

廃炉発官 R 3 第 4 3 号
令和 3 年 6 月 2 4 日

原子力規制委員会 殿

東京都千代田区内幸町1丁目1番3号
東京電力ホールディングス株式会社
代表執行役社長 小早川 智明

福島第一原子力発電所 特定原子力施設に係る実施計画 変更認可申請書

核原料物質，核燃料物質及び原子炉の規制に関する法律第64条の3第2項の規定に基づき，別紙の通り，「福島第一原子力発電所 特定原子力施設に係る実施計画」の変更認可の申請をいたします。

以 上

「福島第一原子力発電所 特定原子力施設に係る実施計画」について、下記の箇所を別添の通りとする。

変更箇所、変更理由及びその内容は以下の通り。

○福島第一原子力発電所 特定原子力施設に係る実施計画

1号機原子炉建屋を覆う大型カバー設置及び1号機原子炉建屋カバー解体に伴い、下記の通り変更を行う。

II 特定原子力施設の設計、設備

2. 11 使用済燃料プールからの燃料取り出し設備

本文

- ・ 1号機大型カバー設置に伴う基本設計及び主要仕様の追加
- ・ 記載の適正化

添付資料－4－2

- ・ 1号機大型カバー設置に伴う記載の追加
- ・ 1号機大型カバーの構造強度及び耐震性について記載の追加
- ・ 1号機大型カバーに係る確認事項の新規追加

添付資料－6

- ・ 1号機原子炉建屋カバー解体に伴う記載の変更

以 上

別添

2.11 使用済燃料プールからの燃料取り出し設備

2.11.1 基本設計

2.11.1.1 設置の目的

使用済燃料プールからの燃料取り出しは、燃料取り出し用カバー（又はコンテナ）の設置による作業環境の整備、燃料等を取り扱う燃料取扱設備の設置を行い、燃料を使用済燃料プール内の使用済燃料貯蔵ラックから取り出し原子炉建屋から搬出することを目的とする。

使用済燃料プールからの燃料取り出し設備は、燃料取扱設備、構内用輸送容器、燃料取り出し用カバーで構成される。燃料取扱設備は、燃料取扱機、クレーンで構成され、燃料取り出し用カバーにより支持される。なお、燃料の原子炉建屋外への搬出には、構内用輸送容器を使用する。

また、クレーンはオペレーティングフロア上での資機材運搬や揚重等にも使用する。

2.11.1.2 要求される機能

(1) 燃料取扱設備

燃料取扱設備は、二重のワイヤなどにより落下防止を図る他、駆動源喪失時にも燃料集合体を落下させない設計とする。

また、遮蔽、臨界防止を考慮した設計とする。

(2) 構内用輸送容器

構内用輸送容器は、除熱、密封、遮蔽、臨界防止を考慮した設計とする。また、破損燃料集合体を収納して輸送する容器については、燃料集合体の破損形態に応じて輸送中に放射性物質の飛散・拡散を防止できる設計とする。

(3) 燃料取り出し用カバー

燃料取り出し用カバーは、燃料取扱設備の支持、作業環境の整備及び放射性物質の飛散・拡散防止ができる設計とする。

2.11.1.3 設計方針

(1) 燃料取扱設備

a. 落下防止

(a) 使用済燃料貯蔵ラック上には、重量物を吊ったクレーンを通過できないようにインターロックを設け、貯蔵燃料への重量物の落下を防止できる設計とする。

(b) 燃料取扱機の燃料把握機は、二重のワイヤや種々のインターロックを設け、また、クレーンの主要要素は、二重化を施すことなどにより、燃料移送操作中の燃料集合体等の落下を防止できる設計とする。

b. 遮蔽

燃料取扱設備は、使用済燃料プールから構内用輸送容器への燃料集合体の収容操作

を、燃料の遮蔽に必要な水深を確保した状態で、水中で行うことができる設計とするか、放射線防護のための適切な遮蔽を設けて行う設計とする。

c. 臨界防止

燃料取扱設備は、燃料集合体を一体ずつ取り扱う構造とすることにより、燃料の臨界を防止する設計とする。

d. 放射線モニタリング

燃料取扱エリアの放射線モニタリングのため、放射線モニタを設け放射線レベルを測定し、これを免震重要棟集中監視室に表示すると共に、過度の放射線レベルを検出した場合には警報を発し、放射線業務従事者に伝える設計とする。

e. 単一故障

(a) 燃料取扱機の燃料把握機は、二重のワイヤや燃料集合体を確実につかんでいない場合には吊上げができない等のインターロックを設け、圧縮空気等の駆動源が喪失した場合にも、フックから燃料集合体が外れない設計とする。

(b) 燃料取扱機の安全運転に係わるインターロックは電源喪失、ケーブル断線で安全側になる設計とする。

(c) クレーンの主要要素は、二重化を施すことなどにより、移送操作中の構内用輸送容器等の落下を防止できる設計とする。

f. 試験検査

燃料取扱設備のうち安全機能を有する機器は、適切な定期的試験及び検査を行うことができる設計とする。

また、破損燃料を取り扱う場合、燃料取扱設備は、破損形態に応じた適切な取扱手法により、移送中の放射性物質の飛散・拡散を防止できる設計とする。

(2) 構内用輸送容器

a. 除熱

使用済燃料の健全性及び構内用輸送容器構成部材の健全性が維持できるように、使用済燃料の崩壊熱を適切に除去できる設計とする。

b. 密封

周辺公衆及び放射線業務従事者に対し、放射線被ばく上の影響を及ぼすことのないよう、使用済燃料が内包する放射性物質を適切に閉じ込める設計とする。

c. 遮蔽

内部に燃料を入れた場合に放射線障害を防止するため、使用済燃料の放射線を適切に遮蔽する設計とする。

d. 臨界防止

想定されるいかなる場合にも、燃料が臨界に達することを防止できる設計とする。また、破損燃料集合体を収納して輸送する容器は燃料集合体の破損形態に応じて

輸送中に放射性物質の飛散・拡散を防止できる設計とする。

(3) 燃料取り出し用カバー

a. 燃料取り出し作業環境の整備

燃料取り出し用カバーは、燃料取り出し作業に支障が生じることのないよう、風雨を遮る設計とする。

また、必要に応じ燃料取り出し用カバー内にローカル空調機を設置し、カバー内の作業環境の改善を図るものとする。

b. 放射性物質の飛散・拡散防止

燃料取り出し用カバーは、隙間を低減するとともに、換気設備を設け、排気はフィルタユニットを通じて大気へ放出することにより、カバー内の放射性物質の大気への放出を抑制できる設計とする。

2. 11. 1. 4 供用期間中に確認する項目

(1) 燃料取扱設備

燃料取扱設備は、動力源がなくなった場合においても吊り荷を保持し続けること。

(2) 構内用輸送容器

構内用輸送容器は、除熱、密封、遮蔽、臨界防止の安全機能が維持されていること。

(3) 燃料取り出し用カバー

対象外とする。

2. 11. 1. 5 主要な機器

(1) 燃料取扱設備

燃料取扱設備は、燃料取扱機、クレーンで構成する。

a. 燃料取扱機

燃料取扱機は、使用済燃料プール及びキャスクピット上を水平に移動するブリッジ並びにその上を移動するトロリで構成する。

b. クレーン

クレーンは、オペレーティングフロア上部を水平に移動するガーダ及びその上を移動するトロリで構成する。

(2) 構内用輸送容器

構内用輸送容器は、容器本体、蓋、バスケット等で構成する。

(3) 燃料取り出し用カバー

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、必要により、燃料取扱機支持用架構及びクレーン支持用架構を有する。

1号機の燃料取り出し用カバーは、大型カバーとその内部に設ける内部カバーで構成する。

また、燃料取り出し用カバーは換気設備及びフィルタユニットを有する。

なお、換気設備の運転状態やフィルタユニット出入口で監視する放射性物質濃度等の監視状態は現場制御盤及び免震重要棟集中監視室に表示され、異常時は警報を発するなどの管理を行う。

2.11.1.6 自然災害対策等

(1) 津波

燃料取扱設備は、東北地方太平洋沖地震津波相当の津波が到達しないと考えられる原子炉建屋オペレーティングフロア上（地上からの高さ約 30m）に設置する。

燃料取り出し用カバーは鉄骨構造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み、津波による影響を受けない。

(2) 豪雨，台風，竜巻

燃料取り出し用カバーは、建築基準法及び関係法令に基づいた風圧力に対し耐えられるよう設計する。

燃料取扱設備は、建築基準法及び関係法令に基づいた風圧力に対し耐えられるよう設計している燃料取り出し用カバー内に設置する。

燃料取出し用カバーは外装材で覆うことにより風雨を遮る設計とする。燃料取扱設備は、風雨を遮る設計である燃料取出し用カバー内に設置する。

(3) 外部人為事象

外部人為事象に対する設計上の考慮については、Ⅱ.1.14 参照。

(4) 火災

燃料取り出し用カバー及び燃料取り出し用カバー内の主要構成機器は不燃性のものを使用し、電源盤については不燃性又は難燃性、ケーブルについては難燃性のものを可能な限り使用し、火災が発生することを防止する。火災の発生が考えられる箇所について、火災の早期検知に努めるとともに、消火器を設置することで初期消火活動を可能にし、火災により安全性を損なうことのないようにする。

(5) 環境条件

燃料取扱設備については、燃料取り出し用カバーに換気設備を設け、排気はフィルタユニットを通じて大気へ放出することとしている。

燃料取り出し用カバーの外部にさらされている鉄骨部は、劣化防止を目的に、塗装を施す。

(6) 被ばく低減対策

放射線業務従事者が立ち入る場所の外部放射線に係る線量率を把握し、作業時間等を管理することで、作業時の被ばく線量が法令に定められた線量限度を超えないようにする。

また、放射線業務従事者の被ばく線量低減策として、大組した構造物をクレーンにてオペレーティングフロアへ吊り込むことにより、オペレーティングフロア上での有人作業の削減を図る。

2.11.1.7 運用

(1) 燃料集合体の健全性確認

使用済燃料プールに貯蔵されている燃料集合体について、移送前に燃料集合体の機械的健全性を確認する。

(2) 破損燃料の取り扱い

燃料集合体の機械的健全性確認において、破損が確認された燃料集合体を移送する場合には、破損形態に応じた適切な取扱手法及び収納方法により、放射性物質の飛散・拡散を防止する。

2.11.1.8 構造強度及び耐震性

(1) 構造強度

a. 燃料取扱設備

燃料取扱設備は、設計、材料の選定、製作及び検査について、適切と認められる規格及び基準による。

燃料取扱設備は、地震荷重等の適切な組合せを考慮しても強度上耐え得る設計とする。

b. 構内用輸送容器

構内用輸送容器は取扱中における衝撃、熱等に耐え、かつ、容易に破損しない設計とする。

構内用輸送容器は、設計、材料の選定、製作及び検査について適切と認められる規格及び基準によるものとする。

c. 燃料取り出し用カバー

燃料取り出し用カバーは、設計、材料の選定、製作及び検査について、適切と認められる規格及び基準を原則とするが、特殊な環境下での設置となるため、必要に応じ解析や試験等を用いた評価により確認する。

燃料取り出し用カバーは、燃料取扱設備を支持するために必要な構造強度を有する設計とする。

(2) 耐震性

a. 燃料取扱設備

(a) 燃料取扱機

燃料取扱機は、使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラックへの波及的影響を考慮することとし、検討に用いる地震動として基準地震動 S_s により使用済燃料プール、

使用済燃料貯蔵ラックへ落下しないことの確認を行う。

耐震性に関する評価にあたっては、「JEAG4601 原子力発電所耐震設計技術指針」に準拠することを基本とするが、必要に応じて試験結果等を用いた現実的な評価を行う。

(b) クレーン

クレーンは、使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラックへの波及的影響を考慮する。クレーンは、「JEAG4601・補-1984 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編」に基づき、通常時は使用済燃料プール上にはなく、基準地震動 S_s が発生して使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラックを損傷させる可能性は少ないため、検討に用いる地震動として弾性設計用地震動 S_d により使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラックへ落下しないことの確認を行う。

耐震性に関する評価にあたっては、「JEAG4601 原子力発電所耐震設計技術指針」に準拠することを基本とするが、必要に応じて試験結果等を用いた現実的な評価を行う。

b. 燃料取り出し用カバー

燃料取り出し用カバーは、その損傷による原子炉建屋、使用済燃料プール、使用済燃料貯蔵ラックへの波及的影響を考慮することとし、基準地震動 S_s により確認を行う。

耐震性に関する評価にあたっては、「JEAG4601 原子力発電所耐震設計技術指針」に準拠することを基本とするが、必要に応じて試験結果等を用いた現実的な評価を行う。

2.11.2 基本仕様

2.11.2.1 主要仕様

(1) 燃料取扱設備

(3号機及び4号機を除く)

a. 燃料取扱機

個数 1 式

b. クレーン

個数 1 式

(4号機)

a. 燃料取扱機

型式 燃料把握機付移床式

基数 1 基

定格荷重 燃料把握機 : 450kg

補助ホイスト : 450kg

b. クレーン

型式 天井走行式

基数 1 基

定格荷重 主巻 : 100t

補巻 : 5t

ホイスト : 10t

c. エリア放射線モニタ

検出器の種類 半導体検出器

計測範囲 10^{-3} ~10mSv/h

個数 2 個

取付箇所 4号機 原子炉建屋 5FL (燃料取り出し用カバーオペフロ階)

(3号機)

a. 燃料取扱機

型式	燃料把握機付移床式	
基数	1基	
定格荷重	燃料把握機	: 1t
	西側補助ホイス	: 4.9t
	東側補助ホイス	: 4.9t
	テンシルトラス	: 1.5t

b. クレーン

型式	床上走行式	
基数	1基	
定格荷重	主巻	: 50t
	補巻	: 5t

c. エリア放射線モニタ

検出器の種類	半導体検出器	
計測範囲	$10^{-2} \sim 10^2 \text{mSv/h}$	
個数	2個	
取付箇所	3号機	燃料取り出し用カバー 燃料取り出し作業フロア

(2) 構内用輸送容器

(3号機及び4号機を除く)

基数	1式
----	----

(4号機)

型式	NFT-22B型
収納体数	22体
基数	2基

型式	NFT-12B型
収納体数	12体
基数	2基

(3号機)

種類	密封式円筒形
収納体数	7体
基数	2基

種類	密封式円筒形
収納体数	2体
基数	1基

(3) 燃料取り出し用カバー (換気設備含む)

(1号機, 3号機及び4号機を除く)

個数	1式
----	----

(4号機)

a. 燃料取り出し用カバー

種類	鉄骨造
寸法	約 69m (南北) × 約 31m (東西) × 約 53m (地上高) (作業環境整備区画) 約 55m (南北) × 約 31m (東西) × 約 23m (オペレーティングフロア上部高さ)
個数	1個

b. 送風機 (給気フィルタユニット)

種類	遠心式
容量	25,000m ³ /h
台数	3台

c. プレフィルタ (給気フィルタユニット)

種類	中性能フィルタ (袋型)
容量	25,000m ³ /h
台数	3台

d. 高性能粒子フィルタ (給気フィルタユニット)

種類	高性能粒子フィルタ
容量	25,000m ³ /h
効率	97% (粒径 0.3 μm) 以上

- | | |
|----|-----|
| 台数 | 3 台 |
|----|-----|
- e. 排風機 (排気フィルタユニット)
- | | |
|----|-------------------------|
| 種類 | 遠心式 |
| 容量 | 25,000m ³ /h |
| 台数 | 3 台 |
- f. プレフィルタ (排気フィルタユニット)
- | | |
|----|-------------------------|
| 種類 | 中性能フィルタ (袋型) |
| 容量 | 25,000m ³ /h |
| 台数 | 3 台 |
- g. 高性能粒子フィルタ (排気フィルタユニット)
- | | |
|----|-------------------------|
| 種類 | 高性能粒子フィルタ |
| 容量 | 25,000m ³ /h |
| 効率 | 97% (粒径 0.3 μm) 以上 |
| 台数 | 3 台 |
- h. 放射性物質濃度測定器 (排気フィルタユニット出入口)
- (a)排気フィルタユニット入口
- | | |
|--------|--|
| 検出器の種類 | シンチレーション検出器 |
| 計測範囲 | 10 ⁰ ~10 ⁴ s ⁻¹ |
| 台数 | 1 台 |
- (b)排気フィルタユニット出口
- 排気フィルタユニット出口については、Ⅱ2.15 放射線管理関係設備等参照
- i. ダクト
- (a)カバー内ダクト
- | | |
|----|---------------------------------|
| 種類 | 長方形はげ折りダクト／鋼板ダクト |
| 材質 | 溶融亜鉛めっき鋼板 (SGCC 又は SGHC) ／SS400 |
- (b)屋外ダクト
- | | |
|----|---|
| 種類 | 長方形はげ折りダクト／鋼板ダクト |
| 材質 | 溶融亜鉛めっき鋼板 (SGCC 又は SGHC, ガルバニウム付着) ／SS400 |
- (c)柱架構ダクト
- | | |
|----|-----|
| 種類 | 柱架構 |
|----|-----|

材質 鋼材

(3号機)

a. 燃料取り出し用カバー

種類 鉄骨造
寸法 約 19m (南北) × 約 57m (東西) × 約 54m (地上高)
(作業環境整備区画)
約 19m (南北) × 約 57m (東西) × 約 24m (オペレーティングフロア上部高さ)
個数 1 個

b. 排風機

種類 遠心式
容量 30,000m³/h
台数 2 台

c. プレフィルタ (排気フィルタユニット)

種類 中性能フィルタ
容量 10,000m³/h
台数 4 台

d. 高性能粒子フィルタ (排気フィルタユニット)

種類 高性能粒子フィルタ
容量 10,000m³/h
効率 97% (粒径 0.3 μm) 以上
台数 4 台

e. 放射性物質濃度測定器 (排気フィルタユニット出入口)

(a) 排気フィルタユニット入口

検出器の種類 シンチレーション検出器
計測範囲 10⁻¹~10⁵s⁻¹
台数 1 台

(b) 排気フィルタユニット出口

排気フィルタユニット出口については、Ⅱ 2. 15 放射線管理関係設備等参照

f. ダクト

種類	はぜ折りダクト／鋼板ダクト
材質	ガルバリウム鋼板／SS400

(1号機)

a. 大型カバー

種類	鉄骨造
寸法	約 66m (南北) × 約 56m (東西) × 約 68m (地上高) (作業環境整備区画) 約 66m (南北) × 約 56m (東西) × 約 39m (オペレーテ ィングフロア上部高さ)
個数	1 個

2.11.3 添付資料

添付資料－1 燃料取扱設備の設計等に関する説明書

添付資料－1－1 燃料の落下防止，臨界防止に関する説明書※³

添付資料－1－2 放射線モニタリングに関する説明書※³

添付資料－1－3 燃料の健全性確認及び取り扱いに関する説明書※²

添付資料－2 構内用輸送容器の設計等に関する説明書

添付資料－2－1 構内用輸送容器に係る安全機能及び構造強度に関する説明書※³

添付資料－2－2 破損燃料用輸送容器に係る安全機能及び構造強度に関する説明書※¹

添付資料－2－3 構内輸送時の措置に関する説明書※²

添付資料－3 燃料取り出し用カバーの設計等に関する説明書

添付資料－3－1 放射性物質の飛散・拡散を防止するための機能に関する説明書※³

添付資料－3－2 がれき撤去等の手順に関する説明書

添付資料－3－3 移送操作中の燃料集合体の落下※³

添付資料－4 構造強度及び耐震性に関する説明書

添付資料－4－1 燃料取扱設備の構造強度及び耐震性に関する説明書※³

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※⁴

添付資料－4－3 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※³

添付資料－5 使用済燃料プールからの燃料取り出し工程表※³

添付資料－6 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

添付資料－7 福島第一原子力発電所第1号機原子炉建屋カバー解体について

添付資料－8 福島第一原子力発電所第1・2号機原子炉建屋作業エリア整備に伴う干渉物解体撤去について

添付資料－9 福島第一原子力発電所第2号機原子炉建屋西側外壁の開口設置について

添付資料－10 福島第一原子力発電所1号機原子炉建屋オペレーティングフロアのガレキの撤去について

添付資料－10－1 福島第一原子力発電所1号機原子炉建屋オペレーティングフロア北側のガレキの撤去について

添付資料－10－2 福島第一原子力発電所1号機原子炉建屋オペレーティングフロア中央および南側のガレキの一部撤去について

添付資料－10－3 福島第一原子力発電所1号機原子炉建屋オペレーティングフロア外周鉄骨の一部撤去について

添付資料－10－4 福島第一原子力発電所1号機原子炉建屋オペレーティングフロア床上のガレキの一部撤去について

※¹（3号機を除く），※²（3号機及び4号機を除く）及び※³（3号機及び4号機を除く），※⁴（1号機，3号機及び4号機を除く）の説明書については，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。

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、1号機、3号機及び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、1号機、3号機及び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. 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

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。

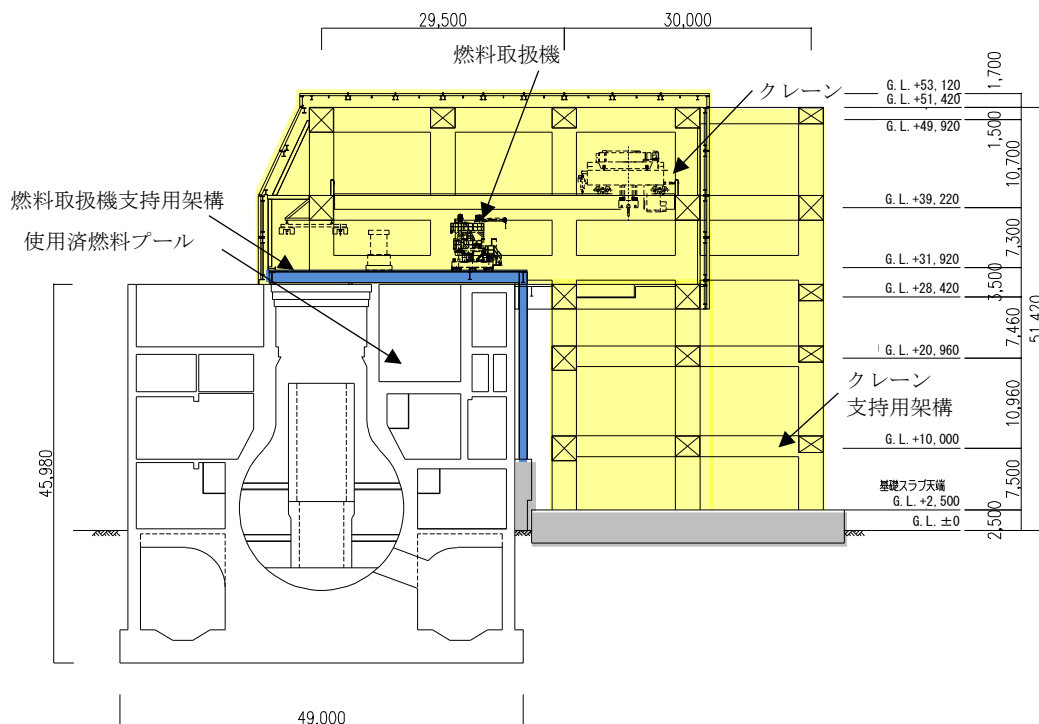


図 2.1.1-1 燃料取り出し用カバーのイメージ

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）

添付資料 - 4 - 2 では，G. L. $\pm 0\text{mm} = \text{T. P. } 8, 564(\text{※})$ とする。
(※)震災後の地盤沈下量(-709mm)と，O. P. から T. P. への
読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算している。
< 換算式 > $\text{T. P.} = \text{旧 O. P.} - 1, 436\text{mm}$

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。

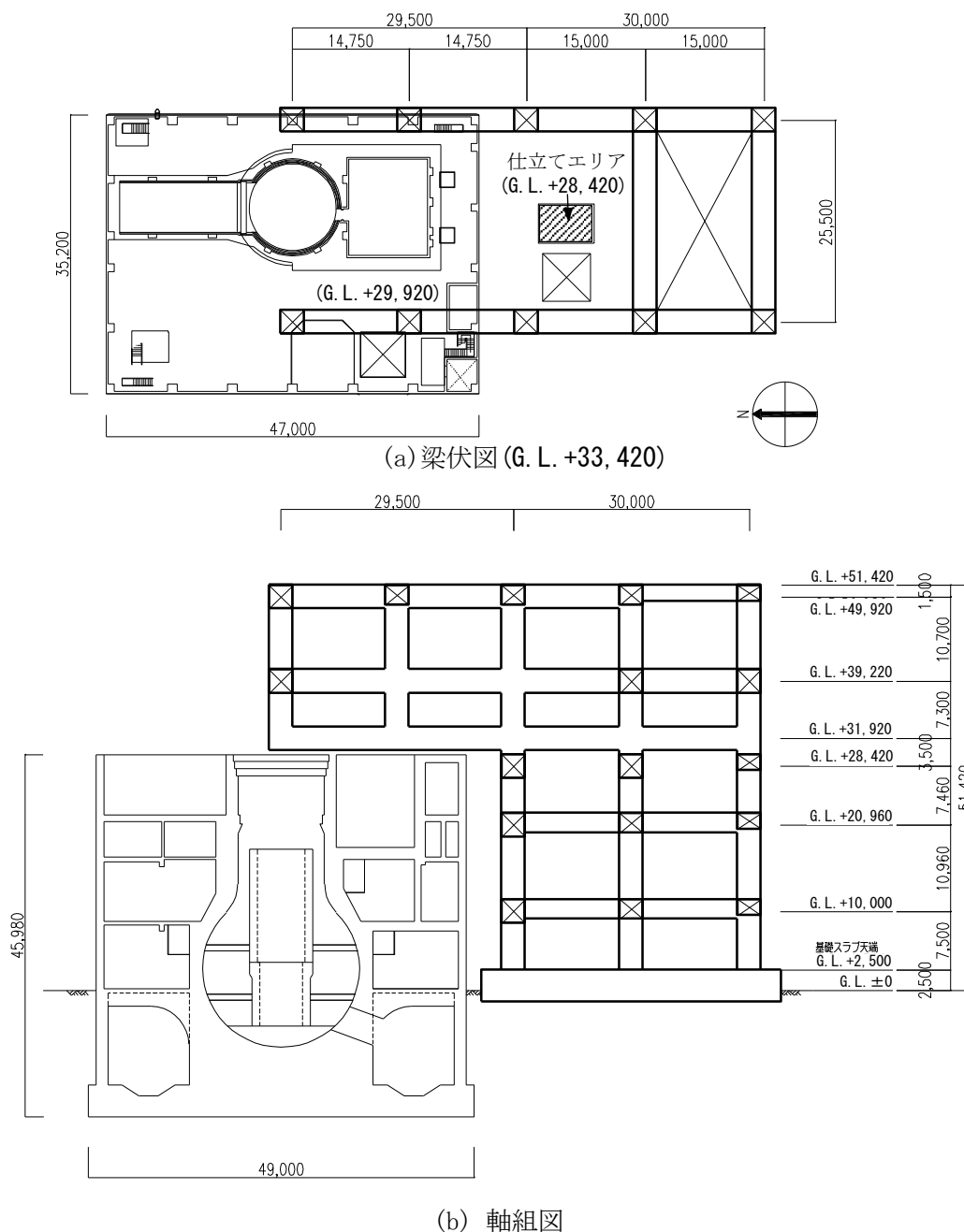
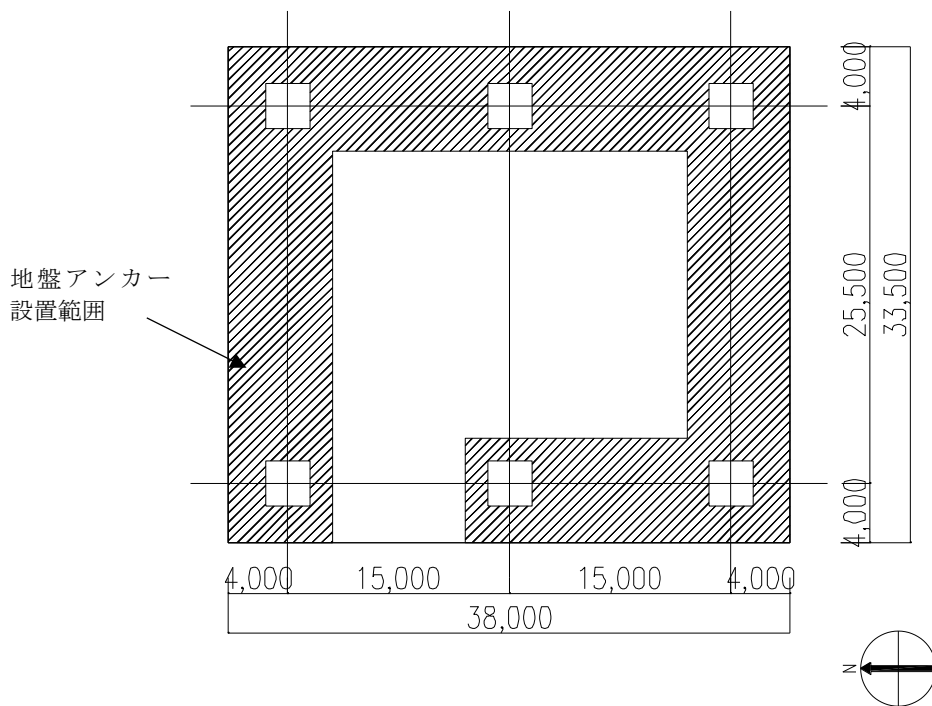
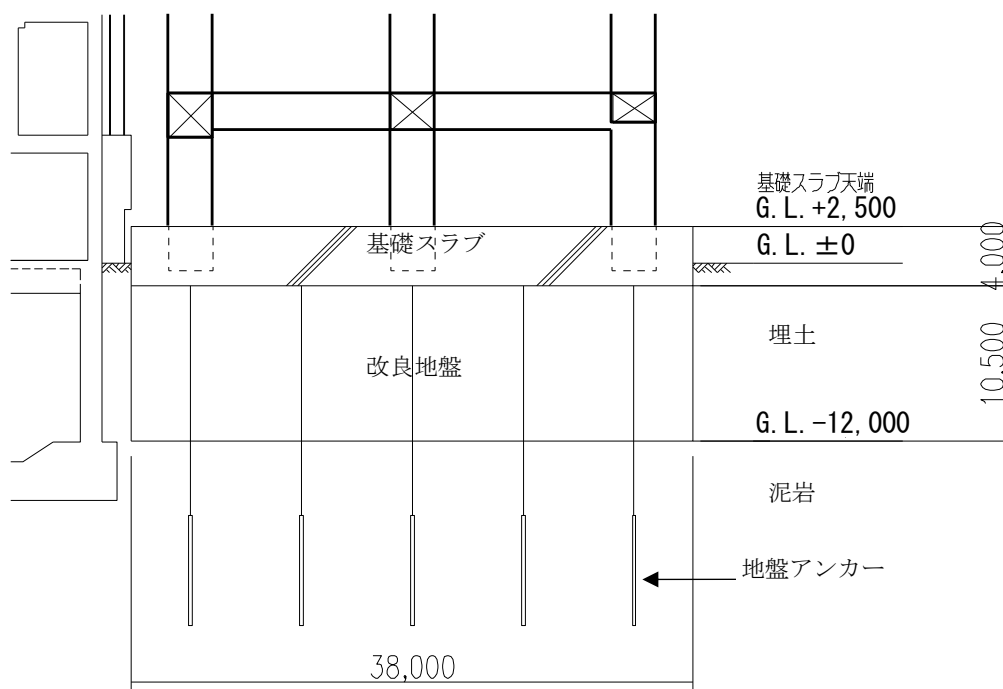


図 2.1.2-1 クレーン支持用架構の概要 (単位 : mm)



(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。

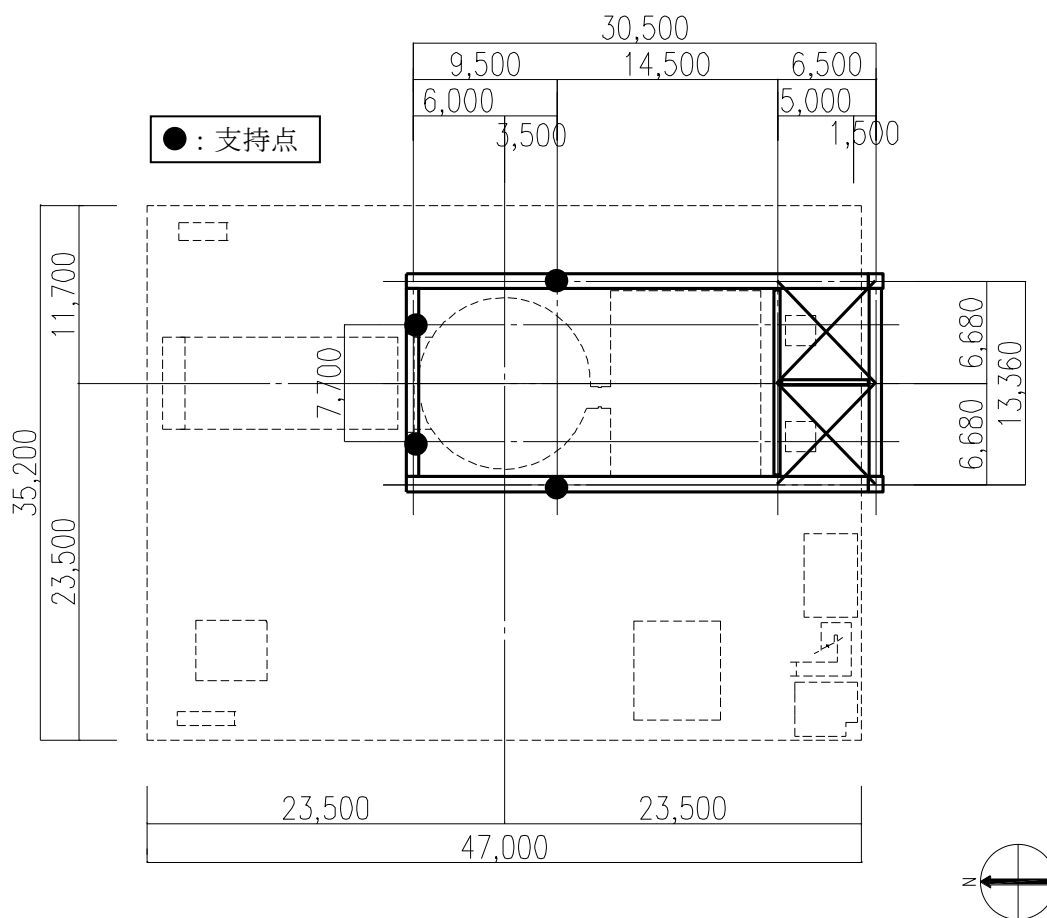
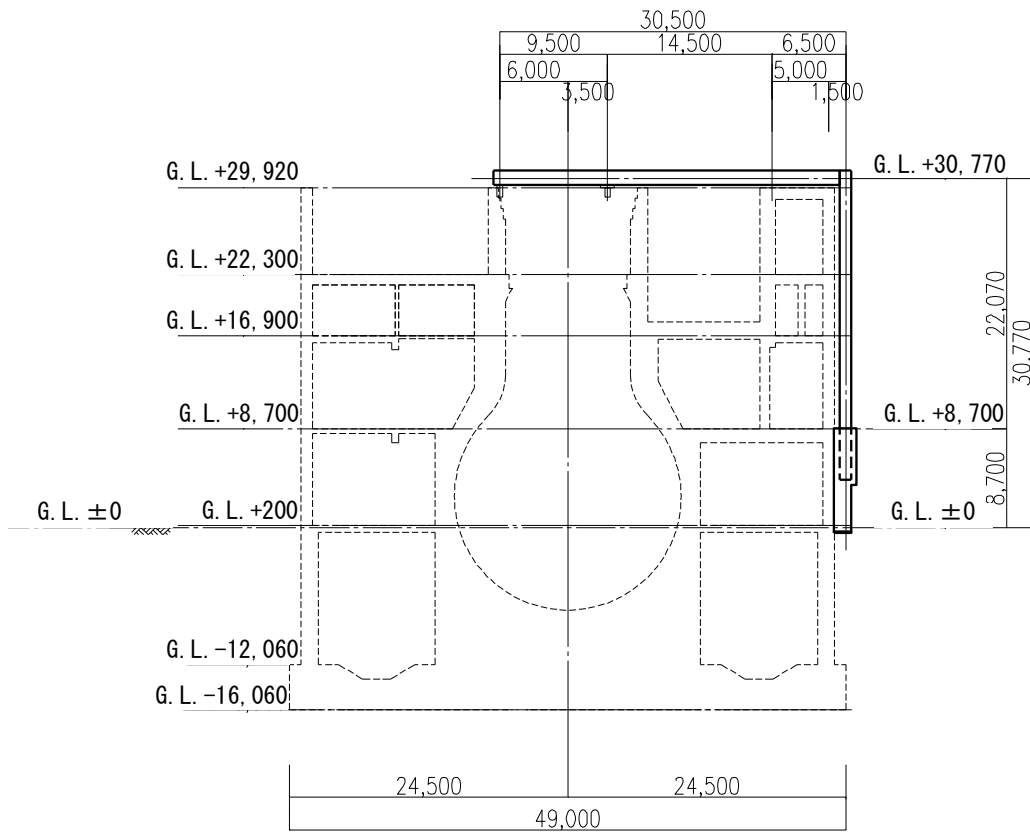
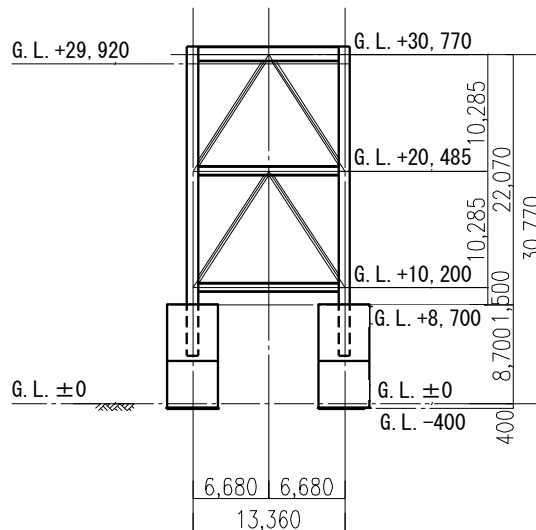


図 2.1.3-1(1) 燃料取扱機支持用架構の概要(梁伏図 (G. L. +31, 420)) (単位 : mm)



(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。

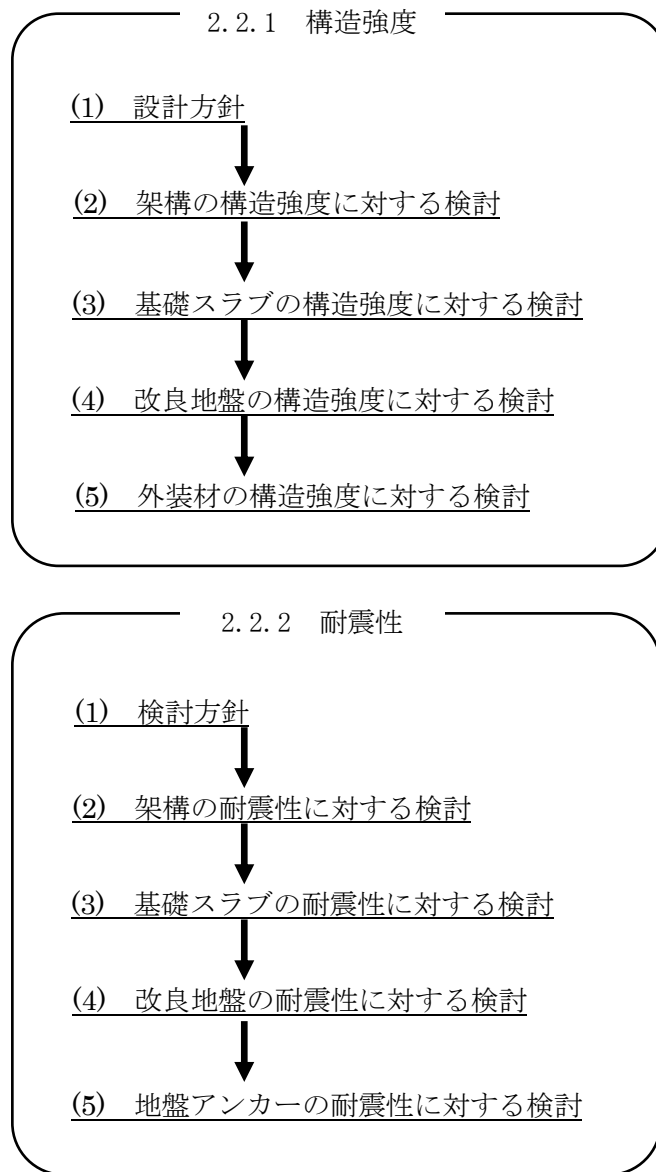


図 2.2-1 クレーン支持用架構の検討フロー

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第 87 条および建設省告示第 1454 号に基づき、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 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 G.L. ±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	G.L. (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	+51.42	10569	—	—	—	—	—	—	—
6	+40.72~+51.42	13780	10569	1.443	1.477	0.433	0.443	4576	4683
5	+33.42~+40.72	5195	24349	1.302	1.328	0.391	0.398	9514	9702
4	+29.92~+33.46	9019	29544	1.254	1.272	0.376	0.382	11118	11271
3	+22.46~+29.92	5782	38563	1.183	1.187	0.355	0.356	13685	13730
2	+11.50~+22.46	6390	44345	1.113	1.114	0.334	0.334	14807	14818
1	+2.50~+11.50	—	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。

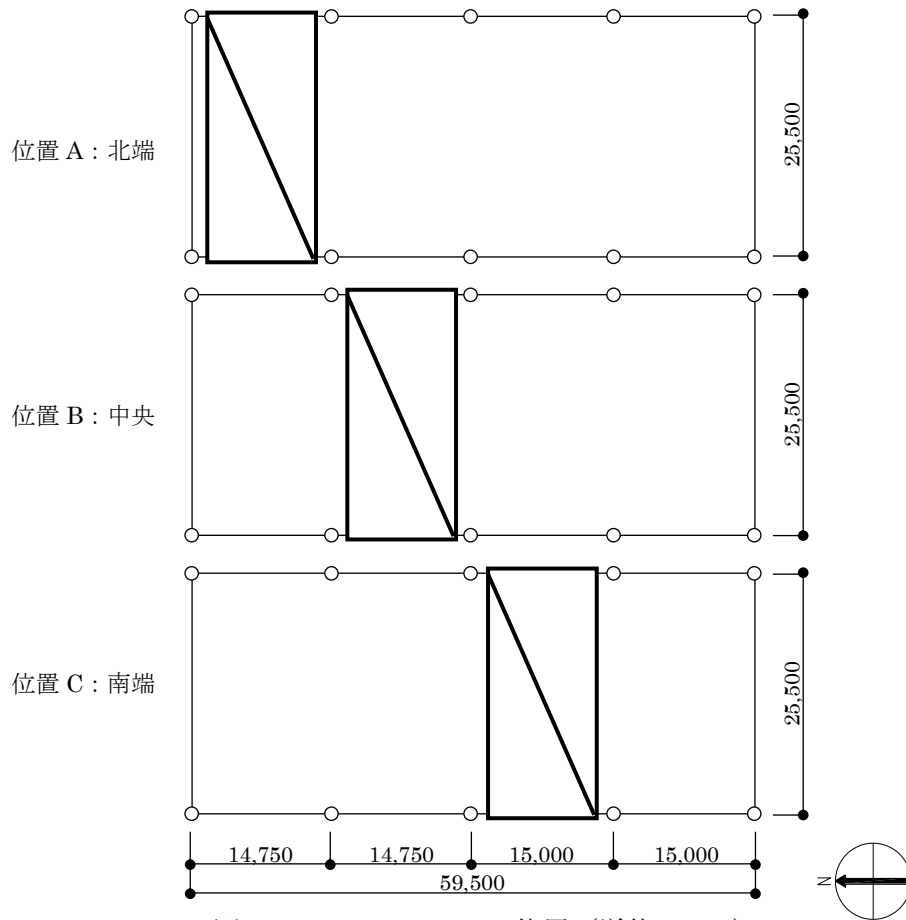


図 2.2.1-1 クレーンの位置 (単位 : mm)

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。

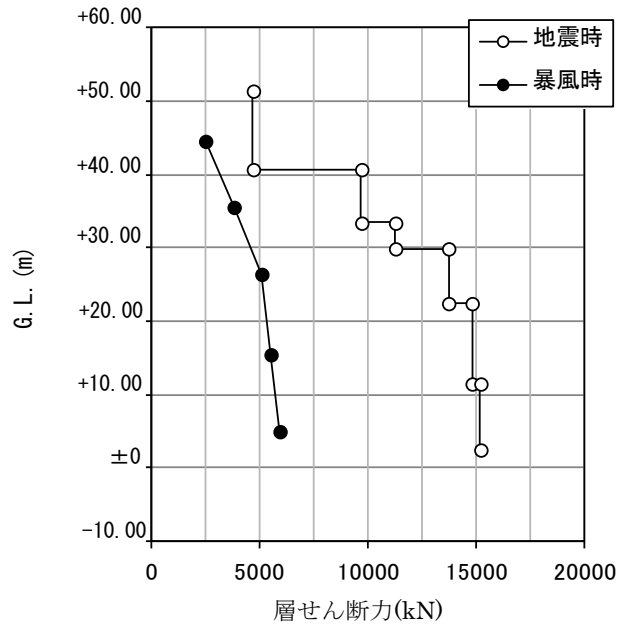


図 2. 2. 1-2 地震時と暴風時の層せん断力の比較

(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 (G. L. +0.5m) 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。

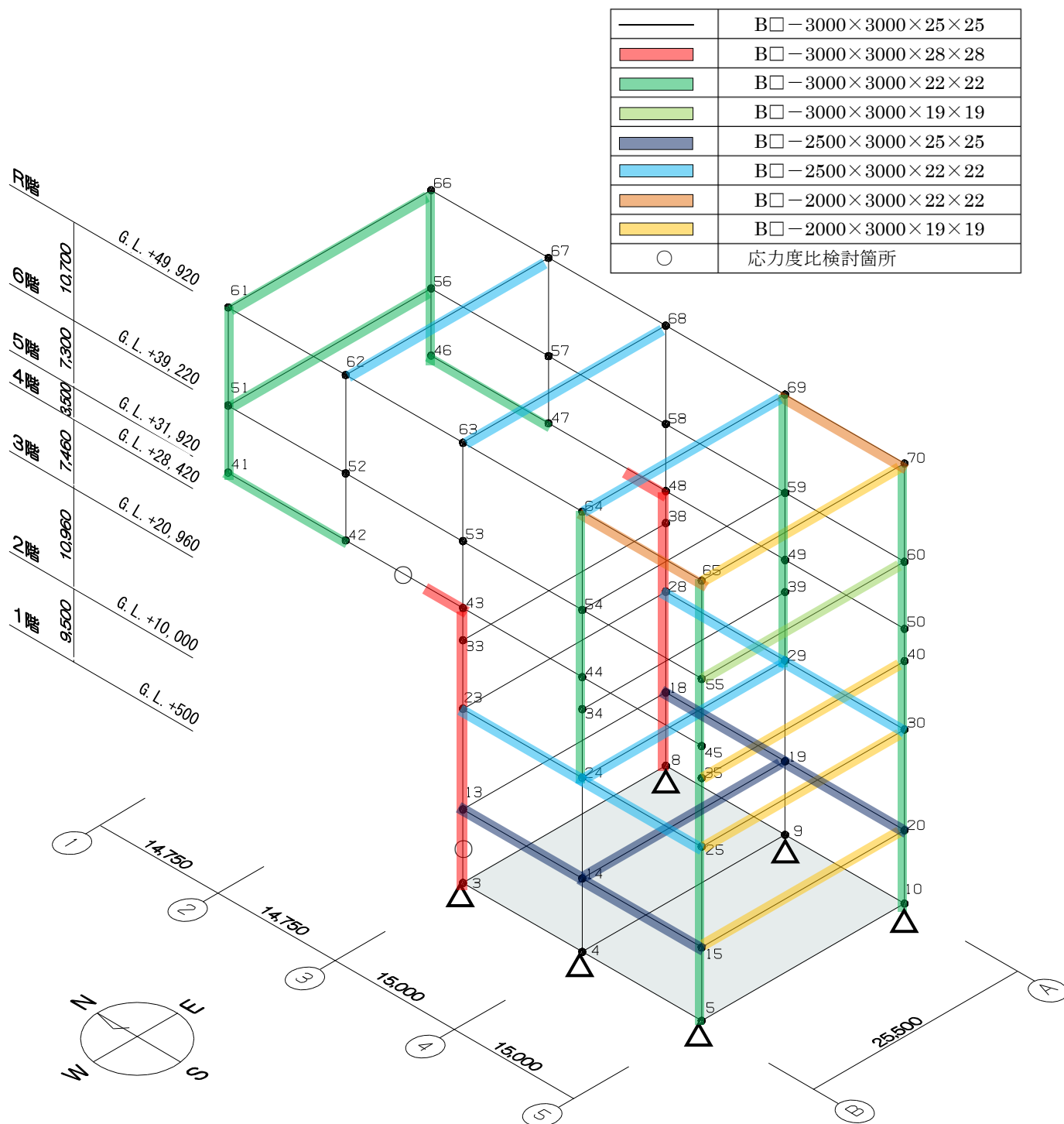


図 2. 2. 1-3 解析モデル図 (単位 : mm)

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 2.2.1-4 に示すように考慮する。

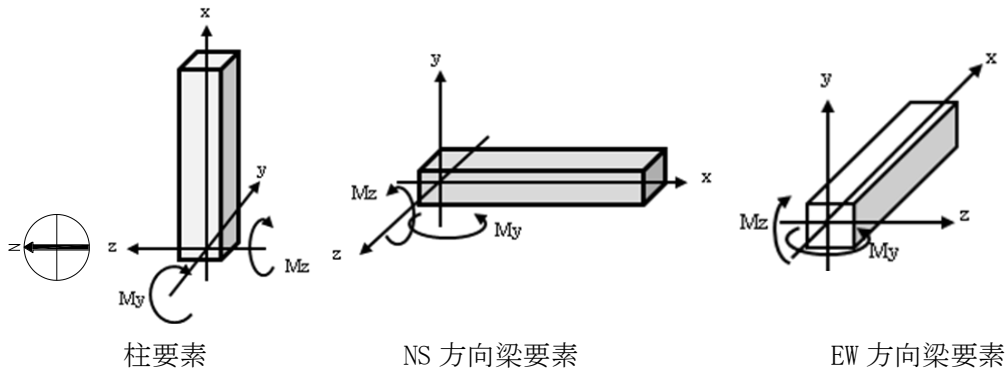


図 2.2.1-4 曲げモーメントの方向

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 (=Mz/Zz)

Mz, Zz : 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 (=My/Zy)

My, Zy : 部材 y 軸回りモーメント及び断面係数

fc : 許容圧縮応力度

fb : 許容曲げ応力度

ft : 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 (=Qz/Awz)

Qz, Awz : 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 (=Qy/Awy)

Qy, Awy : 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			
				圧縮 N	65.1			
				せん断 Qz	0.8			
				せん断 Qy	8.9			
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			
				圧縮 N	19.2			
				せん断 Qz	0.4			
				せん断 Qy	20.1			

*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			
				圧縮 N	79.5			
				せん断 Qz	7.9			
				せん断 Qy	37.1			
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			
				圧縮 N	20.0			
				せん断 Qz	8.3			
				せん断 Qy	20.5			

*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。

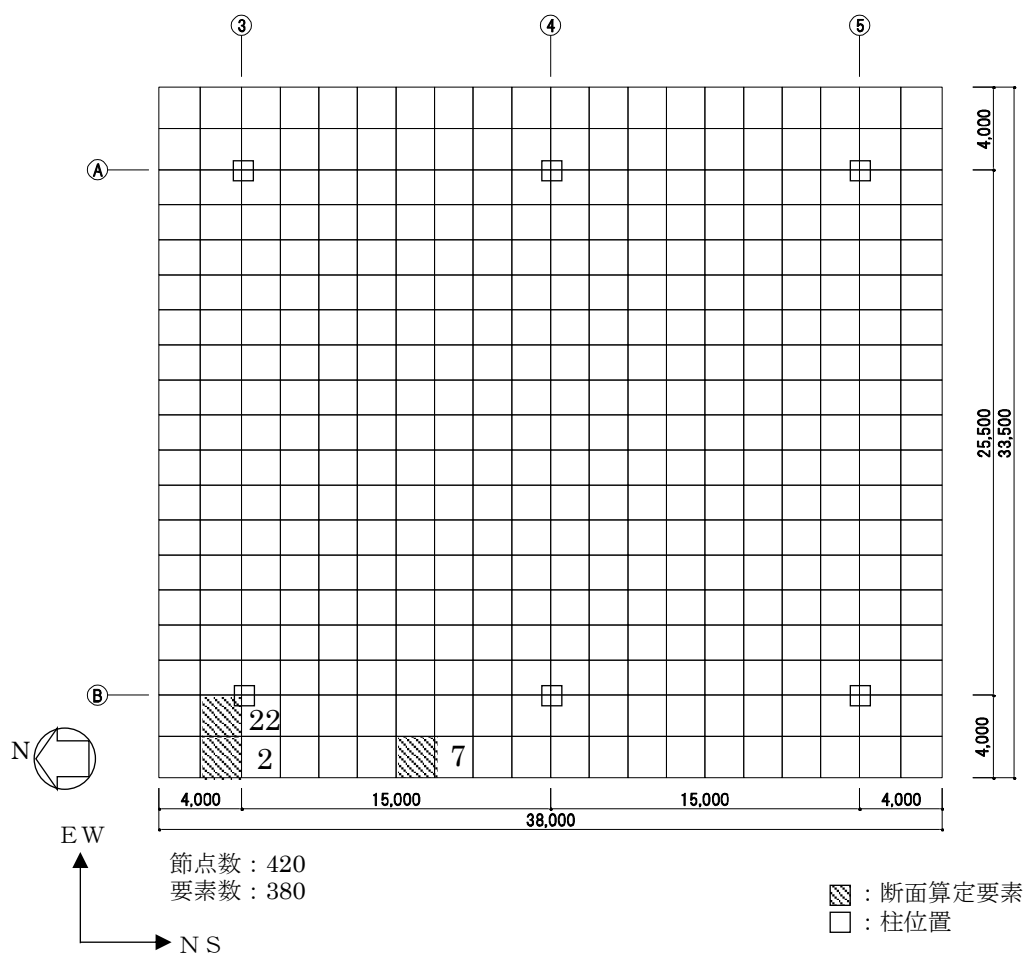


図 2.2.1-5 解析モデル図 (単位: mm)

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・D) *2 ($\times 10^{-2}$ N/mm ²)	M/(b・D ²) ($\times 10^{-2}$ 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 ・b・j (kN/m)	判定
			N*2 (kN/m)	M (kN・m/m)									
2	NS	C(A)	-53	2397	-1.4	15.0	0.09	3600	D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	C(C)	126	2627	OK
		E3(A)	-264	2643	-6.6	16.6	0.06	2400	D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	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]	C(A)	1583	2627	OK
		E3(A)	110	2111	2.8	13.2	0.03	1200	(0.29)	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)	C(C)	245	2627	OK
		E2(A)	29	3932	0.8	24.6	0.07	2800	1-D38@200 [5700] (0.14)	E2(C)	396	3940	OK
	EW	C(C)	-2	40	-0.1	0.3	0.00	0	1-D38@200 [5700] (0.14)	C(B)	135	2627	OK
		E4(A)	-26	112	-0.7	0.7	0.00	0	1-D38@200 [5700] (0.14)	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)	C(C)	104	2627	OK
		E2(A)	239	4038	6.0	25.3	0.06	2400	D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	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]	C(C)	575	2627	OK
		E3(A)	470	4754	11.8	29.8	0.07	2800	(0.29)	E4(A)	1227	3940	OK

*1： クレーンの位置を示す

*2： 圧縮を正とする

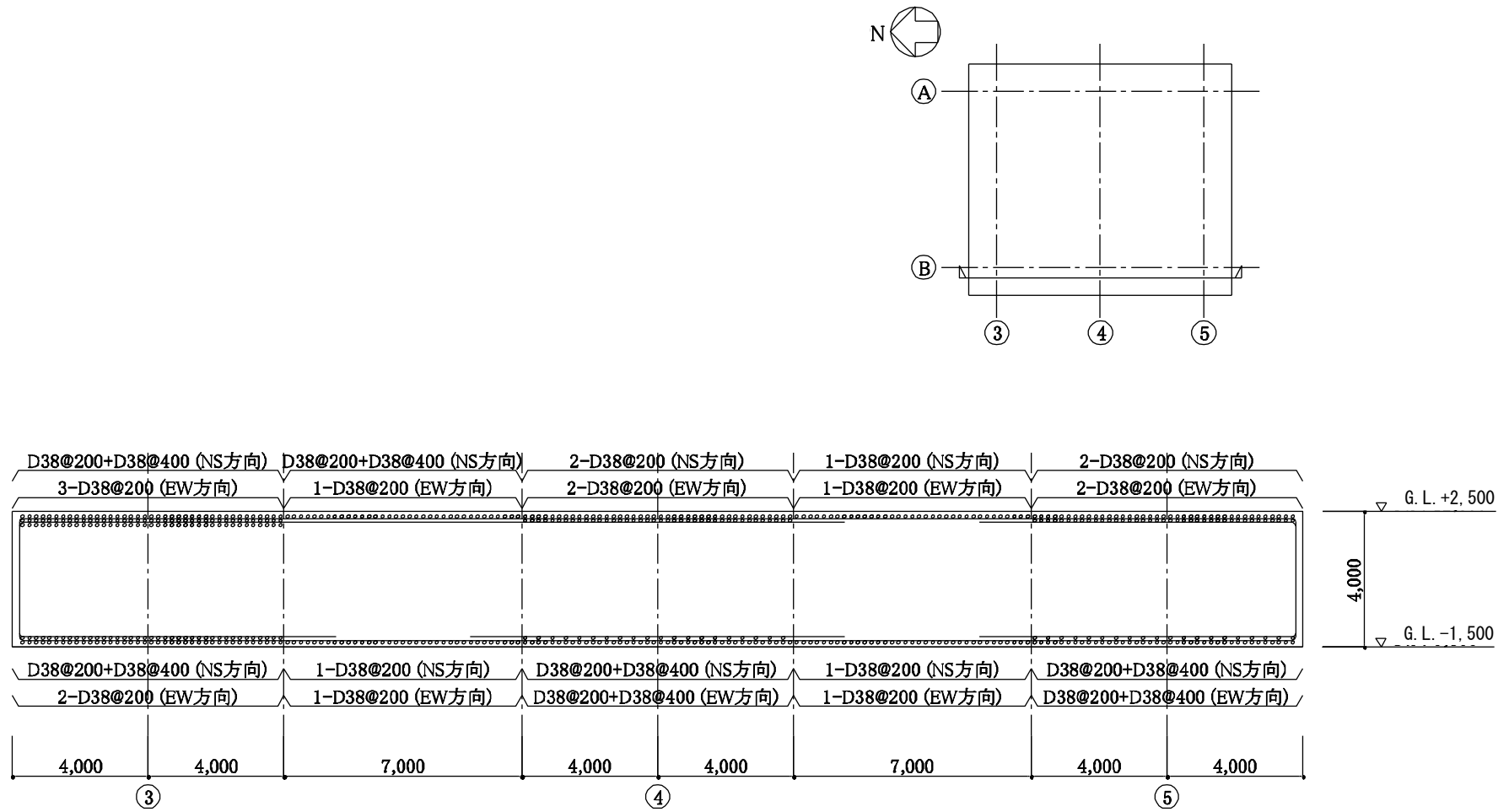


図 2.2.1-6 基礎スラブの配筋図 (B 通り) (単位 : mm)

(4) 改良地盤の構造強度に対する検討

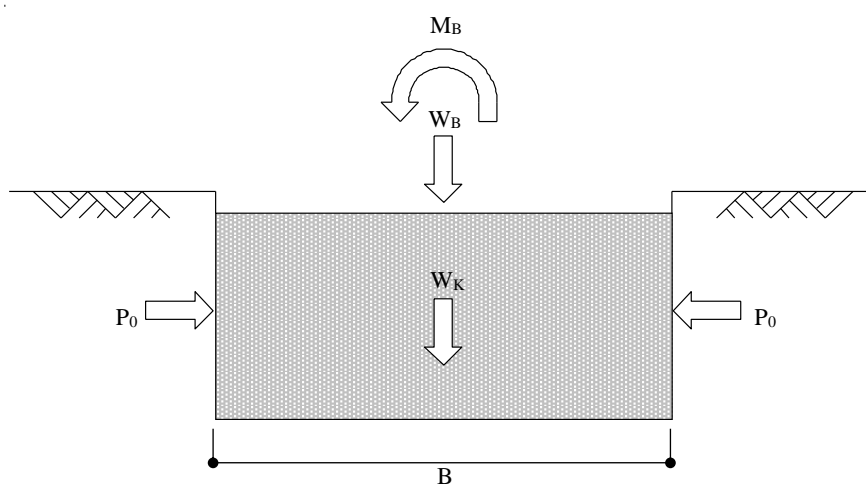
1) 設計方針

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、G.L. -12.0m 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	$Lq_a = 1960\text{ kN/m}^2$

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

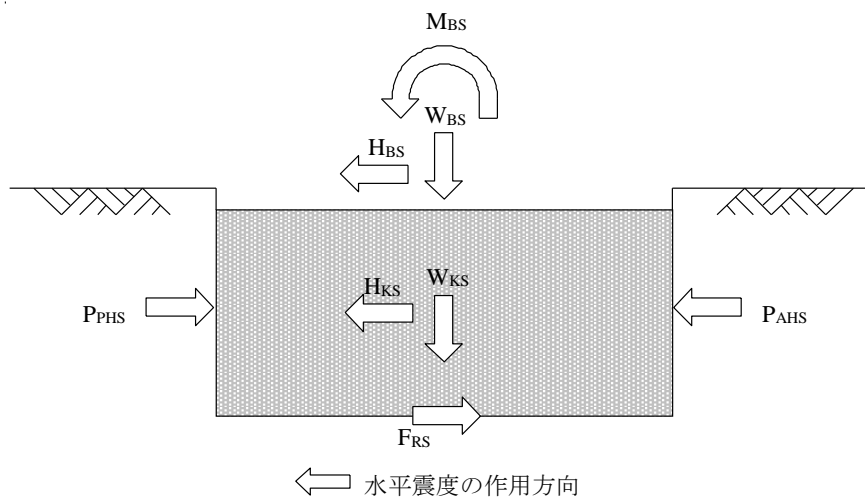
・沈下の検討

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 (τ_{\max}) は下式にて求める。

$$\begin{aligned} \text{鉛直力の合計} & \quad \Sigma W=W_{BS}+W_{KS}=607373\text{kN} \\ \text{水平力の合計} & \quad \Sigma H=H_{BS}+H_{KS}+P_{AHS}+P_{PHS}=94687\text{kN} \\ \text{転倒モーメントの合計} & \quad \Sigma M=M_{BS}+M_{KS}+M_{AHS}+M_{PHS}=1944139\text{kNm} \end{aligned}$$

ここに、 M_{KS} : 改良地盤の転倒モーメント
 M_{AHS} : 地震時主働土圧による転倒モーメント
 M_{PHS} : 地震時受働土圧による転倒モーメント

$$\begin{aligned} \text{改良地盤底面の最大接地圧} & \quad q_{1S} = \Sigma W/A + \Sigma M/Z = 719\text{kN/m}^2 \\ \text{改良地盤底面の最大せん断応力} & \quad \tau_{\max} = 1.2 \times \Sigma H/A = 90\text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

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

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

・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 (sq_a) 以下であることを確認した。

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

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

(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、建築基準法施行令第 82 条の 4 および建設省告示第 1458 号に基づき、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 2.2.1-9 に、ピーク風力係数を表 2.2.1-10 に、風力係数の算定箇所を図 2.2.1-9 に示す。

表 2.2.1-9 速度圧の算定結果

建物高さ*	平均風速の鉛直分布係数	基準風速	平均速度圧
H (m)	Er	Vo (m/s)	\bar{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

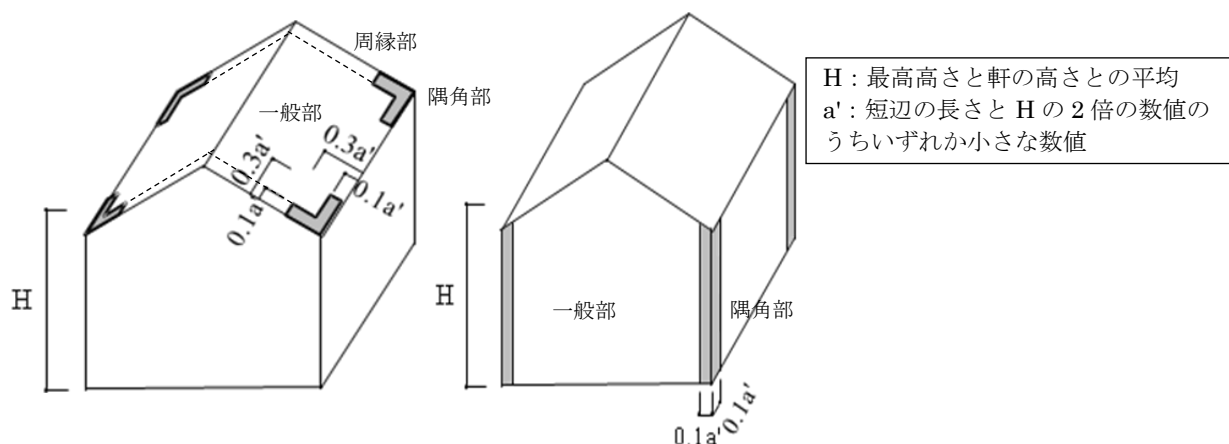


図 2.2.1-9 風力係数の算定箇所のイメージ

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

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

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

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

・ 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、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

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

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

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

検討に用いる地震動は、「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 とする。

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。

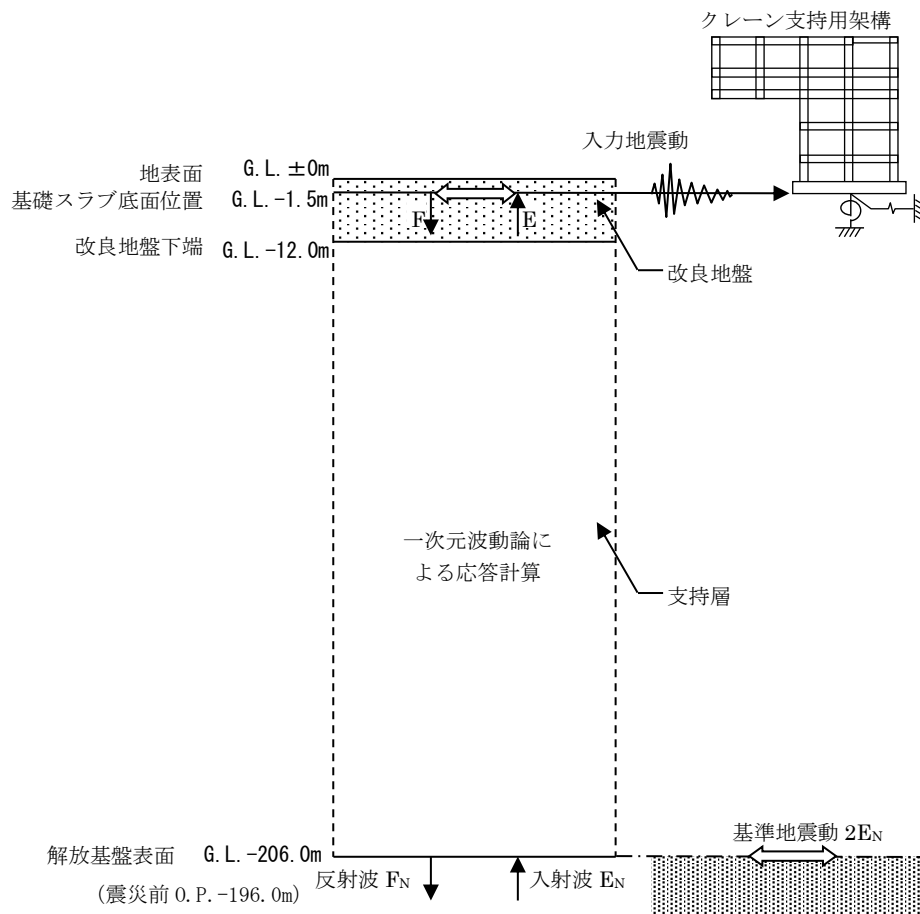
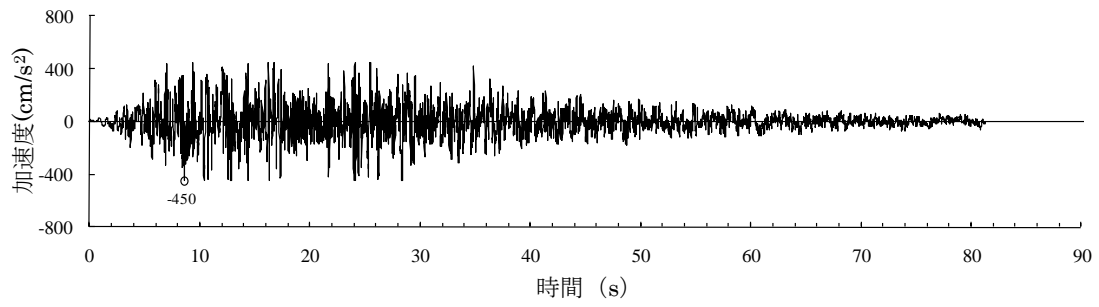
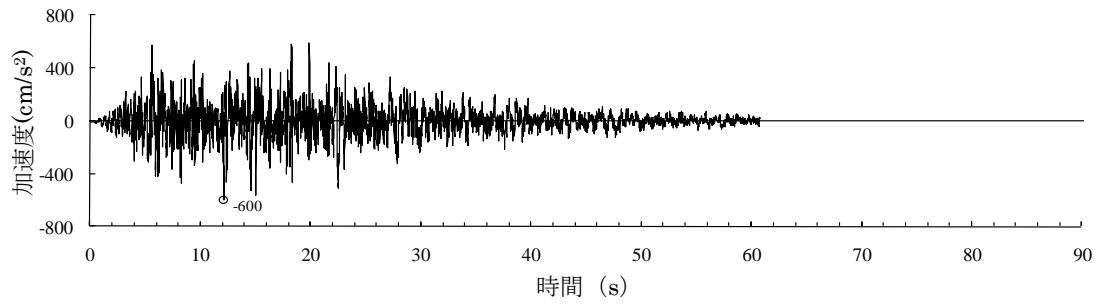


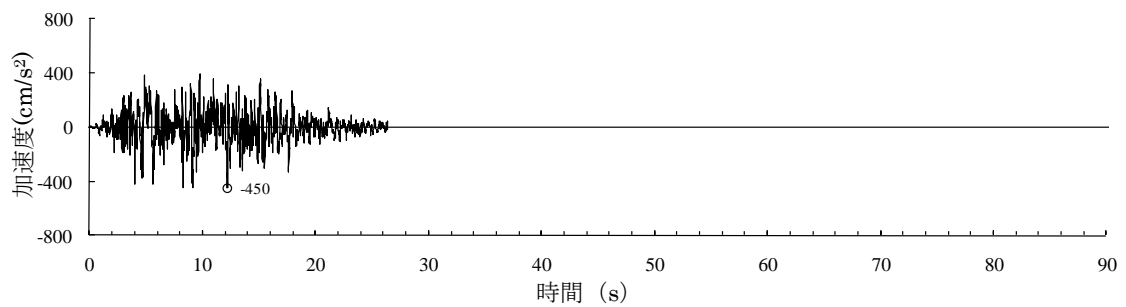
図 2.2.2-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(Ss-1H)



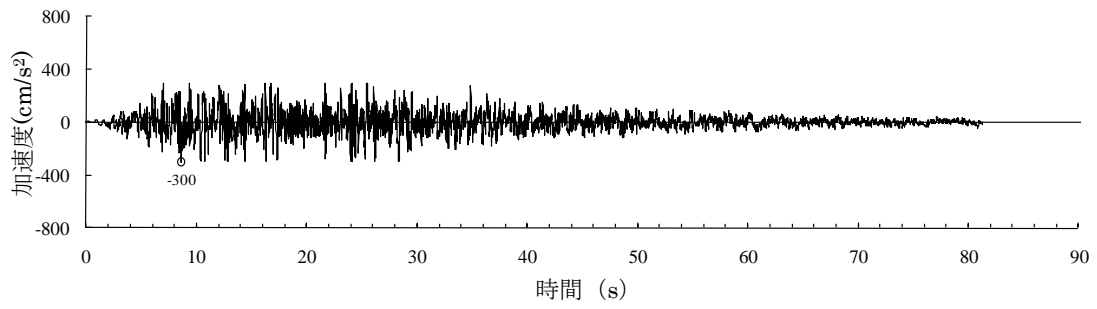
(Ss-2H)



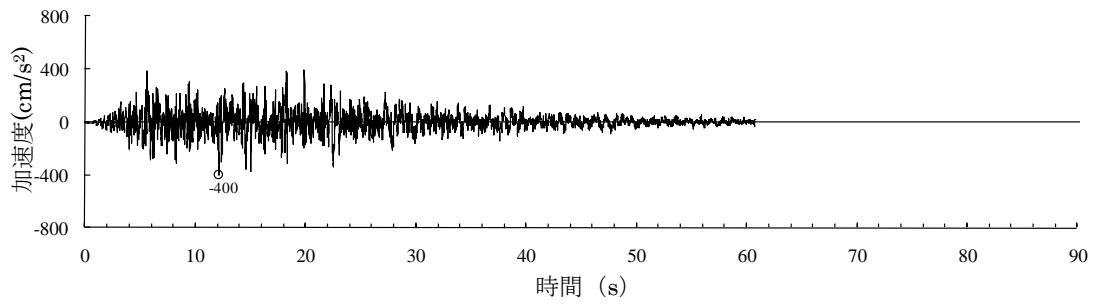
(Ss-3H)

○印は最大値を示す

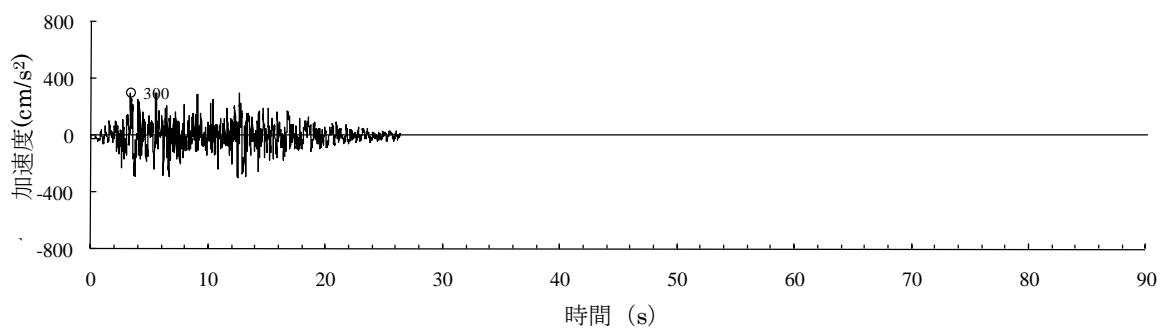
図 2. 2. 2-2(1) 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(水平方向)



(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。

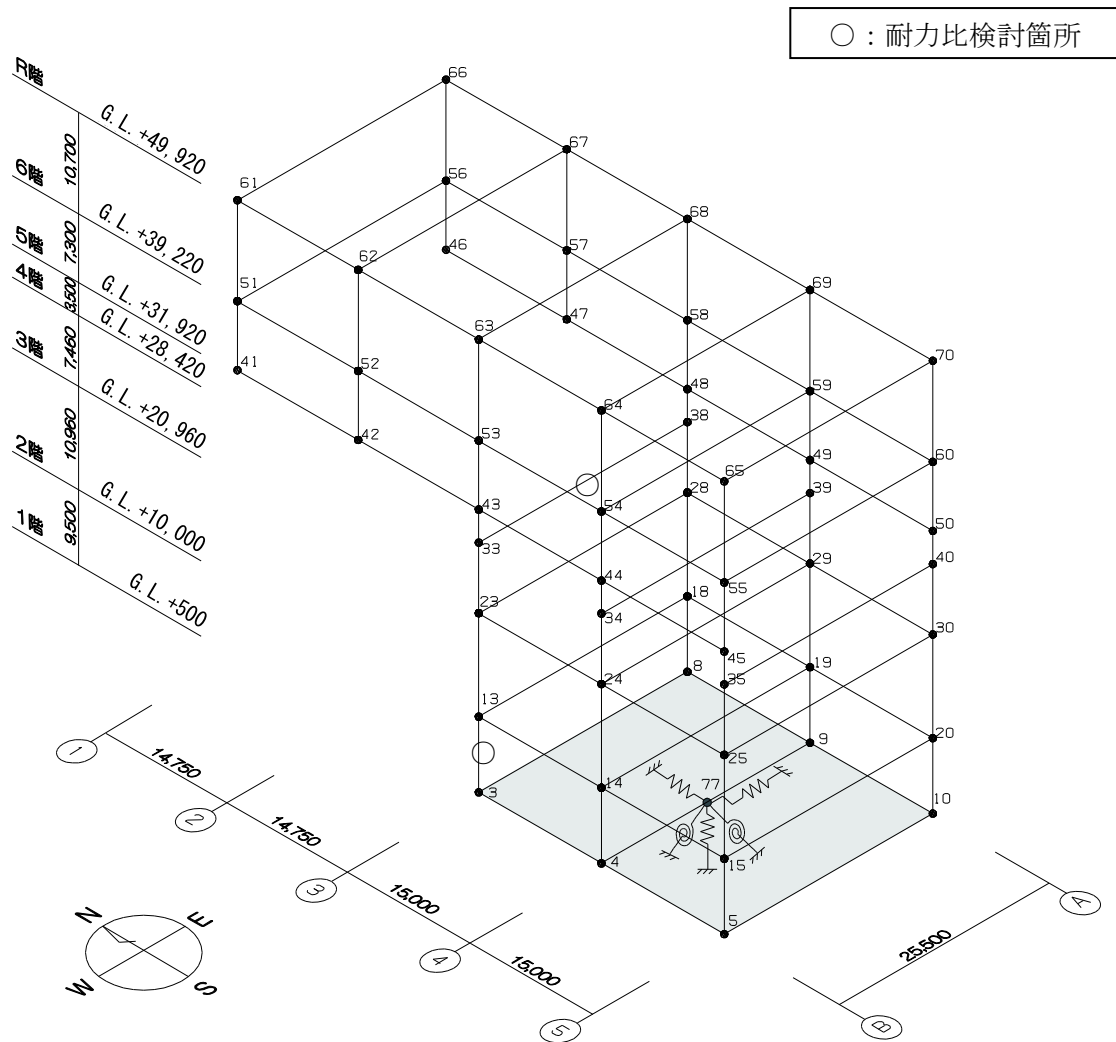


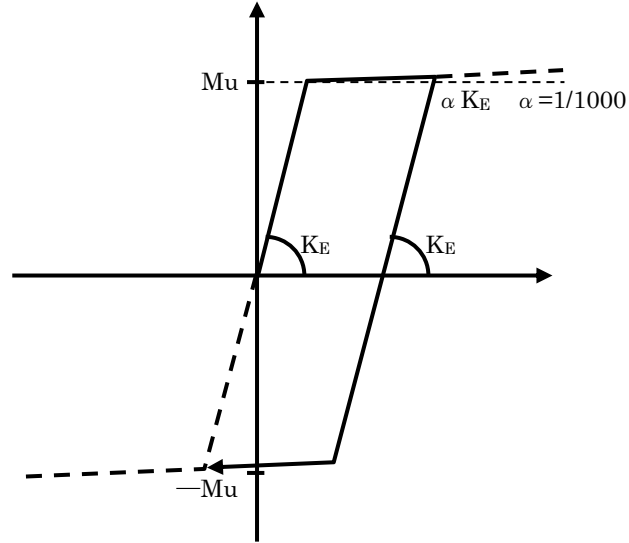
図 2.2.2-3 クレーン支持用架構の地震応答解析モデル (単位: mm)

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	
	6	67	1225	3	23	897
		68	1229		24	1647
		69	1202		25	635
		70	503		28	819
5		51	2152	2	29	1178
		52	1894		30	607
		53	1094	1	13	1044
		54	1567		14	1722
		55	718		15	700
		56	1629		18	920
	57	1538	19		1315	
	58	1094	20		689	
	5	59	1375	合計	3	26894
		60	718		4	41540
41		393	5		21558	
42		600	8		26896	
43		657	9		41034	
44		598	10		21268	
45		321	77		0	
46		377				
47		605				
48		700				
49	622					
50	321					



ここに,

Mu : 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。

Qu : せん断耐力

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

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

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

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

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

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

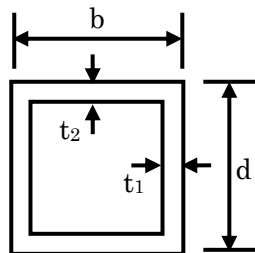


図 2.2.2-4 クレーン支持用架構の復元力特性の設定

表 2. 2. 2-3 改良地盤の諸元

せん断波速度* Vs (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 Go ($\times 10^5$ 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

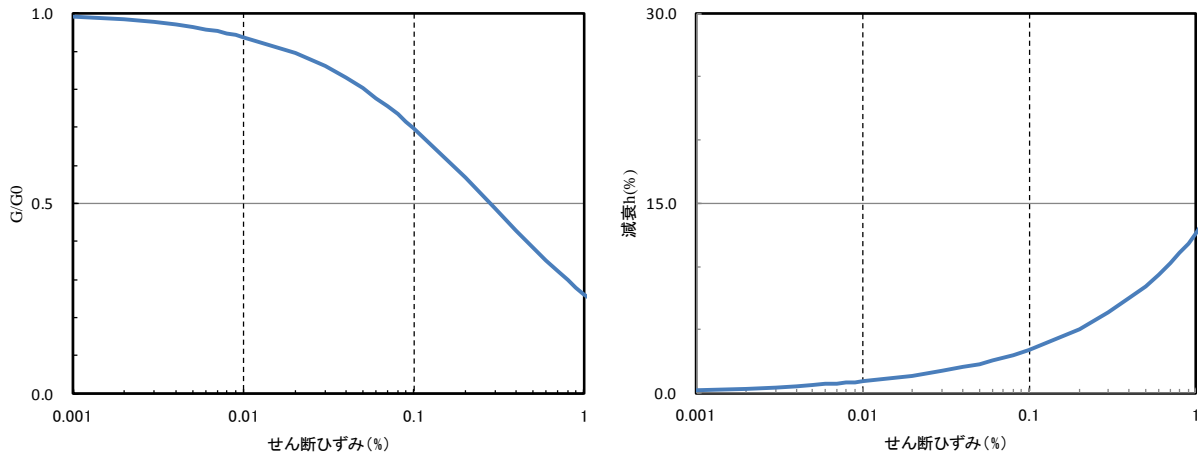


図 2. 2. 2-5 地盤のひずみ依存性(泥岩)*

*：『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

G.L. (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)
±0	改良地盤	800	17.7	0.310	11.43	11.52	0.99	29.94	2	12.0
-12.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.97	3.41	0.87	8.70	3	8.0
-20.0		500	17.1	0.455	3.59	4.36	0.82	10.44	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.60	5.63	0.82	13.31	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.25	3	88.0
-206.0	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

(b) Ss-2

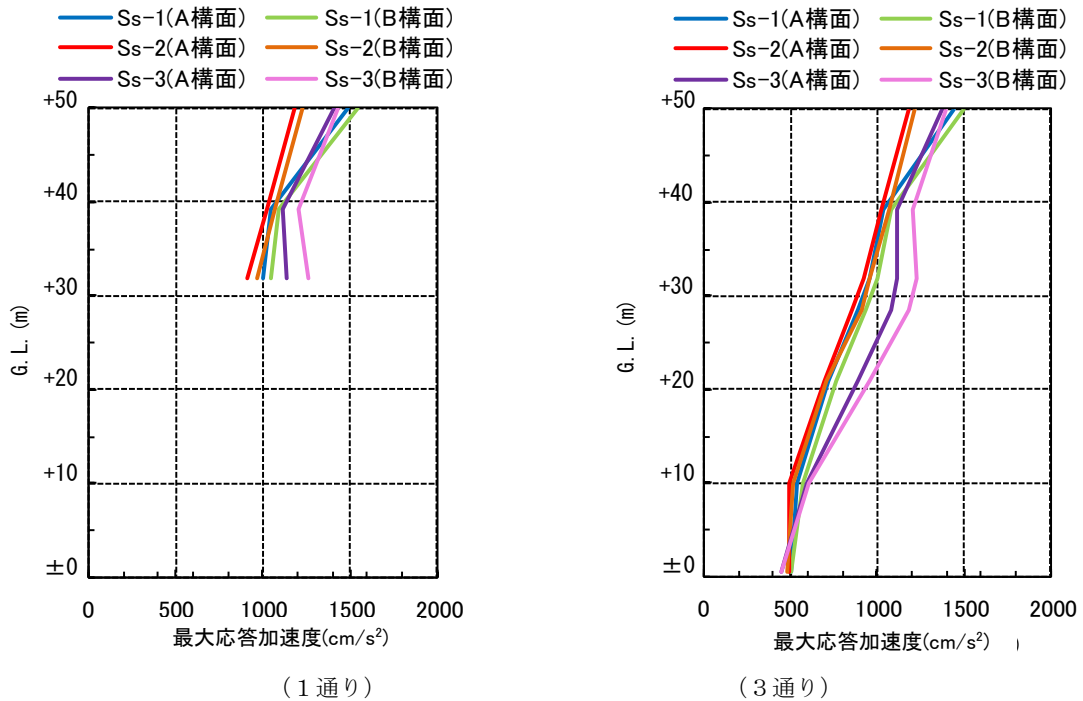
G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0	改良地盤	800	17.7	0.310	11.43	11.52	0.99	29.94	2	12.0
-12.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.98	3.41	0.87	8.72	3	8.0
-20.0		500	17.1	0.455	3.59	4.36	0.82	10.45	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.62	5.63	0.82	13.36	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.50	6.53	0.84	15.85	3	88.0
-206.0	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

(c) Ss-3

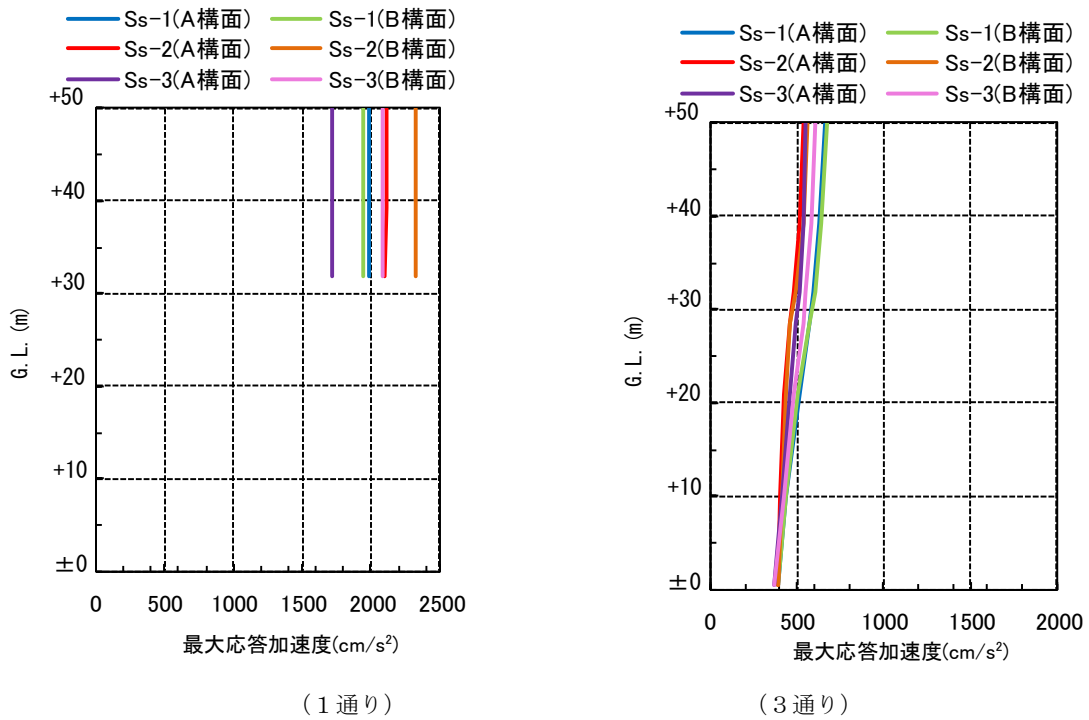
G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0	改良地盤	800	17.7	0.310	11.44	11.52	0.99	29.98	2	12.0
-12.0	泥岩	450	16.5	0.464	3.00	3.41	0.88	8.79	3	8.0
-20.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.52	5.63	0.80	13.07	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	4.97	6.53	0.76	14.34	3	88.0
-206.0	(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。

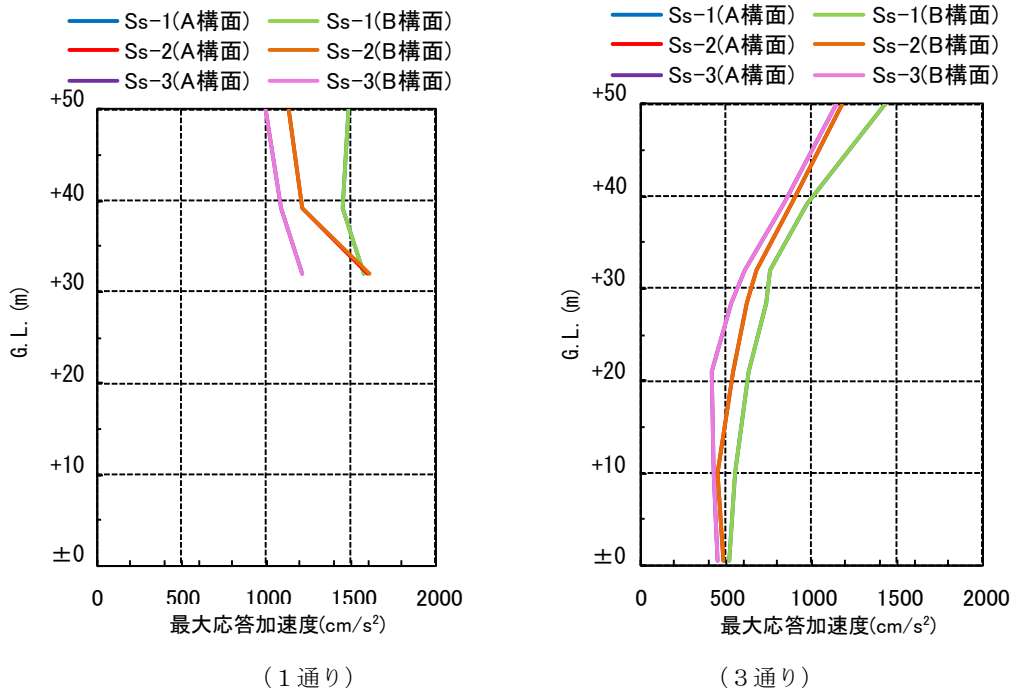


(a) 最大応答加速度 (水平(NS)成分)

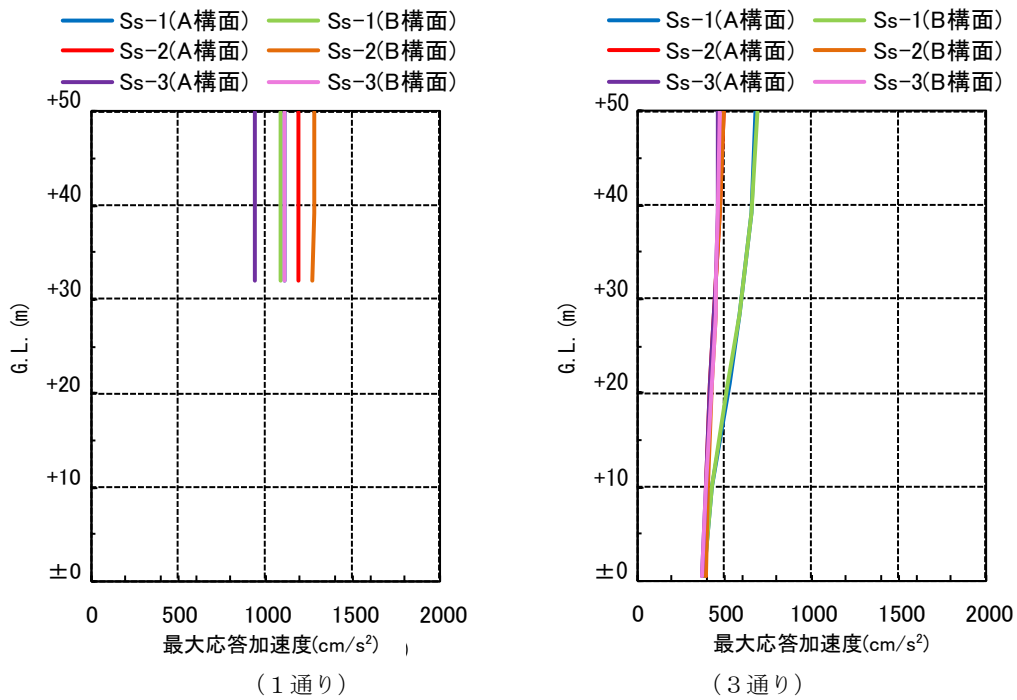


(b) 最大応答加速度 (鉛直成分)

図 2. 2. 2-6 最大応答加速度 (NS 方向入力時)



(a) 最大応答加速度 (水平(EW)成分)



(b) 最大応答加速度 (鉛直成分)

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。

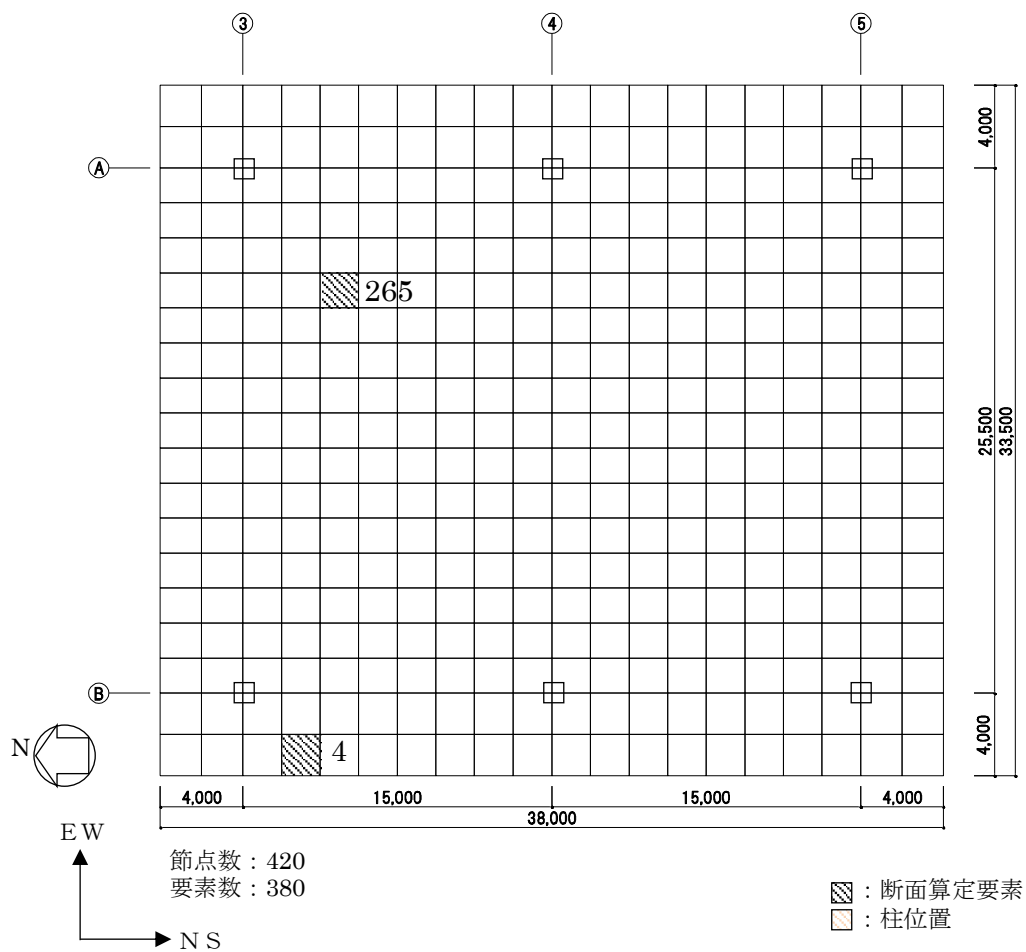


図 2.2.2-8 解析モデル図 (単位：mm)

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。

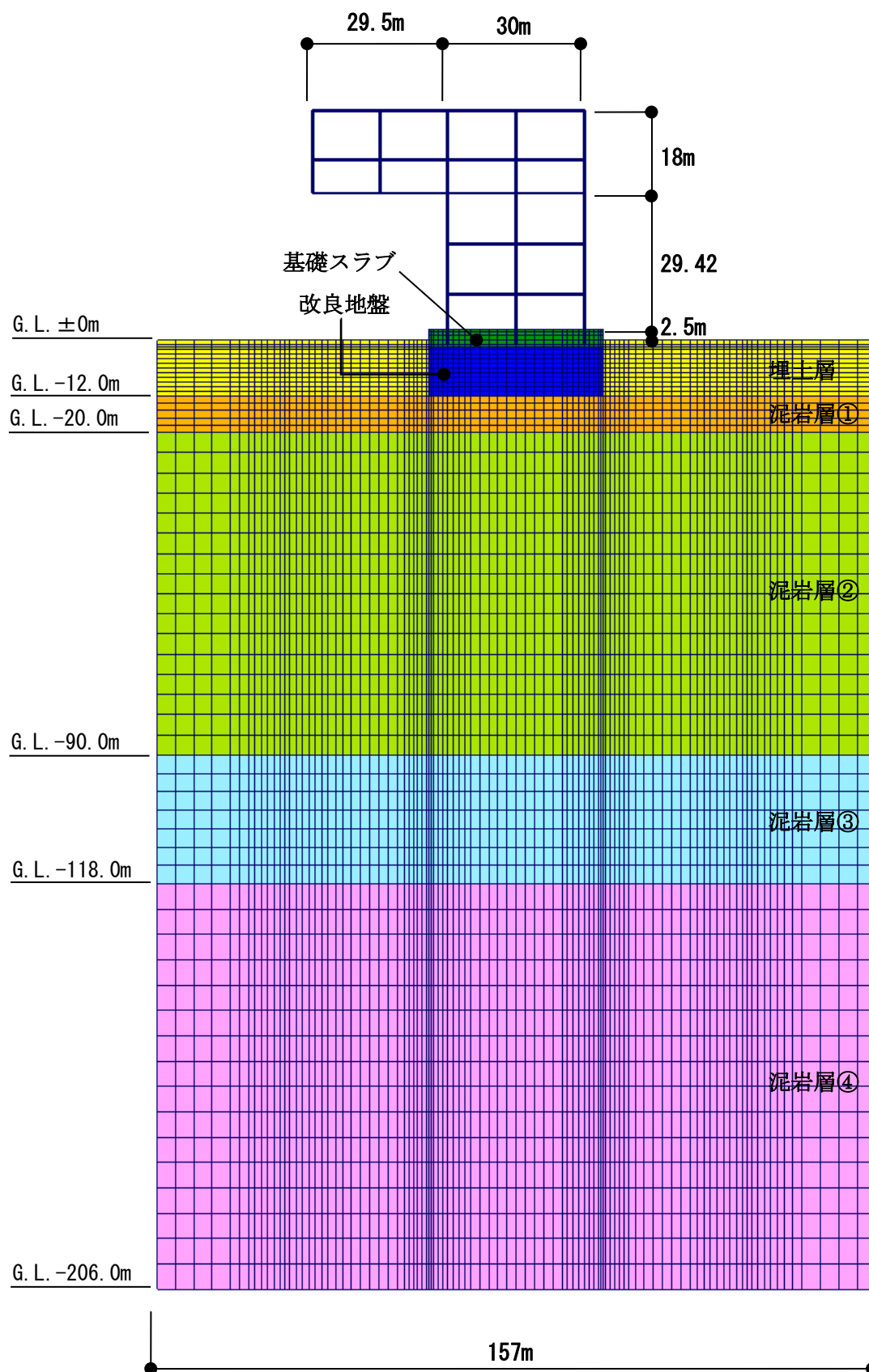


図 2.2.2-9 応力算定用地震応答解析モデル

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、

ssfsc : 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(ssfsc)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 ssfsc(kN/m ²)	安全率	クォリティ	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。

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

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

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

- 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	クォイテリア	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	クォイテリア	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

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

(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 G.L. -17.0m 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。

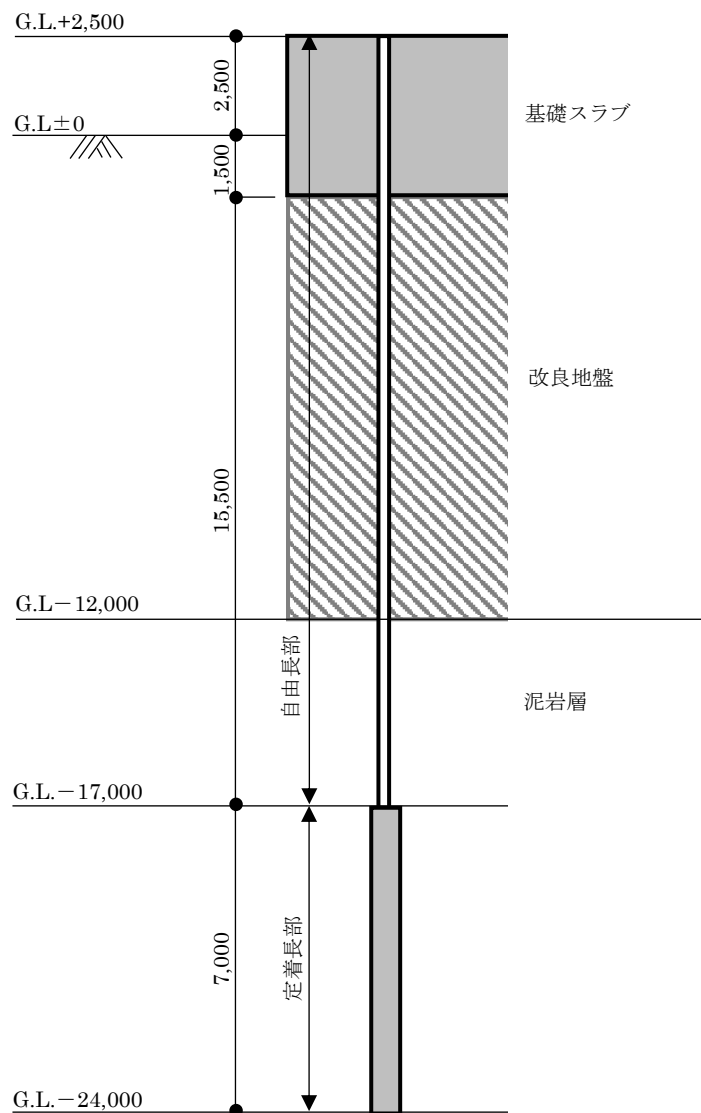


図 2.2.2-10 地盤アンカー設置計画 (単位: mm)

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。

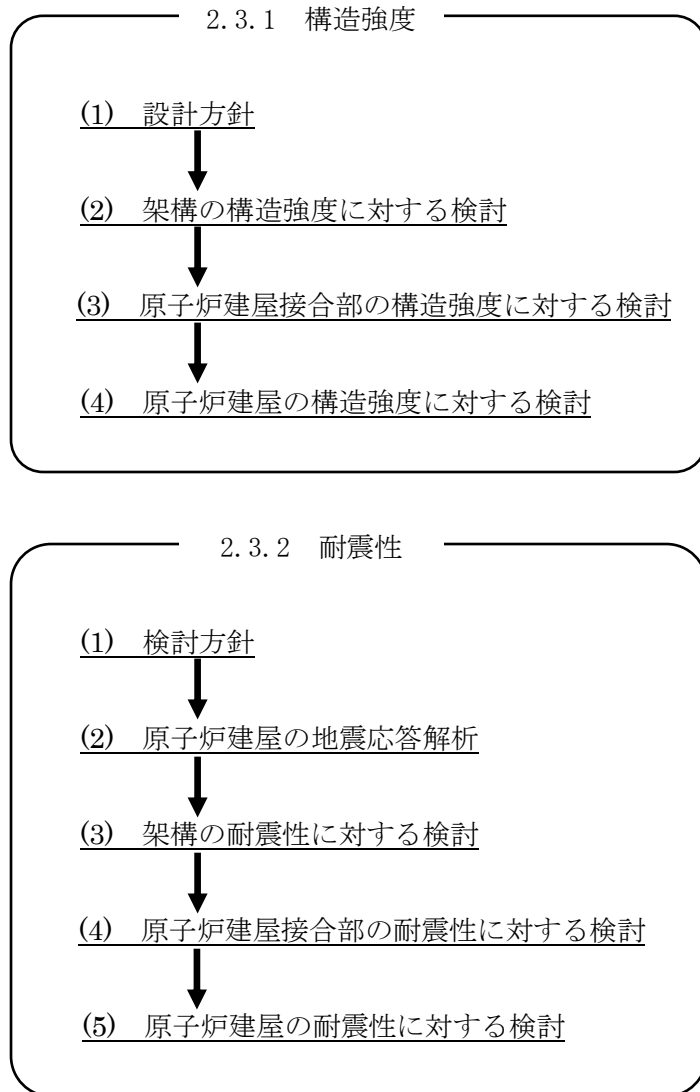


図 2.3-1 燃料取扱機支持用架構の検討フロー

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、G.L.-12.06m（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	G.L. (m)	各階重量 (kN)	Wi (kN)	Ai		n・Ci	
				NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
5	+29.92	77700	—	—	—	—	—
4	+29.92~+22.30	88770	77700	2.070	2.218	0.497	0.533
3	+22.30~+16.90	122210	166470	1.787	1.831	0.429	0.440
2	+16.90~+8.70	127700	288680	1.520	1.549	0.365	0.372
1	+8.70~+0.20	208960	416380	1.309	1.315	0.314	0.316
B1	+0.20~-12.06	—	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 ($n \cdot Ci=0.497$) 及び EW 方向地震層せん断力係数 ($n \cdot Ci=0.533$) より、水平震度を $Ki=n \cdot Ci$ 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

G.L. (m)	各階重量 (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)
+30.77	2487	0.497	1236	0.533	1326
+20.485	298	0.497	148	0.533	159
+10.20	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。

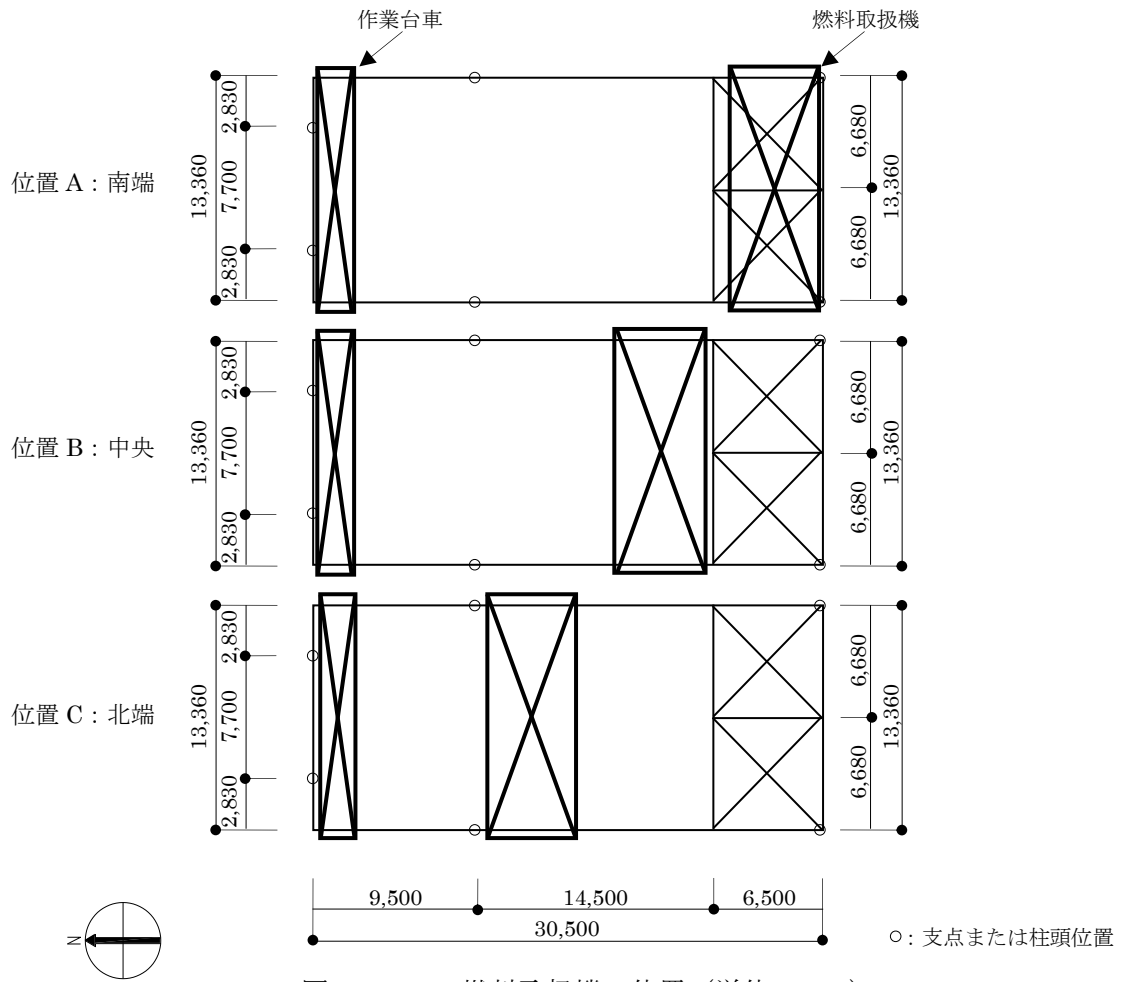


図 2.3.1-1 燃料取扱機の位置 (単位 : mm)

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、G.L. +8.70m 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。

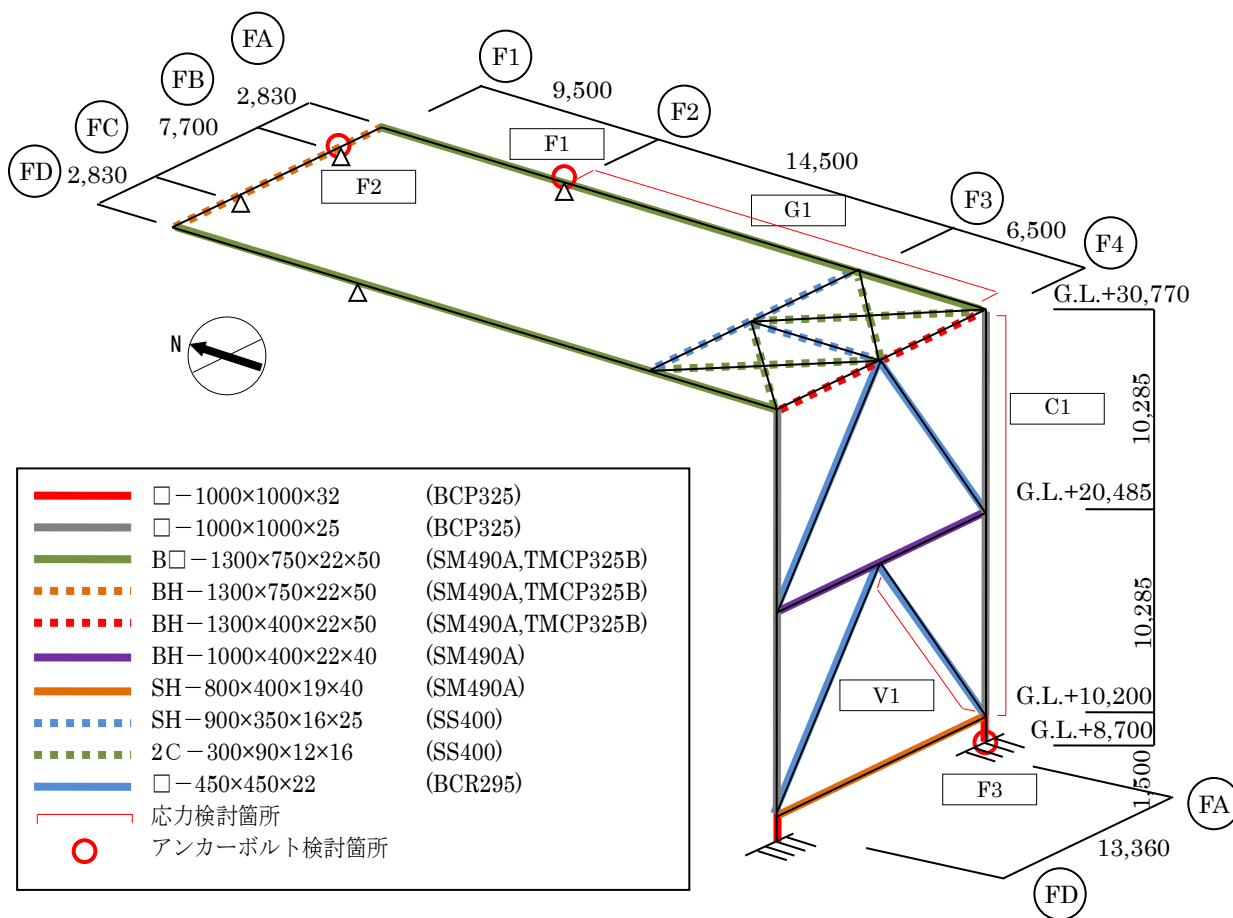


図 2.3.1-2 解析モデル図 (単位: mm)

