

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6
提出年月日	平成30年10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10月

日本原子力発電株式会社

目次

1. 概要.....	1
2. 基礎スラブの鉛直方向の応答について.....	2
2.1 基礎スラブの鉛直方向の応答変位.....	2
2.2 基礎スラブの鉛直方向の応答加速度.....	2
2.3 鉛直方向の応答加速度増幅により機器への影響について.....	2
3. 液状化に対する補足説明.....	7
3.1 検討概要.....	7
3.2 解析方法.....	9
3.3 解析条件.....	11
3.4 許容限界.....	28
3.5 解析結果.....	30
3.6 まとめ.....	41
4. 屋根トラスの二次部材及び屋根スラブに関する検討.....	42
4.1 概要.....	42
4.2 二次部材による応力負担が主トラスの検定比に与える影響評価.....	43
4.3 二次部材及び屋根スラブの落下の可能性検討.....	49
4.4 屋根スラブの面内せん断力に関する検討.....	50
4.5 まとめ.....	54
5. 杭の水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討.....	55
5.1 概要.....	55
5.2 検討方法.....	55
5.3 荷重及び荷重ケース.....	57
5.4 評価結果.....	58
5.5 まとめ.....	58
6. 屋根トラスの検討用地震動の選定について.....	59
6.1 概要.....	59
6.2 既工認S ₂ 地震時評価結果に基づく屋根トラス各部応答軸力の比較.....	60
6.3 質点系地震応答解析結果との比較.....	66
6.4 まとめ.....	69
7. 屋根トラスの水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討.....	70
7.1 概要.....	70
7.2 検討方法.....	70
7.3 検討結果.....	72
7.4 まとめ.....	73

8. 杭の水平載荷試験について.....	74
8.1 杭の水平載荷試験概要（設置変更許可申請書 H11.1 添付六）.....	74
8.2 杭の水平載荷試験結果（設置変更許可申請書 H11.1 添付六）.....	76
8.3 水平ばねの設定方法（工事計画認可申請書 H11.06）.....	77
8.4 水平地盤ばねの非線形性.....	80
9. 杭頭の検討.....	82
9.1 鉛直押し抜きせん断に対する検討.....	83
9.2 水平支圧に対する検討.....	84
10. 基礎スラブの面外せん断力に関する検討.....	85
10.1 検討概要.....	85
10.2 検討結果.....	85
11. 地下水による浮力を考慮した常時荷重時の影響検討.....	88
11.1 概要.....	88
11.2 常時荷重に対する検討.....	88

1. 概要

本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「V-2-2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答解析」
- ・添付書類「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」
- ・添付書類「V-2-11-2-15 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」

なお、2章・10章・11章は基礎スラブ、3章は液状化、5章・8章・9章は杭、4章・6章・7章は屋根トラスについて補足する。

「2. 基礎スラブの鉛直方向の応答について」では3次元FEMにより基礎スラブの鉛直方向応答の分布を示し、影響が小さいことを確認する。「10. 基礎スラブの面外せん断力に関する検討」では、面外せん断力の評価をRC-N規準に基づく短期許容応力度で行う。「11. 地下水による浮力を考慮した常時荷重時の影響検討」では、浮力を考慮した場合に常時の構造健全性を確認する。

「3. 液状化に対する補足説明」では、添付書類「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」の別紙に示した有効応力解析の条件設定、結果の詳細について補足する。

「5. 杭の水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討」では杭の水平2方向の影響について、「8. 杭の水平載荷試験について」では水平載荷試験の概要と設計への反映方法について、「9. 杭頭の検討」では杭頭の健全性について記載する。

「4. 屋根トラスの二次部材及び屋根スラブに関する検討」では屋根トラス2次部材の健全性について、「6. 屋根トラスの検討用地震動の選定について」では屋根トラスのばらつきを考慮した検討用地震動の選定について、「7. 屋根トラスの水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討」では屋根トラスの水平2方向の影響について記載する。

2. 基礎スラブの鉛直方向の応答について

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として、ここでは、基礎スラブの面外柔性による鉛直方向の応答について、添付書類「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S_d-D1 (UD) 波に対する動的応答解析結果を整理して提示する。

2.1 基礎スラブの鉛直方向の応答変位

底面地盤ばねの固定端に対する最大応答相対変位を図2-1に、代表節点の応答変位、地盤変位及び両者の差として算定される相対変位の時刻歴を図2-2に示す。また、隅角部2点と中央部1点の鉛直方向の応答変位時刻歴ならびに隅角部と中央部の鉛直方向の応答変位の差の時刻歴を図2-3に示す。

これらの図より、基礎スラブの応答変位は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も0.072 cmと小さいこと(図2-1)、また、端部と中央部の変位差の最大値は0.02 cm程度と小さく(図2-3)、面外柔性による基礎スラブの変形は極めて小さい値となっていることが分かる。

2.2 基礎スラブの鉛直方向の応答加速度

基礎スラブの鉛直方向の最大応答加速度のコンター図を図2-4に示す。

面外柔性の影響により、最大応答加速度は基礎スラブの位置によって差があり、最大値は245.85 cm/s²、最小値は200.81 cm/s²となっている。

しかしながら、質点系モデルでの基礎スラブ上端の鉛直方向の最大応答加速度227 cm/s²に対する増幅率は8%程度であり、基礎版の最大検定比である0.867(EW方向の曲げモーメント)に対して裕度内に十分に収まるレベルとなっている。

2.3 鉛直方向の応答加速度増幅により機器への影響について

3次元FEMモデルを用いた解析結果は、質点系モデルの解析結果に対して約8%増幅しているが、機器の構造評価に用いる応答加速度(1.2ZPA)は、質点系モデルの解析結果に対して2割増した値を用いているため問題無い(表2-1)。なお、動的機能維持評価に用いる応答加速度(1.0ZPA)は、質点系モデルの解析結果に2割増しをしないが、使用済燃料乾式貯蔵建屋内に動的機能維持評価の対象機器は無い。

表2-1 3次元FEMモデルの応答解析結果と機器評価用応答加速度との比較

機器評価用応答加速度 (×9.8 m/s ²)		3次元FEMモデル による応答加速度
1.0ZPA	1.2ZPA	
0.24 (227 cm/s ²)	0.28	0.26 (245.85 cm/s ²)

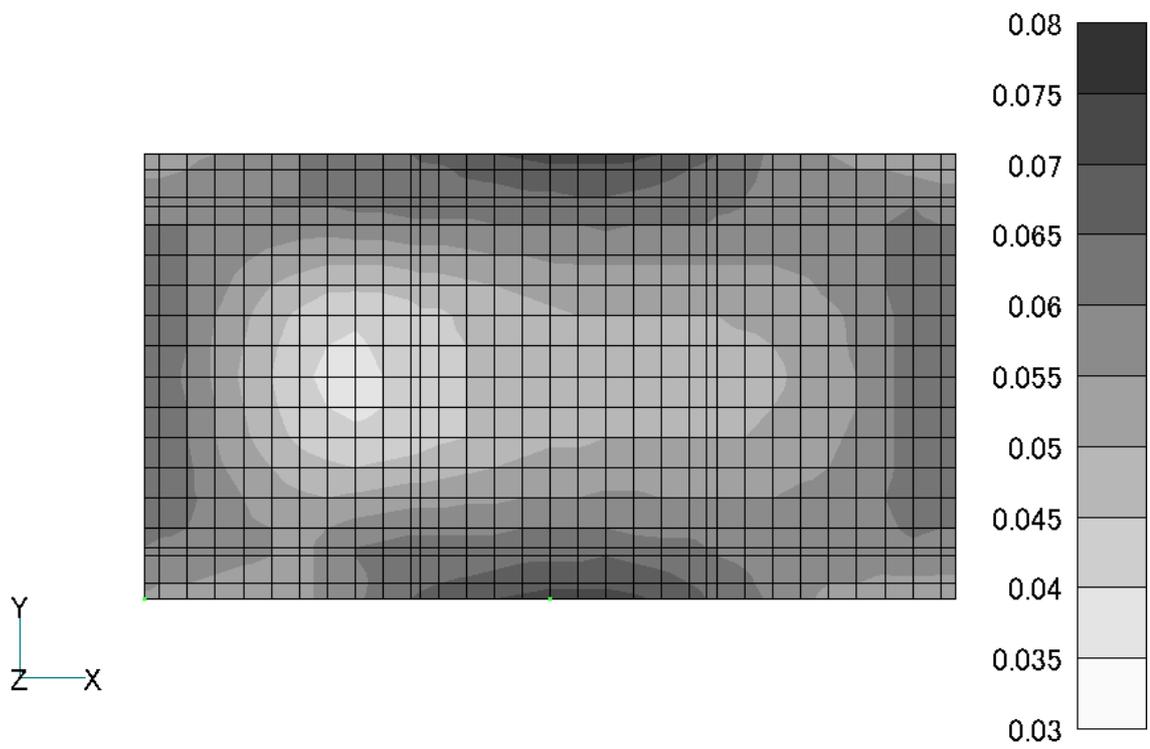
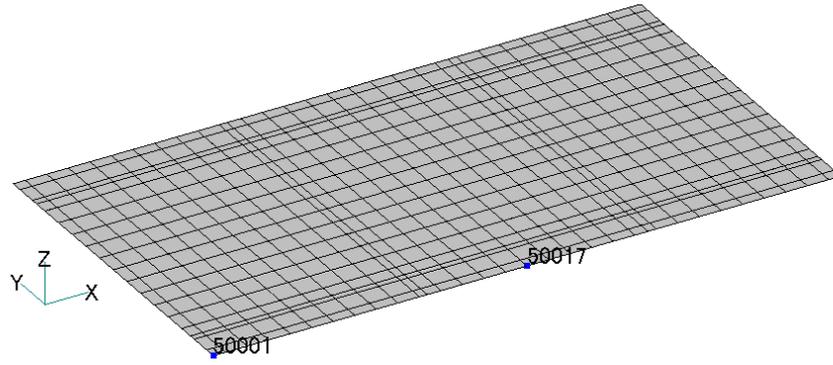


図 2-1 基礎スラブの鉛直方向の最大応答相対変位のコンター図 (入力波 S_d-D1 (UD))
最大値 : 0.072 cm, 最小値 : 0.038 cm



[単位 : cm]

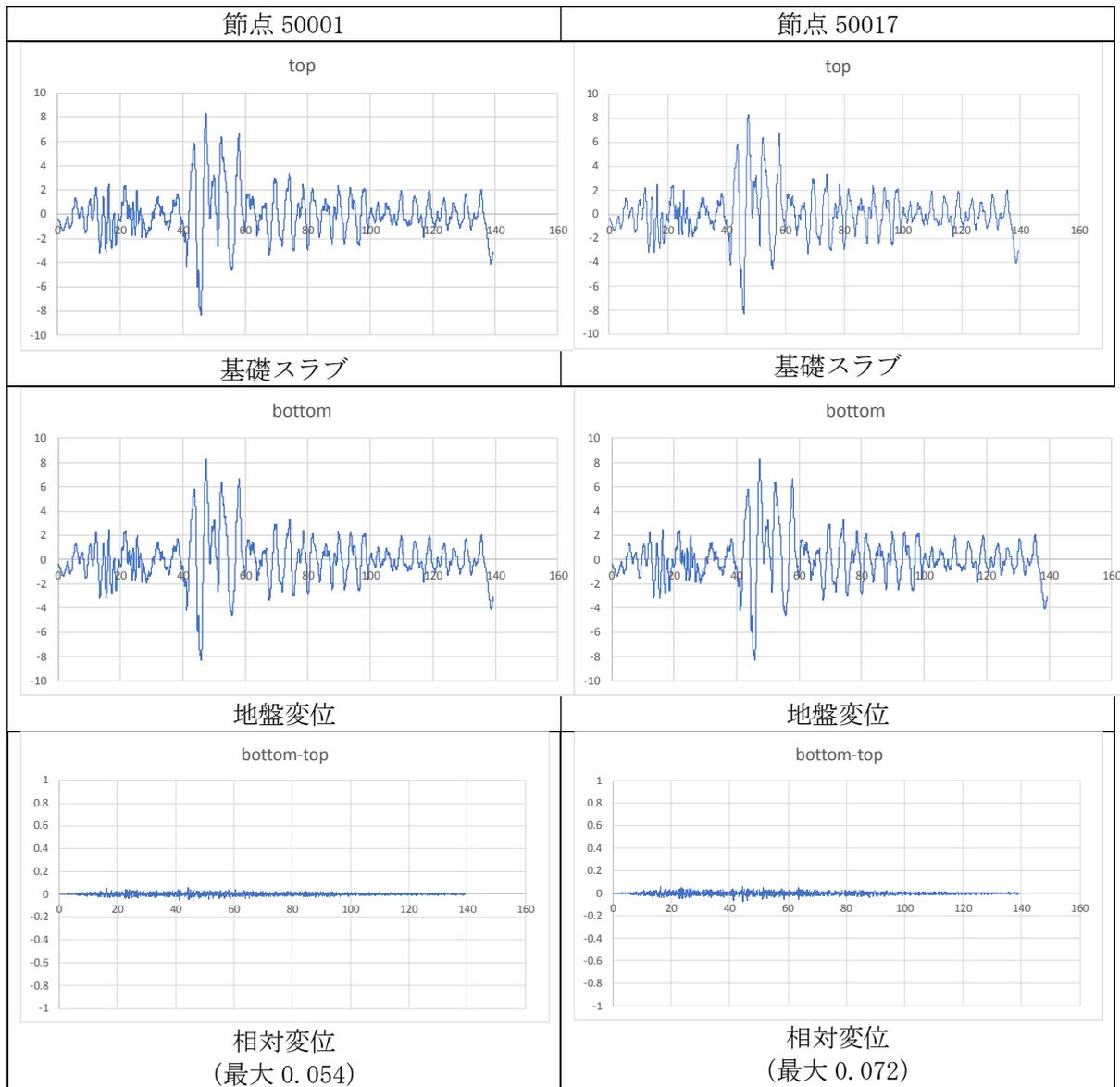
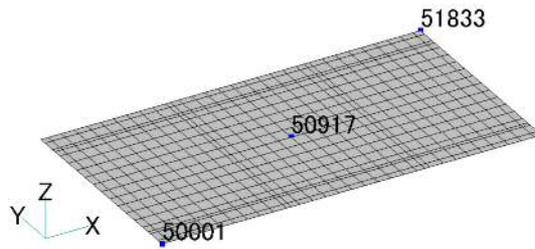
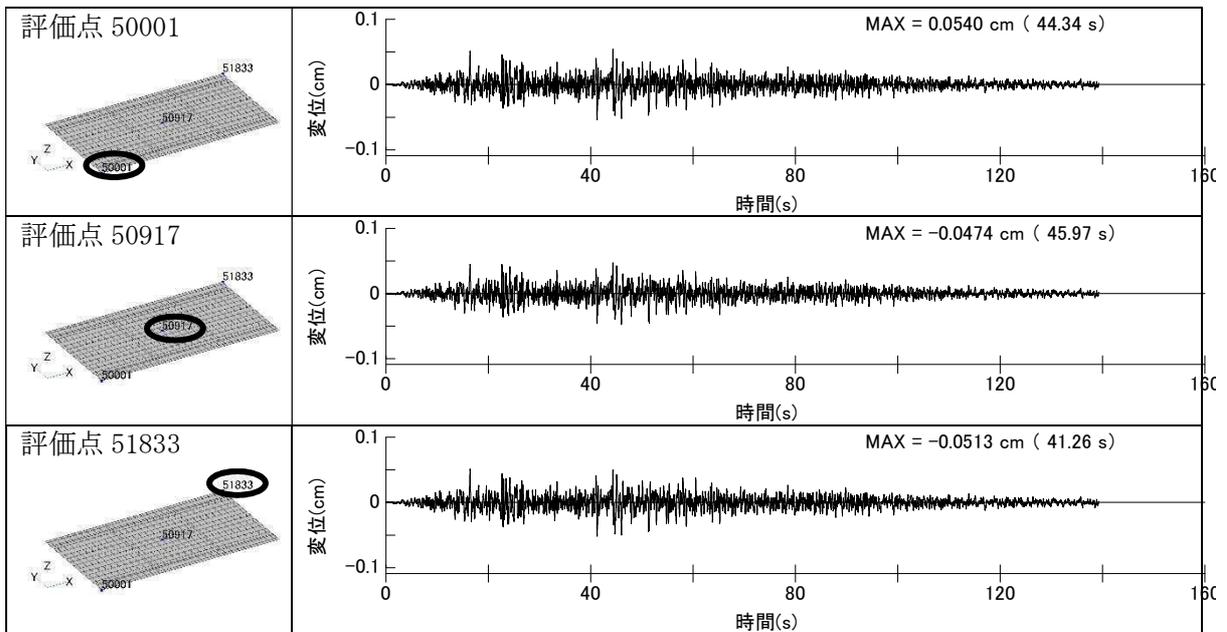


図 2-2 代表節点の鉛直方向の応答変位時刻歴と相対変位時刻歴



相対変位時刻歴



相対変位の差の時刻歴

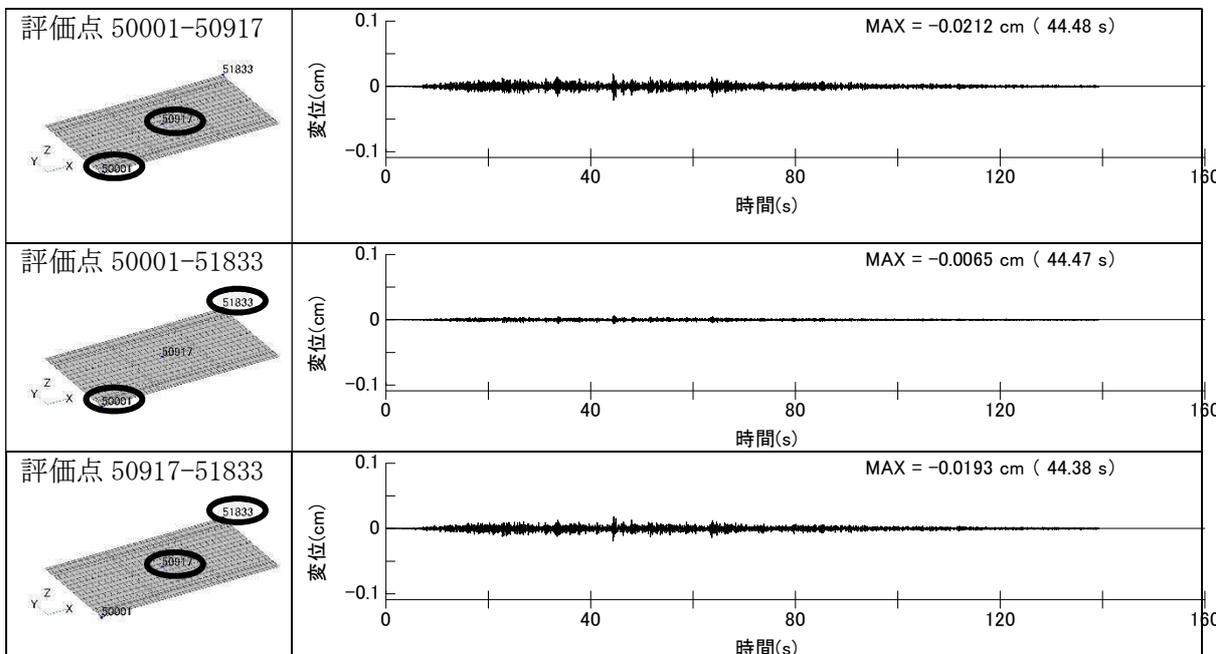


図 2-3 隅角部と中央部の鉛直方向の応答変位時刻歴
及び隅角部と中央部の鉛直方向の応答変位の差の時刻歴

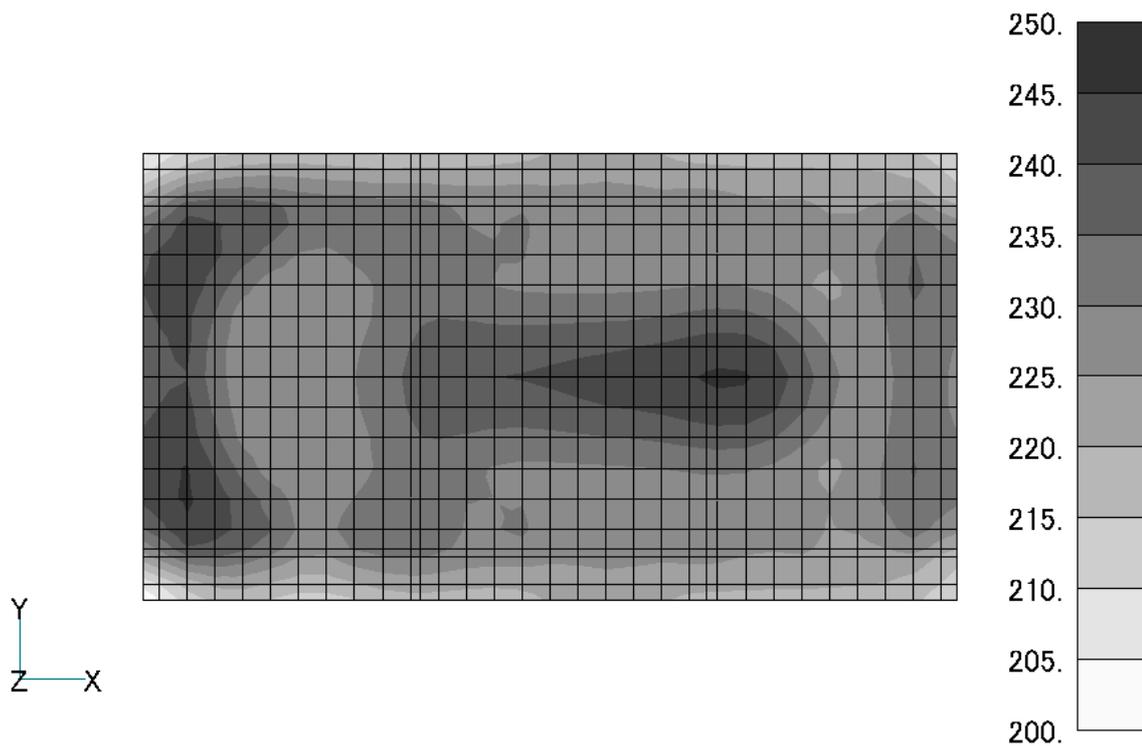


図 2-4 基礎スラブの最大応答加速度のコンター図（入力波 S_a-D1 (UD)）
 最大値：245.85 cm/s^2 ，最小値：200.81 cm/s^2

質点系の応答値 227 cm/s^2

添付書類「V-2-2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算書」より

3. 液状化に対する補足説明

3.1 検討概要

添付書類「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。

図 3-1 に設置変更許可申請で定めた液状化影響検討の組合せの設定フローを示す。「敷地全体の原地盤の液状化強度特性」には、使用済燃料乾式貯蔵建屋の設置位置の地層で得られた液状化強度特性に基づいている。そのため、使用済燃料乾式貯蔵建屋はフロー右側の「個別の施設設置位置における液状化強度特性を考慮した影響検討を行うことを基本とする。」を適用する。ここでは、設置位置近傍の標準貫入試験等の結果から、使用する液状化強度特性の信頼性を合わせて確認する。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の液状化影響検討で液状化を考慮する地盤は、du 層、Ag2 層、D1g-1 層、D2g-2 層、D2g-3 層である。建屋西側斜面部（du 層、D1g-1 層）、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（以下基本物性という。）を用いる。基本物性を用いる Ag2 層及び D2g-3 層は、地盤物性の信頼性を確認した上で、液状化強度試験結果の下限値を包絡する D1g-1 層の物性値を用いる。建屋西側斜面部を除く du 層及び 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。

なお、杭基礎周辺の地盤については、建築基礎構造設計指針の液状化判定に基づき液状化しないことを確認した上で、液状化しない場合の構造健全性を添付書類「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」に示している。表 3-1 に液状化判定を示す。

表 3-1 建築基礎構造設計指針に基づく液状化判定

地層	τ_l / σ'_z	τ_d / σ'_z	F1	F1 判定値	判定
du	12.0	1.12	10.7	1 以上	OK
Ag2	35.8	1.05	34.2		OK
D2g-3	4.7	0.91	5.1		OK

注 : τ_l / σ'_z : 液状化抵抗比

τ_d / σ'_z : 等価な繰返しせん断応力比

$$F1 = (\tau_l / \sigma'_z) / (\tau_d / \sigma'_z)$$

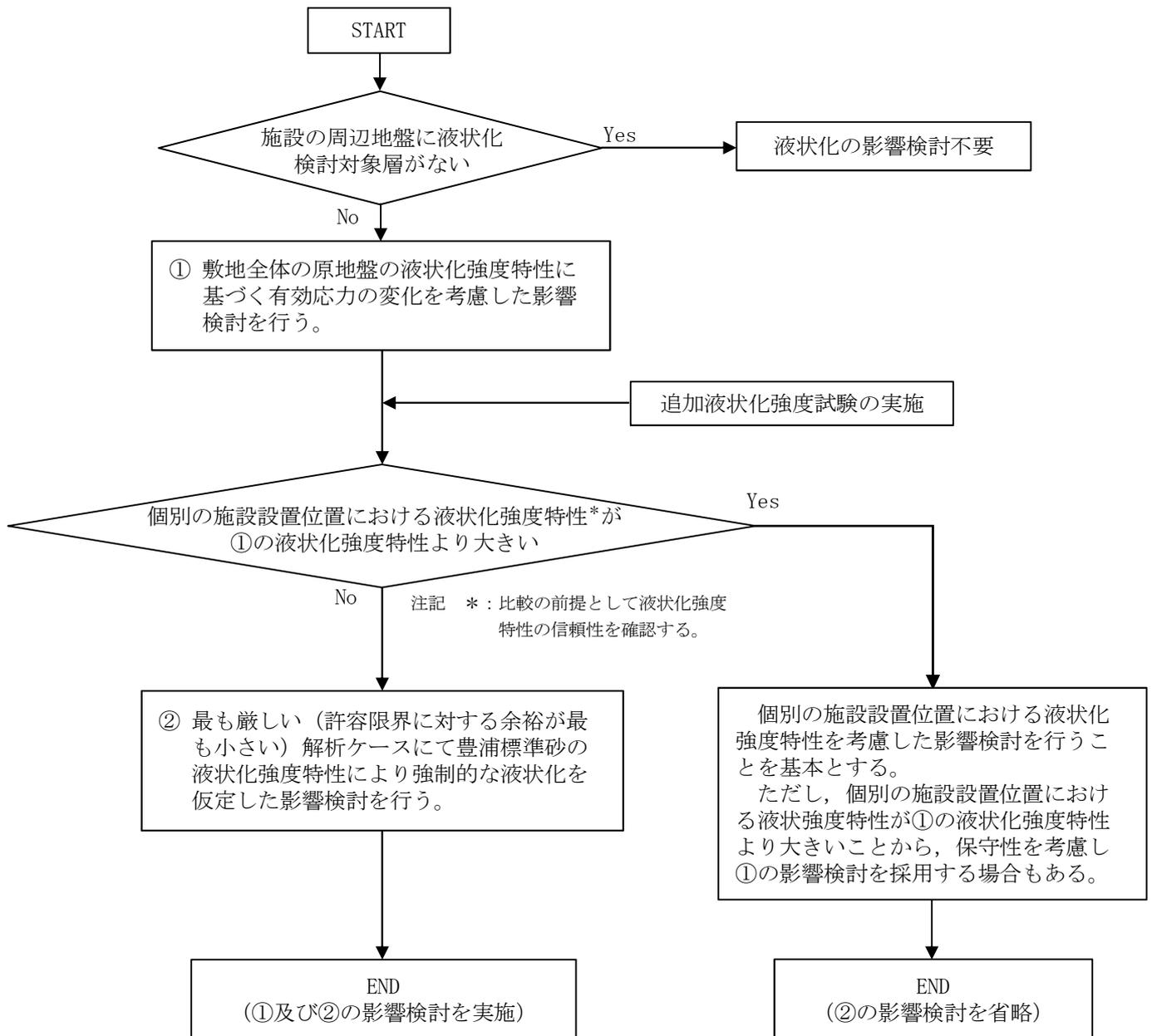


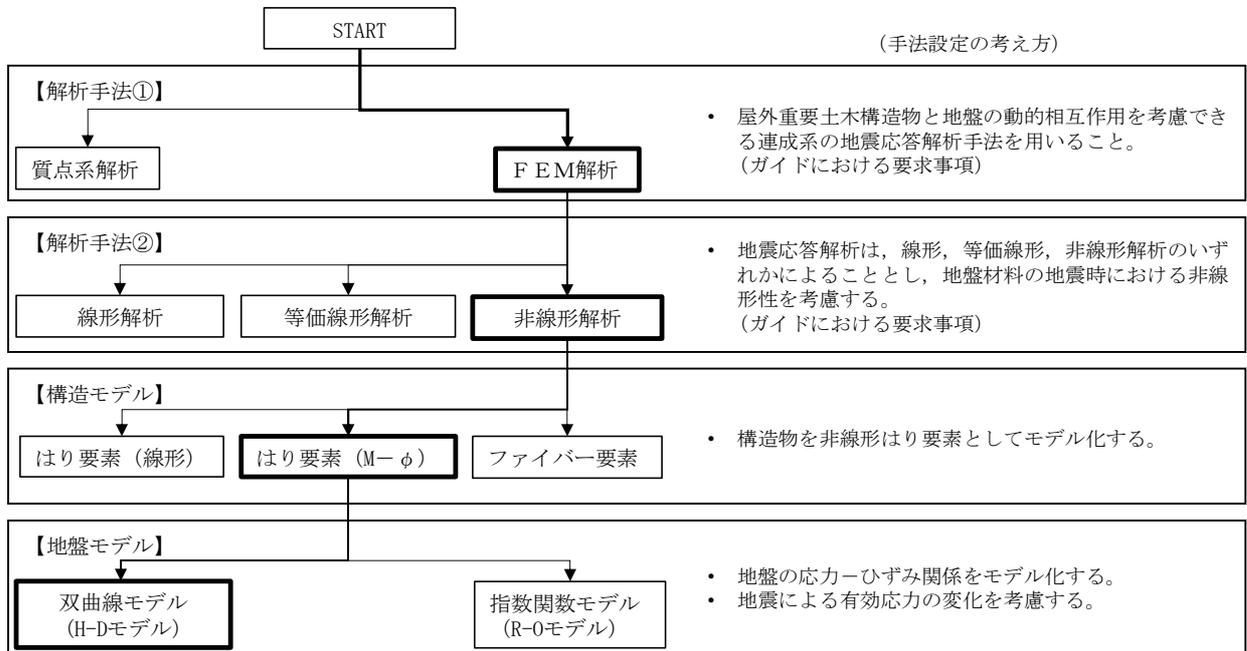
図 3-1 液状化影響検討の組合せの設定フロー

3.2 解析方法

3.2.1 地震応答解析手法

使用済燃料乾式貯蔵建屋の有効応力の変化を考慮した地震応答解析（以下、地震応答解析という。）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。部材については、梁要素及び平面ひずみ要素を用いることとする。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適切に考慮できるようにモデル化する。地震応答解析については、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、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「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

