

廃炉発官 30 第 199 号
平成 30 年 10 月 12 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 変更認可申請書の
一部補正について

平成 30 年 7 月 5 日付け廃炉発官 30 第 122 号をもって申請しました福島第一
原子力発電所 特定原子力施設に係る実施計画 変更認可申請書を別紙のとおり一部
補正をいたします。

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

補正箇所、補正理由およ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 / 2号機共用排気筒の上部解体に関する審査の進捗を踏まえ、下記の通り変更を行う。併せて、標高表記の記載の適正化を行う。

Ⅱ 特定原子力施設の設計、設備

2.3 使用済燃料プール設備

本文

- ・変更無し

添付資料－9

- ・変更無し

添付資料－1 2

- ・変更無し

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

本文

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－2

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－3

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－4

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－7

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－1 1

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－1 2

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－1 3

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－1 4

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－1 5

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－1 6

- ・標高表記の記載の適正化

2.7 電源系統設備

本文

- ・変更無し

2.8 原子炉格納容器ガス管理設備

添付資料－1

- ・変更無し

2.9 原子炉圧力容器内・原子炉格納容器内監視計測器

本文

- ・変更無し

2.10 放射性固体廃棄物等の管理施設

本文

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－7

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－9

- ・標高表記の記載の適正化

2.13 使用済燃料乾式キャスク仮保管設備

本文

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－1

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－2

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－3

- ・標高表記の記載の適正化

2.14 監視・制御室

本文

- ・変更無し

2.15 放射線管理関係設備等

本文

- ・変更無し

2.16.4 高性能多核種除去設備検証試験装置

本文

- ・標高表記の記載の適正化

2.17 放射性固体廃棄物等の管理施設及び関連施設（雑固体廃棄物焼却設備）

本文

- ・変更無し

添付資料－8

- ・変更無し

添付資料－17

- ・変更無し

添付資料－20

- ・変更無し

2.18 5・6号機に関する共通事項

本文

- ・変更無し

添付資料－2

- ・変更無し

2.37 モバイル型ストロンチウム除去装置等

本文

- ・標高表記の記載の適正化

2.40 放水路浄化設備

本文

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－1

- ・標高表記の記載の適正化

添付資料－3

- ・標高表記の記載の適正化

Ⅲ 特定原子力施設の保安

第3編（保安に係る補足説明）

1 運転管理に係る補足説明

1.3 地震及び津波への対応

- ・記載の適正化

1.4 豪雨，台風，竜巻への対応

- ・変更無し

1.8 地下水ドレンの運転管理について

- ・標高表記の記載の適正化

○「福島第一原子力発電所 特定原子力施設に係る実施計画 別冊集」

別冊9 放射性液体廃棄物処理施設及び関連施設に係る補足説明

I 放射性液体廃棄物処理施設及び関連施設の構造強度及び耐震性について

- ・標高表記の記載の適正化

別冊 1 3 放射性固体廃棄物等の管理施設及び関連施設（雑固体廃棄物焼却設備）
に係る補足説明

I 雑固体廃棄物焼却設備の耐震性に係る補足説明

- ・変更無し

別冊 1 6 建屋内 RO 循環設備に係る補足説明

II 建屋内 RO 循環設備の耐震性評価に係る補足説明

- ・変更無し

以 上

別添

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

2.6.1 基本設計

2.6.1.1 設置の目的

既設1～4号機の原子炉建屋，タービン建屋（コントロール建屋及び，2，3号機海水配管トレンチ・立坑^{※1}を含む），廃棄物処理建屋には，高レベル放射性汚染水（以下，「滞留水」という。）が滞留している。また，集中廃棄物処理建屋のうち，プロセス主建屋，雑固体廃棄物減容処理建屋（以下，「高温焼却炉建屋」という。）は，1～4号機のタービン建屋の滞留水を移送するための受け入れ先とするものであることから，各建屋の滞留水の状況を適切に監視し，放射性物質の建屋外への漏えいを防止するための機能を満足する設備とする。

※1：立坑とは，規模の大きな地中構造物のうち，比較的深い（10m程度）「縦の坑道」をいう。

2.6.1.2 要求される機能

- (1) 建屋等に滞留する滞留水の状況を監視できる機能を有し，建屋等の外への漏えいを防止できる機能を有すること。
- (2) 汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等があった場合にも，建屋等の外への漏えいを防止できるよう水位を管理できること。
- (3) 滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出を抑制・管理できる機能を有すること。
- (4) 建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能を有すること。

2.6.1.3 設計方針

- (1) 建屋等の滞留水の状況を監視できる機能を有し，建屋等の外への漏えいを防止できる機能を有する設計とする。

具体的には，建屋等の滞留水の状況を監視できる機能として，水位計を設置する。また，各建屋からの滞留水の漏えいを防止するために，建屋に滞留する滞留水の水位が地下水の水位よりも低くなるように管理する必要があること，地下水の水位は，サブドレン水^{※2}の水位により確認していることから，建屋近傍の適切なサブドレンに水位計を設置する。

※2：サブドレン水とは，建屋周辺の地下水をいう。

- (2) 汚染水処理設備の長期間の停止，豪雨等があった場合にも，建屋等の外への漏えいが

防止できるよう水位を管理する。

具体的には、汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等に備え、タービン建屋等の水位を余裕のある水位に維持することにより管理する。また、プロセス主建屋、高温焼却炉建屋については、受け入れを停止すれば問題とならない。また、1～4号機の滞留水が急激に増加した場合、タービン建屋の復水器等に貯留する。

- (3) 滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出を抑制・管理できる機能を有する設計とする。

具体的には、滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため、可能な限り地下開口部の閉塞を行い、必要に応じて各建屋についてダストサンプリングを実施する。

- (4) 建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能を有する設計とする。

具体的には、サブドレン水のサンプリングの測定箇所を適切に設定し、定期的に測定する。

- (5) 必要に応じて、貯留または滞留している滞留水から発生する可燃性ガスの検出、管理及び処理が適切に行える機能を有する設計とする。

具体的には、滞留水を建屋内に貯蔵した後に水素濃度測定を実施し水素の滞留のないことを確認する。また、念のため、必要に応じて換気口を設けるなど水素の滞留を抑制する。

- (6) 環境条件に対する設計上の考慮は、次の通りとする。

海水による影響については、「Ⅲ. 3. 1. 3. 1. 2(5) 1～4号機原子炉建屋の点検について及び、同 添付資料-6 コメント回答③」に記載している。

- (7) 電源停止に対する設計上の考慮は、次の通りとする。

全電源喪失による水位の遠隔監視機能が喪失の場合でも、これまでの実績から地下水の流入及び原子炉注水による水位の上昇は緩慢なものであり、水位のシミュレーションも可能である。また、交流電源を使用しない別の水位計により電源復旧までの間、手動での水位計測も可能である。以上のことから、漏えい防止の水位監視機能は喪失しないことから、安全上の問題は生じない。

- (8) 信頼性に対する設計上の考慮は、次の通りとする。

建屋等の外への漏えいを防止できる機能については、多重性を持たないが、滞留水を貯留する機能については、1～4号機各建屋の滞留水をプロセス主建屋、高温焼却炉建屋に

移送することができ、更に、タービン建屋の復水器等にも移送が可能であり、それぞれ独立した設備であることから多重性、独立性を有している。

(9) 検査可能性に対する設計上の考慮は、次の通りとする。

建屋そのものの構造・強度の健全性については、直接的には、水没部が高線量であり確認することは出来ないが、類似箇所からの類推評価や解析により健全性を評価することが可能である。

また、建屋の滞留水を貯留する能力については、滞留水の水位制御により担保されていることから、水位が規定の値に制御されていることにより能力が保たれていることを確認することが可能である。また、建屋周囲のサブドレン水の放射能濃度を計測することにより、漏えいがないことを確認でき、滞留水の地下水への漏えいのないことを確認可能である。

(10) 建屋等内に滞留する滞留水の増加抑制及び滞留水漏えいリスク低減にかかる方針は、次の通りとする。

滞留水の増加抑制及び滞留水漏えいリスク低減を図るためには、今後、地下水位を管理し地下水の流入を抑制し滞留水の水位を下げタービン建屋、原子炉建屋、廃棄物処理建屋内にある滞留水を処理する必要がある。このため、地下水バイパス、トレンチ止水等の方策を検討する。

2.6.1.4 供用期間中に確認する項目

(1) 建屋等の外への滞留水の漏えいを防止できる機能を有すること

2.6.1.5 主要な機器

(1) 設備概要

滞留水を貯留している建屋等は、集中廃棄物処理建屋のうち、滞留水を貯留するプロセス主建屋、高温焼却炉建屋と、滞留水が滞留する1～4号機の原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋で構成する。

各号機の建屋等について設計内容を目標ごとに以下に記載する。

(2) プロセス主建屋

プロセス主建屋に貯留する滞留水は、1号機、2号機、3号機及び4号機から滞留水移送装置（移送ポンプ、ポリエチレン管等）で移送され、汚染水処理設備で処理されることにより水位調整を行う。移送については、移送元の1～4号機の水位や移送先となる集中廃棄物処理建屋の水位の状況を考慮し実施する。

プロセス主建屋について、以下のとおり設計する。

a. 滞留水の監視及び建屋外への漏えい防止

建屋等にある滞留水の状況を監視できる機能として、水位計を設置し、建屋内水位を監視する。

また、建屋からの漏えいを防止する機能として、以下について実施する。

(a) 貫通部の止水

漏えいの経路となり得る当該建屋の系外への貫通部に適切な止水を実施する。

(b) 外壁、床面等の亀裂からの漏えい対策

亀裂等からの漏えい対策として、外壁、床面等の亀裂や浸潤などにひび割れ補修を実施する。

(c) 建屋に貯留する滞留水の水位管理

建屋に貯留する滞留水の水位がサブドレン水の水位よりも低くなるように管理するため、建屋近傍の適切なサブドレンに水位計を設置する。

(d) コンクリート壁中における放射性物質の拡散について

建屋のコンクリート壁中を放射性物質が拡散し、漏えいする可能性があるため、拡散評価を行う。

(e) サイトバンカ建屋における滞留水の対応について

プロセス主建屋に隣接するサイトバンカ建屋においては、地下に滞留している水に放射能が検出されていることから、プロセス主建屋に貯留する滞留水が両建屋間を繋ぐ階段室を介し流入した可能性は否定できない。

このため、サイトバンカ建屋の滞留水は適宜プロセス主建屋へ移送する。

また、サイトバンカ建屋近傍のサブドレン水の水位及び放射能濃度を監視する。

b. 汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等があった場合における建屋等の外への漏えい防止

汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等に備え、受け入れ元であるタービン建屋等の水位を余裕のある水位に維持する。このことから、プロセス主建屋への受け入れを停止すれば問題とならない。また、1～4号機の滞留水が急激に増加した場合、タービン建屋の復水器等に貯留する。

c. 気体状の放射性物質の放出抑制・管理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため、可能な限り地下開口部の閉塞を行う。また、必要に応じてプロセス主建屋についてもダストサンプリングを実施する。

なお、水の放射線分解により建屋内に水素が発生した場合の対策として設置する局所排風機は、チャコールフィルタ、高性能粒子フィルタを通して排気するものとする。

d. 地下水の放射性物質濃度の監視

建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能として、サブドレン水のサンプリングの測定箇所を適切に設定し、定期的に測定する。

e. 滞留水から発生する可燃性ガスの検出、管理及び処理

滞留水を建屋内に貯蔵した後に水素濃度測定を実施し、水素の滞留のないことを確認する。また念のため、水の放射線分解により建屋内に水素が発生した場合の対策として、建屋上部より吸気して排気する局所排風機を設置する。

なお、滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため地下開口部を閉塞する部位については、可燃性ガスが滞留する可能性がある閉塞部の付近にて水素濃度について上昇傾向のないことの確認のためサンプリングを実施する。それにより水素の滞留が確認された場合、対策を実施する。

(3) 高温焼却炉建屋

高温焼却炉建屋に貯留する滞留水は、1号機、2号機、3号機及び4号機から滞留水移送装置（移送ポンプ、ポリエチレン管等）で移送することにより受け入れ、汚染水処理設備により処理することにより水位調整を行う。移送については、移送元の1～4号機の水位や移送先となる集中廃棄物処理建屋の水位の状況を考慮し実施する。

高温焼却炉建屋について、以下のとおり設計する。

a. 滞留水の監視及び建屋外への漏えい防止

建屋等にある滞留水の状況を監視できる機能として、水位計を設置し、建屋内水位を監視する。

また、建屋からの漏えいを防止する機能として、以下について実施する。

(a) 貫通部の止水

漏えいの経路となり得る当該建屋の系外への貫通部に適切な止水工事を実施する。

(b) 外壁、床面等の亀裂からの漏えい対策

亀裂等からの漏えい対策として、外壁、床面等の亀裂や浸潤などにひび割れ補修を実施する。

(c) 建屋に貯留する滞留水の水位管理

建屋に貯留する滞留水の水位がサブドレン水の水位よりも低くなるように管理する。そのため、建屋近傍の適切なサブドレンに水位計を設置する。

(d) コンクリート壁中における放射性物質の拡散について

建屋のコンクリート壁中を放射性物質が拡散し、漏えいする可能性があるため、拡散評価を行う。

(e) 隣接する地下通路への滞留水の漏えい対応について

高温焼却炉建屋の滞留水は、隣接する地下通路に漏えいしていることが確認されたが地下通路部の水位の方が高いことから漏えいは抑制されていると考える。念のため、高温焼却炉建屋近傍のサブドレン水の水位及び放射能濃度を監視する。

b. 汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等があった場合における建屋等の外への漏えい防止

汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等に備え、受け入れ元であるタービン建屋等の水位を余裕のある水位に維持する。このことから、高温焼却炉建屋への受け入れを停止すれば問題とならない。また、1～4号機の滞留水が急激に増加した場合、タービン建屋の復水器等に貯留する。

c. 気体状の放射性物質の放出抑制・管理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため、可能な限り地下開口部の閉塞を行う。また、必要に応じてプロセス主建屋についてもダストサンプリングを実施する。

なお、水の放射線分解により建屋内に水素が発生した場合の対策として設置する局所排風機は、チャコールフィルタ、高性能粒子フィルタを通して排気するものとする。

d. 地下水の放射性物質濃度の監視

建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能として、サブドレン水のサンプリングの監視箇所を適切に設定し、定期的に測定する。

e. 滞留水から発生する可燃性ガスの検出、管理及び処理

滞留水を建屋内に貯蔵した後に水素濃度測定を実施し、水素の滞留のないことを確認する。また念のため、水の放射線分解により建屋内に水素が発生した場合の対策として、建屋上部より吸気して排気する局所排風機を設置する。

なお、滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため地下開口部を閉塞する部位については、可燃性ガスが滞留する可能性がある閉塞部の付近にて水素濃度について上昇傾向のないことの確認のためサンプリングを実施する。それにより水素の滞留が確認された場合、対策を実施する。

(4) 1号機

1号機の滞留水については、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に滞留しており、原子炉建屋から主に廃棄物処理建屋を通して2号機廃棄物処理建屋へ流出するとと

もに、タービン建屋にも流出する場合がありますと考えられる。これらの滞留水は、1号機原子炉建屋・タービン建屋から3号タービン建屋または集中廃棄物処理建屋へ滞留水移送装置（移送ポンプ、ポリエチレン管等）を通じて移送することにより水位調整を行う。また、1号機タービン建屋の滞留水については、水位状況に応じて1号機廃棄物処理建屋へ滞留水移送装置（移送ポンプ、ポリエチレン管等）を通じて2号機タービン建屋に移送する。移送については、移送元の各建屋の水位及び移送先の各建屋水位を考慮し実施する。1号機の各建屋について、以下のとおり設計する。

a. 滞留水の監視及び建屋外への漏えい防止

建屋等にある滞留水の状況を監視できる機能として、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に水位計を設置し滞留水の水位を監視する。

また、建屋からの漏えいを防止する機能として、以下について実施する。

(a) 建屋内滞留水の水位管理

建屋内滞留水の水位がサブドレン水の水位よりも低くなるように管理するため、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋の滞留水と適切な測定箇所のサブドレンに水位計を設置する。

また、地下水バイパスにより建屋周辺の地下水の水位を低下させる場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

さらに、地下水による海洋汚染拡大防止を図るため1～4号機の既設護岸の前面に遮水壁を設置した場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

(b) コンクリート壁中における放射性物質の拡散

建屋のコンクリート壁中を放射性物質が拡散し、漏えいする可能性があるため、拡散評価を行う。

b. 汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等があった場合における建屋等の外への漏えい防止

汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等に備え、1号機の滞留水が流入する2号機タービン建屋等の水位を、余裕のある水位に維持する。また、1～4号機の滞留水が急激に増加した場合、タービン建屋の復水器等に貯留する。

c. 気体状の放射性物質の放出抑制・管理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため、タービン建屋及び廃棄物処理建屋について、可能な限り地下開口部の閉塞を行い、原子炉建屋上部及び必要に応じてタービン建屋、廃棄物処理建屋についてダストサンプリングを実施する。

d. 地下水の放射性物質濃度の監視

建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能として、サブドレン水のサンプリングの測定箇所を適切に設定し、定期的に測定する。

e. 滞留水から発生する可燃性ガスの検出、管理及び処理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため地下開口部を閉塞の後、滞留する可能性がある閉塞部の付近にて水素濃度について上昇傾向のないことの確認のためサンプリングを実施する。それにより水素の滞留が確認された場合、対策を実施する。

(5) 2号機

2号機の滞留水については、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に滞留しており、各建屋間において水位状況に応じた滞留水の連動があり、2号機原子炉建屋・タービン建屋・廃棄物処理建屋から3号機タービン建屋または集中廃棄物処理建屋へ滞留水移送装置（移送ポンプ、ポリエチレン管等）を通じて移送することにより水位調整を行う。移送については、移送元の各建屋の水位及び移送先の各建屋水位を考慮し実施する。2号機の各建屋について、以下のとおり設計する。

a. 滞留水の監視及び建屋外への漏えい防止

建屋等にある滞留水の状況を監視できる機能として、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に水位計を設置し滞留水の水位を監視する。

また、建屋からの漏えいを防止する機能として、以下について実施する。

(a) 建屋内滞留水の水位管理

建屋内滞留水の水位がサブドレン水の水位よりも低くなるように管理するため、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋の滞留水と適切な測定箇所のサブドレンに水位計を設置する。

また、地下水バイパスにより建屋周辺の地下水の水位を低下させる場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

T. P. 2, 564mmに開口部を有する立坑については閉塞する。

さらに、地下水による海洋汚染拡大防止を図るため1～4号機の既設護岸の前面に遮水壁を設置する場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

(b) コンクリート壁中における放射性物質の拡散

建屋のコンクリート壁中を放射性物質が拡散し、漏えいする可能性があるため、拡散評価を行う。

b. 汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等があった場合における建屋等の外への漏

えい防止

汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等に備え、タービン建屋等の水位を、余裕のある水位に維持し、滞留水が急激に増加した場合の海洋への放出リスクの高まる T.P. 2, 564mm までの余裕を確保する。また、1～4号機の滞留水が急激に増加した場合、タービン建屋の復水器等に貯留する。

c. 気体状の放射性物質の放出抑制・管理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため、タービン建屋及び廃棄物処理建屋について、可能な限り地下開口部の閉塞を行い、原子炉建屋上部及び必要に応じてタービン建屋、廃棄物処理建屋についてもダストサンプリングを実施する。

d. 地下水の放射性物質濃度の監視

建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能として、サブドレン水のサンプリングの測定箇所を適切に設定し、定期的に測定する。

e. 滞留水から発生する可燃性ガスの検出、管理及び処理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため地下開口部を閉塞の後、滞留する可能性がある閉塞部の付近にて水素濃度について上昇傾向のないことの確認のためサンプリングを実施する。それにより水素の滞留が確認された場合、対策を実施する。

(6) 3号機

3号機の滞留水については、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に滞留しており、3/4号機の各建屋間において水位状況に応じた滞留水の連動がある。また、1号機および2号機から滞留水移送装置で移送された滞留水が流入する。これらの滞留水は3号機原子炉建屋・タービン建屋・廃棄物処理建屋から4号機タービン建屋、集中廃棄物処理建屋へ滞留水移送装置（移送ポンプ、ポリエチレン管等）で移送することにより水位調整を行う。移送については、移送元の各建屋の水位及び移送先の各建屋水位を考慮し実施する。3号機の各建屋について、以下のとおり設計する。

a. 滞留水の監視及び建屋外への漏えい防止

建屋等にある滞留水の状況を監視できる機能として、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に水位計を設置し滞留水の水位を監視する。

また、建屋からの漏えいを防止する機能として、以下について実施する。

(a) 建屋内滞留水の水位管理

建屋内滞留水の水位がサブドレン水の水位よりも低くなるように管理するた

め、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋の滞留水と適切な測定箇所のサブドレンに水位計を設置する。

また、地下水バイパスにより建屋周辺の地下水の水位を低下させる場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

T. P. 2, 564mmに開口部を有する立坑については閉塞する。

さらに、地下水による海洋汚染拡大防止を図るため1～4号機の既設護岸の前面に遮水壁を設置する場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

(b) コンクリート壁中における放射性物質の拡散

建屋のコンクリート壁中を放射性物質が拡散し、漏えいする可能性があるため、拡散評価を行う。

b. 汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等があった場合における建屋等の外への漏えい防止

汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等に備え、タービン建屋等の水位を、余裕のある水位に維持し、滞留水が急激に増加した場合の海洋への放出リスクの高まる T. P. 2, 564mm までの余裕を確保する。また、1～4号機の滞留水が急激に増加した場合、タービン建屋の復水器等に貯留する。

c. 気体状の放射性物質の放出抑制・管理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため、タービン建屋及び廃棄物処理建屋について、可能な限り地下開口部の閉塞を行い、原子炉建屋上部及び必要に応じてタービン建屋、廃棄物処理建屋についてもダストサンプリングを実施する。

d. 地下水の放射性物質濃度の監視

建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能として、サブドレン水のサンプリングの測定箇所を適切に設定し定期的に測定する。

e. 滞留水から発生する可燃性ガスの検出、管理及び処理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため地下開口部を閉塞の後、滞留する可能性がある閉塞部の付近にて水素濃度について上昇傾向のないことの確認のためサンプリングを実施する。それにより水素の滞留が確認された場合、対策を実施する。

(7) 4号機

4号機の滞留水については、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に滞留しており、3/4号機の各建屋間において水位状況に応じた滞留水の連動があり、3号機タービン建屋または4号機原子炉建屋・タービン建屋・廃棄物処理建屋から滞留水移送装置（移送ポンプ、ポリエチレン管等）で集中廃棄物処理建屋へ移送することにより水位調整を行う。移送については、移送元の各建屋の水位及び移送先の各建屋水位を考慮し実施する。4号機の各建屋について、以下のとおり設計する。

a. 滞留水の監視及び建屋外への漏えい防止

建屋等にある滞留水の状況を監視できる機能として、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋に水位計を設置し滞留水の水位を監視する。

また、建屋からの漏えいを防止する機能として、以下について実施する。

(a) 建屋内滞留水の水位管理

建屋内滞留水の水位がサブドレン水の水位よりも低くなるように管理するため、原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋の滞留水と適切な測定箇所のサブドレンに水位計を設置する。

また、地下水バイパスにより建屋周辺の地下水の水位を低下させる場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

T. P. 2, 564mmに開口部を有する立坑については閉塞する。

さらに、地下水による海洋汚染拡大防止を図るため1～4号機の既設護岸の前面に遮水壁を設置する場合においても、建屋内滞留水の水位がサブドレン水位よりも低くなるように管理する。

(b) コンクリート壁中における放射性物質の拡散

建屋のコンクリート壁中を放射性物質が拡散し、漏えいする可能性があるため拡散評価を実施する。

b. 汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等があった場合における建屋等の外への漏えい防止

汚染水処理設備の長期間の停止及び豪雨等に備え、タービン建屋等の水位を、余裕のある水位に維持し、滞留水が急激に増加した場合の海洋への放出リスクの高まる T. P. 2, 564mm までの余裕を確保する。また、1～4号機の滞留水が急激に増加した場合、タービン建屋の復水器等に貯留する。

c. 気体状の放射性物質の放出抑制・管理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため、タービン建屋及び廃棄物処理建屋について、可能な限り地下開口部の閉塞を行い、必要に応じて原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋についてもダストサンプリングを実施

する。

d. 地下水の放射性物質濃度の監視

建屋等周辺の地下水の放射性物質濃度を監視できる機能として、サブドレン水のサンプリングの測定箇所を適切に設定し、定期的に測定する。

e. 滞留水から発生する可燃性ガスの検出、管理及び処理

滞留水に起因する気体状の放射性物質の環境への放出低減のため地下開口部を閉塞の後、滞留する可能性がある閉塞部の付近にて水素濃度について上昇傾向のないことの確認のためサンプリングを実施する。それにより水素の滞留が確認された場合、対策を実施する。

本資料に記載の標高は、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、下記に基づき換算している。

<換算式> T.P. = 旧 O.P. -1,436mm

水位は、「2.35 サブドレン他水処理施設 添付-11 別紙-7 サブドレン及び建屋滞留水水位への測量結果の反映について」に基づき、計測する。

2.6.1.6 自然災害対策等

(1) 津波

津波対策は、「Ⅲ.3.1.3.2 津波への対応」に記載している。

(2) 豪雨・台風

豪雨・台風対策は、「Ⅲ.3.1.4.1 台風・豪雨について」に記載している。

(3) 竜巻

竜巻対策は、「Ⅲ.3.1.4.2 竜巻について」に記載している。

(4) 火災

建屋内の各設備においては、設備毎に必要な火災対策を実施している。また、滞留水を貯留・滞留している建屋地下エリアは、火気作業が無いため火災が発生するリスクが低く、仮に火災が発生したとしても、滞留水の貯留機能に影響はないことから、追加の火災対策は不要である。

2.6.1.7 構造強度及び耐震性

(1) プロセス主建屋

a. 東北地方太平洋沖地震後の地震応答解析，点検による確認

プロセス主建屋は耐震Bクラスであり，今回の東北地方太平洋沖地震及びその余震を経験したものの，弾性範囲の挙動を示したものと考えられるが，構造物としての健全性が維持されていることについて，地震応答解析，点検により確認を行う。

b. 地下階への貯水後における耐震安全性評価

大量（満水）の滞留水を貯蔵する荷重条件に対し，参考に基準地震動 S_s に対して，構造強度を満足することを確認する。

(2) 高温焼却炉建屋

a. 東北地方太平洋沖地震後の地震応答解析，点検による確認

高温焼却炉建屋は耐震Bクラスであり，今回の東北地方太平洋沖地震及びその余震を経験したものの，弾性範囲の挙動を示したものと考えられるが，構造物としての健全性が維持されていることについて，地震応答解析，点検により確認を行う。

b. 地下階への貯水後における耐震安全性評価

大量（満水）の滞留水を貯蔵する荷重条件に対し，参考に基準地震動 S_s に対して，構造強度を満足することを確認する。

(3) 1～4号機

a. 東北地方太平洋沖地震後の地震応答解析

原子炉建屋は耐震Sクラス，タービン建屋，廃棄物処理建屋は耐震Bクラスであり，今回の東北地方太平洋沖地震及びその余震を経験したものの，弾性範囲の挙動を示したものと考えられるが，原子炉建屋とタービン建屋は構造物としての健全性が維持されていることについて，地震応答解析により確認を行う。

b. 地下階への貯水後における耐震安全性評価

大量（満水）の滞留水を貯蔵する荷重条件に対し，原子炉建屋について，基準地震動 S_s に対して，構造強度を満足することを確認する。

また，参考に，タービン建屋，廃棄物処理建屋について，基準地震動 S_s に対して，構造強度を満足することを確認する。

2.6.2 添付資料

添付資料－1 系統概略図

- 添付資料－ 2 構造強度及び耐震性
- 添付資料－ 3 地下水バイパスによる地下水流入量の低減
- 添付資料－ 4 プロセス主建屋の貫通部の止水措置
- 添付資料－ 5 プロセス主建屋の健全性 ひび割れ等の漏えい対策
- 添付資料－ 6 プロセス主建屋の建屋外への放射性物質移行量の評価
- 添付資料－ 7 高温焼却炉建屋の貫通部の止水措置
- 添付資料－ 8 高温焼却炉建屋の健全性 ひび割れ等の漏えい対策
- 添付資料－ 9 高温焼却炉建屋の建屋外への放射性物質移行量の評価
- 添付資料－ 1 0 1～4号機の各建屋外への放射性物質移行量の評価
- 添付資料－ 1 1 建屋等内に滞留する滞留水の増加抑制及び滞留水漏えいリスク低減にかか
る方針
- 添付資料－ 1 2 汚染水処理対策委員会で議論された汚染水処理問題の抜本対策
- 添付資料－ 1 3 汚染された地下水の港湾への流出抑制策等について
- 添付資料－ 1 4 陸側遮水壁設置による地下水流入量の低減
- 添付資料－ 1 5 陸側遮水壁の閉合について
- 添付資料－ 1 6 陸側遮水壁（山側ライン）の試験凍結の実施

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性評価)

1 はじめに

地下に滞留水を貯留する1～4号機原子炉建屋，1～4号機タービン建屋，1～4号機廃棄物処理建屋及び1～4号機コントロール建屋について，地下階に滞留水があることを考慮し，基準地震動 S_s に対し，地下外壁が崩壊しないことを確認する。なお，判定は地下階の耐震壁が終局限界に至らないことを確認する。

1～4号機原子炉建屋について，基準地震動 S_s に対する地下滞留水を考慮した地震応答解析を実施し，地下外壁の耐震安全性を評価する。(4号機原子炉建屋については，Ⅲ.3.1.3 添付資料3を参照)

また，1～4号機タービン建屋，1～4号機廃棄物処理建屋及び1～4号機コントロール建屋について，それぞれ代表号機を選定した上で，基準地震動 S_s に対する地下滞留水を考慮した地震応答解析を実施し，地下外壁の耐震安全性を評価する。なお，代表号機以外については，代表号機の耐震安全性評価結果を踏まえ，建屋の類似性等を考慮して，耐震安全性を評価する。ここで，代表号機は滞留水の容量が最大の号機とする。

2 原子炉建屋

2.1 1号機原子炉建屋

2.1.1 解析評価方針

1号機原子炉建屋の地下滞留水を考慮した耐震安全性評価は、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析によることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。

解析モデルは、地下1階から地上5階に設置された機器を含む建屋全域をNS、EW方向とも1軸質点系モデルとする。

地下階への滞留水の付加重量は建屋外形寸法・建屋内部の壁厚・機器容積から体積を算定し、固定水として評価する。

地下耐震壁の評価は、地震応答解析により得られた該当部位の最大せん断ひずみが、評価基準値 (4.0×10^{-3}) を超えないことを確認することとする。

1号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を、図2.1.1-1に示す。

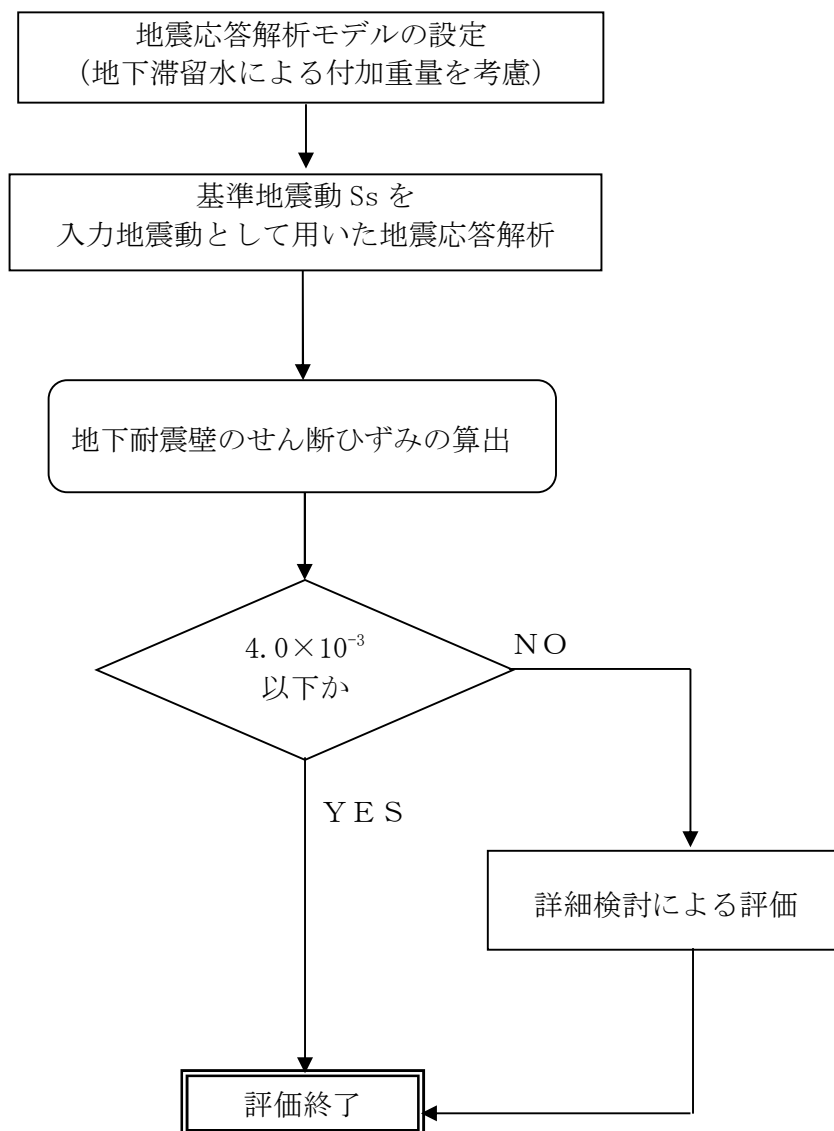


図 2.1.1-1 1号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

2.1.2 1号機原子炉建屋の水位及び地下滞留水量

1号機原子炉建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量を表 2.1.2-1 に示す。

表 2.1.2-1 1号機原子炉建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量

	1号機
水位	G. L. -3, 000
貯水量	5, 600m ³

2.1.3 解析に用いる入力地震動

1号機原子炉建屋への入力地震動は、「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」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図2.1.3-1に示す。この1号機原子炉建屋の解析モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s に対する建屋基礎底面レベルの地盤応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置における基準地震動 S_s の加速度波形について、図2.1.3-2に示す。

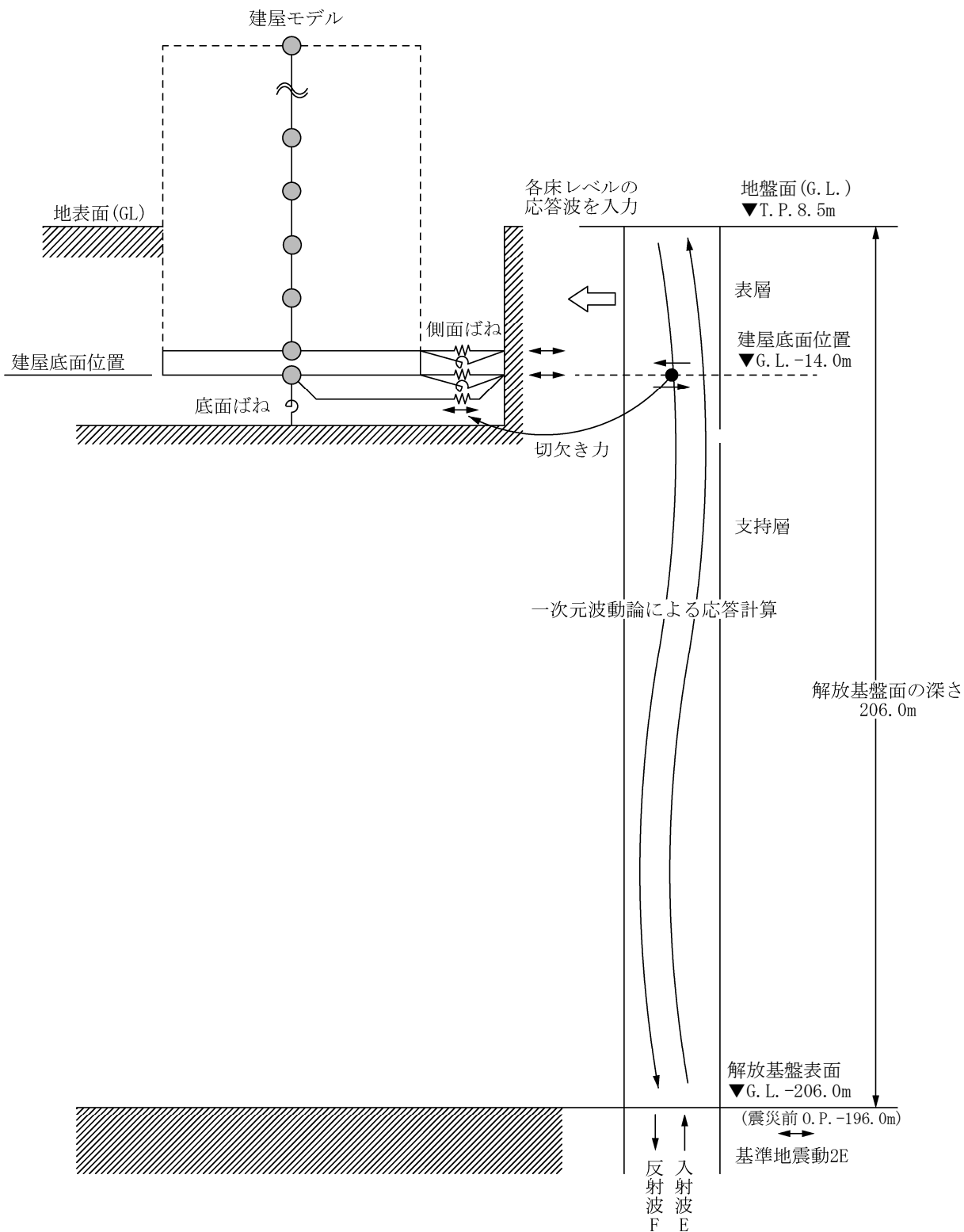


図 2.1.3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

本資料に記載の標高は、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、下記に基づき換算している。

<換算式> T.P. = 旧 O.P. -1,436mm

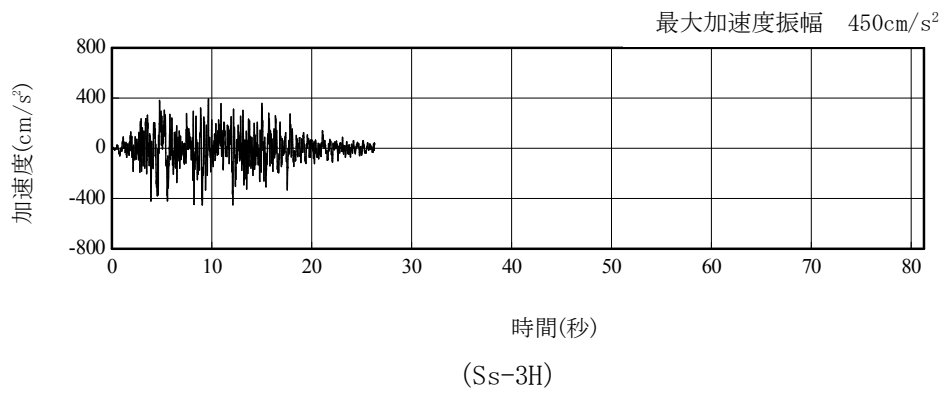
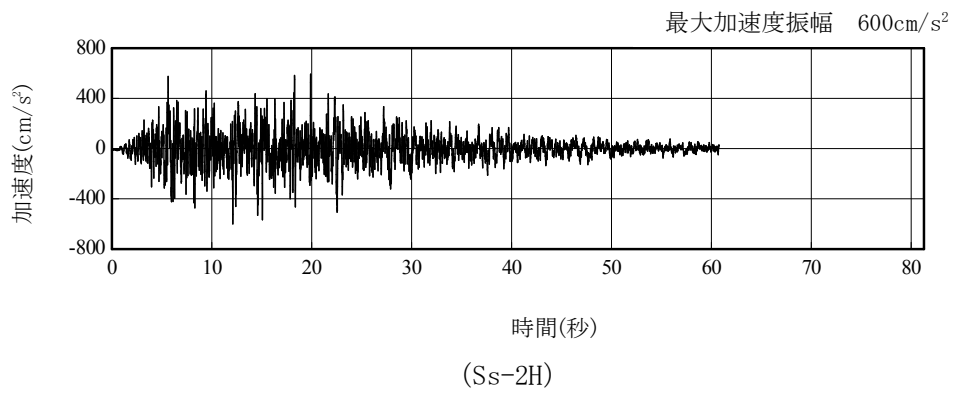
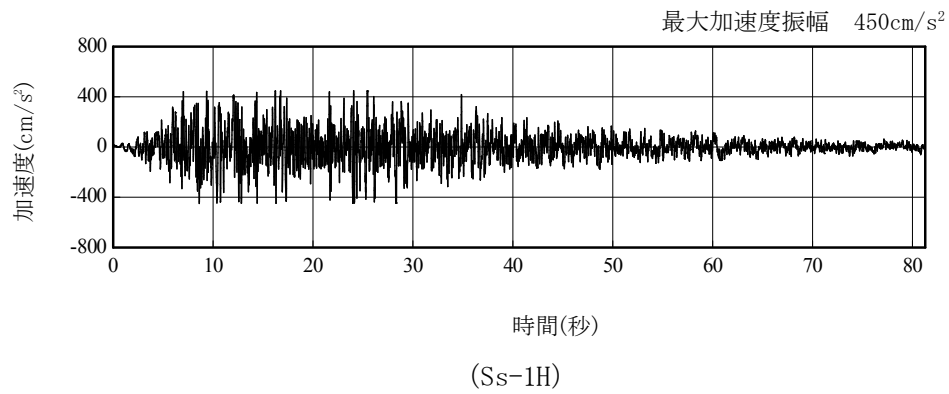


図 2.1.3-2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形 (水平方向)

2.1.4 地震応答解析モデル

基準地震動 S_s に対する 1 号機原子炉建屋の地震応答解析は、「2.1.3 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

地震応答解析モデルは、図 2.1.4-1 及び図 2.1.4-2 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、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。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばね及び入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表 2.1.4-1 に、建屋解析モデルの諸元を表 2.1.4-2 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。解析に用いた地盤定数を表 2.1.4-3 に示す。

解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、成層補正を行ったのち、振動アドミタンス理論に基づいて、スウェイ及びロッキングばね定数を近似的に評価する。また、埋込部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、水平及び回転ばねを「JEAG4601-1991」により NOVAK ばねに基づいて近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図 2.1.4-3 に示すようにばね定数 (K_c) として実部の静的な値を、また、減衰係数 (C_c) として建屋－地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

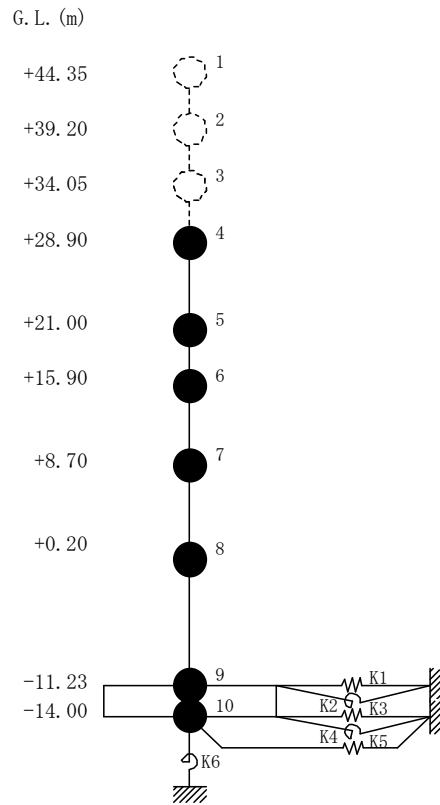


図 2.1.4-1 1号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS方向)

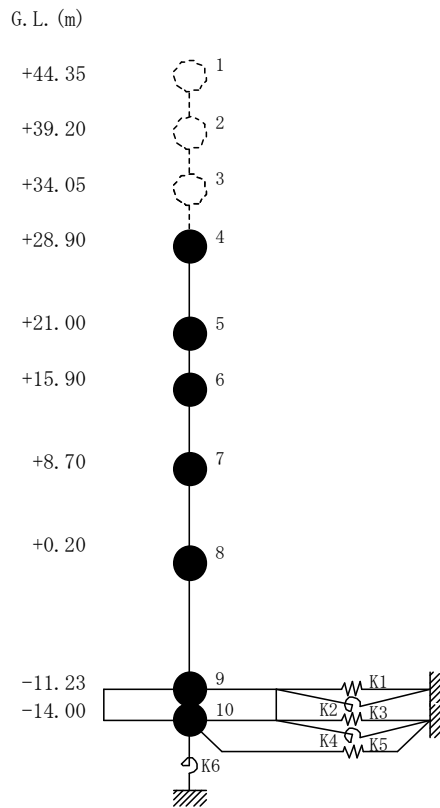


図 2.1.4-2 1号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW方向)

表 2.1.4-1 地震応答解析に用いる物性値

コンク リート	強度*1 F _c (N/mm ²)	ヤング係数*2 E (N/mm ²)	せん断弾性係数*2 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

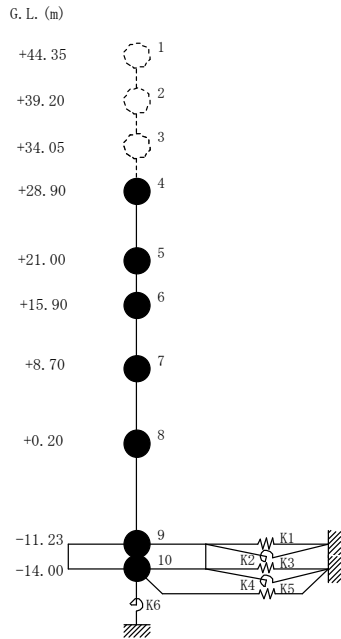
*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

*2：実強度に基づく値を示す。

*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表 2.1.4-2 建屋解析モデルの諸元

NS 方向

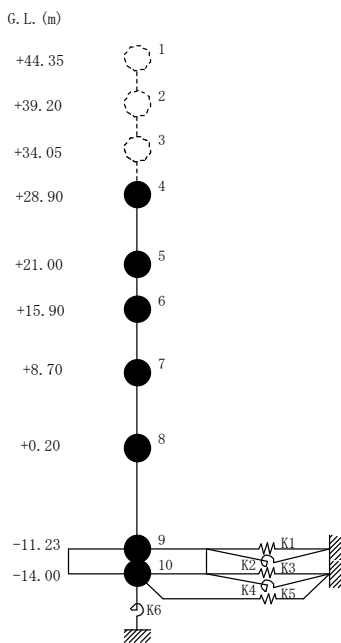


質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{m}^4)$
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	—	—	—	—
4	58,690	84.43	—	—
5	67,910	97.77	135.0	16,012
6	77,220	111.11	160.8	21,727
7	88,440	127.32	132.8	24,274
8	162,800 [1,240] (16,780)	234.31 [1.79] (24.15)	155.6	36,481
9	185,210 (38,140)	266.64 (54.91)	294.0	52,858
10	62,400	89.83	1,914.3	275,530
合計	702,670			

注 ()内は滞留水による付加分を示す。
[]内はカバリング工事による付加分を示す。

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%
 基礎形状 $41.56\text{m} (\text{NS 方向}) \times 43.56\text{m} (\text{EW 方向})$

EW 方向



質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{m}^4)$
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	—	—	—	—
4	58,690	48.34	—	—
5	67,910	55.90	102.7	9,702
6	77,220	63.55	163.9	13,576
7	88,440	127.32	131.6	14,559
8	162,800 [1,240] (16,780)	234.31 [1.79] (24.15)	197.8	36,427
9	185,210 (38,140)	327.39 (67.42)	294.0	52,858
10	62,400	110.32	1,914.3	338,428
合計	702,670			

注 ()内は滞留水による付加分を示す。
[]内はカバリング工事による付加分を示す。

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%
 基礎形状 $41.56\text{m} (\text{NS 方向}) \times 43.56\text{m} (\text{EW 方向})$

表 2.1.4-3 (1) 地盤定数

(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	-

表 2.1.4-3 (2) 地盤定数

(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	-

表 2.1.4-3 (3) 地盤定数

(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)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-20.0	泥岩 (解放基盤)	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
		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

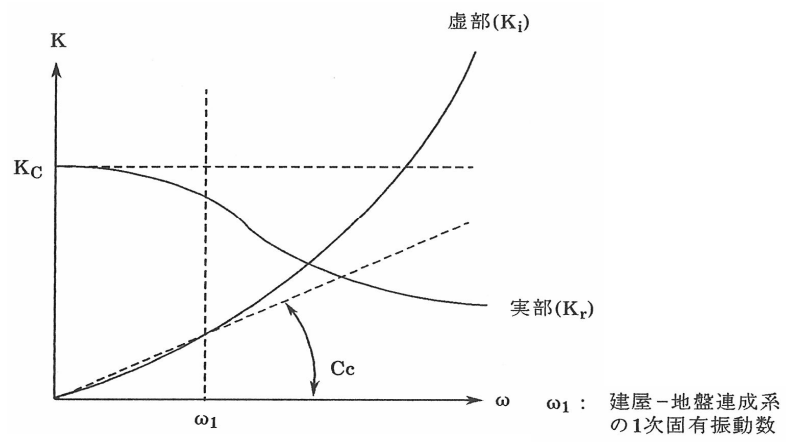


図 2.1.4-3 地盤ばねの近似

2.1.5 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向，EW 方向の最大応答加速度を，滞留水を未考慮*注の場合と比較して，図 2.1.5-1～図 2.1.5-6 に示す。

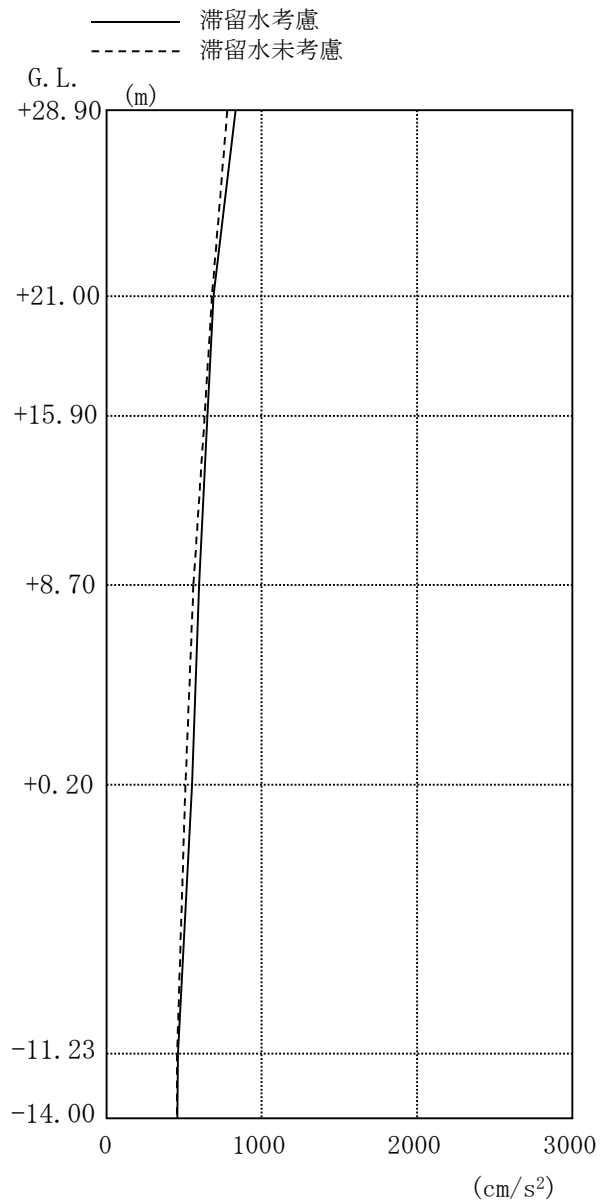


図 2.1.5-1 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-1H)

*注：滞留水考慮：本検討における結果であり，滞留水の重量の他，原子炉建屋カバーの重量を考慮したもの。

滞留水未考慮：損傷前の「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 (改訂版)」(原管発官 21 第 110 号 平成 21 年 6 月 19 日付け)の結果。

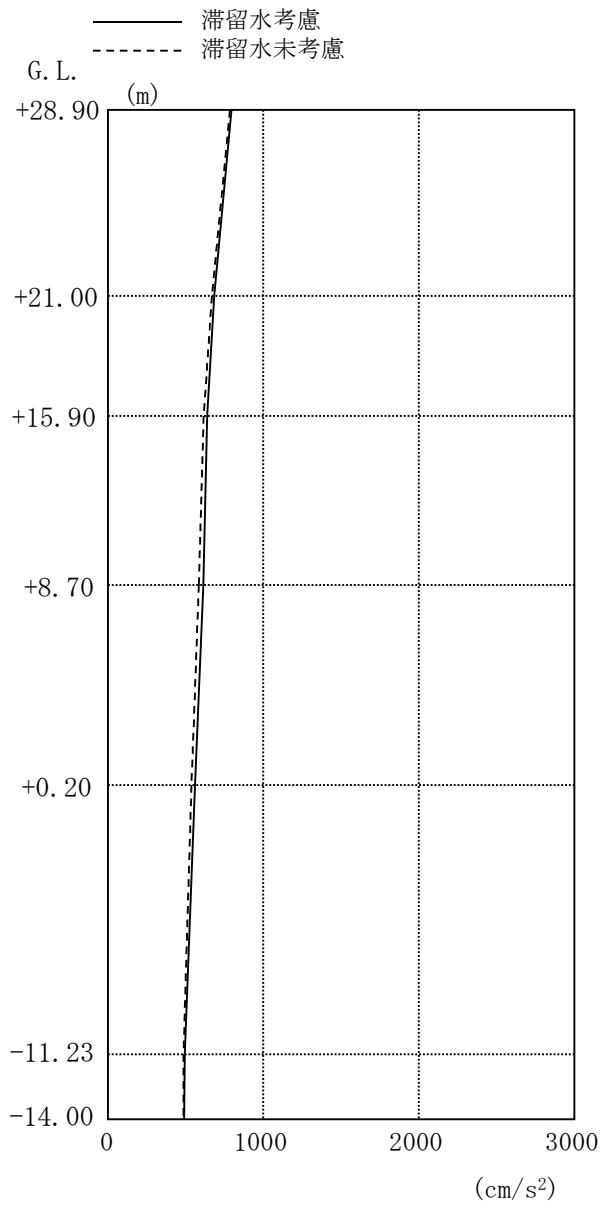


图 2. 1. 5-2 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-2H)

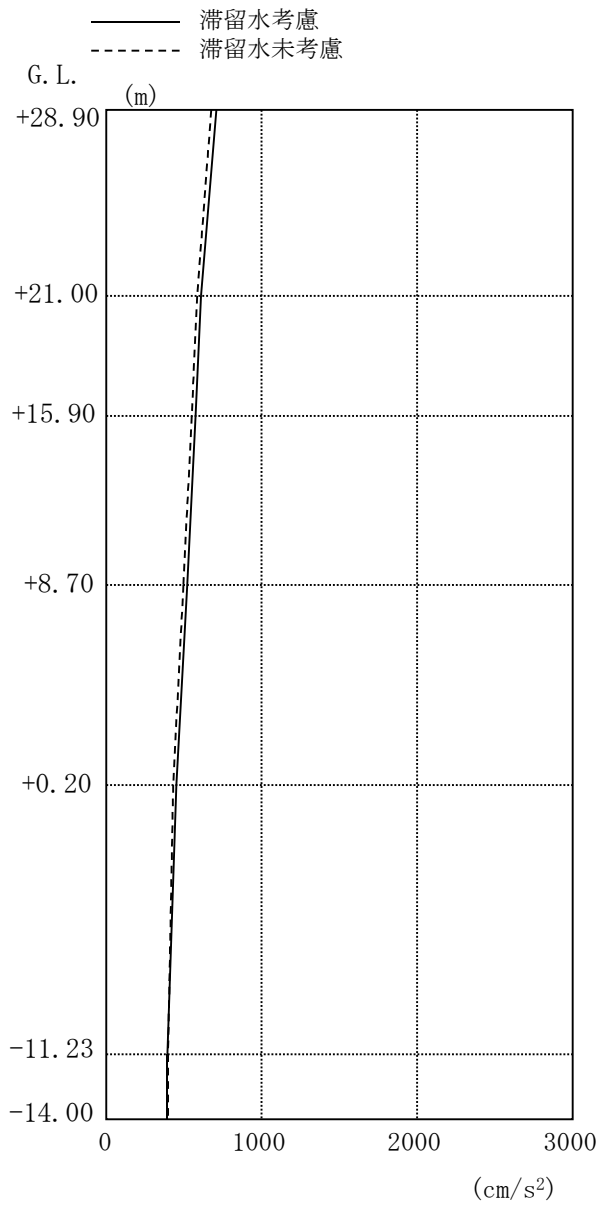


图 2.1.5-3 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-3H)

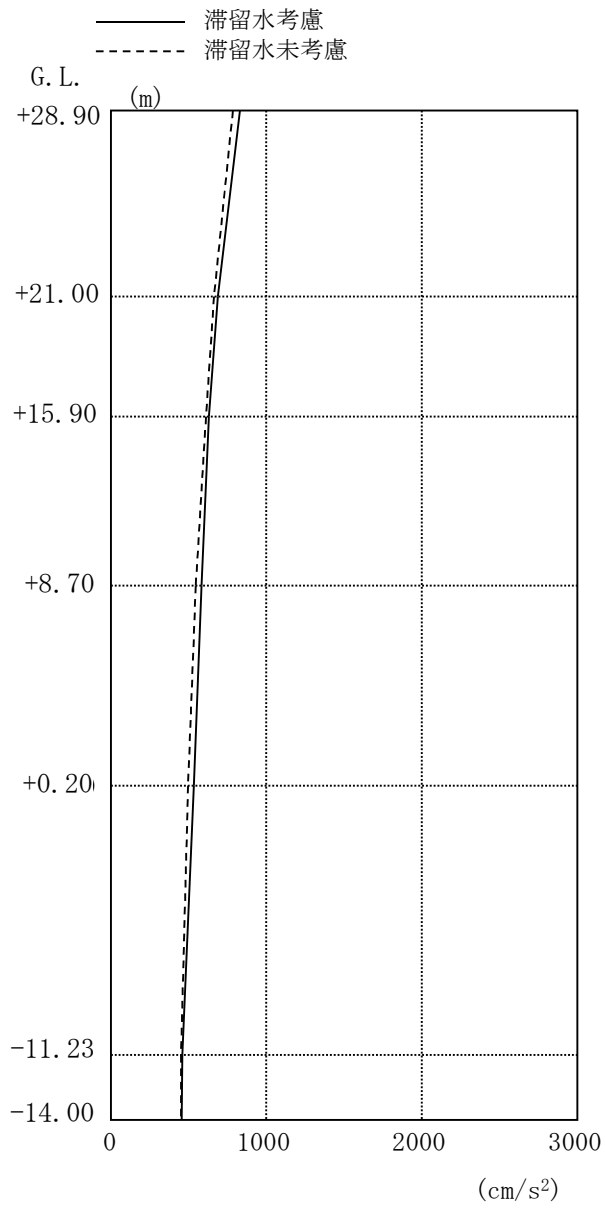


图 2.1.5-4 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-1H)

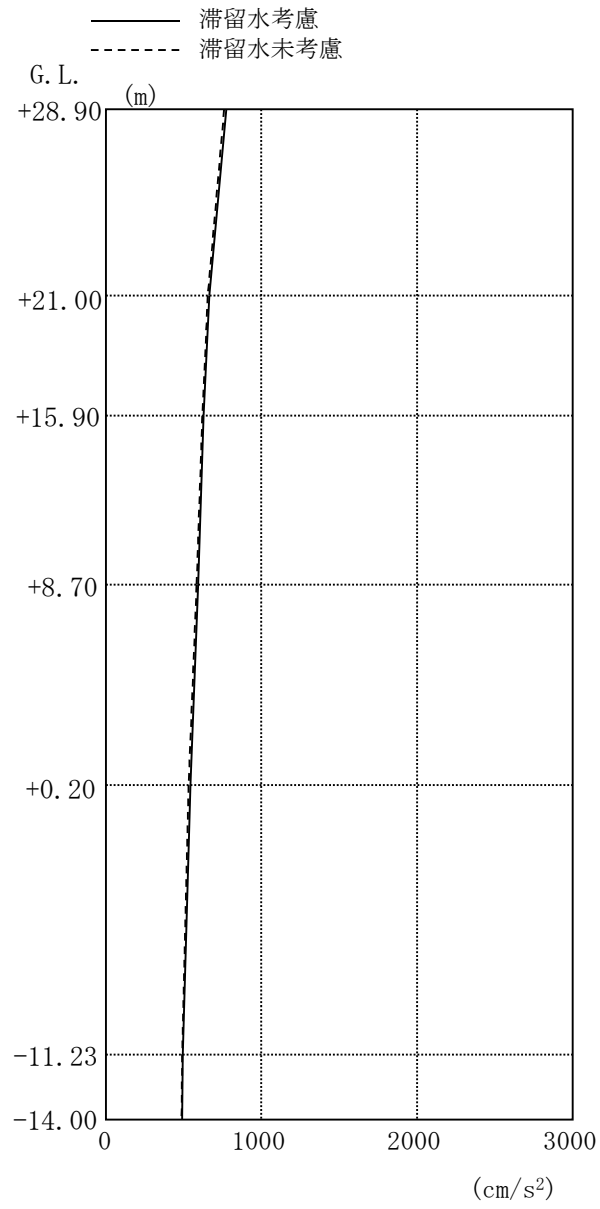


图 2. 1. 5-5 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-2H)

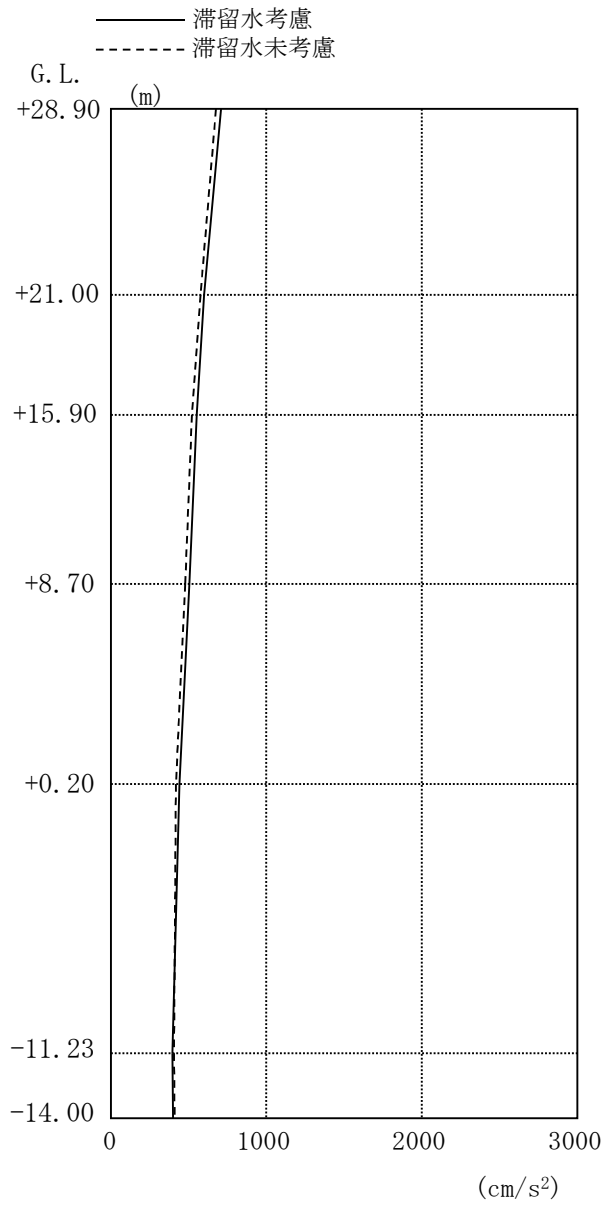


图 2. 1. 5-6 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-3H)

2.1.6 耐震安全性評価結果

地震応答解析により得られた地下耐震壁のせん断ひずみ一覧を、滞留水を未考慮の場合と比較して、表 2.1.6-1 及び表 2.1.6-2 に示す。また、図 2.1.6-1 及び図 2.1.6-2 に基準地震動 Ss に対する最大応答値を、滞留水を未考慮の場合と比較して、耐震壁のスケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、滞留水を考慮した場合でも、最大で 0.09×10^{-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、スケルトン曲線は、建屋の方向別に、層を単位とした水平断面形状より「JEAG4601-1991」に基づいて設定したものである。

以上のことから、1号機原子炉建屋の耐震安全性は確保されているものと評価した。

表 2.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

(単位: $\times 10^{-3}$)

階	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	+0.20~-11.23	考慮	0.09	0.09	0.08	4.0 以下
		未考慮	0.08	0.09	0.07	

表 2.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位: $\times 10^{-3}$)

階	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	+0.20~-11.23	考慮	0.09	0.09	0.08	4.0 以下
		未考慮	0.08	0.09	0.07	

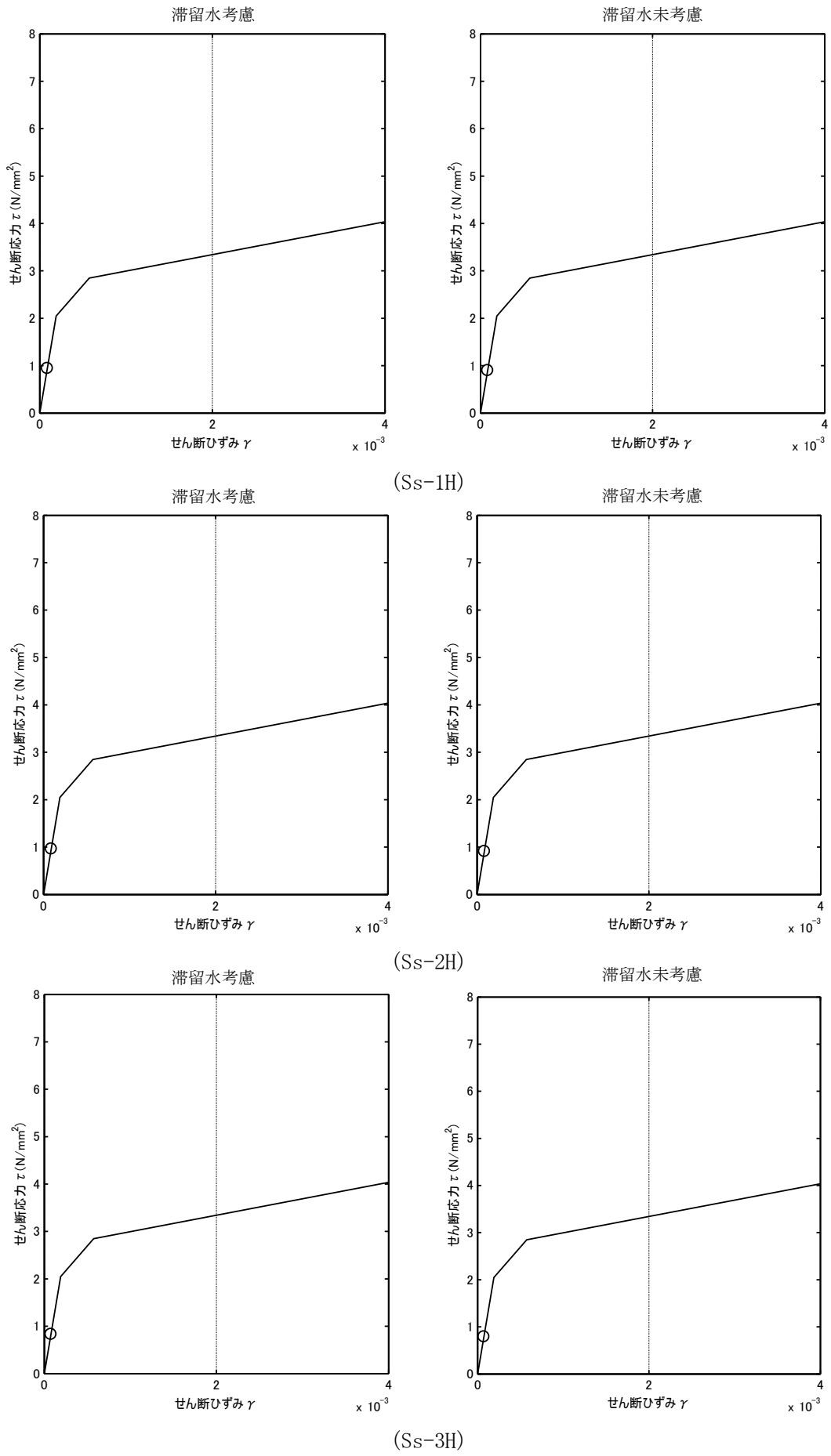
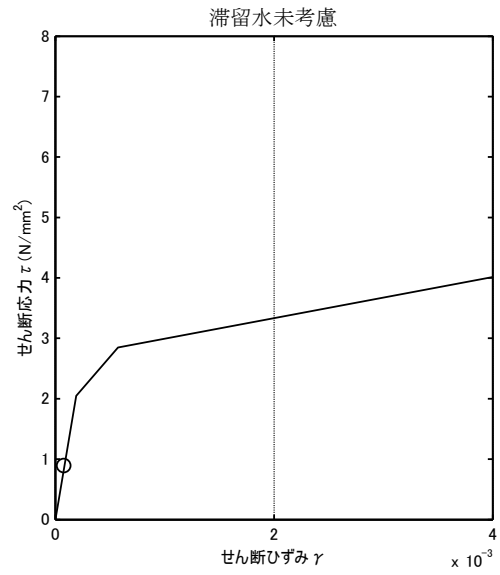
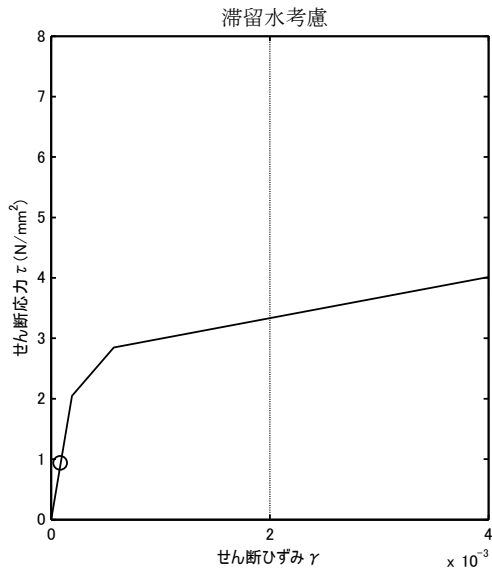
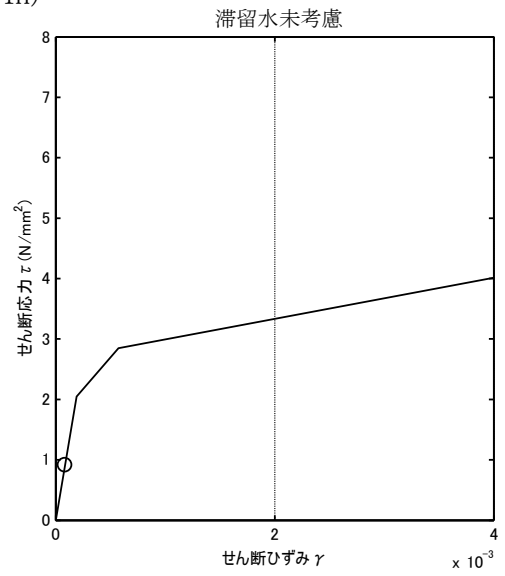
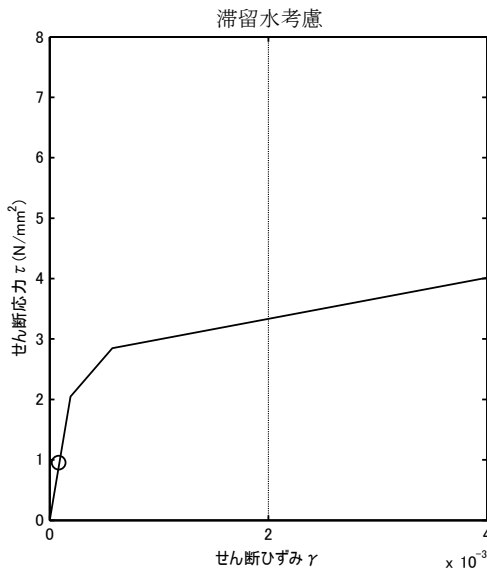


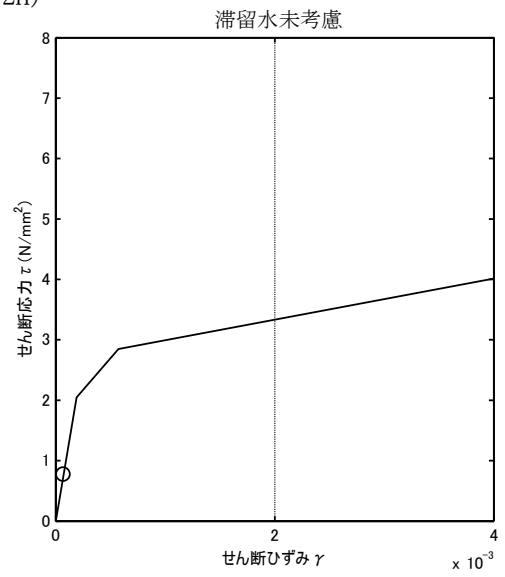
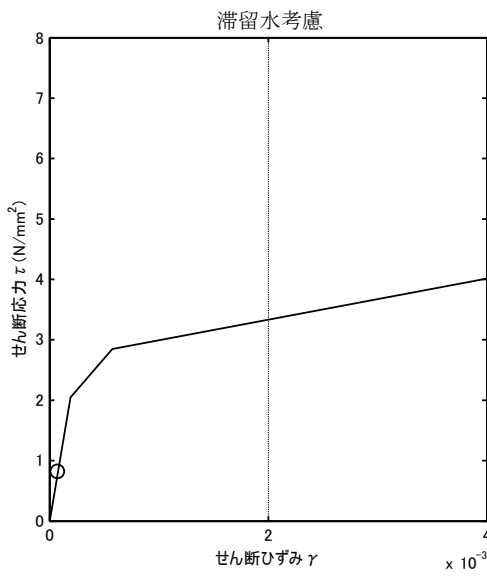
図 2.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

図 2.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

2.2 2号機原子炉建屋

2.2.1 解析評価方針

2号機原子炉建屋の地下滞留水を考慮した耐震安全性評価は、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析によることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。

解析モデルは、地下1階から地上5階に設置された機器を含む建屋全域をNS、EW方向とも1軸質点系モデルとする。

地下階への滞留水の付加重量は建屋外形寸法・建屋内部の壁厚・機器容積から体積を算定し、固定水として評価する。

地下耐震壁の評価は、地震応答解析により得られた該当部位の最大せん断ひずみが、評価基準値 (4.0×10^{-3}) を超えないことを確認することとする。

2号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を、図 2.2.1-1 に示す。

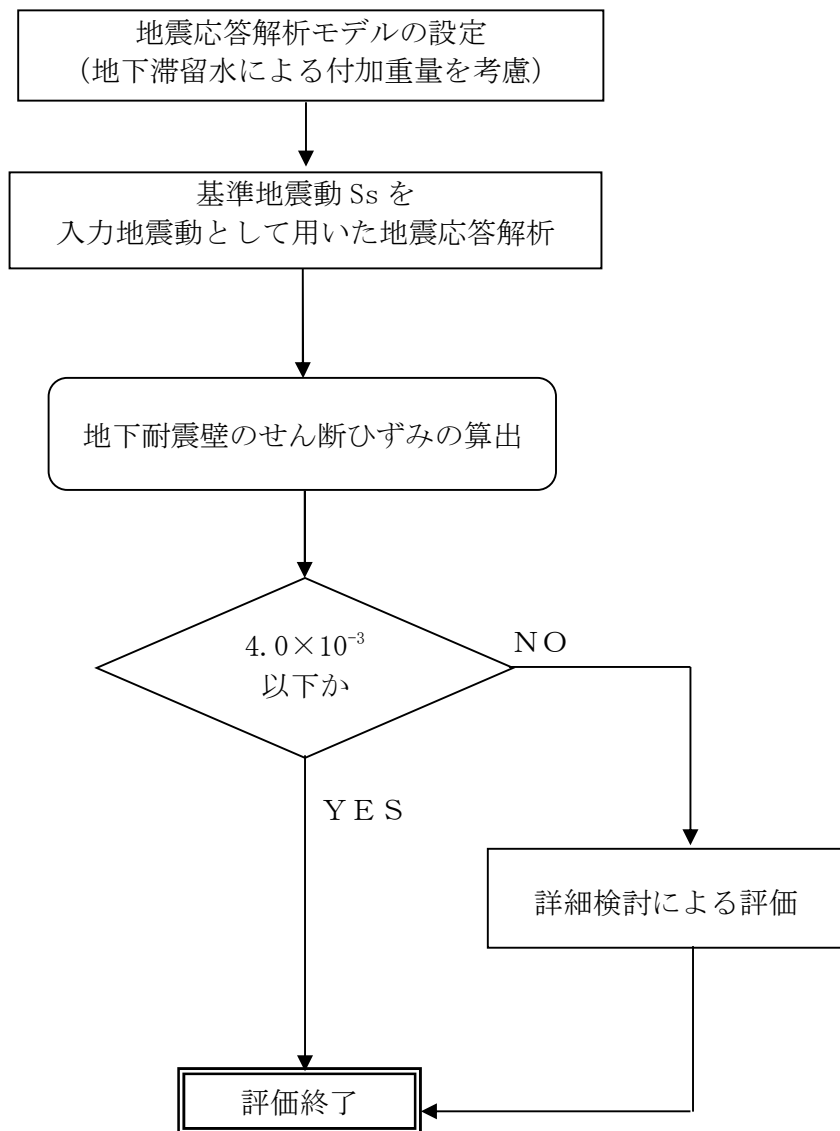


図 2.2.1-1 2号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

2.2.2 2号機原子炉建屋の水位及び地下滞留水量

2号機原子炉建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量を表 2.2.2-1 に示す。

表 2.2.2-1 2号機原子炉建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量

	2号機
水位	G. L. -6, 000
貯水量	6, 500m ³

2.2.3 解析に用いる入力地震動

2号機原子炉建屋への入力地震動は、「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」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 2.2.3-1 に示す。この2号機原子炉建屋の解析モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s に対する建屋基礎底面レベルの地盤応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置における基準地震動 S_s の加速度波形について、図 2.2.3-2 に示す。

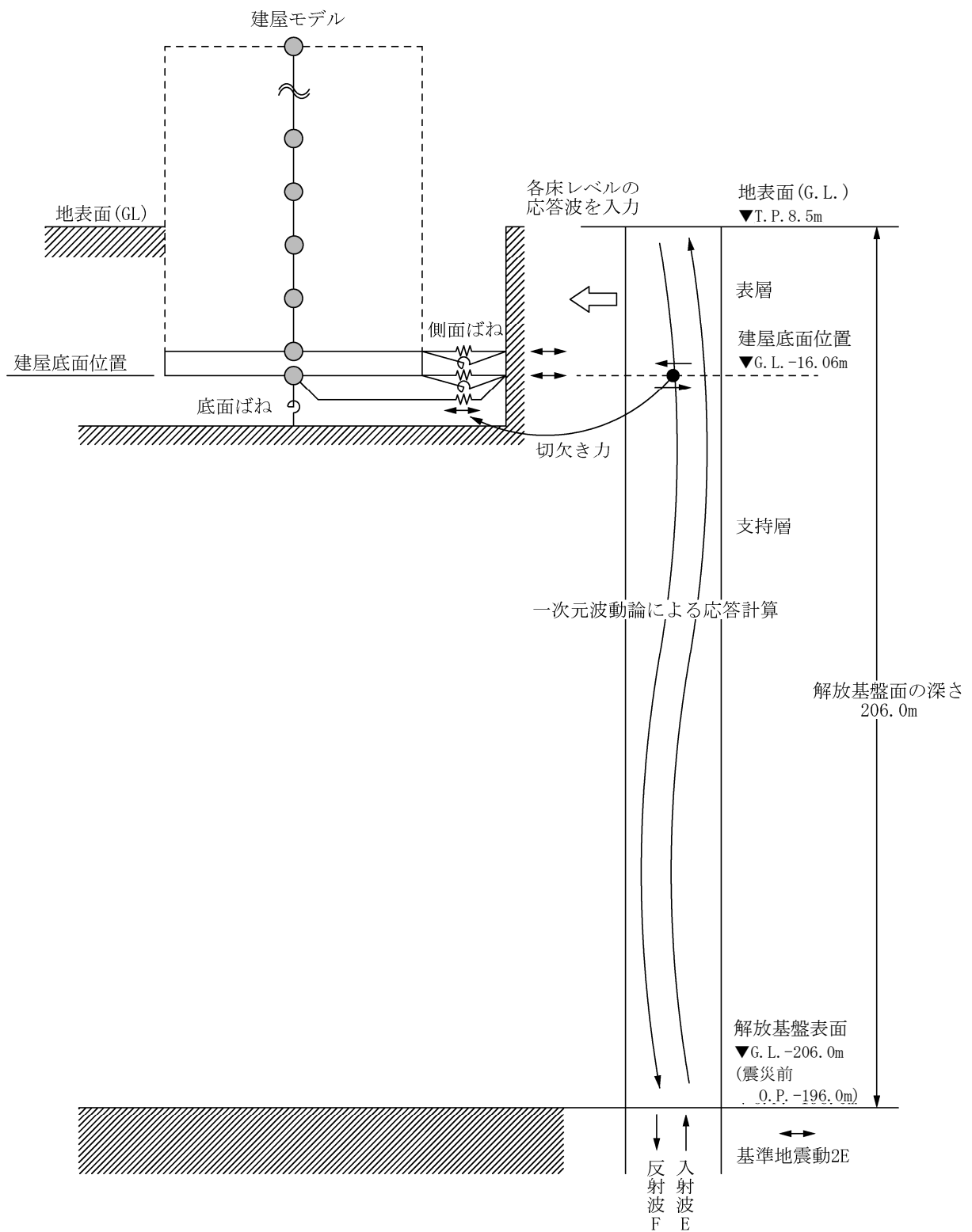


図 2. 2. 3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

本資料に記載の標高は、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〉 $T.P. = \text{旧 O.P.} - 1,436\text{mm}$

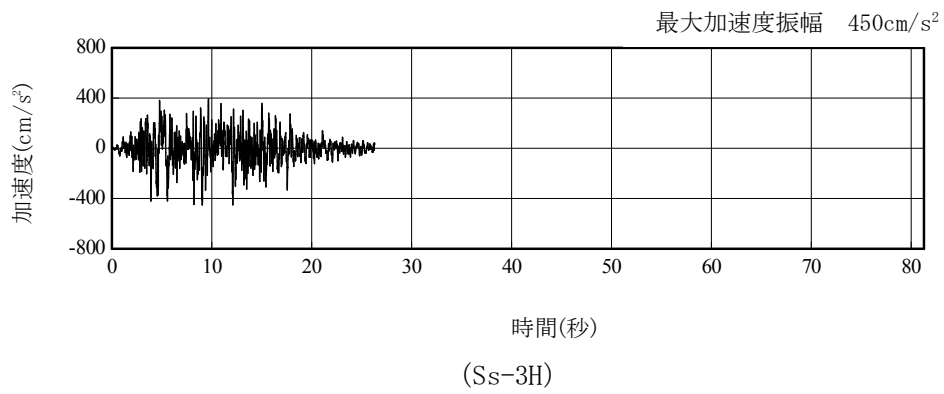
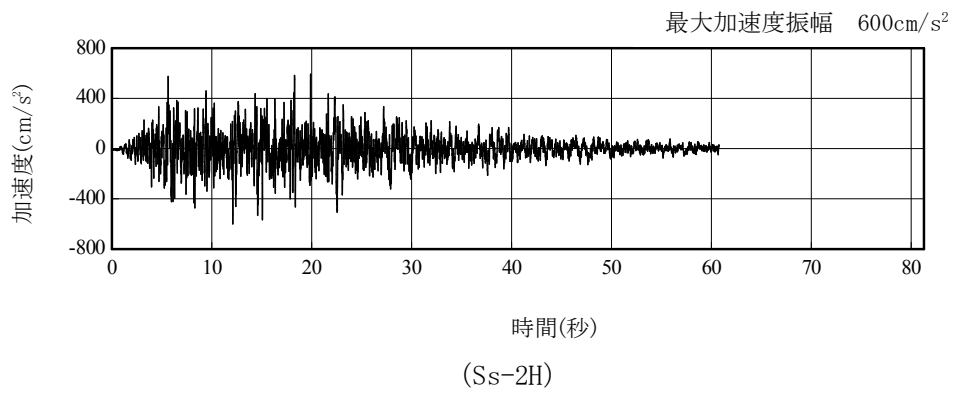
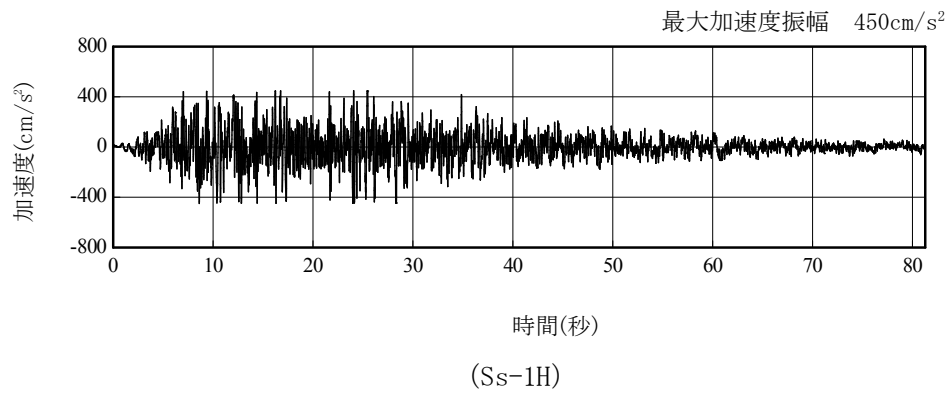


図 2. 2. 3-2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形 (水平方向)

2.2.4 地震応答解析モデル

基準地震動 S_s に対する 2 号機原子炉建屋の地震応答解析は、「2.2.3 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

地震応答解析モデルは、図 2.2.4-1 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、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。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばね及び入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表 2.2.4-1 に、建屋解析モデルの諸元を表 2.2.4-2 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。解析に用いた地盤定数を表 2.2.4-3 に示す。

解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイ及びロッキングばね定数を近似的に評価する。また、埋込部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、水平及び回転ばねを「JEAG4601-1991」により NOVAK ばねに基づいて近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図 2.2.4-2 に示すようにばね定数 (K_c) として実部の静的な値を、また、減衰係数 (C_c) として建屋－地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

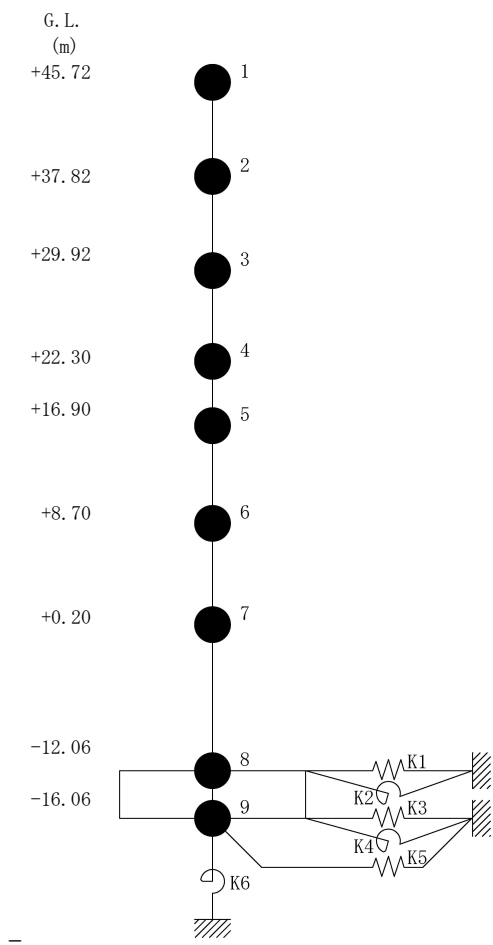


図 2.2.4-1 2号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS・EW 方向)

表 2. 2. 4-1 地震応答解析に用いる物性値

コンク リート	強度*1 F _c (N/mm ²)	ヤング係数*2 E (N/mm ²)	せん断弾性係数*2 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

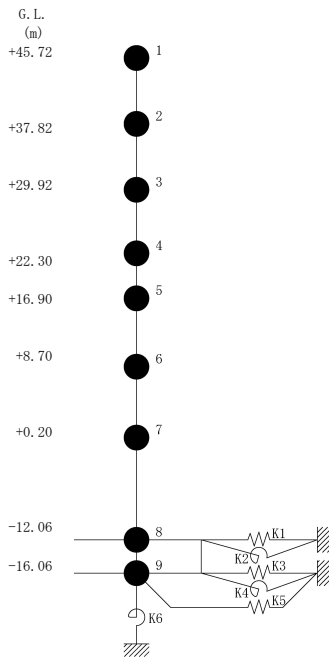
*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

*2：実強度に基づく値を示す。

*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表 2. 2. 4-2 建屋解析モデルの諸元

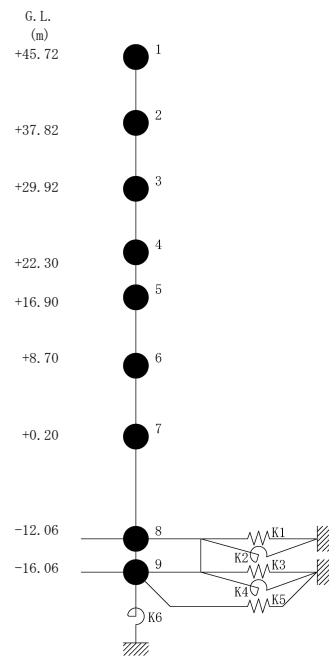
NS 方向



質点番号	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2次モーメント I (m^4)
1	14,380	25.99		
2	10,220	18.53	18.6	10,154
3	58,470	105.81	18.6	10,675
4	70,440	127.49	184.3	22,551
5	107,720	194.96	166.8	24,629
6	116,670	211.14	249.3	44,401
7	199,190	360.49	157.1	40,661
8	341,290 (63,750)	617.55 (115.35)	456.8	110,444
9	125,030	226.24	2,656.2	480,675
合計	1,043,410			

注 ()内は滞留水による付加分を示す。
 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%
 基礎形状 46.60m (NS 方向) \times 57.00m (EW 方向)

EW 方向



質点番号	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2次モーメント I (m^4)
1	14,380	14.71		
2	10,220	10.40	14.0	5,941
3	58,470	59.72	14.0	6,307
4	70,440	71.88	108.2	11,927
5	107,720	194.96	117.3	14,199
6	116,670	211.14	185.7	33,796
7	199,190	539.37	173.1	41,960
8	341,290 (63,750)	923.98 (172.59)	418.1	132,121
9	125,030	338.53	2,656.2	719,166
合計	1,043,410			

注 ()内は滞留水による付加分を示す。
 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%
 基礎形状 46.60m (NS 方向) \times 57.00m (EW 方向)

表 2.2.4-3 (1) 地盤定数

(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)
±0.0										
-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	-

表 2.2.4-3 (2) 地盤定数

(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)
±0.0										
-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	-

表 2. 2. 4-3 (2) 地盤定数

(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	2.23	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	-

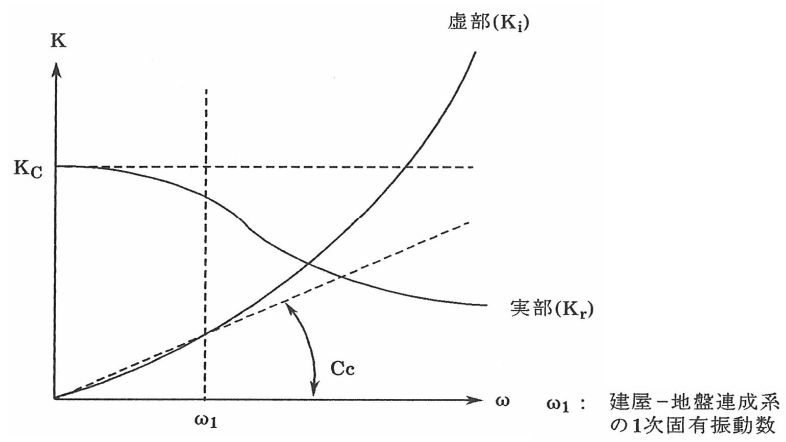


図 2.2.4-2 地盤ばねの近似

2.2.5 地震応答解析結果

地震応答解析により求められたNS方向、EW方向の最大応答加速度を、滞留水を未考慮の場合と比較して、図2.2.5-1～図2.2.5-6に示す。

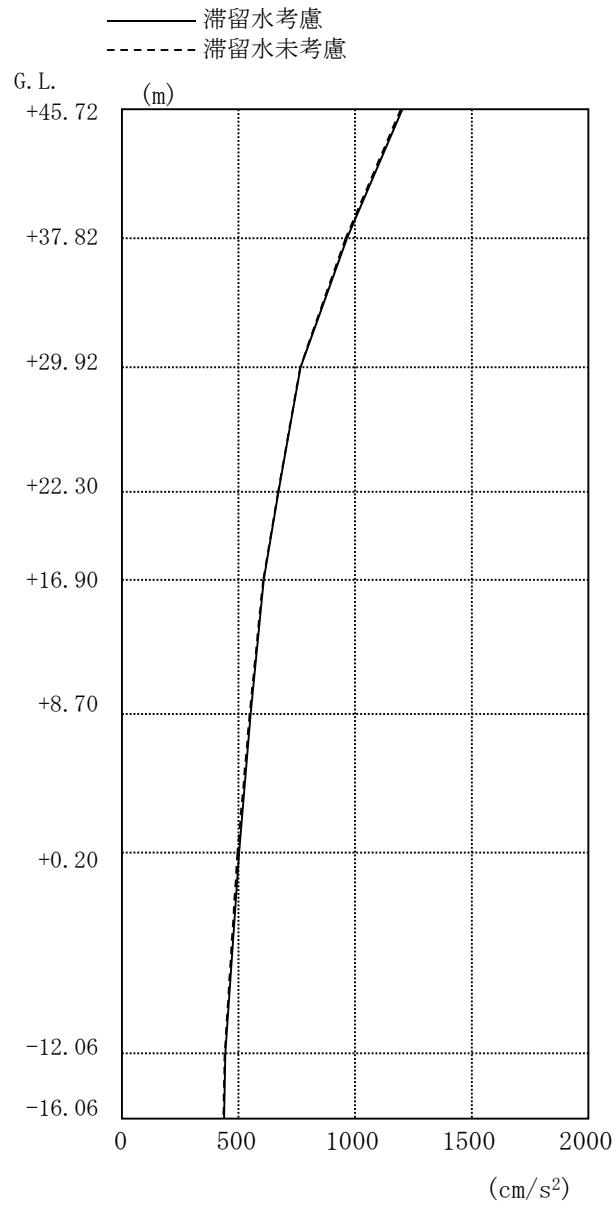


図 2.2.5-1 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-1H)

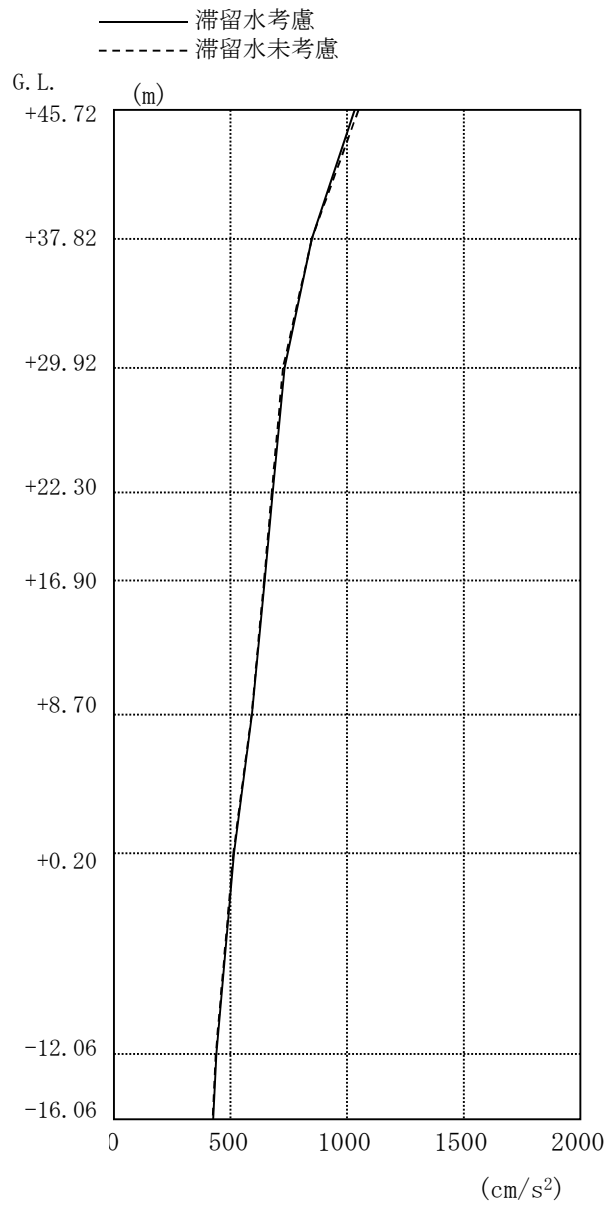


图 2. 2. 5-2 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-2H)

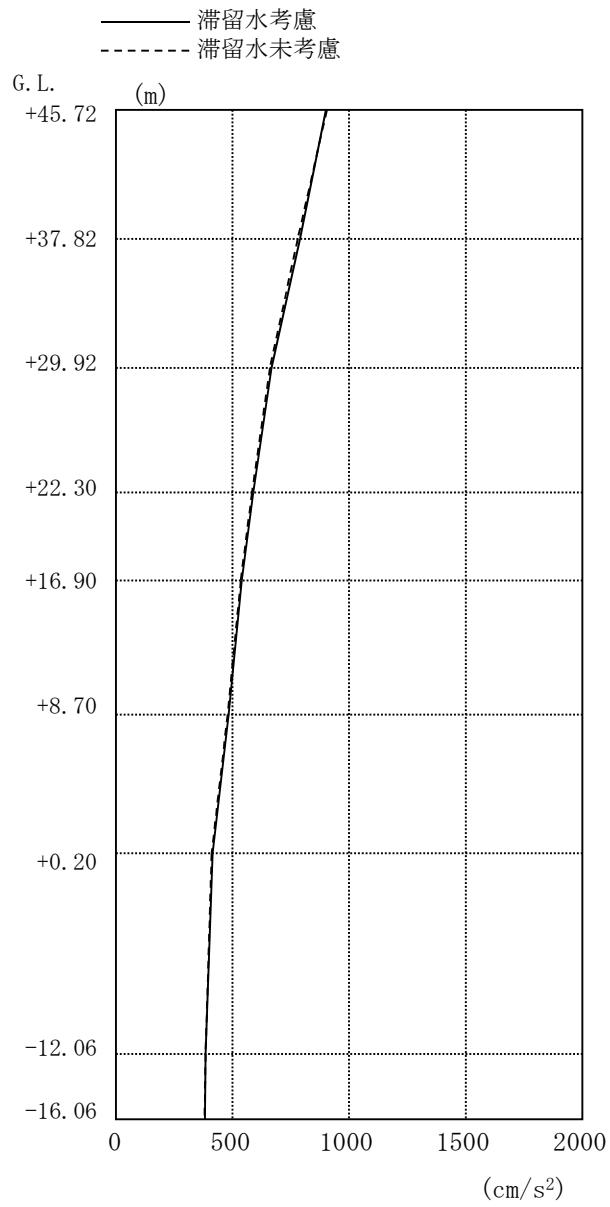


图 2.2.5-3 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-3H)

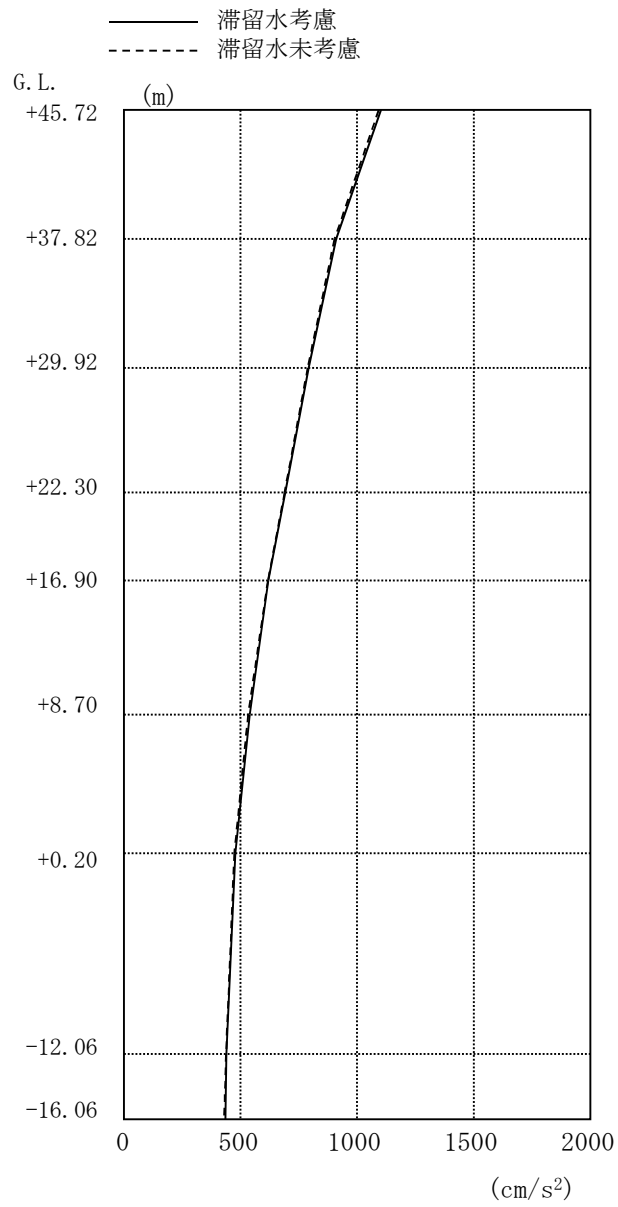


图 2. 2. 5-4 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-1H)

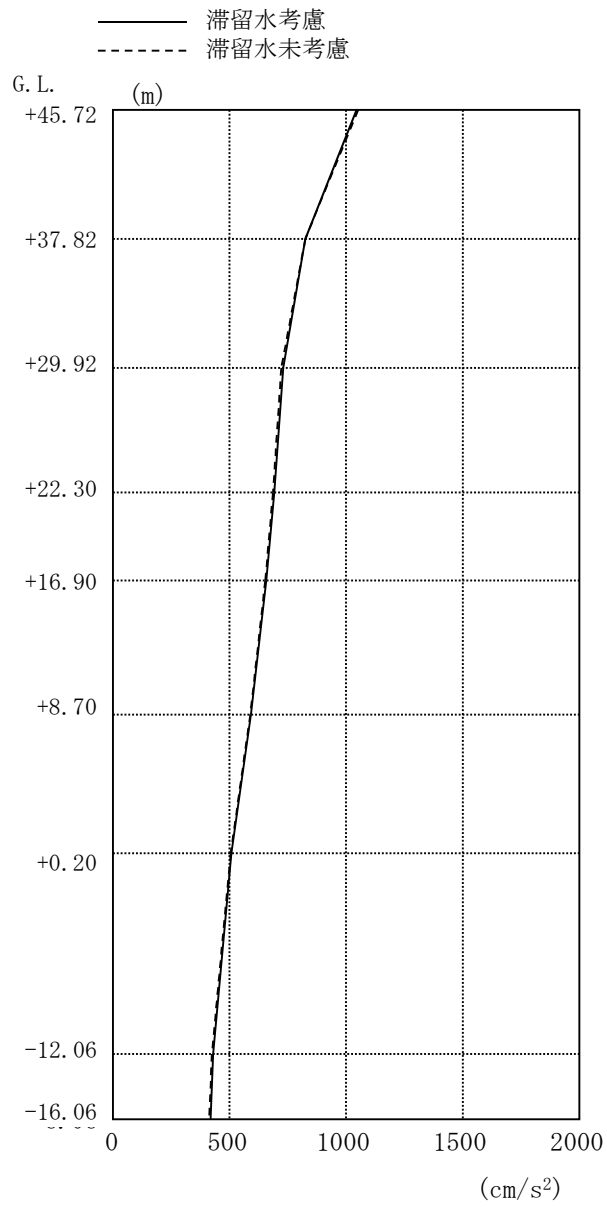


图 2.2.5-5 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-2H)

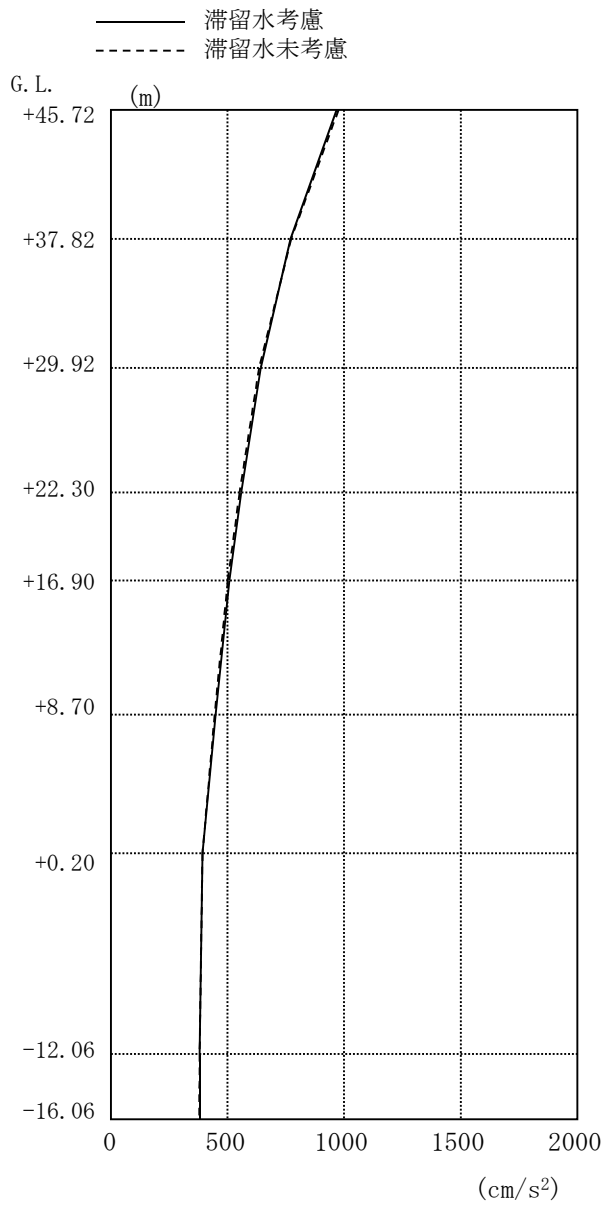


图 2.2.5-6 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-3H)

2.2.6 耐震安全性評価結果

地震応答解析により得られた地下耐震壁のせん断ひずみ一覧を、滞留水を未考慮の場合と比較して、表 2.2.6-1 及び表 2.2.6-2 に示す。また、図 2.2.6-1 及び図 2.2.6-2 に基準地震動 S_s に対する最大応答値を、滞留水を未考慮の場合と比較して、耐震壁のスケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、滞留水を考慮した場合でも、最大で 0.08×10^{-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、スケルトン曲線は、建屋の方向別に、層を単位とした水平断面形状より「JEAG4601-1991」に基づいて設定したものである。

以上のことから、2号機原子炉建屋の耐震安全性は確保されているものと評価した。

表 2.2.6-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

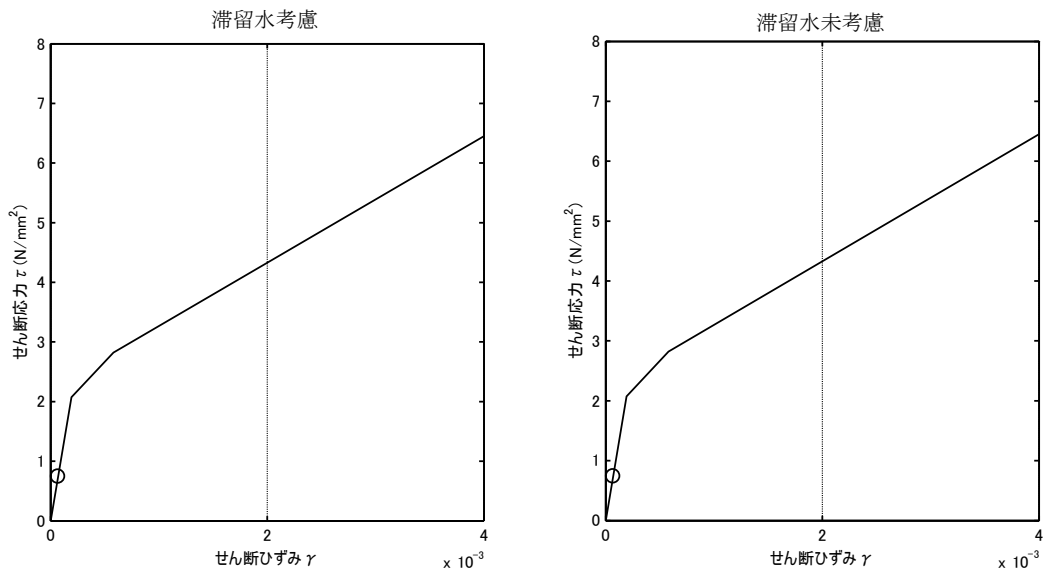
(単位： $\times 10^{-3}$)

階	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	+0.20~-12.06	考慮	0.07	0.08	0.07	4.0 以下
		未考慮	0.07	0.07	0.06	

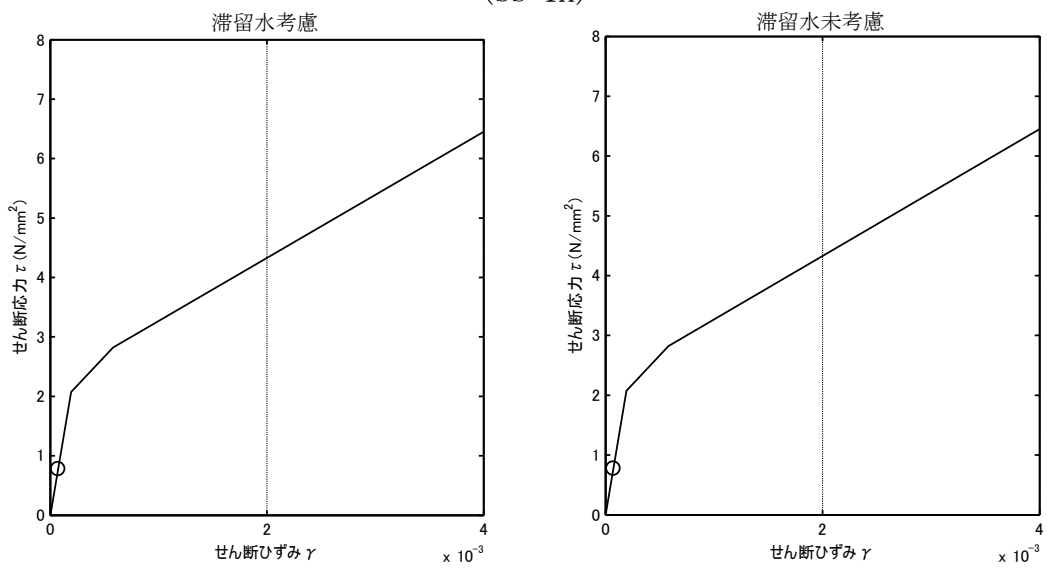
表 2.2.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位： $\times 10^{-3}$)

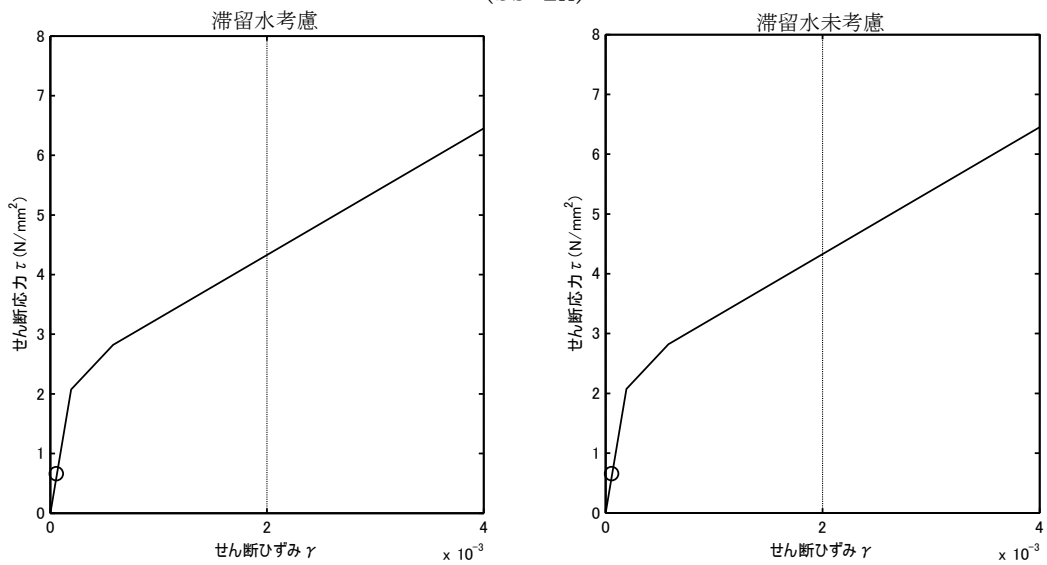
階	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	+0.20~-12.06	考慮	0.08	0.08	0.07	4.0 以下
		未考慮	0.07	0.08	0.06	



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

図 2.2.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)

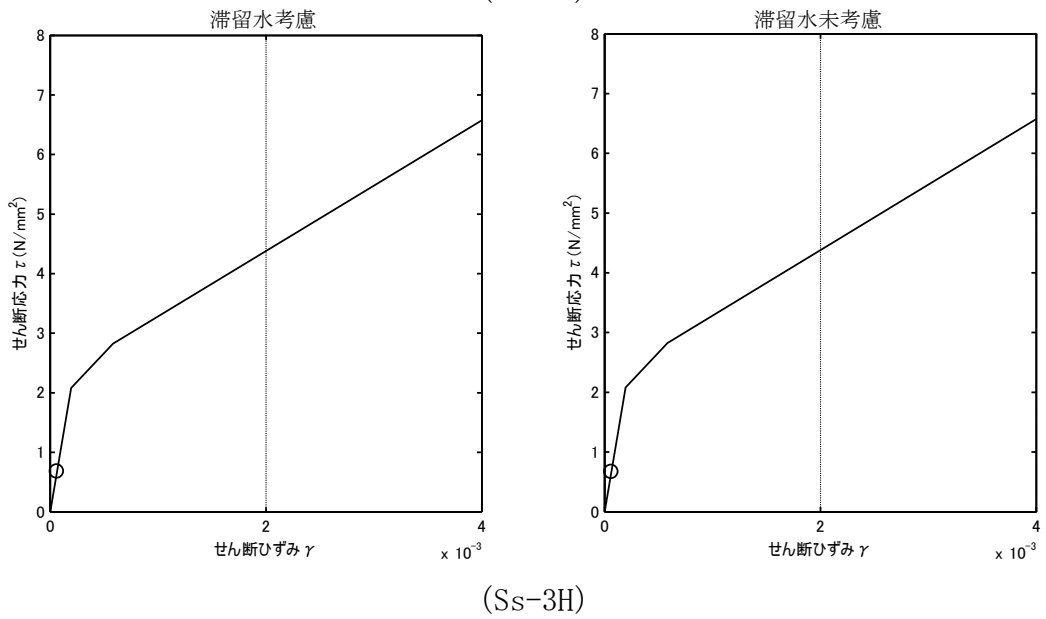
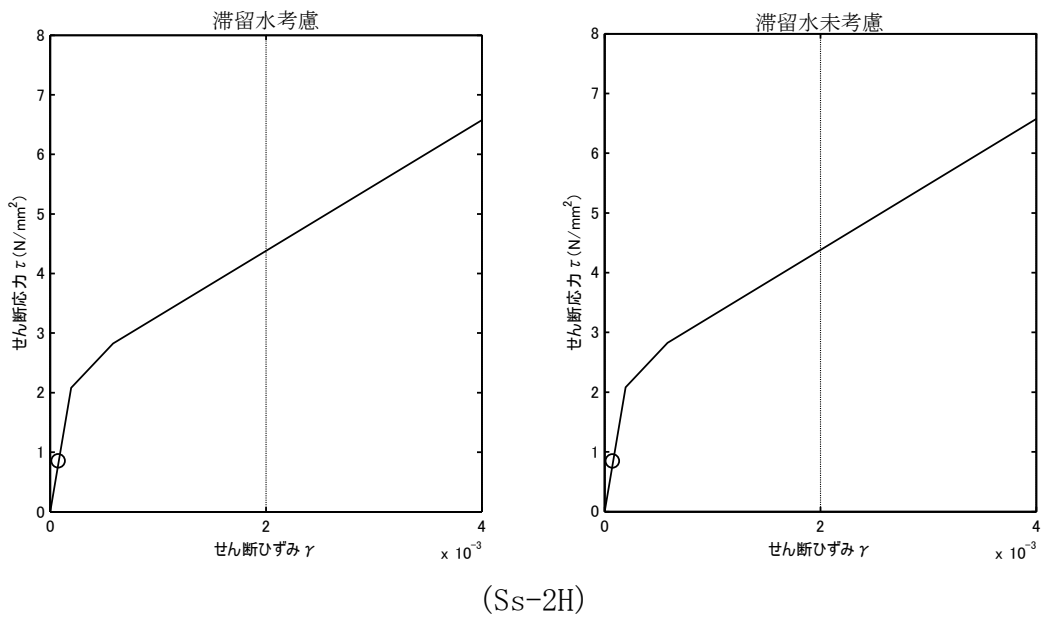
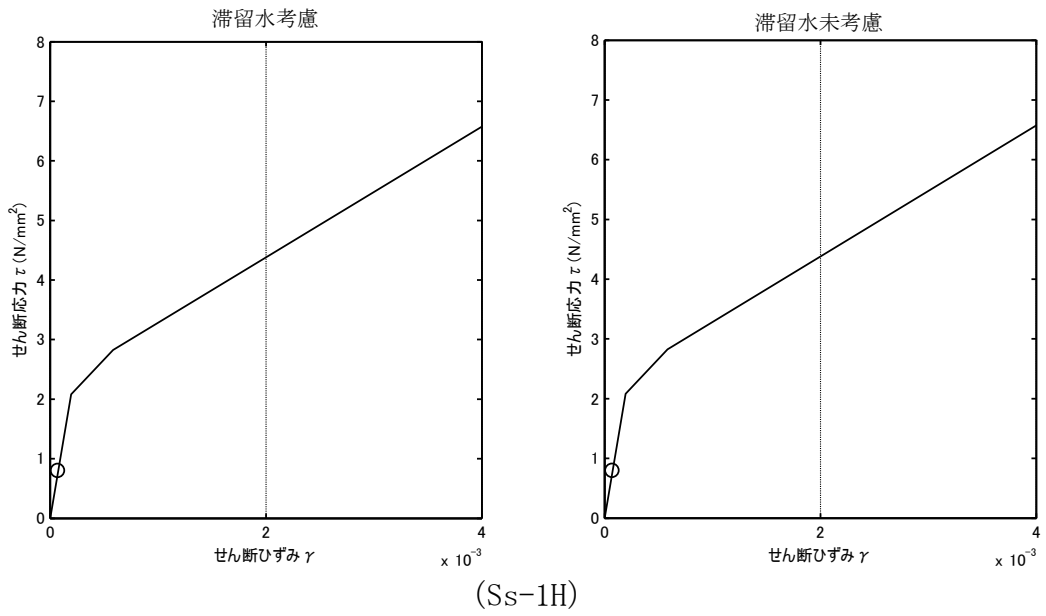


図 2.2.6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

2.3 3号機原子炉建屋

2.3.1 解析評価方針

3号機原子炉建屋の地下滞留水を考慮した耐震安全性評価は、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析によることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。

解析モデルは、地下1階から地上5階に設置された機器を含む建屋全域をNS、EW方向とも1軸質点系モデルとする。

地下階への滞留水の付加重量は建屋外形寸法・建屋内部の壁厚・機器容積から体積を算定し、固定水として評価する。

地下耐震壁の評価は、地震応答解析により得られた該当部位の最大せん断ひずみが、評価基準値 (4.0×10^{-3}) を超えないことを確認することとする。

3号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を、図 2.3.1-1 に示す。

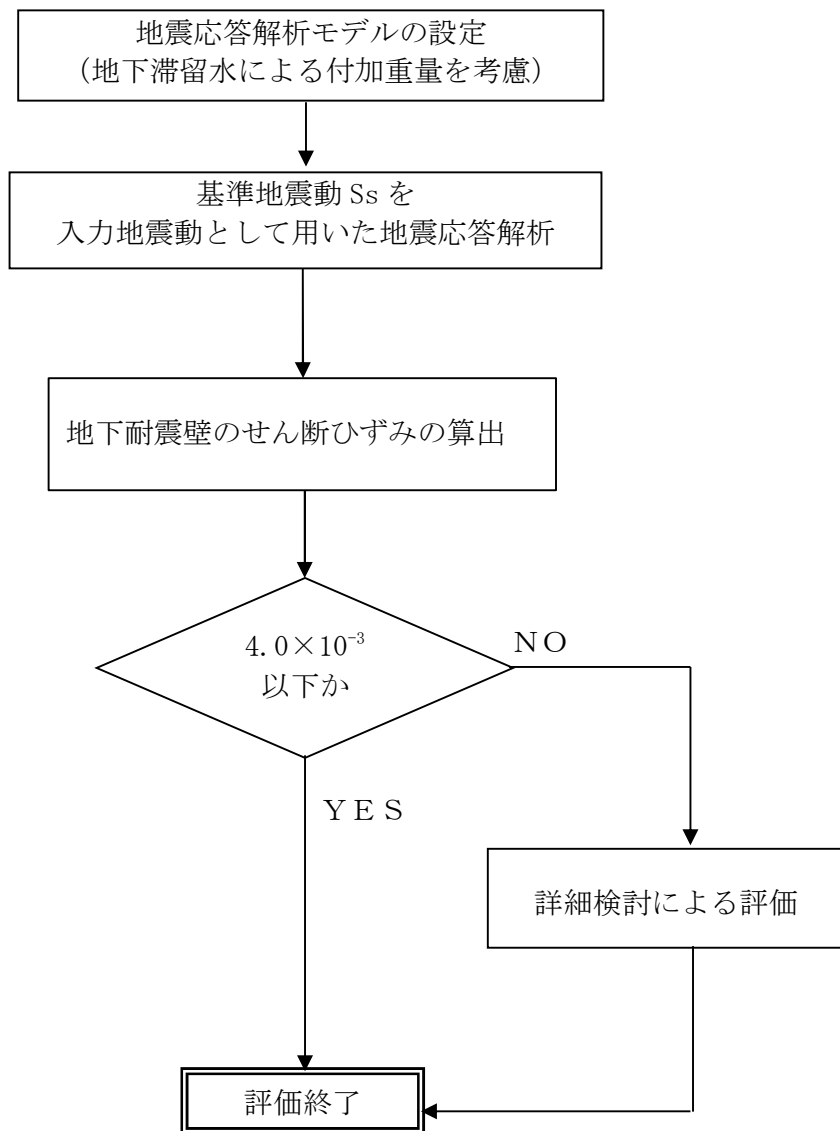


図 2.3.1-1 3号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

2.3.2 3号機原子炉建屋の水位及び地下滞留水量

3号機原子炉建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量を表 2.3.1-1 に示す。

表 2.3.2-1 3号機原子炉建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量

	3号機
水位	G. L. -6, 000
貯水量	6, 800m ³

2.3.3 解析に用いる入力地震動

3号機原子炉建屋への入力地震動は、「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」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図2.3.3-1に示す。この3号機原子炉建屋の解析モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s に対する建屋基礎底面レベルの地盤応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置における基準地震動 S_s の加速度波形について、図2.3.3-2に示す。

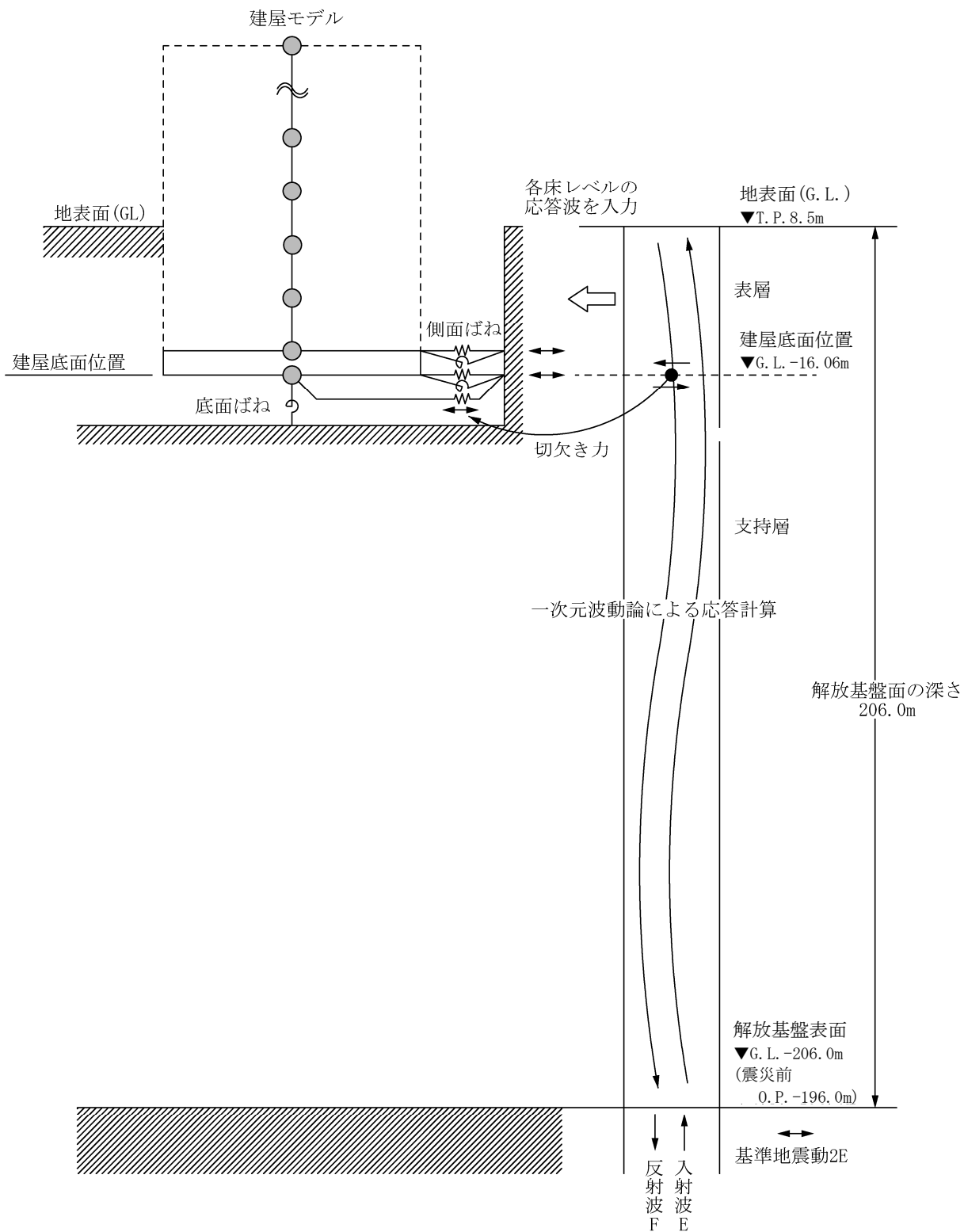


図 2.3.3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

本資料に記載の標高は、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

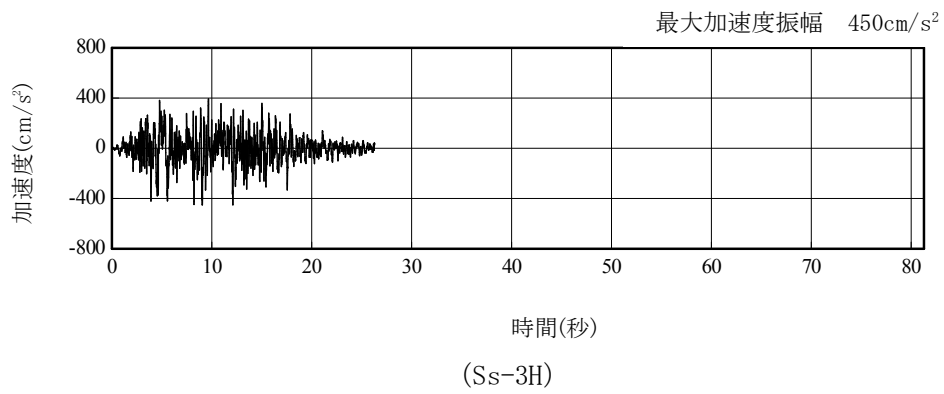
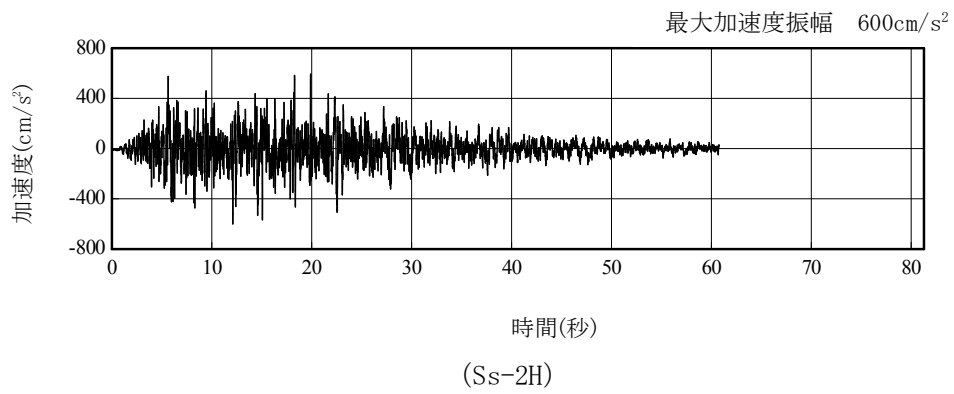
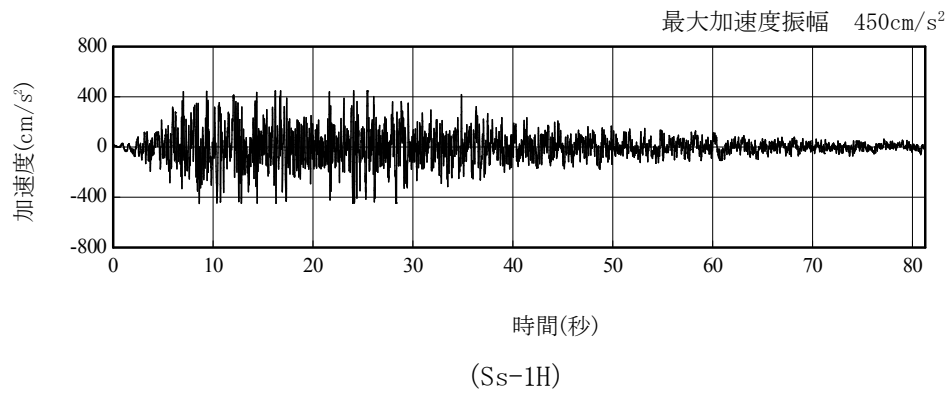


図 2.3.3-2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形 (水平方向)

2.3.4 地震応答解析モデル

基準地震動 S_s に対する 3 号機原子炉建屋の地震応答解析は、「2.3.3 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

地震応答解析モデルは、図 2.3.4-1 及び図 2.3.4-2 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、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。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばね及び入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表 2.3.4-1 に、建屋解析モデルの諸元^{*注}を表 2.3.4-2 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。解析に用いた地盤定数を表 2.3.4-3 に示す。

解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にし、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイ及びロッキングばね定数を近似的に評価する。また、埋込部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、水平及び回転ばねを「JEAG4601-1991」により NOVAK ばねに基づいて近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図 2.3.4-3 に示すようにばね定数 (K_c) として実部の静的な値を、また、減衰係数 (C_c) として建屋－地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

*注：建屋に係る部分の諸元については、「II-2-11 添付資料-4-2 3. 第 3 号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について」において原子炉建屋の耐震安全性評価に用いたモデルに、滞留水による重量増分を付加したものである。

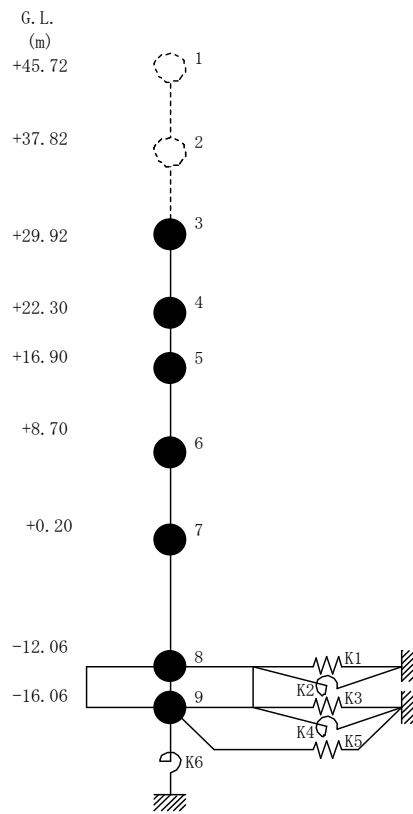


図 2.3.4-1 3号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

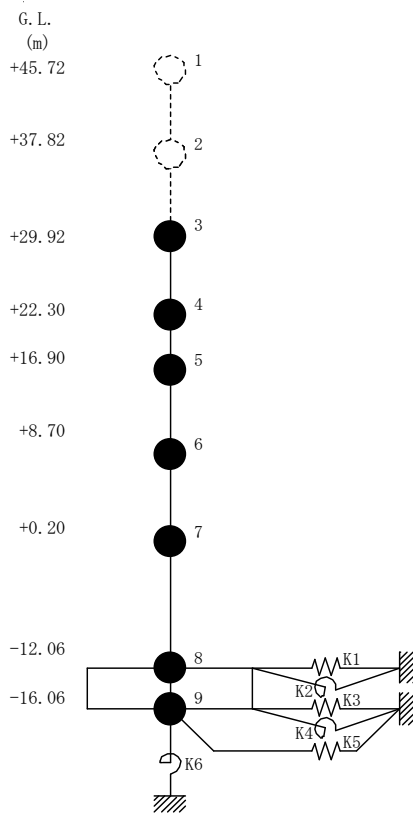


図 2.3.4-2 3号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 2.3.4-1 地震応答解析に用いる物性値

コンク リート	強度*1 F _c (N/mm ²)	ヤング係数*2 E (N/mm ²)	せん断弾性係数*2 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

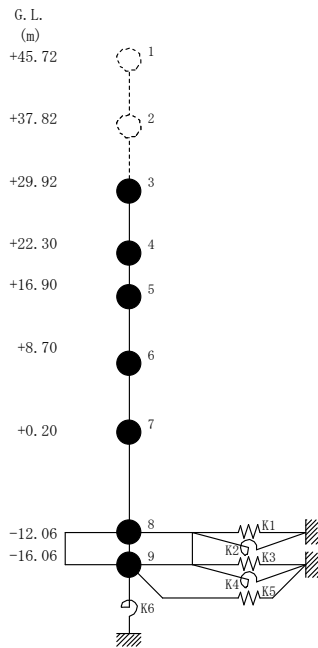
*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

*2：実強度に基づく値を示す。

*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表 2.3.4-2 建屋解析モデルの諸元

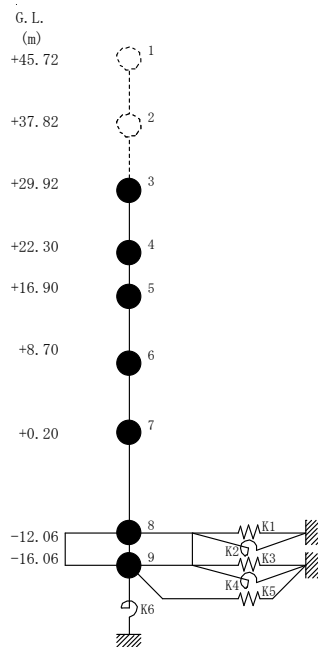
NS 方向



質点番号	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2次モーメント $I (\text{m}^4)$
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	87,590	92.34	—	—
4	119,490	238.33	145.3	9,598
5	111,340	204.95	146.1	29,271
6	130,160	239.58	237.3	56,230
7	253,710	467.09	208.6	60,144
8	367,710 (66,690)	676.94 (122.77)	458.7	112,978
9	127,000	233.79	2,697.8	496,620
合計	1,197,000			

柱：()内は滞留水による付加分を示す
 ヤング係数 E_c 2.57×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰 h 5%
 基礎形状 47.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

EW 方向



質点番号	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2次モーメント $I (\text{m}^4)$
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	87,590	67.32	—	—
4	119,490	124.49	61.9	5,665
5	111,340	204.95	123.4	12,460
6	130,160	239.58	204.1	41,352
7	253,710	696.62	226.6	61,084
8	367,710 (66,690)	1,009.61 (183.11)	431.3	135,128
9	127,000	348.72	2,697.8	740,717
合計	1,197,000			

柱：()内は滞留水による付加分を示す
 ヤング係数 E_c 2.57×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰 h 5%
 基礎形状 47.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

表 2.3.4-3 (1) 地盤定数

(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	-

表 2.3.4-3 (2) 地盤定数

(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	-

表 2.3.4-3 (3) 地盤定数

(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)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-20.0	泥岩 (解放基盤)	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
		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

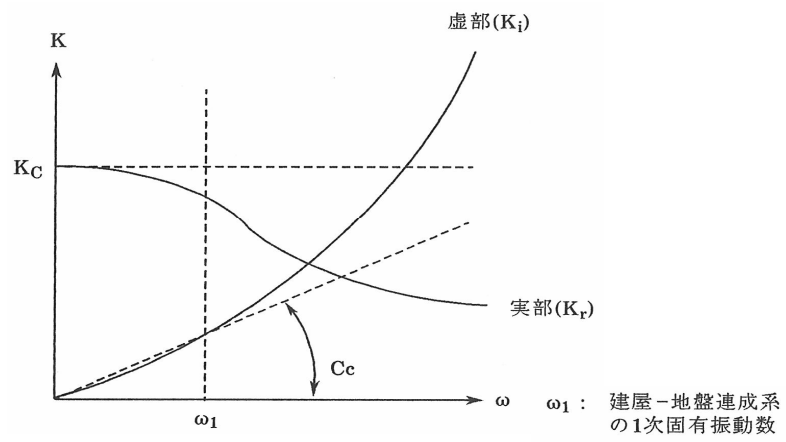


図 2.3.4-3 地盤ばねの近似

2.3.5 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向, EW 方向の最大応答加速度を, 滞留水を未考慮の場合と比較して*注, 図 2.3.5-1~図 2.3.5-6 に示す。

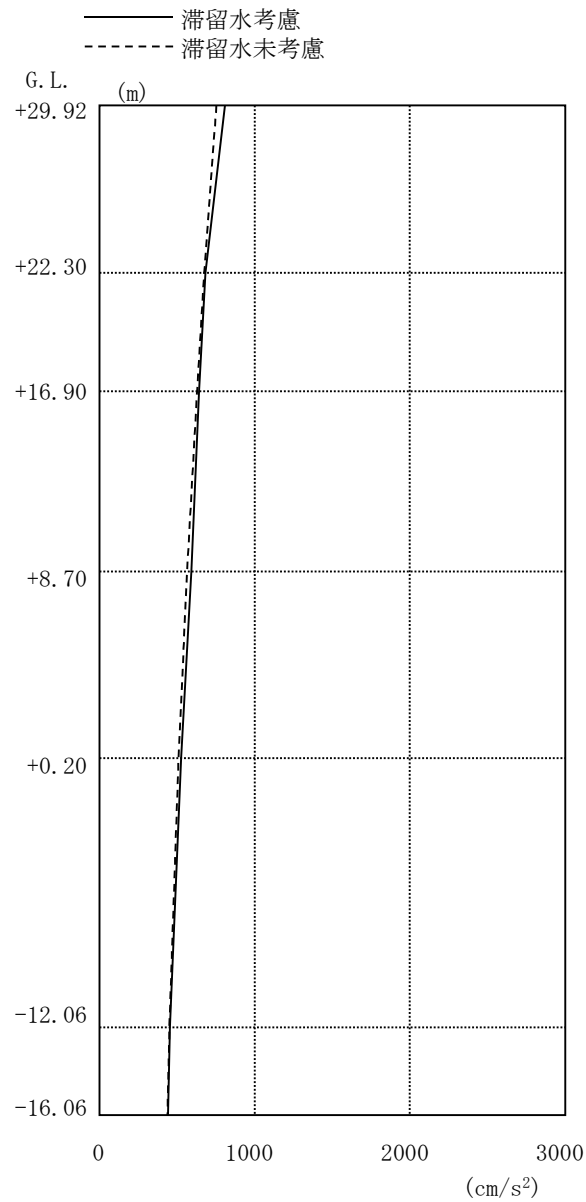


図 2.3.5-1 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-1H)

*注：滞留水考慮：本検討における結果であり，滞留水の重量の他，瓦礫撤去等による重量増減や燃料取り出し用カバールの重量を考慮したもの。

滞留水未考慮：損傷前の「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 (改訂版)」(原管発官 21 第 110 号 平成 21 年 6 月 19 日付け)の結果。

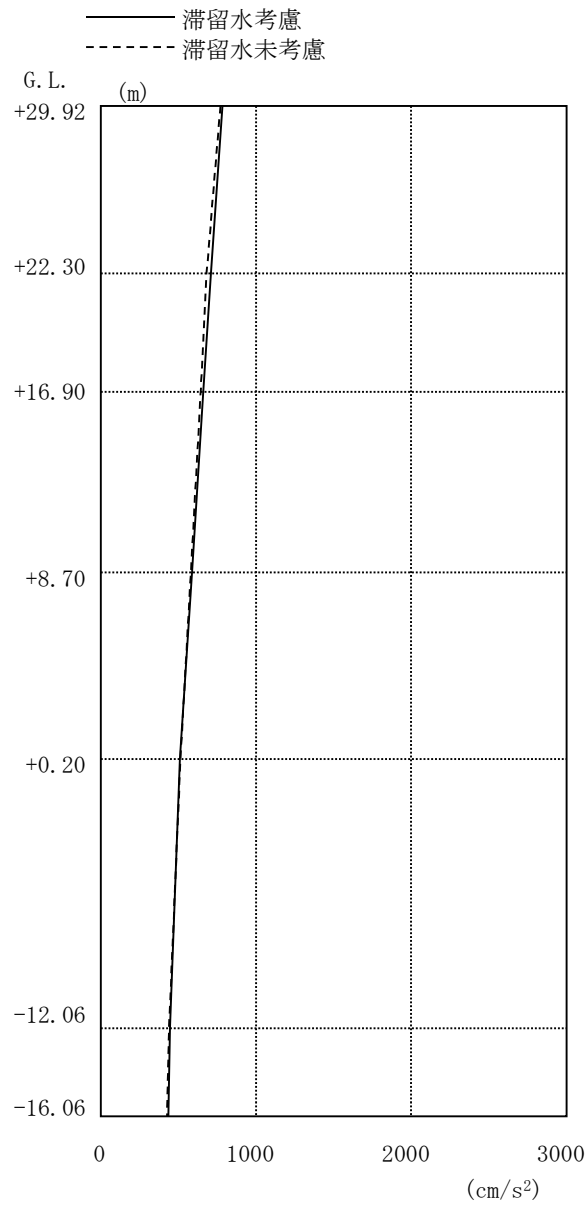


图 2.3.5-2 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-2H)

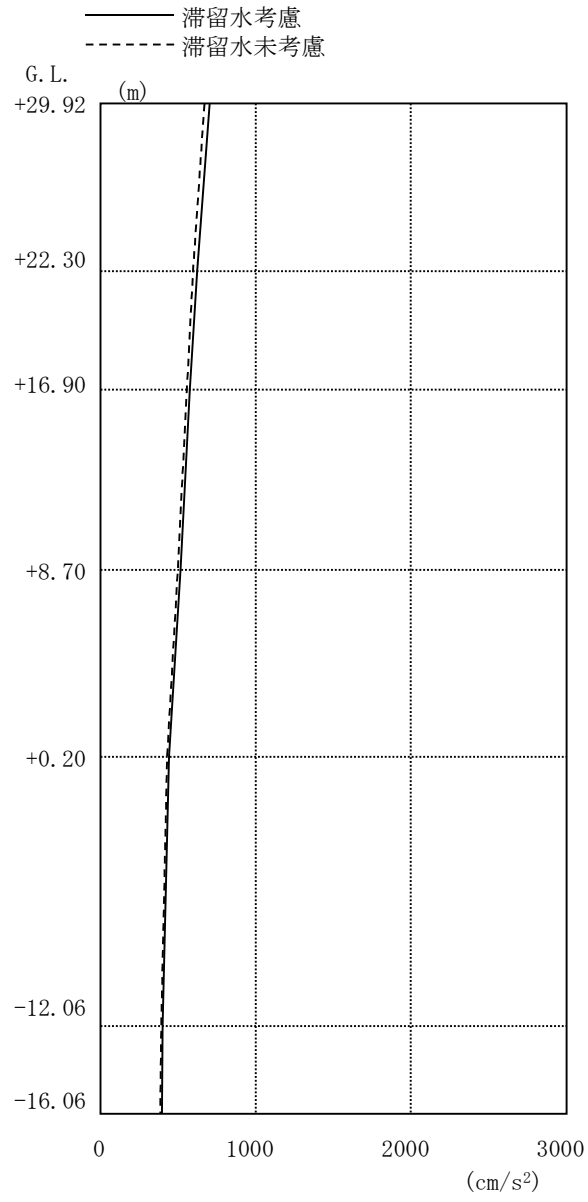


图 2.3.5-3 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-3H)

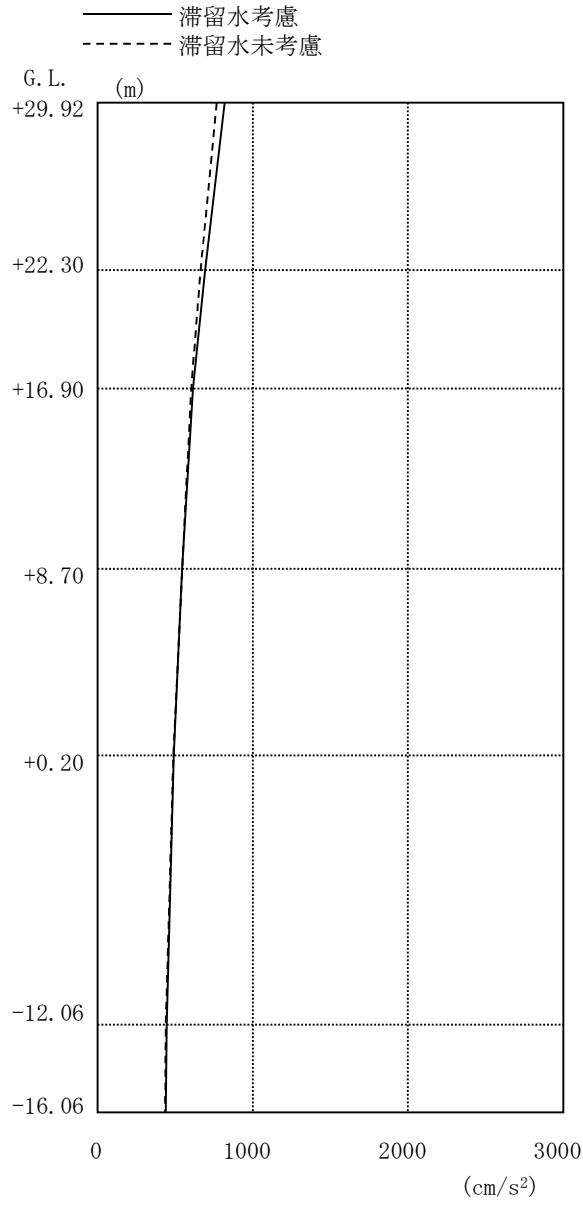


图 2.3.5-4 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-1H)

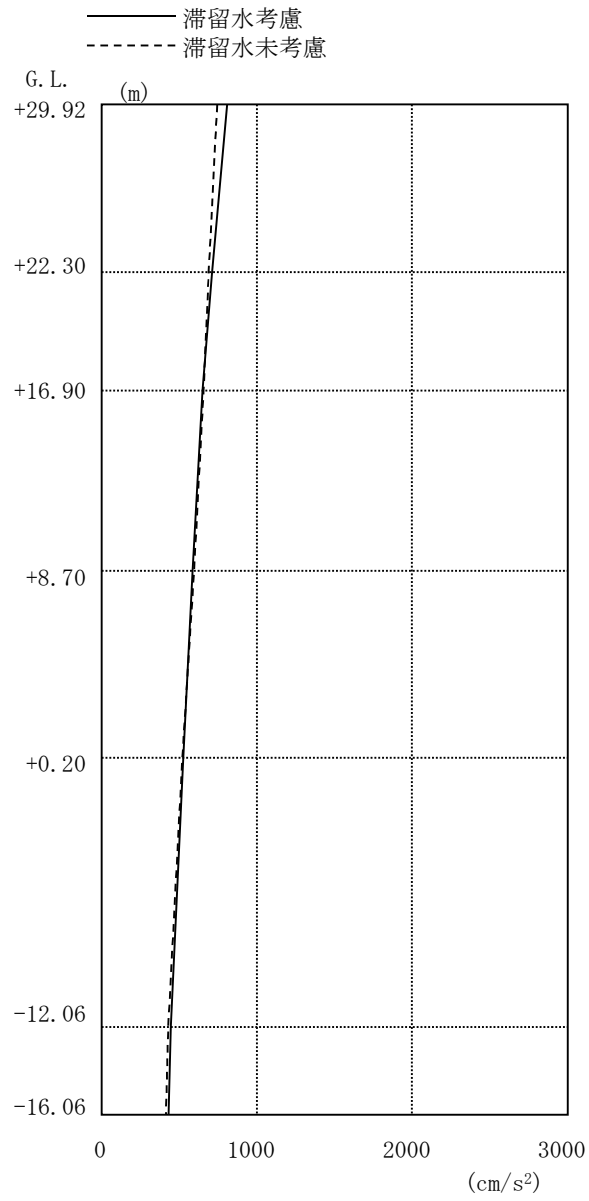


图 2.3.5-5 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-2H)

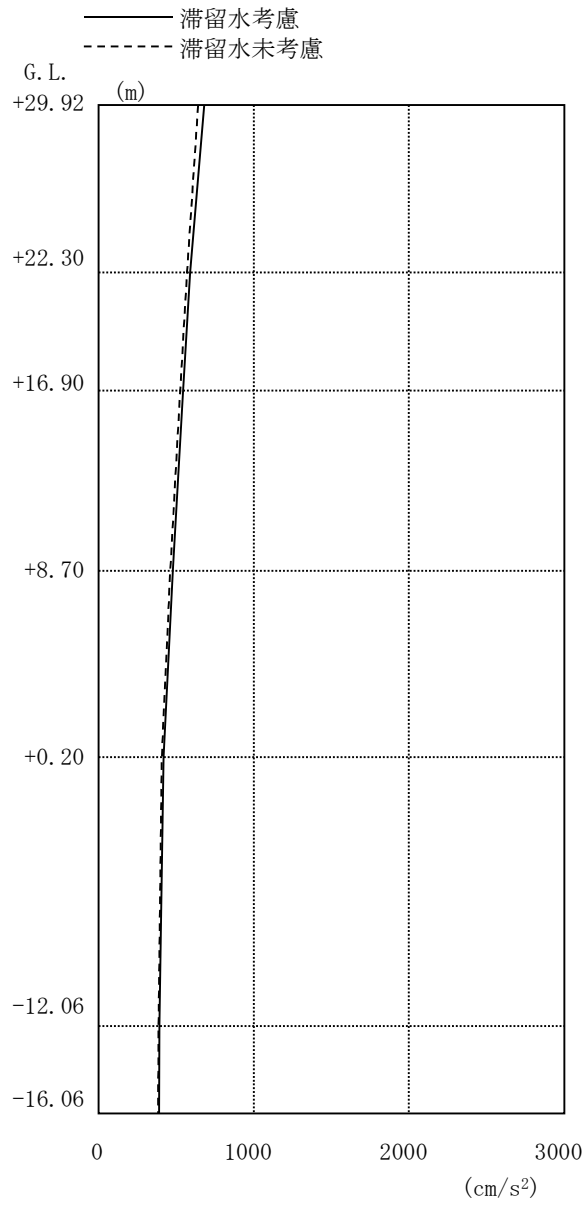


图 2.3.5-6 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-3H)

2.3.6 耐震安全性評価結果

地震応答解析により得られた地下耐震壁のせん断ひずみ一覧を、滞留水を未考慮の場合と比較して、表 2.3.6-1 及び表 2.3.6-2 に示す。また、図 2.3.6-1 及び図 2.3.6-2 に基準地震動 Ss に対する最大応答値を、滞留水を未考慮の場合と比較して、耐震壁のスケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、滞留水を考慮した場合でも、最大で 0.10×10^{-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、スケルトン曲線は、建屋の方向別に、層を単位とした水平断面形状より「JEAG4601-1991」に基づいて設定したものである。

以上のことから、3号機原子炉建屋の耐震安全性は確保されているものと評価した。

表 2.3.6-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

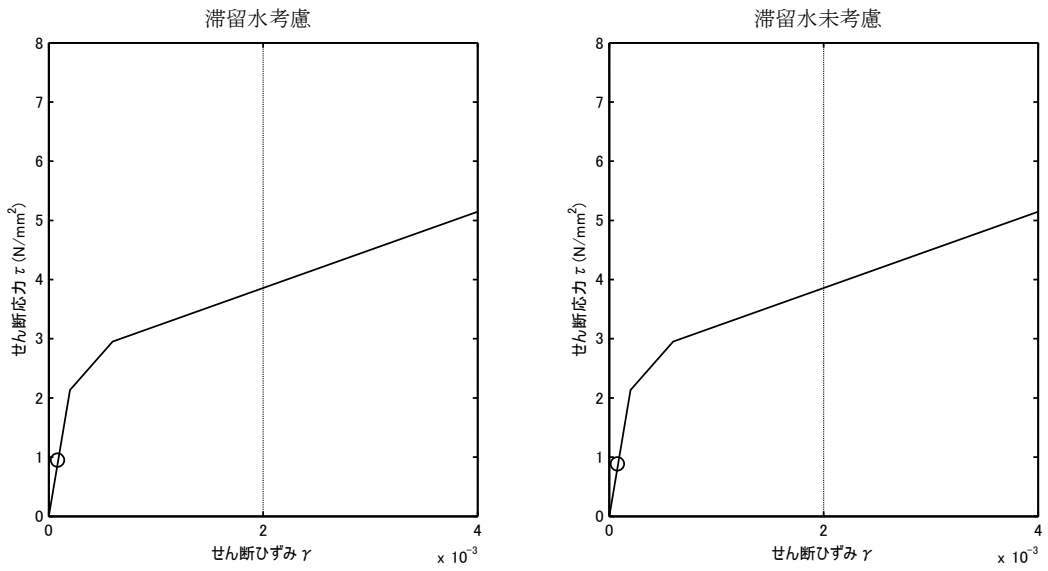
(単位： $\times 10^{-3}$)

階	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	+0.20~-12.06	考慮	0.09	0.09	0.08	4.0 以下
		未考慮	0.08	0.08	0.07	

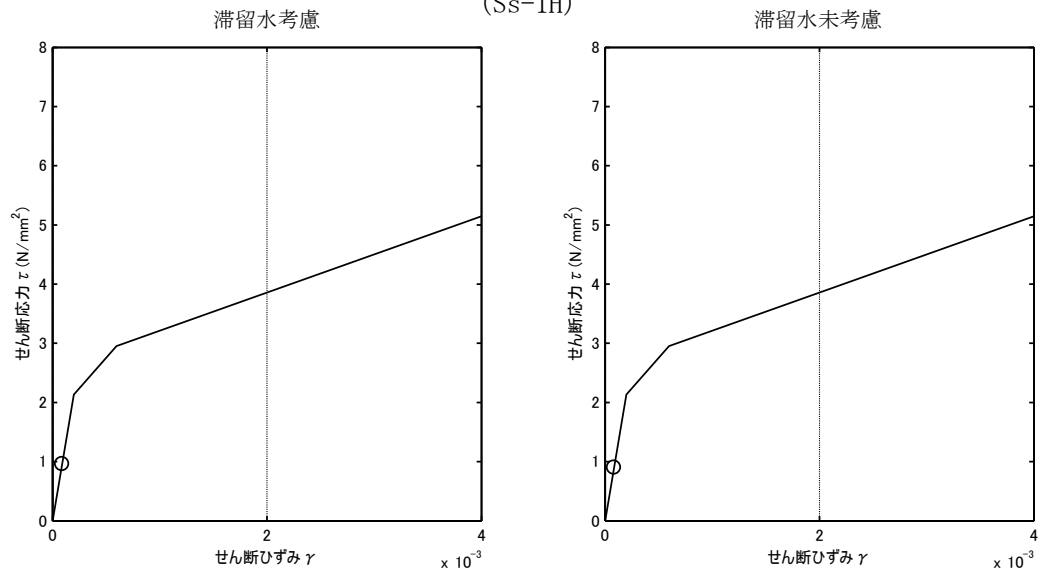
表 2.3.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位： $\times 10^{-3}$)

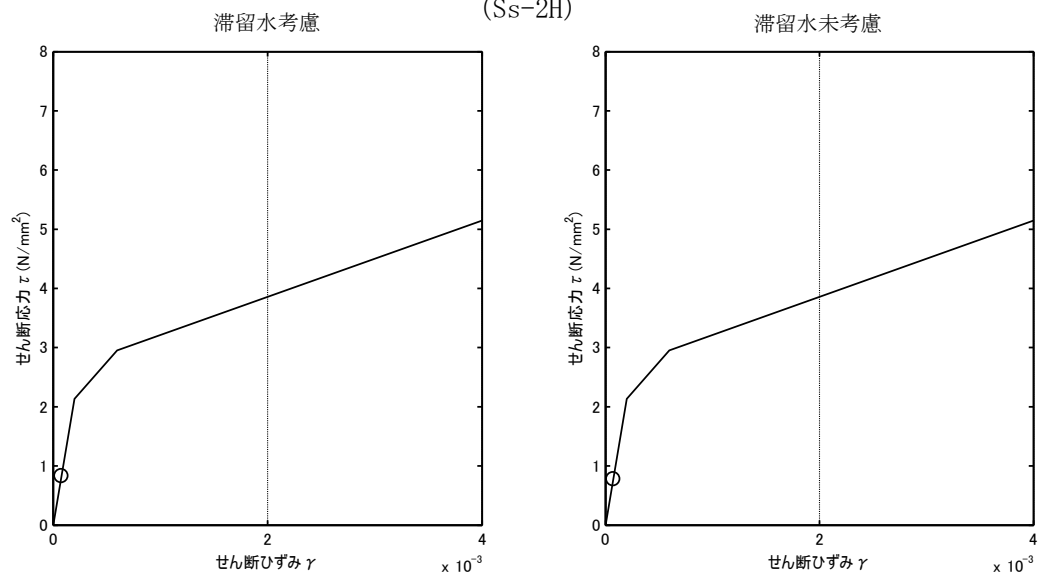
階	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	+0.20~-12.06	考慮	0.09	0.10	0.08	4.0 以下
		未考慮	0.08	0.09	0.07	



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

図 2.3.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)

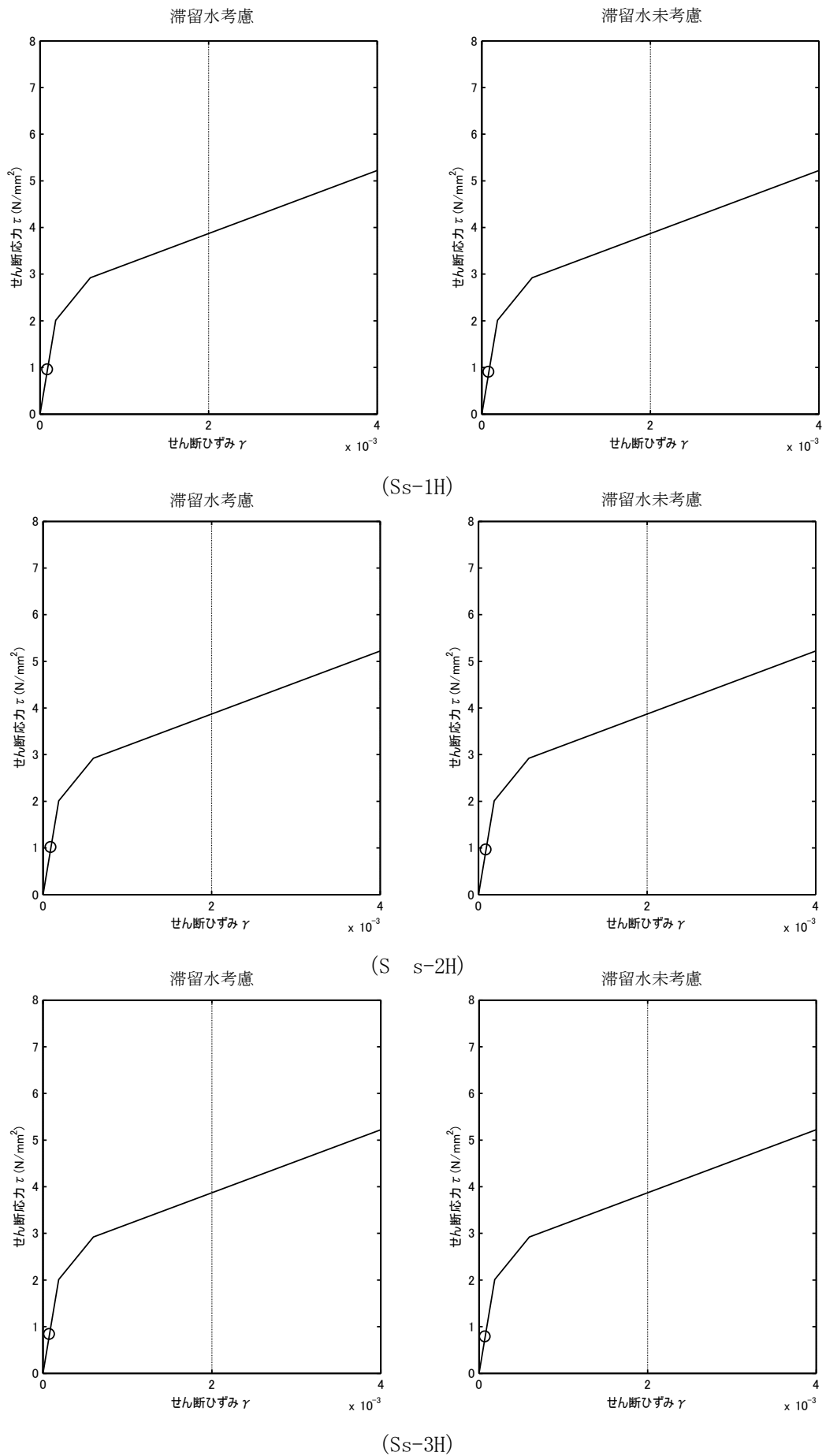


図 2.3.6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

3 タービン建屋

3.1 3号機タービン建屋（代表号機）

3.1.1 解析評価方針

タービン建屋の地下滞留水を考慮した耐震安全評価は、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析によることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。

タービン建屋については地下滞留水量が最大となる代表号機を選定する。

解析モデルは、地下1階から地上3階に設置された機器を含む建屋全域をNS、EW方向とも多軸質点系モデルとする。

地下階への滞留水の付加重量は建屋外形寸法・建屋内部の壁厚・機器容積から体積を算定し、固定水として評価する。

地下耐震壁の評価は、地震応答解析により得られた該当部位の最大せん断ひずみが、評価基準値 (4.0×10^{-3}) を超えないことを確認することとする。

タービン建屋の地震応答解析の評価手順例を、図-3.1.1に示す。

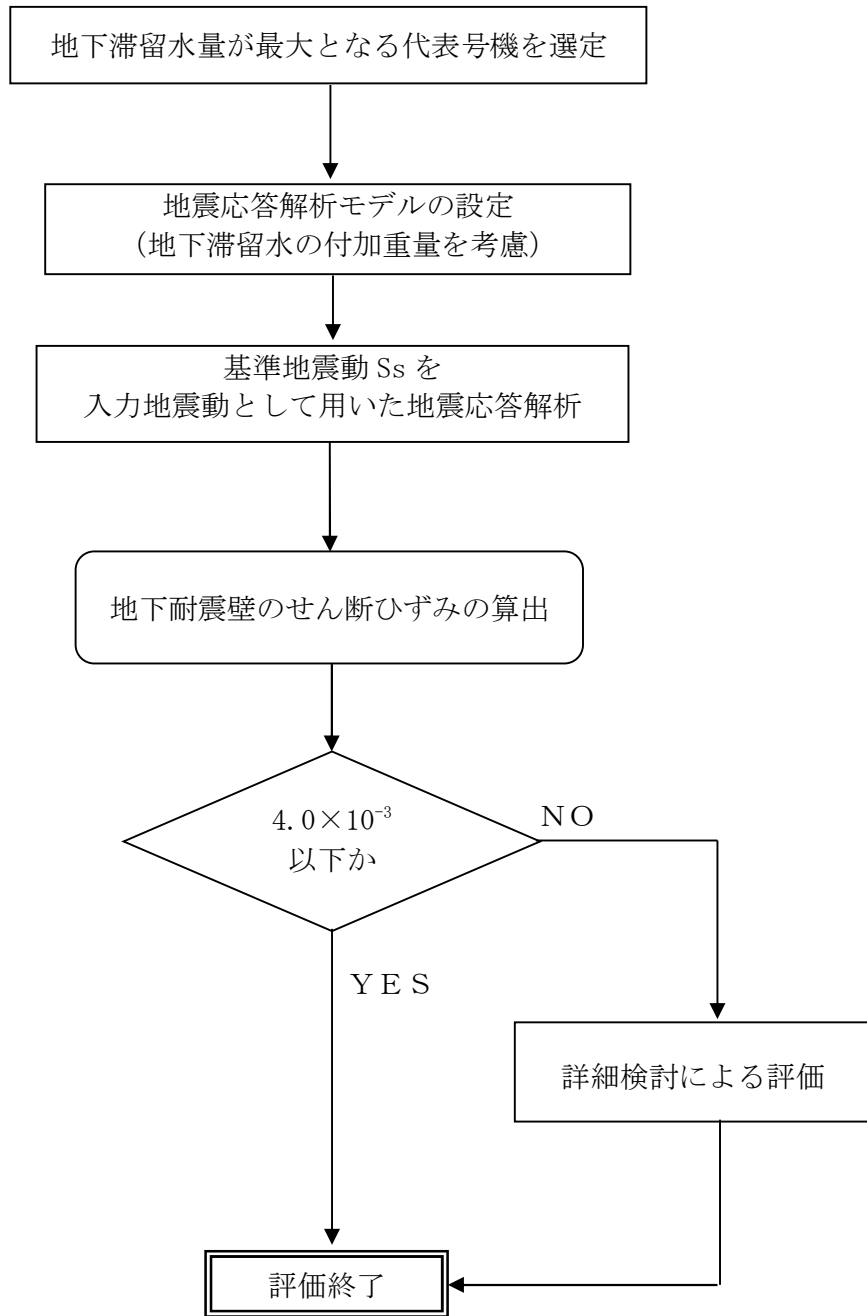


図 3.1.1-1 タービン建屋の地震応答解析の評価手順例

3.1.2 代表号機の選定

タービン建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量を表 3.1.2-1 に示す。表 3.1.2-1 より、貯水量の最も多い3号機を代表号機と選定する。

表 3.1.2-1 タービン建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量

	1号機	2号機	3号機	4号機
水位	G. L. -4, 700	G. L. -6, 000	G. L. -6, 000	G. L. -6, 000
貯水量	9, 600m ³	13, 500m ³	16, 400m ³	12, 800m ³

3.1.3 解析に用いる入力地震動

3号機タービン建屋への入力地震動は、「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」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図3.1.3-1に示す。この3号機タービン建屋の解析モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s に対する建屋基礎底面レベルの地盤応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置における基準地震動 S_s の加速度波形について、図3.1.3-2に示す。

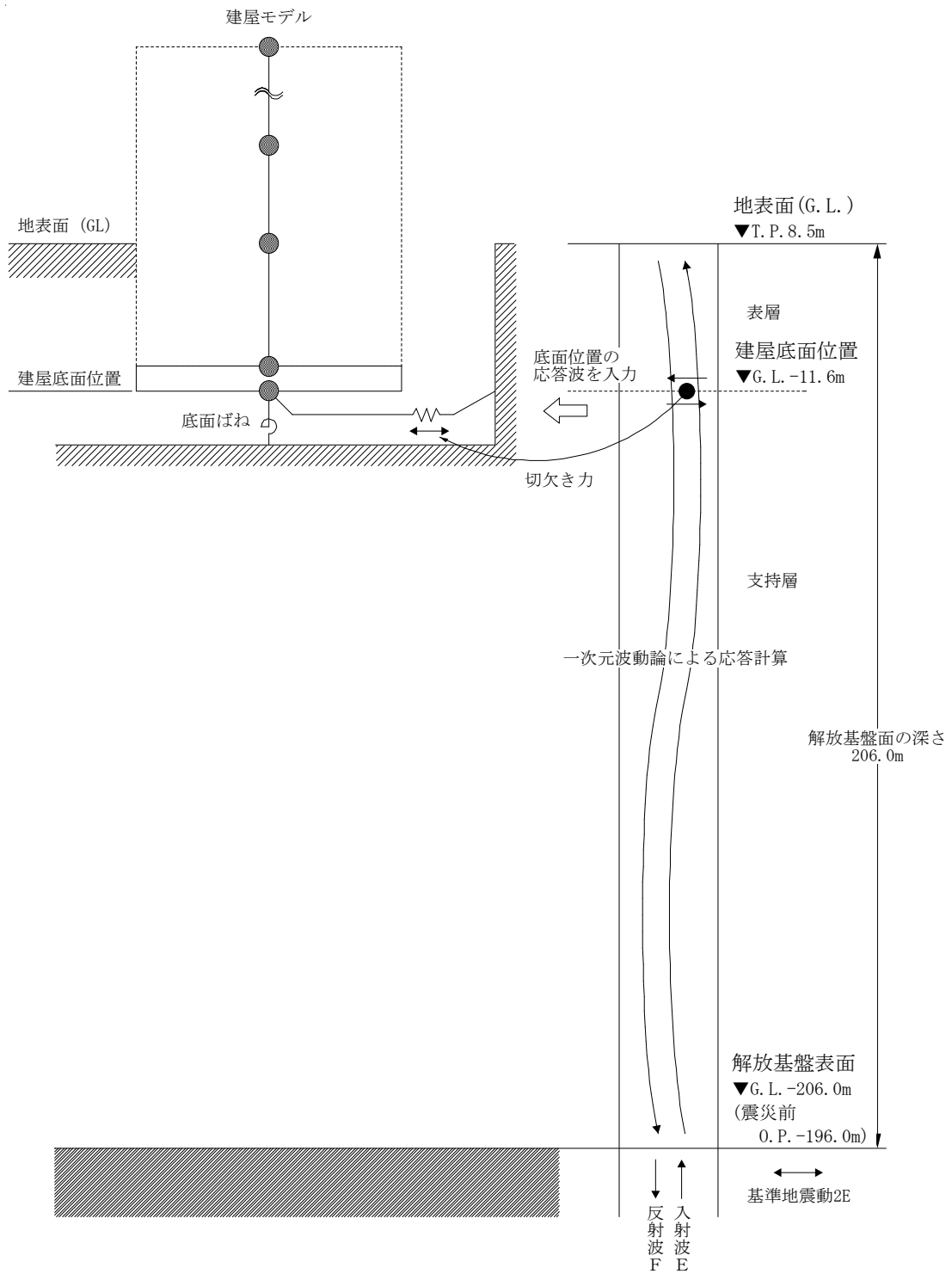
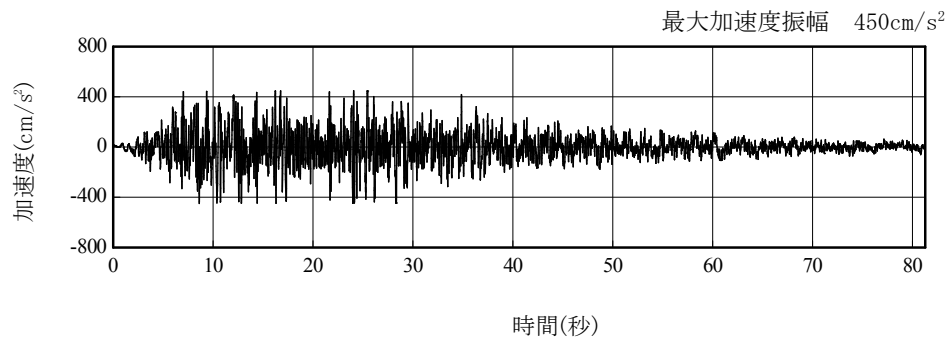


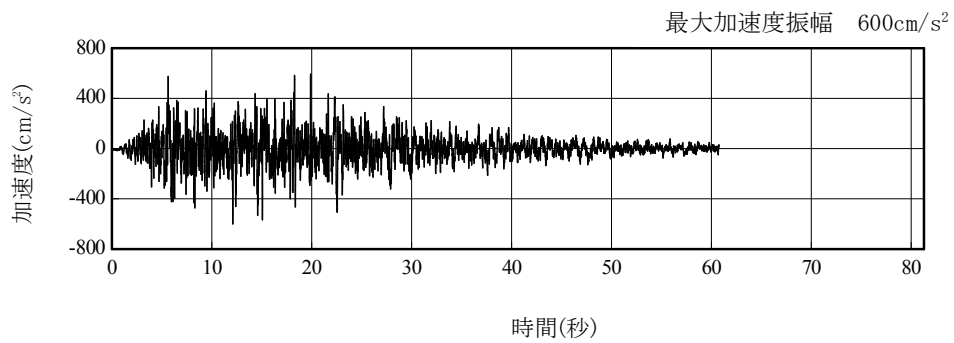
図 3. 1. 3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-710mm) 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。

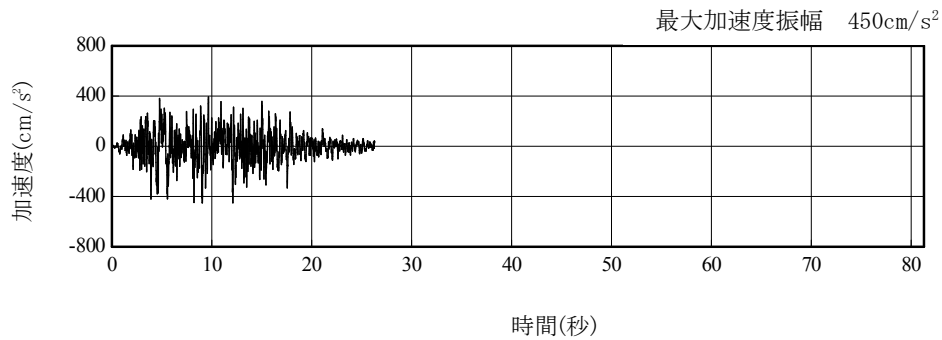
〈換算式〉 T.P. = 旧 O.P. - 1,437mm



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

図 3. 1. 3-2 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）

3.1.4 地震応答解析モデル

基準地震動 S_s に対する 3号機タービン建屋の地震応答解析は、「3.1.3. 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

地震応答解析モデルは、図 3.1.4-1 及び図 3.1.4-2 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、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。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばね及び入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表 3.1.4-1 に、建屋解析モデルの諸元を図 3.1.4-3～図 3.1.4-6 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。解析に用いた地盤定数を表 3.1.4-2 に示す。

解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にし、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイ及びロッキングばね定数を近似的に評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図 3.1.4-7 に示すようにばね定数 (K_c) として実部の静的な値を、また、減衰係数 (C_c) として建屋－地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

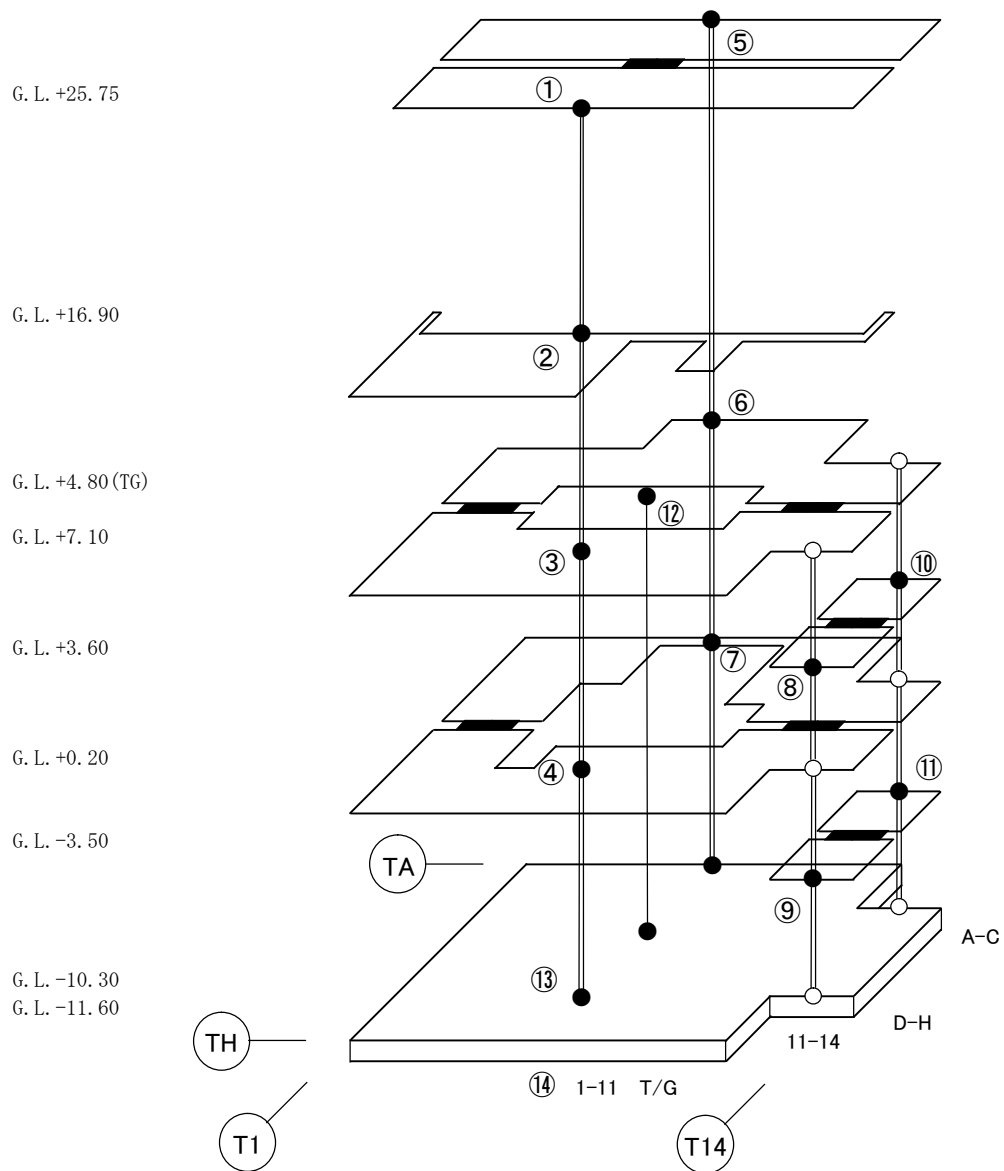


図 3.1.4-1 3号機タービン建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

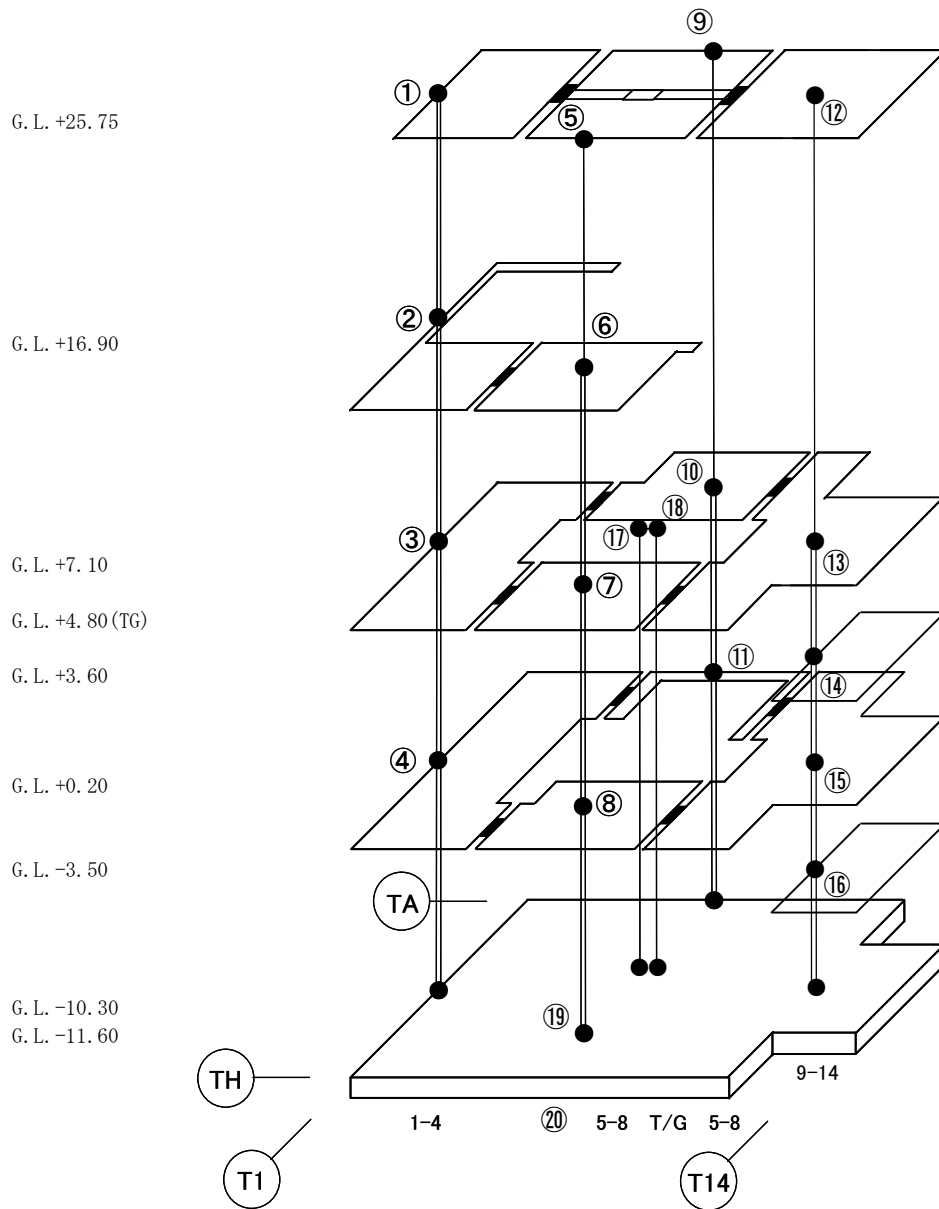


図 3.1.4-2 3号機タービン建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

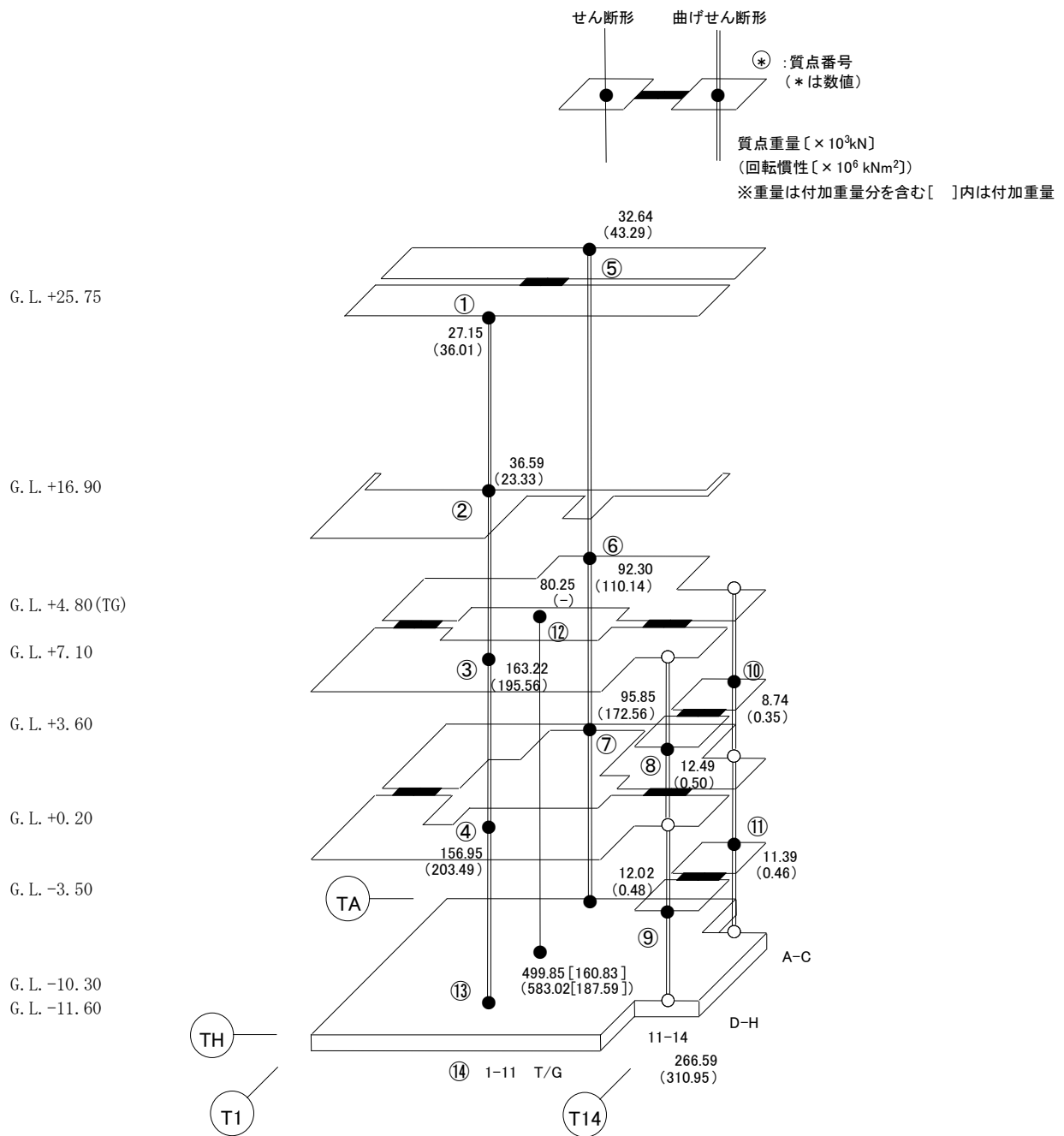
表 3.1.4-1 地震応答解析に用いる物性値

コンク リート	強度*1 F _c (N/mm ²)	ヤング係数*2 E (N/mm ²)	せん断弾性係数*2 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				
鋼材	SS400相当 (SS41)				

