

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	補足-370-13 改0
提出年月日	平成30年6月4日

建物・構築物の耐震計算についての補足説明資料

補足-370-13 【使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性評価に関する補足説明】

平成30年6月

日本原子力発電株式会社

目次

1. 概要	1
2. 基礎スラブの面外柔性による鉛直方向の応答への影響について.....	1
3. 使用済燃料乾式貯蔵建屋の液状化に対する補足説明.....	6
4. 二次部材の地震時の落下の可能性及び屋根スラブの面内せん断力に関する構造健全性について..	34

1. 概要

本資料は、以下の添付資料の補足説明をするものである。

- ・資料V-2-2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析
- ・資料V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書
- ・資料V-2-11-2-13 使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書

2. 基礎スラブの面外柔性による鉛直方向の応答への影響について

使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析における基礎スラブの鉛直方向の応答を補足的に説明するものである。ここでは、基礎スラブの面外柔性による鉛直方向の応答への影響について、「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」に示す3次元FEMモデルを用いたSd-D1 (UD) 波に対する動的応答解析結果を整理して提示する。

基礎スラブの最大応答変位のコンター図を図2-1に、代表点の変位応答時刻歴を図2-2に示す。ここでいう変位は地震動による地盤変位を含まない相対変位である。基礎スラブは全面にわたって杭により拘束されており、中央部の応答変位が若干小さくなる傾向にあるが、最大で0.072 cm、最小で0.038 cmであり、位置による差は小さくほぼ剛体的な挙動をしている。よって、基礎柔性の影響は小さい。

また、参考に相対変位時刻歴及び相対変位時刻歴の差を図2-3に、基礎スラブの最大応答加速度のコンター図を図2-4に、加速度時刻歴及び加速度時刻歴の差を図2-5に示す。

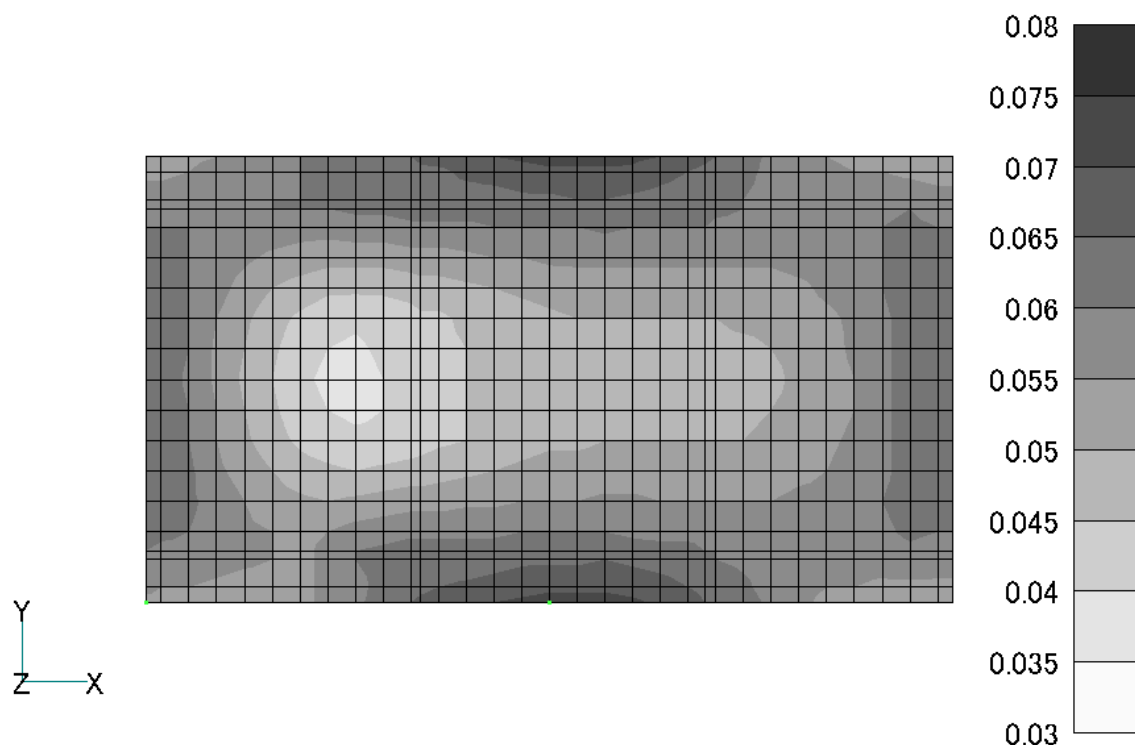
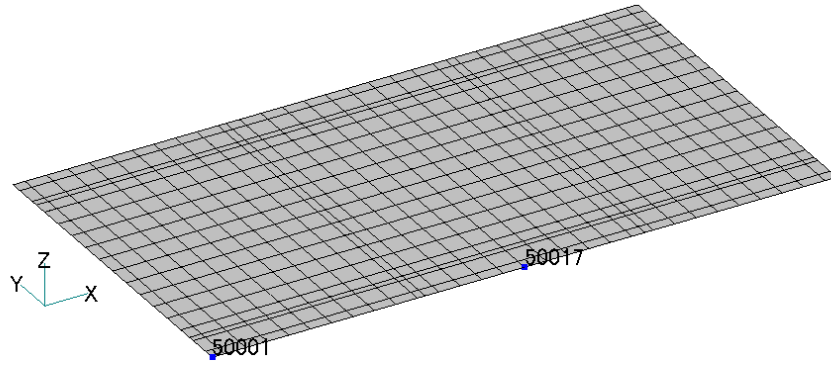


図2-1 基礎スラブの最大応答変位のコンター図（入力波 Sd-D1 (UD)）

最大値：0.072cm, 最小値：0.038 cm



[単位：cm]

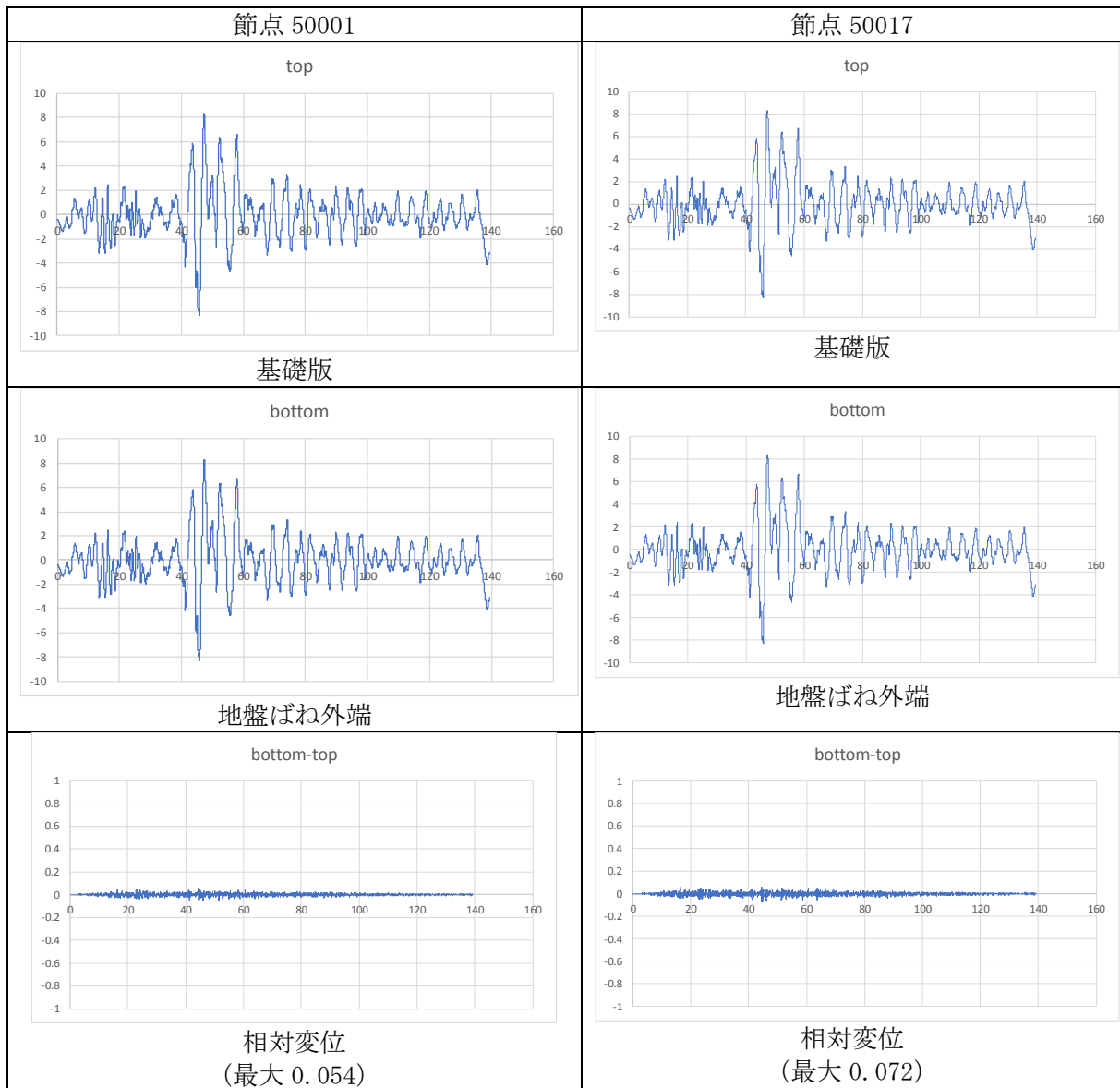
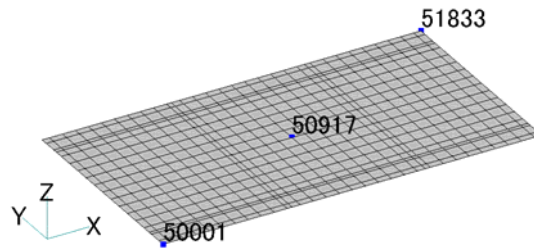
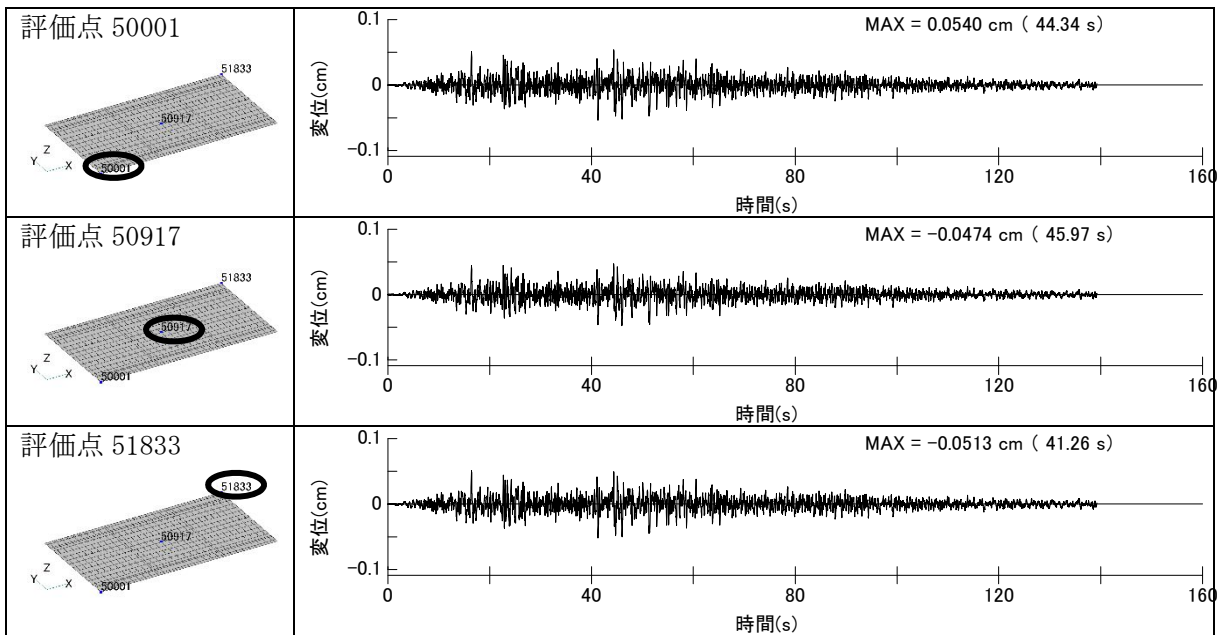


