

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

東海第二発電所 工事計画審査資料	
資料番号	工認-162 改4
提出年月日	平成30年8月23日

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

目次

1. 概要	1
2. 基本方針	1
2.1 位置	1
2.2 構造概要	2
2.3 解析方針	5
2.4 適用規格・基準等	7
3. 評価方法	8
3.1 評価対象部位及び評価方針	8
3.2 荷重及び荷重の組合せ	10
3.3 許容限界	14
3.4 評価方法	16
4. 評価結果	28
4.1 基礎スラブの評価結果	28
4.2 杭の評価結果	34

別紙 液状化影響検討について

1. 概要

本資料は、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎（基礎スラブ及び杭）の地震時の構造強度及び機能維持の確認について説明するものであり、その評価は、応力解析による評価により行う。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎（基礎スラブ及び杭）は、設計基準対象施設における「Sクラス施設の間接支持構造物」に分類される。

以下、分類に応じた耐震評価を示す。

2. 基本方針

2.1 位置

使用済燃料乾式貯蔵建屋の設置位置を図2-1に示す。

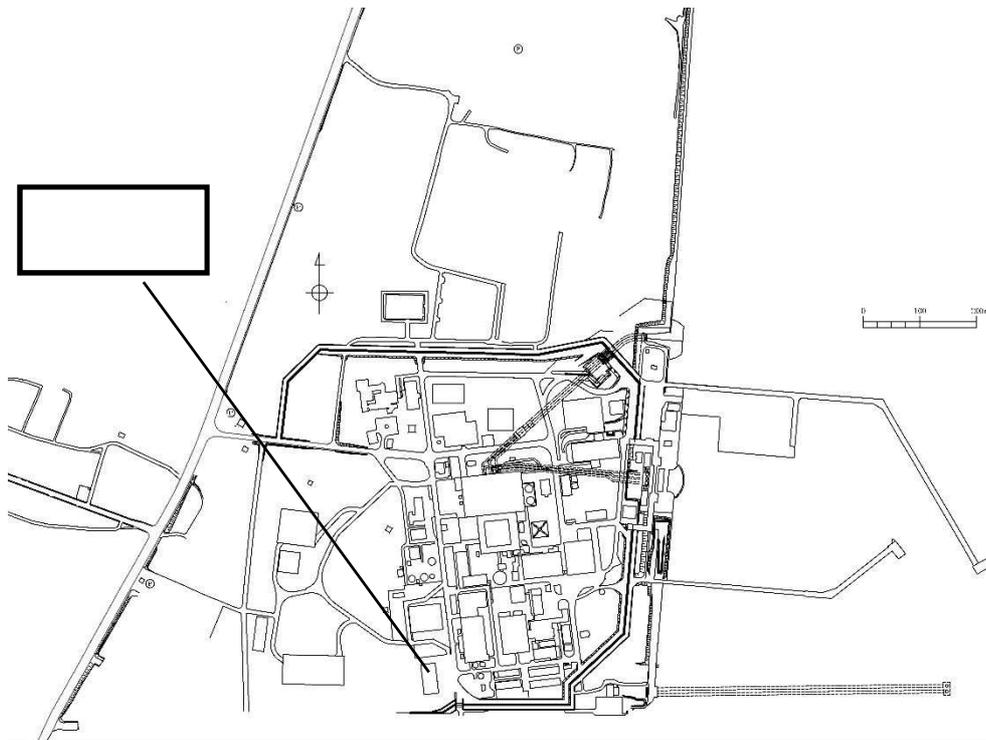


図2-1 の設置位置

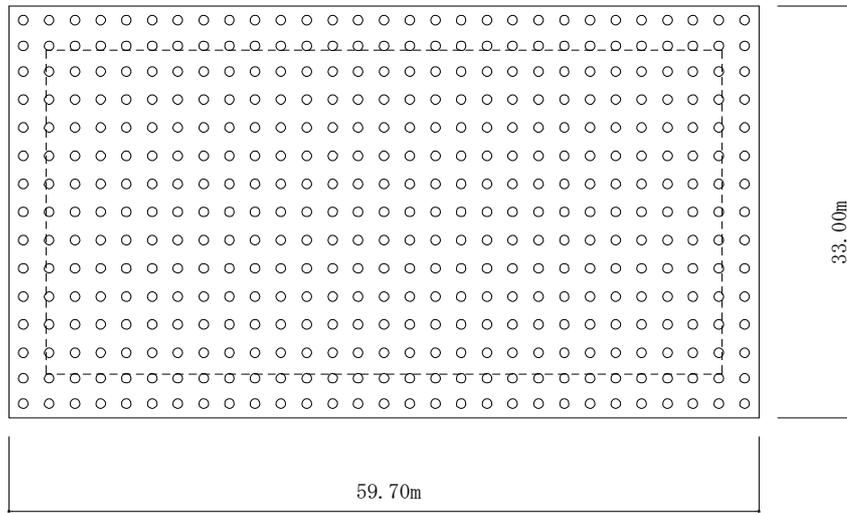
2.2 構造概要

使用済燃料乾式貯蔵建屋は、使用済燃料乾式貯蔵容器を24基収納する地上1階、平面が南北方向52.3 m、東西方向24.25 m、地上高さ21.2 mの鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造）の建物である。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎は、平面が南北方向59.7 m、東西方向33.0 m、厚さ2.5 m（一部2.0 m）で、鋼管杭を介して、砂質泥岩である久米層に岩着している。また、耐震壁には冷却空気取り入れのための開口がある。

使用済燃料乾式貯蔵建屋に加わる地震時の水平力は、外周部に配置した耐震壁と柱及び梁（屋根トラス）からなるフレーム構造で負担する。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の杭伏図、概略平面図及び概略断面図を図2-2～図2-4に示す。



(杭伏図 : EL. 5.8 m)

凡例 ○ : 杭

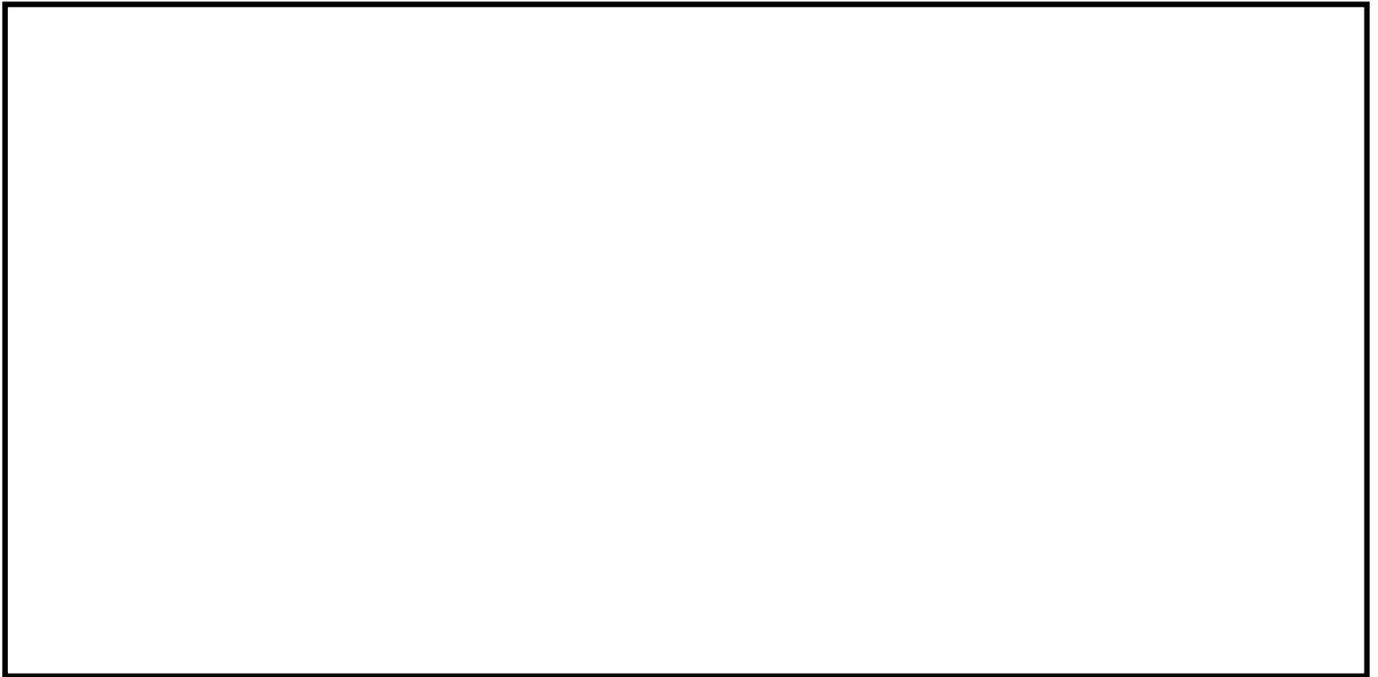
[- - -] : 建屋外壁位置

図 2-2 使用済燃料乾式貯蔵建屋の杭伏図



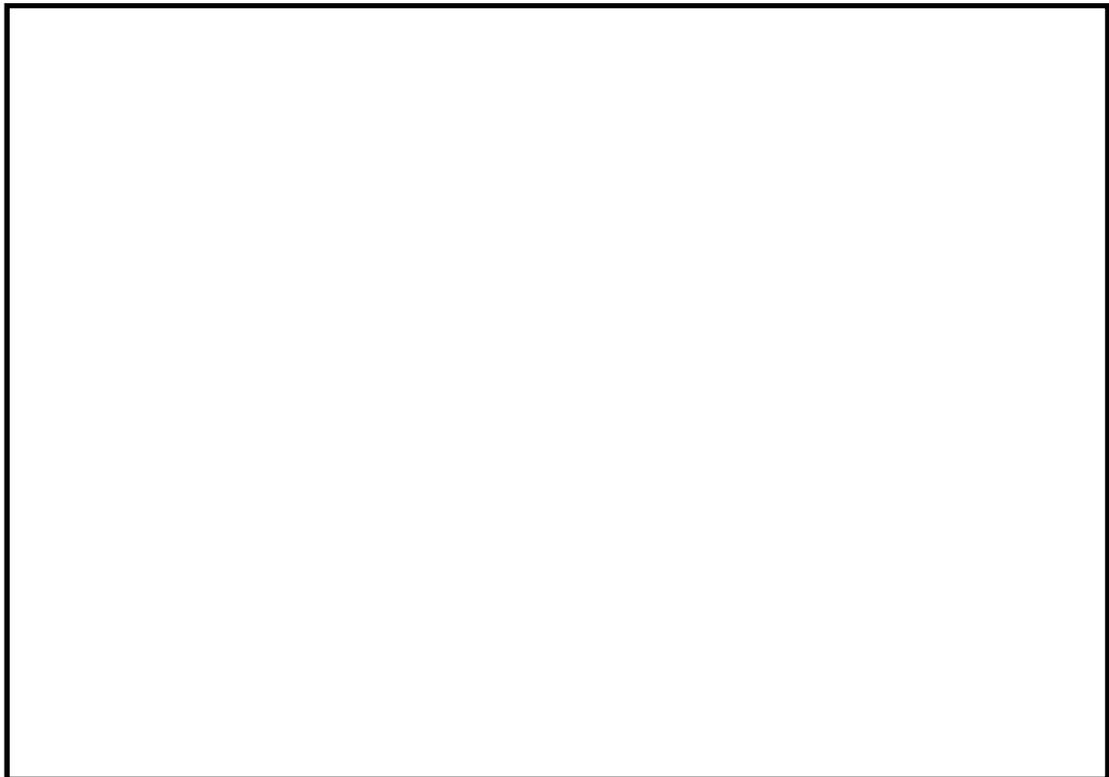
(1 階平面図 : EL. 8.3 m)