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。

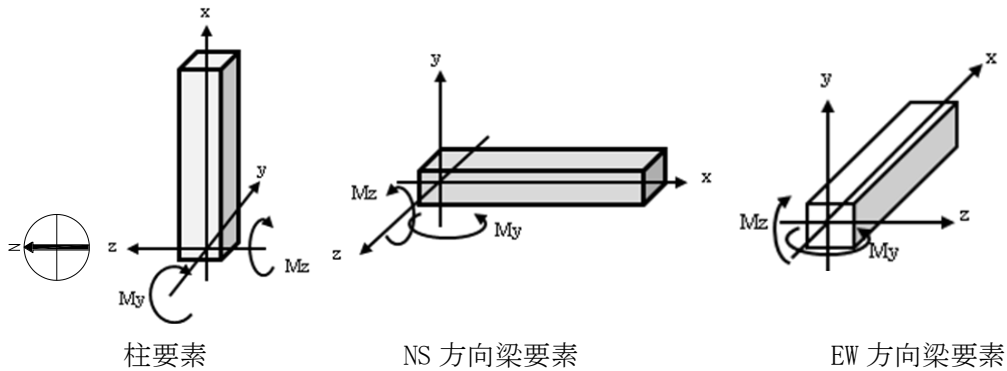


図 2.3.1-3 曲げモーメントの方向

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 (=Mz/Zz)

Mz, Zz : 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 (=My/Zy)

My, Zy : 部材 y 軸回りモーメント及び断面係数

fc : 許容圧縮応力度

fb : 許容曲げ応力度

ft : 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 (=Qz/Awz)

Qz, Awz : 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 (=Qy/Awy)

Qy, Awy : 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			
				圧縮 N	4.2			
				せん断 Qz	0.9			
				せん断 Qy	0.0			
梁	G1	B□-1300×750 ×22×50	C (B)	曲げ Mz	36.6	216.7	0.18	OK
				曲げ My	1.2			
				圧縮 N	0.4			
				せん断 Qz	0.2			
				せん断 Qy	0.5			
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			
				圧縮 N	1.5			
				せん断 Qz	0.1			
				せん断 Qy	0.0			

*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			
				圧縮 N	4.3			
				せん断 Qz	1.7			
				せん断 Qy	0.0			
梁	G1	B□-1300×750 ×22×50	E3 (C)	曲げ Mz	34.2	325.0	0.21	OK
				曲げ My	28.5			
				圧縮 N	1.2			
				せん断 Qz	3.4			
				せん断 Qy	10.2			
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			
				圧縮 N	23.9			
				せん断 Qz	0.0			
				せん断 Qy	0.2			

*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/mm²) 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)
高さ	m		G.L.+29.92	G.L.-0.40~G.L.+8.70
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	51
	許容せん断力(q_{aL})	kN/本	53	58
短期	許容引張力(p_{aS})	kN/本	116	102
	許容せん断力(q_{aS})	kN/本	104	116

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。

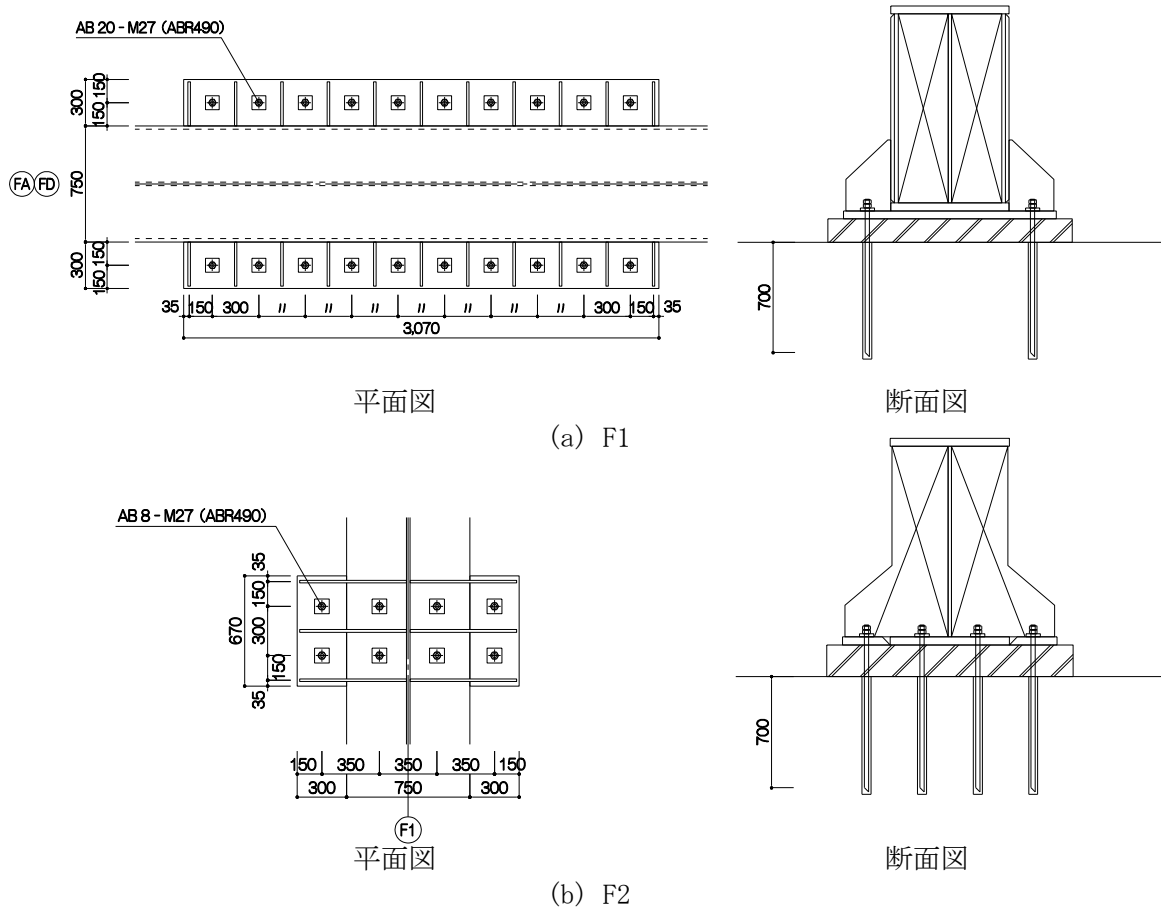


図 2.3.1-4 シェル壁上端位置の接合部概要 (単位: mm)

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

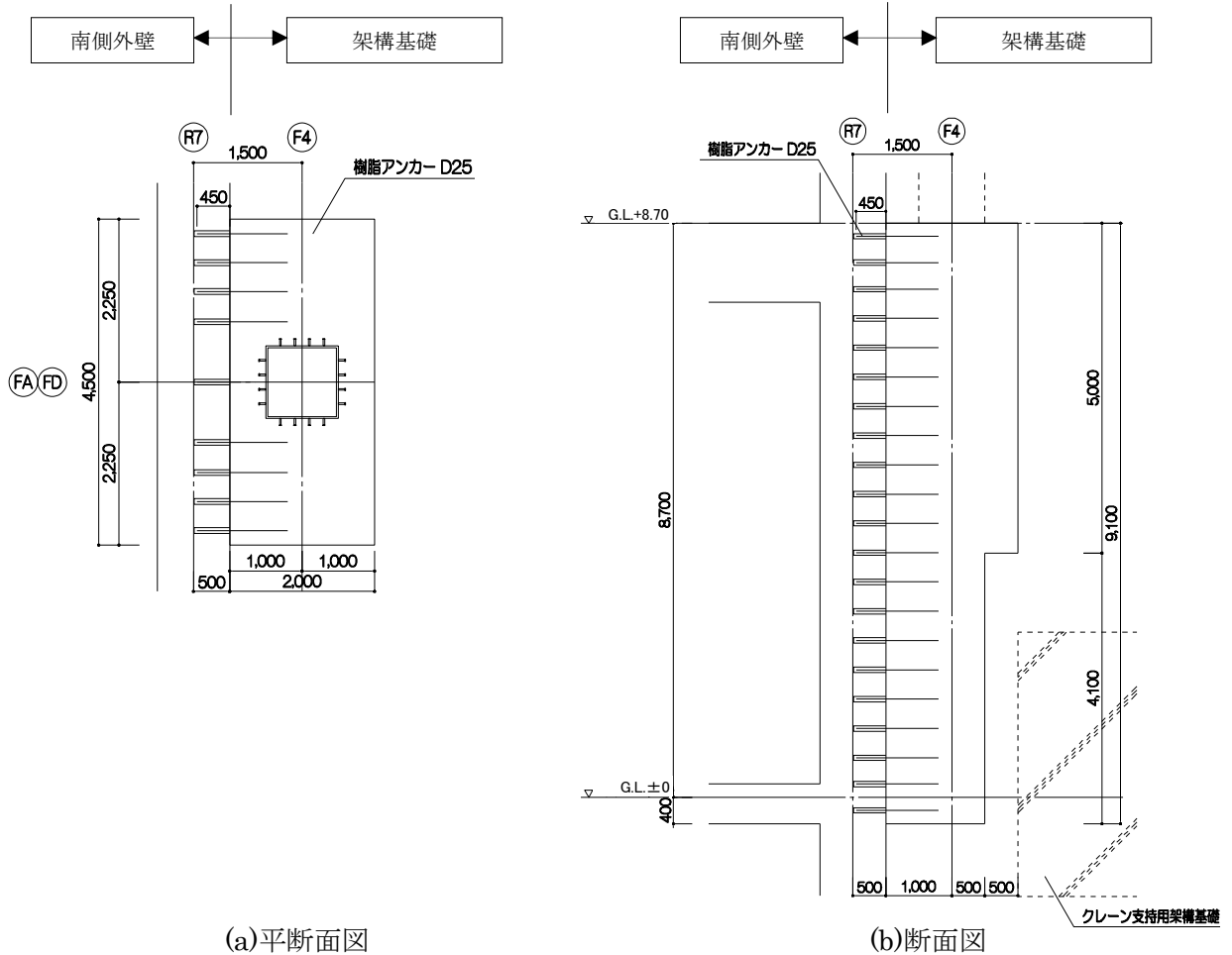
*1: 設計で考慮するアンカーボルトの本数

*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) 平断面図

(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 G.L.+8.70m 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：原子炉建屋全体重量は、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

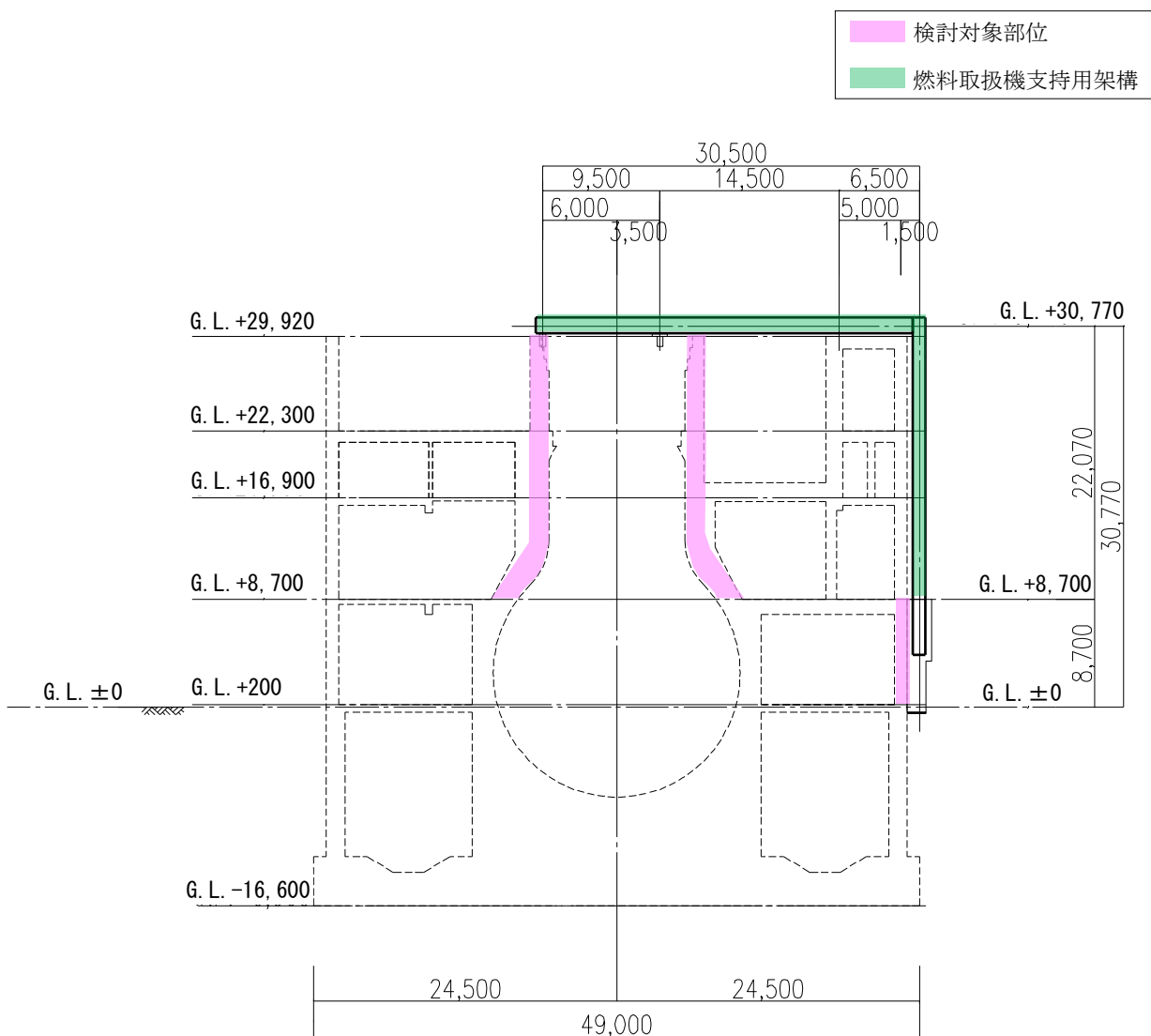


図 2.3.1-6 既存躯体の検討対象部位（単位：mm）

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)

G.L. (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
+29.92～ +22.30	1.50	a _t =87.7 P _g =1.16	58.1	2.0	0.17	OK
+22.30～ +16.90	1.85	a _t =87.7 P _g =0.94	80.1	3.4	0.24	OK
+16.90～ +8.70	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)

G.L. (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
+29.92～ +22.30	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
+22.30～ +16.90	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
+16.90～ +8.70	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)

G.L. (m)	壁厚 t (m)	配筋 上段:タテ筋 下段:ヨコ筋 P _g (%)	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)		
+8.70 ~ +0.20	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)

G.L. (m)	壁厚 t (m)	配筋 タテ筋 P _g (%)	せん断			曲げモーメント			判定
			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	
+8.70 ~ +0.20	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

検討に用いる地震動は、「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）とする。

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。

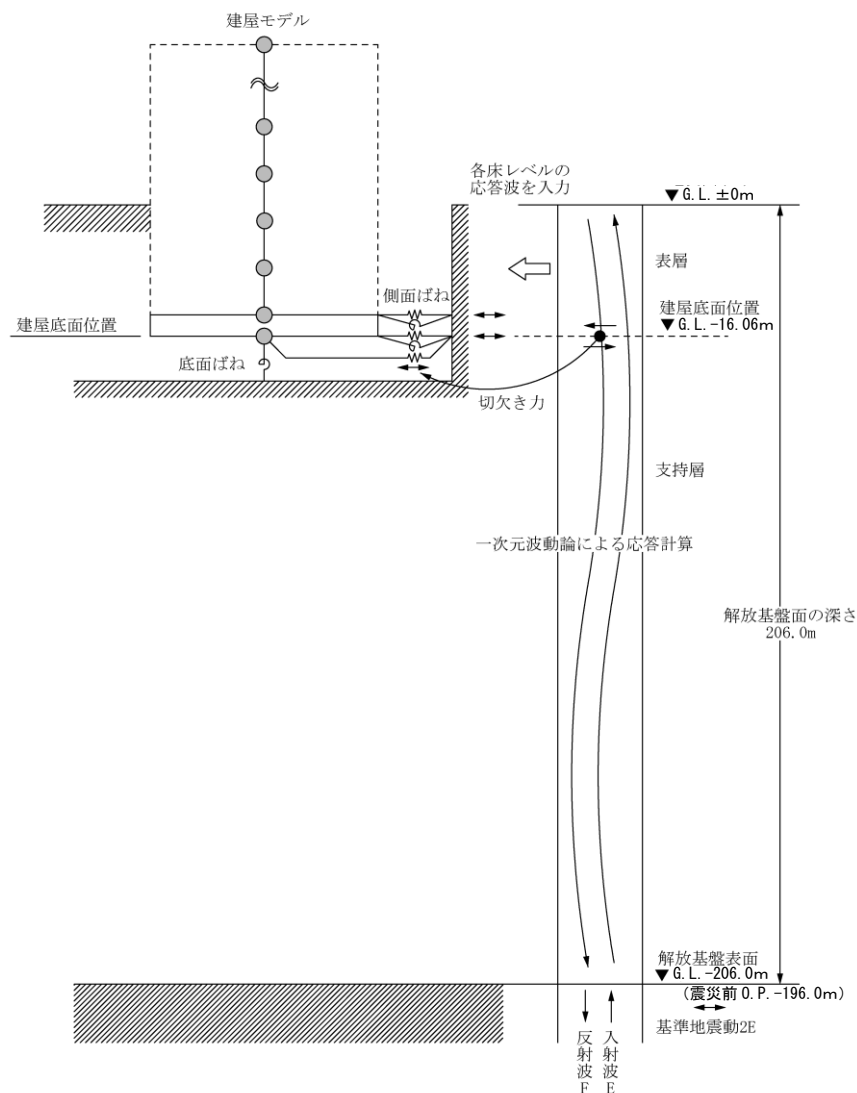


図 2.3.2-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

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。

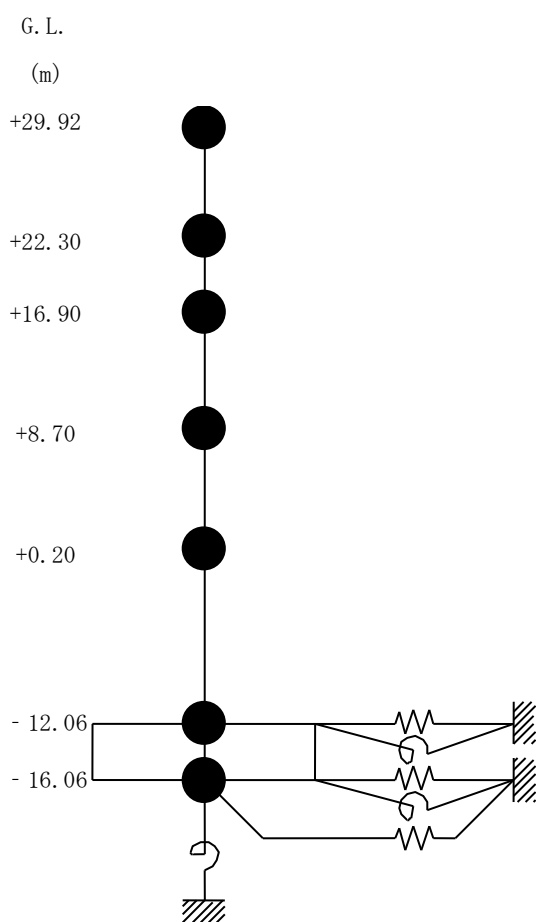


図 2.3.2-2 原子炉建屋の地震応答解析モデル

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

G.L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×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)
+29.92	77700	141.73	150.8	13068
+22.30	88770	163.44		
+16.90	122210	224.92	103.4	15942
+8.70	127700	244.14	223.4	45026
+0.20	208960	391.33	175.4	46774
-12.06	287050	574.38	460.4	114194
-16.06	132390	264.88	2812.6	562754
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%	

(b) 水平 (EW) 方向

G.L.(m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×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)
+29.92	77700	78.78	90.4	6491
+22.30	88770	91.66		
+16.90	122210	224.92	105.8	6388
+8.70	127700	232.88	167.5	32815
+0.20	208960	570.57	166.4	46303
-12.06	287050	828.96	424.5	136323
-16.06	132390	346.27	2812.6	772237
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 2.3.2-1(2) 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元
(鉛直方向)

G.L. (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)
+29.92	77700	222.6	7.41
+22.30	88770		
+16.90	122210	218.1	10.58
+8.70	127700	380.4	11.92
+0.20	208960	340.6	10.30
-12.06	287050	654.7	13.72
-16.06	132390	2812.6	180.71
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

G.L. (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)
±0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(b) Ss-2

G.L. (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)
±0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(c) Ss-3

G.L. (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)
±0	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-206.0		(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。

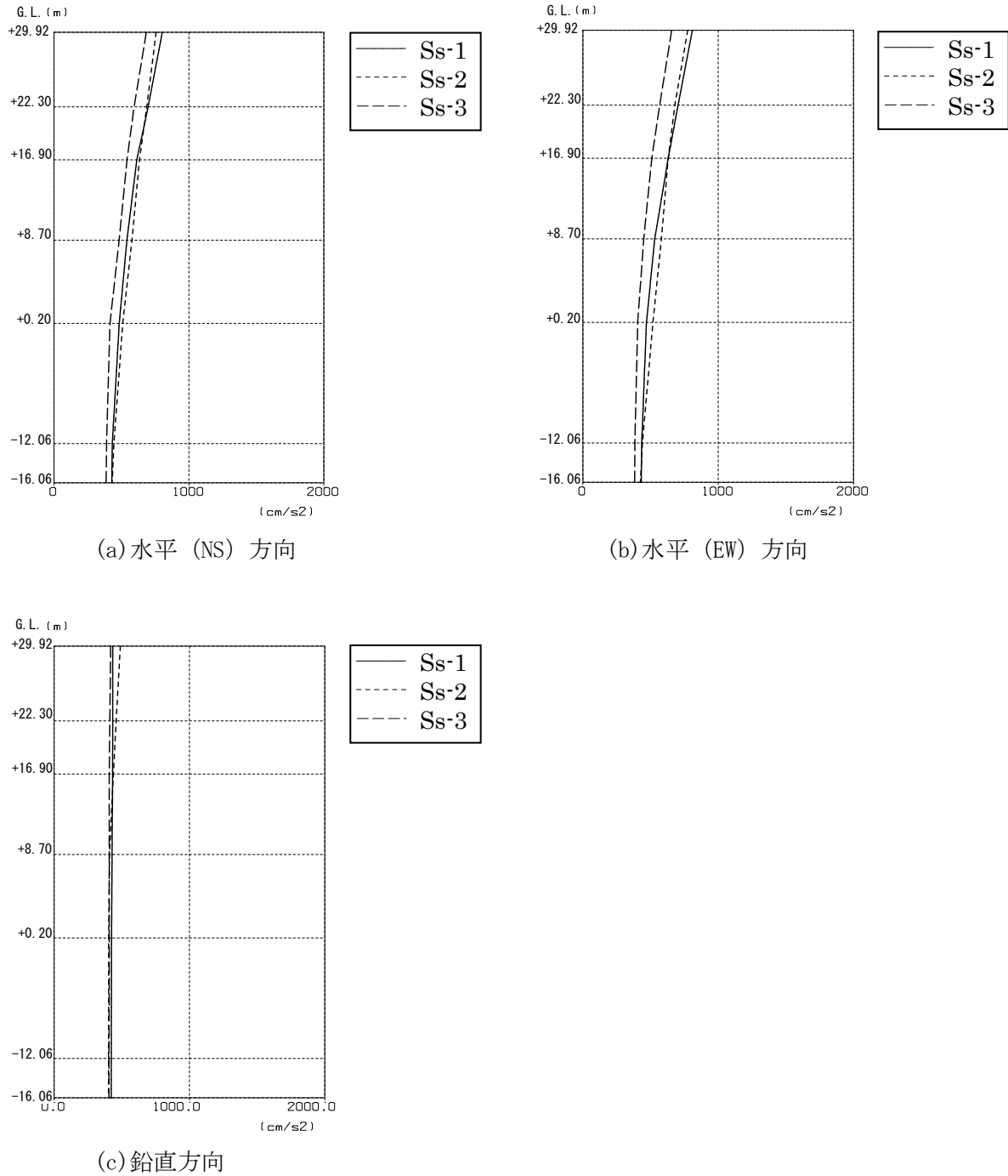


図 2. 3. 2-3 原子炉建屋の最大応答加速度分布

(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 G.L. +29.92m と G.L. +8.70m 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。

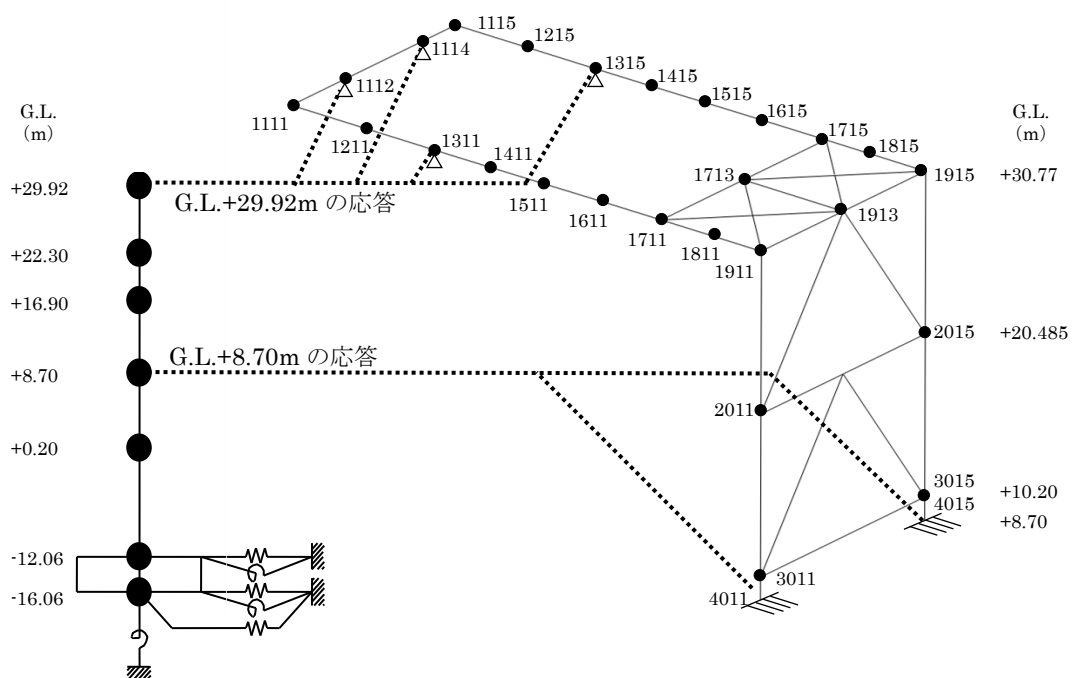


図 2.3.2-4 燃料取扱機支持用架構の地震応答解析モデル

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

G.L.(m)	節点番号	質点重量 (kN)
+30.77	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	
+20.485	2011	149
	2015	149
+10.20	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

G.L. (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
+20.485~+30.77	1/10285	1/10285	1/34283	1/1686	1/2057	1/2706		
+8.70~+20.485	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

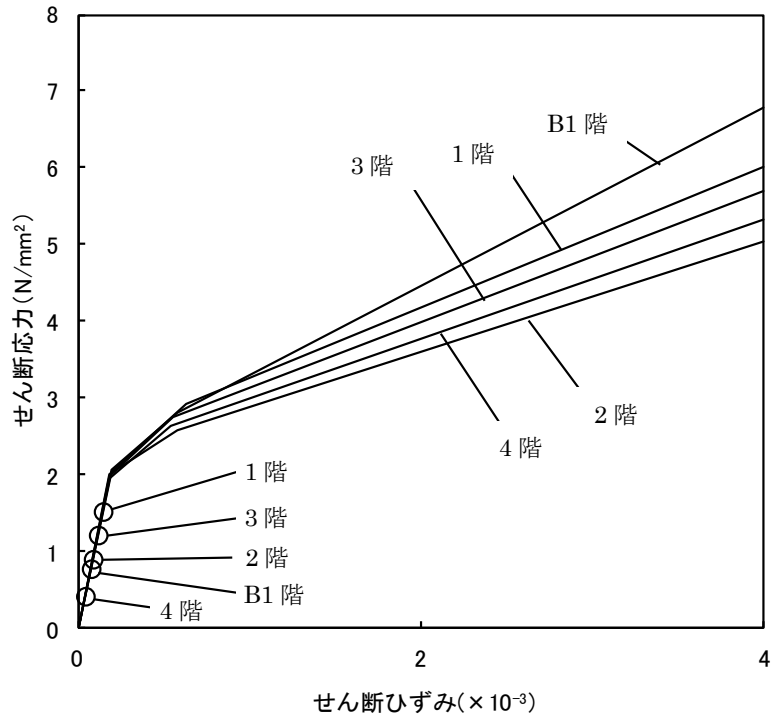
燃料取扱機支持用架構の設置に伴う原子炉建屋の耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、地震応答解析により得られる耐震壁のせん断ひずみが鉄筋コンクリート造耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) 以下になることを確認する。

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。

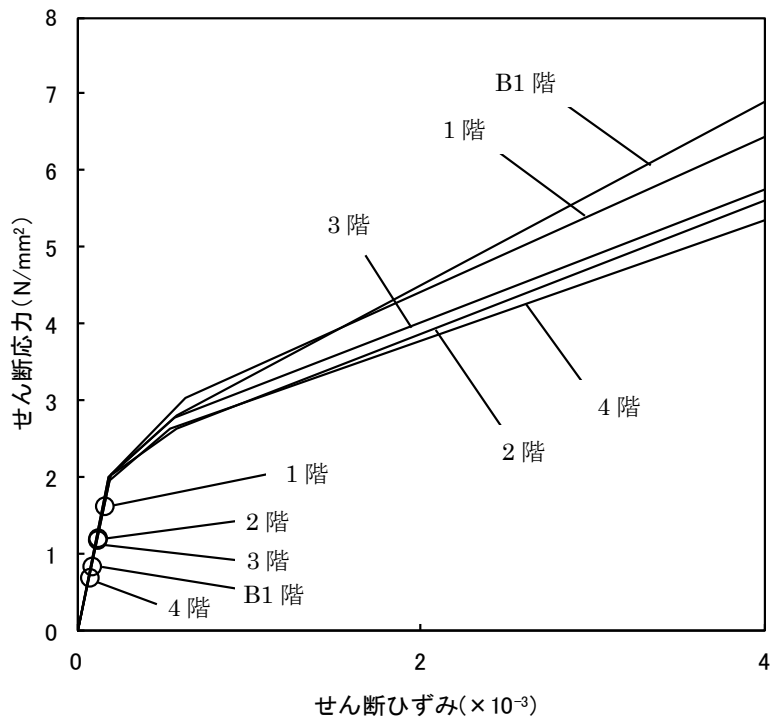
2) 検討結果

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)

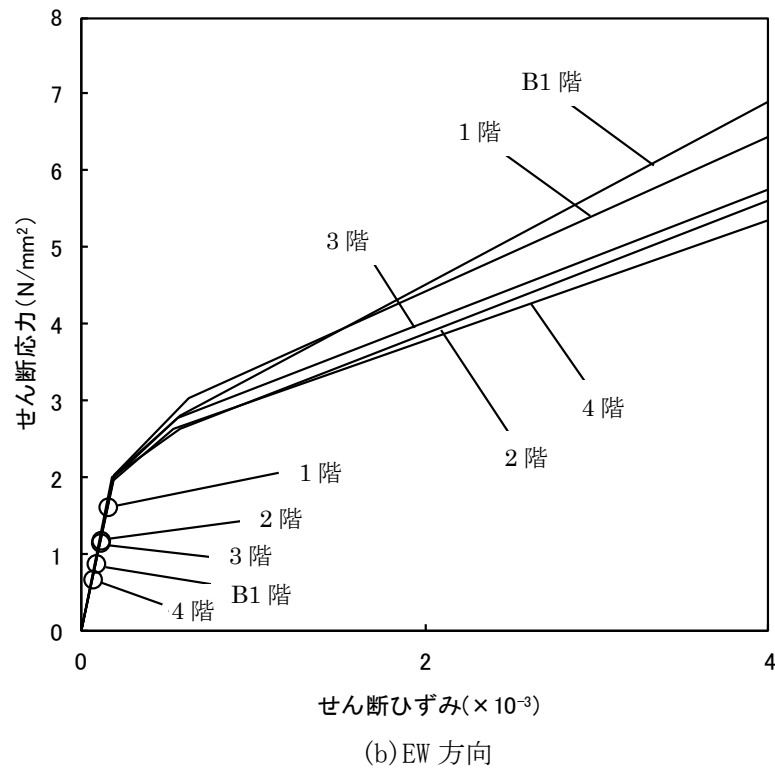
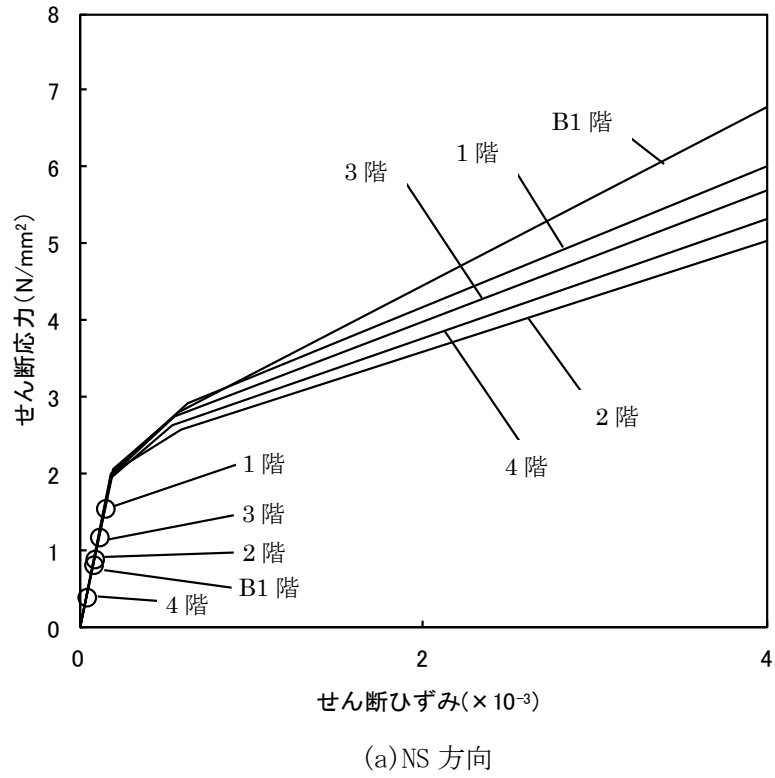
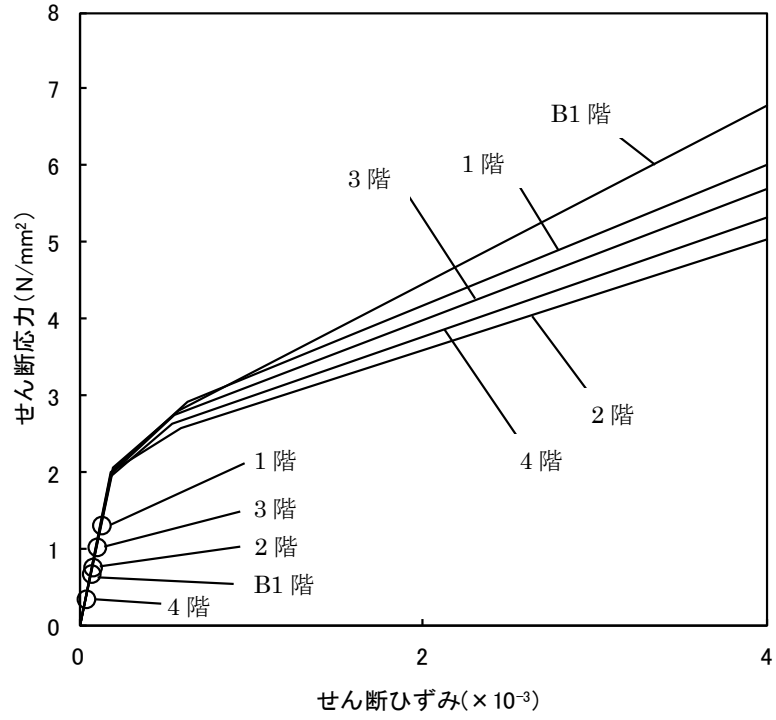
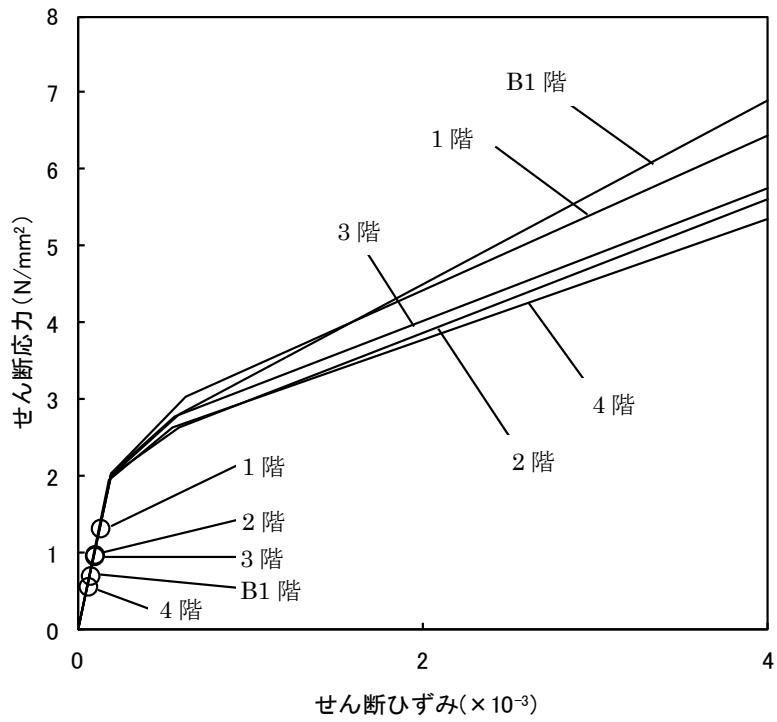


図 2.3.2-6 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2)



(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. 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

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。

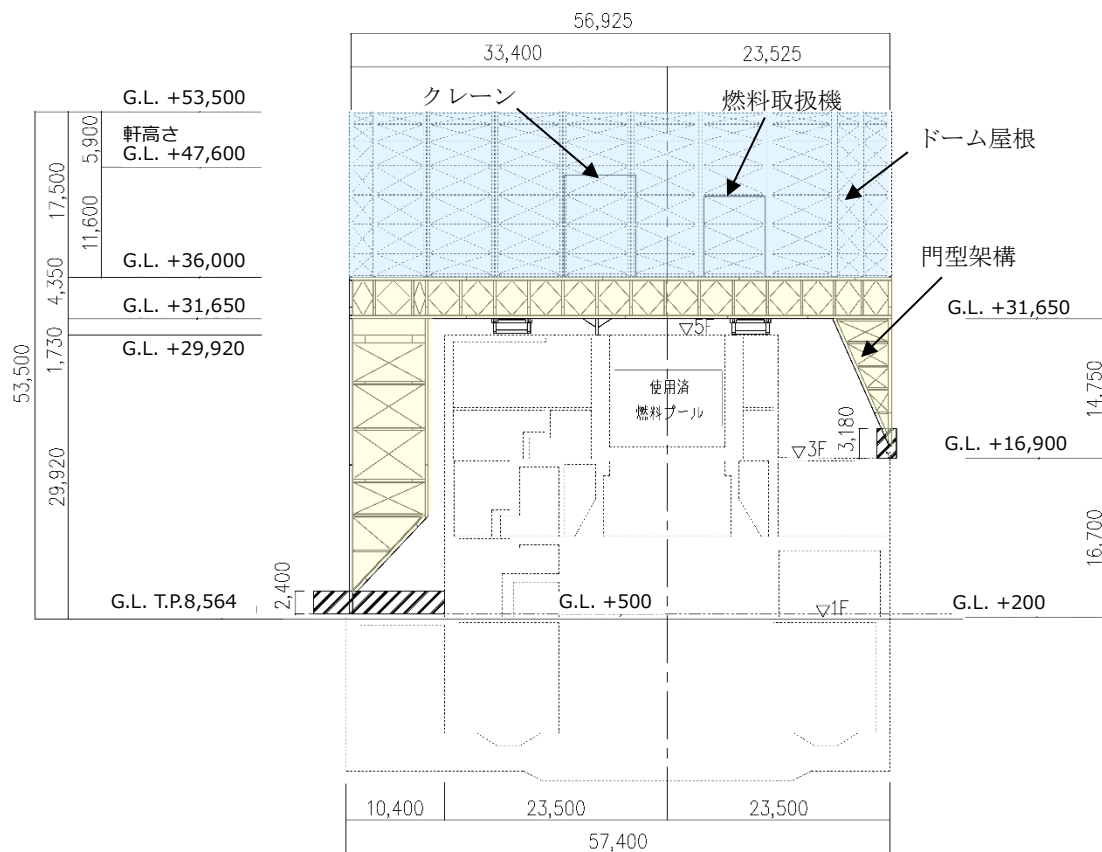


図 3.1.1-1 燃料取り出し用カバーのイメージ (単位 : mm)

本章に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

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。

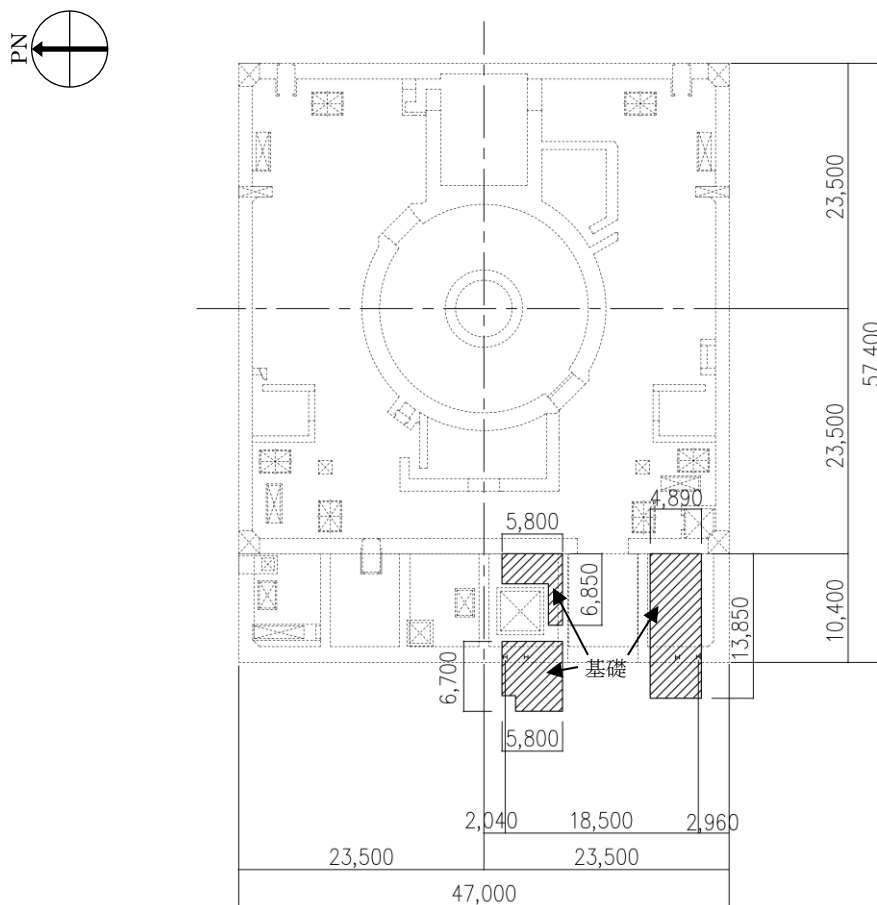
- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1987)（日本電気協会 電気技術基準調査委員会，
昭和 62 年 8 月 改訂）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1991 追補版)（日本電気協会 電気技術基準調査
委員会，平成 3 年 6 月 発刊）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術規程(JEAC 4601-2008)（日本電気協会 原子力規格委員会，平成
20 年 12 月 改定）

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。

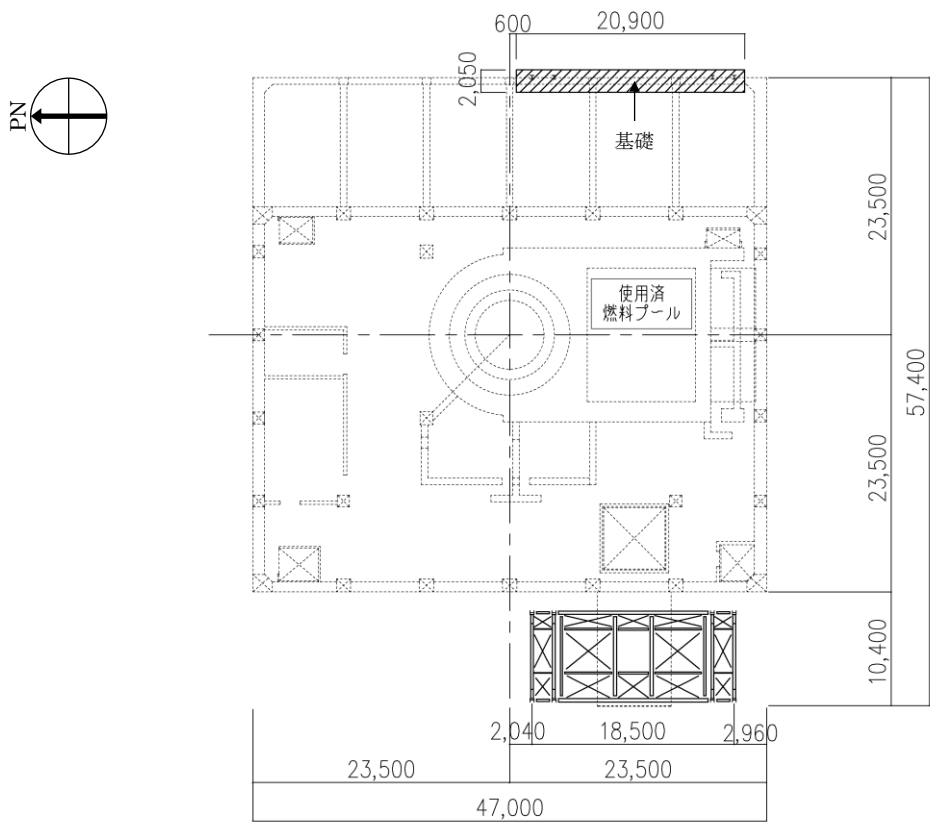
燃料取り出し用カバーは、原子炉建屋の1階、3階及び5階に支持される構造である。なお、5階の原子炉建屋躯体支持点においては、水平振れ止め装置（ストップ）及び鉛直方向の制震装置（オイルダンパ）を用いる。

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。



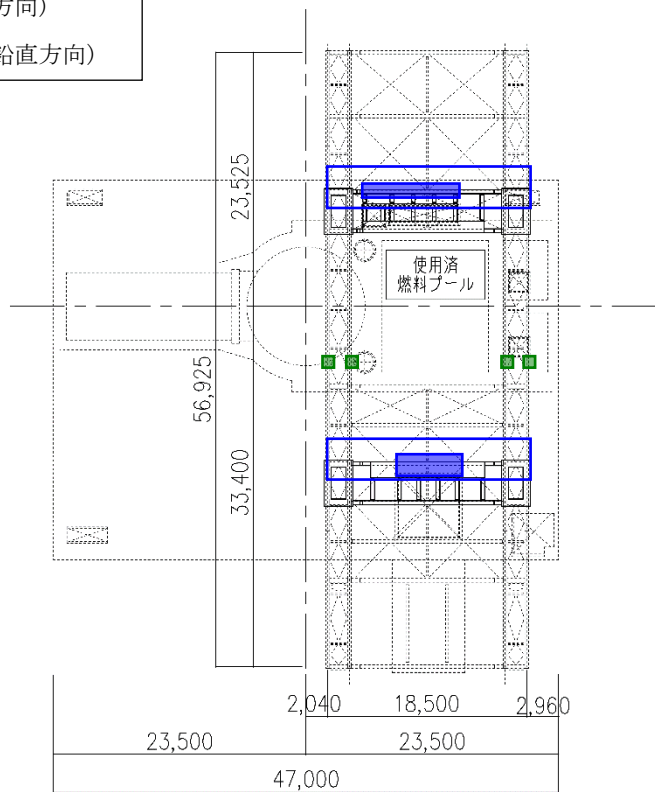
(a) 基礎伏図 (G. L. +500 原子炉建屋 1階レベル+300mm)

図 3.1.2-1 燃料取り出し用カバーの概要 (単位：mm)



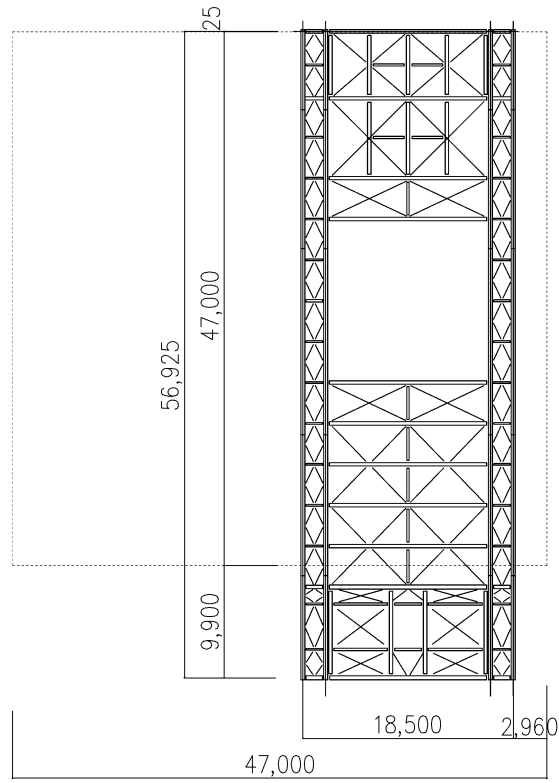
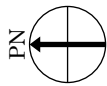
(a) 基礎伏図 (G. L. +16, 900 原子炉建屋 3 階)

- ストッパ(水平方向)
- オイルダンパ(鉛直方向)

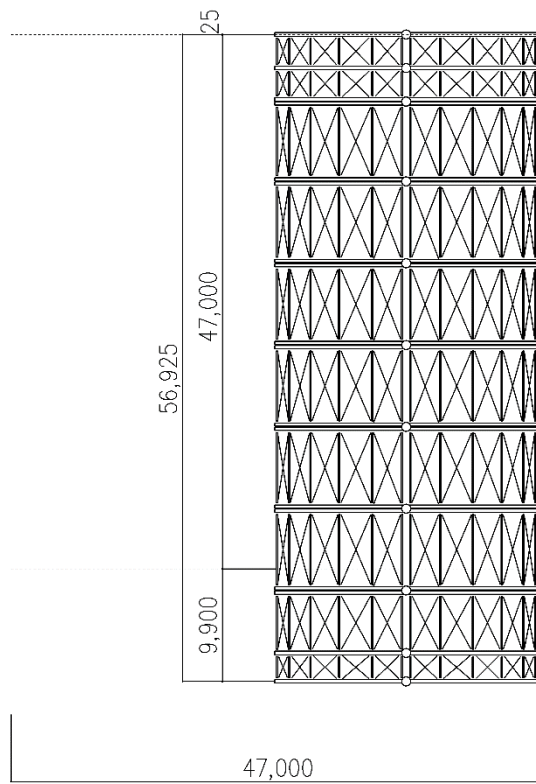


(b) 梁伏図 (G. L. +29, 920 原子炉建屋 5 階)

図 3. 1. 2-2 燃料取り出し用カバーの概要 (単位 : mm)

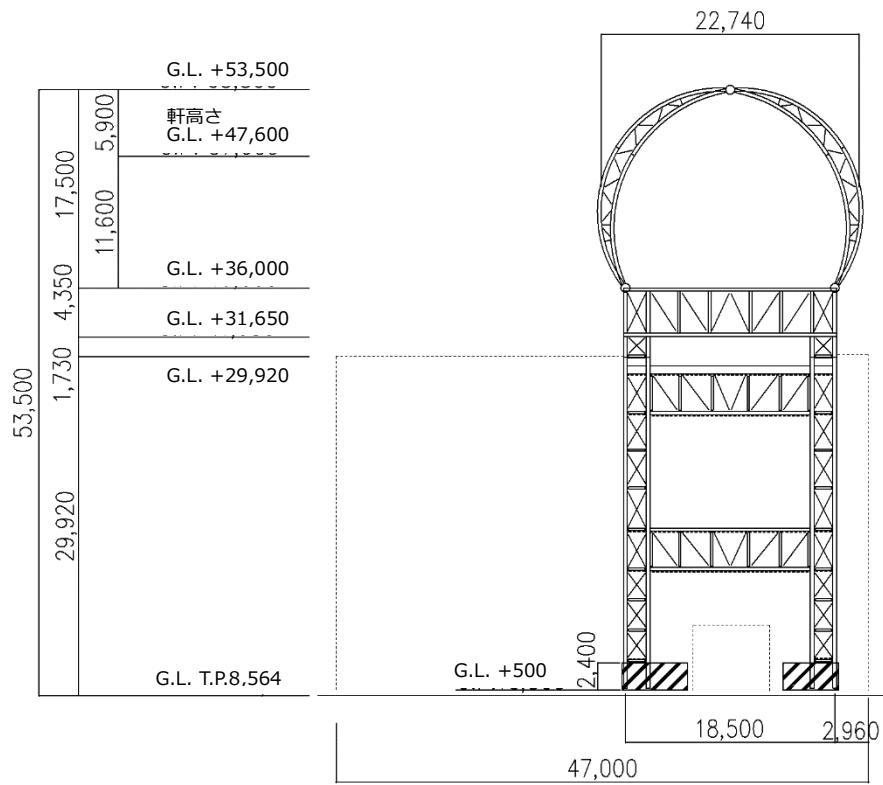


(a) 架構ガーダー部平面図 (G. L. +36, 000)

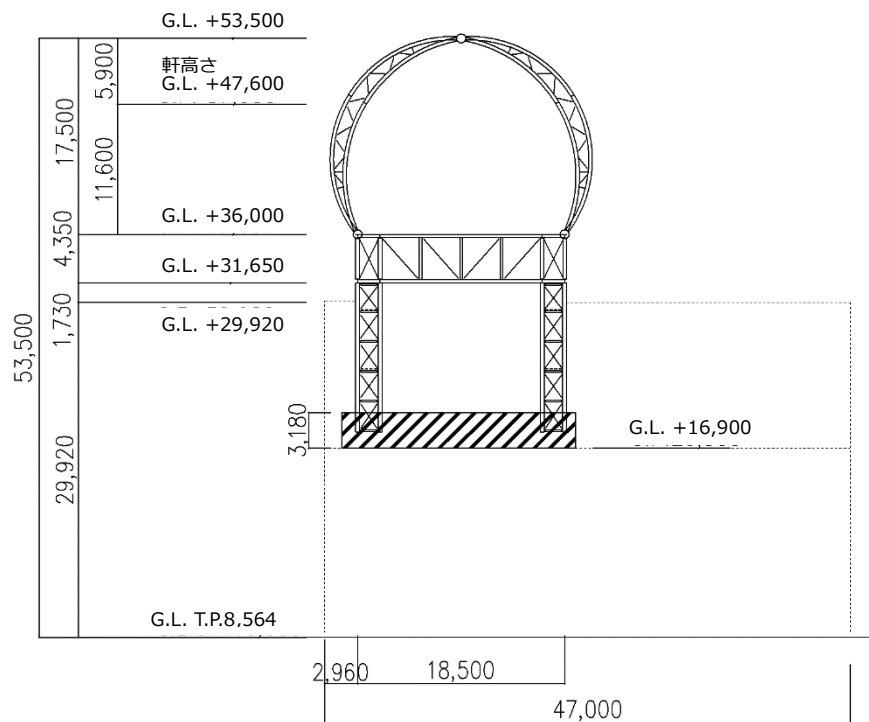


(b) 屋根伏図

図 3. 1. 2-3 燃料取り出し用カバーの概要 (単位 : mm)

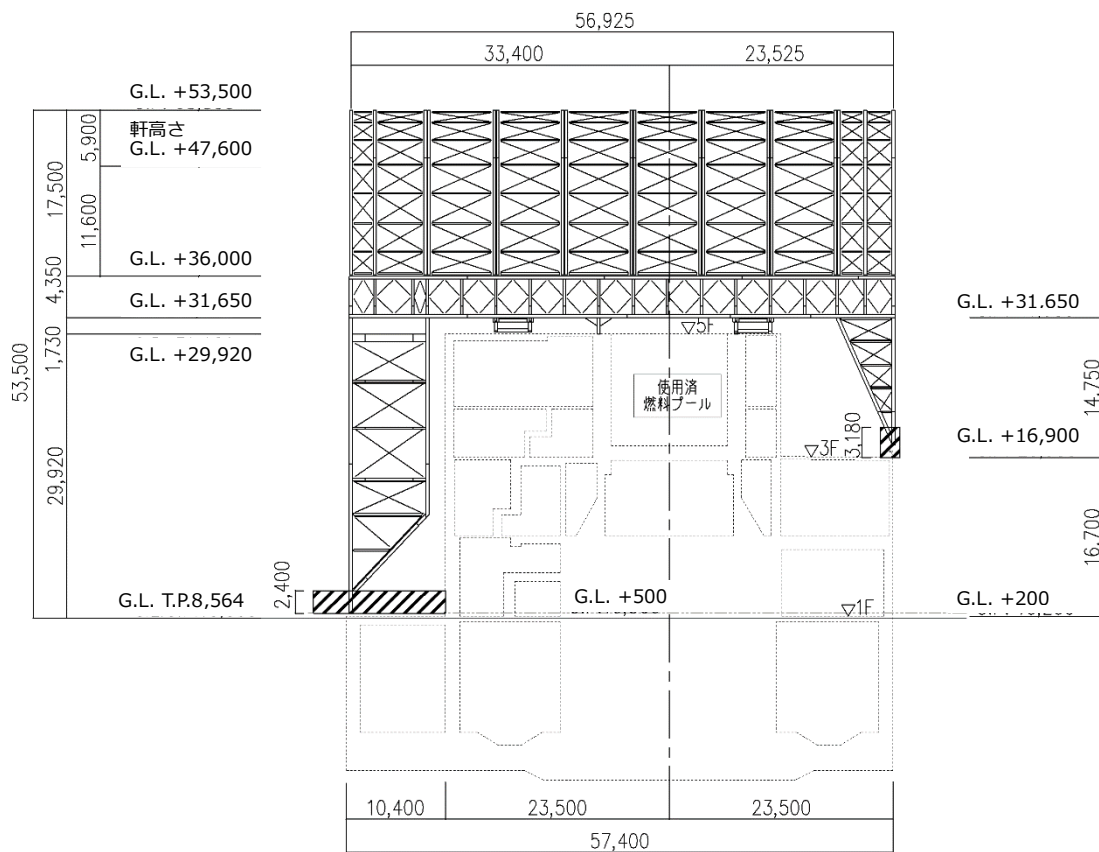


(a) 西軸組図



(b) 東軸組図

図 3.1.2-4 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。

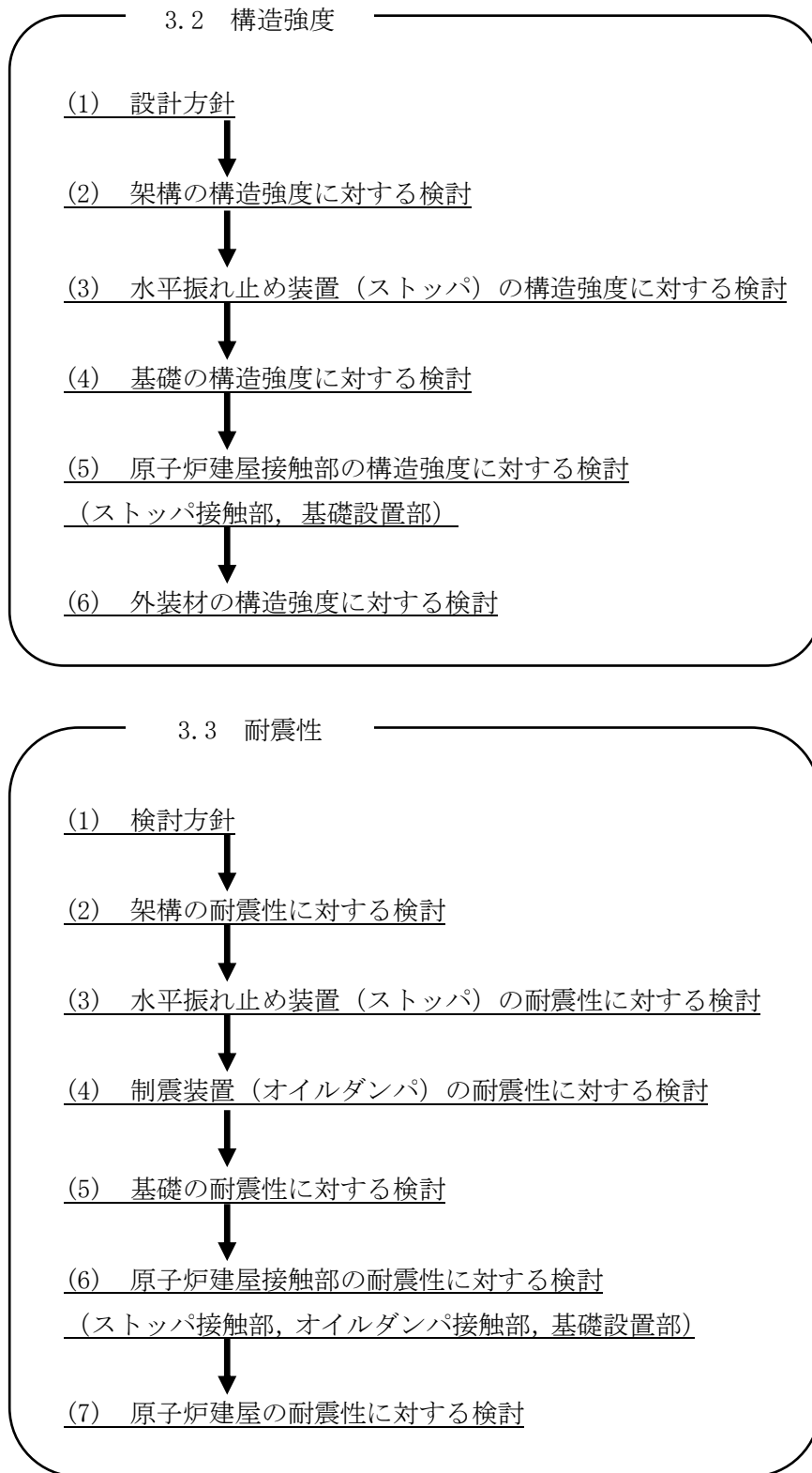


図 3.1.3-1 燃料取り出し用カバーの検討フロー

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 条および建設省告示第 1454 号に基づき、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、G.L. -12.06m（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 G. L. (m)	各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
5	+29.92	87590	—	—	—	—	43010	0.492
4	+29.92~+22.30	119490	87590	2.046	0.491	43010	42720	0.358
3	+22.30~+16.90	111340	207080	1.728	0.414	85730	31770	0.286
2	+16.90~+8.70	130160	318420	1.537	0.369	117500	26050	0.201
1	+8.70~+0.20	253710	448580	1.331	0.320	143550	25000	0.099
B1	+0.20~-12.06	—	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 G. L. (m)	各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
5	+29.92	87590	—	—	—	—	48610	0.555
4	+29.92~+22.30	119490	87590	2.311	0.555	48610	39610	0.332
3	+22.30~+16.90	111340	207080	1.775	0.426	88220	30230	0.272
2	+16.90~+8.70	130160	318420	1.552	0.372	118450	24200	0.186
1	+8.70~+0.20	253710	448580	1.323	0.318	142650	25900	0.103
B1	+0.20~-12.06	—	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 G. L. (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)
+53.50	3200	1.500	4800	1.500	4800
+36.00	11400	0.492	5609	0.555	6327
+16.90	200	0.286	57	0.272	54
+0.20	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。

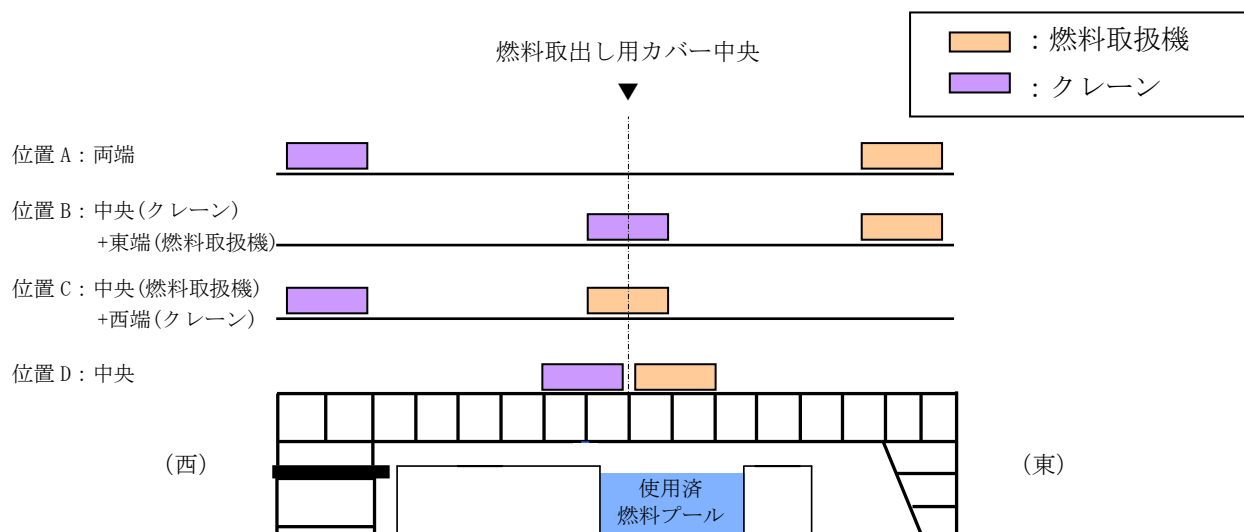


図 3.2-1 燃料取扱設備の位置

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。

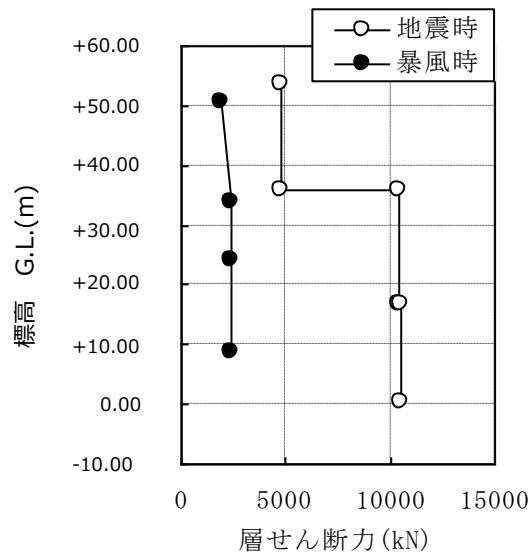


図 3.2-2 地震時と暴風時の層せん断力の比較

(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。

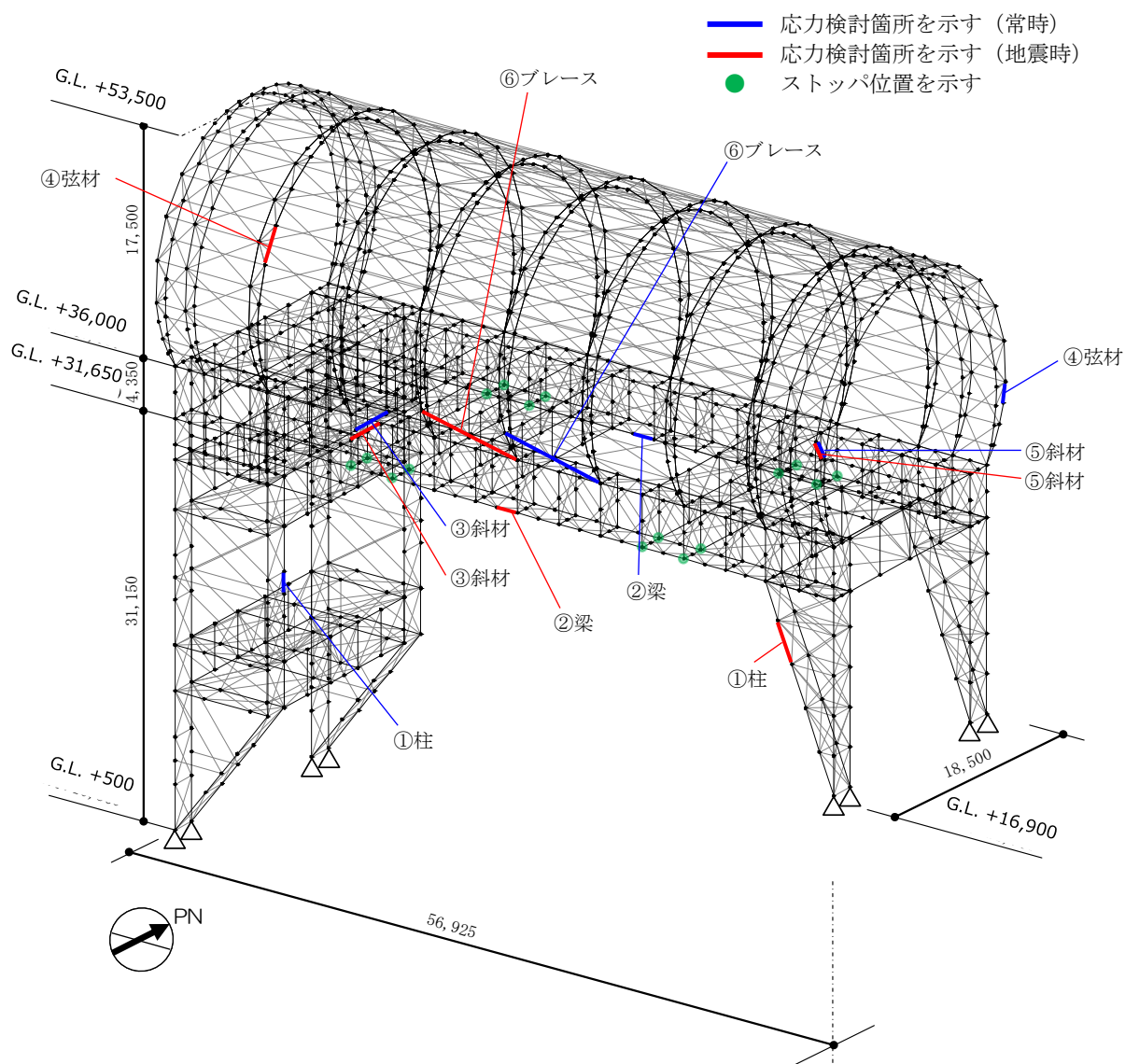


図 3.2-3 解析モデル図 (単位 : mm)

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。

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

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

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、不具合が見つかった場合には適切に補修等を実施する。

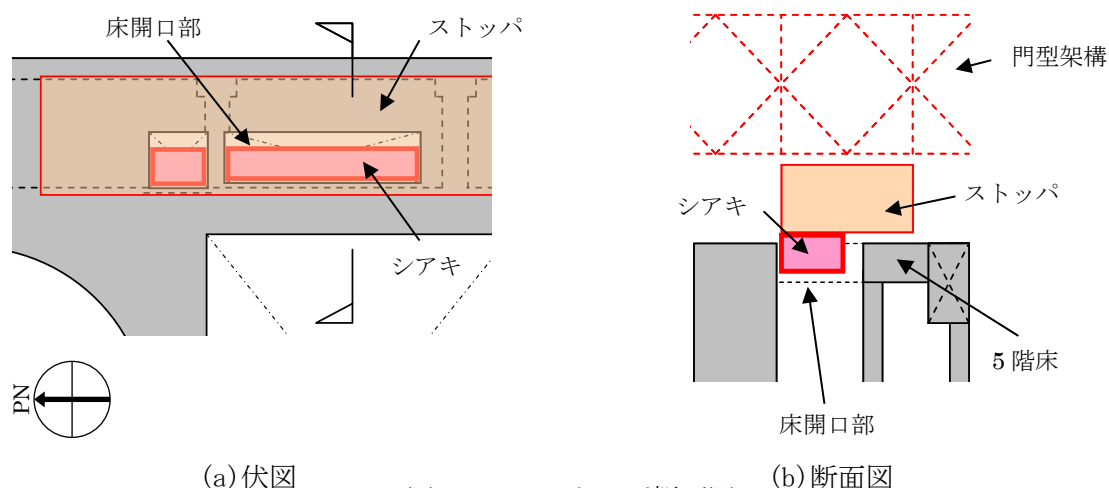


図 3.2-4 ストップ概要図

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 Qa (kN)	応力比 Q/Qa	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	O. 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	O. K.
	E4 (D)	2430	4580	0.54	O. 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/mm^2 ($F_c=22.1\text{N/mm}^2$)

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)

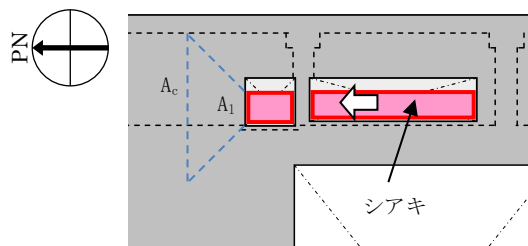


表 3.2-14 ストップ接触部の検討結果

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 (G. L. +0.2m) で支持し、東側脚部は原子炉建屋 3 階レベル (G. L. +16.9m) 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。

$${}_L N_a = {}_L f_c \cdot A_1 \quad , \quad {}_S N_a = {}_S f_c \cdot A_1$$

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) (${}_S f_c = 22.1 \times 2/3 = 14.7$)

A_1 : 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。

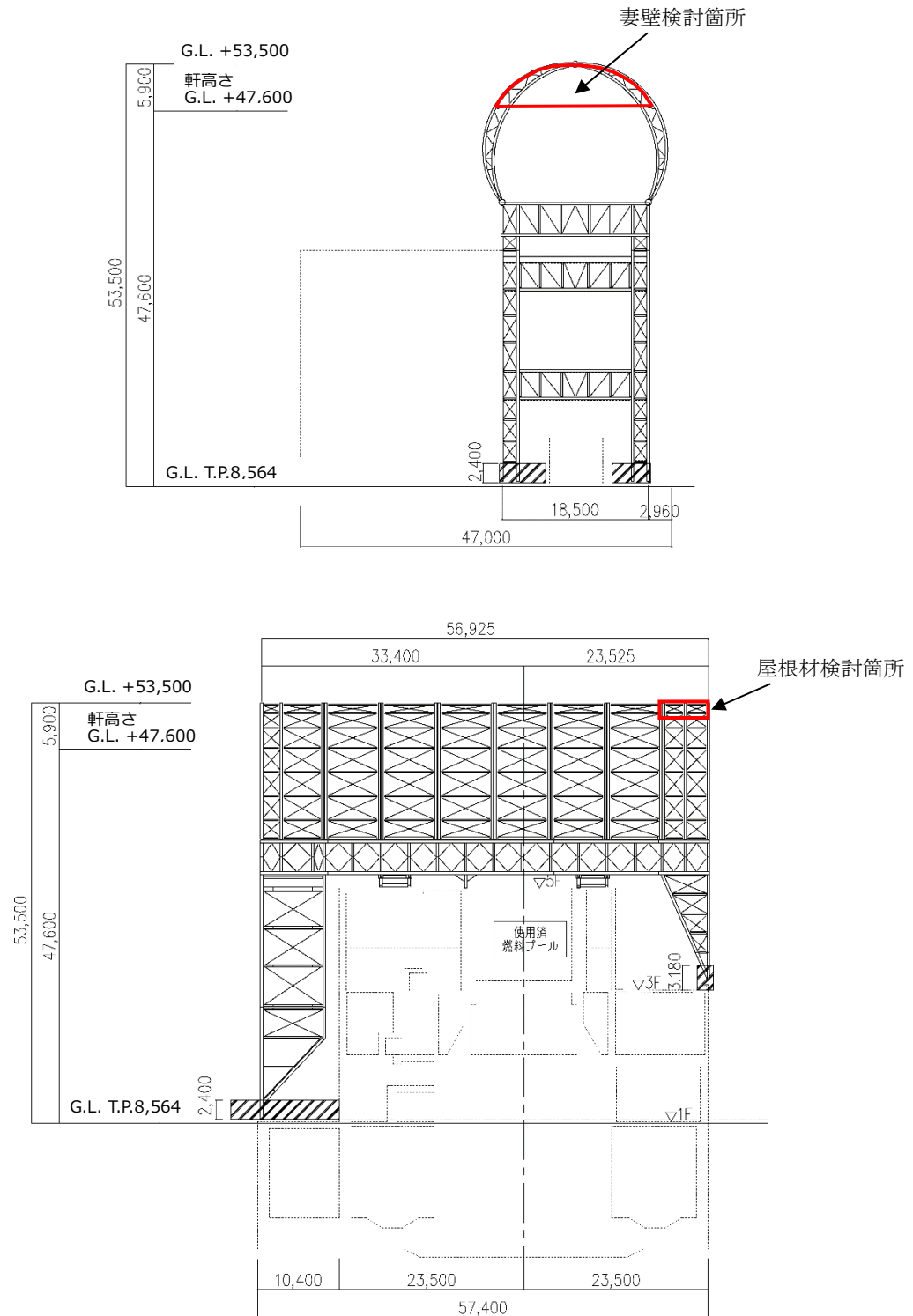


図 3.2-5 外装材検討箇所 (単位 : mm)

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 および建設省告示第 1458 号に基づき、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

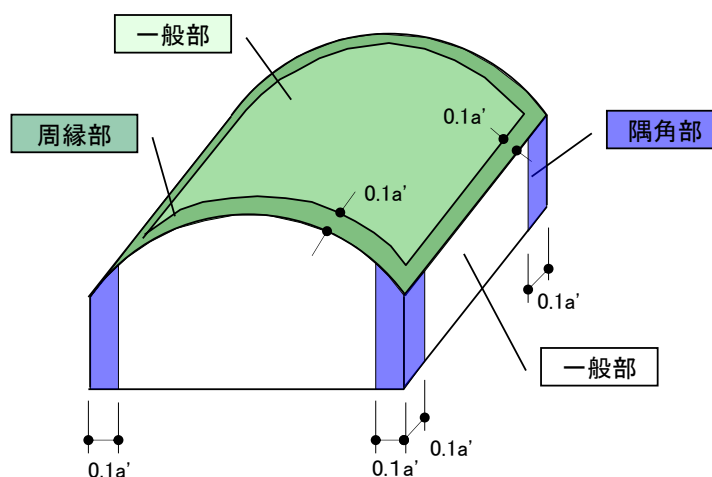
建物高さ*	平均風速の高さ方向の分布を表す係数	基準風速	平均速度圧
H (m)	E_r	V_0 (m/s)	q (N/m ²)
50.55	1.27	30	871

*: 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（ストップ）、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

検討に用いる地震動は、「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 とする。

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（G.L. -206.0m（震災前 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。

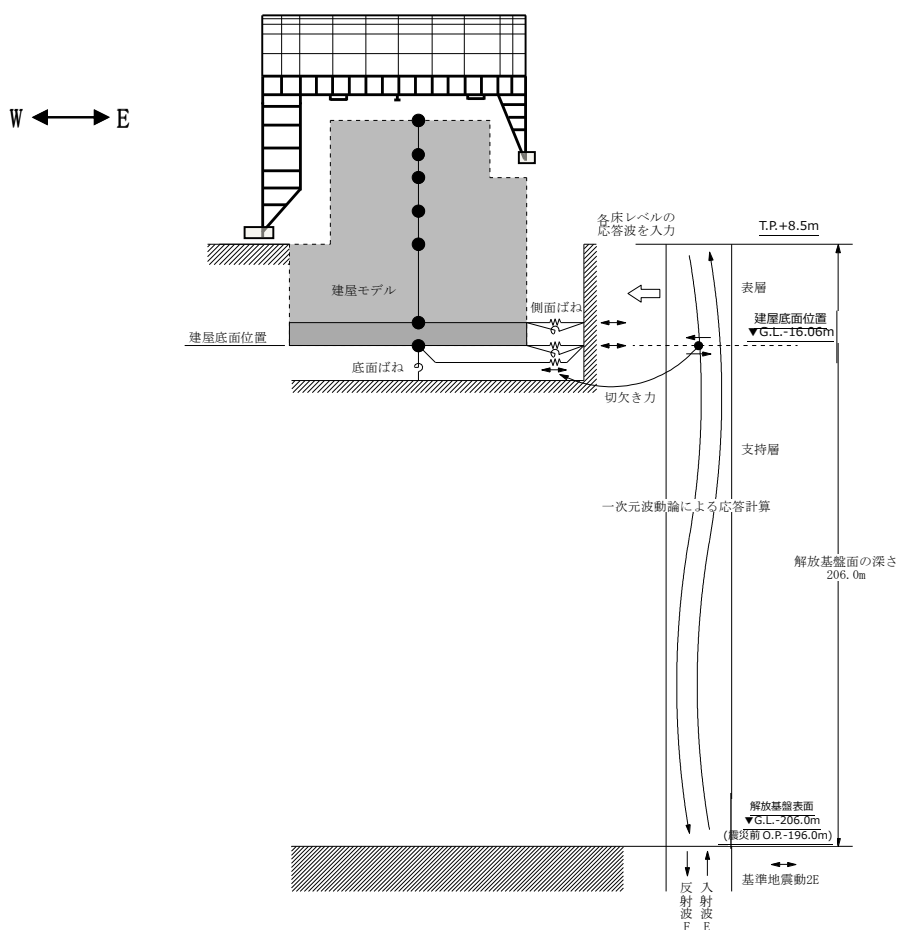
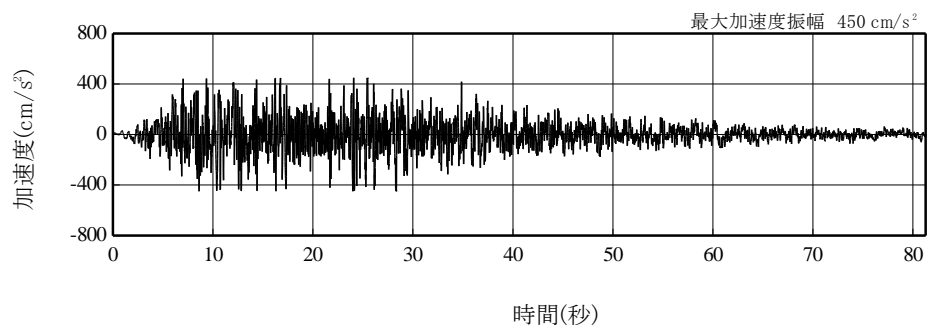
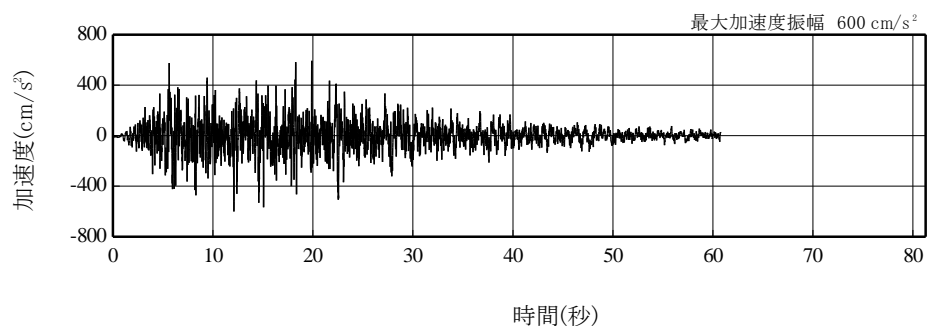


図 3.3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

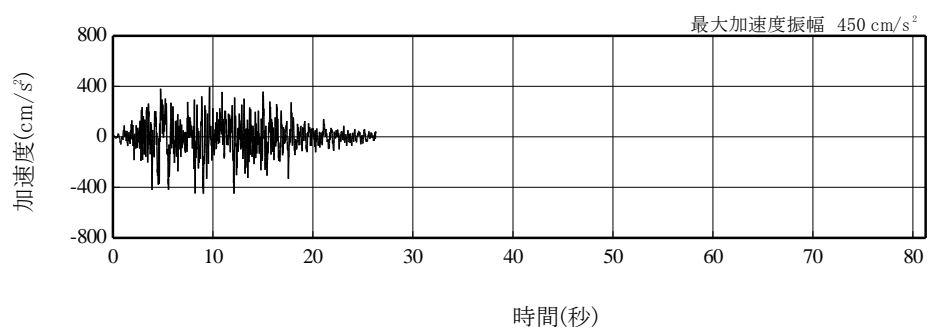
本章に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm



(Ss-1H)

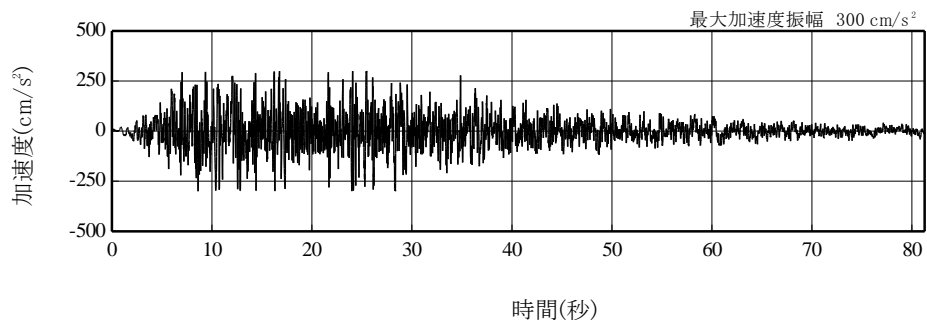


(Ss-2H)

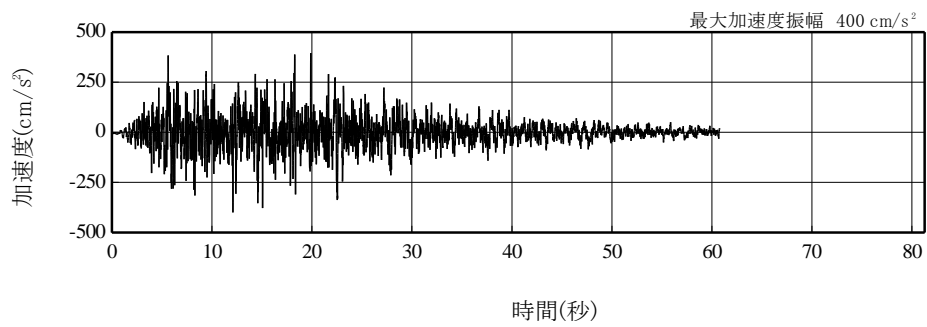


(Ss-3H)

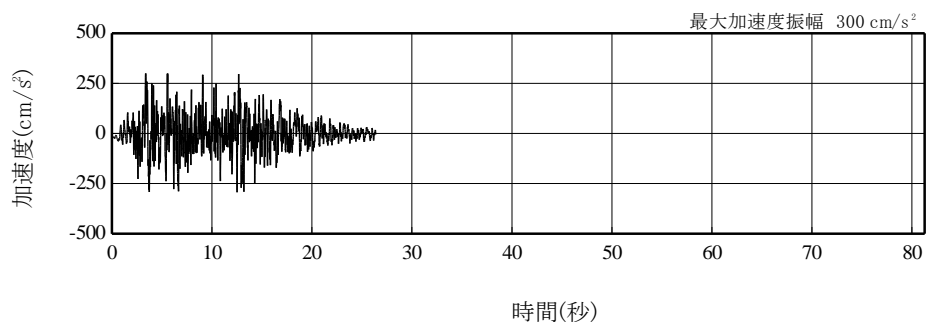
図 3.3-2(1) 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形(水平方向)



(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 (G.L.+29.92m) 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。

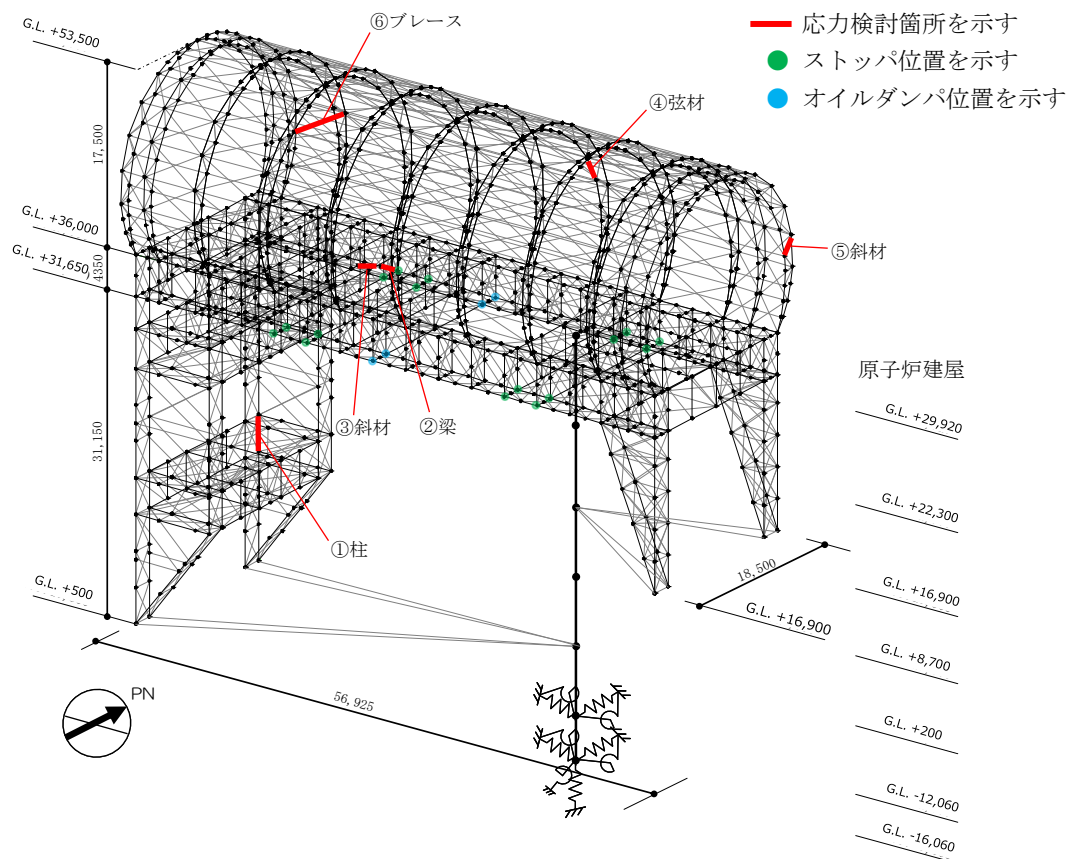


図 3.3-3 地震応答解析モデル (単位: mm)

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 G. L. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 I _G ($\times 10^5$ kN \cdot m ²)	せん断断面積 A _s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
+29.92	72990	76.95		
+22.3	119490	238.33	145.3	9598
+16.9	111140	204.58	146.1	29271
+8.7	130160	239.58	237.3	56230
+0.2	252510	464.88	208.6	60144
-12.06	301020	554.17	458.7	112978
-16.06	127000	233.79	2697.8	496620
合計	1114310		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%	

* 「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 G. L. (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)
+29.92	72990	56.10	61.9	5665
+22.3	119490	124.49		
+16.9	111140	204.58	123.4	12460
+8.7	130160	239.58	204.1	41352
+0.2	252510	693.32	226.6	61084
-12.06	301020	826.50	431.3	135128
-16.06	127000	348.72	2697.8	740717
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 G. L. (m)	質点重量* W (kN)	軸断面積 $A_N (\text{m}^2)$	軸ばね剛性 $K_A (\times 10^8 \text{ kN}/\text{m})$
+29.92	72990	192.0	6.48
+22.3	119490		
+16.9	111140	266.3	12.67
+8.7	130160	431.7	13.53
+0.2	252510	423.0	12.79
-12.06	301020	691.2	14.49
-16.06	127000	2697.8	173.33
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 G. L. (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 (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-206.0 (震災前 0.P.-196.0)		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(b) Ss-2

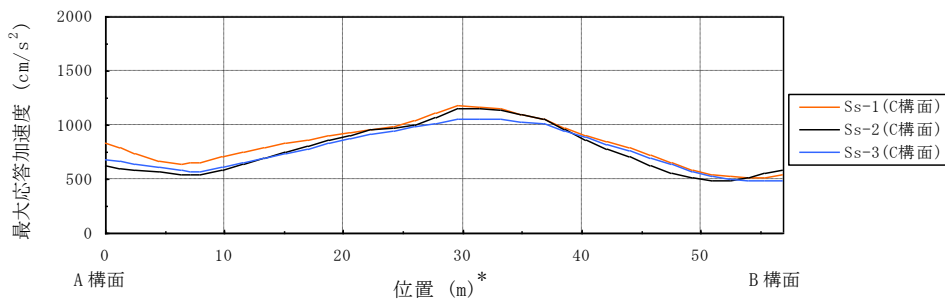
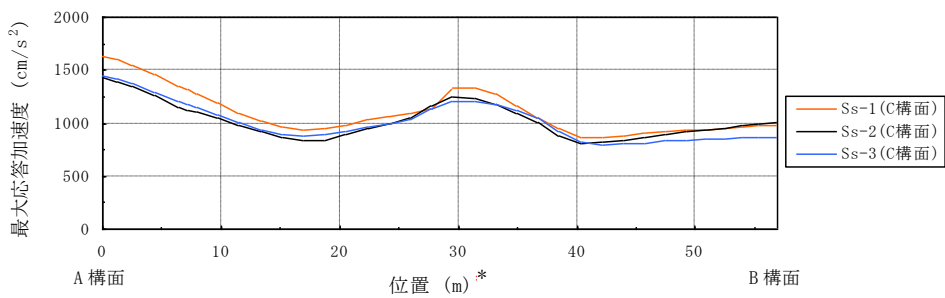
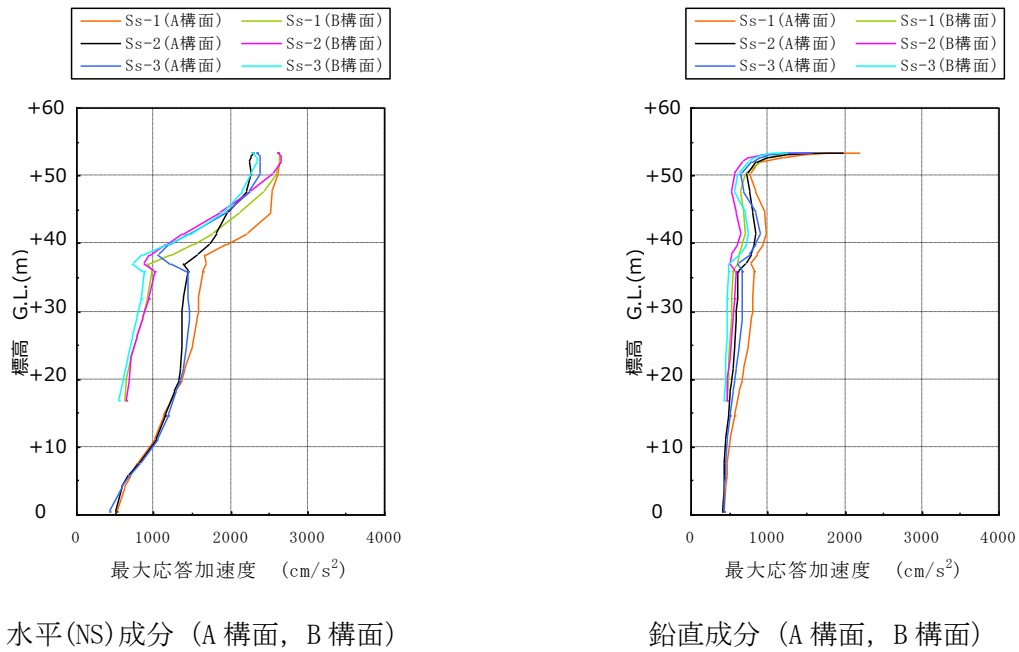
標高 G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
-206.0 (震災前 0.P.-196.0)		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(c) Ss-3

標高 G. L. (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 (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-206.0 (震災前 0.P.-196.0)		(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

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。



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

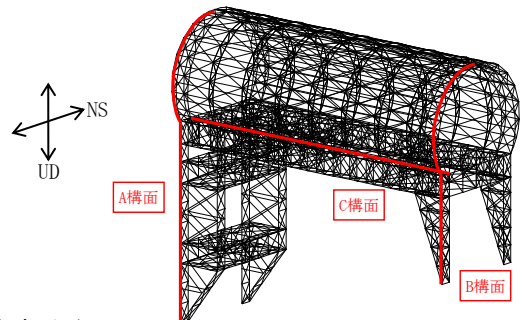
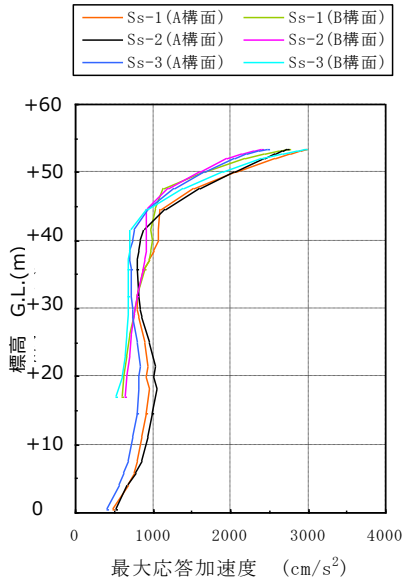
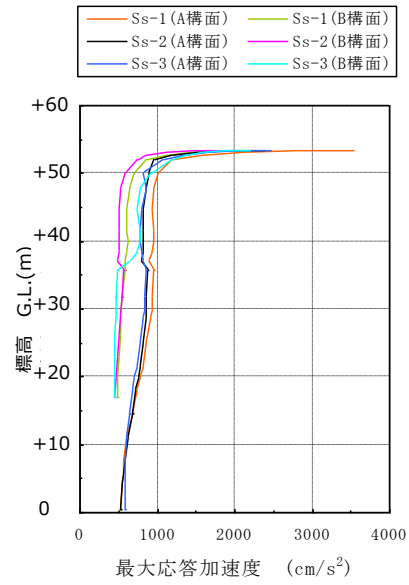


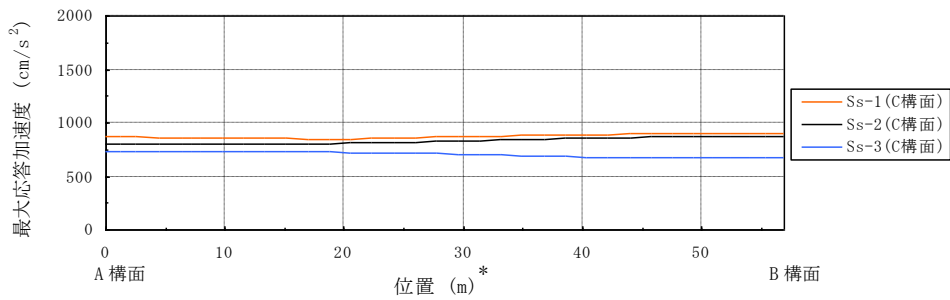
図 3.3-4(1) 最大応答加速度分布



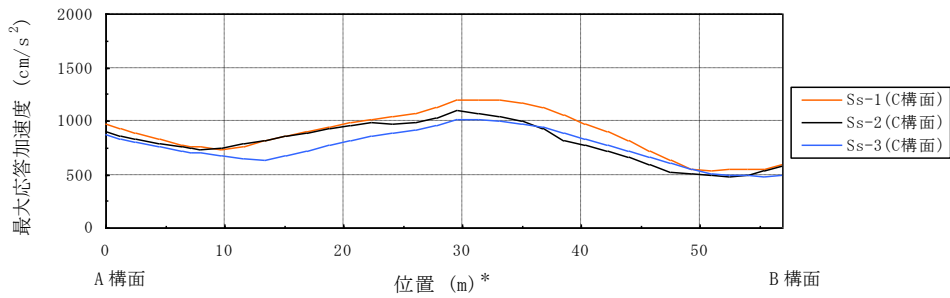
水平(EW)成分 (A 構面, B 構面)



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

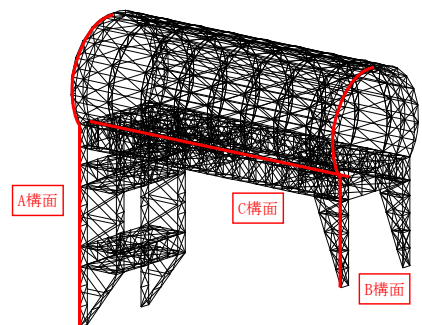
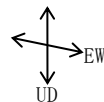


図 3.3-4(2) 最大応答加速度分布

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 G. L. +36.00 (m) ～G. L. +16.90 (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 G. L. +36.00 (m) ～G. L. +0.50 (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 Qu(kN)	耐力比 Q/Qu	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

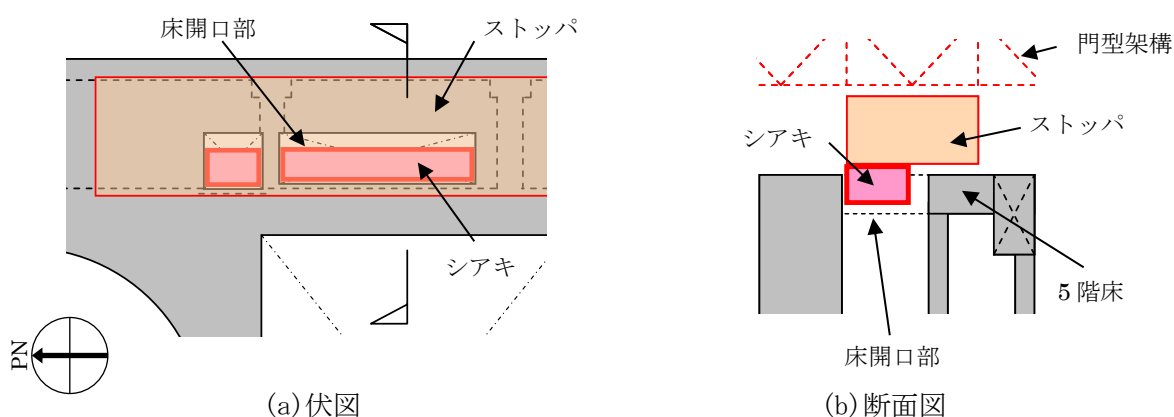


図 3.3-5 ストップ概要図

(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。

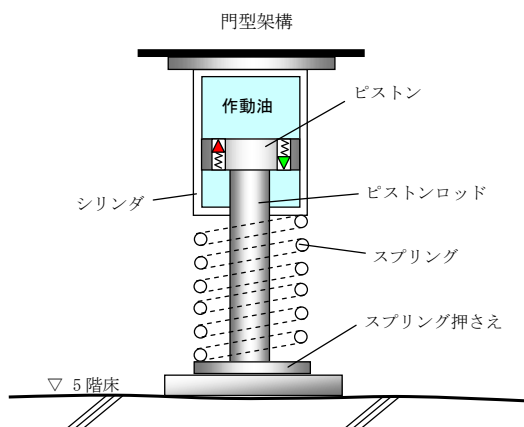


図 3.3-6 オイルダンパ概念図

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	0. K.
オイルダンパ速度 (m/s)	Ss-1	NS (D)	0.48	1.00	0. 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	0. 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	0. 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) ストッパ接触部

ストッパ接触部の耐震性の検討では、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。

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。

表 3.3-10 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	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。

$$N_u = f_n \cdot A_l$$

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

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。

$$N_u = s f_c \cdot A_1$$

ここに、

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

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

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

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。

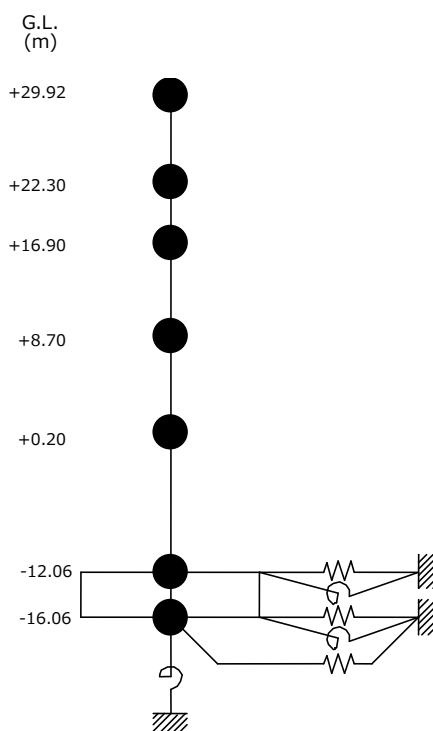


図 3.3-7 原子炉建屋の地震応答解析モデル

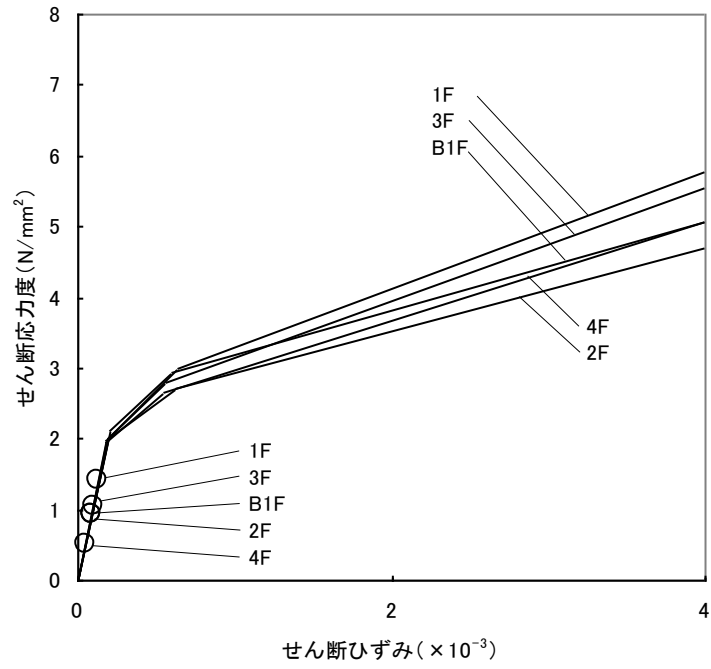
表 3.3-13 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元（水平方向）

標高 G. L. (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
+29.92	87590	92.34	67.32
+22.3	119490	238.33	124.49
+16.9	111340	204.95	204.95
+8.7	130160	239.58	239.58
+0.2	253710	467.09	696.62
-12.06	301020	554.17	826.50
-16.06	127000	233.79	348.72
合計	1130310		

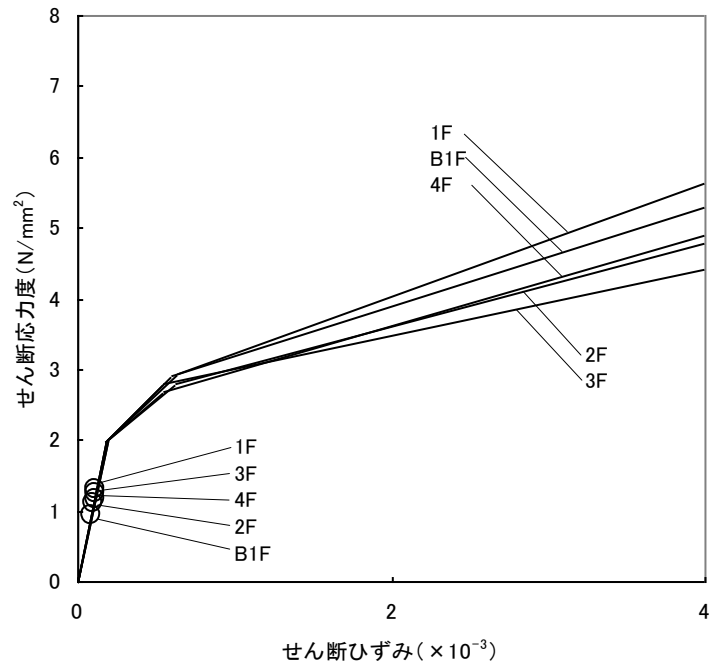
3) 検討結果

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。

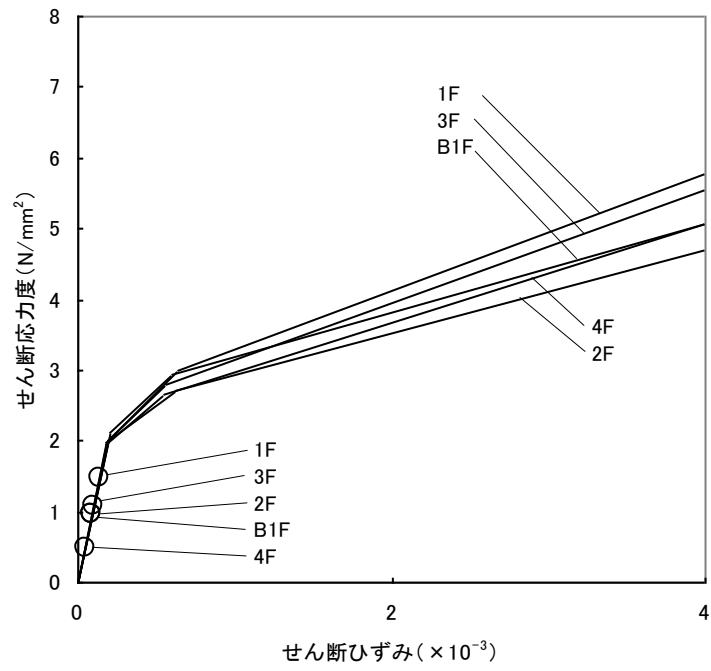


(a) NS 方向

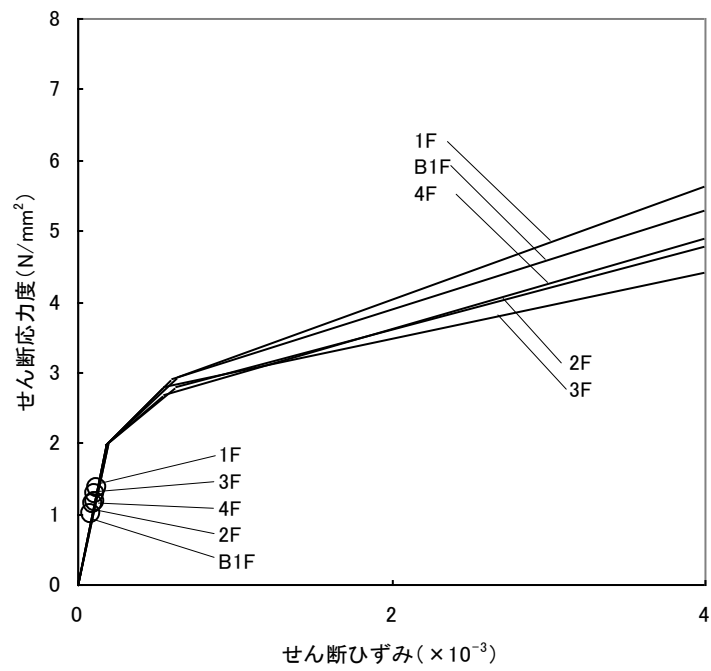


(b) EW 方向

図 3.3-8 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1)

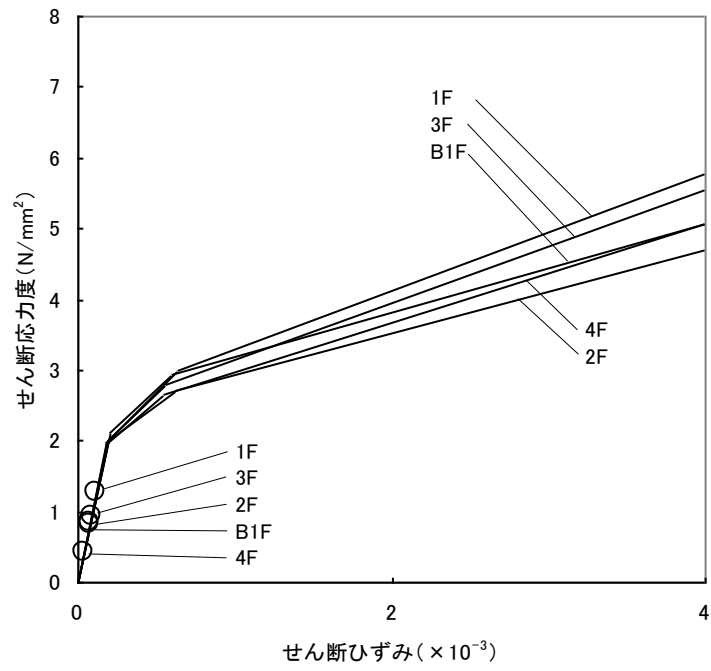


(a) NS 方向

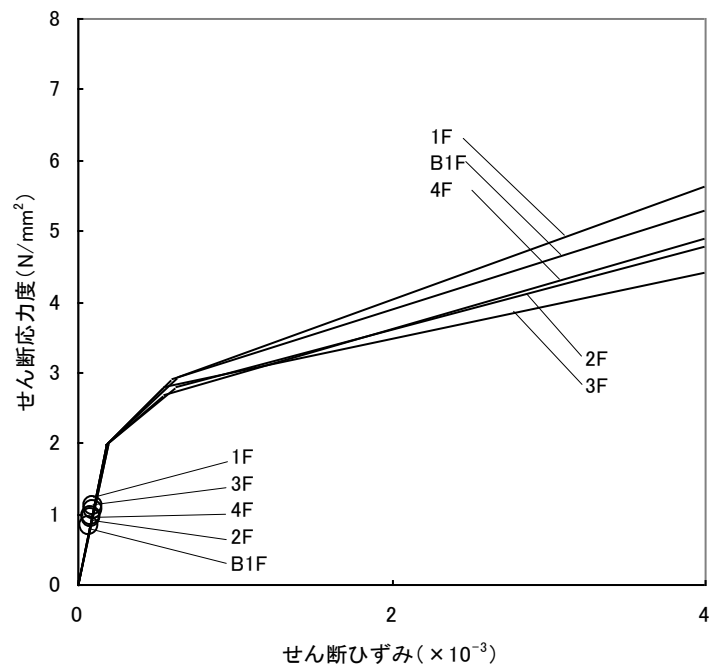


(b) EW 方向

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)