地震応答解析手法の選定フローを図3-2に示す。



注：上部建物は1次固有周期が等価となる線形の2次元モデルとする。杭を非線形梁要素としてモデル化する。

図3-2 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力-せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力-せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力-せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力-せん断ひずみ関係の

骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら2つの特徴を表現できる双曲線モデル（H-Dモデル）を選定する。

3.2.2 地震応答解析の検討ケース

杭の耐震設計における検討ケースを表3-2に示す。基礎指針に基づく簡易な評価法により液状化しないことを確認し、①～③、⑤及び⑥については全応力解析で実施しているため、有効応力解析は「④ 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」を対象とする。

表3-2 耐震設計における検討ケース

解析ケース	①	②	③	④	⑤	⑥
解析ケース	原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース)	地盤物性のばらつきを考慮(+1σ)した解析ケース	地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース	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	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
地盤剛性の設定	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1σ)	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(-1σ)	敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度*	原地盤のせん断波速度	原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1σ)
液状化強度特性の設定	原地盤に基づく液状化強度特性(-1σ)	原地盤に基づく液状化強度特性(-1σ)	原地盤に基づく液状化強度特性(-1σ)	敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性*	液状化パラメータを非適用	液状化パラメータを非適用

注記 *：液状化強度特性の信頼性を確認した地層については原地盤に基づく物性を用いる。

3.3 解析条件

3.3.1 解析モデル

(1) 地盤のモデル化

地盤モデルは、直交する 2 断面とする。図 3-3 に地質断面図を示す。解析領域として、鉛直方向は EL. -80 m 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 200 m 以上確保しており、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。

解析モデルを図 3-4 に示す。地盤は平面要素でモデル化し、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。

なお、有効応力解析では、添付書類「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」で杭応力の評価に用いている杭の水平載荷試験から評価した水平方向地盤反力係数は用いない。地下水位は地表面とする。

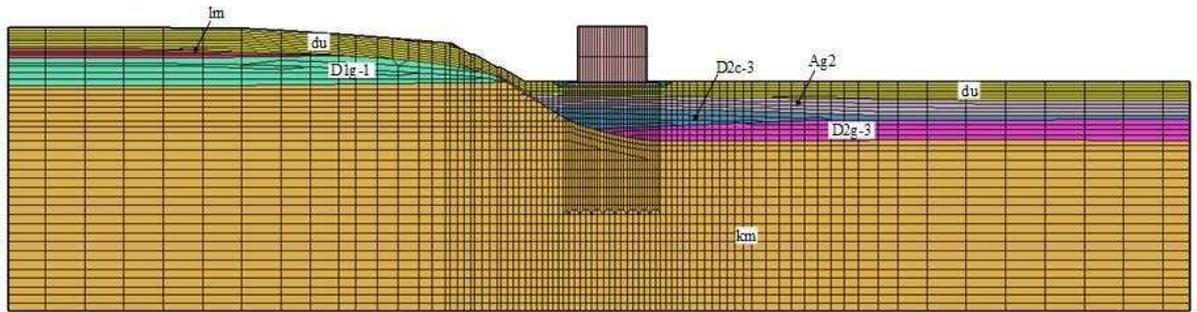


断面 (NS 断面)

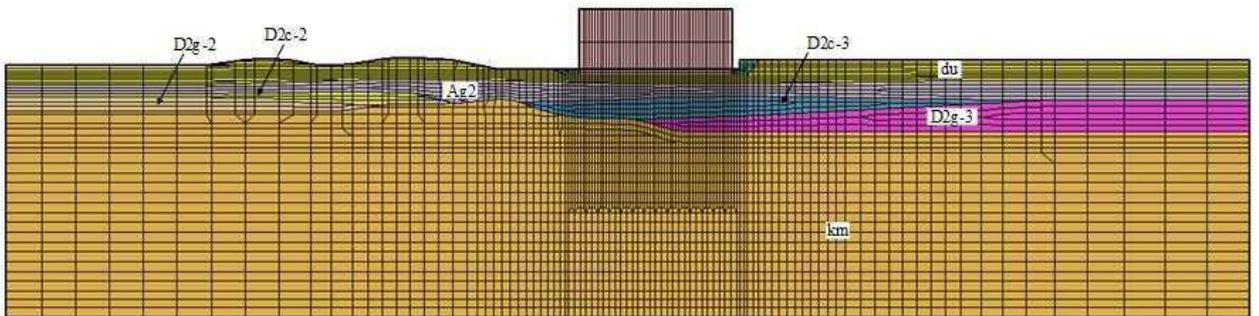


断面 (EW 断面)

図 3-3 地質断面図



(EW 断面, モデル幅 : 450 m, モデル底面 : EL. -80 m)



(NS 断面, モデル幅 : 440 m, モデル底面 : EL. -80 m)

図 3-4 解析モデル

(2) 地盤の諸元

地盤の諸元は、添付書類「V-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。地盤の物性値を表 3-3 に示す。

表 3-3 (1/2) 地盤の解析用物性値一覧 (液状化検討対象層)

パラメータ				原地盤								豊浦標準砂
				埋戻土	第四系 (液状化検討対象層)							
				f1	du	Ag2	As	Ag1	D2s-3	D2g-3	D1g-1	
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.98 (1.82)	1.98 (1.82)	2.01 (1.89)	1.74	2.01 (1.89)	1.92	2.15 (2.11)	2.01 (1.89)	1.958
	間隙比	e	—	0.75	0.75	0.67	1.2	0.67	0.79	0.43	0.67	0.702
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.26	0.26	0.25	0.26	0.25	0.19	0.26	0.25	0.333
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	358 (312)	358 (312)	497 (299)	378	814 (814)	966	1167 (1167)	1695 (1710)	12.6
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	253529 (220739)	253529 (220739)	278087 (167137)	143284	392073 (392073)	650611	1362035 (1362035)	947946 (956776)	18975
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.220	0.220	0.233	0.216	0.221	0.192	0.130	0.233	0.287
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0	0	0	0.012	0	0.01	0	0	0
	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	37.3	37.3	37.4	41	37.4	35.8	44.4	37.4	30
液状化特性	液状化パラメータ	ϕ_p	—	34.8	34.8	34.9	38.3	34.9	33.4	41.4	34.9	28
	液状化パラメータ	S_1	—	0.047	0.047	0.028	0.046	0.029	0.048	0.030	0.020	0.005
	液状化パラメータ	W_1	—	6.5	6.5	56.5	6.9	51.6	17.6	45.2	10.5	5.06
	液状化パラメータ	P_1	—	1.26	1.26	9.00	1.00	12.00	4.80	8.00	7.00	0.57
	液状化パラメータ	P_2	—	0.80	0.80	0.60	0.75	0.60	0.96	0.60	0.50	0.80
液状化パラメータ	C_1	—	2.00	2.00	3.40	2.27	3.35	3.15	3.82	2.83	1.44	

表 3-3 (2/2) 地盤の解析用物性値一覧 (非液状化層)

パラメータ				原地盤				
				第四系 (非液状化層)				新第三系
				Ac	D2c-3	lm	D1c-1	Km
物理特性	密度 () は地下水位以浅	ρ	g/cm ³	1.65	1.77	1.47 (1.43)	1.77	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot z$
	間隙比	e	—	1.59	1.09	2.8	1.09	1.16
変形特性	ポアソン比	ν_{CD}	—	0.10	0.22	0.14	0.22	$0.16+0.00025 \cdot z$
	基準平均有効主応力 () は地下水位以浅	σ'_{ma}	kN/m ²	480	696	249 (223)	696	動的変形特性に基づき z (標高) 毎に物性値を 設定
	基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅	G_{ma}	kN/m ²	121829	285223	38926 (35783)	285223	
	最大履歴減衰率	h_{max}	—	0.200	0.186	0.151	0.186	
強度特性	粘着力	C_{CD}	N/mm ²	0.025	0.026	0.042	0.026	
強度特性	内部摩擦角	ϕ_{CD}	度	29.1	35.6	27.3	35.6	$23.2+0.0990 \cdot z$

z : 標高 (m)

(3) 基本物性を用いる地盤

a. Ag2 層

建屋周辺地質調査位置図，N 値，細粒分含有率及び液状化強度比の深度分布等を図 3-5 に示す。液状化パラメータは，Ag2 層についてはボーリング F 孔での試料から設定している。

Ag2 層については，液状化強度試験を実施した F 孔 (■) では標準貫入試験を実施していないため，近接する事前確認ボーリングの PB-1 孔 (●) を用いて F 孔における液状化強度特性の代表性を確認する。PB-1 孔の液状化強度比 R_L について，建屋近傍の調査孔 (●) と比べ小さい傾向にあるため，F 孔の代表性を確認した。

b. D2g-3 層

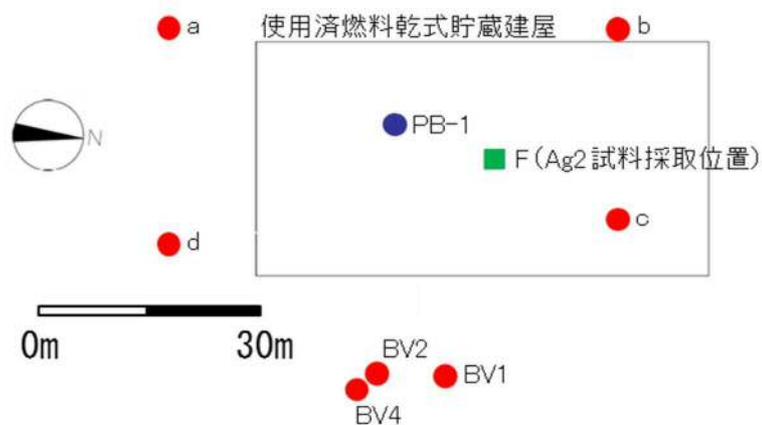
液状化強度試験供試体取得箇所と周辺ボーリング孔の分布位置図を図 3-6 に，液状化強度試験供試体と周辺ボーリング c 孔の粒度分布比較図を図 3-7 に，使用済燃料乾式貯蔵建屋近傍調査孔及び液状化強度試験箇所を表 3-4 に示す。

- ・ D2g-3 層の分布深度は，概ね G.L. -17 m ~ G.L. -25 m 程度に分布する。
- ・ 液状化強度試験用の供試体を取得したコア (■) 付近について，ボーリング (●) のコア観察記録では，数 mm から数十 mm の礫を含む砂礫層であり，標準貫入試験結果では，一部に N 値が 30 程度の箇所が認められるものの，概ね N 値 50 以上の強固な地層であることを確認した。c 孔の N 値 35 の箇所は，礫分が少ない部分に該当している。また，BV1 孔の N 値が 31 の箇所は，柱状図の記載によれば礫分が少なく，かつシルト分がやや多い部分に該当する。このように細粒分が多いことは，液状化強度特性が大きくなることに寄与する傾向の要因であるため，液状化強度特性下限値の設定への影響は小さいが，有効応力解析では保守的な配慮として，代表性を確認した当該地層の液状化強度特性の下限値を下回る地層の液状化強度特性を設定する。
- ・ 液状化強度試験用の供試体を取得したコア (■) とその近傍ボーリング c 孔の粒度分布は同様であることを確認した。

使用済燃料乾式貯蔵建屋設置位置における D2g-3 層の地質的性状に大きな差異がないことから，当該位置で取得した D2g-3 層の液状化強度特性は，使用済燃料乾式貯蔵建屋の評価に使用する液状化強度特性として代表性を有するものと判断される。

c. Ag2 層及び D2g-3 層に適用する物性値

使用済燃料乾式貯蔵建屋の液状化検討にあたって，施設直下に分布する地層のうち Ag2 層 (砂礫) 及び D2g-3 層 (砂礫) の液状化強度特性は，当該地点において液状化強度試験を実施していることから，豊浦標準砂の液状化強度特性を用いた評価は実施しない。ただし，これら 2 層の液状化強度特性の設定にあたっては，保守性を考慮し，これら 2 層の液状化強度特性の下限値を更に下回る D1g-1 (砂礫) の液状化強度特性を適用する。液状化強度特性の比較を図 3-8 に示す。



建屋周辺地質調査位置図

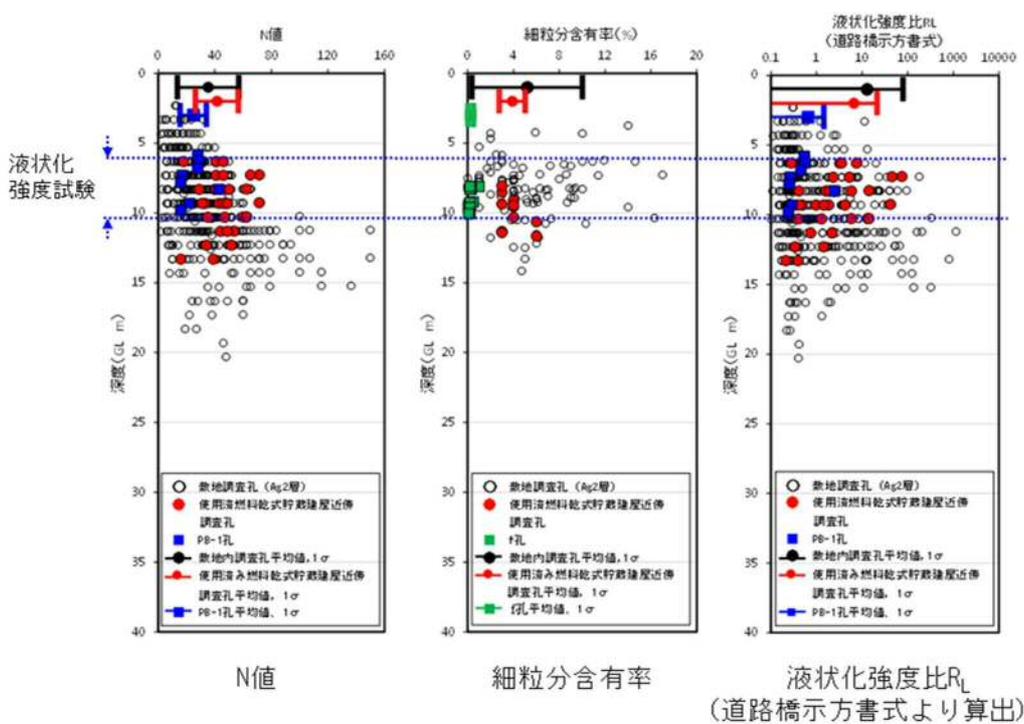


図 3-5 建屋周辺地質調査位置図, N 値, 細粒分含有率
及び液状化強度比の深さ方向分布 (Ag2 層)

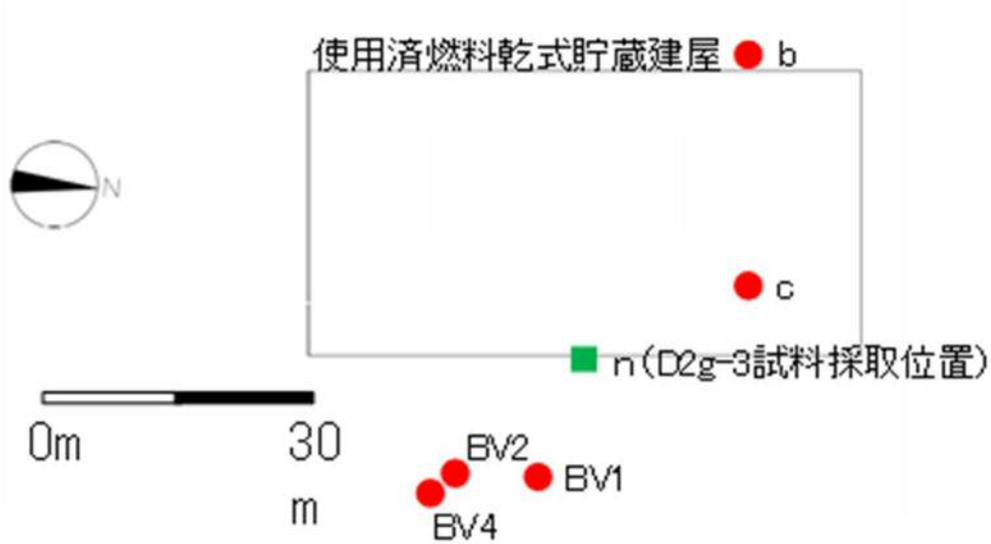


図 3-6 液状化強度試験供試体取得箇所と周辺ボーリング孔の分布位置図 (D2g-3 層)

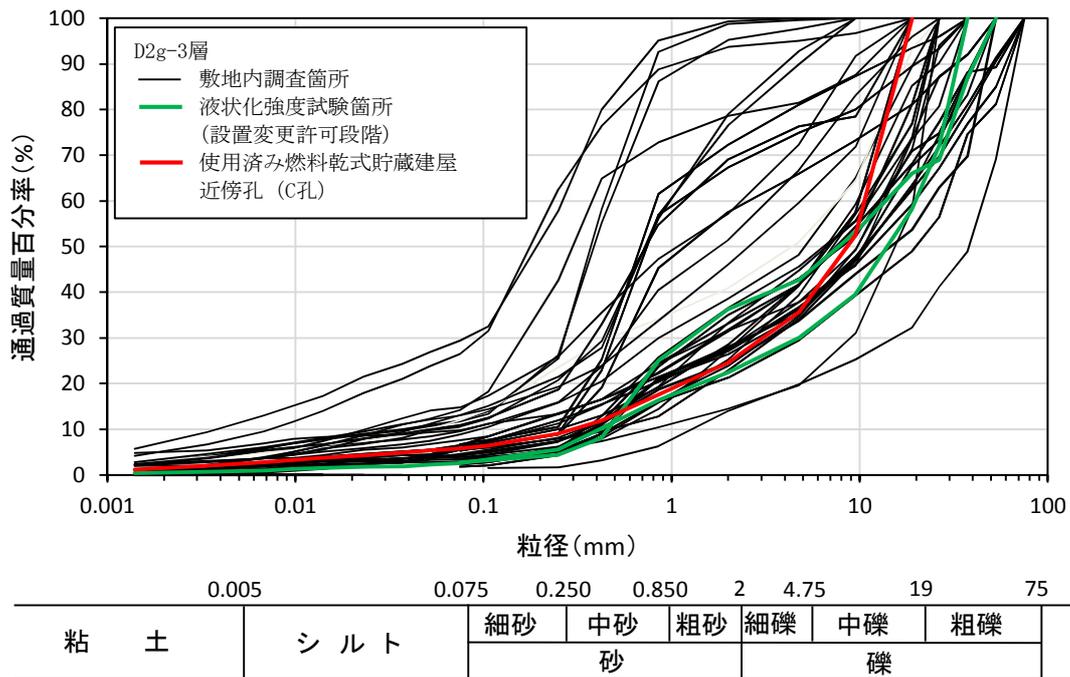


図 3-7 液状化強度試験供試体と周辺ボーリング c 孔の粒度分布比較図 (D2g-3 層)

表 3-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋近傍調査孔及び液状化強度試験箇所 (D2g-3 層)

孔番		b		c		BV1		BV2		BV4	
D2g-3 層 確認深度	上端	G. L. -22.85 m		G. L. -21.15 m		G. L. -17.90 m		G. L. -17.64 m		G. L. -17.25 m	
	下端	G. L. -23.20 m		G. L. -25.22 m		G. L. -22.10 m		G. L. -21.90 m		G. L. -21.91 m	
柱状図記載内容		<ul style="list-style-type: none"> 礫は 5 mm~30 mm 亜角礫 礫種は, 砂岩, 粘板岩, 花崗岩類 		<ul style="list-style-type: none"> 基質は粗砂の砂礫 礫は 10 mm~60 mm の亜円礫~亜角礫 礫種は, 砂岩, 粘板岩, ひん岩, チャートと多種 		<ul style="list-style-type: none"> 基質は淘汰不良な細~粗砂であり, 粘土分を含む G. L. -21.50 m 付近は礫分少ない 		<ul style="list-style-type: none"> 基質は細~粗砂を主体とし, 全体に淘汰不良 礫は 2 mm~60 mm の亜円~亜角礫 礫種は, 砂岩, 粘板岩, 花崗岩からなる 		<ul style="list-style-type: none"> シルト混じり砂礫 基質は細~粗砂を主体とし, 全体に淘汰不良 礫種は, 砂岩, 粘板岩, 花崗岩からなる 5 mm ~70 mm 大の亜円~亜角礫 	
標準貫入試験深度 及びN値		G. L. -23.10 m	N=167*	G. L. -21.15 m	N=68*	G. L. -18.15 m	N=88*	G. L. -18.15 m	N=75*	G. L. -18.15 m	N=65*
				G. L. -22.15 m	N=83*	G. L. -19.15 m	N=83*	G. L. -19.15 m	N=60*	G. L. -19.10 m	N=150*
				G. L. -23.15 m	N=68*	G. L. -20.15 m	N=125*	G. L. -20.15 m	N=214*	G. L. -20.15 m	N=60*
				G. L. -24.15 m	N=35	G. L. -21.15 m	N=31	G. L. -21.15 m	N=50	G. L. -21.15 m	N=100*

注記 * : 打撃回数 50 回において, 貫入長が 300 mm 未満の標準貫入試験箇所は次式により N 値を算出した。

$$\text{換算N値} = \frac{300 \text{ mm}}{\text{打撃回数 50 回における打込み長 (mm)}} \times 50$$

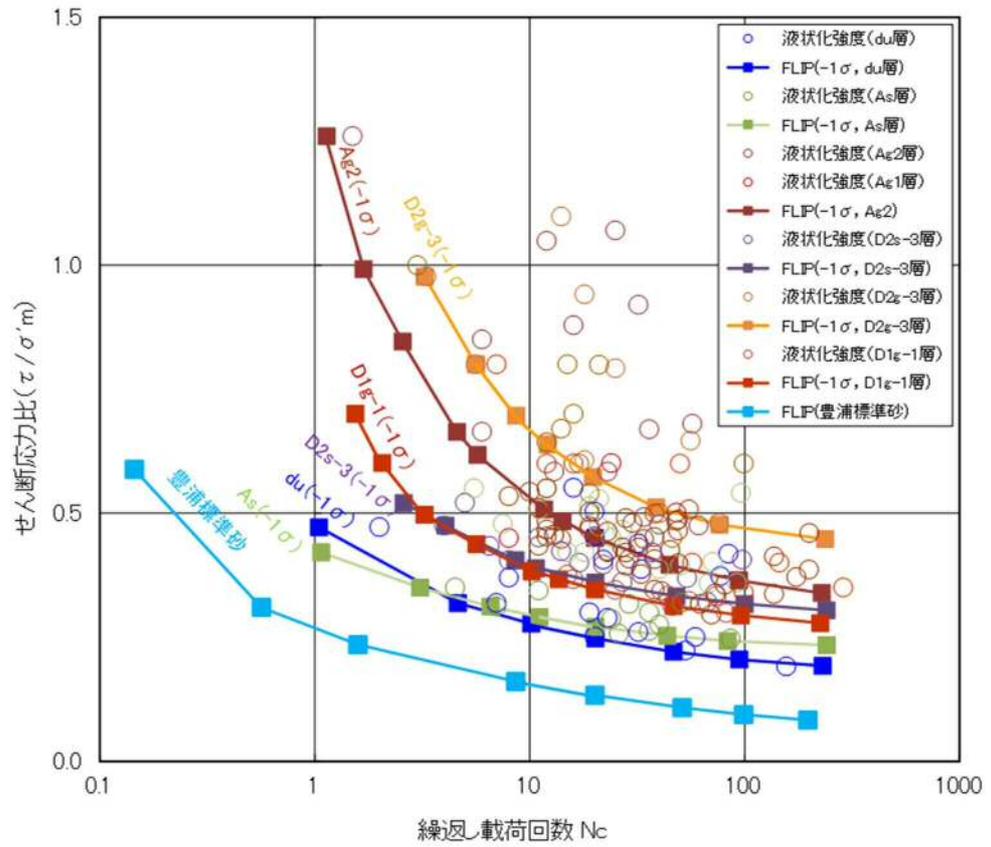
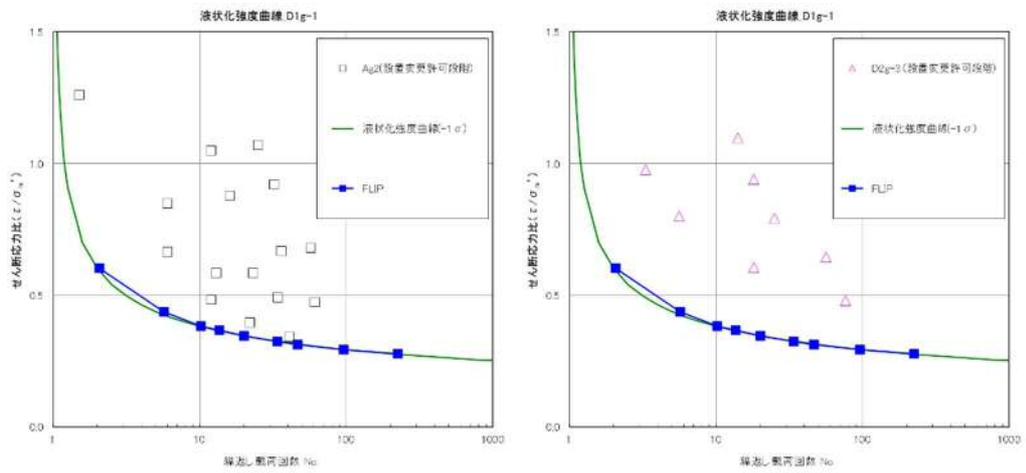


図 3-8 (1/2) 液状化強度特性の比較



(Ag2 層)

(D2g-3 層)

図 3-8 (1/2) 液状化強度特性の比較

(4) 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く1次固有周期と一致するように剛性を設定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、EW方向の上部構造の平面ひずみ要素への置換は、フレーム部の応答を模擬するために1次固有周期がほぼ等しい既工認モデルに基づいて行った。表3-5に建屋モデルに使用する材料の物性値を示す。

表3-5 建屋モデルに使用する材料の物性値

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	2.05×10 ⁵	7.90×10 ⁴	1

(5) 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3-6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3-6 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	318000	7824
腐食しろを 考慮した寸法	808.8	14	780.8	349.6	276100	6828

