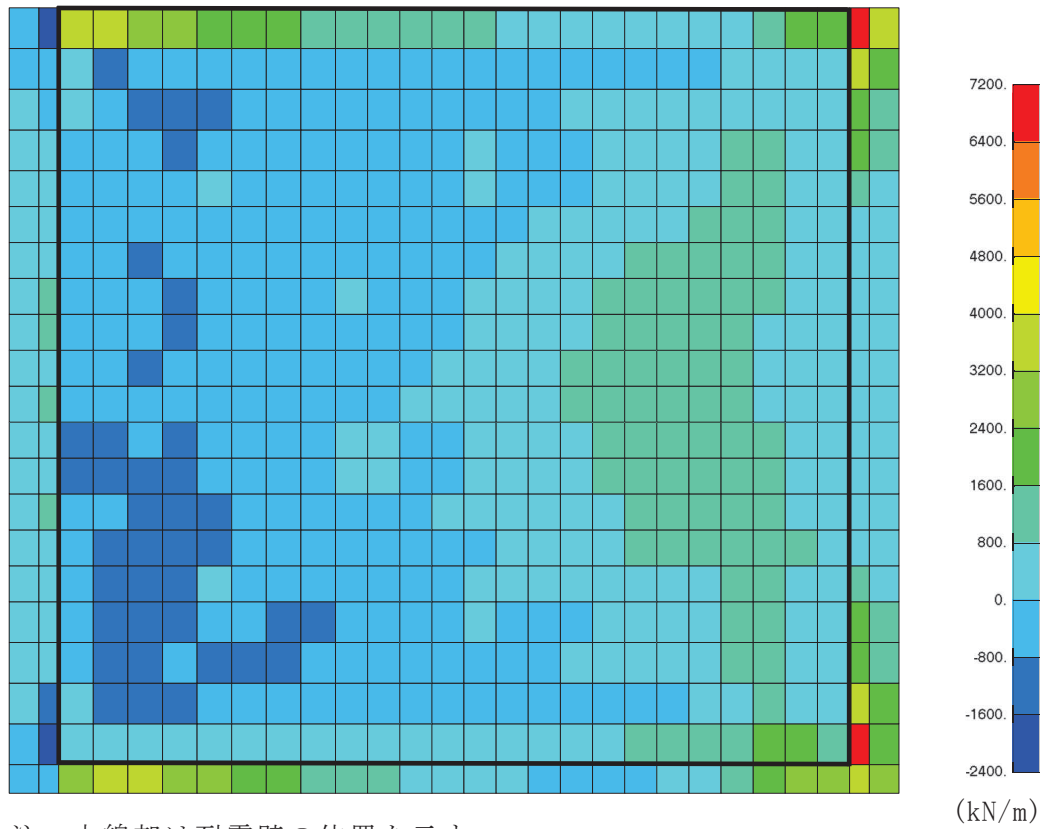


図 2-2 制御建屋基礎版の 3 次元 FEM モデル



注：太線部は耐震壁の位置を示す。

組合せケース 2 (NS 方向)