*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまるめた値とした。

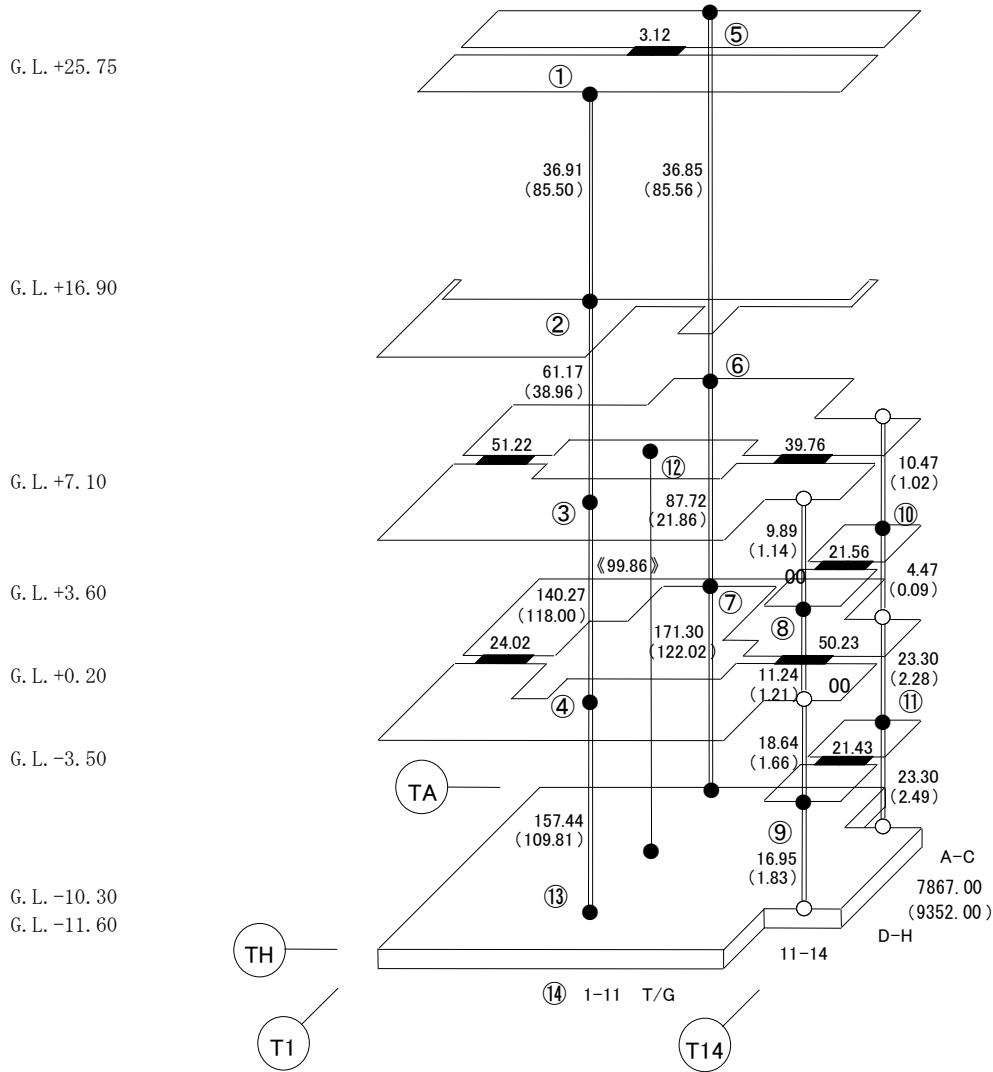
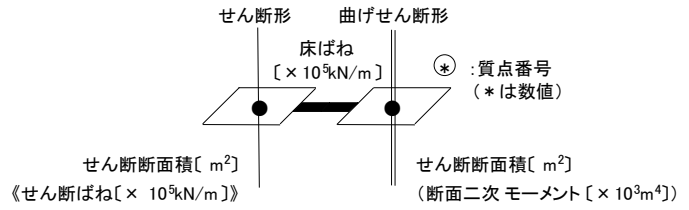
*2：実強度に基づく値を示す。

*3：鉄筋コンクリートの値を示す。



総重量 : 1,496,030 kN

図 3.1.4-3 建屋解析モデルの諸元 (重量・回転慣性) (NS 方向)



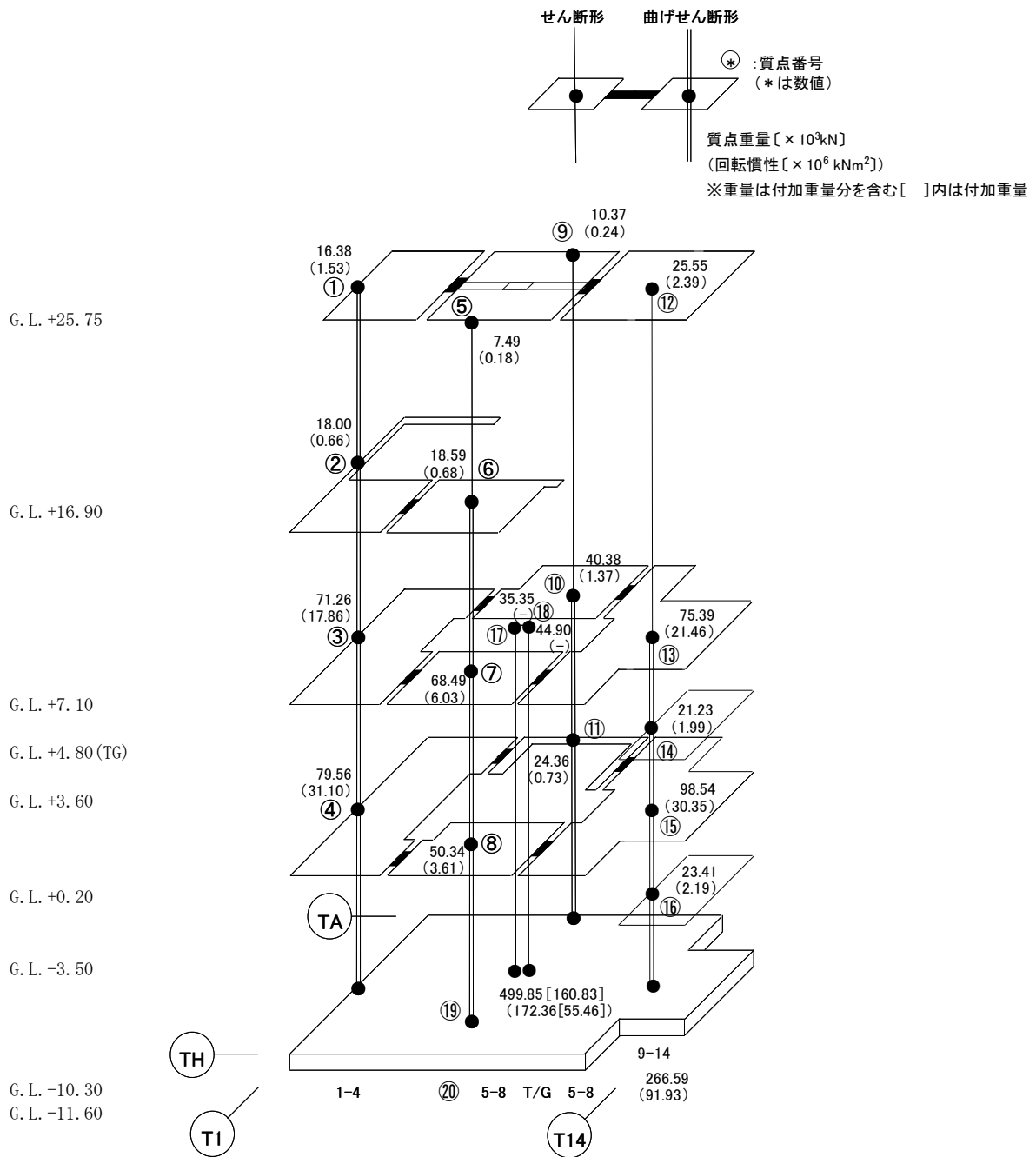
建屋の物性値

ヤング係数 : $E = 2.57 \times 10^7$ [kN/m²] コンクリートの物性

せん断弾性係数 : $G = 10.7 \times 10^6$ [kN/m²] コンクリートの物性

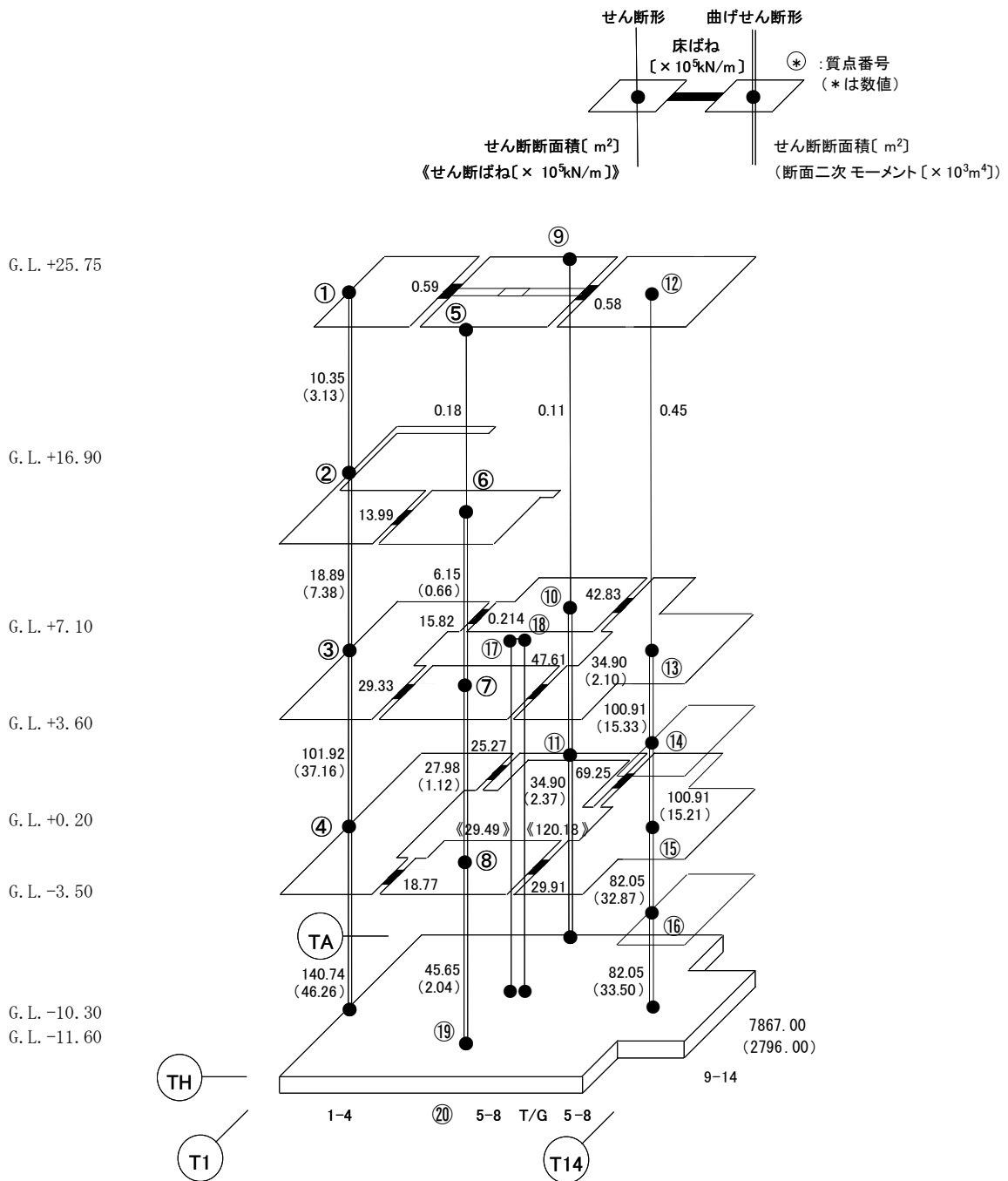
基礎形状 116.38m (NS 方向) x 67.60m (EW 方向)

図 3.1.4-4 建屋解析モデルの諸元 (剛性) (NS 方向)



総重量 : 1,496,030 kN

図 3.1.4-5 建屋解析モデルの諸元 (重量・回転慣性) (EW 方向)



建屋の物性値

ヤング係数 : $E = 2.57 \times 10^7$ [kN/m²] コンクリートの物性
せん断弾性係数 : $G = 10.7 \times 10^6$ [kN/m²] コンクリートの物性
基礎形状 116.38m (NS 方向) x 67.60m (EW 方向)

図 3. 1. 4-6 建屋解析モデルの諸元 (剛性) (EW 方向)

表 3.1.4-2 (1) 地盤定数

(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	2.25	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	-

表 3.1.4-2 (2) 地盤定数

(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	-

表 3.1.4-2 (3) 地盤定数

(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)
±0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-20.0	泥岩 (解放基盤)	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
		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

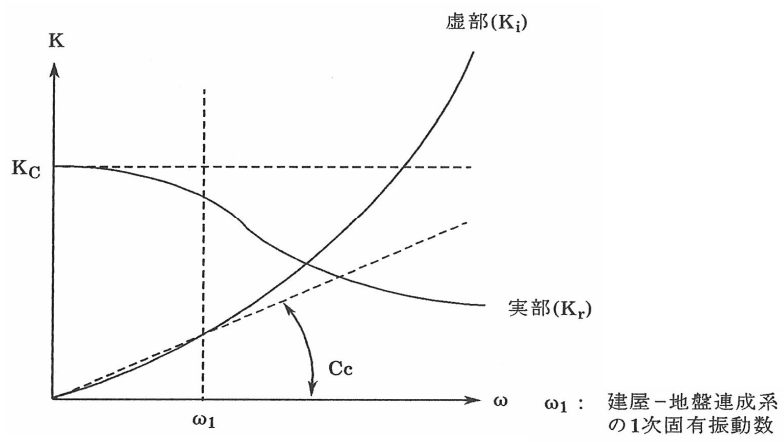


図 3.1.4-7 地盤ばねの近似

3.1.5 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向, EW 方向の最大応答加速度を, 滞留水を未考慮の場合と比較して, 図 3.1.5-1～図 3.1.5-6 に示す。

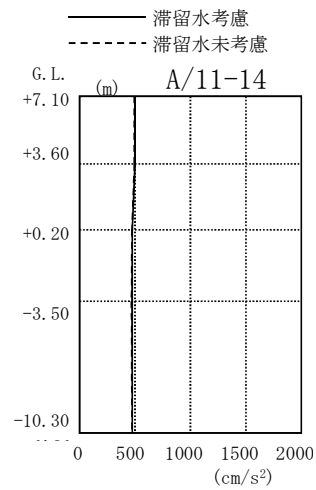
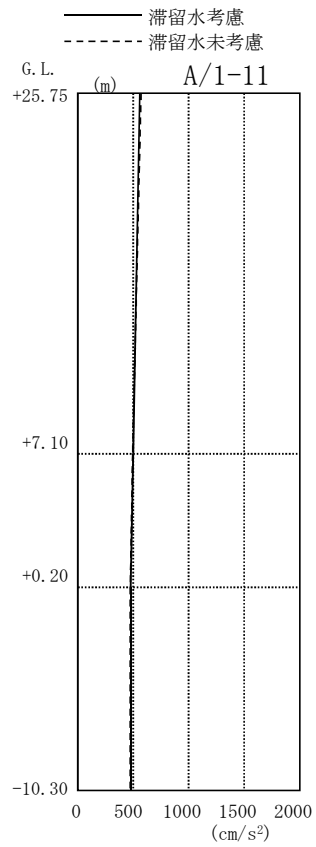
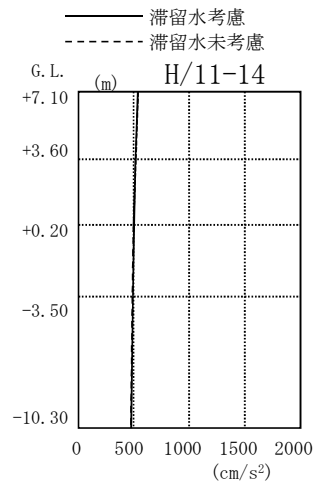
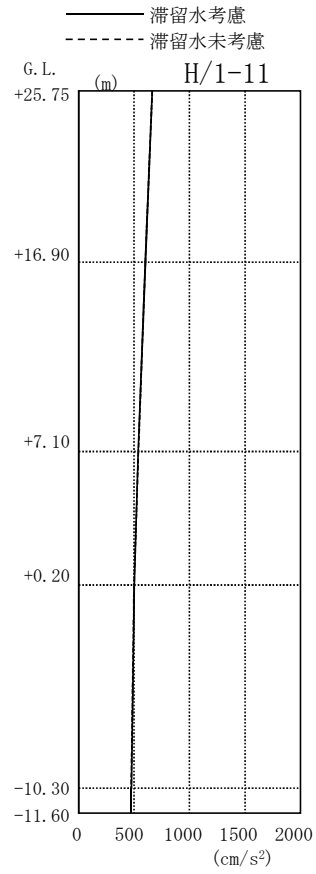


図 3.1.5-1 最大応答加速度 (NS 方向・S_S-1H)

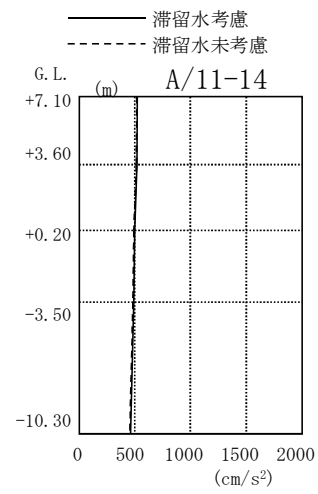
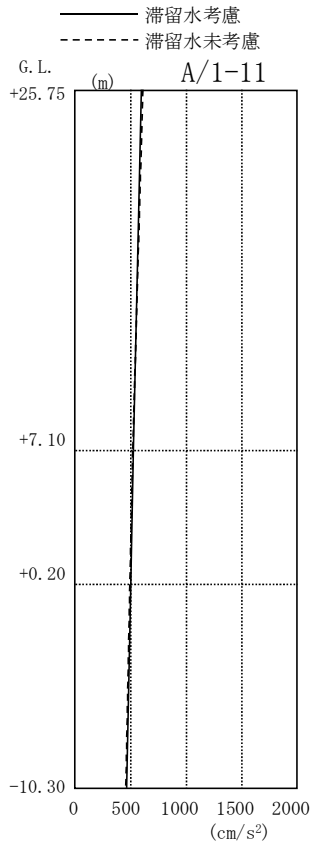
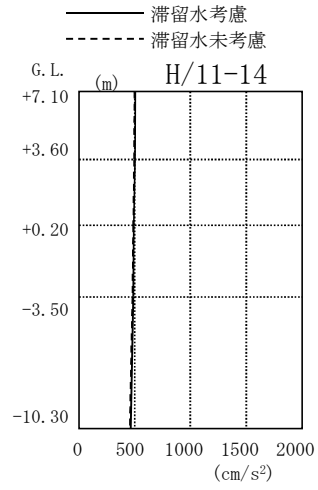
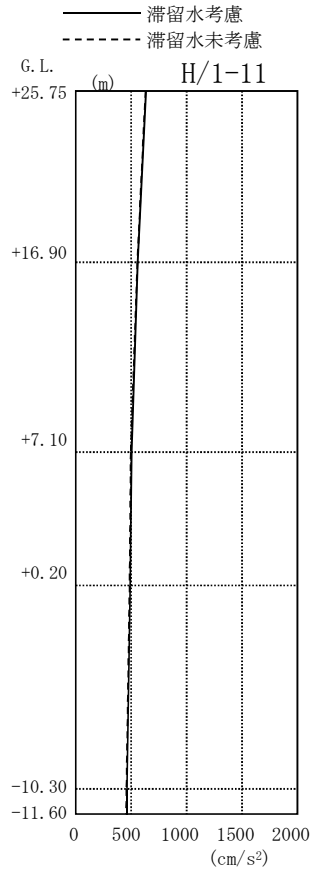


图 3.1.5-2 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-2H)

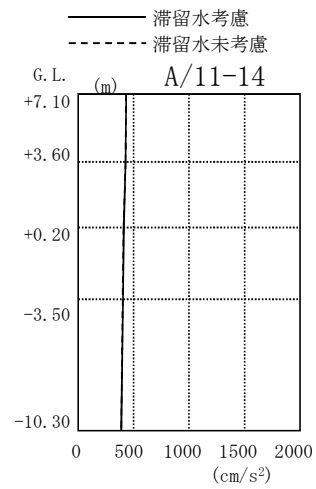
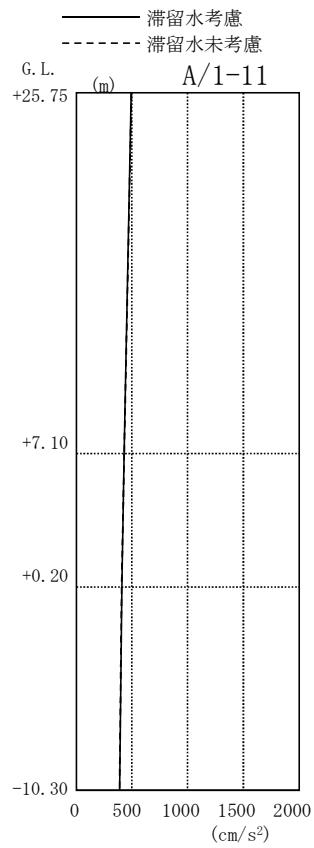
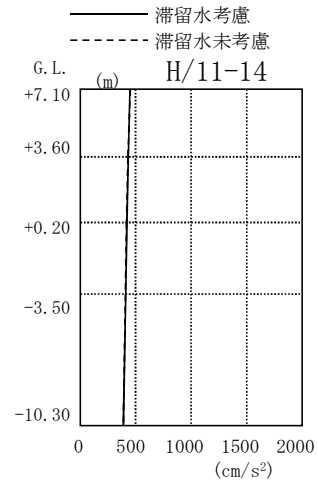
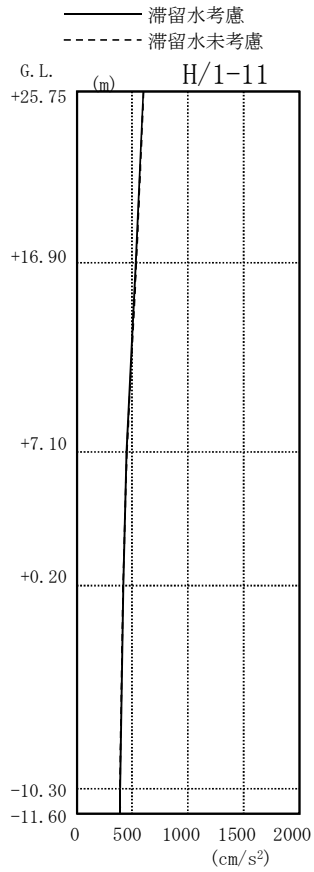


図 3.1.5-3 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-3H)

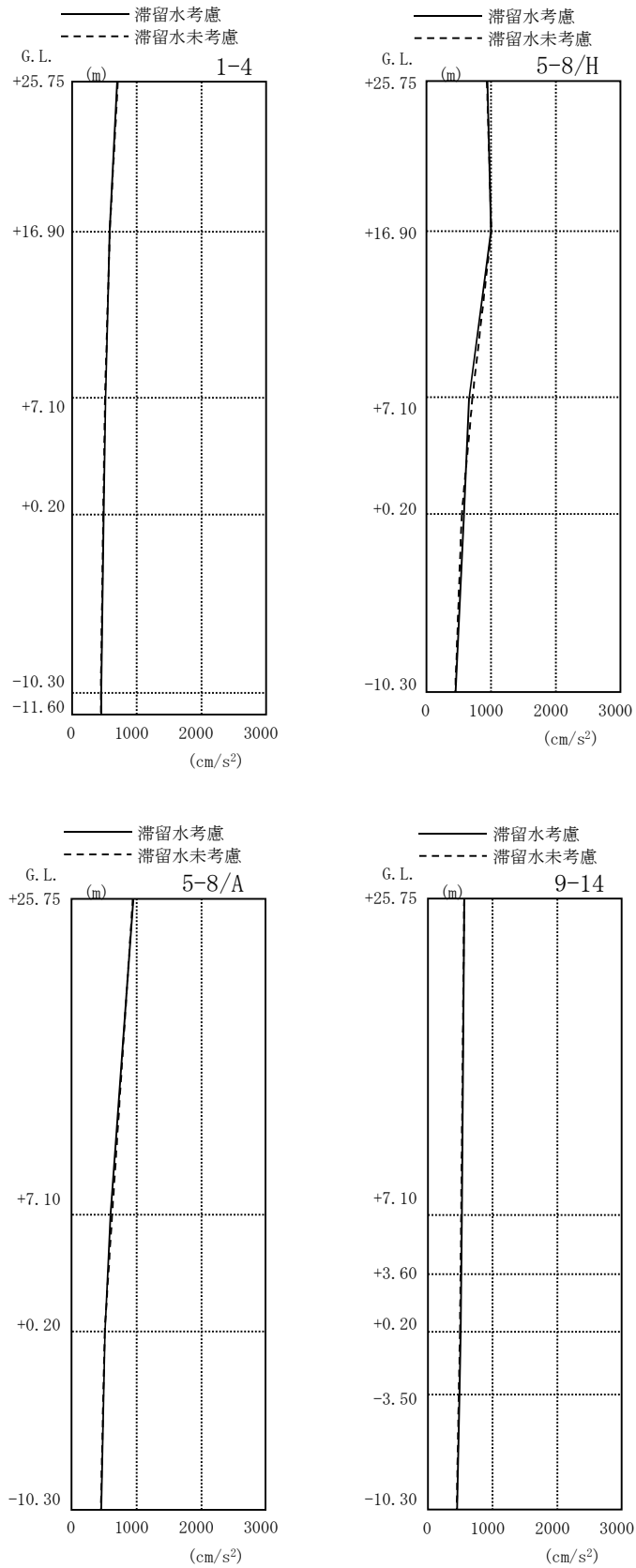


图 3.1.5-4 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-1H)

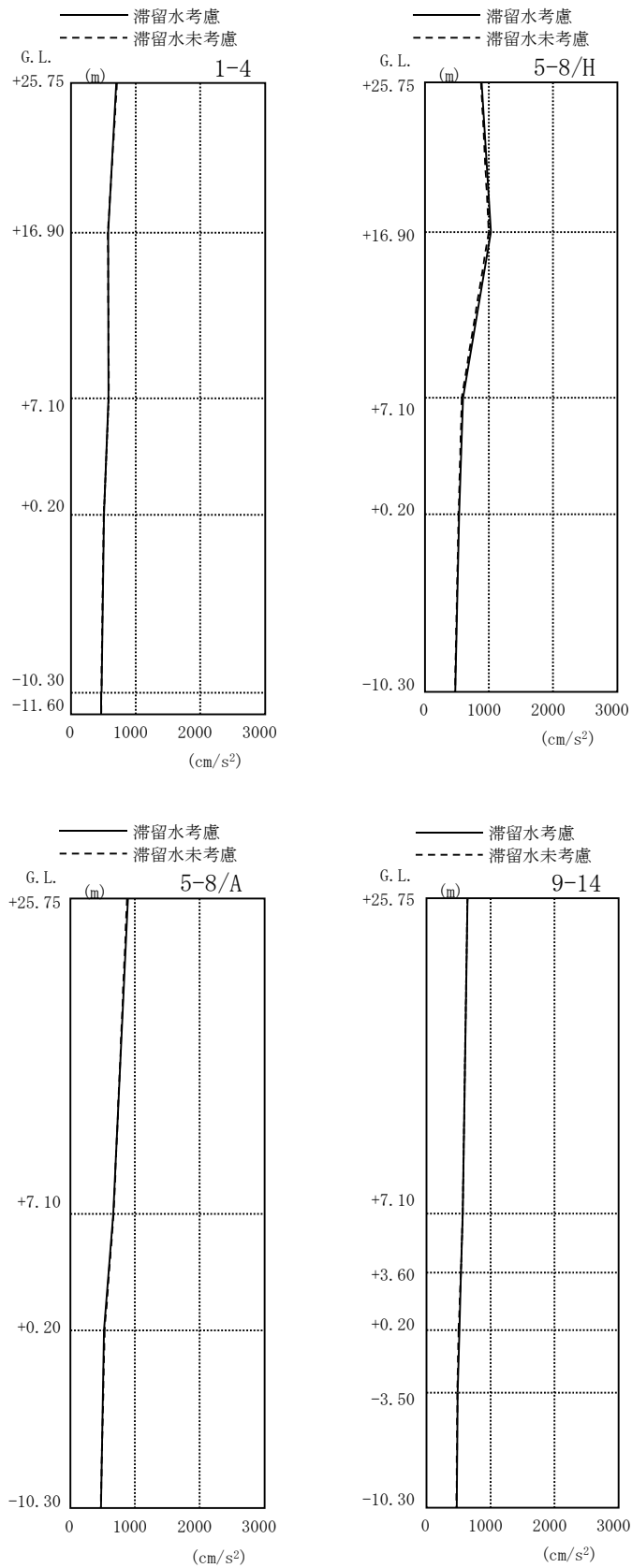


图 3.1.5-5 最大応答加速度 (EW 方向・S_S-2H)

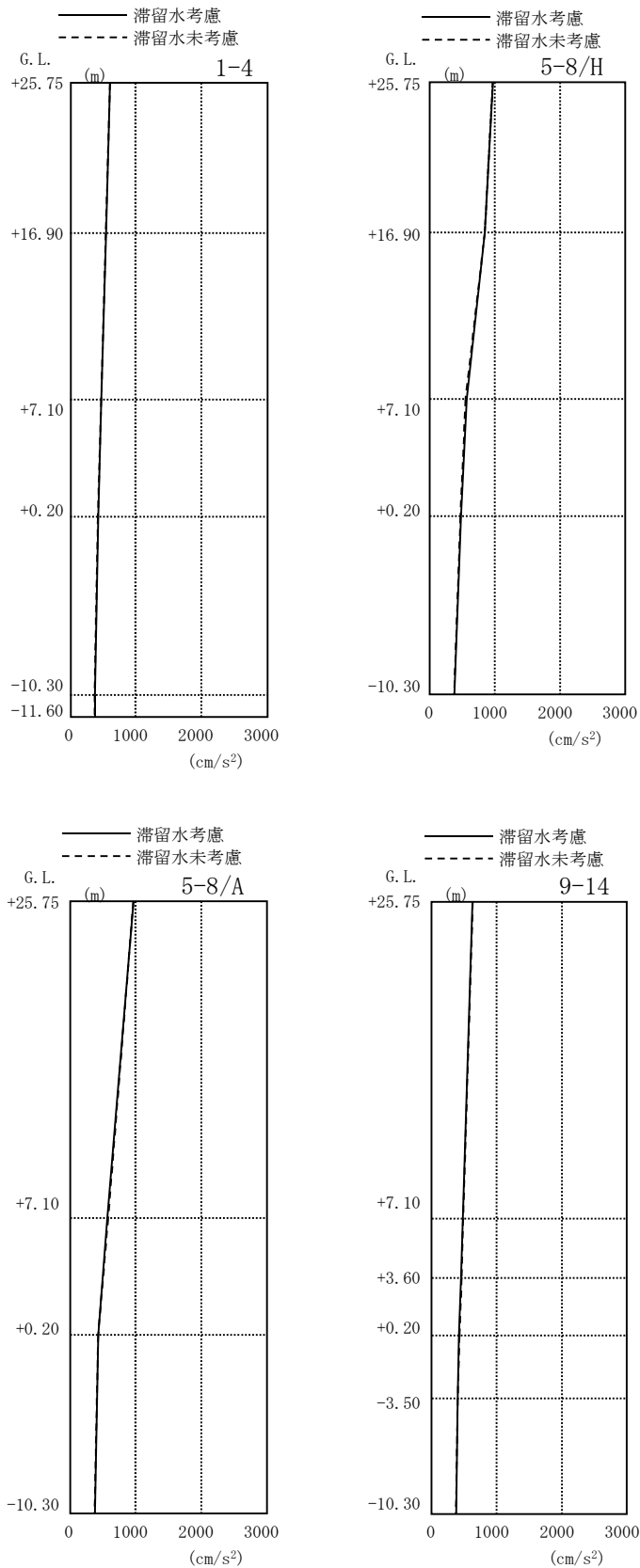


图 3.1.5-6 最大応答加速度 (EW 方向・SS-3H)

3.1.6 耐震安全性評価結果

地震応答解析により得られた地下耐震壁のせん断ひずみ一覧を、滞留水を未考慮の場合と比較して、表 3.1.6-1 及び表 3.1.6-2 に示す。また、図 3.1.6-1 及び図 3.1.6-2 に基準地震動 S_s に対する最大応答値を、滞留水を未考慮の場合と比較して、耐震壁のスケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、滞留水を考慮した場合でも、最大で 0.15×10^{-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、スケルトン曲線は、建屋の方向別に、層を単位とした水平断面形状より「JEAG4601-1991」に基づいて設定したものである。

以上のことから、3号機タービン建屋の耐震安全性は確保されているものと評価した。

表 3.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

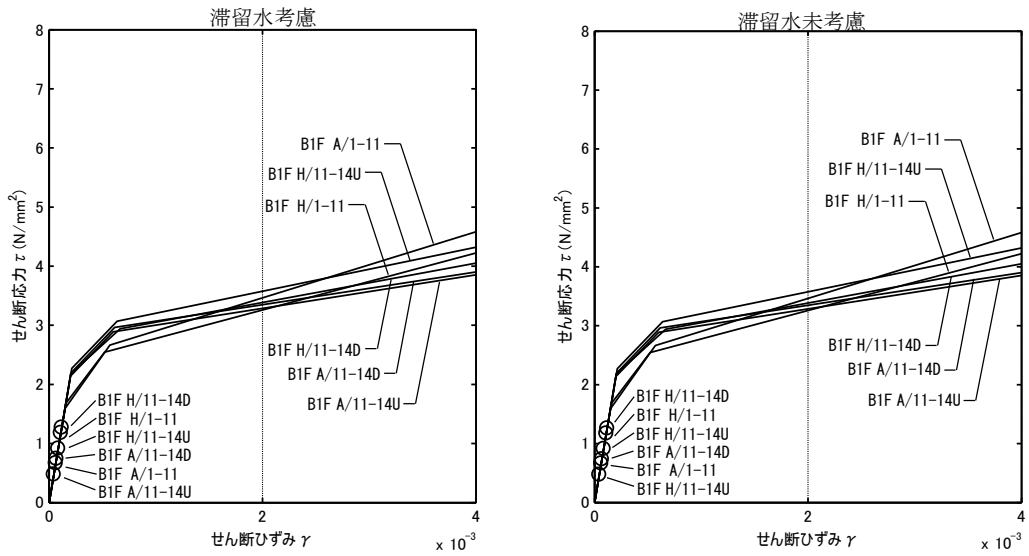
(単位： $\times 10^{-3}$)

階	通り	G. L.	Ss-1H		Ss-2H		Ss-3H		評価基準	
			滞留水		滞留水		滞留水			
			考慮	未考慮	考慮	未考慮	考慮	未考慮		
B1F	H/1-11	+0.20~-10.30	0.11	0.11	0.11	0.11	0.10	0.10	4.0 以下	
	H/11-14	U	+0.20~-3.50	0.09	0.09	0.08	0.08	0.08		0.08
		D	-3.50~-10.30	0.12	0.12	0.12	0.12	0.11		0.11
	A/1-11	+0.20~-10.30	0.07	0.07	0.07	0.07	0.06	0.06		
	A/11-14	U	+0.20~-3.50	0.05	0.05	0.05	0.05	0.04		0.04
		D	-3.50~-10.30	0.07	0.07	0.08	0.07	0.06		0.06

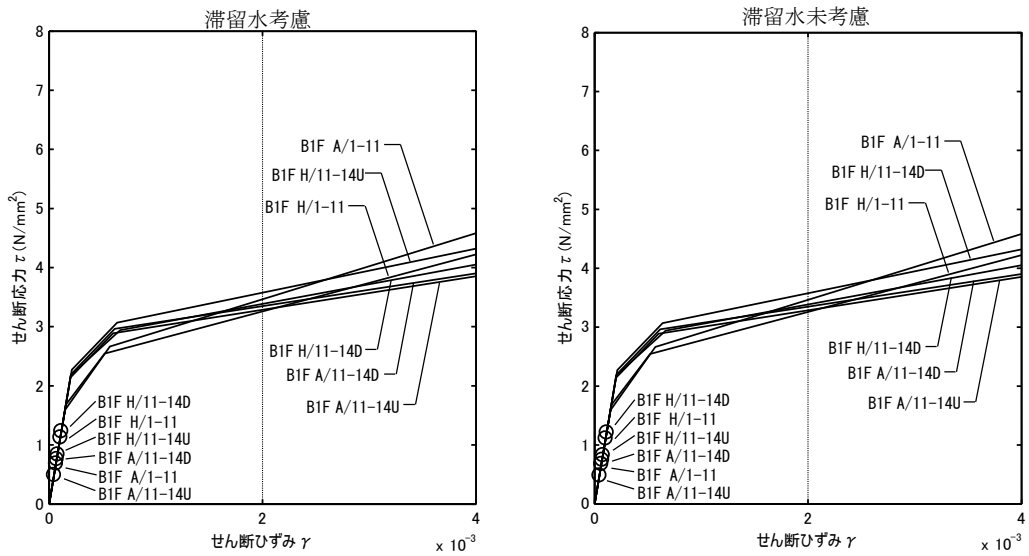
表 3.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位： $\times 10^{-3}$)

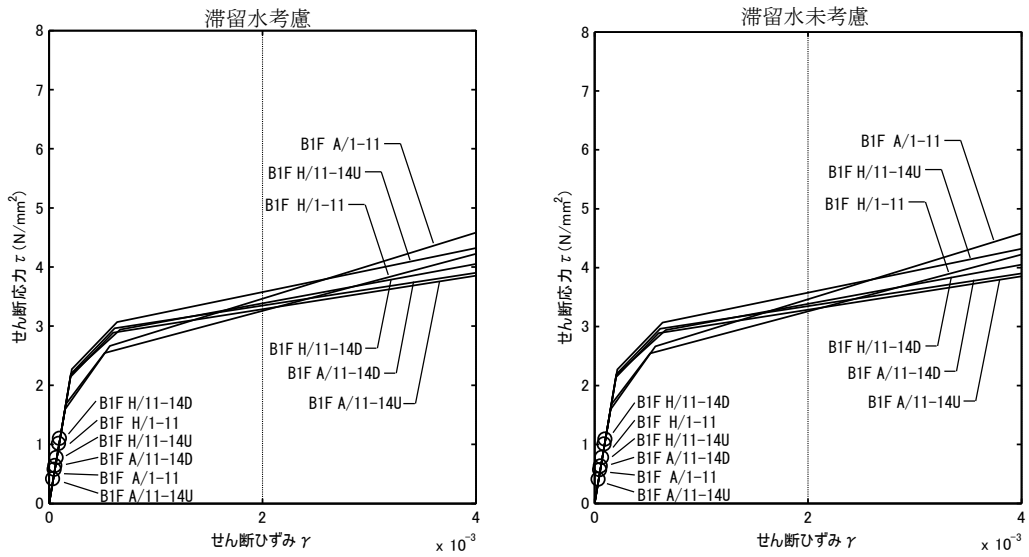
階	通り	G. L.	Ss-1H		Ss-2H		Ss-3H		評価基準	
			滞留水		滞留水		滞留水			
			考慮	未考慮	考慮	未考慮	考慮	未考慮		
B1F	1-4	+0.20~-10.30	0.09	0.09	0.08	0.08	0.08	0.07	4.0 以下	
	5-8/H	+0.20~-10.30	0.09	0.10	0.09	0.09	0.08	0.08		
	5-8/A	+0.20~-10.30	0.09	0.09	0.10	0.10	0.08	0.08		
	9-14	U	+0.20~-3.50	0.13	0.13	0.14	0.13	0.11		0.11
		D	-3.50~-10.30	0.14	0.14	0.15	0.15	0.12		0.12



(Ss-1H)

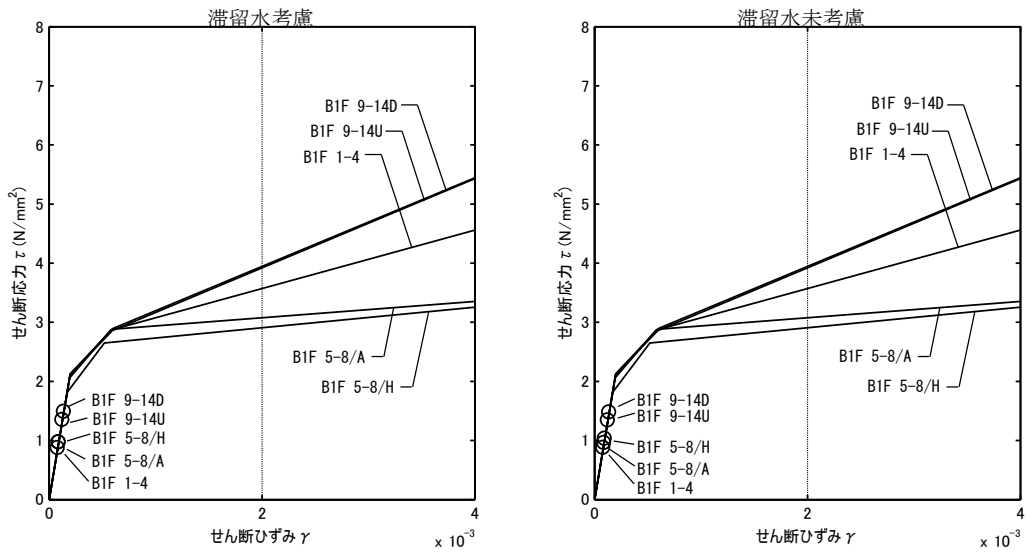


(Ss-2H)

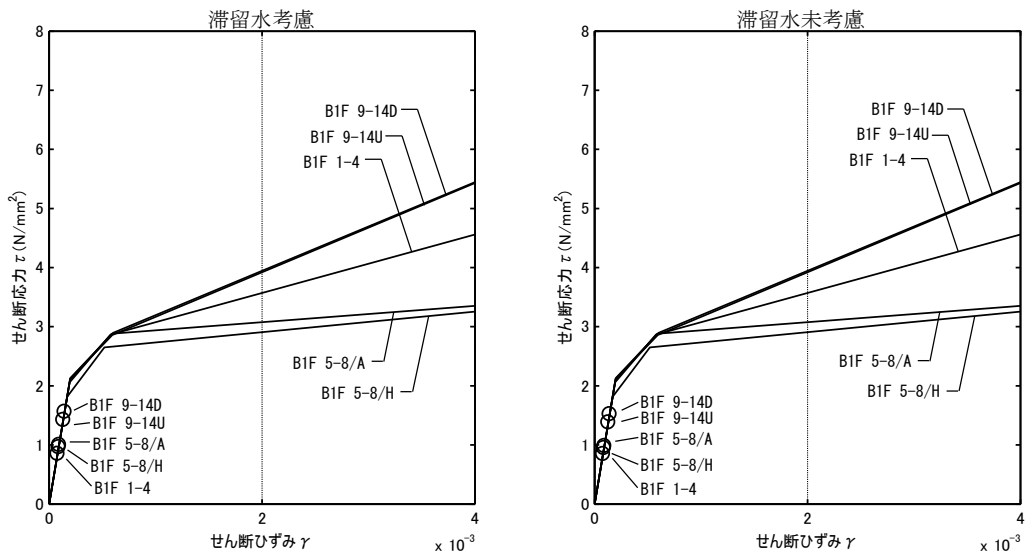


(Ss-3H)

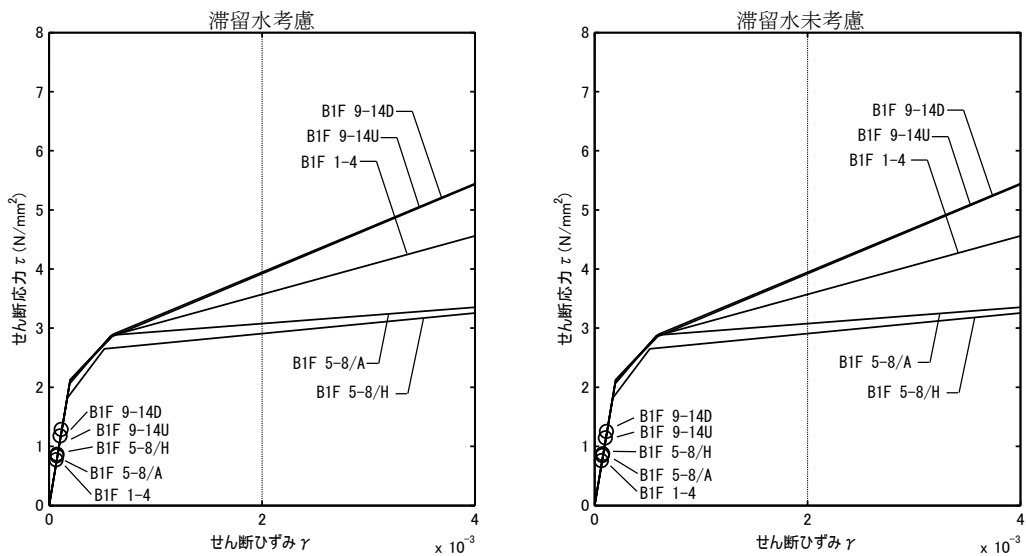
図 3.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

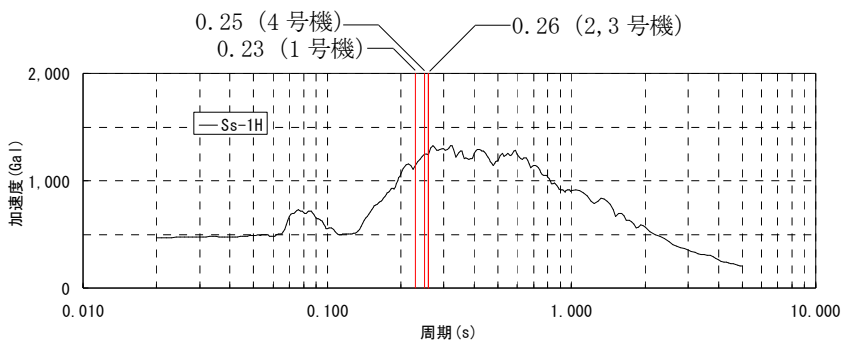
図 3. 1. 6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

3.2 代表号機以外の検討

滞留水による影響を確認するため、滞留水量が最大であり重量変動が最も大きくなる3号機タービン建屋を代表号機として耐震安全性評価を行った結果、滞留水を考慮しても地下外壁の耐震安全性については十分余裕があることを確認している。

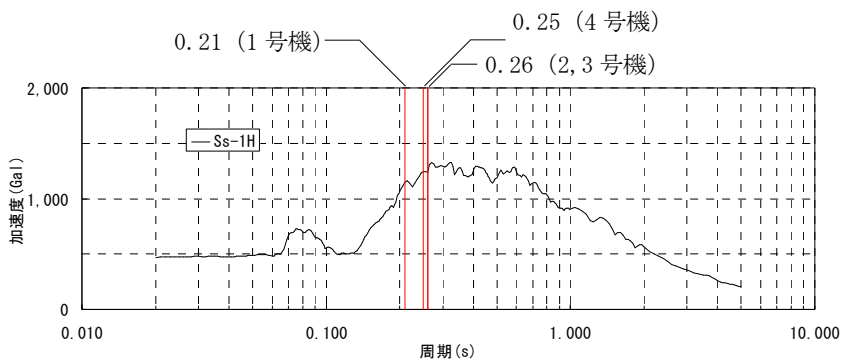
また、タービン建屋は、各号機の機能は同じであることから、構造形式および形状は各号機で同様となっている。各号機のタービン建屋の固有周期を比較した場合、一次固有周期はNS方向で0.23～0.26秒、EW方向で0.21～0.26秒となり、各号機の振動性状に顕著な差はみられない。

代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルに各建屋の一次固有周期を重ね描きしたもの、および代表号機の地下外壁の最大応答せん断ひずみに、代表号機の入力動の応答スペクトルにおける代表号機の一次固有周期の応答加速度 α_{T1} と各号機の一次固有周期の応答加速度 α_{T1} の比 α_{amp} を乗じた γ_{resp} を図3.2-1～図3.2-3に示す。 γ_{resp} は各号機ともに評価基準値 4×10^{-3} に対して十分に小さいことから、代表号機以外についても地下外壁の耐震安全性は確保されているといえる。



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.23	1,139	0.92	0.11
#2	0.26	1,238	1.00	0.12
#3	0.26	1,238	—	0.12
#4	0.25	1,247	1.01	0.13

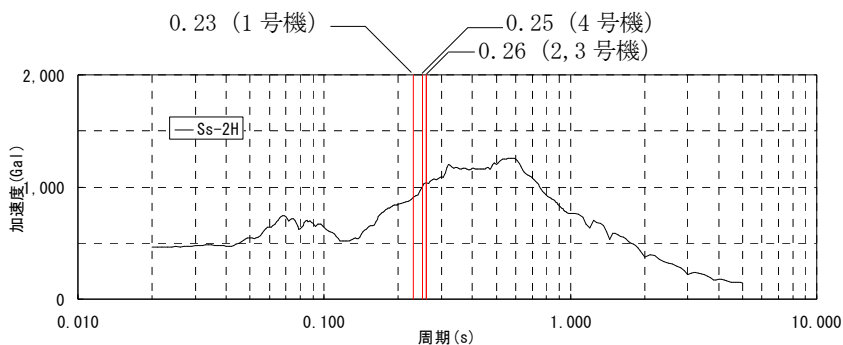
(タービン建屋 NS 方向)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.21	1,150	0.93	0.13
#2	0.26	1,238	1.00	0.14
#3	0.26	1,238	—	0.14
#4	0.25	1,247	1.01	0.15

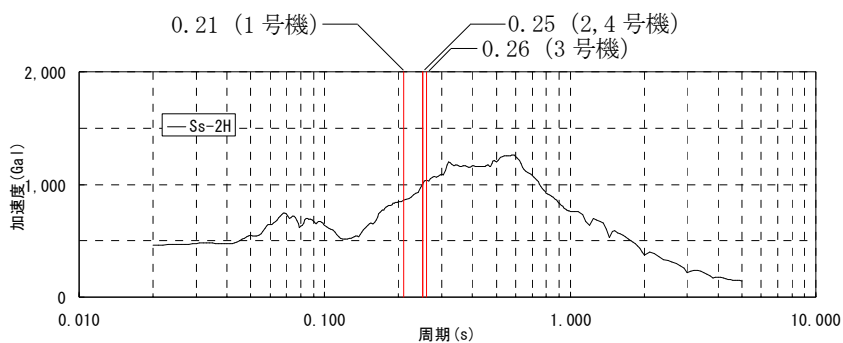
(タービン建屋 EW 方向)

図 3.2-1 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一次固有周期 (Ss-1H)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.23	909	0.88	0.11
#2	0.26	1,038	1.00	0.12
#3	0.26	1,038	—	0.12
#4	0.25	1,000	0.96	0.12

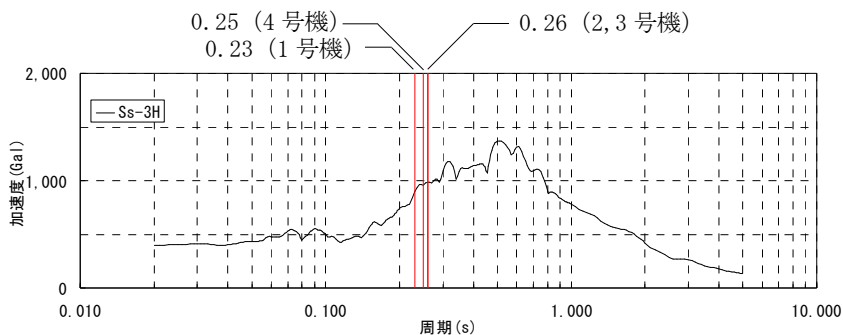
(タービン建屋 NS 方向)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.21	860	0.83	0.13
#2	0.25	1,000	0.96	0.15
#3	0.26	1,038	—	0.15
#4	0.25	1,000	0.96	0.15

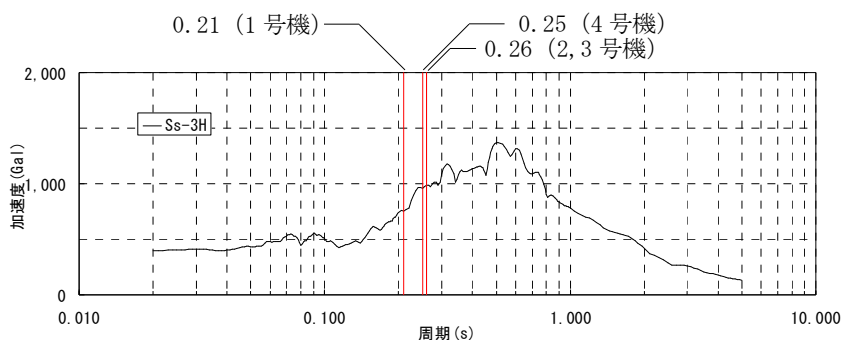
(タービン建屋 EW 方向)

図 3.2-2 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一次固有周期 (Ss-2H)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.23	898	0.91	0.10
#2	0.26	984	1.00	0.11
#3	0.26	984	—	0.11
#4	0.25	959	0.97	0.11

(タービン建屋 NS 方向)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答加速度 α_{T1} (Gal)	応答加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.21	757	0.77	0.10
#2	0.26	984	1.00	0.12
#3	0.26	984	—	0.12
#4	0.25	959	0.97	0.12

(タービン建屋 EW 方向)

図 3.2-3 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一次固有周期 (Ss-3H)

表 3.2-1 タービン建屋の形状・一次固有周期・滞留水量の比較

		1号機タービン建屋	2号機タービン建屋	3号機タービン建屋 (代表号機)	4号機タービン建屋	
平面図						
N S 方向断面						
E W 方向断面						
一次固有周期 (s)	N S	Ss-1H	0.23	0.26	0.26	0.25
		Ss-2H	0.23	0.26	0.26	0.25
		Ss-3H	0.23	0.26	0.26	0.25
	E W	Ss-1H	0.21	0.26	0.26	0.25
		Ss-2H	0.21	0.25	0.26	0.25
		Ss-3H	0.21	0.26	0.26	0.25
滞留水量 (m ³)		9,600	13,500	16,400	12,800	
同一レベルの貯留比率※		B1F:0.330	B1F:0.313	B1F:0.370	B1F:0.285	

※同一レベルの滞留水重量と質点重量の比率

本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(下記)と0.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。

建屋名	地盤沈下量	換算式
1号機	-730mm	T.P. = 旧0.P. - 1,457mm
2号機	-725mm	T.P. = 旧0.P. - 1,452mm
3号機	-710mm	T.P. = 旧0.P. - 1,437mm
4号機	712mm	T.P. = 旧0.P. - 1,439mm

4 廃棄物処理建屋

4.1 4号機廃棄物処理建屋（代表号機）

4.1.1 解析評価方針

廃棄物処理建屋の地下滞留水を考慮した耐震安全性評価は、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析によることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。

廃棄物処理建屋については地下滞留水量が最大となる代表号機を選定する。

解析モデルは、地下1階から地上3階に設置された機器を含む建屋全域をNS、EW方向とも多軸質点系モデルとする。

地下階への滞留水の付加重量は建屋外形寸法・建屋内部の壁厚・機器容積から体積を算定し、保守的にその全てを固定水として評価する。

地下耐震壁の評価は、地震応答解析により得られた該当部位の最大せん断ひずみが、評価基準値 (4.0×10^{-3}) を超えないことを確認することとする。

廃棄物処理建屋の地震応答解析の評価手順例を、図 4.1.1-1 に示す。

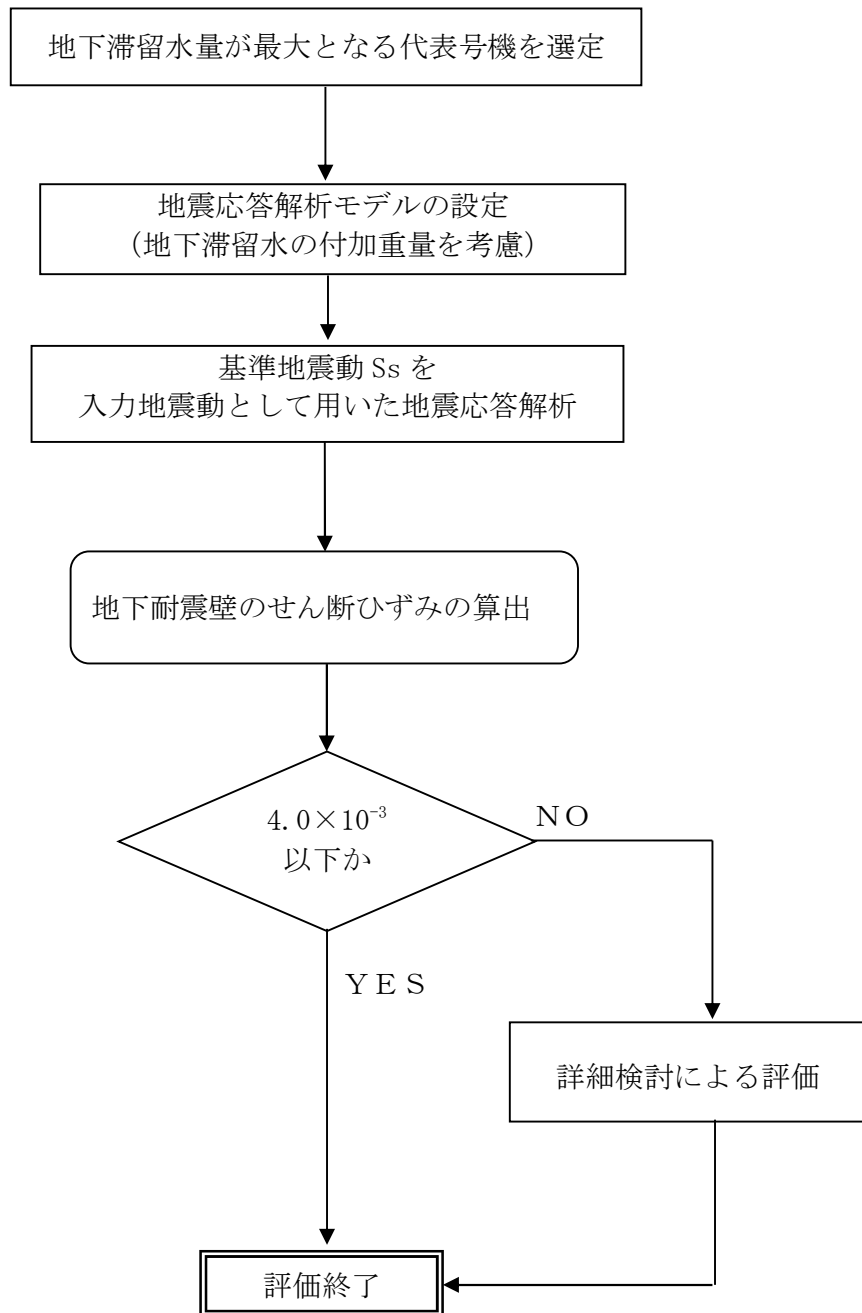


図 4.1.1-1 廃棄物処理建屋の地震応答解析の評価手順例

4.1.2 代表号機の選定

廃棄物処理建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量を表 4.1.2-1 に示す。表 4.1.2-1 より、貯水量の最も多い4号機を代表号機と選定する。

表 4.1.2-1 廃棄物処理建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量

	1号機	2号機	3号機	4号機
水位	G. L. -6, 000	G. L. -6, 000	G. L. -6, 000	G. L. -6, 000
貯水量	1, 400m ³	2, 600m ³	2, 600m ³	4, 500m ³

4.1.3 解析に用いる入力地震動

4号機廃棄物処理建屋への入力地震動は、「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」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図4.1.3-1に示す。この廃棄物処理建屋の解析モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s に対する建屋基礎底面レベルの地盤応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置における基準地震動 S_s の加速度波形について、図4.1.3-2に示す。

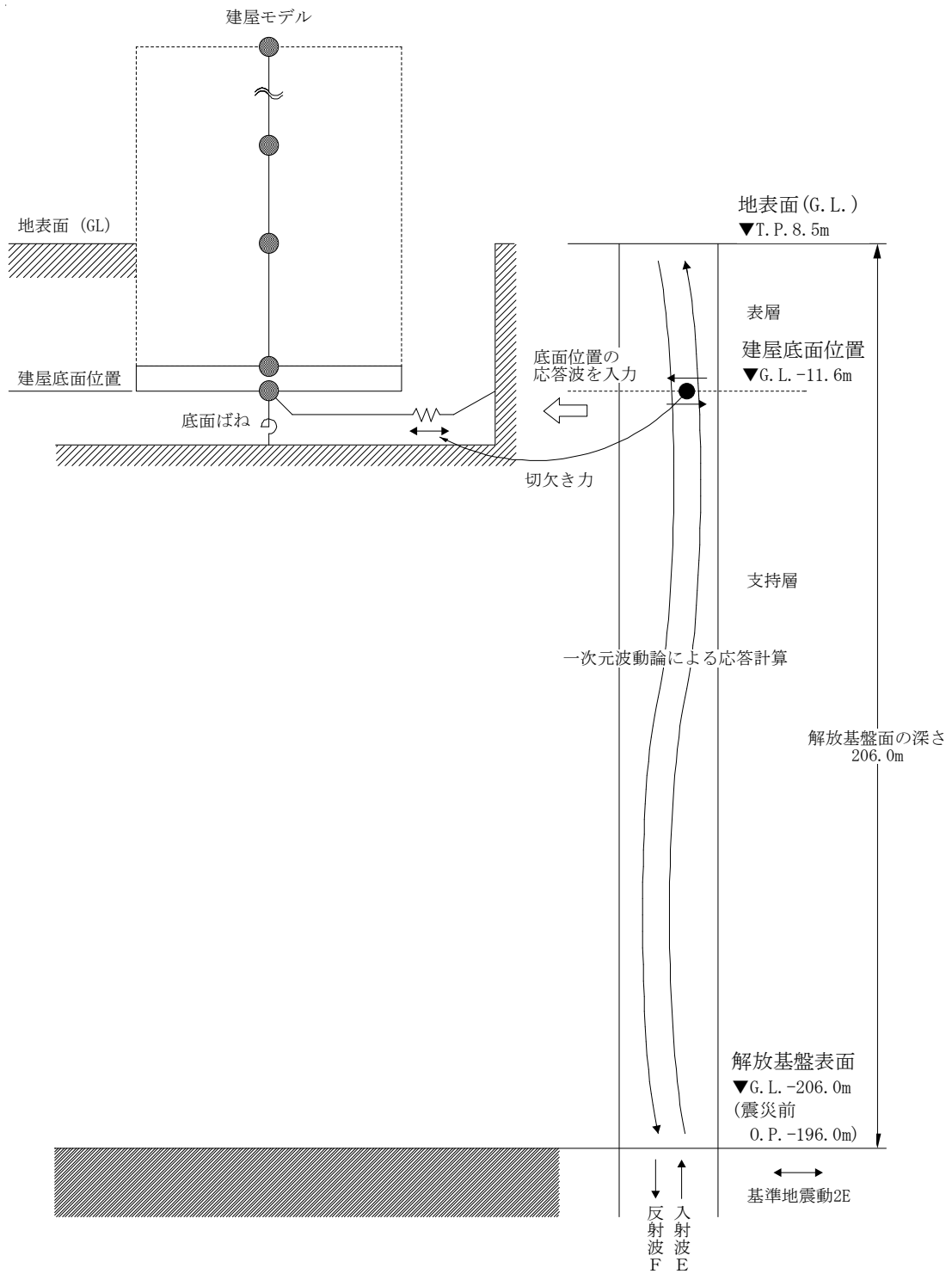


図 4.1.3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

本資料に記載の標高は、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

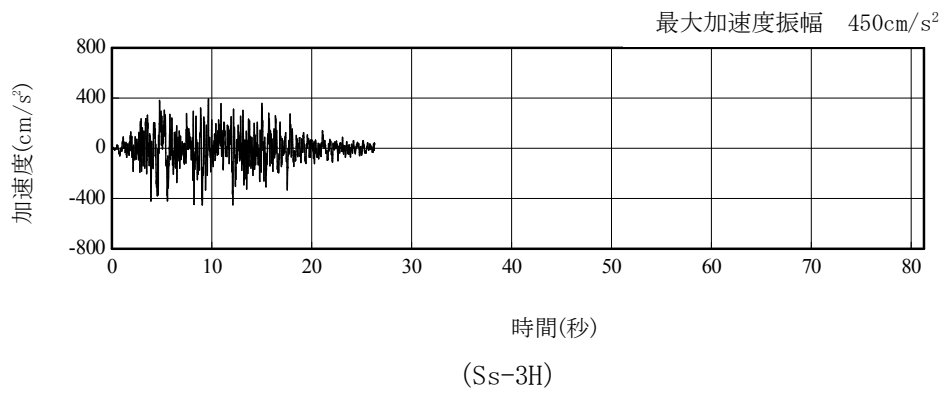
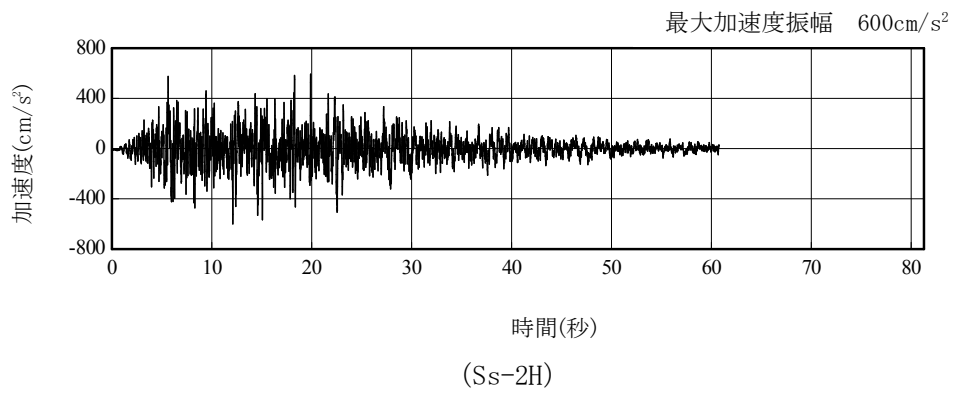
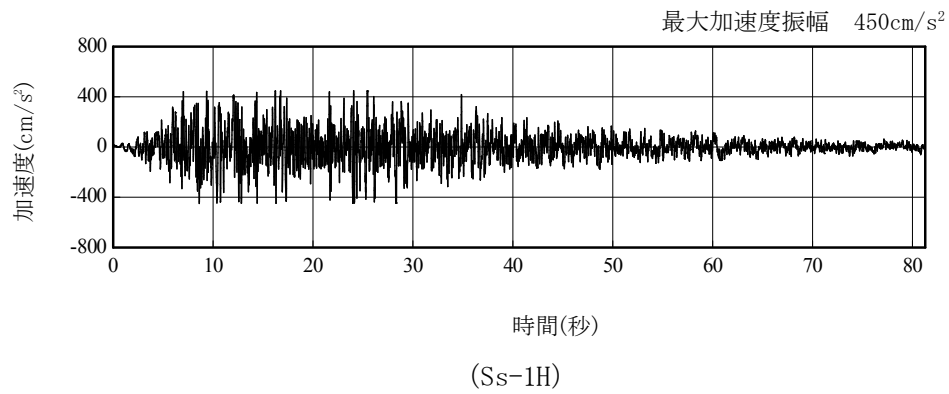


図 4. 1. 3-2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形 (水平方向)

4.1.4 地震応答解析モデル

基準地震動 S_s に対する 4 号機廃棄物処理建屋の地震応答解析は、「4.1.3. 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

地震応答解析モデルは、図 4.1.4-1 及び図 4.1.4-2 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、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。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばね及び入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表 4.1.4-1 に、建屋解析モデルの諸元を表 4.1.4-2 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。解析に用いた地盤定数を表 4.1.4-3 に示す。

解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にし、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイ及びロッキングばね定数を近似的に評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図-1.4.3 に示すようにばね定数 (K_c) として実部の静的な値を、また、減衰係数 (C_c) として建屋－地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

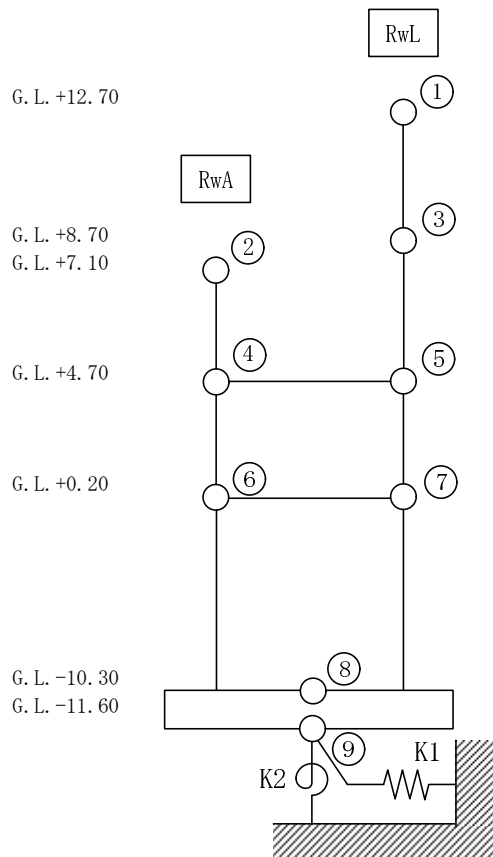


図 4. 1. 4-1 4号機廃棄物処理建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

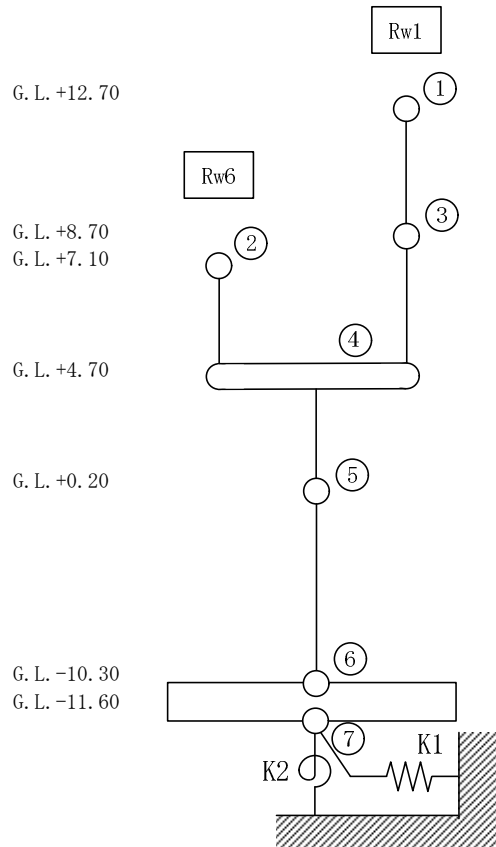


図 4. 1. 4-2 4号機廃棄物処理建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 4. 1. 4-1 地震応答解析に用いる物性値

コンクリート	強度*1 F _c (N/mm ²)	ヤング係数*2 E (N/mm ²)	せん断弾性係数*2 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

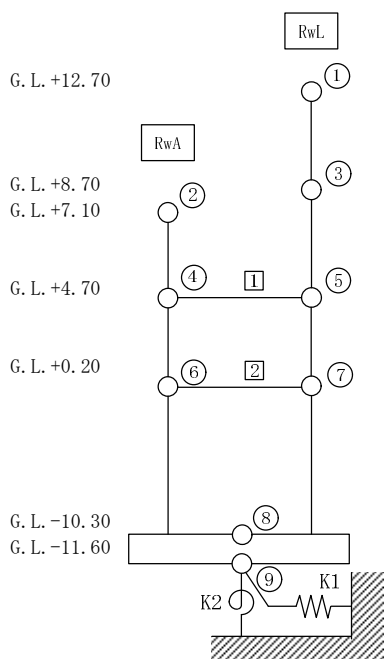
*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまるめた値とした。

*2：実強度に基づく値を示す。

*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表 4.1.4-2 建屋解析モデルの諸元

NS 方向

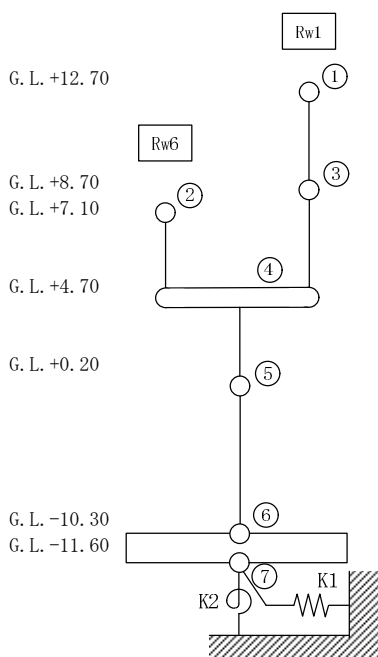


質点番号	質点位置 G.L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性 I_R ($\times 10^5$ kN/m ²)	せん断断面積 A_s (m ²)	断面2次モメント I_B (m ⁴)	質点番号	質点位置 G.L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性 I_R ($\times 10^5$ kN/m ²)	せん断断面積 A_s (m ²)	断面2次モメント I_B (m ⁴)
						①	+12.7	4,050	0.69		
②	+7.1	1,920	0.65	16.0	987	③	+8.7	11,790	2.33	13.2	271
④	+4.7	13,110	5.48	34.3	4,408	⑤	+4.7	24,610	10.29	30.6	1,186
⑥	+0.2	35,150	14.70	44.1	6,208	⑦	+0.2	75,660	63.32	50.9	6,138
⑧	-10.3	129,370 (44,130)	91.69 (31.28)	1,832.6	129,874					125.7	25,167
⑨	-11.6	28,040	19.87								
合計		323,700									

注 () 内は滞留水による付加分を示す。

ヤング係数 E_c 2.57×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰 h 5%
 基礎形状 25.22m (NS 方向) \times 72.65m (EW 方向)
 床のせん断ばね定数 K_s **1**: 44.48×10^5 (kN/m) **2**: 45.21×10^5 (kN/m)

EW 方向



質点番号	質点位置 G.L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性 I_R ($\times 10^5$ kN/m ²)	せん断断面積 A_s (m ²)	断面2次モメント I_B (m ⁴)	質点番号	質点位置 G.L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性 I_R ($\times 10^5$ kN/m ²)	せん断断面積 A_s (m ²)	断面2次モメント I_B (m ⁴)
						①	+12.7	4,050	0.52		
②	+7.1	1,920	0.08	5.4	30	③	+8.7	11,790	5.15	21.2	280
④	+4.7	37,730	127.38	151.8	30,007					45.2	1,824
⑤	+0.2	110,800	526.07	176.5	66,926						
⑥	-10.3	129,370 (44,130)	614.23 (209.52)	1,832.6	870,078						
⑦	-11.6	28,040	133.13								
合計		323,700									

注 () は滞留水による付加分を示す。

ヤング係数 E_c 2.57×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰 h 5%
 基礎形状 25.22m (NS 方向) \times 72.65m (EW 方向)

表 4. 1. 4-3(1) 地盤定数

(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	-

表 4. 1. 4-3 (2) 地盤定数

(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	-

表 4. 1. 4-3 (3) 地盤定数

(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)
±0.0										
-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	-

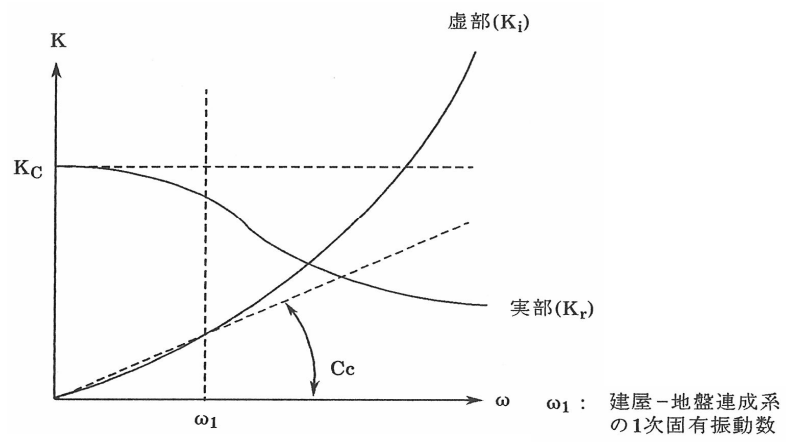


図 4. 1. 4-3 地盤ばねの近似

4.1.5 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向, EW 方向の最大応答加速度を, 滞留水を未考慮の場合と比較して, 図 4.1.5-1~図 4.1.5-6 に示す。

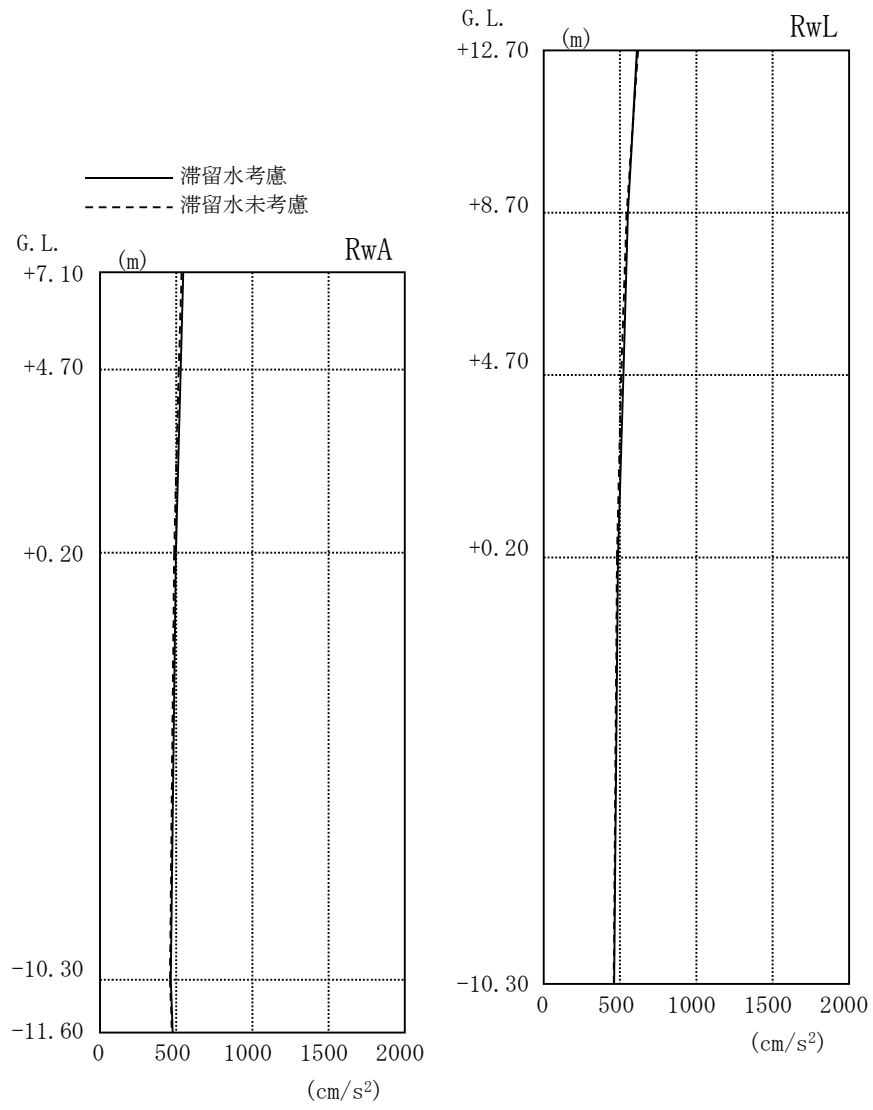


图 4.1.5-1 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-1H)

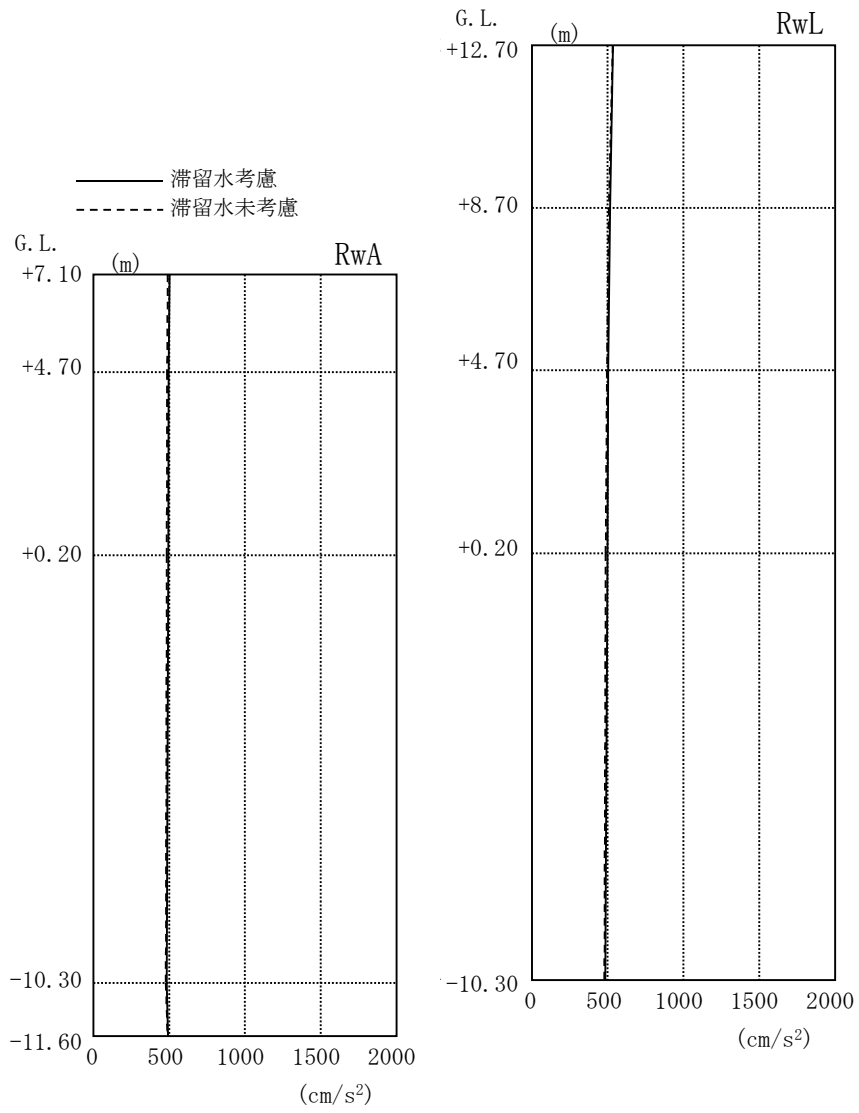


图 4.1.5-2 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-2H)

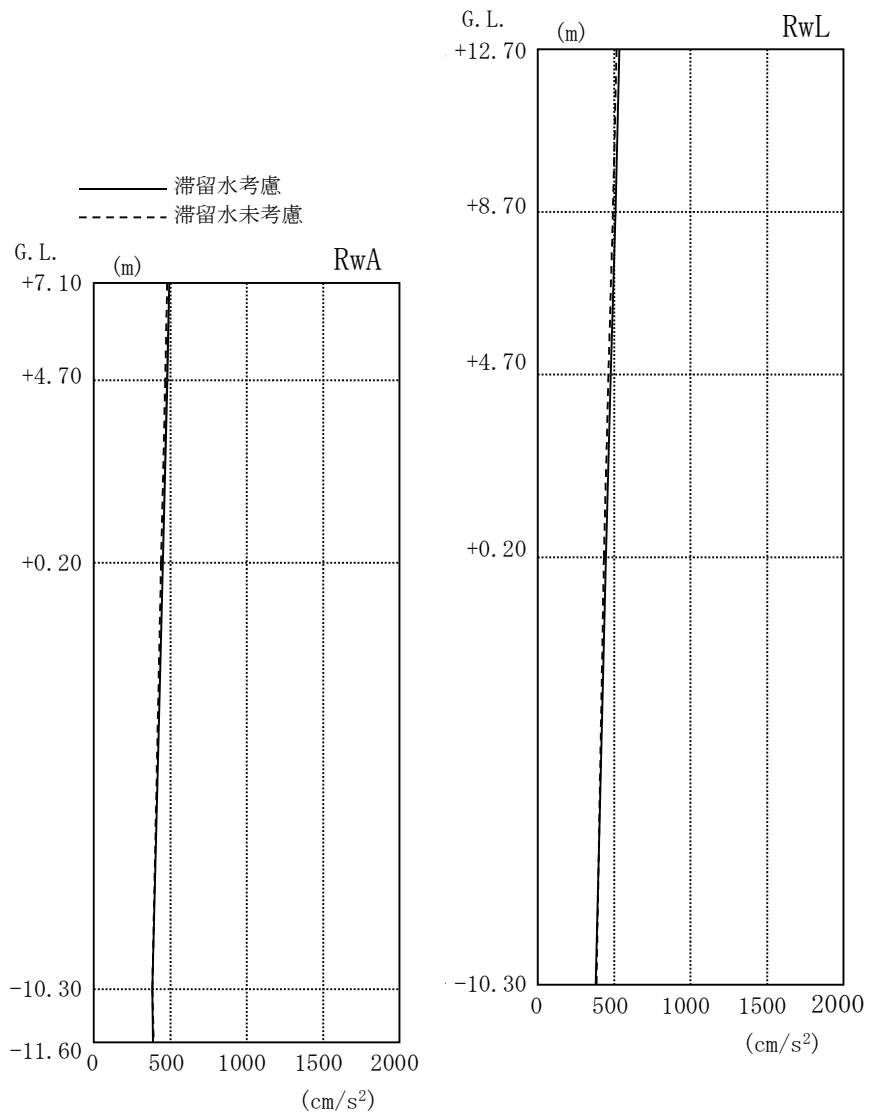


图 4.1.5-3 最大応答加速度 (NS 方向・Ss-3H)

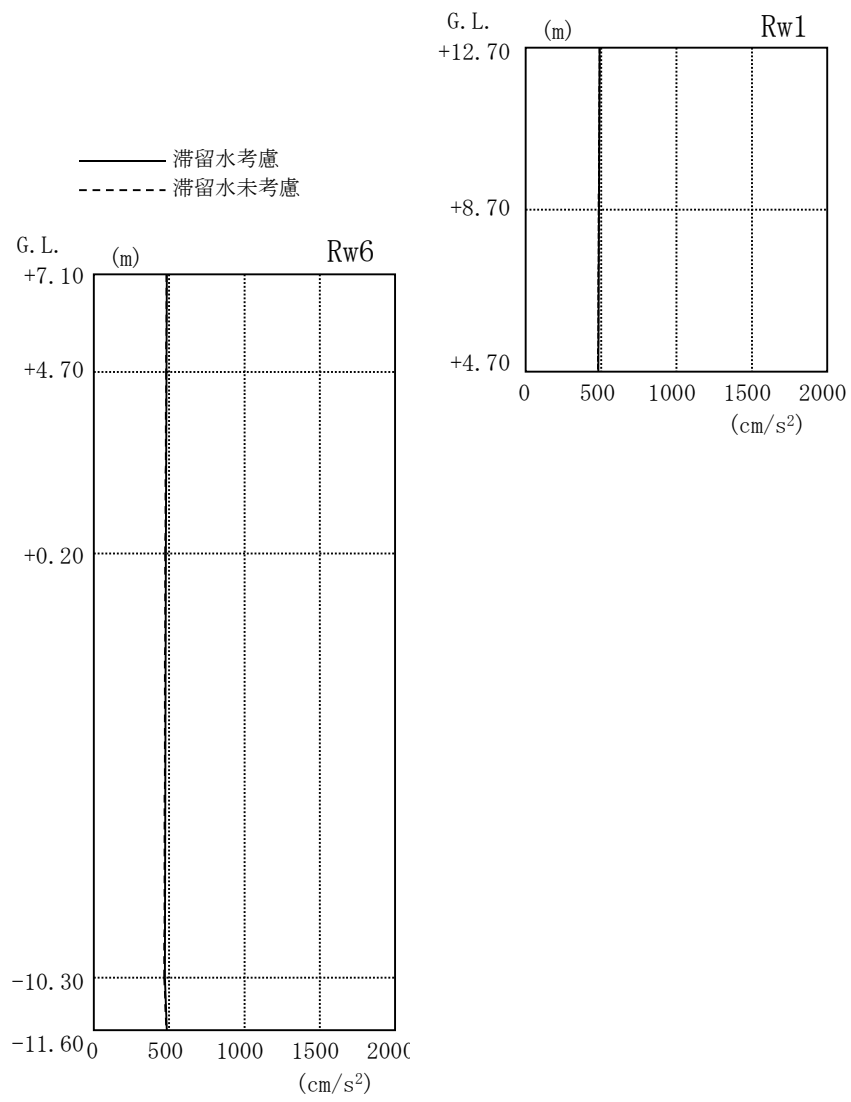


图 4.1.5-4 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-1H)

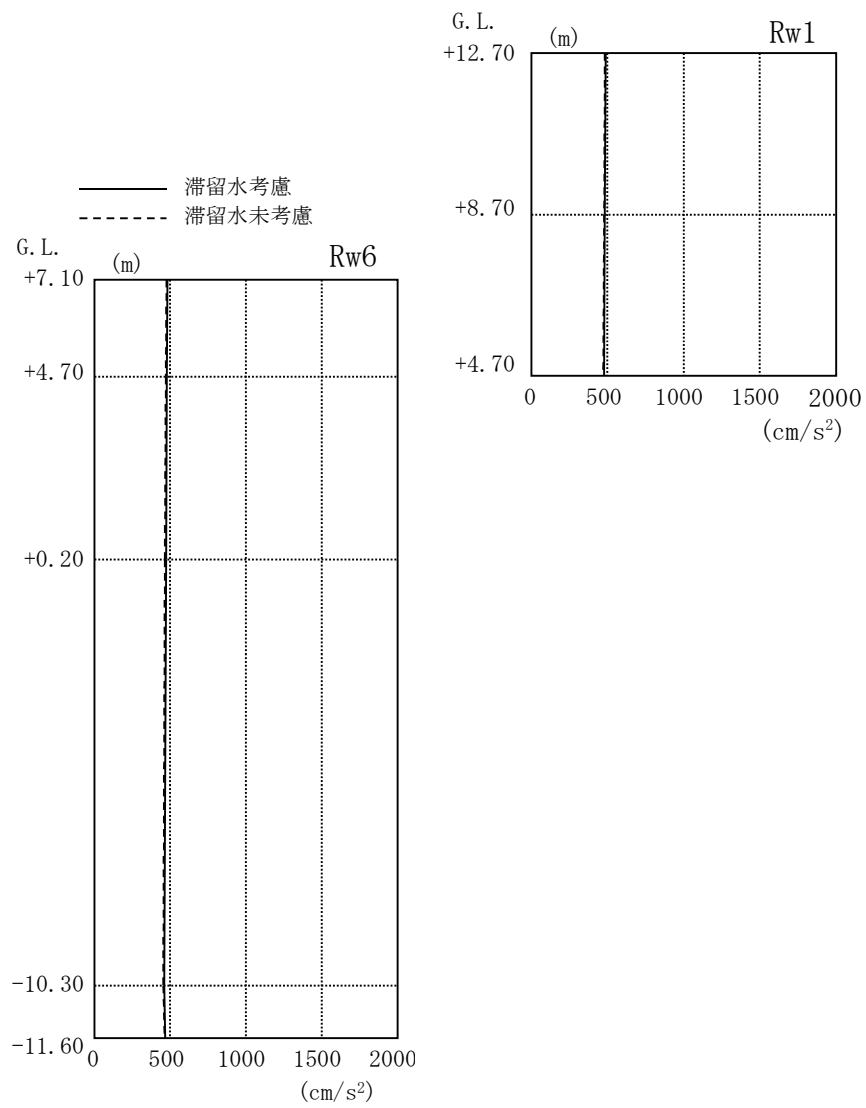


图 4.1.5-5 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-2H)

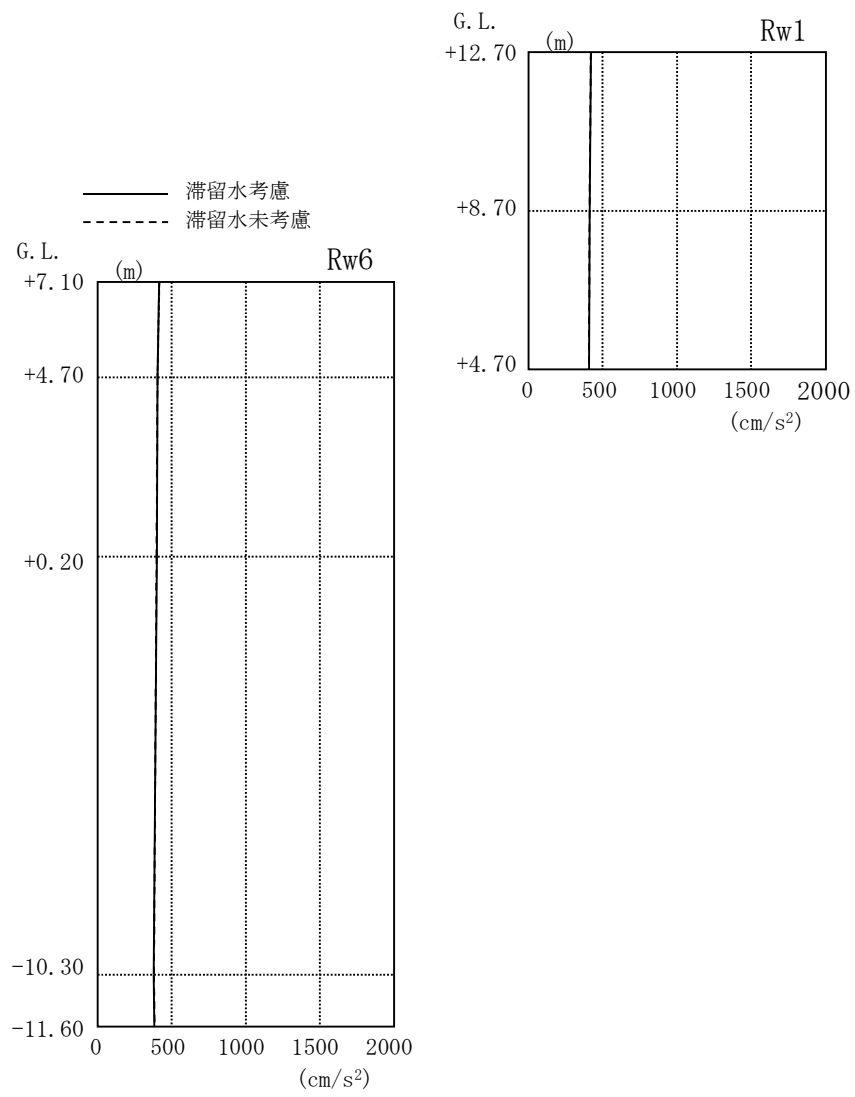


图 4.1.5-6 最大応答加速度 (EW 方向・Ss-3H)

4.1.6 耐震安全性評価結果

地震応答解析により得られた地下耐震壁のせん断ひずみ一覧を、滞留水を未考慮の場合と比較して、表 4.1.6-1 及び表 4.1.6-2 に示す。また、図 4.1.6-1 及び図 4.1.6-2 に基準地震動 S_s に対する最大応答値を、滞留水を未考慮の場合と比較して、耐震壁のスケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、滞留水を考慮した場合でも、最大で 0.06×10^{-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、スケルトン曲線は、建屋の方向別に、層を単位とした水平断面形状より「JEAG4601-1991」に基づいて設定したものである。

以上のことから、4号機廃棄物処理建屋の耐震安全性は確保されているものと評価した。

表 4.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

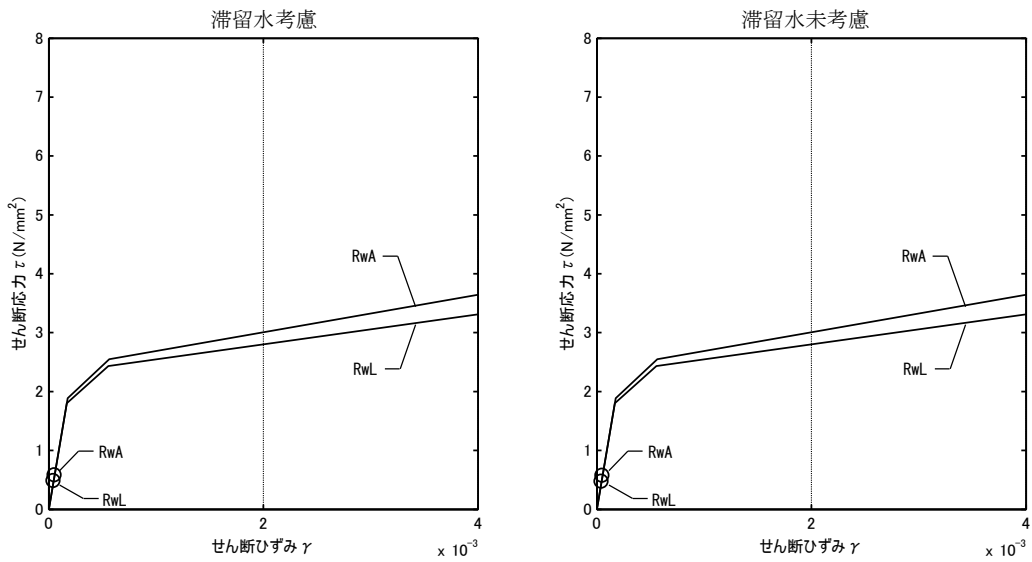
(単位: $\times 10^{-3}$)

階	通り	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	RwA	+0.20~ -10.30	考慮	0.06	0.06	0.05	4.0 以下
			未考慮	0.06	0.06	0.05	
	RwL	+0.20~ -10.30	考慮	0.05	0.05	0.05	
			未考慮	0.05	0.05	0.04	

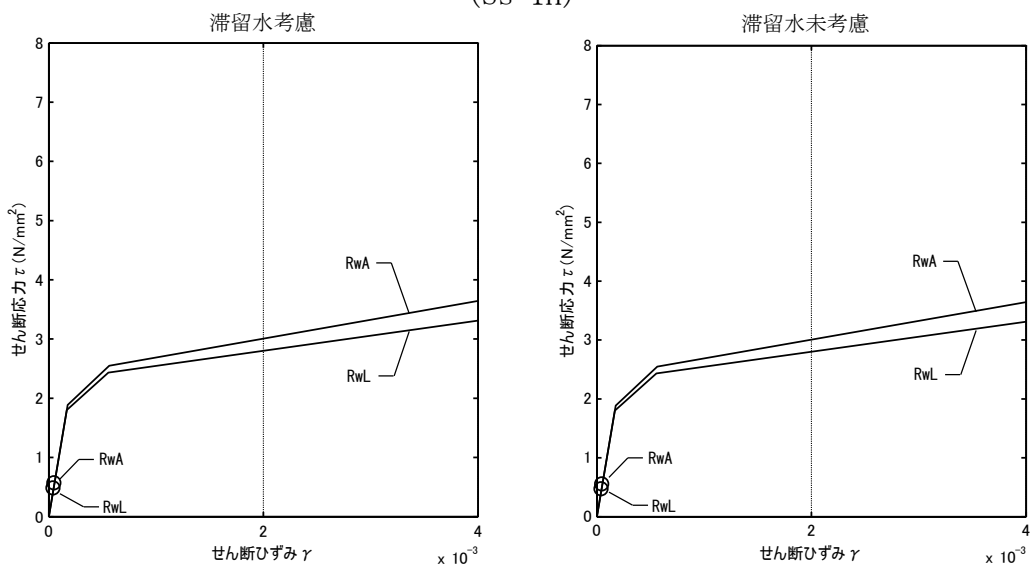
表 4.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位: $\times 10^{-3}$)

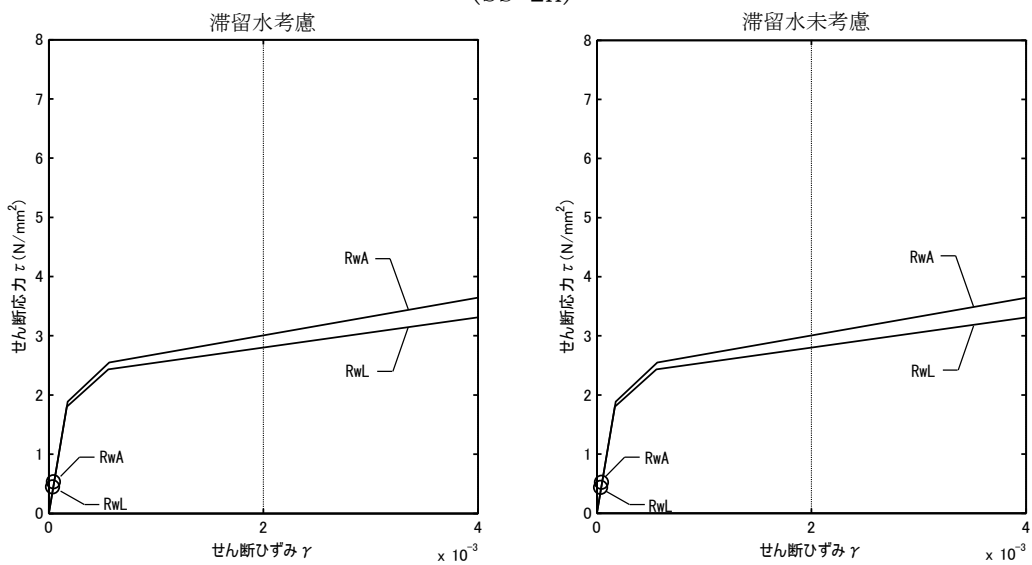
階	G. L.	滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	+0.20~-10.30	考慮	0.05	0.05	0.04	4.0 以下
		未考慮	0.05	0.05	0.04	



(Ss-1H)

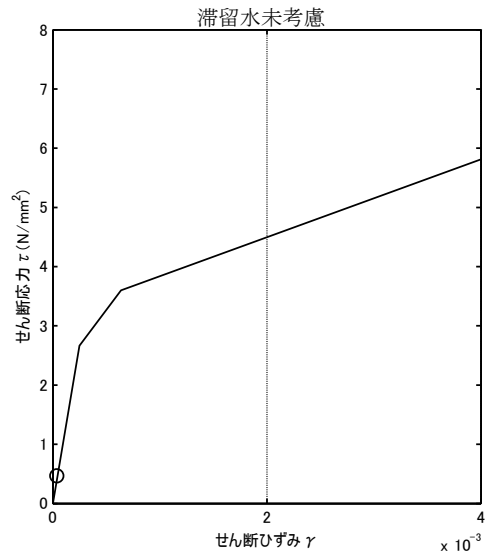
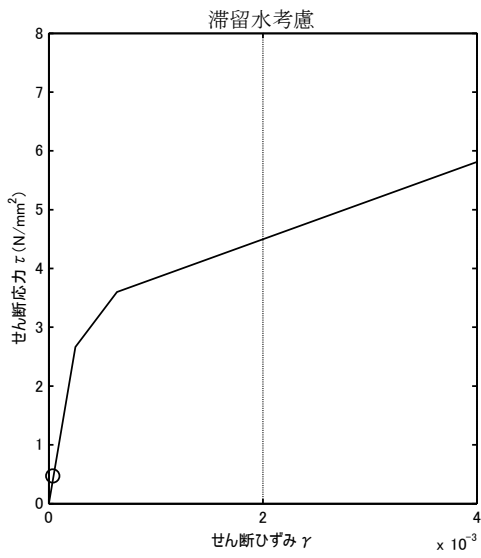


(Ss-2H)

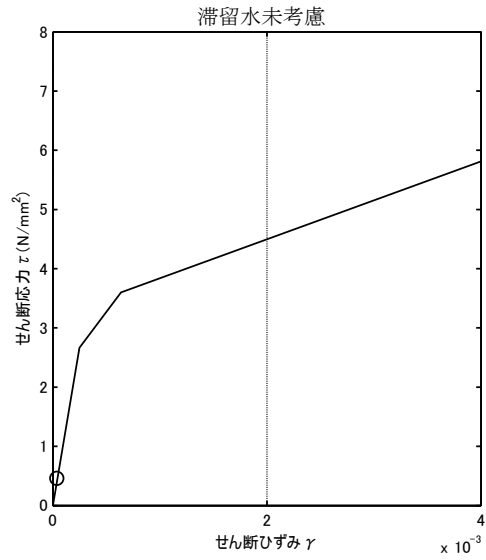
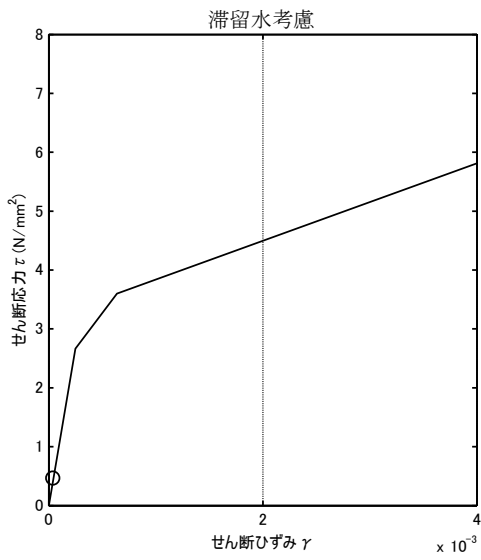


(Ss-3H)

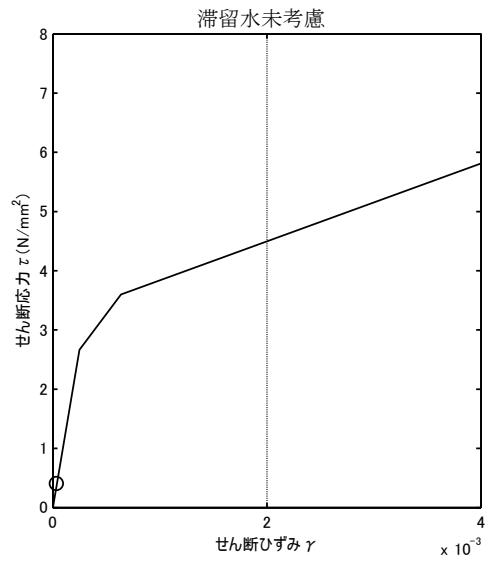
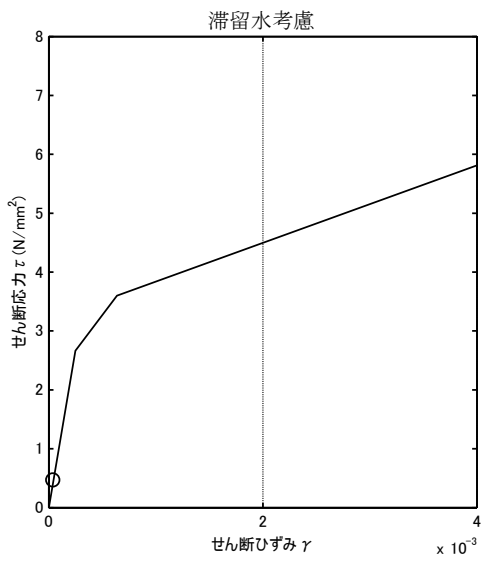
図 4.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

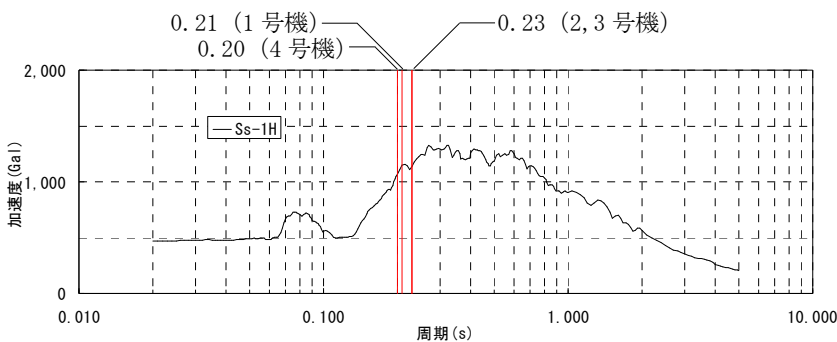
図 4.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

4.2 代表号機以外の検討

滞留水による影響を確認するため、滞留水量が最大であり重量変動が最も大きくなる4号機廃棄物処理建屋を代表号機として耐震安全性評価を行った結果、滞留水を考慮しても地下外壁の耐震安全性については十分余裕があることを確認している。

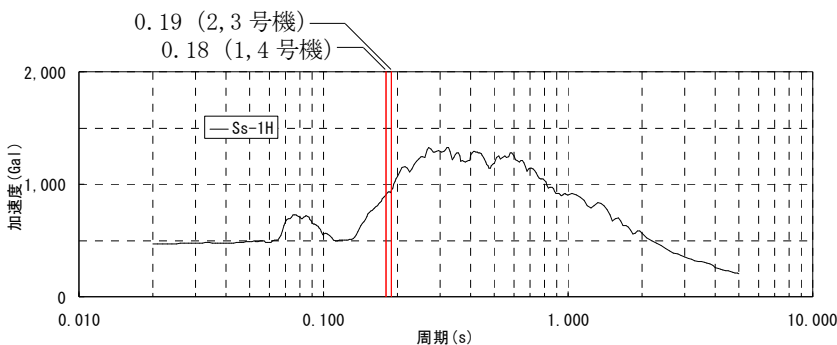
また、廃棄物処理建屋は、各号機の機能は同じであることから、構造形式および形状は各号機で同様となっている。各号機の廃棄物処理建屋の固有周期を比較した場合、一次固有周期はNS方向で0.21~0.23秒、EW方向で0.18~0.19秒となり、各号機の振動性状に顕著な差はみられない。

代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルに各建屋の一次固有周期を重ね描きしたものの、および代表号機の地下外壁の最大応答せん断ひずみに、代表号機の入力動の応答スペクトルにおける代表号機の一次固有周期の応答加速度 α_{T1} と各号機の一次固有周期の応答加速度 α_{T1} の比 α_{amp} を乗じた γ_{resp} を図4.2-1~図4.2-3に示す。 γ_{resp} は各号機ともに評価基準値 4×10^{-3} に対して十分に小さいことから、代表号機以外についても地下外壁の耐震安全性は確保されているといえる。



(廃棄物処理建屋 NS 方向)

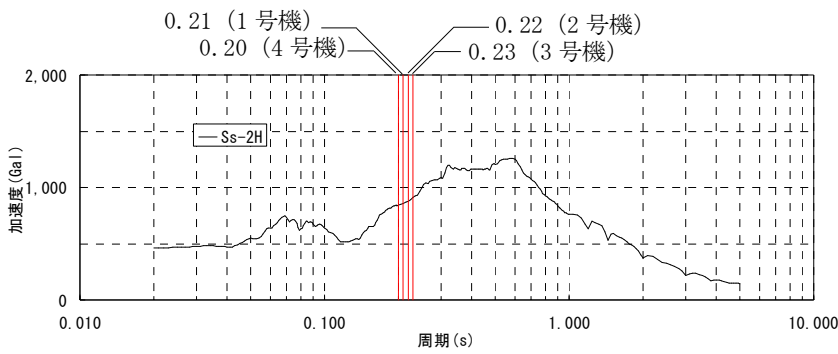
号機	一次固有周期 T_1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.21	1,150	1.08	0.07
#2	0.23	1,139	1.07	0.07
#3	0.23	1,139	1.07	0.07
#4	0.20	1,067	—	0.06



(廃棄物処理建屋 EW 方向)

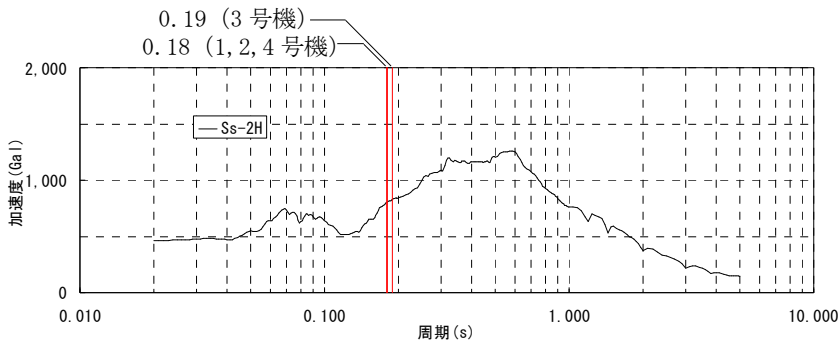
号機	一次固有周期 T_1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.18	903	1.00	0.05
#2	0.19	944	1.05	0.06
#3	0.19	944	1.05	0.06
#4	0.18	903	—	0.05

図 4.2-1 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一次固有周期 (Ss-1H)



号機	一次固有 周期 T1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.21	860	1.02	0.07
#2	0.22	877	1.04	0.07
#3	0.23	909	1.07	0.07
#4	0.20	847	—	0.06

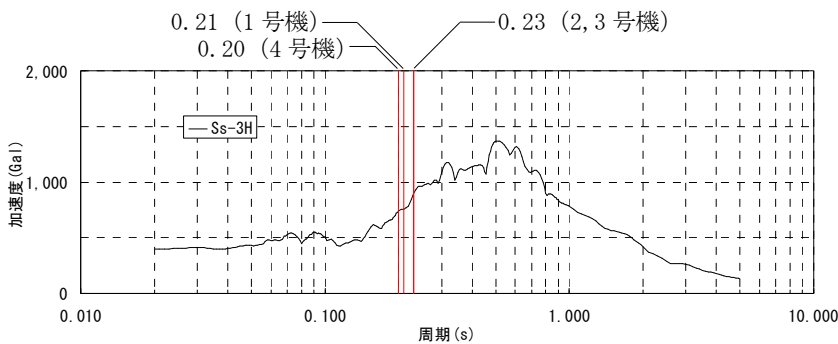
(廃棄物処理建屋 NS 方向)



号機	一次固有 周期 T1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.18	805	1.00	0.05
#2	0.18	805	1.00	0.05
#3	0.19	832	1.03	0.06
#4	0.18	805	—	0.05

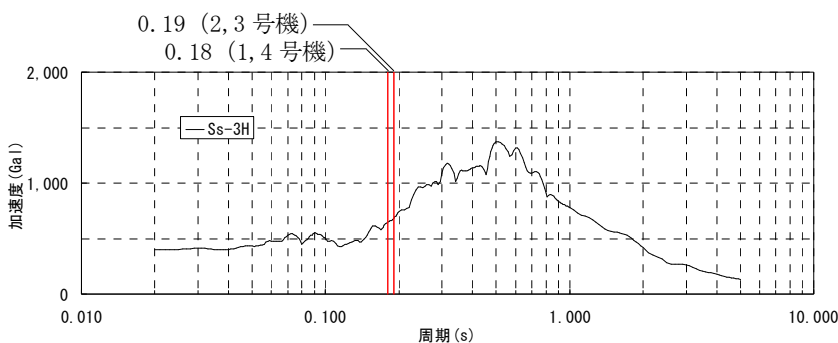
(廃棄物処理建屋 EW 方向)

図 4.2-2 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一次固有周期 (Ss-2H)



号機	一次固有 周期 T1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-5}$)
#1	0.21	757	1.02	0.06
#2	0.23	898	1.21	0.07
#3	0.23	898	1.21	0.07
#4	0.20	742	—	0.05

(廃棄物処理建屋 NS 方向)



号機	一次固有 周期 T1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.18	647	1.00	0.04
#2	0.19	683	1.06	0.05
#3	0.19	683	1.06	0.05
#4	0.18	647	—	0.04

(廃棄物処理建屋 EW 方向)

図 4.2-3 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一次固有周期 (Ss-3H)

表 4.2-1 廃棄物処理建屋の形状・一次固有周期・滞留水量の比較

		1号機廃棄物処理建屋	2号機廃棄物処理建屋	3号機廃棄物処理建屋	4号機廃棄物処理建屋	
平面図						
N S 方向断面						
E W 方向断面						
一次固有周期 (s)	NS	Ss-1H	0.21	0.23	0.23	0.20
		Ss-2H	0.21	0.22	0.23	0.20
		Ss-3H	0.21	0.23	0.23	0.20
	EW	Ss-1H	0.18	0.19	0.19	0.18
		Ss-2H	0.18	0.18	0.19	0.18
		Ss-3H	0.18	0.19	0.19	0.18
滞留水量(m ³)		1,400	2,600	2,600	4,500	
同一レベルの貯留比率*		B1F:0.286	B1F:0.495	B1F:0.512	B1F:0.518	

※同一レベルの滞留水重量と質点重量の比率

本資料に記載の標高は、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、下記に基づき換算している。
 <換算式> T.P. = 旧 O.P. -1,436mm

5 コントロール建屋

5.1 3号機コントロール建屋（代表号機）

5.1.1 解析評価方針

コントロール建屋の地下滞留水を考慮した耐震安全性評価は、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析によることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。

コントロール建屋については、地下滞留水量が最大となる代表号機を選定する。

解析モデルは、地下2階から地上2階に設置された機器を含む建屋全域をNS, EW方向とも1軸質点系モデルとする。

地下階への滞留水の付加重量は建屋外形寸法・建屋内部の壁厚・機器容積から体積を算定し、固定水として評価する。

地下耐震壁の評価は、地震応答解析により得られた該当部位の最大せん断ひずみが、評価基準値 (4.0×10^{-3}) を超えないことを確認することとする。

コントロール建屋の地震応答解析の評価手順例を、図 5.1.1-1 に示す。

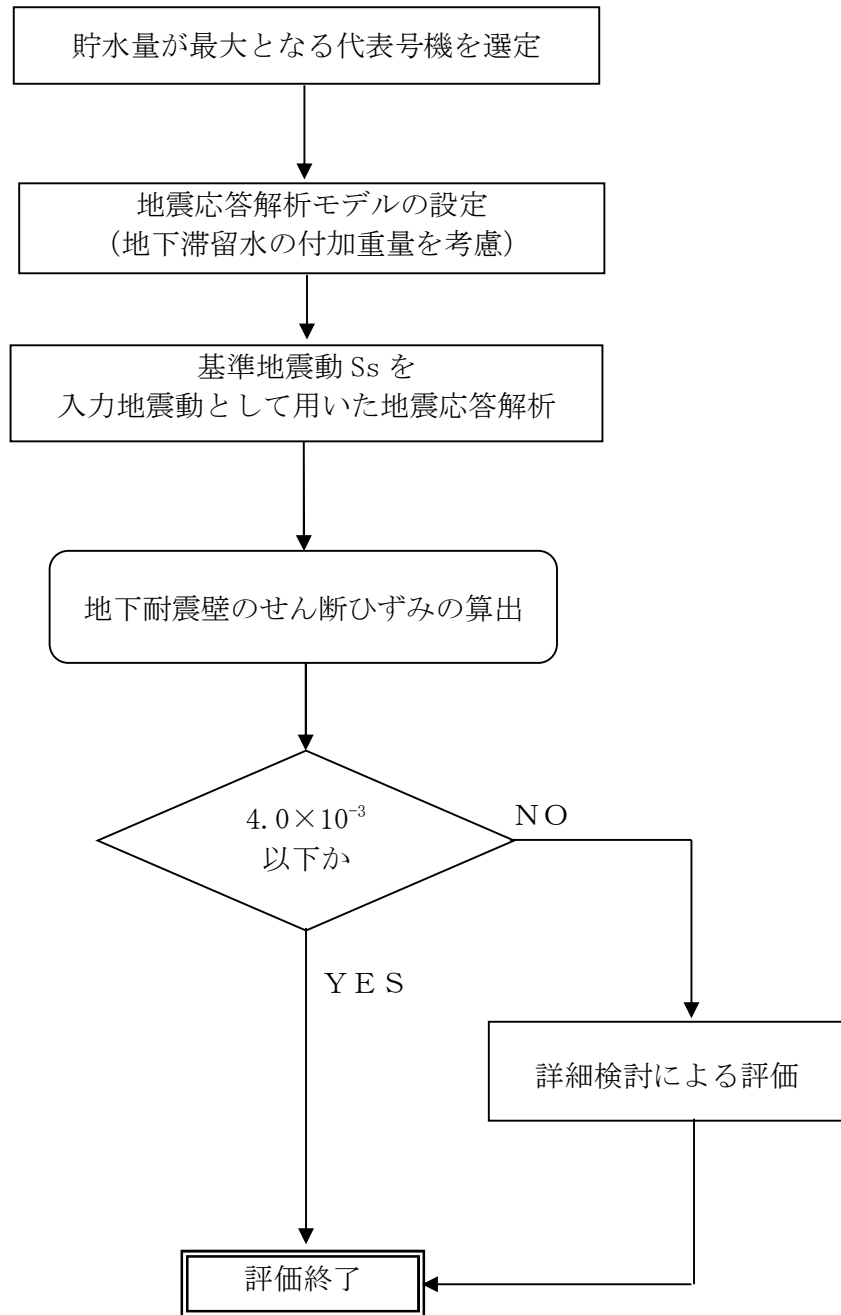


図 5.1.1-1 コントロール建屋の地震応答解析の評価手順例

5.1.2 代表号機の選定

コントロール建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量を表 5.1.2-1 に示す。表 5.1.2-1 より、貯水量の最も多い 3 号機を代表号機と選定する。

表 5.1.2-1 コントロール建屋の満水状態の水位及び地下滞留水量

	1 号機	2 号機	3 号機	4 号機
水位	G. L. -4, 700	G. L. -6, 000	G. L. -6, 000	G. L. -6, 000
貯水量	700m ³	1, 600m ³	1, 900m ³	1, 600m ³

5.1.3 解析に用いる入力地震動

3号機コントロール建屋への入力地震動は、「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」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図5.1.3-1に示す。このコントロール建屋の解析モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s に対する建屋基礎底面レベルの地盤応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置における基準地震動 S_s の加速度波形について、図5.1.3-2に示す。

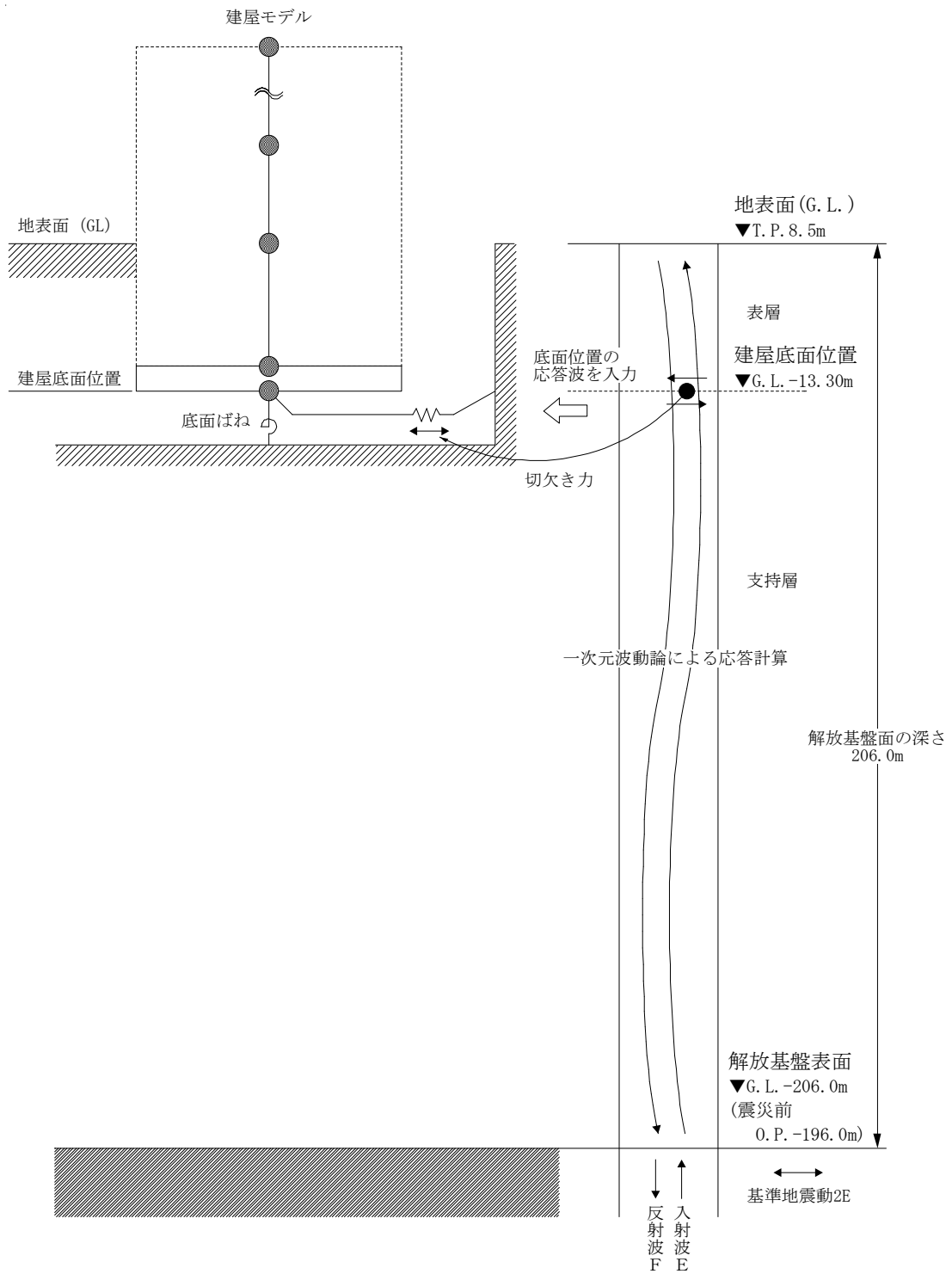
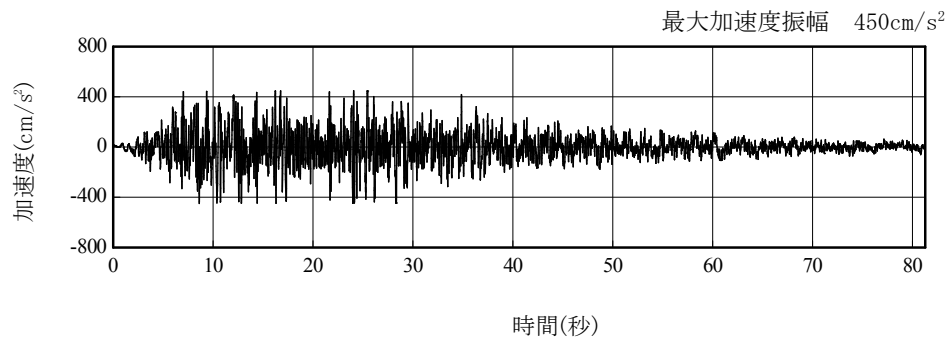


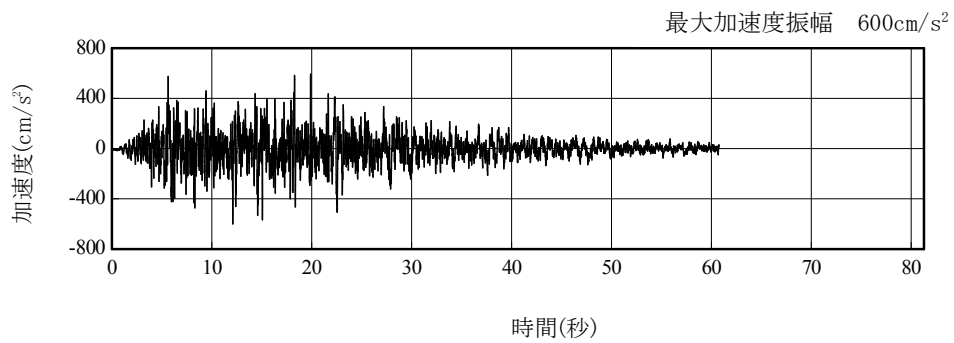
図 5.1.3-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

本資料に記載の標高は、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。

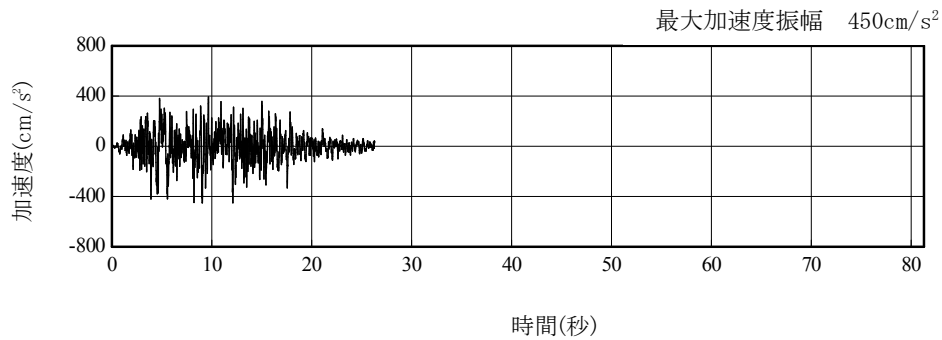
〈換算式〉 T.P. = 旧 O.P. - 1,436mm



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

図 5. 1. 3-2 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)

5.1.4 地震応答解析モデル

基準地震動 S_s に対する 3号機コントロール建屋の地震応答解析は、「5.1.3. 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

水平方向の地震応答解析モデルは、図 5.1.4-1 及び図 5.1.4-2 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、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。建屋－地盤連成系としての効果は地盤ばね及び入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表 5.1.4-1 に、建屋解析モデルの諸元を表 5.1.4-2 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。解析に用いた地盤定数を表 5.1.4-3 に示す。

水平方向の解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイ及びロッキングばね定数を近似的に評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図 5.1.4-3 に示すようにばね定数 (K_c) として実部の静的な値を、また、減衰係数 (C_c) として建屋－地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

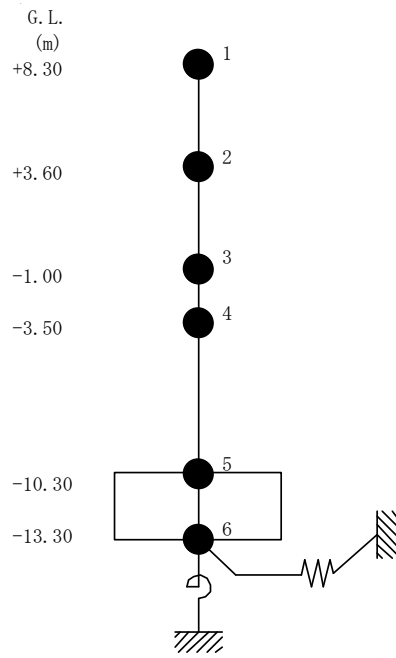


図 5.1.4-1 3号機コントロール建屋 地震応答解析モデル (NS 方向)

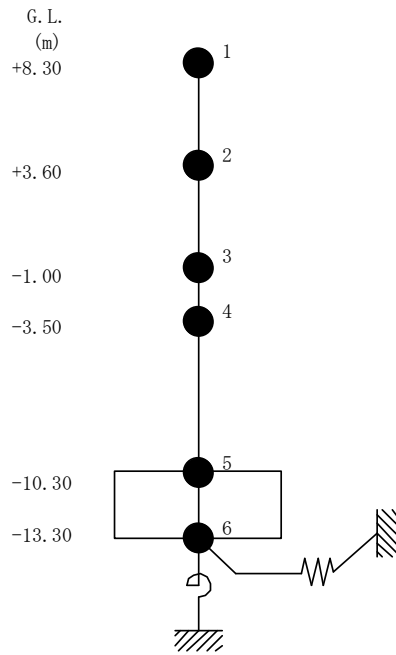


図 5.1.4-2 3号機コントロール建屋 地震応答解析モデル (EW 方向)

表 5.1.4-1 地震応答解析に用いる物性値

コンク リート	強度*1 F _c (N/mm ²)	ヤング係数*2 E (N/mm ²)	せん断弾性係数*2 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

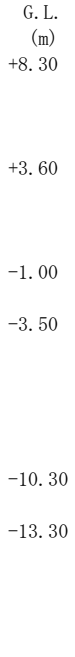
*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

*2：実強度に基づく値を示す。

*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表 5.1.4-2 建屋解析モデルの諸元

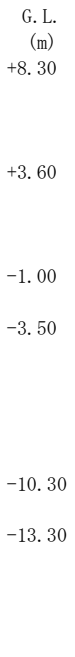
NS 方向



質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{m}^4)$
1	13,620	547		
2	9,160	368	21.5	2,658
3	8,290	333	21.5	3,177
4	15,110	607	33.8	5,271
5	36,680 (3,900)	1,473 (157)	33.8	5,271
6	16,230	652	459.9	18,463
合計	99,090			

注 ()内は滞留水による付加分を示す。
 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%
 基礎形状 21.95m(NS 方向) \times 20.95m(EW 方向)

EW 方向



質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}^2)$	せん断断面積 $A_S (\text{m}^2)$	断面2次モーメント $I (\text{m}^4)$
1	13,620	498		
2	9,160	335	16.0	2,855
3	8,290	303	20.5	2,957
4	15,110	553	32.2	4,654
5	36,680 (3,900)	1,342 (143)	32.2	4,654
6	16,230	594	459.9	16,819
合計	99,090			

注 ()内は滞留水による付加分を示す。
 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%
 基礎形状 21.95m(NS 方向) \times 20.95m(EW 方向)

表 5.1.4-3(1) 地盤定数

(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 (解放基盤)	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
		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

表 5.1.4-3 (2) 地盤定数

(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 (解放基盤)	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
		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

表 5.1.4-3 (3) 地盤定数

(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 (解放基盤)	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
		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

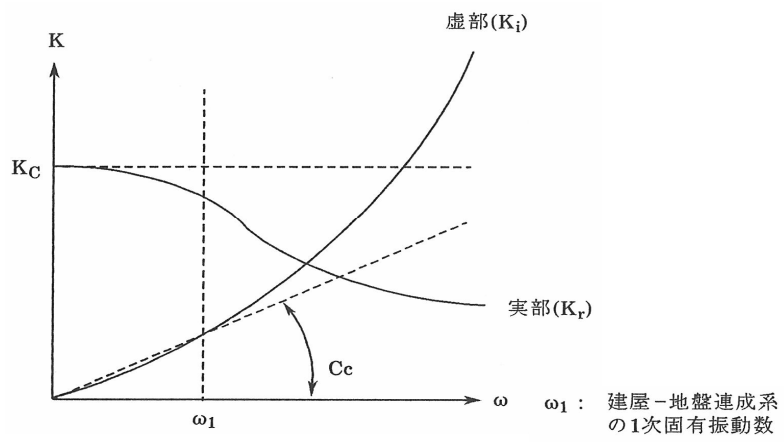


図 5. 1. 4-3 地盤ばねの近似

5.1.5 地震応答解析結果

地震応答解析により求められたNS方向,EW方向の最大応答加速度を図5.1.5-1及び図5.1.5-2に,地下滞留水の影響を考慮しない場合と併せて示す。

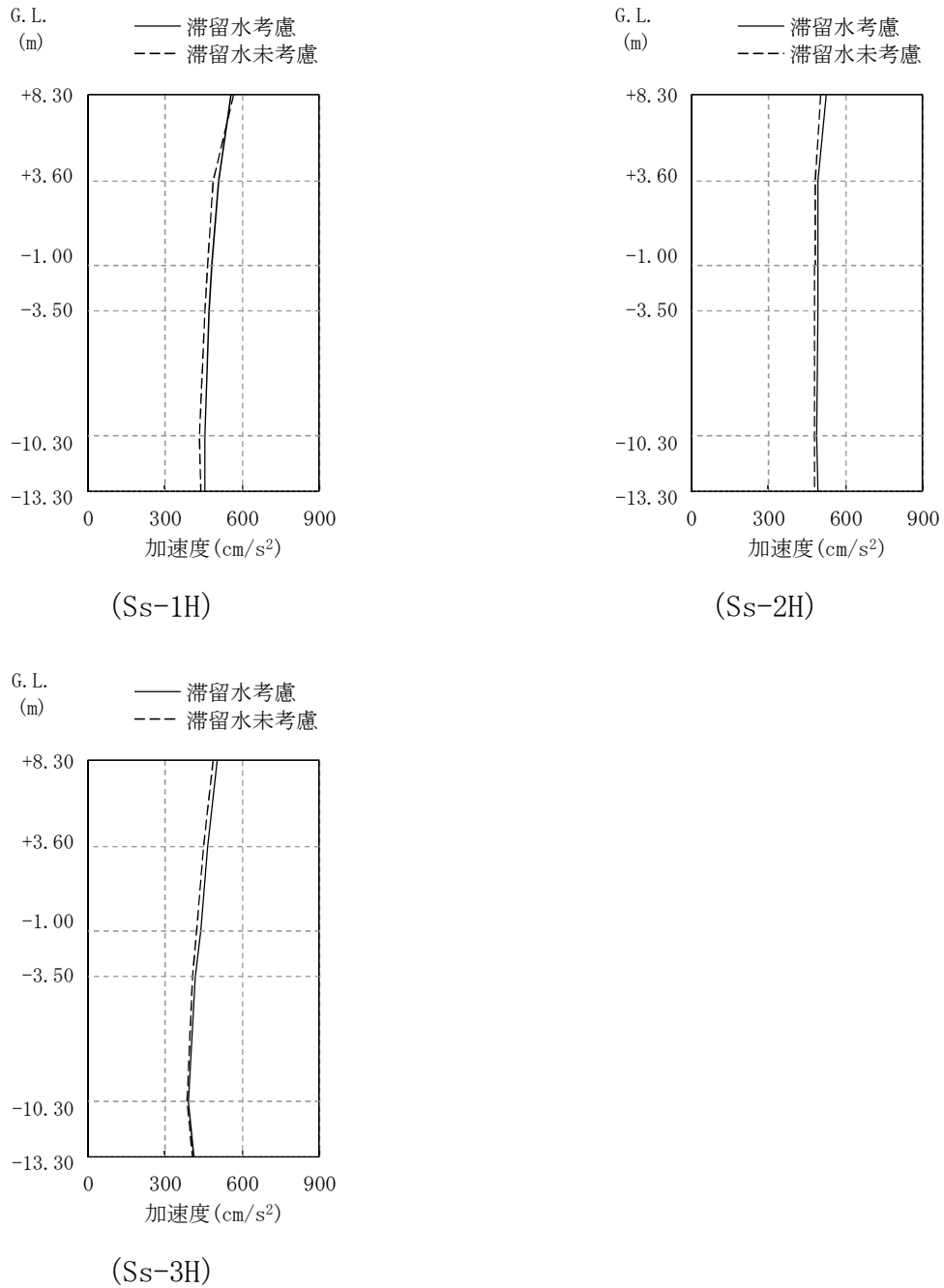
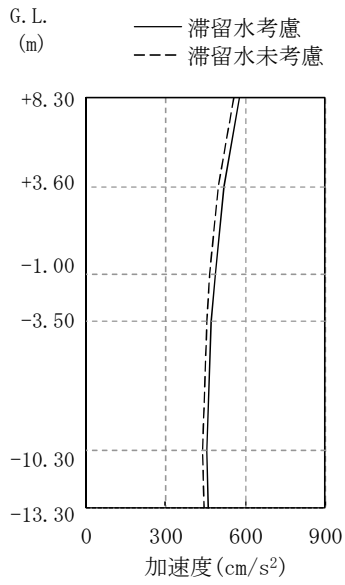
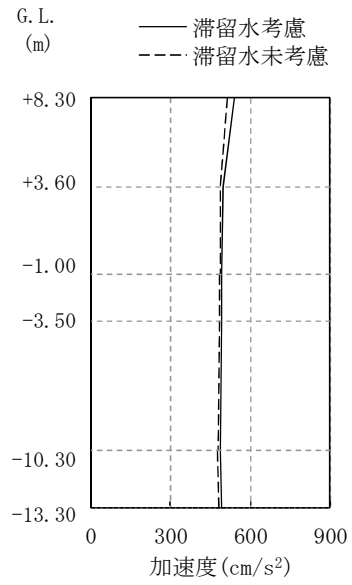


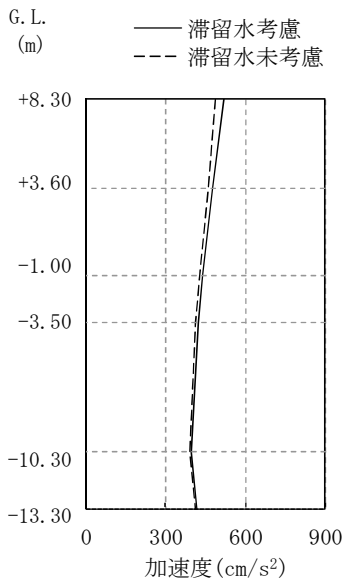
図 5.1.5-1 最大応答加速度 (NS 方向)



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

图 5.1.5-2 最大応答加速度 (EW 方向)

5.1.6 耐震安全性評価結果

地震応答解析により得られた地下耐震壁のせん断ひずみ一覧を、表 5.1.6-1 及び表 5.1.6-2 に示す。また、図 5.1.6-1 及び図 5.1.6-2 に基準地震動 S_s に対する最大応答値を耐震壁のスケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で 0.07×10^{-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、スケルトン曲線は、建屋の方向別に、層を単位とした水平断面形状より「JEAG4601-1991」に基づいて設定したものである。

以上のことから、3号機コントロール建屋の耐震安全性は確保されているものと評価した。

表 5.1.6-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

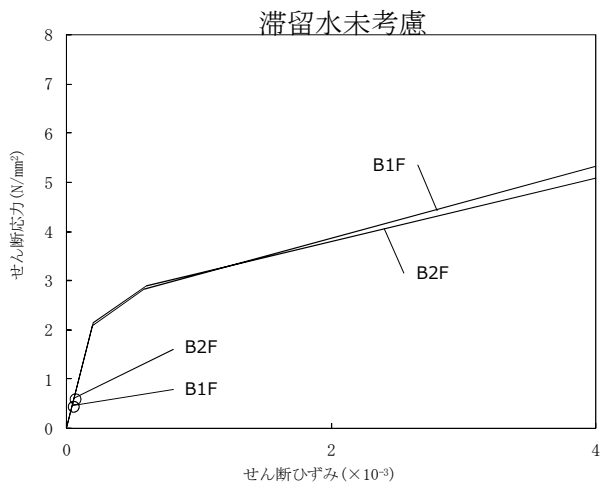
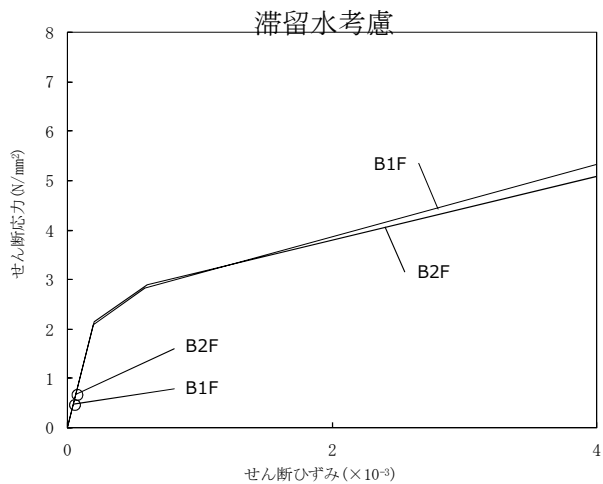
(単位: $\times 10^{-3}$)

階	G. L.	地下滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	-1.00 ~ -3.50	考慮	0.05	0.05	0.05	4.0 以下
		未考慮	0.05	0.05	0.04	
B2F	-3.50 ~ -10.30	考慮	0.07	0.07	0.06	
		未考慮	0.06	0.06	0.06	

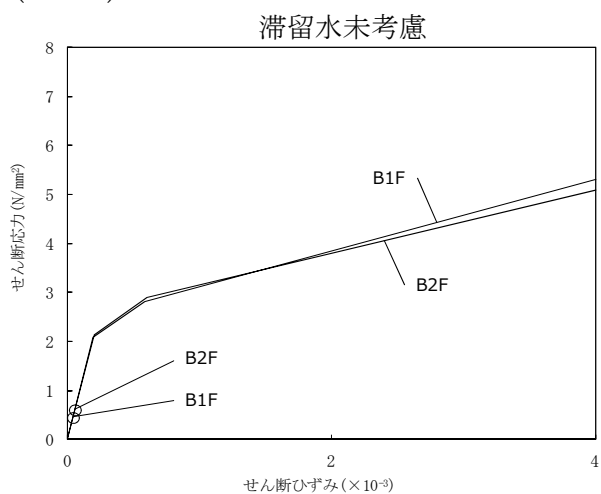
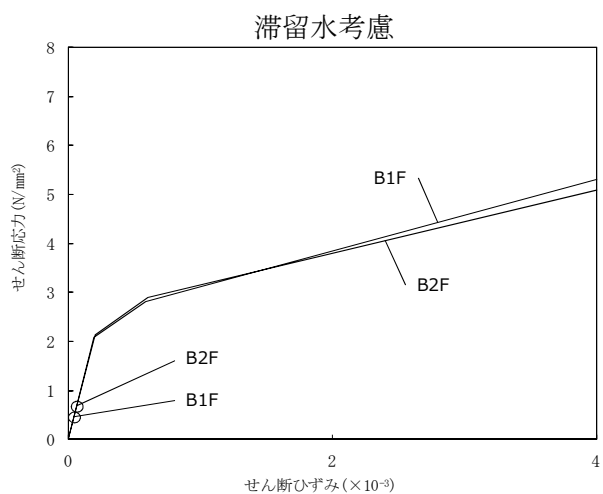
表 5.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

(単位: $\times 10^{-3}$)

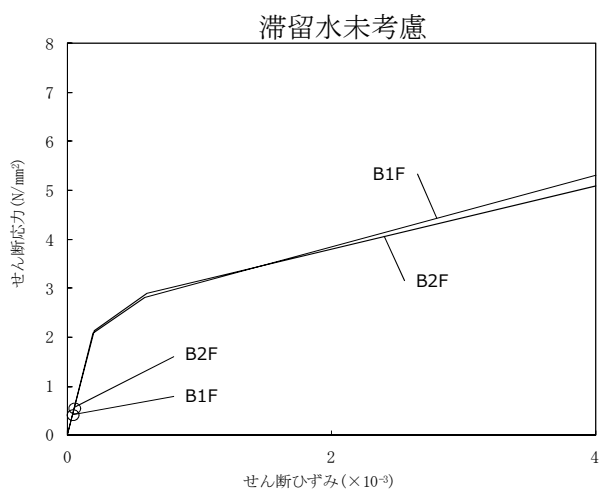
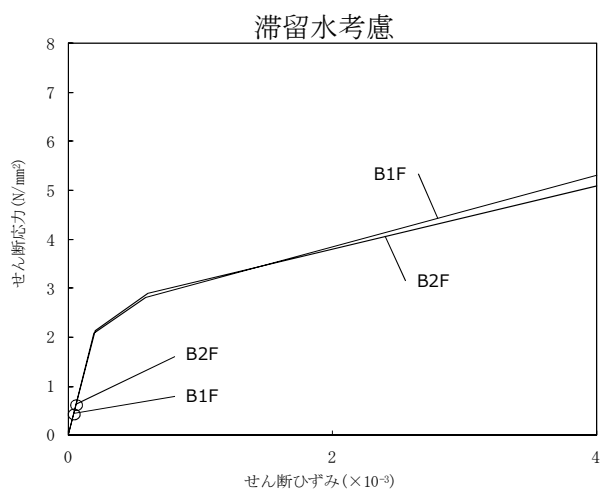
階	G. L.	地下滞留水	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準
B1F	-1.00 ~ -3.50	考慮	0.05	0.05	0.05	4.0 以下
		未考慮	0.05	0.05	0.05	
B2F	-3.50 ~ -10.30	考慮	0.07	0.07	0.07	
		未考慮	0.06	0.06	0.06	



(Ss-1H)

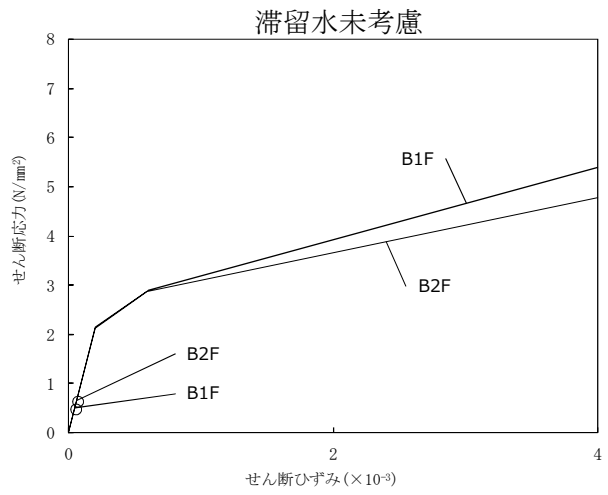
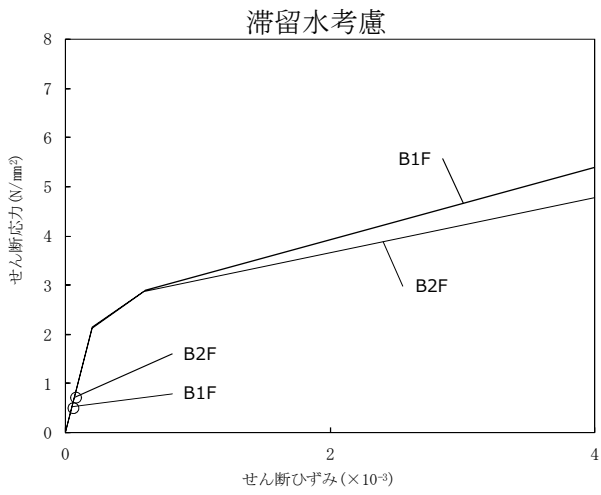


(Ss-2H)

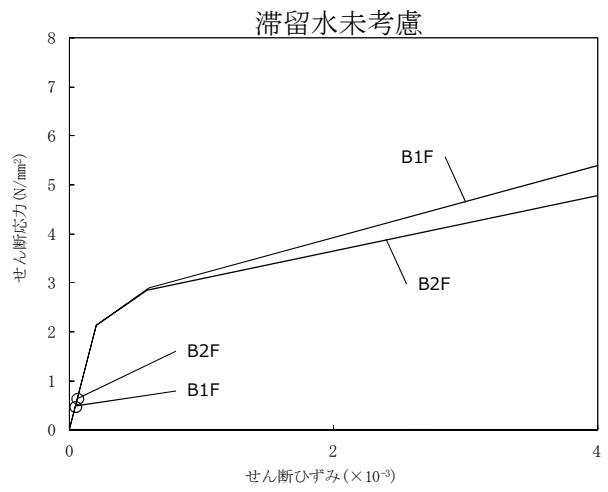
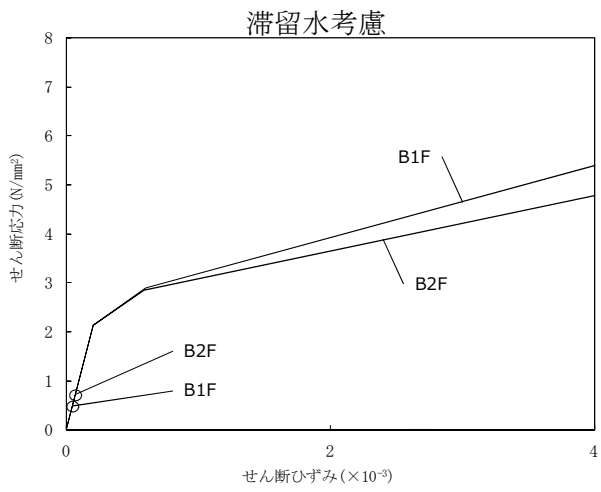


(Ss-3H)

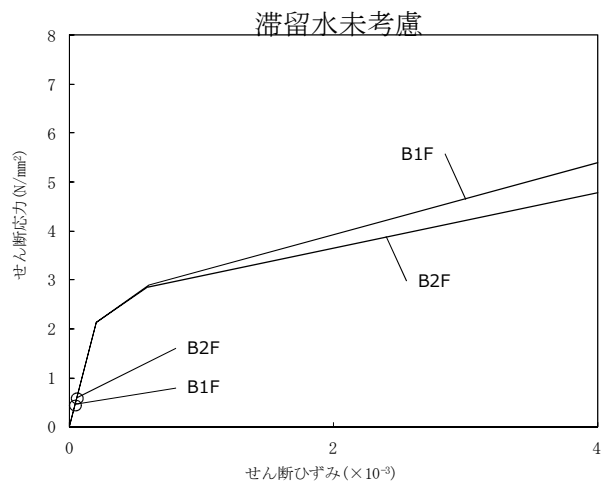
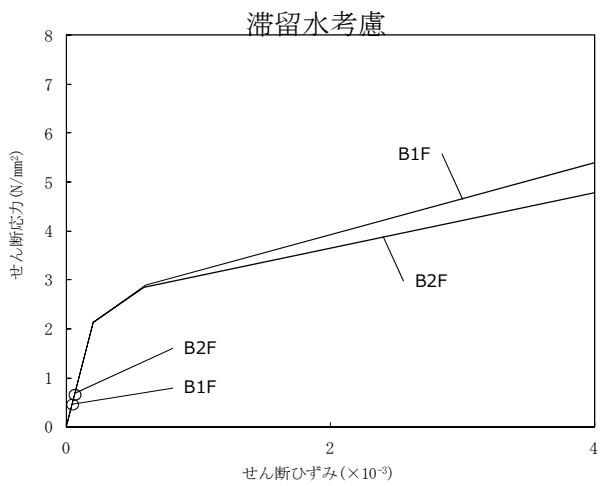
図 5. 1. 6-1 耐震壁のせん断ひずみ (NS 方向)



(Ss-1H)



(Ss-2H)



(Ss-3H)

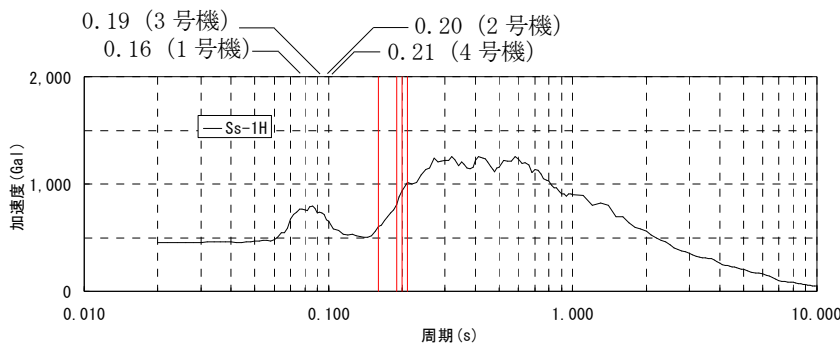
図 5.1.6-2 耐震壁のせん断ひずみ (EW 方向)

5.2 代表号機以外の検討

滞留水による影響を確認するため、滞留水量が最大であり重量変動が最も大きくなる3号機コントロール建屋を代表号機として耐震安全性評価を行った結果、滞留水を考慮しても地下外壁の耐震安全性については十分余裕があることを確認している。

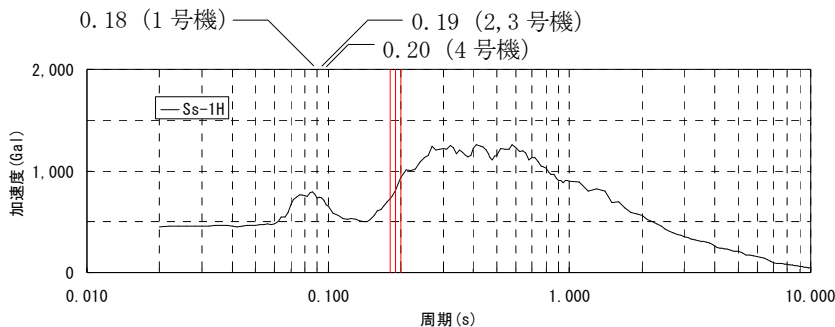
また、コントロール建屋は、各号機の機能は同じであることから、構造形式および形状は各号機で同様となっている。各号機のコントロール建屋の固有周期を比較した場合、一次固有周期はNS方向で0.16~0.21秒、EW方向で0.18~0.20秒となり、各号機の振動性状に顕著な差はみられない。

代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルに各建屋の一次固有周期を重ね描きしたもの、および代表号機の地下外壁の最大応答せん断ひずみに、代表号機の入力動の応答スペクトルにおける代表号機の一次固有周期の応答加速度 α_{T1} と各号機の一次固有周期の応答加速度 α_{T1} の比 α_{amp} を乗じた γ_{resp} を図5.2-1~図5.2-3に示す。 γ_{resp} は各号機ともに評価基準値 4×10^{-3} に対して十分に小さいことから、代表号機以外についても地下外壁の耐震安全性は確保されているといえる。



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.16	606	0.75	0.06
#2	0.20	934	1.16	0.09
#3	0.19	807	—	0.07
#4	0.21	1,012	1.25	0.09

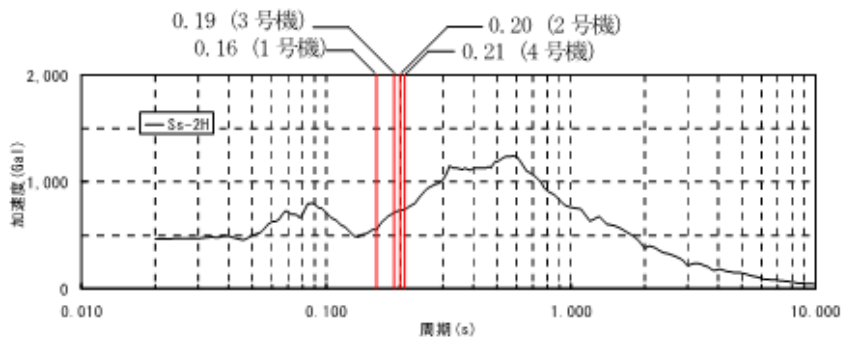
(コントロール建屋 NS 方向)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.18	728	0.90	0.07
#2	0.19	807	1.00	0.07
#3	0.19	807	—	0.07
#4	0.20	934	1.16	0.09

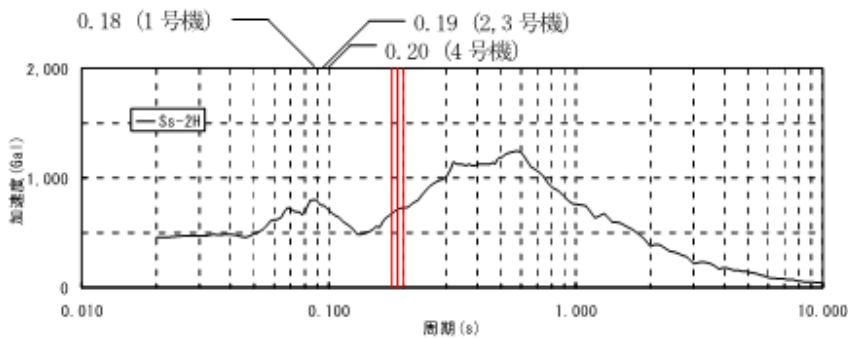
(コントロール建屋 EW 方向)

図 5.2-1 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一次固有周期 (Ss-1H)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.16	549	0.78	0.06
#2	0.20	728	1.03	0.08
#3	0.19	708	—	0.07
#4	0.21	734	1.04	0.08

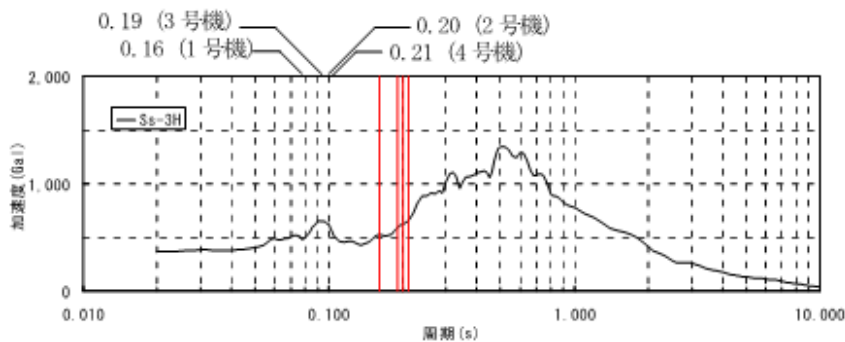
(コントロール建屋 NS 方向)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.18	678	0.96	0.07
#2	0.19	708	1.00	0.07
#3	0.19	708	—	0.07
#4	0.20	728	1.03	0.08

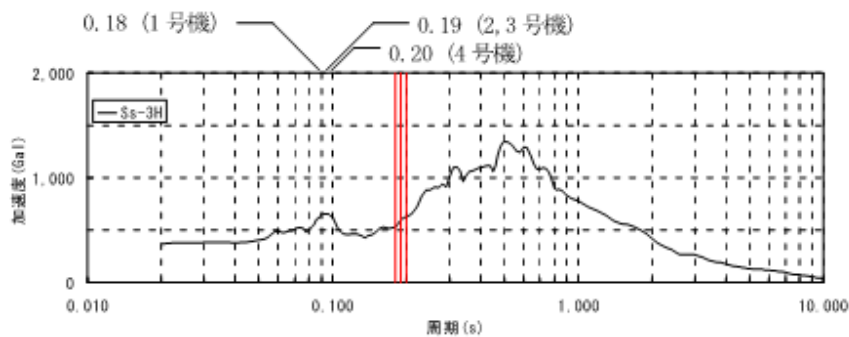
(コントロール建屋 EW 方向)

図 5.2-2 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一時固有周期 (Ss-2H)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.16	528	0.89	0.06
#2	0.20	625	1.05	0.07
#3	0.19	594	—	0.06
#4	0.21	655	1.10	0.07

(コントロール建屋 NS 方向)



号機	一次固有周期 T1 (sec)	応答 加速度 α_{T1} (Gal)	応答 加速度比 α_{amp}	γ_{resp} ($\times 10^{-3}$)
#1	0.18	532	0.90	0.07
#2	0.19	594	1.00	0.07
#3	0.19	594	—	0.07
#4	0.20	625	1.05	0.08

(コントロール建屋 EW 方向)

図 5.2-3 代表号機の基礎下の入力動の応答スペクトルと各建屋の一時固有周期 (Ss-3H)

表 5.2-1 コントロール建屋の形状・一次固有周期・滞留水量の比較

		1号機コントロール建屋	2号機コントロール建屋	3号機コントロール建屋	4号機コントロール建屋	
平面図	平面					
	NS方向断面					
EW方向断面	EW方向断面					
	一次固有周期 (s)					
一次固有周期 (s)	NS	Ss-1H	0.16	0.20	0.19	0.21
		Ss-2H	0.16	0.20	0.19	0.21
		Ss-3H	0.16	0.20	0.19	0.21
一次固有周期 (s)	EW	Ss-1H	0.18	0.19	0.19	0.20
		Ss-2H	0.18	0.19	0.19	0.20
		Ss-3H	0.18	0.19	0.19	0.20
滞留水量(m ³)		700	1,600	1,900	1,600	
同一レベルの貯留比率*		B1F:0.342	B1F:0.623 B2F:0.273	B1F:0.348 B2F:0.672	B1F:0.487	

※同一レベルの滞留水重量と質点重量の比率

本資料に記載の標高は、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、
下記に基づき換算している。
<換算式> T.P. =旧 O.P. -1,436mm

地下水バイパスによる地下水流入量の低減

1 概要

建屋周辺の地下水は、山側から海側に向かって流れていることから、建屋山側の高台で地下水を揚水し、その流路を変更して海にバイパスすることにより、建屋周辺の地下水位を段階的に低下させ、建屋への地下水流入量の低減を図っていく（図1）。

地下水バイパスの設備は、建屋山側で地下水を汲み上げる揚水井及びポンプ、汲み上げた地下水を一時的に貯留して水質を確認するタンク、地下水を移送するための配管等からなる（図2）。

2 地下水バイパスによる地下水の建屋流入抑制効果

建屋周辺の地下水位は、浸透流解析により検討した結果、地下水バイパスの実施に伴い、原子炉建屋山側で現況（T. P. + 7. 5 m程度）より最大で1. 3 m程度、タービン建屋海側で現況（T. P. + 2. 5 m程度）より最大で0. 2 m程度低下するものと想定され（図3～5）、これにより、建屋内への地下水流入量は現況より20 m³/日～120 m³/日程度低減されるものと考えられる。

3 滞留水の建屋外漏えい防止対策への影響

地下水バイパスの実施にあたっては、地下水低下状況及び水質等をモニタリングし、浸透流解析結果の検証を行いつつ、段階的に地下水位を低下させることで（図6）、建屋内滞留水が建屋外に漏れ出さないように慎重な水位管理を実施していく。

モニタリングにあたっては、原子炉建屋山側のサブドレンを活用するとともに、原子炉建屋と揚水井の間に観測孔を新設する（図7）。

なお、豪雨等の発生による直接的な雨水の流入及び地下水位上昇による地下水流入量の増加時には、地下水位と建屋内滞留水の水位を注意深く監視し、必要に応じて、集中廃棄物処理建屋への移送量を増加すること等により、建屋内滞留水の水位上昇を抑制する。

4 地下水の汲み上げによる地盤沈下

地下水バイパスの実施に伴い地下水を汲み上げるが、T. P. + 8. 5 m盤の原子炉建屋、タービン建屋、運用補助共用施設（共用プール）などの建屋については、直接岩盤に支持されていることから沈下の恐れはないと考えられる。また、建屋周辺の地下水位は、東北地方太平洋沖地震前にはサブドレンが稼働し十分に低下していたことから、地下水バイパスの実施に伴い現況から地下水位が低下しても、建屋周辺の地盤沈下の恐れはないと考えられる。

T. P. + 3. 5 m盤のタンクエリア等の一部については、地下水位が若干低下

するが、その量は2 m程度以下と少なく、また、揚水する地下水は不圧地下水であり、現況の地下水位よりも下の地層は地質年代が古く（新第三紀）、十分圧密されていることから、地下水位の低下に伴う沈下の恐れはないと考えられる。

5 汲み上げた地下水の管理

地下水バイパスの実施に伴い汲み上げた地下水は、一時貯留タンクに貯留し、含まれる放射性物質濃度が告示濃度限度よりも十分に低い運用目標（告示濃度限度に対する割合の和0.22）を満足することを確認した後に、排水を行う。汲み上げた地下水を汚染させない管理については、以下のとおりである。

- ・ 水質確認のための一時貯留タンクとバイパス用の専用配管を通して移送する。
- ・ 一時貯留タンクエリア周辺の空気は、事故発災後の測定において、管理区域設定基準を超えておらず、現在は基準値の2桁程度低い濃度で安定に推移しているが、万一の空气中放射性物質混入を防止する対策として、一時貯留タンクの吸気管口を汚染のおそれのない管理対象区域に設ける。
- ・ 水質確認の結果、運用目標以上の放射性物質が確認された場合には、揚水井からの地下水くみ上げを停止する。

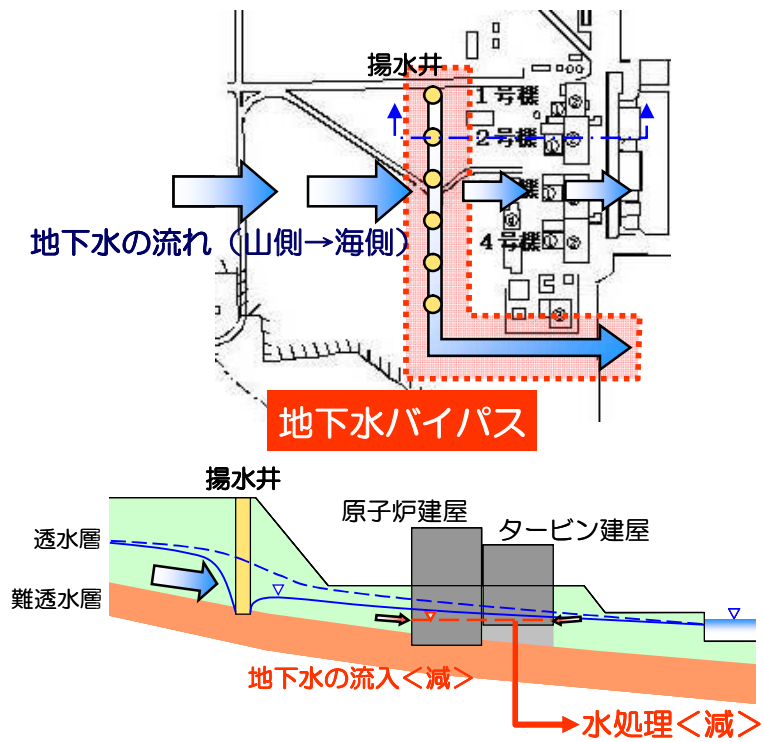


図1 地下水バイパス (イメージ)

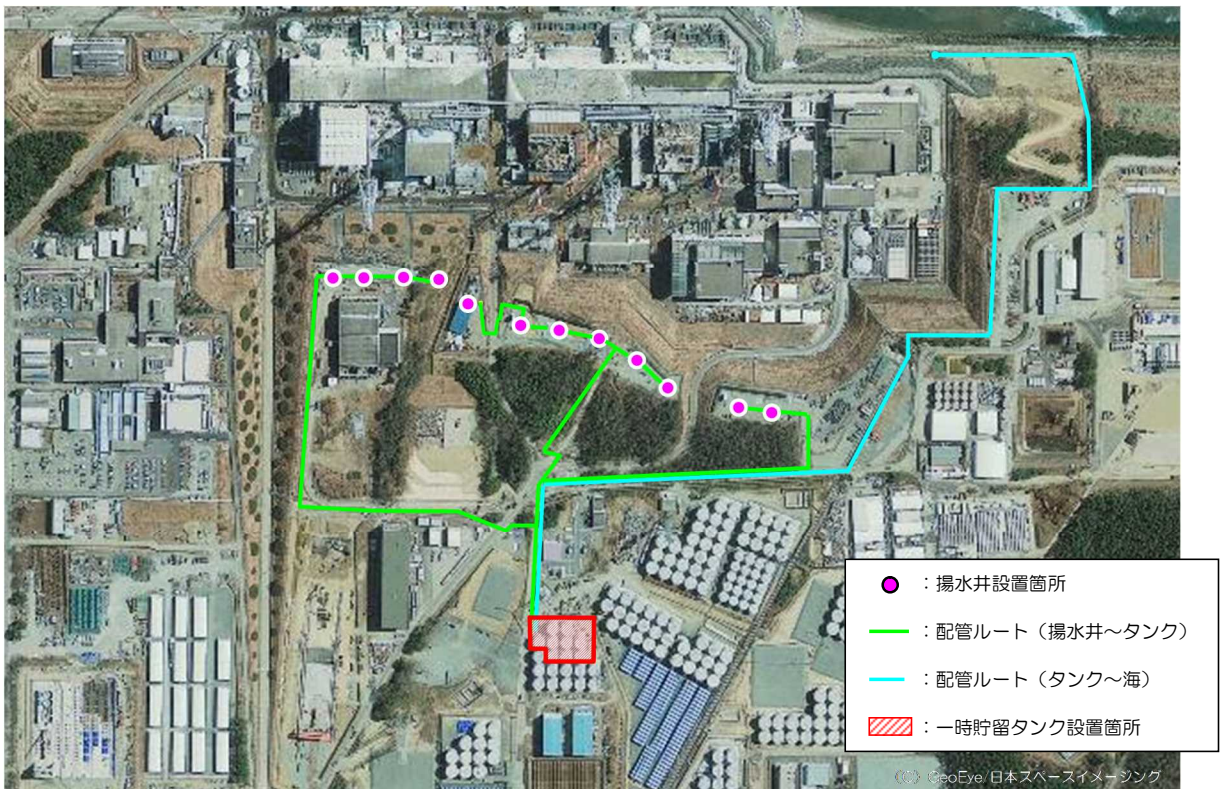


図2 地下水バイパスの設備

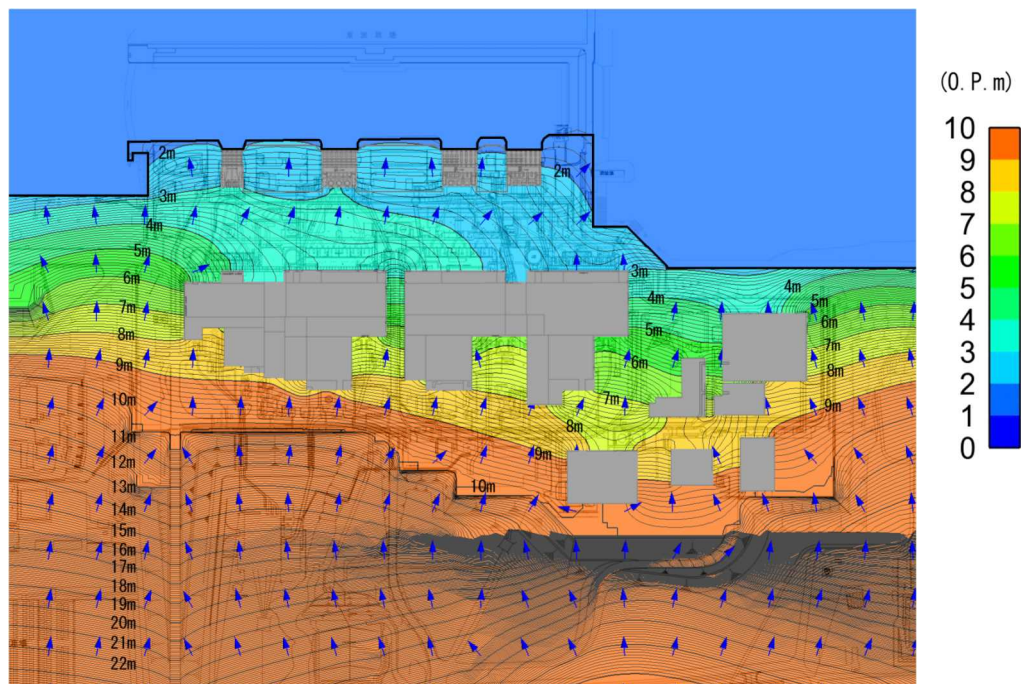


図3 建屋周りの地下水位（現況）

※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. への読み替え地（-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

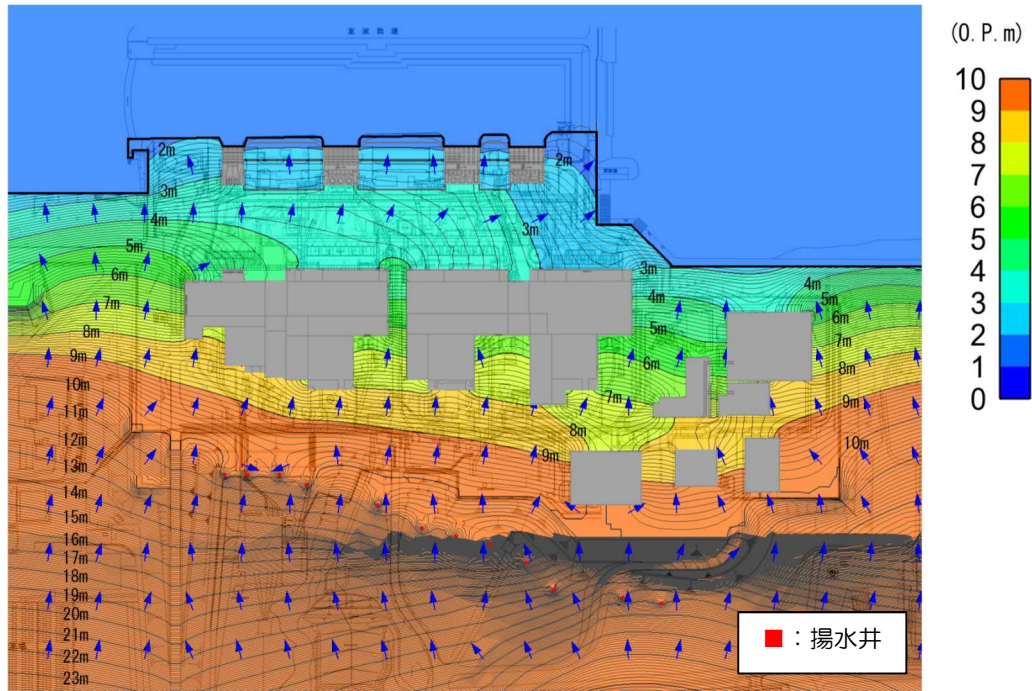


図4 建屋周りの地下水位（地下水バイパス実施後）

※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. への読み替え地（-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

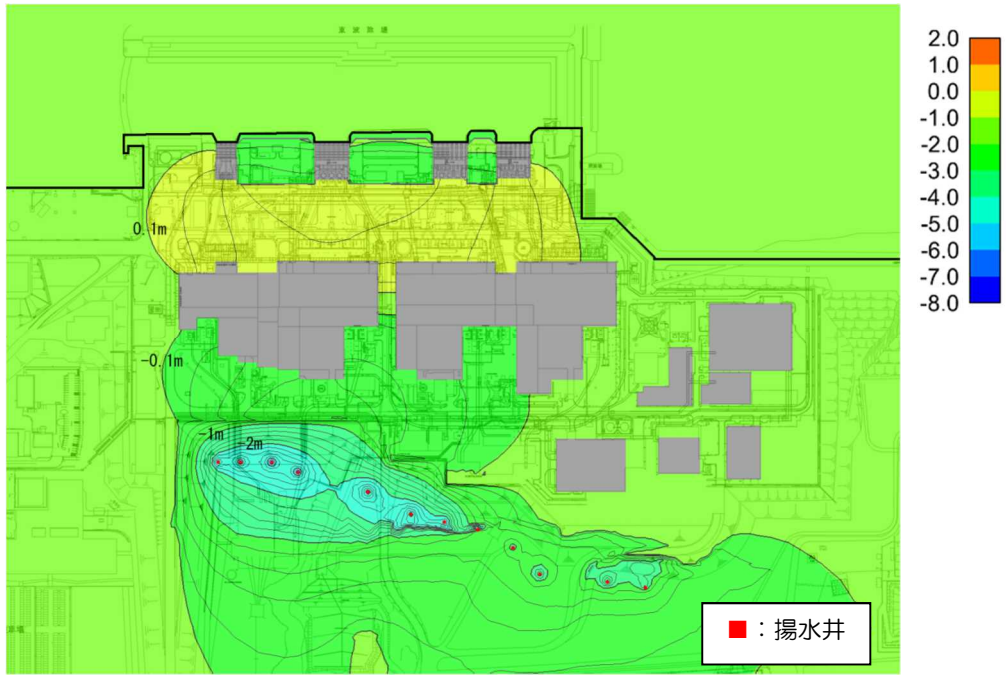


図5 建屋周りの地下水位の低下量（現況と地下水バイパス実施後の差分）

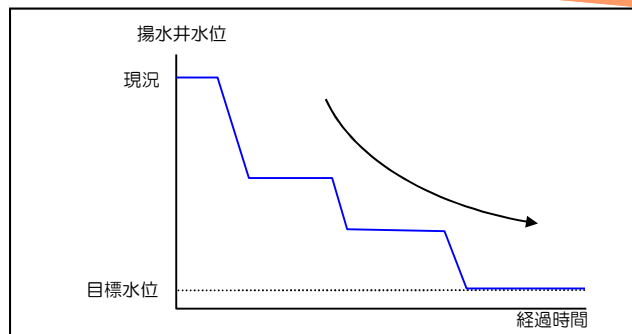
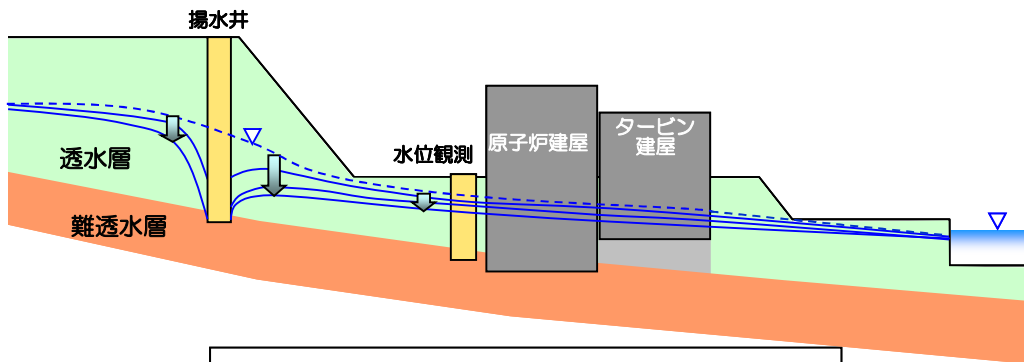