3.3.2 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ とする剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の 1 次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M] の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M] の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の 1 次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1 次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う 1 次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1 次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M] の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここで、

[C] : 減衰係数マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α 、 β : 係数

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められた 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は 1% (解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1% を採用している。) とする。また、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は 5% (J E A G 4 6 0 1 -1987) とする。

図 3-9 に Rayleigh 減衰の設定フローを，表 3-7 及び表 3-8 に固有値解析結果を示す。

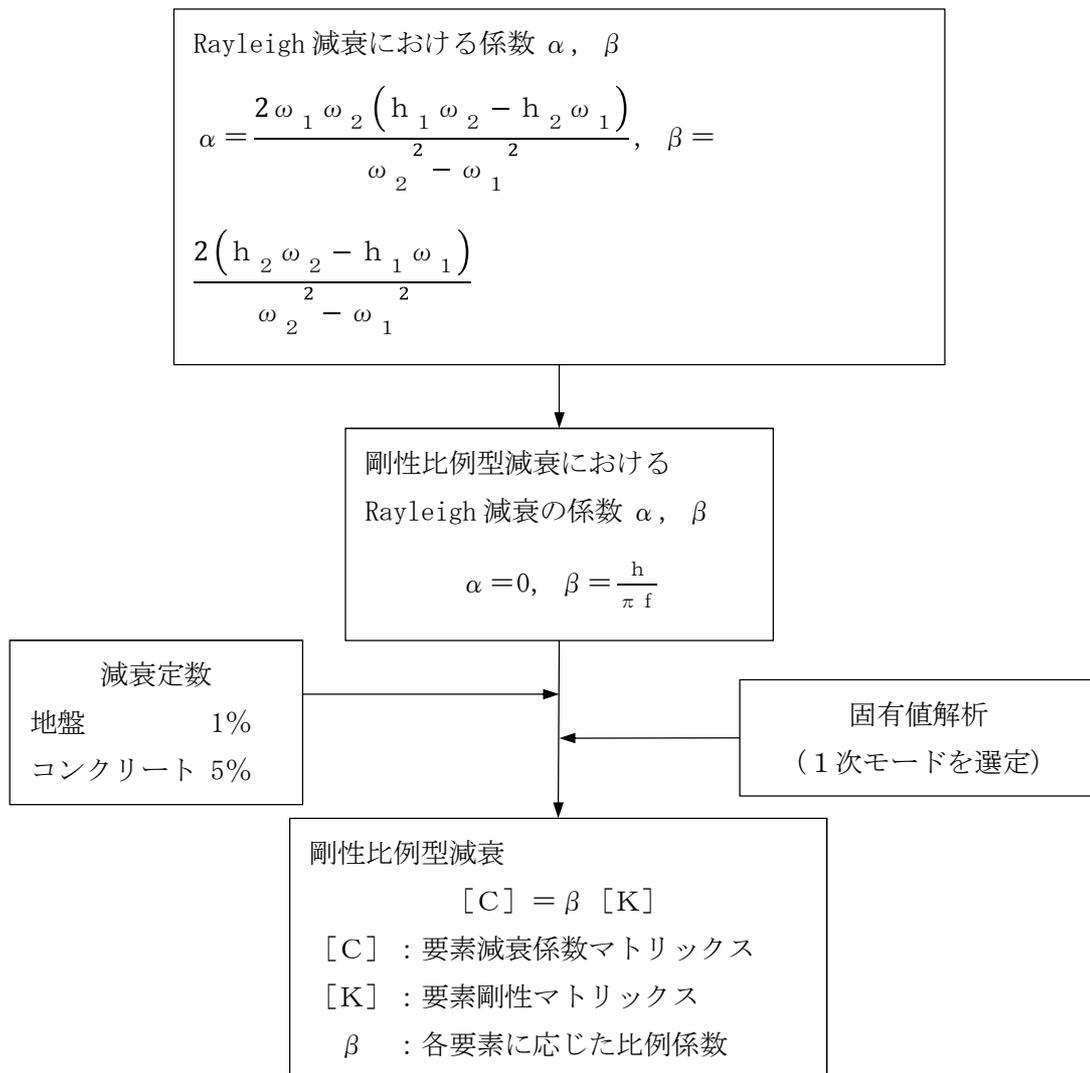


図 3-9 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3-7 EW 方向固有値解析結果

モード 次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.945	222.58	地盤・構造物の1次として採用
2	1.194	103.49	—
3	1.482	0.77	—
4	1.748	3.54	—
5	1.909	27.66	—
6	1.944	5.16	—
7	2.152	10.29	—
8	2.234	13.10	—
9	2.324	1.88	—

表 3-8 NS 方向固有値解析結果

モード 次数	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	1.023	229.11	地盤・構造物の1次として採用
2	1.163	28.62	—
3	1.442	10.68	—
4	1.759	12.83	—
5	1.915	23.03	—
6	2.017	40.96	—
7	2.025	11.47	—
8	2.076	13.10	—
9	2.145	17.59	—

3.3.3 入力地震動の設定

解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論により解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。本検討で用いる基準地震動は、全周期帯の応答が大きく継続時間の長い S_s-D1 とする。入力地震動算定の概念図を図3-10に、入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3-11及び図3-12に示す。

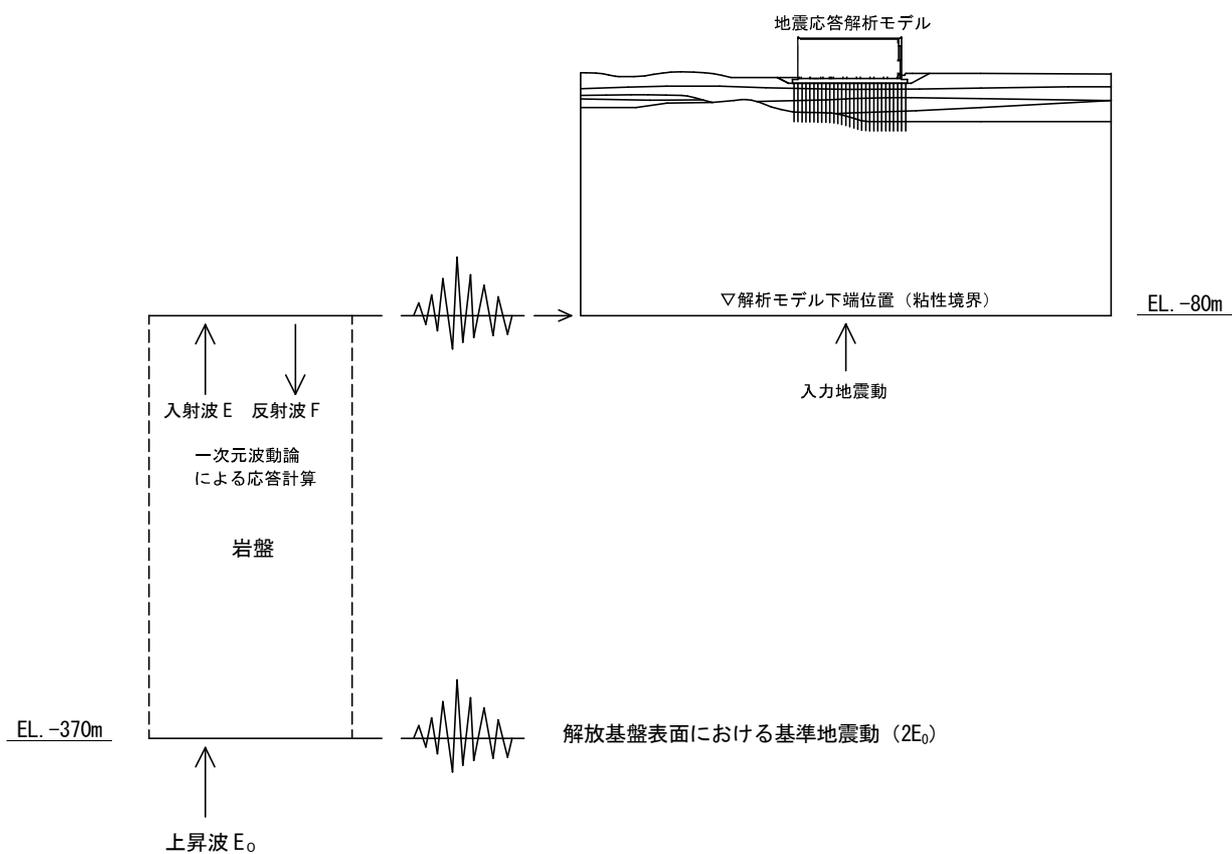
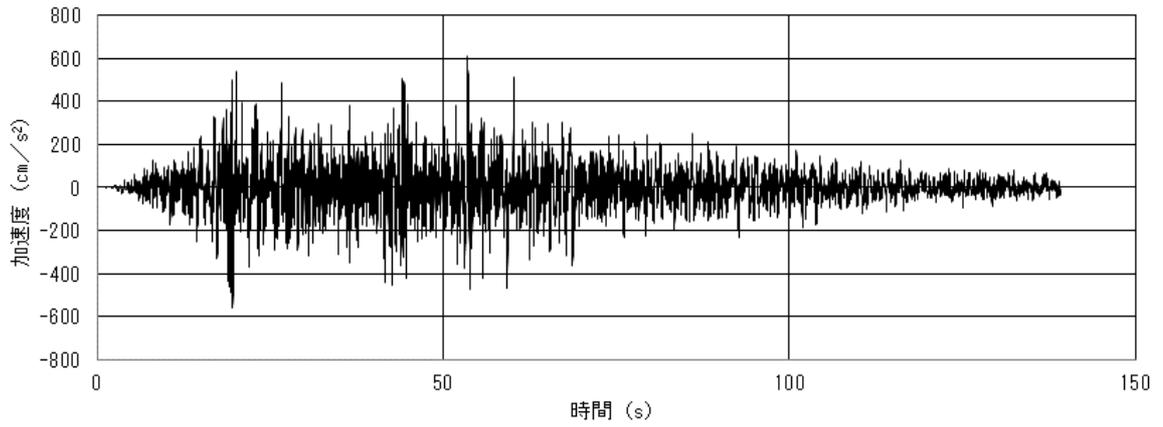
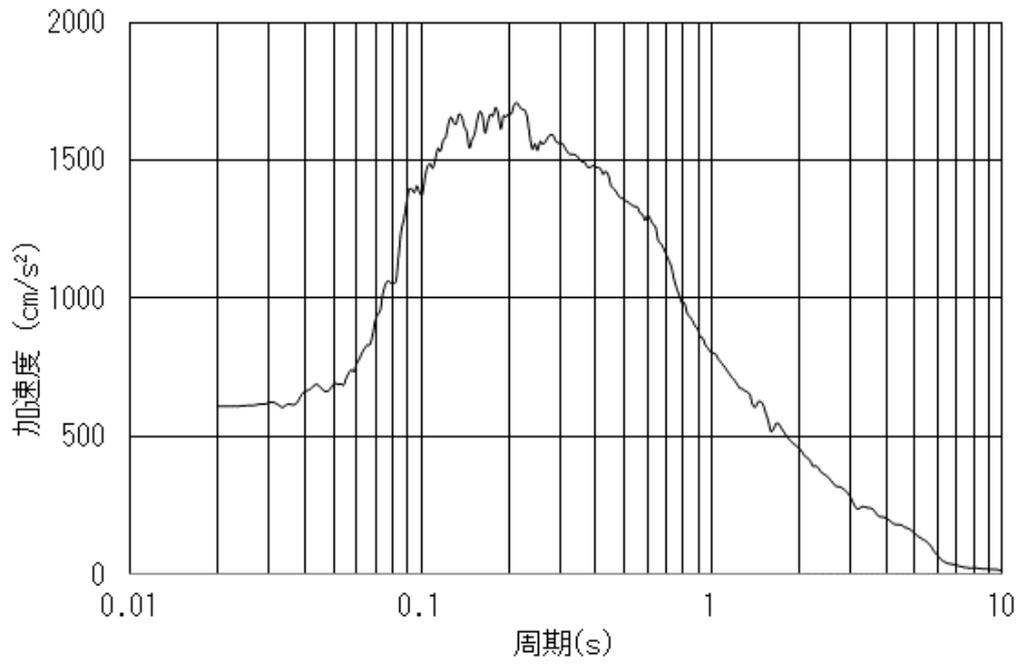


図 3-10 入力地震動算定の概念図

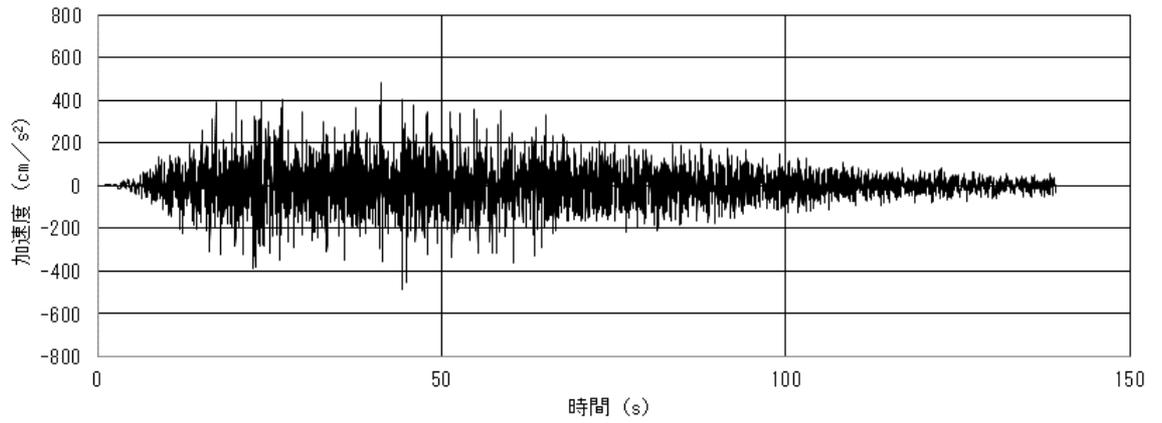


(a) 加速時刻歴波形

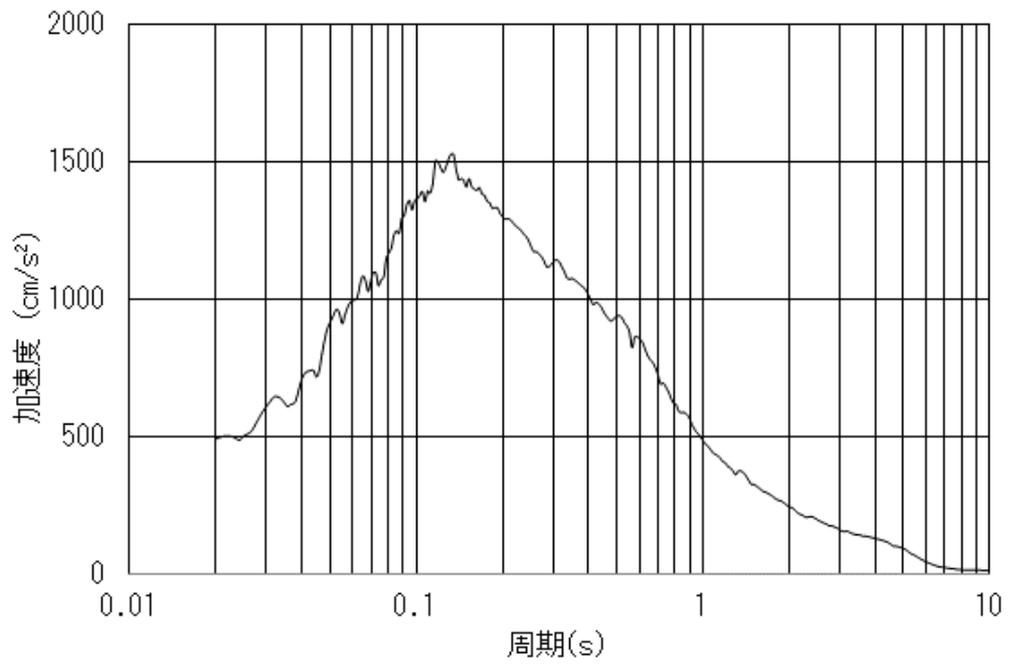


(b) 加速度応答スペクトル (h=0.05)

図 3-11 解析モデル底面での入力地震動 (水平方向)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル ($h=0.05$)

図 3-12 解析モデル底面での入力地震動 (上下方向)

3.3.4 解析に用いる地盤物性

Ag2層とD2g-3層以外の液状化考慮層（西側斜面部以外のdu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仮定した有効応力解析を行い，耐震評価を実施する。表 3-9 に解析に用いる地盤物性，図 3-13 及び図 3-14 に解析ケース概要図を示す。

表 3-9 解析に用いる地盤物性

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	斜面部は基本物性
	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	基本物性	斜面部のため
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	—

注記 * : D1g-1 を仮定

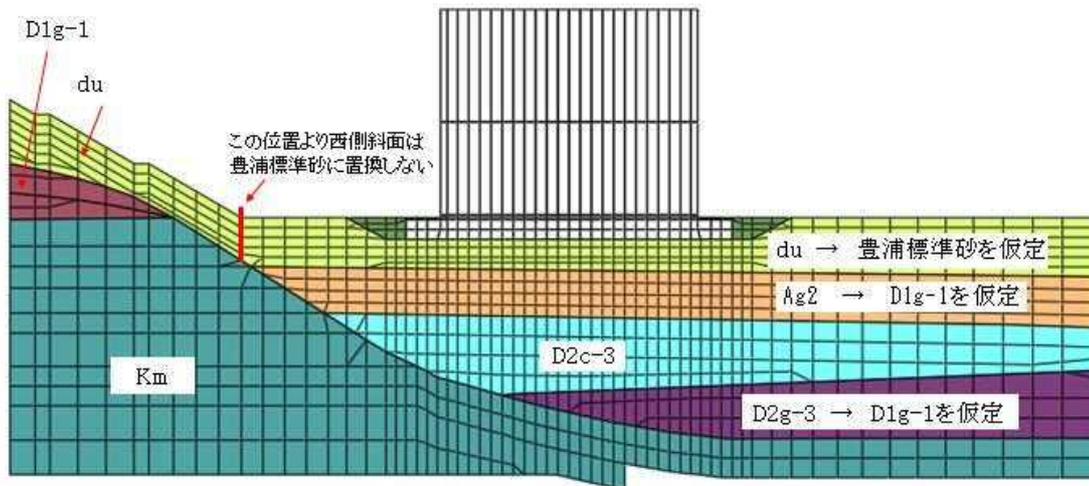


図 3-13 解析ケース概要図 (EW 断面)

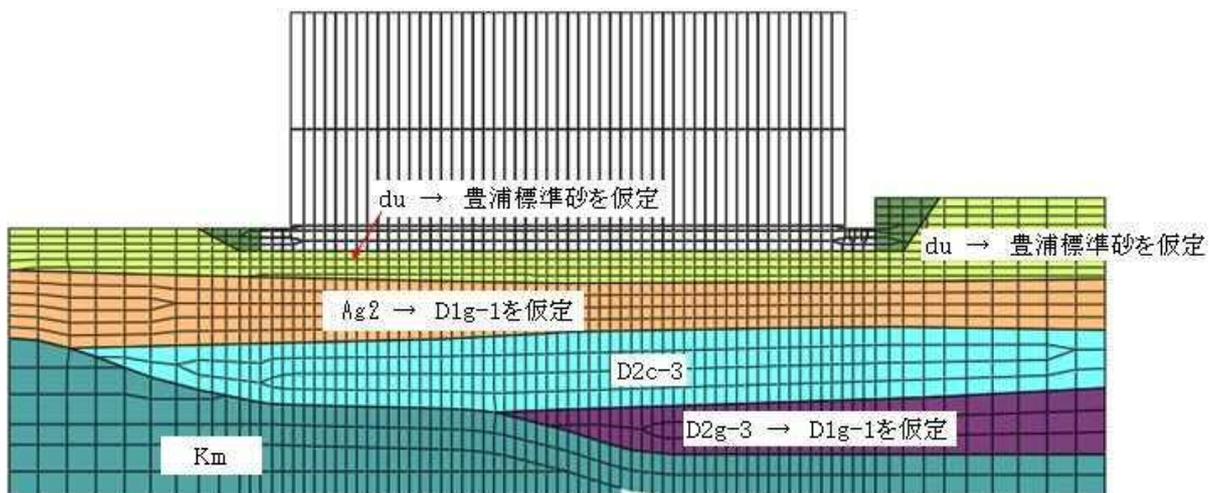


図 3-14 解析ケース概要図 (NS 断面)

3.4 許容限界

3.4.1 鋼管杭に対する許容限界

鋼管杭に対する評価は、杭体の曲率が終局曲率以内であることを確認する。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 は、「鋼構造塑性設計指針」に従い下式により算定する。杭の $M-\phi$ 関係を図 3-15 に示す。

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

$$M_{p0} = 4r^2 \cdot t \cdot \sigma_y$$

$$= 4 \times 397.4^2 \times 14 \times 1.1 \times 235 = 2.290 \times 10^9 \text{N} \cdot \text{mm} = 2290 \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$N_y = 2\pi \cdot r \cdot t \cdot \sigma_y = 2\pi \times 397.4 \times 14 \times 1.1 \times 235 = 9040 \text{kN}$$

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

ここで、

M_p : 杭断面に作用する軸力 N を考慮した全塑性モーメント (N・mm)

M_{p0} : 軸力 0 の時の全塑性モーメント (N・mm)

N : 軸力 (N)

N_y : 降伏圧縮限界耐力 (N)

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/mm²)

ϕ_y' : 全塑性モーメントに至る時の曲率

$E_s \cdot I_e$: 杭体の弾性時曲げ剛性 (N・mm²)

軸力 (N) を考慮した終局曲率 ϕ_u は、「鋼構造塑性設計指針」に従い、局部座屈が発生する点として次式で与える。

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

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

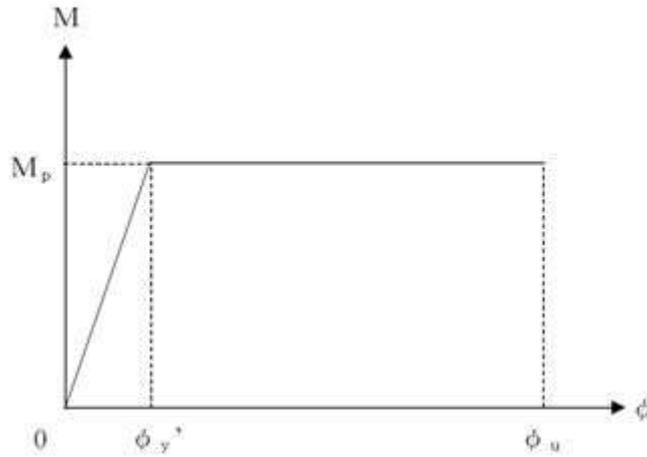


図 3-15 鋼管杭の M-φ 関係

終局せん断耐力 Q_u は次式で算定される。

$$Q_u = \frac{F_s \cdot A}{\kappa} = (235/\sqrt{3}) (349.6 \times 100) / 2.0 = 2350 \text{ kN}$$

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 N/mm²) 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検討は、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 3-10 に杭の鉛直載荷試験で得られた極限支持力を示す。杭の鉛直載荷試験は、二重管を用いて表層地盤の周面摩擦を除去して実施しているので、極限支持力は久米層のみの支持力によるものである。

表 3-10 杭の極限支持力 (単位: kN/本)

極限支持力
2740

3.5 解析結果

3.5.1 最大応答加速度

図 3-16 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。水平方向及び上下方向ともに、DC 建屋直下の地盤で大きな加速度が発生している。これは基礎スラブ底面及び側面と地盤をジョイント要素で接続したことにより生じるスパイク状の応答によるものである。DC 建屋や杭ではスパイク状の応答は発生していない。地表近傍の剛性の小さい豊浦標準砂で発生していることから、DC 建屋の応答へ及ぼす影響は小さいものとする。

図 3-17 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。

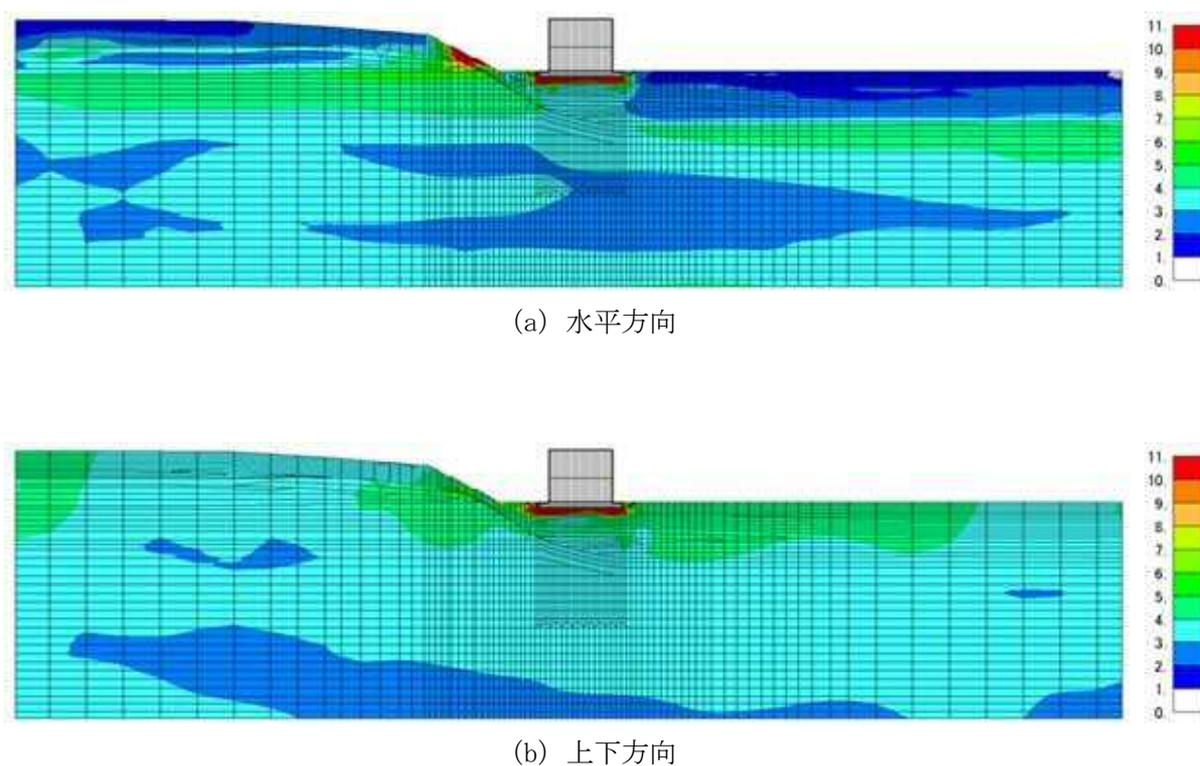
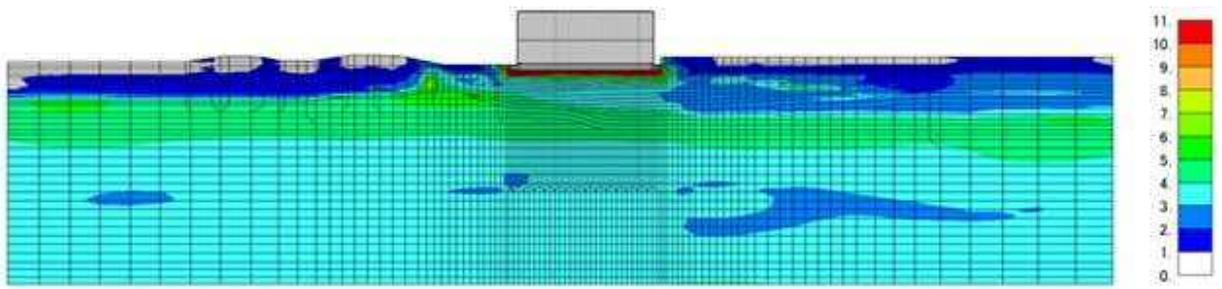
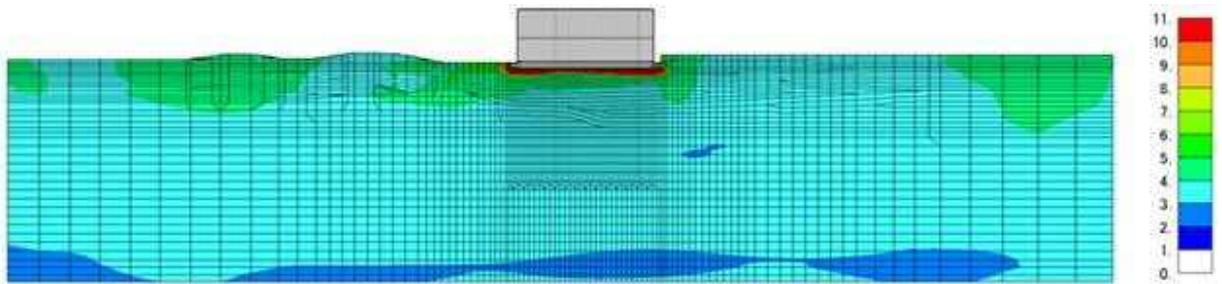