図 2-3 面外せん断力のコンター図

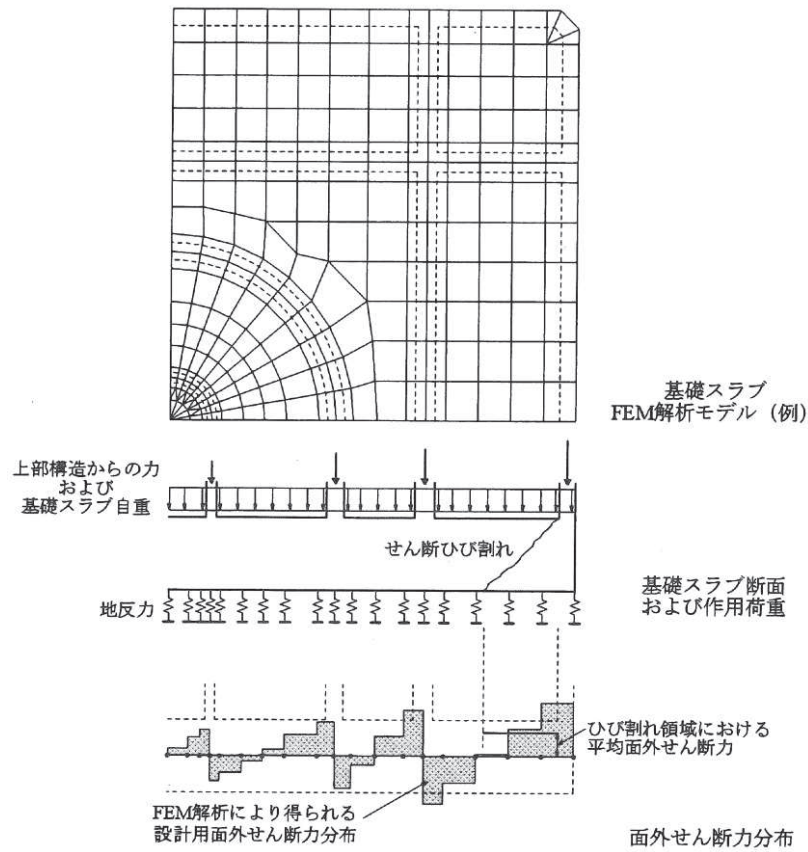


図 2-4 「RC-N 規準」の付図 2.2

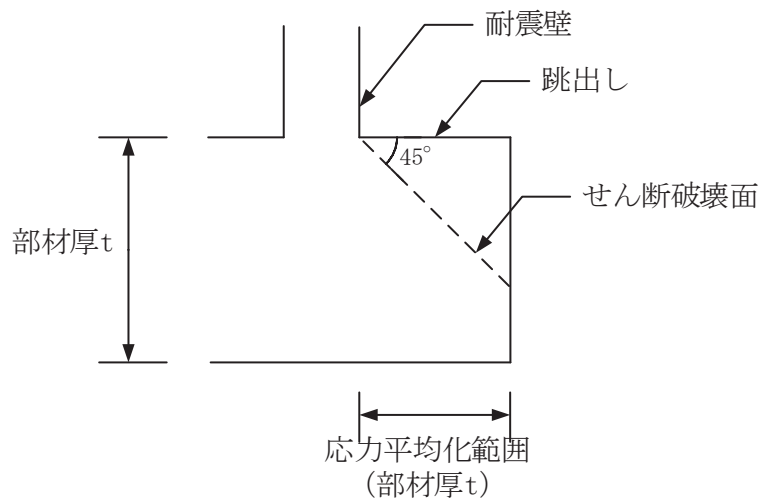
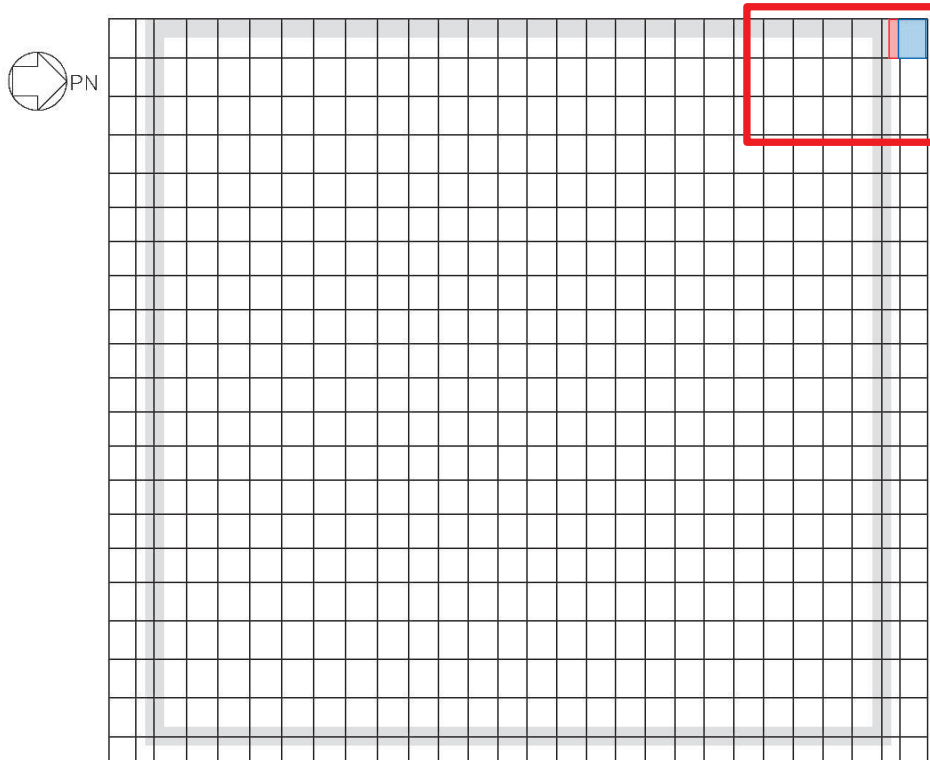


図 2-5 制御建屋基礎版における面外せん断力に対する応力平均化の考え方



外壁から跳出端部  
までの 2.0m の範囲

583	584	585	586	587	588
555	556	557	558	559	560
527	528	529	530	531	532

- 応力平均化実施要素
- 平均化実施に用いた周辺要素
- 壁直下の範囲（平均化対象外）

要素番号 587

図 2-6 応力平均化範囲

### 2.3 応力平均化の結果

応力平均化の手法として、下式のとおり、要素面積を考慮した重み付け平均で平均化を行っている。応力平均化に用いる各要素の発生値、面積及び重み付け値を表2-2に示す。また、応力平均化の結果を表2-3に示す。

$$\tau_{ave} = \Sigma (\tau_i \times A_i) / \Sigma A_i$$

ここで、

$\tau_{ave}$  : 平均化後の面外せん断応力度

$\tau_i$  : 平均化前の各要素の面外せん断応力度 (発生値)