図6 段階的な地下水位低下のイメージ

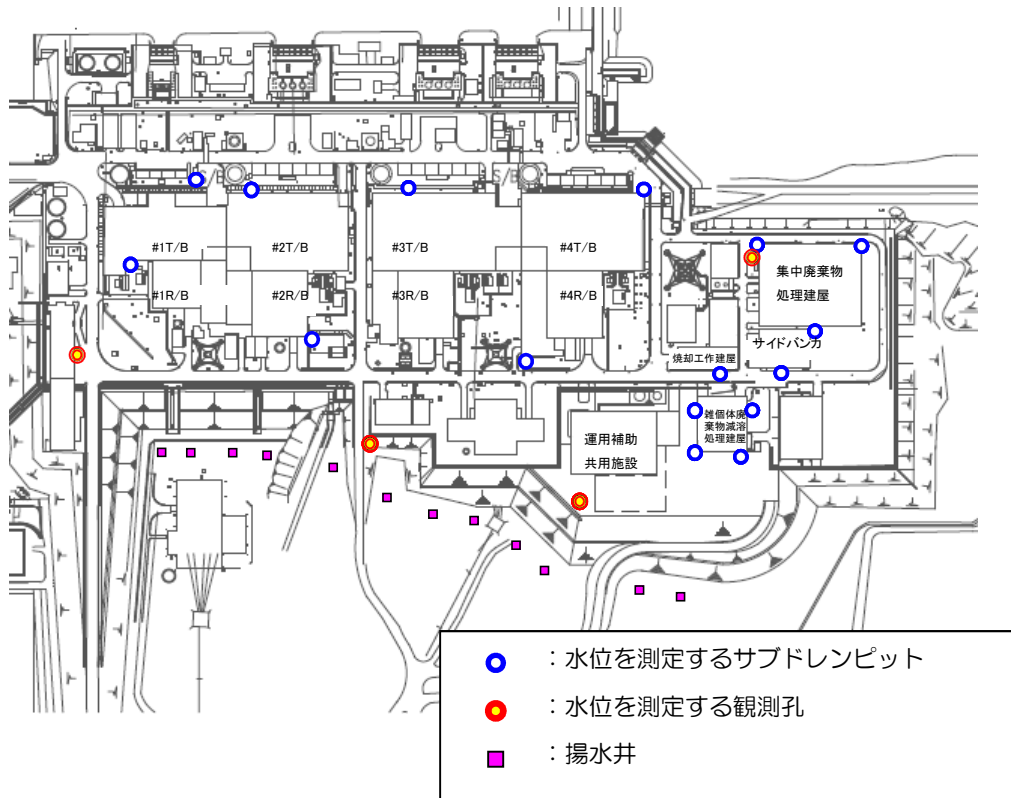
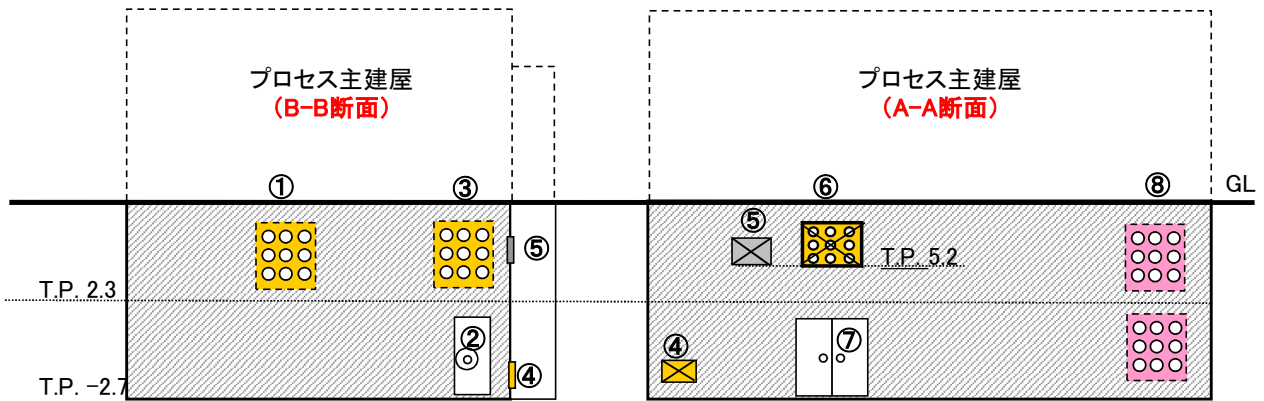
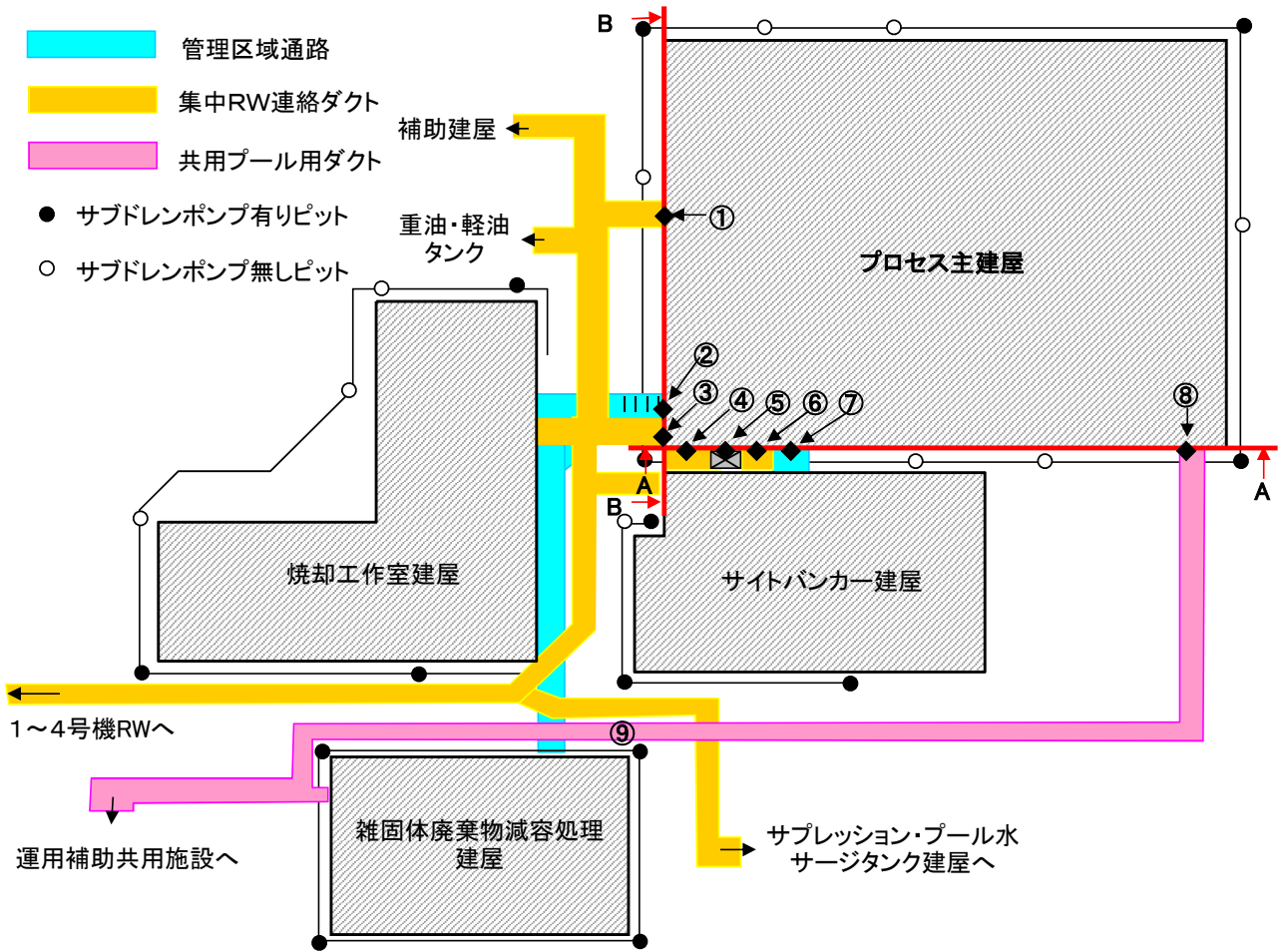
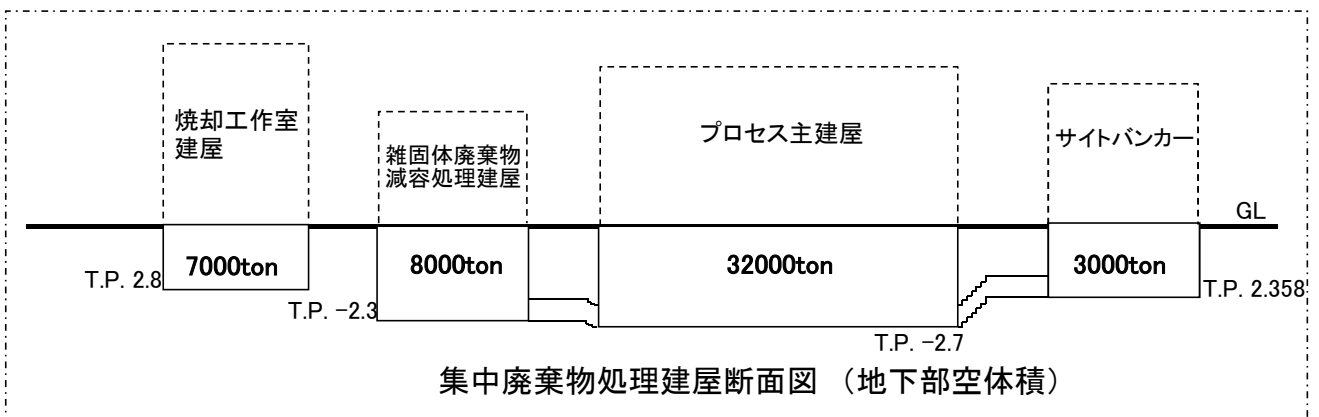


図7 モニタリング計画

プロセス主建屋の貫通部の止水措置



プロセス主建屋位置関係図

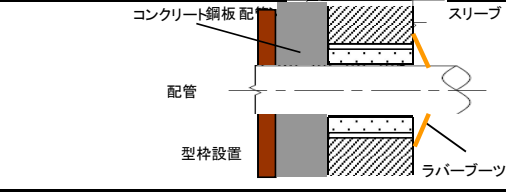
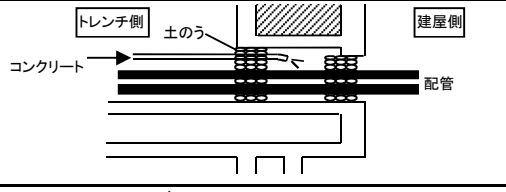
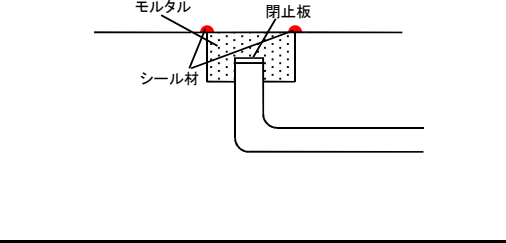
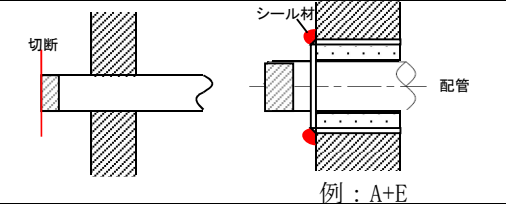
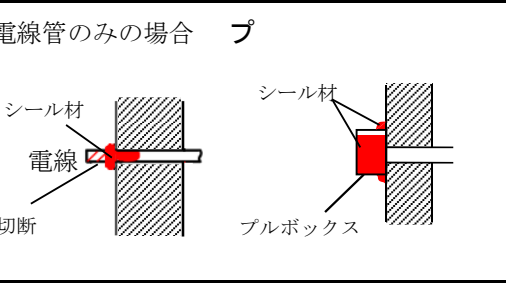
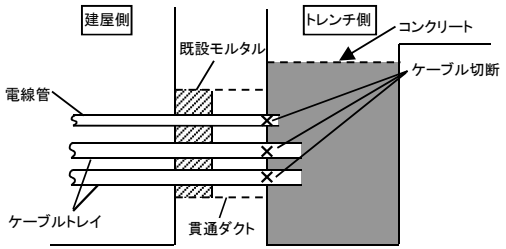


集中廃棄物処理建屋断面図 (地下部空体積)

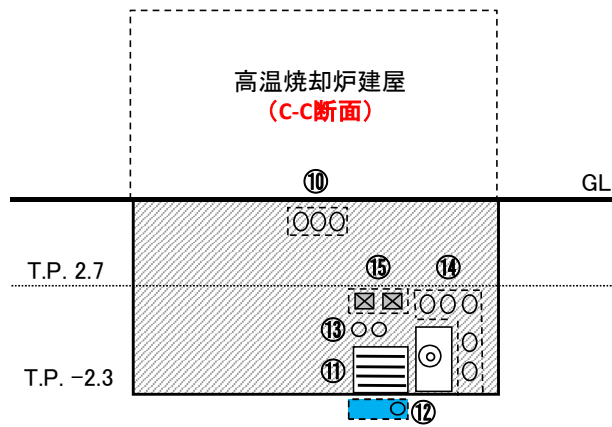
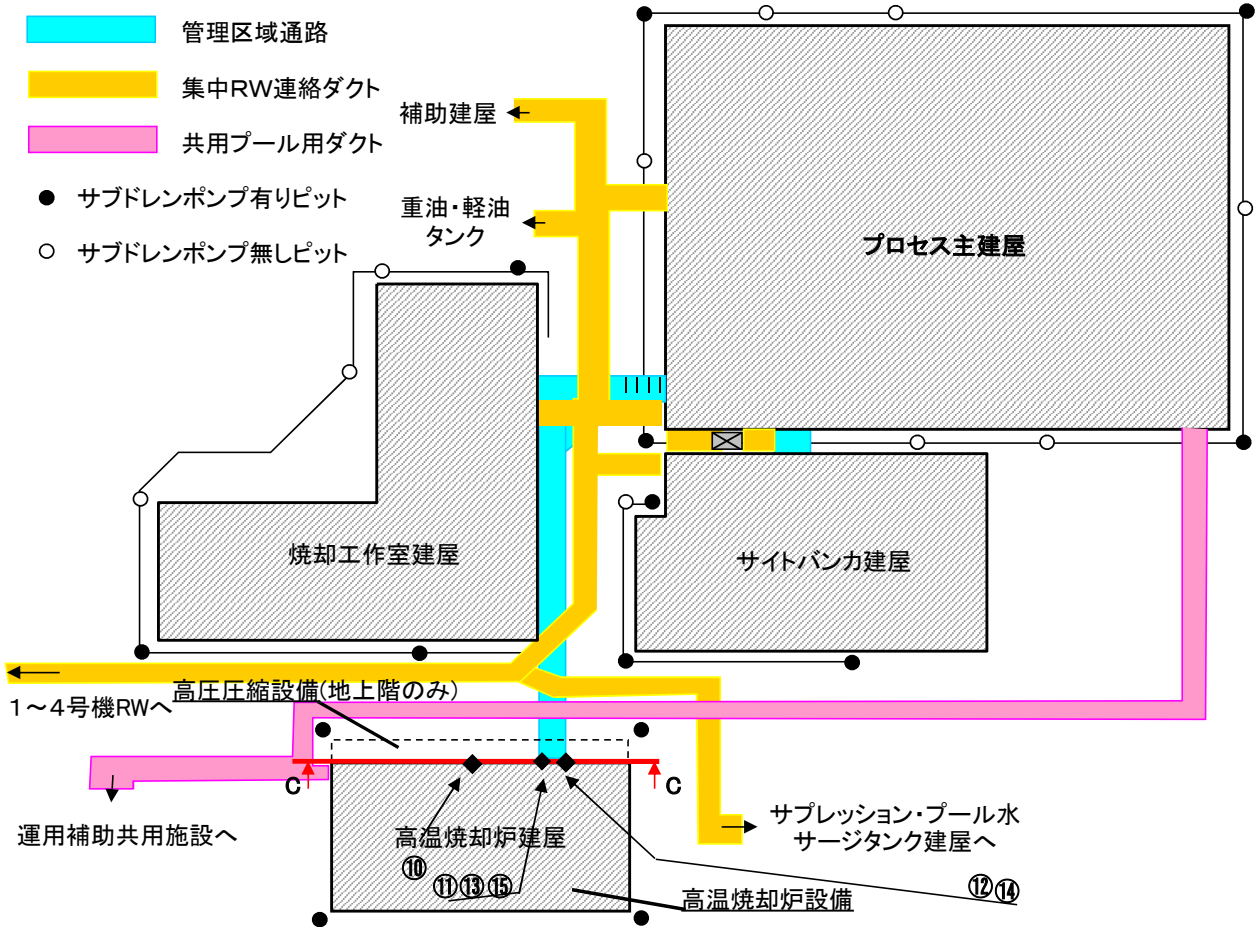
添付資料-4に記載の標高は、震災後の地盤沈下量と、O.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。

建屋名	地盤沈下量	換算式
プロセス主建屋	-635mm	T.P. = 旧O.P. - 1,362
焼却工作室建屋	-665mm	T.P. = 旧O.P. - 1,392
雑固体廃棄物減容処理建屋	-719mm	T.P. = 旧O.P. - 1,446
サイトバンカー建屋	-711mm	T.P. = 旧O.P. - 1,438

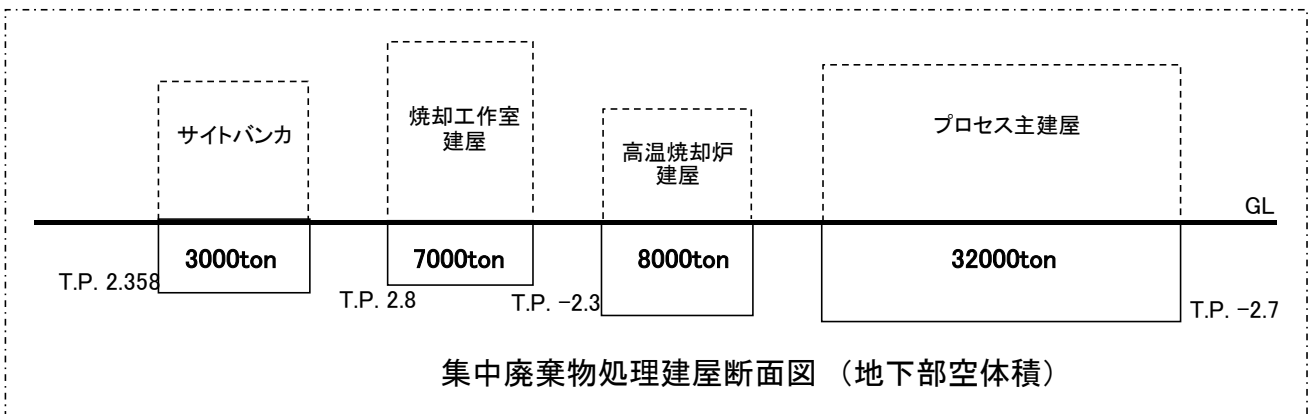
貫通部止水工事 施工方法について

	<p>型枠を設置してコンクリートを充填する。</p>		<p>B</p>
	<p>開口部の両端に土のうを積み開口内部にコンクリートを充填する。</p>		<p>C</p>
	<p>ファンネル流入口に閉止板を設置し、モルタルをファンネル内に充填した後、床面と充填したモルタルの境界表面にシール材を塗布する。</p>		<p>D</p>
	<p>配管を切断し、閉止板を溶接にて取り付けることにより閉塞する。</p>		<p>E</p>
<p>電線管</p>	<p>電線管切断後、シール材を充填する。</p>	<p>電線管のみの場合 プ</p> 	<p>F</p>
	<p>トレンチ側の電線を切断し、コンクリートで充填する。</p>		<p>G</p>

設備	処置方法	概要図	記号
ダクト	ダクトを切断し、プレートを取り付けて閉止した後、溶接箇所にはシール材を塗布する。		H1
	ダクトに閉止板を設置し、型枠との隙間にコンクリートを充填する。		H2
煙道	煙道出口に閉止板を設置した後、コンクリートを充填して閉塞する。		I
扉	型枠を設置した後、コンクリートを充填することで閉塞する。		J
トレンチ	地上との貫通部よりコンクリートを充填する。		K
予備スリーブ	予備スリーブの加工箇所の壁面、モルタル充填部表面にシール材を塗布		L



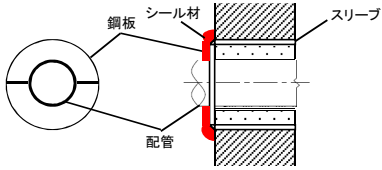
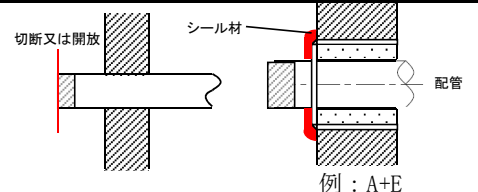
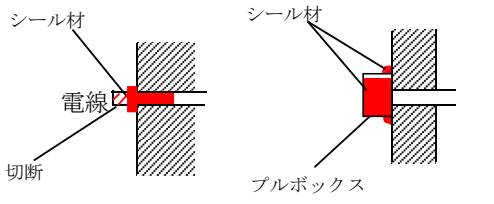
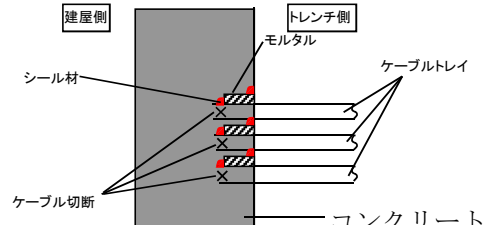
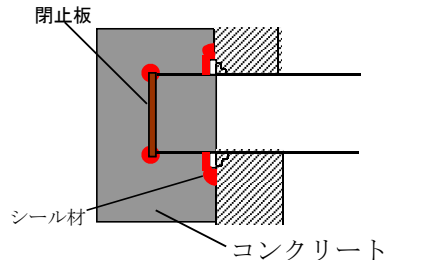
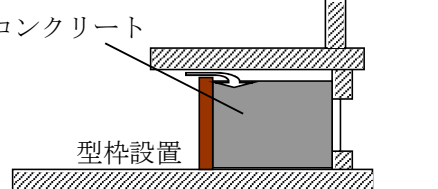
高温焼却炉建屋位置関係図

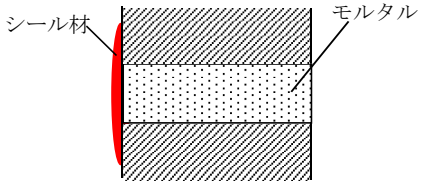
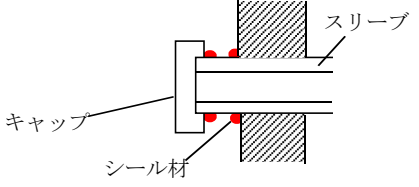


添付資料-7に記載の標高は、震災後の地盤沈下量と、O.P.からT.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。

建屋名	地盤沈下量	換算式
プロセス主建屋	-635mm	T.P. = 旧O.P. - 1,362
焼却工作室建屋	-665mm	T.P. = 旧O.P. - 1,392
高温焼却炉建屋	-719mm	T.P. = 旧O.P. - 1,446
サイトバンカ建屋	-711mm	T.P. = 旧O.P. - 1,438

貫通部止水工事 施工方法について

設備	処置方法	概要図	記号
配管	<p>コンクリートと鋼板、配管と鋼板の各接合部表面にシーリング材を塗布する。</p>		A
	欠番		B
	欠番		C
	欠番		D
	<p>配管を切断又は開放し、閉止板等を固定することにより閉塞する。</p>		E
電線管	<p>電線管切断後、シーリング材を充填する。</p>	<p>電線管のみの場合</p> 	F
	<p>建屋側の電線を切断し、コンクリートで充填する。</p>		G
ダクト	欠番		H1
	<p>ダクトに閉止板を設置し、型枠との隙間にコンクリートを充填する。</p>		H2
煙道	欠番		I
扉／シャッター一部	<p>型枠を設置した後、コンクリートを充填することで閉塞する。</p>		J

設備	処置方法	概要図	記号
トレンチ	欠番		K
予備スリーブ	予備スリーブの加工箇所の壁面、モルタル充填部表面にシール材を塗布		L1
	ねじ込み式キャップの接合部と、コンクリートとスリーブの接合部表面にシール材を塗布する。		L2

建屋等内に滞留する滞留水の増加抑制及び滞留水漏えいリスク低減にかかる方針

1 現状及び中期的見通し

現状、1～4号機の滞留水については、建屋内水位を地下水水位よりも低く管理し滞留水の系外流出を防止している。

滞留水の増加抑制及び拡散リスク低減を図るためには、今後、地下水位を管理し地下水の流入を抑制し滞留水の水位を下げタービン建屋、原子炉建屋、廃棄物処理建屋内にある滞留水を処理する必要がある。このため、地下水バイパス、トレンチ止水等の方策を検討する。

2 基本的対応方針及び中期的計画

滞留水の水位を維持するとともに、下記の基本的考え方に基づき、処理を継続していく。将来的には、水位低下に必要となる技術、工法の研究開発を進め、滞留水の減少を図っていく。

滞留水処理の基本的考え方

- ・現行水処理設備について、引き続き一部機器の設備改善などを行い、更なる信頼性向上を図るとともに、運転継続・延命化を行い、安定運転を維持する。
- ・タービン建屋等の滞留水の水位が建屋周囲に設けられたサブドレン水位を上回らないように管理しつつ、サブドレン水位を低下させ、地下水流入量の抑制を図る。
- ・今後実施する研究開発成果に基づき滞留水量を減少させていくとともに、これに応じた循環ラインの段階的な縮小化等を検討していく。

中期的には、現行水処理設備の信頼性向上による運転継続、サブドレン水位の低下方法の検討・水位低下を進める。

今後の検討と対策

(1) 建屋等からの漏えい防止

1～4号機建屋内に滞留している高濃度放射性汚染水については、プロセス主建屋、高温焼却炉建屋に移送し、さらに、汚染水処理設備により放射性核種のセシウム及び塩分を除去して淡水を生成し、原子炉への注水に再使用している（循環注水冷却）。ただし、1～4号機の建屋内には地下水が流入しているため、高濃度放射性汚染水が系外に放出しないよう適切に建屋内水位を管理する必要がある。

建屋内の水位については、引き続き管理を継続していく。また、万一、水位が T. P. 2, 564mm に到達するようなことになれば、高濃度放射性汚染水をタービン建屋の

復水器等に移送する措置を施す。さらに、滞留水の地下水への流出を防止するため、建屋内の水位をサブドレン水位より低く管理している。

万一、建屋内の水位がサブドレン水位より高くなった場合は、サブドレン水の放射能濃度を確認し、建屋内からサブドレンへの滞留水の流出の有無を確認する。また、当該建屋からプロセス主建屋、高温焼却炉建屋、タービン建屋の復水器等へ滞留水を移送することにより、当該建屋内の水位を早期に下げることとする。

今後、地下水の流入量を低減させるため、建屋山側の高台で地下水を揚水し、建屋周辺の地下水の水位を段階的に低下させる計画である（地下水バイパス）。

地下水バイパスの設備は、建屋山側で地下水を汲み上げる揚水井及びポンプ、汲み上げた地下水を一時的に貯留して水質を確認するタンク、地下水を移送するための配管等からなる。地下水バイパスの稼働にあたっては、段階的な稼働とモニタリングにより、水質及び地下水低下状況等を確認し、建屋内滞留水が建屋外に漏れ出さないように慎重な水位管理を実施していく。

(2) 止水・回収方法

①建屋に滞留する汚染水の止水・回収

汚染水の上流側に位置する原子炉建屋（格納容器下部を含む）を止水するためには、漏えい箇所を特定し、漏えい状況に応じた補修（止水）工法や装置を検討する必要がある。現在、漏えい箇所を調査・補修（止水）するための工法と遠隔操作装置を研究開発しているところである。今後、開発成果を活用して漏えい箇所の特定や漏えい状況の確認を行うとともに、補修（止水）工法や装置の開発成果をもって原子炉建屋（格納容器下部を含む）を補修（止水）する予定である。建屋内に滞留する汚染水については、水処理状況を踏まえつつ、原子炉建屋やタービン建屋等への地下水の流入を抑制するため建屋周辺の地下水位を低下させながら回収する。

地下水位を低下させるには、建屋周辺のサブドレン水を汲み上げる方法が有力であるが、一部のサブドレンピット内の水に僅かな汚染が確認されていることから、サブドレンピット内の溜まり水の浄化を行った後にサブドレン設備の復旧を順次実施する。

また、漏えい箇所の調査や止水のための工法・装置開発を進めつつ、建屋間の配管貫通部を対象とした止水工法・材料の検討も行っている。建屋間の配管貫通部からの漏水を模擬した大型試験装置を製作し、基礎試験で選定した止水材料を用いて止水試験を行い、効果を確認している。

なお、建屋内に滞留する汚染水を回収するまでの間、2、3号機立坑、プロセス主建屋及び高温焼却炉建屋の滞留水の水位を制限値以下に維持し、原子炉建屋及びタービン建屋等の滞留水の水位についても周辺のサブドレン水の水位以下に維持するとともにサブドレン水の放射性物質濃度を監視していく。

②トレンチ等に滞留する汚染水の止水・回収

建屋内と同レベルの高濃度の汚染水が滞留していると想定される2号機、3号機並びに4号機海水配管トレンチ等については、タービン建屋内の汚染水の水位よりもトレンチの接続高さが低いことから、トレンチ内の汚染水を回収しても、継続的にタービン建屋から汚染水が流入するため、現時点では、汚染水の回収は困難である。

このため、タービン建屋内の汚染水が回収され、海水配管トレンチ等への汚染水の再流入が無い状態になってから、海水配管トレンチ等の汚染水を回収することとしていたが、系外への流出リスクの低減の観点から、海水配管トレンチ等の汚染水の回収をできるだけ早期に実施できるように、タービン建屋と海水配管トレンチの接続部における止水の可能性について検討を進めるとともに、水処理状況等を踏まえ、可能なトレンチ等から順次、止水・回収を実施する予定である。

なお、海水配管トレンチ等から海へ汚染水が流出しないように、ピットの閉塞等の措置は既に実施しており、2、3号機立坑、プロセス主建屋及び高温焼却炉建屋の滞留水の水位を制限値以下に維持し、原子炉建屋及びタービン建屋等の滞留水の水位についても周辺のサブドレン水の水位以下に維持するとともにサブドレン水の放射性物質濃度を監視していく。

本資料に記載の標高は、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、下記に基づき換算している。

<換算式> T.P. = 旧 O.P. -1, 436mm

水位は、「2.35 サブドレン他水処理施設 添付-11 別紙-7 サブドレン及び建屋滞留水水位への測量結果の反映について」に基づき、計測する。

添付資料12に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への換算値(-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

汚染水処理対策委員会で議論された汚染水処理問題の抜本対策

1 陸側遮水壁の設置

【基本方針】

陸側遮水壁は、1号機～4号機の汚染水が滞留している建屋を囲い込むように、遮水性の高い壁を設置するものである。これにより、山側から建屋に向かう地下水の流れを遮断し、建屋周辺の地下水位を低下させることができ、建屋内への地下水の流入を抑制するものである。この陸側遮水壁を設置し、可能な限り早期の建設・運用を行う。また、地下水の流入抑制を効果的に行うために、地下水観測網の整備、遮水壁で囲い込む範囲の地下水位の管理等を実施するとともに、フェーシング（地面をアスファルト等で覆うことで、雨水の地下への浸透を防止するなど）等の検討を進める。汚染水処理対策委員会で、凍土方式による施工が適切と判断されていることを踏まえ、今後、概念設計等を進めていく中で、技術的な課題の解決状況を検証していく。

また、建屋周辺の地下水と建屋内の汚染水の水位のバランスを十分に制御することも重要な技術課題である。

【目標工程】

2013年6月～	概念設計，詳細設計，施工計画等の策定
2013年上期	地下水観測網の拡充，早期の整備
2013年12月	陸側遮水壁の施工性，効果，水位管理方法等の検証の実施
2013年度内	陸側遮水壁のフェージビリティ・スタディの実施
2015年度上期	陸側遮水壁の運用開始

2 海水配管トレンチ内の汚染水の除去

【基本方針】

2号機及び3号機の海水配管トレンチ^{※1}には、高濃度な汚染水が滞留している。早期に海水配管トレンチ内の汚染水を処理するため、まず、汚染水の放射性物質の濃度を再計測し、建屋接続部の止水方法、トレンチ内の汚染水の移送方法、トレンチ内の充填方法等について直ちに具体化するとともに、その濃度の低減を図るなどの環境改善措置を行う。また、この対策は、建屋を囲い込む形で陸側遮水壁を運用開始する前に、完了させることを目指す。

【目標工程】

2014年度内	海水配管トレンチ内の汚染水の除去完了を目指す
---------	------------------------

※1 「地下水の流入抑制のための対策」汚染水処理対策委員会（平成25年5月30日）には、高濃度の汚染水が滞留する海水配管トレンチを2号機から4号機としたが、その後の調査結果により2/3号機とされた。

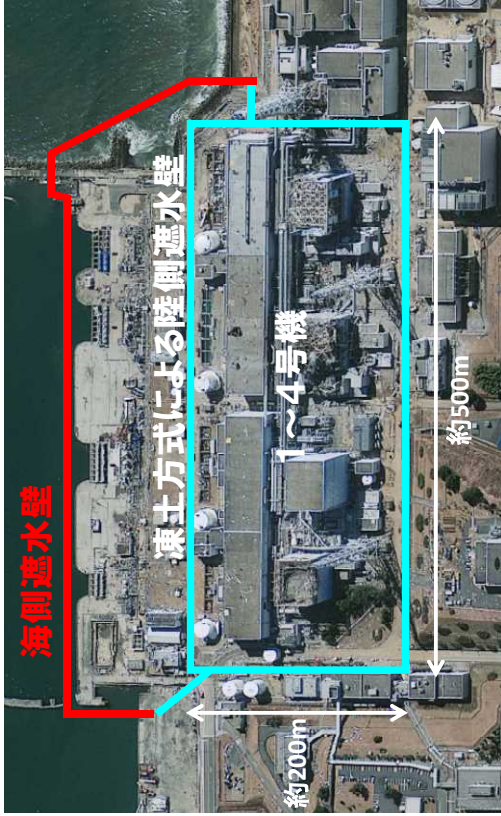
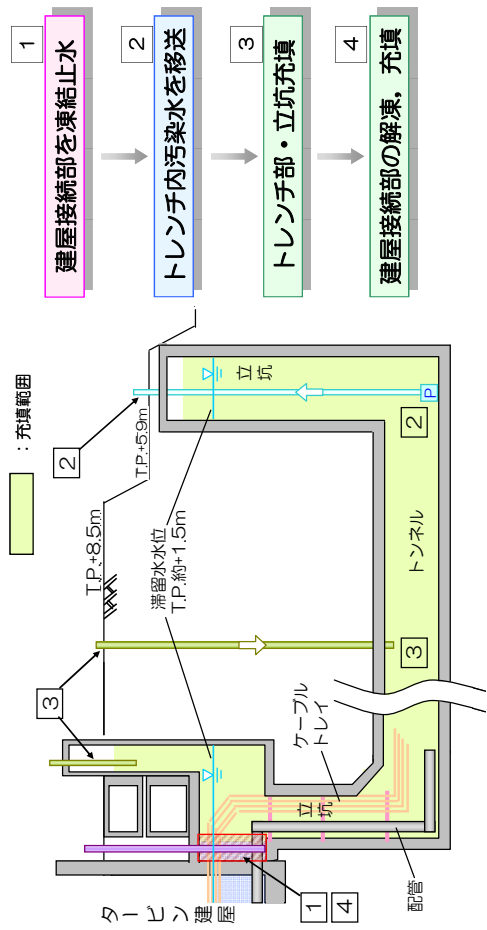
陸側遮水壁の設置

- 1号機～4号機の汚染水が滞留している建屋を囲い込むように、遮水性の高い壁を設置することで、山側から建屋に向かう地下水の流れを遮断し、建屋内への地下水の流入を抑制する。
- 汚染水処理対策委員会で、凍土方式による施工が適切と判断されており、今後、凍土方式による陸側遮水壁について、概念設計等を進め、2013年内を目的に技術的課題の解決状況を検証する。
- 2013年度末までにフィージビリティスタディを実施し、その後準備が整い次第速やかに建設工事着手、2015年度上期を目的に運用開始する。

海水配管トレンチ内の汚染水の除去

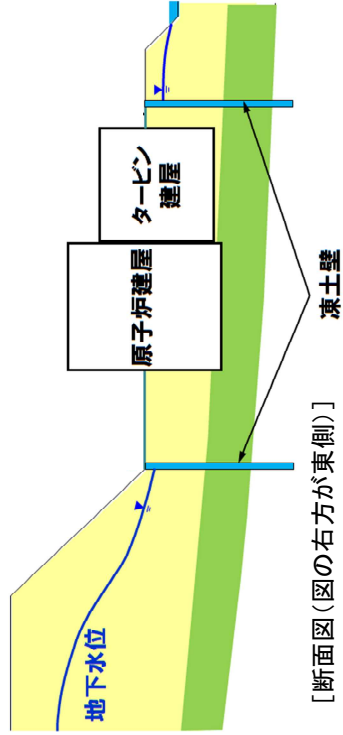
- 2号機から4号機の海水配管トレンチに滞留している、高濃度な汚染水について、2014年度中の除去完了を目指す。

■ 2号機施工案



[平面図(図の上方が東側)]

[凍土による陸側遮水壁の配置イメージ(図の上方が東側)]



[断面図(図の右方が東側)]

[断面イメージ(図の右方が東側)]

添付資料13に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P. からT.P. への換算値(-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

汚染された地下水の港湾への流出抑制策等について

1 現状及び基本的対応方針について

1, 2号機タービン建屋東側の護岸付近の地下水において、放射性物質が告示濃度限度（海水中の放射性物質濃度が線量限度等を定める告示に定める周辺監視区域外の濃度限度）を上回る高い濃度で検出されており、港湾内海水中の放射性物質濃度が減少しておらず、地下水の水位等のデータ分析結果から、汚染された地下水が海水に漏えいしているものと推定した。

このため、地下水を経由しての海洋汚染の拡大を抑制する措置を早急に講じるとともに、地下水のモニタリング等により汚染経路の調査を実施する。

また、高濃度の汚染水が滞留している2号機及び3号機の海水配管トレンチ等については、トレンチ内の汚染水の処理、移送、止水を検討、実施していく。

さらに、地下水及び港湾内の海水についてモニタリングを強化する。

また、海洋汚染の拡大防止のための対策として着手している海側遮水壁の設置を進めていく。

なお、本流出抑制策等については、可能な限り早期に着手・実施していくとともに、新たな対策についても継続して検討していく。

2 具体的計画について

(1) 護岸付近の地盤改良

告示濃度限度を超える放射性物質の海域への流出を抑制するため、護岸付近の地盤改良や地下水の移送等の対策を実施する。特に、海水中におけるトリチウム濃度の上昇傾向が見られることから、1-2号機間、2-3号機間、3-4号機間の護岸付近において、地盤改良による汚染範囲の囲い込みを実施することなど、可及的速やかに汚染水の海洋への漏えい拡大抑制対策の実施・完了を目指す（図1、図2）。

(2) トレンチ内汚染水処理・排水及び閉塞

2号機及び3号機の主トレンチ（図3、図4）、2号機の分岐トレンチ（図5）には、高濃度の汚染水が滞留していることが確認されている。早期にこれらトレンチ内の汚染水を処理するため、トレンチ毎（電源ケーブル管路を含む）に汚染水の滞留状況を調査する。その後、調査結果に基づき、分岐トレンチについては、汚染水の排水及び当該トレンチの閉塞を実施する。主トレンチについては、建屋接続部の止水方法、トレンチ内の汚染水の移送方法、トレンチ内の充填方法等について具体化するとともに、その濃度の低減を図るなどの環境改善措置を行う。

主トレンチ内の放射性物質濃度の低減策としては、モバイル式の処理装置を導入する

ことに加え（図6）、汚染水の処理装置（セシウム吸着装置，第二セシウム吸着装置，除染装置）へ汚染水を移送するための配管を設置する（図7）。なお，止水方法の成立性については，凍結時の配管等への影響評価，高線量下での作業員の被ばく低減策等の技術課題があることから，実証試験を実施し，評価する。

(3) 海側遮水壁

汚染した地下水からの海洋汚染拡大防止を目的として着手している海側遮水壁の設置工事については，既に2012年4月に本格着工し，2014年9月の完成を目指している（図8）。なお，海側遮水壁の構築に伴いせき止められる地下水は汲上げた後，適切に処理する。具体的な処理方法について検討し，平成25年度末までに実施計画へ反映する。

(4) 繊維状吸着材浄化装置

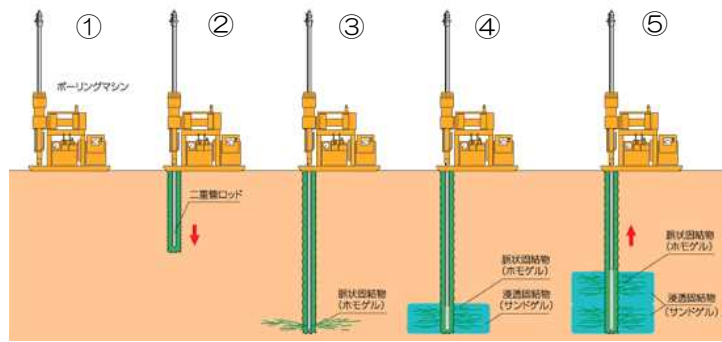
1～4号機取水路前面において，海水中の放射性セシウムの除去を目的とした繊維状吸着材浄化装置を設置し，その効果を検証する。

(5) モニタリングの強化等

地下水及び港湾内の海水について放射性物質のモニタリングを強化する（詳細は，「Ⅲ 特定原子力施設の保安 第3編 3.1.4 港湾内の海水，海底土及び地下水の放射性物質の低減」を参照）。

3 工程について

	H25年度		H26年度	
	上期	下期	上期	下期
護岸付近の地盤改良	[Progress bar with 4 blocks]			
トレンチ内汚染水の処理等	[Progress bar]	処理装置設置工事 [Progress bar]	[Progress bar]	トレンチ内汚染水の処理・移送
既存水処理装置への移送ライン	[Progress bar]	移送ライン設置工事		
トレンチ止水	[Progress bar]		止水の成立性判断 [Progress bar]	接続部止水 [Progress bar]
海側遮水壁	[Progress bar]			遮水壁設置工事



出典：ライト工業（株）マルチライザー工法パンフレット

図1 薬液注入による地盤改良（概念図）

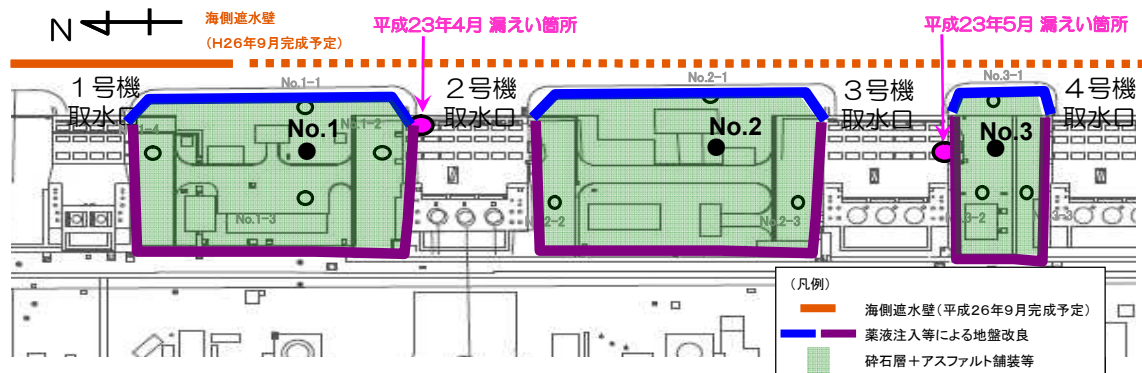


図2 地盤改良等の範囲（イメージ）

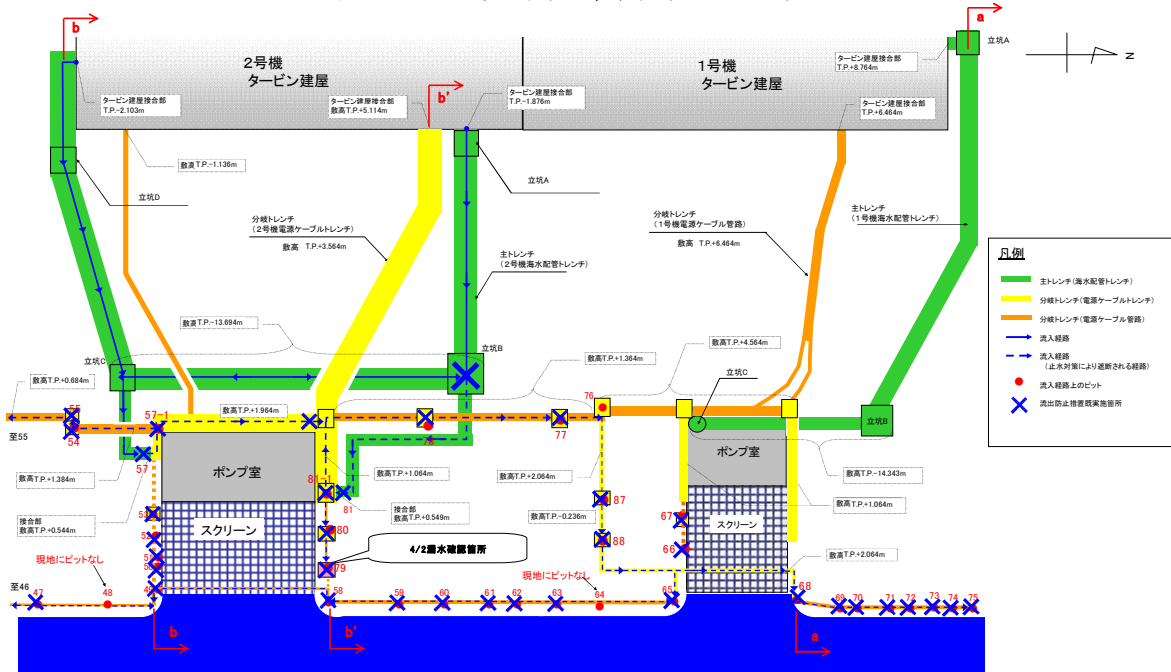


図3 1 / 2号機海側トレンチ平面図

添付資料13に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と0.P. から T.P. への換算値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式> T.P. =旧0.P. -1,436mm

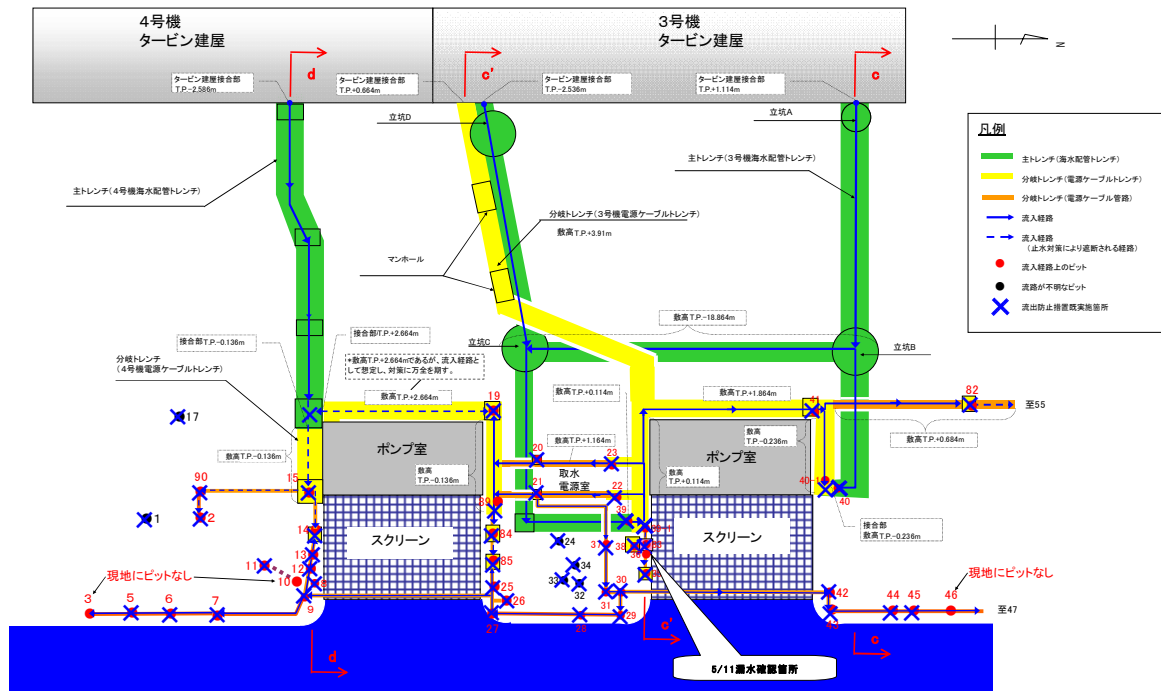
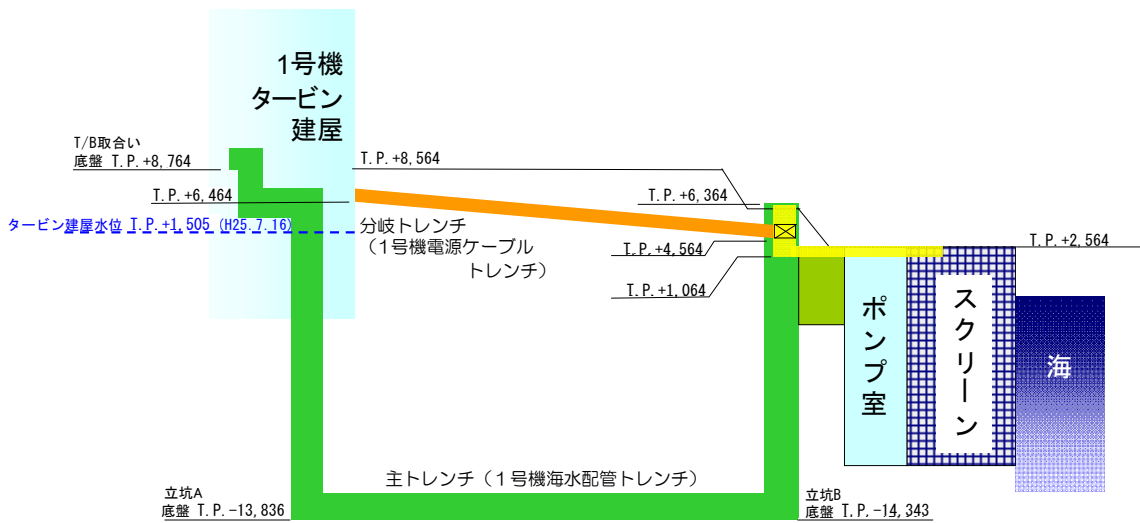
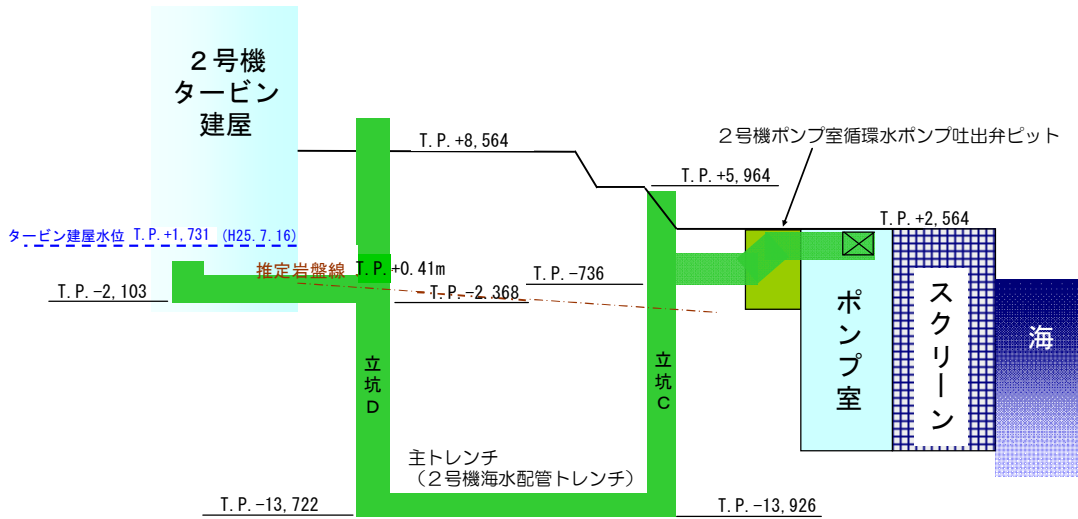


図4 3 / 4号機海側トレンチ平面図

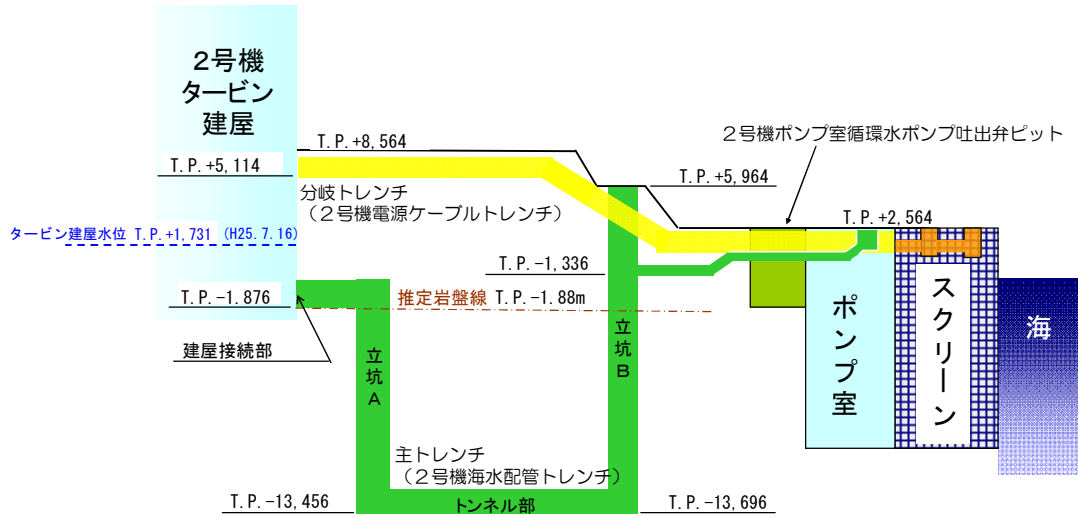


1号機 (a-a 断面)

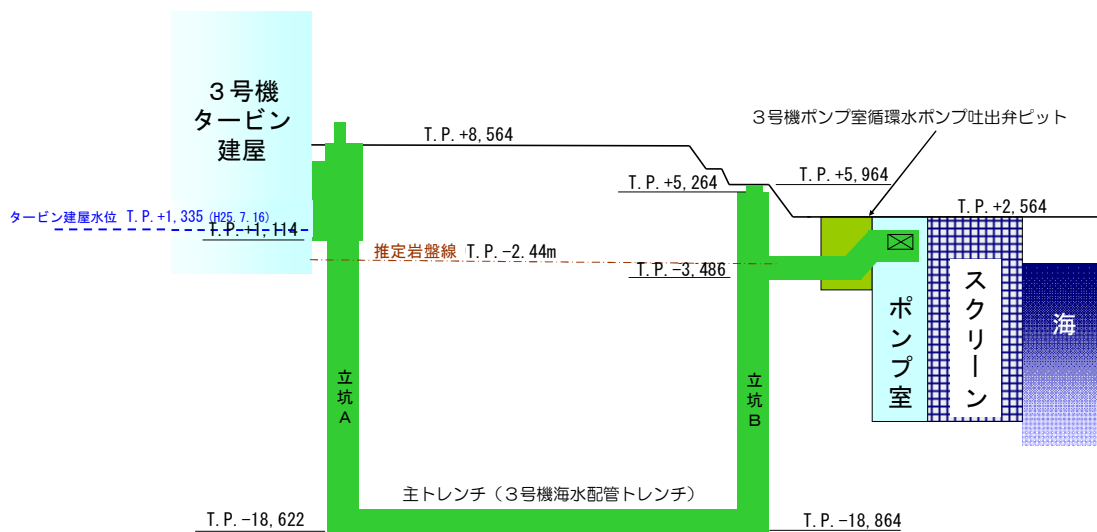
添付資料13に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への換算値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式> T.P.=旧O.P.-1,436mm



2号機 (b - b 断面)

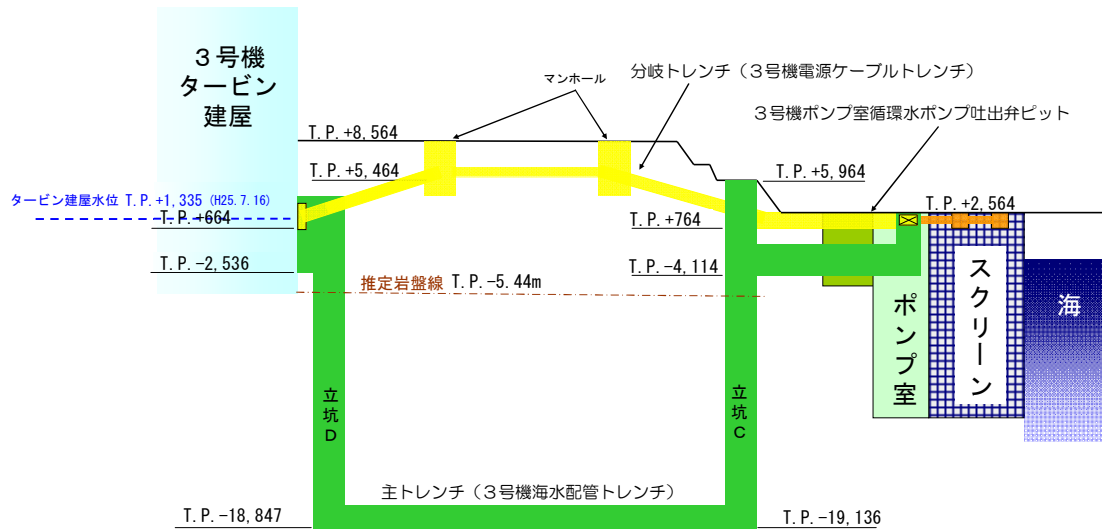


2号機 (b' - b' 断面)

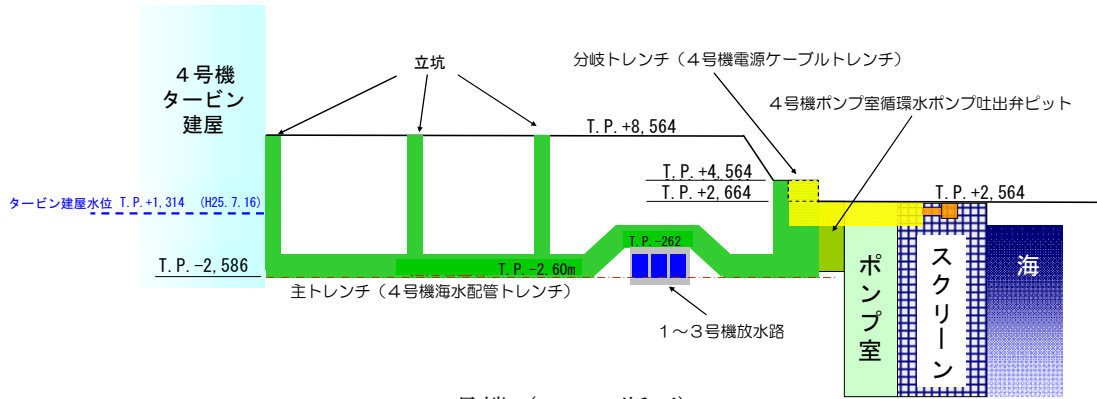


3号機 (c - c 断面)

添付資料13に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への換算値(-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



3号機 (c' - c' 断面)

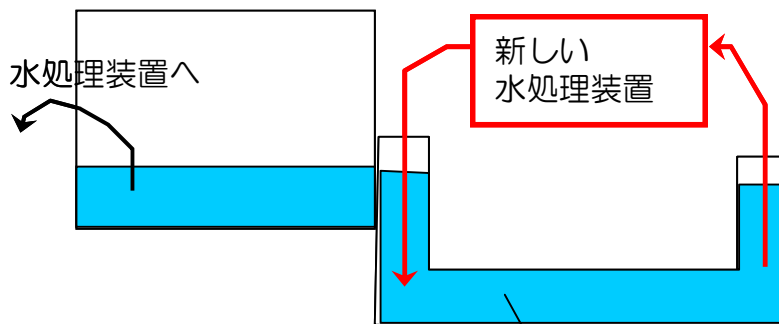


4号機 (d - d 断面)

図5 1~4号機トレンチの構造図

添付資料13に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.からT.P.への換算値(-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

新しい水処理装置にてトレンチ内の水を循環処理



T/B建屋からの流出を制限することにより、T/B建屋より低濃度まで処理可能

トレンチ内水処理装置の追設

図6 処理装置設置のイメージ

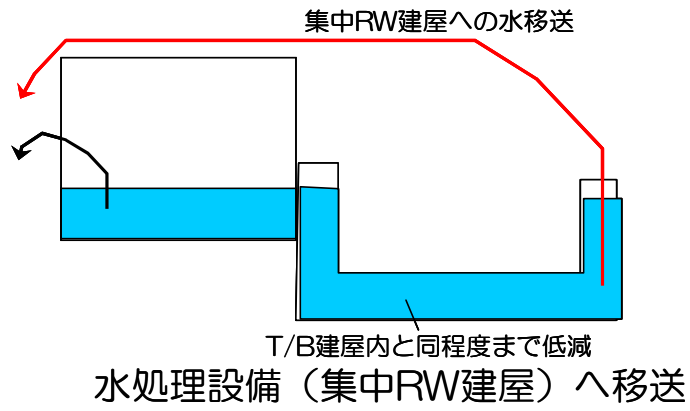


図7 既存水処理設備への移送のイメージ

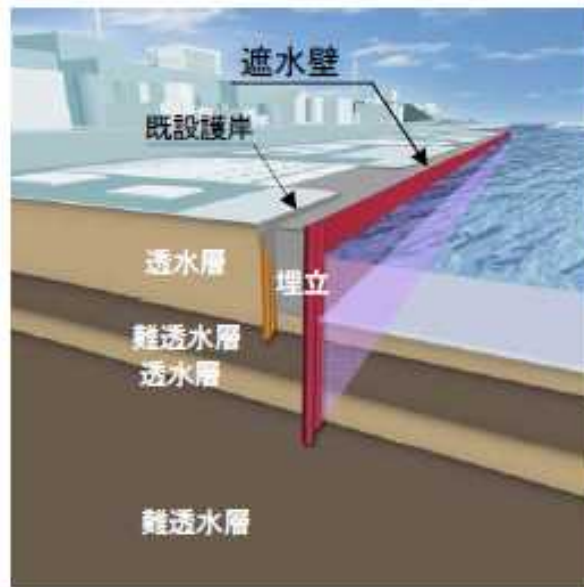


図8 海側遮水壁（概念図）

陸側遮水壁設置による地下水流入量の低減

1 概要

汚染水処理対策委員会で議論された汚染水処理問題の抜本対策（添付資料－ 1 2）に基づき、汚染源に水を「近づけない」重層的な対策の一つとして、高レベル放射性汚染水が滞留している 1～4 号機の原子炉建屋，タービン建屋，廃棄物処理建屋（以下「1～4 号機のタービン建屋等」という）の周囲に陸側遮水壁（汚染水処理対策委員会の「凍土方式の陸側遮水壁」を「陸側遮水壁」とする）を造成する。

陸側遮水壁は、「汚染源である建屋に水を近づけない」ことが必要な期間に限り凍結を行い、その必要がなくなった場合には速やかに解凍する。

既認可範囲および今回の申請範囲は、以下のとおりとする。なお、観測井等の設置および建屋内外の水位管理計画、緊急時の対応については、必要な事項を別途実施計画変更で反映する。

陸側遮水壁解凍後の凍結管等の処理方法については解凍時期に近づいた段階で検討する。

<既認可範囲>

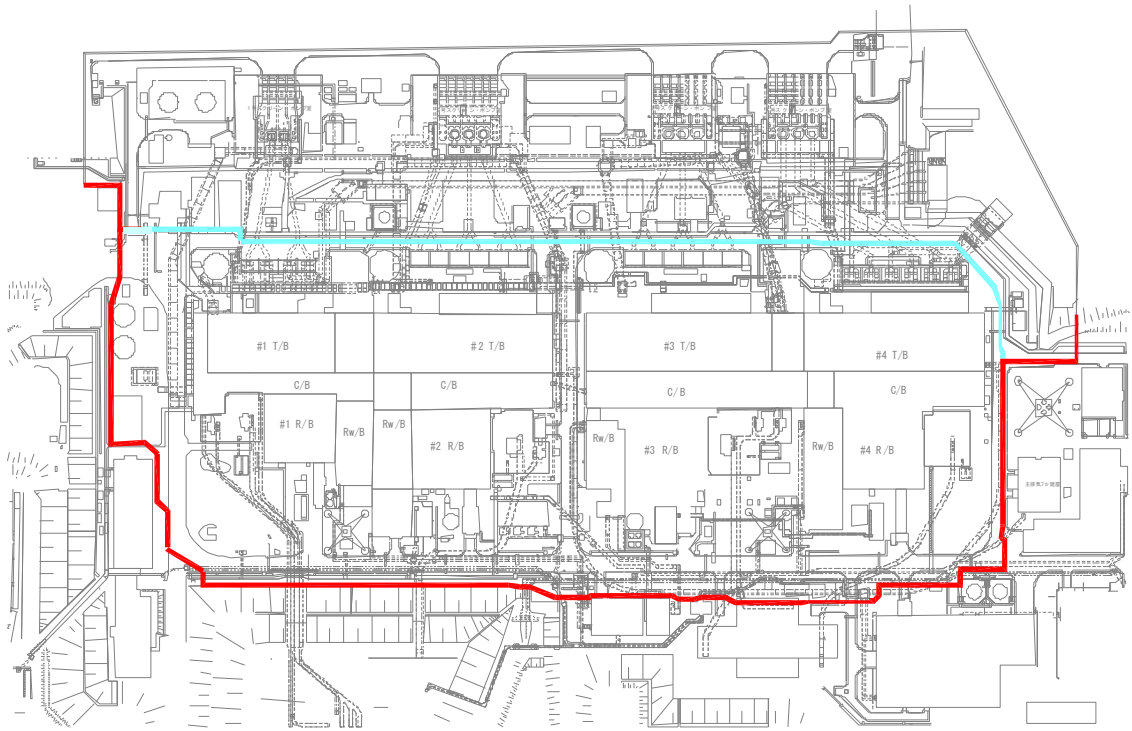
○山側ライン上の埋設物との干渉箇所での貫通施工による凍結管設置工事（図 1－1 参照）

- ・ 埋設物の貫通施工は、「別添－ 2 5 山側ライン上の貫通施工・複列施工の対象箇所」における、貫通施工箇所を対象とする。
- ・ 埋設物の貫通は、埋設物内部等の状況により、以下の方法を用いて施工する。
 - ボーリング工法を用いて埋設物を単純に貫通する施工方法（以下、単純貫通工法と言う）
 - 内部充填により貫通箇所の水密性を確保し、ボーリング工法を用いて埋設物を貫通する施工方法（以下、内部充填工法と言う）
 - マルチステップ（多段式）ボーリング工法を用いて貫通箇所の水密性を確保し、埋設物を貫通する施工方法（以下、マルチステップ工法と言う）

○陸側遮水壁造成後の基礎地盤沈下検討

○山側ライン上の運用中の設備の損傷防止対策

○不明埋設物への対応



海側ライン	—	既認可における申請範囲外
山側ライン	—	既認可範囲

図 1 - 1 埋設物干渉箇所での貫通施工による凍結管設置工事に関する申請範囲図 (既認可)

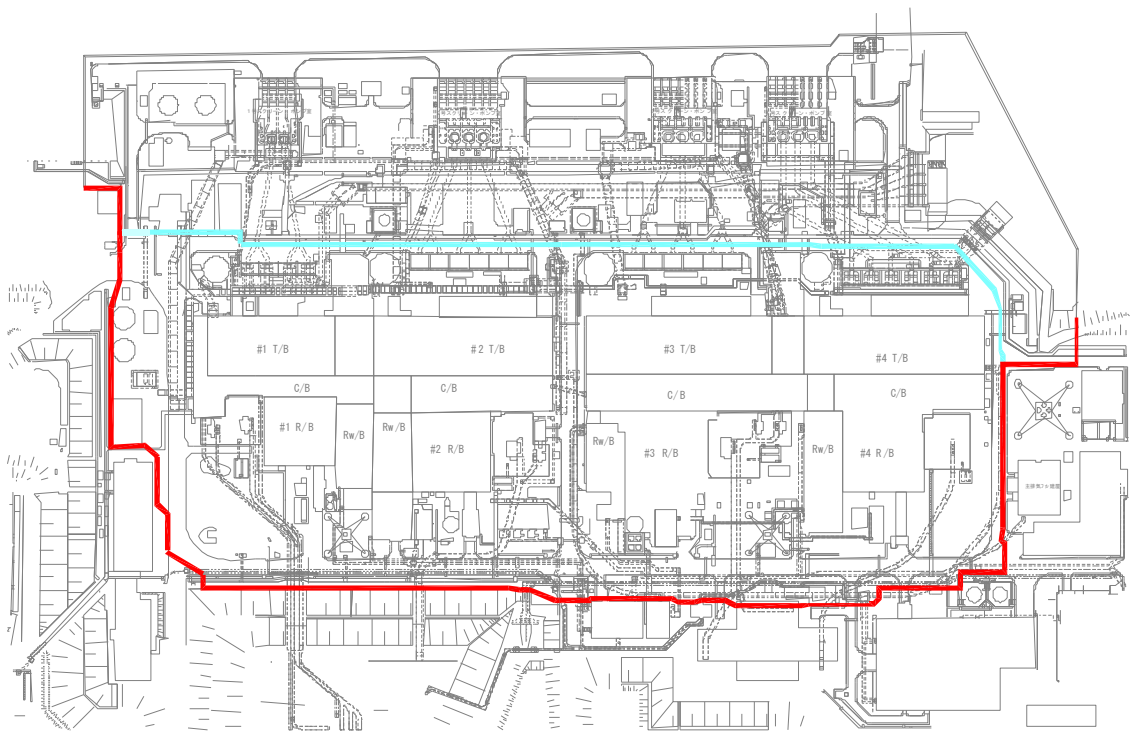
注) 陸側遮水壁のルートについては、現場支障物などの状況により変更の可能性あり。
貫通施工の方法が申請範囲と異なる場合は、別途変更申請を行う。

<今回申請範囲>

○海側ライン上の埋設物との干渉箇所での貫通施工による凍結管設置工事（図1-2参照）

- ・ 埋設物の貫通施工は、「別添-3 5 海側ライン上の貫通施工・複列施工の対象箇所」における、貫通施工箇所を対象とする。
- ・ 埋設物の貫通は、埋設物内部等の状況により、以下の方法を用いて施工する。
 - ボーリング工法を用いて埋設物を単純に貫通する施工方法（以下、単純貫通工法と言う）

○海側ライン上の運用中の設備の損傷防止対策





山側ライン		申請範囲（既認可）
海側ライン		申請範囲（今回申請）

図 1 - 2 埋設物干涉箇所での貫通施工による凍結管設置工事に関する申請範囲図（今回申請）

注) 陸側遮水壁のルートについては、現場支障物などの状況により変更の可能性あり。
貫通施工の方法が申請範囲と異なる場合は、別途変更申請を行う。

2 陸側遮水壁の造成方法

陸側遮水壁を造成するための機器は、冷凍機、冷却塔、冷却水循環ポンプ、ブライン循環ポンプ、ブライン供給ポンプ、ブラインタンク、ブライン移送管、接続管、凍結管である。

上記のうち、冷凍機、冷却塔、冷却水循環ポンプ、ブライン循環ポンプ、ブライン供給ポンプ、ブラインタンクについては凍結プラント(1)、凍結プラント(2)として2系統に分割して設置し、冷凍機については建屋内に設置する。ブライン移送管(主管)については、陸側遮水壁造成ライン上に設置し、30m程度毎にブライン移送管(ヘッダー管)を設け接続管を介して凍結管に接続する。凍結管は二重管構造とし、ボーリングにて所定の深度まで削孔した後、保護ケーシング管内に設置する(図2～6参照)。

陸側遮水壁造成には、冷凍機で冷却したブラインを、ポンプ圧送により、ブライン移送管(主管・ヘッダー管)を経由して、地中に配置した各凍結管の中を循環させることで凍結管周辺の地盤を凍結させる。循環後温められたブラインは、ブラインタンクに回収され、再度冷凍機で冷却することで連続的に陸側遮水壁の造成を行う。

冷凍機・ポンプ等の運転監視は監視制御装置で行い、電源は異なる2系統の所内高圧母線から受電できる。

機器類の運転状況については、免震重要棟集中監視室で遠隔監視する。

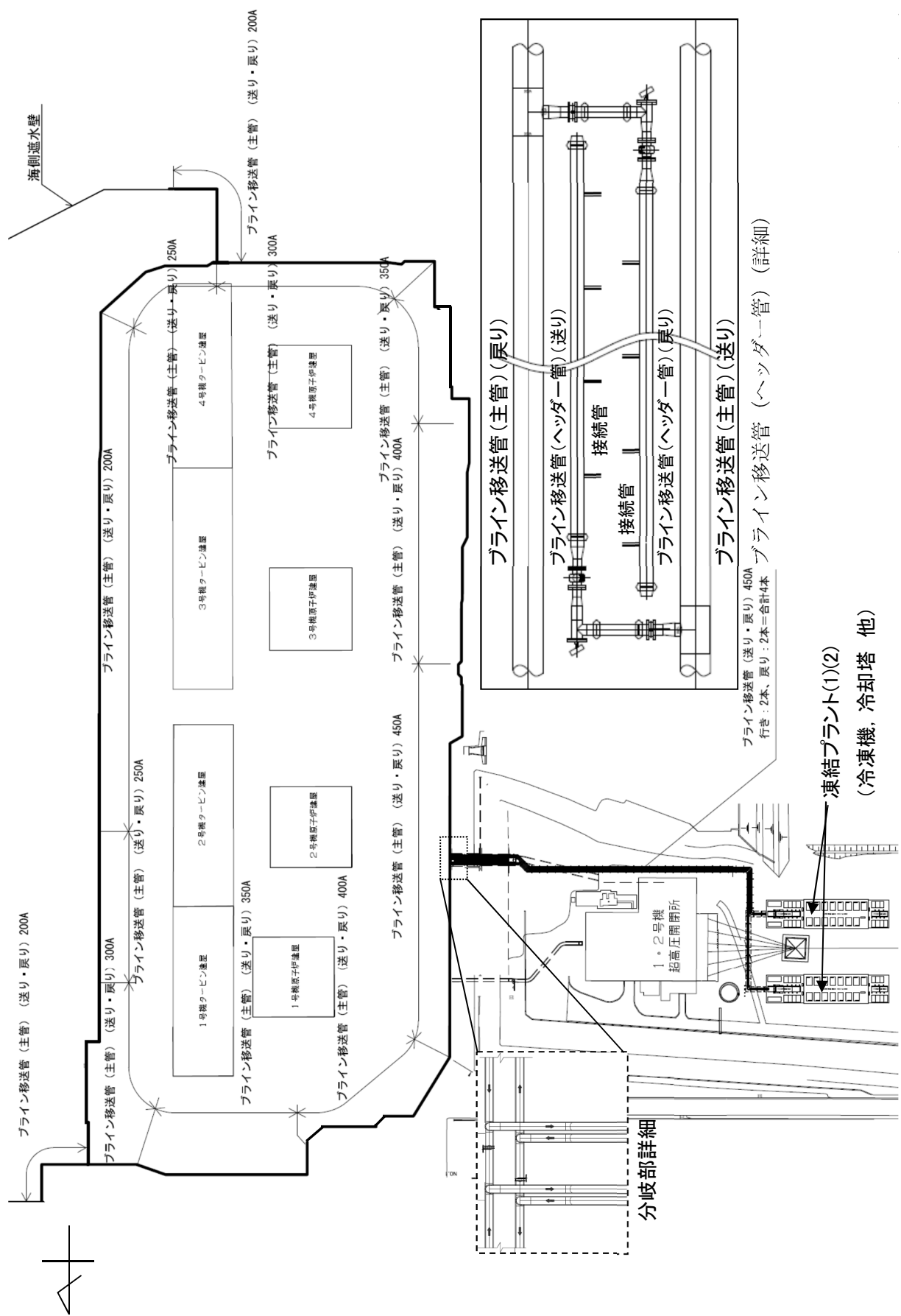


図2 陸側遮水壁を造成する機器配置 平面図

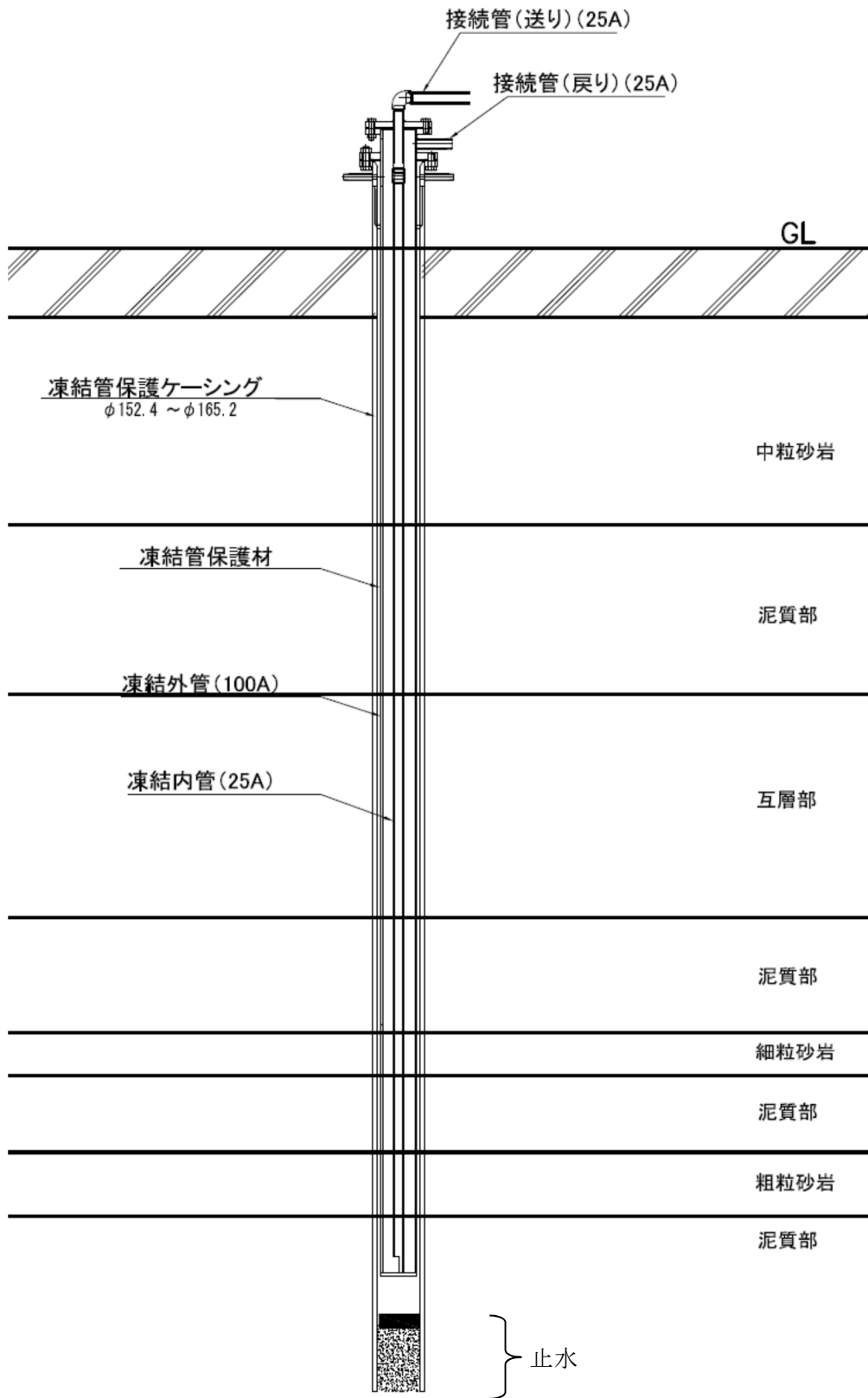


図3 凍結管基本構造図

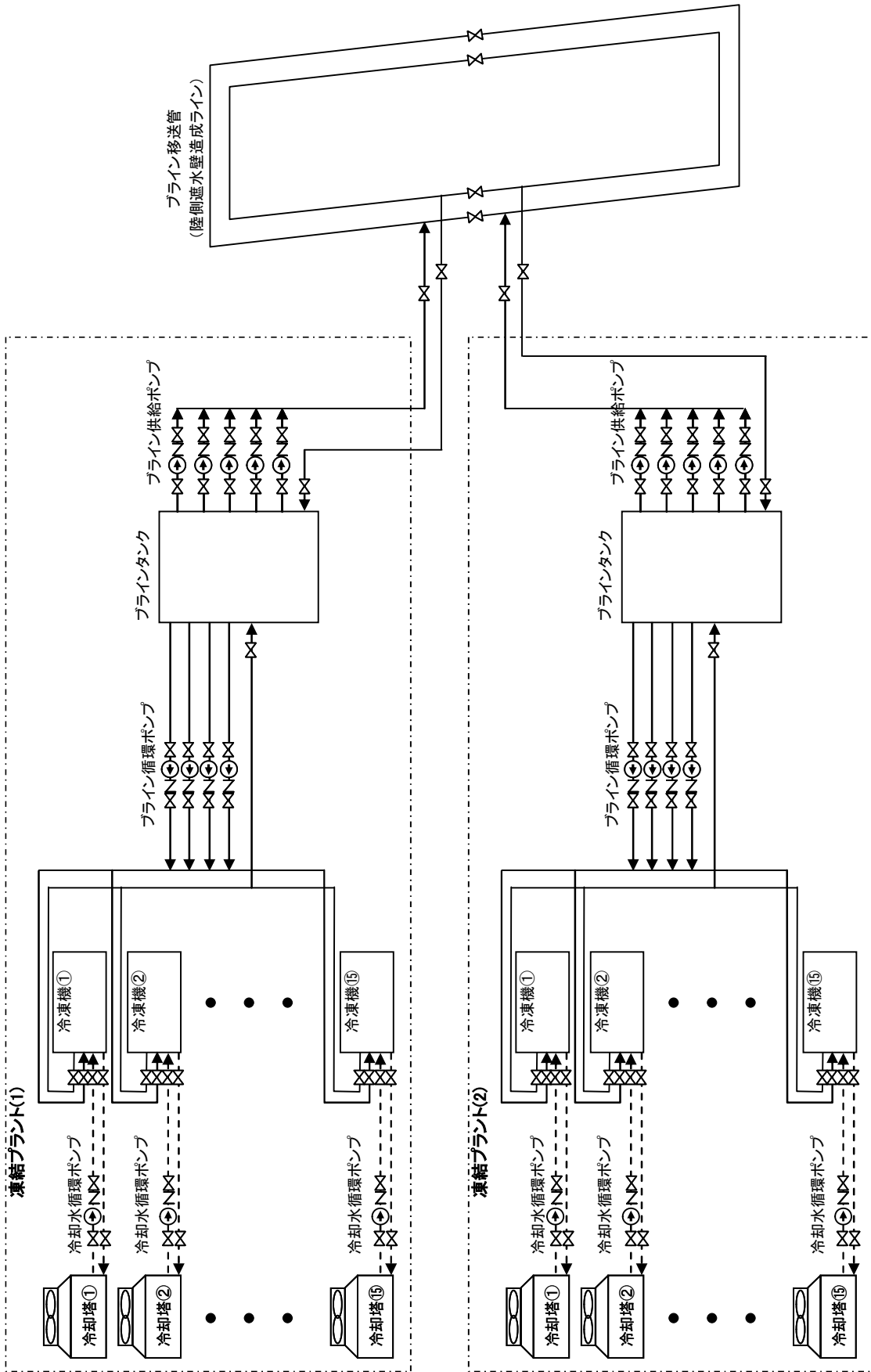
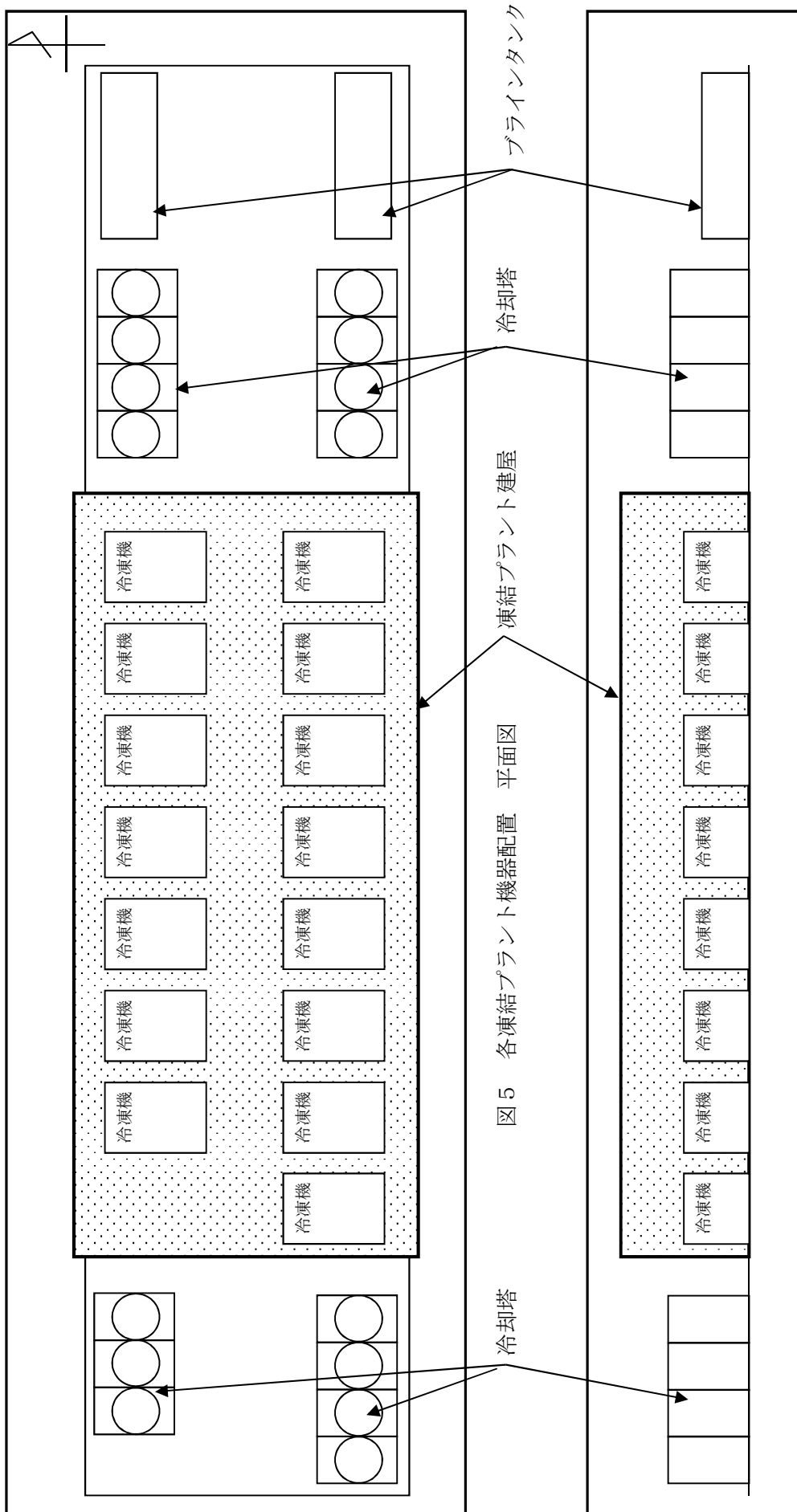


図 4 陸側遮水壁を造成する機器 系統図 (概略)



3 主要機器の基本仕様

(1) 冷凍機 (完成品)

形式	ユニット型 (高圧ガス保安法 冷凍保安規則による)
基数	30
使用冷媒	R404A
冷凍能力	261 kW (1基あたり)

(2) ブライン

種類	塩化カルシウム水溶液
----	------------

(3) 冷却塔 (完成品)

形式	密閉型
基数	30
冷却能力	2,721 kW (4連タイプ) 2,041 kW (3連タイプ)

(4) 冷却水循環ポンプ (完成品)

台数	30
容量	1,750 L/min (1台あたり)
揚程	27 m

(5) ブライン循環ポンプ (完成品)

台数	8
容量	3,400 L/min (1台あたり)
揚程	17 m

(6) ブライン供給ポンプ (完成品)

台数	10
容量	4,000 L/min (1台あたり)
揚程	40 m

(7) ブラインタンク (完成品)

基数	4
容量	40m ³ (1基あたり)
寸法	L 8.0×W 2.5×H 2.4 m (1基あたり)

4 陸側遮水壁による地下水の建屋流入抑制効果

1～4号機のタービン建屋等の周辺を高い遮水性が確保できる陸側遮水壁で囲むことにより、1～4号機のタービン建屋等への地下水の流入量が低減されるものと考える。

第11回汚染水処理対策委員会（平成25年12月10日）の報告より、4m盤対策（ガラス固化壁、ウェルポイント）だけの場合（ケース1）と比較して、陸側遮水壁を追加設置した場合（ケース6）では、1～4号機のタービン建屋等への地下水の流入量が320トン/日から30トン/日へと低減するというシミュレーション結果が得られている。

表1 各対策工実施後の建屋流入量・地下水汲上げ量の想定

ケース	対策工					建屋流入量（トン/日）			地下水汲上げ量（トン/日）		
	4m盤対策 (ガラス固化壁、ウェルポイント)	地下水パイプ	海側遮水壁 (地下水ドレン)	山/海側 サドレ	陸側遮水壁 (凍土壁)	合計	1～4号機 建屋	プロセス主 建屋、高温 焼却炉建屋	ウェルポイント+地 下水ドレ	地下水 パイプ	山/海側 サドレ
1	●					410	320	90	50	-	-
6	●				●	130	30	100	10	-	-

注) 汚染水処理対策委員会報告書（H25.12）より抜粋，一部，加筆

5 陸側遮水壁造成後の地下水位低下に伴う地盤沈下

陸側遮水壁造成後の1～4号機建屋周りの地下水位低下に伴う原子炉建屋・タービン建屋基礎地盤の不等沈下を評価した。保守的な条件から求まる基礎底面の傾斜は最大1/10,000程度となり、各種基準に示される基礎地盤の傾斜の目安値1/2,000～1/500以下であることから、建屋基礎の安定上問題ないものと評価した（別添-1参照）。

また、建屋基礎の沈下量をモニタリングして、建屋基礎が安定上問題ないことを確認していくこととする。

6 埋設物に対する施工時の考慮

陸側遮水壁と干渉する埋設物周辺の施工にあたっては、埋設物を図面・試掘・現地調査で確認し、構造形式、内容物、埋設物内部の状況を整理した上で、埋設物の幅・機能に応じて、適切な施工方法を選定する（別添-2, 3参照）。

なお、運用中の設備および運用中の設備を内包している構造物を横断して陸側遮水壁を施工する箇所（図7-1・7-2, 表2-1・2-2参照）については、図面・試掘・現地調査で確認し、構造物に損傷を与えないように適切に施工する。また、施工に先立ち、防護が完了していることを確認してから工事を実施する。

運用中の設備の損傷防止策として以下の対策を実施する。

- 図面等による位置の把握および現地確認
- 試掘（震災前の地盤面以深2mまで*）による敷設場所の確認
- 注意喚起の表示（図8参照）
- 配管移動・防護（表3-1・3-2, 図9-1～9-4参照）

※ 震災前の地盤面から深さ2mまで試掘することにより、東日本大震災以降に設置した電源ケーブル等の確認を行う。

万が一、運用中の設備および運用中の設備を内包している構造物が損傷した場合は、損傷箇所を速やかに復旧する（表4-1・4-2参照）。

また、貫通施工を行わない1～4号機海水配管トレンチの上部・側部に凍結管を設置（図10-1～10-6）する際は、凍結管の設置予定位置における探査ボーリングの結果に基づき、当該地点における同トレンチの位置・深度を把握し、施工計画を作成した上で施工する。施工計画の作成にあたっては以下について留意し、同トレンチの損傷を防止する。

- 海水配管トレンチ上部：
凍結管設置箇所にて探査ボーリングを全数実施し、最も浅い到達深度より1m上方を安全深度として削孔深度を決定する（図10-7）。削孔深度が安全深度以深とならないよう削孔ケーシング長・本数を管理する。
- 海水配管トレンチ側部：
凍結管設置箇所より同トレンチ側にて探査ボーリングを実施し、同トレンチに接触

することがない範囲を安全隔離として削孔位置を決定する（図10-8）。削孔位置は現地に削孔不可範囲を明示し、管理する。

なお、探査ボーリングにて同トレンチに接触する場合には、同トレンチから離れる方向で再度、探査ボーリングを行い、接触が回避できる位置を確認して削孔位置を決定する。ただし、同トレンチ側部の凍結管と近接する凍結管の隔離が確保できない場合は、削孔深度を上記「海水配管トレンチ上部」に従い決定し、施工する（図10-9）。

なお、1～4号機海水配管トレンチの下部を閉合しないことによる影響が生じる等で当該部を施工する場合には、必要に応じて変更申請を行う。

7 ボーリング削孔水管理

ボーリング削孔作業時には、ボーリング孔内部より削孔機先端へ泥水（以下、削孔水）を注水し、削孔箇所地上部においてボーリング孔壁に沿って地上に戻った削孔水（一部は地盤中に逸水）を回収する。回収された削孔水は削孔プラント※にて濁水処理し、水（構内の作業用水）を補給した上で、削孔水として再利用する（ボーリング孔内部より注水）。削孔水の役割、性状は以下の通りである。

※ 汲み上げた削孔水から切削した土を分離し、水（構内の作業用水）を補給した上で再度削孔箇所へ送水する設備

- ・役割：削孔機先端の切削土の排出，削孔機の回転不良防止，ボーリング孔壁の保護
- ・性状：ベントナイトおよび切削土混じりの泥水

なお、削孔水の放射性物質濃度は1～4号機サブドレンピットの放射性物質濃度（図11-1参照），1～4号機建屋周辺観測井の放射性物質濃度（図11-2参照）と同程度と想定される。

ボーリング削孔作業における削孔水については、削孔箇所地上部，削孔プラントそれぞれで以下の漏えい対策（図12-1・12-2参照）を実施することにより、閉じた系統で循環する。なお、地下水の放射性物質濃度が高い場所では、漏えい対策に万全を期す。

- ・削孔プラント：周囲に堰の設置，雨水浸入防止カバーの設置
万削孔プラントから堰内に削孔水が漏えいした場合は自動起動のポンプにより削孔プラントに移送する。
- ・削孔箇所地上部：地表部をシート等で囲み，削孔水を集水し，ポンプで削孔プラントへ移送する。

削孔区間は、山側についてはサブドレンおよび対象観測井，海側についてはそれらに加え必要に応じ陸側遮水壁ライン上で事前の地下水調査を行うことで，陸側遮水壁ライン近傍の放射性物質濃度分布を把握した上で，濃度が同様であると想定される区間ごとに定める（図11-1，2参照）。現状想定される各削孔区間の地下水の放射性物質濃度レベ

ルは表 6 に示す通りであり、今後、削孔作業完了後に削孔プラント内に残った使用済みの削孔水（以下、余剰水）の放射性物質濃度を確認した上で、表 5 に示すオーダー（桁数）単位の管理で、余剰水を削孔水として再利用できる削孔区間を選定する。

余剰水については、当該削孔区間よりも放射性物質濃度レベルが高い（表 5 において、Cs-134, Cs-137, 全β, H-3 全て該当するものとする）削孔区間の削孔水に再利用することは可能であるが、当該削孔区間よりも放射性物質濃度レベルが低い（表 5 において、Cs-134, Cs-137, 全β, H-3 の 1 つでも該当するものとする）削孔区間の削孔水に利用することはできない。

最終的に再利用できない余剰水は「福島第一原子力発電所 特定原子力施設に係わる実施計画」に記載の汚染水処理設備で処理する。

削孔プラント内に残った泥土（ベントナイトおよび切削土）については、飛散しない状態（トンパックに入れるなど）で管理して、一時保管エリアで保管する。また、泥土の発生量※は、「Ⅱ 2.10 放射性固体廃棄物等の管理施設」に示している瓦礫等の保管量に見込んである。

※ ボーリング削孔による泥土の発生量は、2,000m³程度と想定され、瓦礫等の一時保管エリアの保管容量（「Ⅱ 2.10 放射性固体廃棄物等の管理施設」を参照）に対して十分に少量（現在の貯蔵量の 1%程度）で、一時保管エリアの運用に支障を与えるものではない。

8 施工時の放射線被ばく管理

放射線業務従事者が立ち入る場所では、外部放射線に係わる線量率を把握し、放射線業務従事者等の立入頻度の管理、滞在時間等を考慮した遮へいの設置や除染等を実施することにより、作業時における放射線業務従事者が受ける線量が労働安全衛生法およびその関連法令に定められた線量限度（100mSv/5年および50mSv/年）を超えないようにする※¹。

※¹ 陸側遮水壁工事における年間被ばく線量は40mSvを限度とする。

陸側遮水壁施工時の作業空間における被ばく線量低減対策として空間線量率・現場状況に応じて、施工前に以下の対策を実施する（図 1 3 - 1 ~ 1 3 - 1 1 参照）。

- ・線源の除去（表土すき取り、清掃、高線量ガレキの撤去 等）
- ・線源からの遮蔽（L型擁壁・タングステンマット・コンクリートパネル・遮へいボックス※²・鉛板※²の設置、被覆実施 等）

※² 「福島第一原子力発電所における放射線管理に関する検討課題」（第 2 4 回特定原子力施設監視・評価検討会 資料 2）を踏まえて、更なる遮蔽対策として遮へいボックス・鉛板の設置に加え図 1 3 - 7, 1 3 - 8 の追加対策を実施した。また、海側の被ばく線量対策として図 1 3 - 9 の瓦礫撤去を実施した。

さらに、必要に応じて作業員の被ばくを低減させるため遮蔽ベストの着用を行う（図 1 4 参照）。

長期にわたる、かつ、高線量エリアにおける施工であるため、現場状況を踏まえ、今後継

続的に被ばく線量低減に向けた線源の把握と除去，線源からの遮蔽，区域管理作業等を行い，更なる被ばく線量低減に努める。

9 陸側遮水壁と他工事との調整状況

陸側遮水壁造成に関する工事期間において，他の安定化に向けた工事・作業との干渉について作業区域・道路占有・作業期間等について必要な調整を行った。今後も，工事・作業の進捗等に合わせて随時調整しながら，工事を進める（図15参照）。

10 施工時の熱中症対策

陸側遮水壁造成に関する工事は炎天下，高気温下での作業が多く発生すると想定されることから，特に熱中症について対策を実施する（表6参照）。

11 緊急時の避難

「Ⅱ 1 1.13 緊急時対策」に準じて適切に対応する。緊急時には緊急放送・ペーシング等により構内に周知されるが，本工事では施工エリアが複数にわたることから，これに加えて各施工エリアの責任者に携帯電話にて避難指示を行い，図16に示す避難経路により避難する。これらについては，新規入場者教育にて本工事の関係者（作業員含む）に周知される。なお，構内の車両通行規制（避難経路含む）の情報については，1回／週程度で行う連絡会議で作業員に周知する。

12 別添

別添ー1 陸側遮水壁造成後の基礎地盤沈下検討

別添ー2 山側ライン上の埋設物に対する施工時の考慮

別添ー3 海側ライン上の埋設物に対する施工時の考慮

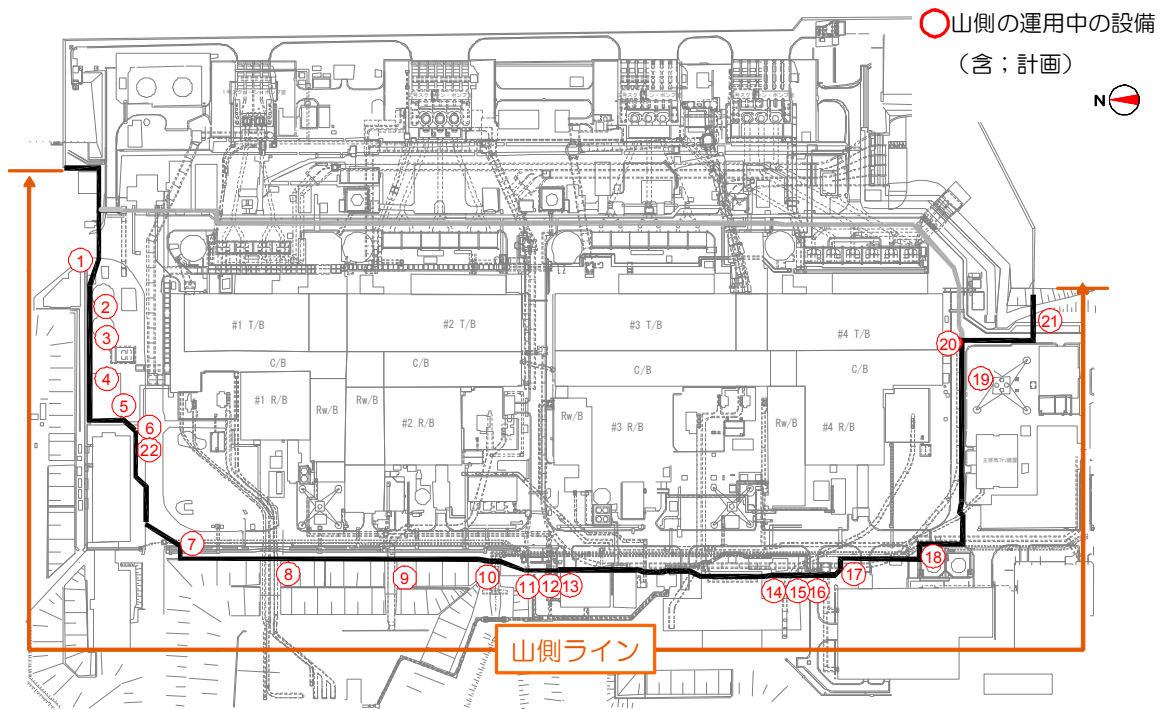


図 7 - 1 主な運用中の設備と陸側遮水壁の横断箇所（既認可）

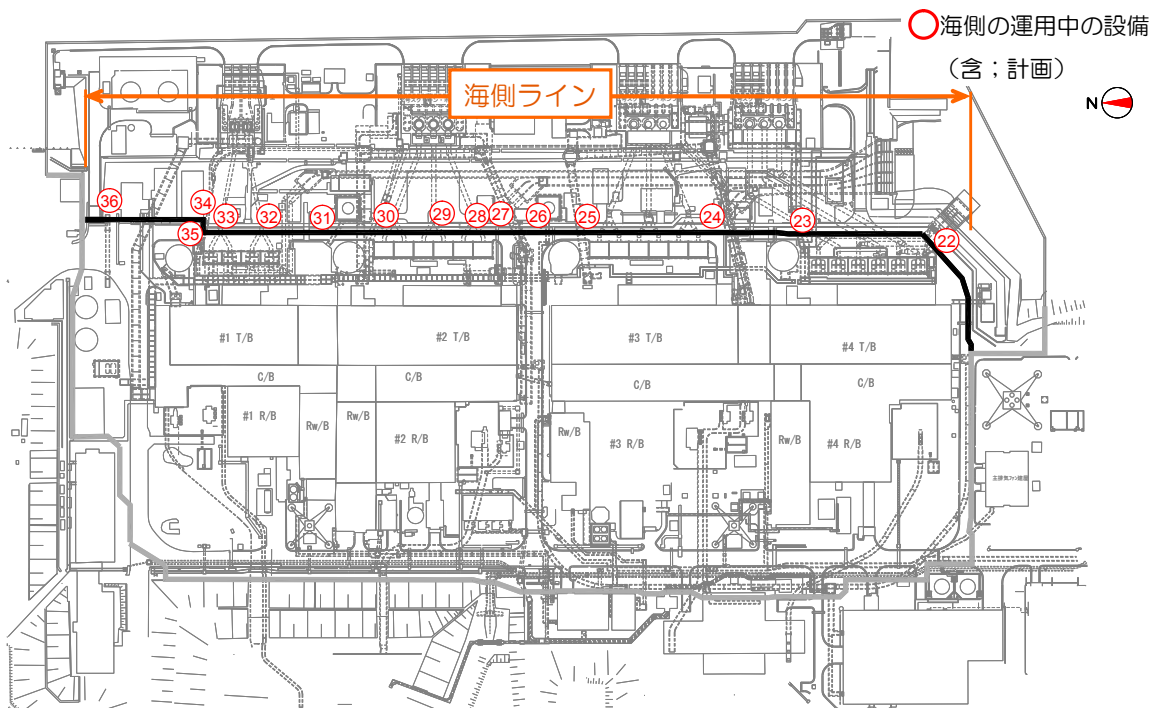


図 7 - 2 主な運用中の設備と陸側遮水壁の横断箇所（今回申請）

表 2-1 主な運用中の設備と陸側遮水壁の横断箇所（既認可）

位置番号 (図 7 平面図参照)	設備名称 注) () 内の数字は表 4 と対応	交差位置での状況	防護パターン (図 9 参照)
①	(1) 原子炉圧力容器・炉注水ライン※	地上	A
①	(2) 原子炉格納容器内窒素封入ライン	地上	A
①	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
①	(5) 電源ケーブル	地上	A
①	(6) 通信用光ケーブル	地上	A
①	(7) サブドレン他水処理施設ライン	地上	A
②	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
③	(5) 電源ケーブル	地上	A
④	(1) 原子炉圧力容器・炉注水ライン	地上	A
④	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
⑤	(7) サブドレン他水処理施設ライン	地上	A
⑥	(6) 通信用光ケーブル	地下	B
⑦	(2) 原子炉格納容器内窒素封入ライン	地上	A
⑦	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
⑦	(7) サブドレン他水処理施設ライン	地上	A
⑧	(6) 通信用光ケーブル	地上	A
⑨	(6) 通信用光ケーブル	地上	A
⑩	(7) サブドレン他水処理施設ライン	地上	A
⑪	(7) サブドレン他水処理施設ライン	地上	A
⑫	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
⑬	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
⑭	(7) サブドレン他水処理施設ライン	地上	A
⑮	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
⑯	(5) 電源ケーブル	地上	A
⑰	(5) 電源ケーブル	地上	A
⑰	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地上	A
⑱	(3) 使用済燃料プール冷却ライン	地下 (K排水路内部)	A
⑲	(6) 通信用光ケーブル	地下	B
⑳	(4) 滞留水移送ライン	地上	C
㉑	(5) 電源ケーブル	地上	A
㉒	(6) 通信用光ケーブル	地上	A
㉓	(5) 電源ケーブル	地下 (仮設ケーブルトンネル内部)	A

※：格納容器ホウ酸水注入ラインは，原子炉圧力容器・炉注水ラインと兼用

合計 32 設備

表 2-2 主な運用中の設備と陸側遮水壁の横断箇所（今回申請）

位置番号 (図7-2平面図参照)	設備名称 注) () 内の数字は表4-2と対応		交差位置での状況	防護パターン (図9参照)
㉒	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉓	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉔	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉕	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉖	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉗	(4)	滞溜水移送ライン	地上	D
㉘	(6)	通信用光ケーブル	地上	A
㉙	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉚	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉛	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉜	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉝	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉞	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㉟	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㊱	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㊲	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㊳	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㊴	(8)	雨水排水ライン	地下	B
㊵	(7)	サブドレン他水処理施設ライン	地上	A
㊶	(2)	原子炉格納容器内窒素封入ライン	地上	A
㊷	(5)	電源ケーブル	地上	A
㊸	(6)	通信用光ケーブル	地上	A
㊹	(7)	サブドレン他水処理施設ライン	地上	A

合計 19 設備

本対策については、今後の現場調査により変更の可能性があるとともに、新規設置設備が発生した際も、現場環境により同様の対策を実施する。



図8 運用中の設備の損傷防止策（注意喚起の表示（例））

表3-1 運用中の設備の防護パターン（既認可）

防護パターン	施工内容
A	地上部で陸側遮水壁ラインを横断・近接する運用中設備について、必要に応じて移動・結束などを行い整理し、単管・足場板等を用いて、作業区域との区画分けを行い防護する。
B	地下部で陸側遮水壁ラインを横断・近接する運用中設備について、試掘(G.L.-2m)により埋設位置を確認し、埋設後は地上部に注意喚起表示を行う。
C	陸側遮水壁ラインを横断・近接する滞留水移送ラインについては、地上で確認できるコンクリート製の堅固な防護が施されており、仮にコンクリート構造物に接触しても滞留水移送ラインを傷つけることはない。

表3-2 運用中の設備の防護パターン（今回申請）

防護パターン	施工内容
D	陸側遮水壁ラインを横断・近接する滞留水移送ラインについては、地上で確認できる鋼製の堅固な防護が施されており、仮に鋼製構造物に接触しても滞留水移送ラインを傷つけることはない。

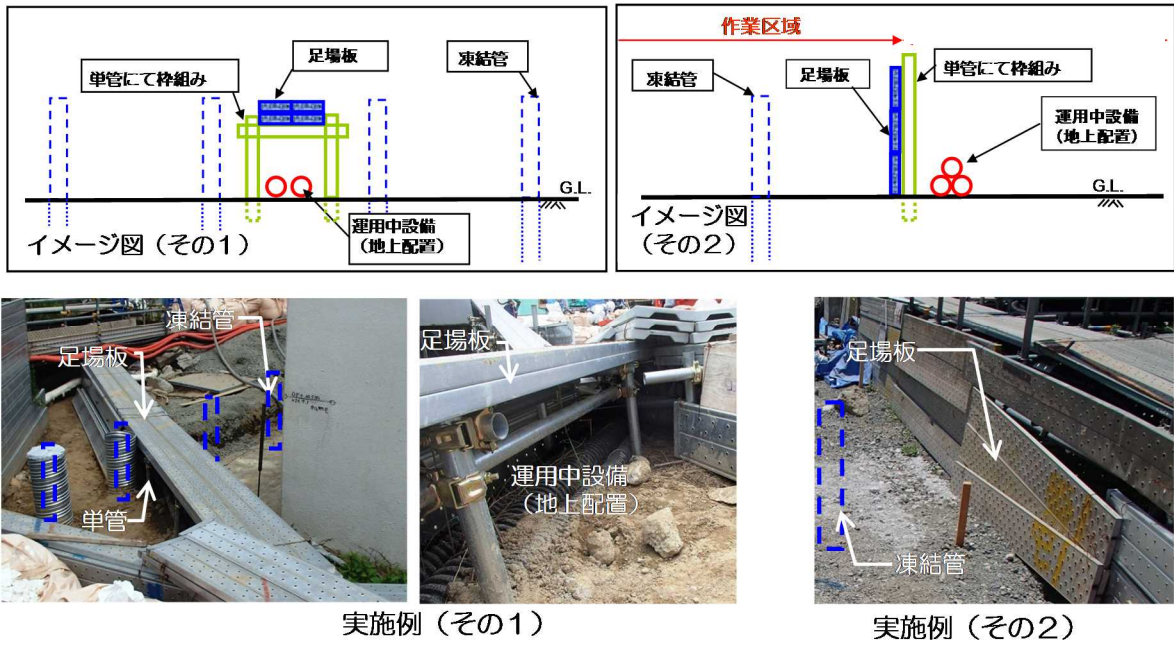


図 9-1 運用中の設備の防護パターンA (既認可)

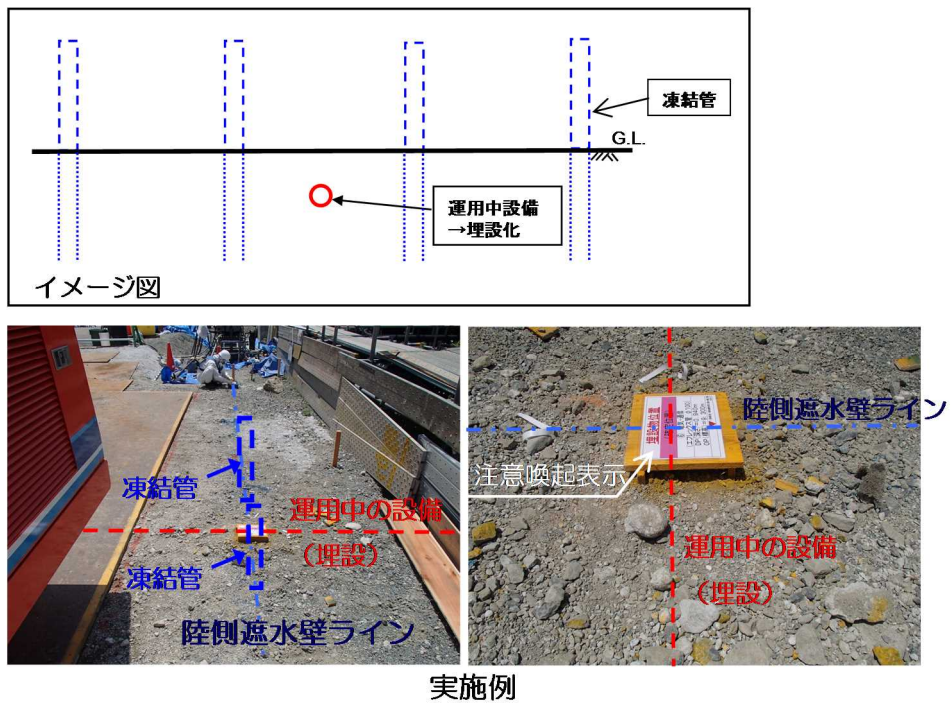
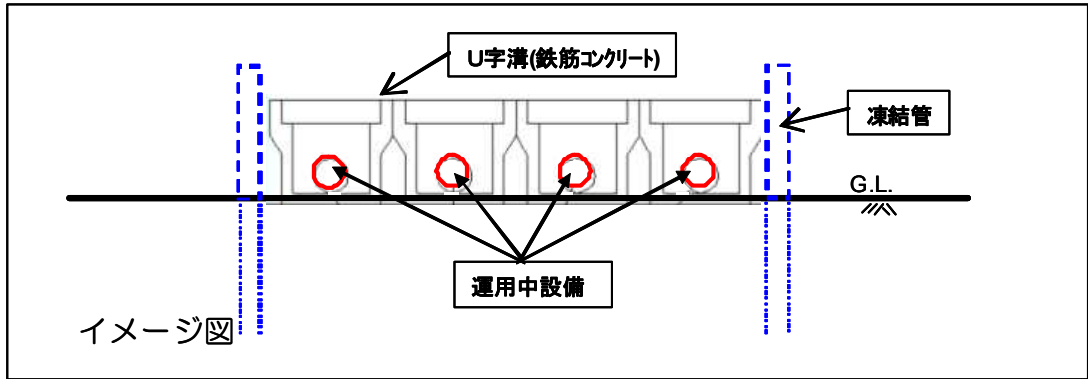
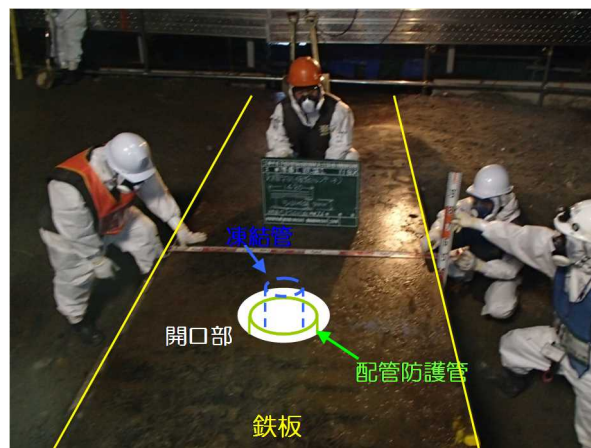
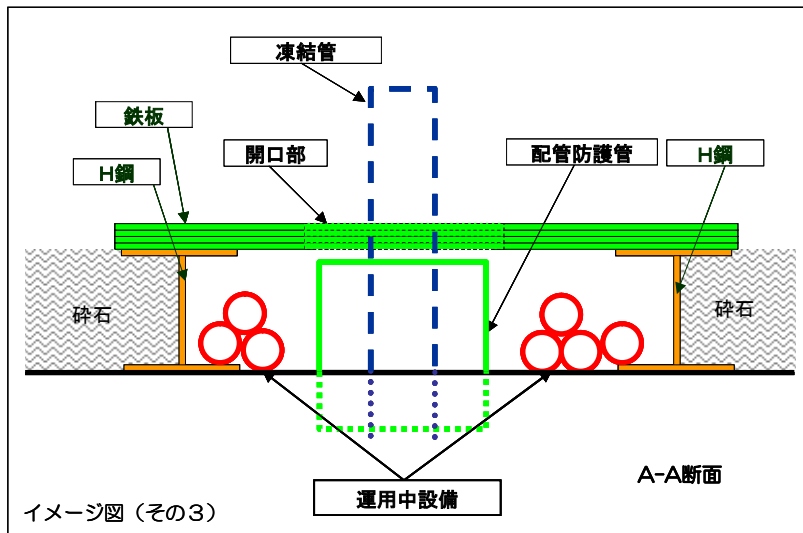
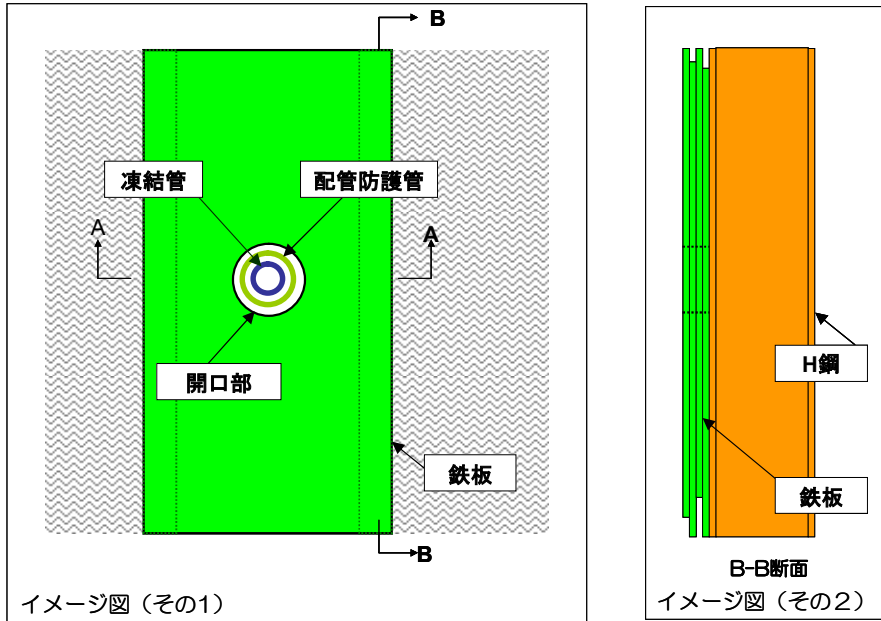


図 9-2 運用中の設備の防護パターンB (既認可)



実施例

図 9 - 3 運用中の設備の防護パターンC (既認可)



実施例

図9-4 運用中の設備の防護パターンD (今回申請)

表4-1 運用中の設備が損傷した場合の対応（既認可）

	設備名称	損傷した場合の対応
(1)	原子炉圧力容器・炉注水ライン (格納容器ホウ酸水注入ライン)	<ul style="list-style-type: none"> ・「Ⅱ 2 特定原子炉施設の構造及び設備, 工事の計画」に準じて適切に対応する。
(2)	原子炉格納容器内窒素封入ライン	
(3)	使用済燃料プール冷却ライン	
(4)	滞留水移送ライン	<ul style="list-style-type: none"> ・「Ⅱ 2 特定原子炉施設の構造及び設備, 工事の計画」に準じて適切に対応する。 ・陸側遮水壁ラインを横断・近接する滞留水移送ラインについては, 地上で確認できるコンクリート製の堅固な防護が施されており, 仮にコンクリート構造物に接触しても滞留水移送ラインを傷つけることはない。
(5)	電源ケーブル	<ul style="list-style-type: none"> ・速やかに損傷の影響を判断して, 代替手段を検討・実行するとともに, 損傷箇所を復旧する。
(6)	通信用光ケーブル	
(7)	サブドレン他水処理施設ライン	

表4-2 運用中の設備が損傷した場合の対応（今回申請）

	設備名称	損傷した場合の対応
(2)	原子炉格納容器内窒素封入ライン	<ul style="list-style-type: none"> ・「Ⅱ 2 特定原子炉施設の構造及び設備, 工事の計画」に準じて適切に対応する。
(4)	滞留水移送ライン	<ul style="list-style-type: none"> ・「Ⅱ 2 特定原子炉施設の構造及び設備, 工事の計画」に準じて適切に対応する。 ・陸側遮水壁ラインを横断・近接する滞留水移送ラインについては, 地上で確認できる鋼製の堅固な防護が施されており, 仮に鋼製構造物に接触しても滞留水移送ラインを傷つけることはない。
(5)	電源ケーブル	<ul style="list-style-type: none"> ・速やかに損傷の影響を判断して, 代替手段を検討・実行するとともに, 損傷箇所を復旧する。
(6)	通信用光ケーブル	
(7)	サブドレン他水処理施設ライン	
(8)	雨水排水ライン	<ul style="list-style-type: none"> ・陸側遮水壁ラインを横断・近接する雨水排水ラインについては, コンクリート製の堅固な防護が施されており, 仮にコンクリート構造物に接触しても雨水排水ラインを傷つけることはない。

本資料に記載の標高は、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

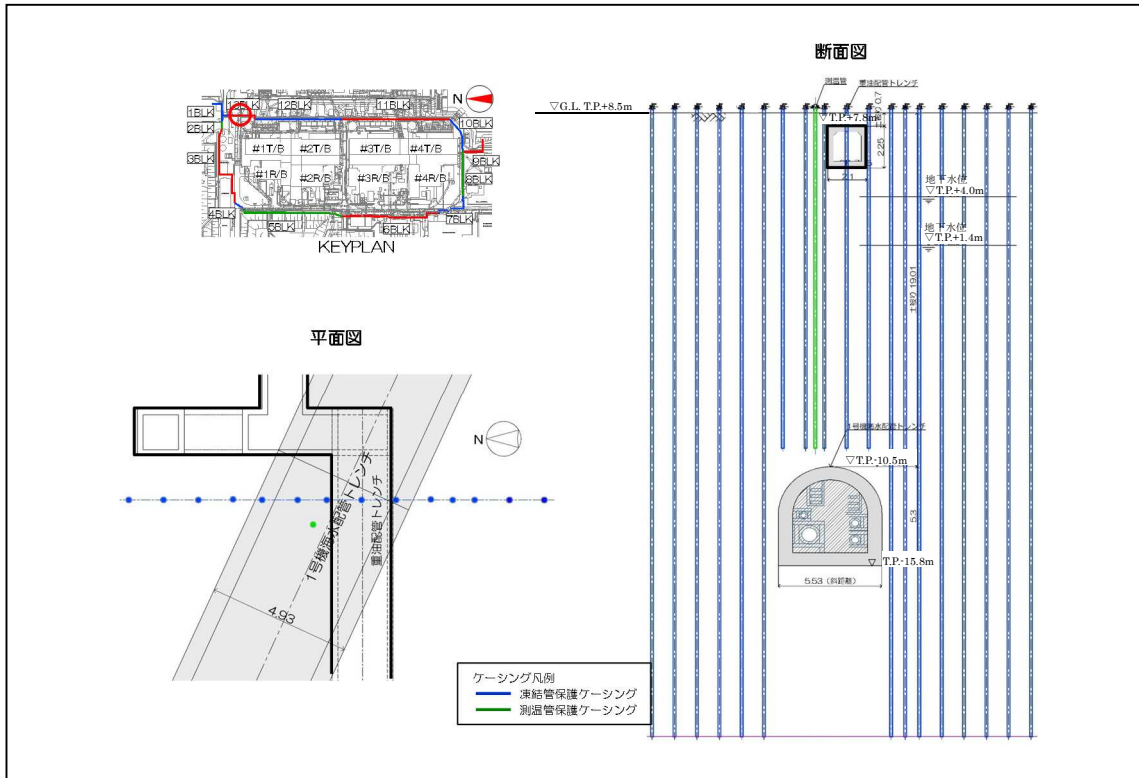


図 10-1 1号機海水配管トレンチ部 施工平面図・断面図

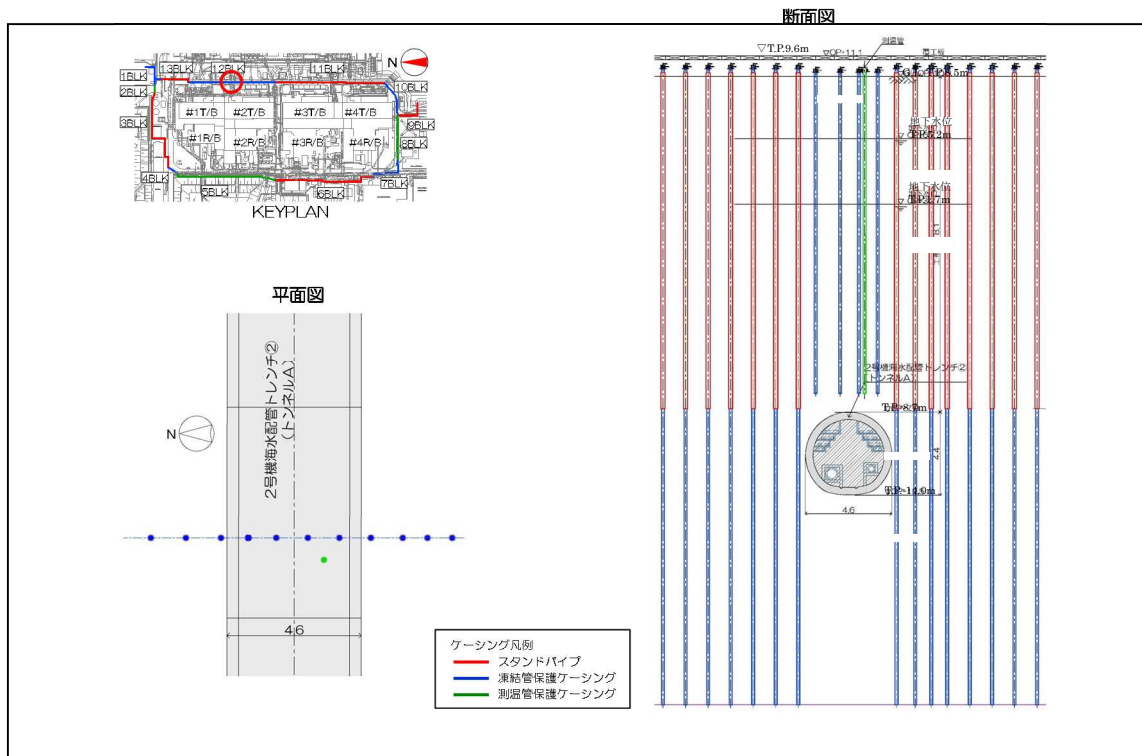


図 10-2 2号機海水配管トレンチトンネルA部 施工平面図・断面図

本資料に記載の標高は、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

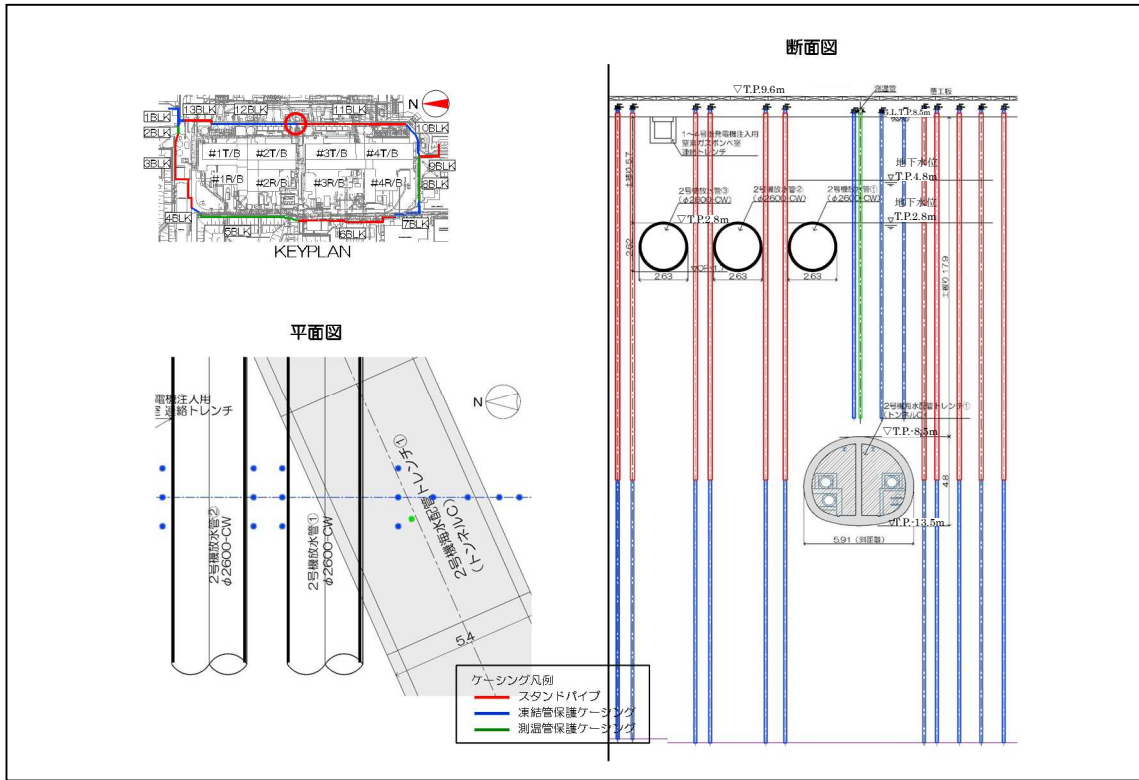


図 10-3 2号機海水配管トレンチトンネルC部 施工平面図・断面図

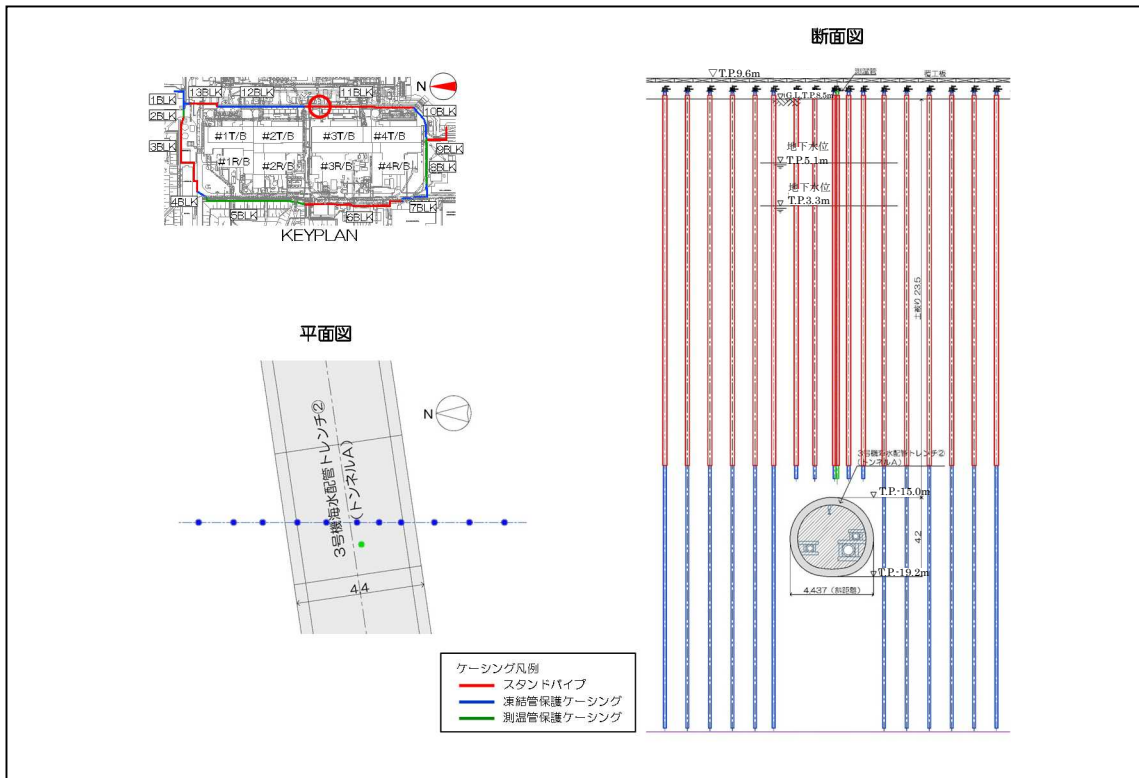


図 10-4 3号機海水配管トレンチトンネルA部 施工平面図・断面図

本資料に記載の標高は、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

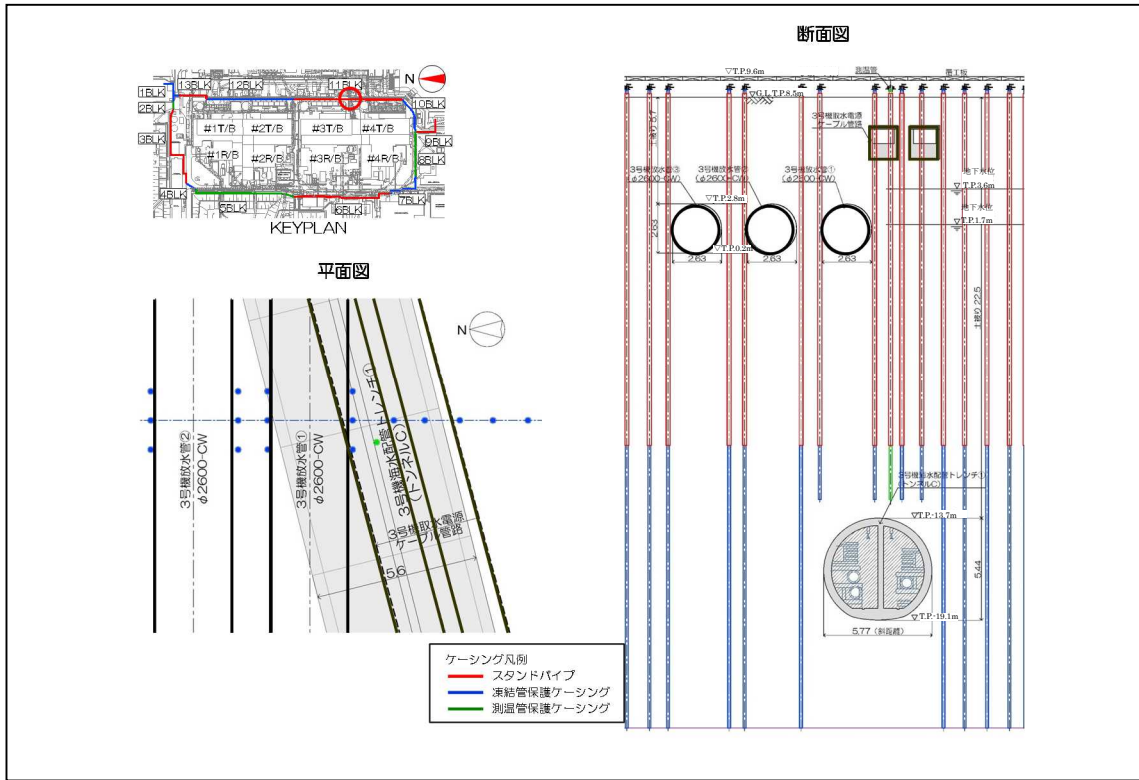


図 10-5 3号機海水配管トレンチトンネルC部 施工平面図・断面図

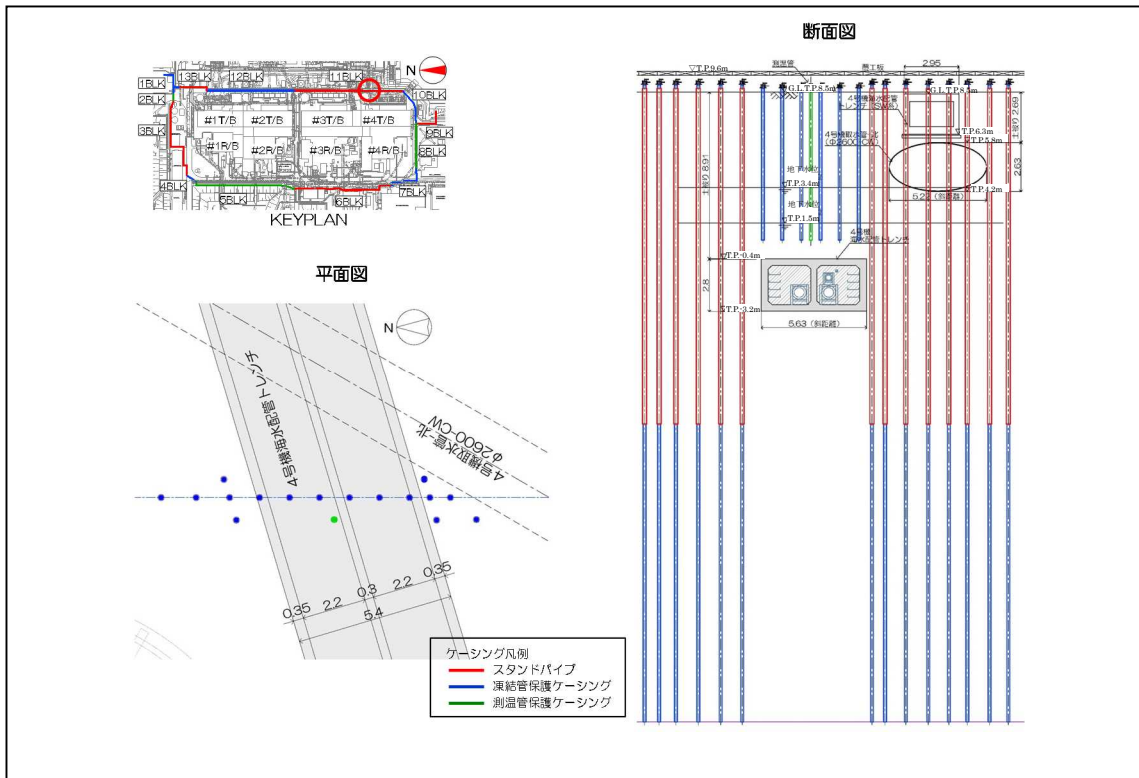


図 10-6 4号機海水配管トレンチ部 施工平面図・断面図

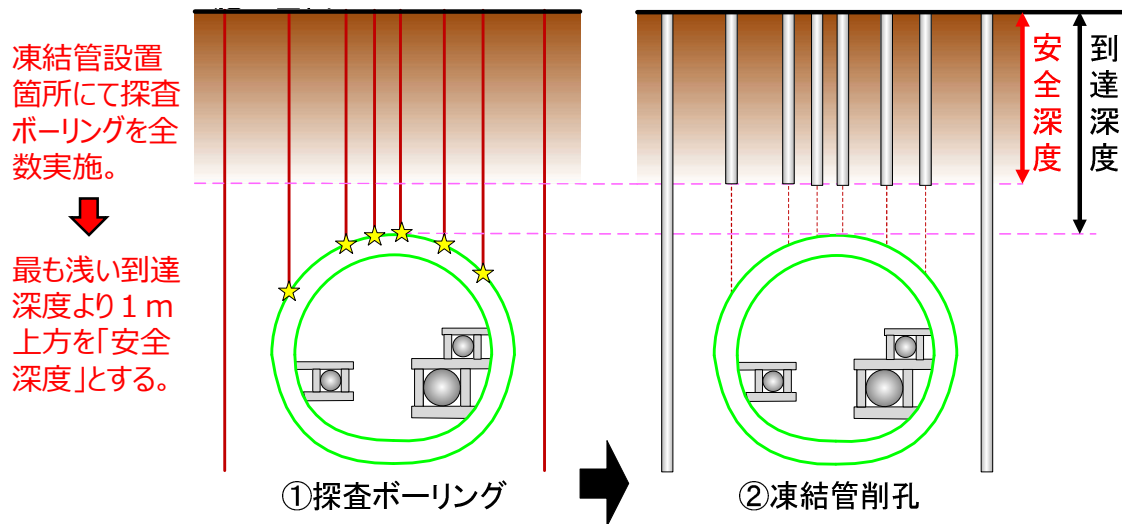


図10-7 海水配管トレンチ上部 削孔深度の決定方法

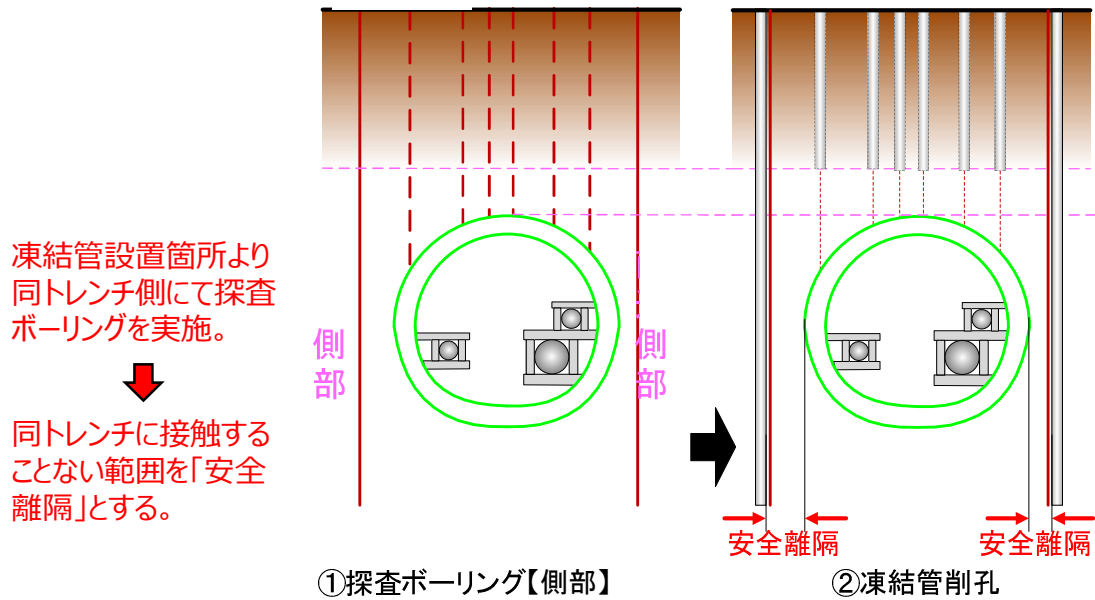


図10-8 海水配管トレンチ側部 削孔位置の決定方法

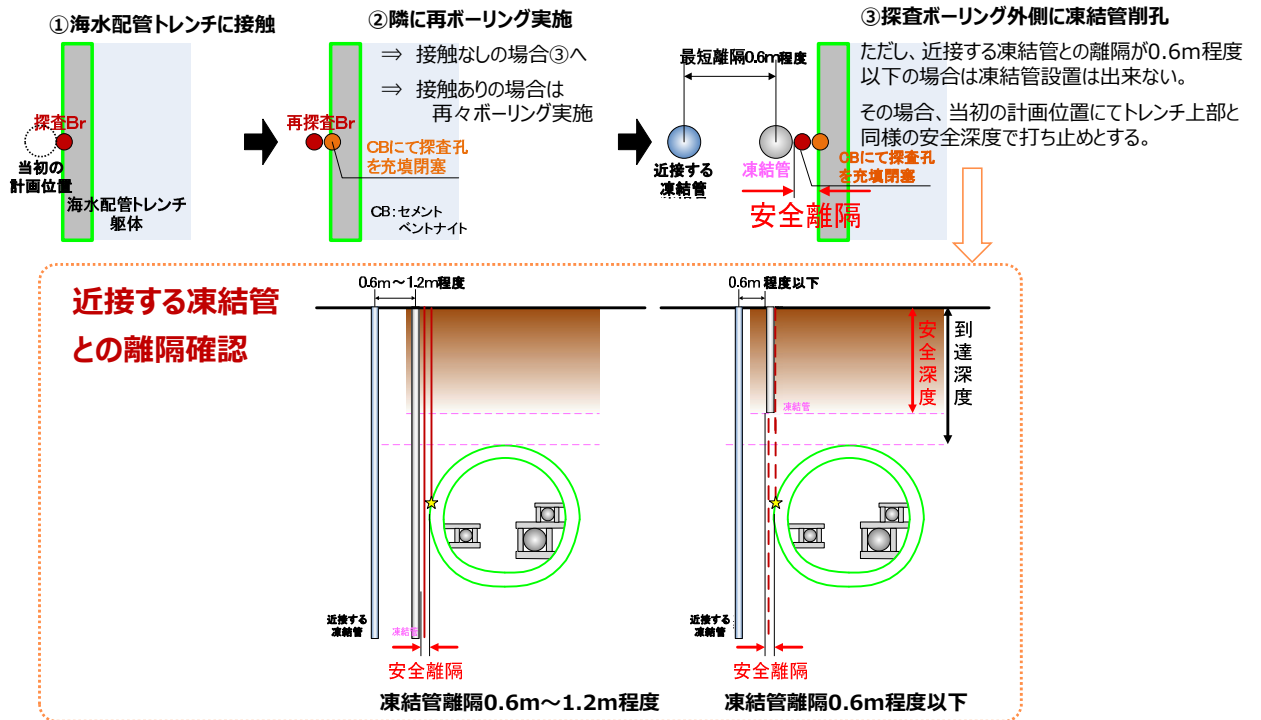
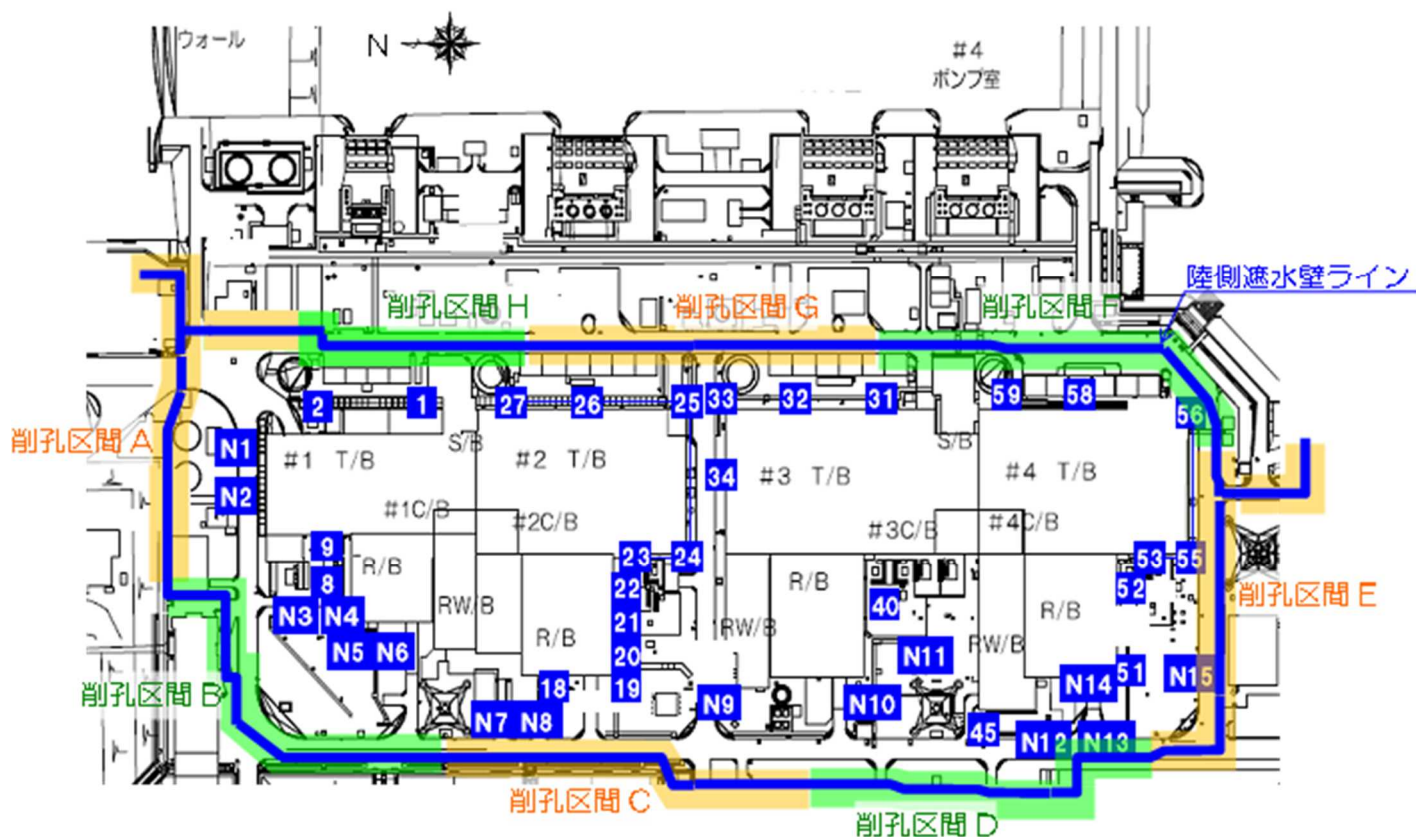


図 10-9 探査ボーリングにて海水配管トレンチに接触する場合の対応



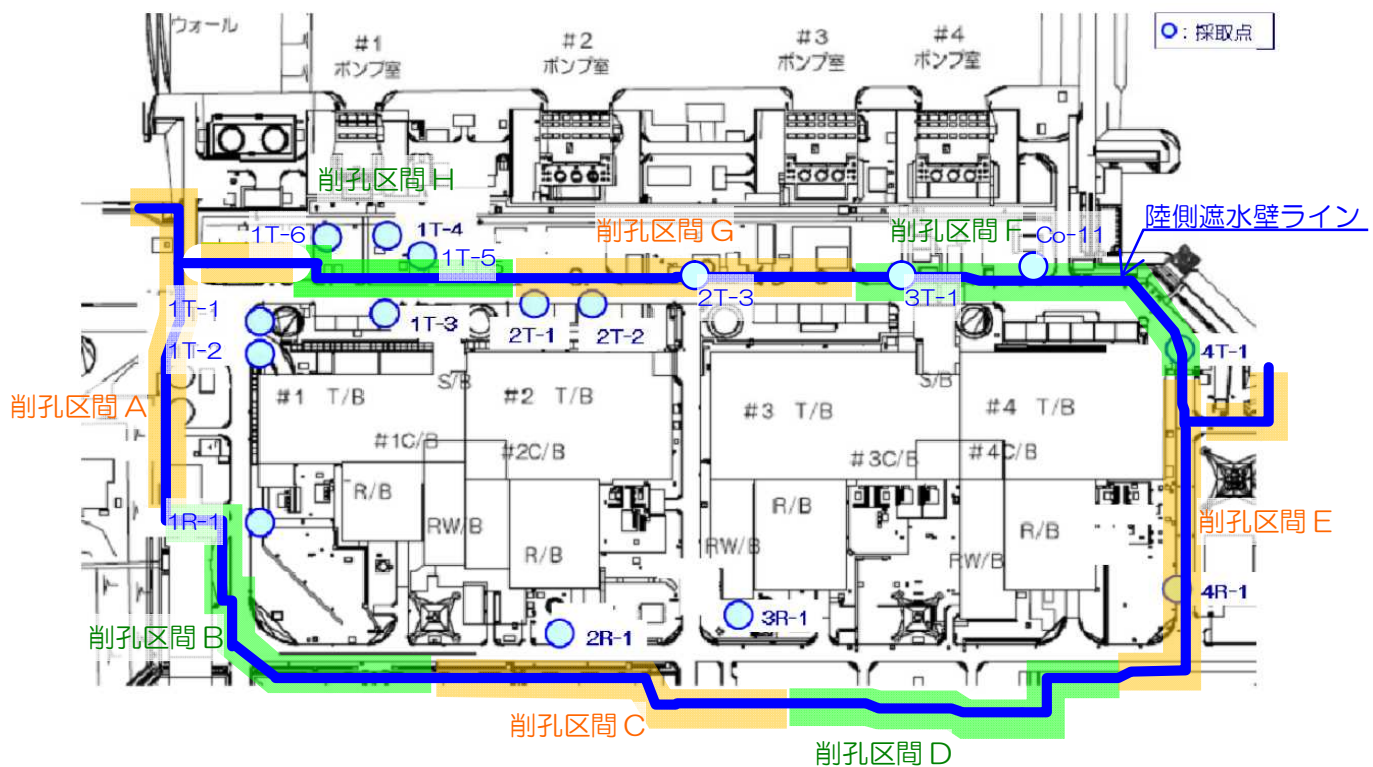
建屋	ピット	セシウム 134	セシウム 137	全β	トリチウム	採取日
1号機	1	21	76	81	45,000	H26 10/22
	2	ND(8.4)	6.9	ND(17)	640	H26 10/22
	8	59	240	320	2,100	H26 10/22
	9	42	160	240	1,400	H26 10/22
	18	3,800	14,000	17,000	1,100	H27 1/8
2号機	19	1,600	6,200	7,300	1,800	H27 1/8
	20	ND(13)	20	60	1,500	H27 1/8
	21	15	60	100	1,500	H26 10/22
	22	44	140	220	650	H26 10/22
	23	ND(8.4)	23	67	790	H26 10/22
	24	100	280	350	530	H26 10/22
	25	38	140	250	480	H26 10/22
	26	37	150	270	ND(120)	H26 10/22
3号機	27	50	140	220	ND(120)	H26 10/22
	31	200	590	1,000	300	H26 10/22
	32	ND(9.4)	5.9	ND(17)	ND(120)	H26 10/22
	33	13	43	65	390	H26 10/22
4号機	34	63	180	290	690	H26 10/22
	40	3,500	11,000	16,000	500	H26 10/22
	45	ND(12)	ND(19)	ND(16)	ND(110)	H26 10/17
	51	ND(12)	ND(20)	21	760	H26 10/17
	52	ND(9.4)	ND(6.8)	ND(17)	210	H26 10/22

建屋	ピット	セシウム 134	セシウム 137	全β	トリチウム	採取日	
サブドレン 既設ピット	4号機	53	ND(8.1)	ND(6.2)	ND(17)	ND(120)	H26 10/22
		55	ND(7.2)	ND(6.2)	ND(17)	170	H26 10/22
		56	ND(9.4)	ND(5.9)	ND(17)	290	H26 10/22
		58	ND(8.5)	37	30	140	H26 10/22
		59	ND(8.4)	12	ND(17)	130	H26 10/22
サブドレン 新設ピット	1号機	N1	ND(6.5)	ND(6.2)	ND(17)	ND(110)	H26 10/22
		N2	ND(6.7)	ND(5.9)	ND(17)	110	H26 10/22
		N3	ND(8.5)	ND(7.2)	ND(17)	260	H26 10/22
		N4	ND(7.6)	9.0	69	210	H26 10/22
		N5	ND(7.2)	ND(6.2)	ND(17)	240	H26 10/22
		N6	ND(7.3)	ND(6.8)	ND(17)	ND(110)	H26 10/22
	2号機	N7	ND(5.5)	ND(6.2)	ND(17)	150	H26 10/22
		N8	ND(11)	ND(17)	ND(16)	ND(100)	H27 1/8
	3号機	N9	ND(9.4)	ND(7.1)	ND(16)	490	H26 10/22
		N10	ND(11)	ND(17)	20	ND(110)	H26 10/17
		N11	ND(11)	ND(16)	16	120	H26 10/17
	4号機	N12	ND(12)	ND(19)	ND(16)	150	H26 10/17
		N13	ND(11)	ND(17)	ND(16)	410	H26 10/17
		N14	ND(13)	ND(19)	ND(16)	12,000	H26 10/17
		N15	ND(7.6)	ND(8.0)	ND(17)	ND(110)	H26 10/22

単位：ベクレル/リットル

注) 「ND」は検出限界値未満を表し、()内に検出限界値を示す。

図 1 1 - 1 1～4号機サブドレンピットの放射性物質濃度



単位: Bq/L

	観測井															
	建屋海側						建屋山側									
	1号機		2号機		3号機		4号機		1号機		2号機		3号機		4号機	
	1T-1	1T-2	1T-3	1T-4	1T-5	1T-6	2T-1	2T-2	2T-3	3T-1	4T-1	Co-11	1R-1	2R-1	3R-1	4R-1
採取日	平成23年9月5日	平成23年9月19日	平成23年9月5日	平成23年10月11日	平成23年10月11日	平成23年12月2日	平成23年9月11日	平成23年9月11日	平成23年7月1日	平成23年7月1日	平成23年9月9日	平成23年10月21日	平成23年9月5日	平成23年9月3日	平成23年9月23日	平成23年9月18日
Cs-134 (約2年)	ND(0.37)	ND(0.38)	ND(0.54)	ND(0.67)	ND(0.73)	ND(0.82)	ND(0.36)	ND(0.47)	ND(0.35)	1.5	ND(0.38)	ND(0.29)	0.64	ND(0.55)	ND(0.43)	ND(0.46)
Cs-137 (約30年)	ND(0.47)	ND(0.45)	ND(0.52)	ND(0.74)	0.98	ND(0.84)	0.66	ND(0.60)	ND(0.43)	3.3	ND(0.44)	0.41	1.3	0.97	ND(0.58)	ND(0.59)
全β	ND(21)	ND(18)	ND(21)	8,500	5,000	13,000	ND(24)	830	550	42	ND(17)	ND(15)	ND(21)	36	ND(17)	ND(18)
H-3 (約12年)	200	200	80,000	12,000	2,500	3,300	20,000	770	740	1,700	1,800	ND(112)	150	31	1,100	ND(7)
Sr-90 (約29年)	0.90	1.3	1.1	—	—	8,700	0.36	740	—	—	ND(0.28)	—	0.46	2.4	ND(0.26)	ND(0.28)

注1) NDは検出限界値未満を表し、()内に検出限界値を示す。

注2) 測定対象外の項目は「—」と記す。

図 1 1 - 2 1 ~ 4 号機建屋周辺観測井の放射性物質濃度

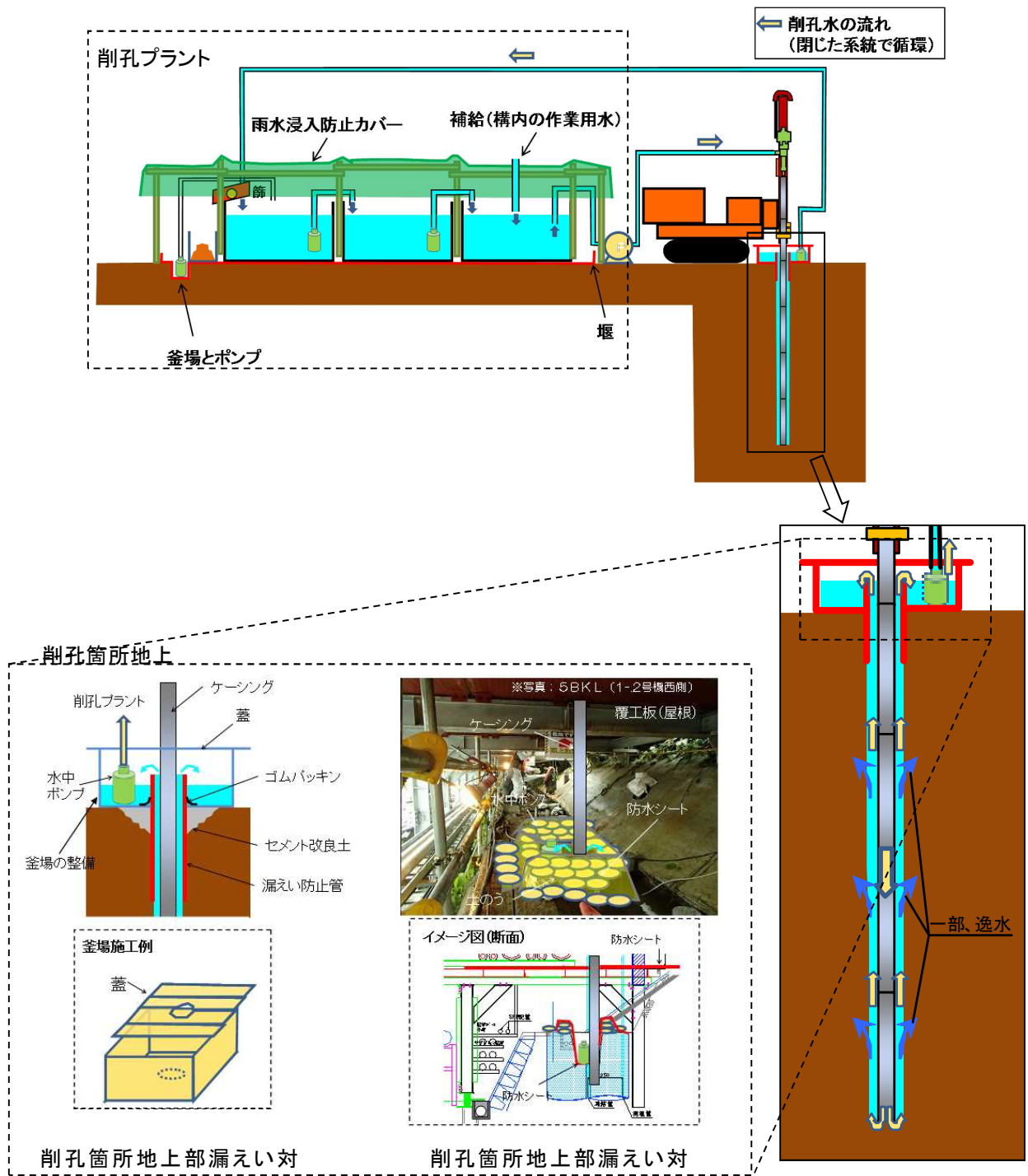


図 1 2 - 1 削孔水の漏えい対策イメージ (既認可)

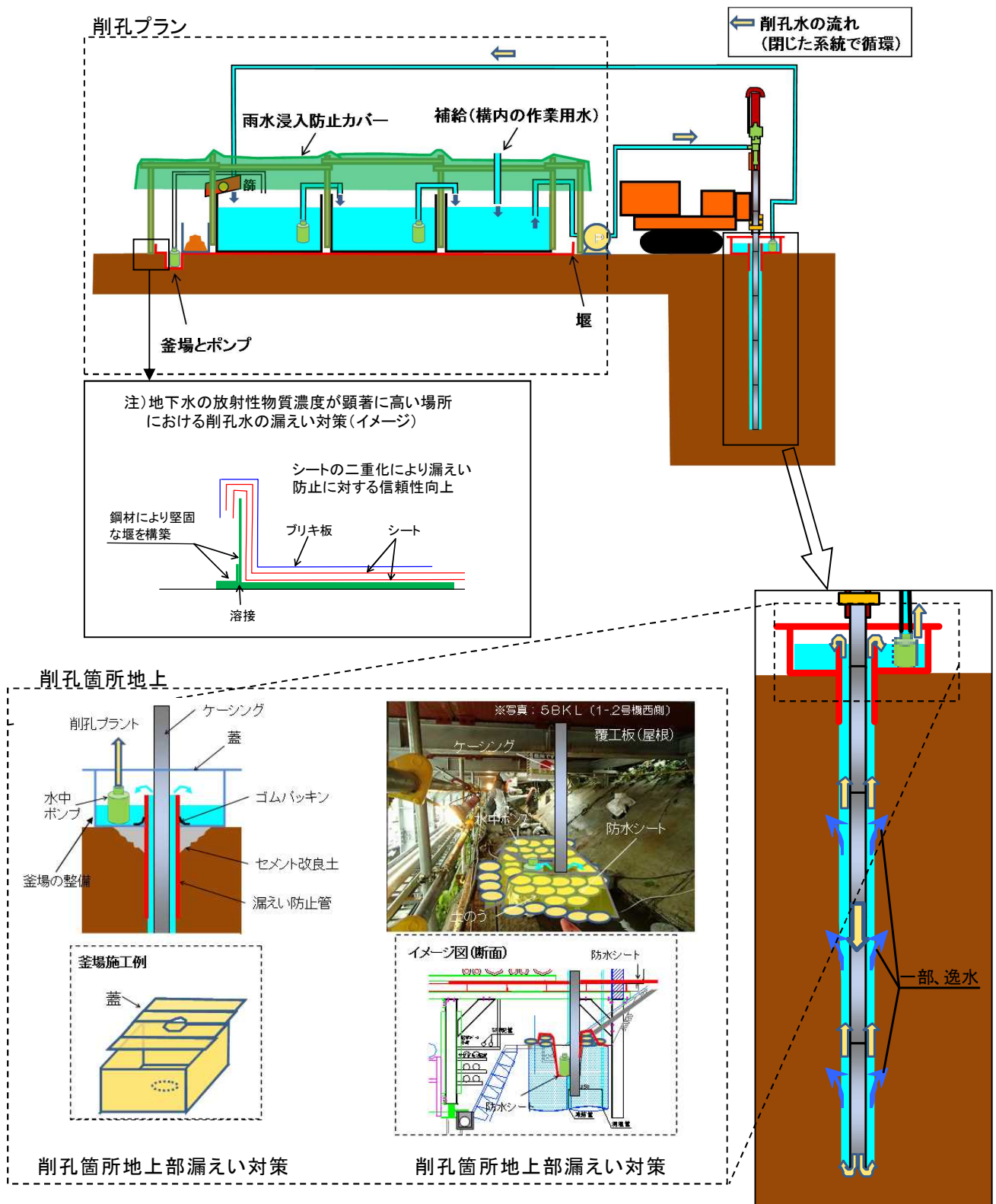


図12-2 削孔水の漏えい対策イメージ (今回申請)

表5 各削孔区間の放射性物質濃度レベル

単位：Bq/L（桁数オーダー表示）

削孔区間	対象サブドレンピット※ 対象観測井※	Cs-134	Cs-137	全β	H-3
A	N1, N2 1T-1	ND	ND	ND	ND~10 ²
B	N3, N4, N5, N6 1R-1	ND	ND~10 ⁰	ND~10 ¹	ND~10 ²
C	N7, N8, N9 2R-1, 3R-1	ND	ND	ND~10 ¹	ND~10 ³
D	45, N10, N11, N12, N13	ND	ND	ND~10 ¹	ND~10 ²
E	55, N15 4R-1	ND	ND	ND~10 ¹	ND~10 ²
F	31, 56, 58, 59 3T-1, 4T-1, Co-11	ND~10 ²	ND~10 ²	ND~10 ³	ND~10 ³
G	25, 26, 32, 33 2T-1, 2T-2, 2T-3	ND~10 ¹	ND~10 ²	ND~10 ²	ND~10 ⁴
H	2, 27 1T-3, 1T-4, 1T-5, 1T-6	ND~10 ¹	ND~10 ²	ND~10 ⁴	ND~10 ⁴

※ 陸側遮水壁ラインに近いサブドレンピット・観測井として選択

注1) 各削孔区間の放射性物質濃度の最大値に着目し、相対的に低いレベルから網掛なし・緑・黄・橙・赤で表示

注2) 海側の削孔区間については、陸側遮水壁ライン近傍のデータを充実することを目的とした事前の地下水質調査（Co-11）を実施し、同結果により放射性物質濃度レベルを確認した。

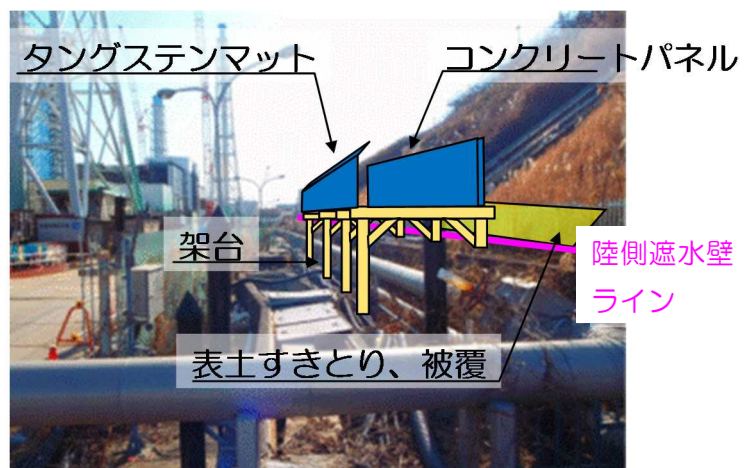
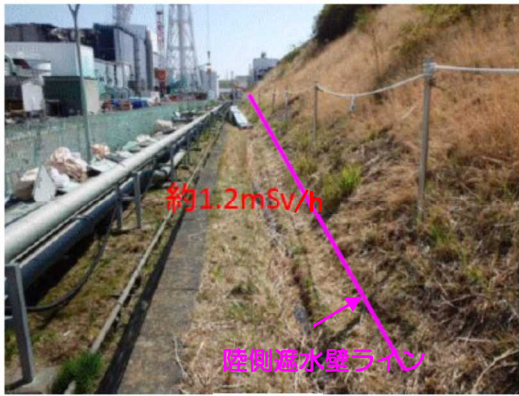


図 1 3 - 1 被ばく線量低減対策実施例 1 (既認可)

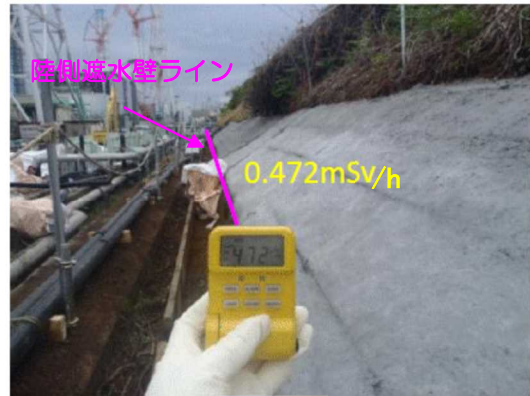


1・2号原子炉建屋西側斜面において、飛散ガレキの除去を実施した。

図 1 3 - 2 被ばく線量低減対策実施例 2 (既認可)



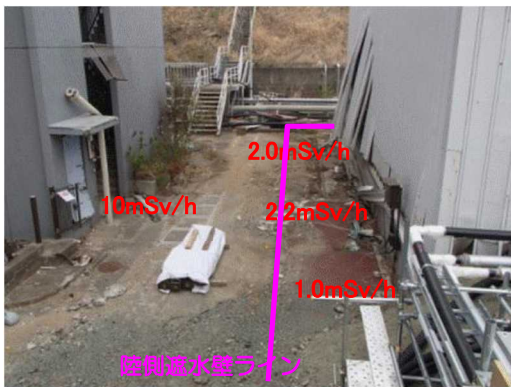
対策前



対策後

1号機原子炉建屋山側で、被ばく線量低減対策（側溝清掃，表土すきとり，被覆）を実施し，簡易放射線測定器*で測定した結果，空間線量率は半分以下に低減した。
 ※「特定原子力施設に係わる実施計画 Ⅲ特定原子炉施設の保安 第61条」に記載された放射線測定器以外の放射線測定器を使用

図13-3 被ばく線量低減対策実施例3（既認可）



対策前



対策後

1号機原子炉建屋北側 旧事務本館前で、被ばく線量低減対策（表土除去，砂利敷き，擁壁設置）を実施し，簡易放射線測定器*で測定した結果，空間線量率は大幅に低減した。
 ※「特定原子力施設に係わる実施計画 Ⅲ特定原子炉施設の保安 第61条」に記載された放射線測定器以外の放射線測定器を使用

図13-4 被ばく線量低減対策実施例4（既認可）



作業待ち時間中の被ばく低減のため、一時退避できる遮へいボックスを設置。

図 1 3 - 5 被ばく線量低減対策実施例 5 (既認可)



対策前



対策後

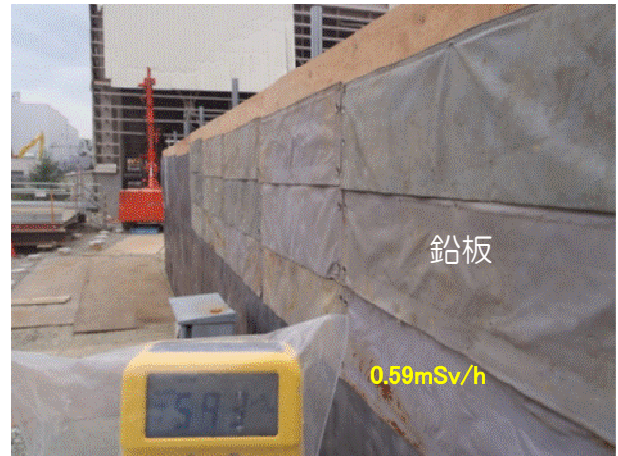
2号機原子炉建屋山側で、被ばく線量低減対策（鉛板設置）を実施し、簡易放射線測定器*で測定した結果、空間線量率は半分以下に低減した。

※「特定原子力施設に係る実施計画 Ⅲ特定原子炉施設の保安 第61条」に記載された放射線測定器以外の放射線測定器を使用

図 1 3 - 6 被ばく線量低減対策実施例 6 (既認可)



対策前



対策後

3号機原子炉建屋山側で、被ばく線量低減対策（鉛板設置）を実施し、簡易放射線測定器*で測定した結果、空間線量率は半分程度に低減した。
 ※「特定原子力施設に係わる実施計画 Ⅲ特定原子炉施設の保安 第61条」に記載された放射線測定器以外の放射線測定器を使用

図13-7 被ばく線量低減対策実施例7（今回申請）



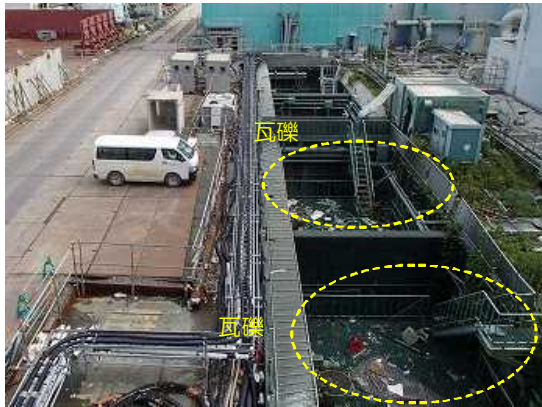
対策前



対策後

3号機原子炉建屋山側で、被ばく線量低減対策（擁壁設置）を実施し、簡易放射線測定器*で測定した結果、空間線量率は大幅に低減した。
 ※「特定原子力施設に係わる実施計画 Ⅲ特定原子炉施設の保安 第61条」に記載された放射線測定器以外の放射線測定器を使用

図13-8 被ばく線量低減対策実施例8（今回申請）



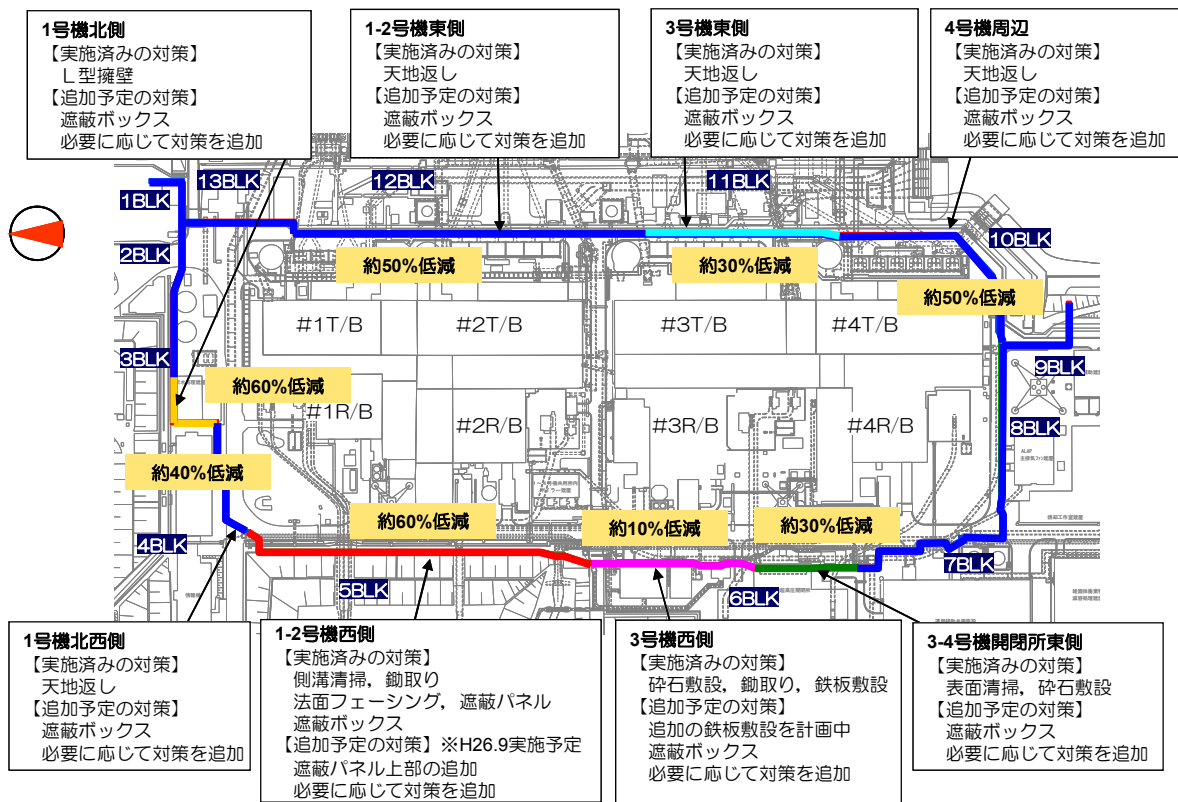
対策前



対策後

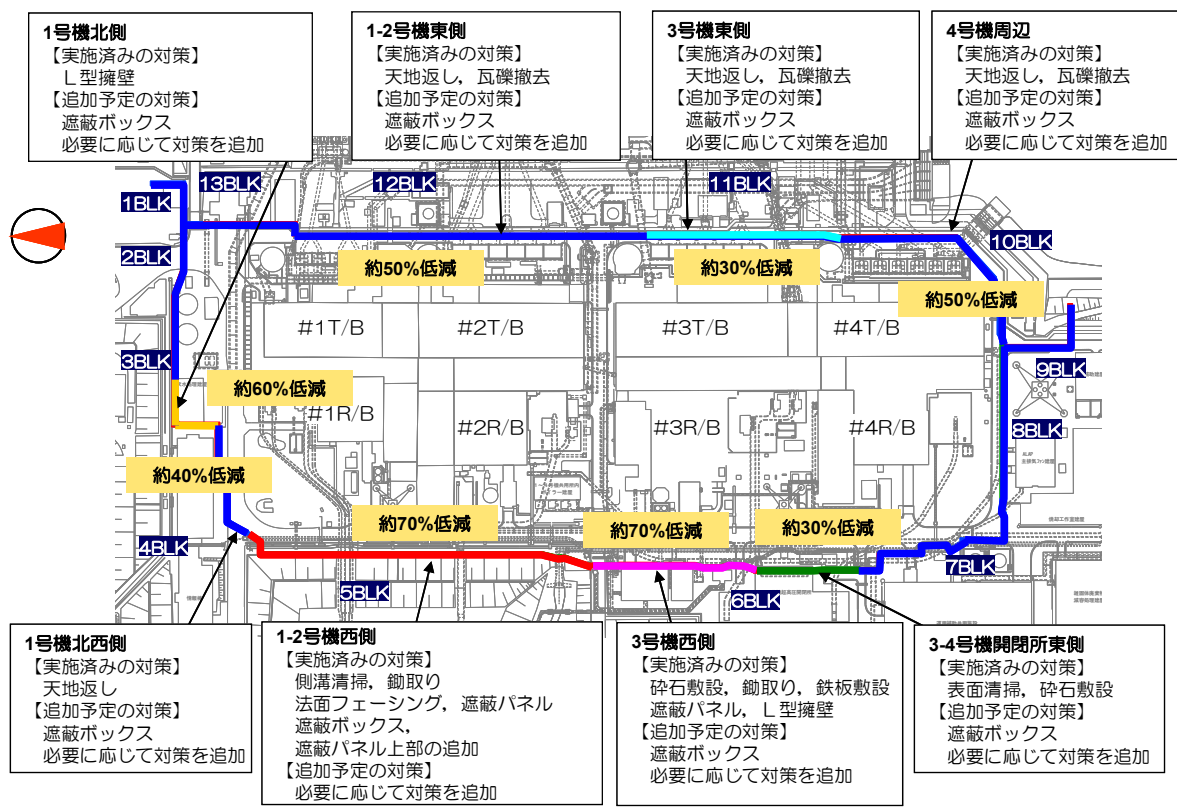
タービン建屋海側で、被ばく線量低減対策（瓦礫撤去）を実施した。
（写真は1号機タービン建屋海側）

図13-9 被ばく線量低減対策実施例9（今回申請）



- 注1) ■内は、作業エリア付近における代表測点の空間線量率の平均値を用いて、対策前に対する対策後の空間線量率の低減量を示している。
- 注2) 3号機西側の低減量は、対策工の施工途中における測定結果を用いているため、再度、測定を予定している。

図 1 3 - 1 0 被ばく線量低減対策の実施状況 (既認可)



注) ■内は、作業エリア付近における代表測点の空間線量率の平均値を用いて、対策前に対する対策後の空間線量率の低減量を示している。

図 1 3 - 1 1 被ばく線量低減対策の実施状況 (今回申請)



図 1 4 遮蔽ベスト着用例

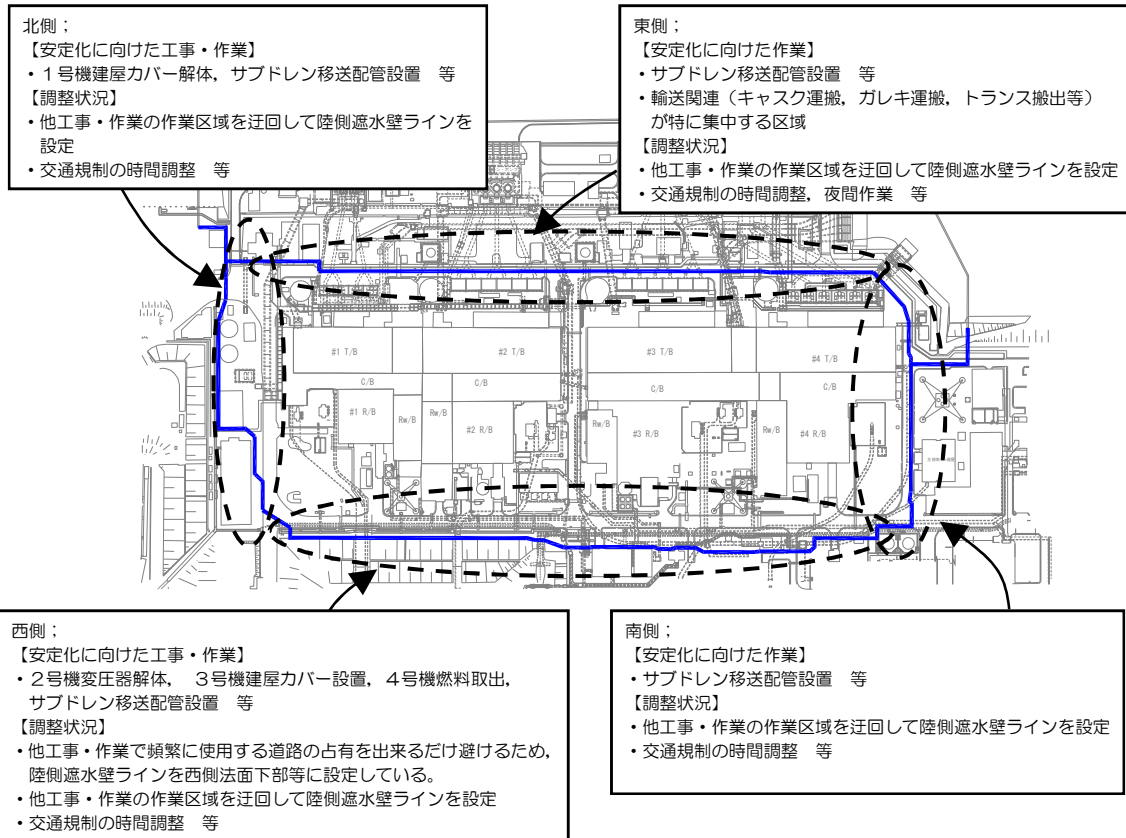


図 1 5 陸側遮水壁と他の廃炉に向けた工事・作業との調整状況

表 6 施工時の熱中症対策

体調管理のチェック	作業開始前にチェックリストを用いて体調確認。
水分・塩分の摂取	作業前後に、十分な水分・塩分の摂取。
クールベストの着用	WBGT値が25℃以上と予想される時は、クールベストの着用を義務付ける。
休憩時間の設定 (WBGT値の活用など)	作業場所ごとにWBGT測定器を設置し、WBGT値を基準に連続作業時間の上限を設け、その都度作業員の体調を確認し、必要に応じ現場の休憩所（エアコン設置）における休憩時間の確保等を行う。
体調不良者の早期発見	作業員同士の声掛けにより、体調不良者の早期発見に努める。

注) WBGT 値（暑さ指数）：人体の熱収支に影響の大きい湿度、輻射熱、気温の3つを取り入れた指標で、乾球温度・湿球温度・黒球温度の値を使って計算する。

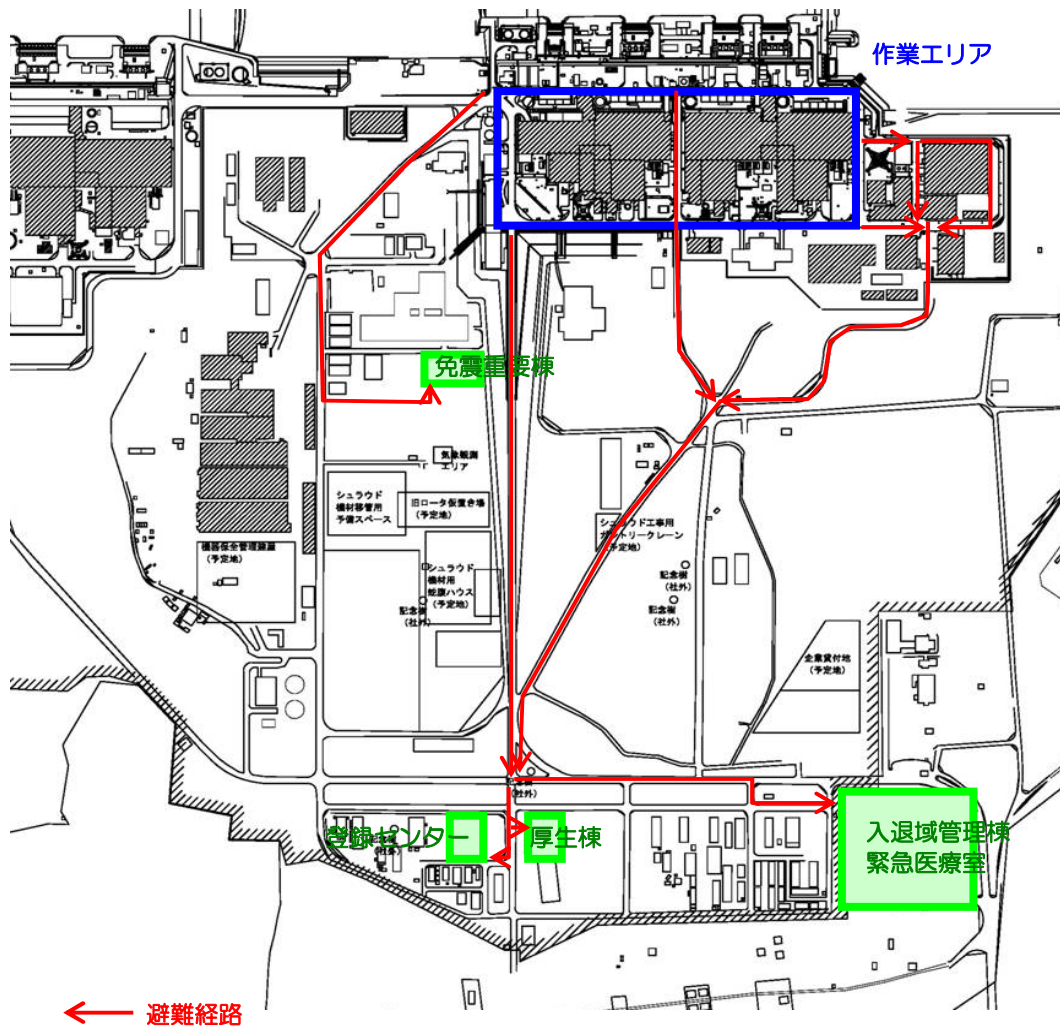


図 1 6 緊急時の避難経路

表 7 工事工程表

	平成 25 年度	平成 26 年度				平成 27 年度		
	1 月	4 月	7 月	10 月	1 月	4 月	7 月	
陸側遮水壁	準備工事 (ヤード整備他)		本工事 (機器設置等)				造成・維持	
	-----		-----				-----	