図 3-16 最大応答加速度 (EW 断面, 単位 : m/s^2)



(a) 水平方向



(b) 上下方向

图 3-17 最大応答加速度 (NS 断面, 单位 : m/s^2)

3.5.2 最大せん断ひずみ

図3-18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3-19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。

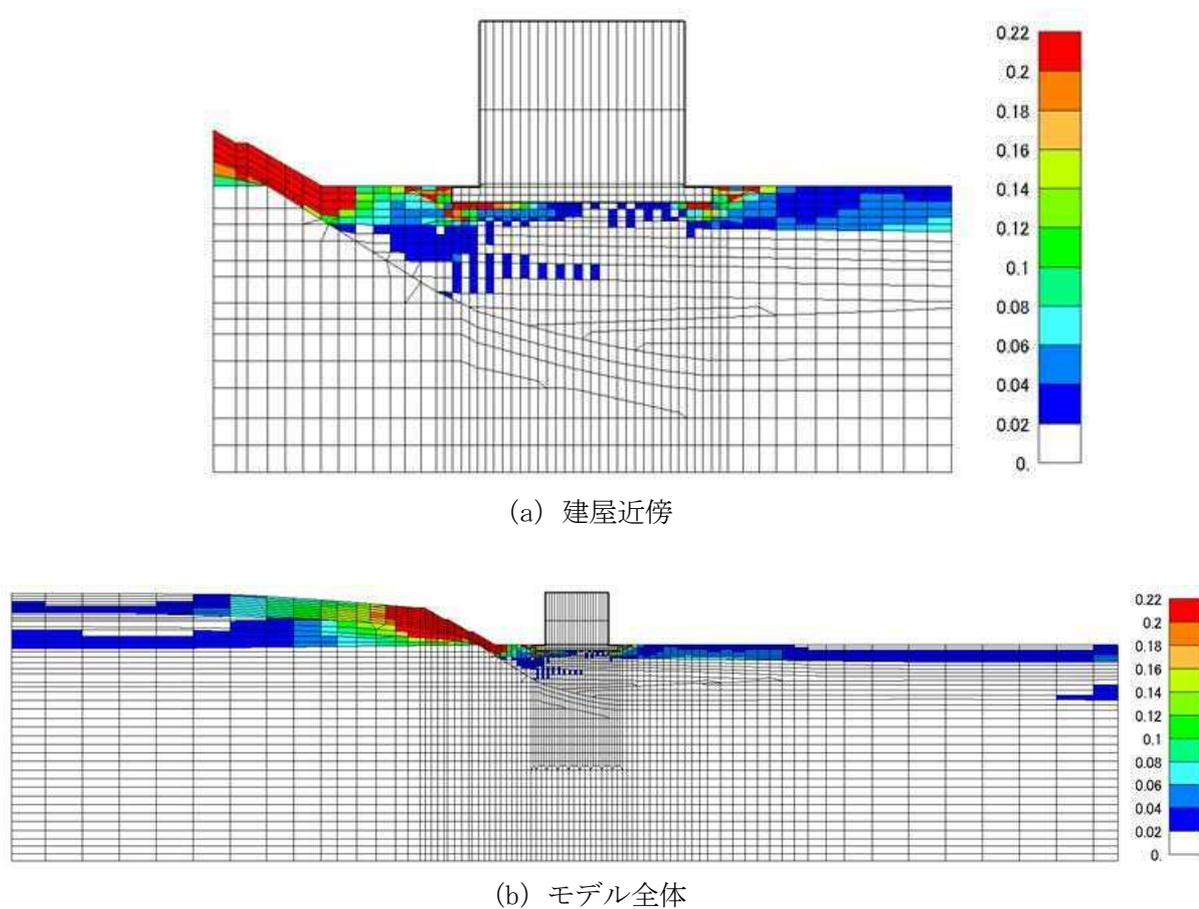
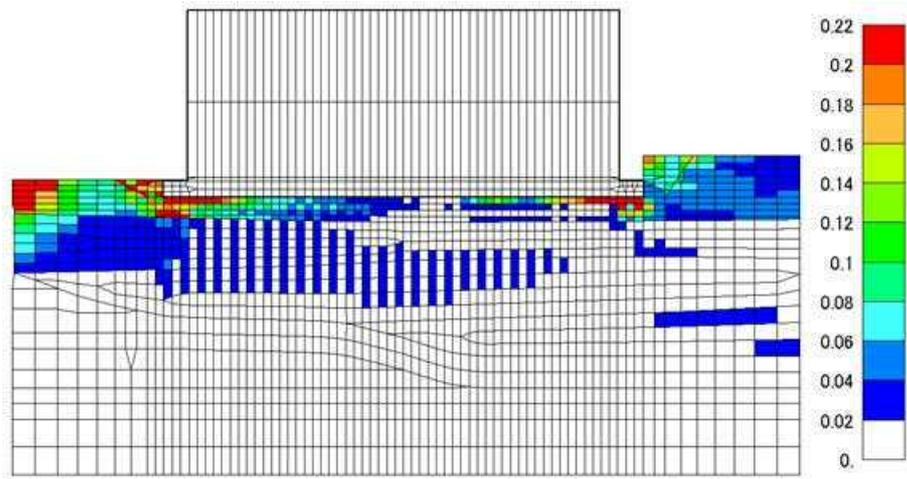
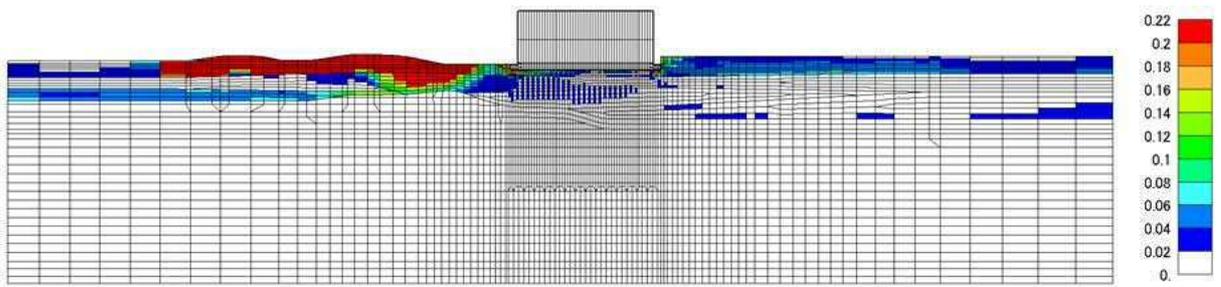


図3-18 最大応答せん断ひずみ (EW断面)



(a) 建屋近傍



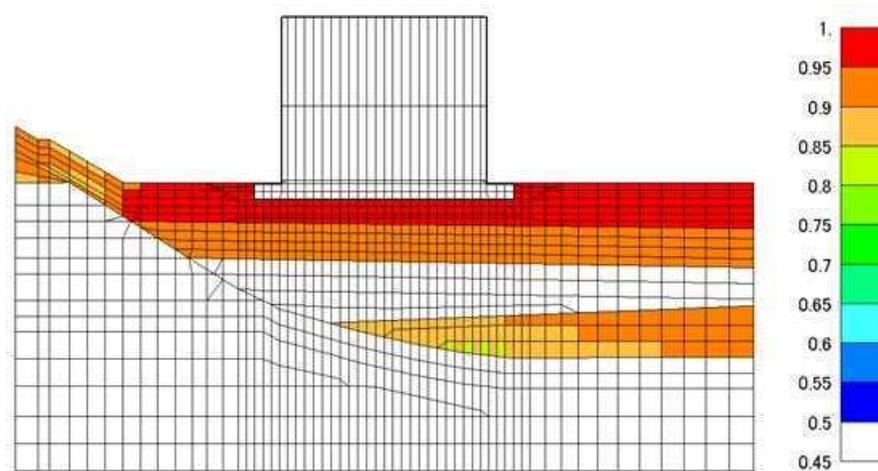
(b) モデル全体

図 3-19 最大応答せん断ひずみ (NS 断面)

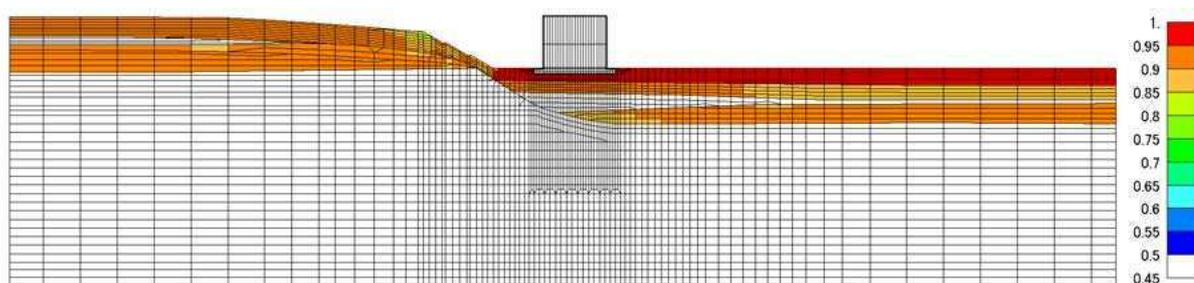
3.5.3 最大過剰間隙水圧比

図 3-20 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 (D1g-1 層に置換) と D2g-3 層 (D1g-1 層に置換) の最大過剰間隙水圧比は 95%以下であり、液状化は生じないと判断できる。

図 3-21 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 (D1g-1 層に置換) と D2g-3 層 (D1g-1 層に置換) の最大過剰間隙水圧は 95%以下であり、液状化は生じないと判断できる。

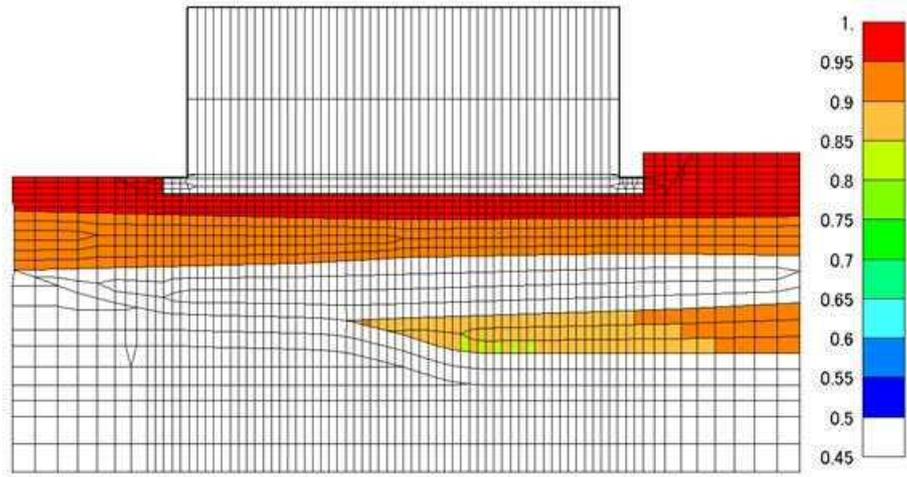


(a) 建屋近傍

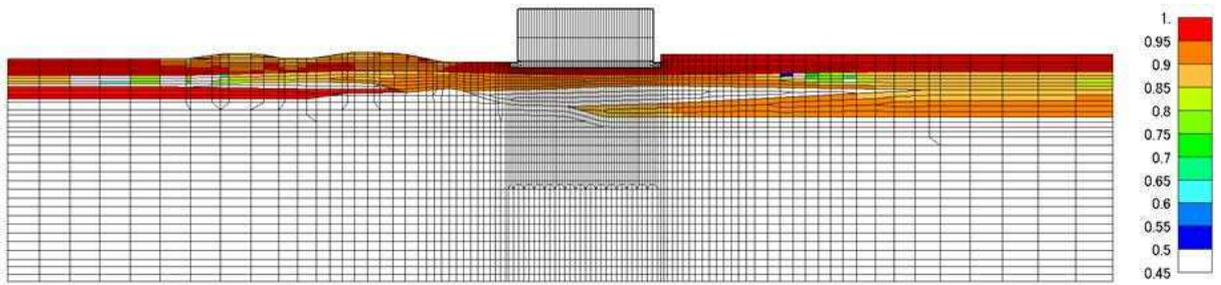


(b) モデル全体

図 3-20 最大過剰間隙水圧比 (EW 断面)



(a) 建屋近傍



(b) モデル全体

図 3-21 最大過剰間隙水圧比 (NS 断面)

3.5.4 杭応力（曲げモーメント、軸力及びせん断力）

図 3-22～図 3-24 に EW 断面の杭の曲げモーメント、軸力及びせん断力をそれぞれ示す。曲げモーメントは杭頭で最大となるがすべての杭で全塑性モーメント以下である。杭頭の最大値は西端から東端に進むに従い小さくなる傾向がある。最大軸力は第四系と久米層の境界部で生じている。最大値は東端の杭で 1740 kN となるが、極限支持力 2740 kN 以下である。せん断力は終局せん断耐力 2350 kN と比較し十分小さい。

図 3-25～図 3-27 に NS 断面の杭の曲げモーメント、軸力及びせん断力をそれぞれ示す。曲げモーメントは杭頭で最大値を示す。全塑性モーメントは軸力に依存しているため、最大値が全塑性モーメントを超えているか否かを明確に表現できないが、南端杭から中央部までのほぼ全ての杭頭で全塑性モーメント近傍の値となっている。軸力はほとんどの杭で第四系と久米層の境界部で生じている。最大値は北端の杭で 1820 kN となるが、極限支持力 2740 kN 以下である。せん断力は終局せん断耐力と比較し十分小さい。

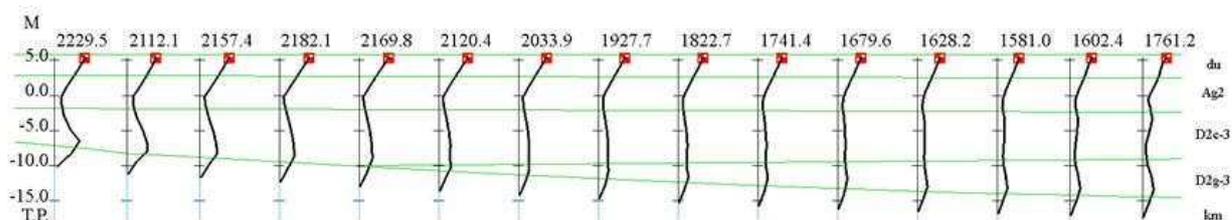


図 3-22 杭の最大曲げモーメント (EW 断面, 西側から東側 : 1～15 列, 単位 : kN・m)

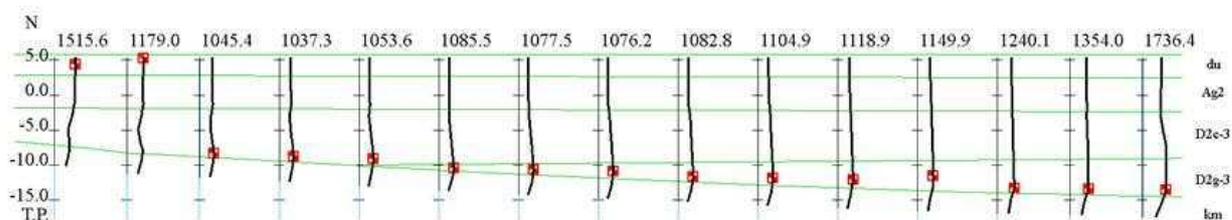


図 3-23 杭の最大軸力 (EW 断面, 西側から東側 : 1～15 列, 単位 : kN)

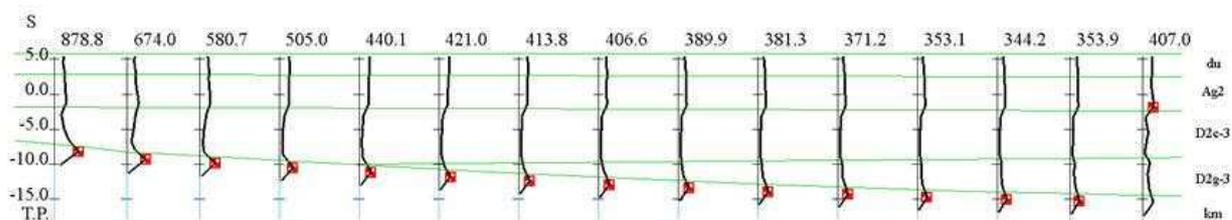
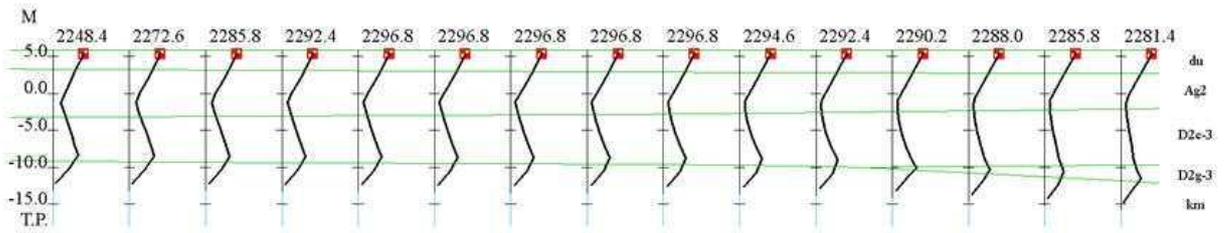
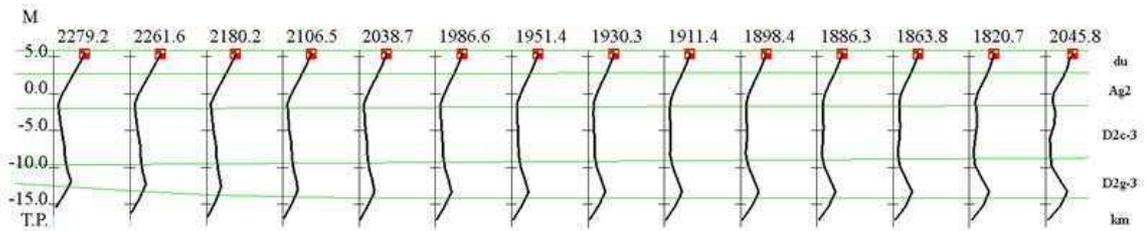


図 3-24 杭の最大せん断力 (EW 断面, 西側から東側 : 1～15 列, 単位 : kN)

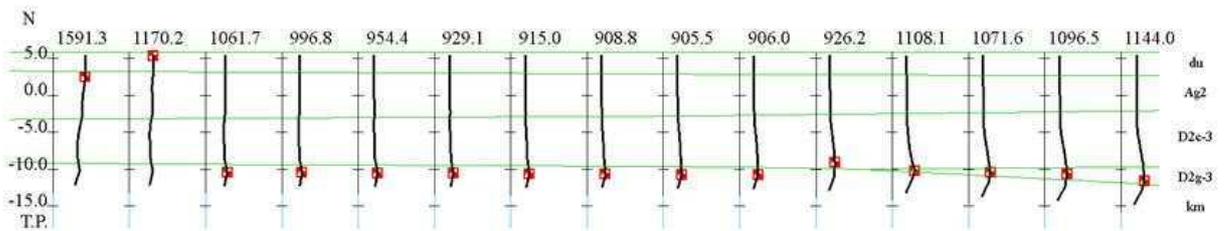


(a) 南側から中央部 (1~15 列)

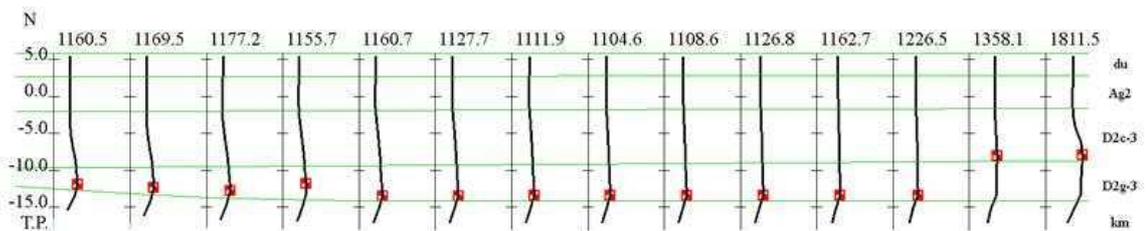


(b) 中央部から北側 (16~29 列)

図 3-25 杭の最大曲げモーメント (NS 断面, 単位 : $\text{kN}\cdot\text{m}$)

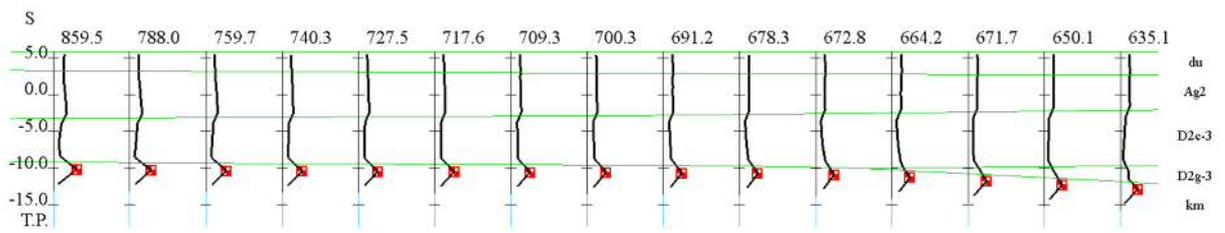


(a) 南側から中央部 (1~15 列)

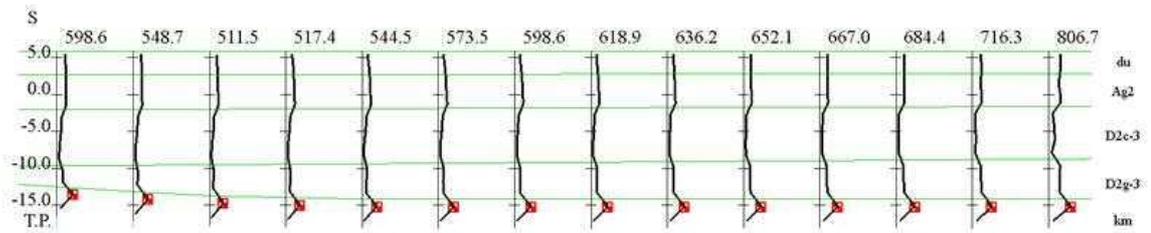


(b) 中央部から北側 (16~29 列)

図 3-26 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 3-27 杭の最大せん断力 (NS 断面, 単位 : kN)

3.5.5 杭の最大曲率及び終局曲率に対する最大曲率の比

図 3-28 に EW 断面の杭の最大曲率を示す。最大値は西端の杭で生じ、0.00426 (1/m) である。図 3-29 に終局曲率に対する最大曲率の比 (裕度) を示す。裕度の最大値は西端の杭で 0.274 である。

図 3-30 に NS 断面の杭の最大曲率を示す。最大値は南端の杭で生じ、0.00841 (1/m) である。図 3-31 に終局曲率に対する最大曲率の比 (裕度) を示す。裕度の最大値は南端の杭で 0.548 であるので、終局曲率に対して約 2 倍の裕度がある。

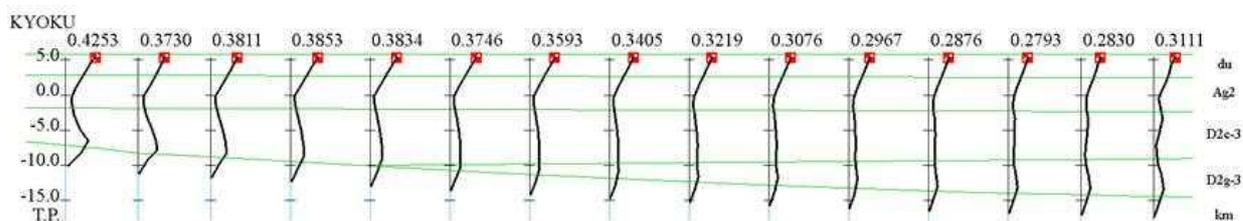


図 3-28 杭の最大曲率 (EW 断面, 単位: $10^{-2}/m$, 西側から東側: 1~15 列)

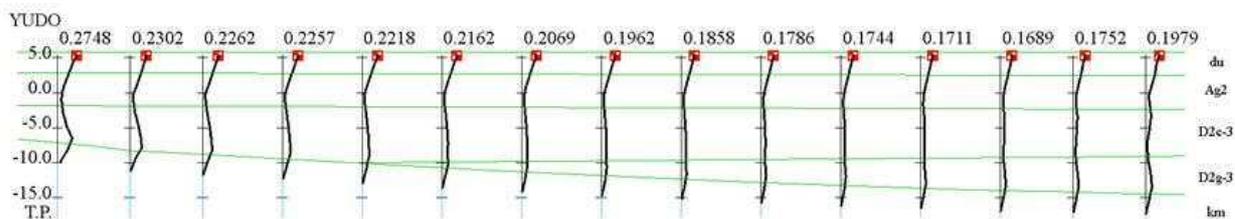
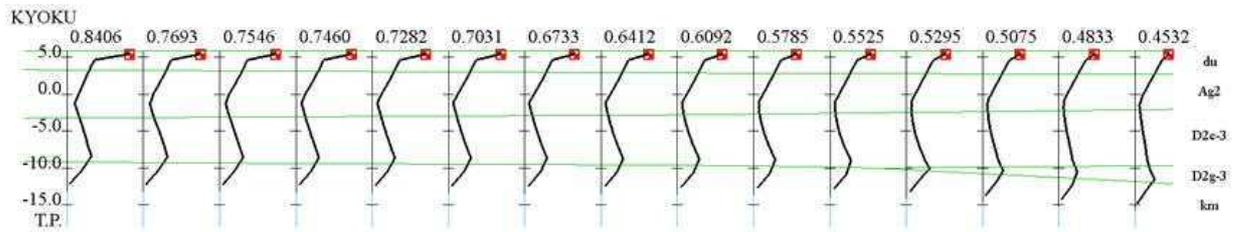
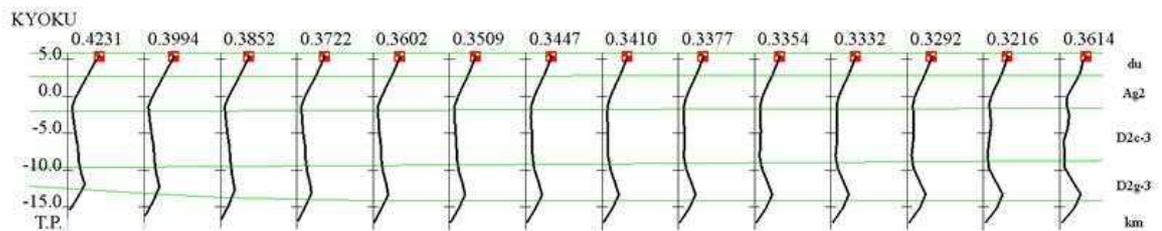


図 3-29 杭の終局曲率に対する最大曲率の比 (EW 断面, 西側から東側: 1~15 列)

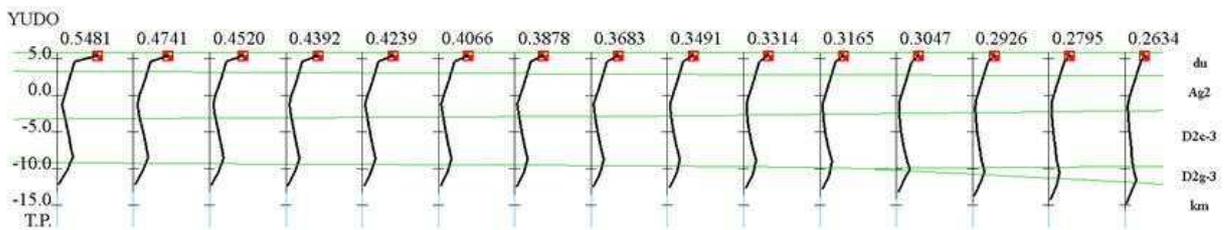


(a) 南側から中央部 (1~15 列)

