

燃料取扱設備の構造強度及び耐震性に関する説明書

1. 本説明書の記載範囲

本説明書は、第４号機燃料取扱設備の構造強度及び耐震性について記載するものである。

2. 第４号機燃料取扱設備の構造強度及び耐震性について

2.1. 概要

2.1.1. 一般事項

第４号機燃料取扱設備は、燃料取扱機とクレーンを有し、それぞれについて構造強度及び耐震性について検討を行う。燃料取扱設備は使用済燃料プールを覆う燃料取り出し用カバーに設置される。

燃料取扱機の構造強度及び耐震性は、検討用地震動として基準地震動 S_s に対する地震応答解析を実施し、燃料取扱機が使用済燃料プール及び使用済燃料ラックに波及的影響を及ぼさないことを確認する。ここで、波及的影響の確認は燃料取扱機が落下に至らないことを確認する。

クレーンの構造強度及び耐震性は、検討用地震動として弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析を実施し、クレーンが使用済燃料プール及び使用済燃料ラックに波及的影響を及ぼさないことを確認する。ここで、波及的影響の確認は、クレーンが落下に至らないことを確認する。

弾性設計用地震動 S_d は、基準地震動 S_s の $1/2$ として評価する。

なお、キャスクの縦揺れについては、キャスクの荷重に対して、クレーンのワイヤが切断しない（キャスクが落下しない）ことを確認している。また、キャスクの横揺れについては、クレーンの水平方向固有周期と比較し、ワイヤロープで吊り下げられたキャスクの固有周期は十分に長いことから、クレーン自体の振動には影響されないことを確認している。

燃料取扱設備の検討は、原則として下記に準拠して行う。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG 4601・補-1984）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG 4601-1987）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術規程（JEAC 4601-2008）
- (4) 発電用原子力設備規格 設計・建設規格（JSME S NC1-2005）
- (5) 発電用原子力設備規格 設計・建設規格（2007年追補版）（JSME S NC1-2007）

2.1.2. 燃料取扱機

燃料取扱機は、燃料取扱機支持用架構（添付資料－４－２「燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書」参照）に設置されるもので、東西方向を長手方向として２本のガーダが配置され、南北方向に走行する。このガーダ上にトロリが設置され、東西方向に走行する。燃料取扱機フレームは、ガーダ、サドル、トロリで構成される。燃料取扱機の概要を図 2.1.2-1 に示す。

ブリッジ及びトロリは、各々走行レール及び横行レール上に乗っているので地震時、走行方向に対しては、最大静止摩擦係数以上の水平力が加わった場合すべりを生じる。

ブリッジ及びトロリの車輪は各々４個であり、そのうち各々２個は摩擦を受ける駆動輪であり、他の２個は従動輪である。ゆえに、最大静止摩擦係数を $\mu=0.3$ とすれば、水平力は鉛直方向荷重 $\times \mu \times 2/4 =$ 鉛直方向荷重 $\times 0.15$ である。

ブリッジ及びトロリは、走行方向に直角な方向に対しては、脱線防止ラグによって荷重を支持する。

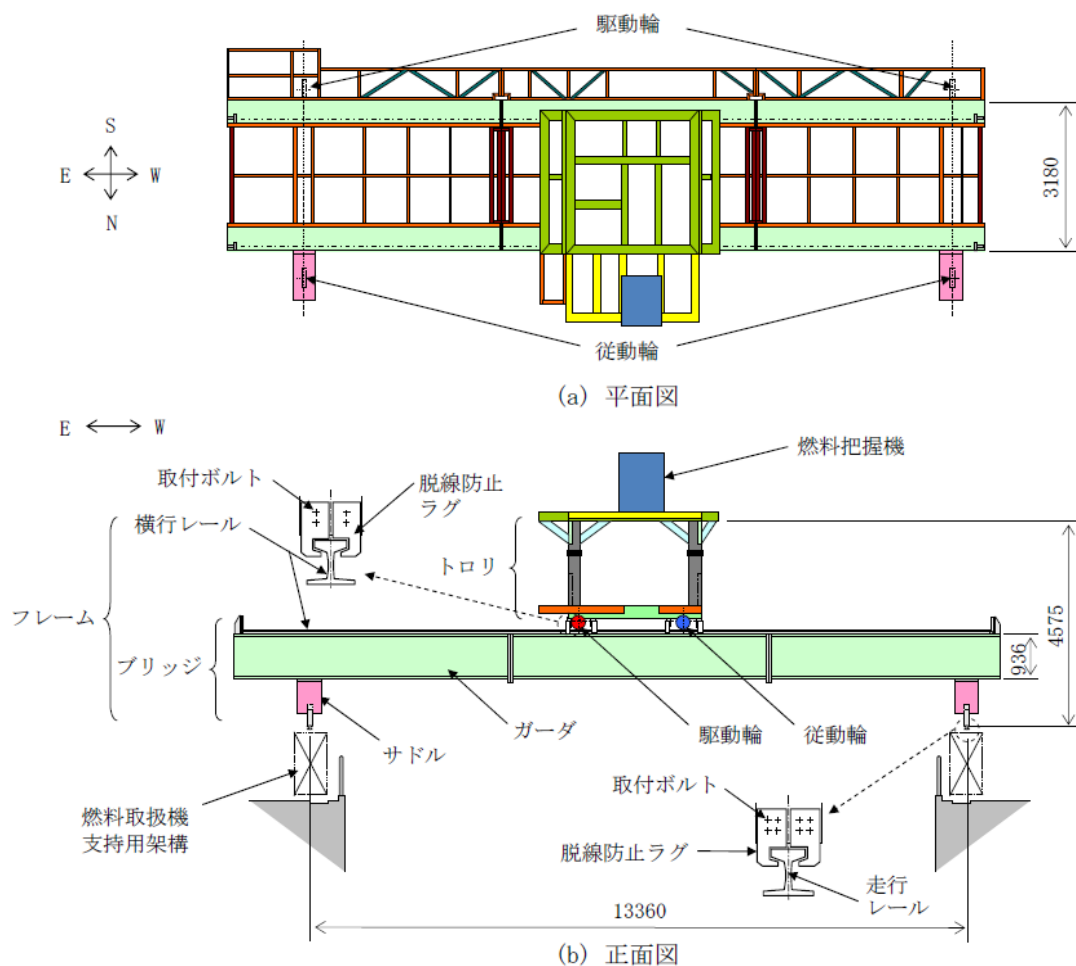


図 2.1.2-1 燃料取扱機の概要

2.1.3. クレーン

クレーンは、クレーン支持用架構（添付資料－４－２「燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書」参照）に設置されるもので、南北方向に２本のガーダが配置され、南北方向に走行する。このガーダ上にトロリが設置され、東西方向に走行する。クレーンは、ガーダ、サドル、トロリで構成される。クレーンの概要を図 2.1.3-1 に示す。

クレーンは、各々走行レール及び横行レール上に乗っているので地震時、走行方向及び横行方向に対しては、最大静止摩擦係数以上の水平力が加わった場合すべりを生じる。

ガーダの車輪は８個であり、そのうち２個は摩擦を受ける駆動輪であり、他の６個は従動輪である。ゆえに、最大静止摩擦係数を $\mu = 0.3$ とすれば、水平力は鉛直方向荷重 $\times \mu \times 2/8 =$ 鉛直方向荷重 $\times 0.075$ である。

トロリの車輪は４個であり、そのうち２個は摩擦を受ける駆動輪であり、他の２個は従動輪である。ゆえに、最大静止摩擦係数を $\mu = 0.3$ とすれば、水平力は鉛直方向荷重 $\times \mu \times 2/4 =$ 鉛直方向荷重 $\times 0.15$ である。

ガーダ及びトロリは、走行方向に直角な方向に対しては、脱線防止ラグ、トロリストッパによって荷重を支持する。

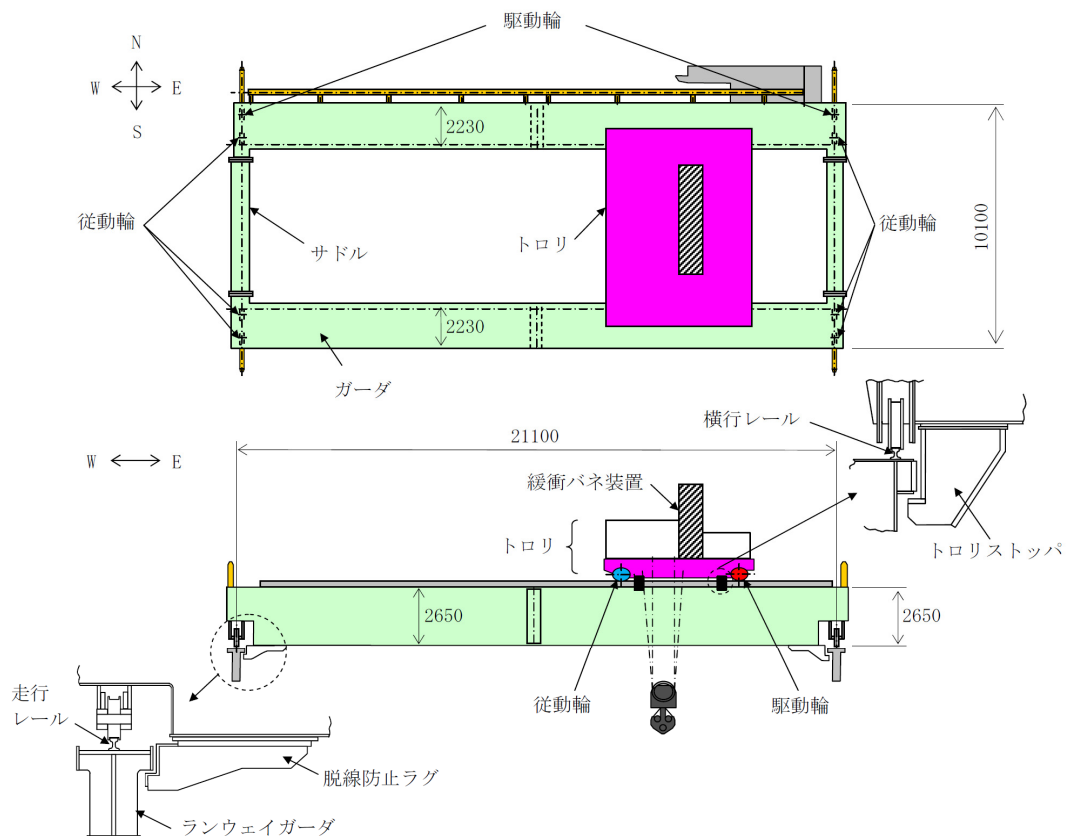


図 2.1.3-1 クレーンの概要

2.2. 燃料取扱機の構造強度及び耐震性について

(1) 検討方針

燃料取扱機について、地震応答解析を実施し、応力評価を行う。

1) 使用材料及び許容応力

燃料取扱機の物性値及び許容応力を表 2.2-1 に示す。温度は運転エリアの最高温度（40℃）に余裕を見込んだ 50℃とする。落下防止の観点から、曲げと組合せは設計引張強さ S_u を許容応力とする。せん断応力は、JEAG 4601・補-1984 に従い引張応力から換算して、設計引張強さ S_u を $1/\sqrt{3}$ 倍して用いる。

表 2.2-1 物性値及び許容応力

材料定数

部位	使用材料	縦弾性係数 (MPa)	ポアソン比	温度 (℃)
燃料取扱機構造物 フレーム	SS400 STKR400	201,000	0.3	50

許容応力

部位		使用材料	応力の種類	許容応力 (MPa)
燃料取扱機構造物 フレーム		SS400 STKR400	曲げ	394
			せん断	227
			組合せ	394
ブリッジ	脱線防止ラグ	SS400	曲げ	394
			せん断	227
			組合せ	394
	取付ボルト	SCM435	せん断	523
トロリ	脱線防止ラグ	SS400	曲げ	394
			せん断	227
			組合せ	394
	取付ボルト	SCM435	せん断	523
走行レール		レール鋼 (CR 73K-DHH)	曲げ	1080
			せん断	623
			組合せ	1080
横行レール		レール鋼 (1 類 AR 30A)	曲げ	690
			せん断	398
			組合せ	690

2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重は死荷重及び地震荷重である。

死荷重は吊り荷を含む燃料取扱機自身の質量による荷重である。

地震荷重は基準地震動 S_s による荷重であり，水平 2 方向それぞれの地震荷重に鉛直方向地震荷重を加算する。具体的には次の通りである。

- ・ 死荷重＋水平地震（NS 方向）＋鉛直地震
- ・ 死荷重＋水平地震（EW 方向）＋鉛直地震

ブリッジ質量	42,000(kg)
トロリ質量※	17,000(kg)

※吊り荷質量（450(kg)含む）

(2) 燃料取扱機地震応答解析

解析は、地震応答解析モデルにより計算機コード「SAP-IV」を用いたモーダル解析による応答スペクトル法により行う。

1) 解析に用いる入力地震動

燃料取扱機への入力地震動は、基準地震動 S_s を入力したときの燃料取扱機支持用架構位置 O.P.40.77m（添付資料－４－２「燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書」参照）の床応答スペクトルを用いる。床応答スペクトルを図 2.2-1 に示す。

この床応答スペクトルは、燃料取扱機の走行範囲で想定される床応答スペクトルを包絡したものである。

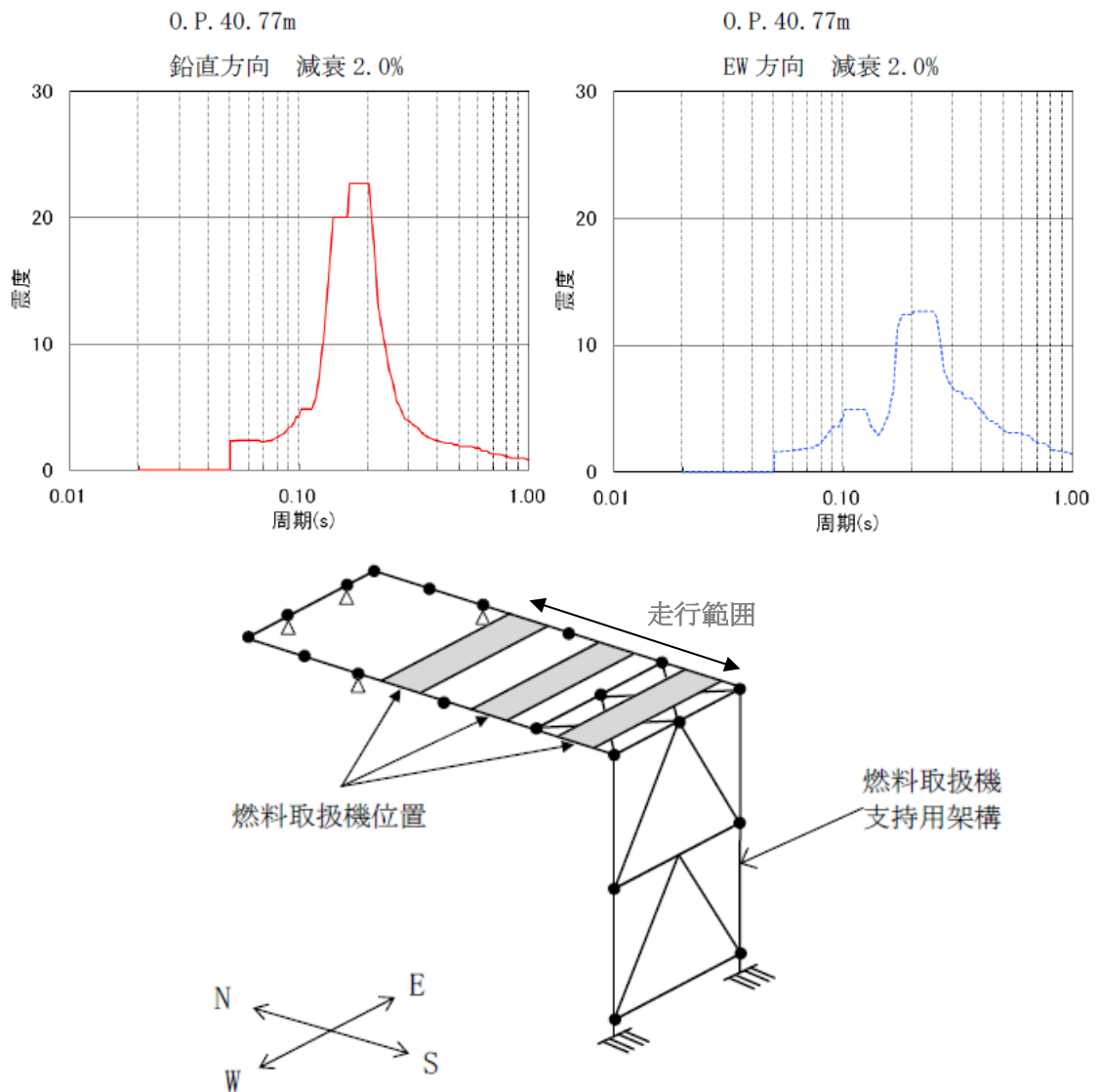


図 2.2-1 床応答スペクトル

2) 地震応答解析モデル

燃料取扱機の地震応答解析モデルを図 2.2-2 に示す。

解析モデルはビームでモデル化しており，ブリッジ脱線防止ラグ下端が架構側との
取り付け点であり，脱線防止ラグにより浮上りを押さえる構造としているため，そこ
を拘束点とする。

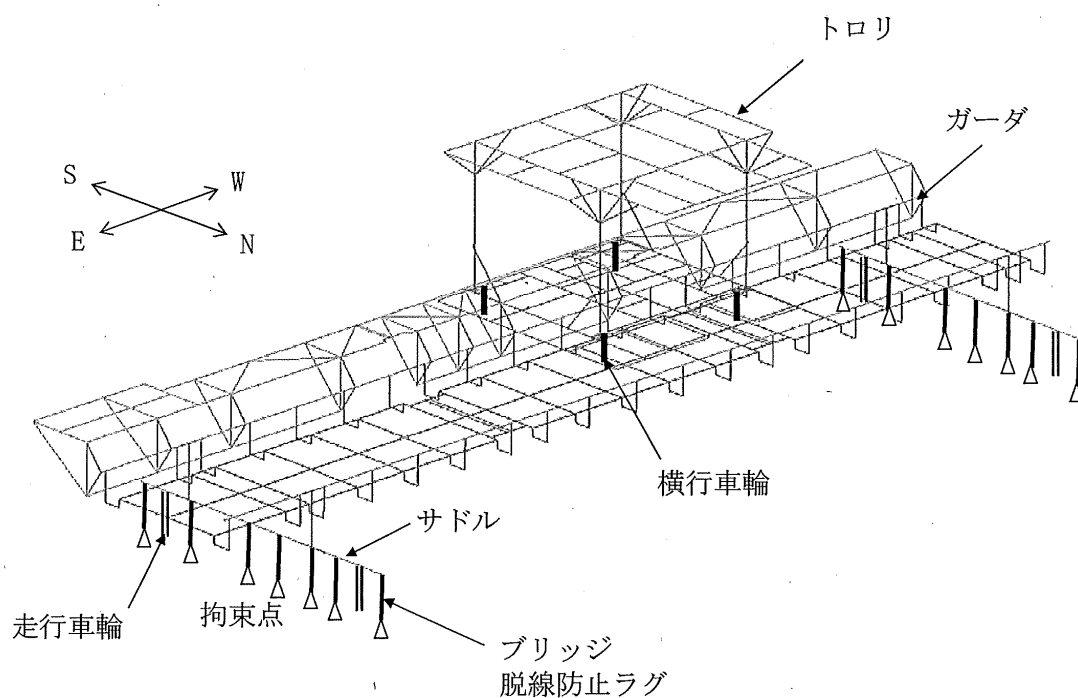


図 2.2-2 地震応答解析モデル

3) 設計震度

- 死荷重は鉛直下向きに 1G とする。
- 地震荷重は、図 2.2-1 に示す床応答スペクトルを入力する。ただし、レールと車輪の走行方向のすべりを考慮し、ブリッジの NS 方向及びトロリの NS, EW 方向については、2.1.2 項で述べた最大静止摩擦係数より求めた値を水平方向設計震度とする。

			固有周期 (s)	設計震度
水平方向	ブリッジ	NS 方向	—	0.15※
		EW 方向	0.034	1.76
	トロリ	NS 方向	—	0.15※
		EW 方向	—	0.15※
鉛直方向			0.065	2.34

注記※：最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度

4) 地震応答解析結果

燃料取扱機の地震応答解析結果を図 2.2-3 に示す。

これは死荷重、水平地震及び鉛直地震の荷重を加算して、各部材毎に応力を求めて表示したものである。

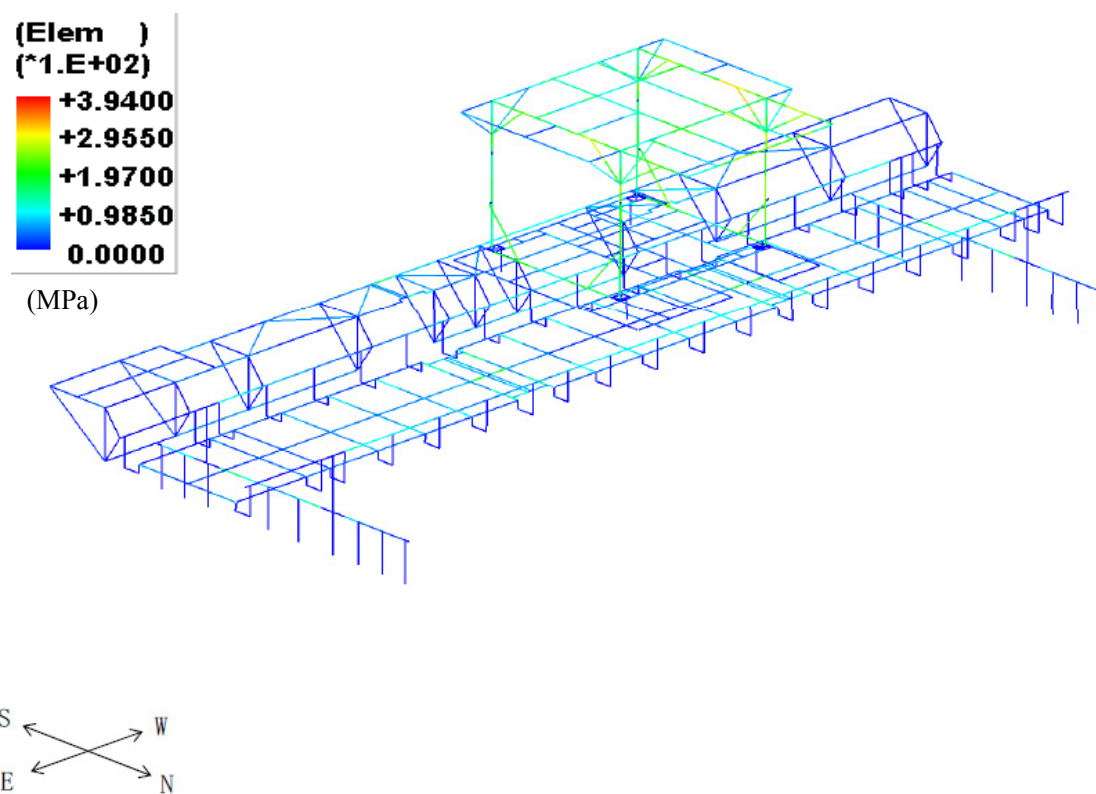


図 2.3-3 地震応答解析結果

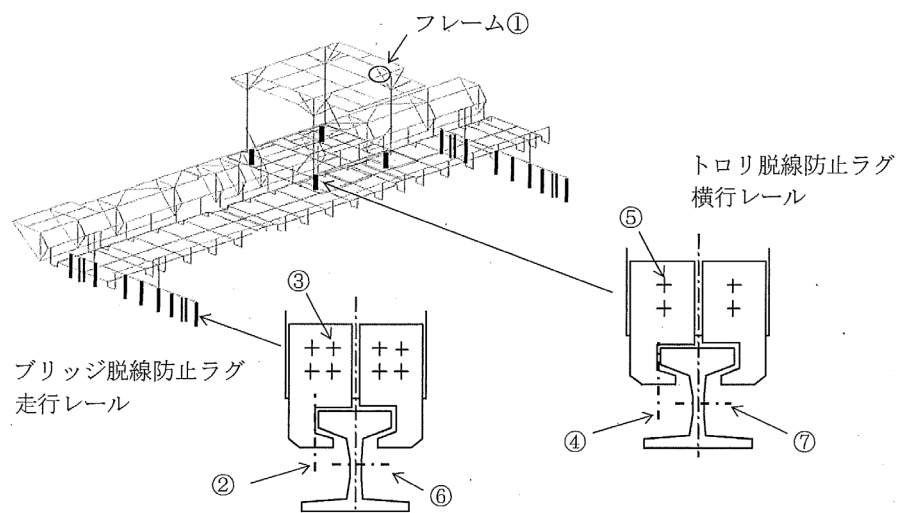
(3) 燃料取扱機の構造強度評価結果

燃料取扱機の応力評価結果を表 2.2-2 に示す。算出応力は許容応力以下であるので、燃料取扱機は基準地震動 S_s に対して落下に至らないことを確認した。

表 2.2-2 応力評価結果纏め

(単位：MPa)

部位		使用材料	応力の種類	算出応力	許容応力
燃料取扱機構造物 フレーム①		SS400 STKR400	曲げ	316	394
			せん断	13	227
			組合せ	316	394
ブリッジ	脱線防止 ラグ②	SS400	曲げ	125	394
			せん断	38	227
			組合せ	140	394
	取付ボルト③	SCM435	せん断	66	523
トロリ	脱線防止 ラグ④	SS400	曲げ	90	394
			せん断	35	227
			組合せ	107	394
	取付ボルト⑤	SCM435	せん断	139	523
走行レール⑥		レール鋼 (CR 73K-DHH)	曲げ	531	1080
			せん断	42	623
			組合せ	535	1080
横行レール⑦		レール鋼 (1 類 AR 30A)	曲げ	568	690
			せん断	24	398
			組合せ	569	690



2.3. クレーンの構造強度及び耐震性について

(1) 検討方針

クレーンについて、地震応答解析を実施し、応力評価を行う。

1) 使用材料及び許容応力

クレーンの物性値及び許容応力を表 2.3-1 に示す。温度は運転エリアの最高温度（40℃）に余裕を見込んだ 50℃とする。落下防止の観点から、曲げと組合せは設計引張強さ S_u を許容応力とする。せん断応力は JEAG4601・補-1984 に従い引張応力から換算して、設計引張強さ S_u を $1/\sqrt{3}$ 倍して用いる。

表 2.3-1 物性値及び許容応力

材料定数

部位	使用材料	縦弾性係数 (MPa)	ポアソン比	温度 (℃)
クレーン本体 ガーダ	SM490A	201,000	0.3	50

許容応力

部位		使用材料	応力の種類	許容応力 (MPa)
クレーン本体 ガーダ	中央	SM490A	曲げ	480
	端部	SM490A	せん断	277
脱線防止ラグ		SS400	曲げ	394
			せん断	227
			組合せ	394
トロリストッパ		SS400	曲げ	394
			せん断	227
			組合せ	394

2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重は死荷重及び地震荷重である。

死荷重は吊り荷を含むクレーン自身の質量による荷重である。

地震荷重は弾性設計用地震動 S_d による荷重であり，水平 2 方向の地震荷重に鉛直方向地震荷重を加算する。具体的には次の通りである。

- ・ 死荷重＋水平地震（NS，EW 方向）＋鉛直地震

クレーン本体ガーダ質量	170,000(kg)
トロリ質量	103,000(kg)
吊り荷質量	100,000(kg)

(2) クレーンの地震応答解析

解析は、地震応答解析モデルにより計算機コード「ABAQUS」を用いた直接積分法による時刻歴解析により行う

1) 解析に用いる入力地震動

クレーンの入力地震動は、弾性設計用地震動 S_d を入力した時のクレーン支持用架構の地震応答計算から得られる O.P.50.22m (添付資料ー 4ー 2「燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書」参照) の時刻歴加速度波を用いる。時刻歴加速度波形を図 2.3-1 に示す。なお、死荷重は鉛直下向きに 1G とする。

この時刻歴加速度波はクレーンの走行範囲で想定される時刻歴加速度波のうち、クレーンに対し最も影響を与えるものである。

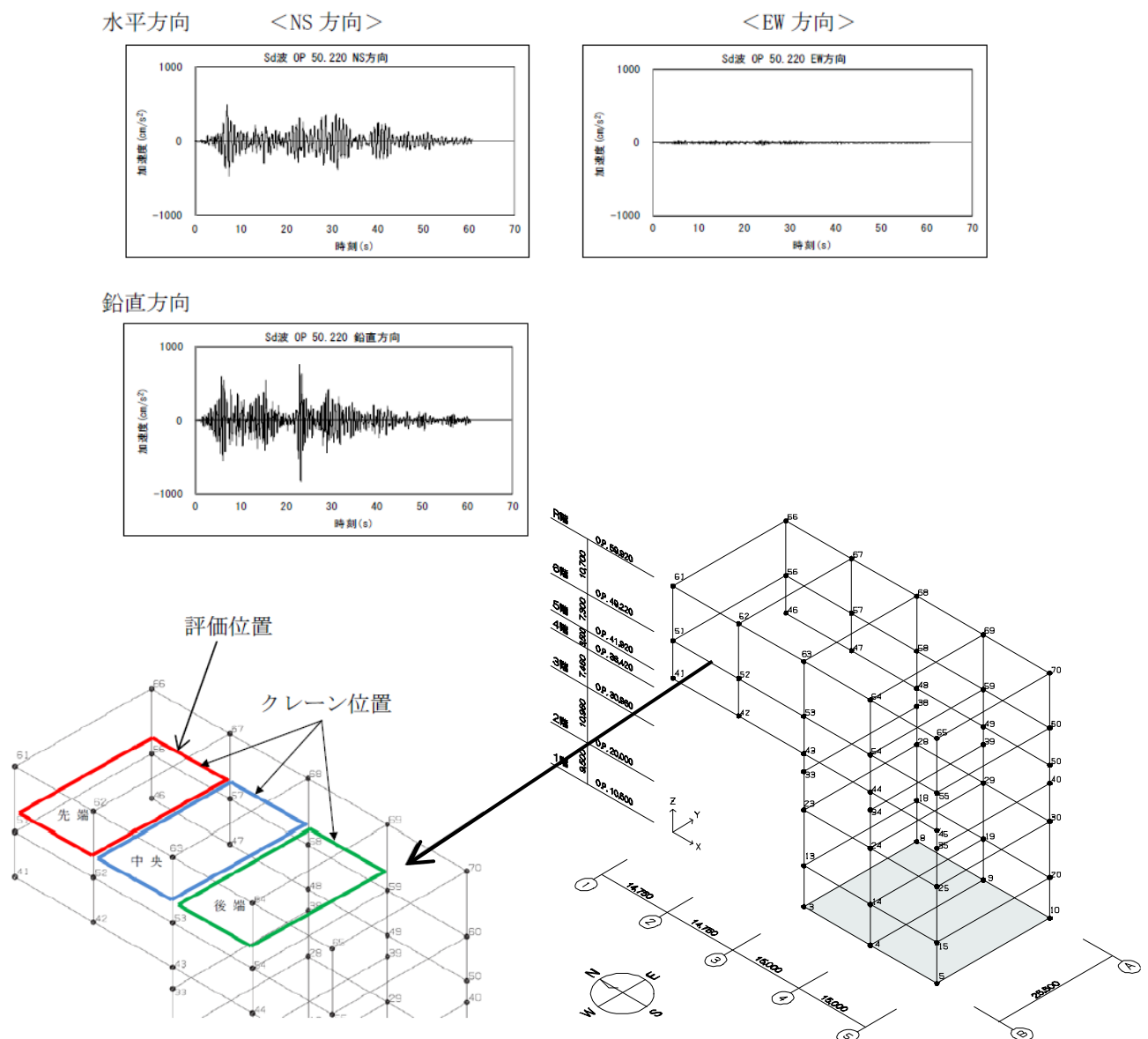


図 2.3-1 時刻歴加速度波形

2) 地震応答解析モデル

クレーンの地震応答解析モデルを図 2.3-2 に示す。

解析モデルは、ビーム及び非線形要素でモデル化しており、走行車輪部下端がクレーン支持用架構側との取り付け点であるため、それを拘束点とする。

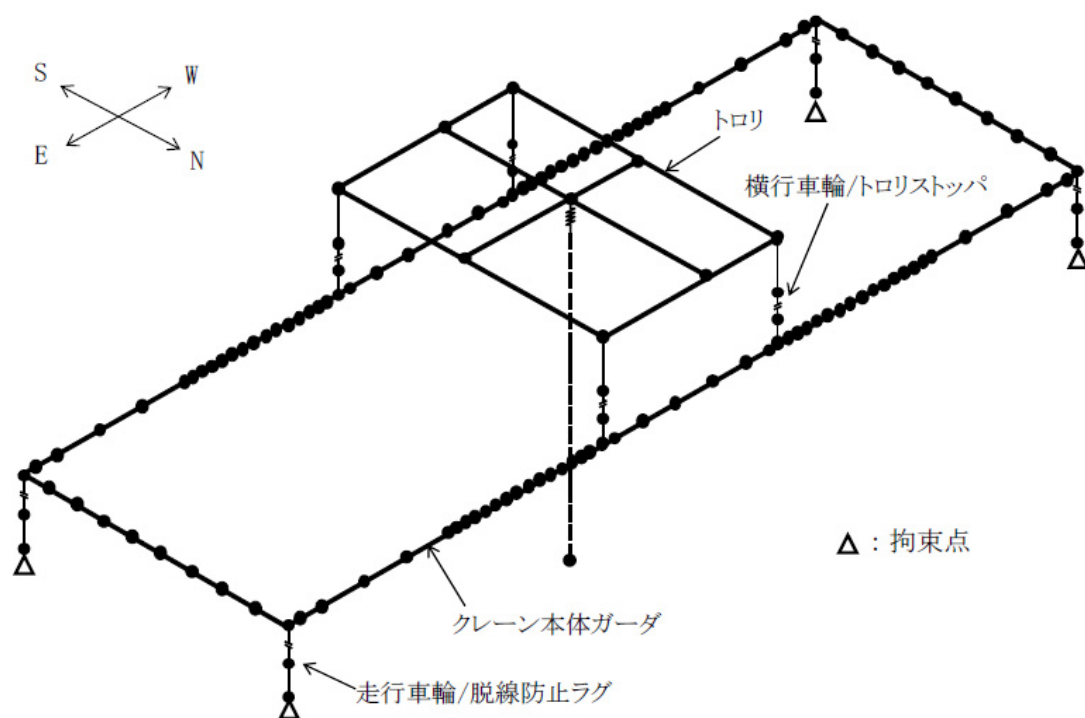


図 2.3-2 地震応答解析モデル

3) 設計地震

脱線防止ラグ及びトロリストッパの評価において、設計震度は以下とする。

	固有周期 (s)	設計震度
走行方向 (NS 方向)	—	0.075※
横行方向 (EW 方向)	0.020	0.89

注記※：最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度

4) 地震動の入力方法の考え方

クレーンに入力される時刻歴波は、クレーン周囲のクレーン支持用架構の節部分からランウェイガーダ／走行レールを経由してクレーン車輪部に入力されることとなるが、クレーンの位置により時刻歴波が異なることから、クレーン重心位置に応じて平均化した時刻歴波を入力地震動とする。

5) 地震応答解析結果

クレーンの地震応答解析結果を表 2.3-2 に示す。

地震応答解析結果は時刻歴応答結果の最大値を用いる。

表 2.3-2 クレーンの地震応答解析結果

部位		荷重の種類	荷重の方向	荷重値
クレーン本体 ガーダ	中央	曲げモーメント (N・mm)	鉛直	1.707×10^{10}
			水平	8.429×10^8
	端部	せん断力(N)	鉛直	2.372×10^6
脱線防止ラグ		圧縮力(N)	鉛直	2.779×10^5
トロリストッパ			鉛直	1.877×10^5

注：絶対値にて表示している。

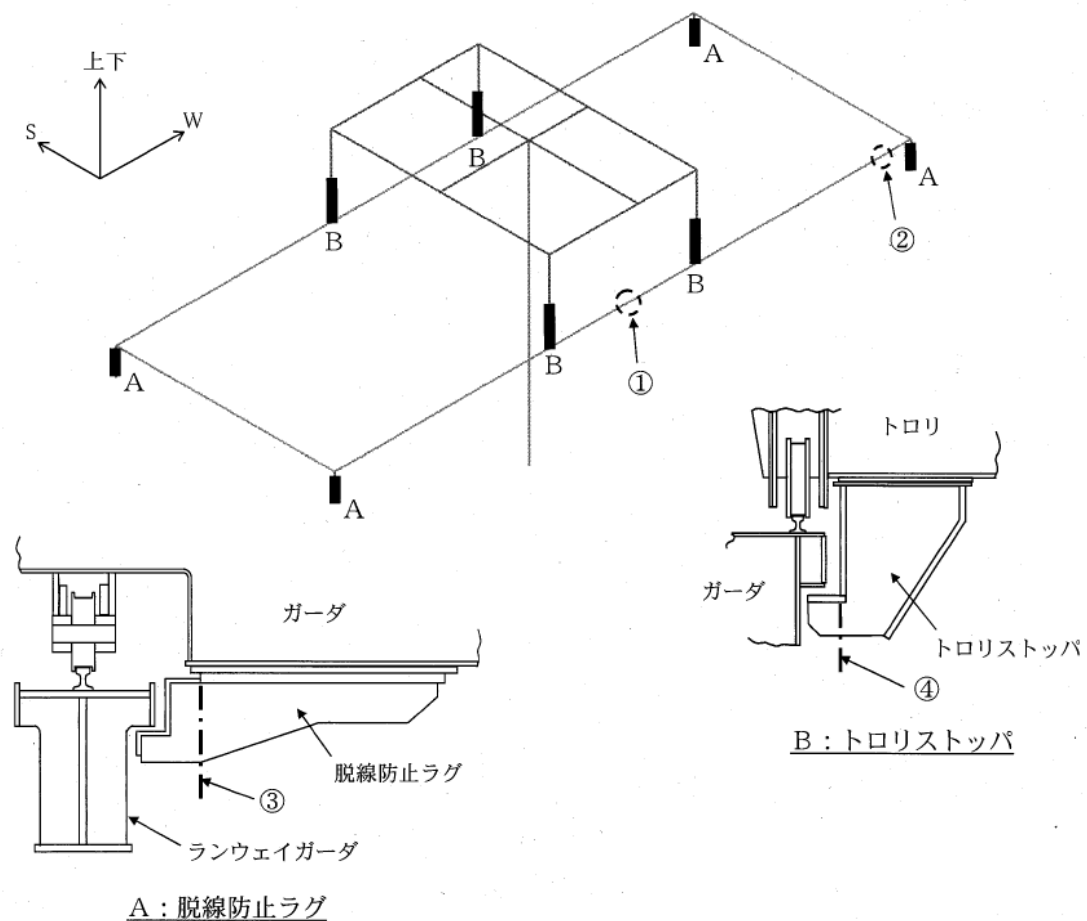
(3) クレーンの構造強度評価結果

クレーンの構造強度評価結果を表 2.3-3 に示す。算出応力は許容応力以下であるので、クレーンは弾性設計用地震動 Sd に対して落下に至らないことを確認した。

表 2.3-3 応力評価結果纏め

(単位：MPa)

部位		使用材料	応力の種類	算出応力	許容応力
クレーン本体 ガーダ	中央①	SM490A	曲げ	140	480
	端部②	SM490A	せん断	60	277
脱線防止ラグ③		SS400	曲げ	87	394
			せん断	12	227
			組合せ	89	394
トロリストッパ④		SS400	曲げ	30	394
			せん断	9	227
			組合せ	34	394



耐震解析に用いるコード（SAP-Ⅳ）について

項目 \ コード名	SAP-Ⅳ
開発機関	米国カリフォルニア大学
使用したバージョン	導入時バージョンのまま
開発時期	1973 年
計算機コードの概要	本計算機コードは、有限要素法による静的・動的解析汎用プログラムである。 1970 年に SAP の初版が発表された後、SOLID SAP (SAP-Ⅱ)、SAP-Ⅲを経て、全面的改訂を加えられ 1973 年に SAP-Ⅳとして公開された。 以下に示す構造に対し、4 種類の解析を行うことができる。 <構造> 1. トラス構造問題 2. ラーメン構造問題 3. 平面応力／平面ひずみ問題，軸対象固体問題 4. 固体問題 5. 厚肉殻 6. 板曲げ及び薄肉殻問題 7. 配管系問題 <解析> 1. 静的解析 2. 固有値解析 3. 動的応答解析 4. スペクトル解析
検証方法	・ 別 計算機コード「構造解析用計算機コード (NASTRAN 2005.0.0 による検証が実施されていることを確認した。 ・ 理論解による検証が実施されていることを確認した。(詳細は添付 1 参照)

添付 1 解析及び計算機コードの検証

1. 解析の検証

1.1 解析フローチャート

本資料において使用した計算機コード「SAP-IV」を用いて得られた計算結果の妥当性を確認し、本計算機コードの検証を行うものである。また、本計算機コードを用いた計算のフローを図 1-1 に示す。

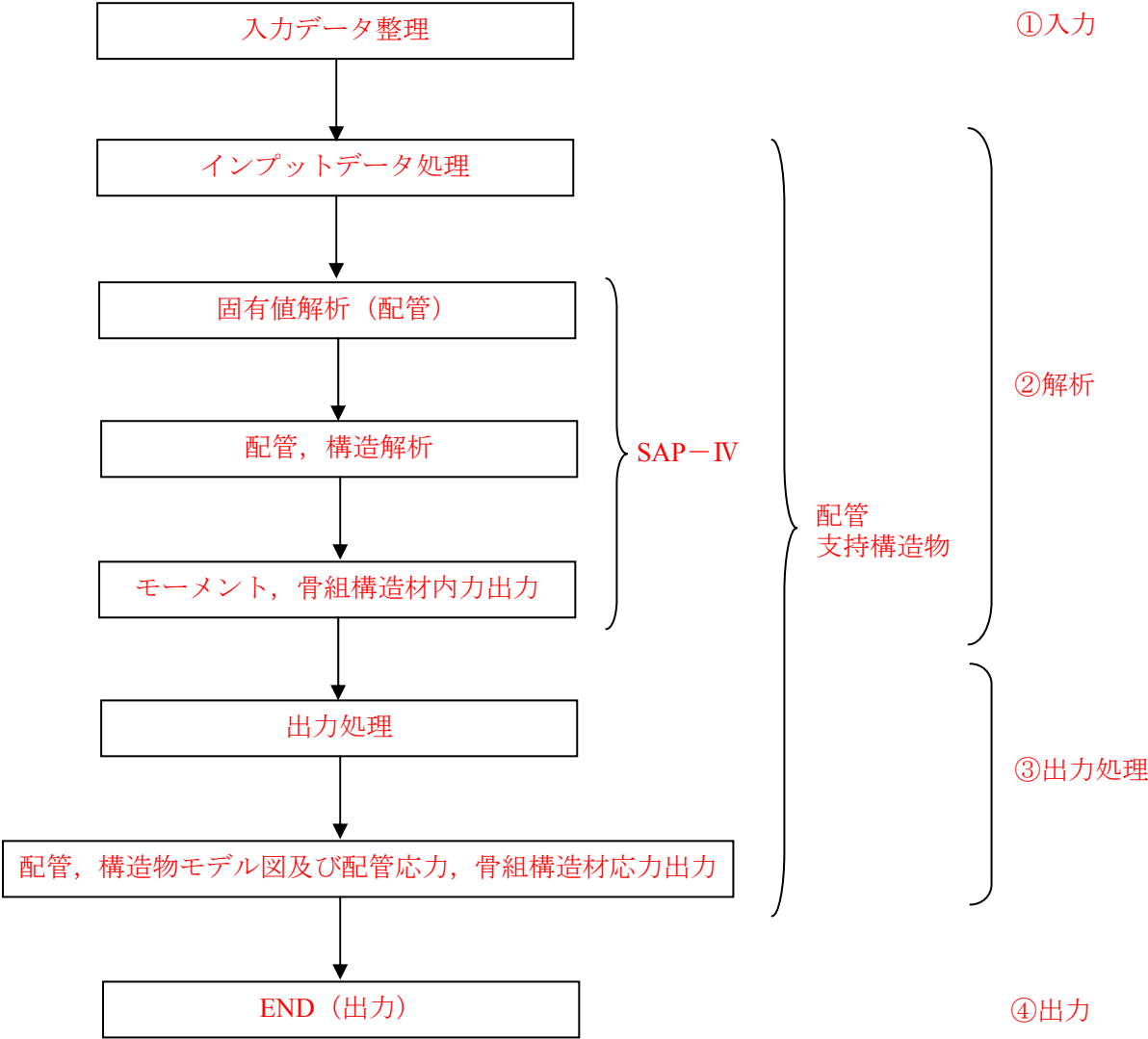


図 1-1 計算フロー

1.2 解析の検証

図 1-1 に示した各フローにおける検証方法を以下に示す。

- ・「①入力」

材料、弁質量及び骨組材断面性能等の解析条件の入力に対し、正しく条件が入力されていることの確認を行った。

- ・「②解析」

配管については、別の構造解析用計算機コードを用いて、代表的な配管検証用モデルに対する計算を行い、比較を行うことによって、計算結果の妥当性の確認を行った（2.1 配管参照）。

支持構造物については、材料力学に基づく手計算手法を用いて、代表的な簡易骨組モデルに対する計算を行い、比較を行うことによって計算結果の妥当性の確認を行った（2.2 支持構造物参照）。

- ・「①入力」＋「②解析」＋「③出力処理」＋「④出力」

「SAP-IV」により出力されたモーメントは応力に変換され、正しく出力されていることを確認した。これらの処理は、手計算によりその妥当性について確認を行った。

1.3 結論

以上より、解析結果の検証を行い、手順①～④の妥当性を確認した。

2. 計算機コードの検証

2.1 配管

(1) 検証の概要

計算機コード「SAP-IV」による計算結果の検証用に用いた構造解析用計算機コード「NASTRAN」は NASA で開発されたプログラムであり、1965 年開発後、これまで約 40 年の使用実績があり、世界的に使用実績及びクライアント数の多いプログラムの一つである。「SAP-IV」と「NASTRAN」を用いて代表的な配管検証用モデルを対象に解析を行い、得られた結果を比較することにより、検証を行った。

(2) 検証解析

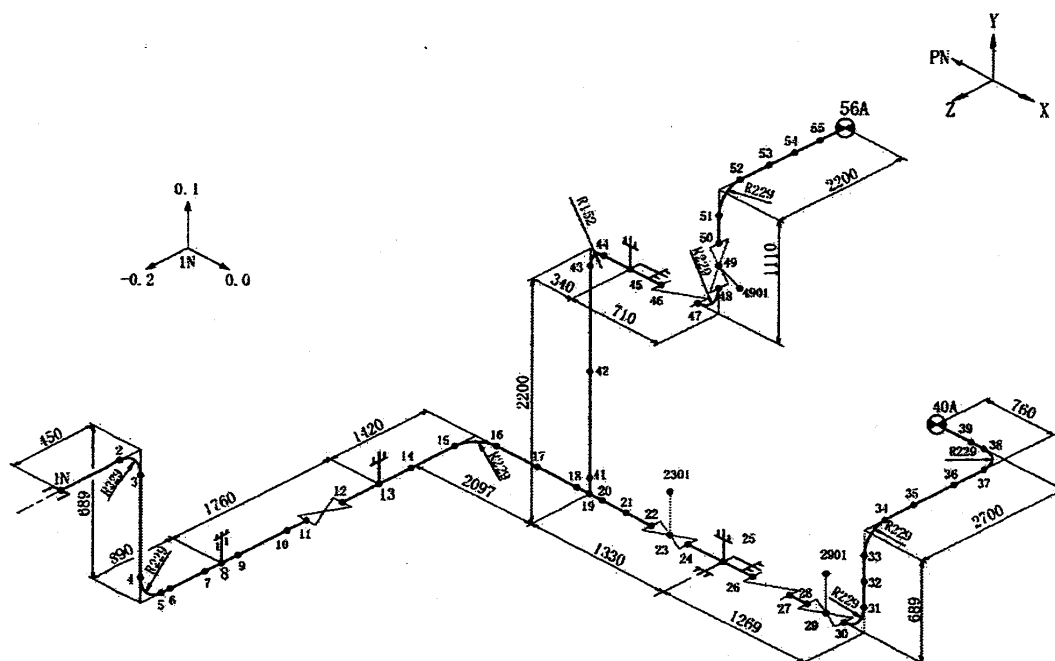
代表的な配管検証用モデルについて、「SAP-IV」及び「NASTRAN」を用いて解析し、両者の解析結果を比較評価する。以下に解析内容及び検証項目を示す。

解析内容	検証項目
静的解析（自重・熱膨張）	拘束点反力

(3) 解析条件

以下に解析モデル及び設計条件を示す。

・解析モデル



鳥瞰図記号凡例

記 号	内 容
●	質 点
⊗	ア ン カ
≡	レストレイント
≡	リジットハンガ
Y(mm) ↑ Z(mm) X(mm)	主要機器取合点等の移動量 注：鳥瞰図中の寸法の単位はmmである。

弁部の質量

質量	対応する評価点	質量	対応する評価点
278.4kg/m	11～12	59.9kg	22～23
59.9kg	23～24	185.4kg/m	26～27
59.7kg	28～29	127.4kg	29～30
185.4kg/m	46～47	127.9kg	48～49
59.9	49～50	119.9kg	2301
119.4kg	2901	119.9kg	4901

・設計条件

以下に示す荷重条件のもとで、配管系の静的な解析を行った。

- a. 自重
- b. 熱膨張

解析 範囲									
管番号	対応する評価点	最高使用圧力 (MPa)	最高資料温度 (℃)	運転温度 (℃)	外径 (mm)	厚さ (mm)	材料	縦弾性係数* (MPa)	熱膨張係数* ($\times 10^{-6}$ mm/mm℃)
1	1N～11,12～22 24～26,27～28 19～43,44～46 47～48	1.04	93	40	165.2	7.1	STPT410	201667	10.3
2	30～40A	0.43	93	40	165.2	7.1	STPT410	201667	10.3
3	43～44	1.04	93	40	165.2	7.1	STPT410	201667	10.3
4	50～56A	1.04	93	40	165.2	7.1	SUS304TP	193667	15.4

注記*：運転温度における縦弾性係数及び熱膨張係数を示す。

(4)解析結果の比較

表 2-1 拘束点反力（「SAP-IV」と「NASTRAN」の比較）

自重

(単位：N)

節点	SAP-IV			NASTRAN		
	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
1N	10	442	-99	20	452	-99
8	0	1001	0	0	981	0
13	0	1991	0	0	2021	0
25	599	7365	344	618	7385	344
40A	-89	1226	-89	-89	1226	-99
45	275	4649	0	246	4629	0
56A	-795	1373	-148	-785	1354	-148

熱膨張

(単位：N)

節点	SAP-IV			NASTRAN		
	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
1N	99	-138	-148	99	-138	-148
8	0	50	0	0	50	0
13	0	383	0	0	383	0
25	-89	1030	-246	-89	1030	-246
40A	-89	-148	246	-89	-148	246
45	363	-991	0	363	-991	0
56A	-295	-187	148	-295	-197	148

(5) 検証結果

表 2-1 における自重及び熱膨張による拘束点反力の比較結果のとおり，両者でよく一致している。

以上の結果から，代表的な配管検証用モデルを用いた両者の解析結果はほぼ同等であり，「SAP-IV」の妥当性が確認された。

2.2 支持構造物

(1) 検証の概要

材料力学に基づく手計算手法を用いて、代表的な簡易骨組構造モデルに対する計算を行い、得られた結果を比較することにより検証を行った。

(2) 検証解析

代表的な支持構造物検証用モデル「H 形鋼材」及び「L 形鋼材」について、「SAP-IV」及び「手計算手法」を用いて、両者の比較評価をする。

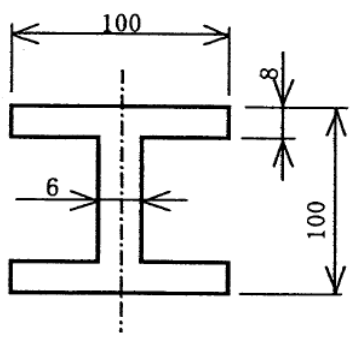
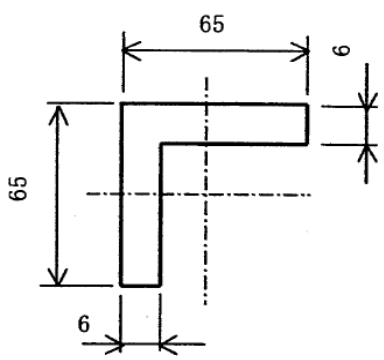
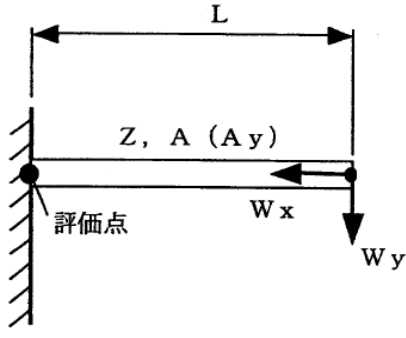
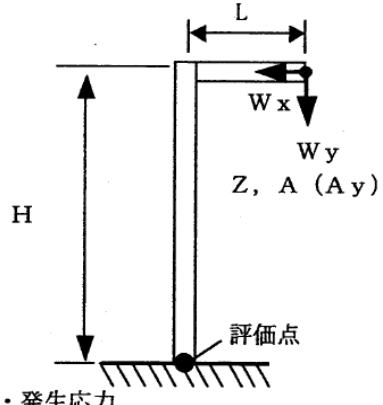
以下に、計算内容及び検証項目を示す。

計算内容	検証項目
圧縮応力，曲げ応力，せん断応力	発生応力

(3) 解析条件

・解析モデル

(単位：mm)

評価1 H形鋼材片持ち梁構造	評価2 L形鋼材L型構造
 H鋼断面	 L鋼断面
 ・発生応力 圧縮応力：$W_x \cdot g / A$ 曲げ応力：$W_y \cdot g \cdot L / Z$ せん断応力：$W_y \cdot g / A_y$	 ・発生応力 圧縮応力：$W_y \cdot g / A$ 曲げ応力：$(W_y \cdot g \cdot L - W_x \cdot g \cdot H) / Z$ せん断応力：$W_x \cdot g / A_y$

・設計条件

			評価1	評価2
付加質量	W_x	kg	0	0
	W_y	kg	61	36
梁長さ	L	mm	300	67.5
柱高さ	H	mm	—	292.5
重力加速度	g	m/s ²	9.80665	9.80665
断面係数	Z	mm ³	67800	6270
断面積	A	mm ²	2190	752.7
有効断面積 (せん断面積)	A_y	mm ²	504	354

(4) 評価結果の比較

表 2-2 発生応力（「SAP-IV」と「手計算手法」の比較）

H 形鋼材

	SAP-IV			手計算手法		
	圧縮応力	曲げ応力	せん断応力	圧縮応力	曲げ応力	せん断応力
発生応力 (MPa)	0	3	2	0	2.7	1.2

L 形鋼材

	SAP-IV			手計算手法		
	圧縮応力	曲げ応力	せん断応力	圧縮応力	曲げ応力	せん断応力
発生応力 (MPa)	1	4	0	0.5	3.9	0

(5) 検証結果

表 2-2 における H 形鋼材及び L 形鋼材による発生応力の比較結果のとおり，両者でよく一致している。

以上の結果から，代表的な簡易骨組構造モデルを用いた両者の計算結果はほぼ同等であり，「SAP-IV」の妥当性が確認された。

耐震解析に用いるコード（ABAQUS）について

項目 \ コード名	ABAQUS
開発機関	ABAQUS 社
使用したバージョン	Version 6.5.4
開発時期	2005 年（初版開発時期 1978 年）
計算機コードの概要	本計算機コードは、有限要素法による線形／非線形の静的・動的解析汎用プログラムである。以下に示す解析機能及び要素を有している。 <解析機能> 1. 線形・非線形静的応力／変位解析 2. 動的／変位解析 3. 非定常の動的／変位解析 4. 定常・非定常の伝熱解析 5. 弾塑性解析 6. 大変形解析 <要素> 1. 軸対象 2. 平面ひずみ／平面応力 3. 三次元ソリッド 4. 三次元シェル 5. トラス 6. はり
検証方法	・ 振動試験結果とコードによる地震応答計算結果を比較して検証*が実施されていることを確認した。

注記：以下の文献を確認し、検証されたコードであることを確認した。

*：平成 19 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査
動的上下動耐震試験（クレーン類）に係る報告書
（平成 21 年 1 月 独立行政法人 原子力安全基盤機構）

燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書

1. 本説明書の記載範囲

本説明書は、第３号機及び第４号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について記載するものである。なお、第３号機及び第４号機以外については、現地工事開始前までに報告を行い、確認を受けることとする。

2. 第４号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について

2.1 概要

2.1.1 一般事項

第４号機燃料取り出し用カバーは、使用済燃料プールを覆う構造としており、クレーン支持用架構と燃料取扱機支持用架構を有し、それぞれについて構造強度と耐震性について検討を行う。なお、耐震設計上の重要度分類は、燃料取扱設備の間接支持構造物としてＢクラス相当とする。

燃料取り出し用カバーの構造強度は一次設計に対応した許容応力度設計を実施し、耐震性は基準地震動 S_s に対する地震応答解析を実施し、燃料取り出し用カバーの損傷が原子炉建屋、使用済燃料プール及び使用済燃料ラックに波及的影響を及ぼさないことを確認する。ここで、波及的影響の確認は、架構が崩壊機構に至らないことを確認する。図 2.1.1-1 に燃料取り出し用カバーのイメージを示す。

なお、一部損壊した原子炉建屋に接合される燃料取扱機支持用架構の施工前において、本説明書で想定しているように、原子炉建屋の接合部が施工に十分な状態かどうか確認した点検結果を別途報告するとともに、不具合が見つかった場合には、適切に補修等を実施する。

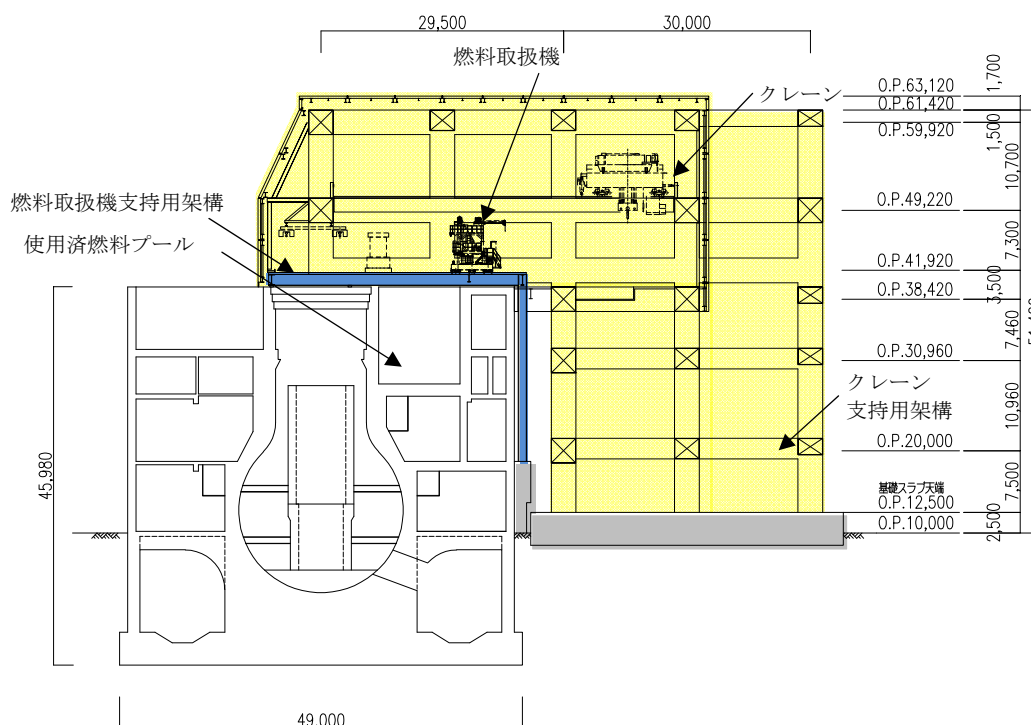


図 2.1.1-1 燃料取り出し用カバーのイメージ

燃料取り出し用カバーの検討は原則として下記の法規及び基規準類に準拠して行う。

- (1) 建築基準法・同施行令及び関連告示
- (2) 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定）
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (4) 鋼構造設計規準（日本建築学会，2005 改定）
- (5) 建築基礎構造設計指針（日本建築学会，2001 改定）
- (6) 2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書(国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省
国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所・日本建築行政会議，2007 刊行)
- (7) 鋼構造塑性設計指針（日本建築学会，1975 発行）
- (8) 建築工事標準仕様書・同解説 JASS14 カーテンウォール工事（日本建築学会，1996 改定）
- (9) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）

また，原子力施設の設計において参照される下記の指針及び規程を参考にして検討を行う。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1987)（日本電気協会 電気技術基準調査委員会，
昭和 62 年 8 月 改訂）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1991 追補版)（日本電気協会 電気技術基準調査
委員会，平成 3 年 6 月 発刊）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術規程(JEAC 4601-2008)（日本電気協会 原子力規格委員会，平成
20 年 12 月 改定）
- (4) 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（JEAC
4616-2009）（日本電気協会 原子力規格委員会，平成 21 年 12 月 制定）

2.1.2 クレーン支持用架構

クレーン支持用架構はキャスク搬出入用の天井クレーンを支持する架構で、南北方向に 30.00m、東西方向に 25.50m、地盤面からの高さが 51.42m の柱部分と、北方向に 29.50m 跳ね出した片持ち梁部分からなる逆 L 字型の架構である。構造形式はラーメン構造で、構造種別は鉄骨造である。柱、大梁には、箱型断面部材を用いる。

基礎形式は基礎スラブによる直接基礎とし、地震時の基礎の転倒防止対策として地盤アンカーを用い、基礎スラブを支持する地盤は地盤改良により強固な支持地盤を形成する。改良地盤は既存の原子炉建屋と同様に泥岩に着底している。

クレーン支持用架構の概要を図 2.1.2-1 に、基礎スラブ及び改良地盤の概要を図 2.1.2-2 に示す。

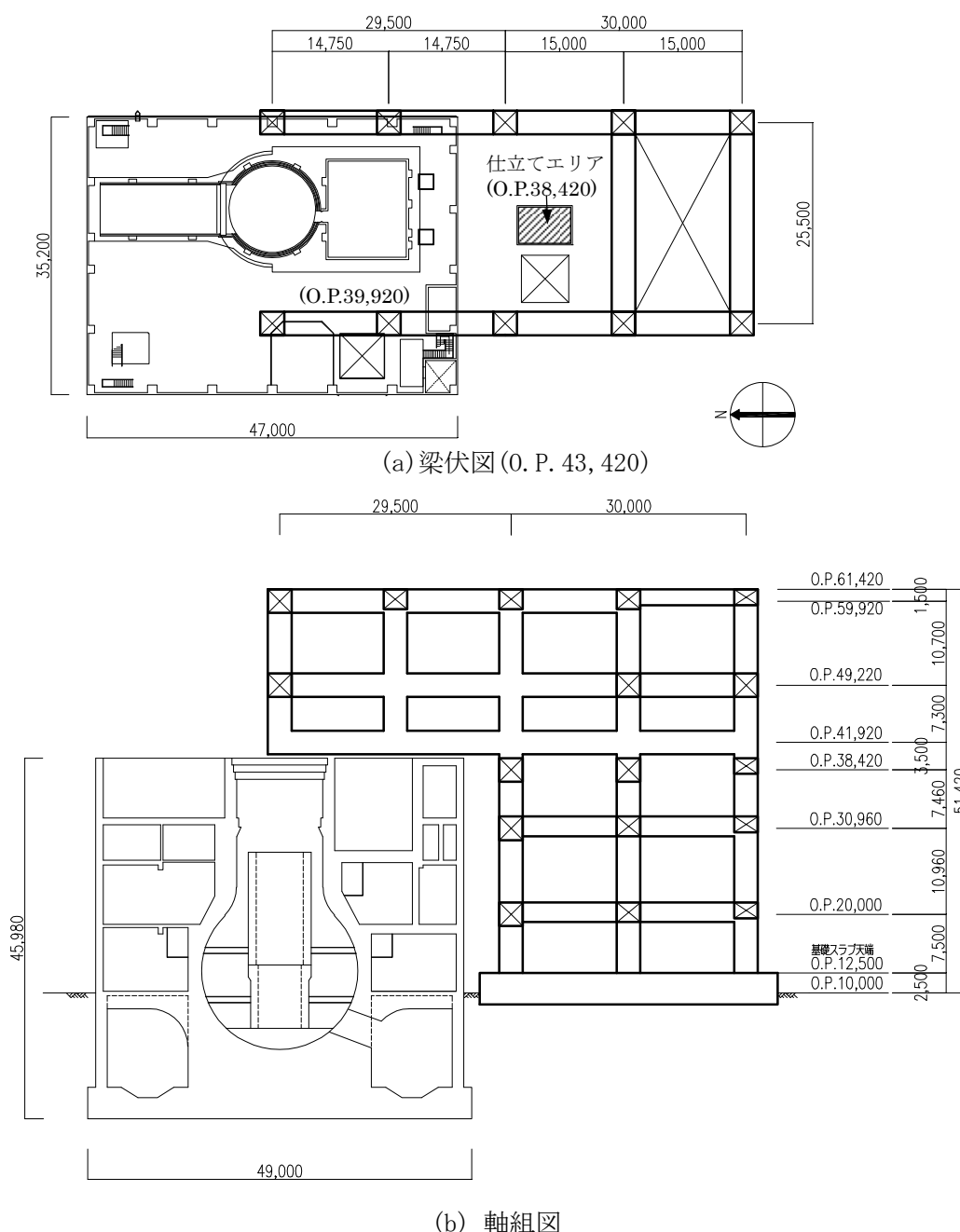
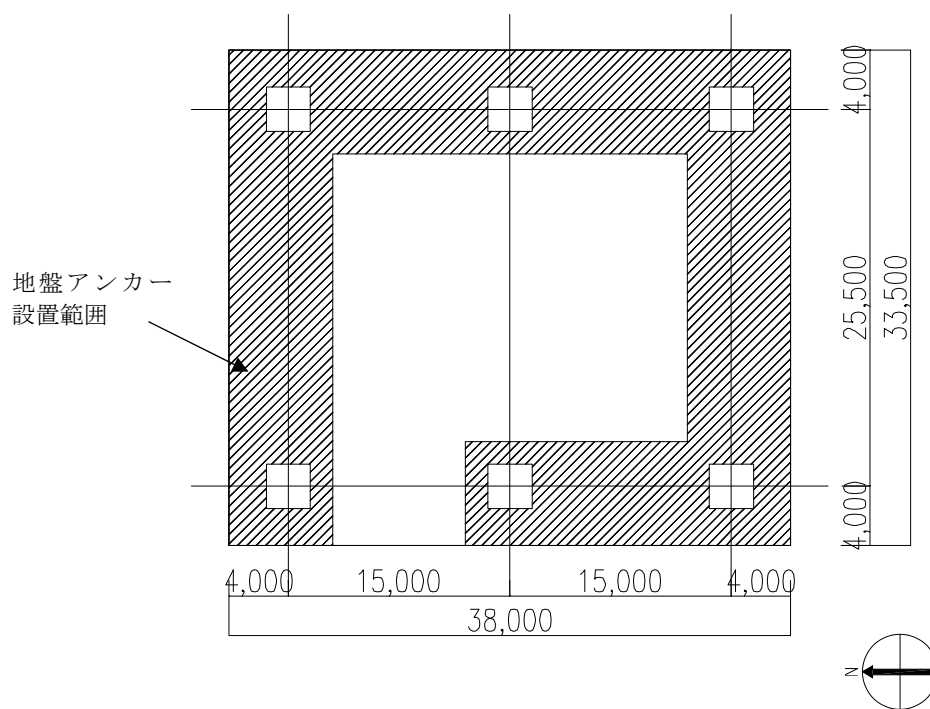
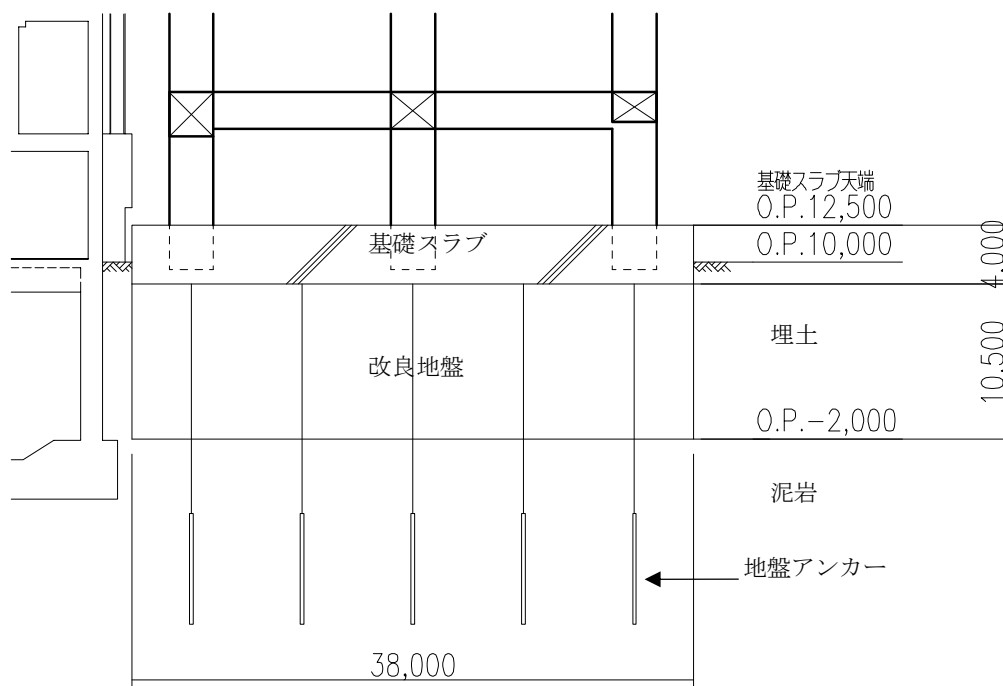


図 2.1.2-1 クレーン支持用架構の概要 (単位 : mm)



(a) 基礎伏図



(b) 基礎断面図

図 2.1.2-2 基礎スラブ及び改良地盤の概要 (単位: mm)

2.1.3 燃料取扱機支持用架構

燃料取扱機支持用架構は燃料取扱機を支持する架構で、南北方向に 30.50m、東西方向に 13.36m、地盤面からの高さが 30.77m の柱及び梁からなる逆 L 字型の架構である。構造形式はラーメン構造で、構造種別は鉄骨造である。

支持形式は、原子炉建屋シェル壁上端及び 1 階から 2 階の南側外壁に支持する構造である。燃料取扱機支持用架構の概要を図 2.1.3-1(1) 及び図 2.1.3-1(2) に示す。

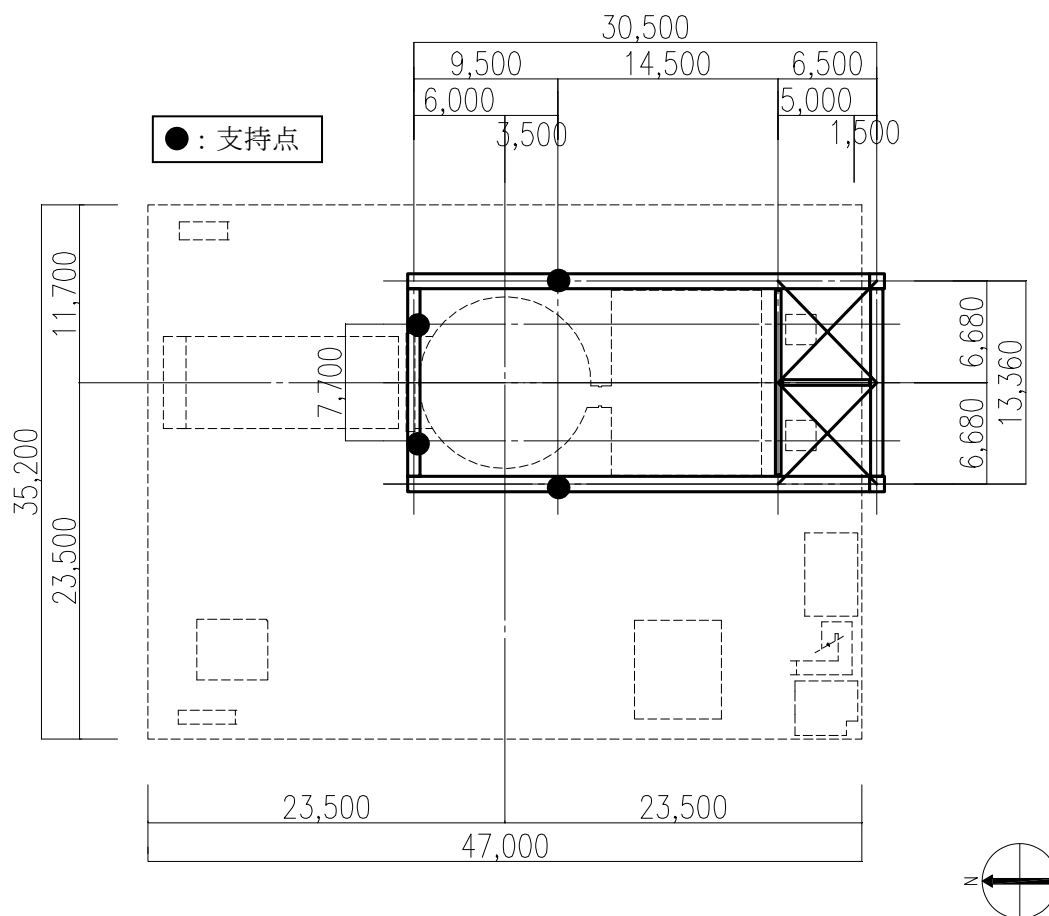
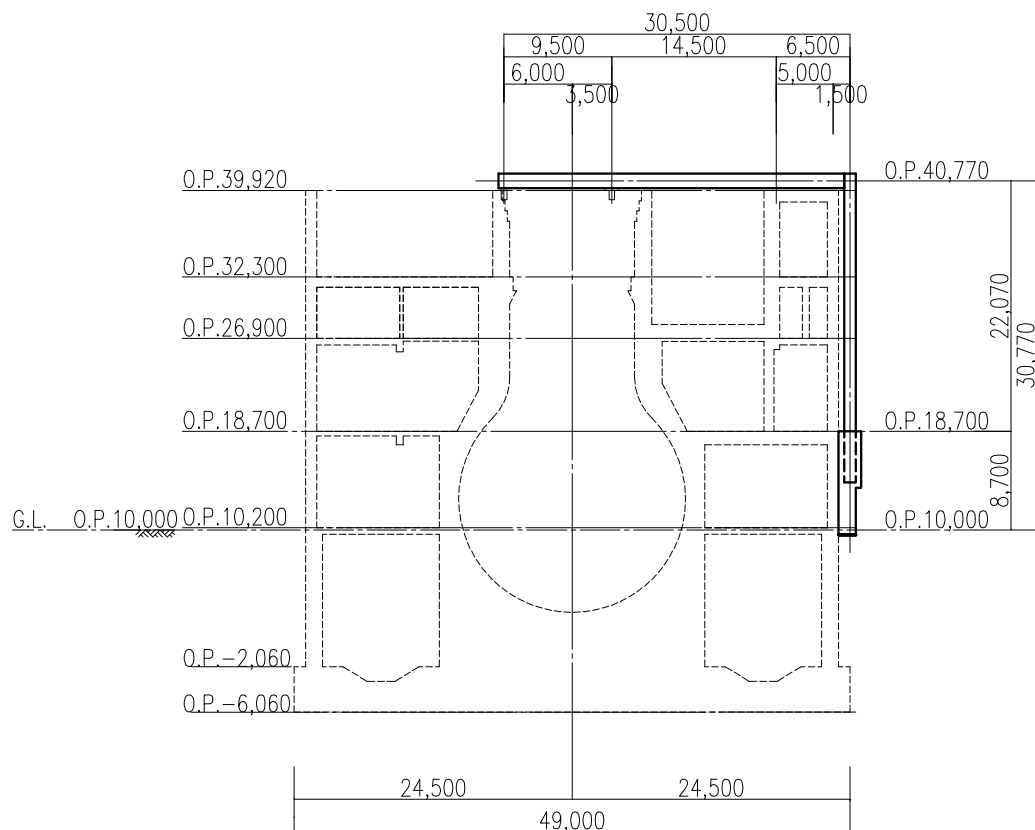
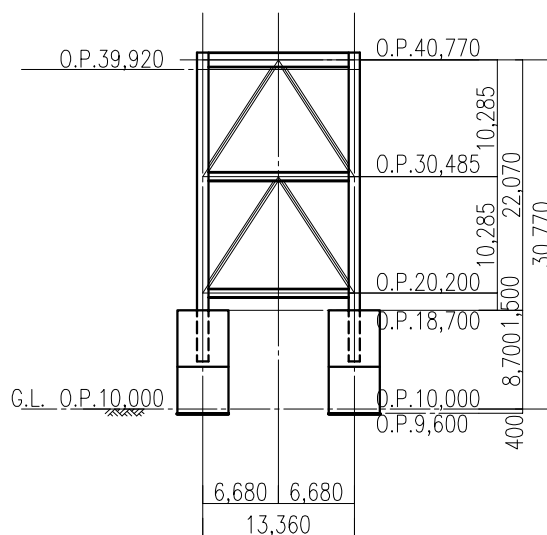