$A_i$  : 応力平均化範囲における各要素の面積

表2-2 応力平均化に用いる各要素の発生値、面積及び重み付け値

応力平均化対象要素	方向	組合せケース	要素番号	発生値 $\tau_i$ (N/mm <sup>2</sup> )	要素面積 $A_i$ (m <sup>2</sup> )	重み付け値 $\tau_i \times A_i$ ( $\times 10^6$ N)
587	NS	2	587	2.98	1.0625	3.17
			588	1.35	3.1875	4.30
合計					4.25	7.47

表2-3 応力平均化結果

要素番号	方向	組合せケース	面外せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
			平均化前	平均化後
587	NS	2	2.98	1.76

## 2.4 断面の評価結果

### 2.4.1 断面の評価方法

組合せケース 2 の面外せん断応力度について、発生値が許容値を超えないことを確認する。許容値は、「J S M E S N E 1 - 2 0 0 3 発電用原子力設備規格コンクリート製原子炉格納容器規格」に基づき算出する。

### 2.4.2 断面の評価結果

応力平均化後の評価結果を表 2-4 に示す。表 2-4 より、応力平均化後の面外せん断応力度の発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 2-4 応力平均化後の評価結果

要素番号	方向	組合せ ケース	面外せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		平均化後の検定値 (発生値/許容値)
			発生値	許容値	
587	NS	2	1.76	2.42	0.73

別紙 10 制御建屋基礎版の応力解析における地震時増分土圧の算定  
について

## 目 次

1. 概要 .....	別紙 10- 1
2. 地震時増分土圧の算定 .....	別紙 10- 1
2.1 算定プロセス .....	別紙 10- 1
2.2 建屋等価剛性の算定 .....	別紙 10- 2
2.3 入力地震動の算定 .....	別紙 10- 3
2.4 解析モデル .....	別紙 10- 5
2.4.1 解析モデル概要 .....	別紙 10- 5
2.4.2 建屋諸元 .....	別紙 10- 5
2.4.3 地盤諸元 .....	別紙 10- 8
2.5 地震応答解析 .....	別紙 10-11
2.6 地震時増分土圧の算定結果 .....	別紙 10-11



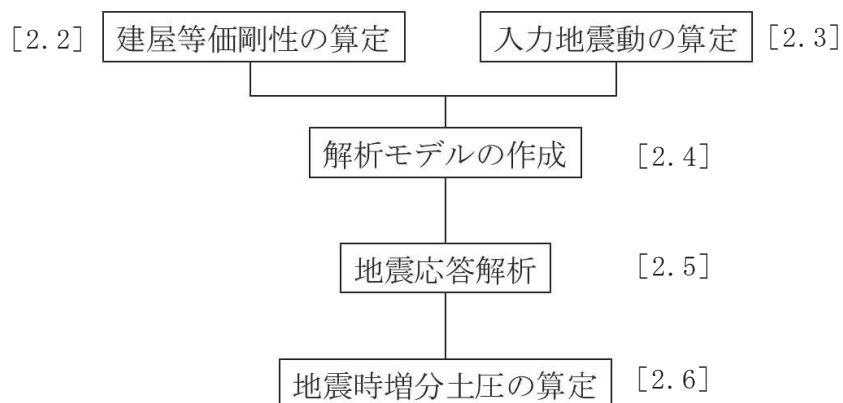
## 1. 概要

本資料は、制御建屋基礎版の評価に用いる地震時増分土圧の算定について、使用した解析モデル及び算定プロセスを説明するものである。本資料においては、NS 方向断面を代表に説明する。

## 2. 地震時増分土圧の算定

### 2.1 算定プロセス

地震時増分土圧の算定プロセスの概要を図 2-1 に示す。



注：[ ]内は、本資料における章番号を示す。

図 2-1 地震時増分土圧の算定プロセスの概要

## 2.2 建屋等価剛性の算定

土圧算定に用いる解析プログラムである解析コード「SuperFLUSH/2D」では、周波数応答解析を行うため、線形問題にしか適用が出来ない。建屋は、基準地震動  $S_s$  に対する地震応答解析時に非線形領域に到達することから、等価線形剛性を以下の手順により算出する。

- ① 質点系モデル（非線形）において、各床レベルの応答加速度時刻歴波形をフーリエ変換し、フーリエスペクトルを算定する。さらに、基礎レベルの応答波形をフーリエスペクトルで除すことで、基礎上に対する建屋各床レベルのフーリエスペクトル比（伝達関数）を算出する（図 2-2 の青線）。
- ② 質点系モデル（線形）において、①と同様の手順により、フーリエスペクトル比を算出する（図 2-2 の赤線）。
- ③ 質点系モデル（非線形）と質点系モデル（線形）のフーリエスペクトル比の 1 次ピーク振動数を比較すると、図 2-2 で示したように差が生じる。非線形モデルの 1 次ピーク振動数  $f_1$  と、線形モデルの 1 次ピーク振動数  $f_2$  を算出する。
- ④ 振動数比  $f_1 / f_2$  を算出する。
- ⑤ 振動数比を 2 乗することにより、剛性比  $\alpha$  を算定する（表 2-1 参照）。
- ⑥ 等価線形モデルの剛性は、非線形地震応答解析モデルの初期剛性  $K$  に剛性比  $\alpha$  を乗じ、 $K_e = \alpha \cdot K$  とする。