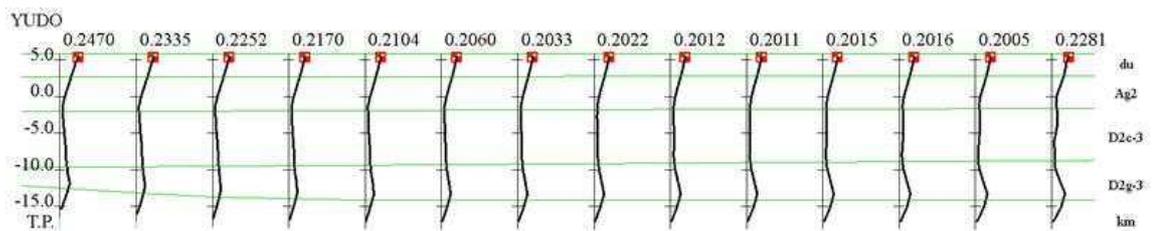


(b) 中央部から北側 (16~29 列)

図 3-30 杭の最大曲率 (NS 断面単位 : $10^{-2}/m$)



(a) 南側から中央部 (1~15 列)



(b) 中央部から北側 (16~29 列)

図 3-31 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 $S_s - D 1$ 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。杭の圧縮軸力は基礎地盤の許容限界以下、杭のせん断力及び最大曲率は許容限界以下となり、杭及び基礎地盤の健全性を確認した。

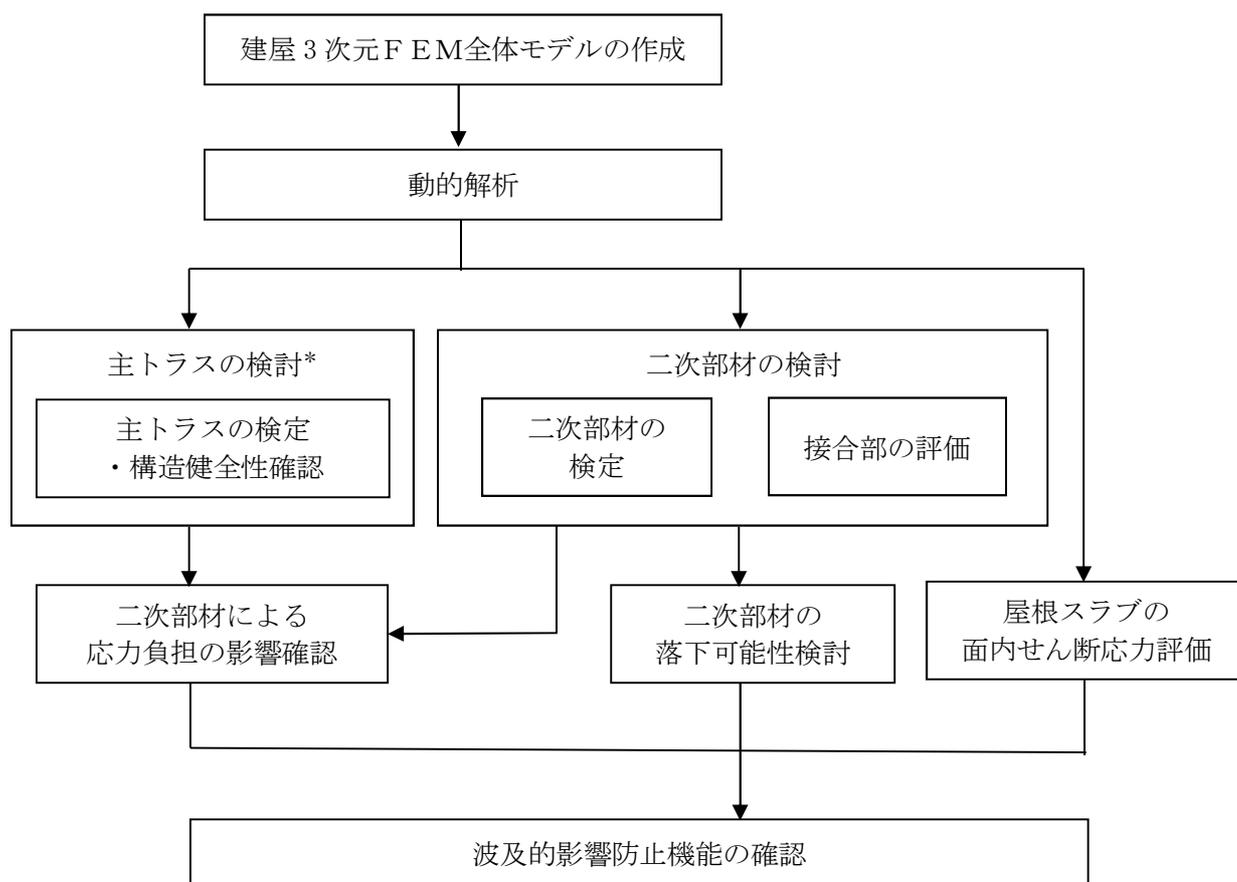
4. 屋根トラスの二次部材及び屋根スラブに関する検討

4.1 概要

本章は、添付書類「V-2-11-2-15 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、屋根トラスが地震時に健全性を確保し、使用済燃料乾式貯蔵容器への波及的影響を及ぼさないことを確認するため、二次部材及び屋根スラブについて検討を行う。検討フローを図4-1に示す。

屋根トラスについては、添付書類「V-2-11-2-15 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」において建屋3次元FEM全体モデルを用いた動的解析を行い、主トラスの断面検定を実施し、その健全性を評価している。ここでは、地震時の二次部材による応力負担が主トラスの健全性に影響を及ぼさないこと及び屋根トラスを構成する二次部材が地震時に落下する可能性のないことを示す。さらに、屋根スラブの面内せん断応力度が終局せん断強度以下になっていることを確かめる。

なお本検討では、屋根トラス各部材の応力が最もきびしいケースとして、入力地震動S₀-D1、地盤物性のばらつき+ σ を考慮した条件（地下水位 EL.3.0 m）における結果を示す（本ケースの代表制・網羅性については6章を参照）。



注記 *：添付書類「V-2-11-2-15 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」に示す。

図4-1 屋根トラスの二次部材及び屋根スラブに関する検討フロー

4.2 二次部材による応力負担が主トラスの検定比に与える影響評価

4.2.1 検討目的

主トラスの健全性について、二次部材による応力が過剰に負担しているかどうかを確認する。また、二次部材が過剰に負担している場合には、主トラスの健全性に及ぼす影響について検討する。

4.2.2 検討方法

屋根トラスは EW 方向に配置されているためトラスを構成する各部材の応力が最も厳しい条件として、表 4-1 に示す地震動の組合せケース (EW+UD 方向) について検討する。入力地震動 S_s-D1 、地盤物性のばらつき $+\sigma$ を考慮した条件を採用し、主トラス及び二次部材の検定比を求める。

二次部材において検定比が 1.0 を超過する要素があるため、応力を過剰に負担することにより、主トラスの応力を緩和している可能性がある。そのため、塑性率 4.0 (J E A C 4 6 0 1 -2015 の 3.6 節に示された鉄骨架構の許容限界) の時の塑性変形を想定した割線剛性が初期剛性の 1/4 倍であることから、検定比が 1.0 を超過した要素の剛性を安全側に 1/5 倍に低減したモデルに対する解析を行う。(以下、剛性低減前のモデルを「剛性低減なしモデル」、剛性低減後のモデルを「剛性低減ありモデル」と称す。)

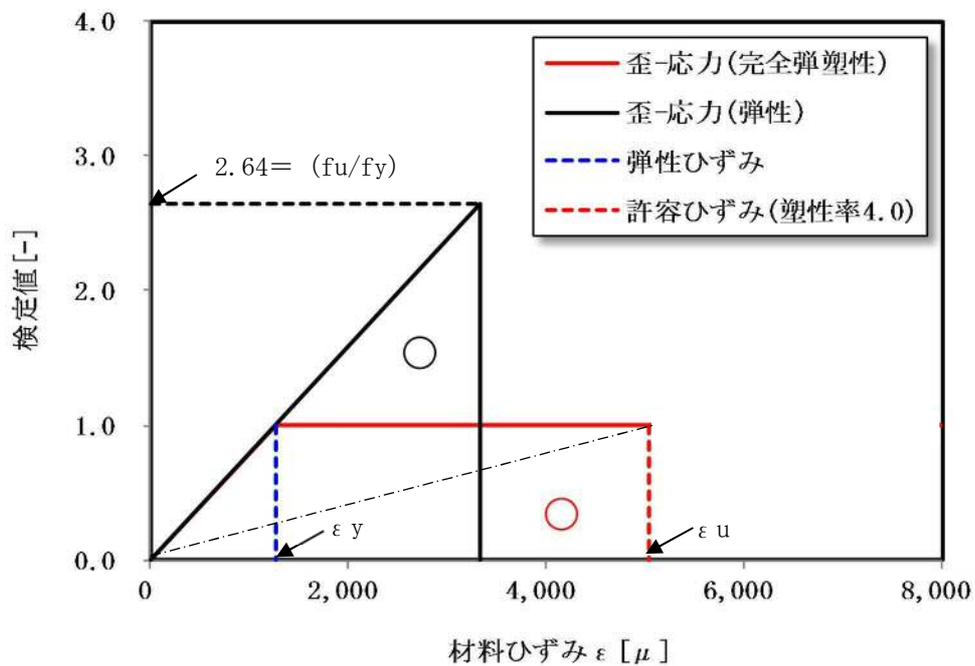
二次部材の許容限界は、エネルギー一定則に基づき塑性変形を考慮した場合の鋼材の許容応力度とする。塑性率 4.0 に対してエネルギー一定則により求めた応力度から算出した検定比を図 4-2 に示す。

表 4-1 屋根トラスの検討ケース一覧
(S_s-D1 , 地盤物性のばらつきを考慮 ($+\sigma$))

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	-		-

(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 : $5.04E-03 (-)$
 f_u : $6.84E+02 \text{ N/mm}^2$
 検定値 : 2.64 (= f_u/f_y)



注 : 一点鎖線による傾きは塑性率 4.0 の時の塑性変形を想定した割線剛性を示す。

図 4-2 エネルギー一定則による鋼材の許容応力度から求めた検定比
 (塑性率 4.0 から算出した検定比)

4.2.3 検討結果

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 4-3 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 を下回っている。

二次部材のうちサブトラスについては、応力検定比が最大で 1.443 であり、1.0 を超過している。ただし、塑性率 4.0 に対してエネルギー一定則より算出される応力検定比 2.64 を下回っており、当該要素の構造健全性は確保される。

検定比が 1.0 を超えるサブトラス要素は図 4-3 に示す通り、12 個の要素が存在する。このことから、サブトラスによる応力の過剰負担が主トラスに有意な影響を与えている可能性が考えられる。なお、小梁については、表 4-3 及び図 4-4 に示す通り、検定比が 1.0 以下である。

そこで、同要素の剛性を 1/5 倍に低減したモデルに対する解析を行った。サブトラスによる応力負担が主トラスの応力状態に及ぼす影響について確認した結果を以下に示す。

表 4-1 に示す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（計 12 要素）について、「剛性低減ありモデル」により評価した主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 4-2）と比較して表 4-4 に、その部材の位置を図 4-5 に示す。「剛性低減の影響」による主トラスの最大応力検定比は、0.965 から 0.969 に変化する程度であり、サブトラスによる応力負担の差が主トラスの応力状態に与える影響は小さいことが確認できた。

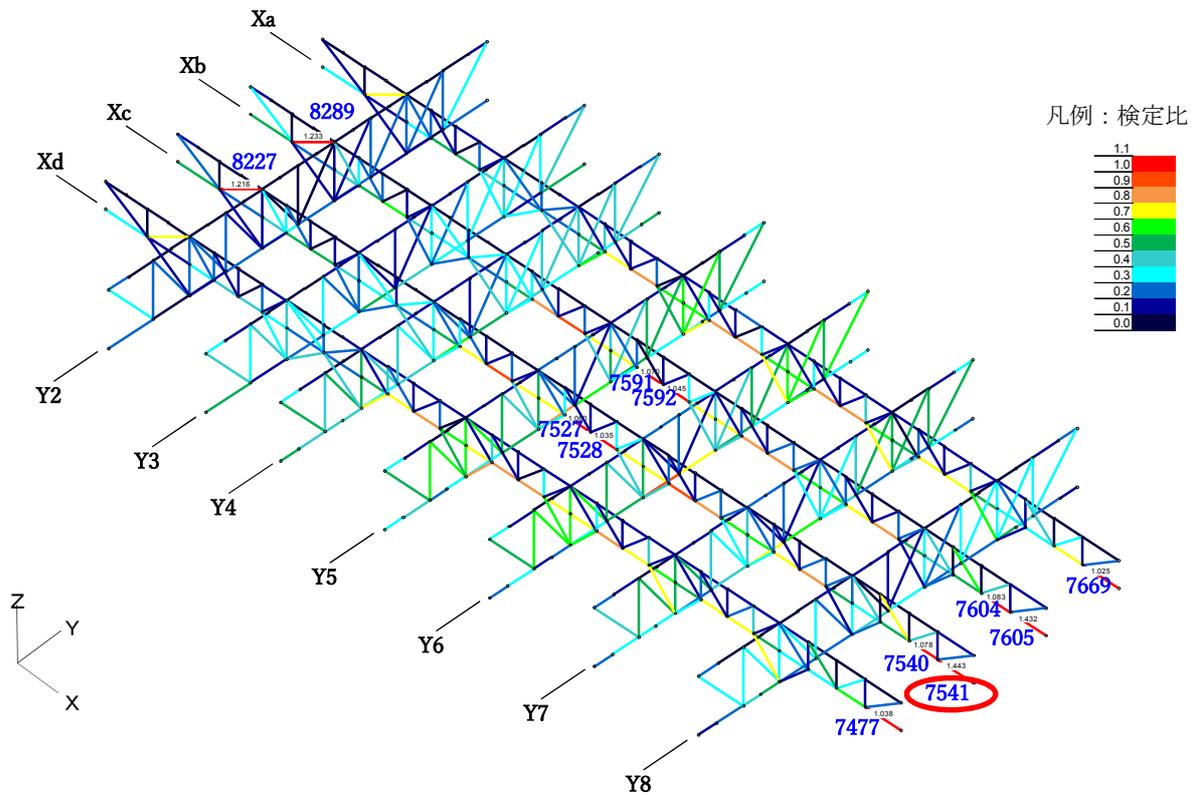
表 4-2 屋根トラスの最大応力検定比及び構造健全性「剛性低減なしモデル」
($S_s - D 1$, 地盤物性のばらつきを考慮 (+ σ))

ED+UD/主トラス/4 ケース包絡

部材	通り名	最大判定値 σ / f	ケースNo.	要素番号
主トラス上弦材	Y6 通り	0.381	1	7840
主トラス下弦材	Y6 通り	0.965	3	7845
主トラス斜材	Y5 通り	0.664	3	8067
主トラス垂直材	Y6 通り	0.652	1	8124

ED+UD/主トラス/4 ケース包絡

部材	通り	最大判定値 σ / f	ケースNo.	要素番号
サブトラス上弦材	Xa 通り	0.202	4	7624
サブトラス下弦材	Xc 通り	1.443	4	7541
サブトラス斜材	Xb 通り	1.233	4	8289
サブトラス垂直材	Xd 通り	0.536	1	8182
サブトラス方杖	Xd 通り	0.899	1	8189



注 : 検定比が 1.0 を超えた要素の要素番号を表示し, 更に最大検定比となる要素を太赤線で囲んでいる。また, 上図では小梁は非表示としている。

図 4-3 屋根トラスの最大応力検定比 (ケース No. 4)

表 4-3 小梁の最大応力検定比「剛性低減なしモデル」
 (S_s-D1, 地盤物性のばらつきを考慮 (+σ), ±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)	0.778	
曲げ応力度 σ_b (N/mm ²)	73.2	
断面 検討	f_c (N/mm ²)	175
	f_b (N/mm ²)	232
	$\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b$	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
	τ / f_s	0.0739
判定	可	

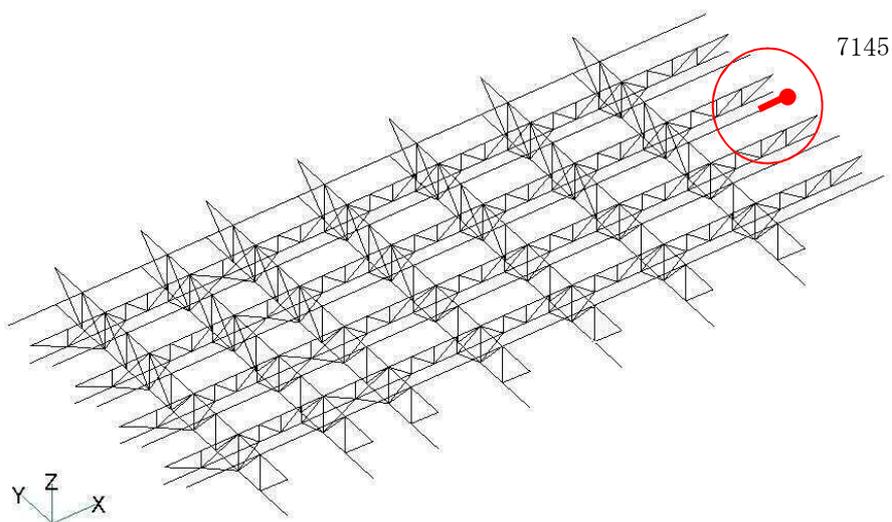


図 4-4 小梁の検討結果を記載する部材の位置 (要素番号 7145)

表 4-4 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_s-D 1, 地盤物性のばらつきを考慮 (+σ), ±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	通り名	最大判定値 $\sigma / f \leq 1.0$	要素番号
主トラス上弦材	Y6 通り	0.381	7840
主トラス下弦材	Y6 通り	0.965	7845
主トラス斜材	Y5 通り	0.664	8067
主トラス垂直材	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	通り名	最大判定値 $\sigma / f \leq 1.0$	要素番号
主トラス上弦材	Y6 通り	0.382	7840
主トラス下弦材	Y6 通り	0.969	7845
主トラス斜材	Y6 通り	0.664	8068
主トラス垂直材	Y6 通り	0.653	8124

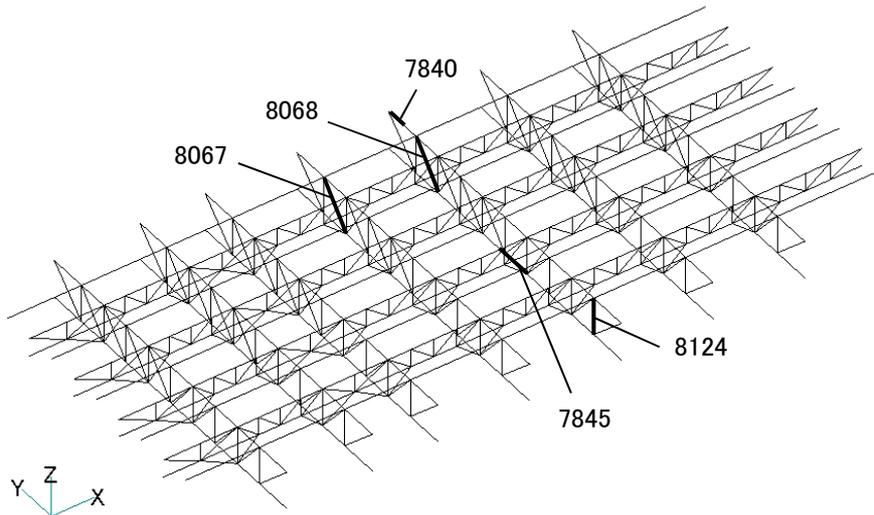


図 4-5 主トラスの検討結果を記載する部材の位置

4.3 二次部材及び屋根スラブの落下の可能性検討

4.3.1 検討目的

屋根トラスを構成する二次部材及び屋根スラブが地震時に落下する可能性のないことを確認するため、二次部材、屋根スラブ及び接合部の健全性を検討する。

4.3.2 検討結果

屋根トラスを構成する二次部材及び屋根スラブが地震時に落下する可能性について検討した結果を以下に示す。なお、主トラスについては、地震時における健全性を確認しており、サブトラスの検定比が1.0を超過した部材の剛性を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、塑性率4.0に対してエネルギー一定則より算出される応力検定比を超えないため母材破断は生じない。
- ・小梁については、軸力+曲げモーメント及びせん断力ともに健全性が確保されている。
- ・屋根トラスの接合部は保有耐力接合として設計されており、接合部の耐力は母材耐力を上回る。梁継手リストを図4-6に示す。
- ・屋根スラブはデッキプレートを通じて屋根トラス部材（主トラス、サブトラス及び小梁）に支持されているため、落下することはない。

上記より、屋根トラスを構成する二次部材及び屋根スラブは、地震時に落下する可能性はない。

部 材		フッヅ						ウヅ					
		g1	g2	e	p	HTB	フッヅ部材①	フッヅ部材②	g3	e	p	HTB	ウヅ部材
BH-260x260x	9x14	150	—	40	60	8-M20	E-9x260x410	2E-12x100x410	110	40	80	4-M20	2E-9x330x140
BH-350x350x	12x19	140	70	55	60	8-M22	E-16x350x350	2E-16x140x350	120	45	100	4-M22	2E-12x350x180
BH-300x150x	9x9	90	—	40	60	8-M20	E-12x150x410	—	110	45	80	4-M20	2E-6x330x180
H-488x300x	11x18	150	40	40	45	8-M22	E-12x300x440	2E-16x110x440	120	45	110	8-M22	2E-9x350x310
BH-500x400x	18x28	140	90	40	60	12-M22	E-16x400x410	2E-19x170x410	120	45	90	8-M22	2E-12x350x360

図4-6 梁継手リスト

4.4 屋根スラブの面内せん断力に関する検討

4.4.1 検討目的

二次部材の検討は 3 次元 F E M モデルを用いた検討で、このモデルでは屋根スラブの剛性も考慮されている。そこで、このモデルから抽出した S_s地震時 (EW 方向) の屋根スラブの面内せん断力について検討を行った。ここでは、応答面内せん断応力度が大きくなる短スパン方向 (EW 方向) について評価する。

なお、参考として S_s地震時 (UD 方向) の屋根スラブの面外せん断力についても抽出し、応力状態の確認を行った。

4.4.2 検討方法

検討対象部位を図 4-7 に、3 次元 F E M モデルを図 4-8 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 F E M モデルによる応答面内せん断応力度を用い、許容限界は J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版の終局せん断強度 τ_u を準用して比較評価を行う。



図 4-7 検討対象部位

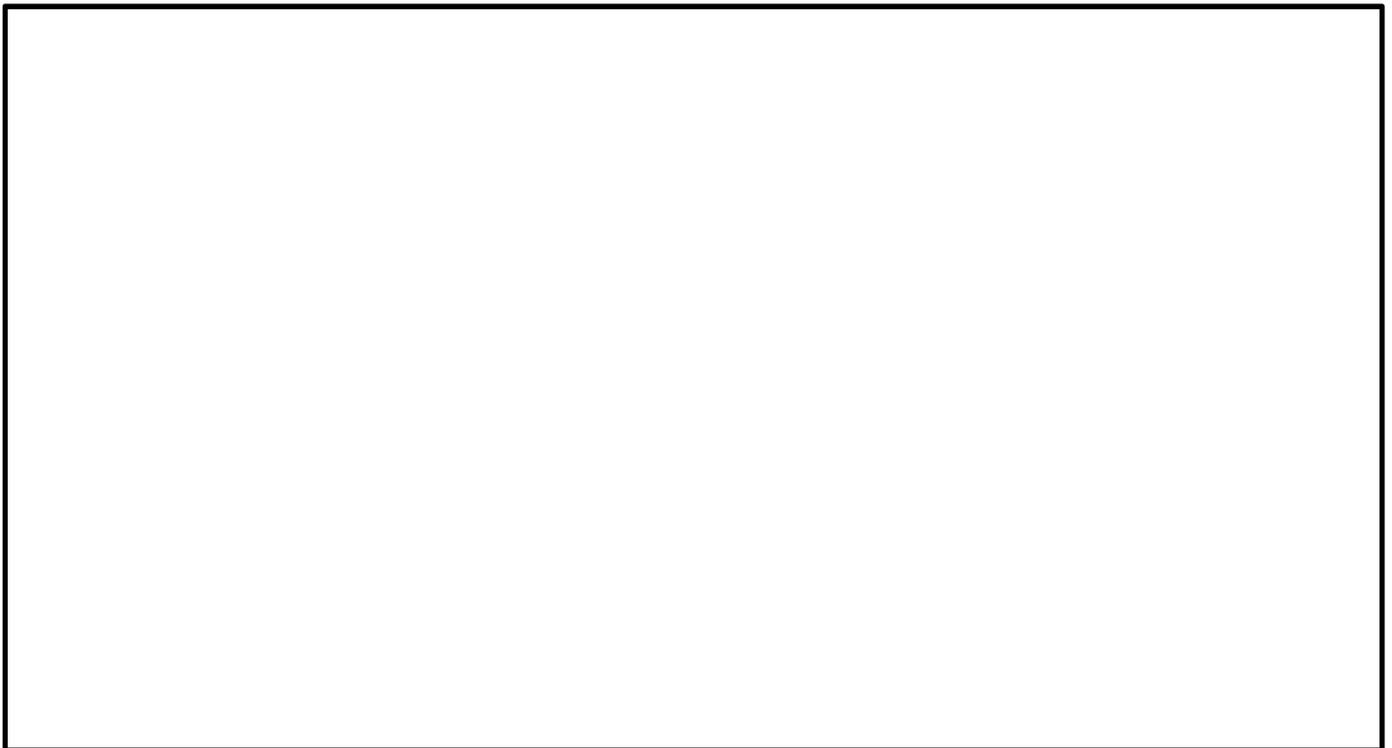
表 4-5 屋根スラブの面内せん断力の評価方法

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 最大応答面内せん断応力度

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	J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版の耐震壁の規定

注記 * : 板厚 450 mm, 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 4-8 屋根スラブの応答評価に使用する解析モデル図

4.4.3 検討結果

3次元FEMモデルの地震応答解析による屋根スラブのS_s地震時（EW方向）の最大応答面内せん断応力度コンターを図4-9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最大応答面内せん断応力度は2.72 N/mm²であり，許容限界として設定した終局せん断強度3.43 N/mm²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。

なお，最大面内せん断応力度2.72 N/mm²はJ E A G 4 6 0 1 -1991 追補版のコンクリートの初期せん断ひび割れ応力度 τ_1 である1.51 N/mm²を超過しており，実際は応力平均化され低減されるため，本評価は保守的な評価となっている。

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 最大応答面内せん断応力度
面内せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	2.72
終局せん断強度 τ_u (N/mm ²)	3.43
検定比 (τ_s/τ_u)	0.793
判定	OK

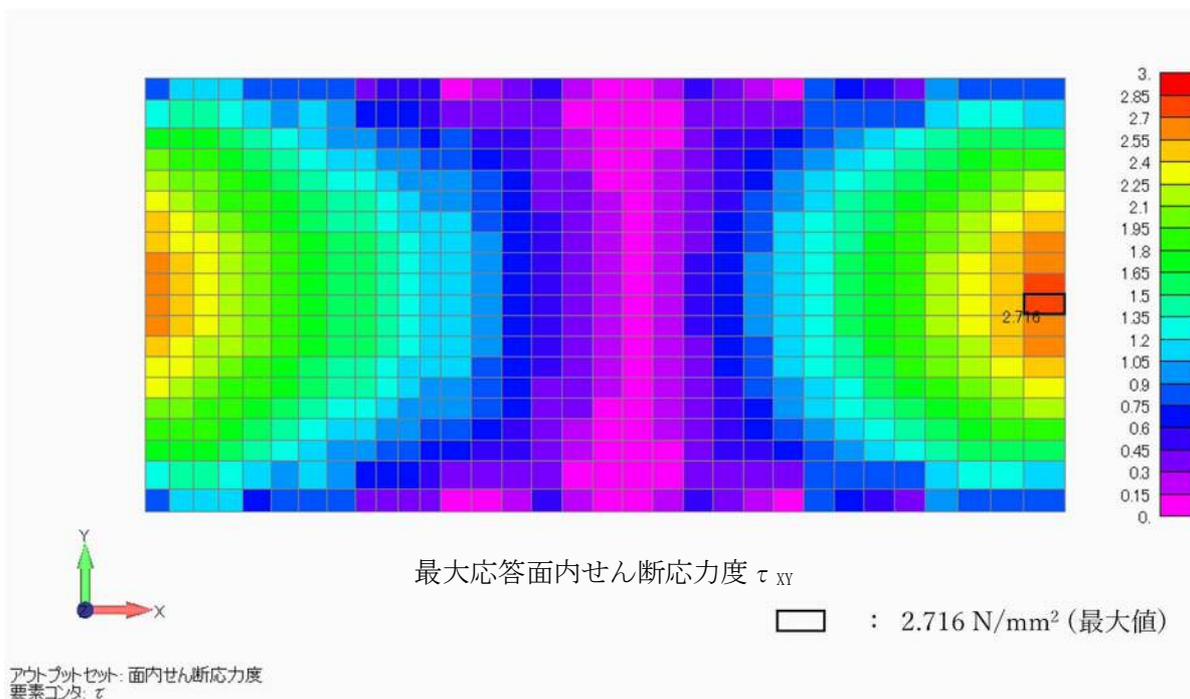


図4-9 S_s地震時（EW方向）の屋根スラブの最大応答面内せん断応力度（単位 N/mm²）

参考として、3次元FEMモデルの地震応答解析による屋根スラブの S_s 地震時（UD方向）の最大応答面外せん断応力度コンターを図4-10及び図4-11に示す。

最大応答面外せん断応力度は τ_x で 0.135N/mm^2 、 τ_y で 0.177N/mm^2 であり、RC-N規
準の短期許容応力度 1.08N/mm^2 を十分下回っている。さらに、図4-9で示した最大面
内せん断応力度が発生する要素での最大面外せん断応力度は τ_x で 0.104N/mm^2 、 τ_y で
 0.002N/mm^2 で、前述の短期許容応力度に対して小さい応力度になっている。以上より、
面外せん断応力度は全体的に小さい応力状態になっていることを確認した。