注) 現場状況等により変更の可能性有り

陸側遮水壁造成後の基礎地盤沈下検討

1 1～4号機建屋周辺の地層構成

既往の調査結果より作成した1～4号機建屋周辺の地層構成を図1に示す。敷地を構成する地層は、上位より段丘堆積物、中粒砂岩層（I層）、泥質部（II層）、互層部（III層）、泥質部（IV層）から構成され、IV層は細粒砂岩、粗粒砂岩からなる二層の砂岩層薄層を含む地層からなり、敷地全域にわたってほぼ水平な成層構造である。

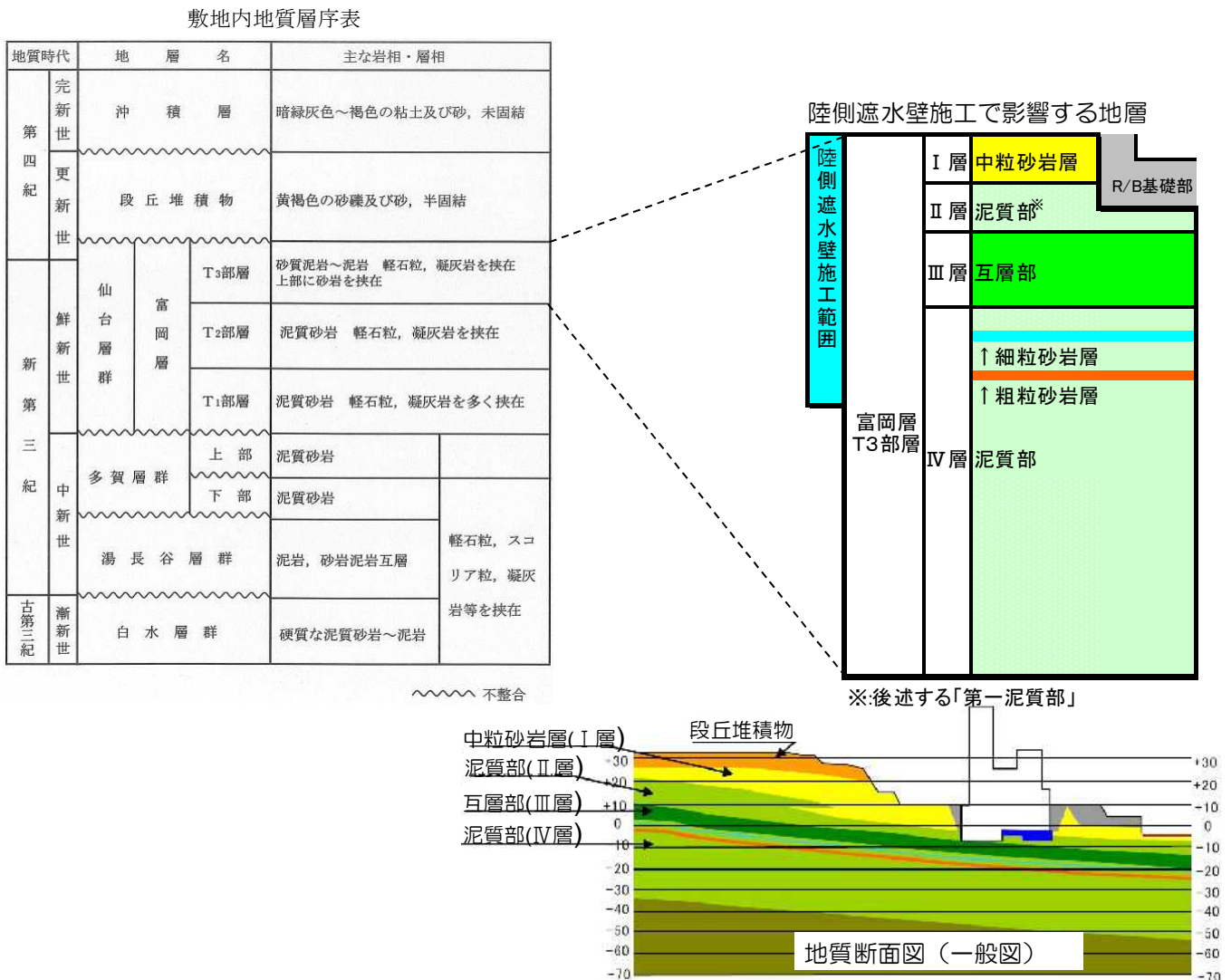


図1 1～4号機建屋周辺の地層構成

本資料に記載の標高は、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

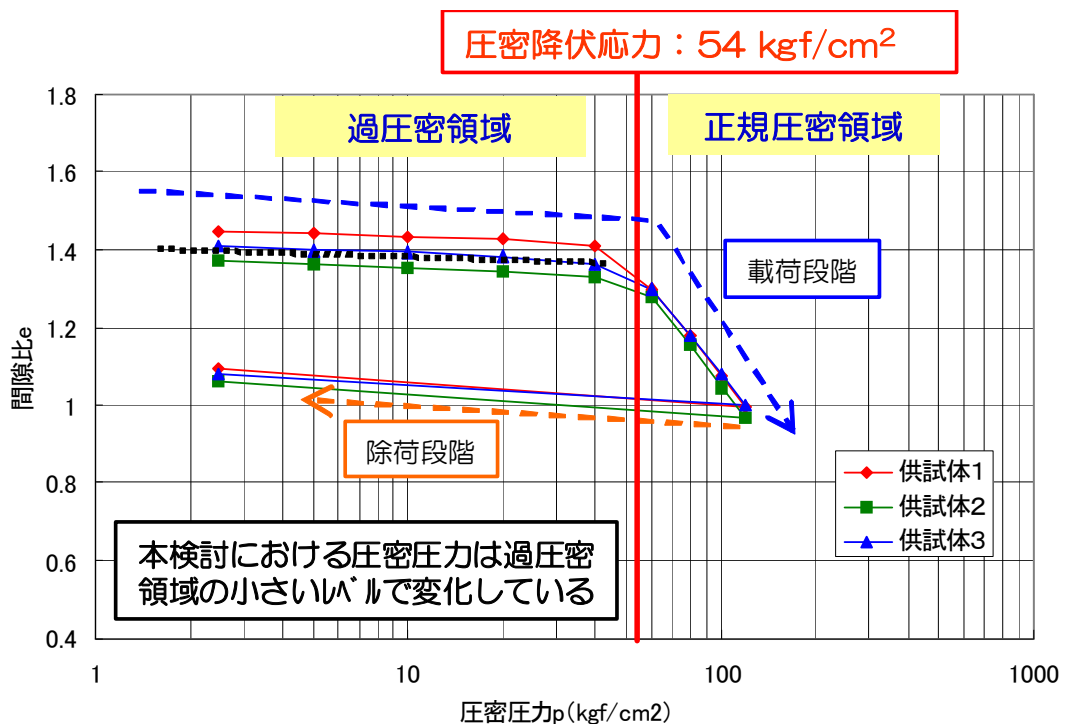
2 地盤の荷重履歴

現地地盤（第一泥質部）より採取した供試体3体の圧密試験結果を図2に示す。本試験結果から、建屋基礎地盤は形成過程において相当の圧縮応力（圧密降伏応力；54kgf/cm²）を受けていたことがわかる。

「(a)発電所建設前」,「(b)発電所建設中(切土後)」,「(c)運転時(震災前)」,「(d)震災後」,「(e)陸側遮水壁造成後」それぞれのフェーズにおいて建屋基礎地盤に生じていた、或いは生じると想定される全応力、間隙水圧、有効応力を算定し、それぞれの有効応力レベルを上記圧密試験結果に追記した(図3-1~3-5)。

上記より、建屋基礎地盤に生じる有効応力のレベルは、以下の状態であることがわかる。

- ・ 建屋設置後((c) 運転時(震災前)~(d)震災後~(e)陸側遮水壁造成後)は、圧密降伏応力(54kgf/cm²)に対して3~4kgf/cm²程度と小さく、十分な余裕がある。
- ・ (e)陸側遮水壁造成後は、(d)震災後に対して1kgf/cm²程度増加することになるが、震災前も同様にサブドレンで水位低下させていたことから、(c)運転時(震災前)と同程度となる。



※「福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書」のデータより作成

図2 圧密試験結果

(a) 発電所建設前

- 1～4号機建屋設置箇所は，造成前はT.P.+33.5m程度の丘陵地であった。
- そのため，建屋基礎地盤には相当の上載荷重が作用していたこととなり，十分に圧縮・圧密していたことが想定される。

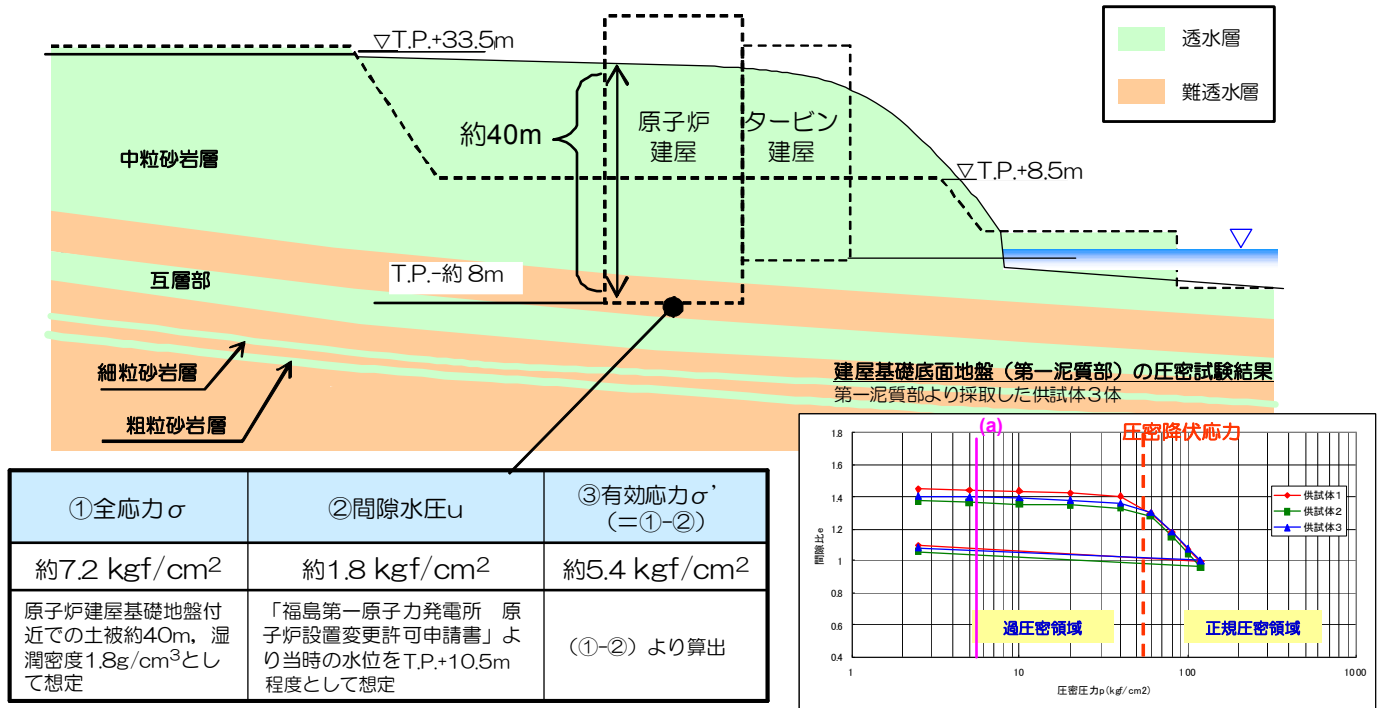


図3-1 「(a) 発電所建設前」の全応力，間隙水圧，有効応力

(b) 発電所建設中（切土後）

- 1～4号機建屋設置に当たっては、基盤となる岩盤面を露出させるため、T.P.-8～9m 程度まで掘削し、その上に各建屋を構築した。
- そのため、建屋基礎地盤は、上部地盤相当の上載荷重が除荷される。

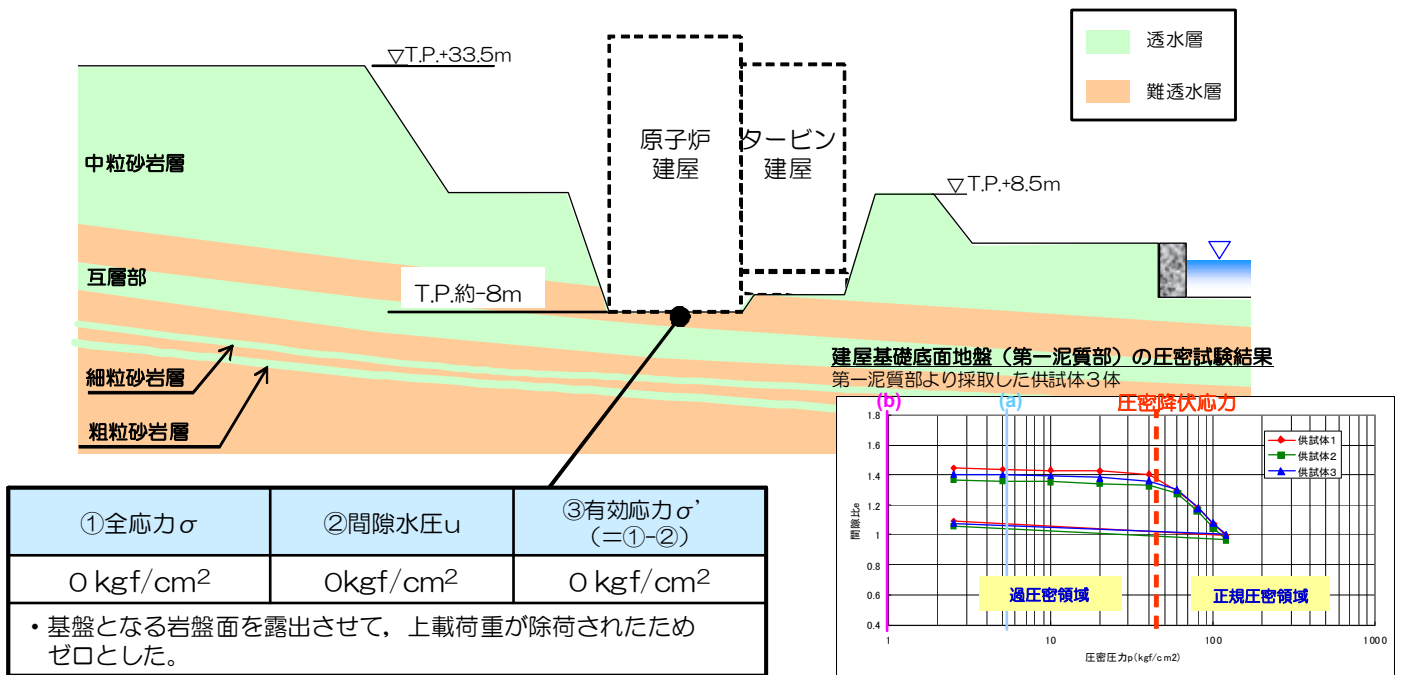


図 3 - 2 「(b) 発電所建設中（切土後）」の全応力，間隙水圧，有効応力

(c) 運転時（震災前）

- 建屋基礎地盤は、建屋・機器重量の上載荷重による圧縮力を受ける。
- 運転中は、建屋周囲に配置したサブドレンにより、建屋周りの地下水位を原子炉建屋の床面付近まで低下させていた。

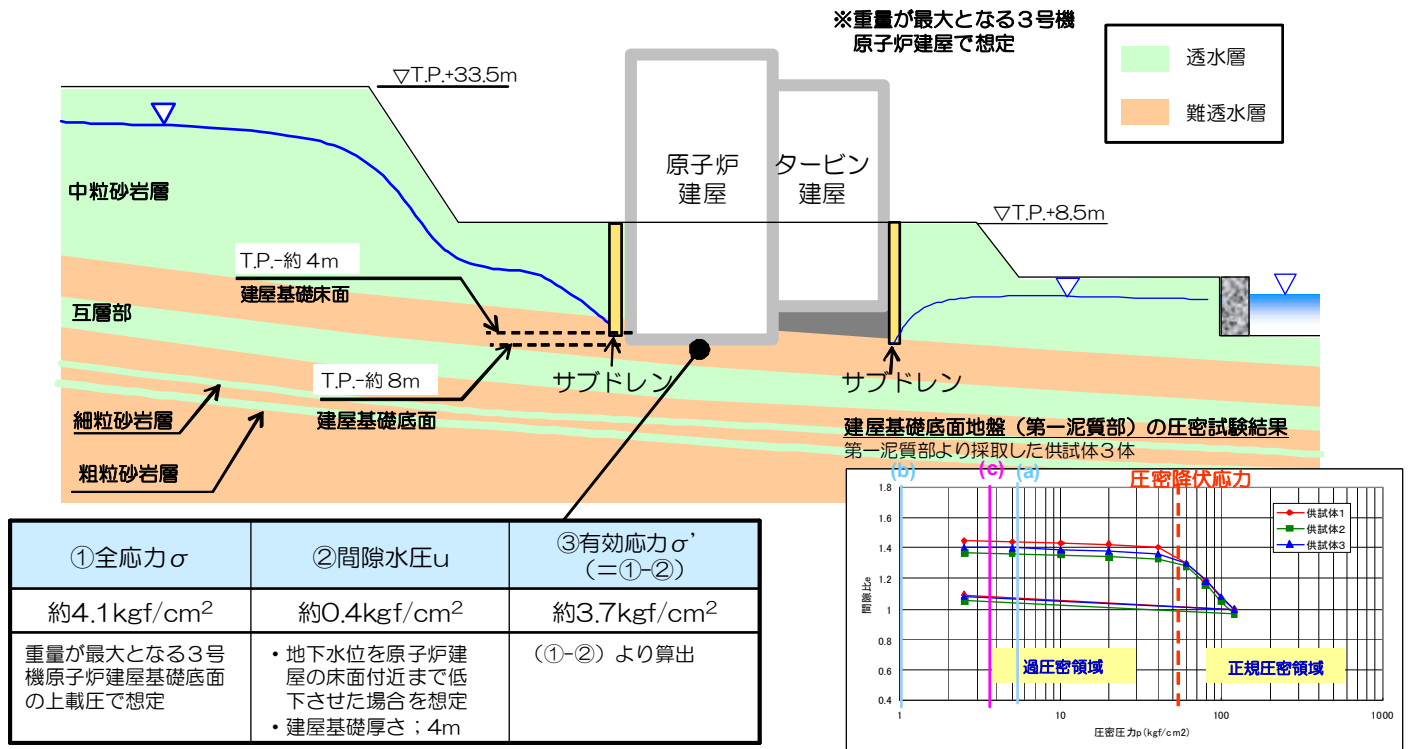


図 3 - 3 「(c) 運転時（震災前）」の全応力，間隙水圧，有効応力

(d) 震災後

- ・サブドレンが停止し、建屋周りの地下水水位が上昇。
- ・地下水水位が上昇したことにより、建屋基礎底面に働く地下水の揚圧力（浮力）が震災前より増加。
- ・一方、建屋内滞留水により建屋基礎に働く荷重が増加。

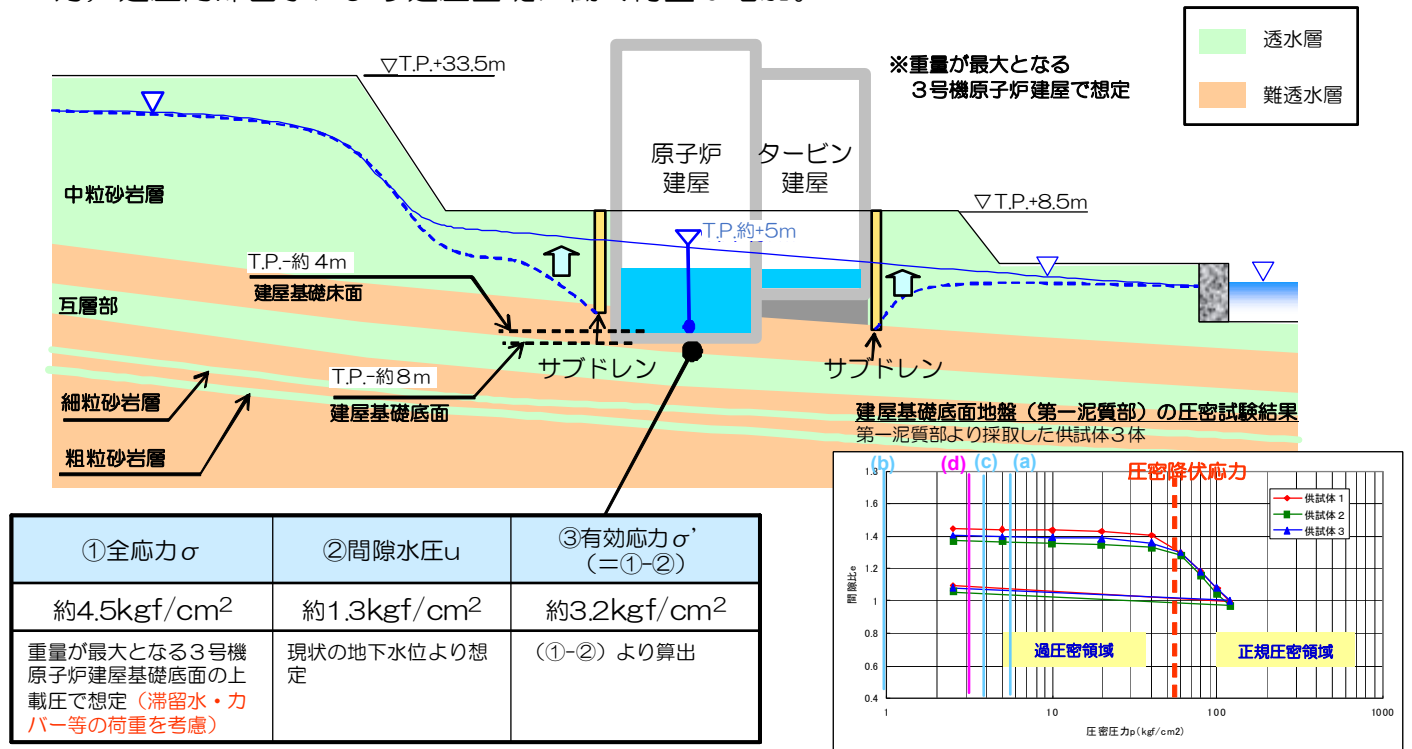


図3-4 「(d)震災後」の全応力，間隙水圧，有効応力

(e) 陸側遮水壁造成後

- 陸側遮水壁造成後，建屋水位を原子炉建屋基礎床面（T.P.-1~-4m 程度）付近まで低下し，滞留水分の荷重が低下。
- 地下水位低下に伴い，建屋基礎底面に働く地下水の揚圧力（浮力）が陸側遮水壁造成前よりも低下。

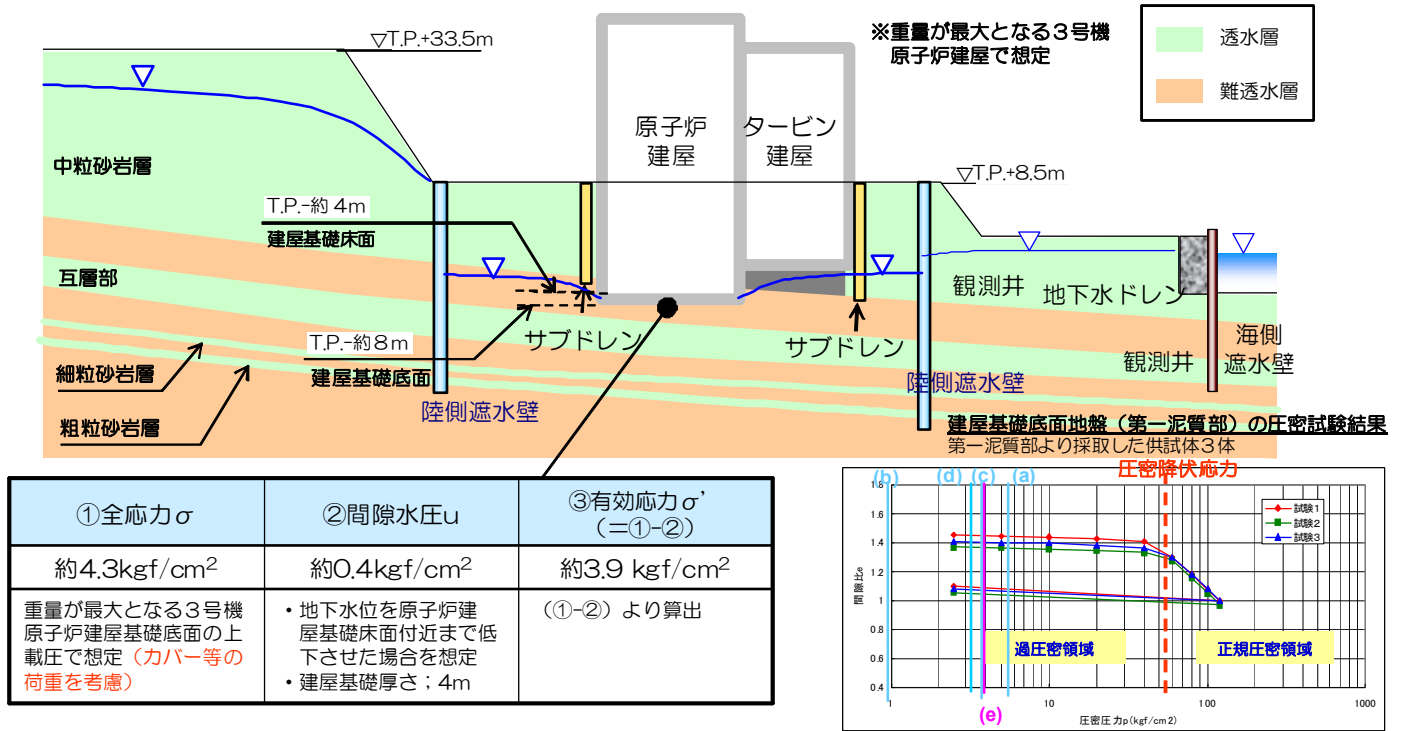


図 3 - 5 「(e)陸側遮水壁造成後」の全応力，間隙水圧，有効応力

3 基礎地盤沈下量の算定

本検討では、現状（(d)震災後）から地下水位低下後（(e)陸側遮水壁造成後）にかけて変化する有効応力をパラメータとし、原子炉建屋・タービン建屋の基礎地盤の沈下量を算定した。算定方法の概要を図4に、算定フローを図5に示す。

- | |
|---|
| <p>○対象箇所</p> <ul style="list-style-type: none">・ 1～4号機の原子炉建屋・タービン建屋の建屋四隅の地点について地下水位・水圧の低下に伴い発生する基礎地盤の沈下量（32箇所）を算定。
（原子炉建屋；1～4号機×4箇所，タービン建屋；1～4号機×4箇所） <p>○計算方法</p> <ul style="list-style-type: none">・ 算定地点において、砂岩層と泥質部の変形量を地層ごとに計算し、総和を地盤沈下量とした。・ 各地層の扱いは以下の通りとした。
砂岩層；互層部（砂岩），細粒砂岩層，粗粒砂岩層
泥質部；泥質部，互層部（泥岩）・ 砂岩層は，弾性圧縮による変形量を一次元計算で算出。・ 泥質部は，圧密試験の結果に基づいて変形量を一次元計算で算出。 |
|---|

図4 沈下量算定方法の概要

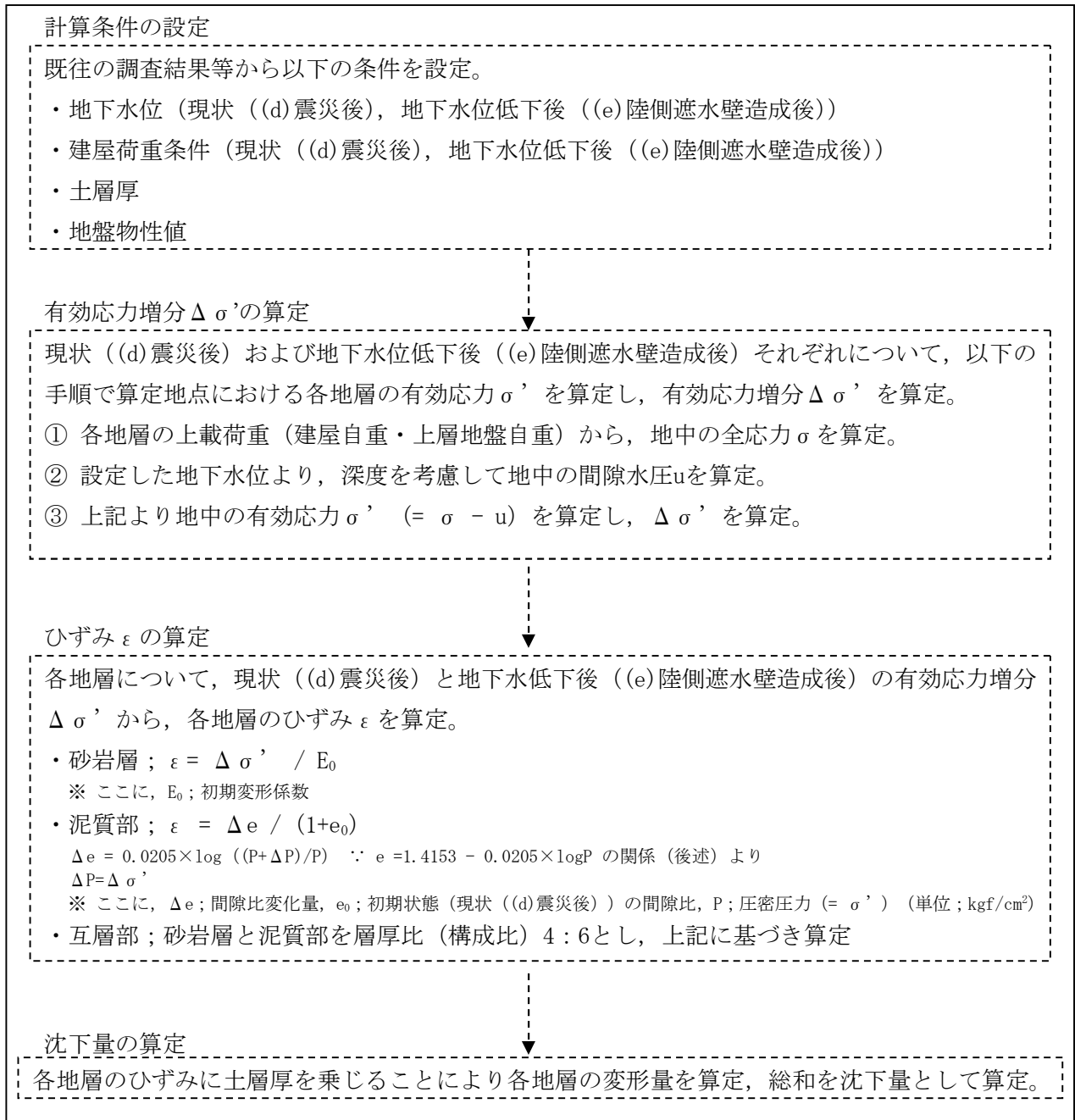


図5 算定フロー

3.1 計算条件の設定

沈下量算定に用いる計算条件を表1に示す。

表1 計算条件一覧

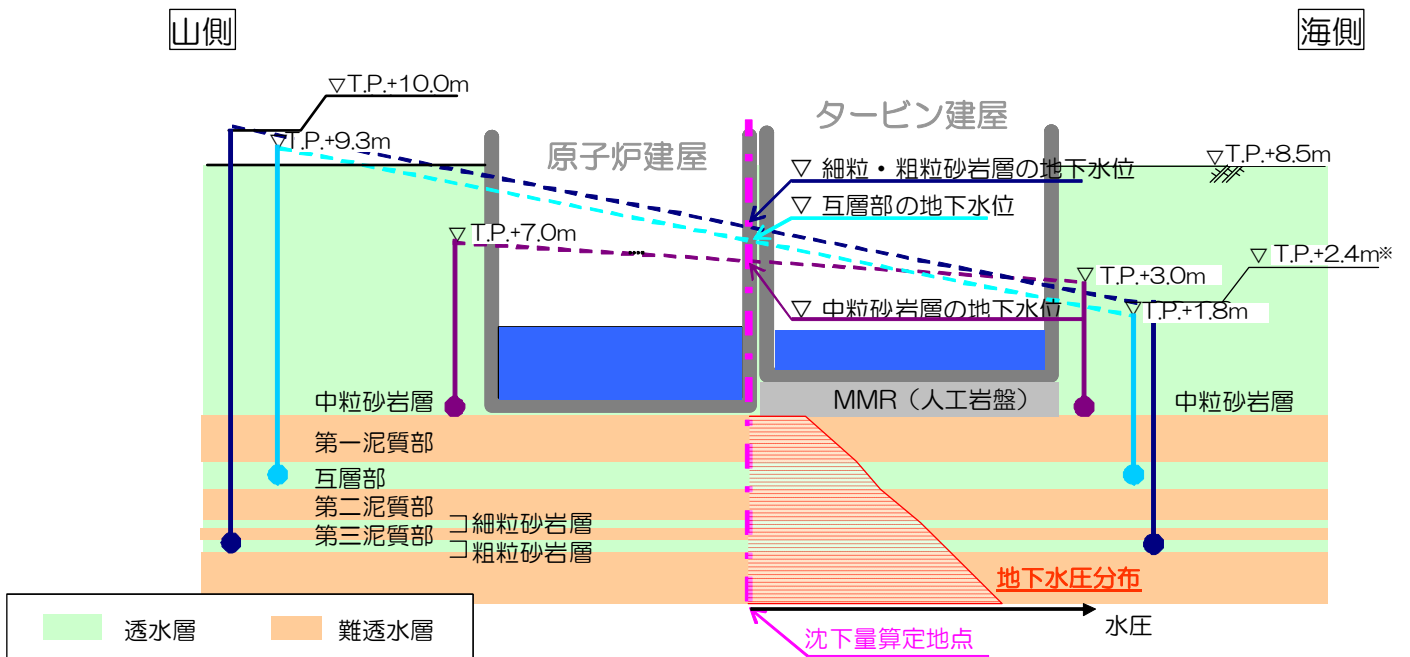
	現状 ((d) 震災後)	地下水位低下後 (e) 陸側遮水壁造成後)	備考
地下水位	各透水層の建屋海・山側の測定値（サブドレン・地下水観測井）より、建屋直下の地下水位を線形補完し設定 ※ 細粒・粗粒砂岩層は同一水位とした	各透水層全て、1～4号機建屋のうち最も深い2～4号機原子炉建屋基礎上面の標高（T.P. -3.50m）を地下水位とし設定	沈下量算定地点毎に設定
建屋荷重条件	滞留水等の付加重量を含む荷重	左記より滞留水重量を差し引いた荷重	
土層厚	ボーリング調査結果に基づき作成した三次元地質構造モデル（汚染水処理対策委員会報告書（H25.12）にて示された解析モデル）に基づき設定		沈下量算定地点毎に設定
地盤物性値	<p>【湿潤単位体積重量 γ_t (gf/cm³)】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・砂岩層：1.84 ・泥質部：1.71 <p>【変形特性】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・砂岩層；$\sigma' = E_0 \cdot \varepsilon$ ここで、E_0：初期変形係数 ※1 今回の試算における応力状態の変化量（約0.7kgf/cm²，3号機原子炉建屋下面センター）は破壊強度（13.3kgf/cm²）に対して十分に小さいため変形係数Eについては初期変形係数E_0を使用。 ※2 三軸圧縮試験結果に基づき、以下の通り設定。 $E_0 = 124P + 963$（P；有効上載圧，単位；kgf/cm²） ・泥質部；$e = 1.4153 - 0.0205 \times \log P$（単位；kgf/cm²） ※ 圧密試験結果に基づき設定（第一泥質部より採取した供試体3体の試験結果（過圧密領域）を線形近似したもの） 		泥質部の変形特性のみ今回設定。 上記以外は福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書等に準拠。

本資料に記載の標高は、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

3.1.1 地下水位の設定

現状（(d)震災後）、地下水位低下後（(e)陸側遮水壁造成後）の具体的な地下水位の設定方法を図6，7に示す。

- 現状（(d)震災後）の地下水位は各透水層の至近の1年間（H25.4～H26.5）の測定値の平均値を用いて以下の通り設定。
 - ・中粒砂岩層；山側 T.P.+7.0m，海側 T.P.+3.0m
 - ・互層部；山側 T.P.+9.3m，海側 T.P.+1.8m
 - ・細粒・粗粒砂岩層；山側 T.P.+10.0m，海側 T.P.+2.4m*
- 難透水層の地下水位は上下に接する各透水層の地下水位より線形補完し設定。



※ 細粒・粗粒砂岩層の海側の地下水位は、細粒・粗粒砂岩層の山側および互層部の地下水位より推定した。

図6 現状（(d)震災後）の地下水位設定方法

本資料に記載の標高は、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

- 地下水位低下後（(e)陸側遮水壁造成後）の地下水位は2～4号機原子炉建屋基礎上面の標高（T.P.-3.5m）として設定。
- 難透水層の地下水位は上下に接する各透水層の地下水位より線形補完し設定。

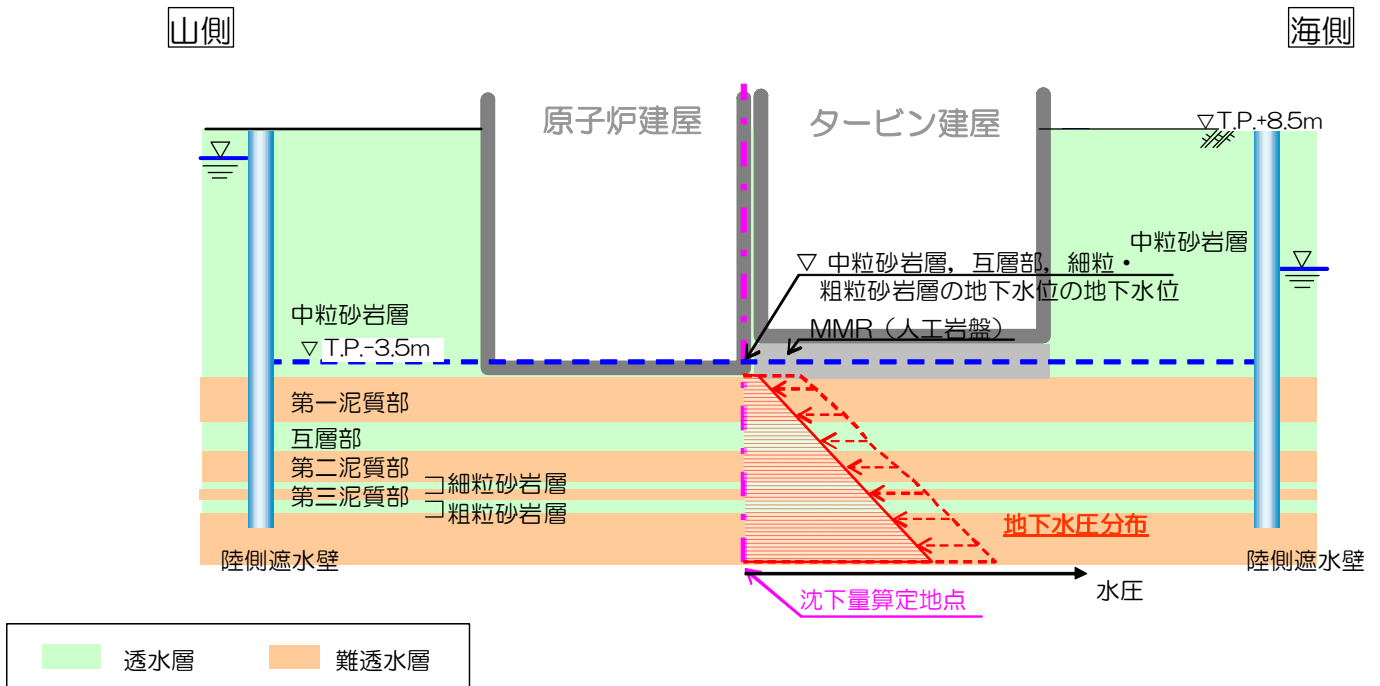


図7 地下水位低下後（(e)陸側遮水壁造成後）の地下水位設定方法

本資料に記載の標高は、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

3.1.2 建屋荷重条件の設定

現状 ((d)震災後) の建屋荷重については建屋内滞留水の重量等を考慮, 地下水位低下後 ((e)陸側遮水壁造成後) の建屋荷重については建屋内滞留水分を差し引いて設定した(「II 2.6 2.6.2 添付資料-2」および「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)(追補版)(改定2)」(H24.12)等に基づき設定)。

現状 ((d)震災後), 地下水位低下後 ((e)陸側遮水壁造成後) の具体的な建屋荷重を表2, 3に示す。

表2 現状 ((d)震災後) の建屋荷重

	重量 (ton)	基礎形状(NS×EW, m)	基礎面積 (m ²)	接地圧 (ton/m ²)	備考
#1 R/B	71,652	41.56*43.56	1,810	40	滞留水等付加重量分含む
#1 T/B	75,671	96.76*46.49	4,498	17	滞留水等付加重量分含む
#2 R/B	106,398	46.60*57.00	2,656	40	滞留水等付加重量分含む
#2 T/B	133,060	104.95*67.60	7,095	19	滞留水等付加重量分含む
#3 R/B	122,060	47.00*57.40	2,698	45	滞留水等付加重量分含む
#3 T/B	152,553	116.38*67.60	7,867	19	滞留水等付加重量分含む
#4 R/B	114,053	49.00*57.40	2,813	41	滞留水等付加重量分含む
#4 T/B	127,279	105.15*67.60	7,108	18	滞留水等付加重量分含む

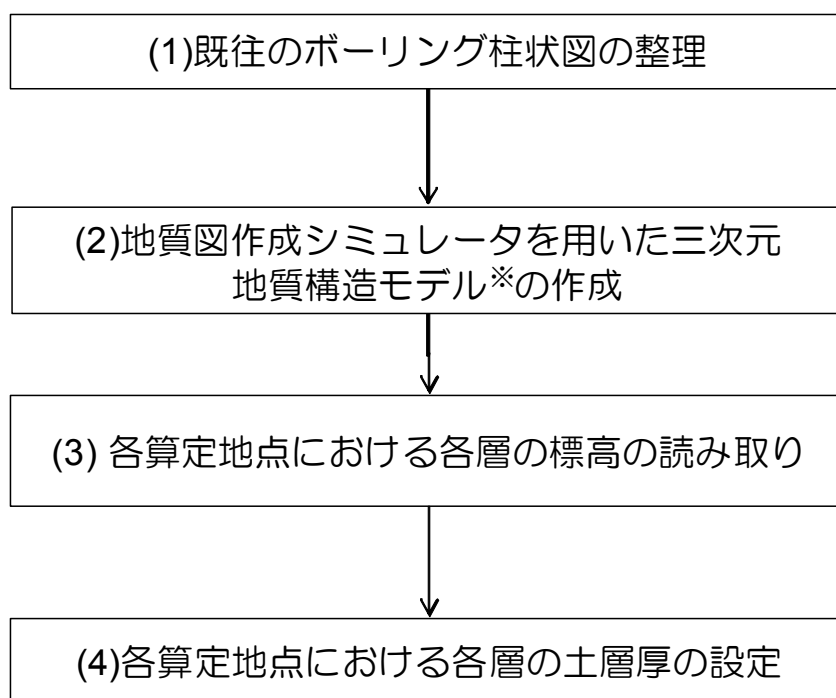
表3 地下水位低下後 ((e)陸側遮水壁造成後) の建屋荷重

	重量 (ton)	基礎形状(NS×EW, m)	基礎面積 (m ²)	接地圧 (ton/m ²)	備考
#1 R/B	66,052	41.56*43.56	1,810	36	滞留水等付加重量分除く
#1 T/B	66,071	96.76*46.49	4,498	15	滞留水等付加重量分除く
#2 R/B	99,898	46.60*57.00	2,656	38	滞留水等付加重量分除く
#2 T/B	119,560	104.95*67.60	7,095	17	滞留水等付加重量分除く
#3 R/B	115,260	47.00*57.40	2,698	43	滞留水等付加重量分除く
#3 T/B	136,153	116.38*67.60	7,867	17	滞留水等付加重量分除く
#4 R/B	107,253	49.00*57.40	2,813	38	滞留水等付加重量分除く
#4 T/B	114,479	105.15*67.60	7,108	16	滞留水等付加重量分除く

3.1.3 土層厚の設定

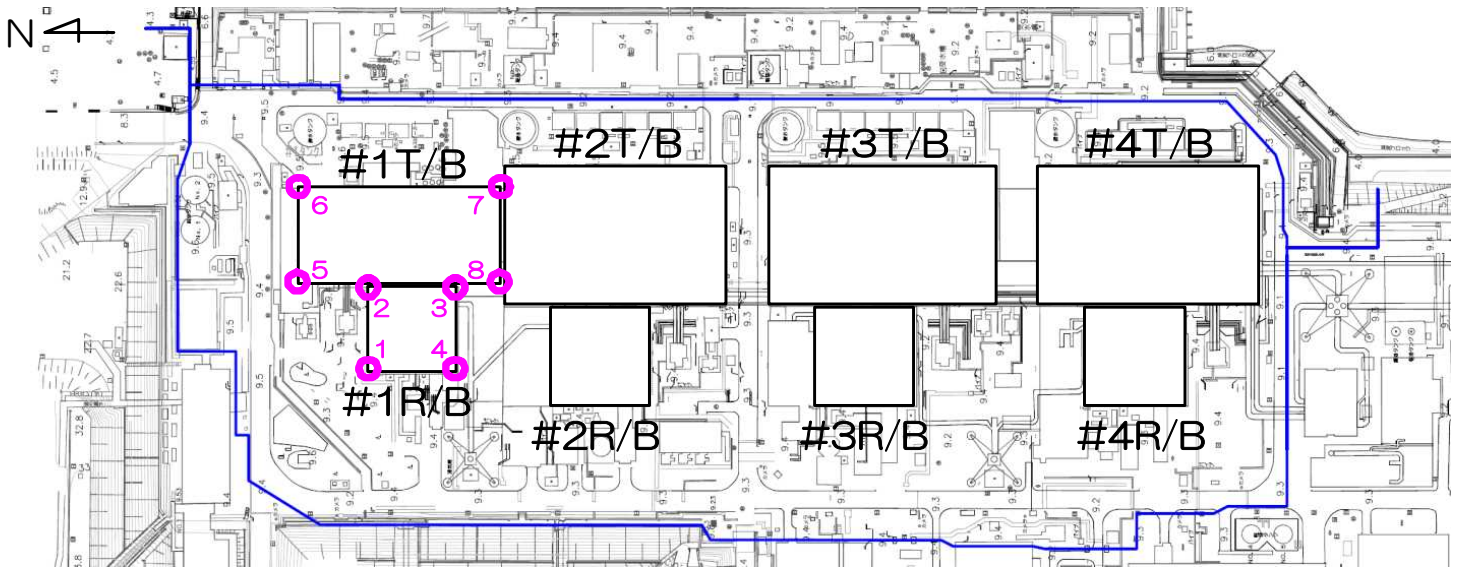
既往のボーリング柱状図を用い、地質図作成シミュレータにて作成した発電所敷地周辺の三次元地質構造モデルに基づき、各算定地点における土層厚を設定した。

具体的な土層厚設定フローを図8に、これに基づき設定した1～4号機の原子炉建屋・タービン建屋四隅の土層厚を図9-1～4に示す。



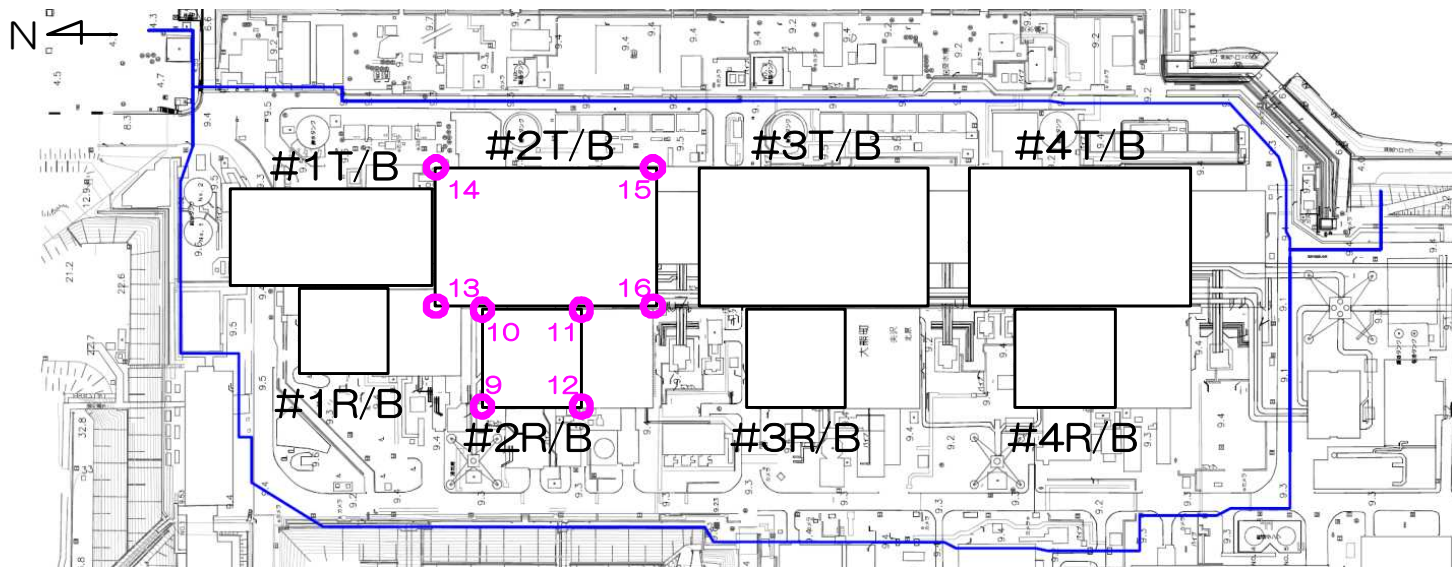
※ 汚染水処理対策委員会報告書（H25.12）にて示された解析モデル

図8 土層厚設定フロー



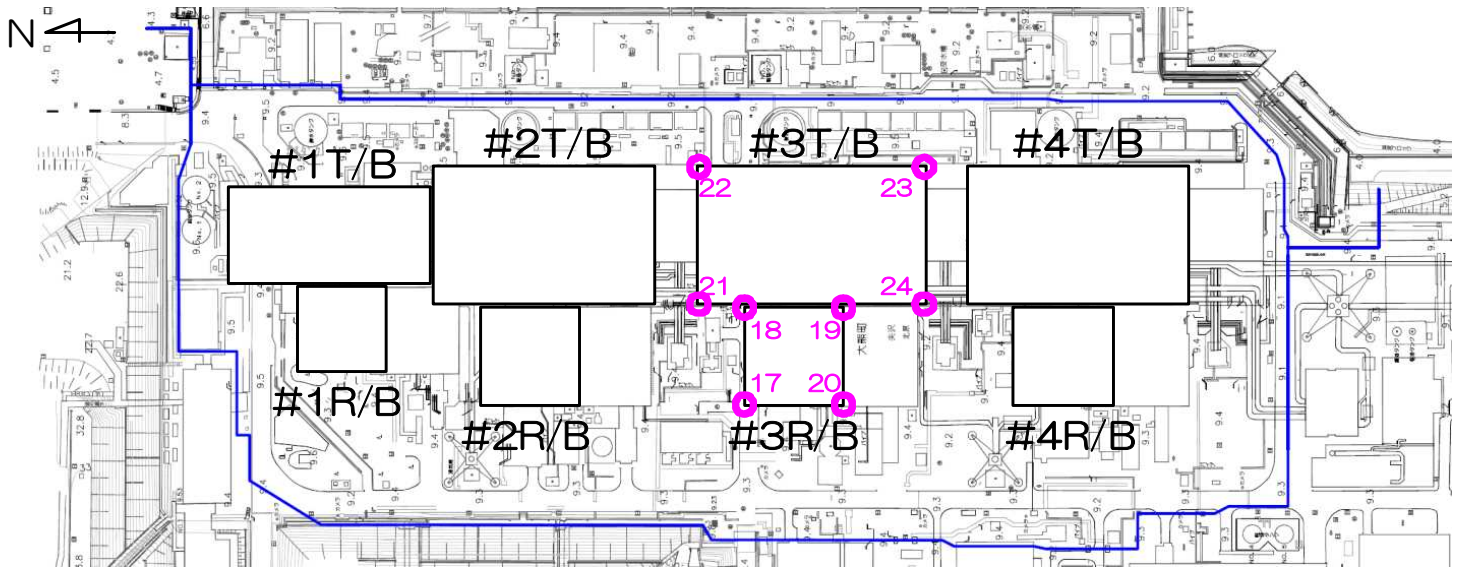
土層厚 (m)	#1R/B 1	#1R/B 2	#1R/B 3	#1R/B 4	#1T/B 5	#1T/B 6	#1T/B 7	#1T/B 8
MMR	—	—	—	—	3.30	3.30	3.30	3.30
第1泥質部	3.45	4.50	4.45	3.63	5.06	6.20	5.88	5.00
互層部	6.15	5.76	5.77	5.79	5.74	5.59	5.83	5.82
第2泥質部	1.29	1.74	1.80	1.32	1.86	1.90	2.49	1.90
細粒砂岩層	1.18	0.91	1.26	1.73	0.76	0.58	1.16	1.51
第3泥質部	1.15	1.40	1.18	0.91	1.53	1.88	1.34	1.05
粗粒砂岩層	0.13	0.24	0.31	0.21	0.23	0.52	0.43	0.35

図9-1 1号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の土層厚



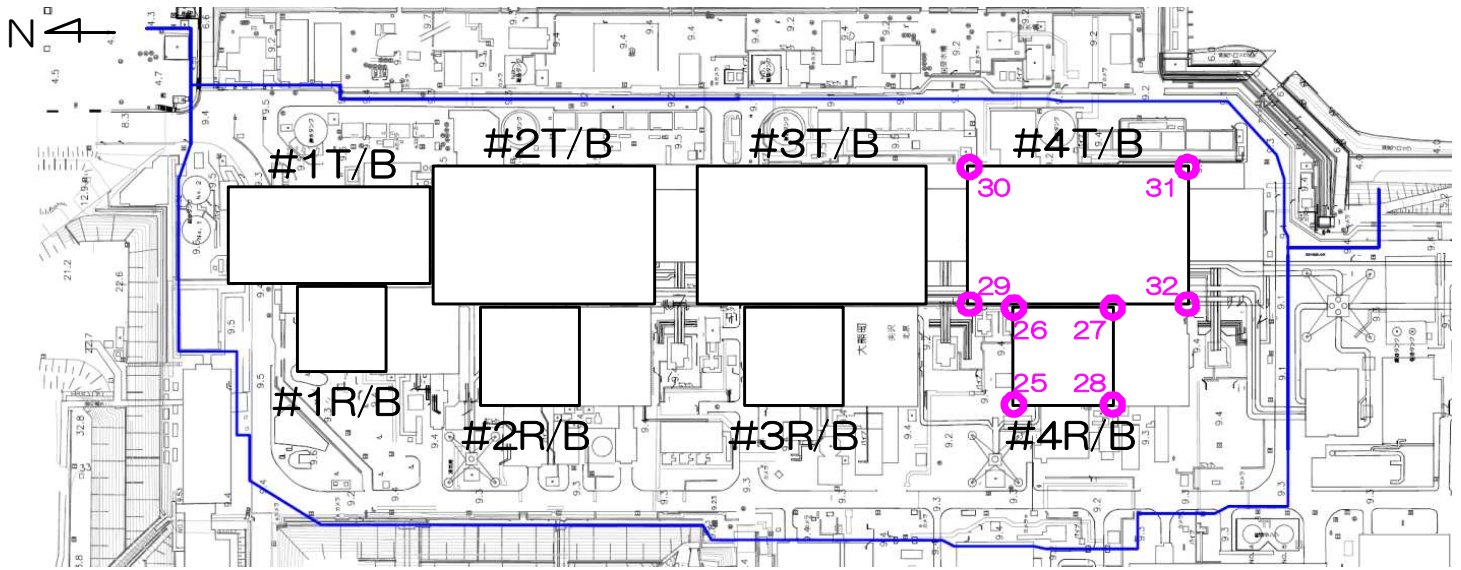
土層厚 (m)	#2R/B 9	#2R/B 10	#2R/B 11	#2R/B 12	#2T/B 13	#2T/B 14	#2T/B 15	#2T/B 16
MMR	—	—	—	—	1.70	3.80	3.80	1.70
第1泥質部	1.24	2.01	1.96	0.50	4.87	4.01	4.23	4.98
互層部	4.95	5.69	5.39	5.18	5.74	5.80	5.96	5.01
第2泥質部	1.49	1.93	2.36	1.88	1.80	2.61	3.07	2.73
細粒砂岩層	2.83	1.90	2.09	3.69	1.63	1.16	1.63	1.70
第3泥質部	0.50	0.88	0.98	0.23	0.99	1.39	0.67	1.23
粗粒砂岩層	0.34	0.37	0.33	0.33	0.33	0.44	0.46	0.39

図9-2 2号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の土層厚



土層厚 (m)	#3R/B 17	#3R/B 18	#3R/B 19	#3R/B 20	#3T/B 21	#3T/B 22	#3T/B 23	#3T/B 24
MMR	—	—	—	—	1.70	3.80	3.80	1.70
第1泥質部	0.51	1.49	0.94	0.00	4.61	5.35	3.75	3.30
互層部	5.55	5.88	6.31	5.97	5.44	4.61	5.17	6.19
第2泥質部	2.24	2.86	2.83	2.49	2.87	3.07	3.47	3.02
細粒砂岩層	1.29	1.50	1.28	1.53	1.62	1.02	0.87	1.29
第3泥質部	1.97	1.12	1.39	1.56	1.00	1.57	1.91	1.36
粗粒砂岩層	0.56	0.80	0.59	0.50	0.71	0.41	0.56	0.72

図9-3 3号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の土層厚



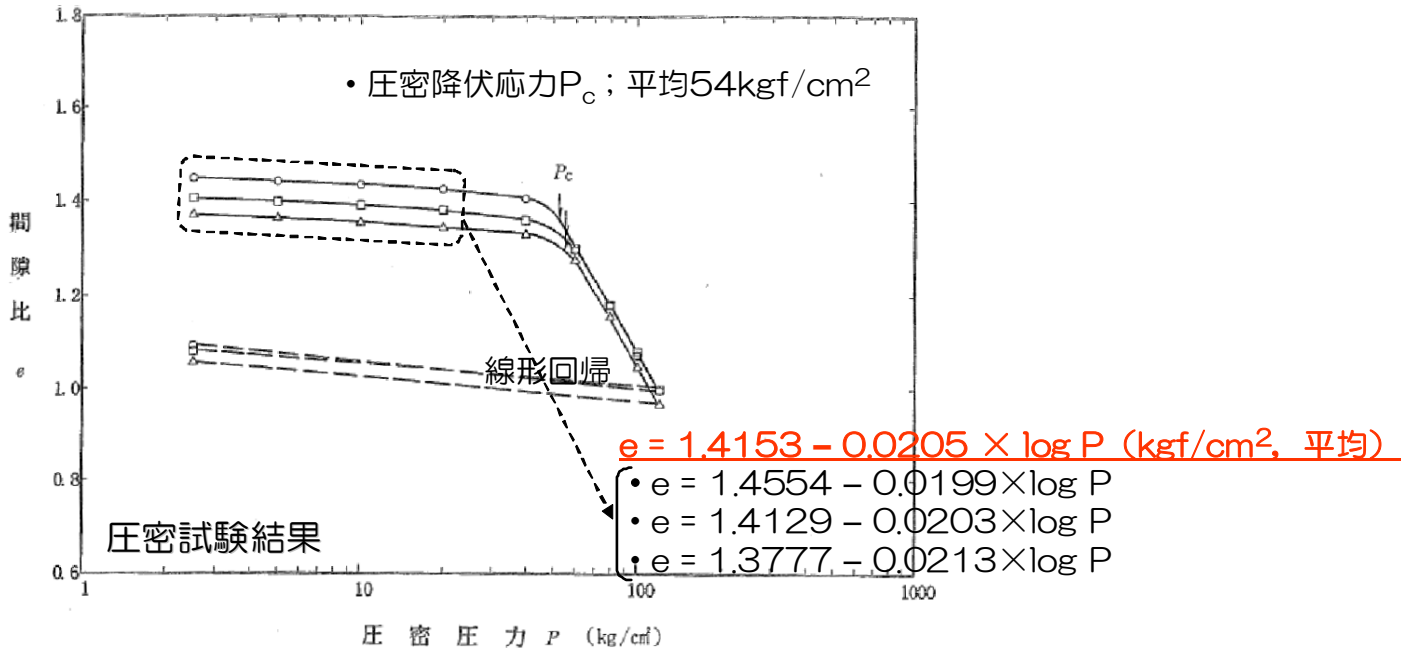
土層厚 (m)	#4R/B 25	#4R/B 26	#4R/B 27	#4R/B 28	#4T/B 29	#4T/B 30	#4T/B 31	#4T/B 32
MMR	4.90	4.90	4.90	4.90	2.86	3.72	3.72	2.86
第1泥質部	-	-	-	-	1.87	3.48	1.33	0.54
互層部	-	0.91	-	-	6.08	5.21	5.65	5.64
第2泥質部	3.09	3.24	3.25	1.60	3.09	3.50	3.56	3.65
細粒砂岩層	1.32	1.36	1.65	1.28	1.31	0.99	0.87	0.33
第3泥質部	1.52	1.41	1.76	2.46	1.37	1.96	1.96	3.42
粗粒砂岩層	0.91	1.15	1.22	1.15	0.93	0.66	1.01	1.06

図9-4 4号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の土層厚

3.1.4 地盤物性値の設定

地盤物性値については既往の調査結果(福島第一原子力発電所原子炉設置変更許可申請書等)に基づき設定した。

なお、泥質部の変形特性(e-logP関係)については、圧密試験結果を線形近似し、設定した(図10参照)。



※ 「福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書」より抜粋，一部加筆

図10 泥質部の変形特性(e-logP関係)の線形近似結果

3.2 有効応力増分 $\Delta \sigma'$ の算定

3.1 により設定した計算条件に基づき、現状 ((d)震災後) および地下水位低下後 ((e)陸側遮水壁造成後) それぞれについて、算定地点における各地層の全応力 σ 、間隙水圧 u 、有効応力 σ' ならびに有効応力増分 $\Delta \sigma'$ を算定した。

全応力分布、間隙水圧分布、有効応力分布を比較した算定結果例 (3号機原子炉建屋の地点「17」) を図11に示す。

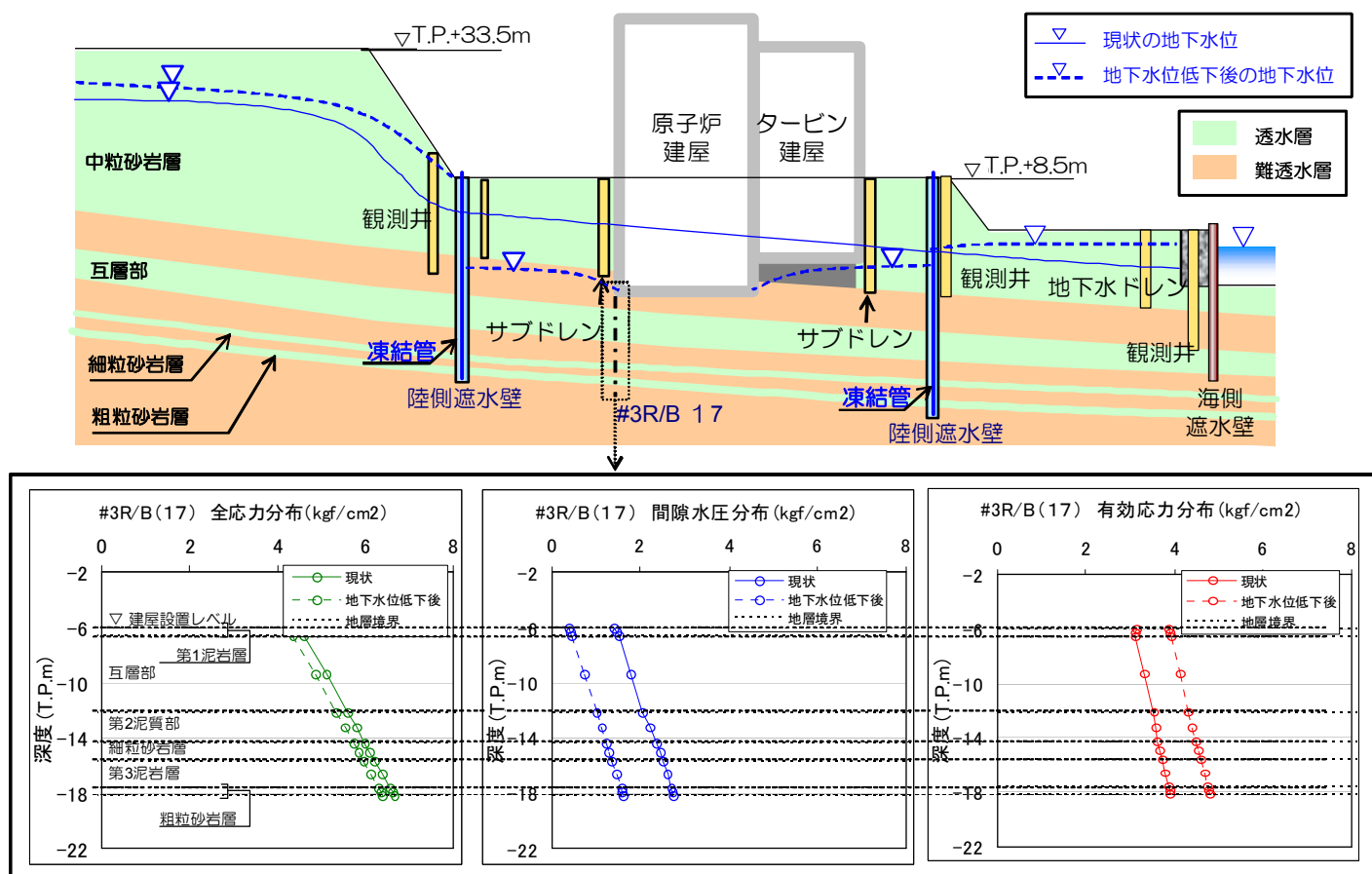
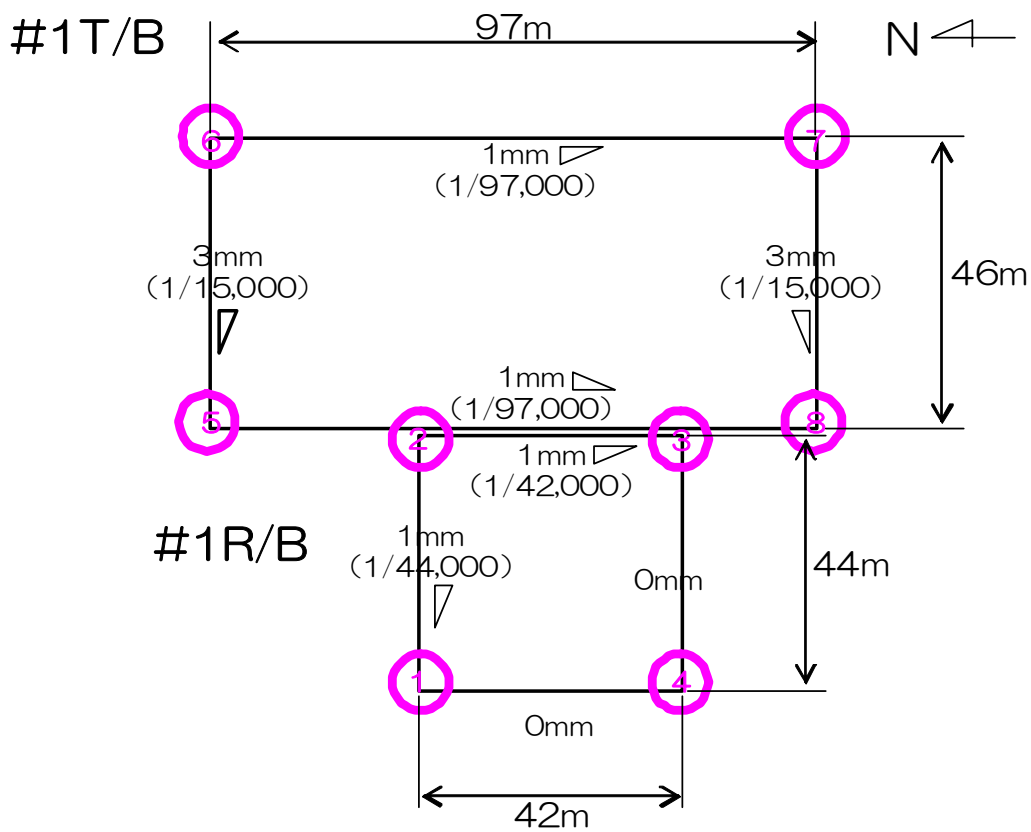


図11 全応力分布、間隙水圧分布、有効応力分布を比較した計算結果例 (3号機原子炉建屋の地点「17」)

本資料に記載の標高は、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

3.3 沈下量の算定

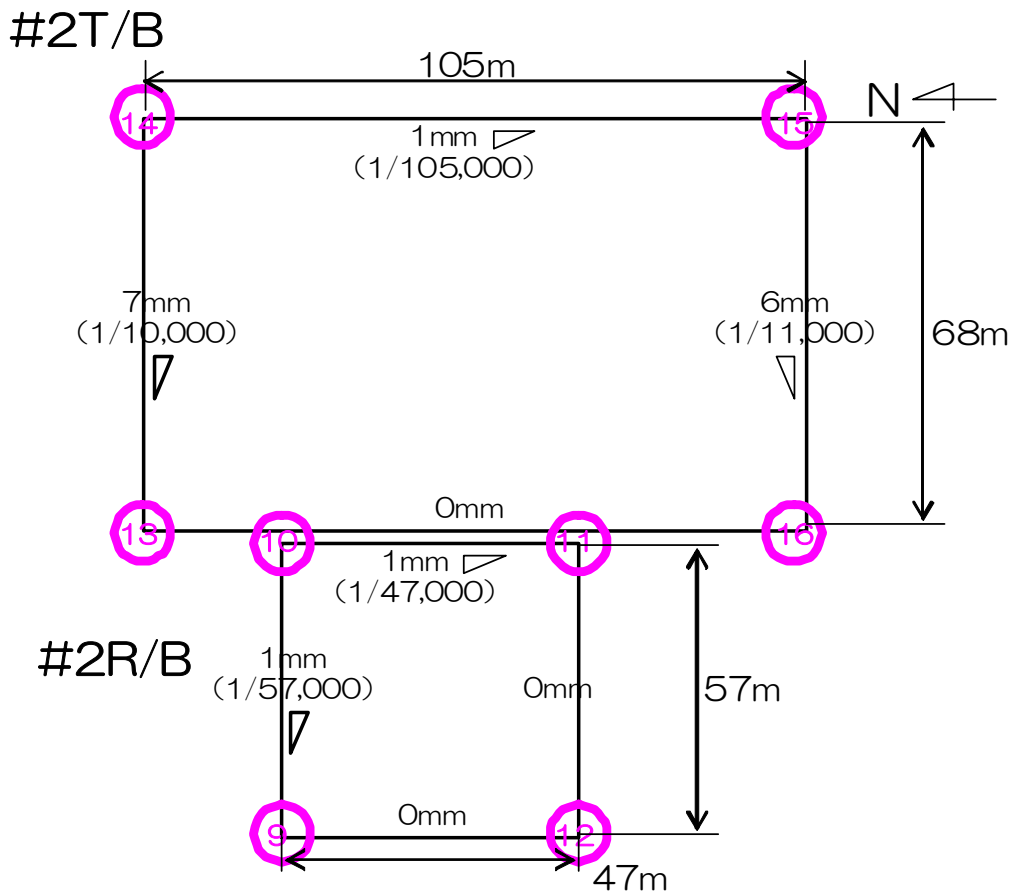
1～4号機の原子炉建屋・タービン建屋四隅の基礎地盤沈下量算定結果および基礎底面の傾斜を図12-1～12-4に示す。



沈下量 (mm)	#1T/B 5	#1T/B 6	#1T/B 7	#1T/B 8
合計	-13	-10	-11	-14
第1泥質部	-6	-5	-5	-6
互層部(砂岩)	-1	-1	-1	-1
互層部(泥岩)	-3	-2	-2	-3
第2泥質部	-2	-1	-2	-2
細粒砂岩層	0	0	0	-1
第3泥質部	-1	-1	-1	-1
粗粒砂岩層	0	0	0	0

沈下量 (mm)	#1R/B 1	#1R/B 2	#1R/B 3	#1R/B 4
合計	-9	-8	-9	-9
第1泥質部	-3	-3	-3	-3
互層部(砂岩)	-1	-1	-1	-1
互層部(泥岩)	-2	-2	-2	-2
第2泥質部	-1	-1	-1	-1
細粒砂岩層	-1	0	-1	-1
第3泥質部	-1	-1	-1	-1
粗粒砂岩層	0	0	0	0

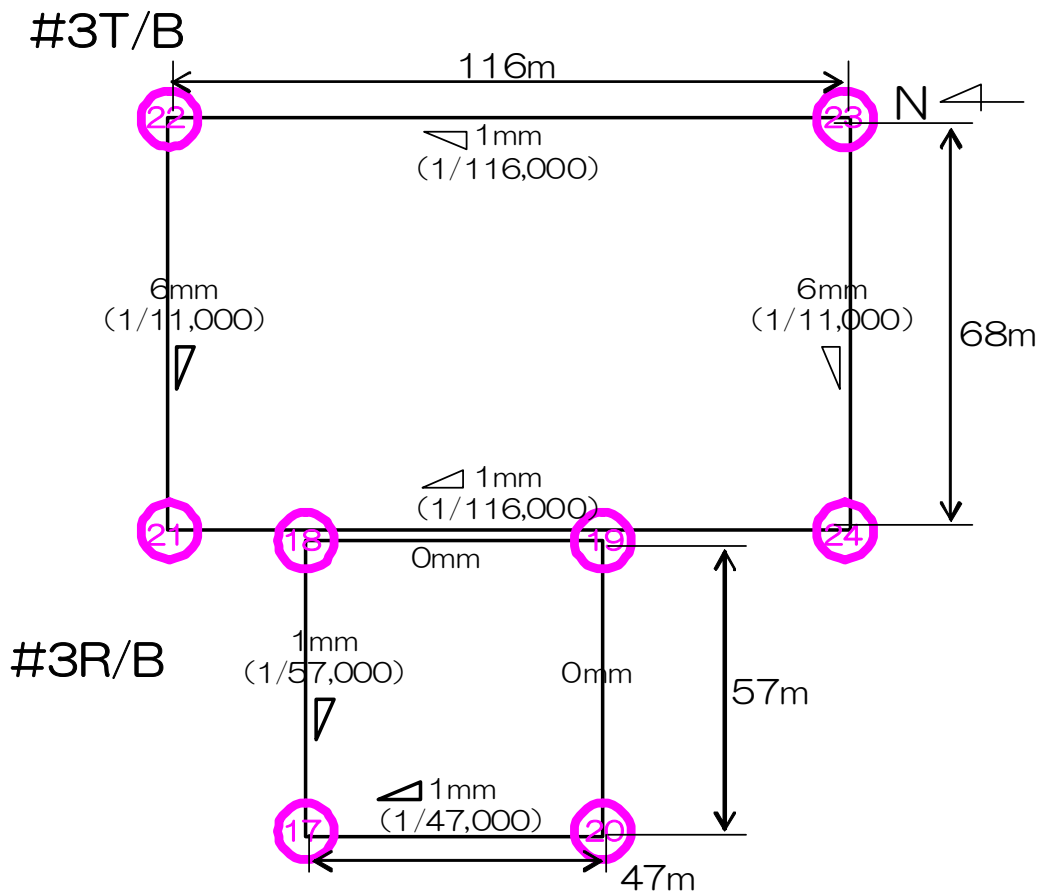
図 1 2 - 1 1号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の基礎地盤沈下量および基礎底面の傾斜



沈下量 (mm)	#2T/B 13	#2T/B 14	#2T/B 15	#2T/B 16
合計	-16	-9	-10	-16
第1泥質部	-7	-3	-4	-7
互層部(砂岩)	-1	-1	-1	-1
互層部(泥岩)	-4	-2	-2	-3
第2泥質部	-2	-2	-2	-3
細粒砂岩層	-1	0	-1	-1
第3泥質部	-1	-1	0	-1
粗粒砂岩層	0	0	0	0

沈下量 (mm)	#2R/B 9	#2R/B 10	#2R/B 11	#2R/B 12
合計	-8	-7	-8	-8
第1泥質部	-1	-1	-1	0
互層部(砂岩)	-1	-1	-1	-1
互層部(泥岩)	-3	-2	-2	-3
第2泥質部	-1	-1	-2	-2
細粒砂岩層	-2	-1	-1	-2
第3泥質部	0	-1	-1	0
粗粒砂岩層	0	0	0	0

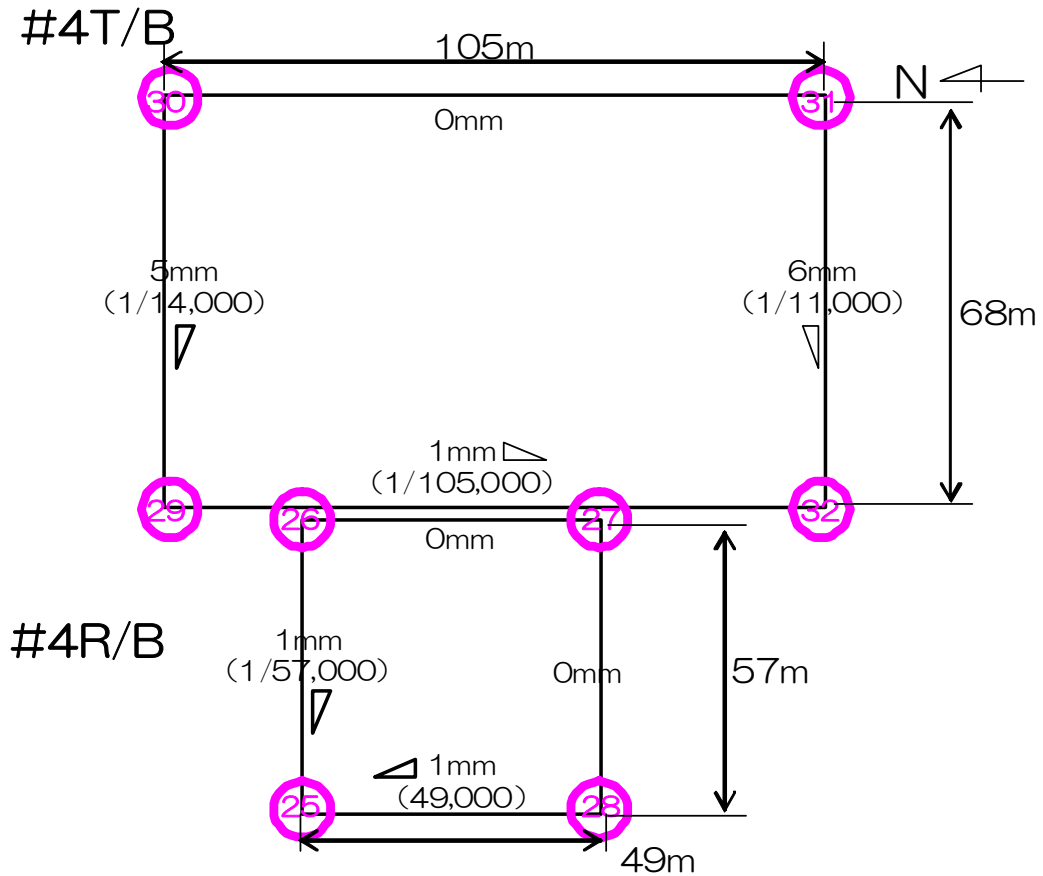
図 1 2 - 2 2号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の基礎地盤沈下量および基礎底面の傾斜



沈下量 (mm)	#3T/B 21	#3T/B 22	#3T/B 23	#3T/B 24
合計	-16	-10	-9	-15
第1泥質部	-6	-4	-3	-5
互層部(砂岩)	-1	-1	-1	-1
互層部(泥岩)	-4	-2	-2	-4
第2泥質部	-3	-2	-2	-3
細粒砂岩層	-1	0	0	-1
第3泥質部	-1	-1	-1	-1
粗粒砂岩層	0	0	0	0

沈下量 (mm)	#3R/B 17	#3R/B 18	#3R/B 19	#3R/B 20
合計	-9	-8	-8	-8
第1泥質部	0	-1	-1	0
互層部(砂岩)	-1	-1	-1	-1
互層部(泥岩)	-3	-2	-2	-3
第2泥質部	-2	-2	-2	-2
細粒砂岩層	-1	-1	-1	-1
第3泥質部	-2	-1	-1	-1
粗粒砂岩層	0	0	0	0

図 1 2 - 3 3号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の基礎地盤沈下量および基礎底面の傾斜



沈下量 (mm)	#4T/B 29	#4T/B 30	#4T/B 31	#4T/B 32
合計	-14	-9	-9	-15
第1泥質部	-3	-3	-1	-1
互層部(砂岩)	-1	-1	-1	-1
互層部(泥岩)	-4	-2	-3	-4
第2泥質部	-3	-2	-3	-4
細粒砂岩層	-1	0	0	0
第3泥質部	-1	-1	-1	-4
粗粒砂岩層	-1	0	0	-1

沈下量 (mm)	#4R/B 25	#4R/B 26	#4R/B 27	#4R/B 28
合計	-6	-5	-5	-5
第1泥質部	-	-	-	-
互層部(砂岩)	-	0	-	-
互層部(泥岩)	-	0	-	-
第2泥質部	-3	-2	-2	-1
細粒砂岩層	-1	-1	-1	-1
第3泥質部	-1	-1	-1	-2
粗粒砂岩層	-1	-1	-1	-1

図 1 2 - 4 4号機原子炉建屋・タービン建屋四隅の基礎地盤沈下量および基礎底面の傾斜

4 建屋基礎地盤の沈下量の評価

各建屋の基礎底面の傾斜（最大値）および各種基準に示される目安値[※]を整理し、表4に示す。各建屋の基礎底面の傾斜（最大値）は、同目安値以下であることから、建屋基礎の安定上問題ないものと評価した。

また、「鉄筋コンクリート造の建物に構造的な障害が発生する限度角となる変形角の目安値」に対して余裕があることから、現状の建屋構造に有意な変化が生じることはなく、建屋構造部材や現状の滞留水管理に有害な影響を与えないものとする。

※ 目安値

①基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価に係る審査ガイド（平成25年6月原子力規制委員会）

；発電用軽水炉型原子炉施設の各建物及び構築物の基礎底面の傾斜に対する目安値

②建築基礎構造設計指針（日本建築学会）

；鉄筋コンクリート造の建物に構造的な障害が発生する限度角となる変形角の目安値

表4 各建屋基礎底面の傾斜の最大値および各種基準に示される目安値

		基礎底面の傾斜 (最大)	評価① (安定性評価に係る審査ガイド)	評価② (建築基礎構造設計指針)
			【目安値】 1/2,000	【目安値】 1/1,000~1/500
原子炉 建屋	1号機	1/42,000	OK	OK
	2号機	1/47,000	OK	OK
	3号機	1/47,000	OK	OK
	4号機	1/49,000	OK	OK
タービン 建屋	1号機	1/15,000	OK	OK
	2号機	1/10,000	OK	OK
	3号機	1/11,000	OK	OK
	4号機	1/11,000	OK	OK

山側ライン上の埋設物に対する施工時の考慮

1 はじめに

陸側遮水壁は、地盤中に凍結管を約1m間隔で設置し、凍結管内に-30℃のブライン（冷却材）を循環させて凍結管周囲の地盤を凍結して造成する。建屋周辺の地盤中には、トレンチ・配管・排水路等の埋設物が存在し、埋設物が陸側遮水壁を横断する箇所では、埋設物の周囲の地盤を巻き込んで陸側遮水壁を造成する。陸側遮水壁を横断する埋設物周辺の施工にあたっては、埋設物を図面・試掘・現地調査で確認し、構造形式、内容物、埋設物内部の状況を整理した上で、埋設物の幅・機能に応じて、適切な施工方法を選定する。

1.1 陸側遮水壁の施工手順

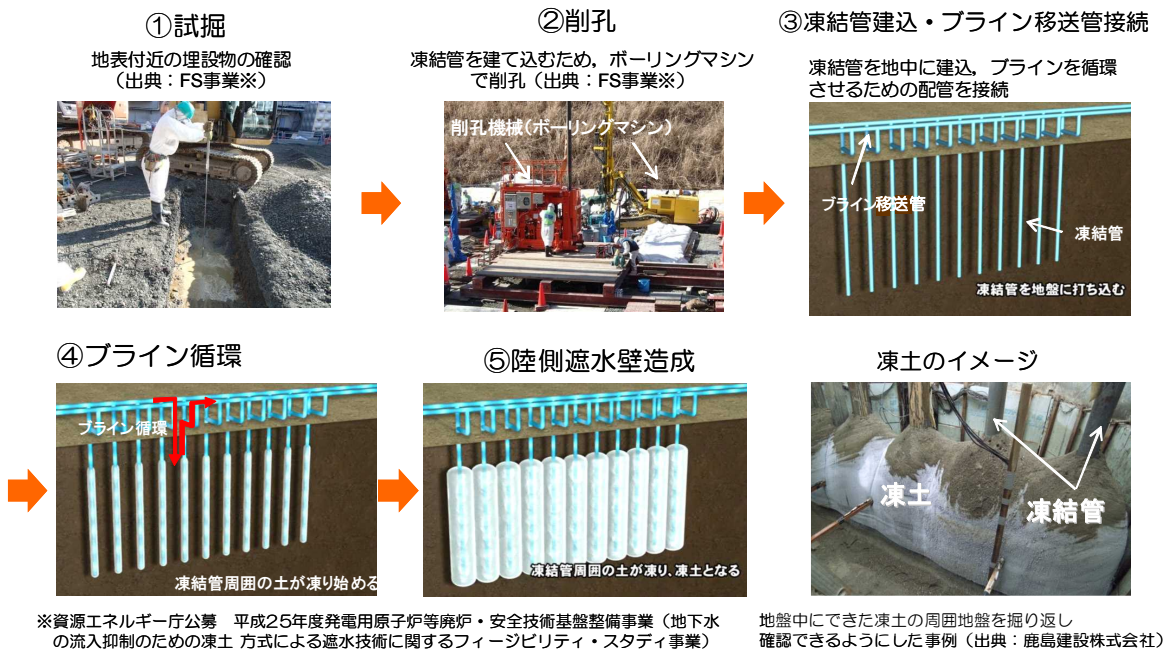


図1 陸側遮水壁の施工手順イメージ

1.2 埋設物の種類

建屋周辺の地盤中には、建屋間を連絡する電気・通信ケーブルや配管を内包するトレンチおよび雨水用の排水路等の埋設物が存在する。

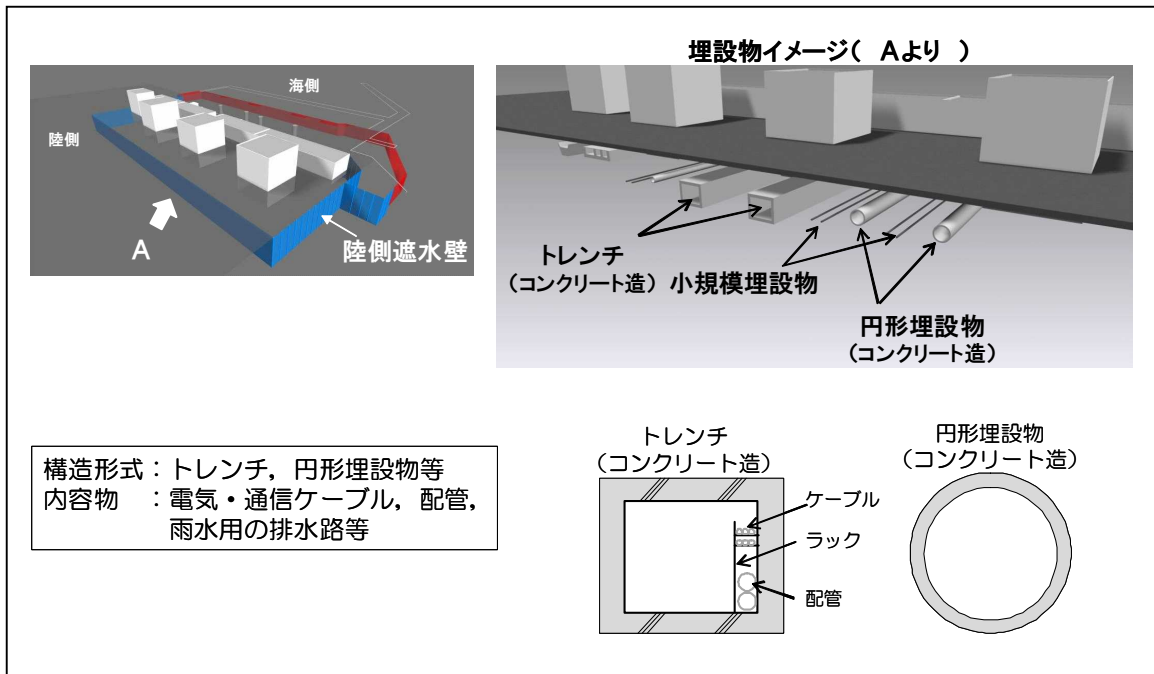


図2 埋設物のイメージ

2 埋設物に対する施工方法

陸側遮水壁の凍結管は、一般部では約1m間隔で1列に設置することから、幅1m程度以下の埋設物が横断する箇所では、凍結管の設置間隔を微調整することで干渉を回避することができる。しかし、幅1m程度以上の埋設物が横断する箇所では、干渉を回避すると凍結管の間隔が広がるため、十分な凍結効果が得られず、凍結管の間に未凍結部分が生じるおそれがある。このような埋設物の横断箇所においては、埋設物を貫通して凍結管を設置する貫通施工や、埋設物の軸方向に複数の凍結管を設置する複列施工を用いて、埋設物周囲の地盤を巻き込んで凍結する。

2.1 単列施工

一般部と同様の間隔で凍結管を設置し、埋設物周囲の地盤を巻き込んで凍結する。

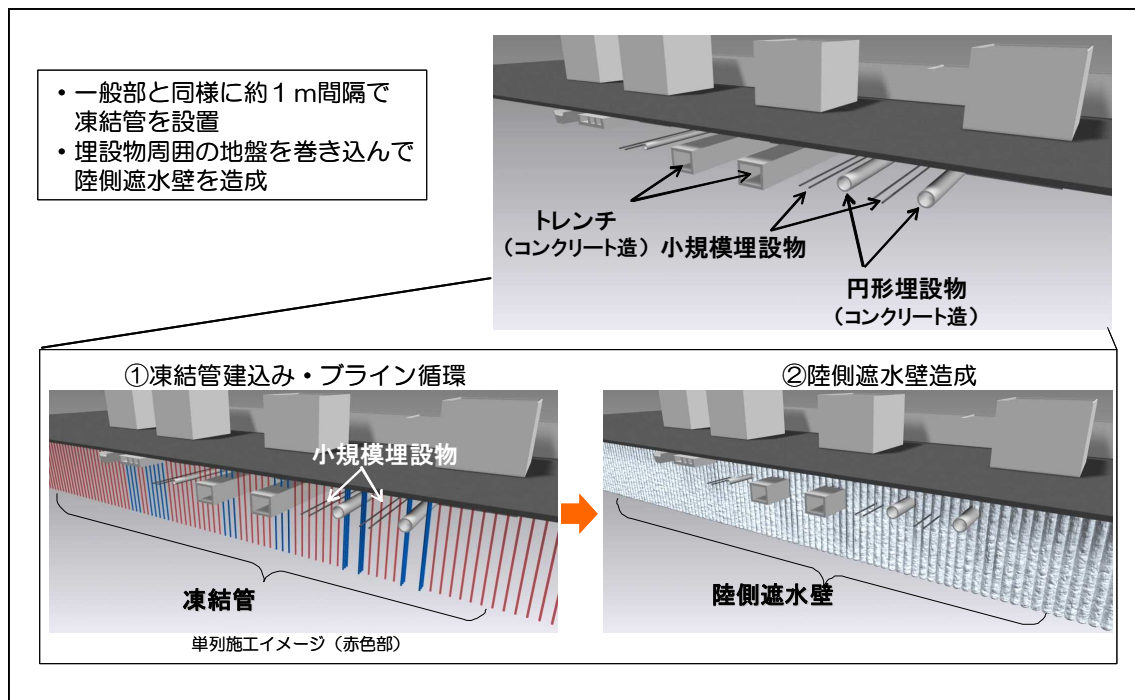


図3 単列施工のイメージ

2.2 貫通施工

- 埋設物の頂版・底版を切削・貫通して凍結管を設置し，埋設物周囲の地盤を巻き込んで陸側遮水壁を造成する。
- 埋設物の貫通は，埋設物内部等の状況により，単純貫通工法，内部充填工法，マルチステップ工法のいずれかを用いて施工する。

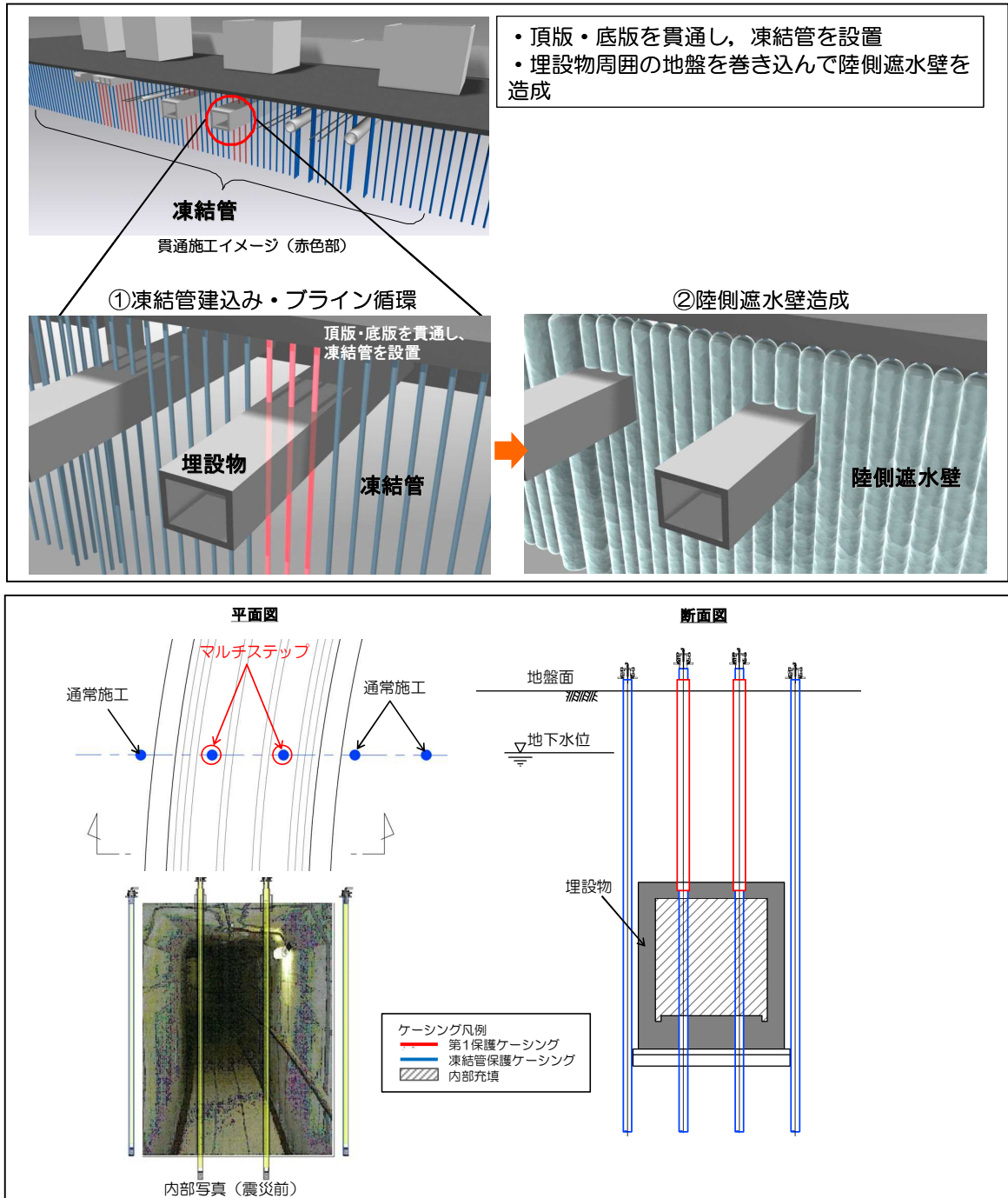


図4 貫通施工のイメージ

2.3 複列施工

埋設物の幅が1 m程度以上で、必要な埋設物内部の通水断面が貫通施工では確保できない箇所において、埋設物の軸方向に複数の凍結管を設置し、埋設物周囲の地盤を巻き込んで陸側遮水壁を造成する。

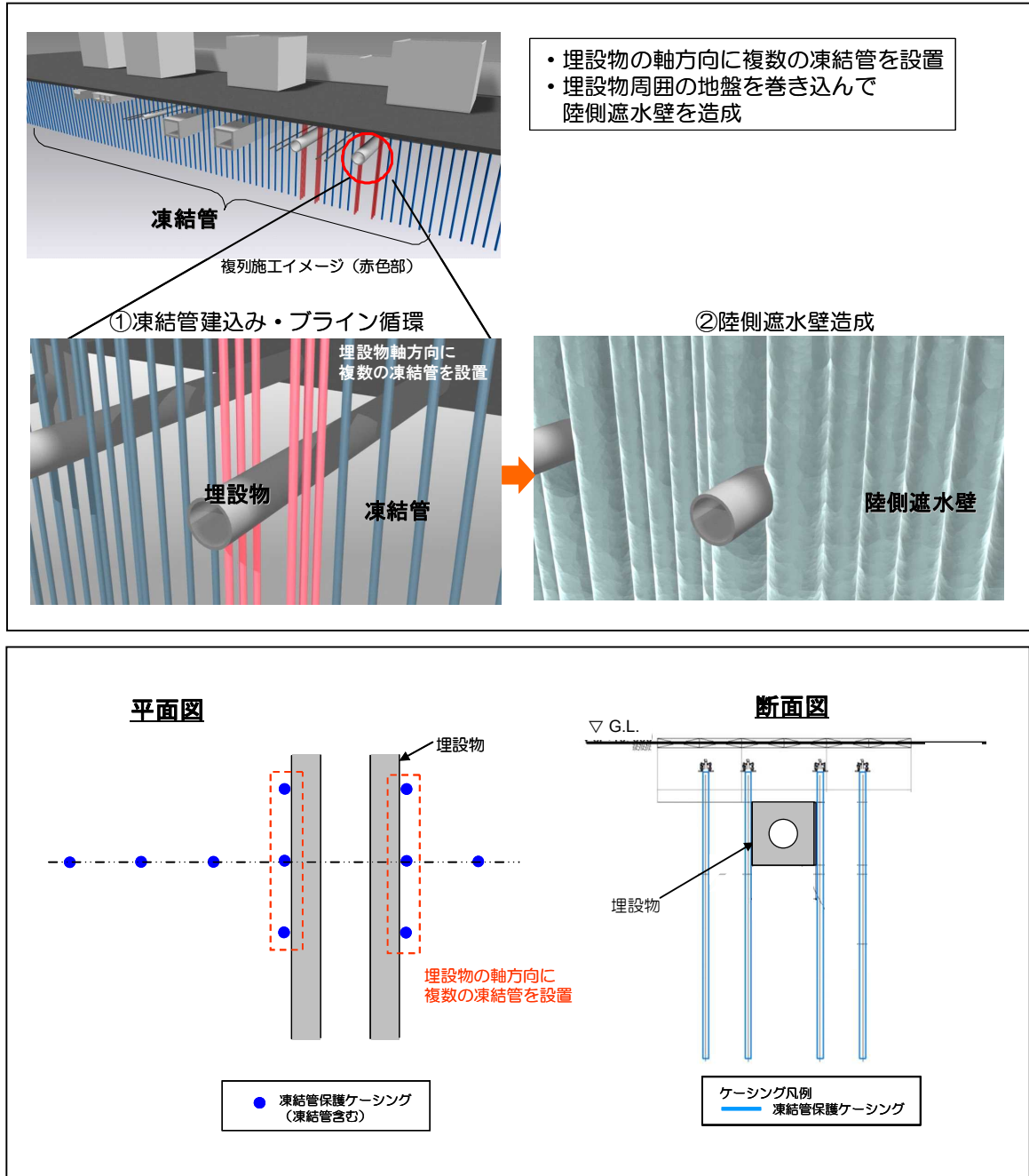


図5 複列施工のイメージ

3 貫通施工の基本方針

3.1 貫通施工の種類と施工パターン

3.1.1 貫通施工の種類

- 単純貫通工法 : ボーリング工法を用いて埋設物を単純に貫通する施工方法
- 内部充填工法 : 内部充填により貫通箇所の水密性を確保し、ボーリング工法を用いて埋設物を貫通する施工方法
- マルチステップ工法 : マルチステップ (多段式) ボーリング工法を用いて貫通箇所において漏えい防止の水密性を確保し、埋設物を貫通する施工方法

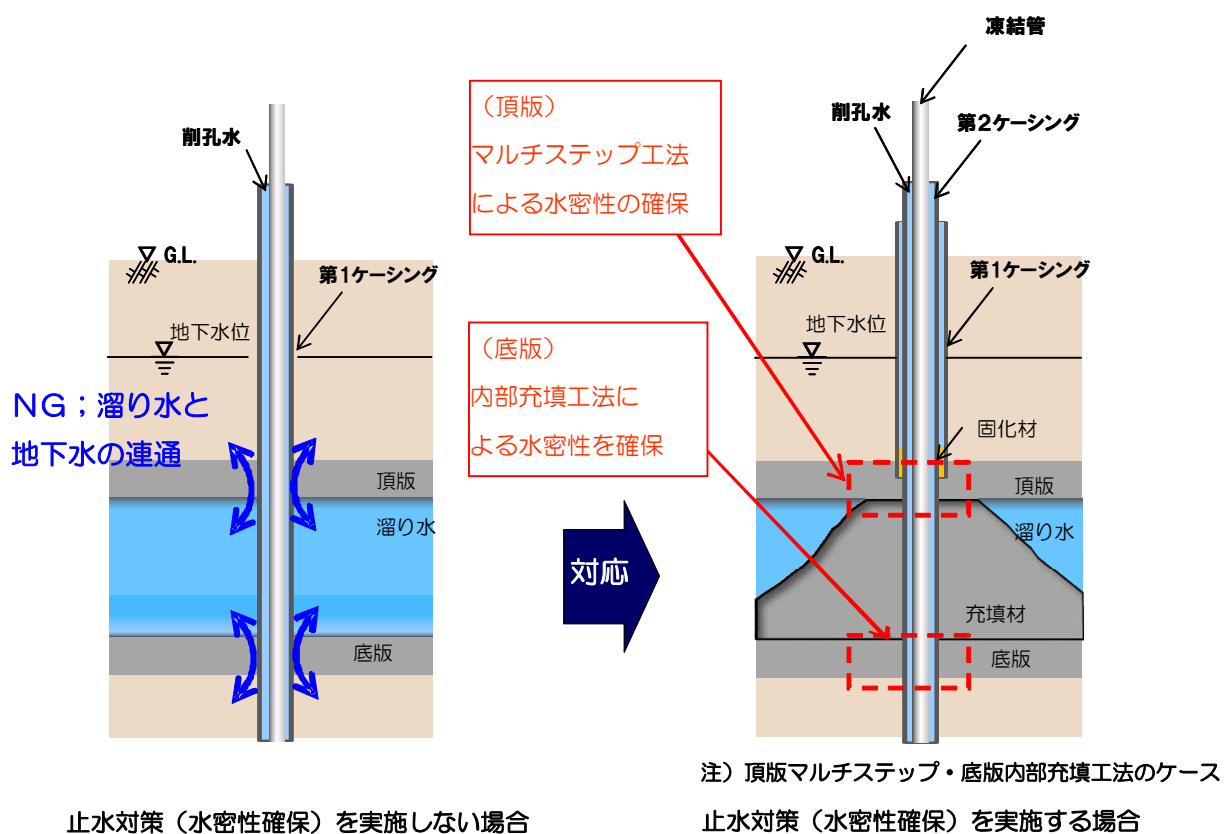
貫通箇所の水密性の確保は、埋設物の頂版はマルチステップ工法、底版は内部充填工法を用いる。ただし、内部の通水を確保する必要がある排水路の底版においては、マルチステップ工法を用いて貫通箇所の水密性を確保する。

3.2 貫通施工における水密性の確保

3.2.1 貫通施工時の留意事項

貫通施工を行う際には、以下について留意する。

留意事項	対応
埋設物内の溜り水と地下水の連通の防止	水密性の確保（内部充填工法・マルチステップ工法の適用）
OF ケーブル（Oil Filled, ケーブル油含む）や運用中の通信・制御ケーブルの損傷の防止	<ul style="list-style-type: none"> ・OF ケーブル；トレンチ内の位置確認，移動 ・通信・制御ケーブル；図面・現地確認により使用状況を確認，必要に応じて移動



マルチステップ工法における水密性確保に関する成立性確認

マルチステップ工法による埋設物頂版・底版貫通施工時の水密性確保については、資源エネルギー庁公募「平成 25 年度発電用原子炉等廃炉・安全技術基盤整備事業（地下水の流入抑制のための凍土方式による遮水技術に関するフェージビリティ・スタディ事業）」により成立性が確認されている。

図 6 貫通施工時の留意事項

3.2.2 貫通施工の施工パターン

貫通施工は、以下の施工パターンの工法を用いて施工する。

(1) 頂版単純貫通・底版内部充填工法

埋設物周辺の地下水位が頂版より低く、かつ、貫通箇所の溜り水が自由水面を持つ場合に適用する。

(2) 頂版マルチステップ・底版内部充填工法

埋設物周辺の地下水位が頂版より高い場合、または、貫通箇所の溜り水が被圧されている場合（不明な場合を含む）に適用する。

(3) 頂版撤去・底版内部充填工法

浅部に設置されて掘削して頂版に開口部を設けることが可能な埋設物、または、頂版が蓋掛け構造の埋設物において、貫通箇所に溜り水が存在する場合に適用する。

(4) 頂版単純貫通・底版マルチステップ工法

埋設物周辺の地下水位が頂版より低く、かつ、内部の溜り水が自由水面を持つ埋設物において、貫通箇所の通水を確保する必要がある場合（排水路を想定）に適用する。

(5) 頂版単純貫通・底版単純貫通工法

埋設物周辺の地下水位が底版より低く、かつ、貫通箇所に溜り水がない場合に適用する。

3.3.1 頂版単純貫通・底版内部充填工法

頂版単純貫通・底版内部充填工法の施工手順を図7に示す。

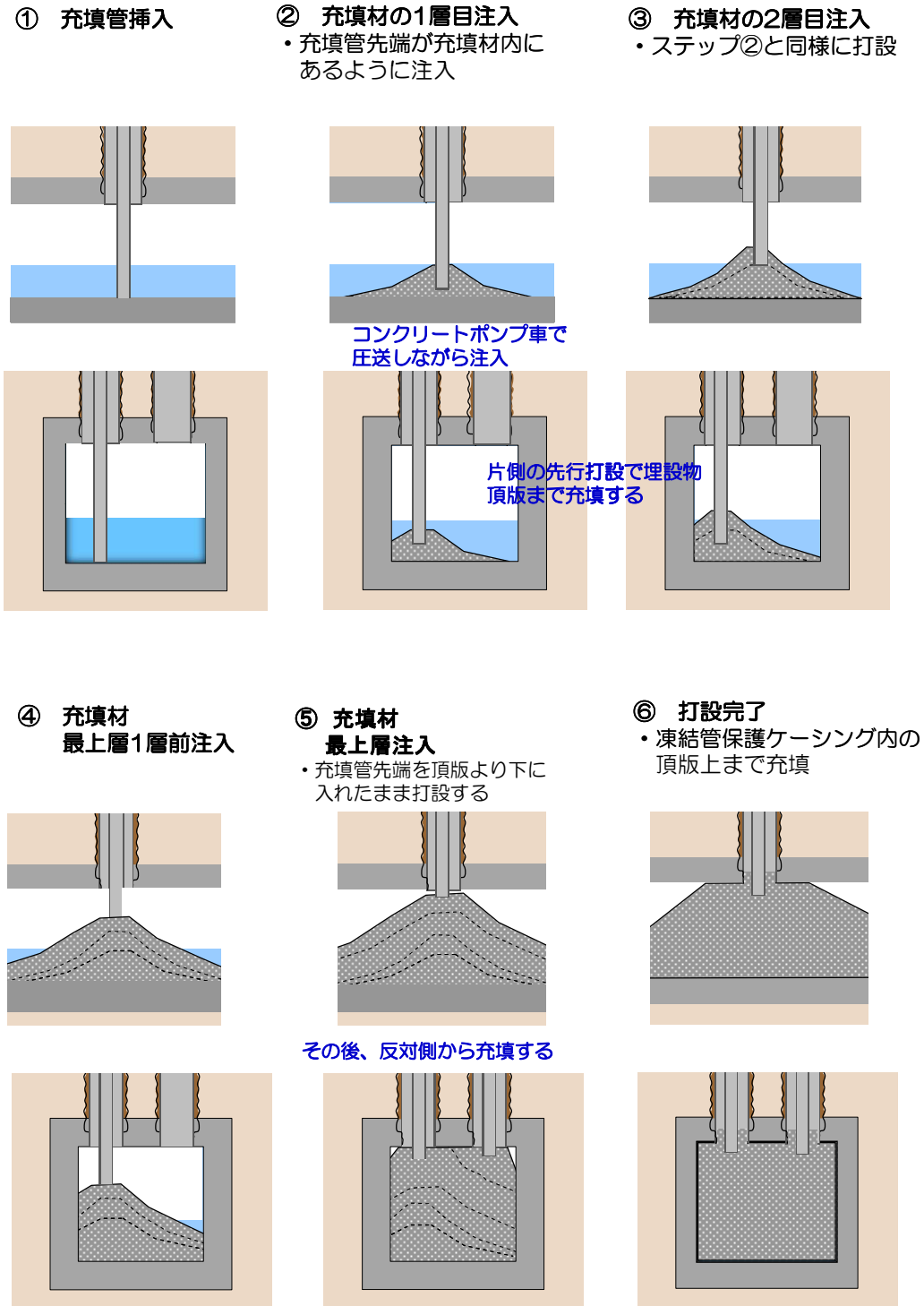
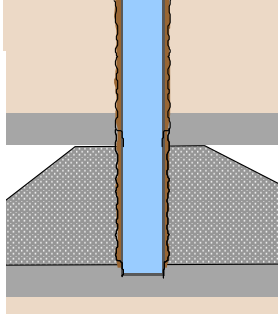


図7-1 頂版単純貫通・底版内部充填工法の施工手順（1）

⑦ 底版切込・水密性確認

- ・凍結管保護ケーシングで削孔
- ・底版切込後、ケーシングを少し引上げ、水密性確認



⑧ 底版貫通・地盤削孔

- ・凍結管保護ケーシングで底版を削孔貫通
- ・継続して、地盤を削孔

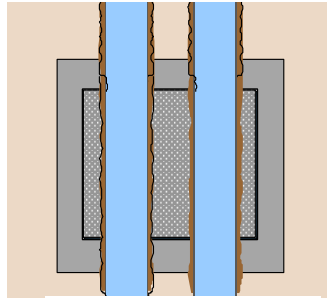
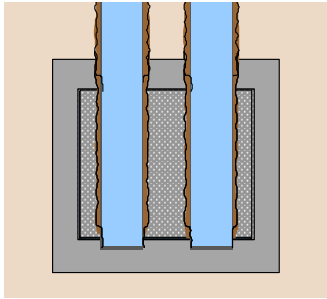
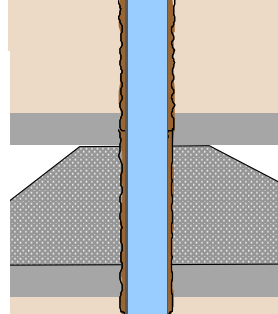
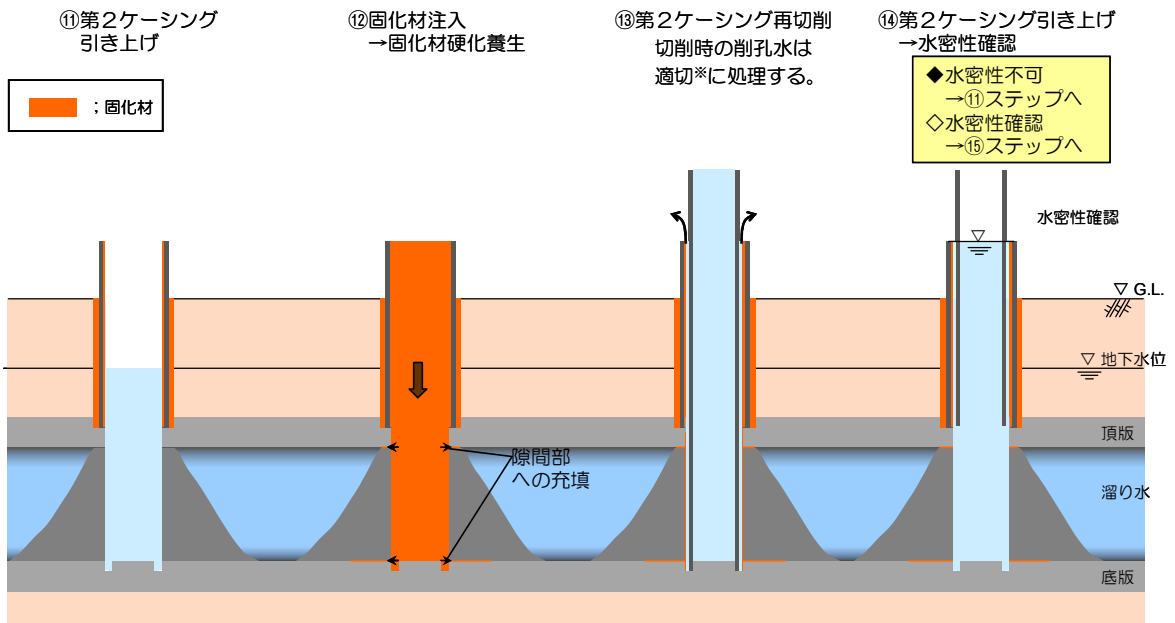


図7-2 頂版単純貫通・底版内部充填工法の施工手順(2)



注) 同一の構造物における同一の手順の削孔には再利用する。
 また、放射性物質濃度を測定した上で、同程度の濃度以上の溜り水を有する構造物における同一手順の削孔にも再利用する。
 最終的に再利用できない余剰水は「福島第一原子力発電所 特定原子力施設に係わる実施計画」に記載の設備で処理する。

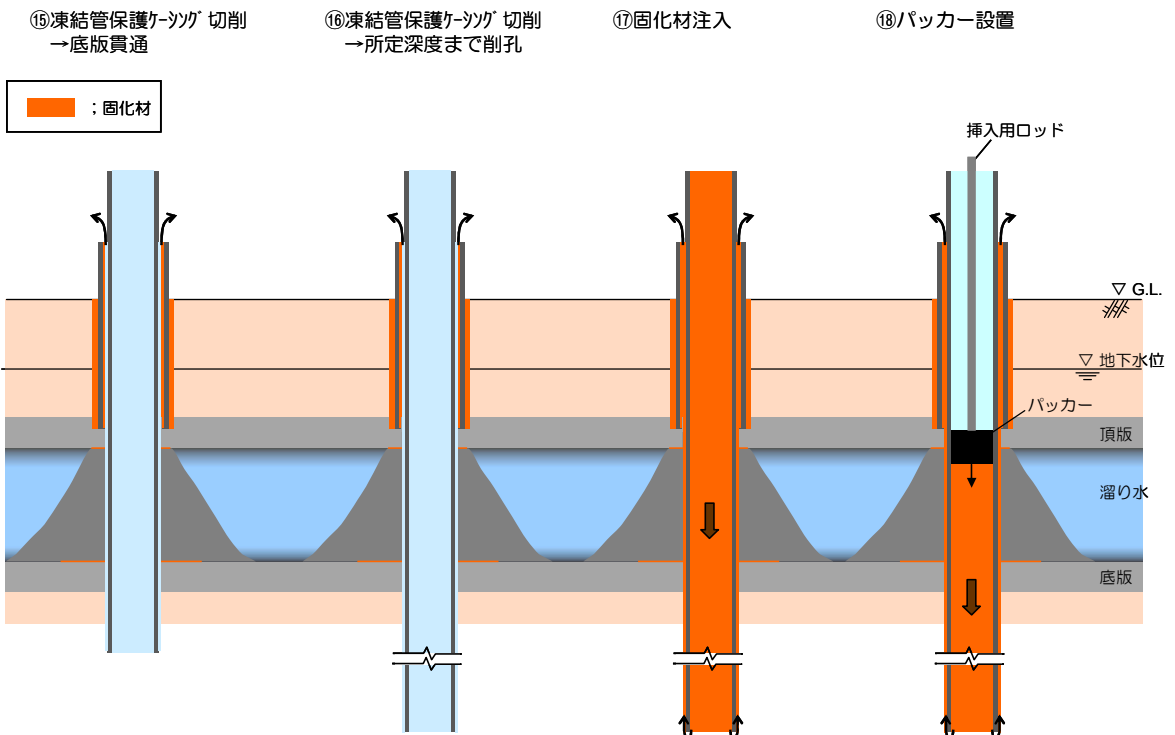


図 8 - 2 頂版マルチステップ・底版内部充填工法の施工手順 (2)

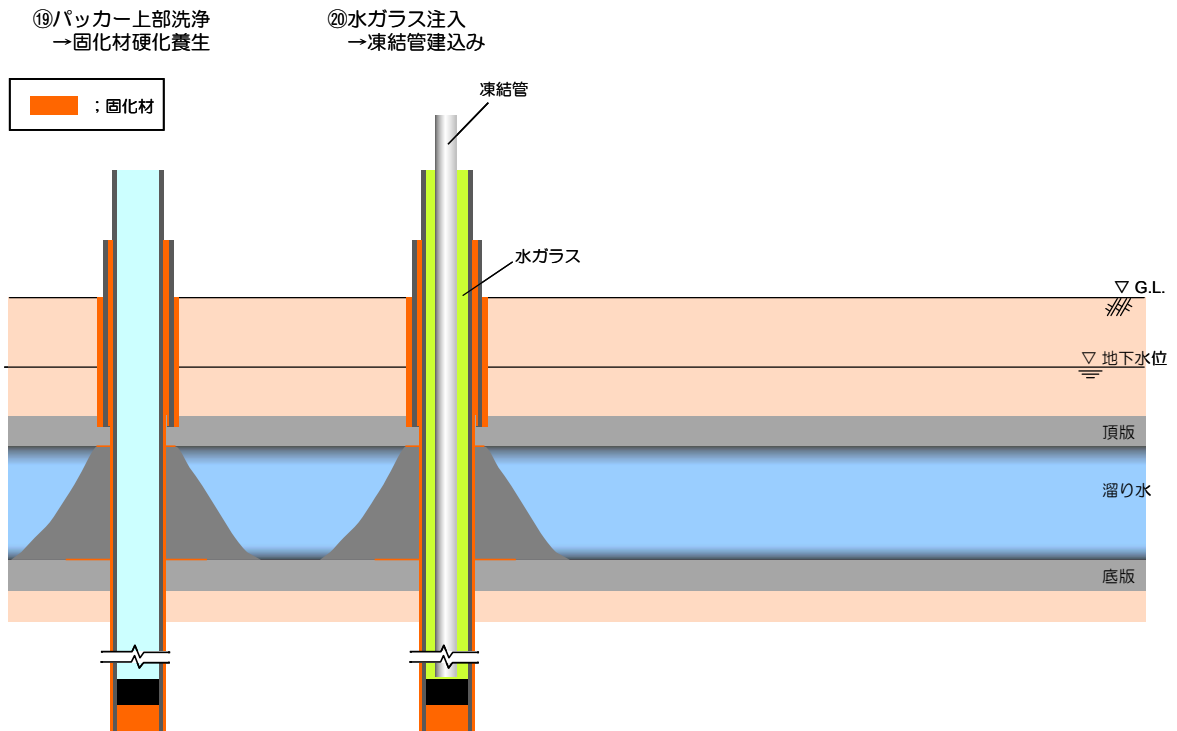


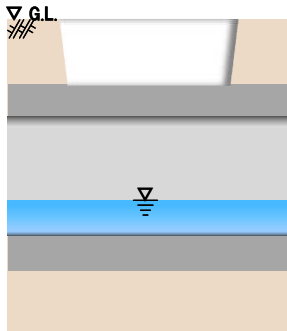
図 8 - 3 頂版マルチステップ・底版内部充填工法の施工手順 (3)

3.3.3 頂版撤去・底版内部充填工法

頂版撤去・底版内部充填工法の施工手順を図9に示す。

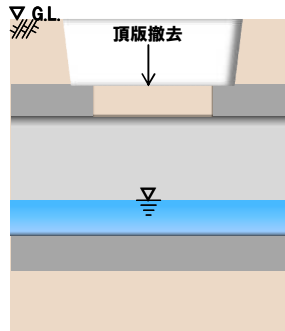
① 埋設物上部地盤の掘削

- ・試掘により埋設物の位置を確認した上で、埋設物上部の地盤を掘削



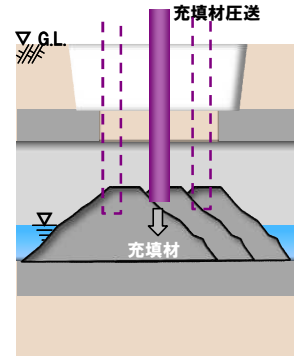
② 頂版撤去

- ・頂版撤去後、内部状況を確認



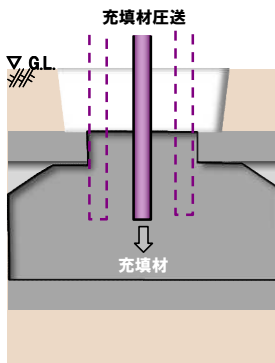
③ 内部充填

- ・内部状況確認しながら、充填管を用いて開口部より均等に充填材を圧送



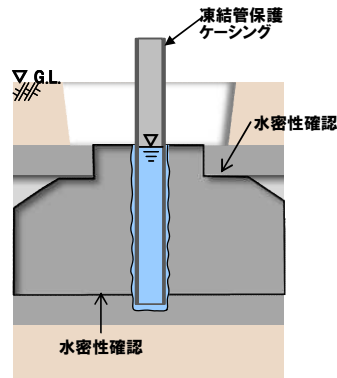
④ 内部充填

- ・埋設物内部が均等に充填されていることを確認しながら、頂板上まで充填



⑤ 底版切込・水張試験

- ・凍結管保護ケーシングで削孔
- ・頂版を切削後、ケーシングを少し引き上げ
- 水密性確認



⑥ 底版貫通・地盤削孔

- ・水質確認後、凍結管保護ケーシングで底版貫通
- ・ケーシングで地盤を削孔

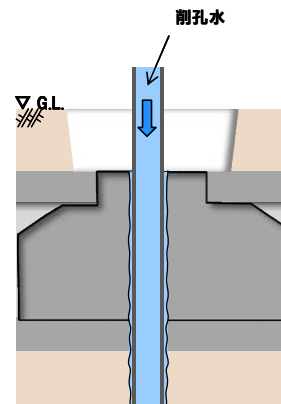


図9 頂版撤去・底版内部充填工法の施工手順

3.3.4 頂版単純貫通・底版マルチステップ工法

頂版単純貫通・底版マルチステップ工法の施工手順を図10に示す。

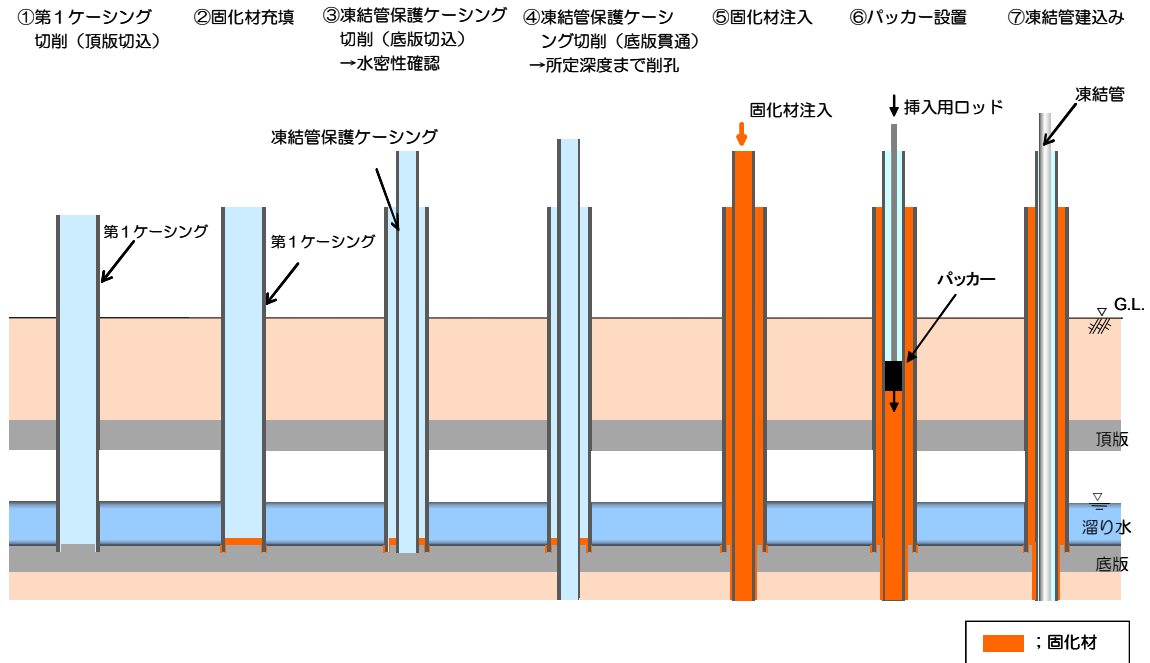


図10 頂版単純貫通・底版マルチステップ工法の施工手順

3.3.5 頂版単純貫通・底版単純貫通工法

埋設箇所の水密性確保を必要としない箇所については、通常のボーリング削孔を用いて埋設物の頂版および底版を削孔する。

3.3.6 施工後の貫通箇所の水密性確認

(1) 排水路を除く埋設物

- ・埋設物内の溜り水および貫通箇所近傍地下水の水位・水質を測定し、貫通箇所の水密性確認を行う。

(埋設物内の溜り水)

貫通施工前後に埋設物内の溜り水の水位・水質を測定し、貫通箇所の漏えい有無を確認する。

＜確認時期＞・施工前：順次実施

- ・施工後：各年実施する「福島原子力発電所 1～4号機トレンチ内滞留水の点検」に、貫通施工を対象とする埋設物を追加して確認

(貫通箇所近傍地下水)

貫通箇所近傍^{※1}地下水の水位・水質について測定する。Cs-137 または Sr-90 の放射性物質濃度が告示濃度限度^{※2}を超えた場合は、調査頻度の増加等により原因を調査する。実施にあたっては、漏えい監視計画を作成した上で実施する。

＜確認時期＞・初回：溜り水水位より周辺地下水水位が低下する前に実施^{※3}

- ・2回目以降：各年実施する「福島原子力発電所 1～4号機トレンチ内滞留水の点検」の点検時期に合わせて実施^{※4}
- ・溜り水水位より周辺地下水水位が低下した時^{※5}

- ※1 新たに観測井を設置する場合は、構造物の貫通箇所から地下水の流下方向で干渉物を避けた最短位置に可能な限り速やかに設置する。
- ※2 東京電力株式会社福島第一原子力発電所原子炉施設の保安及び特定核燃料物質の防護に関して必要な事項を定める告示に基づく周辺監視区域外の水中の濃度限度
- ※3 貫通施工箇所近傍の観測井を活用して確認する。なお、貫通施工箇所と観測井の離隔距離等の状況によっては、新たに観測井を設置し確認箇所を可能な限り速やかに変更する。但し、溜り水水位より周辺地下水水位が低下した後に観測井を変更した場合は、設置後速やかに水位・水質を測定する。
- ※4 初回から2回目の確認の期間が6ヶ月以上の間隔が空く場合は、追加の確認を実施する。
- ※5 溜り水水位より周辺地下水水位が低下する時期は、貫通箇所周辺の観測井等の水位データを活用して判断する。

(2)排水路

- ・地下水位など埋設物ごとの周辺状況に応じた方法で、水密性を確認する。

＜確認時期＞ 貫通施工後～凍結開始前

(排水路内の流況を踏まえて確認時期を確定する)

(3)漏えいが確認された場合の対応

- ・別途、変更申請を行う。

表1 施工後の排水路の貫通箇所における水密性の確認方法

設 備		確認方法	備 考
4-1	K排水路①	・水張り試験による貫通箇所周辺の水密性確認	・地下水位<底版標高
5-3	大芋沢排水路		・常時没水
7-3	K排水路②	・排水路内部点検による貫通箇所の湧水の有無確認	・底版標高<地下水位

4 凍結防止措置

陸側遮水壁を横断する埋設物のうち、埋設物内部の凍結を防止する必要がある箇所では、以下に示す方法等により対応する。

4.1 凍結管外周部に断熱材を設置する方法

凍結管外周部に断熱材を設置し、埋設物内部の凍結を防止する。

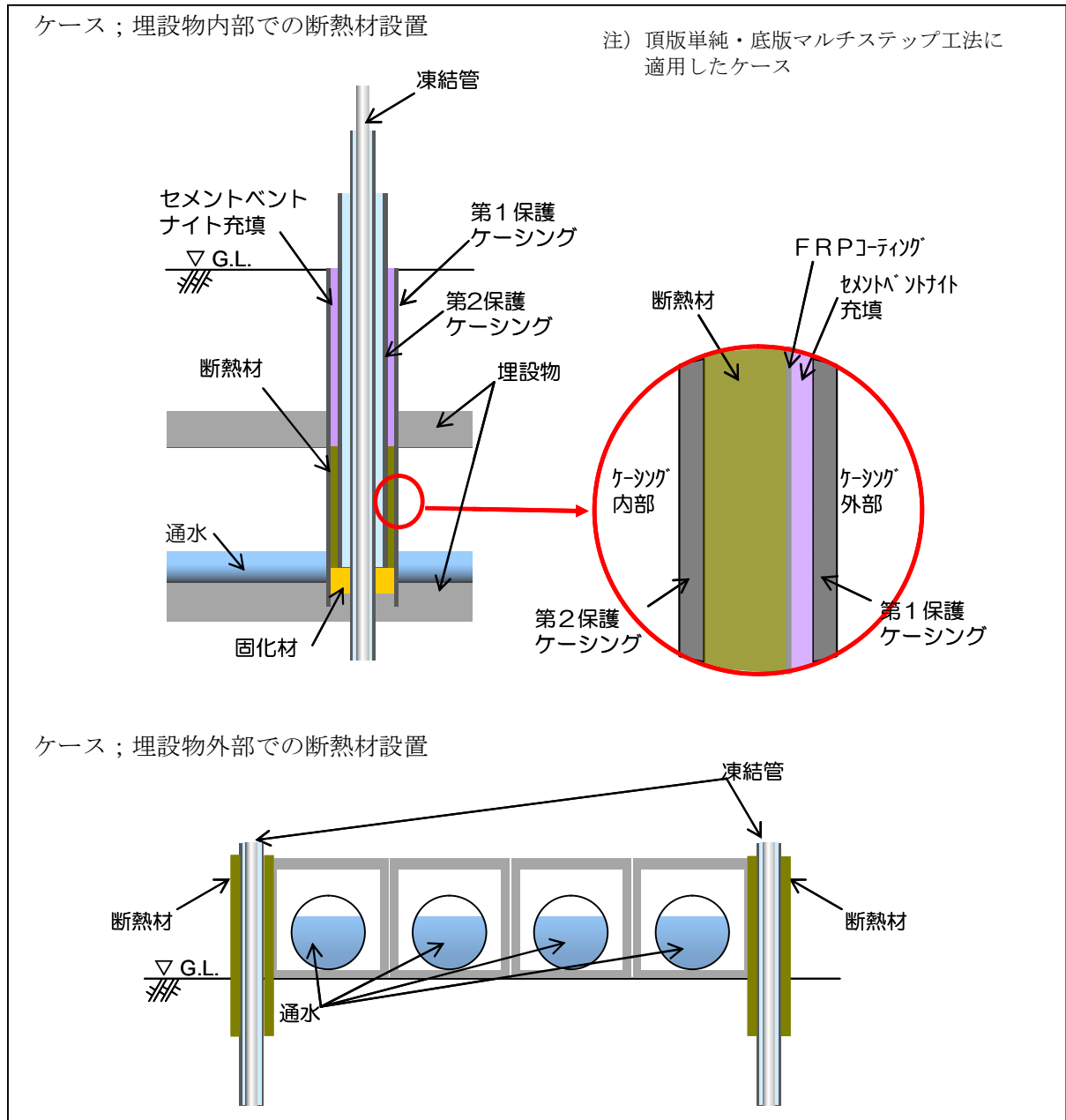


図 1 1 凍結管外周部への断熱材設置による凍結防止イメージ

4.2 埋設物外周部に断熱材を設置する方法

埋設物外周部に断熱材を設置し，埋設物内側の凍結を防止する。

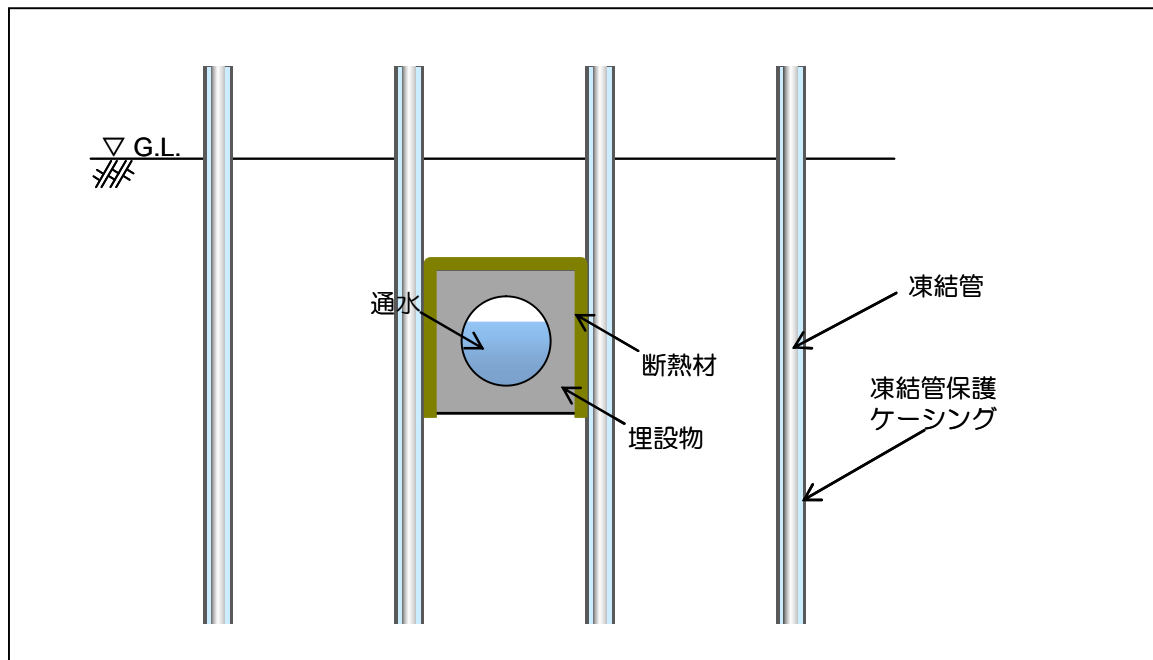


図 1 2 埋設物外周部への断熱材設置による凍結防止イメージ

5 山側ライン上の貫通施工・複列施工の対象箇所

山側ライン上の凍結管（測温管含む）の貫通施工・複列施工の対象箇所を図1-3、表2に示す。また、それぞれ箇所での施工方法を図1-6に示す。

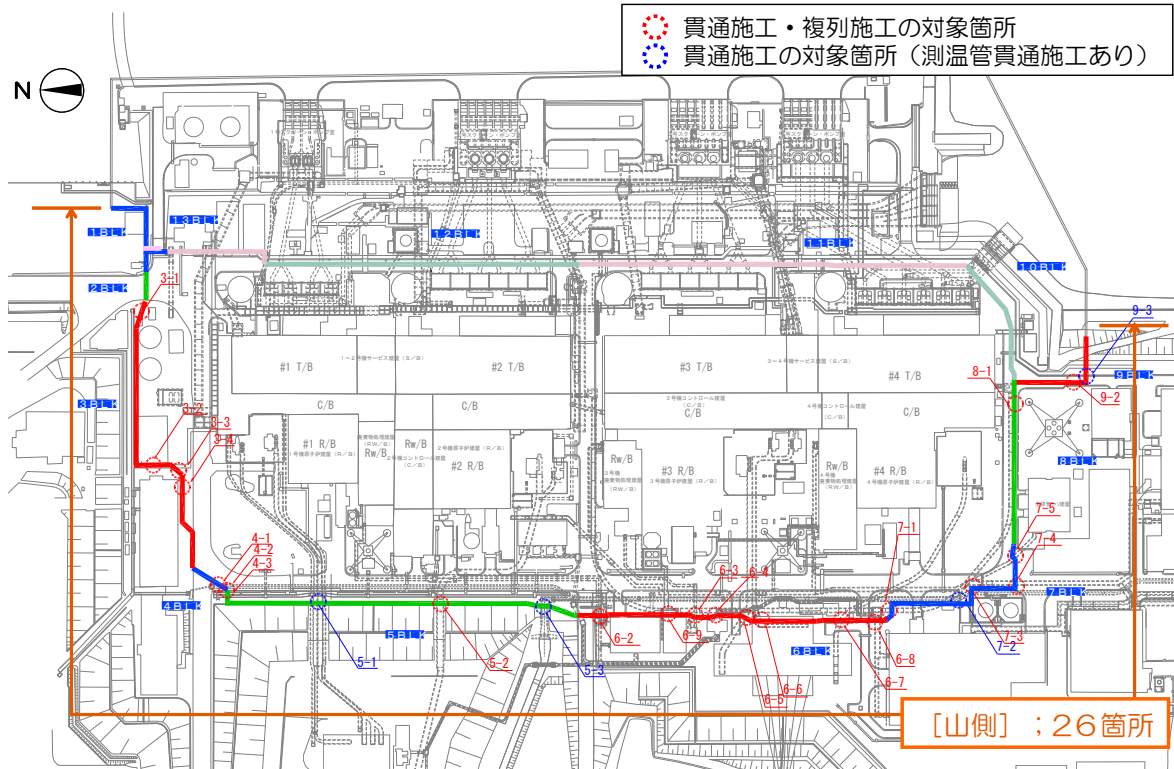


図1-3 貫通施工・複列施工の対象箇所

表2 貫通施工・複列施工の対象箇所

	構造物名	溜り水調査※4		貫通施工箇所での溜り水※4		調査時期	施工パターン	備考
		溜り水※3の有無	溜り水※1の区分	有無	自由水面・被圧			
3BLK	3-1 排水ヒューム管①	—※2	—	—	—	—	複列	
	3-2 水処理建屋～1号機T/B連絡ダクト①	有	C	—	—	H25.12	複列	
	3-3 水処理建屋～1号機T/B連絡ダクト②			—	—		複列	
	3-4 仮設ケーブルトレンチ	無	—	無	—	H26.12	複列	
4BLK	4-1 K排水路①	—※2	—	—	—	—	(頂版)単純 (底版)マルチステップ	
	4-2 ケーブルダクト	無	—	無	—	H23.12 ～H24.1	(頂版)頂版撤去 (底版)単純	蓋がほぼ地上に位置している
	4-3 発電所西側ケーブルダクト	無	—	無	—	H23.12 ～H24.1	(頂版)頂版撤去 (底版)単純	蓋がほぼ地上に位置している
5BLK	5-1 1号機電気ケーブルダクト	有	C	無	—	H23.12 ～H24.1 H25.12	(頂版)単純 (底版)単純	・起動用変圧器洞道 ・主要変圧器洞道 ・測温管貫通施工あり ・予備電源ケーブル洞道 ・コントロール洞道 ・測温管貫通施工あり
	5-2 2号機主変圧器ケーブルダクト	有	C	無	—	H23.12 ～H24.1	(頂版)単純 (底版)単純	
	5-3 大芋沢排水路	—※2	—	—	—	—	(頂版)単純 (底版)マルチステップ	測温管貫通施工あり
6BLK	6-2 1号機活性炭ホールダアップダクト	有	C	有	自由水面	H23.12 ～H24.1	(頂版・中床版)単純 (底版)内部充填	
	6-3 3号機オフガス配管ダクト(北側)	—	—	—	—	—	複列	
	6-4 1～4号機共用所内ポイラトレンチ	無	—	無	—	H23.12 ～H24.1	(頂版)頂版撤去 (底版)単純	
	6-5 3号機主変圧器ケーブルダクト	有	C	有	被圧	H23.12 ～H24.1	(頂版)マルチステップ (底版)内部充填	
	6-6 3号機起動用変圧器ケーブルダクト	有	C	有	被圧	H25.12	(頂版)マルチステップ (底版)内部充填	
	6-7 4号機主変圧器ケーブルダクト	有	C	有	被圧	H23.12 ～H24.1	(頂版)マルチステップ (底版)内部充填	
	6-8 2～4号機DG連絡ダクト①	有	C	無	—	H25.12	(頂版)単純 (底版)単純	
6-9 3号機活性炭ホールダアップ管路	無	—	無	—	H26.11	(頂版)単純 (底版)単純		
7BLK	7-1 2～4号機DG連絡ダクト②	有	C	有	被圧	H24.12	(頂版)マルチステップ (底版)内部充填	
	7-2 2～4号機DG連絡ダクト③					H24.12	(頂版)マルチステップ (底版)内部充填	測温管貫通施工あり
	7-3 K排水路②	—※2	—	—	—	—	(頂版)単純 (底版)マルチステップ	
	7-4 廃棄物系共通配管ダクト①	有	C	有	自由水面	H25.12	(頂版)頂版撤去 (底版)内部充填	
	7-5 廃棄物系共通配管ダクト②	有	C	有	自由水面	H26.11	(頂版)単純 (底版)内部充填	
8BLK	8-1 滞留水移送管	—※2	—	—	—	—	複列	
9BLK	9-2 配管ダクト	無	—	無	—	H26.10	(頂版)単純 (底版)単純	
	9-3 集中ラド側カルパート	無	—	無	—	H26.10	(頂版)単純 (底版)単純	測温管貫通施工あり

※1 貫通施工に関する溜り水の区分(放射性物質濃度(Cs))

- A: 1.0 × 10⁶Bq/L以上
- B: 1.0 × 10⁴Bq/L以上～1.0 × 10⁶Bq/L未満
- C: 1.0 × 10⁴Bq/L未満

今後の陸側遮水壁貫通施工に伴う調査により上記区分のA、Bに相当する溜り水が確認された場合は、溜り水の除去の計画を検討の上、実施する。

※2 排水設備および滞留水移送管

排水設備については雨水や地表水が流れる構造である。

※3 上表で溜り水「無」の埋設構造物内に、貫通施工前の調査によって溜り水を有することが確認された場合には工事を中止し、別途、変更申請を行う。ただし、測定の結果、明らかに雨水由来あるいは地下水由来の水と推定される場合については報告する。

※4 貫通施工を行う埋設構造物の貫通施工中に埋設構造物内の溜り水の水位が大きく変動した場合など、溜り水の漏えいを防止する観点で、上表の施工パターンを変更する必要がある場合には直ちに工事を中止し、別途変更申請を行う。

注1) 「6-1 2～3号機共用所内ポイラトレンチ」については、現地調査等により溜り水がないこと、また、現状使用しておらず今後とも使用しないことを確認したため、陸側遮水壁ラインと干渉する部分を撤去することとした。

これに伴い「貫通施工・複列施工の対象箇所」から除外した。

注2) 「8-2 排水ヒューム管②」及び「9-1 排水ヒューム管③」については、現地調査等により単列施工にて対応可能であることを確認したため、「貫通施工・複列施工の対象箇所」から除外した。

6 貫通施工箇所に溜り水を有する埋設物からの溜り水漏えいについて

貫通施工箇所に溜り水を有する埋設物に対して貫通施工を行う下記の8箇所については、溜り水水位と地下水位の関係で2種類の貫通施工方法を選択する。

建屋のひび割れ部において建屋内部の滞留水の水頭に対して外部の地下水の水頭が高い場合には、建屋外部から内部への移流が支配的となる。同様に、埋設物の貫通施工が完了した箇所において万一水密性が損なわれた場合、埋設物内の溜り水の調査結果から、溜り水の水頭よりも構造物周辺地下水の水頭が高くなる状態では、地下水が埋設物内に流入する“移流”が支配的となり、埋設物から溜り水が漏えいすることはない。一方、溜り水水頭よりも構造物周辺地下水の水頭が低くなる状態となり、万一貫通箇所の水密性が損なわれて溜り水が漏えいした場合においても、解析から得られた放射性物質濃度の上昇幅を、貫通箇所周辺地下水（震災以降に設置したサブドレンピット・観測井）の放射性物質濃度に加えた値が告示濃度限度以下であることから、周辺環境に与える影響はないものと考えられる（6.2 参照）。

表3 貫通施工箇所に溜り水を有する埋設物の貫通施工方法

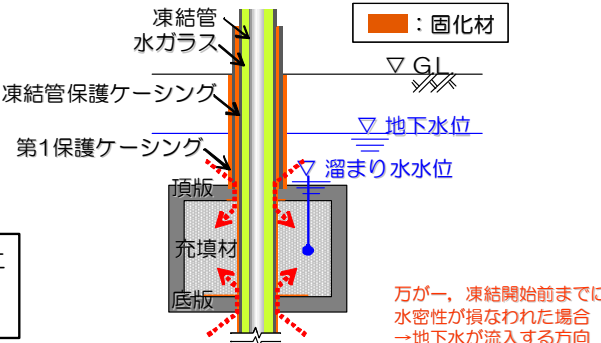
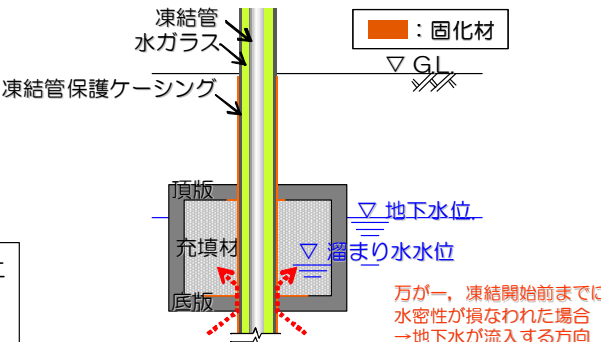
対象貫通箇所	貫通施工方法
<ul style="list-style-type: none"> • 6-5 3号機主変圧器ケーブルダクト • 6-6 3号機起動用変圧器ケーブルダクト • 6-7 4号機主変圧器ケーブルダクト • 7-1 2~4号機DG連絡ダクト② • 7-2 2~4号機DG連絡ダクト③ <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px;"> 以下の施工方法により溜り水の漏えいを防止 頂版：マルチステップ工法 底版：内部充填工法 </div>	
<ul style="list-style-type: none"> • 6-2 1号機活性炭ホールドアップダクト • 7-4 廃棄物系共通配管ダクト① • 7-5 廃棄物系共通配管ダクト② <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px;"> 以下の施工方法により溜り水の漏えいを防止 頂版：単純貫通工法または頂版撤去 底版：内部充填工法 </div>	

表4 貫通施工箇所に溜り水を有する埋設物の溜り水水位と地下水位

対象貫通箇所	貫通施工方法	溜り水水位（測定時期）	地下水位※（測定時期）
6-2 1号機活性炭ホールドアップダクト	頂版・中床版 ：単純貫通 底版：内部充填	T. P. +4.96m (平成24年1月)	T. P. +5.1m (地下水位観測孔B孔 平成24年12月20日)
6-5 3号機主変圧器ケーブルダクト	頂版：マルチステップ 底版：内部充填	T. P. +5.16m (平成24年1月)	T. P. +6.4m (サブドレンNo.45 平成24年4月18日)
6-6 3号機起動用変圧器ケーブルダクト		T. P. +6.28m (平成25年12月)	
6-7 4号機主変圧器ケーブルダクト		T. P. +5.81m (平成24年1月)	
7-1 2～4号機DG連絡ダクト②		T. P. +4.69m (平成24年12月)	
7-2 2～4号機DG連絡ダクト③			
7-4 廃棄物系共通配管ダクト①	頂版：頂版撤去 底版：内部充填	T. P. +5.74m (平成25年12月)	
7-5 廃棄物系共通配管ダクト②	頂版：単純貫通 底版：内部充填	T. P. +5.99m (平成26年11月)	

※：地下水位については貫通箇所近傍のサブドレン・地下水位観測孔の震災後の観測値（既往最低）より保守的に推定した。

本資料に記載の標高は、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

6.1 施工時の確認事項

上記の8箇所のうち2～4号機DG連絡ダクトを除く6箇所については、貫通施工を開始する前に、過去1年程度以内の測定結果を用いて当該埋設物の「溜り水水位 ≤ 地下水位」の確認、および、放射性物質濃度（Cs）が至近の測定データに対して有意に上昇していないこと（桁数オーダーで上昇していないこと）を確認した上で、当該箇所の貫通施工を実施する。なお、頂版の貫通施工後にも当該埋設物内の溜り水の水位計測を行い「溜り水水位 ≤ 地下水位」の確認を行った上で、その後の施工を実施する。

2～4号機DG連絡ダクトについては、自由水面を持つ箇所にアクセス出来ないことから、マルチステップにて頂版貫通を行った後に、水位および水質を計測し当該埋設物の「溜り水水位 ≤ 地下水位」の確認、および、放射性物質濃度（Cs）が至近の測定データに対して有意に上昇していないこと（桁数オーダーで上昇していないこと）を確認する。

上記条件を逸脱する計測・調査結果が得られた場合には別途変更申請を行う。

また、上記 8 箇所以外の埋設物貫通箇所については、貫通施工前に溜り水の有無を調査し、溜り水を有することが確認された場合には工事を中止し、別途、変更申請を行う。ただし、測定の結果、明らかに雨水由来あるいは地下水由来の水と推定される場合については報告する。

また、貫通施工を行う埋設物の貫通施工中に埋設物内の溜り水の水位が大きく変動した場合など、溜り水の漏えいを防止する観点で、表 2 記載の施工パターンを変更する必要性が生じた場合には直ちに工事を中止し、別途変更申請を行う。

6.2 溜り水を有する埋設物の貫通箇所から漏えいが生じた場合の影響

溜り水を有する埋設物の貫通箇所については、貫通箇所から溜り水の漏えいを生じさせない対策として、施工時に内部充填、水密性確認により水密性を確保するが、万一貫通箇所の水密性が損なわれた場合を仮定して、周辺地下水への影響を評価した。

影響の評価にあたり、貫通施工箇所に溜り水を有する埋設物に対して貫通施工を行う 8 箇所について水質調査を実施した結果、「6-6 3 号機起動用変圧器ケーブルダクト」の放射性物質濃度 (Cs-137, 全β) が最も高かった (表 5 参照)。このため、「6-6 3 号機起動用変圧器ケーブルダクト」について、一次元核種移流拡散解析を用いて、貫通箇所から漏えいした溜り水が地下水を移流し地下水の流れ方向に位置する地点に到達した場合の核種の移流時間、濃度上昇幅を解析した結果、貫通箇所から流れ方向に 1 m 離れた地点における地下水の放射性物質濃度の上昇幅は Cs-137 で 1.4Bq/L, Sr-90 で 0.16Bq/L 程度であった。なお、解析に用いた計算条件を表 6 に示す。

解析から得られた放射性物質濃度の上昇幅を、貫通箇所周辺地下水 (震災以降に設置したサブドレンピット・観測井) の放射性物質濃度 (図 1 5 参照) に加えた値が告示濃度限度以下であることから、万一貫通箇所の水密性が損なわれて溜り水が漏えいした場合においても、周辺環境に与える影響はないものと考えられる (表 7 参照)。

ただし、念のため、溜り水を有する埋設物の貫通施工箇所について、貫通施工後に、溜り水および貫通箇所周辺地下水の水位・水質を測定する (3.3.6 参照)。

表5 溜り水を有する埋設物の貫通施工箇所における溜り水調査結果

(単位: Bq/L)

	Cs-137	全β	Sr-90	H-3	採水日
6-2 1号機活性炭ホールドアップダクト	210 170	300 240	—	210 190	平成26年10月18日 平成26年10月18日
6-5 3号機主変圧器ケーブルダクト	200	330	7.3	150	平成27年3月4日*
6-6 3号機起動用変圧器ケーブルダクト	250	370	8.1	ND(110)	平成27年3月4日*
6-7 4号機主変圧器ケーブルダクト	50	68	—	ND(110)	平成26年10月16日
7-1 2~4号機DG連絡ダクト②	64	71	—	ND(110)	平成26年10月29日
7-2 2~4号機DG連絡ダクト③	76	84	—	ND(110)	平成26年11月5日
7-4 廃棄物系共通配管ダクト①	62	75	—	230	平成26年10月25日
7-5 廃棄物系共通配管ダクト②	48	100	—	210	平成26年11月7日

注) NDは検出限界値未満を表し、()内に検出限界値を示す。

※ 平成26年10~11月の調査で放射性物質濃度が高かったことから、平成27年3月にSr-90を含めた再調査を実施

表6 一次元核種移流拡散解析に用いた計算条件

項目	設定値	備考	
貫通箇所周りの地下水流速 (ダルシー流速)	11.4 cm/sec	<ul style="list-style-type: none"> 6-6 3号機起動用変圧器ケーブルダクトの底版貫通施工箇所において想定されるダルシー流速 海側遮水壁が閉合し、サブドレン稼働水位を屋座水位+1m*の場合を仮定し、3次元地下水浸透流解析を用いて想定した。 ※サブドレン稼働の設定水位 <ul style="list-style-type: none"> No.8,9,N4,N5,N6 : O.P.+5.0m 上記以外のビット : O.P.+4.0m 	
漏えい期間	継続	—	
地盤の間隙率	0.41	<ul style="list-style-type: none"> 中粒砂岩相当 (『福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書』平成5年4月(平成5年7月一部補正)) 地盤の真密度: 2650 kg/m³ 	
比重	2.65		
地盤間隙の屈曲度	1.414	• Kozeny-Carmanの式での定数	
分散長	1 m (移行距離の1/10)	<ul style="list-style-type: none"> 貫通施工箇所とその周辺の観測井の距離(数m~20m)を評価対象区間とし、その中間地点(10m)の分散長を想定し、移行距離(10m)の1/10として設定した。また、1/10については以下の文献を参考にした。 Gelhar et al.1992. A critical review of data on field-scale dispersion in Water Resources Research, Vol.28(7) ,pp.1955-1974. 	
解析期間	25年	—	
半減期	Cs-137	30.17年	—
	Sr-90	28.90年	—
分配係数	Cs-137	0.4 m ³ /Kg	• 現地で採取した砂岩を用いた室内試験結果
	Sr-90	7×10 ⁻³ m ³ /Kg	
水中拡散係数	Cs-137	2.02×10 ⁻⁹ m ² /sec	• 文献 (Gray, 1972)からの引用
	Sr-90	7.94×10 ⁻¹⁰ m ² /sec	

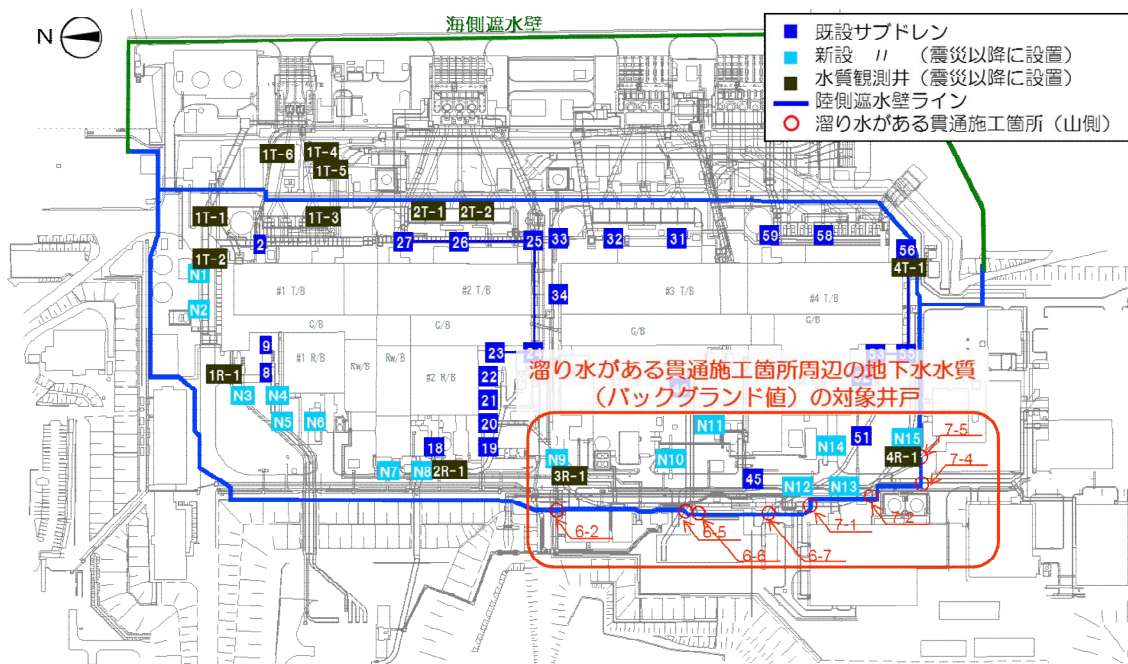


図 1 4 埋設物内に溜り水を有する貫通箇所周辺地下水の水質を測定するためのサブドレンピット・観測井 位置図

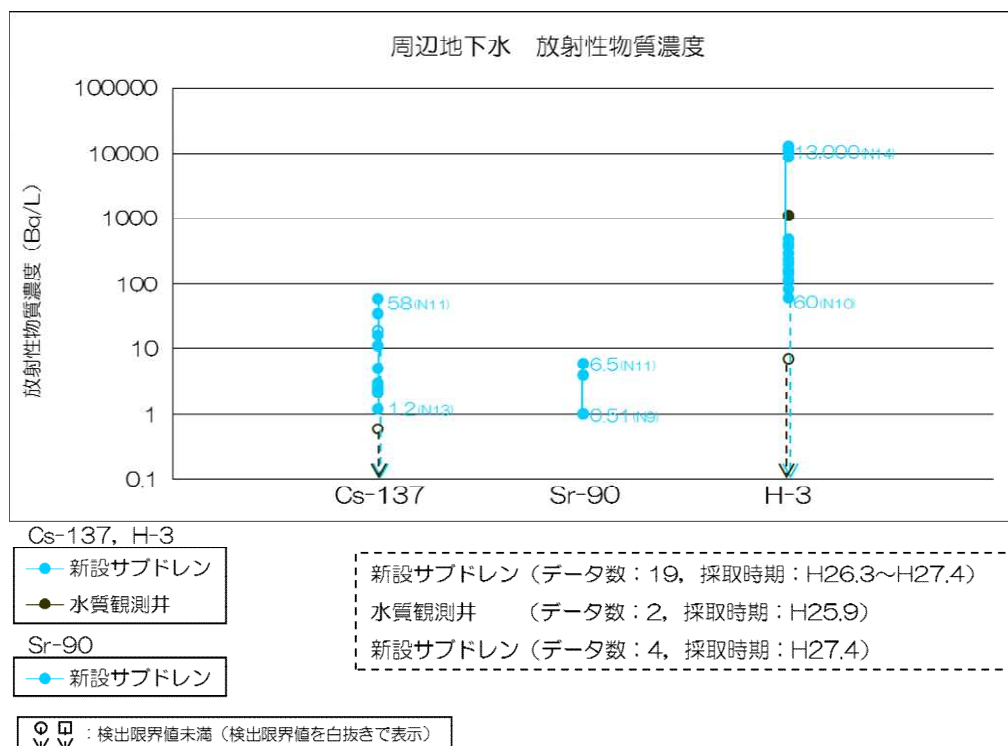


図 1 5 貫通箇所周辺地下水 (震災以降に設置したサブドレンピット・観測井) の放射性物質濃度

表7 貫通箇所から流れ方向に1 m離れた地点における放射性物質濃度変化

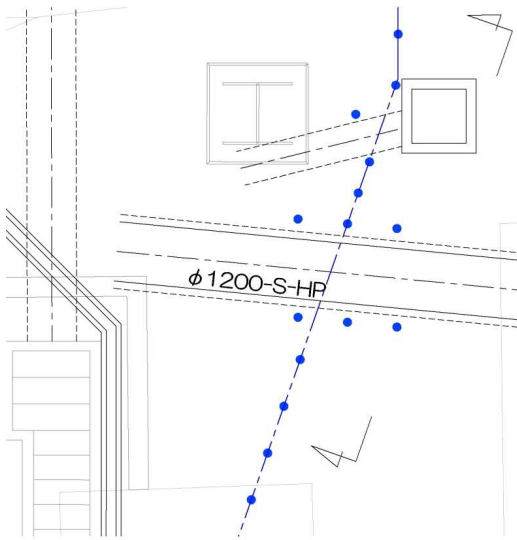
	濃度ピーク到達 までの期間	濃度ピーク到達時または 25年後の最大濃度	(参考) 3-4号機建屋山側における震災以降に設置 したサブドレンピット・観測井の放射性物質濃度
Cs-137	25年以上	1.4Bq/L	1.2~58Bq/L
Sr-90	1,000日程度	0.16Bq/L	0.51~6.5Bq/L

注1 埋設物内部の溜り水が凍結管と外壁の隙間を漏えい経路として、周辺地下水に継続して流出したものと仮定し、周辺地下水のCs-137, Sr-90の移行時間、濃度変化を一次元核種移流拡散解析により推定した。

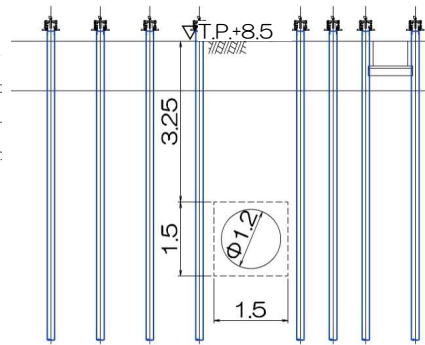
注2 埋設物内の溜り水のトリチウム濃度は周辺地下水と同程度であるため、漏えいした場合においても周辺環境への影響はないことから対象外とした。



平面図



断面図



<埋設物情報>

位置：山側 3BLK
形状：円形
寸法：幅1.5m
標高：T.P.+5.31m
溜り水：－
内部施設：雨水排水

<施工パターン>

複列

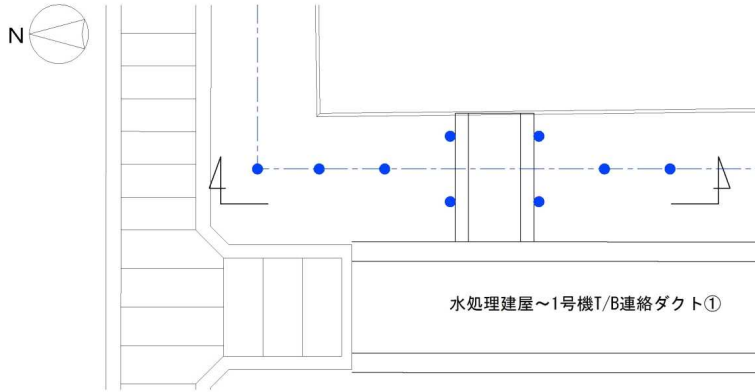
※ 地下水位及びヒューム管内部状況を確認し、必要に応じて凍結防止対策を実施する。

ケーシング凡例
— 凍結管保護ケーシング

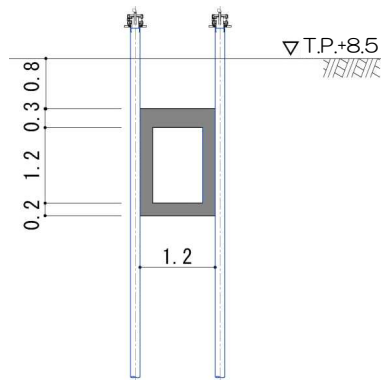
図16-1 【3-1】排水ヒューム管① 施工方法（複列施工）

本資料に記載の標高は、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

平面図



断面図



写真(震災後)

<埋設物情報>

位置：山側 3BLK

形状：矩形

寸法：幅1.2m

標高：T.P.+7.7m

溜り水：有

・Cs-134： 1.4×10^2 Bq/L

・Cs-137： 3.2×10^2 Bq/L

(H25.12測定)

内部施設：電気ケーブル

<施工パターン>

複列

ケーシング凡例

凍結管保護ケーシング

図16-2 【3-2】水処理建屋～1号機 T/B 連絡ダクト① 施工方法（複列施工）

本資料に記載の標高は、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

平面図

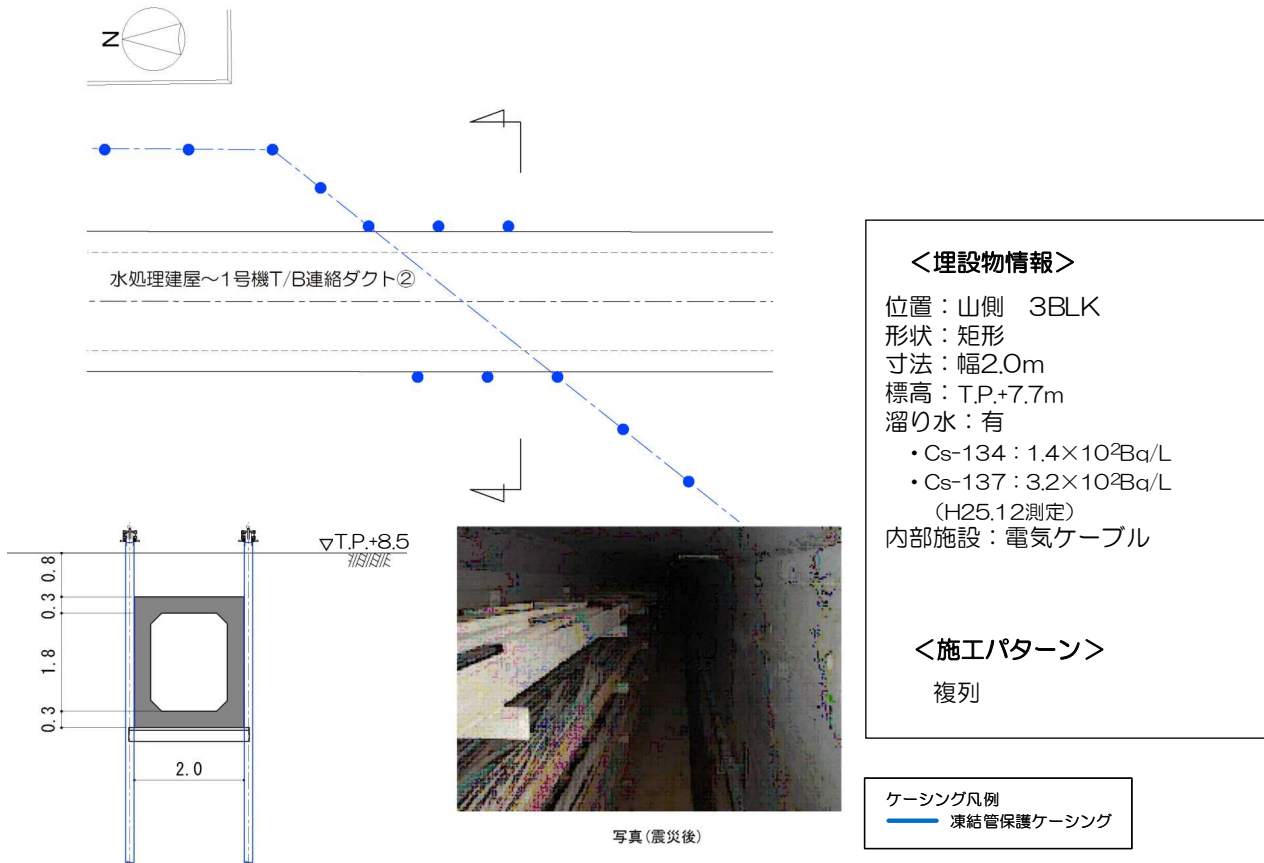


図16-3 【3-3】水処理建屋～1号機 T/B 連絡ダクト② 施工方法（複列施工）

本資料に記載の標高は、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

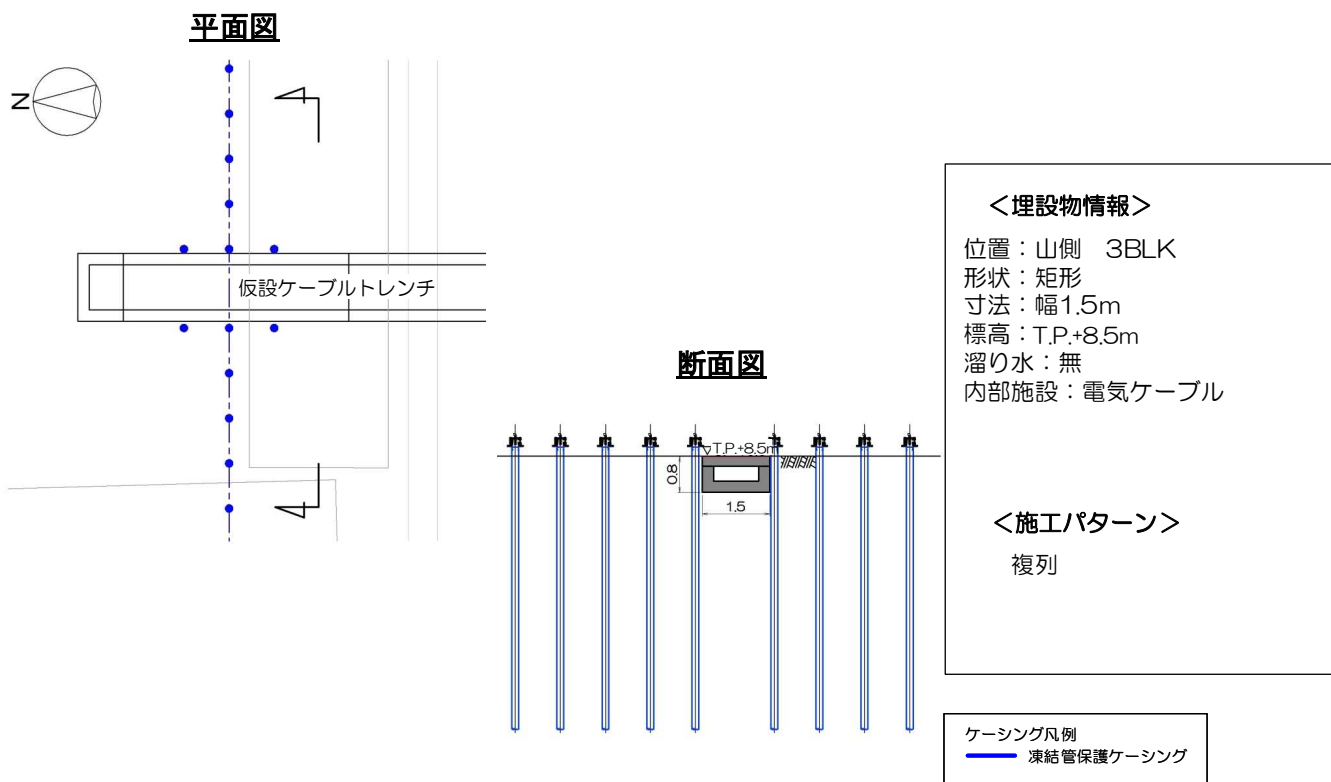
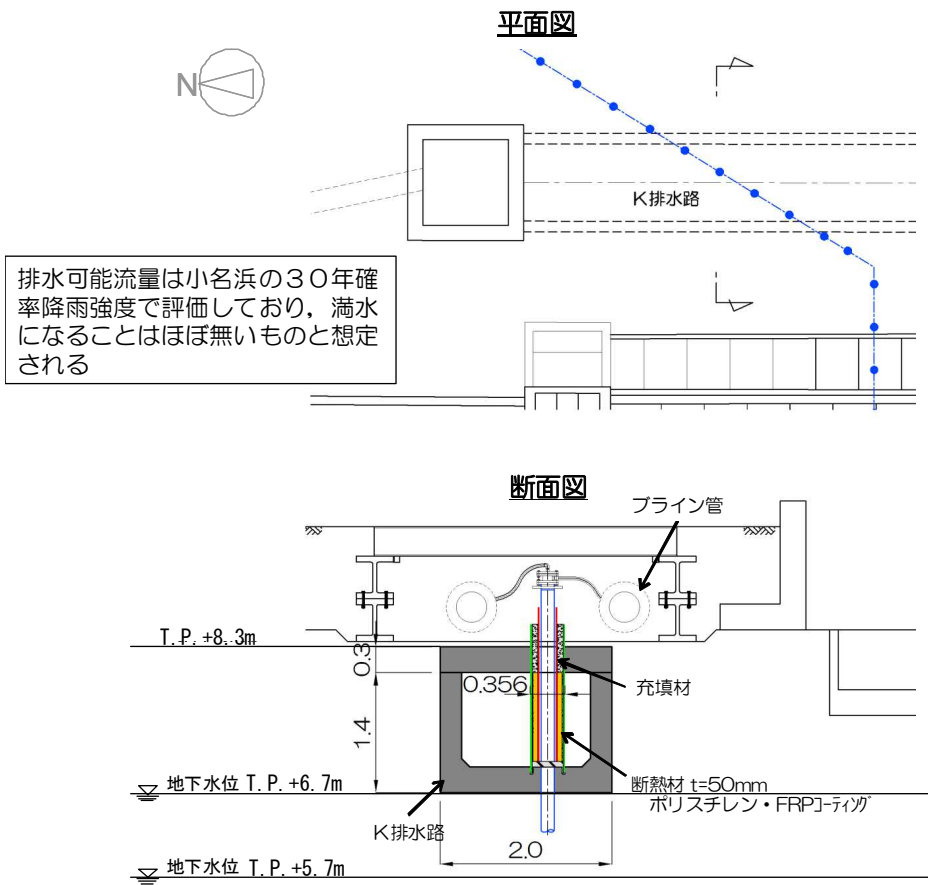


図16-4 【3-4】 仮設ケーブルトレンチ 施工方法（複列施工）

本資料に記載の標高は、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



<埋設物情報>
 位置：山側 4BLK
 形状：矩形
 寸法：幅2.0m
 標高：T.P.+8.3m
 溜り水：－
 内部施設：雨水排水

<施工パターン>
 【頂版】単純
 【底板】マルチステップ

- ・排水路内部は凍結管に断熱材取付け（排水流量は確保）

ケーシング凡例
 第1保護ケーシング (断熱材保護用)
 第2保護ケーシング
 凍結管保護ケーシング

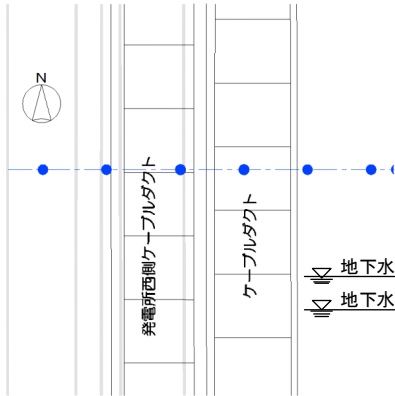
A孔の地下水位観測値
 ・最大値；T.P.+6.7m (H25.10.22)
 ・最小値；T.P.+5.7m (H25.3.27)

注) 貫通施工完了後に補助工法（水中不分離コンクリート等）を用いて第1保護ケーシングと構造物境界面の止水を行う。

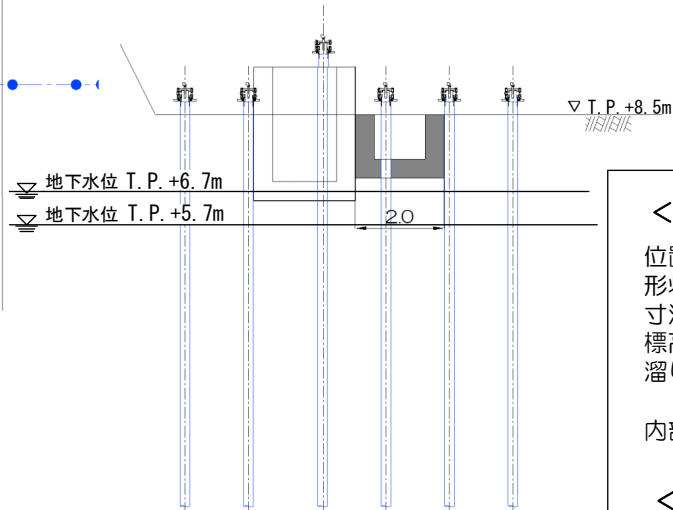
図 16-5 【4-1】 K排水路① 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

平面図



断面図



<埋設物情報>

位置：山側 4BLK
 形状：矩形
 寸法：幅2.0m
 標高：T.P.+8.5m
 溜り水：無
 (貫通施工前に調査)
 内部施設：電気ケーブル

<施工パターン>

【頂版】頂版撤去
 【底板】単純貫通

ケーシング凡例
 凍結管保護ケーシング

A孔の地下水位観測値

- ・最大値；T.P.+6.7m (H25.10.22)
- ・最小値；T.P.+5.7m (H25.3.27)

図16-6 【4-2】 ケーブルダクト 施工方法 (貫通施工)

本資料に記載の標高は、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

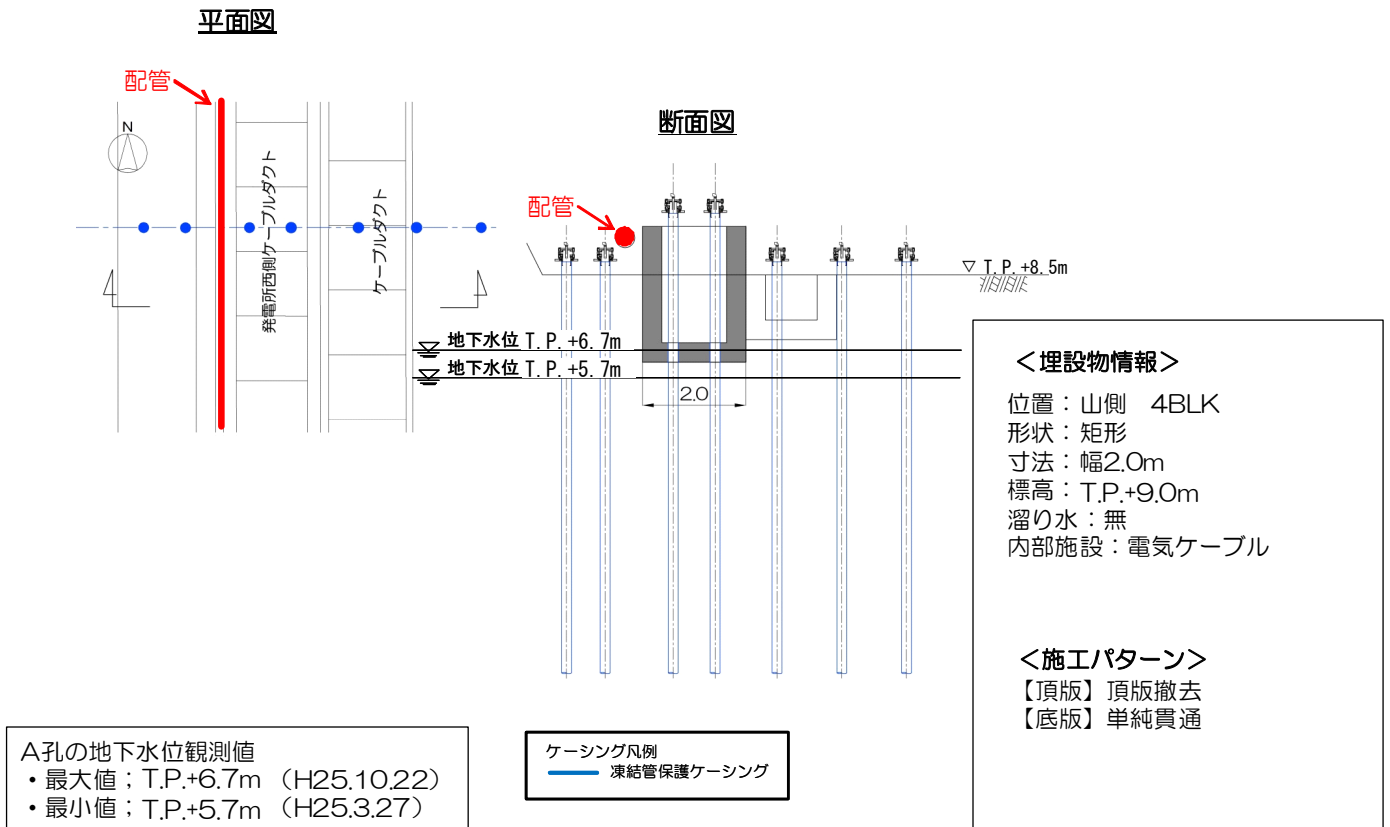
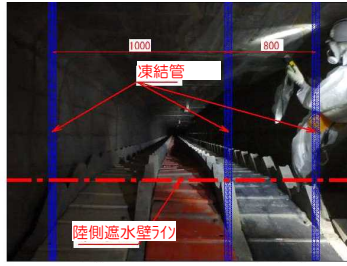
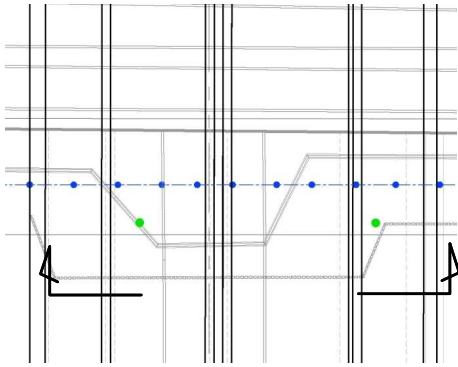


図 1 6 - 7 【 4 - 3 】 発電所西側ケーブルダクト 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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



平面図



内部写真



内部写真 (溜り水)

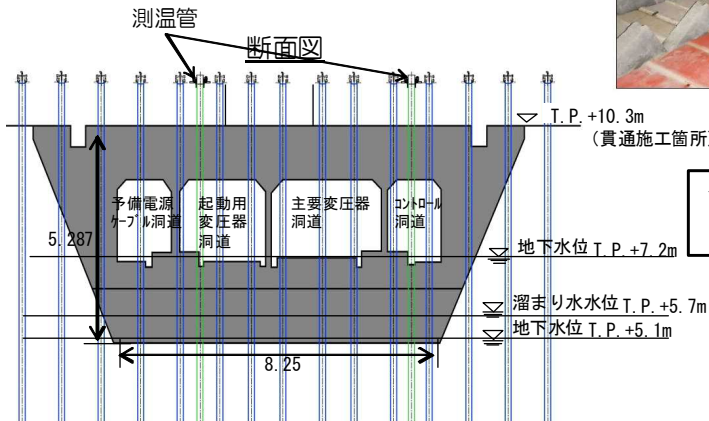
<埋設物情報>

位置：山側 5BLK
形状：矩形
寸法：幅8.25m
標高：T.P.+10.3m
溜り水：有（貫通箇所：無）
（貫通施工前に水位を調査）

- (予備電源ケーブル洞道) *1
 - ・Cs-134： 6.4×10^1 Bq/L
 - ・Cs-137： 2.4×10^2 Bq/L
 - (起動用変圧器洞道) *2
 - ・Cs-134： 2.2×10^3 Bq/L
 - ・Cs-137： 3.0×10^3 Bq/L
 - (主要変圧器洞道) *2
 - ・Cs-134： 1.5×10^3 Bq/L
 - ・Cs-137： 2.3×10^3 Bq/L
 - (コントロール洞道) *1
 - ・Cs-134： 1.7×10^2 Bq/L
 - ・Cs-137： 4.1×10^2 Bq/L
- (*1：H25.12測定)
(*2：H23.12~H24.1測定)
内部施設：電気ケーブル (OFケーブル)

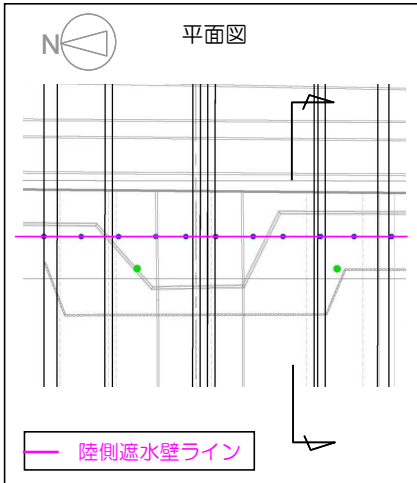
<施工パターン>

- 【頂版】単純
- 【底板】単純



B孔の地下水位観測値

- ・最大値； T.P.+7.2m (H25.10.26)
- ・最小値； T.P.+5.1m (H24.12.20他)