図 2-2 代表点の変位応答時刻歴



相対変位時刻歴



相対変位時刻歴の差

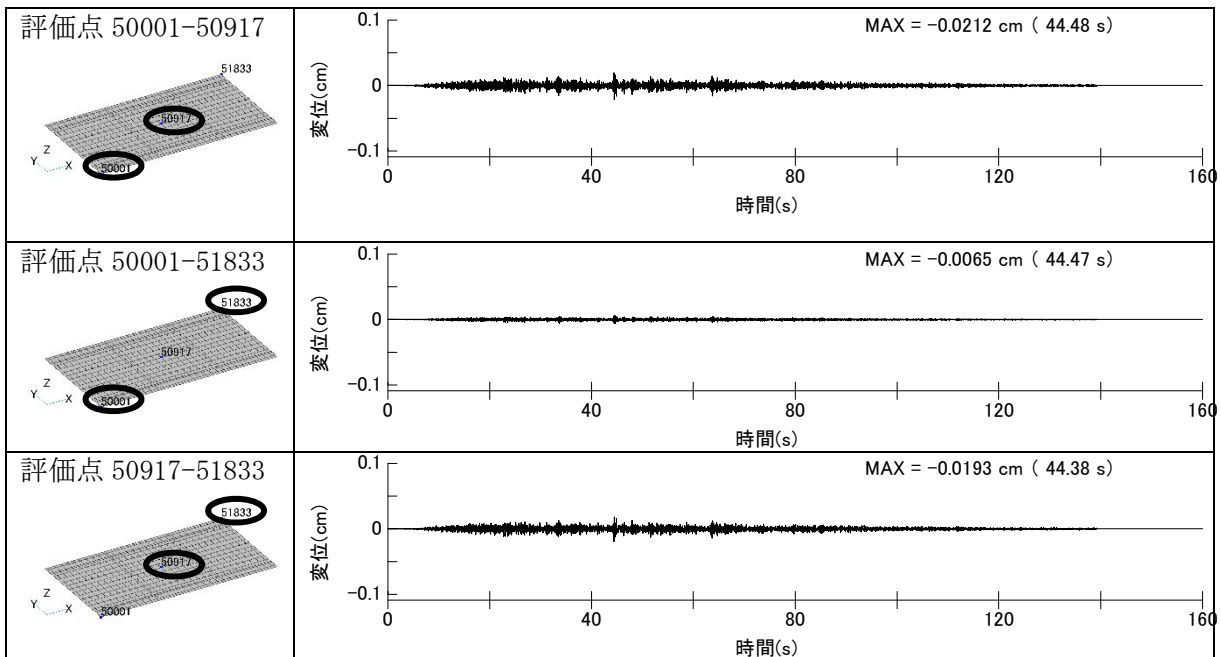


図 2-3 相対変位時刻歴及び相対変位時刻歴の差

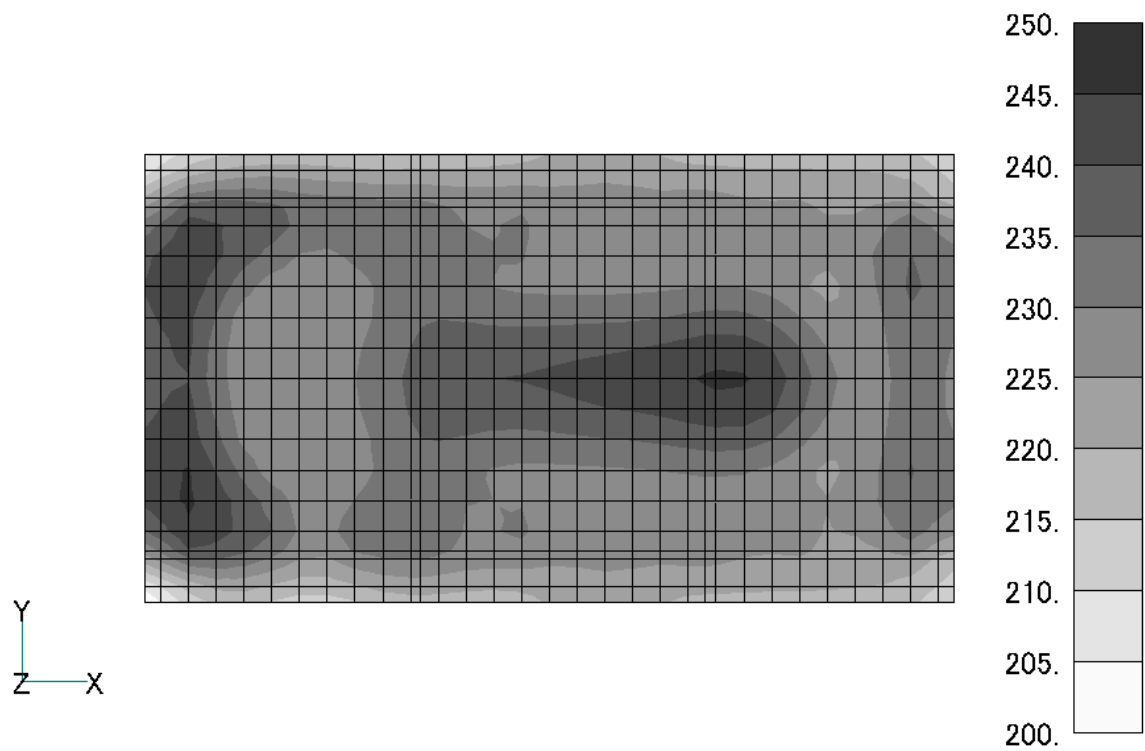
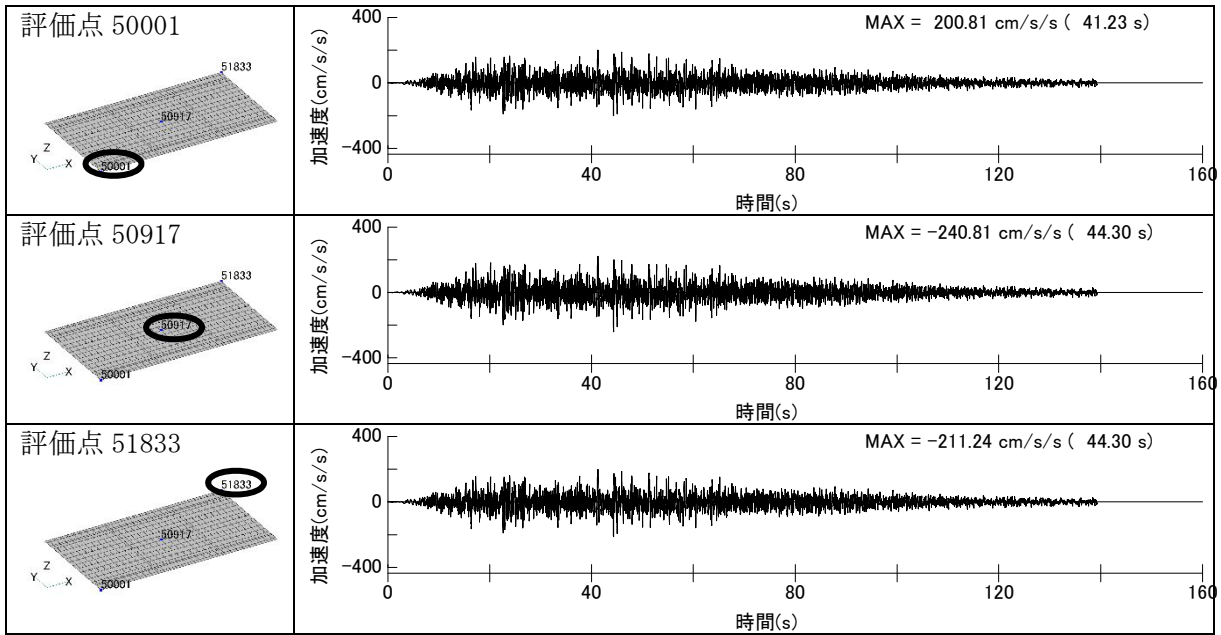


図 2-4 基礎スラブの最大応答加速度のコンター図 (入力波 Sd-D1 (UD))
 最大値 : 245.85 cm/s^2 , 最小値 : 200.81 cm/s^2

質点系の応答値 228 cm/s^2

「V-2-2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析」より

加速度時刻歴



加速度時刻歴の差

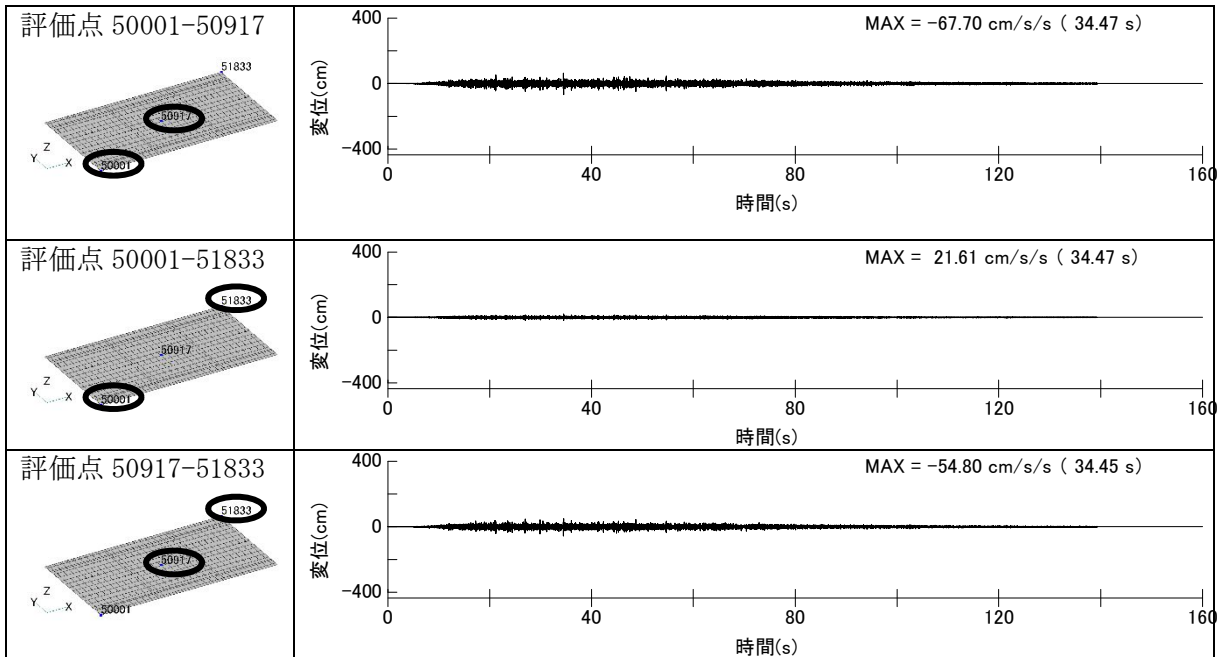


図 2—5 加速度時刻歴及び加速度時刻歴の差

3. 使用済燃料乾式貯蔵建屋の液状化に対する補足説明

使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書における杭の耐震評価を補足的に説明するものである。有効応力解析に用いる各種条件設定を行うとともに、基準地震動 S_s に対する検討結果を示す。液状化を考慮する地盤には、Ag2層及びD2g-3層については原地盤に基づく液状化強度特性を用い、du層、D1g-1層、D2g-2層については豊浦標準砂の液状化強度特性により強制的な液状化を仮定して有効応力解析を実施し、杭の健全性を評価する。

3.1 解析方法

現地盤の各液状化検討対象層の液状化強度試験結果に基づき設定された液状化強度特性を用い、有効応力解析により構造物への影響評価を実施する。現地盤の各液状化検討対象層の液状化強度特性は、試験データのバラツキを考慮し、液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差を用いて適切に設定されている。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の液状化検討対象層は、du 層、Ag2 層、D1g-1 層、D2g-2 層、D2g-3 層であるが、Ag2 層と D2g-3 層については本建屋近傍で採取された試料に基づき設定されていること、及び、FLIP による液状化パラメータが試験結果の -1σ を目標として設定されていることから、原地盤の液状化強度特性を採用する。それら以外の du 層、D1g-1 層及び D2g-2 層については、より一層保守側の液状化影響評価を行うため豊浦標準砂の液状化強度特性を採用する。

3.2 解析モデル

3.2.1 地盤のモデル化

地盤モデルは、地質断面図に基づき、直交する2断面とする。

解析領域として、鉛直方向はEL. -80mまで、水平方向は使用済燃料乾式貯蔵建屋を中心として両側に200m程度確保しており、十分な範囲をモデル化している。解析領域の側面及び底面には、エネルギーの逸散効果を表現するため、粘性境界を設ける。

図3-1及び図3-2にEW断面とNS断面の解析モデルをそれぞれ示す。地盤は地質区分に基づき、平面要素でモデル化する。基礎スラブと地盤の境界部にはジョイント要素を設ける。杭と地盤間には両者の相対変位を考慮するため、杭-地盤相互作用ばね要素で接続する。

地下水位は地表面とする。

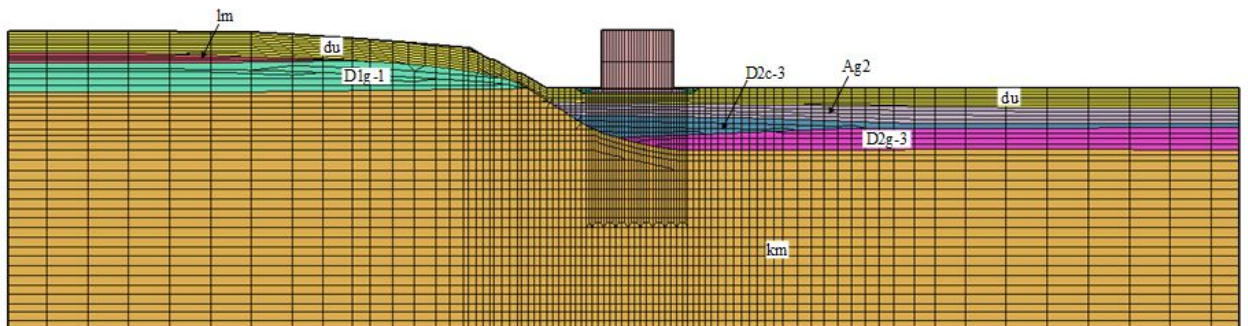


図3-1 解析モデル (EW断面, モデル幅: 450m, モデル底面: T.P. -80m)

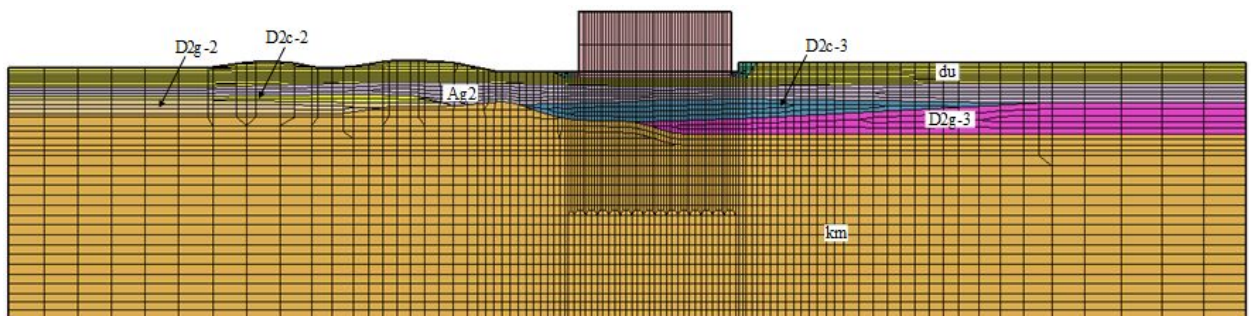


図3-2 解析モデル (NS断面, モデル幅: 440m, モデル底面: T.P. -80m)

3.2.2 地盤の液状化特性の設定

図 3-3 に使用済燃料乾式貯蔵建屋周辺地質調査位置図を示す。ボーリング孔 a, b, c 及び d において標準貫入試験, 孔内載荷試験及び室内試験試料採取を実施した。また, ボーリング孔 F 及び立坑 n において液状化強度特性設定のための凍結サンプリングを実施した。

FLIP で用いる Ag2 層及び D2g-3 層の液状化強度特性は, それぞれボーリング孔 F 及び立坑 n から採取された試料による液状化強度試験結果に基づき設定した。従って, Ag2 層と D2g-3 層の液状化強度特性は原地盤物性を用いることは妥当と考える。

表 3-1 に 4 孔のボーリング孔で実施した標準貫入試験により得られた N 値を示す。

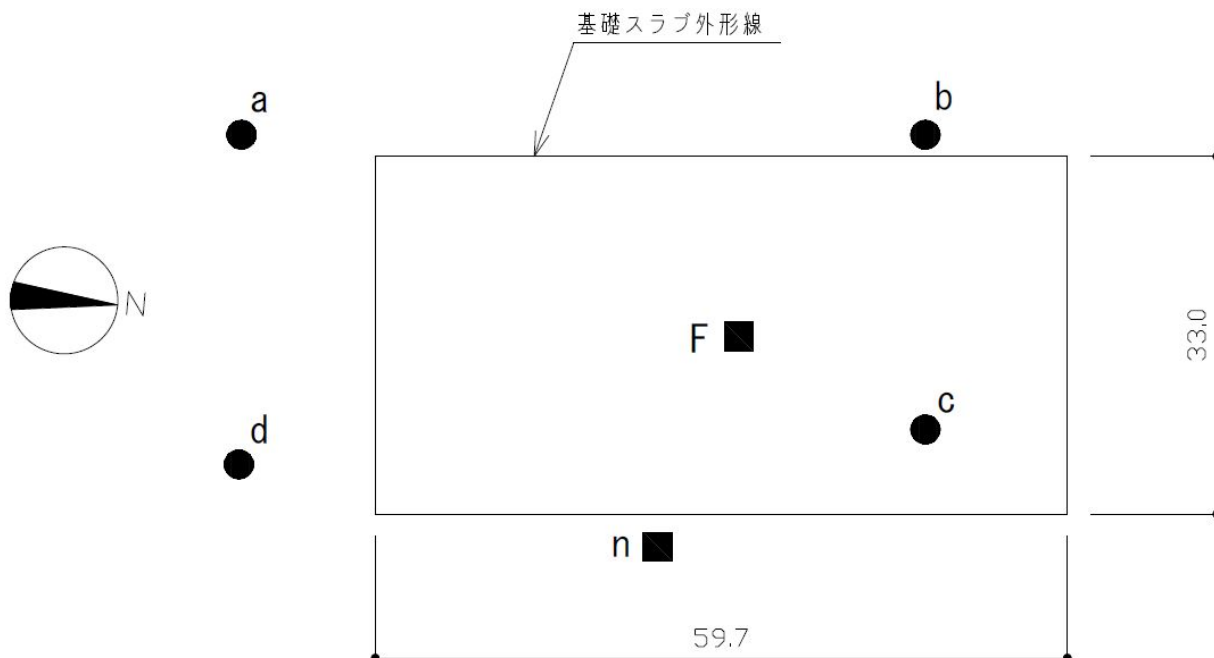


図 3-3 使用済燃料乾式貯蔵建屋周辺地質調査位置図

表 3-1 標準貫入試験結果

地層	N 値		試験数 (箇所)
	平均値	標準偏差	
du 層	22.7	8.5	19
Ag2 層	43.0	8.8	19
D2c-3 層	23.0	13.5	22
D2g-3 層	47.0	6.7	5

図 3-4 に原地盤の液状化強度特性と豊浦標準砂の液状化強度特性の比較を示す。du 層及び D1g-1 層については、建屋から離れた位置でのサンプリング試料に基づいて設定されているため、より一層の保守性を考慮するために豊浦標準砂の液状化強度特性を採用することとする。表 3-2 に各層の液状化パラメータを示す。

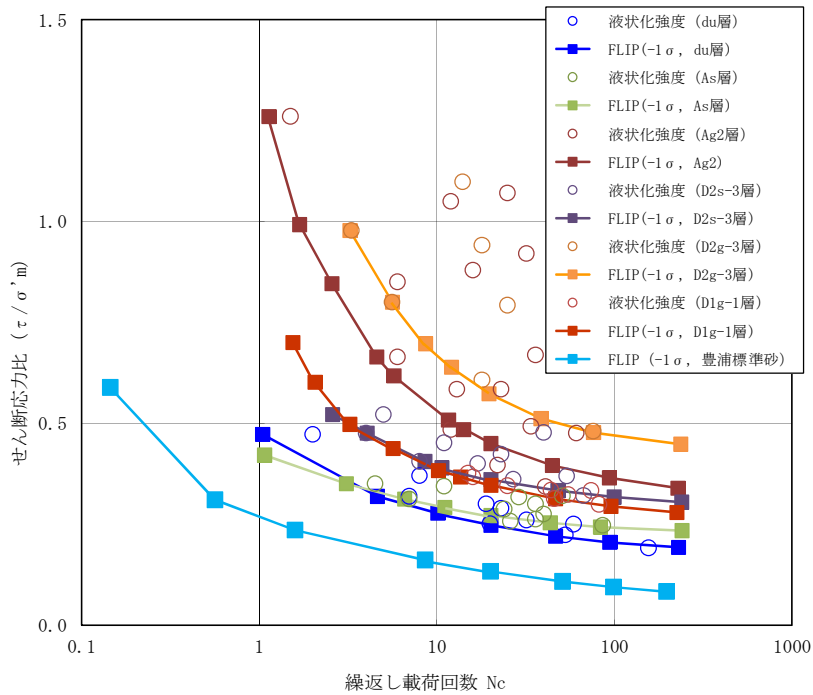


図 3-4 原地盤の液状化強度特性（ -1σ ）と豊浦標準砂の液状化強度特性の比較

表 3-2 各層の液状化パラメータ

		間隙比	基準平均有効主応力 [kN/m ²]	基準初期せん断剛性 [kN/m ²]	最大履歴減衰率 h_{max}	ϕ_p [度]	S_1	W_1	P_1	P_2	C_1
埋戻土*		0.75	358	253, 529	0.220	34.8	0.047	6.5	1.26	0.80	2.00
第四系	du**	0.75	358	253, 529	0.220	34.8	0.047	6.5	1.26	0.80	2.00
	Ag2	0.67	497	278, 087	0.233	34.9	0.028	56.5	9.00	0.60	3.40
	D2c-3	1.09	696	285, 223	0.186	非液状化層					
	D2g-3	0.43	1, 167	1, 362, 035	0.130	41.4	0.030	45.2	8.00	0.60	3.82
	D2c-2	1.09	696	285, 223	0.186	非液状化層					
	D2g-2**	0.43	1, 167	1, 362, 035	0.130	41.4	0.030	45.2	8.00	0.60	3.82
	Lm	2.80	249	38, 926	0.151	非液状化層					
D1g-1**	0.67	1, 695	947, 946	0.233	34.9	0.020	10.5	7.00	0.50	2.83	
第三系	Km	1.16	Z(深度)依存物性として設定			非液状化層					
豊浦標準砂		0.702	12.6	18, 975	0.287	28.0	0.005	5.06	0.57	0.80	1.44