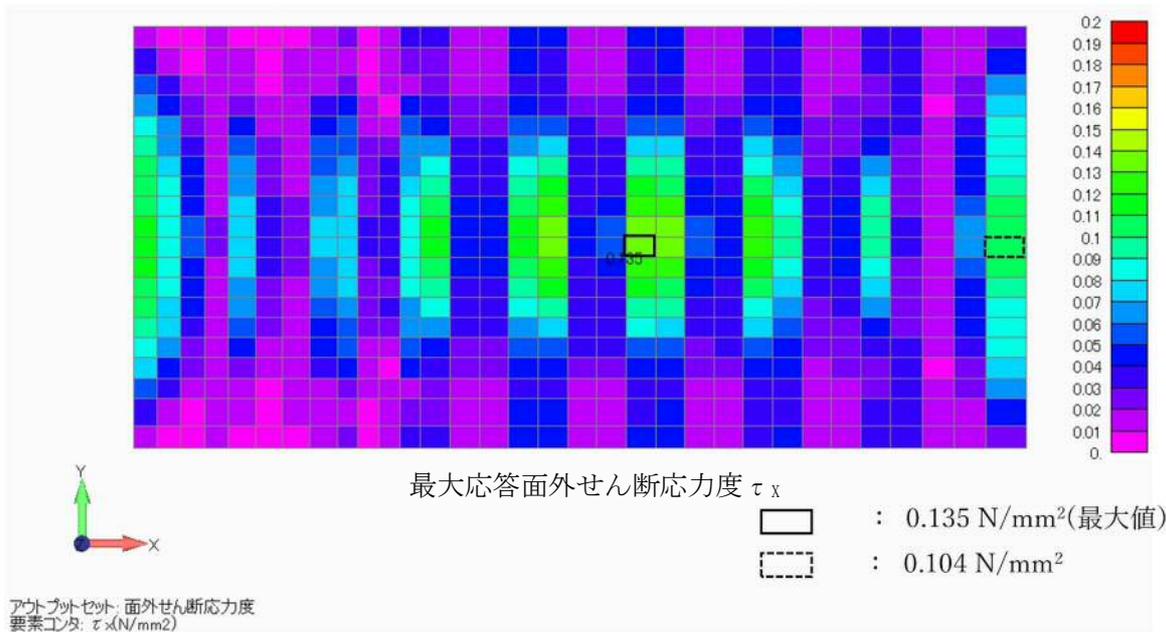


図4-10 S_s 地震時（UD方向）の屋根スラブの最大応答面外せん断応力度（単位 N/mm^2 ）〔 τ_x 〕

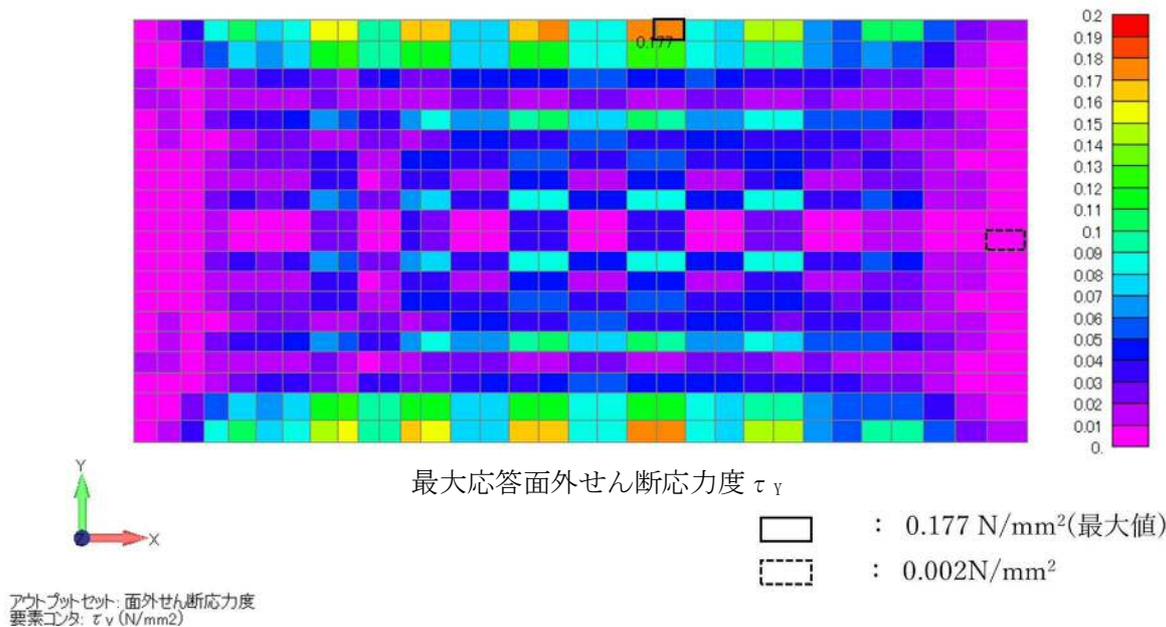


図4-11 S_s 地震時（UD方向）の屋根スラブの最大応答面外せん断応力度（単位 N/mm^2 ）〔 τ_y 〕

4.5 まとめ

使用済燃料乾式貯蔵建屋上屋の耐震性において、屋根トラスが地震時に健全性を確保し、使用済燃料乾式貯蔵容器への波及的影響を及ぼさないことを確認するため、屋根トラスの二次部材及び屋根スラブについて検討を行った。

その結果、二次部材の地震時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確保されること、屋根トラスを構成する二次部材及び屋根スラブは地震時に落下する可能性がないことを確認した。屋根スラブの最大応答面内せん断応力度については終局せん断強度を十分に下回る。屋根スラブはデッキプレートの上に施工されていることからコンクリート片が落下することはない。

以上のことから、屋根トラスは地震時に健全性を確保し、使用済燃料乾式貯蔵容器への波及的影響を及ぼさないことを確認した。

5. 杭の水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討

5.1 概要

水平2方向及び鉛直方向の S_s 地震力の組合せを考慮した杭の断面の評価を行った。

5.2 検討方法

検討に用いる解析モデルは、添付書類「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」で用いる梁と地盤ばねによる非線形応力解析モデルとし、図5-1に示す。解析モデルは、杭材を梁要素とし、表5-1に示す鋼材の物性値を与える。なお、地下水位面を地表面とする。

解析には、解析コード「TDA P III Ver. 3.07」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「V-5-45 計算機プログラム（解析コード）の概要・TDA P III」に示す。

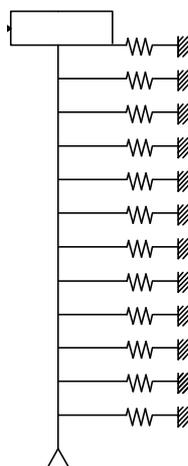


図 5-1 解析モデル図（梁と地盤ばねによる非線形応力解析モデル）

表 5-1 鋼材の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)
鋼管杭：SKK400	2.05×10^5	7.90×10^4

杭周には水平地盤ばねを設け，表 5-2 に示す水平載荷試験結果に基づき評価した水平地盤反力係数に群杭係数を乗じて評価する。群杭係数は，「建築基礎構造設計指針」（（社）日本建築学会，2001）（以下「基礎指針」という。）に基づき下式より算定する。

表 5-2 各層の水平地盤反力係数

地層	水平地盤反力係数 kh (kN/m ³)
du	1.67 × 10 ⁴
Ag2	5.00 × 10 ⁴
D2c-3	2.94 × 10 ⁴
D2g-3	5.00 × 10 ⁴
Km	6.96 × 10 ⁴

$$\frac{R}{B} \leq 6.0 \text{ の場合, } \xi = 0.15 \cdot \frac{R}{B} + 0.10$$

$$\frac{R}{B} > 6.0 \text{ の場合, } \xi = 1.0$$

ここで，

ξ : 水平地盤ばねに考慮する群杭係数

R : 杭の中心間隔 (m) , 本検討では，両方向ともに 2.05 m とする。

B : 杭径 (m)

また，各水平地盤ばねには非線形性を考慮し，上限となる塑性水平地盤反力の評価は，「基礎指針」に基づき砂質土地盤と粘性土地盤に区分して，それぞれ下式より算定する。

砂質土地盤 (du 層, Ag2 層, D2g-3 層) の場合

$$P_{\max} = \kappa \cdot K_p \cdot z \cdot \gamma$$

ここで，

P_{\max} : 塑性水平地盤反力 (kN/m²)

κ : 群杭係数で，下式より評価する。なお，単杭の場合は， $\kappa = 3.0$ とする。

$$\kappa = a \left[\frac{R}{B} - 1.0 \right] + 0.4$$

$$a : a = 0.55 - 0.007 \cdot \phi$$

ϕ : 内部摩擦角 (°)

K_p : 受働土圧係数

z : 深さ (m)

γ : 地盤の単位体積重量 (kN/m³) で、地下水位が地表面にあるため、水中単位体積重量を用いる。

粘性土地盤 (D2c-3 層, km 層) の場合

$$\frac{z}{B} \leq 2.5 \text{ の場合, } P_{\max} = 2 \left[1 + \mu \cdot \frac{z}{B} \right] C_u$$

$$\frac{z}{B} \geq 2.5 \text{ の場合, } P_{\max} = \lambda \cdot C_u$$

ここで,

P_{\max} : 塑性水平地盤反力 (kN/m²)

μ, λ : 群杭係数で、下式より評価する。

なお、単杭の場合は、 $\mu=1.4, \lambda=9.0$ とする。

$$\frac{R}{B} < 3.0 \text{ の場合, } \mu = 0.6 \cdot \frac{R}{B} - 0.4, \quad \lambda = 3.0 \cdot \frac{R}{B}$$

$$\frac{R}{B} \geq 3.0 \text{ の場合, } \mu = 1.4, \quad \lambda = 9.0$$

C_u : 非排水せん断強度 (kN/m²)

5.3 荷重及び荷重ケース

応力解析で考慮する荷重は、建屋慣性力と地盤変位とする。

建屋慣性力には水平 2 方向からの地震荷重として、各水平方向の地震荷重を 1.0 及び 0.4 としたベクトル和として杭頭位置に入力する。

地盤変位についても建屋慣性力と同様に、各水平方向の自由地盤応答解析より得られる杭先端位置に対する地盤の相対変位の最大値を 1.0 及び 0.4 としたベクトル和として、水平地盤ばねの固定位置に強制変位として入力する。

考慮する荷重ケースとしては、建屋慣性力は水平 2 方向のうち EW 方向が NS 方向より大きく、地盤変位は EW 方向及び NS 方向ともに同じであることから、水平 2 方向のうち EW 方向の地震荷重を 1.0、NS 方向の地震荷重を 0.4 としたケースとする。

5.4 評価結果

水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる評価結果を表5-3に示す。軸力及び曲げモーメントに対する許容限界を終局曲率とし、「鋼構造塑性設計指針」に基づき、下式より求められる局部座屈が発生する点とする。

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{\max}}{r \cdot \left\{ 1 + \sin\left(\frac{\pi \cdot N}{2N_y}\right) \right\}}$$

$$\varepsilon_{\max} = 0.22 \frac{t}{r}$$

ここで、

ϕ_u : 終局曲率 (1/mm) , $N < 0$: 引張, $N > 0$: 圧縮

ε_{\max} : 圧縮側の縁ひずみの限界値

r : 鋼管杭の半径 (板厚中心線の半径) (mm)

N : 軸力 (N)

N_y : 降伏圧縮限界耐力 (N)

t : 鋼管杭の厚さ (腐食しろを考慮) (mm)

なお、せん断力に対する許容限界は、水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せによる評価と同様に、「鋼構造塑性設計指針」に基づく終局せん断耐力とする。

表 5-3 杭の評価結果

評価項目	許容限界	S _s 地震時	検定比
最大曲率 ($\times 10^{-3}$ 1/m)	15.3	5.02	0.329
最大せん断力 (kN/本)	2350	611	0.260

5.5 まとめ

水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せを考慮した杭の断面の評価を行った。

杭に発生する軸力及び曲げモーメント並びにせん断力に対する評価を行い、軸力及び曲げモーメント、せん断力ともに、許容限界に対して十分な裕度を有していることを確認した。

6. 屋根トラスの検討用地震動の選定について

6.1 概要

本章は、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の補足説明として、屋根トラスの検討に用いた地震動および解析ケースの選定について説明するものである。

屋根トラスについては3次元FEMモデルを用いた周波数応答解析によって部材応力を評価しており、解析ケースは（全8波のS₂地震動）×（基本、地盤物性± σ ）の合計24ケースが考えられる。

本章では、他の解析ケースを包絡するような応答となる代表解析ケースを選定し、その代表性・網羅性を確認するため以下の2つの検討を行った。

- ① 既工認S₂地震時評価結果に基づく屋根トラス各部応答軸力の比較
- ② 質点系モデルの屋根トラス要素における地震応答解析結果の比較

なお、屋根トラスはEW方向構面に設置されており、主に鉛直方向およびEW方向地震力を負担する。よって本章はこれら2方向についての検討を実施したものであり、以降、水平方向はEW方向を指す。

6.2 既工認 S₂地震時評価結果に基づく屋根トラス各部応答軸力の比較

6.2.1 検討目的

本節では、S_s地震応答解析結果および既工認 S₂地震応答解析結果を用いたトラス部材応答軸力を比較し、代表ケースの選定を行う。

6.2.2 検討方法

既工認 S₂地震時の質点系地震応答解析結果に対する S_s地震応答解析結果による屋根トラス位置の最大変位（水平方向）および最大加速度（鉛直方向）の増減比を算定する。

質点系モデルを図 6-1 に示す。S_s地震応答解析結果による屋根トラス位置の最大変位（水平方向）は質点 ND13-BSTP の差分値、最大加速度（鉛直方向）は質点 RF01~05 の平均応答値とした。

上記の増減比に既工認時のフレーム解析によるトラス部材軸力を掛け合わせることで S_s地震による部材軸力を概算し、さらに水平・鉛直組合せを行い、組合せ後の応力が最大となる解析ケースを代表ケースとして選定する。詳細を以下に示す。

$$\text{水平方向} : \frac{(\text{S}_s\text{地震応答解析 最大変位})}{(\text{既工認時 S}_2\text{地震応答解析 最大変位})} \times (\text{既工認時 トラス部材軸力})$$

$$\text{鉛直方向} : \frac{(\text{S}_s\text{地震応答解析 最大加速度})}{(\text{既工認時 S}_2\text{地震応答解析 最大加速度})} \times (\text{既工認時 トラス部材軸力})$$

この 2 方向応答による部材軸力を「水平 1.0+上下 0.4」ならびに「水平 0.4+上下 1.0」で組合せ、その包絡値を各解析ケースの屋根トラス応力とする。この応力が全代表部材で最大を示す解析ケースを代表ケースと設定することにした。

既工認時フレームモデル図及び屋根トラス代表部材を図 6-2 に示す。赤線部の代表部材は既工認時フレーム解析において応答軸力が最大となった部位である。

6.2.3 検討結果

S₂地震時の質点系地震応答解析結果に基づく S_s地震時の屋根トラス部材軸力の概算結果を表 6-1 に、部材応力概算値の最大ケースを表 6-2 に示す。表 6-2 より、屋根トラス代表部材の軸力は、全代表部材において S_s-D 1（地盤物性+σ）の時に最大となり、S_s-D 1（地盤物性+σ）が、他の解析ケースを包絡する代表ケースとなることを確認した。

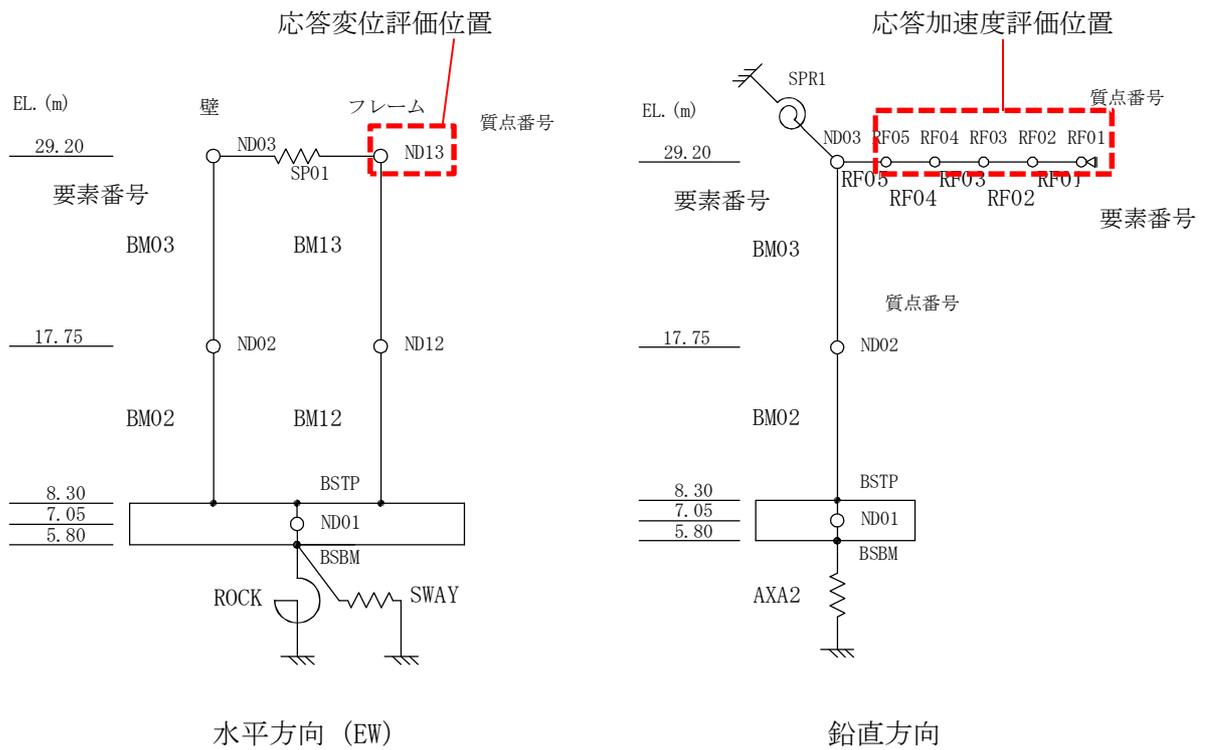


図 6-1 地震応答解析モデル

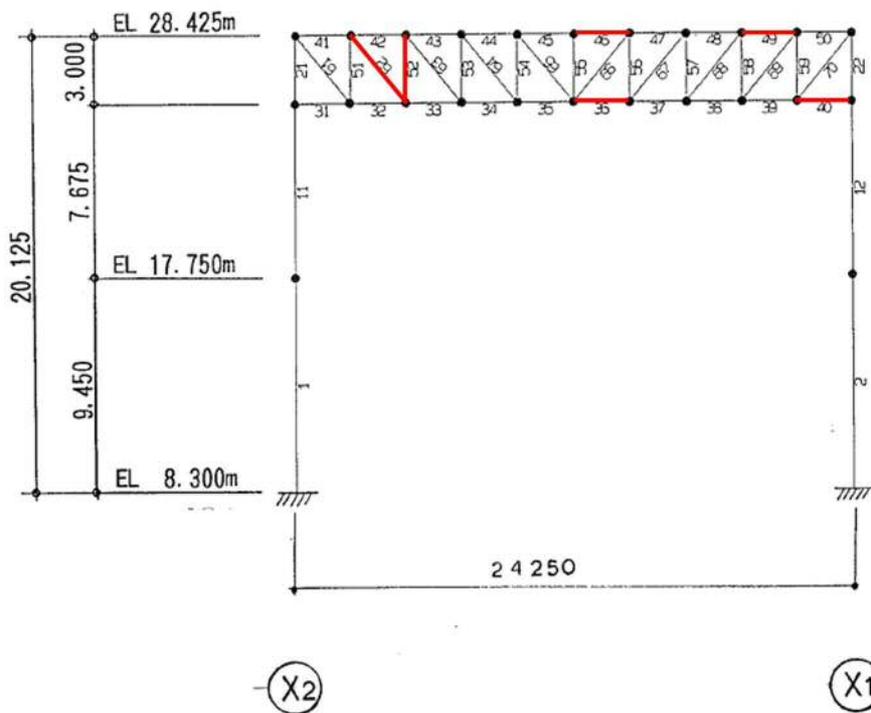


図 6-2 既工認時フレームモデル及び屋根トラスの代表部材

表 6-1 (1/3) 既工認 S₂地震時評価結果に基づく S_s地震時の屋根トラス応力の概算
地下水位地表面 (基本ケース)

①水平地震時		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大水平変位 (cm) ^{※1}		1.483	1.362	0.651	0.609	0.672	0.717	0.995	1.209	1.782
応答比率 (Ss/S2)		1.000	0.918	0.439	0.411	0.453	0.483	0.671	0.815	1.201
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	673.7	618.6	295.5	276.6	305.2	325.7	451.9	549.4	809.5
	上弦材：中央(46) ^{※4}	228.5	209.8	100.2	93.8	103.5	110.5	153.3	186.3	274.5
	下弦材：端部(40)	1115.0	1023.8	489.1	457.7	505.2	539.0	748.0	909.2	1339.7
	下弦材：中央(36)	261.8	240.4	114.9	107.5	118.6	126.6	175.6	213.5	314.6
	斜材(62)	383.4	352.1	168.2	157.4	173.7	185.4	257.2	312.7	460.7
	垂直材(52)	289.3	265.6	126.9	118.8	131.1	139.8	194.1	235.9	347.6
②上下地震時		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大応答加速度 (cm/s/s) ^{※2}		190.2	1535.0	1097.8	1036.6	1040.4	627.6	1263.7	1318.6	362.1
応答比率 (Ss/S2)		1.000	8.070	5.772	5.450	5.470	3.299	6.644	6.933	1.904
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	127.0	1024.6	732.8	692.0	694.5	418.9	843.6	880.2	241.7
	上弦材：中央(46)	266.4	2149.5	1537.4	1451.7	1456.9	878.8	1769.7	1846.5	507.0
	下弦材：端部(40)	159.5	1286.9	920.4	869.1	872.2	526.1	1059.5	1105.5	303.6
	下弦材：中央(36)	199.1	1607.0	1149.3	1085.3	1089.2	657.0	1323.1	1380.5	379.1
	斜材(62)	194.2	1567.2	1120.8	1058.4	1062.2	640.7	1290.3	1346.3	369.7
	垂直材(52)	150.2	1212.3	867.1	818.7	821.7	495.7	998.1	1041.4	286.0
③水平+上下組合せ ^{※3}		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	800.7	1272.1	851.0	802.6	816.6	549.2	1024.4	1100.0	906.1
	上弦材：中央(46)	494.8	2233.5	1577.5	1489.2	1498.3	923.0	1831.0	1921.1	616.8
	下弦材：端部(40)	1274.5	1696.4	1116.0	1052.2	1074.3	749.5	1358.7	1469.2	1461.1
	下弦材：中央(36)	461.0	1703.2	1195.3	1128.3	1136.7	707.7	1393.3	1465.9	504.9
	斜材(62)	577.6	1708.0	1188.1	1121.3	1131.7	714.9	1393.1	1471.3	608.6
	垂直材(52)	439.5	1318.6	917.8	866.3	874.1	551.6	1075.7	1135.8	462.0

※1：S2地震時はND03の地震時強制変位、Ss地震時はND13とBSTPの最大応答変位差を示す。

※2：S2地震時は鉛直震度(0.194)の加速度換算値、Ss地震時はRF01~RF05の最大応答加速度の平均値を示す。

※3：S2地震時は「水平1.0+上下1.0」、Ss地震時は「水平1.0+上下0.4」と「水平0.4+上下1.0」の包絡値を示す。

※4：S2水平地震時、上弦材：中央(46)の値は0であるが、Ss地震による応答比率を考慮するため、隣接する上弦材(47)の値を用いた。

表 6-1 (2/3) 既工認 S₂地震時評価結果に基づく S_s地震時の屋根トラス応力の概算
地下水水位地表面 (地盤物性 + σ)

①水平地震時		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大水平変位 (cm) ^{※1}		1.483	1.492	0.752	0.714	0.794	0.831	0.985	1.237	1.742
応答比率 (Ss/S2)		1.000	1.006	0.507	0.482	0.536	0.560	0.664	0.834	1.175
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	673.7	677.8	341.7	324.5	360.8	377.5	447.3	561.8	791.4
	上弦材：中央(46) ^{※4}	228.5	229.9	115.9	110.1	122.4	128.0	151.7	190.5	268.4
	下弦材：端部(40)	1115.0	1121.8	565.5	537.1	597.1	624.8	740.2	929.8	1309.8
	下弦材：中央(36)	261.8	263.4	132.8	126.1	140.2	146.7	173.8	218.4	307.6
	斜材(62)	383.4	385.8	194.5	184.7	205.3	214.9	254.5	319.8	450.4
	垂直材(52)	289.3	291.1	146.7	139.4	154.9	162.1	192.1	241.2	339.8
②上下地震時		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大応答加速度 (cm/s/s) ^{※2}		190.2	1574.5	1166.0	1121.2	1140.3	675.0	1209.7	1381.0	374.4
応答比率 (Ss/S2)		1.000	8.278	6.130	5.895	5.995	3.549	6.360	7.261	1.969
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	127.0	1051.0	778.3	748.4	761.2	450.6	807.5	921.9	249.9
	上弦材：中央(46)	266.4	2204.9	1632.8	1570.1	1596.8	945.3	1694.0	1934.0	524.3
	下弦材：端部(40)	159.5	1320.0	977.5	940.0	956.0	565.9	1014.2	1157.8	313.9
	下弦材：中央(36)	199.1	1648.4	1220.7	1173.8	1193.8	706.7	1266.5	1445.9	392.0
	斜材(62)	194.2	1607.5	1190.4	1144.7	1164.2	689.2	1235.1	1410.0	382.3
	垂直材(52)	150.2	1243.6	920.9	885.5	900.6	533.1	955.4	1090.8	295.7
③水平+上下組合せ ^{※3}		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	800.7	1322.1	915.0	878.3	905.5	601.6	986.4	1146.6	891.4
	上弦材：中央(46)	494.8	2296.9	1679.1	1614.1	1645.8	996.5	1754.7	2010.2	631.7
	下弦材：端部(40)	1274.5	1768.8	1203.7	1154.9	1194.9	851.2	1310.3	1529.8	1435.4
	下弦材：中央(36)	461.0	1753.8	1273.8	1224.3	1249.9	765.4	1336.0	1533.2	515.0
	斜材(62)	577.6	1761.8	1268.2	1218.6	1246.3	775.1	1336.9	1537.9	603.3
	垂直材(52)	439.5	1360.0	979.6	941.3	962.6	598.0	1032.2	1187.3	458.1

※1：S2地震時はND03の地震時強制変位、Ss地震時はND13とBSTPの最大応答変位差を示す。

※2：S2地震時は鉛直震度(0.194)の加速度換算値、Ss地震時はRF01～RF05の最大応答加速度の平均値を示す。

※3：S2地震時は「水平1.0+上下1.0」、Ss地震時は「水平1.0+上下0.4」と「水平0.4+上下1.0」の包絡値を示す。

※4：S2水平地震時、上弦材：中央(46)の値は0であるが、Ss地震による応答比率を考慮するため、隣接する上弦材(47)の値を用いた。

表 6-1 (3/3) 既工認 S₂地震時評価結果に基づく S_s地震時の屋根トラス応力の概算
地下水位地表面 (地盤物性 - σ)