5. 1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

5.1 概要

5.1.1 一般事項

1号機燃料取り出し用カバーは、大型カバーと内部カバーから構成されている。ここでは、大型カバーの構造強度及び耐震性について検討を行う。

大型カバーは、原子炉建屋オペレーティングフロアを覆う構造としており、屋根部、一般部及び燃料取扱設備支持部から構成され、オペレーティングフロア上にあるガレキを撤去するガレキ撤去用天井クレーンを有する。また、大型カバーの燃料取扱設備支持部は燃料取扱設備（燃料取扱機及びクレーン）を支持する。このため、大型カバーの耐震設計上の重要度分類は、燃料取扱設備支持部が燃料取扱設備の間接支持構造物であることから、Bクラス相当とする。

大型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する。また、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、大型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、大型カバーが崩壊機構に至らないことを確認する。図 5.1.1-1 に大型カバーのイメージを示す。

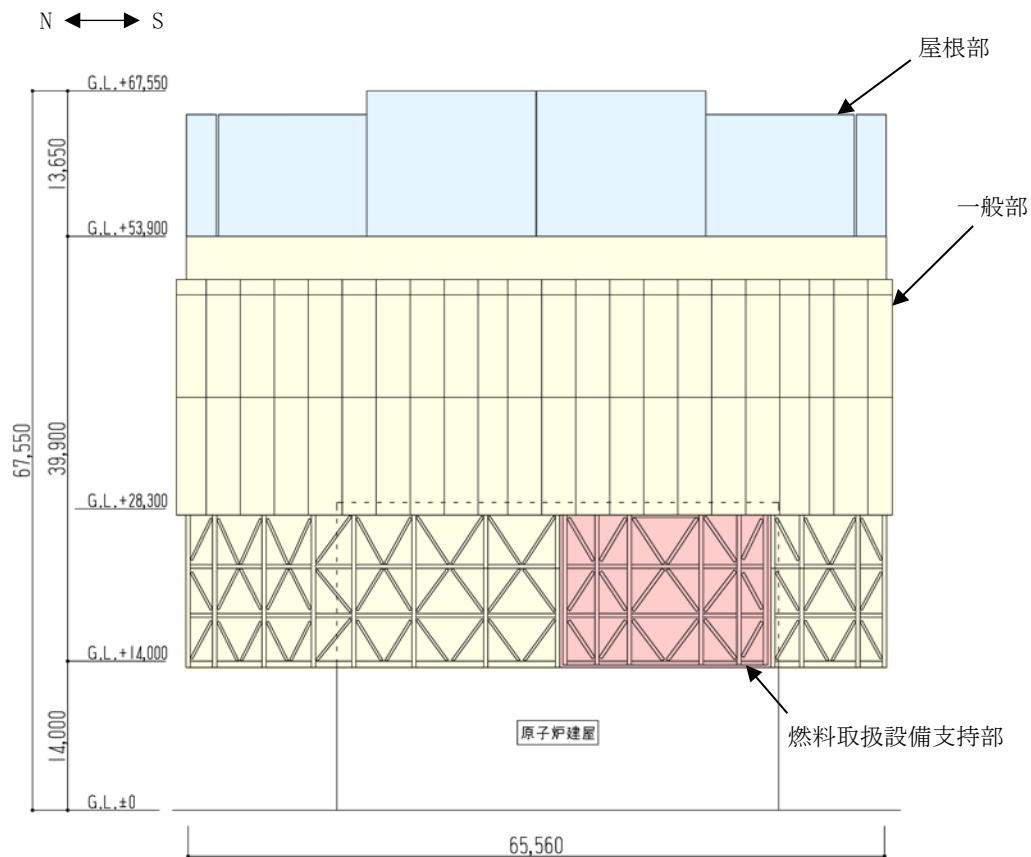


図 5.1.1-1 大型カバーのイメージ (単位 : mm)

本章では、G.L. ±0m=T.P. 8,564mm*とする。
また、記載の寸法は現場状況に応じて変更する場合がある。
* : 震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P. から T.P. への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。
<換算式> T.P. =旧 O.P. -1,436mm

大型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，改定版 2013 年）
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2018 年）
- (4) 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 年）
- (5) 2015 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，2015 年)
- (6) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 年）

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。

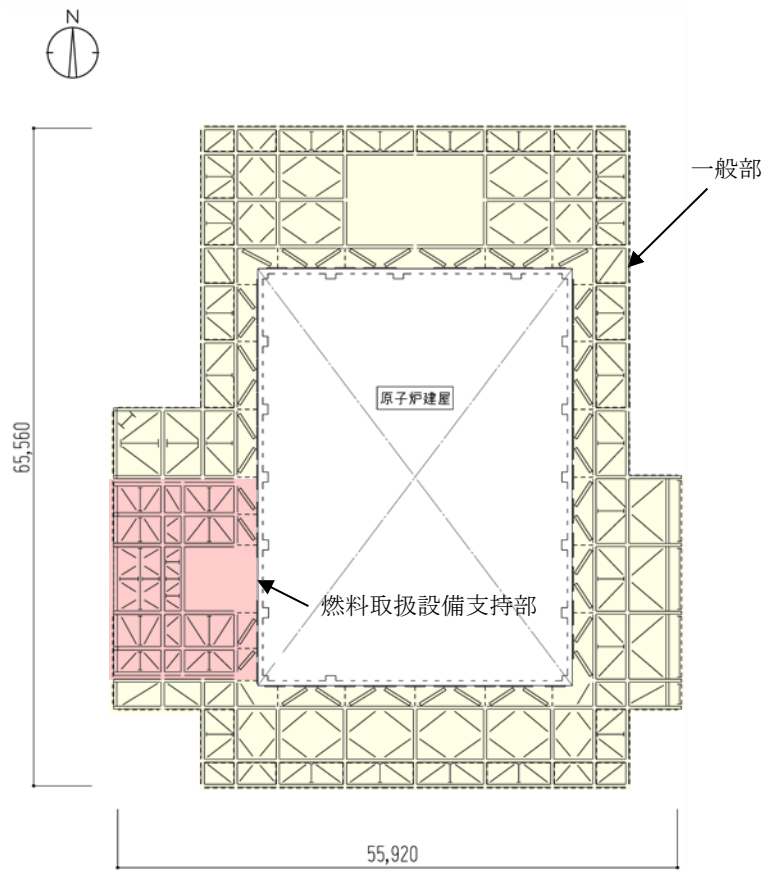
- (7) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1987)（日本電気協会 電気技術基準調査委員会，昭和 62 年）
- (8) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1991 追補版)（日本電気協会 電気技術基準調査委員会，平成 3 年）
- (9) 原子力発電所耐震設計技術規程(JEAC 4601-2015)（日本電気協会 原子力規格委員会，平成 27 年）

5.1.2 構造概要

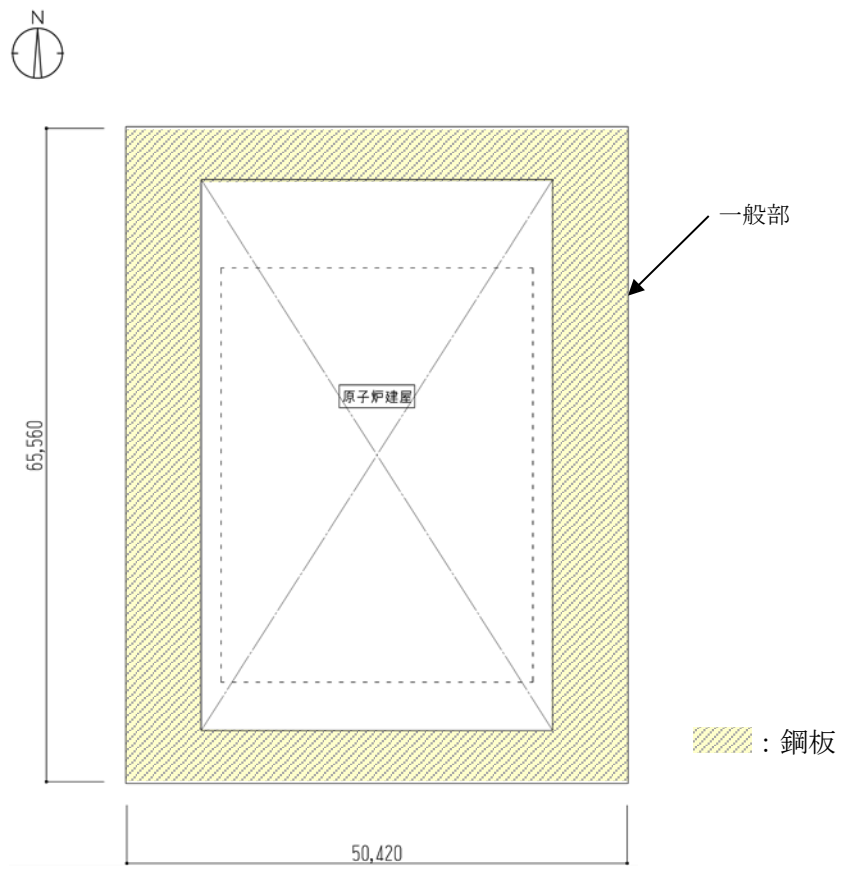
大型カバーは、東西方向 55.92m、南北方向 65.56m、高さ 67.55m の構造物で、構造形式はトラス構造、構造種別は鉄骨造である。また、一般部と燃料取扱設備支持部は構造的に分離している。大型カバー頂部付近は、水平剛性を高めるため、鋼板による箱桁架構とし、屋根は可動式としている。

大型カバーは、原子炉建屋に支持される構造物である。原子炉建屋との取り合い部においては、アンカーボルトにより接続している。

大型カバーの概要図を図 5.1.2-1 及び図 5.1.2-2 に示す。

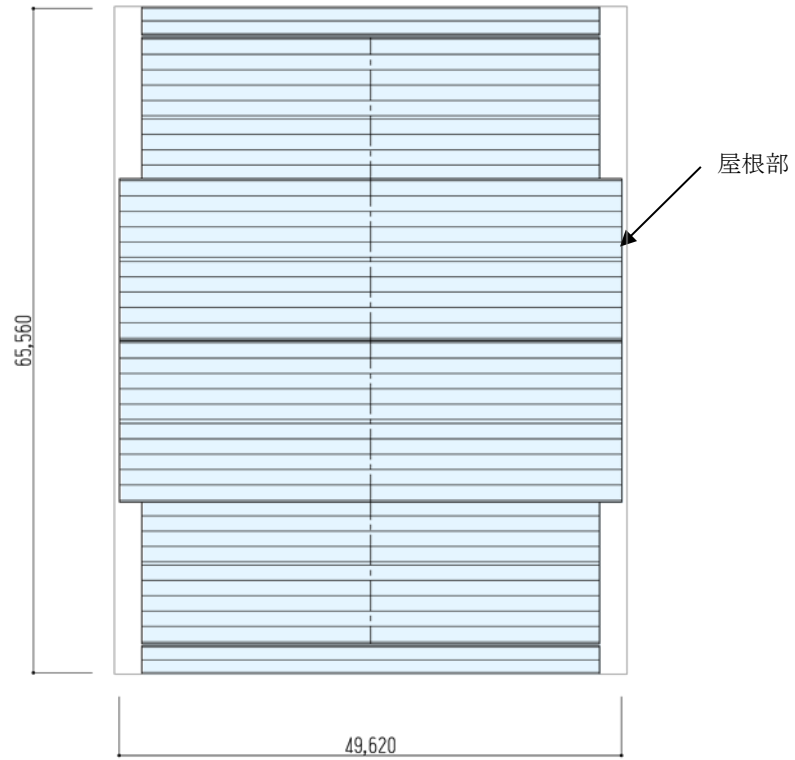


(a) 伏図 (G. L. +28, 300)



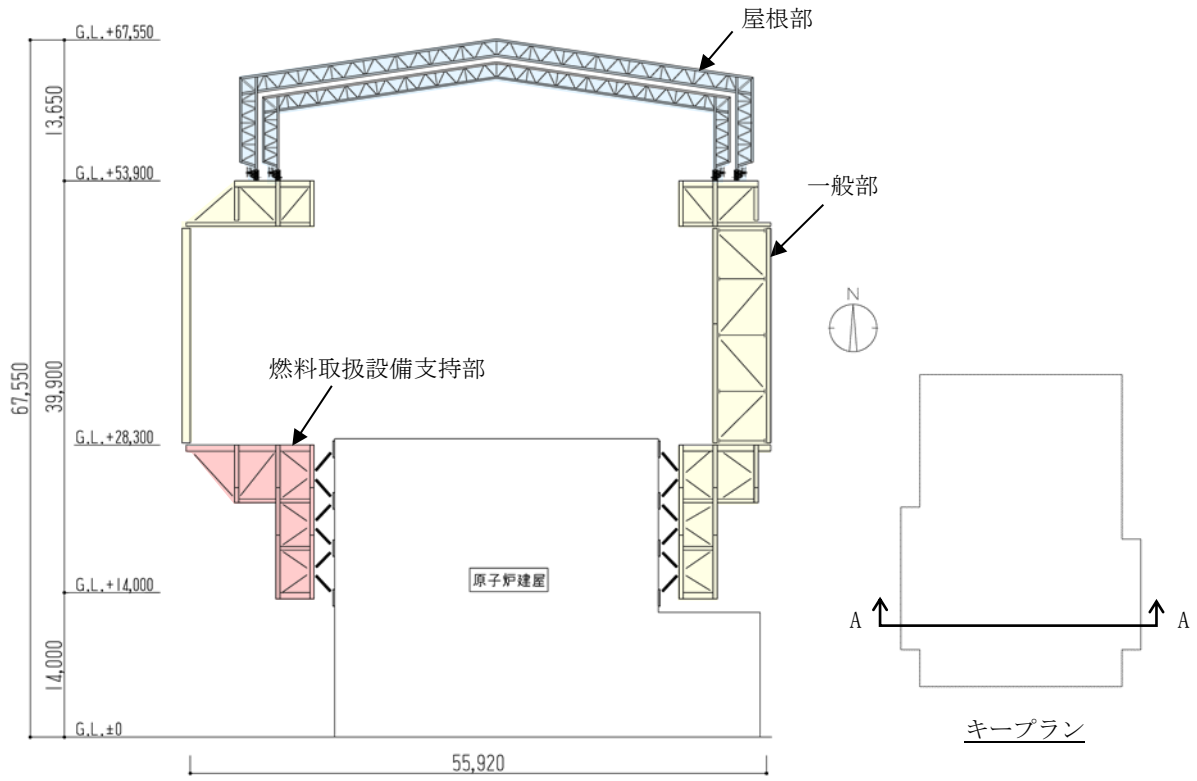
(b) 伏図 (G. L. +53, 900)

図 5. 1. 2-1(1) 大型カバーの概要 (単位 : mm)

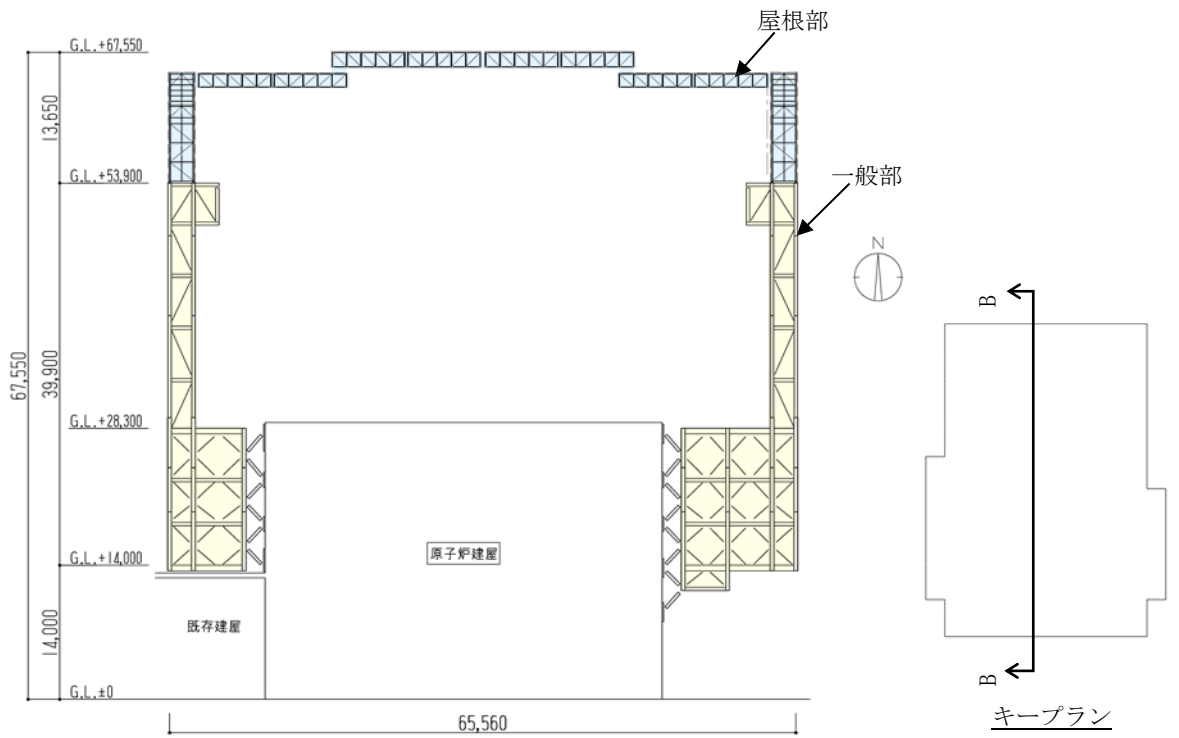


屋根伏図

図 5. 1. 2-1 (2) 大型カバーの概要 (単位 : mm)



(a) 大型カバーA-A 断面図



(b) 大型カバーB-B 断面図

図 5. 1. 2-2 大型カバーの概要 (単位 : mm)

5.1.3 検討フロー

大型カバーの構造強度及び耐震性の検討フローを図5.1.3-1に示す。検討に当たっては、大型カバーを設置し、原子炉建屋上のガレキを撤去しようとする状態（以下、「ガレキ撤去時」という）と、ガレキを撤去した後に、燃料取扱設備を設置した状態（以下、「燃料取り出し時」という）を評価する。

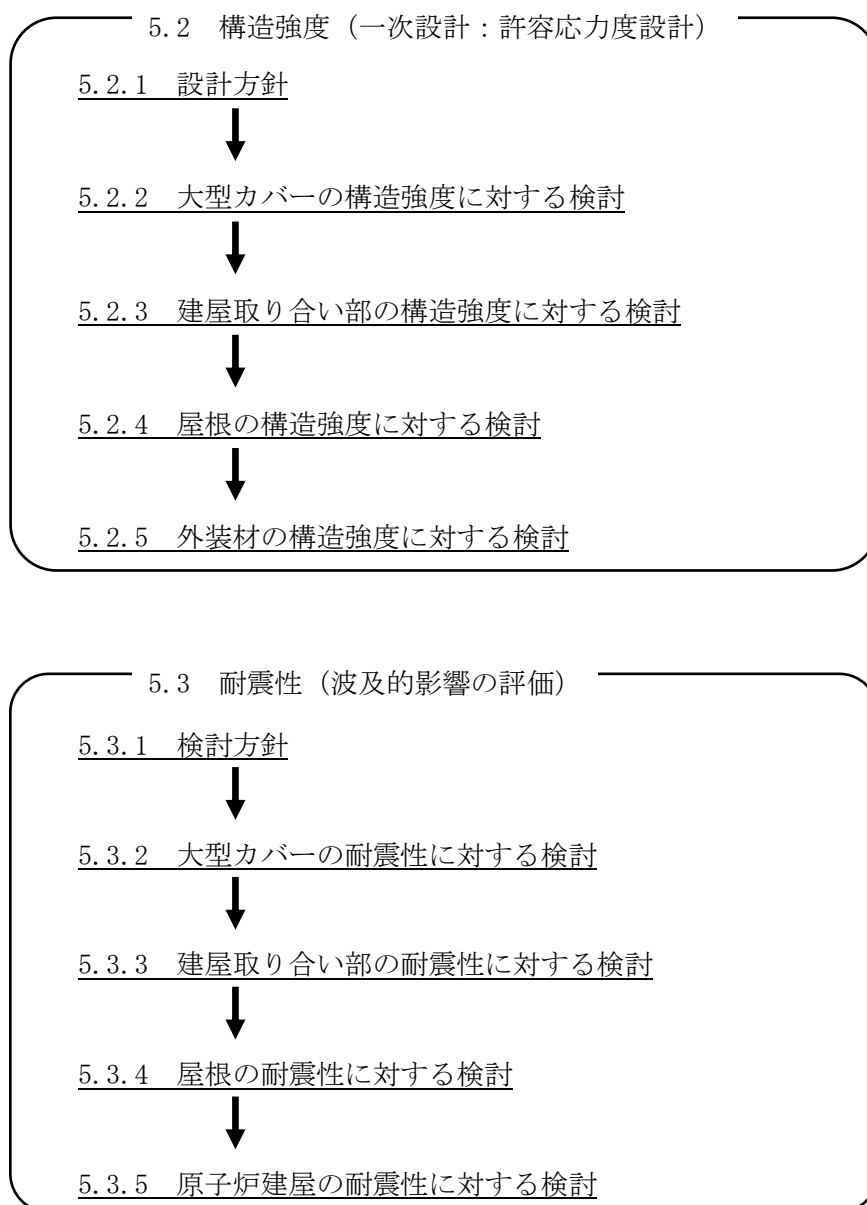


図 5.1.3-1 大型カバーの検討フロー

5.2 構造強度

5.2.1 設計方針

構造強度の検討は、大型カバー、建屋取り合い部、屋根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 5.2.1-1 に示す。

表 5. 2. 1-1 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)
大型カバー	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0
原子炉建屋	コンクリート	2.57×10 ⁴ *	0.2	24.0

*：実強度に基づく剛性

コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
22.1 (225) *	7.4	—	0.71	14.8	—	1.07

*：建設時の設計基準強度（単位：kgf/cm²）

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*4
T ≤ 40mm	SS400, SN400B, STK400	235	建築基準法及び国土交通省告示に従い、左記 F の値より求める
T > 40mm	SN400B	215	
T ≤ 40mm	SM490A, SN490B, STKN490B STK490, SNR490B	325	
T ≤ 40mm	STKT590	440*1	
T > 40mm	TMCP325B	325*2	
—	S45C	490*3	

*1：「JIS G 3474-2008」による

*2：国土交通大臣指定書（国住指第 326-2，平成 14 年 5 月 7 日又は国住指第 1208-2，1209-2，平成 15 年 7 月 31 日）による

*3：「JIS G 4051-2005」による

*4：終局強度は許容応力度を 1.1 倍とする

(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。

1) 鉛直荷重 (VL)

大型カバー及び原子炉建屋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。主な鉛直荷重を表 5.2.1-2 及び表 5.2.1-3 に示す。

表 5.2.1-2 大型カバーに作用する主な鉛直荷重(kN)

	ガレキ撤去時	燃料取り出し時
屋根	3800	3800
外装材	5800	4360
遮蔽体	1050	6430
ガレキ撤去用天井クレーン	4200	4200
遠隔解体重機	2600	0
配管	500	830

表 5.2.1-3 原子炉建屋に作用する主な鉛直荷重(kN)

	ガレキ撤去時	燃料取り出し時
ガレキ	12130	0
機器等	4260	43540
遮蔽体	0	21110

2) 積雪荷重 (SL)

積雪荷重は建築基準法施行令第 86 条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。

なお、国土交通省告示第 594 号による多雪区域以外の区域における積雪後の降雨を見込んだ割増係数を乗じた積雪荷重を考慮する。

積雪量：30cm，単位荷重：20N/m²/cm

3) 風圧力 (WL)

風圧力は建築基準法施行令第 87 条および建設省告示第 1454 号に基づき、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 5.2.1-4 に示す。

表 5.2.1-4 速度圧の算定結果

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)
65.7	1.32	2.00	3.50	30	1890

*：建物高さは、軒高さ（63.8m）と最高高さ（67.55m）の平均値とした

4) 地震荷重 (K)

大型カバーに作用させる地震荷重は、G.L. +0.20m (原子炉建屋1階床) を基準面とした水平地震力の算定結果より設定する。水平地震力は下式より算定し、算定結果を表 5.2.1-6 及び表 5.2.1-7 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 : 層せん断力 (kN)

n : 施設の重要度に応じた係数

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、大型カバーの設計で考慮する原子炉建屋の全体重量は、ガレキ撤去の効果と大型カバー等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 5.2.1-5 に示す。

表 5.2.1-5 原子炉建屋の全体重量(kN)

	ガレキ撤去時	燃料取り出し時
原子炉建屋の全体重量	701430	701430
ガレキ撤去による軽減重量	0	-12130
大型カバー設置等の付加重量	+82500	+143090
大型カバー設計用原子炉建屋全体重量	783930	832390

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、

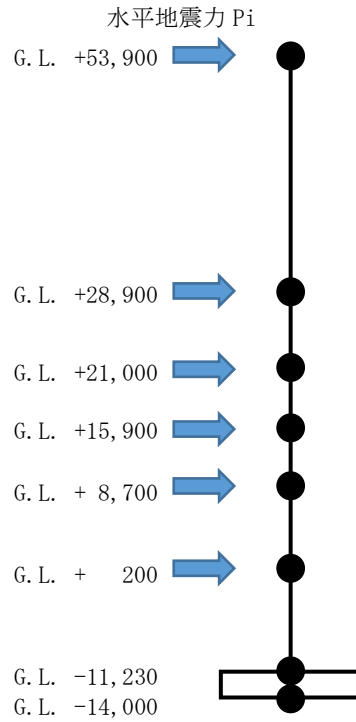
P_i : 当該階とその直下階の水平地震荷重の差 (kN)

w_i : 各階重量 (kN)

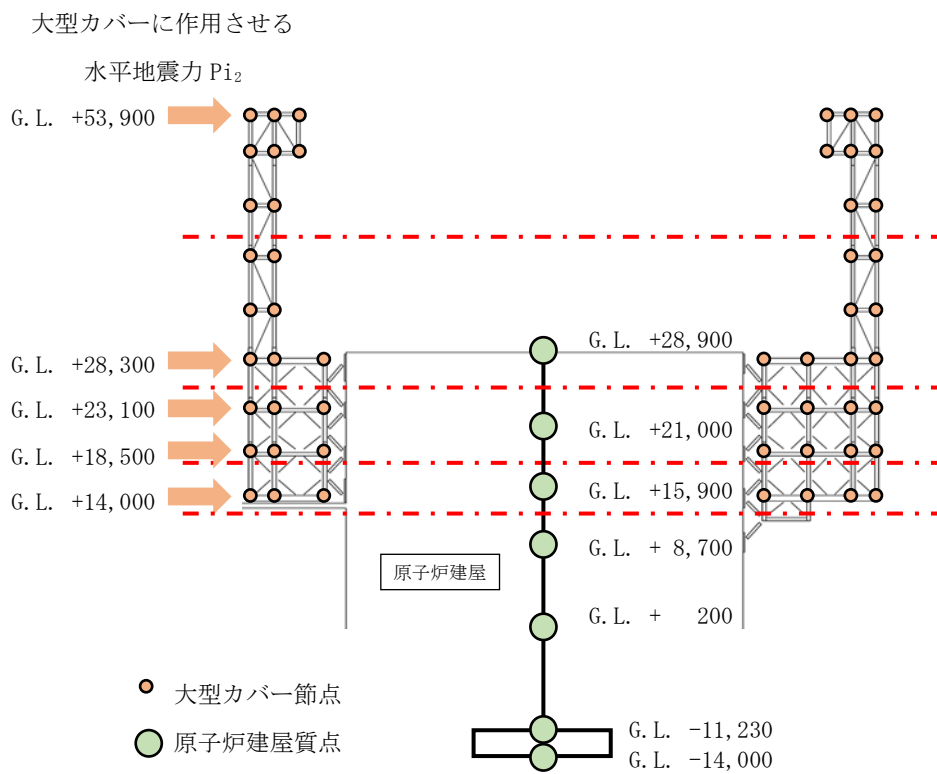
算定した水平地震力を原子炉建屋，大型カバー一般部及び燃料取扱設備支持部の重量比に基づいて分配し，それぞれに作用させる水平地震力を算定する。なお，高さ方向に関しては，原子炉建屋の各階の高さと大型カバーの節点の高さが異なるため，高さ毎に区分けを行った上で重量比を計算する。図 5.2.1-1 に大型カバーに作用させる水平地震力の概要図を示す。

$P_{i_2} = P_i \times (i \text{ 層の大型カバー (一般部又は燃料取扱設備支持部) の重量} / i \text{ 層の原子炉建屋及び大型カバーの重量})$

P_{i_2} : 当該階とその直下階の大型カバー (一般部又は燃料取扱設備支持部) に作用させる水平地震荷重の差 (kN)



原子炉建屋と大型カバー集約質点系モデル



大型カバーの解析モデル

図 5. 2. 1-1 大型カバーの水平地震力の概要図 (単位 : mm)

表 5. 2. 1-6(1) ガレキ撤去時の水平地震力の算定結果 (NS 方向)

G. L. (m)	各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
+53.9	24850	—	—	—	—	26279	1.058
+53.9~+28.9	88990	24850	4.408	1.058	26279	12142	0.136
+28.9~+21.0	83750	113840	1.406	0.338	38421	18189	0.217
+21.0~+15.9	88690	197590	1.192	0.287	56610	18109	0.204
+15.9~+8.7	87240	286280	1.089	0.261	74719	14926	0.171
+8.7~+0.2	—	373520	1.000	0.240	89645	—	—

表 5. 2. 1-6(2) ガレキ撤去時の水平地震力の算定結果 (EW 方向)

G. L. (m)	各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
+53.9	24850	—	—	—	—	26130	1.052
+53.9~+28.9	88990	24850	4.384	1.052	26130	14682	0.165
+28.9~+21.0	83750	113840	1.493	0.359	40812	17576	0.210
+21.0~+15.9	88690	197590	1.233	0.296	58388	17190	0.194
+15.9~+8.7	87240	286280	1.103	0.264	75578	14067	0.161
+8.7~+0.2	—	373520	1.000	0.240	89645	—	—

表 5. 2. 1-6(3) ガレキ撤去時の大型カバーの地震荷重結果 (NS・EW 方向)

G. L. (m)	各階重量 wi (kN)	NS 方向			EW 方向		
		Pi (kN)	一般部 Pi ₂ (kN)	燃料取扱 設備支持部 Pi ₂ (kN)	Pi (kN)	一般部 Pi ₂ (kN)	燃料取扱 設備支持部 Pi ₂ (kN)
+53.9	24850	26400	26400	—	26300	26300	—
+28.3	88990	12400	3400	650	14900	4100	750
+23.1	83750	18300	1300	350	17700	1300	250
+18.5			1000	200		1000	200
+14.0	88690	18300	1100	300	17400	1100	300

表 5.2.1-7(1) 燃料取り出し時の水平震度の算定結果 (NS 方向)

G. L. (m)	各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
+53.9	24310	—	—	—	—	27057	1.113
+53.9~+28.9	137080	24310	4.639	1.113	27057	25718	0.188
+28.9~+21.0	83750	161390	1.361	0.327	52775	17825	0.213
+21.0~+15.9	88680	245140	1.203	0.288	70600	17028	0.192
+15.9~+8.7	87810	333820	1.094	0.263	87628	13563	0.154
+8.7~+0.2	—	421630	1.000	0.240	101191	—	—

表 5.2.1-7(2) 燃料取り出し時の水平震度の算定結果 (EW 方向)

G. L. (m)	各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
+53.9	24310	—	—	—	—	25197	1.036
+53.9~+28.9	137080	24310	4.319	1.037	25197	28788	0.210
+28.9~+21.0	83750	161390	1.396	0.335	53985	18086	0.216
+21.0~+15.9	88680	245140	1.224	0.294	72071	16057	0.181
+15.9~+8.7	87810	333820	1.102	0.264	88128	13063	0.149
+8.7~+0.2	—	421630	1.000	0.240	101191	—	—

表 5.2.1-7(3) 燃料取り出し時の大型カバーの地震荷重結果 (NS・EW 方向)

G. L. (m)	各階重量 wi (kN)	NS 方向			EW 方向		
		Pi (kN)	一般部 Pi ₂ (kN)	燃料取扱 設備支持部 Pi ₂ (kN)	Pi (kN)	一般部 Pi ₂ (kN)	燃料取扱 設備支持部 Pi ₂ (kN)
+53.9	24310	27200	27200	—	25300	25300	—
+28.3	137080	26000	4500	1000	29000	5000	1100
+23.1	83750	18000	1300	350	18150	1300	350
+18.5			1000	200		900	200
+14.0	88680	17300	1100	300	16250	1000	300

5) 荷重組合せ

設計で考慮する荷重組合せを表 5.2.1-8 に示す。また、ガレキ撤去時におけるガレキ撤去用天井クレーンの位置を図 5.2.1-2 に、燃料取り出し時における燃料取扱設備の位置を図 5.2.1-3 に示す。なお、燃料取り出し時にはガレキ撤去用天井クレーンの位置は北側とする。

表 5.2.1-8 荷重組合せ

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

*1：ガレキ撤去時は case1 及び case2，燃料取り出し時は case3 及び case4 の状態とする

*2：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て検討を行う

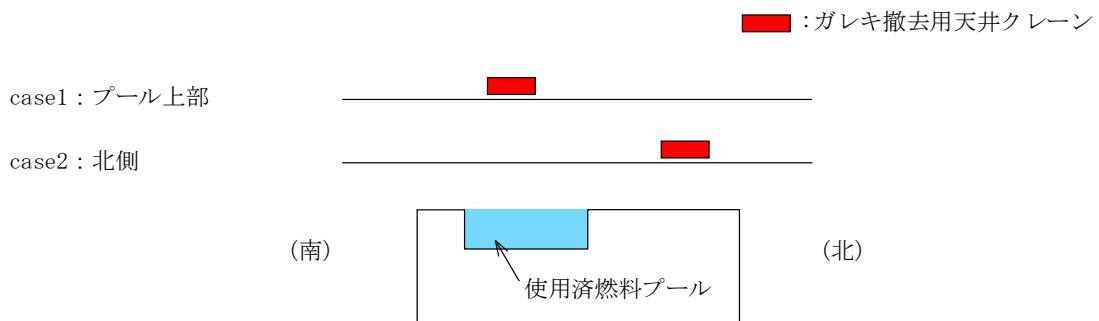
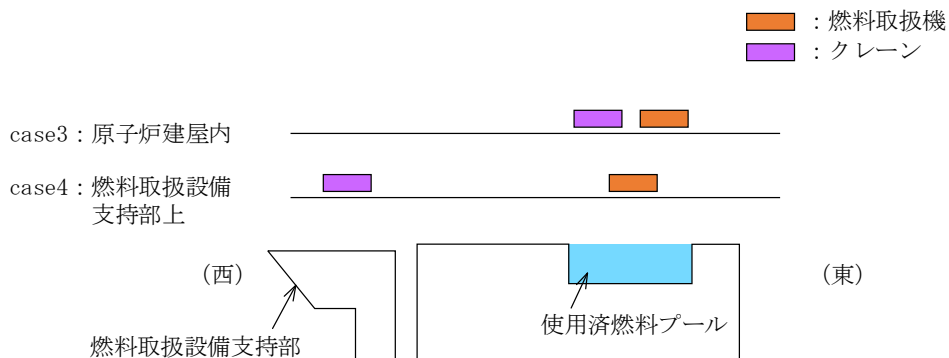


図 5.2.1-2 ガレキ撤去用天井クレーンの位置



注：燃料取り出し時のガレキ撤去用天井クレーン位置は北側とする。

図 5.2.1-3 燃料取扱設備の位置

地震時と暴風時の大型カバーの層せん断力について、風荷重の受圧面積が大きい EW 方向で比較した結果を図 5.2.1-4 に示す。図 5.2.1-4 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。

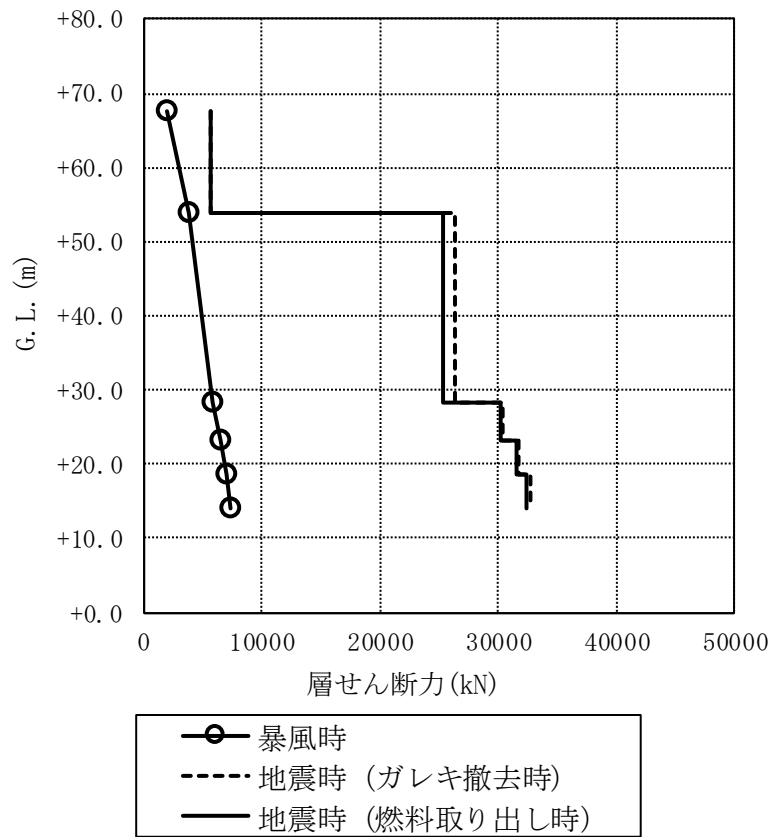


図 5.2.1-4 地震時と暴風時の層せん断力の比較 (EW 方向)

5.2.2 大型カバーの構造強度に対する検討

(1) 解析モデル

原子炉建屋は質点系モデルとし、大型カバーの解析モデルは、一般部及び燃料取扱設備支持部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 5.2.2-1 に立体解析モデルを示す。また、屋根は重量として見込む。

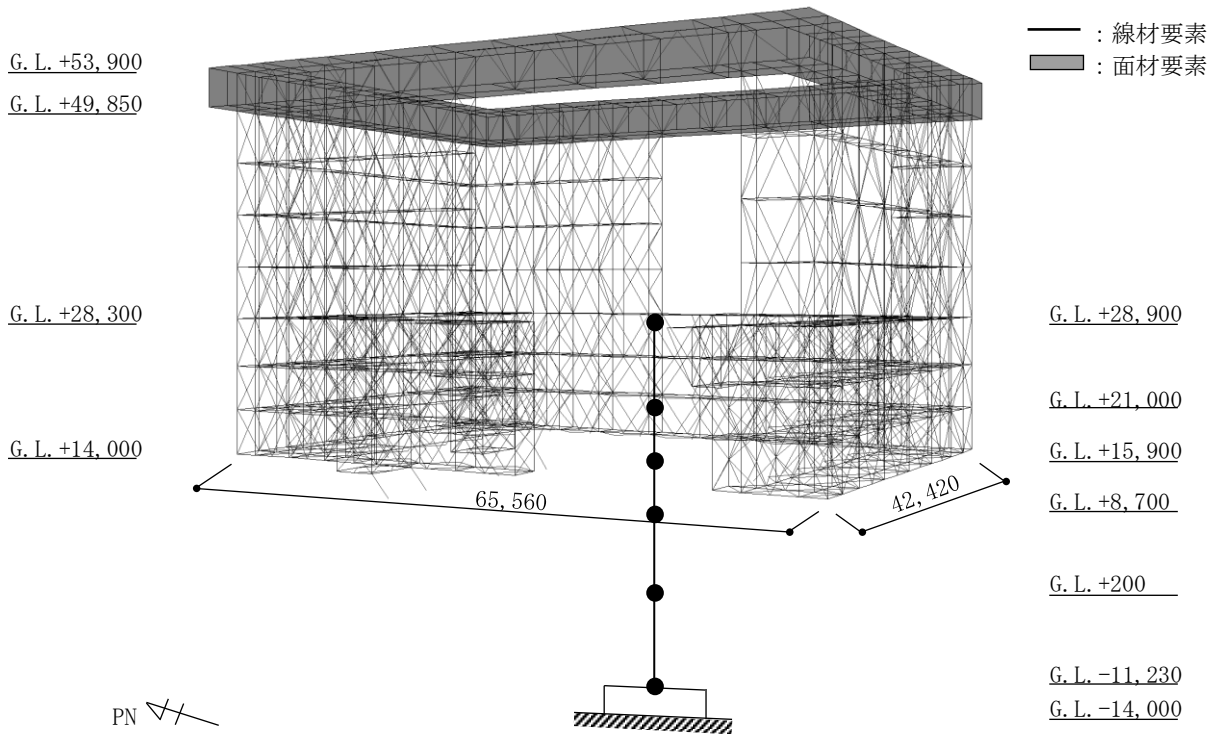


図 5.2.2-1(1) 大型カバー（一般部）の解析モデル（単位：mm）

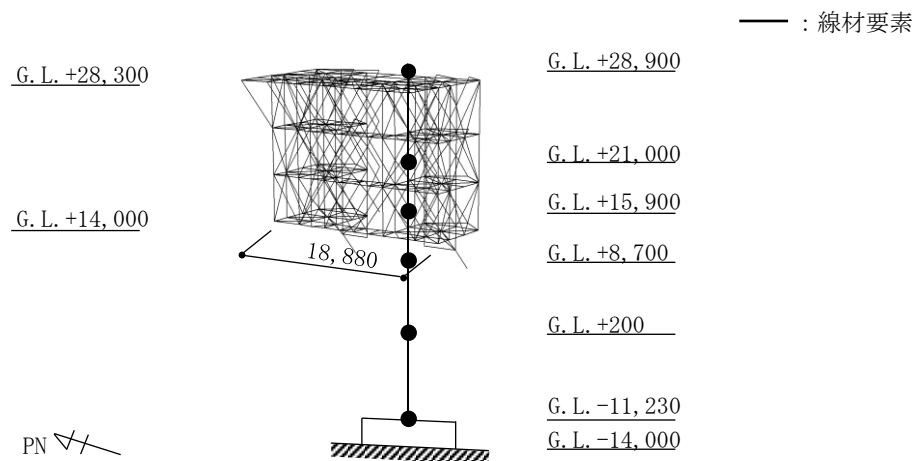


図 5.2.2-1(2) 大型カバー（燃料取扱設備支持部）の解析モデル（単位：mm）

(2) 断面検討

1) 柱, 梁, 水平・鉛直ブレース

部材の応力度比は, 「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。

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

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

ここで, σ_c : 圧縮応力度 (N/A) (N/mm²)
 σ_t : 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)

2) 大型カバー頂部鋼板部

応力度比の検討は, 「鋼構造設計規準」に従い, 面内力に対し下式にて検討を行う。

・ 組合せ応力の場合 $\frac{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}{f_t^2} \leq 1$

ここで, σ_x : X 方向圧縮応力度 (N_x/A) (N/mm²)
 σ_y : Y 方向圧縮応力度 (N_y/A) (N/mm²)
N_x : X 方向面内力 (N), N_y : Y 方向面内力 (N), A : 断面積 (mm²)
 τ_{xy} : せん断応力度 (N_{xy}/A_s) (N/mm²)
N_{xy} : 面内せん断力 (N), A_s : せん断断面積 (mm²)
 f_t : 許容引張応力度 (N/mm²)

3) ガレキ撤去時

表 5. 2. 2-1 及び表 5. 2. 2-2 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 5. 2. 2-1(1) 断面検討結果（一般部，常時）

部位*1		部材形状 (mm) <使用材料*2>	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
①	柱	H-400×400×13 ×21	C (case1)	σ_c	89.6	f_c	170.9	0.53	O. K.
②	梁	H-588×300×12 ×20	C (case1)	σ_c	50.7	f_c	201.1	0.26	O. K.
③	水平 ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	C (case1)	σ_c	106.1	f_c	187.5	0.57	O. K.
④	鉛直 ブレース	ϕ -267.4×6.6	C (case1)	σ_c	147.8	f_c	204.2	0.73	O. K.
⑤	鋼板	PL-16 <SN400B>	C (case1)	σ_x	4.1	f_t	156.0	0.39	O. K.
				σ_y	8.7				
				τ_{xy}	34.1				

表 5. 2. 2-1(2) 断面検討結果（燃料取扱設備支持部，常時）

部位*1		部材形状 (mm) <使用材料*2>	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
⑥	柱	H-400×400×13 ×21	C (-)*4	σ_c	13.1	f_c	202.7	0.07	O. K.
⑦	梁	H-800×300×14 ×26	C (-)*4	σ_c	20.2	f_c	175.8	0.12	O. K.
⑧	水平 ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	C (-)*4	σ_t	40.7	f_t	216.6	0.19	O. K.
⑨	鉛直 ブレース	ϕ -355.6×7.9	C (-)*4	σ_c	58.7	f_c	207.7	0.29	O. K.

*1：①～⑨の符号は図 5. 2. 2-2 の応力検討箇所を示す

*2：各部材の使用材料は、特記なき限り、鋼管：STKN490B，その他 SN490B

*3：図 5. 2. 1-2 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

*4：ガレキ撤去用天井クレーンの位置によらない

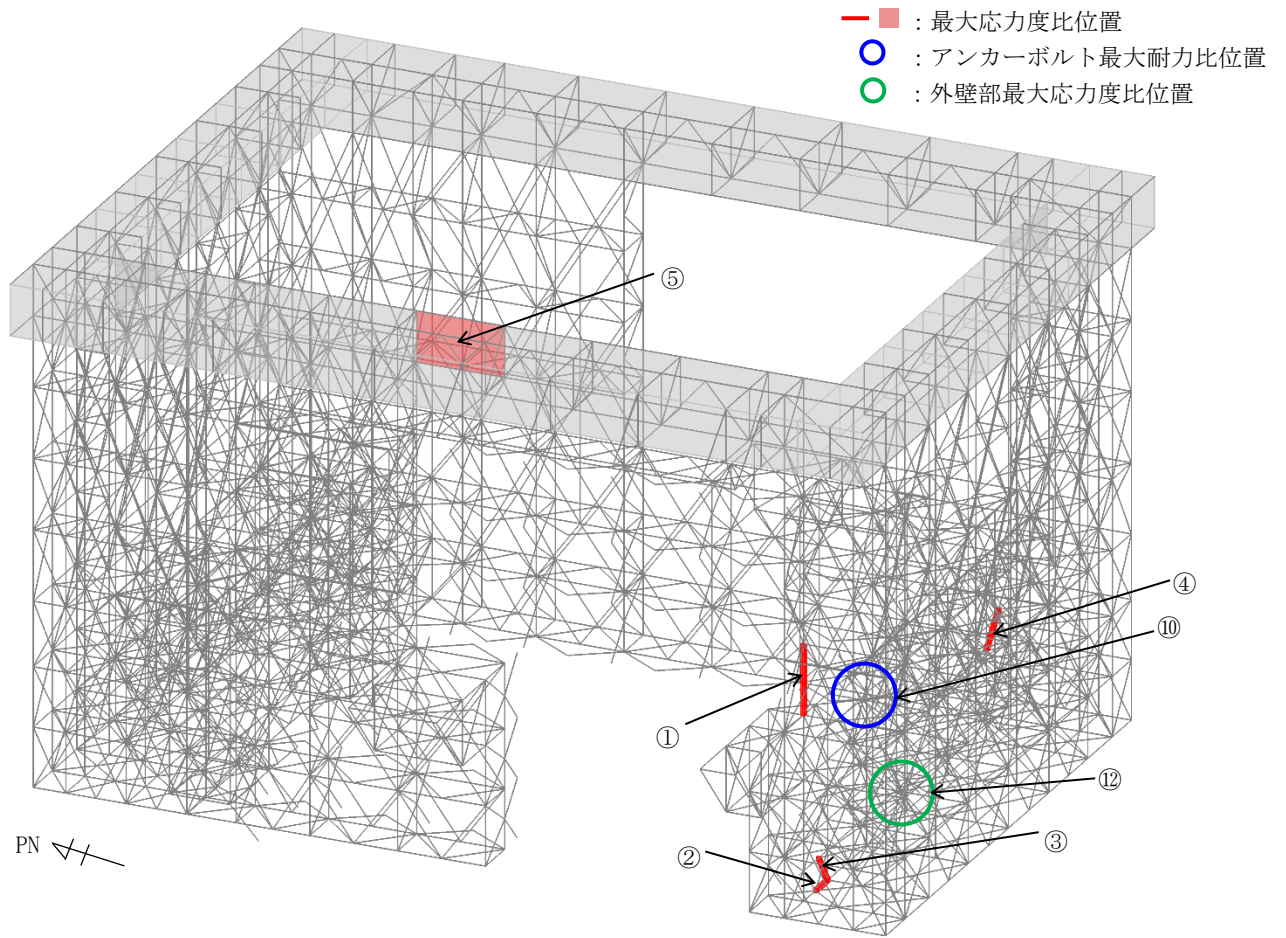


図 5.2.2-2(1) 最大応力度比位置図(一般部, 常時)

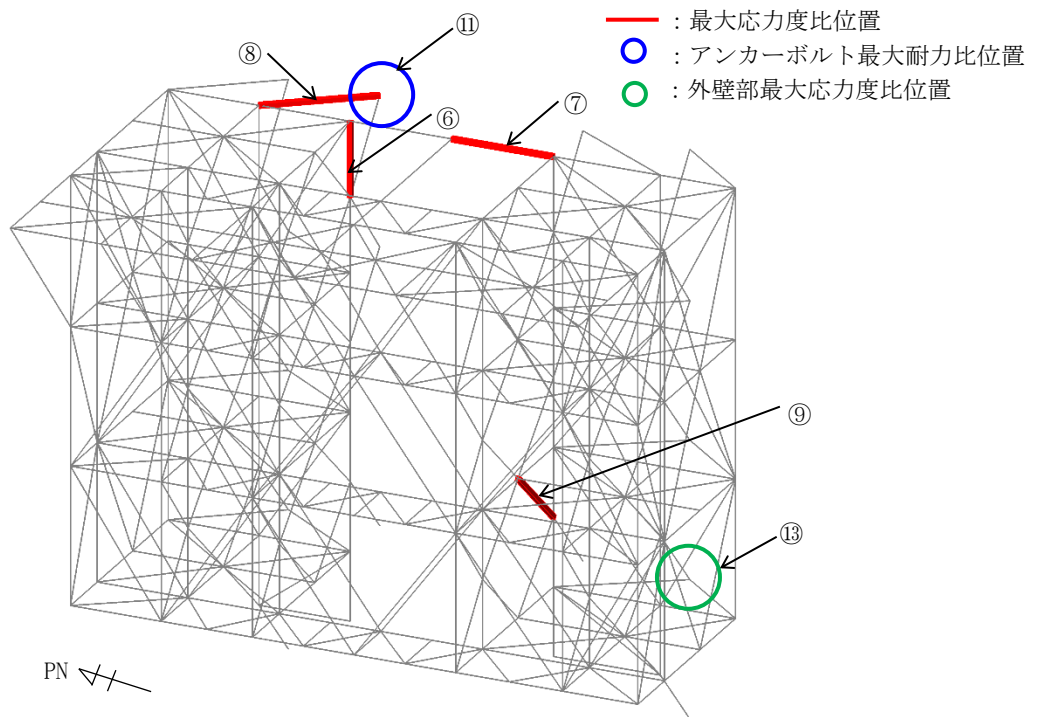


図 5.2.2-2(2) 最大応力度比位置図(燃料取扱設備支持部, 常時)

表 5. 2. 2-2(1) 断面検討結果 (一般部, 地震時)

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
			σ_c		f_c			
①	柱 H-428×407×20 ×35	E2 (case1)	σ_c	171.8	f_c	305.6	0.57	O.K.
②	梁 H-588×300×12 ×20	E4 (case1)	σ_c	132.2	f_c	301.6	0.44	O.K.
③	水平 ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	E4 (case1)	σ_c	276.9	f_c	284.6	0.98	O.K.
④	鉛直 ブレース ϕ -267.4×6.6	E1 (case2)	σ_t	301.1	f_t	325.0	0.93	O.K.
⑤	鋼板 PL-16 〈SN400B〉	E4 (case2)	σ_x	34.5	f_t	235.0	0.42	O.K.
			σ_y	8.0				
			τ_{xy}	53.1				

表 5. 2. 2-2(2) 断面検討結果 (燃料取扱設備支持部, 地震時)

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
			σ_c		f_c			
⑥	柱 H-400×400×13 ×21	E1 (-)*4	σ_c	7.0	f_c	304.1	0.03	O.K.
⑦	梁 H-800×300×14 ×26	E4 (-)*4	σ_c	24.3	f_c	263.7	0.10	O.K.
⑧	水平 ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	E1 (-)*4	σ_t	58.8	f_t	325.0	0.19	O.K.
⑨	鉛直 ブレース ϕ -355.6×7.9	E1 (-)*4	σ_c	69.5	f_c	311.5	0.23	O.K.

*1 : ①～⑨の符号は図 5. 2. 2-3 の応力検討箇所を示す

*2 : 各部材の使用材料は, 特記なき限り, 鋼管 : STKN490B, その他 SN490B

*3 : 図 5. 2. 1-2 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

*4 : ガレキ撤去用天井クレーンの位置によらない

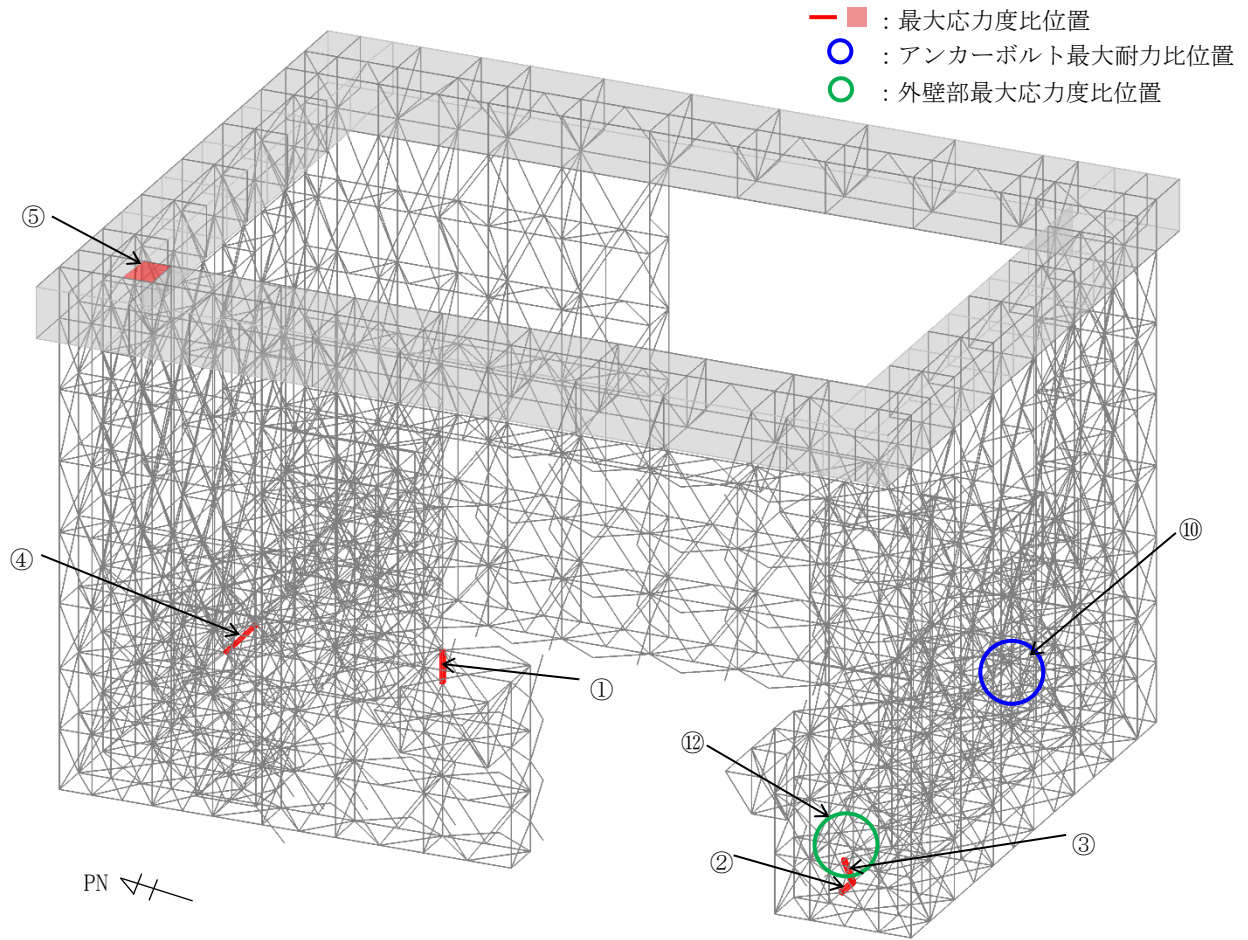


図 5.2.2-3(1) 最大応力度比位置図(一般部, 地震時)

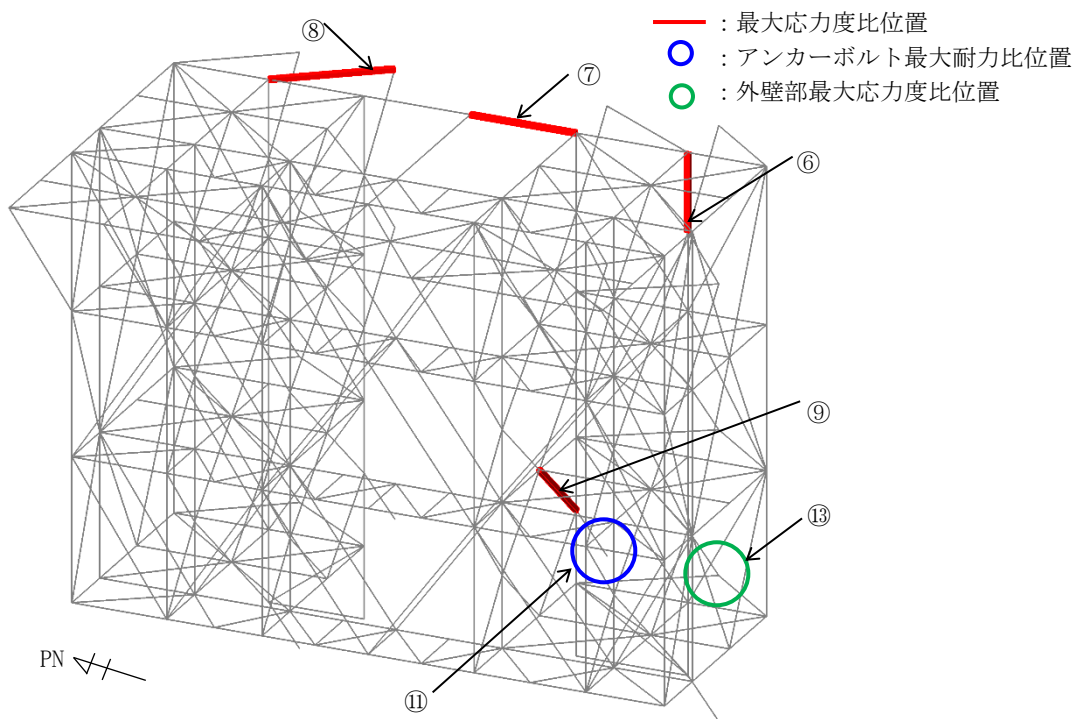


図 5.2.2-3(2) 最大応力度比位置図(燃料取扱設備支持部, 地震時)

4) 燃料取り出し時

表 5. 2. 2-3 及び表 5. 2. 2-4 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 5. 2. 2-3(1) 断面検討結果 (一般部, 常時)

部位*1		部材形状 (mm) <使用材料*2>	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
①	柱	H-400×400×13 ×21	C (case3)	σ_c	91.3	f_c	202.7	0.46	O.K.
②	梁	H-350×350×12 ×19	C (case3)	σ_c	49.6	f_c	183.8	0.27	O.K.
③	水平 ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	C (case3)	σ_c	91.1	f_c	187.5	0.49	O.K.
④	鉛直 ブレース	ϕ -267.4×6.6	C (case3)	σ_c	127.8	f_c	204.2	0.63	O.K.
⑤	鋼板	PL-16 <SN400B>	C (case3)	σ_x	1.7	f_t	156.0	0.17	O.K.
				σ_y	5.5				
				τ_{xy}	14.2				

表 5. 2. 2-3(2) 断面検討結果 (燃料取扱設備支持部, 常時)

部位*1		部材形状 (mm) <使用材料*2>	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
⑥	柱	H-400×400×13 ×21	C (case4)	σ_c	17.3	f_c	202.7	0.09	O.K.
⑦	梁	H-588×300×12 ×20	C (case4)	σ_t	7.6	f_t	216.6	0.04	O.K.
⑧	水平 ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	C (case4)	σ_t	46.6	f_t	216.6	0.22	O.K.
⑨	鉛直 ブレース	ϕ -355.6×7.9	C (case4)	σ_c	99.8	f_c	207.7	0.49	O.K.

*1 : ①～⑨の符号は図 5. 2. 2-4 の応力検討箇所を示す

*2 : 各部材の使用材料は、特記なき限り、鋼管 : STKN490B, その他 SN490B

*3 : 図 5. 2. 1-3 に燃料取扱設備の位置を示す

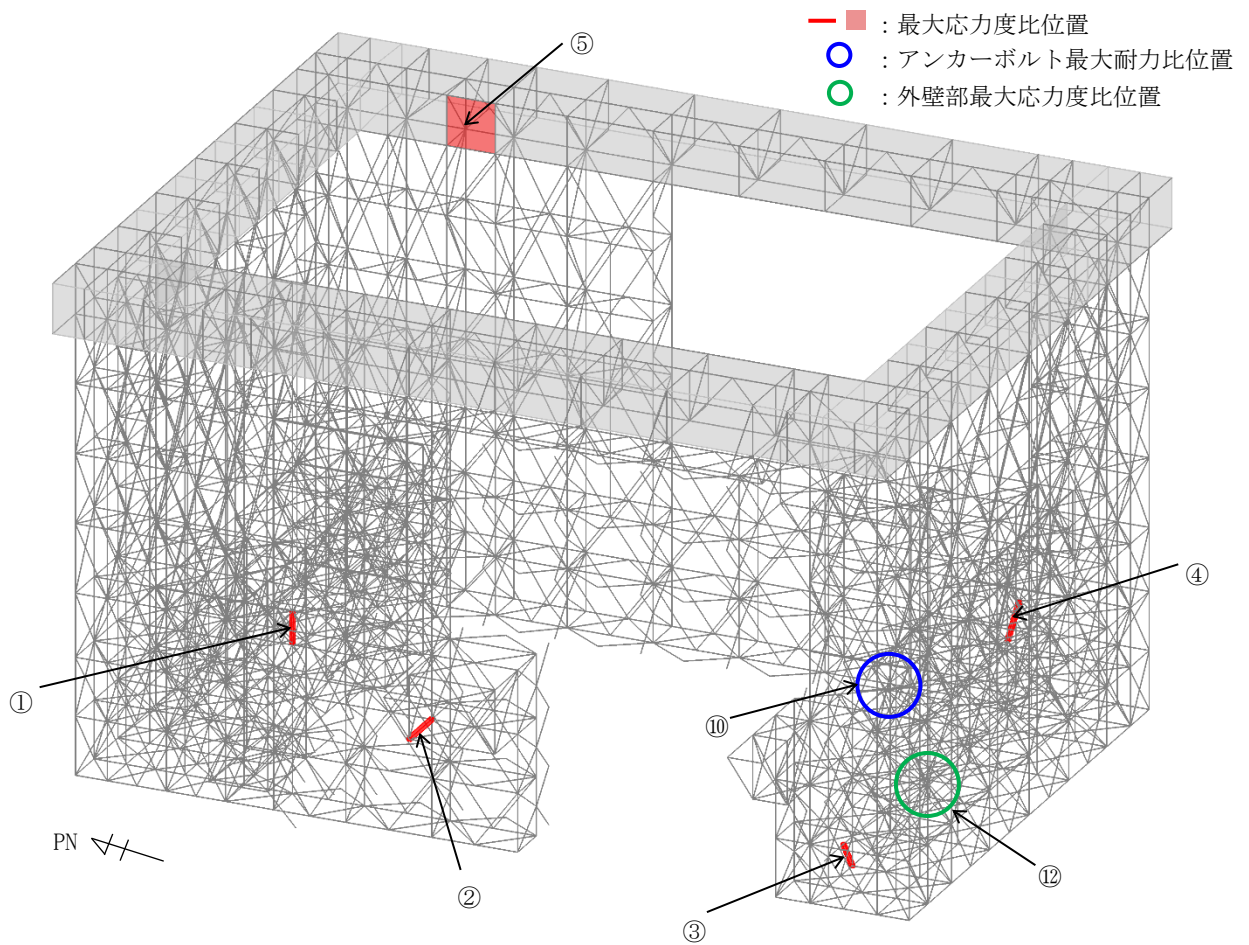


図 5.2.2-4(1) 最大応力度比位置図(一般部, 常時)

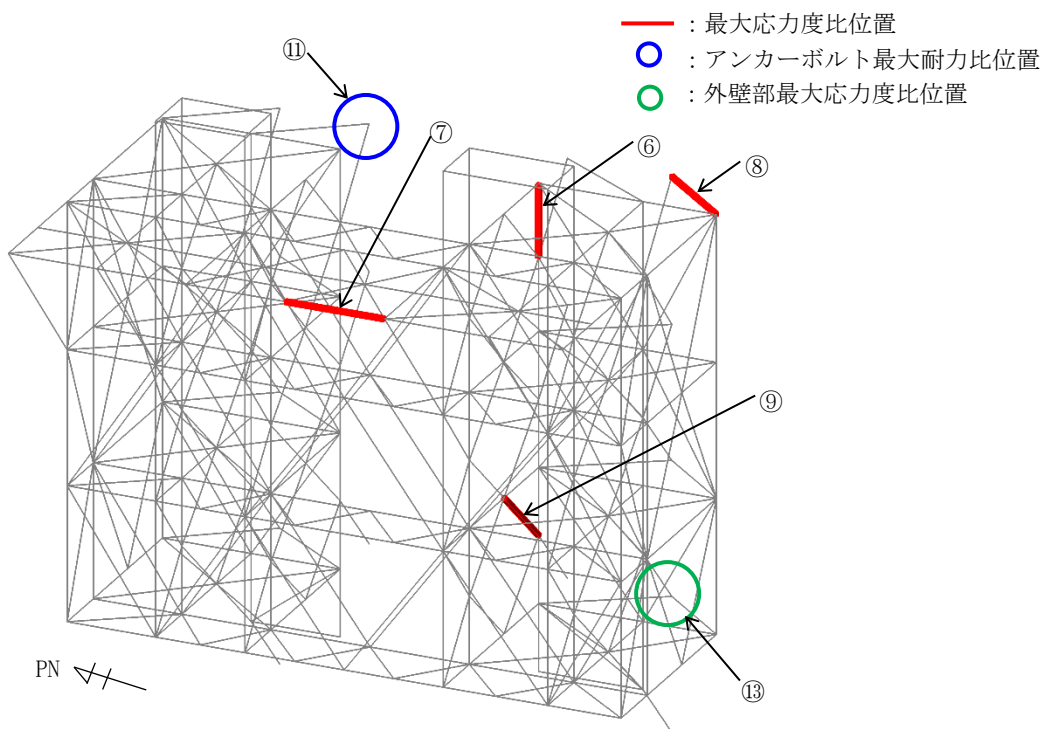


図 5.2.2-4(2) 最大応力度比位置図(燃料取扱設備支持部, 常時)

表 5. 2. 2-4(1) 断面検討結果（一般部，地震時）

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
①	柱	H-400×400×13 ×21	E1 (case3)	σ_c	171.8	f_c	304.1	0.57	O.K.
②	梁	H-588×300×12 ×20	E1 (case3)	σ_t	136.3	f_t	325.0	0.42	O.K.
③	水平 ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	E3 (case3)	σ_t	299.2	f_t	325.0	0.93	O.K.
④	鉛直 ブレース	ϕ -267.4×6.6	E1 (case3)	σ_t	295.4	f_t	325.0	0.91	O.K.
⑤	鋼板	PL-16 〈SN400B〉	E4 (case3)	σ_x	34.2	f_t	235.0	0.41	O.K.
				σ_y	8.0				
				τ_{xy}	52.2				

表 5. 2. 2-4(2) 断面検討結果（燃料取扱設備支持部，地震時）

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
⑥	柱	H-400×400×13 ×21	E4 (case4)	σ_c	19.9	f_c	304.1	0.07	O.K.
⑦	梁	H-588×300×12 ×20	E1 (case4)	σ_t	11.3	f_t	325.0	0.04	O.K.
⑧	水平 ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	E1 (case4)	σ_t	68.0	f_t	325.0	0.21	O.K.
⑨	鉛直 ブレース	ϕ -355.6×7.9	E1 (case4)	σ_c	113.9	f_c	311.5	0.37	O.K.

*1：①～⑨の符号は図 5. 2. 2-5 の応力検討箇所を示す

*2：各部材の使用材料は，特記なき限り，鋼管：STKN490B，その他 SN490B

*3：図 5. 2. 1-3 に燃料取扱設備の位置を示す

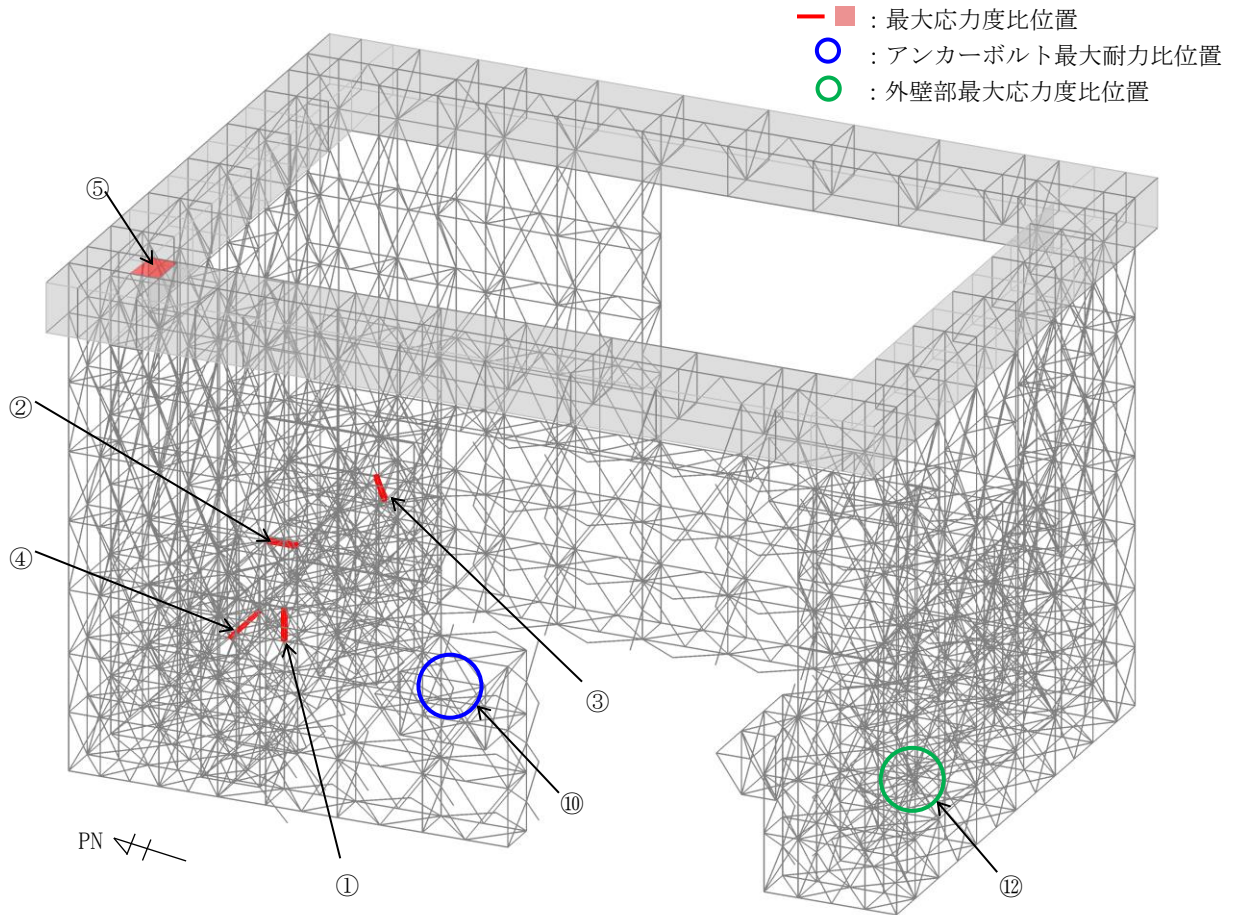


図 5. 2. 2-5(1) 最大応力度比位置図(一般部, 地震時)

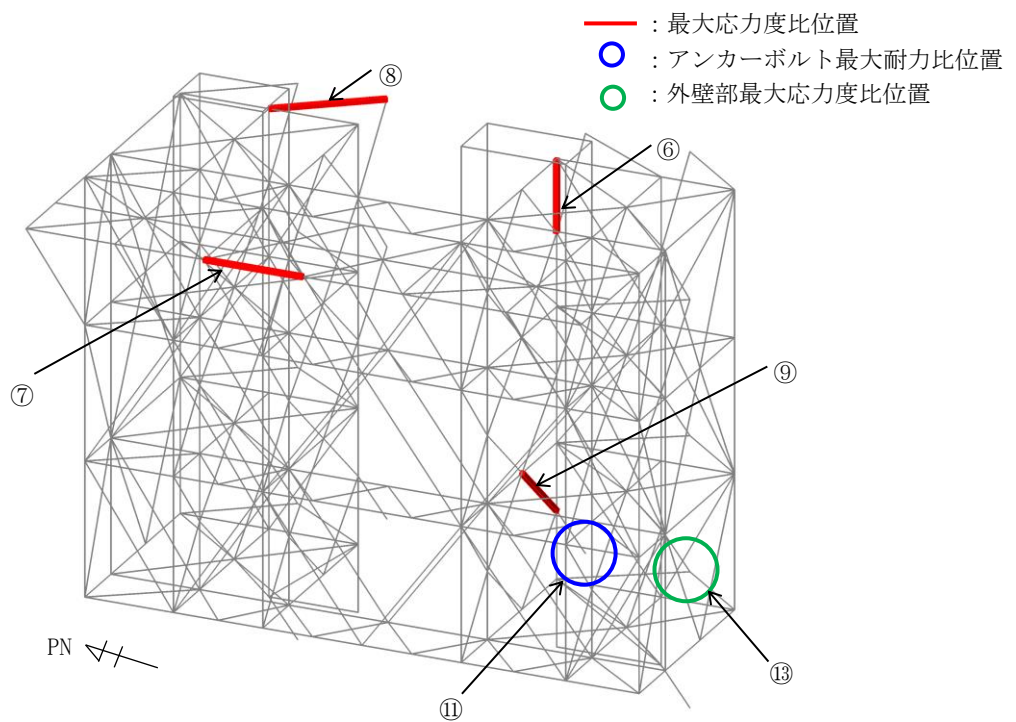


図 5. 2. 2-5(2) 最大応力度比位置図(燃料取扱設備支持部, 地震時)

5.2.3 建屋取り合い部の構造強度に対する検討

(1) アンカーボルトの検討（引抜き、せん断）

大型カバーはアンカーボルトにより原子炉建屋外壁に取り付く。アンカーボルトの仕様は、M33（SNR490B）の接着系アンカーボルトとし、許容耐力は「あと施工アンカー施工指針（案）（一般社団法人日本建築あと施工アンカー協会）」、「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を用いて下式によって求める。表 5.2.3-1 にアンカーボルトの許容耐力を、図 5.2.3-1 にアンカー標準図を示す。

$$pa = \min(\phi_1 \cdot pa_1, \phi_2 \cdot pa_2, \phi_3 \cdot pa_3)$$

$$qa = \min(\phi_1 \cdot qa_1, \phi_2 \cdot qa_2)$$

$\phi_1 \sim \phi_3$: 低減係数（長期、短期）

pa : 接着系アンカーボルトの許容引張力（kN/本）

pa_1 : アンカーボルトの降伏により決まる許容引張力（kN/本）

pa_2 : 躯体のコーン状破壊により決まる許容引張力（kN/本）

pa_3 : 付着力により決まる許容引張力（kN/本）

qa : 接着系アンカーボルトの許容せん断力（kN/本）

qa_1 : 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（kN/本）

qa_2 : 躯体の支圧強度により決まる許容せん断力（kN/本）

表 5.2.3-1 接着系アンカーボルトの許容耐力

部位		一般部	燃料取扱設備支持部	
			GL+13.7	GL+27.9
タイプ		標準	標準	ロング
鋼材種類		M33	M33	M33
		SNR490B	SNR490B	SNR490B
埋め込み長さ (mm)		375	375	450
アンカーボルト間隔 (mm)		400	400	400
長期	許容引張力 (pa_L) (kN/本)	83	118	90
	許容せん断力 (qa_L) (kN/本)	76	76	76
短期	許容引張力 (pa_S) (kN/本)	166	236	180
	許容せん断力 (qa_S) (kN/本)	152	152	152

アンカーボルトの検討は、建屋取り合い部に生じる最大支点反力に対し、下式にて検討を行う。

$$\frac{P}{P_a} \leq 1$$

$$\frac{Q}{Q_a} \leq 1$$

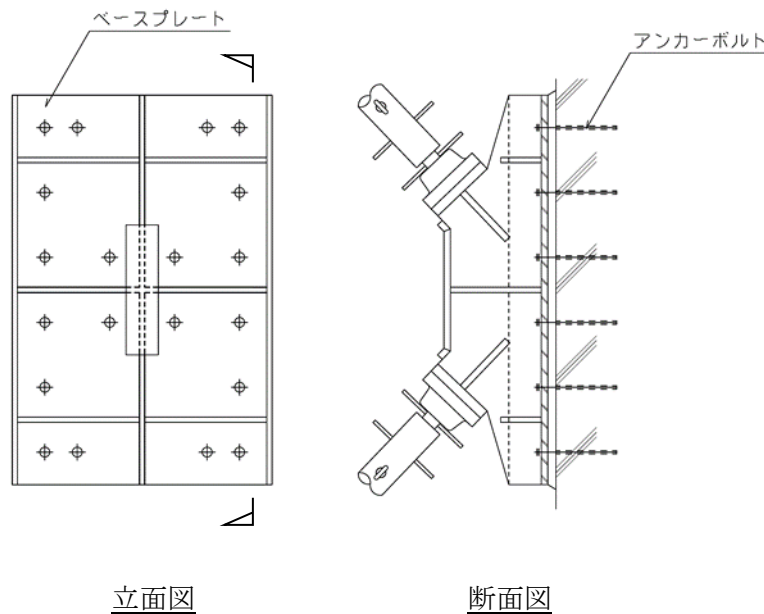
$$\left(\frac{P}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_a}\right)^2 \leq 1$$

P_a : アンカーボルトの許容引張耐力 (kN)

Q_a : アンカーボルトの許容せん断耐力 (kN)

P : アンカーボルトの引張力 (kN)

Q : アンカーボルトのせん断力 (kN)



立面図

断面図

図 5.2.3-1 アンカー標準図

1) ガレキ撤去時

表 5.2.3-2 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、アンカーボルトの最大耐力比は 1 以下になることを確認した。

表 5.2.3-2(1) アンカーボルトの検討結果（一般部，常時）

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑩ アンカー ボルト (12)	C (case1)	27	730	996	912	0.81	0. K.

表 5.2.3-2(2) アンカーボルトの検討結果（燃料取扱設備支持部，常時）

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑪ アンカー ボルト (22)	C (-)*3	814	737	1980	1672	0.45	0. K.

*1：図 5.2.2-2 に応力検討箇所を示す

*2：図 5.2.1-2 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

*3：ガレキ撤去用天井クレーンの位置によらない

表 5. 2. 3-2(3) アンカーボルトの検討結果（一般部，地震時）

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa(kN)	許容 せん断力 Qa(kN)		
⑩ アンカー ボルト (34)	E3 (case1)	0	3288	5644	5168	0.64	0. K.

表 5. 2. 3-2(4) アンカーボルトの検討結果（燃料取扱設備支持部，地震時）

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa(kN)	許容 せん断力 Qa(kN)		
⑪ アンカー ボルト (12)	E1 (-)*3	0	487	2832	1824	0.27	0. K.

*1：図 5. 2. 2-3 に応力検討箇所を示す

*2：図 5. 2. 1-2 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

*3：ガレキ撤去用天井クレーンの位置によらない

2) 燃料取り出し時

表 5. 2. 3-3 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、アンカーボルトの最大耐力比は 1 以下になることを確認した。

表 5. 2. 3-3(1) アンカーボルトの検討結果 (一般部, 常時)

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑩ アンカー ボルト (12)	C (case3)	0	747	996	912	0. 82	0. K.

表 5. 2. 3-3(2) アンカーボルトの検討結果 (燃料取扱設備支持部, 常時)

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑪ アンカー ボルト (22)	C (case4)	1206	1136	1980	1672	0. 84	0. K.

*1 : 図 5. 2. 2-4 に応力検討箇所を示す

*2 : 図 5. 2. 1-3 に燃料取扱設備の位置を示す

表 5. 2. 3-3(3) アンカーボルトの検討結果（一般部，地震時）

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑩ アンカー ボルト (36)	E2 (case3)	0	3503	5976	5472	0.65	0. K.

表 5. 2. 3-3(4) アンカーボルトの検討結果（燃料取扱設備支持部，地震時）

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑪ アンカー ボルト (12)	E1 (case4)	0	748	2832	1824	0.42	0. K.

*1：図 5. 2. 2-5 に応力検討箇所を示す

*2：図 5. 2. 1-3 に燃料取扱設備の位置を示す

(2) 原子炉建屋外壁部の検討

原子炉建屋外壁部に生じる最大圧縮反力に対し，下式にて検討を行う。

図 5. 2. 3-2 にベースプレート標準図を示す。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで， σ_c : 圧縮応力度 (N/A) (N/mm²)

N : 圧縮力 (N)， A : ベースプレート面積 (B×H) (mm²)

f_c : 許容応力度 (N/mm²)

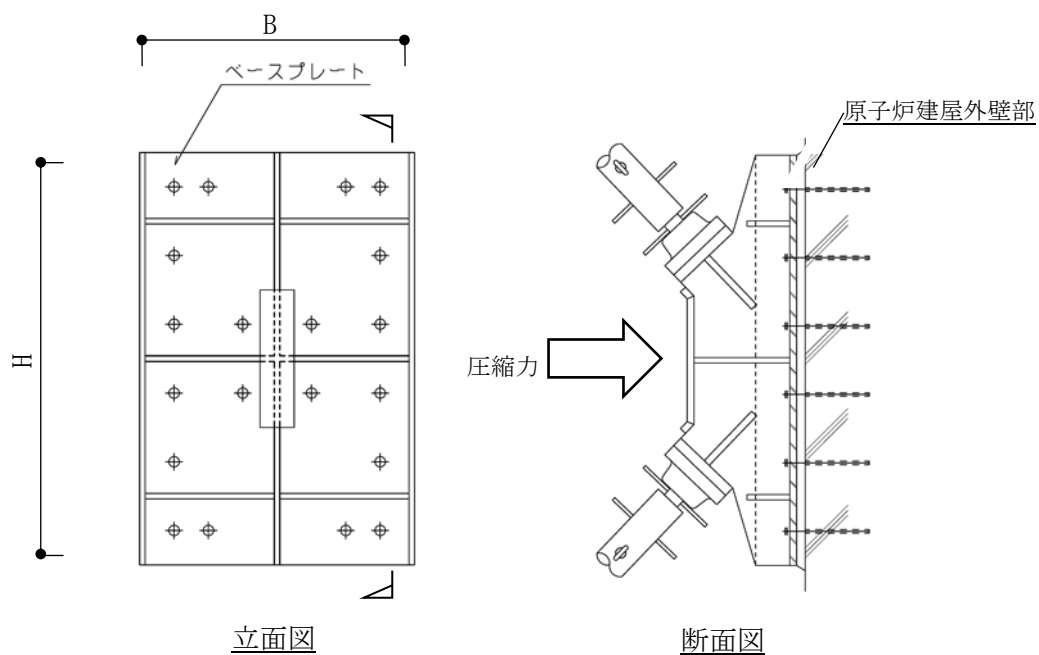


図 5. 2. 3-2 ベースプレート標準図

1) ガレキ撤去時

表 5. 2. 3-4 及び表 5. 2. 3-5 に応力度比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果，原子炉建屋外壁部の最大応力度比は 1 以下になることを確認した。

表 5. 2. 3-4(1) 外壁部の検討結果（一般部，常時）

部位 ^{*1}		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
⑫	外壁	C (case1)	0.3	7.4	0.05	O. K.

表 5. 2. 3-4(2) 外壁部の検討結果（燃料取扱設備支持部，常時）

部位 ^{*1}		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
⑬	外壁	C (- ^{*3})	0.3	7.4	0.05	O. K.

*1：図 5. 2. 2-2 に応力検討箇所を示す

*2：図 5. 2. 1-2 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

*3：ガレキ撤去用天井クレーンの位置によらない

表 5. 2. 3-5(1) 外壁部の検討結果（一般部，地震時）

部位 ^{*1}		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
⑫	外壁	E4 (case1)	0.5	14.8	0.04	O. K.

表 5. 2. 3-5(2) 外壁部の検討結果（燃料取扱設備支持部，地震時）

部位 ^{*1}		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
⑬	外壁	E2 (- ^{*3})	0.3	14.8	0.03	O. K.

*1：図 5. 2. 2-3 に応力検討箇所を示す

*2：図 5. 2. 1-2 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

*3：ガレキ撤去用天井クレーンの位置によらない

2) 燃料取り出し時の検討

表 5.2.3-6 及び表 5.2.3-7 に応力度比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、原子炉建屋外壁部の最大応力度比は 1 以下になることを確認した。

表 5.2.3-6(1) 外壁部の検討結果 (一般部, 常時)

部位 ^{*1}		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
⑫	外壁	C (case3)	0.3	7.4	0.05	0. K.

表 5.2.3-6(2) 外壁部の検討結果 (燃料取扱設備支持部, 常時)

部位 ^{*1}		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
⑬	外壁	C (case4)	0.5	7.4	0.07	0. K.

*1 : 図 5.2.2-4 に応力検討箇所を示す

*2 : 図 5.2.1-3 に燃料取扱設備の位置を示す

表 5.2.3-7(1) 外壁部の検討結果 (一般部, 地震時)

部位 ^{*1}		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
⑫	外壁	E2 (case3)	0.5	14.8	0.04	0. K.

表 5.2.3-7(2) 外壁部の検討結果 (燃料取扱設備支持部, 地震時)

部位 ^{*1}		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
⑬	外壁	E2 (case4)	0.5	14.8	0.04	0. K.

*1 : 図 5.2.2-5 に応力検討箇所を示す

*2 : 図 5.2.1-3 に燃料取扱設備の位置を示す

5.2.4 屋根の構造強度に対する検討

(1) 構造概要

屋根は、東西方向 49.62m、南北方向 65.56m、高さ 13.65m 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。図 5.2.4-1 に屋根伏図、図 5.2.4-2 及び図 5.2.4-3 に断面図を示す。屋根は 4 つの架構に分かれており、それぞれの架構が可動する構造である。屋根と大型カバーは構造的に分離されている。

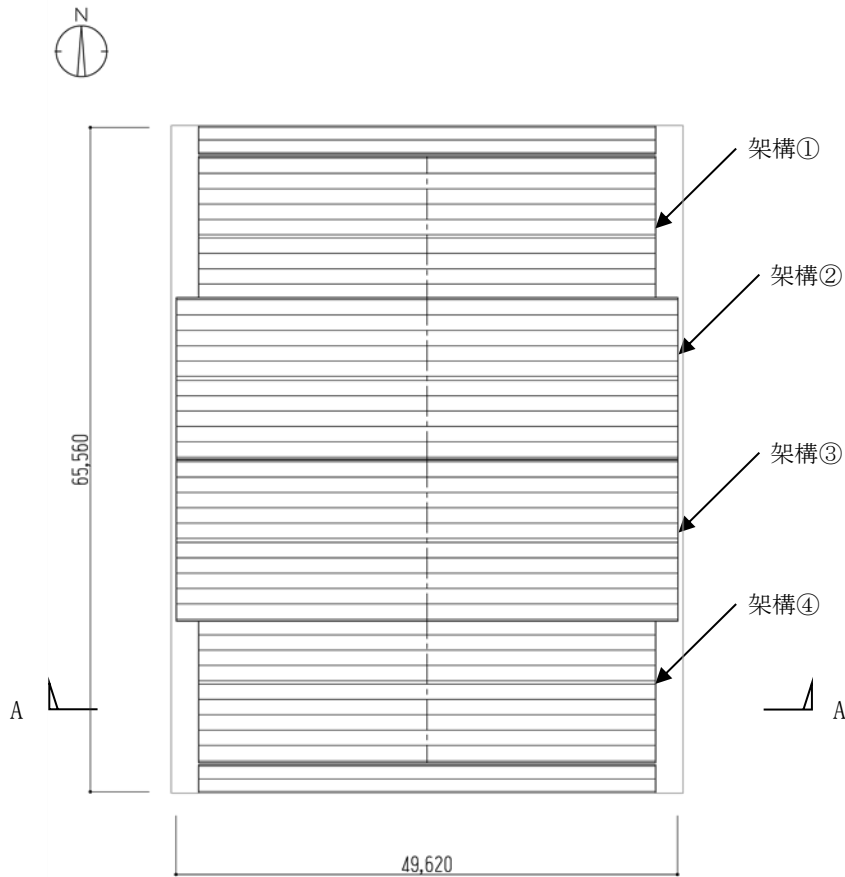


図 5.2.4-1 屋根伏図 (単位: mm)

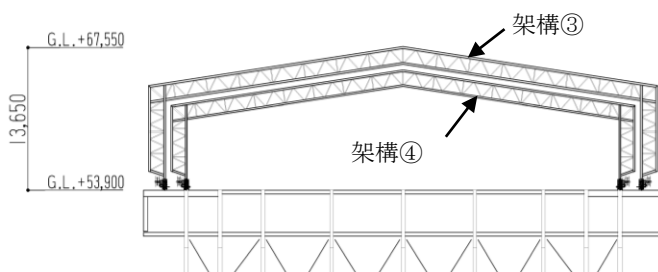


図 5.2.4-2 A-A 断面図 (単位: mm)

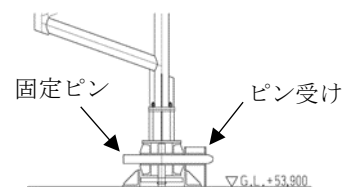


図 5.2.4-3 柱脚断面図 (単位: mm)

(2) 解析モデル

屋根の解析モデルは、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。検討はスパン及びせいが大きく構造上の条件が厳しい架構③を対象とする。図 5.2.4-4 に屋根の解析モデルを示す。柱脚部は固定としている。

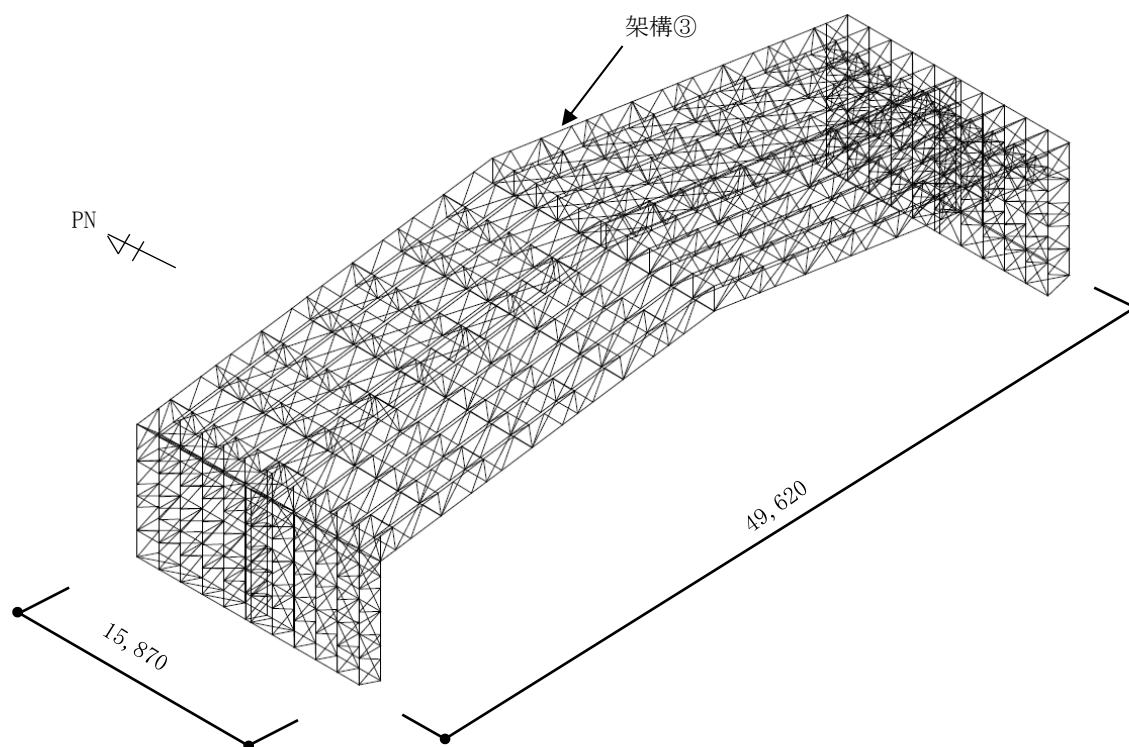


図 5.2.4-4 屋根の解析モデル (単位 : mm)

(3) 設計用荷重

設計で考慮する荷重及び荷重組合せは表 5.2.1-8 に示す。また、地震荷重は表 5.2.1-6 及び表 5.2.1-7 に示した G.L. +53.9m での水平震度から算定する。なお、屋根はガレキ撤去時及び燃料取り出し時で重量は変わらないため、両方の状態を包絡した燃料取り出し時の水平震度にて検討を行う。

(4) 断面検討

1) 弦材, 斜材, ブレース

部材の応力度比は, 「鋼構造設計規準」に従い, 下記にて検討を行う。

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

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

ここで, σ_c : 圧縮応力度 (N/A) (N/mm²)
 σ_t : 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)

2) 検討結果

表 5.2.4-1 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 5. 2. 4-1(1) 断面検討結果 (常時)

部位*1	部材形状 (mm)	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
			σ_c		f_c			
①	弦材 P-216.3φ×7.0t <STKT590>	C (-*3)	σ_c	16.6	f_c	286.8	0.06	O.K.
②	斜材 P-76.3φ×2.8t <STK490>	C (-*3)	σ_c	26.9	f_c	155.7	0.18	O.K.
③	ブレース 1-M30 <SNR490B>	C (-*3)	σ_c	5.9	f_c	186.9	0.04	O.K.

*1 : ①~③の符号は図 5. 2. 4-5 の応力検討箇所を示す

*2 : 図 5. 2. 1-2 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

*3 : ガレキ撤去用天井クレーンの位置によらない

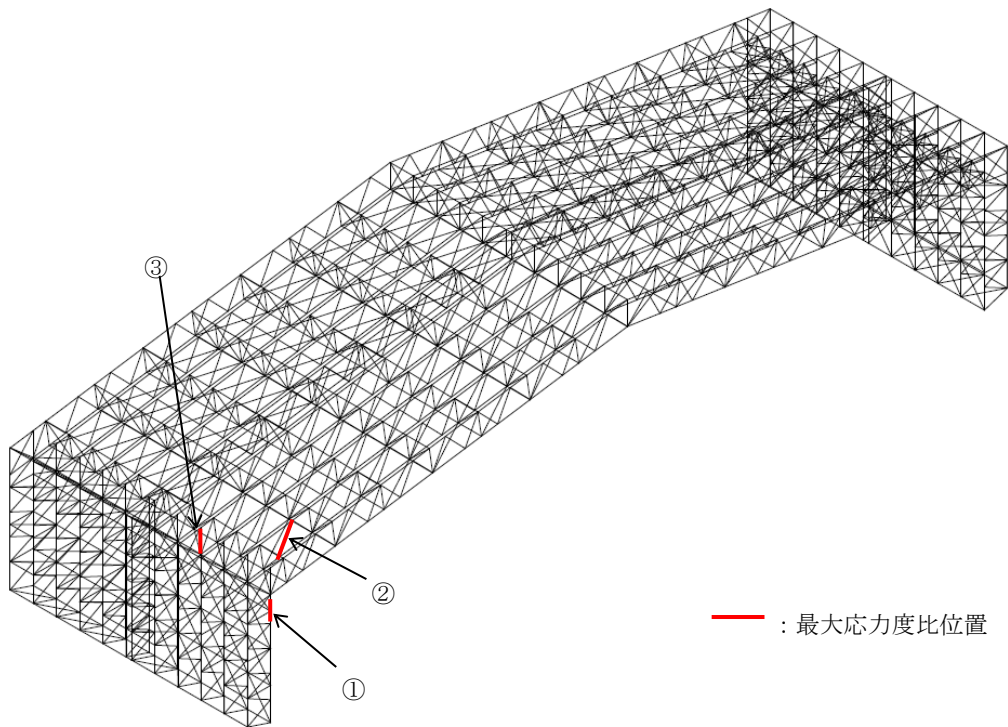


図 5. 2. 4-5 最大応力度比位置図

表 5. 2. 4-1(2) 断面検討結果 (地震時)

部位*1	部材形状 (mm)	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
			σ_c		f_c			
①	弦材 P-216.3 ϕ × 7.0t <STKT590>	E1, E2 (-)*3	σ_c	42.2	f_c	417.8	0.11	O.K.
②	斜材 P-89.1 ϕ × 3.2t <STK490>	E1, E2 (-)*3	σ_c	65.7	f_c	267.2	0.25	O.K.
③	ブレース 1-M30 <SNR490B>	E1, E2 (-)*3	σ_c	76.2	f_c	280.4	0.28	O.K.

*1 : ①~③の符号は図 5. 2. 4-6 の応力検討箇所を示す

*2 : 図 5. 2. 1-2 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

*3 : ガレキ撤去用天井クレーンの位置によらない

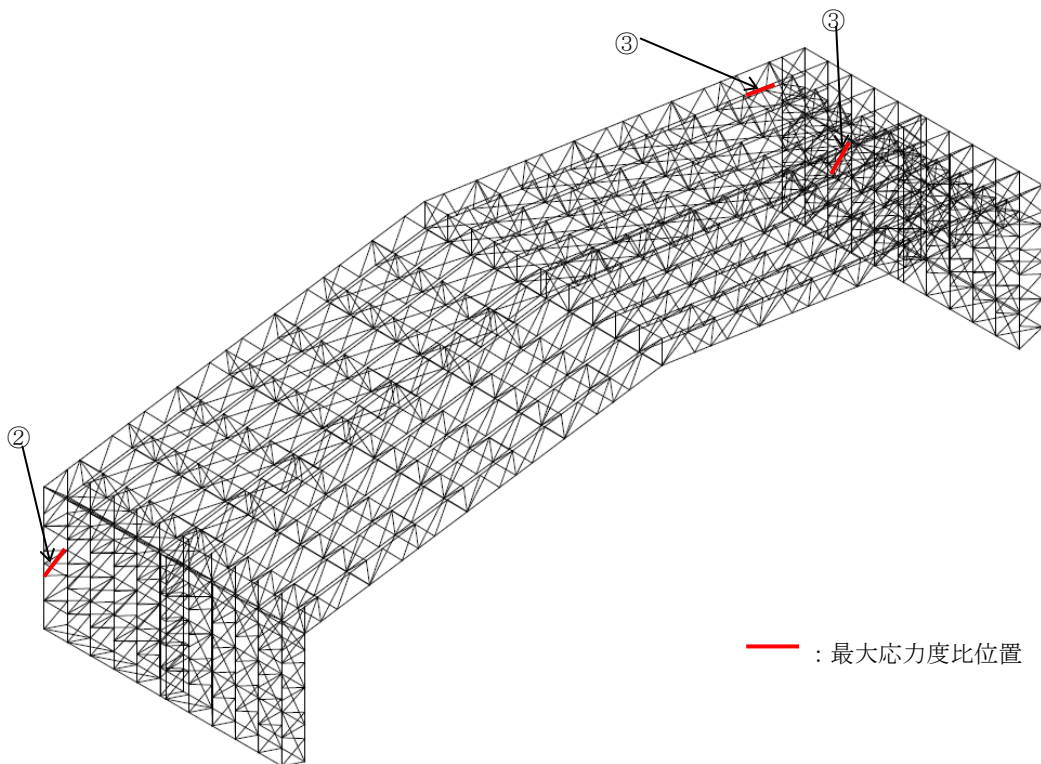


図 5. 2. 4-6 最大応力度比位置図

5.2.5 外装材の構造強度に対する検討

(1) 検討箇所

大型カバーの側面を覆う外装材は、折板を用いる。強度検討は、外装材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 5.2.5-1 に示す。

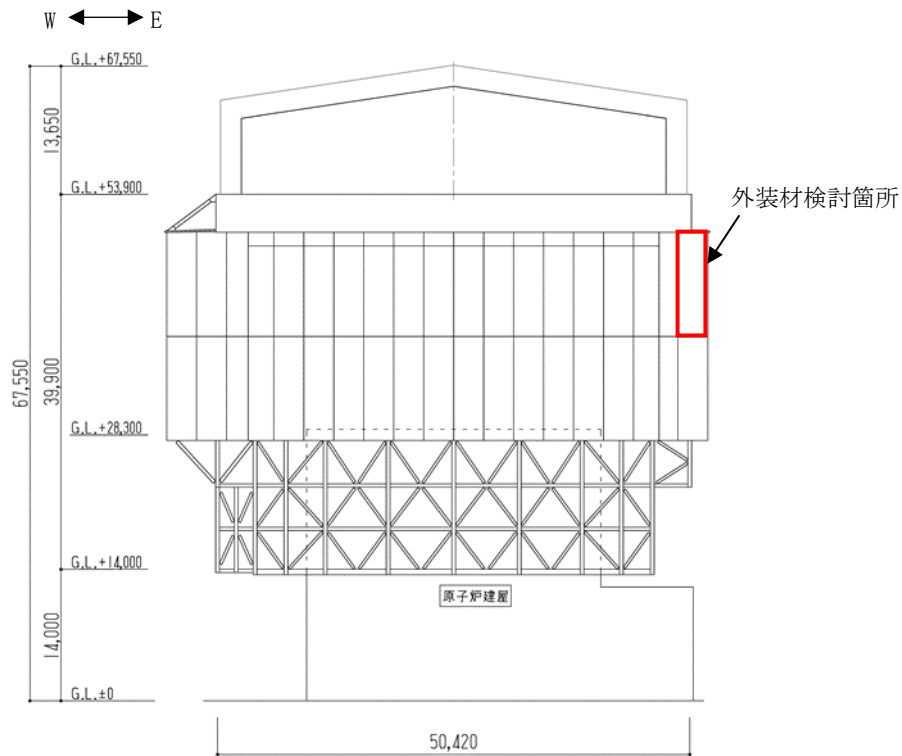


図 5.2.5-1 外装材検討箇所 (単位: mm)

(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 及び建設省告示第 1458 号に基づき、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 5.2.5-1 に、ピーク風力係数を表 5.2.5-2 に、風力係数の算定箇所を図 5.2.5-2 に示す。

表 5.2.5-1 速度圧の算定結果

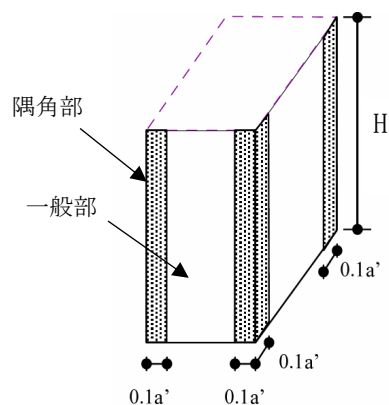
高さ*	平均風速の高さ方向の分布を表す係数	基準風速	平均速度圧
H (m)	E_r	V_0 (m/s)	q (N/m ²)
49.9	1.32	30	945

*：高さは外装材の最頂部の高さとした

表 5.2.5-2 ピーク風力係数

高さ*	壁面		
	正圧	負圧(一般部)	負圧(隅角部)
49.9	2.43	-2.40	-3.00

*：高さは外装材の最頂部の高さとした



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 5.2.5-2 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0.6mで単純支持されているものと仮定する。

外装材の材料諸元を表5.2.5-3に示す。また、検討結果を表5.2.5-4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 5.2.5-3 外装材の材料諸元

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)
0.6	59	2.31	1.67	2.31	1.67

表 5.2.5-4 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
外装材	78	137	0.57	O.K.