図 2-3 使用済燃料乾式貯蔵建屋の概略平面図



(NS 方向, A-A 断面)

図 2-4 (1/2) 使用済燃料乾式貯蔵建屋の概略断面図



(EW 方向, B-B 断面)

図 2-4 (2/2) 使用済燃料乾式貯蔵建屋の概略断面図

2.3 解析方針

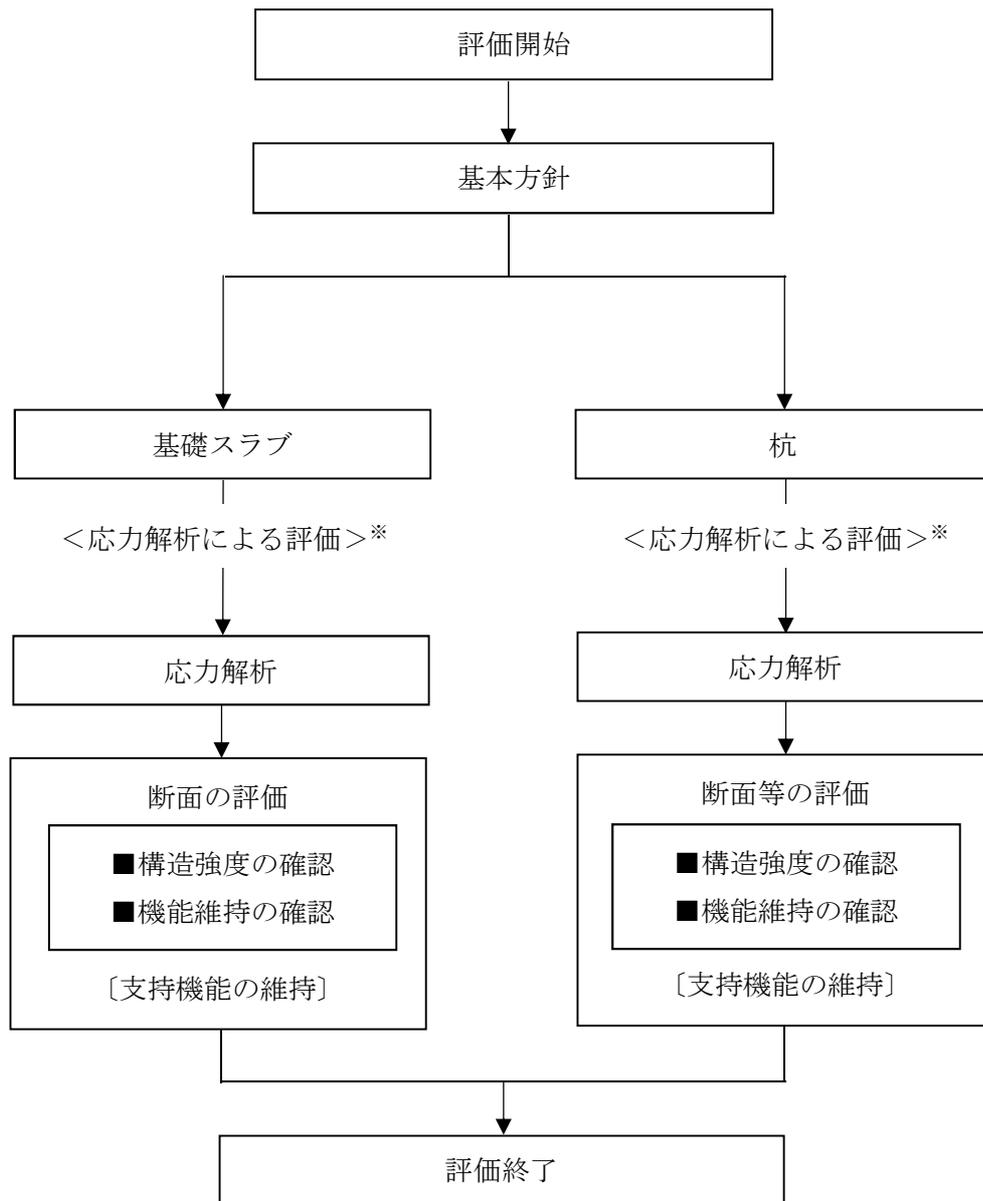
使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎は、設計基準対象施設において「Sクラス施設の間接支持構造物」に分類される。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎の設計基準対象施設としての評価においては、基準地震動 S_s による地震力に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととし、その評価は添付書類「V-2-2-4 使用済燃料乾式貯蔵建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎の評価は、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、応力解析による評価において断面等の評価を行うことで、使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価に当たっては、地盤物性のばらつきを考慮する。

図2-5に使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎の評価フローを示す。

なお、周辺地盤の強制的な液状化を仮定した場合でも、杭の支持機能が維持できることを確認する（別紙「液状化影響検討について」参照）。



※：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」の結果を踏まえた評価を行う。

図 2-5 使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎の評価において、適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力度編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 ((社) 日本電気協会) (以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。)
- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 1999)
- ・ 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－ ((社) 日本建築学会, 2005)
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005) (以下「RC-N規準」という。)
- ・ 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。)
- ・ 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所) (以下「技術基準解説書」という。)
- ・ 鋼構造塑性設計指針 ((社) 日本建築学会, 1975) (以下「鋼構造塑性設計指針」という。)

3. 評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

使用済燃料乾式貯蔵建屋の応力解析による評価対象部位は基礎（基礎スラブ及び杭）とし、S₀地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。応力解析による評価フローを図3-1に示す。

応力解析にあたっては、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」より得られた結果を用いて、荷重の組合せを行う。なお、地震荷重の設定において地盤物性のばらつきを考慮する。

基礎スラブのS₀地震時に対する評価は、3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析により断面に生じる応力を算定し、地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、地盤物性のばらつきを考慮して発生する応力が、技術基準解説書に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

杭のS₀地震時に対する評価は、基礎が剛な仮定の下で、上部構造からの荷重を各杭に分配し、地盤物性のばらつきを考慮して発生する支持力及び引抜き力が、適用規格・基準等に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する（以下「支持力等の評価」という）。また、各杭に分配された地震時の建屋慣性力及び地盤変位を入力とした弾性支承ばりモデルを用いた弾性応力解析により断面に生じる応力を算定し、地盤物性のばらつきを考慮して発生する応力が、適用規格・基準等に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する（以下「杭の評価」という）。

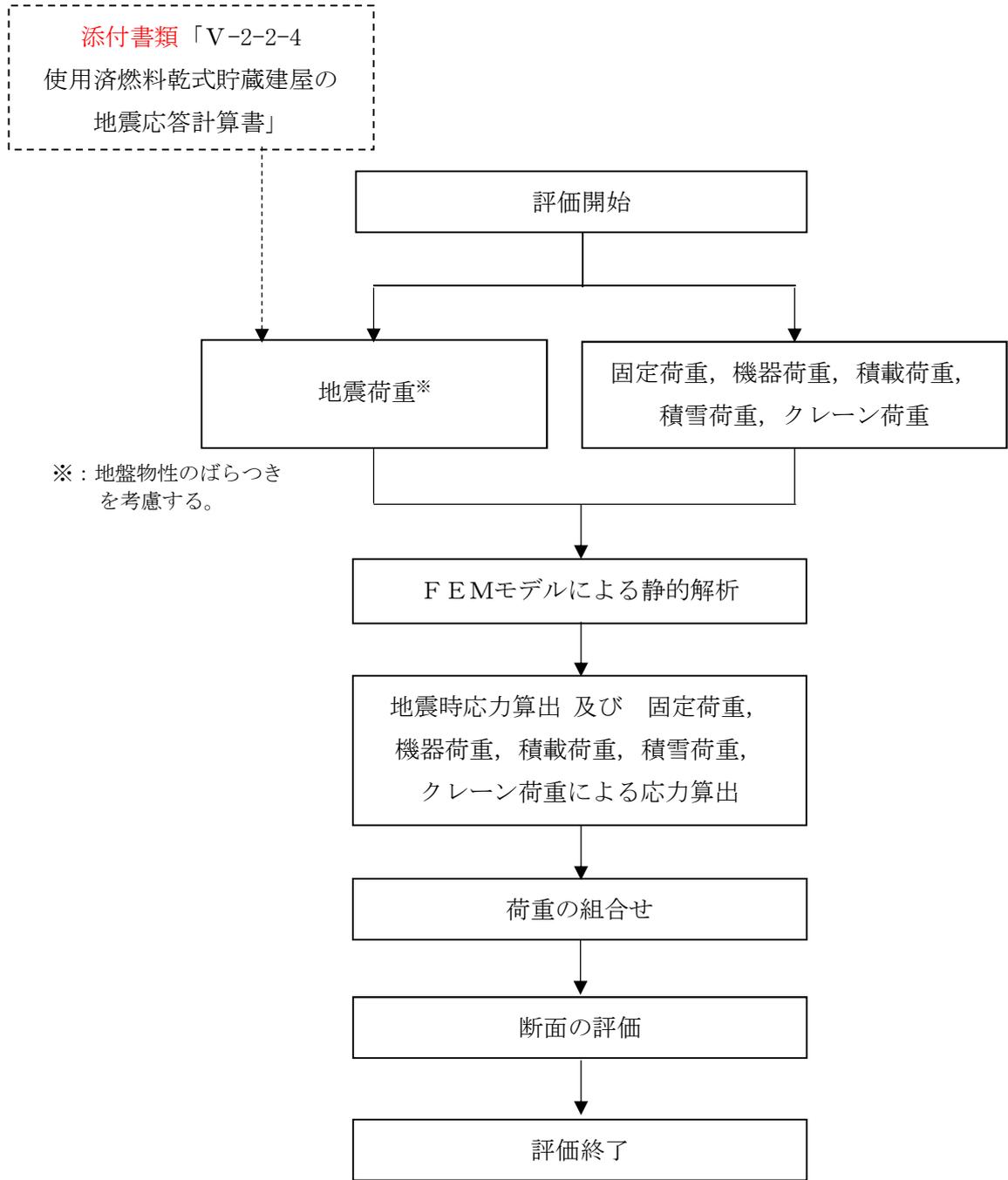


図 3-1 応力解析による評価フロー（基礎）

3.2 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。

3.2.1 荷重

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重は、『既工事計画認可申請書「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」(平成11・06・2資第1号 平成11年9月2日認可)』に基づき、表3-1のとおり設定する。