本資料に記載の標高は、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

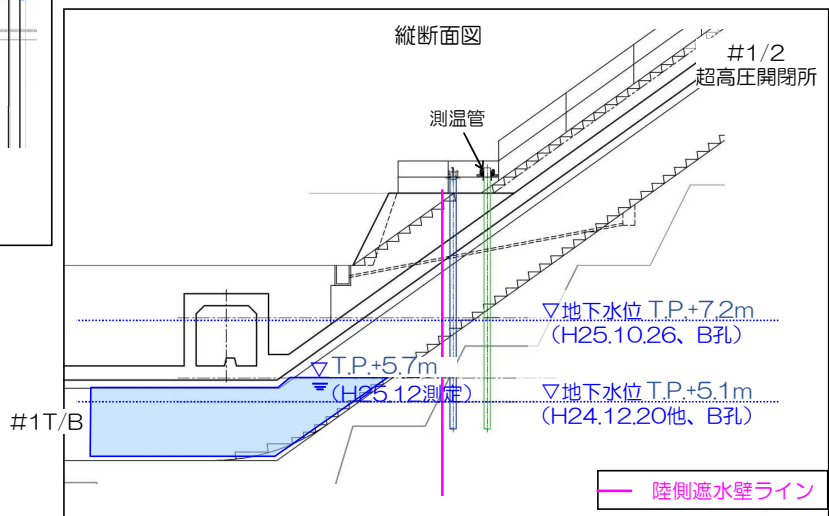
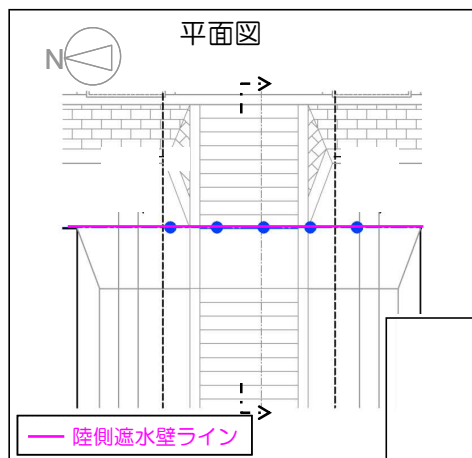
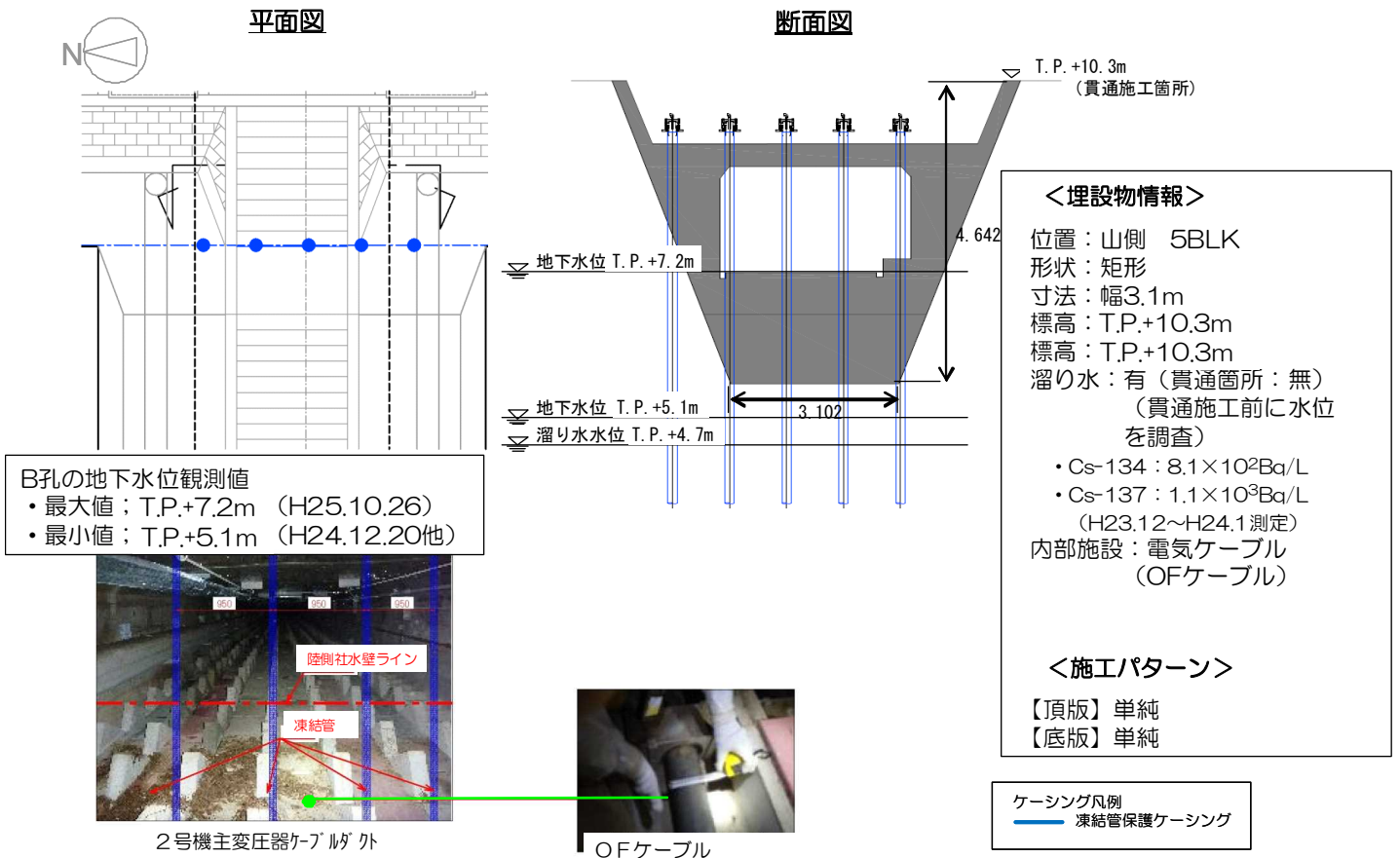


図16-8 【5-1】1号機電気ケーブルダクト 施工方法 (貫通施工)



本資料に記載の標高は、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

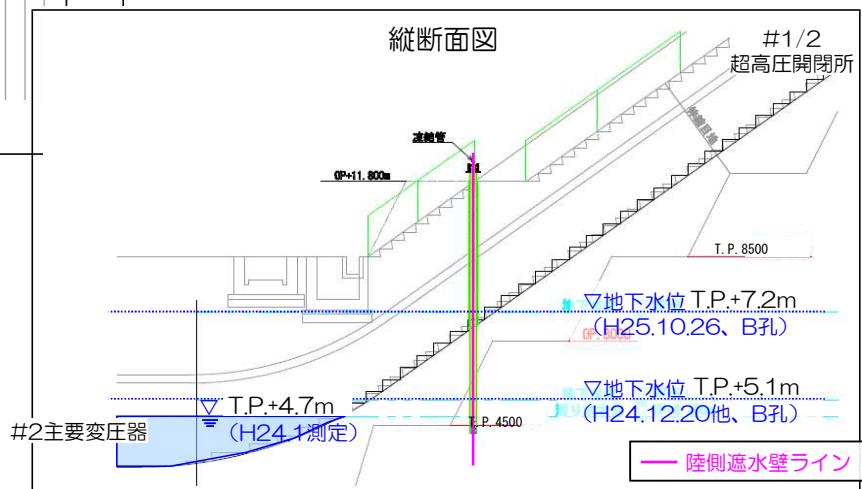
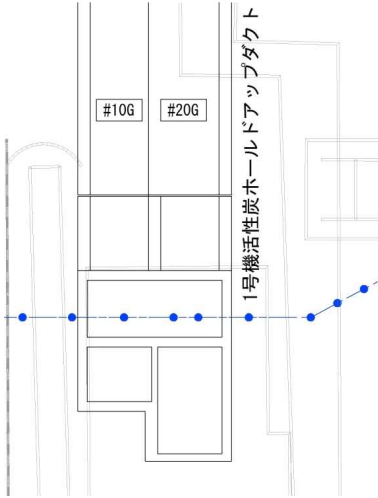


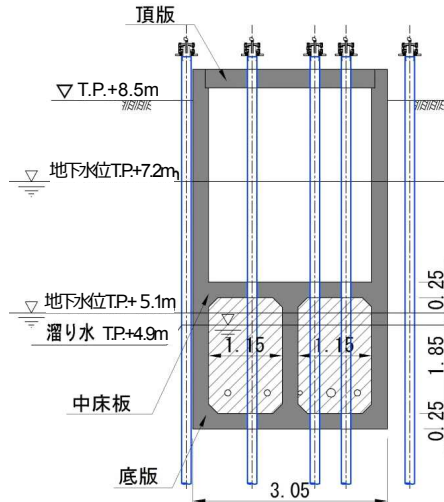
図16-9 【5-2】2号機主変圧器ケーブルダクト 施工方法（貫通施工）



平面図



断面図



<埋設物情報>

位置：山側 6BLK
 形状：矩形
 寸法：幅3.05m
 標高：T.P.+8.5m 以上
 溜り水：有
 (貫通施工前に調査)
 ・Cs-134： 1.6×10^2 Bq/L
 ・Cs-137： 2.7×10^2 Bq/L
 (H23.12~H24.1測定)
 内部施設：電気ケーブル
 オフガス配管

<施工パターン>

【頂版】単純貫通
 【中床板】単純貫通
 (またはマルチステップ)
 【底板】内部充填

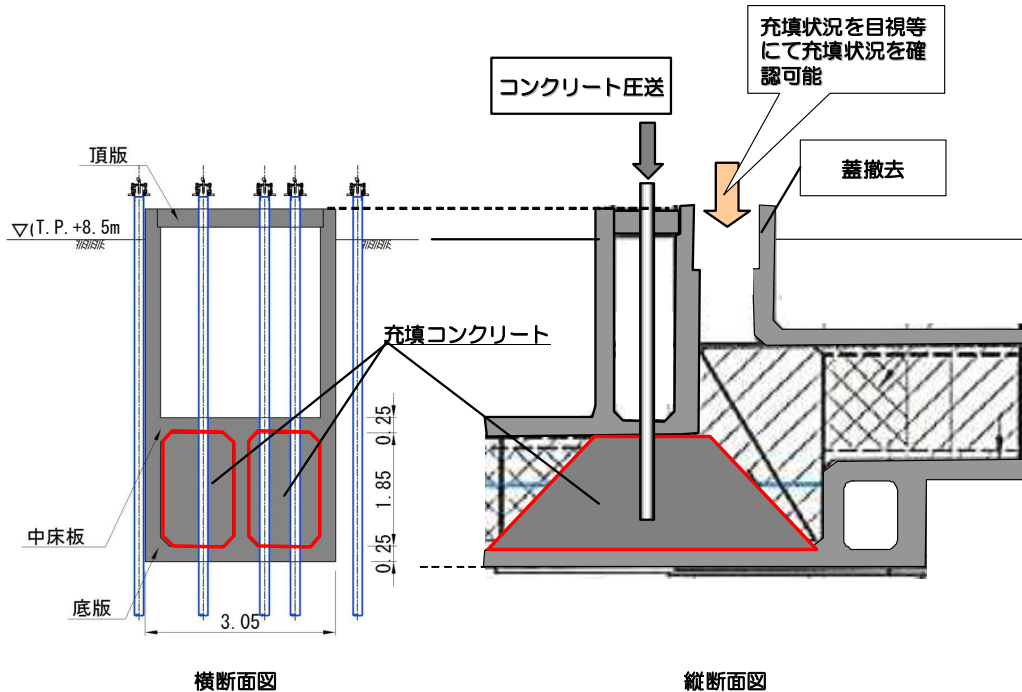
B孔の地下水位観測値

- ・最大値；T.P.+7.2m (H25.10.26)
- ・最小値；T.P.+5.1m (H24.12.20)

ケーシング凡例

- 凍結管保護ケーシング
- 内部充填

本資料に記載の標高は、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



注) 1号機活性炭ホルドアップダクトの下部構造充填コンクリートの打設時には、直ぐ横が立坑構造となっているため、蓋を外して直接目視にて充填状況を確認する。

図 16-11 【6-2】1号機活性炭ホルドアップダクト 施工方法 (貫通施工)

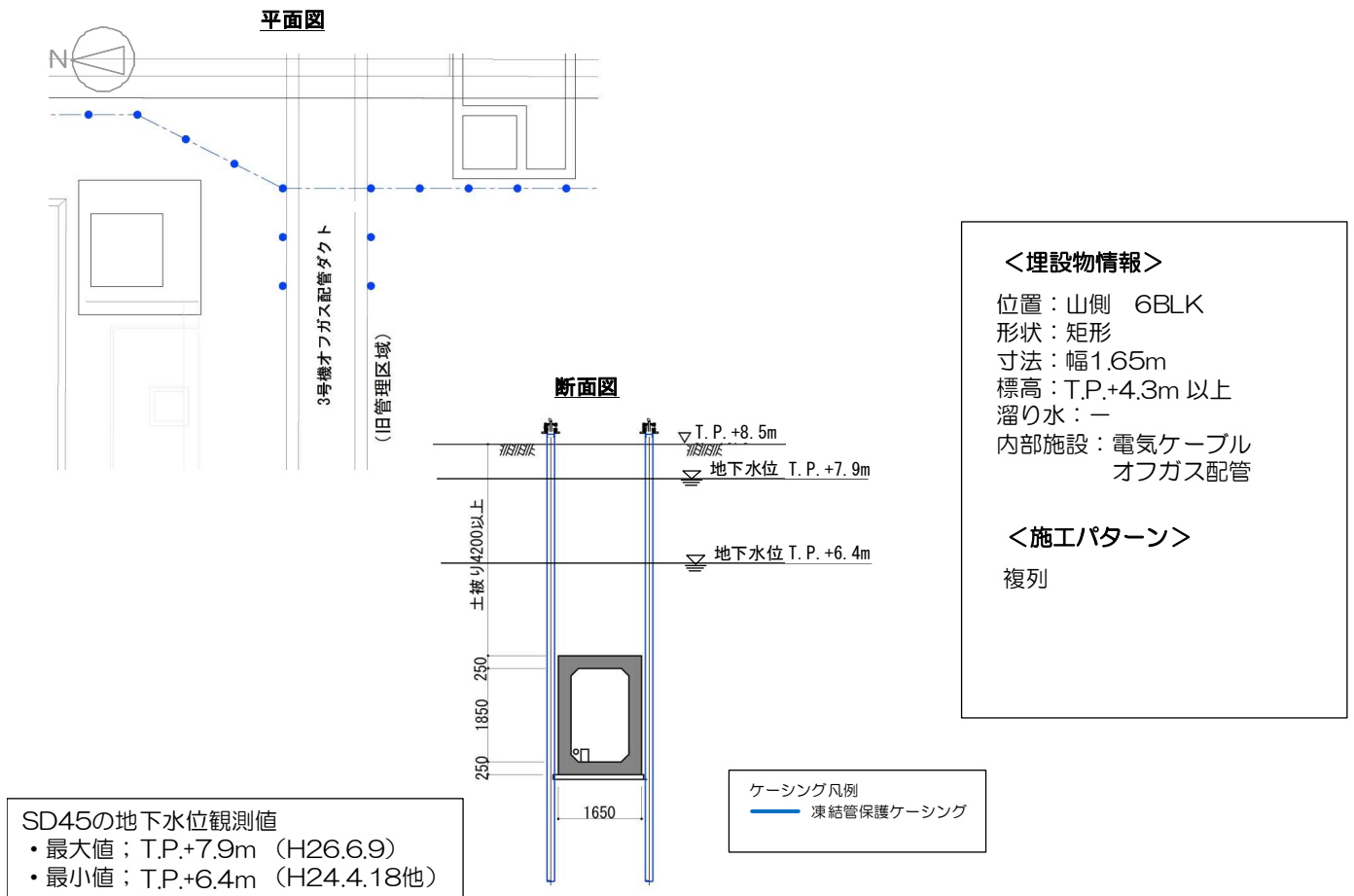
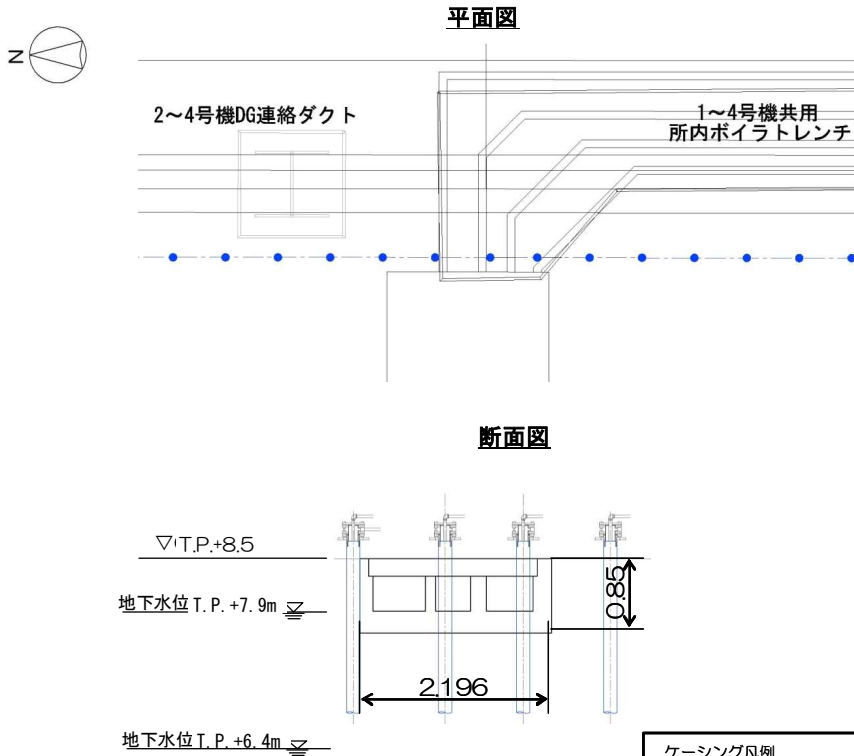


図16-12 【6-3】3号機オフガス配管ダクト（北側）施工方法（複列施工）

本資料に記載の標高は、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



SD45の地下水位観測値
 ・最大値：T.P.+7.9m (H26.6.9)
 ・最小値：T.P.+6.4m (H24.4.18他)

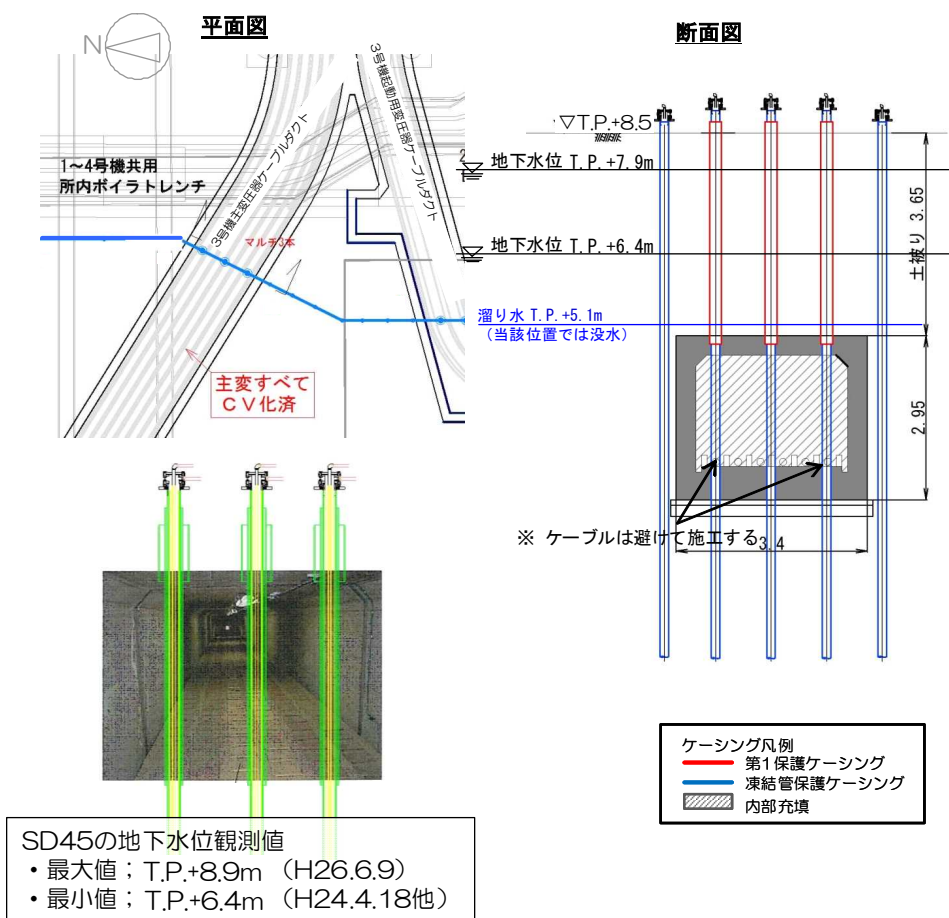
ケーシング凡例
 — 凍結管保護ケーシング

<埋設物情報>
 位置：山側 6BLK
 形状：矩形
 寸法：外幅2.2m
 標高：T.P.+8.5m
 溜り水：無（施工前に調査）
 内部施設：CVケーブル

<施工パターン>
 【頂版】頂版撤去
 【底版】単純貫通

図 16-13 【6-4】1~4号機共用所内ボイラトレンチ 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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



<埋設物情報>

位置：山側 6BLK
 形状：矩形
 寸法：幅3.4m
 標高：T.P.+4.91m (天端)
 溜り水：有 (施工前に調査)
 ・Cs-134：1.4×10³Bq/L
 ・Cs-137：1.8×10³Bq/L
 (H23.12~H24.1測定)
 内部施設：電気ケーブル

<施工パターン>

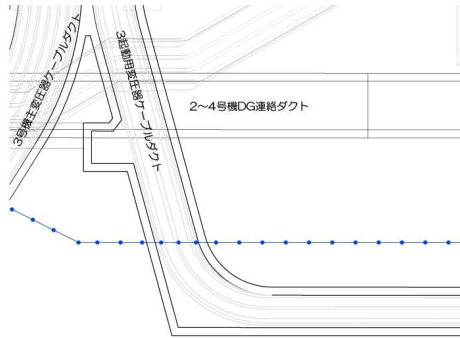
【頂版】マルチステップ
 【底版】内部充填

図16-14 【6-5】3号機主変圧器ケーブルダクト 施工方法 (貫通施工)

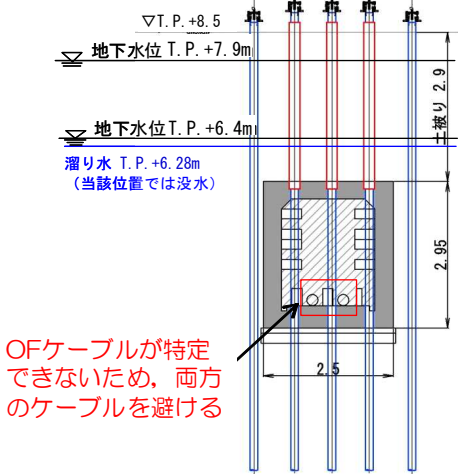
本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P.から T.P.への読替値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



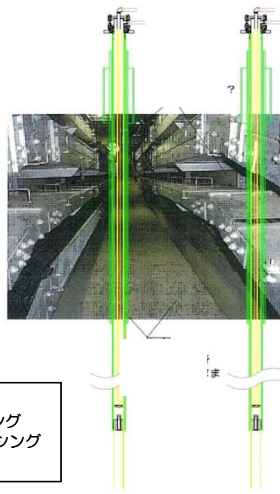
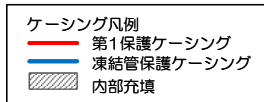
平面図



断面図



OFケーブルが特定できないため、両方のケーブルを避ける



<埋設物情報>

位置：山側 6BLK
 形状：矩形
 寸法：幅2.5m
 標高：T.P.+5.6m(天端)
 溜り水：有（貫通施工前に調査）
 ・Cs-134： 3.0×10^2 Bq/L
 ・Cs-137： 7.4×10^2 Bq/L
 （H25.12測定）
 内部施設：電気ケーブル
 （CVケーブル・OFケーブル）

<施工パターン>

【頂版】マルチステップ
 【底板】内部充填
 （OFケーブルは貫通しない）

SD45の地下水位観測値

・最大値；T.P.+7.9m（H26.6.9）
 ・最小値；T.P.+6.4m（H24.4.18他）

図16-15 【6-6】3号機起動用変圧器ケーブルダクト 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

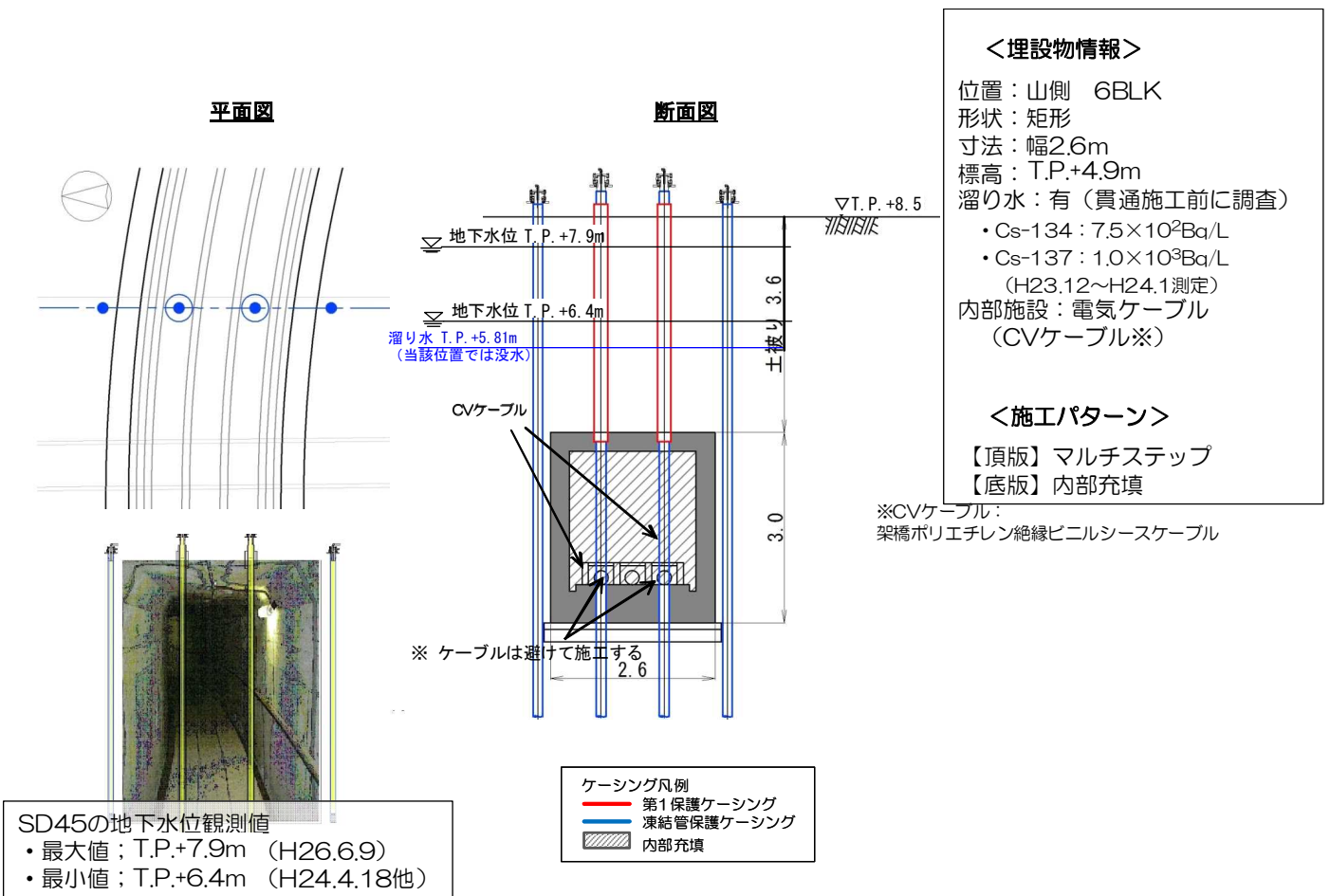
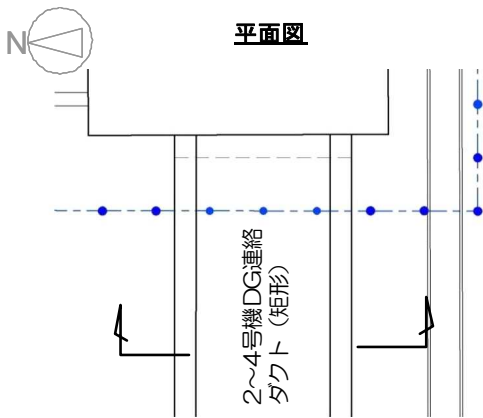


図16-16 【6-7】4号機主変圧器ケーブルダクト 施工方法（貫通施工）

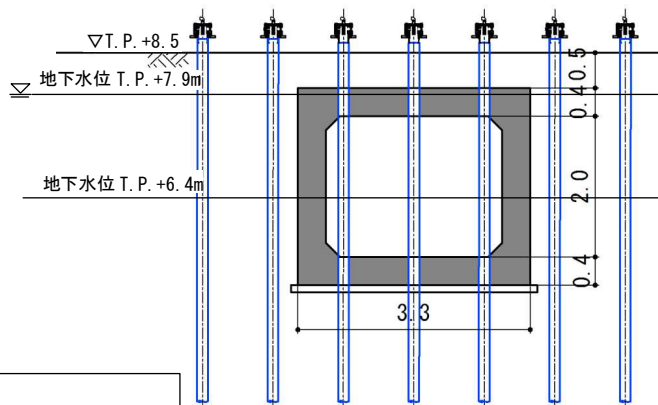
本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



平面図

2~4号機DG連絡ダクト (矩形)

断面図



<埋設物情報>

位置：山側 6BLK
 形状：矩形
 寸法：外幅3.3m
 標高：T.P.+7.0m
 溜り水：有（貫通箇所：無）
 貫通施工前に調査
 ・Cs-134： $1.5 \times 10^3 \text{Bq/L}$
 ・Cs-137： $2.5 \times 10^3 \text{Bq/L}$
 (H24.12測定)
 内部施設：電気ケーブル
 (CVケーブル)

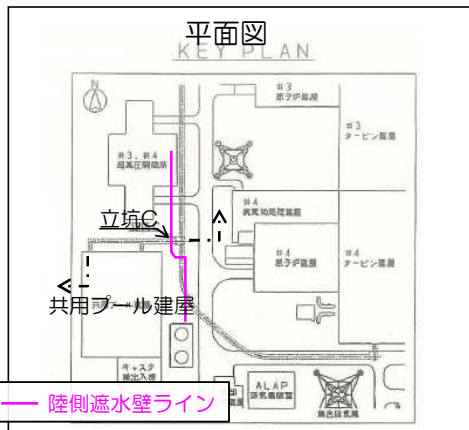
<施工パターン>

【頂版】単純
 【底版】単純

ケーシング凡例
 凍結管保護ケーシング

SD45の地下水位観測値

- ・最大値：T.P.+8.9m (H26.6.9)
- ・最小値：T.P.+6.4m (H24.4.18他)

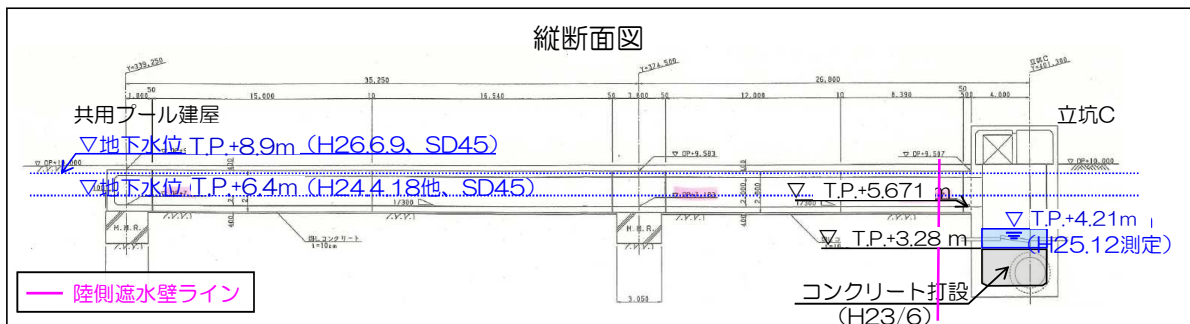


平面図
KEY PLAN

立坑C
共用プール建屋

陸側遮水壁ライン

本資料に記載の標高は、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



縦断面図

共用プール建屋

▽地下水位 T.P.+8.9m (H26.6.9, SD45)

▽地下水位 T.P.+6.4m (H24.4.18他, SD45)

陸側遮水壁ライン

立坑C

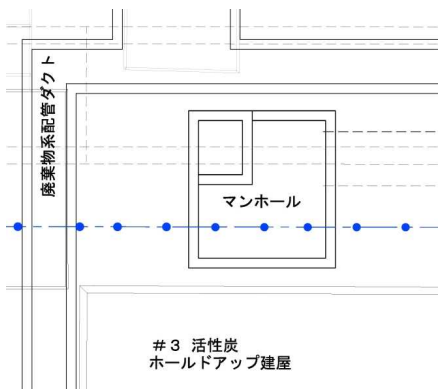
▽ T.P.+4.21m (H25.12測定)

コンクリート打設 (H23/6)

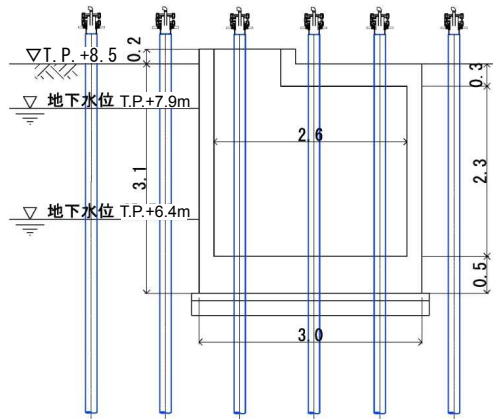
図16-17 【6-8】2~4号機DG連絡ダクト① 施工方法 (貫通施工)



平面図



断面図



SD45の地下水水位観測値

- ・最大値；T.P.+7.9m (H26.6.9)
- ・最小値；T.P.+6.4m (H24.4.18他)

ケーシング凡例

凍結管保護ケーシング

<埋設物情報>

位置：山側 6BLK
 形状：矩形
 寸法：幅3.0m
 標高：T.P.+8.7m
 溜り水：無
 内部施設：電気ケーブル

<施工パターン>

- 【頂版】単純
- 【底版】単純

図16-18 【6-9】3号機活性炭ホールドアップ管路 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

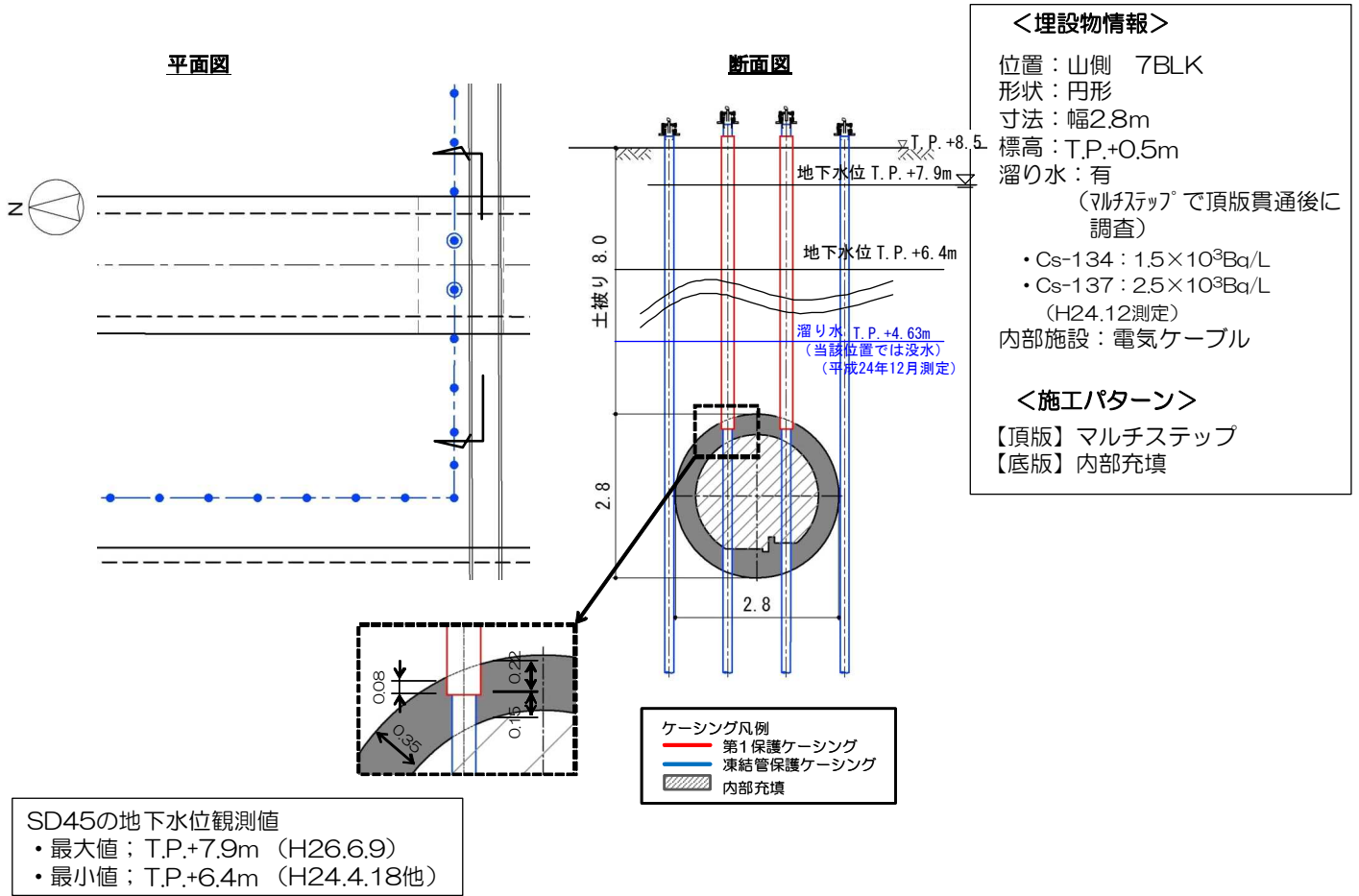
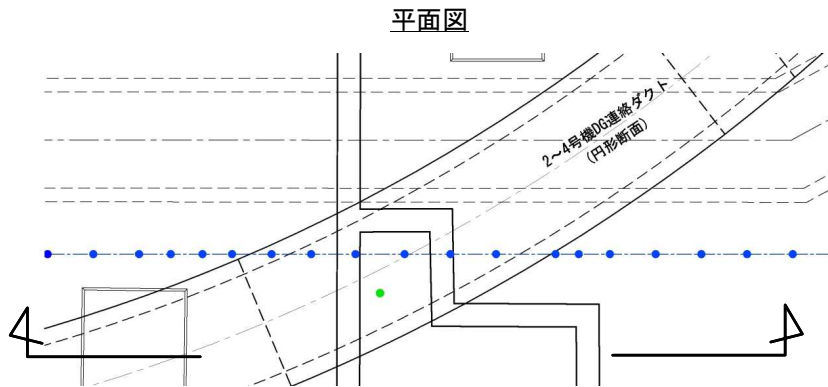


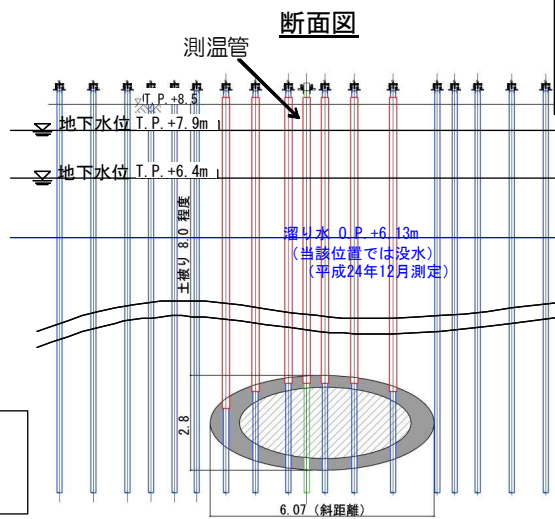
図16-19 【7-1】2~4号機DG連絡ダクト②施工方法(貫通施工)

本資料に記載の標高は、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



<埋設物情報>
 位置：山側 7BLK
 形状：円形
 寸法：外幅6.07m
 標高：T.P.+0.5m
 溜り水：有
 (マルチステップで頂版貫通後に調査)
 ・Cs-134： $1.5 \times 10^3 \text{Bq/L}$
 ・Cs-137： $2.5 \times 10^3 \text{Bq/L}$
 (H24.12測定)
 内部施設：電気ケーブル

<施工パターン>
 【頂版】マルチステップ
 【底板】内部充填

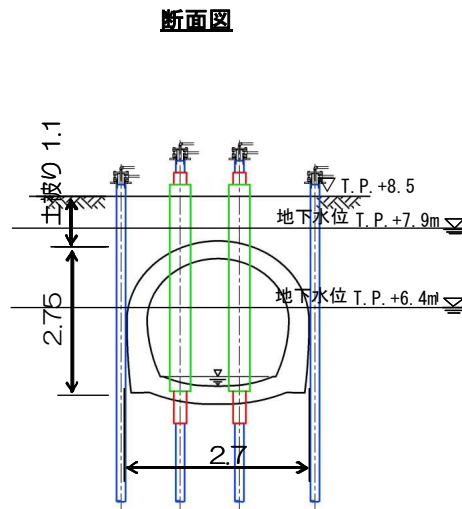
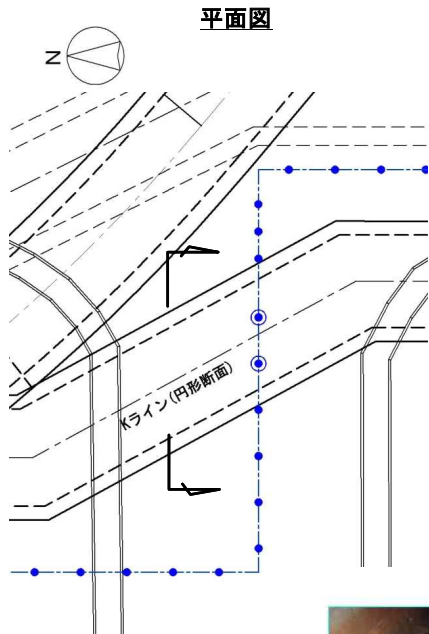


SD45の地下水位観測値
 ・最大値；T.P.+7.9m (H26.6.9)
 ・最小値；T.P.+6.4m (H24.4.18他)

ケーシング凡例
 第1保護ケーシング
 凍結管保護ケーシング
 内部充填
 测温管

図16-20 【7-2】2~4号機DG連絡ダクト③ 施工方法 (貫通施工)

本資料に記載の標高は、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



排水可能流量は小名浜の30年確率降雨強度で評価しており、満水になることはほぼ無いものと想定される

<埋設物情報>
 位置：山側 7BLK
 形状：円形
 寸法：外幅2.7m
 標高：T.P.+7.4m（天端）
 溜り水：－
 内部施設：雨水排水

<施工パターン>
 【頂版】単純
 【底版】マルチステップ
 （排水管内部は凍結管に断熱材取付け）



SD45の地下水位観測値
 ・最大値；T.P.+7.9m（H26.6.9）
 ・最小値；T.P.+6.4m（H24.4.18他）

ケーシング凡例
 第1保護ケーシング
 第2保護ケーシング
 凍結管保護ケーシング

貫通施工完了後に補助工法（水中不分離コンクリート等）を用いて第1保護ケーシングと構造物境界面の止水を行う。

図16-21 【7-3】K排水路② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

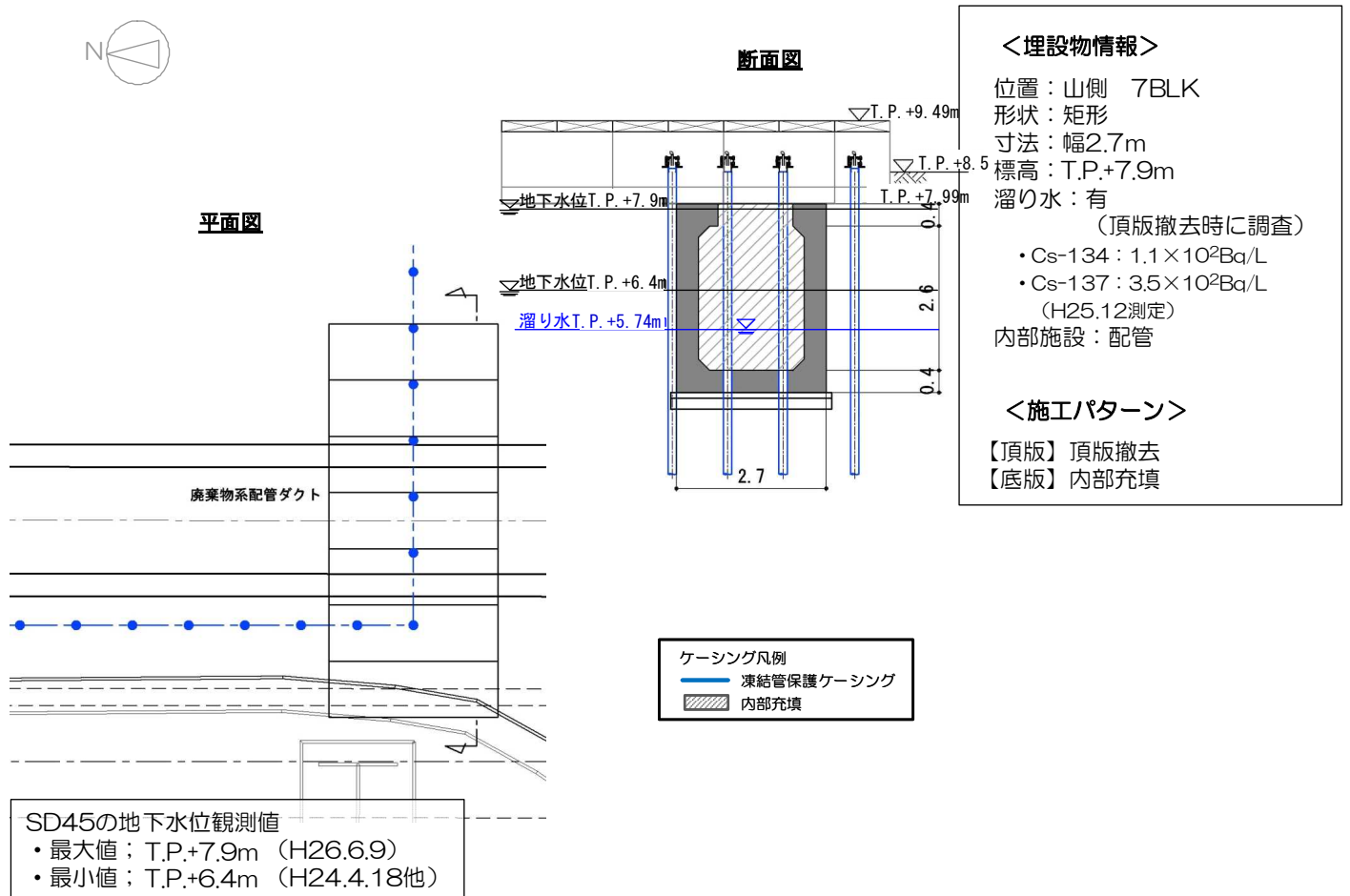


図 16-22 【7-4】 廃棄物系共通配管ダクト① 施工方法 (貫通施工)

本資料に記載の標高は、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

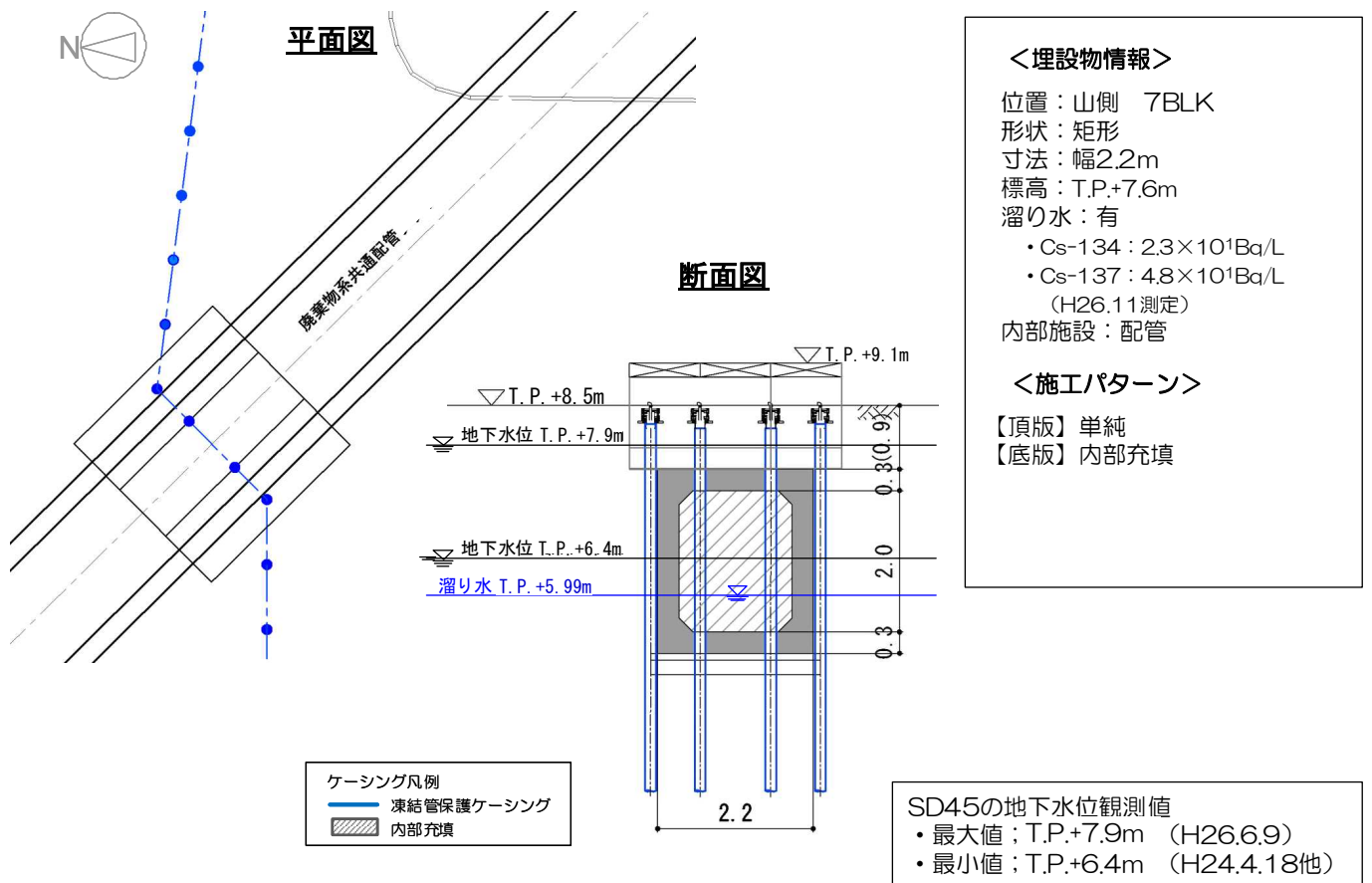
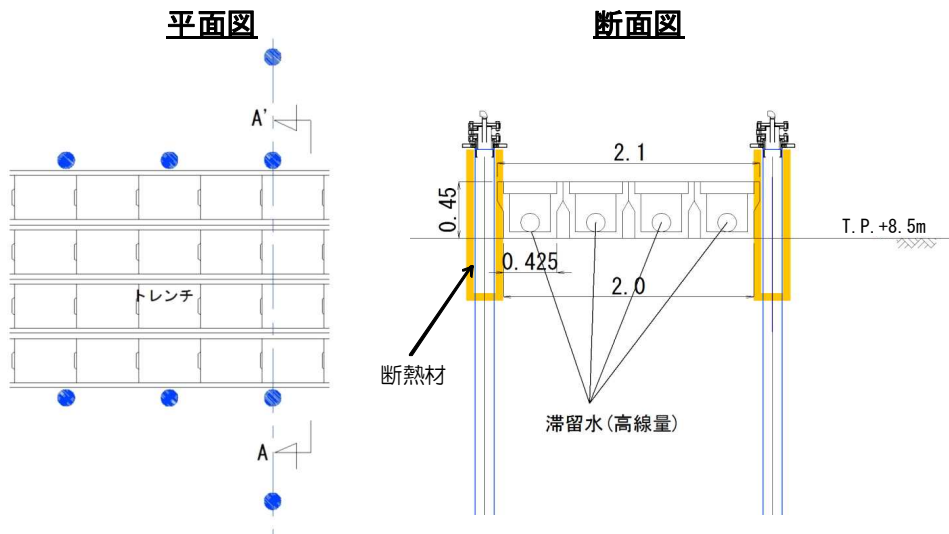


図 16-23 【7-5】 廃棄物系共通配管ダクト② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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



<埋設物情報>
 位置：山側 8BLK
 形状：矩形
 寸法：外幅2.1m
 標高：T.P.+8.5m (下端)
 溜り水：—
 内部施設：

<施工パターン>
 複列



ケーシング凡例
 — 凍結管保護ケーシング

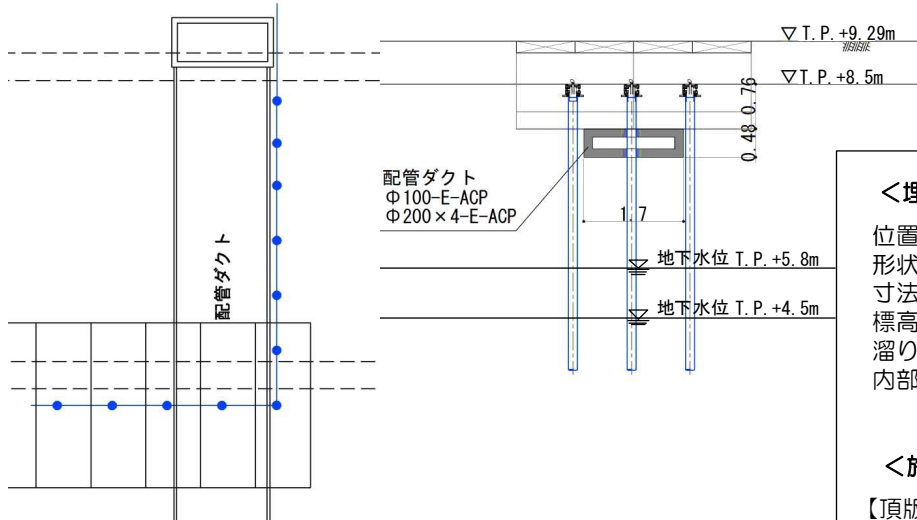
図16-24 【8-1】滞留水移送管 施工方法 (複列施工)

本資料に記載の標高は、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



平面図

断面図



<埋設物情報>

位置：山側 9BLK
形状：矩形
寸法：幅1.7m
標高：T.P.+7.7m
溜り水：無
内部施設：配管

<施工パターン>

【頂版】単純
【底板】単純

SD55の地下水位観測値

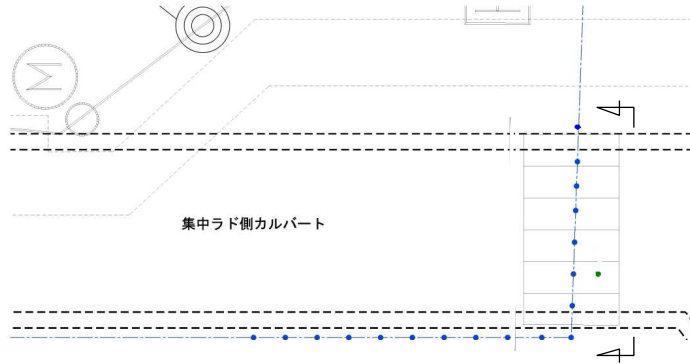
- ・最大値； T.P.+5.8m (H25.10.21)
- ・最小値； T.P.+4.5m (H26.1.20他)

ケーシング凡例
— 凍結管保護ケーシング

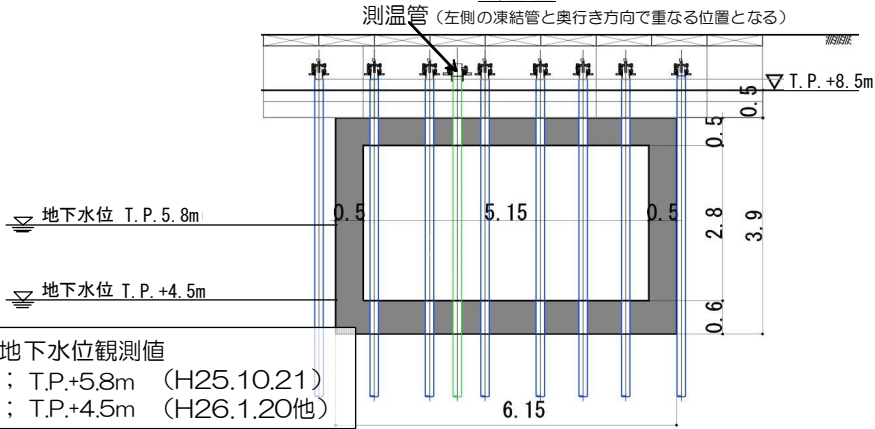
図 16-25 【9-2】配管ダクト 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

平面図



断面図



SD55の地下水位観測値
 ・最大値； T.P.+5.8m (H25.10.21)
 ・最小値； T.P.+4.5m (H26.1.20他)

<埋設物情報>

位置：山側 9BLK
 形状：矩形
 寸法：幅6.15m
 標高：T.P.+8.0m
 溜り水：無
 内部施設：海水配管

<施工パターン>

【頂版】単純
 【底板】単純

ケーシング凡例
 凍結管保護ケーシング
 測温管

図 1 6 - 2 6 【 9 - 3 】 集中ラド側カルバート 施工方法 (貫通施工)

本資料に記載の標高は、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

3次元解析の結果では、建屋周辺（T.P.+8.5m 盤，山側）の中粒砂岩層の水位は2～4%程度の勾配で山から海に向かって低下している。

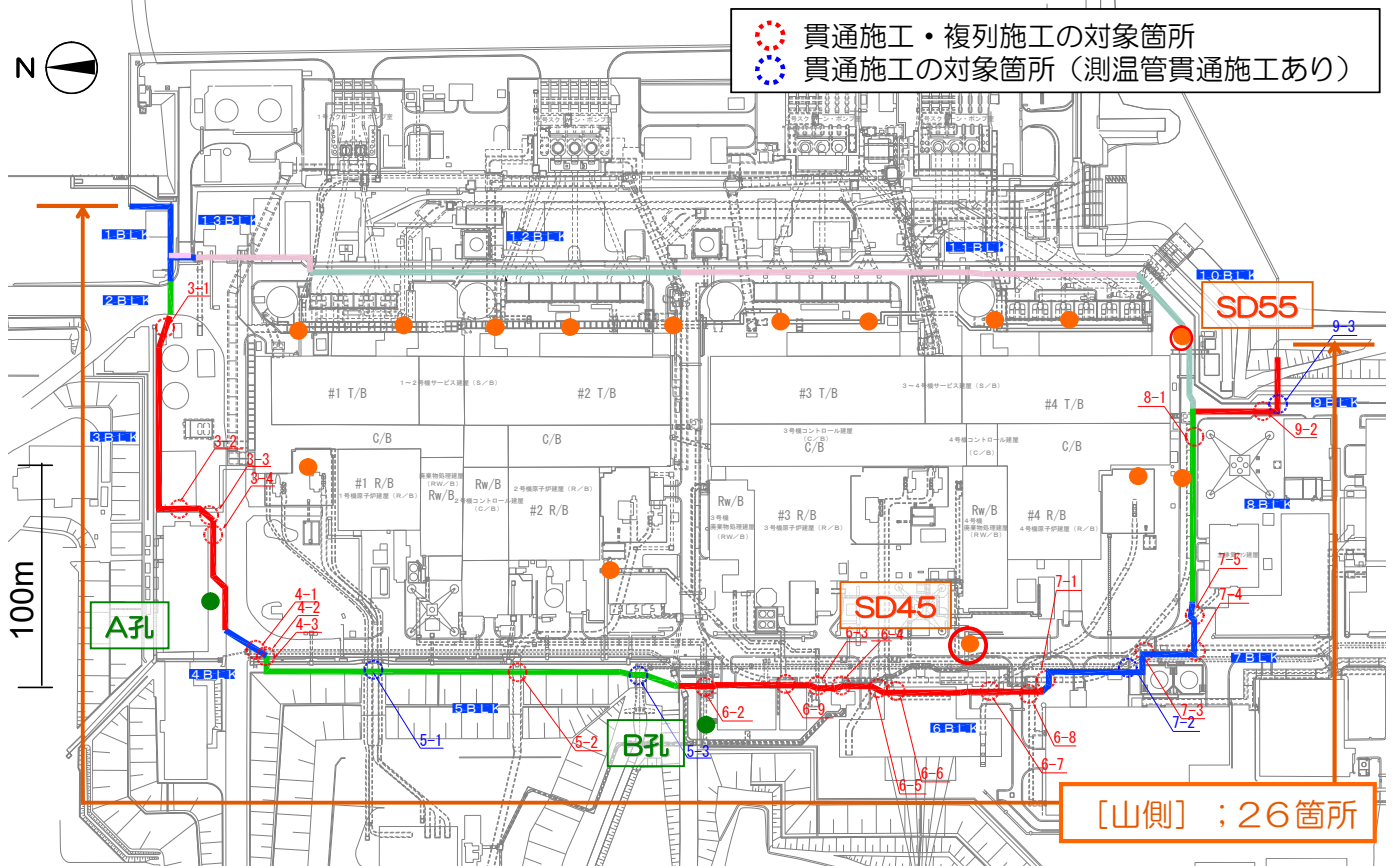
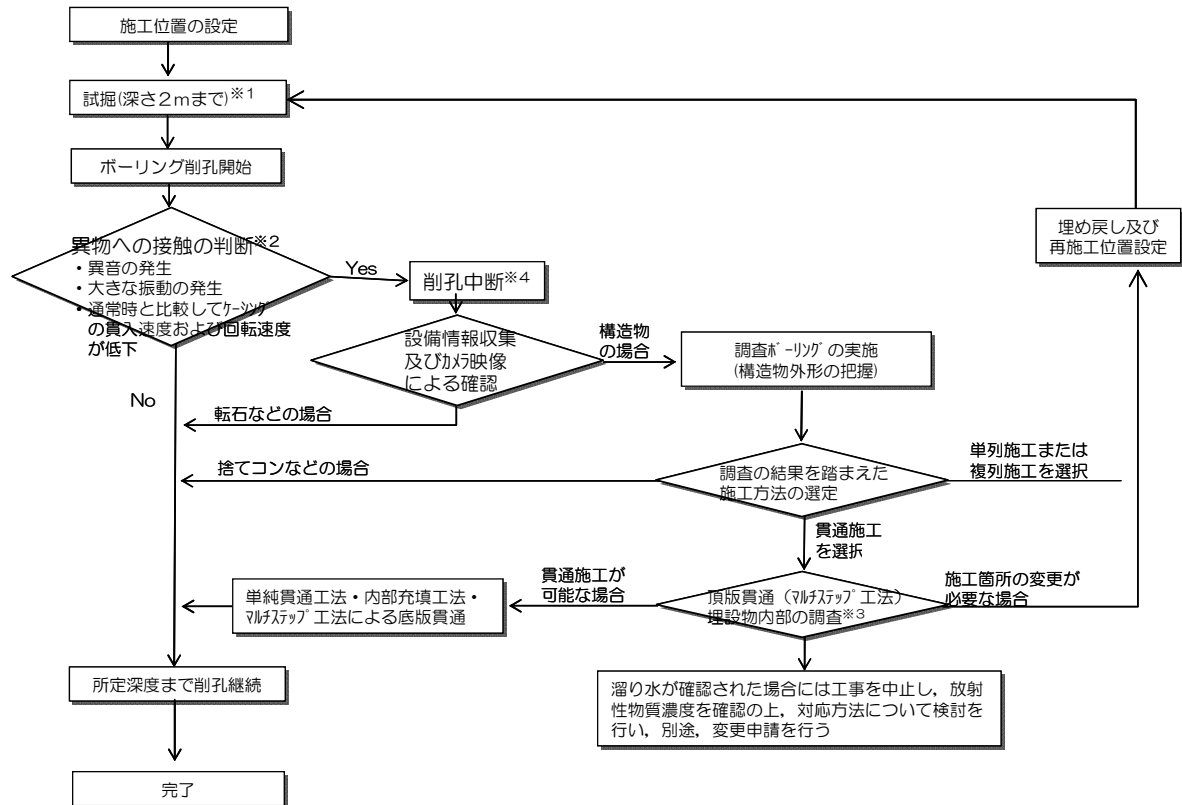


図 1 6 - 2 7 陸側遮水壁ライン近傍のサブドレン・地下水位観測孔 配置図

7 不明埋設物への対応

ボーリング削孔中に「異音が発生する」、「大きな振動が発生する」等により、図面がない不明な埋設物が確認された場合は削孔を中断し、カメラ等により埋設物の状況の確認等を行った上で、適切な施工方法を選定、または、施工位置の移動等を行う。



- ※1 旧地盤面から深さ2mまで試掘することにより、東日本大震災以降に設置した電源ケーブル等の確認を行う。この試掘により、削孔作業において比較的容易に損傷する可能性が想定される埋設物（直接埋設された配管・ケーブル等）については、その位置・規模を全て特定出来る。2m以深の埋設物のうち、建屋と連通している埋設物については、基本的には図面等で確認済みであり、不明埋設物の多くが建屋建設当時の残置物（配管・ガレキ・仮設物基礎等）であると想定している。
- ※2 「異物への接触の判断」は、削孔深度が所定の深度に達するまで、異物への接触の都度に行う。
- ※3 カメラ映像による内容物確認および水質調査
- ※4 万が一、不明埋設物を誤って破損した際には、溜り水が有る場合には水の放射性物質濃度を確認する。並行して「不明物対処確認委員会」で不明埋設物の同定・対応方法について検討する。

図17 不明埋設物への対応フロー

以上

海側ライン上の埋設物に対する施工時の考慮

1 はじめに

陸側遮水壁は、地盤中に凍結管を約1m間隔で設置し、凍結管内に-30℃のブライン（冷却材）を循環させて凍結管周囲の地盤を凍結して造成する。海側ライン上の埋設物周辺の施工にあたっては、埋設物を図面・試掘・現地調査で確認し、構造形式、内容物、埋設物内部の状況を整理した上で、埋設物の幅・機能に応じて、適切な施工方法を選定する。

1.1 陸側遮水壁の施工手順

「添付資料－14 別添－2 1.1 陸側遮水壁の施工手順」に示す通り。

1.2 埋設物の種類

建屋周辺の地盤中には、建屋間を連絡する電気・通信ケーブルや配管を内包するトレンチや取水管、放水管等の埋設物が存在する。

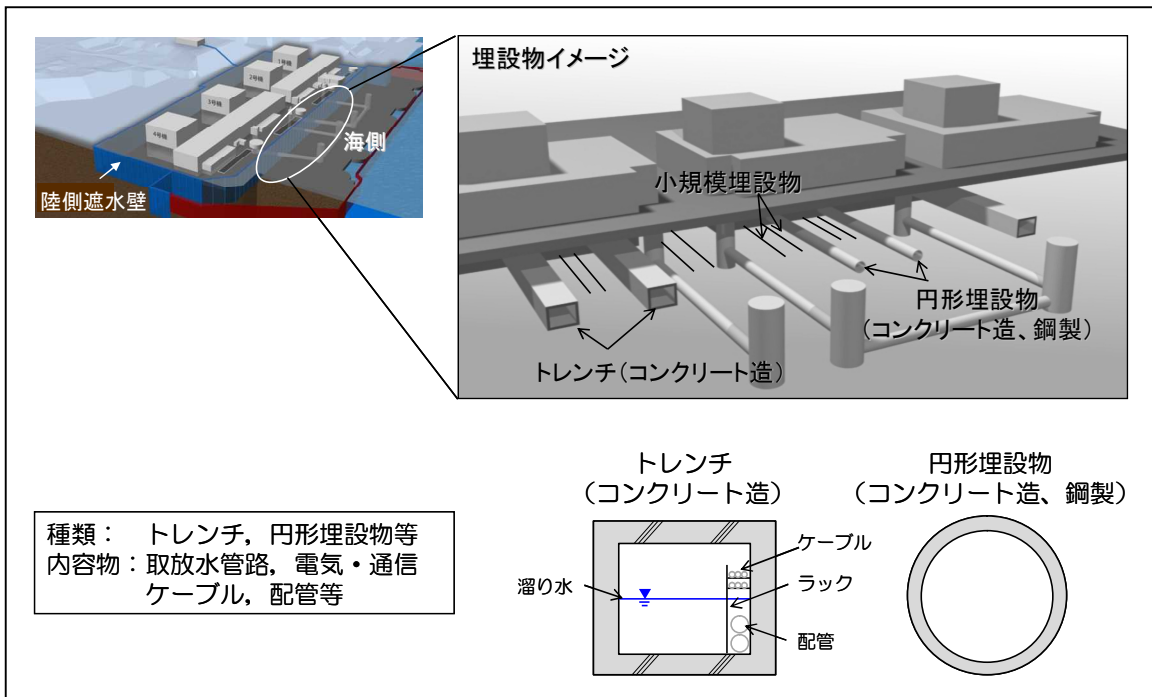


図1 埋設物のイメージ

2 埋設物に対する施工方法

「添付資料－14 別添－2 2 埋設物に対する施工方法」に示す通り。

3 貫通施工の基本方針

3.1 貫通施工の種類とパターン

「添付資料－1 4 別添－2 3.1 貫通施工の種類とパターン」に示す通り。

3.2 貫通施工時の留意事項

留意事項	対応
重油配管, 軽油配管および薬品配管や運用中の通信・制御ケーブルの損傷の防止	・重油配管, 軽油配管および薬品配管 ; トレンチ内の位置確認, 防護・離隔確保 ・通信・制御ケーブル ; 図面・現地確認により使用状況を確認, 必要に応じて移動

3.3 貫通施工の施工パターン

「添付資料－1 4 別添－2 3.2.2 貫通施工の施工パターン」に示す施工パターンを用いて施工する。

4 凍結防止措置

「添付資料－1 4 別添－2 4 凍結防止措置」に示す通り。

5 海側ライン上の貫通施工・複列施工の対象箇所

海側ライン上の凍結管（測温管含む）の貫通施工・複列施工の対象箇所を図2，表1に示す。また，それぞれ箇所での施工方法を図3に示す。

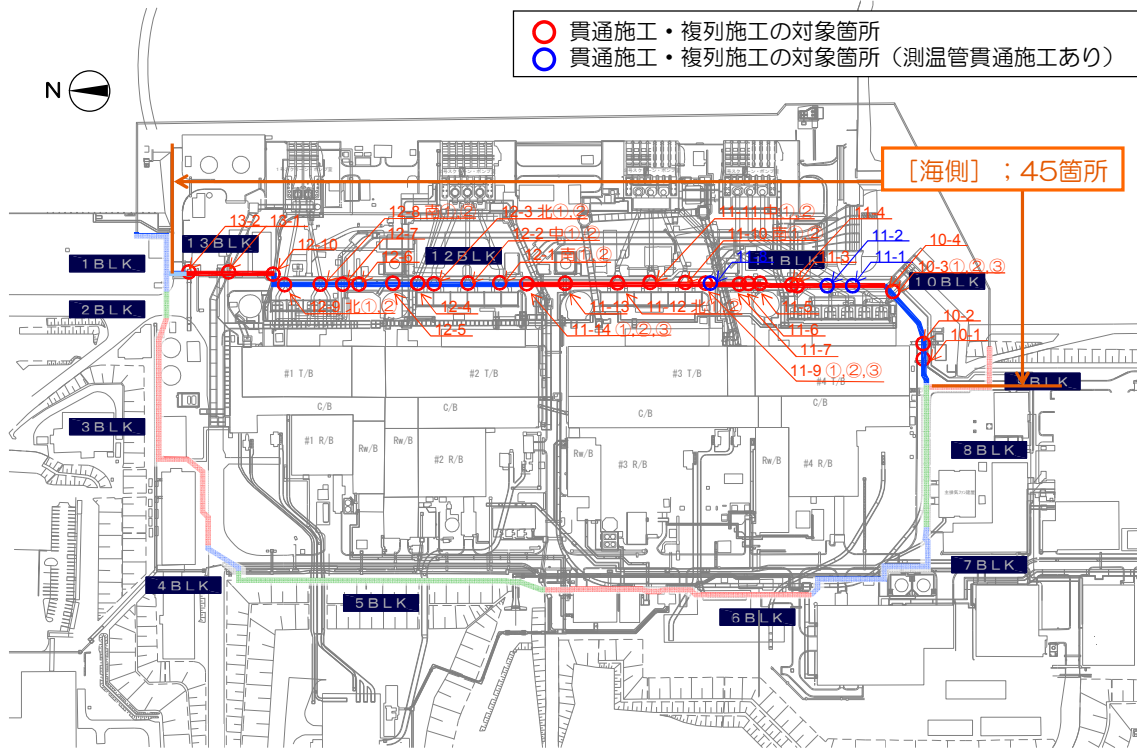


図2 貫通施工・複列施工の対象箇所

表1 貫通施工・複列施工の対象箇所

	構造物名	溜り水調査		貫通施工箇所での溜り水		調査時期	施工パターン	備考
		溜り水※2の有無	溜り水※1の区分	有無	自由水面・被圧			
10BLK	10-1 消火配管トレンチ(4号機南側)	無	—	無	—	H26.9	(頂部)頂版撤去 (底部)単純	
	10-2 4号機薬品タンク連絡ダクト	無	—	無	—	H26.9	(頂部)頂版撤去 (底部)単純	
	4号機放水管①	有	C	—	—	H26.9	複列	
	10-3 4号機放水管②	有	C	—	—	H26.9	複列	
	4号機放水管③	有	C	—	—	H26.9	複列	
10-4 4号機海水配管(SW)埋設ダクト	無	—	—	—	H26.10	複列		
11BLK	11-1 4号機取水管-南	無	—	無	—	H26.9	(頂部)単純 (底部)単純	測温管貫通施工あり
	11-2 4号機取水管-中	無	—	無	—	H26.9	(頂部)単純 (底部)単純	測温管貫通施工あり
	11-3 4号機取水管-北	無	—	無	—	H26.9	(頂部)単純 (底部)単純	
	11-4 4号機海水配管トレンチ(SW系)	無	—	無	—	H26.9	(頂部)頂版撤去 (底部)単純	
	11-5 4号機別棟機械室連絡トレンチ	無	—	無	—	H26.9	(頂部)頂版撤去 (底部)単純	
	11-6 ストームドレン配管トレンチ	無	—	無	—	H26.9	(頂部)頂版撤去 (底部)単純	
	11-7 3号機薬品タンク連絡ダクト	無	—	無	—	H26.9	(頂部)頂版撤去 (底部)単純	
	11-8 3号機取水電源ケーブル管路	無	—	無	—	H26.11	(頂部)頂版撤去 (底部)単純	測温管貫通施工あり
	3号機放水管①	有	C	—	—	H27.5	複列	
	11-9 3号機放水管②	有	C	—	—	H27.5	複列	
	3号機放水管③	有	C	—	—	H27.5	複列	
	11-10 3号機取水管-南①	無	—	無	—	H26.8	(頂部)単純 (底部)単純	
	3号機取水管-南②	無	—	無	—	H26.8	(頂部)単純 (底部)単純	
	11-11 3号機取水管-中①	—※3	—	調査予定	調査予定	—	(頂部)単純 (底部)単純	
3号機取水管-中②	—※3	—	調査予定	調査予定	—	(頂部)単純 (底部)単純		
11-12 3号機取水管-北①	—※3	—	調査予定	調査予定	—	(頂部)単純 (底部)単純		
3号機取水管-北②	—※3	—	調査予定	調査予定	—	(頂部)単純 (底部)単純		
11-13 No.2軽油配管トレンチ	無	—	無	—	H26.9	(頂部)頂版撤去 (底部)単純		
2号機放水管①	有	C	—	—	H27.6	複列		
11-14 2号機放水管②	有	C	—	—	H27.6	複列		
2号機放水管③	有	C	—	—	H27.6	複列		
12BLK	12-1 2号機取水管-南①	無	—	無	—	H27.7	(頂部)単純 (底部)単純	
	2号機取水管-南②	無	—	無	—	H27.7	(頂部)単純 (底部)単純	
	12-2 2号機取水管-中①	無	—	無	—	H26.9	(頂部)単純 (底部)単純	
	2号機取水管-中②	無	—	無	—	H26.9	(頂部)単純 (底部)単純	
	12-3 2号機取水管-北①	無	—	無	—	H27.7	(頂部)単純 (底部)単純	
	2号機取水管-北②	無	—	無	—	H27.7	(頂部)単純 (底部)単純	
	12-4 2号機取水電源ケーブル管路A, B	—※3	—	調査予定	調査予定	—	(頂部)頂版撤去 (底部)単純	管路Aは溜り水なしを確認
	12-5 No.1軽油配管トレンチ	無	—	無	—	H26.10	(頂部)頂版撤去 (底部)単純	
	12-6 1号機ボイラー室電気品室連絡トレンチ	有	C	無	—	H26.10	(頂部)頂版撤去 (底部)単純	
	1号機放水管①	有	B	—	—	H27.6	複列	
	1号機放水管②	有	B	—	—	H27.6	複列	
	12-8 1号機取水管-南①	無	—	無	—	H26.9	(頂部)単純 (底部)単純	
1号機取水管-南②	無	—	無	—	H26.9	(頂部)単純 (底部)単純		
12-9 1号機取水管-北①	—※3	—	調査予定	調査予定	—	(頂部)単純 (底部)単純		
1号機取水管-北②	—※3	—	調査予定	調査予定	—	(頂部)単純 (底部)単純		
12-10 1号機取水電源ケーブル管路	無	—	無	—	H26.10	(頂部)単純 (底部)単純		
13BLK	13-1 重油配管トレンチ	無	—	無	—	H26.10	(頂部)頂版撤去 (底部)単純	
	13-2 地下通路	無	—	無	—	H26.10	(頂部)単純 (底部)単純	

※1 貫通施工に関する溜り水の区分 (放射性物質濃度 (Cs))

- A : 1.0 × 10⁴Bq/L以上
- B : 1.0 × 10³Bq/L以上 ~ 1.0 × 10⁴Bq/L未満
- C : 1.0 × 10²Bq/L未満

※2 今後の陸側遮水壁貫通施工に伴う調査により上記区分のA, Bに相当する溜り水が確認された場合は、溜り水の除去の計画を検討の上、実施する。

※3 上表で溜り水「無」の埋設構造物内に、貫通施工前の調査によって溜り水を有することが確認された場合には工事を中止し、別途、変更申請を行う。

調査予定

「3号機取水管-中①②」、「3号機取水管-北①②」、「2号機取水電源ケーブル管路B」、「1号機取水管-北①②」は貫通施工前に調査孔により溜り水の有無を確認する。溜り水の有無・放射性物質濃度を確認した後に施工方法を決定する。

溜り水がある場合には工事を中止し、別途、変更申請を行う。

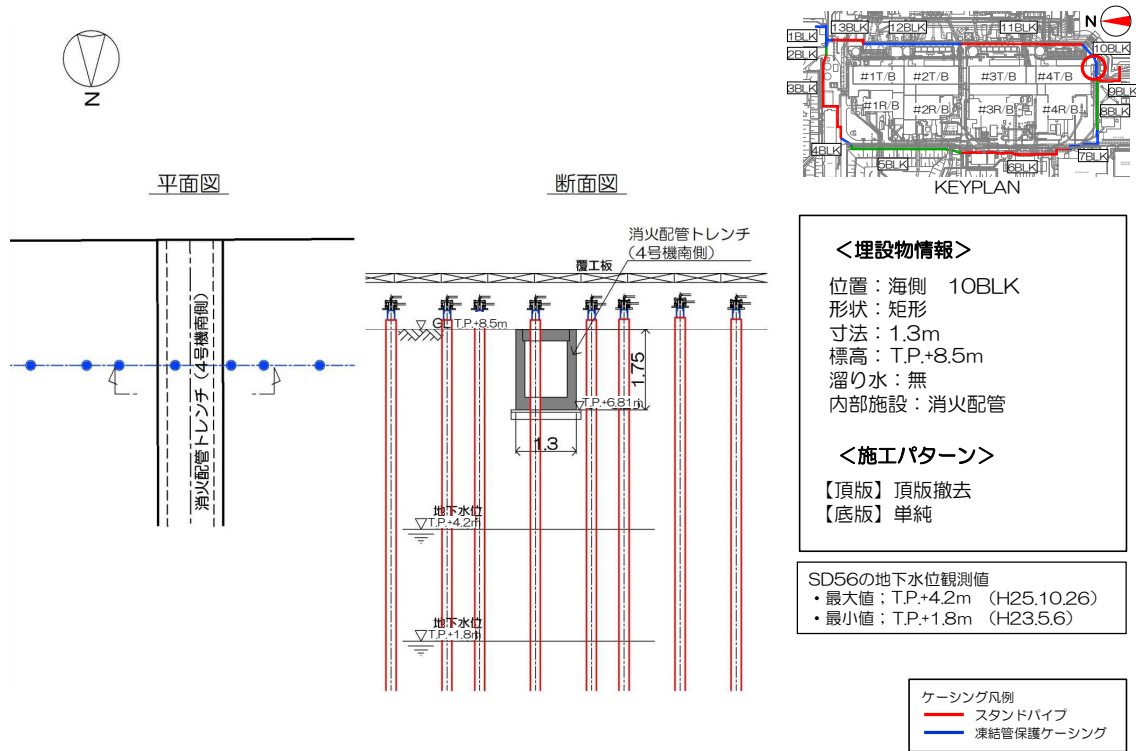
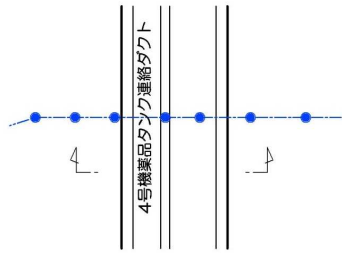


図3-1 【10-1】消火配管トレンチ 4号機南側 施工方法（貫通施工）

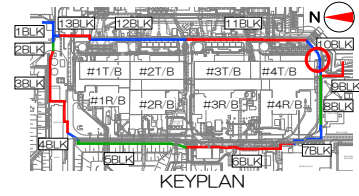
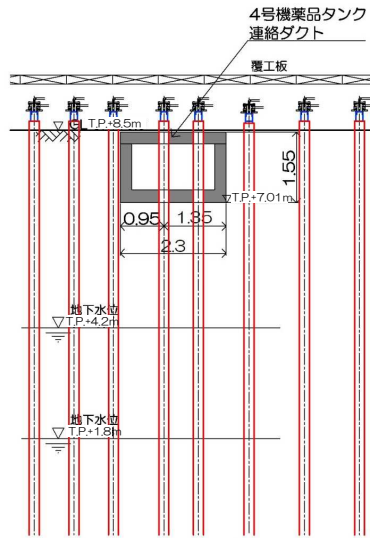
本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式> T.P.=旧 O.P.-1,436mm



平面図



断面図



<埋設物情報>

位置：海側 10BLK
形状：矩形
寸法：2.3m
標高：T.P.+8.5m
溜り水：無
内部施設：配管

<施工パターン>

【頂版】頂版撤去
【底版】単純

SD56の地下水位観測値
・最大値：T.P.+4.2m (H25.10.26)
・最小値：T.P.+1.8m (H23.5.6)

ケーシング凡例
— スタンドパイプ
— 凍結管保護ケーシング

図 3-2 【10-2】 4号機薬品タンク連絡ダクト 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

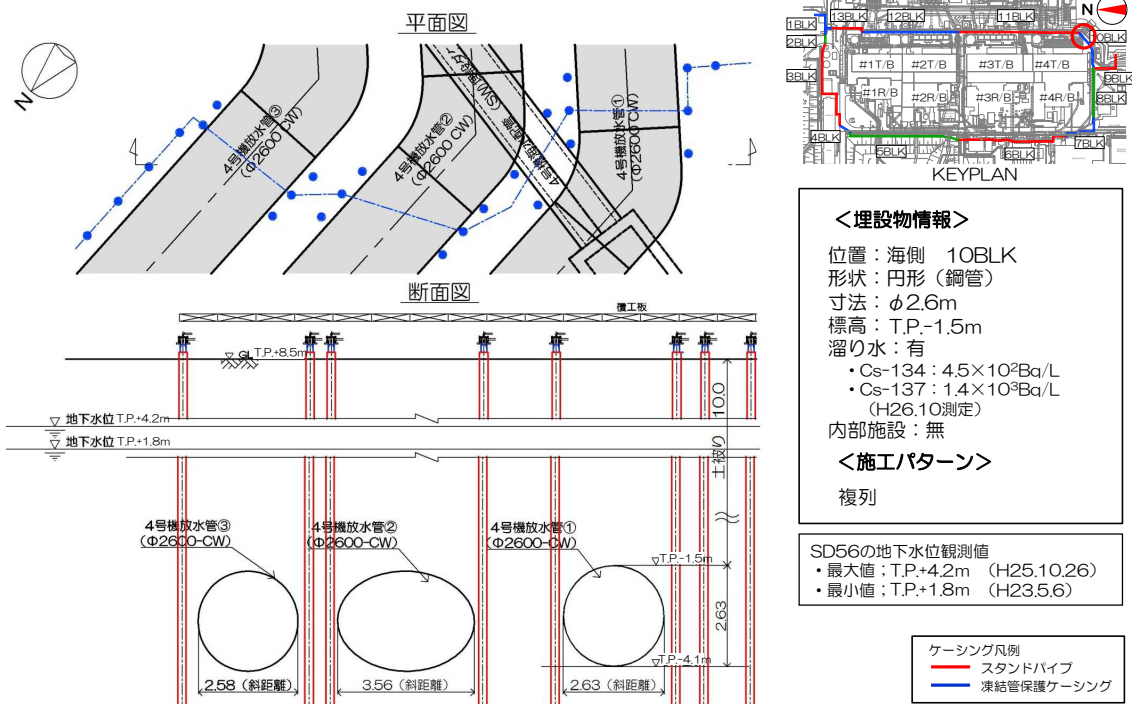


図 3-3 【10-3】4号機放水管①②③ 施工方法(複列施工)

本資料に記載の標高は、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

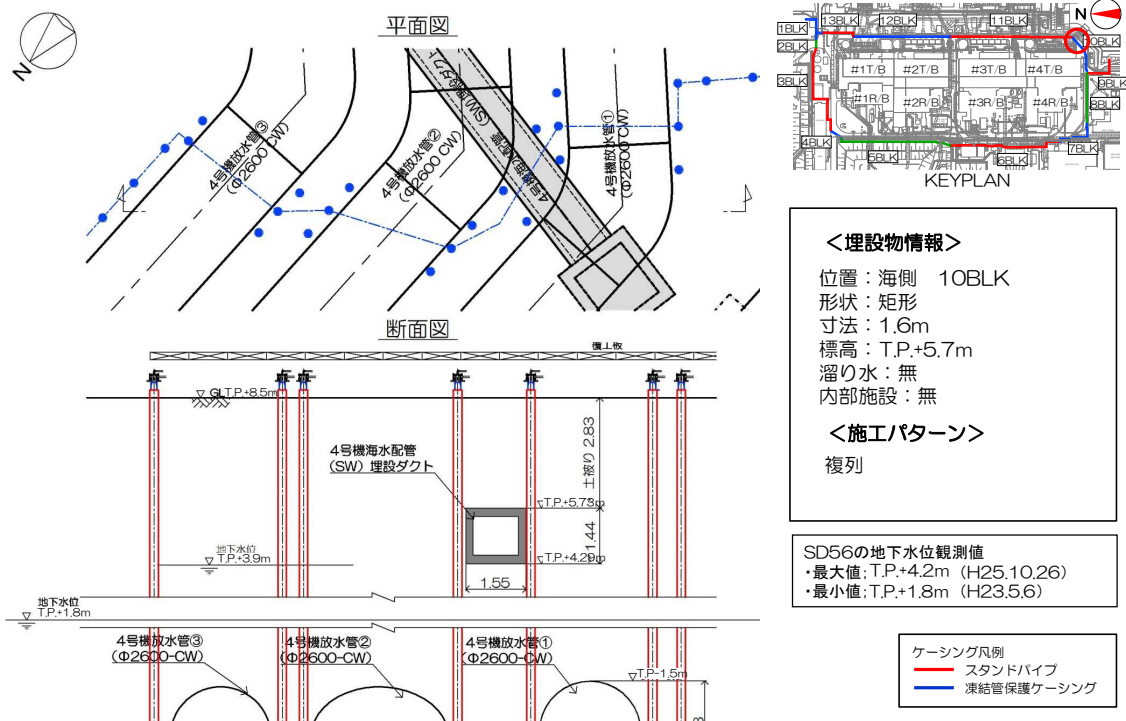
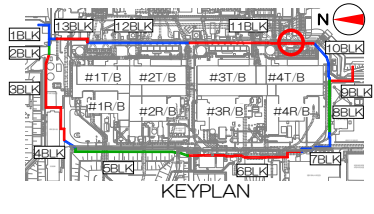
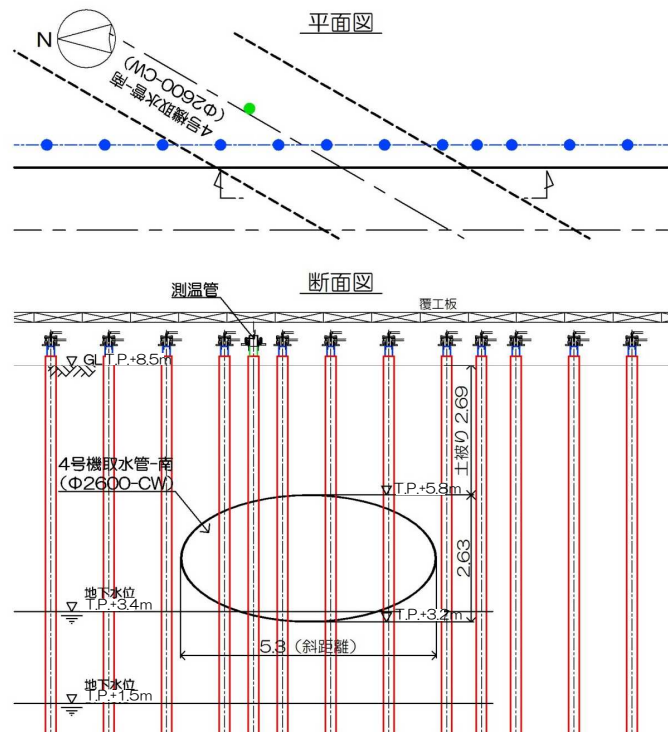


図3-4 【10-4】4号機海水配管（SW）埋設ダクト 施工方法（複列施工）

本資料に記載の標高は、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



<埋設物情報>
 位置：海側 11BLK
 形状：円形（鋼管）
 寸法：φ2.6m
 標高：T.P.+5.8m
 溜り水：無
 内部施設：無

<施工パターン>
 【頂版】単純
 【底版】単純

SD59の地下水位観測値
 ・最大値：T.P.+3.4m (H25.10.21)
 ・最小値：T.P.+1.5m (H25.7.15)

ケーシング凡例
 〓 スタンドパイプ
 〓 凍結管保護ケーシング
 〓 测温管

図 3 - 5 【 1 1 - 1 】 4号機取水管-南 施工方法(貫通施工)

本資料に記載の標高は、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

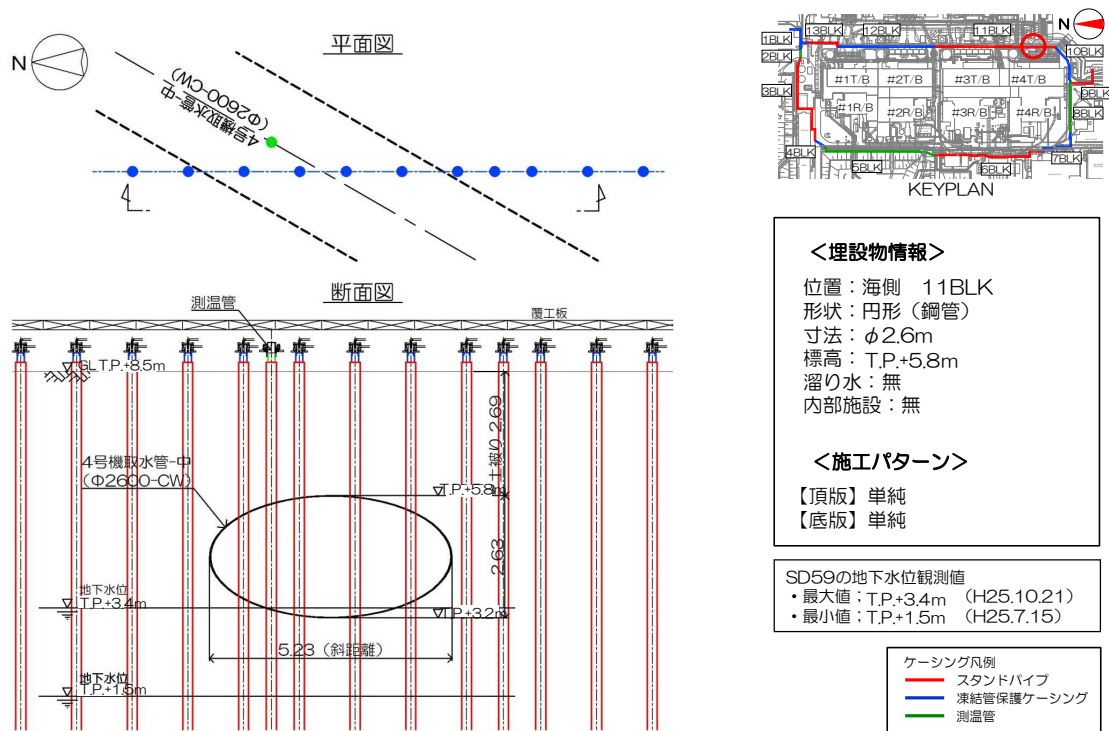
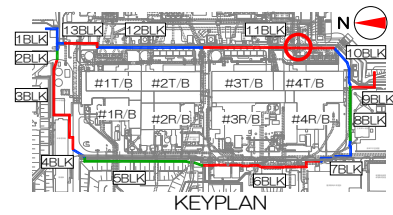
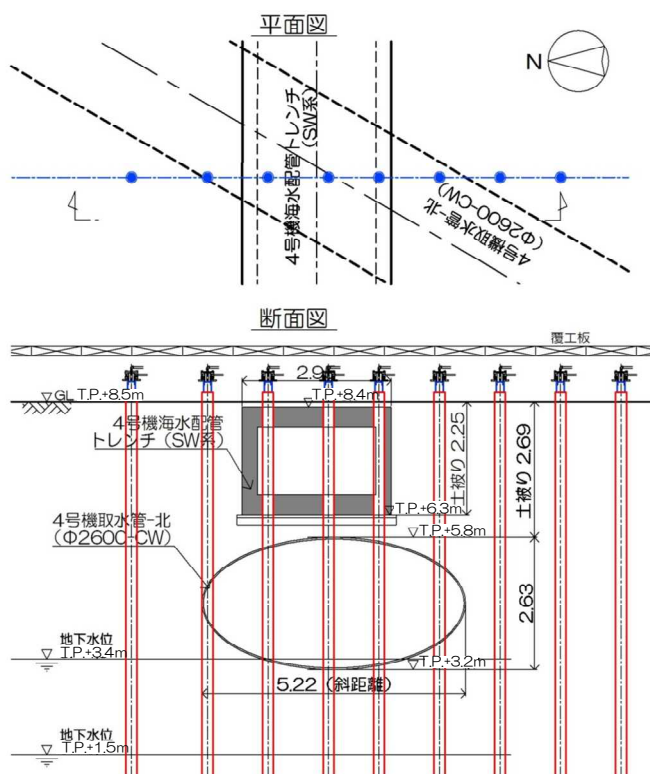


図3-6 【11-2】4号機取水管-中 施工方法(貫通施工)

本資料に記載の標高は、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



<埋設物情報>

位置：海側 11BLK
 形状：円形（鋼管）
 寸法：φ2.6m
 標高：T.P.+5.8m
 溜り水：無
 内部施設：無

<施工パターン>

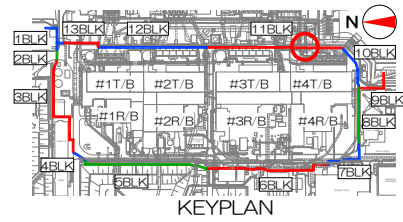
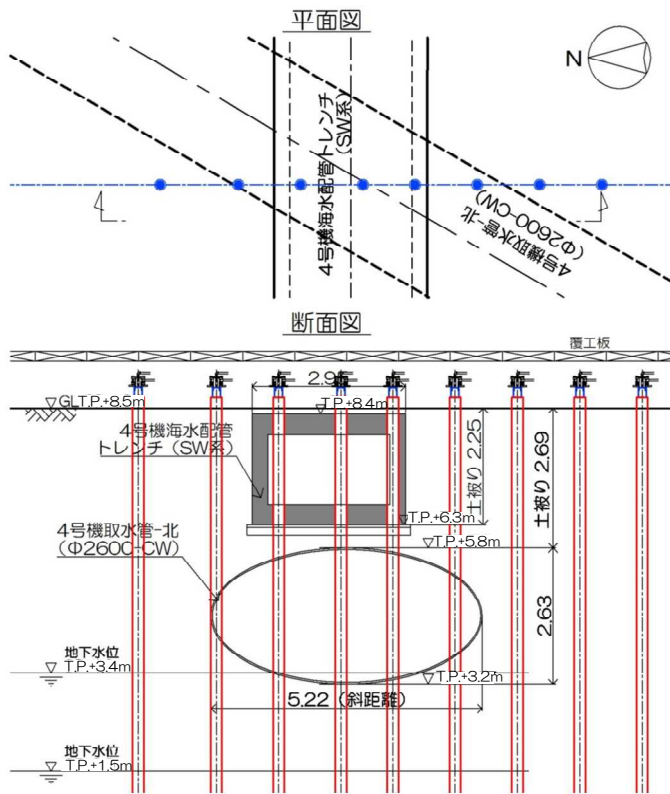
【頂版】単純
 【底版】単純

SD59の地下水位観測値
 ・最大値：T.P.+3.4m (H25.10.21)
 ・最小値：T.P.+1.5m (H25.7.15)

ケーシング凡例
 〓 スタンドパイプ
 〓 凍結管保護ケーシング

図 3 - 7 【 1 1 - 3 】 4号機取水-北 施工方法(貫通施工)

本資料に記載の標高は、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



<埋設物情報>

位置：海側 11BLK
 形状：矩形
 寸法：2.95m
 標高：T.P.+8.4m
 溜り水：無
 内部施設：配管

<施工パターン>

【頂版】頂版撤去
 【底板】単純

SD59の地下水位観測値

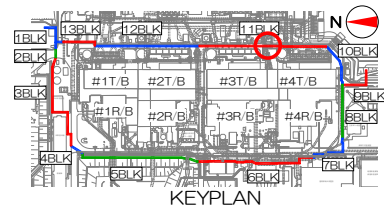
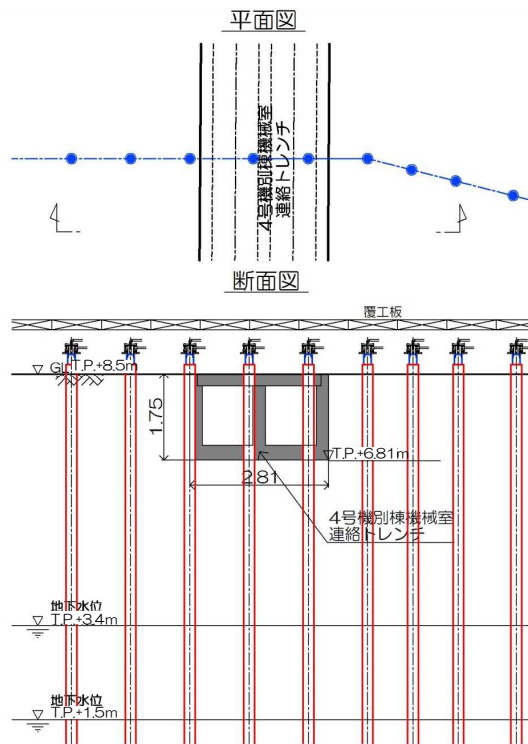
- ・最大値；T.P.+3.4m (H25.10.21)
- ・最小値；T.P.+1.5m (H25.7.15)

ケーシング凡例

- スタンドパイプ
- 凍結管保護ケーシング

図3-8 【11-4】4号海水配管トレンチ (SW系) 施工方法 (貫通施工)

本資料に記載の標高は、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



<埋設物情報>

位置：海側 11BLK
 形状：矩形
 寸法：2.81m
 標高：T.P.+8.5m
 溜り水：無
 内部施設：配管

<施工パターン>

【頂版】頂版撤去
 【底版】単純

SD59の地下水位観測値
 ・最大値：T.P.+3.4m (H25.10.21)
 ・最小値：T.P.+1.5m (H25.7.15)

ケーシング凡例	
—	スタンドパイプ
—	凍結管保護ケーシング

図3-9 【11-5】4号機別棟機械室連絡トレンチ 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

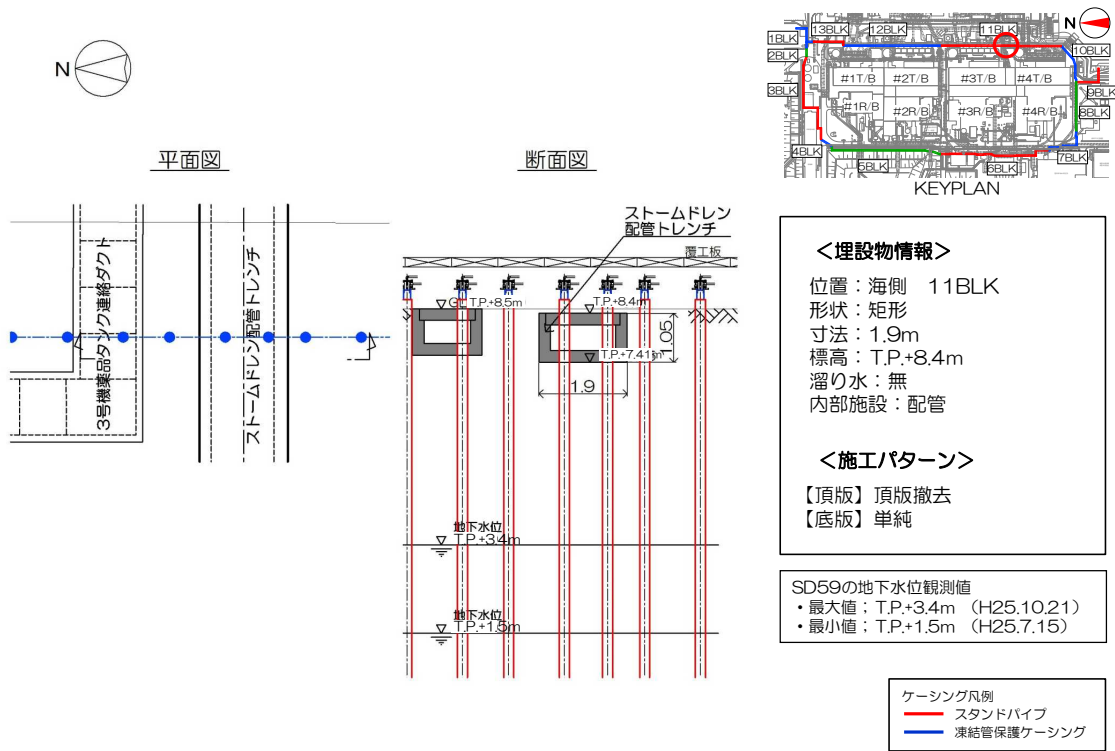


図3-10 【11-6】ストームドレン配管トレンチ 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

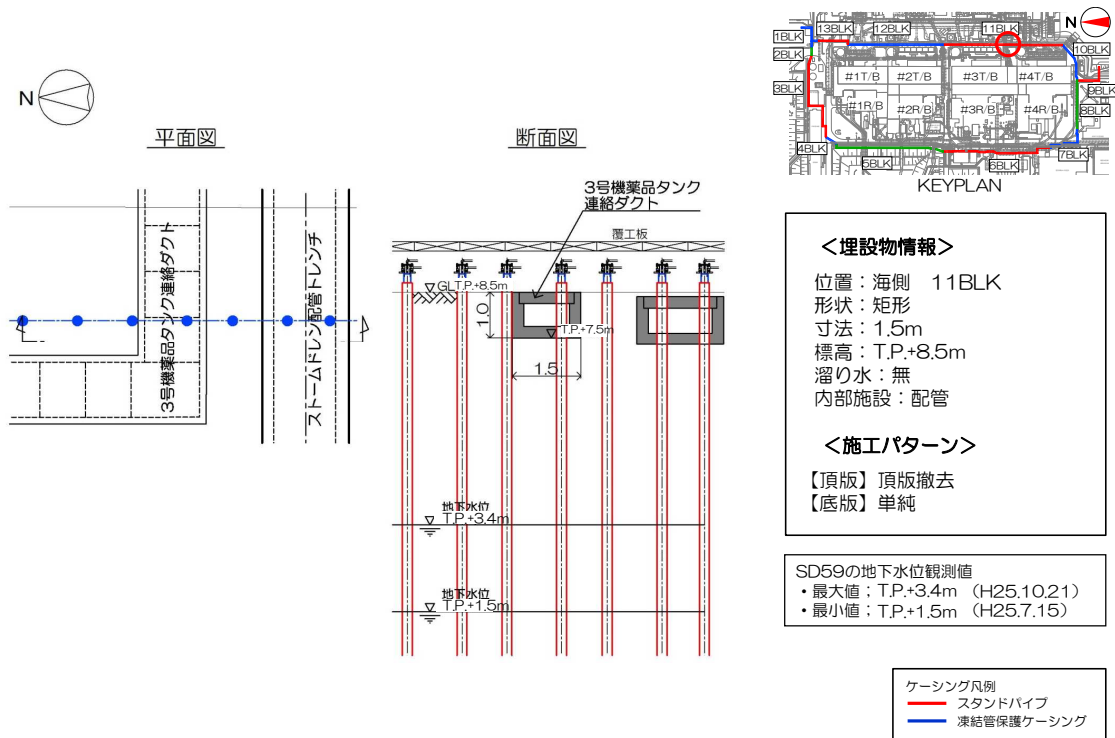


図 3-11 【11-7】3号機薬品タンク連絡ダクト 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

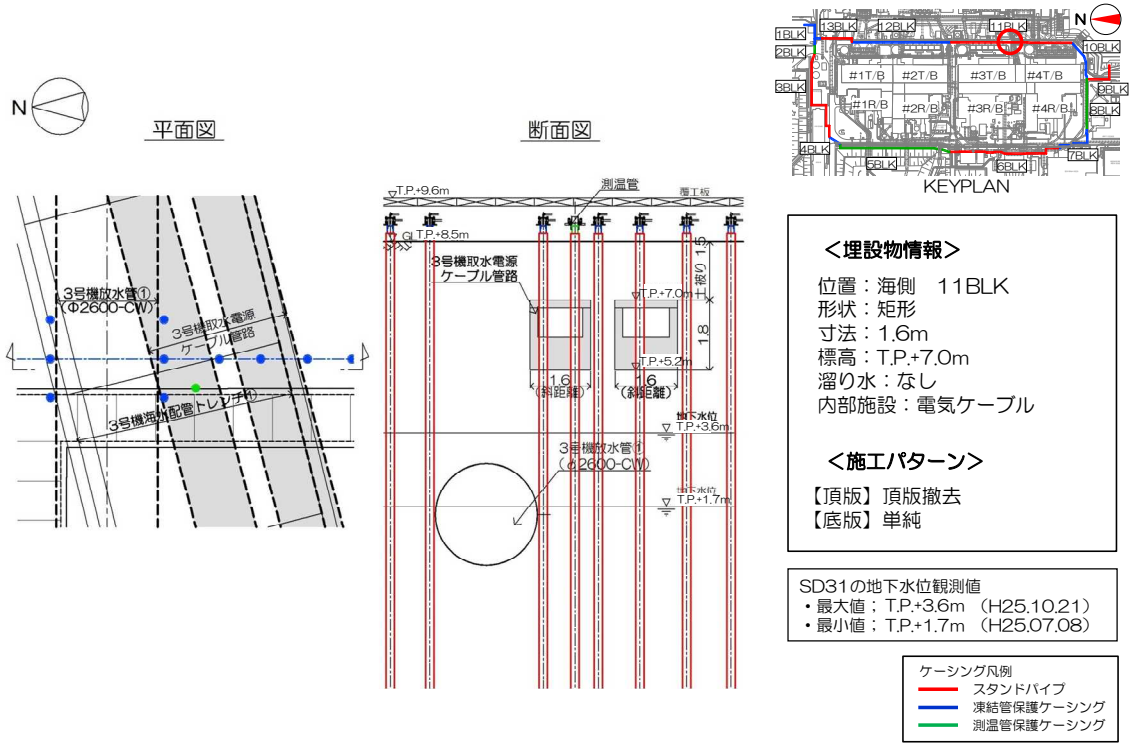


図 3-12 【11-8】 3号機取水電源ケーブル管路 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

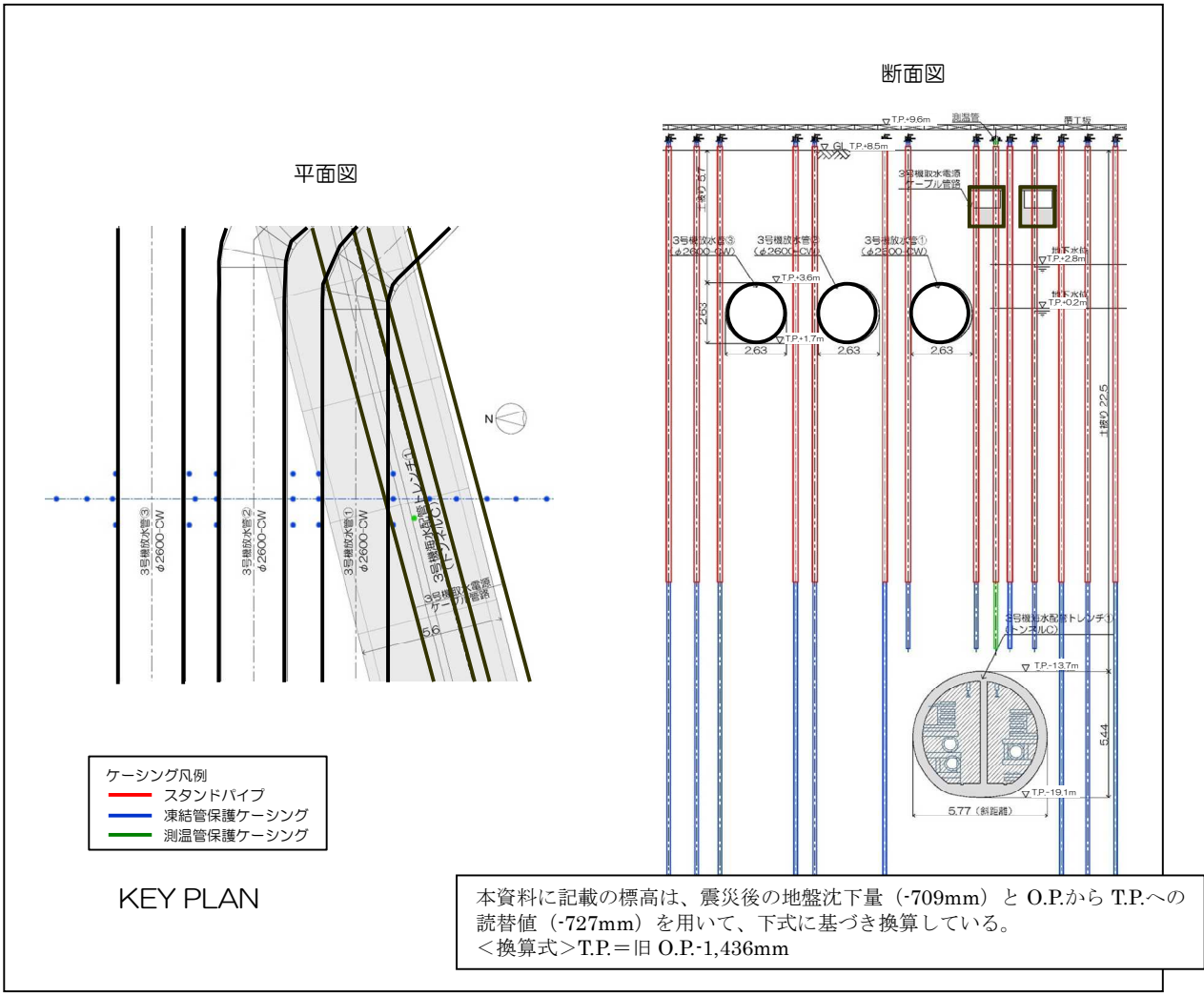
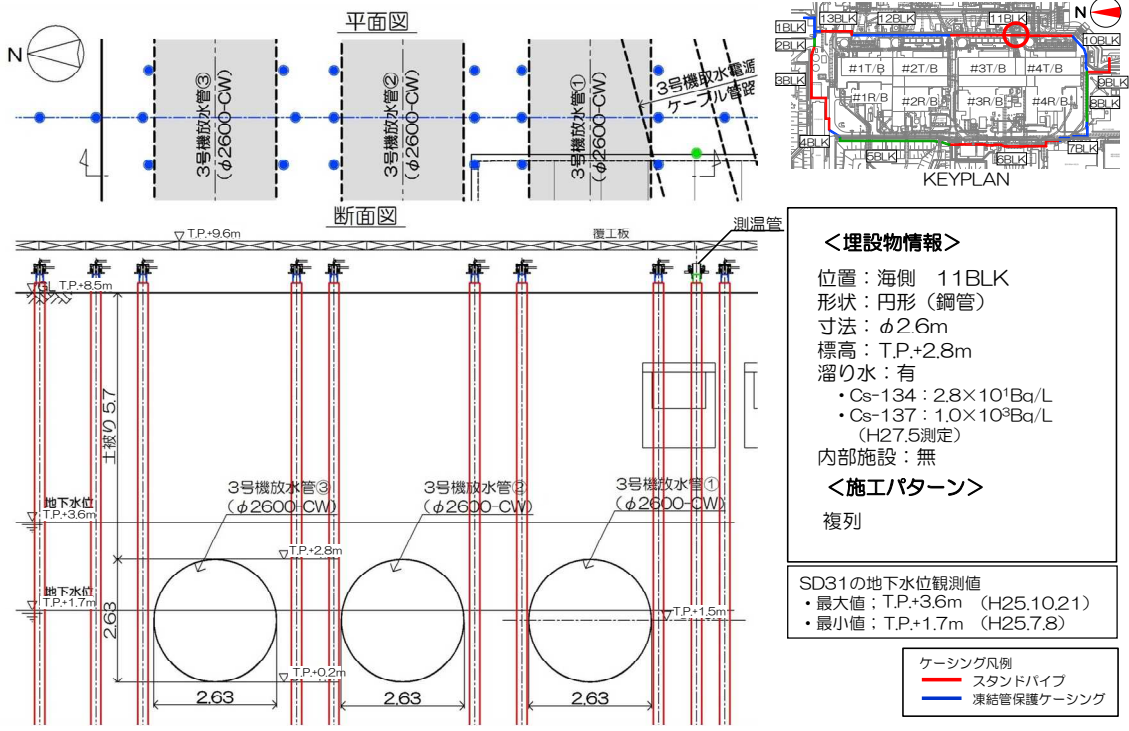


図 3 - 1 3 【 1 1 - 9 】 3 号機放水管①②③ 施工方法（複列施工）

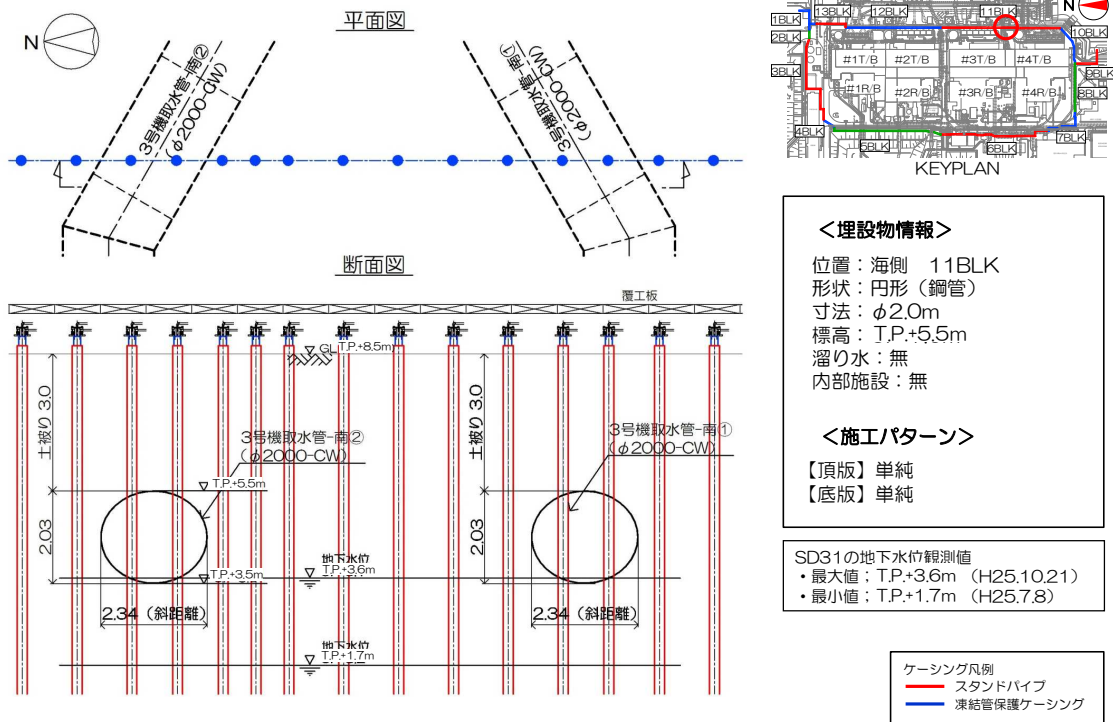
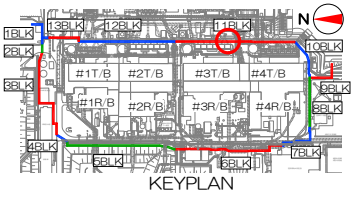
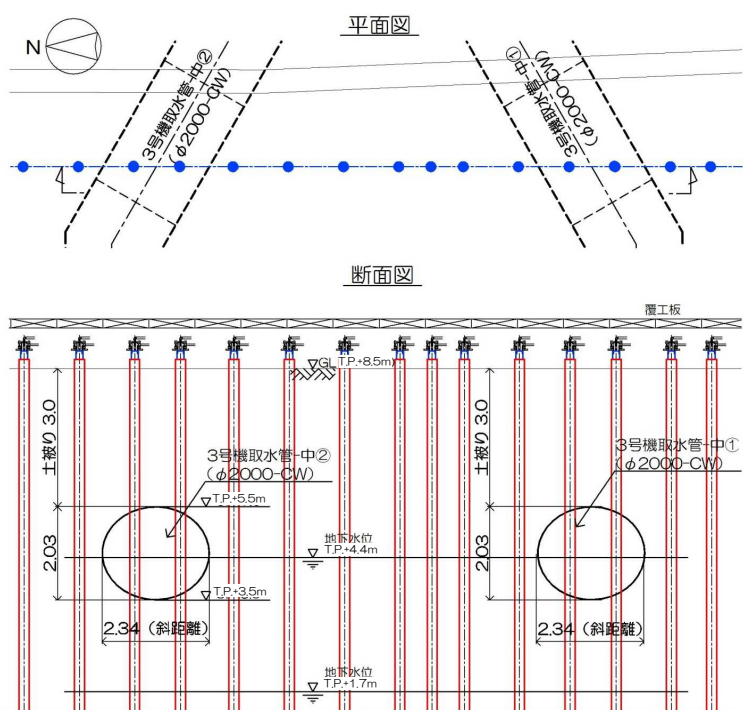


図 3-14 【11-10】3号機取水管-南①② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

本資料に記載の標高は、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



<埋設物情報>
 位置：海側 11BLK
 形状：円形（鋼管）
 寸法：φ2.0m
 標高：T.P.+5.5m
 溜り水：貫通施工前に調査
 内部施設：無

<施工パターン>
 【頂版】単純
 【底版】単純

SD32の地下水水位観測値
 ・最大値：T.P.+4.4m (H25.10.21)
 ・最小値：T.P.+1.7m (H25.7.17)

ケーシング凡例
 〓 スタンドパイプ
 〓 凍結管保護ケーシング

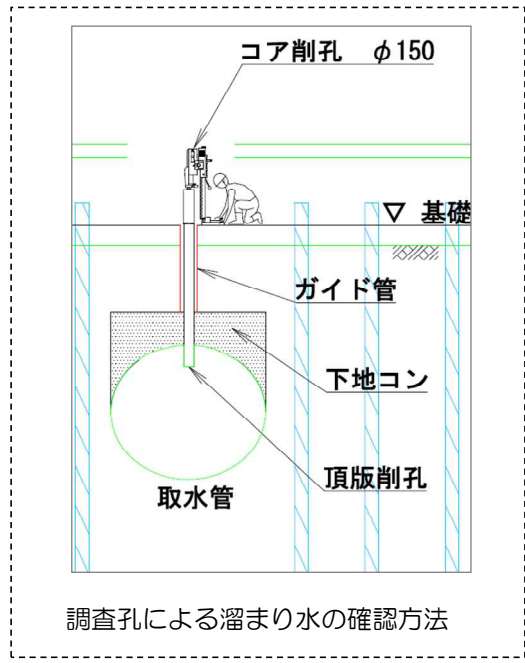
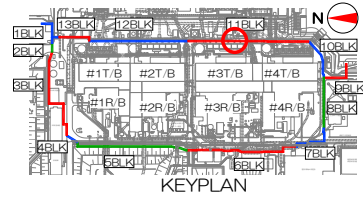
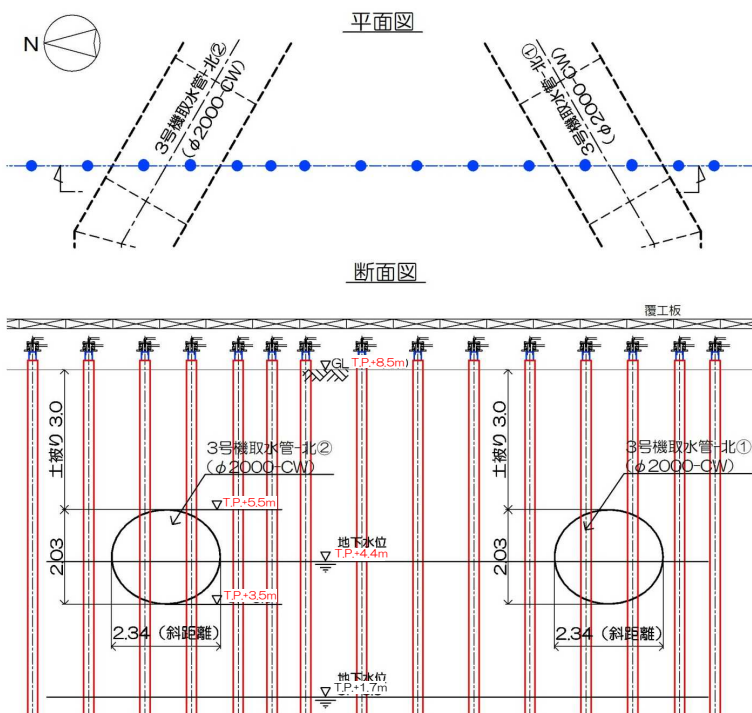


図3-15 【11-11】3号機取水管-中①② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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



<埋設物情報>

位置：海側 11BLK
 形状：円形（鋼管）
 寸法：φ2.0m
 標高：T.P.+5.5m
 溜り水：貫通施工前に調査
 内部施設：無

<施工パターン>

【頂版】単純
 【底板】単純

SD32の地下水位観測値

・最大値：T.P.+4.4m (H25.10.21)
 ・最小値：T.P.+1.7m (H25.7.17)

ケーシング凡例

— スタンドパイプ
 — 凍結管保護ケーシング

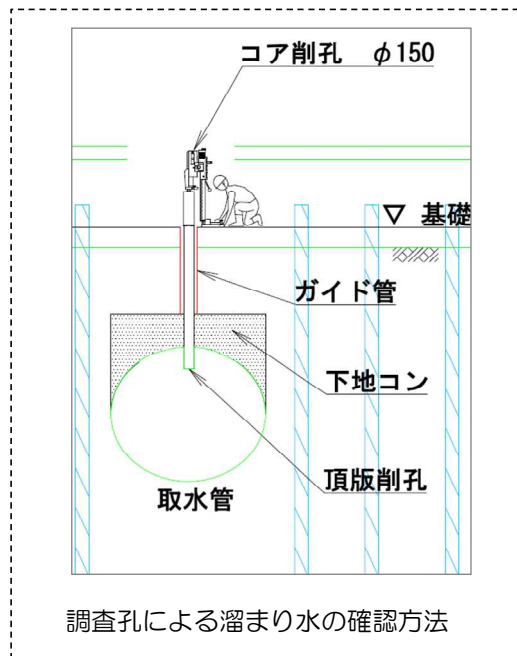


図3-16 【11-12】3号機取水管-北①② 施工方法（貫通施工）

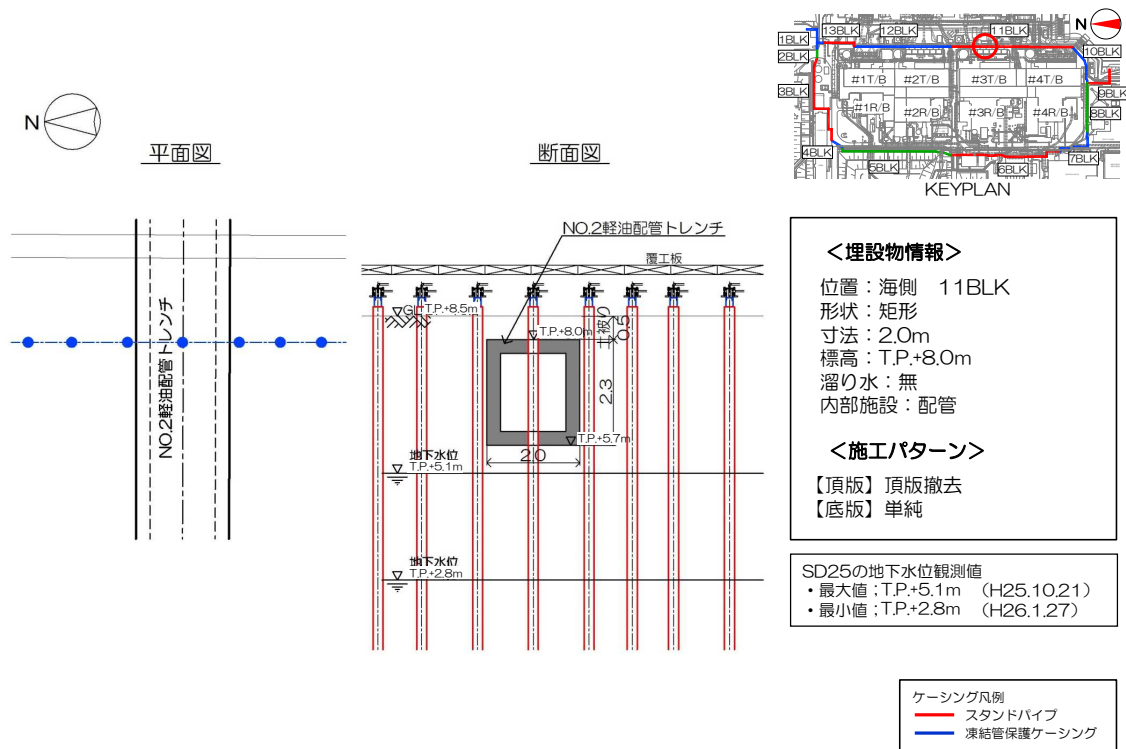
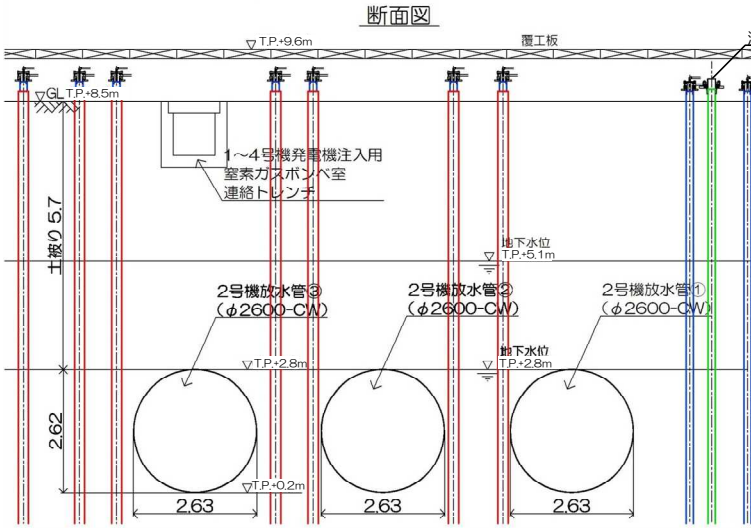
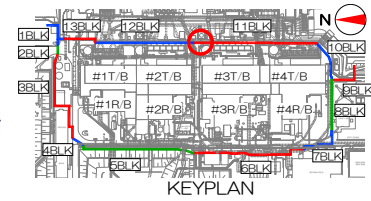
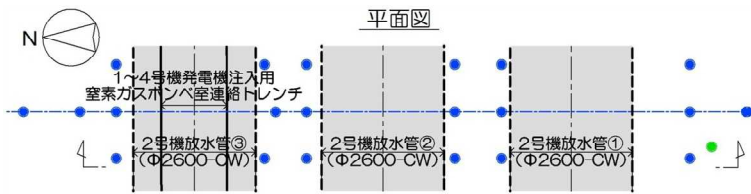


図 3-17 【11-13】No.2 軽油配管トレンチ 施工方法（貫通施工）

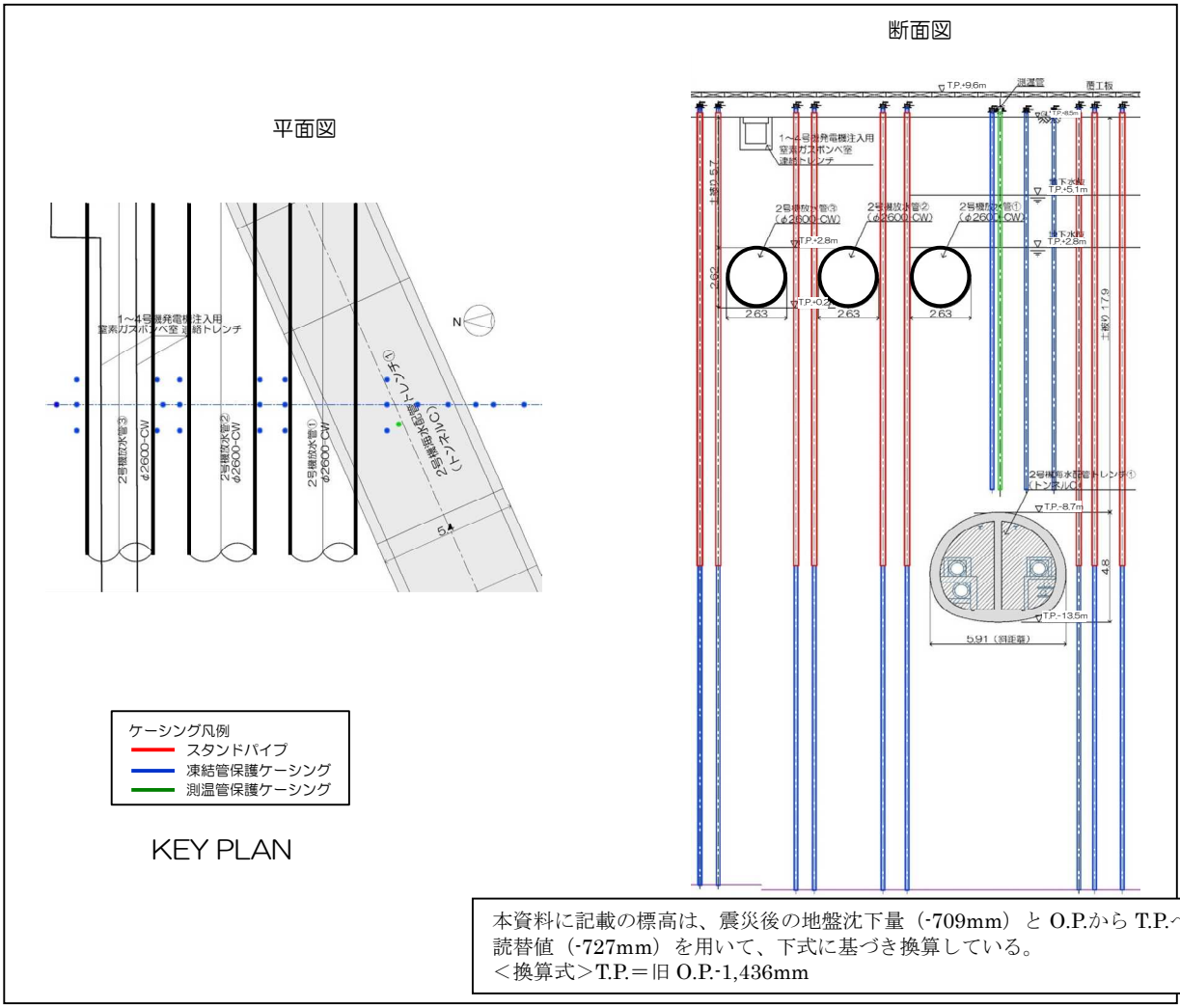
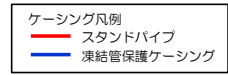
本資料に記載の標高は、震災後の地盤沈下量（-709mm）と O.P.から T.P.への読替値（-727mm）を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式>T.P.=旧 O.P.-1,436mm



<埋設物情報>
 位置：海側 11BLK
 形状：円形（鋼管）
 寸法：φ2.6m
 標高：T.P.+2.8m
 溜り水：有
 ・Cs-134：9.4×10¹Bq/L
 ・Cs-137：3.7×10²Bq/L
 （H27.6測定）
 内部施設：無

<施工パターン>
 複列

SD25の地下水位観測値
 ・最大値：T.P.+5.1m（H25.10.21）
 ・最小値：T.P.+2.8m（H26.1.27）



ケーシング凡例
 〓 スタンドパイプ
 〓 凍結管保護ケーシング
 〓 測温管保護ケーシング

KEY PLAN

本資料に記載の標高は、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

図 3-18 【11-14】 2号機放水管①②③ 施工方法（複列施工）

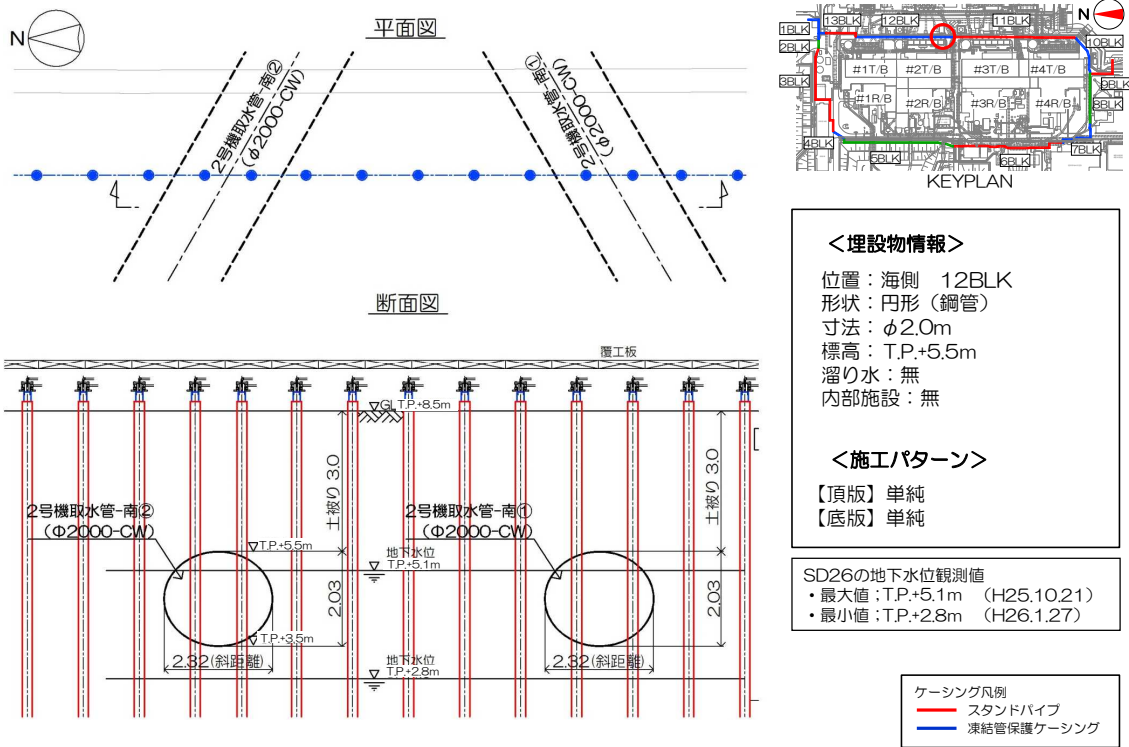


図 3-1-9 【12-1】2号機取水管-南①② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

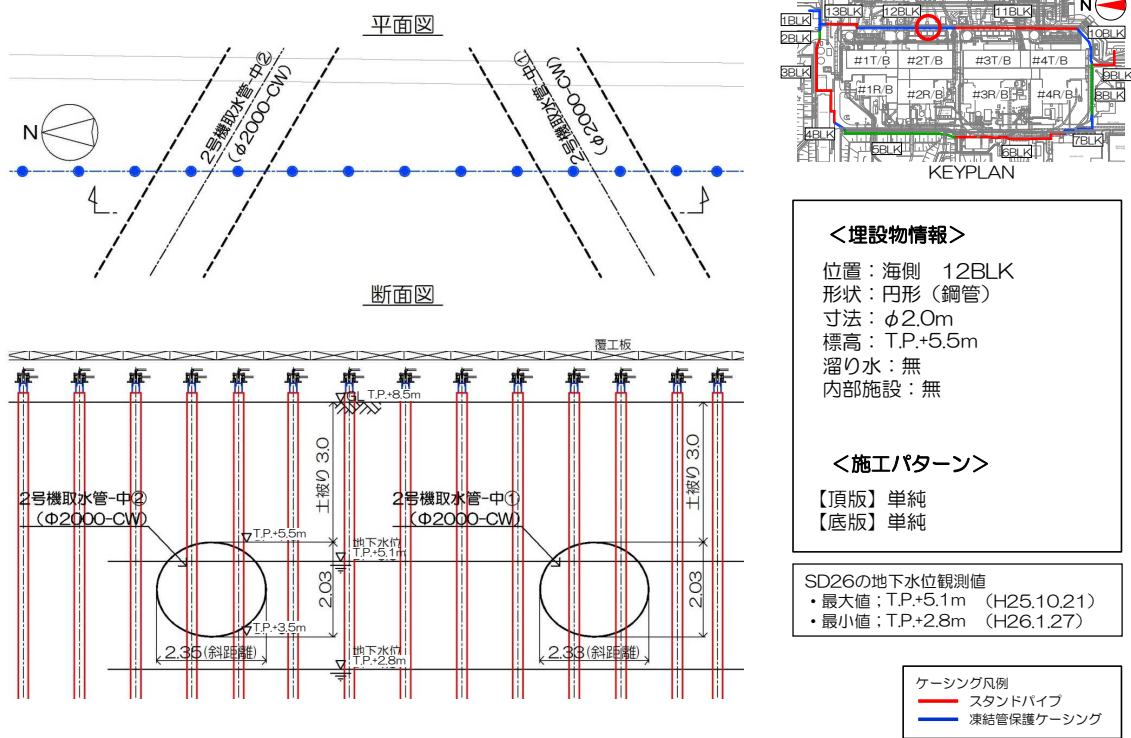


図 3-20 【12-2】2号機取水管-中①② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

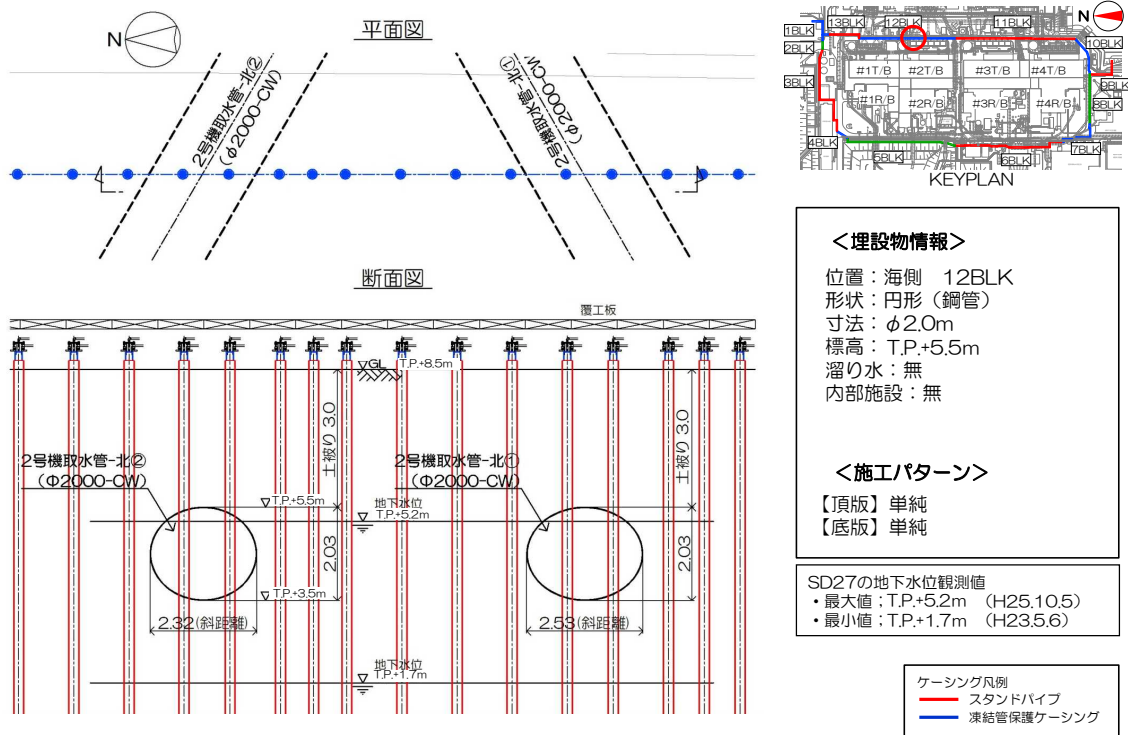
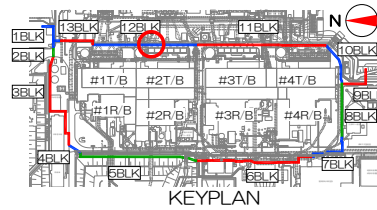
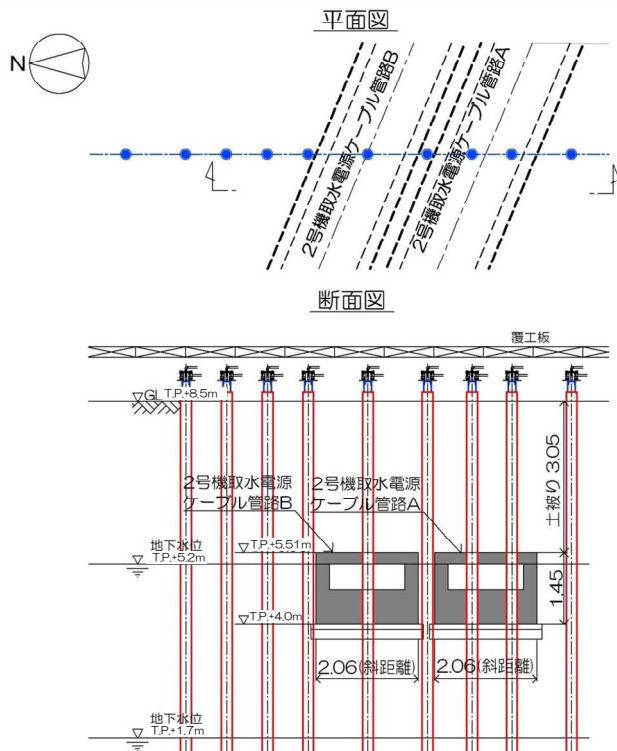


図 3-21 【12-3】2号機取水管-北①② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

本資料に記載の標高は、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



<埋設物情報>
 位置：海側 12BLK
 形状：矩形
 寸法：1.9m
 標高：T.P.+5.51m
 溜り水：無（管路A）
 貫通施工前に調査（管路B）
 内部施設：電気ケーブル
<施工パターン>
 【頂版】頂版撤去
 【底板】単純

SD27の地下水位観測値
 ・最大値：T.P.+5.2m (H25.10.5)
 ・最小値：T.P.+1.7m (H23.5.6)

ケーシング凡例
 〓 スタンドパイプ
 〓 凍結管保護ケーシング

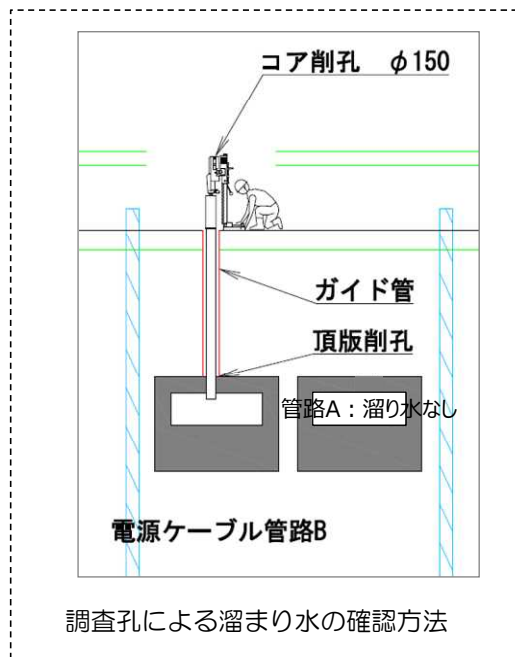


図3-22 【12-4】2号機取水電源ケーブル管路A,B 施工方法（貫通施工）

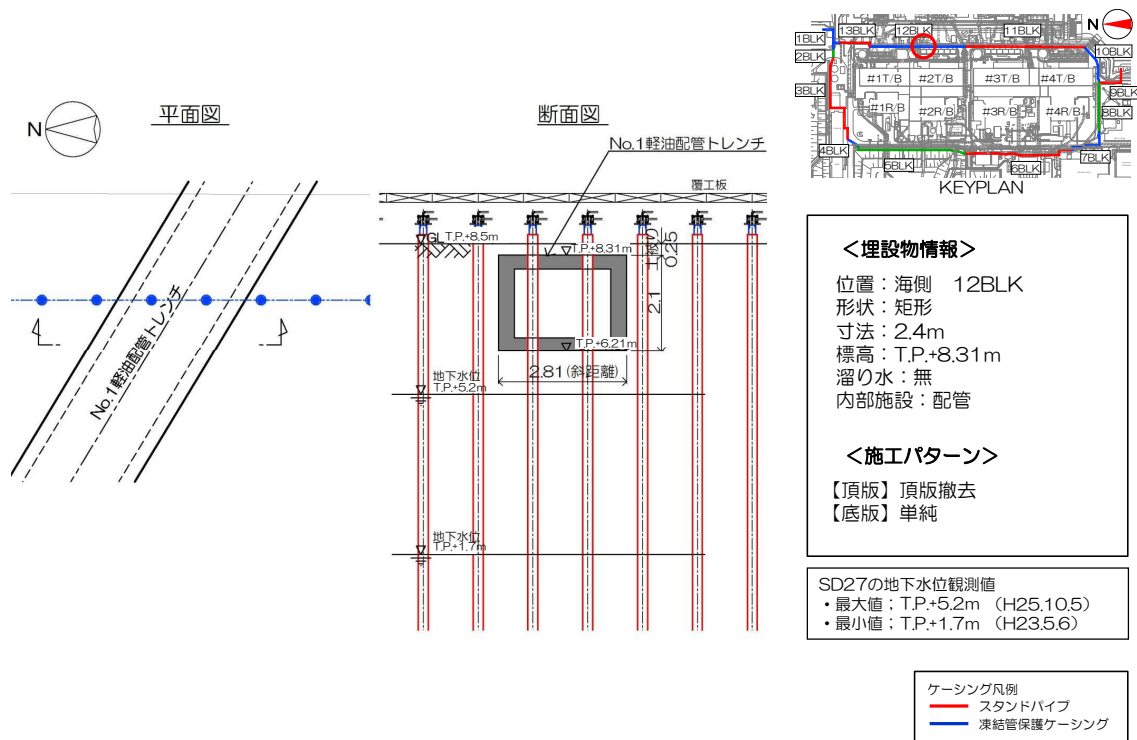
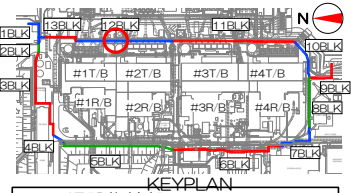
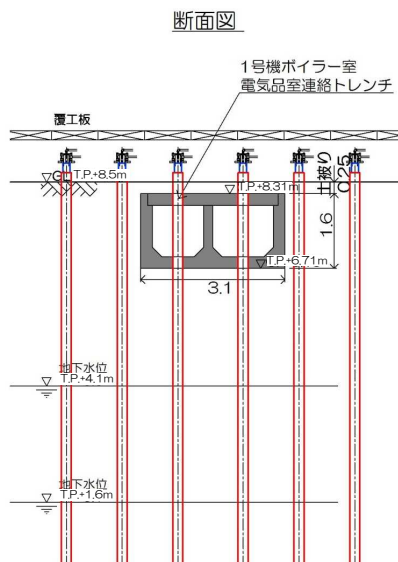
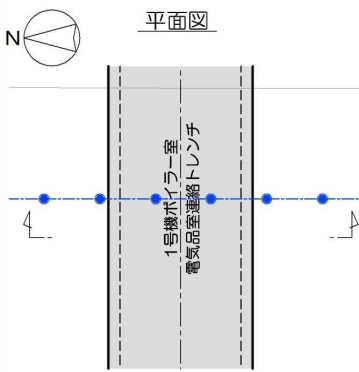


図 3-23 【12-5】 No.1 軽油配管トレンチ 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

本資料に記載の標高は、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

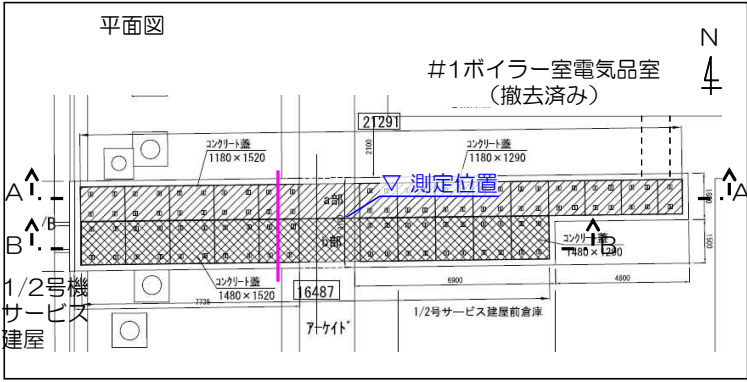
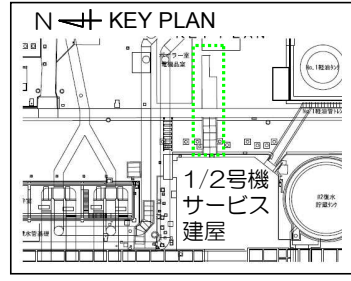


<埋設物情報>
 位置：海側 12BLK
 形状：矩形
 寸法：3.1m
 標高：T.P.+8.31m
 溜り水：有（貫通箇所：無）
 ・Cs-134：1.2×10²Bq/L
 ・Cs-137：3.2×10²Bq/L
 （H24.1測定）
 内部施設：電源ケーブル
 配管

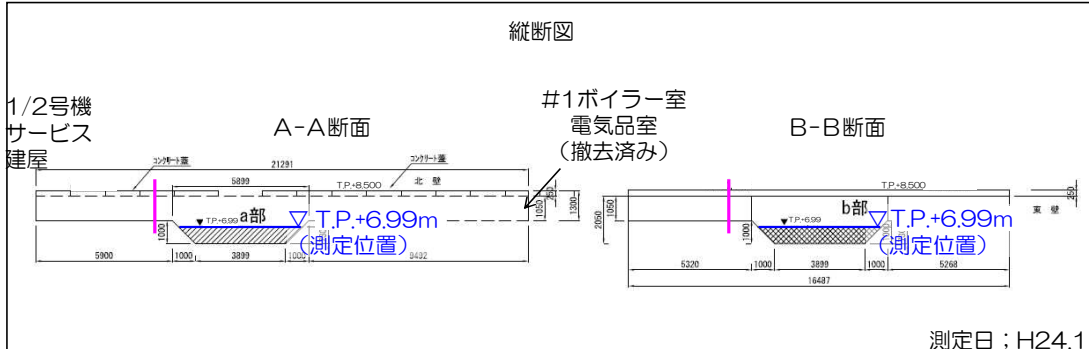
<施工パターン>
 【頂版】頂版撤去
 【底板】単純

SD1の地下水水位観測値
 ・最大値：T.P.+4.1m (H23.9.21)
 ・最小値：T.P.+1.6m (H23.5.9)

ケーシング凡例
 〓 スタンドパイプ
 〓 凍結管保護ケーシング



〓 陸側遮水壁ライン



測定日：H24.1

図3-24 【12-6】1号機ボイラー室電気品室連絡トレンチ 施工方法（貫通施工）

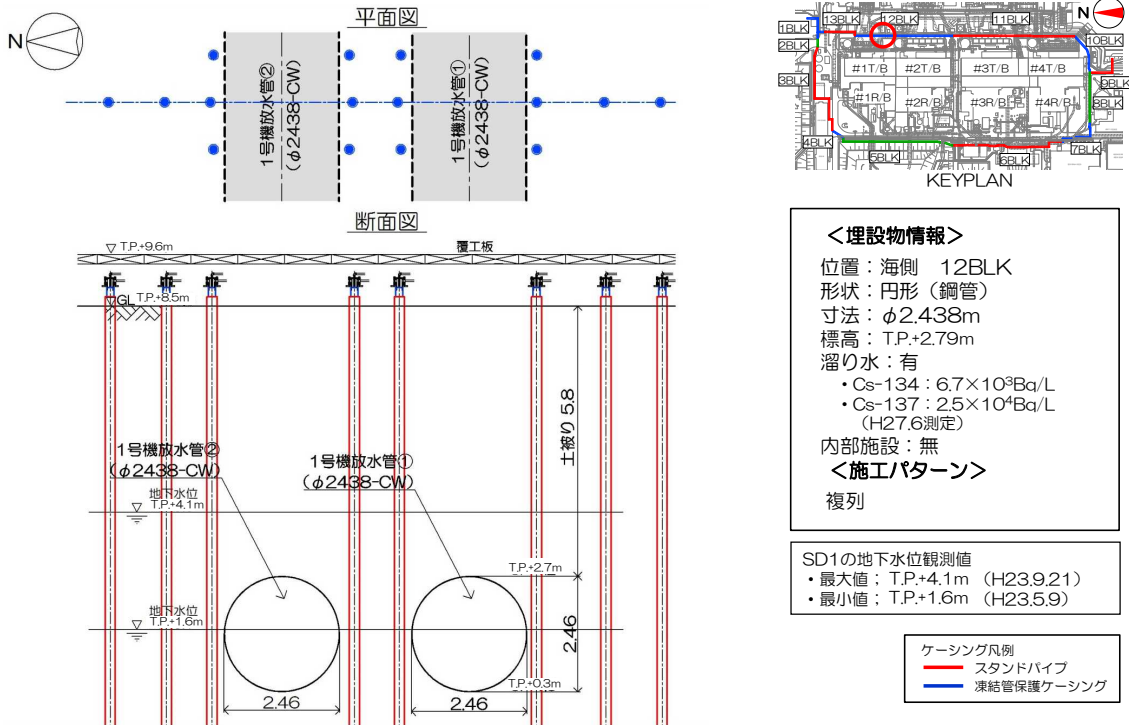


図 3-25 【12-7】1号機放水管①② 施工方法（複列施工）

本資料に記載の標高は、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

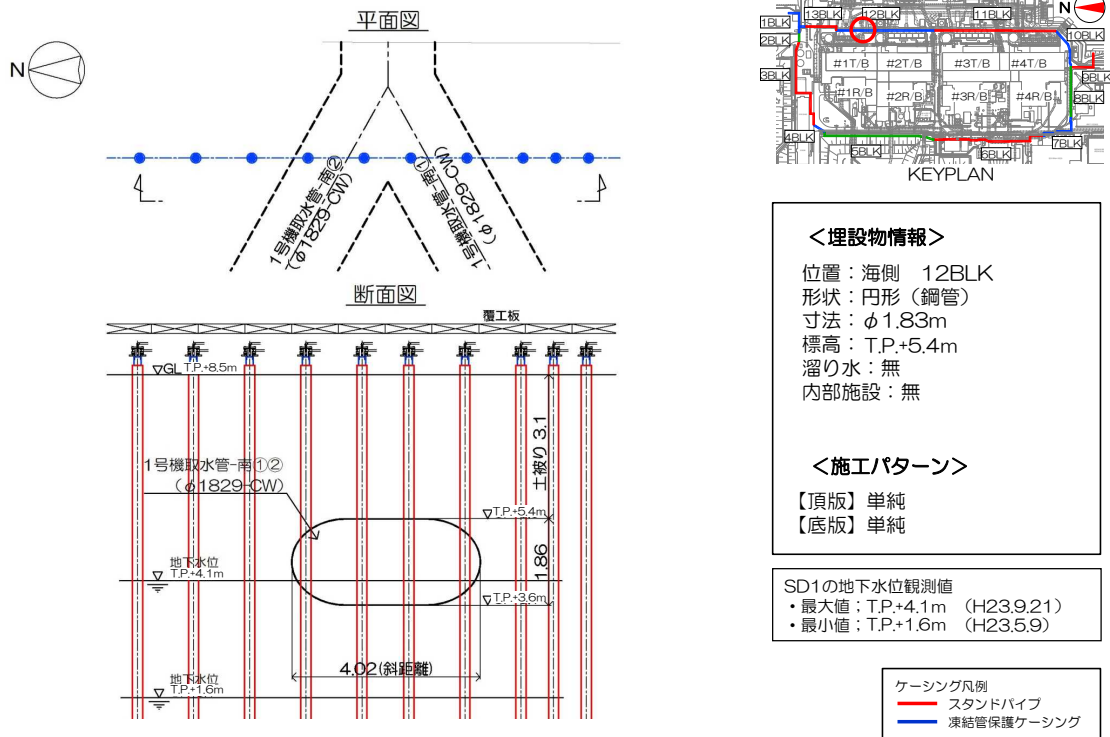


図 3-26 【12-8】1号機取水 pipe-南①② 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

本資料に記載の標高は、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

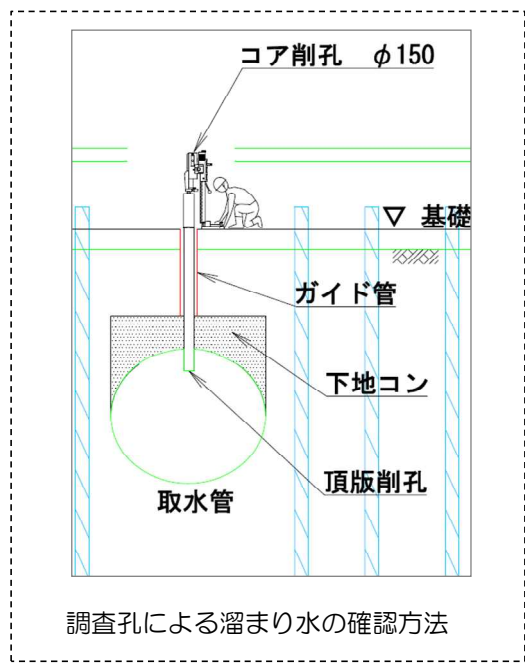
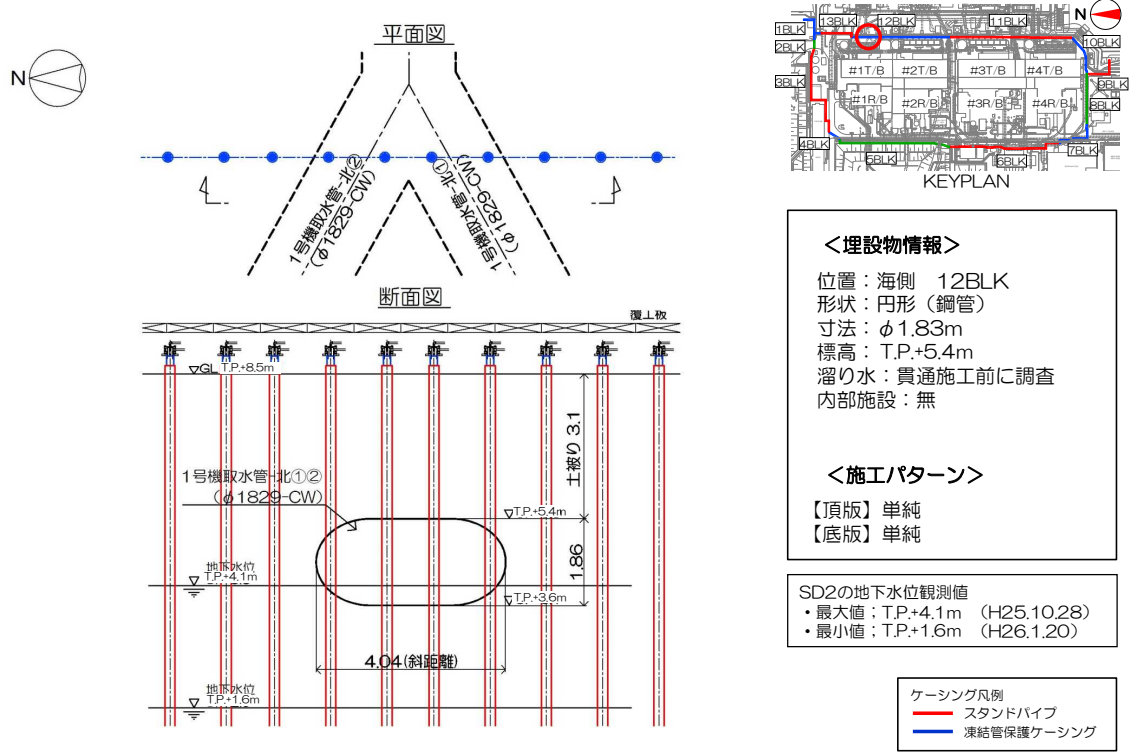


図 3-27 【12-9】1号機取水管-北①② 施工方法（貫通施工）

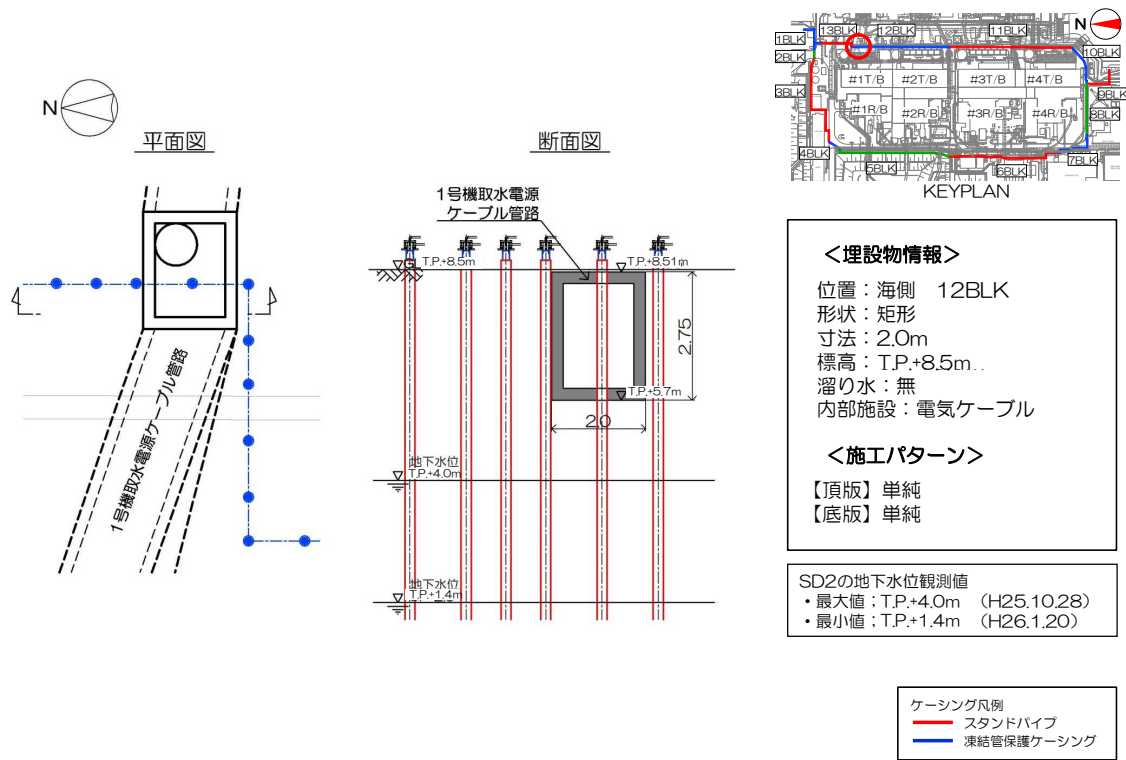
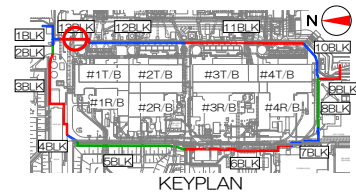
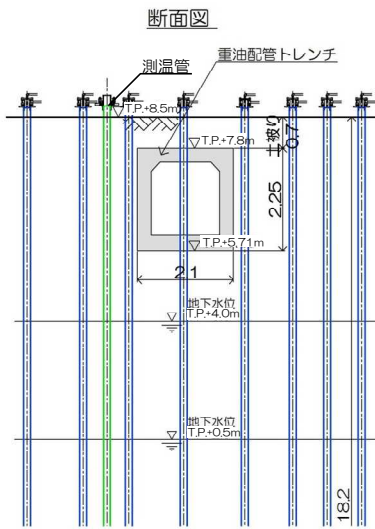
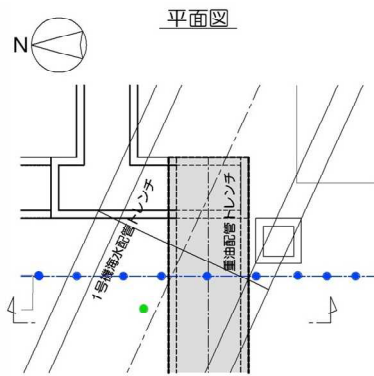


図 3-28 【12-10】1号機取水電源ケーブル管路 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

本資料に記載の標高は、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



<埋設物情報>
 位置：海側 13BLK
 形状：矩形
 寸法：2.1m
 標高：T.P.+7.8m
 溜り水：無
 内部施設：配管

<施工パターン>
 【頂版】頂版撤去
 【底板】単純

SD2の地下水位観測値
 ・最大値：T.P.+4.0m (H25.10.28)
 ・最小値：T.P.+0.5m (H26.1.20)

ケーシング凡例
 凍結管保護ケーシング

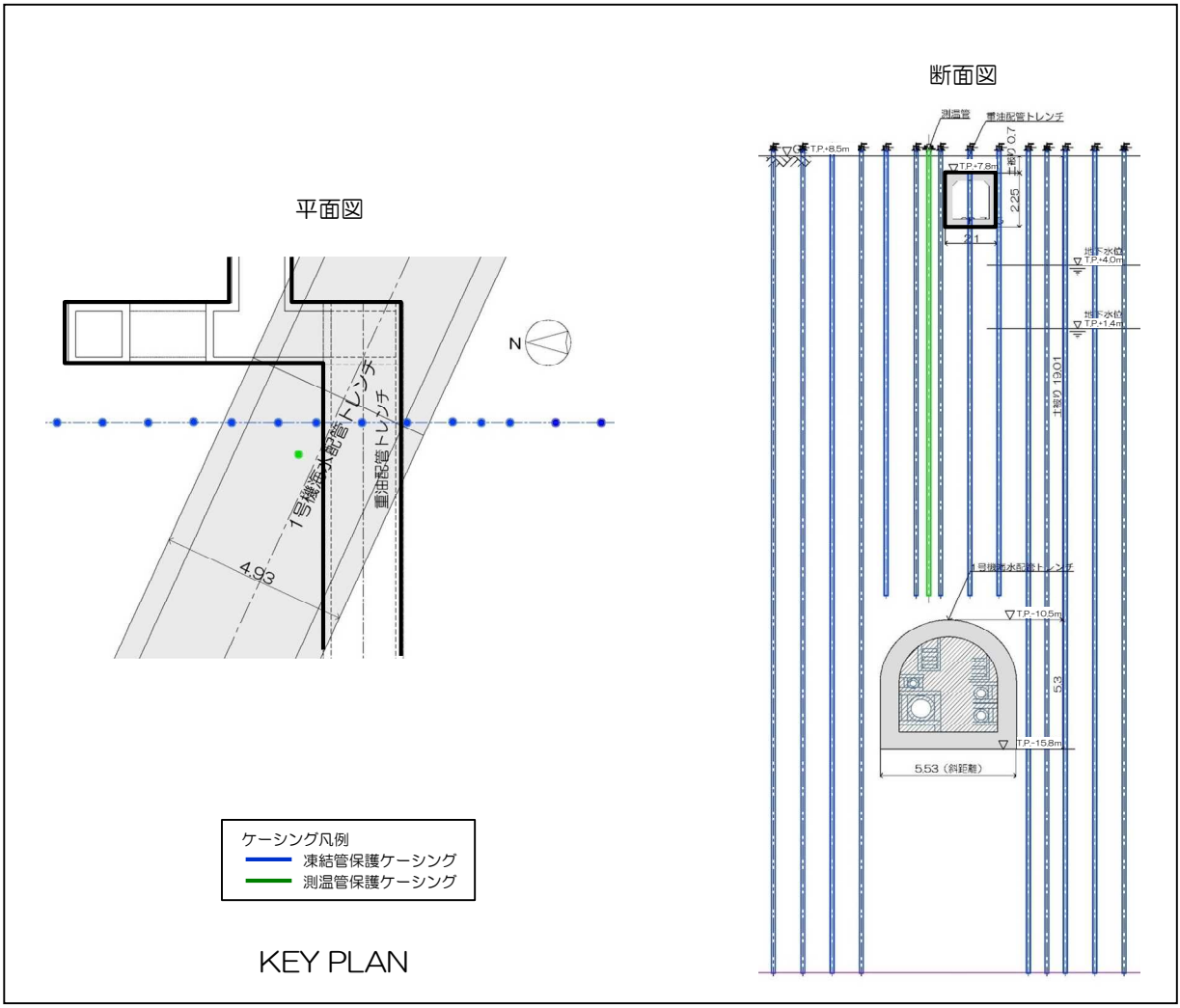


図 3-29 【13-1】重油配管トレンチ 施工方法（貫通施工）

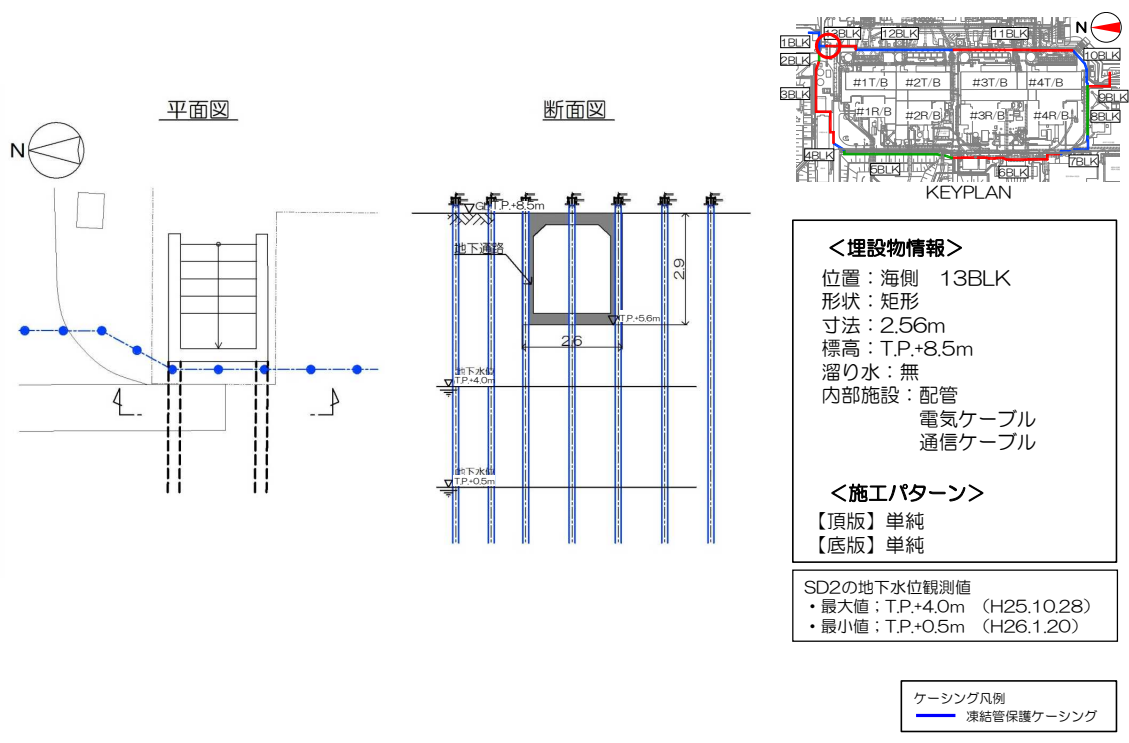


図3-30 【13-2】地下通路 施工方法（貫通施工）

本資料に記載の標高は、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

3次元解析の結果では、建屋周辺(T.P.+8.5m盤、山側の中粒砂岩層の水位は2~4%程度の勾配で山から海に向かって低下している。

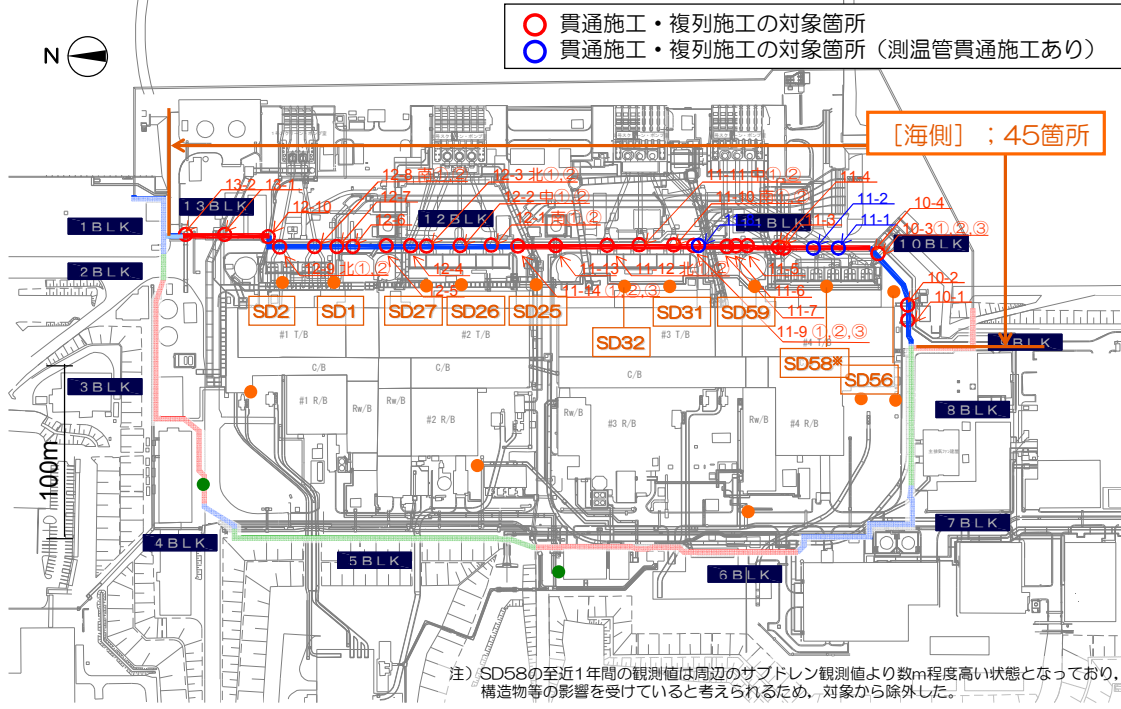


図 3 - 3 1 陸側遮水壁ライン近傍のサブドレン・地下水位観測孔 配置図

6 不明埋設物への対応

「添付資料－14 別添－2 7 不明埋設物への対応」に示す通り。

以 上

陸側遮水壁の閉合について

1. 概要

汚染水処理対策委員会で議論された汚染水処理問題の抜本対策（添付資料－ 1 2）に基づき、汚染源に水を「近づけない」重層的な対策の一つとして、高レベル放射性汚染水が滞留している1～4号機の原子炉建屋、タービン建屋、廃棄物処理建屋（以下「1～4号機のタービン建屋等」という）の周囲に陸側遮水壁（汚染水処理対策委員会の「凍土方式の陸側遮水壁」を「陸側遮水壁」とする）を造成する。

陸側遮水壁の閉合は以下の3段階で進める。

- 第一段階：海側全面閉合＋山側部分閉合する段階
- 第二段階：第一段階と第三段階の間の段階
- 第三段階：完全閉合する段階

なお、陸側遮水壁は、「汚染源である建屋に水を近づけない」ことが必要な期間に限り凍結を行い、その必要がなくなった場合には速やかに解凍する。陸側遮水壁解凍後の凍結管等の処理方法については解凍時期に近づいた段階で検討する。

2. 申請範囲

<既認可範囲>

- 山側ライン上の埋設物との干渉箇所での貫通施工による凍結管設置工事
- 海側ライン上の埋設物との干渉箇所での貫通施工による凍結管設置工事
- 陸側遮水壁造成後の基礎地盤沈下検討
- 山側ライン上の運用中の設備の損傷防止対策
- 海側ライン上の運用中の設備の損傷防止対策
- 不明埋設物への対応
- 陸側遮水壁（山側ライン）における試験凍結の実施
- 陸側遮水壁海側全面閉合及び山側部分閉合（第一段階）
- 陸側遮水壁未凍結箇所の一部閉合（Ⅰ）（第二段階）
- 陸側遮水壁未凍結箇所の一部閉合（Ⅱ）（第二段階）

<今回の申請範囲>

- 陸側遮水壁の完全閉合（第三段階）

第三段階は、サブドレンが稼働していることを前提に、建屋周りの地下水位が低下し

た際にも、サブドレンを停止することで迅速かつ確実に地下水位が回復でき、建屋滞留水水位と地下水位が逆転しないよう、未凍結箇所（西側③）を閉合し、陸側遮水壁を完全閉合していく段階である。

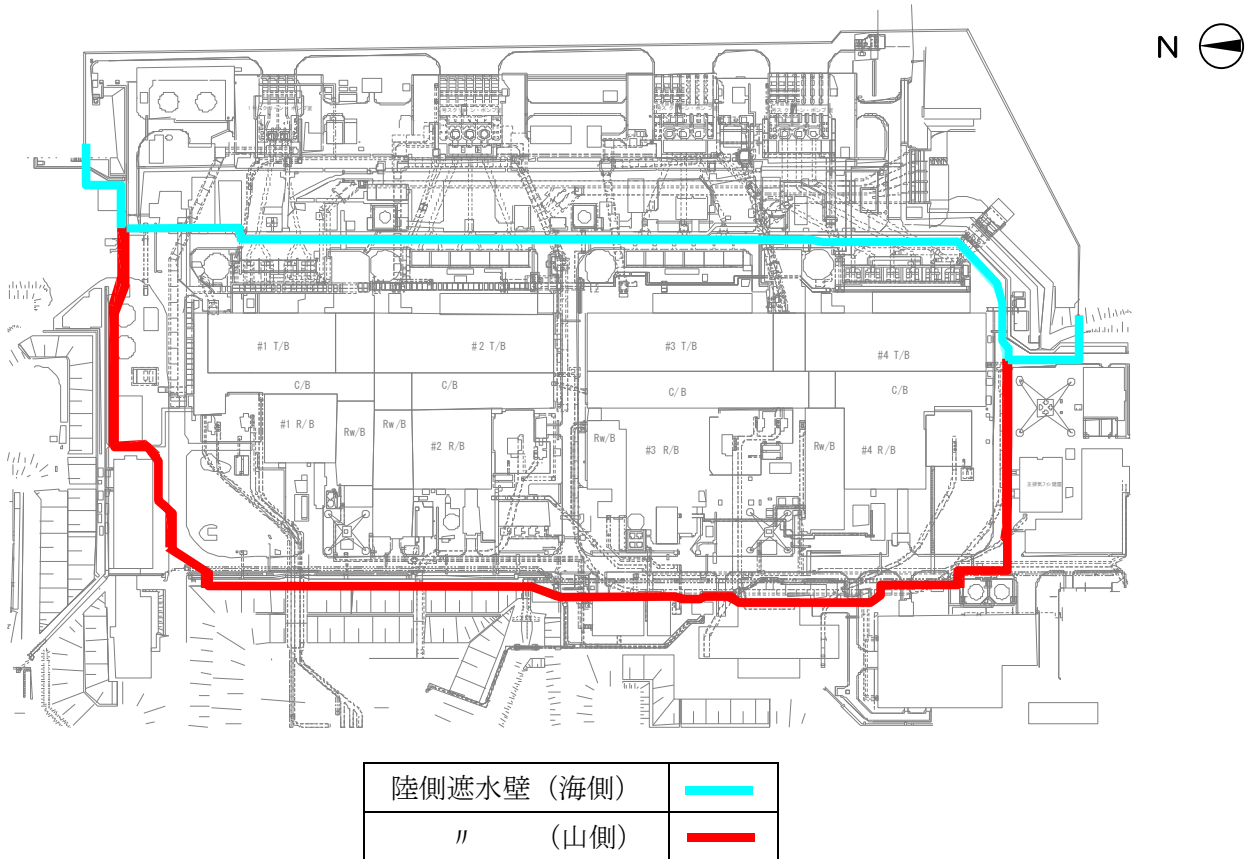


図-1 陸側遮水壁全体図

3. 計画上考慮すべき事項

陸側遮水壁閉合開始後、遮水性の発現に伴って、閉合範囲内の地下水位は全体に変化することが想定される。その際にも、建屋滞留水の水位を周辺地下水の水位よりも低く維持し、水位逆転を生じさせないとの前提のもと、下記を考慮し、陸側遮水壁の閉合を計画する。

(1) 絶対下限水位

万が一、地下水位が絶対下限水位（これ以上低下することのない水位：平均潮位）まで低下した場合でも、いずれの建屋からも滞留水を移送することが可能であり、地下水位と建屋滞留水水位の逆転は生じない。なお、建屋滞留水の移送先については、移送状況により貯蔵設備容量は変動する。今後も、上記の緊急時に必要な移送量を考慮し、貯蔵設備の増設等により必要な容量を確保していく。（別紙－1）

(2) 周辺状況

① 地質構造と地下水環境

1～4号機建屋周辺の各透水層の水位・水頭の実測データによれば、中粒砂岩層の水位に対して、互層部、細粒・粗粒砂岩の水頭は同等または高く、陸側遮水壁範囲内の各透水層間に介在する泥質部は難透水性を有している。従って、中粒砂岩層の地下水が難透水層を抜けて深部に移動することは考え難い。（別紙－2）

② 海側遮水壁の遮水性能

閉合後の海側遮水壁は、海の潮汐変動と遮水壁内の地下水位変動の実測値の比較によれば、 $1 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ 程度の遮水性を有している。（別紙－3）