* : 「JIS G 3321-2010」による

・ 応力度に対する検討

壁面

$$w = 945 \times (-3.00) = -2835 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$M = (1/8) \times w \times L^2 = (1/8) \times (-2835) \times 0.6^2 \times 10^{-3} = -0.13 \text{ (kNm/m)}$$

$$\sigma_b = M/Z = 0.13 \times 10^6 / (1.67 \times 10^3) = 78 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_b / f_b = 78 / 137 = 0.57 \leq 1.0 \quad \text{O.K.}$$

5.3 耐震性

5.3.1 検討方針

耐震性の検討は、大型カバー、建屋取り合い部、屋根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。

5.3.2 大型カバーの耐震性に対する検討

(1) 解析に用いる入力地震動

検討に用いる地震動は、「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 とする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 5.3.2-1 に示す。モデルに入力する地震動は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（G.L. -206.0m（震災前 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 5.3.2-2 及び図 5.3.2-3 に示す。

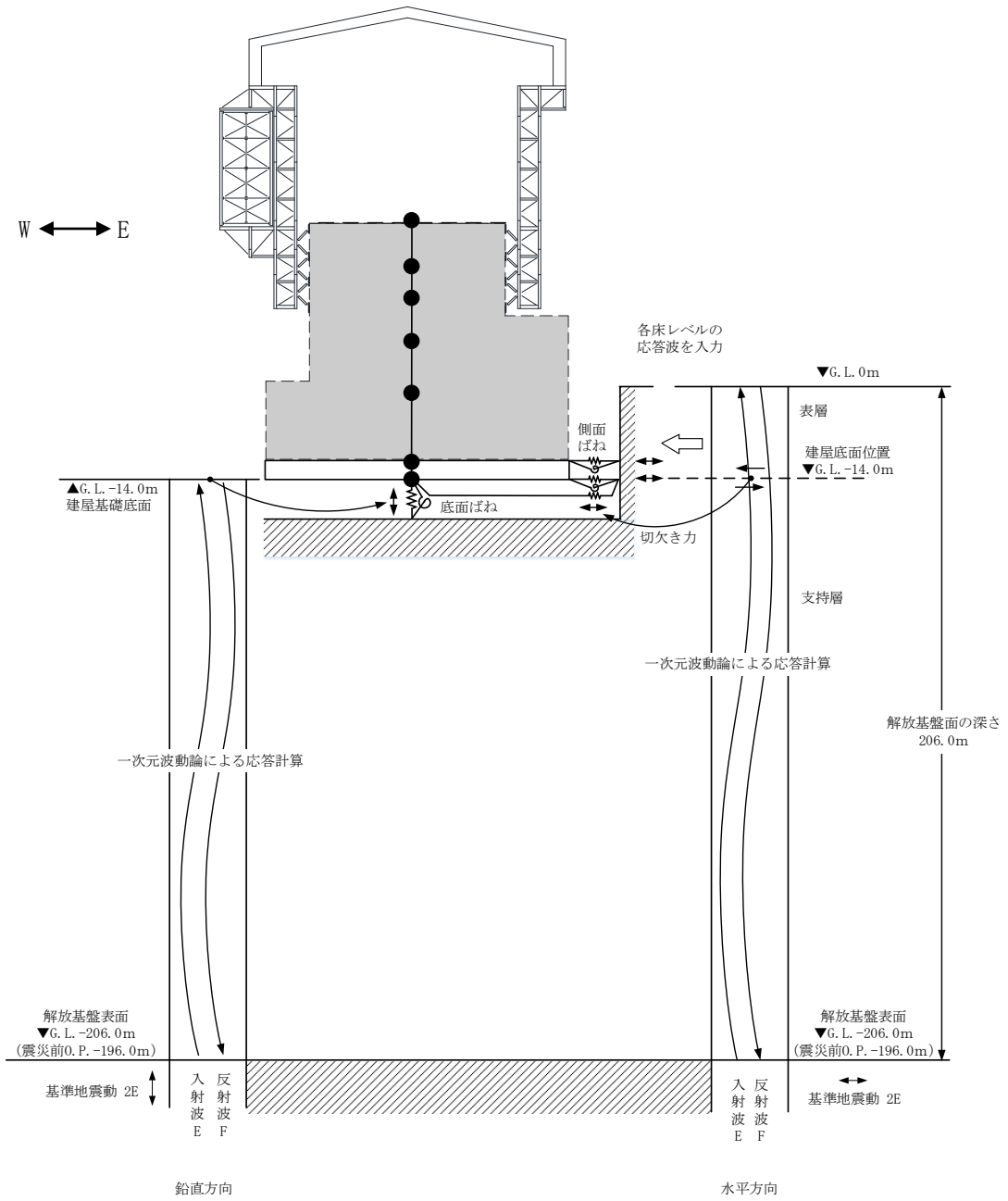
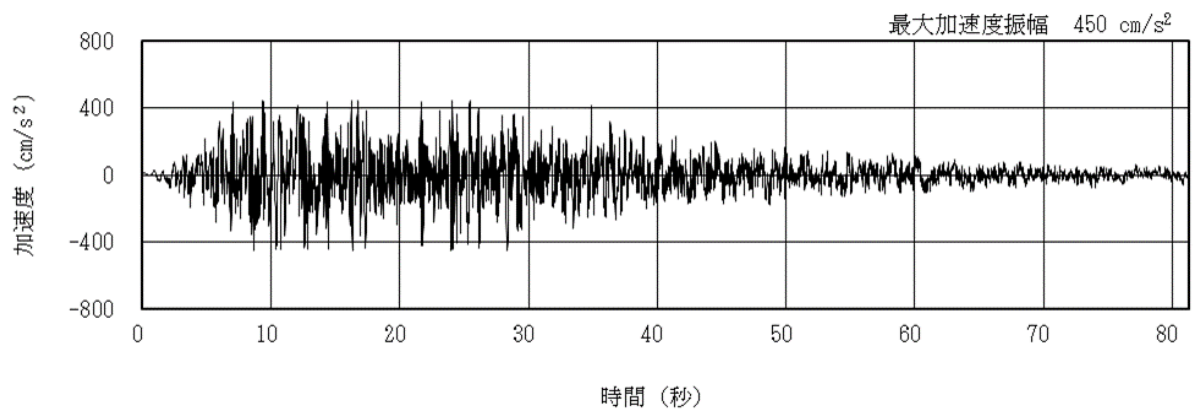
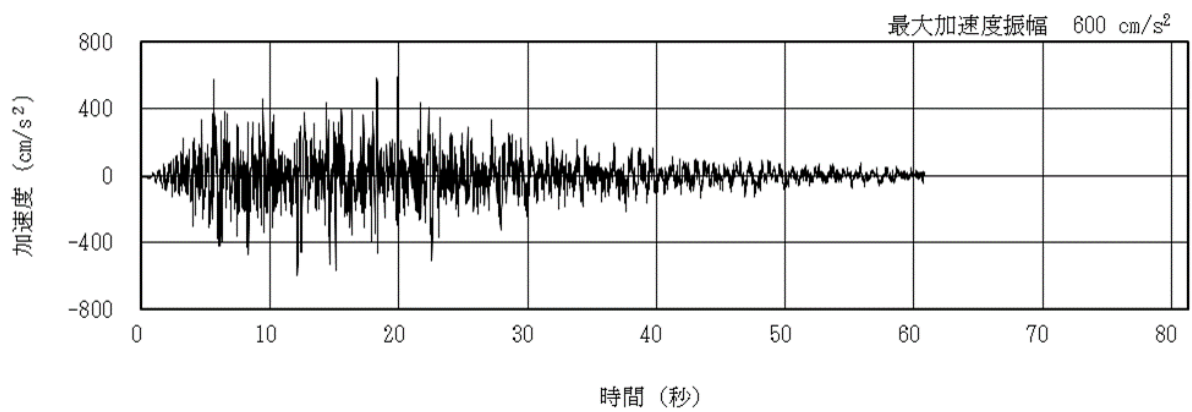


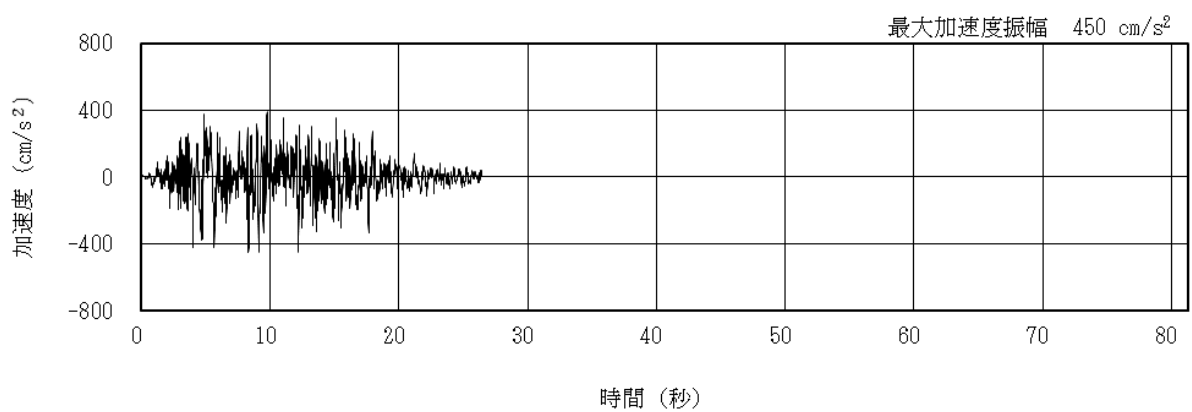
図 5.3.2-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(Ss-1H)

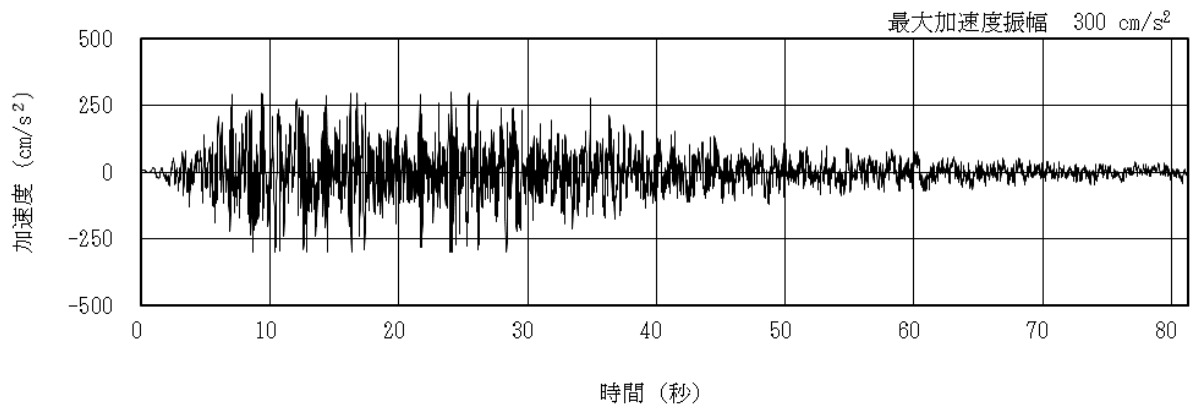


(Ss-2H)

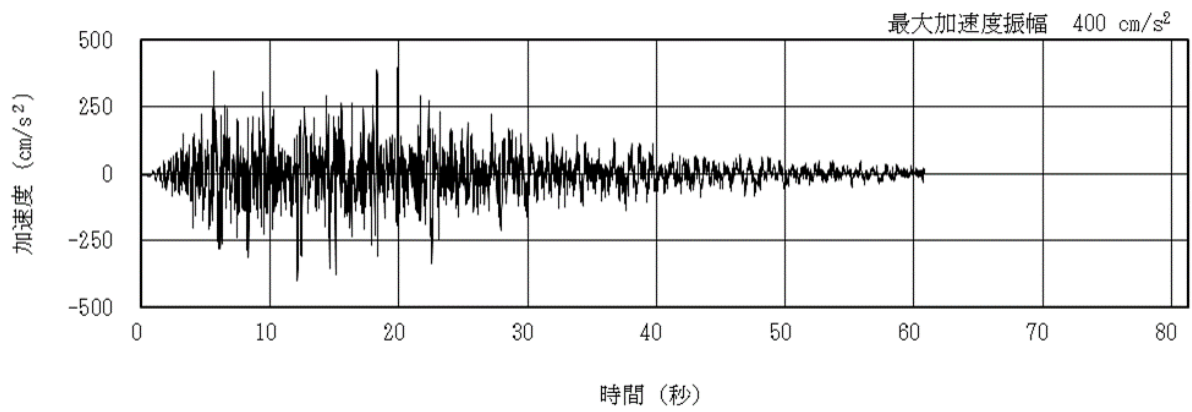


(Ss-3H)

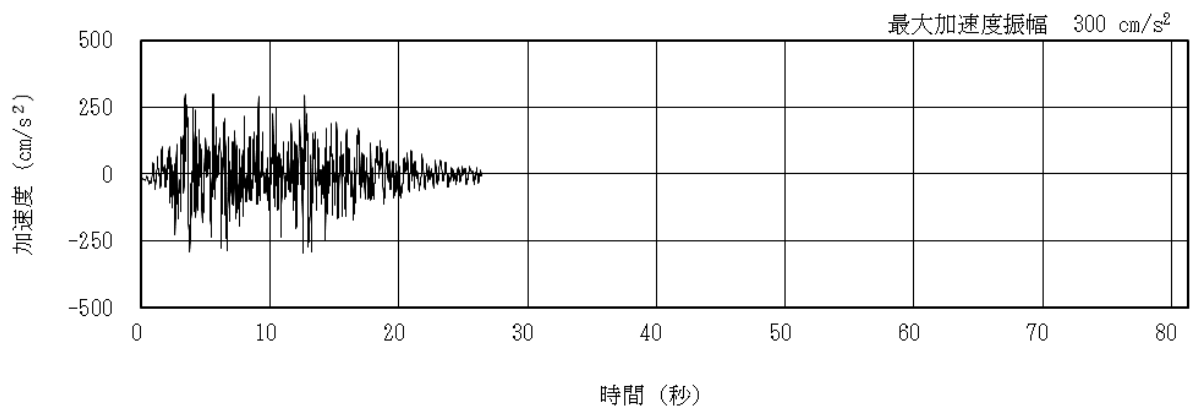
図 5.3.2-2 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(水平方向)



(Ss-1V)



(Ss-2V)



(Ss-3V)

図 5.3.2-3 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、曲げ、せん断剛性及び軸剛性を考慮した原子炉建屋の質点系モデルの質点に、立体架構でモデル化した大型カバーを接続し、地盤との相互作用を考慮した建屋-地盤連成系モデルとする。なお、原子炉建屋の質点は炉心位置にモデル化する。解析モデルを図 5.3.2-4 に示す。

地震応答解析に用いる鉄骨の物性値を表 5.3.2-1 に示す。大型カバーの部材接合部の節点は機器荷重・仕上げ材等を考慮した重量とし、原子炉建屋の諸元は表 5.3.2-2～表 5.3.2-5 に示す諸元とする。大型カバーの柱・梁・鋼板は弾性部材とし、大型カバーのブレースは「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、原子炉建屋の質点系モデルは、軸方向は弾性とし、曲げとせん断に「JEAG4601-1991」に示されている非線形特性を考慮する。

大型カバーの地盤定数は、「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 5.3.2-6 に示す。

原子炉建屋の地盤ばねは、「JEAG4601-1991」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として評価する。

表 5.3.2-1 地震応答解析に用いる物性値

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
鉄骨	2.05×10^5	0.3	77.0	2	SS400, SN400B, SM490A, SN490B, STKN490B, TMCP325B, S45C

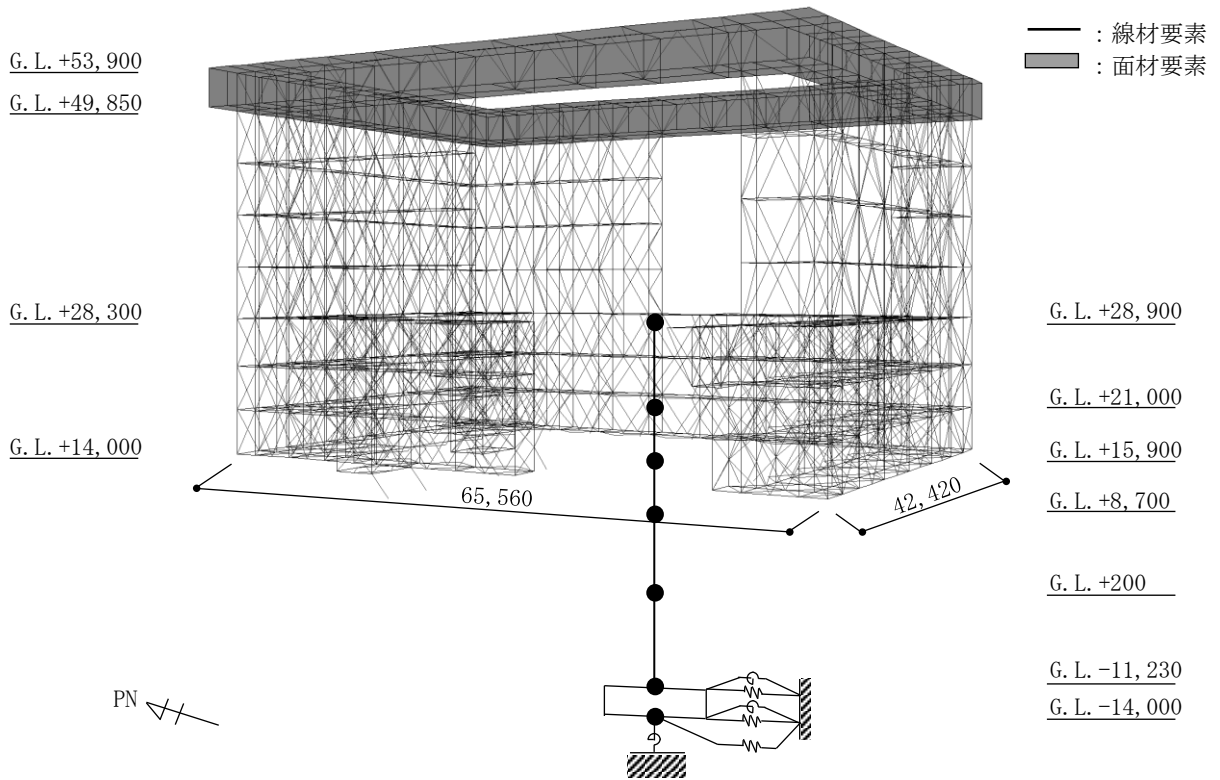


図 5.3.2-4(1) 大型カバー（一般部）の解析モデル（単位：mm）

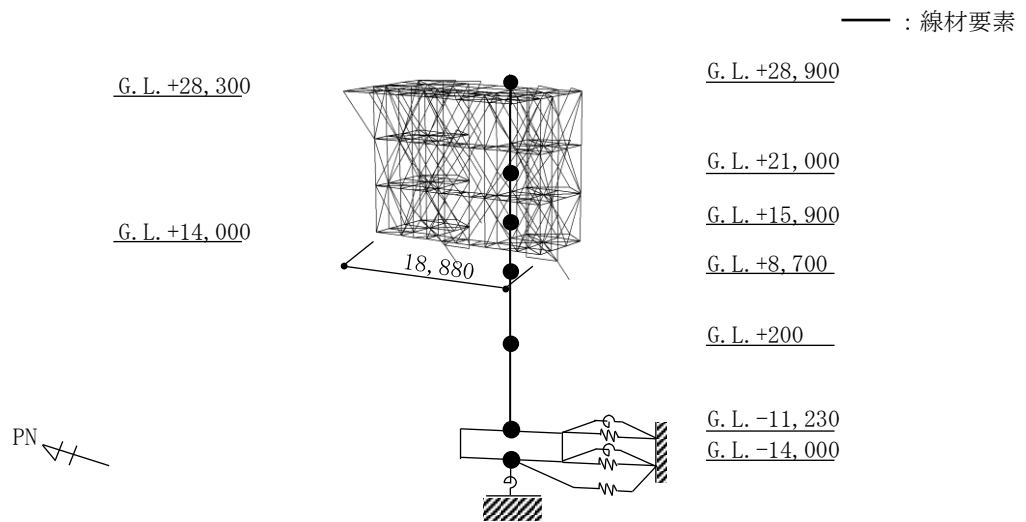


図 5.3.2-4(2) 大型カバー（燃料取扱設備支持部）の解析モデル（単位：mm）

表 5.3.2-2(1) ガレキ撤去時の一般部の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

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5$ kN \cdot m 2)	せん断断面積 A_s (m 2)	断面二次モーメント I (m 4)
+28.90	65430	94.13	135.0	16012
+21.00	75710	109.00		
+15.90	81370	117.08	160.8	21727
+8.70	87240	125.59	132.8	24274
+0.20	162800	234.31	155.6	36481
-11.23	185210	266.64	294.0	52858
-14.00	62400	89.83	1914.3	275530
合計	720160		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%	

(b) 水平 (EW) 方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5$ kN \cdot m 2)	せん断断面積 A_s (m 2)	断面二次モーメント I (m 4)
+28.90	65430	53.88	102.7	9702
+21.00	75710	62.32		
+15.90	81370	66.97	163.9	13576
+8.70	87240	125.59	131.6	14559
+0.20	162800	234.31	197.8	36427
-11.23	185210	327.39	294.0	52858
-14.00	62400	110.32	1914.3	338428
合計	720160		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%	

*: 「II.2.6 滞留水を貯留している (滞留している場合を含む) 建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性 (地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価)」において用いた各階重量に燃料取扱設備支持部重量 7040kN を考慮した数値 (ただし, 一般部の重量 63770kN (屋根部を含む) は含まない)

表 5. 3. 2-2(2) ガレキ撤去時の一般部の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

(c) 鉛直方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	軸断面積 A_N (m ²)	軸ばね剛性 K_A ($\times 10^8$ kN/m)
+28.90	65430	151.1	4.92
+21.00	75710		
+15.90	81370	205.0	10.33
+8.70	87240	221.7	7.91
+0.20	162800	301.0	9.10
-11.23	185210	495.7	11.15
-14.00	62400	1914.3	177.61
合計	720160	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%

*:「II.2.6 滞留水を貯留している（滞留している場合を含む）建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性（地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価）」において用いた各階重量に燃料取扱設備支持部重量 7040kN を考慮した数値（ただし、一般部の重量 63770kN（屋根部を含む）は含まない）

表 5.3.2-3(1) ガレキ撤去時の燃料取扱設備支持部の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

G. L. (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)
+28.90	109700	157.81	135.0	16012
+21.00	80370	115.71		
+15.90	88940	127.97	160.8	21727
+8.70	87470	125.92	132.8	24274
+0.20	162800	234.31	155.6	36481
-11.23	185210	266.64	294.0	52858
-14.00	62400	89.83	1914.3	275530
合計	776890		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%	

(b) 水平 (EW) 方向

G. L. (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)
+28.90	109700	90.34	102.7	9702
+21.00	80370	66.16		
+15.90	88940	73.20	163.9	13576
+8.70	87470	125.92	131.6	14559
+0.20	162800	234.31	197.8	36427
-11.23	185210	327.39	294.0	52858
-14.00	62400	110.32	1914.3	338428
合計	776890		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%	

*:「II.2.6 滞留水を貯留している (滞留している場合を含む) 建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性 (地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価)」において用いた各階重量に大型カバー一般部の 63770kN (屋根部を含む) を考慮した数値 (ただし, 燃料取扱設備支持部の重量 7040kN は含まない)

表 5.3.2-3(2) ガレキ撤去時の燃料取扱設備支持部の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

(c) 鉛直方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	軸断面積 A_N (m ²)	軸ばね剛性 K_A ($\times 10^8$ kN/m)
+28.90	109700	151.1	4.92
+21.00	80370		
+15.90	88940	205.0	10.33
+8.70	87470	221.7	7.91
+0.20	162800	301.0	9.10
-11.23	185210	495.7	11.15
-14.00	62400	1914.3	177.61
合計	776890	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%

*:「II.2.6 滞留水を貯留している（滞留している場合を含む）建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性（地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価）」において用いた各階重量に大型カバー一般部の重量 63770kN（屋根部を含む）を考慮した数値（ただし、燃料取扱設備支持部の重量 7040kN は含まない）

表 5.3.2-4(1) 燃料取り出し時の一般部の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

G. L. (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)
+28.90	114100	164.14	135.0	16012
+21.00	75710	109.00		
+15.90	81360	117.07	160.8	21727
+8.70	87810	126.41	132.8	24274
+0.20	163140	234.80	155.6	36481
-11.23	185210	266.64	294.0	52858
-14.00	62400	89.83	1914.3	275530
合計	769730		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%	

(b) 水平 (EW) 方向

G. L. (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)
+28.90	114100	93.95	102.7	9702
+21.00	75710	62.32		
+15.90	81360	66.96	163.9	13576
+8.70	87810	126.41	131.6	14559
+0.20	163140	234.80	197.8	36427
-11.23	185210	327.39	294.0	52858
-14.00	62400	110.32	1914.3	338428
合計	769730		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%	

*: 「II.2.6 滞留水を貯留している (滞留している場合を含む) 建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性 (地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価)」において用いた各階重量にガレキ撤去等による重量増減と燃料取扱設備支持部重量 7930kN を考慮した数値 (ただし, 大型カバー一般部の重量 62660kN (屋根部を含む) は含まない)

表 5.3.2-4(2) 燃料取り出し時の一般部の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

(c) 鉛直方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	軸断面積 A_N (m ²)	軸ばね剛性 K_A ($\times 10^8$ kN/m)
+28.90	114100	151.1	4.92
+21.00	75710		
+15.90	81360	205.0	10.33
+8.70	87810	221.7	7.91
+0.20	163140	301.0	9.10
-11.23	185210	495.7	11.15
-14.00	62400	1914.3	177.61
合計	769730	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%	

*:「II.2.6 滞留水を貯留している（滞留している場合を含む）建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性（地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価）」において用いた各階重量にガレキ撤去等による重量増減と燃料取扱設備支持部重量 7930kN を考慮した数値（ただし、大型カバー一般部の重量 62660kN（屋根部を含む）は含まない）

表 5.3.2-5(1) 燃料取り出し時の燃料取扱設備支持部の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

G. L. (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)
+28.90	156400	224.99	135.0	16012
+21.00	80370	115.71		
+15.90	88940	127.97	160.8	21727
+8.70	88000	126.68	132.8	24274
+0.20	163140	234.80	155.6	36481
-11.23	185210	266.64	294.0	52858
-14.00	62400	89.83	1914.3	275530
合計	824460		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%	

(b) 水平 (EW) 方向

G. L. (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)
+28.90	156400	128.79	102.7	9702
+21.00	80370	66.16		
+15.90	88940	73.20	163.9	13576
+8.70	88000	126.68	131.6	14559
+0.20	163140	234.80	197.8	36427
-11.23	185210	327.39	294.0	52858
-14.00	62400	110.32	1914.3	338428
合計	824460		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%	

*: 「II.2.6 滞留水を貯留している (滞留している場合を含む) 建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性 (地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価)」において用いた各階重量にガレキ撤去等による重量増減と大型カバー一般部の重量 62660kN (屋根部を含む) を考慮した数値 (ただし, 燃料取扱設備支持部の重量 7930kN は含まない)

表 5.3.2-5(2) 燃料取り出し時の燃料取扱設備支持部の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

(c) 鉛直方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	軸断面積 A_N (m ²)	軸ばね剛性 K_A ($\times 10^8$ kN/m)
+28.90	156400	151.1	4.92
+21.00	80370		
+15.90	88940	205.0	10.33
+8.70	88000	221.7	7.91
+0.20	163140	301.0	9.10
-11.23	185210	495.7	11.15
-14.00	62400	1914.3	177.61
合計	824460	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%	

*:「II.2.6 滞留水を貯留している（滞留している場合を含む）建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性（地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価）」において用いた各階重量にガレキ撤去等による重量増減と大型カバー一般部の重量 62660kN（屋根部を含む）を考慮した数値（ただし、燃料取扱設備支持部の重量 7930kN は含まない）

表 5.3.2-6 地盤定数の設定結果

(a) Ss-1

G. L. (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 (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
(解放基盤)		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

(b) Ss-2

G. L. (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 (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
(解放基盤)		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

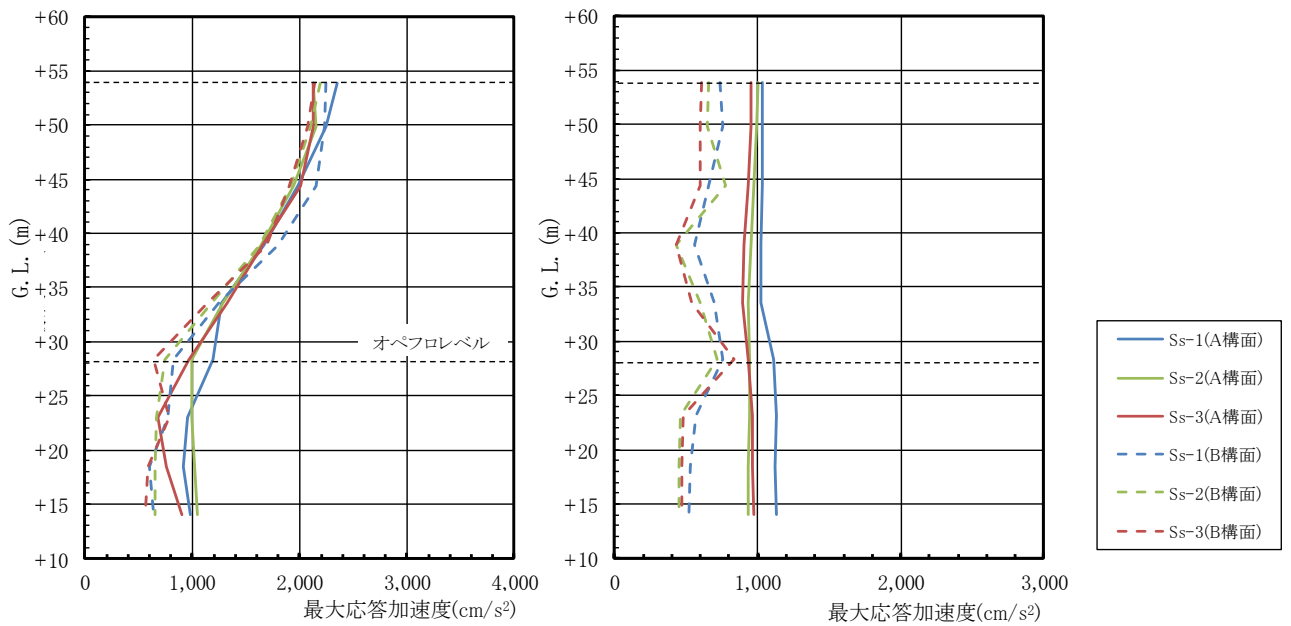
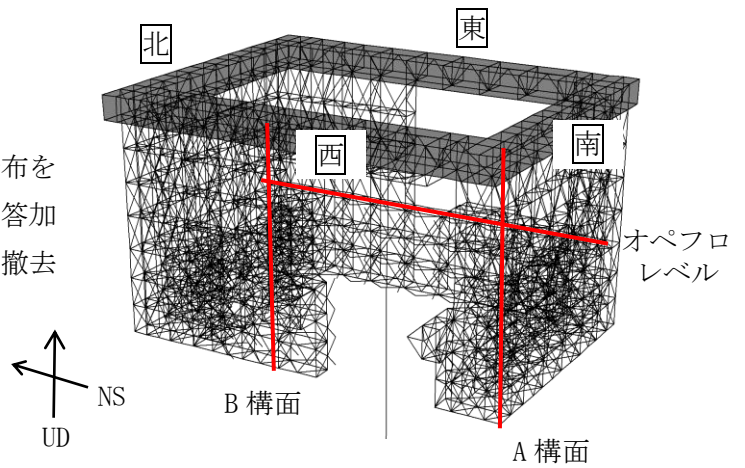
(c) Ss-3

G. L. (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 (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-20.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	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

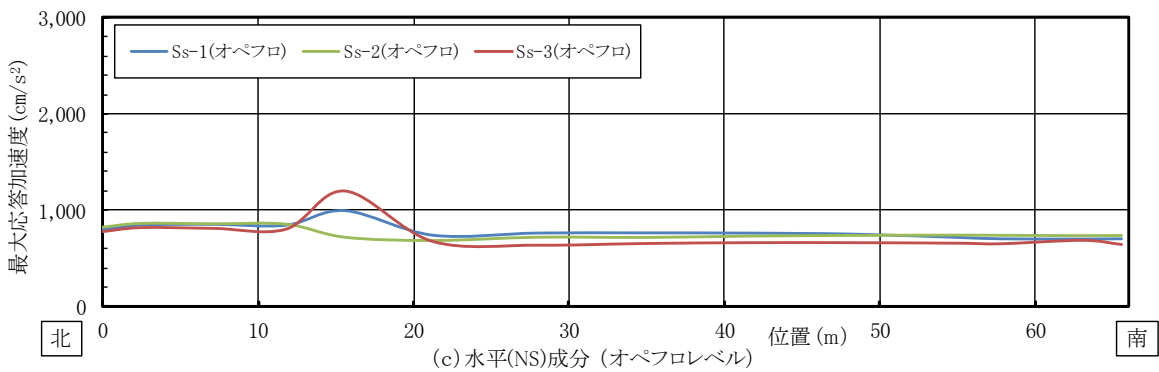
1) ガレキ撤去時

ガレキ撤去時の一般部の最大応答加速度分布を図 5.3.2-5 に、燃料取扱設備支持部の最大応答加速度分布を図 5.3.2-6 に示す。なお、ガレキ撤去用天井クレーン位置は case1 とする。

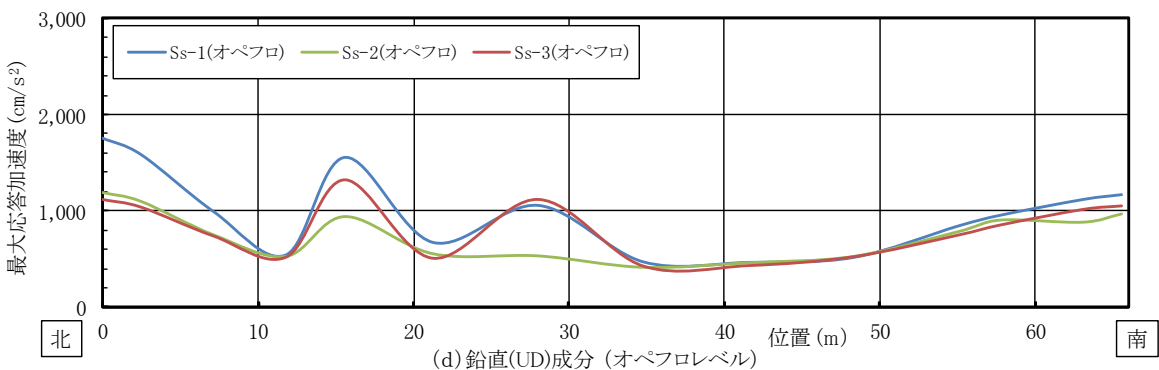


(a) 水平(NS)成分 (A, B構面)

(b) 鉛直(UD)成分 (A, B構面)

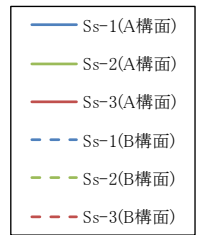
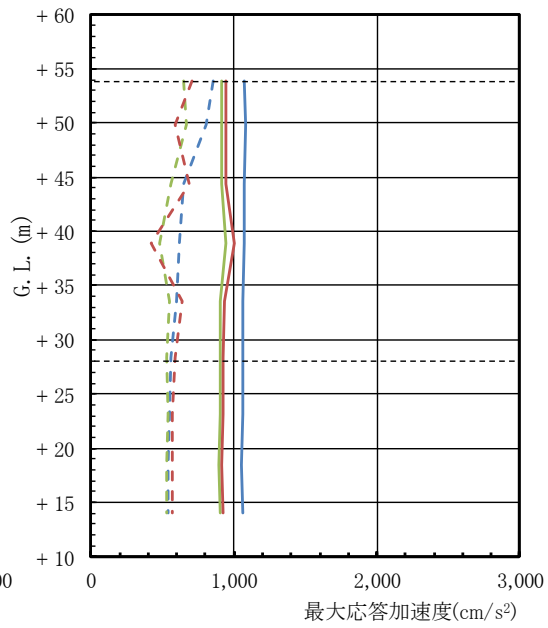
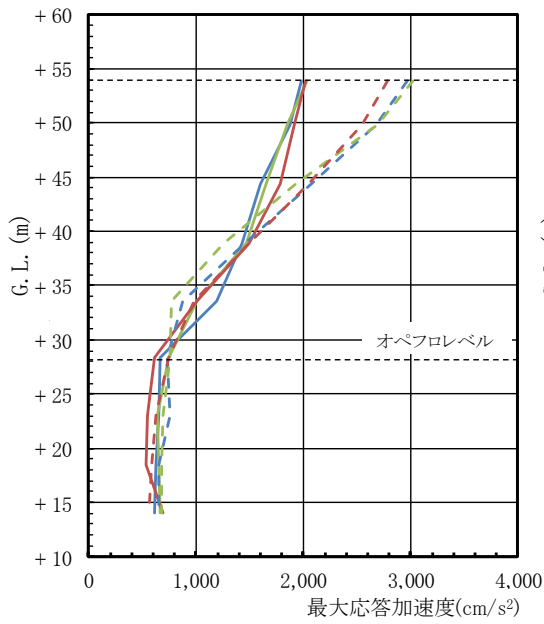
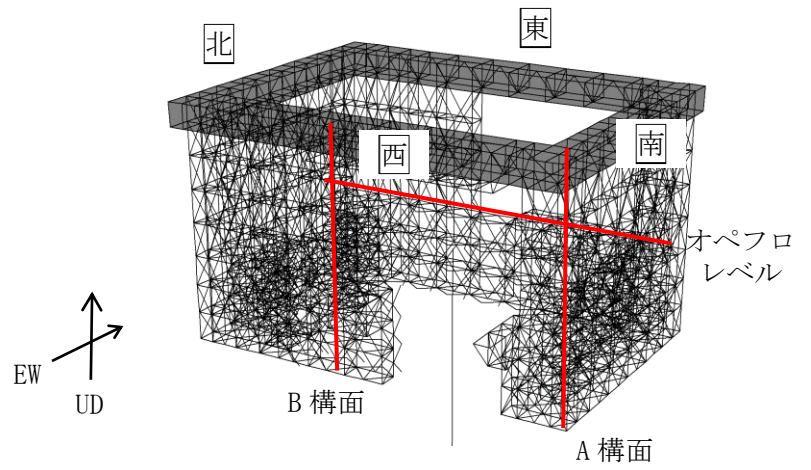


(c) 水平(NS)成分 (オペフロレベル)



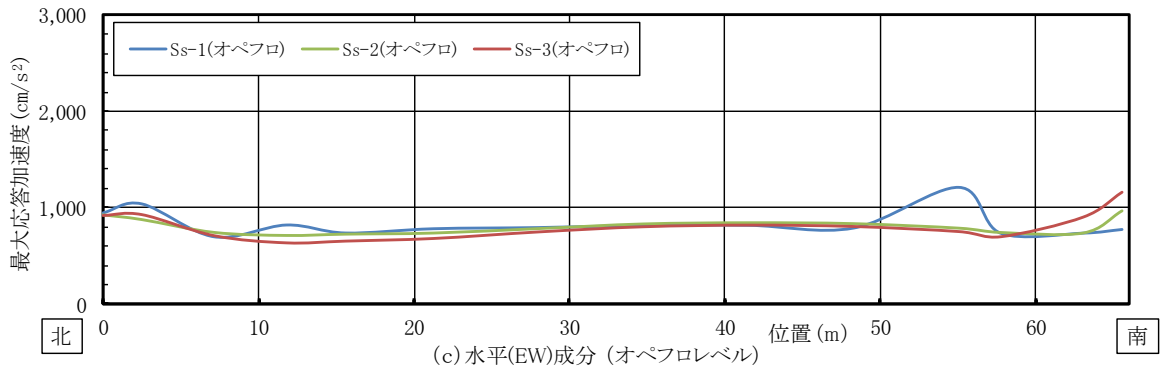
(d) 鉛直(UD)成分 (オペフロレベル)

図 5.3.2-5 (1) NS・UD 方向 最大応答加速度分布 (一般部)

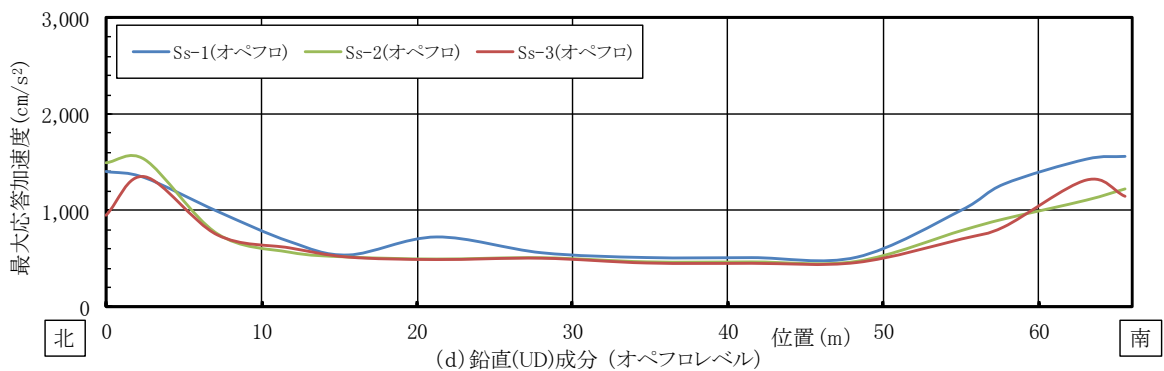


(a) 水平(EW)成分 (A, B構面)

(b) 鉛直(UD)成分 (A, B構面)



(c) 水平(EW)成分 (オペフロレベル)



(d) 鉛直(UD)成分 (オペフロレベル)

図 5.3.2-5(2) EW・UD 方向 最大応答加速度分布(一般部)

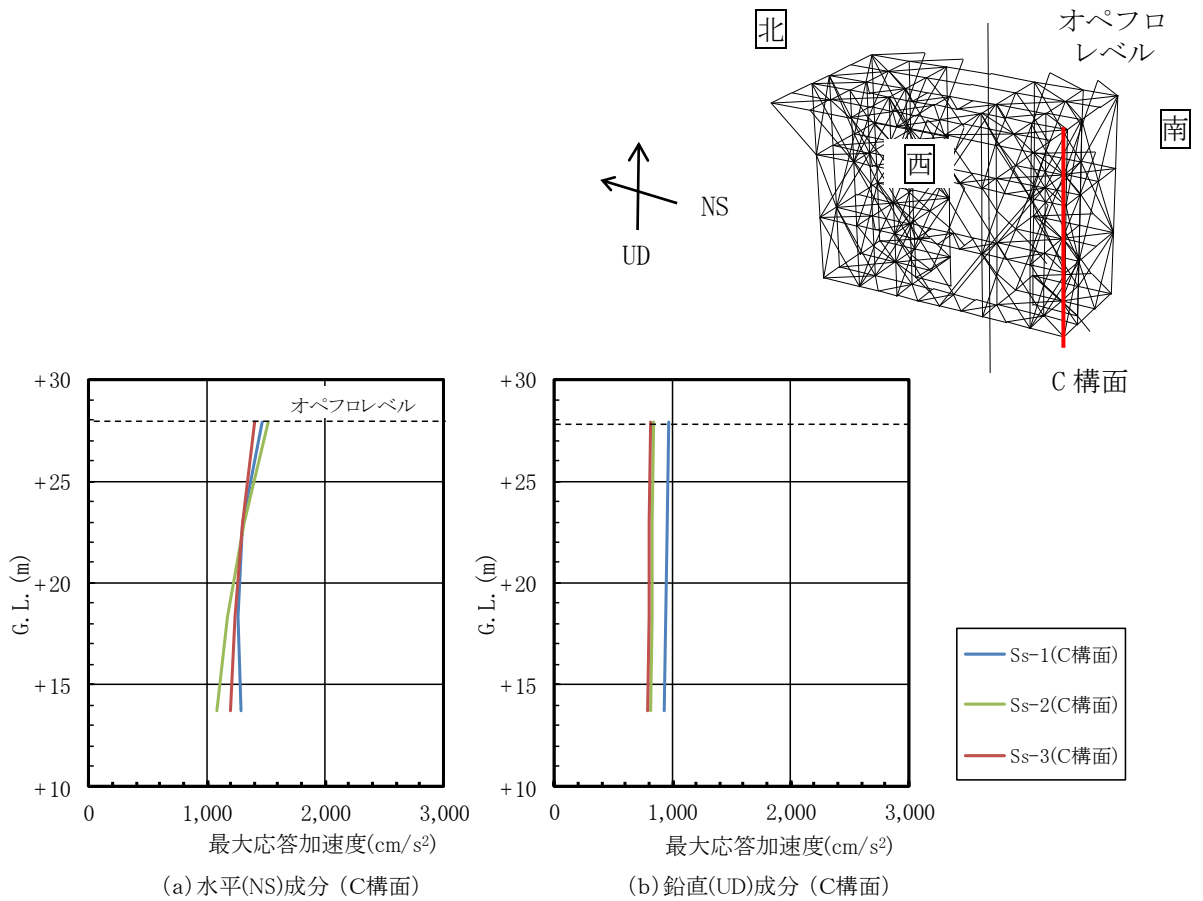


図 5. 3. 2-6(1) NS・UD 方向 最大応答加速度分布 (燃料取扱設備支持部)

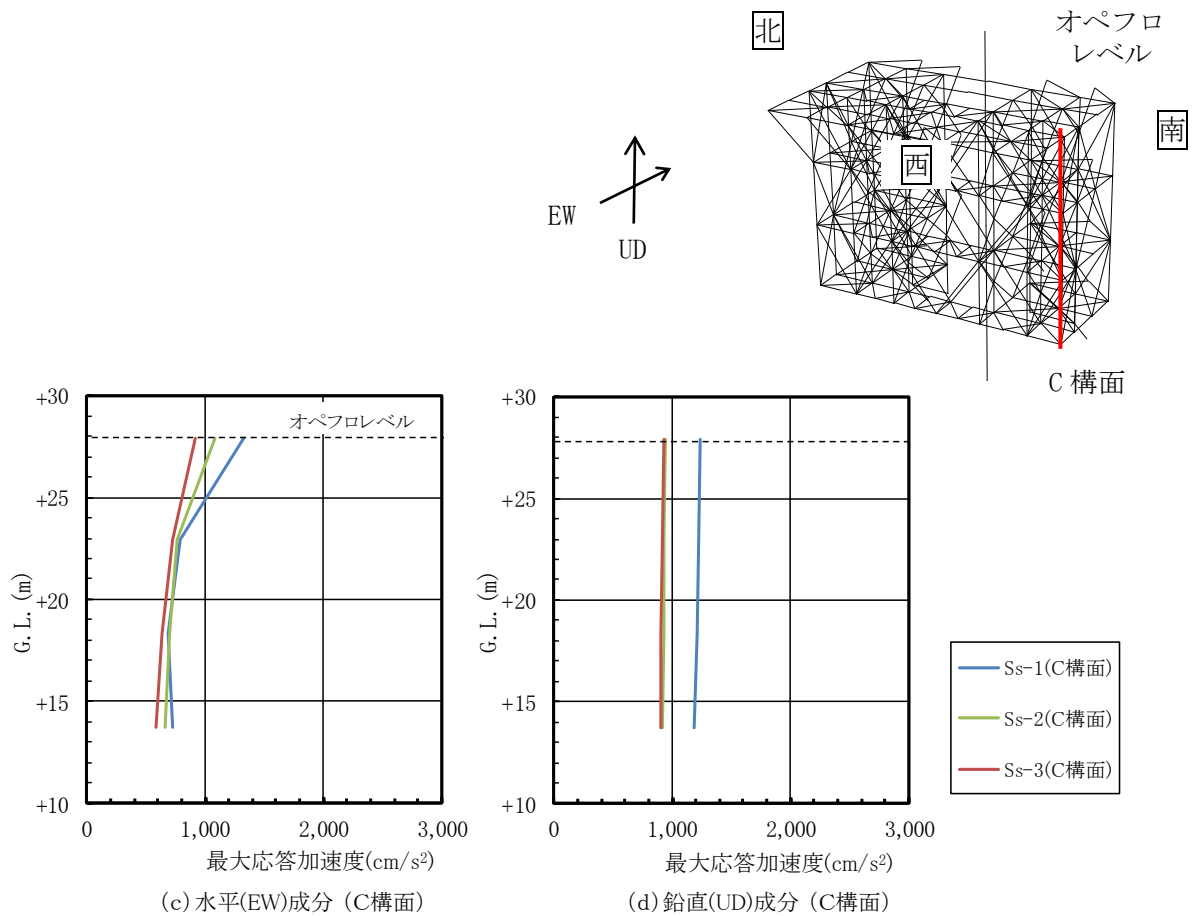
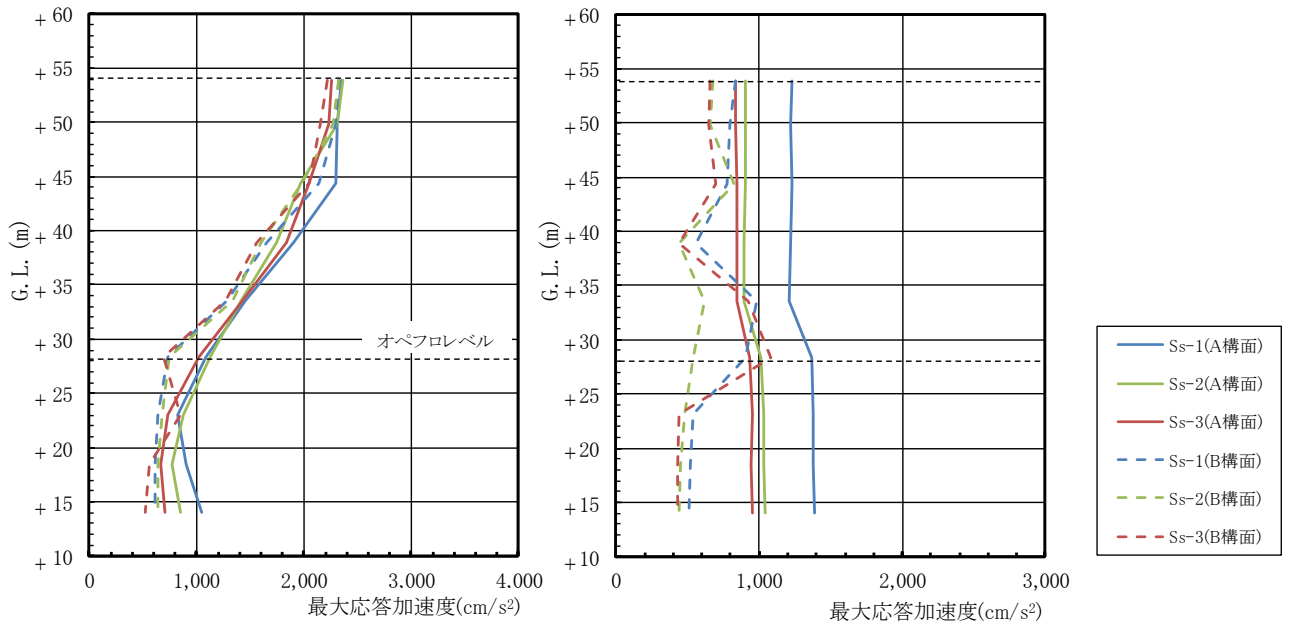
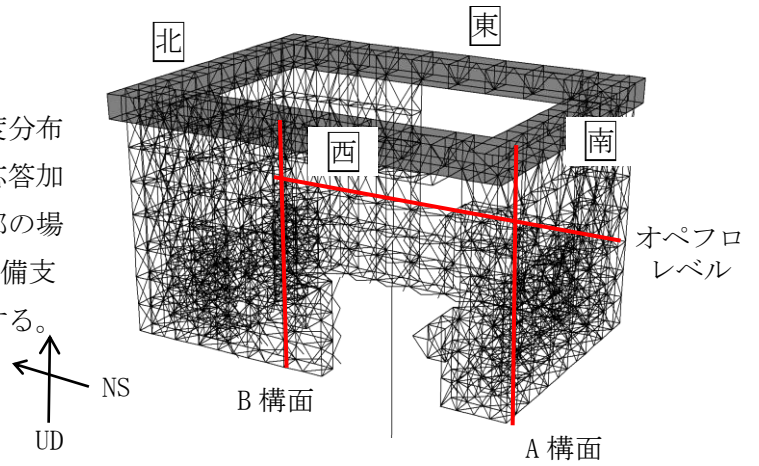


図 5. 3. 2-6(2) EW・UD 方向 最大応答加速度分布 (燃料取扱設備支持部)

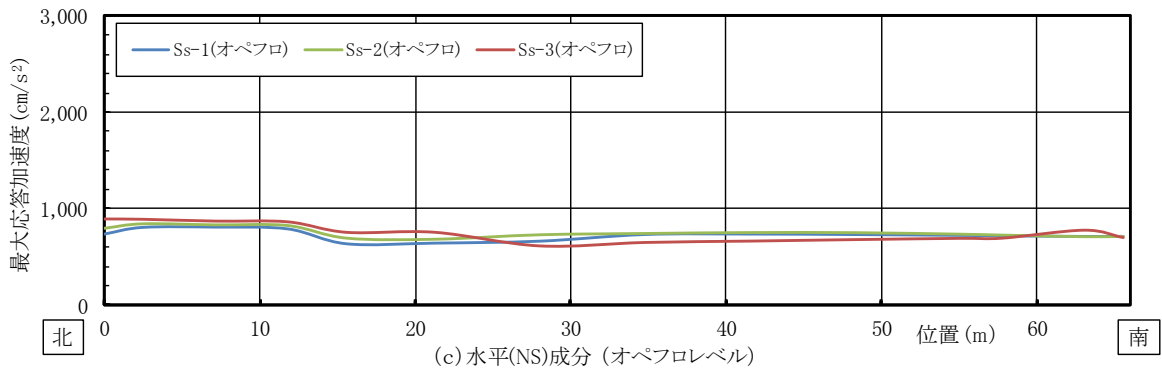
2) 燃料取り出し時

燃料取り出し時の一般部の最大応答加速度分布を図 5.3.2-7 に、燃料取扱設備支持部最大応答加速度分布を図 5.3.2-8 に示す。なお、一般部の場合、燃料取扱設備位置は case3, 燃料取扱設備支持部の場合、燃料取扱設備位置は case4 とする。

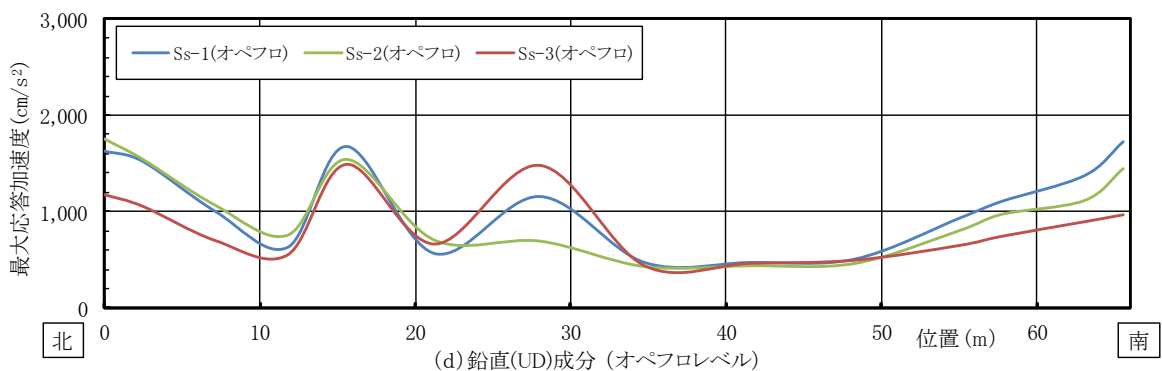


(a) 水平(NS)成分 (A, B構面)

(b) 鉛直(UD)成分 (A, B構面)

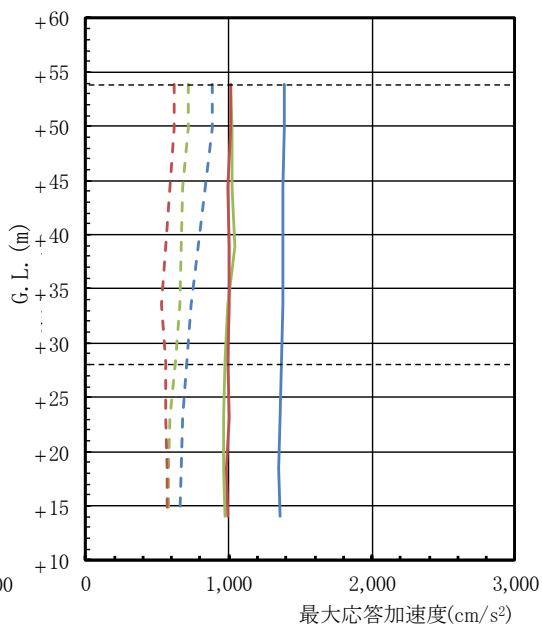
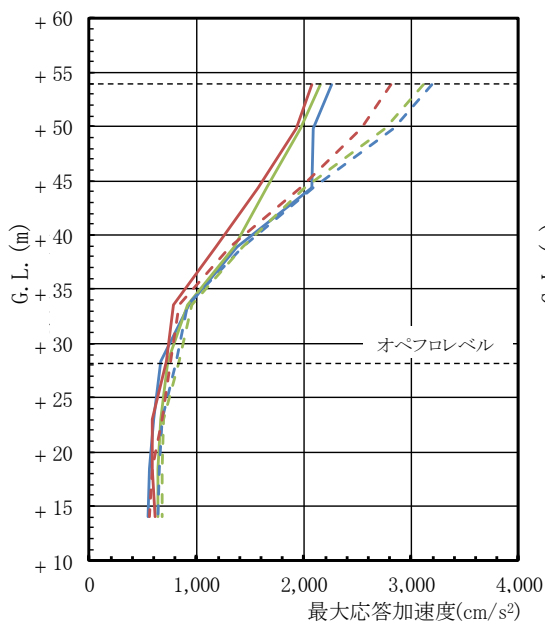
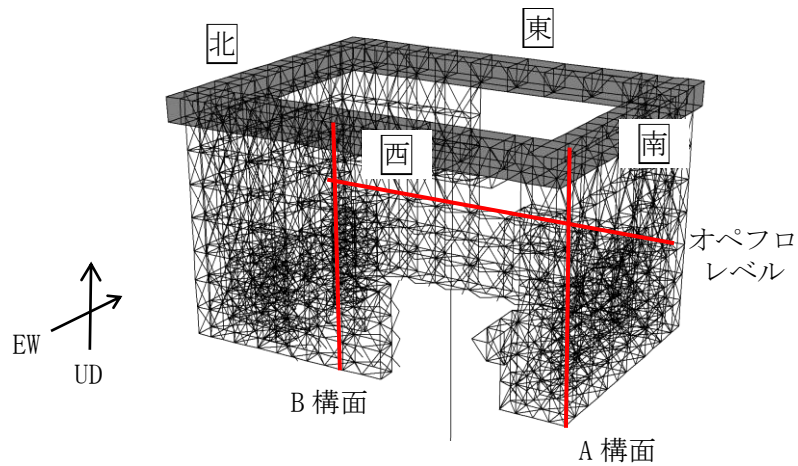


(c) 水平(NS)成分 (オペフロレベル)



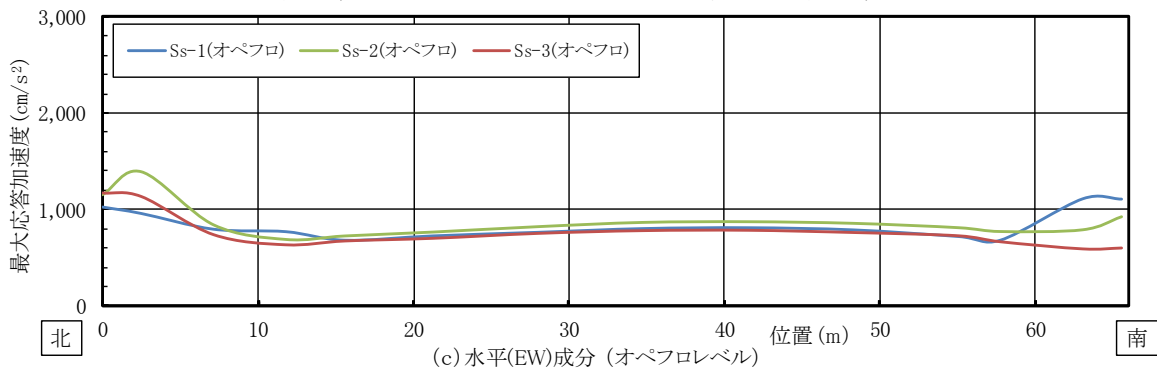
(d) 鉛直(UD)成分 (オペフロレベル)

図 5.3.2-7(1) NS・UD方向 最大応答加速度分布(一般部)

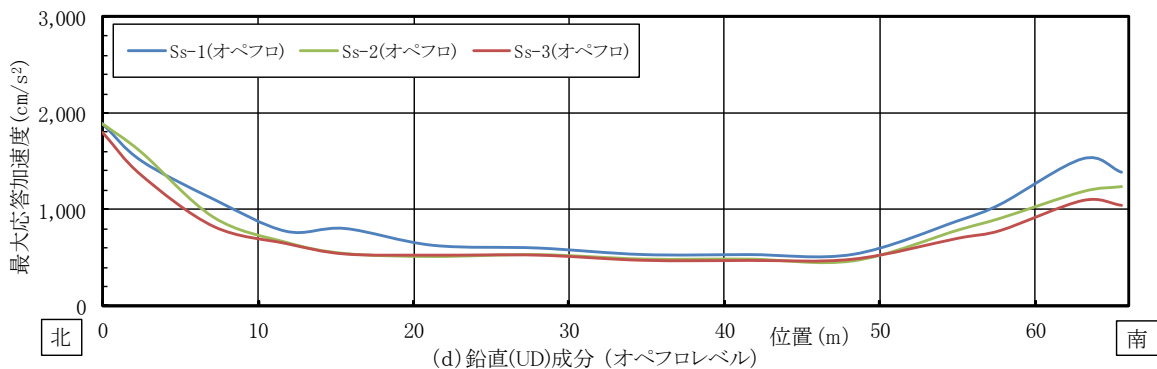


(a) 水平(EW)成分 (A, B構面)

(b) 鉛直(UD)成分 (A, B構面)



(c) 水平(EW)成分 (オペフロレベル)



(d) 鉛直(UD)成分 (オペフロレベル)

図 5. 3. 2-7 (2) EW・UD 方向 最大応答加速度分布 (一般部)

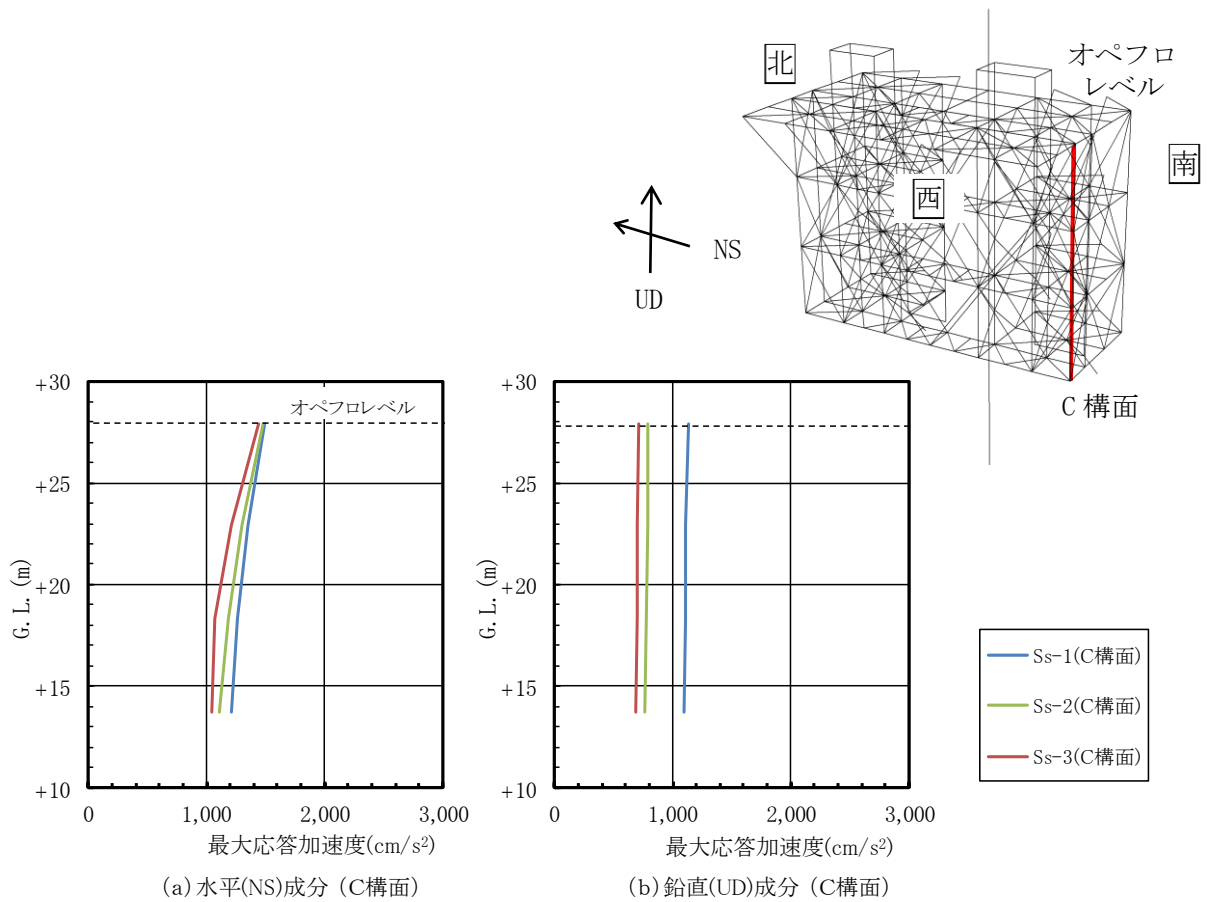


図 5. 3. 2-8(1) NS・UD 方向 最大応答加速度分布 (燃料取扱設備支持部)

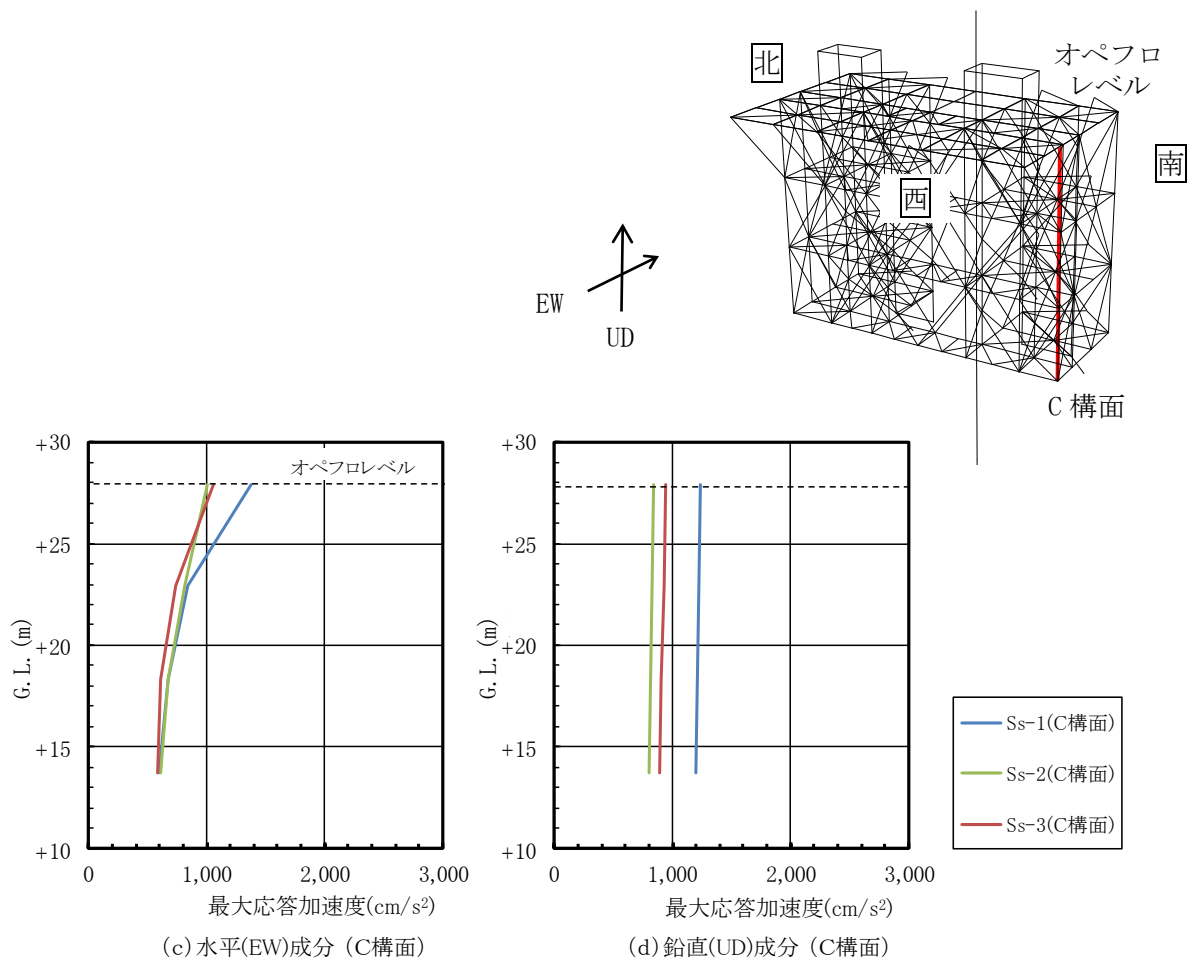


図 5. 3. 2-8(2) EW・UD 方向 最大応答加速度分布 (燃料取扱設備支持部)

(4) 波及的影響の評価

地震応答解析結果が、JSCA 性能設計説明書 2017 年版（社団法人日本建築構造技術者協会，2018 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。なお，大型カバーは立体架構による検討のため，JSCA 性能メニューのうち層の塑性率の評価を省略する。

また，主要架構（柱，梁）の解析結果が「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

1) 層間変形角の検討

a) ガレキ撤去時

最大応答層間変形角を表 5.3.2-7 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 5.3.2-7(1) 一般部の最大応答層間変形角の検討結果

検討箇所	地震波 (位置)*1	入力方向	応答値	クライテリア	判定
南北側 G. L. +53.9(m) ~G. L. +28.3(m) h =25.6(m)	Ss-1	NS	1/111	1/75	O. K.
	Ss-2	NS	1/263	1/75	O. K.
	Ss-3	NS	1/123	1/75	O. K.
東西側 G. L. +53.9(m) ~G. L. +28.3(m) h =25.6(m)	Ss-1	EW	1/121	1/75	O. K.
	Ss-2	EW	1/339	1/75	O. K.
	Ss-3	EW	1/132	1/75	O. K.

*1：特記なき限り case1 であり，図 5.2.1-2 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

表 5.3.2-7(2) 燃料取扱設備支持部の最大応答層間変形角の検討結果

検討箇所	地震波 (位置)*1	入力方向	応答値	クライテリア	判定
西側 G. L. + 28.3(m) ~G. L. +14.0(m) h =14.3(m)	Ss-1	EW	1/632	1/75	O. K.
	Ss-2	EW	1/707	1/75	O. K.
	Ss-3	EW	1/700	1/75	O. K.

*1：ガレキ撤去用天井クレーンの位置によらない

b) 燃料取り出し時

最大応答層間変形角を表 5.3.2-8 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 5.3.2-8(1) 一般部の最大応答層間変形角の検討結果

検討箇所	地震波 (位置) ^{*1}	入力方向	応答値	クライテリア	判定
南北側 G. L. +53.9(m) ~G. L. +28.3(m) h=25.6(m)	Ss-1	NS	1/107	1/75	O. K.
	Ss-2	NS	1/238	1/75	O. K.
	Ss-3	NS	1/115	1/75	O. K.
東西側 G. L. +53.9(m) ~G. L. +28.3(m) h=25.6(m)	Ss-1	EW	1/119	1/75	O. K.
	Ss-2	EW	1/309	1/75	O. K.
	Ss-3	EW	1/128	1/75	O. K.

*1：特記なき限り case3 であり，図 5.2.1-3 に燃料取扱設備の位置を示す

表 5.3.2-8(2) 燃料取扱設備支持部の最大応答層間変形角の検討結果

検討箇所	地震波 (位置) ^{*1}	入力方向	応答値	クライテリア	判定
西側 G. L. +28.3(m) ~G. L. +14.0(m) h=14.3(m)	Ss-1	EW	1/406	1/75	O. K.
	Ss-2	EW	1/415	1/75	O. K.
	Ss-3	EW	1/455	1/75	O. K.

*1：特記なき限り case4 であり，図 5.2.1-3 に燃料取扱設備の位置を示す

2) 断面検討

部材の応答結果が塑性化する箇所があるため，断面検討結果は応力度比または塑性率で示す。

部材の応力度比は，軸力と各許容応力度との比で表される。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又は座屈耐力時のひずみで除した値で表される。表 5.3.2-9 及び 5.3.2-10 に断面検討結果を示す。なお，各許容応力度，引張耐力及び座屈耐力算定時の材料強度は「平成 12 年建設省告示第 2464 号」に定められた基準強度 F 値の 1.1 倍を用いる。

a) ガレキ撤去時

表 5.3.2-9 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、全ての部材の応力度比が 1 以下又は、塑性率が 5 以下になることを確認した。

表 5.3.2-9(1) 断面検討結果（一般部，Ss 地震時，応力度比）

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
①	柱	H-428×407×20×35	Ss-1	+NS-UD	σ_c	335.5	f_c	344.0	0.98	O. K.
②	梁	H-588×300×12×20	Ss-1	+NS-UD	σ_c	291.6	f_c	321.6	0.91	O. K.
③	ブレース	ϕ -355.6×7.9	Ss-1	+NS-UD	σ_c	299.0	f_c	337.2	0.89	O. K.
④	鋼板	PL-16 〈SN400B〉	Ss-1	+EW-UD	σ_x	89.5	f_t	258.0	0.90	O. K.
					σ_y	32.4				
					τ_{xy}	125.9				

表 5.3.2-9(2) 断面検討結果（一般部，Ss 地震時，塑性率）

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	塑性率	判定
⑤	水平ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	Ss-1	+EW-UD	4.51	O. K.
⑥	鉛直ブレース ϕ -267.4×6.6	Ss-1	-NS+UD	4.34	O. K.

表 5.3.2-9(3) 断面検討結果（燃料取扱設備支持部，Ss 地震時，応力度比）

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
⑦	柱 H-400×400×13×21	Ss-1 (- *4)	-EW-UD	σ_c	58.0	f_c	326.1	0.18	O. K.
⑧	梁 H-800×300×14×26	Ss-1 (- *4)	-EW-UD	σ_c	93.3	f_c	318.5	0.30	O. K.
⑨	水平 ブレース 十字 PL (PL-28×10 +2PL-28×91)	Ss-1 (- *4)	-NS-UD	σ_t	219.2	f_t	357.5	0.62	O. K.
⑩	鉛直 ブレース ϕ -355.6×7.9	Ss-1 (- *4)	-NS-UD	σ_c	185.5	f_c	349.6	0.54	O. K.

*1：①～⑩の符号は図 5.3.2-9 の応力検討箇所を示す

*2：特記なき限り，各部材の使用材料は，鋼管：STKN490B，その他は SN490B

*3：特記なき限り case1 であり，図 5.2.1-2 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

*4：ガレキ撤去用天井クレーンの位置によらない

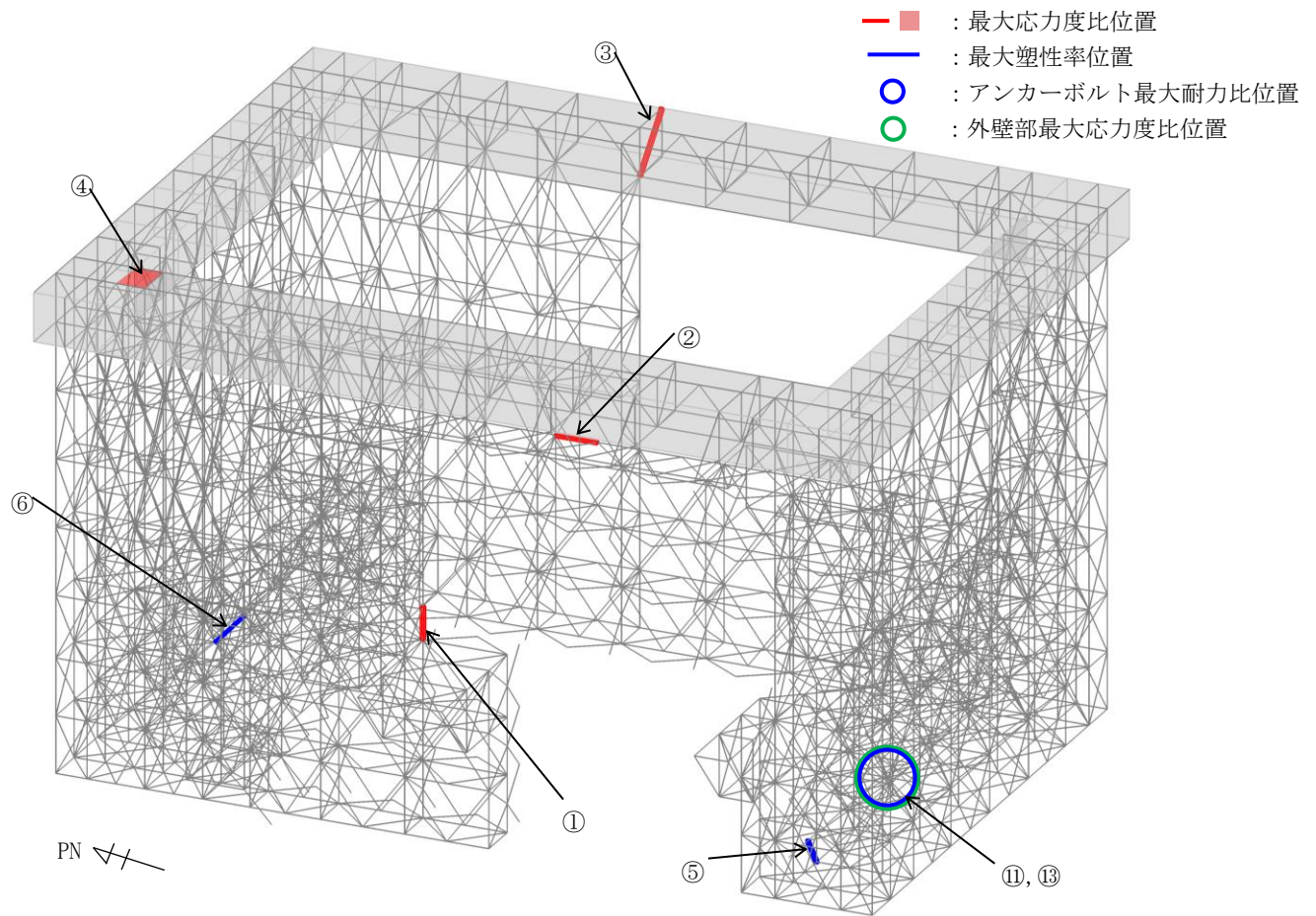


図 5.3.2-9(1) 最大応力度比位置図(一般部, Ss 地震時)

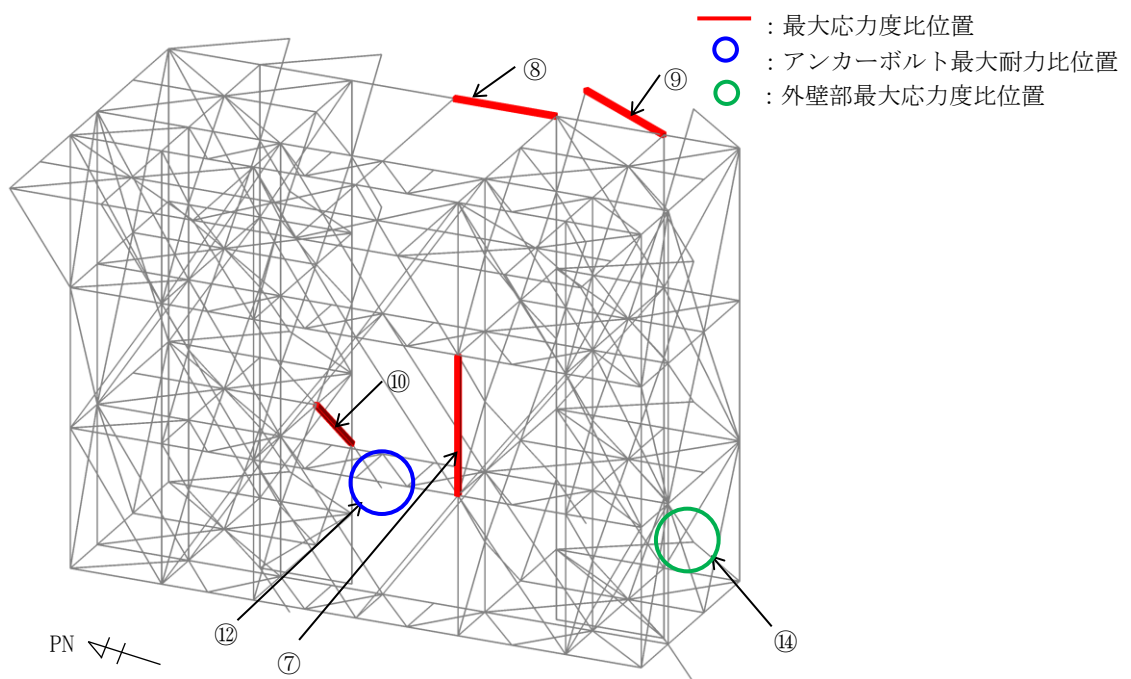


図 5.3.2-9(2) 最大応力度比位置図(燃料取扱設備支持部, Ss 地震時)

b) 燃料取り出し時

表 5.3.2-10 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、全ての部材の応力度比が 1 以下又は、塑性率が 5 以下になることを確認した。

表 5.3.2-10(1) 断面検討結果（一般部，Ss 地震時，応力度比）

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
①	柱	H-400×400×13×21	Ss-1	-NS+UD	σ_c	329.5	f_c	345.1	0.96	O. K.
②	梁	H-588×300×12×20	Ss-1	+EW-UD	σ_c	314.3	f_c	344.9	0.92	O. K.
③	ブレース	ϕ -355.6×9.5	Ss-1	-NS-UD	σ_c	318.5	f_c	343.2	0.93	O. K.
④	鋼板	PL-16 〈SN400B〉	Ss-1	+EW+UD	σ_x	82.2	f_t	258.0	0.97	O. K.
					σ_y	36.1				
					τ_{xy}	138.0				

表 5.3.2-10(2) 断面検討結果（一般部，Ss 地震時，塑性率）

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	塑性率	判定
⑤	水平ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	Ss-1	+EW-UD	4.16	O. K.
⑥	鉛直ブレース ϕ -267.4×6.6	Ss-3	-NS-UD	4.52	O. K.

表 5.3.2-10(3) 断面検討結果（燃料取扱設備支持部，Ss 地震時，応力度比）

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
⑦	柱	H-400×400×13×21	Ss-1 (case4)	-EW-UD	σ_c	88.1	f_c	326.1	0.28	O. K.
⑧	梁	H-350×350×12×19	Ss-1 (case4)	+NS+UD	σ_t	130.4	f_t	357.5	0.37	O. K.
⑨	水平 ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	Ss-1 (case4)	+NS+UD	σ_t	220.5	f_t	357.5	0.62	O. K.
⑩	鉛直 ブレース	ϕ -355.6×7.9	Ss-1 (case4)	-NS-UD	σ_c	261.4	f_c	349.6	0.75	O. K.

*1：①～⑩の符号は図 5.3.2-10 の応力検討箇所を示す

*2：特記なき限り，各部材の使用材料は，鋼管：STKN490B，その他は SN490B

*3：特記なき限り case3 であり，図 5.2.1-3 に燃料取扱設備の位置を示す

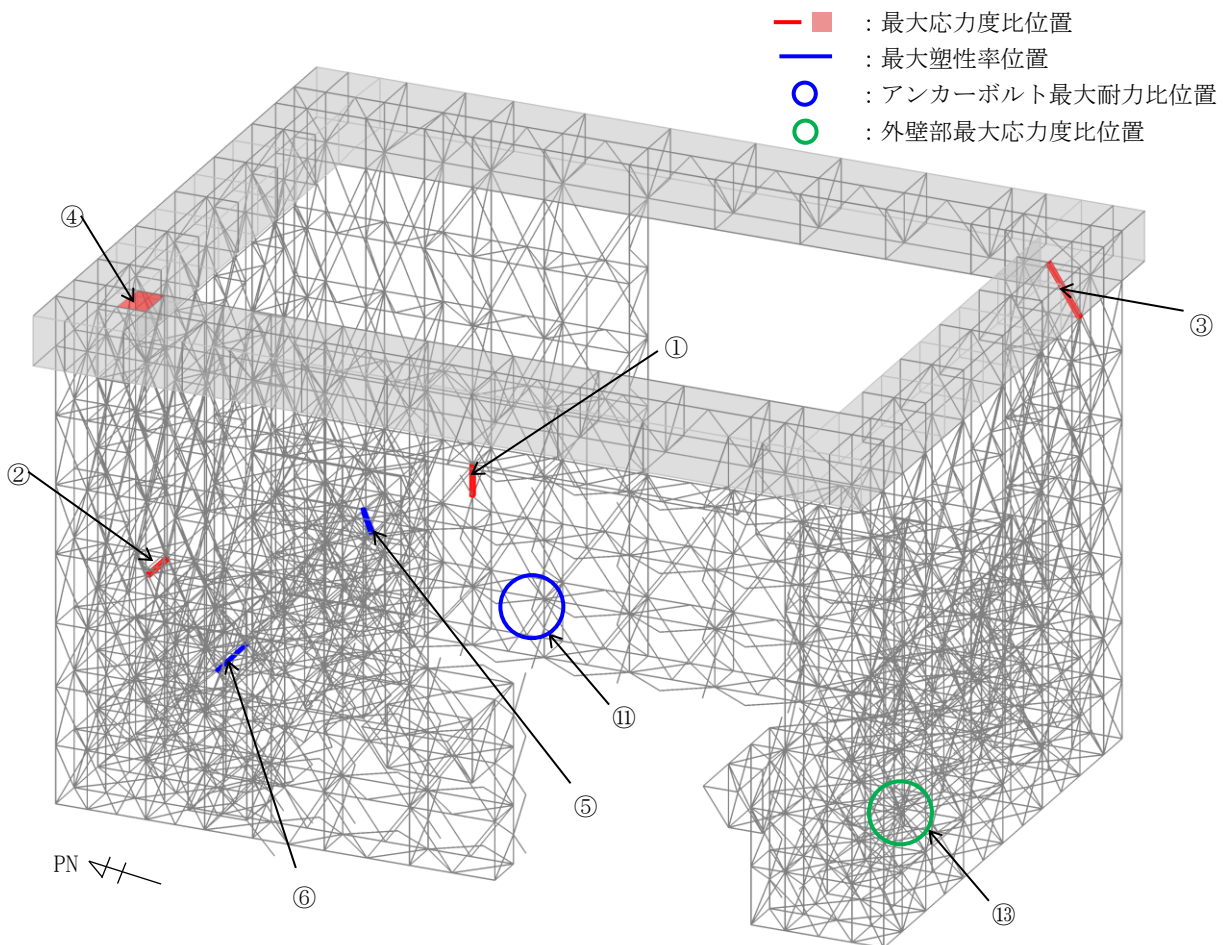


図 5.3.2-10(1) 最大応力度比位置図(一般部, Ss 地震時)

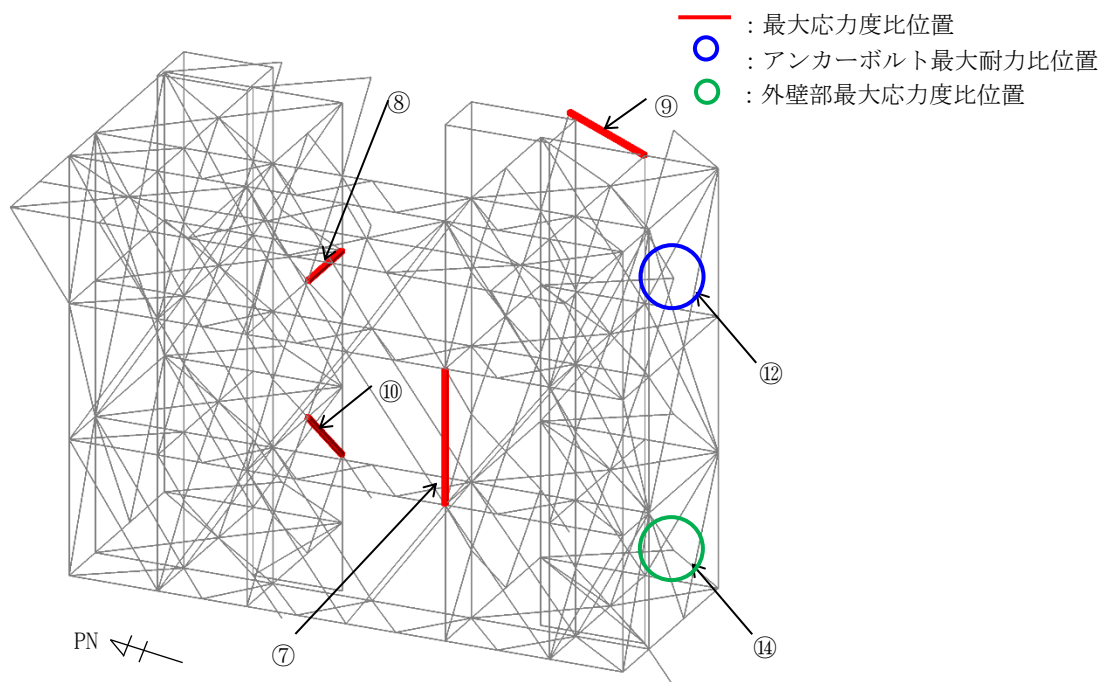


図 5.3.2-10(2) 最大応力度比位置図(燃料取扱設備支持部, Ss 地震時)

5.3.3 建屋取り合い部の耐震性に対する検討

(1) アンカーボルトの検討（引抜き，せん断）

大型カバーはアンカーボルトにより原子炉建屋外壁に取り付く。アンカーボルトの仕様は，M33（SNR490B）の接着系アンカーボルトとし，終局耐力は「あと施工アンカー施工指針（案）（一般社団法人日本建築あと施工アンカー協会）」に従い，原子炉建屋の設計基準強度を用いて下式によって求める。表 5.3.3-1 にアンカーボルトの終局耐力を示す。

$$pu = \min(pu_1, pu_2, pu_3)$$

$$qu = \min(qu_1, qu_2)$$

- pu : 接着系アンカーボルトの終局引張力 (kN/本)
- pu₁ : アンカーボルトの降伏により決まる終局引張力 (kN/本)
- pu₂ : 躯体のコーン状破壊により決まる終局引張力 (kN/本)
- pu₃ : 付着力により決まる終局引張力 (kN/本)
- qu : 接着系アンカーボルトの終局せん断力 (kN/本)
- qu₁ : アンカーボルトのせん断強度により決まる終局せん断力 (kN/本)
- qu₂ : 躯体の支圧強度により決まる終局せん断力 (kN/本)

表 5.3.3-1 接着系アンカーボルトの終局耐力

部位		一般部	燃料取扱設備支持部	
			GL+13.7	GL+22.9
タイプ		標準	標準	標準
鋼材種類		M33	M33	M33
		SNR490B	SNR490B	SNR490B
埋め込み長さ (mm)		375	375	375
アンカーボルト間隔 (mm)		400	400	400
終局	許容引張力 (pu) (kN/本)	249	334	268
	許容せん断力 (qu) (kN/本)	193	193	193

アンカーボルトの検討は、建屋取り合い部に生じる最大支点反力に対し、下式にて検討を行う。

$$\frac{P}{P_u} \leq 1$$

$$\frac{Q}{Q_u} \leq 1$$

$$\left(\frac{P}{P_u}\right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_u}\right)^2 \leq 1$$

P_u : アンカーボルトの終局引張耐力 (kN)

Q_u : アンカーボルトの終局せん断耐力 (kN)

P : アンカーボルトの引張力 (kN)

Q : アンカーボルトのせん断力 (kN)

1) ガレキ撤去時

表 5.3.3-2 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、アンカーボルトの最大耐力比は 1 以下になることを確認した。

表 5.3.3-2(1) アンカーボルトの検討結果（一般部，Ss 地震時）

部位*1 (アンカー本数)	地震波 (位置)*2	入力 方向	作用応力		終局耐力		耐力比	判定
			引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	引張 耐力 Pu (kN)	せん断 耐力 Qu (kN)		
⑪ アンカー ボルト (12)	Ss-1 (case1)	+EW-UD	0	2082	2988	2316	0.90	O. K.

表 5.3.3-2(2) アンカーボルトの検討結果（燃料取扱設備支持部，Ss 地震時）

部位*1 (アンカー本数)	地震波 (位置)*2	入力 方向	作用応力		終局耐力		耐力比	判定
			引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	引張 耐力 Pu (kN)	せん断 耐力 Qu (kN)		
⑫ アンカー ボルト (12)	Ss-1 (-*3)	-NS-UD	606	1443	4008	2316	0.63	O. K.

*1：図 5.3.2-9 に応力検討箇所を示す

*2：図 5.2.1-2 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

*3：ガレキ撤去用天井クレーンの位置によらない

2) 燃料取り出し時

表 5.3.3-3 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、アンカーボルトの最大耐力比は 1 以下になることを確認した。

表 5.3.3-3(1) アンカーボルトの検討結果 (一般部, Ss 地震時)

部位*1 (アンカー本数)	地震波 (位置)*2	入力 方向	作用応力		終局耐力		耐力比	判定
			引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	引張 耐力 Pu (kN)	せん断 耐力 Qu (kN)		
⑪ アンカー ボルト (20)	Ss-1 (case3)	-EW+UD	459	3398	4980	3860	0.89	O. K.

表 5.3.3-3(2) アンカーボルトの検討結果 (燃料取扱設備支持部, Ss 地震時)

部位*1 (アンカー本数)	地震波 (位置)*2	入力 方向	作用応力		終局耐力		耐力比	判定
			引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	引張 耐力 Pu (kN)	せん断 耐力 Qu (kN)		
⑫ アンカー ボルト (24)	Ss-1 (case4)	-NS+UD	3901	3100	6432	4632	0.83	O. K.

*1 : 図 5.3.2-10 に応力検討箇所を示す

*2 : 図 5.2.1-3 に燃料取扱設備の位置を示す

(2) 原子炉建屋外壁部の検討

「5.2.3(2) 原子炉建屋外壁部の検討」と同様に、壁面の圧縮応力度が許容応力度以下となることを確認する。

1) ガレキ撤去時

表 5.3.3-4 に応力度比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、原子炉建屋外壁部の最大応力度比は 1 以下になることを確認した。

表 5.3.3-4(1) 外壁部の検討結果 (一般部, Ss 地震時)

部位*1		地震波 (位置)*2	入力方向	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力 度比	判定
⑬	外壁	Ss-1 (case1)	+NS-UD	1.2	22.1	0.06	0. K.

表 5.3.3-4(2) 外壁部の検討結果 (燃料取扱設備支持部, Ss 地震時)

部位*1		地震波 (位置)*2	入力方向	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力 度比	判定
⑭	外壁	Ss-1 (- *3)	-NS-UD	0.8	22.1	0.04	0. K.

*1 : 図 5.3.2-9 に応力検討箇所を示す

*2 : 図 5.2.1-2 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

*3 : ガレキ撤去用天井クレーンの位置によらない

2) 燃料取り出し時

表 5. 3. 3-5 に応力度比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果，原子炉建屋外壁部の最大応力度比は 1 以下になることを確認した。

表 5. 3. 3-5(1) 外壁部の検討結果（一般部，Ss 地震時）

部位*1		地震波 (位置)*2	入力方向	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力 度比	判定
⑬	外壁	Ss-1 (case3)	+NS+UD	1. 2	22. 1	0. 06	0. K.

表 5. 3. 3-5(2) 外壁部の検討結果（燃料取扱設備支持部，Ss 地震時）

部位*1		地震波 (位置)*2	入力方向	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力 度比	判定
⑭	外壁	Ss-1 (case4)	-NS-UD	1. 2	22. 1	0. 06	0. K.

*1：図 5. 3. 2-10 に応力検討箇所を示す

*2：図 5. 2. 1-3 に燃料取扱設備の位置を示す

5.3.4 屋根の耐震性に対する検討

(1) 地震応答解析モデル

屋根の評価に用いる応力は、地震応答解析により評価する。屋根の解析モデルは、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。検討はスパン及びせいが大きく構造上の条件が厳しい架構③を対象とする。立体解析モデルを図5.3.4-1に示す。柱脚部は固定としている。

弦材は弾性モデルとし、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。

解析モデルへの入力は、大型カバーの地震応答解析結果から得られる大型カバー頂部(G.L. +53.9m)の応答結果を用いることとし、屋根脚部に水平方向と鉛直方向の同時入力とする。

地震応答解析結果が、JSCA 性能設計説明書 2017 年版(社団法人日本建築構造技術者協会, 2018 年)を参考に定めたクライテリアとして、部材の塑性率が 5 以下を満足することを確認する。

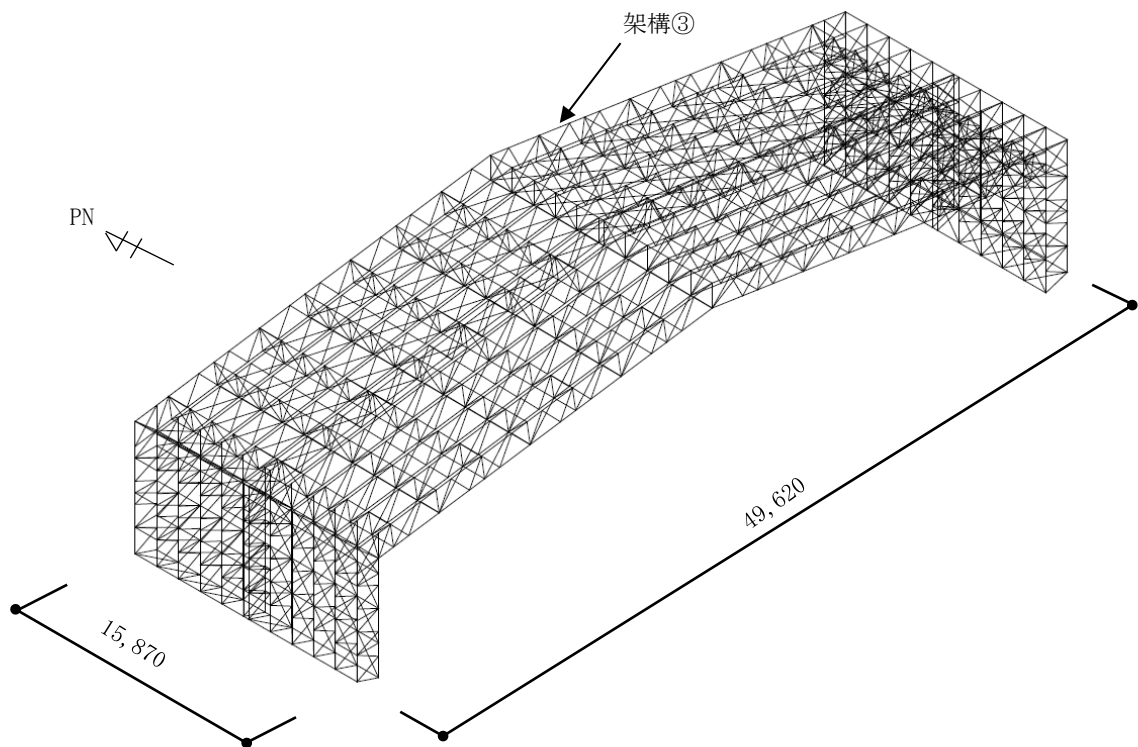


図 5.3.4-1 屋根の解析モデル (単位 : mm)

(2) 断面検討

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。表 5.3.4-1 及び表 5.3.4-2 に断面検討結果を示す。なお、各許容応力度、引張耐力及び座屈耐力算定時の材料強度は「平成 12 年建設省告示第 2464 号」に定められた基準強度 F 値の 1.1 倍を用いる。

1) ガレキ撤去時

表 5.3.4-1 に塑性率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、全ての部材の塑性率が 5 以下になることを確認した。

表 5.3.4-1 断面検討結果（屋根部, Ss 地震時）

部位 ^{*1}	部材形状 (mm) 〈使用材料〉	地震波 (位置) ^{*2}	入力 方向	塑性率	判定
①	P-190.7 φ × 5.3t 〈STK590〉	Ss-1	+NS-UD	0.80	O. K.
②	P-89.1 φ × 3.2t 〈STK490〉	Ss-1	+NS-UD	3.40	O. K.
③	1-M30 〈SNR490B〉	Ss-1	+NS-UD	1.97	O. K.

*1 : ①～③の符号は図 5.3.4-2 の応力検討箇所を示す

*2 : 特記なき限り case1 であり, 図 5.2.1-2 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

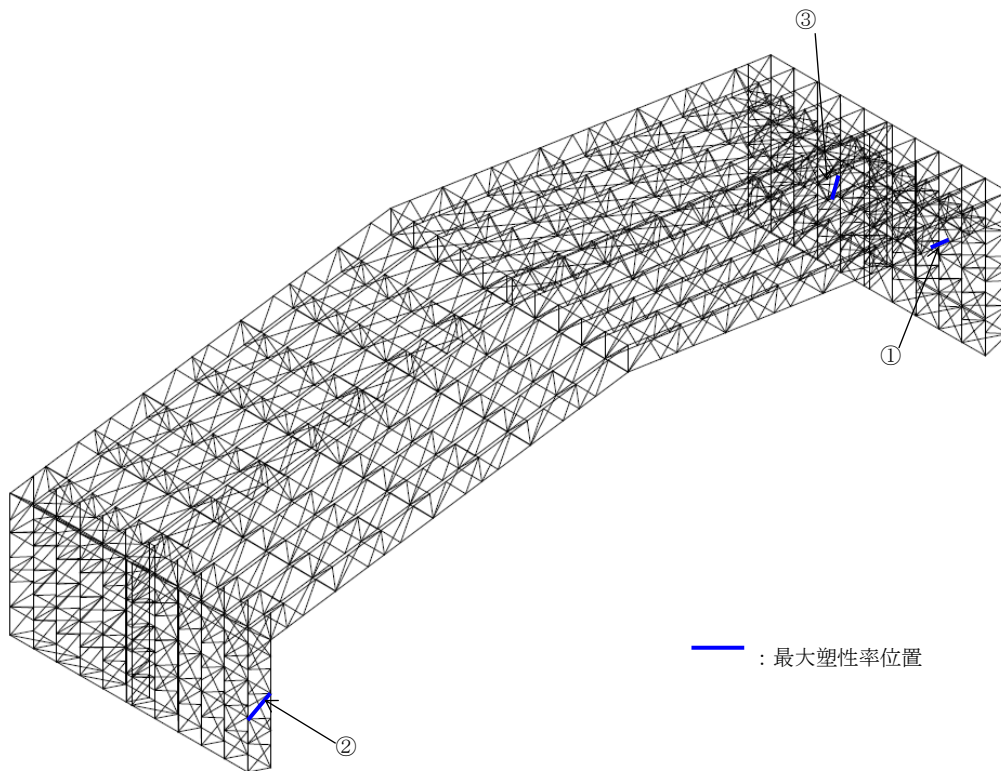


図 5.3.4-2 最大塑性率位置図

2) 燃料取り出し時

表 5.3.4-2 に塑性率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、全ての部材の塑性率が 5 以下になることを確認した。

表 5.3.4-2 断面検討結果（屋根部，Ss 地震時）

部位 ^{*1}	部材形状 (mm) 〈使用材料〉	地震波 (位置) ^{*2}	入力 方向	塑性率	判定
①	P-190.7φ×5.3t 〈STKT590〉	Ss-1	-NS+UD	0.82	O.K.
②	P-89.1φ×3.2t 〈STK490〉	Ss-1	-NS+UD	3.67	O.K.
③	1-M30 〈SNR490B〉	Ss-1	+NS+UD	1.82	O.K.