なお、浮力をあわせて考慮する。

表3-1 固定荷重 (G)

部 位	部 材	固定荷重※ (kN/m ²)
屋根部	コンクリート厚 0.45 m	10.8
中間床 (1)	コンクリート厚 0.30 m	7.2
中間床 (2)	コンクリート厚 0.45 m	10.8
基礎版	コンクリート厚 2.5 m	60

※：屋根部については、非構造質量として2 (kN/m²) を別途考慮する。

(2) 機器荷重 (E)

機器荷重は、表3-2のとおり設定する。

表3-2 機器荷重 (E)

	機器荷重
キャスク重量：計 24 基	1,180 kN/基

(3) 積載荷重 (P)

積載荷重は、表3-3のとおり設定する。

表3-3 積載荷重 (P)

荷重及び外力について想定する状態	積載荷重
地震時, 一般屋根	600 N/m ²
地震時, 中間床	1,500 N/m ²
地震時, 床	800 N/m ²

(4) 積雪荷重 (S)

積雪荷重は、表 3-4 のとおり設定する。

表 3-4 積雪荷重 (S)

荷重及び外力について想定する状態	積雪荷重
地震時, 一般屋根	210 N/m ²

(5) クレーン荷重 (CL)

クレーン荷重は、表 3-5 のとおり設定する。

表 3-5 クレーン荷重 (CL)

	クレーン荷重
クレーン自重	1,470 kN

(6) 地震荷重 (Ks)

水平地震力及び鉛直地震力は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析より算定される動的地震力より設定する。基準地震動 S_s に対する地震応答解析より算定される動的地震力は、図 3-1 に示すとおり、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」に基づく基本ケースにおける応答値の最大値の他に、地盤のばらつきを考慮したケースにおける応答値の最大値を包絡させて算定する。

S_s 地震荷重の算定に用いる最大応答値を表 3-6～表 3-10 に示す。

表 3-6 最大応答せん断力 (NS 方向)

要素 番号	最大応答せん断力 (MN)							
	S _s -D 1	S _s -1 1	S _s -1 2	S _s -1 3	S _s -1 4	S _s -2 1	S _s -2 2	S _s -3 1
BM03	45.3	33.4	36.6	36.7	24.5	61.7	62.8	45.3
BM02	78.7	53.7	60.1	58.4	39.4	101	108	87.1
BSBM	197	93.1	122	120	87.7	221	219	235

注 1：上記の各値は，地震動毎に基本ケース及び地盤のばらつきを考慮した各ケースを包絡させたものであり，部位毎の最大値を網掛けで示す。

表 3-7 最大応答曲げモーメント (NS 方向)

要素 番号	最大応答曲げモーメント (MN・m)							
	S _s -D 1	S _s -1 1	S _s -1 2	S _s -1 3	S _s -1 4	S _s -2 1	S _s -2 2	S _s -3 1
BM03	657	554	573	571	382	932	935	528
BM02	1560	1180	1270	1260	851	2180	2230	1370
BSBM	2000	1510	1610	1600	1060	2630	2770	1740

注 1：上記の各値は，地震動毎に基本ケース及び地盤のばらつきを考慮した各ケースを包絡させたものであり，部位毎の最大値を網掛けで示す。

表 3-8 最大応答せん断力 (EW 方向)

要素 番号	最大応答せん断力 (MN)							
	S _s -D 1	S _s -1 1	S _s -1 2	S _s -1 3	S _s -1 4	S _s -2 1	S _s -2 2	S _s -3 1
BM03	52.0	33.3	29.4	32.9	34.8	39.2	49.7	51.2
BM02	62.1	38.7	34.7	38.6	40.6	44.4	55.7	65.2
BM13	3.79	2.68	2.33	2.43	1.71	3.44	3.64	2.83
BM12	29.1	17.8	14.6	16.0	16.0	22.4	26.7	32.7
BSBM	201	97.8	97.2	105	104	122	182	249

注 1：上記の各値は，地震動毎に基本ケース及び地盤のばらつきを考慮した各ケースを包絡させたものであり，部位毎の最大値を網掛けで示す。

表 3-9 最大応答曲げモーメント (EW 方向)

要素 番号	最大応答曲げモーメント (MN・m)							
	S _s -D 1	S _s -1 1	S _s -1 2	S _s -1 3	S _s -1 4	S _s -2 1	S _s -2 2	S _s -3 1
BM03	613	390	343	384	407	459	579	596
BM02	1190	757	675	754	798	890	1110	1220
BM13	25	18	16	17	14	25	28	24
BM12	267	151	129	144	145	189	228	290
BSBM	1900	1150	1050	1170	1220	1350	1750	1960

注 1：上記の各値は、地震動毎に基本ケース及び地盤のばらつきを考慮した各ケースを包絡させたものであり、部位毎の最大値を網掛けで示す。

表 3-10 最大応答軸力 (鉛直方向)

要素 番号	最大応答軸力 (MN)							
	S _s -D 1	S _s -1 1	S _s -1 2	S _s -1 3	S _s -1 4	S _s -2 1	S _s -2 2	S _s -3 1
BM03	31.9	22.3	18.8	18.9	16.9	24.7	28.2	7.89
BM02	45.1	39.7	36.2	37.1	31.3	46.1	50.8	16.2
BSBM	118	108	101	103	88.2	130	133	47.4

注 1：上記の各値は、地震動毎に基本ケース及び地盤のばらつきを考慮した各ケースを包絡させたものであり、部位毎の最大値を網掛けで示す。

3.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-11 に示す。

表 3-11 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G+E+P+S+CL+Ks

- G : 固定荷重
- E : 機器荷重
- P : 積載荷重 (地震時)
- S : 積雪荷重 (地震時)
- CL : クレーン荷重
- Ks : 地震荷重

3.3 許容限界

使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎（基礎スラブ及び杭）の許容限界は、表 3-12 のとおり設定する。また、部材断面の検討に用いるコンクリート、鉄筋及び鋼材の許容応力度を表 3-13～表 3-15 に示す。なお、杭の鉛直支持力及び引抜き抵抗力の許容限界については、「3.4.3 杭の評価法」で示す。

表 3-12 応力解析による評価における許容限界（基礎スラブ）（1/2）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S_s	基礎スラブ	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	技術基準解説書に基づく終局耐力
支持機能	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 S_s	基礎スラブ	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	技術基準解説書に基づく終局耐力

表 3-12 応力解析による評価における許容限界（杭）（2/2）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S_s	杭	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	基礎指針に基づく終局耐力
支持機能	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 S_s	杭	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	基礎指針に基づく終局耐力

表 3-13 コンクリートの許容応力度

外力の状態	設計基準強度 F_c (N/mm^2)	圧縮 (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)
S_s 地震時	23.5	15.6	1.08

表 3-14 鉄筋の許容応力度

外力の状態	SD390 (D22 以上)		SD345 (D19 以下)	
	引張及び圧縮 (N/mm^2)	せん断補強 (N/mm^2)	引張及び圧縮 (N/mm^2)	せん断補強 (N/mm^2)
S_s 地震時	390	390	345	345

注：材料強度は許容応力度（引張及び圧縮）を 1.1 倍して算出する。

表 3-15 鋼材の許容応力度

外力の状態	鋼材種類	杭径 (mm) 板厚 (mm)	基準強度 F (N/mm^2)
S_s 地震時	SKK400	$\phi 812.8$ $t=16$	235

注：材料強度は基準強度を 1.1 倍して算出する。

腐食しろとして、杭外周に 2 mm 考慮する。

3.4 評価方法

3.4.1 基礎スラブの評価方法

(1) 解析モデル

基礎スラブに作用する応力は、3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析により算定する。

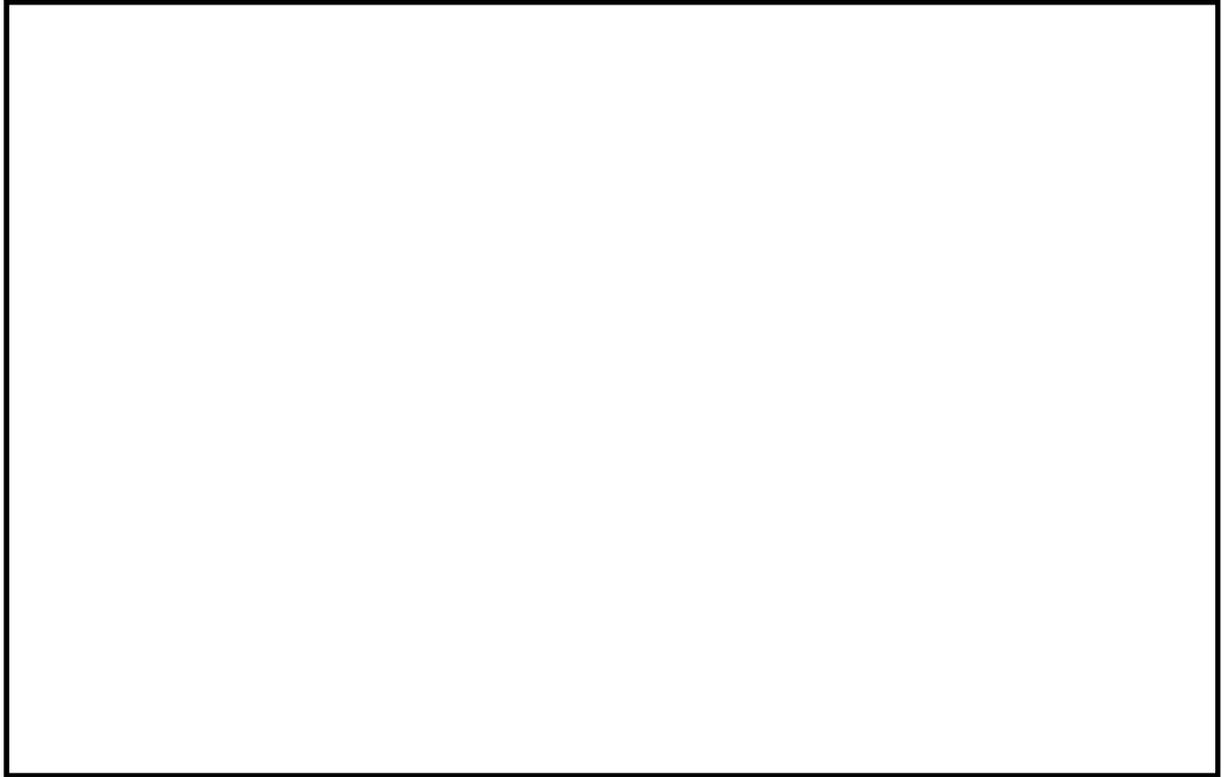
基礎スラブに上屋からの荷重伝達を考慮するため、解析モデルには使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎とその上屋を一体とした全体モデルを用いる。解析には、解析コード「MSC NASTRAN Ver. 2008r1」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「V-5-1 計算機プログラム（解析コード）の概要・MSC NASTRAN」に示す。