①水平地震時		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大水平変位 (cm) ^{※1}		1.483	1.286	0.533	0.526	0.564	0.568	0.701	1.196	1.676
応答比率 (Ss/S2)		1.000	0.867	0.359	0.355	0.380	0.383	0.473	0.806	1.130
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	673.7	584.4	242.0	239.0	256.2	258.2	318.6	543.3	761.6
	上弦材：中央(46) ^{※4}	228.5	198.2	82.1	81.0	86.9	87.6	108.0	184.3	258.3
	下弦材：端部(40)	1115.0	967.1	400.4	395.5	424.1	427.3	527.2	899.2	1260.4
	下弦材：中央(36)	261.8	227.1	94.0	92.9	99.6	100.3	123.8	211.1	296.0
	斜材(62)	383.4	332.6	137.7	136.0	145.8	146.9	181.3	309.2	433.4
	垂直材(52)	289.3	250.9	103.9	102.6	110.0	110.9	136.8	233.3	327.0
②上下地震時		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
最大応答加速度 (cm/s/s) ^{※2}		190.2	1520.6	1078.9	1058.6	1062.3	620.0	1160.1	1328.1	353.7
応答比率 (Ss/S2)		1.000	7.995	5.672	5.566	5.585	3.260	6.099	6.983	1.860
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	127.0	1015.0	720.2	706.7	709.1	413.9	774.4	886.6	236.1
	上弦材：中央(46)	266.4	2129.4	1510.9	1482.5	1487.6	868.2	1624.6	1859.9	495.3
	下弦材：端部(40)	159.5	1274.8	904.5	887.5	890.6	519.8	972.6	1113.5	296.5
	下弦材：中央(36)	199.1	1591.9	1129.6	1108.3	1112.2	649.1	1214.6	1390.5	370.3
	斜材(62)	194.2	1552.5	1101.5	1080.8	1084.6	633.0	1184.4	1356.0	361.1
	垂直材(52)	150.2	1201.0	852.1	836.1	839.0	489.7	916.3	1049.0	279.4
③水平+上下組合せ ^{※3}		既工認S2	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	800.7	1248.8	817.0	802.2	811.6	517.1	901.8	1103.9	856.0
	上弦材：中央(46)	494.8	2208.7	1543.7	1514.9	1522.4	903.2	1667.8	1933.6	598.6
	下弦材：端部(40)	1274.5	1661.7	1064.7	1045.7	1060.2	690.7	1183.5	1473.2	1379.0
	下弦材：中央(36)	461.0	1682.8	1167.2	1145.5	1152.0	689.2	1264.1	1475.0	488.7
	斜材(62)	577.6	1685.5	1156.6	1135.2	1142.9	691.8	1257.0	1479.7	577.9
	垂直材(52)	439.5	1301.3	893.7	877.2	883.0	534.0	971.0	1142.3	438.8

※1：S2地震時はND03の地震時強制変位、Ss地震時はND13とBSTPの最大応答変位差を示す。

※2：S2地震時は鉛直震度(0.194)の加速度換算値、Ss地震時はRF01～RF05の最大応答加速度の平均値を示す。

※3：S2地震時は「水平1.0+上下1.0」、Ss地震時は「水平1.0+上下0.4」と「水平0.4+上下1.0」の包絡値を示す。

※4：S2水平地震時、上弦材：中央(46)の値は0であるが、Ss地震による応答比率を考慮するため、隣接する上弦材(47)の値を用いた。

表 6-2 部材応力概算値の最大ケース

水平+上下組合せ		S _s -D1		
		基本	地盤+σ	地盤-σ
主トラス 部材軸力 (部材番号) (kN)	上弦材：端部(49)	1272.1	1322.1	1248.8
	上弦材：中央(46)	2233.5	2296.9	2208.7
	下弦材：端部(40)	1696.4	1768.8	1661.7
	下弦材：中央(36)	1703.2	1753.8	1682.8
	斜材(62)	1708.0	1761.8	1685.5
	垂直材(52)	1318.6	1360.0	1301.3

注：全てのトラス代表部材においてS_s-D1（地盤物性+σ）が最大となる。

6.3 質点系地震応答解析結果との比較

6.3.1 検討目的

既工認 S_2 地震時評価に基づく S_s 地震の代表ケース選定では、屋根トラス部材の軸力のみに着目した検討であった。

そこで本節では、 S_s 地震応答解析（地下水位地表面）におけるUD方向入力時の屋根トラス（ビーム要素置換部分）の最大応答せん断力および最大応答曲げモーメントを比較し、代表となる解析ケースを確認する。

6.3.2 検討方法

S_s 地震応答解析での全24解析ケースにおける屋根トラス部位の要素の最大応答せん断力および最大応答曲げモーメントを全解析ケースで比較し、 S_s-D1 （地盤物性+ σ ）の時に全ての屋根トラス部位の要素の応答が最大となることを確認する。

鉛直方向の質点系地震応答解析モデルを図6-3に示す。屋根トラスは屋根中央をローラー支点とした対称モデルとなっており、屋根トラスはRF01～RF05のビーム要素でモデル化されている。評価する最大応答せん断力は要素RF01～RF05の部材端、最大応答曲げモーメントはRF01～RF05の各要素での値を用いる。

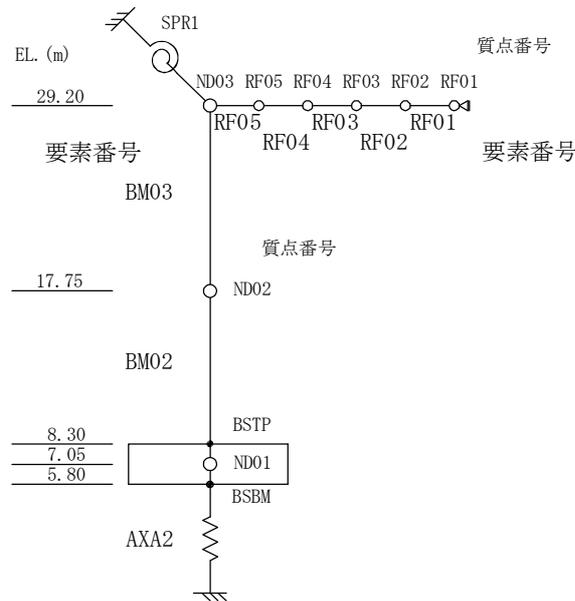


図6-3 地震応答解析モデル（UD方向）

6.3.3 検討結果

各解析ケースの部材応力を表6-3に、地盤部整のばらつきを考慮した最大応力を表6-4に示す。屋根トラス部位の全要素において S_s-D1 （地盤物性+ σ ）の時に最大となり、他の解析ケースを包絡する代表ケースとして妥当であることを確認した。

表 6-3 (1/3) 質点系地震応答解析結果による屋根トラス部位の要素応力の比較
地下水位地表面 (基本ケース)

東海DC 最大応答値一覧 (基本)

		部位	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
UD 方向	最大応答 せん断力 (kN)	RF05	22,415	13,594	12,837	13,005	9,559	15,178	19,839	4,647
		RF04	20,208	11,143	11,663	11,760	8,067	13,619	17,468	4,454
		RF03	16,625	8,690	9,462	9,502	6,050	11,809	13,861	3,815
		RF02	11,169	6,804	6,621	6,697	4,120	8,370	9,125	2,598
		RF01	3,986	2,913	2,650	2,736	1,482	3,229	3,271	922
	最大応答 曲げモーメント (kN・m)	ND03	94,426	51,689	52,521	52,786	37,768	62,833	80,650	20,515
		RF05	40,071	21,217	22,929	23,047	14,588	28,558	33,592	9,251
		RF04	11,820	9,676	8,374	8,294	4,991	10,407	9,910	2,736
		RF03	49,249	27,015	28,229	28,445	19,599	33,107	42,546	10,799
		RF02	76,334	38,851	41,523	41,501	28,875	52,661	62,819	17,099
		RF01	86,001	44,505	47,248	47,314	32,256	59,561	69,549	19,335

表 6-3 (2/3) 質点系地震応答解析結果による屋根トラス部位の要素応力の比較
地下水位地表面 (地盤物性+σ)

東海DC 最大応答値一覧 (+σ)

		部位	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
UD 方向	最大応答 せん断力 (kN)	RF05	23,545	14,285	13,719	13,907	10,074	14,911	20,575	4,801
		RF04	20,999	11,757	12,213	12,278	8,487	14,004	18,228	4,558
		RF03	17,160	9,192	10,207	10,273	6,425	12,240	14,540	3,913
		RF02	11,473	7,101	7,372	7,500	4,300	8,423	9,540	2,669
		RF01	4,084	2,971	2,956	3,056	1,632	3,128	3,548	948
	最大応答 曲げモーメント (kN・m)	ND03	98,150	54,408	54,916	55,041	39,772	64,896	84,367	20,990
		RF05	41,351	22,383	24,732	24,915	15,459	29,584	35,193	9,492
		RF04	12,102	10,132	9,037	9,032	5,440	9,123	10,004	2,898
		RF03	51,185	28,495	29,548	29,690	20,646	34,057	44,404	11,050
		RF02	79,006	40,251	44,297	44,303	30,400	54,482	66,311	17,522
		RF01	88,911	46,620	50,810	50,968	34,079	61,728	73,664	19,822

表 6-3 (3/3) 質点系地震応答解析結果による屋根トラス部位の要素応力の比較
地下水位地表面 (地盤物性 - σ)

東海DC 最大応答値一覧 (- σ)

		部位	Ss-D1	Ss-11	Ss-12	Ss-13	Ss-14	Ss-21	Ss-22	Ss-31
UD 方向	最大応答 せん断力 (kN)	RF05	22,797	13,486	12,944	12,973	9,674	14,652	20,272	4,624
		RF04	20,368	11,141	11,706	11,763	8,170	13,625	17,825	4,343
		RF03	16,521	8,907	9,719	9,751	6,133	11,545	13,788	3,716
		RF02	11,025	6,982	7,075	7,188	4,032	8,022	9,196	2,523
		RF01	3,912	2,827	2,827	2,903	1,496	2,894	3,332	892
	最大応答 曲げモーメント (kN・m)	ND03	94,882	51,680	52,810	52,903	38,197	63,448	82,379	20,053
		RF05	39,806	21,759	23,595	23,698	14,783	27,917	33,408	9,036
		RF04	11,688	9,162	8,372	8,445	5,073	8,871	10,005	2,688
		RF03	49,680	27,349	28,343	28,457	19,938	33,120	43,441	10,541
		RF02	75,989	38,590	42,732	42,667	29,166	52,360	64,179	16,615
	RF01	85,475	44,083	48,552	48,558	32,319	59,337	71,009	18,769	

表 6-4 地盤物性のばらつきを考慮した最大応力
(質点系地震応答解析結果による屋根トラス部位の要素応力の比較)
地下水位地表面

(Ss-D1)

		部位	Ss-D1		
			基本	地盤 + σ	地盤 - σ
UD 方向	最大応答 せん断力 (kN)	RF05	22,415	23,545	22,797
		RF04	20,208	20,999	20,368
		RF03	16,625	17,160	16,521
		RF02	11,169	11,473	11,025
		RF01	3,986	4,084	3,912
	最大応答 曲げモーメント (kN・m)	ND03	94,426	98,150	94,882
		RF05	40,071	41,351	39,806
		RF04	11,820	12,102	11,688
		RF03	49,249	51,185	49,680
		RF02	76,334	79,006	75,989
	RF01	86,001	88,911	85,475	

注 : 全てのトラス部材において S_s-D1 (地盤物性 + σ) が最大となる。

6.4 まとめ

屋根トラス構造健全性評価において、（全 8 波の S_s 地震動） \times （基本，地盤物性 $\pm\sigma$ ）の合計 24 の解析ケースより，他の解析ケースを包絡するような応答となる代表解析ケースを選定するため，以下の検討を行い，その代表性・網羅性を確認した。

既工認 S_2 地震時評価結果に基づく S_s 地震時の屋根トラス部材応力を比較した結果， $S_s - D 1$ （地盤物性 $+\sigma$ ）の時に全代表部材の軸力が最大となり， $S_s - D 1$ （地盤物性 $+\sigma$ ）を代表ケースとする妥当性を確認した。

また， S_s 地震応答解析による UD 方向入力時の屋根トラスでの最大応答せん断力および最大応答曲げモーメントを全解析ケースで比較し， $S_s - D 1$ （地盤物性 $+\sigma$ ）を代表ケースとすることの妥当性を確認した。

7. 屋根トラスの水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せによる検討

7.1 概要

本章は、添付書類「V-2-11-2-15 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」の補足説明として、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せ（3方向入力）に対する、屋根トラスの構造健全性検討を示すものである。

7.2 検討方法

解析モデルおよび評価手法については、添付書類「V-2-11-2-15 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」と同じとする。

7.2.1 検討用地震動

検討用地震動は以下とする。

EW方向 : $S_s - D1$ による地盤物性+ σ での基礎下有効入力動

NS方向 : 模擬地震波（基準地震動 $S_d - D1$ の水平成分の設計用応答スペクトルに適合するよう、位相を変えたもの）による地盤物性+ σ での基礎下有効入力動

UD方向 : $S_s - D1$ による地盤物性+ σ での基礎下有効入力動

7.2.2 入力時地震動組合せケース

3方向入力時における入力地震動の組合せケースを表7-1に示す。なお、参考として2方向入力時のケースを併せて示す。

7.2.3 応力評価方法

地震時におけるトラス部材の応力（N, M, Q）は、各方向の周波数応答解析により求めた応力を時刻歴で加算し、その最大値を用いる。

上記に常時荷重（3次元FEM静的応力解析）を組合せた3方向入力によるトラス部材評価に用いる断面検討用応力の算定式を以下に示す。

3方向入力時の部材応力評価

・軸力 : $N_D = N_L \pm \max \{ N_{E_NS}(t) + N_{E_EW}(t) + N_{E_UD}(t) \}$

・曲げモーメント : $M_D = M_L \pm \max | M_{E_NS}(t) + M_{E_EW}(t) + M_{E_UD}(t) |$

・せん断力 : $Q_D = Q_L \pm \max | Q_{E_NS}(t) + Q_{E_EW}(t) + Q_{E_UD}(t) |$

注 : 上式添字は、D: 検討応力, L: 常時荷重時応力, E_方向(t): S_s 地震時応力時刻歴を示す。

表 7-1 屋根トラスの検討ケース一覧
 (S_s-D1, 地盤物性のばらつきを考慮 (+σ))

地震動 組合せ	ケース No.	地震方向		
		EW	NS	UD
2方向入力 (EW+UD)	1	+		+
	2	+		-
	3	-		+
	4	-		-
3方向入力 (EW+NS+UD)	101	+	+	+
	102	-	+	+
	103	+	-	+
	104	-	-	+
	105	+	+	-
	106	-	+	-
	107	+	-	-
	108	-	-	-

7.3 検討結果

屋根トラスの部材応力検定結果を表 7-2 に示す。また参考として 2 方向入力時の結果も併せて示す。

表 7-2 より、3 方向入力時においても全ての要素で応力検定比が 1.0 を下回ることを確認した。また最大となる検定比は 2 方向入力時の 0.964 よりは増加するものの、3 方向入力時では 0.989 となり構造健全性を確認した。

表 7-2 主トラス最大応力による検定結果
($S_s - D1$, 地盤物性のばらつきを考慮 (+ σ))

水平 2 方向 + 鉛直方向 (EW 地震 + NS 地震 + UD 地震) / 8 ケース包絡

部材	部材名	通り	検定比 σ / f
主トラス上弦材	TG1_上弦材	Y6 通り	0.388
主トラス下弦材	TG1_下弦材	Y6 通り	0.989
主トラス斜材	TG1 (c) _斜材	Y6 通り	0.678
主トラス垂直材	TG1 (c') _垂直材	Y6 通り	0.664

水平 1 方向 + 鉛直方向 (EW 地震 + UD 地震) / 4 ケース包絡

部材	部材名	通り	検定比 σ / f
主トラス上弦材	TG1_上弦材	Y6 通り	0.379
主トラス下弦材	TG1_下弦材	Y6 通り	0.964
主トラス斜材	TG1 (c) _斜材	Y5 通り	0.662
主トラス垂直材	TG1 (c') _垂直材	Y6 通り	0.649

なお、4.2 節において、サブトラスの剛性低減を考慮した場合の 2 方向入力時(「水平 1 方向 + 鉛直方向」)の主トラスの最大検定比は 0.965(低減なし)から 0.969(低減あり)に変化する程度で、応力状態に与える影響は小さいことを示した。このときの変化率 $1.004 (= 0.969 / 0.965)$ と同等の割増を上述の 3 方向入力時(「水平 2 方向 + 鉛直方向」)の主トラスの最大検定比 0.989 に考慮すると 0.993 となり、サブトラスの剛性低減を考慮した場合の 3 方向入力時でも構造健全性を確保していることを確認した。

7.4 まとめ

3方向入力（EW地震+NS地震+UD地震）時における屋根トラスの構造健全性検討を実施した。

検討の結果、3方向入力時においても全ての要素で応力検定比が1.0を下回り、最大となる検定比は0.989であった（2方向入力時は0.964）。

以上より、3方向入力時においても屋根トラスは構造的に健全であることが確認出来た。

8. 杭の水平載荷試験について

本資料は使用済燃料乾式貯蔵建屋の杭の水平載荷試験と水平ばねの評価法について示すものである。

8.1 杭の水平載荷試験概要（設置変更許可申請書 H11.1 添付六）

杭を打設した基礎地盤の水平方向の変形特性及び耐力を求めるため、図 8-1 に示す位置において杭の水平載荷試験を実施した。試験に用いた杭は 2 本の鋼管杭で、打撃工法により基礎地盤に打設し、杭頭部を鉄筋コンクリートで連結した。試験は、載荷荷重を段階的に増減させ、荷重に対応する変位量を計測する方法で実施した。

試験装置を図 8-2 に、載荷パターンを図 8-3 に示す。試験体と反力体の相互を反力として載荷し、両者を押広げる方向を正方向、逆に引寄せせる方向を負方向とした。載荷方式は 240 tf までを正負交番多サイクル載荷方式とし、240 tf 以降から最大荷重 600 tf までは一方向（正方向）載荷方式とした。最大荷重 80 tf（2 本杭試験体で 1 本あたり 40 tf）は、試験実施前の検討で S₂地震時の杭応力に相当する荷重である。また、最大荷重 240 tf（2 本杭試験体で 1 本あたり 120 tf）は、試験実施前の検討で杭応力が弾性範囲内に収まるよう設定した荷重である。

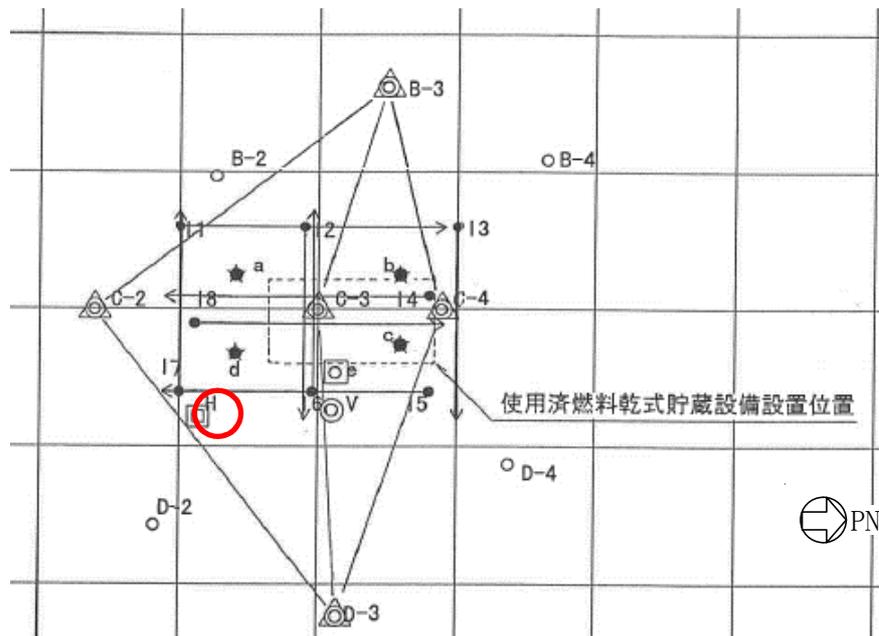


図 8-1 試験位置（図中の赤丸位置）

8.2 杭の水平載荷試験結果（設置変更許可申請書 H11.1 添付六）

杭の水平載荷試験結果から得られた荷重と変位の関係を図 8-4 に示す。試験の結果は、水平方向の最大荷重が 2 本の杭に対し 5.88×10^6 N (600 tf) であり、杭 1 本あたり 2.94×10^6 N (300tf) である。

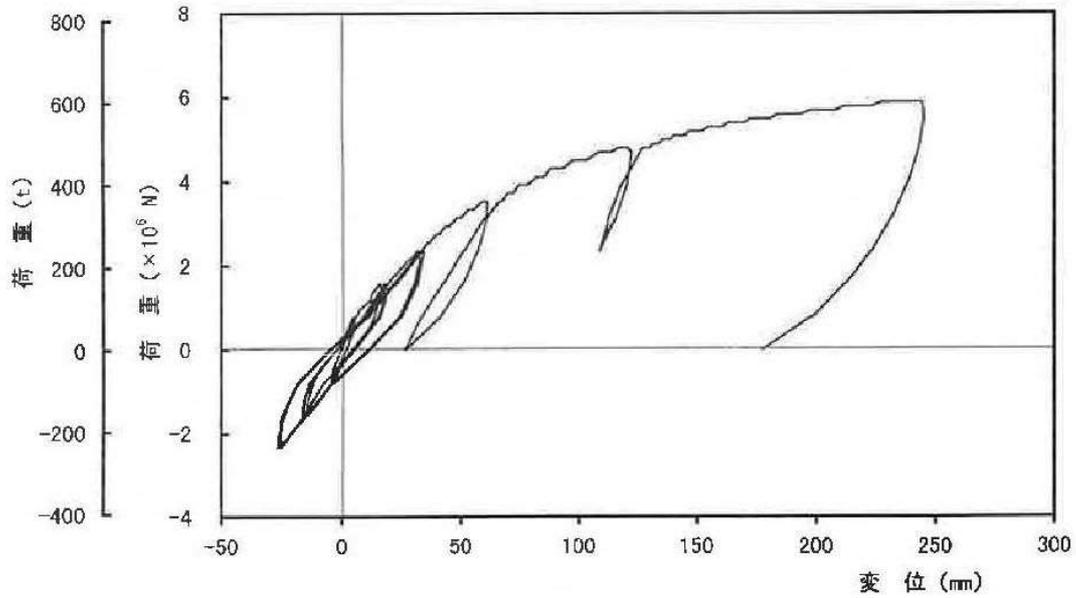
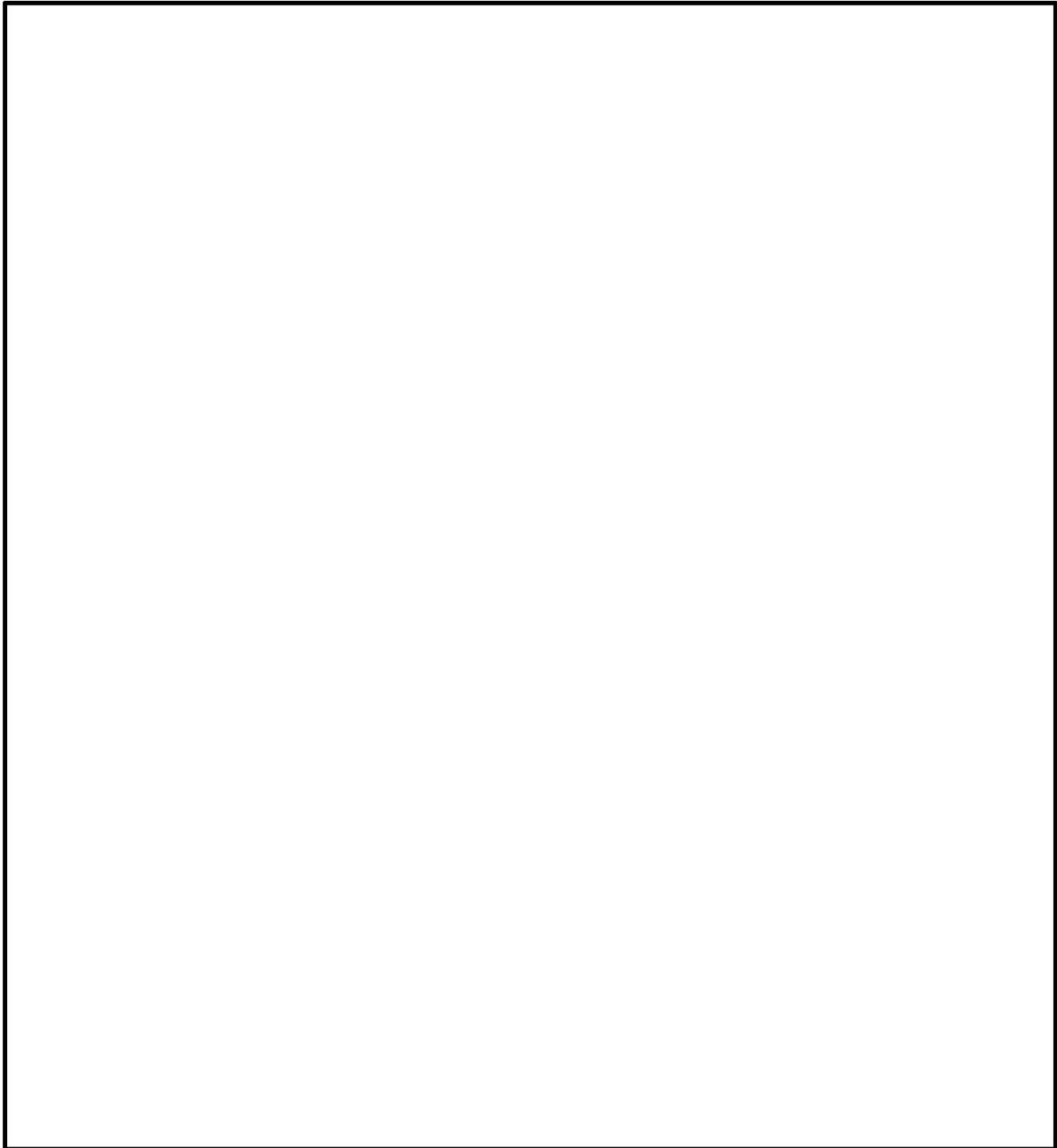


図 8-4 荷重と変位の関係

8.3 水平ばねの設定方法（工事計画認可申請書 H11.06）

既工認資料IV-2-3「使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」では、第4-2図に杭の水平載荷試験結果に基づき設定した水平ばねの値のみが記載されている。

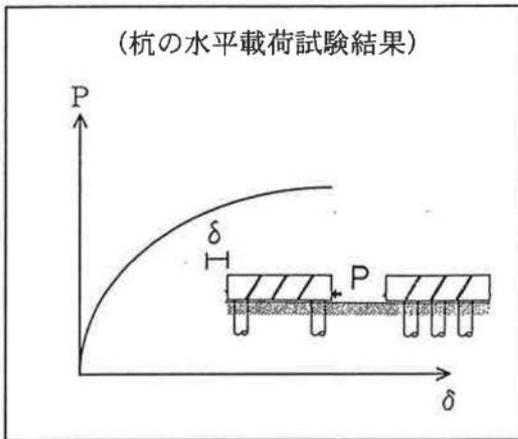


以下に、水平ばねの具体的な算定手順を示す。

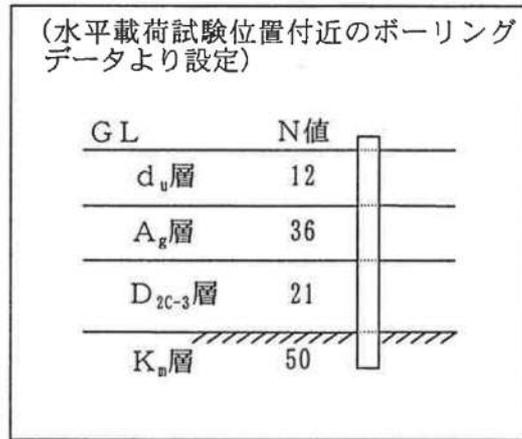
(1) 算定に用いる試験データ

算定に用いる試験データは、杭の水平載荷試験で得られた杭頭における荷重-変位関係 (P- δ 関係) と弾性支承梁モデル設定のための地層区分及び N 値データ (杭の水平載荷試験位置付近のボーリングデータより設定) である。

杭頭における荷重変位関係 (P- δ)