*1：①～③の符号は図 5.3.4-3 の応力検討箇所を示す

*2：特記なき限り case3 であり，図 5.2.1-3 に燃料取扱設備の位置を示す

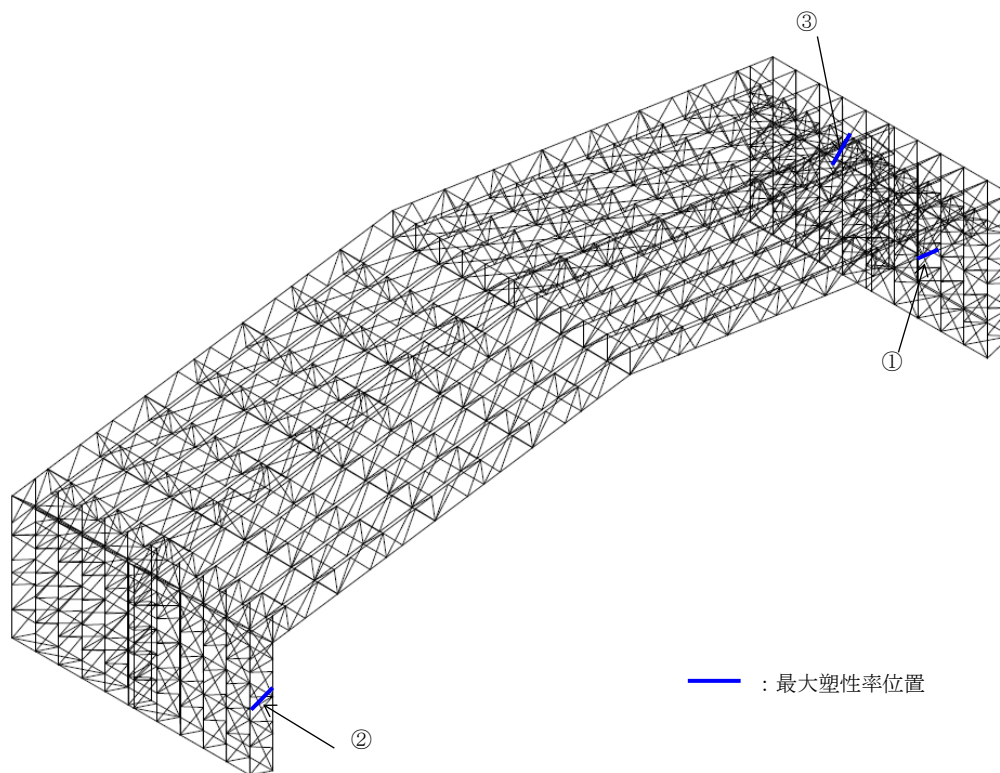


図 5.3.4-3 最大塑性率位置図

5.3.5 原子炉建屋の耐震性に対する検討

(1) 検討方針

大型カバー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

1) 解析に用いる入力地震動

検討に用いる地震動は、「5.3.2 大型カバーの耐震性に対する検討」で示した基準地震動 S_s とする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図は図5.3.2-1と同様であり、モデルに入力する地震動は「5.3.2 大型カバーの耐震性に対する検討」に示したものと同一である。

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5.3.5-1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、「II.2.6 滞留水を貯留している（滞留している場合を含む）建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性（地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価）」に示される内容に、ガレキ撤去等による重量増減及び新規に設置する大型カバー、燃料取扱設備等の重量を考慮した。地震応答解析モデルの諸元の質点重量および回転慣性重量を表5.3.5-1に示す。

地盤定数は、「5.3.2 大型カバーの耐震性に対する検討」で示した地盤定数と同一である。

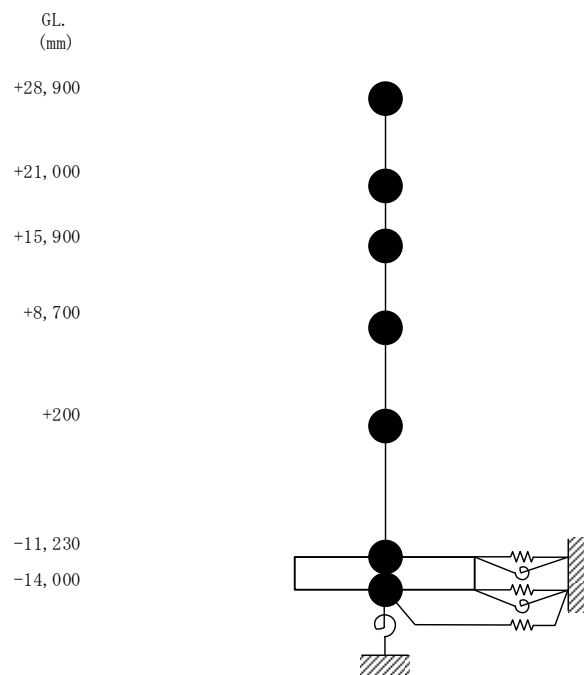


図 5.3.5-1 原子炉建屋の地震応答解析モデル

表 5. 3. 5-1(1) 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元（水平方向，ガレキ撤去時）

G. L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5$ kN \cdot m 2)	
		水平(NS)方向	水平(EW)方向
+28.90	113830	163.75	93.73
+21.00	81500	117.34	67.09
+15.90	90680	130.48	74.63
+8.70	87510	125.98	125.98
+0.20	162800	234.31	234.31
-11.23	185210	266.64	327.39
-14.00	62400	89.83	110.32
合計	783930		

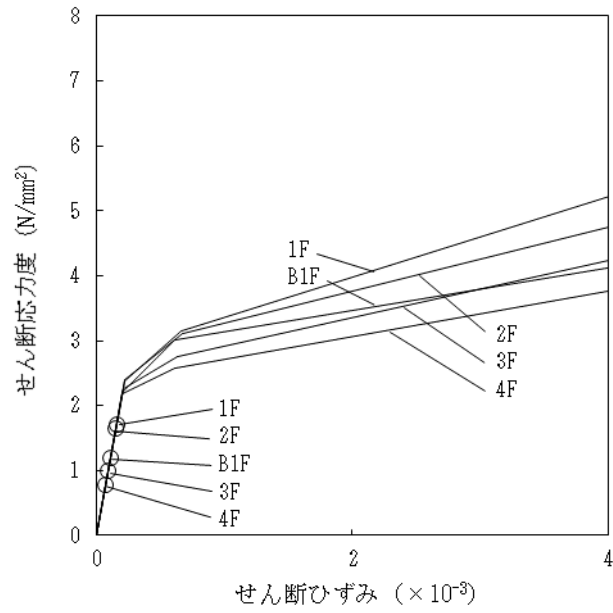
表 5. 3. 5-1(2) 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元（水平方向，燃料取り出し時）

G. L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5$ kN \cdot m 2)	
		水平(NS)方向	水平(EW)方向
+28.90	161390	232.17	132.90
+21.00	81500	117.34	67.09
+15.90	90670	130.46	74.62
+8.70	88080	126.80	126.80
+0.20	163140	234.80	234.80
-11.23	185210	266.64	327.39
-14.00	62400	89.83	110.32
合計	832390		

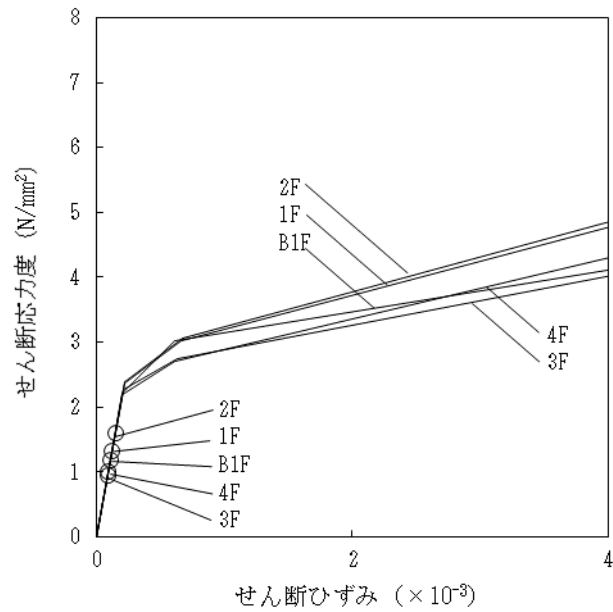
(3) 検討結果

基準地震動 S_s に対する最大応答値を、「JEAG4601-1991」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 5.3.5-2 及び図 5.3.5-3 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}) 以下となり、クライテリアを満足することを確認した。

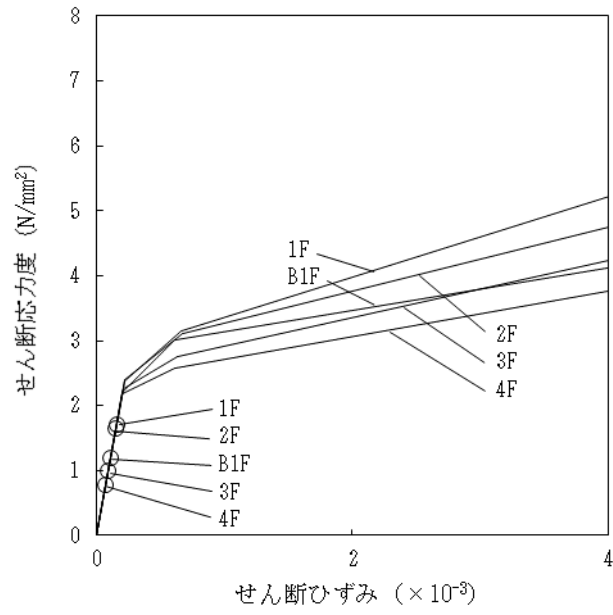


(a) NS 方向

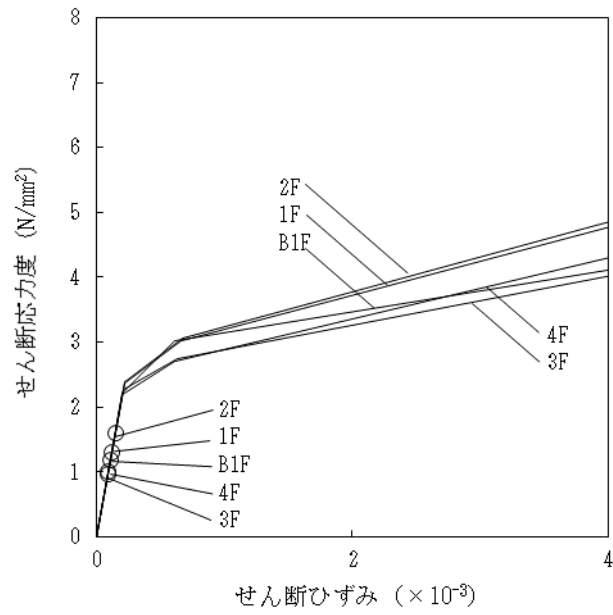


(b) EW 方向

図 5.3.5-2(1) せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1) (ガレキ撤去時)

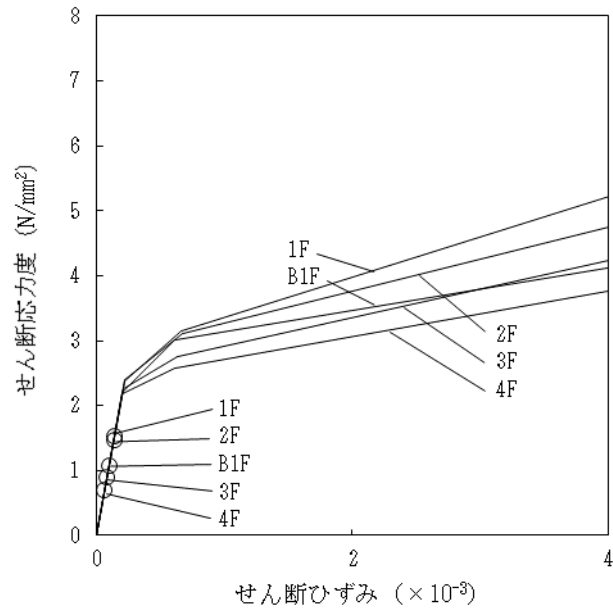


(a) NS 方向

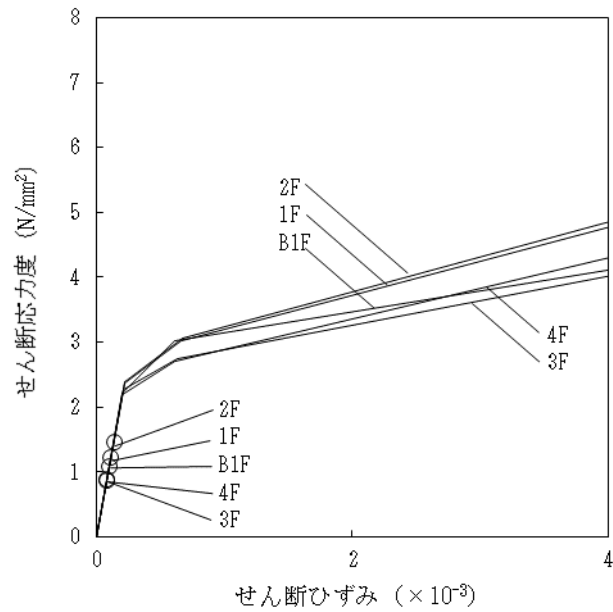


(b) EW 方向

図 5.3.5-2(2) せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2) (ガレキ撤去時)

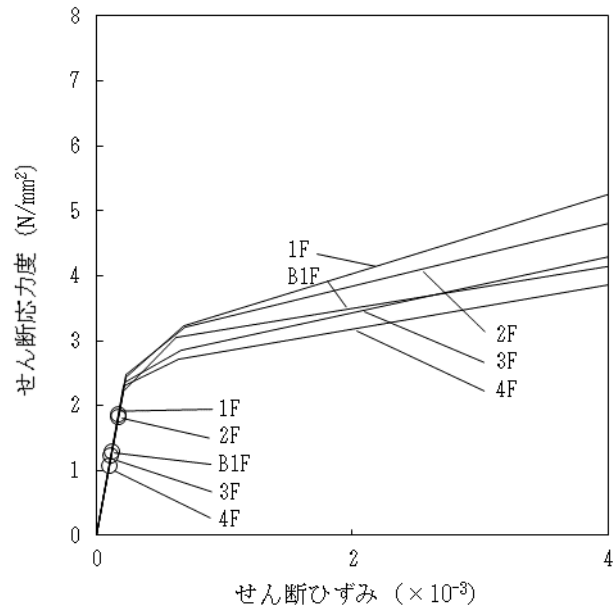


(a) NS 方向

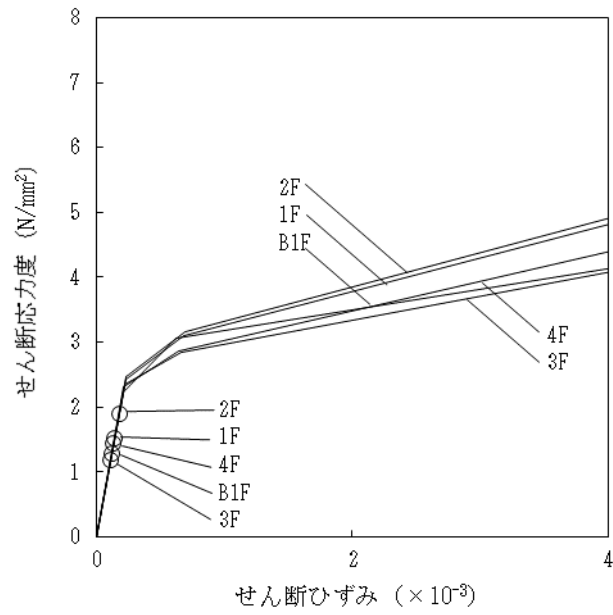


(b) EW 方向

図 5.3.5-2(3) せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-3) (ガレキ撤去時)

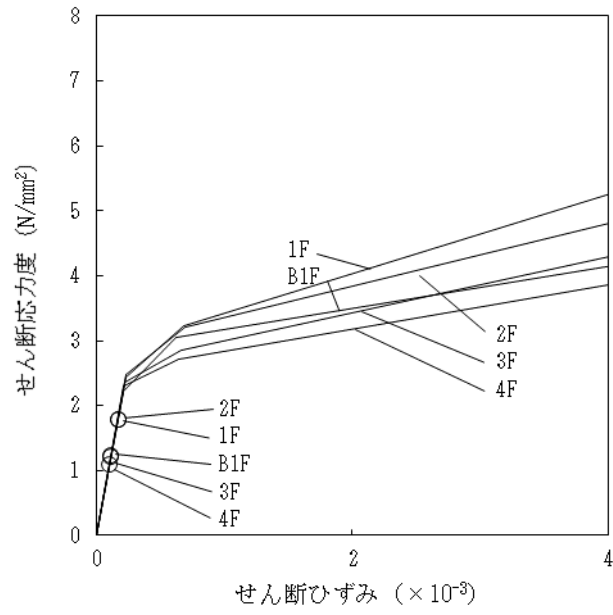


(a) NS 方向

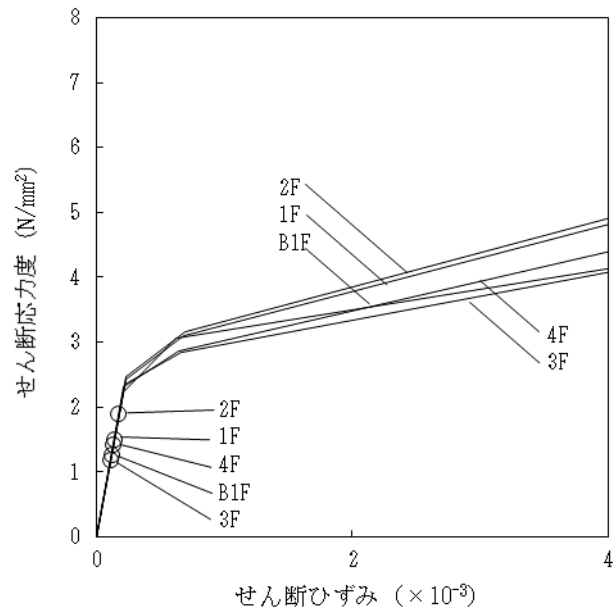


(b) EW 方向

図 5.3.5-3(1) セン断スケルトン曲線上の最大応答値 (S_S-1) (燃料取り出し時)

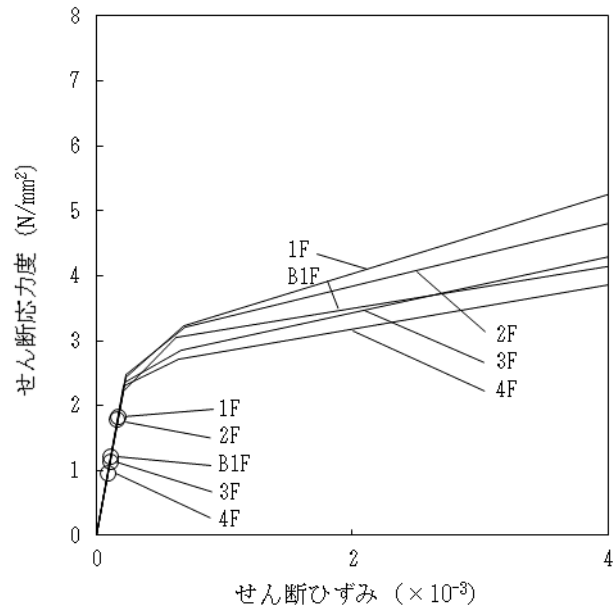


(a) NS 方向

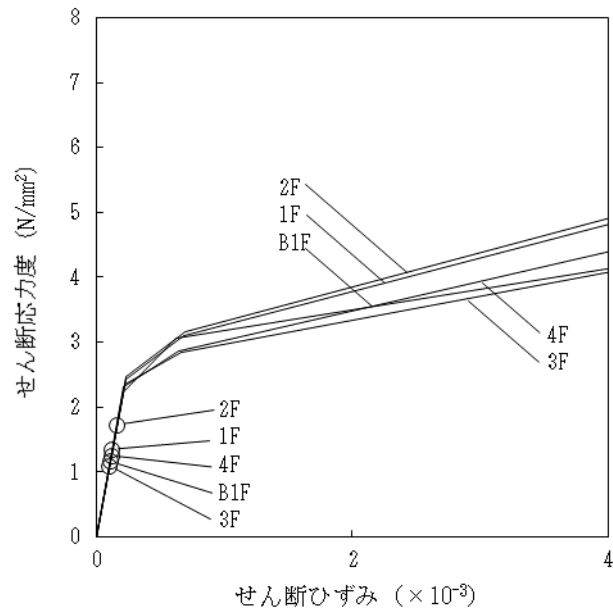


(b) EW 方向

図 5.3.5-3(2) せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (S_S-2) (燃料取り出し時)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 5.3.5-3(3) せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (S_S-3) (燃料取り出し時)

6. 別添

- 別添－1 福島第一原子力発電所 3号機大型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号機大型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）
- 別添－3 4号機燃料取り出し用カバーに係る確認事項
- 別添－4 3号機燃料取り出し用カバーに係る確認事項
- 別添－5 3号機原子炉建屋の躯体状況調査結果を反映した使用済燃料プール等の耐震安全性評価結果
- 別添－6 3号機原子炉建屋 遮へい体設置における滑動対策について
- 別添－9 1号機大型カバーに係る確認事項

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



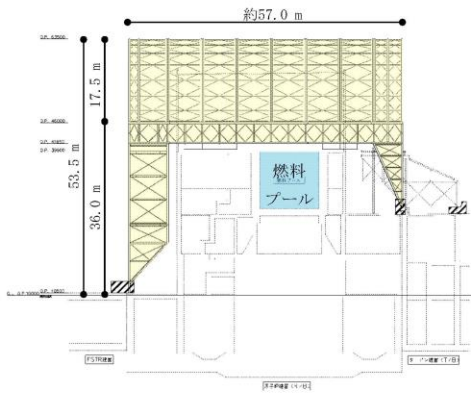
無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

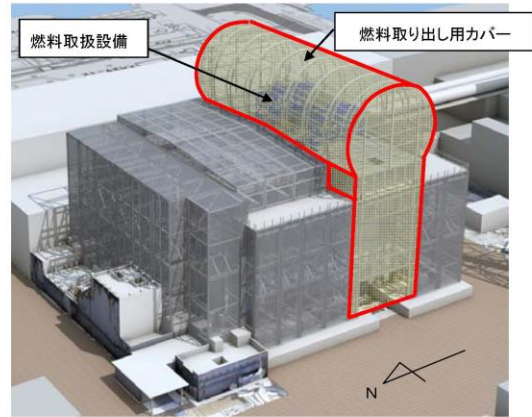
1. 施設概要と要求機能

(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。

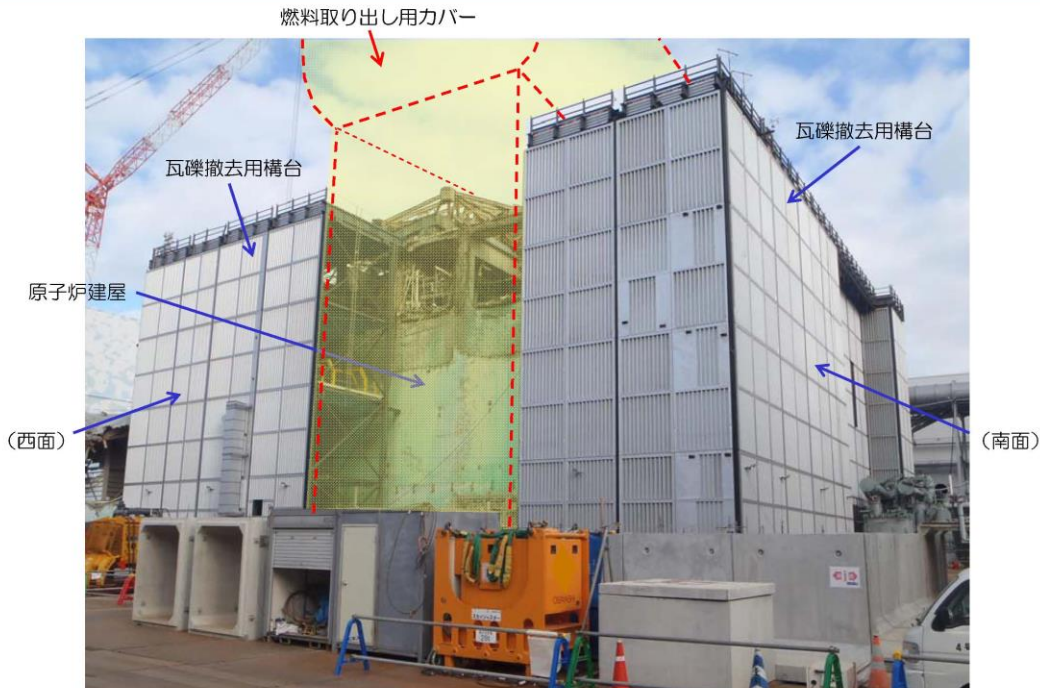


東西断面図



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)

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
<換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

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。

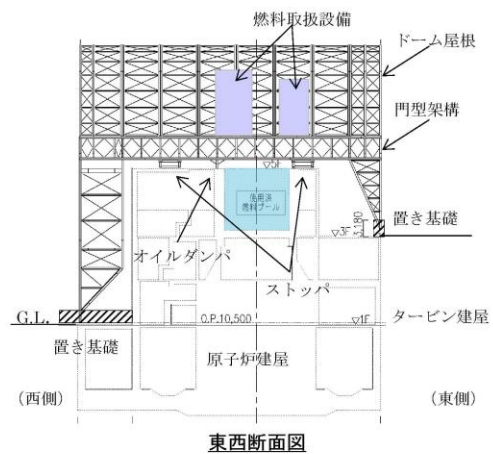
ロードマップ (2012年7月)



2. 構造概要

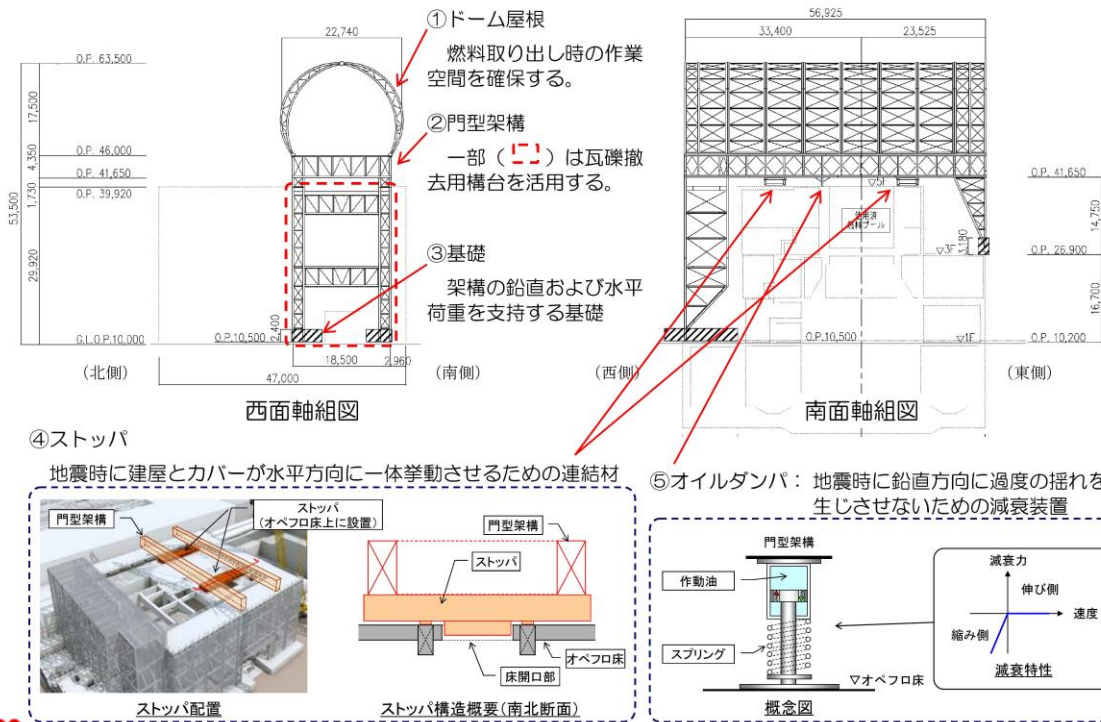
(1) 構造概要

- 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。
 - ・ 建屋との取り合い部は、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。



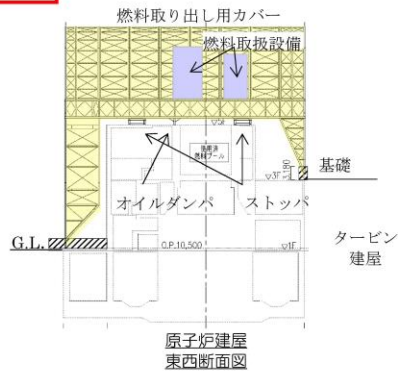
※O.P表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

2. 構造概要

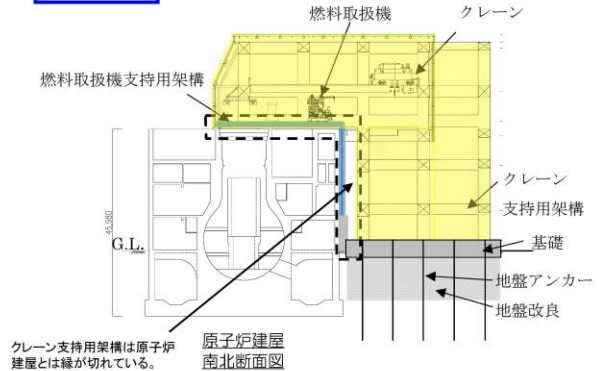


2. 構造概要 (2) 4号機との比較

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

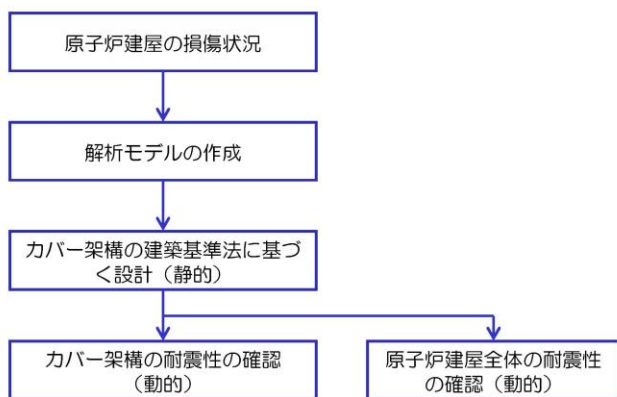
現地作業を低減し作業員の被ばくを最小限とする

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

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。

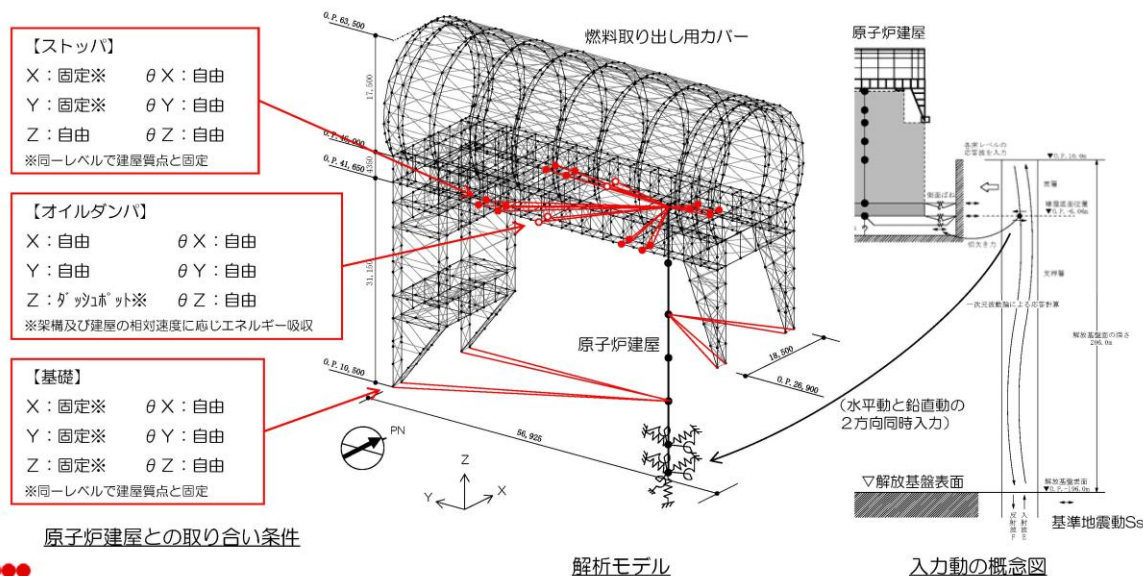


- *1：建築基準法で定める地震力の1.5倍を考慮する。
 - *2：基準風速30m/s（10分間平均風速、最大瞬間風速50m/s相当）
 - *3：原子炉建屋、使用済み燃料プールおよび使用済み燃料貯蔵ラックに波及的影響を与えないこと。
- (注記) その他の荷重に対する考え方
 津波：燃料取り出し用カバーは鉄骨トラスと鋼製の外装材により構成されているが、閉空間になっておらず、津波襲来時には、水は燃料取り出し用カバーの裏側に回り込む。そのため、津波による波圧は生じにくい。
 暴風：外装材は、設計風圧力の約4倍の耐力を有することを確認している。

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。



※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

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

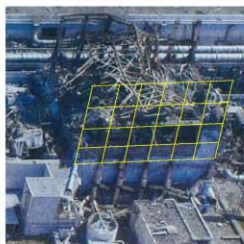
(2) 原子炉建屋の耐震性

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

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

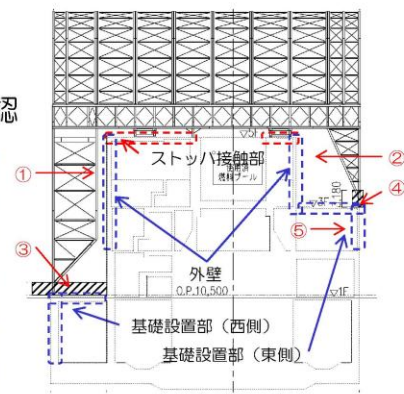
外壁



③基礎設置部 (西側)



④基礎設置部 (東側、外部)



東側の基礎を支持する建屋外壁



⑤基礎設置部 (東側、内部)

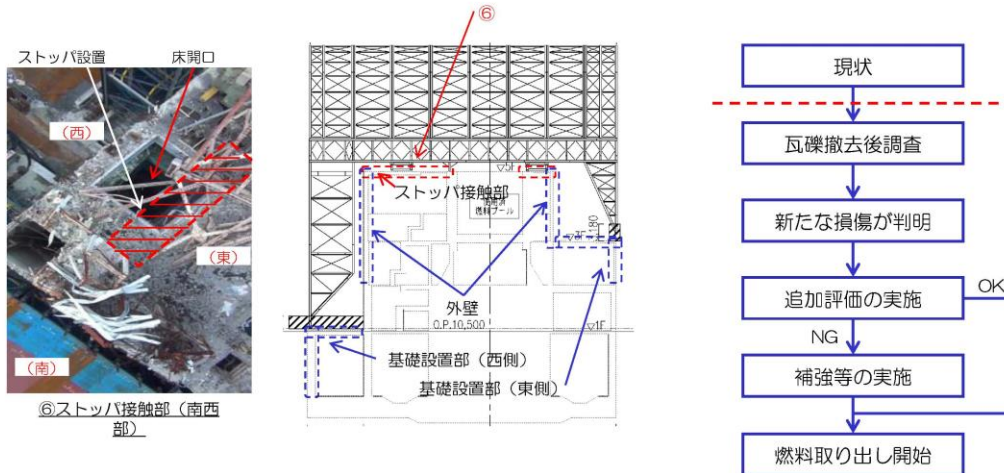
※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

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

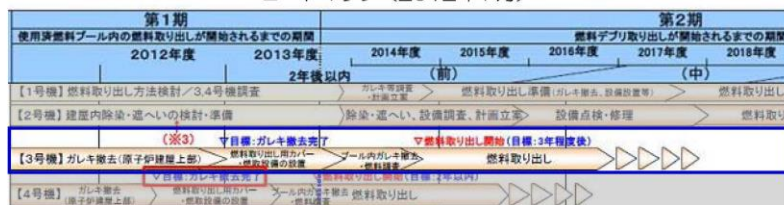
①使用期間と設計のクライテリアは密接に関係することから、3号機燃料取り出し用カバーの使用期間を明確に記載すること。仮に、燃料取り出し後も継続使用するのであれば、竜巻、あるいは地震・津波に関わる新安全設計基準にどのように対応するつもりなのかを明確にすること。

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。

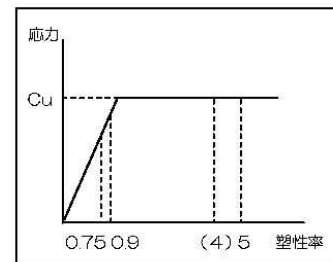
日本建築センターのクライテリアは、層間変形角1/100以下、層の塑性率2以下、部材の塑性率4以下とされており、これを越える場合には、水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し、安全性を確認するものとされている。

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。

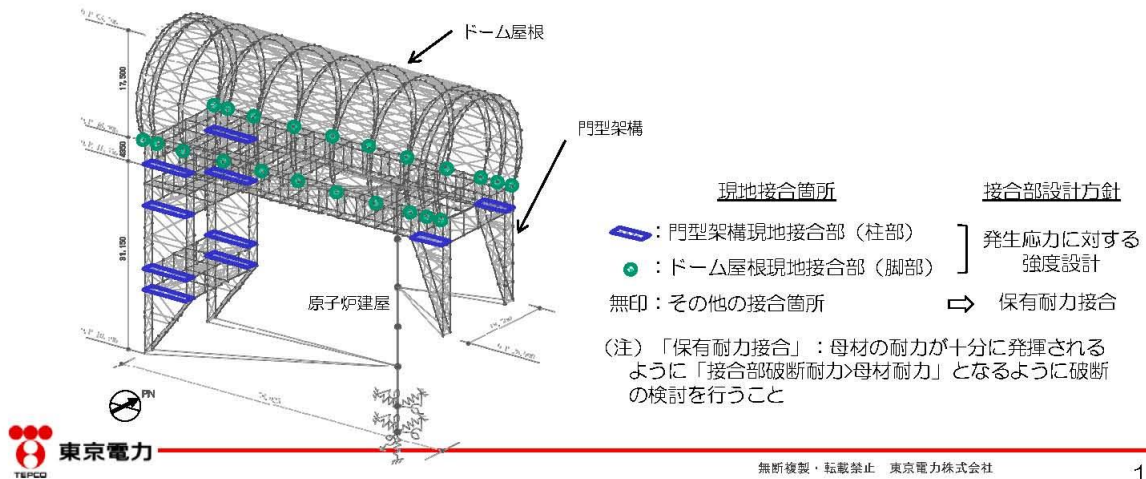
※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

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

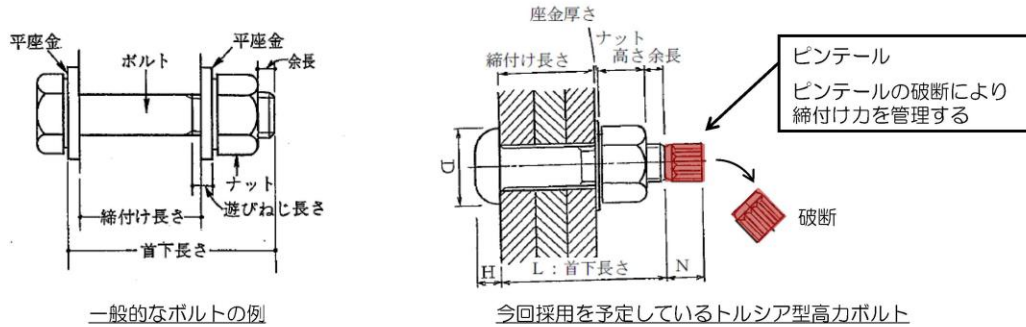
架構	検討部位	設計	検定比 (最大箇所)	耐震余裕
門型架構	現地接合部 (柱部)	発生応力に対する強度設計	0.60≤1.0 (フランジプレート)	1.6倍
ドーム屋根	現地接合部 (脚部)	発生応力に対する強度設計	0.36≤1.0 (スプラインプレート)	2.7倍
門型架構 ドーム屋根	その他の接合部	保有耐力接合	接合部では破断しない	

（注）検定比＝発生応力／接合部破断耐力

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。

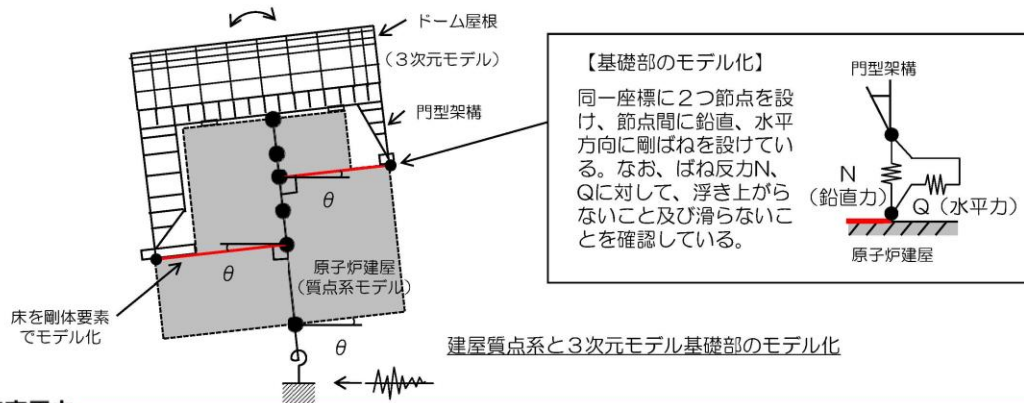


3. 施工品質の管理は、作業完了後に、施工会社（協力会社）が現場環境を考慮し、全数確認（遠隔操作室からのカメラまたはその他のカメラ、あるいは目視）を実施し、東京電力は抜き取りで確認を実施する。

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。



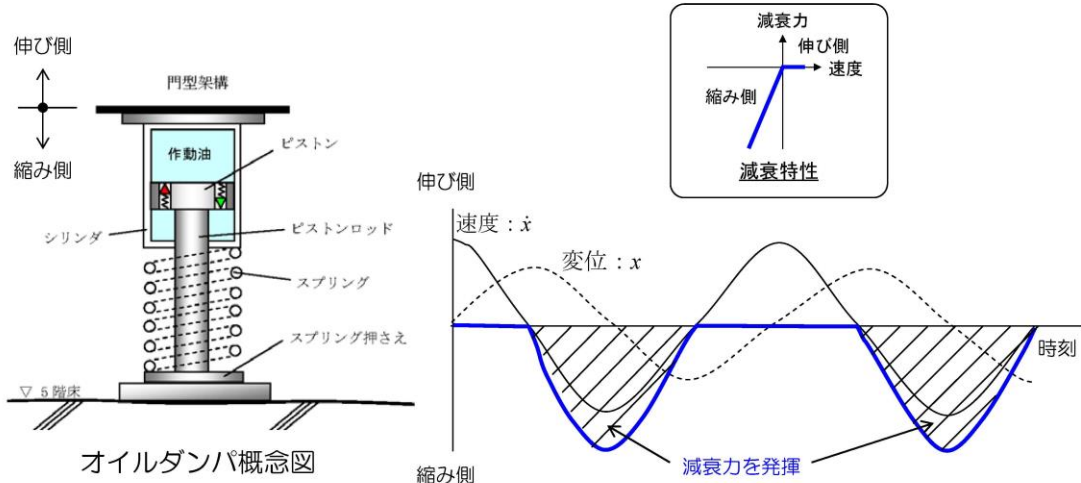
※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

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。

オイルダンパーの減衰特性の横軸は速度を示している。

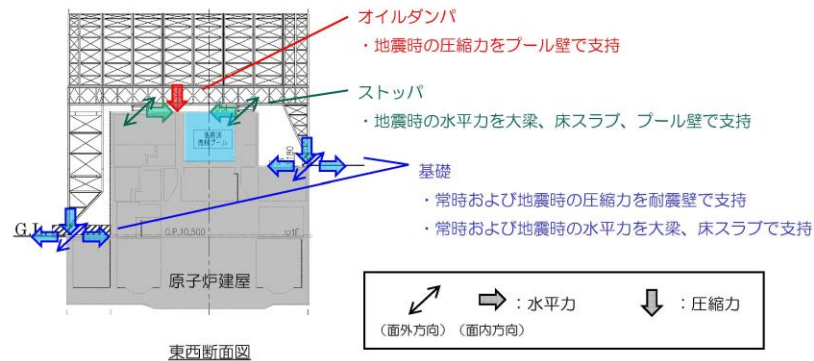
オイルダンパーは、地震時に上下方向の縮み側に変形する場合に減衰力が発生し、伸び側に変形する場合にフリーとなる機構を有している。



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）



※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
<換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

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。



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

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-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。

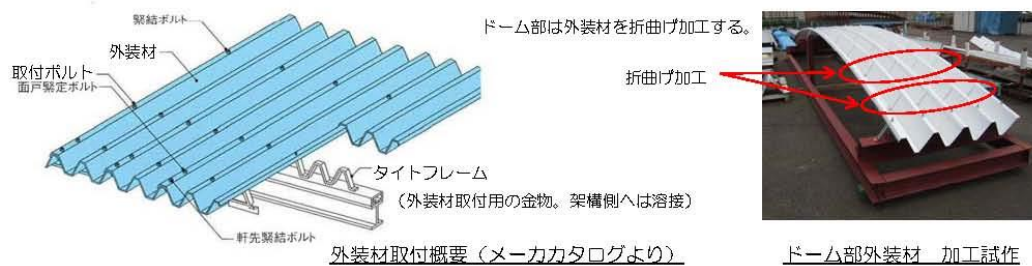
境界面の状態	摩擦係数
コンクリート-コンクリート間	0.6
目荒ししたコンクリート-コンクリート間	1.0
一体で打設したコンクリート-コンクリート間	1.4

- ・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。

コメント回答⑩

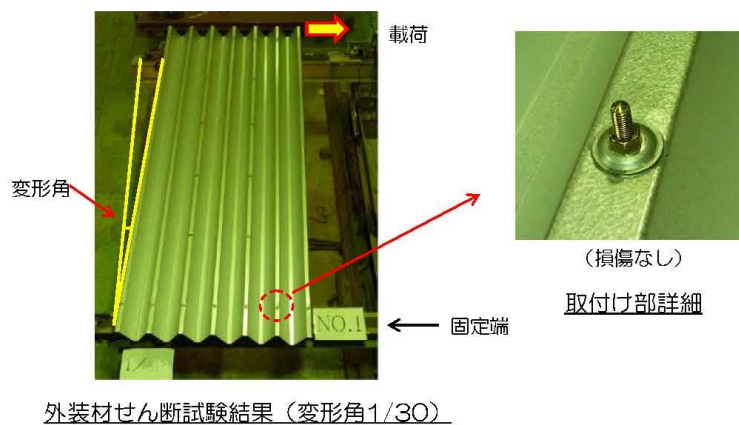
⑩燃料取り出し用カバーの外装材の耐震性は大丈夫か（地震時の層間変形に対して安全な構法か、特に東西面の円形部分）。

- ・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。



コメント回答⑩

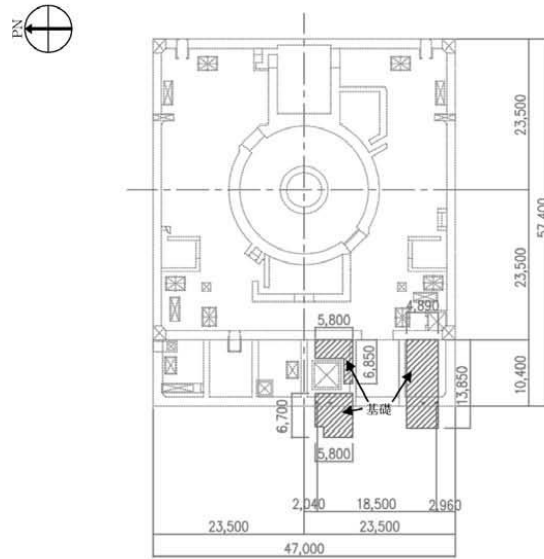
- ・変形に対する外装材の追従性の確認試験を行い、外装材の変形角1/30でも外装材は外れず、地震時の変形に対して追従性があることを確認している。



【参考資料】

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

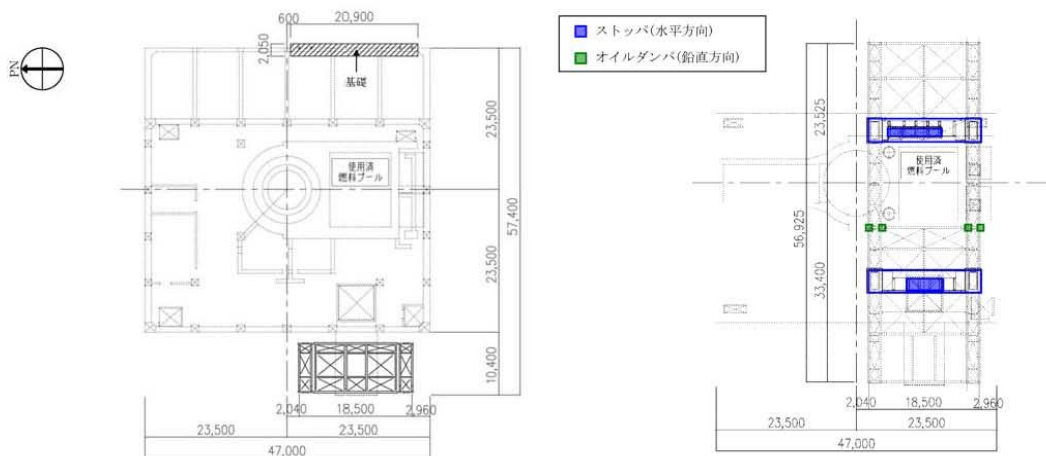
参考1 構造概要



(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)

参考1 構造概要



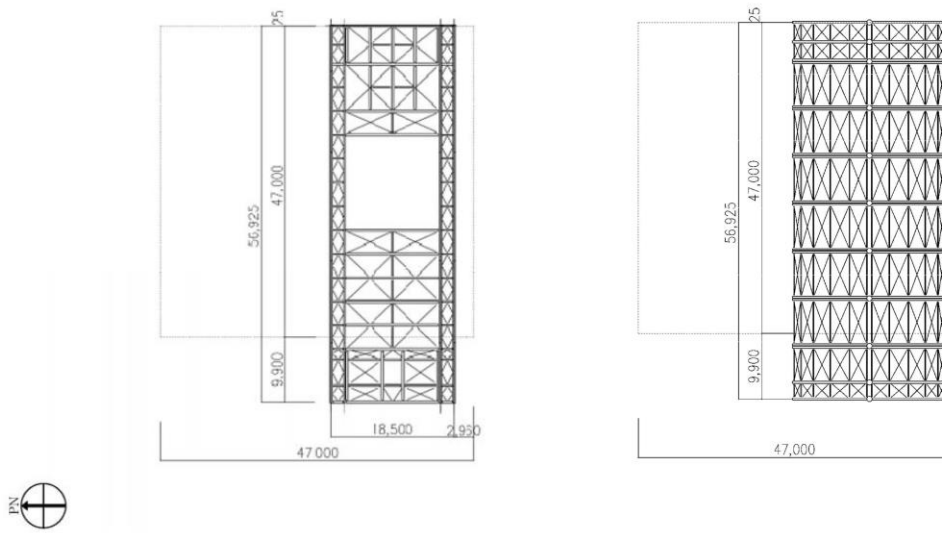
(a) 基礎伏図 (O.P.26,900 原子炉建屋3階)

(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)

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

参考1 構造概要



(a) 架構カーダー部平面図 (O.P.46,000)

(b) 屋根伏図

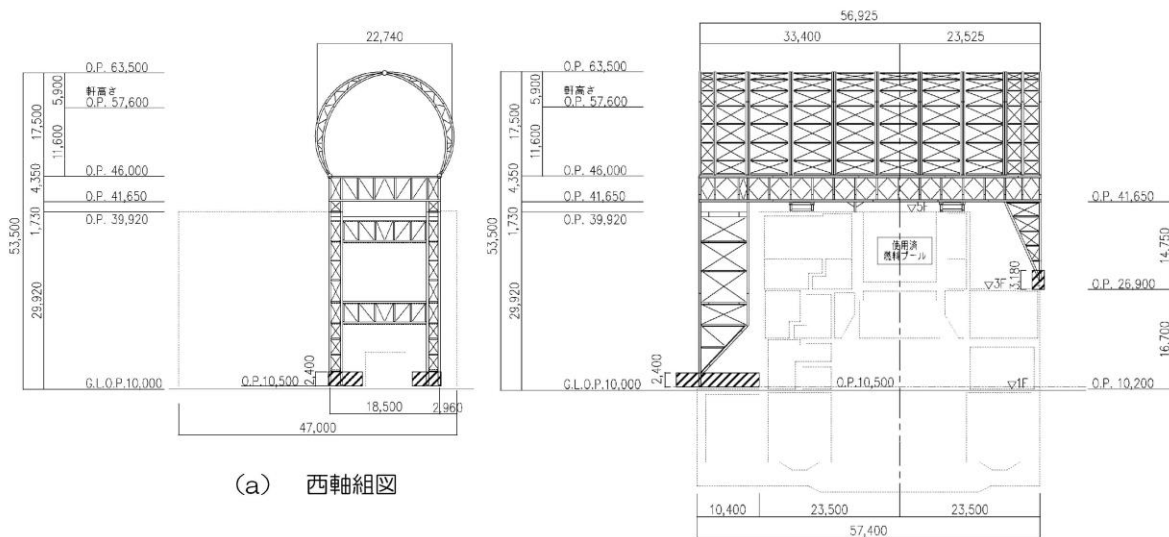
燃料取り出し用カバーの概要 (単位：mm)



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

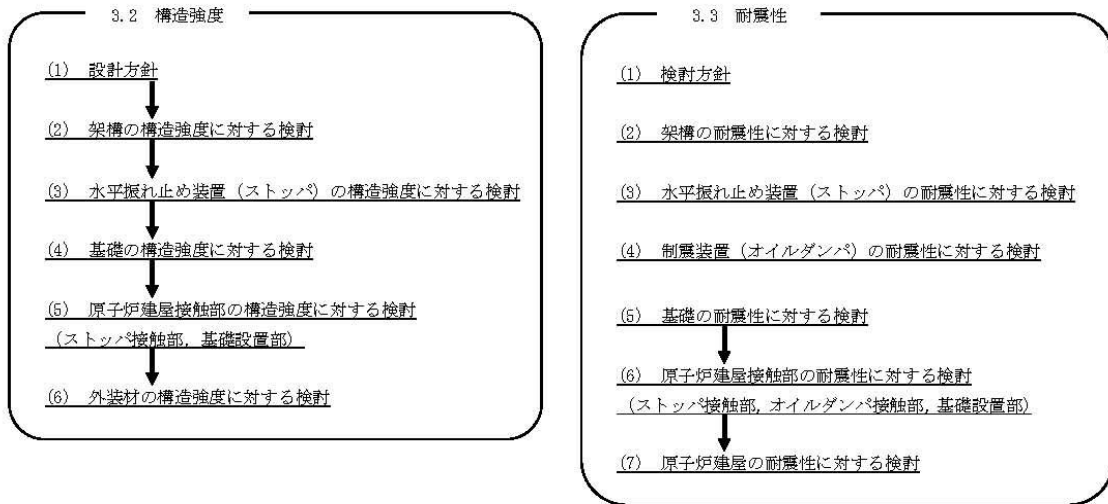
燃料取り出し用カバーの概要 (単位：mm)



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
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

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
<換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

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	建物高さと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。

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

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

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_o : 標準せん断力係数 (C_o=0.2)



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

35

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
<換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

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

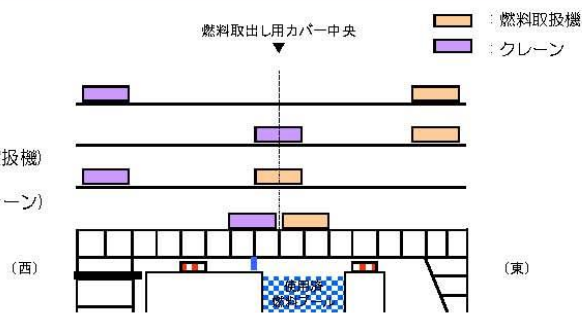
2) 荷重及び荷重組合せ

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	
暴風時*3	W	VL+CL *1+WL	
地震時	E1	VL+CL *1+K(+NS) *2	短期
	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。

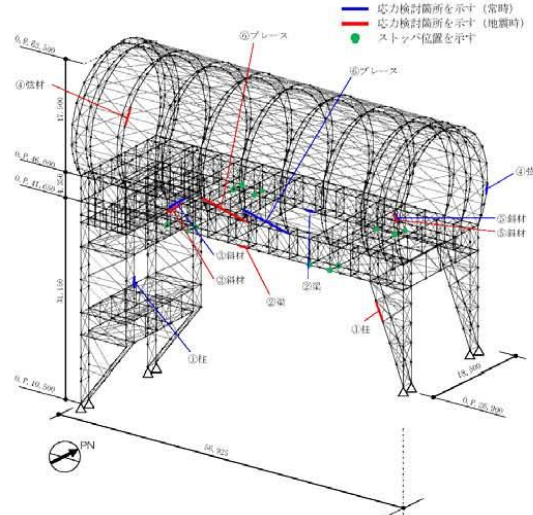
※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

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)

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	O.K.
	②	梁 H-350×350 ×12×19 <SM490>	C (D)	引張 91.4	216	0.43	O.K.
	③	斜材 2ls-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 <STK490>	C (B)	引張 33.5	293	0.12	O.K.
	⑤	斜材 φ-139.8×4.5 <STK490>	C (B)	圧縮 4.34	203	0.22	O.K.
	⑥	ブレース φ-114.3×4.5 <STK490>	C (D)	圧縮 1.94	92	0.22	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

(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

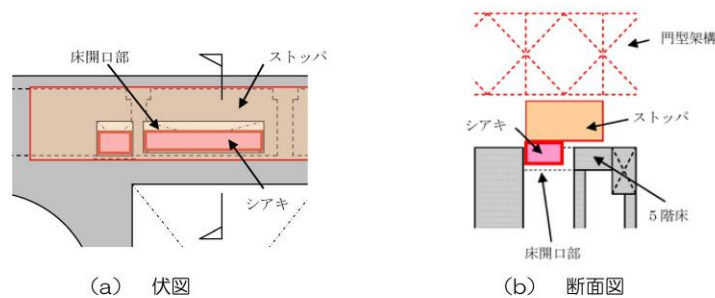
*2：P23に示す燃料取扱設備の位置を示す

参考3 構造強度

(3) 水平振れ止め装置（ストップ）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。



ストップ概要図

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。

断面検討結果（常時）

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 Qa(kN)	応力比 Q/Qa	判定
東側ストップ	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以下であることを確認した。

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

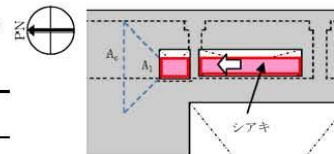
ストッパ接触部の構造強度の検討では、ストッパ水平反力が、既存躯体の短期許容支圧力以下になることを確認する。なお、許容支圧応力度は、原子炉建屋の設計基準強度(22.1N/mm²)を用いて「プレストレスコンクリート設計施工規程・同解説」に基づき算出する。

全てのストッパ接触部に対する応力比が1以下であることを確認した。

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以下であることを確認した。

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

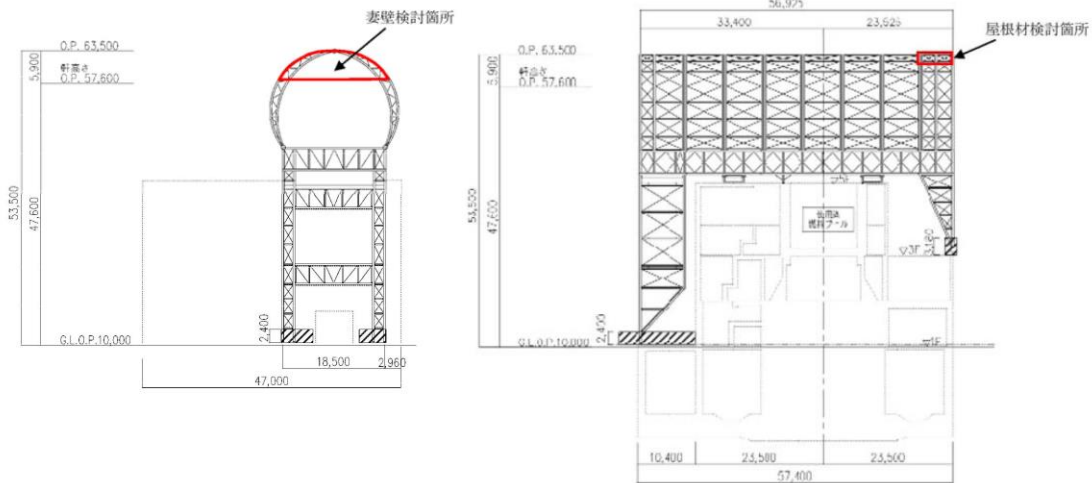
※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

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。

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

参考4 耐震性

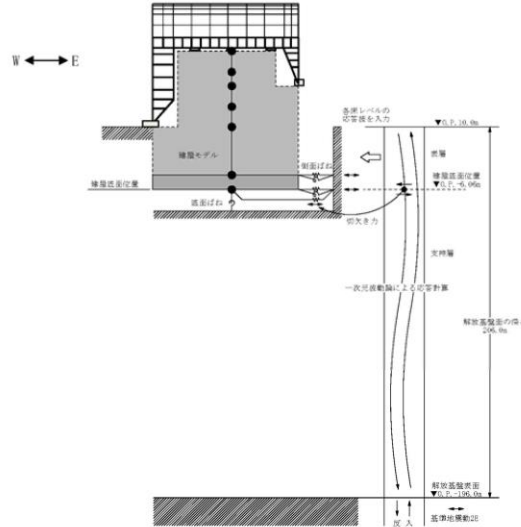
(1) 検討方針

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Ss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Ssを用いる。



地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

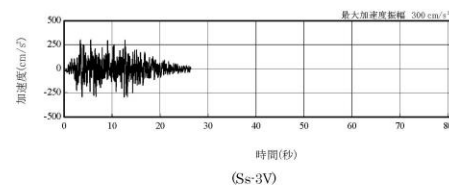
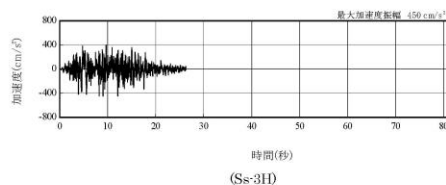
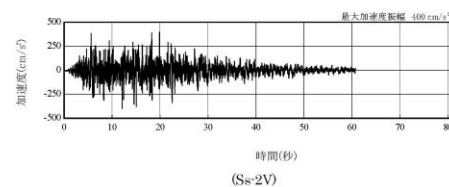
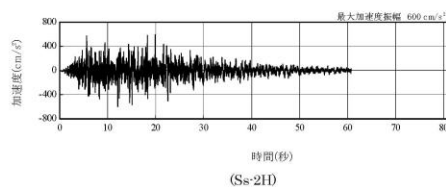
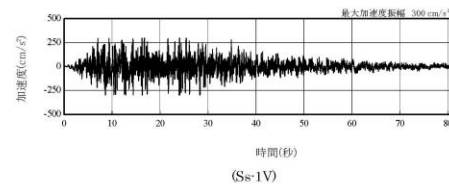
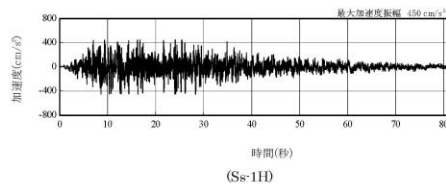


無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

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



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)

解放基盤表面位置における地震動の
 加速度時刻歴波形(鉛直方向)



無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

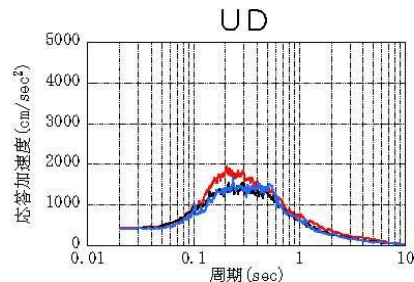
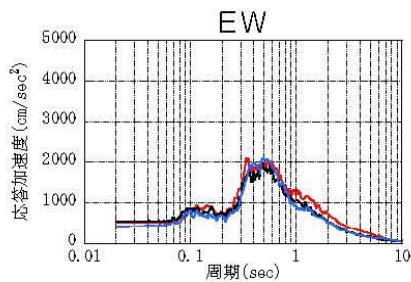
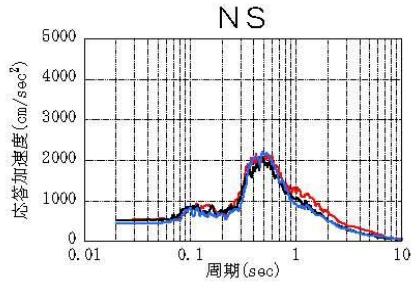
参考4 耐震性

(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

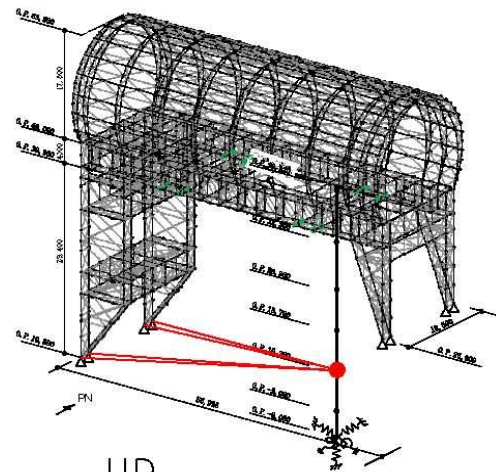
建屋質点の応答解析結果（カバー架構の入力地震動に相当）

1F



(h=2%)

— Ss-1
 — Ss-2
 — Ss-3



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

48

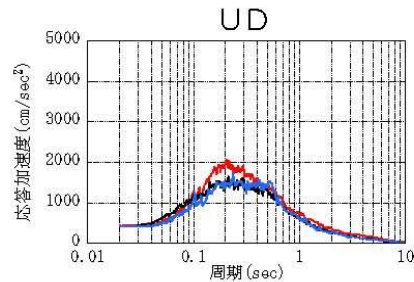
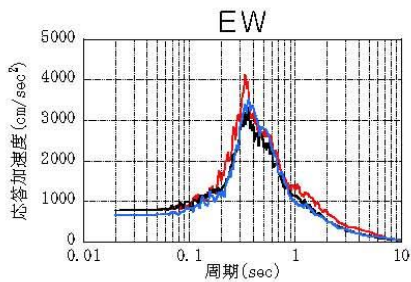
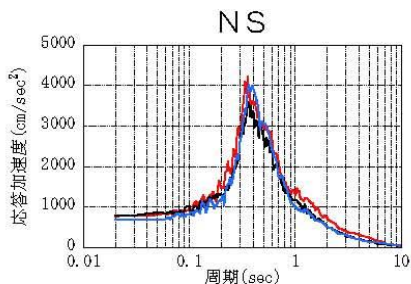
参考4 耐震性

(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

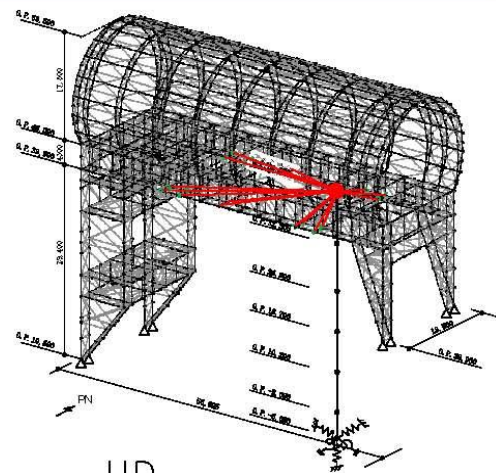
建屋質点の応答解析結果（カバー架構の入力地震動に相当）

5F



(h=2%)

— Ss-1
 — Ss-2
 — Ss-3



東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

49

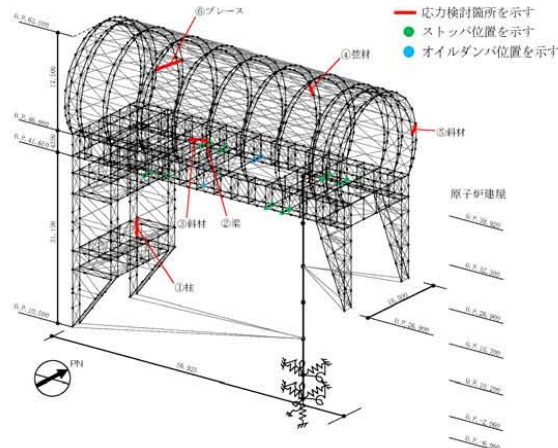
※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

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、地盤を等価ばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。ストップ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）

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(N/mm ²)	ポアソン比 ν	単体積重量 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

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm

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		
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Ee せん断弾性係数G ポアソン比 ν 減衰h	257×10 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互換除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



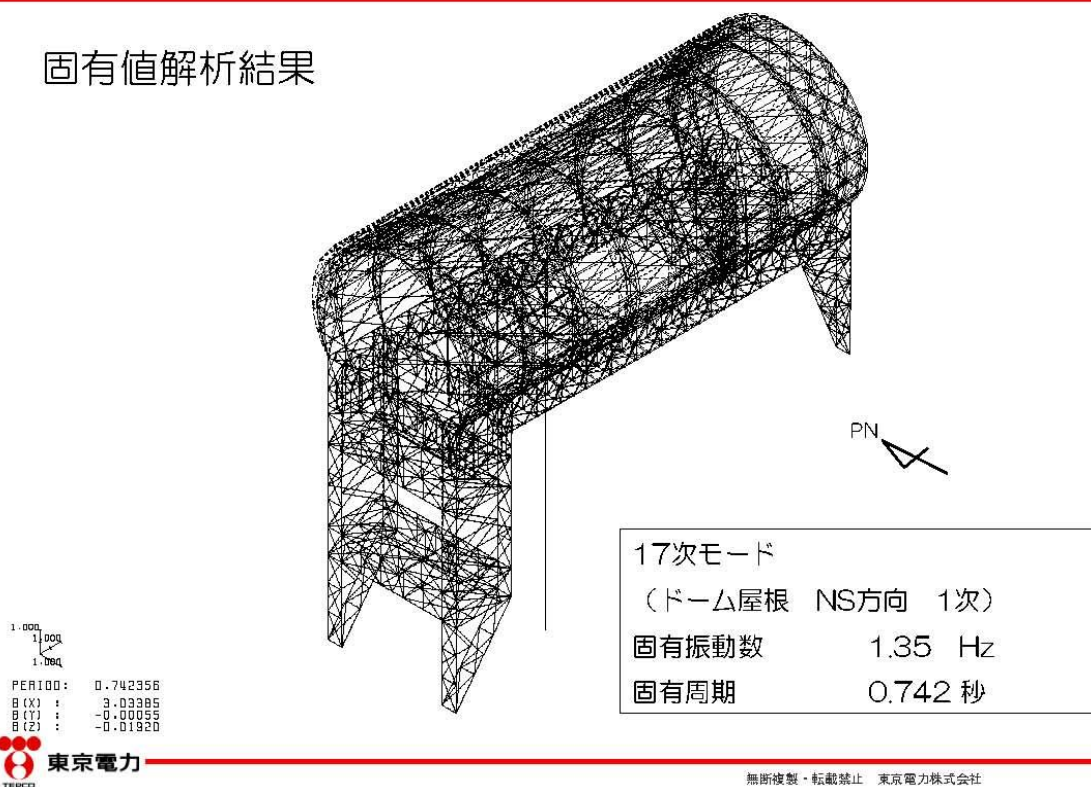
東京電力

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

53

参考4 耐震性

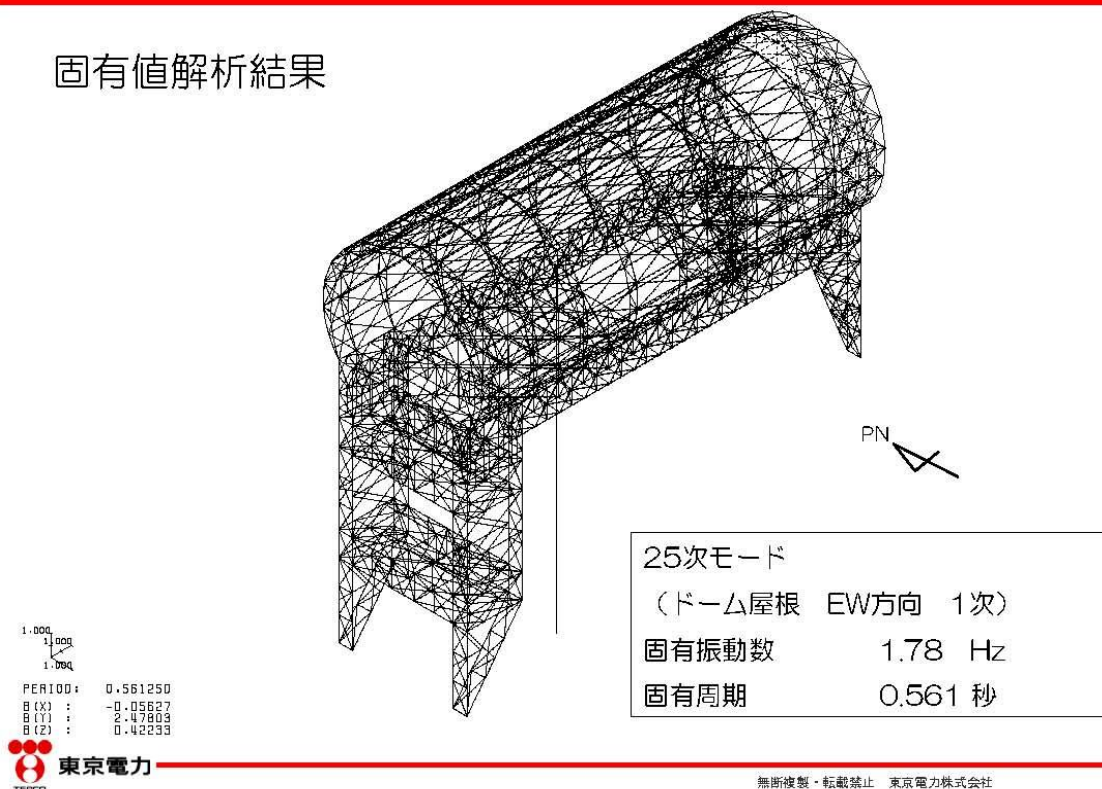
固有値解析結果



54

参考4 耐震性

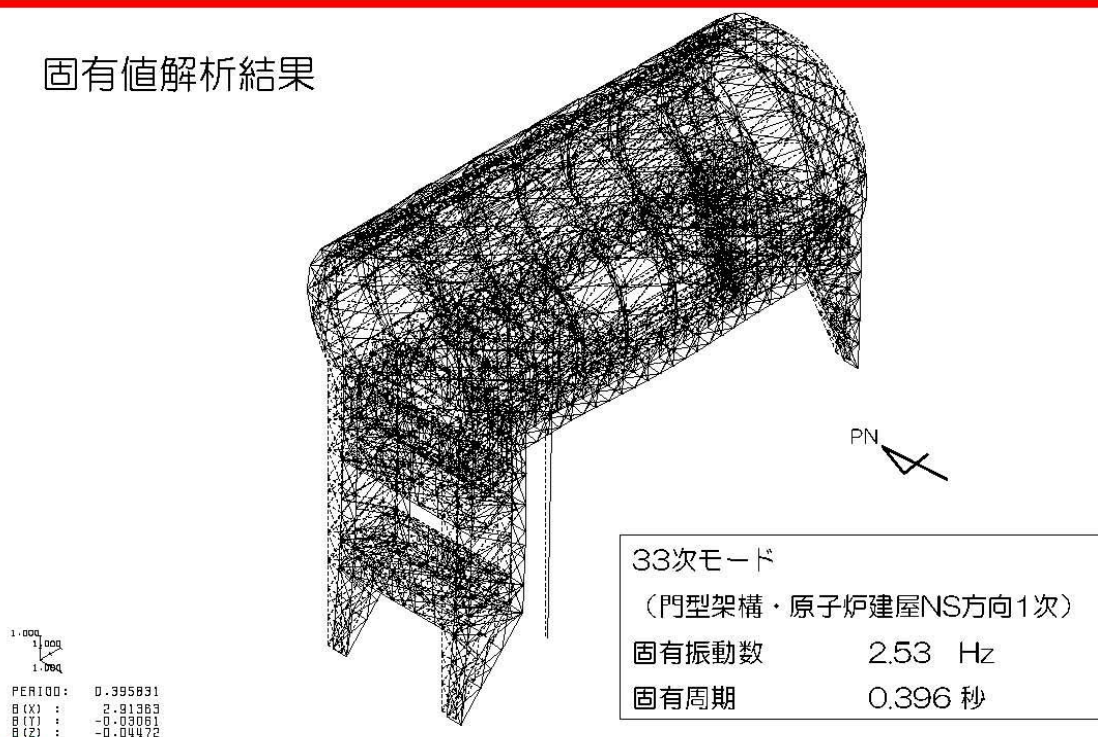
固有値解析結果



55

参考4 耐震性

固有値解析結果

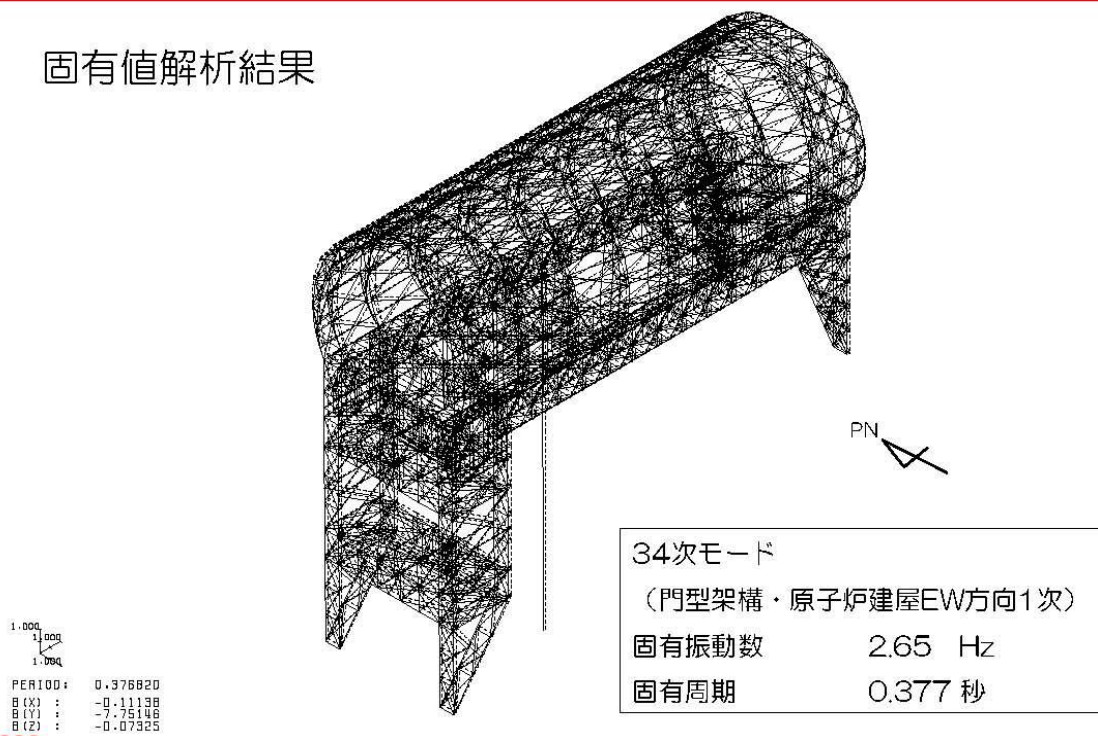


無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

56

参考4 耐震性

固有値解析結果

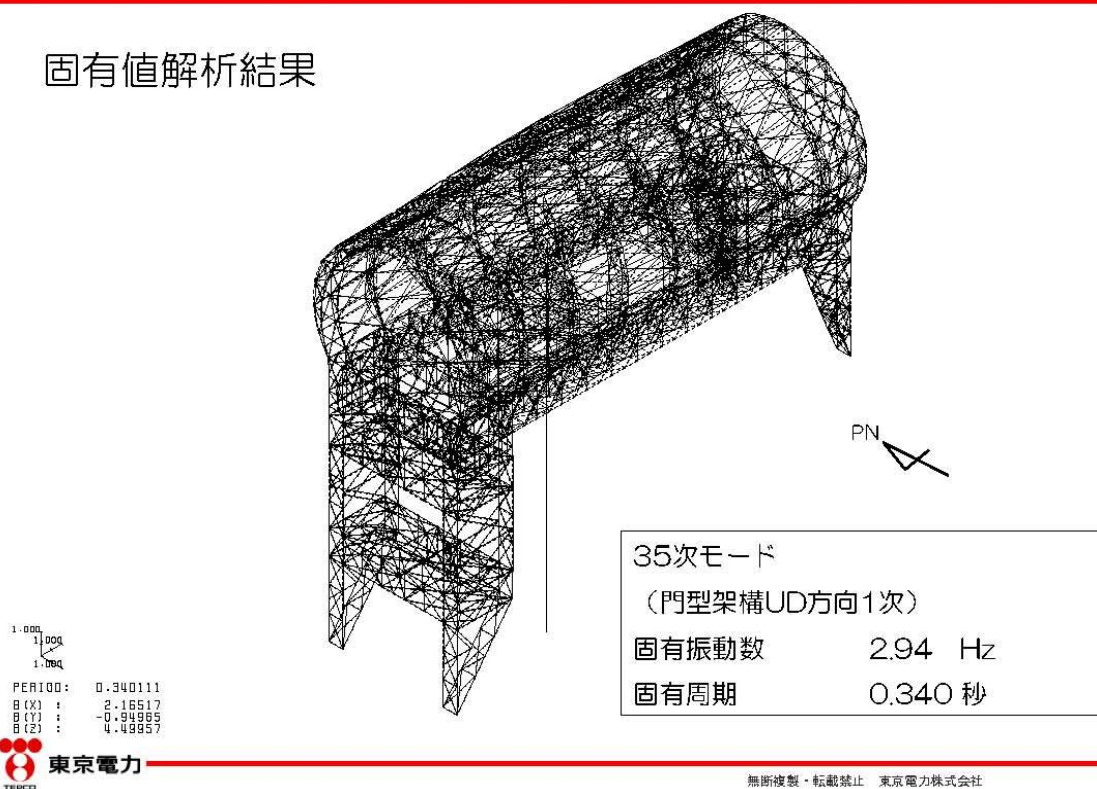


無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

57

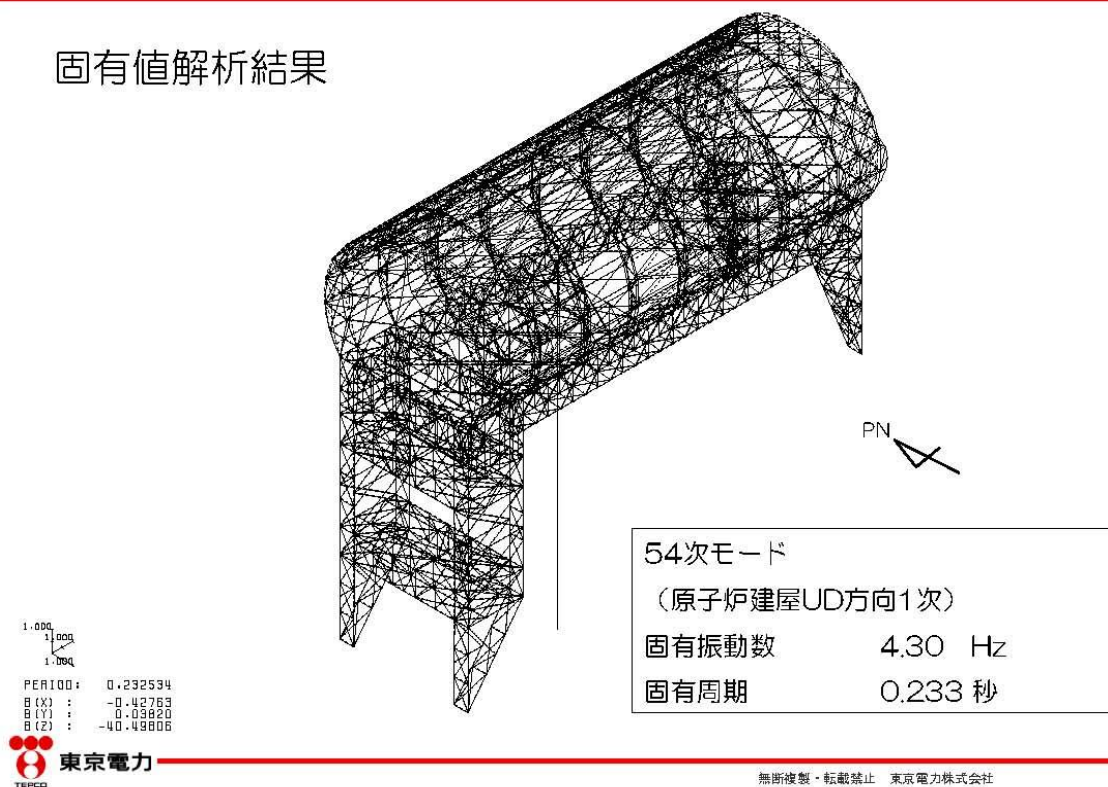
参考4 耐震性

固有値解析結果



参考4 耐震性

固有値解析結果

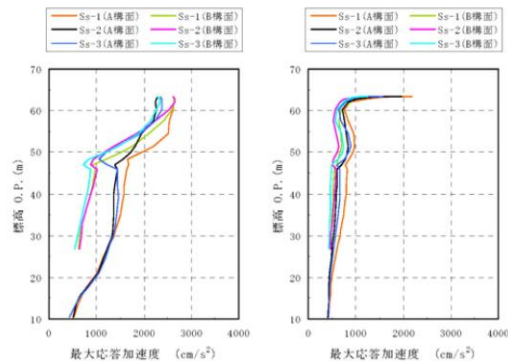


※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

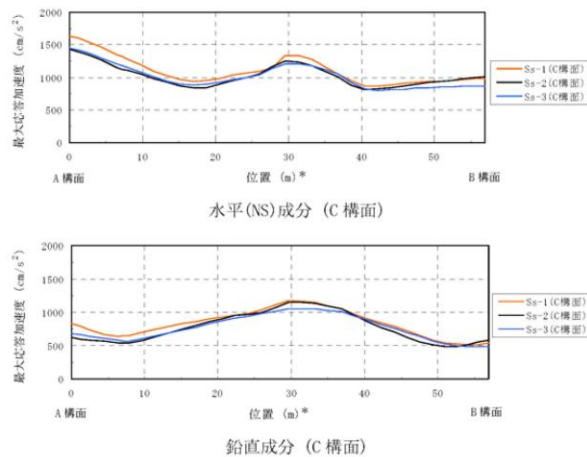
参考4 耐震性

(2) 架構の耐震性に対する検討

3) 地震応答解析結果

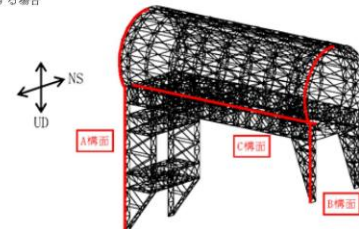


水平(NS)成分 (A構面, B構面) 鉛直成分 (A構面, B構面)



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

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

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	変位率	判定
東側 O.P.46.00(m) ~O.P.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 O.P.46.00(m) ~O.P.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 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P.36の耐力検討箇所を示す
 *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

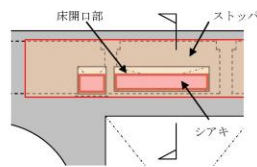
(3) 水平振れ止め装置（ストップ）の耐震性に対する検討

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。

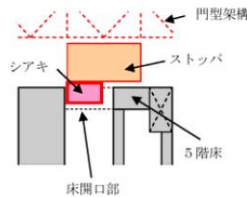
ストップ（シアキ）の断面検討結果

部位	地震波	入力方向（位置）	最大応答 ストップ反力 Q _u (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	OK

*：P23に示す燃料取扱設備の位置を示す



(a) 伏図



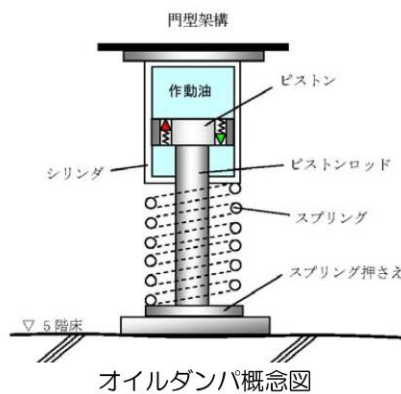
(b) 断面図

ストップ概要図

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) オイルダンバ接触部

最大オイルダンバ鉛直反力が、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。

オイルダンバ接触部の検討結果

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

※O.P.表記は震災前の「旧 O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm

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

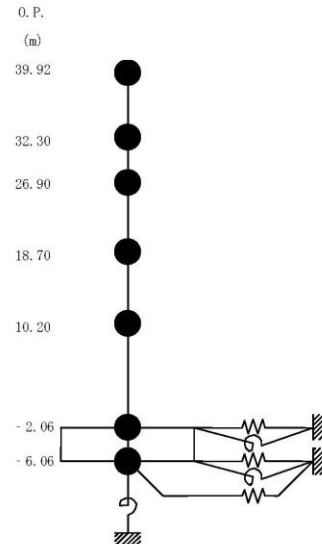
架構の設置に伴う原子炉建屋の耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、地震応答解析により得られる耐震壁のせん断ひずみが鉄筋コンクリート造耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) 以下になることを確認する。

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)

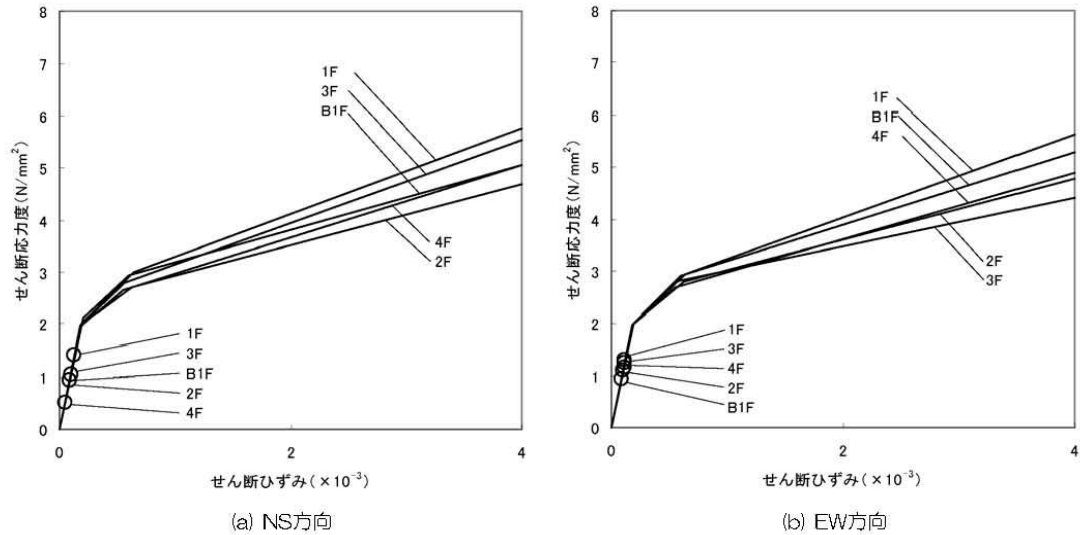
標高 O.P. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_0 (\times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2)$	
		水平(NS)方向	水平(EW)方向
39.92	87590	92.34	67.32
32.3	119490	238.33	124.49
26.9	111340	204.95	204.95
18.7	130160	239.58	239.58
10.2	253710	467.09	696.62
-2.06	301020	554.17	826.50
-6.06	127000	233.79	348.72
合計	1130310		

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。

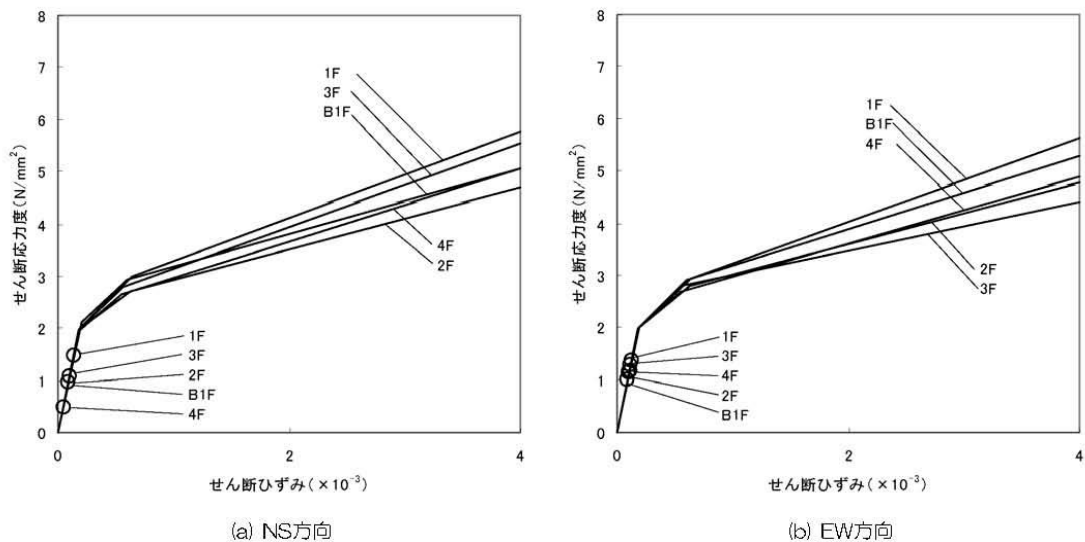


せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1)

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

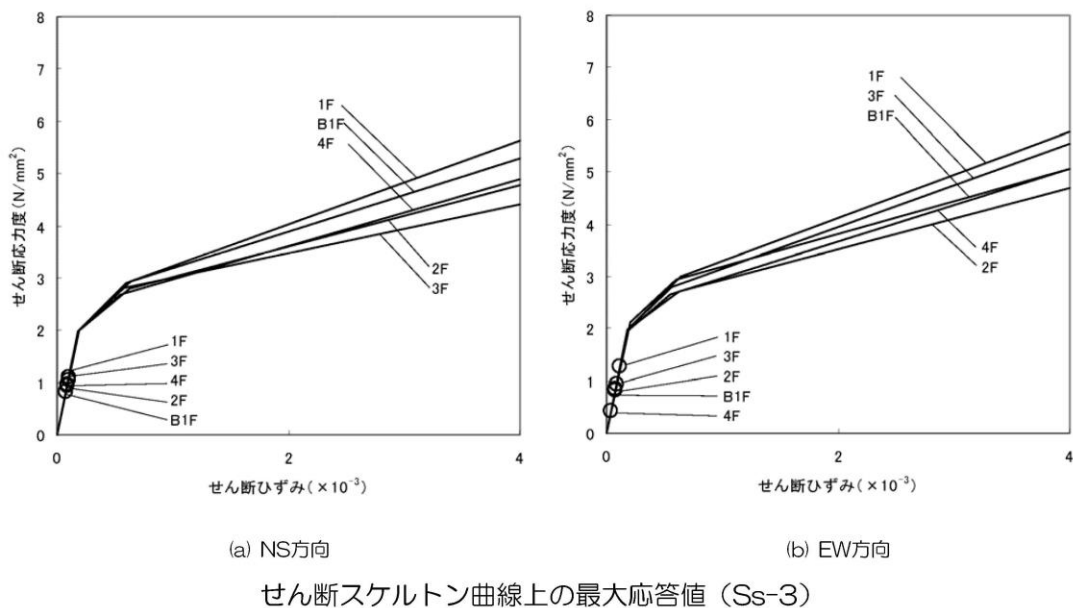


せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2)

参考4 耐震性

(7) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

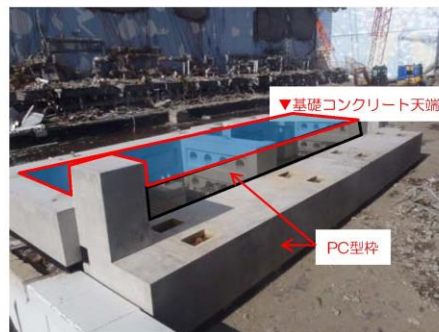
3) 検討結果



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

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

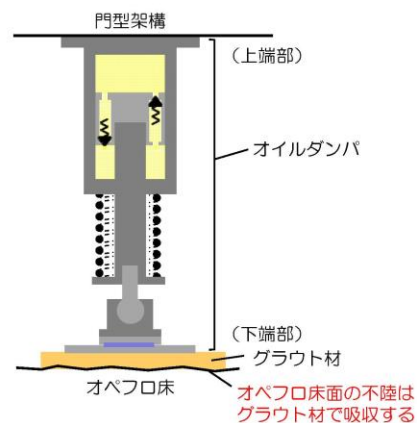
除染作業後にオペレーティングフロア上部に遮へい体（鉄板等）を設置する。

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

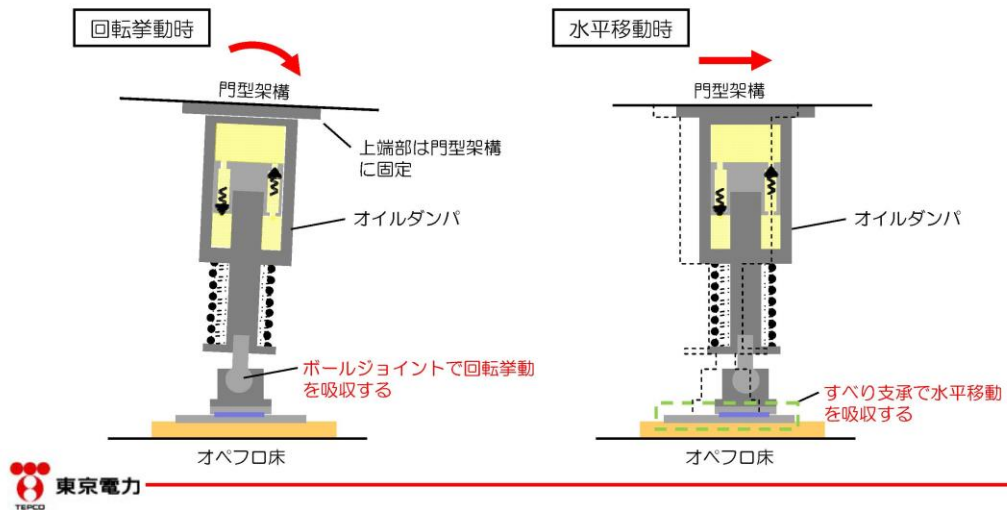
④オイルダンパについては、5階床面の不陸や門型架構の変形などにより、5階床と門型架構が平行でなくなり、スプリング押さえ等の損傷が生じないかについて説明すること。また、スプリング押さえ等の損傷により、システム上の問題が発生しないのかについて確認したい。（林教授）

- ・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、オイルダンパ下端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。



4号機燃料取り出し用カバーに係る確認事項

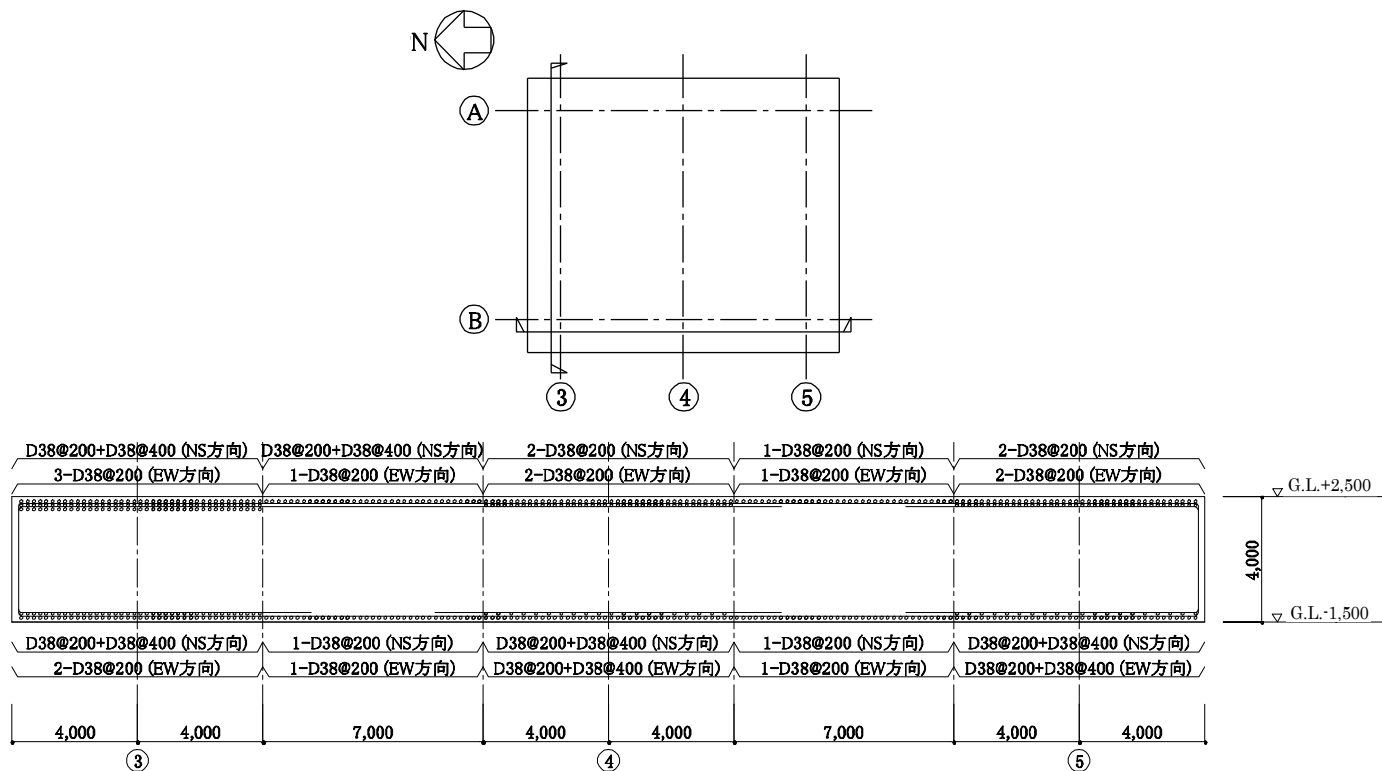
4号機燃料取り出し用カバーの工事に係る主要な確認項目を表-1および表-2に示す。

表-1 4号機燃料取り出し用カバーに係る確認項目（クレーン支持用架構）

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準
構造強度 及び 耐震性	材料確認	地盤改良土の一軸圧縮強さを確認する。	地盤改良土の一軸圧縮強さが、実施計画に記されている設計基準強度に対して JEAC4616-2009 の基準を満足すること。
		構造体コンクリートの圧縮強度を確認する。	構造体コンクリート強度が、実施計画に記載されている設計基準強度に対して、JASS 5N の基準を満足すること。
		鉄筋の材質、強度、化学成分を確認する。	JIS G 3112 に適合すること。
		地盤アンカーの材質、強度、化学成分を確認する。	JIS G 3536 JIS G 3502 に適合すること。
		鋼材の材質、強度、化学成分を確認する。	JIS G 3106 又は建築基準法第 37 条第二号に基づく国土交通大臣の認定に適合すること。
		高力ボルトの締め付け張力を確認する。	特殊ボルト（ワンサイドボルト）について、導入張力試験を JASS 6 に準じて実施し、所定の張力が得られること。
		外装材の仕様を確認する。	実施計画に記載されている材料諸元に適合することを、検査証明書、出荷証明書及びメーカー技術資料により確認する。
	寸法確認	地盤アンカー長を確認する。	地盤アンカー長が 26.75m 以上であること。
	据付確認	地盤改良範囲（深さ）を確認する。	支持層に着底していること。
		鉄筋の径、間隔（図-1 参照）を確認する。	鉄筋の径が実施計画に記載されている通りであること。鉄筋の間隔が実施計画に記載しているピッチにほぼ均等に分布していること。
接合部（図-2～4 参照）の施工状況を確認する。		高力ボルトが所定の本数・種類であること。	
外装材の施工状況を確認する。		外装材の設置範囲が、図-7～9 の通りであること。	

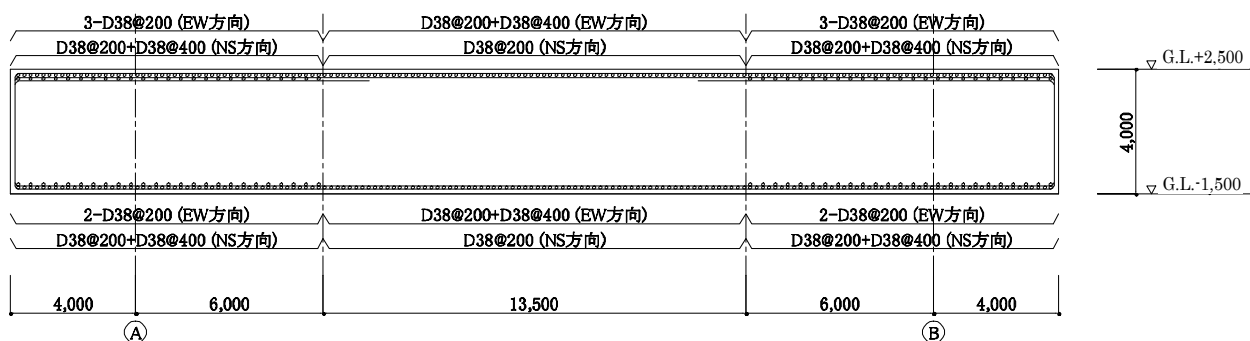
表-2 4号機燃料取り出し用カバーに係る確認項目（燃料取扱機支持用架構）

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準
構造強度 及び 耐震性	材料確認	構造体コンクリートの圧縮強度を確認する。	構造体コンクリート強度が、実施計画に記載されている設計基準強度に対して、JASS 5Nの基準を満足すること。
		鋼材の材質，強度，化学成分を確認する。	JIS G 3106 又は建築基準法第 37 条第二号に基づく国土交通大臣の認定に適合すること。
		アンカーボルトの材質，強度，化学成分（床面）を確認する。	JIS G 3138 に適合すること。
		アンカーボルトの材質，強度，化学成分（壁面）を確認する。	JIS G 3112 に適合すること。
	寸法確認	アンカーボルト埋め込み長さ（床面）を確認する。	有効埋め込み長さが700mm以上かつボルトの余長はナット面から突き出た長さが3山以上であること。
		アンカーボルト埋め込み長さ（壁面）を確認する。	有効埋め込み長さが450mm以上であること。
	据付確認	接合部（図-5，6参照）の施工状況を確認する。	高力ボルトが所定の本数・種類であること。



かぶり厚さ 7cm 以上

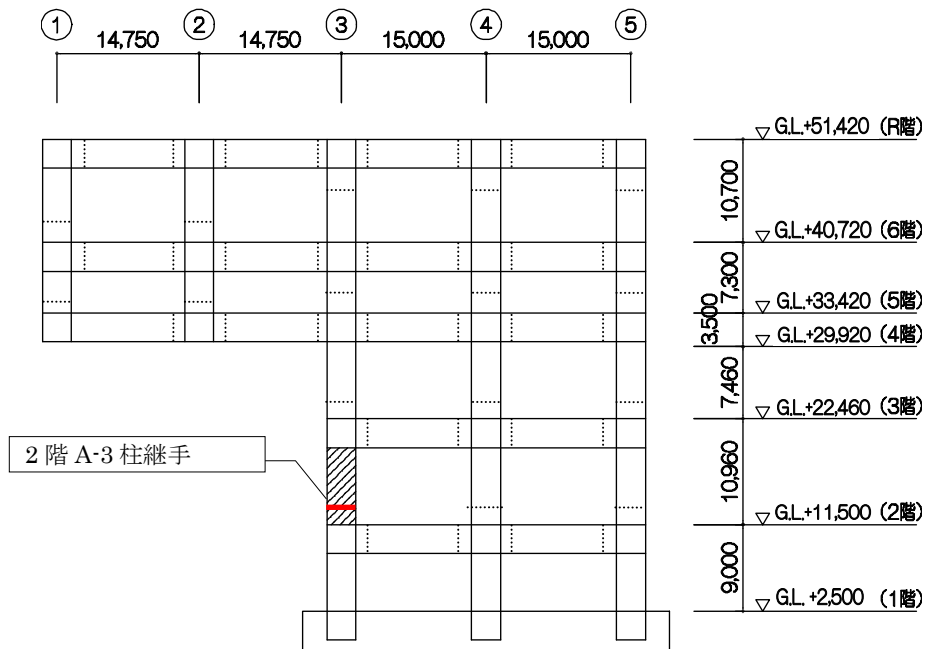
クレーン支持用架構 基礎配筋図(B 通り)



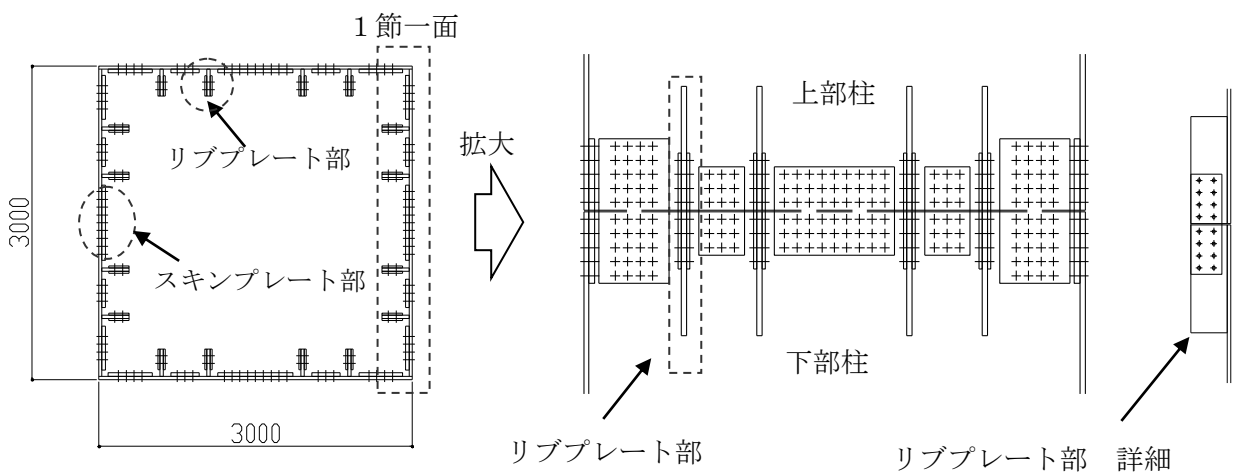
かぶり厚さ 7cm 以上

クレーン支持用架構 基礎配筋図(3 通り)

図-1 クレーン支持用架構 基礎配筋図



(1) 接合部位置 (A通り軸組図)

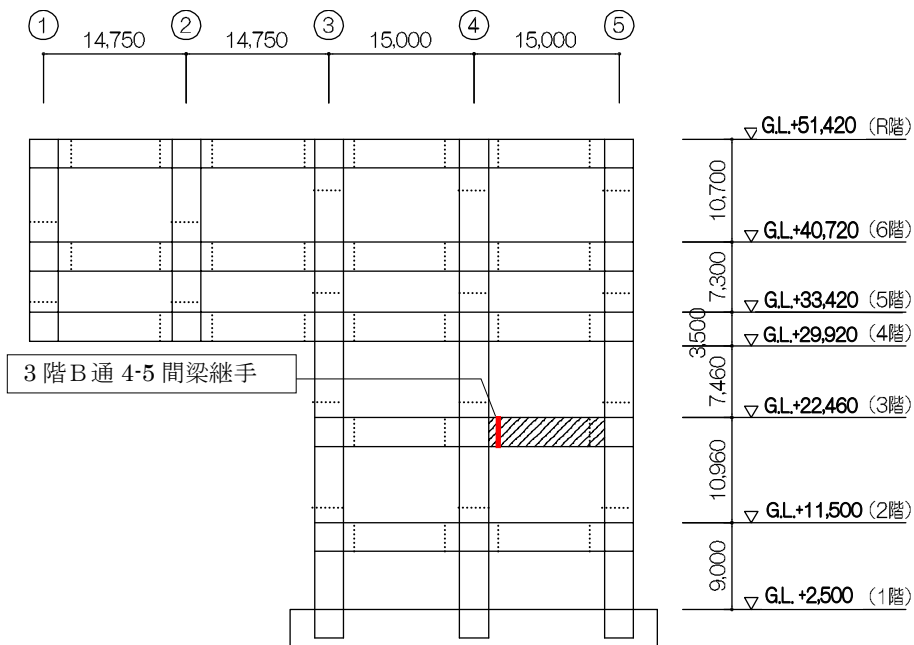


【スキンプレート部】
 ボルト種類：MUTF27
 本数：85本×2 (1面あたり)

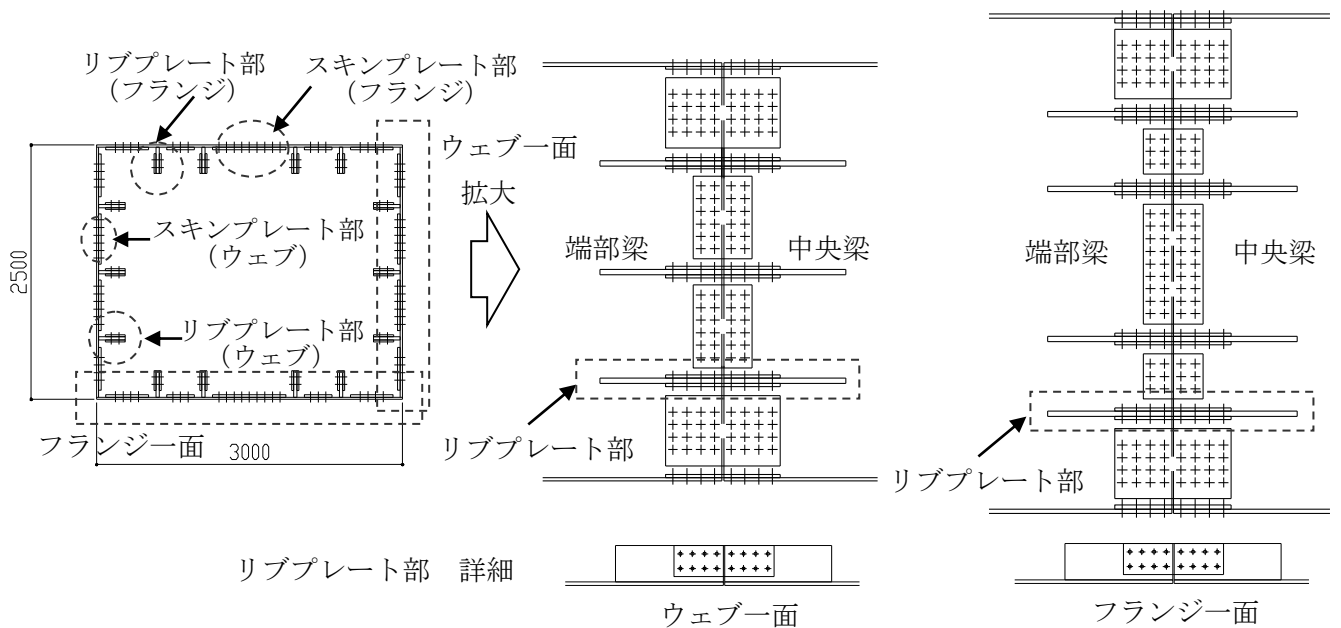
【リブプレート部】
 ボルト種類：SHTB M24
 本数：8本×2 (1箇所あたり)

(2) クレーン支持用架構 接合部詳細

図-2 クレーン支持用架構 接合部①



(1) クレーン支持用架構 接合部位置 (B通り軸組図)

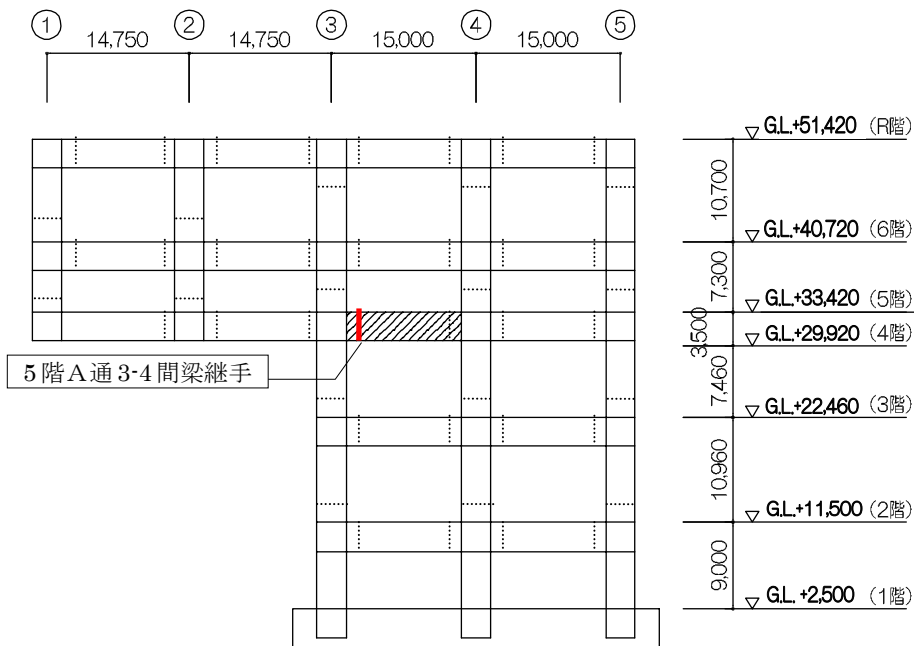


【スキンプレート部】
 ボルト種類：MUTF27
 本数：62本×2 (フランジ1面あたり)
 本数：56本×2 (ウェブ1面あたり)

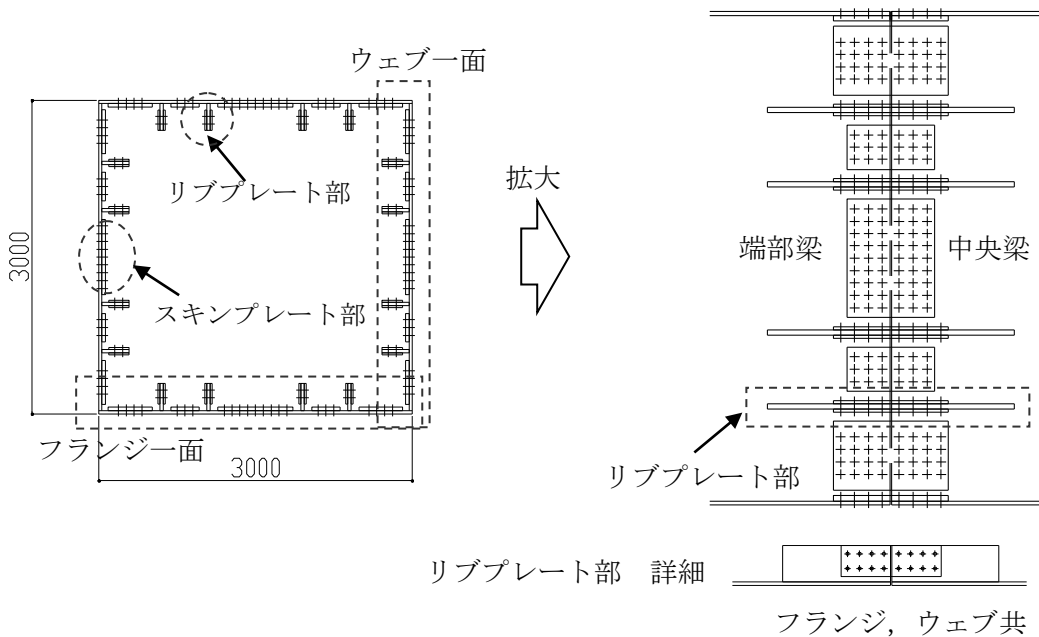
【リブプレート部】
 ボルト種類：SHTB M24
 本数：8本×2 (1箇所あたり)

(2) 接合部詳細(3階B通 4-5間梁)

図-3 クレーン支持用架構 接合部②



(1) 接合部位置 (A通り軸組図)

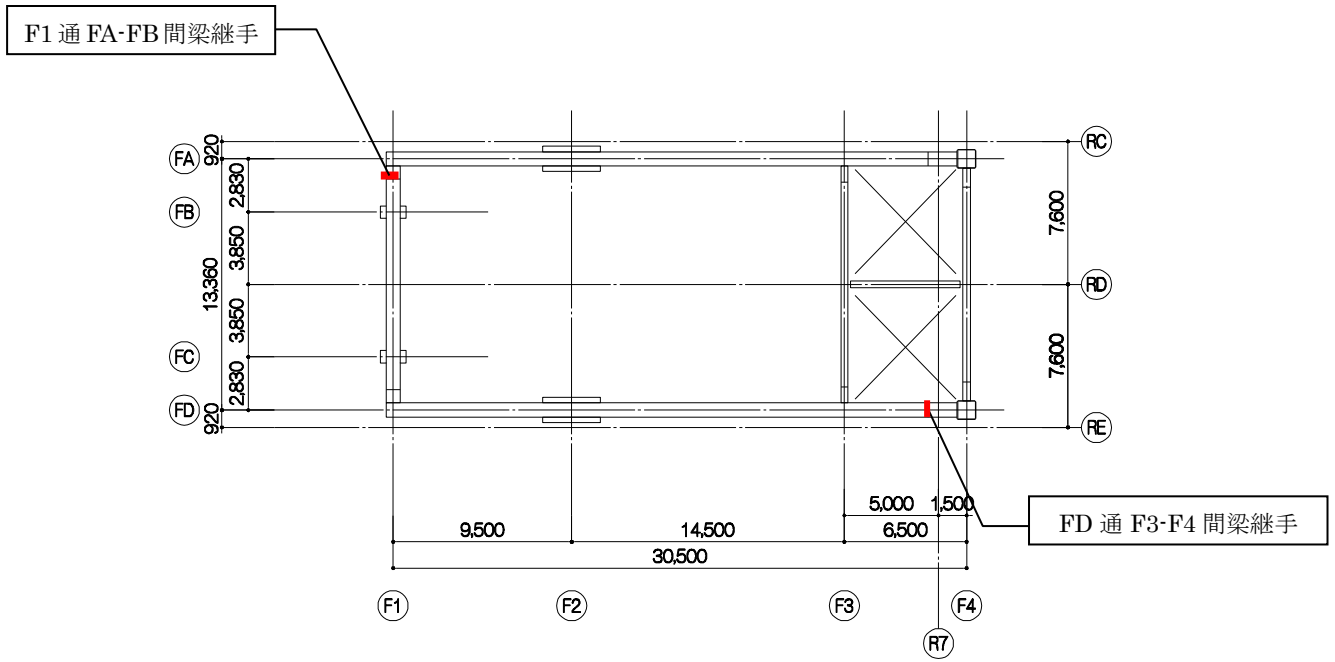


【スキンプレート部】
 ボルト種類：MUTF27
 本数：77本×2 (フランジ, ウェブ共1面あたり)

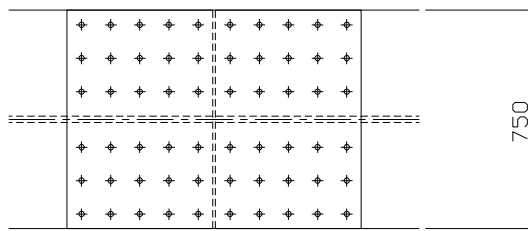
【リブプレート部】
 ボルト種類：SHTB M24
 本数：8本×2 (1箇所あたり)

(2) 接合部詳細 (5階A通3-4間梁)

図-4 クレーン支持用架構 接合部③

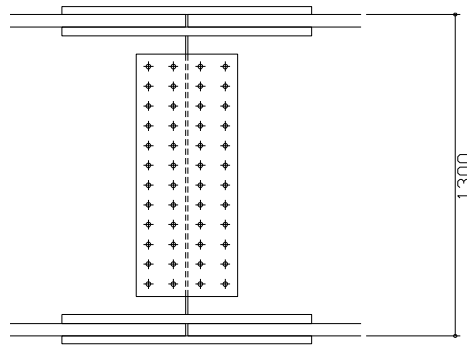


(1) 接合部位置



(a) フランジ

ボルト種類：HTB M27
ボルト本数：30本×2

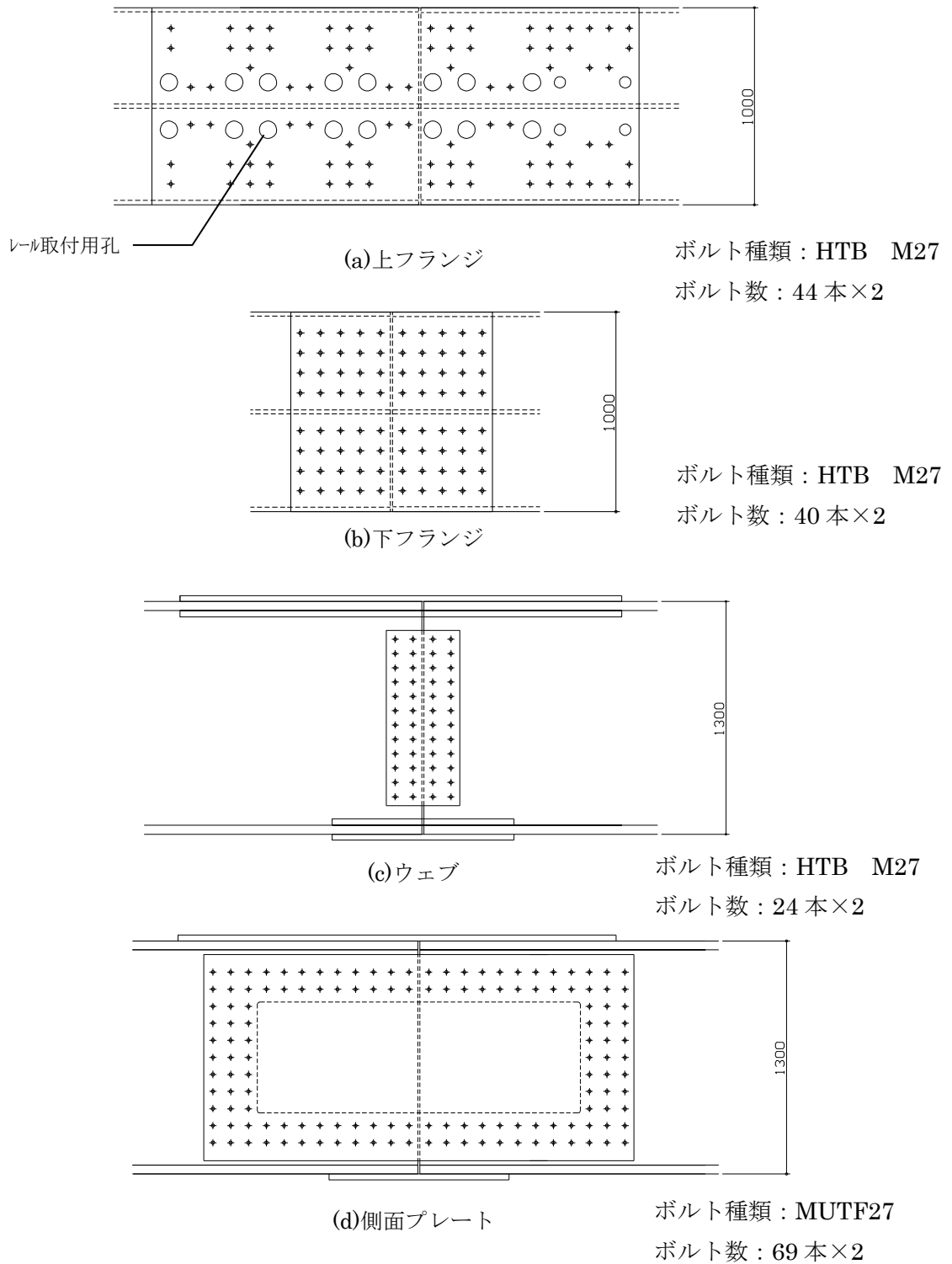


(b) ウェブ

ボルト種類：HTB M27
ボルト数：24本×2

(2) 接合部詳細図 (F1通 FA-FB間梁継手)

図-5 燃料取扱機支持用架構 接合部図①



接合部詳細図 (FD 通 F3-F4 間梁継手) (接合部位置は図-5 参照)