解析モデルを図3-2に示す。

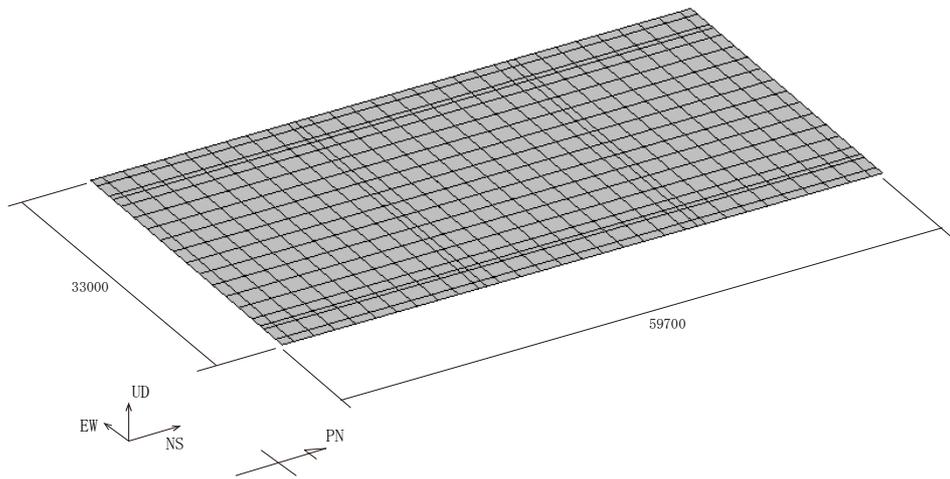
解析モデルに使用するFEM要素は基礎スラブ、壁及び屋根スラブをシェル要素として、柱及び梁を梁要素として剛性を考慮する。解析モデルの節点数は4344、要素数は5567である。これらの要素には、表3-16に示す物性値（コンクリート）を与える。解析モデルの基礎底面には、薄層要素法により算定した動的インピーダンスから評価した地盤ばねを杭の分布に応じて離散化したばねを設ける。ばねについては、水平方向はNS、EW各々の地盤の水平ばね定数、鉛直方向はNS、EW各々の地盤の回転ばね定数（長期荷重のケースでは鉛直ばね定数）に基づき設定する。基礎底面を弾性地盤ばねにより支持させる。

表3-16 コンクリートの物性値

諸元		物性値
設計基準強度	F_c	23.5 N/mm^2
ヤング係数	E_c	$2.25 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	ν	0.2



(a) 全体図



(b) 基礎

図 3-2 解析モデル図

(2) 荷重ケース

S_s 地震時の基礎スラブに作用する応力は、「3.2.1 荷重」に示す各荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

(3) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表3-17に示す。

水平地震力と鉛直地震力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1-2008 ((社) 日本電気協会, 2008 年) 」を参考に, 組合せ係数法 (組合せ係数は1.0と0.4) を用いるものとする。

表3-17 荷重の組合せケース

	ケース No.	荷重の組合せ
S_s 地震時	101	$G+E+P+S+CL+1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	102	$G+E+P+S+CL+1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	103	$G+E+P+S+CL-1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	104	$G+E+P+S+CL-1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	105	$G+E+P+S+CL+1.0K_{SNS}+0.4K_{SUD}$
	106	$G+E+P+S+CL+1.0K_{SNS}-0.4K_{SUD}$
	107	$G+E+P+S+CL-1.0K_{SNS}+0.4K_{SUD}$
	108	$G+E+P+S+CL-1.0K_{SNS}-0.4K_{SUD}$
	109	$G+E+P+S+CL+0.4K_{SEW}+1.0K_{SUD}$
	110	$G+E+P+S+CL-0.4K_{SEW}+1.0K_{SUD}$
	111	$G+E+P+S+CL+0.4K_{SEW}-1.0K_{SUD}$
	112	$G+E+P+S+CL-0.4K_{SEW}-1.0K_{SUD}$
	113	$G+E+P+S+CL+0.4K_{SNS}+1.0K_{SUD}$
	114	$G+E+P+S+CL-0.4K_{SNS}+1.0K_{SUD}$
	115	$G+E+P+S+CL+0.4K_{SNS}-1.0K_{SUD}$
	116	$G+E+P+S+CL-0.4K_{SNS}-1.0K_{SUD}$

注: K_{SEW} は西向きを, K_{SNS} は北向きを, K_{SUD} は上向きをそれぞれ正とする。

(4) 荷重の入力方法

荷重の入力方法を地震荷重とその他の荷重に区分して、以下に示す。

地震荷重は、上部構造物の基礎スラブへの地震時反力を考慮する。基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を考慮し、基礎底面に生じる反力が、地震応答解析結果と等価になるように設定する。基礎スラブ内に作用する荷重は、 S_s 地震時の上部構造による入力荷重と基礎スラブ底面に発生する荷重の差を FEM モデルの各要素の大きさに応じて分配し、節点荷重として入力する。

その他の荷重としては固定荷重、機器荷重、積載荷重及び積雪荷重を示し、これらの荷重については、FEM モデルの各節点又は各要素に集中荷重又は分布荷重として入力する。

3.4.2 基礎スラブの断面の評価方法

基礎スラブの断面の評価に用いる応力は、3次元 FEM モデルを用いた応力解析により得られた各荷重による断面力（軸力、曲げモーメント、せん断力）に対して算定する。

基礎スラブの曲げモーメント及び面外せん断力については、「技術基準解説書」に基づき、発生応力が終局曲げ耐力及び終局せん断耐力以下であることを確認する。

終局曲げ耐力 (M_u)

$N_{min} \leq N < 0$ のとき

$$M_u = 0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot g_1 \cdot D$$

$0 \leq N \leq N_b$ のとき

$$M_u = 0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5 \cdot N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right)$$

$N_b < N \leq N_{max}$ のとき

$$M_u = \left(0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.024 \cdot (1 + g_1) \cdot (3.6 - g_1) \cdot b \cdot D^2 \cdot F_c \right) \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_b} \right)$$

ここで、 M_u : 終局曲げ耐力 (N・mm)

N_{max} : 中心圧縮時終局強度 ($= b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y$) (N)

N_{min} : 中心引張時終局強度 ($= -a_g \cdot \sigma_y$) (N)

N_b : $= 0.22 \cdot (1 + g_1) \cdot b \cdot D \cdot F_c$ (N)

N : 軸力 (N)

- a_g : 主筋全断面積 (mm²)
- b : 断面幅 (=1000 mm)
- D : 断面せい (mm)
- σ_y : 主筋降伏強度 (=390×1.1 N/mm²=429 N/mm²)
- F_c : コンクリートの圧縮強度 (=23.5 N/mm²)
- g_1 : 引張筋重心と圧縮筋重心との距離の全せいに対する比

終局せん断耐力 (Q_{su})

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wy} \cdot p_w} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} b \cdot j$$

- ここで、
- Q_{su} : 終局せん断耐力 (N)
 - b : はり幅 (=1000 mm)
 - d : はりの有効せい (mm)
 - j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)
 - p_t : 引張鉄筋比 (%)
 - p_w : せん断補強鉄筋比 (小数)
 - σ_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏強度 (=345×1.1 N/mm² = 379.5 N/mm²)
 - σ_0 : 全断面積に対する平均軸方向応力度
 - F_c : コンクリートの圧縮強度 (=23.5 N/mm²)
 - M/Q : 強度算定断面におけるモーメント M とせん断力 Q の比 (mm)
- (ただし、 $1 \leq M/(Q \cdot d) \leq 3$)

3次元FEMモデルを用いた応力の算定において、FEM要素に応力集中等が見られる場合については、応力の再配分等を考慮してある一定の領域の応力を平均化したうえで、「技術基準解説書」及び「RC-N規準」に基づき断面の評価を行う。

なお、断面の評価には、解析コード「SCARC ver. 2014」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-5-38 計算機プログラム (解析コード) の概要・SCARC」に示す。

3.4.3 杭の評価方法

(1) 解析モデル

杭に作用する応力は、はりとし地盤ばねによるモデルを用いた非線形応力解析により算定する。解析には、解析コード「T D A 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・T D A P III」に示す。

解析モデルを図 3-3 に示す。

解析モデルは、杭材をはり要素として剛性を考慮する。これらの要素には、表 3-18 に示す物性値（鋼材）を与える。解析モデルの杭頭位置では回転を拘束し、杭先端位置ではピン支持とする。

表 3-18 鋼材の物性値

諸元		物性値
ヤング係数	E_c	$2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	ν	0.3

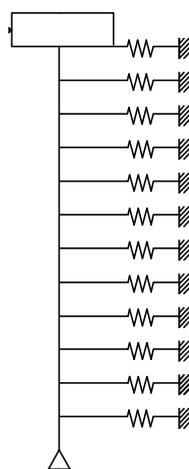


図 3-3 解析モデル図

杭周には水平載荷試験結果に基づき評価した水平地盤ばねを設ける。水平地盤ばねは、表 3-19 に示す水平地盤反力係数に、杭径と杭の中心間隔から求まる群杭係数を乗じて評価する。群杭係数は「基礎指針」に基づき下式より算定する。

表 3-19 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

水平地盤ばねに考慮する群杭係数 ξ

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

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

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

$$P = \kappa \cdot K_p \cdot z \cdot \gamma$$

ここで、

P : 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) , 本検討では, 地下水位面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

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

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

ここで,

P : 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。

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

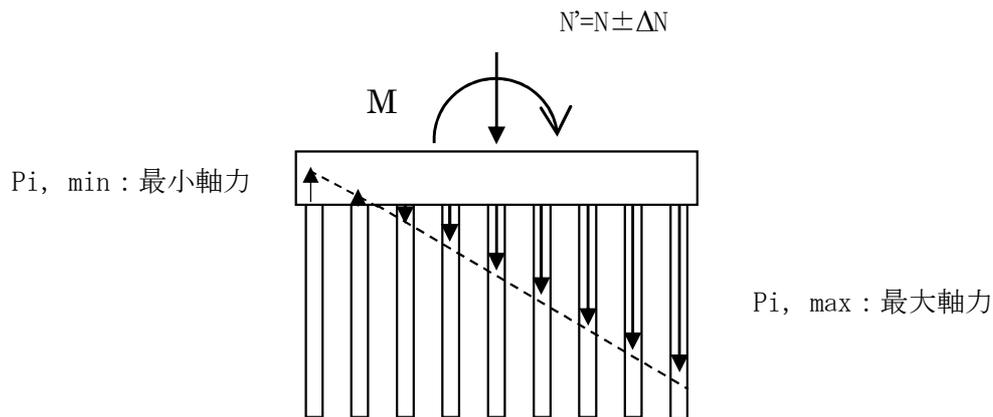
$$\frac{R}{B} \geq 3.0 \text{ の場合, } \mu = 1.4, \quad \lambda = 9.0$$

C_u : 非排水せん断強度 (kN/m²)