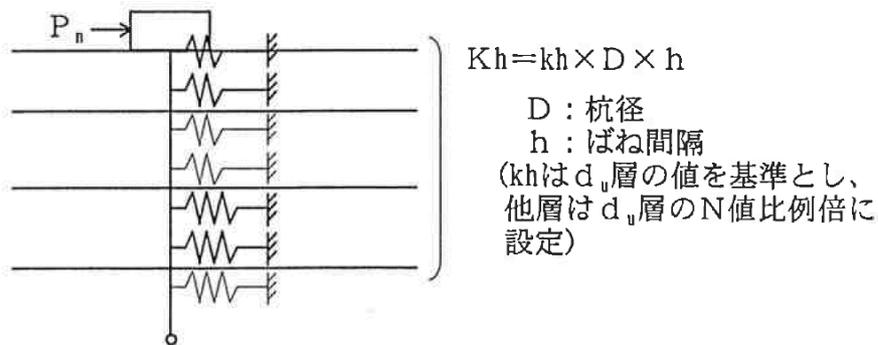


地層区分, N 値



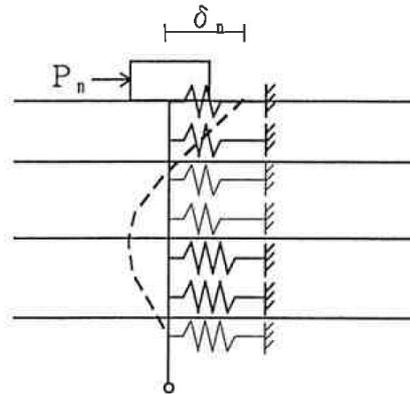
(2) 弾性支承梁モデルの設定

水平ばね K_h は、水平地盤反力係数 kh 、杭径及びばね間隔の積である。 kh は d_v 層の値を基準とし、他層は d_v 層の N 値比例倍とする。 kh の初期値を任意に設定し弾性支承梁モデルが決定される。



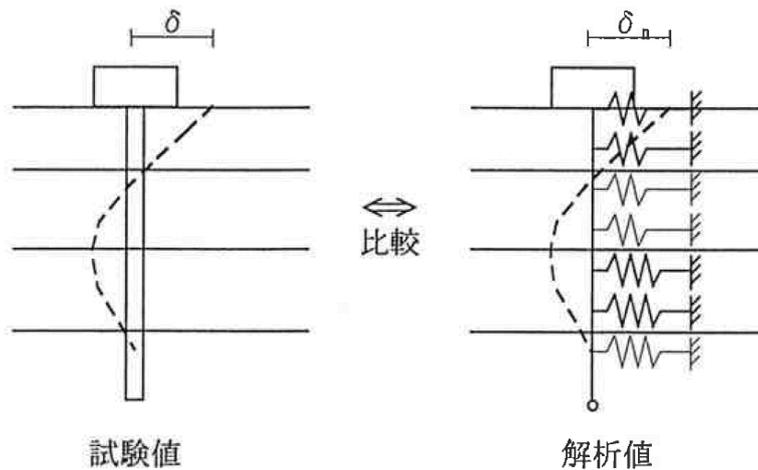
(3) 弾性支承梁モデルによる解析

杭頭荷重 P_n に対する弾性支承梁モデルの応力解析を行う。結果として杭頭変位 δ_n が算定される。



(4) 水平載荷試験における杭頭変位との比較

δ_n と杭の水平載荷試験における杭頭変位 δ が一致するように kh を係数倍して補正する。



8.4 水平地盤ばねの非線形性

杭の応力解析モデルの設定方法（水平地盤ばねの評価方法）については、「基礎指針」に従い実施したものである。

水平載荷試験の水平方向地盤反力係数は基準水平地盤反力係数として、杭頭変位 1 cm を基準として求め、それを各水平地盤ばねの初期剛性の計算に用いた。

既工認における杭の検討においては、 S_2 地震時の一次元波動解析から求まる杭先端に対する杭頭の相対変位（以下、地盤変位という。）が約 1 cm であったので、水平地盤ばねを線形として取り扱った。基準地震動 S_s の地盤変位の最大値は 4.43 cm ($S_s - 31, -\sigma$) となったため、杭及び地盤に非線形性を考慮することとした。杭の非線形特性には、終局曲げ耐力を折点とするバイリニアで、水平地盤ばねの非線形特性には、下式に示す双曲線 (Hardin-Drnevich) モデル（以下「H-D モデル」という。）で、それぞれモデル化した。H-D モデルを図 8-5 に示す。

$$P = \frac{K \cdot \delta}{1 + \frac{K \cdot \delta}{P_{\max}}}$$

ここで、

P : 水平地盤ばね反力 (kN)

δ : 杭と地盤との相対変位 (m)

K : 水平地盤ばねの初期剛性 (kN/m) で、群杭係数を考慮した水平地盤反力係数に水平地盤ばねの支配面積を乗じて評価する。

P_{\max} : 図 8-5 に示す終局強度 (kN) で、群杭係数を考慮した塑性水平地盤反力に水平地盤ばねの支配面積を乗じて評価する。

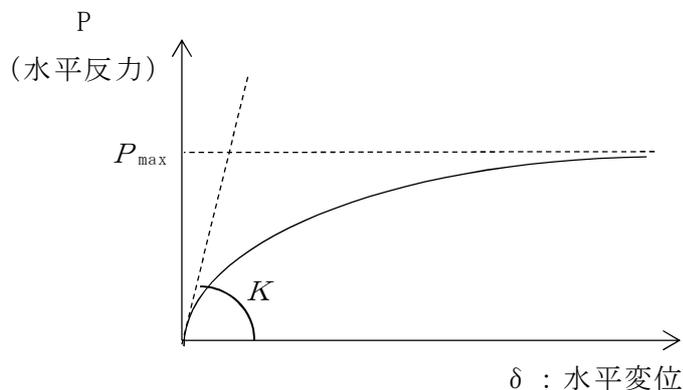


図 8-5 水平地盤ばねの非線形特性 (H-D モデル)

なお、杭の応力解析モデル*の杭頭に水平荷重をかけた結果を水平載荷試験結果と比較して図 8-6 に示す。1 cm 変形時の水平地盤反力係数を適用した計算結果は、水平載荷試験の荷重変形関係を下回っており、基準地震動 S₃ に対する適用性を確認した。

注記 *：杭の応力解析モデルには群杭効果を考慮しているが、水平載荷試験との比較のため、群杭効果を除き、単杭のモデルとした。

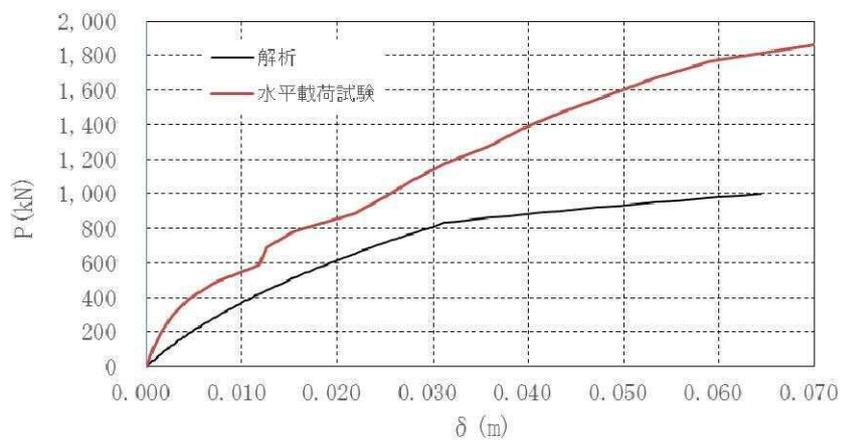


図 8-6 荷重変形関係 (杭 1 本あたり)

9.1 鉛直押し抜きせん断に対する検討

基礎コンクリートの鉛直押し抜きせん断応力度の検討は下式により行う。考慮する破壊面は、隣り合う杭の破壊面が交差するため、杭頭と破壊面の交点との中点を通る円筒面とする。検討結果を表 9-2 に示す。

$$\tau_v = P / (\pi \cdot (D + h) \cdot h) < P / \{ \pi \cdot (D + p) / 2 \cdot h \} \leq \tau_a$$

ここで、

- P : 鉛直押し抜きせん断力 (N)
- D : 杭径 (808.8 mm)
- p : 杭中心間隔 (2050 mm)
- h : 鉛直方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎スラブの有効厚さ
= (基礎の厚さ) - (杭の埋め込み長) = 1000 mm
- τ_a : 許容押し抜きせん断応力度 = 1.08 N/mm²

表 9-2 鉛直押し抜きせん断に対する検討

鉛直 押し抜き力 P (kN)	押し抜き せん断応力度 τ_v (N/mm ²)	許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	検定比 τ_v / τ_a
1340	0.299	1.08	0.277

9.2 水平支圧に対する検討

基礎コンクリートの水平支圧応力度の検討は下式により行う。検討結果を表 9-3 に示す。

$$\sigma_{ch} = H / (D \cdot l) + 6 \cdot M / (D \cdot l^2) \leq \sigma_{ba}$$

ここで、

- H : 杭頭水平荷重
- D : 杭径 (808.8 mm)
- l : 杭の埋め込み長 (1000 mm)
- M : 杭頭モーメント
- σ_{ba} : 許容支圧応力度 = 23.5 N/mm²

表 9-3 水平支圧に対する検討

杭頭 水平荷重 H (kN)	杭頭 曲げモーメント M (kNm)	水平 支圧応力度 σ_{ch} (N/mm ²)	許容 支圧応力度 σ_{ba} (N/mm ²)	検定比 $\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$
571	2200	17.1	23.5	0.728

10. 基礎スラブの面外せん断力に関する検討

[終局耐力式(構造関係技術基準 2015)と短期許容応力度式(RC-N規準)による検定比の比較]

10.1 検討概要

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎スラブの面外せん断力の許容限界は既工認に倣って修正荒川 mean 式を適用しているが、本検討ではRC-N規準による短期許容応力度を適用した場合の検討を行う。間接支持構造物として機能維持が要求される建屋内の基礎スラブに加え、建屋外の基礎スラブ(跳ね出し部)も含め、基礎スラブが短期許容応力度内に十分収まっていることを示す。

10.2 検討結果

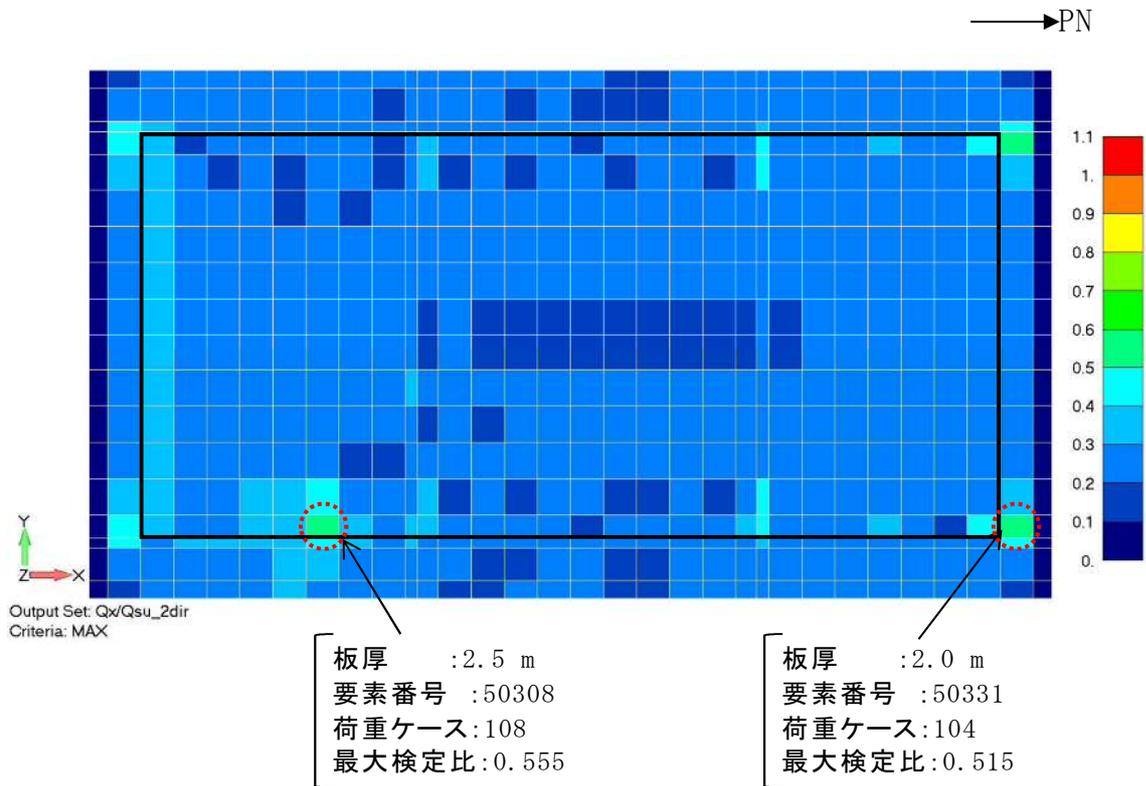
基礎スラブの面外せん断力について、許容限界として修正荒川 mean 式(構造関係技術基準 2015)を適用した場合と短期許容応力度式(RC-N規準)を適用した場合について最大検定比の比較評価を行った。荷重の組合せは、いずれも「V-2-2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の耐震性についての計算書」の 3.4.1(2)に示す荷重ケースである。

最大検定比のまとめの一覧を表 10-1 に、修正荒川 mean 式と短期許容応力度式による結果を比較した面外せん断力に対する最大検定比コンターを図 10-1 及び図 10-2 に示す。検定比を算定にあたっては、短期許容応力度式における α ($1 \leq \alpha \leq 2$) を考慮して評価した。

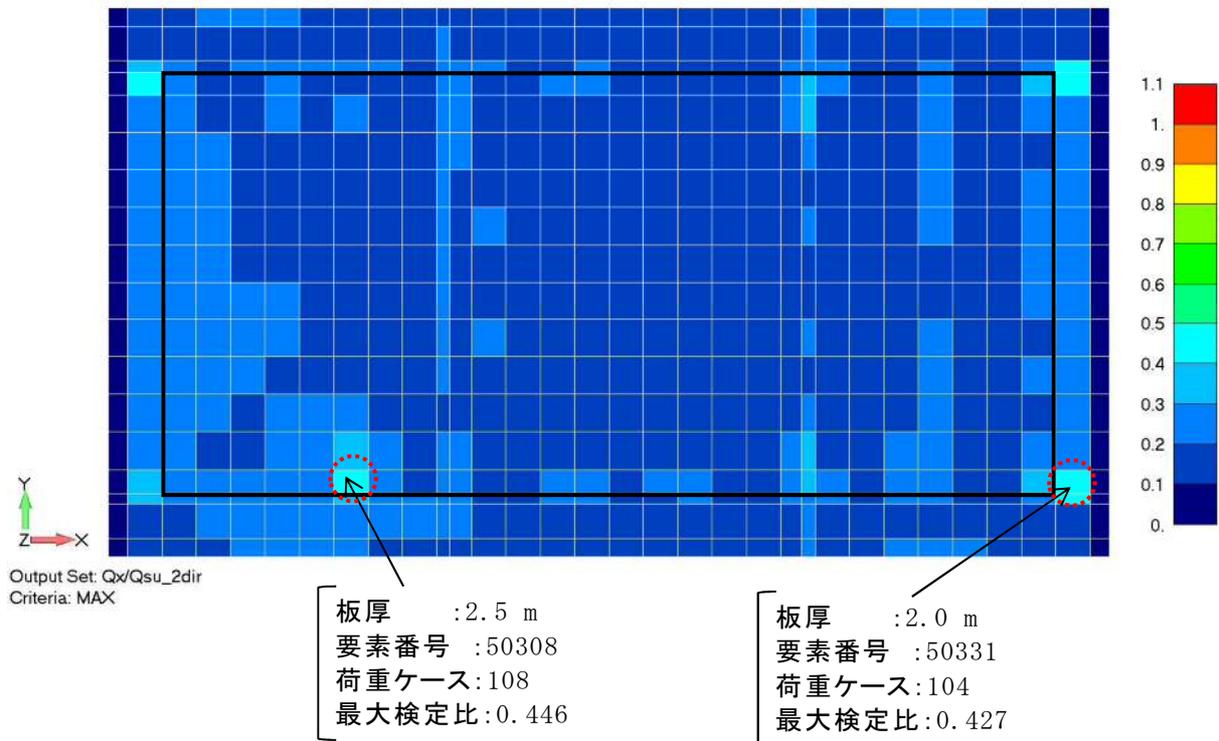
表 10-1 に示されている通り、修正荒川 mean 式による最大検定比は 0.835 であるのに対し、短期許容応力度式による最大検定比は 0.708 である。基礎スラブの面外せん断力は短期許容応力度式以内に収まっており、間接支持機能を有していることを確認した。

表 10-1 最大検定比のまとめ

検討項目	版厚(m)	要素番号	荷重ケース番号	面外せん断力 [kN/m] (a)	構造関係技術基準 2015		RC-N規準		備考
					終局せん断力 [kN/m] (b)	検定比 (a/b)	短期許容せん断力 [kN/m] (c)	検定比 (a/c)	
面外せん断	2.0	50331	104	1490	2880	0.515	3470	0.427	NS方向
	2.5	50308	108	1970	3540	0.555	4420	0.446	NS方向
	2.0	50231	104	2470	2940	0.835	3470	0.708	EW方向
	2.5	50323	104	1790	3490	0.511	4420	0.404	EW方向



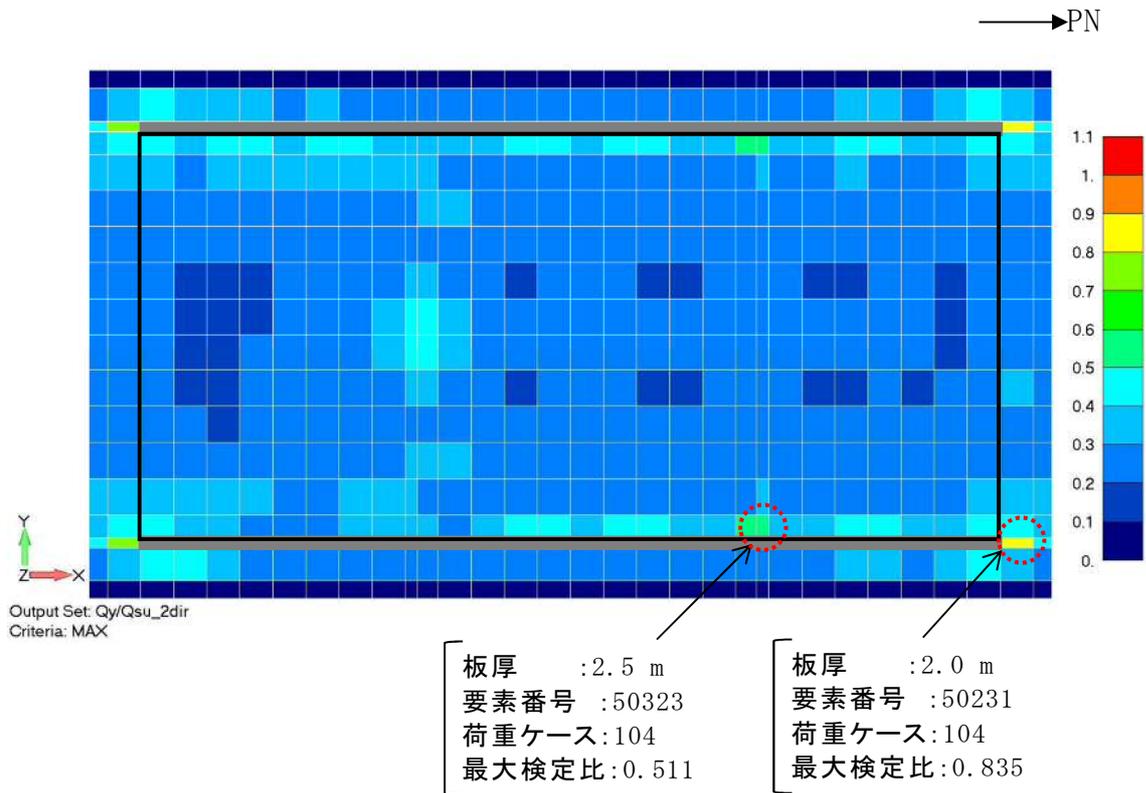
(a) 構造関係技術基準 2015(修正荒川 mean 式)



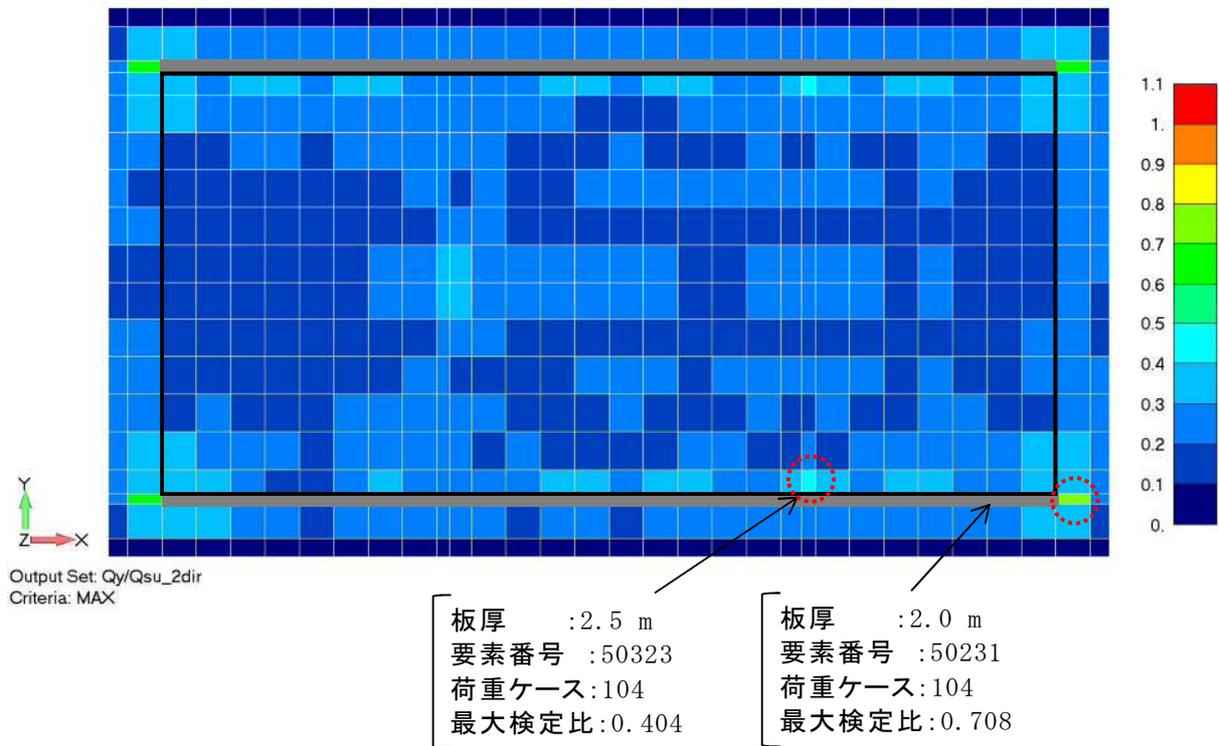
(b) RC-N 規準(短期許容せん断力算定式)

図 10-1 面外せん断力に対する検定比

(Q_x/Q_{su} : 長辺方向, 全荷重ケースのうち最大, 2 方向入力)



(a) 構造関係技術基準 2015(修正荒川 mean 式)



(b) RC-N 規準(短期許容せん断力算定式)

図 10-2 面外せん断力に対する検定比

(Q_y/Q_{su} : 短辺方向, 全荷重ケースのうち最大, 2 方向入力)

※ 図中灰色部分は, 耐震壁直下のため評価対象外とする。

11. 地下水による浮力を考慮した常時荷重時の影響検討

11.1 概要

使用済燃料乾式貯蔵建屋周辺の地下水位は、地表面（EL. 8.0m）に設定しており、使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎スラブ底面に浮力が作用する。本章では地下水による浮力を考慮した常時荷重に対し、基礎スラブが構造的に問題にならないことを確認する。

11.2 常時荷重に対する検討

11.2.1 検討方針

地下水による浮力を考慮した常時荷重に対する応力解析に基づく基礎スラブの長期許容応力度に基づく必要鉄筋量が、設計配筋量以下となることを確認する。

11.2.2 許容限界

許容限界は長期許容応力度とする。コンクリート及び鉄筋の長期許容応力度を表 11-1 及び表 11-2 に示す。

表 11-1 コンクリートの長期許容応力度

設計基準強度 F_c (N/mm^2)	圧縮 (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)
23.5	7.83	0.725

表 11-2 鉄筋の長期許容応力度

鉄筋の種類	引張及び圧縮 (N/mm^2)	せん断補強 (N/mm^2)	使用箇所
SD390	215 (195*)	—	主筋

注記 * : D29 以上の太さの鉄筋に対しては()内の数値とする。

11.2.3 荷重及び荷重の組合せ

検討に用いる荷重は、添付書類「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」にて設定している荷重とする。また、荷重組合せは表 11-3 の通り設定する。なお、浮力は固定荷重(G)に含む。

表 11-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
常時	G+E+P+S+CL

G：固定荷重

E：機器・配管荷重

P：積載荷重

S：積雪荷重

CL：クレーン荷重

11.2.4 検討結果

断面の評価結果を記載する要素を、以下の通り選定する。

軸力及び曲げモーメントに対する評価については、必要鉄筋量が最大となる要素を選定し、面外せん断力に対する評価については、せん断力が最大となる要素を選定する。選定した要素の位置を図 11-1 に、評価結果を表 11-4 に示す。

長期荷重において、軸力及び曲げモーメントに対する必要鉄筋量が設計配筋量を超えないことを確認した。また、面外せん断力がコンクリートの長期許容せん断力を超えないことを確認した。

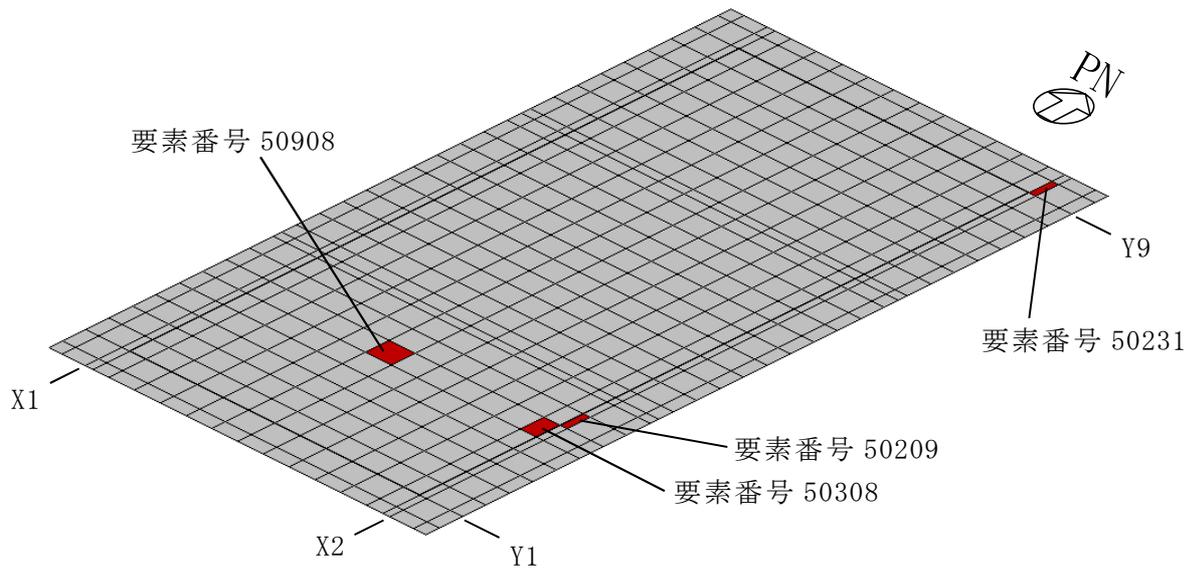


図 11-1 選定した要素の位置（基礎スラブ）

表 11-4 評価結果（基礎スラブ）

		評価項目	要素番号	検定比	許容値	備考
軸力 + 曲げ モーメント	NS 方向	必要鉄筋量/配筋量	50908	0.311	1.00	引張鉄筋
	EW 方向	必要鉄筋量/配筋量	50209	0.422	1.00	引張鉄筋
面外 せん断力	NS 方向	面外せん断力 /長期許容せん断力	50308	0.173	1.00	コンクリート
	EW 方向	面外せん断力 /長期許容せん断力	50231	0.198	1.00	コンクリート