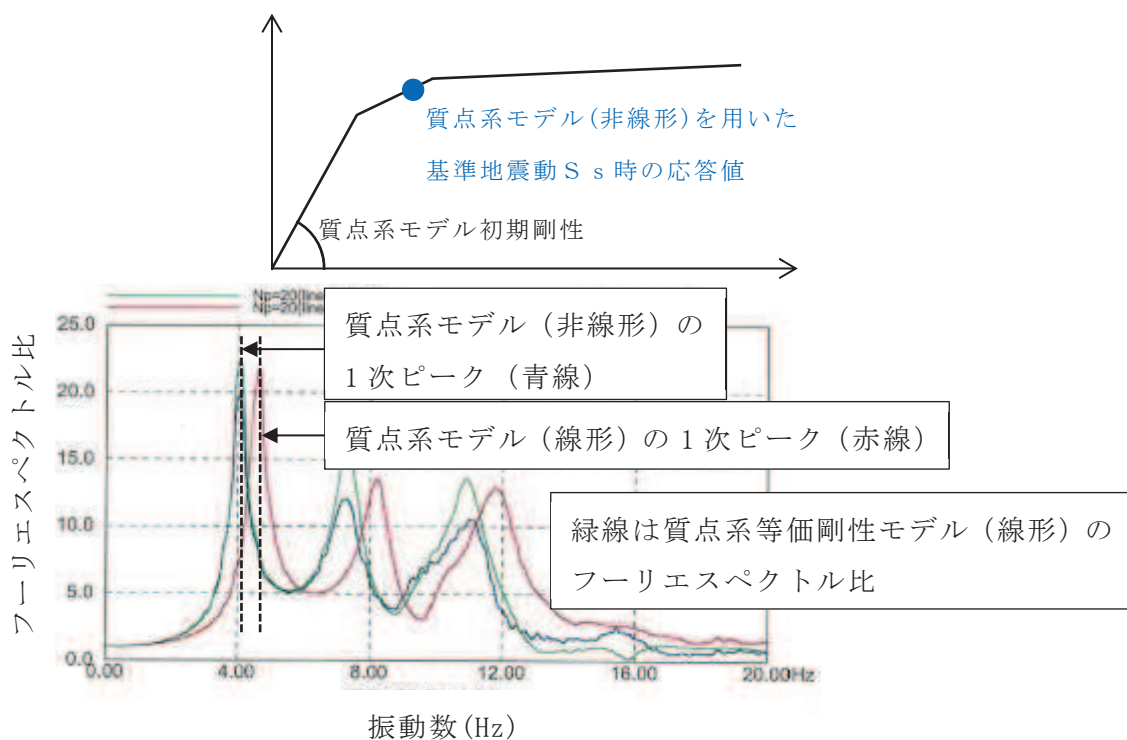


図 2-2 質点系モデル（非線形）と質点系モデル（線形）の伝達関数の例

表 2-1 1次ピーク振動数比及び剛性比  $\alpha$  (NS 方向)

地震波	非線形モデルの 1次ピーク振動数 $f_1$ (Hz)	線形モデルの 1次ピーク振動数 $f_2$ (Hz)	1次ピーク振動数比	剛性比 $\alpha$
Ss-D1	4.508	4.601	0.98	0.96
Ss-D2	4.231	4.629	0.91	0.84
Ss-D3	4.526	4.604	0.98	0.97
Ss-F1	4.625	4.625	1.00	1.00
Ss-F2	4.393	4.659	0.94	0.89
Ss-F3	4.543	4.604	0.99	0.97
Ss-N1	4.531	4.629	0.98	0.96
最小値	-	-	-	0.84

### 2.3 入力地震動の算定

解析モデルに入力する地震動は、解放基盤表面で定義された基準地震動  $S_s$  から、2次元 FEM モデル入力基盤面 (O.P.-200m) までの地盤モデルを用いて、一次元波動論 (SHAKE) により求める。入力地震動の算定の概念図を図 2-3 に、地盤モデルの諸元を表 2-2~表 2-4 に示す。地盤物性の不確かさケースの地盤モデルは、標準地盤モデルの各層の  $V_s$  の値を変動係数 7% で変動させたモデルである。