図 2.1.3-1(1) 燃料取扱機支持用架構の概要(梁伏図 (O.P. 41, 420)) (単位: mm)



(a) 断面図



(b) 立面図

図 2. 1. 3-1 (2) 燃料取扱機支持用架構の概要 (単位 : mm)

2.2 クレーン支持用架構の構造強度及び耐震性について

クレーン支持用架構の構造強度及び耐震性の検討フローを図 2.2-1 に示す。

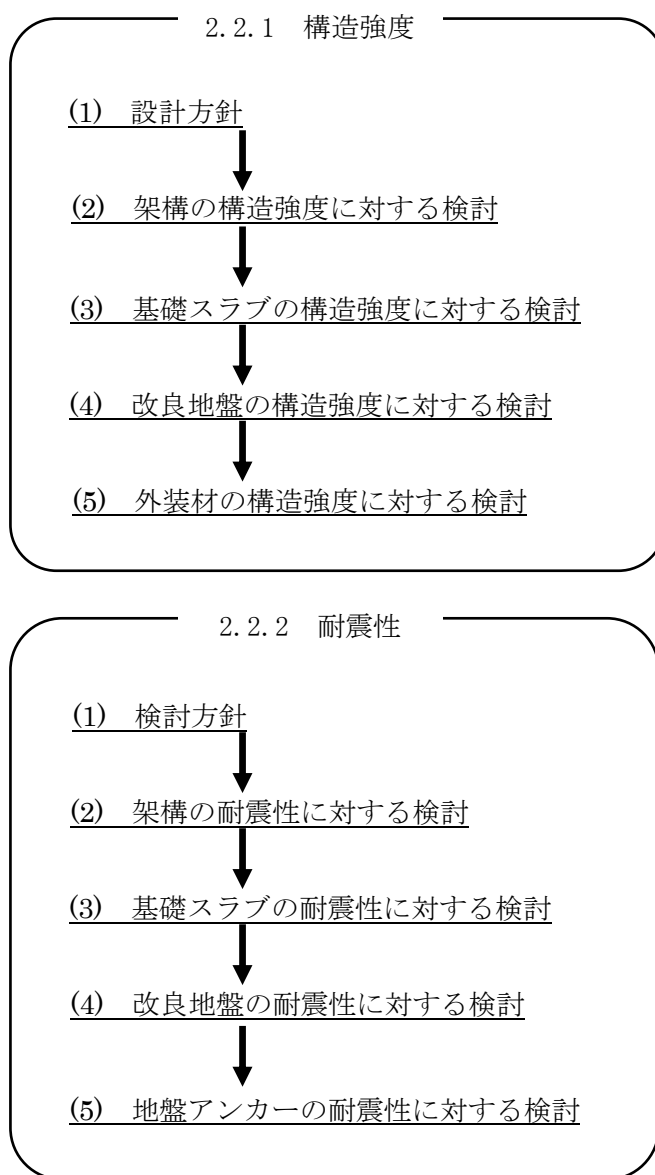


図 2.2-1 クレーン支持用架構の検討フロー

2.2.1 構造強度

(1) 設計方針

構造強度の検討は、クレーン支持用架構、基礎スラブ、改良地盤及び外装材について許容応力度設計を実施する。

1) 使用材料及び許容応力度

使用材料の物性値及び許容応力度を表 2.2.1-1(1) 及び表 2.2.1-1(2) に示す。

表 2.2.1-1(1) クレーン支持用架構の物性値及び許容応力度

材料定数

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
架 構	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0
基礎スラブ	コンクリート	2.44×10 ⁴	0.2	24.0

コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度＝30	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
	10.0	—	0.790	20.0	—	1.185

鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

記号	鉄筋径	長期		短期	
		引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD345	D29 未満	215	195	345	345
	D29 以上	195			
SD390	D29 未満	215	195	390	390
	D29 以上	195			

構造用鋼材の許容応力度

(単位：N/mm²)

板厚	材料	基準強度 F	許容応力度
T ≤ 40mm	SS400, SN400B	235	「鋼構造設計規準」に従い、左記 F の値より求める
T > 40mm	SN400B	215	
T ≤ 40mm	SM490A, SN490B	325	
T ≤ 40mm	SM520B	355	

表 2. 2. 1-1(2) 改良地盤、支持地盤の物性値及び許容応力度

改良地盤の許容応力度

(単位：kN/m²)

設計基準強度=2300 ^{*1}	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
改良地盤	766	—	153	1533	—	306
断面欠損を考慮 ^{*2}	750	—	114	1502	—	229

*1：施工結果を反映した

*2：「JEAC4616-2009」に準拠し，断面欠損を鉛直方向に 2%，せん断方向に 25%考慮した

支持地盤の許容支持力度

(単位：kN/m²)

種別	長期 ^{*1}	短期 ^{*1}
泥岩（岩盤）	1960	3920

*1：「福島第一原子力発電所第 4 号機工事計画認可申請書」による

2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重を以下に示す。

・鉛直荷重 (VL)

クレーン支持用架構に作用する鉛直方向の荷重で，固定荷重，機器荷重，配管荷重，積載荷重及び地盤アンカーの効果を考慮した荷重とする。

・クレーン荷重 (CL)

天井クレーンによる荷重を表 2. 2. 1-2 に示す。

表 2. 2. 1-2 クレーン荷重一覧表

クレーン自重	1666 kN
トロリ自重	1010 kN
吊荷	980 kN

・積雪荷重 (SL)

積雪荷重は建築基準法施行令及び福島県建築基準法施行規則細則に準拠し以下の条件とする。

積雪量：30cm，単位荷重：20N/m²/cm

・風圧力 (WL)

風圧力は建築基準法施行令に準拠し，基準風速を 30m/s，地表面粗度区分Ⅱとして算定する。速度圧の算定結果を表 2. 2. 1-3 に示す。

表 2. 2. 1-3 速度圧の算定結果

建物高さ* H (m)	平均風速の 鉛直分布係数 Er	ガスト 影響係数 Gf	建物高さと粗度 区分による係数 E	基準風速 Vo (m/s)	速度圧 q (N/m ²)
52.73	1.28	2.00	3.28	30	1769

*： 建物高さは，軒高さ（52.34m）と最高高さ（53.12m）の平均値とした

・地震荷重 (K)

水平地震力は O.P. 10.0m を基準面として、下式により算定し、算定結果を表 2.2.1-4 に示す。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i : 水平地震力 (kN)

n : 施設の重要度に応じた係数 ($n=1.5$)

建築基準法で定める地震力の 1.5 倍を考慮する。

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該部分が支える重量 (kN)

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

R_t : 振動特性係数 ($R_t=1.0$)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数で、クレーン支持用架構の固有値を用いたモーダル法（二乗和平方根法）により求める。

C_0 : 標準せん断力係数 ($C_0=0.2$)

表 2.2.1-4 水平地震力の算定結果

階	標 高 O.P. (m)	各階重量 (kN)	W_i (kN)	A_i		$n \cdot C_i$		Q_i (kN)	
				NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
R	61.42	10569	—	—	—	—	—	—	—
6	50.72～61.42	13780	10569	1.443	1.477	0.433	0.443	4576	4683
5	43.42～50.72	5195	24349	1.302	1.328	0.391	0.398	9514	9702
4	39.92～43.46	9019	29544	1.254	1.272	0.376	0.382	11118	11271
3	32.46～39.92	5782	38563	1.183	1.187	0.355	0.356	13685	13730
2	21.50～32.46	6390	44345	1.113	1.114	0.334	0.334	14807	14818
1	12.50～21.50	—	50735	1.000	1.000	0.300	0.300	15221	15221

・荷重組合せ

設計で考慮するクレーンの位置を図 2.2.1-1 に、荷重組合せを表 2.2.1-5 に示す。

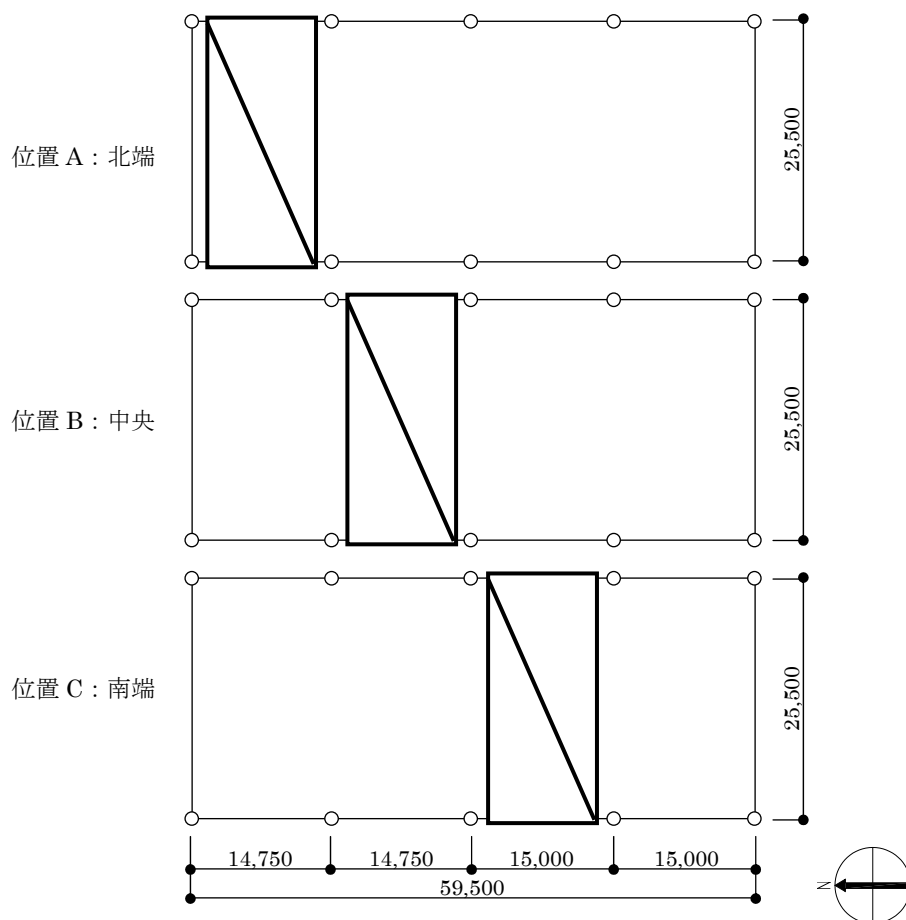


図 2.2.1-1 クレーンの位置（単位：mm）

表 2.2.1-5 クレーン支持用架構の荷重組合せ

想定する状態	荷重ケース	荷重組合せ内容	許容応力度
常時	C	VL+CL ^{*1}	長期
積雪時 ^{*3}	S	VL+CL ^{*1} +SL	短期
暴風時 ^{*3}	W	VL+CL ^{*1} +WL	
地震時	E1	VL+CL ^{*1} +K(+NS) ^{*2}	
	E2	VL+CL ^{*1} +K(−NS) ^{*2}	
	E3	VL+CL ^{*1} +K(+EW) ^{*2}	
	E4	VL+CL ^{*1} +K(−EW) ^{*2}	

*1： 吊荷重量は、常時、積雪時及び暴風時はクレーン位置、地震時は仕立てエリアにて考慮する。

*2： 地震荷重は NS 方向及び EW 方向を考慮する。

*3： 短期事象では地震時が支配的であることから、積雪時及び暴風時の検討は省略する。ただし、外装材の検討は暴風時が支配的であることから暴風時に対し検討を行う。

なお，地震時と暴風時のクレーン支持用架構の層せん断力について，風荷重の受圧面積が最大になる EW 方向で比較した結果を図 2. 2. 1-2 に示す。図 2. 2. 1-2 より，地震時の層せん断力は暴風時の層せん断力を包絡しており，支配的な荷重である。

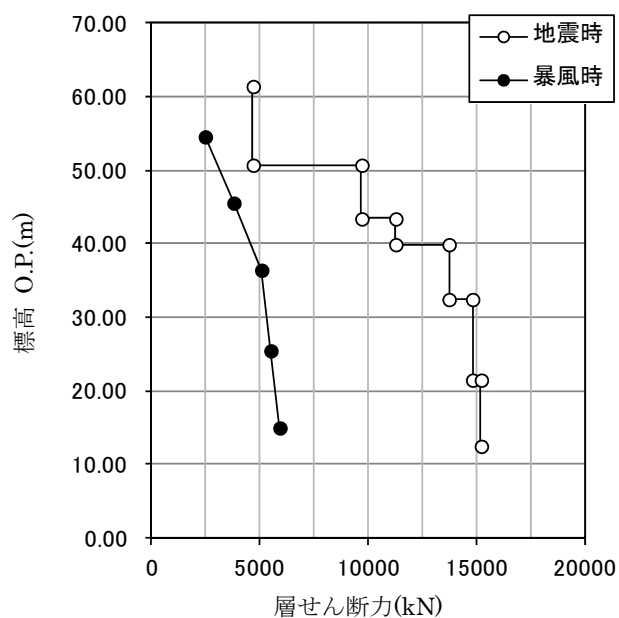
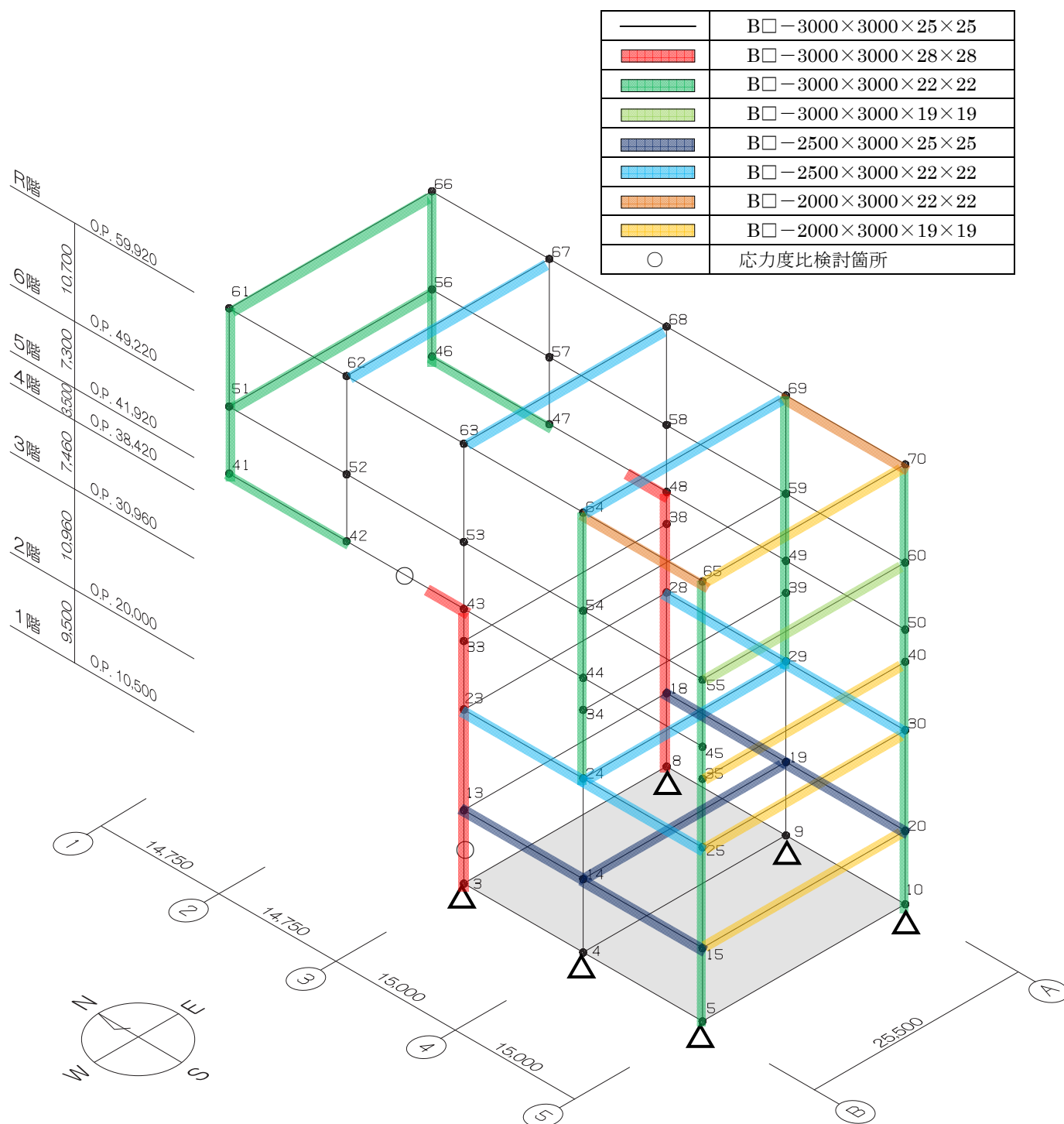


図 2. 2. 1-2 地震時と暴風時の層せん断力の比較

(2) 架構の構造強度に対する検討

1) 解析モデル

クレーン支持用架構の解析モデルは、基礎スラブ厚中央（O.P.10.5m）より上部を立体架構モデルとし、柱及び梁の部材端部の条件は剛接、柱脚部は基礎下でピン支持とする。解析モデル、部材寸法及び応力検討箇所を図 2. 2. 1-3 に示す。ここに、使用する材質は SM490A とする。



2) 断面検討

応力解析結果を用い、断面検討は二方向の曲げを図 2. 2. 1-4 に示すように考慮する。

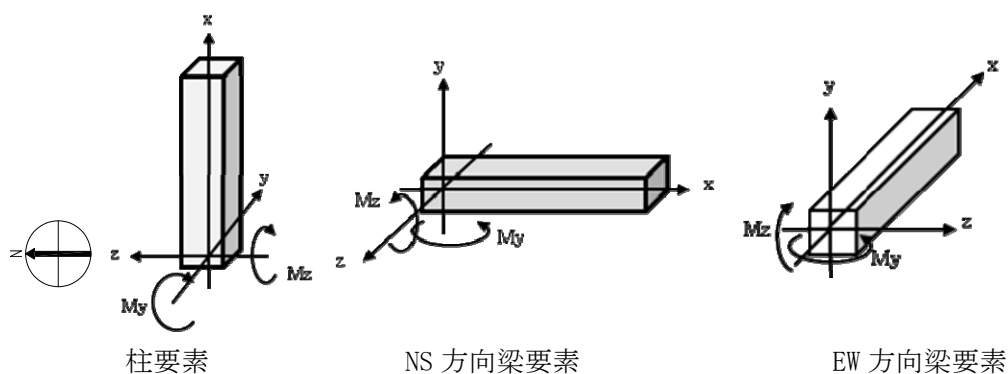


図 2. 2. 1-4 曲げモーメントの方向

応力度比の検討は「鋼構造設計規準」に従い、軸力及び曲げモーメントに対する検討は下式にて行う。

・ 軸圧縮の場合
$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_{bz} + \sigma_{by}}{f_b} \leq 1$$

・ 軸引張の場合
$$\frac{\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_c : 軸応力度 ($=N/A$)

N : 軸力, A : 断面積

σ_{bz} : 部材 z 軸方向曲げ応力度 ($=M_z/Z_z$)

M_z, Z_z : 部材 z 軸回りモーメント及び断面係数

σ_{by} : 部材 y 軸方向曲げ応力度 ($=M_y/Z_y$)

M_y, Z_y : 部材 y 軸回りモーメント及び断面係数

f_c : 許容圧縮応力度

f_b : 許容曲げ応力度

f_t : 許容引張応力度

また、せん断力に対する検討は下式にて行う。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by})^2 + 3\tau_z^2}}{f_t} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{\sqrt{(\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by})^2 + 3\tau_y^2}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

τ_z : 部材 z 軸方向せん断応力度 ($=Q_z/A_{wz}$)

Q_z, A_{wz} : 部材 z 軸方向せん断力及びせん断断面積

τ_y : 部材 y 軸方向せん断応力度 ($=Q_y/A_{wy}$)

Q_y, A_{wy} : 部材 y 軸方向せん断力及びせん断断面積

表 2.2.1-6 及び表 2.2.1-7 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。
断面検討の結果、全ての部材に対する応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 2.2.1-6 断面検討結果（常時）

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	荷重ケース (位置)*1	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
柱	1 階 3-B	B□-3000×3000 ×28×28	C (A)	曲げ Mz	37.3	216.7	0.52	OK
				曲げ My	8.4	216.7		
				圧縮 N	65.1	213.6		
				せん断 Qz	0.8	125.1		
				せん断 Qy	8.9	125.1		
梁	5 階 2-3/B	B□-3000×3000 ×28×28	C (A)	曲げ Mz	93.0	216.7	0.55	OK
				曲げ My	0.4	216.7		
				圧縮 N	19.2	214.1		
				せん断 Qz	0.4	125.1		
				せん断 Qy	20.1	125.1		

*1：クレーンの位置を示す

表 2.2.1-7 断面検討結果（地震時）

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	荷重ケース (位置)*1	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
柱	1 階 3-B	B□-3000×3000 ×28×28	E3 (A)	曲げ Mz	160.6	325.0	0.86	OK
				曲げ My	31.9	325.0		
				圧縮 N	79.5	320.4		
				せん断 Qz	7.9	187.6		
				せん断 Qy	37.1	187.6		
梁	5 階 2-3/B	B□-3000×3000 ×28×28	E3 (A)	曲げ Mz	93.1	325.0	0.55	OK
				曲げ My	58.9	325.0		
				圧縮 N	20.0	321.1		
				せん断 Qz	8.3	187.6		
				せん断 Qy	20.5	187.6		

*1：クレーンの位置を示す

(3) 基礎スラブの構造強度に対する検討

1) 解析モデル

基礎スラブの応力解析は、弾性地盤上に支持された版として有限要素法を用いて行い、解析モデルは図 2. 2. 1-5 に示すように四辺形の均質等方な板要素により構成し、支持地盤は等価な弾性ばねとしてモデル化する。

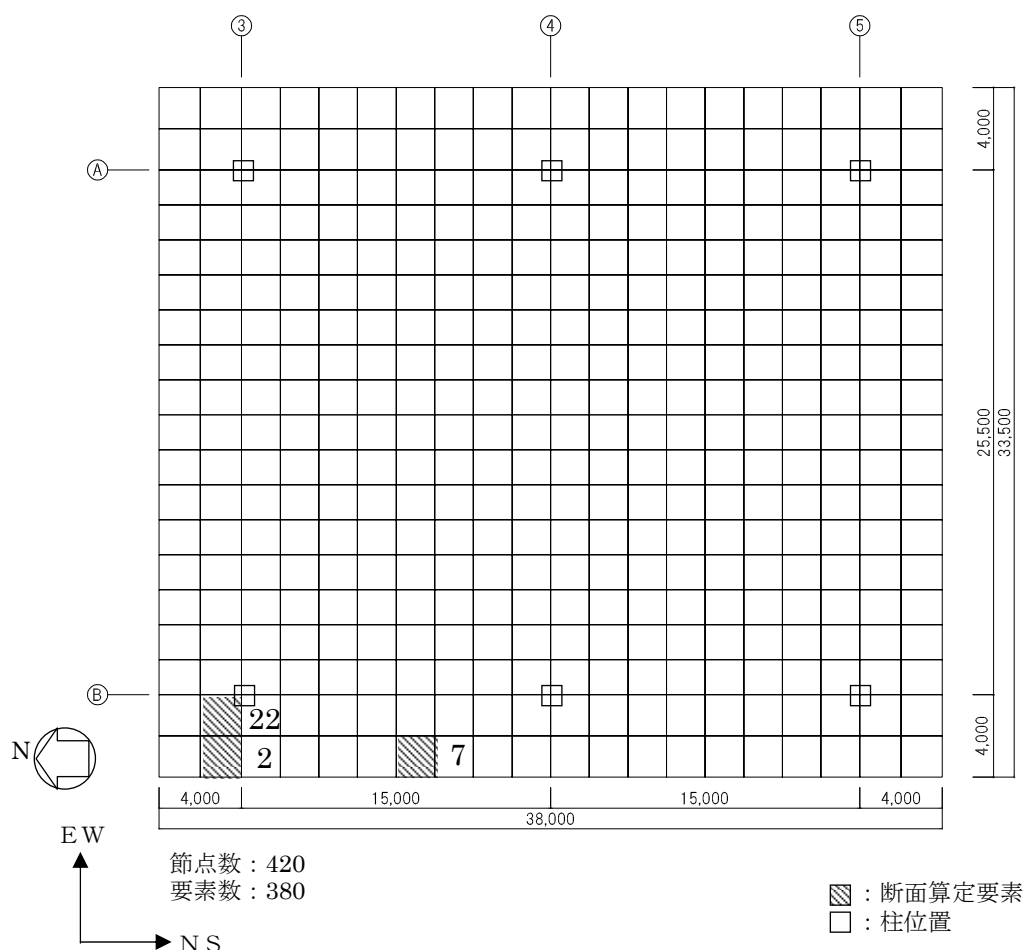


図 2. 2. 1-5 解析モデル図 (単位 : mm)

2) 断面検討

組合せた応力より、各要素の必要鉄筋比を「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」より求め、設計配筋が必要鉄筋比を上回ること及び面外せん断力が許容せん断力以下であることを確認する。必要鉄筋比が最大となる要素と設計面外せん断力と許容せん断力との比が最大になる要素の断面検討結果を表 2. 2. 1-8 に示し、必要鉄筋比が最大となる要素を含む EW 方向の配筋図を図 2. 2. 1-6 に示す。

断面検討の結果、設計配筋は必要鉄筋比を上回り、また面外せん断力は許容せん断力以下であることを確認した。

表 2.2. 1-8 基礎スラブの断面算定表

要素 番号	方向	荷重 ケース (位置) ^{*1}	設計応力		$N/(b \cdot D)^{*2}$ ($\times 10^{-2} \text{N/mm}^2$)	$M/(b \cdot D^2)$ ($\times 10^{-2} \text{N/mm}^2$)	P_t (%)	a_t (mm^2/m)	設計配筋 上段：上端筋 [断面積 mm^2/m] (pt:%) 下段：下端筋 [断面積 mm^2/m] (pt:%)	荷重 ケース (位置) ^{*1}	設計面外 せん断力 Q (kN/m)	許容 せん断力 $f_s \cdot b \cdot j$ (kN/m)	判定
			N^{*2} (kN/m)	M ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)									
2	NS	C (A)	-53	2397	-1.4	15.0	0.09	3600	D38@200+D38@400 [8550] (0.21) D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	C (C)	126	2627	OK
		E3 (A)	-264	2643	-6.6	16.6	0.06	2400		E1 (C)	215	3940	OK
	EW	C (A)	16	1589	0.4	10.0	0.06	2400	3-D38@200 [17100] (0.43) 2-D38@200 [11400] (0.29)	C (A)	1583	2627	OK
		E3 (A)	110	2111	2.8	13.2	0.03	1200		E3 (A)	1925	3940	OK
7	NS	C (A)	47	3678	1.2	23.0	0.13	5200	D38@200+D38@400 [8550] (0.21) 1-D38@200 [5700] (0.14)	C (C)	245	2627	OK
		E2 (A)	29	3932	0.8	24.6	0.07	2800		E2 (C)	396	3940	OK
	EW	C (C)	-2	40	-0.1	0.3	0.00	0	1-D38@200 [5700] (0.14) 1-D38@200 [5700] (0.14)	C (B)	135	2627	OK
		E4 (A)	-26	112	-0.7	0.7	0.00	0		E2 (A)	154	3940	OK
22	NS	C (A)	13	2582	0.4	16.2	0.09	3600	D38@200+D38@400 [8550] (0.21) D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	C (C)	104	2627	OK
		E2 (A)	239	4038	6.0	25.3	0.06	2400		E1 (C)	541	3940	OK
	EW	C (A)	77	2818	2.0	17.7	0.10	4000	3-D38@200 [17100] (0.43) 2-D38@200 [11400] (0.29)	C (C)	575	2627	OK
		E3 (A)	470	4754	11.8	29.8	0.07	2800		E4 (A)	1227	3940	OK

*1： クレーンの位置を示す

*2： 圧縮を正とする

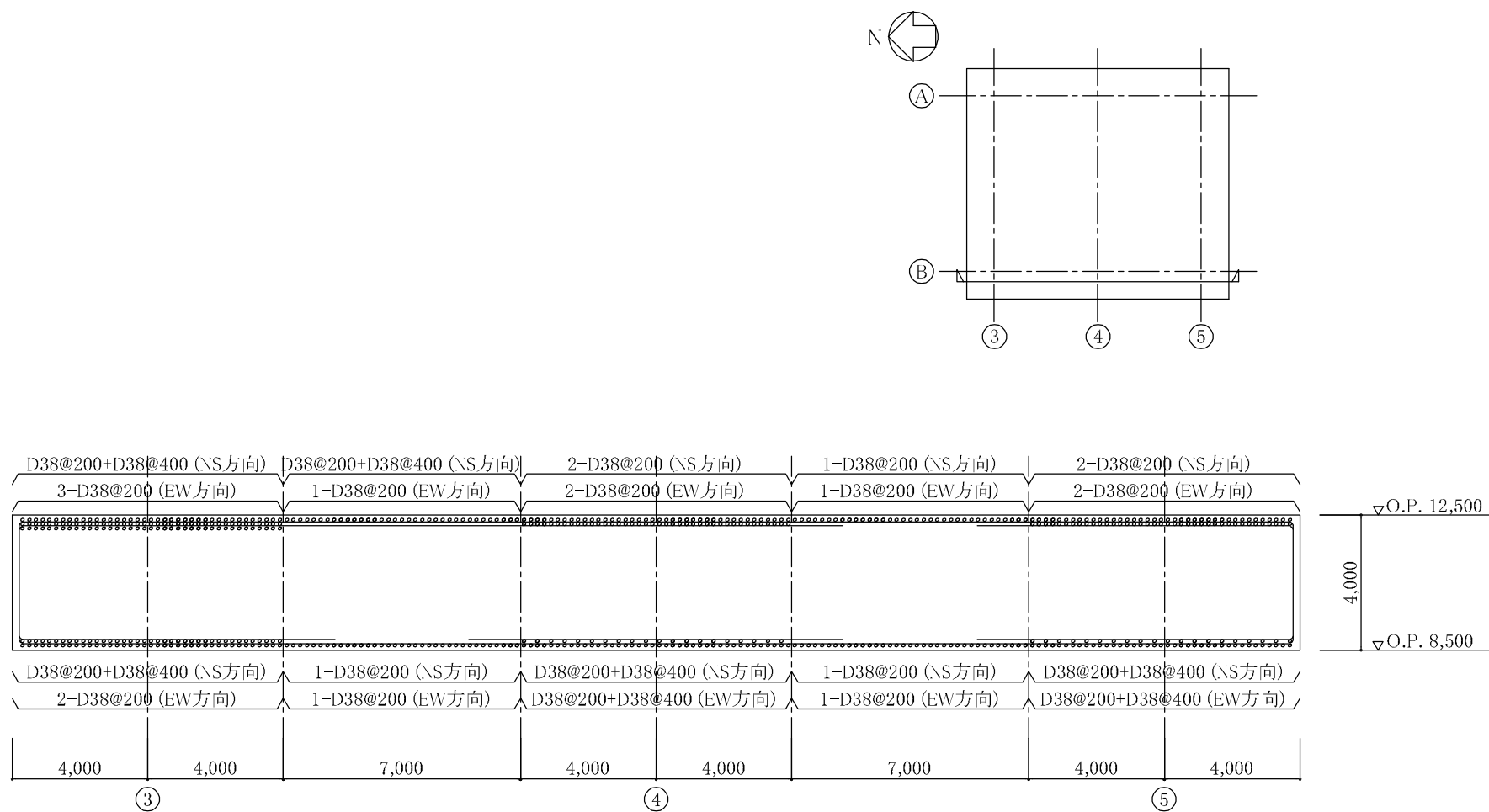


図 2.2.1-6 基礎スラブの配筋図 (B 通り) (単位 : mm)

(4) 改良地盤の構造強度に対する検討

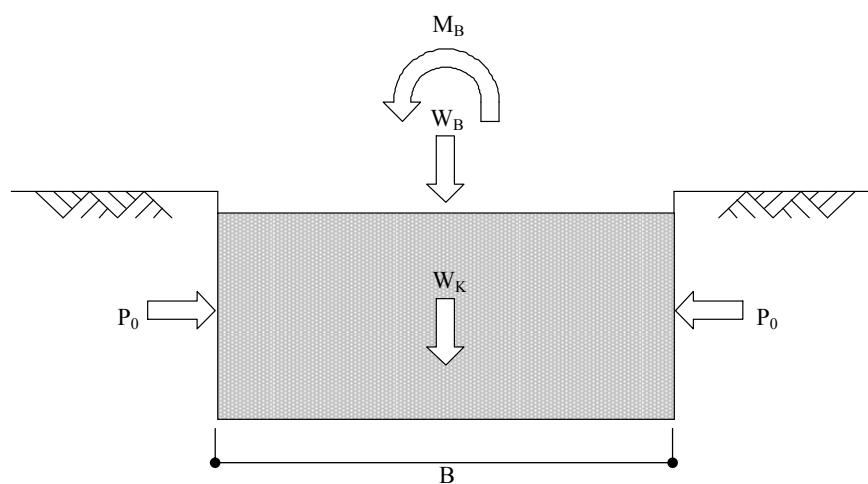
1) 設計方針

クレーン支持用架構を支持する改良地盤は、基礎スラブ直下の地盤を南北方向に 38.0m，東西方向に 33.5m，改良厚さ 10.5m とし，O.P. -2.0m の泥岩に支持する。検討は「JEAC4616-2009」に準拠し，常時及び地震時の改良地盤に生じる最大応力が許容応力度以下であることを確認する。さらに，改良地盤直下の支持地盤の支持力に対して，常時及び地震時の改良地盤に生じる最大接地圧が許容支持力度以下であることを確認する。

2) 常時に対する検討

・改良地盤の検討

常時において，改良地盤底面に生じる最大接地圧が改良地盤の長期許容圧縮応力度以下であることを確認する。図 2.2.1-7 に作用荷重を示す。



W_B : 架構荷重＋基礎スラブ荷重＋地盤アンカー荷重

W_K : 改良地盤の自重

M_B : 架構の偏心による転倒モーメント

P_0 : 長期設計用土圧

B : 改良幅

図 2.2.1-7 作用荷重（常時）

改良地盤の荷重負担範囲は、面積 $A=1273\text{m}^2$ 、断面係数 $Z=8062\text{m}^3$ となり、改良地盤底面に生じる最大接地圧は下式にて求める。

鉛直力の合計	$\Sigma W=W_B+W_K=607373\text{kN}$
転倒モーメントの合計	$\Sigma M=M_B=666480\text{kNm}$
改良地盤の最大接地圧	$q_r = \Sigma W/A + \Sigma M/Z=560\text{kN/m}^2$

改良地盤に生じる最大接地圧 (q_r) は、改良地盤の長期許容圧縮応力度 (Lf_{sc}) 以下であることを確認した。

$$q_r = 560\text{kN/m}^2 \leq Lf_{sc} = 750\text{kN/m}^2$$

・支持力の検討

改良地盤底面に生じる最大接地圧 (q_r) が、改良地盤直下の支持地盤の長期許容支持力度 (Lq_a) 以下であることを確認した。

改良地盤の最大接地圧	$q_r = 560\text{kN/m}^2$
支持地盤の長期許容支持力度	$Lq_a = 1960\text{ kN/m}^2$

$$q_r = 560\text{kN/m}^2 \leq Lq_a = 1960\text{ kN/m}^2$$

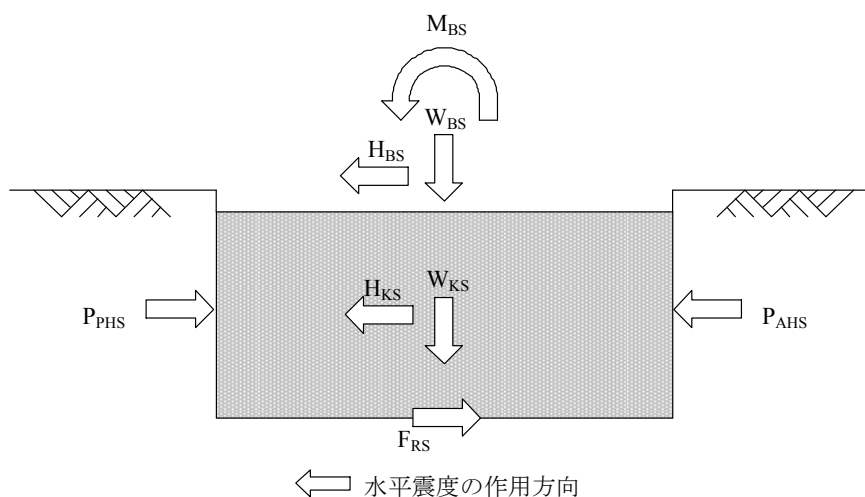
・沈下の検討

支持地盤は泥岩（岩盤）であるため、沈下の検討は不要である。

3) 地震時に対する検討

・改良地盤の検討

地震時において，改良地盤底面の最大接地圧及びせん断応力が，改良地盤の短期許容応力度以下であることを確認する。図 2. 2. 1-8 に作用荷重を示す。



W_{BS} ：架構荷重＋基礎スラブ荷重＋地盤アンカー荷重

W_{KS} ：改良地盤の自重

H_{BS} ：架構による水平力＋基礎スラブによる水平力

M_{BS} ：架構と基礎スラブによる改良地盤底面における転倒モーメント

H_{KS} ：改良地盤の慣性力（地中震度 0.15）

P_{AHS} ：地震時主働土圧による水平力

P_{PHS} ：地震時受働土圧による水平力

F_{RS} ：支持地盤のせん断抵抗力

図 2. 2. 1-8 作用荷重（地震時）

改良地盤の荷重負担範囲は、面積 $A=1273\text{m}^2$ 、断面係数 $Z=8062\text{m}^3$ となり、改良地盤底面の最大接地圧 (q_{1S}) 及び最大せん断応力 ($\tau_{\max}$) は下式にて求める。

$$\begin{aligned} \text{鉛直力の合計} & \quad \Sigma W = W_{BS} + W_{KS} = 607373\text{kN} \\ \text{水平力の合計} & \quad \Sigma H = H_{BS} + H_{KS} + P_{AHS} + P_{PHS} = 94687\text{kN} \\ \text{転倒モーメントの合計} & \quad \Sigma M = M_{BS} + M_{KS} + M_{AHS} + M_{PHS} = 1944139\text{kNm} \\ & \quad \text{ここに, } M_{KS} : \text{改良地盤の転倒モーメント} \\ & \quad M_{AHS} : \text{地震時主働土圧による転倒モーメント} \\ & \quad M_{PHS} : \text{地震時受働土圧による転倒モーメント} \\ \text{改良地盤底面の最大接地圧} & \quad q_{1S} = \Sigma W/A + \Sigma M/Z = 719\text{kN/m}^2 \\ \text{改良地盤底面の最大せん断応力} & \quad \tau_{\max} = 1.2 \times \Sigma H/A = 90\text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

改良地盤底面の最大接地圧 (q_{1S}) 及び最大せん断応力 ($\tau_{\max}$) は短期許容応力度 ($s f_{sc}$ 及び $s f_{ss}$) 以下であることを確認した。

$$\begin{aligned} q_{1S} = 719\text{kN/m}^2 & \leq s f_{sc} = 1502\text{ kN/m}^2 \\ \tau_{\max} = 90\text{kN/m}^2 & \leq s f_{ss} = 229\text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

・支持力の検討

改良地盤底面に生じる最大接地圧 (q_{1S}) が、改良地盤直下の支持地盤の短期許容支持力度 ($s q_a$) 以下であることを確認した。

$$\begin{aligned} \text{改良地盤の最大接地圧} & \quad q_{1S} = 719\text{kN/m}^2 \\ \text{支持地盤の短期許容支持力度} & \quad s q_a = 3920\text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{1S} = 719\text{kN/m}^2 \leq s q_a = 3920\text{ kN/m}^2$$

(5) 外装材の構造強度に対する検討

1) 設計方針

クレーン支持用架構の屋根面及び側面を覆う外装材は、鋼板パネルを用いる。設計荷重は暴風時の影響が支配的であることから積雪時及び地震時の検討は省略し、暴風時の応力が短期許容応力度以下になることを確認する。なお、許容応力度は製造メーカーの推奨値を、屋根面のたわみは「鋼板製屋根構法標準（SSR2007）」（社団法人日本金属屋根協会，2007），壁面のたわみは「建築工事標準仕様書・同解説 JASS14 カーテンウォール工事」に準じて設定した。

2) 設計用荷重

設計用風圧力は、平均速度圧にピーク風力係数を乗じて算出する。速度圧の算定結果を表 2.2.1-9 に、ピーク風力係数を表 2.2.1-10 に示し、風力係数の算定箇所のイメージを図 2.2.1-9 に示す。

表 2.2.1-9 速度圧の算定結果

建物高さ* H (m)	平均風速の 鉛直分布係数 Er	基準風速 Vo (m/s)	平均速度圧 q (N/m ²)
52.73	1.28	30	885

*： 建物高さは、軒高さ（52.34m）と最高高さ（53.12m）の平均値とした

表 2.2.1-10 ピーク風力係数

建物高さ* H (m)	屋根面			壁面	
	一般部	周縁部	隅角部	一般部	隅角部
52.73	-2.5	-3.2	-4.3	-2.11	-2.62

*： 建物高さは、軒高さ（52.34m）と最高高さ（53.12m）の平均値とした

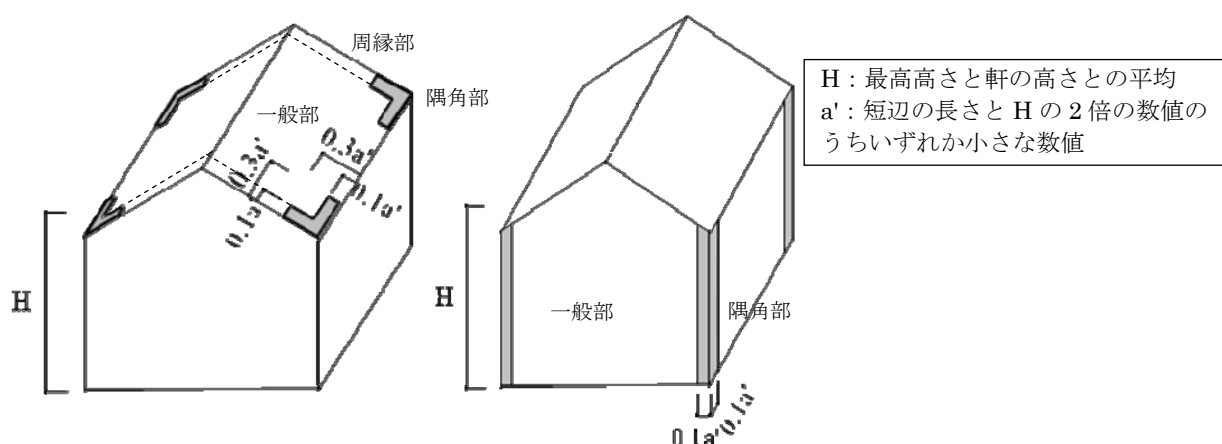


図 2.2.1-9 風力係数の算定箇所のイメージ

3) 外装材の強度検討

検討は応力が厳しくなる図 2. 2. 1-9 に示す隅角部について行う。ここでは、鋼板パネルの自重は考慮しないものとする。

a. 屋根材

鋼板パネルは下地材の間隔が 1.8m で連続支持されているものとし、暴風時の応力度とたわみに対して検討を行う。屋根材の材料諸元を表 2. 2. 1-11 に示す。

表 2. 2. 1-11 屋根材の材料諸元

表面材						芯材		
ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	せん断 断面積 As (mm ²)	形状係数	許 容 応力度 f _b (N/mm ²)	断面係数 Z (mm ³)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	断面積 A (mm ²)	形状係数
2.06×10 ⁵	7.92×10 ⁴	210.7	0.022	59.8	26.3×10 ³	3.92	4.40×10 ⁴	1.2

・応力度に対する検討

$$M = w \times L^2 / 8 = (0.885 \times 4.3) \times 1.8^2 / 8 = 1.542 \text{ kNm}$$

$$\sigma_b = M / Z = 1.542 \times 10^6 / 26.3 \times 10^3 = 58.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{58.7}{59.8} = 0.982 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

・たわみの検討

たわみ量は曲げ変形成分（δ_M）とせん断変形成分（δ_Q）の和で評価し、屋根材の短期許容変形（1/300）*以下であることを確認する。

*：「鋼板製屋根構法標準（SSR2007）」（社団法人日本金属屋根協会，2007）による

$$\delta = \delta_M + \delta_Q = 0.220 + 0.302 = 0.522 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta}{L} = \frac{0.522}{180} = \frac{1}{344} \leq \frac{1}{300} \quad \dots \text{OK}$$

検討の結果、作用応力は屋根材の短期許容応力度以下であり、たわみは屋根材の短期許容変形以下であることを確認した。

b. 壁材

鋼板パネルは下地材の間隔が 1.2m で連続支持されているものとし，暴風時の応力とたわみに対して検討を行う。壁材の材料諸元を表 2. 2. 1-12 に示す。

表 2. 2. 1-12 壁材の材料諸元

表面材				芯材		
ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	許容 応力度 f _b (N/mm ²)	断面係数 Z (mm ³)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	断面積 A (mm ²)	形状係数
2.06×10 ⁵	7.92×10 ⁴	58.8	17.0×10 ³	4.90	35000	1.2

・応力度に対する検討

$$M = w \times L^2 / 8 = (0.885 \times 2.62) \times 1.2^2 / 8 = 0.418 \text{ kNm}$$

$$\sigma_b = M / Z = 0.418 \times 10^6 / 17.0 \times 10^3 = 24.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{24.6}{58.8} = 0.419 \leq 1.0 \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \text{OK}$$

・たわみの検討

たわみ量は曲げ変形成分（δ_M）とせん断変形成分（δ_Q）の和で評価し，壁材の短期許容変形（1/300）*以下であることを確認する。

*：「建築工事標準仕様書・同解説 JASS14 カーテンウォール工事」による

$$\delta = \delta_M + \delta_Q = 0.075 + 0.293 = 0.368 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta}{L} = \frac{0.368}{120} = \frac{1}{326} \leq \frac{1}{300} \quad \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \text{OK}$$

検討の結果，作用応力は壁材の短期許容応力度以下であり，たわみは壁材の短期許容変形以下であることを確認した。

2.2.2 耐震性

(1) 検討方針

耐震性の検討は、クレーン支持用架構、基礎スラブ、改良地盤及び地盤アンカーについて行い、基準地震動 S_s に対して、クレーン支持用架構、基礎スラブ、改良地盤及び周辺地盤の応答性状を適切に表現できる地震応答解析モデルを設定して実施する。

(2) 架構の耐震性に対する検討

1) 解析に用いる入力地震動

検討用地震動は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」（平成 20 年 3 月 31 日 東京電力株式会社）にて作成した解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を用いる。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 2.2.2-1 に示す。モデルに入力する地震動は一次元波動論に基づき、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価する。解放基盤表面位置（O.P. -196.0m）における基準地震動 S_s -1, S_s -2 及び S_s -3 の加速度時刻歴波形を図 2.2.2-2(1) 及び図 2.2.2-2(2) に示す。

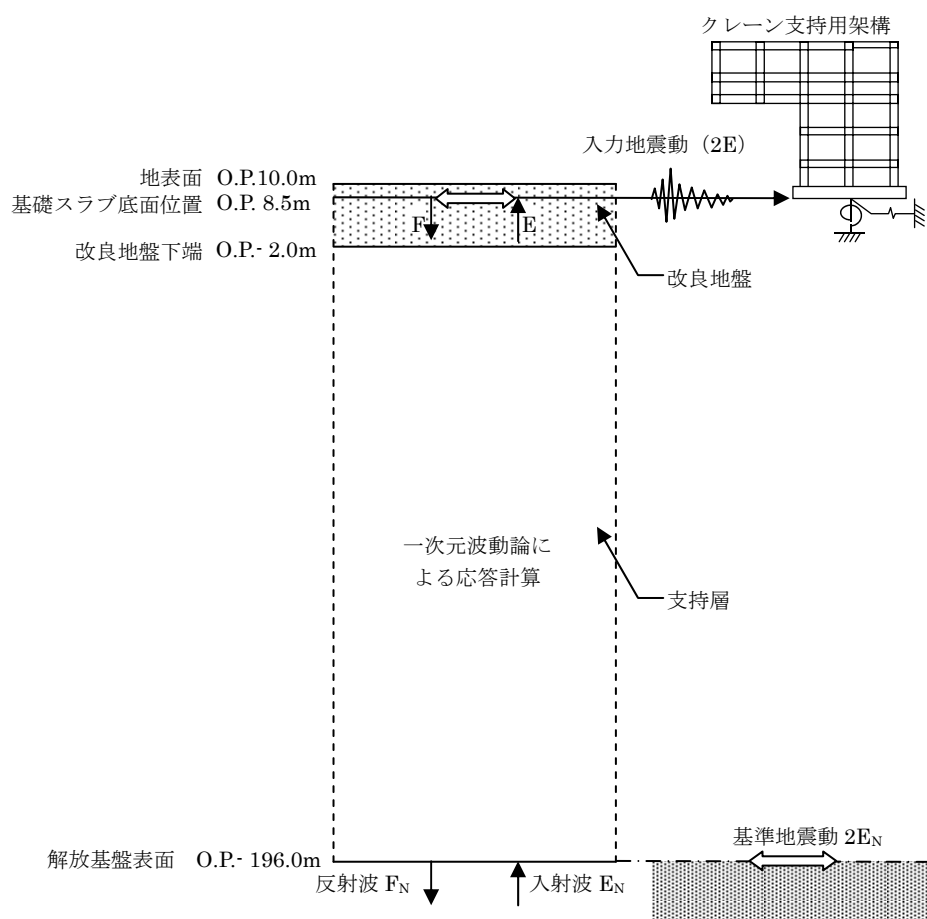
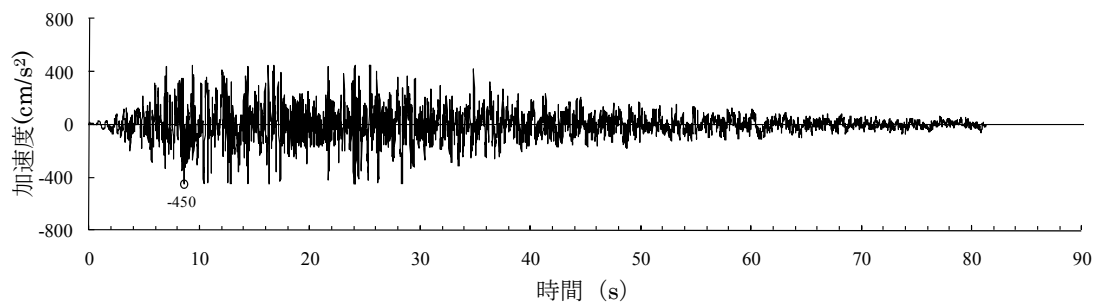
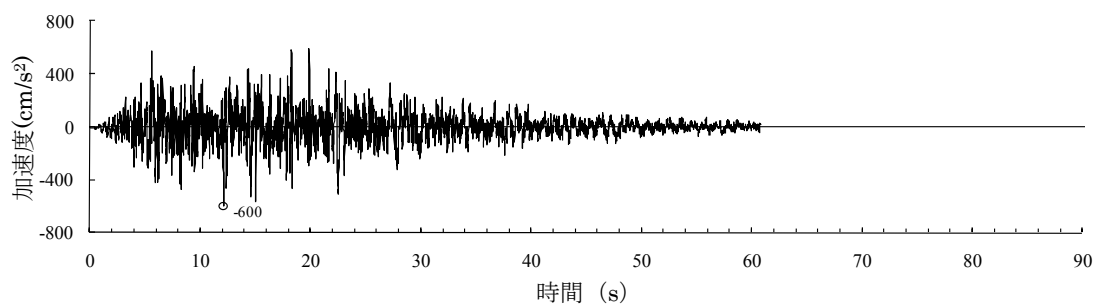


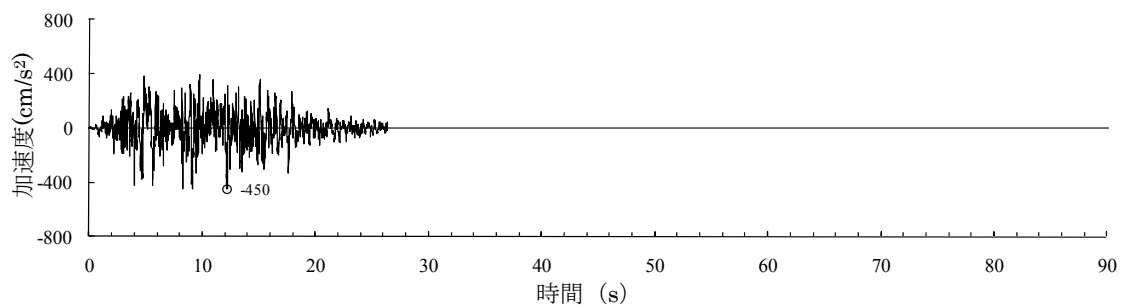
図 2.2.2-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(Ss-1H)



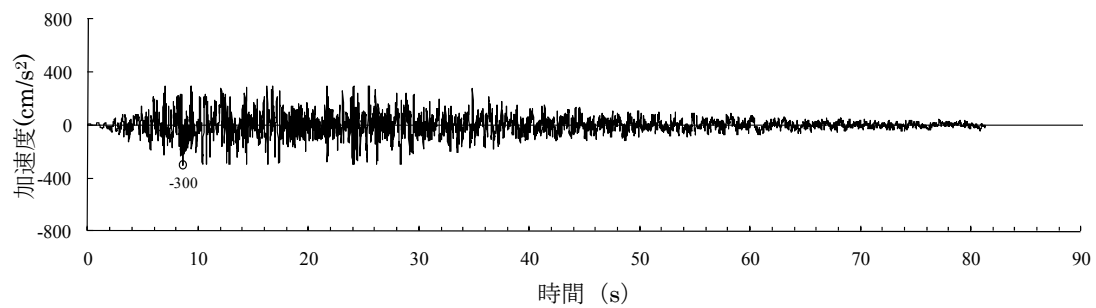
(Ss-2H)



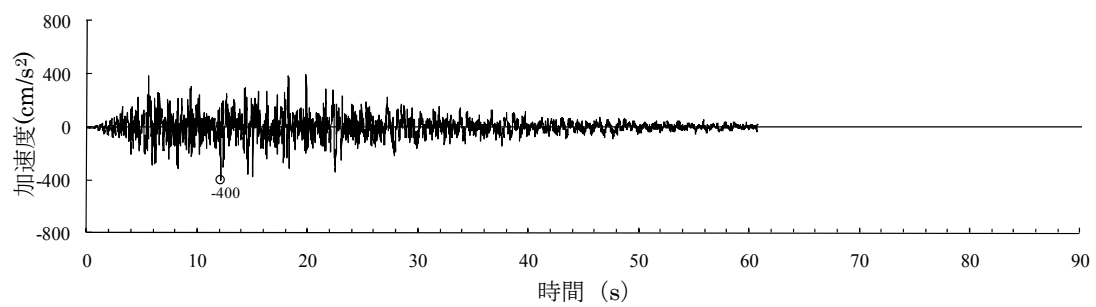
(Ss-3H)

○印は最大値を示す

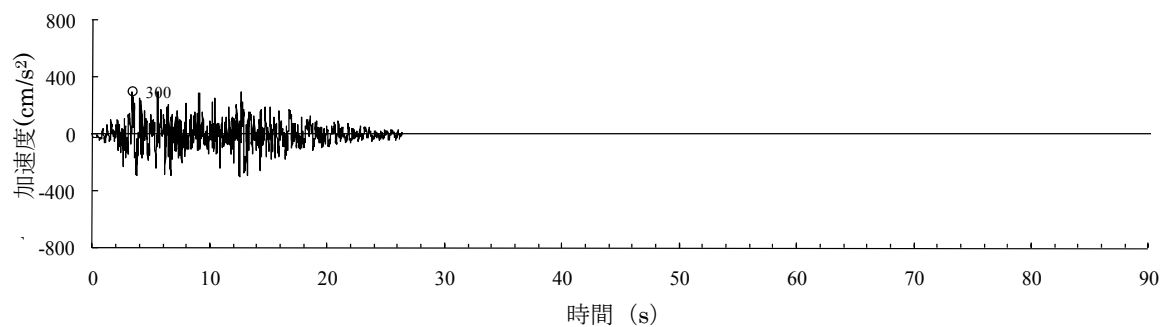
図 2. 2. 2-2(1) 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(水平方向)



(Ss-1V)



(Ss-2V)



(Ss-3V)

○印は最大値を示す

図 2. 2. 2-2 (2) 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(鉛直方向)

2) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、図 2.2.2-3 に示す柱及び梁を立体的にモデル化した立体架構モデルとし、地盤を等価ばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。

地震応答解析に用いる物性値を表 2.2.2-1 に、層間変形角が最大となるクレーンを北端に設置した場合の地震応答解析モデルの質点重量を表 2.2.2-2 に、クレーン支持用架構の復元力特性の設定を図 2.2.2-4 に示す。復元力特性の設定は「鋼構造塑性設計指針」に準じた。

地震応答解析に用いる地盤定数は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」（平成 20 年 3 月 31 日 東京電力株式会社）を参考に、水平成層地盤と仮定し地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。改良地盤の諸元を表 2.2.2-3 に、地盤のひずみ依存性を図 2.2.2-5 に、地盤定数の設定結果を表 2.2.2-4 に示す。基礎底面の地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示されている手法を参考にして、地盤を成層補正し振動アドミタンス理論により評価した。

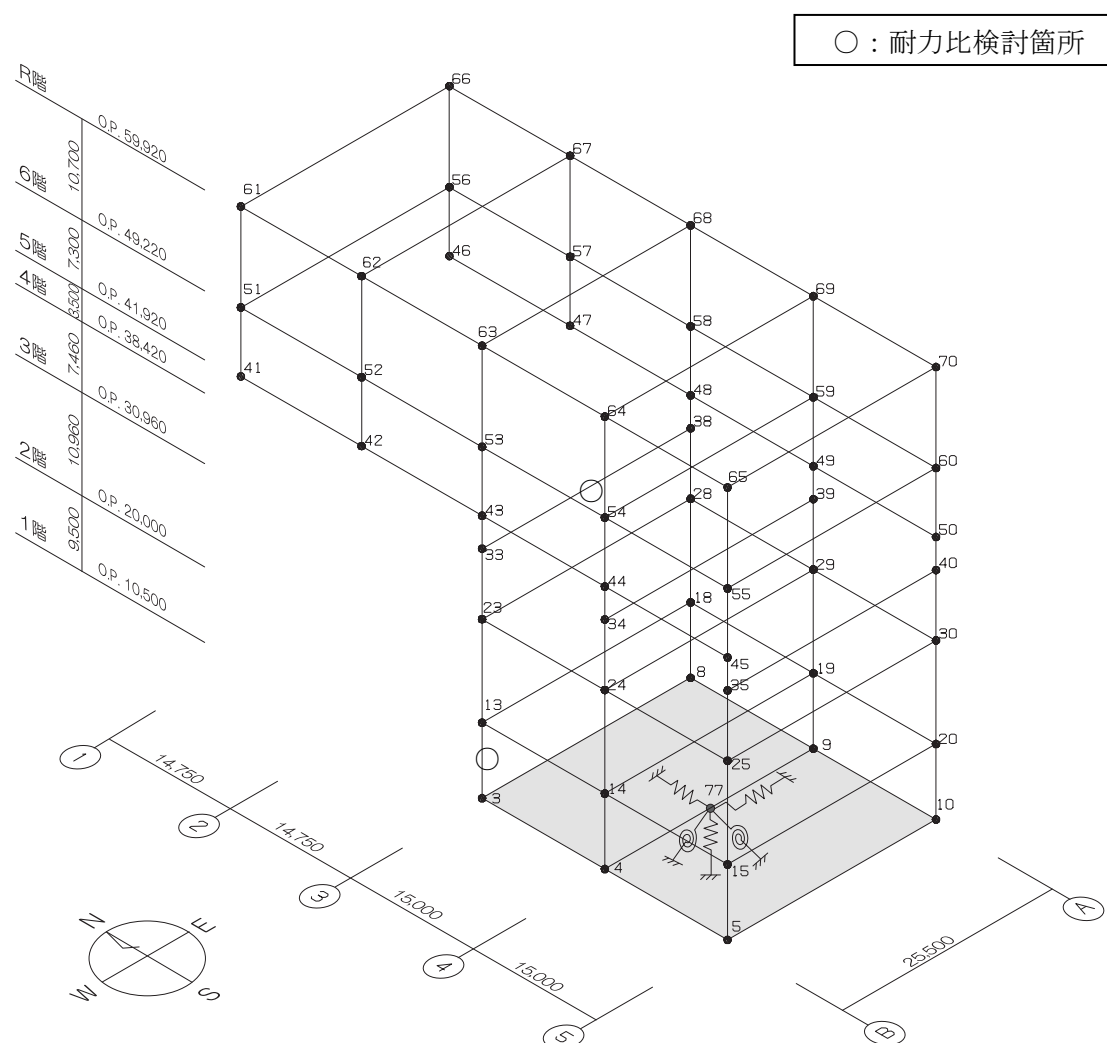


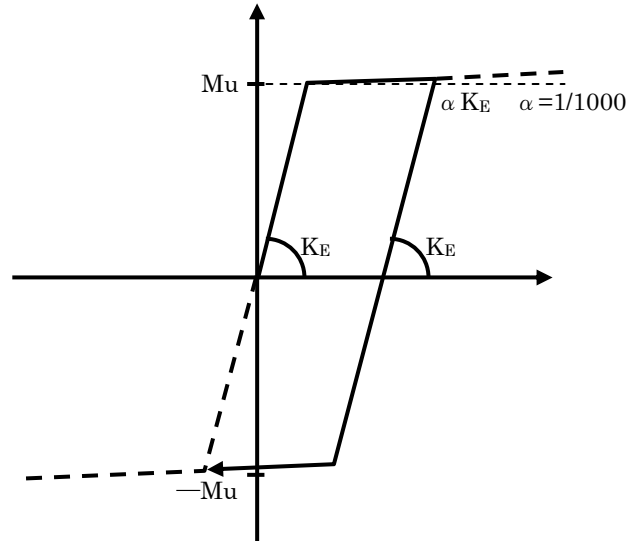
図 2.2.2-3 クレーン支持用架構の地震応答解析モデル（単位：mm）

表 2. 2. 2-1 地震応答解析に用いる物性値

部位	材料	ヤング係数 E(N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	減衰定数 h (%)	備考
クレーン支持 用架構	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0	2	SM490A
基礎スラブ	コンクリート	2.44×10 ⁴	0.2	24.0	5	設計基準強度 30(N/mm ²)

表 2. 2. 2-2 地震応答解析モデルにおける質点重量

階	節点番号	重量(kN)	階	節点番号	重量(kN)
R	61	1129	4	33	2235
	62	1221		34	2135
	63	1225		35	374
	64	1200		38	2176
	65	502		39	1726
	66	1132		40	374
	67	1225	3	23	897
	68	1229		24	1647
	69	1202		25	635
	70	503		28	819
6	51	2152		29	1178
	52	1894		30	607
	53	1094	2	13	1044
	54	1567		14	1722
	55	718		15	700
	56	1629		18	920
	57	1538		19	1315
	58	1094		20	689
	59	1375	1	3	26894
	60	718		4	41540
5	41	393		5	21558
	42	600		8	26896
	43	657		9	41034
	44	598		10	21268
	45	321		77	0
	46	377	合 計		229924
	47	605			
	48	700			
	49	622			
	50	321			



ここに,

M_u : 全塑性モーメント

$$M_{uy} = \left\{ A_{fy}(b - t_1)\sigma_y + \frac{1}{4}A_{wy}(b - 2t_1)\sigma_y \right\} \quad M_{uz} = \left\{ A_{fz}(d - t_2)\sigma_y + \frac{1}{4}A_{wz}(d - 2t_2)\sigma_y \right\}$$

$$A_{fy} = d \cdot t_1$$

$$A_{fz} = b \cdot t_2$$

$$A_{wy} = 2 \cdot (b - 2 \cdot t_1) \cdot t_2$$

$$A_{wz} = 2 \cdot (d - 2 \cdot t_2) \cdot t_1$$

$$A = b \cdot d - (b - 2 \cdot t_1) \cdot (d - 2 \cdot t_2) \quad \sigma_y : \text{降伏強度}$$

なお, せん断耐力は下式とする。

Q_u : せん断耐力

$$Q_{uy} = \frac{1}{\sqrt{3}} A_{wz} \cdot \sigma_y \quad Q_{uz} = \frac{1}{\sqrt{3}} A_{wy} \cdot \sigma_y$$

$$A_{fy} = d \cdot t_1$$

$$A_{fz} = b \cdot t_2$$

$$A_{wy} = 2 \cdot (b - 2 \cdot t_1) \cdot t_2$$

$$A_{wz} = 2 \cdot (d - 2 \cdot t_2) \cdot t_1$$

$$A = b \cdot d - (b - 2 \cdot t_1) \cdot (d - 2 \cdot t_2) \quad \sigma_y : \text{降伏強度}$$

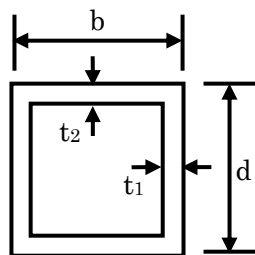


図 2.2.2-4 クレーン支持用架構の復元力特性の設定

表 2. 2. 2-3 改良地盤の諸元

せん断波速度* V_s (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比* ν	初期せん断弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)
800	17.7	0.31	11.52

*：『柏崎刈羽原子力発電所 1 号機 建物・構築物の耐震安全性評価について(指摘事項に関する回答)』(平成 22 年 2 月 19 日 東京電力株式会社), 総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会構造 WG (第 46 回) 会合資料

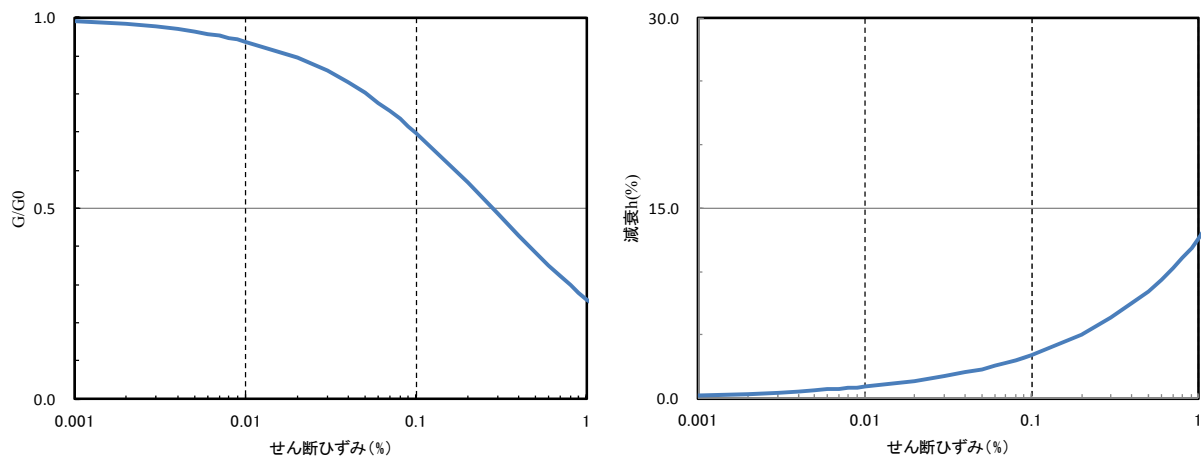


図 2. 2. 2-5 地盤のひずみ依存性(泥岩)*

*：『福島第一原子力発電所 3 号機「新耐震指針に照らした耐震安全性評価(中間報告)」に関する補足説明資料(コメント回答資料)ー建物・構築物ー』(平成 22 年 6 月 29 日 東京電力株式会社), 総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会構造 WG (第 26 回) A サブグループ会合資料

表 2. 2. 2-4 地盤定数の設定結果

(a) Ss-1

標高 O.P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0	改良地盤	800	17.7	0.310	11.43	11.52	0.99	29.94	2	12.0
-2.0										
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.97	3.41	0.87	8.70	3	8.0
-80.0		500	17.1	0.455	3.59	4.36	0.82	10.44	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.60	5.63	0.82	13.31	3	28.0
-196.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.25	3	88.0
	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

(b) Ss-2

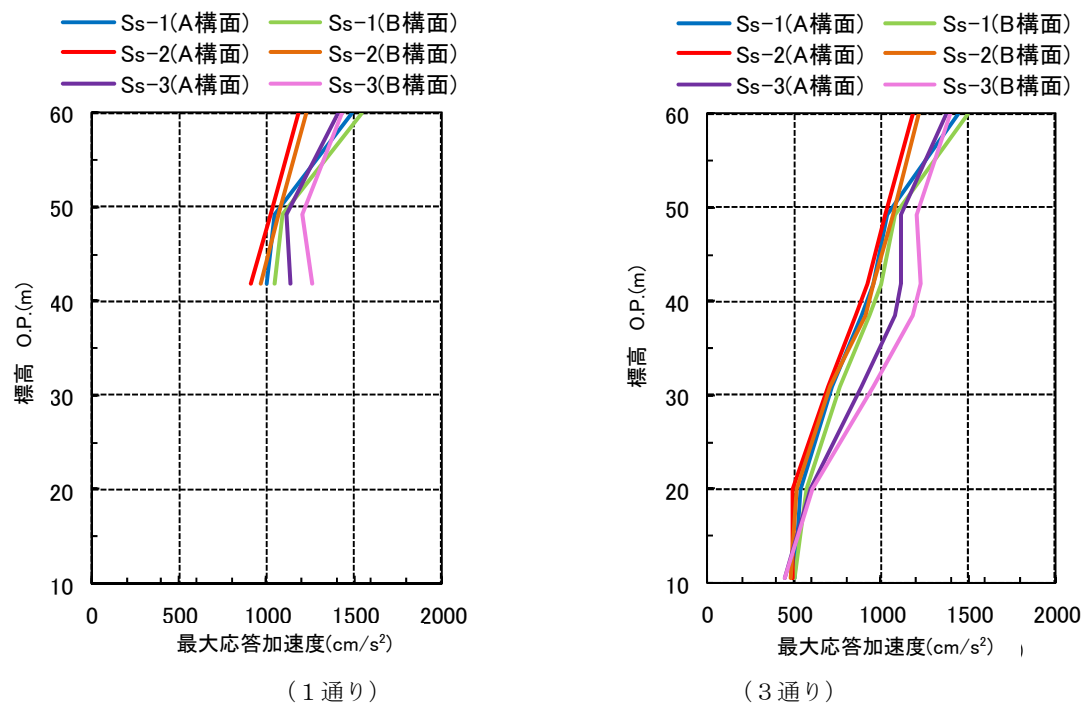
標高 O.P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0	改良地盤	800	17.7	0.310	11.43	11.52	0.99	29.94	2	12.0
-2.0										
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.98	3.41	0.87	8.72	3	8.0
-80.0		500	17.1	0.455	3.59	4.36	0.82	10.45	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.62	5.63	0.82	13.36	3	28.0
-196.0		600	17.8	0.442	5.50	6.53	0.84	15.85	3	88.0
	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

(c) Ss-3

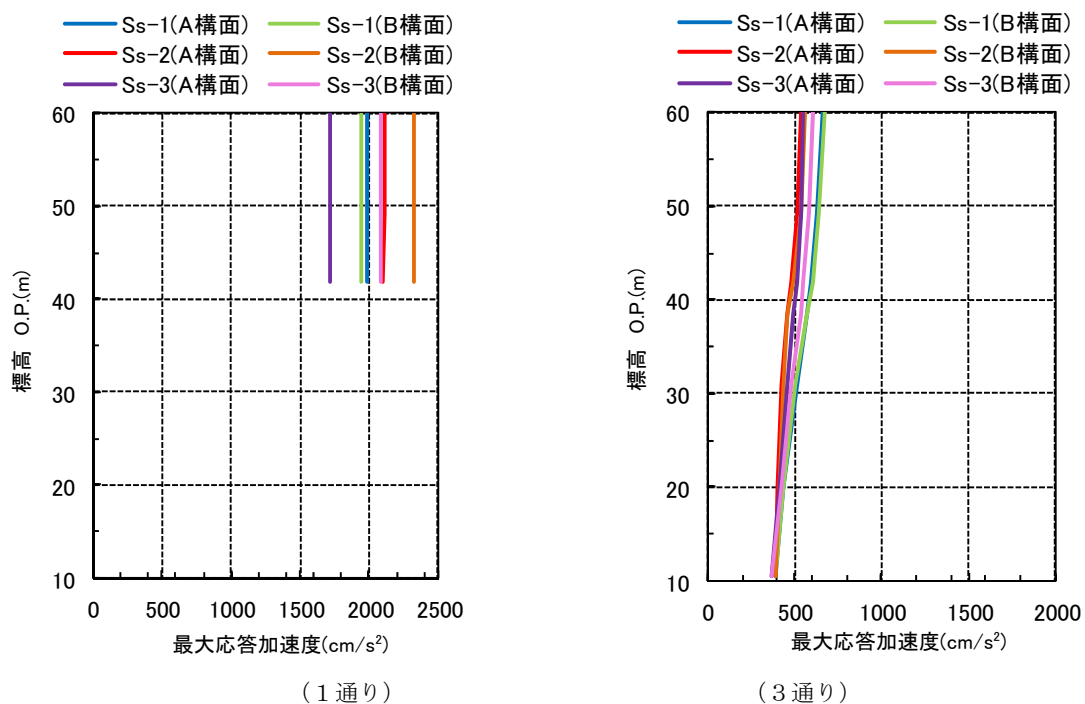
標高 O.P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0	改良地盤	800	17.7	0.310	11.44	11.52	0.99	29.98	2	12.0
-2.0										
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	3.00	3.41	0.88	8.79	3	8.0
-80.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-108.0		560	17.6	0.446	4.52	5.63	0.80	13.07	3	28.0
-196.0		600	17.8	0.442	4.97	6.53	0.76	14.34	3	88.0
	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