図-6 燃料取扱機支持用架構 接合部図②

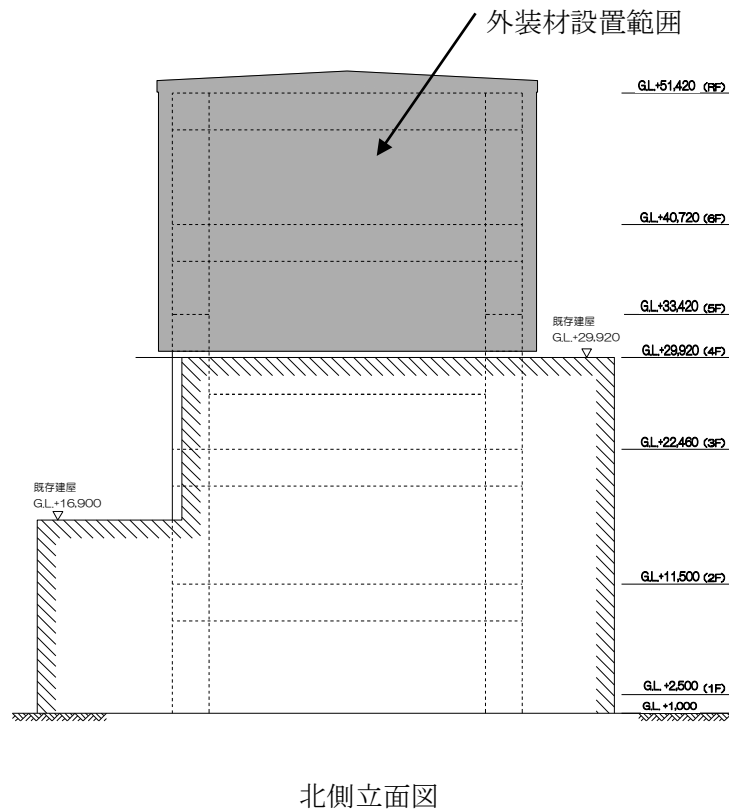
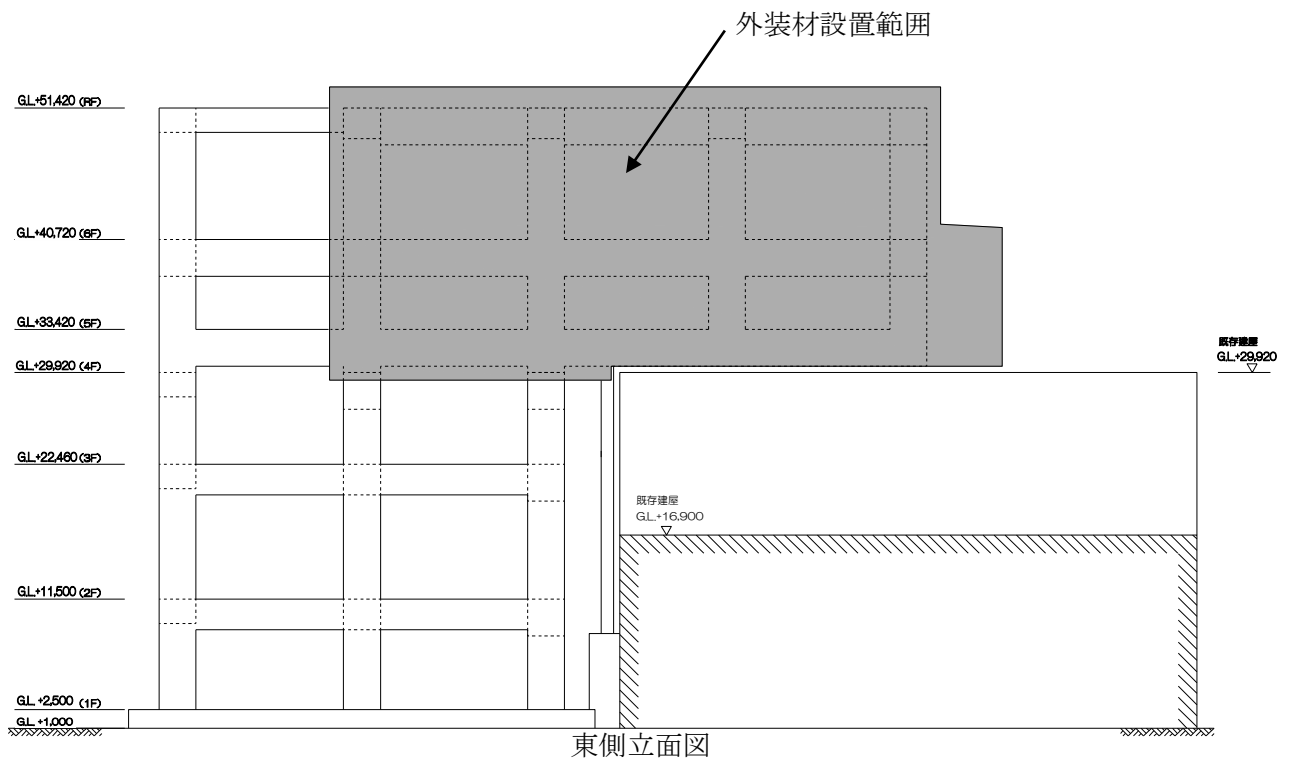
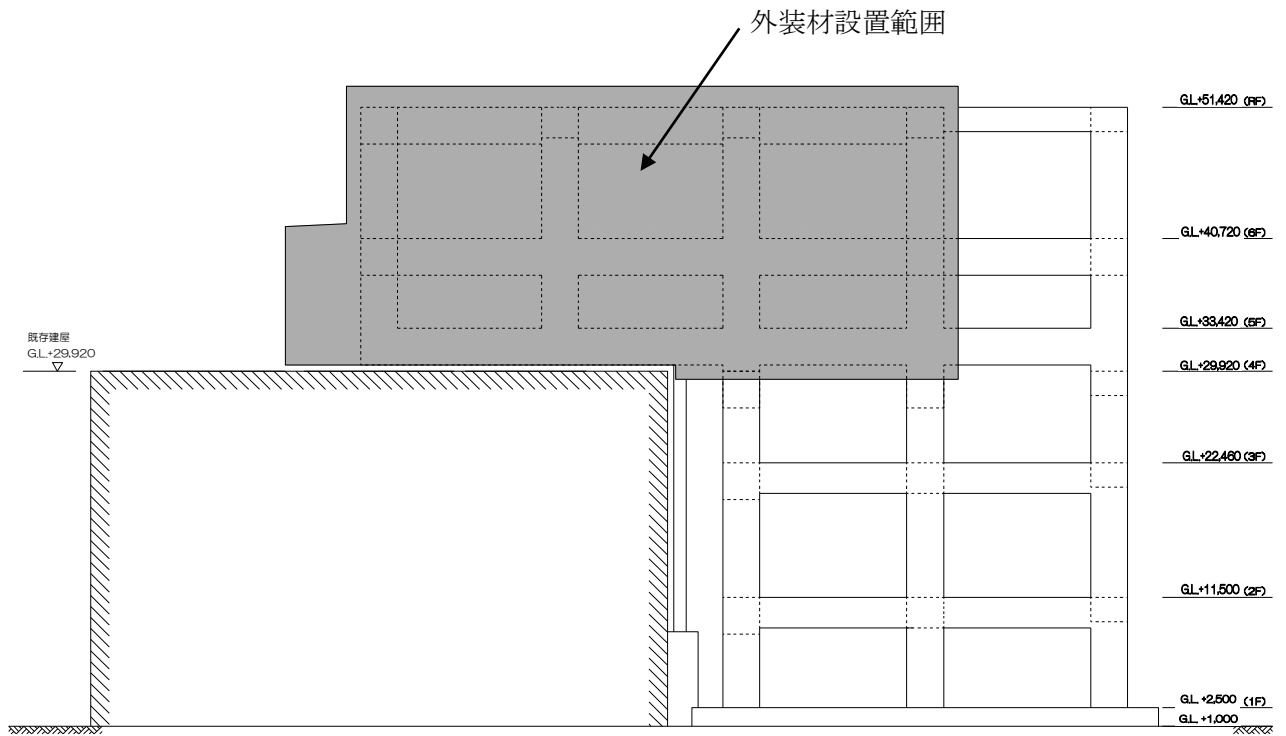
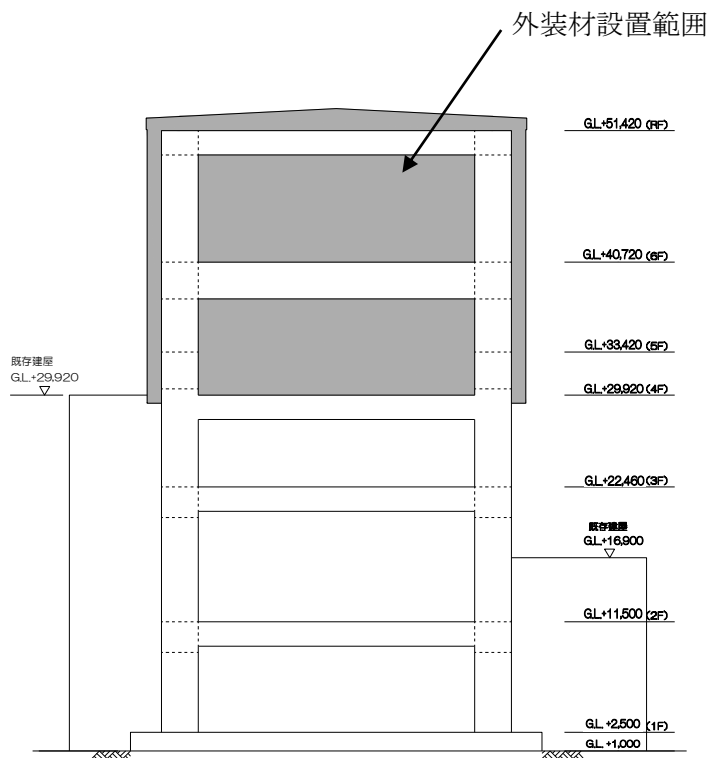


図-7 外装材設置範囲図①

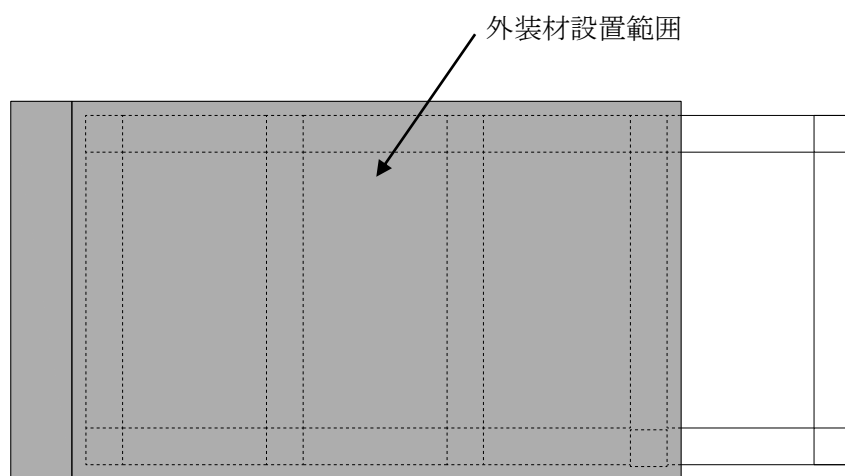


西側立面図



南側立面図

図-8 外装材設置範囲図②



屋根伏図

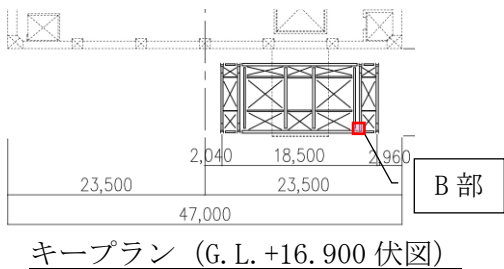
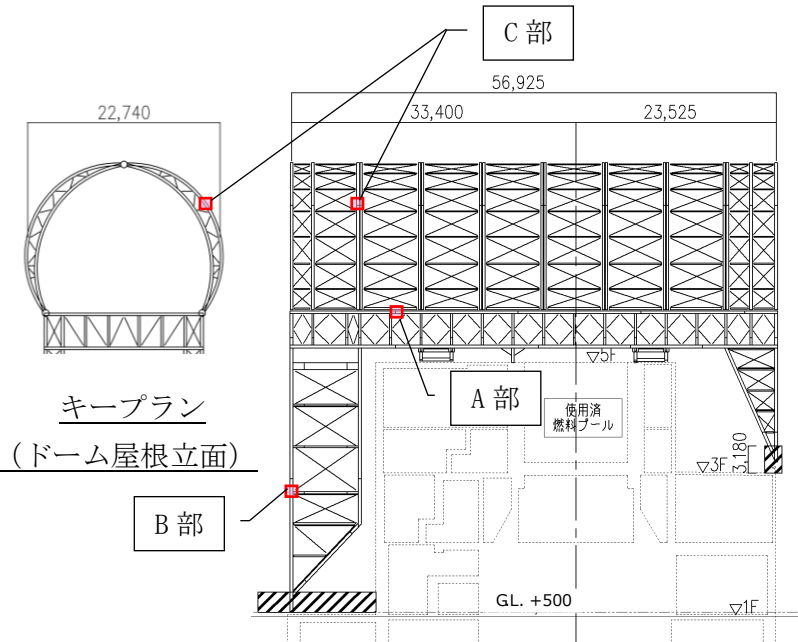
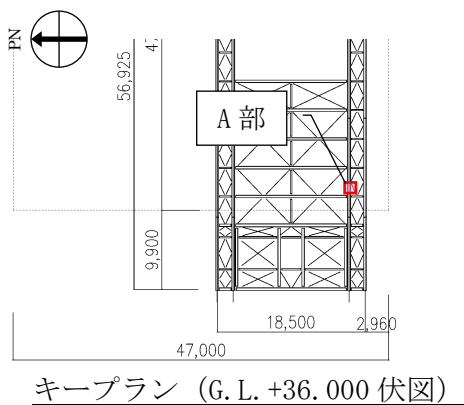
図-9 外装材設置範囲図③

3号機燃料取り出し用カバーに係る確認事項

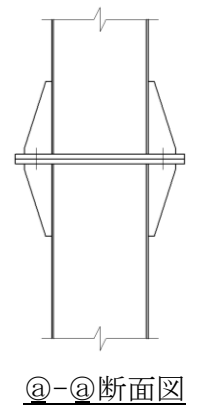
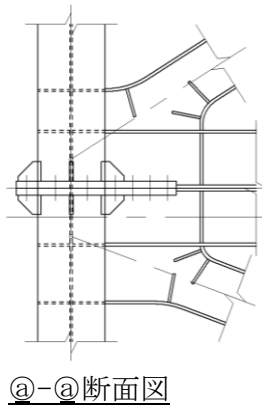
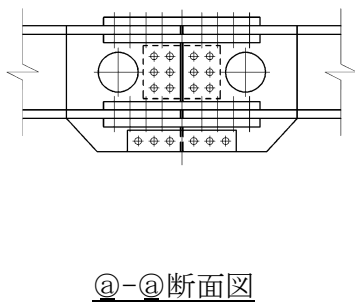
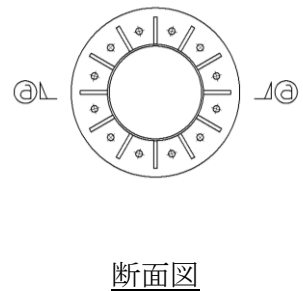
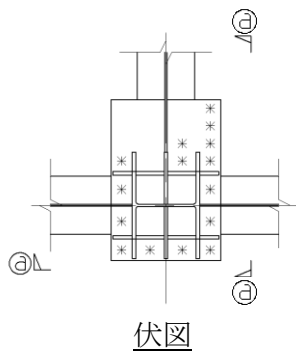
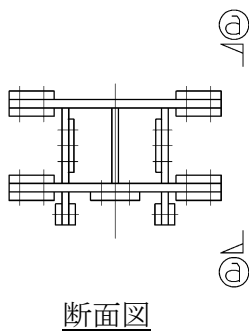
3号機燃料取り出し用カバーの工事に係る主要な確認項目を表－1に示す。

表－1 3号機燃料取り出し用カバーの工事に係る確認項目

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準
構造強度及び耐震性	材料確認	鋼材の材質，強度，化学成分を確認する。	JIS G 3136, JIS G 3101, JIS G 3106, JIS G 3444, JIS G 3474に適合すること。
		制震装置（オイルダンパ）の減衰係数を確認する。	減衰係数（ $C_1=50 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{s/m}$, $C_2= 3.95 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{s/m}$ ）が $\pm 10\%$ 以内であること。
		トルシア型超高力ボルト（SHTB）の仕様を確認する。	建築基準法 68 条の 26 第 1 項の規定に基づき、同法第 37 条第二号の規定に適合すること。
	据付確認	接合部（図－1 参照）の施工状況を確認する。	SHTB が所定の本数・種類であること。
	外観確認	制震装置（オイルダンパ）の外観を確認する。	有害な欠陥がないこと。
		ドーム屋根に取付ける外装材の外観を確認する。	外装材の設置範囲が、図－2の通りであること。



キープラン (東西断面図)



ボルト種類 : SHTB M24
本数 58×2

(a) ガーダ上弦材 (A部)

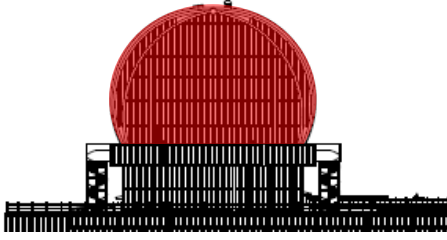
ボルト種類 : SHTB M24
本数 15

(b) 柱材 (B部)

ボルト種類 : SHTB M22
本数 12

(c) 弦材 (C部)

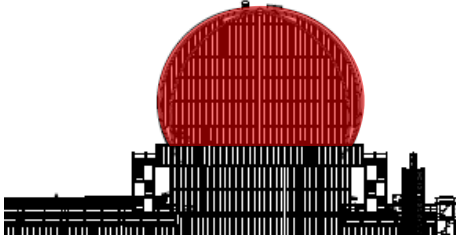
図-1 接合部詳細



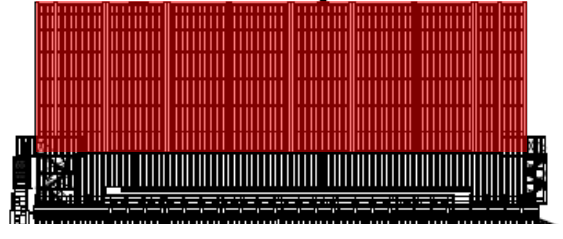
東立面図



北立面図



西立面図



南立面図


 ドーム屋根外装材設置箇所

図-2 3号機燃料取り出し用カバーのドーム屋根外装材設置範囲

3号機原子炉建屋の躯体状況調査結果を反映した 使用済燃料プール等の耐震安全性評価結果

1. はじめに

3号機原子炉建屋では、現在、瓦礫撤去及び燃料取り出し用カバーの施工が進捗している。瓦礫撤去に伴い、新たな損傷調査が可能になり、躯体の詳細な損傷状況が明らかになった。一方で、燃料取り出し用カバーには、使用済燃料プール部近傍のオペレーティングフロア（5階床）を支持点として、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）の設置や、同じくオペレーティングフロアの随所に、作業の安全のため遮へい体の設置などが計画されている。

本報告書では、燃料取り出し用カバー設置に際し、使用済燃料プール、オペレーティングフロア（以下、オペフロとする）及び1～5階の最新の損傷状況調査結果と、その損傷状況を反映し、かつ使用済燃料の取り出し時の荷重状態を想定した原子炉建屋の3次元FEM解析により、使用済燃料プール等（使用済み燃料プール壁床、プールを拘束するシェル壁、オペフロ床）の耐震安全性評価結果を報告する。

2. 損傷状況の調査結果

原子炉建屋の瓦礫撤去に伴い、損傷状況の調査を行った。調査は耐震安全性に関わる内外壁及び床を対象に、クレーン吊りの遠隔操作カメラによる映像分析及び遠隔操作ロボットによる建屋内調査の映像分析により実施した。主にクレーン吊りカメラではオペフロ床面及びオペフロ南西部に位置する大物搬入用の床開口から2～5階の開口周辺部の使用済燃料プール壁を含む壁、床を確認した。遠隔操作ロボットによる建屋内調査映像ではクレーン吊りカメラでは確認できない1階、2階のシェル壁を含むエリアの壁、床の状況を確認した。調査結果として、通りスパンごとに損傷の程度を3段階（損傷なし、一部損傷、全壊）に分類した。図-2.1～図-2.10に原子炉建屋内の各階における損傷状況を、図-2.11に建屋外壁状況写真をそれぞれ示す。

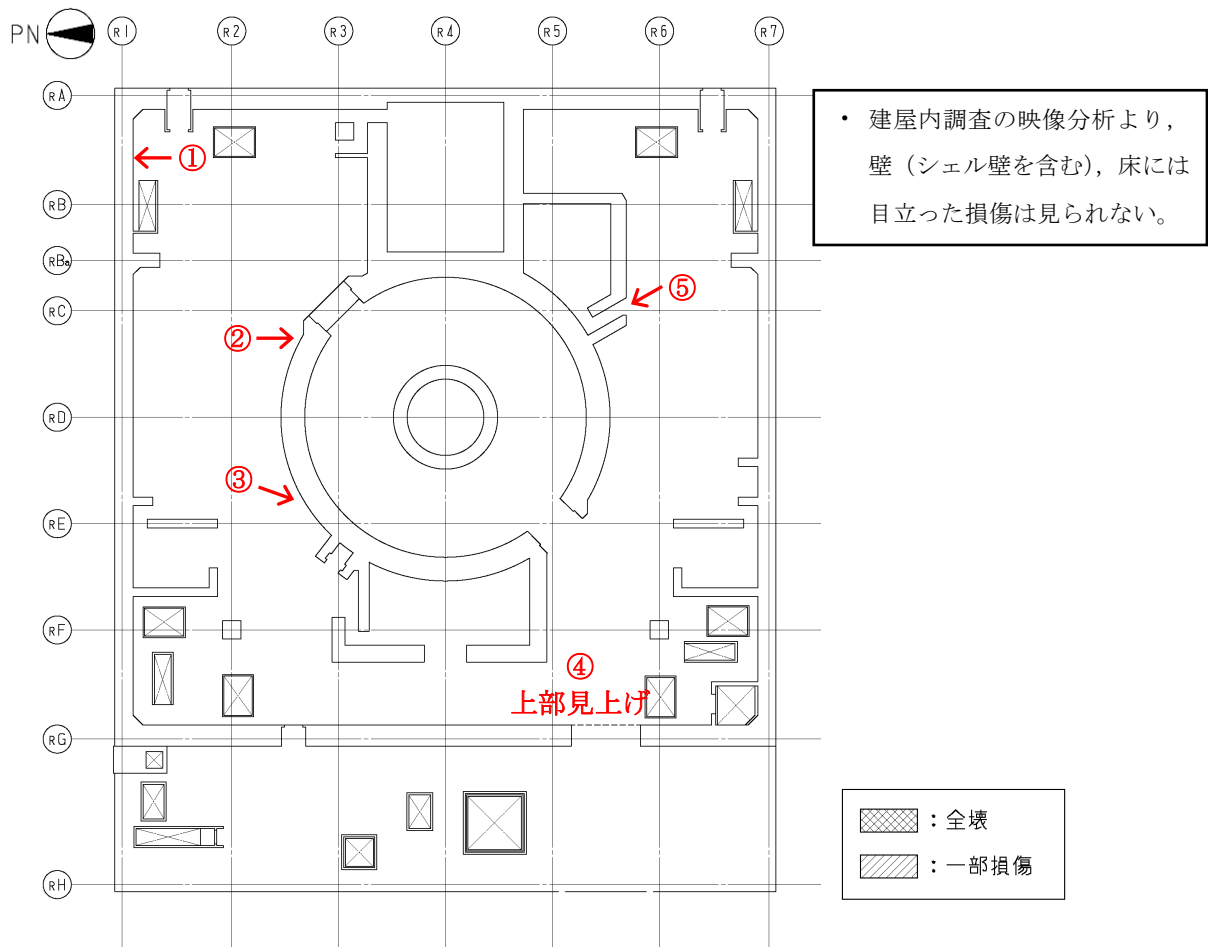


図-2.1 損傷状況（1階）

①1F北側外壁



②1Fシェル壁

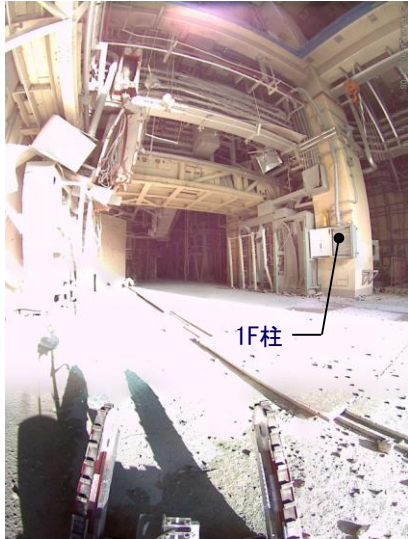


③1Fシェル壁及び1F床



図-2.2(1) 建屋内状況写真（1階）

④1F大物搬入口付近



⑤1Fシェル壁

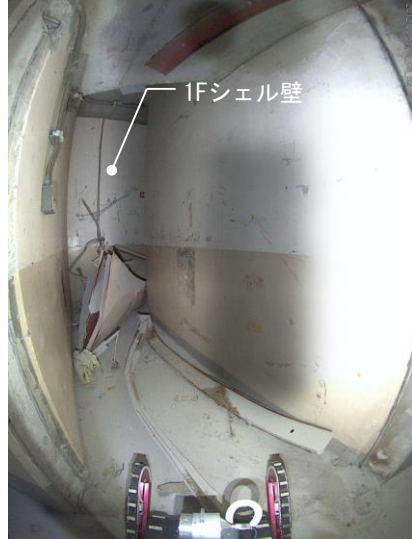


図-2.2(2) 建屋内状況写真（1階）

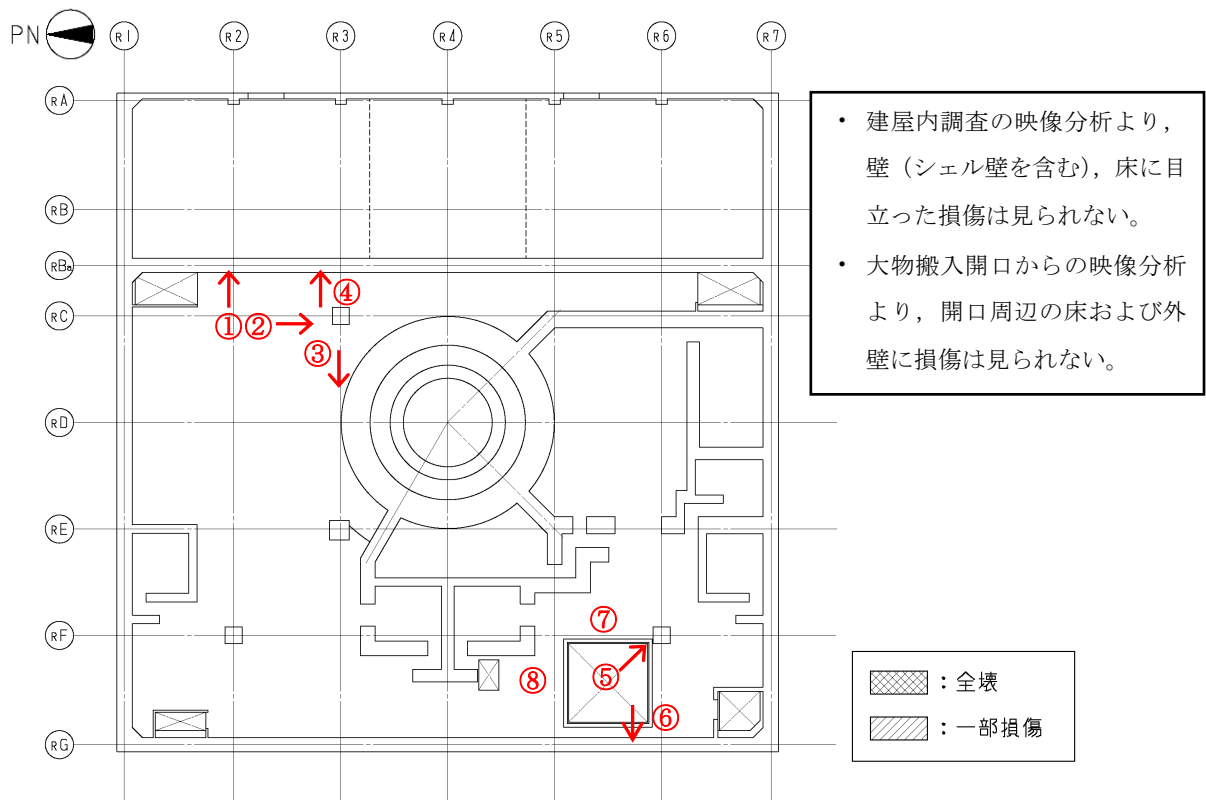


図-2.3 損傷状況（2階）



図-2.4(1) 建屋内状況写真（2階）

③2Fシェル壁



④2F東側外壁



⑤2F柱脚



⑥2F西側外壁脚部



⑦2F床 (大物搬入口東側)



⑧2F床 (大物搬入口北側)

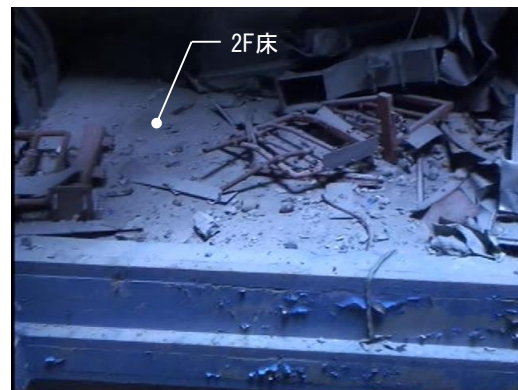


図-2.4(2) 建屋内状況写真 (2階)

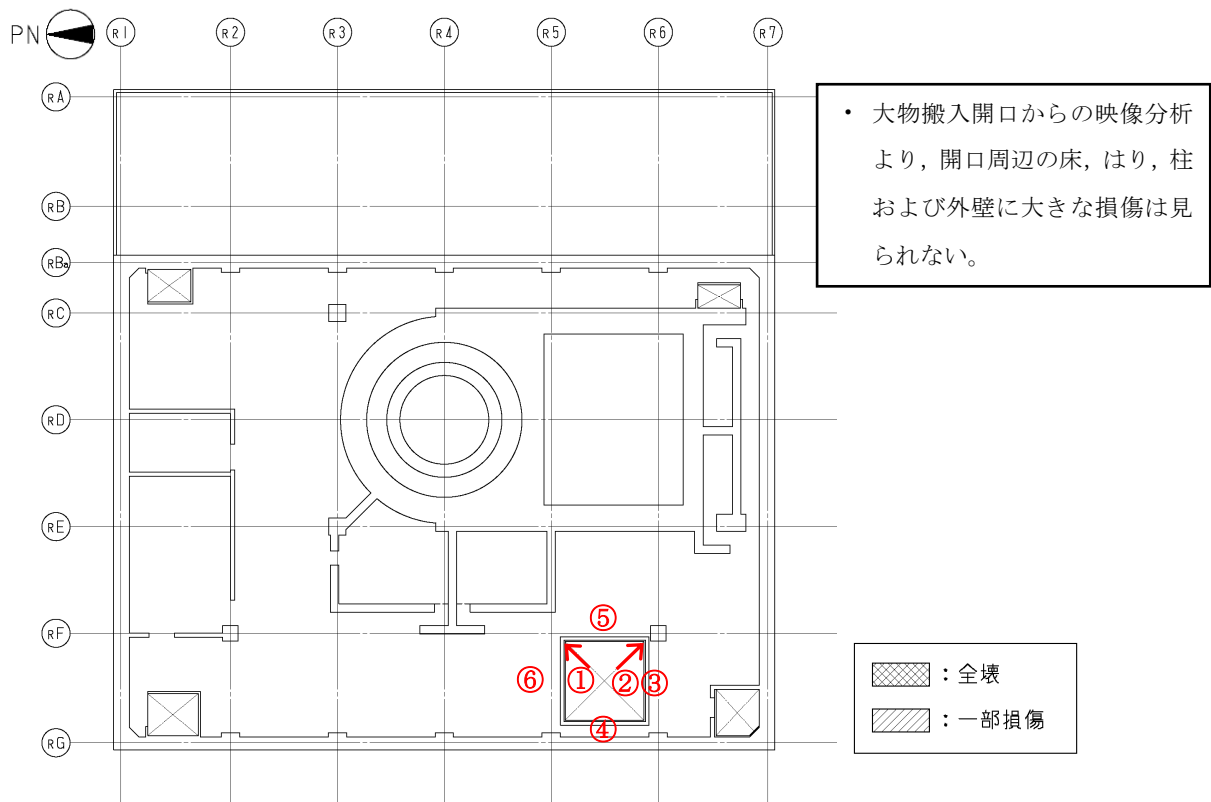


図-2.5 損傷状況（3階）

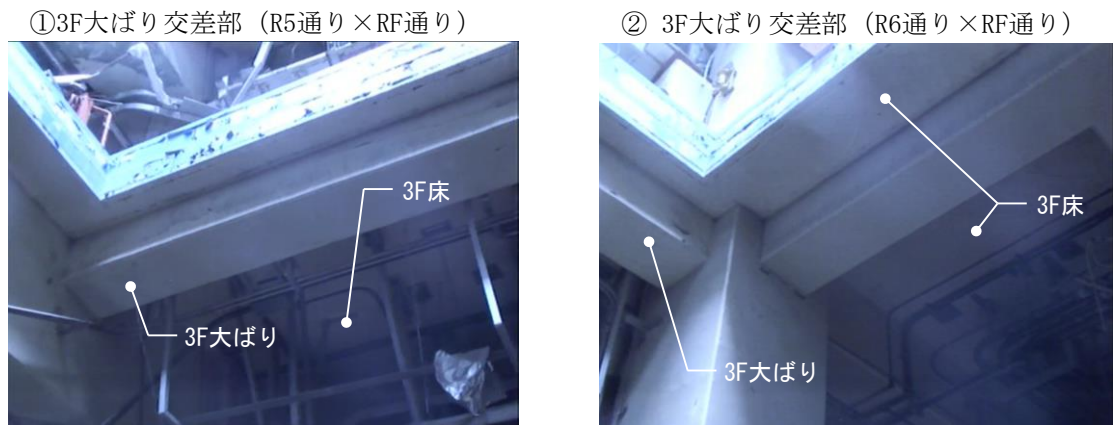
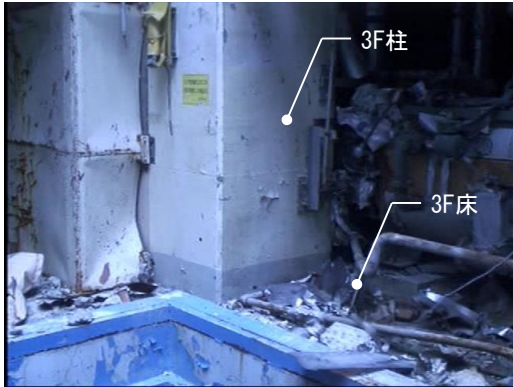


図-2.6(1) 建屋内状況写真（3階）

③3F柱脚



④3F西側外壁中央部



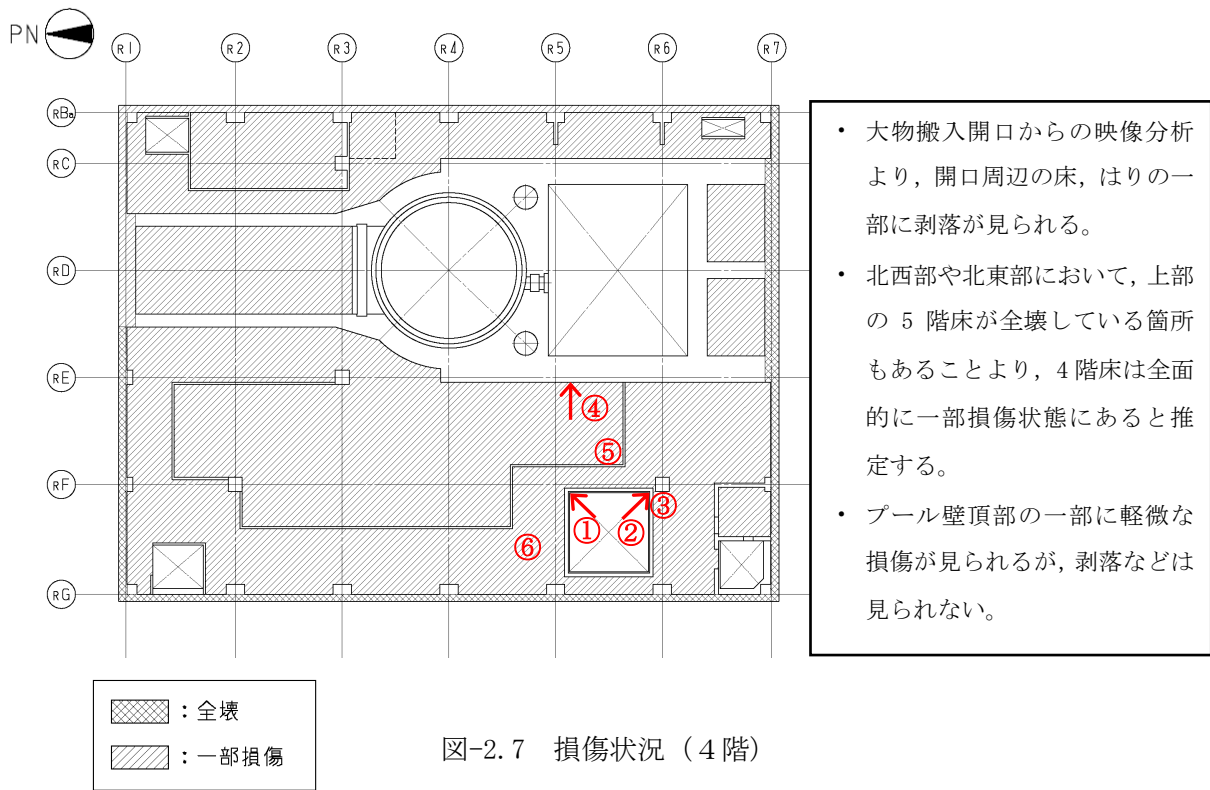
⑤3F床 (大物搬入口東側)



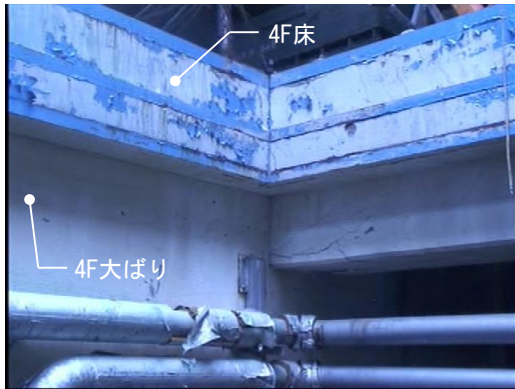
⑥3F床 (大物搬入口北側)



図-2.6(2) 建屋内状況写真 (3階)



①4F大ばり交差部（R5通り×RF通り）

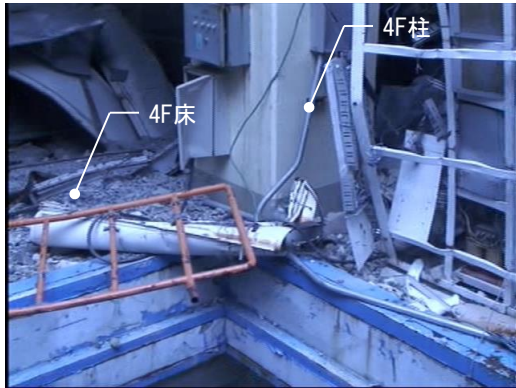


②4F大ばり交差部（R6通り×RF通り）

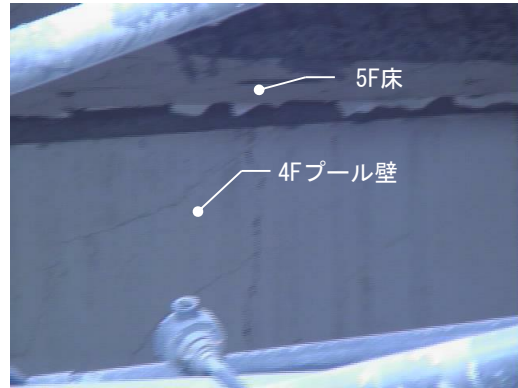


図-2.8(1) 建屋内状況写真（4階）

③4F柱脚



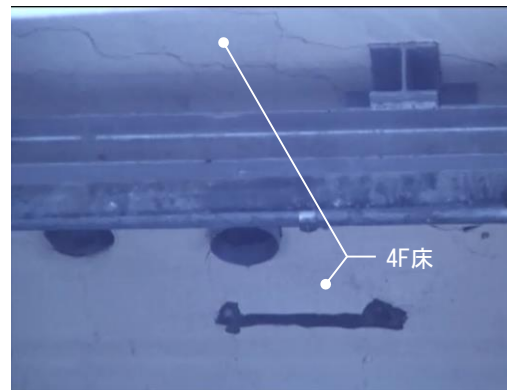
④4Fプール壁 (頂部)



⑤4F床 (大物搬入口東側)



⑤4F床 (大物搬入口東側)



⑥4F床 (大物搬入口北側)



⑥4F床 (大物搬入口北側)



図-2.8(2) 建屋内状況写真 (4階)

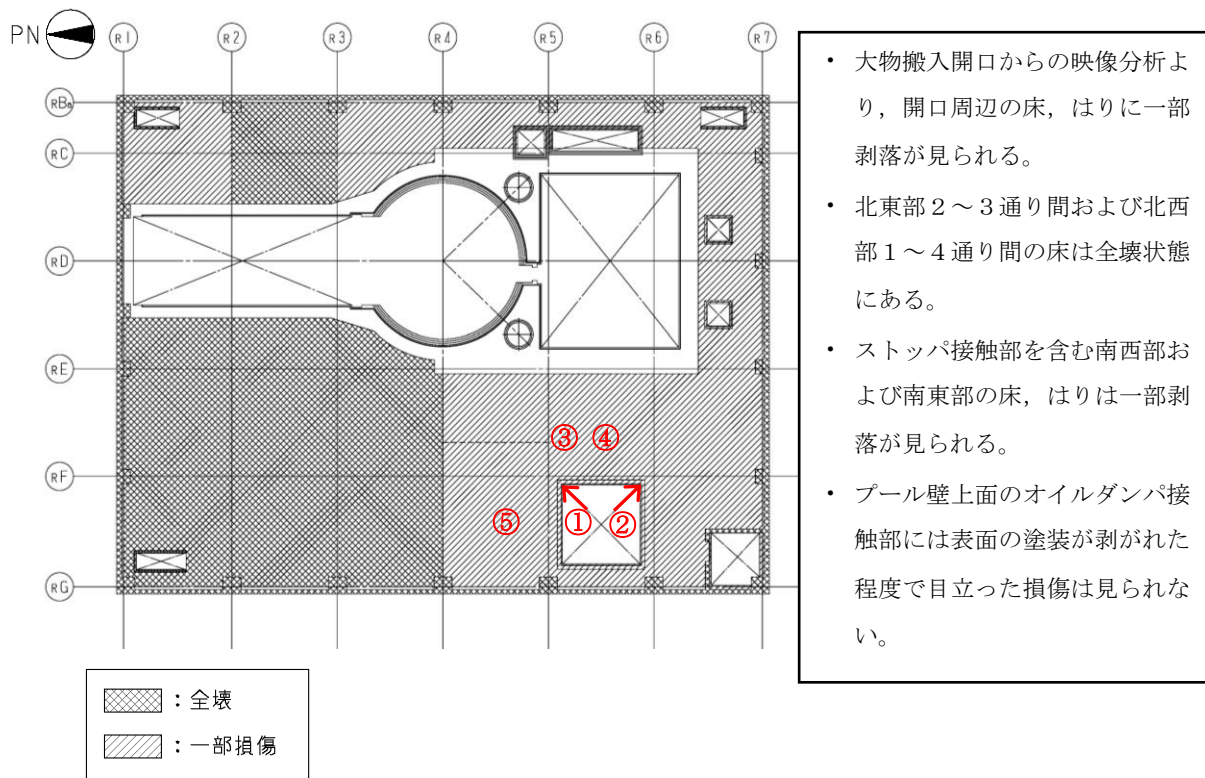


図-2.9 損傷状況（5階）

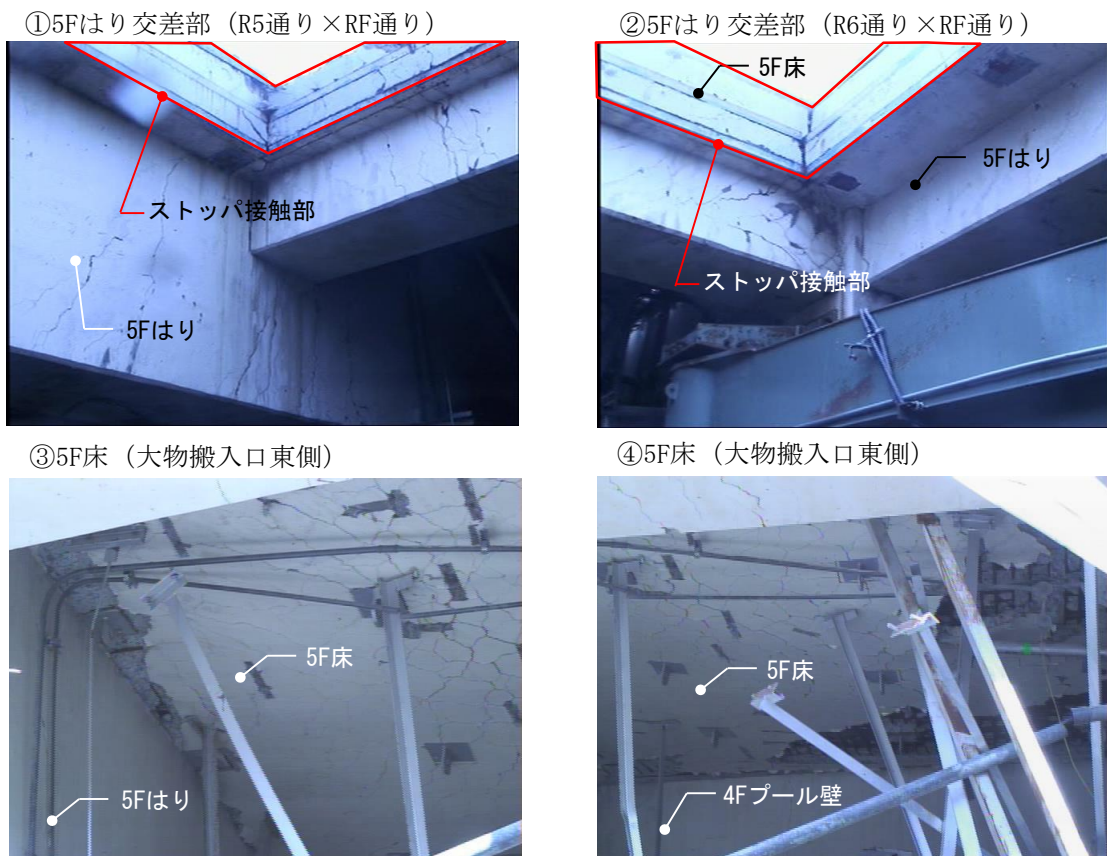
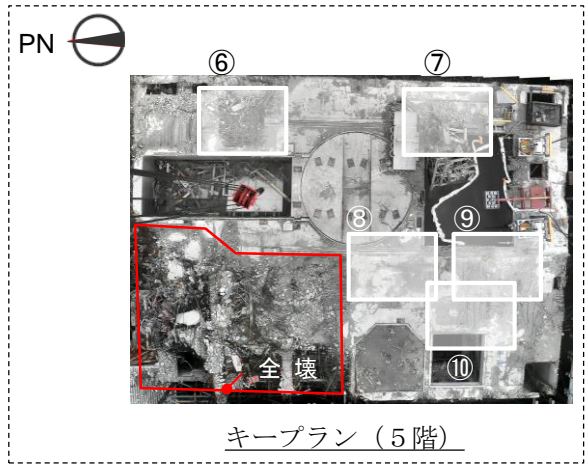
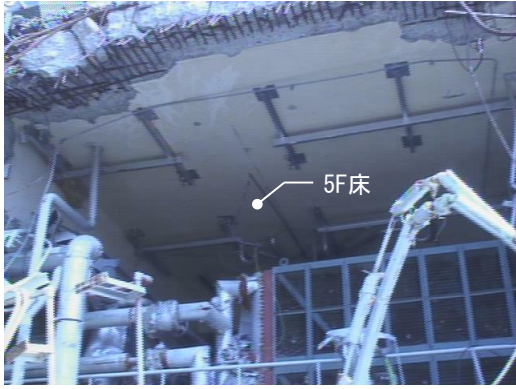
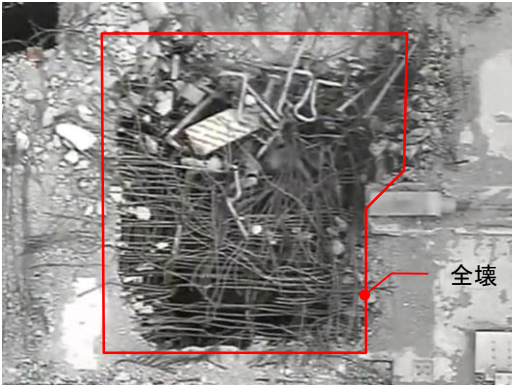


図-2.10(1) 建屋内状況写真（5階）

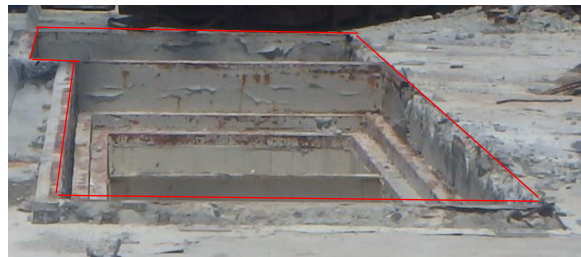
⑤5F床（大物搬入口北側）



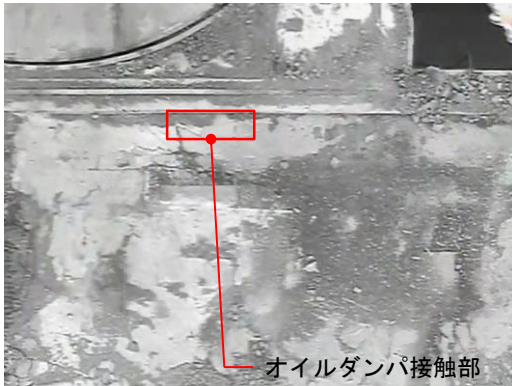
⑥5F床（機器仮置プール）



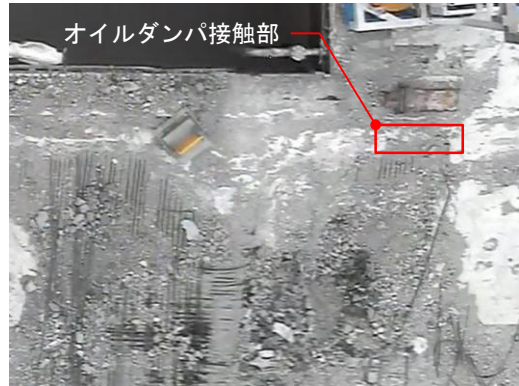
⑦東側ストッパ接触部



⑧オイルダンパ接触部（北側）



⑨オイルダンパ接触部（南側）



⑩西側ストッパ接触部

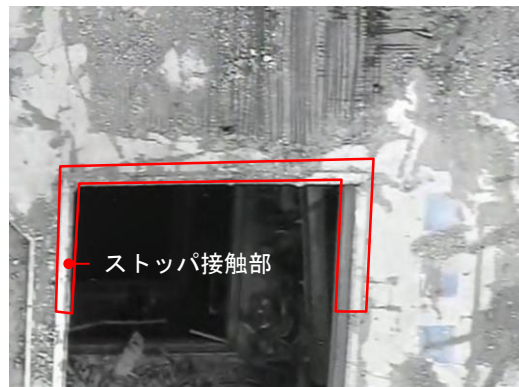


図-2.10(2) 建屋内状況写真（5階）

①西側壁面



②東側壁面



③南側壁面



④北側壁面



・ 外壁4面とも新たな損傷は見られない。

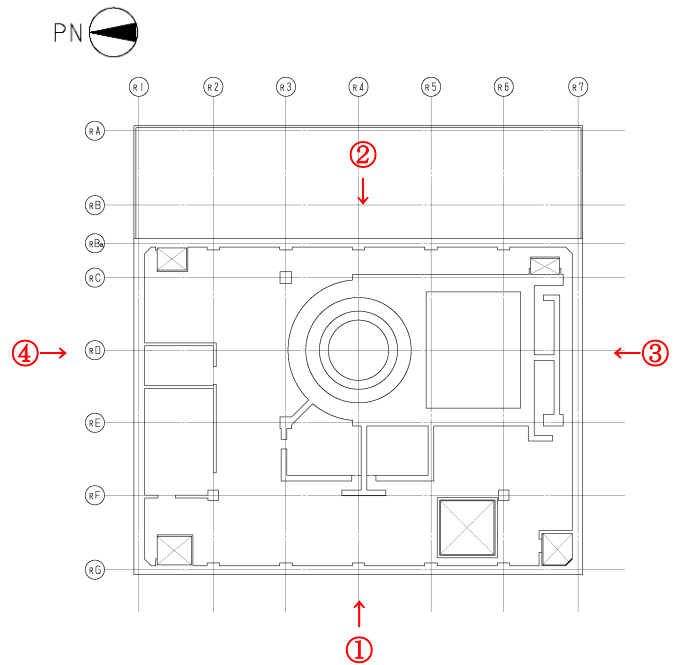


図-2.11 建屋外壁状況写真

3. 3次元FEM解析による耐震安全性評価

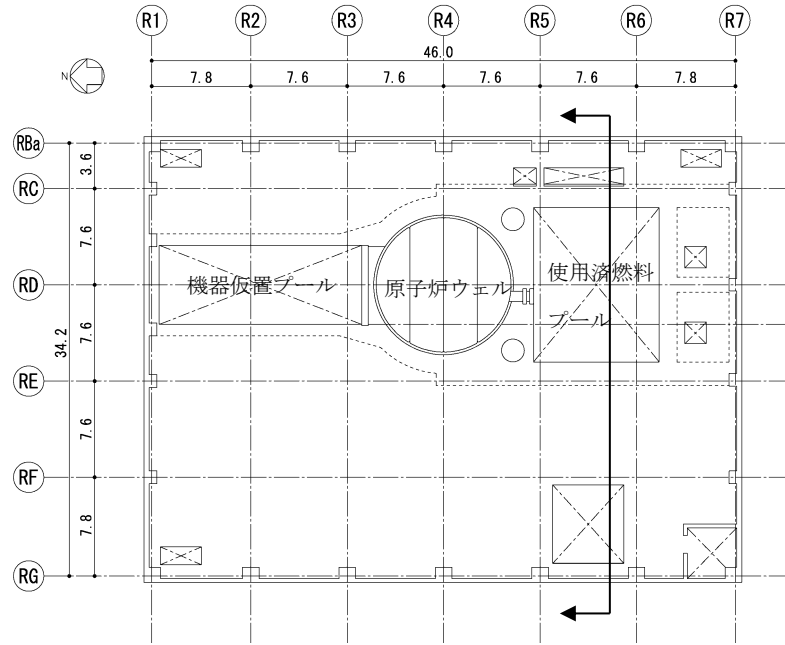
3.1 解析方針

本検討では、使用済燃料の取出し時における原子炉建屋の状況を反映するとともに、2章において損傷が確認された箇所を反映した解析モデルを作成し、基準地震動 S_s に対する耐震安全性を、3次元FEM解析によって評価する。

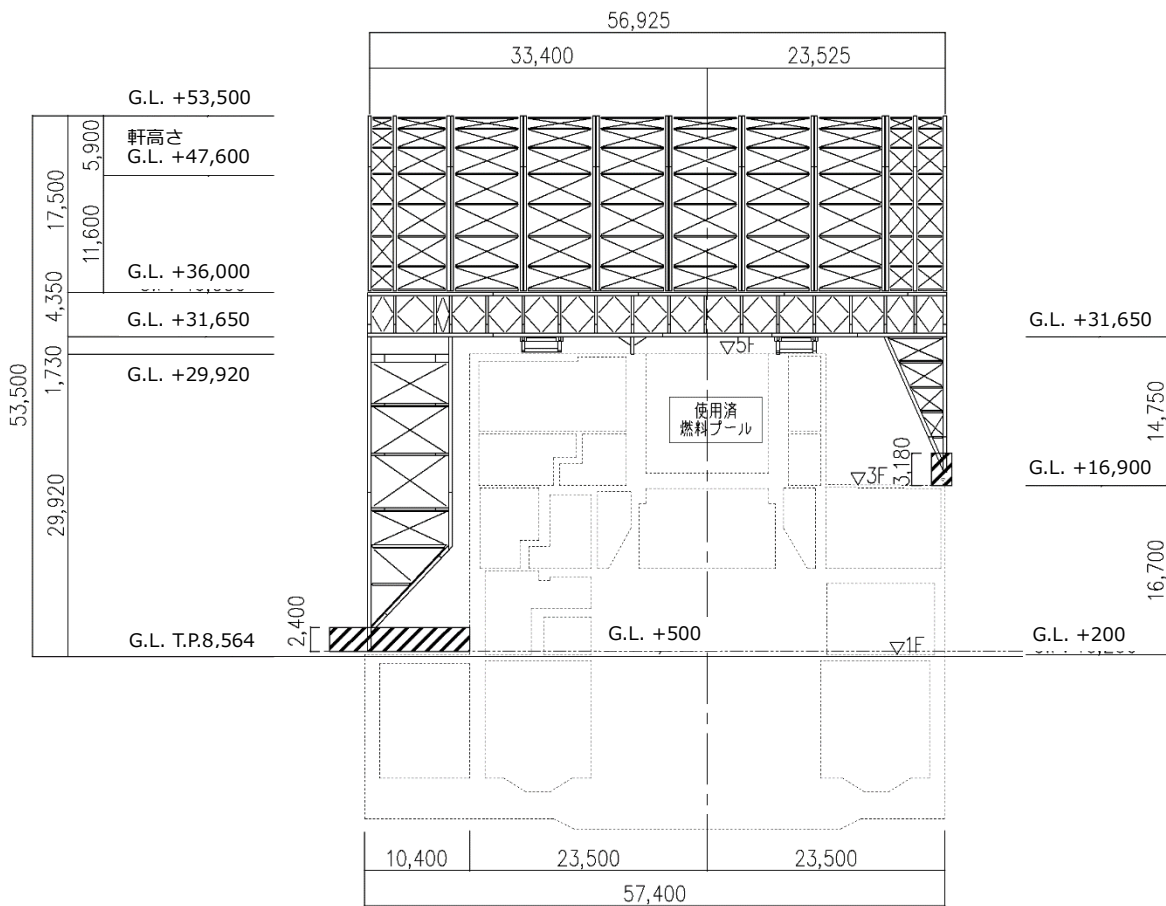
図-3.1.1 に原子炉建屋及び燃料取り出し用カバーの概要図を示す。

耐震安全性評価は、図-3.1.2 のフローに示すように以下の手順で行う。

- ・ 使用済燃料プール周辺の2階の床 (G.L. +8.7m) から5階の床 (G.L. +29.92m) までの建屋部分をもとに、2章において新たに損傷が確認された箇所の強度を期待せず、剛性を低下あるいは無視した3次元FEM解析モデルを作成する。
- ・ 死荷重、遮へい体・燃料取り出し用カバー荷重、使用済燃料プール水による静水圧、地震応答解析結果にもとづく地震荷重、地震時の燃料取り出し用カバー反力及び荷重組合せの条件を設定する。
- ・ 応力解析として鉄筋コンクリート部材の塑性化を考慮した弾塑性解析を行い、使用済燃料プール部、シェル壁及び燃料取り出し用カバーが取り付く5階オペフロに発生する応力及びひずみを算出する。
- ・ 評価基準値と比較し、耐震安全性を評価する。



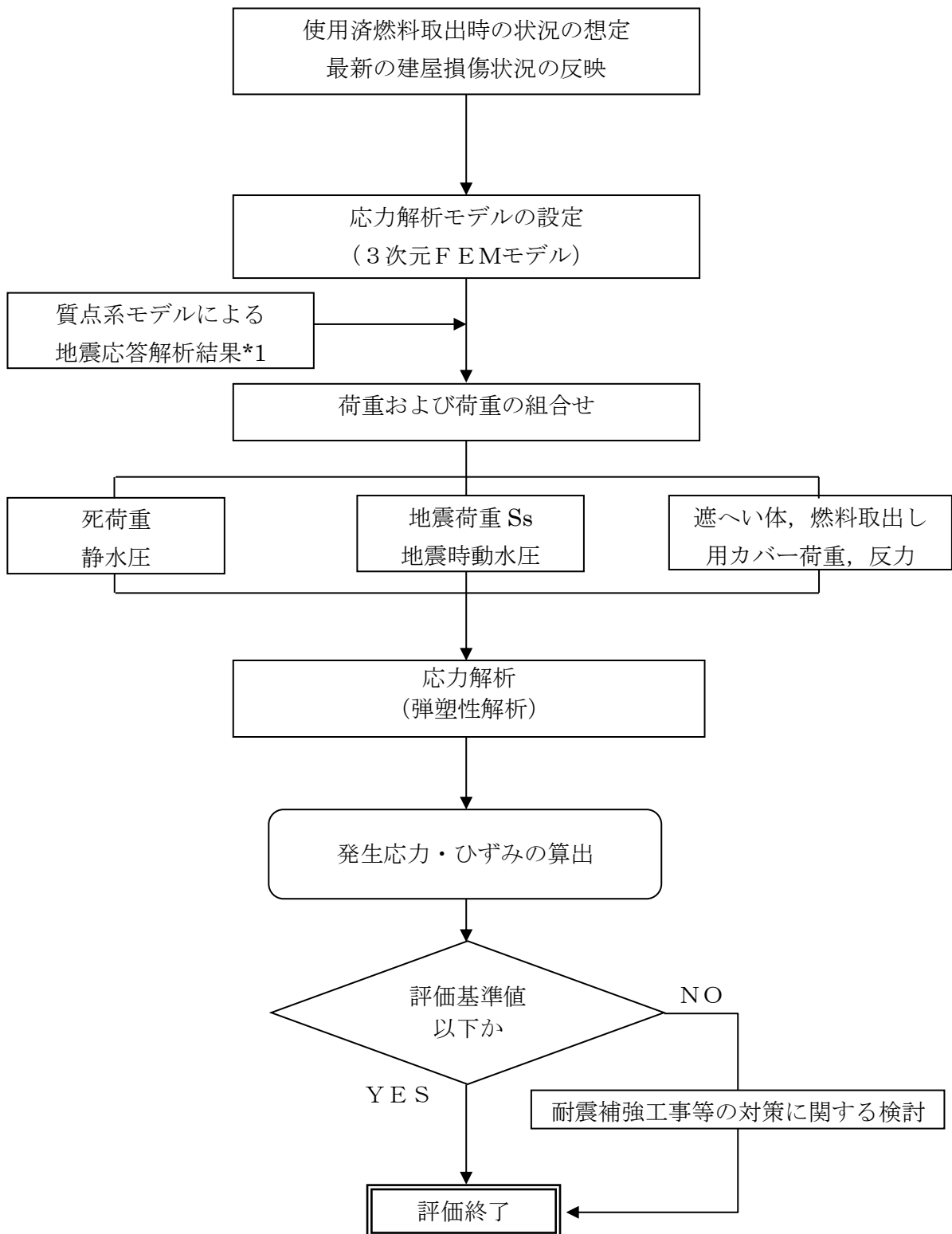
平面図



断面図

図-3.1.1 原子炉建屋及び燃料取り出し用カバーの概要図

本章に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1.436mm



*1: 「II-2-11 添付資料-4-2 3. 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」中の3号機の燃料取出し時の状態を考慮した地震応答解析結果にもとづく。

図-3.1.2 耐震安全性評価フロー

3.2 応力解析モデルの設定

鉄筋コンクリート部材の塑性化を考慮した弾塑性解析を実施し、使用済燃料プール及びシェル壁等に発生する応力及びひずみを算定する。2階壁から5階のオペフロまでの鉄筋コンクリート部材を有限要素の集合体としてモデル化した。2章において損傷（一部損傷及び全壊）が確認された箇所について、建屋損傷状況を反映した応力解析モデルを構築した。

使用計算機コードは「ABAQUS」である。解析モデルに使用する板要素は、鉄筋層をモデル化した異方性材料による積層シェル要素（コンクリート部：10要素 11積分点）を用いた。一般には断面の板厚方向の応力分布を評価するには板厚方向の分割は4～5要素で十分であるが、今回は鉄筋層の外側のコンクリート剛性を考慮できるように10要素と細かくした。なお、面外せん断剛性は「ABAQUS」では、板厚方向には分割されず1要素のままとなる。各要素には、板の軸力と曲げ応力を同時に考える。また、板のたわみには曲げによる変形とせん断による変形を考慮する。柱と梁は、軸力、曲げ、せん断を同時に考慮できる梁要素としてモデル化し、板要素を含めそれぞれの要素の接合条件は剛接とした。

図-3.2.1に解析モデル概要図を、図-3.2.2にコンクリートと鉄筋の構成則を、図-3.2.3に解析モデルの境界条件を示す。

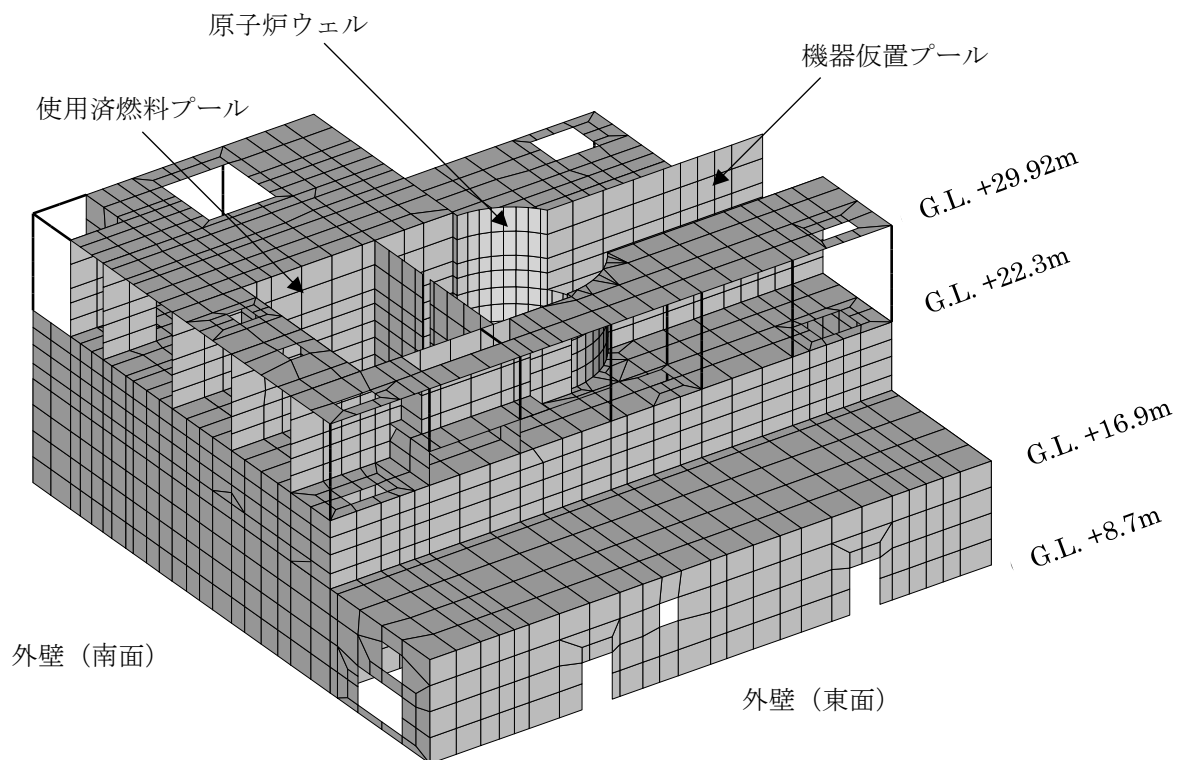
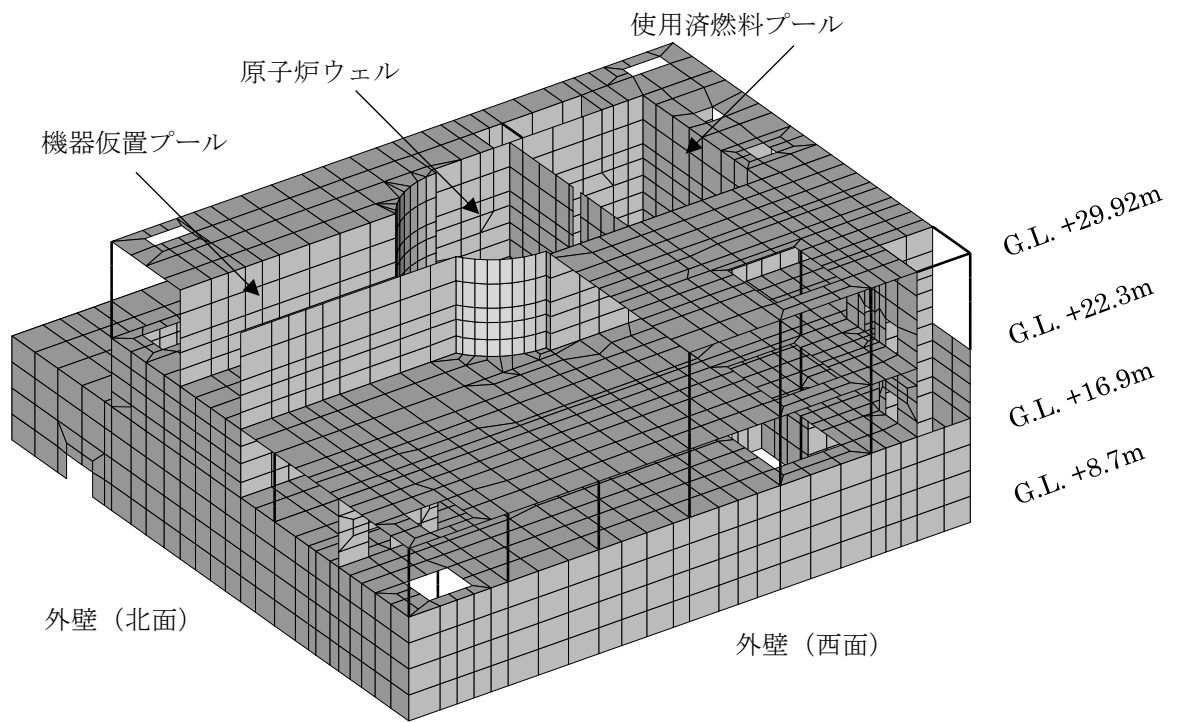
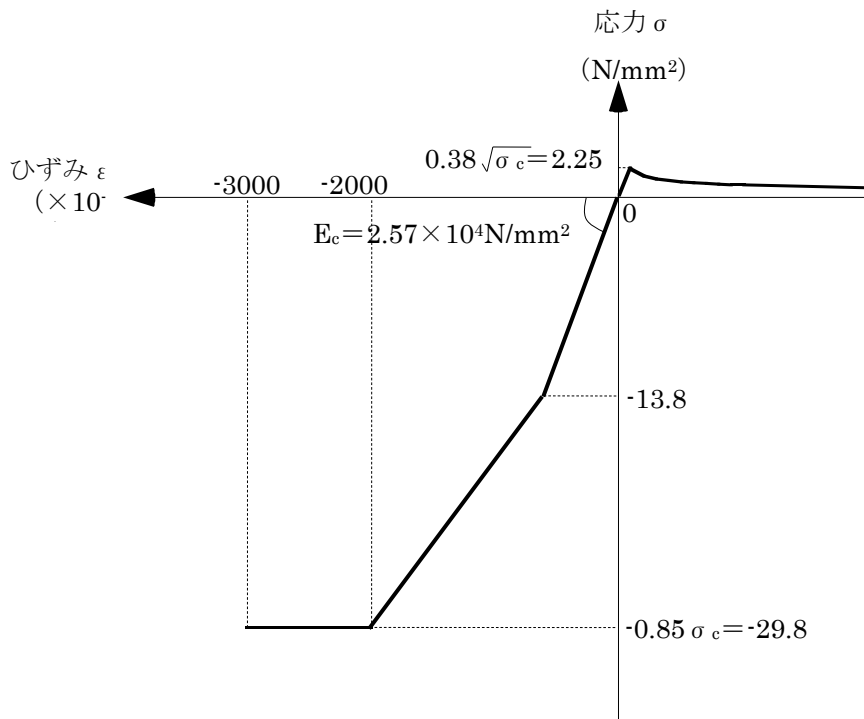
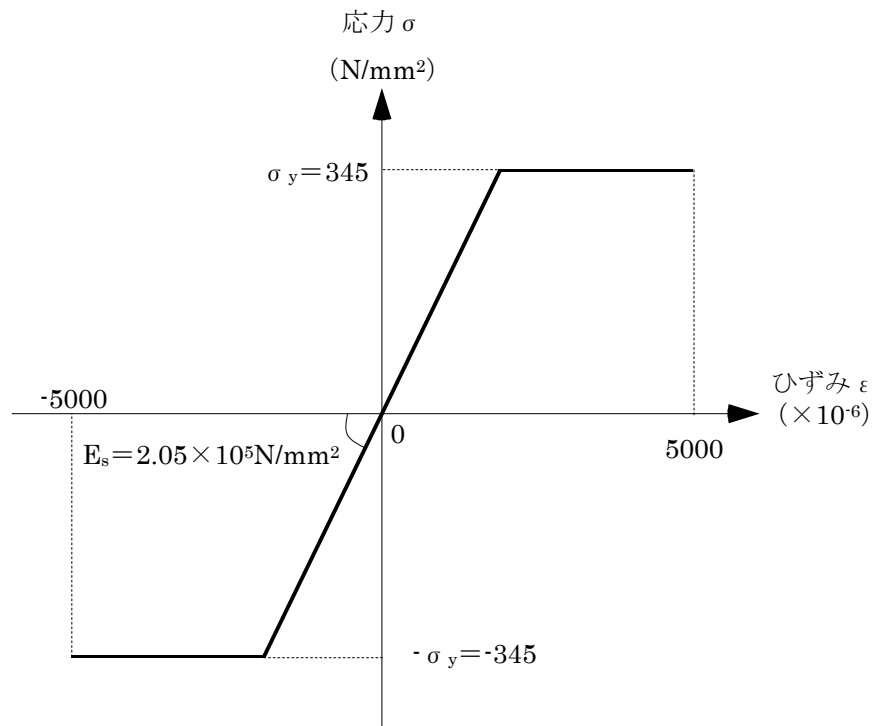


図-3.2.1 解析モデル概要図



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係
(コンクリート強度 $\sigma_c = 35$ N/mm²)



(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係
(鉄筋降伏点 $\sigma_y = 345$ N/mm²)

図-3.2.2 コンクリートと鉄筋の構成則

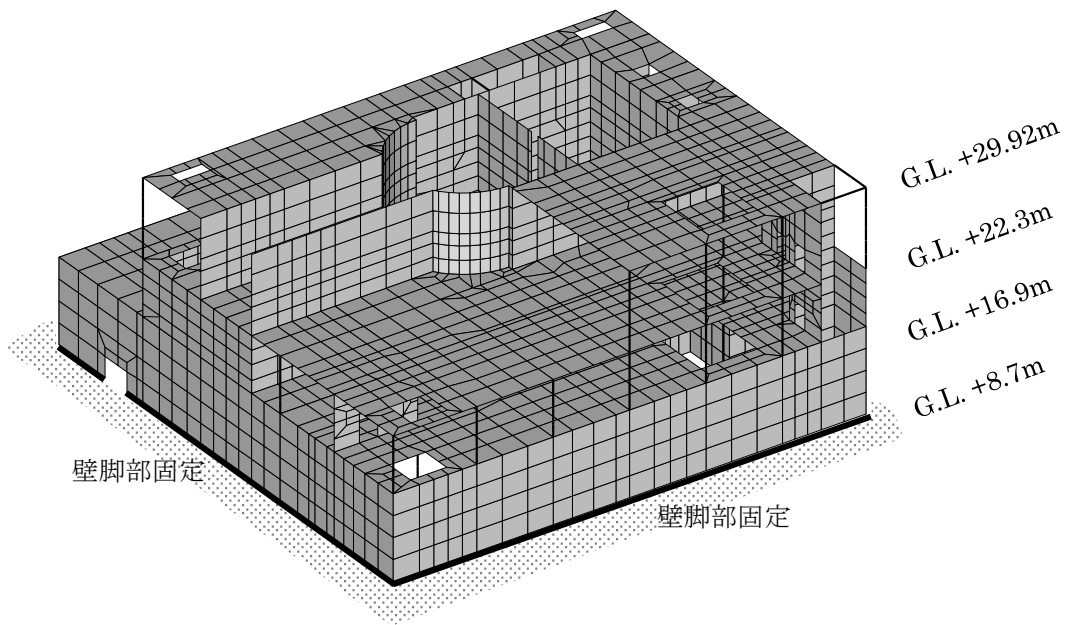


図-3.2.3 解析モデルの境界条件

3.3 損傷状況の仮定

損傷状況の仮定にあたっては、2章において損傷（一部損傷及び全壊）が確認された箇所を反映し、3次元FEM解析モデルを作成する。図-3.3.1～図-3.3.4に損傷状況を仮定した損傷モデルを示す。

(1)床スラブ

床スラブは、5階～4階において、床全壊箇所は剛性を0%とし、床一部損壊箇所は剛性を50%とする。損傷状況の調査結果より明らかとなったオペフロ（5階）の北東部の床は、剛性を0%とする。4階の床は、大物搬入開口周辺の床、はりの一部に剥落が見られること、および、北西部や北東部において、上部の5階床が全壊している箇所もあることより、4階床は全面的に一部損傷状態にあると推定する。

(2)外壁・内壁

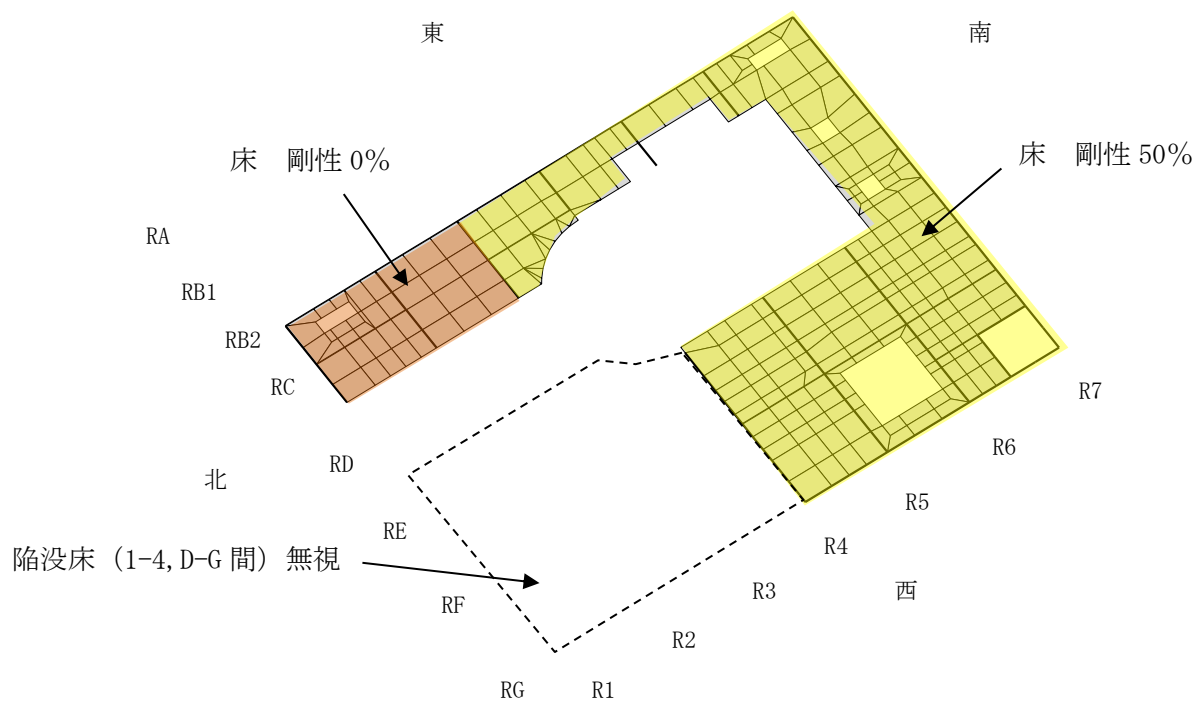
外壁・内壁は、新たな損傷が確認されていないため、変更は行わない。

(3)使用済燃料プール・機器仮置プール

使用済燃料プール・機器仮置プールについては壁及び床ともに健全であった壁や床よりも、十分な厚さがあるため、損傷なしとして評価を行う。

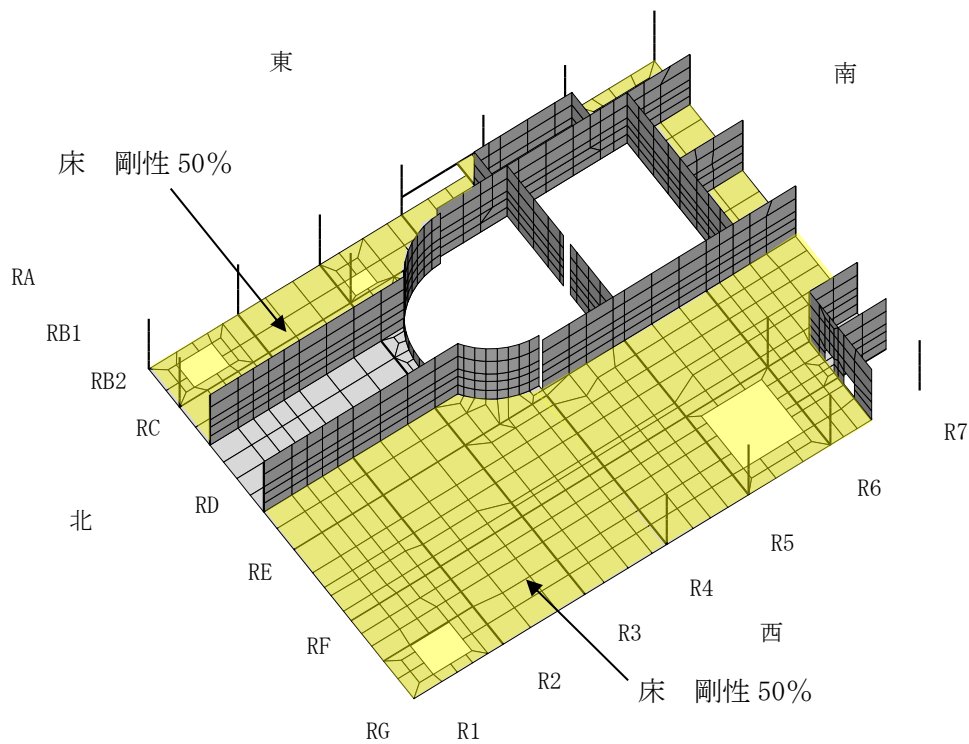
(4)シェル壁

シェル壁については健全であった壁や床よりも、十分な厚さがあるため、損傷なしとして評価を行う。



※特記なき箇所は剛性低下を考慮しない。

図-3.3.1 損傷状況仮定 アイソメ図 5階 (G. L. +29.92m)



※特記なき箇所は剛性低下を考慮しない。

図-3.3.2 損傷状況仮定 アイソメ図 4階 (G. L. +22.3m)

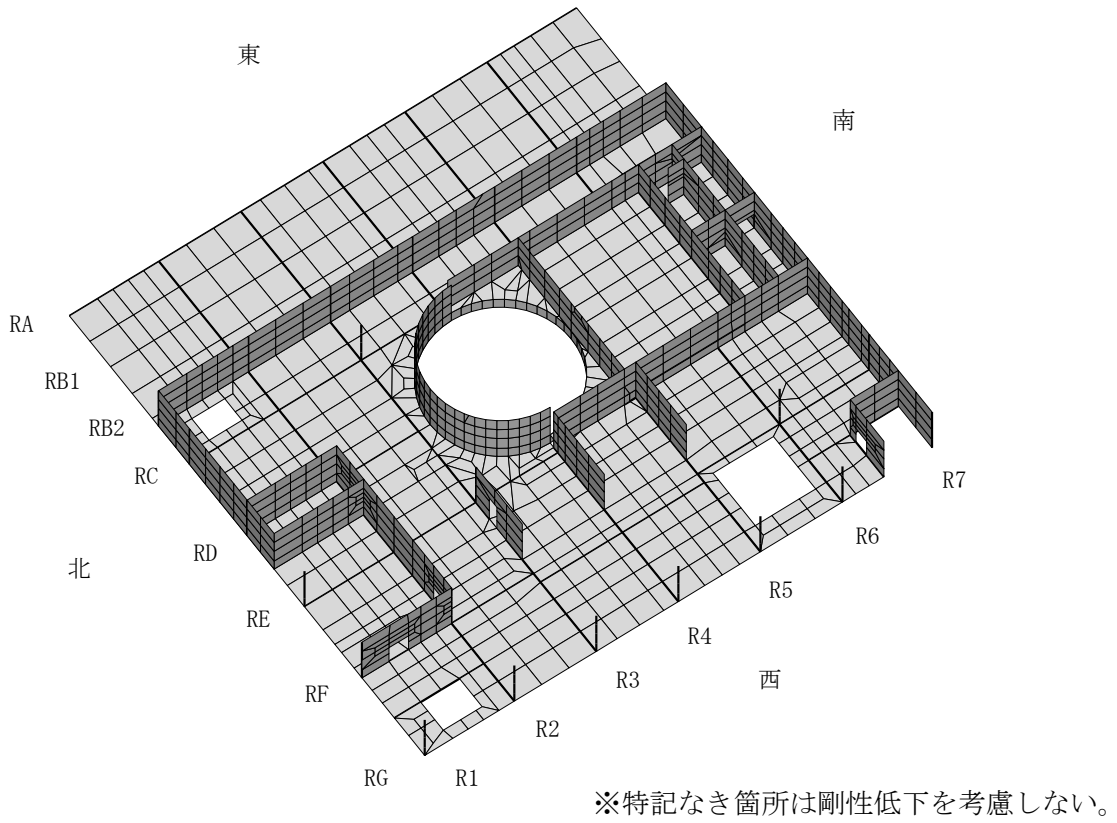


図-3.3.3 損傷状況仮定 アイソメ図 3階 (G.L. +16.9m)

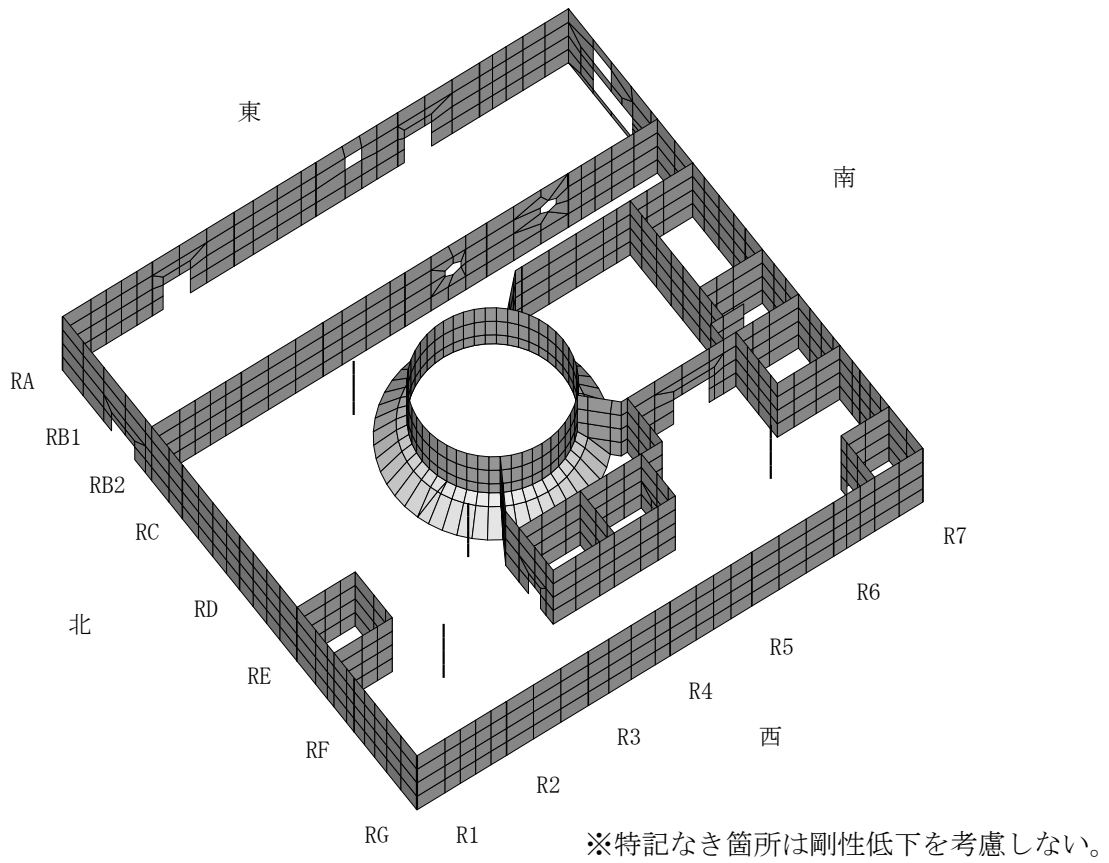


図-3.3.4 損傷状況仮定 アイソメ図 2階 (G.L. +8.7m)

3.4 荷重及び荷重の組合せ

(1) 死荷重 DL

解析モデルに付与する死荷重は、モデル化範囲の建屋躯体の自重に加え、機器・配管・その他の重量は床に一様に積載されているものとする。死荷重を表-3.4.1に示す。

表-3.4.1 死荷重

荷重	荷重の与え方	荷重 (kN)
死荷重 (原子炉建屋)	シェル要素に物体力 (密度×体積) として入力する	330619

(2) 遮へい体・燃料取り出し用カバー荷重 DF

遮へい体及び燃料取り出し用カバー重量を表-3.4.2に示す。

表-3.4.2 遮へい体・燃料取り出し用カバー荷重 (固定荷重)

荷重	荷重の与え方	荷重 (kN)	
遮へい体荷重 (固定荷重)	オペフロ階 (既存躯体の5階) の鉛直支持位置に、支配面積に応じて按分した荷重を節点荷重として入力する	18000	
燃料取り出し用カバー荷重 (固定荷重)	ストッパ	オペフロ階 (既存躯体の5階) のストッパ脚部反力を節点荷重として入力する	1500
	東側脚部 ^{※1}	カバー架構 (オイルダンパを含む) の脚部反力を節点荷重として入力する	7700 ^{※2}
	置き基礎	死荷重 (原子炉建屋) として考慮済み ^{※3}	(1500)

※1: 解析モデル (3次元 FEM モデル) において、2階壁から上部をモデル化しているため、西側脚部 (1階床面レベル) は該当なし。

※2: 東側脚部の荷重 7700kN は、全体モデルの取合い点の反力より算出している。

※3: 置き基礎は、原子炉建屋下屋部分に一様に荷重 (2階外壁上。3階床レベル。) がかかるため、原子炉建屋の死荷重として考慮した。

(3) 静水圧 H

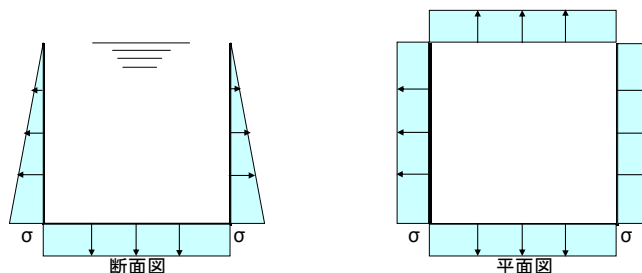
使用済燃料プールが満水状態（プール水重量 13640 kN）にあると仮定した場合の静水圧（ $\sigma = 113 \text{ kN/m}^2$ ）を考慮する。荷重は圧力荷重としてシェル要素に入力する。

$$\text{静水圧} \quad P_s = \rho g H$$

ここで

- ρ : 液体の密度 (10^3 kg/m^3)
- g : 重力加速度 (9.80665 m/s^2)
- H : プール水深 (11.51 m)

$$P_s = 113 (\text{kN} / \text{m}^2)$$



(4) 地震荷重 K

全体架構モデルによる基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果に基づき、水平方向及び鉛直方向の地震荷重を考慮する。地震荷重を表-3.4.3 に示す。

表-3.4.3(1) 地震荷重 (kN)

G. L. (m)	フロア重量 (kN)	NS 方向地震力			荷重の与え方
		せん断力 (kN)	地震力 (kN)	震度	
+29.92	87590	—	71920	0.83	基準地震動 S_s に対する応答せん断力に基づく地震力を震度換算し、シェル要素の物体力（密度×体積）に乗じて入力する。
+22.3	119490	71920	83080	0.70	
+16.9	111340	155000	74320	0.67	
+8.7	130160	229320	77190	0.60	
+0.2	—	306510	—	—	

表-3.4.3(2) 地震荷重 (kN)

G. L. (m)	フロア重量 (kN)	EW 方向地震力			荷重の与え方
		せん断力 (kN)	地震力 (kN)	震度	
+29.92	87590	—	72110	0.83	基準地震動 S _s に対する応答せん断力に基づく 地震力を震度換算し、シェル要素の物体力（密度×体積）に乗じて入力する。
+22.3	119490	72110	85770	0.72	
+16.9	111340	157880	72640	0.66	
+8.7	130160	230520	74140	0.57	
+0.2	—	304660	—	—	

表-3.4.3(3) 地震荷重 (kN)

G. L. (m)	フロア重量 (kN)	UD 方向地震力			荷重の与え方
		軸力 (kN)	地震力 (kN)	震度	
+29.92	87590	—	43860	0.50	基準地震動 S _s に対する応答軸力に基づく 地震力を震度換算し、シェル要素の物体力（密度×体積）に乗じて入力する。
+22.3	119490	43860	54730	0.46	
+16.9	111340	98590	47810	0.43	
+8.7	130160	146400	57000	0.44	
+0.2	—	203400	—	—	

(5) 燃料取り出し用カバー反力 KF

地震時に生じる燃料取り出し用カバーからの反力を表-3.4.4 に示す。

表-3.4.4 燃料取り出し用カバー反力 (地震時)

荷重	荷重の与え方	作用方向	反力 (kN)	
オイルダンパ反力	節点力として入力	鉛直下向き	5200	
燃料取り出し用 カバー反力	節点力として入力		ストッパ	東側脚部
		N→S	15500	700
		S→N	15600	700
		W→E	14600	2500
	E→W	16300	2500	
	節点力として入力	鉛直方向	7700	

(6) 地震時動水圧荷重 KH

JEAC4601 に基づき、使用済燃料プール水の基準地震動 S_s 時の動水圧 ($\sigma_{NS}=44 \text{ kN/m}^2$, $\sigma_{EW}=56 \text{ kN/m}^2$) を考慮する。荷重は圧力荷重としてシェル要素に入力する。

動水圧は保守的にプール最深部の衝撃圧を壁面全体に作用させる。

$$\text{衝撃圧 } {}_iP_w = \rho L \alpha \frac{\sqrt{3} H}{2 L} \left[1 - \left(\frac{y}{H} \right)^2 \right] \tanh \left(\sqrt{3} \frac{L}{H} \right)$$

ここで

ρ : 液体の密度 (10^3 kg/m^3)

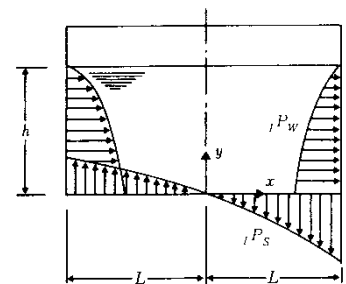
h : 液体の深さ(11.51m)

H : $H=h$ ($h \leq 1.5 L$), $H=1.5 L$ ($h > 1.5 L$)

$2L$: 矩形プール幅(m)

α : プール設置床の応答最大加速度 (m/s^2) 又は設置床とその上階床との平均の応答最大加速度 (m/s^2)

y : プール底板の中心を原点とする鉛直方向座標(m)
最深部の評価の場合 0m



(a) 衝撃圧分布形状

NS 方向

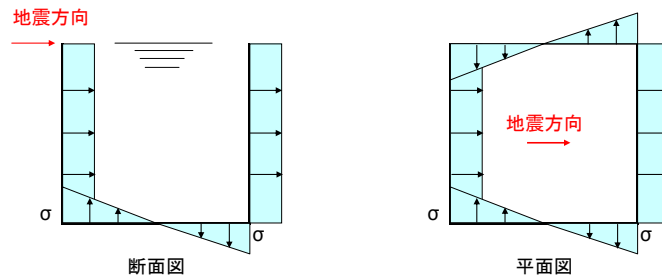
$$L=4.953(\text{m})、\alpha=8.08 (\text{m/s}^2)$$

$${}_iP_w = 44(\text{kN/m}^2)$$

EW 方向

$$L=6.096(\text{m})、\ddot{x}=8.14 (\text{m/s}^2)$$

$$P_w = 56(\text{kN/m}^2)$$



(7) 荷重の組合せ

表-3.4.5 に荷重の組合せを示す。なお、水平方向及び鉛直方向の地震動の組合せは、組合せ係数法（組合せ係数 0.4）により評価する。

表-3.4.5 荷重の組合せ

荷重時名称	荷重の組合せ
S _s 地震時	DL + DF + H + K + KF + KH

ここに、 DL : 死荷重, DF : 遮へい体・燃料取り出し用カバー荷重, H : 静水圧,
K : 地震荷重 (基準地震動 S_s), KF : 燃料取り出し用カバー反力, KH : 地震時動水圧

3.5 評価結果

配筋諸元等に基づき構造検討を行い、耐震安全性を評価する。評価においては、応力解析より求まる発生応力及びひずみが、評価基準値以下となることを確認した。評価基準値は、日本機械学会「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格」(CCV 規格)に基づき設定した。表-3.5.1 にひずみの評価基準値の値を示す。発生応力(面外せん断力)の評価基準値は、下式による。

シェル壁の面外せん断力に対する評価基準値 (Q_A) は、次の2つの計算式により計算した値のいずれか小さい方の値とシェル壁の断面積を乗じて算出した値とする。

$$\tau_R = \Phi \{ 0.1(p_t \cdot f_y - \sigma_0) + 0.5p_w \cdot f_y + 0.235\sqrt{F_c} \} \quad \dots\dots\dots (3.5-1)$$

$$\tau_R = 1.10\sqrt{F_c} \quad \dots\dots\dots (3.5-2)$$

ここで、

τ_R : 終局面外せん断応力度 (N/mm²)

p_t : 主筋の鉄筋比

f_y : 鉄筋の許容引張応力度および許容圧縮応力度 (N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

σ_0 : 外力による膜応力度 (N/mm²) (引張の符号を正とする)

p_w : 面外せん断力に対する補強筋の鉄筋比であって、次の計算式により計算した値

$$p_w = a_w / (b \cdot x) \quad \dots\dots\dots (3.5-3)$$

a_w : 面外せん断力に対する補強筋の断面積 (mm²)

b : 断面の幅 (mm)

x : 面外せん断力に対する補強筋の間隔 (mm)

Φ : 低減係数であり、次の計算式により計算した値 (1を超える場合は1, 0.58未満の場合は0.58とする)

$$\Phi = 1 / \sqrt{M / (Q \cdot d)} \quad \dots\dots\dots (3.5-4)$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

シェル壁以外の面外せん断力に対する評価基準値 (Q_A) は、次の(1)または(2)に示す計算式により計算した値とする。

(1) 次の計算式により計算した値

$$Q_A = b \cdot j \cdot c f_s \quad \dots\dots\dots (3.5-5)$$

ここで、

Q_A : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心間距離で $c f_s$, 断面の有効せいの7/8倍の値 (mm)

$c f_s$: コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

(2) (1)の規定を超えるものについては、次の計算式により計算した値

$$Q_A = b \cdot j \{ \alpha \cdot \epsilon_s + 0.5 p_w f_t (p_w - 0.002) \} \dots\dots\dots (3.5-6)$$

ここで、

p_w : 面外せん断力に対する補強筋の鉄筋比であり、次の計算式により計算した値
(0.012を超える場合は0.012として計算する)

$$p_w = a_w / (b \cdot x) \dots\dots\dots (3.5-7)$$

a_w : 面外せん断力に対する補強筋の断面積 (mm²)

x : 面外せん断力に対する補強筋の間隔 (mm)

f_t : 面外せん断力に対する補強筋の許容引張応力度 (N/mm²)

α : 割増し係数であり、次の計算式により計算した値 (2を超える場合は 2, 1未満の場合は1とする)

$$\alpha = \frac{4}{M / (Q \cdot d) + 1} \dots\dots\dots (3.5-8)$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

なお、 Q_A , b , j および ϵ_s は、(1)に定めるところによる。

検定比は、発生ひずみ及び面外せん断力の発生応力と評価基準値の比とする。(1以下で評価基準値を満足する。)

ひずみの検定比 : ϵ / ϵ_A

面外せん断力の検定比 : Q / Q_A

検定比を示した結果を図-3.5.1～図-3.5.9に示す。いずれの箇所においても発生ひずみ及び発生応力は弾性範囲内であり、評価基準値を十分に下回っている。このことから、使用済燃料取り出し時の状況において、使用済燃料プール・燃料取り出し用カバーが取りつくオペフロ (5階)床は、2章の損傷状況の調査結果を考慮しても、耐震安全性を有しているものと評価した。

また、ひずみが弾性範囲内であるため、コンクリートに内張りされたライナーが損傷し、使用済燃料プールの水が漏れ出る可能性はないと考えられる。

なお、付録において、パラメトリックスタディとして、本章の損傷状況をより安全側に評価したケースを実施し、耐震安全性に及ぼす影響を確認した。この目的は、2章の損傷状況の調査結果に示すように、現状の調査範囲では一部で損傷判定の不確定な箇所があり、解析上、これらの箇所の残存剛性を安全側に評価し、評価結果に及ぼす感度を把握するためである。併せて、このパラメトリックスタディにおいては、事故時の影響で使用済燃料プール部やシェル壁の剛性が低下した可能性についても考慮した。この結果、多少の数値変動はあるものの解析結果に大きな差

異は生じておらず，仮定条件の変動が解析結果に与える影響はそれほど大きくなく，パラメトリックスタディにおいても耐震安全性を有していると評価した。(付録参照)

表-3.5.1 評価対象別の ε_A

評価対象	評価基準値 ε_A ($\times 10^{-6}$)
コンクリート	-3000
鉄筋	± 5000

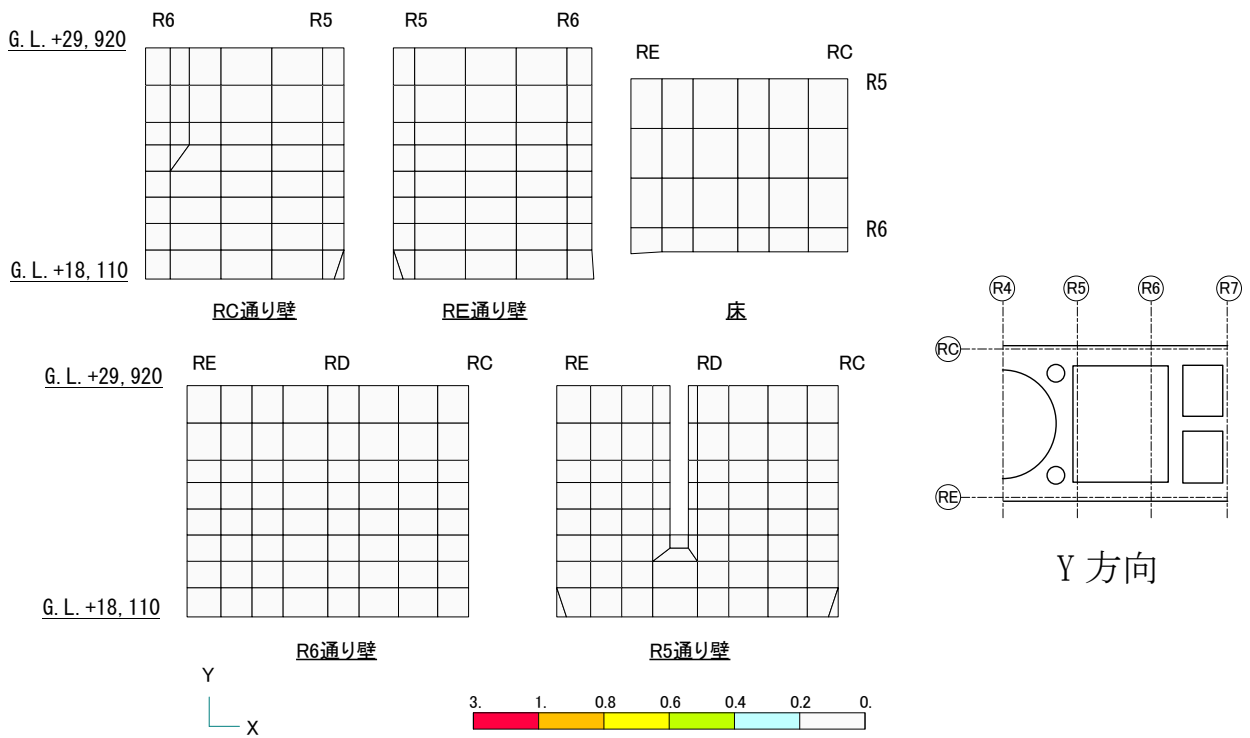
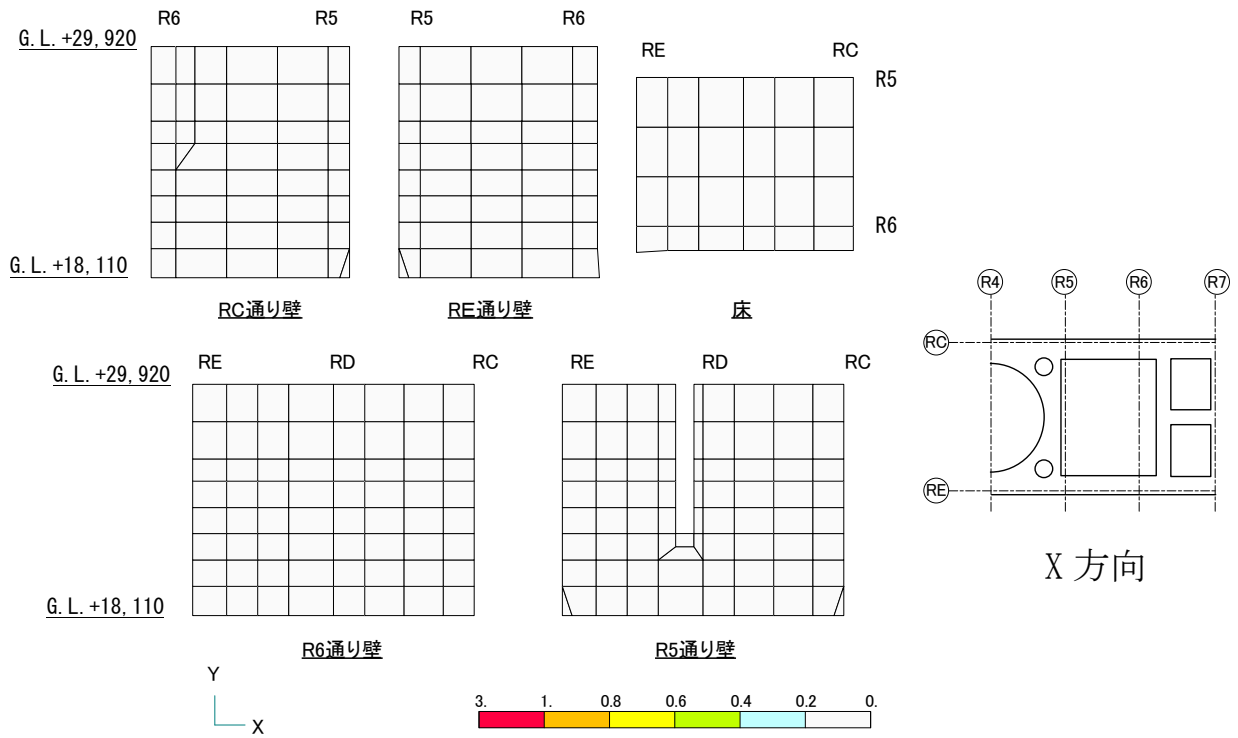


図-3.5.1 コンクリート圧縮ひずみの検定比（使用済燃料プール部）

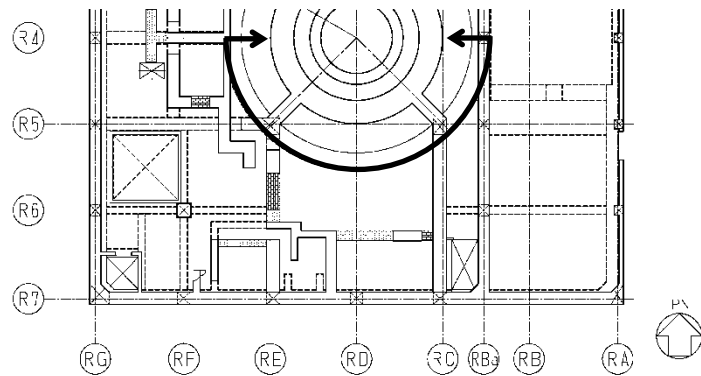
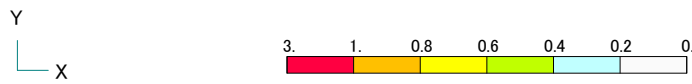
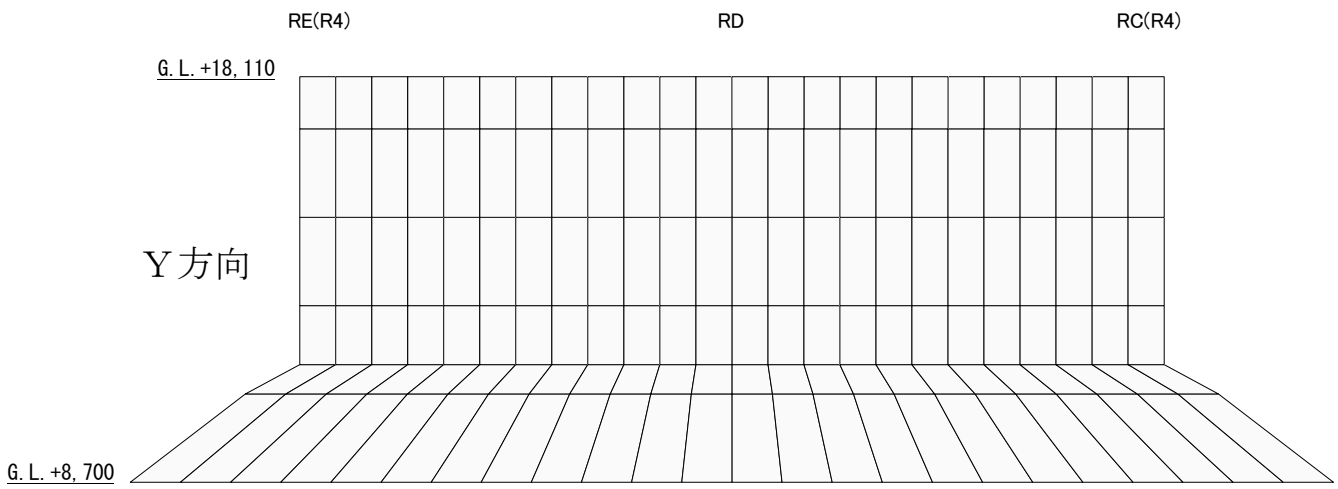
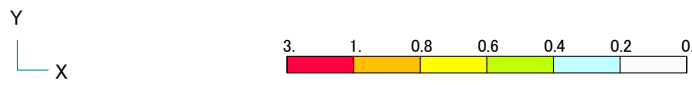
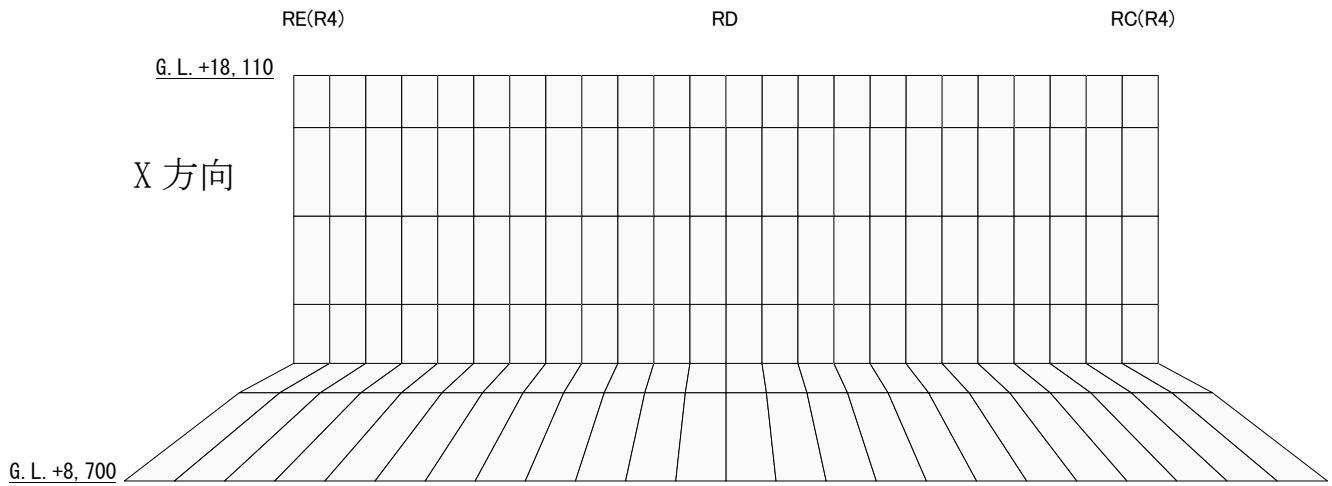


図-3.5.2 コンクリート圧縮ひずみの検定比 (シェル壁部)