4. 陸側遮水壁閉合における実施事項と確認事項

(1) 第一段階の実施事項

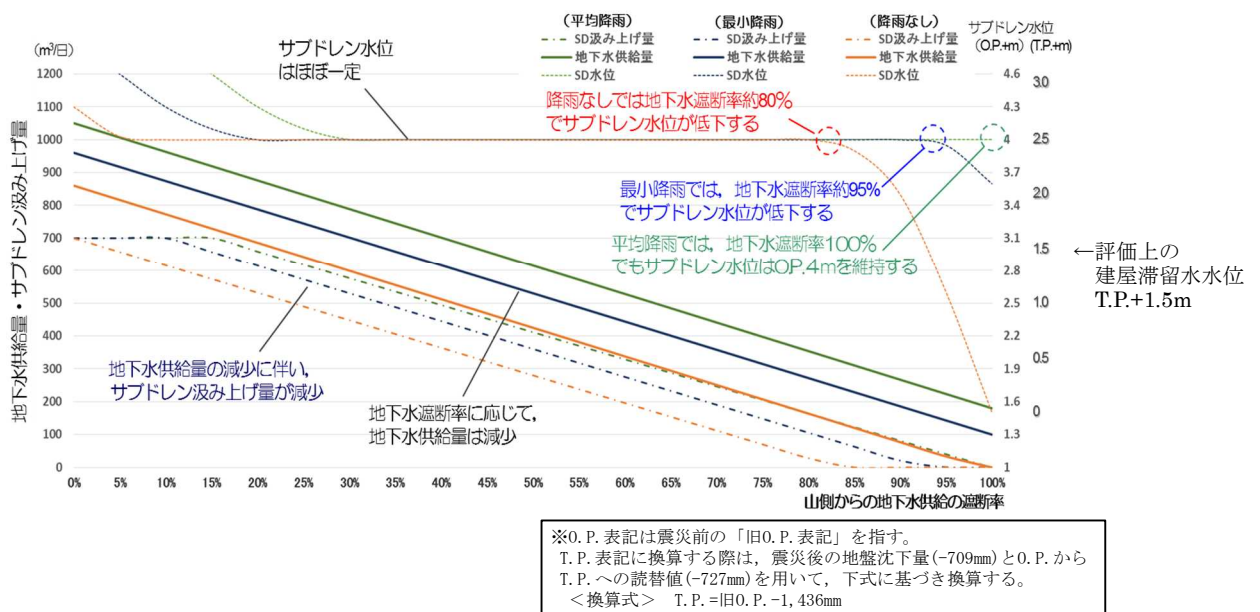
① 閉合範囲

陸側遮水壁（海側）：全面的に閉合（別紙－4）

陸側遮水壁（山側）：山側総延長の約95%以下を閉合（閉合率※1約95%以下）

※1：山側総延長に対して閉合する長さの割合

山側の段階的閉合を進めていくと、山側からの地下水流入の減少にともない、陸側遮水壁内の地下水位は低下し、サブドレンの汲み上げ量が減少する（図－2）。



図－2 地下水遮断率※2とサブドレン汲み上げ量及び
建屋周辺地下水位（サブドレン水位）の関係

※2：山側からの地下水流入量に対する減少量の割合

実測に基づく地下水収支計算（別紙－5）によれば、年間平均降雨（4mm/日）相当の降水量があれば、地下水遮断率を100%とした場合でもサブドレンは停止することなく稼働を続け、緊急時にはサブドレンの稼働を停止することで地下水位の回復が可能であり、建屋との水位差を維持できる。降雨の条件を最小降雨※3（2mm/日）とした場合、地下水遮断率約95%までサブドレンは稼働する。無降雨の状態を想定しても、地下水遮断率約80%までサブドレンは稼働する。

解析では、山側の閉合率95%に対し地下水遮断率は約50～60%の結果を得ており（別紙－6）、無降雨の状態でサブドレンが停止し水位が低下する変曲点である約80%よりも十分低い値となっている。第一段階は、サブドレンが稼働し

ていることを前提とし、建屋周りの地下水位が低下した際にも、サブドレンを停止することで迅速かつ確実に地下水位が回復でき、建屋滞留水水位と地下水位の逆転リスクが極めて低い段階であることから、十分余裕を持ってサブドレン稼働を継続できるように山側の閉合率を95%以下とする。

※3：浪江地点の過去30年間における12ヶ月間累積最小降雨実績
(気象庁HP) から設定 (763mm/365日≒2mm/日)

② 未凍結箇所の配置に当たり留意すべき事項

(ア) 陸側遮水壁閉合範囲内への地下水流入量の確保

陸側遮水壁閉合範囲内への一定の地下水流入を確保するために、現状の地下水の流れをもとに未凍結箇所を配置する。

地下水の等水位線は汀線と平行に分布し、地下水は山側（西）から海側（東）の流れが支配的であり、建屋山側に局所的に特異な地下水の流れは認められない（図-3）。未凍結箇所は可能な限り山側（西）に配置することで地下水流入を確保する。念のため、南北にも未凍結箇所を設けることで1号機建屋北側周辺、4号機建屋南側周辺への地下水流入を確保する。

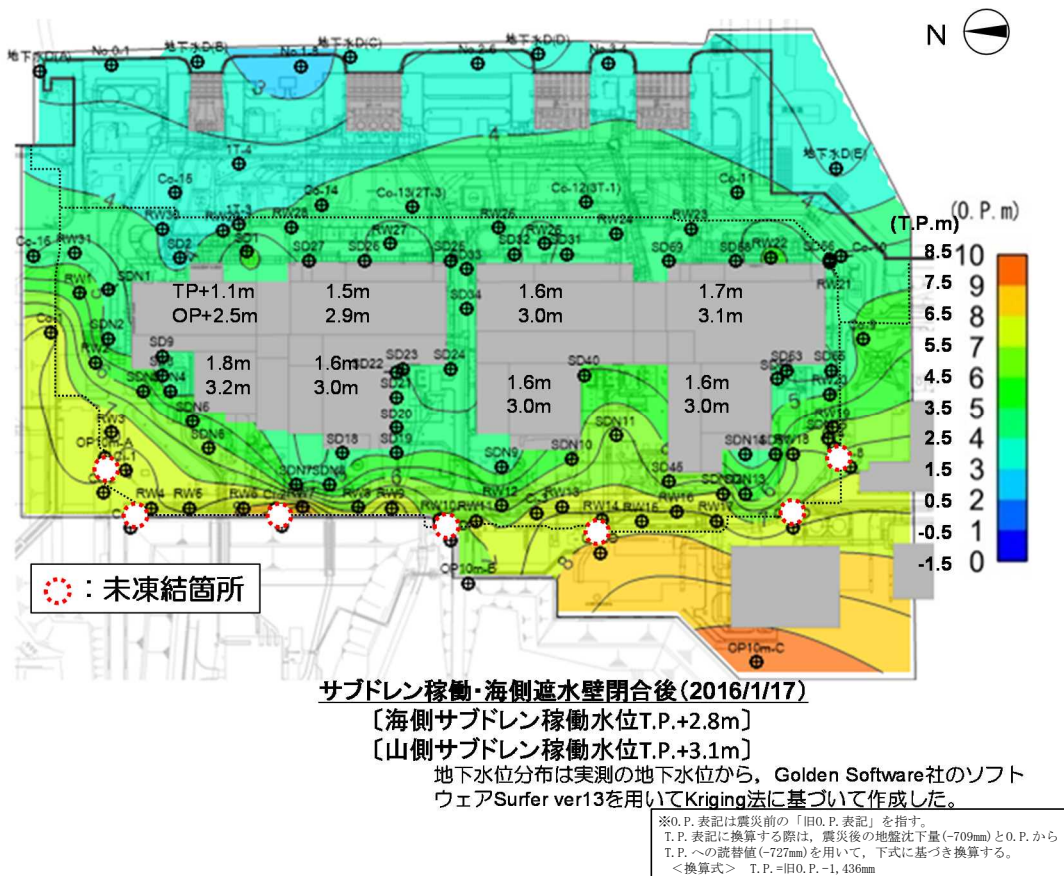


図-3 中粒砂岩層の地下水位 (2016年1月17日時点)

(イ) 地下水管理への配慮

陸側遮水壁閉合範囲内の地下水位のばらつきが少なくなるように、未凍結箇所を均等に配置する。また、未凍結箇所からの地下水流入量を評価するため、観測井近傍に未凍結箇所を配置する。

(ウ) 凍結状態管理への配慮

未凍結長さを適切に管理するため、測温管の近傍に未凍結箇所を配置する。

(エ) 陸側遮水壁（海側）閉合による影響への対処

陸側遮水壁（海側）閉合によりせき止められた地下水が南北方向へ移動することによる周辺環境への影響（別紙－ 7）を考慮して未凍結箇所を配置する。

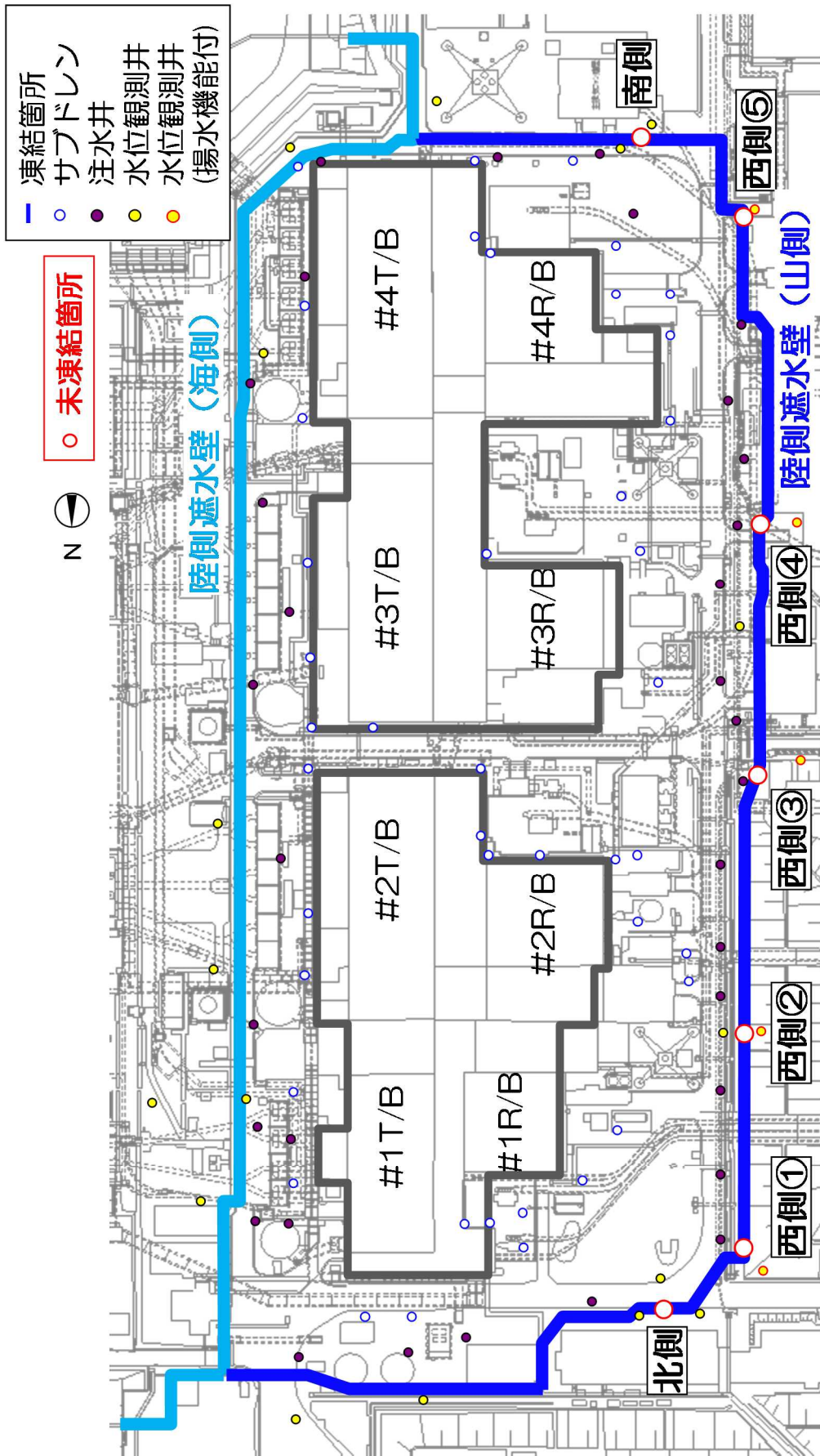
(オ) 第二段階における施工性への配慮

第二段階以降に未凍結箇所を凍結する際には、地下水流速が速くなり、凍結しにくい状態となる可能性がある。地下水流速を低減させて凍結させるために計画している補助工法（地盤改良により地下水流速を低減させて凍結し易くする方法）の施工性や揚水機能付観測井の位置を考慮して未凍結箇所を配置する。

③ 未凍結箇所の配置

上記留意事項に基づき設定した未凍結箇所の配置と長さを図－ 4 と表－ 1 に、各未凍結箇所の凍結管等の具体的な配置を図－ 5 ～ 1 1 に示す。

未凍結箇所では、凍結管のバルブを閉として、ブライン（冷凍液）を循環させないことで未凍結状態を保持する。また、隣接する凍結管による凍土の造成を考慮し、ブラインを循環させない凍結管を未凍結長さの範囲外に設定することで、表－ 1 に示す未凍結長さ以上を確保する。



※サブドレンの配置は参考であり、H28.3時点のもの

図-4 観測井・未凍結箇所の配置 (第一段階の実施範囲)

表-1 各未凍結箇所の未凍結長さ

北側	約4m
西側①	約6m
西側②	約9m
西側③	約7m
西側④	約8m
西側⑤	約7m
南側	約4m
合計	約45m (山側総延長約860mの約5%)

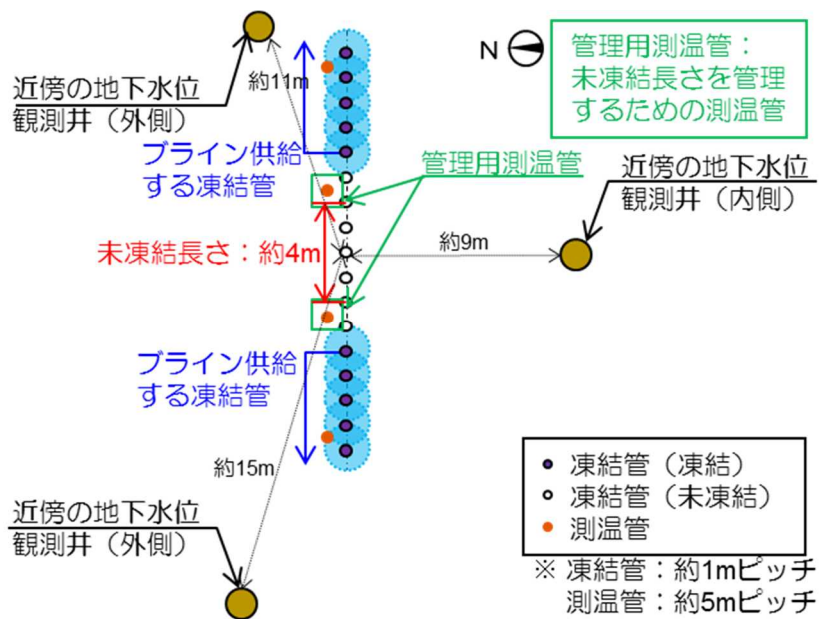
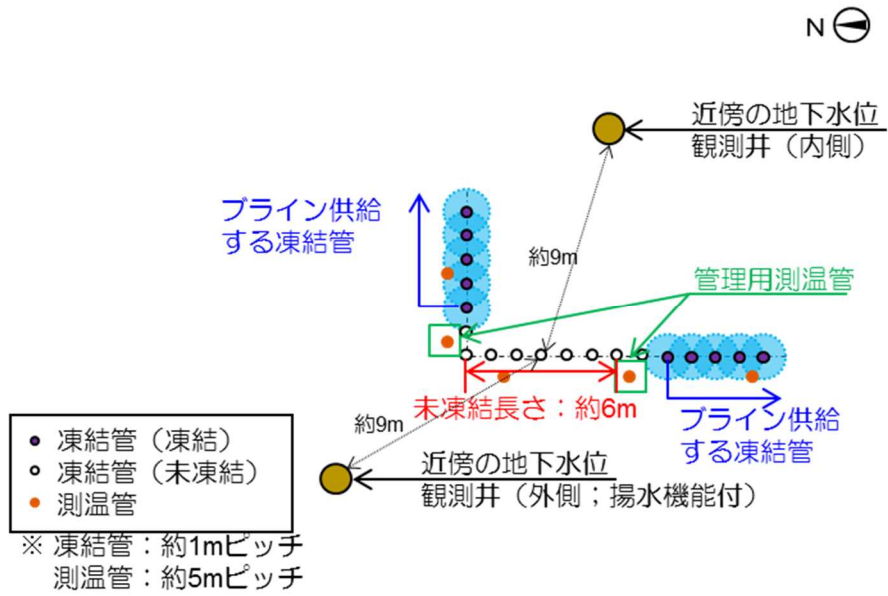
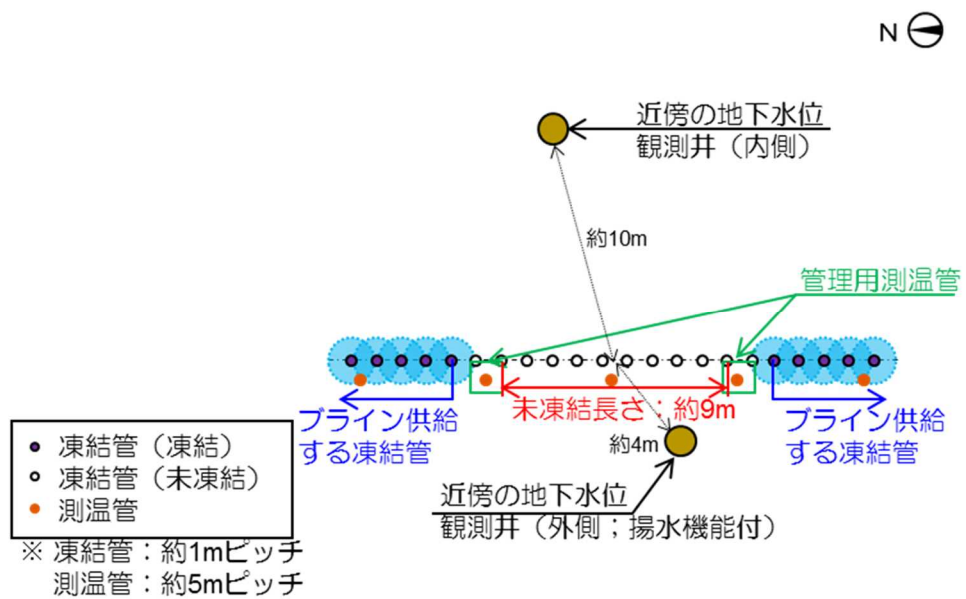


図-5 未凍結箇所の配置 (北側)



図－6 未凍結箇所配置 (西側①)



図－7 未凍結箇所配置 (西側②)

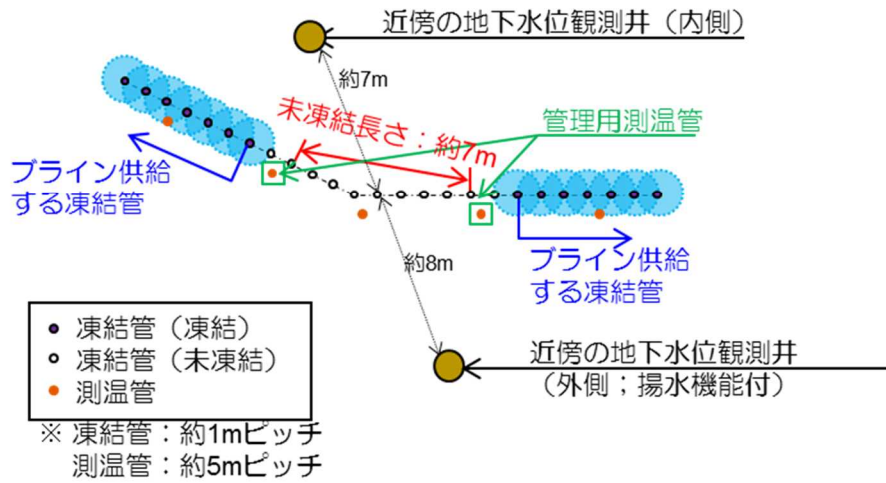


図-8 未凍結箇所配置 (西側③)

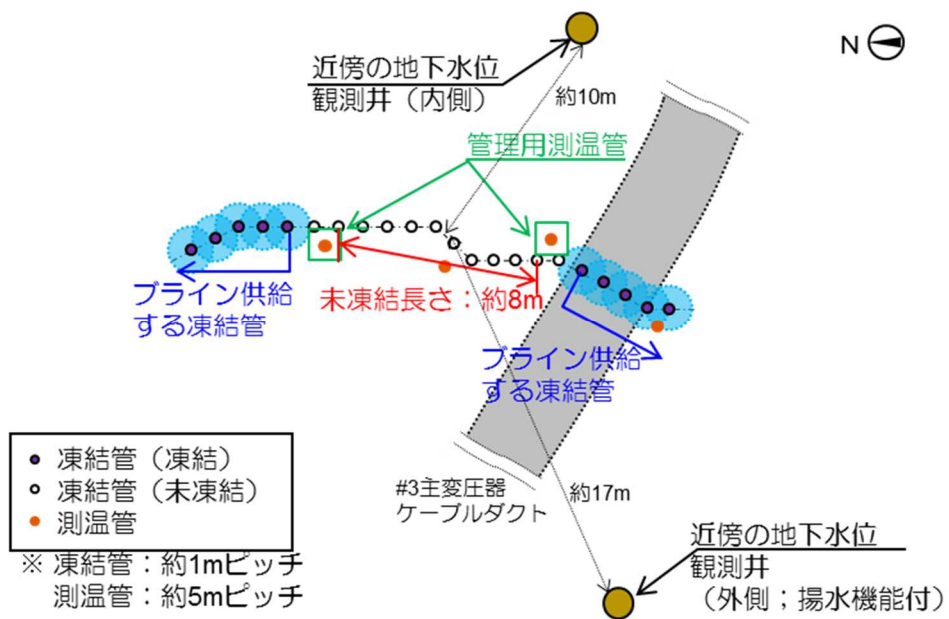


図-9 未凍結箇所配置 (西側④)

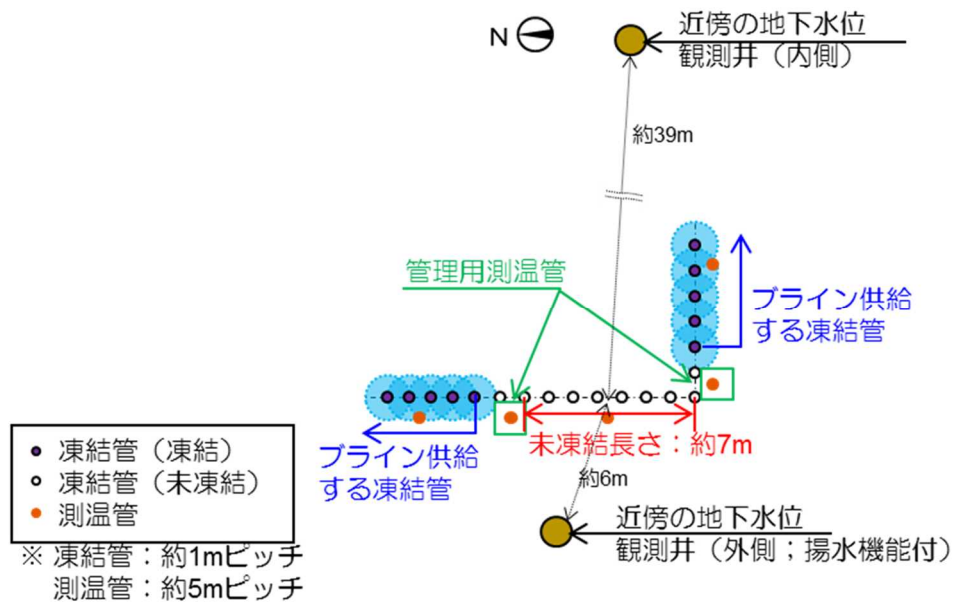


図-10 未凍結箇所の配置 (西側⑤)

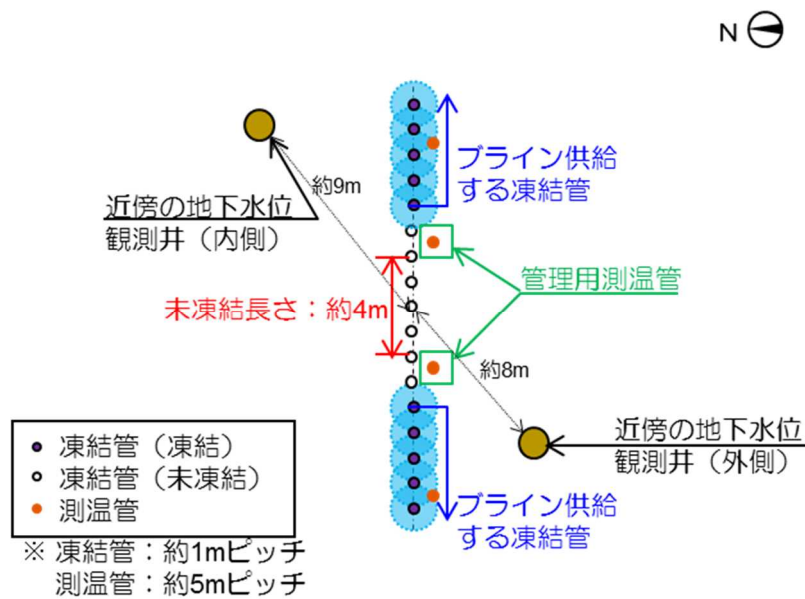


図-11 未凍結箇所の配置 (南側)

④ 第一段階の閉合手順

第一段階では更に段階的に2つのフェーズを設け、フェーズ毎の凍結状況を確認しながら慎重に閉合を進める。

(ア) フェーズ1

フェーズ1では、陸側遮水壁の「海側全面」、「北側一部」、「山側の部分先行凍結箇所（凍結管間隔が広く凍りにくい箇所等）」を同時に凍結する。

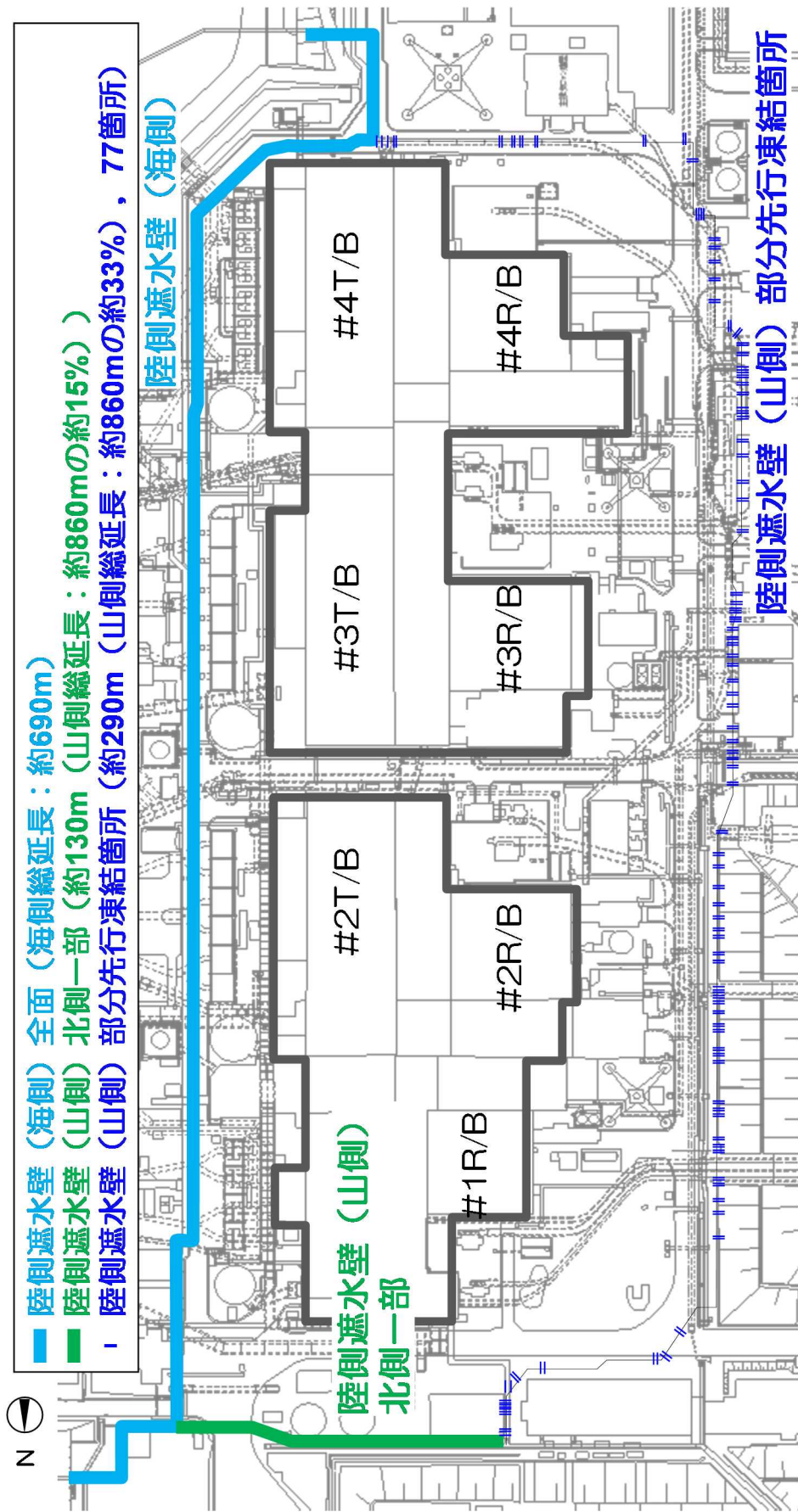
(図-12)

- 海側全面：山側より先行させることにより、水位逆転リスクを低減するため
- 北側一部：1号機建屋周辺の地下水の拡散を抑制するため（別紙-7）
- 部分先行凍結箇所：凍結管間隔が広く凍りにくい箇所等を先行し、確実に凍結するため^{※4}

※4：凍結管間隔が広い箇所（複列施工箇所など）等は、陸側遮水壁（山側）一般部（凍結管間隔：約1m）と比較して、凍結に時間を要するため、一般部と同時に凍結開始した場合、地下水流が集中し、さらに凍結しにくくなる事象が想定される。これを避けるため、そのような部位を一般部に先行して凍結する。

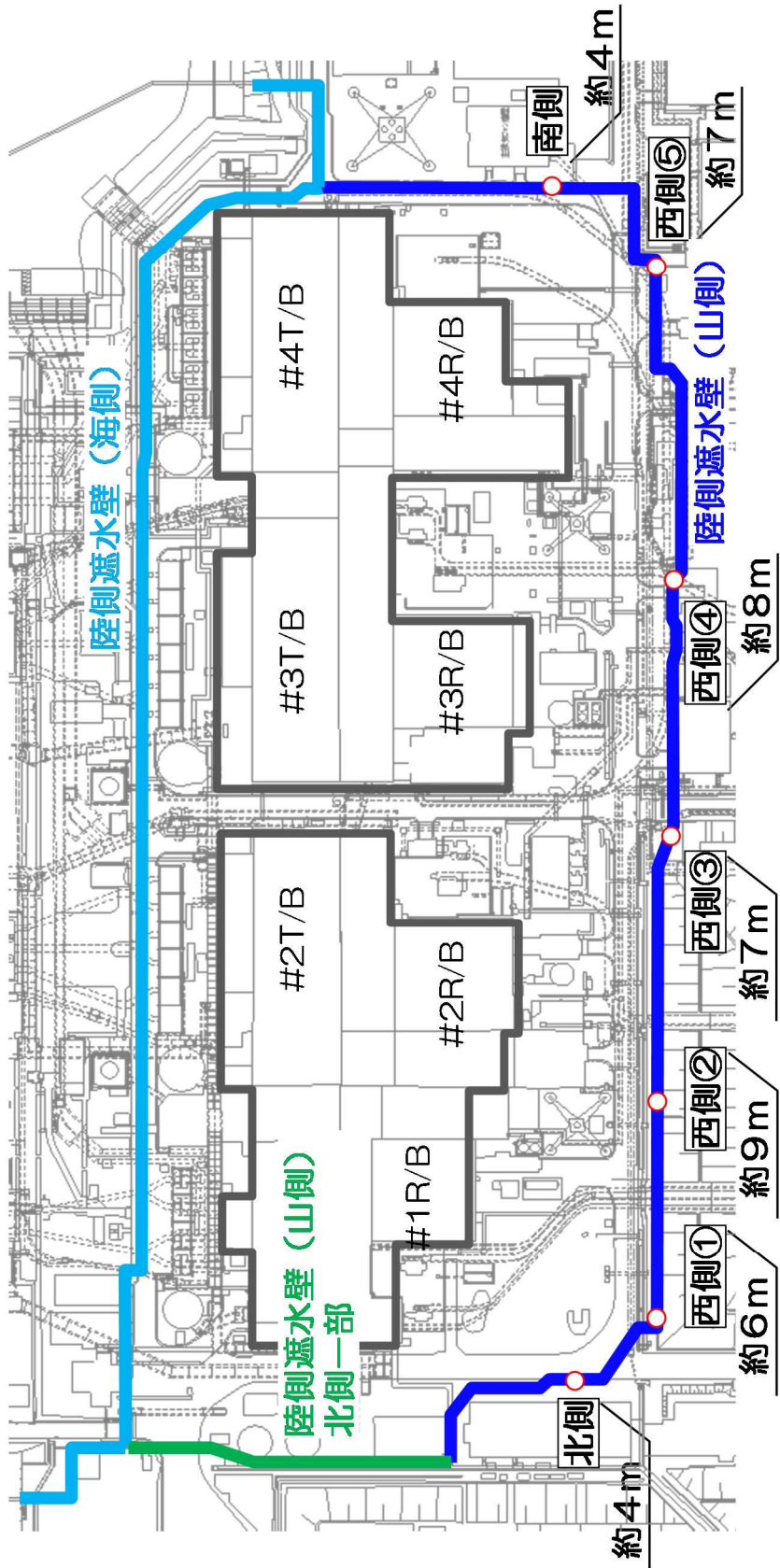
(イ) フェーズ2

フェーズ2では、海側の遮水効果発現開始に併せて第一段階の「未凍結箇所」を除く山側の残りの部位を凍結する。山側の閉合範囲は山側総延長の95%以下となる。(図-13)



図一12 第一段階フェーズ1 (海側全面凍結+北側一部+山側部分先行凍結箇所)

○ 未凍結箇所（未凍結長さ計：約45m（山側総延長：約860mの約5%），7箇所）



※ 図中の数値は各未凍結箇所の未凍結長さ

図-1-3 第一段階フェーズ2（フェーズ1の凍結箇所+未凍結箇所7箇所を除く山側）

⑤ フェーズ1からフェーズ2への移行

陸側遮水壁（海側）凍結開始後は、隣接する凍結管周りの凍土柱が成長し、陸側遮水壁（海側）内外で地下水位差が生じ、その後、陸側遮水壁（海側）から離れた建屋周りやT.P. 2.5m盤の地下水位に変化が現われる。遮水状況の管理上、「陸側遮水壁（海側）内外の地下水位差の変化」が観測され始める時点を経て、効果発現開始とする。

フェーズ1において陸側遮水壁（海側）の効果発現開始を確認し、フェーズ2へ移行する。

効果発現開始は、陸側遮水壁（海側）内外の地下水位差が拡大することを確認する。但し、海水配管トレンチ下部の非凍結箇所の影響範囲は除く。地下水位差の拡大については、必要に応じ一定期間確認を継続する。なお、降雨の影響は、凍結開始前の降雨時の挙動で評価する。

一定期間確認を継続しても地下水位差の拡大が明瞭でない場合は、陸側遮水壁（海側）内側・外側それぞれにおいて一つ以上の確認項目（表-2）が有意な変化^{※5}を示し、一定期間変化した状態を継続していることを確認することで、地下水位差による確認を補完する。

上記の確認は、別途定めた手順に基づいて実施する。

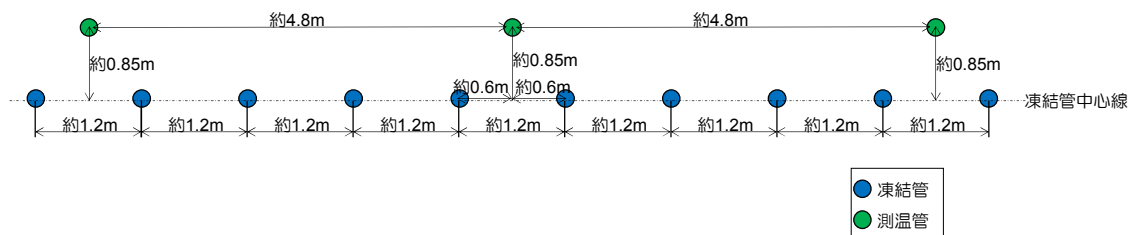
※5：実測値に基づき、降雨の影響を考慮した地下水位の変動幅を評価し、変動幅を超えて地下水位が上昇した場合等

表-2 陸側遮水壁（海側）効果発現開始に関する確認項目（水位差が明瞭でない場合）

	確認項目	確認内容
内側	建屋周りの地下水位	・陸側遮水壁（海側）とタービン建屋間の地下水位の上昇傾向
	建屋周りのサブドレン稼働状況	・サブドレンの汲み上げ量の増加傾向
	建屋流入量	・建屋流入量の増加傾向
外側	陸側遮水壁（海側）より海側の地下水位	・陸側遮水壁（海側）より海側の地下水位の低下傾向
	地下水ドレン稼働状況	・地下水ドレンの汲み上げ量の減少傾向
	ウェルポイント稼働状況	・ウェルポイントの汲み上げ量の減少傾向

⑥ 第一段階の確認事項

- ・第一段階を通じて、陸側遮水壁の効果発現状況を遮水壁内外の水位差およびサブドレン・ウェルポイント・地下水ドレンの汲み上げ量等の変化により確認する。なお、凍結管周辺に設置した測温管（海側は約4.8mに1箇所、深度方向約30m）で地中温度を測定し、凍結状況を把握する。（図-14）



※ 現場の状況により、基本配置通りに測温管を配置していない箇所がある。

図-14 測温管の基本配置 (海側の例)

- ・ 陸側遮水壁 (山側) の閉合率と地下水遮断率の関係の不確実性を考慮して、第一段階を通じて、全体的な地下水収支を見ていくことで、「地下水遮断率」を総合的に評価し、過大となっていないことを確認していく。また、第一段階においてはサブドレンが稼働していることを前提としていることから、サブドレンの稼働状態や周辺の観測井等の水位変動から地下水挙動を確認していく。

第一段階の途中において、下記のいずれかの状態に対して、十分余裕を持って凍結 (冷却ラインの供給) の停止^{※6}を行うことで、それ以上第一段階の閉合を進めないこととする。その後、地下水の状況や凍結状態を踏まえ、以降の対応を検討する^{※7}。(別紙-8)

- 「地下水遮断率が80%^{※8}」以上であると評価した場合
- サブドレンの広範囲な停止^{※9}が発生した場合

※6: フェーズ2で凍結開始した凍結管へのライン供給を停止する。

※7: 原因究明や必要に応じて対策を実施し、再開の可否を検討する。

※8: 図-2に示した評価において降雨なしの状態サブドレンが停止し水位が低下する変曲点
が地下水遮断率約80%である。

※9: 「サブドレンの広範囲な停止」に至る前においても、地下水位が低下することにより局所的にサブドレン水位が低下し、サブドレンポンプ停止水位 (L 値) を連続的に下回った状態となった場合、周辺の地下水位変動状況等を確認し、注水井への注水等の必要な対策を行う。(水質・機器メンテナンス等の理由により人為的に停止しているサブドレンは除く。)

- ・ 第一段階を通じて、サブドレンや陸側遮水壁内外の水位観測孔により地下水位を測定し、地下水挙動や北側一部凍結による海洋への流出抑制効果等を確認する。また、フェーズ毎で想定される地下水挙動と比較して状況を確認する。

(2) 第二段階（未凍結箇所の一部閉合）の実施事項

① 閉合範囲

陸側遮水壁（山側）における第一段階の未凍結箇所の一部を閉合する。

未凍結箇所の閉合に当たっては、一部を閉合した後においても、サブドレンが稼働を継続し、建屋の内外水位が逆転しないことを前提として、実測の地下水収支等に基づき閉合箇所を選定する。

一部閉合後に関する事前評価は、保守的な評価として閉合箇所から陸側遮水壁へ流入していた地下水が他へ回り込むことなく全て減少するという仮定条件の下、地下水収支により行う。（別紙－10，11）

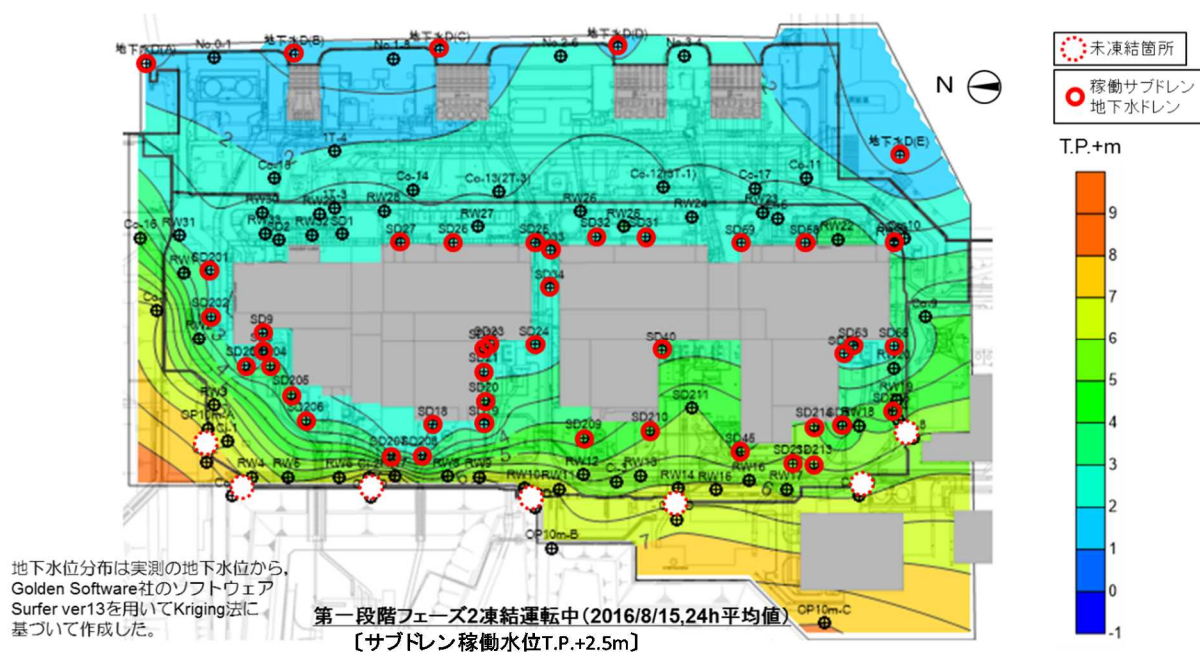
② 未凍結箇所の一部閉合に当たり留意すべき事項

(ア) 陸側遮水壁閉合範囲内への地下水流入量の確保

地下水の等水位線は汀線と平行に分布し、地下水は山側から海側への流れが支配的であり、建屋山側に局所的に特異な地下水の流れは認められない。

(図－15)

未凍結箇所は、第一段階における陸側遮水壁内への一定の地下水流入確保の観点から主に建屋山側に配置されており、山側の未凍結箇所からの流入が陸側遮水壁内への地下水流入に対し支配的であることから、山側の未凍結箇所の一部を残すことで、一定の地下水流入を確保し、建屋周辺における急激な地下水位低下へ配慮する。



図－15 地下水位の状況（2016年8月15日時点）

(イ)地下水管理への配慮

一部閉合前の観測井水位等の計測結果を用いて、未凍結箇所を通じた地下水流入量や閉合範囲内の地下水位状況を確認しながら閉合箇所を選定する。

また、一部閉合後の未凍結箇所を通じた地下水流入量や閉合範囲内の地下水位状況を確認し、次の一部閉合に反映する。

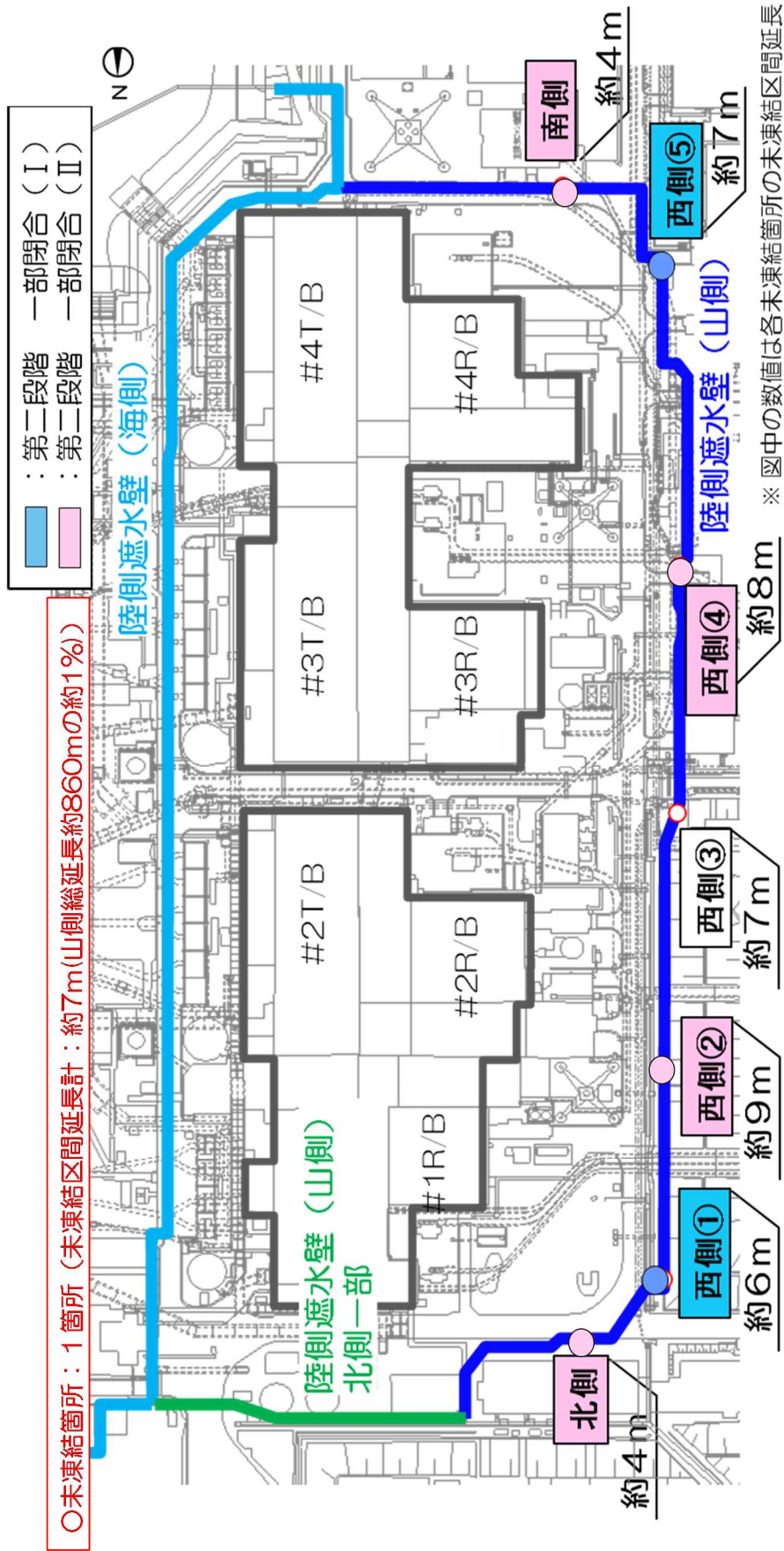
③ 一部閉合箇所の選定

(ア) 一部閉合 (Ⅰ)

上記留意事項に基づき図-16に示す2箇所(西側①, 西側⑤)を一部閉合箇所として選定する。

(イ) 一部閉合 (Ⅱ)

上記留意事項に基づき図-16に示す4箇所(北側, 西側②, 西側④, 南側)を一部閉合箇所として選定する。



図一16 第二段階（未凍結箇所の一部閉合箇所）

④ 第二段階（未凍結箇所の一部閉合）の確認事項

- ・ 陸側遮水壁の効果発現状況を陸側遮水壁（山側）内外の地下水位差およびサブドレンのくみ上げ量の変化等により確認する。また、凍結管周辺に設置した測温管で地中温度を測定し、凍結状況を把握する。
- ・ サブドレンが稼働していることを前提としていることから、陸側遮水壁内の地下水収支に基づいて、サブドレンの稼働が継続することを随時評価し、未凍結箇所の一部閉合によって山側からの地下水流入が過剰に減少していないことを確認していく。（別紙－１０，１１）

一部閉合の途中において、下記のいずれかの状態に対して、十分余裕を持って凍結（冷却ブラインの供給）の停止^{※10}を行うことで、それ以上閉合を進めないこととする。その後、地下水の状況や凍結状態を踏まえ、以降の対応を検討する^{※7}。

- 将来サブドレンの停止が想定されると評価した場合
- サブドレンの広範囲な停止^{※9}が発生した場合

※10：一部閉合で凍結開始した凍結管へのブライン供給を停止する。

(3) 第三段階（完全閉合）の実施事項

① 閉合範囲

陸側遮水壁（山側）における未凍結箇所（西側③）を閉合する。

完全閉合後に関する事前評価は、保守的な評価として山側から陸側遮水壁へ流入していた地下水が全て減少するという仮定条件の下、地下水収支により行う。（別紙－１３）

② 第三段階（完全閉合）の確認事項

- ・ 陸側遮水壁の効果発現状況を陸側遮水壁（山側）内外の地下水位差およびサブドレンのくみ上げ量の変化等により確認する。また、凍結管周辺に設置した測温管で地中温度を測定し、凍結状況を把握する。
- ・ サブドレンが稼働していることを前提としていることから、陸側遮水壁内の地下水収支に基づいて、サブドレンの稼働が継続することを随時評価していく。（別紙－１３）

完全閉合の途中において、下記のいずれかの状態に対して、十分余裕を持って凍結（冷却ブラインの供給）の停止^{※10}を行うことで、それ以上閉合を進めないこととする。その後、地下水の状況や凍結状態を踏まえ、以降の対応を検討する^{※7}。

- 将来サブドレンの停止が想定されると評価した場合

- サブドレンの広範囲な停止^{※9}が発生した場合
- ・ 西側③閉合後の一定期間においては、陸側遮水壁内の西側③周辺の注水井・観測井の水位低下状況を確認する。

5. 建屋内外水位差等の管理

(1) 建屋内外水位差の管理

建屋滞留水水位の管理方法は「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」本文に記載の通り。

サブドレン水位の管理方法は「2.35 サブドレン他水処理施設 添付資料-11」に記載の通り。

既認可の「建屋滞留水とサブドレン間の水位差の確保」「建屋滞留水水位管理」「サブドレン水位管理」の運用は変わることなく、陸側遮水壁閉合の各段階において同様の管理を行う。

既認可に基づく上述の運用に加え、サブドレンの「ポンプ停止バックアップ位置（LL値）の警報」が発報した場合には、「建屋-サブドレン水位差」を確保するため、地下水挙動を分析・評価し、早急な対応の要否を判断し対応する

① 局所的な地下水位低下の場合

局所的な地下水位低下の場合には、当該サブドレン周辺の注水井への注水（本申請では申請対象外）を行い、状況が改善されない場合には更に注水範囲を拡大する。

上記を行っても状況が改善されない場合には「②早急な対応が必要な場合」に記載の通り対応する。

② 早急な対応が必要な場合（別紙-9）

上記①で状況改善されない場合や、広範囲のサブドレンで「ポンプ停止バックアップ位置（LL値）の警報」が発報した場合等には、下記の対策について実測データ等から総合的に判断し、必要な対策を実施する。これらの対策を複合的に実施することで、余裕を持って水位差確保あるいは水位回復が可能である。

- ・ 建屋滞留水の移送^{※11}
- ・ 陸側遮水壁（山側）へのブライン供給停止
- ・ 陸側遮水壁（山側）の部分撤去
- ・ その他緊急対策（注水量・注水範囲の拡大、建屋周辺地盤面への散水、原因に対する対策実施（止水・地盤改良 等））

※11：別紙-1参照

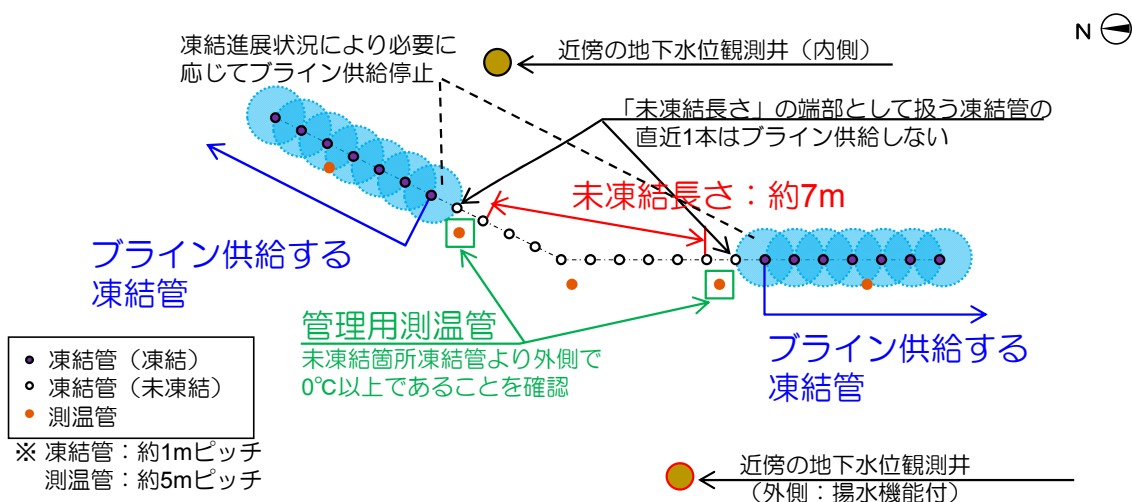
また、「注水井への注水」については上記に限らず、降雨が少ない時期が継続する等の際には実施する場合がある。散水は構内に常備されている散水車等を用いて、必要箇所へ実施する。（別紙－１２）

(2) 未凍結長さの管理

未凍結箇所外側に配置した管理用測温管の温度を確認することで、未凍結長さが計画値を下回らないように未凍結箇所単位で管理する。

管理用測温管の深さ方向の平均温度^{※12}で0℃未満が確認された場合、凍結箇所の一番外側に位置する凍結管からバルブを閉止し、ラインの供給を停止して温度を回復する。（図－１７）

※12：地表付近で外気温の影響を受ける範囲を除く。



図－１７ 未凍結長さの管理図（例：西側③）

6. 第一段階、第二段階および第三段階で主に用いる観測データ

陸側遮水壁閉合の第一段階、第二段階および第三段階で蓄積していく地下水位等の主な実測データについて表－３に示す。「4. 陸側遮水壁閉合における実施事項と確認事項」「5. 建屋内外水位差等の管理」の各項の確認・評価等に用いる実測データを表－４に示す。なお、確認・評価の方法や用いるデータは地下水環境の実態にあわせて適宜見直す場合がある。

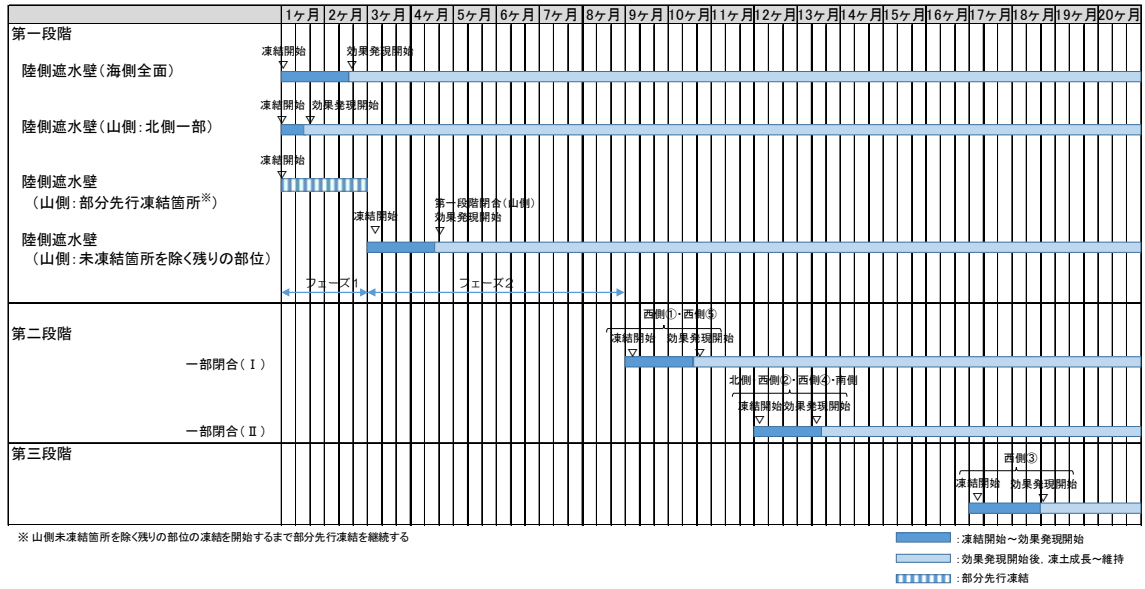
表－3 第一段階，第二段階および第三段階で蓄積する地下水位等主な観測データ

① 中粒砂岩層水位， 互層部，細粒・粗粒砂岩水頭	①-1 陸側遮水壁（海側） 閉合範囲外側 一般部
	①-2 陸側遮水壁（海側） 閉合範囲内側 一般部
	①-3 陸側遮水壁（海側） 閉合範囲外側 海水配管トレンチ下部非凍結部近傍
	①-4 陸側遮水壁（海側） 閉合範囲内側 海水配管トレンチ下部非凍結部近傍
	①-5 陸側遮水壁（山側） 閉合範囲外側 一般部
	①-6 陸側遮水壁（山側） 閉合範囲内側 一般部
	①-7 陸側遮水壁（山側） 閉合範囲外側 未凍結部近傍
	①-8 陸側遮水壁（山側） 閉合範囲内側 未凍結部近傍
② サブドレン汲上量	
③ サブドレン稼働状況	
④ サブドレン水位	
⑤ 建屋流入量	
⑥ 地下水ドレン汲上量 ウェルポイント汲上量	
⑦ 地中温度	⑦-1 一般部
	⑦-2 未凍結箇所近傍
⑧ 降雨量	

表－4 「4. 陸側遮水壁閉合における実施事項と確認事項」「5. 建屋内外水位差等の管理」の各項の確認・評価等に用いる観測データ

項目	主に使用するデータ	
【4.(1)】第一段階フェーズ1からフェーズ2への移行	①-1, 2, ②, ⑤, ⑥, ⑧	
【4.(1),(2)】陸側遮水壁の凍結状況の把握	①-1, 2, 5~8, ②, ⑤, ⑥, ⑦, ⑧	
【4.(1),(2)】地下水遮断率の評価	①-3, 4, 7, 8, ②, ⑤, ⑦, ⑧	
【4.(1),(2)】サブドレンの継続稼働	②, ③, ④, ⑧	
【4.(1),(2)】地下水挙動と北側一部凍結状況の把握	①-1~8, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑧	
【5.(1)】建屋内外水位差等の管理	④, ⑧	
【5.(2)】未凍結長さの管理	⑦-2	
その他	陸側遮水壁閉合範囲周辺の地下水位・水頭全体変化傾向の把握	①-1~8, ②, ③, ④, ⑤, ⑥, ⑧
	中粒砂岩層と深部（互層部，細粒・粗粒砂岩）の水頭比較	①-1~8, ⑧
	地盤安定性の評価	①-3, 4, 7, 8

7. 概略工程



8. 別紙

- 別紙－1 : 周辺地下水位が絶対下限水位まで低下する際の建屋内外の水位管理について
【第一～第三段階共通】絶対下限水位を想定した建屋内外水位差管理の安全性
- 別紙－2 : 発電所建屋周辺の地質構造・地下水位
【第一～第三段階共通】地下水位変化想定に関する地盤境界条件の設定根拠
- 別紙－3 : 海側遮水壁の遮水性能の評価
【第一～第三段階共通】地下水位変化想定に関する海域部境界条件の設定根拠
- 別紙－4 : 陸側遮水壁（海側）の閉合範囲
【第一段階】陸側遮水壁（海側）の閉合範囲と海水配管トレンチ下部非凍結箇所の影響
- 別紙－5 : 地下水収支と地下水位低下挙動
【第一～第三段階】遮断率毎の地下水収支及び地下水位低下挙動
- 別紙－6 : 陸側遮水壁（山側）の閉合率と地下水遮断率の関係
【第一段階】陸側遮水壁（山側）の閉合率と地下水遮断率の関係（パラメータスタディ）等
- 別紙－7 : 陸側遮水壁（海側）のみを閉合した場合の影響評価
【第一段階】フェーズ1にて陸側遮水壁（山側）の北側一部の閉合を実施しない場合の環境影響評価
- 別紙－8 : 地下水遮断率の評価とサブドレン稼働状態
【第一段階】第一段階の確認事項として地下水遮断率を評価
- 別紙－9 : 地下水位の回復方策
【第一～第三段階共通*】地下水位低下時の早急な対応方策とその妥当性
※ 妥当性検討では最も厳しい条件（第三段階）を設定
- 別紙－10 : 第二段階における陸側遮水壁（山側）の未凍結箇所の一部閉合（I）の評価
【第二段階】第二段階の未凍結箇所一部閉合（I）による陸側遮水壁内への地下水流入量を評価

別紙－ 1 1 : 第二段階における陸側遮水壁（山側）の未凍結箇所の一部閉合（Ⅱ）の
評価

【第二段階】第二段階の未凍結箇所一部閉合（Ⅱ）による陸側遮水壁内への地下
水流入量を評価

別紙－ 1 2 : 注水・散水用水の確保

【第二～第三段階】注水・散水における用水の確保

別紙－ 1 3 : 陸側遮水壁（山側）の完全閉合の評価

【第三段階】完全閉合後における建屋周辺の地下水位変動を評価

周辺地下水位が絶対下限水位まで低下する際の建屋内外の水位管理について

敷地周辺の地下水位は全て海水面以上であり、地下水の流出先として最も低い水位は海水面である。そのため、地下水位が海水面を超えて低下することは考えにくい。なお、参考2に示す通り、潮汐の変動が、建屋周辺の地下水位に与える影響は軽微であることから、海水面の平均である平均潮位を絶対下限水位として設定した。

「陸側遮水壁（山側）により地下水供給が遮断される」条件下で、「海側遮水壁の遮水性を喪失」、かつ、「無降雨の状態が継続」した場合に、建屋周辺の地下水位は低下を続け、最終的に海水面（平均潮位：絶対下限水位（これ以上低下することのない水位）と設定）まで低下する想定外の異常事象を対象に、建屋内外の水位管理に関する安全性を確認する。

1. 建屋内外の水位管理

各建屋に設置している滞留水移送ポンプにて排水できる水位は、表－1に示すとおり、設置床面より0.2～0.3m高い位置である。これを考慮して、絶対下限水位（平均潮位 T.P. - 0.098m[※]）に対する各建屋の滞留水の移送可能なレベル（ポンプによる最低排水レベル）を確認した結果、絶対下限水位よりも最低排水レベルが高い建屋は、1号機タービン建屋だけである。

1号機タービン建屋において建屋滞留水を最低排水レベル：T.P. +0.74mまで移送した場合、主に復水器エリア・復水ポンプピット等に200m³程度の滞留水が残留する。

この状況においては、仮設ポンプ（約10m³/h）を床面上に追加設置し、残留する滞留水を他の建屋へ移送することにより、1日程度で排水することが可能である。

※ 気象庁HPより小名浜地点の平均潮位はT.P. -0.098m（2010～2014年平均）

建屋		ポンプの最低排水レベル※1 T.P.+m	最低床レベル※1 T.P.+m	【参考】水位計測下限レベル T.P.+m
1号	R/B	-0.40	-2.67	-2.54
	T/B	0.74	0.44	0.56
	Rw/B	-0.04※2	-0.04	-0.04※2
2号	R/B	-0.08※3	-4.80	-0.26
	T/B	-1.40	-1.75	0.57
	Rw/B	-1.43	-1.74	-1.61
3号	R/B	-2.09	-4.80	-3.40
	T/B	-1.34	-1.74	0.58
	Rw/B	-1.43	-1.74	-1.58
4号	R/B	-3.20	-4.80	-0.15
	T/B	-1.44	-1.74	-1.62
	Rw/B	-1.44	-1.74	-1.59

【注】 T/B：タービン建屋、R/B：原子炉建屋、Rw/B：廃棄物処理建屋

- ※1：各建屋の水位は、滞留水移送ポンプの吸い込み高さ等の関係から、床面より約20～30cmの高さまで滞留水を移送し低下させることが可能である。ただし、移送ポンプ・水位計は、干渉物等の影響から、各建屋の最低床レベルに設置出来ない箇所がある。
- ※2：1号Rw/Bは、2号Rw/Bと開いた扉で連通しているため、移送ポンプを設置していない。2号Rw/Bの移送ポンプにより水位を低下させることで、2号Rw/Bの最低排水レベルまでは低下可能。残水はピット内に少量（数m³程度）。
- ※3：2号R/Bは2号T/BとT.P.-1.75付近で連通しているため、2号T/B水位を低下させることで、2号R/B水位を連通高さまでは低下可能と評価している。

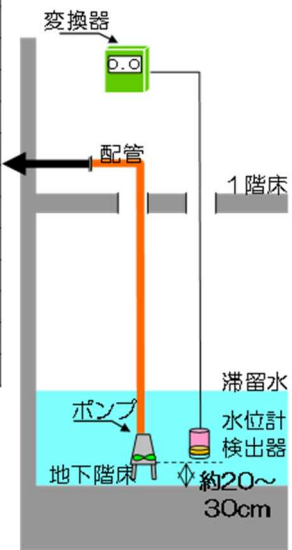


表-1 各建屋の滞留水移送ポンプの最低排水レベル（2016年2月現在）



図-1 1号タービン建屋で最低排水レベルまで移送した場合の建屋内滞留水の残水量（2016年2月現在）

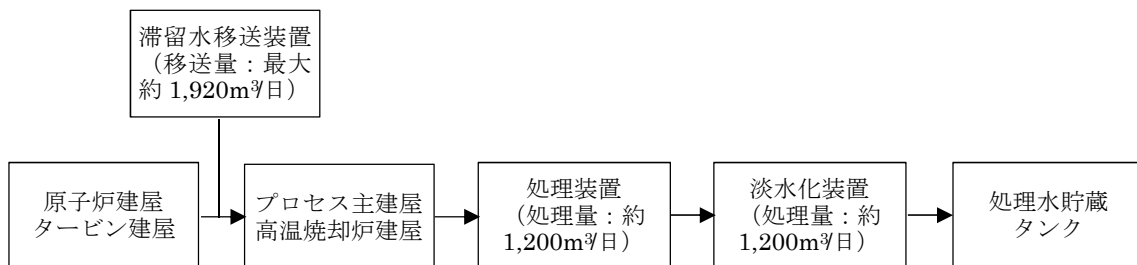
1～4号建屋の滞留水水位を絶対下限水位（平均潮位）まで低下させる場合の低下可能な速度について、滞留水移送設備や水処理設備の設備容量による律速条件を検討した。

- ・滞留水水位を低下させるために定常的に移送可能な量は、移送設備の移送可能な量が最大約 1,920m³/日であるが、その後の水処理設備の処理容量約 1,200m³/日に律速される（図－2 参照）。なお、水処理設備の点検等を実施している状態で発生した場合、速やかに移送できる状態に復旧させる。
- ・300m³/日程度の原子炉注水量、200m³/日程度の建屋流入量および 400m³/日程度の T.P. 2.5m 盤から建屋への移送量がある場合、0.013m/日程度の建屋滞留水水位低下（300m³/日の滞留水移送）が可能である（表－2 のケース 1）。
- ・至近の実績（2016 年 2 月 11～17 日の平均値）の場合の原子炉への注水量・建屋流入量・T.P. 2.5m 盤から建屋への移送量の実績に基づいて算定すると、0.022m/日程度（515m³/日程度の滞留水移送）の建屋滞留水水位低下が可能である（表－2 のケース 1'）。
- ・海側遮水壁の遮水性喪失時などを想定した場合には、0.03m/日（700m³/日程度の滞留水移送）程度の水位低下が可能である。ただし、建屋への地下水流入量が現状から減らないなど、算出条件は保守的に設定しており、実際にはこれ以上の建屋滞留水水位低下が可能である（表－2 のケース 2）。

なお、建屋滞留水の移送先については、移送状況により各貯留設備容量が変動する。

今後も、上記の緊急時に必要な移送量を考慮し、貯留設備の増設等により、必要な容量を確保していく。また、上記の緊急時において淡水化装置（図－2 参照）中の逆浸透膜装置の廃水を移送する際には溶接タンクへの貯留を基本とするが、止むを得ずフランジタンクへ貯留した場合は、緊急移送による貯留量増加分については、1年間を目途に処理作業を進めていく。さらに、漏えいリスクを低減させるために、水位計による監視・巡視点検等による監視強化を図る。

なお、万が一のフランジタンクからの漏えいを想定して、補修材を準備し、漏えい拡散の抑制を図る。



図－2 建屋滞留水の移送可能量

表－2 建屋滞留水の水位低下速度

	建屋への流入量			建屋滞留水 移送可能量 ^{※4} (m ³ /日)	水位低下の ための移送分 (m ³ /日)	建屋有効面積 (下表参照) (m ²)	建屋滞留水 水位低下速度 (m/日)
	原子炉への注水量 (m ³ /日)	建屋流入量 ^{※3} (m ³ /日)	T.P.2.5m盤から 建屋への移送量 (m ³ /日)				
ケース1	300	200	400	1,200	300	23,470	0.013
ケース1 ^{※1}	315	220	150		515		0.022
ケース2 ^{※2}	300	200	0		700		0.030

※1：2016年2月11～17日の原子炉注水量・建屋流入量・T.P.2.5m盤から建屋への移送量の各実績の平均値に基づいて算出した。
 ※2：海側遮水壁の遮水性喪失時などにT.P.2.5m盤の地下水位が低下し、T.P.2.5m盤のみ上げ量は0m³/日になったと仮定した。
 ※3：建屋流入量は、周辺地下水位の低下により減少すると考えられるが、保守的な検討女権として、現状程度の建屋流入量が継続すると仮定した。
 ※4：建屋滞留水移送可能量は、律速となる滞留水処理設備の処理量1,200m³/日とした。

表－3 建屋有効面積

	1号	2号	3号	4号	計
建屋有効面積 ^{※5} (m ²)	1,750	6,840	7,730	7,150	23,470

※5：建屋有効面積は、建屋構造上の平面積（壁等で囲まれた範囲）から、機器類の専有面積を除いて算出した。

(参考：平均潮位まで建屋滞留水水位を低下させるのに必要な建屋滞留水移送量：約18,260m³に対して、滞留水移送先の空き容量：約39,700m³ (2017年6月1日現在))

表－4 滞留水移送先の空き容量 (2017年6月1日現在)

貯留設備 (滞留水移送先)	空き容量 (m ³)
プロセス主建屋・高温焼却炉建屋	約15,200
貯留設備(処理水貯蔵タンク：溶接タンク)	約4,000
貯留設備(処理水貯蔵タンク：フランジタンク ^(*))	約18,600
貯留設備(多核種処理水貯槽)	約1,900
合計	約39,700

(*) Sr 処理水・濃縮塩水貯槽のフランジタンク空き容量。但し、H5/H6エリアのタンク容量(約55,600m³)については、上記に含んでいない。

以上を踏まえ、陸側遮水壁（山側）閉合後、地下水位の予期せぬ低下が発生する想定外の異常事象を対象に、建屋内外の水位変動を評価した。なお、評価は保守的に、陸側遮水壁（海側）の遮水性が無い条件で実施した。

【検討条件】

- ・地下水位の予期せぬ低下の発生要因：海側遮水壁の遮水性喪失※
※ 海側遮水壁の継手の一部が損傷し、遮水性が失われた状態を想定した。遮水壁内から海への地下水流出量は、海側遮水壁閉合作業進捗に伴い生じた遮水壁内側の地下水位低下時の実測データを基に設定した。
- ・陸側遮水壁：（山側）遮水性 100%，（海側）遮水性 0%
- ・降雨：無降雨期間が継続
- ・建屋滞留水水位：1号タービン建屋最低排水レベル（T.P. +0.74m）まで滞留水移送による低下実施（低下速度：0.01m/日）

【評価結果】

地下水位は、初期は建屋滞留水水位低下速度を上回る速度で低下するものの、地下水位の低下に伴い低下速度は徐々に小さくなり、建屋滞留水水位低下速度を下回る。建屋滞留水を適切に移送することにより、建屋滞留水水位と地下水位には余裕がある水位差を確保した状態を維持して建屋滞留水水位を低下させることができることから、地下水位が1号機タービン建屋最低排水レベルに達するまでには約4.5ヶ月の時間的余裕がある※（図-3参照）。この間、仮設ポンプによる残水処理（約10m³/h）を行うことで、建屋内外の水位逆転を回避することが十分可能である。

また、地下水位は最終的に絶対下限水位（平均潮位）に漸近するが、1号機タービン建屋以外の建屋における最低排水レベルは絶対下限水位（平均潮位）以下である。1号機タービン建屋以外の建屋においても建屋滞留水水位と地下水位には余裕がある水位差を確保した状態を維持して建屋滞留水水位を低下させることができることから、水位逆転することはない。

※ 現状（2016年3月現在）のサブドレン運用で認可されているポンプ停止位置（L値）はT.P.+2.464mであり、LL値はT.P.+2.264mである。これを考慮し、地下水位低下前の建屋周辺地下水位をT.P.+2.264mとした場合には、地下水位が1号機タービン建屋最低排水レベルに達するまでの期間は約3.5ヶ月となるが、上記と同様、仮設ポンプによる残水処理（約10m³/h）を行うことで、建屋内外の水位逆転を回避することが十分可能である。

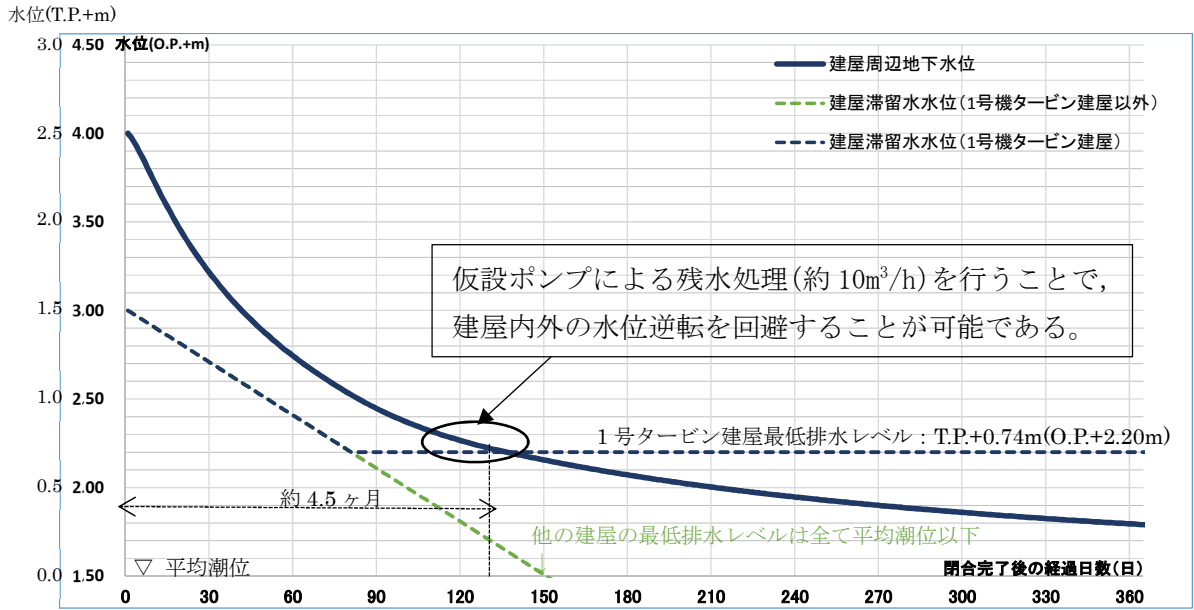


図-3 想定外の異常事象における建屋滞留水水位と地下水位の低下

【参考1】1号機原子炉建屋の水位低下状況

図-4に1号機原子炉建屋の建屋滞留水水位低下状況の実績を示す。滞留水移送ポンプによる移送により、2015年12月において、約0.03m/h程度で建屋滞留水水位を低下することができている。

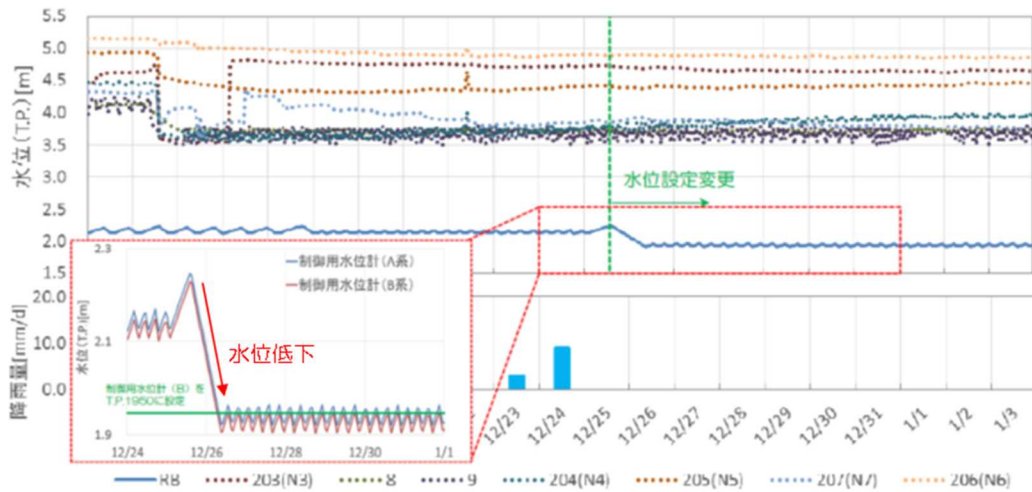


図-4 1号機原子炉建屋の建屋滞留水水位低下状況（実績）

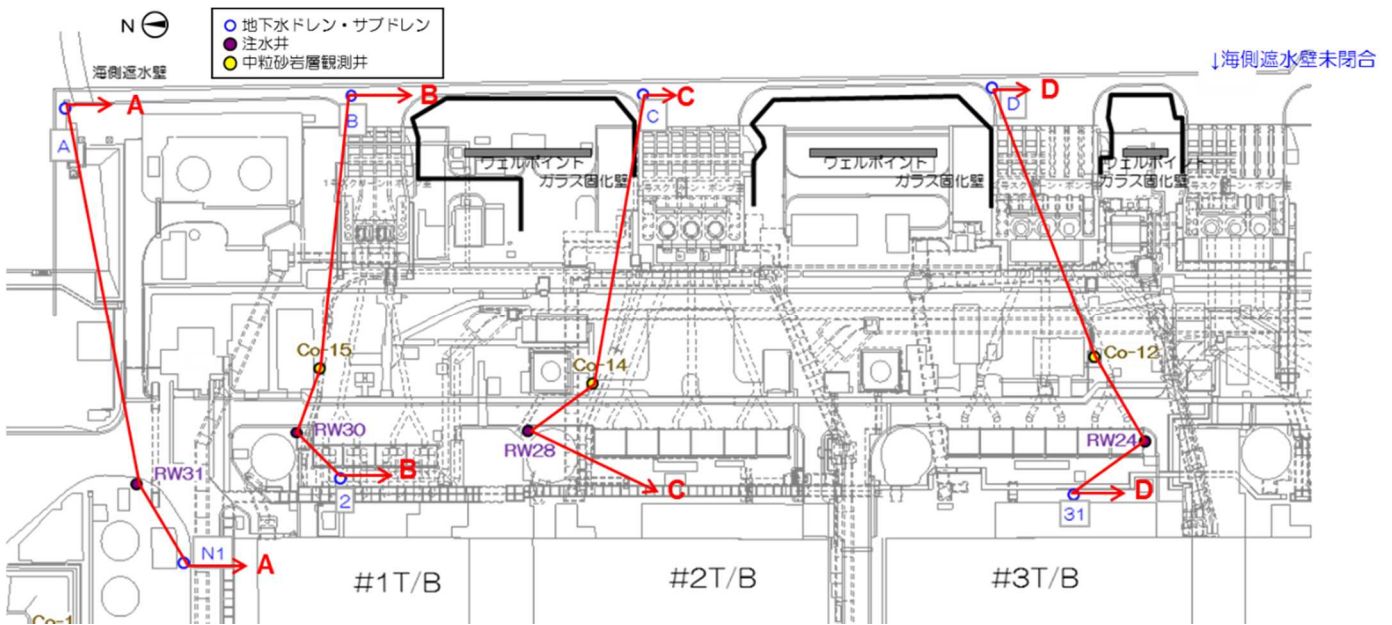
【参考2】絶対下限水位を平均潮位とすることの妥当性

現在は、海側遮水壁が閉合されているため、潮汐の変動が建屋周辺の地下水位に与える影響は極めて小さいと考えられる。しかし、安全側の観点から、海側遮水壁閉合前のデータを用いて、絶対下限水位を平均潮位とすることの妥当性を検討する。検討にあたっては、海側遮水壁閉合前の小名浜地点潮位データと建屋海側の地下水位データを用いた。

【使用データ】

- ・小名浜地点潮位データ：2015年4月1日～9月1日（気象庁HPより取得）
- ・地下水位データ：2015年4月1日～9月1日

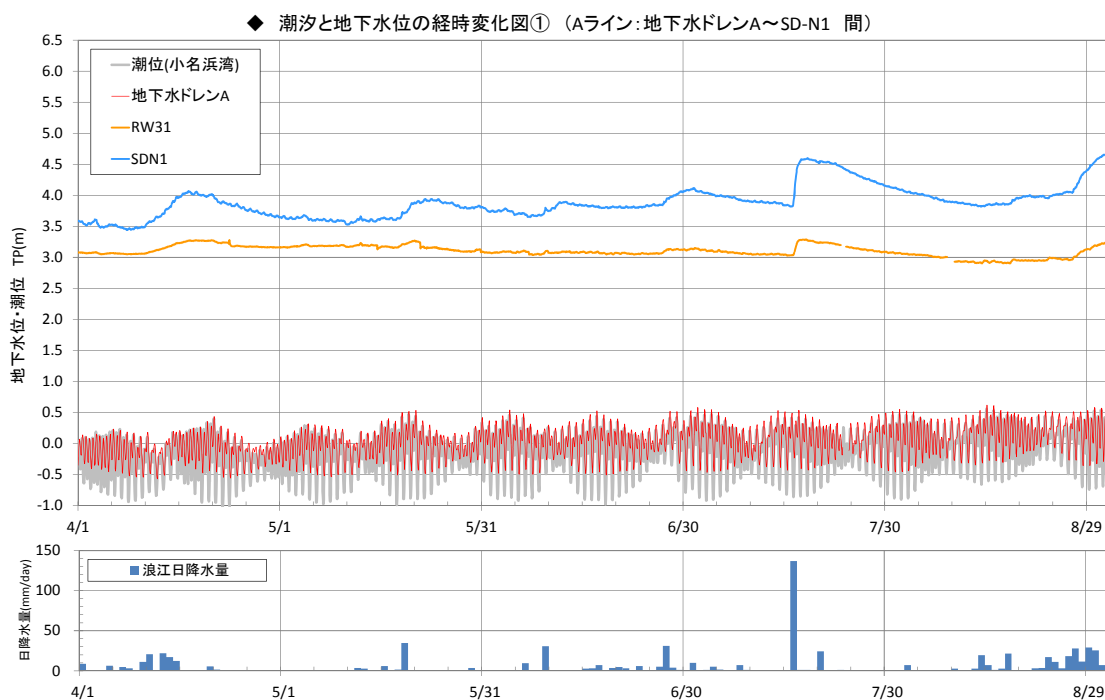
地下水ドレンA～Dを起点とし、山側に向かうライン上の中粒砂岩層地下水観測井，注水井，サブドレン（図－5参照）



図－5 検討位置図

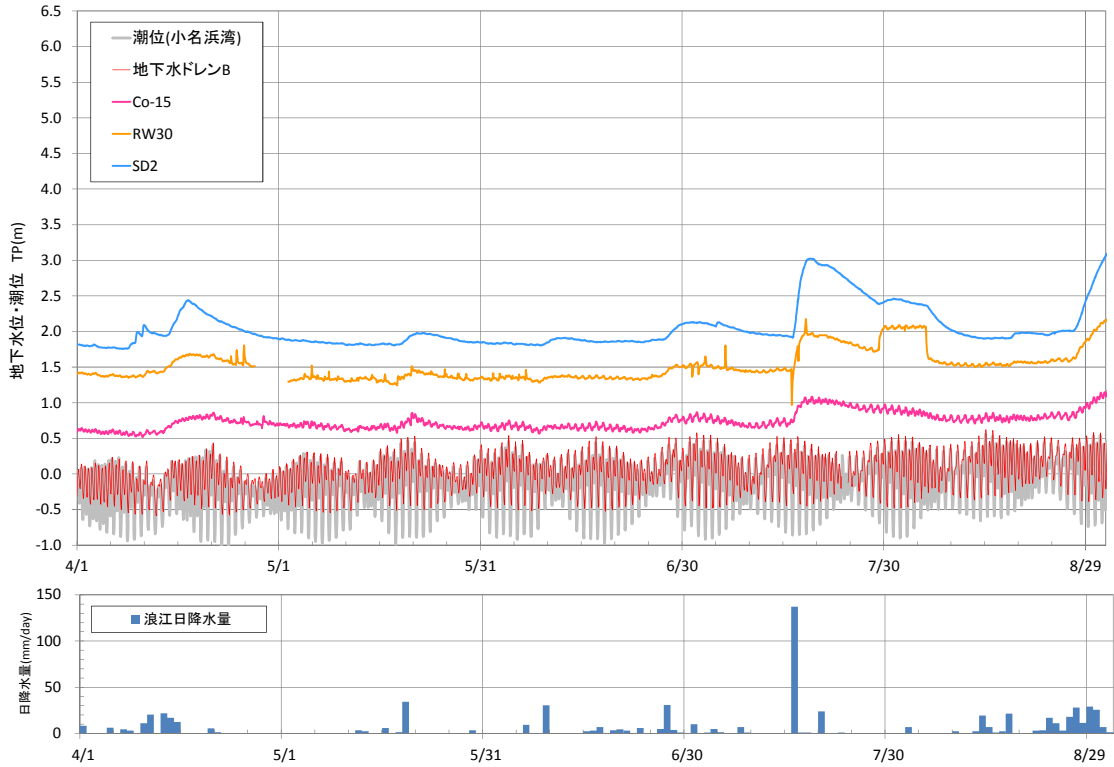
地下水ドレンA～Dの各ライン上の地下水位と小名浜地点潮位の経時変化を図－6～9に示す。

地下水ドレンA～Dでは、潮汐と同様の周期での水位変動が明瞭であるが、海から遠い地点では、潮汐と同様の周期での水位変動が明瞭ではない。



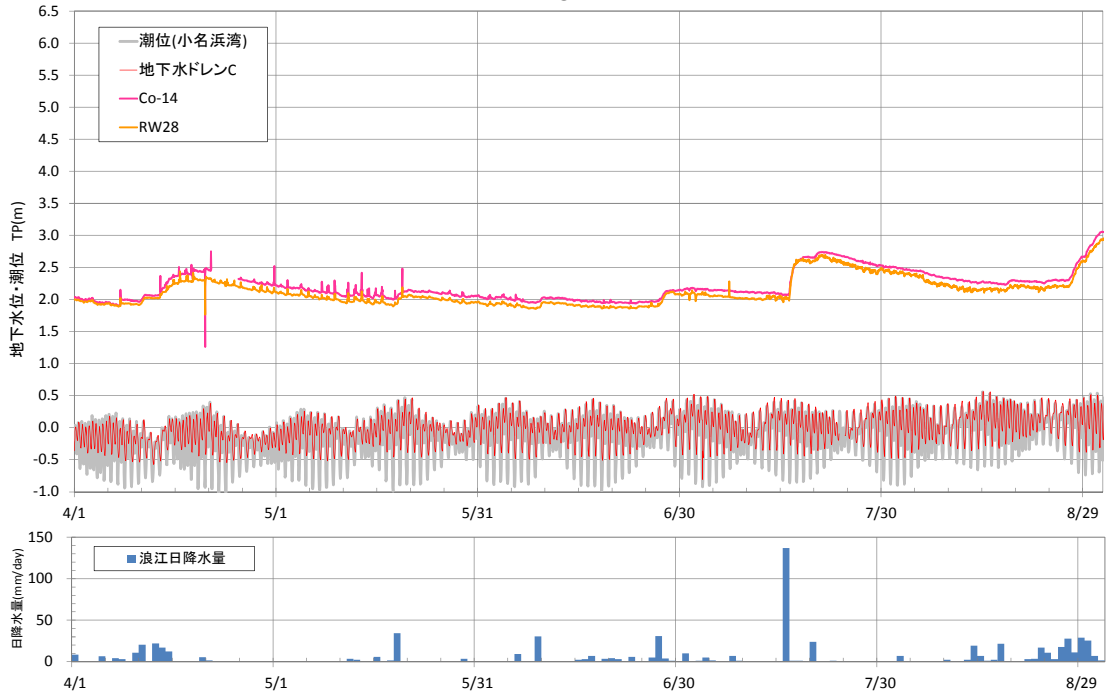
図－6 地下水ドレンAライン上の地下水位の経時変化

◆ 潮汐と地下水位の経時変化図② (Bライン: 地下水ドレンB～SD2 間)



図ー 7 地下水ドレンBライン上の地下水位の経時変化

◆ 潮汐と地下水位の経時変化図③ (Cライン: 地下水ドレンC～RW28 間)



図ー 8 地下水ドレンCライン上の地下水位の経時変化

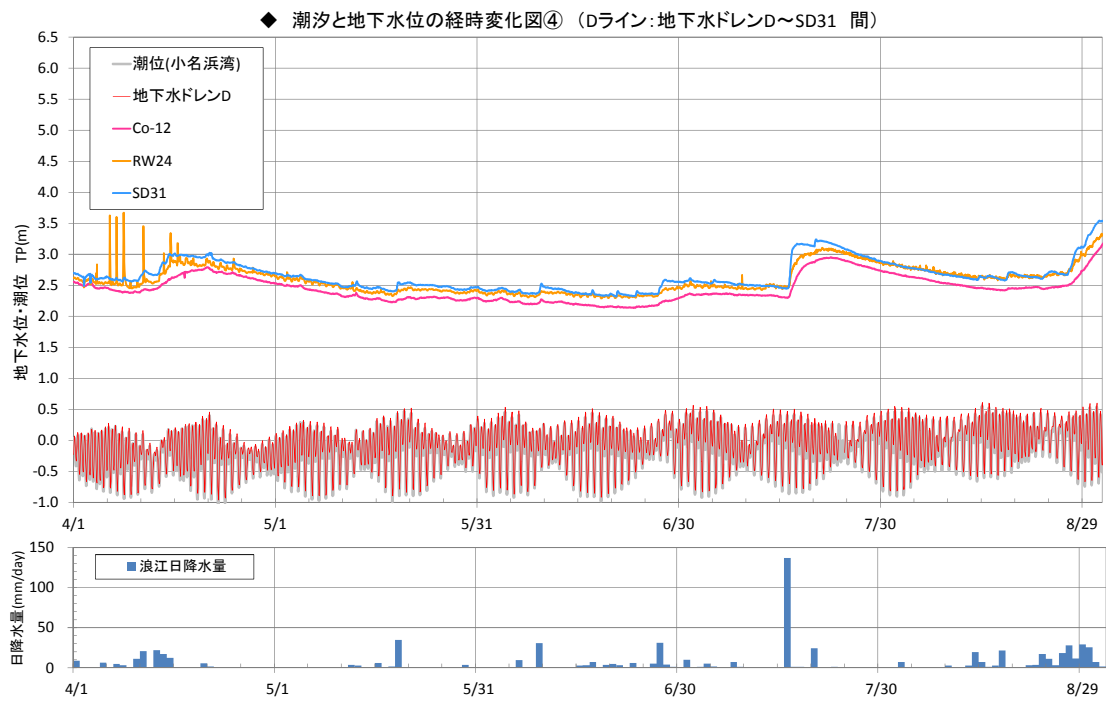


図-9 地下水ドレンDライン上の地下水位の経時変化

地下水位への潮汐の影響をより詳しく把握するために、周波数分析を実施した。結果を図-10～24に示す。

小名浜地点潮位，地下水ドレンA～Dでは，明瞭な卓越周期（0.52日，1.00日，0.50日，1.08日）が認められる。

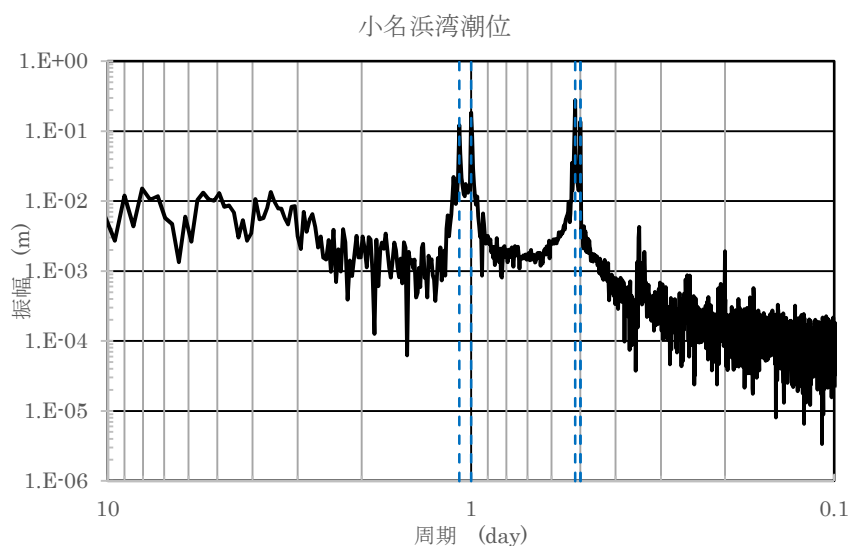


図-10 周波数分析の結果（小名浜潮位）

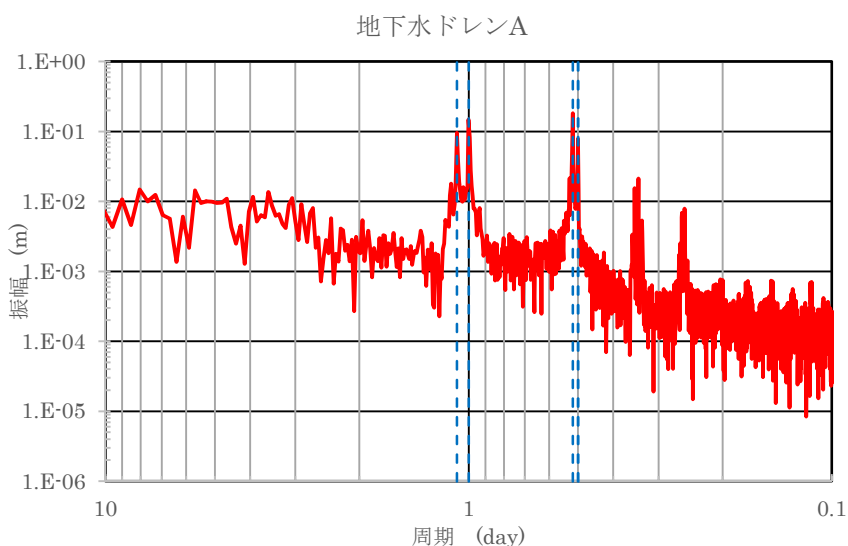


図-11 周波数分析の結果（地下水ドレンA）

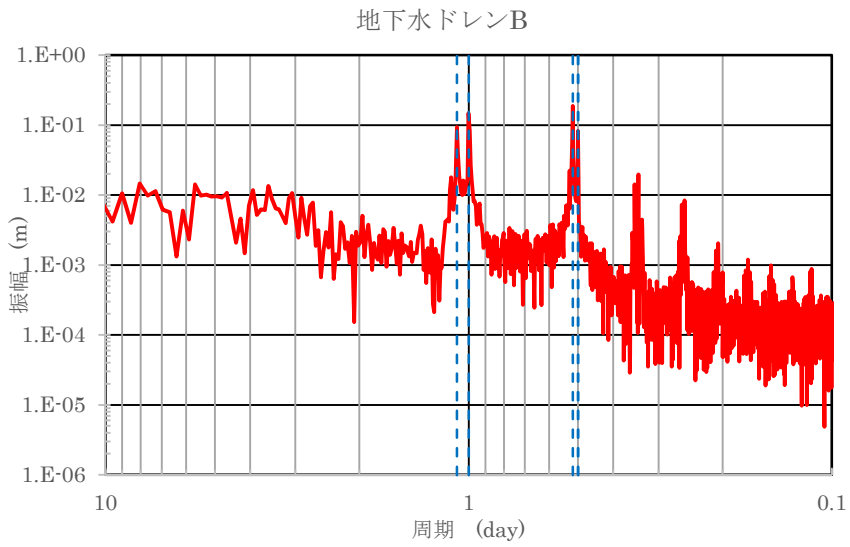


図-12 周波数分析の結果（地下水ドレンB）

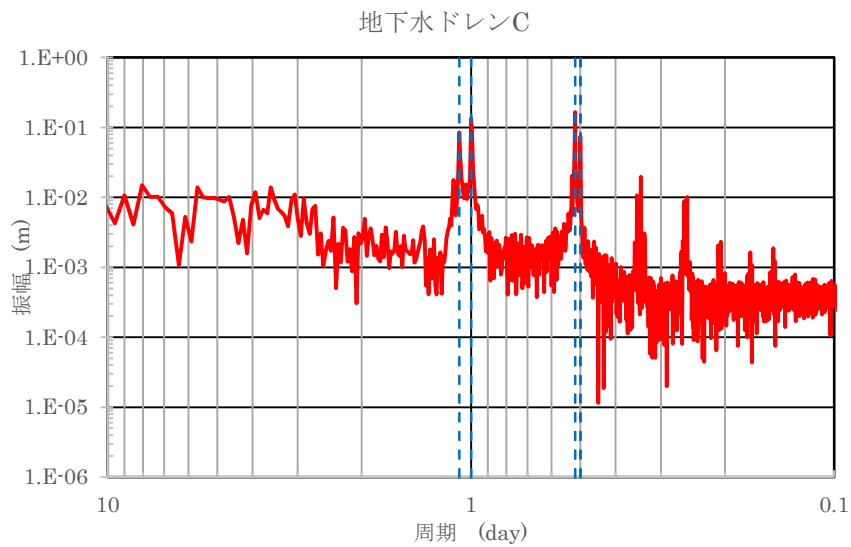


図-13 周波数分析の結果（地下水ドレンC）

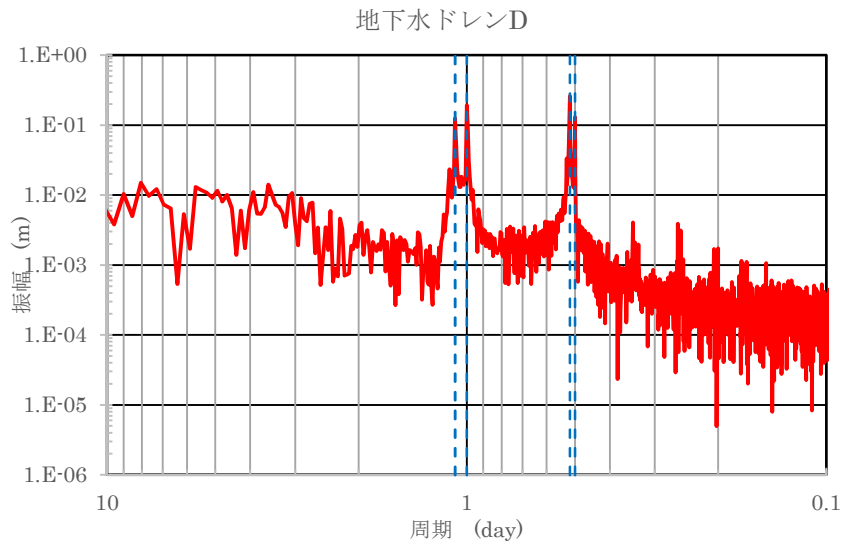


図-14 周波数分析の結果 (地下水ドレンD)

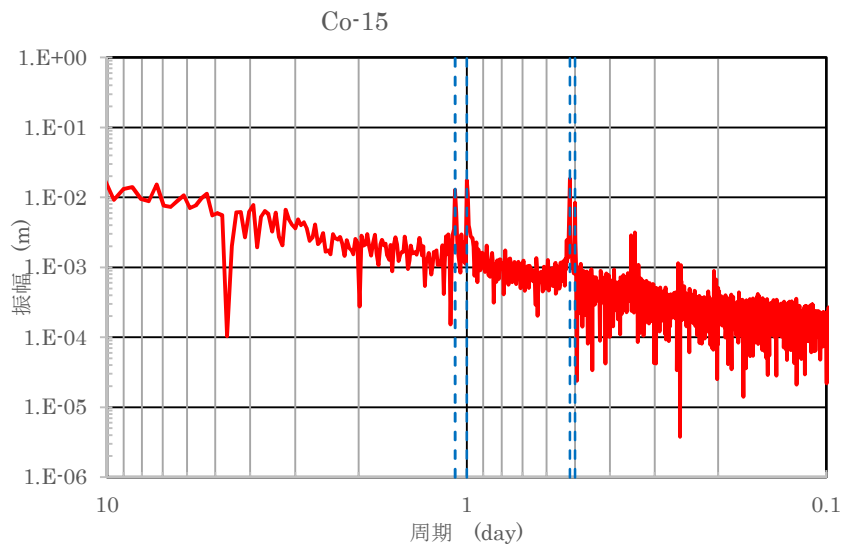


図-15 周波数分析の結果 (Co-15)

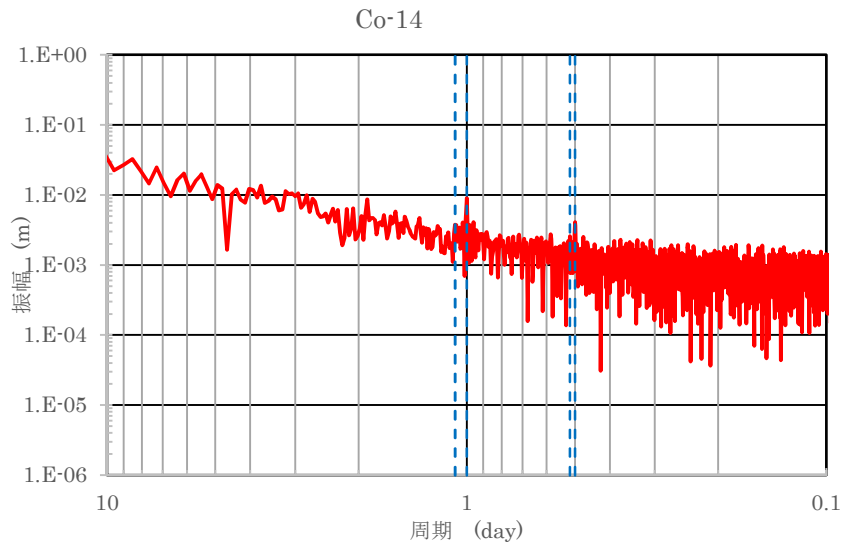


図-16 周波数分析の結果 (Co-14)

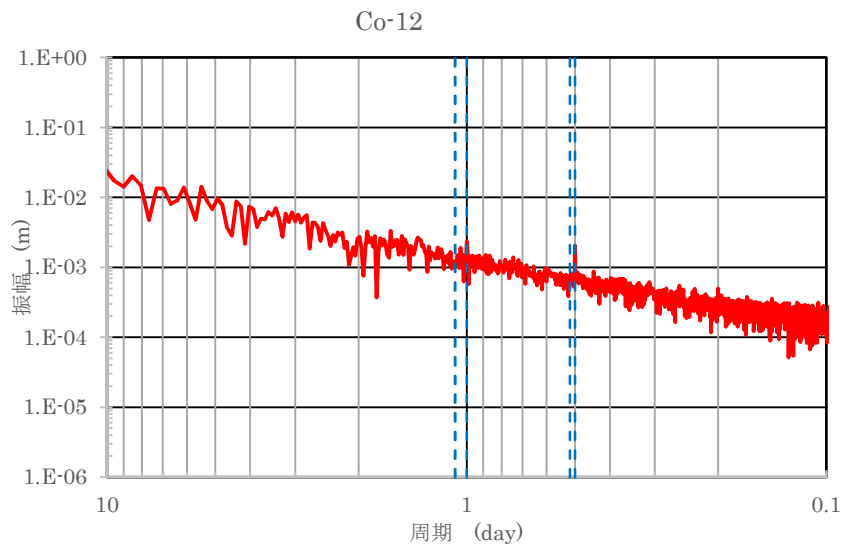


図-17 周波数分析の結果 (Co-12)

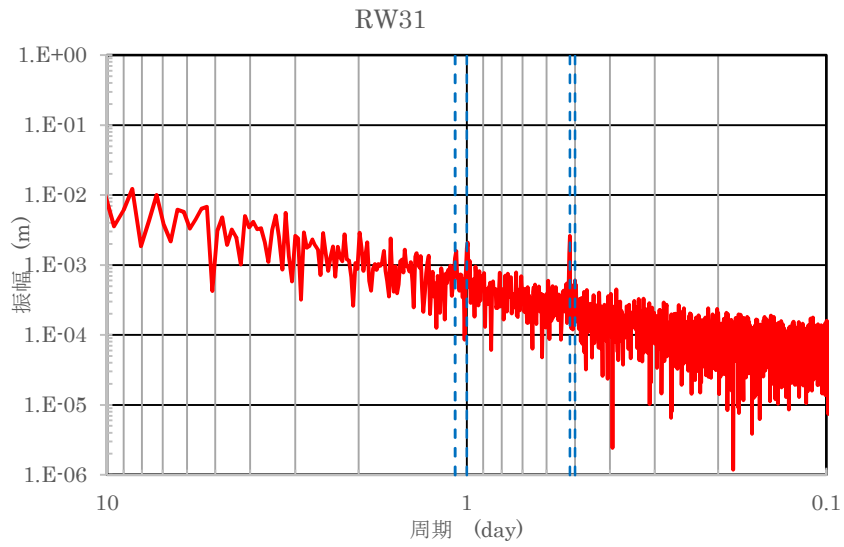


図-18 周波数分析の結果 (RW31)

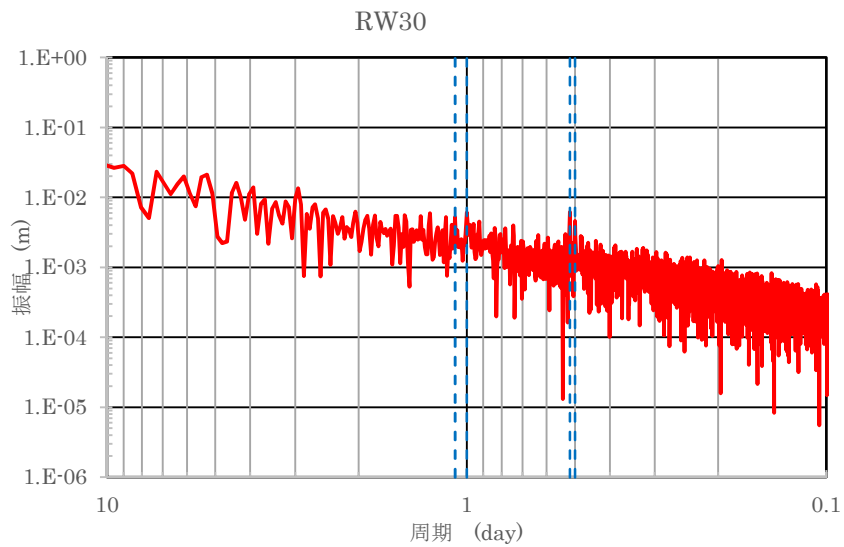


図-19 周波数分析の結果 (RW30)

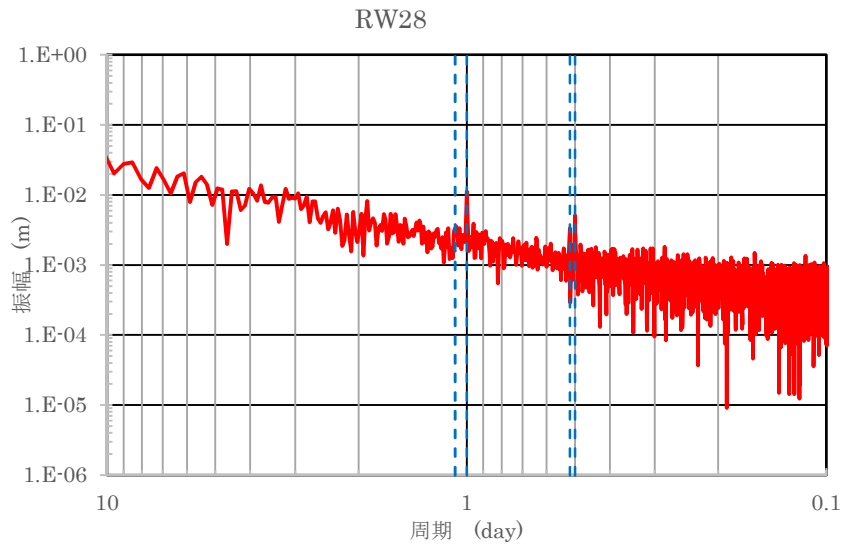


図-20 周波数分析の結果 (RW28)

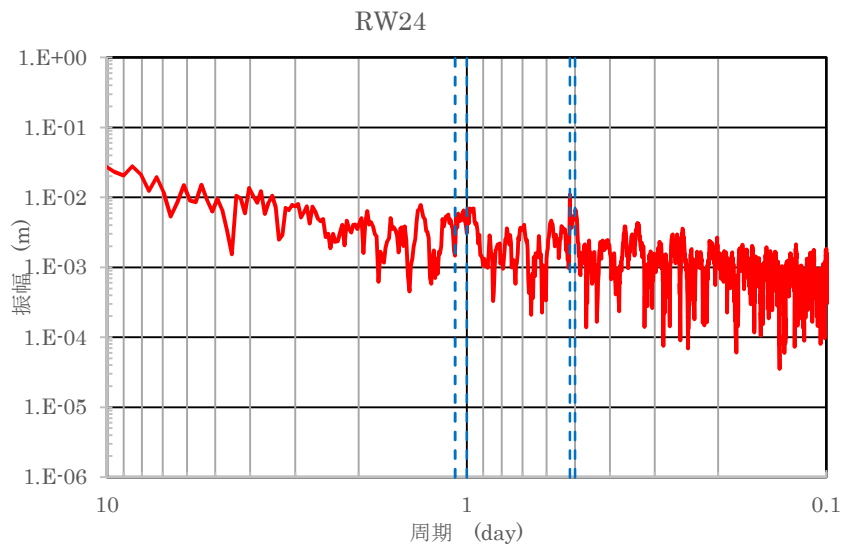


図-21 周波数分析の結果 (RW24)

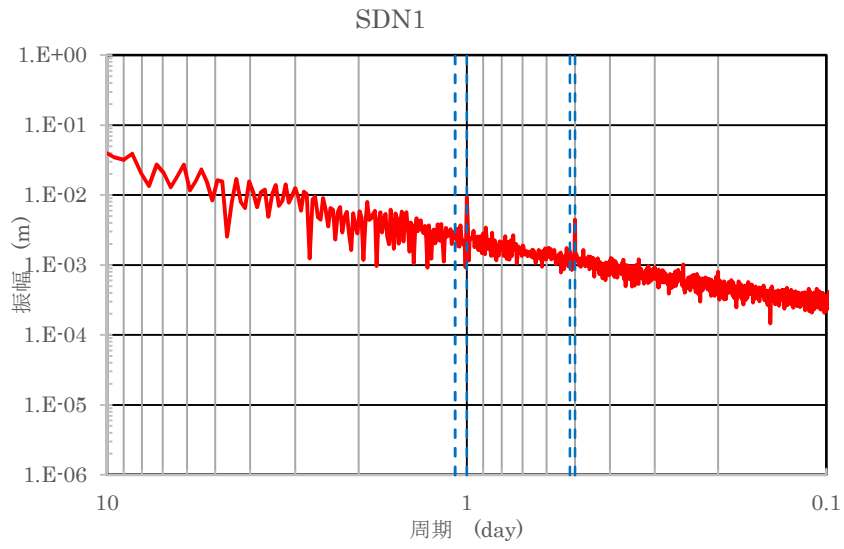


図-22 周波数分析の結果 (SDN1)

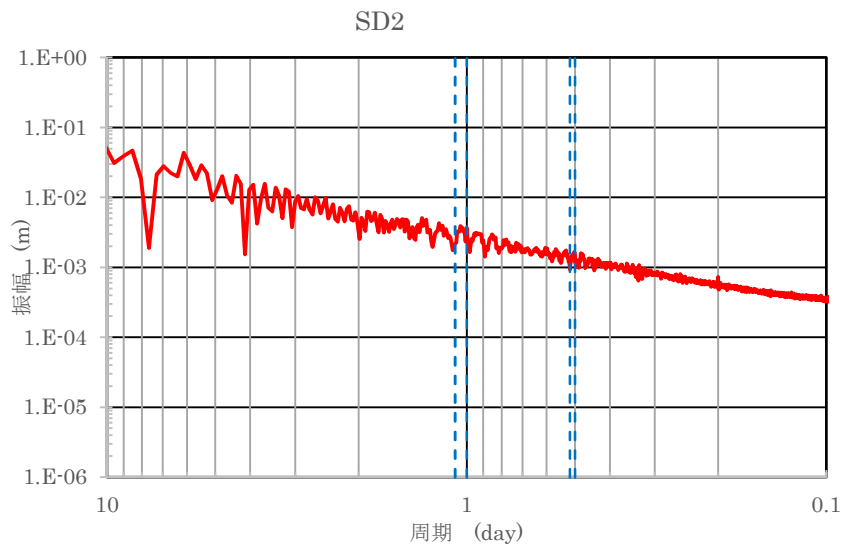


図-23 周波数分析の結果 (SD2)

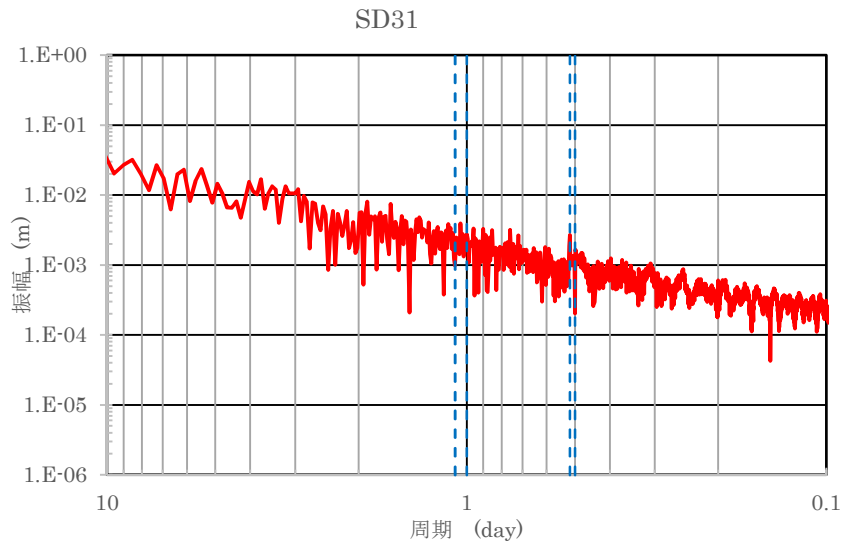


図-24 周波数分析の結果 (SD31)

表-5及び図-25に、小名浜地点潮位の卓越周期(0.52日, 1.00日, 0.50日, 1.08日)における振幅を示す。

海から近い地点(地下水ドレンA~D)においては、小名浜地点潮位の卓越周期における振幅は大きいままであるが、海から100m以上離れた建屋周辺(RW31, SDN1, RW30, SD2, RW28, RW24, SD31)においては、卓越周期1(0.52日)で4.0%以下、卓越周期2(1.00日)で6.1%以下、卓越周期3(0.50日)で3.8%以下、卓越周期4(1.08日)で4.3%以下に減衰し、振幅は0.011m以下であることが確認できる。

以上から、潮汐の変動が建屋周辺での地下水位に与える影響は軽微であり、絶対下限水位を平均潮位とすることは妥当と判断している。

なお、仮に、朔望平均満潮位(T.P.+0.764m)及び朔望平均干潮位(T.P.-0.736m)の潮位振幅が継続した場合でも、上記の減衰を考慮すると、建屋周辺での地下水位の振幅は0.05m以下になると考えられる。これは、現状の建屋内外水位差の運用目標(サブドレン稼働時0.8m, 非稼働時0.45m)内に包含される。

表-5 海からの距離と小名浜地点潮位の卓越周期における振幅の関係

	地点名	海からの距離(m)	振幅 (m)			
			卓越周期1 (0.52日)	卓越周期2 (1.00日)	卓越周期3 (0.50日)	卓越周期4 (1.08日)
地下水ドレンAライン	小名浜湾潮位	0	0.277	0.184	0.136	0.121
	地下水ドレンA	3	0.182	0.147	0.078	0.096
	RW31	124	0.003	0.002	0.001	0.001
	SDN1	152	0.002	0.009	0.004	0.003
地下水ドレンBライン	小名浜湾潮位	0	0.277	0.184	0.136	0.121
	地下水ドレンB	6	0.187	0.147	0.083	0.094
	Co-15	93	0.019	0.018	0.008	0.013
	RW30	116	0.006	0.006	0.005	0.005
地下水ドレンCライン	SD2	132	0.001	0.004	0.001	0.002
	小名浜湾潮位	0	0.277	0.184	0.136	0.121
	地下水ドレンC	7	0.165	0.135	0.074	0.085
	Co-14	102	0.003	0.009	0.004	0.004
地下水ドレンDライン	RW28	116	0.003	0.011	0.005	0.003
	小名浜湾潮位	0	0.277	0.184	0.136	0.121
	地下水ドレンD	7	0.259	0.193	0.130	0.124
	Co-12	96	0.001	0.002	0.002	0.001
	RW24	124	0.011	0.003	0.005	0.001
SD31	142	0.003	0.003	0.000	0.001	

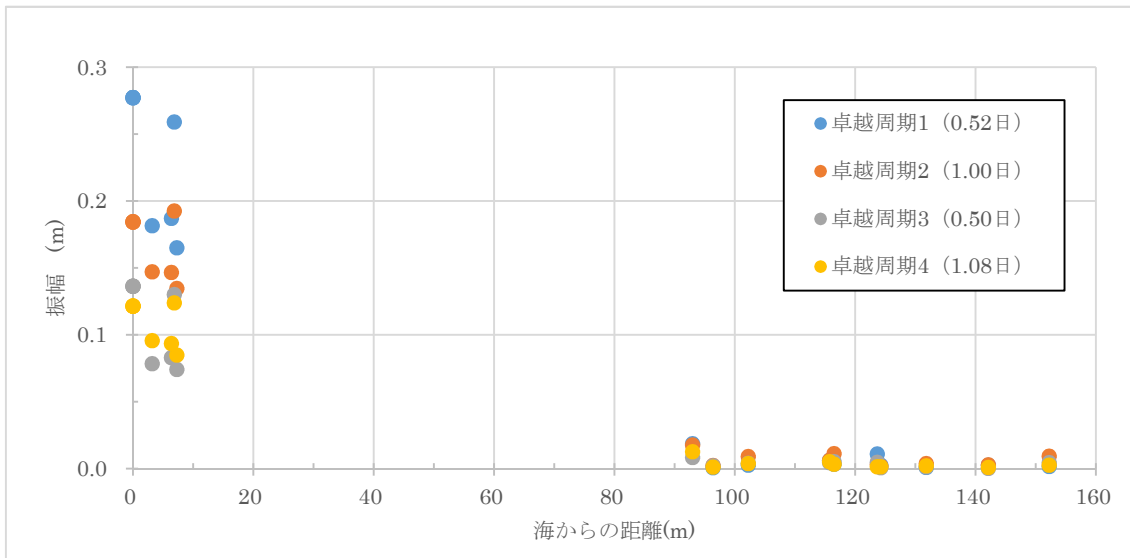


図-25 海からの距離と小名浜地点潮位の卓越周期における振幅の関係

以上

発電所建屋周辺の地質構造・地下水位

1. 発電所周辺の地形

発電所の敷地は、周囲を川に挟まれた海拔 T.P. 33.5m 程度の台地であり、海側を掘削し海拔約 T.P. 8.5m の地盤に、発電所建屋を設置している。



図-1 発電所周辺の地形

2. 発電所周辺の地質構造

敷地を中心とする半径約 30km の範囲及びその周辺について、文献調査、地表地質調査、海上音波探査等を実施し、敷地内について、地表地質調査、ボーリング調査等を実施している。

発電所敷地に分布する富岡層は、発電所の西方約 8km から海岸部までの範囲に広く分布し、海で堆積した泥岩及び砂岩が主体である。凝灰岩を多く挟在し良好な鍵層（地層の生成年代を対比し連続性を判断する際に目印となる地層）が認められ、敷地内の地層でもこの鍵層が確認できる。

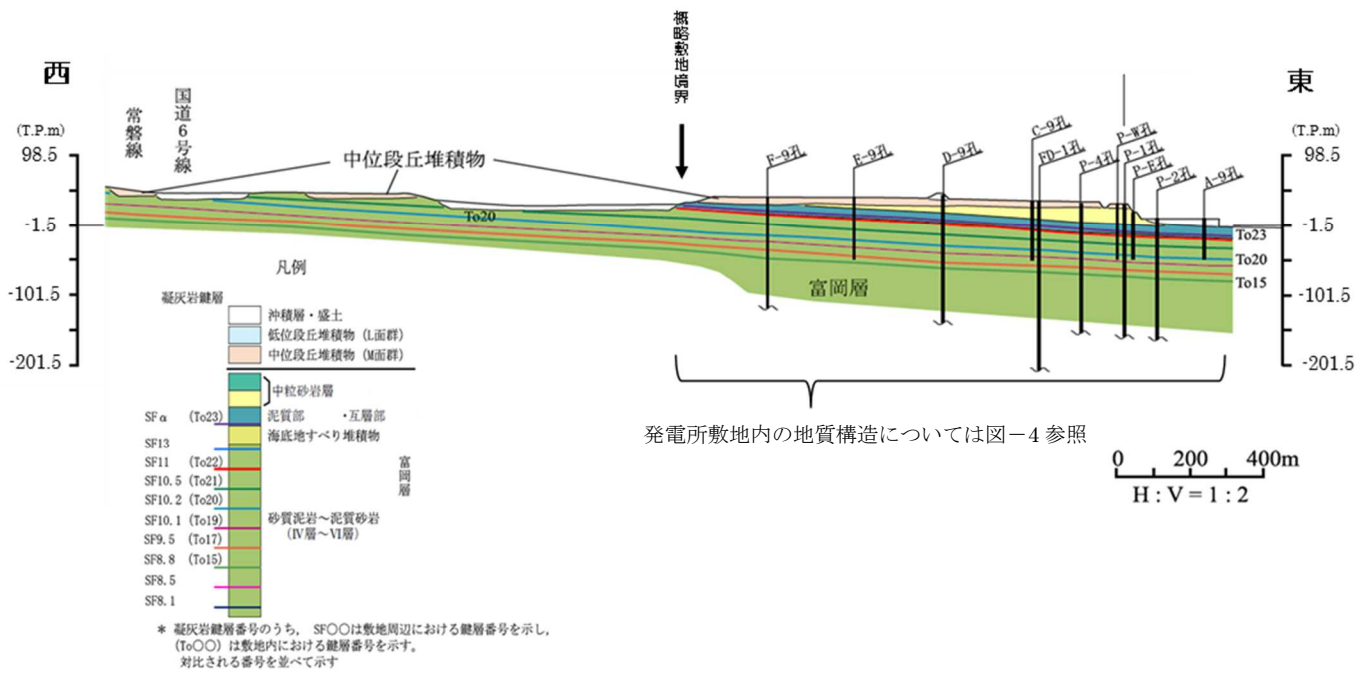


図-2 発電所周辺の地質構造

3. 発電所敷地内でのボーリング

発電所の調査・建設時以降に建屋付近を中心に構内で実施した約200孔(平均孔長約170m)のボーリングについて地質の判別を行い、周辺露頭調査結果と合わせて発電所周辺の三次元地質モデルを構築している。

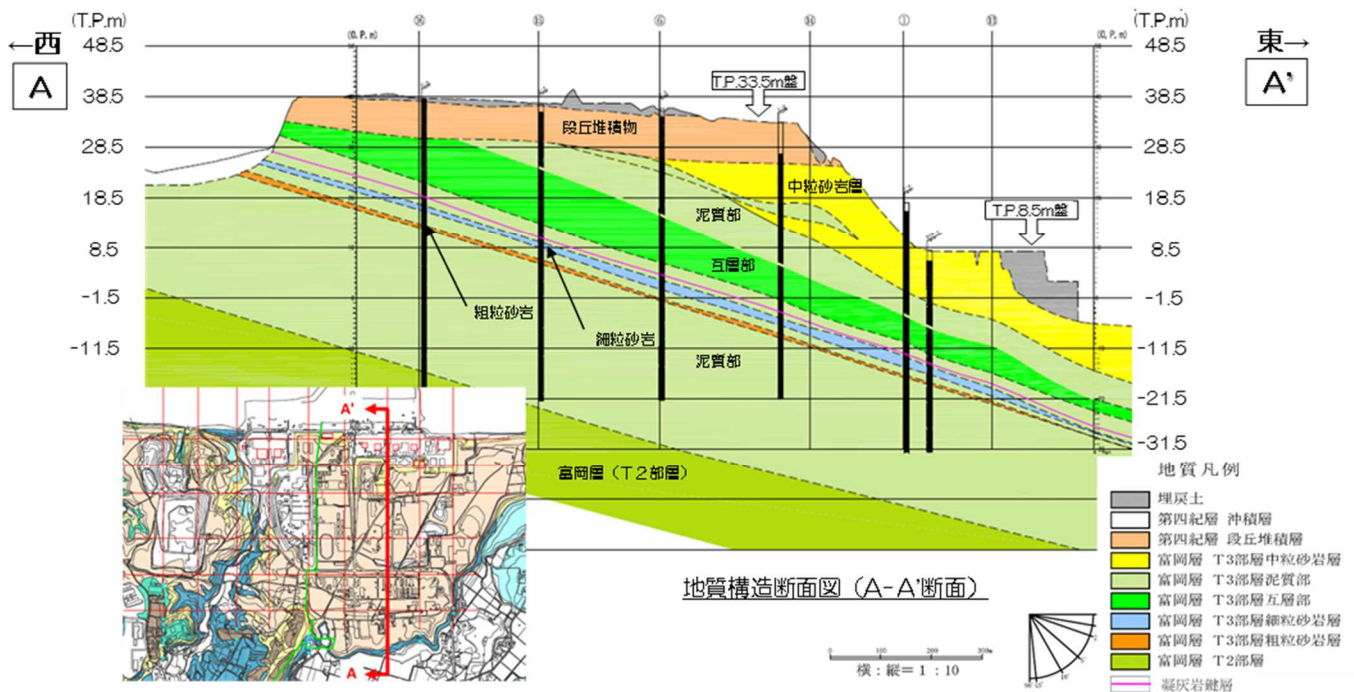


図-3 発電所敷地内でのボーリング位置図

4. 発電所敷地内の地質構造（東西断面）

発電所敷地内の地層は、地表面付近の段丘堆積物より下層が、富岡層（T3 部層）の砂岩・泥岩主体の地層であり、上から中粒砂岩層（中粒砂岩を主体としシルト岩を挟在）、泥質部、互層部（数 cm～の間隔で中粒砂岩とシルト岩が交互に分布）、泥質部（2層の連続性のよい砂層（細粒砂岩・粗粒砂岩）を挟在）が敷地内に連続し、傾斜角約2度で海側に傾いている。西側で台地が切れることから、中粒砂岩層・互層部の地下水は主に台地への降雨により涵養されている。

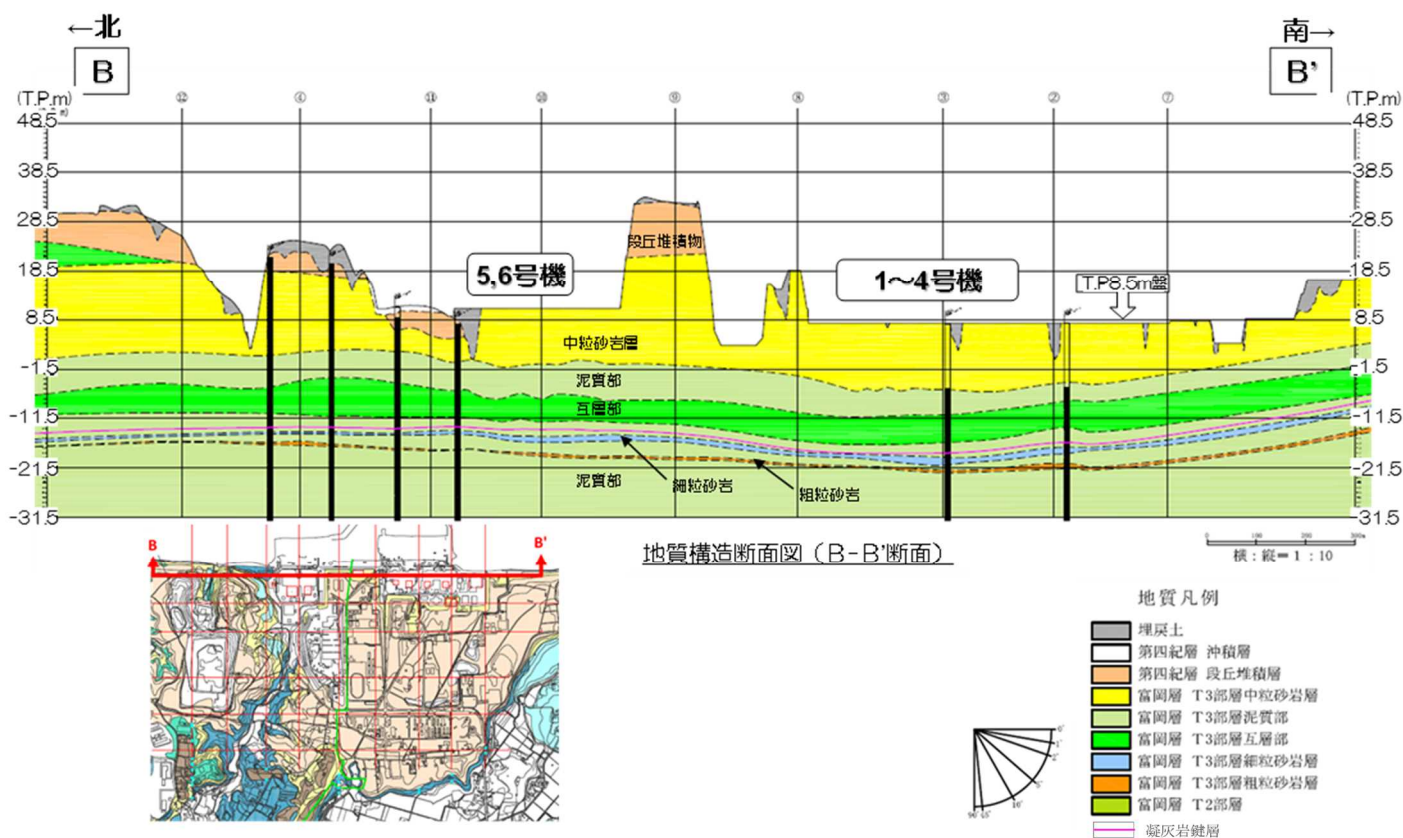
富岡層（T3 部層）の下部には、砂岩・泥岩主体で厚さ約 100m の富岡層（T2 部層）が分布する。



図－4 発電所敷地内の地質構造（東西断面）

5. 発電所敷地内の地質構造（南北断面）

地層は南北方向にほぼ水平に分布している。中粒砂岩層と互層部を隔てる泥質部は厚さ数 m、互層部下側の泥質部は厚さ 30～40m で連続して分布する。



図一 5 発電所敷地内の地質構造 (南北断面)

6. 発電所内の地下水

地層の透水性は、ボーリング孔内における透水試験の結果をもとに、段丘堆積物・中粒砂岩層・互層部・細粒砂岩・粗粒砂岩を透水層（水の通りやすい層）、泥質部を難透水層（水の通りにくい層）としている。

地表に近い地下水は不圧地下水（地下水面を有する地下水）で、段丘堆積物・中粒砂岩層を流れ、地形の低下に伴い台地から建屋付近に向かって大きく水位が低下する。

難透水層に上下を挟まれた透水層（互層部・細粒砂岩・粗粒砂岩）の地下水は被圧地下水（水面を持たず圧力がかかっている）となっていて、それぞれの層の中を海側に向かって流れており、4号機建屋付近を除き、不圧地下水とは隔てられている。

中粒砂岩層の地下水が、建屋内・建屋海側に流入することで汚染水増加の主要因となっている。

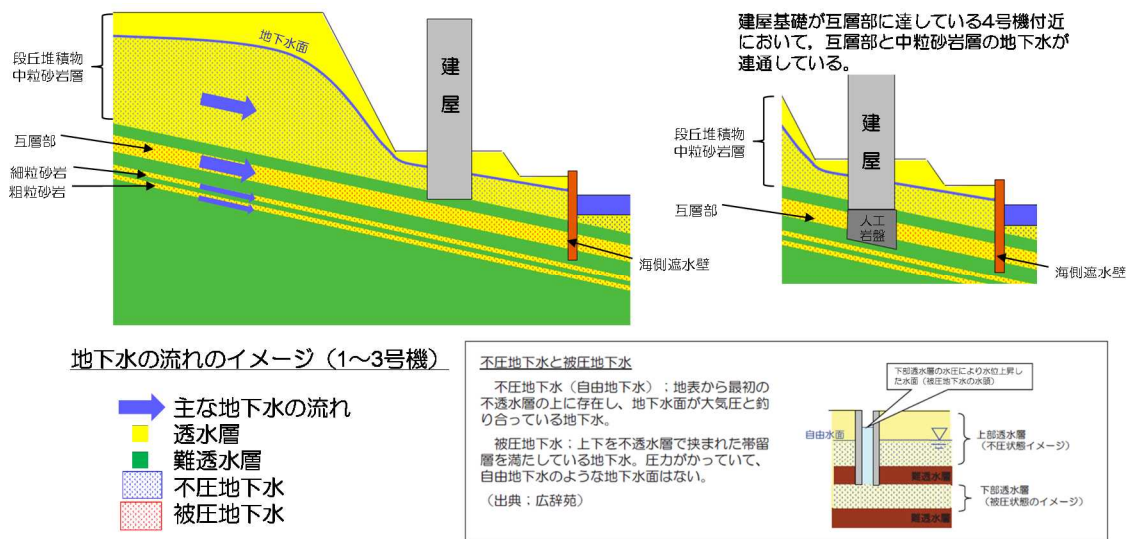


図-6 発電所内の地下水（イメージ）

7. 中粒砂岩層と互層部および細粒・粗粒砂岩の水頭比較

地下水位観測井位置を図-7, 中粒砂岩層, 互層部及び細粒・粗粒砂岩のエリア毎の水頭比較を図-8. 1~8. 12に示す。

建屋山側1・2号機周辺での互層部の水頭は, 中粒砂岩層の地下水位よりも水頭差で約2~5m高くなっている(図-8. 1~8. 3)。このことから, 中粒砂岩層と互層部間の泥質部は難透水層であると評価される。細粒・粗粒砂岩の水頭は, 互層部の水頭と同程度である(図-8. 1, 8. 3~8. 4)。

互層部の水頭と中粒砂岩層の地下水位との差は, 南側に行くほど小さくなり, 4号機付近では両者の差がなくなる(図-8. 2~8. 5)。建屋基礎が互層部に達していることにより, 地下水が連通していると考えられる。

建屋山側と同様に, 建屋海側においても互層部の水頭と中粒砂岩層の地下水位の差は, 南側に行くほど小さくなる(図-8. 6~8. 9)。細粒・粗粒砂岩の水頭は, 南側に行くほど互層部水頭より大きくなる(図-8. 7~8. 8)。細粒・粗粒砂岩と互層部に水頭差があることから, その間にある泥質部は難透水層であると評価される。

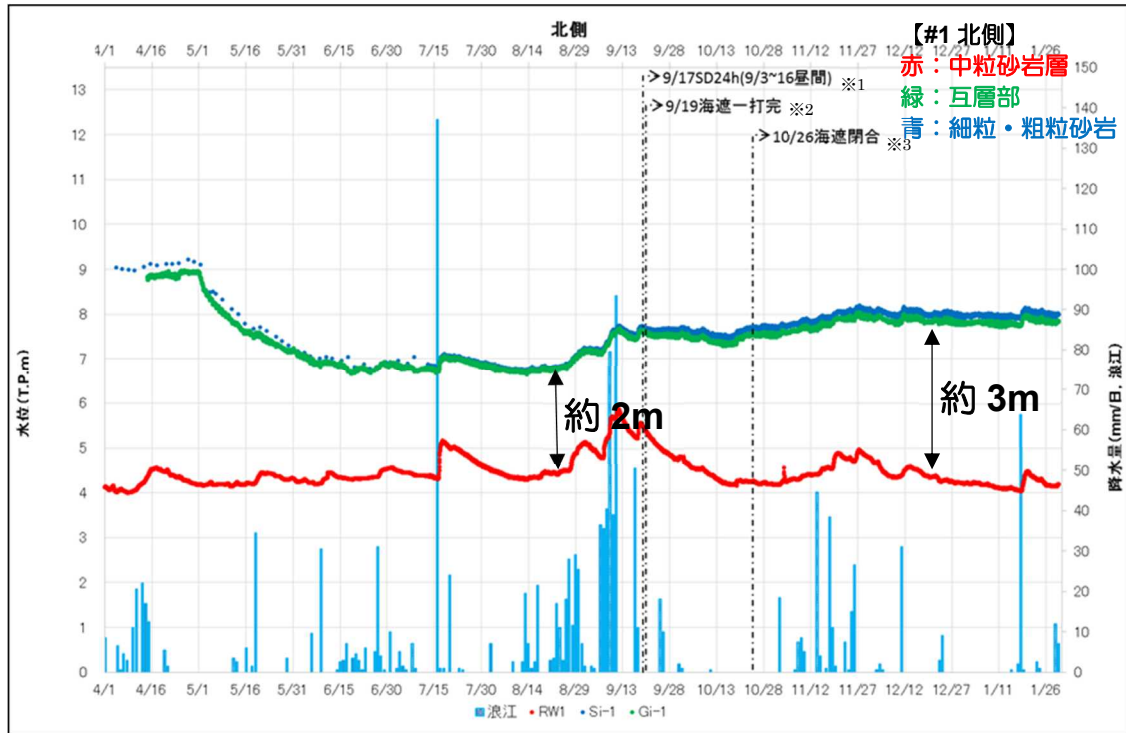
4号機建屋南側では, 中粒砂岩層の地下水位, 互層部の水頭, 細粒・粗粒砂岩の水頭に差異が認められ(図-8. 10), 中粒砂岩層と互層部, 互層部と細粒・粗粒砂岩それぞれの間にある泥質部は難透水層であると評価される。

4m盤の中粒砂岩層の水位はウエルポイントによる汲上げ等の影響を受け, 変動している(図-8. 11~8. 12)。互層部の水頭は海側遮水壁閉合後, 上昇が確認され, 現時点では, 中粒砂岩層の水位よりも安定して高くなっており, 中粒砂岩層と互層部の泥質部は難透水層であると評価される。

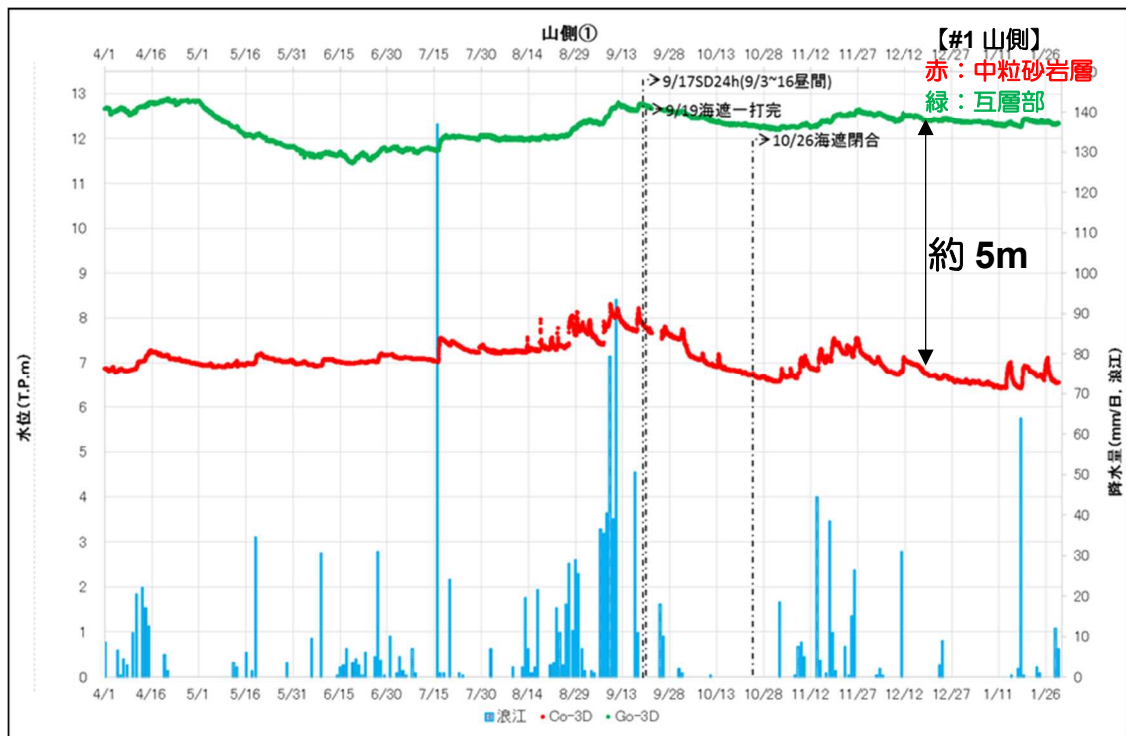
以上より, 中粒砂岩層/互層部/細粒・粗粒砂岩間の泥質部の存在により, 中粒砂岩層と

深部間の地下水の連通性は小さい。また，互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭はいずれも T.P. ±0m を上回っており，平均潮位まで下がることは考えにくい。

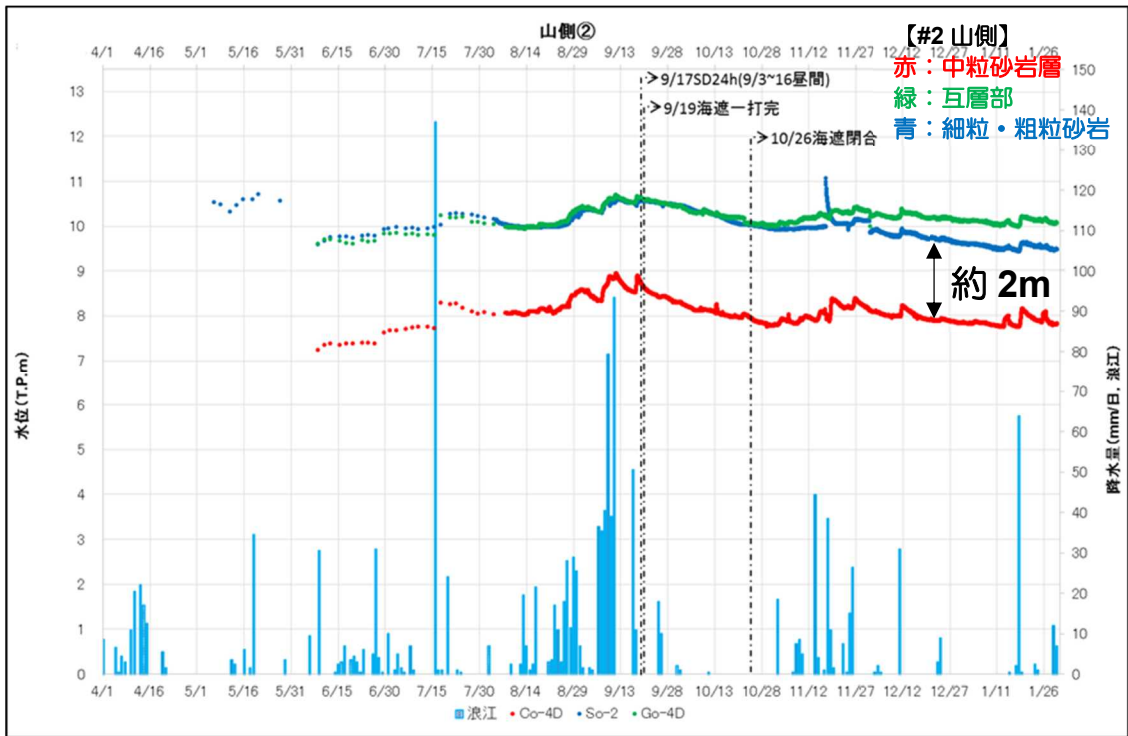
※1 9/17：サブドレン 24 時間稼働開始
 ※2 9/19：海側遮水壁鋼管矢板一次打設完了
 ※3 10/26：海側遮水壁閉合完了



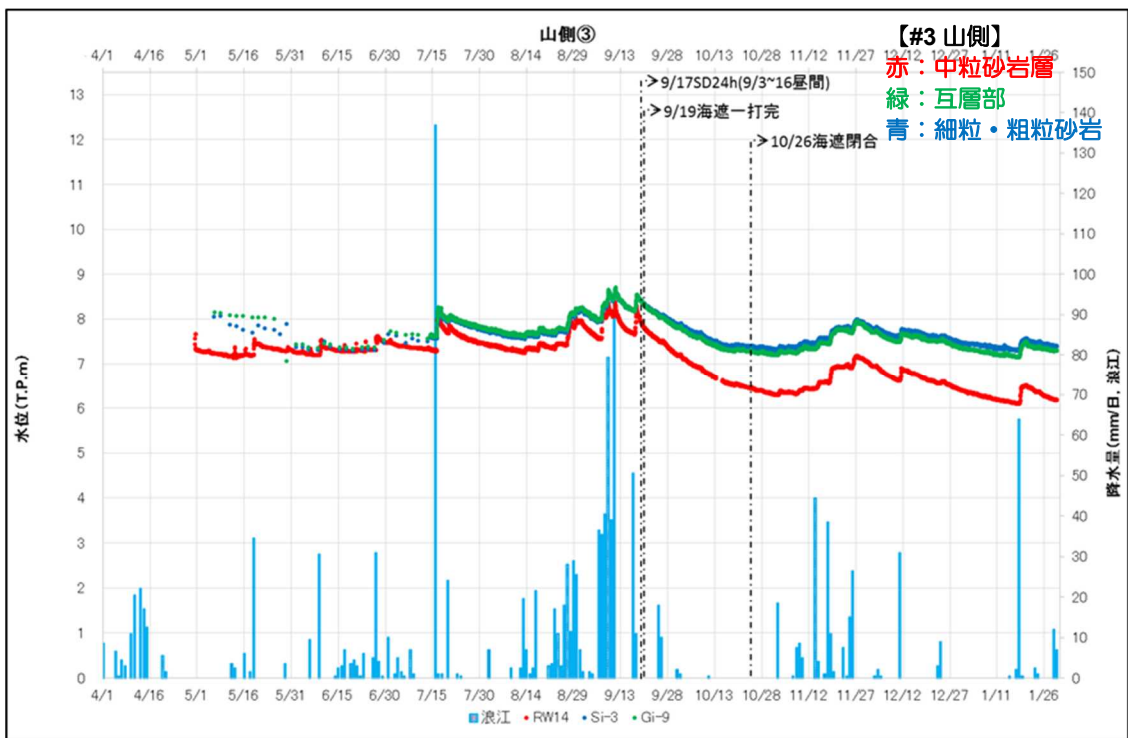
図一8. 1 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（北側）



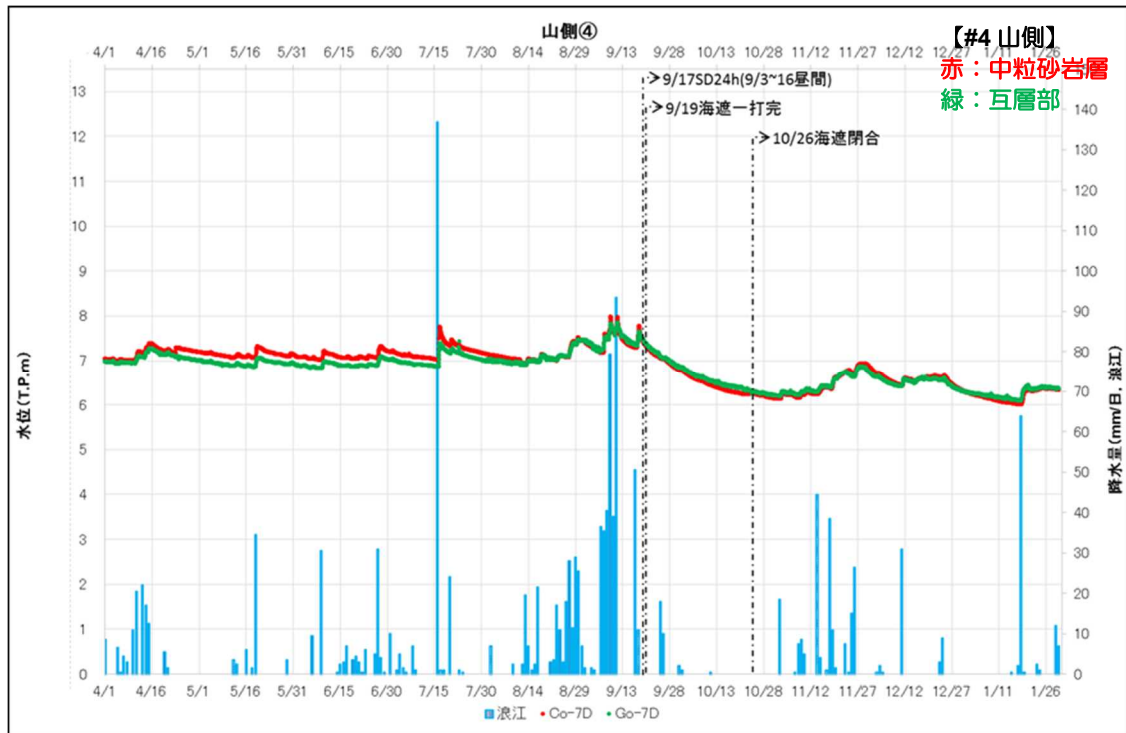
図一8. 2 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（山側①）



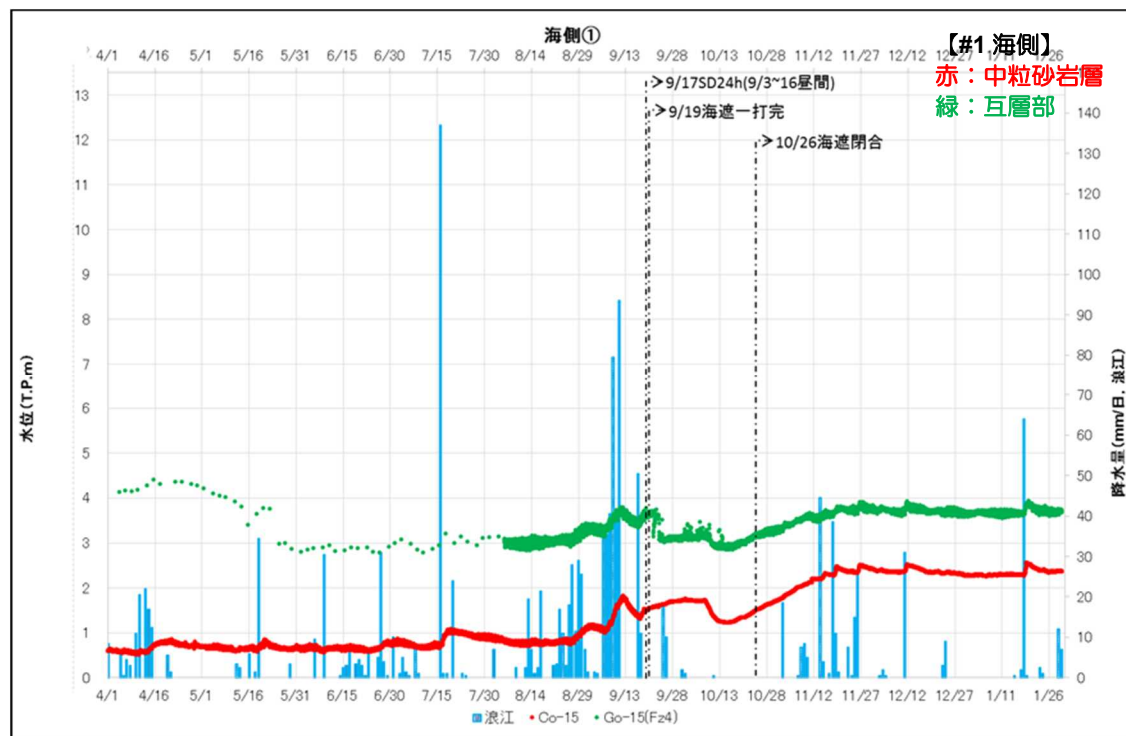
図一 8. 3 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（山側②）



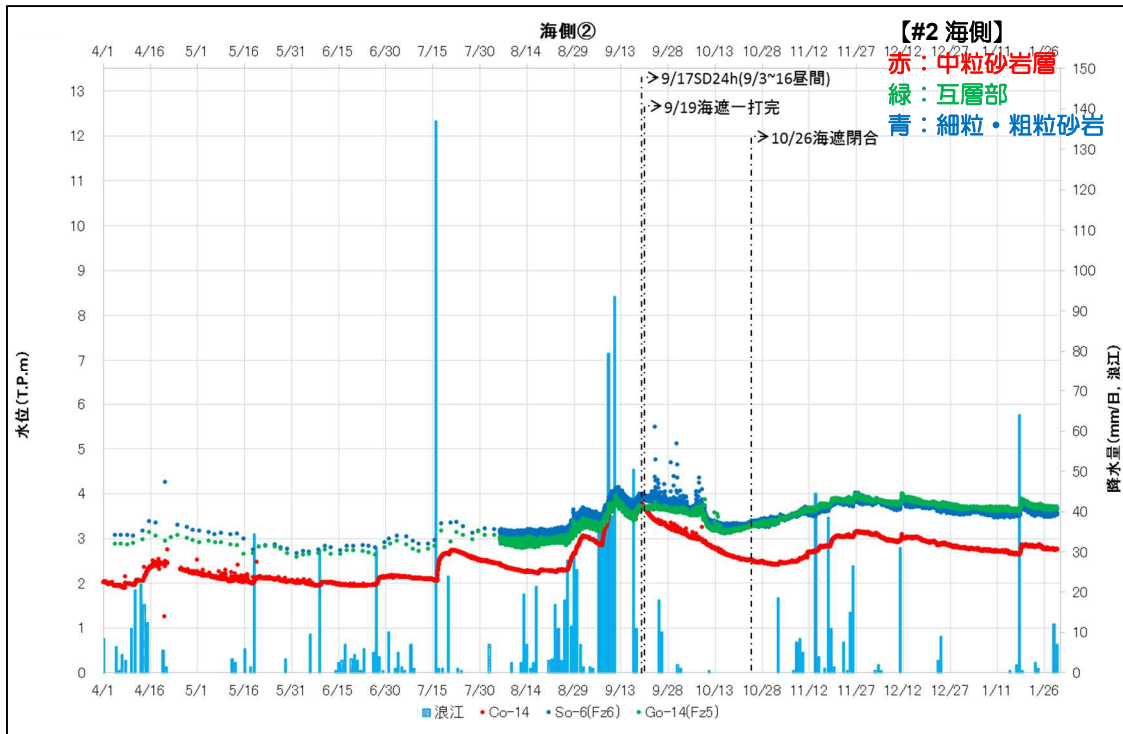
図一 8. 4 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（山側③）



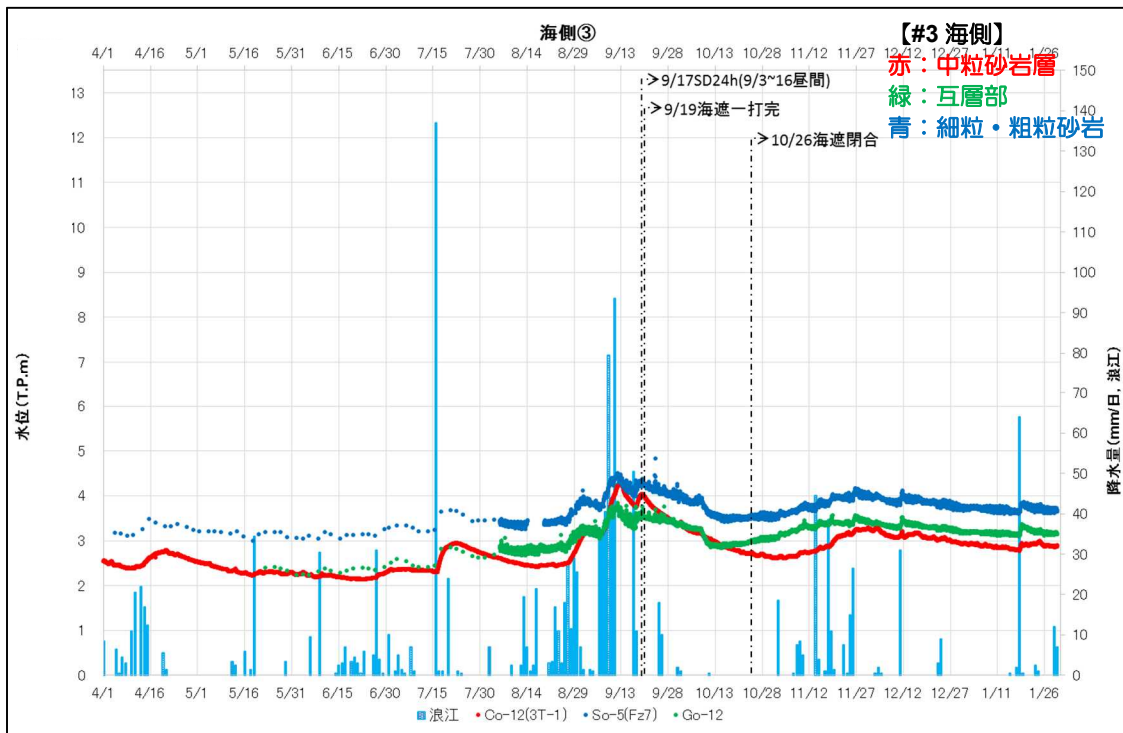
図一8. 5 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（山側④）



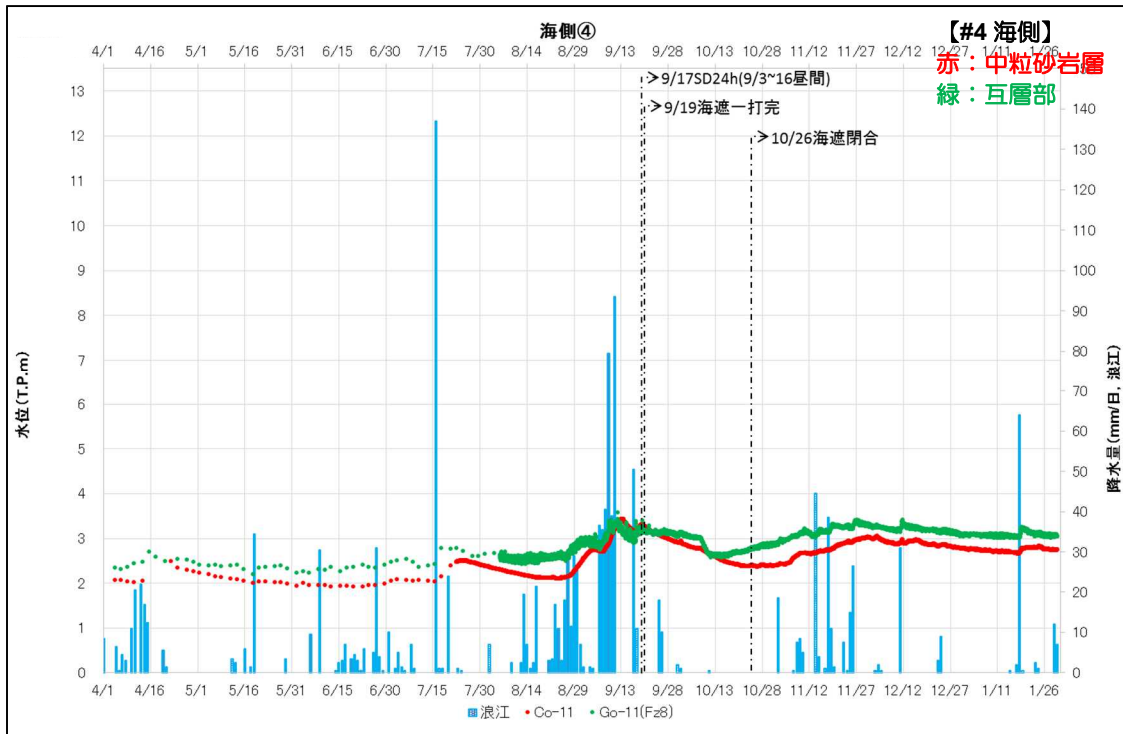
図一8. 6 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（海側①）



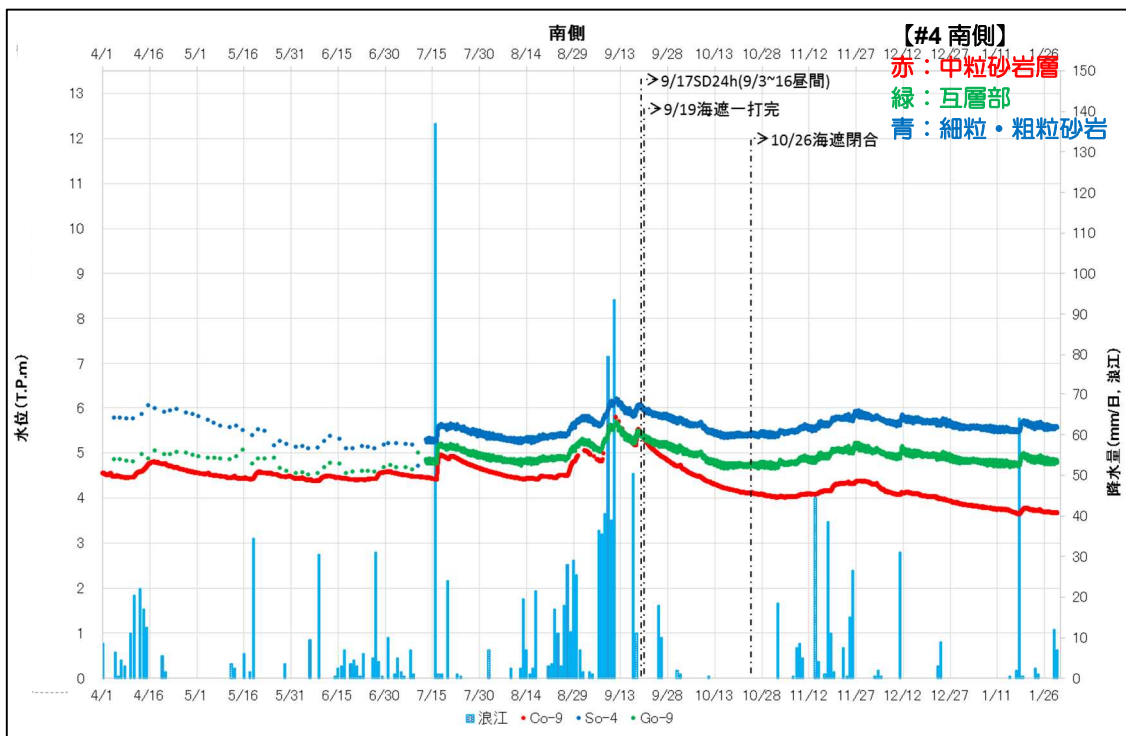
図一8. 7 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（海側②）



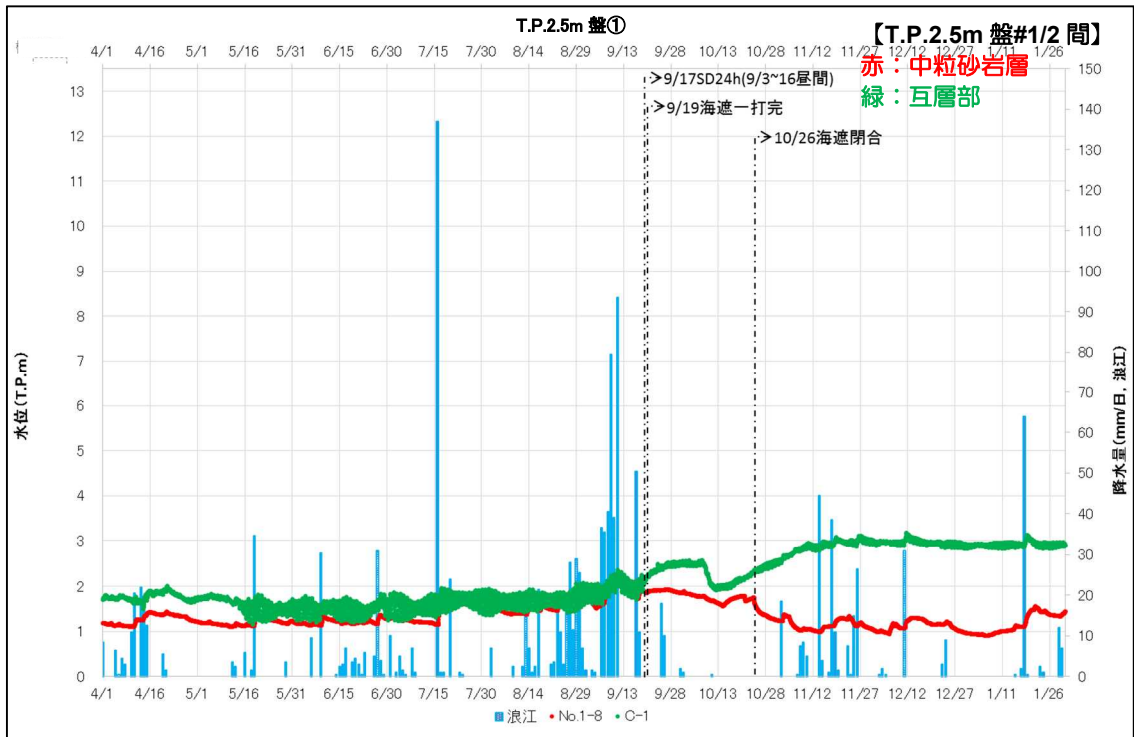
図一8. 8 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（海側③）



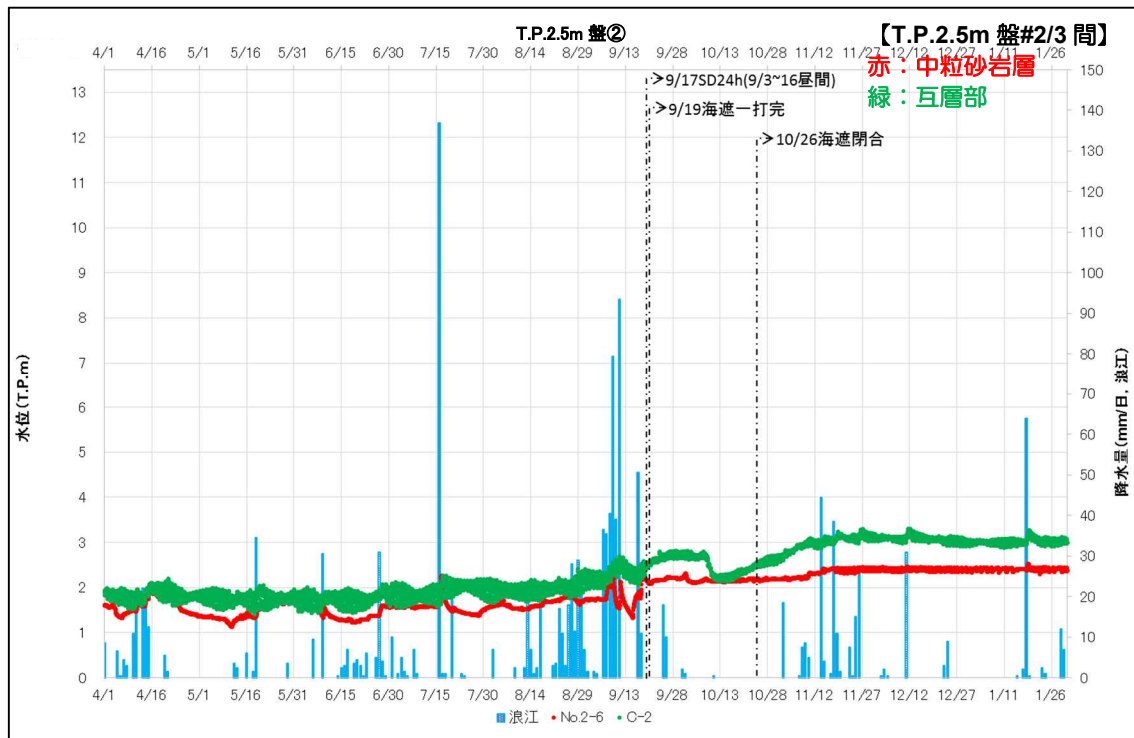
図一8. 9 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（海側④）



図一8. 10 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（南側）



図一8. 1 1 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（T. P. 2. 5m盤①）



図一8. 1 2 中粒砂岩層／互層部，細粒・粗粒砂岩の水頭比較（4 m盤②）

以上

海側遮水壁の遮水性能の評価

1. 概要

海側遮水壁の遮水性は、既往の文献等を勘案して、建屋周辺の難透水層と同等程度である、 $1 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ 程度の透水係数を有していると想定しており、同値を陸側遮水壁の検討における地下水収支や地下水シミュレーションの計算条件に用いている。

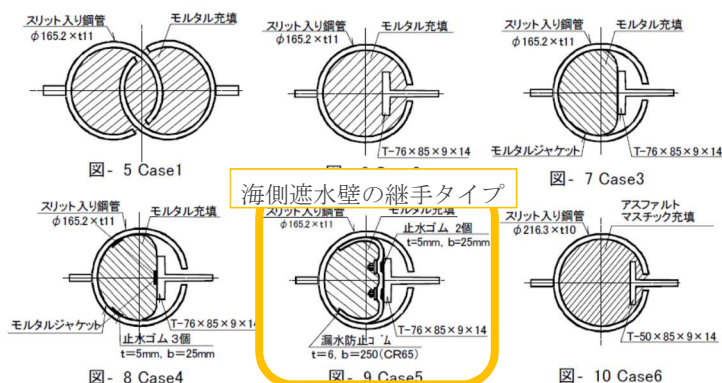
なお、海側遮水壁閉合後の鋼管矢板の透水係数を直接測定することは困難であることから、潮位変動と地下水ドレンポンドの水位変動の関係から海側遮水壁閉合後の透水係数を試算し、 $1 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ 程度を有していると評価した。

2. 既往の文献に基づく海側遮水壁の透水係数の想定

『土木学会第56回年次学術講演会 鋼管矢板継手の遮水性能評価試験』に基づいて、海側遮水壁に採用している鋼管矢板の継手形式である、P-T 継手（ベロ式ゴム＋止水ゴム）の透水係数を確認した。なお、上記試験では、試験実施前に継手の曲げひずみが 250μ となるよう変形を与えた状態で実施している。

地下水ドレンポンド揚水ポンプ起動水位（H 値）が T.P. +約 1.8m であり、平均潮位 T.P. 約 0m との水位差が約 1.8m であることから、载荷水圧を 0.02MPa ($\approx 1.8 \text{m} \times 9.8 \text{kN/m}^3 \times 10^{-3}$) とした時の試験結果より、透水係数は $1 \times 10^{-8} \text{cm/sec}$ 程度を有すると確認出来る（図－1 参照）。

以上より保守性を考慮して、海側遮水壁の透水係数を $1 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ と想定した。



試験体番号	継手タイプ	モルタルジャケット	充填材	継手管曲げ歪み	特徴
Case1	P-P型	無	無収縮モルタル	500 μ	従来型
Case2	P-T型	無	無収縮モルタル	500 μ	従来型
Case3	P-T型	有	無収縮モルタル	250 μ	モルタルジャケットのみ
Case4	P-T型	有	無収縮モルタル	250 μ	モルタルジャケット+止水ゴム
Case5	P-T型	無	無収縮モルタル	250 μ	へろ式ゴム+止水ゴム
Case6	P-T型	無	アスファルトマスチック	500 μ	アスファルトマスチック充填

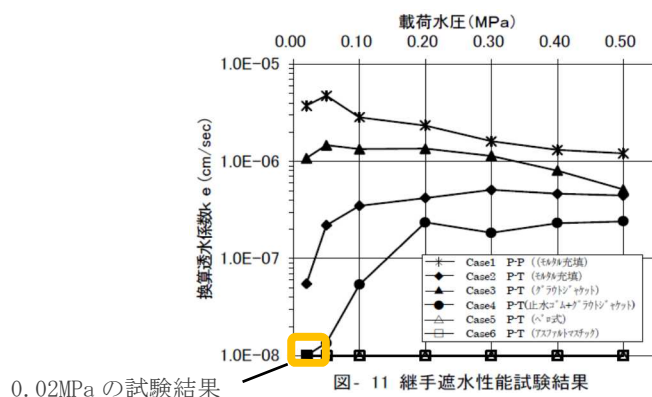


図-1 鋼管矢板継手の遮水性能試験結果
(土木学会第56回年次学術講演会 鋼管矢板継手の遮水性能評価試験)

3. 海側遮水壁閉合後の遮水性能の評価

海側遮水壁閉合後の鋼管矢板の透水係数を直接測定することは困難であることから、潮位変動と地下水ドレンポンドの水位変動の関係から透水係数の試算を行った。

「海の潮汐変動による湾岸地下水の水位変動（周期変動の伝播）」については、『土と基礎 実用数式・図表の解説/土質工学会編』において、図-2の(式7.15)のとおり示されている。

$$\left. \begin{aligned} h(x, t) &= D + \Delta h_0 e^{-\alpha x} \cos(\sigma t - \alpha x) \\ \alpha &= \sqrt{\sigma S / 2kD} \end{aligned} \right\} (7.15)$$

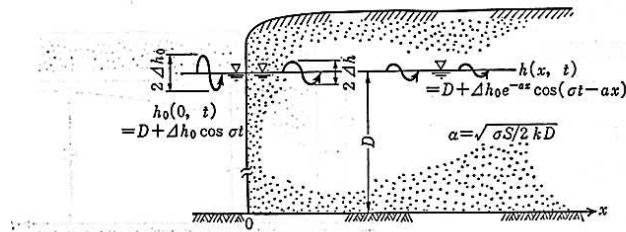


図-7.7 地下水位の周期変動の伝播

S : 貯留係数, t : 時間, σ : 周期

海の潮汐変動による海岸地下水の水位変動などは上式(7.15)を用いて計算できる。

$h(x, t)$: 境界から x の位置の t 時間後の水位
D	: 水深
Δh_0	: 潮汐変動
$\Delta h_0 e^{-\alpha x}$: 境界から x の位置の地下水位変動
σ	: 周期
S	: 貯留係数
t	: 時間
k	: 透水係数

出典「土質工学ライブラリー7 土と基礎 実用数式・図表の解説／土質工学会編」

図-2 海の潮汐変動による海岸地下水の水位変動
(土と基礎 実用数式・図表の解説／土質工学会編)

海側遮水壁閉合後の降雨や地下水ドレン稼働の影響を受けていない期間(2015年10月29日～11月1日)における海側遮水壁内の地下水位は、約0.9cm(図-3赤文字①～⑮)の変動を伴いながら上昇しているが、2周期/日の潮汐変動(約88cm;図-3青文字①～⑮)との明瞭な同調は見られない。従って、海側遮水壁の透水係数は極めて小さいと考えられる。

海側遮水壁の透水係数を大きめに評価するため、潮汐変動と明瞭な同調が見られていない図-3中の地下水位の変動(赤文字①～⑮)が全て潮汐(青文字①～⑮)の影響によるものと仮定し、式7.15に基づき海側遮水壁の透水係数を算定すると、約 1×10^{-6} cm/sec(換算厚0.5m)となった。

以上より、陸側遮水壁の検討において用いた海側遮水壁の遮水性の想定に対して、同等以上の遮水性を有していると評価した。

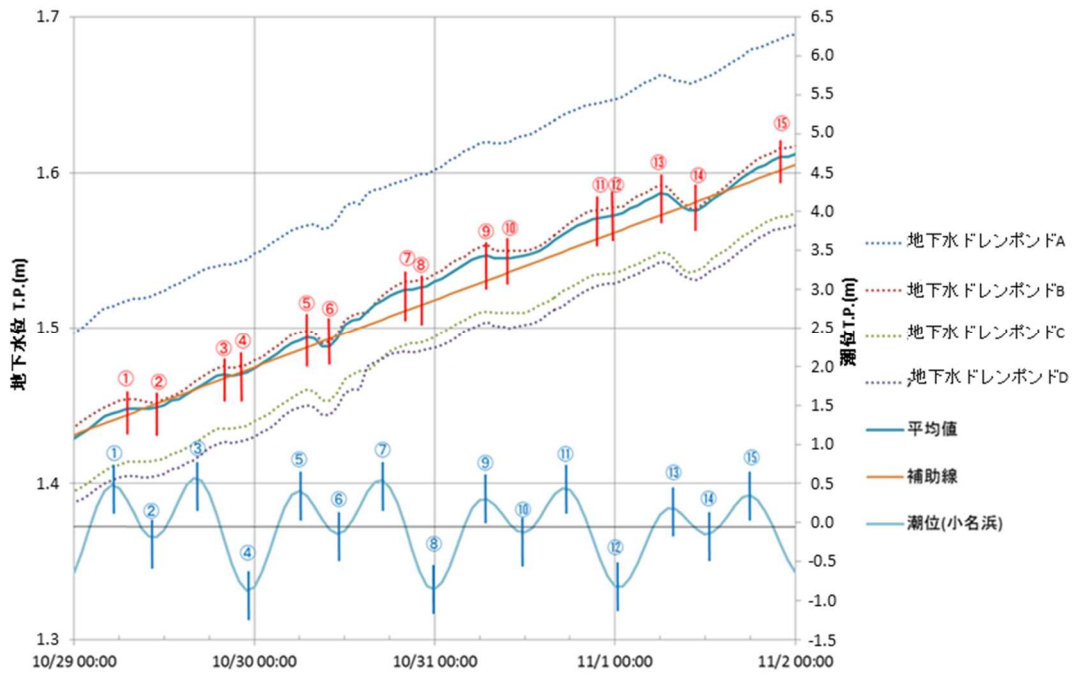
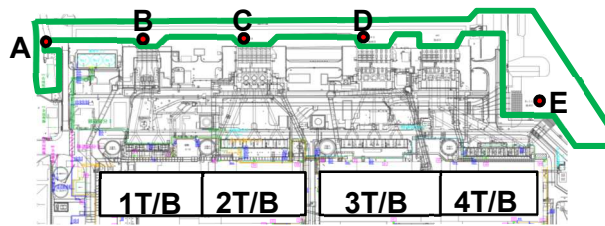


図-3 海側遮水壁閉合後における潮汐と地下水位との関係

以上

陸側遮水壁（海側）の閉合範囲

1. 概要

陸側遮水壁（海側）は1～4号機海水配管トレンチ下部は非凍結とし、残りの部分を凍結する。

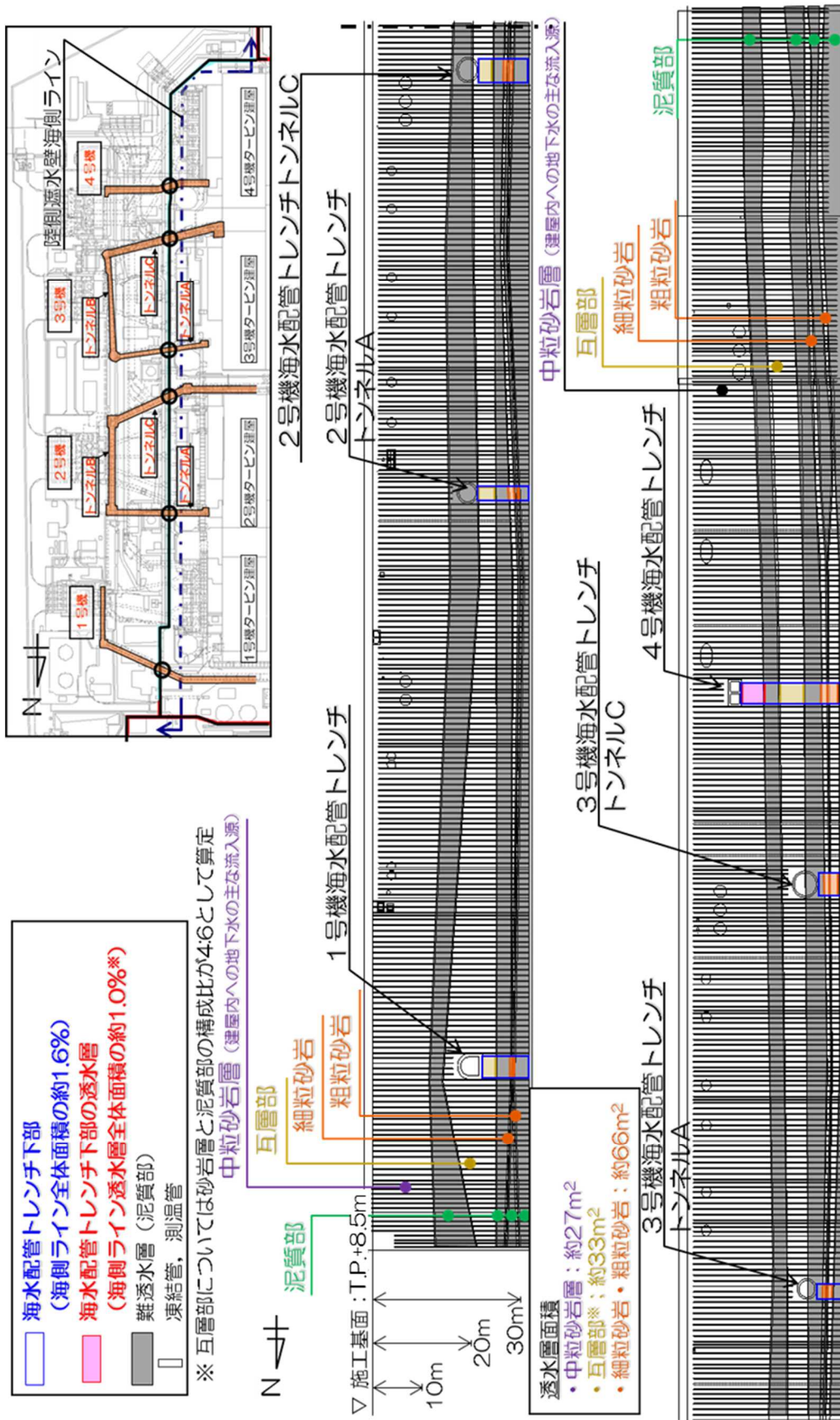
そのため、第一段階の海水配管トレンチ下部の非凍結箇所における地下水流の影響による地盤安定性を評価することを目的として以下の検討を行った。

2. 陸側遮水壁（海側）における海水配管トレンチ下部の非凍結箇所

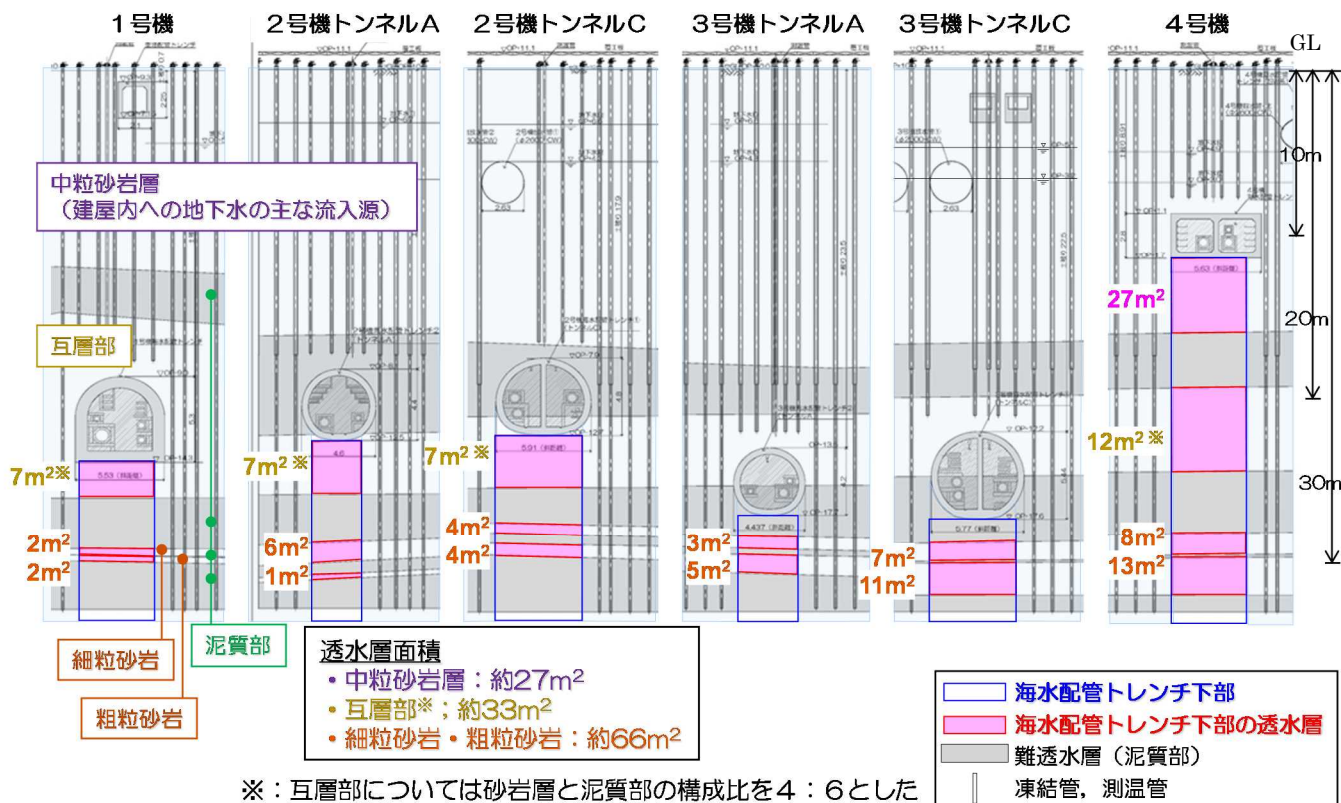
1～4号機海水配管トレンチ（海水配管トレンチ）部においては、削孔ビットがトレンチ内部の配管架台（H鋼等）等と干渉し、削孔に長時間を要することから、まず、海水配管トレンチ下部の地盤を除いた範囲を凍結することとする。その後、海水配管トレンチ近傍で地下水位のモニタリングを実施し、周辺地下水位との比較や建屋流入量への影響などを評価して、海水配管トレンチ下部の施工時期を決める。