(2) 杭1本に作用する軸力

各杭に作用する軸力は、図3-4に示すように基礎スラブを剛体、基礎スラブ下の杭反力分布を三角形分布と仮定し、使用済燃料乾式貯蔵建屋の転倒モーメントを軸力に換算し、鉛直地震力による軸力及び建屋総重量から求まる軸力を組み合わせて算定する。得られた杭の軸力が、極限支持力及び残留引抜き抵抗力を超えないことを確認する。

極限支持力及び残留引抜き抵抗力は、鉛直載荷試験及び引抜き試験から得られた試験結果に基づき設定し、表3-20に示す。



$$P_i = \frac{N'}{n} + \frac{M}{\sum_j X_j^2} \cdot X_i$$

ここに、 P_i : i 番目の杭の軸力 (N)

N' : 建屋基礎版底面における軸力 $N' = N \pm \Delta N$ (N)

N : 建屋総重量 (N)

ΔN : 鉛直方向応答解析で得られる地盤鉛直ばね反力 (N)

M : 建屋基礎版底面における転倒モーメント (地盤回転ばね反力) (N・mm)

n : 杭本数 (本)

X_i : i 番目の杭の杭群図心線からの距離 (mm)

図3-4 杭の軸力算定概念

表3-20 杭の極限支持力及び残留引抜き抵抗力

杭径 (mm)	極限支持力	残留引抜き抵抗力
φ812.8	2, 740 kN	840 kN

(3) 荷重ケース

応力解析による S_s 地震時の杭に作用する応力は、建屋慣性力による地震荷重と地盤変位を応力解析で同時に入力することで、建屋慣性力による応力と地盤変位による応力が組み合わされて求められる。

(4) 荷重の組合せケース

支持力等の評価における荷重の組合せケースを表 3-21 に、杭の評価における荷重の組合せケースを表 3-22 に、それぞれ示す。

水平地震力と鉛直地震力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 6 - 2008 ((社)日本電気協会, 2008 年)」を参考に、組合せ係数法(組合せ係数は 1.0 と 0.4)を用いるものとする。

表 3-21 支持力等の評価における荷重の組合せケース

	ケース No.	荷重の組合せ
S_s 地震時	1	$G+E+P+S+CL+1.0K_{SNS}+0.4K_{SUD}$
	2	$G+E+P+S+CL+1.0K_{SNS}-0.4K_{SUD}$
	3	$G+E+P+S+CL+0.4K_{SNS}+1.0K_{SUD}$
	4	$G+E+P+S+CL+0.4K_{SNS}-1.0K_{SUD}$
	5	$G+E+P+S+CL+1.0K_{SEW}+0.4K_{SUD}$
	6	$G+E+P+S+CL+1.0K_{SEW}-0.4K_{SUD}$
	7	$G+E+P+S+CL+0.4K_{SEW}+1.0K_{SUD}$
	8	$G+E+P+S+CL+0.4K_{SEW}-1.0K_{SUD}$

注： K_{SUD} は上向きを正とする。

表 3-22 杭の評価における荷重の組合せケース

	ケース No.	荷重の組合せ	備考
S_s 地震時	11	$1.0K_{SNS}$	最小軸力時 (ケース No. 1)
	12	$1.0K_{SNS}$	最大軸力時 (ケース No. 2)
	13	$1.0K_{SEW}$	最小軸力時 (ケース No. 5)
	14	$1.0K_{SEW}$	最大軸力時 (ケース No. 6)

(5) 荷重の入力方法

建屋慣性力による地震荷重は、基準地震動 S_s に対する水平方向の地震応答解析より得られる地盤水平ばね反力を杭本数で除した杭 1 本当たりのせん断力を、杭頭位置に入力する。

地盤変位は、基準地震動 S_s に対する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強制変位として、水平地盤ばねの固定位置に入力する。

なお、建屋慣性力による地震荷重と地盤変位は同時に入力する。

(6) 杭の断面の評価方法

杭の断面の評価に用いる断面性能を表 3-23 に示す。

表 3-23 杭の断面性能

外径 D (mm)	板厚 t (mm)	半径 r (mm)	断面積 A (mm ²)
808.8	14.0	397.4	34960

注：上記は、腐食しろを考慮した値である。

杭の断面の評価は、応力解析より得られた曲げモーメント及びせん断力に対して行う。

曲げモーメントに対する検討は、杭に生じる曲げモーメントが、**終局曲げ耐力**以下であることを確認する。せん断力に対する検討は、杭に生じるせん断力が、杭の終局せん断耐力以下であることを確認する。なお、**終局曲げ耐力**及び終局せん断耐力は、それぞれ下式により算定する。

終局曲げ耐力 M_u

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

$$M_p = 4r^2 \cdot t \cdot \sigma_y$$

$$N_y = 2\pi \cdot r \cdot t \cdot \sigma_y$$

ここで、

M_u : 終局曲げ耐力で S_s 地震時に発生する杭軸力を考慮した全塑性曲げモーメント (N・mm)

M_p : 軸力 0 の時の全塑性曲げモーメント (N・mm)

r : 鋼管杭の半径 (板厚中心線の半径) (mm)

t : 鋼管杭の厚さ (腐食しろを考慮) (mm)

σ_y : 鋼材の規格降伏点とするが、本検討では表 3-15 に示す基準強度 F を 1.1 倍したものをを用いる ($235 \times 1.1 = 258 \text{ N/mm}^2$)。

N_y : 降伏圧縮限界耐力 (N)

終局せん断耐力 Q_u

$$Q_u = \frac{F_s \cdot A}{\kappa}$$

ここで、

Q_u : 終局せん断耐力 (N)

F_s : 鋼材の基準せん断強度 ($= F / \sqrt{3}$) (N/mm^2)

本検討では表 3-15 に示す基準強度 F ($= 235 \text{ N/mm}^2$) を用いる。

A : 鋼管杭の断面積 (腐食しを考慮) (mm^2)

κ : せん断応力度分布係数 ($\kappa = 2.0$)

4. 評価結果

4.1 基礎スラブの評価結果

基礎スラブの断面の評価結果を以下に示す。また、使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎スラブの厚さを図4-1に、配筋一覧を表4-1に示す。

断面の評価結果を記載する要素を、配筋毎に以下のとおり選定する。

曲げモーメントに対する評価については、終局曲げ耐力に対する曲げモーメントの割合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、終局面外せん断力に対する面外せん断力の割合が最大となる要素を選定する。

選定した要素の位置を図4-2及び図4-3に、評価結果を表4-2に示す。

S₀地震時において、曲げモーメント及び面外せん断力が、終局曲げ耐力及び終局面外せん断力を超えないことを確認した。

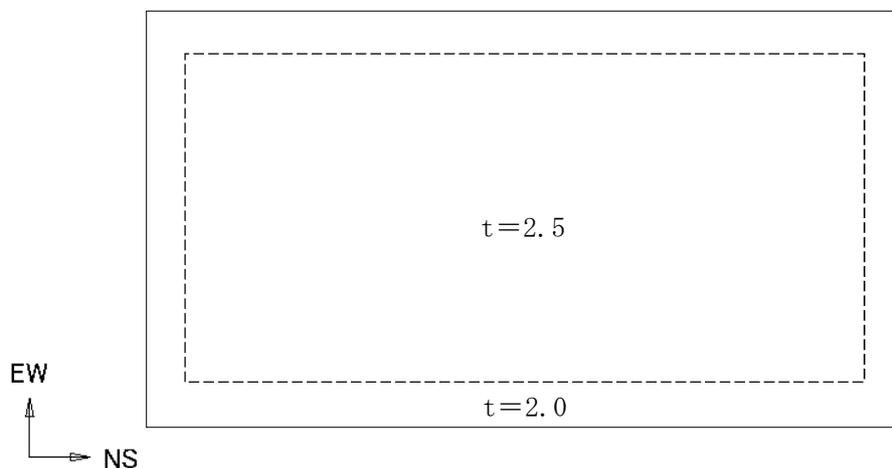
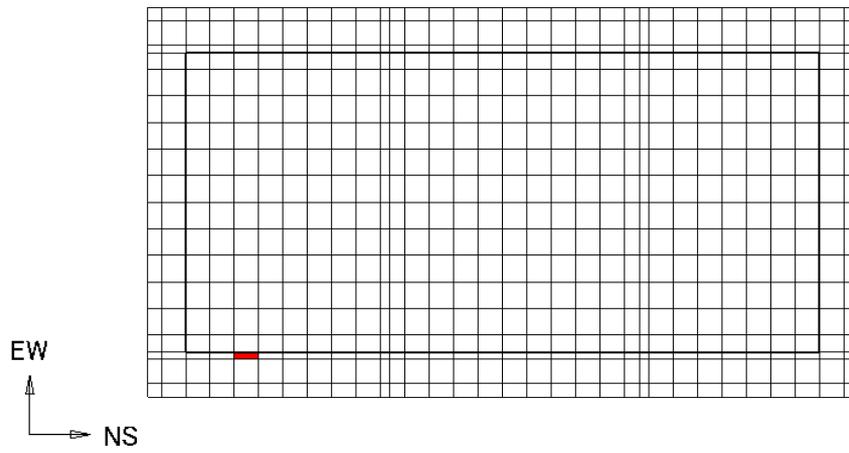


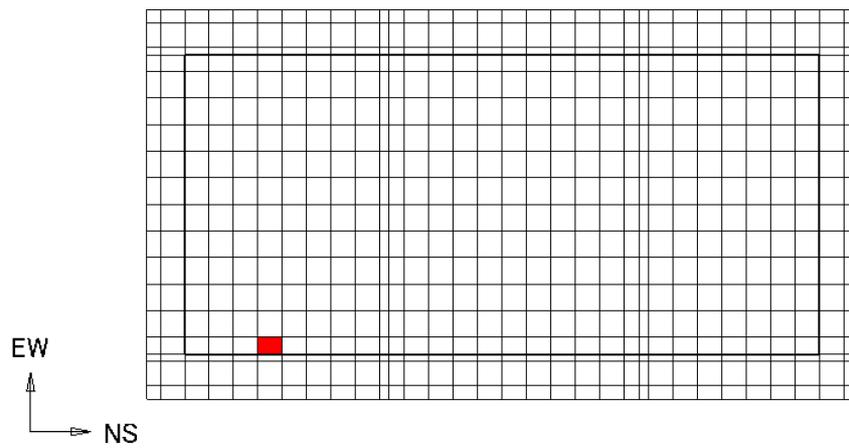
図4-1 使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎スラブの厚さ

表4-1 使用済燃料乾式貯蔵建屋の基礎スラブの配筋一覧

領域	標高 (E. L. m)	断面厚 (m)	方向	位置	設計配筋
建屋外周部	5.8~7.8	2.0	NS	上端	D38@250
				下端	D38@250
			EW	上端	D38@250
				下端	D38@250
建屋中央部	5.8~8.3	2.5	NS	上端	D38@250
				下端	D38@250
			EW	上端	D38@250
				下端	D38@250