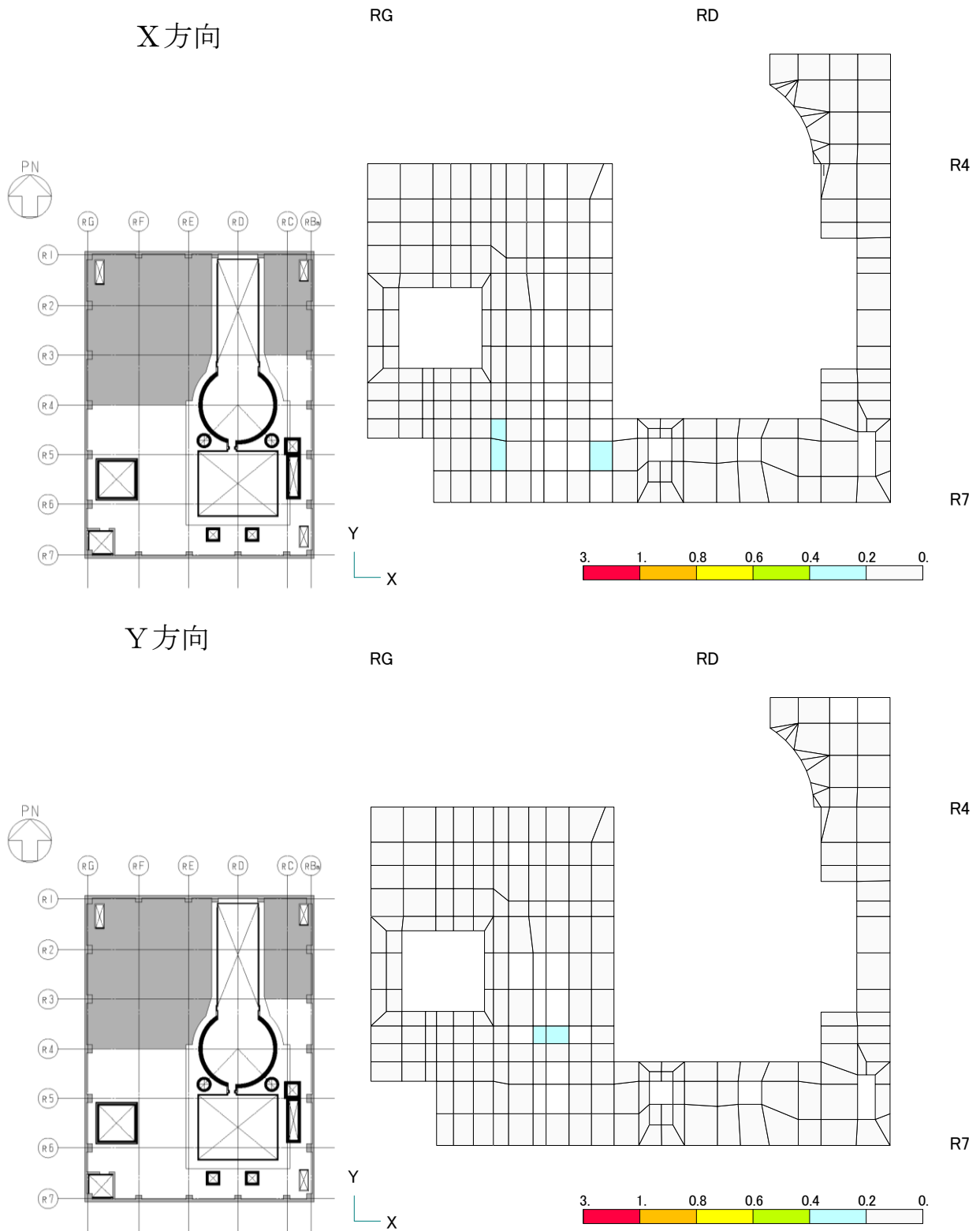


図-3.5.3 コンクリート圧縮ひずみの検定比（オペフロ床部）

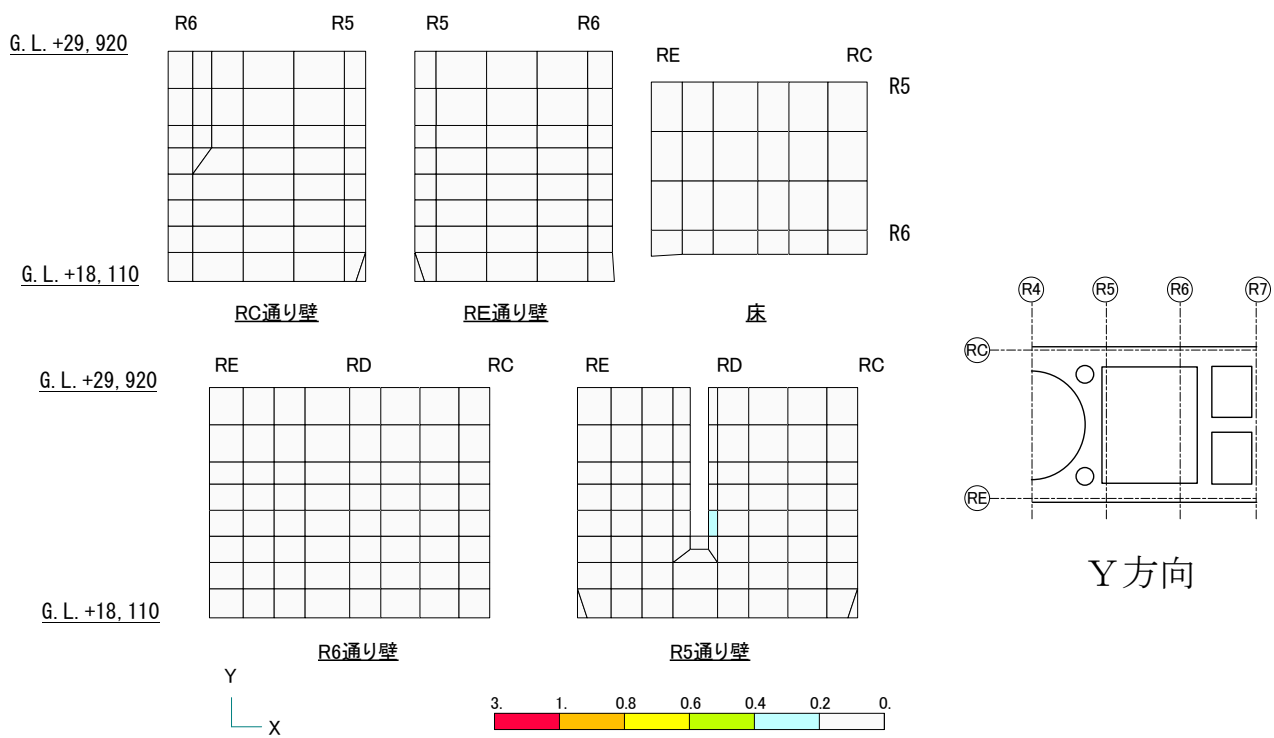
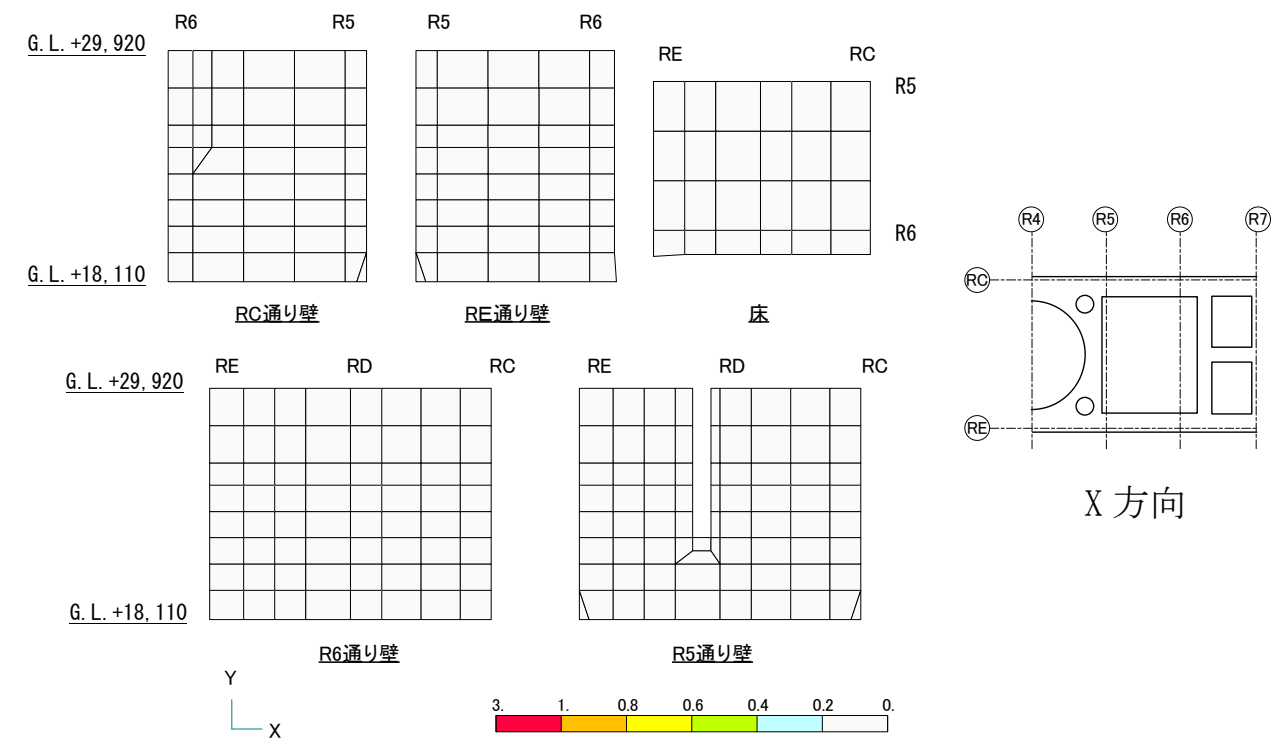


図-3.5.4 鉄筋ひずみの検定比（使用済燃料プール部）

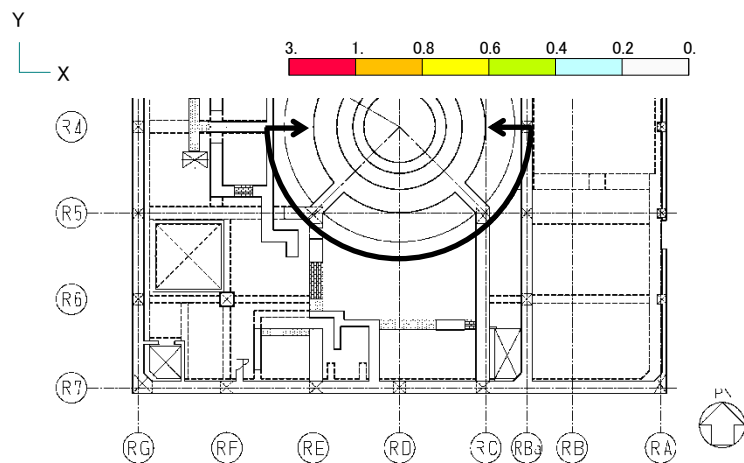
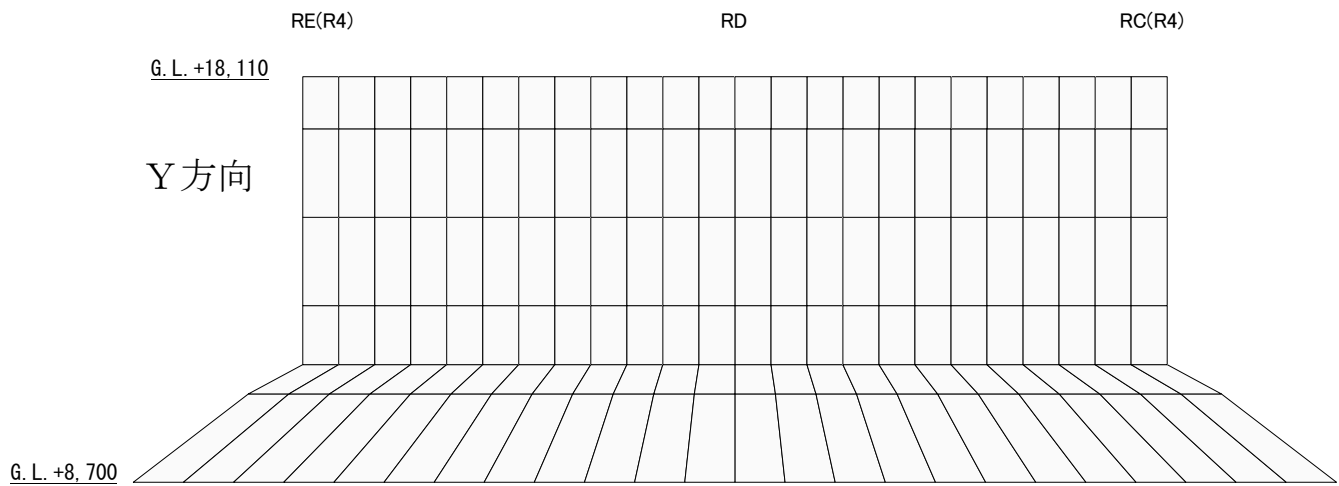
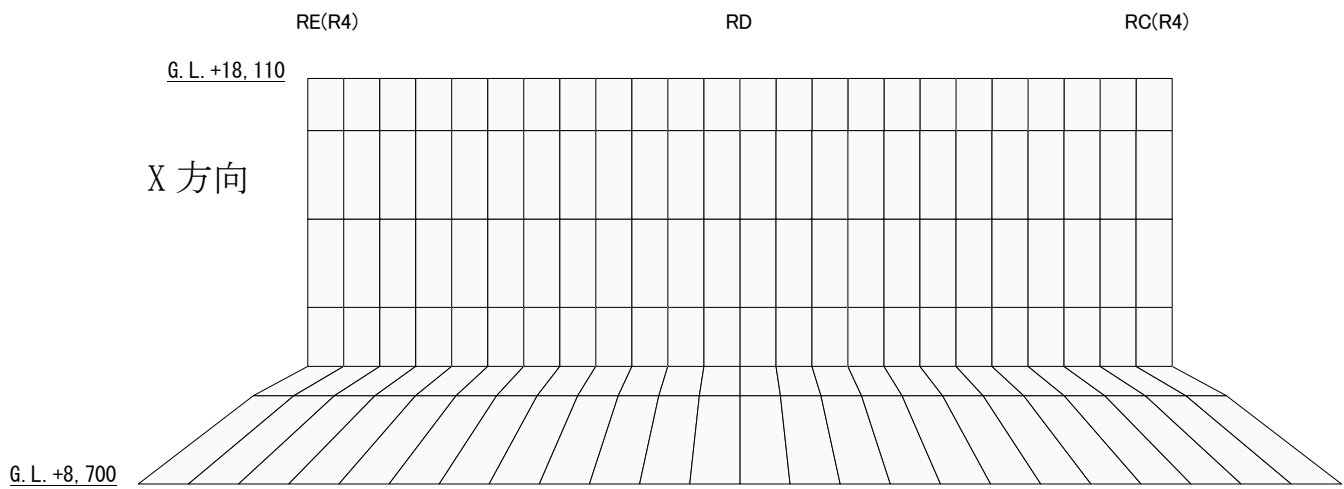


図-3.5.5 鉄筋ひずみの検定比（シェル壁部）

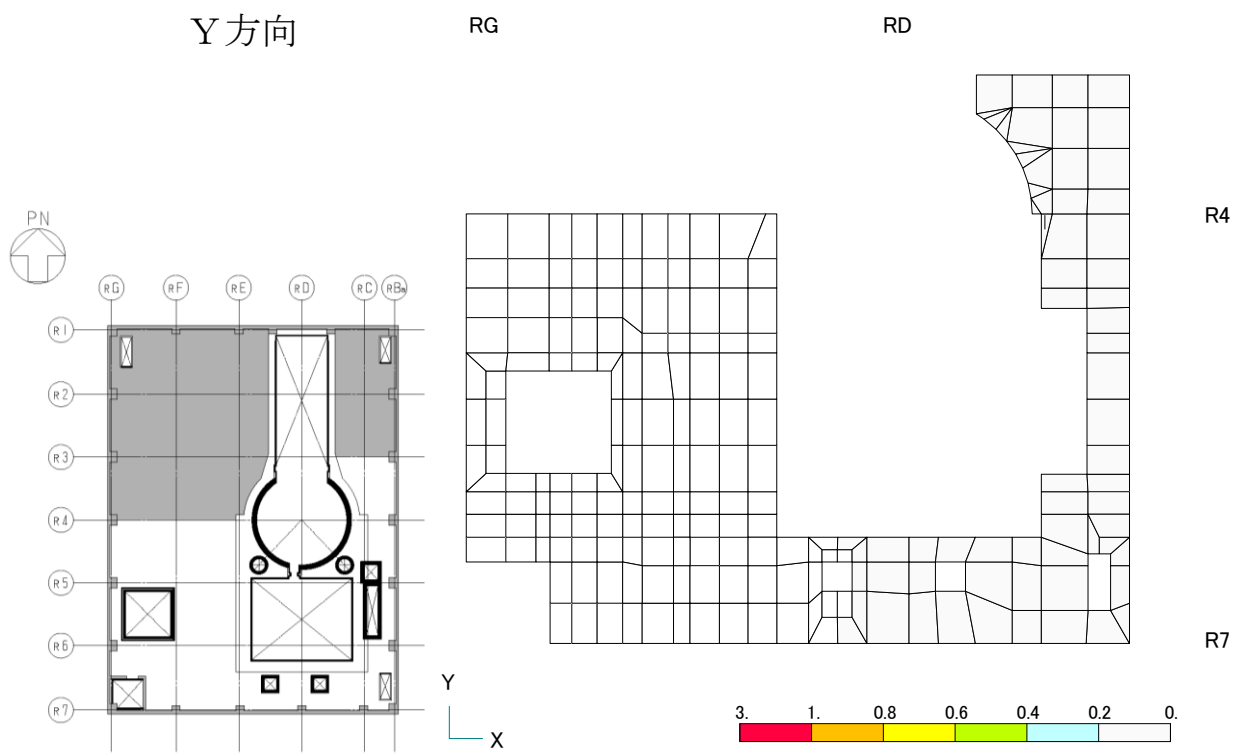
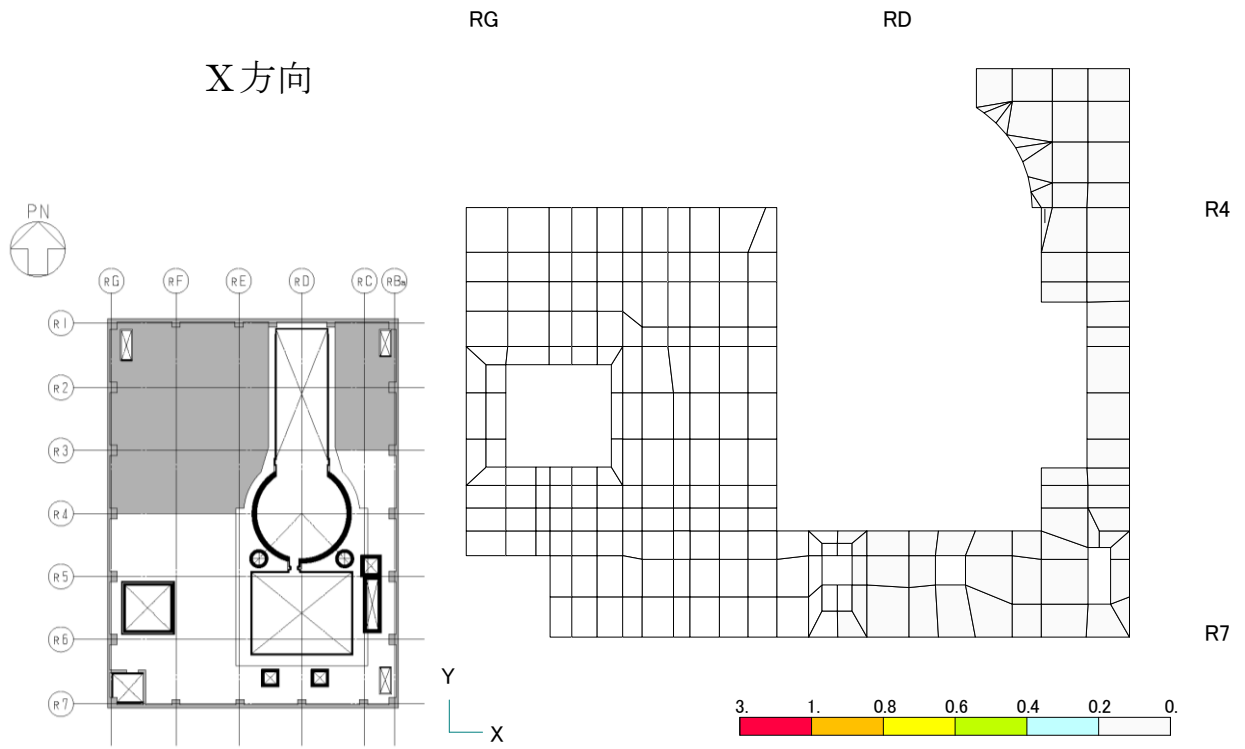


図-3.5.6 鉄筋ひずみの検定比（オペフロ床部）

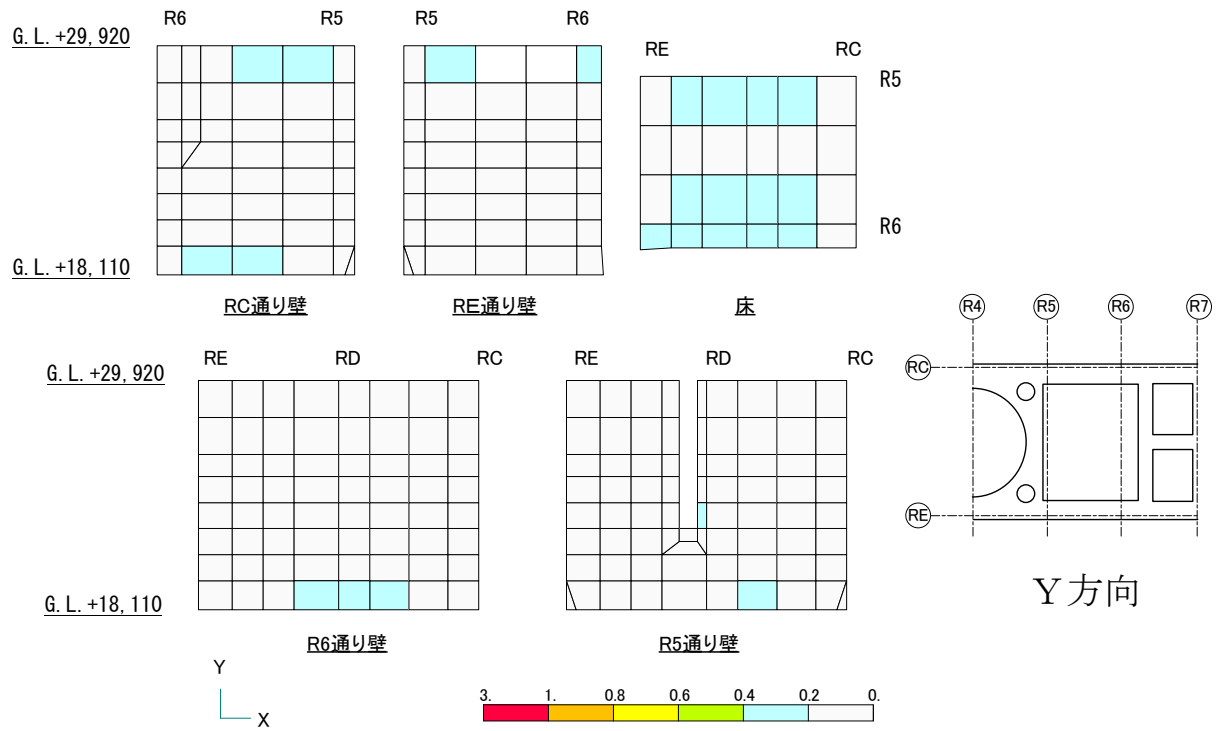
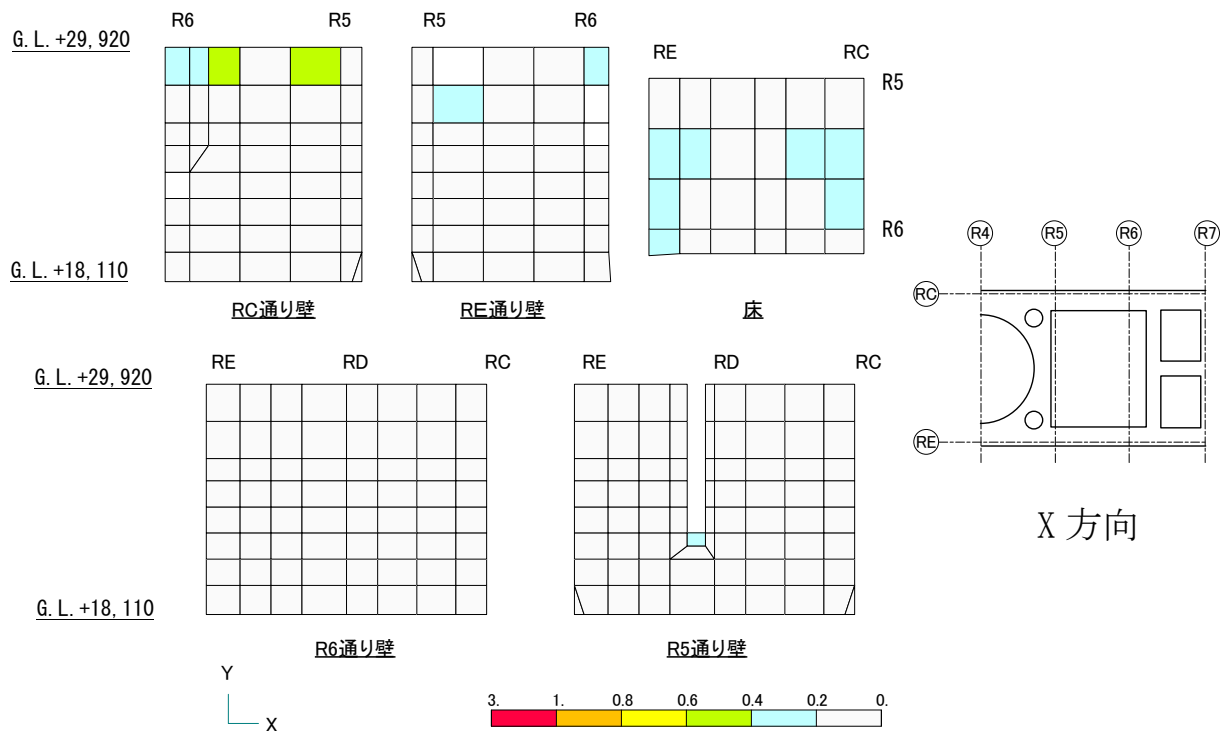


図-3. 5. 7 面外せん断力の検定比（使用済燃料プール部）

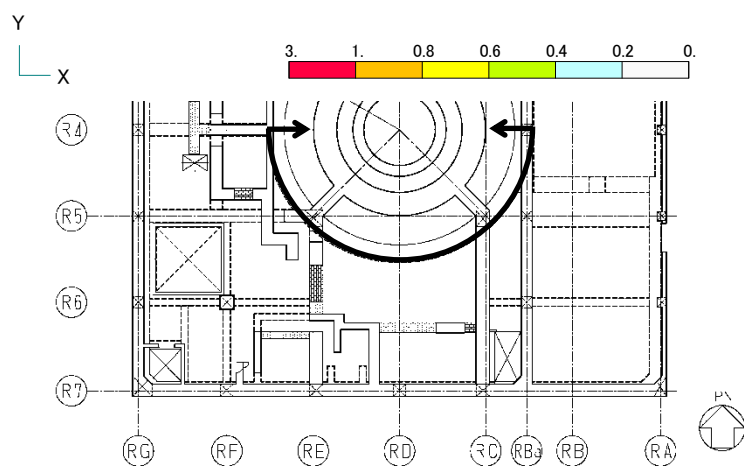
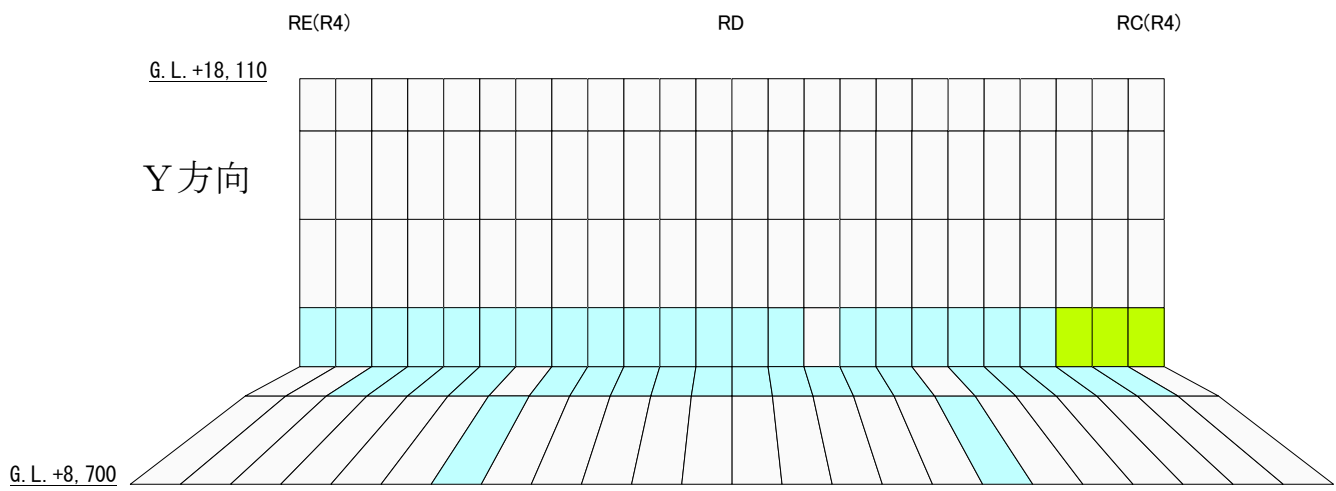
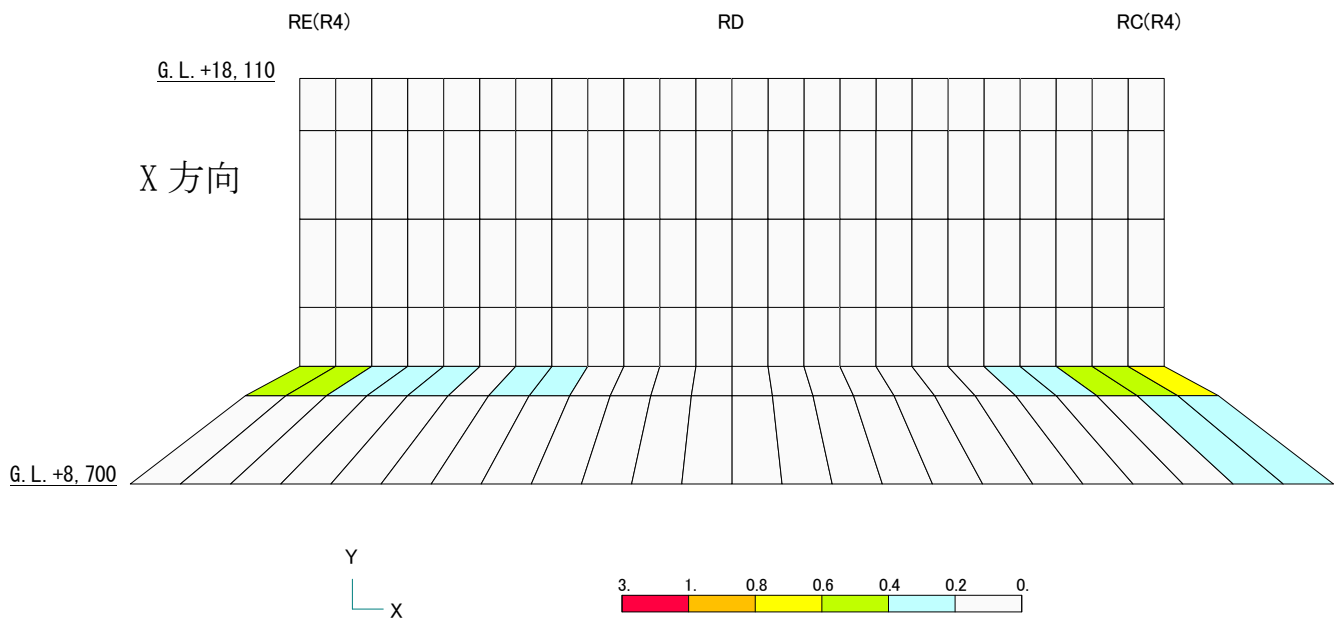


図-3.5.8 面外せん断力の検定比（シェル壁部）

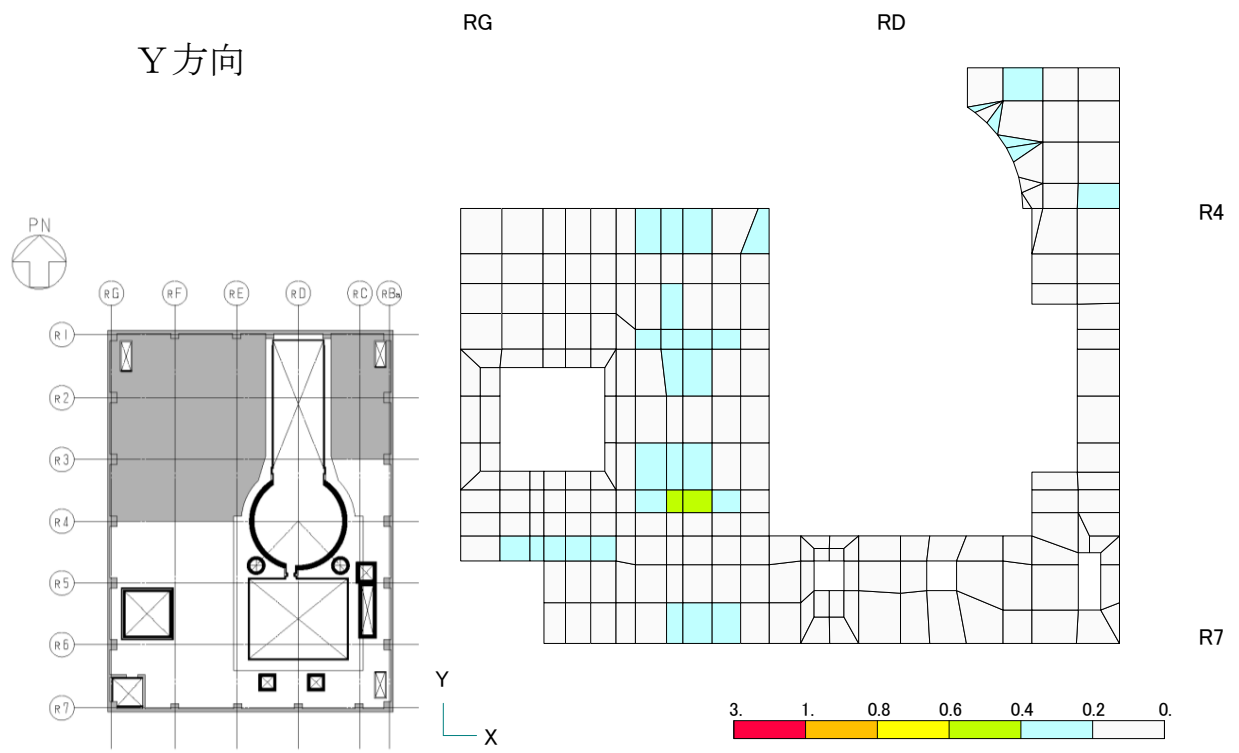
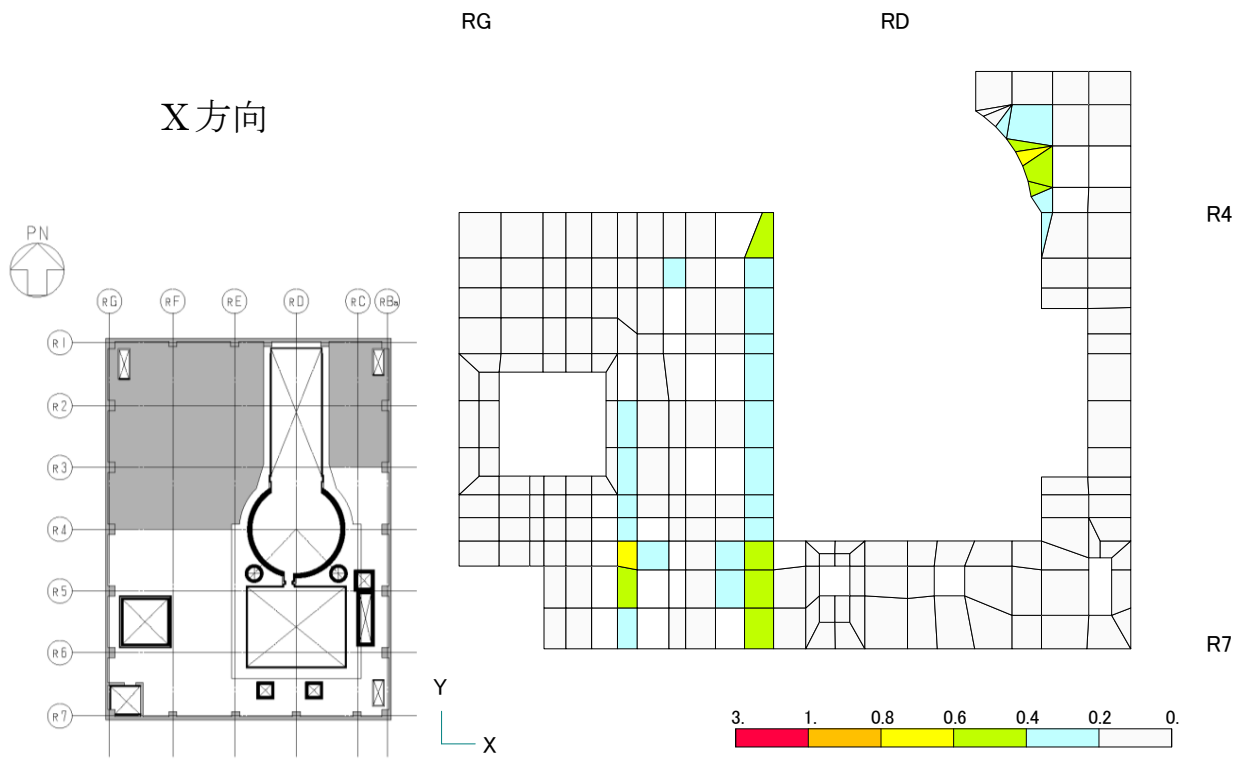


図-3.5.9 面外せん断力の検定比 (オペフロ床部)

使用済燃料プール等の耐震安全性評価結果に係わるパラメトリックスタディについて

1. 概要

付録では、使用済燃料プール部等の剛性を安全側に低下させた場合について解析を行い、その影響を把握する。

2. 検討条件

図-1～図-4 にパラメトリックスタディで想定する損傷仮定条件を示す。

(1) 床スラブ

2章より、5階（G.L. +29.92m）のプール部の西側床において、周辺に比べ比較的激しい損傷状況が確認されており、その箇所の剛性を無視した場合を想定する。

4階床において、5階床の全壊箇所の瓦礫の落下や、爆発の影響を受けたと想定し、床の剛性を無視した場合を想定する。

また、今回の調査において十分な損傷確認が実施できなかった3階床について、剛性を50%に低減した場合を想定する。

(2) 使用済燃料プール・燃料仮置プール・シェル壁

使用済燃料プール・燃料仮置プール・シェル壁について、事故時の影響を考慮し剛性を50%に低減させた場合を想定する。

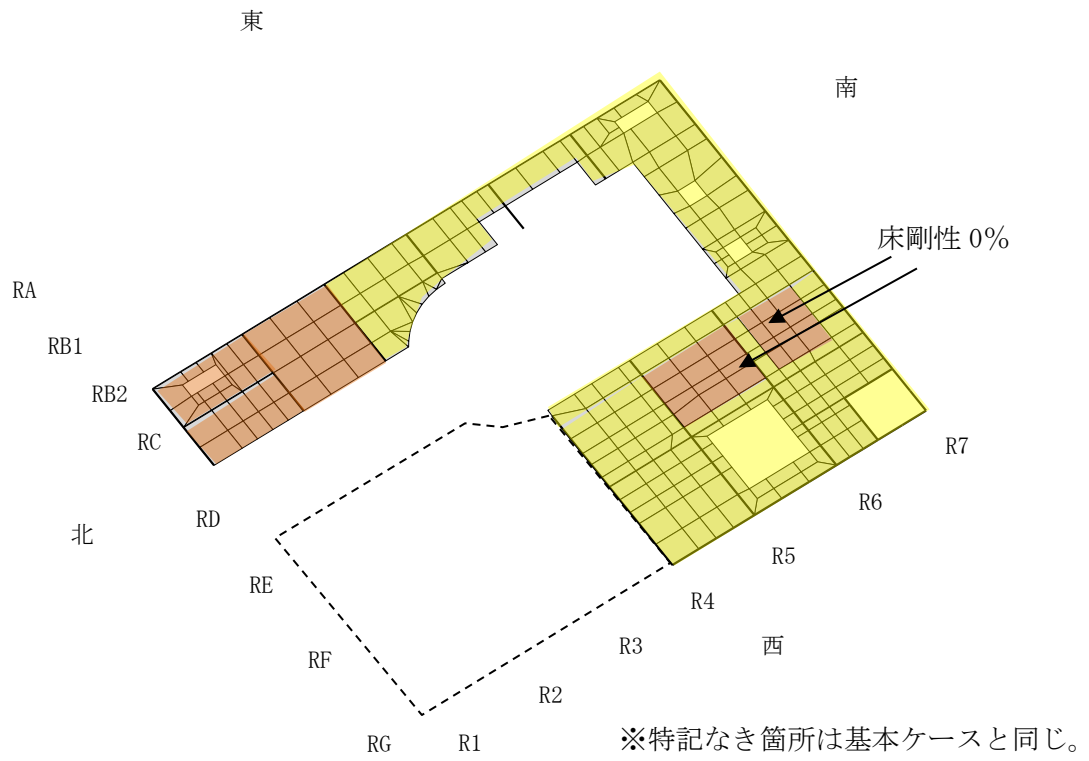


図-1 損傷仮定 アイソメ図 5階 (G.L. +29.92m) (パラメータケース)

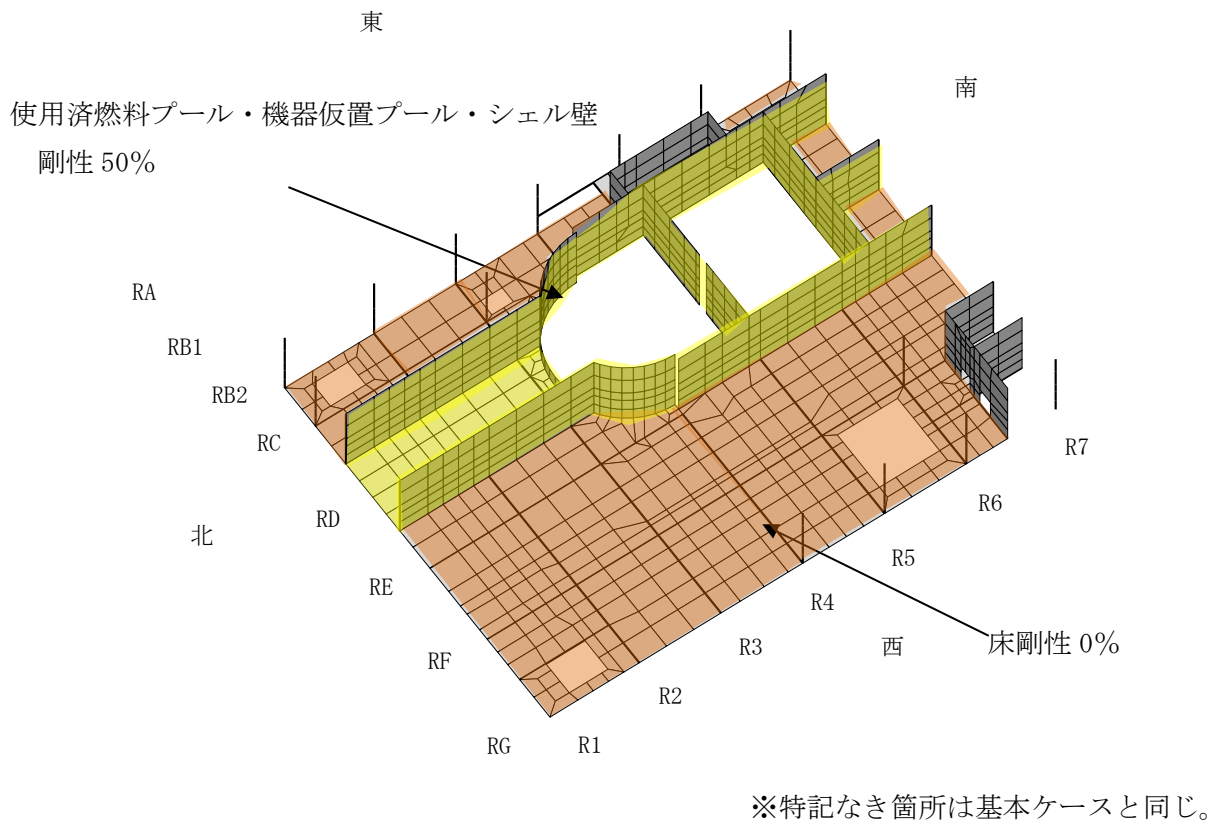


図-2 損傷仮定 アイソメ図 4階 (G.L. +22.3m) (パラメータケース)

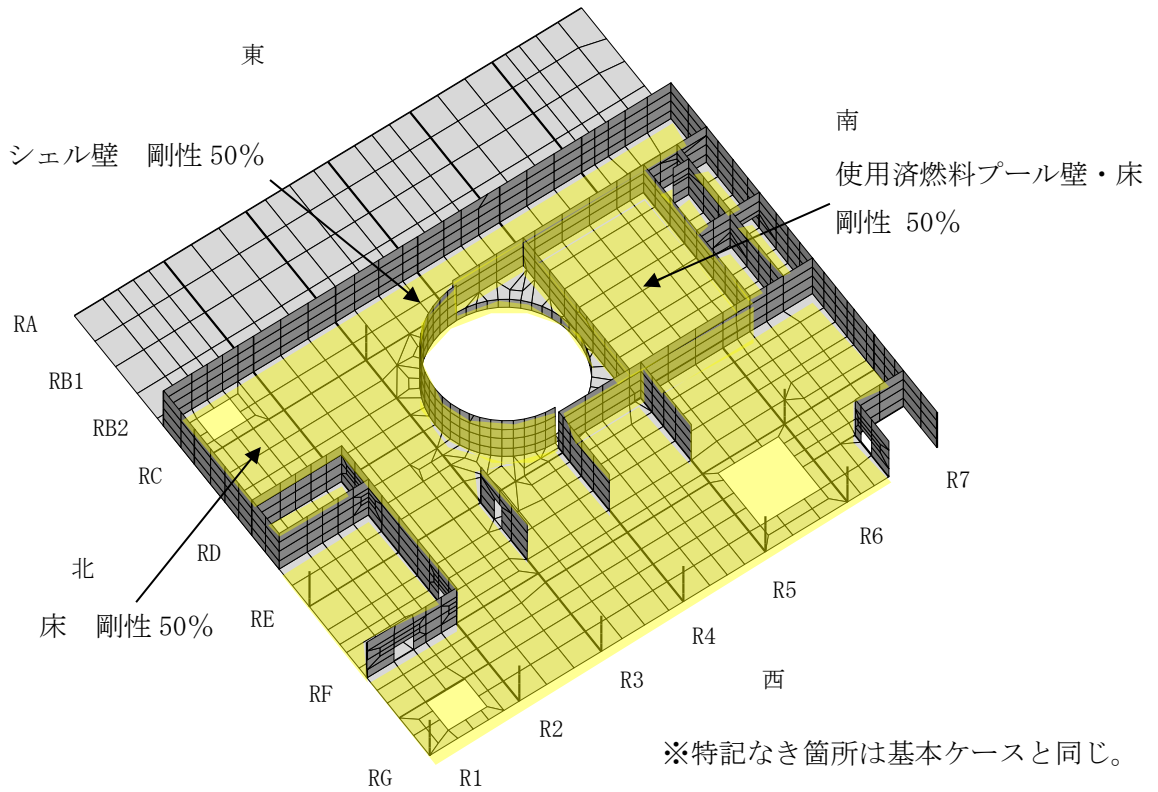


図-3 損傷仮定 アイソメ図 3階 (G. L. +16.9m) (パラメータケース)

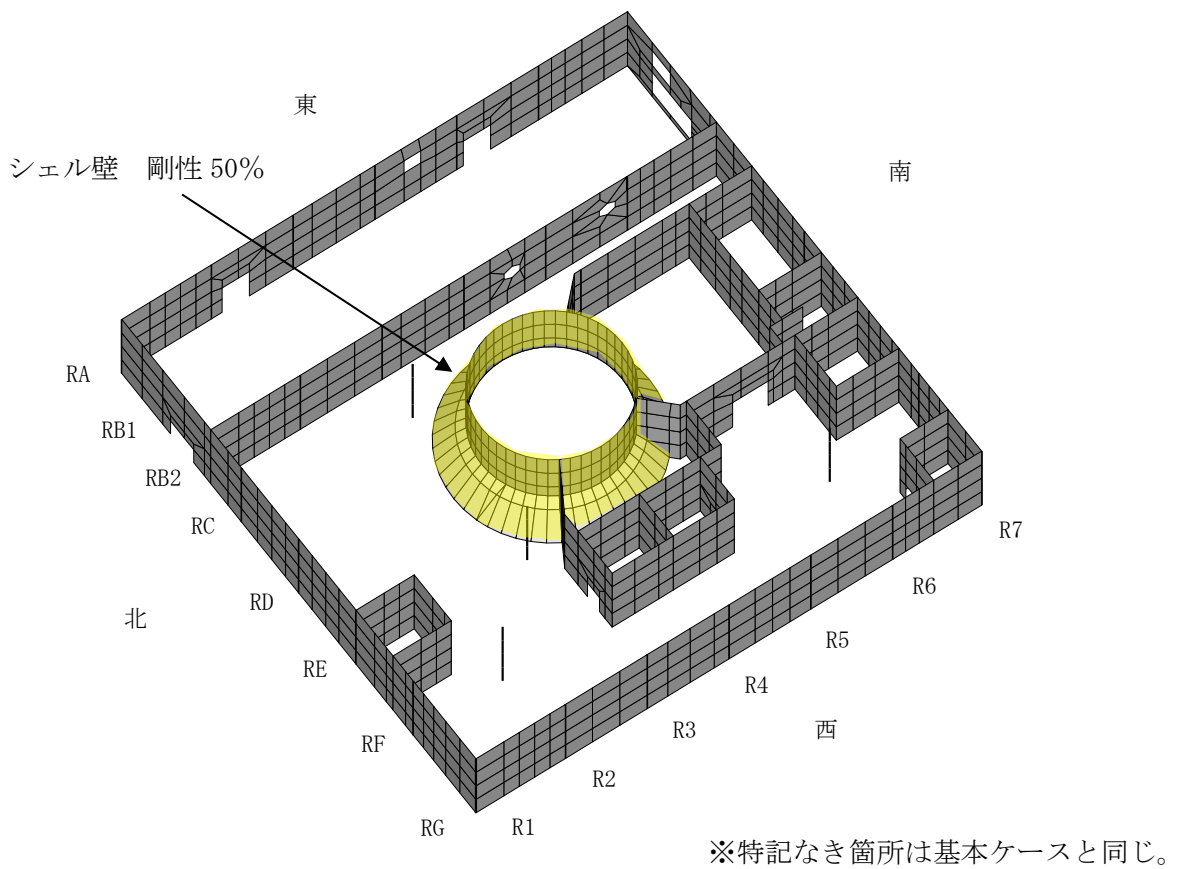


図-4 損傷仮定 アイソメ図 2階 (G. L. +8.7m) (パラメータケース)

3. 検討結果

パラメータケースの発生ひずみ及び面外せん断力の発生応力と評価基準値の比（検定比）を示した結果を図-5～図-13 に示す。損傷仮定を安全側に低下させた場合においても耐震安全性を有しており、解析結果には大きな影響を与えないことが確認された。

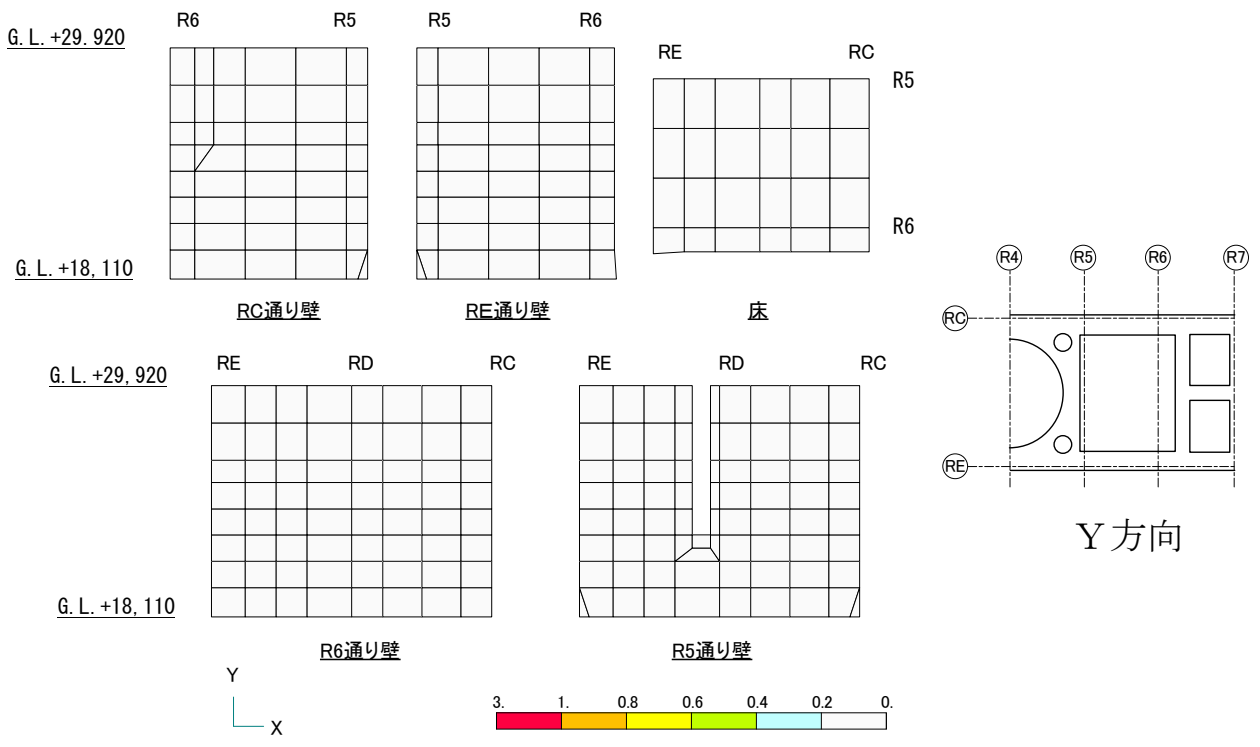
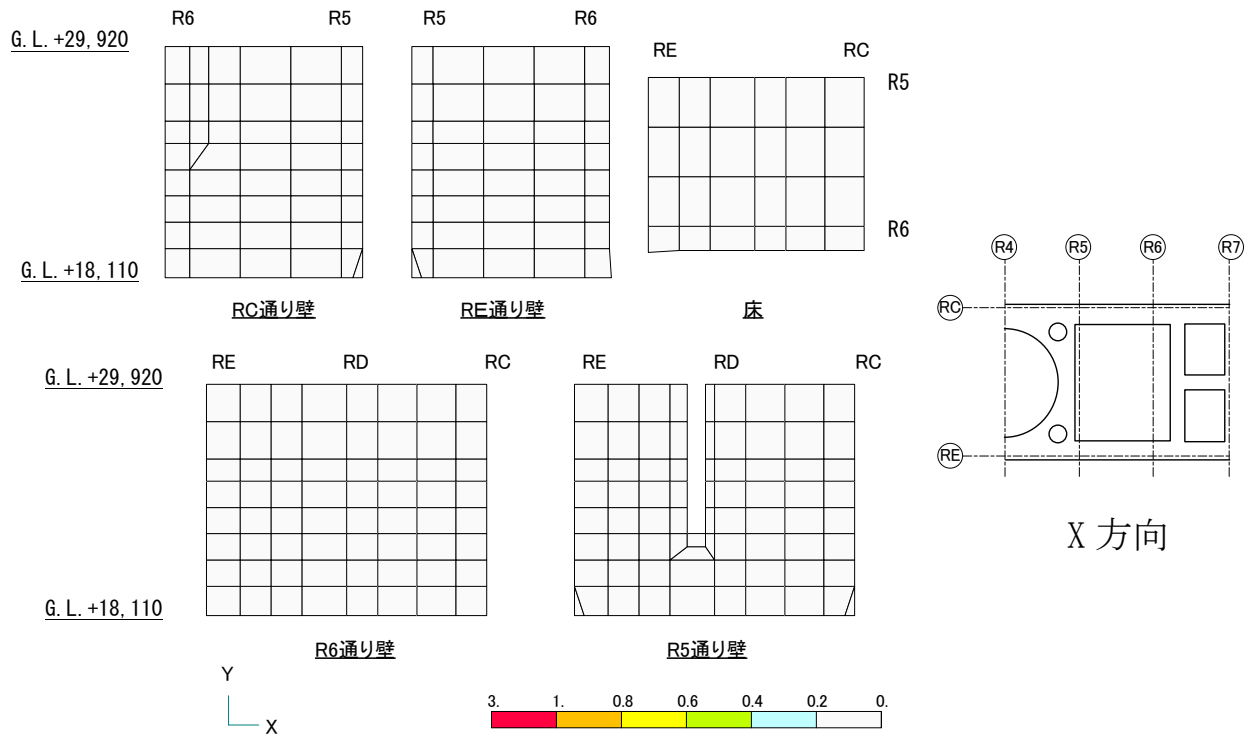


図-5 コンクリート圧縮ひずみの検定比（使用済燃料プール部）

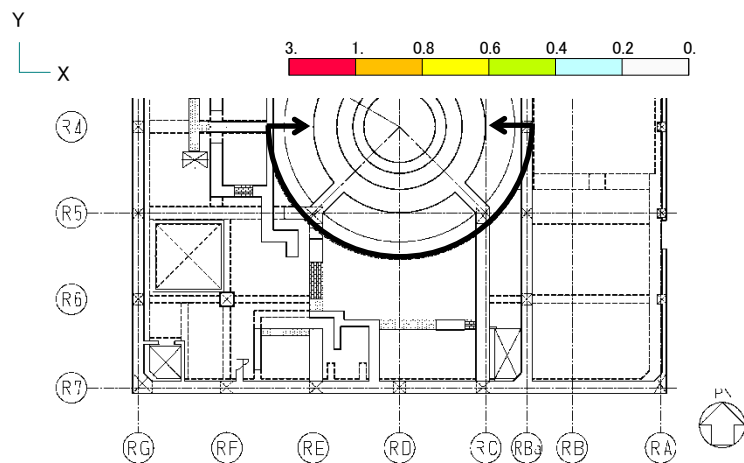
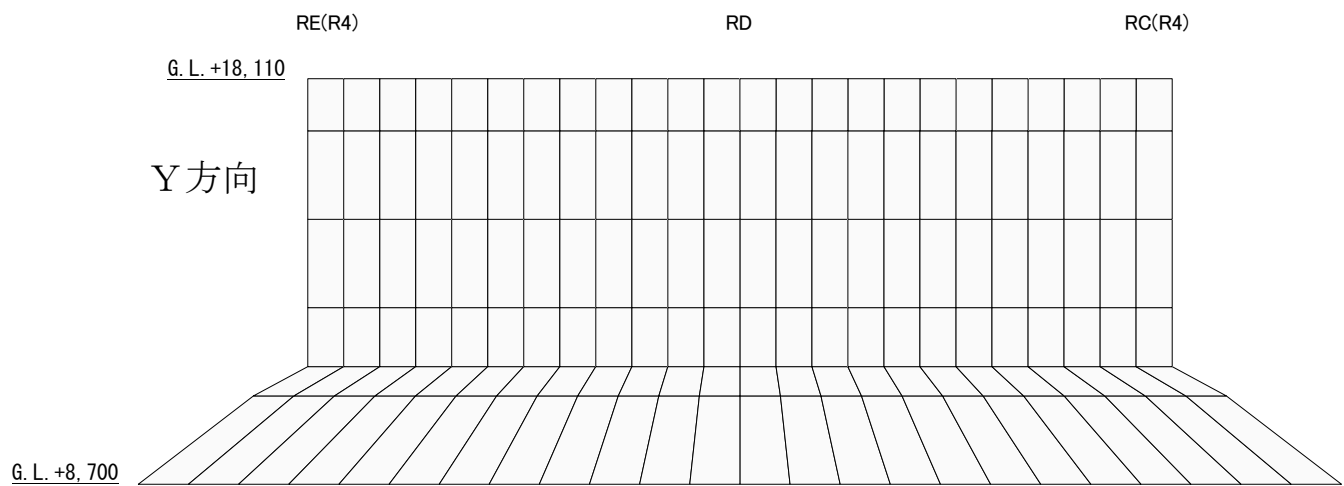
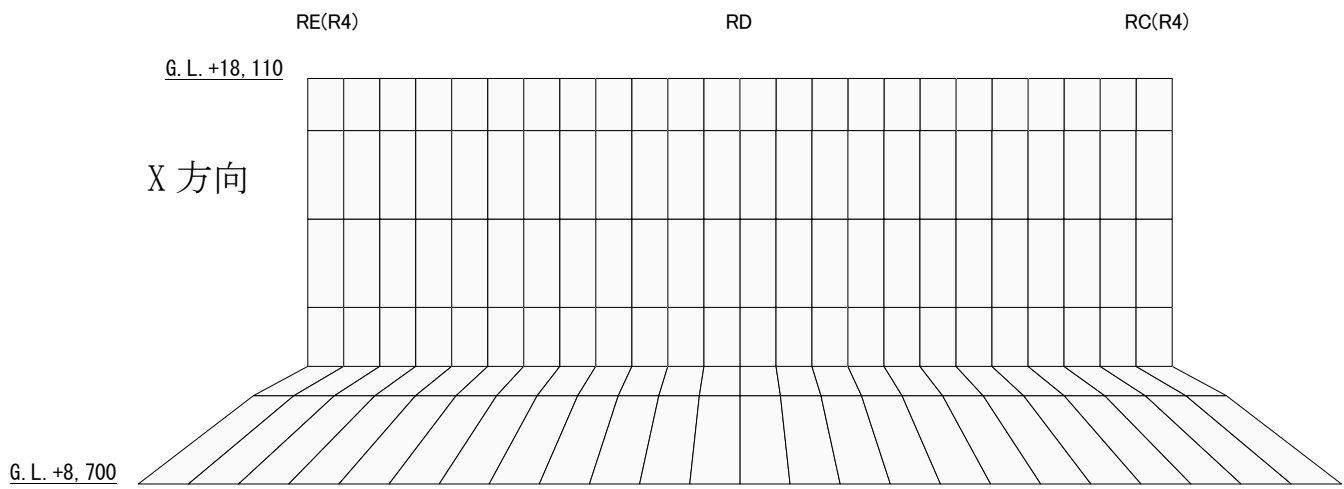


図-6 コンクリート圧縮ひずみの検定比 (シェル壁部)

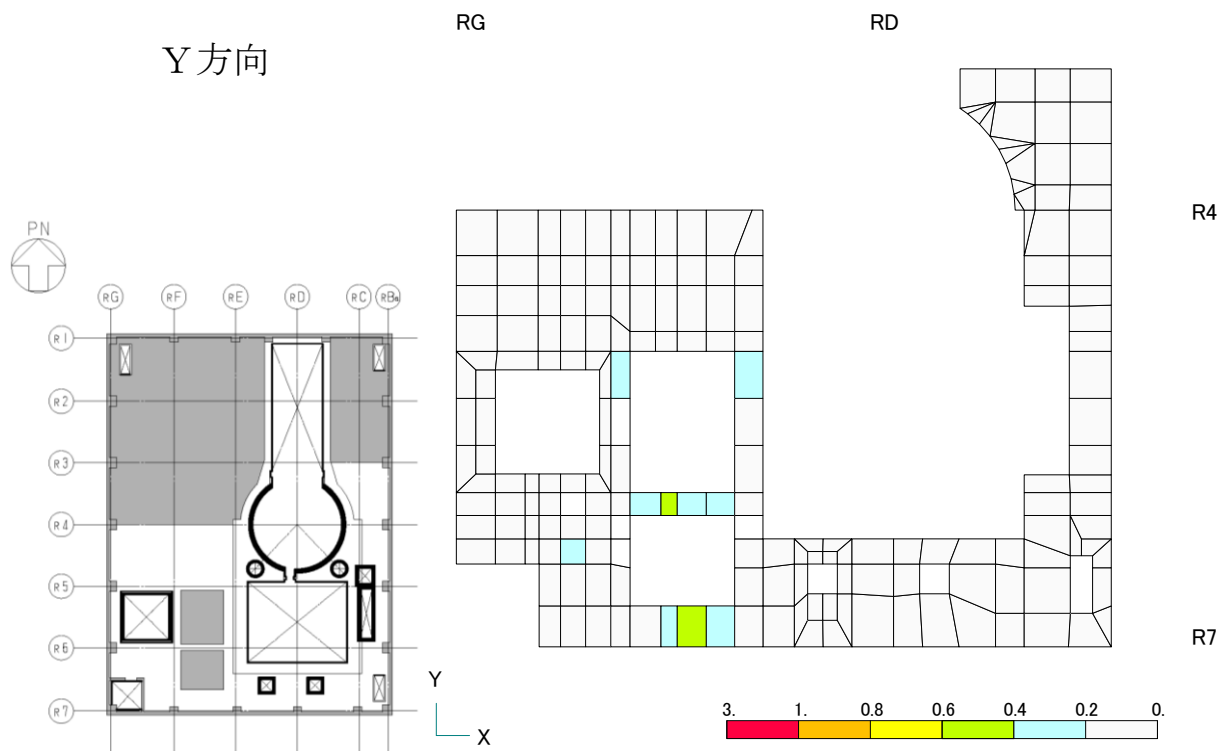
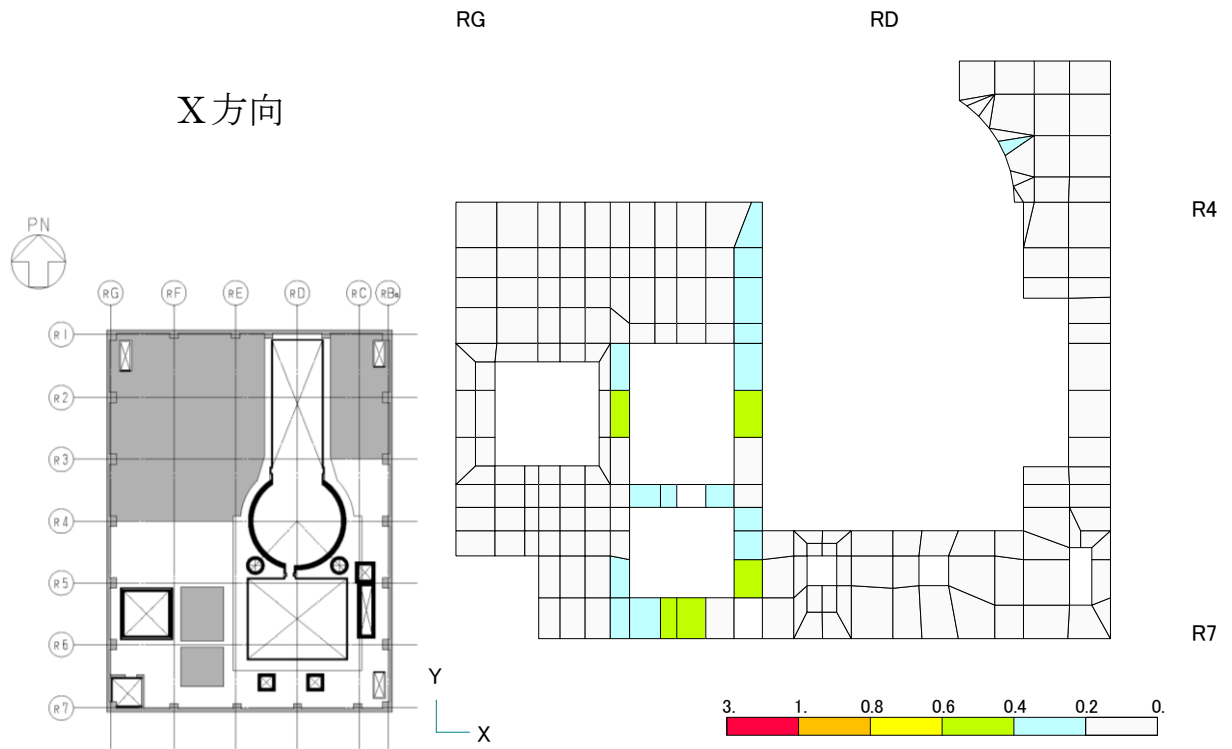


図-7 コンクリート圧縮ひずみの検定比 (オペフロ床部)

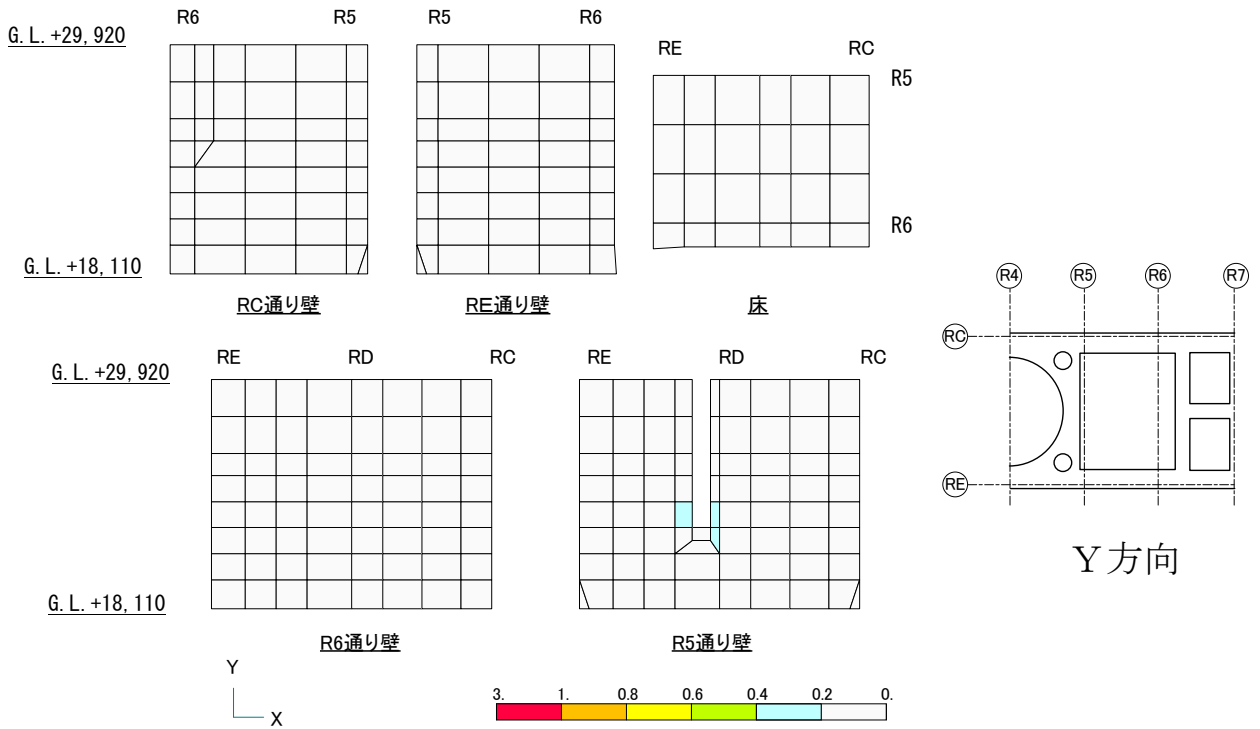
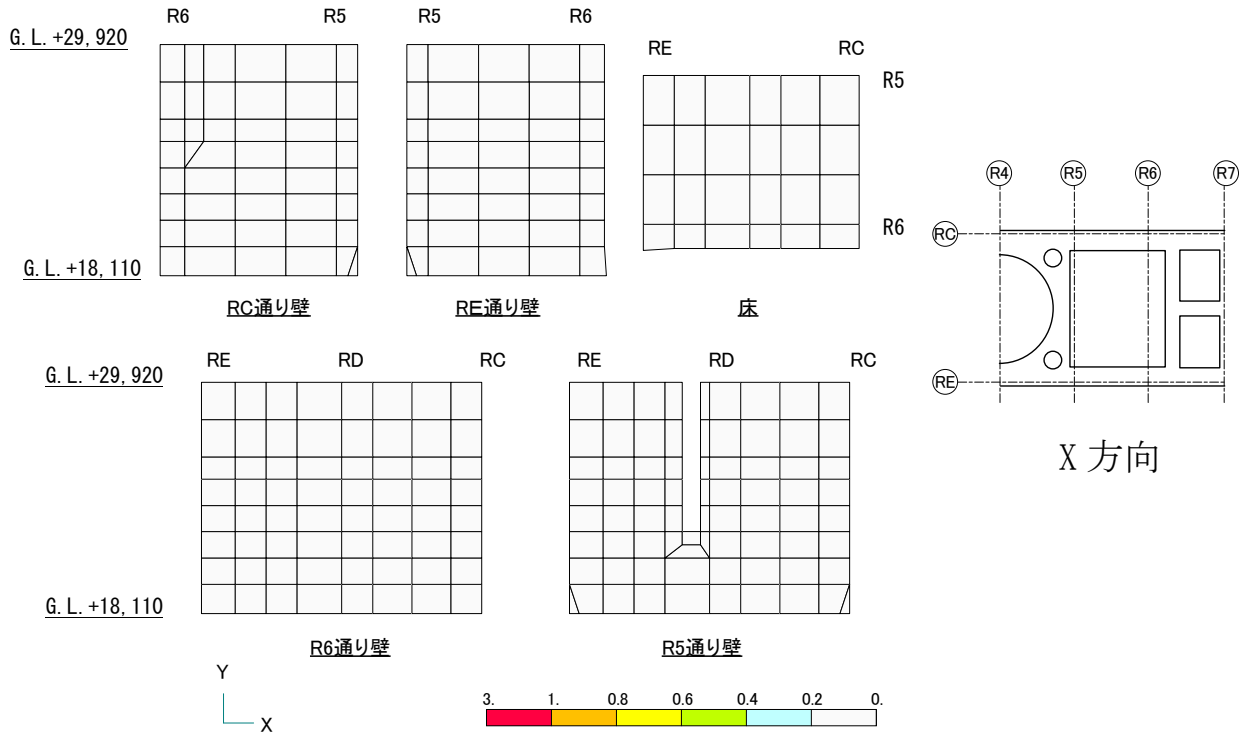


図-8 鉄筋ひずみの検定比（使用済燃料プール部）

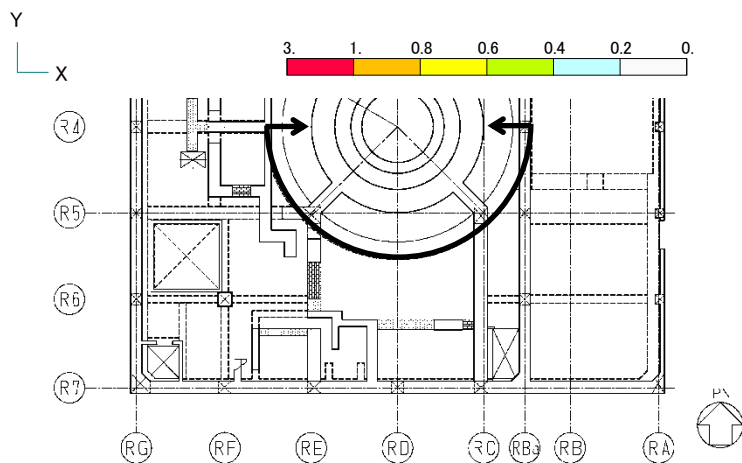
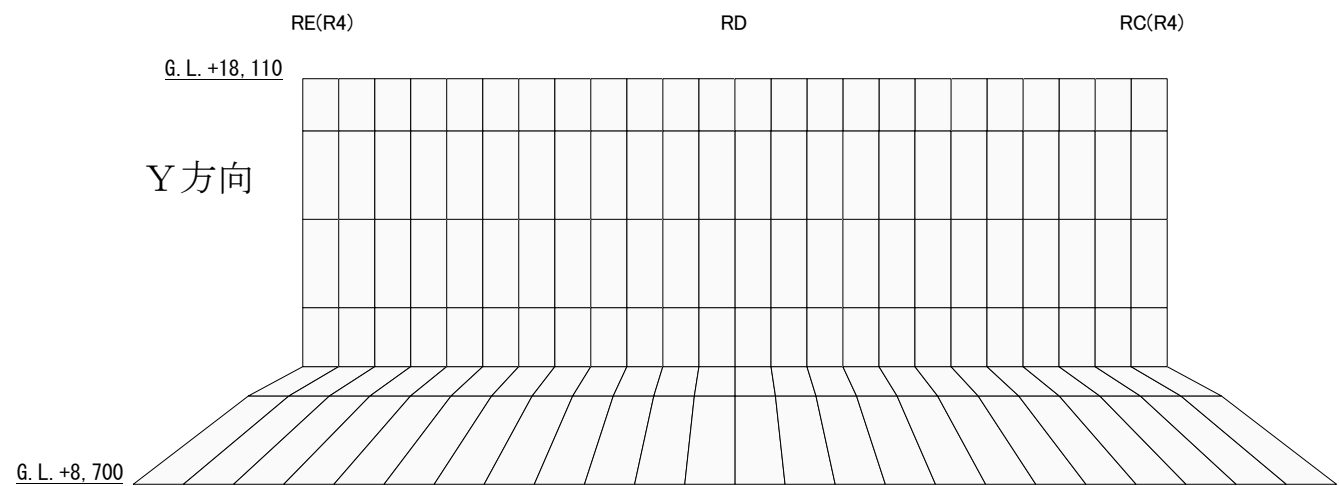
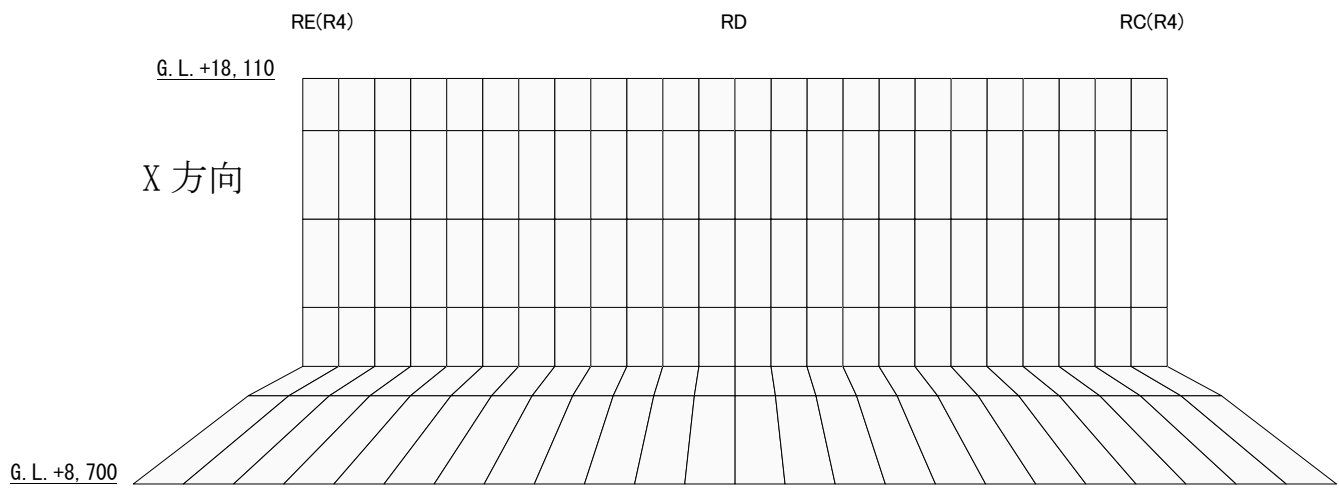


図-9 鉄筋ひずみの検定比 (シェル壁部)

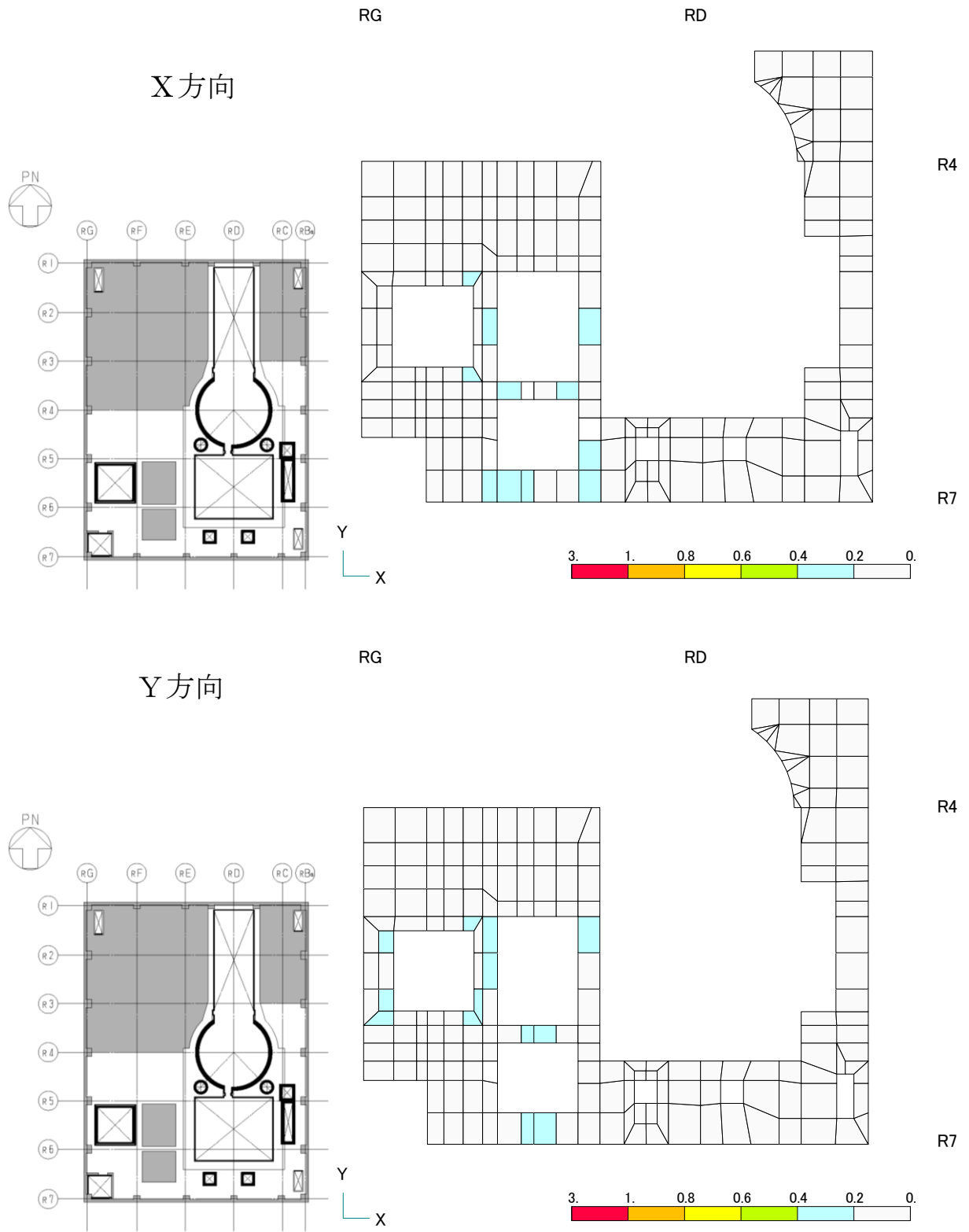


図-10 鉄筋ひずみの検定比 (オペフロ床部)

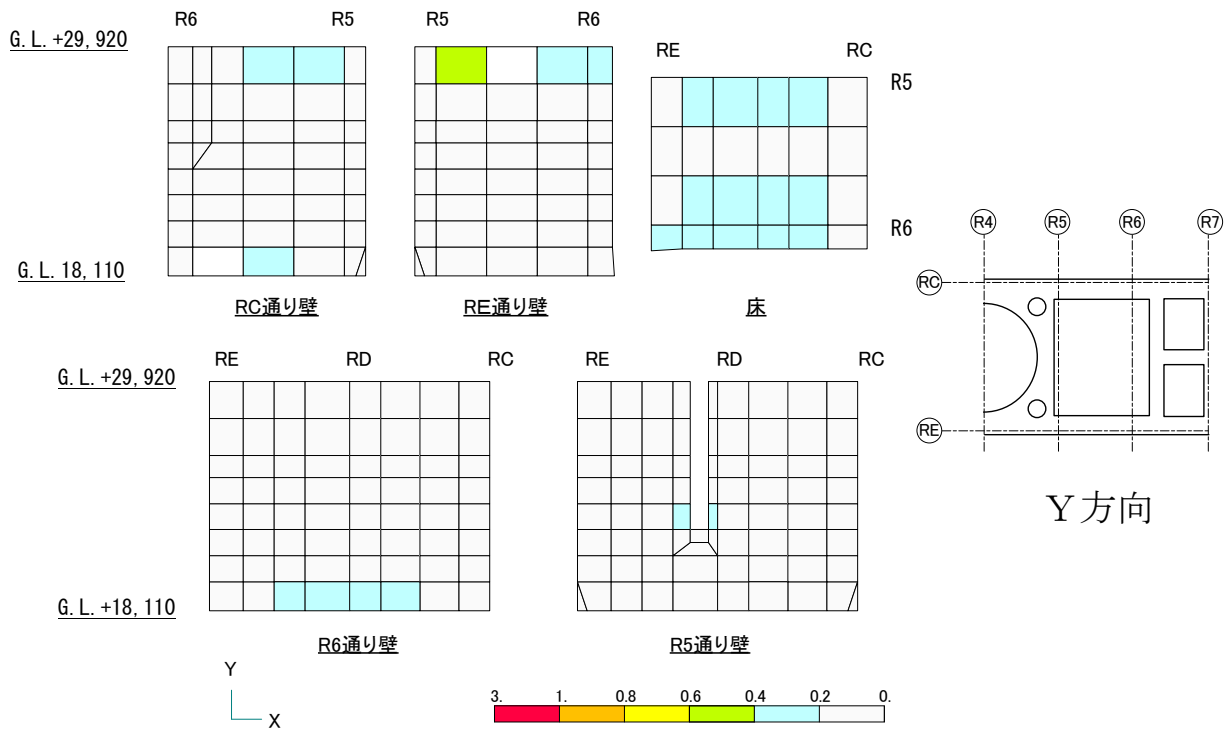
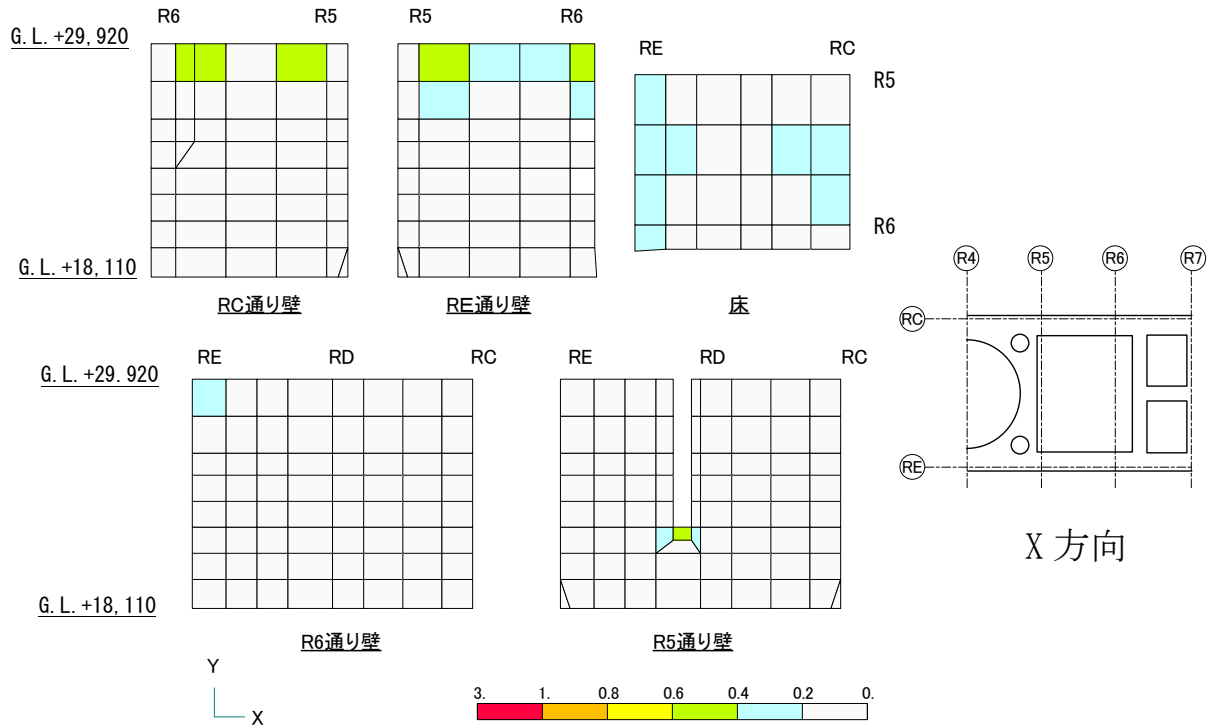


図-11 面外せん断力の検定比（使用済燃料プール部）

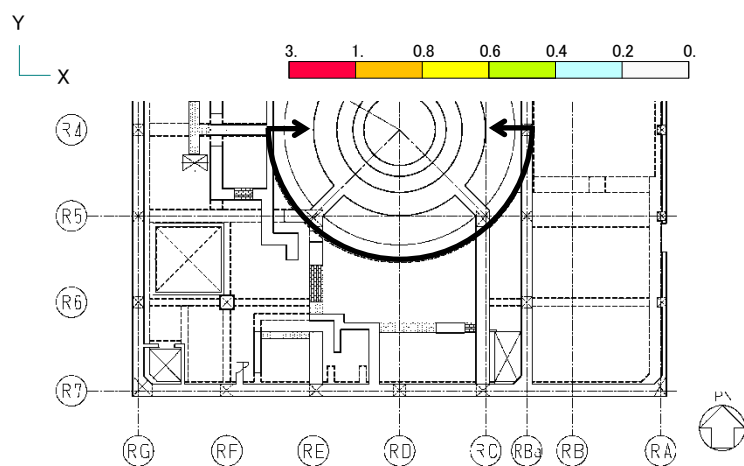
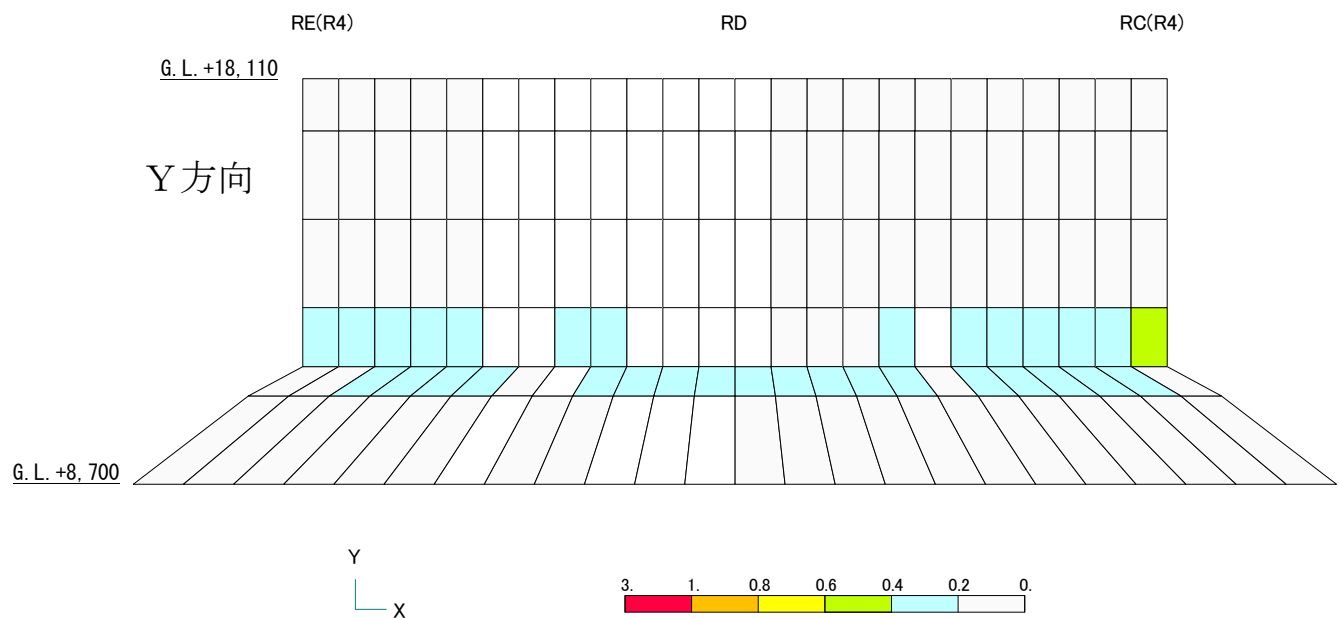
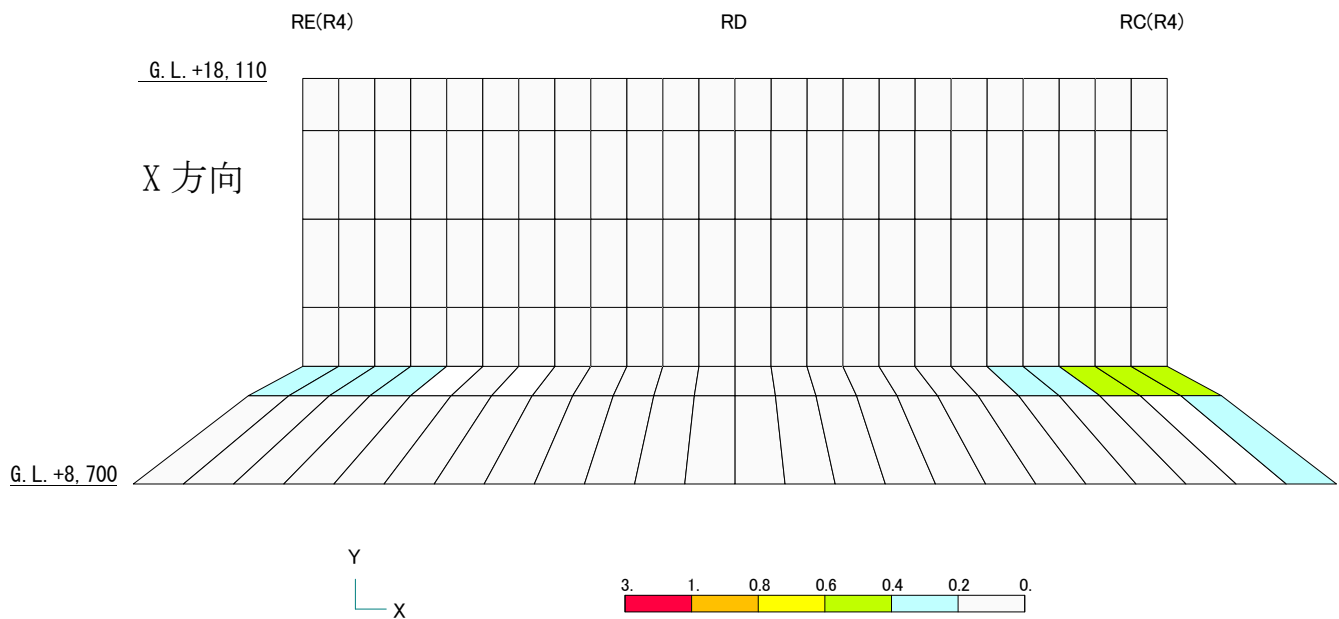


図-12 面外せん断力の検定比 (シェル壁部)

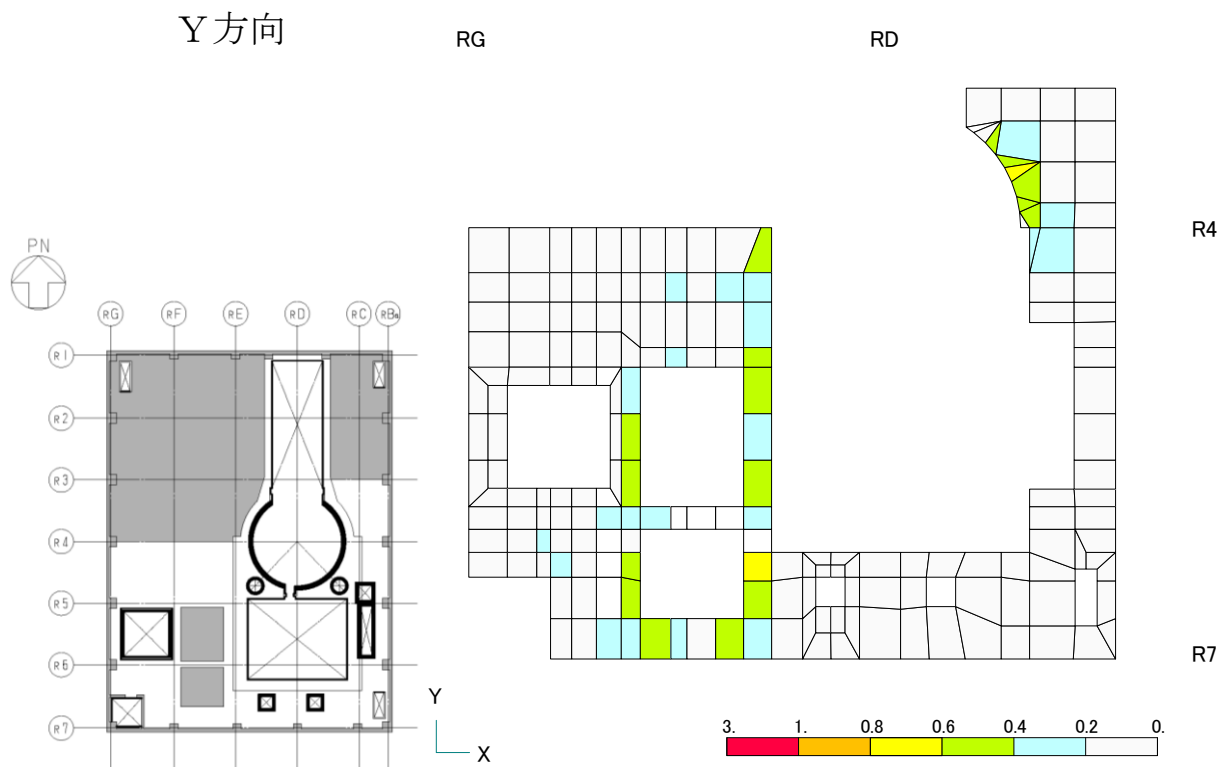
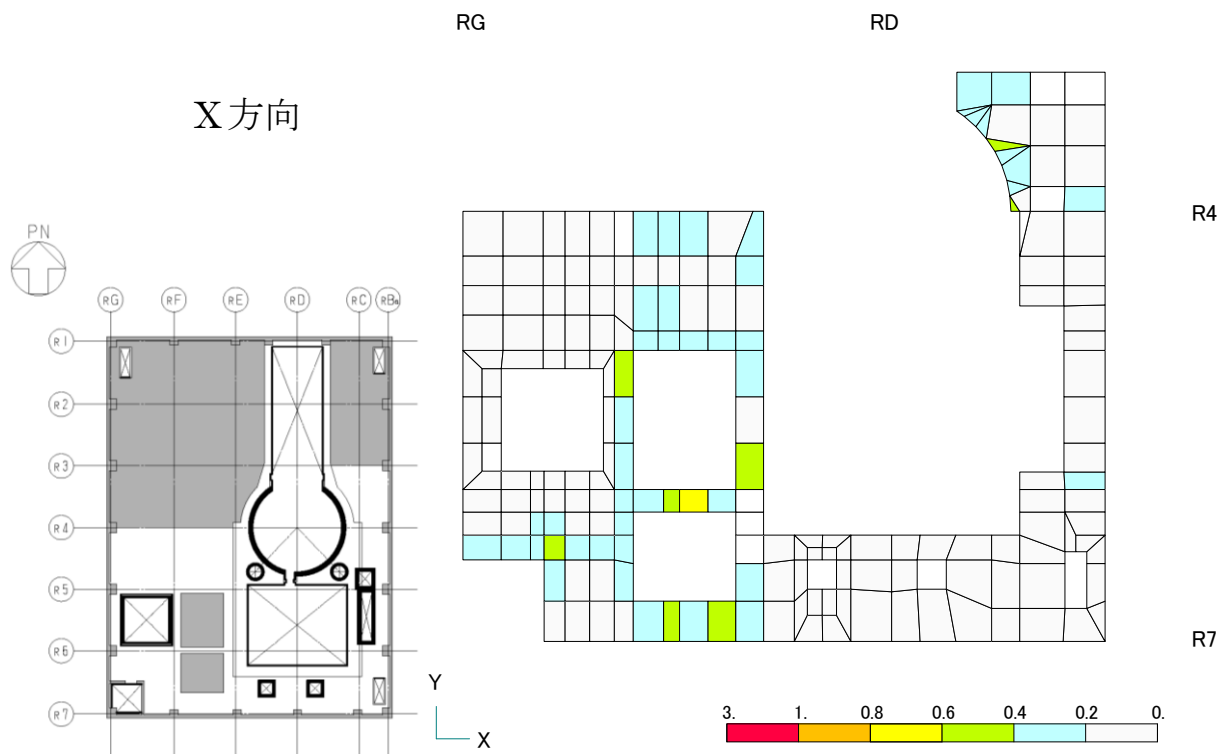


図-13 面外せん断力の検定比（オペフロ床部）

3号機原子炉建屋 遮へい体設置における滑動対策について

1. 概要

3号機原子炉建屋は作業環境改善のため、オペレーティングフロア（以下、オペフロとする）床面に遮へい体を設置する計画としている。遮へい体の内、使用済燃料プール周りに設置するものについては、地震時（基準地震動 S_s ）に遮へい体へ慣性力が作用することで、遮へい体が使用済燃料プール方向に滑動して使用済燃料プール内に落下しないように、滑動対策を施している。

滑動対策は、遮へい体に作用する使用済燃料プール方向の慣性力を、使用済燃料プール壁等の原子炉建屋躯体で支持することで、遮へい体の使用済燃料プール方向への滑動を防止することである（以下、ずれ止め）。ずれ止めの方法は、下記の2通りがある。

①間接支持

ずれ止めを目的とした支持部材（以下、ずれ止め部材）を遮へい体の上に設置する。遮へい体に作用する使用済燃料プール方向の慣性力がずれ止め部材に伝達され、ずれ止め部材が原子炉建屋躯体に接触することで、遮へい体を間接支持する。

対象箇所：A工区 B C工区

②直接支持

遮へい体を原子炉建屋躯体に接触させ、遮へい体に作用する使用済燃料プール方向の慣性力を、原子炉建屋躯体で直接支持する。

対象工区：D工区（東側） D工区（南側）

遮へい体の設置方法については、一部の小規模遮へい体を除き、大型クレーンを遠隔操作して遮へい体をオペフロの所定の位置に吊り込むことにより、オペフロへ無人で設置する。この際、大型クレーンの遠隔操作精度に依ることなく遮へい体を設置できるように、鉛直支持材を大型クレーンの遠隔操作により、あらかじめオペフロ床に直置きする。鉛直支持材には溝型部材（凹）が、鉛直支持材に対応する遮へい体の下面には突起部材（凸）が取り付けられており、突起部材を溝形部材に沿わせて遮へい体を設置する。オペフロ床の損傷状況や既設設備（既設 FHM レール）の干渉により、鉛直支持材が設置できない箇所もあり、この箇所については遮へい体をオペフロ床に直置きする。

本資料では、遮へい体設置に関する局所評価として、地震時（基準地震動 S_s ）における使用済燃料プール周りの遮へい体、及び、ずれ止め部材、並び、遮へい体またはずれ止め部材と接触する原子炉建屋躯体を対象に行う構造評価の結果を示す。また、ずれ止め部材設置前の状況下での地震（基準地震動 S_s ）を想定して、間接支持される遮へい体、及び、鉛直支持材を下記の対象（以下、滑動対象物）に行う滑動評価の結果を示す。

A工区 : 遮へい体

B C工区 : 鉛直支持材（遮へい体と一体化となり滑動する）

D工区（南側）：鉛直支持材（遮へい体は単独で床スラブで直接支持され、滑動しない）

D工区（東側）：滑動評価対象外（遮へい体下面の突起部材が既設 FHM レール及び使用済燃料プール壁に接触して、遮へい体が直接支持されるため、滑動しない）

2. 遮へい体設置に関する局所評価

2.1 評価方法

ずれ止め部材の例を図 2.1-1 に、計画概要を図 2.1-2 に示す。

燃料取り出し用カバー検討用モデルの基準地震動 S_s 時の地震応答解析結果のうち、オペフロ階の最大応答加速度を保守的に設定した水平震度 ($k=0.8$) を用いる。検討に用いる応力はこの水平震度により生じる慣性力からずれ止め箇所の構造を考慮して算出する。なお、評価基準値は、遮へい体及びずれ止め部材は鋼材の材料強度 (F 値 $\times 1.1$ 倍) に基づく許容値を、接触部は原子炉建屋躯体コンクリートの設計基準強度 22.1N/mm^2 に基づく許容値とする。

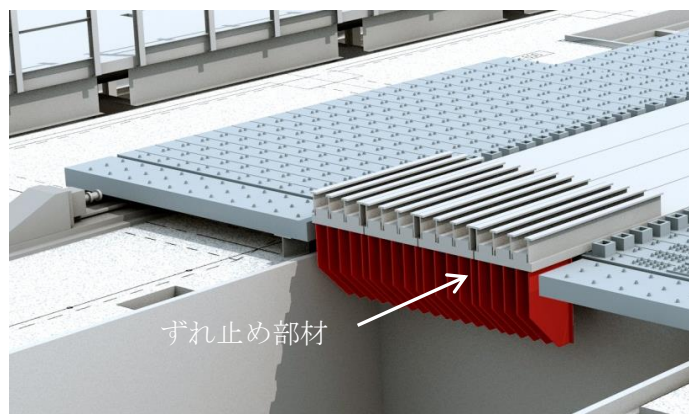
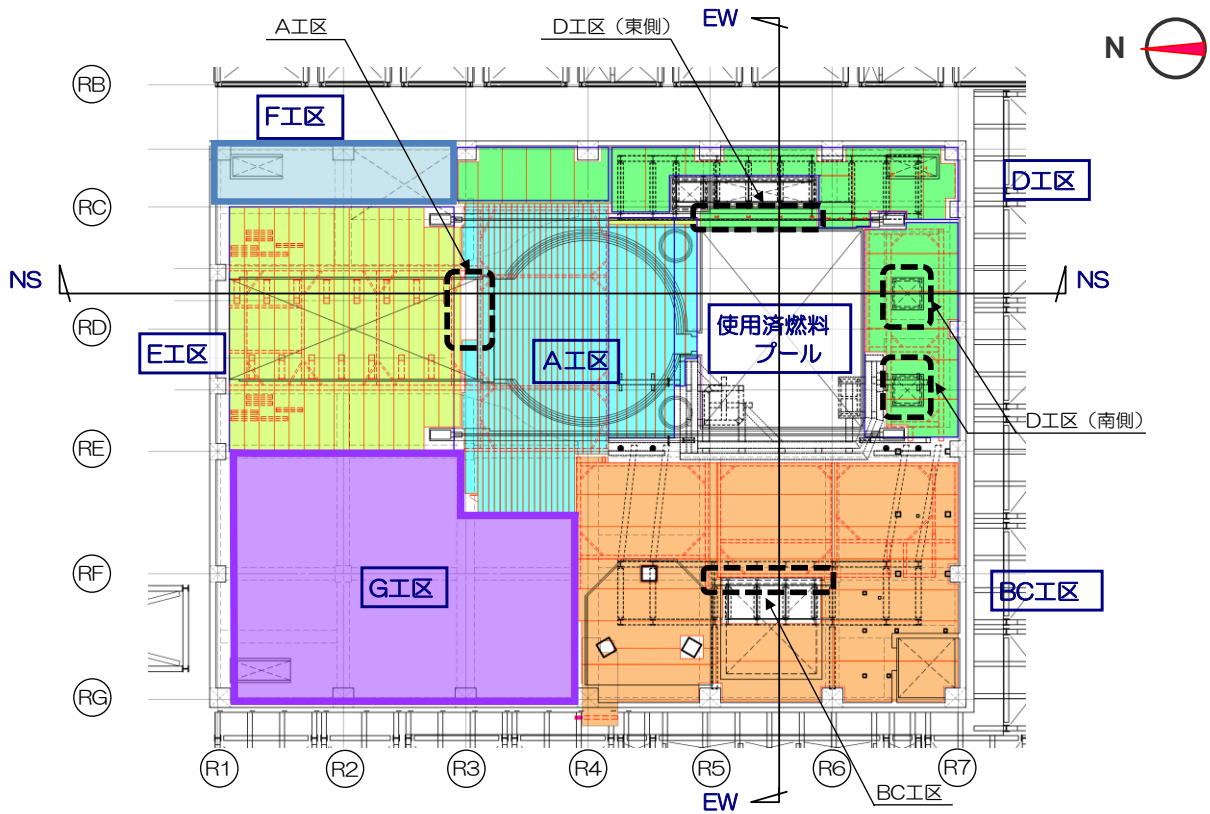
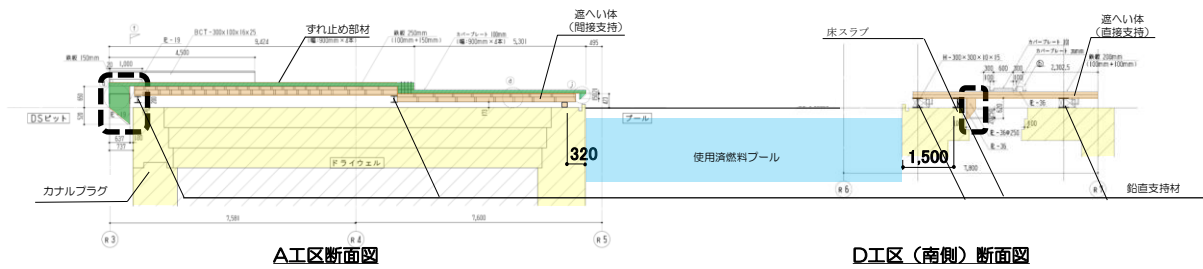


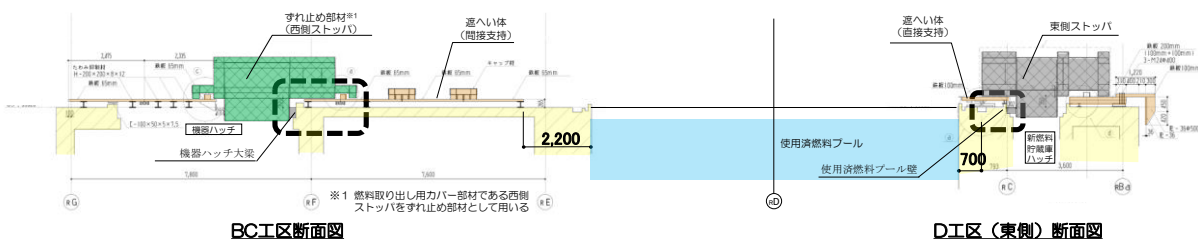
図 2.1-1 ずれ止め部材の例 (A 工区)



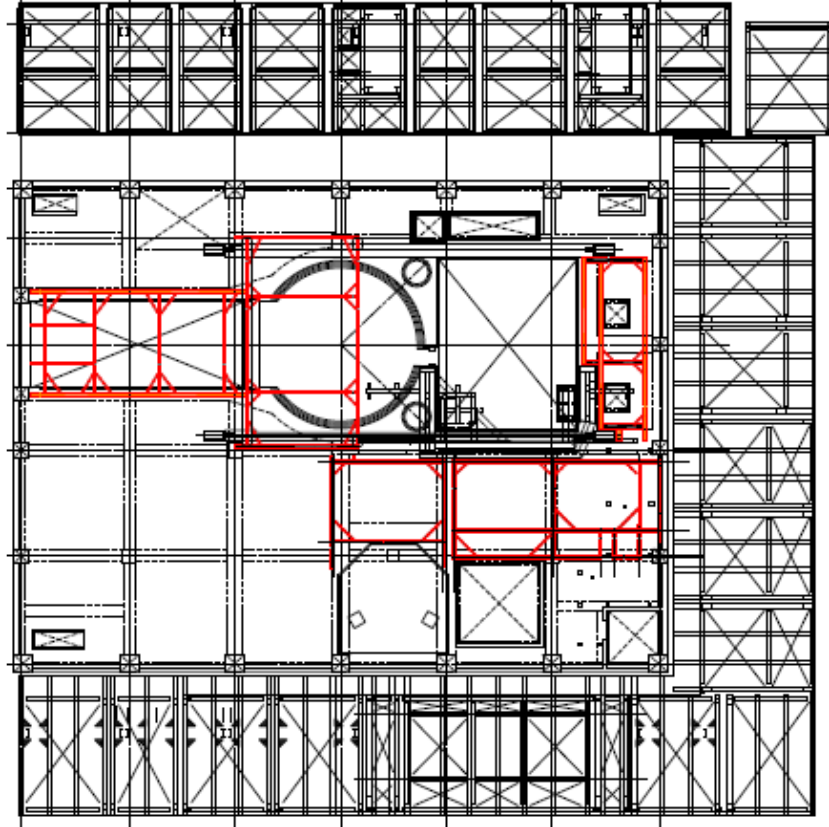
(a) 平面計画




(b) 使用済燃料プール周りの南北断面



(c) 使用済燃料プール周りの東西断面



(d) 鉛直支持材配置図 (赤線：鉛直支持材)