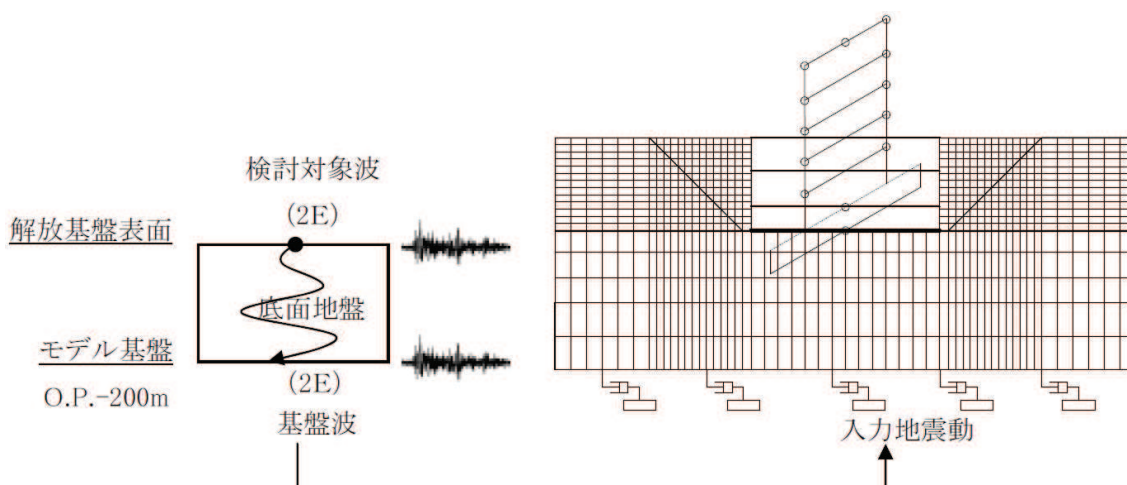


図 2-3 入力地震動の算定の概念図

表 2-2 地盤物性 (標準地盤)

	地層レベル O.P. (m)	密度 $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	せん断弾性係数 $G$ ( $\times 10^7$ kN/m <sup>2</sup> )
底面地盤	-14.1 ~ -25.0	2.43	1300	0.4110
	-25.0 ~ -80.0	2.51	2150	1.157
	-80.0 ~ -200	2.55	2440	1.520

表 2-3 地盤物性 (+ $\sigma$  地盤)

	地層レベル O.P. (m)	密度 $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	せん断弾性係数 $G$ ( $\times 10^7$ kN/m <sup>2</sup> )
底面地盤	-14.1 ~ -25.0	2.43	1390	0.4695
	-25.0 ~ -80.0	2.51	2300	1.328
	-80.0 ~ -200	2.55	2610	1.737

表 2-4 地盤物性 (- $\sigma$  地盤)

	地層レベル O.P. (m)	密度 $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	せん断弾性係数 $G$ ( $\times 10^7$ kN/m <sup>2</sup> )
底面地盤	-14.1 ~ -25.0	2.43	1210	0.3558
	-25.0 ~ -80.0	2.51	2000	1.004
	-80.0 ~ -200	2.55	2270	1.314