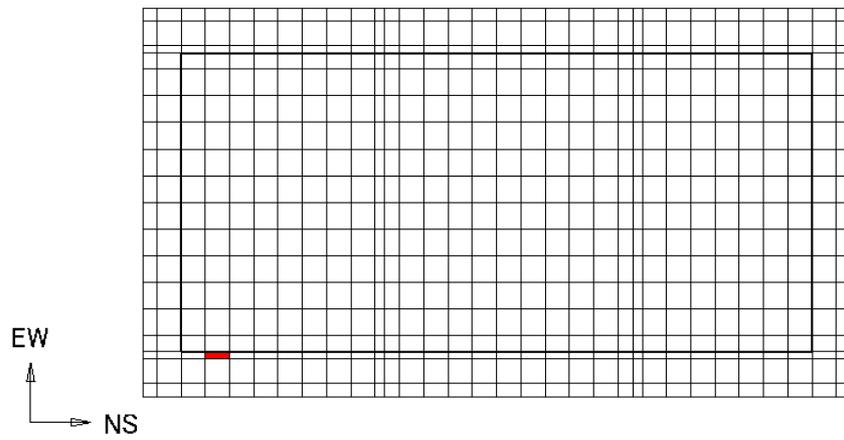


(a) NS 方向, 部材厚 2.0 m (要素番号 50205, ケース 105)

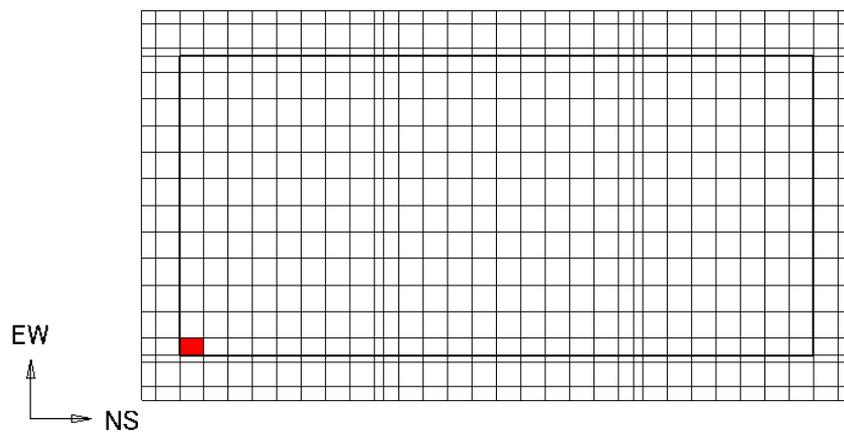


(b) NS 方向, 部材厚 2.5 m (要素番号 50306, ケース 108)

図 4-2 曲げモーメントに対する評価結果を記載する要素の位置 (S_s地震時) (1/2)

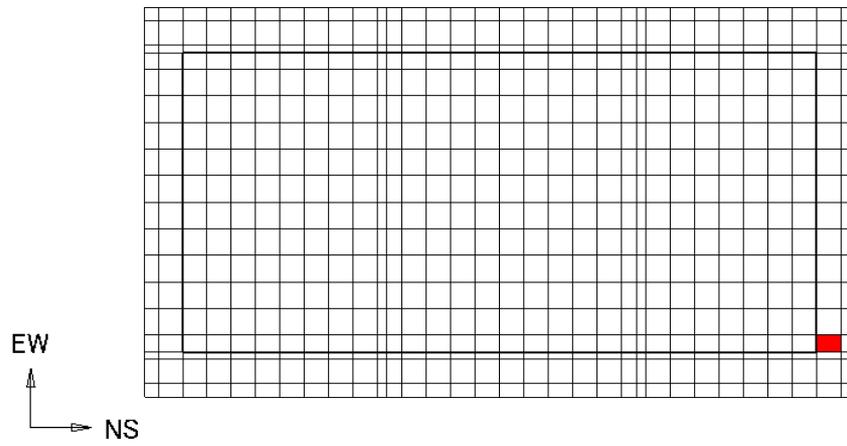


(c) EW 方向, 部材厚 2.0 m (要素番号 50204, ケース 104)

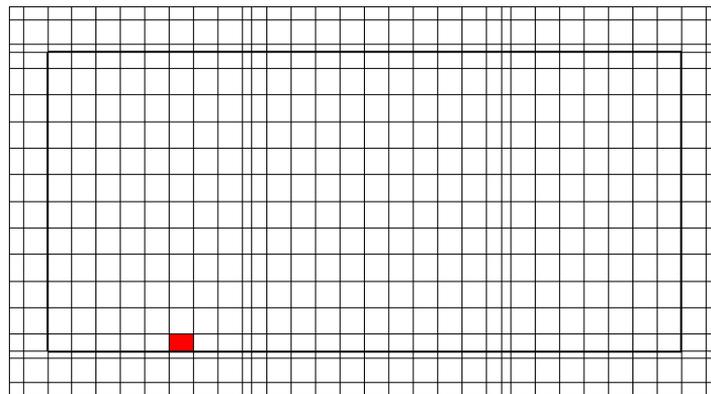


(d) EW 方向, 部材厚 2.5 m (要素番号 50303, ケース 104)

図 4-2 曲げモーメントに対する評価結果を記載する要素の位置 (S_s地震時) (2/2)

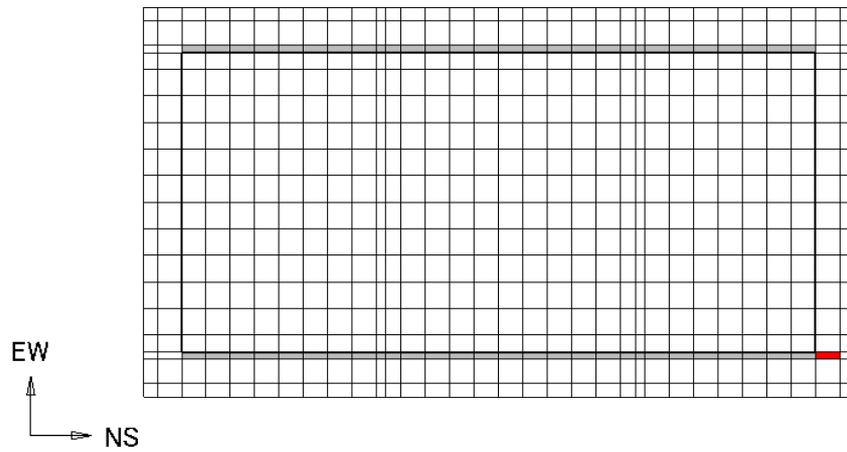


(a) NS 方向，部材厚 2.0 m (要素番号 50331, ケース 104)



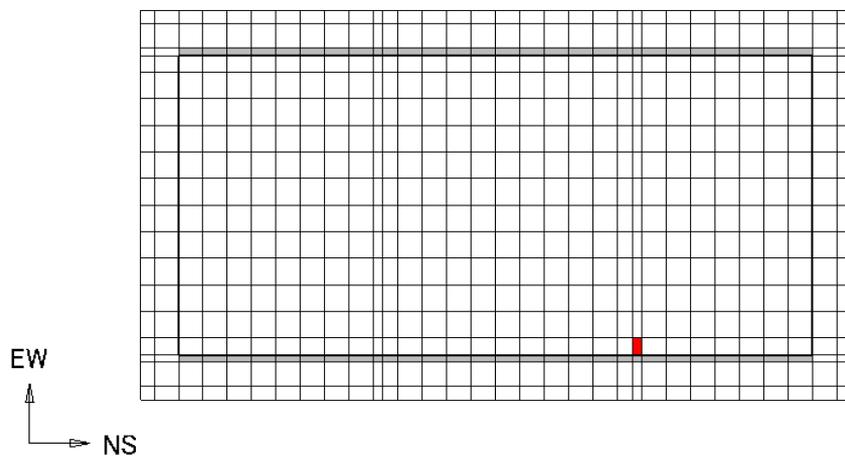
(b) NS 方向，部材厚 2.5 m (要素番号 50308, ケース 108)

図 4-3 面外せん断力に対する評価結果を記載する要素の位置 (S_s地震時) (1/2)



注：図中灰色部分は、耐震壁直下のため評価対象外とする。

(c) EW 方向，部材厚 2.0 m (要素番号 50231, ケース 104)



注：図中灰色部分は、耐震壁直下のため評価対象外とする。

(d) EW 方向，部材厚 2.5 m (要素番号 50323, ケース 104)

図 4-3 面外せん断力に対する評価結果を記載する要素の位置 (S_s地震時) (2/2)

表 4-2 評価結果

(a) 曲げモーメントに対する検討

評価項目		要素 番号	荷重の 組合せ ケース	曲げ モーメント (kN・m/m)	終局曲げ 耐力 (kN・m/m)	検定比	備考
曲げモーメント	部材厚 2 m	50205	105	1760	3510	0.500	NS 方向
	部材厚 2.5 m	50306	108	2340	4250	0.550	NS 方向
	部材厚 2 m	50204	104	2160*	3380*	0.638*	EW 方向
	部材厚 2.5 m	50303	104	3850	4440	0.867	EW 方向

* : 応力の再配分等を考慮して、応力の平均化を行った結果

(b) 面外せん断力に対する検討

評価項目		要素 番号	荷重の 組合せ ケース	面外 せん断力 (kN/m)	終局せん断 耐力 (kN/m)	検定比	備考
面外せん断力	部材厚 2 m	50331	104	1490	2880	0.515	NS 方向
	部材厚 2.5 m	50308	108	1970	3540	0.555	NS 方向
	部材厚 2 m	50231	104	2470	2940	0.835	EW 方向
	部材厚 2.5 m	50323	104	1790	3490	0.511	EW 方向

4.2 杭の評価結果

S_s地震時に発生する杭応力に対する算定結果を表4-3に示す。

S_s地震時において、発生値が許容値を超えないことを確認した。

表4-3 杭の評価結果

評価項目	許容限界	S _s 地震時	検定比
最大鉛直支持力 (kN/本)	2740	1340	0.490
最大引抜き力 (kN/本)	840	404	0.481
最大曲げモーメント (kN・m/本)	2210	2200	0.996
最大せん断力 (kN/本)	2350	571	0.243

別紙 液状化影響検討について

目次

1. 概要.....	別紙-1
2. 地震応答解析方法.....	別紙-1
3. 評価方法.....	別紙-2
3.1 解析モデル.....	別紙-2
3.2 入力地震動.....	別紙-6
3.3 許容限界.....	別紙-9
3.4 評価方法.....	別紙-9
4. 評価結果.....	別紙-11

1. 概要

添付書類「V-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2. 地震応答解析の方針」に基づき、使用済燃料乾式貯蔵建屋の杭の耐震設計について、地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮するため、有効応力解析を実施する。

2. 地震応答解析方法

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。

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 FLIP」に示す。

3. 評価方法

3.1 解析モデル

3.1.1 地盤のモデル化

地盤モデルは、直交する2断面とする。地質断面図を図3-1に示す。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、解析領域の側面及び底面には粘性境界を設ける。