3) 地震応答解析結果

地震応答解析は水平方向と鉛直方向を同時入力した。最大応答加速度を図 2.2.2-6 及び図 2.2.2-7 に示す。



(a) 最大応答加速度 (水平(NS)成分)



(b) 最大応答加速度 (鉛直成分)

図 2.2.2-6 最大応答加速度 (NS 方向入力時)

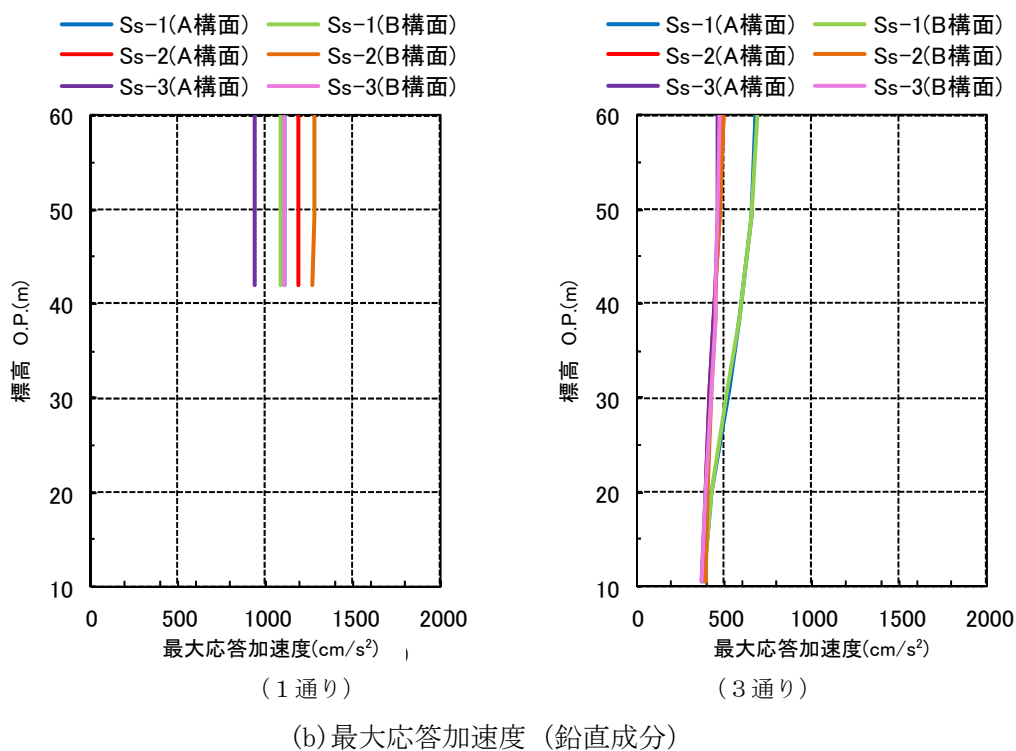
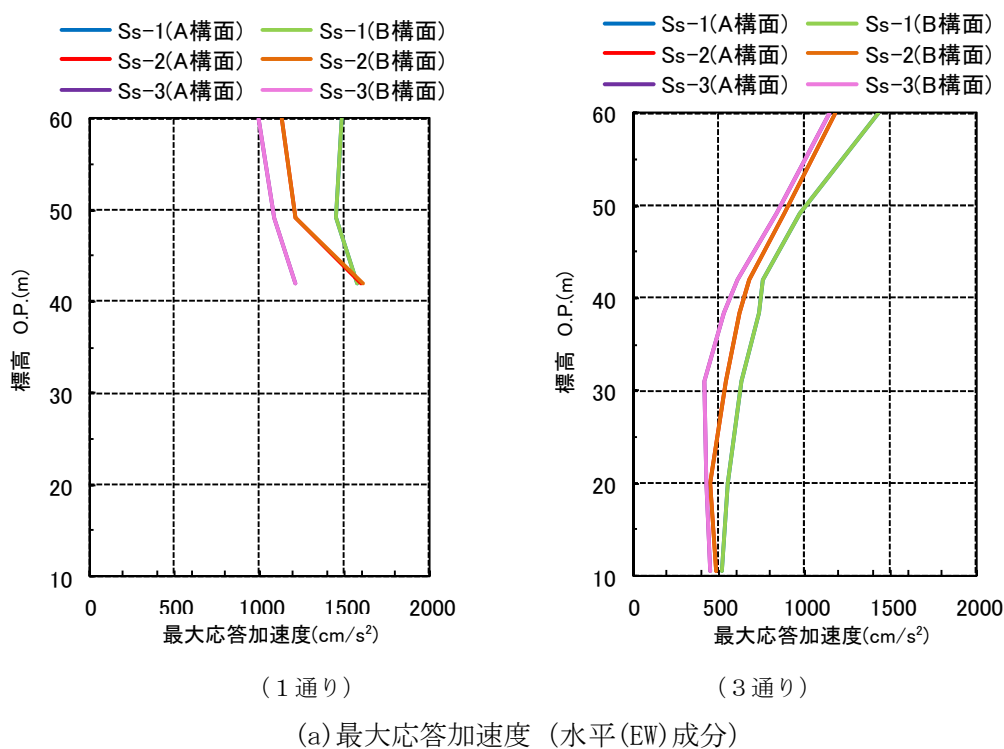


図 2. 2. 2-7 最大応答加速度 (EW 方向入力時)

4) 波及的影響の評価

地震応答解析結果が、JSCA 性能メニュー（社団法人日本建築構造技術者協会，2002 年）を参考に定めたクライテリア（「層間変形角は 1/75 以下，層の塑性率は 4 以下，部材の塑性率は 5 以下」*1 及びせん断力はせん断耐力以下）を満足することを確認する。

なお，解析結果が「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」（財団法人日本建築センター，平成 19 年 7 月 20 日）に示されるクライテリア（層間変形角は 1/100 以下，層の塑性率は 2 以下，部材の塑性率は 4 以下）を超える場合には水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し，安全性を確認する。

*1：北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，2006 年 6 月

・ 層間変形角の検討

層間変形の評価はクレーン支持用架構の剛心位置で評価し，表 2.2.2-5 に検討結果を示す。

検討の結果，層間変形角は 1/75 以下となりクライテリアを満足することを確認した。

表 2.2.2-5 層間変形角の検討結果

検討箇所	最大応答値						ｸﾗｲﾃﾘｱ	判定
	NS 方向入力時			EW 方向入力時				
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-1	Ss-2	Ss-3		
6 階	1/256	1/278	1/229	1/298	1/356	1/352	1/75	OK
5 階	1/240	1/266	1/220	1/239	1/295	1/288	1/75	OK
4 階	1/228	1/249	1/225	1/207	1/243	1/252	1/75	OK
3 階	1/194	1/205	1/199	1/196	1/233	1/237	1/75	OK
2 階	1/206	1/211	1/194	1/187	1/224	1/229	1/75	OK
1 階	1/357	1/359	1/317	1/329	1/397	1/409	1/75	OK

・塑性率の検討

部材の塑性率は、最大応答曲げモーメント時の曲率を全塑性モーメントに至る時の曲率で除した値で表される。最大曲げモーメントが全塑性モーメント以下の場合は弾性であり塑性率は1以下となる。最大応答値を全塑性モーメントまたはせん断耐力で除した値を耐力比と定義し、表 2.2.2-6 に検討結果を示す。

表 2.2.2-6 より曲げモーメント及びせん断力については、全てのケースで耐力比が1を下回ることから塑性率は1以下となり、クライテリアを満足することを確認した。

表 2.2.2-6 耐力比の検討結果

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	地震波	入力方向	耐力比		判定
柱	1 階 3-B	B□-3000×3000 ×28×28	Ss-1	EW	M_z/M_{uz}	0.85	OK
			Ss-3	NS	M_y/M_{uy}	0.86	
			Ss-3	NS	Q_z/Q_{uz}	0.27	
			Ss-1	EW	Q_y/Q_{uy}	0.37	
梁	4 階 3/A-B	B□-3000×3000 ×25×25	Ss-1	EW	M_z/M_{uz}	0.80	OK
					M_y/M_{uy}	0.01	
					Q_z/Q_{uz}	0.00	
					Q_y/Q_{uy}	0.32	

M_z : 部材 z 軸回りの曲げモーメントの最大値

M_y : 部材 y 軸回りの曲げモーメントの最大値

Q_z : 部材 z 方向のせん断力の最大値

Q_y : 部材 y 方向のせん断力の最大値

M_{uz} : 部材 z 軸回りの全塑性モーメント

M_{uy} : 部材 y 軸回りの全塑性モーメント

Q_{uz} : 部材 z 軸方向のせん断耐力

Q_{uy} : 部材 y 軸方向のせん断耐力

(3) 基礎スラブの耐震性に対する検討

1) 解析モデル

基礎スラブの応力解析は、弾性地盤上に支持された版として有限要素法を用いて行う。解析モデルは、図 2.2.2-8 に示すように四辺形の均質等方な板要素により構成し、支持地盤は等価な弾性ばねとしてモデル化する。

検討は組合せ係数法にて行い、荷重組合せケースを表 2.2.2-7 に示す。

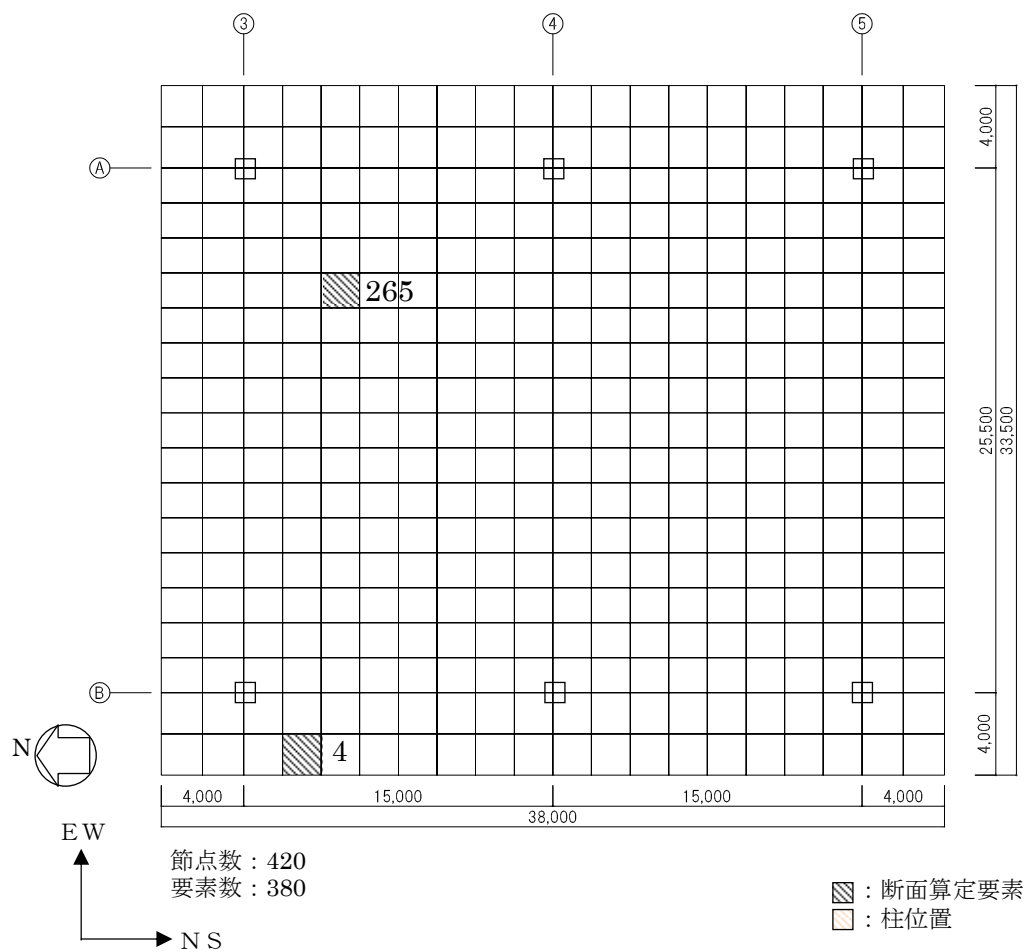


図 2.2.2-8 解析モデル図（単位：mm）

表 2.2.2-7 荷重組合せケース一覧表

荷重ケース	地震力の作用方向					
	鉛直方向		水平方向			
	上向き	下向き	N→S	S→N	E→W	W→E
Dn		○	○			
Ds		○		○		
De		○			○	
Dw		○				○
Un	○		○			
Us	○			○		
Ue	○				○	
Uw	○					○

2) 断面検討

各要素に対して、検討用応力が部材の終局耐力を下回ることを確認する。曲げ終局強度及びせん断終局強度の算定は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」による柱の終局強度算定式に準拠する。なお、鉄筋の引張強度は、平成 12 年建設省告示第 2464 号に定められた基準強度の 1.1 倍を用いる。検討用曲げモーメントを曲げ終局強度で除した値が最大となる箇所及び検討用せん断力をせん断終局強度で除した値が最大となる箇所の基礎スラブの断面検討結果を表 2.2.2-8 に示す。

断面検討の結果、検討用曲げモーメントは曲げ終局強度を下回り、検討用せん断力はせん断終局強度を下回ることを確認した。

表 2. 2. 2-8 基礎スラブの断面検討結果

要素 番号	方向	荷重 ケース	検討用応力			設計配筋 上段：上端筋 [断面積 mm ² /m] (pt:%) 下段：下端筋 [断面積 mm ² /m] (pt:%)	部材の終局強度		M/M _u	Q/Q _u	判定
			N*1 (kN/m)	M (kN・m/m)	Q (kN/m)		M _u (kN・m/m)	Q _u (kN/m)			
4	NS	D e	129	1317	3958	D38@200+D38@400 [8550] (0.21) D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	11995	6778	0.11	0.59	OK
	EW	D e	61	1415	1507	3-D38@200 [17100] (0.43) 2-D38@200 [11400] (0.29)	15772	7294	0.09	0.21	OK
265	NS	D s	24	3316	52	1-D38@200 [5700] (0.14) 1-D38@200 [5700] (0.14)	7873	2215	0.43	0.03	OK
	EW	D w	-349	4927	76	1-D38@200 [5700] (0.14) 1-D38@200 [5700] (0.14)	7267	2184	0.68	0.04	OK

*1：圧縮を正とする

(4) 改良地盤の耐震性に対する検討

1) 検討方針

検討は「JEAC 4616-2009」に準拠し、基準地震動 S_s により発生する荷重に対して許容限界を満足することを確認する。改良地盤の許容限界は、改良地盤の設計圧縮強度、せん断抵抗に対する安全率に基づき設定する。支持地盤の許容限界は、支持地盤の極限支持力に対する安全率に基づき設定する。

2) 地震応答解析モデル

応力算定用の地震応答解析モデルを図 2.2.2-9 に示す。改良地盤及び支持地盤の物性は表 2.2.2-4 を用いた。

周辺地盤の物性は、一次元波動論であらかじめ実施した等価線形解析結果をもとに改良地盤及び周辺地盤のひずみレベルに応じた等価なせん断剛性、減衰を設定した。

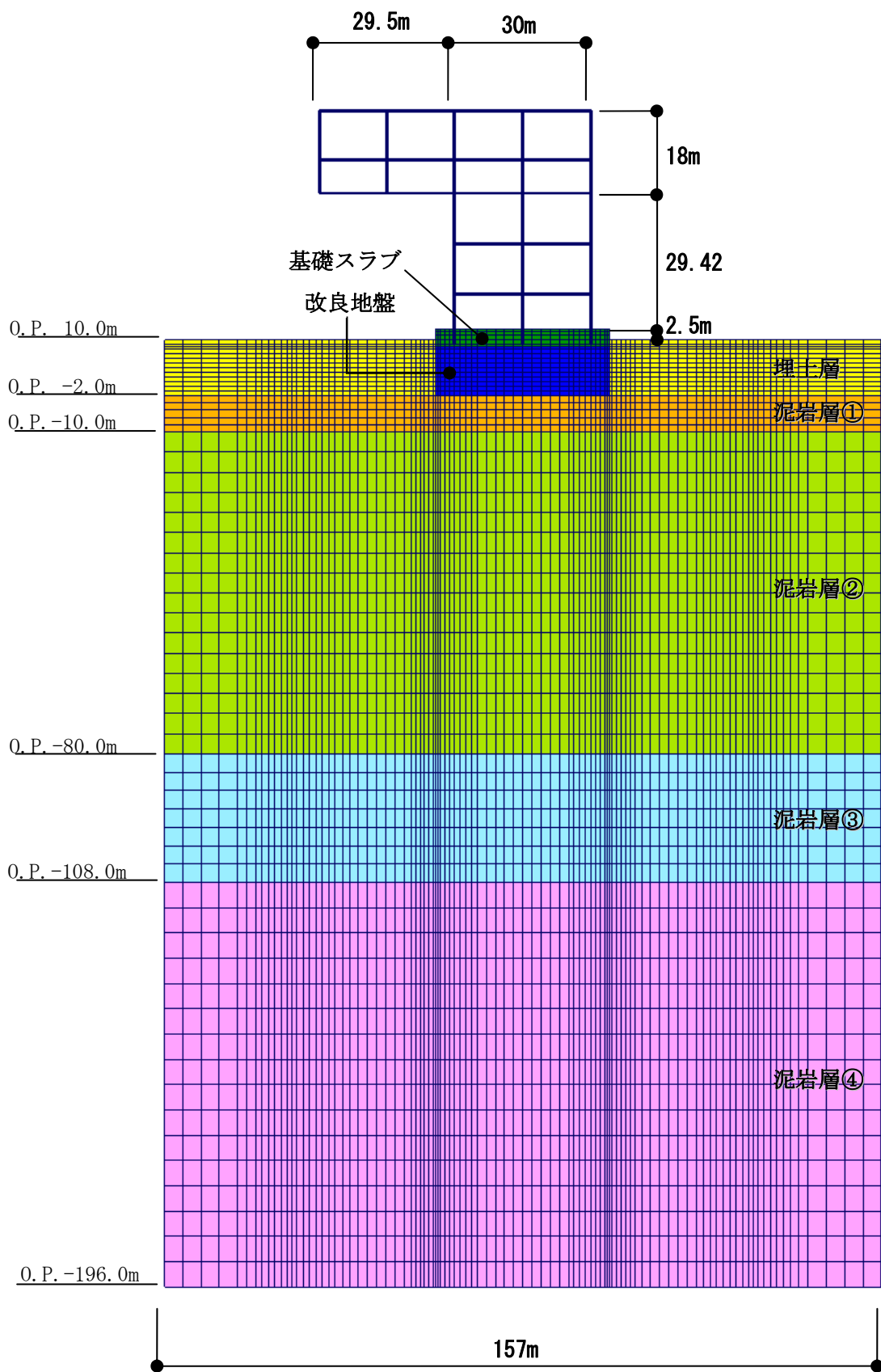


図 2.2.2-9 応力算定用地震応答解析モデル

3) 波及的影響の評価

改良地盤の評価は、「JEAC 4616-2009」に準じ、改良地盤に発生する最大応力が許容値に対して1.5以上の安全率を有していることを確認する。

・改良地盤に生じる鉛直応力に対する検討

改良地盤に作用する鉛直応力に対し改良地盤の圧縮強度の安全率が1.5以上であることを下式により確認する。

$$\frac{ssf_{sc}}{\sigma_{y\max}} \geq 1.5$$

ここで、

ssf_{sc} : 改良地盤の圧縮強度

$\sigma_{y\max}$: 有限要素解析による各要素の鉛直応力の最大値

改良地盤の圧縮強度（ ssf_{sc} ）は、「JEAC 4616-2009」により改良地盤の圧縮強度の平均値である設計圧縮強度 4498kN/m²（断面欠損 2%を考慮する）を改良地盤の圧縮強度として検討を行う。

安全率の検討結果を表 2.2.2-9 に示す。検討結果より改良地盤の圧縮強度は改良地盤の基礎スラブ直下における最大鉛直応力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

表 2.2.2-9 改良地盤の鉛直応力に対する検討結果
(改良地盤底部)

地震波	最大鉛直応力 $\sigma_{y\max}$ (kN/m ²)	圧縮強度 ssf_{sc} (kN/m ²)	安全率	クライテリア	判定
Ss-1	1809	4498	2.48	1.50	OK
Ss-2	1453	4498	3.09	1.50	OK
Ss-3	1821	4498	2.47	1.50	OK

・改良地盤に作用するせん断力に対する検討

検討は、改良地盤の基礎スラブ直下及び改良地盤下端のせん断力について行う。改良地盤上端及び下端にせん断面を想定し、各時刻（t）における改良地盤に作用する水平方向せん断力 $F_H(t)$ と改良地盤の水平抵抗力 $F_R(t)$ を評価し、そのせん断に対する安全率 $F_S(t)$ が 1.5 以上であることを下式により確認する。

$$F_S(t) = \frac{F_R(t)}{F_H(t)} \geq 1.5$$

$$F_R(t) = \sum_i F_{Ri}(t) = \sum_i \tau_{Ri}(t) \cdot l_i$$

$$F_H(t) = \sum_i F_{Hi}(t) = \sum_i \tau_{Si}(t) \cdot l_i$$

ここで、 $F_S(t)$:せん断に対する安全率

$F_R(t)$:せん断面上の地盤の水平抵抗力（kN）

$F_H(t)$:せん断面上の地盤のせん断力（kN）

$\tau_{Ri}(t)$:せん断面の解析モデル要素 i のせん断抵抗力（kN/m²）

$\tau_{Ri}(t)$ は上載圧による強度増加は無視して設定し、せん断強度 ssf_{ss} を用いる。なお、せん断破壊及び鉛直方向応力が引張状態になった地盤要素は評価しない

$\tau_{Si}(t)$:せん断面の解析モデル要素 i に作用するせん断応力（kN/m²）

l_i :解析モデル要素 i を横切るせん断面の長さ(要素 i の長さ) (m)

ssf_{ss} :改良地盤のせん断強度（kN/m²）

改良地盤のせん断強度（ ssf_{ss} ）は下式より設定する。

$$ssf_{ss} = \frac{1}{5} ssf_{sc}$$

ここで、 ssf_{ss} :688kN/m²（断面欠損 25%を考慮する）

安全率の検討結果を表 2. 2. 2-10 及び表 2. 2. 2-11 に示す。

検討結果より改良地盤の水平抵抗力は、改良地盤の基礎スラブ直下及び改良地盤下端の最大せん断力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。なお、解析は二次元でモデル化しているため、単位長さ当りのせん断力及び水平抵抗力で検討する。

表 2. 2. 2-10 改良地盤のせん断力に対する検討
(基礎スラブ下端)

地震波	最大せん断力 F_H (kN/m)	水平抵抗力 F_R (kN/m)	安全率 F_S	クォリティ	判定
Ss-1	3635	21156	5.82	1.50	OK
Ss-2	3052	22188	7.26	1.50	OK
Ss-3	3548	20640	5.81	1.50	OK

表 2. 2. 2-11 改良地盤のせん断力に対する検討
(改良地盤底部)

地震波	最大せん断力 F_H (kN/m)	水平抵抗力 F_R (kN/m)	安全率 F_S	クォリティ	判定
Ss-1	7741	24080	3.11	1.50	OK
Ss-2	7481	24424	3.26	1.50	OK
Ss-3	6494	24080	3.70	1.50	OK

4) 支持力の検討

支持力の評価は、改良地盤底部における最大鉛直応力が支持地盤の極限支持力度に対して 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

$$\frac{R_u}{V} \geq 1.5$$

ここで、 R_u : 極限鉛直支持力度
 V : 地震応答解析から得られる最大鉛直応力

検討の結果、支持地盤の極限支持力度 (6860kN/m²) *は改良地盤底部における最大鉛直応力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

*:「福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書 (4 号炉増設)」による

$$6860\text{kN/m}^2 \div 1821\text{kN/m}^2 = 3.76 \geq 1.50 \cdots \text{OK}$$

(5) 地盤アンカーの耐震性に対する検討

1) 検討方針

地盤アンカーは、図 2.2.2-10 に示すように基礎スラブ上端を緊張端とし、泥岩層 O.P. -7.0m 以深を定着長部としている。地盤アンカーの検討は基準地震動 S_s 時に自由長部に発生する応力が規格降伏耐力以下及び定着長部の設計定着長が必要定着長以上であることを確認する。検討は、旧建築基準法第 38 条の規定に基づく認定工法「STK 永久アンカー工法」（建設省阪住指発第 353 号，平成 8 年 10 月 16 日）における設計マニュアルに基づき実施する。

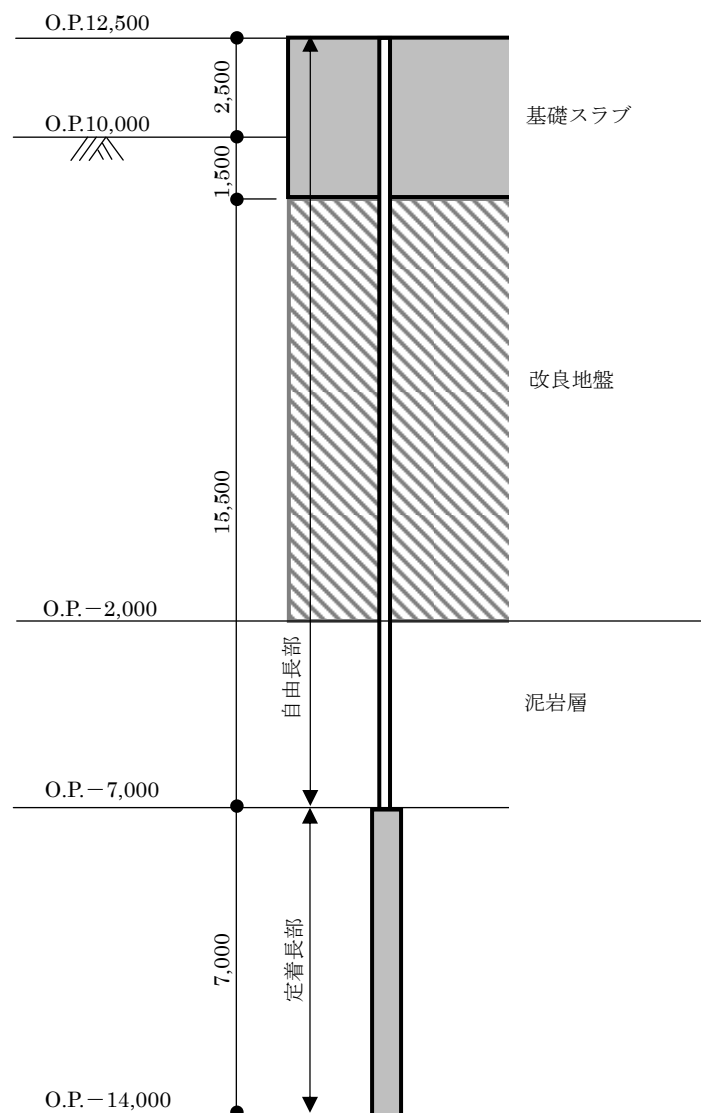


図 2.2.2-10 地盤アンカー設置計画（単位：mm）

2) 地盤アンカーの検討

・自由長部の検討

地盤アンカーに発生する応力と規格降伏耐力を比較した結果を表 2.2.2-12 に示す。地盤アンカーは STK-200 (SWPR19 4-φ 21.8)を用いる。

検討の結果、耐力比が 1 以下になることを確認した。

表 2.2.2-12 自由長部の検討結果

発生応力 $T_{\max}$ (kN/本)	規格降伏耐力 T_{ys} (kN/本)	耐力比 $T_{\max}/T_{ys}$	判定
1590	1981	0.81	OK

・定着長部の検討

定着長部の検討は、地盤アンカーの規格降伏耐力と地盤の極限摩擦抵抗抗力から求める必要定着長が、設計定着長を下回ることを確認する。結果を表 2.2.2-13 に示す。

検討の結果、検定比が 1 以下になることを確認した。

$$L_a = \frac{T_{ys} \times F}{\tau_u \times \pi \times D_d}$$

ここで、

L_a : 必要定着長 (cm)

T_{ys} : 地盤アンカーの規格降伏耐力 (1981kN)

F : 安全率 (=1.0)

τ_u : 地盤の極限摩擦抵抗抗力 (N/cm²) (137N/cm²) *

*: 旧建築基準法第 38 条の規定に基づく認定工法「STK 永久アンカー工法」(建設省阪住指発第 353 号, 平成 8 年 10 月 16 日), 設計マニュアルより N 値 50 以上の泥岩の値

D_d : 地盤アンカー体の設計径 (17cm)

表 2.2.2-13 定着長の検討結果

必要定着長 L_a (cm)	設計定着長 L_d (cm)	検定比 L_a/L_d	判定
271	700	0.39	OK

2.3 燃料取扱機支持用架構の構造強度及び耐震性について

燃料取扱機支持用架構の構造強度及び耐震性の検討フローを図 2.3-1 に示す。

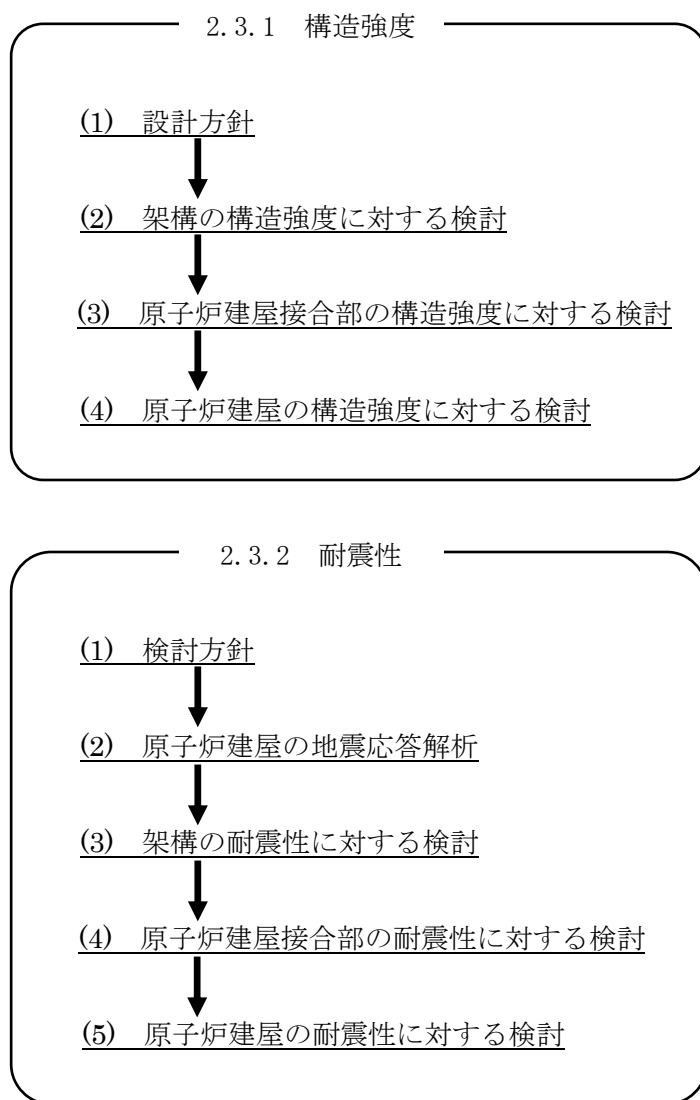


図 2.3-1 燃料取扱機支持用架構の検討フロー

2.3.1 構造強度

(1) 設計方針

構造強度の検討は、燃料取扱機支持用架構、原子炉建屋接合部及び架構反力が作用する原子炉建屋について許容応力度設計を実施する。

1) 使用材料及び許容応力度

燃料取扱機支持用架構の物性値及び許容応力度を表 2.3.1-1 に示す。

表 2.3.1-1 燃料取扱機支持用架構の物性値及び許容応力度

材料定数

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
架 構	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0
基礎構造	コンクリート	2.44×10 ⁴	0.2	24.0

コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度= 30	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
	10.0	—	0.790	20.0	—	1.185

鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

記号	鉄筋径	長期		短期	
		引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD345	D29 未満	215	195	345	345
	D29 以上	195			

構造用鋼材の許容応力度

(単位：N/mm²)

板厚	材料	基準強度 F	許容応力度
T ≤ 40 mm	SS400	235	「鋼構造設計規準」に従い、左記 F の値より求める
T ≤ 40 mm	SM490A	325	
T > 40 mm	TMCP325B*, TMCP325C*	325	
—	BCP325	325	
—	BCR295	295	
—	SNR490B	325	

*：国土交通大臣指定書（国住指第 326-2，平成 14 年 5 月 7 日）による

2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重を以下に示す。

・鉛直荷重 (VL)

燃料取扱機支持用架構に作用する鉛直方向の荷重で、固定荷重、機器荷重、配管荷重及び積載荷重とする。

・クレーン荷重 (CL)

吊荷荷重を含む燃料取扱機による荷重を表 2.3.1-2 に示す。

表 2.3.1-2 クレーン荷重一覧表

燃料取扱機	735 kN
作業台車	196 kN

・地震荷重 (K)

燃料取扱機支持用架構に作用させる地震荷重は、O.P.-2.06m (原子炉建屋基礎スラブ上端レベル) を基準面とした原子炉建屋の地震層せん断力係数の算定結果より設定する。原子炉建屋の地震層せん断力係数は下式より算定し、算定結果を表 2.3.1-4 に示す。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$$

ここで、

Q_i : 水平地震力 (kN)

n : 施設の重要度に応じた係数 ($n=1.5$)

建築基準法で定める地震力の 1.5 倍を考慮する。

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該部分が支える重量 (kN)

ここに、燃料取扱機支持用架構の設計で考慮する原子炉建屋の全体重量は、瓦礫撤去の効果と燃料取扱機支持用架構を新規に設置する影響を考慮した。原子炉建屋の全体重量を表 2.3.1-3 に示す。

表 2.3.1-3 原子炉建屋の全体重量(kN)

原子炉建屋全体重量*1	1078100
瓦礫撤去による軽減重量	-39810
燃料取扱機支持用架構の付加重量	+6490
燃料取扱機支持用架構設計用原子炉建屋全体重量	1044780

*1 「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書 (その1)」(平成 23 年 5 月 28 日 東京電力株式会社) にて用いた原子炉建屋重量(1069320kN)に使用済燃料プール底部の支持構造物の設置工事による重量(8780kN)を加算したもの

Z : 地震地域係数 (Z=1.0)

Rt : 振動特性係数 (Rt=0.8)

Ai : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数で、燃料取扱機支持用架構の固有値を用いたモーダル法（二乗和平方根法）により求める。

C₀ : 標準せん断力係数 (C₀=0.2)

表 2.3.1-4 原子炉建屋の地震層せん断力係数の算定結果

階	標高 O.P. (m)	各階重量 (kN)	Wi (kN)	Ai		n・Ci	
				NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
5	39.92	77700	—	—	—	—	—
4	39.92～32.30	88770	77700	2.070	2.218	0.497	0.533
3	32.30～26.90	122210	166470	1.787	1.831	0.429	0.440
2	26.90～18.70	127700	288680	1.520	1.549	0.365	0.372
1	18.70～10.20	208960	416380	1.309	1.315	0.314	0.316
B1	10.20～-2.06	—	625340	1.000	1.000	0.240	0.240

燃料取扱機支持用架構に作用させる水平震度は、原子炉建屋 4 階の NS 方向地震層せん断力係数 (n・Ci=0.497) 及び EW 方向地震層せん断力係数 (n・Ci=0.533) より、水平震度を $K_i = n \cdot C_i$ として水平地震力を設定する。表 2.3.1-5 に燃料取扱機支持用架構に作用させる水平地震力の算定結果を示す。

表 2.3.1-5 水平地震力の算定結果

標高 O.P. (m)	各階重量 (kN)	NS 方向		EW 方向	
		水平震度 K _i	水平地震力 P _i (kN)	水平震度 K _i	水平地震力 P _i (kN)
40.77	2487	0.497	1236	0.533	1326
30.485	298	0.497	148	0.533	159
20.20	188	0.497	93	0.533	100

ここに、燃料取扱機支持用架構は鉄骨造で剛性が小さく、原子炉建屋は壁式鉄筋コンクリート造で剛性が非常に高いことから、燃料取扱機支持用架構の変形量に対して原子炉建屋の変形量は非常に小さく、地震時の原子炉建屋の変形が燃料取扱機支持用架構に及ぼす影響は考慮しないものとした。

・荷重組合せ

設計で考慮する燃料取扱機の位置を図 2.3.1-1 に、荷重組合せを表 2.3.1-6 に示す。なお、燃料取扱機支持用架構はクレーン支持用架構に覆われているため、積雪時及び暴風時は考慮しないものとした。

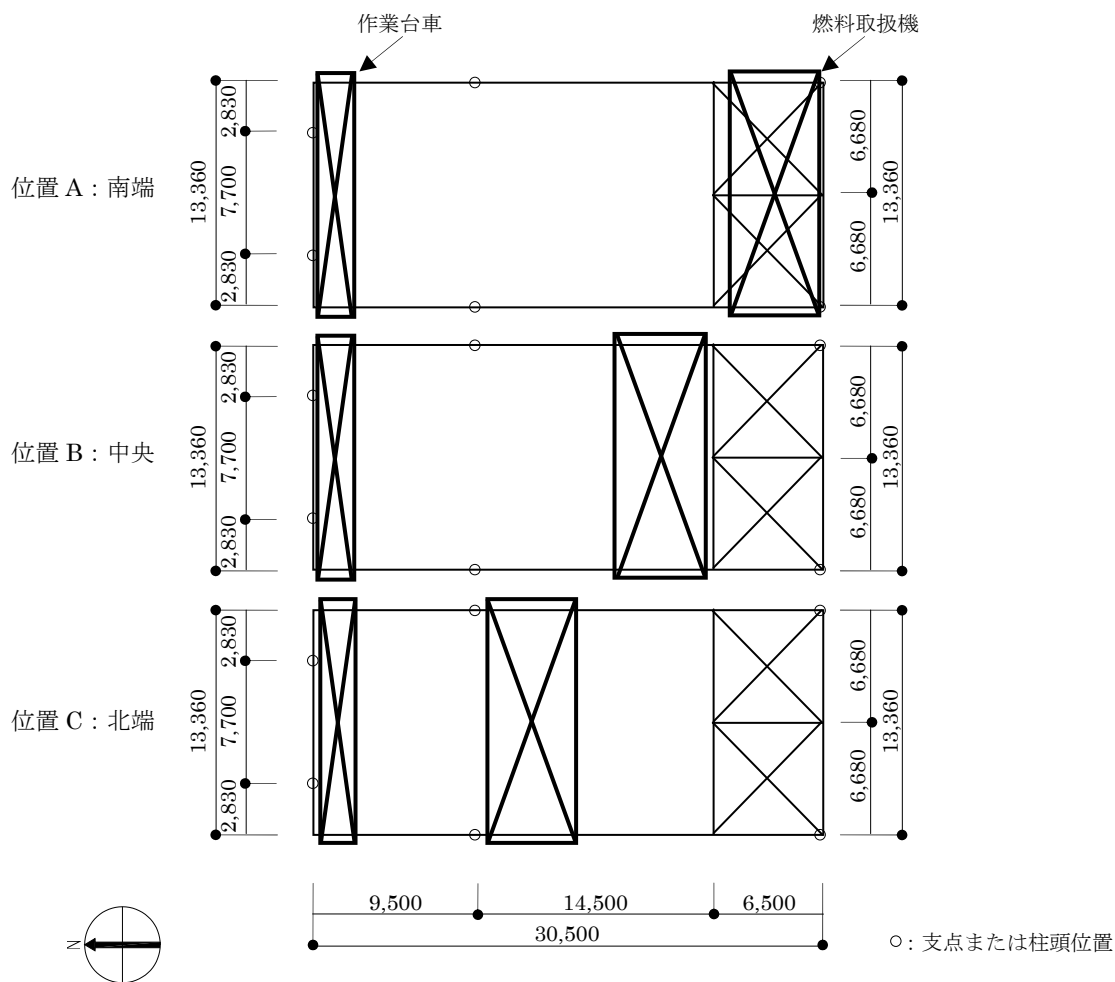


図 2.3.1-1 燃料取扱機の位置 (単位 : mm)

表 2.3.1-6 燃料取扱機支持用架構の荷重組合せ

想定する状態	荷重ケース	荷重組合せ内容	許容応力度
常時	C	VL + CL	長期
地震時	E1	VL + CL + K(+NS)*1	短期
	E2	VL + CL + K(-NS)*1	
	E3	VL + CL + K(+EW)*1	
	E4	VL + CL + K(-EW)*1	

*1 : 地震荷重は NS 方向及び EW 方向を考慮する

(2) 架構の構造強度に対する検討

1) 解析モデル

燃料取扱機支持用架構の解析モデルは、O.P. 18.70m より上部を立体架構モデルとし、柱及び梁端部の境界条件は剛接、原子炉建屋シェル壁上端はピン及び原子炉建屋南側外壁の柱脚部は固定とする。解析モデル、部材寸法及び応力検討箇所を図 2.3.1-2 に示す。

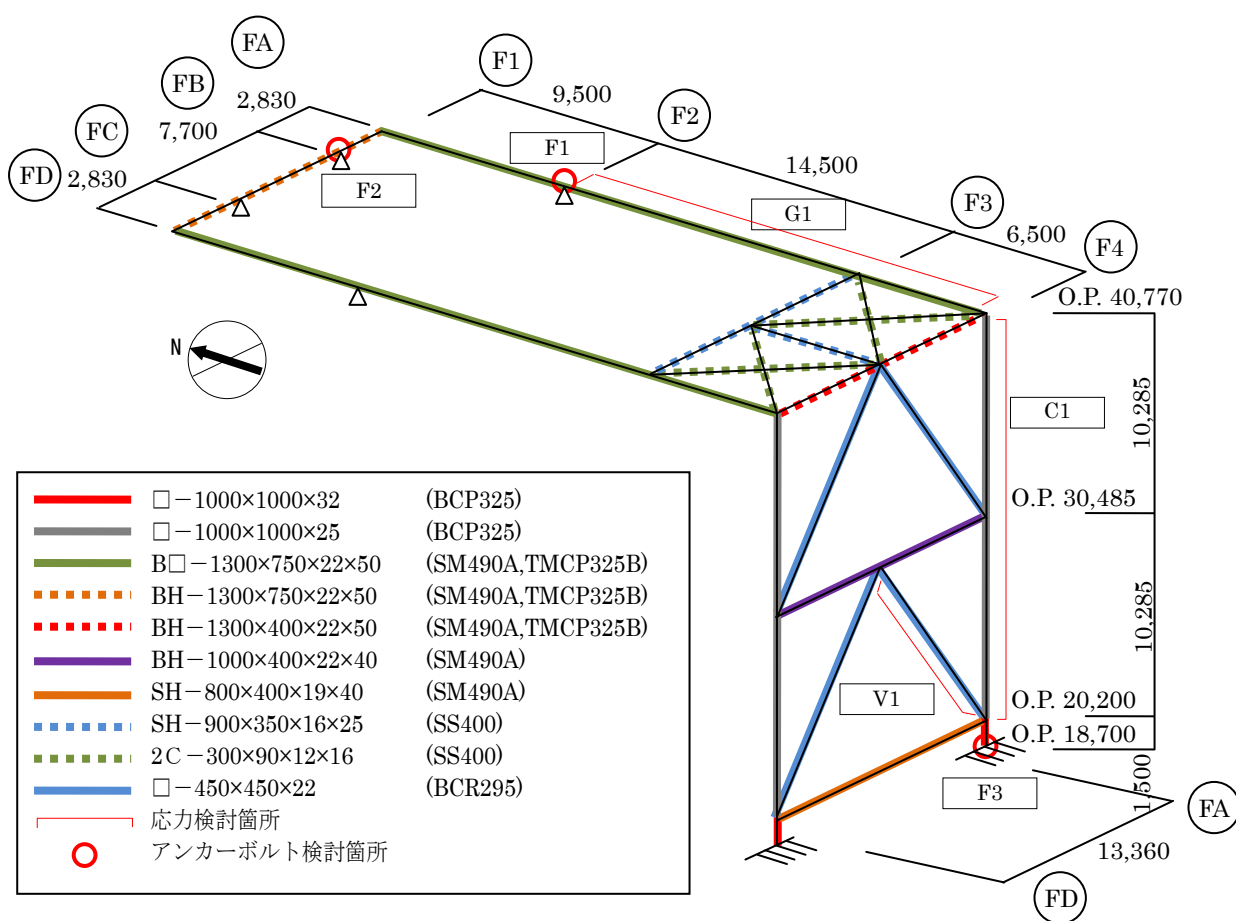


図 2.3.1-2 解析モデル図 (単位: mm)

2) 断面検討

応力解析結果を用い、断面検討は二方向の曲げを図 2.3.1-3 に示すように考慮する。

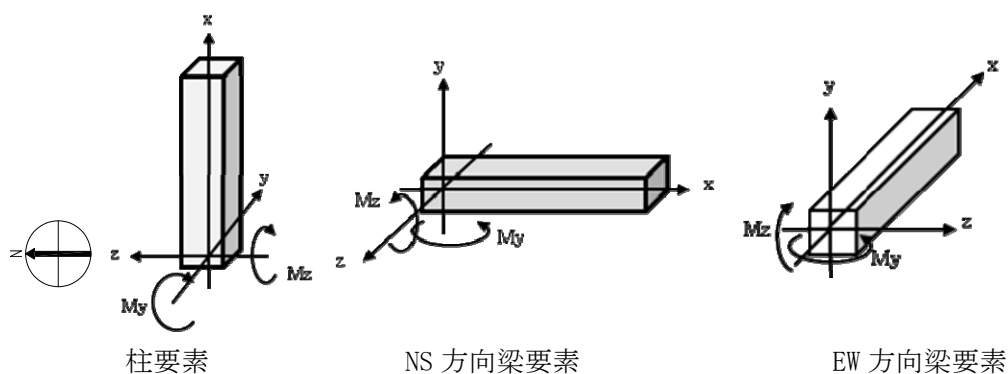


図 2.3.1-3 曲げモーメントの方向

応力度比の検討は「鋼構造設計規準」に従い、軸力及び曲げモーメントに対する検討は下式にて行う。

・ 軸圧縮の場合
$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_{bz} + \sigma_{by}}{f_b} \leq 1$$

・ 軸引張の場合
$$\frac{\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_c : 軸応力度 ($=N/A$)

N : 軸力, A : 断面積

σ_{bz} : 部材 z 軸方向曲げ応力度 ($=M_z/Z_z$)

M_z, Z_z : 部材 z 軸回りモーメント及び断面係数

σ_{by} : 部材 y 軸方向曲げ応力度 ($=M_y/Z_y$)

M_y, Z_y : 部材 y 軸回りモーメント及び断面係数

f_c : 許容圧縮応力度

f_b : 許容曲げ応力度

f_t : 許容引張応力度

また、せん断力に対する検討は、下式にて行う。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by})^2 + 3\tau_z^2}}{f_t} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{\sqrt{(\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by})^2 + 3\tau_y^2}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

τ_z : 部材 z 軸方向せん断応力度 ($=Q_z/A_{wz}$)

Q_z, A_{wz} : 部材 z 軸方向せん断力及びせん断断面積

τ_y : 部材 y 軸方向せん断応力度 ($=Q_y/A_{wy}$)

Q_y, A_{wy} : 部材 y 軸方向せん断力及びせん断断面積

表 2.3.1-7 及び表 2.3.1-8 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。
断面検討の結果、全ての部材に対する応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 2.3.1-7 断面検討結果（常時）

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	荷重ケース (位置)*1	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
柱	C1	□-1000×1000 ×25×25	C (B)	曲げ Mz	0.3	216.7	0.13	OK
				曲げ My	20.0	216.7		
				圧縮 N	4.2	150.1		
				せん断 Qz	0.9	125.1		
				せん断 Qy	0.0	125.1		
梁	G1	B□-1300×750 ×22×50	C (B)	曲げ Mz	36.6	216.7	0.18	OK
				曲げ My	1.2	216.7		
				圧縮 N	0.4	134.0		
				せん断 Qz	0.2	125.1		
				せん断 Qy	0.5	125.1		
ブレース	V1	□-450×450 ×22	C (B)	曲げ Mz	0.0	196.7	0.02	OK
				曲げ My	1.5	196.7		
				圧縮 N	1.5	135.1		
				せん断 Qz	0.1	113.5		
				せん断 Qy	0.0	113.5		

*1：燃料取扱機の位置を示す

表 2.3.1-8 断面検討結果（地震時）

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	荷重ケース (位置)*1	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
柱	C1	□-1000×1000 ×25×25	E2 (B)	曲げ Mz	0.2	325.0	0.10	OK
				曲げ My	25.1	325.0		
				圧縮 N	4.3	225.2		
				せん断 Qz	1.7	187.6		
				せん断 Qy	0.0	187.6		
梁	G1	B□-1300×750 ×22×50	E3 (C)	曲げ Mz	34.2	325.0	0.21	OK
				曲げ My	28.5	325.0		
				圧縮 N	1.2	201.0		
				せん断 Qz	3.4	187.6		
				せん断 Qy	10.2	187.6		
ブレース	V1	□-450×450 ×22	E3 (A)	曲げ Mz	2.8	295.0	0.13	OK
				曲げ My	0.0	295.0		
				圧縮 N	23.9	202.7		
				せん断 Qz	0.0	170.3		
				せん断 Qy	0.2	170.3		

*1：燃料取扱機の位置を示す

(3) 原子炉建屋接合部の構造強度に対する検討

1) 許容耐力の算定

燃料取扱機支持用架構の原子炉建屋上の支点は接着系アンカーボルトを用いて一体化が図られる。接着系アンカーボルトの許容耐力は「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、原子炉建屋の設計基準強度 (22.1N/mm^2) を用いて下式によって求め、計算結果を表 2. 3. 1-9 に示す。

$$p_a = \min(p_{a1}, p_{a3})$$

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

ここで,	p_a	: 接着系アンカーボルトの許容引張力
	p_{a1}	: アンカーボルトの降伏により決まる許容引張力
	p_{a3}	: 付着力により決まる許容引張力
	q_a	: 接着系アンカーボルトの許容せん断力
	q_{a1}	: アンカーボルトのせん断強度により決まる許容せん断力
	q_{a2}	: 躯体の支圧強度により決まる許容せん断力
	q_{a3}	: 躯体のコーン破壊により決まる許容せん断力

表 2. 3. 1-9 接着系アンカーボルトの許容耐力

箇所		シェル壁上端 (F1, F2)	南側外壁 (F3)
標高	m	O.P.39.92	O.P. 9.60~O.P.18.70
鋼材種類		M27	D25
		SNR490B	SD345
埋め込み長さ	mm	700	450
アンカーボルトの間隔	mm	300	400
長期	許容引張力(p_{aL})	kN/本	58
	許容せん断力(q_{aL})	kN/本	53
短期	許容引張力(p_{aS})	kN/本	116
	許容せん断力(q_{aS})	kN/本	104

2) シェル壁上端位置の検討

燃料取扱機支持用架構とシェル壁との接合部の概要を図 2.3.1-4 に、作用応力と許容耐力を比較した結果を表 2.3.1-10 に示す。

検討の結果、全ての応力度比が 1 以下になることを確認した。

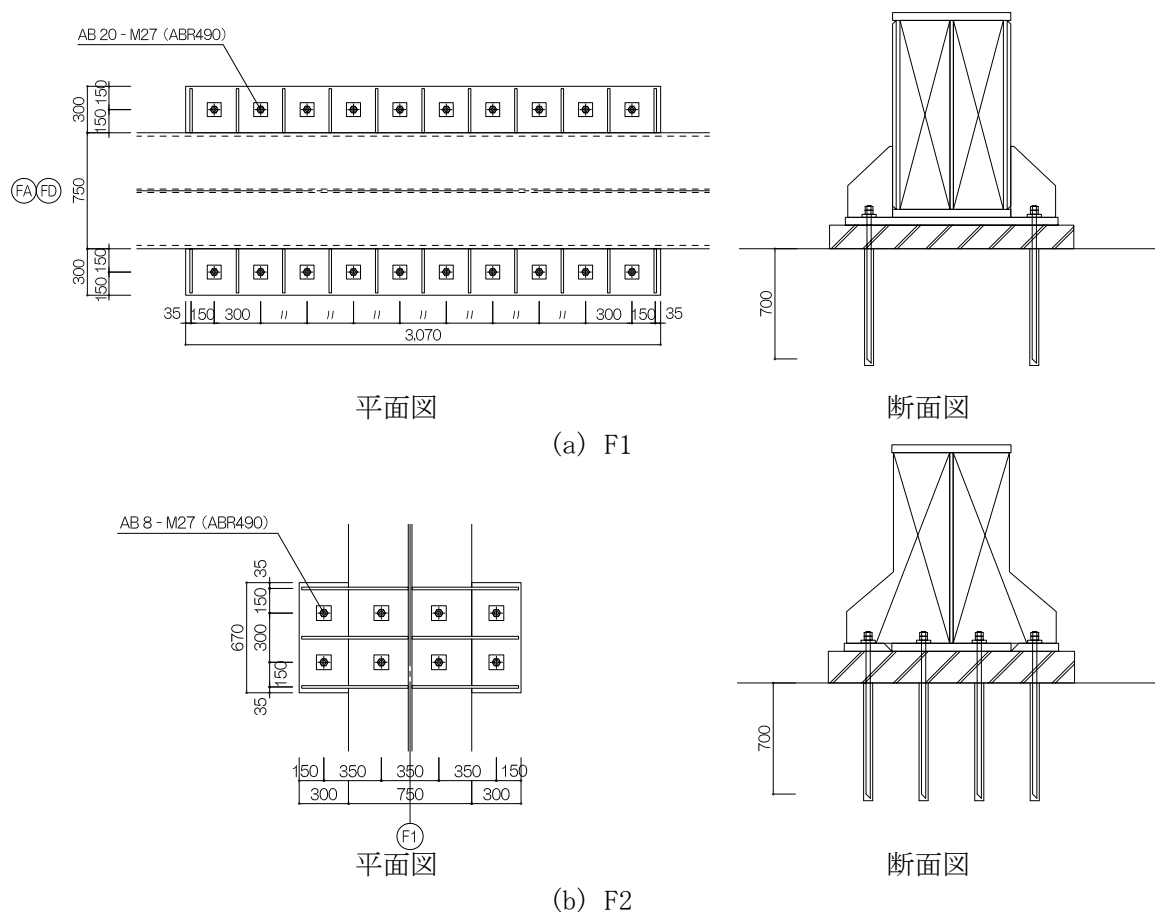


図 2.3.1-4 シェル壁上端位置の接合部概要 (単位: mm)

表 2.3.1-10 シェル壁上端位置の検討結果

検討箇所 (アンカー本数) *1	荷重ケース (位置) *2	作用応力		許容耐力		応力度比	判定
		引抜力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容引張力 p _a (kN)	許容せん断力 q _a (kN)		
F1 (20)	C (B)	0	41	1160	1060	0.04	OK
	E2 (B)	0	669	2320	2080	0.33	OK
F2 (8)	C (A)	0	10	464	424	0.03	OK
	E3 (A)	0	94	928	832	0.12	OK

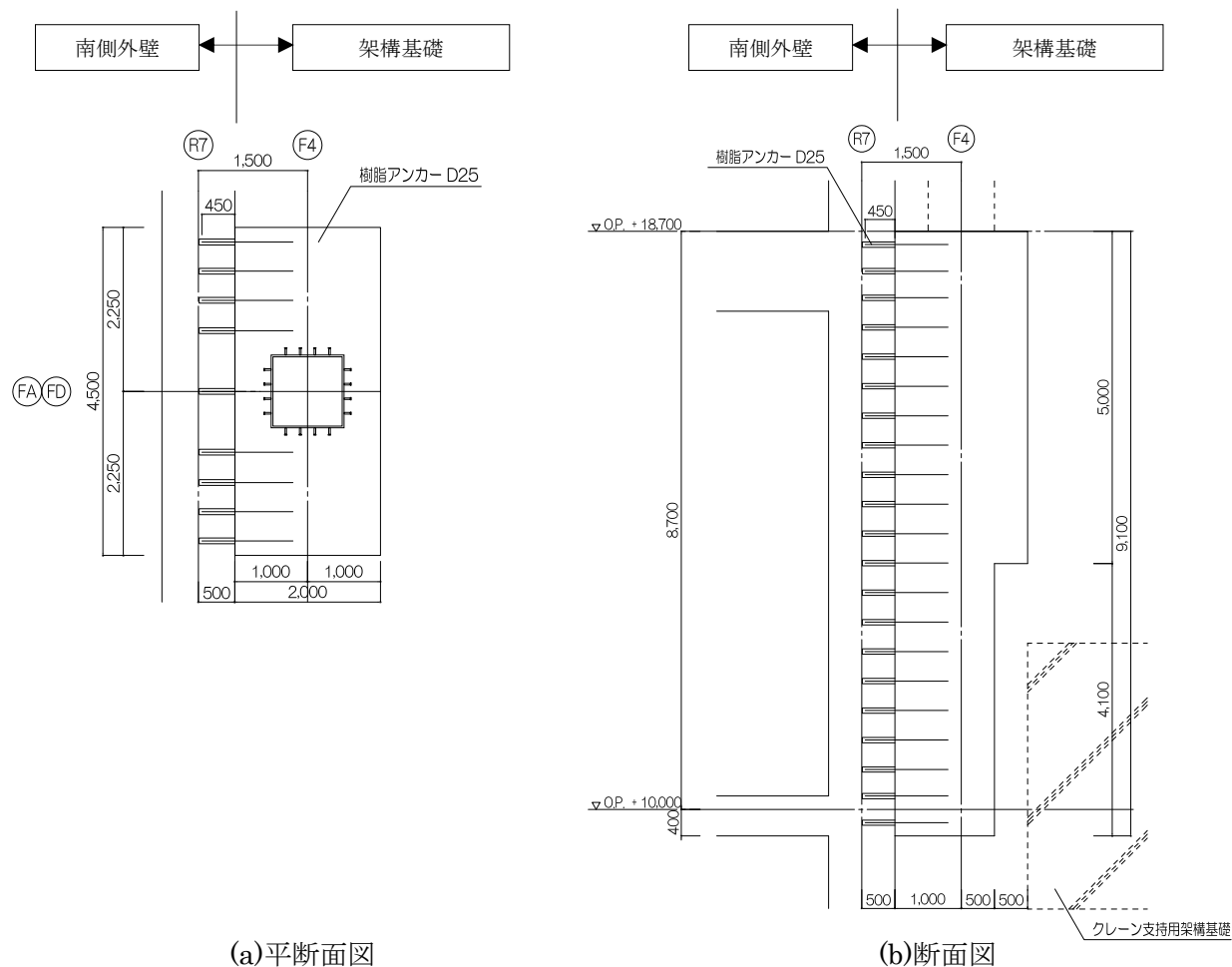
*1: 設計で考慮するアンカーボルトの本数

*2: 燃料取扱機の位置を示す

3) 南側外壁位置の検討

燃料取扱機支持用架構と南側外壁との接合部の概要を図 2.3.1-5 に、作用応力と許容耐力を比較した結果を表 2.3.1-11 に示す。

検討の結果、全ての応力度比が 1 以下になることを確認した。



(a) 平面図

(b) 断面図

図 2.3.1-5 南側外壁位置の接合部概要（単位：mm）

表 2.3.1-11 南側外壁位置の検討結果

検討箇所 方向 (アンカー本数)*1	荷重ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		応力度比	判定
		引抜力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容引張力 p _a (kN)	許容せん断力 q _a (kN)		
F3 NS 方向 (引張 24) (せん断 99)	C (A)	552	2622	1224	5742	0.46	OK
	E1 (A)	951	2613	2448	11484	0.39	OK
F3 EW 方向 (引張 15) (せん断 99)	C (A)	24	2622	765	5742	0.46	OK
	E3 (A)	412	4049	1530	11484	0.36	OK

*1：設計で考慮するアンカーボルトの本数。アンカーボルトは引張に抵抗するものとせん断に抵抗するものをそれぞれ設定した

*2：燃料取扱機の位置を示す

(4) 原子炉建屋の構造強度に対する検討

1) 検討方針

原子炉建屋の構造強度の検討では、当該躯体建設時の設計用応力*1に架構反力により生じる応力を重ね合わせた応力が、許容応力度以下になることを確認する。ここで、燃料取扱機支持用架構の重量が原子炉建屋に比較して十分に小さいことから、検討は地震時についてのみ実施する。検討対象部位は、架構反力を受けるシェル壁と南側外壁とする。なお、シェル壁については O.P. 18.70m より上部を検討対象とする。検討対象部位を図 2.3.1-6 に示す。

*1：原子炉建屋全重量は、瓦礫撤去の効果（－39810kN）及び燃料取扱機支持用架構の新設（＋6490kN）を考慮すると軽減傾向にあり、地震時応力は低減されるが、安全側の評価として建設時の設計用応力を用いる

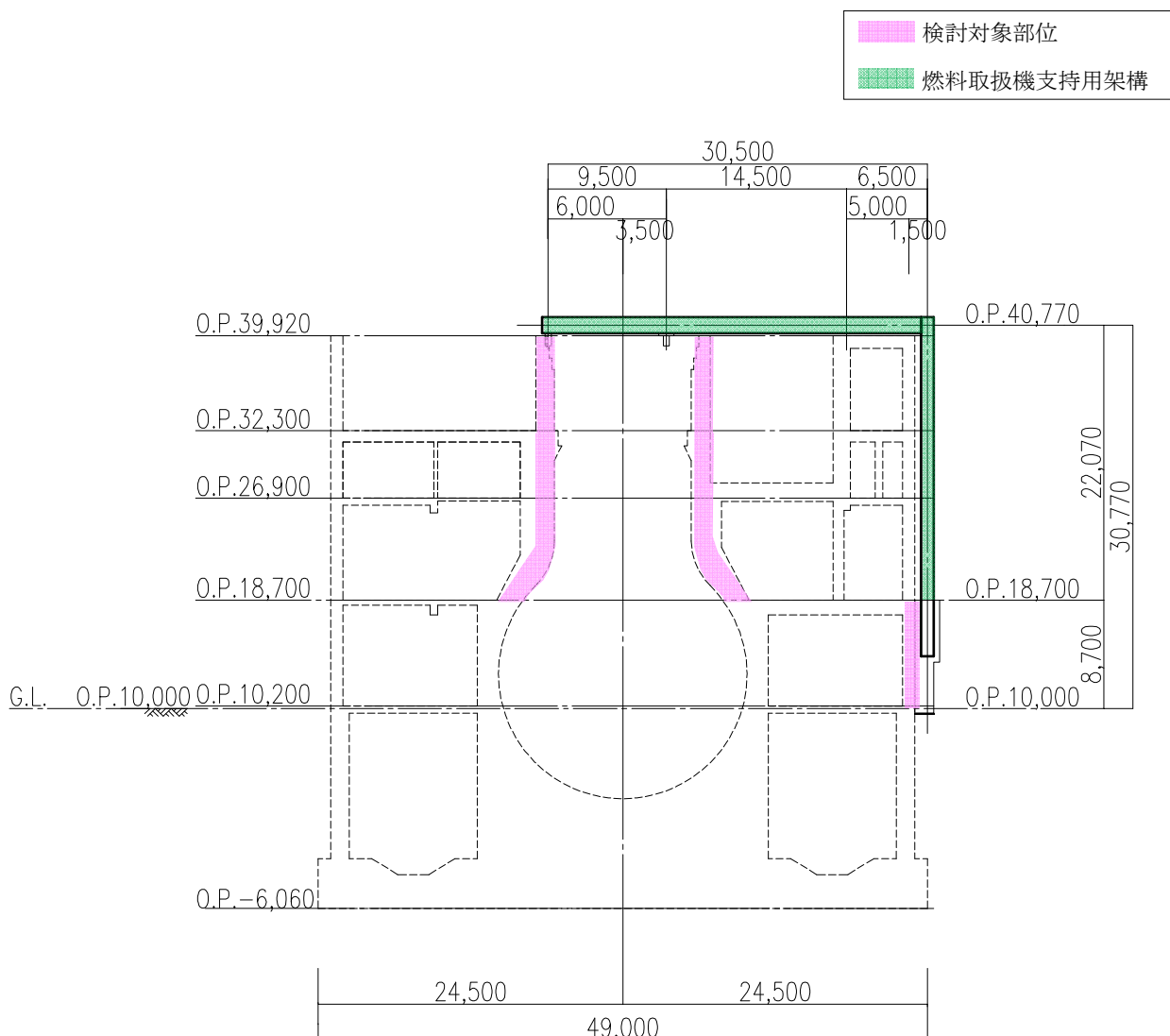


図 2.3.1-6 既存躯体の検討対象部位（単位：mm）

2) 断面検討

軸力及び曲げモーメントに対する断面検討とせん断に対する断面検討は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に従い、設計基準強度(22.1N/mm²)を用いて行う。

シェル壁の軸力及び曲げモーメントに対する検討結果を表 2.3.1-12 に、せん断力に対する断面検討結果を表 2.3.1-13 に示す。南側外壁の面内方向に対する断面検討結果を表 2.3.1-14 に、面外方向に対する断面検討結果を表 2.3.1-15 に示す。

検討の結果、全ての応力度比が 1 以下になることを確認した。また、燃料取扱機支持用架構の反力により生じる応力は、建設時の設計用応力の 10%以下であることを確認した。

表 2.3.1-12 シェル壁の断面検討結果(1)
(軸力及び曲げモーメントに対する検討)

標高 O.P. (m)	コア壁厚 t (m)	配筋 タテ筋 a _t (cm ² /m) P _g (%)	鉄筋の 最大引張応力度 σ _t (N/mm ²)	コンクリートの 最大圧縮応力度 σ _c (N/mm ²)	応力度比 σ _t /f _t	判定
39.92～32.30	1.50	a _t =87.7 P _g =1.16	58.1	2.0	0.17	OK
32.30～26.90	1.85	a _t =87.7 P _g =0.94	80.1	3.4	0.24	OK
26.90～18.70	2.08	a _t =171.0 P _g =1.64	64.3	3.7	0.19	OK

表 2.3.1-13 シェル壁の断面検討結果(2)
(せん断に対する検討)

標高 O.P. (m)	コア壁厚 t (m)	配筋 上段:タテ筋 下段:ヨコ筋 a _t (cm ² /m) P _g (%)	鉄筋の 最大引張応力度 σ _t (N/mm ²)	応力度比 σ _t /f _t	判定
39.92～32.30	1.50	a _t =87.7 P _g =1.16	86.3	0.26	OK
		a _t =76.0 P _g =1.01	99.1	0.29	OK
32.30～26.90	1.85	a _t =87.7 P _g =0.94	117.1	0.34	OK
		a _t =76.0 P _g =0.82	134.2	0.39	OK
26.90～18.70	2.08	a _t =171.0 P _g =1.64	125.0	0.37	OK
		a _t =171.0 P _g =1.64	125.0	0.37	OK

表 2.3.1-14 南側外壁の断面検討結果(1)
(面内方向)

標高	壁厚	配筋 上段:タテ筋 下段:ヨコ筋	せん断	曲げモーメント		応力度比 σ_t/f_t	判定
			鉄筋の 最大引張応力度 σ_t (N/mm ²)	鉄筋の 最大引張応力度 σ_t (N/mm ²)	コンクリートの 最大圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)		
O.P. (m)	t (m)	P _g (%)					
18.70 ～ 10.20	1.00	2-D32@200 P _g =0.79	278.5	0.0	2.0	0.81	OK
		2-D32@200 P _g =0.79					

表 2.3.1-15 南側外壁の断面検討結果(2)
(面外方向)

標高	壁厚	配筋 タテ筋	せん断			曲げモーメント			
			コンクリートの最大 せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	応力 度比 τ_s/f_s	判定	鉄筋の最大 引張応力度 σ_t (N/mm ²)	コンクリートの最大 圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	応力 度比 σ_t/f_t	判定
O.P. (m)	t (m)	P _g (%)							
18.70 ～ 10.20	1.00	2-D32@200 P _g =0.79	0.1	0.10	OK	110.8	2.1	0.33	OK

2.3.2 耐震性

(1) 検討方針

耐震性の検討は、燃料取扱機支持用架構、原子炉建屋接合部及び原子炉建屋の健全性について行い、基準地震動 S_s に対して燃料取扱機支持用架構及び原子炉建屋の応答性状を適切に表現できる地震応答解析を用いて評価する。

(2) 原子炉建屋の地震応答解析

1) 解析に用いる入力地震動

検討用地震動は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(平成 20 年 3 月 31 日 東京電力株式会社)にて作成した解放基盤表面に定義される基準地震動 S_s (図 2.2.2-2(1)及び図 2.2.2-2(2)参照)を用いる。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 2.3.2-1 に示す。モデルに入力する地震動は一次元波動論に基づき、解放基盤表面に定義される基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価する。

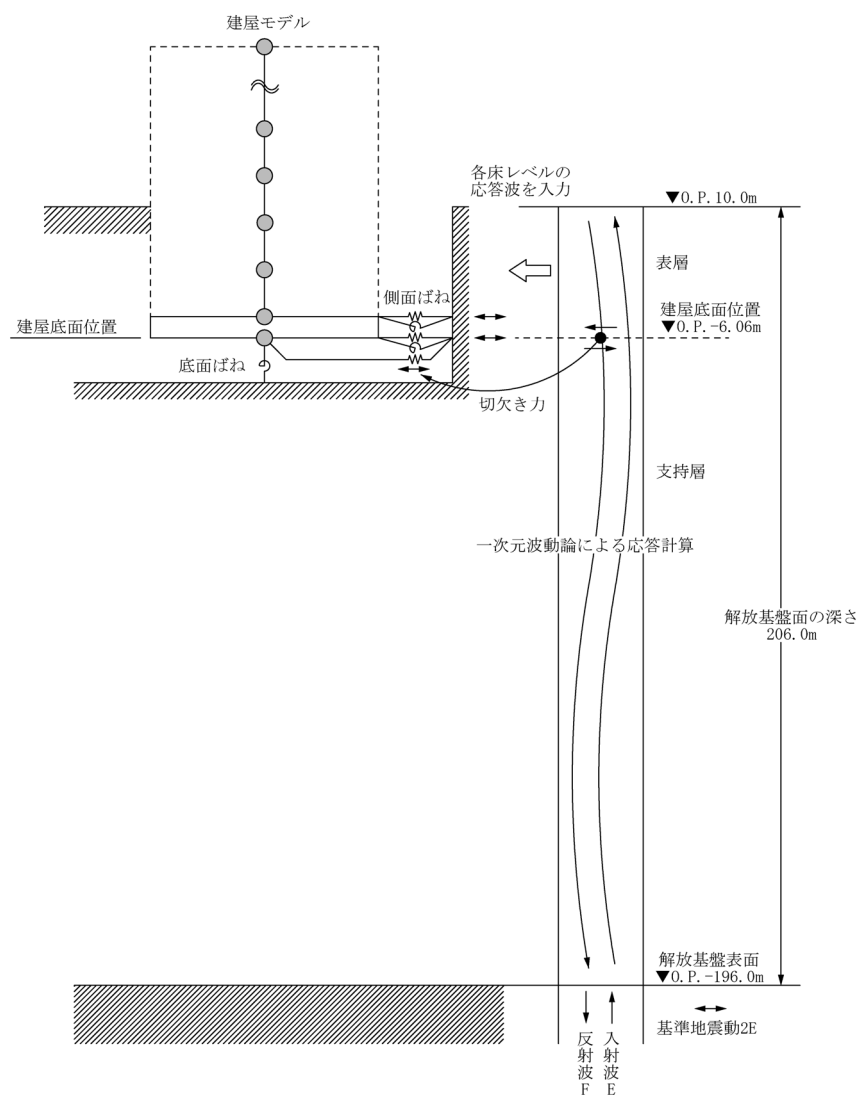


図 2.3.2-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

2) 地震応答解析モデル

原子炉建屋の地震応答解析モデルは、図 2.3.2-2 に示すように質点系でモデル化し、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。

地震応答解析モデルの諸元は、「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その 1）」（平成 23 年 5 月 28 日 東京電力株式会社）に示される内容に、使用済燃料プール底部の支持構造物の設置工事、瓦礫撤去及び新規に設置する燃料取扱機支持用架構の重量を考慮した。解析諸元を表 2.3.2-1(1) 及び表 2.3.2-1(2) に示す。

地盤定数は、水平成層地盤と仮定し地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。地盤定数の設定結果を表 2.3.2-2 に示す。基礎底面の地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示されている手法を参考にして、地盤を成層補正し振動アドミタンス理論によりスウェイ及びロッキングばねを評価した。

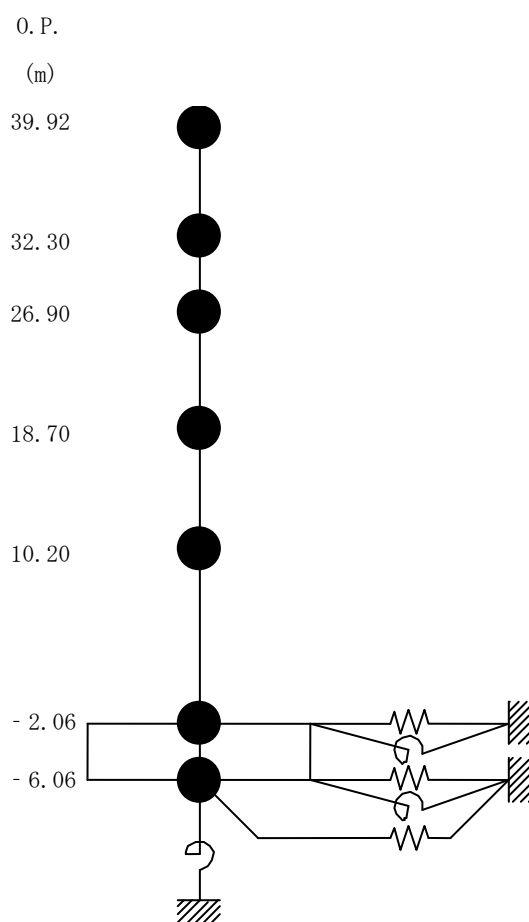


図 2.3.2-2 原子炉建屋の地震応答解析モデル

表 2. 3. 2-1 (1) 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(a) 水平 (NS) 方向

標高 O.P. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2)$	せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I (m^4)
39.92	77700	141.73		
			150.8	13068
32.30	88770	163.44		
			103.4	15942
26.90	122210	224.92		
			223.4	45026
18.70	127700	244.14		
			175.4	46774
10.20	208960	391.33		
			460.4	114194
-2.06	287050	574.38		
			2812.6	562754
-6.06	132390	264.88		
合計	1044780	ヤング係数 E_c $2.57 \times 10^7 (\text{kN/m}^2)$ せん断弾性係数 G $1.07 \times 10^7 (\text{kN/m}^2)$ ポアソン比 ν 0.20 減衰 h 5%		