※FLIP 解析での埋戻土, du 層, D2g-2 層, D1g-1 層の液状化パラメータは豊浦標準砂の値を採用する。

図 3-5 及び図 3-6 にそれぞれ Ag2 層及び d2g-3 層の液状化強度試験結果及び FLIP での液状化パラメータを示す。

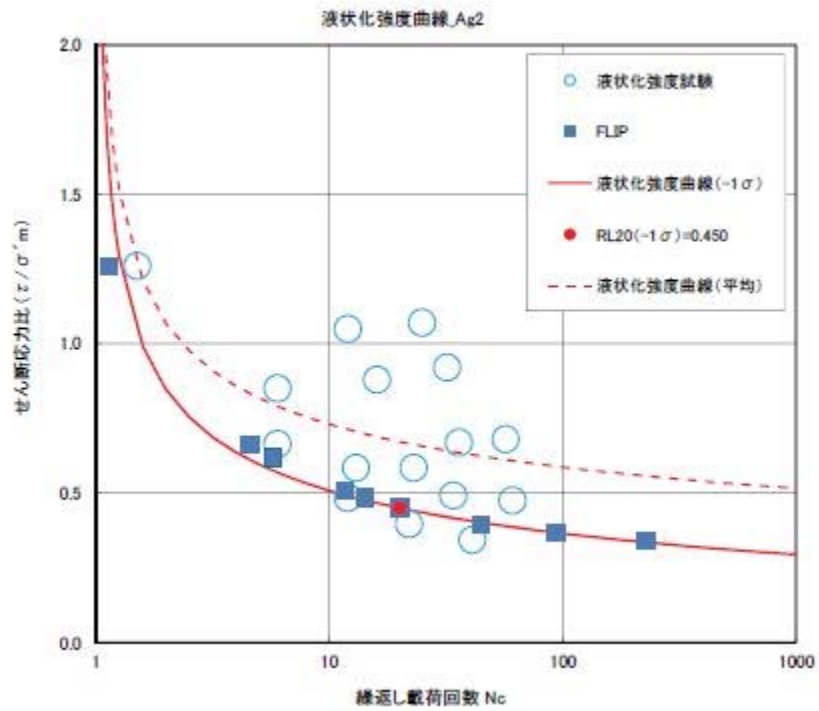


図 3-5 Ag2 層の液状化強度試験結果

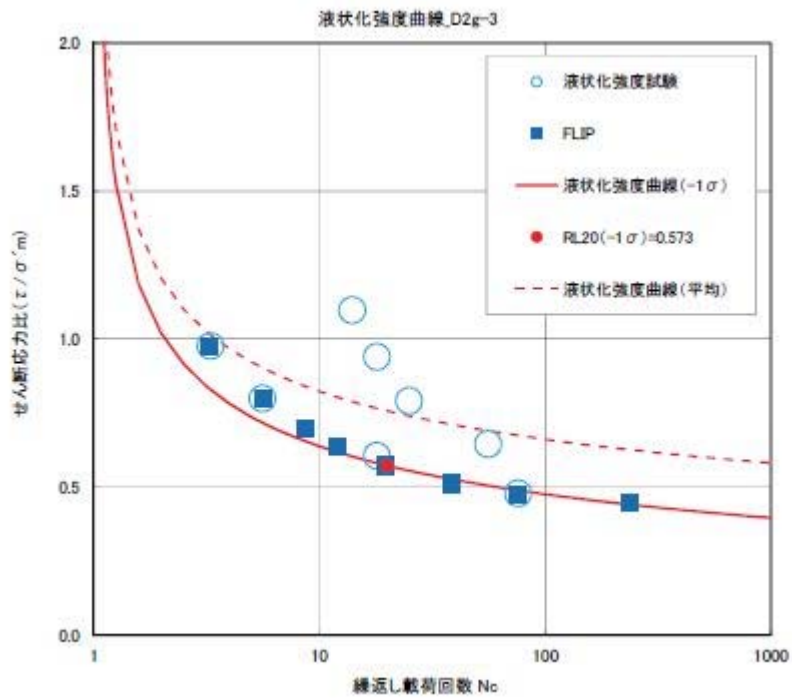


図 3-6 D2g-3 層の液状化強度試験結果

3.2.3 建屋のモデル化

建屋モデルは、今回工認で設定した質点系モデルに基づいて1次固有周期が一致するように剛性を調整した平面ひずみ要素を用いてモデル化した。これは、使用済燃料乾式貯蔵建屋の地盤安定解析での建屋のモデル化手法と同様である。ただし、今回工認モデルのEW方向の地震応答解析モデルは2軸多質点系モデルであるが、平面ひずみ要素への置換は1次固有周期がほぼ同じである1軸多質点系モデルである既工認モデルに基づいた。表3-3に建屋モデルに使用する材料特性を示す。

表 3-3 建屋モデルに使用する材料特性

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
鉄筋コンクリート コンクリート： Fc=23.5 (N/mm ²) (Fc=240 kgf/cm ²) 鉄筋：SD345 SD390	2.25×10 ⁴	9.38×10 ³	5
鋼管杭：SKK400 φ 812.8× t 16	2.05×10 ⁵	7.90×10 ⁴	1

※1：使用材料については、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1999」,
「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2005」及び「鋼
構造設計規準 2005」に準拠した。

※2：Fc は 1 kgf=9.80665 N を用いて換算した。

3.2.4 杭のモデル化

使用済燃料乾式貯蔵建屋は、東西方向に15列、南北方向に29列の合計435本の鋼管杭を介して久米層に岩着している。

鋼管杭の諸元は、外径812.8mm、内径780.8mm、厚さ16mmである。腐食しろは外側に2mmを考慮する。久米層への根入れ長さは5Dである。表3-4に鋼管杭の断面性能を示す。杭中心間隔は、NS方向で2,050mm、EW方向で2,255mm（両端2列分のみ2,050mm）である。

表 3-4 鋼管杭の断面性能

	外径 D(mm)	肉厚 t(mm)	内径 d(mm)	断面積 A(cm ²)	断面二次 モーメント I(cm ⁴)	断面係数 Z(cm ³)
材料寸法	812.8	16	780.8	400.5	318,000	7,824
腐食しろを 考慮した寸法	808.8	14	780.8	349.6	276,100	6,828

3.3 解析条件

3.3.1 入力地震動の設定

耐震性評価に用いる基準地震動は、主要動の継続時間が最も長い S_s-D1 を代表として選定する。入力地震動は、図3-7に示すように、解放基盤表面（T.P. -370m）で定義される基準地震動 S_s-D1 を一次元波動論によって地震応答解析モデルの底面位置（T.P. -80m）で評価したものをを用いる。図3-8及び図3-9に水平方向及び上下方向の入力地震動の時刻歴波形と加速度応答スペクトルを基準地震動と比較して示す。解析では水平及び上下の入力地震動を同時入力する。

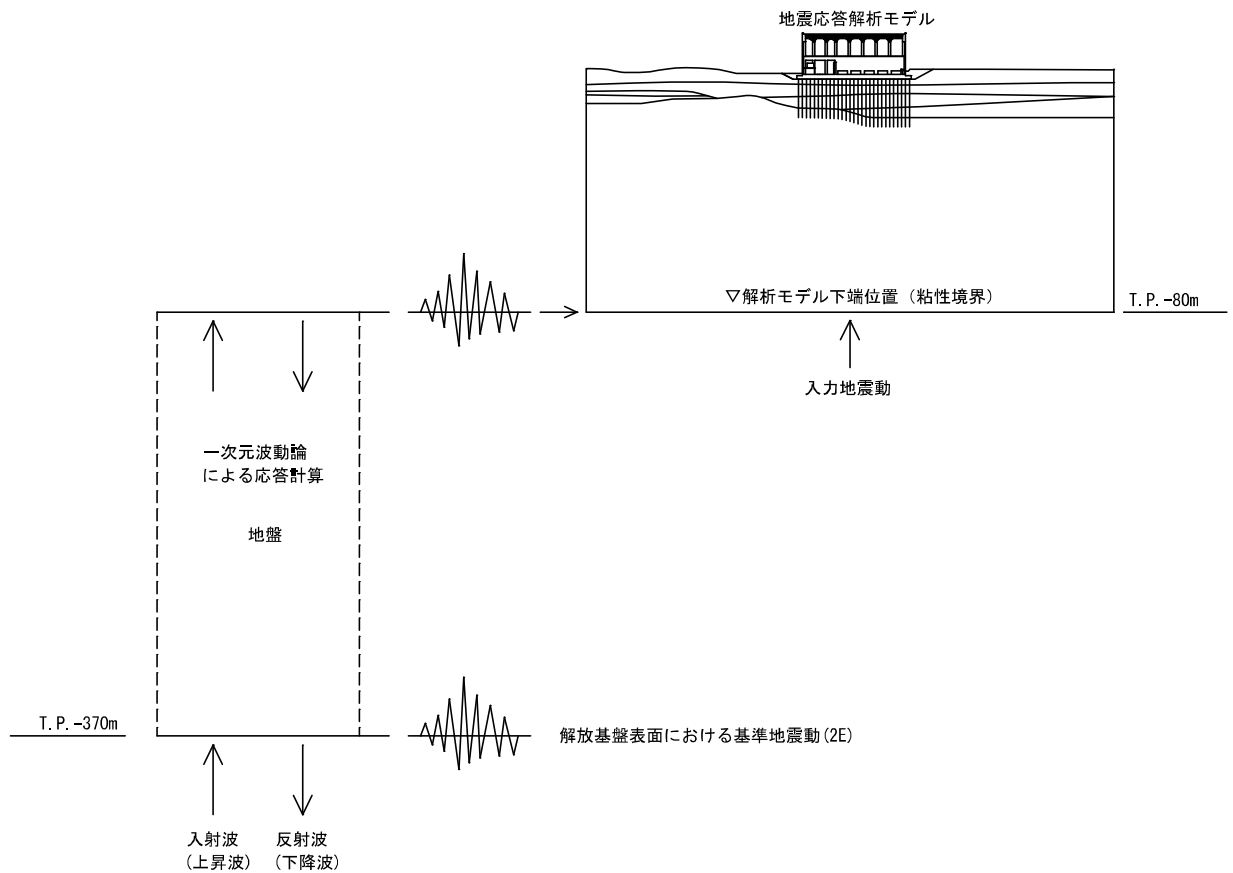
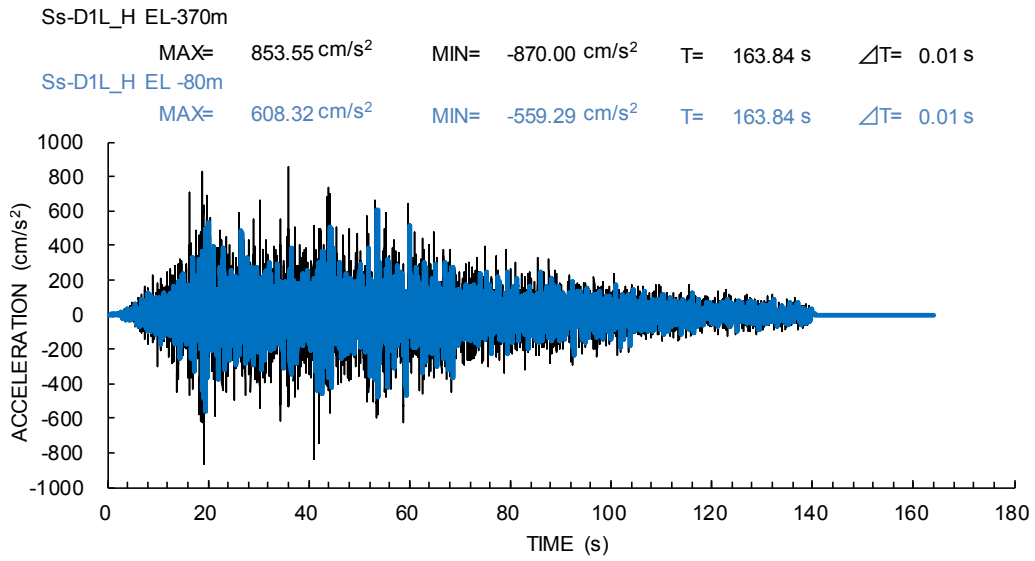
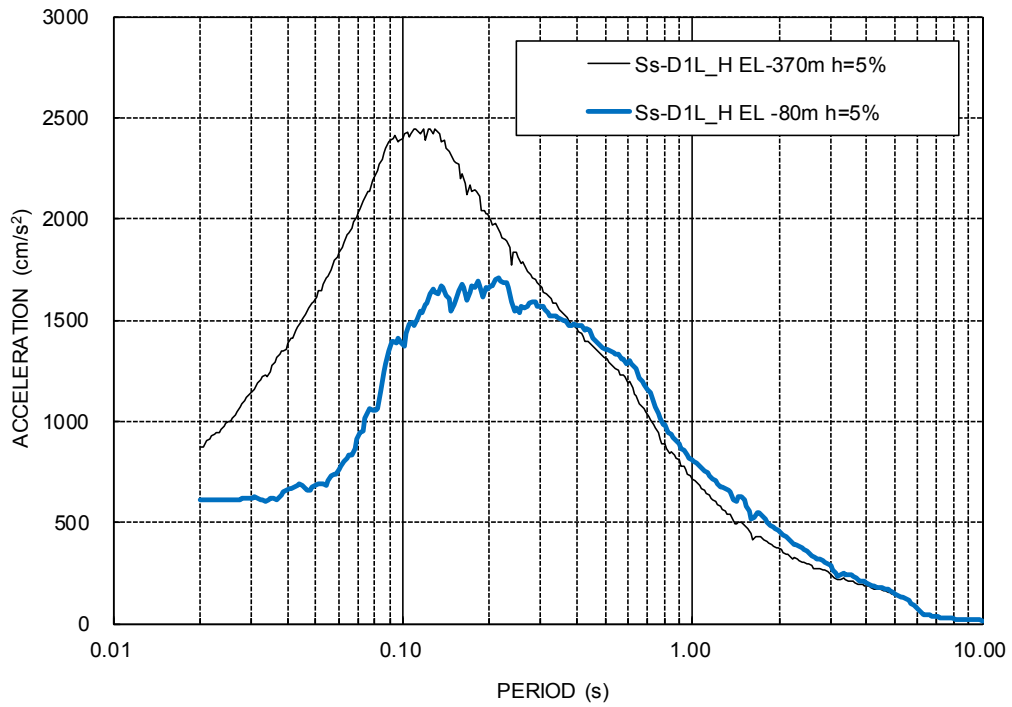