## 2.4 解析モデル

### 2.4.1 解析モデル概要

解析モデル図を図 2-4 に示す。モデルの側方境界はエネルギー伝達境界とし、底面境界は粘性境界とする。

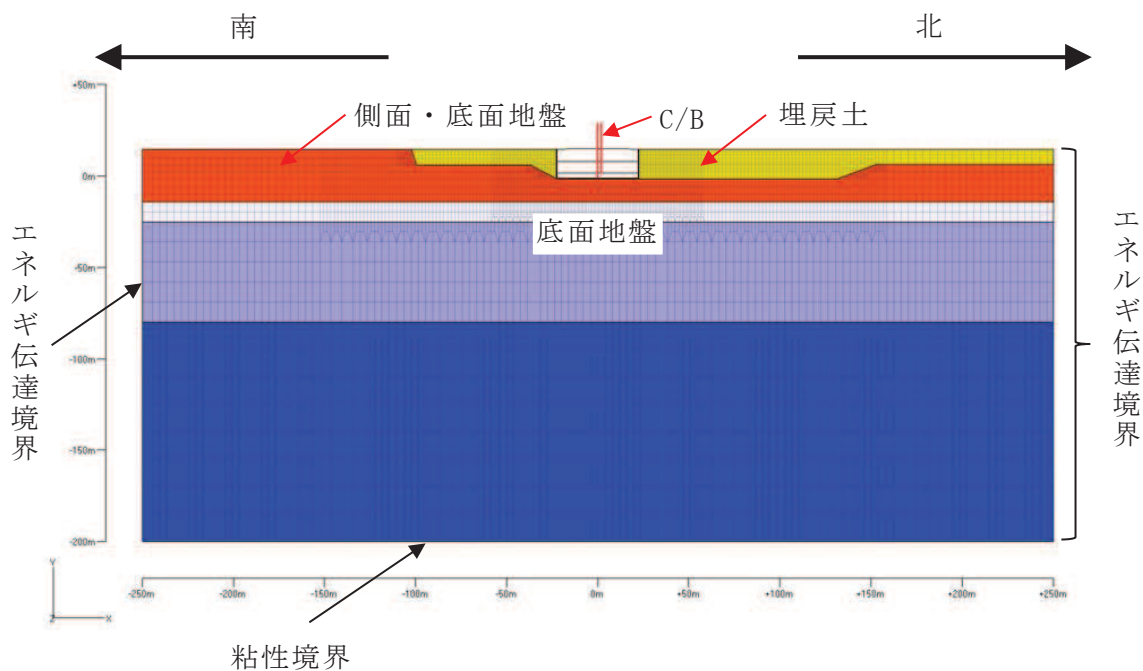
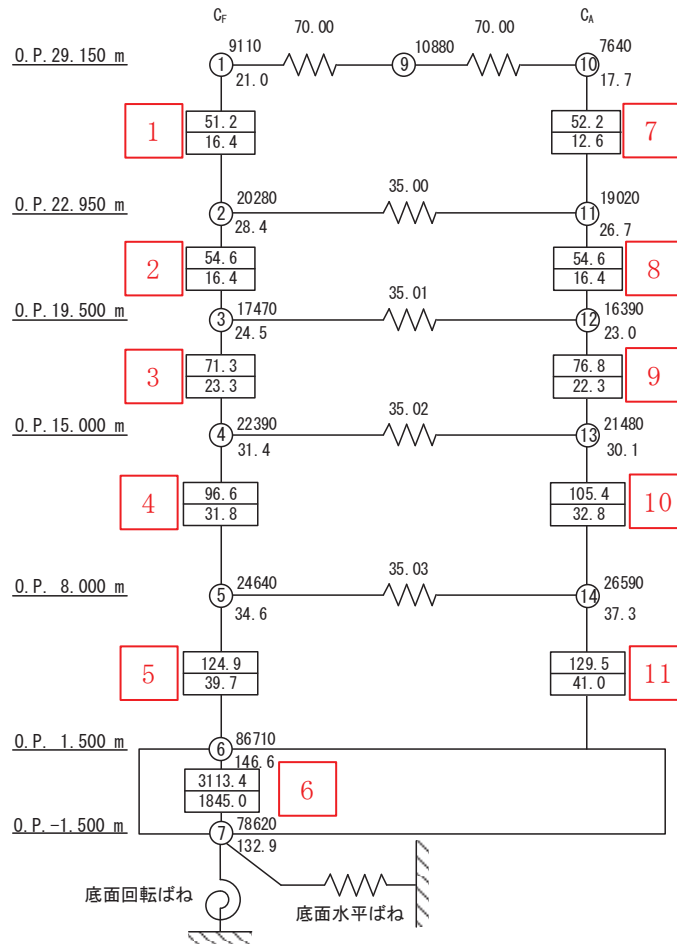
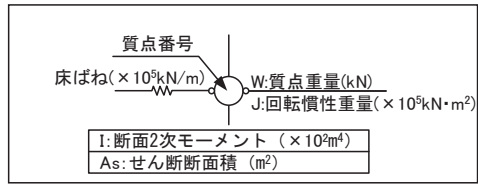


図 2-4 解析モデル図

### 2.4.2 建屋諸元

建屋諸元は、質点系モデル（図 2-5）をベースに単位幅（1m）に換算して算定する。また、建屋諸元の算定にあたっては、「2.2 建屋等価剛性の算定」を踏まえて、剛性比 0.84 を考慮する。建屋諸元を表 2-5 及び表 2-6 に示す。

$E_c = 10590 \text{ N/mm}^2$   
 $G_c = 4550 \text{ N/mm}^2$



注：赤字は曲げせん断棒の要素番号を示す。

図 2-5 制御建屋質点系モデル及び諸元 (NS 方向)

表 2-5 質点の諸元 (単位幅(1m)あたり)

質点番号	質量 (kN)	回転慣性質量 ( $\times 10^5$ kN $\cdot$ m <sup>2</sup> )
1	222.2	0.512
2	494.6	0.693
3	426.1	0.598
4	546.1	0.766
5	601.0	0.844
6	2114.9	3.576
7	1917.6	3.241
9	265.4	—
10	186.3	0.432
11	463.9	0.651
12	399.8	0.561
13	523.9	0.734
14	648.5	0.910

表 2-6 曲げせん断棒の諸元 (単位幅(1m)あたり)

部材番号	せん断面積 (m <sup>2</sup> )	断面 2 次モーメント ( $\times 10^2$ m <sup>4</sup> )
1	0.400	1.249
2	0.400	1.332
3	0.568	1.738
4	0.776	2.356
5	0.968	3.046
6	45.000	75.938
7	0.307	1.272
8	0.400	1.332
9	0.544	1.873
10	0.800	2.571
11	1.000	3.157

### 2.4.3 地盤諸元

地盤の要素サイズは 20Hz 透過となるよう表 2-7 に従って設定する。原地盤および埋戻土の地盤物性を表 2-8 及び表 2-9 に示す。地盤諸元については、原地盤の地盤物性のばらつきを考慮する。また、埋戻土の非線形特性は以下に従って設定する。