(b) 水平 (EW) 方向

標高 O.P. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2)$	せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I (m^4)
39.92	77700	78.78		
			90.4	6491
32.30	88770	91.66		
			105.8	6388
26.90	122210	224.92		
			167.5	32815
18.70	127700	232.88		
			166.4	46303
10.20	208960	570.57		
			424.5	136323
-2.06	287050	828.96		
			2812.6	772237
-6.06	132390	346.27		
合計	1044780	ヤング係数 E_c $2.57 \times 10^7 (\text{kN/m}^2)$ せん断弾性係数 G $1.07 \times 10^7 (\text{kN/m}^2)$ ポアソン比 ν 0.20 減衰 h 5%		

表 2. 3. 2-1 (2) 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元
(鉛直方向)

標高 O.P. (m)	質点重量 W (kN)	軸断面積 A _N (m ²)	軸ばね剛性 K _A (×10 ⁸ kN /m ²)
39.92	77700		
		222.6	7.41
32.30	88770		
		218.1	10.58
26.90	122210		
		380.4	11.92
18.70	127700		
		340.6	10.30
10.20	208960		
		654.7	13.72
-2.06	287050		
		2812.6	180.71
-6.06	132390		
合計	1044780	ヤング係数 E _c 2.57×10 ⁷ (kN/m ²) せん断弾性係数 G 1.07×10 ⁷ (kN/m ²) ポアソン比 ν 0.20 減衰 h 5%	

表 2. 3. 2-2 地盤定数の設定結果

(a) Ss-1

標高 O.P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
1.9	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-10.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-80.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-108.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-196.0		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-
	(解放基盤)									

(b) Ss-2

標高 O.P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
1.9	泥岩	450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-10.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-80.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-108.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
-196.0		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-
	(解放基盤)									

(c) Ss-3

標高 O.P. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
1.9	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-10.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-80.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-108.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-196.0		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-
	(解放基盤)									

3) 地震応答解析結果

地震応答解析は水平方向と鉛直方向を別々に入力した。最大応答加速度分布を図 2. 3. 2-3 に示す。

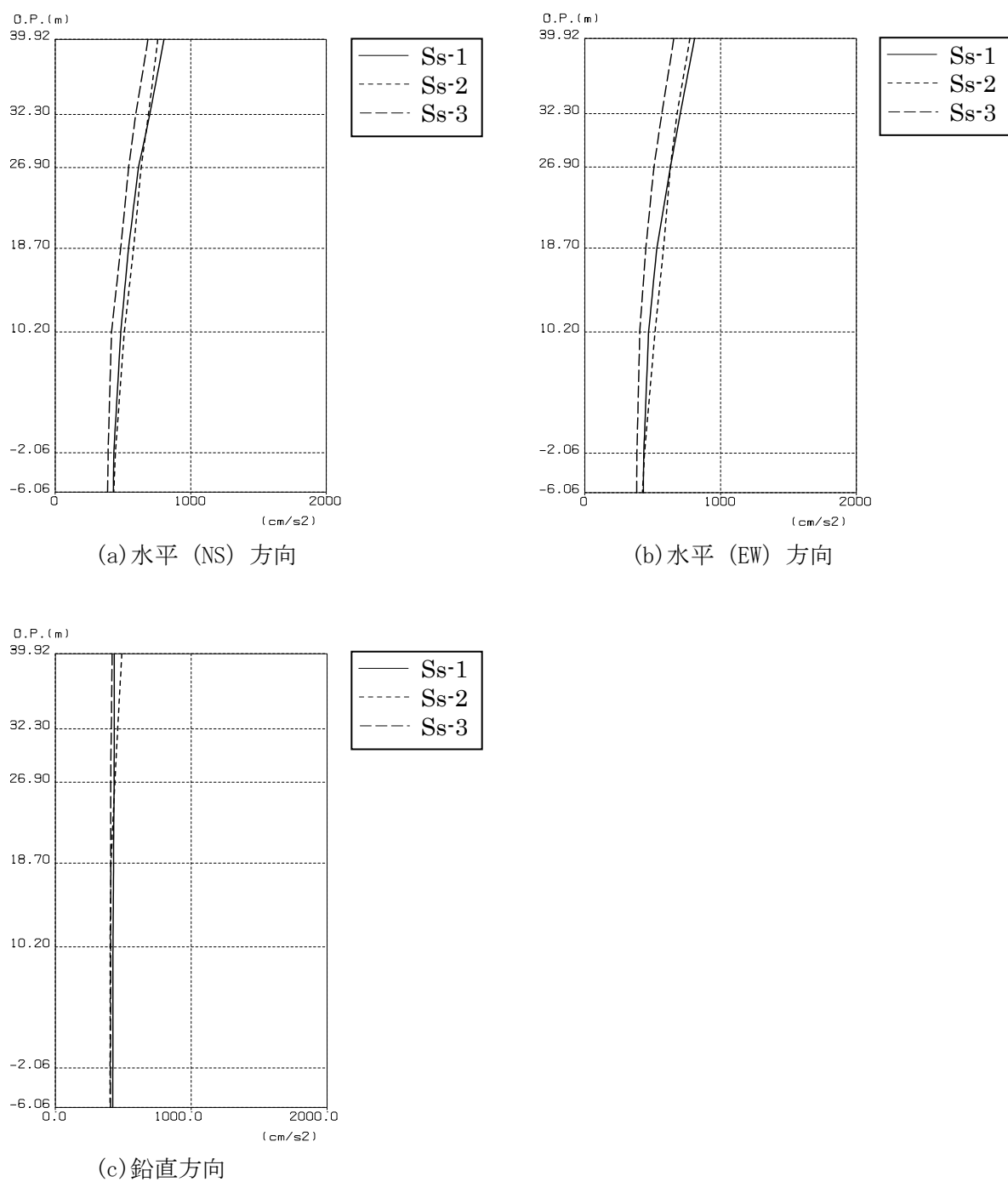


図 2. 3. 2-3 原子炉建屋の最大応答加速度分布

(3) 架構の耐震性に対する検討

1) 解析に用いる入力地震動

燃料取扱機支持用架構への入力地震動は、基準地震動 S_s を入力したときの原子炉建屋 O.P. 39.92m と O.P. 18.70m の時刻歴応答変位を用い、水平方向と鉛直方向の同時入力とする。

2) 地震応答解析モデル

地震応答解析に用いる入力地震動の概念と燃料取扱機支持用架構の解析モデルを図 2.3.2-4 に、層間変形角が最大となる燃料取扱機を南端に設置した場合の地震応答解析モデルにおける質点重量を表 2.3.2-3 に示す。

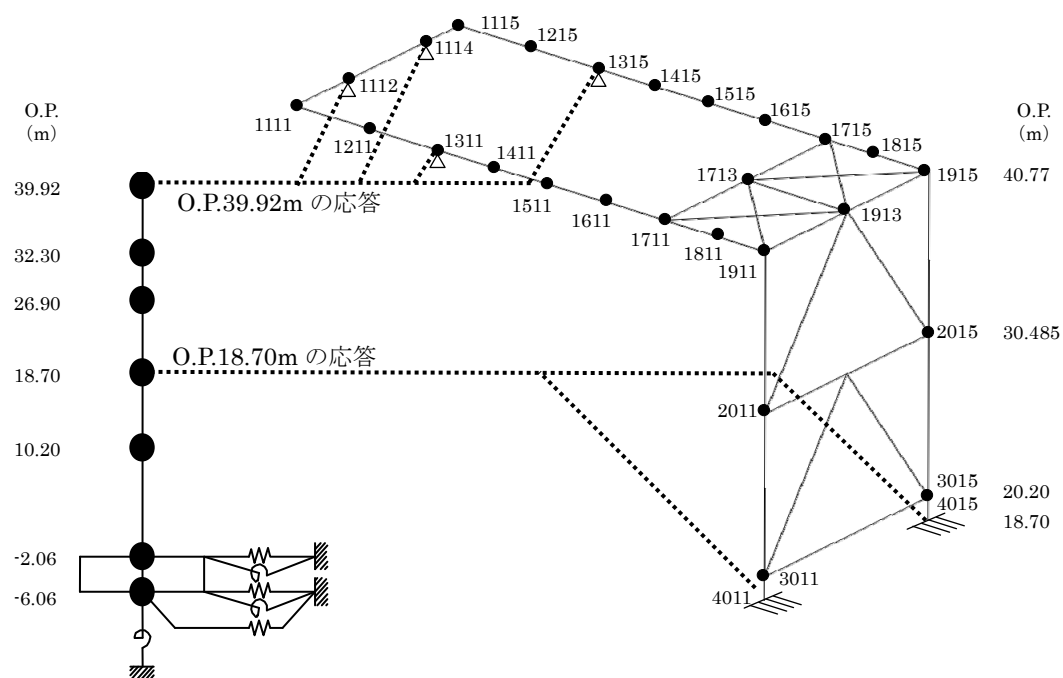


図 2.3.2-4 燃料取扱機支持用架構の地震応答解析モデル

表 2.3.2-3 燃料取扱機支持用架構の地震応答解析モデルにおける質点重量

標高 O.P.(m)	節点番号	質点重量 (kN)
40.77	1111	57
	1211	89
	1311	79
	1411	68
	1511	68
	1611	68
	1711	78
	1811	62
	1911	97
	1115	57
	1215	89
	1315	79
	1415	68
	1515	68
	1615	68
	1715	78
	1815	62
	1915	97
	1112	46
	1114	46
	1713	37
	1913	94
	9001	49
	9002	49
	9003	49
	9004	49
	9501	184
	9502	184
	9601	184
	9602	184
30.485	2011	149
	2015	149
20.20	3011	94
	3015	94
合 計		2973

3) 波及的影響の評価

地震応答解析結果が、JSCA 性能メニュー（社団法人日本建築構造技術者協会，2002 年）を参考に定めたクライテリア（「層間変形角は $1/75$ 以下，層の塑性率は 4 以下，部材の塑性率は 5 以下」*1 及びせん断力はせん断耐力以下）を満足することを確認する。

なお，解析結果が「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」（財団法人日本建築センター，平成 19 年 7 月 20 日）に示されるクライテリア（層間変形角は $1/100$ 以下，層の塑性率は 2 以下，部材の塑性率は 4 以下）を超える場合には水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し，安全性を確認する。

*1：北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，2006 年 6 月

・層間変形角の検討

燃料取扱機支持用架構の層間変形角を表 2.3.2-4 に示す。

検討の結果，層間変形角は $1/75$ 以下となりクライテリアを満足することを確認した。

表 2.3.2-4 層間変形角の検討結果

標高 O.P. (m)	最大応答値						クライテリア	判定
	NS 方向入力時			EW 方向入力時				
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-1	Ss-2	Ss-3	1/75	OK
30.485～40.77	1/10285	1/10285	1/34283	1/1686	1/2057	1/2706		
18.70～30.485	1/1061	1/1309	1/1419	1/1733	1/2104	1/2805		

・塑性率の検討

部材の塑性率は、最大応答曲げモーメント時の曲率を全塑性モーメントに至る時の曲率で除した値で表される。最大曲げモーメントが全塑性モーメント以下の場合は弾性であり塑性率は1以下となる。最大応答値を全塑性モーメントまたはせん断耐力で除した値を耐力比と定義し、表 2.3.2-5 に検討結果を示す。

表 2.3.2-5 より曲げモーメント及びせん断力については、全てのケースで耐力比が1を下回ることから塑性率は1以下となり、クライテリアを満足することを確認した。

表 2.3.2-5 耐力比の検討結果

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	地震波	入力方向	耐力比		判定
柱	C1	□-1000×1000 ×25×25	Ss-1	NS	Mz/Muz	0.01	OK
					My/Muy	0.10	
					Qz/Quz	0.03	
					Qy/Quy	0.01	
梁	G1	B□-1300×750 ×22×50	Ss-1	EW	Mz/Muz	0.12	OK
					My/Muy	0.06	
					Qz/Quz	0.02	
					Qy/Quy	0.09	
ブレース	V1	□-450×450 ×22	Ss-1	EW	Mz/Muz	0.02	OK
					My/Muy	0.02	
					Qz/Quz	0.01	
					Qy/Quy	0.01	

M_z : 部材 z 軸回りの曲げモーメントの最大値

M_y : 部材 y 軸回りの曲げモーメントの最大値

Q_z : 部材 z 方向のせん断力の最大値

Q_y : 部材 y 方向のせん断力の最大値

M_{uz} : 部材 z 軸回りの全塑性モーメント

M_{uy} : 部材 y 軸回りの全塑性モーメント

Q_{uz} : 部材 z 軸方向のせん断耐力

Q_{uy} : 部材 y 軸方向のせん断耐力

(4) 原子炉建屋接合部の耐震性に対する検討

接着系アンカーボルトの耐震性の検討は、短期許容引張力及び短期許容せん断力を許容耐力とし、応力度比が1以下になることを確認する。

1) シェル壁上端位置の検討

作用応力と許容耐力を比較した結果を表 2.3.2-6 に示す。

検討の結果、全ての応力度比が1以下になることを確認した。

表 2.3.2-6 シェル壁上端位置の検討結果

検討箇所 (アンカー本数)*1	地震波	入力 方向	作用応力		許容耐力		応力度比	判定
			引抜力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	短期 許容引張力 Pa (kN)	短期 許容せん断力 qa (kN)		
F1 (20)	Ss-1	NS	0	1105	2320	2080	0.54	OK
F2 (8)	Ss-1	EW	104	168	928	832	0.21	OK

*1：設計で考慮するアンカーボルトの本数

2) 南側外壁位置の検討

作用応力と許容耐力を比較した結果を表 2.3.2-7 に示す。

検討の結果、全ての応力度比が1以下になることを確認した。

表 2.3.2-7 南側外壁位置の検討結果

検討箇所 方向 (アンカー本数)*1	地震波	入力 方向	作用応力		許容耐力		応力度比	判定
			引抜力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	短期 許容引張力 Pa (kN)	短期 許容せん断力 qa (kN)		
F3 NS 方向 (引張 24) (せん断 99)	Ss-1	NS	1568	3214	2448	11484	0.65	OK
F3 EW 方向 (引張 15) (せん断 99)	Ss-1	EW	863	5793	1530	11484	0.57	OK

*1：設計で考慮するアンカーボルトの本数。アンカーボルトは引張に抵抗するものとせん断に抵抗するものをそれぞれ設定した

(5) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

1) 検討方針

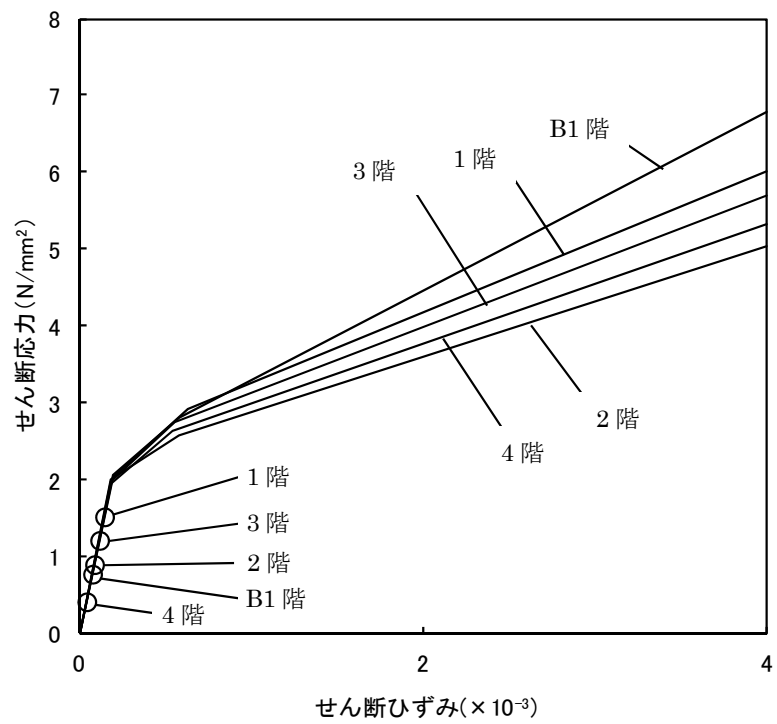
燃料取扱機支持用架構の設置に伴う原子炉建屋の耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、地震応答解析により得られる耐震壁のせん断ひずみが鉄筋コンクリート造耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) 以下になることを確認する。

ここで、耐震壁のせん断ひずみは、「(2)原子炉建屋の地震応答解析」で実施した地震応答解析結果の値とする。

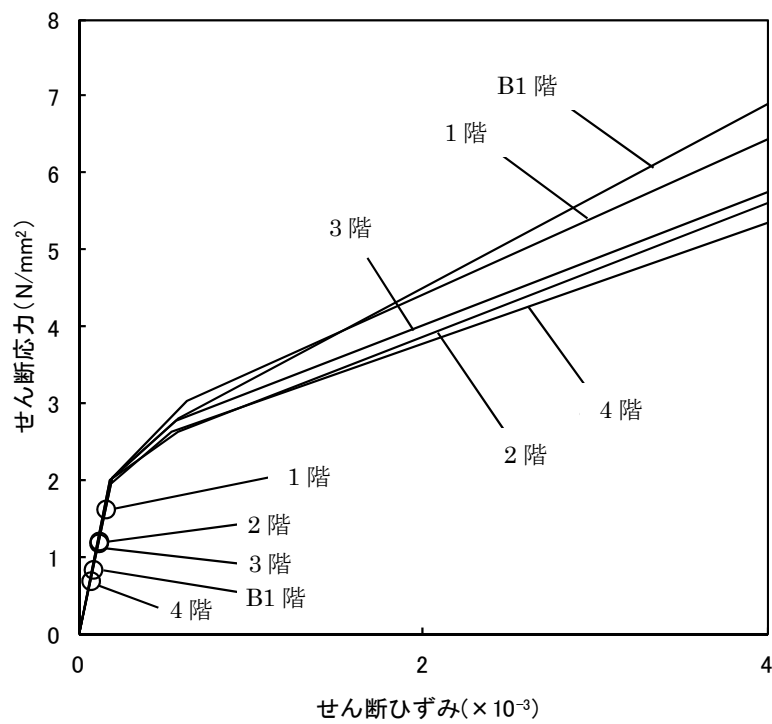
2) 検討結果

基準地震動 S_s に対する最大応答値を、「JEAG 4601-1991」に基づき設定した耐震壁のせん断スケルトン曲線上にプロットした結果を、図 2.3.2-5 から図 2.3.2-7 に示す。

検討の結果、地震応答解析により得られる最大応答値は、評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分に余裕があることを確認した。

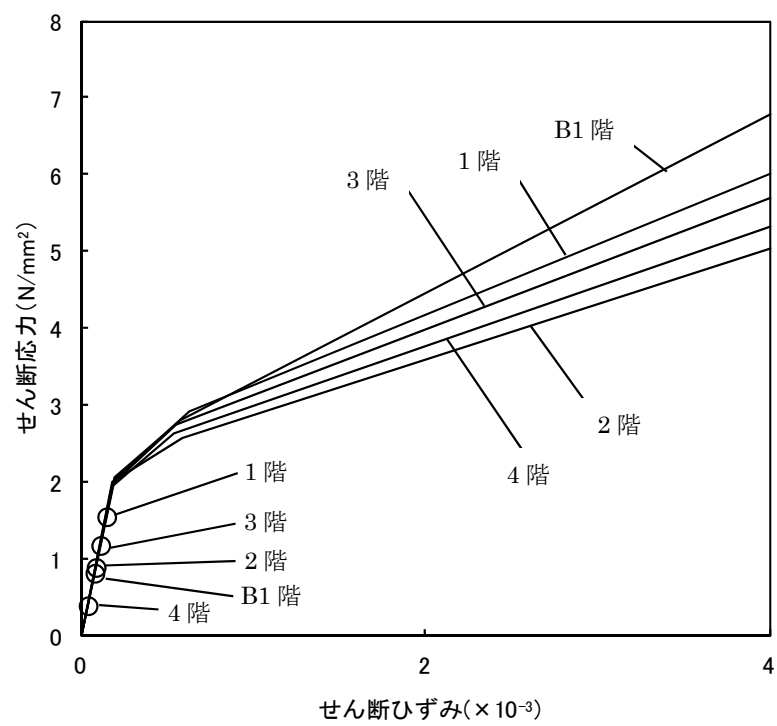


(a) NS 方向

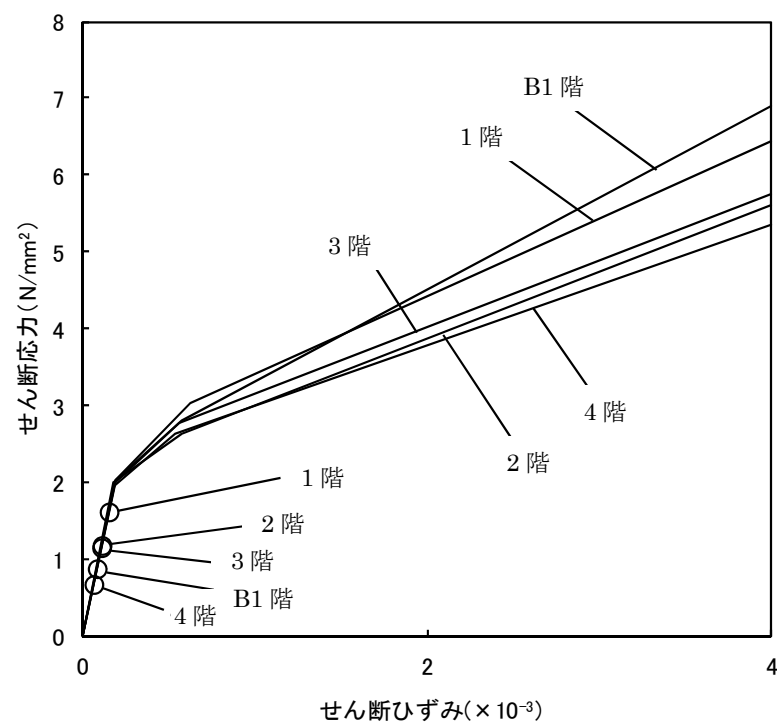


(b) EW 方向

図 2.3.2-5 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1)

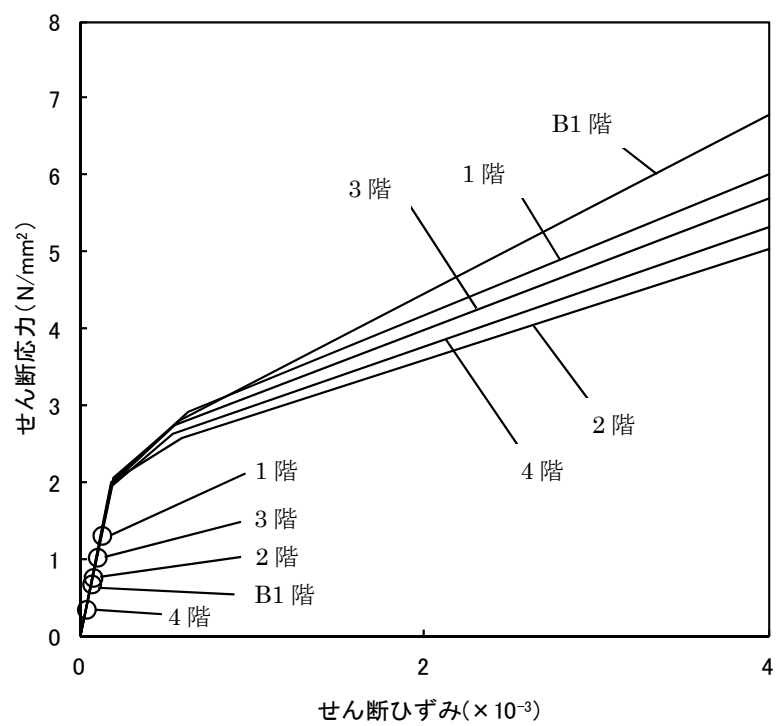


(a) NS 方向

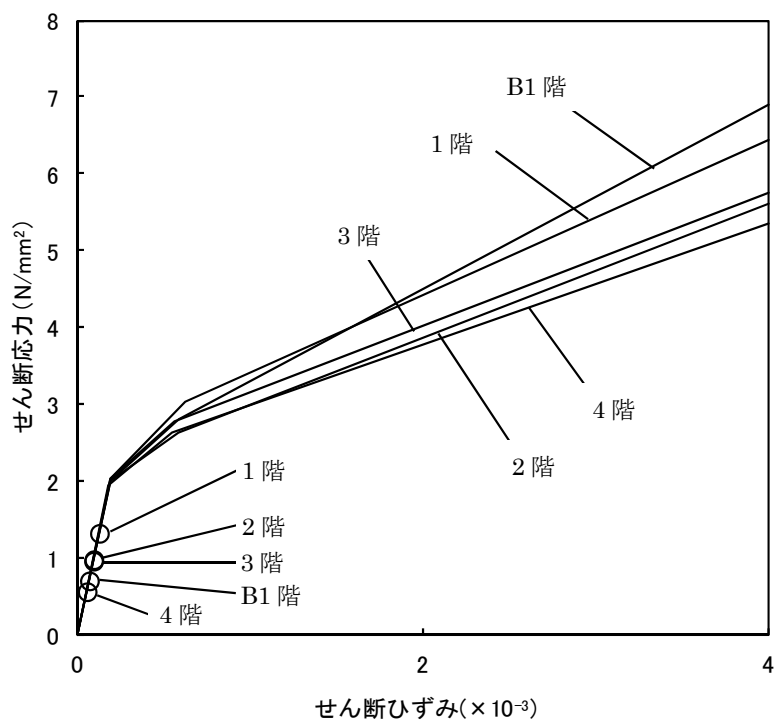


(b) EW 方向

図 2.3.2-6 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 2.3.2-7 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-3)

3. 第3号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について

3.1 概要

3.1.1 一般事項

第3号機燃料取り出し用カバーは、使用済燃料プールを覆う構造としており、燃料取扱設備（燃料取扱機及びクレーン）を支持するドーム状の屋根を有した門型架構であり、構造強度と耐震性について検討を行う。なお、耐震設計上の重要度分類は、燃料取扱設備の間接支持構造物としてBクラス相当とする。

架構の構造強度は一次設計に対応した許容応力度設計を実施し、耐震性は基準地震動 S_s に対する地震応答解析を実施し、架構の損傷が原子炉建屋、使用済燃料プール及び使用済燃料ラックに波及的影響を及ぼさないことを確認する。ここで、波及的影響の確認は、架構が崩壊機構に至らないことを確認する。図 3.1.1-1 に燃料取り出し用カバーのイメージを示す。

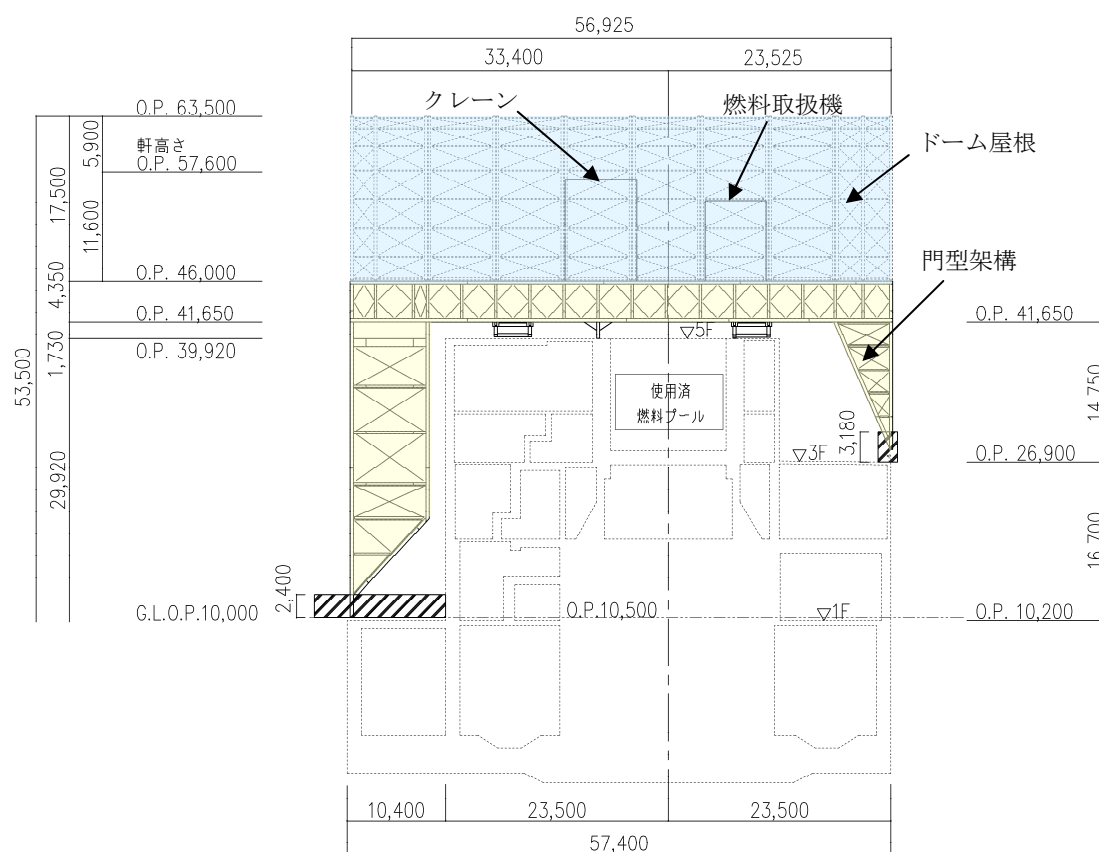


図 3.1.1-1 燃料取り出し用カバーのイメージ (単位: mm)

燃料取り出し用カバーの検討は原則として下記の法規及び基規準類に準拠して行う。

- (1) 建築基準法・同施行令及び関連告示
- (2) 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定）
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (4) 鋼構造設計規準（日本建築学会，2005 改定）
- (5) 2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書(国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省
国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所・日本建築行政会議，2007 刊行)
- (6) 鋼構造塑性設計指針（日本建築学会，2010 改定）
- (7) 現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説(2002)
（日本建築学会，2002 制定）
- (8) プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説（日本建築学会，1998 改定）

また，原子力施設の設計において参照される下記の指針及び規程を参考にして検討を行う。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1987)（日本電気協会 電気技術基準調査委員会，
昭和 62 年 8 月 改訂）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1991 追補版)（日本電気協会 電気技術基準調査
委員会，平成 3 年 6 月 発刊）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術規程(JEAC 4601-2008)（日本電気協会 原子力規格委員会，平成
20 年 12 月 改定）

3.1.2 構造概要

燃料取り出し用カバーは燃料取扱設備を支持する架構で、南北方向に 18.50m、東西方向に 56.925m、地盤面からの高さが 53.50m のドーム状屋根を設けた門型の架構である。構造形式はトラス構造で、構造種別は鉄骨造である。

燃料取り出し用カバーは、原子炉建屋の 1 階、3 階及び 5 階に支持される構造である。なお、5 階の原子炉建屋躯体支持点においては、水平振れ止め装置（ストッパ）及び鉛直方向の制震装置（オイルダンパ）を用いる。

燃料取り出し用カバーの概要を図 3.1.2-1～図 3.1.2-5 に示す。

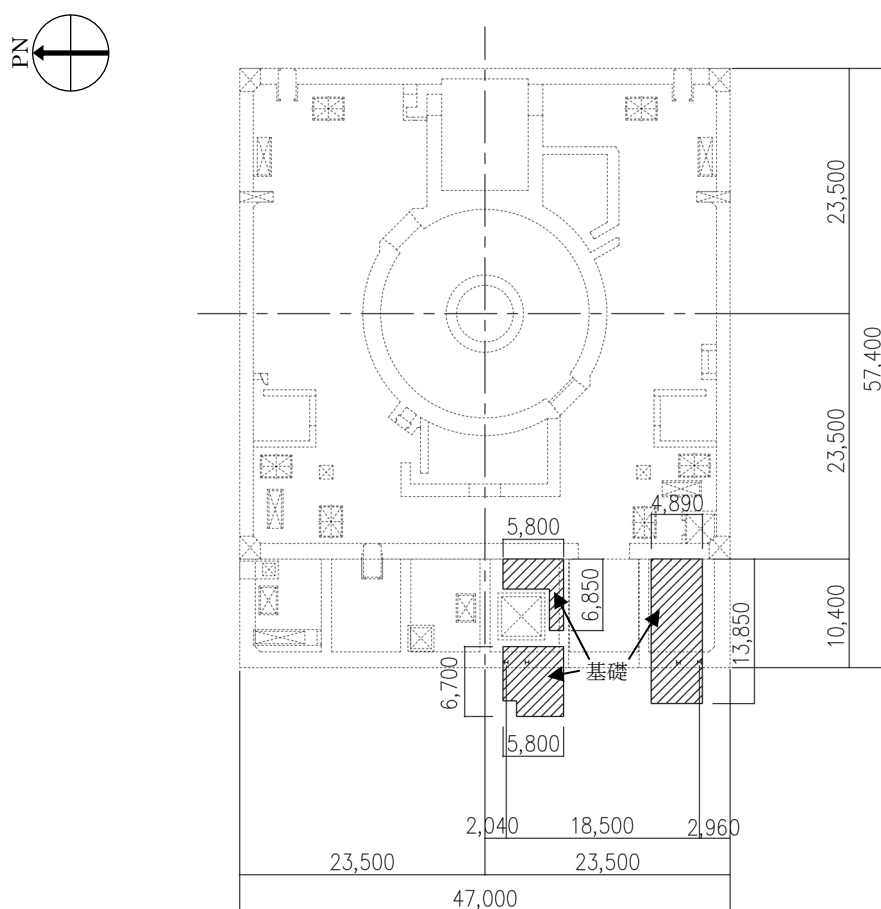
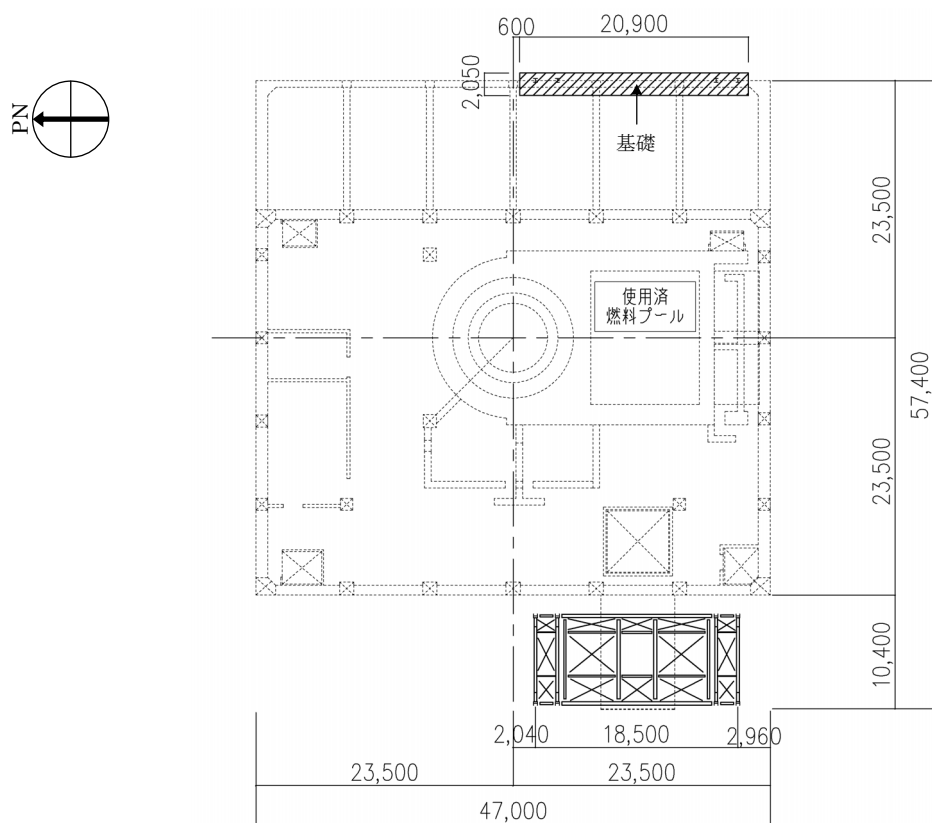
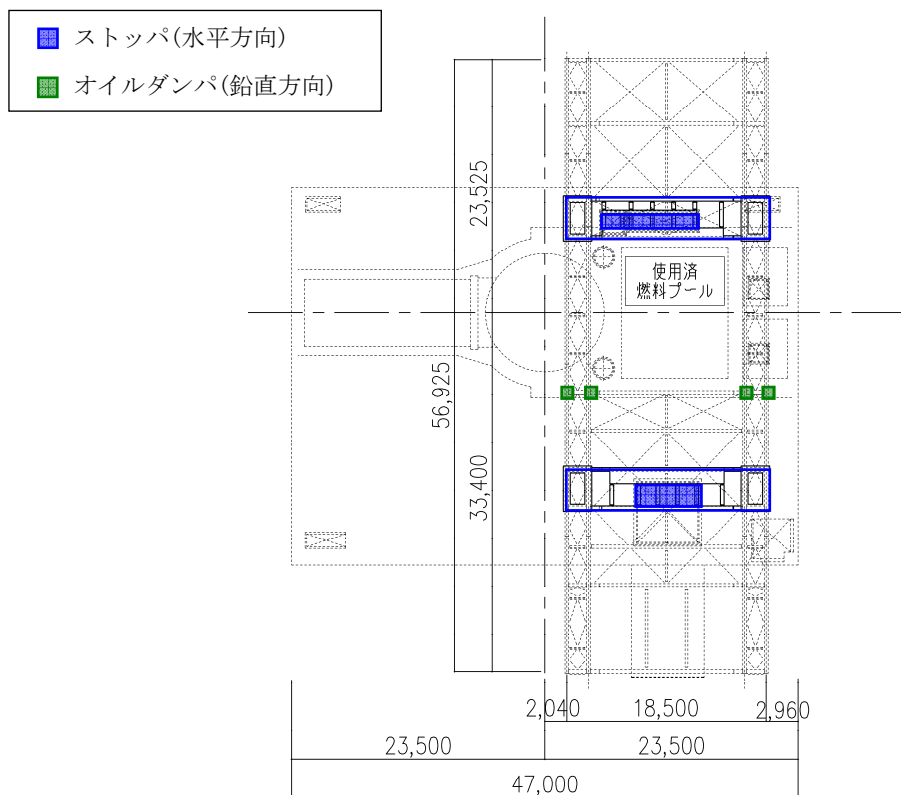


図 3.1.2-1 燃料取り出し用カバーの概要（単位：mm）

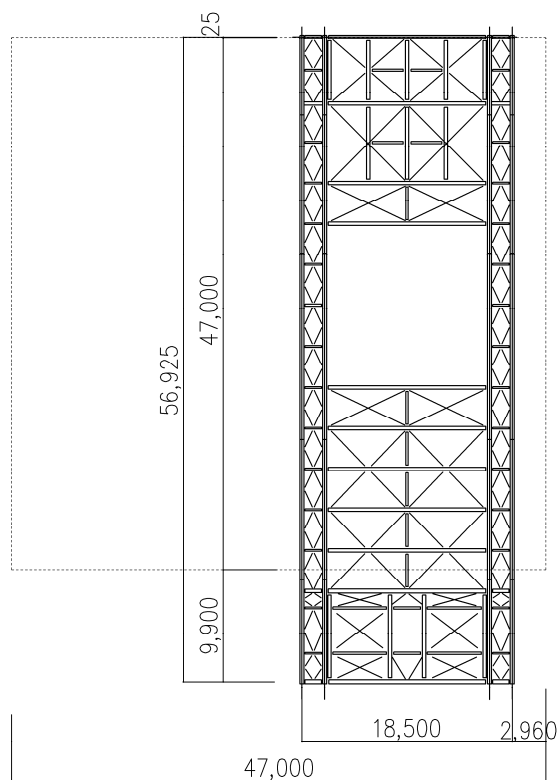
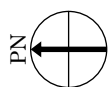


(a) 基礎伏図 (O. P. 26, 900 原子炉建屋 3 階)

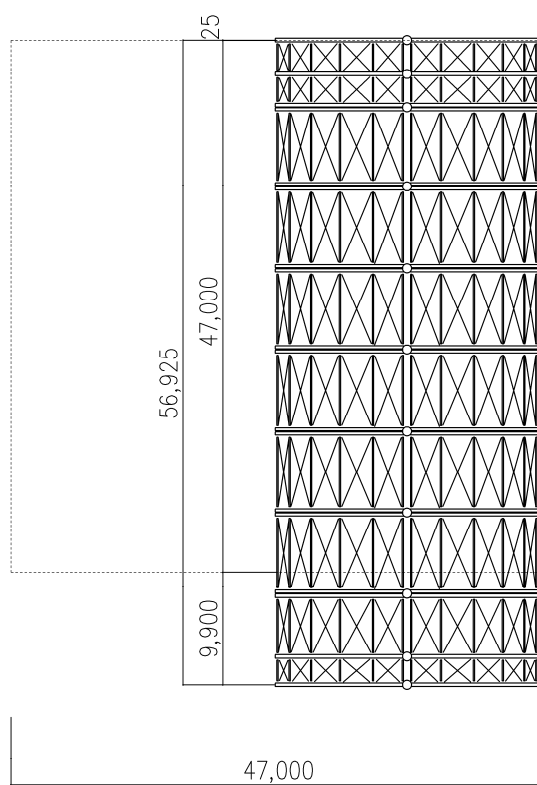


(b) 梁伏図 (O. P. 39, 920 原子炉建屋 5 階)

図 3. 1. 2-2 燃料取り出し用カバーの概要 (単位 : mm)

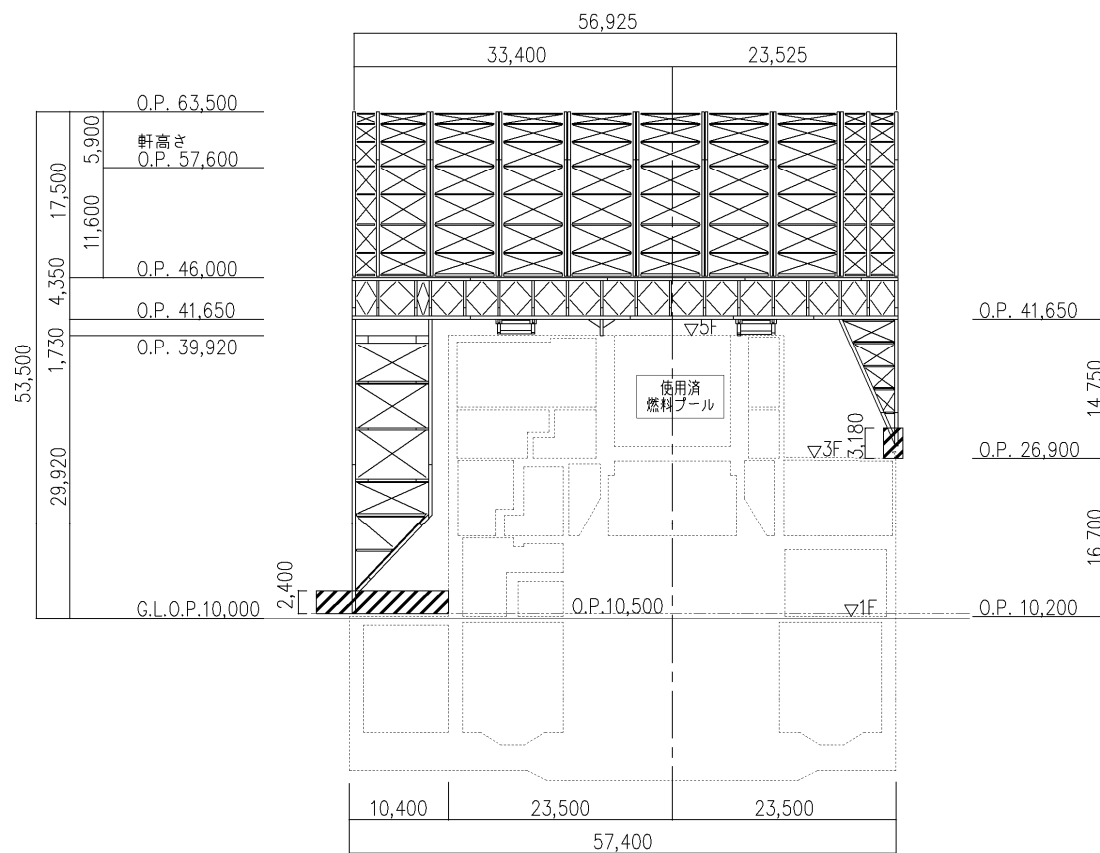


(a) 架構ガーダー部平面図 (0. P. 46, 000)



(b) 屋根伏図

図 3. 1. 2-3 燃料取り出し用カバーの概要 (単位 : mm)



(a) 南軸組図

図 3. 1. 2-5 燃料取り出し用カバーの概要 (単位 : mm)

3.1.3 検討フロー

燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性の検討フローを図 3.1.3-1 に示す。

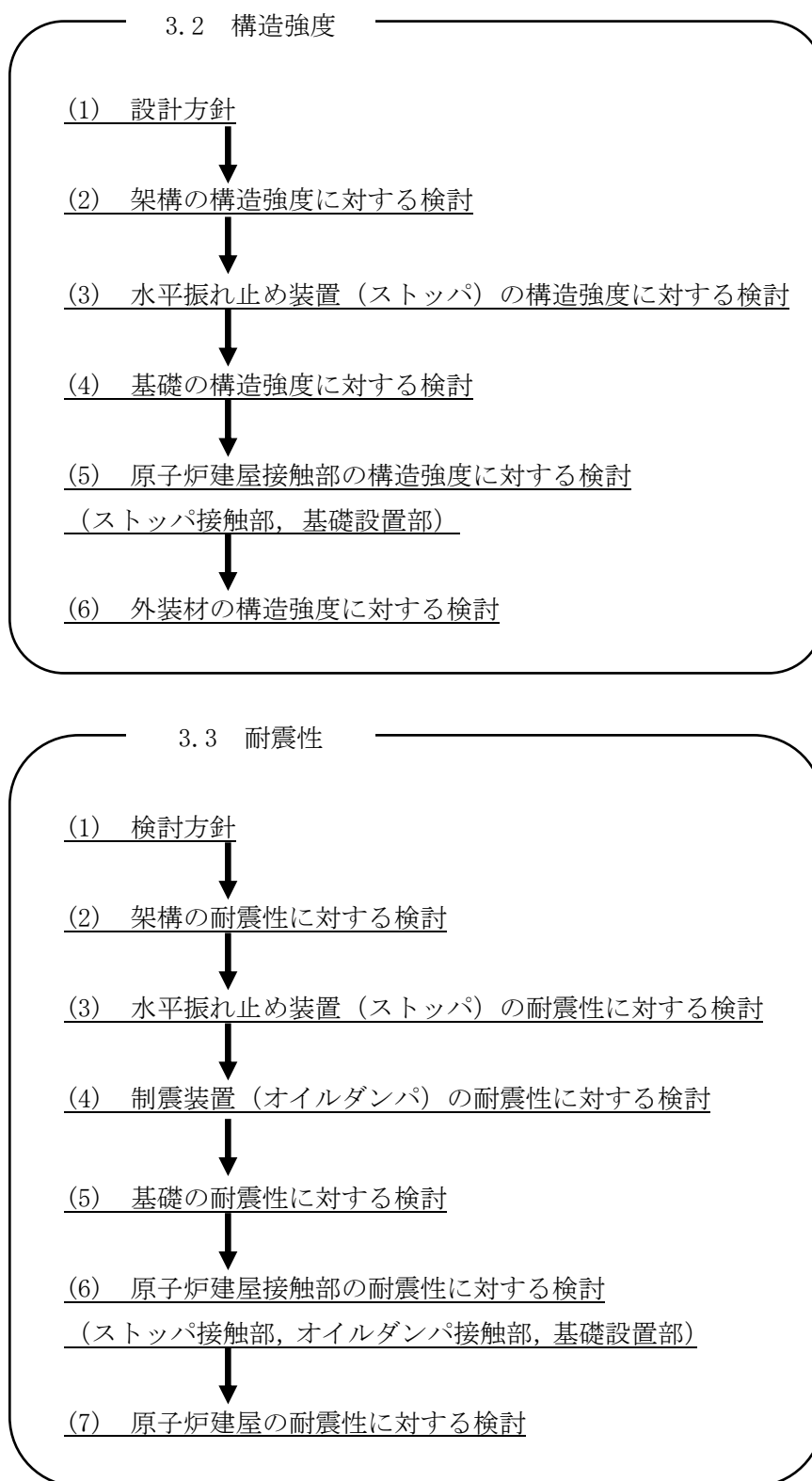


図 3.1.3-1 燃料取り出し用カバーの検討フロー

3.2 構造強度

(1) 設計方針

構造強度の検討は、門型架構及びドーム屋根、水平振れ止め装置（ストッパ）、基礎及び外装材について許容応力度設計を実施する。

1) 使用材料及び許容応力度

使用材料の物性値及び許容応力度を表 3.2-1 に示す。

表 3.2-1 使用材料の物性値及び許容応力度

材料定数

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
架 構	鉄骨	2.05×10^5	0.3	77.0
基 礎	コンクリート	2.27×10^4	0.2	24.0

コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度=24	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
	8.0	—	0.73	16.0	—	1.095

鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

記号	鉄筋径	長期		短期	
		引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD345	D29 未満	215	195	345	345
	D29 以上	195			

構造用鋼材の許容応力度

(単位：N/mm²)

板厚	材料	基準強度 F	許容応力度
T ≤ 40mm	SS400, SN400B	235	「鋼構造設計規準」に従い、左記 F の値より求める
T > 40mm	SN400B	215	
T ≤ 40mm	SM490A, SN490B, STK490	325	
—	STKT590	440*	

*： 「JIS G 3474-2008」による

2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重を以下に示す。

・鉛直荷重 (VL)

燃料取り出し用カバーに作用する鉛直方向の荷重で、固定荷重、機器荷重、配管荷重及び積載荷重とする。

・燃料取扱設備荷重 (CL)

燃料取扱設備による荷重を表 3. 2-2 に示す。

表 3. 2-2 燃料取扱設備荷重一覧表

燃料取扱機	788 kN
クレーン	755 kN
吊荷	461 kN

・積雪荷重 (SL)

積雪荷重は建築基準法施行令及び福島県建築基準法施行規則細則に準拠し以下の条件とする。

積雪量：30cm, 単位荷重：20N/m²/cm

・風圧力 (WL)

風圧力は建築基準法施行令第 87 条に基づき、基準風速を 30m/s, 地表面粗度区分Ⅱとして算定する。速度圧の算定結果を表 3. 2-3 に示す。

表 3. 2-3 速度圧の算定結果

建物高さ* H (m)	平均風速の 鉛直分布係数 Er	ガスト 影響係数 Gf	建物高さと粗度 区分による係数 E	基準風速 Vo (m/s)	速度圧 q (N/m ²)
50. 55	1. 27	2. 00	3. 23	30	1750

*： 建物高さは、軒高さ（47. 60m）と最高高さ（53. 50m）の平均値とした

・地震荷重 (K)

燃料取り出し用カバーに作用させる地震荷重は, 0. P. -2. 06m (原子炉建屋基礎スラブ上端レベル) を基準面とした原子炉建屋の水平地震力の算定結果より設定する。原子炉建屋の水平地震力は下式より算定し, 算定結果を表 3. 2-5 及び表 3. 2-6 に示す。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで,

Q_i : 水平地震力 (kN)

n : 施設の重要度に応じた係数 ($n=1.5$)

建築基準法で定める地震力の 1.5 倍を考慮する。

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該部分が支える重量 (kN)

ここに, 燃料取り出し用カバーの設計で考慮する原子炉建屋の全体重量は, 瓦礫撤去の効果と遮へい体及び燃料取り出し用カバーを新規に設置する影響を考慮した。原子炉建屋の全体重量を表 3. 2-4 に示す。

表 3. 2-4 原子炉建屋の全体重量 (kN)

原子炉建屋全体重量*	1092200
瓦礫撤去による軽減重量	-24640
遮へい体設置による付加重量	+18000
燃料取り出し用カバー等の付加重量	+44750
燃料取り出し用カバー設計用原子炉建屋全体重量	1130310

* : 「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書 (その 2)」(東京電力株式会社, 平成 23 年 7 月 13 日) において用いた各階重量の総計

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

R_t : 振動特性係数 ($R_t=0.8$)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数で, 原子炉建屋の固有値を用いたモーダル解析法 (二乗和平方根法) により求める。

C_0 : 標準せん断力係数 ($C_0=0.2$)

i 層の水平震度 k_i は, 下式によって算定する。

$$P_i = Q_i - Q_{i-1}$$

$$k_i = P_i / w_i$$

ここで,

P_i : 当該階とその直下階の水平地震力の差 (kN)

w_i : 各階重量 (kN)

表 3.2-5 原子炉建屋の水平震度の算定結果 (NS 方向)

階	標 高 O. P. (m)	各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
5	39.92	87590	—	—	—	—	43010	0.492
4	39.92～32.30	119490	87590	2.046	0.491	43010	42720	0.358
3	32.30～26.90	111340	207080	1.728	0.414	85730	31770	0.286
2	26.90～18.70	130160	318420	1.537	0.369	117500	26050	0.201
1	18.70～10.20	253710	448580	1.331	0.320	143550	25000	0.099
B1	10.20～-2.06	—	702290	1.000	0.240	168550	—	—

表 3.2-6 原子炉建屋の水平震度の算定結果 (EW 方向)

階	標 高 O. P. (m)	各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
5	39.92	87590	—	—	—	—	48610	0.555
4	39.92～32.30	119490	87590	2.311	0.555	48610	39610	0.332
3	32.30～26.90	111340	207080	1.775	0.426	88220	30230	0.272
2	26.90～18.70	130160	318420	1.552	0.372	118450	24200	0.186
1	18.70～10.20	253710	448580	1.323	0.318	142650	25900	0.103
B1	10.20～-2.06	—	702290	1.000	0.240	168550	—	—

架構に作用させる水平震度は、原子炉建屋 1 階、3 階及び 5 階の水平震度を用いるものとし、水平地震力を設定する。ドーム屋根部分の水平震度は、建設省告示第 1389 号に基づく 1.0 に 1.5 を乗じて用いる。表 3.2-7 に燃料取り出し用カバーに作用させる水平地震力の算定結果を示す。

表 3.2-7 水平地震力の算定結果

標高 O. P. (m)	各階重量 wi (kN)	NS 方向		EW 方向	
		水平震度 ki	水平地震力 Pi (kN)	水平震度 ki	水平地震力 Pi (kN)
63.50	3200	1.500	4800	1.500	4800
46.00	11400	0.492	5609	0.555	6327
26.90	200	0.286	57	0.272	54
10.20	1200	0.099	119	0.103	124

・荷重組合せ

設計で考慮する燃料取扱機及びクレーンの位置を図 3.2-1 に、荷重組合せを表 3.2-8 に示す。

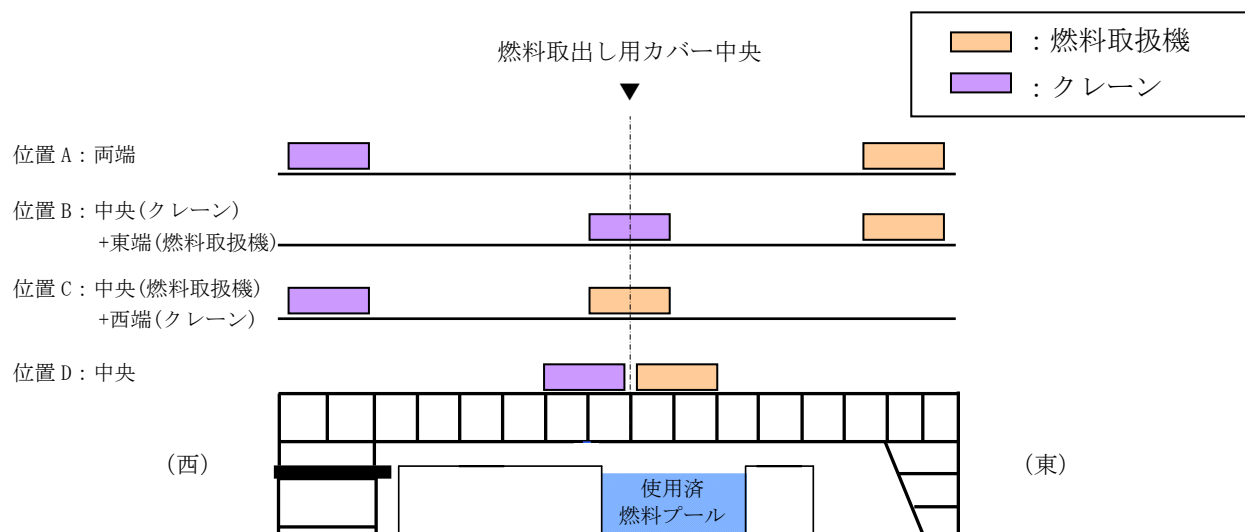


図 3.2-1 燃料取扱設備の位置

表 3.2-8 燃料取り出し用カバーの荷重組合せ

想定する状態	荷重ケース	荷重組合せ内容	許容応力度
常時	C	VL+CL ^{*1}	長期
積雪時 ^{*3}	S	VL+CL ^{*1} +SL	短期
暴風時 ^{*3}	W	VL+CL ^{*1} +WL	
地震時	E1	VL+CL ^{*1} +K(+NS) ^{*2}	
	E2	VL+CL ^{*1} +K(-NS) ^{*2}	
	E3	VL+CL ^{*1} +K(+EW) ^{*2}	
	E4	VL+CL ^{*1} +K(-EW) ^{*2}	

*1：吊荷荷重は、常時、積雪時及び暴風時は図 3.2-1 に示すクレーンの位置、地震時は使用済燃料プール直上の架構にて考慮する。

*2：地震荷重は NS 方向及び EW 方向を考慮する。

*3：短期事象では地震時が支配的であることから、積雪時及び暴風時の検討は省略する。ただし、外装材の検討は暴風時が支配的であることから暴風時に対し検討を行う。

なお，地震時と暴風時の架構の層せん断力について，風荷重の受圧面積が最大になる NS 方向で比較した結果を図 3.2-2 に示す。図 3.2-2 より，地震時の層せん断力は暴風時の層せん断力を包絡しており，支配的な荷重である。

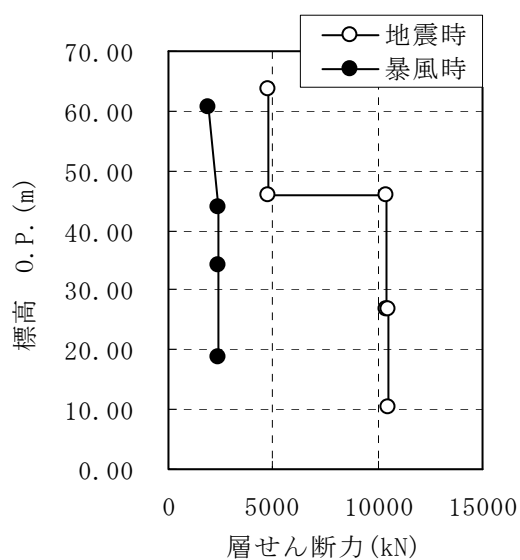


図 3.2-2 地震時と暴風時の層せん断力の比較

(2) 架構の構造強度に対する検討

1) 解析モデル

架構の解析モデルは、門型架構及びドーム屋根を構成する主要な鉄骨部材からなる立体架構モデルとする。図 3.2-3 に架構の立体解析モデルを示す。解析モデルの柱脚部はピン支持、ストップ取り付け部は水平方向のみピン支持とする。

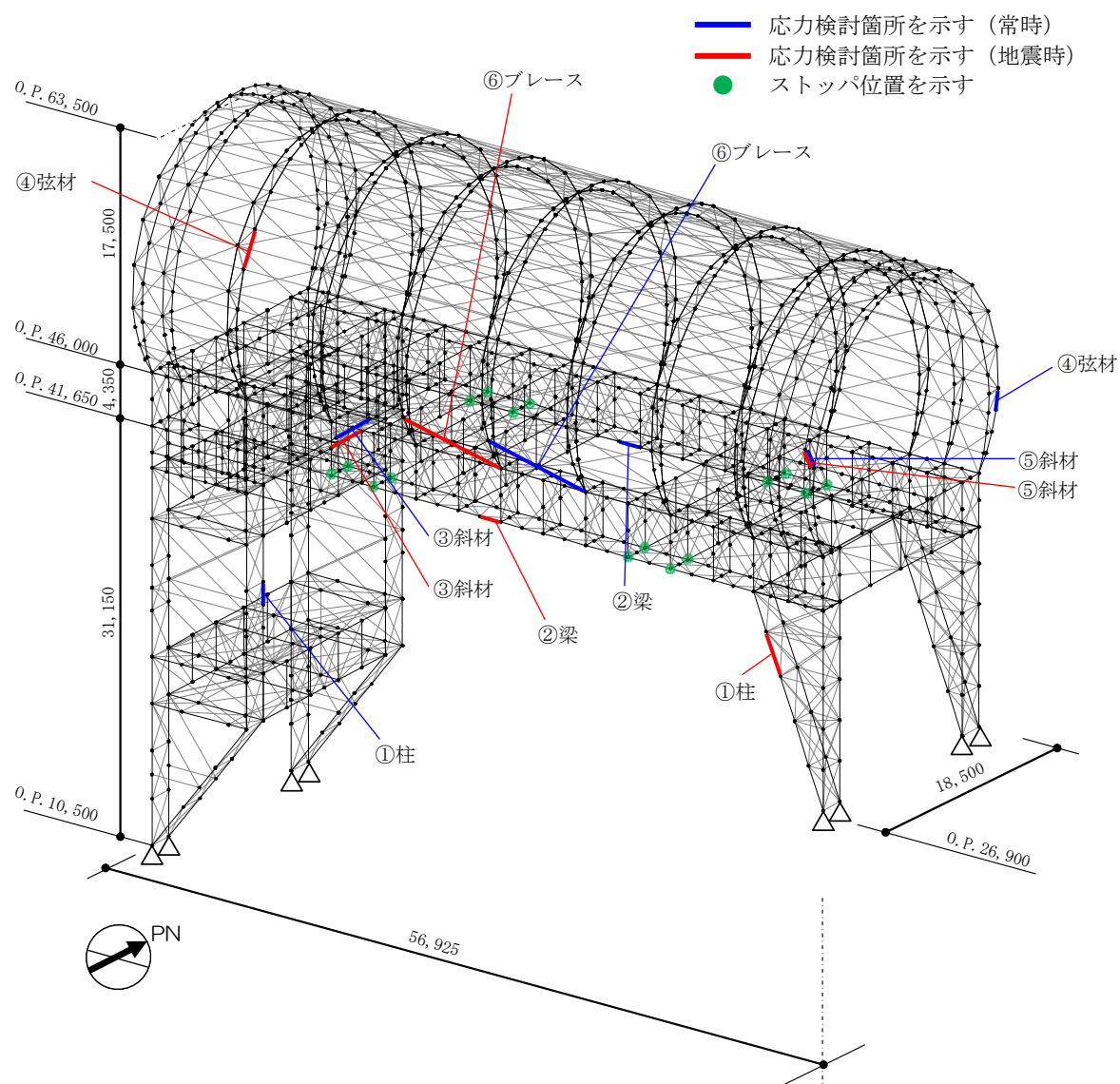


図 3.2-3 解析モデル図 (単位 : mm)

2) 断面検討

応力度比の検討は「鋼構造設計規準」に従い、軸力に対して下式にて検討を行う。

$$\text{・ 軸圧縮の場合} \quad \frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

$$\text{・ 軸引張の場合} \quad \frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1$$

ここで, σ_c, σ_t : 圧縮応力度 (N/A) 及び引張応力度 (T/A) (N/mm²)

N : 圧縮力 (N), T : 引張力 (N), A : 断面積 (mm²)

f_c : 許容圧縮応力度 (N/mm²)

f_t : 許容引張応力度 (N/mm²)

表 3. 2-9 及び表 3. 2-10 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。
断面検討の結果, 全ての部材に対する応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 3. 2-9 断面検討結果 (常時)

部 位* ¹			部材形状 (mm) 〈使用材料〉	荷重ケース (位置)* ²	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
門型 架構	①	柱	H-350×350 ×12×19 〈SM490〉	C (D)	圧縮	77.4	164	0.48	O. K.
	②	梁	H-350×350 ×12×19 〈SM490〉	C (D)	引張	91.4	216	0.43	O. K.
	③	斜材	2[s-150×75 ×6.5×10 〈SM490〉	C (D)	圧縮	103.0	120	0.86	O. K.
ドーム 屋根	④	弦材	φ-318.5×6.9 〈STKT590〉	C (B)	引張	33.5	293	0.12	O. K.
	⑤	斜材	φ-139.8×4.5 〈STK490〉	C (B)	圧縮	43.4	203	0.22	O. K.
	⑥	ブレース	φ-114.3×4.5 〈STK490〉	C (D)	圧縮	19.4	92	0.22	O. K.

*1 : ①～⑥の符号は図 3. 2-3 の応力検討箇所を示す

*2 : 図 3. 2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

表 3.2-10 断面検討結果（地震時）

部 位 ^{*1}			部材形状 (mm) ＜使用材料＞	荷重ケース (位置) ^{*2}	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
門型 架構	①	柱	H-350×350 ×12×19 ＜SM490＞	E1 (D)	圧縮	138.9	289	0.49	O. K.
	②	梁	H-350×350 ×12×19 ＜SM490＞	E1 (D)	引張	108.3	324	0.34	O. K.
	③	斜材	2[s-150×75 ×6.5×10 ＜SM490＞	E1 (D)	圧縮	164.5	180	0.92	O. K.
ドーム 屋根	④	弦材	φ-267.4×6.6 ＜STKT590＞	E1 (D)	圧縮	155.2	396	0.40	O. K.
	⑤	斜材	φ-139.8×4.5 ＜STK490＞	E3 (A)	圧縮	165.8	304	0.55	O. K.
	⑥	ブレース	φ-114.3×4.5 ＜STK490＞	E3 (D)	圧縮	80.6	138	0.59	O. K.

*1：①～⑥の符号は図 3.2-3 の応力検討箇所を示す

*2：図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

(3) 水平振れ止め装置（ストップ）の構造強度に対する検討

原子炉建屋の5階床上面2か所に鋼製のストップを設置し、架構に発生する水平力を、ストップを介して原子炉建屋に支持させる。原子炉建屋へは、5階床の床開口部に突出させた強固なシアキにより水平力を伝達させる。図3.2-4にストップ概要図を示す。

ストップについては、架構と原子炉建屋を結んだバネ材に発生する水平力の最大値が、床開口に差し込むシアキの短期許容せん断力以下であることを確認する。

なお、原子炉建屋と水平振れ止め装置（ストップ）の接触部については、設置前において、本説明書で想定しているように、施工に十分な状況かどうか、雰囲気線量等の作業安全性を鑑みながら、可能な範囲で確認した点検結果を別途報告するとともに、不具合が見つかった場合には適切に補修等を実施する。

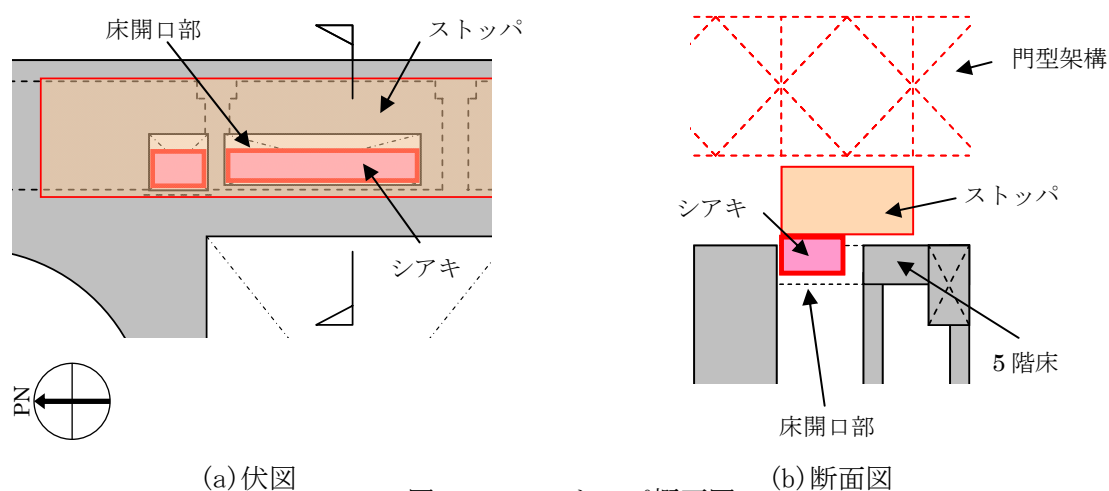


図 3.2-4 ストップ概要図

シアキの許容せん断力は下式より算定し、表3.2-11に応力比が最大となる部位の断面検討結果を示す。

断面検討の結果、全てのストップに対する応力比が1以下になることを確認した。

$$Q_a = A \cdot f_s$$

ここに、

Q_a ：短期許容せん断力(kN)

A ：シアキの断面積 (mm^2)

f_s ：短期許容せん断応力度(N/mm^2) (SM490A)

表 3.2-11 ストップ（シアキ）の断面検討結果

部位	荷重ケース (位置)*	ストップ反力 Q (kN)	短期許容せん断力 Q_a (kN)	応力比 Q/Q_a	判定
東側ストップ	E4 (A)	2560	8620	0.30	O. K.

*：図3.2-1に示す燃料取扱設備の位置を示す

(4) 基礎の構造強度に対する検討

架構の基礎は独立フーチング基礎とし、西側柱脚部は原子炉建屋の地下 1 階壁の直上に設置し、東側柱脚部は原子炉建屋 2 階壁の直上に設置して基礎反力が原子炉建屋を介して地盤に伝わるようにする。ここでは、基礎の浮き上がりに対しては基礎反力（圧縮力を正）の最小値が 0 以上であることを確認し、基礎のすべりに対しては基礎反力の水平力が許容摩擦力以下であることを確認する。

なお、基礎底面の摩擦係数は「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針（案）・同解説（2002）」に準じて、特に先打ちコンクリート表面に処理をしない場合の後打ちコンクリートとの境界面で設定する 0.6（普通コンクリートの場合）とする。

表 3.2-12 に基礎反力が最小となる部位の基礎浮き上がりの検討結果を示す。

基礎浮き上がりの検討の結果、全ての基礎の最小圧縮力が 0 以上であることを確認した。

表 3.2-12 基礎浮き上がりの検討結果

部位	荷重ケース (位置) *	最小圧縮力 N (kN)	判定
東側柱脚 (北側)	E1 (C)	1990	0. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

許容摩擦力は下式より算定し、表 3.2-13 に応力比が最大となる部位の検討結果を示す。

基礎すべりの検討の結果、全ての基礎に対する応力比が 1 以下になることを確認した。

$$V_a = \mu(N + R)$$

ここに、

V_a : 許容摩擦力 (kN)

μ : 摩擦係数 ($\mu = 0.6$)

N : 基礎重量 (kN)

R : 基礎上端の架構の鉛直反力 (kN)

表 3.2-13 基礎すべりの検討結果

部位	荷重ケース (位置) *	水平力 Q (kN)	許容摩擦力 V_a (kN)	応力比 Q/ V_a	判定
東側柱脚	C (D)	2410	5270	0.46	0. K.
	E4 (D)	2430	4580	0.54	0. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

(5) 原子炉建屋接触部の構造強度に対する検討

1) ストップ接触部

ストップ接触部の構造強度の検討では、ストップ水平反力が、既存躯体の短期許容支圧力以下になることを確認する。なお、許容支圧応力度は、原子炉建屋の設計基準強度 (22.1N/mm²) を用いて「プレレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」に基づき算出する。

短期許容支圧力 N_a は下式より算定し、表 3.2-14 に応力比が最大となる部位の検討結果を示す。検討の結果、全てのストップ接触部に対する応力比が 1 以下になることを確認した。

$$N_a = f_n \cdot A_l$$

$$f_n = f_{na} \sqrt{\frac{A_c}{A_l}} \quad \text{ただし,} \quad \sqrt{\frac{A_c}{A_l}} \leq 2.0$$

ここに、

f_n : 短期許容支圧応力度 (N/mm²)

f_{na} : $F_{ci}/1.25$ または $0.6F_c$ のうち小さいほうの値 (N/mm²)

F_{ci} : コンクリート強度、特に定めのない場合には 20N/mm² ($F_{ci}=22.1\text{N/mm}^2$)

A_c : 支圧端から離れて応力が一様分布となったところのコンクリートの支承面積 (mm²)

A_l : 局部圧縮を受ける支圧面積 (mm²)

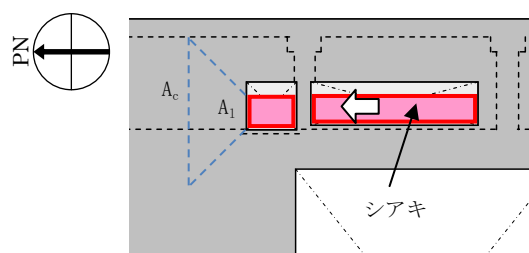


表 3.2-14 ストップ接触部の検討結果

部位	荷重ケース (位置) *	ストップ水平反力 N (kN)	短期許容支圧力 N_a (kN)	応力比 N/N_a	判定
東側ストップ	E2 (B)	3980	10300	0.39	O. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

2) 基礎設置部

架構の西側脚部は原子炉建屋 1 階レベル (O. P. 10.2m) で支持し、東側脚部は原子炉建屋 3 階レベル (O. P. 26.9m) で支持している。基礎設置部については、柱脚の鉛直反力により生じる直下壁の軸力が壁の許容軸力以下であることを確認する。

許容軸力 N_a は下式より算定し、表 3.2-15 に応力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、全ての基礎設置部に対する応力比が 1 以下になることを確認した。

$${}_L N_a = {}_L f_c \cdot A_l \quad , \quad {}_S N_a = {}_S f_c \cdot A_l$$

ここに、

${}_L f_c$: 長期許容圧縮応力度 (N/mm²) (${}_L f_c = 22.1 \times 1/3 = 7.4$)

${}_S f_c$: 短期許容圧縮応力度 (N/mm²) (${}_S f_c = 22.1 \times 2/3 = 14.7$)

A₁ : 柱脚部支配面積 (mm²)

表 3. 2-15 壁の圧縮力の検討結果

部位	荷重ケース (位置) *	軸力 N (kN)	許容軸力 Na (kN)	応力比 N/Na	判定
東側柱脚 (南側)	C (B)	4280	12900	0. 34	O. K.
	E1 (B)	6540	25900	0. 26	O. K.