図3-7 入力地震動算定の概念図

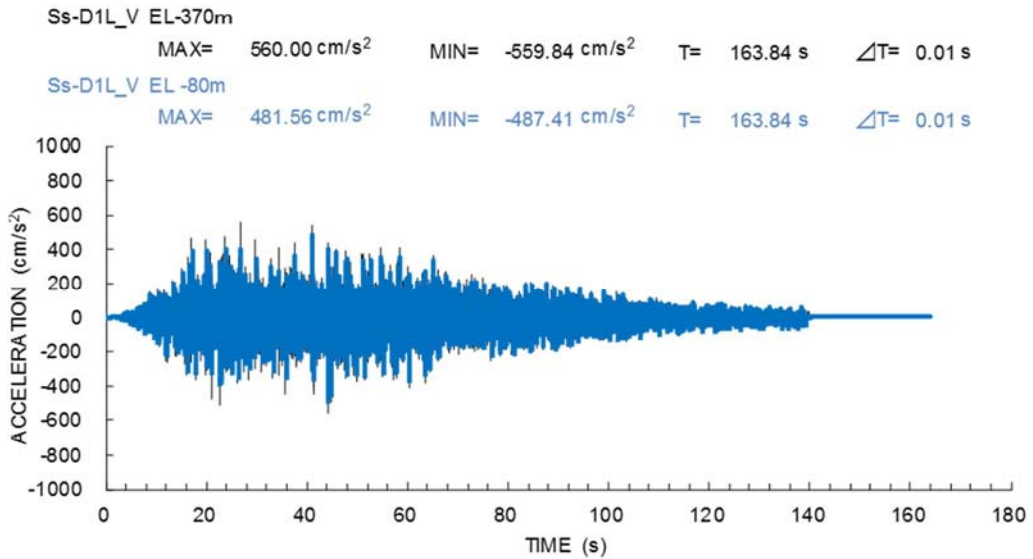


(a) 時刻歴波形の比較

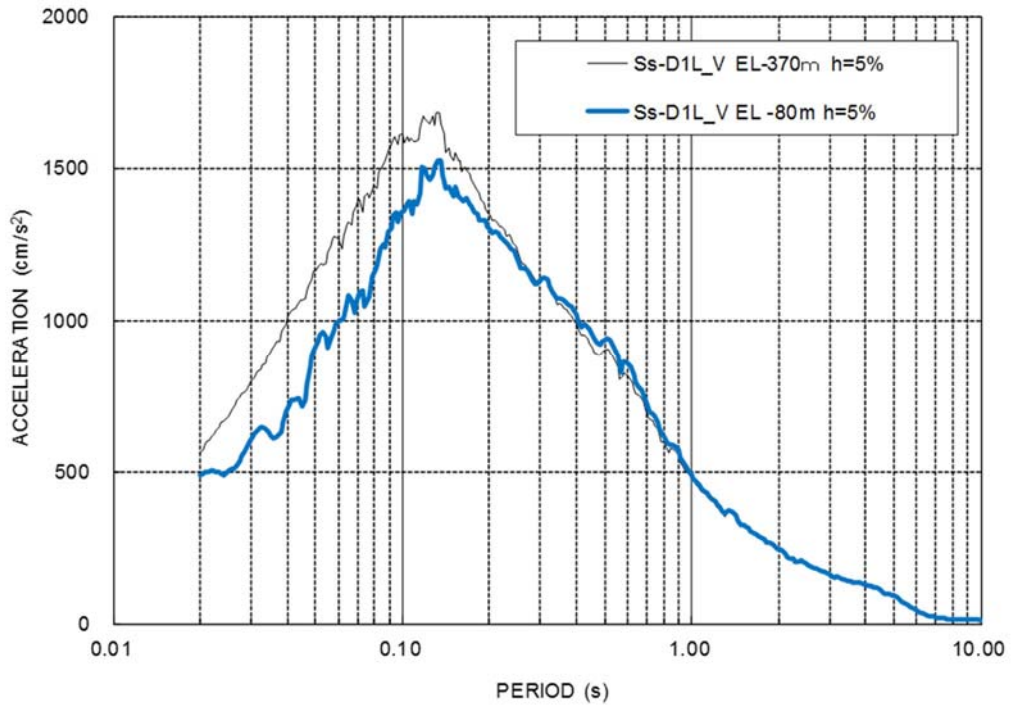


(b) 加速度応答スペクトルの比較 (h=0.05)

図 3-8 基準地震動と解析モデル底面での入力地震動 (水平方向)



(a) 時刻歴波形の比較



(b) 加速度応答スペクトルの比較 (h=0.05)

図 3-9 基準地震動と解析モデル底面での入力地震動 (上下方向)

3.3.2 解析ケース

本解析では、Ag2層とD2g-3層以外の液状化考慮層（du層、D1g-1層、D2g-2層）の液状化強度特性は、より一層保守側の液状化影響評価を行うため、豊浦標準砂の液状化強度特性をFLIPに仮定した有効応力解析を行い、耐震評価を実施する。表3-5に解析断面一覧、図3-10及び図3-11に解析ケース概要図を示す。

表3-5 解析断面一覧

解析断面	地層名	建屋直下及び外部地盤	備考
EW	du	豊浦標準砂を仮定	—
	Ag2	基本物性	—
	D2c-3	基本物性	非液状化層
	D2g-3	基本物性	—
	lm	基本物性	非液状化層
	D1g-1	豊浦標準砂を仮定	—
NS	du	豊浦標準砂を仮定	—
	Ag2	基本物性	—
	D2c-3	基本物性	非液状化層
	D2g-3	基本物性	—
	D2c-2	基本物性	非液状化層
	D2g-2	豊浦標準砂を仮定	—

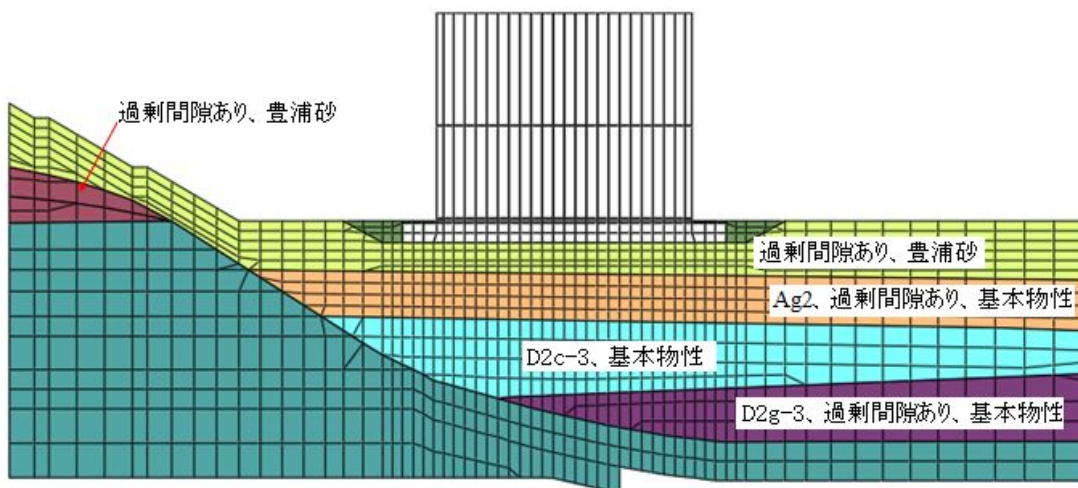


図 3-10 解析ケース概要図 (EW 断面)

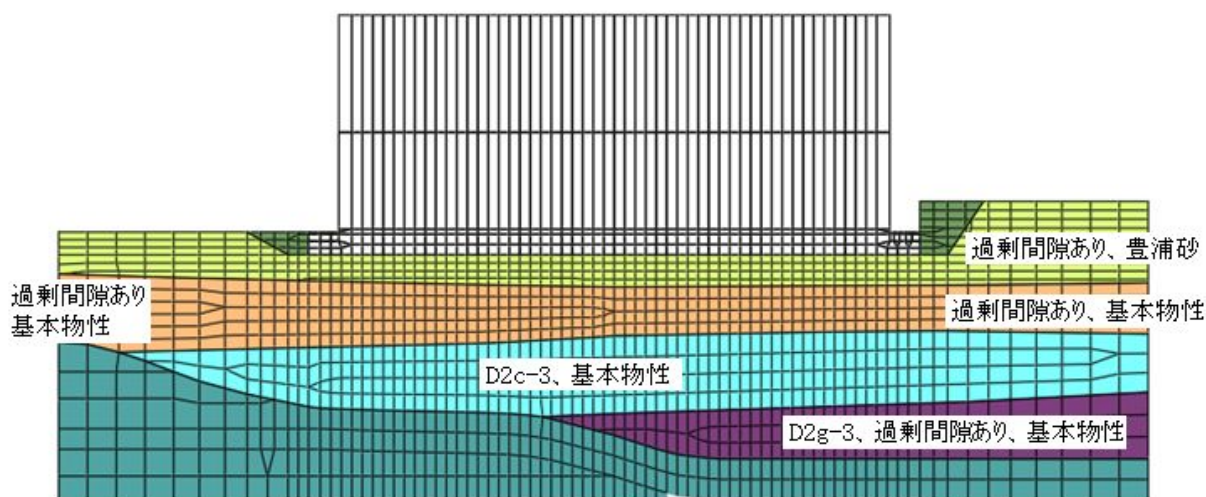


図 3-11 解析ケース概要図 (NS 断面)

3.4 評価方針

3.4.1 鋼管杭に対する許容限界

鋼管杭に対する照査は、杭体の曲げモーメントが軸力を考慮した全塑性モーメント以内あるいは全塑性モーメントに達する場合には杭体の曲率が制限値（終局曲率：局部座屈の発生点）以内であることを確認する。

図3-12に鋼管杭のM-φ関係を示す。鋼管断面に作用する軸力（N）を考慮した全塑性モーメント $M_p(N)$ は、「鋼構造塑性設計指針（1975年）」（日本建築学会）に従い下式により算定する。

$$M_p(N) = M_{p0} \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot N}{2N_y}\right)$$

$$\begin{aligned} M_{p0} &= 4r^2 \cdot t \cdot \sigma_y \quad (\text{軸力 } 0 \text{ の時の全塑性モーメント}) \\ &= (4)(397.4)^2(14)(1.1 \times 235) = 2.290 \times 10^9 \text{ N} \cdot \text{mm} = 2,290 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$N_y = 2\pi \cdot r \cdot t \cdot \sigma_y = (2\pi)(397.4)(14)(1.1 \times 235) = 9,040 \text{ kN}$$

$$\phi_y'(N) = \frac{M_p(N)}{E_s \cdot I_e}$$

ここで、 $E_s \cdot I_e$ ：杭体の弾性時曲げ剛性（ $\text{N} \cdot \text{mm}^2$ ）

r ：杭の半径（板厚中心線の半径=397.4）（mm）

t ：腐食しろを除いた杭体の厚さ(=14)（mm）

σ_y ：鋼材の降伏応力度で、JIS 適合品を用いるため、設計基準強度 F の 1.1 倍以下に基づく数値(=1.1×235=258.5 N/mm^2)

軸力（N）を考慮した終局点曲率の曲率 $\phi_u(N)$ は、「鋼構造塑性設計指針（1975年）」（日本建築学会）に従い、局部座屈が発生する点として次式で与える。

$$\phi_u(N) = \frac{\varepsilon_{max}}{r \left[1 + \sin\left(\frac{\pi N}{2N_y}\right) \right]} = \frac{0.00775}{0.3974 \left[1 + \sin\left(\frac{\pi N}{2 \times 9040}\right) \right]} \quad (1/m)$$

$$\varepsilon_{max} = 0.22 \frac{t}{r} = 0.22 \frac{14}{397.4} = 0.00775$$

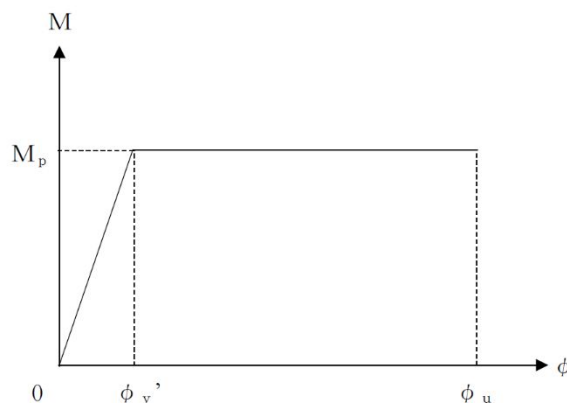


図3-12 鋼管杭のM-φ関係

終局限界せん断耐力 Q_u は次式で算定される。

$$Q_u = \frac{F_s \cdot A}{\kappa} = (235/\sqrt{3}) (349.6) / 2.0 = 2,350 \text{ kN}$$

ここで、

- F_s : 鋼材の基準せん断強度 ($=F/\sqrt{3}$) (N/mm²)
本検討では基準強度 F ($=235\text{N/mm}^2$) を用いる。
- A : 鋼管杭の断面積 (腐食しろ考慮) (mm²)
- κ : せん断応力度分布係数 ($\kappa=2.0$)

3.4.2 基礎地盤の支持性能に対する許容限界

基礎地盤の支持性能に関する照査は、杭頭に作用する最大鉛直力が杭の鉛直載荷試験で得られた極限支持力以下であることを確認する。表 3-6 に杭の鉛直載荷試験で得られた極限支持力を示す。

表 3-6 杭の極限支持力 (単位: kN/本)

杭径 (mm)	極限支持力
φ 812.8	2740

3.5 解析結果

3.5.1 最大応答加速度

図 3-13 に EW 断面の最大応答加速度を示す。水平方向について、地表付近では、地盤の軟化によってせん断波が下方から上方へ伝わりにくく、加速度が小さくなっている。斜面側でも同様な傾向を示している。上下方向については、地表に近づくほど応答値が大きくなっている。

図 3-14 に NS 断面の最大応答加速度を示す。全体の傾向は EW 断面と同様である。

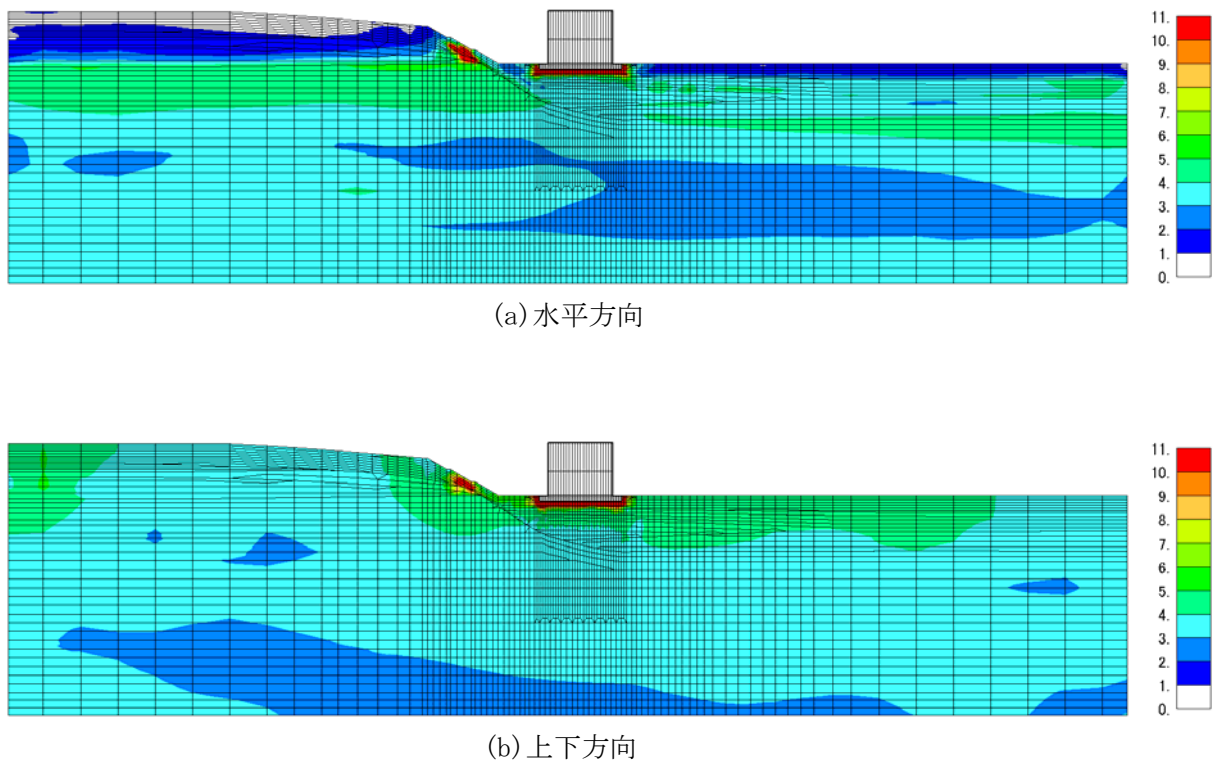
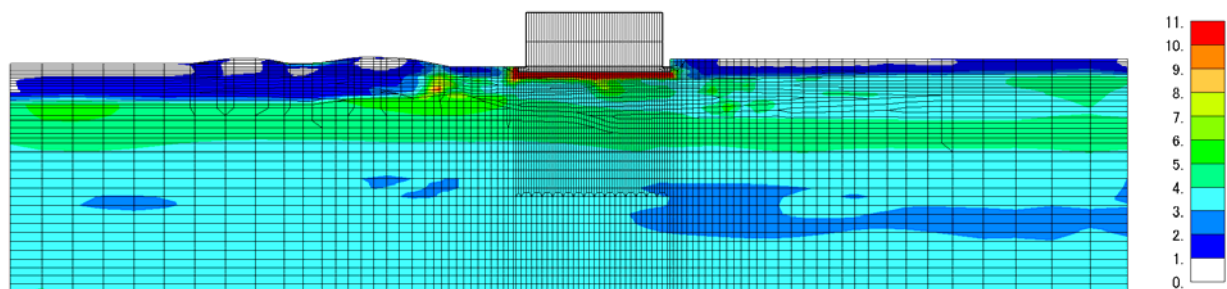
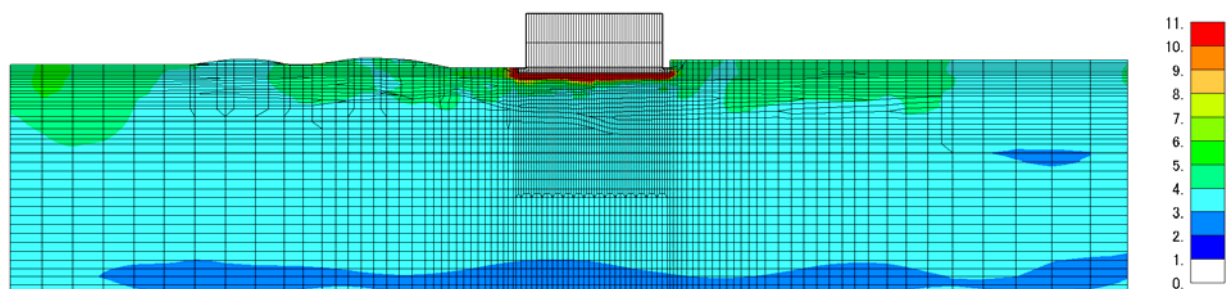