従って、第一段階の海側の閉合時には、図－1に示す海水配管トレンチ下部を非凍結（海側ライン全体面積の約1.6%、海側ライン透水層全体面積の約1.0%）とする。

なお、非凍結箇所の透水層面積は中粒砂岩層：約27m²、互層部：約33m²、細粒・粗粒砂岩：約66m²、計126 m²となっている（図－2）。



図一1 海水配管トレンチ下部の非凍結範囲 (概要)



図一 2 海水配管トレンチ下部の非凍結範囲 (詳細)

3. 海水配管トレンチ下部の非凍結箇所を通じた陸側遮水壁外への地下水移動量の評価

海水配管トレンチ下部の非凍結箇所を通じた陸側遮水壁外への地下水移動量を確認するため、陸側遮水壁 (海側) 西側の地下水位が上昇し、移動量が大きくなる第一段階フェーズ1を対象とし、評価を実施した。なお、評価に使用した物性値を表一1に示す。

陸側遮水壁 (海側) 西側の地下水収支計算 (図一3) を、海水配管トレンチ下部の非凍結箇所 (中粒砂岩層, 互層, 細粒・粗粒砂岩) を通じた地下水の移動を考慮して実施し、地下水収支がバランスする地下水位および非凍結箇所を通じた移動量を算定した。ただし、フェーズ1で南北方向へ地下水が移動しないと仮定した。

① 中粒砂岩層・互層

上述の計算により、フェーズ1での中粒砂岩層の地下水位は T. P. +3.5m, 最大上昇量は 1.0m となった。互層は陸側遮水壁 (海側) 内外で中粒砂岩層の上昇量相当の 1.0m の水頭差が生じるとした。海水配管トレンチ下部の非凍結箇所を通じた地下水移動量は、中粒砂岩層が約 60m³/日, 互層が約 20m³/日となった (図一4)。

但し、互層を通じて流出した地下水は、以下の②と同様の経路により、全量、海へ流出すると考えた。

② 細粒・粗粒砂岩

建屋周辺の下部に存在する泥質部は遮水性が高いことから、4号機建屋周辺を除き、下部への地下水の流れは生じ難く、陸側遮水壁（海側）の海水配管トレンチ下部の細粒・粗粒砂岩に一部非凍結の箇所があっても遮水壁内の地下水の移動は考え難い。しかし、ここでは保守的に、海側遮水壁近傍で細粒・粗粒砂岩の圧力が抜けた場合を仮定して、海水配管トレンチ下部の細粒・粗粒砂岩を通じて海へと移動する地下水量を算定した。

①で示した通り、フェーズ1での中粒砂岩層の地下水位はT.P.+3.5mとなった。移動経路を図-5に示す通り、陸側遮水壁（海側）西側の互層部→泥質部→細粒・粗粒砂岩→泥質部→互層部→泥質部→海域として算定すると、海水配管トレンチ下の非凍結箇所（細粒・粗粒砂岩）を通じた移動量は約30m³/日となった（図-5）。

表-1 物性値

地層区分	震災前		震災後		有効間隙率 (実流速換算時)	備考
	透水係数(cm/sec)		透水係数(cm/sec)			
地層名	水平	鉛直	水平	鉛直		
盛土	2.8E-03	2.8E-03	2.8E-03	2.8E-03	0.46	
段丘堆積物	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	0.41	中粒砂岩層同様
沖積層	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	0.41	文献値
中粒砂岩	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	0.41	
中粒砂岩(南側、上部)	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	T.P.33.5m盤の号測線以南範囲
中粒砂岩(南側、下部)	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
互層	1.0E-03	1.1E-06	1.0E-03	1.1E-06	0.41	異方性考慮
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
細粒砂岩	2.3E-03	2.3E-03	2.3E-03	2.3E-03	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
粗粒砂岩	2.0E-03	2.0E-03	2.0E-03	2.0E-03	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
建屋基礎およびMMR	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	0.30	コンクリート相当
建屋側壁	1.0E-06	1.0E-06	5.0E-06	5.0E-06	0.30	感度解析から設定 ^{※1}
既設矢板	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-04	1.0E-04	0.30	感度解析から設定、施工幅0.8m ^{※2}
ポンプ室およびピット	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	0.30	コンクリート相当
T.P.2.5m盤グラウチング	-	-	3.0E-05	3.0E-05	0.30	中粒砂岩層の1/100相当、施工幅2m
碎石	-	-	1.0E-01	1.0E-01	0.41	埋立部
鋼管矢板	-	-	1.0E-06	1.0E-06	0.30	海側バウンダリ、施工幅2m
陸側遮水壁	-	-	0.0E+00	0.0E+00	-	施工幅2m

※1:建屋への流入量が400m³/日を再現できる透水係数
 ※2:地下水位(C-3, C-4, C-5)が再現できる透水係数

沖積層の透水係数については実測データがないため、日本の地盤を対象とした地下水データベース（梅田浩司、柳澤孝一、米田茂夫(1995)：日本の地盤を対象とした透水係数データベースの作成、地下水学会誌、第37巻、第1号、1995)の第四紀更新世（平均値：1.2E-03 cm/sec）と第四紀完新世（平均値：5.6E-04 cm/sec）の透水係数の平均値(8.1E-4 cm/sec)から1E-3(cm/sec)と設定した。

T.P.2.5m盤のフェーシングエリア
 における降雨浸透率は0%と仮定。
 ○内の数字は降雨浸透率を30%
 とした場合の参考値。

	地下水供給量 (m ³ /日) ①	降雨浸透量 (m ³ /日) ②	供給量計 (m ³ /日) ^{※1} ③=①+②	SD水位 (T.P.+m)	SD汲み上 げ量 (m ³ /日) ④	建屋流入 量 (m ³ /日) ⑤	T.P.2.5m盤 汲み上げ量 (m ³ /日) ⑥	港湾内へ の移動量 (m ³ /日) ⑦	系外への 移動量 (m ³ /日) ⑧	支出量計 (m ³ /日) ⑨= Σ④~⑧
海側閉合 平均降雨	860	190 (250)	1,050 (1,110)	3.5	700	190	80 (140)	30	50	1,050 (1,110)

※1 供給量は至近のデータ（2015年11月6日～2016年1月7日）に基づく

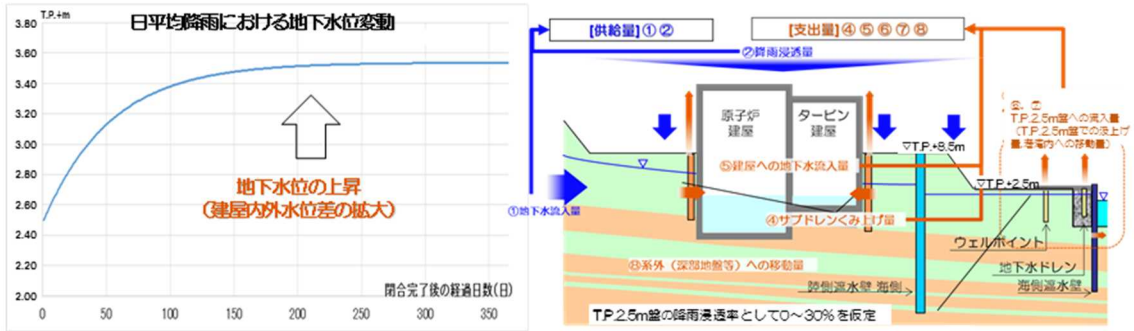
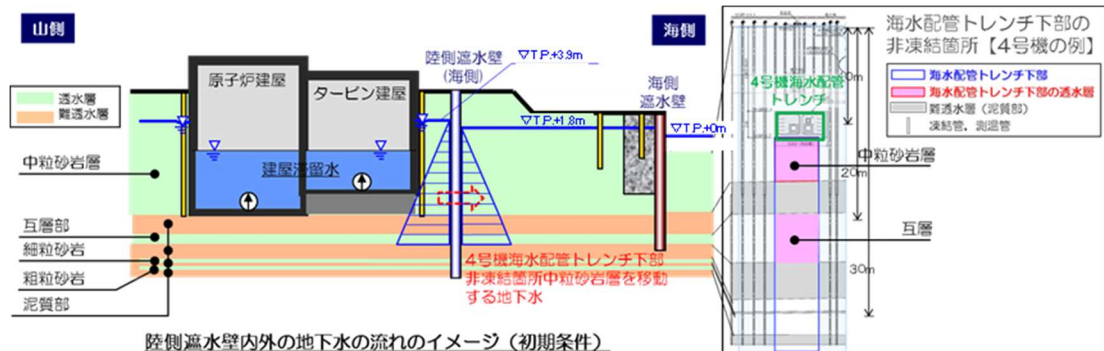


図-3 陸側遮水壁（海側）のみ閉合した場合の地下水収支想定



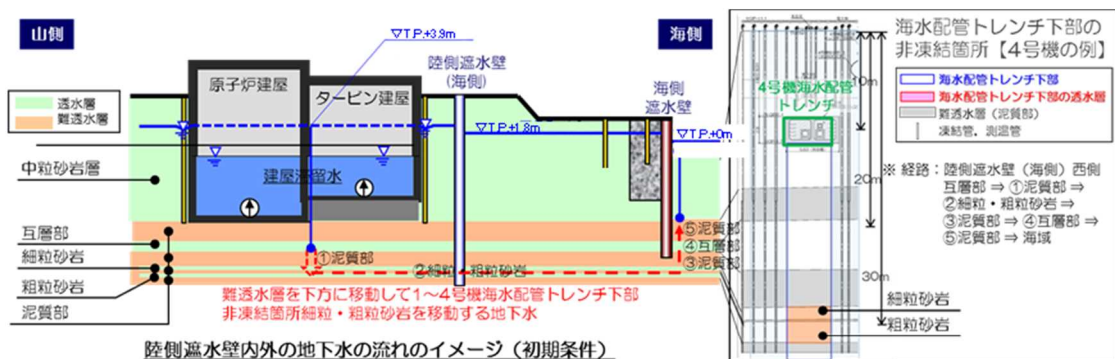
	流出量(m ³ /日)	
	中粒砂岩層	互層
フェーズ1	約60	約20

【算定式】

$$Q = A \times k \times \frac{\Delta h}{L}$$

- 【試算条件】
- 陸側遮水壁 厚さ L : 2m
 - <中粒砂岩層>
 - 中粒砂岩層透水系数 : 3.4×10^{-3} (cm/s, 試験結果対数平均)
 - 水位差 Δh : 1.7 m
 - 【陸側遮水壁 (海側) 西側】 T.P.+3.5m
 - 【陸側遮水壁 (海側) ~ 海側遮水壁】 : T.P.+1.9m
 - 断面積 A : 27m²
 - <互層>
 - 互層透水系数 : 1.3×10^{-3} (cm/s, 試験結果対数平均)
 - 水頭差 Δh : 1.0m (中粒砂岩層上昇相当)
 - 断面積 A : 32m²
- 互層の非凍結箇所から流出した地下水は全量海側に流出すると考えた。

図-4 海水配管トレンチ下部の非凍結箇所を通じた地下水移動量の想定 (第一段階フェーズ1 中粒砂岩層)



	流出量(m ³ /日)	
	細粒・粗粒砂岩	
フェーズ1	約30	

【算定式】

$$Q = \Delta h \times \frac{k_1 \times \frac{A_1}{L_1} \times k_2 \times \frac{A_2}{L_2}}{K_1 \times \frac{A_1}{L_1} + k_2 \times \frac{A_2}{L_2}}$$

- 【試算条件】
- 通過経路のうち, ①, ② (陸側遮水壁 (海側) 通過部のみ), ③~⑤の経路通過による圧力損失を考慮。
 - 圧力損失 Δh : 3.5m
 - 【陸側遮水壁 (海側) 西側】 T.P.+3.5m , 【海域】 : T.P.±0m
 - ①・③~⑤
 - 透水系数 k : 2.5×10^{-6} (cm/s, 試験結果対数平均),
 - ※ 互層部の鉛直透水系数は泥質部と同一の透水系数に設定
 - 泥質部・互層部厚さ L : 計 18m, 断面積 A : 100,000m² (陸側遮水壁 (海側) 西側面積)
 - ② (陸側遮水壁 (海側) 通過部)
 - 透水系数 k : 1.8×10^{-3} (cm/s, 試験結果対数平均)
 - 陸側遮水壁 (海側) 厚さ L : 2m, 断面積 A : 66m² (海水配管トレンチ下部非凍結箇所面積)

図-5 海水配管トレンチ下部の非凍結箇所を通じた地下水移動量の想定 (第一段階フェーズ1 細粒・粗粒砂岩)

4. 海水配管トレンチ下部の非凍結箇所における地下水流速増加に対する地盤の安定性

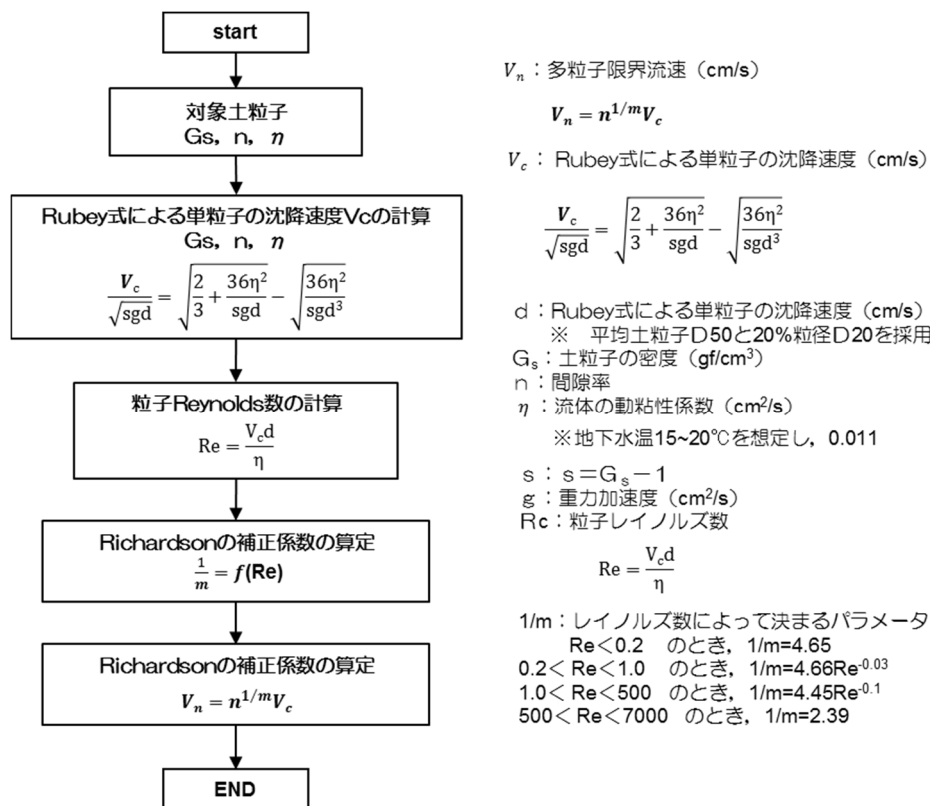
陸側遮水壁（海側）の閉合後，海水配管トレンチ下部の非凍結箇所では，地下水流速が速くなり，地盤中の土粒子が動いて地盤に損傷を与える懸念があることから，地下水流速に対する地盤安定性について評価する。ここでは海水配管トレンチ下部の非凍結箇所の地下水流速による地盤損傷を確認するため，地下水流速が厳しい，第一段階（フェーズ1）を対象とする。

(1) 評価方法

3次元浸透流解析等を用いて，陸側遮水壁（海側）の海水配管トレンチ下部の非凍結箇所の地下水流速を想定し，地盤中の土粒子が地下水の流れにより動き出す時の地下水流速（限界実流速）よりも小さいことを確認する。

具体的には，地盤中の土粒子が動く限界実流速の算定にあたっては，土粒子付近に発生する渦や摩擦等の影響を考慮した「多粒子限界流速の算定式」（杉井他 1997）（図-6）を用いて算定した平均粒径（D50）および20%粒径（D20）における限界実流速が，非凍結箇所の実流速（3次元浸透流解析結果）よりも大きいことを確認する。

なお，評価に用いる土粒子の粒径は，土質試験を複数実施している5号機南側付近（5試料）の試験結果を用いる。



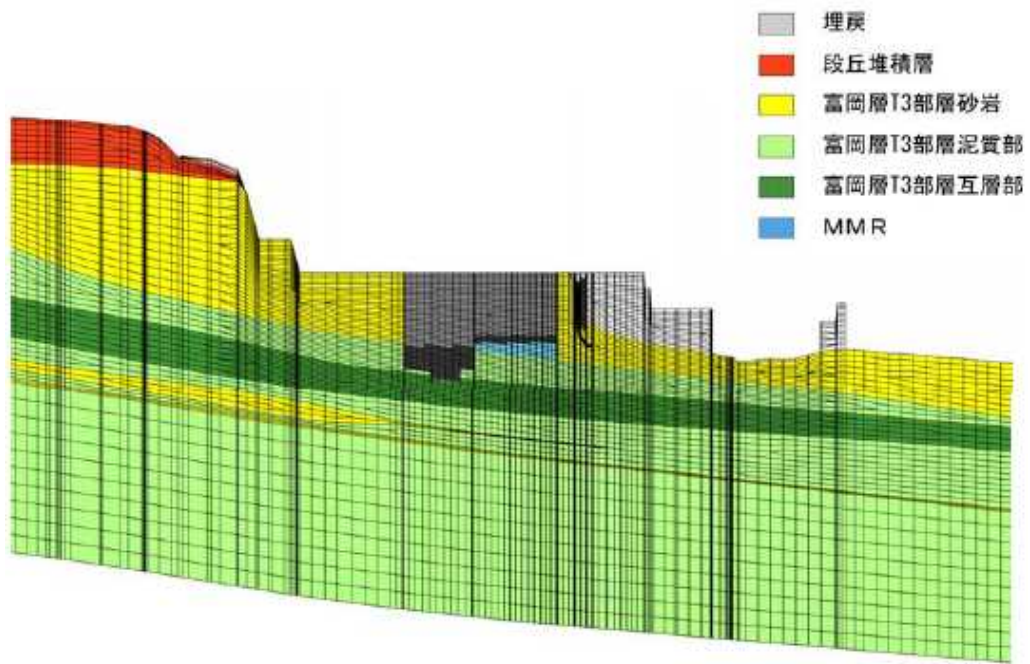
出典 浸透破壊における粒子群を考慮した限界流速 (1997, 杉井, 宇野, 山田ら)

図-6 多粒子限界流速の算定式フロー

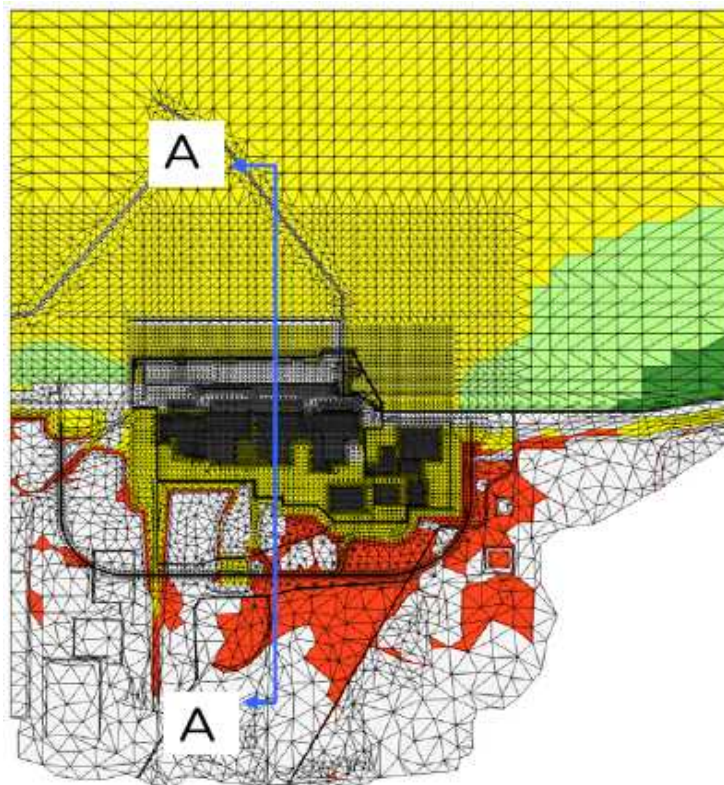
(2) 非凍結箇所における地下水実流速の想定

海側のみを閉合した条件で、3次元浸透流解析を用いて海水配管トレンチ下部の透水層における流速を基に、実流速を算定した。解析モデルを図-7に、物性値は表-1に、解析条件を表-2に、解析により算定した地下水分布を図-8、9に示す。その結果、表-3に示す通り、1号機海水配管トレンチ下部の互層部において地下水実流速が最大となり3.6m/day (4.2×10^{-3} cm/s)程度になった。

上記解析では、陸側遮水壁(山側)の北側一部を未閉合の状態で評価している。この影響を保守的に考慮するため、「3.②」で述べた建屋周辺地下水位の地下水収支計算上における最大上昇量(約1.0m)を、上記3次元浸透流解析により得られた陸側遮水壁(海側)内外の水位差に考慮し、地下水実流速を求めた。その結果、1号機海水配管トレンチ下部の互層部における地下水実流速は、7.2m/day (8.3×10^{-3} cm/s)程度になった。



【断面図 (A-A)】



【平面図】

図-7 解析モデル

表-2 3次元浸透流解析に用いた計算条件

各設備		解析条件
降雨量		年平均降雨量1,545mm (建屋以外の領域に降雨)
降雨浸透率		55%
海側(鋼管)遮水壁		閉合
T.P.2.5m盤	地盤改良	海側のみ
	揚水工(ウエル)位	T.P.+1.9m
	地下水ドレン	T.P.+1.9m
	フェーシング	100%
T.P.2.5~8.5m盤	フェーシング	0%
T.P.8.5m盤 (陸側遮水壁内)	フェーシング	0%
	1~4号建屋水位	T.P.+1.5m
	サブドレン	T.P.+2.5m
	陸側遮水壁	海側:閉合 山側:0%
T.P.33.5m盤	注水井からの注水	無
	地下水バイパス	稼働

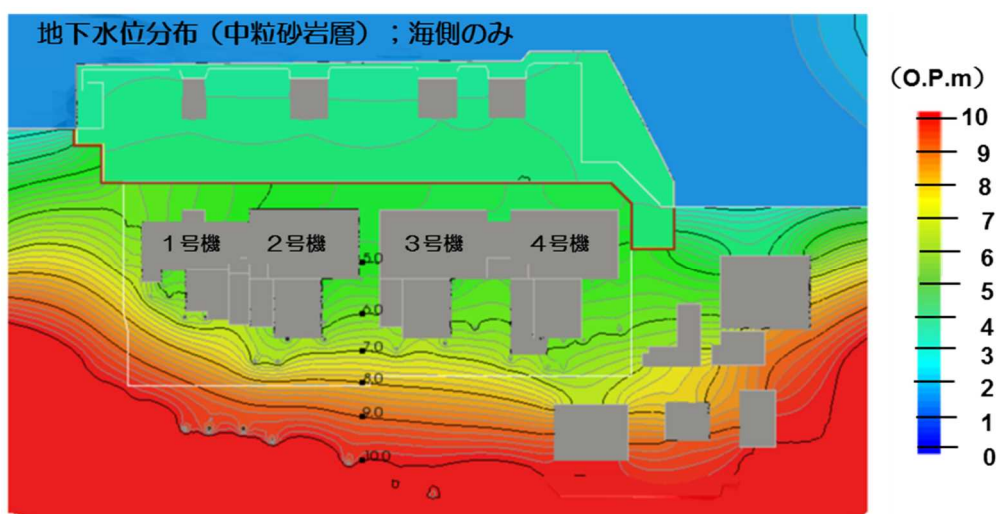


図-8 3次元浸透流解析結果による地下水位分布（中粒砂岩層）

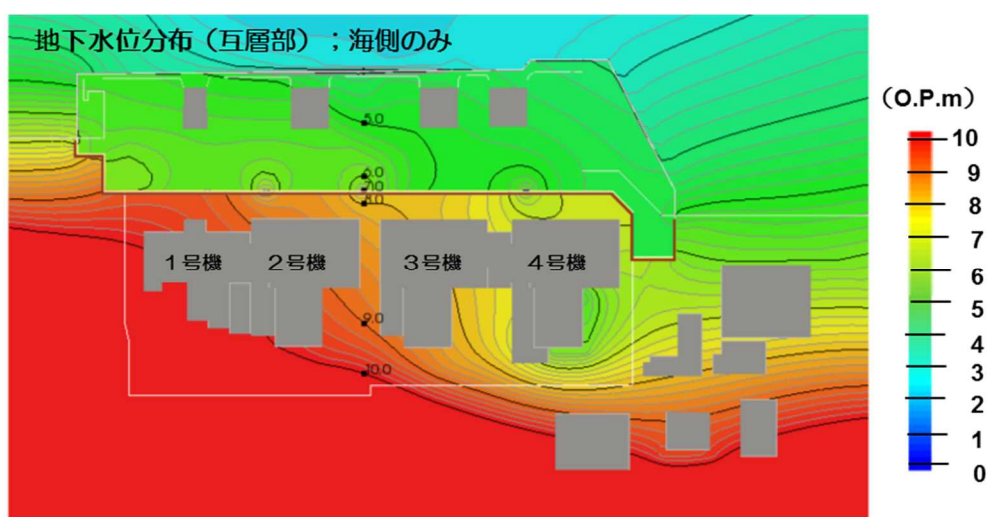


図-9 3次元浸透流解析結果による地下水位分布（互層部）

※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> $T.P. = \text{旧 O.P.} - 1,436\text{mm}$

表－3 非凍結箇所での最大流速（3次元浸透流解析結果）

	中粒砂岩層	互層部	細粒砂岩	粗粒砂岩
最大流速が発生する箇所	4号機下	1号機下	1号機下	1号機下
ダルシー流速 (cm/day)	27.4	42.8	54	39.1
実流速① (cm/day)	66.8	261	132	95.4
実流速② (cm/day)	91.3	357	180	130

①有効間隙率：41%，②有効間隙率:30%

互層部内のうち砂岩のみ地下水が流れるものと仮定（砂岩：泥岩=4:6）

(3) 互層部の土質試験結果

土質試験結果（5号機南側，5試料）による互層部（互層部中の砂岩）の粒度試験結果は表－4に示す通り，20%粒径は0.205mm，平均粒径は0.306mmであった。

表－4 粒度試験結果（5号機南側付近 互層部内の砂岩）

（単位：mm）

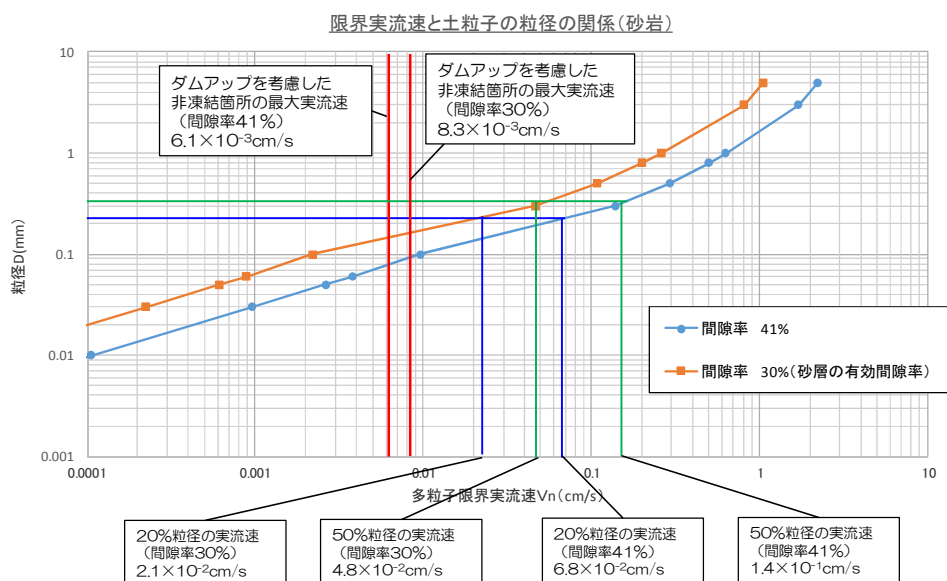
ボーリング名	20%粒径	平均粒径
ow5c-8	0.190	0.300
ow5c-10	0.180	0.300
ow6c-8	0.220	0.320
ow6c-9	0.235	0.310
ow7c-10	0.200	0.300
平均値	0.205	0.306

20%粒径をD20，平均粒径をD50とした

(4) 陸側遮水壁（海側）の非凍結箇所での地盤安定性の評価

地盤中の土粒子が動き出す時の最大流速（限界実流速）と土粒子の関係，想定最大実流速を図-10に示す。20%粒径および50%粒径の限界実流速は，間隙率が30%（砂層の有効間隙率），41%（室内試験値）のいずれの条件でも，想定最大実流速の方が小さい結果となった。

以上より，陸側遮水壁の海側の非凍結箇所は，地盤安定上は問題ないものと評価する。



※ 水平方向における土粒子の抵抗を考慮して多粒子限界実流速は「多粒子限界実流速の算定式」の算出結果に摩擦係数（内部摩擦角 38.5° ）を乗じた値としている。内部摩擦角は、「福島第一原子力発電所 原子炉変更許可申請書」を参照。

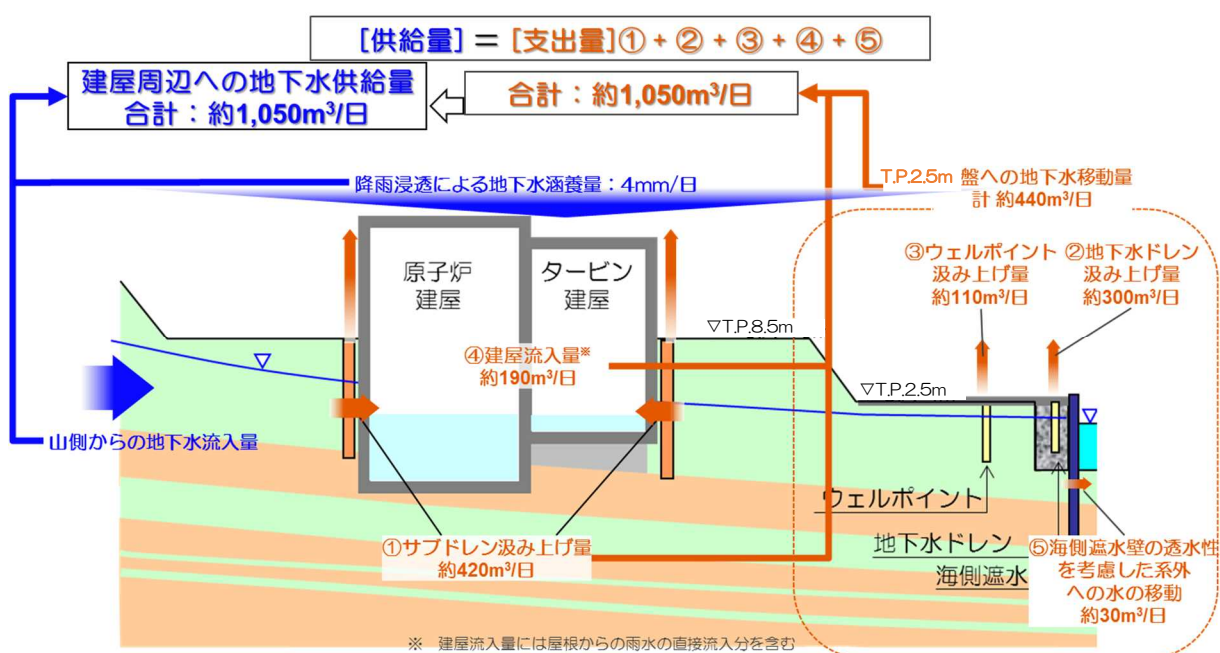
図-10 限界実流速と土粒子の粒径の関係および想定最大実流速

以上

地下水収支と地下水位低下挙動

1. 陸側遮水壁閉合前の建屋周辺への地下水供給量

陸側遮水壁閉合前の建屋周辺への地下水供給量については、地下水ドレンの汲み上げを開始した2015年11月6日から2016年1月7日までの間の建屋流入量・各種汲み上げ量の実績等から、1,050m³/日程度（下式）と評価した。



図－1 陸側遮水壁閉合前の建屋周辺への地下水供給量の評価結果

2. 陸側遮水壁閉合後の地下水収支と地下水位低下挙動

陸側遮水壁山側の段階閉合時における地下水遮断率ごとの地下水収支、地下水位低下挙動を評価する。

(1) 評価の考え方と仮定

①地下水収支

陸側遮水壁閉合域内の地下水収支は、下式で表せる（図－2 参照）。

降雨浸透による地下水涵養量【E】＋ 山側からの地下水流入量【F】＝
サブドレン汲み上げ量【A】＋建屋流入量【B】＋T.P. 2.5m盤への地下水移動量【C】
＋ 陸側遮水壁閉合範囲外（深部地盤等）への移動量【D】

上流からの地下水流入量が減少すると、閉合域内の地下水位が低下するとともに、A、B、C、D各々が減少する。ここで、Eは定数、Fは地下水遮断率のみに、B、C、Dは、地下水位のみに依存すると仮定すると、Aは、E＋FとB＋C＋Dの差分で示すことができる。下記のように地下水遮断率を設定し、収束計算により、地下水位、並びにA、B、C、Dを算定する。

なお、ここでは、以下を仮定する。

- ・地下水遮断率：50%，90%，100%
- ・降雨浸透率：T.P. 2.5m 盤以外：55%，T.P. 2.5m 盤：0%※，(参考)30%※

※段階閉合時の地下水位低下量に関して、降雨による地下水涵養量を少なく評価するために、T.P. 2.5m 盤のフェーシング効果を100%見込み、降雨浸透率を0%と仮定した。

なお、参考として、浸透率を30%とした場合の評価も併せて示す。

- ・降雨量：12ヶ月間累積最小降雨（【参考】参照）にもとづき、2mm/日（ $\div 763\text{mm}/365$ 日）とする。
- ・地下水位：閉合域内の地下水位は一様に変動する
- ・建屋流入量：建屋滞留水水位とT.P. 8.5m 盤地下水水位（サブドレン水位）との水位差に比例する
- ・T.P. 2.5m 盤への地下水移動量：T.P. 8.5m 盤地下水水位（サブドレン水位）とT.P. 2.5m 盤地下水水位との水位差に比例する。但し、互層を通じた地下水の移動は考慮しない。（別紙－4 図－4 参照）
- ・陸側遮水壁閉合範囲外（深部地盤等）への移動量：深部地盤への地下水の移動が存在すると仮定し、T.P. 8.5m 盤地下水水位（サブドレン水位）と潮位との水位差に比例する（別紙－4 図－5 参照）
- ・陸側遮水壁閉合範囲内の地下水位（サブドレン水位）の初期値：T.P. +2.5m

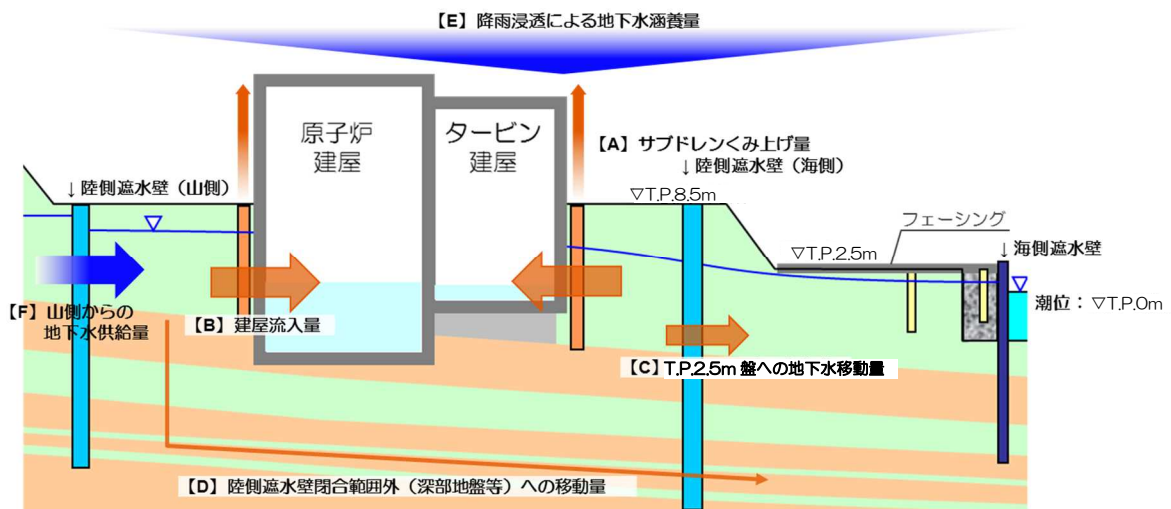
- T. P. 6m～2.5m 盤の地下水位の初期値：T. P. +1.9m

②地下水水位低下挙動

設定した遮断率の状態が、長期間継続すると仮定し、その期間の地下水水位低下量の時間的変動を評価する。評価は地下水遮断率を 50% (ケース 1)、90% (ケース 2)、100% (ケース 3) の 3 ケースについて行う。①の考え方をもとに、建屋滞留水水位を固定し、降雨浸透による涵養量および建屋流入量等の地下水収支に基づき、地下水水位の変化量を算出する。変化後の地下水位を基に地下水収支を算出し、地下水水位変化量を算出する繰り返し計算により地下水水位低下量の時間的変動を評価する。

ここでは、①の仮定のうち、以下を変更する。

- 降雨量：1～12ヶ月間の累積最小降雨（【参考】参照）にもとづき、各月の降雨量から、1日あたりの降雨量を評価。
- 降雨浸透率：T. P. 2.5m 盤以外：55%，T. P. 2.5m 盤：0%



図－2 地下水収支・地下水水位変動量の時間的変動の算定に関わる各種項目

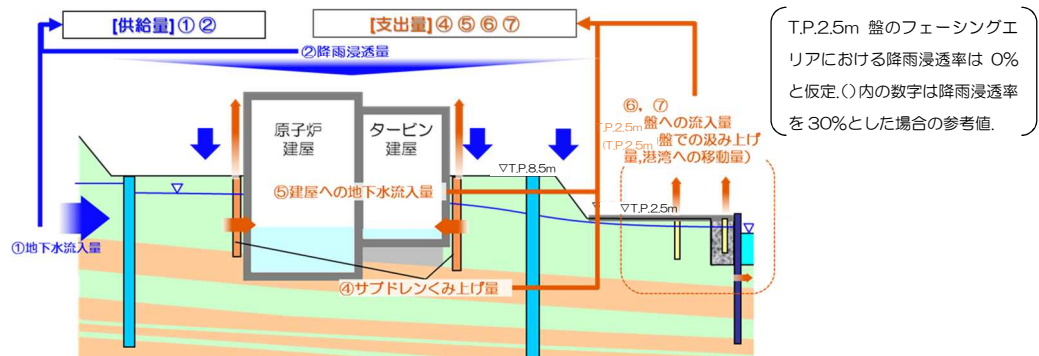
(2) 評価結果

①地下水収支 (図－3)

地下水遮断率を 50%とした場合において建屋流入量は現状より減少するものの、サブドレン汲み上げ量は現状とほぼ変わらない結果であった。

地下水遮断率を 90%とした場合においても、サブドレン汲み上げ量は約 30m³/日程度であり、サブドレン水位は T. P. 2.5m を維持している。

地下水遮断率	山側からの地下水流入量① (m ³ /日)	降雨浸透による地下水涵養量② (m ³ /日)	供給量計③=①+② (m ³ /日)	サブドレン水位 (T.P.m)	サブドレン汲み上げ量④ (m ³ /日)	建屋流入量⑤ (m ³ /日)	4m盤汲み上げ量⑥ (m ³ /日)	港湾内への移動量⑦ (m ³ /日)	支出量計⑧=Σ④~⑦ (m ³ /日)
0%現状	860	190	1050	3.5	420	190	410	30	1050
50%最小降雨	430	100(130)	530(560)	2.5	370	90	40(70)	30	530(560)
90%最小降雨	90	100(130)	190(220)	2.5	30	90	40(70)	30	190(220)
100%最小降雨	0	100(130)	100(130)	2.0	0	50	20(50)	30	100(130)



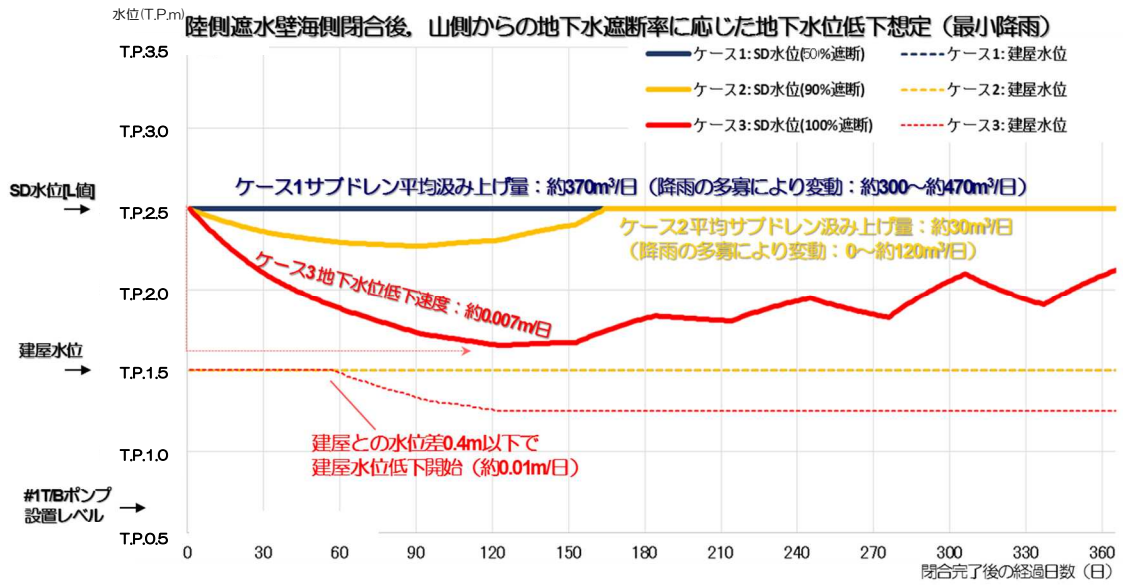
図－3 山側からの地下水流入の遮断率に応じた地下水収支イメージ

②地下水水位低下挙動（図－4）

ケース 1（遮断率 50%）では、上流からの地下水の流入および降雨浸透が日平均で約 530m³/日あり、サブドレンの稼働が継続し、地下水水位は平均的に T.P. 2.5m に維持される。

ケース 2（遮断率 90%）では、供給量が日平均で約 190m³/日あり、少雨時期にはサブドレン稼働水位以下まで地下水水位が低下するものの、降雨とともに徐々に水位が回復し、サブドレンが稼働すると評価できる。

一方、ケース 3（遮断 100%）では、山側からの流入が完全に遮断されるため、地下水水位は低下するが、その地下水水位低下量（最大約 0.007m/日）は建屋滞留水水位制御能力（約 0.01m/日）以下であり、建屋内外水位差が逆転することはないと評価している。なお、降雨とともに水位が回復し、建屋との水位差を保持した状態で推移する。



図－4 山側からの地下水流入の遮断率に応じた地下水変動の想定

【参考】浪江地点の1～12ヶ月累積最小降雨

降雨条件については、地域気象観測システム（アメダス）浪江地点の30年間の降水実績（気象庁HPより）から、下表のように1～12ヶ月累積最小降雨（対象月は表-1のとおり）および、降水量の月間差分を算出し、設定した。なお、サイトが位置する大熊地点（福島第一原子力発電所構内）の降水量とほぼ同程度であることを確認済みであり、長期間のデータの信頼性（欠測期間の有無・長さ）を考慮し、浪江地点の降水量実績を用いることとした。

表-1 浪江地点の1～12ヶ月の累積最小降雨の設定

月間	時期	降水量 (mm)	降水量月間差分 (mm)
1	1985年1月 1995年12月	2	2
2	1977年1～2月	11	9
3	1995年12月～1996年2月	25	14
4	1998年11月～1999年2月	54	29
5	1995年10月～1996年2月	105	51
6	1995年10月～1996年3月	200	95
7	1995年10月～1996年4月	262	62
8	1995年10月～1996年5月	369	107
9	1995年10月～1996年6月	421	52
10	1995年10月～1996年7月	569	148
11	1995年10月～1996年8月	619	50
12	1983年10月～1984年9月	763	144

以上

陸側遮水壁（山側）の閉合率と地下水遮断率の関係

1. 閉合率と地下水遮断率の関係

未凍結箇所では地下水の流れが集中して流速が大きくなり流入量が増加することから、陸側遮水壁（山側）閉合による山側からの地下水流入の減少の割合（地下水遮断率）は、陸側遮水壁（山側）総延長に対する凍結長さの割合（閉合率）より小さくなる。

ここでは、閉合率と地下水遮断率の関係について、解析を用いて評価する。

(1) 評価方法

陸側遮水壁（山側）を段階的に凍結した場合の、閉合率と地下水遮断率の関係について、3次元浸透流解析を用いて評価した。

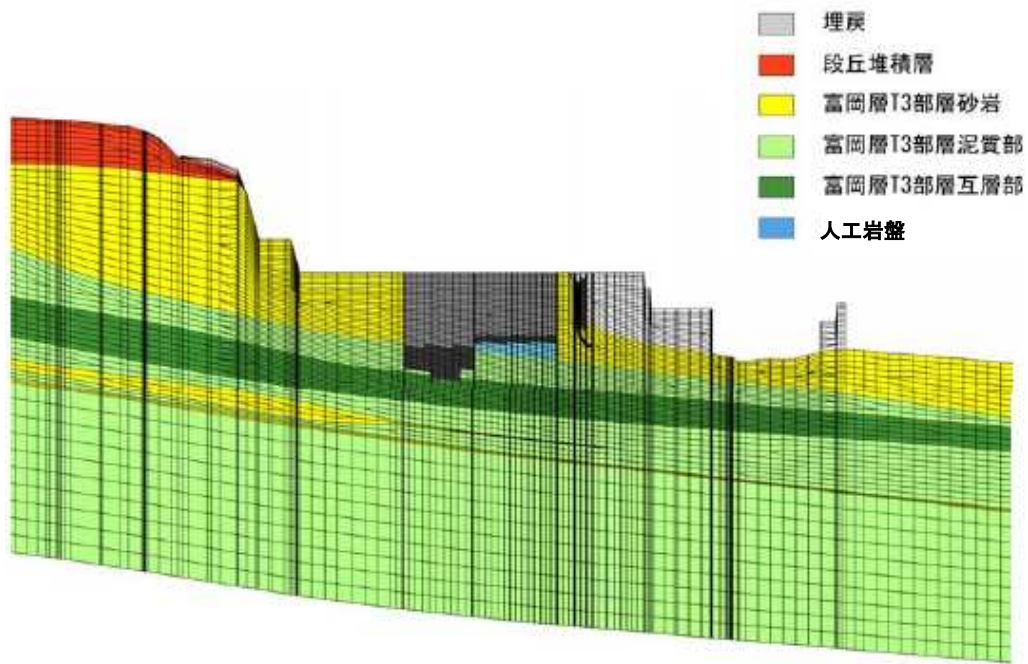
解析モデルを図-1に、物性値を表-1に、解析条件を図-2に示す。

解析ケースは、ケース1が陸側遮水壁（山側）の閉合率が0%の場合、ケース2と2'で「未凍結箇所の中粒砂岩の透水係数（現地透水試験結果の平均値と最小値）」を、ケース2と3で「未凍結箇所の配置（南北面への配置の有無）」をパラメータとして設定した。

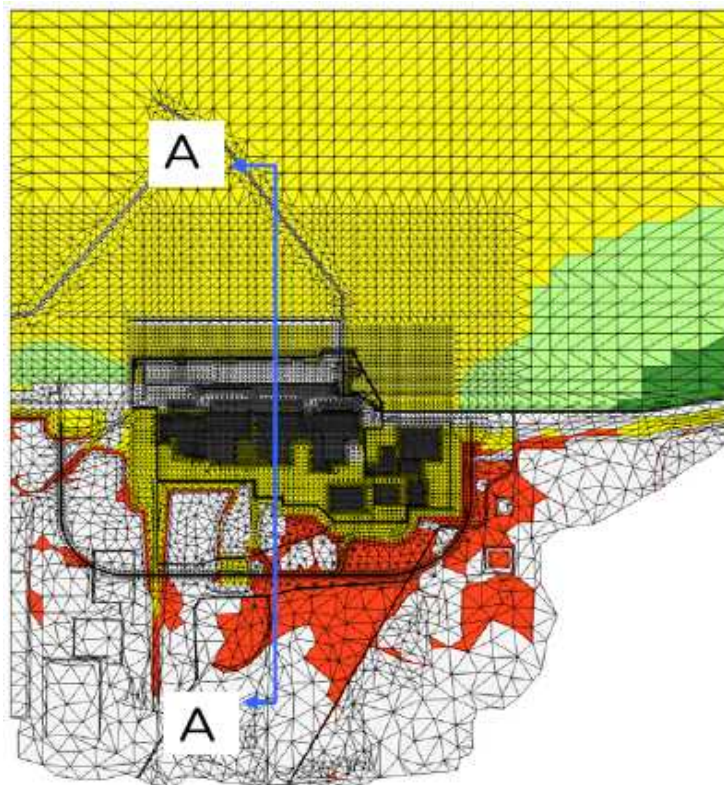
山側からの地下水流入量は、①建屋流入量、②サブドレンくみ上げ量、③海水配管トレンチ下の未凍結箇所を通じたT.P. 2.5m盤への地下水流出量から、陸側遮水壁内の降雨浸透量（④）を除いた量（①+②+③-④）と算定した。地下水遮断率は、陸側遮水壁（山側）の閉合率が0%の場合（ケース1）の地下水流入量に対する、閉合率が約95%の場合（ケース2, 2', 3）の地下水流入量の減少率として算定した。

(2) 評価結果

陸側遮水壁（山側）の閉合率95%の場合の地下水遮断率は、約50~60%であった。



【断面図 (A-A)】 (縦・横で縮尺は異なる)



【平面図】

図-1 解析モデル

表-1 物性値

地層区分	震災前		震災後		有効間隙率 (実流速換算時)	備考
	透水係数(cm/sec)		透水係数(cm/sec)			
地層名	水平	鉛直	水平	鉛直		
盛土	2.8E-03	2.8E-03	2.8E-03	2.8E-03	0.46	
段丘堆積物	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	0.41	中粒砂岩層同様
沖積層	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	1.0E-03	0.41	文献値
中粒砂岩	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	3.0E-03	0.41	
中粒砂岩(南側、上部)	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	T.P.33.5m 盤の号側線以南範囲
中粒砂岩(南側、下部)	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-04	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
互層	1.0E-03	1.1E-06	1.0E-03	1.1E-06	0.41	異方性考慮
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
細粒砂岩	2.3E-03	2.3E-03	2.3E-03	2.3E-03	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
粗粒砂岩	2.0E-03	2.0E-03	2.0E-03	2.0E-03	0.41	
泥岩	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	1.1E-06	0.54	
建屋基礎およびMMR	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	0.30	コンクリート相当
建屋側壁	1.0E-06	1.0E-06	5.0E-06	5.0E-06	0.30	感度解析から設定 ^{※1}
既設矢板	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-04	1.0E-04	0.30	感度解析から設定、施工幅0.8m ^{※2}
ポンプ室およびピット	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	1.0E-06	0.30	コンクリート相当
T.P.25m 盤グラウチング	-	-	3.0E-05	3.0E-05	0.30	中粒砂岩層の1/100相当、施工幅2m
碎石	-	-	1.0E-01	1.0E-01	0.41	埋立部
鋼管矢板	-	-	1.0E-06	1.0E-06	0.30	海側バウンダリ、施工幅2m
陸側遮水壁	-	-	0.0E+00	0.0E+00	-	施工幅2m

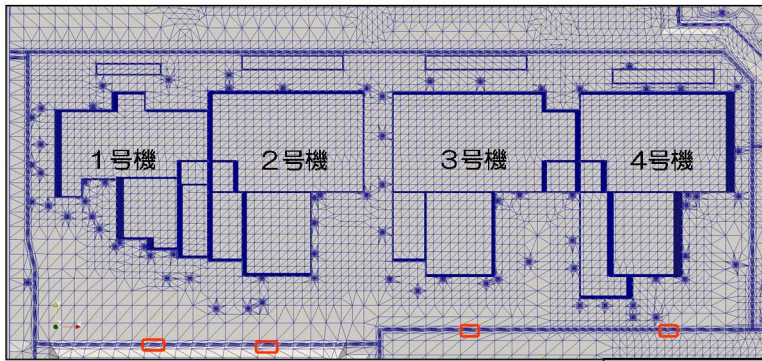
※1: 建屋への流入量が400m³/日を再現できる透水係数
 ※2: 地下水位(C-3, C-4, C-5)が再現できる透水係数

沖積層の透水係数については実測データがないため、日本の地盤を対象とした地下水データベース(梅田浩司, 柳澤孝一, 米田茂夫(1995): 日本の地盤を対象とした透水係数データベースの作成, 地下水学会誌, 第37巻, 第1号, 1995)の第四紀更新世(平均値: 1.2E-03 cm/sec)と第四紀完新世(平均値: 5.6E-04 cm/sec)の透水係数の平均値(8.1E-4 cm/sec)から1E-3(cm/sec)と設定した。

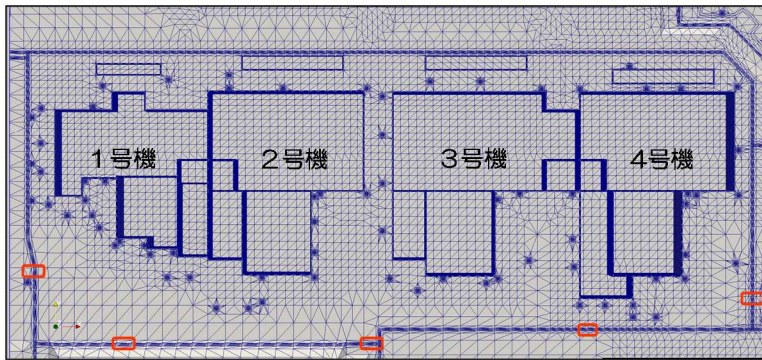
検討ケース

	陸側遮水壁 (山側)の閉合率	未凍結箇所配置	未凍結箇所 中粒砂岩層の透水係数※1
ケース1	0%		
ケース2	95%	西側4箇所	$3.0 \times 10^{-3} \text{cm/s}$
ケース2'		西側4箇所	$1.4 \times 10^{-3} \text{cm/s}$
ケース3		西側3箇所, 南北各1箇所	$3.0 \times 10^{-3} \text{cm/s}$

※1 透水係数は、現地透水試験結果の平均値 ($3.0 \times 10^{-3} \text{cm/s}$) と最小値 ($1.4 \times 10^{-3} \text{cm/s}$) とした。



未凍結箇所の配置 (ケース2, 2') □ 未凍結箇所



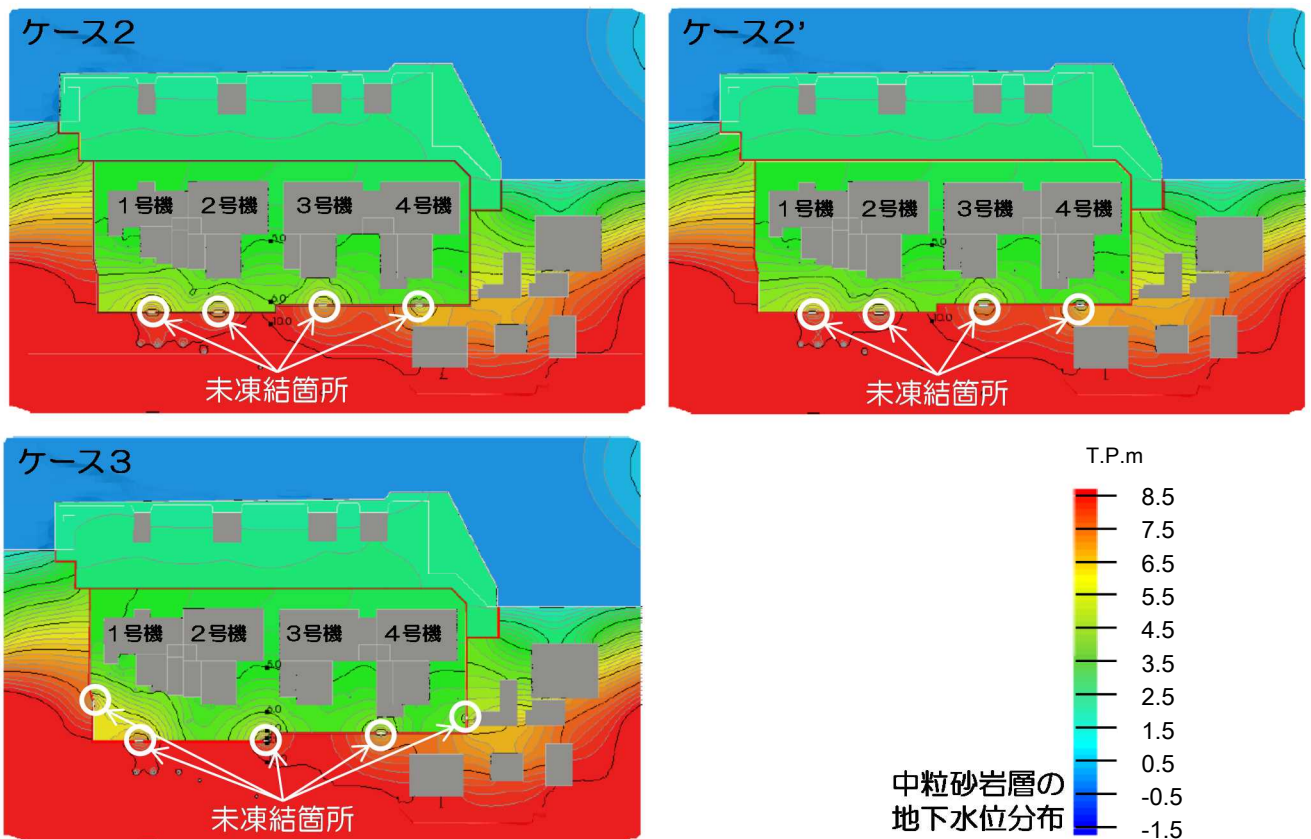
未凍結箇所の配置 (ケース3) □ 未凍結箇所

解析条件設定

各設備		解析条件
海側(鋼管)遮水壁		閉合
T.P.2.5m 盤	地盤改良 揚水工 (ウエル・イト)	海側のみ
	地下水ドレン	T.P.1.9m
	フェーシング	100%
T.P.2.5~8.5m 盤	フェーシング	0%
	フェーシング	0%
T.P.8.5m 盤 (陸側遮水壁内)	1~4号建屋水位	T.P.1.5m
	サブドレン	T.P.2.5m
	陸側遮水壁	海側: 閉合 山側: 検討ケース参照
	注水井からの注水	無
T.P.33.5m 盤	地下水バイパス	稼働

降雨量	約4mm/日 一定 (建屋以外の領域に降雨)	年平均降雨量1,545mm
降雨 浸透率	55%	汚染水処理対策委員会報告より

図-2 閉合率と地下水遮断率に関する解析条件



浸透流解析の結果
 ※2 陸側遮水壁内の面積を64,000m²として算定
 ※3 ケース1に対する地下水流入量の減少率

	閉合率	建屋流入量 ①	サブドレン 汲上げ量②	海水配管トレンチ下の T.P. 2.5m 盤への流出③	降雨浸透量 ④※2	地下水流入量 ⑤=①+②+③-④	地下水 遮断率※3
ケース1	0%	230	370	5	140	465	—
ケース2	95%	180	170	5	140	215	54%
ケース2'	95%	170	150	5	140	185	60%
ケース3	95%	170	170	5	140	205	56%

図－3 閉合率と地下水遮断率に関する解析結果

2. 地下水流速増加に対する地盤の安定性

未凍結箇所では、地下水流速が速くなり、地盤中の土粒子が動いて地盤に損傷を与える懸念があることから、地下水流速に対する地盤安定性について評価した。

(1) 評価方法

別紙－4 3. (1)と同様とした。

(2) 未凍結箇所の実流速の想定

「1. 閉合率と地下水遮断率の関係」についての解析結果のうち、地下水流速が最も大きい「ケース2」を検討対象として、実流速を想定した。その結果、表－2に示す通り、

1号機西側の互層部において地下水実流速が最大となり 2.6m/day (3.0×10^{-3} cm/s) 程度になった。

表-2 未凍結箇所最大の流速 (3次元浸透流解析結果)

	中粒砂岩層	互層部*	細粒砂岩	粗粒砂岩
ダルシー流速 (cm/day)	74	31	40	55
実流速① (cm/day)	180.5	189.0	97.6	134.1
実流速② (cm/day)	246.7	258.3	133.3	183.3

①間隙率41%、②有効間隙率30%

※互層部内のうち砂岩のみ地下水が流れるものと仮定 (砂岩：泥岩=4:6)

(3) 互層部の土質試験結果

土質試験結果 (5号機南側, 5試料) による互層部 (互層部中の砂岩) の粒度試験結果は表-3に示す通り。20%粒径は0.205mm, 平均粒径は0.306mmであった。

表-3 粒度試験結果 (5号機南側付近 互層部内の砂岩)

(単位: mm)

ボーリング名	20%粒径	平均粒径
ow5c-8	0.190	0.300
ow5c-10	0.180	0.300
ow6c-8	0.220	0.320
ow6c-9	0.235	0.310
ow7c-10	0.200	0.300
平均値	0.205	0.306

20%粒径をD20, 平均粒径をD50とした

(4) 陸側遮水壁 (山側) の未凍結箇所の地盤安定性の評価

地盤中の土粒子が動き出す時の最大流速 (限界実流速) と土粒子の関係, 想定最大実流速を図-4に示す。20%粒径および50%粒径の限界実流速は, 間隙率が30% (砂層の有効間隙率), 41% (室内試験値) のいずれの条件でも, 想定最大実流速より1オーダー程度大きい結果となった。

以上より, 陸側遮水壁 (山側) の未凍結箇所は, 地盤安定上問題ないものと評価した。

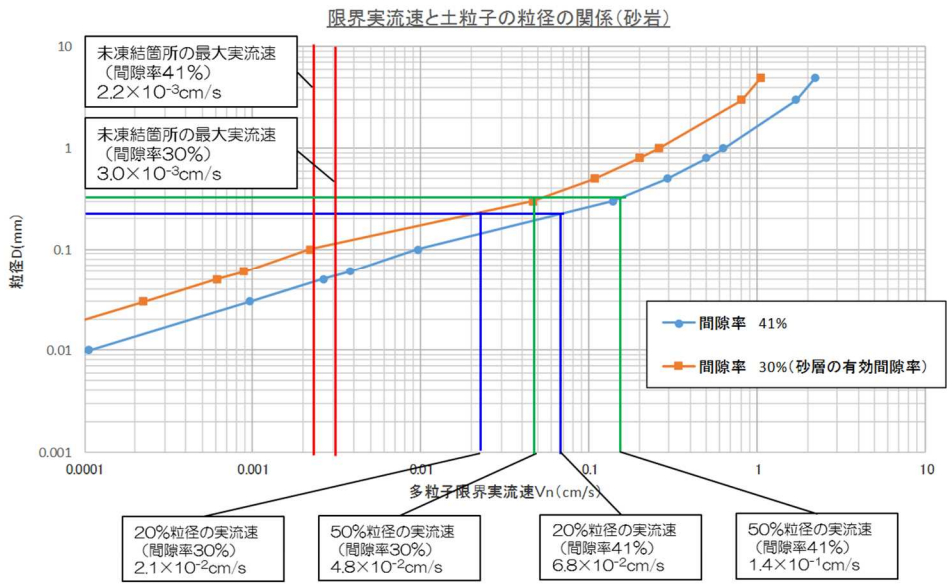


図-4 限界実流速と土粒子の粒径の関係と想定最大実流速

以上

陸側遮水壁（海側）のみを閉合した場合の影響評価

1. 概要

ここでは、仮に第一段階（フェーズ1）において、陸側遮水壁（山側）の北側一部を閉合しない場合、山側から流れ込む地下水は、建屋近傍の汚染されたエリアを通過し、陸側遮水壁（海側）の南北両脇から護岸付近に到達する可能性があることから、その影響を評価する。

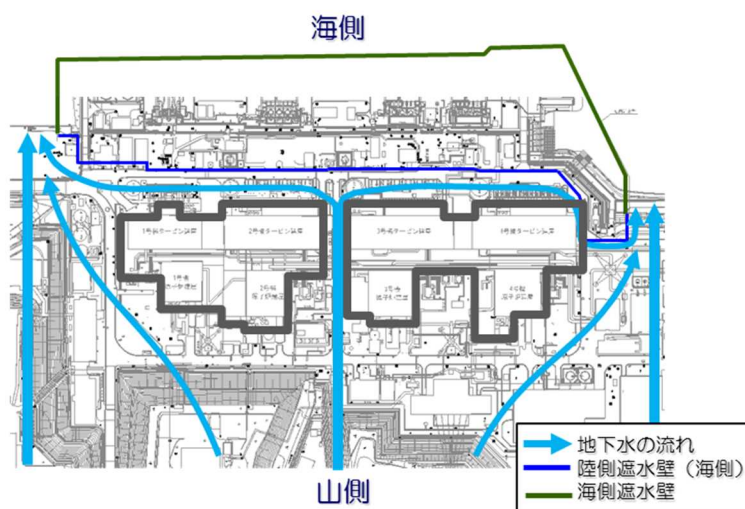


図-1 第一段階（フェーズ1）において陸側遮水壁（山側）の北側一部を閉合しない場合の建屋周辺の地下水の流れの概要

2. 建屋周辺の観測井における放射性物質濃度測定結果

建屋周辺の地下水の放射性物質濃度測定結果（2016年1月28日時点）を図-2～4に示す。

測定の結果、セシウム-137については、2号機建屋山側において 10^3 Bq/L オーダー、1, 2号機建屋海側において 10^2 Bq/L オーダーが検出されている。トリチウムについては、1, 2号機建屋海側において 10^4 Bq/L オーダーが検出されている。ストロンチウム-90については、1号機タービン建屋海側において 10^3 Bq/L オーダーが検出されている。

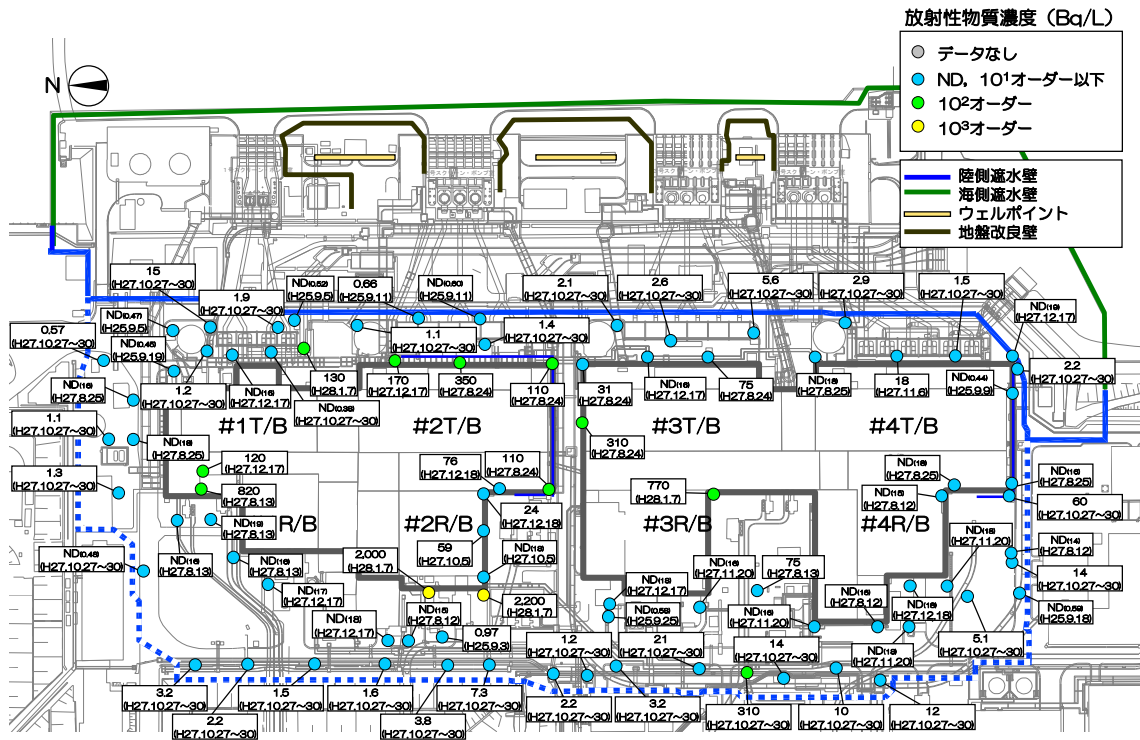


図-2 建屋周辺（海側）の観測井における放射性物質濃度測定結果（2016年1月28日時点）
（セシウム-137）

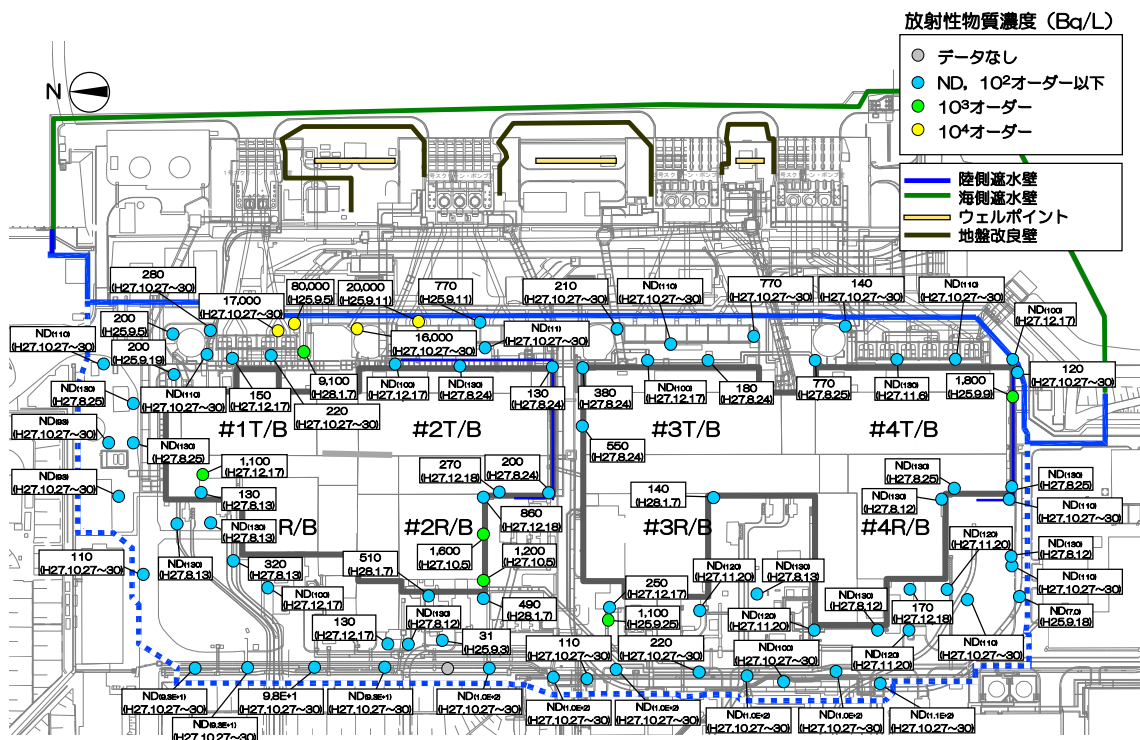


図-3 建屋周辺（海側）の観測井における放射性物質濃度測定結果（2016年1月28日時点）
（トリチウム）

3. 評価方法

測定結果（図－2～4）より地下水中の放射性物質濃度が高く護岸に近い1，2号機タービン建屋海側を対象として，陸側遮水壁（海側）を閉合，陸側遮水壁（山側）を閉合しない条件で，建屋近傍の汚染されたエリアを通過した地下水が，護岸に到達した場合の核種の到達時間，濃度上昇幅を一次元核種移流分散解析により評価する。解析条件を表－1に，設定値を表－2に示す。検討ケースは，表－3に示す通り，1，2号機建屋海側の放射性物質濃度を平均値とした場合（ケース1）と放射性物質濃度を最大値とした場合（ケース2）の2ケースを実施する。

表－1 解析条件

概要	・評価エリアから護岸までの流速を求めて，評価地点での地下水の放射性物質濃度の濃度変化を一次元移流分散解析を用いて評価する
評価エリア	・放射性物質濃度が高く護岸に近い建屋海側の北側エリア（1,2号機タービン建屋海側） ※南側エリアは放射性物質濃度が低く，また，陸側遮水壁（海側）ラインの配置上，護岸に到達しにくい ため，評価対象外とした
流出経路	・観測井から護岸まで構造物を迂回しながら最短距離となる経路
条件	・「海側閉合＋山側段階的閉合」の場合，陸側遮水壁（山側）が閉合後は陸側遮水壁（海側）の両脇の流れは抑制されるが，本検討では陸側遮水壁（山側）を運用しないと仮定し，継続して流出した場合を想定した。
解析対象核種	・Cs-137 ・H-3 ・Sr-90

表－2 設定値

項目	設定値	備考	
投入期間	継続	・観測井の初期の放射性物質濃度に対して放射壊変の影響を考慮した	
建屋海側近傍の地下水位	T.P.+5.6m	・建屋周り地下水位は陸側遮水壁（海側）のダムアップ効果により上昇し，サブドレン稼働前の建屋山側の地下水位（T.P.4.5m～5.5m）程度まで上昇するものと仮定	
平均潮位	T.P.0m	－	
透水係数（ k ）	3.0×10^{-3} cm/sec	・中粒砂岩層の透水係数を適用	
地盤の間隙率（ α ）	0.41	・中粒砂岩相当（『福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書』1993年4月（1993年7月一部補正）） ・比重：2.65	
地盤の真密度（ ρ ）	$2,650 \text{ kg/m}^3$		
地盤間隙の屈曲度（ δ ）	1.414	・Kozeny-Carmanの式での定数	
分散長（ a ）	RW30	12m	・対象とする注水井から護岸付近までの移行距離の1/10として設定 ・文献 Gelhar et al.,1992. A critical review of data on field-scale dispersion in Water Resources Research, Vol.28(7) ,pp.1955-1974.
	1T-3	16m	
	SD26	35m	
半減期	Cs-137	30.17年	－
	H-3	12.32年	－
	Sr-90	28.90年	－
分配係数（ K_d ）	Cs-137	$0.4 \text{ m}^3/\text{Kg}$	・現地で採取した砂岩を用いた室内試験結果
	Sr-90	$7 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{Kg}$	
水中拡散係数（ D_w ）	Cs-137	$2.02 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{sec}$	・文献（Gray, 1972）からの引用
	Sr-90	$7.94 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{sec}$	

表 3 検討ケース

	初期濃度			護岸付近までの移動距離	
	データ	対象核種	放射性物質濃度 (Bq/L)		
ケース1	北側 (1,2号機建屋海側) の平均値	Cs-137	47	120m	・ 建屋海側近傍のうち、最も護岸に近い観測井から護岸までの距離
		H-3	8,600		
		Sr-90	700		
ケース2	北側 (1,2号機建屋海側) の最大値	Cs-137 (SD26)	350	350m	・ 核種ごとに最大の放射性物質濃度が測定された観測井から護岸までの距離
		H-3 (1T-3)	80,000	160m	
		Sr-90 (RW30)	2,300	120m	

4. 評価結果

解析の結果、護岸での放射性物質濃度の上昇幅は、以下の通りであった。

(ケース 1)

Cs-137 : 護岸での濃度上昇幅は、10 年後で 0.1Bq/L 未満である。

H-3 : 護岸での濃度上昇幅は、3 年後に 7,000Bq/L 程度である。

Sr-90 : 護岸での濃度上昇幅は、10 年後に 1 Bq/L 程度である。

(ケース 2)

Cs-137 : 護岸での濃度上昇幅は、10 年後でも 0Bq/L である。

H-3 : 護岸での濃度上昇幅は、4～5 年後に 59,000Bq/L 程度である。

Sr-90 : 護岸での濃度上昇幅は、10 年後に 4 Bq/L 程度である。

以上

地下水遮断率の評価とサブドレン稼働状態

1. 第一段階のフェーズ2における地下水遮断率の評価方法

実測値等を用いて地下水遮断率を下式に基づき評価し、「地下水遮断率が80%」以下であることを確認する。

【第一段階のフェーズ2における地下水遮断率の評価方法】

$$\frac{F_0 - F_1}{F_0} \leq 80\%$$

F_0 ：陸側遮水壁（山側）設置前の状態での地下水流入量

F_1 ：フェーズ2における山側からの地下水流入量

F_0 は凍結を開始する前の地下水環境を評価するために必要な期間を設定し、建屋流入量や各種汲み上げ量の実績等をもとに統計的な処理を行い、評価を行う。なお、降雨や現場の状況などが地下水流入量に影響を与える場合には、必要に応じて見直しを行う。

参 考 地下水遮断率の評価例

地下水遮断率の評価は、【方法1：地下水収支に基づく評価】と【方法2：未凍結箇所からの流入量に基づく評価】を併用して評価していくことで、「地下水遮断率が80%」以下であることを確認する。【方法1】は、フェーズ2の期間を通じて適用性が高い、また【方法2】は、閉合がある程度進み、未凍結箇所からの流入が支配的になっている状態での適用性が高いため、凍結状況に応じて両者を総合的に評価することで、地下水遮断率が過大になっていないことを確認する。

なお、計算条件や算定方法などは地下水環境の実態に合わせて適宜修正を行っていく。

(次頁に続く)

(前頁の続き)

【方法1】 地下水収支に基づく評価

フェーズ2の初期段階など、陸側遮水壁（山側）の遮水効果が発現途中の場合は、7箇所の未凍結箇所以外からの流入も大きく、未凍結箇所以外からの流入量を考慮した地下水遮断率を、以下により評価する。

図-1に示すように地下水収支は下式で表される。

降雨浸透による地下水涵養量【E】+ 山側からの地下水流入量【F】= サブドレン汲み上げ量【A】+ 建屋流入量【B】+ T.P.2.5m盤への地下水移動量【C】+ 陸側遮水壁閉合範囲外（深部地盤等）への移動量【D】

この時、山側からの地下水流入量（F）は7箇所の未凍結箇所からの流入（イ）、遮水壁の他部位からの流入（ロ）、深部地盤からの流入（ハ）から成る。

7箇所の未凍結箇所からの流入量（イ）を F_{1a} とすると、A、B、C、Eが既知であることから、他の部位からの地下水流入量（ロ、ハ）はDに含まれることになる。そこで、山側からの地下水流入量（ F_{1a}' ）を7箇所の未凍結箇所からの流入量（ F_{1a} ）及び他からの流出入量（ D' ）の合計として、地下水遮断率を評価する。

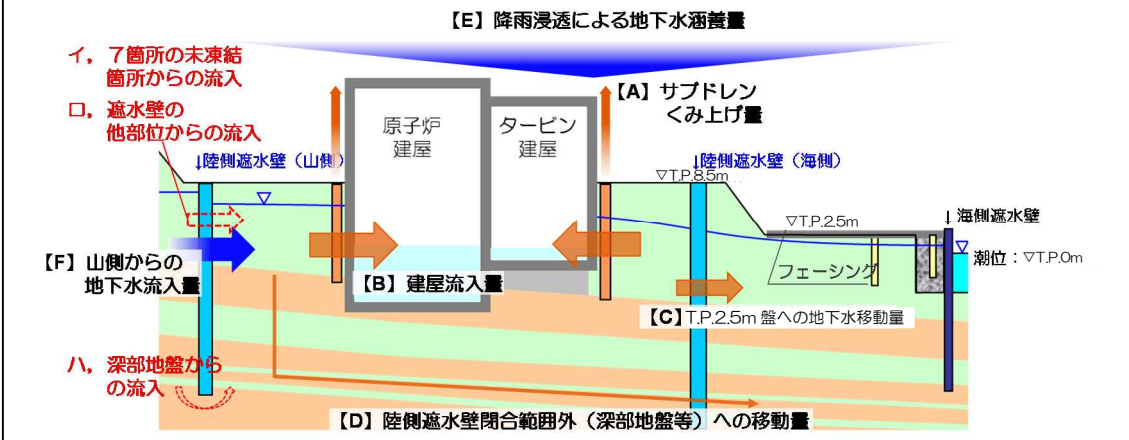
$$F_{1a}' = F_{1a} - D' = A + B + C - E$$

F_{1a}' : 7箇所の未凍結箇所以外からの流入量を含めた山側からの地下水流入量等

F_{1a} : 7箇所の未凍結箇所からの流入量

D' : 「陸側遮水壁閉合範囲外（深部地盤等）への移動量【D】」

+ 「ロ. 遮水壁の他部位からの流入」+ 「ハ. 深部地盤からの流入」



(次頁に続く)

(前頁の続き)

【方法2】 未凍結箇所からの流入量に基づく評価

閉合がある程度進み、7箇所の未凍結箇所からの流入が支配的になっている状態では、地下水遮断率を以下により評価する。この方法では、フェーズ2の初期段階などでは地下水流入量を過小評価し、地下水遮断率を過大評価するため、利用には注意が必要である。

- ① 各未凍結箇所からの地下水の流入量 (Q_i) を下式に示す通り算定する。

$$Q_i = A(\text{m}^2) \times k(\text{m}/\text{日}) \times \frac{\Delta H(\text{m})}{L(\text{m})}$$

A : 開口箇所面積 (m²)
k : 透水係数 (m/日)
ΔH : 内外水位差 (m)
L : 陸側遮水壁厚さ (m)
i : 未凍結箇所

A : 開口箇所面積 (m²)

未凍結箇所の開口部幅と開口部高さの積を開口箇所面積とする。

k : 透水係数 (m/日)

既往の透水試験結果に基づいて設定する。

ΔH : 内外水位差 (m)

未凍結箇所近傍における陸側遮水壁の内側と外側に位置する地下水位観測井の水位差により算定する。

L : 陸側遮水壁厚さ (m)

陸側遮水壁の計画厚さとする。

- ② ①で求めた各未凍結箇所からの地下水流入量を合計 (7箇所) して、地下水流入量 (F_{1b}) を算出し、地下水遮断率を評価する。

$$F_{1b} = \sum (Q_i) \quad (i = 1 \sim 7) \quad i : \text{未凍結箇所}$$

2. サブドレンの広範囲な停止について

「サブドレンの広範囲な停止」の発生とは、建屋周辺毎（図-2）に過半数のサブドレンにおいて、水位が低下することによりサブドレンポンプ停止水位（L値）を連続的に下回った状態となった場合とする。但し、水質・機器メンテナンス等の理由により人為的に停止しているサブドレンは除く。

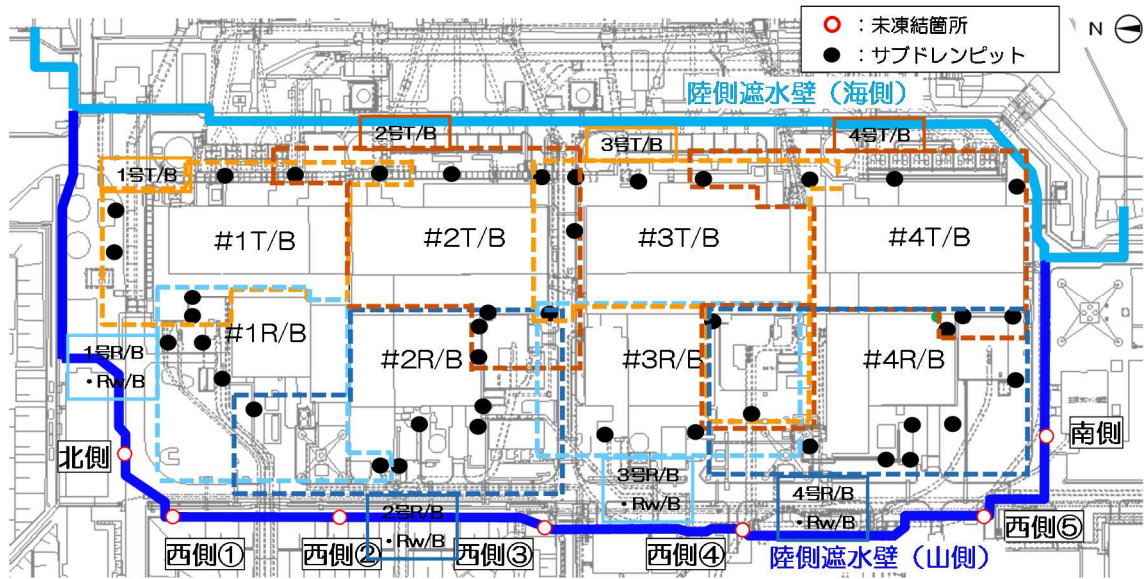


図-2 建屋周辺サブドレン位置図

以上

地下水位の回復方策

1. 概要

「サブドレンのポンプ停止バックアップ位置 (LL 値) の警報」が発報した場合において、「建屋－サブドレン水位差」を確保するため、早急な対応が必要と判断された場合の実施方策及びその妥当性を示す。

2. 注水による地下水位の回復・維持

陸側遮水壁内に設置した注水井から注水することで、建屋周辺地下水位の低下を抑制する。

注水による地下水位の回復・維持を目的に陸側遮水壁内に 33 孔注水井を設けている。注水設備の構造について、図－1 に示す。

注水井は、内径 450mm、深さ 10～20m 程度で中粒砂岩層および埋戻し土を対象に全体で最大約 360m³/日の水を供給できる構造となっている。

注水配管は、本管から分岐した枝管を通じて各注水井に水を供給する構造となっている。

各注水井に対して電磁流量計・電磁弁・水位計を設置しており、注水井 1 孔毎の計測データを取り込み、免震重要棟にて遠隔監視・操作が可能となっている。また、電磁弁が故障した等の場合には、手動バルブで注水井に水を供給する。

注水井は図－2 のように配置し、注水を行う。全ての注水井において、設計最大量 (10L/分以上) の注水が可能であることを確認している。

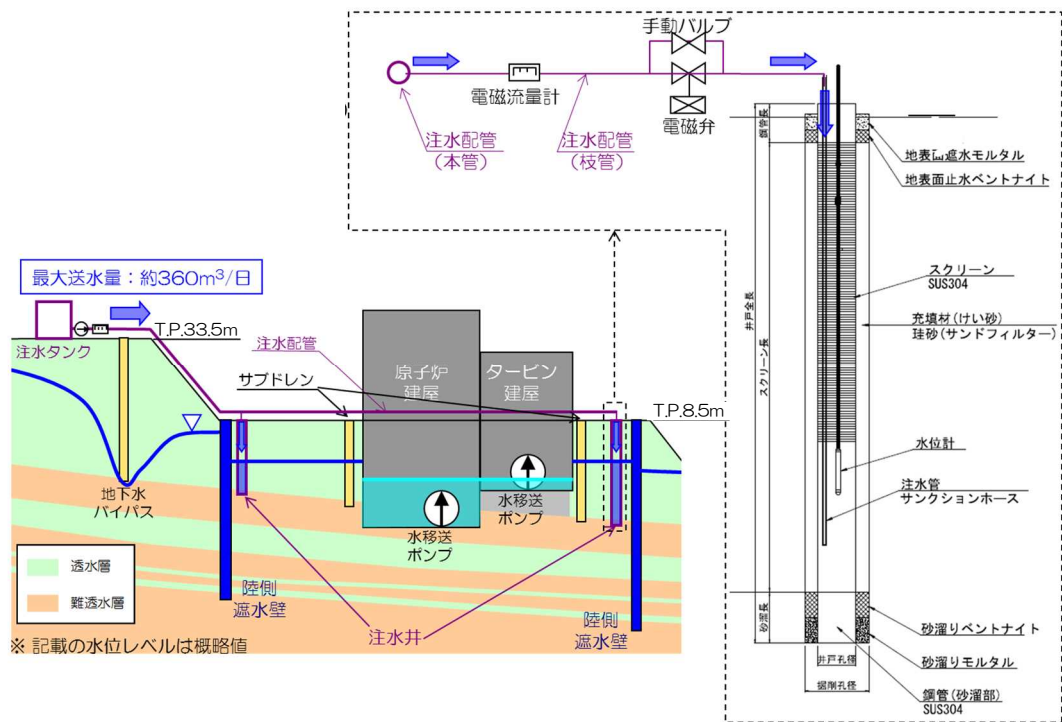
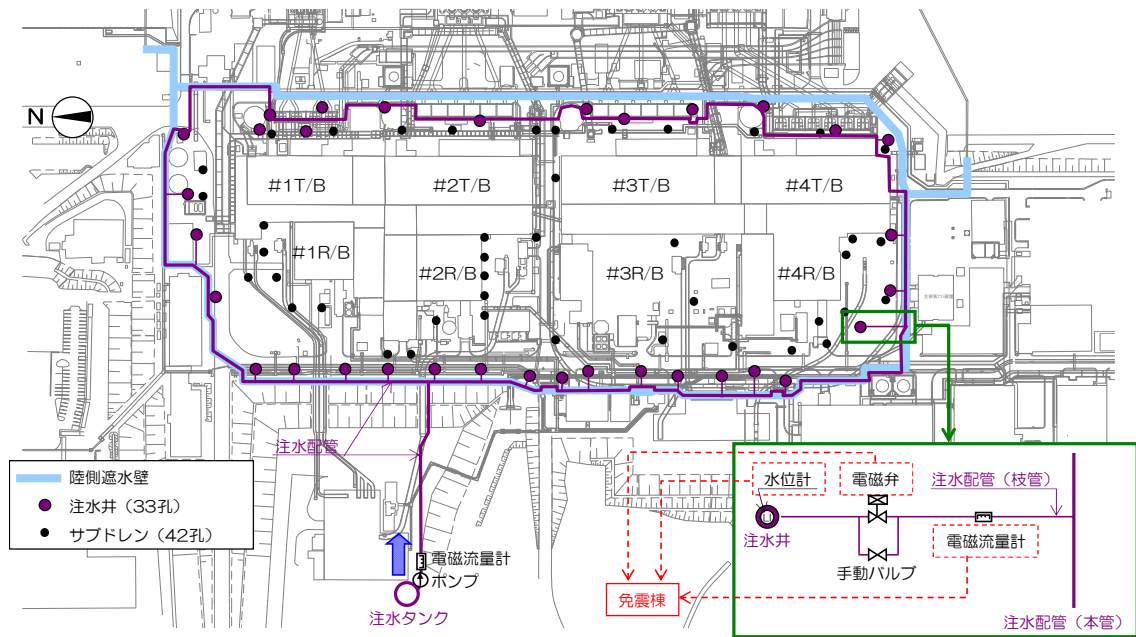


図-1 注水設備 構造概要



※サブドレンの配置は参考であり、H28.3時点のもの

図-2 注水井の配置

3. 陸側遮水壁（山側）へのブライン供給の停止

陸側遮水壁（山側）へのブライン供給を停止し，陸側遮水壁（山側）の凍土を融解させることで，山側からの地下水流入を回復する。

4. 陸側遮水壁（山側）の部分撤去

陸側遮水壁（山側）の一部分を強制的に撤去することで，山側からの地下水流入を回復する。陸側遮水壁（山側）の部分撤去方法を以下に示す。

- ・撤去方法：ボーリングマシンによる削孔後，削孔箇所には砕石等を充填
- ・撤去期間：（準備作業）約0.7ヶ月，（撤去作業）約1ヶ月

準備作業

- ・ブライン供給停止後，陸側遮水壁（山側）上部の配管類を撤去。
- ・ボーリングマシン，削孔プラント等を手配，据え付け。



図－3 配管類撤去箇所の例

撤去作業

- ・撤去箇所それぞれでボーリング削孔を行い、削孔箇所に碎石等を充填。



図-4 ボーリング削孔（イメージ）

【削孔手順例】

- (1) 凍土中心部（①～④）を削孔，碎石等充填，ケーシング引抜き。
- (2) 凍土壁内側及び外側（⑤）を削孔，碎石等充填。ケーシングは残置。
- (3) 凍土壁内側及び外側（⑤）の手順(2)の完了後，残置したケーシング引抜き。
凍土壁内側と外側の水位差に応じて，地下水が流入。

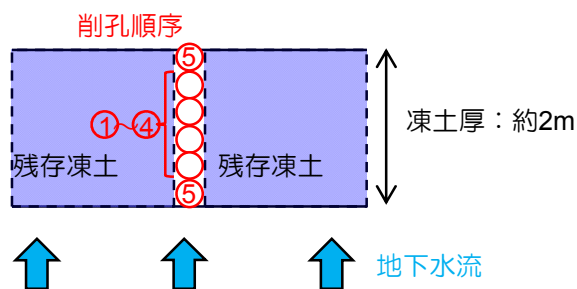


図-5 ボーリング削孔手順例

5. 地下水位回復方策の妥当性

【検討内容】

陸側遮水壁（山側）閉合後，地下水位の予期せぬ低下が起きた場合に，地下水位を回復させるのに要する期間について，想定外の最悪の条件（山側からの地下水流入がない第三段階を想定）で検討した。

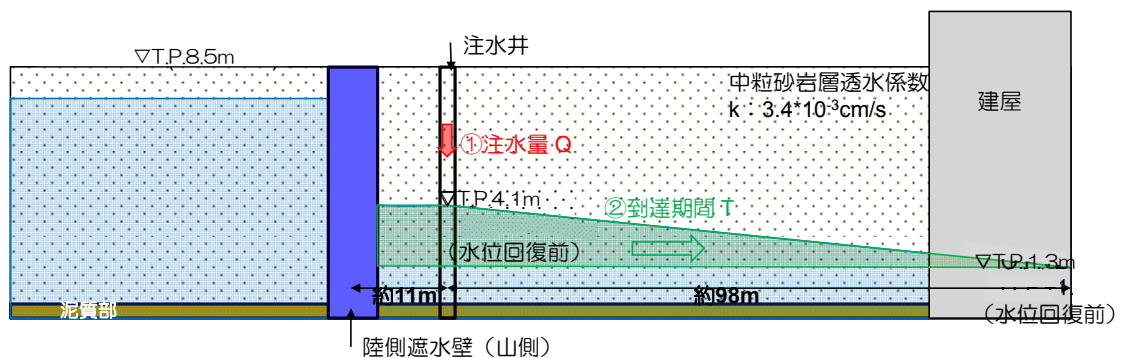
- ・ 地下水位の予期せぬ低下の発生要因：海側遮水壁の遮水性喪失
- ・ 陸側遮水壁：（山側）遮水性 100%（初期状態），（海側）遮水性 0%（継続）
- ・ 降雨：降雨がない期間が継続
- ・ 建屋滞留水水位：1号タービン建屋最低排水レベル（T.P. 0.7m）まで滞留水移送による低下実施（低下速度：0.01m/日）
- ・ 目標地下水位回復レベル：T.P. 1.7m
（1号機タービン建屋最低排水レベル+1m）
- ・ 異常時に以下の対策を施した場合の地下水位回復期間を評価
 - (1) 注水井からの注水
 - (2) 凍結運転停止
 - (3) 陸側遮水壁（山側）の部分撤去

【検討結果】

(1) 注水井からの注水

① 計算条件

- ・ 地下水位低下確認後，注水井への注水開始。同時に建屋滞留水水位低下開始。
- ・ 注水した地下水が建屋周辺まで到達，到達後サブドレン水位が上昇。



図－6 注水井への注水 計算条件

(ア) 注水量Q

- ・ 約 360m³/日（一定流量継続）

注) 総注水量のうち, 3/4 が T.P. 8.5m 盤水位(サブドレン水位), 1/4 が T.P. 2.5m 盤水位に寄与すると仮定した。

(イ) 到達期間 T : 約1.9ヶ月

断面積は定常状態でバランスする水位, 奥行き延長は一様(約500m)を仮定して, 陸側遮水壁(山側)~建屋周辺まで地下水が到達し, 建屋周辺の地下水が上昇し始めるまでの期間を算定。

②計算結果

注水井からの注水により地下水位を回復させる場合, 「地下水位低下前の水位(建屋滞留水水位+1m)」まで地下水位が回復するまでに必要な期間は約3.9ヶ月(到達期間: 約1.9ヶ月 + 地下水位回復: 約2ヶ月)となる。建屋周辺の地下水位(サブドレン水位)は1号機タービン建屋最低排水レベル(T.P. 0.7m)以上であり, 水位は逆転しない。

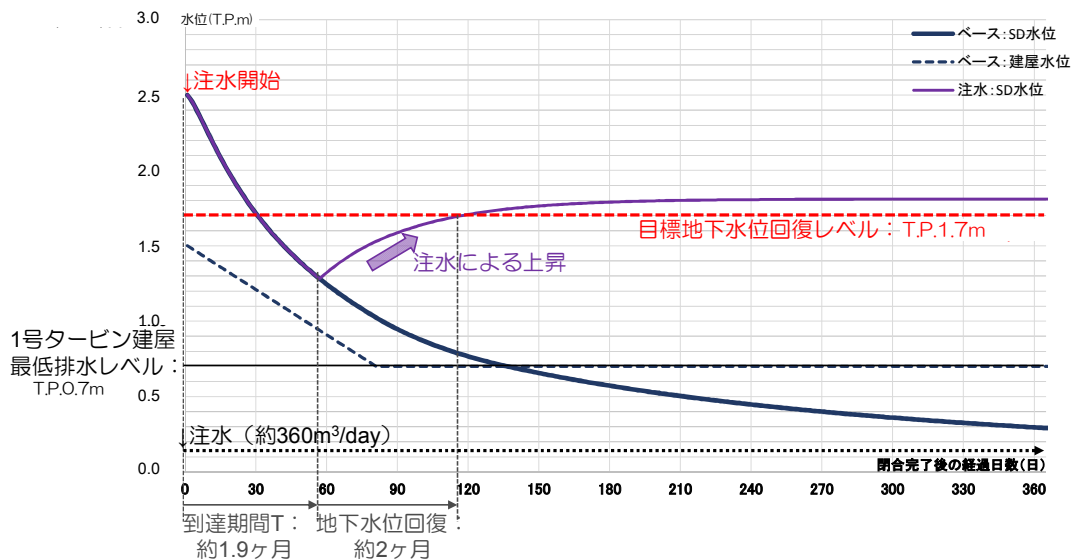


図-7 注水井からの注水 計算結果

(2) 凍結運転停止

① 計算条件

- 水位低下確認後，凍結運転を停止。同時に建屋滞留水水位低下開始。
- 凍結運転停止後，2ヶ月後に地表-2m，3ヶ月後に地表-3mの凍土が融解^{※1}（地表-3m以深の融解は考えない），融解範囲より地下水が越流。
- ※1 小規模凍土実証試験結果による（詳細は参考1参照）
- 越流した地下水が建屋周辺まで到達，到達後サブドレン水位が上昇。

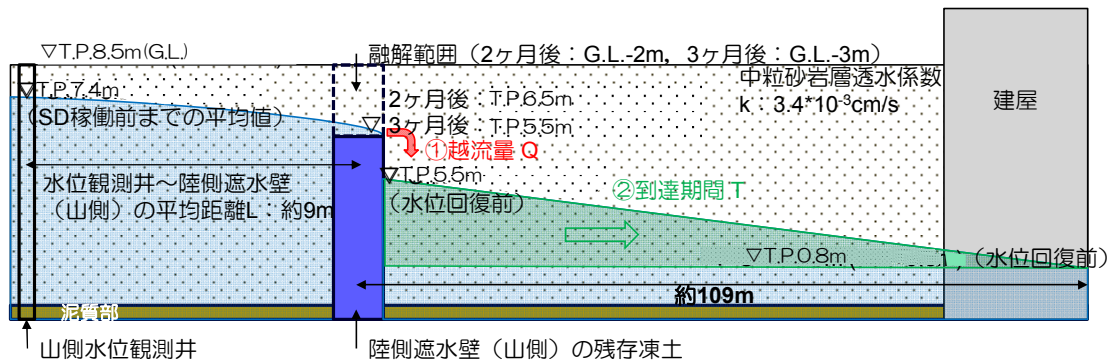


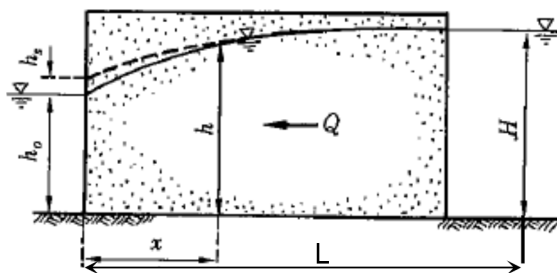
図-8 凍土の自然融解 計算条件

(ア) 越流量Q

定常一次元地下水流を仮定し，越流量を算定。

- 2ヶ月後：約70m³/日（延長500m，地表-2m融解），L=9m，H=0.9(=8.9-8)m，h₀=0m
- 3ヶ月後以降：約300m³/日（延長500m，地表-3m融解），L=9m，H=1.9(=8.9-7)m，h₀=0m

注) 2~3ヶ月間は一定速度でG.L.-2~3mの範囲が融解し，それに応じて越流量が増加するものとした。



$$Q = \frac{k}{2L} (H^2 - h_0^2)$$

ここで，
Q：流量，k：透水係数，
H：x=0での水頭，h₀：x=Lでの水頭

「地下水工学（河野,1989）」より引用，加筆

図-9 定常一次元地下水流における水頭と流量

(イ) 到達期間T：約1.2ヶ月

断面積は定常状態でバランスする水位，奥行き延長は一樣（約500m）を仮定して，陸側遮水壁（山側）～建屋周辺まで地下水が到達し，建屋周辺の地下水が上昇し始めるまでの期間を算定。

②計算結果

凍結運転停止・自然融解により地下水位を回復させる場合、「地下水位低下前の水位（建屋滞留水水位+1m）」まで地下水位が回復するまでに必要な期間は、約 8.1 ヶ月（自然融解：約 3 ヶ月 + 到達期間：約 1.2 ヶ月 + 地下水位回復：約 3.9 ヶ月）である。建屋周辺の地下水位(サブドレン水位)は 1 号機タービン建屋最低排水レベル(T.P.+0.7m) 以上であり、水位は逆転しない。

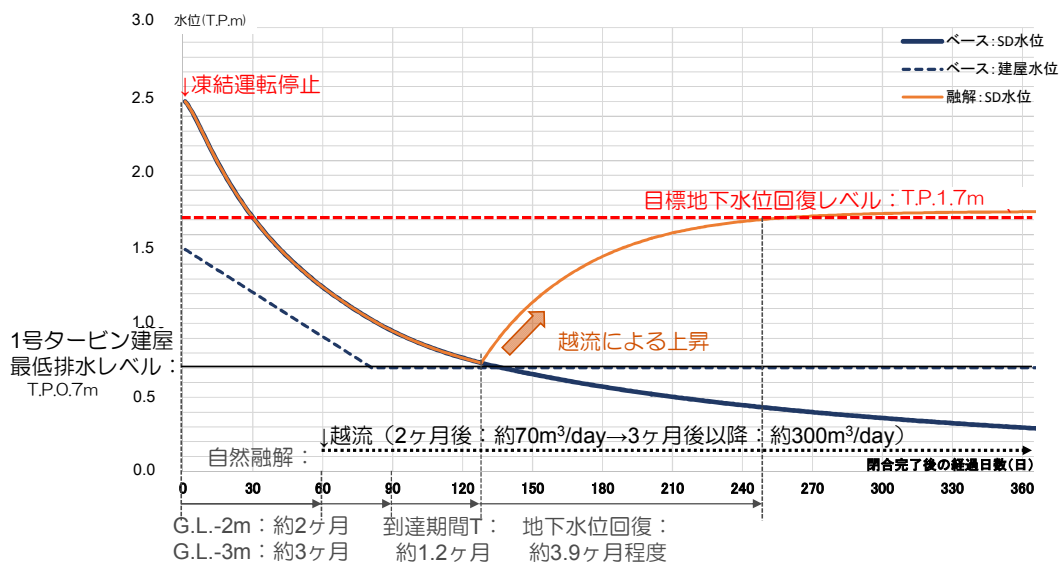


図-10 凍土の自然融解 計算結果

(3) 陸側遮水壁（山側）の部分撤去

①計算条件

- ・水位低下確認後，部分撤去作業を準備（約 0.7 ヶ月），撤去作業を実施（約 1 ヶ月）。同時に建屋滞留水水位低下開始。
- ・部分撤去作業開始後，撤去範囲（深度：地表より約-10m）より地下水が流入。
- ・流入した地下水が建屋周辺まで到達，到達後サブドレン水位が上昇。

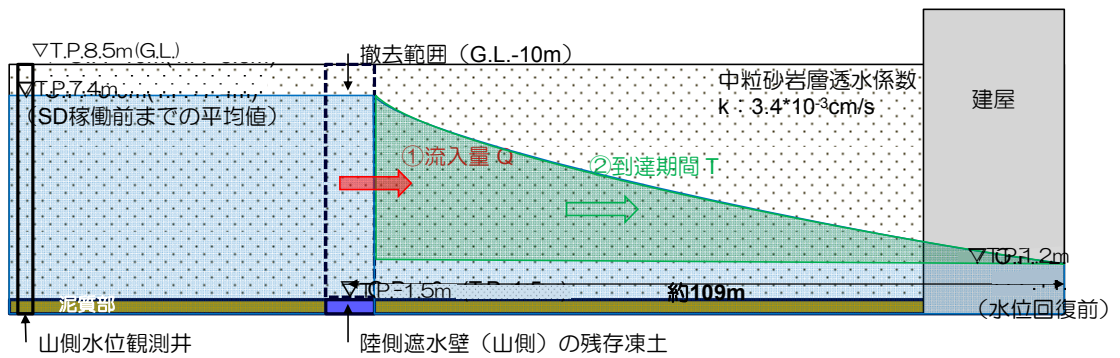


図- 1 1 凍土の部分撤去 計算条件

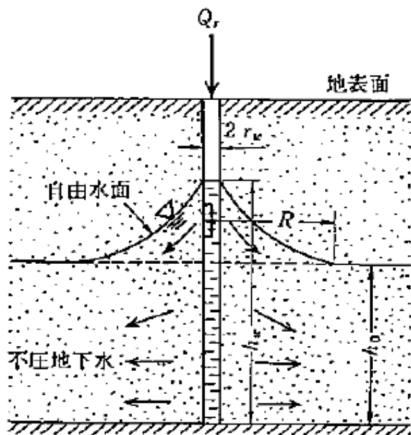
(ア) 流入量Q

撤去箇所からの流入を注水井からの注水時の定常地下水流と仮定し，以下の算定式により流入量を算定。

- ・約 470m³/日（撤去延長 10m×5 箇所とした場合）

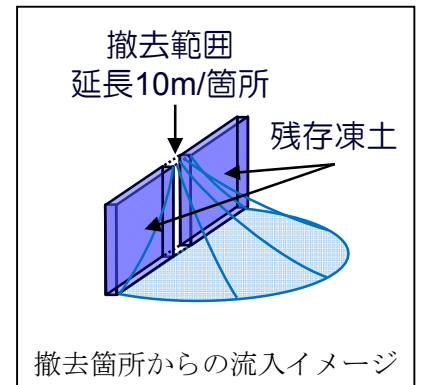
$h_w=8.9m, h_0=2.7m, R=109m, r_w=3.2m$ （撤去延長 10m に相当する井戸半径）

注）撤去期間中は撤去延長分に相当する流入量を段階的に増加し算定。また，地下水位の回復に応じて流入量は減少するものとした。



$$Q_r = \frac{\pi k (h_w^2 - h_0^2)}{2.3 \log_{10} \frac{R}{r_w}}$$

- ただし， Q_r ：注水量
 h_w ：井戸内水位
 h_0 ：地下水位
 R ：影響圏
 r_w ：井戸半径
 D ：被圧帯水層の厚さ
 k ：透水係数



「根切り工事と地下水・調査・設計から施工まで」（地盤工学会,1991）より引用

図- 1 2 注水井からの注水時の定常地下水流

(イ) 到達期間T：（撤去完了後）約0.6ヶ月

撤去範囲からの流入が定常状態でバランスする体積を仮定し，陸側遮水壁（山側）～建屋周辺まで地下水が到達して，建屋周辺の地下水が上昇し始めるまでの期間を算定。

②計算結果

凍土の部分撤去実施により地下水位を回復させる場合，「地下水位低下前の水位（建屋滞留水水位+1m）」まで地下水位が回復するまでに必要な期間は，約3.1ヶ月（撤去作業準備・実施：約1.7ヶ月＋到達期間：約0.6ヶ月＋地下水位回復：約0.8ヶ月）となる。建屋周辺の地下水位（サブドレン水位）は1号タービン建屋最低排水レベル（T.P.0.7m）以上であり，水位は逆転しない。

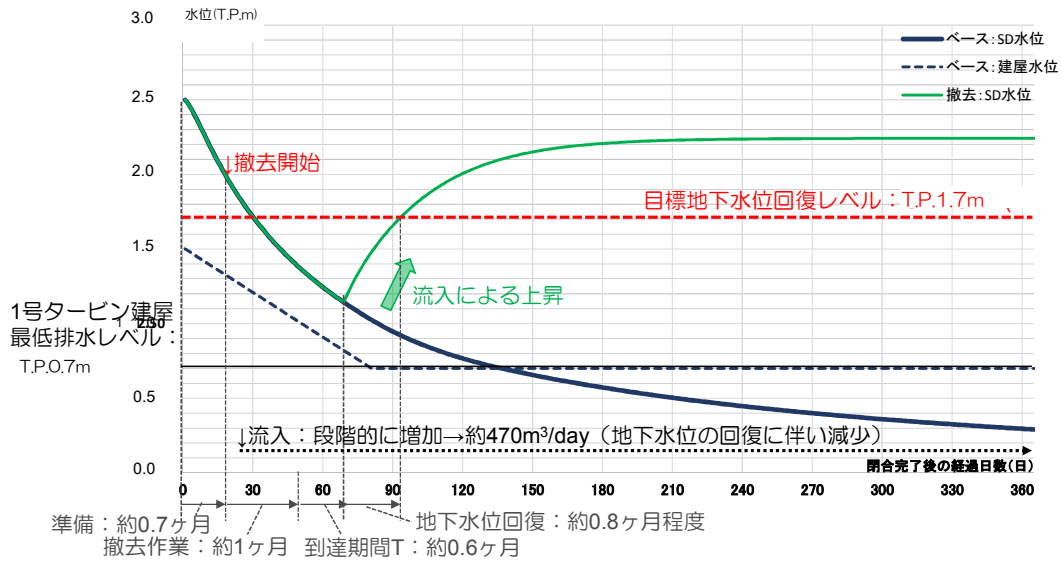


図-13 凍土の部分撤去 計算結果

小規模凍土実証試験における凍土融解期間

1～4号機建屋西側(共用プール西側)で実施された小規模凍土実証試験*では、冷凍機の運転停止後2ヶ月程度で地表から2m程度、3ヶ月程度で地表から3m程度の深さが融解した。

※ 資源エネルギー庁公募「平成25年度発電用原子炉等廃炉・安全技術基盤整備事業(地下水の流入抑制のための凍土方式による遮水技術に関するフェージビリティ・スタディ事業)」のうち①凍土方式の小規模遮水壁実証試験

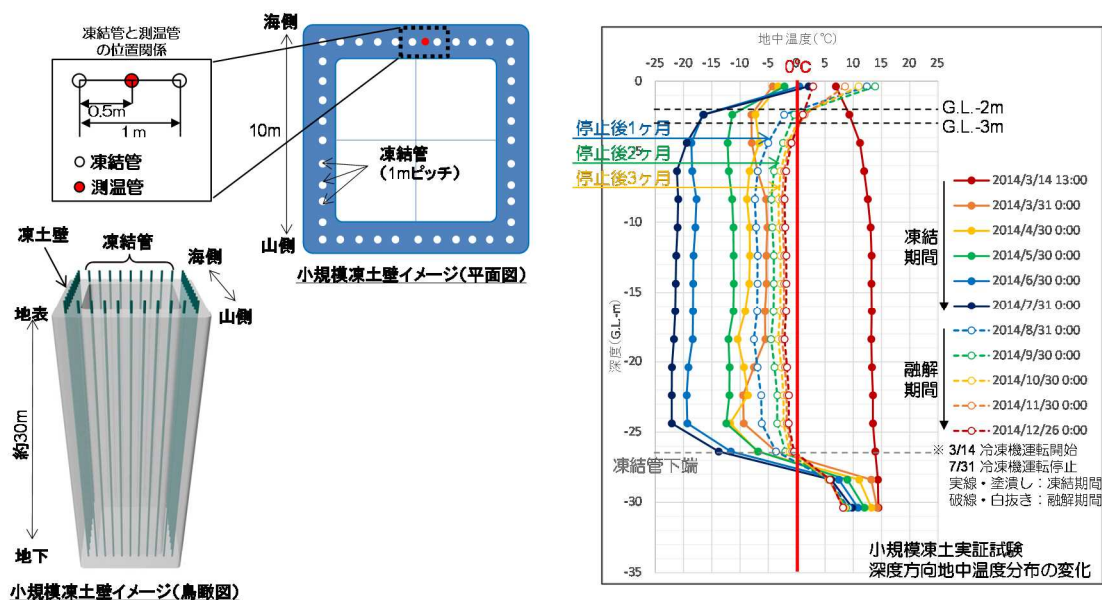


図-14 小規模凍土実証試験結果

以上

第二段階における陸側遮水壁（山側）の未凍結箇所の一部閉合（Ⅰ）の評価

1. 概要

第二段階において、第一段階フェーズ 2 で凍結対象外としていた山側の 7 箇所の未凍結箇所（図-1）のうち、一部（西側①と西側⑤）を閉合する場合に、閉合後に陸側遮水壁閉合域内への地下水流入量が確保され、建屋内外水位の逆転は生じないことについて評価した。

なお、未凍結箇所の一部閉合（Ⅰ）後の地下水流況についても、本評価方法を用いて建屋内外水位の逆転が起こらないことを確認していく。

また、一部閉合（Ⅱ）の実施期間については、別紙-11 の評価方法を用いて、建屋内外水位の逆転が起こらないことを確認していく。

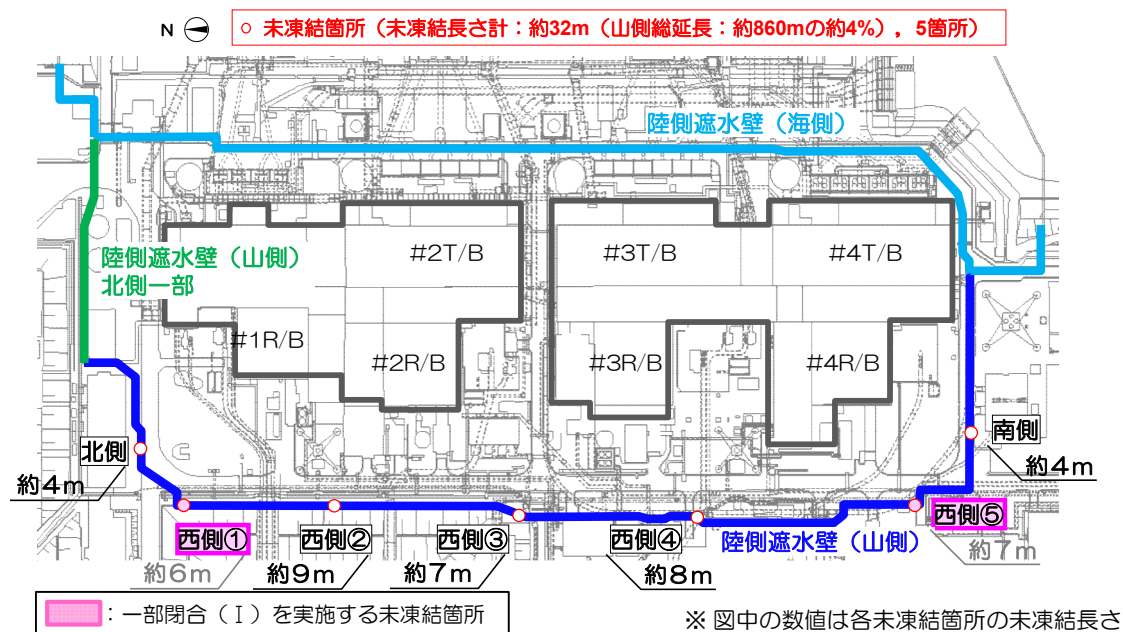


図-1 第二段階 一部閉合（Ⅰ）実施箇所

2. 未凍結箇所の一部閉合（Ⅰ）の評価

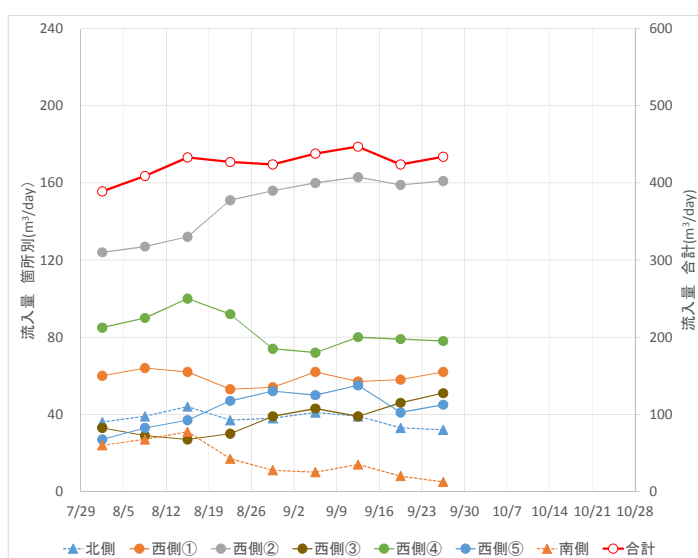
山側からの地下水は「凍結に至っていない箇所^{※1}」と「未凍結箇所」から流入している。評価にあたっては、一部閉合（Ⅰ）後に「凍結に至っていない箇所」が全て凍結して地下水流入が無くなる状態を想定して、一部閉合（Ⅰ）を実施した箇所以外の残りの「未凍結箇所」からの陸側遮水壁閉合域内への地下水流入により、建屋内外水位の逆転は起こらないことを確認する。

※1：第一段階フェーズ2で凍結対象としていた範囲で凍結に至っていない箇所

(1) 未凍結箇所を2箇所閉合した場合の地下水流入の減少割合

山側の未凍結箇所からの流入量を，実測値（2016.8～9）に基づいて評価^{※2}した（図－2）。その結果，未凍結箇所のうち西側①と西側⑤を閉合した場合，その閉合割合は，想定流量比や延長比から未凍結全箇所の30%未満になるものと想定される（表－1）。そこで評価にあたっては，2箇所閉合後の地下水流入量の減少割合を保守的に30%と設定する。

※2：通水面積（中粒砂岩層・互層部）と内外水位差・透水係数（平均値）を用いたダルシー則により評価した。



図－2 山側の未凍結箇所からの想定流入量

表－1 山側の未凍結箇所の区間延長と想定流入量

	未凍結区間延長	想定流入量 (m³/日) 8/12時点
北側	約4m	約40
西側①	約6m	約60
西側②	約9m	約130
西側③	約7m	約30
西側④	約8m	約100
西側⑤	約7m	約40
南側	約4m	約30
計	約45m	約430

西側①,西側⑤の合計
延長 : 約13m
想定流入量 : 約100m³/日

(2) 一部閉合（Ⅰ）後の建屋周辺への地下水流量の想定

一部（西側①と西側⑤）閉合後の建屋周辺への地下水流量について、以下に示す2ケースで評価した。

（ケース1）第一段階フェーズ2の閉合が進み、かつ降雨が少ない期間（2016. 8. 1～8. 15）の実測値に基づいて、今後 T. P. 2. 5m 盤への地下水移動量（ C_2 ）が、閉合が進むとともに減少する場合

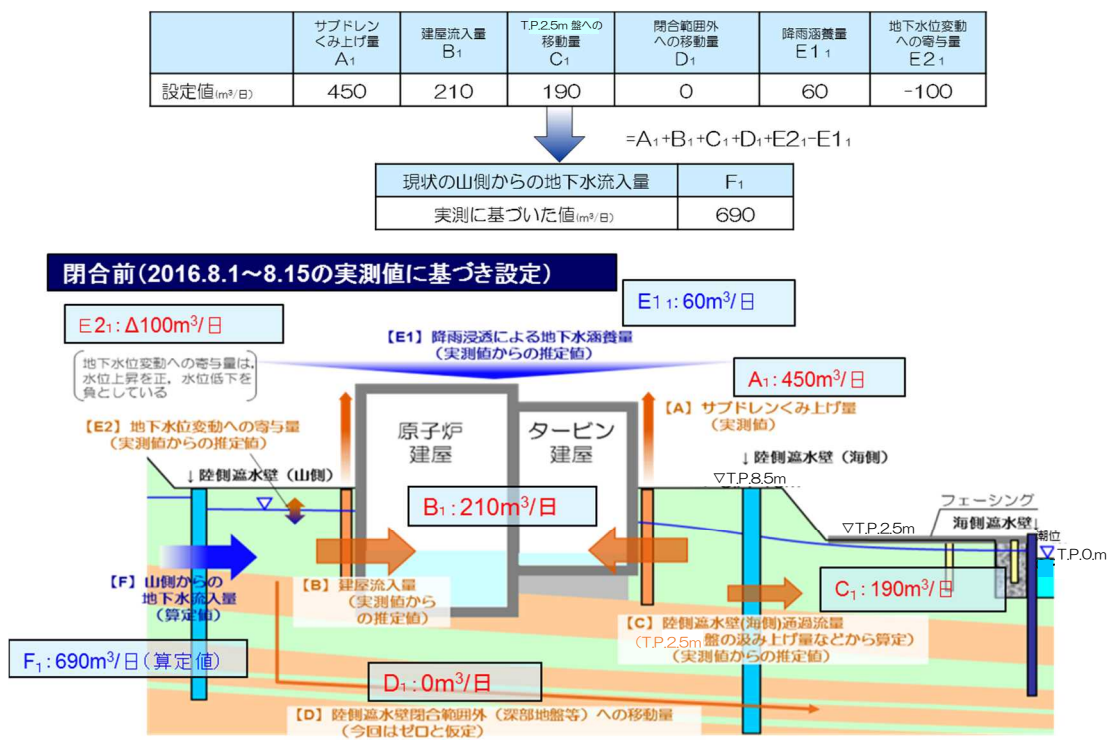
（ケース2）ケース1よりも山側の凍結に至っていない箇所での凍結が進んだ期間（2016. 10. 13～10. 27）の実測値に基づいて、閉合後の T. P. 2. 5m 盤への地下水移動量（ C_2 ）が、閉合前と同程度とした場合

[ケース 1]

ケース 1 における、一部（西側①と西側⑤）閉合後の建屋周辺への地下水流量について、以下のように評価した。

(ア) 閉合前の山側からの地下水流入量の想定

閉合前の山側からの地下水流入量を、第一段階フェーズ 2 の閉合が進み、かつ降雨が少ない期間（2016. 8. 1～8. 15）の実測値に基づいて評価した。その結果、山側からの流入量は 690m³/日程度と想定される（図- 3）。



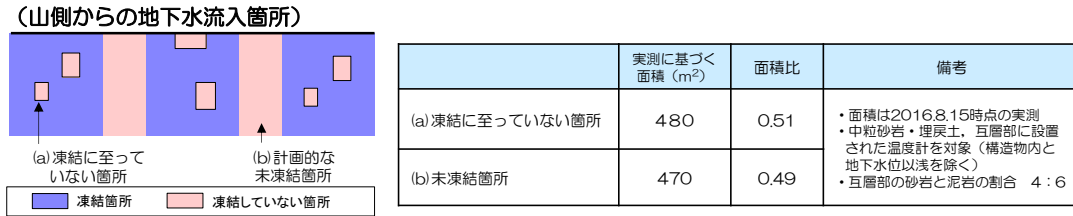
注) 現状の期間 (2016.8.1～8.15) において、深部透水層 (粗粒・細粒砂岩) の水頭が互層部と同程度で、上部の中粒砂岩層よりも高いことから、深部地盤等への移動量D₁をゼロとする。

図- 3 一部閉合 (I) 前の山側からの地下水流入量の想定 (ケース 1)

(イ) 一部閉合 (I) 後の残りの未凍結箇所からの地下水流入量の想定

山側からの地下水流入量には、(a)凍結に至っていない箇所と、(b) 7箇所の計画的な未凍結箇所からの流入があり、(a) (b)からの流入量については、山側からの地下水流入量のそれぞれの通水面積比より想定する。そのうち、(a)からの流入は凍結が進めばなくなることから、閉合後の残りの未凍結箇所からの地下水流入量は、(b)からの流入量に未凍結箇所を 2 箇所閉じた場合の地下水流入の減少割合 (約 30%) を乗じた値とした。

その結果、未凍結箇所（西側①，西側⑤）を閉合後、残り 5 箇所の未凍結箇所からの地下水流入量は 240m³/日程度と想定される（図-4）。



(凍結に至っていない箇所および未凍結箇所からの流入量の想定)

(単位：m³/日)

	現状	未凍結2箇所閉合後
山側からの地下水流入量 F_n ((a)+(b))	690	240
(a)凍結に至っていない箇所からの流入量	350 (0.51) ※3	0
(b)未凍結箇所からの流入量	340 (0.49) ※3	240※4

※3：括弧内は面積比
 ※4：現状の未凍結箇所からの流入量の30%減

図-4 一部閉合（I）後の残りの未凍結箇所からの地下水流入量の想定（ケース1）

(ウ) 一部閉合（I）後の建屋周辺への地下水流入量の想定

一部閉合（I）後に山側からの地下水流入量が 240m³/日に減少した場合でも、サブドレン稼働（A₂）と建屋への地下水流入（B₂）が継続するための地下水が建屋周辺へ供給されていることを評価し、サブドレン稼働の調整により建屋内外水位の逆転が生じない運用が可能であることを確認する。なお、閉合後の地下水収支の想定にあたっては、以下の点に留意した。

- ・T.P.2.5m盤への地下水の移動量（C₂）は、閉合が進むとともに今後減少し、30m³/日 ※⁵になるものとした。
- ・閉合後の降雨涵養量（E₁₂）は、過去（1977～2015年）の年間最小降雨量に基づき 90m³/日とした。

その結果、建屋周辺への地下水供給量（サブドレンくみ上げ量（A₂）と建屋流入量（B₂）の合計値）は、300m³/日程度と想定される（図-5）。

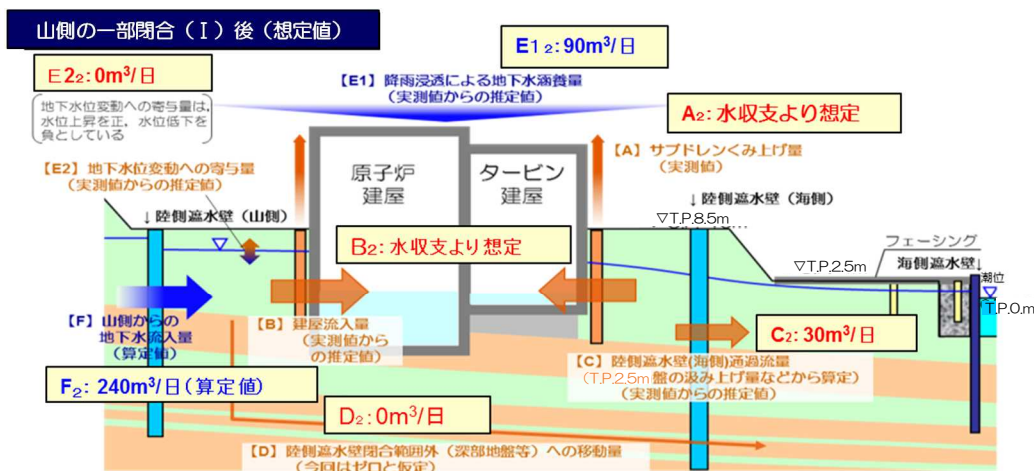
※5：T.P.2.5m盤への地下水移動量（C₂）は、実測値の状況に応じて評価していく。

	T.P.2.5m 盤への移動量 C ₂	閉合範囲外への移動量 D ₂	降雨浸透量 E _{1 2}	地下水位変動への寄与量 E _{2 2}	山側からの地下水流入量 F ₂
設定値(m ³ /日)	30	0	90	0	240



$$=E_{1 2}+F_{2}-C_{2}-D_{2}-E_{2 2}$$

	サブドレンくみ上げ量A ₂ +建屋流入量B ₂
想定値(m ³ /日)	300



- 注1) D₂は、山側の一部閉合 (I) 後も中粒砂岩層と深部の被圧透水層の水位・水頭関係は変わらないことから、ゼロとした。
 注2) E_{2 2}は、地下水位の定常状態を想定しゼロとする。

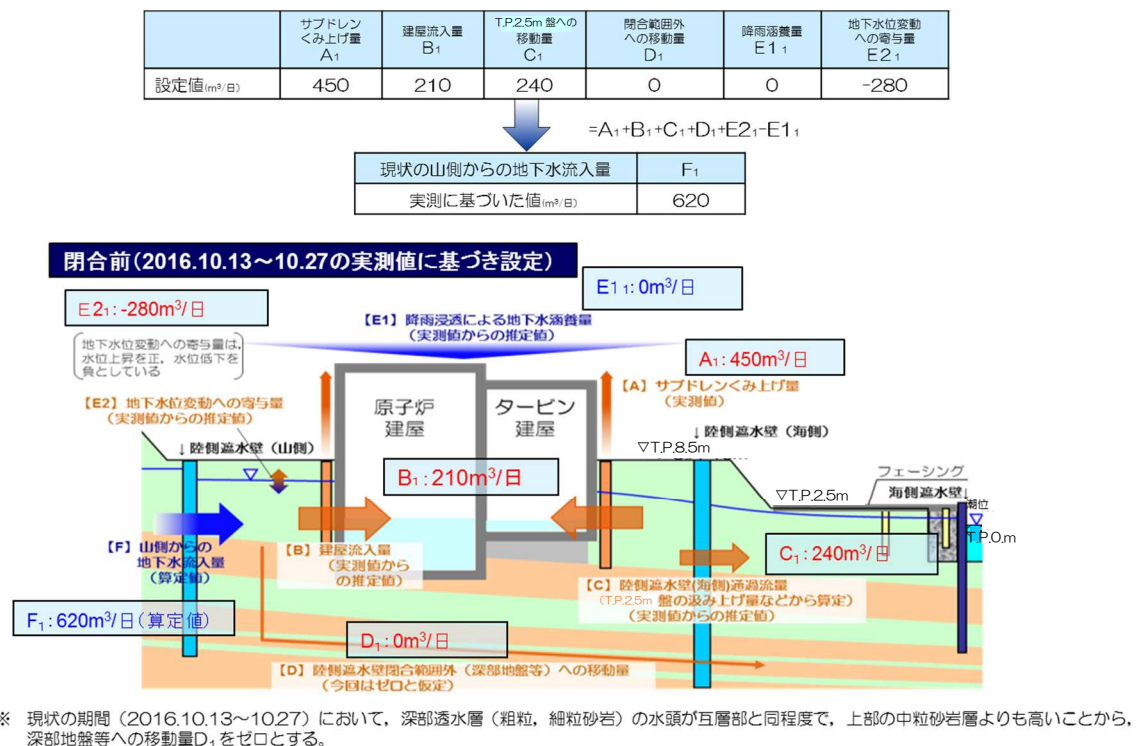
図-5 一部閉合 (I) 後の山側からの地下水流入量の想定 (ケース1)

[ケース 2]

ケース 2 における、一部（西側①と西側⑤）閉合後の建屋周辺への地下水流量について、以下のように評価した。

(ア) 閉合前の山側からの地下水流入量の想定

閉合前の山側からの地下水流入量を、ケース 1 よりも山側の凍結に至っていない箇所での凍結が進んだ期間（2016. 10. 13～10. 27）の実測値に基づいて評価した。その結果、山側からの流入量は 620m³/日程度と想定される（図－6）。

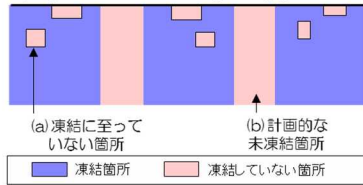


図－6 一部閉合（I）前の山側からの地下水流入量の想定（ケース 2）

(イ) 一部閉合（I）後の残りの未凍結箇所からの地下水流入量の想定

ケース 1（イ）と同様に、一部（西側①と西側⑤）閉合後の残りの未凍結箇所からの地下水流入量を想定した結果、残り 5 箇所の未凍結箇所からの地下水流入量は 300m³/日程度と想定される（図－7）。

(山側からの地下水流入箇所)



	実測に基づく面積 (m ²)	面積比	備考
(a)凍結に至っていない箇所	210	0.30	・面積は2016.10.20時点の実測 ・中粒砂岩、埋戻土、互層部に設置された温度計を対象（構造物内と地下水位以浅を除く） ・互層部の砂岩と泥岩の割合 4：6
(b)未凍結箇所	500	0.70	

(凍結に至っていない箇所および未凍結箇所からの流入量の想定)

(単位：m³/日)

	現状	未凍結2箇所閉合後
山側からの地下水流入量 F_n (a)+(b)	620	300
(a)凍結に至っていない箇所からの流入量	190 (0.30) ※3	0
(b)未凍結箇所からの流入量	430 (0.70) ※3	300※4

※3：括弧内は面積比
 ※4：現状の未凍結箇所からの流入量の30%減

図-7 一部閉合（I）後の残りの未凍結箇所からの地下水流入量の想定（ケース2）

(ウ) 一部閉合（I）後の建屋周辺への地下水流入量の想定

一部閉合（I）後に山側からの地下水流入量が 300m³/日に減少した場合でも、サブドレン稼働（A₂）と建屋への地下水流入（B₂）が継続するための地下水が建屋周辺へ供給されていることを評価し、サブドレン稼働の調整により建屋内外水位の逆転が生じない運用が可能であることを確認する。なお、閉合後の地下水収支の想定にあたっては、以下の点に留意した。

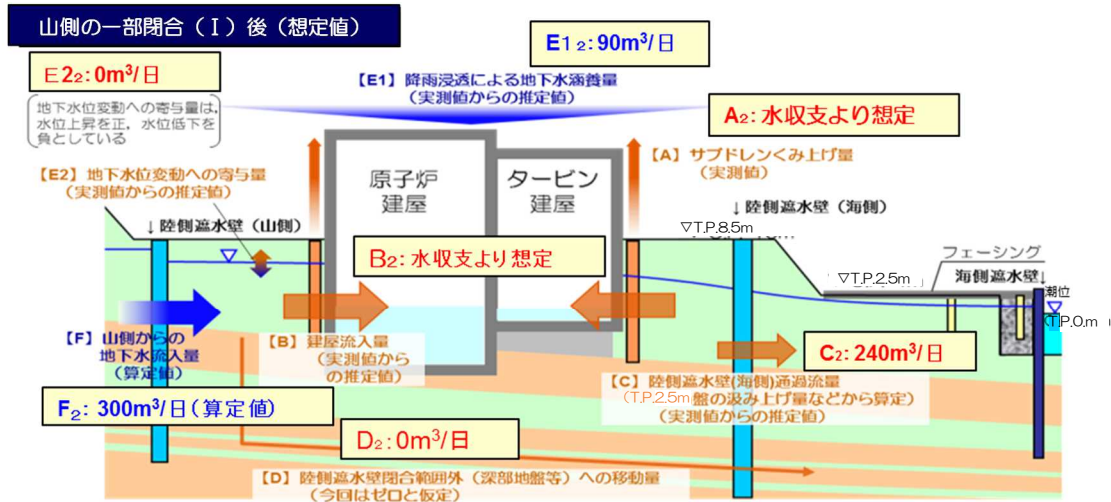
- ・ T.P. 2.5m盤への地下水の移動量（C₂）は、閉合前の期間（2016.10.13～10.27）と同程度とした。
- ・ 閉合後の降雨涵養量（E₁₂）は、過去（1977～2015年）の年間最小降雨量に基づき 90m³/日とした。

その結果、建屋周辺への地下水供給量（サブドレンくみ上げ量（A₂）と建屋流入量（B₂）の合計値）は、150m³/日程度と想定される（図-8）。

	TP.2.5m盤への移動量 C ₂	閉合範囲外への移動量 D ₂	降雨浸透量 E _{1,2}	地下水位変動への寄与量 E _{2,2}	山側からの地下水流入量 F ₂
設定値(m ³ /日)	240	0	90	0	300

$$=E_{1,2} + F_2 - C_2 - D_2 - E_{2,2}$$

	サブドレンくみ上げ量A ₂ +建屋流入量B ₂
想定値(m ³ /日)	150



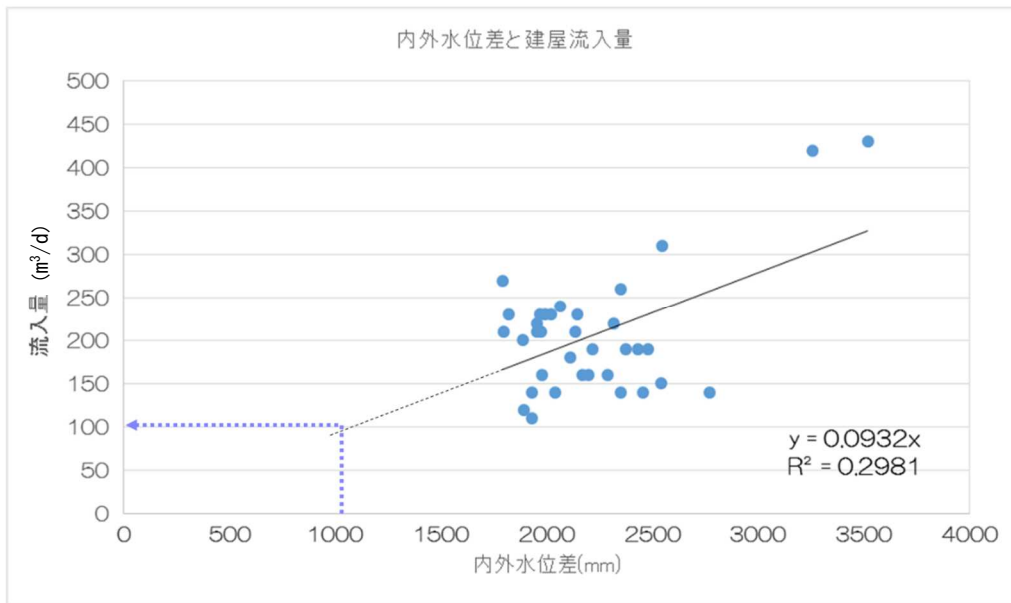
- 注1) D₂は、山側の一部閉合 (I) 後も中粒砂岩層と深部の被圧透水層の水位・水頭関係は変わらないことから、ゼロとした。
- 注2) E_{2,2}は、地下水位の定常状態を想定しゼロとする。

図-8 一部閉合 (I) 後の山側からの地下水流入量の想定 (ケース2)

(3) 評価結果

西側①、西側⑤の一部閉合 (I) 後に山側未凍結箇所からの地下水流入量が 30%減少した場合の地下水収支を想定して、サブドレンくみ上げ量と建屋流入量を確認した結果、合計でケース1は 300m³/日程度、ケース2は 150m³/日程度となる。建屋流入量と内外水位差の関係 (期間: 2016.1~2016.9) から、建屋内外水位差が 1mの場合における建屋流入量は 100m³/日程度と想定されるため (図-9)、一部閉合 (I) 後も陸側遮水壁内側への地下水流入量は十分に確保されサブドレン稼働が継続 (汲み上げ量は、ケース1は 200m³/日程度、ケース2は 50m³/日程度) し、建屋内外水位の逆転は生じないと評価した。

上記より、未凍結箇所のうち西側①と西側⑤を閉合しても、地下水位管理上、問題とはならないものと考えられる。



図－9 建屋内外水位差と建屋流入量の関係（期間：2016.1～2016.9）

以上

第二段階における陸側遮水壁（山側）の未凍結箇所の一部閉合（Ⅱ）の評価

1. 概要

第一段階フェーズ 2 および第二段階一部閉合（Ⅰ）で凍結対象外としていた山側の 5 箇所
の未凍結箇所（図-1）のうち、一部（北側、西側②、西側④、南側）の閉合後においても
陸側遮水壁閉合域内への地下水流入量が確保され、建屋内外水位の逆転は生じないこと
について評価した。

なお、未凍結箇所の一部閉合（Ⅱ）の実施期間における地下水流況についても、本評価方
法を用いて建屋内外水位の逆転が起こらないことを確認していく。

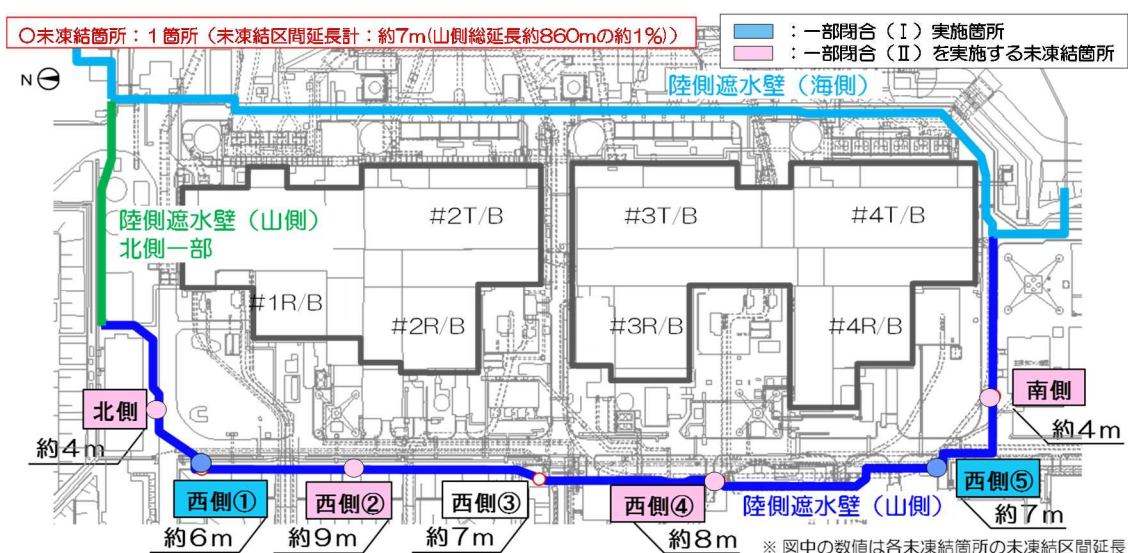


図-1 第二段階 一部閉合（Ⅱ）実施箇所

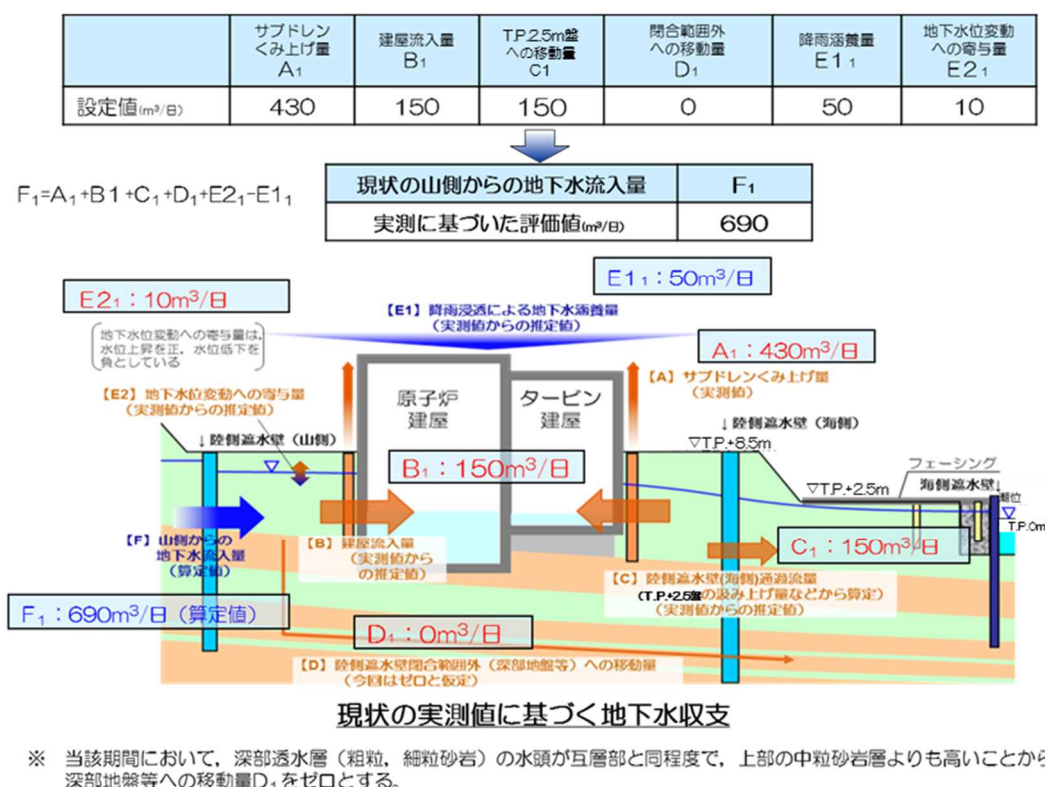
2. 未凍結箇所の一部閉合（Ⅱ）の評価

山側からの地下水は「凍結に至っていない箇所^{※1}」と「未凍結箇所」から流入している。
評価にあたっては、一部閉合（Ⅱ）の実施期間に「凍結に至っていない箇所」が全て
凍結して地下水流入が無くなる状態を想定して、一部閉合（Ⅱ）実施箇所以外の残りの
「未凍結箇所（西側③）」からの陸側遮水壁閉合域内への地下水流入により、建屋内外水
位の逆転は起こらないことを確認する。

※1：第一段階フェーズ2および一部閉合（Ⅰ）で凍結対象としていた範囲で凍結に至っていない箇所

(1) 一部閉合（Ⅱ）の実施期間における建屋周辺への地下水流量の想定
 一部閉合（Ⅱ）（北側，西側②，西側④，南側）の実施期間における建屋周辺への地下水流量について，下記の通り評価した。

(ア) 閉合前の山側からの地下水流入量の想定
 一部閉合（Ⅱ）実施前の山側からの地下水流入量を，一部閉合（Ⅰ）開始後の期間（2017. 1. 6～1. 19）の実測値に基づいて評価した。その結果，山側からの流入量は690m³/日程度と想定される（図－2）。

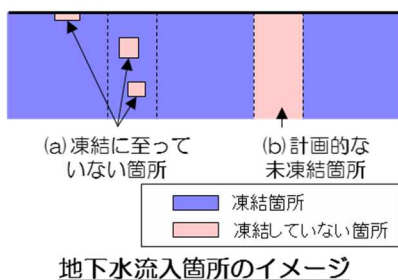


図－2 一部閉合（Ⅱ）実施前の山側からの地下水流入量の想定

(イ) 一部閉合（Ⅱ）の実施期間における凍結箇所からの地下水流入量の想定
 山側からの地下水流入量には，(a)凍結に至っていない箇所（第一段階，第二段階一部閉合（Ⅰ））と，(b)5箇所の計画的な未凍結箇所からの流入があり，(a)(b)からの流入量については，山側からの地下水流入量のそれぞれの通水面積比より想定する。そのうち，(a)からの流入は凍結が進めばなくなることから，閉合後の残りの未凍結箇所からの地下水流入量は，(b)からの流入量に未凍結箇所を4箇所閉じた場合の通水面積比を乗じた値とした。

その結果，未凍結箇所の4箇所（北側，西側②，西側④，南側）を閉合後，残り1箇所

所の未凍結箇所(西側③)からの地下水流入量は 120m³/日程度と想定される(図-3)。



現状に基づいた一部閉合(Ⅱ)後の山側からの地下水流入量の想定

	現状			一部閉合(Ⅱ)(北側・西側②・④・南側閉合後の想定)	
	未凍結面積※1		流入量 m ³ /日	未凍結面積 m ²	流入量 m ³ /日
	m ²	%			
山側全体 (a)+(b)	400	100	690※2	70	120
(a)凍結に至っていない箇所 (第一段階, 第二段階(一部閉合(Ⅰ)))	60	15	100	0	0
(b)未凍結箇所(5箇所→1箇所)	340	85	590	70	120

※1: 2017.1.16の0℃以上の領域の通水面積
中粒砂岩, 埋戻土, 互層部に設置された測温点を対象(構造物内と地下水位以浅を除く)
互層部の砂岩と泥岩の割合 4:6

※2: 2017.1.6~2017.1.19の地下水収支より

図-3 一部閉合(Ⅱ)の実施期間における残りの未凍結箇所からの地下水流入量の想定

(ウ) 一部閉合(Ⅱ)の実施期間における建屋周辺の地下水位変動の想定

一部閉合(Ⅱ)の実施期間に山側からの地下水流入量が 120m³/日に減少した場合でも, サブドレン稼働と建屋への地下水流入が継続するための地下水が建屋周辺へ供給されていることを評価し, 建屋内外水位の逆転が生じない運用が可能であることを確認する。なお, 閉合開始後の地下水位変動の想定にあたっては, 以下の点に留意した。

- ・今後, 建屋滞留水位を T.P. +0.43 まで徐々に低下するとともに, サブドレンの設定水位(L値)を建屋水位低下に伴い建屋水位+1m とすると仮定した。
- ・建屋への地下水流入量(B₁)は, 建屋内外水位差の減少に伴い減少するものとした。(図-4)
- ・T.P. 2.5m 盤への地下水の移動量(C₁)は, 陸側遮水壁(海側)の内外水位差の減少に伴い減少するものとした。(図-5)
- ・閉合後の降雨涵養量(E₁₁)は, 過去(1977~2015年)の12か月間累積最小降雨を用いた。

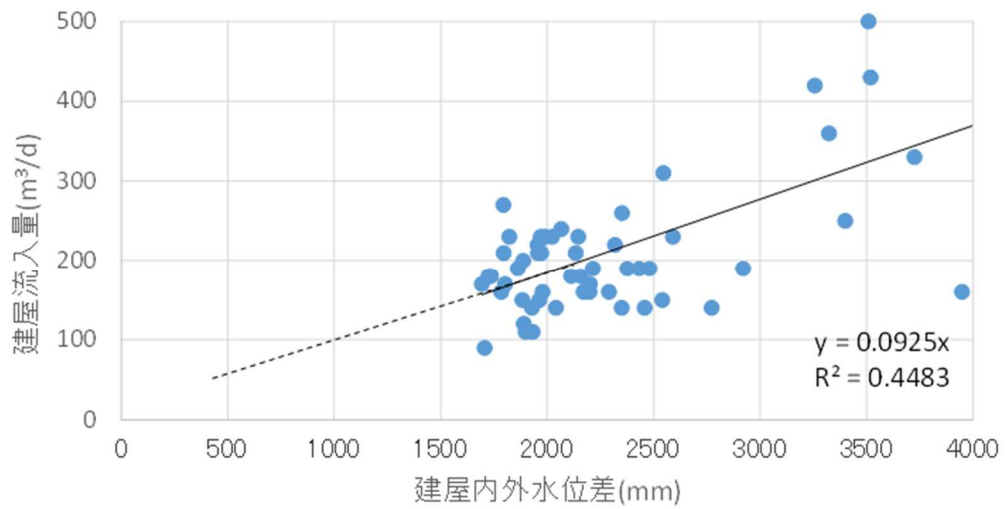


図-4 建屋内外水位差と建屋流入量の関係（期間：2016.1～2017.1）

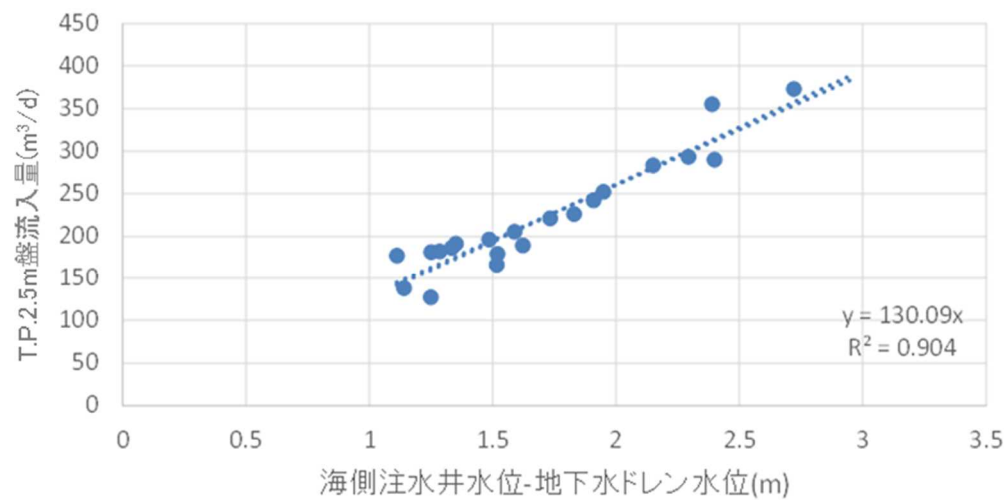


図-5 海側注水井水位-地下水ドレン水位と T.P. 2.5m 盤流入量の関係
（期間：2016.7～2017.1）

その結果、一部閉合（Ⅱ）の効果が現れ、未凍結箇所からの流入量が 120m³/日となっ

た後においても、サブドレンの稼働は継続し、また建屋内外水位差は1m以上確保されると想定される（図-6）。

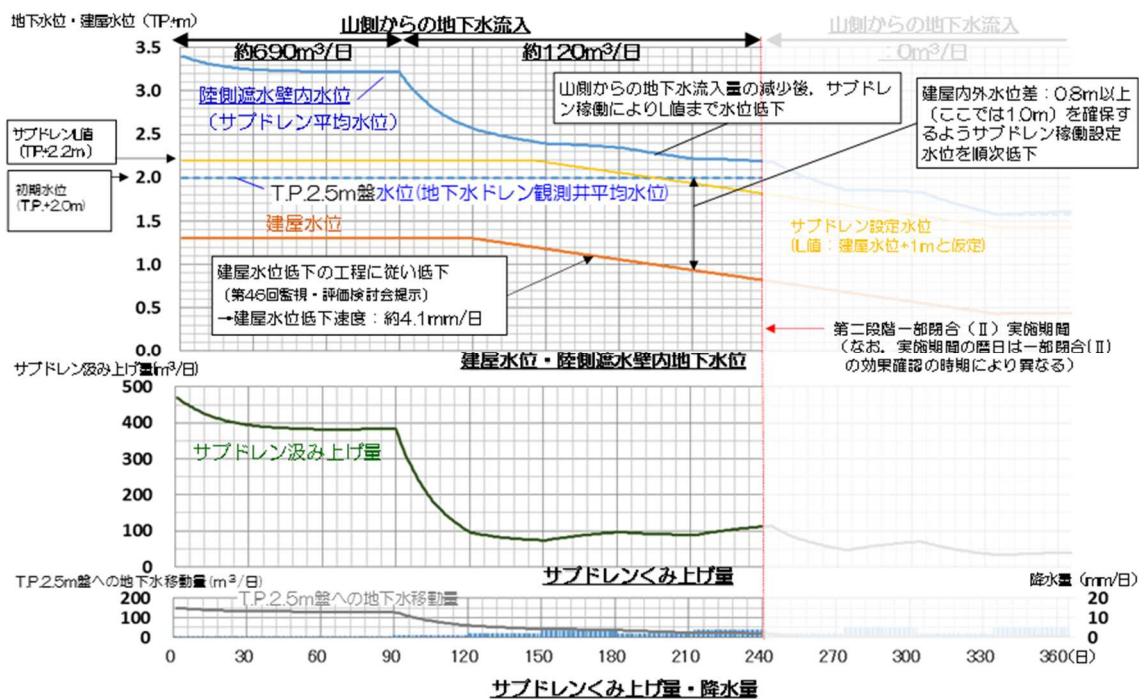


図-6 一部閉合（Ⅱ）の実施期間における建屋周辺の地下水位変動の想定

(2) 評価結果

北側，西側②，西側④，南側閉合後に，山側未凍結箇所からの地下水流入量が減少した場合の地下水収支を確認した結果，サブドレンの稼働は継続し，建屋周辺の地下水位はサブドレン設定水位（L値）よりも高い位置で推移すると想定されることから，建屋内外水位の逆転は生じないと評価した。

上記より，未凍結箇所のうち北側，西側②，西側④，南側を閉合しても，地下水位管理上，問題とはならないものと考えられる。

以上

注水・散水用水の確保

1. 概要

早急な対応が必要と判断された場合や、降雨が少ない時期が継続する等の場合における、地下水涵養の方策として注水・散水の実施にあたり、用水の確保について示す。

2. 用水の確保

注水・散水に使用可能な用水として、坂下ダムから所内へ導水している原水と、原水を水源とする浄水設備（処理能力：600m³/日程度）より給水される浄水がある。浄水は、凍結プラントの冷却補給水に使用しており、残りを注水と散水に使用する。

原水の水源である坂下ダムにおける当社の最大使用可能量は 11,000m³/日である。また、浄水設備への給水とは別に、坂下ダムから所内までの導水管から分岐して、水処理設備付近へ原水を直接導水していることから、仮に浄水から注水(最大量約 360m³/日)した場合においても、原水の直接供給分を含めると、約 240m³/日^{*}以上は散水等へ利用可能であり、注水や散水の用水は確保されている。

^{*}降水量換算で約 3.8mm/日程度 (240m³/64,000m²≒0.0038m)

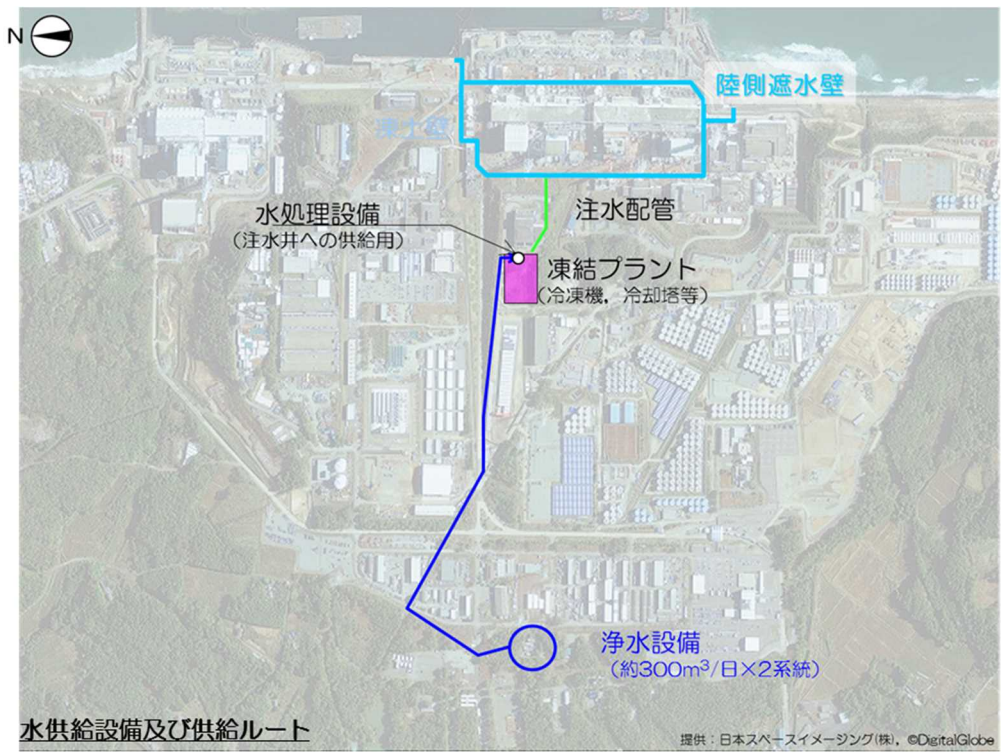


図 水供給設備および供給ルート概要

以上

陸側遮水壁（山側）の完全閉合の評価

1. 概要

第一段階フェーズ 2 および第二段階で凍結対象外としていた未凍結箇所である西側③の閉合後においても、建屋内外水位の逆転は生じないことについて評価した。

なお、第三段階（完全閉合）の実施期間における地下水流況についても、本評価方法を用いて建屋内外水位の逆転が起こらないことを確認していく。

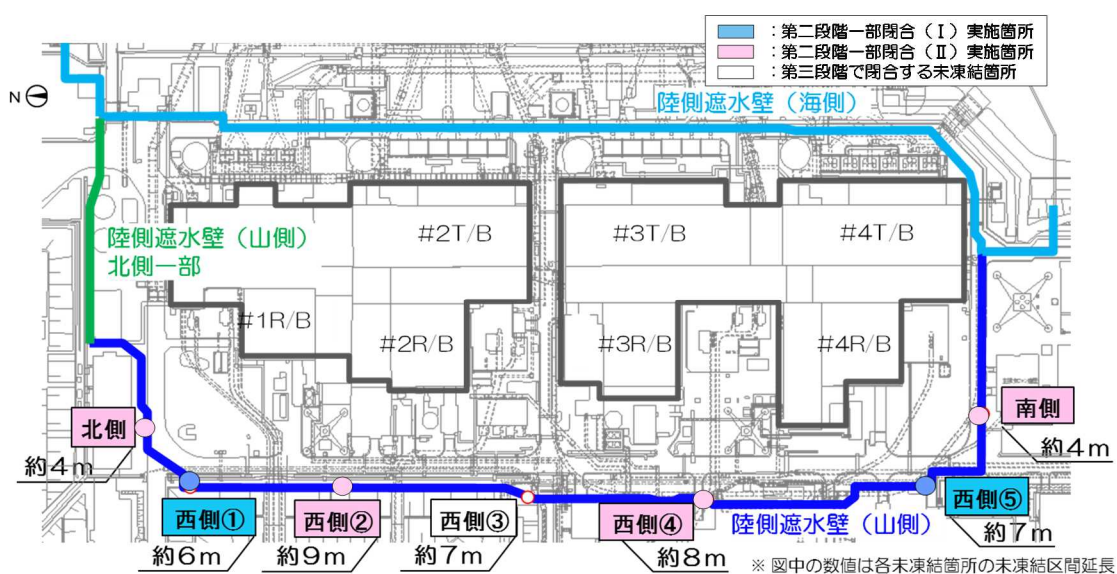


図-1 第三段階（完全閉合）における閉合実施箇所

2. 第三段階（完全閉合）の評価

山側からの地下水は「凍結に至っていない箇所^{※1}」と「未凍結箇所（西側③）」から流入している。評価にあたっては、第三段階（完全閉合）の実施期間に「凍結に至っていない箇所」および「未凍結箇所（西側③）」が全て凍結し、地下水流入が無くなる状態を想定しても、建屋内外水位の逆転は起こらないことを確認する。

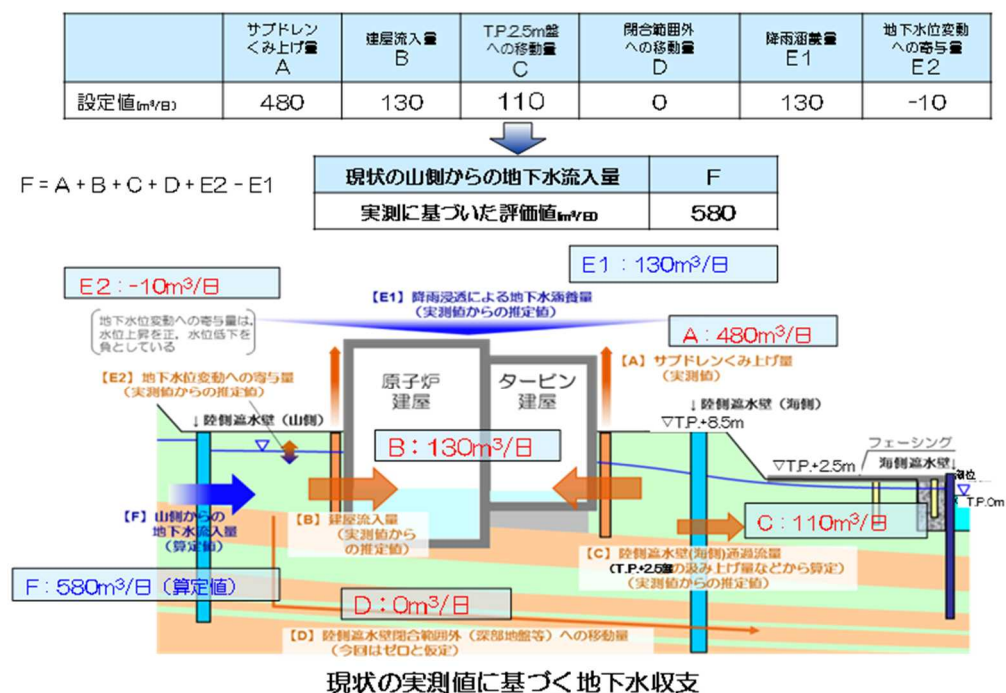
※1：第一段階フェーズ2および第二段階一部閉合（I）、（II）で凍結対象としていた範囲で凍結に至っていない箇所

(1) 第三段階（完全閉合）の実施期間における建屋周辺の地下水位変動の想定

第三段階（完全閉合）の実施期間における建屋周辺の地下水位変動について、下記の通り想定される。

(ア) 閉合前の山側からの地下水流入量の想定

第三段階（完全閉合）実施前の山側からの地下水流入量を，第二段階一部閉合（Ⅱ）開始後の期間（2017.5.1～5.31）の実測値に基づいて評価した。その結果，山側からの流入量は 580m³/日程度と想定される（図－2）。



※ 当該期間において，深部透水層（粗粒，細粒砂岩）の水頭が互層部と同程度で，上部の中粒砂岩層よりも高いことから，深部地盤等への移動量D₁をゼロとする。

図－2 第三段階（完全閉合）実施前の山側からの地下水流入量の想定

(イ) 第三段階（完全閉合）の実施期間における山側からの地下水流入量の想定

山側からの地下水流入量には，(a)凍結に至っていない箇所（第一段階，第二段階一部閉合（Ⅰ），（Ⅱ））と，(b)1箇所の計画的な未凍結箇所からの流入がある。

(a)からの流入は凍結が進めばなくなることで，閉合後には(b)からの流入量もなくなることから，山側からの地下水流入量は 0m³/日となると仮定した。

(ウ) 第三段階（完全閉合）の実施期間における建屋周辺の地下水位変動の想定

第三段階（完全閉合）の実施期間における山側からの地下水流入量が 0m³/日となった場合でも，サブドレン稼働と建屋への地下水流入が継続することを評価し，建屋内外水位の逆転が生じない運用が可能であることを確認する。なお，閉合開始後の地下水位変動の想定にあたっては，以下の点に留意した。

- ・今後、建屋滞留水位を T. P. -0.036m まで徐々に低下するとともに、サブドレンの設定水位 (L 値) を建屋水位低下に伴い建屋水位+0.9m とすると仮定した。
- ・建屋への地下水流入量 (B) は、建屋内外水位差の減少に伴い減少するものとした。
(図-3)
- ・T. P. 2.5m 盤への地下水の移動量 (C) は、陸側遮水壁 (海側) の内外水位差の減少に伴い減少するものとした。(図-4)
- ・閉合後の降雨涵養量 (E 1) は、過去 (1977~2016 年) の 24 か月間累積最小降雨を用いた。

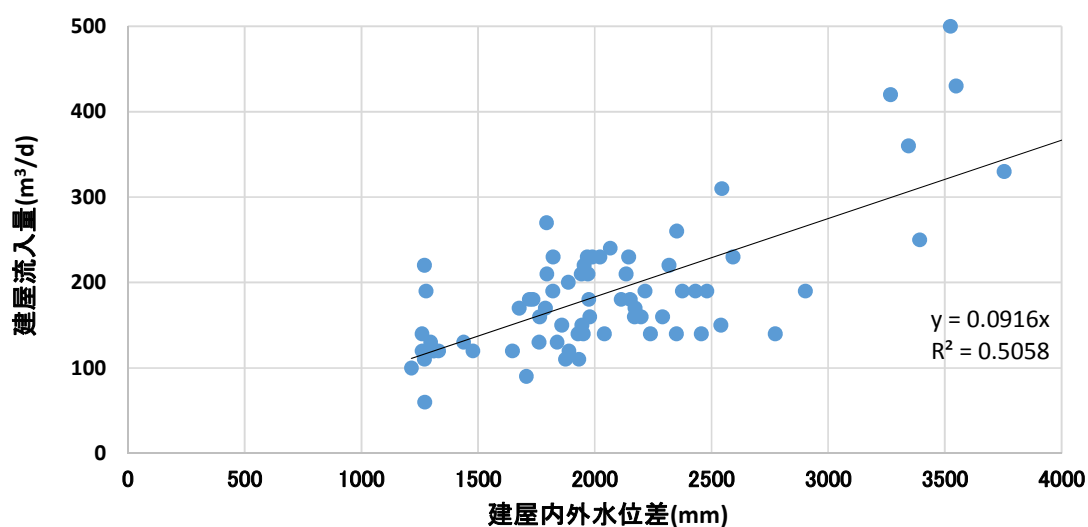


図-3 建屋内外水位差と建屋流入量の関係 (期間: 2016.1~2017.5)

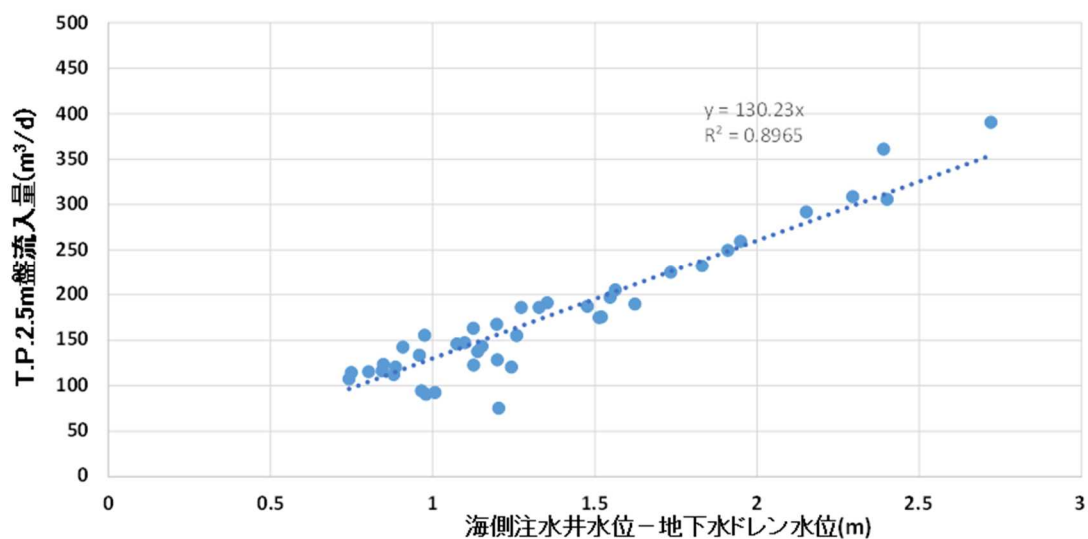


図-4 海側注水井水位-地下水ドレン水位と T. P. 2.5m 盤流入量の関係
(期間: 2016.7~2017.5)

その結果、完全閉合の効果が現れ、山側からの地下水流入量が $0\text{m}^3/\text{日}$ となった後においても、サブドレンの稼働は継続し、また建屋内外水位差は 0.9m 以上確保されると想定される（図-5）。

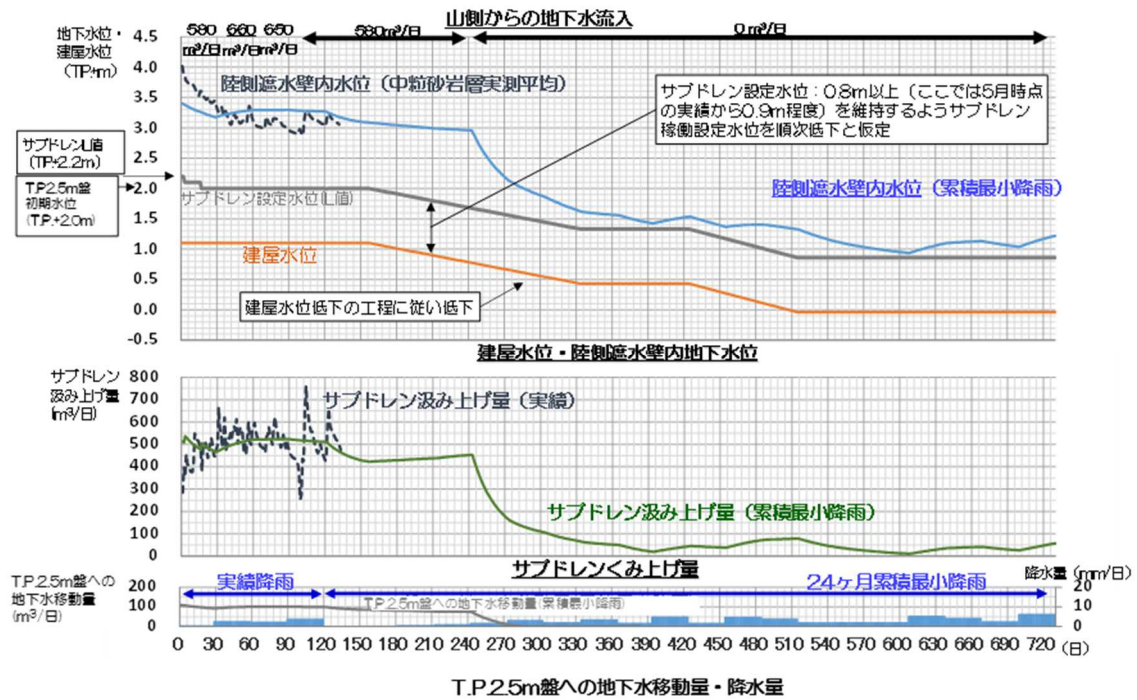


図-5 第三段階（完全閉合）の実施期間における建屋周辺の地下水位変動の想定

(2) 評価結果

第三段階（完全閉合）後に、山側からの地下水流入量が $0\text{m}^3/\text{日}$ となった場合の地下水収支を確認した結果、サブドレンの稼働は継続し、建屋周辺の地下水位はサブドレン設定水位（L値）よりも高い位置で推移すると想定されることから、建屋内外水位の逆転は生じないと評価した。

上記より、未凍結箇所（西側③）を閉合しても、地下水位管理上、問題とはならないともと考えられる。

以上

陸側遮水壁（山側ライン）における試験凍結の実施

1. はじめに

陸側遮水壁は、地盤中に凍結管を約1 m間隔で配置し、凍結管内にブライン（冷却材）を循環させて凍結管周囲の地盤を凍結して造成する。陸側遮水壁を造成するための機器は、冷凍機、冷却塔、冷却水循環ポンプ、ブライン循環ポンプ、ブライン供給ポンプ、ブライントank、ブライン移送管、接続管、凍結管（以下：「ブライン循環設備」という）で構成されている。

試験凍結では、主に、ブライン移送管や凍結管等に循環されるブラインや測温管で計測される地中の温度変化傾向を確認し、ブライン循環設備の全体システムや地下水流況の影響等を確認する。

本実施計画は、様々な条件下で上記の温度変化傾向を確認していくことが対象であり、試験凍結箇所での閉合確認を実施するものではない。また、陸側遮水壁（山側ライン）の閉合を開始するものではない。

2. 実施目的

試験凍結における具体的な実施目的は、以下の事項に関して、測温管で計測される地中温度、ブラインの送り側（ヘッダー管単位）温度、ブラインの戻り側（凍結管単位）温度の変化傾向を確認する。

- (1) ブライン循環設備の全体システムの稼働状況（ブライン移送距離、移送管設置形状）
- (2) 地下水流況の影響（設置箇所、背後斜面、周辺構造物）
- (3) 特殊環境の影響（複列箇所、試験凍結箇所が近接する場所）

上記の凍結環境において、特に影響が大きいと想定される箇所での凍結過程の地中温度などの温度変化傾向を確認することで、本格凍結時に留意すべき点の抽出や対応策を立案するための資料を得ることが可能となる。

3. 試験凍結箇所

具体的な実施箇所は以下の通り（図1参照）。

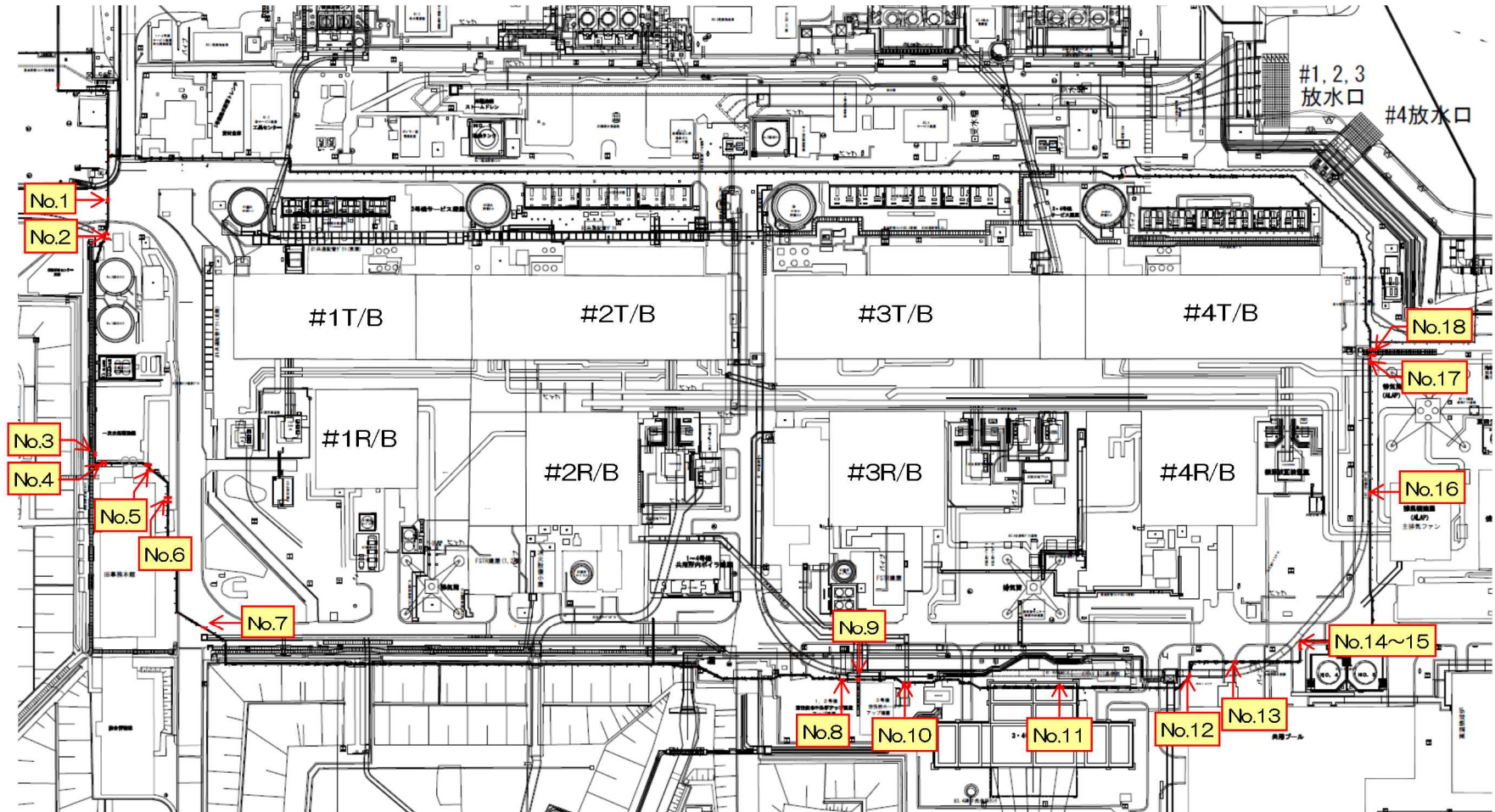


図1 試験凍結箇所

4. 試験凍結での確認項目

以下の項目を確認し、「2. 実施目的」で記載した内容を確認する。

測温管で計測される地中温度

ブラインの送り側（ヘッダー管単位）の温度

ブラインの戻り側（凍結管単位）の温度

5. 試験凍結時の建屋周辺地下水位に与える影響

フィージビリティ・スタディ※で実施した、延長12mの小規模遮水壁実証試験における遮水壁周辺の地下水位変動の分析結果および3次元浸透流解析結果から、今回の試験凍結実施においては、建屋周辺の地下水位低下の影響は僅かであるため、現状の建屋内滞留水と周辺地下水の水位差に大きく影響を与えるものではない。

※：資源エネルギー庁公募「平成25年度発電用原子炉等廃炉・安全技術基盤整備事業（地下水の流入抑制のための凍土方式による遮水技術に関するフィージビリティ・スタディ事業）」

以下にその理由を述べる。

- 1) フィージビリティ・スタディで実施した、延長12mの小規模遮水壁実証試験における遮水壁周辺の地下水位変動の分析結果から、小規模遮水壁実証試験では、凍結箇所近傍においては、約2.5ヶ月を経て15cm以下の水位低下であったこと、かつ約120m離隔したサブドレンの地下水位の低下傾向を確認できなかったことから、試験凍結の実施においては、降雨による一時的な水位上昇後の一過性による低下傾向を除き、建屋周辺の地下水位低下の影響は僅かである。（別添－1参照）
- 2) 今回実施する試験凍結時の3次元浸透流解析では、試験凍結前に対して、凍結完了後の地下水位低下幅は、凍結箇所近傍で1～3cm程度、建屋山側近傍で1cm程度の水位低下であり、かつ建屋海側近傍では水位低下はない結果であることから、試験凍結による建屋周辺の地下水位低下の影響は僅かである。（別添－2参照）

6. 緊急時の対応

(1) 試験凍結箇所近傍での地下水位低下時

- a. 試験凍結により地下水位に有意な影響が見られた場合には、試験凍結を休止する。

具体的な方法は、以下の通り。

- ・試験凍結箇所近傍および複数の試験凍結影響範囲外の地下水位を観測し、前日計測値からの試験凍結影響範囲外の変化量（ Δy_i ）、試験凍結箇所近傍の変化量（ Δx ）を算出

試験凍結箇所近傍の変化量 $\Delta x = H_{x前日} - H_{x本日}$ （単位：cm）

試験凍結影響範囲外の変化量 $\Delta y_i = H_{yi前日} - H_{yi本日}$ （単位：cm）（平均値で評価）

- ・荒天時等を除き，1日につき1回，上記2点を比較する。
- ・各々の変化量に関して，下記の評価式において15cm以上となった時点で，3日間の継続監視体制をとり，1日につき2回の監視体制をとる。なお，この評価式は試験凍結開始日より適用する。

$$\Sigma (\Delta X) - \Sigma (\Delta y_i) \geq 15\text{cm} \quad (\text{単位: cm})$$

ただし，4日目以降においても，15cm以上の場合は，試験凍結による地下水位に有意な影響が見られた場合と判断し，試験凍結を休止するとともに，原因究明を行う。

また，試験凍結休止以降においても，1日につき2回の監視体制をとる。

- ・試験凍結箇所近傍での地下水位を観測予定箇所等は図2に示す。

- b. 試験凍結の休止の判断後においては，「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」の本文に記載のとおり，試験凍結実施箇所近傍のサブドレン水位が建屋内滞留水の水位よりも高いことを継続監視し，「2.6.1.3 設計方針（2） 汚染水処理設備の長期間の停止，豪雨等があった場合にも，建屋等の外への漏えいが防止できるよう水位を管理する。」に準拠する。