#### G/G<sub>0</sub>-γ 関係

$$G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m)$$

$$\gamma_m = \tau_m / G_0$$

$$G_0 = 1787 \cdot \sigma_c^{0.84}$$

$$\sigma_c = Z \cdot \rho_t \cdot 2/3 \text{ (MN/m}^2\text{)}$$

Z : 深度 (m) (地表面から各層中心までの距離)

$$\rho_t = 18.6 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

(地下水位以浅は, 18.6kN/m<sup>2</sup>, 地下水位以深は, 20.6kN/m<sup>3</sup>)

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_{md} \cdot \tan \phi \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{md} = 3/4 \cdot Z \cdot \rho_t \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau_0 = 0.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\phi = 33.9 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$\gamma_m = \tau_m / G_0$$

G : せん断剛性

G<sub>0</sub> : 初期せん断剛性

γ : 埋戻土のせん断ひずみ

#### h-γ 関係

$$h = 0.183 \cdot \gamma / (\gamma + 0.000261)$$

h : 埋戻土の減衰比

γ : 埋戻土のせん断ひずみ



表 2-7 地盤の要素サイズ

地層レベル O.P. (m)		せん断波速 度 Vs (m/s)	波長 (f=20Hz) (m)	最大要素サイズ (m)
埋戻土	14.8 ~ -1.5	117	5.85	1.0
側面・底面地盤	14.8 ~ -14.1	900	45.0	9.0
	-14.1 ~ -25.0	1300	65.0	13.0
	-25.0 ~ -80.0	2150	107.5	21.0
	-80.0 ~ -200	2440	122.0	24.0

表 2-8 原地盤の地盤物性

(a) 標準地盤

O.P. (m)		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断弾性係数 ( $\times 10^7$ kN/m <sup>2</sup> )
上端	下端			
14.8	-14.1	23.3	0.448	0.1930
-14.1	-25.0	23.8	0.415	0.4110
-25.0	-80.0	24.6	0.368	1.157
-80.0	-200.0	25.0	0.354	1.520
-200.0	—	25.0	0.354	1.520

(b) + $\sigma$ 地盤

O.P. (m)		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断弾性係数 ( $\times 10^7$ kN/m <sup>2</sup> )
上端	下端			
14.8	-14.1	23.3	0.448	0.2380
-14.1	-25.0	23.8	0.415	0.4695
-25.0	-80.0	24.6	0.368	1.328
-80.0	-200.0	25.0	0.354	1.737
-200.0	—	25.0	0.354	1.737

(c) - $\sigma$ 地盤

O.P. (m)		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断弾性係数 ( $\times 10^7$ kN/m <sup>2</sup> )
上端	下端			
14.8	-14.1	23.3	0.448	0.1523
-14.1	-25.0	23.8	0.415	0.3558
-25.0	-80.0	24.6	0.368	1.004
-80.0	-200.0	25.0	0.354	1.314
-200.0	—	25.0	0.354	1.314

表 2-9 埋戻土の地盤物性

O. P. (m)		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比	せん断弾性係数 ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )
上端	下端			
14.8	14.0	18.6	0.48	0.2072
14.0	13.0	18.6	0.48	0.5576
13.0	12.0	18.6	0.48	0.9004
12.0	11.0	18.6	0.48	1.219
11.0	10.0	18.6	0.48	1.523
10.0	9.0	18.6	0.48	1.815
9.0	8.0	18.6	0.48	2.099
8.0	7.25	18.6	0.48	2.341
7.25	6.5	18.6	0.48	2.545
6.5	5.8	18.6	0.48	2.740
5.8	4.94	18.6	0.48	2.946
4.94	4.08	18.6	0.48	3.170
4.08	3.22	18.6	0.48	3.391
3.22	2.36	18.6	0.48	3.609
2.36	1.5	18.6	0.48	3.825
1.5	0.5	18.6	0.48	4.056
0.5	-0.5	18.6	0.48	4.301
-0.5	-1.5	18.6	0.48	4.544

## 2.5 地震応答解析

作成した入力地震動を解析モデルに入力して地震応答解析（周波数応答解析）を行う。使用プログラムは、解析コード「SuperFLUSH/2D」である。

## 2.6 地震時増分土圧の算定結果

建屋と地盤を結ぶ剛ばねの反力を、各剛ばねの支配幅で除して地震時増分土圧を算定する。算定した地震時増分土圧を表 2-10～表 2-15 に、地震時土圧荷重を表 2-16 に示す。

表 2-10 北側地震時増分土圧の算定結果（標準地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m <sup>2</sup> )						
	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -D 2	S <sub>s</sub> -D 3	S <sub>s</sub> -F 1	S <sub>s</sub> -F 2	S <sub>s</sub> -F 3	S <sub>s</sub> -N 1
14.8	86.9	110.9	95.5	76.3	73.8	92.3	95.8
11.5	86.9	110.9	95.5	76.3	73.8	92.3	95.8
11.5	117.5	98.0	88.0	88.4	90.0	104.6	167.4
4.75	117.5	98.0	88.0	88.4	90.0	104.6	167.4
4.75	273.4	271.9	233.9	186.9	236.1	242.8	354.7
1.5	273.4	271.9	233.9	186.9	236.1	242.8	354.7