図 3-13 最大応答加速度 (EW 断面, 単位 : m/s^2)



(a) 水平方向



(b) 上下方向

图 3-14 最大応答加速度 (NS 断面, 単位 : m/s^2)

3.5.2 最大応答変位

図3-15にEW断面の最大応答変位を示す。地表面に近いdu層を豊浦標準砂に置換しているため、特に斜面部で大きな変位が生じている。

図3-16にNS断面の最大応答変位を示す。モデル南側の起伏によって地表付近にせん断応力が生じること、地表付近では液状化を考慮していることから、大きな変位が発生した。建屋の北側は起伏がなく、南側に比べて変位は小さい。

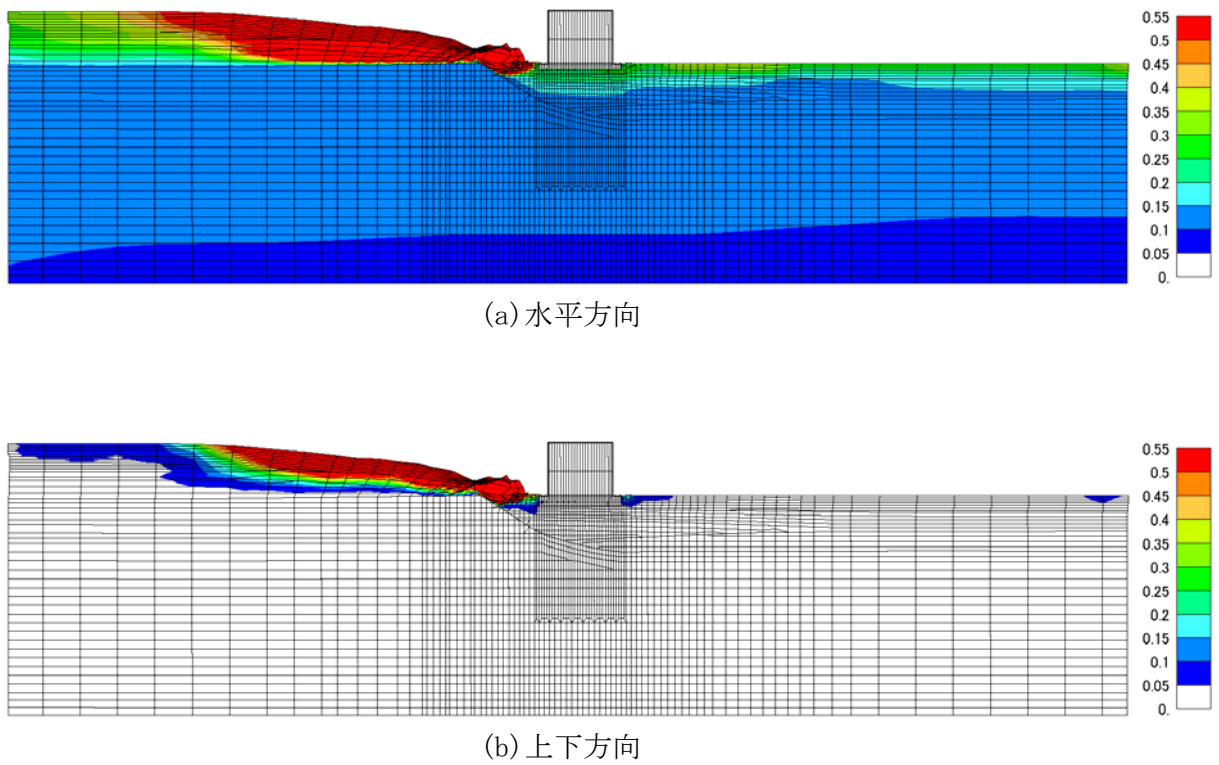
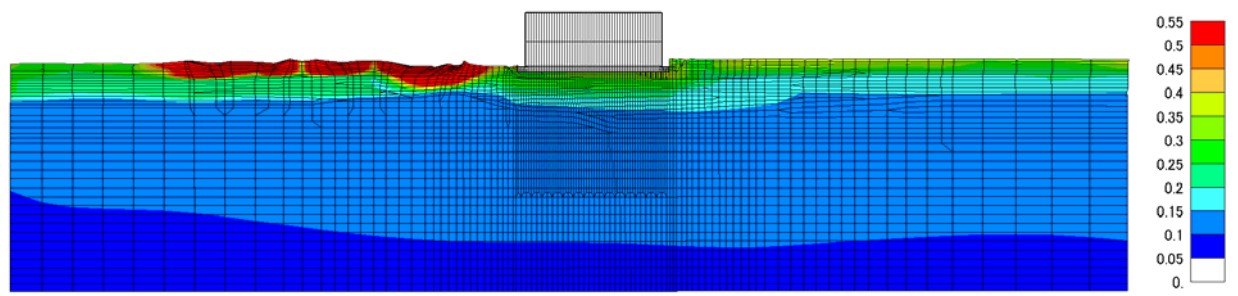
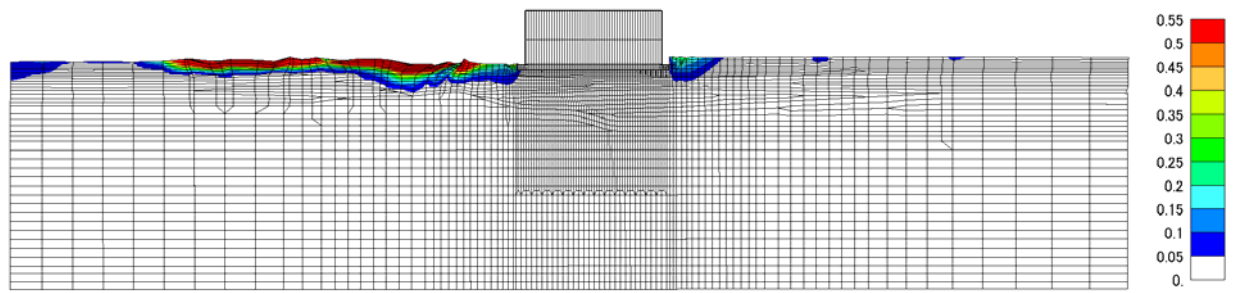


図3-15 最大応答変位 (EW断面, 単位:m)



(a) 水平方向



(b) 上下方向

图 3-16 最大応答変位 (NS 断面, 单位 : m)

3.5.3 最大せん断ひずみ

図 3-17 に EW 断面の最大応答せん断ひずみを示す。斜面部の最大せん断ひずみは 20%以上である。杭が配置されている領域のせん断ひずみは周囲の地盤よりも小さく、杭による拘束効果が表れている。

図 3-18 に NS 断面の最大応答せん断ひずみを示す。建屋直下の杭が分布している範囲のせん断ひずみが小さい。

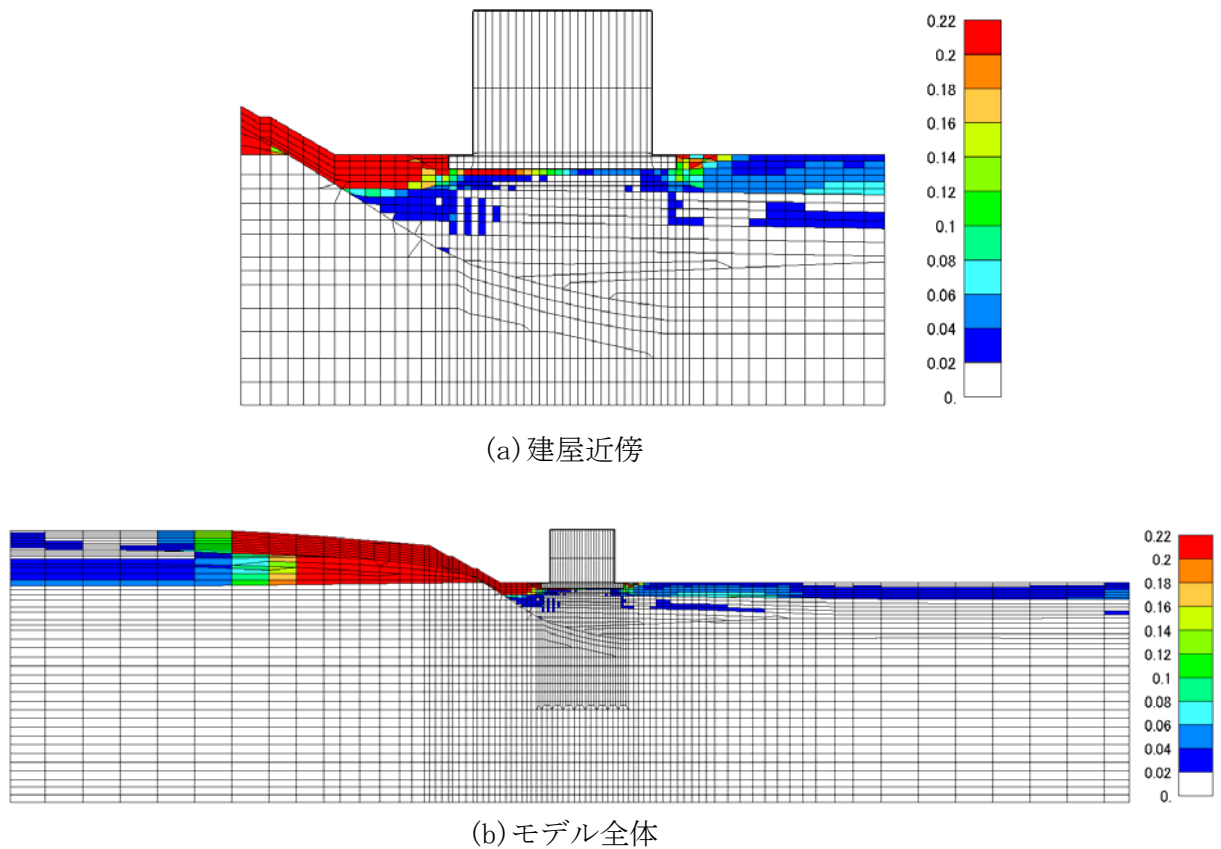
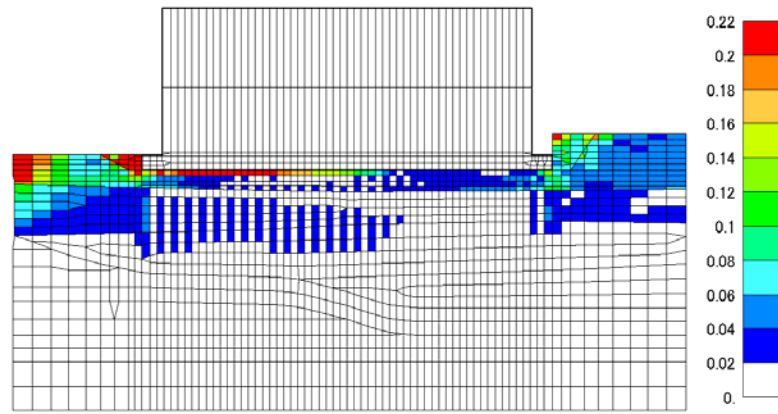
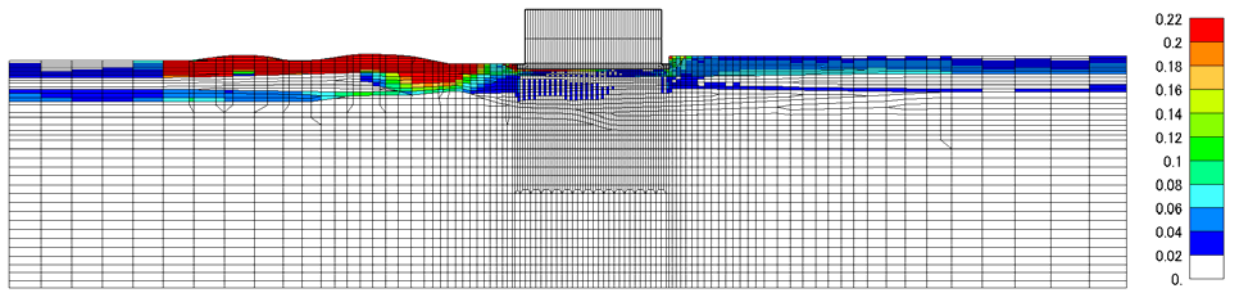


図 3-17 最大応答せん断ひずみ (EW 断面)



(a) 建屋近傍



(b) モデル全体

図 3-18 最大応答せん断ひずみ (NS 断面)

3.5.4 最大過剰間隙水圧比

図 3-19 に EW 断面の最大過剰間隙水圧比の分布を示す。du 層の豊浦標準砂置換部の大部分は 95%以上であり液状化の可能性が高い。一方、Ag2 層と D2g-3 層の最大過剰間隙水圧比は概ね 90%以下であり、液状化は生じないと判断できる。

図 3-20 に NS 断面の最大過剰間隙水圧比の分布を示す。du 層の豊浦標準砂置換部の大部分は 95%以上であり液状化する可能性が高い。一方、Ag2 層と D2g-3 層の最大過剰間隙水圧は概ね 90%以下であり、液状化は生じないと判断できる。