* : 図 3. 2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

(6) 外装材の構造強度に対する検討

1) 検討箇所

架構の屋根面及び側面を覆う外装材は、折板を用いる。強度検討は、壁材、屋根材それぞれに風圧力により生じる応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。なお、短期事象においては、暴風時の影響が支配的であることから、積雪時及び地震時の検討は省略する。検討箇所を図 3.2-5 に示す。

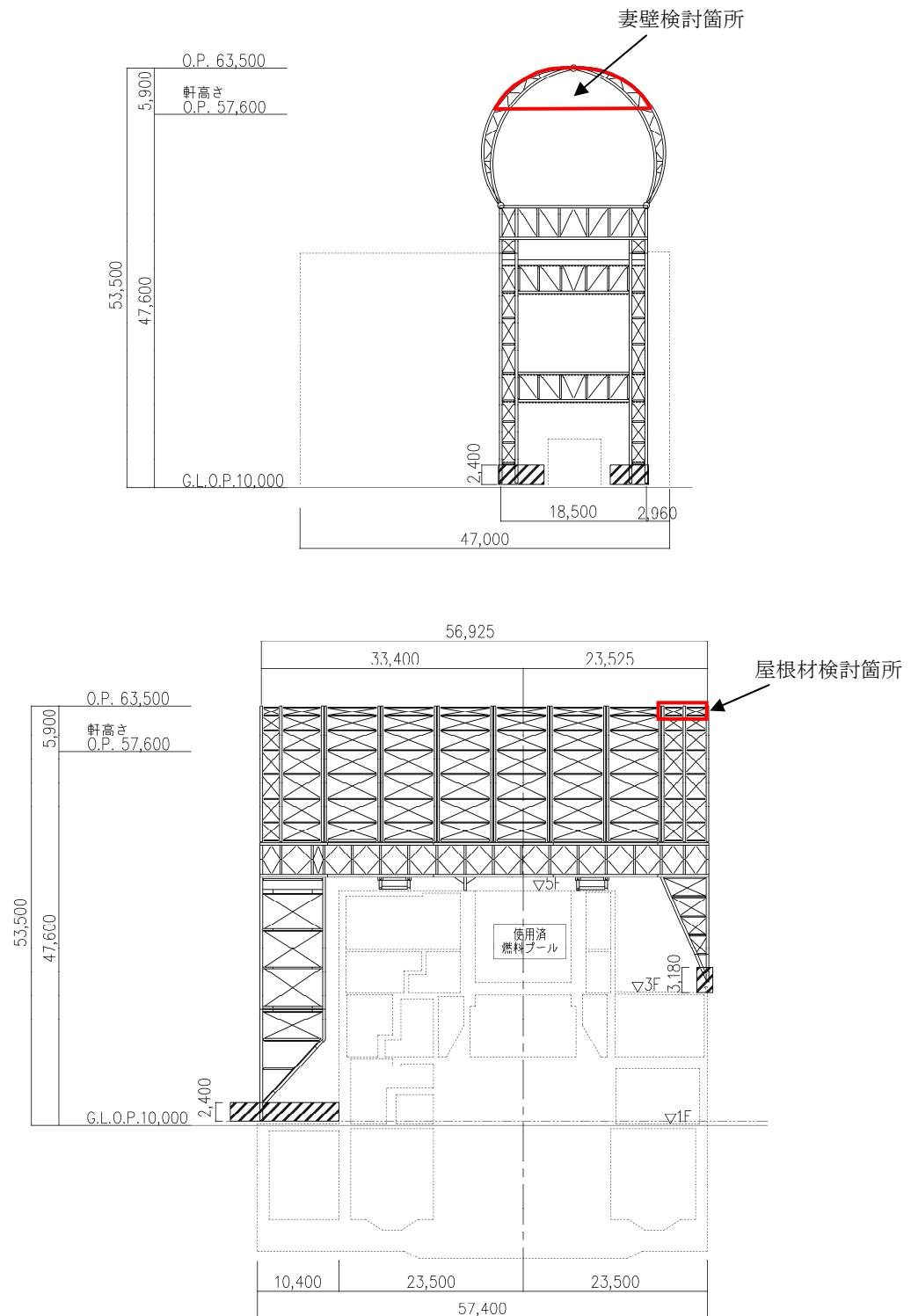


図 3.2-5 外装材検討箇所 (単位 : mm)

2) 設計用荷重の算定

設計用風圧力は、建築基準法施行令第 82 条の 4 に準拠し、基準風速 30m/s、地表面粗度区分Ⅱとして算定する。速度圧の算定結果を表 3.2-16 に、ピーク風力係数を表 3.2-17 に、風力係数の算定箇所を図 3.2-6 に示す。

表 3.2-16 速度圧の算定結果

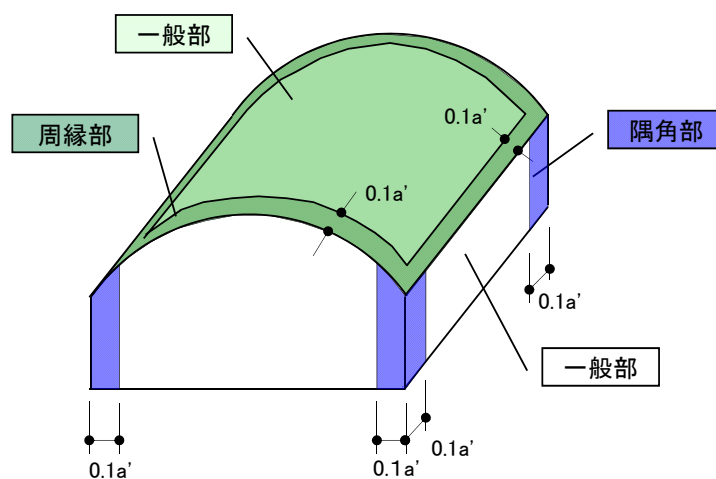
建物高さ*	平均風速の高さ方向の分布を表す係数	基準風速	平均速度圧
H (m)	E_r	V_0 (m/s)	q (N/m ²)
50.55	1.27	30	871

*：建物高さは、軒高さ（47.60m）と最高高さ（53.50m）の平均値とした

表 3.2-17 ピーク風力係数

建物高さ* H (m)	屋根面		妻壁面	
	一般部	周縁部	一般部	隅角部
50.55	-2.5	-3.2	-2.02	-2.5

*：建物高さは、軒高さ（47.60m）と最高高さ（53.50m）の平均値とした



a' は平面の短辺の長さで H の 2 倍の数値のうちいずれか小さな数値（30 を超えるときは、30 とする）（単位：m）

図 3.2-6 風力係数の算定箇所

3) 外装材の強度検討

検討は、応力が厳しくなる部位について行う。ここでは、折板の自重は考慮しないものとする。折板の間隔はドーム屋根が 3.4m で連続支持、妻壁が 4.0m で単純支持されているものと仮定する。

屋根材及び壁材の材料諸元を表 3.2-18 に示す。また、検討結果を表 3.2-19 に示す。

断面検討の結果、全ての外装材に対する応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 3.2-18 屋根材及び壁材の材料諸元

板厚	自重	正曲げ方向		負曲げ方向	
		断面 2 次 モーメント	断面係数	断面 2 次 モーメント	断面係数
t (mm)	G (N/m ²)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)
0.8	118	360	43.6 (13.1*)	347	40.6 (12.2*)

*：括弧内の数値は折曲加工部を示す

表 3.2-19 応力度に対する検討結果

部位	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
ドーム屋根	189	205*	0.93	O. K.
妻壁	109	205*	0.54	O. K.

*：「JIS G 3321-2010」による

・ 応力度に対する検討

①ドーム屋根

$$w = 871 \times (-3.20) = -2790 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$M = (9/128) \times w \times L^2 = (9/128) \times (-2790) \times 3.4^2 \times 10^{-3} = -2.3 \text{ (kNm/m)}$$

$$\sigma_b = M/Z = 2.3 \times 10^6 / (12.2 \times 10^3) = 189 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_b / f_b = 189 / 205 = 0.93 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

②妻壁

$$w = 871 \times (-2.50) = -2180 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$M = (1/8) \times w \times L^2 = (1/8) \times (-2180) \times 4.0^2 \times 10^{-3} = -4.4 \text{ (kNm/m)}$$

$$\sigma_b = M/Z = 4.4 \times 10^6 / (40.6 \times 10^3) = 109 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_b / f_b = 109 / 205 = 0.54 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

3.3 耐震性

(1) 検討方針

耐震性の検討は、架構、水平振れ止め装置（ストッパ）、制震装置（オイルダンパ）、基礎、原子炉建屋接触部及び原子炉建屋の健全性について行い、基準地震動 S_s に対して、これらの応答性状を適切に表現できる地震応答解析を用いて評価する。なお、地震応答解析は水平方向及び鉛直方向を同時に入力する。

(2) 架構の耐震性に対する検討

1) 解析に用いる入力地震動

検討用地震動は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」（東京電力株式会社，平成 20 年 3 月 31 日）にて作成した解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を用いる。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 3.3-1 に示す。モデルに入力する地震動は一次元波動論に基づき、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価する。解放基盤表面位置（O.P. -196.0m）における基準地震動 S_s -1、 S_s -2 及び S_s -3 の加速度時刻歴波形を図 3.3-2(1) 及び図 3.3-2(2) に示す。

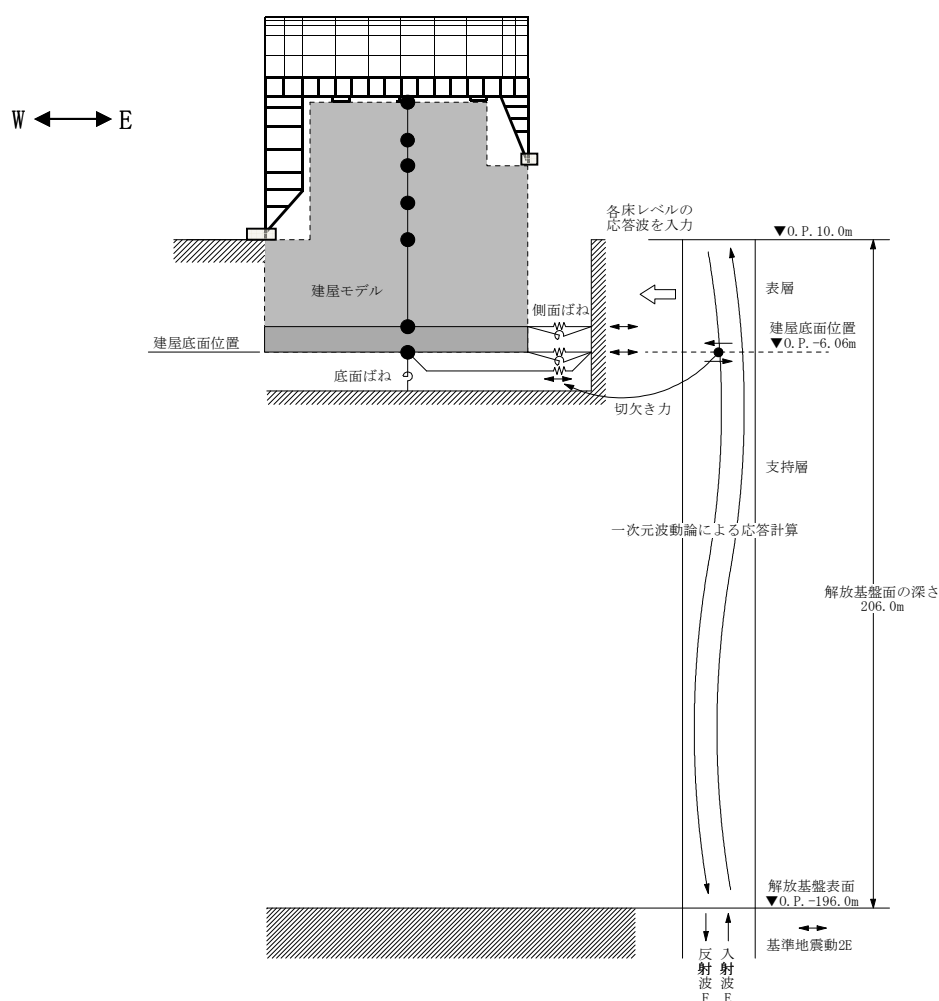
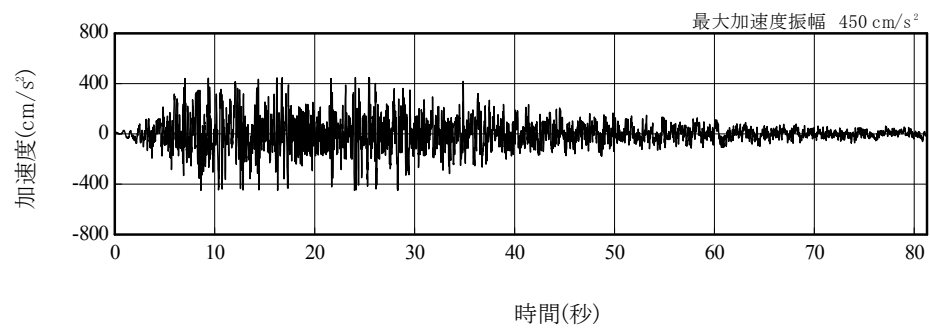
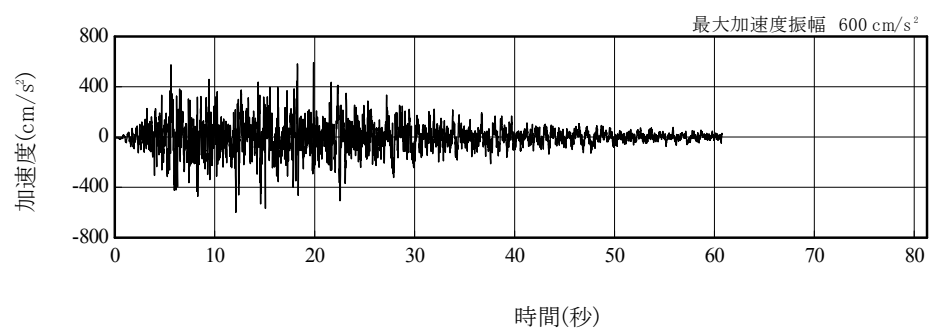


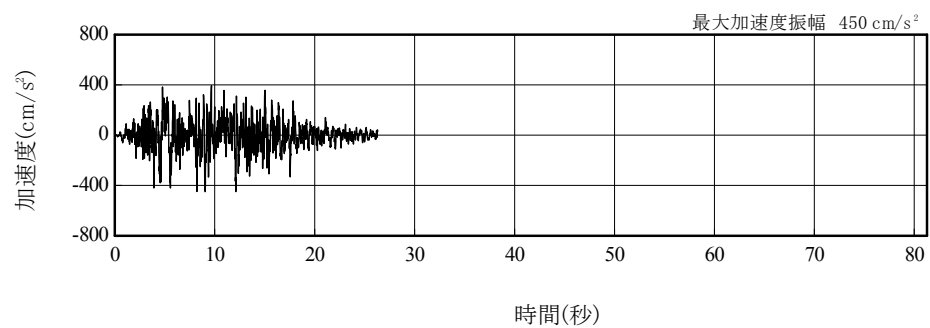
図 3.3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(Ss-1H)

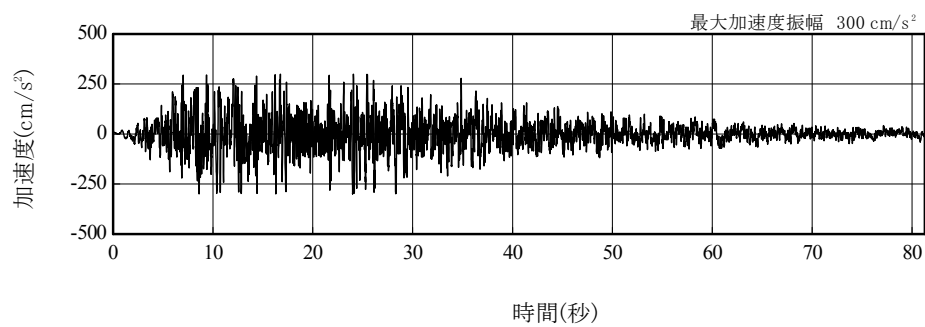


(Ss-2H)

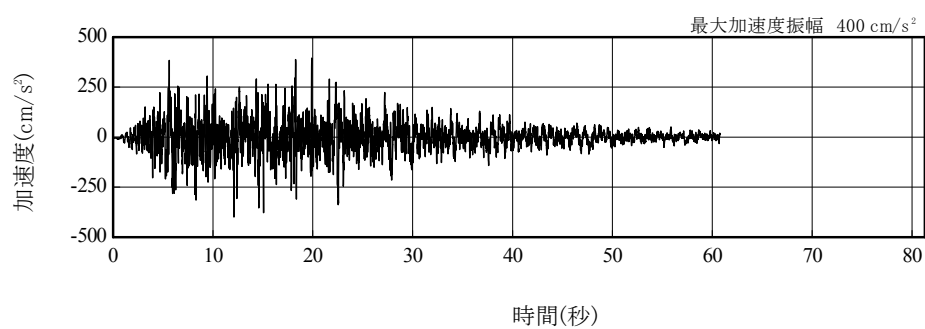


(Ss-3H)

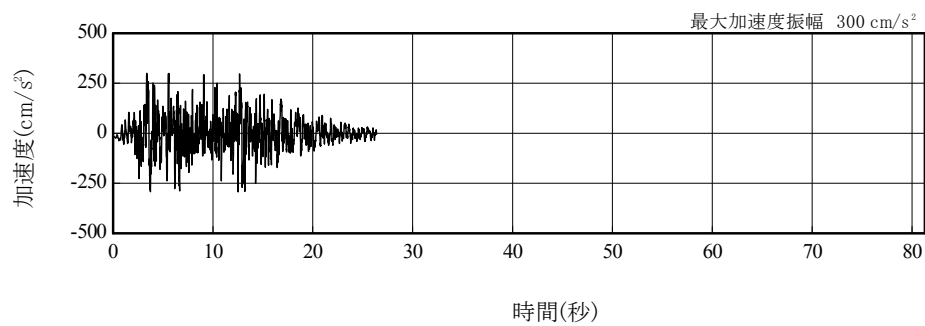
図 3.3-2(1) 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形(水平方向)



(Ss-1V)



(Ss-2V)



(Ss-3V)

図 3.3-2(2) 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(鉛直方向)

2) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、門型架構及びドーム屋根を構成する主要な鉄骨部材からなる立体架構を原子炉建屋の質点系モデルに接続した図 3. 3-3 に示すモデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。ストッパ取り付け部は原子炉建屋 5 階質点 (O. P. 39. 92 m) と水平方向同一変位条件とし、鉛直方向の制震装置 (オイルダンパ) は原子炉建屋の 5 階床上面 4 箇所に門型架構と 5 階床の鉛直方向相対変位が減少する場合に減衰力を発揮するばねに置換して立体架構モデルに組み込んでいる。

地震応答解析に用いる物性値を表 3. 3-1 に示す。門型架構及びドーム屋根の部材接合部の質点は仕上げ材等を考慮した重量とし、原子炉建屋の質点は瓦礫撤去の重量等を反映した表 3. 3-2 に示す重量とする。門型架構の柱・梁及びドーム屋根の弦材は弾性部材とし、その他ブレース等は「鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究」(日本建築学会構造工学論文集 37B 号 1991 年 3 月) に示されている修正若林モデルによる。また、原子炉建屋は、曲げとせん断に「JEAG 4601-1991」に示されている非線形特性を考慮する。

地盤定数は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(東京電力株式会社, 平成 20 年 3 月 31 日) と同様とし、その結果を表 3. 3-3 に示す。原子炉建屋の地盤ばねは、「JEAG 4601-1991」に示されている手法を参考にして、底面地盤を成層補正し振動アドミタンス理論によりスウェイ及びロッキングばねを、側面地盤を Novak の方法により建屋側面ばねを評価した。

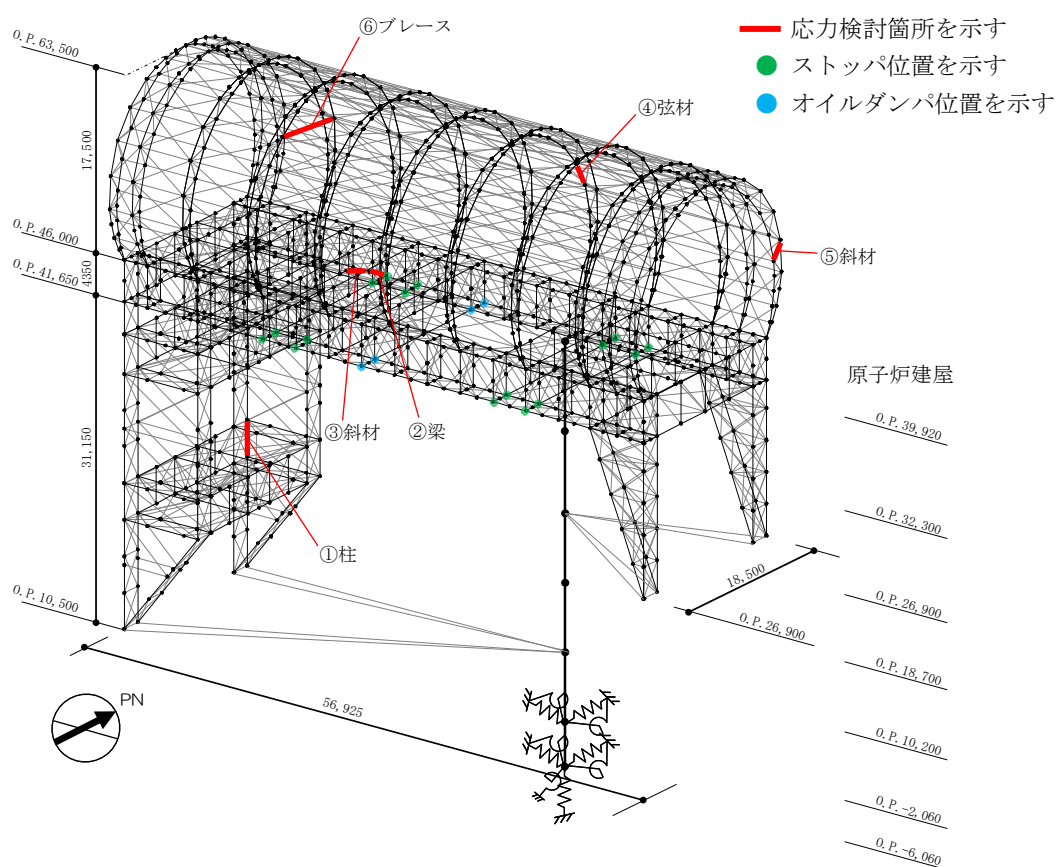


図 3. 3-3 地震応答解析モデル (単位 : mm)

表 3.3-1 地震応答解析に用いる物性値

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	減衰定数 h (%)	備考
架構	鉄骨	2.05×10^5	0.3	77.0	2	SS400, SM490A STK490, STKT590

表 3.3-2 地震応答解析モデルのうち原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(a) 水平 (NS) 方向

標高 O.P. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 I _G ($\times 10^5$ kN・m ²)	せん断断面積 A _S (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
39.92	72990	76.95		
			145.3	9598
32.3	119490	238.33		
			146.1	29271
26.9	111140	204.58		
			237.3	56230
18.7	130160	239.58		
			208.6	60144
10.2	252510	464.88		
			458.7	112978
-2.06	301020	554.17		
			2697.8	496620
-6.06	127000	233.79		
合計	1114310	ヤング係数 E _c せん断弾性係数 G ポアソン比 ν 減衰 h	2.57×10^7 (kN/m ²) 1.07×10^7 (kN/m ²) 0.20 5%	

* : 「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その2）」（東京電力株式会社，平成 23 年 7 月 13 日）において用いた各階重量に瓦礫撤去等による重量増減を考慮した数値（ただし，門型架構の重量 12800kN 及びドーム屋根重量 3200kN は含まない）

表 3.3-2 地震応答解析モデルのうち原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(b) 水平 (EW) 方向

標高 O.P. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I (m^4)
39.92	72990	56.10		
			61.9	5665
32.3	119490	124.49		
			123.4	12460
26.9	111140	204.58		
			204.1	41352
18.7	130160	239.58		
			226.6	61084
10.2	252510	693.32		
			431.3	135128
-2.06	301020	826.50		
			2697.8	740717
-6.06	127000	348.72		
合計	1114310			
		ヤング係数 E_c	$2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$	
		せん断弾性係数 G	$1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$	
		ポアソン比 ν	0.20	
		減衰 h	5%	

(c) 鉛直方向

標高 O.P. (m)	質点重量* W (kN)	軸断面積 $A_N (\text{m}^2)$	軸ばね剛性 $K_A (\times 10^8 \text{ kN}/\text{m})$
39.92	72990		
		192.0	6.48
32.3	119490		
		266.3	12.67
26.9	111140		
		431.7	13.53
18.7	130160		
		423.0	12.79
10.2	252510		
		691.2	14.49
-2.06	301020		
		2697.8	173.33
-6.06	127000		
合計	1114310		
		ヤング係数 E_c	$2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$
		せん断弾性係数 G	$1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$
		ポアソン比 ν	0.20
		減衰 h	5%

* : 「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その2）」（東京電力株式会社，平成 23 年 7 月 13 日）において用いた各階重量に瓦礫撤去等による重量増減を考慮した数値（ただし，門型架構の重量 12800kN 及びドーム屋根重量 3200kN は含まない）

表 3.3-3 地盤定数の設定結果

(a) Ss-1

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
1.9		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-10.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-80.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-108.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-196.0		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-
	(解放基盤)									

(b) Ss-2

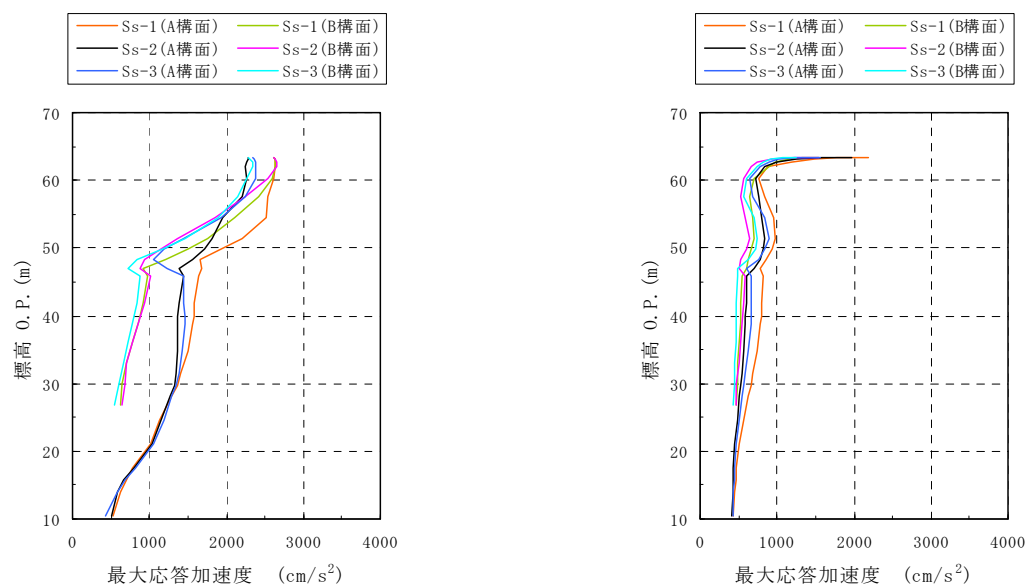
標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
1.9		450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-10.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-80.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-108.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
-196.0		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-
	(解放基盤)									

(c) Ss-3

標高 O. P. (m)	地質	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
10.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
1.9		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-10.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-80.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-108.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-196.0		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-
	(解放基盤)									

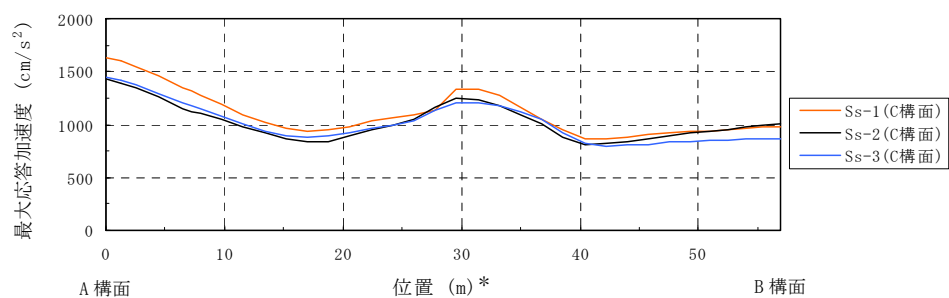
3) 地震応答解析結果

最大応答加速度分布を図 3.3-4(1) 及び図 3.3-4(2) に示す。

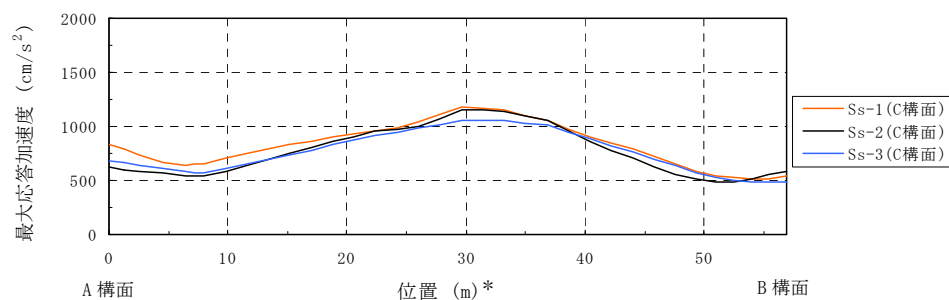


水平(NS)成分 (A 構面, B 構面)

鉛直成分 (A 構面, B 構面)



水平(NS)成分 (C 構面)



鉛直成分 (C 構面)

(NS 方向)

注：燃料取扱設備が門型架構の中央に位置する場合

(図 3.2-1 の位置 D) を示す

*：位置は A 構面側からの距離を示す

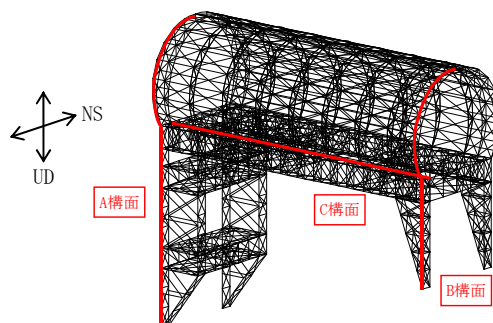
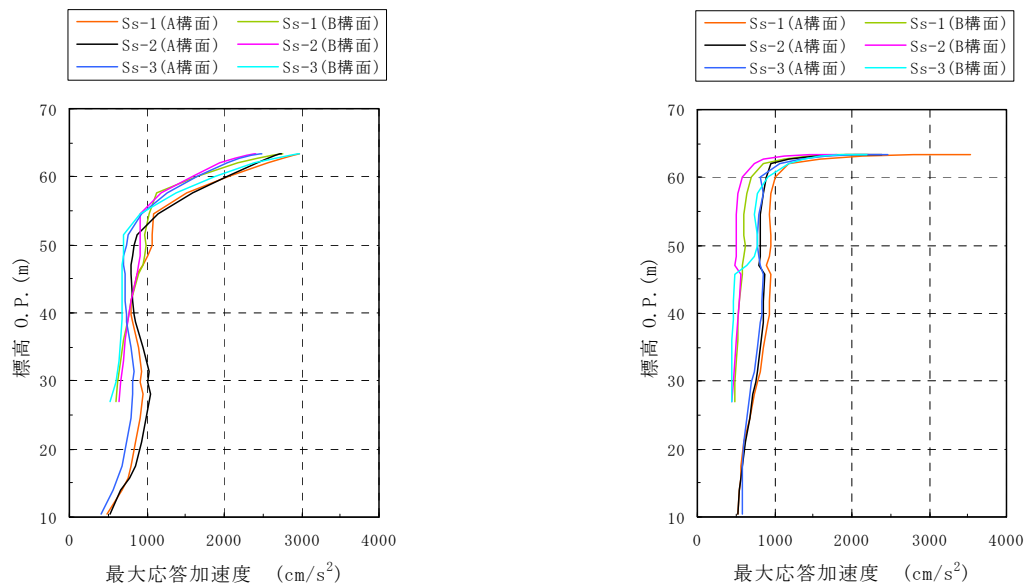
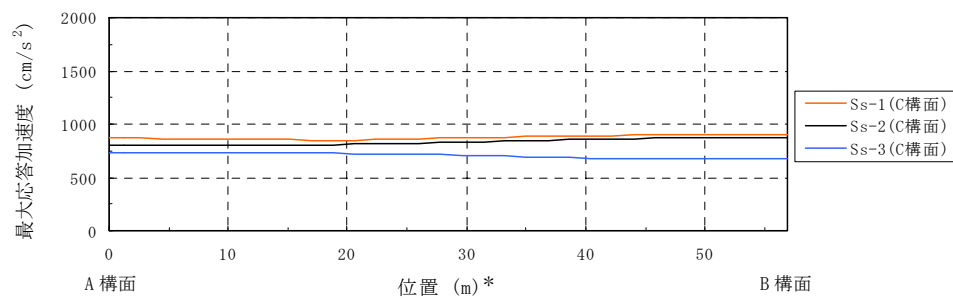


図 3.3-4(1) 最大応答加速度分布

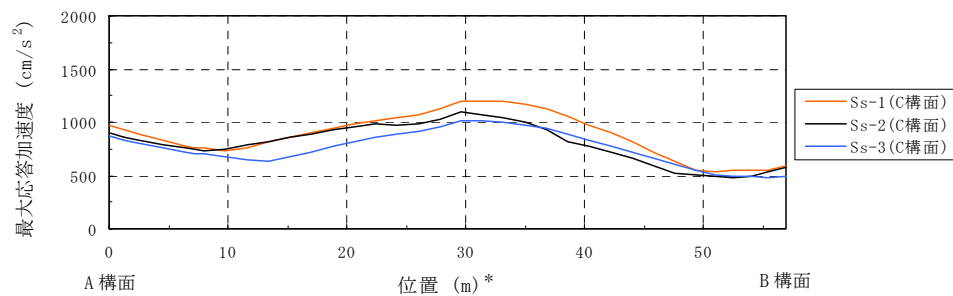


水平(EW)成分 (A 構面, B 構面)

鉛直成分 (A 構面, B 構面)



水平(EW)成分 (C 構面)



鉛直成分 (C 構面)
(EW 方向)

注：燃料取扱設備が門型架構の中央に位置する場合
(図 3.2-1 の位置 D) を示す

*：位置は A 構面側からの距離を示す

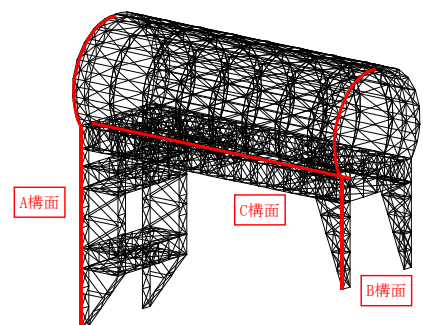


図 3.3-4(2) 最大応答加速度分布

4) 波及的影響の評価

門型架構は、JSCA 性能メニュー（社団法人日本建築構造技術者協会，2002 年）を参考に定めたクライテリア（「層間変形角は 1/75 以下，層の塑性率は 4 以下，部材の塑性率は 5 以下」*）を満足することを確認する。ドーム屋根は，柱・梁によるフレームを構成しないため，JSCA 性能メニューのうち部材の塑性率のクライテリアを満足することを確認する。

なお，解析結果が「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」（財団法人日本建築センター，平成 19 年 7 月 20 日）に示されるクライテリア（層間変形角は 1/100 以下，層の塑性率は 2 以下，部材の塑性率は 4 以下）を超える場合には水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し，安全性を確認する。

*：北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，2006 年 6 月

・層間変形角の検討

門型架構の最大応答層間変形角を表 3.3-4 に示す。

検討の結果，最大応答層間変形角は 1/75 以下となりクライテリアを満足することを確認した。

表 3.3-4 最大応答層間変形角の検討結果

検討箇所	地震波	入力方向（位置）*	最大応答値	クライテリア	判定
東側 O. P. 46.00 (m) ～O. P. 26.90 (m)	Ss-1	NS (A)	1/820	1/75	O. K.
		EW (B)	1/990	1/75	O. K.
	Ss-2	NS (B)	1/990	1/75	O. K.
		EW (B)	1/1000	1/75	O. K.
	Ss-3	NS (B)	1/990	1/75	O. K.
		EW (B)	1/1000	1/75	O. K.
西側 O. P. 46.00 (m) ～O. P. 10.50 (m)	Ss-1	NS (A)	1/720	1/75	O. K.
		EW (B)	1/1600	1/75	O. K.
	Ss-2	NS (C)	1/860	1/75	O. K.
		EW (B)	1/1600	1/75	O. K.
	Ss-3	NS (C)	1/800	1/75	O. K.
		EW (B)	1/1800	1/75	O. K.

*：図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

・塑性率の検討

部材の塑性率は、引張及び圧縮に対して最大軸力時のひずみを引張耐力または座屈耐力時のひずみで除した値で表される。最大軸力時のひずみが引張耐力または座屈耐力時のひずみ未満の場合は弾性であり塑性率は1未満となる。最大応答軸力を引張耐力または座屈耐力で除した値を耐力比と定義し、表 3.3-5 に検討結果を示す。なお、引張耐力及び座屈耐力算定時の材料強度（STKT590 材を除く）は「平成 19 年国土交通省告示第 625 号」に定められた基準強度 F 値の 1.1 倍を用いる。

表 3.3-5 より全てのケースで耐力比が 1 を下回ることから塑性率は 1 未満となり、クライテリアを満足することを確認した。

表 3.3-5 耐力比の検討結果

部位* ¹			部材形状 (mm)	地震波	入力方向 (位置)* ²	耐力比		判定
門型架構	①	柱	H-350×350 ×12×19 <SM490A>	Ss-2	NS (C)	C/Cu	0.50	OK
	②	梁	H-350×350 ×12×19 <SM490A>	Ss-1	NS (C)	C/Cu	0.45	OK
	③	斜材	2[s-150×75 ×6.5×10 <SM490A>	Ss-1	NS (C)	C/Cu	0.75	OK
ドーム屋根	④	弦材	φ-267.4×6.6 <STKT590>	Ss-1	NS (D)	C/Cu	0.63	OK
	⑤	斜材	φ-139.8×4.5 <STK490>	Ss-1	EW (D)	C/Cu	0.90	OK
	⑥	ブレース	φ-114.3×4.5 <STK490>	Ss-2	EW (C)	C/Cu	0.45	OK

*1：①～⑥の符号は図 3.3-3 の応力検討箇所を示す

*2：図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

C：部材軸方向の圧縮力の最大値

Cu：座屈耐力

T：部材軸方向の引張力の最大値

Tu：引張耐力

(3) 水平振れ止め装置（ストップ）の耐震性に対する検討

ストップ（鋼製）の耐震性に対する検討は、材料強度を基準強度 F 値の 1.1 倍としたせん断耐力とし、耐力比が 1 以下になることを確認する。図 3.3-5 にストップ概要図を示す。

表 3.3-6 に耐力比が最大となる部位の断面検討結果を示す。

断面検討の結果、全てのストップに対する耐力比が 1 以下になることを確認した。

表 3.3-6 ストップ（シアキ）の断面検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置)*	最大応答 ストップ反力 Q (kN)	せん断耐力 Q_u (kN)	耐力比 Q/Q_u	判定
東側ストップ	Ss-1	EW (D)	3970	9480	0.42	O. K.

*：図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

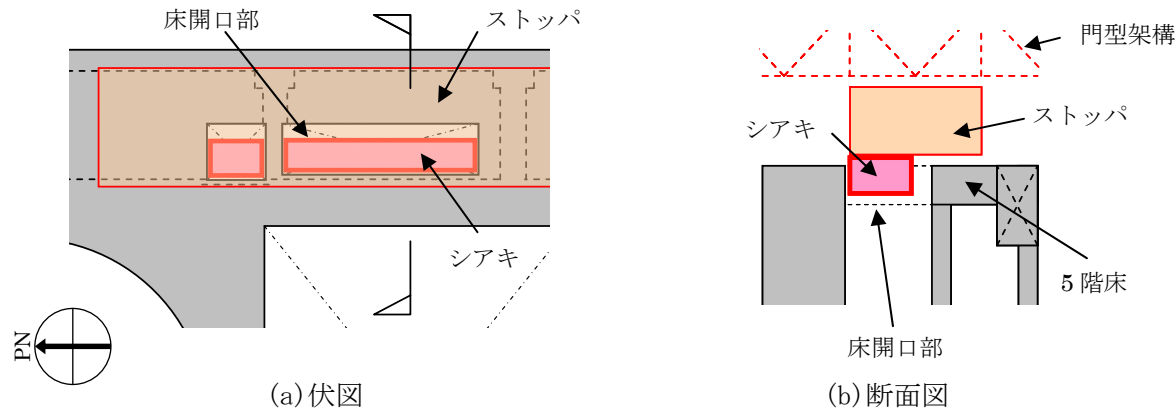


図 3.3-5 ストップ概要図

(4) 制震装置（オイルダンパ）の耐震性に対する検討

原子炉建屋の 5 階床上面 4 箇所に設置するオイルダンパ概念図を図 3.3-6 に示す。

オイルダンパの耐震性に対する検討は、架構と原子炉建屋 5 階床がオイルダンパを介して各々変形する時の相対的な応答値がオイルダンパの許容値以下であることを確認する。

表 3.3-7 に最大応答値と許容値を比較した結果を示す。

検討の結果、全てのオイルダンパで最大応答値が許容値以下になることを確認した。

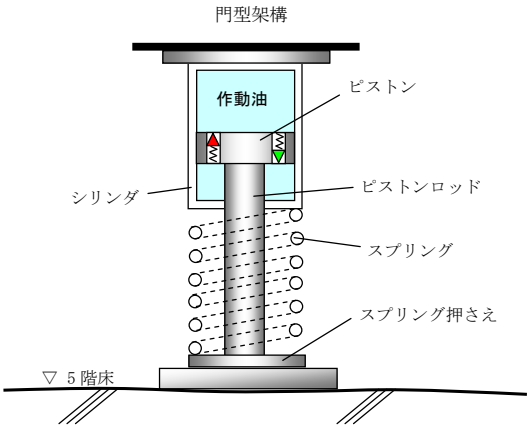


図 3.3-6 オイルダンパ概念図

表 3.3-7 オイルダンパの検討結果

検討	地震波	入力方向 (位置)*	最大応答値	許容値	判定
オイルダンパ変位 (mm)	Ss-3	NS (D)	72	±100	O. K.
オイルダンパ速度 (m/s)	Ss-1	NS (D)	0.48	1.00	O. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

(5) 基礎の耐震性に対する検討

基礎の浮き上がりに対しては基礎反力（圧縮力を正）の最小値が 0 以上であることを確認し、基礎のすべりに対しては基礎反力の水平力が摩擦耐力以下であることを確認する。

1) 基礎浮き上がりの検討

表 3.3-8 に基礎反力が最小となる部位の基礎浮き上がりの検討結果を示す。

検討の結果、全ての基礎の最小圧縮力が 0 以上になることを確認した。

表 3.3-8 基礎浮き上がりの検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置)*	最小圧縮力 N (kN)	判定
東側柱脚 (北側)	Ss-3	NS (C)	227	O. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

2) 基礎すべりの検討

表 3.3-9 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、全ての耐力比が 1 以下になることを確認した。

表 3.3-9 基礎すべりの検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置)*	最大水平力 Q (kN)	摩擦耐力 Vu (kN)	耐力比 Q/Vu	判定
東側柱脚	Ss-1	EW (D)	2810	4780	0.59	O. K.

* : 図 3.2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

(6) 原子炉建屋接触部の耐震性に対する検討

1) ストップ接触部

ストップ接触部の耐震性の検討では、最大ストップ水平反力が、既存躯体の支圧耐力以下になることを確認する。なお、支圧耐力は、原子炉建屋の設計基準強度 (22. 1N/mm²) を用いて「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」に基づき算出する。

表 3. 3-10 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、全てのストップ接触部に対する耐力比が 1 以下になることを確認した。

表 3. 3-10 ストップ接触部の検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置)*	最大ストップ 水平反力 N (kN)	支圧耐力 Nu (kN)	耐力比 N/Nu	判定
西側ストップ	Ss-1	NS (C)	10400	19600	0. 54	O. K.

* : 図 3. 2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

2) オイルダンパ接触部

オイルダンパ接触部の耐震性の検討では、最大オイルダンパ鉛直反力が、既存躯体の支圧耐力以下になることを確認する。なお、支圧耐力は、原子炉建屋の設計基準強度 (22. 1N/mm²) を用いて「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」に基づき算出する。

表 3. 3-11 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、全てのオイルダンパ接触部に対する耐力比が 1 以下になることを確認した。

$$N_u = f_n \cdot A_l$$

$$f_n = f_{na} \sqrt{\frac{A_c}{A_l}} \quad \text{ただし,} \quad \sqrt{\frac{A_c}{A_l}} \leq 2.0$$

ここに,

f_n : 短期許容支圧応力度 (N/mm²)

f_{na} : $F_{ci}/1.25$ または $0.6F_c$ のうち小さいほうの値 (N/mm²)

F_{ci} : コンクリート強度, 特に定めのない場合には 20N/mm² ($F_{ci}=22. 1\text{N/mm}^2$)

A_c : 支圧端から離れて応力が一様分布となったところのコンクリートの支承面積 (mm²)

A_l : 局部圧縮を受ける支圧面積 (mm²)

($500 \times 500 = 2. 50 \times 10^5 \text{mm}^2$)

表 3. 3-11 オイルダンパ接触部の検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置)*	最大オイルダンパ 鉛直反力 N (kN)	支圧耐力 Nu (kN)	耐力比 N/Nu	判定
南側端部	Ss-1	NS (D)	1250	6620	0. 19	O. K.

* : 図 3. 2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

3) 基礎設置部

基礎設置部の耐震性の検討では、柱脚の鉛直反力により生じる直下壁の最大軸力が壁の軸耐力以下であることを確認する。

表 3. 3-12 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、全ての基礎設置部に対する耐力比が 1 以下になることを確認した。

$$N_u = {}_sf_c \cdot A_1$$

ここに、

${}_sf_c$: 短期許容圧縮応力度 (N/mm²) (${}_sf_c = 22.1 \times 2/3 = 14.7$)

A_1 : 柱脚部支配面積 (mm²)

表 3. 3-12 壁の圧縮力の検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置)*	最大軸力 N (kN)	軸耐力 Nu (kN)	耐力比 N/Nu	判定
東側柱脚 (南側)	Ss-3	NS (B)	7430	25900	0. 29	O. K.

* : 図 3. 2-1 に示す燃料取扱設備の位置を示す

(7) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

1) 検討方針

架構の設置に伴う原子炉建屋の耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、地震応答解析により得られる耐震壁のせん断ひずみが鉄筋コンクリート造耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) 以下になることを確認する。

2) 原子炉建屋の地震応答解析

・解析に用いる入力地震動

検討用地震動は、「(2) 架構の耐震性に対する検討」で示した基準地震動 S_s を用いる。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図は図 3.3-1 と同様であり、モデルに入力する地震動は「(2) 架構の耐震性に対する検討」に示したものと同一である。

・地震応答解析モデル

原子炉建屋の地震応答解析モデルは、図 3.3-7 に示すように質点系でモデル化し、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。

地震応答解析モデルの諸元は、「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その 2）」（東京電力株式会社，平成 23 年 7 月 13 日）に示される内容に、瓦礫撤去等による重量増減及び新規に設置する燃料取り出し用カバーの重量を考慮した。地震応答解析モデルの諸元のうち表 3.3-2 から変更した質点重量及び回転慣性重量を表 3.3-13 に示す。

地盤定数は、「(2) 架構の耐震性に対する検討」で示した地盤定数と同一である。

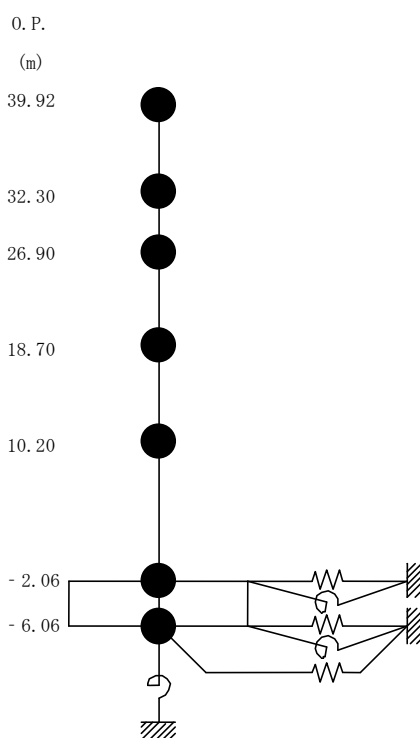


図 3.3-7 原子炉建屋の地震応答解析モデル

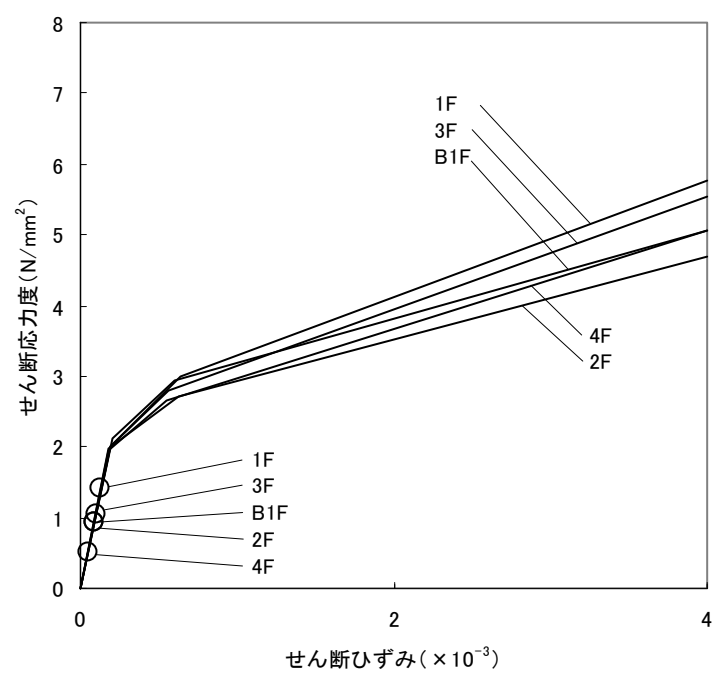
表 3.3-13 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元（水平方向）

標高 O.P. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_g (\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	
		水平(NS)方向	水平(EW)方向
39.92	87590	92.34	67.32
32.3	119490	238.33	124.49
26.9	111340	204.95	204.95
18.7	130160	239.58	239.58
10.2	253710	467.09	696.62
-2.06	301020	554.17	826.50
-6.06	127000	233.79	348.72
合計		1130310	

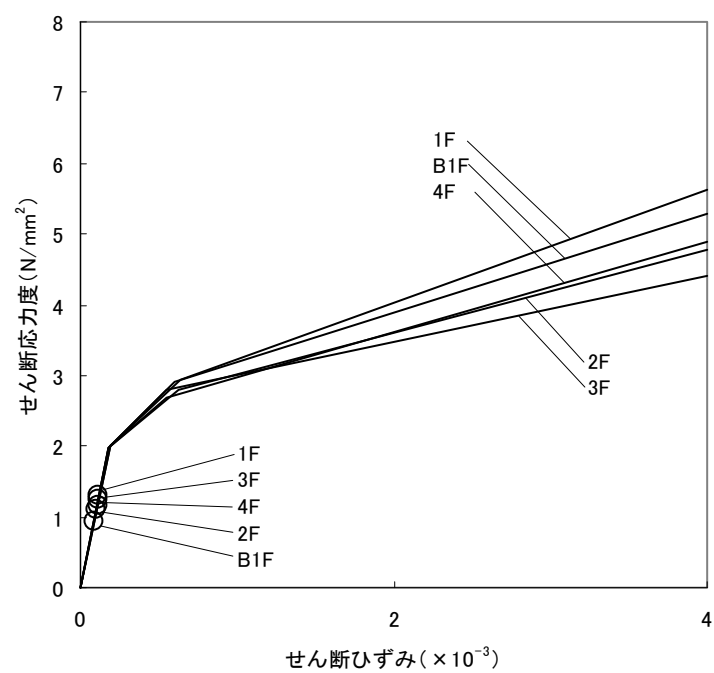
3) 検討結果

基準地震動 S_s に対する最大応答値を、「JEAG 4601-1991」に基づき設定した耐震壁のせん断スケルトン曲線上にプロットした結果を、図 3.3-8 から図 3.3-10 に示す。

検討の結果、地震応答解析により得られる最大応答値は、評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分に余裕があることを確認した。

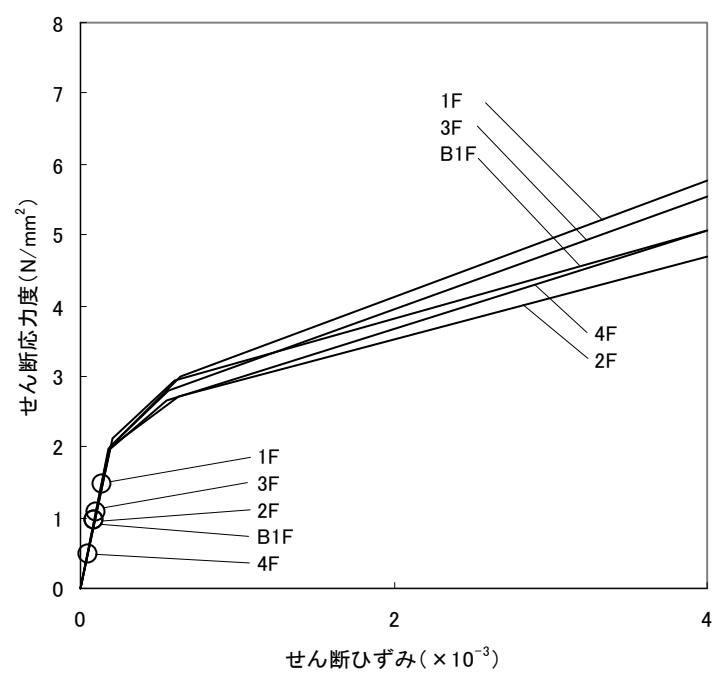


(a) NS 方向

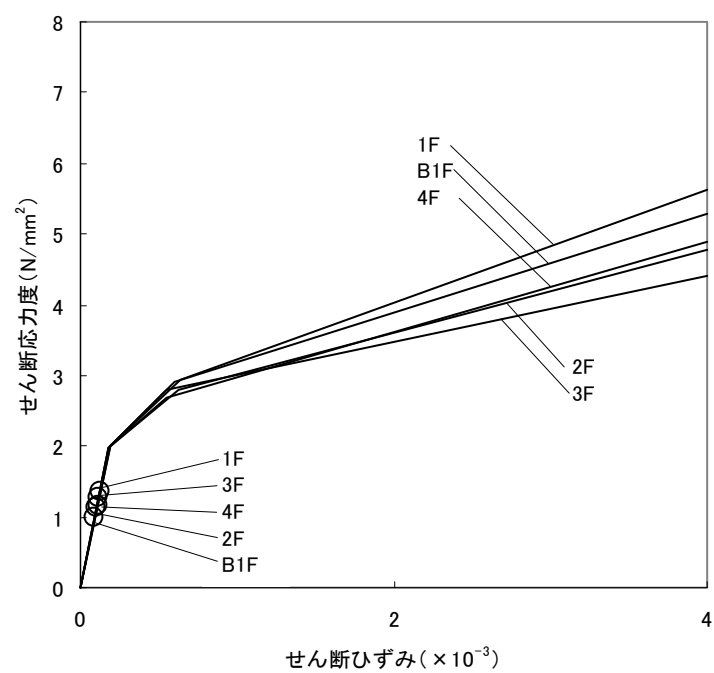


(b) EW 方向

図 3.3-8 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1)

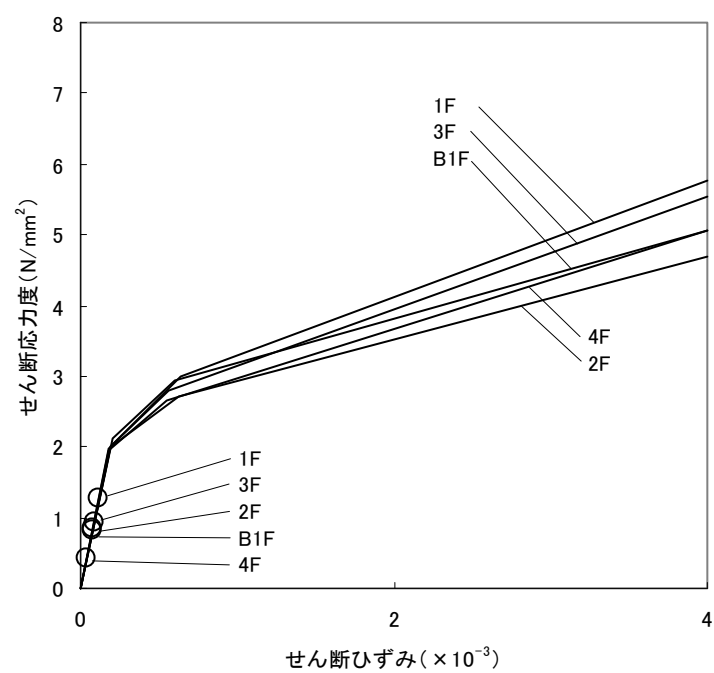


(a) NS 方向

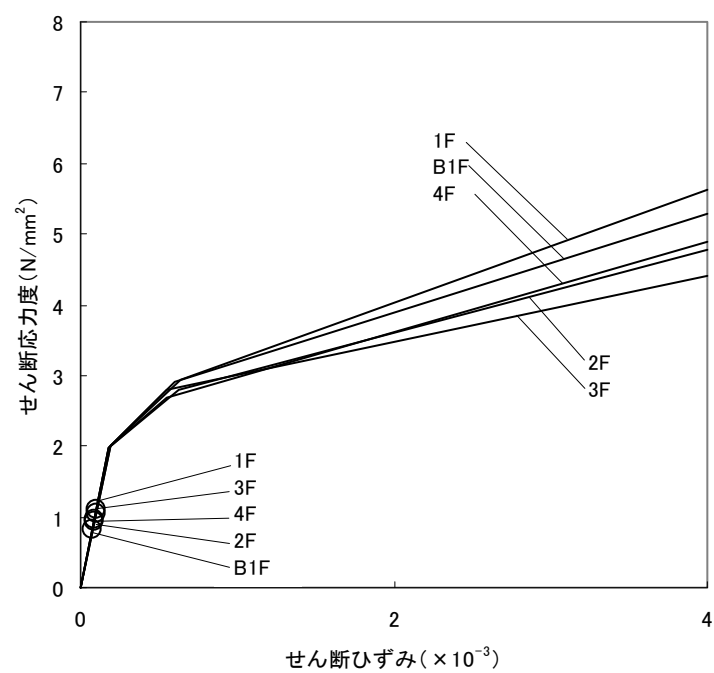


(b) EW 方向

図 3.3-9 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 3.3-10 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-3)

3.4 別添

別添－ 1 福島第一原子力発電所 3号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について
(東京電力株式会社, 平成25年2月21日, 特定原子力施設監視・評価検討会(第4回)資料4)

別添－ 2 福島第一原子力発電所 3号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について
(コメント回答)(東京電力株式会社, 平成25年3月8日, 特定原子力施設監視・評価検討会(第6回)資料5)

特定原子力施設監視・
評価検討会(第４回)
資料４
(第３回資料４を一部改定)

福島第一原子力発電所 ３号機燃料取り出し用カバーの 構造強度及び耐震性について

平成２５年２月２１日
東京電力株式会社



無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

- １．施設概要と要求機能
- ２．構造概要
- ３．設計概要
- ４．解析モデル
- ５．耐震性に対する検討結果
- ６．建屋損傷の反映状況と今後の対応
 - ・ コメント回答
 - ・ 参考資料

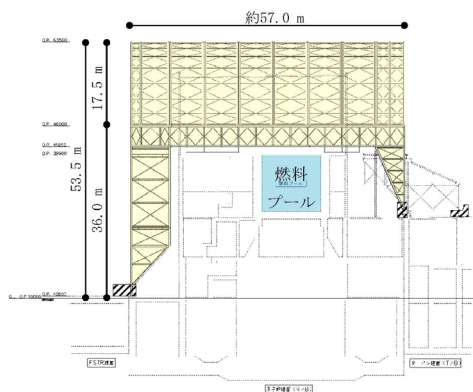


無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

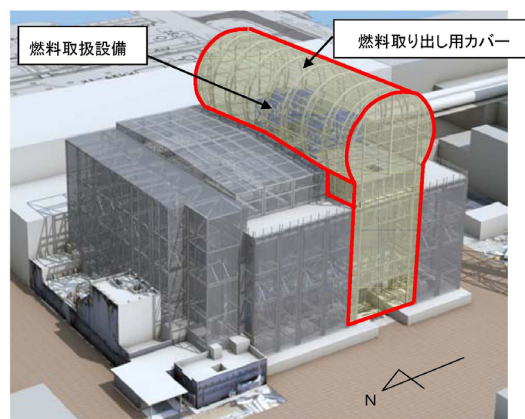
1. 施設概要と要求機能

(1) 施設概要

- 燃料取り出し用カバーは、プール内燃料の取り出しと燃料取り出し中の作業環境保持のために設置する。
- 東西約57.0m、南北約22.8m、高さ53.5m の鉄骨構造物で、周囲を鋼製の折板で覆う。

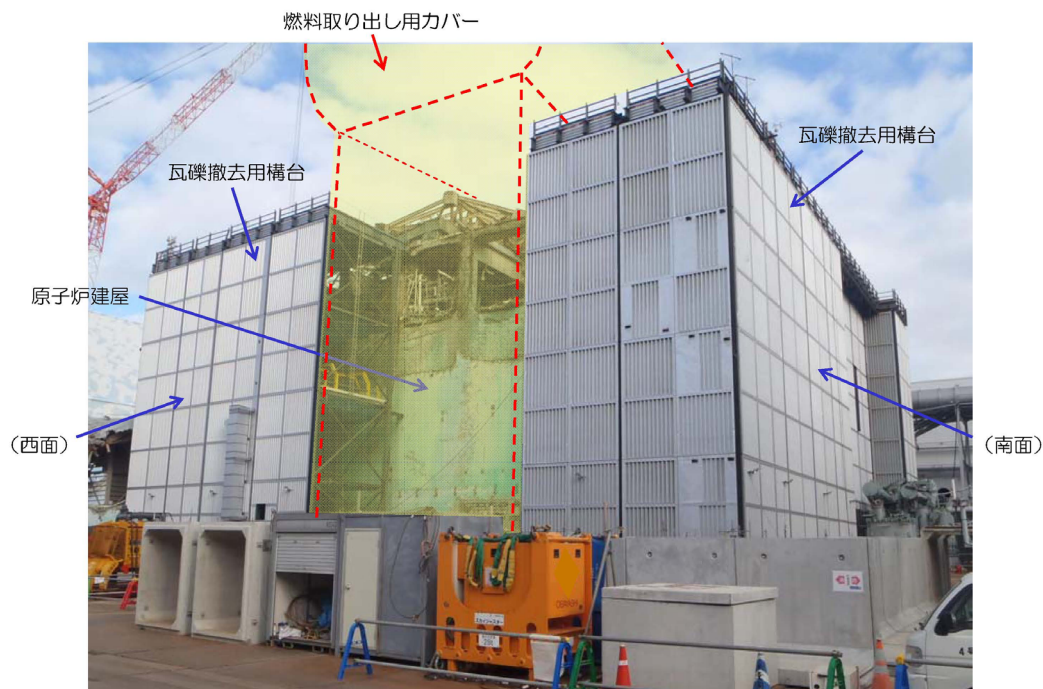


東西断面図



完成イメージ図（北西側外観）

1. 施設概要と要求機能



3号機原子炉建屋の現況写真
(南西面、2013年1月8日撮影)

1. 施設概要と要求機能

(2) 要求機能

1. 作業環境保持

燃料取り出し作業に支障が生じることのないよう、風雨を遮る構造とする。

2. 飛散・拡散抑制

外周覆いの隙間を低減し、排気設備によりカバー内の放射性物質の大気への放出を抑制できる構造とする。

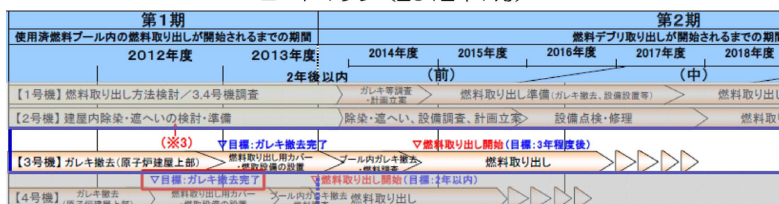
3. 燃料取扱設備の支持

燃料取扱設備を支持できる構造とする。

(3) 使用期間

ロードマップに示した燃料取り出し作業に支障がない期間とする。

ロードマップ (2012年7月)



2. 構造概要

(1) 構造概要

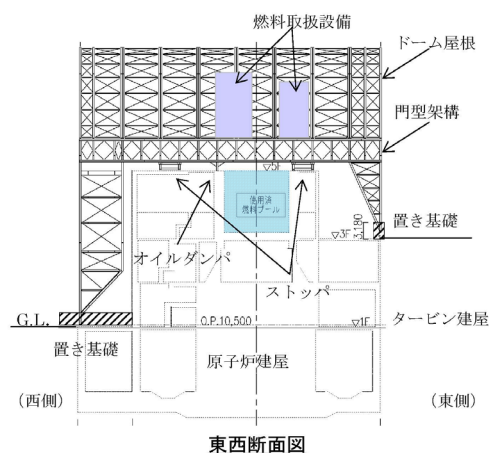
① 高線量下での建設となるため、作業員の被ばくを最小限とする構造とする。

- 軽量の鉄骨トラス構造を採用し、建屋上部に予め大組みした鉄骨ブロックをクレーンで吊り込むことで、現地作業の低減をはかる。
- 建屋との取り付け部は、アンカー等による固縛が不要な構造とし、現地作業の低減をはかる。

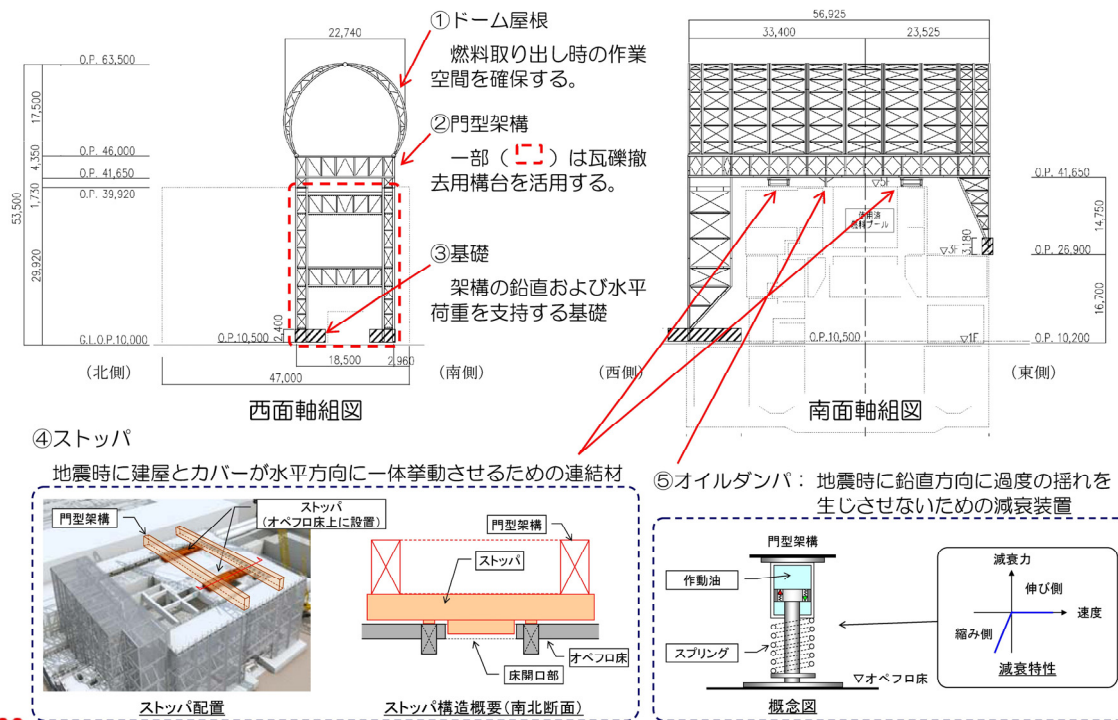
② 建屋1、3階部にコンクリート造の置き基礎を設け、燃料取扱い設備を支持する門型架構を構築する。

③ 門型架構の中央部にはストッパおよびオイルダンパを配置し、地震時の建屋との一体挙動を確保する。

④ 門型架構の上部に、軽量のドーム屋根を取り付けて、燃料取り出し時の作業空間を確保する。



2. 構造概要



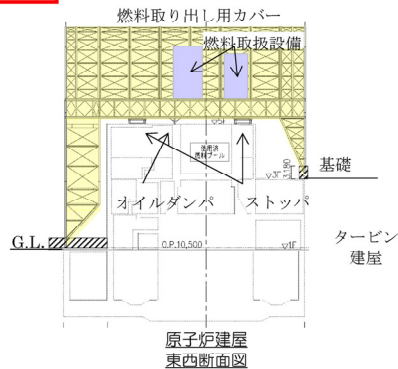
東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

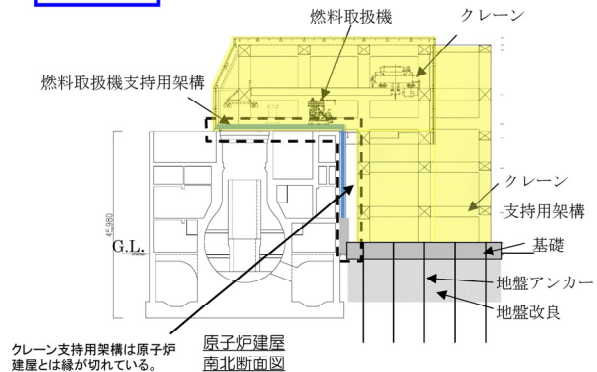
6

2. 構造概要 (2) 4号機との比較

3号機



4号機



放射線量の高い作業環境(数m~数百mSv/h)

放射線量の比較的低い作業環境(1.0mSv/h程度)

軽量の鉄骨トラス構造物とし、建屋上部に設置

大型の鉄骨柱・梁構造物とし、建屋と分離設置

小型の基礎、ストッパ等を介し建屋と一体化

地盤改良等による独立基礎で支持

建屋と一体の燃料取扱機支持用架構を別途設置

現地作業を低減し作業員の被ばくを最小限とする



東京電力

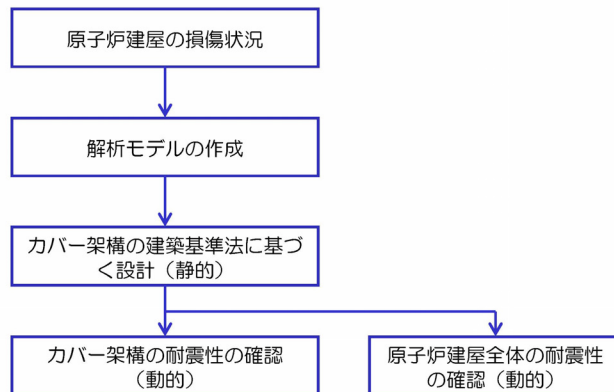
無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

7

3. 設計概要

設計方針

- ・ 耐震クラスは、燃料取り出し用カバーは安全機能を有しないため定めない。
- ・ 設計は、建築基準法（地震*1、風圧力*2、積雪）に基づく。
- ・ 基準地震動Ssに対して耐震性*3を確認する。



*1：建築基準法で定める地震力の1.5倍を考慮する。

*2：基準風速30m/s（10分間平均風速、最大瞬間風速50m/s相当）

*3：原子炉建屋、使用済み燃料プールおよび使用済み燃料貯蔵ラックに波及的影響を与えないこと。

（注記）その他の荷重に対する考え方

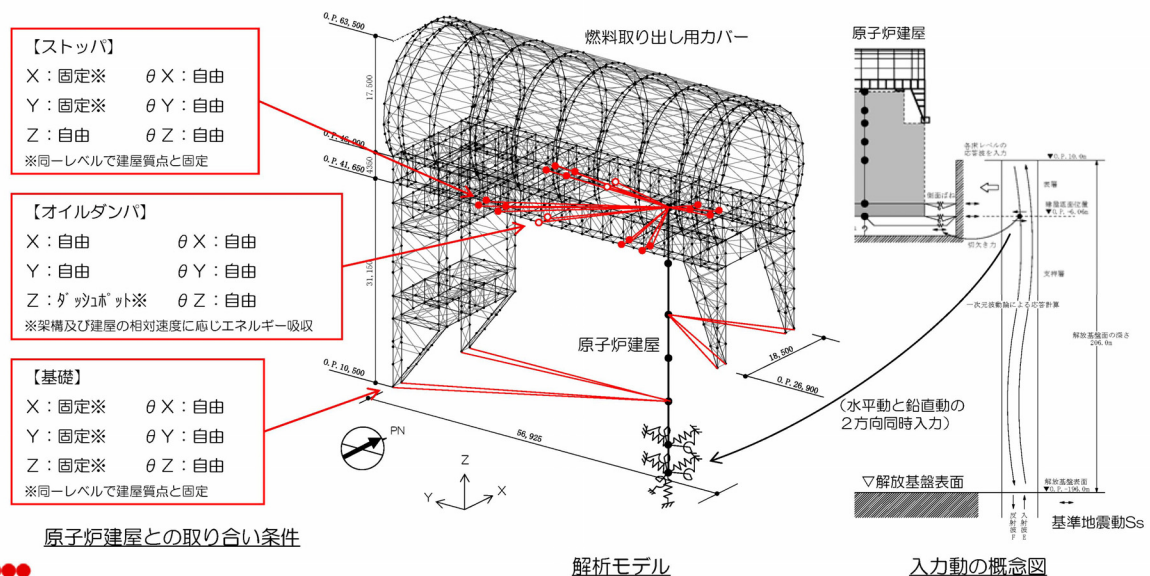
津波：燃料取り出し用カバーは鉄骨トラスと鋼製の外装材により構成されているが、閉空間になっておらず、津波襲来時には、水は燃料取り出し用カバーの裏側に回り込む。そのため、津波による波圧は生じにくい。

暴風：外装材は、設計風圧力の約4倍の耐力を有することを確認している。

4. 解析モデル

基準地震動Ssに対する耐震性評価モデル

- ・ 立体架構を原子炉建屋の質点系モデルに接続したモデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。



5. 耐震性に対する検討結果

いずれも評価クライテリア以下であることを確認した。

(1) 架構の耐震性

部位	評価項目	検定比、最大応答値	評価クライテリア	判定
門型架構	層間変形角	1/720	1/75以下	OK
門型架構	塑性率	0.75	5以下	OK
ドーム屋根	塑性率	0.90	5以下	OK
オイルダンパ	相対変位	72 mm	100 mm以下	OK
	相対速度	0.48 m/s	1.0 m/s以下	OK
ストッパ	せん断耐力比	0.42	1.0以下	OK
基礎	浮き上がりの有無	生じない	生じないこと	OK
	すべり摩擦抵抗比	0.59	1.0以下	OK

(2) 原子炉建屋の耐震性

部位	評価項目	検定比、最大応答値	評価クライテリア	判定
ストッパ接触部	支圧耐力比	0.54	1.0以下	OK
オイルダンパ接触部	支圧耐力比	0.19	1.0以下	OK
基礎設置部	圧縮耐力比	0.29	1.0以下	OK
原子炉建屋	せん断ひずみ	0.14×10^{-3}	4.0×10^{-3} 以下	OK