図 2.1-2 遮へい体計画概要 ( : 使用済燃料プール周りの遮へい体のずれ止め箇所)

<算定式>

・ずれ止め箇所（曲げ，せん断の評価）

$$M_a = {}_s f_b \cdot Z$$

$$Q_a = {}_s f_s \cdot A_s$$

ここに， M_a : 許容曲げモーメント

Q_a : 許容せん断力

${}_s f_b$: 曲げ応力に対する許容値^{※1}

${}_s f_s$: せん断応力に対する許容値^{※1}

Z : ずれ止め箇所の断面係数

A_s : ずれ止め箇所のせん断断面積

W : 遮へい体重量

k : 地震時の水平震度 (0.8)

M : 地震時の曲げモーメント ($M = Q \times l$)

Q : 地震時のせん断力 ($Q = W \times k$)

l : 作用間距離

※1 : 建築基準法に基づく鋼材の材料強度 (F値の1.1倍) による許容値

・接触部（支圧の評価）

$$P_a = f_n \cdot A_1$$

$$\text{ここに， } f_n = f_{na} \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \quad , \quad f_{na} = 0.6F_c \quad , \quad \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq 2.0$$

P_a : 許容支圧力

F_c : コンクリートの設計基準強度 (22.1N/mm²)

A_c : 支承面積

A_1 : 接触面積

・接触部（曲げの評価）

$$M_a = A_t \cdot f_t \cdot j$$

ここに、 A_t : 鉄筋断面積
 f_t : 鉄筋の引張に対する許容値^{※2}
 j : 応力中心間距離

※2 : 建築基準法に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による許容値

2.2 評価結果

図 2.1-2 に示す使用済燃料プールの四方の遮へい体工区について検討を実施した。遮へい体、ずれ止め部材及び原子炉建屋躯体の結果を表 2.2-1、表 2.2-2 に示す。

遮へい体またはずれ止め部材の設置に関する局所評価として使用済燃料プールに隣接する四方の工区について、基準地震動 S_s 時、使用済燃料プール周りの遮へい体、及び、ずれ止め部材、並び、遮へい体またはずれ止め部材と接触する原子炉建屋躯体に加わる応力は許容応力を下回り、遮へい体及使用済燃料プールに落下することはない。

表 2.2-1 遮へい体またはずれ止め部材の構造評価（基準地震動 S_s ）

工区	応力	許容応力	検定比	検定部位
A	$M= 903 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_a= 1, 260 \text{ kN} \cdot \text{m}$	0.72	ずれ止め部材（曲げ）
B C	$Q= 621 \text{ kN}$	$Q_a= 15, 694 \text{ kN}$	0.04	ずれ止め部材（せん断）
D（南側）	$M= 194 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_a= 1, 525 \text{ kN} \cdot \text{m}$	0.13	遮へい体（曲げ）
D（東側）	$Q= 58 \text{ kN}$	$Q_a= 2, 238 \text{ kN}$	0.03	遮へい体（せん断）

表 2.2-2 原子炉建屋躯体の構造評価（基準地震動 S_s ）

工区	応力	許容応力	検定比	検定部位
A	$P= 879 \text{ kN}$	$P_a= 11, 925 \text{ kN}$	0.08	カナルプラグ（支圧）
B C	$P= 1, 860 \text{ kN}$	$P_a= 39, 856 \text{ kN}$	0.05	機器ハッチ大梁（支圧）
D（南側）	$P= 431 \text{ kN}$	$P_a= 11, 368 \text{ kN}$	0.04	床スラブ（支圧）
D（東側）	$M= 594 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_a= 5, 351 \text{ kN} \cdot \text{m}$	0.12	使用済燃料プール壁（曲げ）※

※D工区（東側）遮へい体下面の突起部は既設 FHM レールと使用済燃料プール壁に接触するので、基準地震動 S_s 時にD工区（東側）遮へい体に発生する慣性力は両箇所を負担可能であるが、評価上は慣性力を使用済燃料プール壁で負担するものとする。

3. 遮へい体の滑動に対する評価

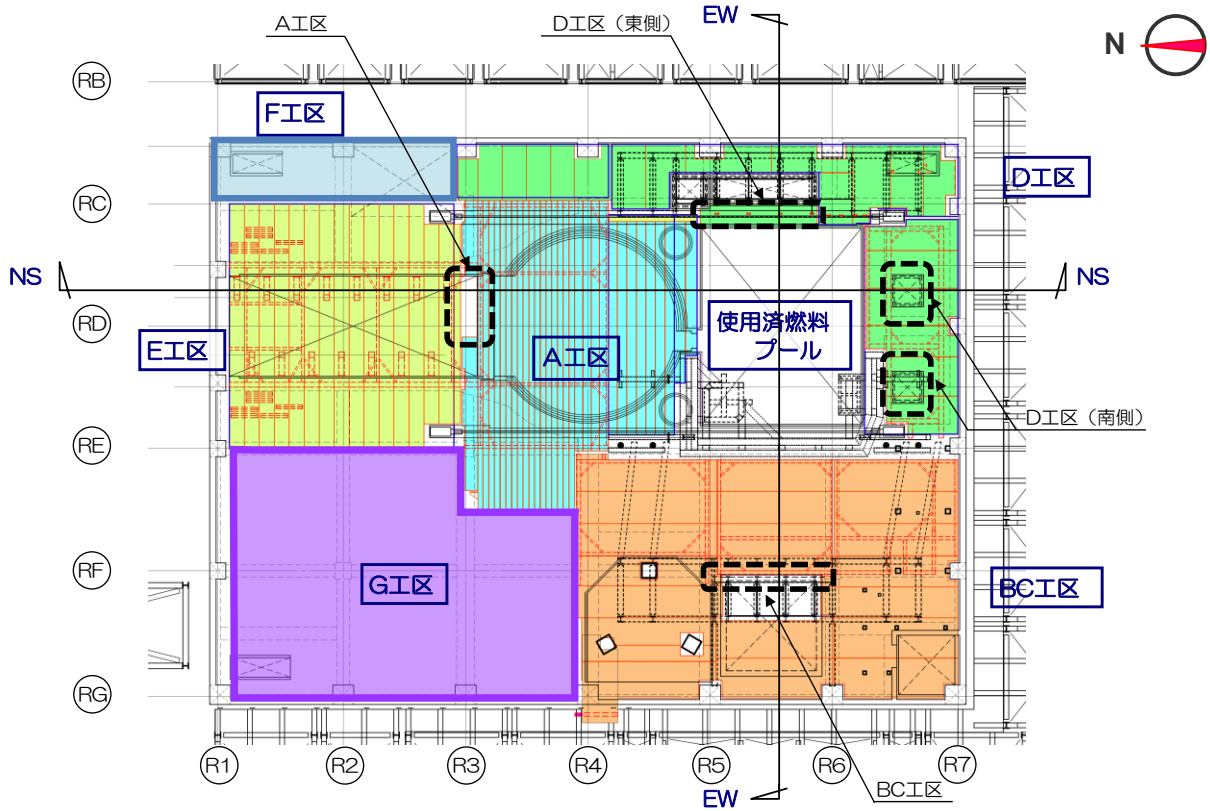
3.1 評価方法

本検討では、滑動対象物の端部と使用済燃料プール壁面までのクリアランスが地震時のすべり量より大きいことを確認する。各工区のクリアランスを表 3.1-1 及び図 3.1-1 に、工区ごとの詳細を図 3.1-2 に示す。

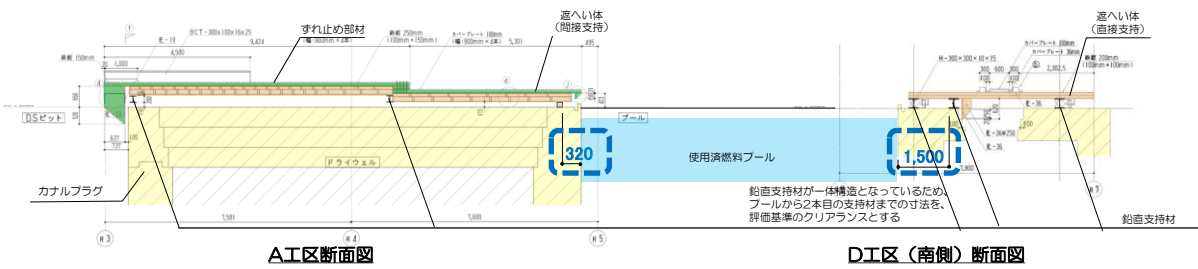
燃料取り出し用カバー検討用モデルの基準地震動 S_s 時の地震応答解析結果のうちオペフロ階の応答加速度時刻歴を入力として、滑動対象物を模擬した 1 自由度系に遮へい体の動摩擦係数と保守的に上向きの鉛直震度による摩擦抵抗の減少を条件とした地震応答解析を行い、滑動対象物とオペフロ床の相対変位を算出する。地震応答解析の概要を図 3.1-3 に、摩擦係数と鉛直震度の組合せを表 3.1-2 に示す。ここで算出した相対変位が使用済燃料プール壁面までのクリアランス以下であることを確認する。

表 3.1-1 滑動対象物と使用済燃料プールのクリアランス

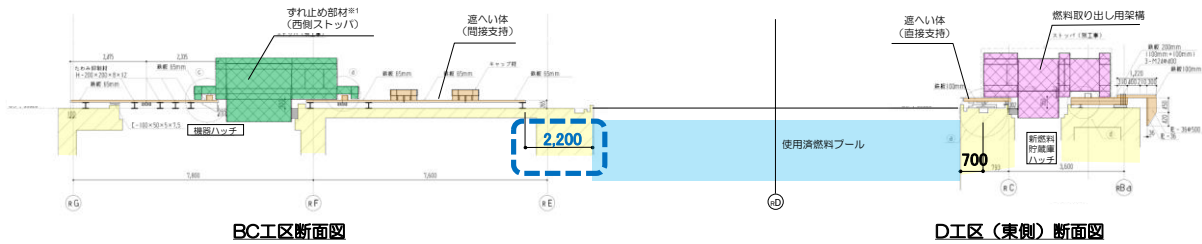
工区	クリアランス
A	320 mm
BC	2, 200 mm
D (南側)	1, 500 mm



(a) 平面計画



(b) 使用済燃料プール周りの南北断面



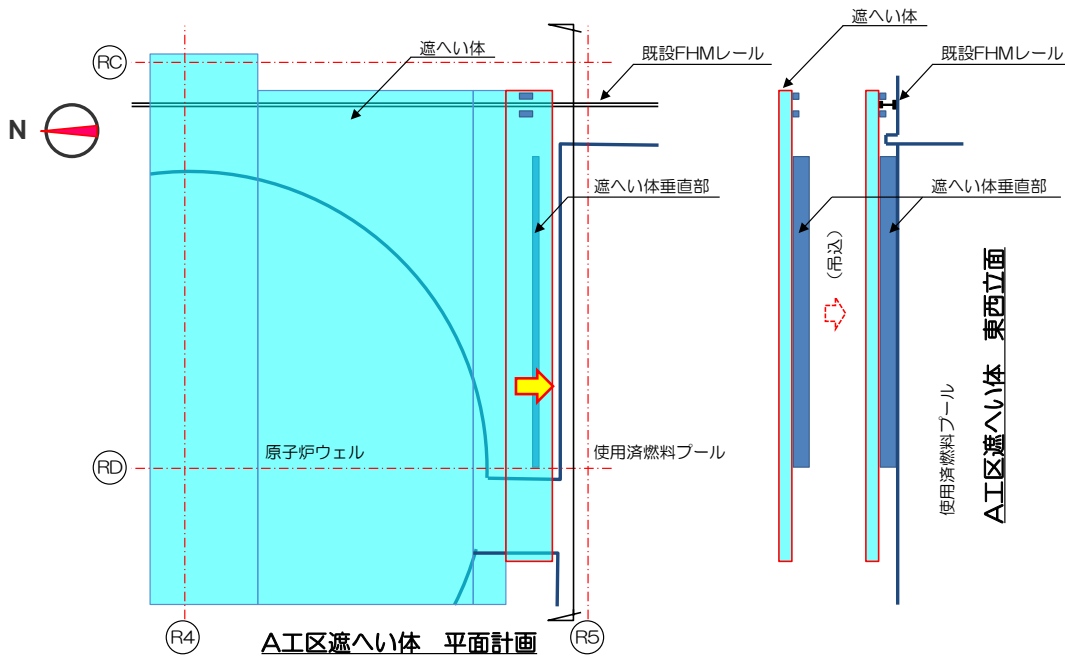
滑動対象物と使用済燃料プールのクリアランス

(c) 使用済燃料プール周りの東西断面

図 3.1-1 滑動対象物と使用済燃料プールのクリアランス

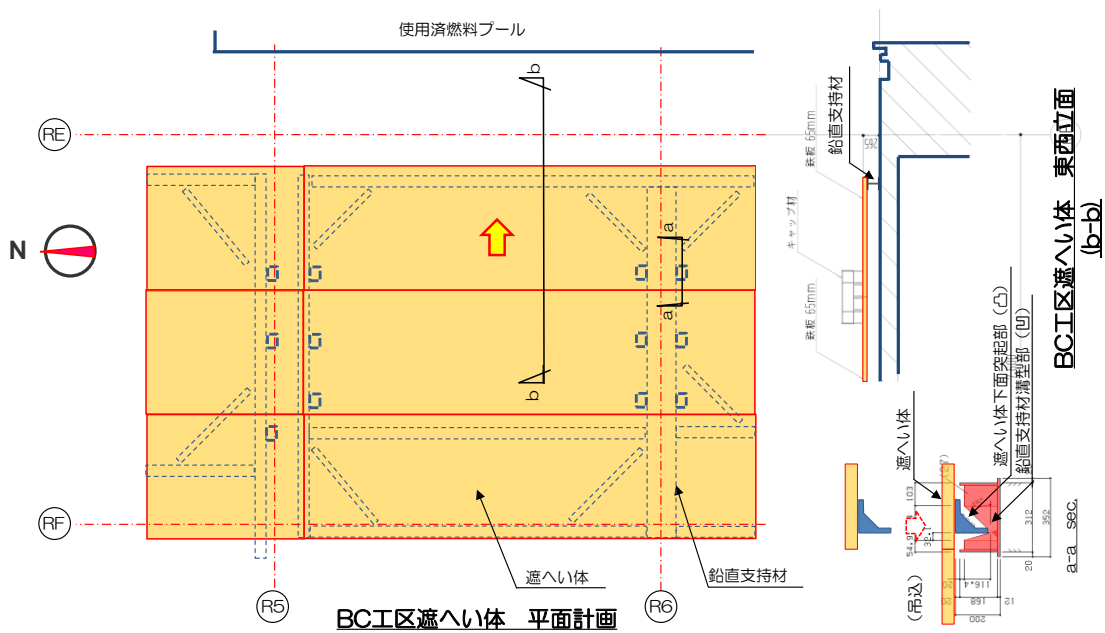
A工区遮へい体の使用済燃料プール際は、東側を既設 FHM レールに、西側を原子炉建屋躯体に載せる。

- 「オペフロ床面 (コンクリート) に対する遮へい体 (鋼材) のすべり量」及び「既設 FHM レール (鋼材) に対する遮へい体 (鋼材) のすべり量」の確認を行う。



(a) 使用済燃料プール際A工区遮へい体

- BC工区遮へい体は、鉛直支持材をオペフロ床面に載せ、その上に遮へい体を載せる。
- 「オペフロ床面（コンクリート）に対する、鉛直支持材（鋼材）と一体化された遮へい体（鋼製）のすべり量」の確認を行う。

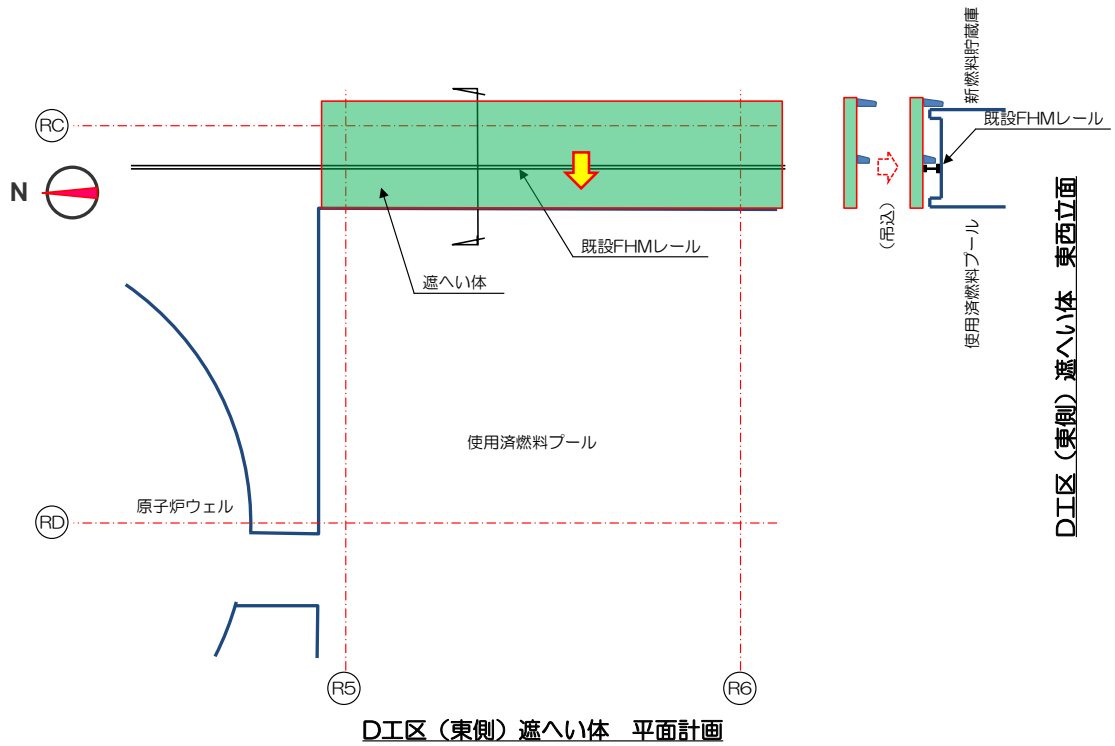


(b) 使用済燃料プール際BC工区遮へい体

図 3.1-2 遮へい体詳細(1)

D工区（東側）遮へい体の使用済燃料プール際は，東側を原子炉建屋躯体に，西側を既設 FHM レールに載せる。

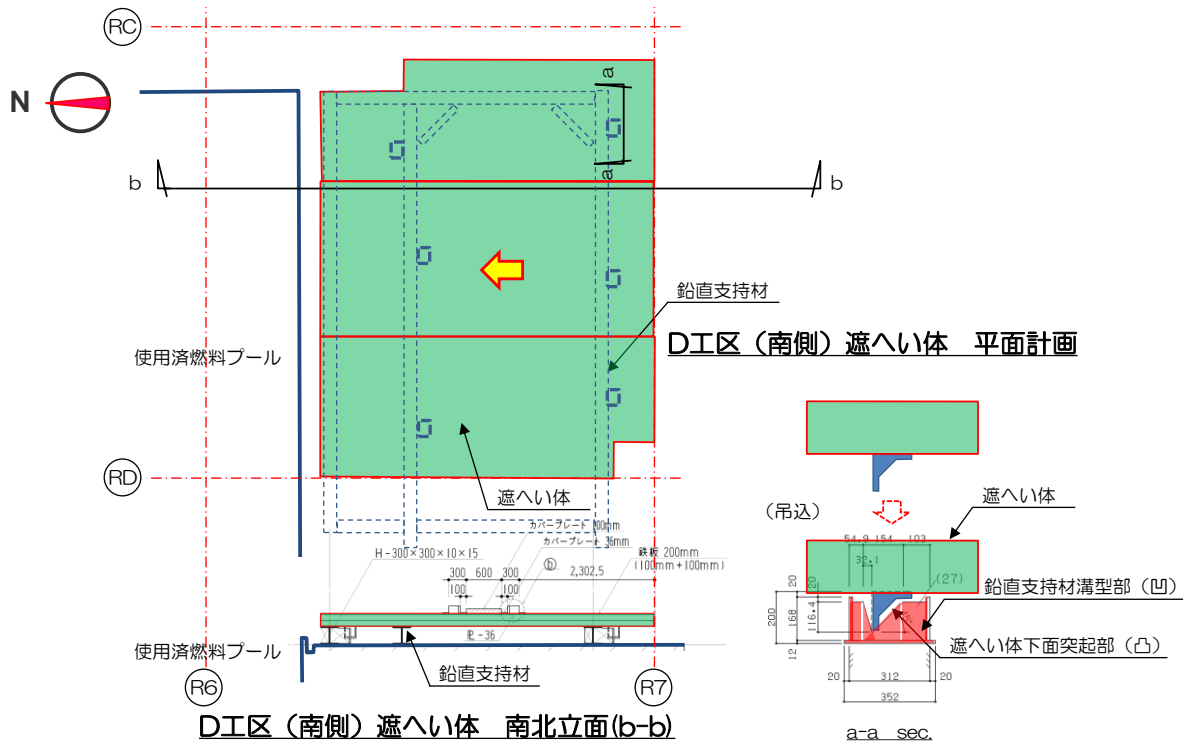
- ・遮へい体は原子炉建屋躯体で直接支持されるため滑動せず，使用済燃料プール側には落下しないと評価。（滑動に対する評価は実施しない）



(c) 使用済燃料プール際D工区（東側）遮へい体

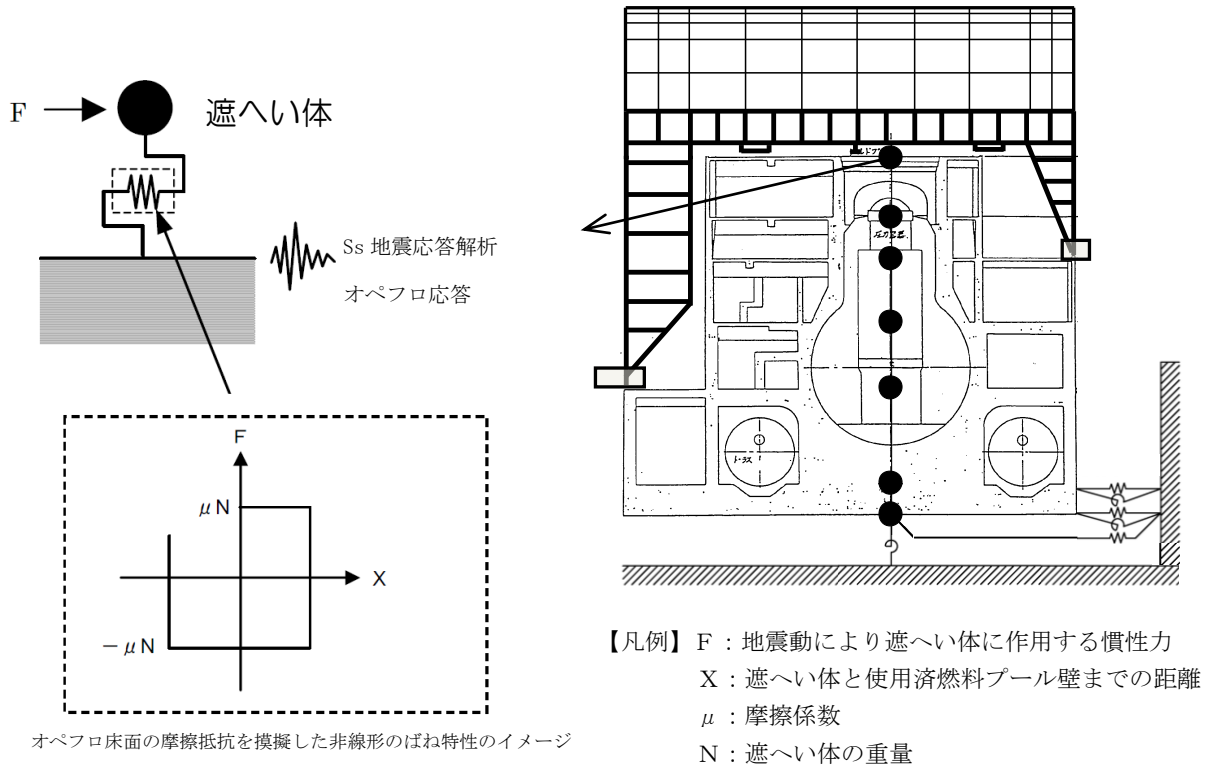
D工区（南側）遮へい体は、鉛直支持材（鋼製）をオペフロ床面に載せ、その上に遮へい体を載せる。

- ・「オペフロ床面（コンクリート）に対する、鉛直支持材（鋼材）のすべり量」の確認を行う。



(d) 使用済燃料プール際D工区（南側）遮へい体

図 3.1-2 遮へい体詳細(2)



*：解析モデルの諸元は、「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」の中で用いたものを使用。

*：遮へい体とオペフロ床面の摩擦抵抗については、遮へい体に生じる慣性力が静止摩擦力を超過すると、一定の摩擦力が抵抗力として作用しながら遮へい体が移動し、慣性力が静止摩擦力以下の場合には、遮へい体は移動せずその場にとどまるような、非線形のばね特性で評価。

図 3.1-3 遮へい体滑動検討の地震応答解析モデル

表 3.1-2 摩擦係数と鉛直震度の組合せ

CASE	摩擦面	摩擦係数	備考
1	鋼材とコンクリート	0.40	鋼構造設計規準（日本建築学会）
2	鋼材とコンクリート	0.25	電中研報告書「使用済燃料キャスク貯蔵技術の確立-地震時のキャスク転倒評価-」（研究報告：U92037） コンクリート及び鋼材表面の塗装条件を様々に変化させた試験結果のうち最も不利な摩擦係数。
3	鋼材とコンクリート	0.25	CASE2 に鉛直震度（0.45G）による鉛直力Nを低減させた場合。
4	鋼材と鋼材	0.35~0.40	機械工業ハンドブック改訂版 「鋼材とコンクリート」の評価により包絡されるため、省略。

3.2 評価結果

表 3.1-2 の組合せケースの結果を表 3.2-1 に示す。基準地震動 Ss 時の相対変位が最大となるケース 3 において相対変位が 22.3cm となり、使用済燃料プール壁面までの最小クリアランス 32.0cm 以下である。よって、ずれ止め設置前においても滑動対象物が使用済燃料プールに落下することはない。

表 3.2-1 地震応答解析による滑動対象物とオペフロの相対変位（基準地震動 Ss）

CASE	摩擦係数	鉛直震度	最大相対変位 (cm)	クリアランス (cm)
1	0.40	0	5.8	32.0
2	0.25	0	10.8	32.0
3	0.25	0.45（上向き）	22.3	32.0

1号機大型カバーに係る確認事項

1号機大型カバーの工事に係る主要な確認項目を表－1に示す。

表－1 1号機大型カバーに係る確認項目

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準
構造強度 および 耐震性	材料確認	鋼材の材質, 強度, 化学成分を確認する。	JIS G 3101, JIS G 3106, JIS G 3136, JIS G 3138, JIS G 3444, JIS G 3474, JIS G 3475, JIS G 4051, 又は建築基準法第 37 条第二号に基づく国土交通大臣の認定に適合すること。
		トルシア型超高力ボルト (SHTB) の仕様を確認する。	建築基準法第 37 条第二号に基づく国土交通大臣の認定に適合すること。
		アンカーボルトの材質, 強度, 化学成分を確認する。	JIS G 3138 に適合すること。
		外装材の仕様を確認する。	実施計画に記載されている材料諸元に適合することを, 検査証明書, 出荷証明書又はメーカー技術資料により確認する。
	寸法確認	アンカーボルトの埋め込み長さを確認する。	アンカーボルトの有効埋め込み長さが図－1の通りであること。
	据付確認	接合部の施工状況を確認する。	高力ボルトの本数・種類が図－2の通りであること。
		外装材の施工状況を確認する。	外装材の範囲が図－3の通りであること。

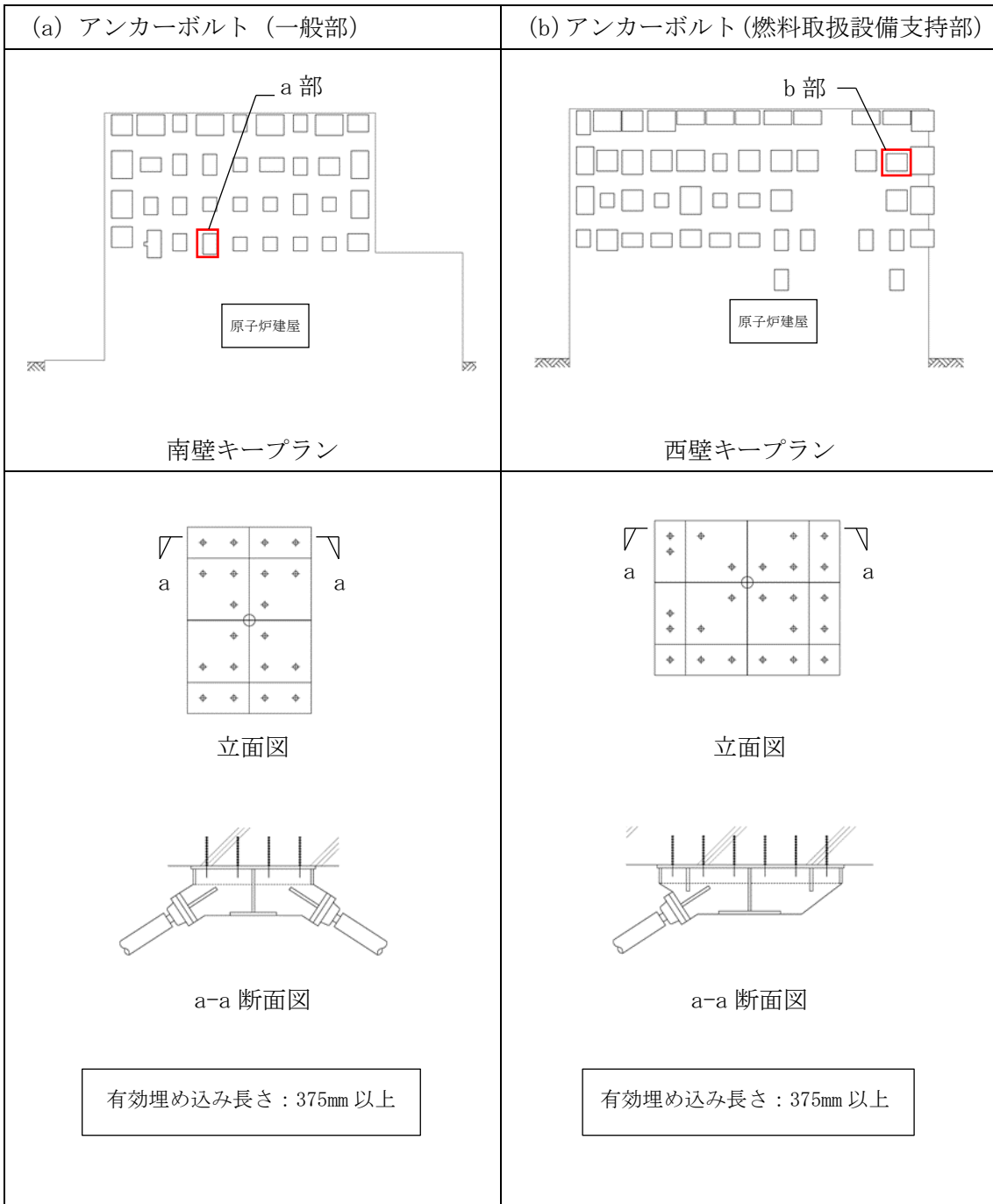
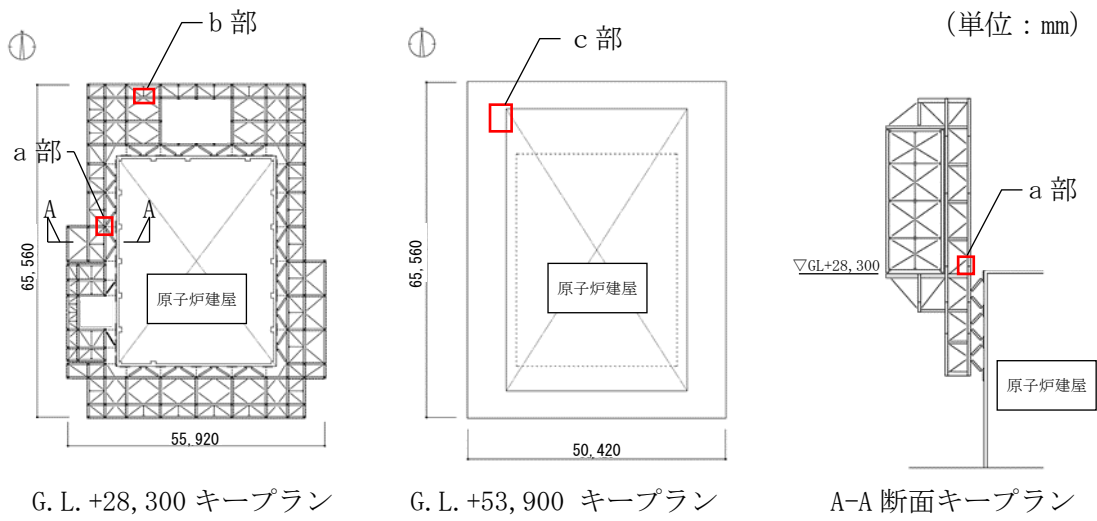


図-1 アンカーボルト詳細



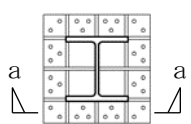
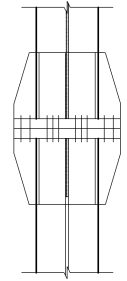
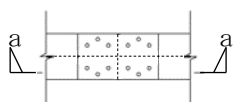
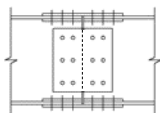
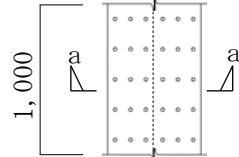

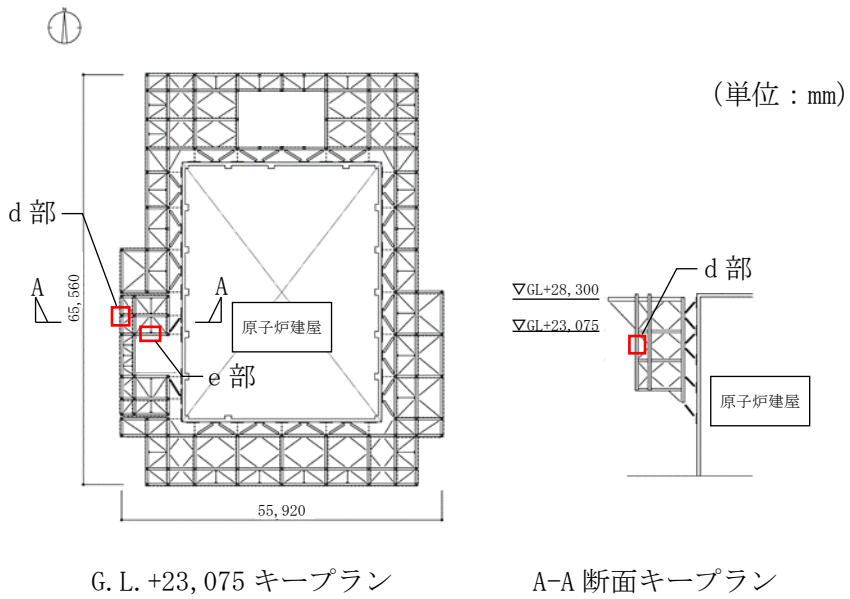
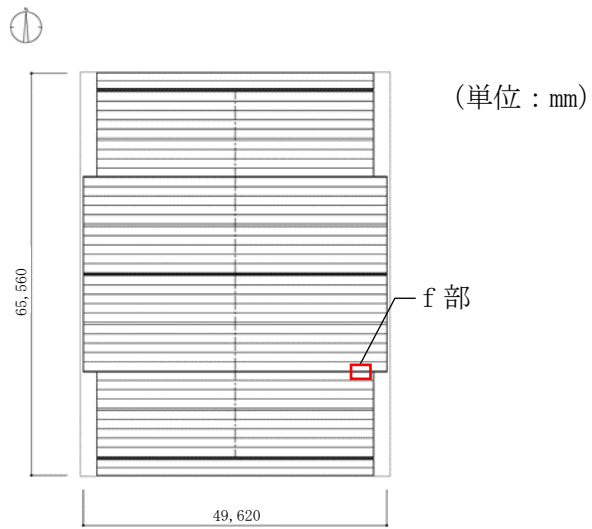
(a) 柱 材	(b) 梁 材	(c) 鋼 板
 <p>断面図</p>  <p>a-a 断面図</p> <div data-bbox="263 1668 566 1780" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>ボルト種類 : SHTB M24 本 数 : 32 本</p> </div>	 <p>断面図</p>  <p>a-a 断面図</p> <div data-bbox="630 1668 941 1780" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>ボルト種類 : SHTB M24 本 数 : 18 本×2</p> </div>	 <p>断面図</p>  <p>a-a 断面図</p> <div data-bbox="989 1668 1348 1780" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>ボルト種類 : HTB M22 本 数 : 15 本×2 @1, 000mm</p> </div>

図-2 (1) 一般部接合部詳細



(d) 柱 材	(e) 梁 材
<p>断面図</p>	<p>断面図</p>
<p>a-a 断面図</p>	<p>a-a 断面図</p>
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> ボルト種類 : SHTB M24 本 数 : 24 本 </div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> ボルト種類 : SHTB M24 本 数 : 16 本×2 </div>

図-2 (2) 燃料取扱設備支持部接合部詳細



屋根伏図

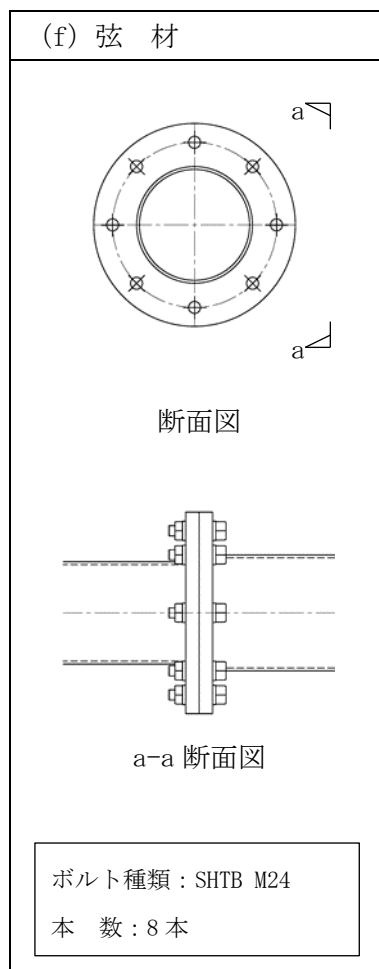
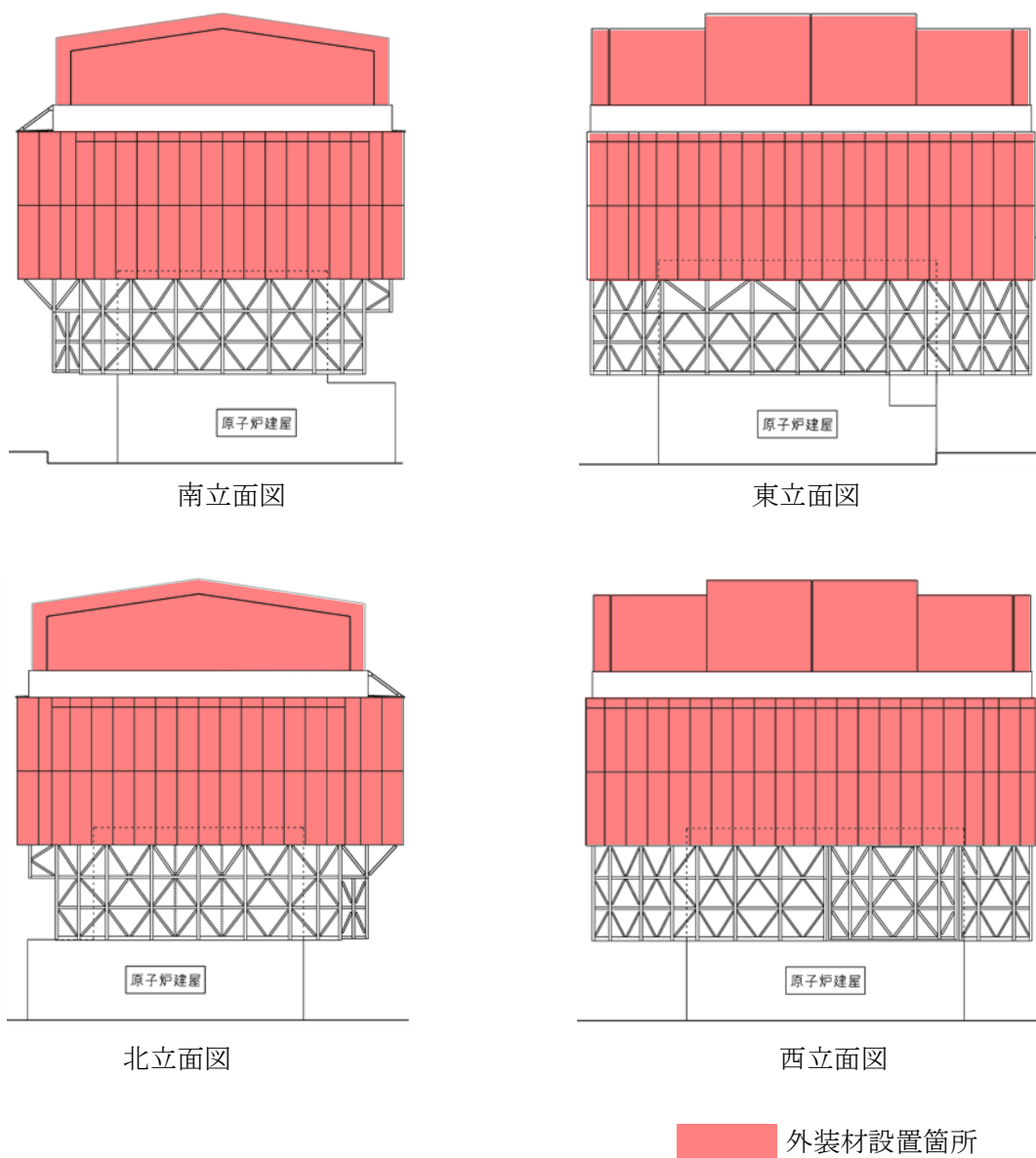


図-2 (3) 屋根部接合部詳細



図一 3 外装材設置範囲図

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. 適用範囲

本書は、第1号機原子炉建屋カバー設置中の機能について記載するものである。
なお、原子炉建屋カバーは、1号機大型カバーの設置に伴い解体する。

2. 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。

3. 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。

4. 原子炉建屋カバーの設計方針

4.1 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。

4.2 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。

4.2.1 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。

4.2.2 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。

4.2.3 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。

4.2.4 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。

4.3 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。

4.4 その他

4.4.1 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。

4.4.2 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。

4.4.3 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。

4.4.4 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、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。

5. 原子炉建屋カバーの設置によるリスク

5.1 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。

5.1.1 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 G.L.+18.9m 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。

5.1.2 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所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。

5.1.3 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。

5.1.4 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。

6. 運転管理および保守管理

6.1 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。

6.2 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。

7. 別添

別添－1 原子炉建屋カバーの設計方針、構内建屋配置図、立面図・アイソメ図

別添－2 構造計算書、伏図・軸組図

別添－3 供用期間を考慮した風荷重の設定

別添－4 設計荷重以上の外力に対する検討

別添－5 原子炉建屋カバー附属設備について

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、極力气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。

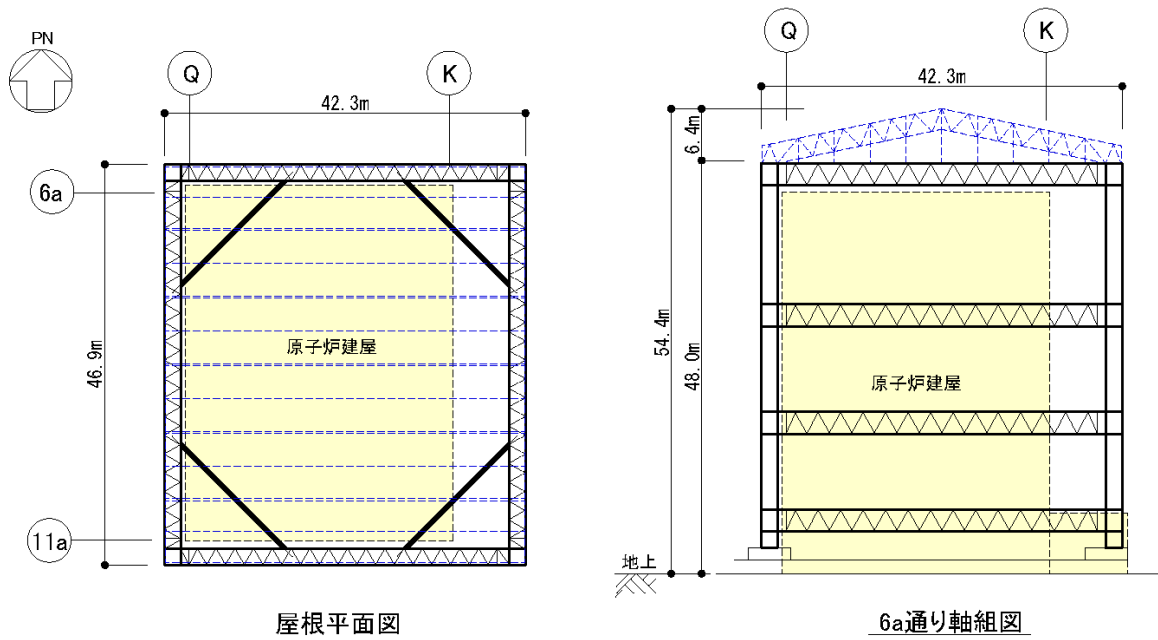
- (1) 出来るだけ早く設置できる設計・施工工法であること
- (2) 原子炉建屋カバーの損傷により原子炉建屋に波及的影響を及ぼさないこと
- (3) 事故の収束に向けた他工程との干渉により相互の工程に遅延を生じさせないこと
- (4) 事故の収束に向けた後工程の計画に影響を及ぼさないこと

1.2 建物概要

1.2.1 構造概要

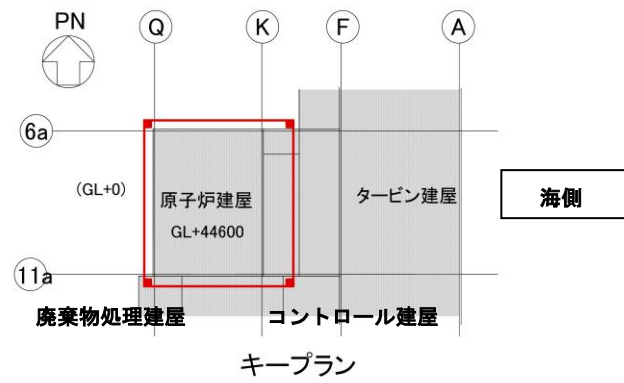
1.2.1.1 構造種別：

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。



屋根平面図

6a通り軸組図



キープラン

図 1-1 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

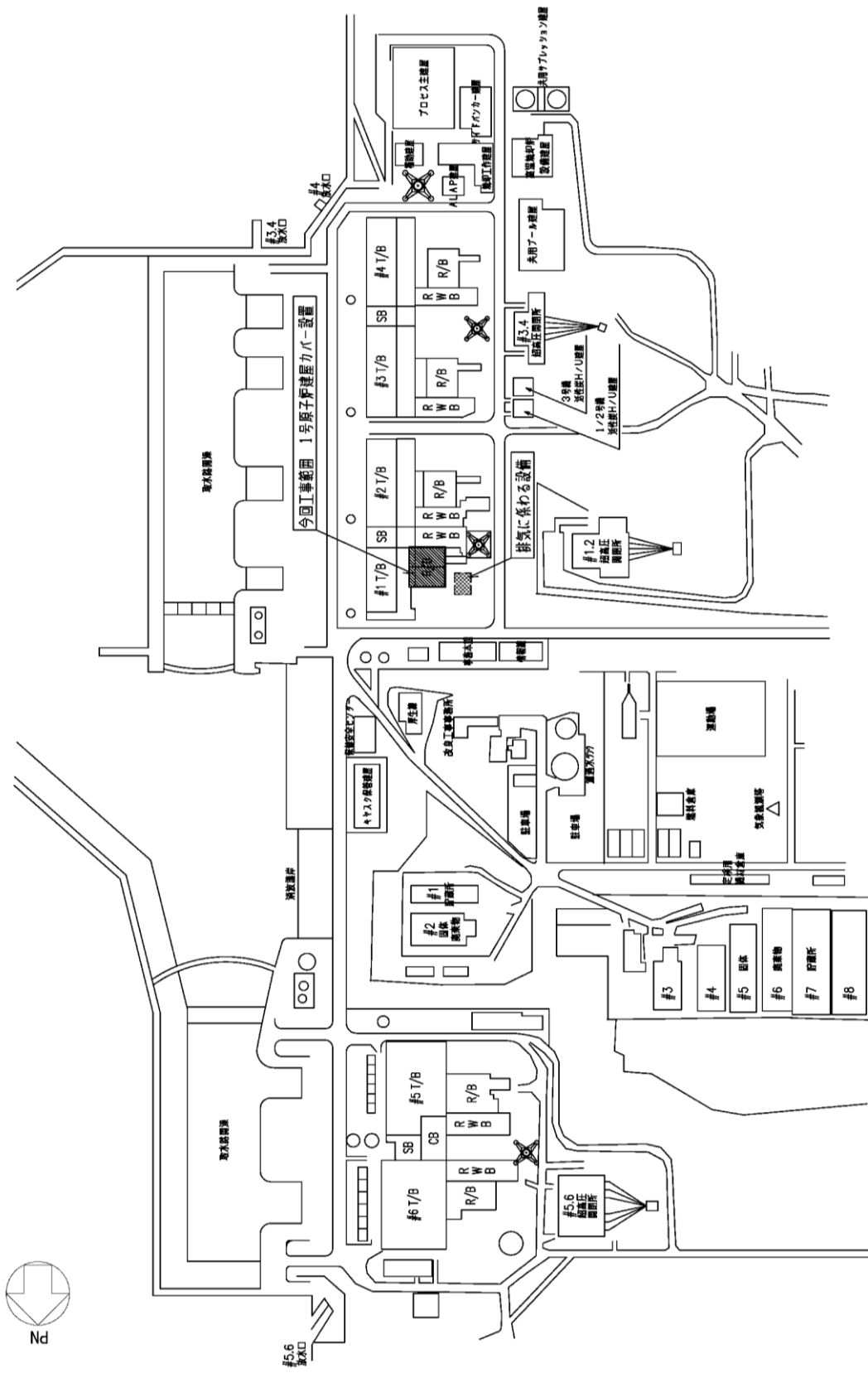
種類	条件	備考
積雪荷重	積雪深 30cm 単位荷重 20N/m ² /cm	建築基準法施行令・福島県施行細則に準拠
風圧力	基準風速 25m/sec	建築基準法施行令の基準風速（30m/sec：50年再現期間）に対し、使用期間を考慮し日本建築学会「建築物荷重指針」（1993年版）に示される評価式に基づき10年再現期間で低減した値とする。なお、サイト近傍（広野町、浪江町）での過去35年の最大風速は17m/sec程度である。
地震荷重	水平震度 0.2	建築基準法施行令に準拠

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）

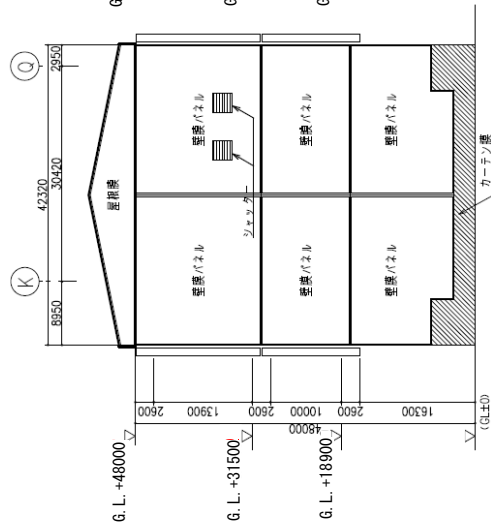
想定する状態	鉛直荷重	水平荷重	許容応力度
常時	G+P		長期
積雪時	G+P+S		短期
暴風時	G+P	W	
地震時	G+P	K	

G：固定荷重，P：積載荷重，S：積雪荷重，W：風圧力，K：地震荷重

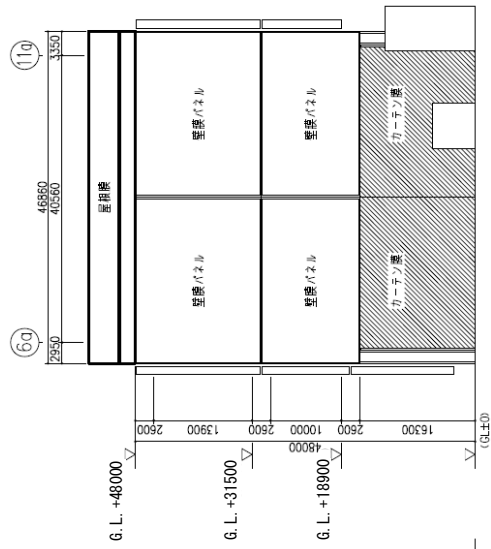


構内建屋配置図

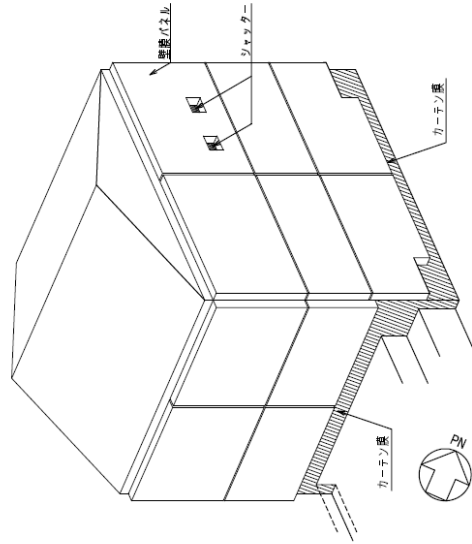
G. L. +18900



北側立面図



西側立面図



アイソメ図

立面図・アイソメ図

構造計算書

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2-1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。

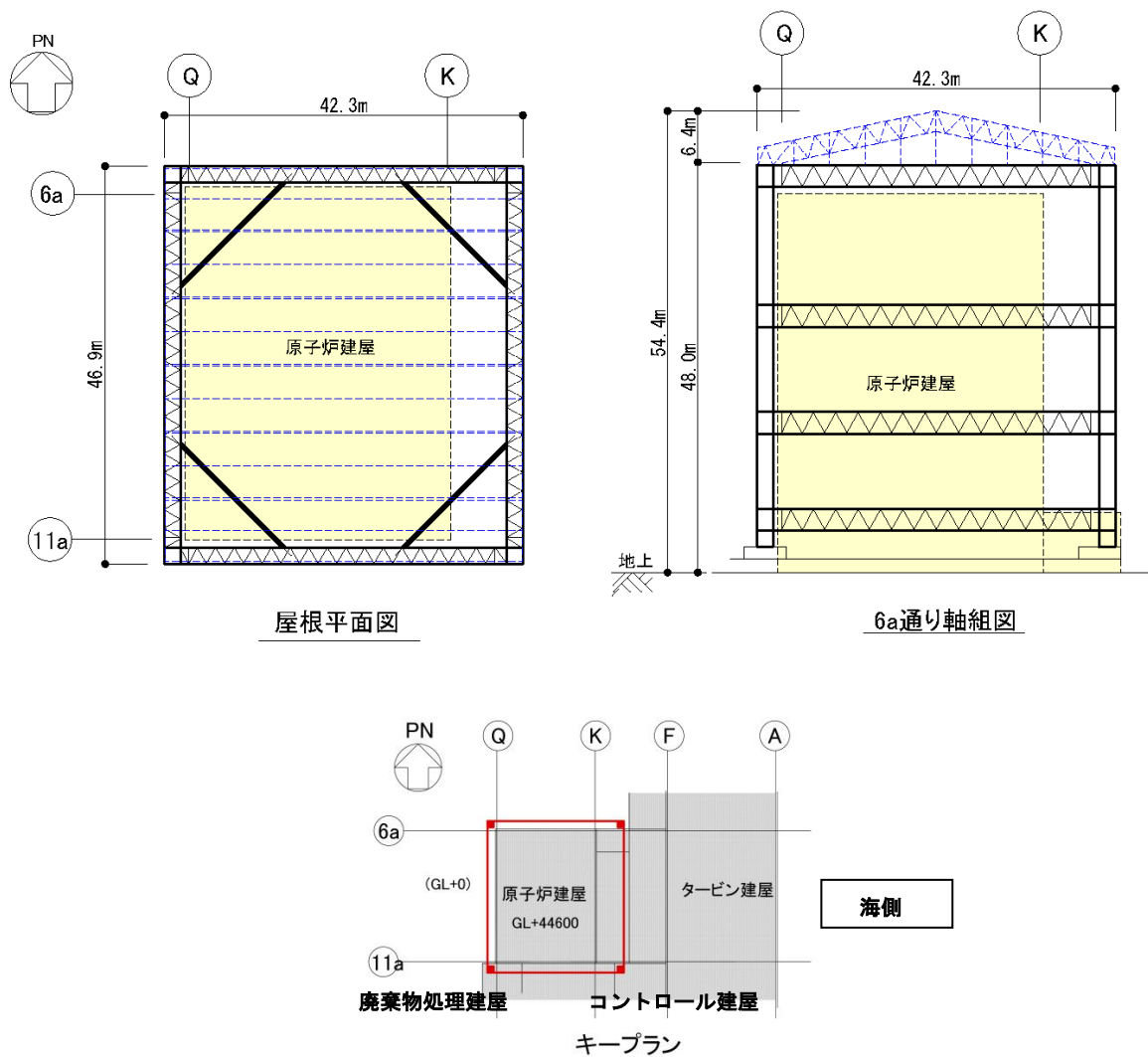


図2-1 1号機 原子炉建屋カバー概要図

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2-2に解析モデル及び部材形状の概要を示す。

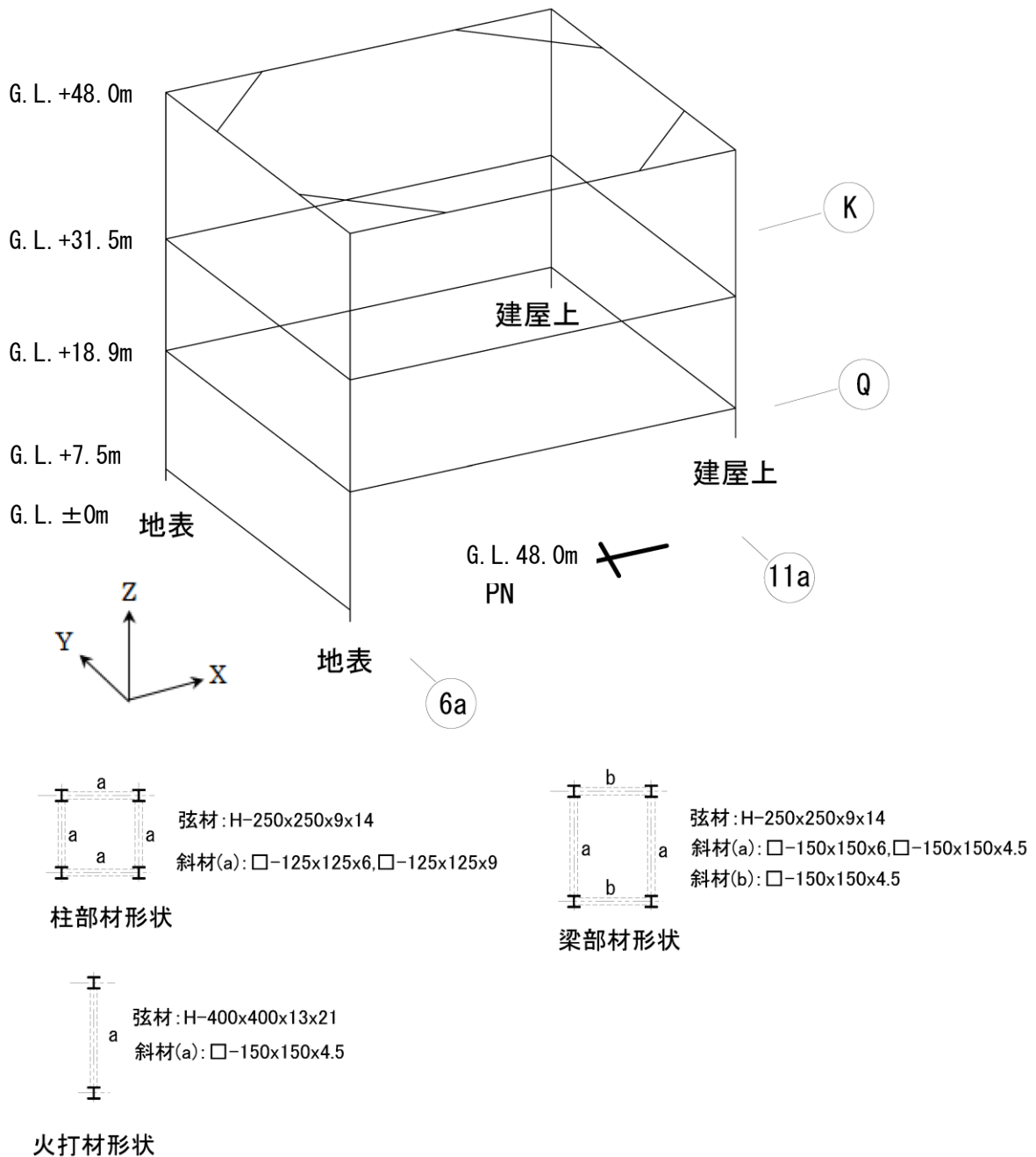


図 2-2 解析モデル及び部材形状の概要

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 2-3 に示す。

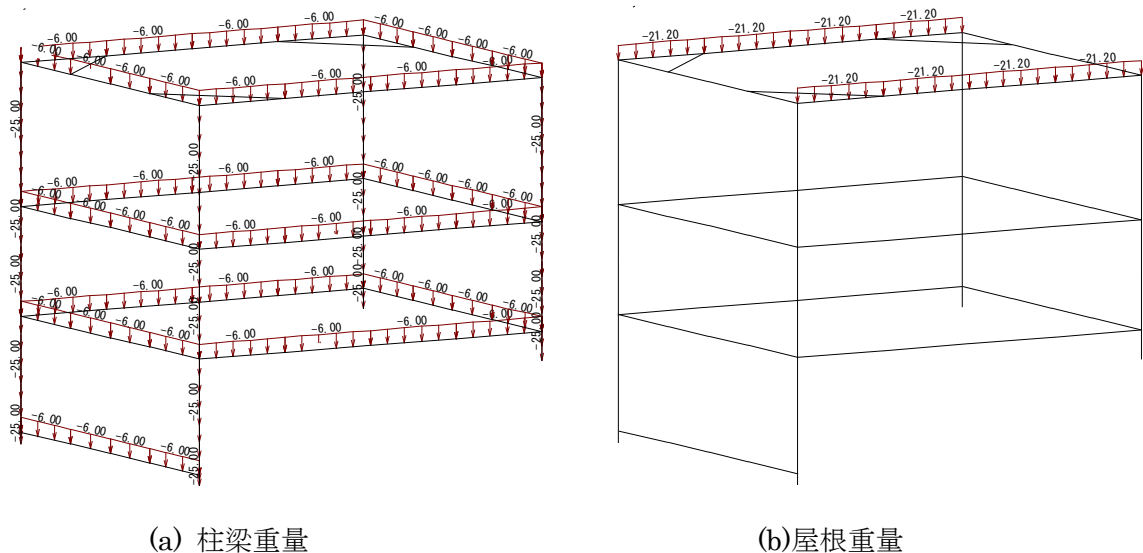


図 2-3 鉛直荷重の概要

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

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

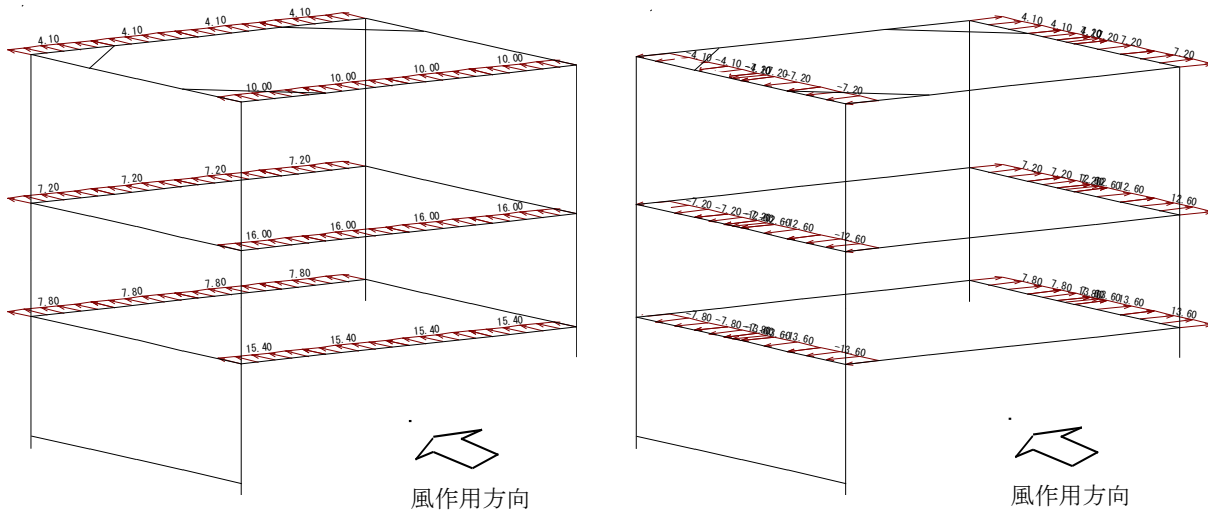
c. 風圧力

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 2-4 に示す。

表 2-3 速度圧の算定

G.L. (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 _r	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)
+48.0	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 2-4 風圧力の概要 (西風)

d. 地震力

地震力は地表面（G.L.±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

G.L. (m)	重量 W_i (kN)	ΣW_i (kN)	A_i	C_i	地震力 Q (kN)
+48.0	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 2-5 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。

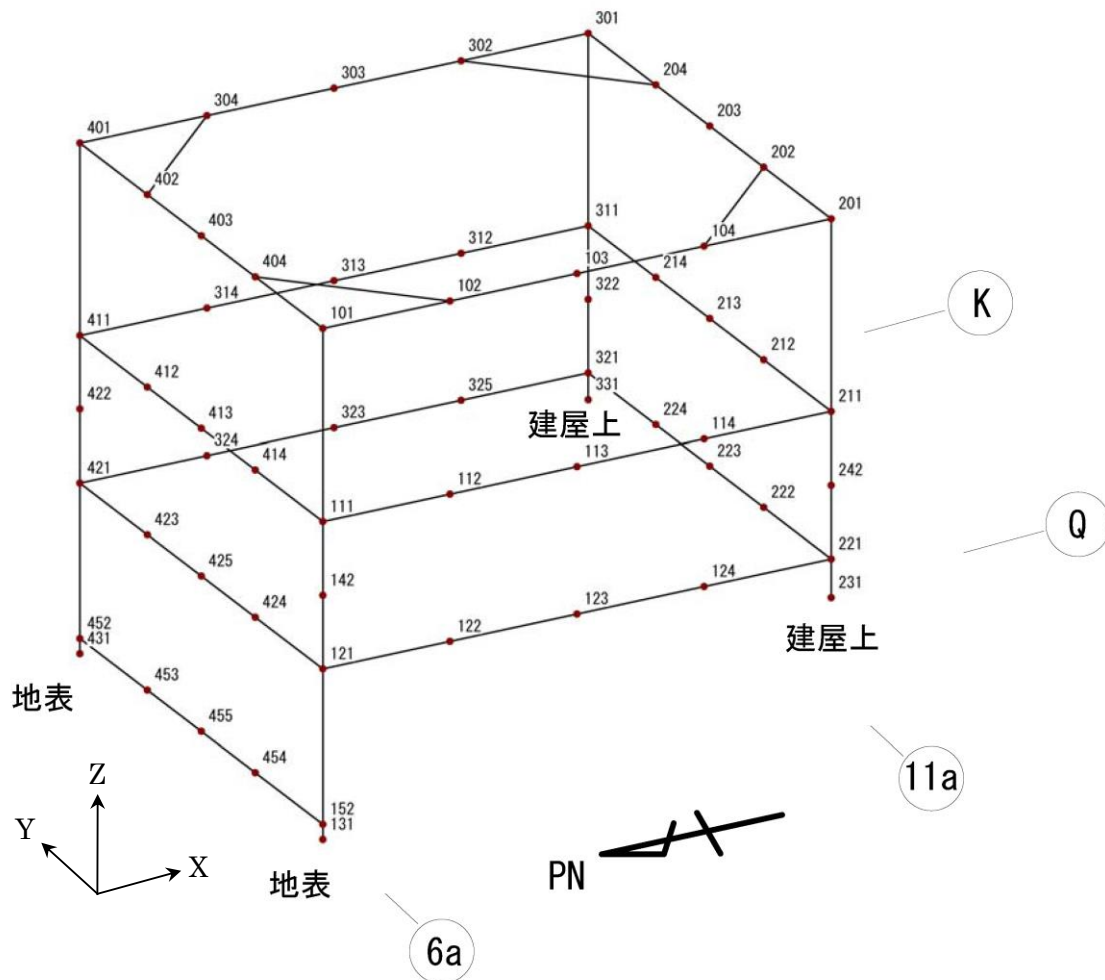


図 2-5 解析モデル

(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

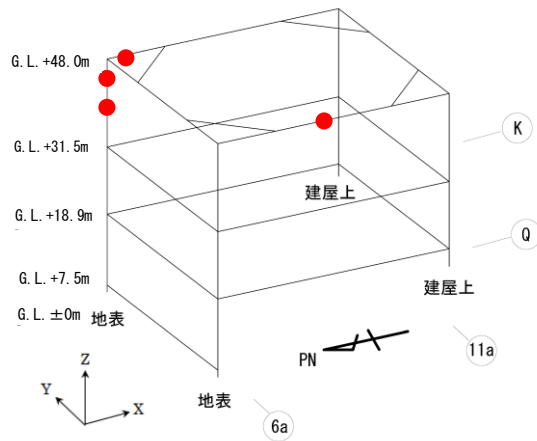
応力解析で得られた各荷重を組み合わせ、柱及び梁部材の断面検討を行う。表 2-7 に常時 (固定+積載)、表 2-8 に暴風時 (固定+積載+風圧力)、表 2-9 に地震時 (固定+積載+地震力) における断面検討結果を示す。各表には、軸力及び曲げモーメントとせん断力に対する断面検討結果から各々の応力度比が最も厳しくなる部位の結果を示している。

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	軸力	曲げ			
柱 (北東)	G. L. +48.0m	H-250*250*9*14	□-125*125*6	軸力	31.3	201	0.64	OK
	↕			曲げ	102.8			
	G. L. +31.5m			軸力	27.3	142	0.20	OK
				せん断	70.5			

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	曲げ			
梁 (西面)	G. L. +48.0m	H-250*250*9*14	□-150*150*6	軸力	9.0	186	0.60	OK
				曲げ	119.0			
				せん断	119.7	137	0.88	OK
梁 (東面)	G. L. +48.0m	H-250*250*9*14	□-150*150*6	軸力	9.2	186	0.60	OK
				曲げ	118.8			
				せん断	119.8	137	0.88	OK

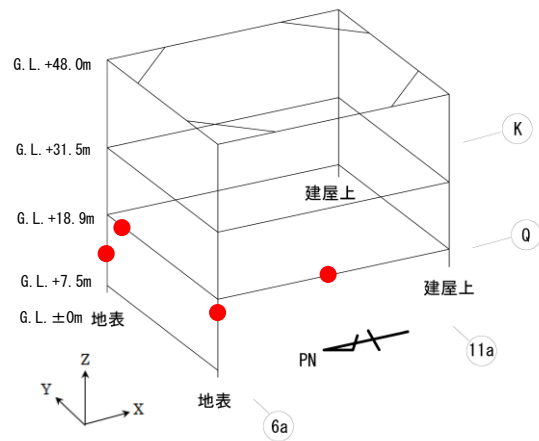


●は最大応力発生位置を示す

図 2-6

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)	G. L. +18.9m	H-250*250*9*14	□-125*125*9	軸力	88.8	301	0.69	東→西	OK	
	↘			曲げ	127.8					
	G. L. +5.6m			せん断	105.0		213	0.50	東→西	OK
							20.0	213	0.10	南→北
柱 (北東)	G. L. +18.9m	H-250*250*9*14	□-125*125*9	軸力	77.4	301	0.57	西→東	OK	
	↘			曲げ	99.0					325
	G. L. +5.6m			せん断	106.0		213	0.50	西→東	OK
							5.9	213	0.03	北→南

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)	G. L. +18.9m	H-250*250*9*14	□-150*150*6	軸力	11.3	279	0.68	西→東	OK
				曲げ	205.2				
				せん断	109.4		206	0.54	西→東
梁 (北面)	G. L. +18.9m	H-250*250*9*14	□-150*150*6	軸力	7.9	279	0.53	北→南	OK
				曲げ	162.5				
				せん断	116.9		207	0.57	西→東



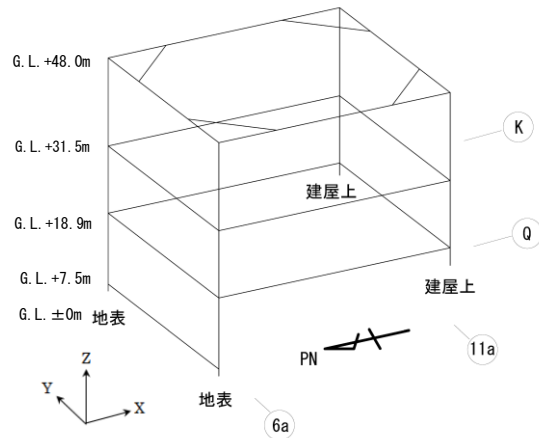
●は最大応力発生位置を示す

図 2-7

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)	G. L. +48.0m	H-250*250*9*14	□-125*125*6	軸力	37.1	301	0.69	東→西	OK	
	↘			曲げ	184.2					
	G. L. +31.5m			せん断	120.7		214	0.57	東→西	OK
					154.8		214	0.73	北→南	OK
柱 (北東)	G. L. +48.0m	H-250*250*9*14	□-125*125*6	軸力	36.1	301	0.67	南→北	OK	
	↘			曲げ	177.2					325
	G. L. +31.5m			せん断	109.2		214	0.52	西→東	OK
					158.6		214	0.75	南→北	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 (東面)	G. L. +48.0m	H-250*250*9*14	□-150*150*6	軸力	16.8	279	0.63	南→北	OK
				曲げ	183.7				
				せん断	168.6		206	0.82	南→北



●は最大応力発生位置を示す

図 2-8

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 2-9 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		長期	短期	
	常時	暴風時	地震時			
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。

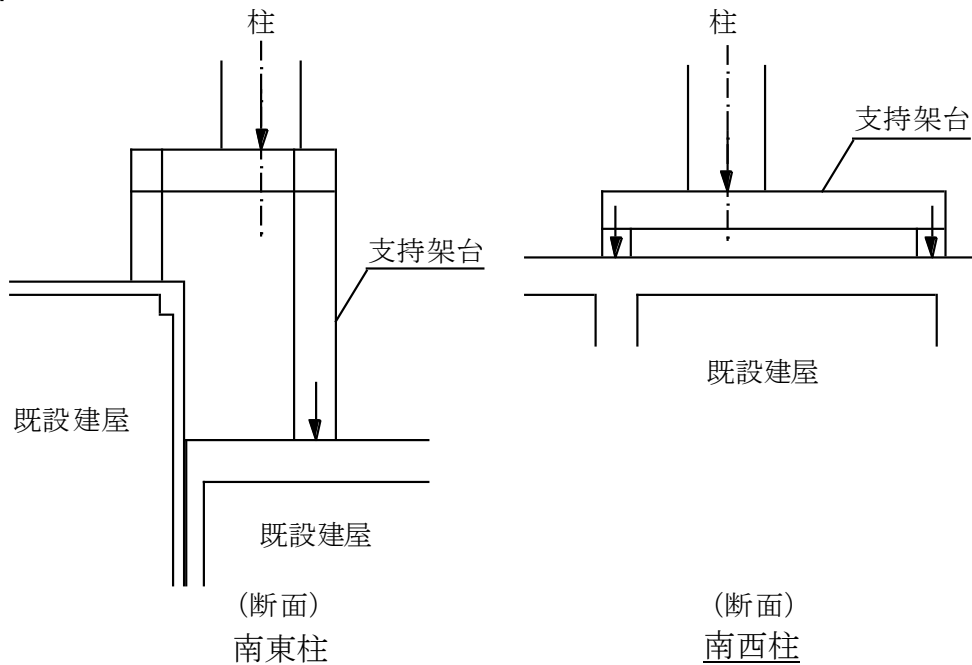


図 2-9 支持架台

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 2-12 に示す。

表 2-12(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 2-12(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 2-13 に示す。

表 2-13 速度圧及び風力係数の算定

(a)速度圧(q)の算定

G.L. (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)
+48.0	50.17	54.37	52.27	1.28	2.00	3.28	25	1230

(b)風力係数(C_p)の算定

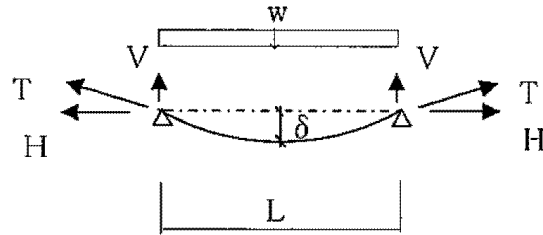
G.L. (m)	地上高さ Z(m)	k _z	壁面:正圧時			壁面:負圧時		
			外圧係数	内圧係数	風力係数	外圧係数	内圧係数	風力係数
			C _{pe}	C _{pi}	C _f	C _{pe}	C _{pi}	C _f
+48.0	38.5	0.912	0.73	-0.20	0.93	-0.70	0	-0.70

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 2-14 に示す。

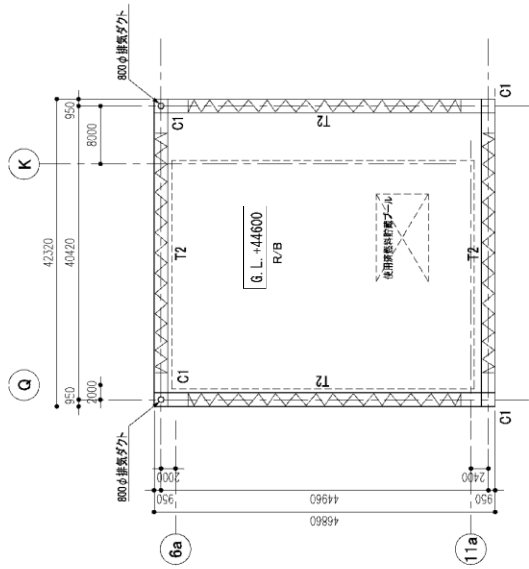
風圧力により膜材に生じる応力度は、表 2-12 に示す許容応力度以下であり、基準風速に対して約 2 倍の余裕度がある。

表 2-14 膜材の強度検討結果

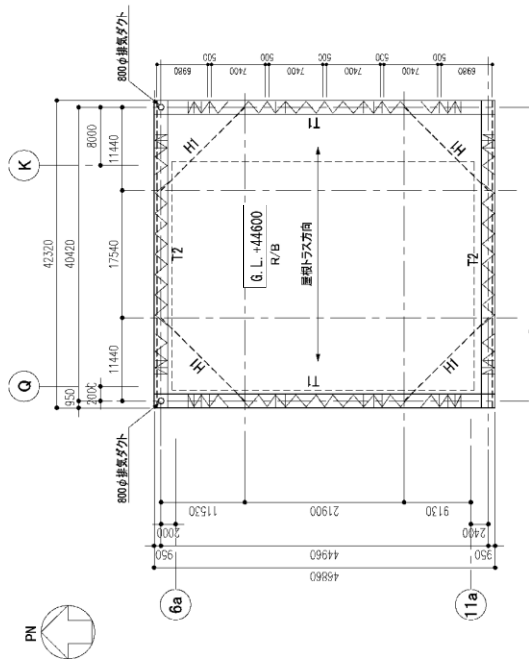
	(壁パネル膜材)		(屋根膜材)		
	(正圧時)	(負圧時)	(屋根面)	(側面)	(妻面)
	(Cf=0.93)	(Cf=-0.7)	(Cf=-1.0)	(Cf=1.0)	(Cf=1.0)
	短期	短期	短期	短期	短期
風圧力 w (N/m ²)	1150	870	1230	1230	1230
糸方向	ヨコ	ヨコ	ヨコ	ヨコ	ヨコ
支持スパン L (m)	2.31	2.31	1.85	1.85	2.53
応力度 T' (N/mm ²)	9.23	7.93	8.60	8.60	10.29
許容応力度 ft (N/mm ²)	26.15	26.15	25.95	25.95	25.95
応力度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

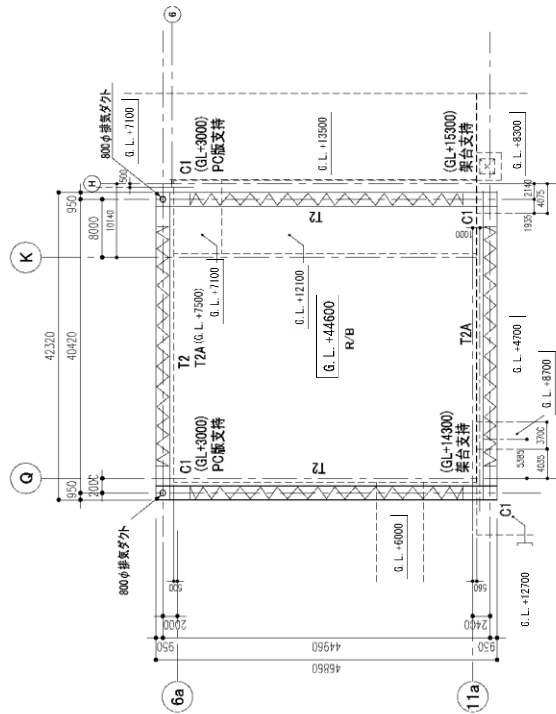
平成 15 年 8 月



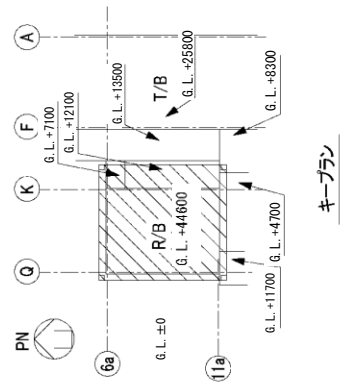
G. L. +31500



G. L. +48000

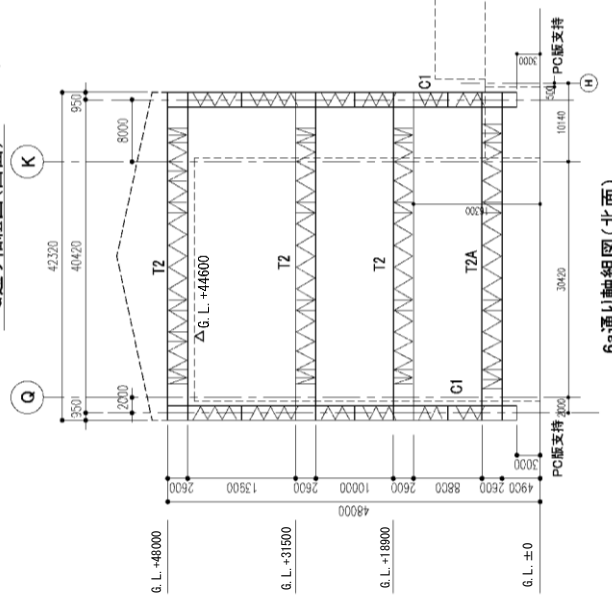
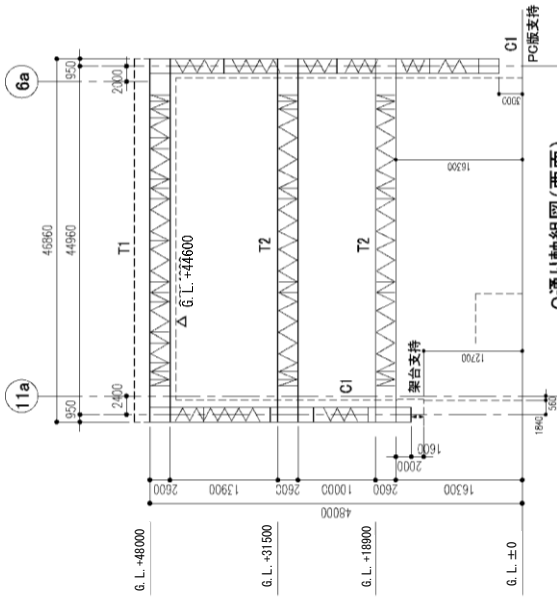
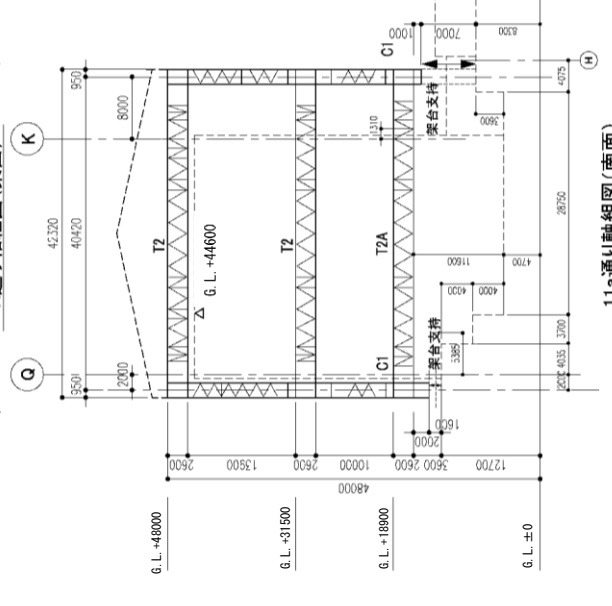
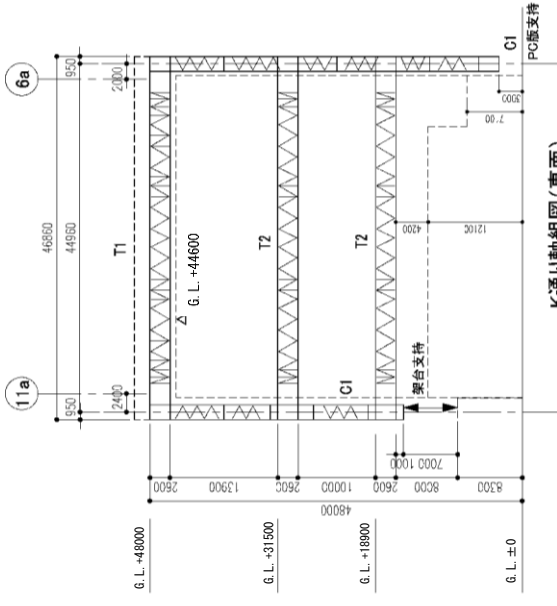


G. L. +18900



キープラン

1号機原子炉建屋カバー 伏図



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）。

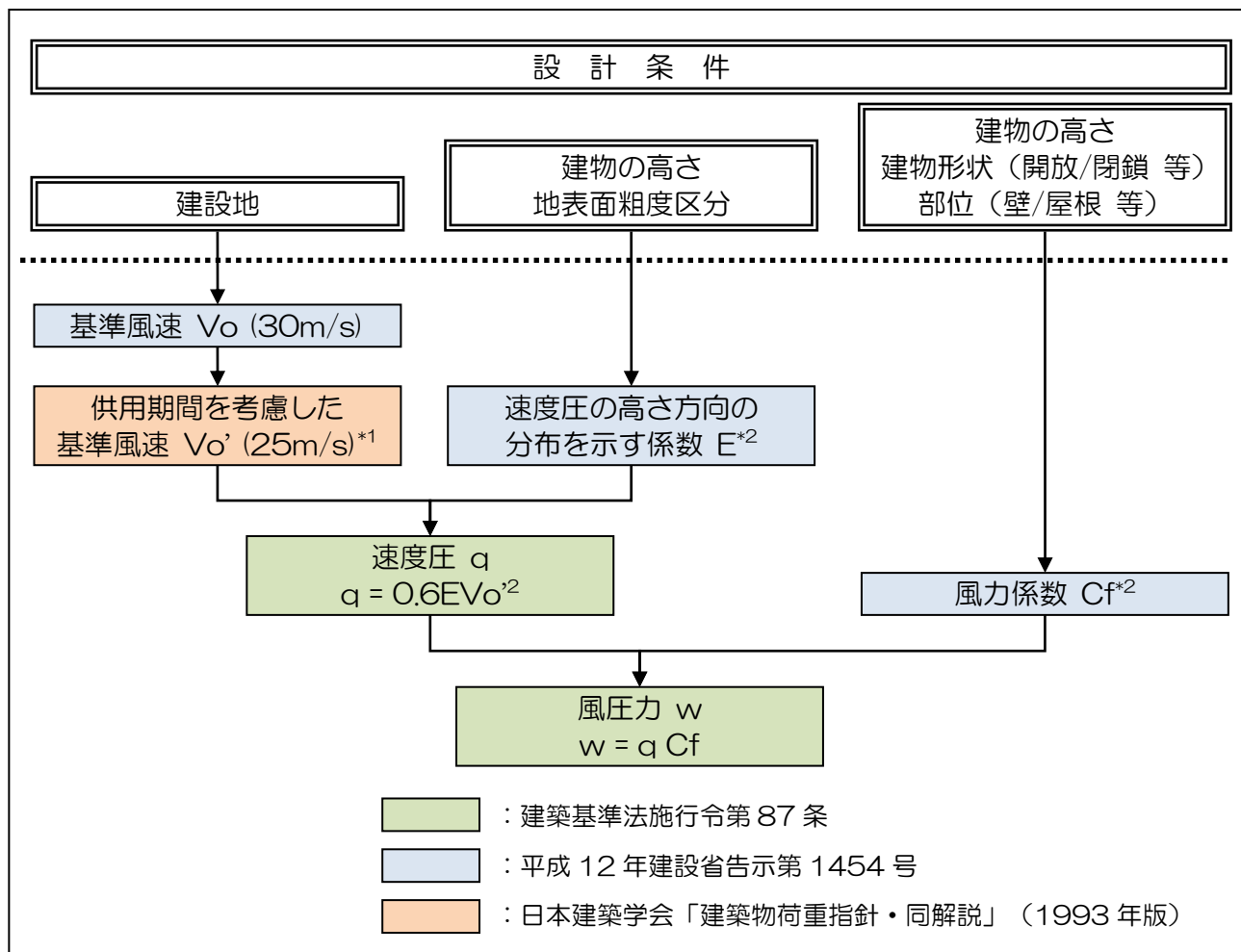
（※1）建築物荷重指針（2004 年版）の再現期間 20 年とした場合の誤差は約 9%

（※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 $V_0=30\text{m/s}$ を 10 年再現期間に換算すると以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned} V_0' &= V_0 \times (0.54 + 0.1 \ln(10)) / (0.54 + 0.1 \ln(50)) \\ &= 30 \times 0.77 / 0.93 = 24.8 \rightarrow 25 \text{ m/s} \end{aligned}$$

*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、 $Q_a=0.4 \times 12,560=5,024$ 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 4-2 及び図 4-3 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） Q_u =約 7,450kN

（地震荷重時） Q_u =約 6,330kN

すなわち、風荷重時、地震荷重時のいずれにおいても、（ $Q_a < Q_u$ 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 G.L. +18,900 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

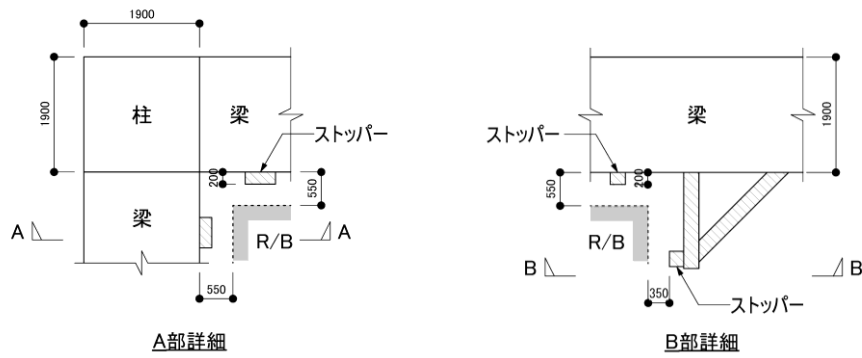
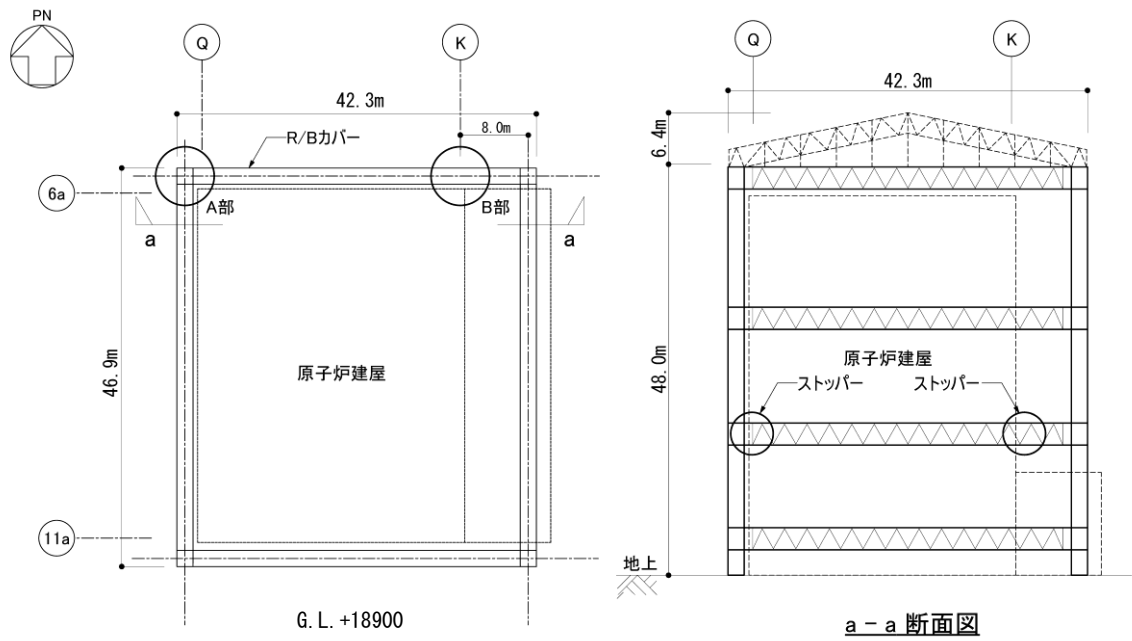
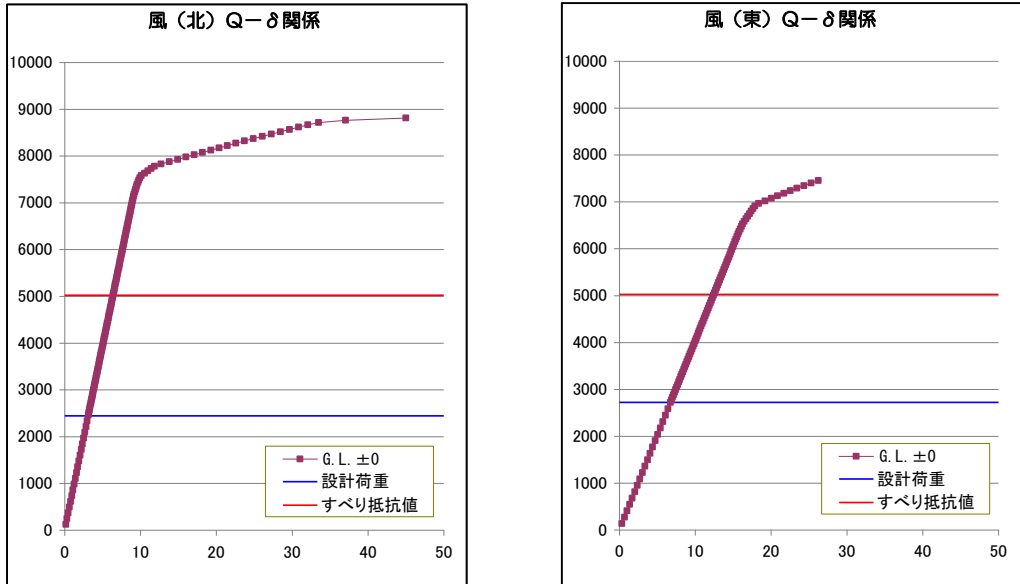


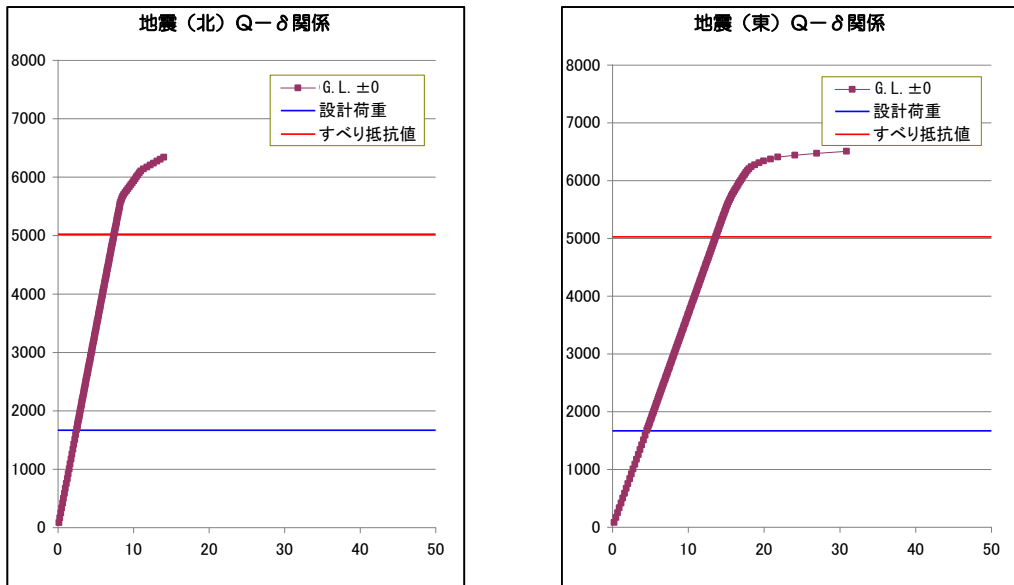
図 4-1 ストッパーの概要

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 4-2 荷重-変形関係：風荷重時



単位：横軸（cm），縦軸（kN）

図 4-3 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、排気ダクトを經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5-2参照）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5-1 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5-1 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5-2 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時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5-3 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、「Ⅲ.3.2 放射性廃棄物等の管理に関する補足説明」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 （W）を求める。
- ② ①で求めた駆体負荷 Q （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 Δt （ $^{\circ}\text{C}$ ）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 ($W/m^2 \cdot ^\circ C$)

A : 伝熱面積 (m^2)

Δt : 室内外温度差 ($^\circ C$)

$$T=t-\Delta t$$

T : 原子炉建屋内温度 ($^\circ C$)

t : カバー内温度 ($^\circ C$)

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 40,000 m^3 /h で, カバー設置前の温度/相対湿度を28.5 $^\circ C$ /75%と仮定した場合, カバー設置後のカバー内温度が約40 $^\circ C$ 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 $^\circ C$ 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 $^\circ C$ から, 湿り空気 h-x 線図より相対湿度を求める。

$$X=X_1+\{(LS+LR)/(W \gamma)\}$$

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 (0.0186 kg/kg')

LS : 使用済燃料プールからの蒸発量 (231 kg/h)

LR : 原子炉からの蒸発量 (180 kg/h)

W : カバー排気風量 (40,000 m^3/h)

γ : 空気密度 (1.2 kg/m^3)

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5-2 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5-2 水素発生量

発生箇所	発生量* (Nm ³ /h)	40°C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)

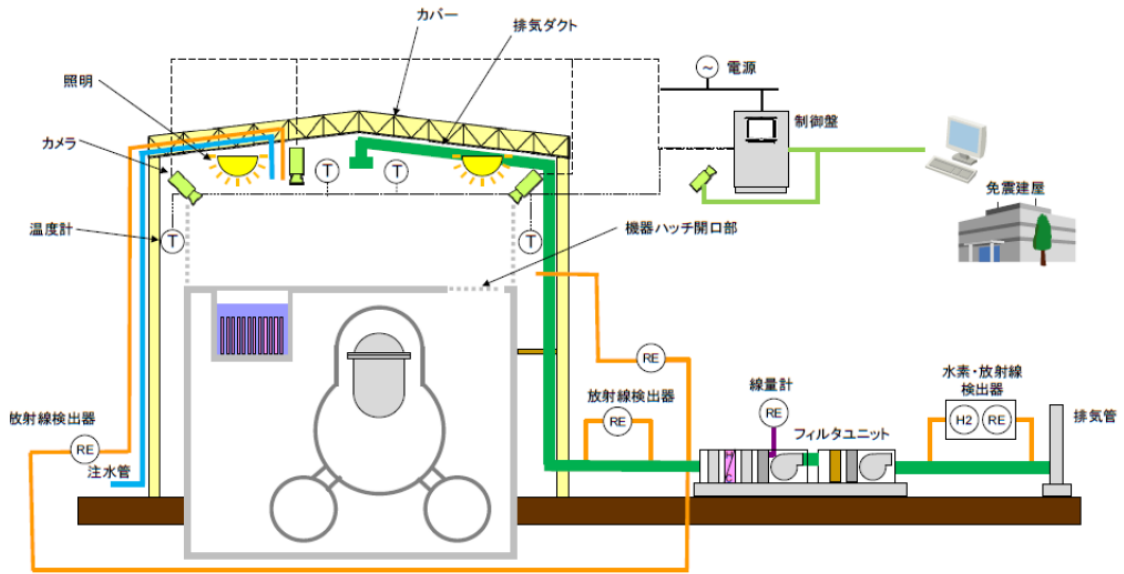


図5-1 原子炉建屋カバー排気設備及びモニタリング設備概略構成図

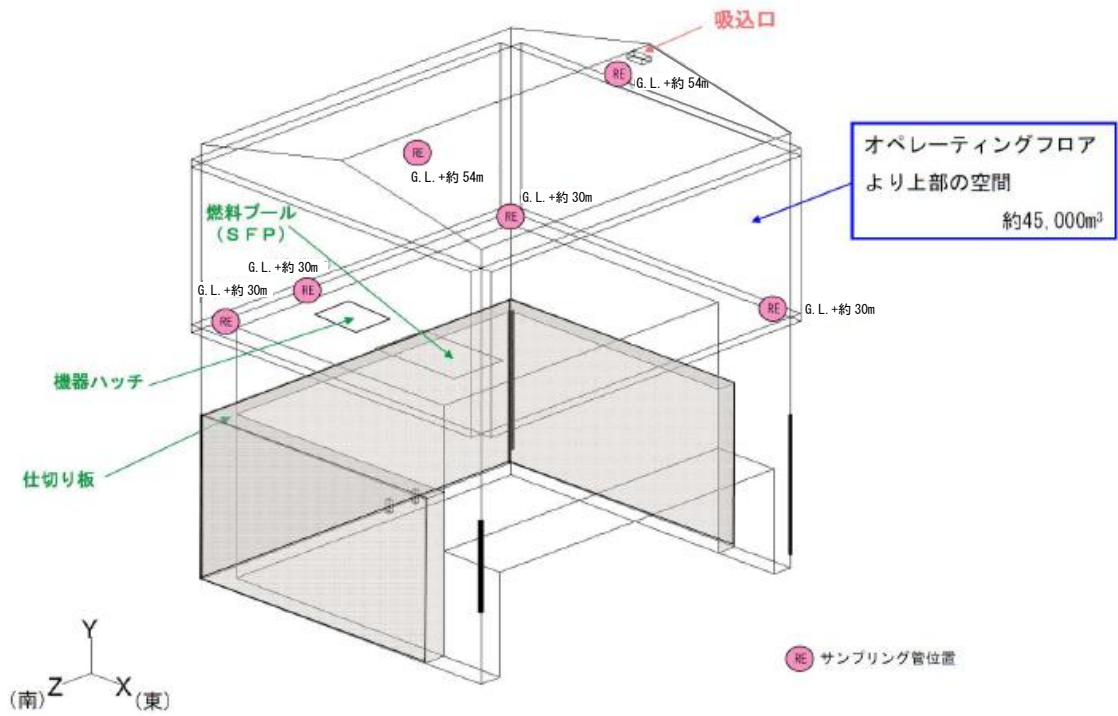


図5-2 原子炉建屋カバー放射性物質濃度サンプリング位置図

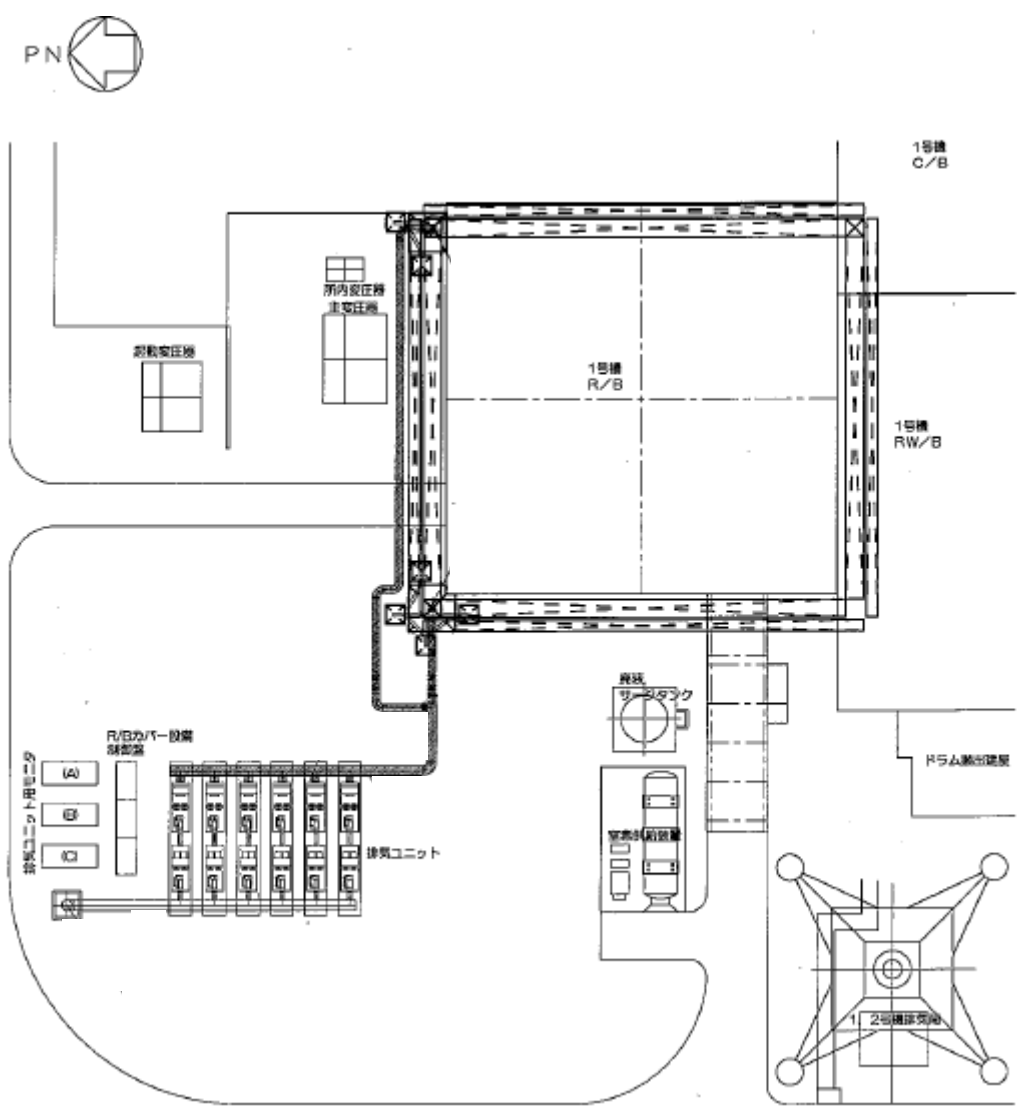


図5-3 原子炉建屋カバー排気設備配置図

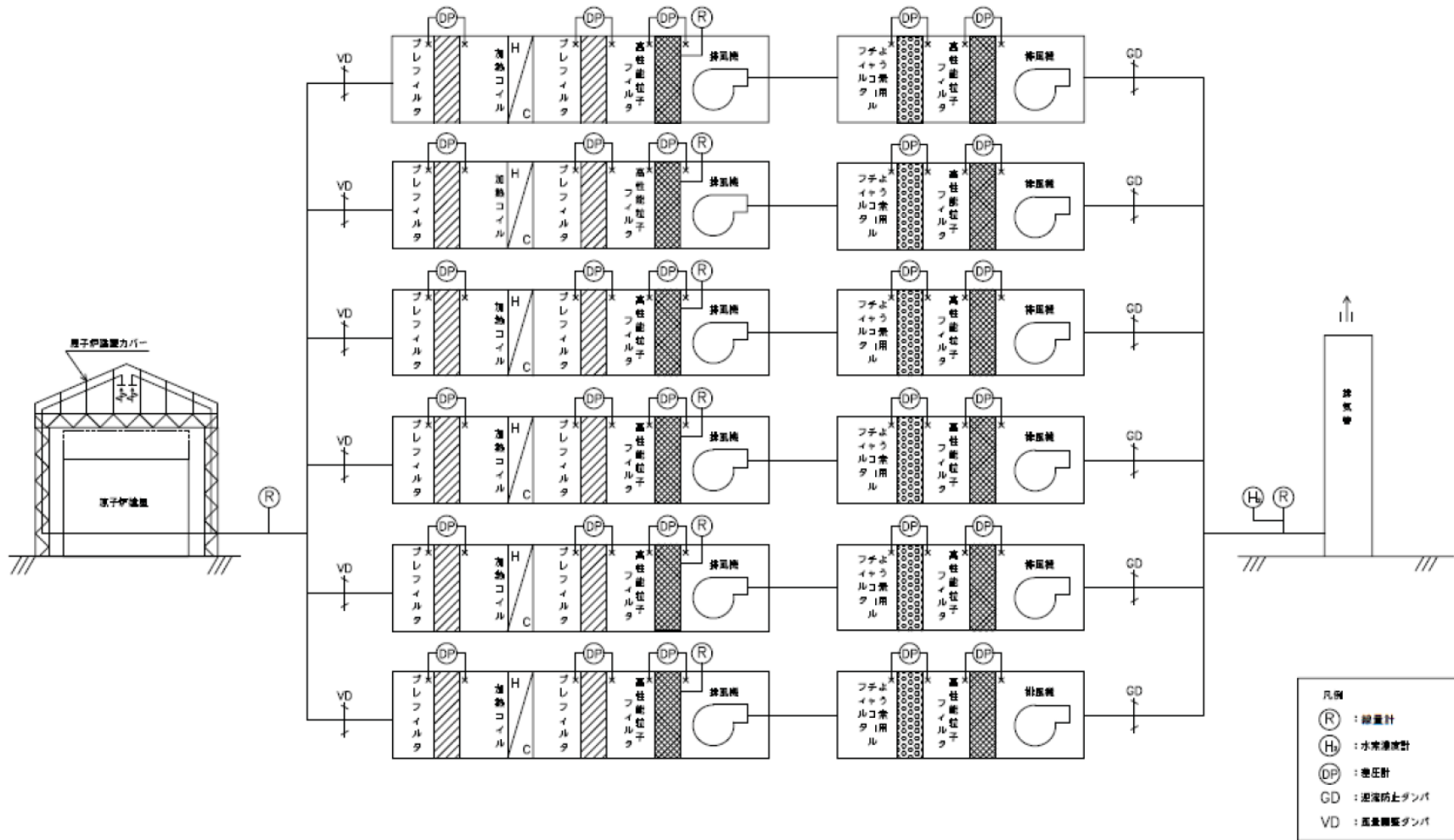


図5-4 原子炉建屋カバー排気設備系統図