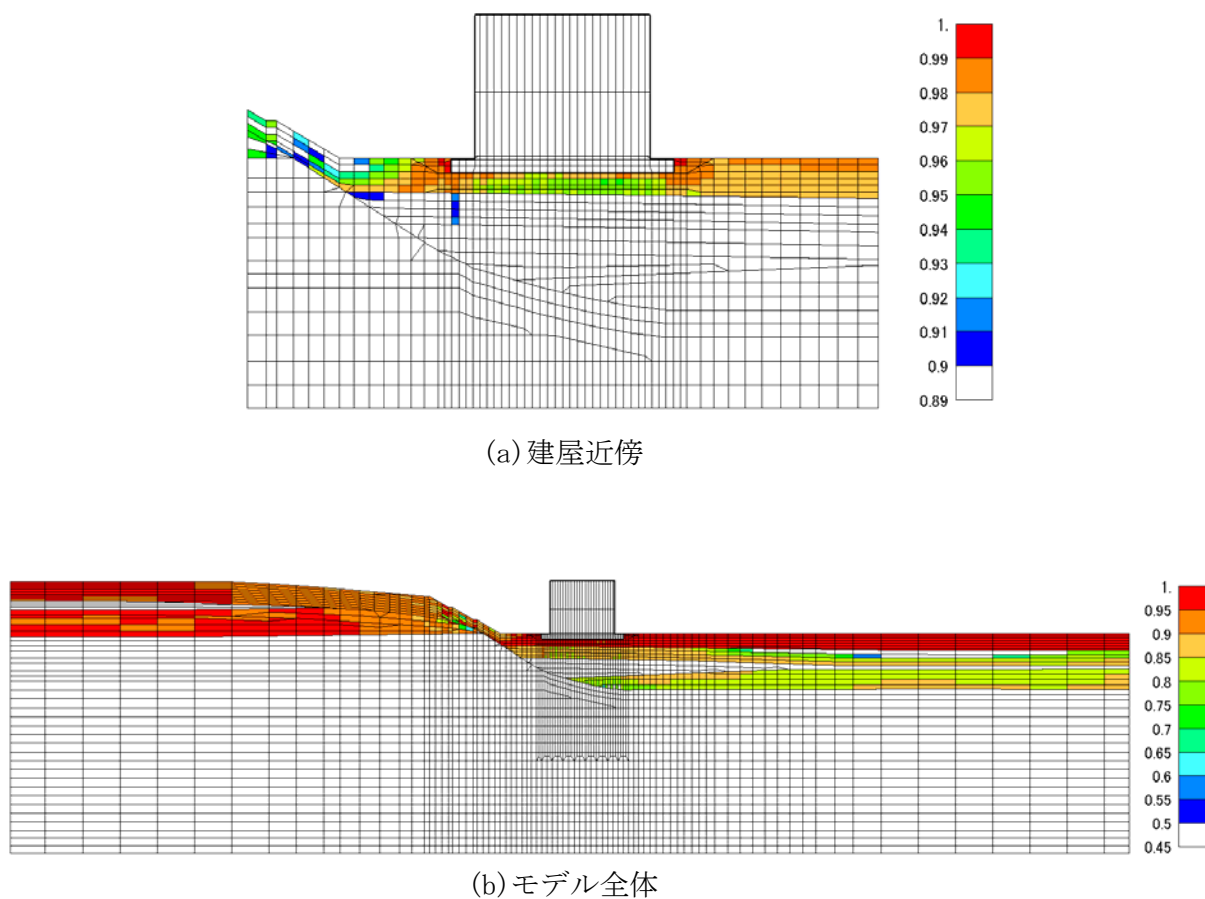
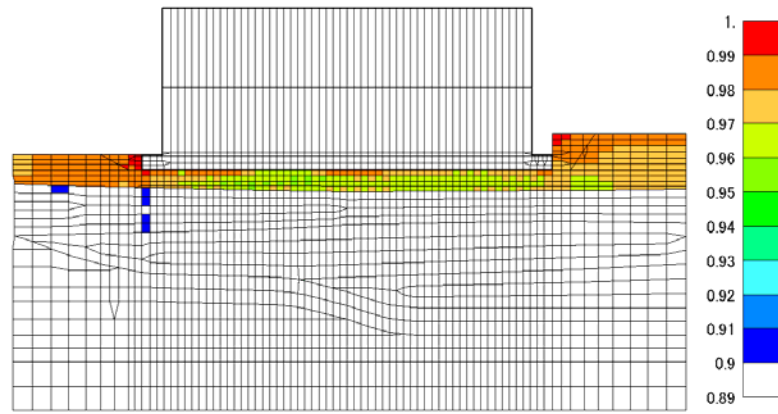
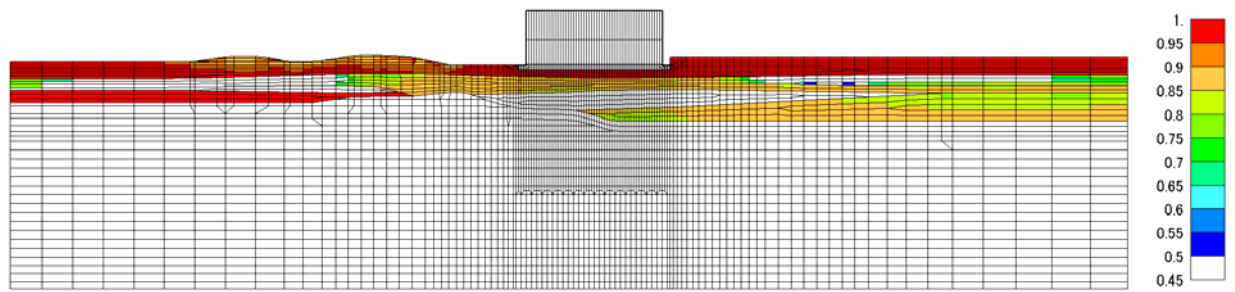


図 3-19 最大過剰間隙水圧比 (EW 断面)



(a) 建屋近傍



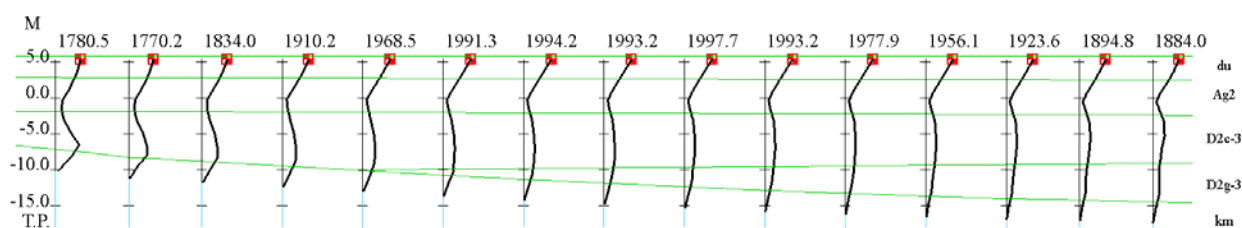
(b) モデル全体

図 3-20 最大過剰間隙水圧比 (NS 断面)

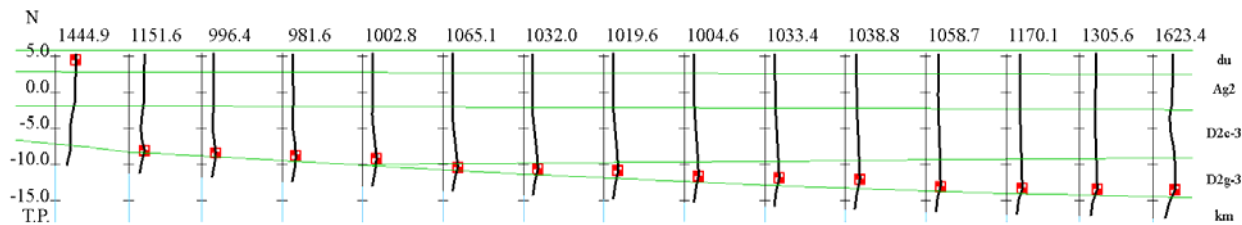
3.5.5 杭応力（曲げモーメント，軸力，及びせん断力）

図3-21にEW断面の杭応力を示す。曲げモーメントは杭頭で最大となるが、全塑性モーメント以下である。軸力は第四系と久米層の境界部で生じ最大値は1623 kNで、極限支持力2740 kN以下である。せん断力は終局限界せん断耐力と比較し十分小さい。

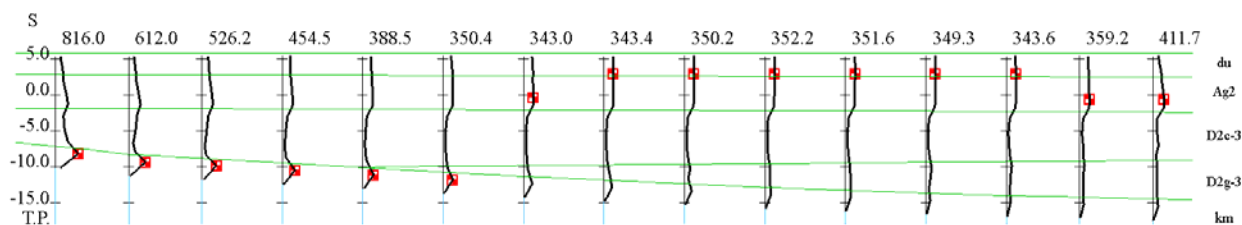
図3-22～図3-24にNS断面の杭応力を示す。曲げモーメントは杭頭で最大となり、南側から5列を除き全塑性モーメントに達している。ほとんどの杭で第四系と久米層の境界部で生じ最大値は1523 kNで、極限支持力2740 kN以下である。せん断力は終局限界せん断耐力と比較し十分小さい。



(a) 曲げモーメント（単位：kN・m）

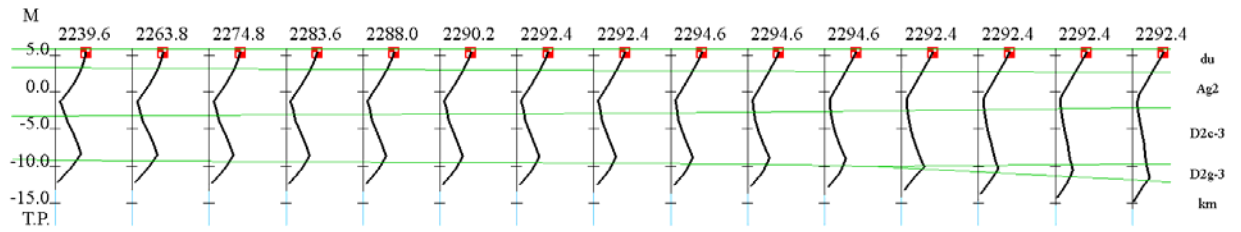


(b) 軸力（単位：kN）

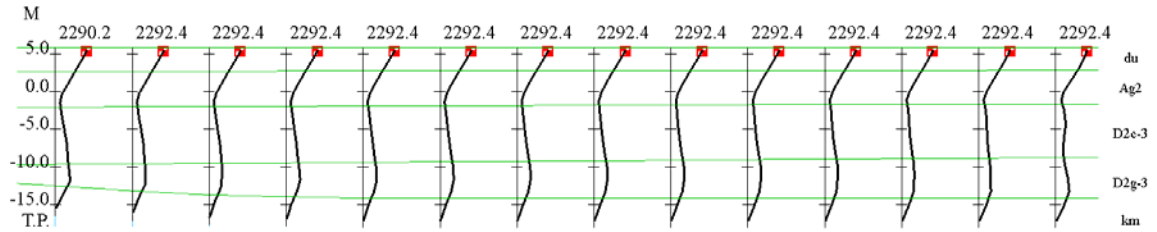


(c) せん断力（単位：kN）

図3-21 杭の最大応力（EW断面，西側から東側：1～15列）

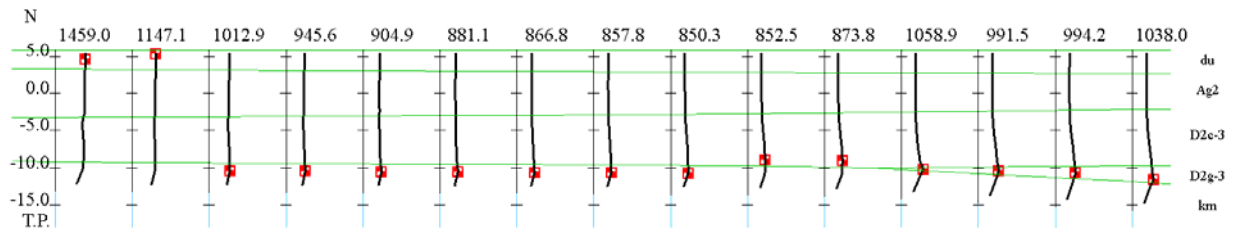


(a) 南側から中央部 (1~15 列)

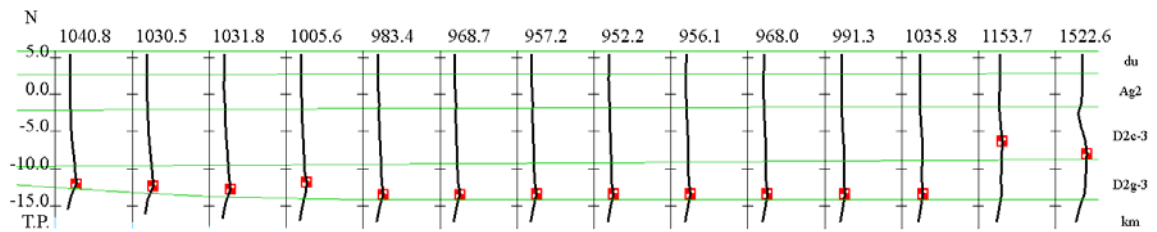


(b) 中央部から北側 (16~29 列)

図 3-22 杭の最大曲げモーメント (NS 断面, 単位 : kN·m)

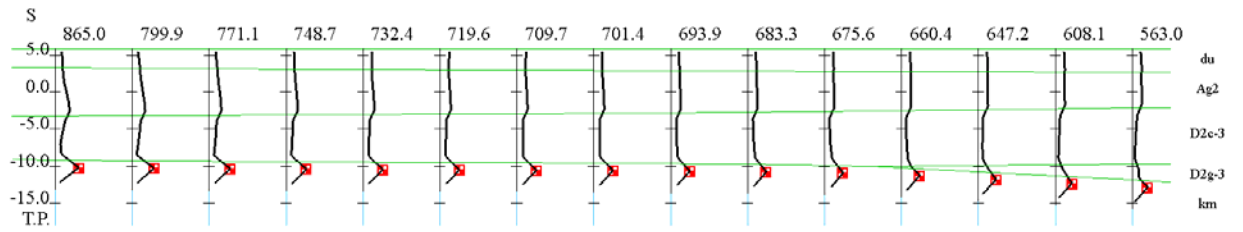


(a) 南側から中央部 (1~15 列)

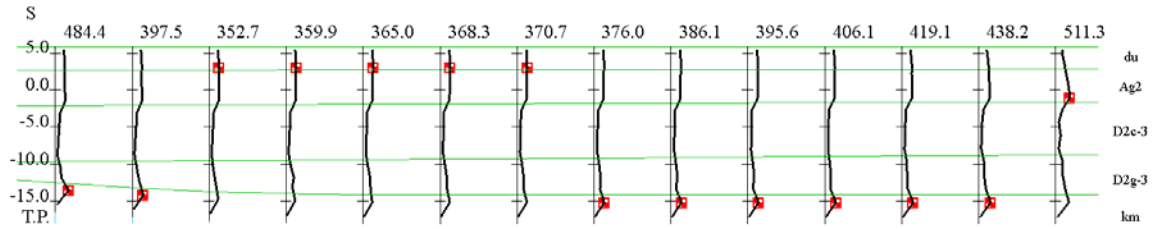


(b) 中央部から北側 (16~29 列)

図 3-23 杭の最大軸力 (NS 断面, 単位 : kN)



(a) 南側から中央部 (1~15 列)



(b) 中央部から北側 (16~29 列)

図 3-24 杭の最大せん断力 (NS 断面, 単位 : kN)

3.5.6 杭の最大曲率及び終局曲率に対する最大曲率の比

図3-25にEW断面の最大曲率を示す。全ての杭で杭頭部が最大となり、最大値は0.0035(1/m)である。図3-26に終局曲率に対する最大曲率の比を示す。全ての杭で全塑性モーメント以下であるので、終局曲率に対して十分に裕度がある。

図3-27にNS断面の最大曲率を示す。全ての杭で杭頭部が最大となり、最大値は0.0051(1/m)である。図3-28に終局曲率に対する最大曲率の比を示す。NS断面では大部分の杭頭で全塑性モーメントに達するが、比の最大値は0.3程度であるので、終局曲率に対して3倍以上の裕度がある。

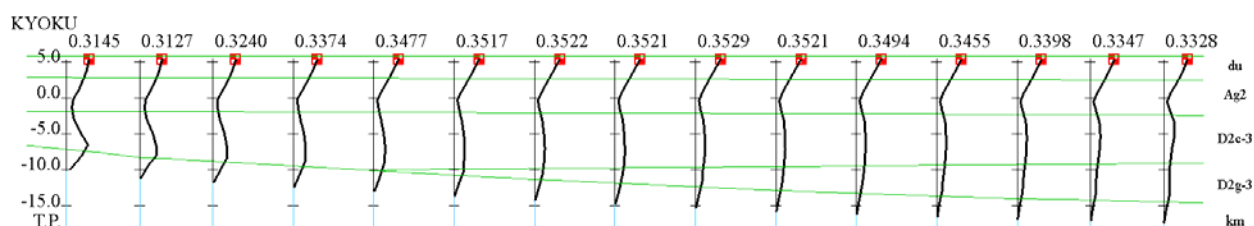


図3-25 杭の最大曲率 (EW断面, 単位: $\times 10^{-2}$ 1/m, 西側から東側: 1~15列)

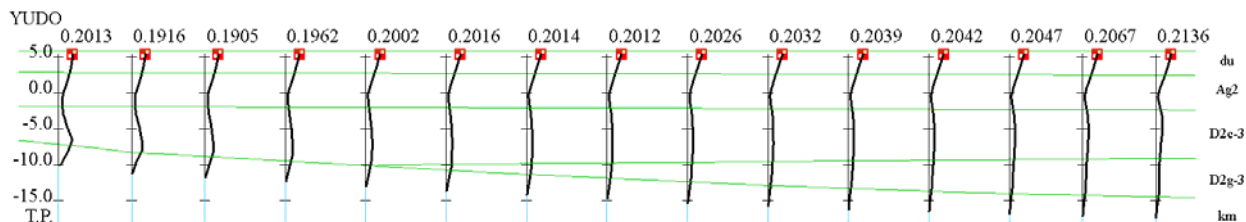
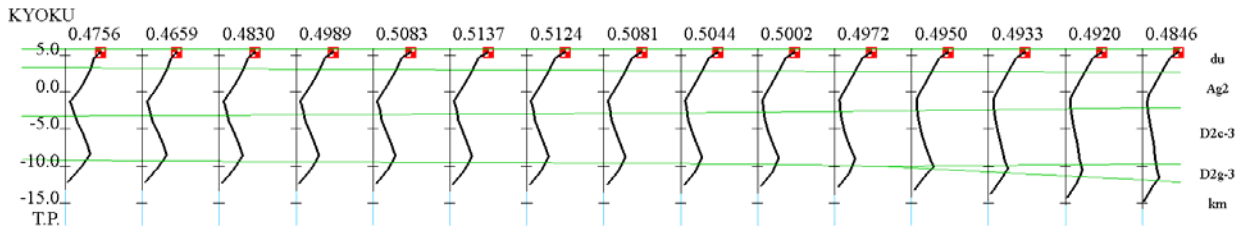
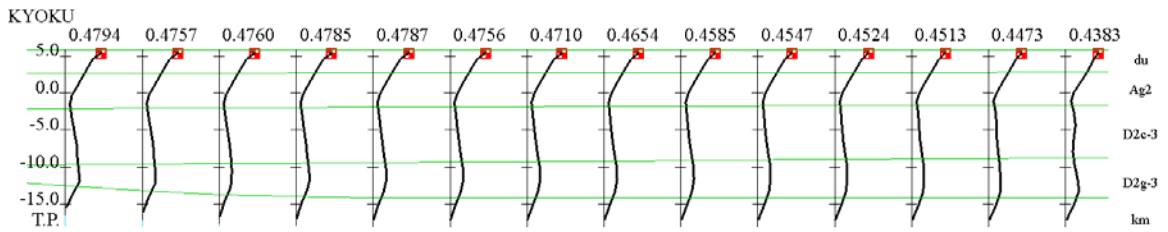