東京電力

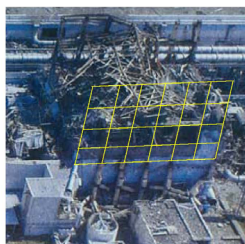
無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

10

6. 建屋損傷の反映状況と今後の予定

(1) 建屋損傷の反映状況

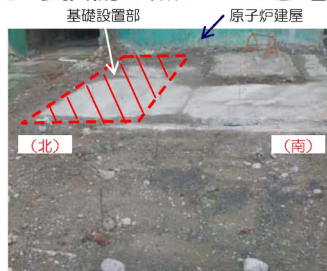
- ・外壁：損傷状況を解析モデルに反映
- ・基礎設置部：目視調査により損傷が無いことを確認



①西面



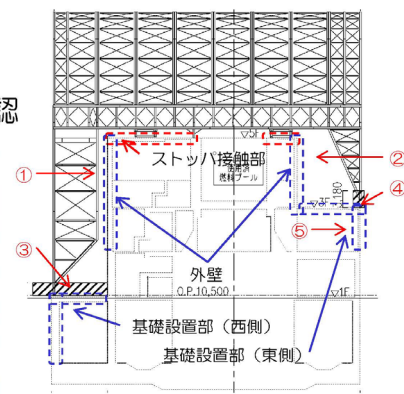
②東面
外壁



③基礎設置部（西側）



④基礎設置部（東側、外部）



⑤基礎設置部（東側、内部）



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

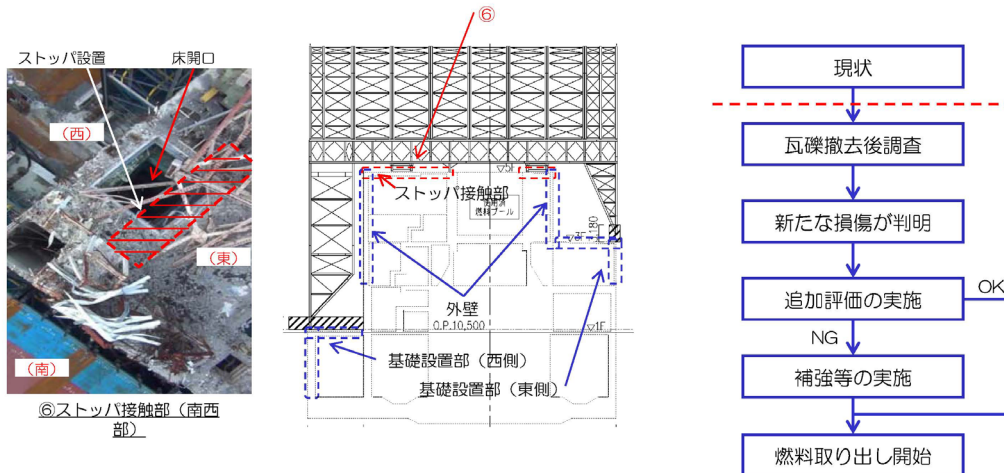
11

6. 建屋損傷の反映状況と今後の予定

(2) 今後の予定

- ・ストッパ接触部：瓦礫撤去後にカメラ等による無人調査を予定

今後、燃料取り出し開始前に、瓦礫撤去後予定する建屋オペフロ床の調査結果を基に、安全性の再確認を実施する。



コメント回答①

①使用期間と設計のクライテリアは密接に関係することから、3号機燃料取り出し用カバーの使用期間を明確に記載すること。仮に、燃料取り出し後も継続使用するのであれば、竜巻、あるいは地震・津波に関わる新安全設計基準にどのように対応するつもりなのかを明確にすること。

使用期間

3号機燃料取り出し用カバーの使用期間は、ロードマップに示した「使用済み燃料」取り出し作業に支障がない期間（2017年度頃まで）としている。

その後に計画している「デブリ燃料」取り出し作業に関しては、別の構造体を構築することを想定している。当該構造体については、別途申請する予定である。

ロードマップ（2012年7月）



コメント回答②

②JSCAのクライテリア（層間変形角 $1/75$ 、層の塑性率 4 以下、部材の塑性率 5 以下を満足すること）については、一般の建築物に採用するクライテリアであるため、使用期間及び耐震安全性の観点から、リスク評価の観点から検討し、燃料取り出し用カバーの設計に適用して支障ないことを説明すること。特に、①とも関係し、ドーム屋根の塑性率に対する検定比が 0.90 となっていることは、仮に損傷を受けた場合に、補修方法も含めて問題がないか説明すること。

1. 評価には、JSCA及び日本建築センター両者のクライテリアを用いている。

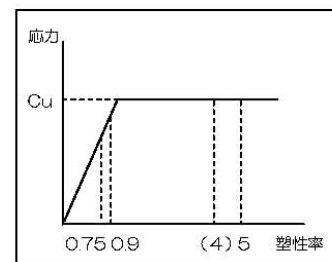
日本建築センターのクライテリアは、層間変形角 $1/100$ 以下、層の塑性率 2 以下、部材の塑性率 4 以下とされており、これを越える場合には、水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し、安全性を確認するものとされている。

コメント回答②

2. 評価結果は、JSCA及び日本建築センター両者のクライテリアに対し十分余裕がある結果となっており、十分な耐震安全性を確保している。

部位	評価項目	最大応答値	評価クライテリア	耐震余裕
門型架構	層間変形角	$1/720$	$1/75$ 以下 ($1/100$ 以下)	9.6倍 (7.2倍)
門型架構	塑性率	0.75	5以下 (4以下)	6.6倍 (5.3倍)
ドーム屋根	塑性率	0.90	5以下 (4以下)	5.5倍 (4.4倍)

(注) () は、日本建築センター「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」の判定基準に基づく値を示す。



門型架構、ドーム屋根の最大塑性率

(注) Cu は、建築学会鋼構造設計規準、建築基準法告示を基に算定した座屈荷重

3. 本構造物の使用期間は、前述の通り一般の建築物に比べ短い。

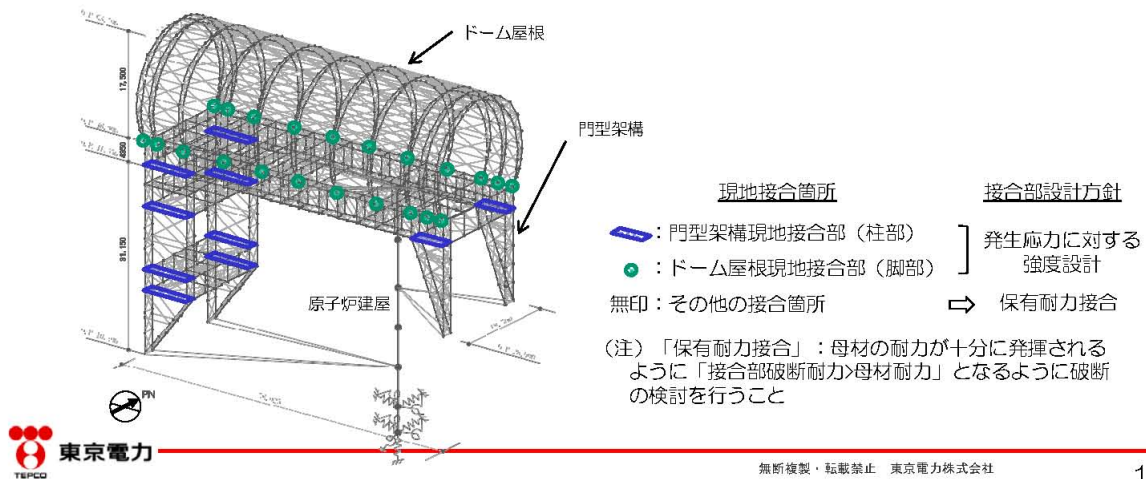
⇒2つのクライテリアを用いること、両者のクライテリアに対し十分余裕があること、使用期間が一般の建築物に比べ短いことから、3号機燃料取り出し用カバーの耐震性評価に適用して支障がないと考えている。

コメント回答③

③鋼構造において接合部等の詳細設計は耐震安全性を判断する上で重要な審査項目であるので、接合部等の詳細設計結果を追加報告すること。

1. 接合部の設計方針

- ・原則として、保有耐力接合（接合部で破断させない設計）とする。
- ・高線量下での作業となる一部の現地接合部については、発生応力に対する強度設計を行う。（強度余裕確保）



16

コメント回答③

2. 基準地震動Ssに対する接合部の検討結果

架構	検討部位	設計	検定比 (最大箇所)	耐震余裕
門型架構	現地接合部 (柱部)	発生応力に対する強度設計	$0.60 \leq 1.0$ (フランジプレート)	1.6倍
ドーム屋根	現地接合部 (脚部)	発生応力に対する強度設計	$0.36 \leq 1.0$ (スプライスプレート)	2.7倍
門型架構 ドーム屋根	その他の接合部	保有耐力接合	接合部では破断しない	

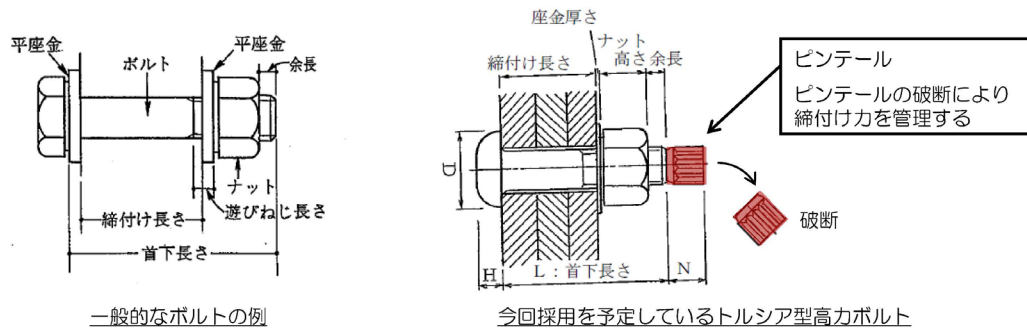
（注）検定比＝発生応力／接合部破断耐力

17

コメント回答④

④立ち入りが難しい場所で施工管理（特に接合部）の計画について説明すること。

1. 有人にて現地作業が行えるよう、除染、遮へいにより作業環境を確保する。
2. ボルト接合部については、短時間の現地作業によって安定した品質確保及び品質管理が可能なトルシア型の高力ボルト接合工法を採用する。



3. 施工品質の管理は、作業完了後に、施工会社（協力会社）が現場環境を考慮し、全数確認（遠隔操作室からのカメラまたはその他のカメラ、あるいは目視）を実施し、東京電力は抜き取りで確認を実施する。



東京電力

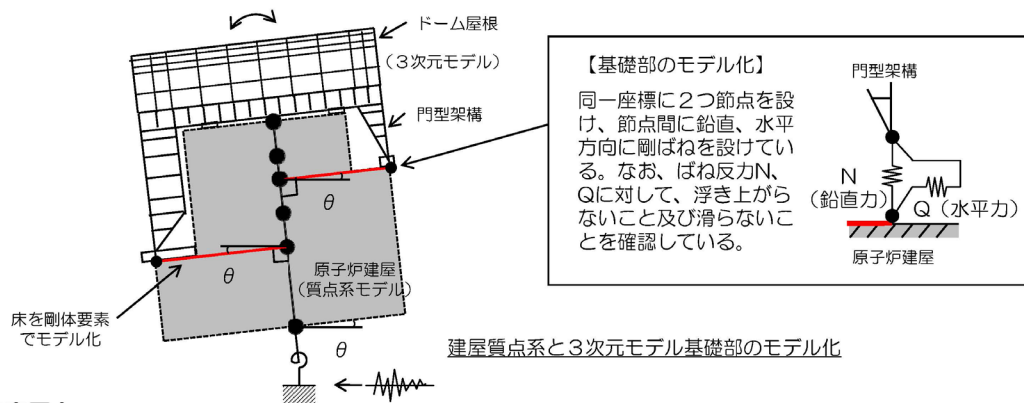
無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

18

コメント回答⑤

⑤燃料取り出し用カバーの3次元モデルと原子炉建屋の質点系モデルを連成した地震応答解析モデルにおいて、原子炉建屋の剛体的なロッキング運動による燃料取り出し用カバーへの影響（架構基礎部からの鉛直動入力及び柱脚基礎部の相対変位）を反映されていることについて説明すること。

- ・ 建屋のロッキング運動による影響を模擬するため、距離効果を表現できる剛体要素で建屋質点系モデルと3次元モデルの基礎部を連結する。
- ・ さらに、基礎との連結部には鉛直と水平方向に剛ばねを設け、建屋から架構基礎への入力伝達が表現できる境界条件となっている。



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

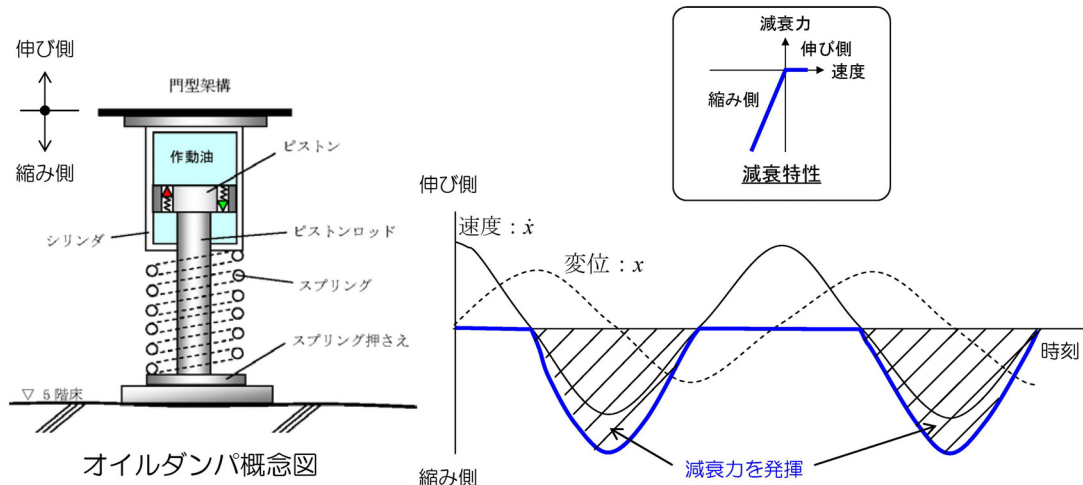
19

コメント回答⑥

⑥オイルダンパーの機構が分かりにくいので確認したい。資料に示された復元力特性は、横軸が速度で良いかについて確認したい。

オイルダンパの減衰特性の横軸は速度を示している。

オイルダンパは、地震時に上下方向の縮み側に変形する場合に減衰力が発生し、伸び側に変形する場合にフリーとなる機構を有している。



東京電力

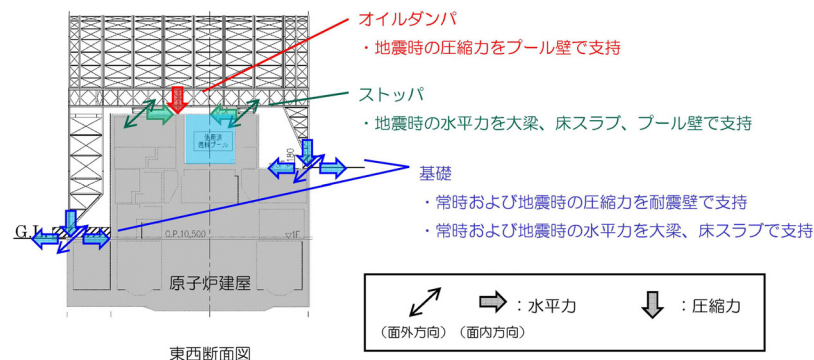
無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

20

コメント回答⑦

⑦今回設置する構造物の荷重が原子炉建屋にどのようにかかるのか。建屋カバー（燃料取り出し用カバー）を考慮した場合と考慮しない場合の建屋の耐震上の余裕の変化を主要な部分についてまとめて示して欲しい。

- ・燃料取り出し用カバーからの荷重は、ストッパ接触部、オイルダンパ接触部、基礎設置部から原子炉建屋に作用する。
- ・接触部の原子炉建屋躯体については、耐震安全性を確認している。（構造強度 p.43、耐震性 p.67）



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

21

コメント回答⑦

- ・カバー設置前後の、原子炉建屋重量および、建屋の主要な耐震安全指標として、基準地震動Ssによる耐震壁の評価結果を以下に示す。
- ・原子炉建屋に対して、カバー設置による影響はほとんど見られない。



22

コメント回答⑧

⑧燃料取り出し用カバー東側の2つの支点を支える置き基礎の直下、あるいはダンパの直下の既存コンクリート接触部の鉛直耐力は局所的な損傷等を考慮し十分な余裕を見ているか。あるいは補強などは行わないのか。

- ・燃料取り出し用カバーの基礎およびオイルダンパの支点は、直下に強固な耐震壁（オイルダンパ部はプール壁）のある部分に設定している。
- ・Ss地震時の評価結果は、以下に示す通り3倍以上の余裕のある結果となっている。

原子炉建屋接触部の耐震安全性評価結果

部位	検討用応力 (kN)	耐力 (kN)	耐力比	裕度
東側基礎	7430	25900	0.29	3.4
オイルダンパ	1250	6620	0.19	5.2

23

コメント回答⑨

⑨東側置き基礎の滑り摩擦抵抗は直下に接する既存コンクリート部の損傷、凹凸など考慮したものになっているか。

- ・基礎は現地で既存コンクリート上部にコンクリートを流し込む方法で構築している。従って、凹凸などに対し密着性を確保している。
- ・日本建築学会「現場打ち同等型プレキャストコンクリート構造設計指針(案)・同解説(2002)」に様々な条件下での摩擦係数が規定されている。今回の基礎底面の摩擦抵抗は凹凸などは考慮せず、コンクリートーコンクリート間に相当すると考え、摩擦係数として0.6を採用している。

境界面の状態	摩擦係数
コンクリートーコンクリート間	0.6
目荒ししたコンクリートーコンクリート間	1.0
一体で打設したコンクリートーコンクリート間	1.4

- ・なお、米国規準（AC I 318）でも、日本建築学会と同様、0.6の摩擦係数が規定されている。



東京電力

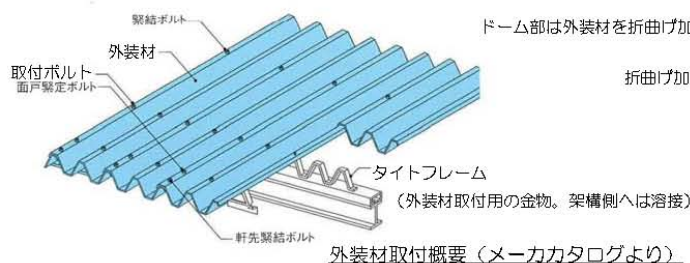
無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

24

コメント回答⑩

⑩燃料取り出し用カバーの外装材の耐震性は大丈夫か（地震時の層間変形に対して安全な構法か、特に東西面の円形部分）。

- ・外装材は下図に示す通り、ボルトを用いてタイトフレームを介して直接架構に取付ける納まりとなっている。



ドーム部は外装材を折曲げ加工する。

折曲げ加工



ドーム部外装材 加工試作



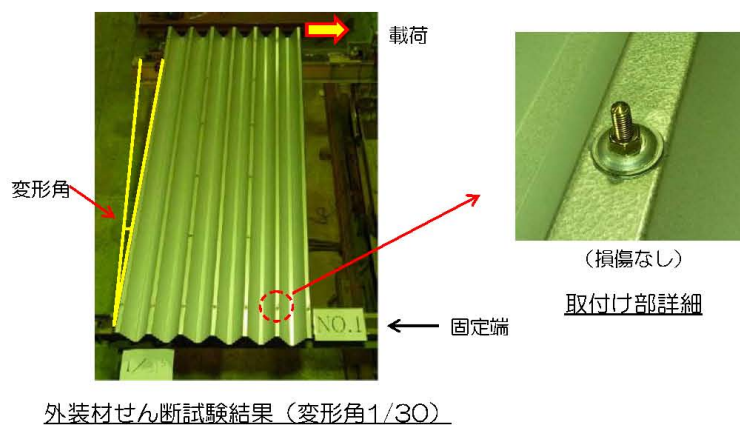
東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

25

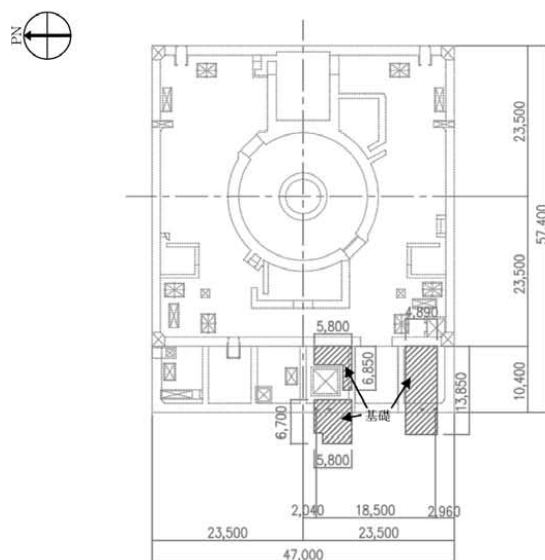
コメント回答⑩

- ・変形に対する外装材の追従性の確認試験を行い、外装材の変形角1/30でも外装材は外れず、地震時の変形に対して追従性があることを確認している。



【参考資料】

参考 1 構造概要



(a) 基礎伏図 (O.P.10,500 原子炉建屋 1 階レベル+300mm)

燃料取り出し用カバーの概要 (単位: mm)

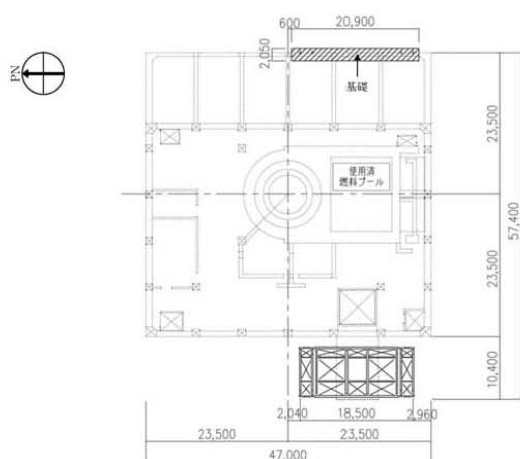


東京電力

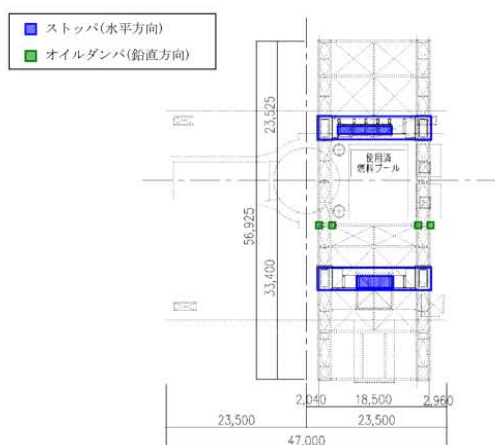
無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

28

参考 1 構造概要



(a) 基礎伏図 (O.P.26,900 原子炉建屋 3 階)



(b) 梁伏図 (O.P.26,900 原子炉建屋 5 階)

燃料取り出し用カバーの概要 (単位: mm)

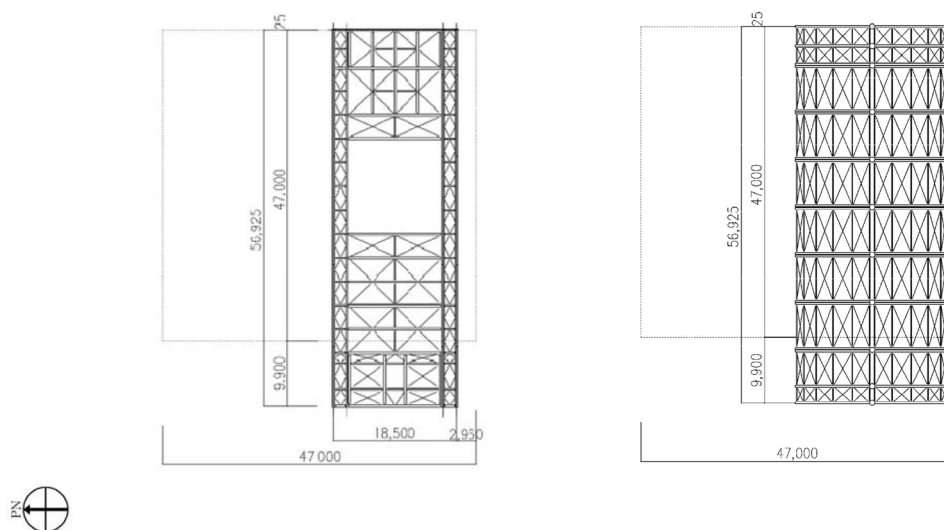


東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

29

参考 1 構造概要



(a) 架構ガーダー部平面図 (O.P.46,000)

(b) 屋根伏図

燃料取り出し用カバーの概要 (単位: mm)

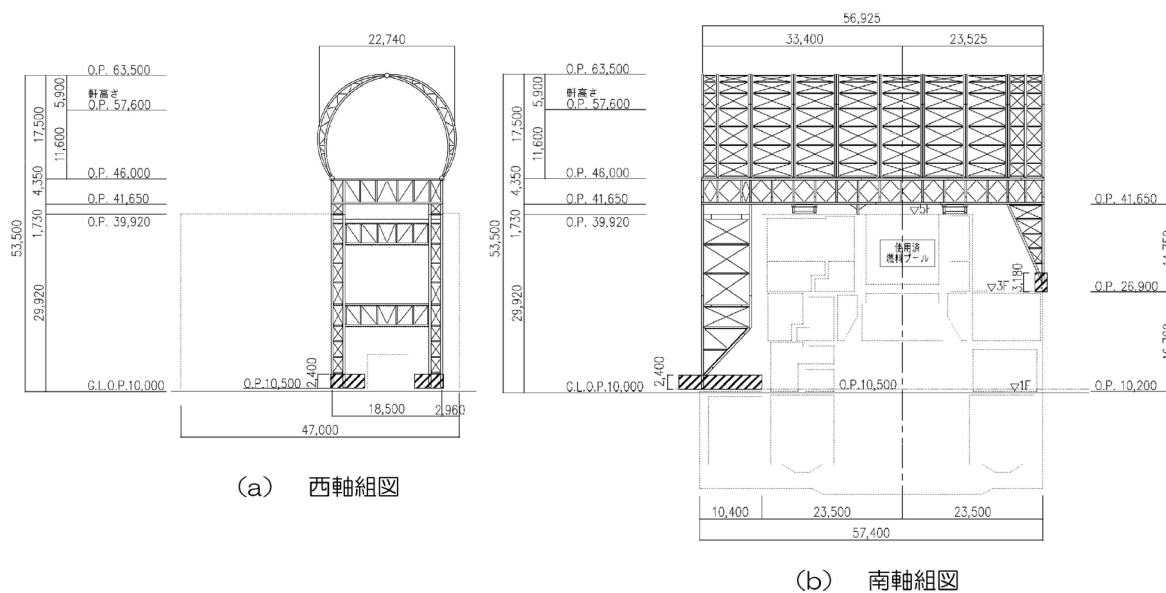


東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

30

参考 1 構造概要



(a) 西軸組図

(b) 南軸組図

燃料取り出し用カバーの概要 (単位: mm)

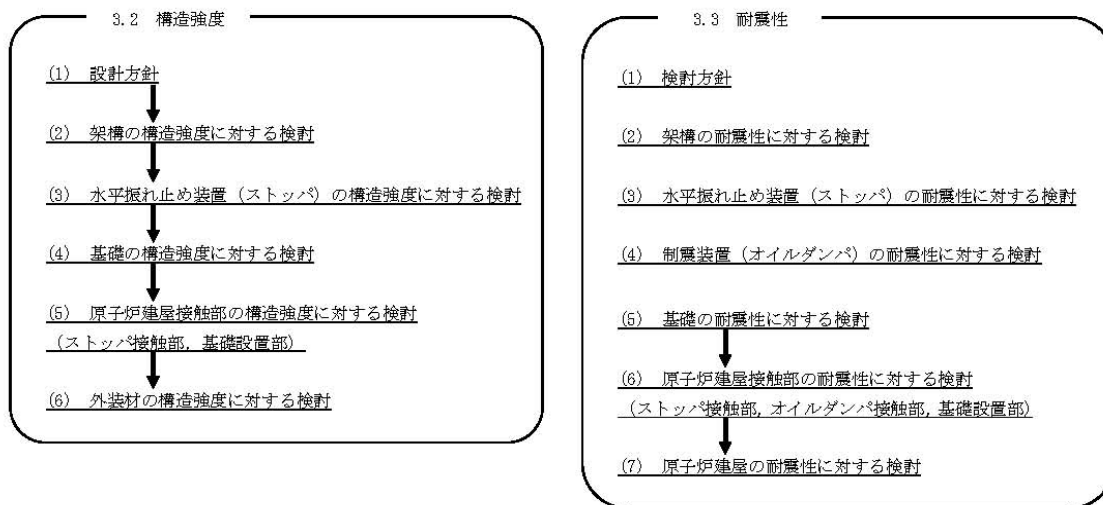


東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

31

参考2 検討フロー



参考3 構造強度

(1) 設計方針

1) 使用材料及び許容応力度

材料定数

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
架 構	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0
基 礎	コンクリート	2.27×10 ⁴	0.2	24.0

コンクリートの許容応力度

(単位: N/mm²)

設計基準強度=24	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
	8.0	—	0.73	16.0	—	1.095

鉄筋の許容応力度

(単位: N/mm²)

記号	鉄筋径	長期		短期	
		引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
	D29未満 D29以上	215 195	195	345	345

構造用鋼材の許容応力度

(単位: N/mm²)

板厚	材料	基準強度F	許容応力度
T≤40mm	SS400, SN400B	235	「鋼構造設計規準」に従い、左記Fの値より求める
T>40mm	SN400B	215	
T≤40mm	SM490A, SN490B, STK490	325	
—	STKT590	440*	

*「JIS G 3474-2008」による



参考3 構造強度

(1) 設計方針

2) 荷重及び荷重組合せ

・鉛直荷重 (VL)

燃料取り出し用カバーに作用する鉛直方向の荷重で、固定荷重、機器荷重、配管荷重及び積載荷重とする。

・燃料取扱設備荷重 (CL)

燃料取扱機	788 kN
クレーン	755 kN
吊荷	461 kN

・積雪荷重 (SL)

積雪荷重は建築基準法施行令及び福島県建築基準法施行規則細則に準拠し以下の条件とする。

積雪量：30cm、単位荷重：20N/m²/cm

・風圧力 (WL)

建築基準法施行令第87条に基づき、基準風速を30m/s、地表面粗度区分Ⅱとして算定する。

建物高さ*	平均風速の鉛直分布係数	ガスト影響係数	建物高さ粗度区分による係数	基準風速	速度圧
H (m)	Er	Gf	E	Vo (m/s)	q (N/m ²)
50.55	1.27	2.00	3.23	30	1750



東京電力

※：建物高さは、軒高さ（47.60m）と最高高さ（53.50m）の平均値とした

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

34

参考3 構造強度

(1) 設計方針

2) 荷重及び荷重組合せ

・地震荷重 (K)

燃料取り出し用カバーに作用させる地震荷重は、O.P.-2.06m（原子炉建屋基礎スラブ上端レベル）を基準面とした原子炉建屋の水平地震力の算定結果より設定する。原子炉建屋の水平地震力は下式より算定する。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

Q_i : 水平地震力 (kN)

n : 施設の重要度に応じた係数 ($n=1.5$)
建築基準法で定める地震力の1.5倍を考慮する。

C_i : 地震層せん断力係数

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

R_t : 振動特性係数 ($R_t=1.0$)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数で、
原子炉建屋の固有値を用いたモーダル解析法（二乗和平方根法）より求める。

C_0 : 標準せん断力係数 ($C_0=0.2$)



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

35

参考3 構造強度

(1) 設計方針

2) 荷重及び荷重組合せ

・地震荷重 (K)

i層の水平震度は下式より算定する。

$$P_i = Q_i - Q_{i-1}$$

$$k_i = P_i / w_i$$

P_i : 当該階とその直下の水平地震力の差 (kN)

w_i : 各階重量 (kN)

架構に作用させる水平震度は、原子炉建屋1階、3階及び5階の水平震度を用いるものとし、水平地震力を設定する。ドーム屋根部分の水平震度は、建設省告示第1389号に基づく1.0に1.5を乗じて用いる。表3.2-7に燃料取り出し用カバーに作用させる水平地震力の算定結果を示す。

水平地震力の算定結果

標高 O.P.(m)	各階重量 w_i (kN)	NS方向		EW方向	
		水平震度 k_i	水平地震力 P_i (kN)	水平震度 k_i	水平地震力 P_i (kN)
63.50	3200	1.500	4800	1.500	4800
46.00	11400	0.492	5609	0.555	6327
26.90	200	0.286	57	0.272	54
10.20	1200	0.099	119	0.103	124

参考3 構造強度

(1) 設計方針

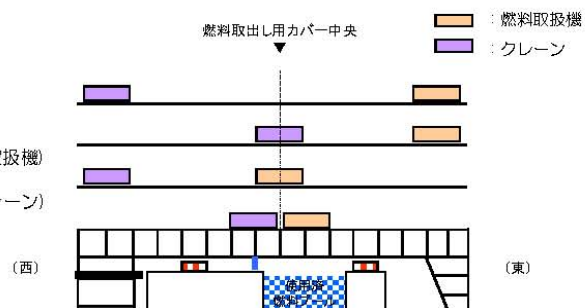
2) 荷重及び荷重組合せ

位置A：両端

位置B：中央(クレーン)+東端(燃料取扱機)

位置C：中央(燃料取扱機)+西端(クレーン)

位置D：中央



燃料取扱設備の位置

燃料取り出し用カバーの荷重組合せ

想定する状態	荷重ケース	荷重組合せ内容	許容応力度
常時	C	$VL+CL$ *1	長期
積雪時*3	S	$VL+CL$ *1+ SL	短期
暴風時*3	W	$VL+CL$ *1+ WL	
地震時	E1	$VL+CL$ *1+ $K(+NS)$ *2	
	E2	$VL+CL$ *1+ $K(-NS)$ *2	
	E3	$VL+CL$ *1+ $K(+EW)$ *2	
	E4	$VL+CL$ *1+ $K(-EW)$ *2	

*1：吊荷荷重は、常時、積雪時及び暴風時は上図に示すクレーンの位置、地震時は使用済燃料プール直上の架構にて考慮する。

*2：地震荷重はNS方向及びEW方向を考慮する。

*3：短期事象では地震時が支配的であることから、積雪時及び暴風時の検討は省略する。

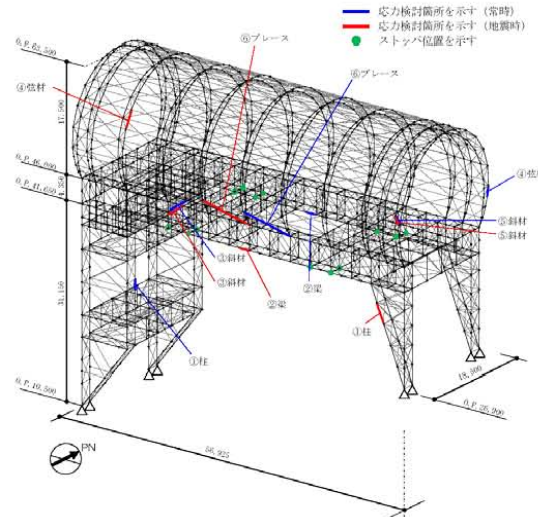
ただし、外装材の検討は暴風時が支配的であることから暴風時に対し検討を行う。

参考3 構造強度

(2) 架構の強度設計構造強度に対する検討

1) 解析モデル

架構の解析モデルは、門型架構及びドーム屋根を構成する主要な鉄骨部材からなる立体架構モデルとする。下図に架構の立体解析モデルを示す。解析モデルの柱脚部はピン支持、ストッパ取り付け部は水平方向のみピン支持とする。



解析モデル図 (単位: mm)



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

38

参考3 構造強度

(2) 架構の強度設計構造強度に対する検討

2) 断面検討

応力度比の検討は「鋼構造設計規準」に従い、検討を行う。

全ての部材に対する応力度比が1以下になることを確認した。

断面検討結果 (常時)

部 位 *1			部材形状 (mm) <使用材料>	荷重ケース (位置) *2	作用 応力度 (N/mm ²)	許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
門型 架構	①	柱	H-350×350 ×12×19 <SM490>	C (D)	圧縮 77.4	164	0.48	OK
	②	梁	H-350×350 ×12×19 <SM490>	C (D)	引張 91.4	216	0.43	OK
	③	斜材	2ls-150×75 ×6.5×10 <SM490>	C (D)	圧縮 103.0	120	0.86	OK
ドーム 屋根	④	弦材	φ-318.5×6.9 <STK490>	C (B)	引張 33.5	293	0.12	OK
	⑤	斜材	φ-139.8×4.5 <STK490>	C (B)	圧縮 43.4	203	0.22	OK
	⑥	ブレース	φ-114.3×4.5 <STK490>	C (D)	圧縮 19.4	92	0.22	OK

*1: ①～⑥の符号はP24の応力検討箇所を示す

*2: P23に示す燃料取扱設備の位置を示す



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

39

参考3 構造強度

(2) 架構の強度設計構造強度に対する検討

2) 断面検討

断面検討結果（地震時）

部 位*1			部材形状 (mm) 〈使用材料〉	荷重ケース (位置)*2	作用 応力度 (N/mm ²)	許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
門型 架構	①	柱	H-350×350 ×12×19 〈SM490〉	E1 (D)	圧縮 138.9	289	0.49	O.K.
	②	梁	H-350×350 ×12×19 〈SM490〉	E1 (D)	引張 108.3	324	0.34	O.K.
	③	斜材	2[s-150×75 ×6.5×10 〈SM490〉	E1 (D)	圧縮 164.5	180	0.92	O.K.
ドーム 屋根	④	弦材	φ-267.4×6.6 〈STKT590〉	E1 (D)	圧縮 155.2	396	0.40	O.K.
	⑤	斜材	φ-139.8×4.5 〈STK490〉	E3 (A)	圧縮 165.8	304	0.55	O.K.
	⑥	ブレース	φ-114.3×4.5 〈STK490〉	E3 (D)	圧縮 80.6	138	0.59	O.K.

*1：①～⑥の符号はP24の応力検討箇所を示す

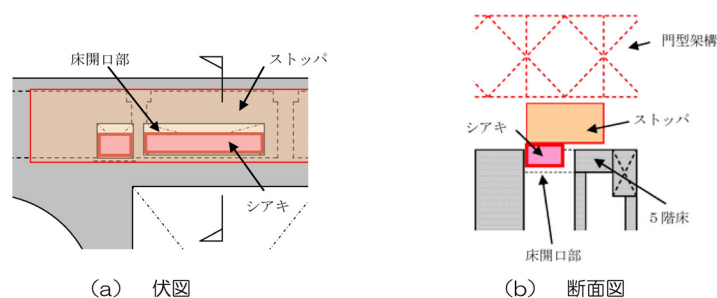
*2：P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

参考3 構造強度

(3) 水平振れ止め装置（ストッパ）の構造強度に対する検討

架構と原子炉建屋を結んだバネ材に発生する水平力の最大値が、床開口に差し込むシアキの短期許容せん断力以下であることを確認する。全ての部材に対する応力度比が1以下になることを確認した。

なお、原子炉建屋と水平振れ止め装置（ストッパ）の接触部については、設置前において、本説明書で想定しているように、施工に十分な状況かどうか、雰囲気線量等の作業安全性を鑑みながら、可能な範囲で確認した点検結果を別途報告するとともに、不具合が見つかった場合には適切に補修等を実施する。



ストッパ概要図

全てのストッパに対する応力比が1以下になることを確認した。

断面検討結果（常時）

部位	荷重ケース (位置)*	ストッパ反力 Q(kN)	短期許容せん断力 Qa(kN)	応力比 Q/Qa	判定
東側ストッパ	E4 (A)	2560	8620	0.30	O.K.

*：P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

参考3 構造強度

(4) 基礎の構造強度に対する検討

基礎の浮き上がりに対しては基礎反力（圧縮力を正）の最小値が0以上であることを確認し、基礎のすべりに対しては基礎反力の水平力が許容摩擦力以下であることを確認する。

なお、基礎底面の摩擦係数は「現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説(2002)」に準じて、0.6とする。

基礎浮き上がりの検討の結果、全ての基礎の最小圧縮力が0以上であることを確認した。

基礎浮き上がりの検討結果

部位	荷重ケース (位置) *	最小圧縮力 N(kN)	判定
東側柱脚 (北側)	E1 (C)	1990	OK

*: P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

基礎すべりの検討の結果、全ての基礎に対する応力比が1以下になることを確認した。

基礎すべりの検討結果

部位	荷重ケース (位置) *	水平力 Q(kN)	許容摩擦力 Va(kN)	応力比 Q/Va	判定
東側柱脚	C (D)	2410	5270	0.46	OK
	E4 (D)	2430	4580	0.54	OK

*: P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

参考3 構造強度

(5) 原子炉建屋接触部の構造強度に対する検討

1) ストッパ接触部

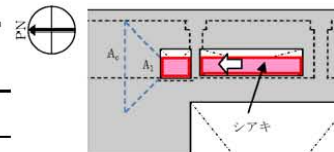
ストッパ接触部の構造強度の検討では、ストッパ水平反力が、既存躯体の短期許容支圧力以下になることを確認する。なお、許容支圧応力度は、原子炉建屋の設計基準強度(22.1N/mm²)を用いて「プレストレストコンクリート設計施工規程・同解説」に基づき算出する。

全てのストッパ接触部に対する応力比が1以下になることを確認した。

ストッパ接触部の検討結果

部位	荷重ケース (位置) *	ストッパ水平反力 N(kN)	短期許容支圧力 Na(kN)	応力比 N/Na	判定
東側ストッパ	E2 (B)	3980	10300	0.39	OK

*: P23に示す燃料取扱設備の位置を示す



2) 基礎設置部

柱脚の鉛直反力により生じる直下壁の軸力が壁の許容軸力以下であることを確認する。

全ての基礎設置部に対する応力比が1以下になることを確認した。

壁の圧縮力の検討結果

部位	荷重ケース (位置) *	軸力 N(kN)	許容軸力 Na(kN)	応力比 N/Na	判定
東側柱脚 (南側)	C (B)	4280	12900	0.34	OK
	E1 (B)	6540	25900	0.26	OK

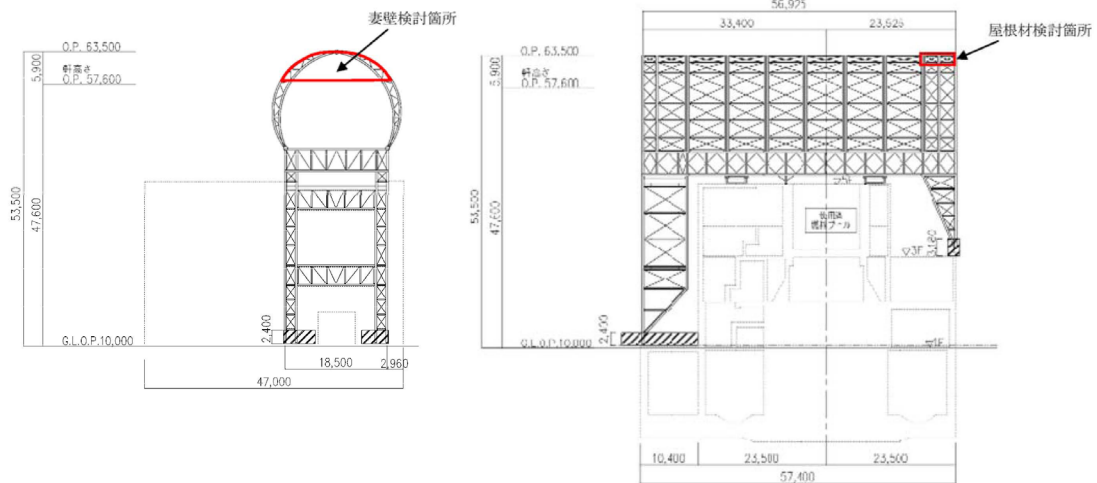
*: P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

参考3 構造強度

(6) 外装材の構造強度に対する検討

1) 検討箇所

架構の屋根面及び側面を覆う外装材は、折板を用いる。強度検討は、壁材、屋根材それぞれに風圧力により生じる応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。



外装材検討箇所（単位：mm）

参考3 構造強度

(6) 外装材の構造強度に対する検討

3) 外装材の強度検討

全ての外装材に対する応力度比が1以下になることを確認した。

屋根材及び壁材の材料諸元

板厚	自重	正曲げ方向		負曲げ方向	
		断面2次モーメント	断面係数	断面2次モーメント	断面係数
t (mm)	G (N/m ²)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)
0.8	118	360	43.6 (13.1*)	347	40.6 (12.2*)

*：括弧内の数値は折曲加工部を示す

応力度に対する検討結果

部位	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
ドーム屋根	189	205*	0.93	O.K.
妻壁	109	205*	0.54	O.K.

*：「JIS G 3321-2010」による

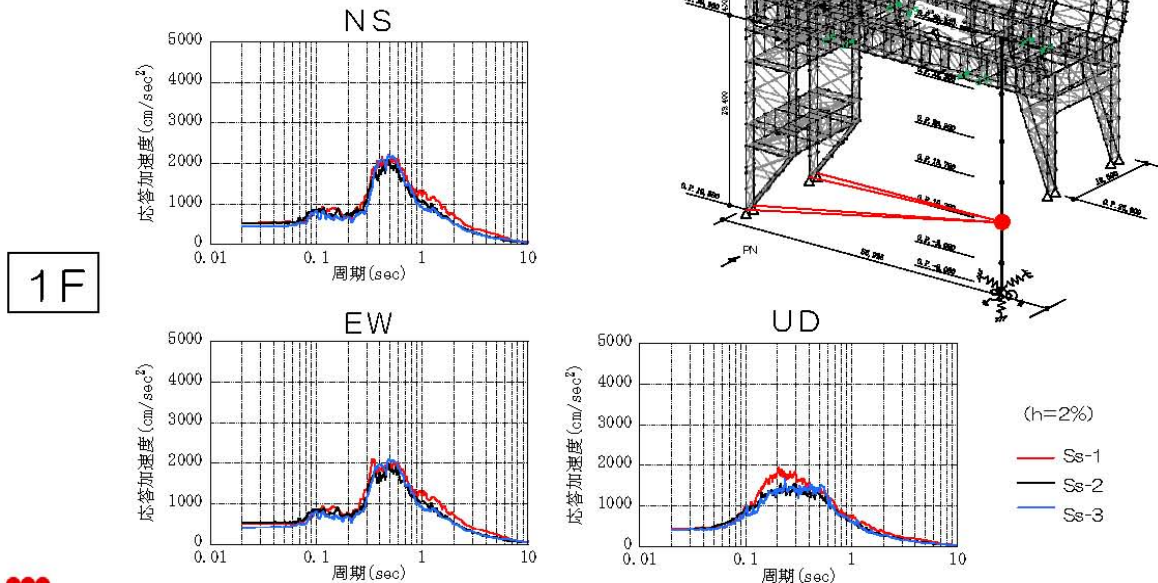
(注) ドーム屋根外装材については、設計風圧力の約4倍の耐力を有することを試験により確認している。

参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

1) 解析に用いる入力地震動

建屋質点の応答解析結果（カバー架構の入力地震動に相当）

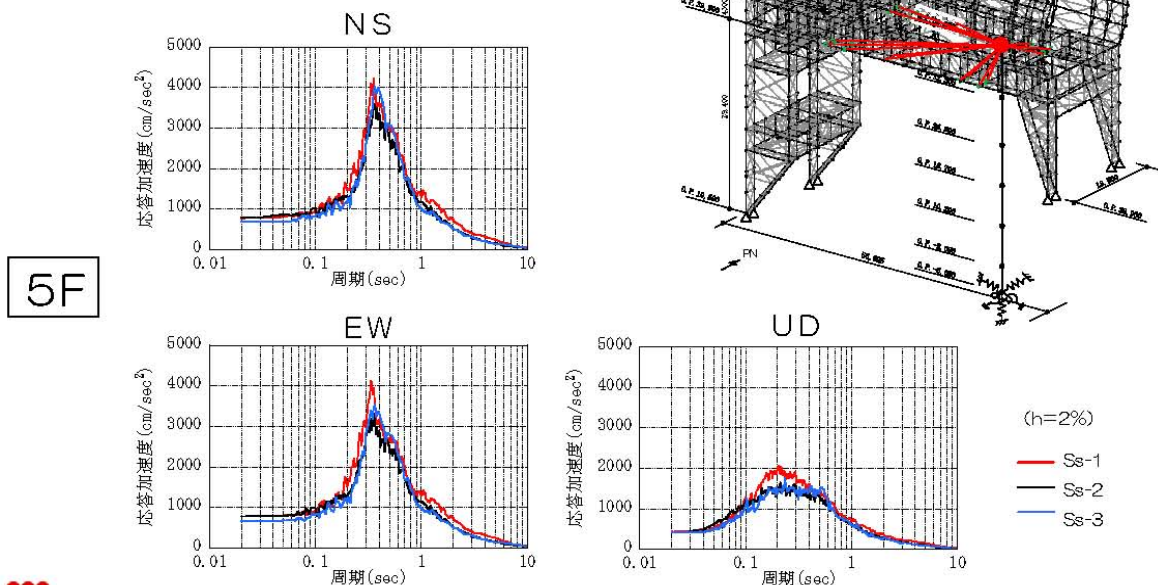


参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

1) 解析に用いる入力地震動

建屋質点の応答解析結果（カバー架構の入力地震動に相当）

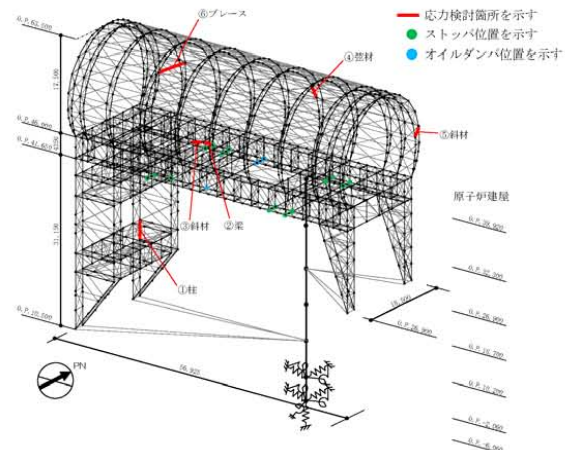


参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

2) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、門型架構及びドーム屋根を構成する主要な鉄骨部材からなる立体架構を原子炉建屋の質点系モデルに接続した下図に示すモデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋－地盤連成系モデルとする。ストッパ取り付け部は原子炉建屋5階質点（O.P.39.92 m）と水平方向同一変位条件とし、鉛直方向の制震装置（オイルダンパ）は原子炉建屋の5階床上面4箇所に門型架構と5階床の鉛直方向相対変位が減少する場合に減衰力を発揮するばねに置換して立体架構モデルに組み込んでいる。



地震応答解析モデル（単位：mm）



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

50

参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

2) 地震応答解析モデル

地震応答解析に用いる物性値を下表に示す。門型架構及びドーム屋根の部材接合部の質点は仕上げ材等を考慮した重量とし、原子炉建屋の質点は瓦礫撤去の重量等を反映したP38に示す重量とする。門型架構の柱・梁及びドーム屋根の弦材は弾性部材とし、その他ブレース等は「鉄骨X型ブレース架構の復元力特性に関する研究」（日本建築学会構造工学論文集37B号 1991年3月）に示されている修正若林モデルによる。また、原子炉建屋は、曲げとせん断に「JEAG 4601-1991」に示されている非線形特性を考慮する。

地震応答解析に用いる物性値

部位	材料	ヤング係数 $E(\text{N/mm}^2)$	ポアソン比 ν	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	減衰定数 $h(\%)$	備考
架構	鉄骨	2.05×10^5	0.3	77.0	2	SS400, SM490A, STK490, STKT590



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

51

参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

2) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルのうち原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(a)水平(NS)方向

標高 O.P. (m)	質量重量* W (kN)	回転慣性重量 $I_g (\times 10^5 \text{ kN} \cdot \text{m}^2)$	せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面二次モーメント $I (\text{m}^4)$
39.92	72990	78.95		
32.3	119490	238.33	145.3	9598
26.9	111140	204.58	146.1	29271
18.7	130160	239.58	237.3	56230
10.2	252510	464.88	208.6	60144
-2.06	301020	554.17	458.7	112978
-6.06	127000	233.79	2697.8	496620
合計	1114310	ヤング係数 E_c せん断弾性係数 G ポアソン比 ν 減衰 h	$2.57 \times 10^7 (\text{kN/m}^2)$ $1.07 \times 10^7 (\text{kN/m}^2)$ 0.20 5%	

* 「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書(その2)」(東京電力株式会社、平成23年7月13日)において用いた各階重量に瓦礫撤去等による重量増減を考慮した数値(ただし、門型架構の重量12800kN及びドーム屋根重量3200kNは含まない)

地盤定数は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(東京電力株式会社、平成20年3月31日)と同様とする。原子炉建屋の地盤ばねは、「JEAG 4601-1991」に示されている手法を参考にして、底面地盤を成層補正し振動アドミッタンス理論によりスウェイ及びロッキングばねを、側面地盤をNovakの方法により建屋側面ばねを評価した。



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

52

参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

2) 地震応答解析モデル

固有値解析結果

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (秒)	刺激係数			備考
			NS方向 (X方向)	EW方向 (Y方向)	UD方向 (Z方向)	
17	1.35	0.742	3.034	-0.001	-0.019	ドーム屋根NS方向1次
25	1.78	0.561	-0.056	2.478	0.422	ドーム屋根EW方向1次
33	2.53	0.396	2.914	-0.031	-0.045	門型架構・原子炉建屋NS方向1次
34	2.65	0.377	-0.111	-7.751	-0.073	門型架構・原子炉建屋EW方向1次
35	2.94	0.340	2.165	-0.950	4.500	門型架構UD方向1次
54	4.30	0.233	-0.428	0.038	-40.498	原子炉建屋UD方向1次



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

53

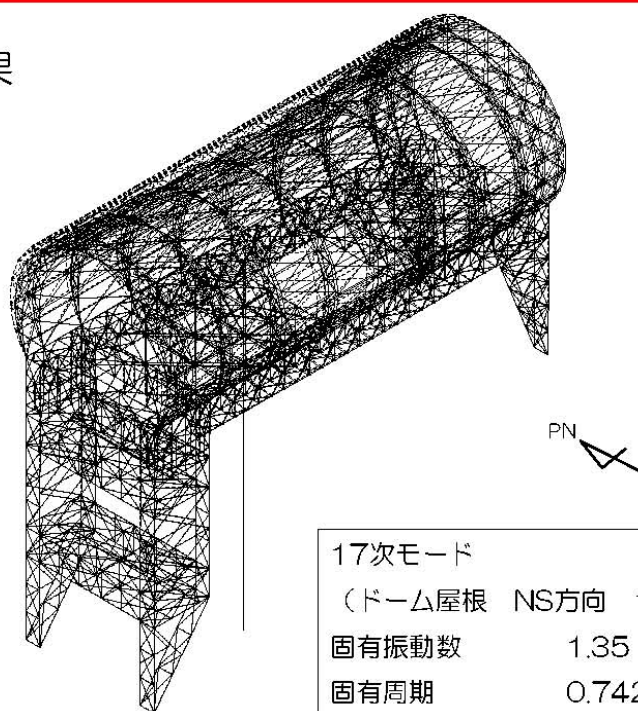
参考4 耐震性

固有値解析結果

1.000
1.000
1.000
PERIOD: 0.742356
B(X): 3.03385
B(Y): -0.00033
B(Z): -0.01920



東京電力



17次モード

(ドーム屋根 NS方向 1次)

固有振動数 1.35 Hz

固有周期 0.742 秒

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

54

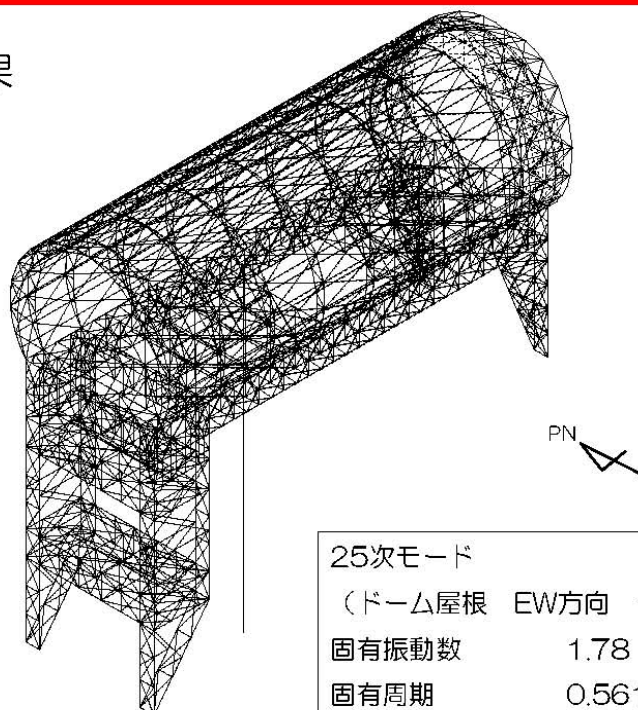
参考4 耐震性

固有値解析結果

1.000
1.000
1.000
PERIOD: 0.561250
B(X): -0.05627
B(Y): 2.47803
B(Z): 0.42233



東京電力



25次モード

(ドーム屋根 EW方向 1次)

固有振動数 1.78 Hz

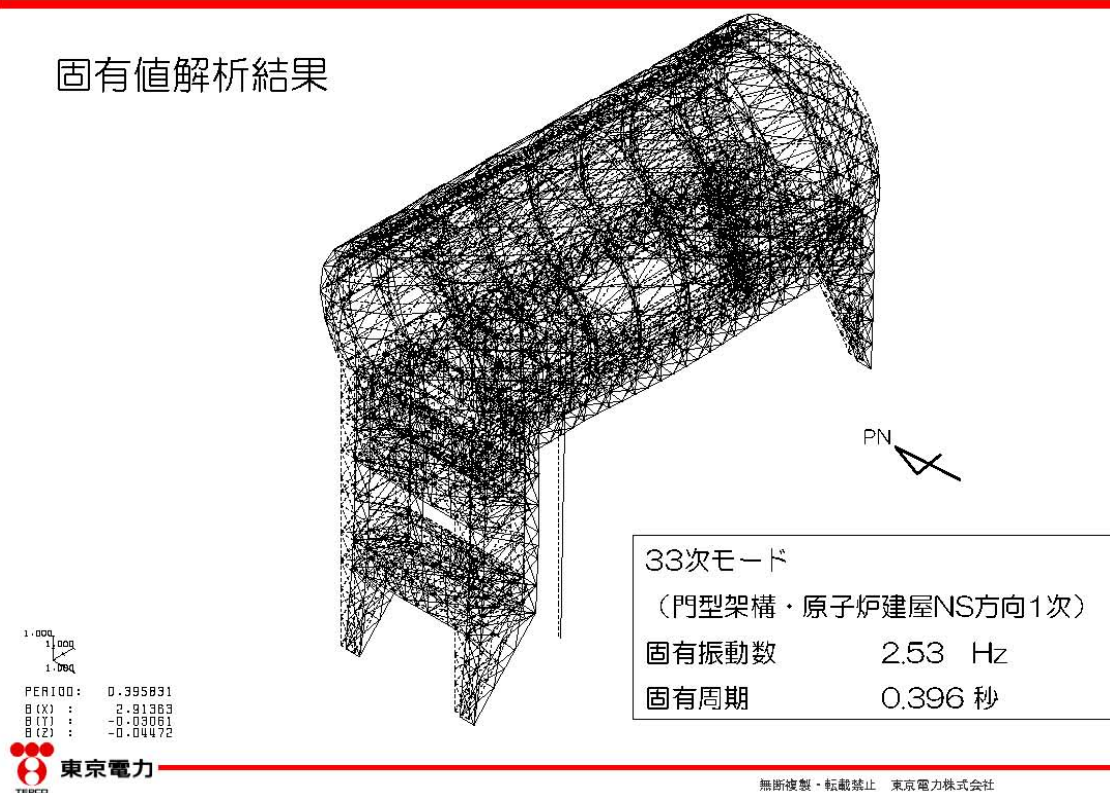
固有周期 0.561 秒

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

55

参考4 耐震性

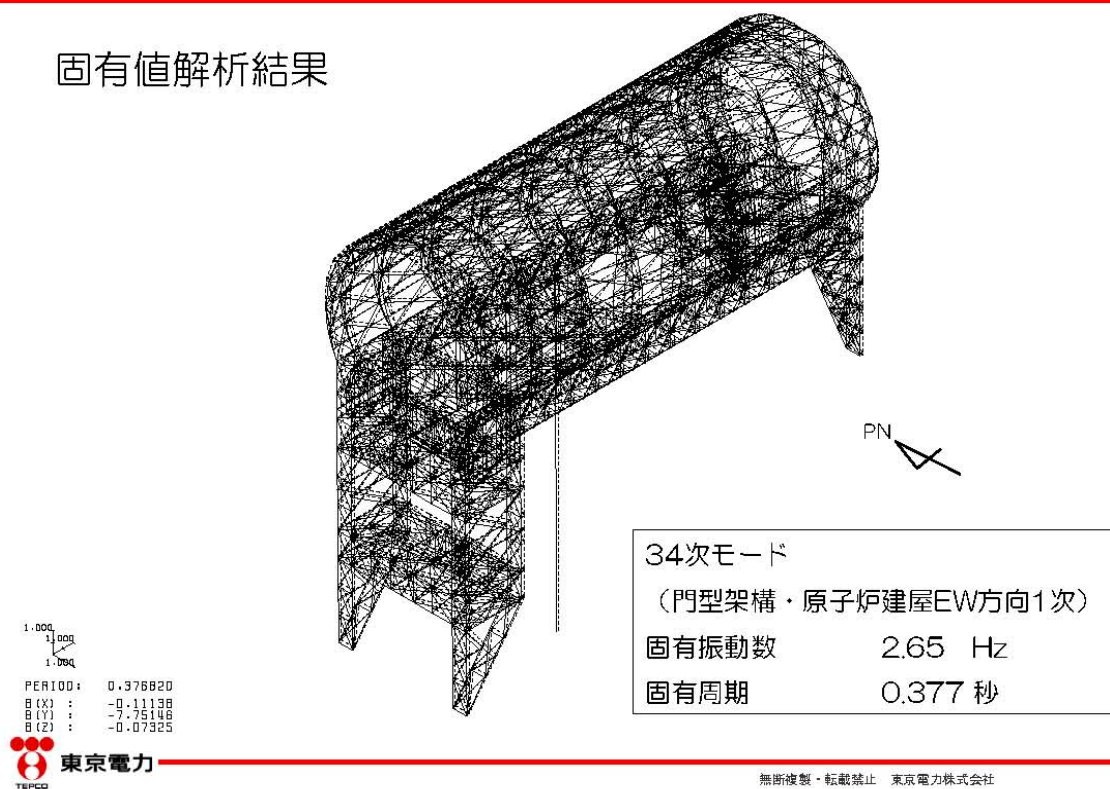
固有値解析結果



56

参考4 耐震性

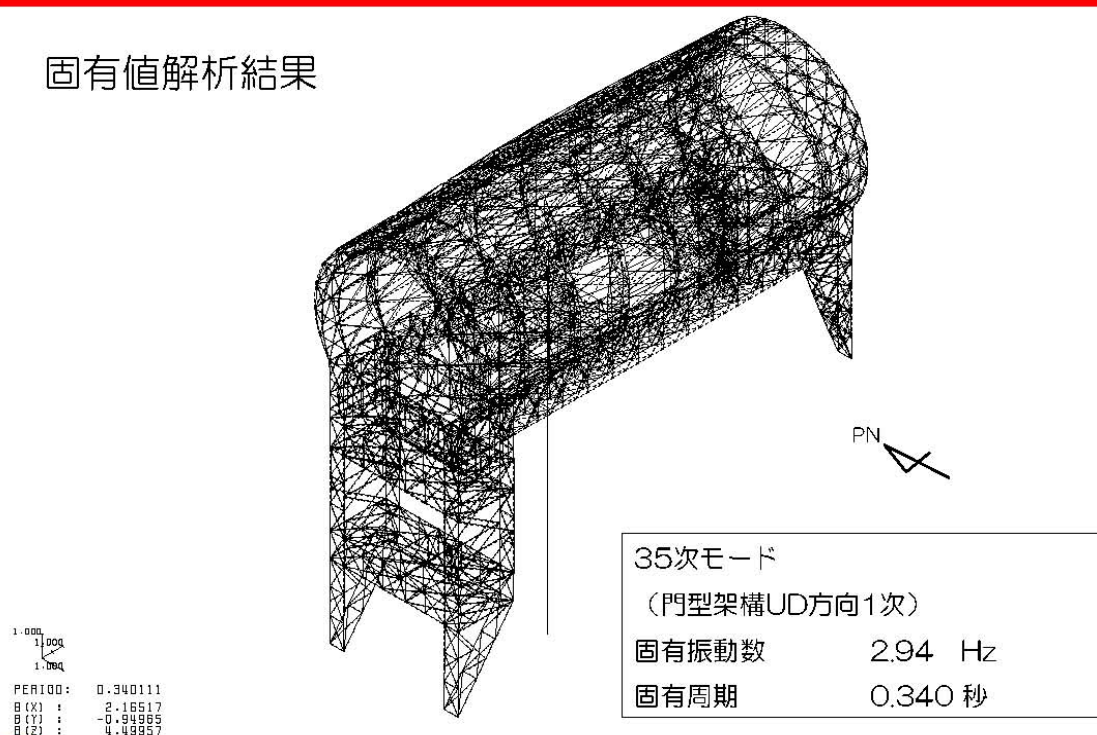
固有値解析結果



57

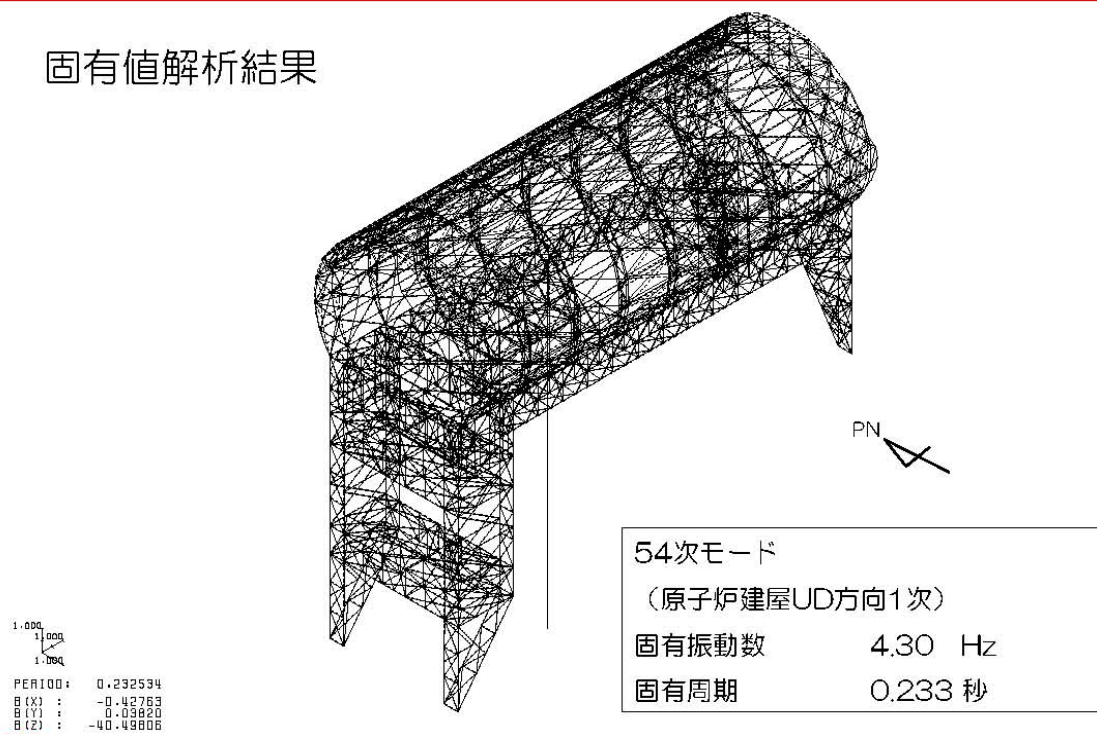
参考4 耐震性

固有値解析結果



参考4 耐震性

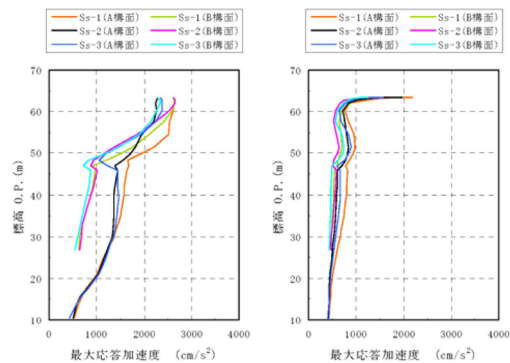
固有値解析結果



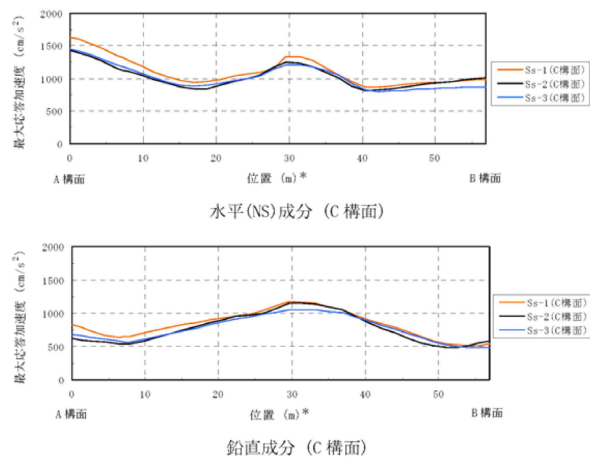
参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

3) 地震応答解析結果

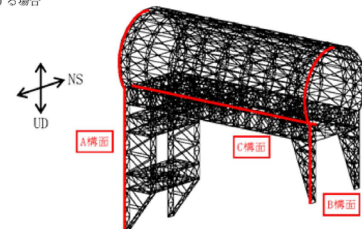


水平(NS)成分 (A構面, B構面) 鉛直成分 (A構面, B構面)



注：燃料取扱設備が門型架構の中央に位置する場合
(図3.2-1の位置D)を示す
*：位置はA構面側からの距離を示す

最大応答加速度分布



参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

4) 波及的影響の評価

門型架構は、JSCA性能メニュー（社団法人日本建築構造技術者協会、2002年）を参考に定めたクライテリア（「層間変形角は1/75以下、層の塑性率は4以下、部材の塑性率は5以下」*）を満足することを確認する。ドーム屋根は、柱・梁によるフレームを構成しないため、JSCA性能メニューのうち部材の塑性率のクライテリアを満足することを確認する。

なお、解析結果が「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」（財団法人日本建築センター、平成19年7月20日）に示されるクライテリア（層間変形角は1/100以下、層の塑性率は2以下、部材の塑性率は4以下）を超える場合には水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し、安全性を確認する。

*：北村春幸、宮内洋二、浦本弥樹「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」、日本建築学会構造系論文集、第604号、2006年6月

参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

4) 波及的影響の評価

・層間変形角の検討

最大応答層間変形角は1/75以下となりクライテリアを満足することを確認した。

最大応答層間変形角の検討結果

検討箇所	地震波	入力方向(位置)*	最大応答値	対応率	判定
東側 OP.46.00(m) ~OP.26.90(m)	Ss-1	NS (A)	1/820	1/75	OK
		EW (B)	1/990	1/75	OK
	Ss-2	NS (B)	1/990	1/75	OK
		EW (B)	1/1000	1/75	OK
	Ss-3	NS (B)	1/990	1/75	OK
		EW (B)	1/1000	1/75	OK
西側 OP.46.00(m) ~OP.10.50(m)	Ss-1	NS (A)	1/720	1/75	OK
		EW (B)	1/1600	1/75	OK
	Ss-2	NS (C)	1/860	1/75	OK
		EW (B)	1/1600	1/75	OK
	Ss-3	NS (C)	1/800	1/75	OK
		EW (B)	1/1800	1/75	OK

*: P.23に示す燃料取扱設備の位置を示す

参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

4) 波及的影響の評価

・塑性率の検討

全てのケースで耐力比が1を下回ることから塑性率は1未満となり、クライテリアを満足することを確認した。

耐力比の検討結果

部位*1	部材形状 (mm)	地震波	入力方向 (位置)*2	耐力比	判定
門型架構	① 柱 H-350×350 ×12×19 <SM490A>	Ss-2	NS (C)	C/Cu 0.50	OK
	② 梁 H-350×350 ×12×19 <SM490A>	Ss-1	NS (C)	C/Cu 0.45	OK
	③ 斜材 2[s-150×75 ×6.5×10 <SM490A>	Ss-1	NS (C)	C/Cu 0.75	OK
ドーム屋根	④ 弦材 φ-267.4×6.6 <STKT590>	Ss-1	NS (D)	C/Cu 0.63	OK
	⑤ 斜材 φ-139.8×4.5 <STK490>	Ss-1	EW (D)	C/Cu 0.90	OK
	⑥ プレース φ-114.3×4.5 <STK490>	Ss-2	EW (C)	C/Cu 0.45	OK

*1: ①~⑥の符号はP.36の応力検討箇所を示す

*2: P.23に示す燃料取扱設備の位置を示す

C: 部材軸方向の圧縮力の最大値
Cu: 座屈耐力
T: 部材軸方向の引張力の最大値
Tu: 引張耐力

参考4 耐震性

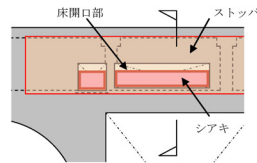
(3) 水平振れ止め装置（ストッパ）の耐震性に対する検討

全てのストッパに対する耐力比が1以下になることを確認した。

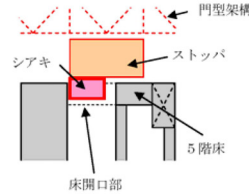
ストッパ（シアキ）の断面検討結果

部位	地震波	入力方向（位置）	最大応答 ストッパ反力 Q_u (kN)	せん断耐力 Q_u (kN)	耐力比 Q/Q_u	判定
東側ストッパ	Ss-1	EW (D)	3970	9480	0.42	OK

*：P23に示す燃料取扱設備の位置を示す



(a) 伏図



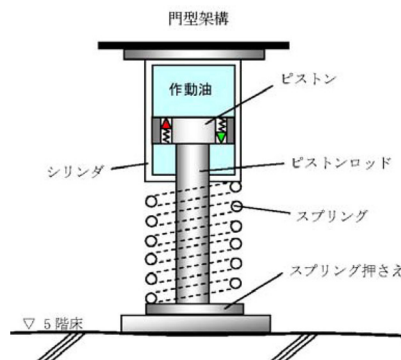
(b) 断面図

ストッパ概要図

参考4 耐震性

(4) 制震装置（オイルダンパ）の耐震性に対する検討

全てのオイルダンパで最大応答値が許容値以下になることを確認した。



オイルダンパ概念図

オイルダンパの検討結果

検討	地震波	入力方向 (位置) *	最大応答値	許容値	判定
オイルダンパ変位 (mm)	Ss-3	NS (D)	72	±100	OK
オイルダンパ速度 (m/s)	Ss-1	NS (D)	0.48	1.00	OK