注：赤字は最大値を示す。

表 2-11 北側地震時増分土圧の算定結果（+σ地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m <sup>2</sup> )						
	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -D 2	S <sub>s</sub> -D 3	S <sub>s</sub> -F 1	S <sub>s</sub> -F 2	S <sub>s</sub> -F 3	S <sub>s</sub> -N 1
14.8	92.7	115.9	96.6	75.5	79.6	93.9	99.0
11.5	92.7	115.9	96.6	75.5	79.6	93.9	99.0
11.5	116.7	103.8	83.3	84.1	93.4	107.1	169.6
4.75	116.7	103.8	83.3	84.1	93.4	107.1	169.6
4.75	274.1	263.7	235.8	191.0	240.3	247.6	361.7
1.5	274.1	263.7	235.8	191.0	240.3	247.6	361.7

注：赤字は最大値を示す。

表 2-12 北側地震時増分土圧の算定結果（-σ地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m <sup>2</sup> )						
	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -D 2	S <sub>s</sub> -D 3	S <sub>s</sub> -F 1	S <sub>s</sub> -F 2	S <sub>s</sub> -F 3	S <sub>s</sub> -N 1
14.8	84.6	111.2	93.3	74.5	70.2	87.5	93.9
11.5	84.6	111.2	93.3	74.5	70.2	87.5	93.9
11.5	122.6	99.8	89.3	90.5	90.4	102.8	164.1
4.75	122.6	99.8	89.3	90.5	90.4	102.8	164.1
4.75	274.6	261.0	234.6	188.6	215.1	240.1	347.2
1.5	274.6	261.0	234.6	188.6	215.1	240.1	347.2

注：赤字は最大値を示す。

表 2-13 南側地震時増分土圧の算定結果（標準地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m <sup>2</sup> )						
	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -D 2	S <sub>s</sub> -D 3	S <sub>s</sub> -F 1	S <sub>s</sub> -F 2	S <sub>s</sub> -F 3	S <sub>s</sub> -N 1
14.8	95.7	122.4	94.9	97.9	89.9	97.8	64.1
11.5	95.7	122.4	94.9	97.9	89.9	97.8	64.1
11.5	100.9	122.9	99.1	107.5	106.5	107.4	68.5
4.75	100.9	122.9	99.1	107.5	106.5	107.4	68.5
4.75	198.2	192.1	156.0	140.6	165.7	176.0	203.3
1.5	198.2	192.1	156.0	140.6	165.7	176.0	203.3

注：赤字は最大値を示す。

表 2-14 南側地震時増分土圧の算定結果（+σ地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m <sup>2</sup> )						
	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -D 2	S <sub>s</sub> -D 3	S <sub>s</sub> -F 1	S <sub>s</sub> -F 2	S <sub>s</sub> -F 3	S <sub>s</sub> -N 1
14.8	99.4	120.5	94.0	93.1	91.5	100.2	61.2
11.5	99.4	120.5	94.0	93.1	91.5	100.2	61.2
11.5	102.9	117.8	99.5	101.9	99.7	108.2	66.2
4.75	102.9	117.8	99.5	101.9	99.7	108.2	66.2
4.75	193.1	174.9	145.8	140.1	162.9	170.8	202.7
1.5	193.1	174.9	145.8	140.1	162.9	170.8	202.7

注：赤字は最大値を示す。

表 2-15 南側地震時増分土圧の算定結果（-σ地盤）

O. P. (m)	地震時増分土圧 (kN/m <sup>2</sup> )						
	S <sub>s</sub> -D 1	S <sub>s</sub> -D 2	S <sub>s</sub> -D 3	S <sub>s</sub> -F 1	S <sub>s</sub> -F 2	S <sub>s</sub> -F 3	S <sub>s</sub> -N 1
14.8	95.8	125.8	96.4	101.7	93.9	104.1	63.3
11.5	95.8	125.8	96.4	101.7	93.9	104.1	63.3
11.5	103.0	126.9	98.7	115.5	107.9	103.9	71.6
4.75	103.0	126.9	98.7	115.5	107.9	103.9	71.6
4.75	202.4	214.0	164.0	159.5	178.3	179.5	206.2
1.5	202.4	214.0	164.0	159.5	178.3	179.5	206.2

注：赤字は最大値を示す。

表 2-16 地震時土圧荷重

O. P. (m)	北側			南側		
	地震時増分土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	常時土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	地震時土圧荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	地震時増分土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	常時土圧 (kN/m <sup>2</sup> )	地震時土圧荷重 (kN/m <sup>2</sup> )
14.8	115.9	0.0	116	125.8	0.0	126
11.5	115.9	30.7	147	125.8	30.7	157
11.5	169.6	30.7	200	126.9	30.7	158
4.75	169.6	93.5	263	126.9	93.5	220
4.75	361.7	93.5	455	214.0	93.5	308
1.5	361.7	123.7	485	214.0	123.7	338