図3-26 杭の終局曲率に対する最大曲率の比 (EW断面, 西側から東側: 1~15列)

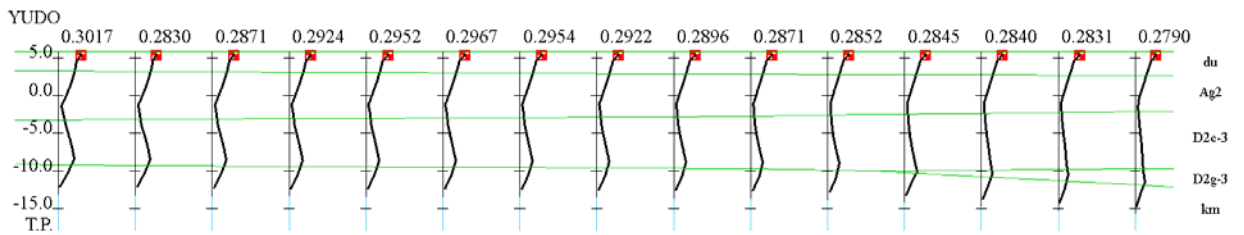


(a) 南側から中央部 (1~15 列)

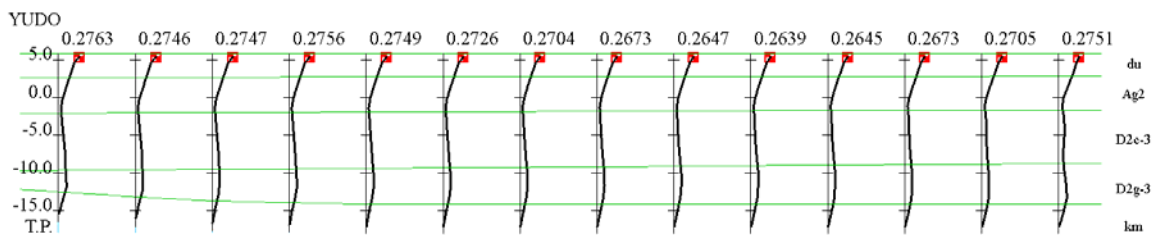


(b) 中央部から北側 (16~29 列)

図 3-27 杭の最大曲率 (NS 断面単位 : $\times 10^{-2}$ 1/m,)



(a) 南側から中央部 (1~15 列)



(b) 中央部から北側 (16~29 列)

図 3-28 杭の終局曲率に対する最大曲率の比 (NS 断面)

3.6 まとめ

基準地震動 S_s-D1 を用いて、使用済燃料乾式貯蔵建屋の有効応力解析を実施した。結果として、杭の最大曲率は許容限界以下、杭の圧縮軸力は基礎地盤の許容限界以下となり、今回の解析条件の範囲で、杭及び基礎地盤の健全性を確認出来た。

4. 二次部材の地震時の落下の可能性及び屋根スラブの面内せん断力に関する構造健全性について

4.1 概要

使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性についての計算書を補足的に説明するものである。ここでは、二次部材の地震時の落下の可能性及び屋根スラブの面内せん断力に関する構造健全性について検討を実施した。

4.2 二次部材の地震時の落下の可能性検討

4.2.1 サブトラス応力による主トラスの影響評価

屋根トラスの部材応力検定結果及び構造健全性の評価結果について以下に示す。

現モデル(剛性低減なし)による屋根トラスの検討ケース一覧を表 4-1, 屋根トラスの部材応力検定結果及び構造健全性の確認結果を表 4-2 及び図 4-1 に示す。

主トラスについては, 全ての要素で応力検定比が 1.0 を下回る。

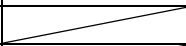
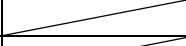
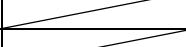
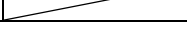
サブトラスについては, 応力検定比の最大値が約 1.6 程度に収まっており, 過度な応力集中を示す要素は認められない。

トラス部材の構造健全性は下記により確保される。(表 2-2 の最右覧に対応)

① JEAG4601-2008 のブレース許容限界(塑性率 4)の適用

(等価エネルギー則により逆算される応力度検定比は 2.65 まで許容される。)

表 4-1 屋根トラスの検討ケース一覧
(S_s -D1, 地盤剛性のばらつきを考慮(+1 σ))

地震動 組合せ	ケース No.	地震方向		
		EW	NS	UD
2 方向 (EW+UD)	1	+		+
	2	+		-
	3	-		+
	4	-		-

サブトラスについては, 応力検定比が 1.0 を上回る部材の損傷を想定し, 同要素の剛性を 1/5 に低減した周波数応答解析により主トラスの構造健全性を確認する。

地震動組合せケース 1~4 に対して応力検定比が 1.0 を上回る要素について剛性の低減(1/5)を行い, 対象は図 4-1 に示す 12 要素とする。

上記による応力検定比 1.0 超過部材の剛性低減モデルから評価した屋根トラスの最大応力検定比を, 剛性低減なしモデルによる評価結果(表 2-2 と同じ)を比較して表 2-3 に示す。剛性低減ありモデルによる主トラスの最大応力検定比は 0.965 が 0.969 に変化する程度であり, サブトラスの剛性変化が主トラスの応力状態に与える影響は極めて小さいことが確認できる。

4.2.2 屋根スラブ及び二次部材の落下の可能性検討

屋根スラブはデッキプレートを介して屋根トラス部材(主トラス・サブトラス・小梁(サブビーム))に支持されており、地震時の屋根トラス部材及び仕口部の健全性確認により、部材が落下する可能性について検討する。

- ・主トラスについては、(1)に示す通り地震時における健全性を確認している。
- ・サブトラスについては局所的に許容応力を超過する部材はあるものの、塑性変形を考慮した許容ひずみ(塑性率4)を超えないため母材破断は生じない。
- ・上記のサブトラス NG 部材の剛性を1/5に低減させた場合においても主トラスの健全性は全部材で確保される。(サブトラス塑性化による主トラスへの影響は軽微である。)
- ・小梁(サブビーム)については、表4-4及び図4-2に示す通り、軸力+曲げモーメント及びせん断力ともに健全性を確認している。
- ・屋根トラスの仕口部は保有耐力接合として設計されており、仕口部の耐力は母材耐力を上回る。

上記により地震時の屋根トラス部材及び仕口部の健全性を確認した。これにより、地震時の屋根スラブ及び屋根トラス部材の落下はなく、貯蔵容器への波及的影響は生じない。

表 4-2 屋根トラスの最大応力検定比及び構造健全性〔現モデル(剛性低減なし)〕
 (S_s-D1, 地盤剛性のばらつきを考慮(+1σ))

EW+UD/主トラス/4ケース包絡

部材	部材名	通り名	最大判定値 σ / f	ケースNo.	要素番号	NG要素の 構造健全性
主トラス上弦材	TG1_上弦材	Y6 通り	0.381	1	7840	—
主トラス下弦材	TG1_下弦材	Y6 通り	0.965	3	7845	—
主トラス垂直材(ビーム)	TG1(c')_垂直材	Y5 通り	0.698	3	8151	—
主トラス斜材	TG1(c)_斜材	Y5 通り	0.664	3	8067	—
主トラス垂直材	TG1(c')_垂直材	Y6 通り	0.652	1	8124	—

EW+UD/サブトラス/4ケース包絡

部材	部材名	通り	最大判定値 σ / f	ケースNo.	要素番号	NG要素の 構造健全性
サブトラス上弦材	SB1_上弦材(Y4-Y8)	Xa 通り	0.202	4	7624	—
サブトラス下弦材	SB1A_下弦材	Xc 通り	1.443	4	7541	①
サブトラス斜材	SB3A_斜材方杖	Xb 通り	1.233	4	8289	①
サブトラス垂直材	SB1,3_垂直材	Xd 通り	0.536	1	8182	—
サブトラス方杖	SB1_斜材方杖(Y4-Y8)	Xd 通り	0.899	1	8189	—

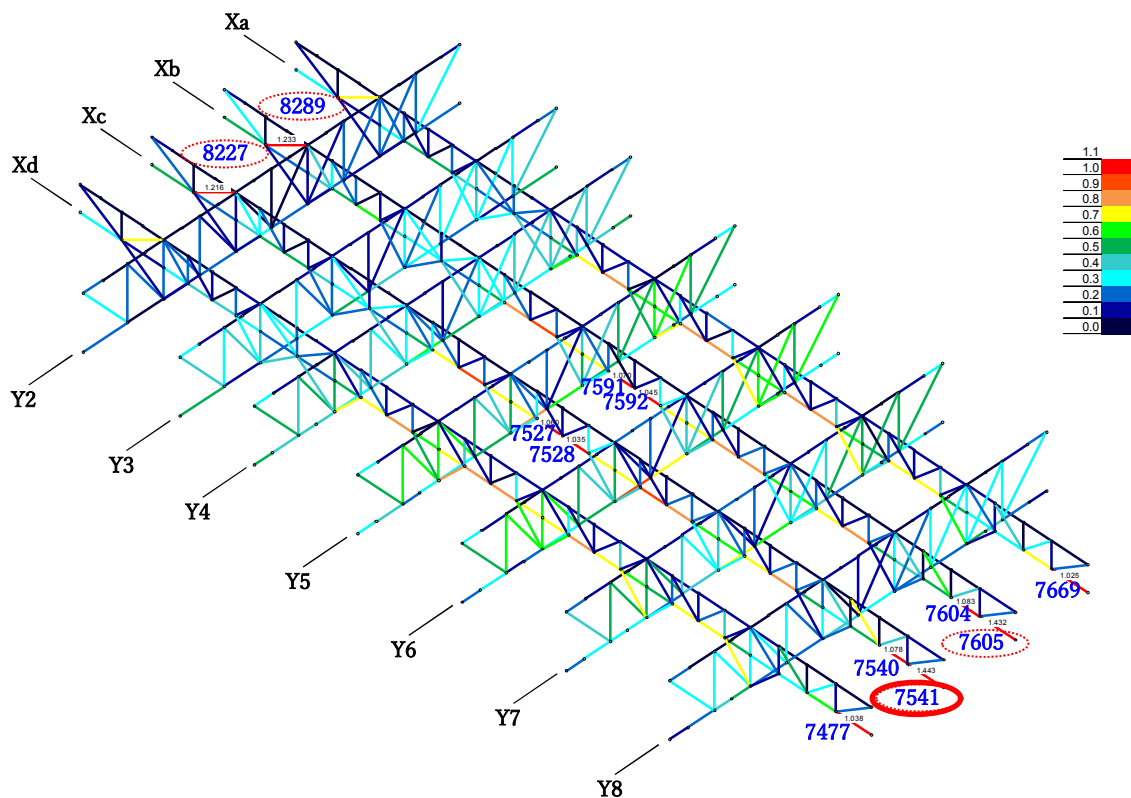


図 4-1 屋根トラスの最大応力検定比(ケース No. 4)

表 4-3 屋根トラスの最大応力検定比(「剛性低減なしモデル」と「剛性低減ありモデル※」の比較)

[S_g-D1, 地盤剛性のばらつきを考慮(+1σ), ±EW±UD ケースの包絡]

(剛性低減なしモデルによる結果：主トラス)

部材	部材名	通り	最大検定比 $\sigma/f \leq 1.0$	要素番号
主トラス上弦材(ビーム要素)	TG1_上弦材	Y6通り	0.381	7840
主トラス下弦材(ビーム要素)	TG1_下弦材	Y6通り	0.965	7845
主トラス垂直材(ビーム要素)	TG1(c')_垂直材	Y5通り	0.698	8151
主トラス斜材	TG1(c)_斜材	Y5通り	0.664	8067
主トラス垂直材	TG1(c')_垂直材	Y6通り	0.652	8124

(剛性低減ありモデルによる結果：主トラス)

部材	部材名	通り	最大検定比 $\sigma/f \leq 1.0$	要素番号
主トラス上弦材(ビーム要素)	TG1_上弦材	Y6通り	0.382	7840
主トラス下弦材(ビーム要素)	TG1_下弦材	Y6通り	0.969	7845
主トラス垂直材(ビーム要素)	TG1(c')_垂直材	Y6通り	0.698	8138
主トラス斜材	TG1(c)_斜材	Y6通り	0.664	8068
主トラス垂直材	TG1(c')_垂直材	Y6通り	0.653	8124

(剛性低減ありモデルによる結果：サブトラス)

部材	部材名	通り	最大検定比 $\sigma/f \leq 1.0$	要素番号
サブトラス上弦材	SB1_上弦材(Y4-Y8)	Xa 通り	0.201	7624
サブトラス下弦材	SB1A_下弦材	Xb 通り	1.536	7605
サブトラス斜材	SB3A_斜材方杖	Xd 通り	0.739	8165
サブトラス垂直材	SB1, 3_垂直材	Xd 通り	0.533	8182
サブトラス方杖	SB1_斜材方杖(Y4-Y8)	Xd 通り	0.893	8189

※サブトラス NG 要素の剛性を 1/5 に低減したケース。

(補足)等価エネルギー則による鋼材の許容応力度検定比(塑性率4から逆算した概算値)

(塑性変形を考慮した最大検定値の逆算)

E : $2.05E+05 \text{ N/mm}^2$
 f_y : $2.59E+02 \text{ N/mm}^2$
 塑性率 : 4.0
 ϵ_y : $1.26E-03$ (-)
 ϵ_u : $5.04E-03$ (-)
 $A\sigma$: $1.14E+00$ (-)
 f_u : $6.84E+02 \text{ N/mm}^2$
 検定値 : 2.65 (= f_u/f_y)

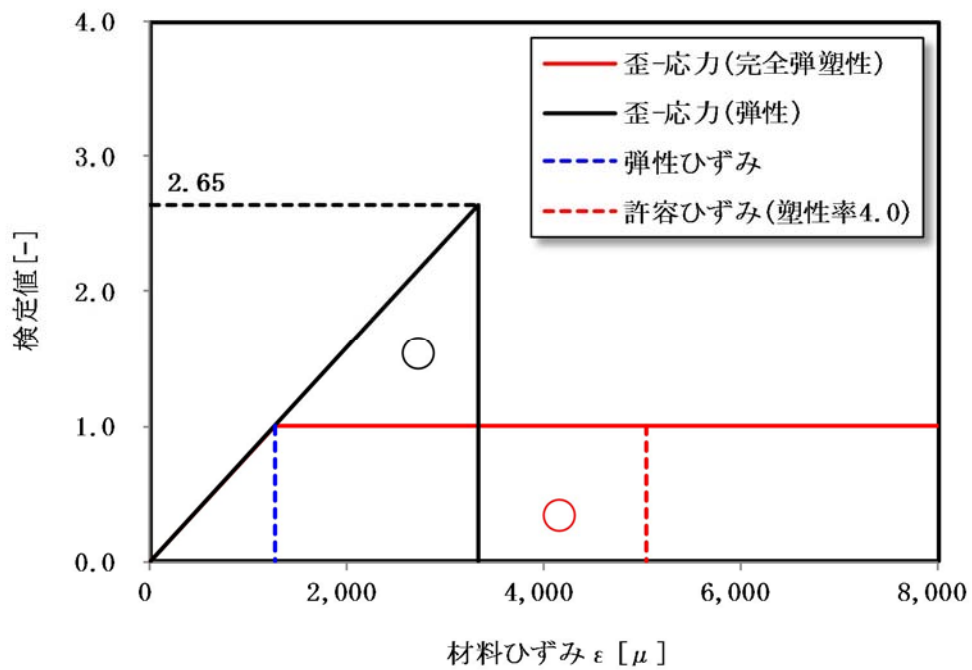


表 4-4 小梁(サブビーム)の最大応力検定比
 [S_s-D1, 地盤剛性のばらつきを考慮(+1σ), ±EW±UD ケースの包絡]

(a) 軸力・曲げモーメント

要素番号		7145
荷重の組合せケース		4
圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)		0.78
曲げ応力度 σ_b (N/mm ²)		73.14
断面 検討	f_c (N/mm ²)	175.93
	f_b (N/mm ²)	232.00
	$\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b$	0.320
判定		可