*：P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

参考4 耐震性

(5) 基礎の耐震性に対する検討

基礎の浮き上がりに対しては基礎反力（圧縮力を正）の最小値が以上であることを確認し、基礎のすべりに対しては基礎反力の水平力が摩擦耐力以下であることを確認した。

1) 基礎浮き上がりの検討

基礎浮き上がりの検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置) *	最小圧縮力 N(kN)	判定
東側柱脚 (北側)	Ss-3	NS (C)	227	OK

* : P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

2) 基礎すべりの検討

基礎すべりの検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置) *	最大水平力 Q(kN)	摩擦耐力 Vu(kN)	耐力比 Q/Vu	判定
東側柱脚	Ss-1	EW (D)	2810	4780	0.59	OK

* : P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

参考4 耐震性

(6) 原子炉建屋接触部の耐震性に対する検討

1) ストッパ接触部

最大ストッパ水平反力が、既存躯体の支圧耐力以下になることを確認する。なお、支圧耐力は、原子炉建屋の設計基準強度(22.1N/mm²)を用いて「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」に基づき算出する。

ストッパ接触部の検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置) *	最大ストッパ 水平反力 N(kN)	支圧耐力 Nu(kN)	耐力比 N/Nu	判定
西側ストッパ	Ss-1	NS (C)	10400	19600	0.54	OK

* : P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

2) オイルダンパ接触部

最大オイルダンパ鉛直反力が、既存躯体の支圧耐力以下になることを確認する。なお、支圧耐力は、原子炉建屋の設計基準強度(22.1N/mm²)を用いて「プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説」に基づき算出する。

オイルダンパ接触部の検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置) *	最大水平力 Q(kN)	摩擦耐力 Vu(kN)	耐力比 Q/Vu	判定
東側柱脚	Ss-1	EW (D)	2810	4780	0.59	OK

* : P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

3) 基礎設置部

柱脚の鉛直反力により生じる直下壁の最大軸力が壁の軸耐力以下であることを確認する。

壁の圧縮力の検討結果

部位	地震波	入力方向 (位置) *	最大軸力 N(kN)	軸耐力 Nu(kN)	耐力比 N/Nu	判定
東側柱脚 (南側)	Ss-3	NS (B)	7430	25900	0.29	OK

* : P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

参考4 耐震性

(7) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

1) 検討方針

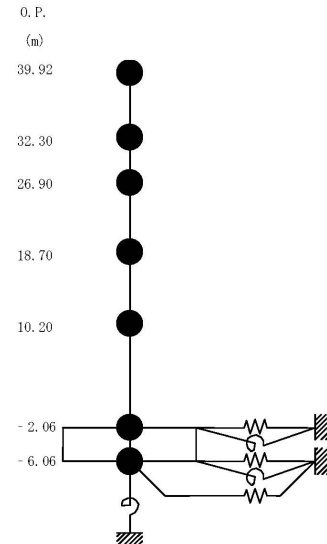
架構の設置に伴う原子炉建屋の耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、地震応答解析により得られる耐震壁のせん断ひずみが鉄筋コンクリート造耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) 以下になることを確認する。

2) 原子炉建屋の地震応答解析

・入力地震動 基準地震動Ss

原子炉建屋の地震応答解析モデルは、右図に示すように質点系でモデル化し、地盤を等価なばねで評価した建屋—地盤連成系モデルとする。

地震応答解析モデルの諸元は、「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その2）」（東京電力株式会社、平成23年7月13日）に示される内容に、瓦礫撤去等による重量増減及び新規に設置する燃料取り出し用カバーの重量を考慮した。



原子炉建屋の地震応答解析モデル

参考4 耐震性

(7) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

2) 原子炉建屋の地震応答解析

原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元（水平方向）

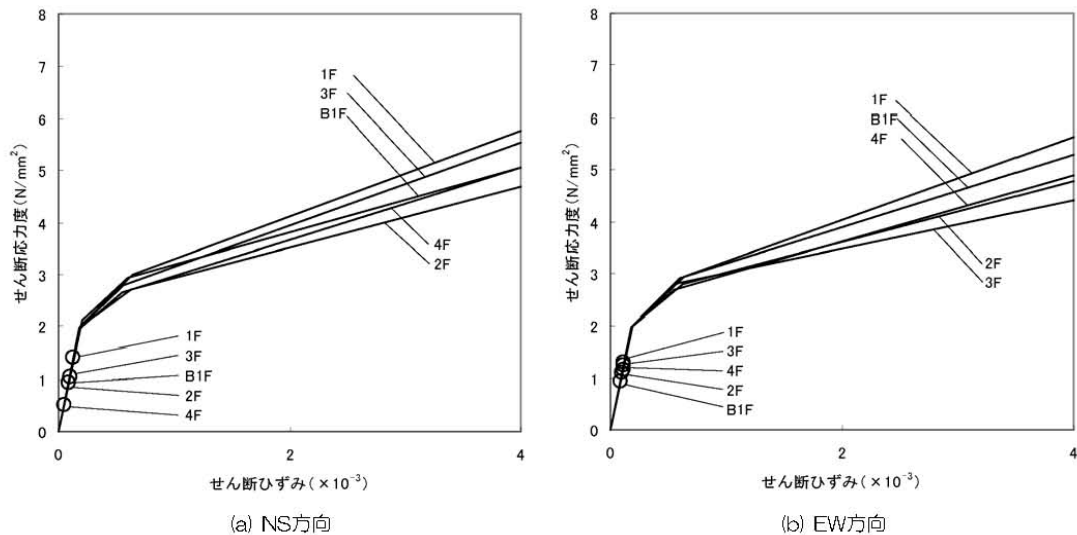
標高 O.P. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_e (\times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2)$	
		水平(NS)方向	水平(EW)方向
39.92	87590	92.34	67.32
32.3	119490	238.33	124.49
26.9	111340	204.95	204.95
18.7	130160	239.58	239.58
10.2	253710	467.09	696.62
-2.06	301020	554.17	826.50
-6.06	127000	233.79	348.72
合計	1130310		

参考4 耐震性

(7) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

3) 検討結果

地震応答解析により得られる最大応答値は、評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分に余裕があることを確認した。



せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1)



東京電力

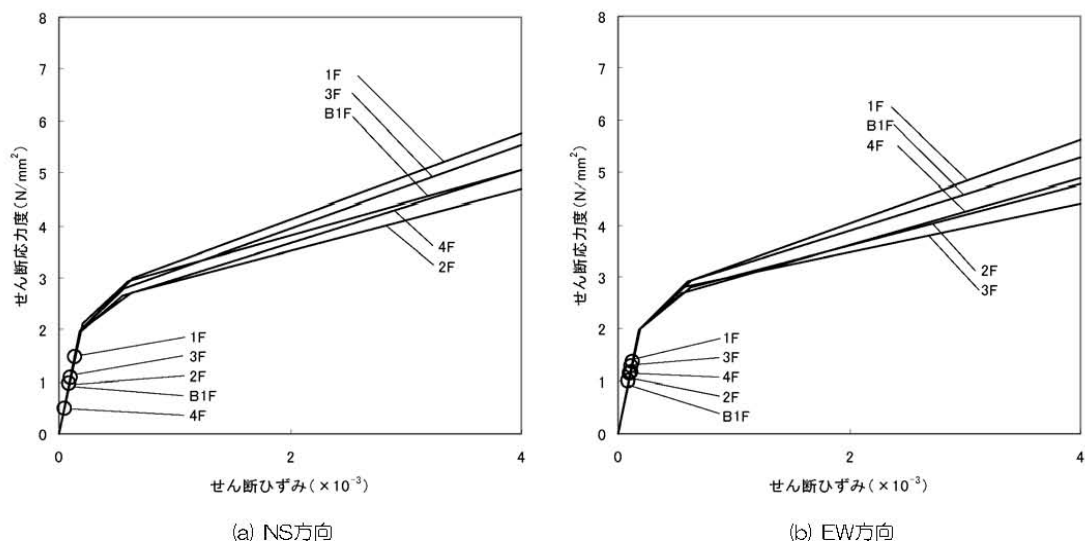
無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

70

参考4 耐震性

(7) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

3) 検討結果



せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2)



東京電力

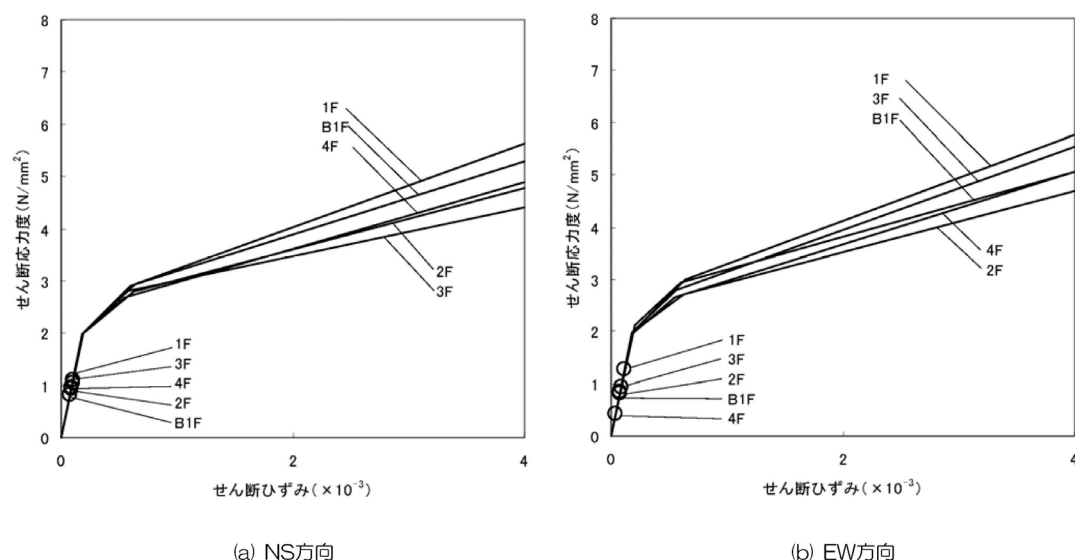
無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

71

参考4 耐震性

(7) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

3) 検討結果



せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-3)



東京電力

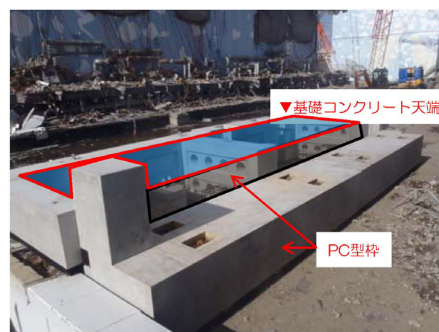
無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

72

参考5 瓦礫撤去用構台基礎の施工状況



瓦礫撤去用構台西側基礎部 PC型枠設置



瓦礫撤去用構台東側基礎部 PC型枠設置



瓦礫撤去用構台西側基礎部 コンクリート打設



瓦礫撤去用構台東側基礎部 コンクリート打設



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

73

特定原子力施設監視・
評価検討会(第8回)
資料5

福島第一原子力発電所 3号機燃料取り出し用カバーの 構造強度及び耐震性について (コメント回答)

東京電力株式会社

平成25年3月8日



目次

- ・ コメント回答① 地震・津波・竜巻等への対応について ……P.2
- ・ コメント回答② 耐震性の検討結果（表）の記載について ……P.4
- ・ コメント回答③ 作業環境の確保について ……P.6
- ・ コメント回答④ オイルダンパの機構および損傷時の対応について ……P.7



コメント回答①

①3号機燃料取り出し用カバーの使用期間が短いとしても、地震・津波に関わる新安全設計基準への対応あるいは竜巻などの想定外事象に対する安全性や修復性は確保しなくてよいのか、既にされているのかを説明すること。（林教授）

- ・現在、国により策定中の新安全設計基準への対応については今後となるが、以下を念頭に計画している。
- ・地震：各部の検討において、可能な限り余裕を確保した計画^{*1}としている。また、脆性的な破壊を生じないよう、原則として保有耐力接合^{*2 *3}としている。
- ・津波：燃料取り出し用カバーは鉄骨トラスと鋼製の外装材により構成されているが、閉空間になっておらず、津波襲来時には、水は燃料取り出し用カバーの裏側に回り込む。そのため、津波による波圧は生じにくい。

*1 5ページ参照。例えば、ドーム屋根は基準地震動 S_s に対し、約5倍の裕度がある。

*2 母材の耐力が十分に発揮されるように「接合部の破断耐力>母材耐力」となるように破断の検討を行うこと。

*3 特定原子力施設監視・評価検討会（第4回）資料4 16A'-Z 参照

コメント回答①

- ・竜巻：ドーム屋根の外装材は、設計風圧力の約4倍以上の耐力を有することを確認しており、最大瞬間風速100m/s程度の暴風に対しても飛散しない計画となっている。
- ・修復性については、除染・遮へい対策を施す計画（コメント回答③参照）であり、現地へのアクセスは可能であると考えている。また、オペレーティングフロア上のガレキ撤去に用いたクレーン等により、遠隔操作による作業も可能であると考えている。

コメント回答②

②特定原子力施設監視・評価検討会（第4回）資料4の10ページの耐震性の検討結果の表は、検定比なのか、最大応答値なのかを区別できるように明確にすること。（林教授）

- ・評価項目欄が、「耐力比」もしくは「抵抗比」となっている項目が「検定比」で評価している項目であり、その他が「最大応答値」で評価している項目である。
- ・「検定比」か「最大応答値」かが分かるように、結果欄に追記した。
（次ページ参照）

5. 耐震性に対する検討結果

いずれも評価クライテリア以下であることを確認した。

（1）架構の耐震性

部位	評価項目	検定比、最大応答値	評価クライテリア	判定
門型架構	層間変形角	最大応答値 1/720	1/75以下	OK
門型架構	塑性率	最大応答値 0.75	5以下	OK
ドーム屋根	塑性率	最大応答値 0.90	5以下	OK
オイルダンパ	相対変位	最大応答値 72 mm	100 mm以下	OK
	相対速度	最大応答値 0.48 m/s	1.0 m/s以下	OK
ストッパ	せん断耐力比	検定比 0.42	1.0以下	OK
基礎	浮き上がりの有無	最大応答値 生じない	生じないこと	OK
	すべり摩擦抵抗比	検定比 0.59	1.0以下	OK

（2）原子炉建屋の耐震性

部位	評価項目	検定比、最大応答値	評価クライテリア	判定
ストッパ接触部	支圧耐力比	検定比 0.54	1.0以下	OK
オイルダンパ接触部	支圧耐力比	検定比 0.19	1.0以下	OK
基礎設置部	圧縮耐力比	検定比 0.29	1.0以下	OK
原子炉建屋	せん断ひずみ	最大応答値 0.14×10^{-3}	4.0×10^{-3} 以下	OK

コメント回答③

③立ち入りが難しい場所では有人にて接合部などの現地作業が行えるように、作業環境をどのように確保するのかについて説明すること。（林教授）

- ・線量的に、立入りが最も厳しい箇所はオペレーティングフロア上部と考えている。当該部における有人作業ができるように、有人作業が発生するまでに、線量低減対策として、遠隔操作重機による下記３段階の作業を計画している。

1. 瓦礫撤去作業（現在実施中）

オペレーティングフロア上部に残存する瓦礫（鉄骨、コンクリート、機械設備等）を撤去する。

2. 除染作業

オペレーティングフロア上部の瓦礫撤去後に、床面はつき装置や吸引装置等を使用し、除染作業を実施する。

3. 遮へい体設置作業

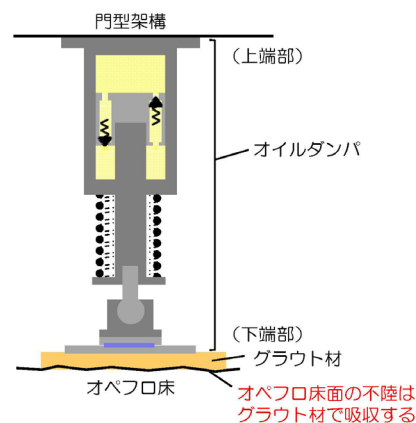
除染作業後にオペレーティングフロア上部に遮へい体（鉄板等）を設置する。

なお、作業中は適宜、雰囲気線量を計測し、慎重に作業を実施する。

コメント回答④

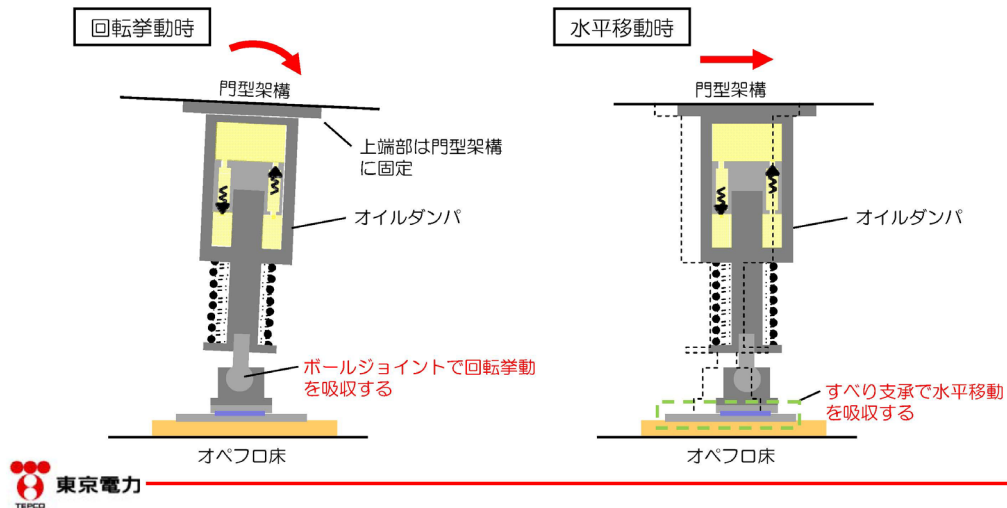
④オイルダンパについては、５階床面の不陸や門型架構の変形などにより、５階床と門型架構が平行でなくなり、スプリング押さえ等の損傷が生じないかについて説明すること。また、スプリング押さえ等の損傷により、システム上の問題が発生しないのかについて確認したい。（林教授）

- ・５階床面は躯体の不陸が想定される。
- ・オイルダンパは上端部を架構側に接合し、下端部とオペフロ床とのGAP部にグラウト材を充填し、床面の不陸を吸収する計画としている。
- ・オイルダンパが故障や損傷した場合は、修理・取替をする計画としている。
- ・グラウト材は既存躯体コンクリートの強度よりも高強度のものを使用している。



コメント回答④

- ・ 門型架構とオペフロ床間の挙動が平行ではなくなった場合に備え、オイルダンパ下部にはボールジョイントとすべり支承を取り付けている。
- ・ ボールジョイントとすべり支承により、オイルダンパの機構損傷が生じないようにしている。



燃料取り出し用カバー換気設備の構造強度及び耐震性に関する説明書

1. 構造強度

燃料取り出し用カバー換気設備は、その用途から換気空調設備に類似すると考える。当該設備は、「JSME S NC-1 発電用原子力設備規格 設計・建設規格」に定められた内包する流体の放射性物質の濃度が $37\text{mBq}/\text{cm}^3$ 未満であることから適用除外の設備と位置付けられるが、系統機能試験等を行い、有意な変形や漏えい、運転状態に異常がないことを確認することで、必要な構造強度を有するものと評価する。

2. 耐震性

2.1 基本方針

燃料取り出し用カバーの換気設備は、換気空調系であるCクラス相当と位置付けられることから、一般構造物と同等の耐震性を有する設計とする。

2.2 主要設備の耐震構造

「JEAG4601-1987 原子力発電所耐震設計技術指針」等を準用し、静的震度（1.2Ci）に基づく主要機器の転倒等の評価を行い、Cクラス相当の耐震性を有するものと評価する。

2.3 第4号機燃料取り出し用カバー換気設備の耐震性

2.3.1 送風機・排風機の耐震性

送風機・排風機の耐震性評価として、「JEAG4601-1987 原子力発電所耐震設計技術指針」を準用し、送風機・排風機基礎の溶接部の評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力に余裕を持たせた $0.36G$ を採用した。基礎の溶接部の許容応力については、供用状態Dにおける許容応力を適用し、溶接部の評価温度は 50°C とした。基礎の溶接部のせん断応力を評価した結果、基礎の溶接部に生じるせん断応力は許容応力以下であり、基礎の溶接部の強度が確保されることを確認した（表 2.3-1 参照）。

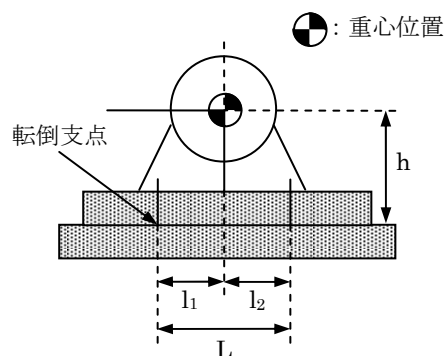


図 2.3-1 送風機・排風機の耐震評価モデル

- ・評価部位：基礎の溶接部
- ・考慮する荷重：地震荷重 / 送風機・排風機振動による荷重
- ・計算に用いる数式

$$\text{鉛直方向のせん断力 } Q_v = \frac{W \cdot g \cdot (C_H + C_P) \cdot h + M_p - W \cdot g \cdot (1 - C_P) \cdot l_1}{\frac{1}{2} n_f \cdot (l_1 + l_2)}$$

$$\text{鉛直方向のせん断応力 } \tau_v = \frac{Q_v}{A_w}$$

$$\text{水平方向のせん断力 } Q_H = W \cdot g \cdot (C_H + C_P)$$

$$\text{水平方向のせん断応力 } \tau_H = \frac{Q_H}{n \cdot A_w}$$

W : 据付面に作用する重量

g : 重力加速度(=9.80665)

h : 据付面から重心までの距離

M_p : 送風機・排風機回転により働くモーメント

※基礎溶接部に M_p は作用しない

l₁ : 送風機・排風機重心と基礎の溶接部間の距離

l₂ : 送風機・排風機重心と基礎の溶接部間の距離 (l₁ ≤ l₂)

n_f : 鉛直方向のせん断力の作用する基礎の溶接部の評価箇所数

n : 基礎の溶接部の箇所数

A_w : 基礎の溶接部の断面積

C_H : 水平方向設計震度

C_P : 送風機・排風機振動による震度

表 2.3-1 送風機・排風機基礎の溶接部の強度評価

評価対象機器	部位	材料	応力種類	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
送風機	基礎の 溶接部	SS400 相当	せん断	13	65
排風機	基礎の 溶接部	SS400 相当	せん断	23	65

2.3.2 フィルタユニットの耐震性

フィルタユニットの耐震性評価として、「JEAG4601-1987 原子力発電所耐震設計技術指針」を準用し、2.3.1 項と同様の方法で基礎の溶接部の評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震 C クラス設備に適用される静的地震力に余裕を持たせた 0.36G を採用した。基礎の溶接部の許容応力については、供用状態 D における許容応力を適用し、溶接部の評価温度は 50℃とした。基礎の溶接部のせん断応力を評価した結果、基礎の溶接部に生

じるせん断応力は許容応力以下であり，基礎の溶接部の強度が確保されることを確認した（表 2.3-2 参照）。

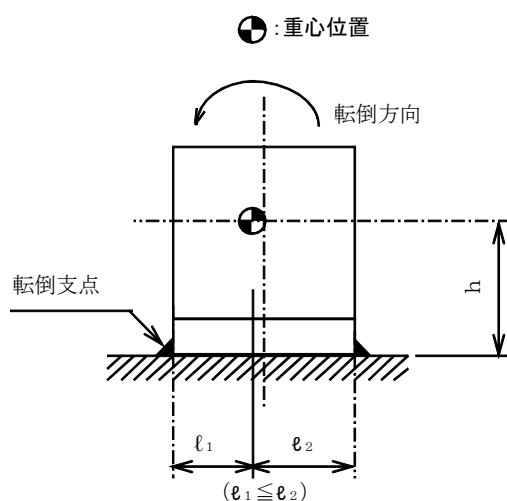


図 2.3-2 フィルタユニットの耐震評価モデル

- ・評価部位：基礎の溶接部
- ・考慮する荷重：地震荷重
- ・計算に用いる数式

$$\text{鉛直方向せん断力 } Q_v = \frac{W \cdot g \cdot C_H \cdot h - W \cdot g \cdot (1 - C_v) \cdot l_1}{n_f \cdot (l_1 + l_2)}$$

$$\text{鉛直方向せん断応力 } \tau_v = \frac{Q_v}{A_w}$$

$$\text{水平方向せん断力 } Q_H = W \cdot g \cdot C_H$$

$$\text{水平方向せん断応力 } \tau_H = \frac{Q_H}{n \cdot A_w}$$

W : 据付面に作用する重量

g : 重力加速度 (=9.80665)

h : 据付面から重心までの距離

l₁ : フィルタユニット重心と基礎の溶接部間の距離

l₂ : フィルタユニット重心と基礎の溶接部間の距離 (l₁ ≤ l₂)

n_f : 鉛直方向のせん断力の作用する基礎の溶接部の評価箇所数

n : 基礎の溶接部の箇所数

A_w : 基礎の溶接部の断面積

C_H : 水平方向設計震度

C_V : 鉛直方向設計震度

表 2.3-2 フィルタユニット基礎の溶接部の強度評価

評価対象機器	部位	材料	応力種類	算出応力 (MPa)	許容応力 (MPa)
給気フィルタユニット (プレフィルタ)	基礎の 溶接部	SS400 相当	せん断	11	65
給気フィルタユニット (高性能粒子フィルタ)	基礎の 溶接部	SS400 相当	せん断	9	65
排気フィルタユニット	基礎の 溶接部	SS400 相当	せん断	11	65

2.3.3 ダクトの耐震性

ダクトの耐震性評価として、許容座屈曲げモーメント以下となる基準支持間隔の評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力に余裕を持たせた 0.36G を採用した。ダクトは基準支持間隔（表 2.3-3）よりも小さい間隔で支持することで耐震性を確保する計画である。

なお、燃料取り出し用カバー内のダクトは、燃料取り出し用カバーのクレーン支持用架構を利用している（添付資料－3－1 図 2.2 参照）。クレーン支持用架構は、添付資料－4－2「燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書」で、基準地震動 S_s に対する地震応答解析を実施し崩壊しないことを確認していることから、使用済燃料プールへ波及的影響は与えない。

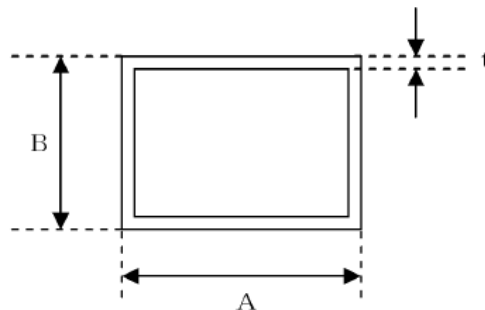


図 2.3-3 角ダクトの評価モデル

- ・評価部位：角ダクト
- ・考慮する荷重：地震荷重
- ・計算に用いる数式

自重による許容座屈曲げモーメント以下とする基準支持間隔

$$L = \sqrt{\frac{8 \cdot M_X \cdot 1000}{W \cdot g}}$$

地震による許容座屈曲げモーメント以下とする基準支持間隔

$$L = \sqrt{\frac{8 \cdot M_Y \cdot 1000}{W \cdot g} \cdot \frac{1}{C_H}}$$

許容曲げモーメントとの関係は次式となる

$$\frac{M_X}{M_{Xa}} = \frac{M_Y}{M_{Ya}} = 1$$

上記式を解くと

$$\text{基準支持間隔} \quad L = \frac{1}{\sqrt{\frac{W \cdot g}{1000 \cdot 8 \cdot M_{Xa}} + C_H \frac{W \cdot g}{1000 \cdot 8 \cdot M_{Ya}}}}$$

L : 基準支持間隔

M_x : 水平方向座屈曲げモーメント

M_{xa} : 水平方向許容座屈曲げモーメント

M_Y : 鉛直方向座屈曲げモーメント

M_{Ya} : 鉛直方向許容座屈曲げモーメント

W : ダクト単位長さ当たり質量

g : 重力加速度 (=9.80665)

C_H : 水平方向設計震度

表 2.3-3 角ダクトの評価

評価対象ダクト	材料	基準支持間隔 (mm)
1100×1100×1.0t	溶融亜鉛めっき鋼板	10998
850×850×1.0t	溶融亜鉛めっき鋼板	13703

2.4 第3号機燃料取り出し用カバー換気設備の耐震性

2.4.1 排風機の耐震性

排風機の耐震性評価として、「JEAG4601-1987 原子力発電所耐震設計技術指針」を準用し、排風機の基礎ボルト・取付ボルトの評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力に余裕を持たせた 0.36G を採用した。基礎ボルトの許容荷重及び取付ボルトの許容応力については、評価温度 50℃とした。基礎ボルト・取付ボルトのせん断・引張を評価した結果、基礎ボルト・取付ボルトに生じる荷重・応力は許容値以下であり、基礎ボルト・取付ボルトの強度が確保されることを確認した（表 2.4-1, 2.4-2 参照）。

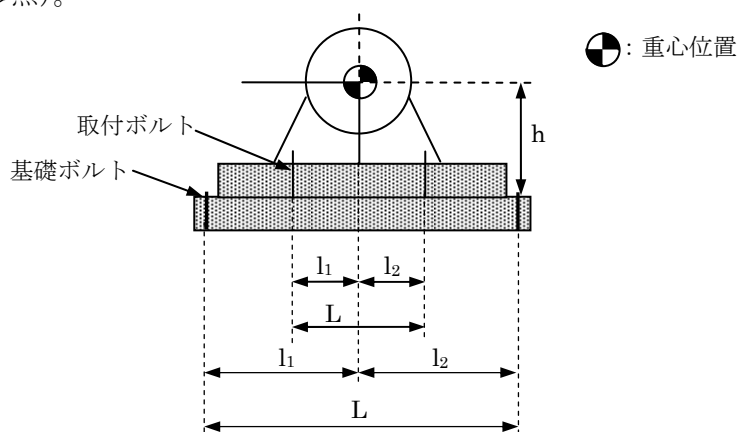


図 2.4-1 排風機の耐震評価モデル

- ・評価部位：基礎ボルト・取付ボルト
- ・考慮する荷重：地震荷重 / 排風機振動による荷重
- ・計算に用いる数式

$$\text{引張力} \quad Q_v = \frac{W \cdot g \cdot (C_H + C_P) \cdot h + M_p - W \cdot g \cdot (l - C_P) \cdot l_1}{n_f \cdot (l_1 + l_2)}$$

$$\text{引張応力} \quad \tau_v = \frac{Q_v}{A_b}$$

$$\text{せん断力} \quad Q_H = W \cdot g \cdot (C_H + C_P)$$

$$\text{せん断応力} \quad \tau_H = \frac{Q_H}{n \cdot A_b}$$

W : 据付面に作用する重量

g : 重力加速度 (=9.80665)

h : 据付面から重心までの距離

M_p : 排風機回転により働くモーメント

※基礎ボルト・取付ボルト部に M_p は作用しない

l₁ : 排風機重心と基礎ボルト・取付ボルト間の距離

l₂ : 排風機重心と基礎ボルト・取付ボルト間の距離 (l₁ ≤ l₂)

n_f : 評価上引張を受けるボルト本数

n : 全ボルト本数

A_b : 基礎ボルト・取付ボルトの断面積

C_H : 水平方向設計震度

C_P : 排風機振動による震度

表 2. 4-1 排風機の基礎ボルトの強度評価

評価対象 機器	部位※	材料	評価 項目	算出荷重 (N) / 本		許容荷重 (N) / 本※	
				せん断	引張	せん断	引張
排風機	基礎 ボルト	SS400	荷重	2449	作用 しない	3900	4900

※基礎ボルトの評価部位及び許容荷重は、ケミカルアンカー部を示す。

表 2. 4-2 排風機の取付ボルトの強度評価

評価対象 機器	部位	材料	評価 項目	算出応力 (MPa)		許容応力 (MPa)	
				せん断	引張	せん断	引張
排風機	取付 ボルト	SS400	応力	4	作用 しない	159	207

2. 4. 2 フィルタユニットの耐震性

フィルタユニットの耐震性評価として、「JEAG4601-1987 原子力発電所耐震設計技術指針」を準用し、2. 4. 1 項と同様の方法で基礎ボルト・取付ボルトの評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力に余裕を持たせた0. 36Gを採用した。基礎ボルトの許容荷重及び取付ボルトの許容応力については、評価温度50℃とした。基礎ボルト・取付ボルトのせん断・引張を評価した結果、基礎ボルト・取付ボルトに生じる荷重及び応力は許容値以下であり、基礎ボルト・取付ボルトの強度が確保されることを確認した（表 2. 4-3, 2. 4-4 参照）。

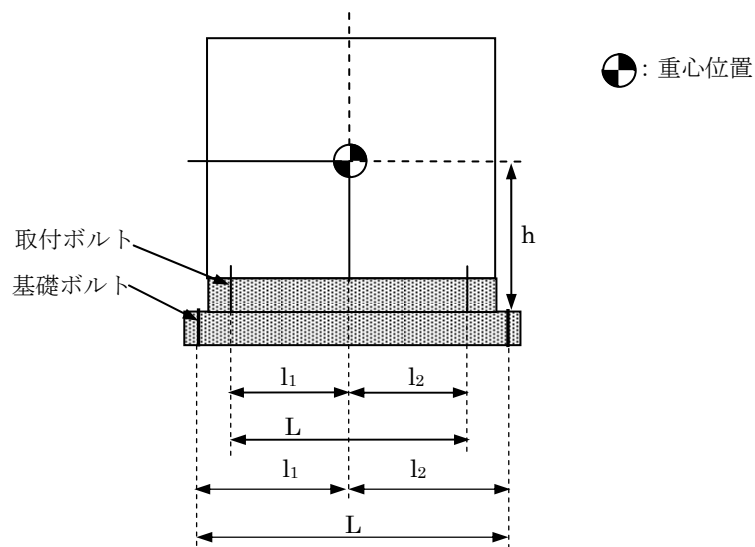


図 2. 4-2 フィルタユニットの耐震評価モデル

- ・評価部位：基礎ボルト・取付ボルト
- ・考慮する荷重：地震荷重
- ・計算に用いる数式

$$\text{引張力} \quad Q_v = \frac{W \cdot g \cdot C_H \cdot h - W \cdot g \cdot (1 - C_v) \cdot l_1}{n_f \cdot (l_1 + l_2)}$$

$$\text{引張応力} \quad \tau_v = \frac{Q_v}{A_b}$$

$$\text{せん断力} \quad Q_H = W \cdot g \cdot C_H$$

$$\text{せん断応力} \quad \tau_H = \frac{Q_H}{n \cdot A_b}$$

W : 据付面に作用する重量

g : 重力加速度(=9.80665)

h : 据付面から重心までの距離

l_1 : フィルタユニット重心と基礎ボルト・取付ボルト間の距離

l_2 : フィルタユニット重心と基礎ボルト・取付ボルト間の距離
($l_1 \leq l_2$)

n_f : 評価上引張を受けるボルト本数

n : 全ボルト本数

A_b : 基礎ボルト・取付ボルトの断面積

C_H : 水平方向設計震度

C_v : 鉛直方向設計震度

表 2.4-3 フィルタユニットの基礎ボルトの強度評価

評価対象機器	部位※	材料	評価項目	算出荷重(N)/本		許容荷重(N)/本※	
				せん断	引張	せん断	引張
排気フィルタユニット	基礎ボルト	SS400	荷重	2158	作用しない	3900	4900

※基礎ボルトの評価部位及び許容荷重は、ケミカルアンカー部を示す。

表 2.4-4 フィルタユニットの取付ボルトの強度評価

評価対象機器	部位	材料	評価項目	算出応力(MPa)		許容応力(MPa)	
				せん断	引張	せん断	引張
排気フィルタユニット	取付ボルト	SS400	応力	5	3	159	207

2.4.3 ダクトの耐震性

ダクトの耐震性評価として、許容座屈曲げモーメント以下となる基準支持間隔の評価を行った。なお、震度については、耐震設計審査指針上の耐震Cクラス設備に適用される静的地震力に余裕を持たせた 0.36G を採用した。ダクトは基準支持間隔（表 2.4-5, 2.4-6 参照）よ

りも小さい間隔で支持することで耐震性を確保する計画である。

なお、燃料取り出し用カバー内のダクトは、使用済燃料プール上に配置しないことから、使用済燃料プールへ波及的影響は与えない。

(1) 角ダクトの耐震計算

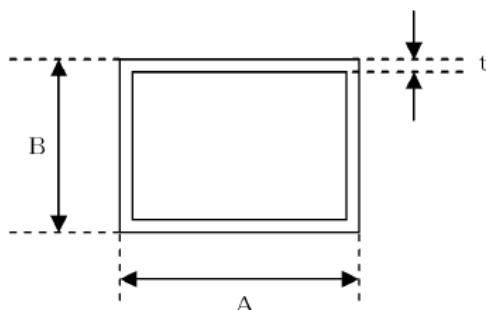


図 2.4-3 角ダクトの評価モデル

- ・評価部位：角ダクト
- ・考慮する荷重：地震荷重
- ・計算に用いる数式

自重による許容座屈曲げモーメント以下とする基準支持間隔

$$L = \sqrt{\frac{8 \cdot M_X \cdot 1000}{W \cdot g}}$$

地震による許容座屈曲げモーメント以下とする基準支持間隔

$$L = \sqrt{\frac{8 \cdot M_Y \cdot 1000}{W \cdot g} \cdot \frac{1}{C_H}}$$

許容曲げモーメントとの関係は次式となる

$$\frac{M_X}{M_{Xa}} = \frac{M_Y}{M_{Ya}} = 1$$

上記式を解くと

$$\text{基準支持間隔} \quad L = \frac{1}{\sqrt{\frac{W \cdot g}{1000 \cdot 8 \cdot M_{Xa}} + C_H \frac{W \cdot g}{1000 \cdot 8 \cdot M_{Ya}}}}$$

- L : 基準支持間隔
- M_x : 水平方向座屈曲げモーメント
- M_{xa} : 水平方向許容座屈曲げモーメント
- M_Y : 鉛直方向座屈曲げモーメント
- M_{Ya} : 鉛直方向許容座屈曲げモーメント
- W : ダクト単位長さ当たり質量
- g : 重力加速度 (=9.80665)
- C_H : 水平方向設計震度

表 2.4-5 角ダクトの評価

評価対象ダクト	材料	基準支持間隔 (mm)
1100×1100×3.2t	ガルバニウム鋼板	37633
900×900×3.2t	ガルバニウム鋼板	40671
650×500×3.2t	ガルバニウム鋼板	43643
1100×1100×2.3t	ガルバニウム鋼板	26033
1300×1300×1.2t	ガルバニウム鋼板	9740
1300×1000×1.2t	ガルバニウム鋼板	10334
1100×1100×1.2t	ガルバニウム鋼板	11589
900×900×1.2t	ガルバニウム鋼板	13882
700×700×1.2t	ガルバニウム鋼板	15364

(2) 丸ダクトの耐震計算

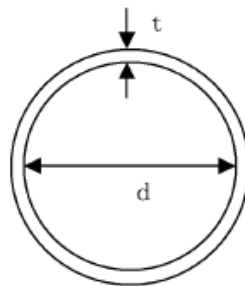


図 2.4-4 丸ダクトの評価モデル

- ・評価部位：丸ダクト
- ・考慮する荷重：地震荷重
- ・計算に用いる数式

自重と地震を合成した座屈曲げモーメント

$$M = \sqrt{1^2 + C_H^2} \cdot \frac{W \cdot g}{1000} \cdot \frac{L^2}{8}$$

$$\frac{M}{M_a} = 1$$

上記式を解くと

$$\text{基準支持間隔} \quad L = \sqrt{\frac{8 \cdot M_a}{\frac{W \cdot g}{1000} \sqrt{(1 + C_H^2)}}}$$

L : 基準支持間隔

M : 座屈曲げモーメント

M_a : 許容座屈曲げモーメント
 W : ダクト単位長さ当たり質量
 g : 重力加速度 (=9.80665)
 C_H : 水平方向設計震度

表 2.4-6 丸ダクトの評価

評価対象ダクト	材料	基準支持間隔 (mm)
1200 ϕ $\times$ 3.2t	鋼板	42685
700 ϕ $\times$ 3.2t	鋼板	42674

使用済燃料プールからの燃料取り出し工程表

第4号機使用済燃料プールからの燃料取り出し 工程表

	平成 24 年度				平成 25 年度			
	4 月	7 月	10 月	1 月	第一 四半期	第二 四半期	第三 四半期	第四 四半期
第 4 号機 燃料取り出し 用カバー/燃 料取扱設備設 置	がれき撤去						燃料取り出し開始 (目標) ▽	
	地盤改良工事							
			燃料取り出し用カバー設置工事				〇〇〇	※
			燃料取り出し用カバー換気設備設置工事				〇〇〇	
			燃料取扱設備設置工事				〇〇〇	

※：燃料取り出し用カバー/燃料取扱設備設置工事の進捗によって工程に影響を与える可能性有

第3号機使用済燃料プールからの燃料取り出し 工程表

	平成24年度		平成25年度				平成26年度			
	10月	1月	第一 四半期	第二 四半期	第三 四半期	第四 四半期	第一 四半期	第二 四半期	第三 四半期	第四 四半期
第3号機 燃料取り出し 用カバー/燃 料取扱設備設 置	がれき撤去								燃料取り出し開始 (目標) ▽	
				※1						
			線量低減対策・燃料取り出し用カバー設置工事							
				燃料取り出し用カバー換気設備設置工事						
								燃料取扱設備設置工事		
									プール内がれき撤去・燃料調査等	
										※2

※1：がれきの状況により終了時期が変動する可能性有

※2：がれき撤去の進捗によっては、燃料取り出し用カバー/燃料取扱設備設置工事工程等に影響を与える可能性有

福島第一原子力発電所第 1 号機原子炉建屋カバーに関する説明書

1. 原子炉建屋カバーの位置づけ

福島第一原子力発電所第 1 号機は、原子炉建屋最上階（オペレーティングフロア）より上部が開放された状態であり、放射性物質を含む水蒸気の蒸散や瓦礫・粉塵の風雨による飛散が懸念される。一方、放射性物質の閉じ込め機能および放射線の遮へい機能を有する構造物を設置するまでには、その要求性能を踏まえた建屋構造とし、かつ諸設備を設ける必要があり、短期的に完工できるものではない。このため応急措置的対策（2 年程度の供用期間を想定）として、放射性物質の飛散を抑制する原子炉建屋カバーの設置している。

2. 原子炉建屋カバーの設置効果

原子炉建屋カバー（附属設備を含む）を設置することにより以下の効果が期待できる。

- ① 原子炉建屋から大気中へ放出される放射性物質が抑制されること。
- ② 原子炉建屋への雨水等の浸入が防止されること。
- ③ 原子炉建屋からカバー内に放出される放射性物質濃度を把握できること。

3. 原子炉建屋カバーの設計方針

3.1 建物概要

原子炉建屋カバーは放射性物質の飛散抑制のために極力気密性のよい素材を選定するが、応急措置的対策であることから、可能な限り早く設置できる設計・施工方法とする。

平面寸法は約 47m（NS 方向）×約 42m（EW 方向）の長方形で、高さは地上から約 54m である。主体構造は鉄骨造、壁面および屋根面は防水性のある膜材で覆う計画であり、屋根面および壁面上部には勾配を設けて、雨水の浸入を防止する構造とする。また、原子炉建屋カバー下部の膜材端部には、台風時の風の吹き込みや巻き上げを防ぐための重りを取り付ける。

3.2 構造概要

原子炉建屋カバーは原子炉建屋周囲への放射性物質の飛散を抑制する覆いであるが、原子炉施設への影響を考慮し、建築基準法に準じて設計する。

3.2.1 設計荷重について

常時、積雪時、暴風時、地震時における構造強度および構造安全性の評価における外力条件は下記のとおりである。

- ①積雪荷重；積雪深 30cm，単位荷重 20N/m²/cm
- ②風圧力 ；基準風速 25m/s

③地震荷重；水平震度 0.2

なお，風圧力の算定には応急措置として供用期間が 2 年程度であることを考慮し，10 年再現期間で低減した風速を採用しているが，当該地点近傍において過去 35 年の間に観測された最大風速（17m/s）を上回る値となっている。

地震荷重および積雪荷重の設定は建築基準法施行令に準じている。なお，地震荷重の設定に用いる水平震度 0.2 は原子力発電所耐震設計技術指針に定める C クラスの地震力に相当する。また，短期事象において，暴風時，地震時の影響が支配的であることから，積雪荷重の検討は省略している。

3.2.2 架構の強度検討

荷重の組み合わせによる応力解析には 3 次元フレームモデルを使用する。柱，梁，火打材の剛性は，はり要素として集約し，屋根部分および膜材については非構造部材として重量のみ考慮し，剛性は考慮しない。応力解析は，長期の常時荷重，短期の風圧力および地震力について実施し，柱及び梁部材の断面検討の結果，許容値以下の応力度となる。

3.2.3 基礎の検討

原子炉建屋カバーの基礎は地盤面または既設建屋（コントロール建屋，廃棄物処理建屋）の屋根スラブ上面に置かれているため，水平荷重が作用した場合のすべりに対する検討を実施し，柱脚部に作用するせん断力に対し，すべり抵抗は十分に余裕があることを確認した。

また，南面の柱脚部は既設建屋の屋根スラブ上面に架台組した基礎で支持されることから，既設建屋のパンチングシア（押し抜きせん断力）に対する検討を実施し，柱の支持力が十分に確保されていることを確認した。

3.2.4 膜材の検討

屋根面および壁面に使用する膜材の材質は，塩化ビニル樹脂コーティングポリエステル繊維織物とする。膜材の強度検討は，風圧力に対して行う。風圧力により膜材に生じる応力度は，許容応力度以下であり，基準風速に対して十分な余裕があることを確認した。

3.3 附属設備

原子炉建屋から放出される放射性物質の大気放出を抑制するため，原子炉建屋カバーとともに排気設備（フィルタ付）を設置する。原子炉建屋カバー天井部から内部気体を吸引し，排気ダクトを経由して原子炉建屋カバーの外部に設置したフィルタユニットへ導く。フィルタユニットは，プレフィルタ，加熱コイル，高性能粒子フィルタ，よう素

用チャコールフィルタ、排風機等で構成し、各フィルタで放射性物質を捕集した後の気体を吹き上げ用排気ダクトから大気放出する。排気風量約 10,000m³/h のフィルタユニットを 6 系列（うち 2 系列は予備）設置し、合計約 40,000m³/h の排気風量で運転する。

現在、使用済燃料プールへの注水は原子炉建屋の内部配管を経由して行われており、これが停止した場合の代替手段として、使用済燃料プールの上部からコンクリートポンプ車による注水を行うこととしている。原子炉建屋カバー設置後は、原子炉建屋カバーの天井部に注水ノズル（方向調整機能付）を取り付け、配管・ホースで原子炉建屋カバー外部の給水系統に接続することで代替注水を可能とする。

また、原子炉建屋カバー内の温度を測定するための温度計や使用済燃料プールへの注水状況などを確認するためのカメラを設置する。原子炉建屋カバー内の放射性物質や吹上用排気ダクトから大気に放出される放射性物質の濃度を測定するための装置と原子炉建屋カバー内の水素濃度を測定するための装置を設置する。

3.4 その他

3.4.1 津波への配慮

津波については、原子炉建屋カバー工事完了までに設置予定の防潮堤により対処する。

3.4.2 火災への配慮

オペレーティングフロア上には元来、火災の原因となる火気は無いため、原子炉建屋カバー内で火災が発生する可能性は小さい。仮に火災が生じた場合においても原子炉建屋カバーが延焼し、原子炉建屋へ波及的影響を与えないよう、JIS A 1322-1966「建築用薄物材料の難燃性試験方法」に基づく「防災 2 級」以上の性能を有する塩化ビニル樹脂コーティングポリエステル繊維織物を壁パネル・屋根パネルに張って使用する。なお、万一オペレーティングフロアで火災が発生した場合には、カバー屋根又はシャッターを開放して内部に放水する。

3.4.3 放射性物質の飛散抑制

仮に原子炉建屋カバーの膜が一部破損・崩壊することがあっても放射性物質の飛散範囲が拡大することのないよう、原子炉建屋の外壁および原子炉建屋最上階（オペレーティングフロア）には事前に飛散防止剤を散布する。

3.4.4 水素の影響

原子炉及び使用済燃料プール内の燃料による水の放射線分解により水素が発生するが、排気風量 40,000m³/h に比べて発生量が十分に少ないこと、カバー内気体と混合されることが、排気設備の吸引口を天井部に設けていることからカバー内に水素が滞留する可能性は極めて低い。万一、水素濃度が可燃限界濃度に達した場合には、カバー屋根又はシャ

ッターを開放し、カバー外へ放出する。

4. 原子炉建屋カバーの設置によるリスク

4.1 設置によるリスク

原子炉建屋カバーを設置することにより下記のリスクが想定される。

- (1) 設計荷重以上の外力（地震力または風圧力）により、原子炉建屋カバーが損傷し、原子炉建屋へ波及的影響を及ぼすこと
- (2) 原子炉建屋カバー内の熱や水蒸気により、原子炉建屋内の環境（温度、湿度）が悪化すること
- (3) 事故の収束に向けた他工程との干渉により、相互の工程遅延が生じること
- (4) 事故の収束に向けた後工程の計画に影響を及ぼすこと

これらリスクへの対応策をそれぞれ十分に考慮した上で、原子炉建屋カバーの設置計画を行う。

4.1.1 原子炉建屋カバーの損傷による原子炉建屋への波及的影響について

応急措置としての原子炉建屋カバーは2年程度の供用期間を考慮した上で、設計条件を決定し、建築基準法に準じた構造検討を実施しているが、設計荷重以上の外力が作用した場合の崩壊メカニズムについても検討を行い、原子炉建屋に波及的影響を及ぼさないことを確認する。

漸増載荷解析の結果から、風荷重、地震荷重いずれにおいても、原子炉建屋カバーの架構が崩壊形を形成する前に柱脚がすべり、架構の崩壊には至らない。また、すべり量が増加した場合に備え、原子炉建屋カバーに変形抑制のためのストッパーをO.P.28.9mの位置（原子炉建屋の健全性が確認されている壁面高さ）に設置し、原子炉建屋のコンクリート壁部分で原子炉建屋カバーを支持できる構造とする。このストッパーにより原子炉建屋カバーの滑動及び架構の倒壊を防ぎ、放射性物質の飛散抑制効果に大きな影響を及ぼさない。この場合、原子炉建屋は原子炉建屋カバーの荷重を負担することとなるが、原子炉建屋重量に比べて原子炉建屋カバー重量は十分に小さく（原子炉建屋カバー総重量／原子炉建屋質点重量（基礎重量をのぞく）＝約4%）、振動性状を示す固有周期に与える影響も約2%である。一方、基準地震動Ss-1及びSs-2に対する原子炉建屋の耐震壁のせん断ひずみは最大で 0.12×10^{-3} であり、評価基準値（ 4.0×10^{-3} ）に対して十分余裕がある。

なお、架構がすべりを生じるまでの滑動抵抗力は、設計風荷重に対し約1.8倍、設計地震荷重に対し3.0倍の余裕度があり、地震および暴風に対し十分な安全性を有している。

以上より、原子炉建屋カバーに設計荷重以上（地震時、暴風時）の外力が作用した場合に、原子炉建屋が原子炉建屋カバーの荷重を負担することになるが、波及的影響

は極めて小さい。

4.1.2 原子炉建屋内の環境への影響について

原子炉からの熱，使用済燃料プールからの熱，外気温及び日射熱を考慮すると，原子炉建屋カバー内の温度は上昇し，原子炉建屋内の温度が最大 10℃程度上昇する場合がある。一方で，原子炉建屋カバーに附属する排気設備では，原子炉建屋カバーのすき間から外気を取り込み，原子炉建屋の外側を外壁に沿って上昇することを想定している。このため，原子炉建屋内においては，スポットクーラー等を設置することで局部的に作業エリアの環境改善を図り，また，状況によっては作業時間を限定するなどの対策をとる。

使用済燃料プール水および原子炉内燃料の崩壊熱により発生した蒸気により原子炉建屋カバー内が加湿されるが，原子炉建屋内の湿度が著しく高くなることはない。

4.1.3 事故の収束に向けた他工程への干渉について

原子炉建屋カバーの設置工事が原子炉および使用済燃料プールの安定的冷却のための他工程へ干渉が生じることがないように，工程調整・ヤード調整を行い，計画を進める。現在，使用済燃料プールへの注水は原子炉建屋の内部配管を経由して行われているため，原子炉建屋カバーと注水作業が干渉することはない。しかし，原子炉建屋の内部配管を経由して行われる注水作業が中断した場合の代替注水手段であるコンクリートポンプ車による注水作業の代わりとして，原子炉建屋カバーに注水ノズルと注水管・ホースを設置するとともに，注水ノズルによる注水状況やオペレーティングフロア上の状況は原子炉建屋カバー内に設置したカメラを通じて，免震重要棟で確認する。

4.1.4 事故の収束に向けた後工程への影響について

使用済燃料の取り出し，放射線の遮へい機能を有するコンテナ設置等の後工程に対しては，原子炉建屋カバーの一部あるいは全面解体することを前提に，柱・梁に鉄骨材，壁・屋根に膜材を使用し，解体撤去が可能な構造を採用する。なお，原子炉建屋カバーの一部あるいは全面解体を実施する場合は，周辺環境への影響を考慮した上で実施する。

5. 運転管理および保守管理

5.1 運転管理

フィルタユニット内の排風機の起動/停止操作は，フィルタユニットの傍に設置した現場制御盤で行うものとし，故障等により排風機が停止した場合には，予備機が自動起動する。

現場制御盤では，排風機の運転状態（起動停止状態），カバー内温度，水素濃度，放

放射性物質濃度が表示され、それらの異常を検知した場合は、警報を発する。免震重要棟に設置するモニタには、制御盤の情報が送られ、カメラによるカバー内状況とともに確認することができる。また、免震重要棟でも同様に、それらの情報に異常を検知した場合は、警報を発するシステムとなっている。

また、放射性物質は、原子炉圧力容器から原子炉格納容器、原子炉建屋内、オペレーティングフロアの開口部（機器ハッチ等）を経てカバー内に放出されるものと、使用済燃料プールの水中からプール上空に移行するものが想定される。このため、機器ハッチ開口部近傍に 1 箇所及び使用済燃料プール上方部に 1 箇所から各々吸引できるよう放射性物質濃度測定用のサンプリング配管を設置する。また、カバー内上部空間及び大気放出前（フィルタ通過後）の放射性物質濃度測定用の配管を排気ダクトに設置する。さらに念のため、オペレーティングフロア面のコーナー部近傍に 3 箇所設置し、各々のサンプリング配管を放射性物質濃度測定器に接続し、原子炉建屋から放出される放射性物質濃度を測定し、1 号機原子炉建屋の周辺環境への影響を評価する。

5.2 保守管理

換気設備については安全上重要な設備ではなく、運転継続性の要求が高くない。保守作業に伴う被ばくを極力低減する観点から、異常の兆候が確認された場合に対応する。なお、排気フィルタユニット出口の放射性物質濃度測定器については、外部への放射性物質放出抑制の監視の観点から多重化し、機器の単一故障により機能が喪失した場合でも測定可能な設備構成とする。

また、フィルタについては、差圧計（プレフィルタ、よう素用チャコールフィルタ、高性能粒子フィルタに設置）又は線量計（高性能粒子フィルタに設置）の値を確認しながら、必要な時期に交換する。

1. 原子炉建屋カバーの設計方針

1.1 設計概要

1.1.1 原子炉建屋カバーを設置する位置づけ

福島第一原子力発電所第1号機は、原子炉建屋最上階（オペレーティングフロア）より上部が開放された状態であり、放射性物質を含む水蒸気の蒸散や瓦礫・粉塵が風雨による飛散が懸念される。一方、放射性物質の閉じ込め機能および放射線の遮へい機能を有する構造物を設置するまでには、その要求性能を踏まえた建屋構造とし、かつ諸設備を設ける必要があり、短期的に完工できるものではない。このため応急措置的対策として、放射性物質の飛散を抑制する原子炉建屋カバーの設置が必要である。

この原子炉建屋カバーの設置は、平成23年4月17日に示した「福島第一原子力発電所・事故の収束に向けた道筋」において「Ⅱ．抑制（4）大気・土壌での放射性物質の抑制」の課題への対策として位置づけているものである。

1.1.2 原子炉建屋カバーの要求性能

原子炉建屋カバーの設計にあたり、要求する性能は下記のとおりとする。

(1) 遮へい性：考慮しない

(2) 気密性：

以下に示す放射性物質の飛散抑制のため、極力気密性のよい素材を選定する。

① 原子炉から放出される放射性物質

② 使用済燃料プール水からの水蒸気に含まれる放射性物質

③ 放射性物質が付着した瓦礫・粉塵等

(3) 構造安全性：後述

1.1.3 設計条件

原子炉建屋カバーの設計にあたり、留意すべき条件は下記のとおりとする。

(1) 出来るだけ早く設置できる設計・施工工法であること

(2) 原子炉建屋カバーの損傷により原子炉建屋に波及的影響を及ぼさないこと

(3) 事故の収束に向けた他工程との干渉により相互の工程に遅延を生じさせないこと

(4) 事故の収束に向けた後工程の計画に影響を及ぼさないこと

1.2 建物概要

1.2.1 構造概要

1.2.1.1 構造種別：

主体構造は鉄骨造であり，壁面および屋根面は膜材で覆う。

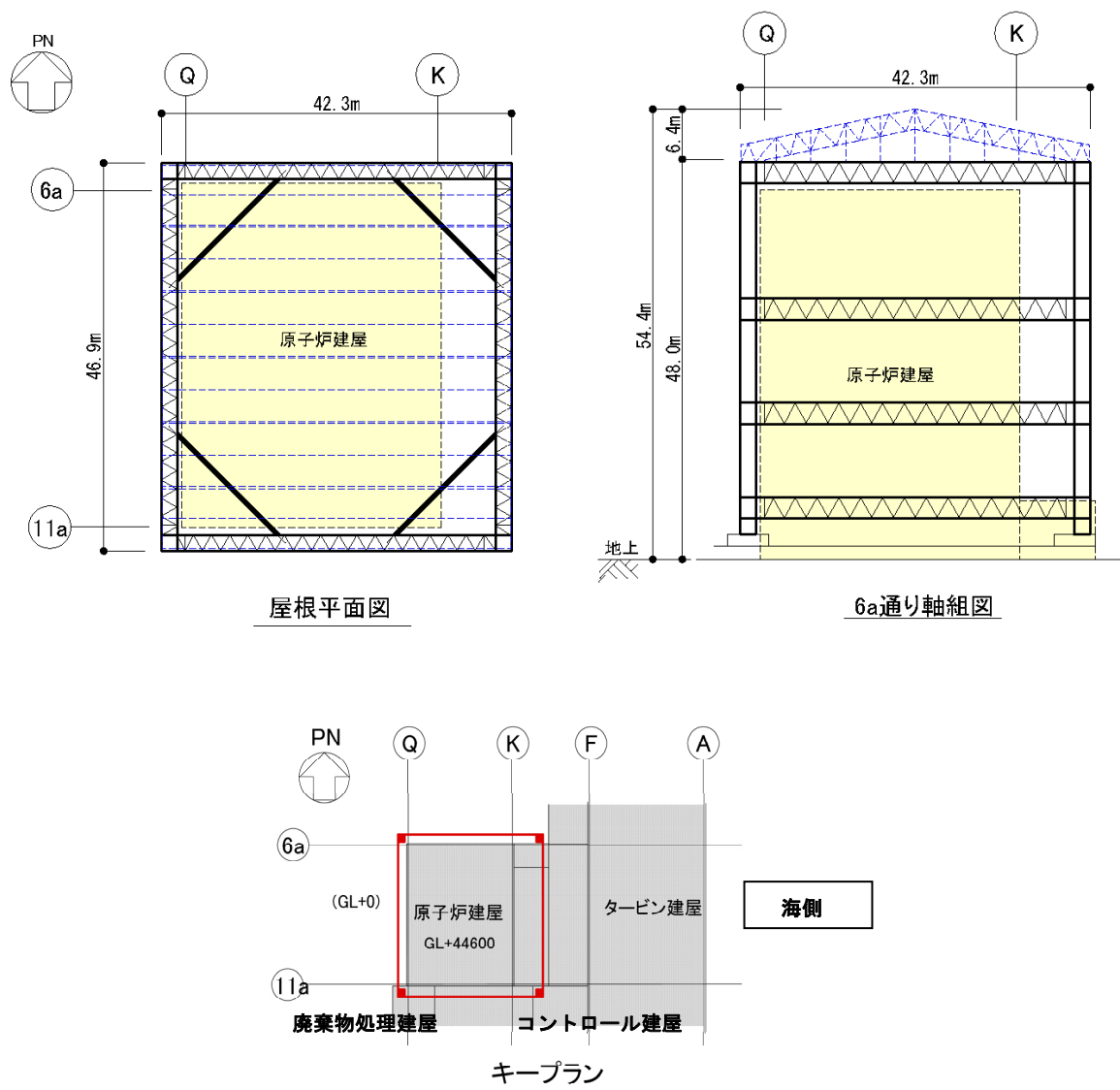


図 1-2 1号機原子炉建屋カバー概要図

1.2.2 構造安全性

1.2.2.1 設計基規準

- ・関係諸法規等
建築基準法・施行令および関連告示等
- ・規準規格類
日本建築学会「建築物荷重指針・同解説」1993年版
日本建築学会「鋼構造設計規準」2005年版

1.2.2.2 使用材料と材料強度

- ・鋼材

表 1-1 鋼材の材料強度

種類	基準強度 F (N/mm ²)
SS400, SN400, STK400, STKR400	235
SN490, SM490	325

- ・膜材：塩化ビニル樹脂コーティング ポリエステル繊維織物
引張強さ 400 N/cm 以上

1.2.2.3 外力

表 1-2 外力の設定条件

種類	条件	備考
積雪荷重	積雪深 30cm 単位荷重 20N/m ² /cm	建築基準法施行令・福島県施行細則に準拠
風圧力	基準風速 25m/sec	建築基準法施行令の基準風速（30m/sec：50年再現期間）に対し、使用期間を考慮し日本建築学会「建築物荷重指針」（1993年版）に示される評価式に基づき10年再現期間で低減した値とする。なお、サイト近傍（広野町、浪江町）での過去35年の最大風速は17m/sec程度である。
地震荷重	水平震度 0.2	建築基準法施行令に準拠

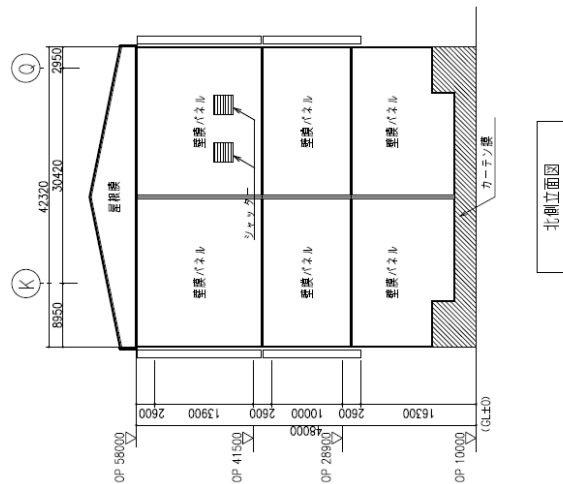
1.2.2.4 荷重の組合せ

表 1-3 荷重組み合わせ一覧（基準法施行令による）

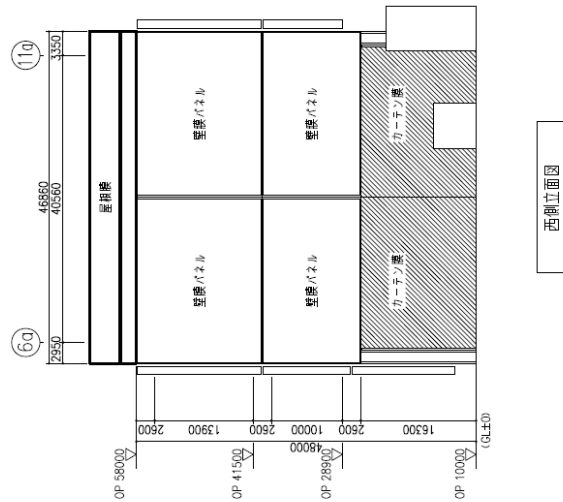
想定する状態	鉛直荷重	水平荷重	許容応力度
常時	G+P		長期
積雪時	G+P+S		短期
暴風時	G+P	W	
地震時	G+P	K	

G：固定荷重，P：積載荷重，S：積雪荷重，W：風圧力，K：地震荷重

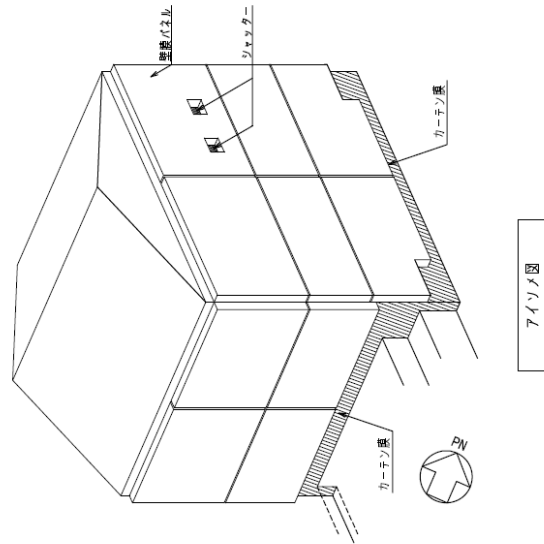
II-2-11-添 6-11



北側立面図



西側立面図



アイソメ図

立面図・アイソメ図

1 構造計画

原子炉建屋カバーは、福島第一原子力発電所 1 号機原子炉建屋において、原子炉建屋を覆う構造物である。

原子炉建屋カバーの寸法は、図 1-1 に示すように、平面寸法は約 47m（NS 方向）×約 42m（EW 方向）の長方形で、高さは地上から約 54m である。主体構造は鉄骨造であり、壁面及び屋根面は膜材で覆う計画である。

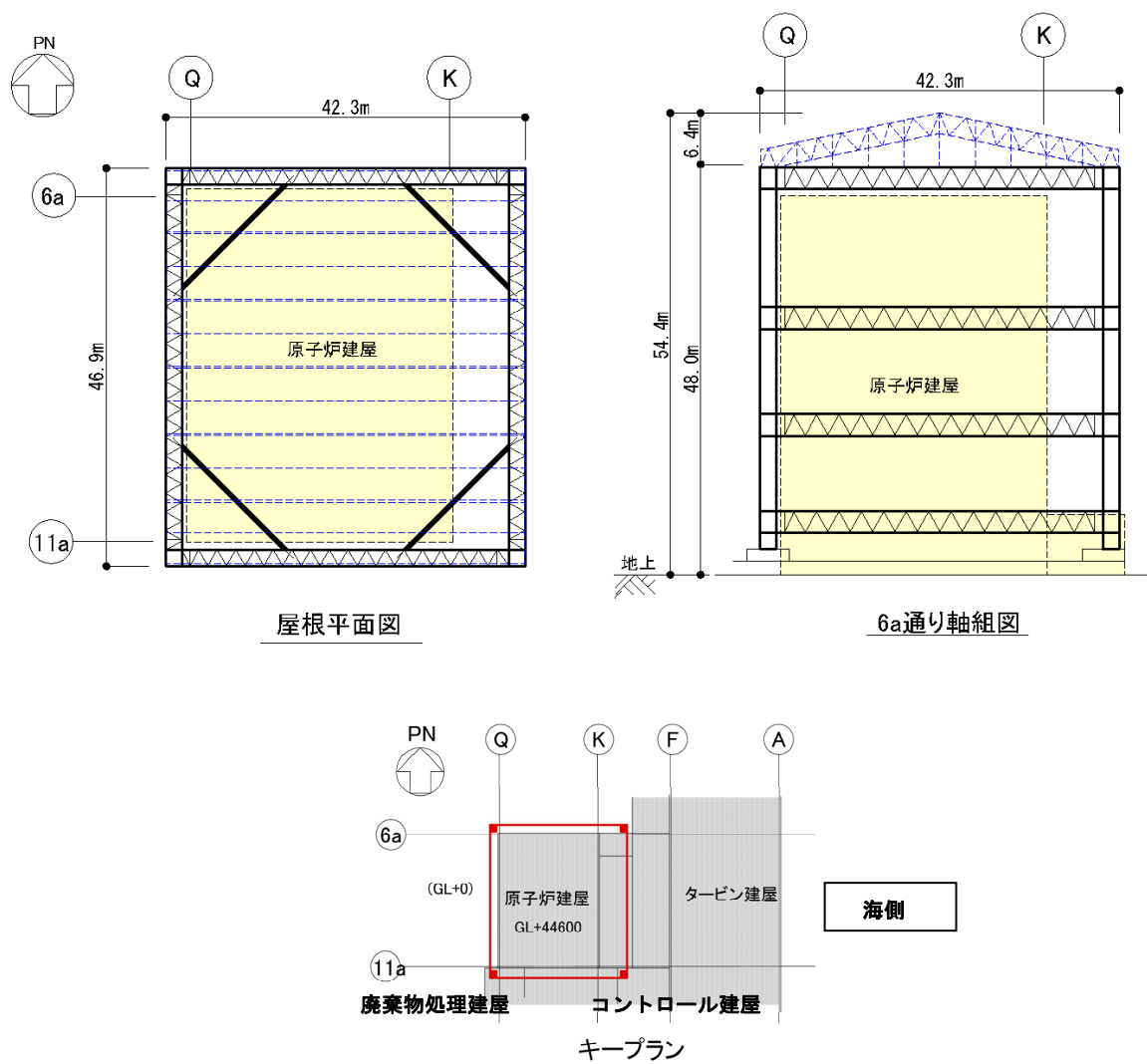


図 1-1 1 号機 原子炉建屋カバー概要図

主要構造部材である柱、梁及び補助材である火打材は、弦材と斜材による組立材で構成する。構造検討に用いる応力は、3次元フレームモデルを用いて算定する。図 1-2 に解析モデル及び部材形状の概要を示す。

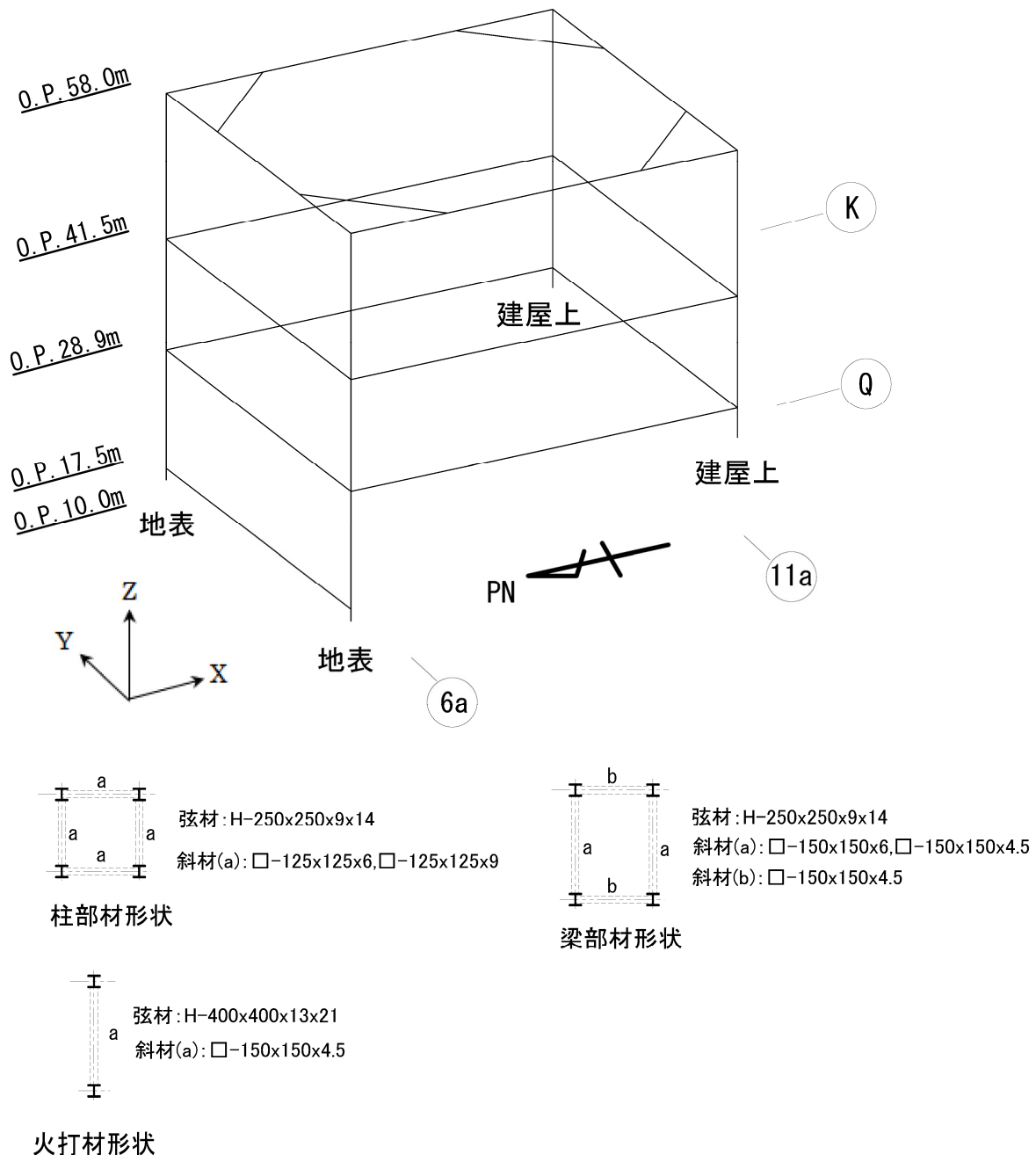


図 1-2 解析モデル及び部材形状の概要

2 全体架構の設計

2.1 使用材料及び材料の許容応力度

鋼材は SS400, SN400, STK400, STKR400, SN490, SM490 のいずれかを使用する。

鋼材の材料定数及び許容応力度を表 2-1～表 2-2 に示す。

表 2-1 材料の定数

材 料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 (kN/m ³)
鉄 骨	2.05×10 ⁵	0.3	77 *1

注) *1 : 鉄骨の単位体積重量は質量密度 7.85t/m³ に換算係数 9.80665 を乗じた。

表 2-2 鋼材の基準強度及び許容応力度 (単位 : N/mm²)

	材料	板厚	基準強度 F	許容応力度
構造用 鋼材	SS400,SN400 STK400,STKR400	t ≤ 40mm	235	日本建築学会「鋼構造設計規準」に従って左記 F の値により求める。
		t > 40mm	215	
	SN490,SM490	t ≤ 40mm	325	
		t > 40mm	295	