解析モデルを図3-2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。耐震評価における有効応力解析では、地盤に双曲線モデル(Hardin-Drnevichモデル)を適用し、非線形特性を考慮する。地下水位は地表面とする。

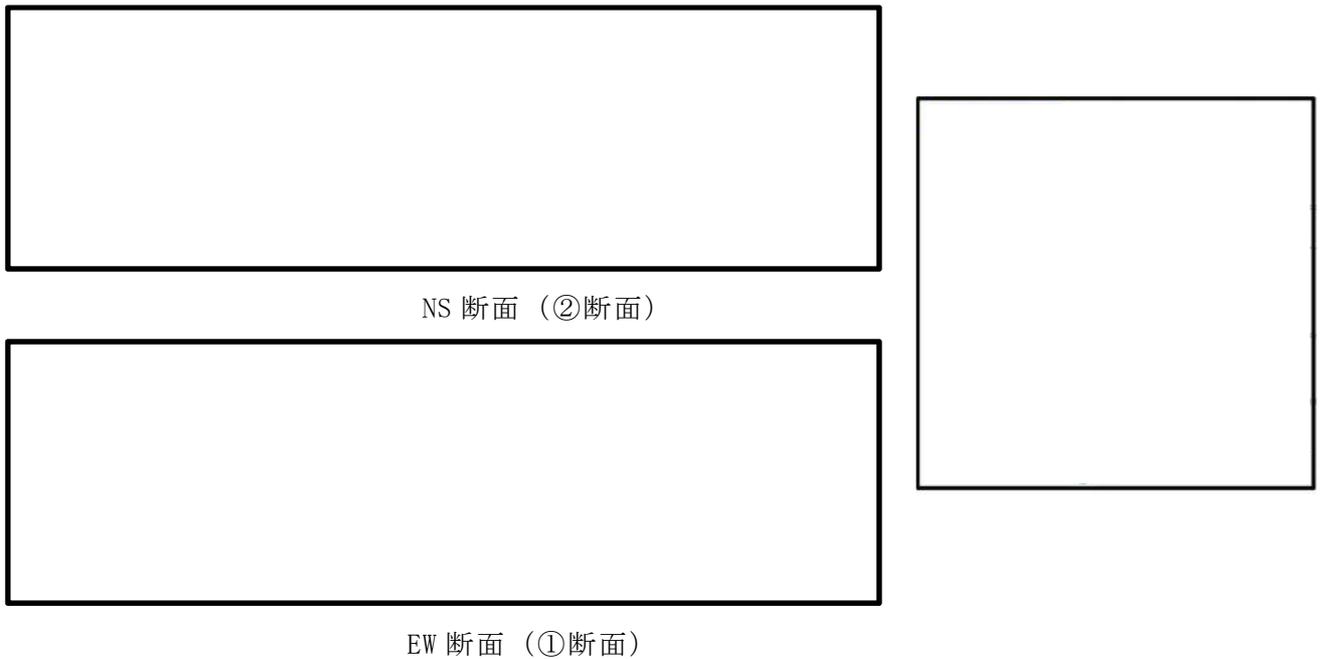
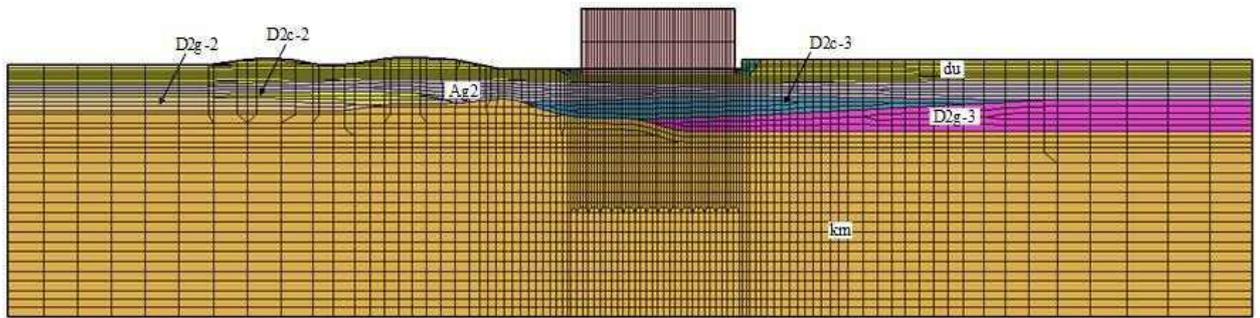
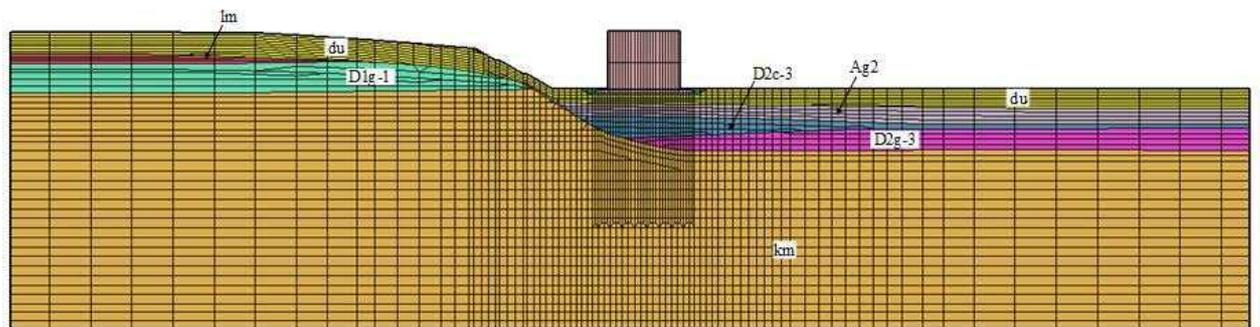


図3-1 地質断面図



(NS 断面, モデル幅 440 m, モデル底面 EL. -80 m)



(EW 断面, モデル幅 450 m, モデル底面 EL. -80 m)

図 3-2 解析モデル

3.1.2 地盤の物性値

地盤の物性値は、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 3.1-1 に示す。

なお、西側斜面以外の du 層及び D2g-2 層の地盤の物性値は、豊浦標準砂を仮定する。Ag2 層と D2g-3 層の地盤の物性値は、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、豊浦標準砂を用いた評価は実施せず、これら 2 層の液状化強度特性の下限値を下回る D1g-1 層の地盤の物性値を仮定する。

表 3.1-1 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	
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

(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	
	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)

3.1.3 建屋のモデル化

建屋モデルは平面ひずみ要素を用いてモデル化し、質点系モデルに基づく1次固有周期と一致するように設定する。建屋モデルに使用する材料の物性値を表3-2に示す。

表3-2 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 φ 812.8× t 16	2.05×10 ⁵	7.90×10 ⁴	1

3.1.4 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。鋼管杭の断面性能を表3-3に示す。

表3-3 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*	808.8	14.0	780.8	349.6	276100	6828

* : 上記は、腐食しろを考慮した値である。

3.1.5 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、剛性比例型減衰とする。地盤の減衰定数は1%とする。

3.2 入力地震動

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。

検討に用いる地震波は、全周期帯の応答が大きく継続時間の長い基準地震動 S_s-D1 とする。

入力地震動算定の概念図を図3-3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3-4及び図3-5に示す。

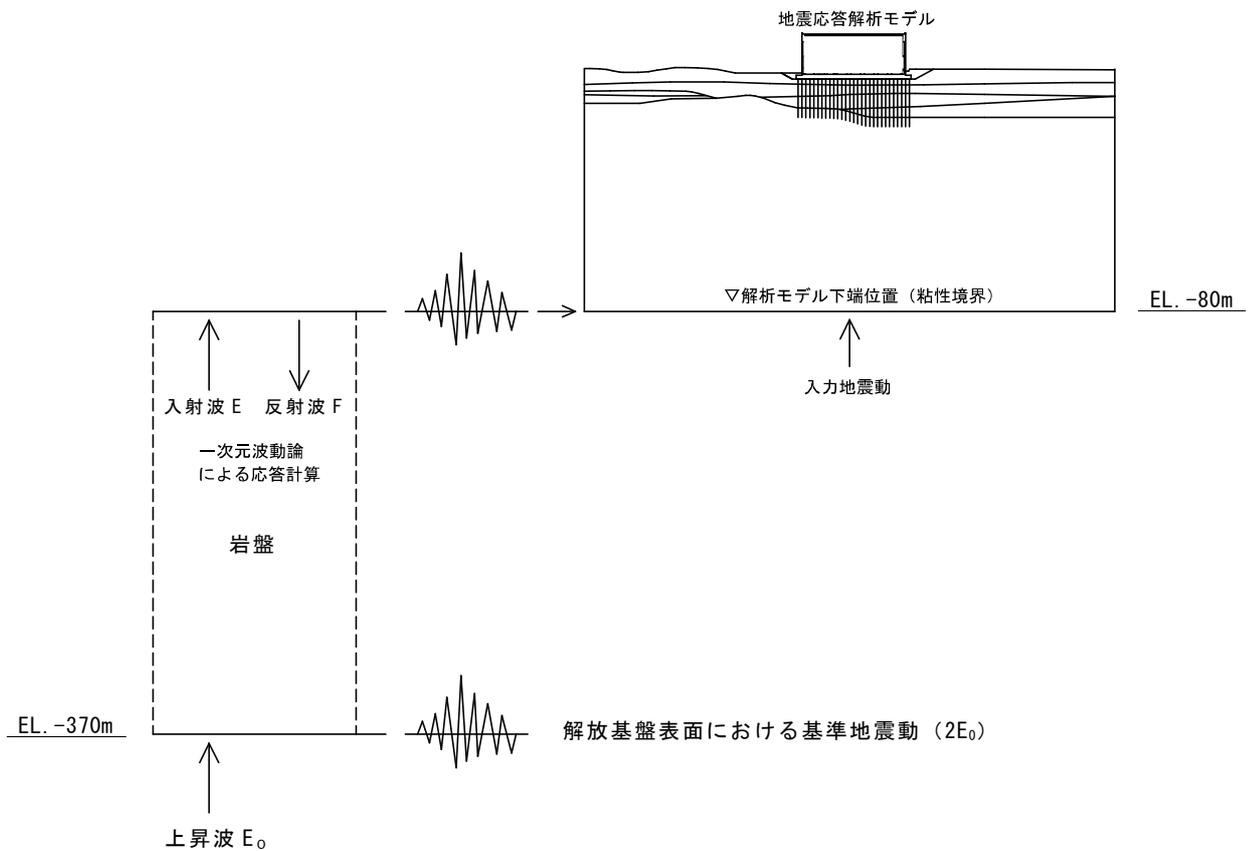
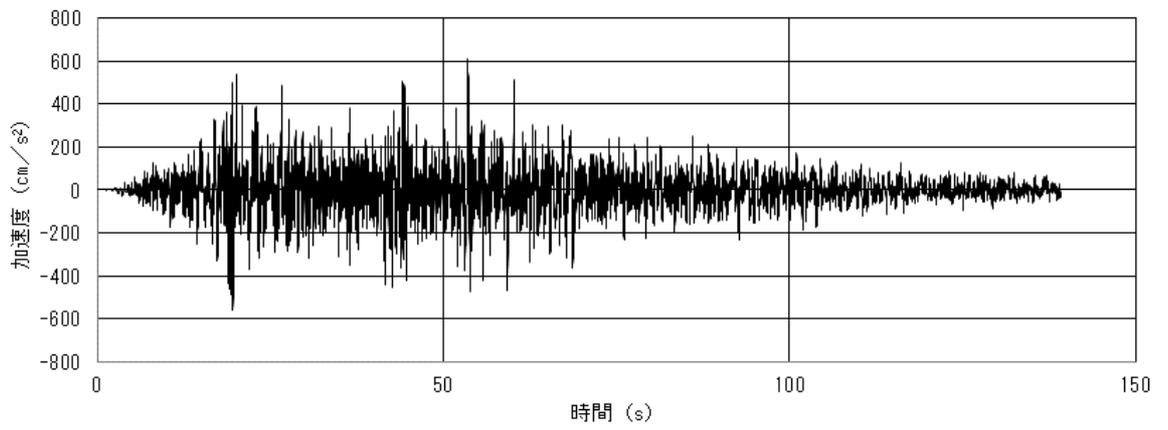
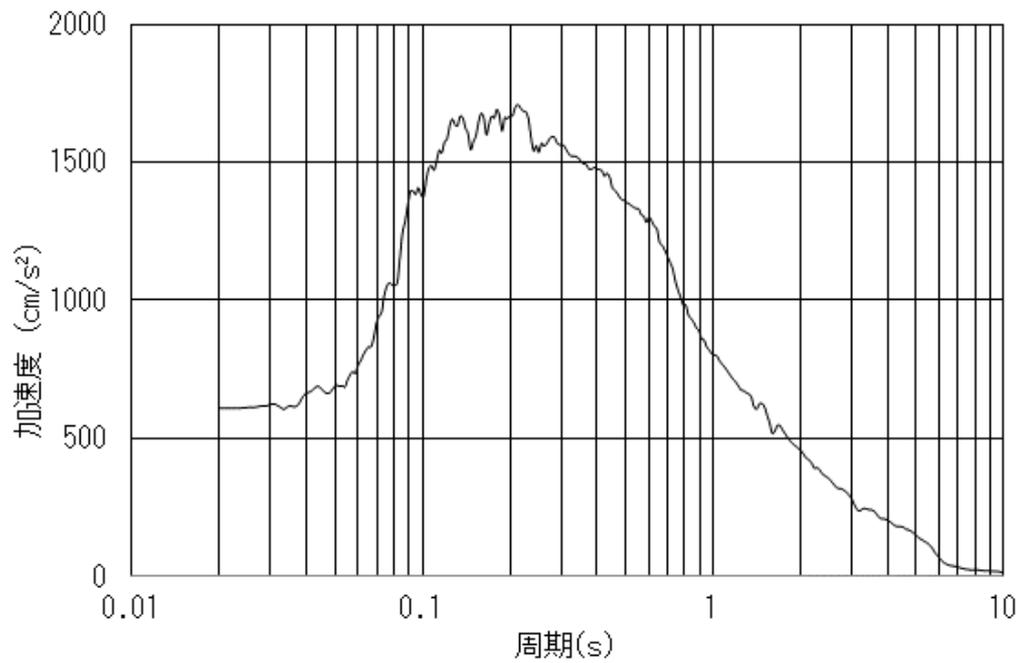