(b) せん断力

要素番号		7145
荷重の組合せケース		2
せん断応力度 τ (N/mm ²)		9.97
断面 検討	f_s (N/mm ²)	135.68
	τ / f_s	0.073
判定		可

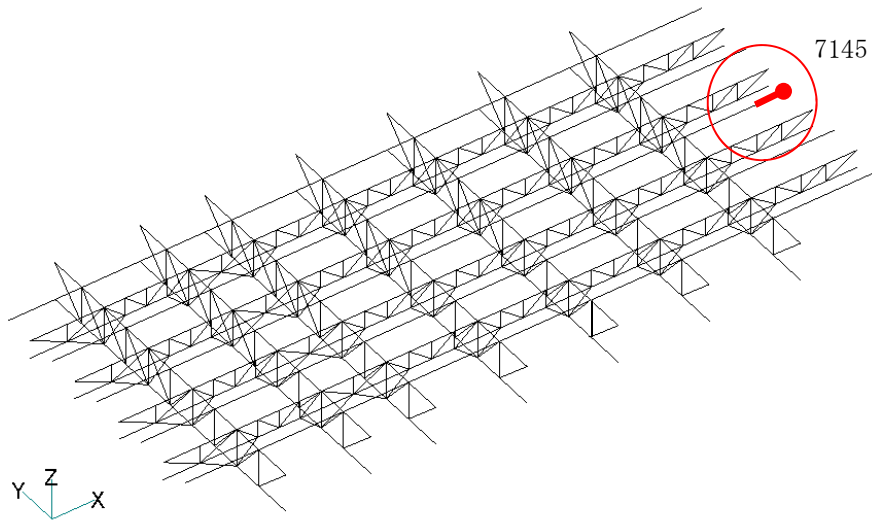


図 4-2 小梁(サブビーム)端部のボルトの検討結果を記載する部材の位置(要素番号 7145)

4.3 屋根スラブの面内せん断力に関する構造健全性検討

4.3.1 概要

貯蔵建屋の屋根スラブは、同部位に生じる地震荷重を耐震壁（外周壁）及びEW方向フレームへ伝達する耐震性能を有している。ここでは、 S_s 地震時に生じる屋根スラブの面内せん断力について、EW方向地震力に対する構造健全性検討を行う。

4.3.2 検討方法

検討対象部位を図4-3に、地震応答解析モデル及び3次元FEMモデルを図4-4に、屋根スラブの面内せん断力の評価方法を表4-5に、本検討で考慮する面内せん断応力度の許容限界を表4-6に示す。

本検討では、応力評価方法は、3次元FEMモデルによる最大応答面内せん断応力度の平均値を用い、また許容限界はJEAG4601-1991追補版の τ_u を準用して比較評価を行う。

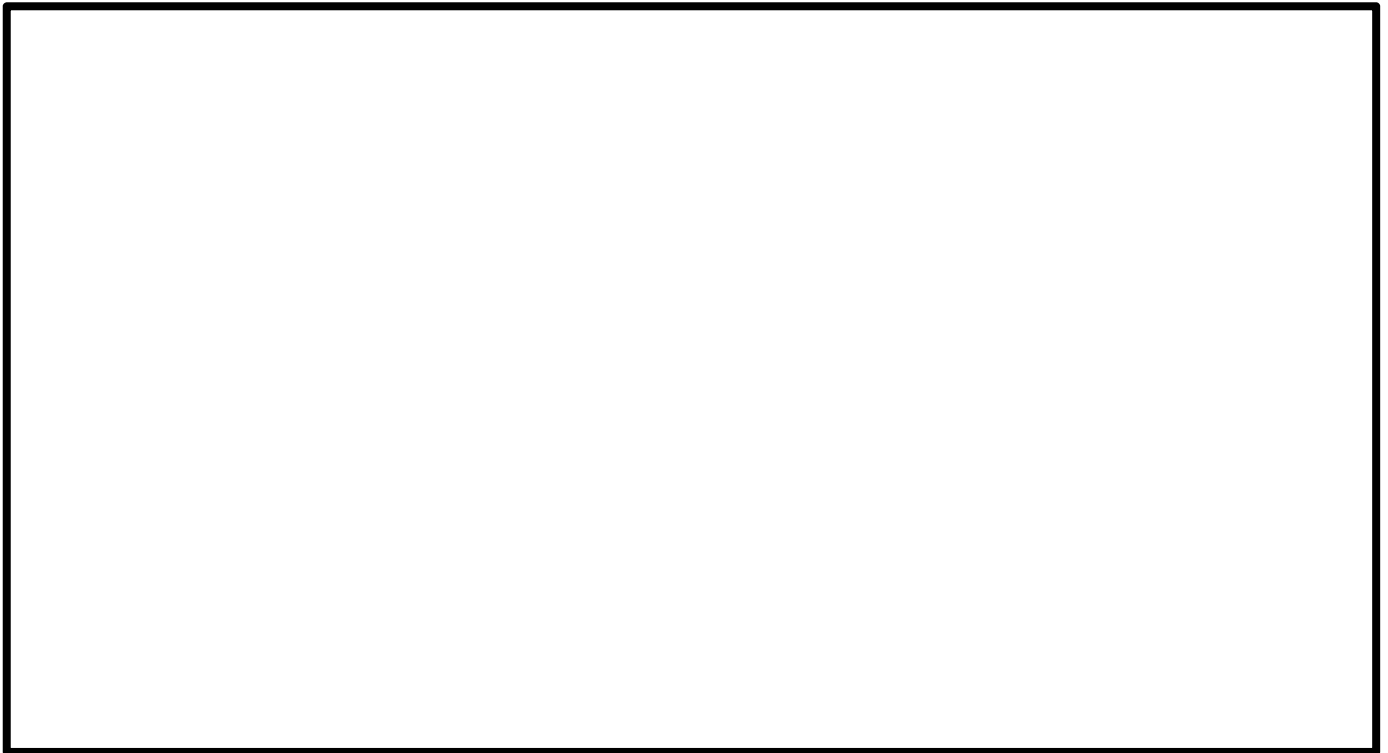


図4-3 検討対象部位

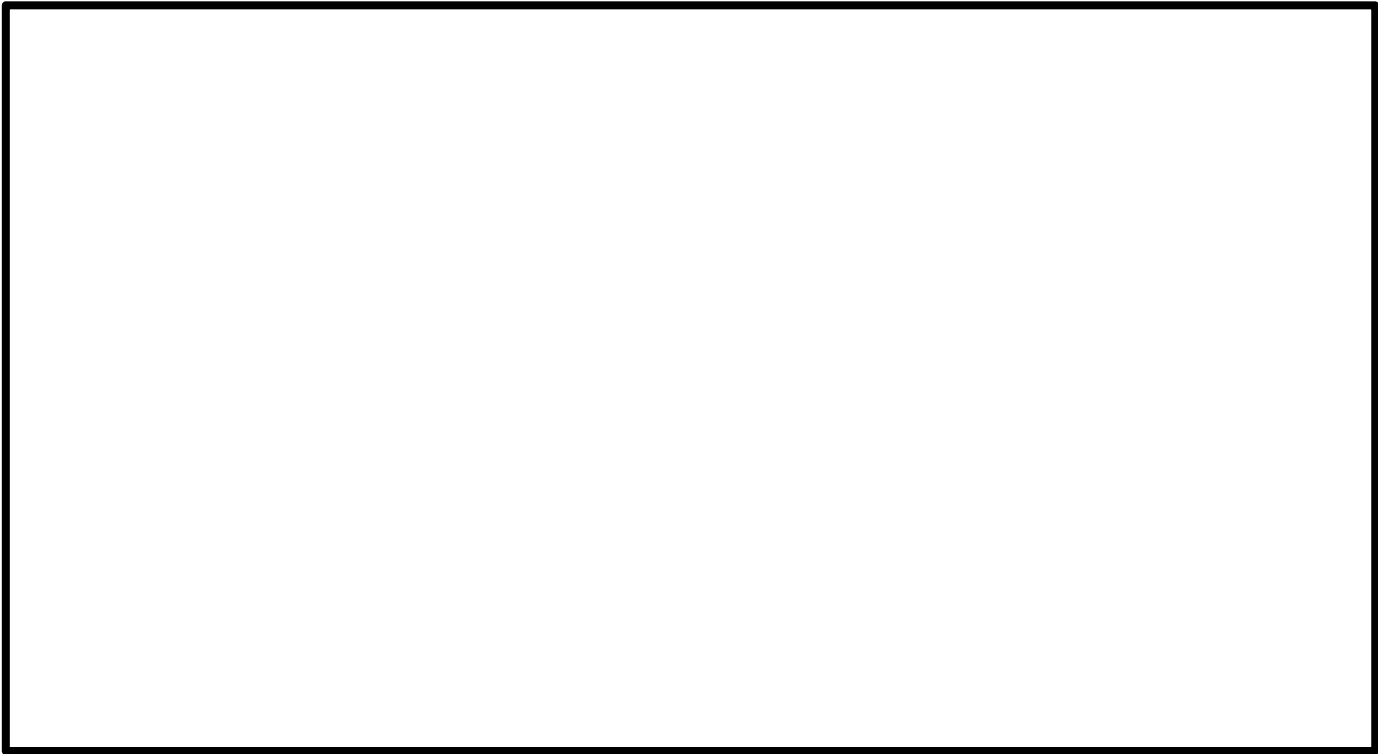
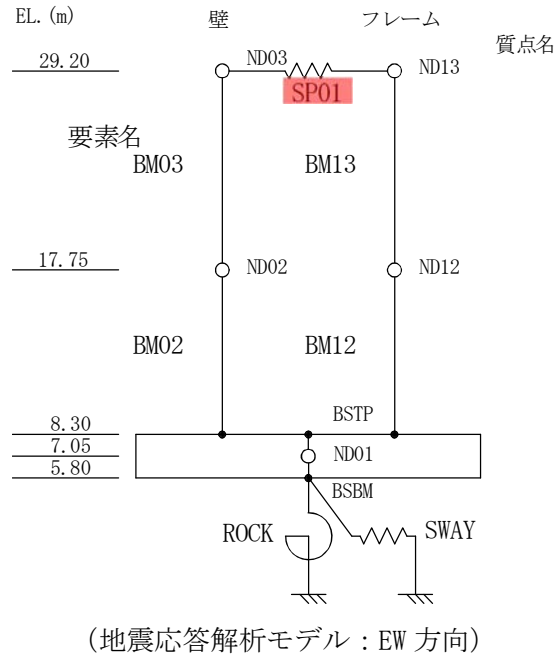
表 4-5 屋根スラブの面内せん断力の評価方法

解析モデル	3次元FEMモデル
解析手法	周波数応答解析
応力評価要素	シェル要素
応力評価方法	各シェル要素の 最大応答せん断応力度の平均値 (通り芯間で平均)

表 4-6 面内せん断応力度の許容限界

許容限界 (N/mm ²) ※		備考
終局せん断強度 τ_u	3.43	JEAG4601- 1991追補版の耐震壁の規定

※：板厚 450mm，鉄筋比 0.637%の耐震壁とみなして算定



(3次元 FEM モデル)

検討対象部位を示す。

図 4-4 屋根スラブの応答評価に使用する解析モデル図

4.3.3 検討結果

3次元 FEM モデル(周波数応答解析：EW 地震時)の地震応答解析による屋根スラブの面内せん断応力度コンター及び通り芯間での平均せん断応力度を図 4-5 に示す。

屋根スラブの面内せん断力に対する検討結果を表 4-7 に示す。

検討結果より、 S_s 地震時に生じる屋根スラブの面内せん断応力度は、局所的な応力集中はあるものの、通り芯間の平均応力度は 0.177~1.93 の範囲に収まっており、許容限界として設定した終局せん断強度 3.43N/mm^2 を十分に下回る。さらに、屋根スラブはデッキプレートの上に施工されており、コンクリート片が落下することはない。このことから、 S_s 地震時における屋根スラブの構造健全性を確認した。

表 4-7 屋根スラブの面内せん断力に対する検討結果

解析モデル	3次元FEMモデル
応力評価方法	各シェル要素の 最大応答せん断応力度 (通り芯間で平均)
面内せん断応力度 τ_s (N/mm^2)	1.93
終局せん断強度 τ_u (N/mm^2)	3.43
検定比 (τ_s / τ_u)	0.56
判定	OK

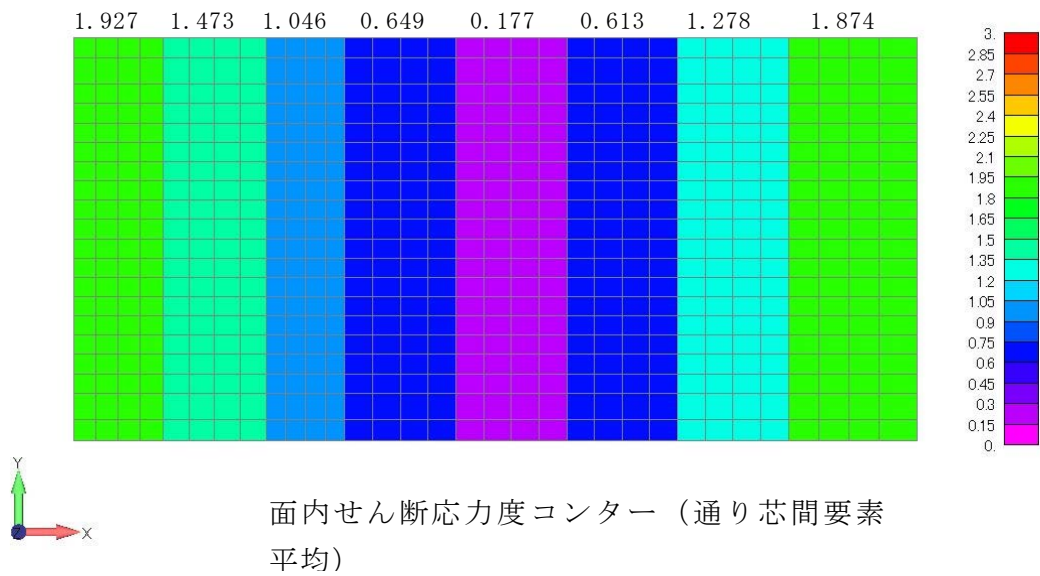
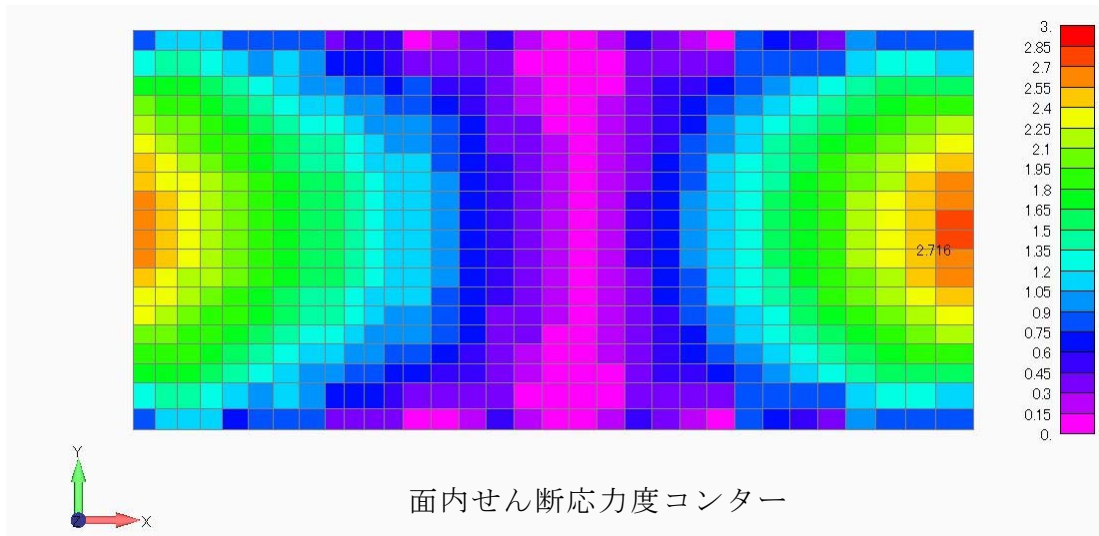


図 4-6 屋根スラブの最大応答面外せん断応力度と平均値(単位 N/mm^2)

4.4 まとめ

二次部材の地震時の落下の可能性及び屋根スラブの面内せん断力に関する構造健全性について検討を実施した。

二次部材の地震時の落下の可能性については，地震時の屋根トラスの健全性を検討し，地震時の屋根スラブ及び屋根トラス部材の落下はなく，貯蔵容器への波及的影響は生じないことを確認した。また，二次部材の剛性低下を考慮した場合においても，主トラスの健全性が全部材で確保されることを確認した。

屋根スラブの面内せん断力に関する構造健全性については，終局せん断強度を十分に下回ることを確認した。さらに，屋根スラブはデッキプレートの上に施工されており，コンクリート片が落下することはない。このことから， S_s 地震時における屋根スラブの構造健全性を確認した。よって，面内せん断に対する屋根スラブ健全性は確保されており，架構への影響は小さいと考えられる。