2.2 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重

設計に当たっては、以下の荷重を考慮する。

a. 鉛直荷重

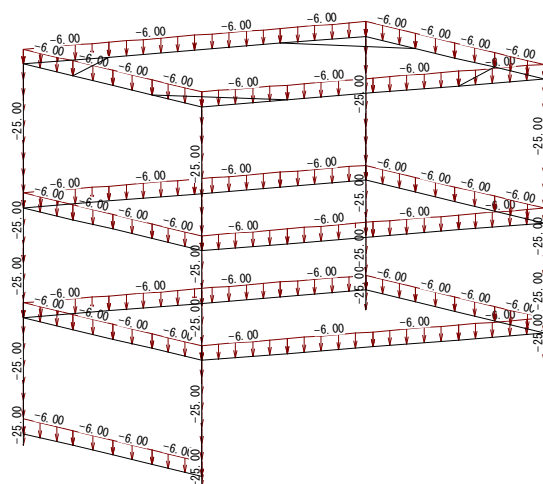
構造物に対して鉛直方向に作用する荷重で、以下の値とする。

鉄骨	77 kN/m ³
膜材自重	0.01 kN/m ²

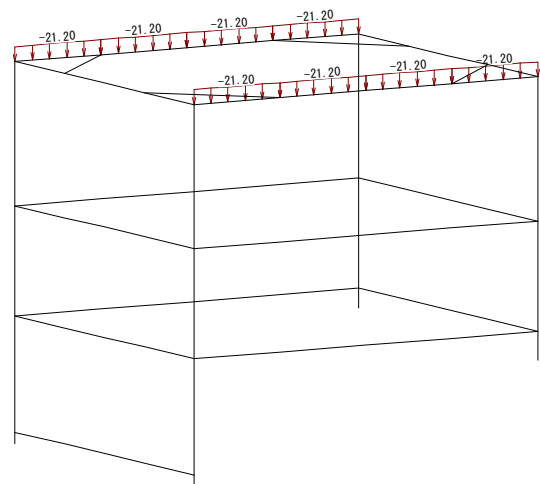
上記より、部材に作用する単位荷重を以下のとおり設定する。

柱	25.0 kN/m
梁	6.0 kN/m
屋根	1.00 kN/m ²
火打材	17.0 kN/箇所
壁膜（パネル部）	0.45 kN/m ²
壁膜（カーテン部）	0.4 kN/m

応力解析モデルに考慮する鉛直荷重の概要を図 2-1 に示す。



(a) 柱梁重量



(b) 屋根重量

図 2-1 鉛直荷重の概要

b. 積雪荷重

建築基準法施行令及び福島県施行細則に準拠し以下の条件とする。

積雪量 30 cm

単位荷重 20 N/m²/cm

$$W_{SNL} = 30 \times 20 \times 10^{-3} = 0.60 \text{ kN/m}^2$$

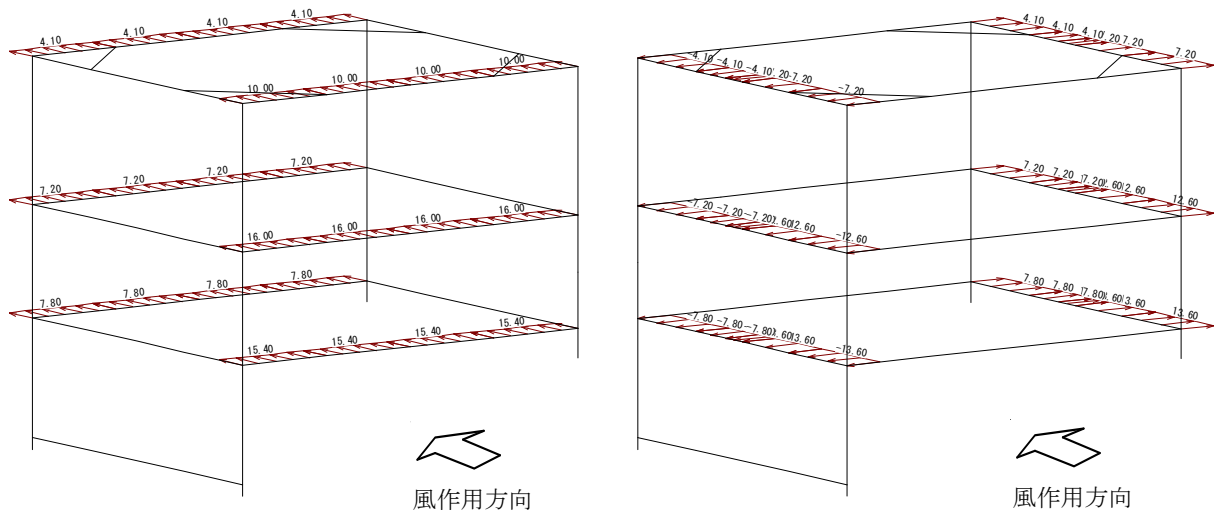
c. 風圧力

基準風速は建築基準法施行令第 87 条及び日本建築学会「建築物荷重指針」(1993 年版)に示される評価式に基づく条件とする。

風圧力は建築基準法施行令第 87 条に準拠して算定する。速度圧の算定結果を表 2-3 に、また、西風による風圧力の概要を図 2-2 に示す。

表 2-3 速度圧の算定

標高 O.P. (m)	軒高さ (m)	最高高さ (m)	平均高さ H (m)	平均風速の 高さ方向の 分布を表す 係数 E _r	ガスト影響 係数 G _f	建築物の高 さと地表面 粗度に応じ た係数 E	基準風速 V ₀ (m/s)	速度圧 q (N/m ²)
58.0	50.17	54.37	52.27	1.28	2.00	3.28	25	1230



(a) 風上及び風下壁面（風作用方向）

(b) 側壁面（風直交方向）

図 2-2 風圧力の概要（西風）

d. 地震力

地震力は地表面（O.P.+10.0m）を基準として，下式により算定する。

$$Q_i = C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで，

Q_i : 地震力 (kN)

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該層以上の重量 (kN)

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

R_t : 振動特性係数 ($R_t=1.0$)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

C_0 : 標準せん断力係数 ($C_0=0.2$)

地震力は，構造物を 1 層構造とみなし，建屋重量による慣性力が建屋頂部に作用するものとして算定する。

地震力の算定結果を表 2-4 に示す。

表 2-4 地震力の算定結果

標高 O.P. (m)	重量 W_i (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	C_i	地震力 Q (kN)
58.0	8336	8336	1.0	0.2	1668

(2) 荷重の組合せ

建築基準法施行令により，以下の荷重の組合せを考慮する。

表 2-5 荷重の組合せ

想定する状態	鉛直荷重	水平荷重	許容応力度
常時	G+P	—	長期
積雪時	G+P+S	—	短期
暴風時	G+P	W	
地震時	G+P	K	

ここで，

G ：固定荷重

P ：積載荷重

S ：積雪荷重

W ：風圧力

K ：地震力

なお，短期事象においては，暴風時及び地震時の影響が支配的であることから，積雪時の検討は省略する。

2.3 全体架構の強度検討

(1) 解析モデル

解析モデルは、図 2-3 に示すとおり、柱、梁、火打材の剛性をはり要素として集約して評価した 3 次元フレームモデルとする。屋根部分については、重量は考慮するが、屋根自体の剛性は考慮しない。また、膜材についても同様に、重量は考慮するが、膜材自体の剛性は考慮しない。

解析モデルにおける柱、梁の部材端条件は剛接を基本とする。なお、柱脚部はピン支持とする。

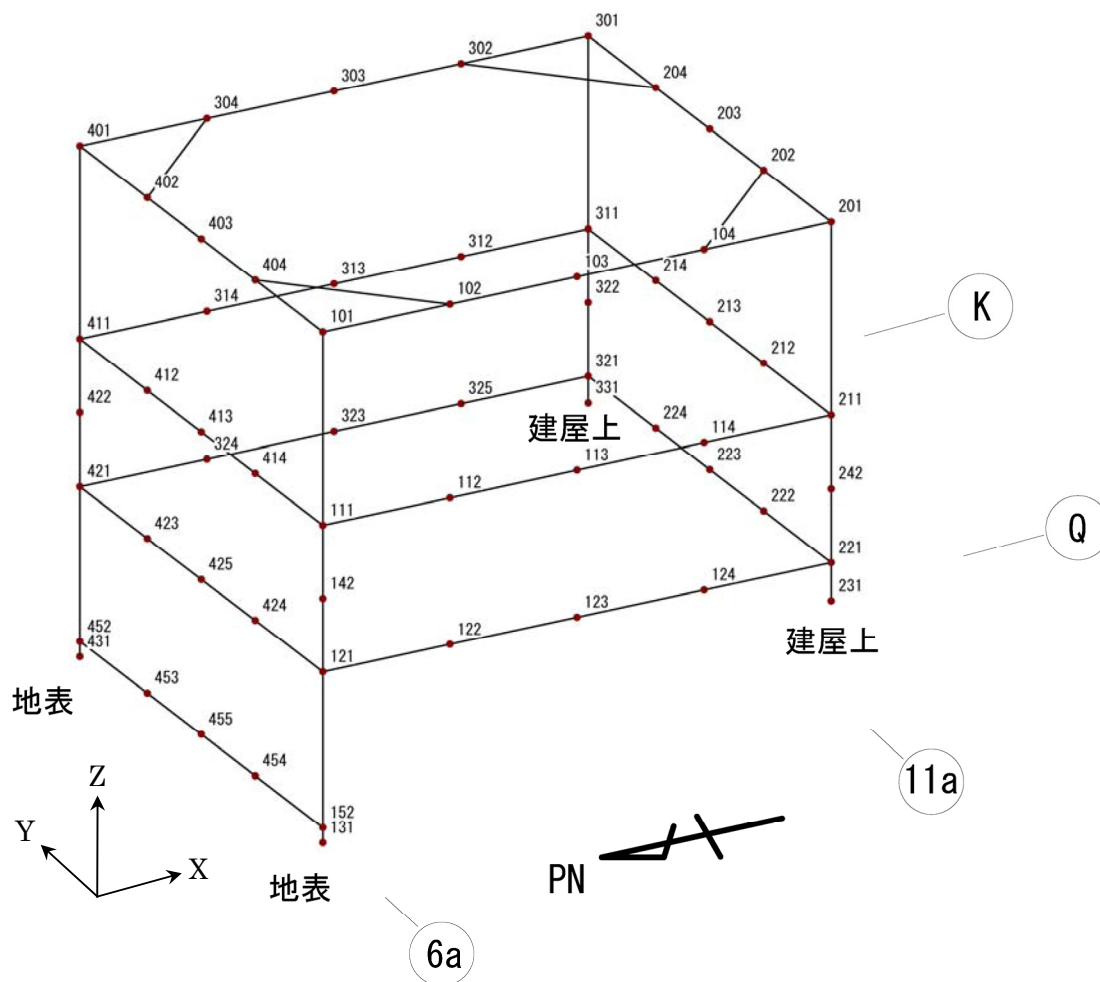


図 2-3 解析モデル

(2) 応力解析

応力解析は以下の 9 ケースについて実施する。

表 2-6 応力解析ケース

ケース No.	荷重	許容応力度
1	常時荷重（固定＋積載）	長期
2	風圧力（東→西）	短期
3	風圧力（西→東）	短期
4	風圧力（南→北）	短期
5	風圧力（北→南）	短期
6	地震力（東→西）	短期
7	地震力（西→東）	短期
8	地震力（南→北）	短期
9	地震力（北→南）	短期

注)：架構が非対称となるため，風圧力及び地震力は 4 方向からの荷重を考慮する。

(3) 部材の断面検討

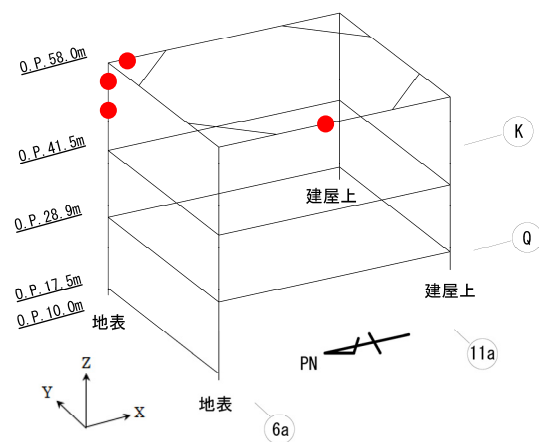
応力解析で得られた各荷重を組み合わせ，柱及び梁部材の断面検討を行う。表 2-7 に常時（固定＋積載），表 2-8 に暴風時（固定＋積載＋風圧力），表 2-9 に地震時（固定＋積載＋地震力）における断面検討結果を示す。各表には，軸力及び曲げモーメントとせん断力に対する断面検討結果から各々の応力度比が最も厳しくなる部位の結果を示している。

全ての荷重組合せ状態について，柱及び梁部材の応力度は許容値以下となることを確認した。

表 2-7 柱及び梁部材の断面検討結果（常時）

部材		使用部材		応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
		弦材	斜材					
柱 (北東)	O.P.58.0m	H-250*250*9*14	□-125*125*6	軸力	31.3	201	0.64	OK
	曲げ			102.8	216			
	O.P.41.5m			せん断	27.3	142	0.20	OK
					70.5	142	0.50	OK

部材		使用部材		応力度 (N/mm^2)		許容応力度 (N/mm^2)	応力度比	判定
		弦材	斜材	軸力				
梁 (西面)	O.P.58.0m	H-250*250*9*14	□-150*150*6	軸力	9.0	186	0.60	OK
				曲げ	119.0	216		
				せん断	119.7	137	0.88	OK
梁 (東面)	O.P.58.0m	H-250*250*9*14	□-150*150*6	軸力	9.2	186	0.60	OK
				曲げ	118.8	216		
				せん断	119.8	137	0.88	OK

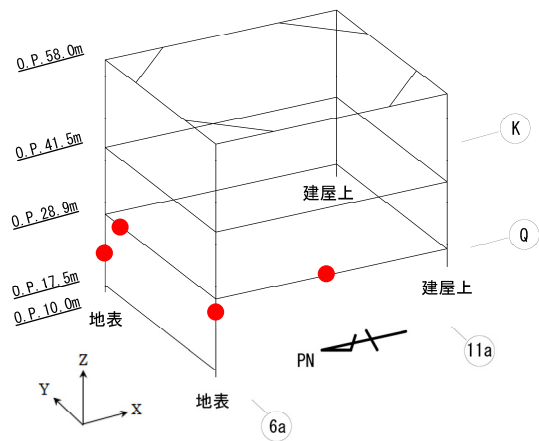


●は最大応力発生位置を示す

表 2-8 柱及び梁部材の断面検討結果（暴風時）

部材		使用部材		応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	決定 ケース	判定
		弦材	斜材						
柱 (北西)	O.P.28.9m	H-250*250*9*14	□-125*125*9	軸力	88.8	301	0.69	東→西	OK
	}			曲げ	127.8	325			
	O.P.15.6m			せん断	105.0	213	0.50	東→西	OK
					20.0	213	0.10	南→北	OK
柱 (北東)	O.P.28.9m	H-250*250*9*14	□-125*125*9	軸力	77.4	301	0.57	西→東	OK
	}			曲げ	99.0	325			
	O.P.15.6m			せん断	106.0	213	0.50	西→東	OK
					5.9	213	0.03	北→南	OK

部材		使用部材		応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	決定 ケース	判定
		弦材	斜材						
梁 (西面)	O.P.28.9m	H-250*250*9*14	□-150*150*6	軸力	11.3	279	0.68	西→東	OK
				曲げ	205.2	325			
				せん断	109.4	206	0.54	西→東	OK
梁 (北面)	O.P.28.9m	H-250*250*9*14	□-150*150*6	軸力	7.9	279	0.53	北→南	OK
				曲げ	162.5	325			
				せん断	116.9	207	0.57	西→東	OK

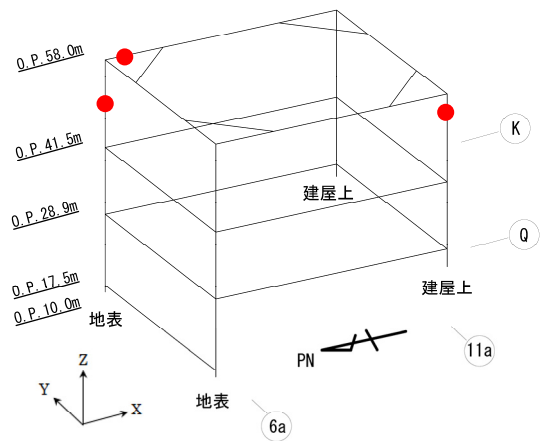


●は最大応力発生位置を示す

表 2-9 柱及び梁部材の断面検討結果（地震時）

部材		使用部材		応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	決定 ケース	判定
		弦材	斜材						
柱 (南西)	O.P.58.0m	H-250*250*9*14	□-125*125*6	軸力	37.1	301	0.69	東→西	OK
	曲げ			184.2	325				
	ゝ			せん断	120.7	214	0.57	東→西	OK
					154.8	214	0.73	北→南	OK
柱 (北東)	O.P.58.0m	H-250*250*9*14	□-125*125*6	軸力	36.1	301	0.67	南→北	OK
	曲げ			177.2	325				
	ゝ			せん断	109.2	214	0.52	西→東	OK
					158.6	214	0.75	南→北	OK
O.P.41.5m									

部材		使用部材		応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	決定 ケース	判定
		弦材	斜材						
梁 (東面)	O.P.58.0m	H-250*250*9*14	□-150*150*6	軸力	16.8	279	0.63	南→北	OK
				曲げ	183.7	325			
				せん断	168.6	206	0.82	南→北	OK



●は最大応力発生位置を示す

2.4 基礎の検討

(1) すべりに対する検討

原子炉建屋カバーは、基礎となる柱脚部分が地盤面または既設建屋の屋根スラブ上面に設置されているため、水平荷重が作用した場合のすべりの検討を行う。

表 2-10 にすべりに対する検討結果を示す。

水平荷重時（暴風時及び地震時）の柱脚部のせん断力はすべり抵抗以下となる。

表 2-10 すべりに対する検討結果

(単位：kN)

部位	せん断力			すべり抵抗	判定
	暴風時		地震時		
	東・西	南・北			
柱脚	2720	2445	1668	5024	OK

注)：すべり抵抗は、「鋼構造設計規準 17 章 柱脚」に基づき、摩擦係数 0.4 を用いて算定した。

(2) 柱支持力に対する検討

原子炉建屋カバーの柱のうち南面の柱は、図 2-7 に示すとおり既設建屋の屋根スラブ上面に設置する架台で支持されるため、常時及び水平荷重時（暴風時及び地震時）について柱支持力に対する検討を行う。

表 2-11 に柱支持力に対する検討結果を示す。

各々の柱に作用する軸力は既設建屋のパンチングシアに対する許容せん断力以下であり、柱の支持力は十分に確保されている。

表 2-11 柱支持力に対する検討結果

(単位：kN)

部位	作用荷重			パンチングシアに 対する許容せん断力		判定
	長期	短期				
	常時	暴風時	地震時	長期	短期	
南東柱	1442	1549	1808	4719	7046	OK
南西柱	973	1118	1211	3513	5245	OK

注)：パンチングシアに対する許容せん断力は、「鉄筋コンクリート構造
計算規準・同解説 20 条 基礎」に基づき算定した。

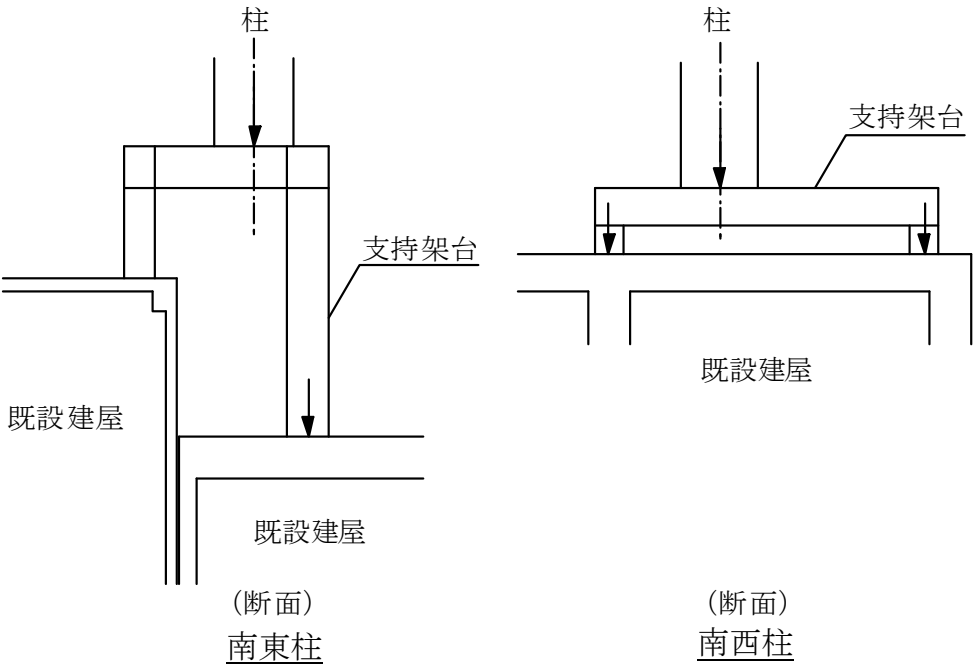


図 2-4 支持架台

3 膜材の設計

3.1 使用材料及び材料の許容応力度

膜材としては塩化ビニル樹脂コーティング ポリエステル繊維織物を用いる。
膜材の許容応力度を表 3-1 に示す。

表 3-1(a) 膜材の許容応力度（壁パネル）

膜厚さ t(mm)	繊維方向	基準強度*1 Fm(N/cm)	許容引張応力度*2	
			長期 Lft(N/mm ²)	短期 sft(N/mm ²)
0.52	タテ糸方向	457	14.64	29.29
	ヨコ糸方向	408	13.07	26.15

注記 *1： 基準強度は JIS L 1096「一般織物試験方法」-1999 の定速伸長形引張試験機を用いたストリップ法により測定した引張強さ（建築基準法第 37 条第二号に基づく国土交通大臣の認定を受けたもの）

*2： $ft=Fm/t/v$ ：v は安全率（平成 14 年国土交通省告示第 667 号「テント倉庫建築物の構造方法に関する安全上必要な技術的基準を定める等の件」第 6 第 3 項第一号に従い、長期は 6, 短期は 3 とする）

表 3-1(b) 膜材の許容応力度（屋根）

膜厚さ t(mm)	繊維方向	基準強度*1 Fm(N/cm)	許容引張応力度*2	
			長期 Lft(N/mm ²)	短期 sft(N/mm ²)
0.63	タテ糸方向	654	12.97	25.95
	ヨコ糸方向	654	12.97	25.95

注記 *1： 基準強度は JIS L 1096「一般織物試験方法」-1999 の定速伸長形引張試験機を用いたストリップ法により測定した引張強さ（建築基準法第 37 条第二号に基づく国土交通大臣の認定を受けたもの）

*2： $ft=Fm/t/v$ ：v は安全率（平成 14 年国土交通省告示第 666 号「膜構造の建築物又は建築物の構造方法に関する安全上必要な技術的基準を定める等の件」第 6 第一号に従い、長期は 8, 短期は 4 とする）

3.2 設計用荷重

膜材の強度検討は、風圧力に対して行う。

(1) 風圧力

全体架構の設計と同様に、設計における基準風速は **25 m/sec** とする。

風圧力の算定結果を表 3-2 に示す。

表 3-2 速度圧及び風力係数の算定

(a)速度圧(q)の算定

標高 O.P. (m)	軒高さ (m)	最高高さ (m)	平均高さ H (m)	平均風速の 高さ方向の 分布を表す 係数 E_r	ガスト影響 係数 G_f	建築物の高 さと地表面 粗度に応じ た係数 E	基準風速 V_0 (m/s)	速度圧 q (N/m ²)
58.0	50.17	54.37	52.27	1.28	2.00	3.28	25	1230

(b)風力係数(C_p)の算定

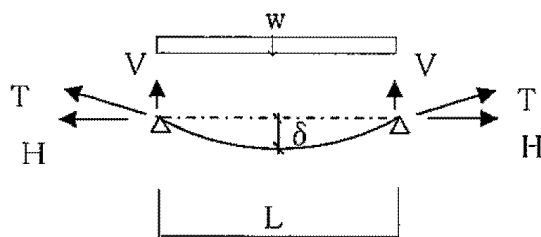
標高 O.P. (m)	地上高さ Z(m)	k_z	壁面:正圧時			壁面:負圧時		
			外圧係数	内圧係数	風力係数	外圧係数	内圧係数	風力係数
			C_{pe}	C_{pi}	C_f	C_{pe}	C_{pi}	C_f
58.0	38.5	0.912	0.73	-0.20	0.93	-0.70	0	-0.70

設計用風圧力は、以下のとおりとなる。

壁パネル膜材： (正圧時) $w=0.93 \times 1230=1144$ → 1150N/m²
 (負圧時) $w=0.70 \times 1230=861$ → 870N/m²
 屋根膜材： (負圧時) $w=1.0 \times 1230=1230$ → 1230N/m²

3.3 膜材の強度検討

風圧力 w により膜材に生じる応力度 T' は以下の式により算定する。



$$V = w \cdot L / 2 \quad (\text{N/m})$$

$$H = \sqrt[3]{(w^2 \cdot L^2 \cdot Et) / 24} + T_0 \quad (\text{N/m}) \quad (T_0 = 1000 \text{ N/m})$$

$$T = \sqrt{V^2 + H^2} \quad (\text{N/m})$$

$$T' = T / t / 1000 \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここで、

L : 支持スパン (m)

Et : 引張剛性 (壁パネル膜材 : タテ糸方向 230000N/m, ヨコ糸方向 160000N/m)
(屋根膜材 : タテ糸方向 418400N/m, ヨコ糸方向 367600N/m)

T_0 : 初期張力 (=1000 N/m)

t : 膜厚さ (mm)

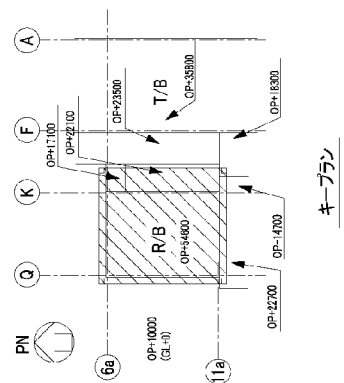
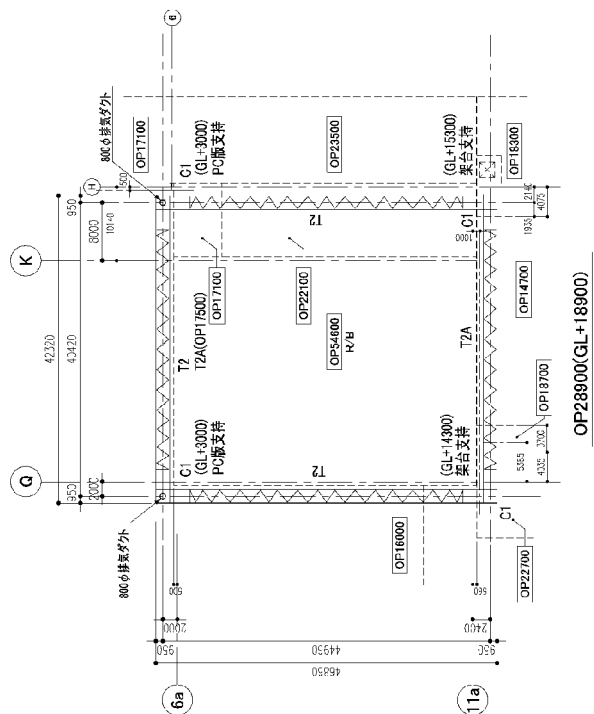
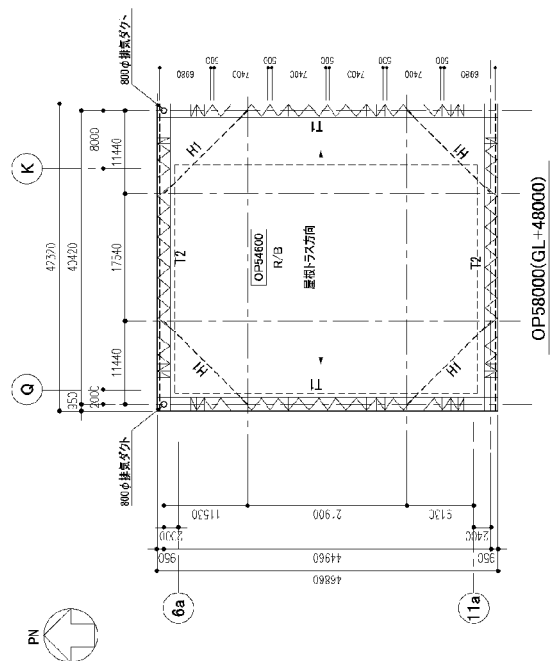
壁パネル膜材及び屋根膜材の強度検討結果を表 3-3 に示す。

風圧力により膜材に生じる応力度は、表 3-1 に示す許容応力度以下であり、基準風速に対して約 2 倍の余裕度がある。

表 3-3 膜材の強度検討結果

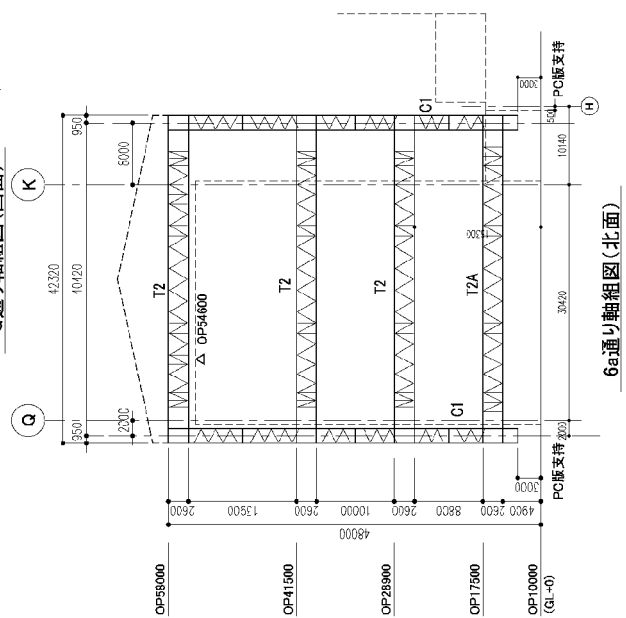
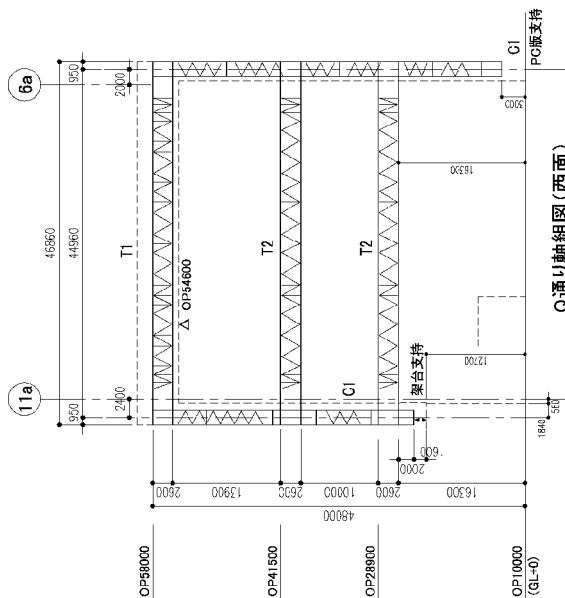
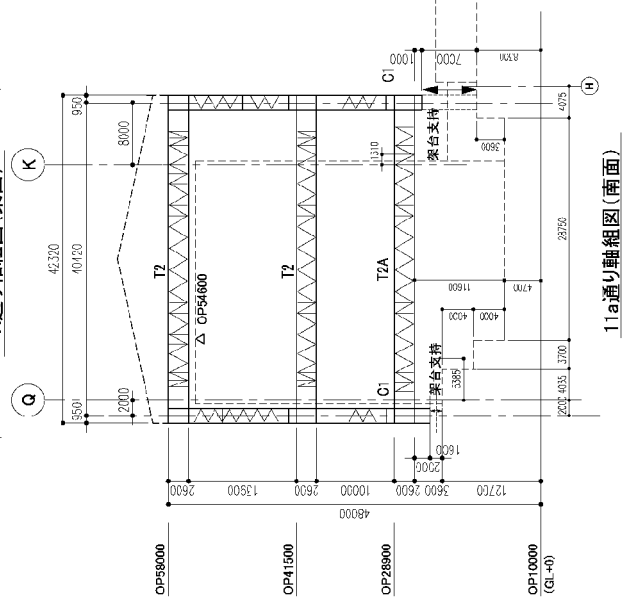
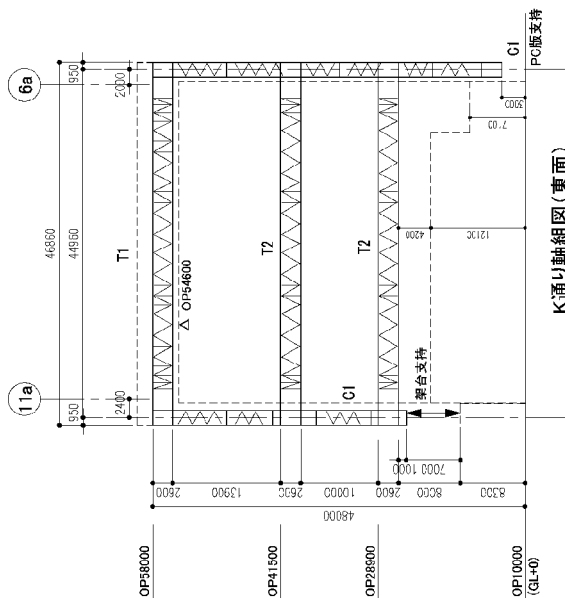
	(壁パネル膜材)		(屋根膜材)		
	(正圧時)	(負圧時)	(屋根面)	(側面)	(妻面)
	(Cf=0.93) 短期	(Cf=-0.7) 短期	(Cf=-1.0) 短期	(Cf=1.0) 短期	(Cf=1.0) 短期
風圧力 w (N/m ²)	1150	870	1230	1230	1230
糸方向	ヨコ	ヨコ	ヨコ	ヨコ	ヨコ
支持スパン L (m)	2.31	2.31	1.85	1.85	2.53
応力度 T' (N/mm ²)	9.23	7.93	8.60	8.60	10.29
許容応力度 ft (N/mm ²)	26.15	26.15	25.95	25.95	25.95
応力度比 T'/ft	0.35	0.30	0.33	0.33	0.40
判定	OK	OK	OK	OK	OK

参考文献：国土交通省国土技術政策総合研究所 他監修「膜構造の建築物・膜材料等の技術基準及び同解説」,
平成 15 年 8 月



1号機原子炉建屋カバー 伏図

II-2-11-添 6-30



1号機原子炉建屋カバー 軸組図

供用期間を考慮した風荷重の設定
－ 風荷重の設定方針について －

1 原子炉建屋カバーの供用期間を考慮した風荷重の算定について

原子炉建屋カバーは恒久的対策実施までの短期的対策として、約 2 年間の使用を考えているが、建築基準法で定められる基準風速は建築物の供用期間を考慮し、再現期間を概ね 50 年として設定されている。しかし、原子炉建屋カバーについては供用期間が短期であることを考慮し、日本建築学会「建築物荷重指針（1993 年版）」に基づき、10 年再現期間で低減した風速による風荷重を採用することとする。

2 日本建築学会「建築物荷重指針（1993 年版）」の適用について

日本建築学会「建築物荷重指針」は統計的データや確率・統計的分析により得られた知見をもとに、1993 年に荷重全般について改定され、その後、2004 年に見直しが行われている。

「建築物荷重指針（2004 年版）」では建築物の長期使用を見込み、設計風速の算定に用いる再現期間換算係数は、再現期間 500 年の年最大風速 U_{500} に基づいた近似式となっている。そのため、再現期間が 100 年から 500 年の範囲から外れるに従って、推定誤差は大きくなる（※1）。

一方、「建築物荷重指針（1993 年版）」は、100 年再現期間の風速に対する再現期待値として定義しており、短期使用の構造物への適用には誤差が少ない算定式と考えられる（※2）。

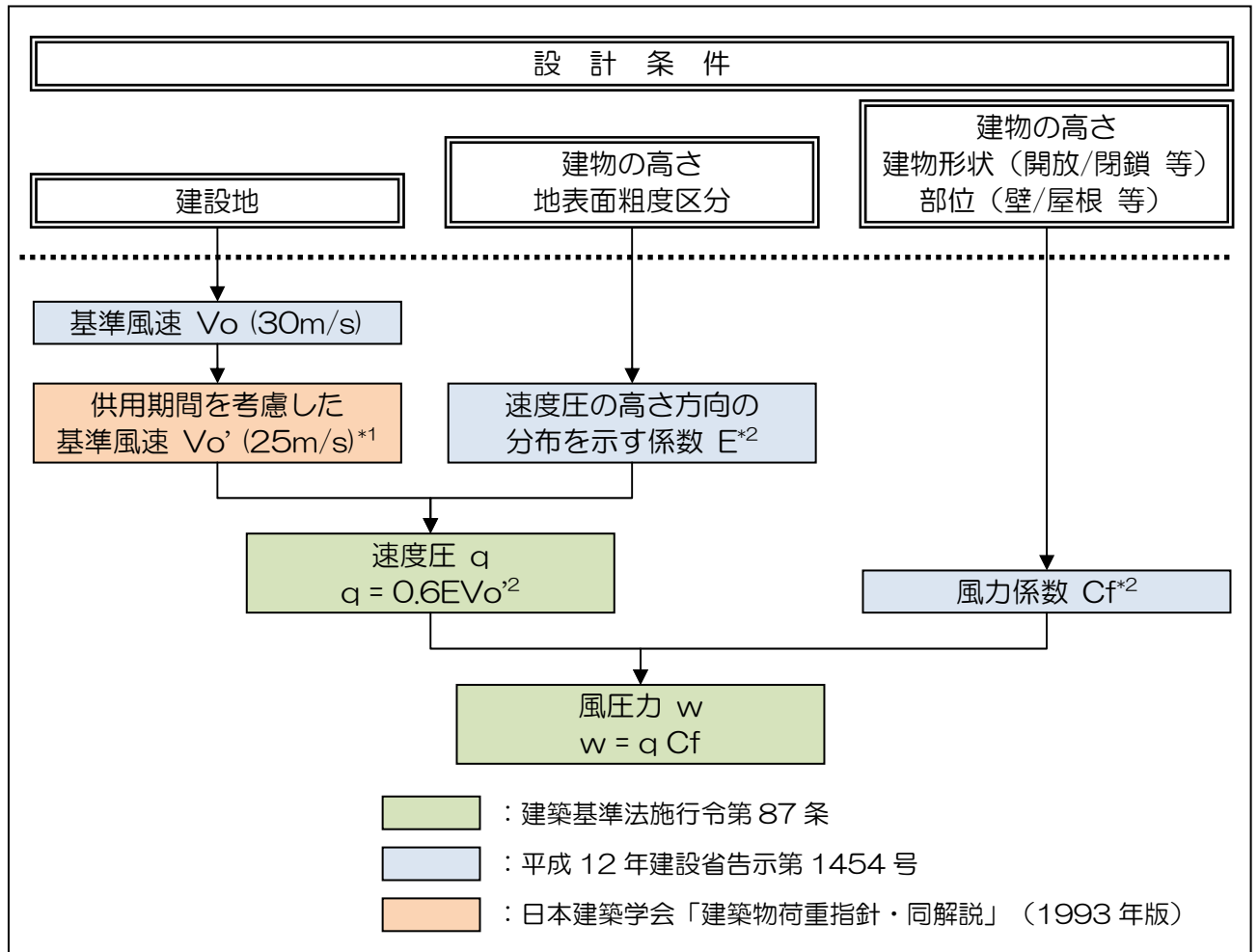
（※1）建築物荷重指針（2004 年版）の再現期間 20 年とした場合の誤差は約 9%

（※2）建築物荷重指針（1993 年版）の再現期間 5 年とした場合の誤差は 0.6%

以上より、原子炉建屋カバーに作用する風荷重は「建築物荷重指針（1993 年版）」を用いて算定する。

3 風荷重の算定フロー

設計に用いる風荷重（風圧力）は、以下のフローに従い算定する。



*1: 風速の再現期間換算係数 R は、設計用再現期間 r （年）に応じて、下式により算定される。

$$R = 0.54 + 0.1 \ln(r)$$

50年再現期間に相当する基準風速 $V_o=30\text{m/s}$ を10年再現期間に換算すると以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} V_o' &= V_o \times (0.54 + 0.1 \ln(10)) / (0.54 + 0.1 \ln(50)) \\ &= 30 \times 0.77 / 0.93 = 24.8 \rightarrow 25 \text{ m/s} \end{aligned}$$

*2: E および C_f は、告示第1454号中に示される数式や図表に示される係数により算定される。

設計荷重以上の外力に対する検討

1 架構がすべる場合の検討

架構の総重量は、約 12,560 kN であり、すべり摩擦係数を 0.4 とすると、
 架構のすべり抵抗は、 $Qa=0.4 \times 12,560=5,024$ kN となる。

風荷重、地震荷重について漸増載荷解析を実施した結果を図 3-2 及び図 3-3 に示す。崩壊形を形成する場合の最下層のせん断力（保有水平耐力）は、架構のすべり抵抗以上の値となる。

（風荷重時） $Qu \approx 7,450$ kN

（地震荷重時） $Qu \approx 6,330$ kN

すなわち、風荷重時、地震荷重時のいずれにおいても、（ $Qa < Qu$ となるため）架構は崩壊形を形成する前にすべると想定される。柱脚部にすべりが生じた場合、架構にはそれ以上の荷重は作用しないことになるため、架構の崩壊には至らないと考えられる。

また、すべり量が増加した場合、最終的には原子炉建屋カバーは原子炉建屋に接触して変位は拘束され、それ以上の荷重は原子炉建屋が受けることになる。なお、原子炉建屋カバーの OP28,900 レベルの梁の原子炉建屋側に変位抑制のためのストッパーを設置し、万一すべりが生じた場合でも、原子炉建屋のコンクリート壁部分で原子炉建屋カバーを支持できる構造とする。

この場合、原子炉建屋は原子炉建屋カバーの荷重を負担することとなるが、動的解析に用いられる原子炉建屋の質点重量に比べて原子炉建屋カバーの重量は十分に小さく（原子炉建屋カバー総重量／原子炉建屋質点重量（基礎重量をのぞく）＝約 4%）、振動性状を示す固有周期に与える影響も約 2%である。一方、基準地震動 Ss-1 及び Ss-2 に対する原子炉建屋の耐震壁のせん断ひずみは最大で 0.12×10^{-3} であり、評価基準値（ 4.0×10^{-3} ）に対して十分余裕がある（※）。これより、原子炉建屋カバーが原子炉建屋に接触しても原子炉建屋の健全性に与える影響は軽微であると言える。

※「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係わる報告書（その1）」参照

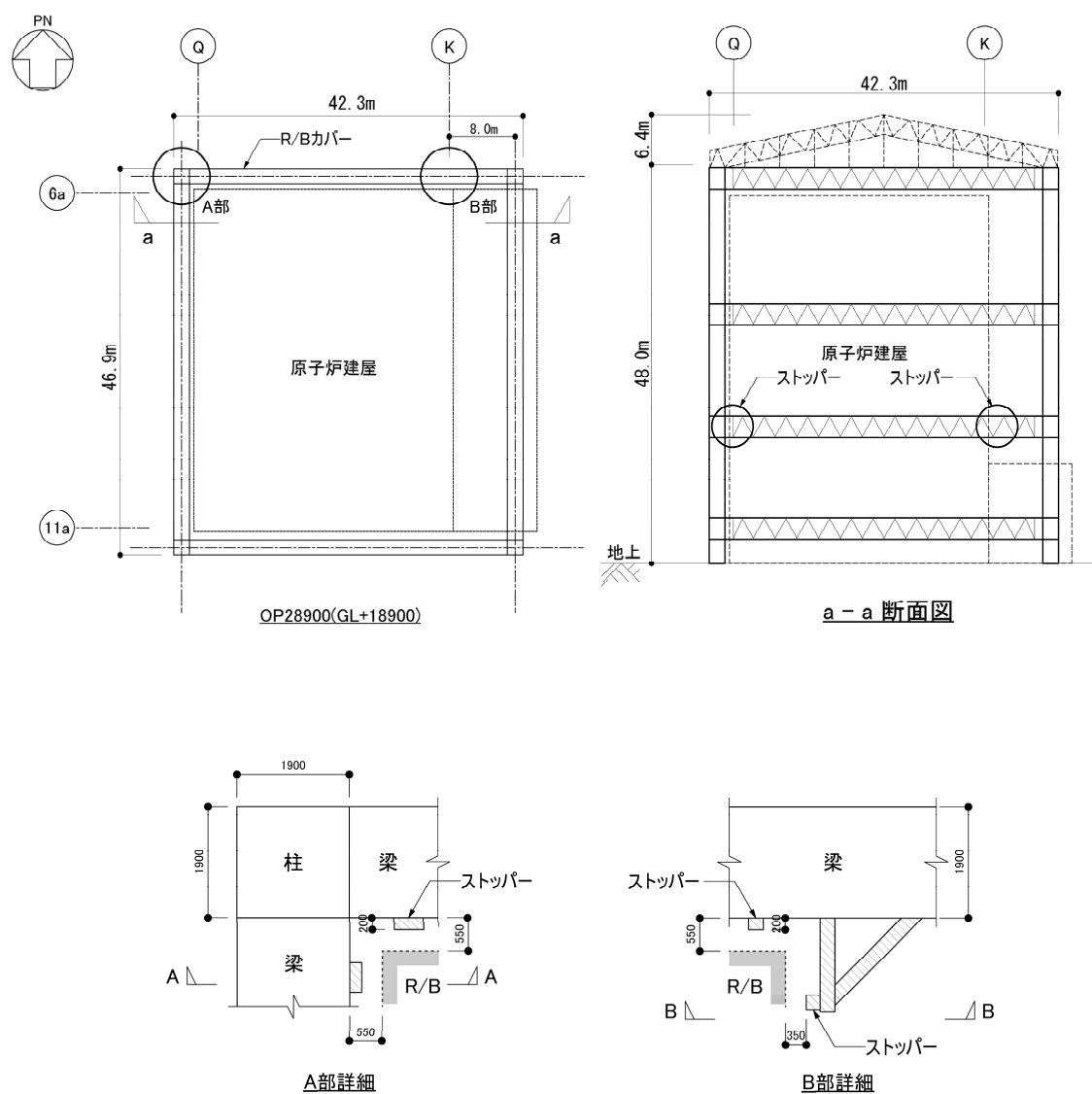
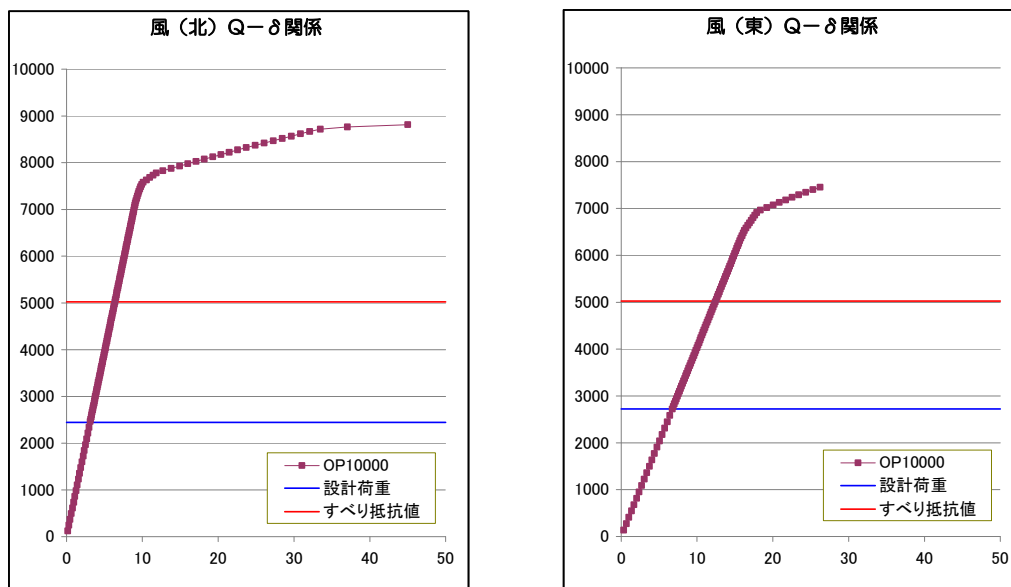


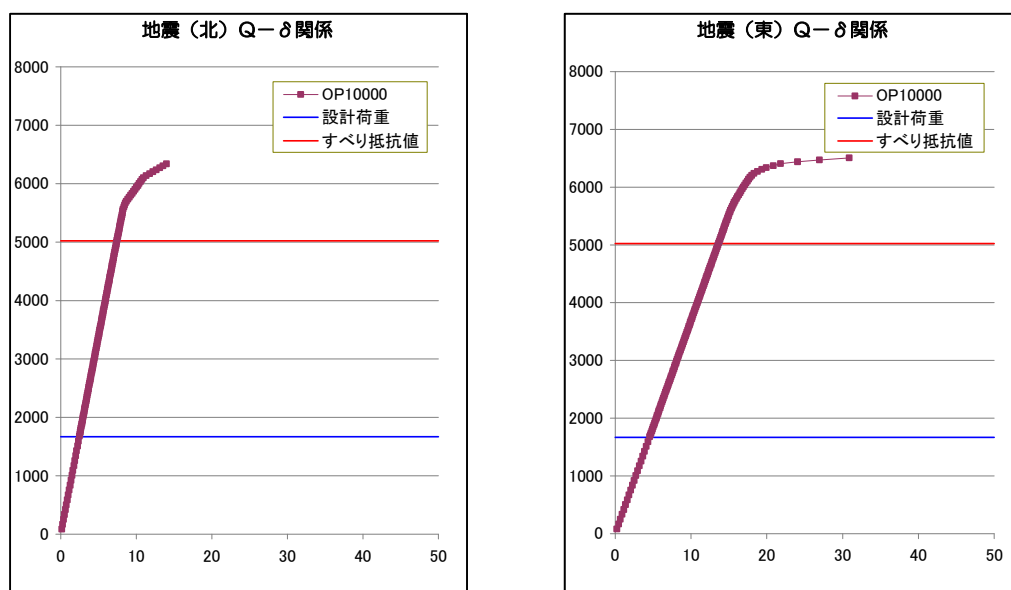
図 3-1 ストッパーの概要

設計荷重に対するすべり抵抗値を比較すると、風荷重時は約 1.8 倍（基準風速に対し約 1.3 倍）、地震荷重時は約 3.0 倍の余裕度がある。



単位：横軸（cm），縦軸（kN）

図 3-2 荷重-変形関係：風荷重時



単位：横軸（cm），縦軸（kN）

図 3-3 荷重-変形関係：地震荷重時

なお、設計荷重に対する架構の保有耐力は、風荷重時は約 2.7 倍（基準風速に対し約 1.6 倍）、地震荷重時で約 3.7 倍の余裕度がある。

原子炉建屋カバー附属設備について

1. 設備概要

1.1 系統構成

放射性物質の外部流出を抑制するため、原子炉建屋カバーに排気設備（フィルタ付）を設置する。原子炉建屋カバー内の天井部に吸込口を設け、排気ダクトを経由してカバー外に設置したフィルタユニットへ導く。高性能粒子フィルタ（効率97%）、よう素用チャコールフィルタ（効率90%）、加熱コイル、排風機等から構成されたフィルタユニットを6 系列（うち予備2 系列）設置する。各フィルタユニットの排気風量は、約10,000m³/h とし、総排気風量約40,000m³/h（4 系列）で運転する。原子炉建屋カバー下部は仕切板により区画されており、オペレーティングフロアより上のカバー空間は、約45,000m³（図4-2 参照）であることから、1 回/h 程度の換気頻度となる。

また、カバー内の状況や温度、放射性物質の濃度等を確認できる装置を設置する。

表4-1 排気設備及び計測設備等

設備名	構成・配置等
吸込口	配置：カバー内の北側天井部に設置
フィルタユニット	配置：原子炉建屋西側の屋外に6 系列（うち予備2 系列）設置 構成：プレフィルタ，よう素用チャコールフィルタ（効率90%），高性能粒子フィルタ（効率97%），加熱コイル，排風機，フィルタ線量計（高性能粒子フィルタに設置），フィルタ差圧計（プレフィルタ，よう素用チャコールフィルタ，高性能粒子フィルタに設置）
排気管 （吹上用排気ダクト）	配置：フィルタユニットの下流側に設置 （直径：約 1m，高さ：約 4m）
カメラ	配置：オペレーティングフロア上部外周に6 台（うち予備3 台） 対象：プールへの注水状況及びカバー内状況
温度計	配置：天井部に2 個（うち予備1 個）， オペレーティングフロア高さに2 個（うち予備1 個）
放射性物質濃度測定器	測定対象：オペレーティングフロアコーナー部近傍（3 箇所）， 機器ハッチ開口部近傍，使用済燃料プール上方， カバー内上部空間及び大気放出前の放射性物質の濃度
水素濃度計	測定対象：カバー内上部空間の水素濃度 配置：フィルタユニットの下流側に2 台（うち予備1 台）

1.2 計測設備構成

原子炉建屋カバー内の各種状態を監視できるよう以下の計測設備を設置する（図4-1 参照）。

1.2.1 カメラ

カバー天井部に設置した使用済燃料プール注水用の注水ノズル（1.3項参照）から注水する場合の注入状況，及びカバー内の全体状況を監視するため，オペレーティングフロアより約18m 上のカバー内の外周に沿ってカメラを6 台（うち予備3 台）設置する。設置場所は，オペレーティングフロアを対角線に監視できるよう北面の東側，西面の南側に各2 台（うち予備2台）と使用済燃料プールをより確実に監視できるよう使用済燃料プールの西側に2 台（うち予備1 台）とする。

1.2.2 温度計

使用済燃料プール上方（オペレーティングフロアより約23m）に2 個（うち予備1 個）及びオペレーティングフロアとほぼ同じ高さの北側と西側外周部に各1 個（うち予備1 個）の温度計を設置する。

1.2.3 放射性物質濃度測定器

放射性物質は，原子炉圧力容器から原子炉格納容器，原子炉建屋内，オペレーティングフロアの開口部（機器ハッチ等）を経てカバー内に放出されるものと，使用済燃料プールの水中からプール上空に移行するものが想定される。このため，機器ハッチ開口部近傍（オペレーティングフロアより約1m 上，機器ハッチ端部より約2m 西側）と，使用済燃料プール上方（オペレーティングフロアより約25m）から各々吸引できるよう放射性物質濃度測定用のサンプリング配管を設置する。また，カバー内上部空間（オペレーティングフロアより約25m 上）及び大気放出前（フィルタ通過後）の放射性物質濃度測定用の配管を排気ダクトに設置する。さらに念のため，オペレーティングフロア面の北東，北西，南西コーナー部近傍（オペレーティングフロアより約1m 上，原子炉建屋端部より約1m）に各1 箇所設置し（南東コーナー部近傍の1 箇所は環境改善を行うなど設置が可能となるよう工夫した後，設置），各々のサンプリング配管は放射性物質濃度測定器に接続する。（図4-2 参照）

1.2.4 フィルタ線量計

Cs-134（半減期2 年）及びCs-137（半減期30 年）は，I-131（半減期8 日）に比べ半減期が長く，セシウムを捕集する高性能粒子フィルタのフィルタ線量が短期間で上昇する可能性があるため，適切な時期にフィルタ交換ができるよう，高性能粒子フィルタに γ 線線量計を設置する。

1.2.5 フィルタ差圧計

カバー内の粉塵等を捕集することにより、フィルタ差圧が上昇することが想定されるため、プレフィルタ、高性能粒子フィルタ、よう素用チャコールフィルタに差圧計を設置する。

1.2.6 水素濃度計

3.3項に記載の通り、原子炉及び使用済燃料プール内の燃料による水の放射線分解により水素が発生する。水素の発生量は、排気風量に比べ十分に少ないことや、カバー内気体と混合されること、天井から排気することから、カバー内に水素濃度が滞留する可能性は極めて低い。念のため水素濃度計を排気ダクトに2台（うち予備1台）設置する。

1.3 使用済燃料プール注水設備

現在、使用済燃料プールへの注水は原子炉建屋の内部配管を経由して行われており、これが停止した場合の代替手段として、使用済燃料プールの上部からコンクリートポンプ車による注水を行うこととしている。原子炉建屋カバー設置後は、原子炉建屋カバーの天井部に注水ノズル（方向調整機能付）を取り付け、配管・ホースで原子炉建屋カバー外部の給水系統に接続することで代替注水を可能とする。注水管は予備1本を含め2本設置し、注水管の先端に接続する注水ノズルの向きはコンテナに格納された現場制御盤において遠隔で操作が可能である。

1.4 電源構成

原子炉建屋カバー排気設備及び附属設備の電源は、構内設置の降圧変圧器盤から供給される。降圧変圧器盤は、高圧電源盤に接続されており、高圧電源盤は多重化された外部から給電される構成としている。

1.5 配置

原子炉建屋カバー排気設備、コンテナに格納された現場制御盤及び排気管は、原子炉建屋の西側の屋外に設置する（図4-3 参照）。

1.6 運転管理

原子炉建屋カバーの排気設備については、フィルタユニットの近傍に設置した現場制御盤で操作し、排気設備の故障等により停止した場合には、予備機が自動起動する。

現場制御盤では、排風機の運転状態（起動停止状態）、カバー内温度、水素濃度、放射性物質濃度が表示され、それらの異常を検知した場合は、警報を発する。免震重要棟に設置するモニタには、制御盤の情報が送られ、カメラによるカバー内状況とと

もに確認することができる。また、免震重要棟でも同様に、それらの情報に異常を検知した場合は、警報を発するシステムとなっている。

1.7 保守管理

換気設備については安全上重要な設備ではなく、運転継続性の要求が高くない。保守作業に伴う被ばくを極力低減する観点から、異常の兆候が確認された場合に対応する。なお、排気フィルタユニット出口の放射性物質濃度測定器については、外部への放射性物質放出抑制の監視の観点から多重化し、機器の単一故障により機能が喪失した場合でも測定可能な設備構成とする。

また、フィルタについては、差圧計（プレフィルタ、よう素用チャコールフィルタ、高性能粒子フィルタに設置）又は線量計（高性能粒子フィルタに設置）の値を確認しながら、必要な時期に交換する。

2. 放出抑制効果について

燃料取り出し用カバー内から排気フィルタユニットを通じて外部へ放出される放射性物質は、高性能粒子フィルタ（効率 97%（粒径 $0.3\mu\text{m}$ ）以上）により低減される。

なお、原子炉建屋カバー設置後の敷地境界における年間実効線量については、「Ⅱ.3 放射線の被ばく管理及び放射性廃棄物等の管理に関する対応」の評価を参照。

3. 原子炉建屋カバー設置による影響について

3.1 温度の影響について

外気 28.5°C （夏季設計用温度）、原子炉からの熱（10 月1 日時点）、使用済燃料プールからの熱（10 月1 日時点）及び日射（秋）、排気風量 $40,000\text{m}^3/\text{h}$ と仮定した場合におけるカバー内の温度について、気流解析により評価した結果、オペレーティングフロア上約 1.5m の温度が約 40°C となった。また、原子炉建屋カバーに附属する排気システムは、原子炉建屋カバーのすき間から外気を取り込むことを前提とした構成であり、原子炉建屋内の気体を排気することは想定していない。そこで、原子炉建屋内温度について以下の計算方法で評価した結果、約 10°C 上昇して約 39°C となった。原子炉建屋内で作業を行う場合には、必要に応じてスポットクーラー等を設置し、作業エリアの環境改善を図り、また状況によっては、作業時間を限定するなどの対策をとる。

<計算方法>

- ① 下式により、カバー設置前の原子炉建屋内温度を 28.5°C と仮定した場合の駆体負荷 $Q\text{ (W)}$ を求める。
- ② ①で求めた駆体負荷 $Q\text{ (W)}$ と同程度となるカバー内温度（気流解析結果）と原子炉建屋内温度の温度差 $\Delta t\text{ (}^{\circ}\text{C)}$ を逆算し、カバー設置後の原子炉建屋内温度を

求める。

$$Q=KA \Delta t$$

Q：駆体負荷 (W)

K：熱通過率 (W/m²・℃)

A：伝熱面積 (m²)

Δt ：室内外温度差 (℃)

$$T=t-\Delta t$$

T：原子炉建屋内温度 (℃)

t：カバー内温度 (℃)

3.2 湿度の影響について

使用済燃料プールに貯蔵されている燃料の崩壊熱全てがプール水の蒸発に使用されと仮定した場合の蒸発量は約231kg/h、原子炉内燃料の崩壊熱により発生した蒸気が格納容器から漏出したと仮定した場合の蒸発量は180kg/h となる。また、排気風量 40,000m³/h で、カバー設置前の温度／相対湿度を28.5℃/75%と仮定した場合、カバー設置後のカバー内温度が約40℃の時の相対湿度を以下の計算方法で評価した結果、カバー内湿度は約58%となった。

原子炉建屋内の湿度については、カバーを設置することにより原子炉建屋内温度が約40℃となることから（2.1項参照）、カバー内の湿度と同等の約58%になるものと考ええる。

<計算方法>

- ① 下式により、カバー設置後の絶対湿度 X (kg/kg') を求める。
- ② ①で求めた絶対湿度 X (kg/kg') とカバー内温度の 40℃から、湿り空気 h-x 線図より相対湿度を求める。

$$X=X1+\{(LS+LR)/(W \gamma)\}$$

X：カバー設置後の絶対湿度 (kg/kg')

X1：カバー設置前の絶対湿度 (0.0186kg/kg')

LS：使用済燃料プールからの蒸発量 (231kg/h)

LR：原子炉からの蒸発量 (180kg/h)

W：カバー排気風量 (40,000m³/h)

γ ：空気密度 (1.2kg/m³)

3.3 水素発生に対する影響について

原子炉圧力容器内燃料及び使用済燃料プール内の燃料による水の放射線分解により発生する水素の量について評価した（表4-9 参照）。

評価の結果、水素の発生量は、カバー内の容積及び排気風量に比べ十分に少ないこと、カバー内気体と混合されやすいこと、カバー内の空気を天井から排気することから、カバー内の水素濃度が上昇する可能性は極めて低い。万一、水素濃度が可燃限界濃度に達した場合には、カバー屋根又はシャッターを開放し、カバー外へ放出する。なお、オペレーティングフロアより上のカバー内容積45,000m³/h に対しての水素濃度は、約0.01%となる。

表4-9 水素発生量

発 生 箇 所	発生量* (Nm ³ /h)	40℃の場合 (m ³ /h)
原子炉圧力容器内燃料	約3.17	約3.65
使用済燃料貯蔵プール内燃料	約0.56	約0.64
合 計	約3.73	約4.29

*原子炉内の燃料, 使用済燃料貯蔵プール内の燃料ともに100%破損を仮定

- 原子炉圧力容器内燃料の水素発生量は、3.4kmol/日
体積に換算すると、3.4kmol/日×22.4Nm³/kmol=76.2Nm³/日=3.17Nm³/h
- 使用済燃料貯蔵プール内燃料の水素発生量は、5.98E-01kmol/日
体積に換算すると、5.98E-01kmol/日×22.4Nm³/kmol=13.4Nm³/日=0.56Nm³/h
(安全側に7 月末時点(原子炉停止後135 日)での評価とした)

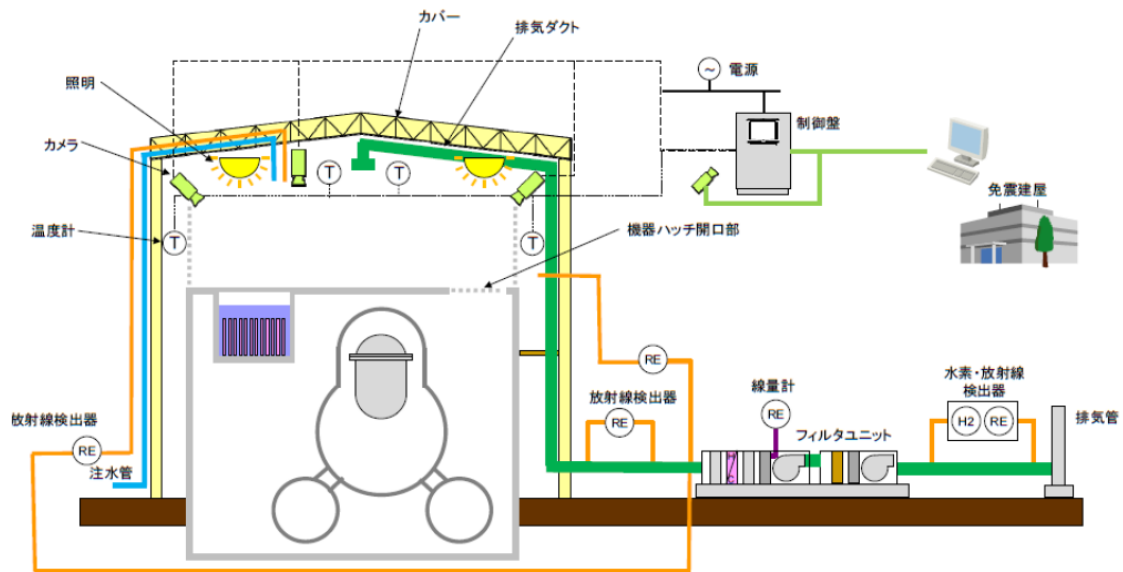


図4-1 原子炉建屋カバー排気設備及びモニタリング設備概略構成図

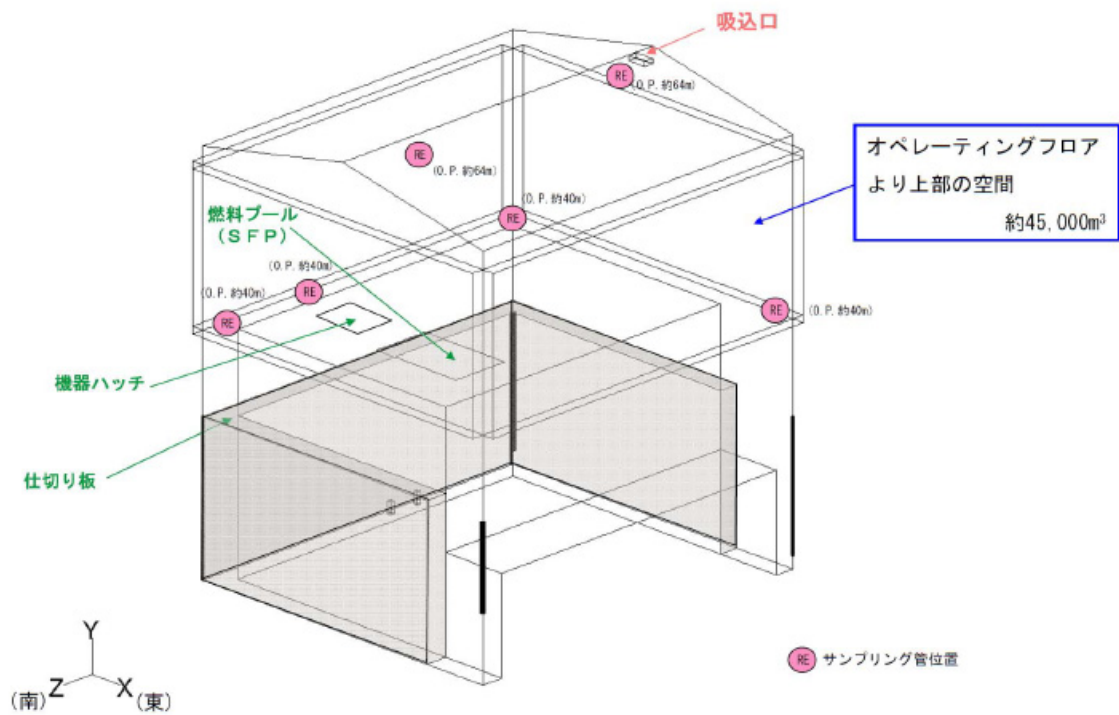


図4-2 原子炉建屋カバー放射性物質濃度サンプリング位置図

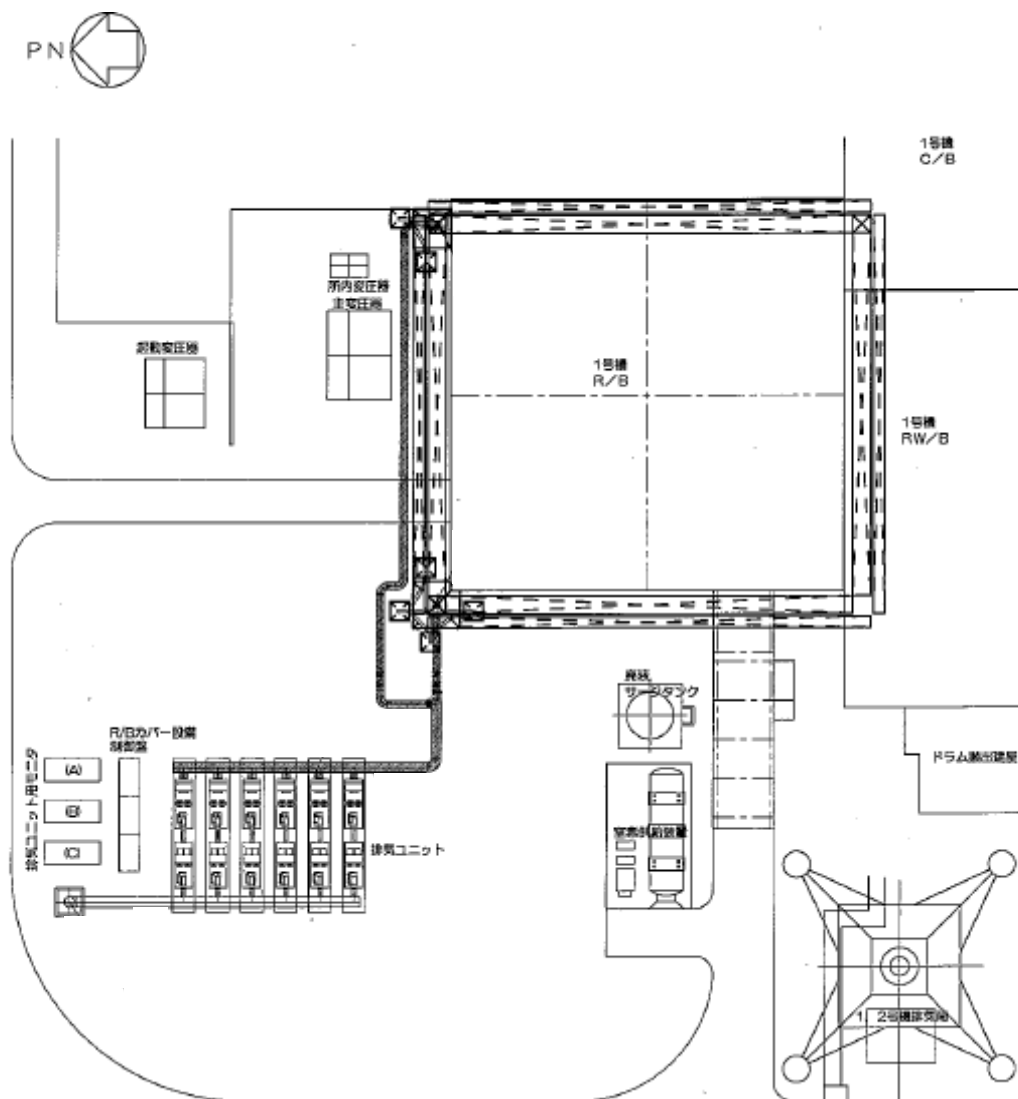


図4-3 原子炉建屋カバー排気設備配置図

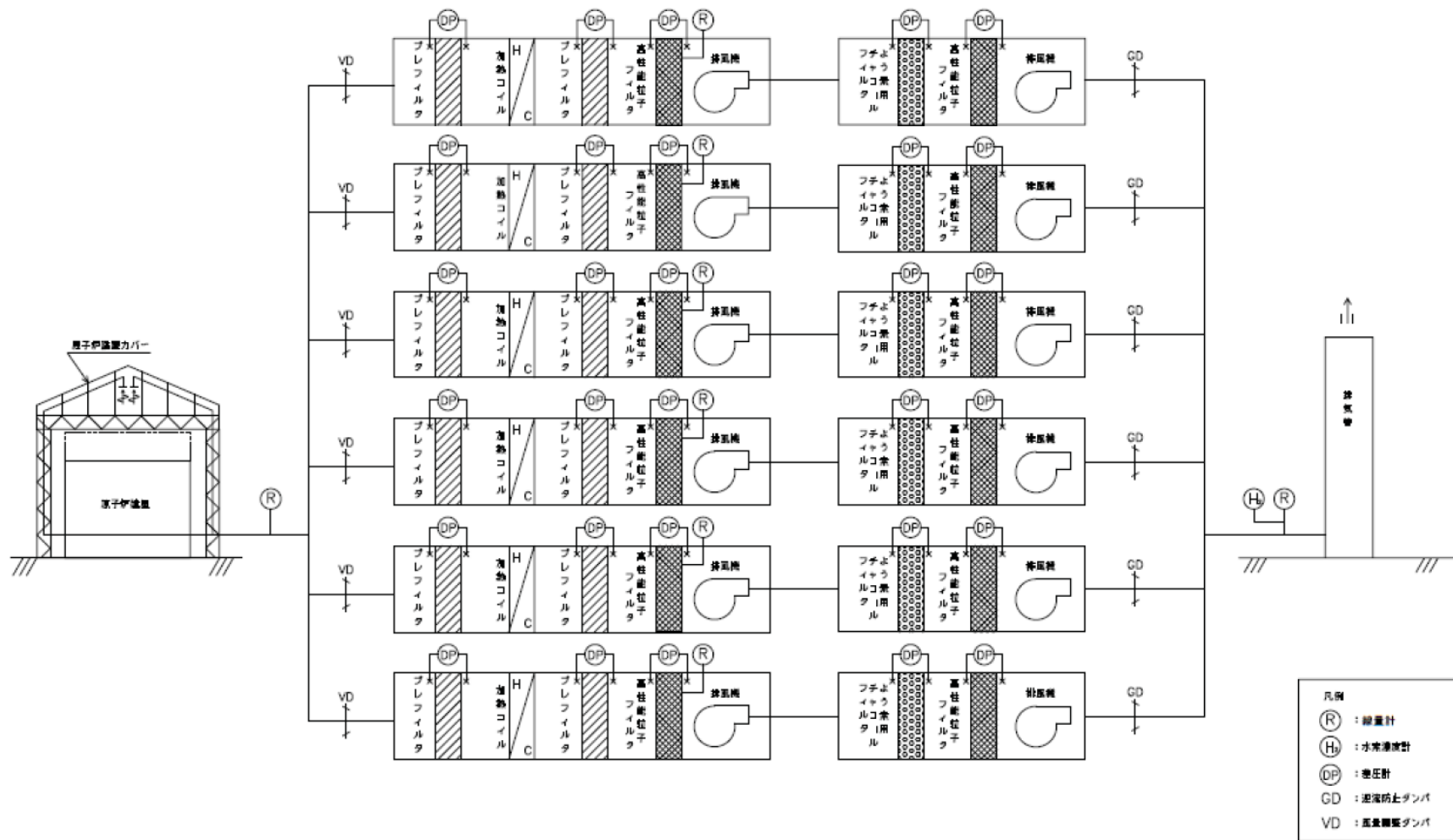


図4-4 原子炉建屋カバー排気設備系統図