図3-3 入力地震動算定の概念図

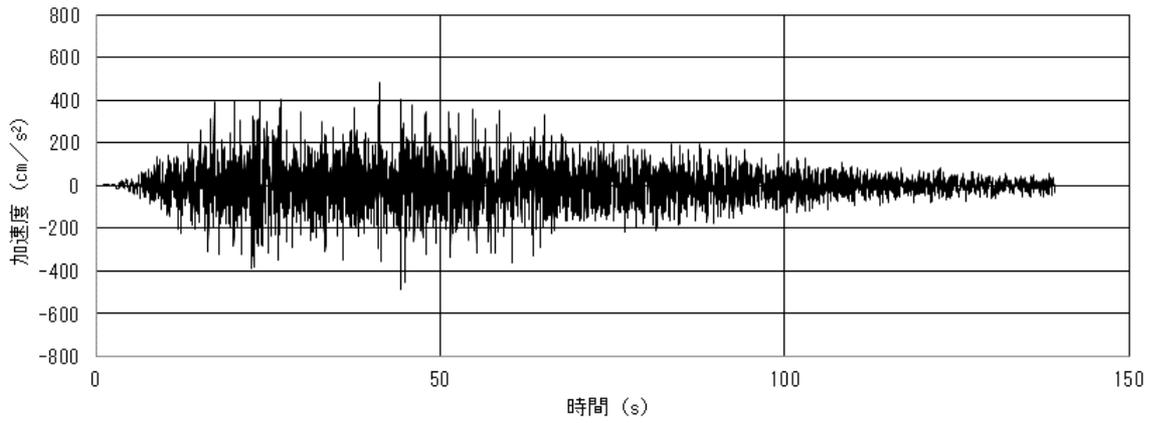


(a) 加速時刻歴波形

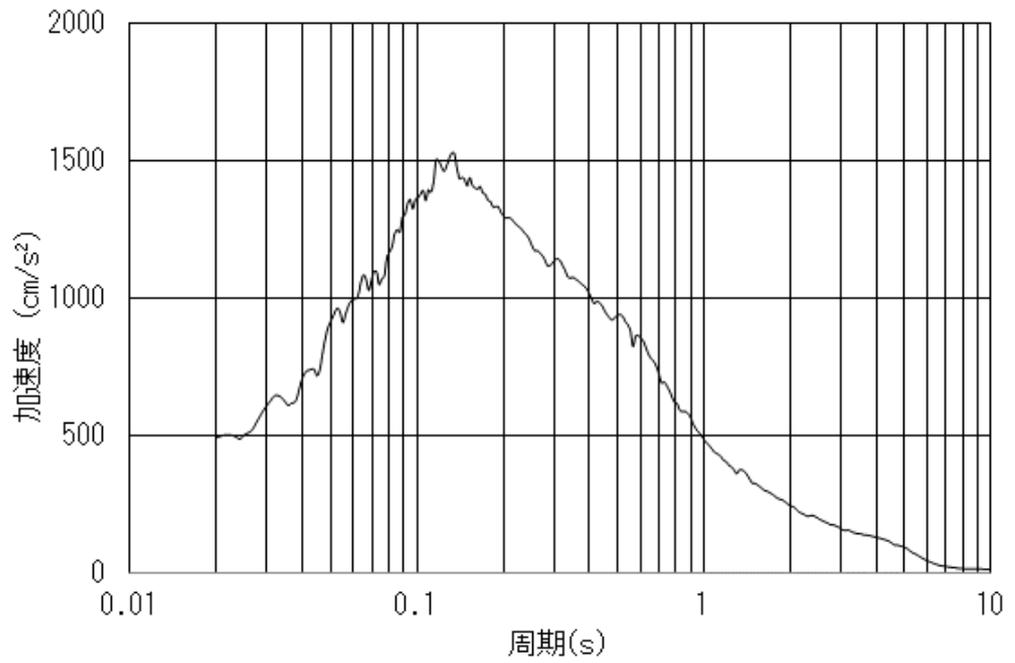


(b) 加速度応答スペクトル (h=0.05)

図 3-4 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 3-5 解析モデル底面での入力地震動 (上下方向)

3.3 許容限界

使用済燃料乾式貯蔵建屋の杭の許容限界は、表 3-4 のとおり設定する。

表 3-4 応力解析による評価における許容限界（杭）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S_s	杭	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	基礎指針に基づく終局耐力*
支持機能	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 S_s	杭	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	基礎指針に基づく終局耐力*

* : 曲げモーメントに対する許容限界は鋼構造塑性設計指針に基づく終局曲率とする。

3.4 評価方法

3.4.1 基礎地盤の支持性能に対する評価

基礎地盤の支持性能に関する評価は、杭に作用する最大鉛直力が極限支持力以下であることを確認する。杭の鉛直載荷試験で得られた極限支持力を表 3-5 に示す。

表 3-5 杭の極限支持力（単位：kN/本）

杭径（mm）	極限支持力
φ 812.8	2740

3.4.2 杭に対する評価

杭の断面の評価は、応力解析より得られた曲げモーメント及びせん断力に対して行う。

杭の曲げモーメント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。杭の $M-\phi$ 関係を図 3-6 に示す。杭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」に基づき次式により算定する。

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

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

$$N_y = 2\pi \cdot r \cdot t \cdot \sigma_y$$

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

ここで、

$M_p(N)$: 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)

N : 軸力 (N)

$M_{p0}(N)$: 軸力 0 の時の全塑性モーメント (N・mm)

r : 杭の半径 (板厚中心線の半径) (mm)

t : 腐食しろを除いた杭体の厚さ (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

$E_s \cdot I_e$: 杭体の弾性時曲げ剛性 (N・mm²)

終局曲率 $\phi_u(N)$ は、「鋼構造塑性設計指針」に基づき次式により算定する。

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

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

ここで、 $\phi_u(N)$: 軸力 N を考慮した終局曲率 (1/mm)

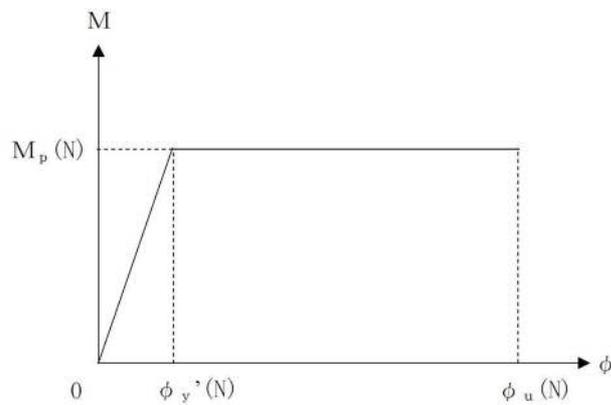


図 3-6 杭の M - ϕ 関係

杭のせん断力に対する評価は、杭のせん断力が終局せん断耐力以内であることを確認する。終局せん断耐力は次式により算定する。

$$Q_u = \frac{F_s \cdot A}{\kappa}$$

ここで、

Q_u : 終局せん断耐力 (N)

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 を用いる。

A : 杭の断面積 (腐食しろ考慮) (mm²)

κ : せん断応力度分布係数 ($\kappa=2.0$)

4. 評価結果

S_s地震時に発生する杭応力に対する算定結果を表 4-1 に示す。

S_s地震時において、発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 4-1 杭の評価結果

	許容限界	S _s 地震時	検定比
最大鉛直支持力 (kN/本)	2740	1820	0.664
最大曲率 (10 ⁻² /m)	1.53	0.841	0.550
最大せん断力 (kN/本)	2350	879	0.374