なお，休止解除にあつては，試験凍結箇所近傍や建屋周辺の地下水位を継続監視し，休止判断段階での基準水位に回復見込めた段階で試験凍結を再開する。

(2) 機器の単一故障

ブライン循環設備の故障・破損時には，速やかに必要な対応・復旧を実施する。

(3) 外部電源喪失時

ブライン循環設備の電源は，異なる2系統の所内高圧母線から受電できる構成とする。

(4) 外部人為事象に対する対応

外部人為事象に対する設計上の考慮については，発電所全体の対応に従う（実施計画 II-1-14 設計上の考慮（3）外部人為事象に対する設計上の考慮）。

ブライン循環設備の機能確認に関する個別対応としては，凍結プラント建屋・制御盤等の施錠を行うことで，関係者以外の立ち入り・操作を制限する。

また，凍結プラント稼働状況，ブライン循環ポンプ，ブライン供給ポンプ等機器類の稼働状況等について，遠隔監視することで，不正操作の有無を速やかに検知する。

7. 別添

別添—1 小規模遮水壁実証試験における遮水壁周辺の地下水位変動の分析結果

別添—2 試験凍結時の3次元浸透流解析結果

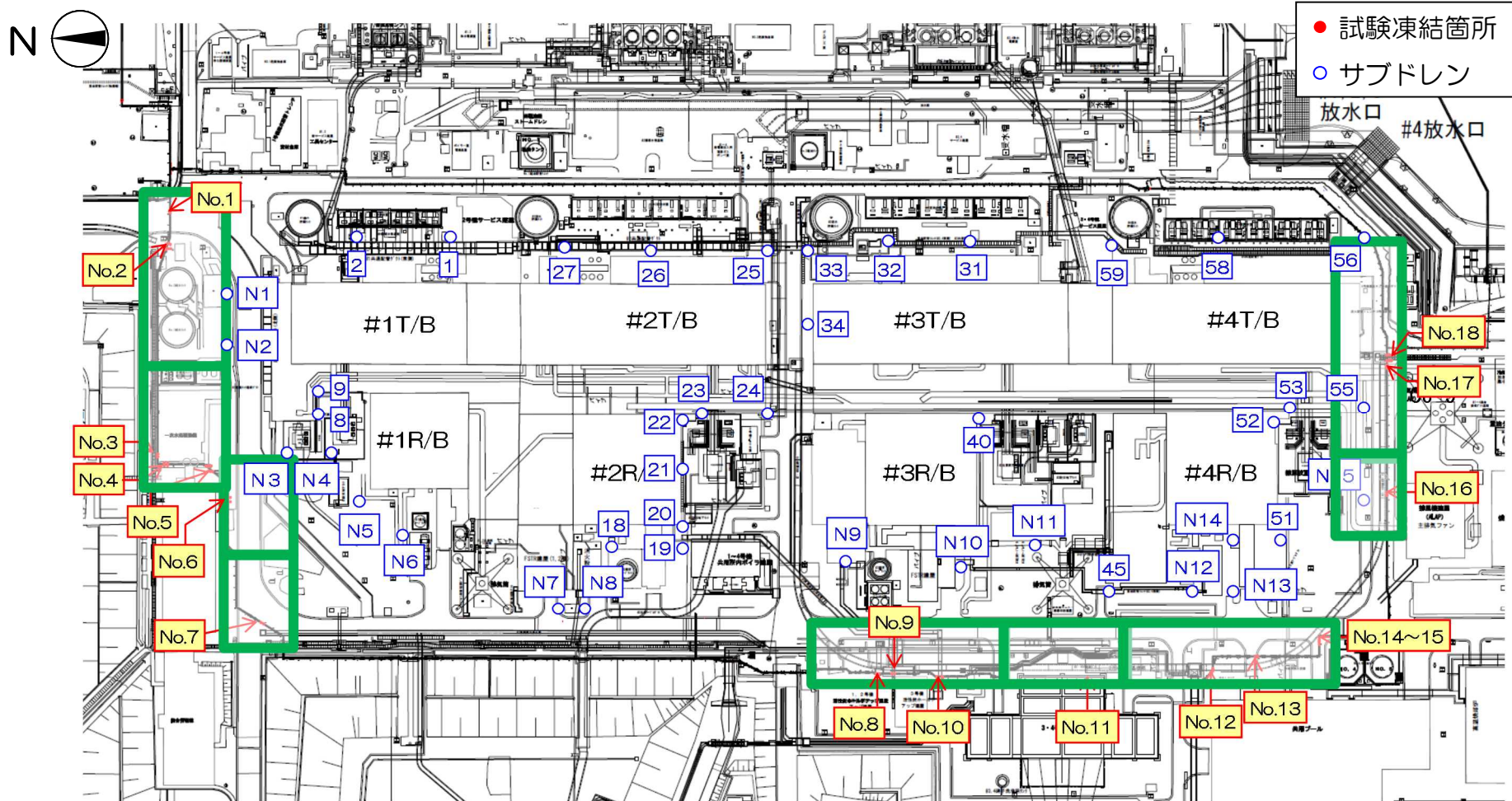


図2 試験凍結箇所・サブドレン・試験凍結箇所近傍地下水位観測予定箇所（緑枠※1） 位置関係

※1 試験凍結箇所近傍 地下水位観測予定箇所：敷地制約を考慮しながら、可能な限り試験凍結箇所近傍で地下水位を観測予定

※2 試験凍結影響範囲外 地下水位観測予定箇所：複数箇所（4箇所以上）を選定し、凍結影響範囲外で観測予定

小規模遮水壁実証試験における遮水壁周辺の地下水位変動の分析結果

1. 分析方法

フィージビリティ・スタディ[※]で実施した延長 12mの小規模遮水壁実証試験における遮水壁周辺の地下水位変動について分析した（図1参照）。

今回着目した地下水位観測位置は、地下水の流れに対して以下の通りである。

上流側（遮水壁周辺）：OS-5, OS-6

下流側（遮水壁周辺）：OS-2, OS-3, OS-4, 観測井C

下流側（建屋周辺）：サブドレン SD45

なお、今回実施の試験凍結での最大造成長は約 8mであり、小規模遮水壁実証試験の方が遮水壁造成長の規模（12m）は大きく、地下水位変動の分析結果は保守的な評価といえる。

※：資源エネルギー庁公募「平成 25 年度発電用原子炉等廃炉・安全技術基盤整備事業（地下水の流入抑制のための凍土方式による遮水技術に関するフィージビリティ・スタディ事業）」

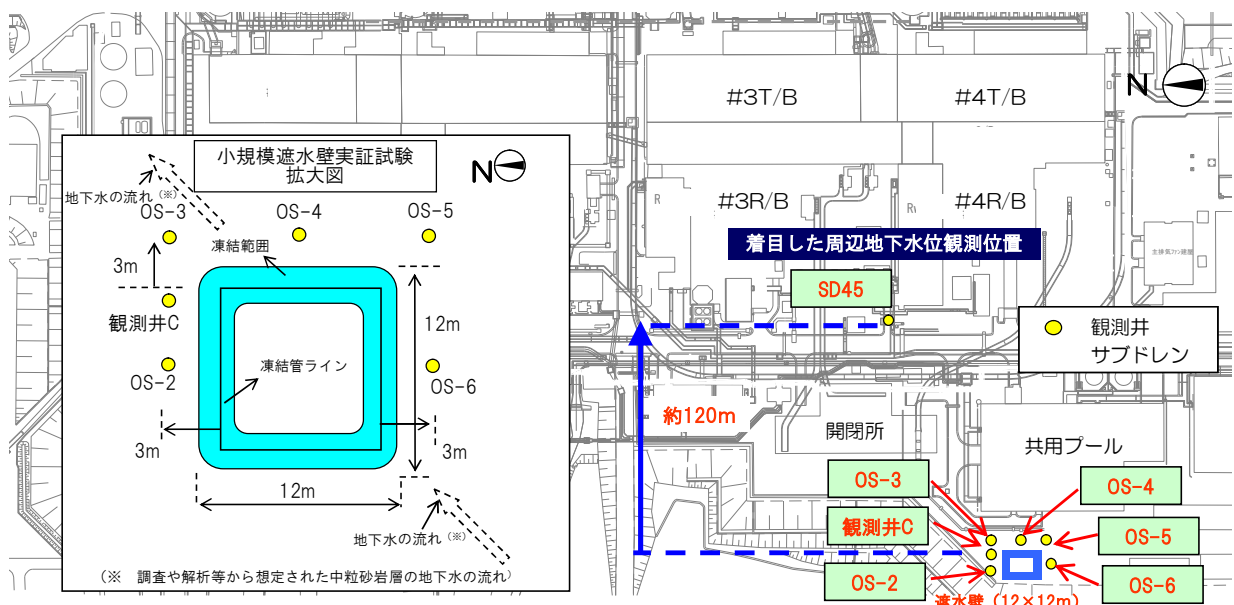


図1 小規模遮水壁実証試験での地下水位観測位置

2. 分析結果

小規模遮水壁周辺での地下水変動の経時変化（2014年3月～2014年5月）を以下に示す（図2，表1参照）。

なお，図中の①，②，③に関する定義は以下の通りである。

- ①：試験スタート時：2014/3/14～3/20（7日間平均値）
- ②：2014/5/25～5/31（7日間平均値）
- ③：降雨影響による水位変動幅：2014/4/30～5/1

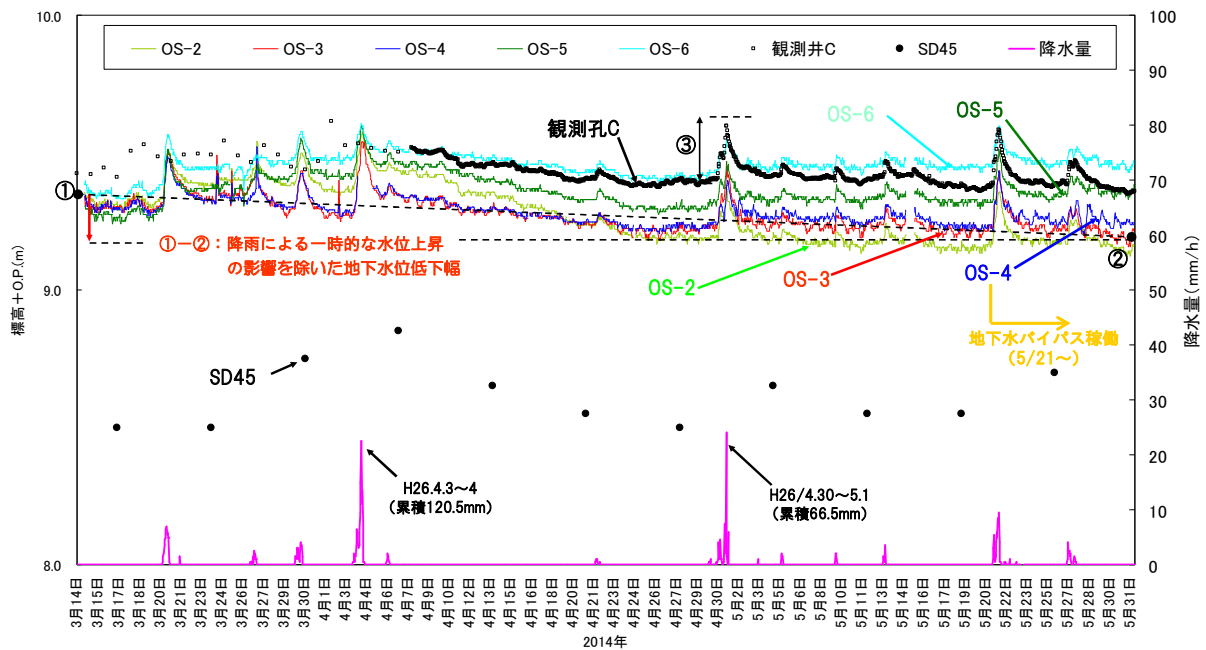


図2 小規模遮水壁実証試験での地下水変動の経時変化

※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.への読み替え地（-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

表1 小規模遮水壁近傍での地下水変動の経時変化量

[地下水位変動幅：+：上昇 ▲：低下]

測定箇所	平均低下幅 (3/14~5/31)	降雨影響 (4/30~5/1)
	降雨等の影響を除外 ※1 (cm)	※2 (cm)
OS-2	▲ 14	+18
OS-3	▲ 9	+24
OS-4	▲ 5	+17
OS-5	+8	+17
OS-6	+11	+14
観測井C	▲ 8	+20

※1：①と②の差分から算出

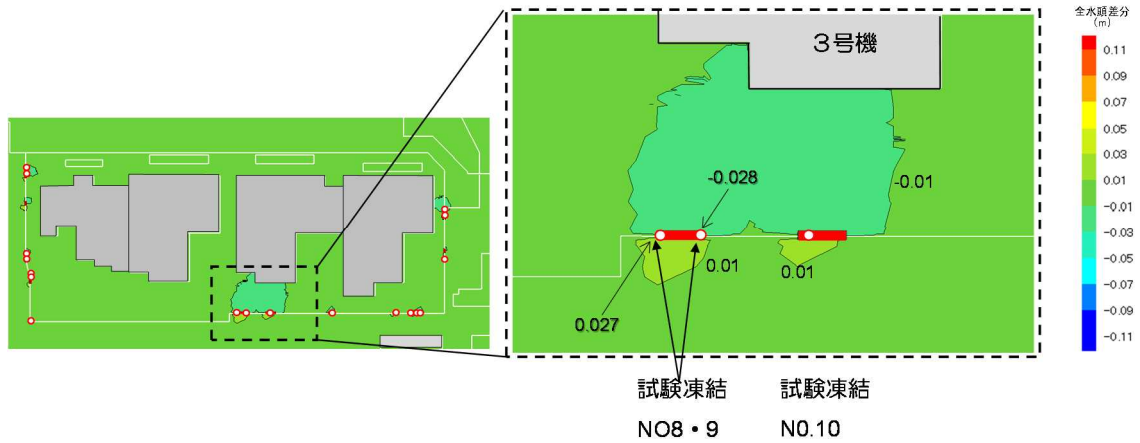
※2：降雨前3日間平均と降雨時最大値との差から算出

3. まとめ

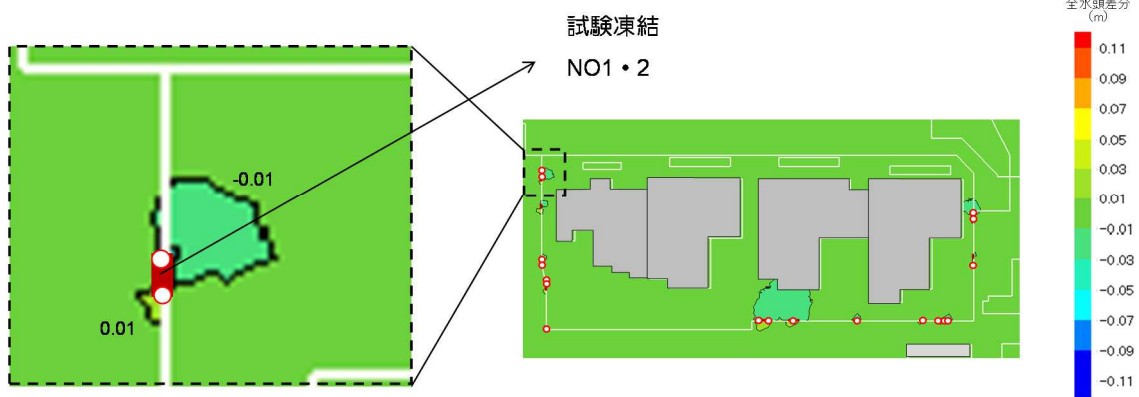
- ・小規模遮水壁近傍の地下水位観測値の分析結果から、降雨による一時的な水位上昇を除き、地下水位低下幅は近傍の水位観測孔において、約2.5ヶ月経て15cm以下。
- ・一方、降雨の影響による一時的な水位上昇幅は、2日間程度で20cm程度あり、降雨による変動上昇幅は大きく、その後の一過性による水位低下幅も大きい。
- ・小規模遮水壁から最近傍（東に約120m）のサブドレン（SD45）の地下水位変動は、低下傾向を確認できなかった。

試験凍結時の3次元浸透流解析結果

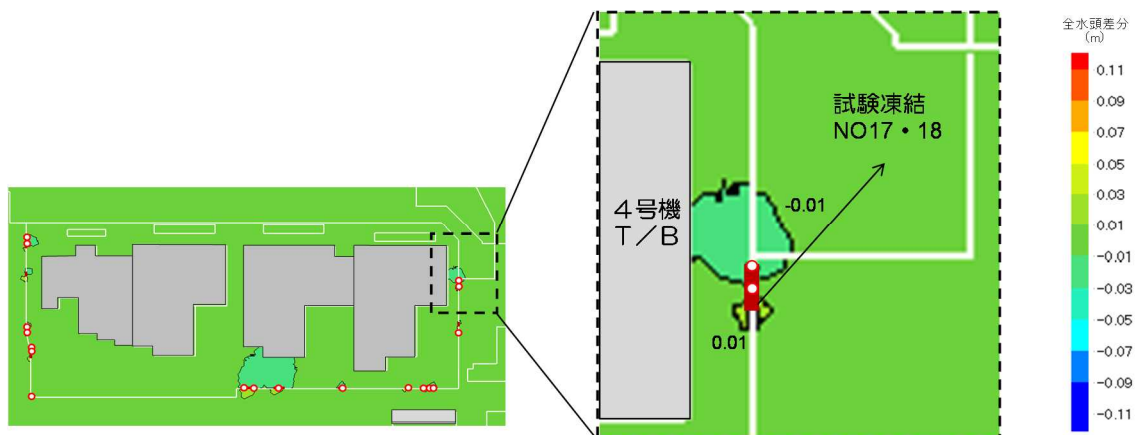
○3次元浸透流解析による試験凍結前に対する凍結後の地下水位増減の差分コンターを以下に示す。



西側：3号機山側



北側：1号機



南側：4号機

2.10 放射性固体廃棄物等の管理施設

2.10.1 基本設計

2.10.1.1 設置の目的

放射性固体廃棄物や事故後に発生した瓦礫等の放射性固体廃棄物等の管理施設は、作業員の被ばく低減、公衆被ばくの低減及び安定化作業の安全確保のために、放射性固体廃棄物等を適切に管理することを目的として設置する。

2.10.1.2 要求される機能

放射性固体廃棄物等の処理・貯蔵にあたっては、その廃棄物の性状に応じて、適切に処理し、十分な保管容量を確保し、遮蔽等の適切な管理を行うことにより、敷地周辺の線量を達成できる限り低減すること。

2.10.1.3 設計方針

(1) 貯蔵設備

放射性固体廃棄物は、固体廃棄物貯蔵庫、サイトバンカ、使用済燃料プール、使用済燃料共用プール、使用済樹脂貯蔵タンク、造粒固化体貯槽等に貯蔵、または保管する設計とする。

発電所敷地内において、今回の地震、津波、水素爆発による瓦礫や放射性物質に汚染した資機材、除染を目的に回収する土壌等の瓦礫類は、固体廃棄物貯蔵庫、仮設保管設備、屋外等に一時保管エリアを設定し、一時保管する。

伐採木は、屋外の一時保管エリアに一時保管する。

使用済保護衣等は、固体廃棄物貯蔵庫、仮設保管設備、屋外の一時保管エリアに一時保管する。

(2) 被ばく低減

放射性固体廃棄物の管理施設は、作業員及び公衆の被ばくを達成できる限り低減できるように、必要に応じて十分な遮蔽を行う設計とする。

瓦礫等の管理施設については、保管物の線量に応じた適切な遮蔽や設置場所を考慮することにより、被ばく低減を図る設計とする。

(3) 飛散等の防止

放射性固体廃棄物の管理施設は、処理過程における放射性物質の散逸等を防止する設計とする。

瓦礫等の管理施設については、発電所敷地内の空間線量率を踏まえ、周囲への汚染拡大の影響の恐れのある場合には、容器、仮設保管設備、固体廃棄物貯蔵庫、覆土式一時保管施設に収納、またはシートによる養生等を実施する。

(4) 貯蔵能力

放射性固体廃棄物や事故後に発生した瓦礫等を適切に管理するため、今後の発生量に応じて保管場所を計画的に追設し、保管容量を十分に確保する（Ⅲ. 3. 2. 1 参照）。

(5) 津波への対応

固体廃棄物貯蔵庫、瓦礫等一時保管エリア（1ヵ所除く）は、アウターライズ津波が到達しないと考えられる標高の高い場所に設置されている。また、敷地北側の標高の低い1ヵ所（T.P.+約11m）の一時保管エリアについてもアウターライズ津波が遡上しないことを確認している。

サイトバンカ、使用済燃料プール、使用済燃料共用プール、使用済樹脂貯蔵タンク、造粒固化体貯槽等の貯蔵設備についても仮設防潮堤によりアウターライズ津波が遡上しないことを確認している（Ⅲ. 3. 1. 3 参照）。

(6) 外部人為事象への対応

外部人為事象に対する設計上の考慮については、発電所全体の外部人為事象の対応に従う（Ⅱ. 1. 14 参照）。

(7) 火災への対応

火災に対する設計上の考慮については、発電所全体の火災への対応に従う（Ⅲ. 3. 1. 2 参照）。

2. 10. 1. 4 主要な設備

(1) 固体廃棄物貯蔵庫（第1棟～第8棟）

固体廃棄物貯蔵庫は、原子炉設置許可申請書、工事計画認可申請書に基づく設備であり、1～6号機で発生したドラム缶に収納された放射性固体廃棄物、ドラム缶以外の容器に収納された放射性固体廃棄物、開口部閉止措置を実施した大型廃棄物であるドラム缶等の他、使用済保護衣等や原子炉設置許可申請書、工事計画認可申請書にて許可されていない瓦礫類を一時保管する。

瓦礫類は、材質により可能な限り分別し、容器に収納して一時保管エリアとしての固体廃棄物貯蔵庫内に一時保管する。また、容器に収納できない大型瓦礫類は、飛散抑制対策を講じて一時保管する。

固体廃棄物貯蔵庫は、第1棟～第8棟の8つの棟からなり、第6棟～第8棟については、地上1階、地下2階で構成している。固体廃棄物貯蔵庫に一時保管する瓦礫類のうち、目安線量として表面30mSv/hを超える高線量の瓦礫類は地下階に保管する。地下階に高線量の瓦礫類を保管した場合には、コンクリート製の1階の床及び天井や壁による遮蔽効果により固体廃棄物貯蔵庫表面またはエリア境界の線量は十分低減されるが、この場合には、固体廃棄物貯蔵庫表面またはエリア境界において法令で定められた管理区

域の設定基準線量 (1.3mSv/3ヶ月 (2.6 μ Sv/h) 以下) を満足するよう運用管理を実施する。ただし、バックグラウンド線量の影響を除く。なお、最大線量と想定している表面線量率 10Sv/h の瓦礫類を地下 2 階一面に収納したと仮定した場合でも、固体廃棄物貯蔵庫建屋表面線量率は約 $4 \times 10^{-7} \mu$ Sv/h となり、法令で定められた管理区域の設定基準線量を満足することを評価し、確認している。

震災後の固体廃棄物貯蔵庫の建物調査の結果、第 1 棟については屋根や壁、柱の一部、第 2 棟については柱の一部に破損があり、第 3 棟と第 4 棟については、床の一部に亀裂がみられるため、工事計画認可申請書記載の機能を満足するよう復旧し使用していく。第 1 棟、第 3 棟の復旧工事は概ね終了しており、第 2 棟、第 4 棟は平成 27 年中に復旧する予定である。第 5 棟～第 8 棟については、大きな損傷はみられない。

また、固体廃棄物貯蔵庫の第 1 棟～第 8 棟のうち、第 4 棟～第 8 棟については遮蔽機能、第 5 棟～第 8 棟については耐震性を以下の工事計画認可申請書により確認している。

- 第 1 棟 建設時第 1 7 回工事計画認可申請書 (45 公第 3715 号 昭和 45 年 5 月 11 日認可)
- 第 2 棟 建設時第 1 9 回工事計画認可申請書 (47 公第 577 号 昭和 47 年 2 月 28 日認可)
- 第 3 棟 建設時第 1 5 回工事計画認可申請書 (48 資庁第 1626 号 昭和 48 年 10 月 22 日認可)
- 第 4 棟 建設時第 1 4 回工事計画認可申請書 (50 資庁第 12545 号 昭和 51 年 1 月 31 日認可)
建設時第 2 1 回工事計画軽微変更届出書 (総官第 860 号 昭和 51 年 11 月 4 日届出)
建設時第 2 5 回工事計画軽微変更届出書 (総官第 1293 号 昭和 52 年 2 月 7 日届出)
- 第 5 棟 工事計画認可申請書 (平成 11・09・06 資第 11 号 平成 11 年 10 月 6 日認可)
建設時第 1 4 回工事計画認可申請書 (51 資庁第 11247 号 昭和 51 年 10 月 22 日認可)
建設時第 2 1 回工事計画軽微変更届出書 (総官第 1341 号 昭和 52 年 2 月 15 日届出)
- 第 6 棟 建設時第 1 4 回工事計画認可申請書 (52 資庁第 2942 号 昭和 52 年 4 月 12 日認可)
- 第 7 棟 工事計画認可申請書 (55 資庁第 9548 号 昭和 55 年 8 月 28 日認可)
工事計画軽微変更届出書 (総文発官 56 第 430 号 昭和 56 年 6 月 26 日届出)
- 第 8 棟 工事計画認可申請書 (56 資庁第 14021 号 昭和 56 年 11 月 30 日認可)

(2) サイトバンカ

サイトバンカは、原子炉設置許可申請書、工事計画認可申請書に基づく設備であり、

1～6号機で発生した原子炉内で照射された使用済制御棒，チャンネルボックス等を保管する。ただし，サイトバンカに保管する前段階において，原子炉内で照射された使用済制御棒，チャンネルボックス等は使用済燃料プールに貯蔵するか，原子炉内で照射されたチャンネルボックス等は運用補助共用施設内の使用済燃料共用プールに貯蔵する。

また，構造強度及び耐震性については，以下の工事計画認可申請書等により確認している。

工事計画認可申請書（53資庁第7311号 昭和53年8月18日認可）

工事計画軽微変更届出書（総文発官53第994号 昭和53年11月4日届出）

(3) 使用済樹脂，フィルタスラッジ，濃縮廃液（造粒固化体（ペレット））の貯蔵設備

使用済樹脂，フィルタスラッジ，濃縮廃液（造粒固化体（ペレット））の貯蔵設備は，原子炉設置許可申請書，工事計画認可申請書に基づく設備であり，1～5号機廃棄物処理建屋（廃棄物地下貯蔵設備建屋を含む），6号機原子炉建屋付属棟，廃棄物集中処理建屋，運用補助共用施設内にある使用済樹脂貯蔵タンク，地下使用済樹脂貯蔵タンク，機器ドレン廃樹脂タンク，廃スラッジ貯蔵タンク，地下廃スラッジ貯蔵タンク，沈降分離タンク，造粒固化体貯槽等である。

現状において1～4号機廃棄物処理建屋及び廃棄物集中処理建屋設置分については，水没や汚染水処理設備の設置等により高線量となっており貯蔵設備へアクセスできないが，仮に放射性廃液等が漏えいしたとしても滞留水に対する措置により系外へ漏えいする可能性は十分低く抑えられている（Ⅰ.2.3.7，Ⅱ.2.6参照）。

なお，点検が可能な液体廃棄物処理系または5，6号機のタンク等について，定期的に外観点検または肉厚測定等を行い，漏えいのないことを確認することにより，当該貯蔵設備の状態を間接的に把握する。

今後，滞留水の処理状況が進み，環境が改善されれば確認を実施していく。

6号機原子炉建屋付属棟の地下を除いた5号機廃棄物処理建屋，6号機原子炉建屋付属棟及び運用補助共用施設の貯蔵設備については，大きな損傷がないこと並びに工事計画認可申請書等により構造強度，耐震性及び建屋内壁による遮蔽機能を確認している。

6号機原子炉建屋付属棟の地下は，滞留水により没水しアクセスできないことから，貯蔵設備に対する滞留水の影響について確認しており（Ⅱ.2.33 添付資料-3参照），今後，滞留水の処理状況が進み，環境が改善されれば確認を実施していく。

主要な設備・機器について以下に示す。

a. 5号機

(a) 廃棄物地下貯蔵設備使用済樹脂貯蔵タンク

工事計画認可申請書（57資庁第13908号 昭和57年11月9日認可）

(b) 廃棄物地下貯蔵設備廃スラッジ貯蔵タンク

工事計画認可申請書（57資庁第13908号 昭和57年11月9日認可）

(c) 液体・固体廃棄物処理系浄化系スラッジ放出混合ポンプ

- 建設時第3回工事計画認可申請書（47公第11378号 昭和48年2月19日認可）
建設時第9回工事計画変更認可申請書（49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可）
建設時第23回工事計画変更認可申請書（52資庁第519号 昭和52年3月1日認可）
- (d) 液体・固体廃棄物処理系浄化系スラッジブースタポンプ
建設時第3回工事計画認可申請書（47公第11378号 昭和48年2月19日認可）
建設時第9回工事計画変更認可申請書（49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可）
建設時第23回工事計画変更認可申請書（52資庁第519号 昭和52年3月1日認可）
- (e) 液体・固体廃棄物処理系床ドレン系廃スラッジサージポンプ
建設時第3回工事計画認可申請書（47公第11378号 昭和48年2月19日認可）
建設時第9回工事計画変更認可申請書（49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可）
建設時第23回工事計画変更認可申請書（52資庁第519号 昭和52年3月1日認可）
建設時第28回工事計画軽微変更届出書（総官第303号 昭和52年5月30日届出）
- (f) 液体・固体廃棄物処理系使用済樹脂貯蔵タンク
建設時第3回工事計画認可申請書（47公第11378号 昭和48年2月19日認可）
建設時第9回工事計画変更認可申請書（49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可）
- (g) 液体・固体廃棄物処理系濃縮廃液貯蔵タンク
建設時第3回工事計画認可申請書（47公第11378号 昭和48年2月19日認可）
建設時第8回工事計画軽微変更届出書（総官第534号 昭和49年7月29日届出）
建設時第9回工事計画変更認可申請書（49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可）
建設時第23回工事計画変更認可申請書（52資庁第519号 昭和52年3月1日認可）
- (h) 液体・固体廃棄物処理系機器ドレン系廃スラッジサージタンク
建設時第3回工事計画認可申請書（47公第11378号 昭和48年2月19日認可）
建設時第4回工事計画軽微変更届出書（総官第1375号 昭和49年1月30日届出）
建設時第9回工事計画変更認可申請書（49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可）
- (i) 液体・固体廃棄物処理系床ドレン系廃スラッジサージタンク
建設時第3回工事計画認可申請書（47公第11378号 昭和48年2月19日認可）
建設時第4回工事計画軽微変更届出書（総官第1375号 昭和49年1月30日届出）
建設時第9回工事計画変更認可申請書（49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可）
- (j) 液体・固体廃棄物処理系原子炉冷却材浄化系廃樹脂貯蔵タンク
建設時第3回工事計画認可申請書（47公第11378号 昭和48年2月19日認可）
建設時第4回工事計画軽微変更届出書（総官第1375号 昭和49年1月30日届出）
建設時第9回工事計画変更認可申請書（49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可）
- (k) 液体・固体廃棄物処理系廃スラッジ貯蔵タンク
建設時第3回工事計画認可申請書（47公第11378号 昭和48年2月19日認可）
建設時第9回工事計画変更認可申請書（49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可）
- (l) 液体・固体廃棄物処理系フェイズセパレータ
建設時第3回工事計画認可申請書（47公第11378号 昭和48年2月19日認可）

建設時第4回工事計画軽微変更届出書（総官第1375号 昭和49年1月30日届出）

建設時第9回工事計画変更認可申請書（49資庁第15900号 昭和50年3月10日認可）

(m) 廃棄物地下貯蔵設備建屋

工事計画認可申請書（57資庁第13908号 昭和57年11月9日認可）

(n) 廃棄物処理建屋内壁

建設時第30回工事計画軽微変更届出書（総官第961号 昭和52年10月8日届出）

b. 6号機

(a) 液体固体廃棄物処理系原子炉浄化系フィルタスラッジ貯蔵タンク

建設時第4回工事計画認可申請書（49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可）

(b) 液体固体廃棄物処理系機器ドレンフィルタスラッジ貯蔵タンク

建設時第4回工事計画認可申請書（49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可）

(c) 液体固体廃棄物処理系使用済樹脂貯蔵タンク

建設時第4回工事計画認可申請書（49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可）

(d) 液体固体廃棄物処理系濃縮廃液貯蔵タンク

建設時第4回工事計画認可申請書（49資庁第21657号 昭和50年2月5日認可）

建設時第7回工事計画変更認可申請書（51資庁第9100号 昭和51年10月8日認可）

(e) 廃棄物処理建屋内壁

建設時第16回工事計画認可申請書（53資庁第5742号 昭和53年6月27日認可）

(4) 覆土式一時保管施設

一時保管エリアの中に設置する覆土式一時保管施設には、瓦礫類を一時保管することができる。

覆土式一時保管施設は、線量低減対策として覆土による遮蔽機能を有する一時保管施設である。

覆土式一時保管施設は、地面を掘り下げ、底部にベントナイトシート、遮水シート、保護土を設置し、瓦礫類を収納して上から保護シート、緩衝材、遮水シート、土で覆う構造である。遮水シートにより雨水等の浸入を防止し、飛散、地下水汚染を防止する。また、保管施設内に溜まった水をくみ上げる設備を設ける。

なお、覆土式一時保管施設に用いる遮水シートは、覆土の変形並びに地盤変状に追従できるように、引張伸び率が大きいものを使用する。

覆土による遮蔽機能が万が一損傷した場合には、損傷の程度に応じて、遮蔽の追加、施設の修復や瓦礫類の取り出しを行う。

(5) 伐採木一時保管槽

一時保管エリアの中に設置する伐採木一時保管槽には、伐採木を一時保管することができる。

伐採木一時保管槽は、防火対策や線量低減対策として覆土をする一時保管槽である。火災に対しては、双葉地方広域市町村圏組合火災予防条例を考慮している。

伐採木一時保管槽は、擁壁または築堤等にて保管槽を設置し、収納効率を上げるために伐採木（枝葉根）を減容し保管槽に収納して、保護シート、土、遮水シートで覆う構造である。また、伐採木（枝葉根）は、保管中の腐食による沈下を考慮する。

なお、伐採木一時保管槽に用いる遮水シートは、覆土の変形に追従できるよう、引張伸び率が大きいものを使用する。

覆土による遮蔽機能が万が一損傷した場合には、損傷の程度に応じて、遮蔽の追加、保管槽の修復や伐採木の取り出しを行う。

(6) 固体廃棄物貯蔵庫第9棟

固体廃棄物貯蔵庫第9棟は、固体廃棄物貯蔵庫第8棟の西側に位置する鉄筋コンクリート造で、平面が約125m（東西方向）×約48m（南北方向）、地上高さが約9mの建物及び平面が約27m（東西方向）×約33m（南北方向）、地上高さが約15mの建物から成り、共に地上2階、地下2階である。

1～6号機で発生したドラム缶に収納された放射性固体廃棄物、ドラム缶以外の容器に収納された放射性固体廃棄物、開口部閉止措置を実施した大型廃棄物であるドラム缶等及び雑固体廃棄物焼却設備より発生する焼却灰を保管する。

瓦礫類は、材質により可能な限り分別し、容器に収納して一時保管する。また、容器に収納できない大型瓦礫類は、飛散抑制対策を講じて一時保管する。

放射性固体廃棄物等からの放射線に対し、放射線業務従事者等を保護するため、また、敷地周辺の線量を達成できる限り低減するため、コンクリート製の壁及び天井により遮蔽を行う。

2.10.2 基本仕様

2.10.2.1 主要仕様

(1) 固体廃棄物貯蔵庫（第1棟～第8棟）（1～6号機共用）

棟数：8

容量：約284,500本（ドラム缶相当）

(2) サイトバンカ（1～6号機共用）

基数：1

容量：約4,300m³

(3) 仮設保管設備

a. 一時保管エリアA1（テント）

大きさ：幅約33m×奥行約51m

高さ：約16m

設置個数：1

b. 一時保管エリアA2（テント）

大きさ：幅約51m×奥行約51m

高さ：約16m

設置個数：1

(4) 覆土式一時保管施設

大きさ：約80m×約20m

高さ：約5m（最大）

設置個数：4

保管容量：約4000m³/箇所

上部：覆土（厚さ1m以上）、遮水シート、緩衝材、保護シート

底部、法面部：保護土、遮水シート、ベントナイトシート

(5) 伐採木一時保管槽

大きさ：1槽あたり、200m²以内

高さ：約3m

保管容量：1槽あたり、約600m³以内

上部：遮水シート、覆土（厚さ0.5m以上）、保護シート

槽間の離隔距離：2m以上

(6) 固体廃棄物貯蔵庫第9棟（1～6号機共用）

大きさ：約 125m（東西方向）×約 48m（南北方向），地上高さ約 9m

約 27m（東西方向）×約 33m（南北方向），地上高さ約 15m

棟数：1

容量：約 61,200m³（ドラム缶約 110,000 本相当）

補助遮蔽：

種類		主要寸法 (mm)	冷却 方法	材料
補助遮蔽	固体廃棄物貯蔵庫第9棟	天井 (地下2階)	自然 冷却	普通コンクリート (密度 2.1g/cm ³ 以上)
		北壁 (地下1階)		
		西壁 (地下1階)		
		南壁 (地下1階)		
		天井 (地下1階)		
		北壁 (1階)		
		西壁 (1階)		
		南壁 (1階)		
		天井 (1階)		
		北壁 (2階)		
		西壁 (2階)		
		南壁 (2階)		

種類		主要寸法 (mm)	冷却 方法	材料	
補助遮蔽	固体廃棄物貯蔵庫第9棟	天井 (地下2階)	600	自然 冷却	普通コンクリート (密度 2.1g/cm ³ 以上)
		北壁 (地下1階)	600		
		北壁 (1階)	600		
		西壁 (1階)	300		
		南壁 (1階)	300		
		北壁 (2階)	300		
		西壁 (2階)	300		
		南壁 (2階)	300		
		北壁 (屋上階)	300		
		西壁 (屋上階)	300		
		南壁 (屋上階)	300		
		天井 (屋上階)	300		

2.10.3 添付資料

- 添付資料－1 覆土式一時保管施設の主要仕様
- 添付資料－2 覆土式一時保管施設の仕様と安全管理
- 添付資料－3 伐採木一時保管槽の主要仕様
- 添付資料－4 伐採木一時保管槽の仕様と安全管理
- 添付資料－5 放射性固体廃棄物等の管理施設設置工程
- 添付資料－6 放射性固体廃棄物等の管理施設に係る確認項目
- 添付資料－7 固体廃棄物貯蔵庫第9棟の全体概要図
- 添付資料－8 固体廃棄物貯蔵庫第9棟平面図
- 添付資料－9 固体廃棄物貯蔵庫第9棟の構造強度に関する検討結果
- 添付資料－10 固体廃棄物貯蔵庫第9棟の安全避難通路に関する説明書及び安全避難通路を明示した図面
- 添付資料－11 固体廃棄物貯蔵庫第9棟の非常用照明に関する説明書及び取付箇所を明示した図面
- 添付資料－12 固体廃棄物貯蔵庫第9棟の火災防護に関する説明書並びに消火設備の取付箇所を明示した図面
- 添付資料－13 固体廃棄物貯蔵庫第9棟の補助遮蔽の放射線の遮蔽及び熱除去についての計算書
- 添付資料－14 固体廃棄物貯蔵庫第9棟の補助遮蔽に関する構造図
- 添付資料－15 固体廃棄物貯蔵庫第9棟に係る確認事項

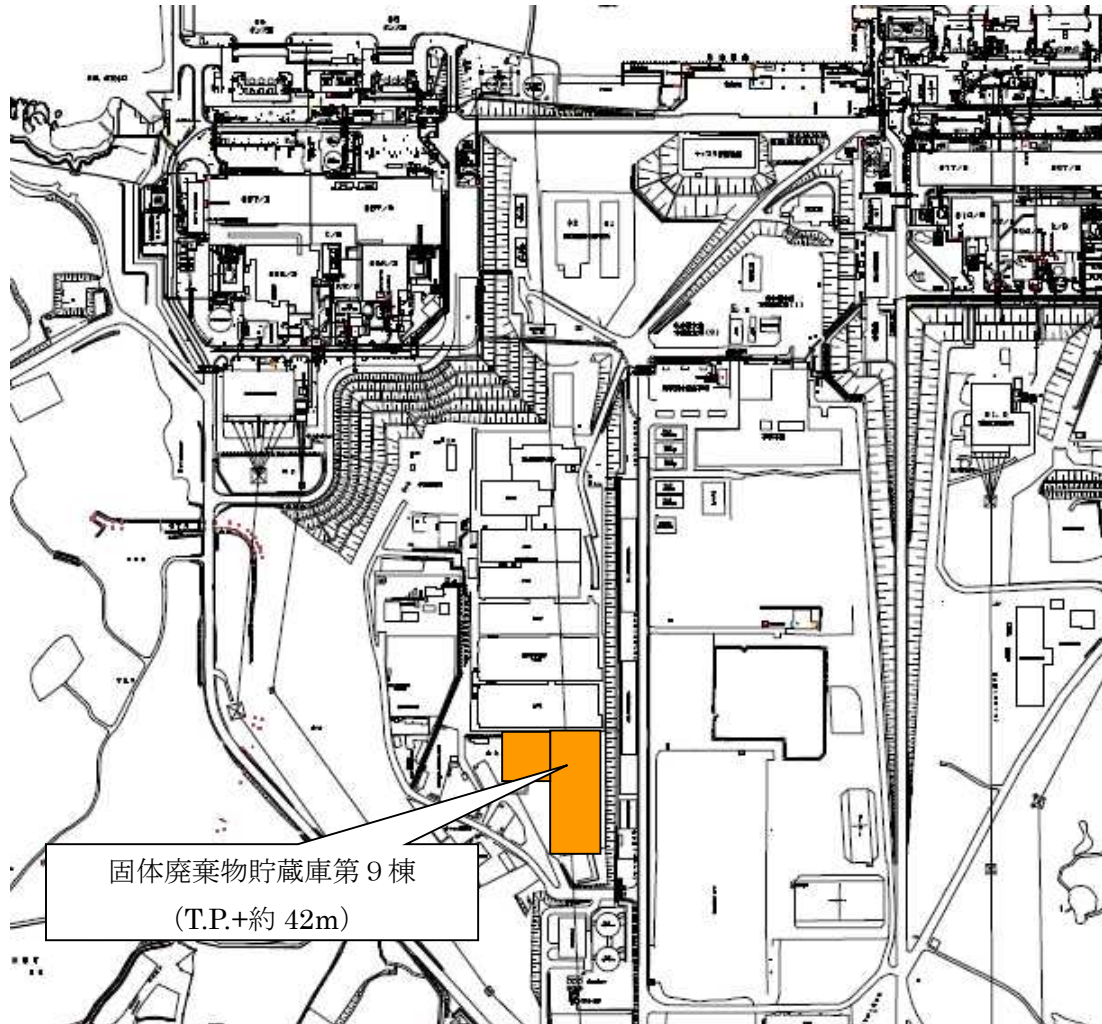
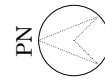


図- 1 固体廃棄物貯蔵庫第9棟の全体概要図

固体廃棄物貯蔵庫第9棟の構造強度に関する検討結果

固体廃棄物貯蔵庫第9棟を構成する貯蔵庫棟及び付帯設備棟は、耐震Cクラスとしての評価を実施した。

ただし、従来の固体廃棄物貯蔵庫（固化処理装置より下流の固体廃棄物取扱い設備（貯蔵庫を含む））は、「原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601）」上、耐震Cクラスと分類できるが、固体廃棄物貯蔵庫第9棟は、震災前に発生した放射性固体廃棄物を保管する他に、震災後に発生した高線量の瓦礫類を一時保管するという特殊性がある。

よって、固体廃棄物貯蔵庫第9棟の構造設計では、耐震安全性に余裕のある設計とした。

1. 貯蔵庫棟の耐震性評価

1.1 評価方針

貯蔵庫棟は、鉄筋コンクリート造の地下2階地上2階で、平面が124.6m（EW）×48.4m（NS）であり、地上高さは9.1mである。

貯蔵庫棟は、杭を介してG.L. -21m～-18mに位置するN値50以上の富岡層（泥岩）に支持させる。貯蔵庫棟の杭配置図、平面図及び断面図を図－1～図－8に示す。

貯蔵庫棟に加わる地震時の水平力は、耐震壁及び柱とはりからなるラーメン構造で負担する。耐震性の評価は、地震層せん断力係数として $1.0 \cdot C_i$ を採用した場合の当該部位の応力に対して行う。貯蔵庫棟の評価手順を図－9に示す。

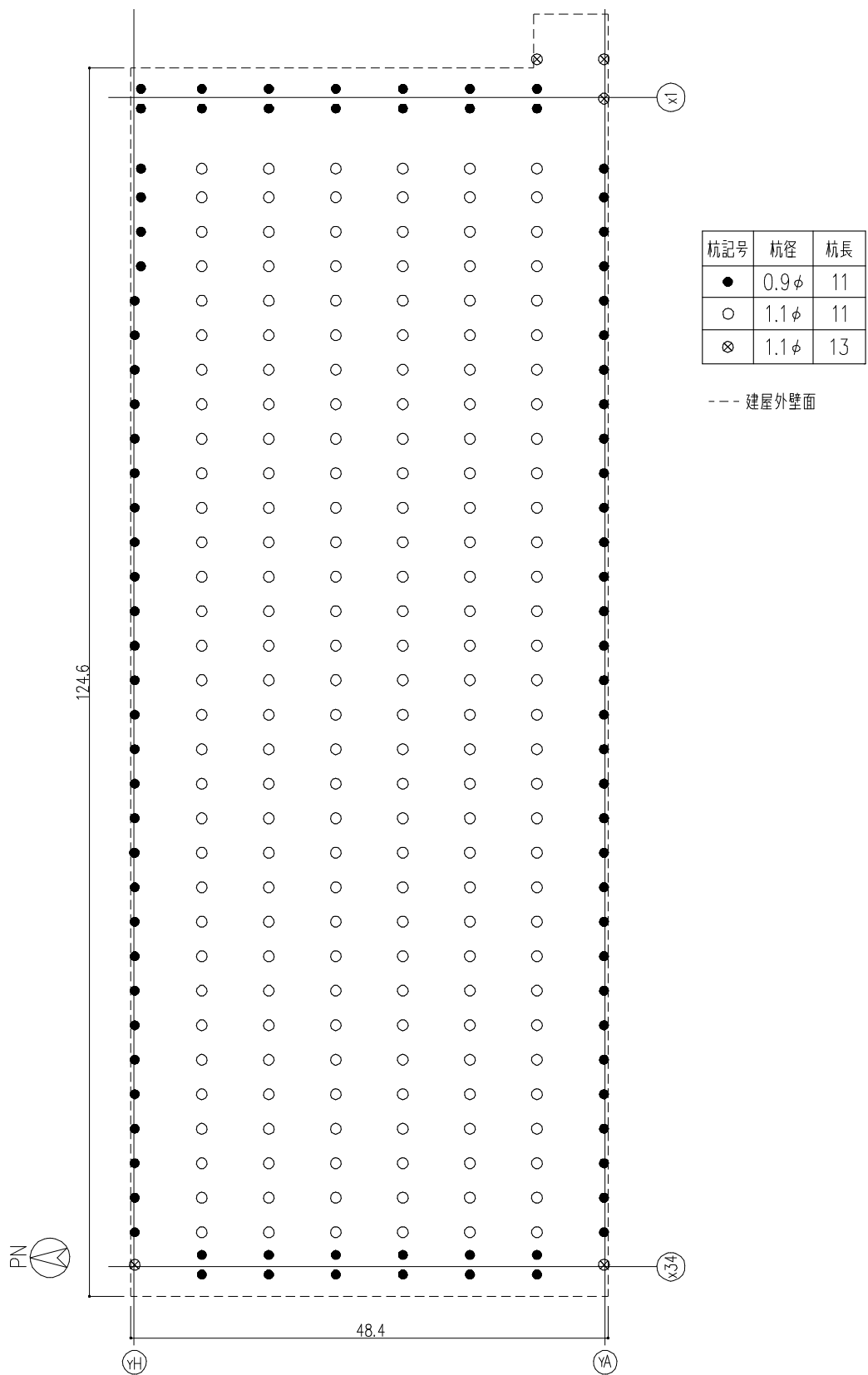
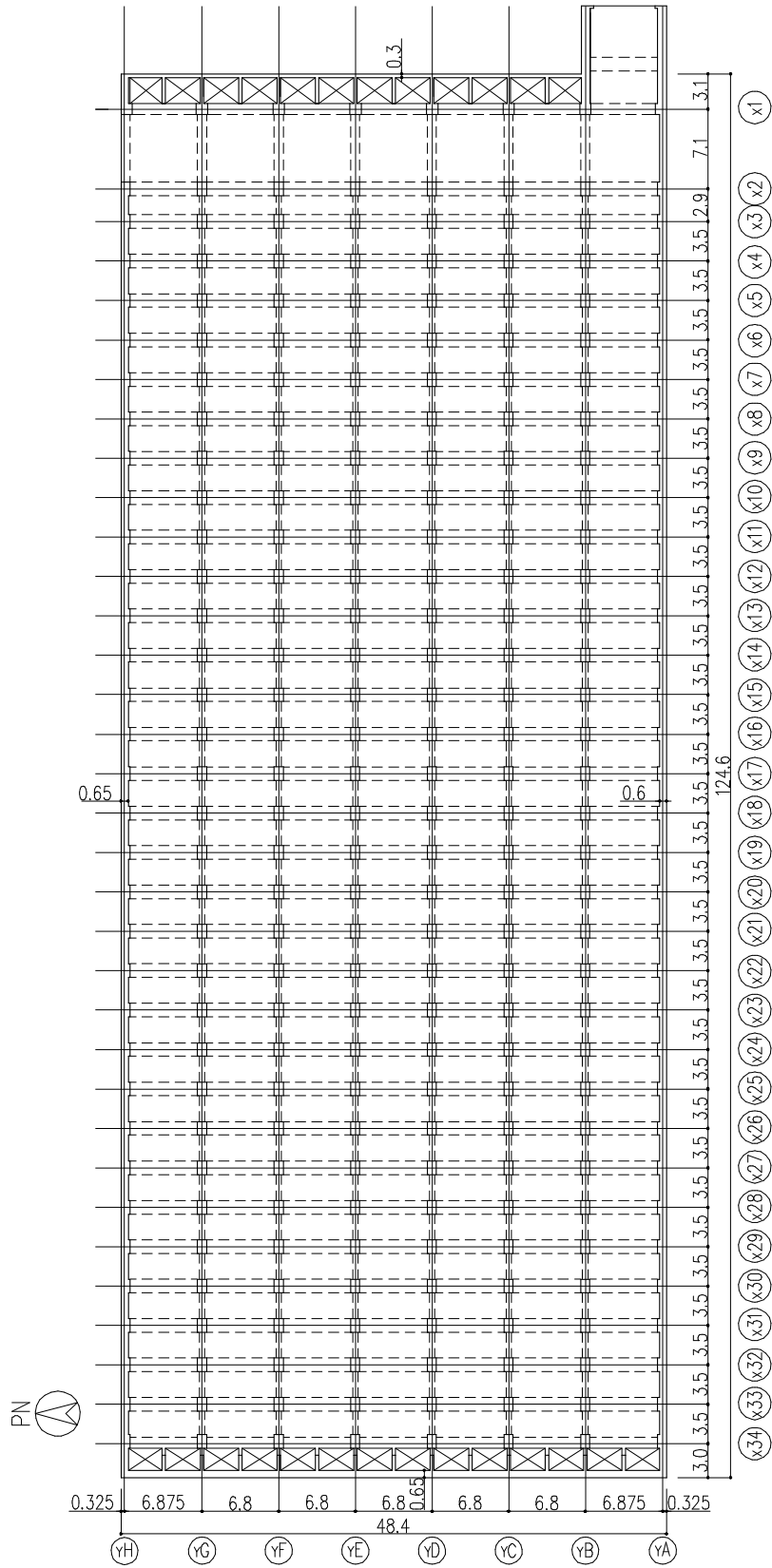


図-1 杭配置図 (G.L. -11.0) (单位 : m)



图一 3 地下1階平面図 (G.L. -4.2) (单位 : m)

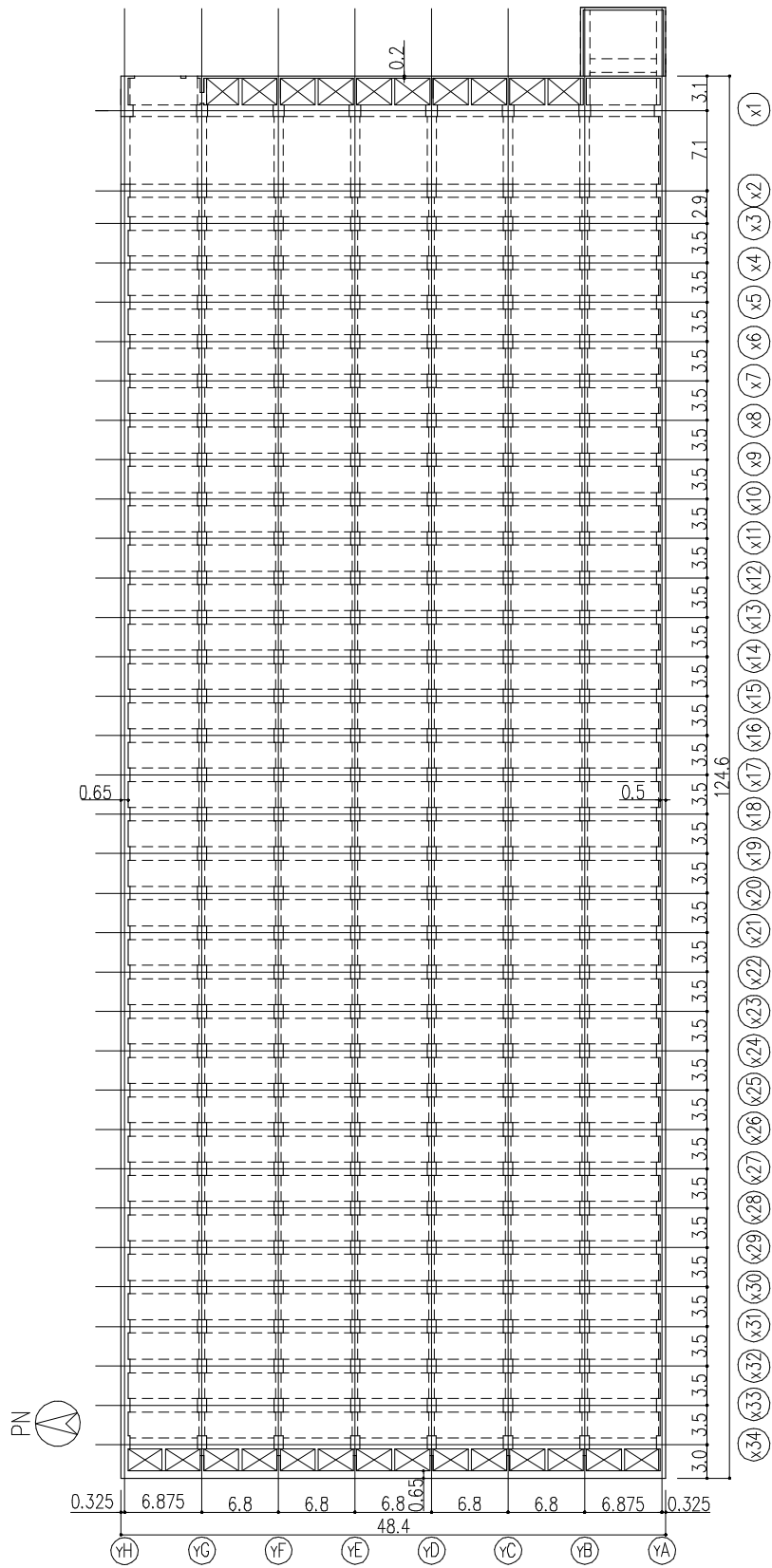
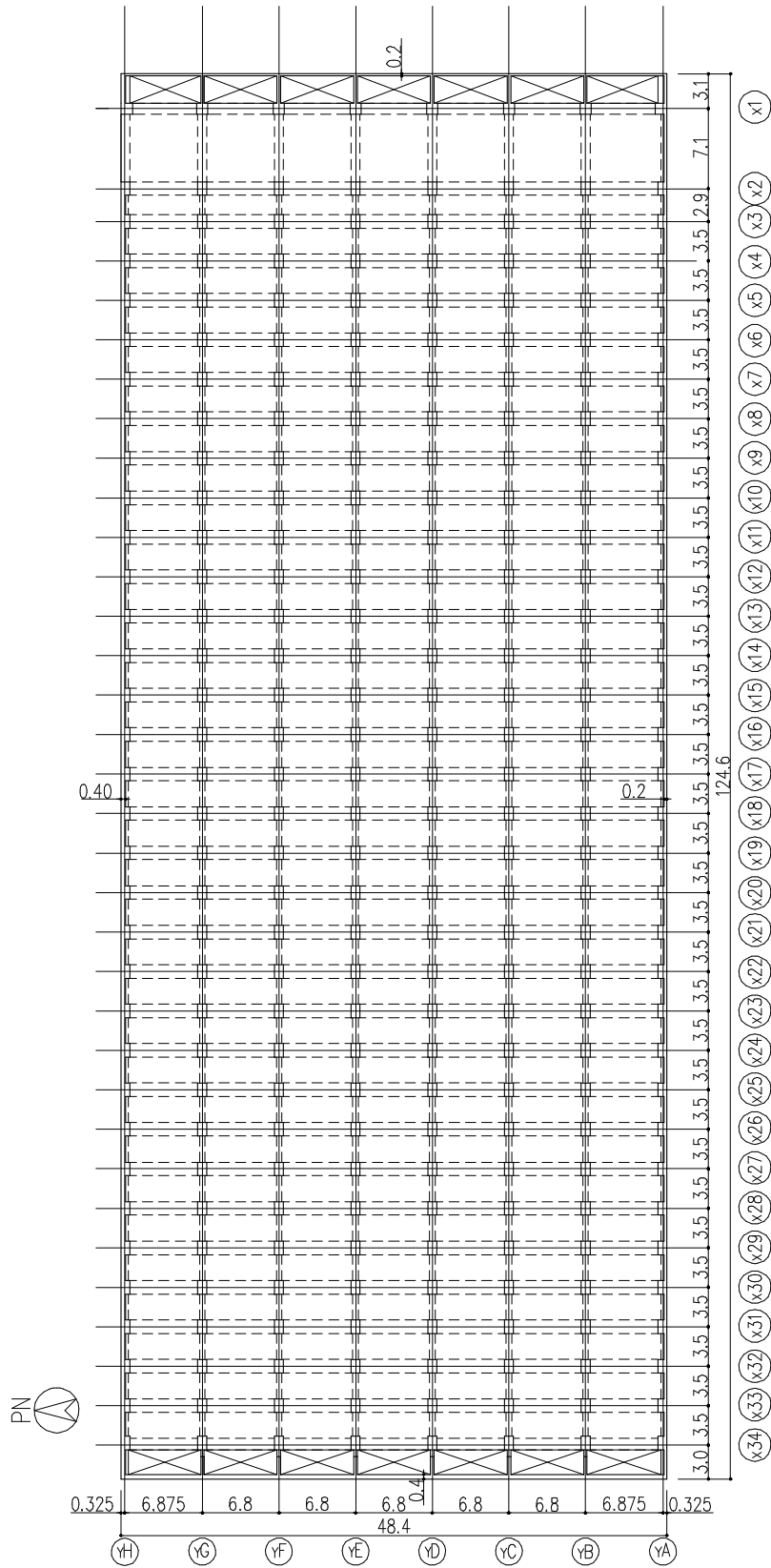


图-4 地上1階平面図 (G.L. +0.3) (单位: m)



图一五 地上2階平面図 (G.L. +4.7) (单位 : m)

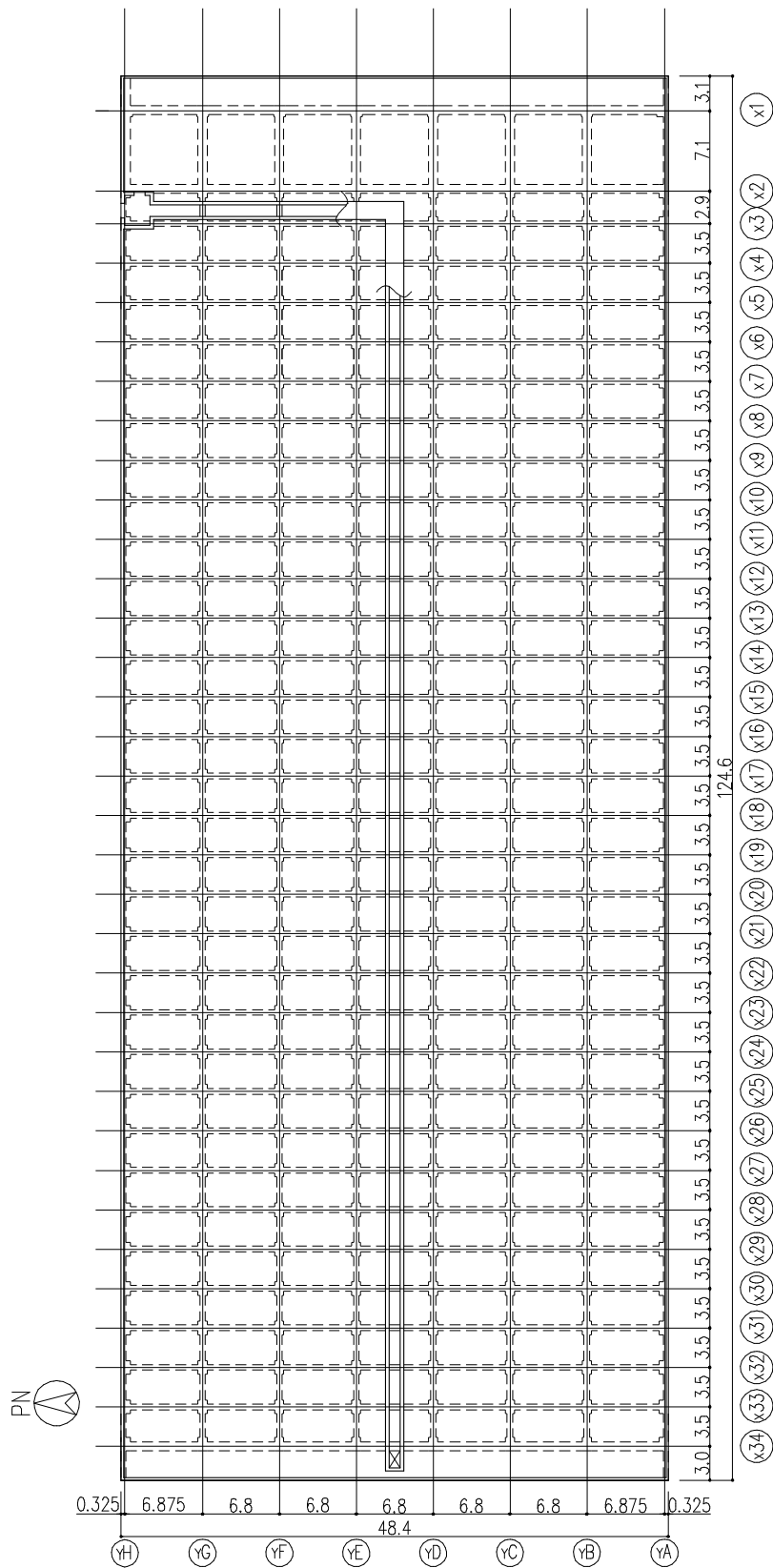


图-6 屋上階平面図 (G.L. +9.1) (单位 : m)

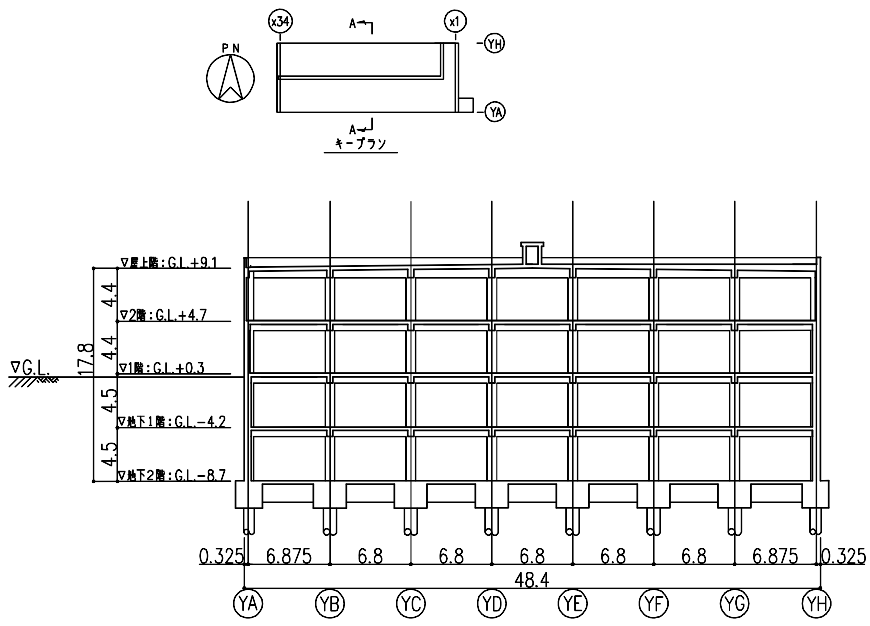
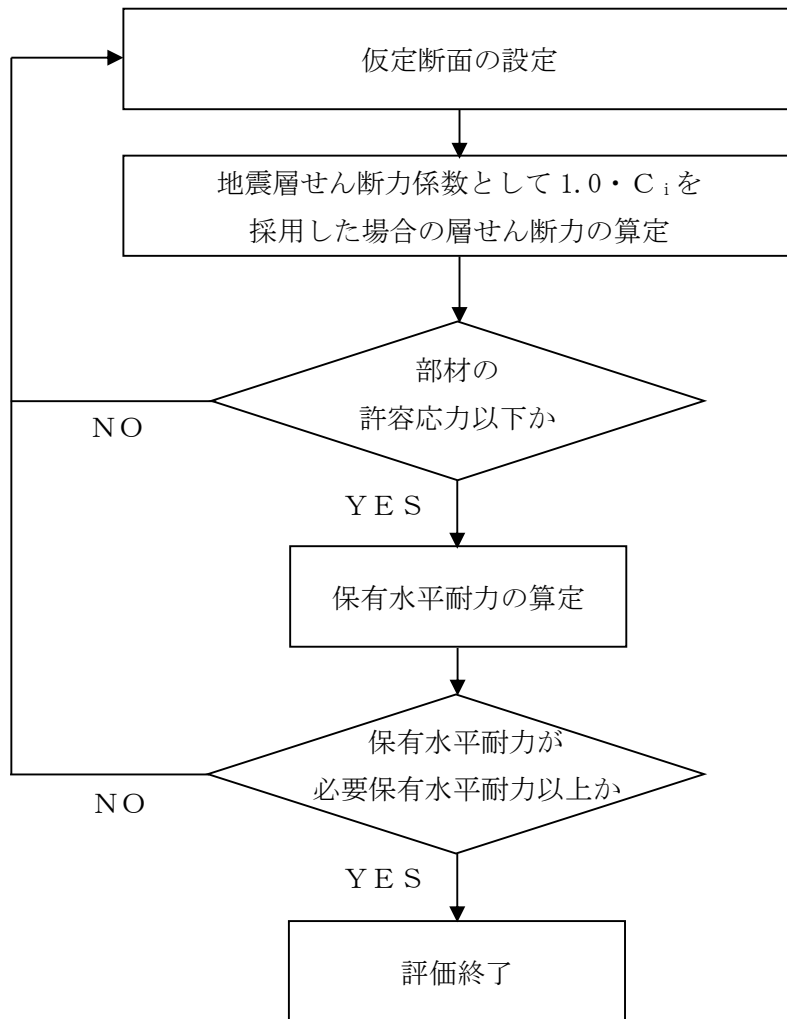


図-7 A-A断面図 (単位: m)



図ー 9 Cクラス施設としての建屋の耐震安全性評価手順

1.2 評価条件

1.2.1 使用材料並びに材料の許容応力度

貯蔵庫棟に用いる材料のうち、コンクリートは普通コンクリートとし、設計基準強度 F_c は 36N/mm^2 とする。鉄筋はSD295A、SD345及びSD390とする。杭は既製杭とし、杭径は 900ϕ 及び 1100ϕ とする。

各使用材料の許容応力度及び杭の許容支持力を表-1～表-3に示す。

表-1 コンクリートの許容応力度*

(単位： N/mm^2)

	長期		短期	
	圧縮	せん断	圧縮	せん断
$F_c = 36$	12	0.85	24	1.28

※：日本建築学会「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。

表-2 鉄筋の許容応力度*

(単位： N/mm^2)

	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
SD295A	195	195	295	295
SD345	D25 以下	195	345	345
	D29 以上			
SD390	D25 以下	195	390	390
	D29 以上			

※：日本建築学会「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。

表-3 杭の許容支持力*

(単位： kN/本)

杭径 (mm)	杭長 (m)	長期	短期
900ϕ	11	5040	10080
1100ϕ	11	7170	14340
1100ϕ	13	7540	15080

※：許容支持力の算定方法は、別添-1による。

1.2.2 荷重及び荷重の組合せ

1.2.2.1 荷重

設計で考慮する荷重を以下に示す。

(1) 鉛直荷重 (V L)

鉛直荷重は、固定荷重、機器荷重、配管荷重及び積載荷重とする。

(2) 積雪荷重 (S N L)

積雪荷重は、建築基準法施行令第 86 条、福島県建築基準法施行規則細則第 19 条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

(3) 風荷重 (W L)

風荷重は、建築基準法施行令第 87 条、建設省告示第 1454 号に基づく速度圧及び風力係数を用いて算定する。

- ・基準風速：30 m/s
- ・地表面粗度区分：II

(4) 地震荷重 (S E L)

地震荷重は、発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針に準拠し、算定する際の基準面を地盤面として算定する。地上部分の水平地震力は下式により算定する。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$
$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

- Q_i ：地上部分の水平地震力 (kN)
- n ：施設の重要度分類に応じた係数 ($n=1.0$)
- 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 ($C_0=0.2$)

地下部分の水平地震力は、下式により算定する。

$$P_k = n \cdot k \cdot W_k$$

ここで、

P_k : 地下部分の水平地震力 (kN)

n : 施設の重要度分類に応じた係数 ($n = 1.0$)

k : 水平震度 ($k = 0.1$)

W_k : 当該部分の固定荷重, 機器荷重, 配管荷重及び積載荷重の和 (kN)

水平地震力の算定結果を表-4に示す。

表-4 水平地震力の算定結果

G. L. (m)	当該層以上の重量 W_i (kN)	地震層せん断力係数 $1.0 \cdot C_i$	設計用地震力 (kN)
+9.10	105200	0.280	29500
+4.70	405200	0.200	81100
+0.30	710900	0.157 ($k=0.1$) ※	111700
-4.20	1020800	0.140 ($k=0.1$) ※	142600
-8.70			

※：() 内は地下部分の水平震度を示す。

1.2.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せについて表-5に示す。

表-5 荷重の組合せ

荷重状態	荷重ケース	荷重の組合せ	許容応力度
常時	A	$V L^{*1}$	長期
積雪時	B	$V L + S N L$	短期
地震時	C 1	$V L + S E L$ (W→E 方向)	
	C 2	$V L + S E L$ (E→W 方向)	
	C 3	$V L + S E L$ (S→N 方向)	
	C 4	$V L + S E L$ (N→S 方向)	
暴風時	D 1	$V L + W L$ (W→E 方向) *2	
	D 2	$V L + W L$ (E→W 方向) *2	
	D 3	$V L + W L$ (S→N 方向) *2	
	D 4	$V L + W L$ (N→S 方向) *2	

※1：鉛直荷重 (VL) は固定荷重，機器荷重，配管荷重及び積載荷重を加え合わせたものである。

※2：風荷重 (WL) は地震荷重 (SEL) に比べて小さいため，荷重の組合せにおいては地震荷重によって代表させる。

図-10に暴風時と地震時の層せん断力の比較結果を示す。

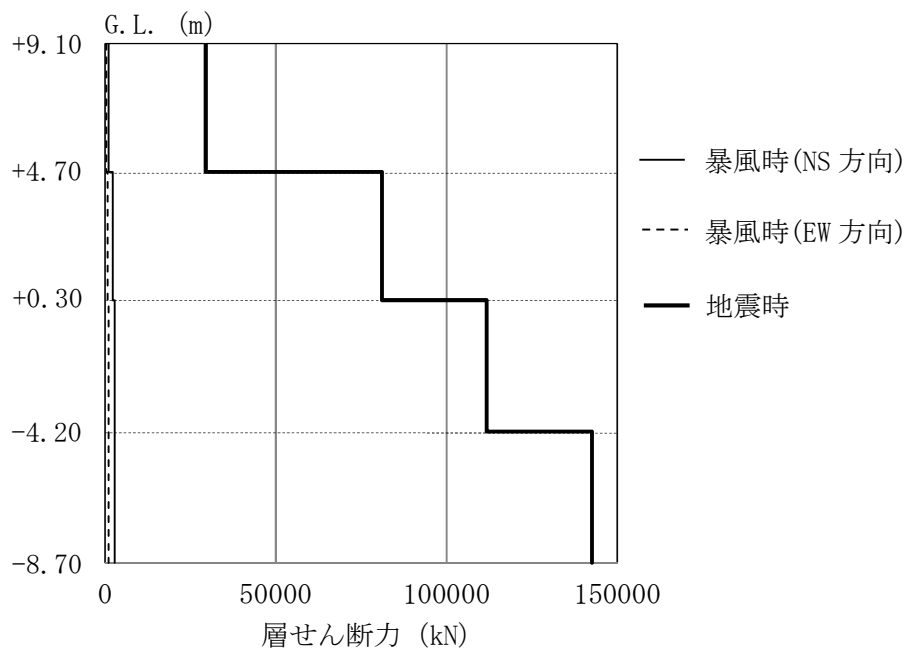


図-10 暴風時と地震時の層せん断力の比較結果

1.3 評価結果

上部構造の応力解析は、柱とはりを線材置換、耐震壁をエレメント置換とした立体フレームモデルにより行う。

図-11に解析モデルを示す。解析モデルに鉛直荷重、積雪荷重及び地震荷重を作用させ、これらの荷重に対して建屋が耐えうるように柱はり及び耐震壁を設計する。

各部材は、曲げ、せん断及び軸変形を考慮する。杭については、最下層の節点位置に杭頭ばねとして考慮する。

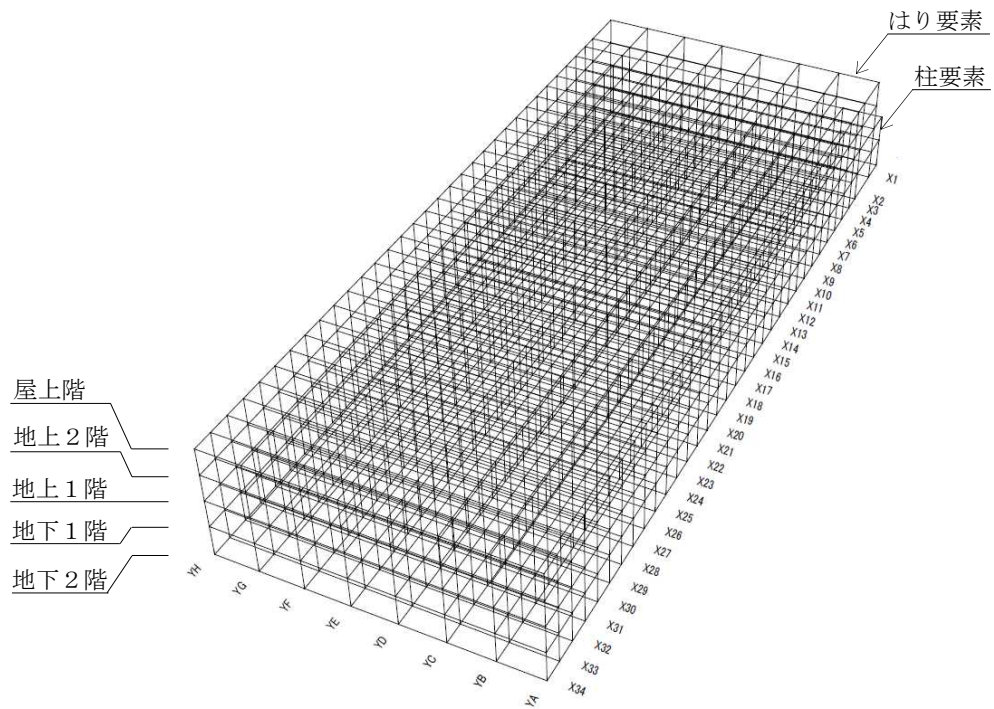


図-11 解析モデル図

1.3.1 耐震壁の評価結果

検討により求められた耐震壁の作用応力を許容応力と比較し、検定比が最大となる部位を表-6に示し、配筋図を図-12に示す。

これより、耐震壁の作用応力は、許容応力以下であることを確認した。

表-6 耐震壁の作用応力と許容応力

検討箇所	断面	荷重ケース	応力	作用応力 (kN)	許容応力 (kN)	検定比
地下1階 YH通り X17~X18 通り間	壁厚 650mm タテ, ヨコ共 屋内側 D16@200 屋外側 D19@200	地震時 C1	せん断力	1878	3283	0.58

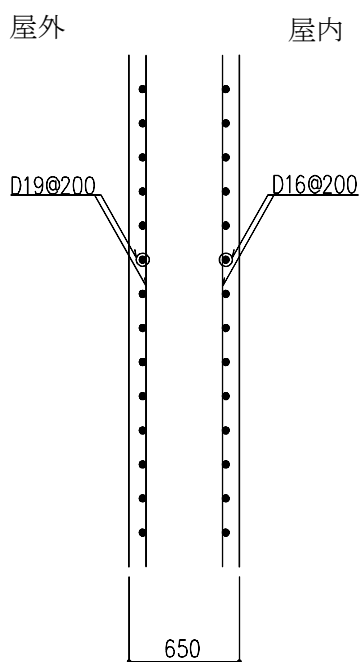


図-12 耐震壁の配筋図 (地下1階, YH通り X17~X18 通り間) (単位: mm)

1.3.2 ラーメン構造部の評価結果

検討により求められたラーメン構造部の作用応力を許容応力と比較し、検定比が最大となる部位を表-7及び表-8に示し、配筋図を図-13から図-16に示す。

これより、各部材の作用応力は、許容応力以下であることを確認した。

表-7 大ばりの作用応力と許容応力

検討箇所	断面 (単位: mm)	荷重 ケース	応力	作用応力	許容応力	検定比
地下1階 YC通り X33~X34 通り間	B×D =500×800 主筋上端 6-D32 主筋下端 3-D32 あばら筋 3-D16@125 (端部)	常時 A	曲げモーメント	242 kN・m	274 kN・m	0.89
			せん断力	322 kN	457 kN	0.71
屋上階 X3通り YD~YE 通り間	B×D =500×800 主筋上端 5-D29 主筋下端 3-D29 あばら筋 3-D13@200 (端部)	地震時 C3	曲げモーメント	491 kN・m	723 kN・m	0.68
			せん断力	335 kN	440 kN	0.77

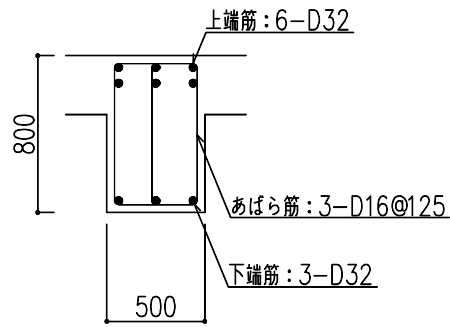


図-13 大ばりの配筋図（地下1階，YC 通り X33～X34 通り間，端部）（単位：mm）

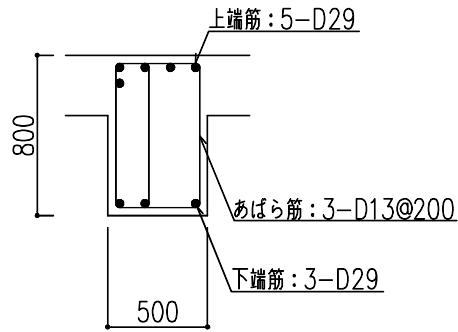


図-14 大ばりの配筋図（屋上階，X3 通り YD～YE 通り間，端部）（単位：mm）

表-8 柱の作用応力と許容応力

検討箇所	断面 (単位: mm)	荷重 ケース	応力	作用応力	許容応力	検定比
地下2階 X34/YC 通り	B×D =800×1200 主筋 32-D38 帯筋 2-D16@100 (柱脚部)	常時 A	曲げモーメント	1500 kN・m	2370 kN・m	0.64
			せん断力	395 kN	637 kN	0.63
地下2階 X3/YF 通り	B×D =1200×800 主筋 18-D38 帯筋 7-D13@100 (柱脚部)	地震時 C3	曲げモーメント	1375 kN・m	2638 kN・m	0.53
			せん断力	957 kN	1688 kN	0.57

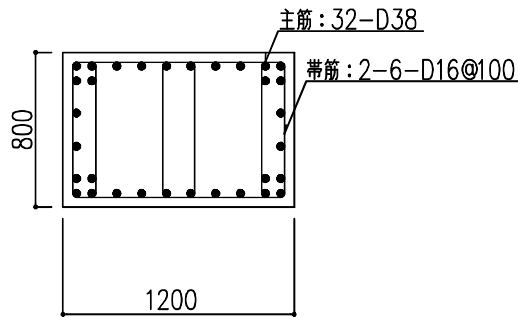


図-15 柱の配筋図 (地下2階, X34/YC 通り, 柱脚部) (単位: mm)

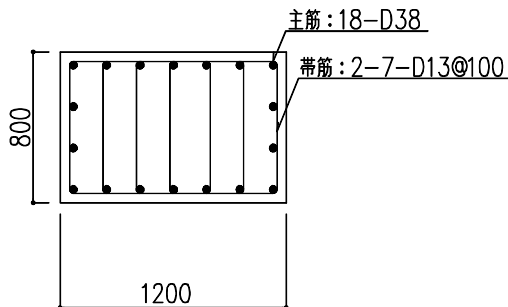


図-16 柱の配筋図 (地下2階, X3/YF 通り, 柱脚部) (単位: mm)

1.3.3 杭の評価結果

検討により求められた杭に作用する鉛直力と許容支持力を比較し、検定比が最大となる部位を表-9に示す。

これより、杭の鉛直力が許容支持力以下であることを確認した。

表-9 杭の鉛直力と許容支持力

検討箇所	断面	荷重ケース	鉛直力 (kN)	許容支持力 (kN)	検定比
X34/YE 通り	杭径 900mm	常時 A	4152	5040	0.83
X8/YH 通り	杭径 900mm	地震時 C 3	5119	10080	0.51

また、杭の作用応力を許容応力と比較し、検定比が最大となる部位を表-10に示す。

これより、杭の作用応力が許容応力以下であることを確認した。

表-10 杭の作用応力と許容応力

検討箇所	断面	荷重ケース	応力	作用応力	許容応力	検定比
X1/YH 通り	杭径 900mm	地震時 C 4	曲げモーメント	1035kN・m	3320 kN・m	0.32
			せん断力	563 kN	3391 kN	0.17

1.4 保有水平耐力の検討

保有水平耐力 (Q_u) が、必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認する。

各層の保有水平耐力は、建築基準法・同施行令第82条の3及び平成19年国土交通省告示第594号に基づき算出する。各層の必要保有水平耐力と保有水平耐力の算定結果を表-11に示す。

これより、貯蔵庫棟は必要保有水平耐力以上の保有水平耐力を有していることを確認した。

表-11 必要保有水平耐力と保有水平耐力の比較

(1) EW 方向

G. L. (m)	必要保有水平耐力 Q_{un} (kN)	保有水平耐力 Q_u (kN)	安全余裕 $\frac{Q_u}{Q_{un}}$
+4.70~+9.10	81070	98641	1.21
+0.30~+4.70	222860	271164	1.21
-4.20~+0.30	306955	373487	1.21
-8.70~-4.20	392150	477148	1.21

(2) NS 方向

G. L. (m)	必要保有水平耐力 Q_{un} (kN)	保有水平耐力 Q_u (kN)	安全余裕 $\frac{Q_u}{Q_{un}}$
+4.70~+9.10	58960	70968	1.20
+0.30~+4.70	162080	195089	1.20
-4.20~+0.30	223240	268705	1.20
-8.70~-4.20	285200	343284	1.20

1.5 まとめ

耐震壁，ラーメン構造部及び杭について，作用応力が許容応力以下であることを確認した。

保有水平耐力について，必要保有水平耐力以上の保有水平耐力を有していることを確認した。

以上より，貯蔵庫棟の耐震安全性を確認した。

2. 付帯設備棟の耐震性評価

2.1 評価方針

付帯設備棟は、鉄筋コンクリート造の地下2階地上2階塔屋1階で、平面が27.1m (EW) ×33.15m (NS) であり、地上高さは15.4mである。

付帯設備棟は杭を介して G.L. -21m~-18m に位置する N 値 50 以上の富岡層（泥岩）に支持させる。付帯設備棟の杭配置図、平面図及び断面図を図-17~図-25に示す。

付帯設備棟に加わる地震時の水平力は、耐震壁及び柱とはりからなるラーメン構造で負担する。耐震性の評価は、地震層せん断力係数として $1.0 \cdot C_i$ を採用した場合の当該部位の応力に対して行う。付帯設備棟の評価手順を図-26に示す。

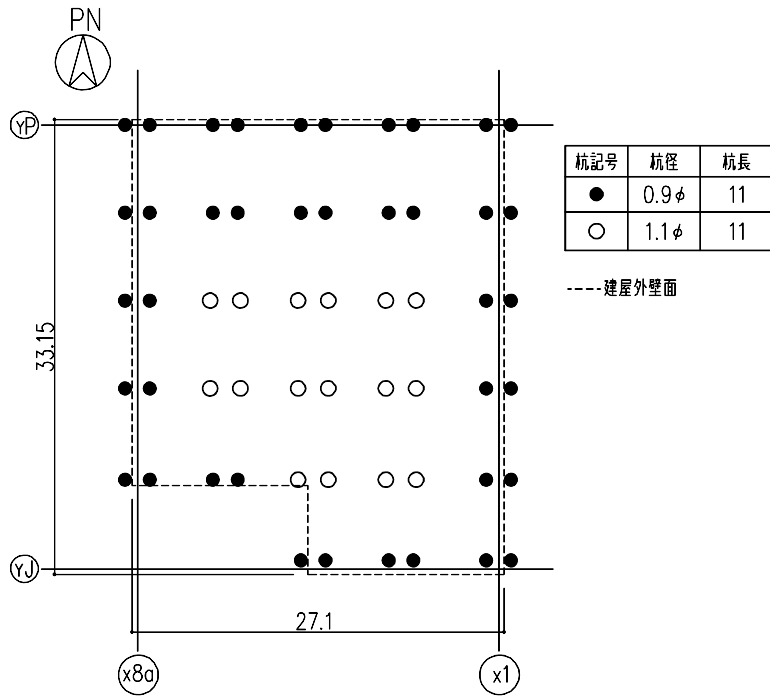


図-17 杭配置図 (G.L. -11.0) (単位 : m)

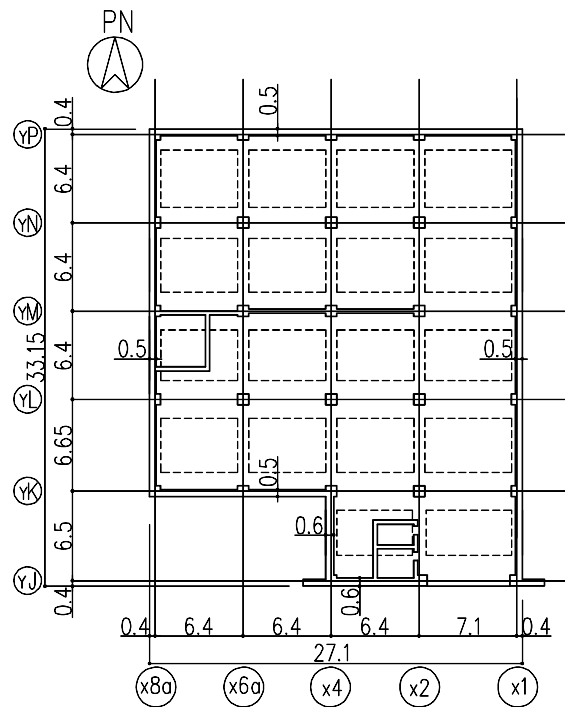


図-18 地下2階平面図 (G.L. -8.7) (単位 : m)

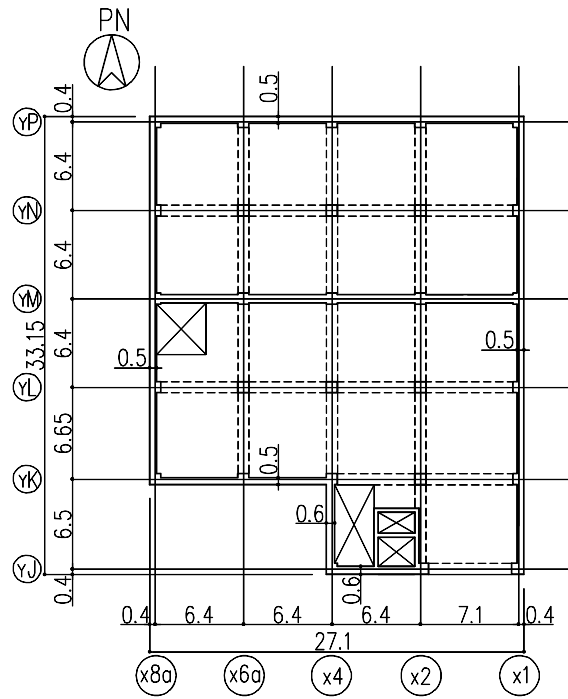


图-19 地下1階平面図 (G.L. -4.2) (单位 : m)

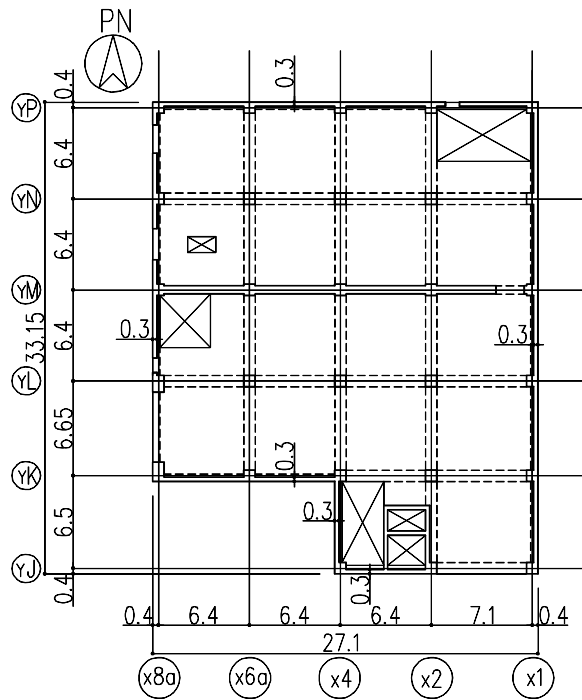


图-20 地上1階平面図 (G.L. +0.3) (单位 : m)

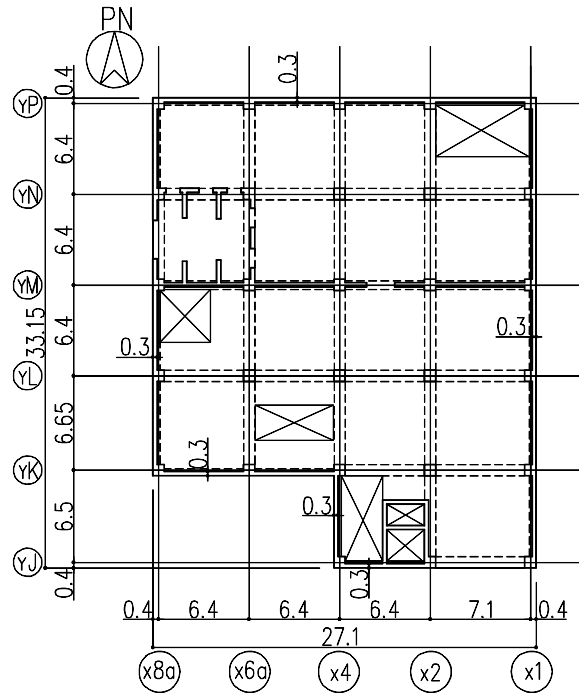


图-2-1 地上2階平面図 (G.L. +4.7) (单位 : m)

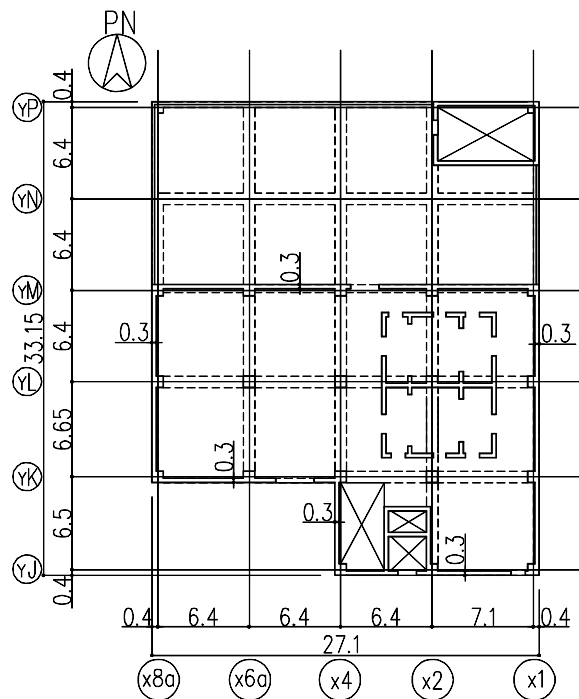


图-2-2 塔屋階平面図 (G.L. +11.0) (单位 : m)

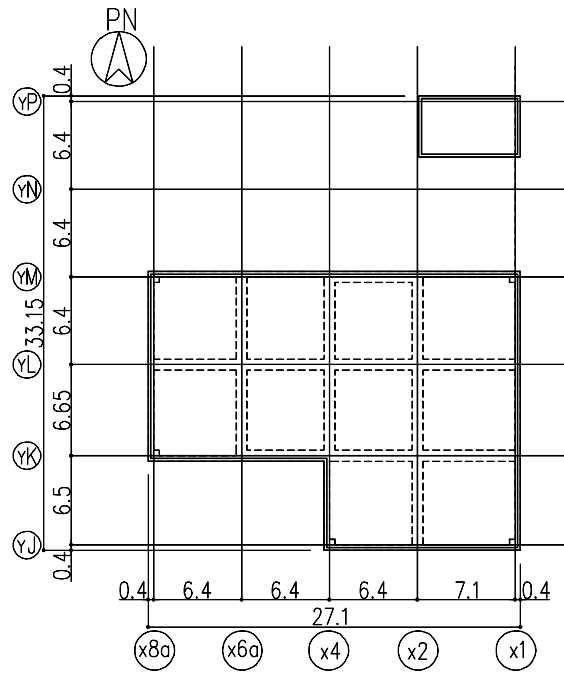


图-23 屋上階平面図 (G. L. +15.4) (单位: m)

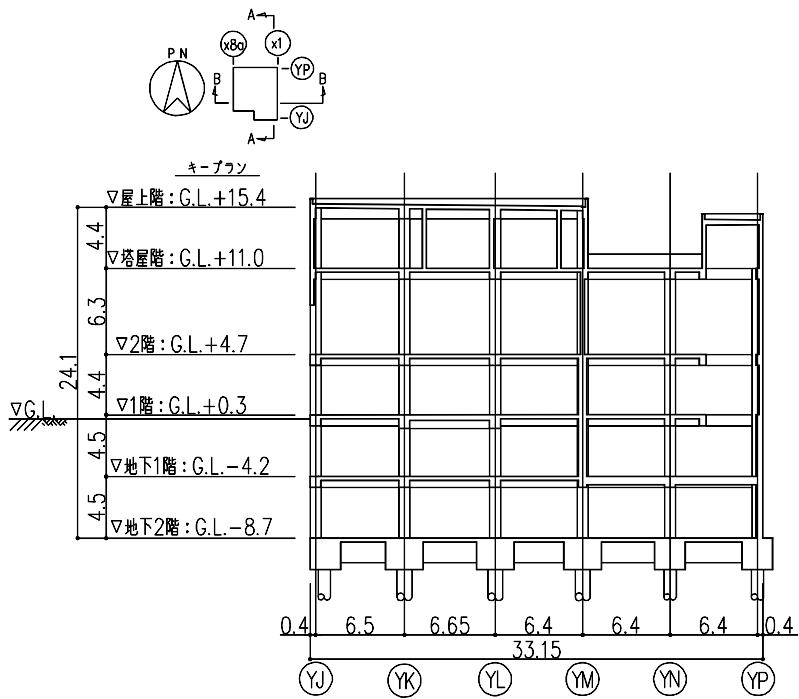


図-24 A-A断面図 (単位: m)

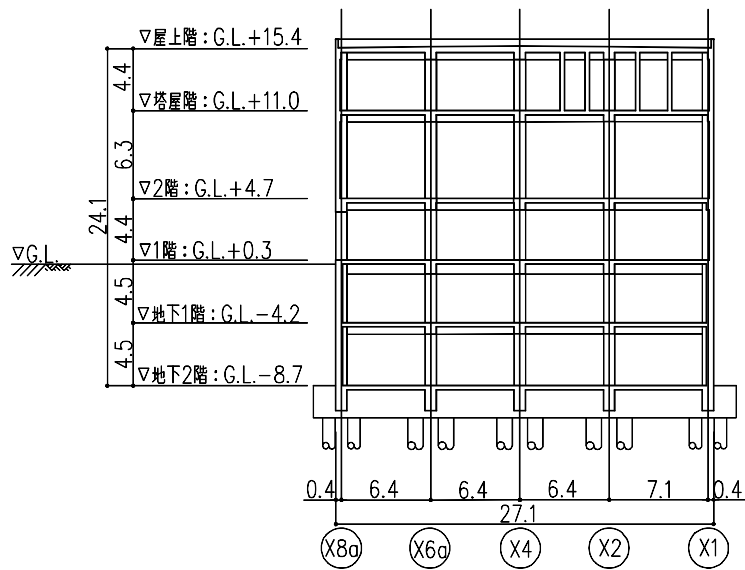


図-25 B-B断面図 (単位: m)

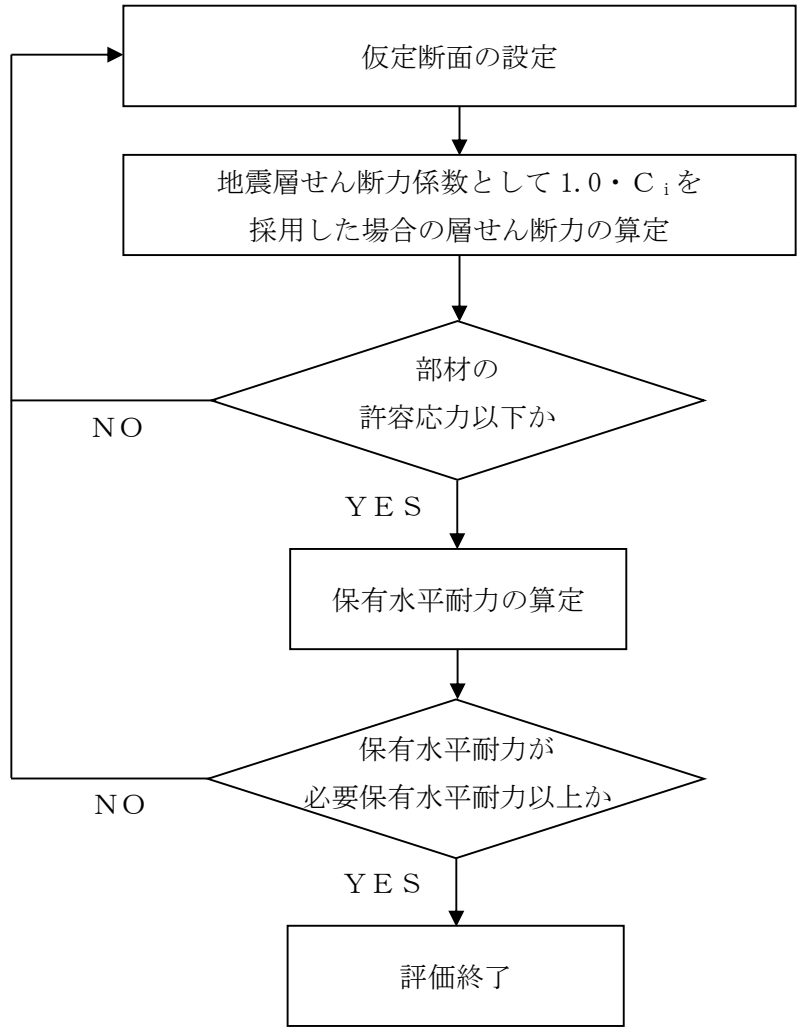


図-26 Cクラス施設としての建屋の耐震安全性評価手順

2.2 評価条件

2.2.1 使用材料並びに材料の許容応力度

付帯設備棟に用いる材料のうち、コンクリートは普通コンクリートとし、設計基準強度 F_c は 36N/mm^2 とする。鉄筋は SD295A, SD345 及び SD390 とする。杭は既製杭とし、杭径は 900ϕ 及び 1100ϕ とする。

各使用材料の許容応力度及び杭の許容支持力を表-12～表-14に示す。

表-12 コンクリートの許容応力度*

(単位： N/mm^2)

	長期		短期	
	圧縮	せん断	圧縮	せん断
$F_c = 36$	12	0.85	24	1.28

※：日本建築学会「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。

表-13 鉄筋の許容応力度*

(単位： N/mm^2)

	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
SD295A	195	195	295	295
SD345	D25 以下	195	345	345
	D29 以上			
SD390	D25 以下	195	390	390
	D29 以上			

※：日本建築学会「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。

表-14 杭の許容支持力*

(単位： kN/本)

杭径 (mm)	杭長 (m)	長期	短期
900ϕ	11	5040	10080
1100ϕ	11	7170	14340

※：許容支持力の算定方法は、別添-1による。

2.2.2 荷重及び荷重の組合せ

2.2.2.1 荷重

設計で考慮する荷重を以下に示す。

(1) 鉛直荷重 (V L)

鉛直荷重は、固定荷重、機器荷重、配管荷重及び積載荷重とする。

(2) 積雪荷重 (S N L)

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第 19 条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

(3) 風荷重 (W L)

風荷重は、建築基準法施行令第 87 条、建設省告示第 1454 号に基づく速度圧及び風力係数を用いて算定する。

- ・基準風速：30 m/s
- ・地表面粗度区分：II

(4) 地震荷重 (S E L)

地震荷重は、発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針に準拠し、算定する際の基準面を地盤面として算定する。地上部分の水平地震力は下式により算定する。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$
$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

- Q_i ：地上部分の水平地震力 (kN)
- n ：施設の重要度分類に応じた係数 ($n=1.0$)
- 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 ($C_0=0.2$)

地下部分の水平地震力は、下式により算定する。

$$P_k = n \cdot k \cdot W_k$$

ここで、

P_k : 地下部分の水平地震力 (kN)

n : 施設の重要度分類に応じた係数 ($n = 1.0$)

k : 水平震度 ($k = 0.1$)

W_k : 当該部分の固定荷重, 機器荷重, 配管荷重及び積載荷重の和 (kN)

水平地震力の算定結果を表-15に示す。

表-15 水平地震力の算定結果

G. L. (m)	当該層以上の重量 W_i (kN)	地震層せん断力係数 $1.0 \cdot C_i$	設計用地震力 (kN)
+15.40	9500	0.334	3200
+11.00	30200	0.243	7400
+4.70	49400	0.200	9900
+0.30	71100	0.169 ($k=0.1$) ※	12100
-4.20	92900	0.153 ($k=0.1$) ※	14300
-8.70			

※：() 内は地下部分の水平震度を示す。

2.2.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せについて表-16に示す。

表-16 荷重の組合せ

荷重状態	荷重ケース	荷重の組合せ	許容応力度
常時	A	VL ^{※1}	長期
積雪時	B	VL + SNL	短期
地震時	C1	VL + SEL (W→E 方向)	
	C2	VL + SEL (E→W 方向)	
	C3	VL + SEL (S→N 方向)	
	C4	VL + SEL (N→S 方向)	
暴風時	D1	VL + WL (W→E 方向) ^{※2}	
	D2	VL + WL (E→W 方向) ^{※2}	
	D3	VL + WL (S→N 方向) ^{※2}	
	D4	VL + WL (N→S 方向) ^{※2}	

※1：鉛直荷重 (VL) は固定荷重，機器荷重，配管荷重及び積載荷重を加え合わせたものである。

※2：風荷重 (WL) は地震荷重 (SEL) に比べて小さいため，荷重の組合せにおいては地震荷重によって代表させる。

図-27に暴風時と地震時の層せん断力の比較結果を示す。

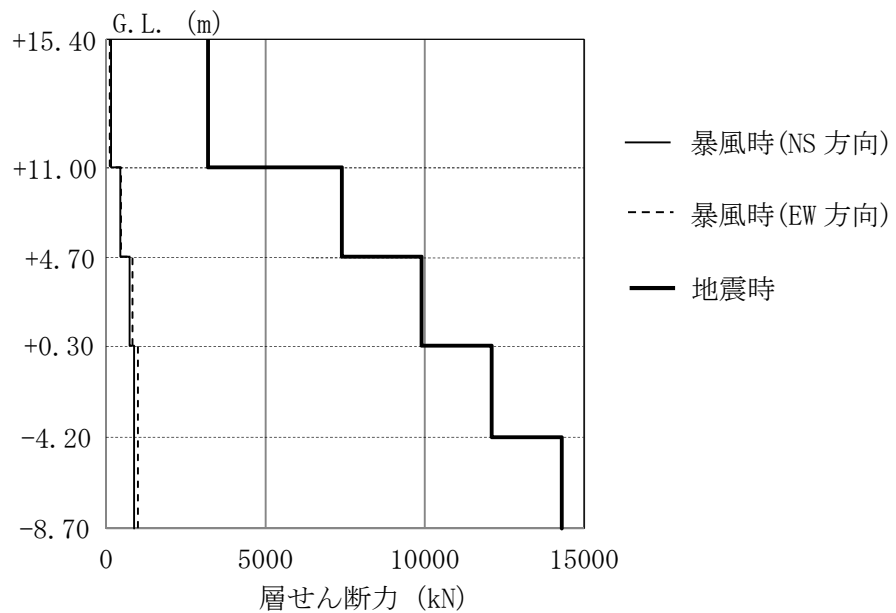


図-27 暴風時と地震時の層せん断力の比較結果

2.3.1 耐震壁の評価結果

検討により求められた耐震壁の作用応力を許容応力と比較し、検定比が最大となる部位を表-17に示し、配筋図を図-29に示す。

これより、耐震壁の作用応力は、許容応力以下であることを確認した。

表-17 耐震壁の作用応力と許容応力

検討箇所	断面	荷重ケース	応力	作用応力 (kN)	許容応力 (kN)	検定比
1階 YM通り X1~X2 通り間	壁厚 600mm タテ, ヨコ共 2-D16@200	地震時 C1	せん断力	1460	2841	0.52

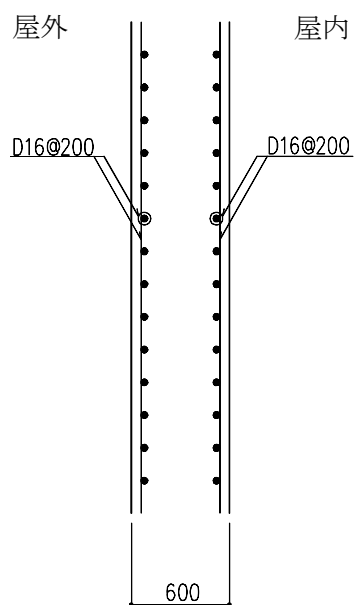


図-29 耐震壁の配筋図 (1階, YM通り X1~X2通り間) (単位: mm)

2.3.2 ラーメン構造部の評価結果

検討により求められたラーメン構造部の作用応力を許容応力と比較し、検定比が最大となる部位を表-18及び表-19に示し、配筋図を図-30から図-33に示す。

これより、各部材の作用応力は、許容応力以下であることを確認した。

表-18 大ばりの作用応力と許容応力

検討箇所	断面 (単位: mm)	荷重 ケース	応力	作用応力	許容応力	検定比
屋上階 X2 通り YK~YL 通り間	B×D =800×800 主筋上端 5-D29 主筋下端 4-D29 あばら筋 3-D13@200 (端部)	常時 A	曲げモーメント	342 kN・m	370 kN・m	0.93
			せん断力	251 kN	459 kN	0.55
2階 X8a 通り YM~YN 通り間	B×D =800×800 主筋上端 5-D38 主筋下端 4-D38 あばら筋 4-D13@150 (端部)	地震時 C3	曲げモーメント	725 kN・m	1274 kN・m	0.57
			せん断力	461 kN	679 kN	0.68

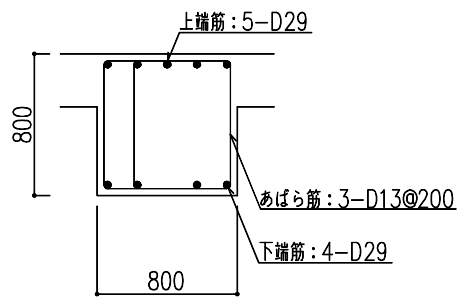


図-30 大ばりの配筋図（屋上階，X2 通り YK～YL 通り間，端部）（単位：mm）

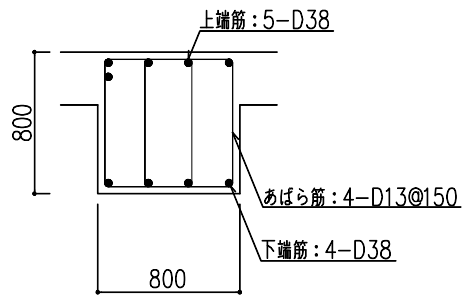


図-31 大ばりの配筋図（2階，X8a 通り YM～YN 通り間，端部）（単位：mm）

表-19 柱の作用応力と許容応力

検討箇所	断面 (単位:mm)	荷重 ケース	応力	作用応力	許容応力	検定比
地下2階 X6a/YP 通り	B×D =800×800 主筋 12-D38 帯筋 3-D13@100 (柱頭部)	常時 A	曲げモーメント	604 kN・m	775 kN・m	0.78
			せん断力	513 kN	585 kN	0.88
地下2階 X4/YP 通り	B×D =800×800 主筋 12-D38 帯筋 3-D13@100 (柱頭部)	地震時 C4	曲げモーメント	662 kN・m	1573 kN・m	0.43
			せん断力	618 kN	857 kN	0.73

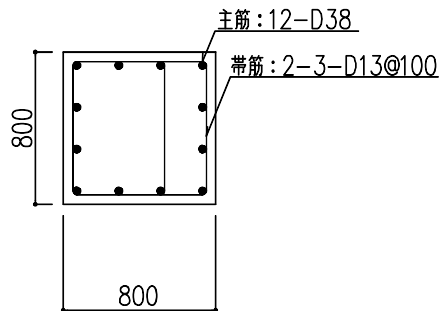


図-32 柱の配筋図 (地下2階, X6a/YP 通り, 柱頭部) (単位:mm)

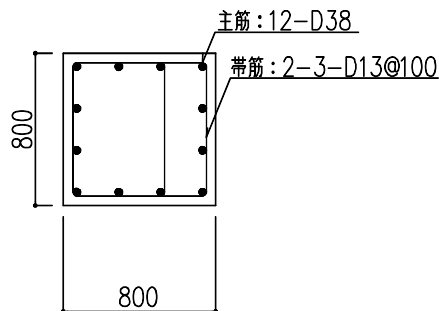


図-33 柱の配筋図 (地下2階, X4/YP 通り, 柱頭部) (単位:mm)

2.3.3 杭の評価結果

検討により求められた杭に作用する鉛直力と許容支持力を比較し、検定比が最大となる部位を表-20に示す。

これより、杭の鉛直力が許容支持力以下であることを確認した。

表-20 杭の鉛直力と許容支持力

検討箇所	断面	荷重ケース	鉛直力 (kN)	許容支持力 (kN)	検定比
X6a/YN 通り	杭径 900mm	常時 A	2889	5040	0.58
X1/YJ 通り	杭径 900mm	地震時 C 4	3703	10080	0.37

また、杭の作用応力を許容応力と比較し、検定比が最大となる部位を表-21に示す。
これより、杭の作用応力が許容応力以下であることを確認した。

表-21 杭の作用応力と許容応力

検討箇所	断面	荷重ケース	応力	作用応力	許容応力	検定比
X1/YP 通り	杭径 900mm	地震時 C 2	曲げモーメント	573kN・m	2760 kN・m	0.21
			せん断力	332 kN	2876 kN	0.12

2.4 保有水平耐力の検討

保有水平耐力 (Q_u) が、必要保有水平耐力 (Q_{un}) 以上であることを確認する。

各層の保有水平耐力は、建築基準法・同施行令第82条の3及び平成19年国土交通省告示第594号に基づき算出する。各層の必要保有水平耐力と保有水平耐力の算定結果を表-22に示す。

これより、付帯設備棟は必要保有水平耐力以上の保有水平耐力を有していることを確認した。

表-22 必要保有水平耐力と保有水平耐力の比較

(1) EW 方向

G.L. (m)	必要保有水平耐力 Q_{un} (kN)	保有水平耐力 Q_u (kN)	安全余裕 $\frac{Q_u}{Q_{un}}$
+11.00~+15.40	8745	10694	1.22
+4.70~+11.00	20185	24685	1.22
+0.30~ +4.70	27170	33227	1.22
-4.20~ +0.30	37212	45507	1.22
-8.70~ -4.20	41353	50572	1.22

(2) NS 方向

G.L. (m)	必要保有水平耐力 Q_{un} (kN)	保有水平耐力 Q_u (kN)	安全余裕 $\frac{Q_u}{Q_{un}}$
+11.00~+15.40	8745	10691	1.22
+4.70~+11.00	20185	24678	1.22
+0.30~ +4.70	40755	49826	1.22
-4.20~ +0.30	33165	40547	1.22
-8.70~ -4.20	39160	47876	1.22

2.5 まとめ

耐震壁，ラーメン構造部及び杭について，作用応力が許容応力以下であることを確認した。

保有水平耐力について，必要保有水平耐力以上の保有水平耐力を有していることを確認した。

以上より，付帯設備棟の耐震安全性を確認した。

3. 別添

- 別添－1 杭の許容支持力の算定に関する説明書
- 別添－2 耐震Bクラス相当の地震力に対する参考評価について
- 別添－3 自然現象（津波，豪雨，台風，竜巻等）を考慮した構造設計について

杭の許容支持力の算定に関する説明書

1. 杭の許容支持力の算定

1.1 設計方針

杭は外殻鋼管付コンクリート杭（以下、SC杭という）を使用し、杭工法はハイエフビー（HiFB）工法（先端地盤：粘土質地盤）（国住指第1823-1号、平成19年10月5日、認定番号：TACP-0259）とする。

杭の許容支持力は、平成13年国土交通省告示第1113号に従い地盤の許容支持力又は杭の許容耐力のうちいずれか小さい値とする。

1.2 使用材料

SC杭に使用するコンクリートは $F_c 105 \text{ N/mm}^2$ 、鋼管はSKK490とする。杭の諸元を表－1及び表－2に示す。

表－1 杭の諸元（貯蔵庫棟）

杭径 (mm)	杭長 ^{※1} (m)	コンクリートの 設計基準強度 F_c (N/mm ²)	鋼管の 基準強度 F (N/mm ²)	板厚 ^{※2} t (mm)	鋼管厚 t_s (mm)
900	11.0	105	325	120	14
1100	11.0	105	325	140	12
1100	13.0	105	325	140	16

※1：杭長は全長を示す。

※2：板厚 t は、鋼管厚 t_s を含む値

表－2 杭の諸元（付帯設備棟）

杭径 (mm)	杭長 ^{※1} (m)	コンクリートの 設計基準強度 F_c (N/mm ²)	鋼管の 基準強度 F (N/mm ²)	板厚 ^{※2} t (mm)	鋼管厚 t_s (mm)
900	11.0	105	325	120	12
1100	11.0	105	325	140	12

※1：杭長は全長を示す。

※2：板厚 t は、鋼管厚 t_s を含む値

1.3 杭の許容支持力

1.3.1 地盤から決まる許容支持力

地盤から求まる許容支持力は、平成13年国土交通省告示第1113号に従い算定する。

- (1) 長期に生じる力に対する地盤の許容支持力

$$R_a = \frac{1}{3} \cdot \left\{ \alpha \cdot \bar{N} \cdot A_p + (\beta \cdot \bar{N}_s \cdot L_s + \gamma \cdot \bar{q}_u \cdot L_c) \cdot \phi \right\} \text{ (kN)}$$

- (2) 短期に生じる力に対する地盤の許容支持力

$$R_a = \frac{2}{3} \cdot \left\{ \alpha \cdot \bar{N} \cdot A_p + (\beta \cdot \bar{N}_s \cdot L_s + \gamma \cdot \bar{q}_u \cdot L_c) \cdot \phi \right\} \text{ (kN)}$$

ここで、

α : くい先端支持力係数 ($\alpha = 315$)

β : 砂質地盤におけるくい周面摩擦力係数 ($\beta = 6.2$)

γ : 粘性土地盤におけるくい周面摩擦力係数 ($\gamma = 0.8$)

\bar{N} : 基礎ぐいの先端より下方に $1 D_1$ (D_1 : 基礎ぐい先端部の直径), 上方に $1 D_1$ の間の地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値 (回)
ただし, \bar{N} が 60 を超える場合は 60 とする。

A_p : 基礎ぐい先端の有効断面積 (m^2)

$$A_p = \pi \cdot D_1^2 / 4$$

\bar{N}_s : 基礎ぐいの周囲の地盤のうち砂質地盤の標準貫入試験による打撃回数の平均値 (回)

ただし, \bar{N}_s が 30 を超える場合は 30 とする。

\bar{q}_u : 基礎ぐいの周囲の地盤のうち粘土質地盤の一軸圧縮強度の平均値 (kN/m^2)

ただし, \bar{q}_u が 200 を超える場合は 200 とする。

L_s : 基礎ぐいの周囲の地盤のうち砂質地盤に接する有効長さの合計 (m)

有効長さは根固め部上端より上の地盤についての長さとする。

L_c : 基礎ぐいの周囲の地盤のうち粘土質地盤に接する有効長さの合計 (m)

有効長さは根固め部上端より上の地盤についての長さとする。

ϕ : 基礎ぐい周囲の有効長さ (m)

$$\phi = \pi \cdot D_1$$

1.3.2 杭材から決まる許容耐力

杭材から求まる許容耐力は，平成 13 年国土交通省告示第 1113 号に従い算定する。

- (1) 長期に生じる力に対する杭材の許容耐力

$$N_a = l f_c \cdot A_e \cdot (1 - \alpha_1 - \alpha_2) \text{ (kN)}$$

- (2) 短期に生じる力に対する杭材の許容耐力

$$N_a = s f_c \cdot A_e \cdot (1 - \alpha_1 - \alpha_2) \text{ (kN)}$$

ここで，

$l f_c$: コンクリートの長期許容圧縮応力度 (kN/m²)

$s f_c$: コンクリートの短期許容圧縮応力度 (kN/m²)

A_e : SC 杭の換算断面積 (m²)

α_1 : 継手による低減係数 (継手 1 ヶ所について 0.05)

α_2 : 細長比による低減係数 ($\alpha_2 = (L / d - 85) / 100$)

L : 杭長 (m)

d : 杭径 (m)

耐震Bクラス相当の地震力に対する参考評価について

貯蔵庫棟及び付帯設備棟について、参考評価として、耐震Bクラス相当の地震力（ $1.5 \cdot C_i$ ）に対する耐震安全性を確認した。

以下に、耐震壁、ラーメン構造部及び杭の評価結果のうち、検定比が最大となる部材の断面検討結果を示す。

貯蔵庫棟の断面検討結果を表-1に、付帯設備棟の断面検討結果を表-2に示す。

これより、耐震Bクラス相当の地震力に対して、作用応力が許容応力以下であることを確認した。

表-1 耐震Bクラス相当の地震力に対する断面検討結果（大ばり、貯蔵庫棟）

検討箇所	断面 (単位:mm)	荷重 ケース	応力	作用応力	許容応力	検定比
屋上階 X3 通り YD~YE 通り間	B×D =500×800 主筋上端 5-D29 主筋下端 3-D29 あばら筋 3-D13@200 (端部)	地震時 C3	曲げモーメント	579 kN・m	723 kN・m	0.81
			せん断力	379 kN	421 kN	0.91

表-2 耐震Bクラス相当の地震力に対する断面検討結果（大ばり、付帯設備棟）

検討箇所	断面 (単位:mm)	荷重 ケース	応力	作用応力	許容応力	検定比
2階 X8a 通り YM~YN 通り間	B×D =800×800 主筋上端 5-D38 主筋下端 4-D38 あばら筋 4-D13@150 (端部)	地震時 C3	曲げモーメント	924 kN・m	1274 kN・m	0.73
			せん断力	566 kN	679 kN	0.84

自然現象（津波，豪雨，台風，竜巻等）を考慮した構造設計について

固体廃棄物貯蔵庫第9棟は，アウターライズ津波が到達しないと考えられる T.P. +約 42m に建設するため，津波による影響は受けない。

台風・竜巻など暴風時の設計は，建築基準法及び関係法令に準拠した風圧力に対して行っている。なお，その風圧力は，その地方における観測記録に基づくものとなっている。

豪雨に対しては，構造設計上考慮することはないが，屋根面の排水等，適切に排水計画を行っている。

その他自然現象としては，積雪時に対しては，建築基準法及び関係法令，福島県建築基準法施行規則細則第19条に準拠した積雪荷重に対し設計している。なお，その積雪荷重は，その地方における垂直積雪量を考慮したものとなっている。

2.13 使用済燃料乾式キャスク仮保管設備

2.13.1 基本設計

2.13.1.1 設置の目的

使用済燃料輸送容器保管建屋（以下、「キャスク保管建屋」という。）には現在（平成24年12月時点）9基（中型4基，大型5基）の使用済燃料乾式貯蔵容器（以下、「乾式貯蔵キャスク」という。）にて408体の使用済燃料を貯蔵している。しかしながら，キャスク保管建屋は継続して使用することが困難な状況にあることから，9基の乾式貯蔵キャスクをキャスク保管建屋から搬出し，使用済燃料乾式キャスク仮保管設備（以下，「キャスク仮保管設備」という。）に保管することを目的とする。

また，使用済燃料共用プール（以下，「共用プール」という。）に，1～4号機原子炉建屋内の使用済燃料プールに貯蔵中の使用済燃料及び新燃料，5,6号機原子炉建屋内の使用済燃料プールに貯蔵中の使用済燃料及び新燃料を除く炉内燃料（合計5,936体）の受け入れを計画している。この受け入れ準備として共用プールの空き容量を確保するため，共用プールに貯蔵中で健全性が確認された使用済燃料を乾式貯蔵キャスク及び使用済燃料輸送貯蔵兼用容器（以下，「輸送貯蔵兼用キャスク」という。また，乾式貯蔵キャスクと輸送貯蔵兼用キャスクを総じて「乾式キャスク」という。）に装填し，キャスク仮保管設備に保管することを目的とする。

2.13.1.2 要求される機能

- (1) 原則，「発電用軽水型原子炉施設に関する安全設計審査指針」指針49から50に適合すること。
- (2) 「原子力発電所内の使用済燃料の乾式キャスク貯蔵について」を参照すること。
- (3) 適切と考えられる設計用地震力に耐えられる設計であること。
- (4) 乾式貯蔵キャスクの落下防止対策，乾式貯蔵キャスク相互の衝突防止等の適切な対策が講じられていること。
- (5) 被災した既設乾式貯蔵キャスク（9基）については，乾式貯蔵キャスクとして必要な機能（除熱，密封，遮へい，臨界防止機能及び構造強度）が確保されていることを確認するとともに，収納されている使用済燃料の健全性を確認すること。

2.13.1.3 設計方針

キャスク仮保管設備は，乾式キャスク及びこれを収納するキャスク仮保管構築物，揚重機，監視装置，障壁等で構成し，使用済燃料が核分裂性物質及び核分裂生成物等を内包し，放射線を発生し，崩壊熱を伴うことを考慮し，周辺公衆及び放射線業務従事者の安全を守る観点から，以下に示すとおり，除熱，遮へい，密封及び臨界防止の安全機能を有する設計とするとともに，必要な構造強度を有する設計とする。

- (1) 除熱機能

乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について、使用済燃料の健全性及び安全機能を有する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。

(2) 密封機能

乾式キャスクについて、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。

(3) 遮へい機能

乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について、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、使用済燃料の放射線を適切に遮へいする設計とする。

(4) 臨界防止機能

乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について、想定されるいかなる場合にも、使用済燃料が臨界に達することを防止できる設計とする。

(5) 構造強度

乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について、除熱機能、密封機能、遮へい機能、臨界防止機能を維持するために必要な構造強度を有する設計とする。

(6) 落下防止対策

キャスク仮保管設備は、乾式キャスクの落下防止及び乾式キャスク相互の衝突防止等の適切な対策を講ずる。

(7) 耐震性

キャスク仮保管設備は、基準地震動 S_s を考慮しても、(1)～(4)に示す安全機能が維持される設計とする。

2.13.1.4 供用期間中に確認する項目

(1) 乾式キャスクの表面温度に異常がないこと

(2) 乾式キャスクの蓋間圧力に異常がないこと

2.13.1.5 主要な機器

(1) 乾式キャスク

キャスク仮保管設備において、乾式キャスクは既存設計のものを使用する。乾式キャスクは、貯蔵容器本体、蓋部、バスケット等で構成され、これらの部材は、設計貯蔵期間*における放射線照射影響、腐食、クリープ、疲労、応力腐食割れ等の経年変化に対して十分信頼性を有する材料を選定し、その必要とされる強度、性能を維持し、必要な安全機能を失うことのないように設計されている。

また、乾式キャスクには、使用済燃料プールまたは共用プールで所定の期間以上冷却

され、かつ運転中のデータ、シッピング検査等により健全であることを確認した使用済燃料を使用済燃料プール内あるいは共用プール内で装填し、排水後内部にはヘリウムガスを封入する。ヘリウムガスは、冷却媒体であるとともに燃料被覆管の腐食を防止する。

※：設計貯蔵期間は、乾式貯蔵キャスク：40年、輸送貯蔵兼用キャスク：50年である。

(2) コンクリートモジュール

仮保管する乾式キャスク1基毎にこれを覆うコンクリートモジュールを設置する。壁面下部に給気口を、上部に排気口を設けることで、乾式キャスクからコンクリートモジュール内空気に伝達された使用済燃料の崩壊熱をモジュール内の自然対流により大気へ拡散する。

(3) 監視装置

キャスク仮保管設備には、乾式キャスクの一次蓋、二次蓋間の圧力を監視することにより密封機能を監視する密封監視装置と、乾式貯蔵キャスク表面の温度を監視することにより乾式貯蔵キャスクの除熱機能を監視する表面温度監視装置を設置する。又、過度の放射線レベル上昇が確認できるエリア放射線モニタを設置する。

(4) クレーン

キャスク仮保管設備内で乾式キャスク及びコンクリートモジュールの据付ができるクレーンを設置する。乾式キャスクの落下防止対策として、ワイヤーロープ、ブレーキを2重化し、電源喪失時には直ちにブレーキが作動し、ドラムの空転による荷の落下を防止する設計とする。

(5) 電源

キャスク仮保管設備の電源は、所内共通M/C 1A及び1Bからそれぞれ受電している多核種除去設備変圧器盤(A)及び(B)の2系統より受電しており、いずれからも受電可能な構成である。

2.13.1.6 自然災害対策等

(1) 津波

キャスク仮保管設備は、発電所構内の高台(T.P. 約38m)に位置するグラウンドに設置することから、津波の影響を受けることはない。

(2) 火災

火災の発生が考えられる箇所について、火災の早期検知につとめるとともに、消火器を設置することで初期消火を可能にし、火災により安全性を損なうことのないよう

にする。

(3) 台風・竜巻

乾式キャスクは基礎に据え付けられ、コンクリートモジュールの中に保管されているため、台風・竜巻の影響を受けない。

(4) 環境条件

乾式キャスクの除熱機能，密封機能，遮へい機能，臨界防止機能及びコンクリートモジュールの除熱機能については，保守的な環境条件にて設計を行っている。またその他の経年的な影響についても，監視や定期的な巡視点検等を行うことで劣化等の早期発見に努め，機能維持を図る。

また，キャスク仮保管設備に保管する乾式貯蔵キャスクのうち，津波により一時的に水没したとみられるキャスク保管建屋に保管している既設 9 基については，必要な点検や消耗品の交換を行ったうえで，キャスク仮保管設備に搬入し，他の乾式キャスクと同様に管理する。

2.13.1.7 構造強度及び耐震性

(1) 構造強度

a. 乾式キャスク及び支持架台

乾式キャスク及び支持架台については，JSME 設計・建設規格の分類に基づく設計とする。

b. コンクリートモジュール

コンクリートモジュールについては，建築基準法に基づく設計とする。

c. クレーン

クレーンについては，クレーン構造規格に基づく設計とする。

d. コンクリート基礎

キャスク支持架台に作用する力を支持するとともに，これを固定する固定ボルトの引抜き力が許容引抜き力を下回り，基礎の傾斜が許容傾斜量を下回る設計とする。

(2) 耐震性

a. 乾式キャスク及び支持架台

乾式キャスクについては，基準地震動 S_s に対し，乾式キャスクの安全機能を維持するために必要な構造強度を有する設計とする。

支持架台については，基準地震動 S_s に対し，乾式キャスクを落下・転倒させない設計とする。

b. コンクリートモジュール

基準地震動 S_s に対し、建築基準法及び国土交通省告示に基づくとともに、倒壊等により、乾式貯蔵キャスクの安全機能に波及的影響を与えない設計とする。

c. クレーン

基準地震動 S_s に対し、JSME 設計・建設規格に基づくとともに、転倒・倒壊・逸走等により、乾式キャスクの安全機能に波及的影響を与えない設計とする。

d. コンクリート基礎

キャスク支持架台に作用する力を支持するとともに、これを固定する固定ボルトの引抜きに抵抗すること、基礎の傾斜によりクレーンの転倒、倒壊などが生じない設計とする。

2.13.1.8 異常時の措置

乾式キャスクの蓋間圧力及び温度は免震重要棟にて監視でき、万一、蓋間圧力が設定値まで低下した場合や表面温度が設定値まで上昇した場合には免震重要棟に設置した監視装置にて警報が確認できる。

警報確認後に現場確認を行い状況に応じた対処を行う。また、必要に応じ乾式キャスクを共用プールまで運搬し、共用プールにて必要な措置を行う。

2.13.2 基本仕様

2.13.2.1 主要仕様

(1) 乾式キャスク仮保管設備

表 2. 13-1 乾式キャスク仮保管設備仕様

項目	仕様	
エリア	約 96m×約 80m	
保管対象物	乾式貯蔵キャスク	輸送貯蔵兼用キャスク
保管容量	20 基	30 基

(2) 乾式キャスク

表 2. 13-2 乾式貯蔵キャスク仕様

項目	乾式貯蔵キャスク (中型)	乾式貯蔵キャスク (大型)
重量 (t) (燃料を含む)	約 96	約 115
全長 (m)	約 5.6	約 5.6
外径 (m)	約 2.2	約 2.4
収納体数 (体)	37	52
基数 (基)	4 (既設) 8 (増設)	5 (既設) 3 (増設)
収納可能燃料	8×8 燃料 (燃焼度 30,000Mwd/t 以下) 新型 8×8 燃料 (燃焼度 33,500Mwd/t 以下) 新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料 (燃焼度 36,500Mwd/t 以下) 冷却期間 4 年以上 (既設 9 基) ※ 冷却期間 13 年以上 (増設 11 基)	

※既設 9 基の乾式貯蔵キャスク内に収納している使用済燃料を取り出し、共用プールで貯蔵している使用済燃料と入れ替える場合、冷却期間 13 年以上の燃料を収納する。

表 2. 1 3 - 3 輸送貯蔵兼用キャスク仕様

項目	輸送貯蔵兼用キャスク A	輸送貯蔵兼用キャスク B
重量 (t) (燃料を含む)	約 119	約 119
全長 (m)	約 5.4	約 5.3
外径 (m)	約 2.5	約 2.5
収納体数 (体)	69	69
基数 (基) ※ ¹	13	17※ ² ※ ³
収納可能燃料※ ⁴	<p>8×8 燃料 平均燃焼度 26,000Mwd/t 以下 最高燃焼度 29,000Mwd/t 以下 冷却期間 18 年以上</p> <p>新型 8×8 燃料, 新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料 平均燃焼度 34,000Mwd/t 以下 最高燃焼度 40,000Mwd/t 以下 冷却期間 18 年以上</p>	<p>新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料 平均燃焼度 34,000Mwd/t 以下 最高燃焼度 40,000Mwd/t 以下 冷却期間 18 年以上</p>

※¹ 製造工程やキャスクへの使用済燃料の装填工程等に応じて配分が変わることがある

※² うち 8 基は、使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書（平成 22 年 11 月 リサイクル燃料貯蔵株式会社）及び、使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書 添付書類の一部補正について（平成 22 年 12 月 リサイクル燃料貯蔵株式会社）による

※³ うち 9 基は、使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書（平成 24 年 10 月 リサイクル燃料貯蔵株式会社）及び、使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書 添付書類の一部補正について（平成 25 年 10 月 リサイクル燃料貯蔵株式会社）による

ただしこの 9 基は福島第一原子力発電所構内専用として使用する

※⁴ 燃焼度や燃料タイプに応じて、以下の図書に基づき収納物の配置制限を行う

- ・輸送貯蔵兼用キャスク A：核燃料輸送物設計承認申請書 (NEO-2569CB 型)
(平成 22 年 8 月 23 日申請 東京電力株式会社)
- ・輸送貯蔵兼用キャスク B：核燃料輸送物設計承認申請書 (HDP-69B 型)
(平成 22 年 8 月 23 日申請 東京電力株式会社)

(3) コンクリートモジュール

表 2. 13-4 コンクリートモジュール仕様

項目		仕様	
名称		コンクリートモジュール	
保管対象物		乾式貯蔵キャスク	輸送貯蔵兼用キャスク
数量		20 基	30 基
主要寸法	長手	約 7300mm	約 7100mm
	短手	約 4680mm	約 4680mm
	高さ	約 4000mm	約 4000mm
	板厚	約 200mm	約 200mm
構造		鉄筋コンクリート構造	

(4) クレーン

表 2. 13-5 クレーン仕様

項目	仕様
型式	門型クレーン
数量	1 基
定格荷重	主巻 150t 補巻 20t
揚程	主巻 9.0m 補巻 11.3m

(5) 監視装置

表 2. 13-6 圧力・温度監視装置仕様

項目	仕様	
名称	蓋間圧力検出器	温度検出器
検出器の個数	2 個/基	1 個/基
計測対象	蓋間圧力	外筒表面温度
取付箇所	二次蓋	外筒表面
計測範囲	50~500kPa abs.	-20~160℃

表 2. 13-7 放射線監視装置仕様

項目	仕様
名称	エリア放射線モニタ
基数	4 基 ^{注1)注2)}
種類	半導体検出器
取付箇所	設備敷地内
検出高さ	基礎から 600mm 以上 1800mm 以下
計測範囲	$10^{-1} \mu\text{Sv/h} \sim 10^5 \mu\text{Sv/h}$

注 1) 4 基の内 1 基は将来増設予定。

注 2) 監視可能とする基数は乾式キャスクの保管状況による。

2.13.3 添付資料

- 添付資料-1 設備概略図
- 添付資料-2 評価の基本方針
- 添付資料-3 構造強度及び耐震性について
- 添付資料-4 安全評価について
- 添付資料-5 安全対策について
- 添付資料-6 管理・運用について
- 添付資料-7 工事工程表
- 添付資料-8 キャスク保管建屋及び既設 9 基乾式貯蔵キャスクの現在の設備状況並びに既設 9 基乾式貯蔵キャスクの健全性について
- 添付資料-9 既設 9 基乾式貯蔵キャスクのキャスク保管建屋からの搬出について
- 添付資料-10 キャスク仮保管設備クレーンレーン間移動時の転倒について
- 添付資料-11 キャスク仮保管設備に係る確認事項について

設備概略図

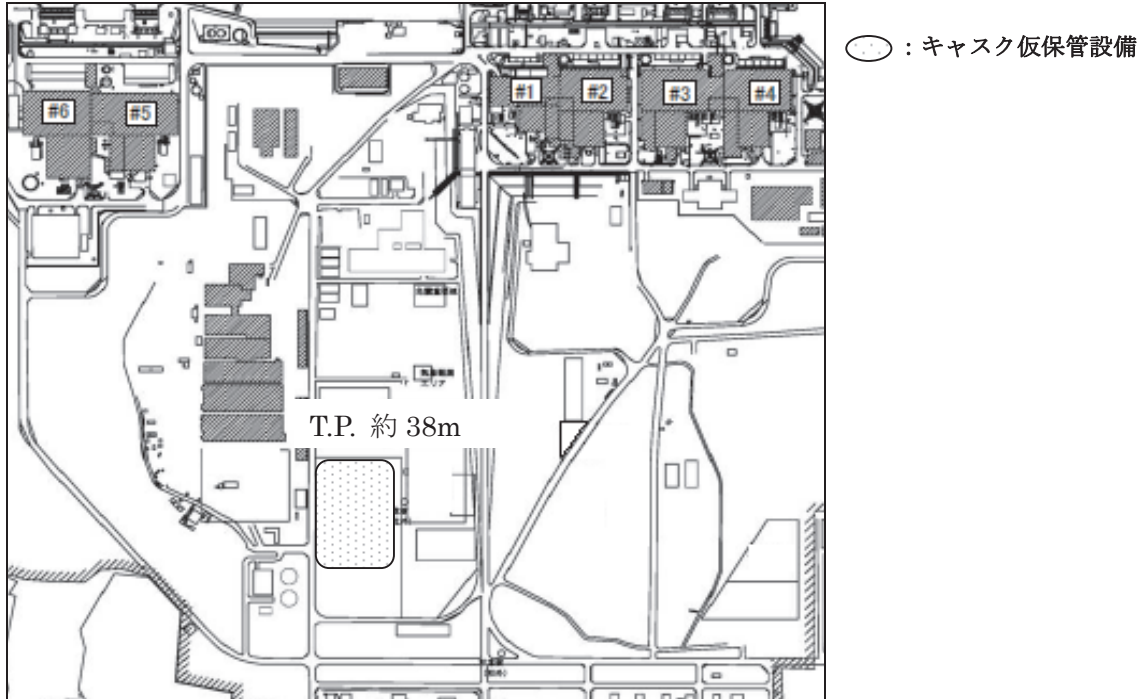
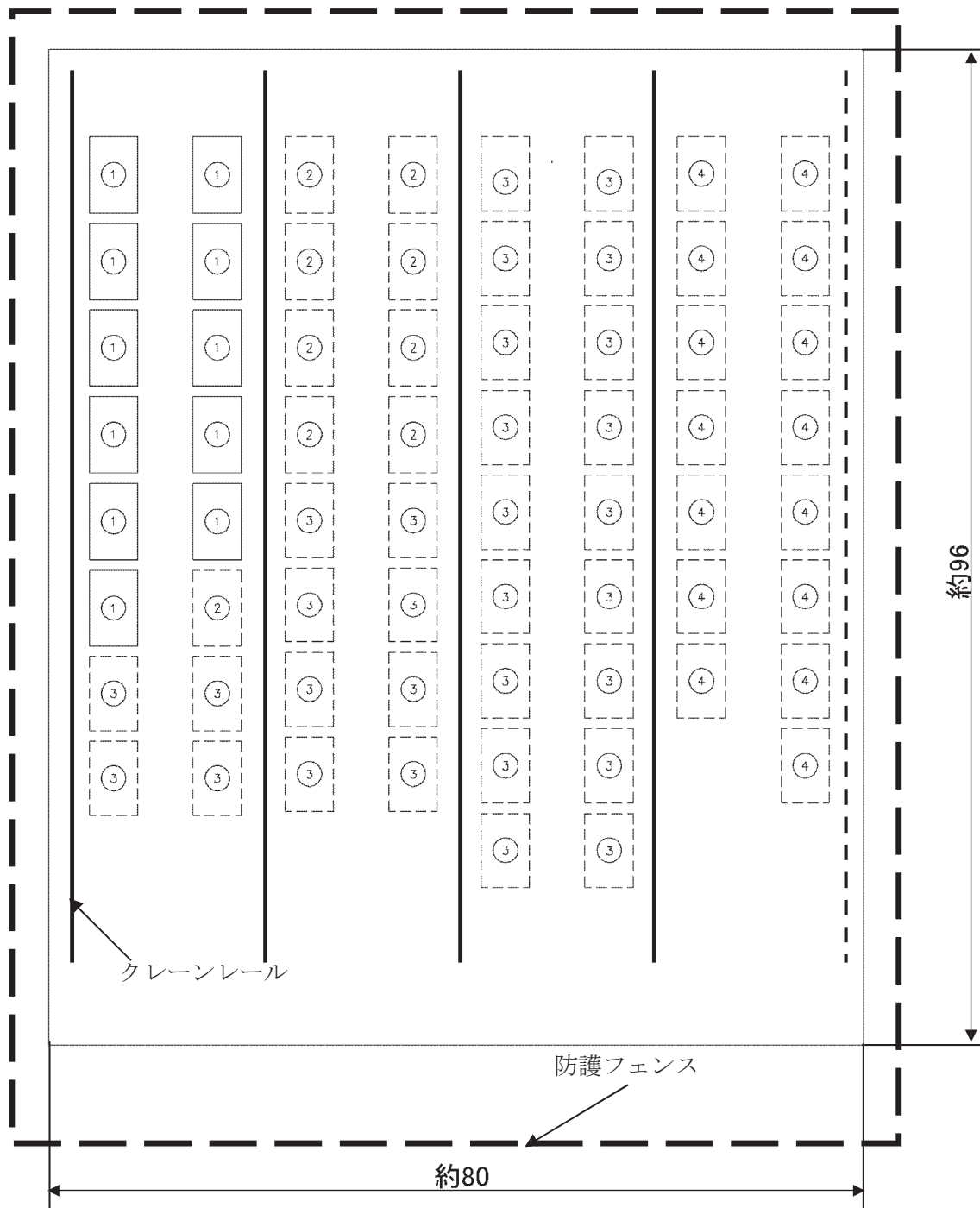


図 1-1 キャスク仮保管設備の構内位置



①②	乾式貯蔵キャスク	20 基
③	輸送貯蔵兼用キャスク	30 基
④	輸送貯蔵兼用キャスク (将来設置)	15 基

図 1-2 キャスク仮保管設備配置概略図 (単位 : m)

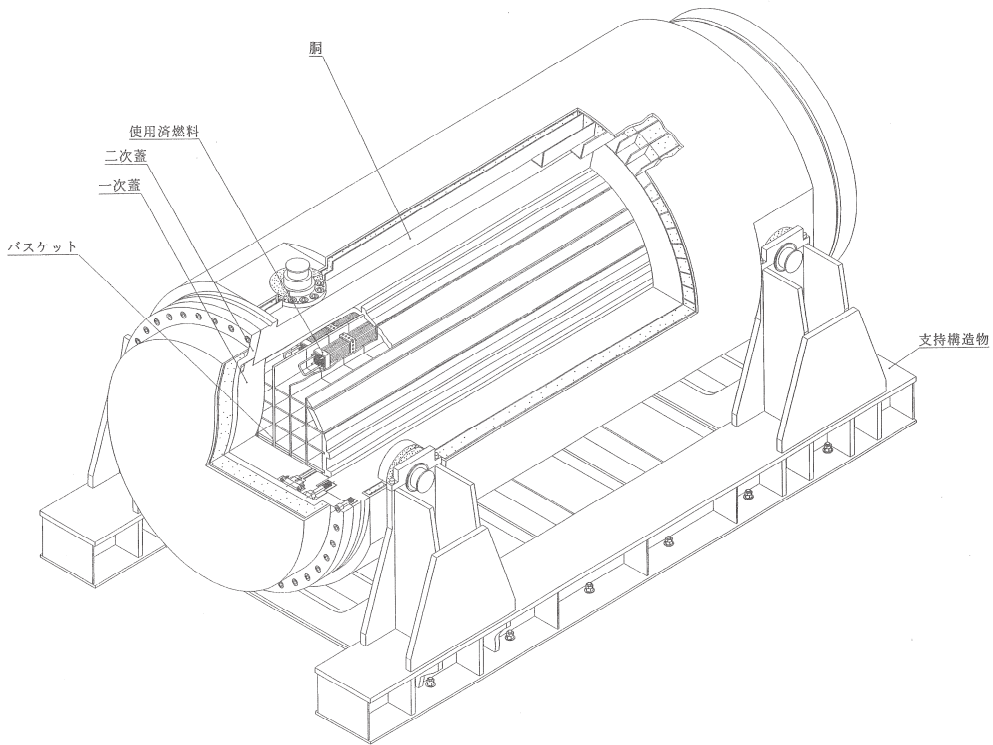


図 1-3 乾式貯蔵キャスクの構造図例
(大型)

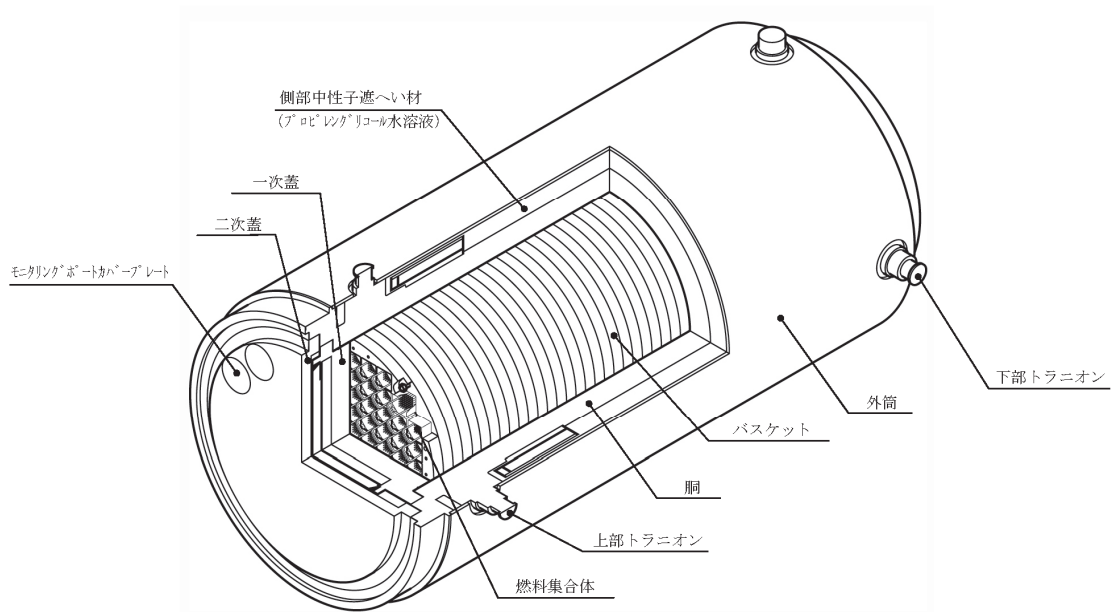


図 1-4 輸送貯蔵兼用キャスクの構造図例
(輸送貯蔵兼用キャスク A)

評価の基本方針

1 設計方針

1.1 基本的安全機能

本設備は、乾式キャスク及びこれを収納するコンクリートモジュール、支持架台、クレーン、監視装置等で構成され、本文の設計方針に示される除熱、遮へい、密封及び臨界防止の安全機能を設計とするとともに、必要な構造強度を有する設計であることを確認する。

1.2 乾式キャスクの安全機能について

本設備で保管する乾式キャスクは、既存設計のものを使用する。乾式キャスクの安全機能に関しては、以下の図書にて評価されている。

(1) 乾式貯蔵キャスク

- ①沸騰水型原子力発電所 使用済燃料の乾式キャスク貯蔵施設について(平成5年7月 株式会社東芝 TLR-053 改訂1)
- ②沸騰水型原子力発電所 使用済燃料の乾式キャスク貯蔵施設の安全設計で使用する解析コードについて(平成5年4月 株式会社東芝 TLR-054)
- ③福島第一原子力発電所 第4号機工事計画認可申請書本文及び添付書類(平成6年3月14日申請, 東京電力株式会社)
- ④福島第一原子力発電所 第6号機工事計画認可申請書本文及び添付書類(平成6年3月14日申請, 東京電力株式会社)
- ⑤福島第一原子力発電所 第4号機工事計画認可申請書本文及び添付書類(平成22年10月22日申請, 東京電力株式会社)
- ⑥福島第一原子力発電所 第5号機工事計画認可申請書本文及び添付書類(平成22年10月22日申請, 東京電力株式会社)
- ⑦福島第一原子力発電所 第6号機工事計画認可申請書本文及び添付書類(平成22年10月22日申請, 東京電力株式会社)

(2) 輸送貯蔵兼用キャスク

- ①使用済燃料中間貯蔵施設における金属製乾式キャスクについて (NEO-2569CB型)
(平成21年5月 株式会社オー・シー・エル OCL-TR-001-改1)
- ②使用済燃料中間貯蔵施設における金属製乾式キャスクについて (HDP-69B型)
(平成21年5月 日立GEニュークリア・エナジー株式会社 HLR-110 訂1)
- ③核燃料輸送物設計承認申請書(NEO-2569CB型)
(平成22年8月23日申請 東京電力株式会社)

- ④核燃料輸送物設計承認申請書(HDP-69B型)
(平成22年8月23日申請 東京電力株式会社)
- ⑤使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書 (平成22年6月 リサイクル燃料貯蔵株式会社)
- ⑥使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書 本文及び添付書類の一部補正について (平成22年8月 リサイクル燃料貯蔵株式会社)
- ⑦使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書 (平成22年11月 リサイクル燃料貯蔵株式会社)
- ⑧使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書 添付書類の一部補正について (平成22年12月 リサイクル燃料貯蔵株式会社)
- ⑨使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書 (平成24年10月 リサイクル燃料貯蔵株式会社)
- ⑩使用済燃料貯蔵施設に関する設計及び工事の方法の認可申請書 添付書類の一部補正について (平成25年10月 リサイクル燃料貯蔵株式会社)

2 安全設計・評価方針

表2-1に評価すべき各安全機能に関する既存の評価内容と本設備での安全設計・評価の方針を示す。

表 2-1 キャスク仮保管設備安全評価の基本方針

項目	中期安全確保の考え方	評価対象	乾式貯蔵キャスク			輸送貯蔵兼用キャスク		
			既存評価を引用	新評価実施	評価方針	既存評価を引用	新評価実施	評価方針
除熱機能	乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について使用済燃料の健全性及び安全機能を有する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。	燃料被覆管	○	—	以下の確認をもって評価条件が既存評価と同等であると言える為、既存評価を引用して評価を行う。 ・保管中のコンクリートモジュール内の温度が45℃以下となること。	—	○	既存評価における評価条件は以下事項に相違がある為、改めて解析評価を実施する。 ・保管中の姿勢が異なる。(既存評価での乾式キャスクの姿勢は縦置きであるが、キャスク仮保管設備では横置きの姿勢となる)
		乾式キャスク	○	—	以下の確認をもって評価条件が既存評価と同等であると言える為、既存評価を引用して評価を行う。 ・保管中のコンクリートモジュール内の温度が45℃以下となること。	—	○	既存評価における評価条件は以下事項に相違がある為、改めて解析評価を実施する。 ・保管中の姿勢が異なる。(既存評価での乾式キャスクの姿勢は縦置きであるが、キャスク仮保管設備では横置きの姿勢となる)
		コンクリートモジュール (キャスク仮保管構築物)	—	○	既存評価における評価条件は以下事項に相違がある為、改めて解析評価を実施する。 ・保管中の乾式キャスク周辺環境温度が異なる。(既存評価ではキャスク保管建屋内の評価) なお、評価は設計発熱量の大きい大型キャスクを代表キャスクとする。	—	○	既存評価における評価条件は以下事項に相違がある為、改めて解析評価を実施する。 ・保管中の乾式キャスク周辺環境が異なる。(既存評価ではキャスク保管建屋内の評価)
密封機能	乾式キャスクについて、周辺公衆及び放射線従事者に対し、放射線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。	乾式キャスク	○	—	既存評価における評価条件と同等であると言える為、既存評価を引用して評価を行う。	○	—	既存評価における評価条件は以下事項に相違があるが、本設備の設計条件が既存評価の評価条件に包絡されることを確認し、既存評価を引用して評価を行う。 ・キャスク内部温度及びシール部温度
遮へい機能	乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について、周辺公衆及び放射線従事者に対し、放射線被ばく上の影響を及ぼすことのないよう、使用済燃料の放射線を適切に遮へいする設計とする。	乾式キャスク	○	—	既存評価における評価条件と同等であると言える為、既存評価を引用して評価を行う。	○	—	既存評価における評価条件と同等であると言える為、既存評価を引用して評価を行う。
臨界防止機能	乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について、想定されるいかなる場合にも使用済燃料が臨界に達することを防止できる設計とする。	乾式キャスク	○	—	既存評価においてはキャスク配列、バスケット内の燃料配置等最も厳しい状態を想定し評価しており、本設備での条件と比較して、十分安全側であることから、既存評価を引用して評価を行う。	○	—	既存評価においてはキャスク配列、バスケット内の燃料配置等最も厳しい状態を想定し評価あり、本設備での条件と比較して、十分安全側であることから、既存評価を引用して評価を行う。

項目	中期安全確保の考え方	評価対象	乾式貯蔵キャスク			輸送貯蔵兼用キャスク		
			既存評価を引用	新評価実施	評価方針	既存評価を引用	新評価実施	評価方針
構造強度	乾式キャスク及びキャスク仮保管構築物について、除熱機能、密封機能、遮へい機能、臨界防止機能を維持するために必要な構造強度を有する設計とする。	乾式キャスク	○	—	以下の確認をもって評価条件が既存評価と同等であると言える為、既存評価を引用して評価を行う。 ・本設備における設計事象の荷重条件が既存評価における設計事象の荷重条件に包絡すること。	○	○	評価条件が既存評価の評価条件と同一のものは既存評価を引用して評価を行い、評価条件が既存評価の評価条件と異なるものは新たに評価を実施する。
耐震性	キャスク仮保管設備は、基準地震動 Ss を考慮しても、5.2.1～5.2.4 に示す安全機能が維持されていることを確認する。	乾式キャスク	—	○	本設置場所における設計用地震力と既存評価で用いた設計用地震力の比率が、既存評価の余裕率より小さいことを確認する。	—	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。
		支持架台	—	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。	—	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。
		支持架台固定具	—	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。	—	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。
		コンクリートモジュール	—	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。	—	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。
		クレーン	—	○	本設置場所における設計用地震力により評価を実施する。	—	—	(乾式貯蔵キャスクと共用)
異常時の評価	安全評価において想定すべき異常事象として今後抽出される各事象を考慮しても 5.2.1～5.2.4 に示す安全機能が維持されていることを確認する。	乾式キャスク	—	○	本設備の異常事象の抽出を行い、評価を実施する。	—	○	本設備の異常事象の抽出を行い、評価を実施する。

3 耐震設計方針

(1) 耐震設計の基本方針

キャスク仮保管設備は、本文「設計方針」に基づき、基準地震動 S_s に対し、設備の設計方針に示される除熱機能、密封機能、遮へい機能、臨界防止機能等の安全機能が維持されていることを確認する。

(2) 対象設備と構造計画

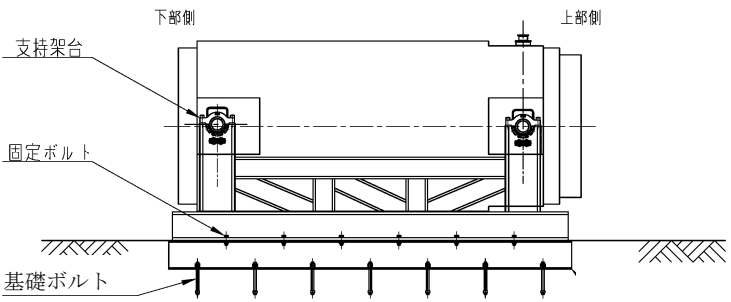
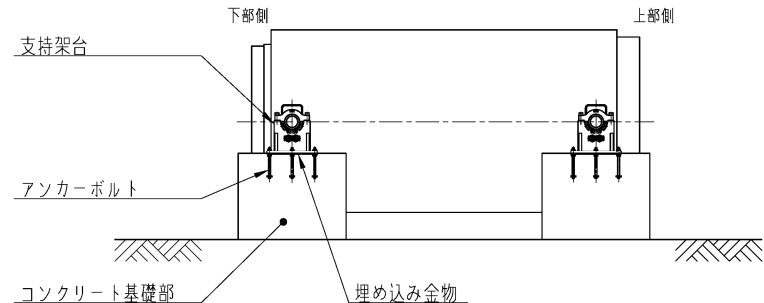
キャスク仮保管設備は、乾式キャスク、支持架台、コンクリートモジュール、クレーン、並びにコンクリート基礎から構成される。

これらの設備のうち、乾式キャスクは、使用済燃料を収納し、除熱、密封、遮へい、臨界防止等の基本的安全機能を有する。このことから基準地震動 S_s に対する評価は、乾式キャスクの健全性維持の観点から、次の設備を対象に実施する。

- ① 乾式貯蔵キャスク及び支持架台
- ② 輸送貯蔵兼用キャスク及び支持架台
- ③ コンクリートモジュール
- ④ クレーン
- ⑤ コンクリート基礎

表 3-1 に各設備の構造計画の概要と概略図を示す。

表 3-1 主要設備の構造計画

主要設備	構造計画の概要	概略構造図
<p>① 乾式貯蔵キャスク及び支持架台</p>	<p>乾式貯蔵キャスクは横置きで、トラニオンを介し4つの支持脚柱を持つ支持架台で支持され、支持架台は固定ボルトと基礎ボルトで基礎に固定される。</p>	
<p>② 輸送貯蔵兼用キャスク及び支持架台</p>	<p>輸送貯蔵兼用キャスクは横置きで、トラニオンを介し鋼製の支持架台で支持され、支持架台は、アンカーボルトで埋め込み金物に固定される。埋め込み金物は、アンカーボルトで基礎から立ち上げたコンクリート基礎部に固定される。</p>	

主要設備	構造計画の概要	概略構造図
<p>③コンクリートモジュール</p>	<p>コンクリートモジュールの平面寸法は、約7.3m×約4.7m又は約7.1m×約4.7mであり、高さは約4mある。コンクリートモジュールは、厚さ200mmの鉄筋コンクリート製パネルで構成され、各パネルは金物にて連結され、基礎とは固定用金物を介して固定ボルトで固定される。</p>	
<p>④クレーン</p>	<p>クレーンはスパン約19mの門型クレーンで、定格荷重は約150トンである。クレーンは、4つの支持脚、車輪を介して、レール上を走行する。</p>	

主要設備	構造計画の概要	概略構造図
<p>⑤コンクリート基礎</p>	<p>基礎は、N-S方向80m、E-W方向約96m、厚さ0.8m(一部1.0m, 1.8m)の鉄筋コンクリート基礎である。</p> <p>基礎は、埋め込まれる固定ボルトや固定金具を介して、①乾式キャスク及び支持架台並びに、②コンクリートモジュールを固定する。また、③クレーンのレールを固定する。</p>	

(3) 設計用地震力

各機器の耐震設計に用いる設計用地震力は、以下より算定する。

項目	機器等	摘要
(1) 基準地震動	Ss	
(2) 設計用地震動	基準地震動 Ss-1 : (水平)最大加速度振幅 450gal, 約 81 秒間 (鉛直)最大加速度振幅 300gal, 約 81 秒間 基準地震動 Ss-2 : (水平)最大加速度振幅 600gal, 約 60 秒間 (鉛直)最大加速度振幅 400gal, 約 60 秒間 基準地震動 Ss-3 : (水平)最大加速度振幅 450gal, 約 26 秒間 (鉛直)最大加速度振幅 300gal, 約 26 秒間	T.P. -197m の基盤 (Vs=約 700m/s) を解放基盤表面として定義する。
(3) 動的解析の方法	時刻歴応答解析法 応答スペクトル法	

(4) 運転状態と地震動の組合せに対する供用状態

運転状態と地震動の組合せに対応する供用状態は以下とする。

運転状態と地震動の組合せ	供用状態
I ^{注1)} +Ss	D (IVAS) ^{注2)}

注 1) 「運転状態 I」とは、通常運転の運転状態をいい、乾式キャスクの場合は、取り扱い時及び本設備での機器の通常の保管時の状態で「設計事象 I」に読み替える。

注 2) 「原子力発電所耐震設計技術指針」において規定される許容応力状態（「設計・建設規格」の許容状態 D 相当）

基準地震動 S_s による荷重を運転状態 I により生じる荷重と組み合わせた状態で、保管を行っている使用済燃料に過大な影響が生じないよう許容応力を定めるものとするが、本設備の乾式キャスクに対する機能維持の基本的な考え方は以下とする。

設備区分	基準地震動 S_s に対する機能維持
乾式キャスク	乾式キャスクの安全機能を維持するために必要な構造強度を有すること。
支持架台	基準地震動 S_s に対し、乾式キャスクを落下・転倒させないこと。
コンクリートモジュール	基準地震動 S_s に対し、コンクリートモジュールの倒壊等により、乾式キャスクの安全機能に影響を与えないこと。
クレーン	クレーンの倒壊、転倒等により、乾式キャスクの安全機能に影響を与えないこと。
コンクリート基礎	支持架台に作用する力を支持するとともに、これを固定する固定ボルトの引き抜きに抵抗すること。 基礎の傾斜により、クレーンの転倒、倒壊などが生じないこと。

(5) 地盤の応答解析による設計用地震力の算定

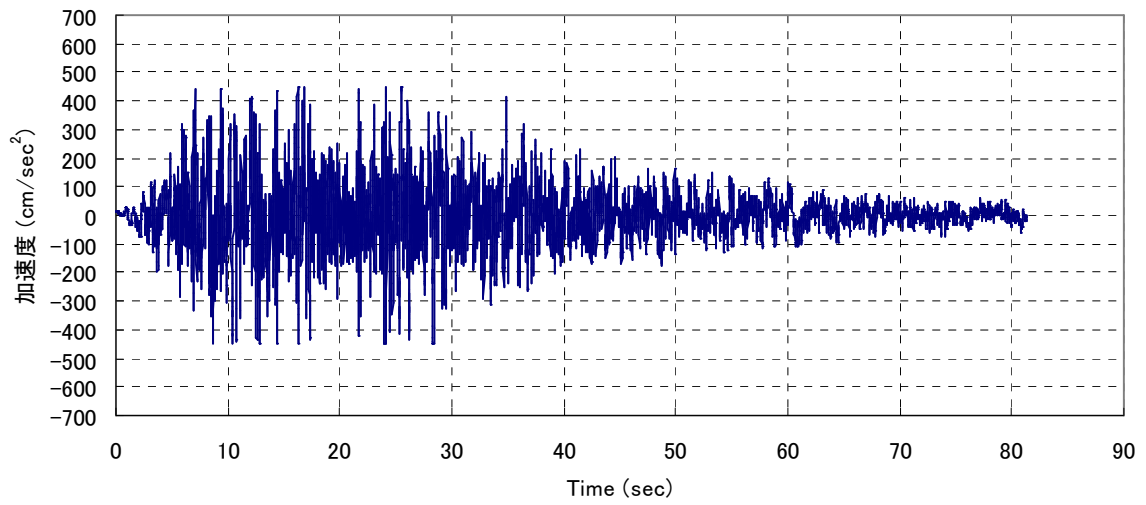
1) 解析概要

本検討では基礎－地盤連成系の2次元FEM応答解析を行い、基礎上面での応答波の応答スペクトルの作成、設計用地震力の算定を行う。解析プログラムはSuper-FLUSH/2Dを用いる。

2) 解析に用いる検討用地震動

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わる耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」（平成20年3月31日 東京電力株式会社）にて作成した解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を用いる。解放基盤表面位置における基準地震動 S_{s-1} 、 S_{s-2} 、 S_{s-3} の加速度時刻歴波形を図3-1～3に示す。

Ss-1(水平)-450gal



Ss-1-(鉛直) 300gal

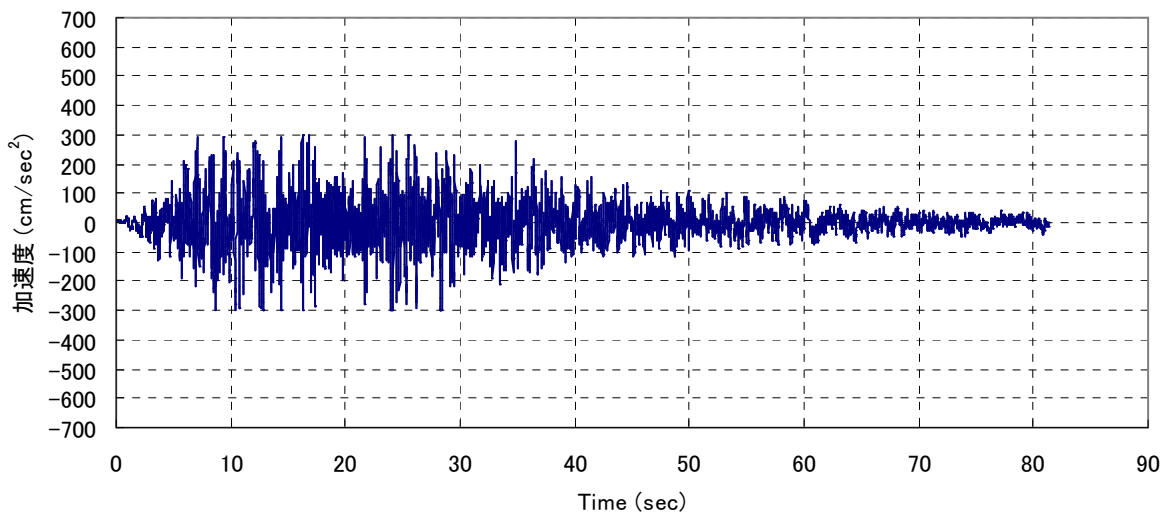
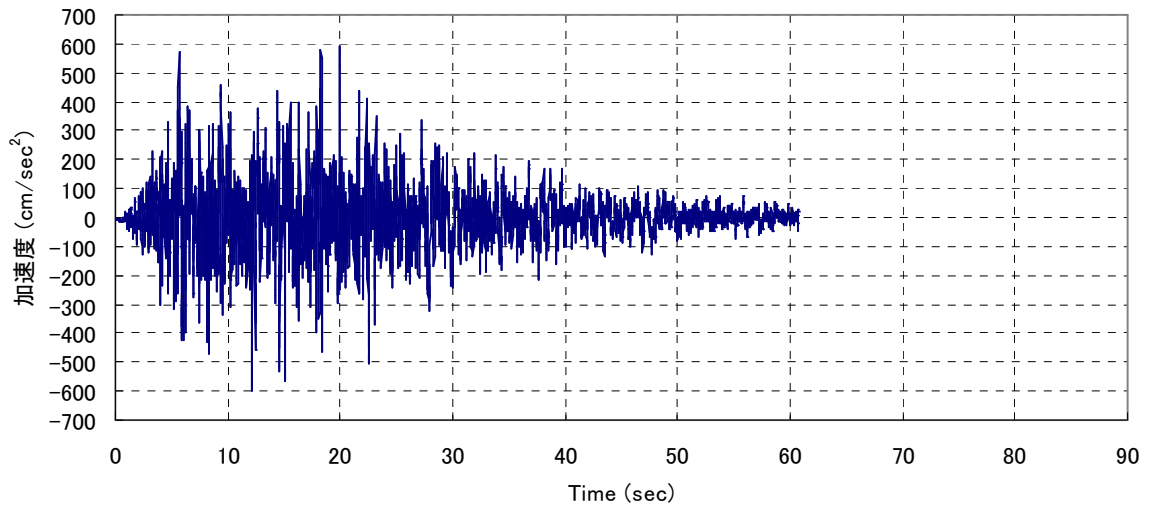


図 3-1 基準地震動加速度時刻歴波形 (Ss-1)

Ss-2(水平)-600gal



Ss-2(鉛直)-400gal

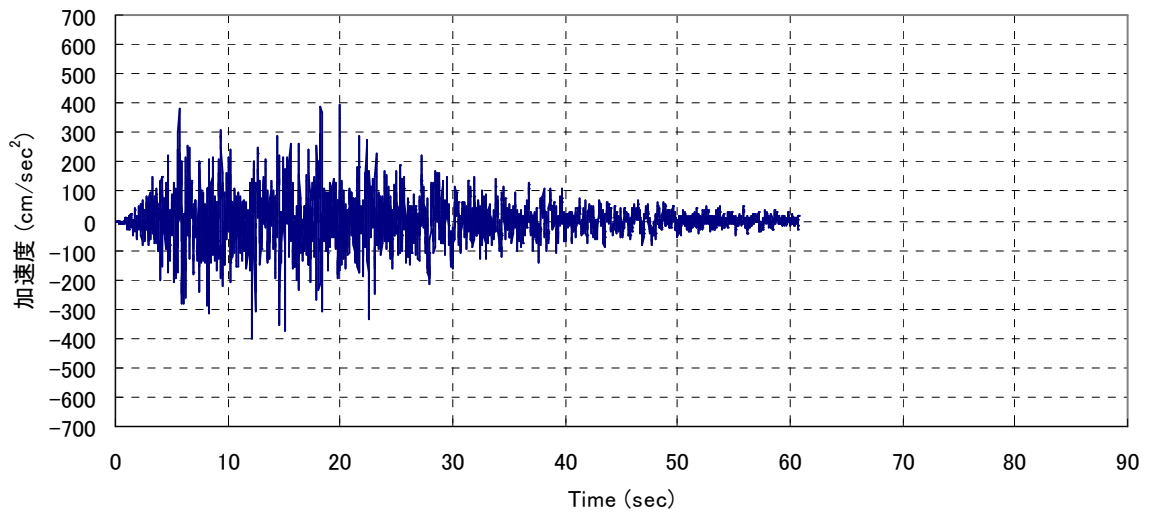
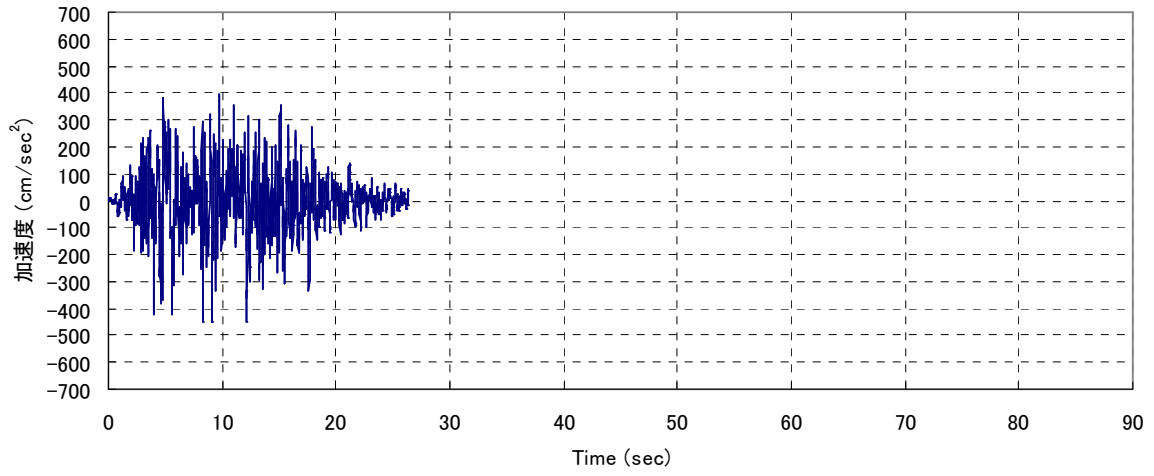


図 3-2 基準地震動加速度時刻歴波形 (Ss-2)

Ss-3(水平)-450gal



Ss-3(鉛直)-300gal

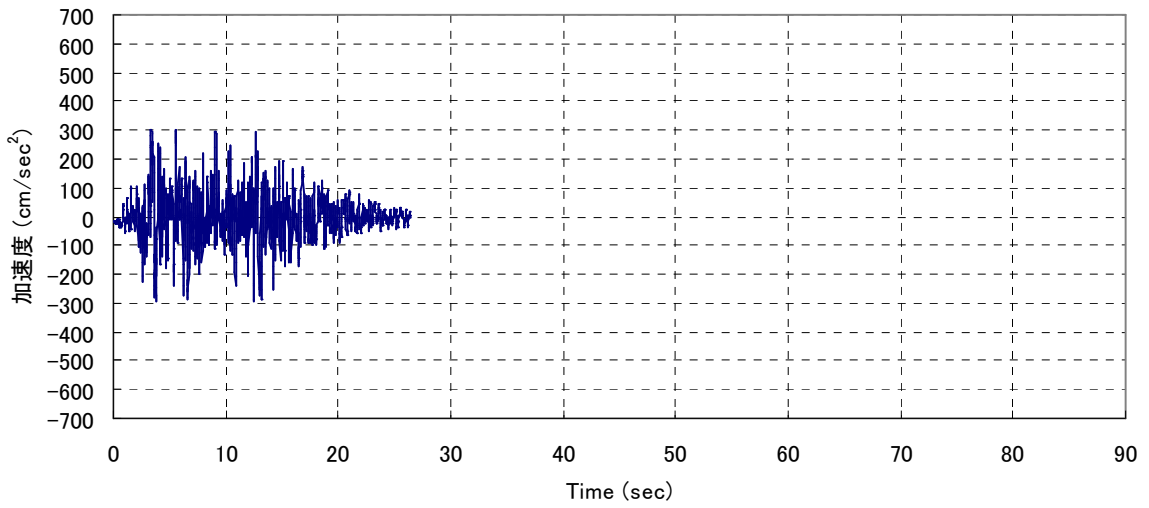


图 3-3 基準地震動加速度時刻歴波形 (Ss-3)

3) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは図 3-4, 5 のように、基礎-地盤連成系モデルとする。地盤応答解析に用いる地盤定数の設定結果を表 3-2 に示す。また、コンクリート基礎を除く各層のモデル化においては、地盤の非線形性を考慮する。図 3-6 に各層の動的変形特性を示す。

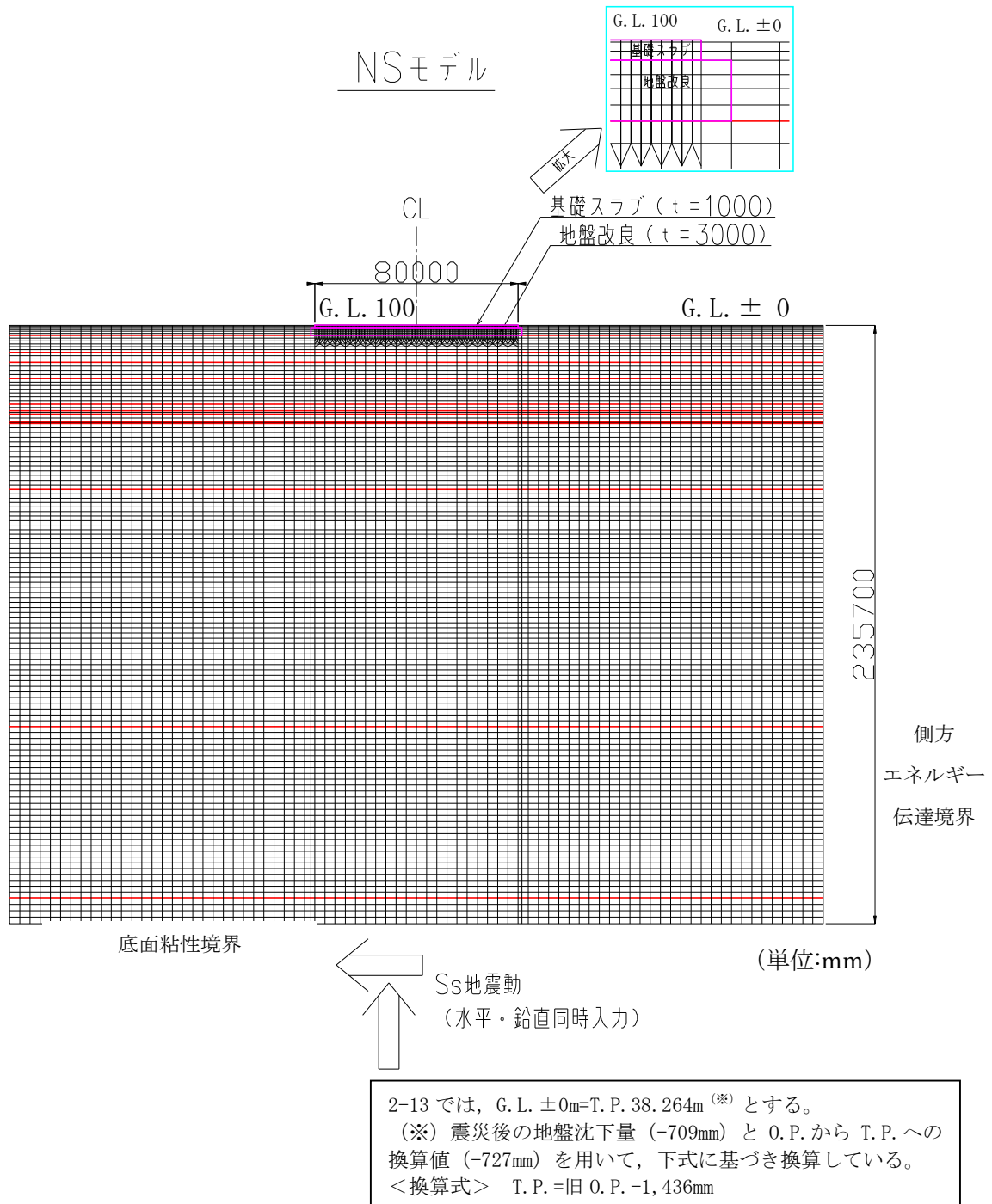


図 3-4 解析モデルの概要 (N-S 方向)

EWモデル

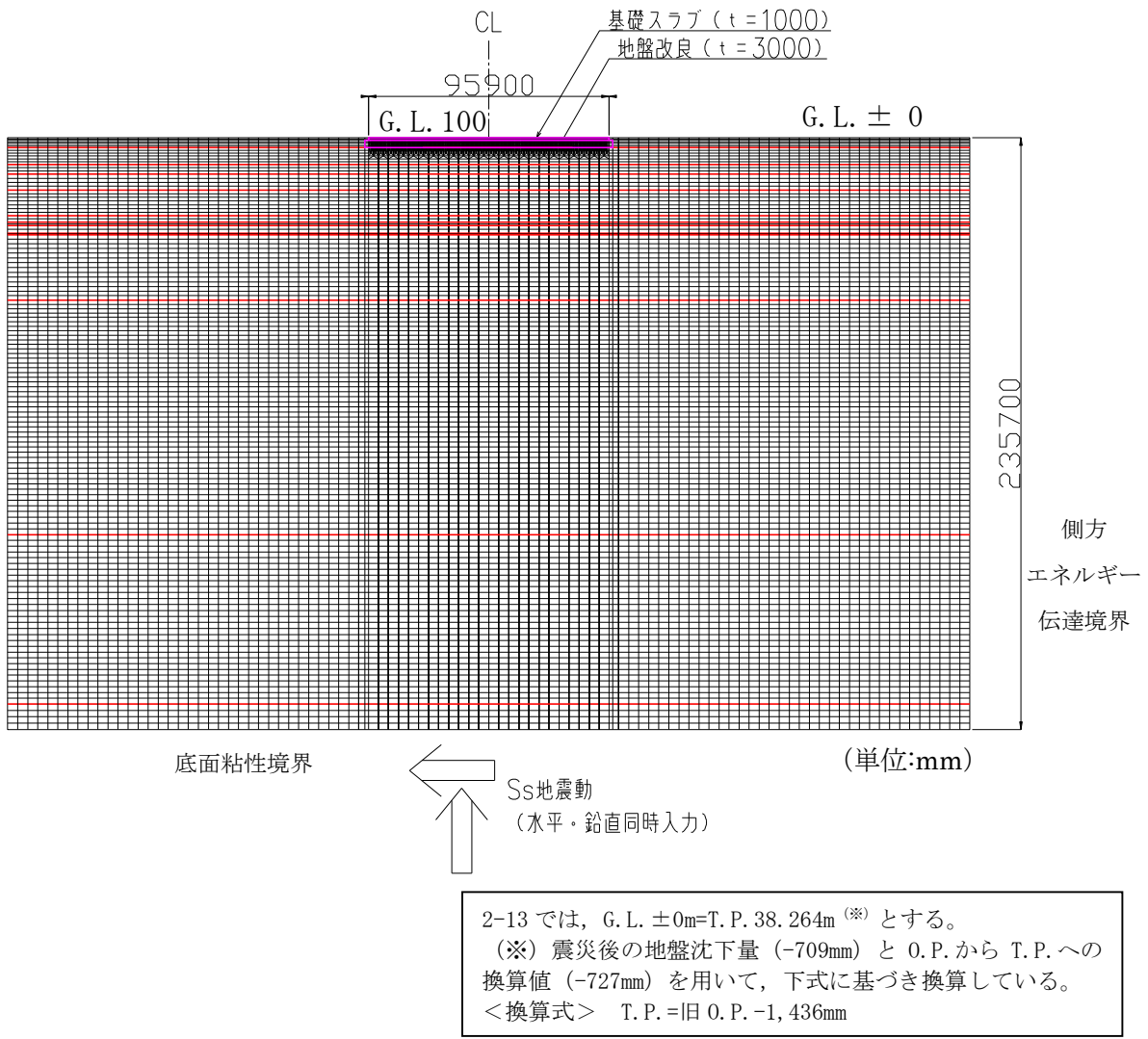


図 3-5 解析モデルの概要 (E-W 方向)

表 3-2 解析用地盤定数

地層名	層標高		各地層厚 (m)	湿潤密度 ρ (t/m ³)	せん断弾性 係数 G_0 (kN/m ²)	せん断波 速度 V_s (m/sec)	強度特性	
	上端 G.L. (m)	下端 G.L. (m)					C (N/mm ²)	ϕ (°)
	コンクリート基礎	0.100	-0.900	1.000	2.679	10,420,000	1972	-
埋戻し土	0.000	-3.900	3.900	1.8	72,600	201	0	30
改良地盤	-0.900	-3.900	3.000	1.8	380,000	459	-	-
段丘堆積物	-3.900	-10.674	6.774	1.59	158,000	315	0.039	24.7
T3 部層 中粒砂岩層	-10.674	-14.485	3.811	1.84	210,000	338	0.098	38.6
T3 部層 泥質部	-14.485	-20.863	6.378	1.71	427,000	500	1.5	0
T3 部層 互層部	-20.863	-31.006	10.143	1.76	302,000	414	0.098	38.6
T3 部層 泥質部	-31.006	-33.591	2.585	1.71	427,000	500	1.5	0
T3 部層 中粒砂岩層	-33.591	-34.946	1.355	1.84	210,000	338	0.098	38.6
T3 部層 泥質部	-34.946	-38.007	3.061	1.71	427,000	500	1.5	0
T3 部層 粗粒砂岩層	-38.007	-38.572	0.565	1.84	210,000	338	0.098	38.6
T3 部層 泥質部	-38.572	-64.680	26.108	1.71	427,000	500	1.5	0
T2 部層	-64.680	-158.100	93.420	深度依存 1.76~ 1.80	深度依存 334,000~ 635,000	深度依存 436~594	深度依存 1.131~ 1.839	0
T1 部層	-158.100	-225.580	67.480	1.79	667,000	610	1.62	0
先富岡層	-225.580	-235.700	10.120	1.88	954,000	712	1.8	0
解放基盤面	-235.700	-	-	1.88	954,000	712	1.8	0

出典：「福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書」（平成 5 年 4 月）等

2-13 では、G.L. ± 0 m=T.P. 38.264m^(※) とする。
 (※) 震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P. から T.P. への
 換算値 (-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

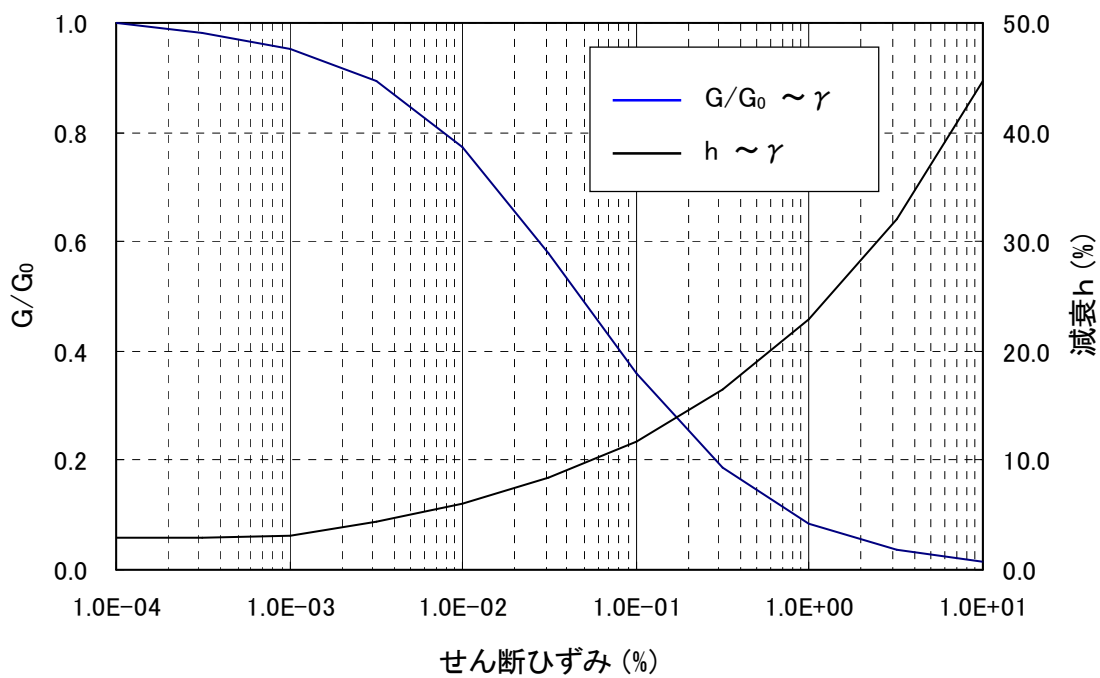


図 3-6 (1) 埋戻土層の動的変形特性

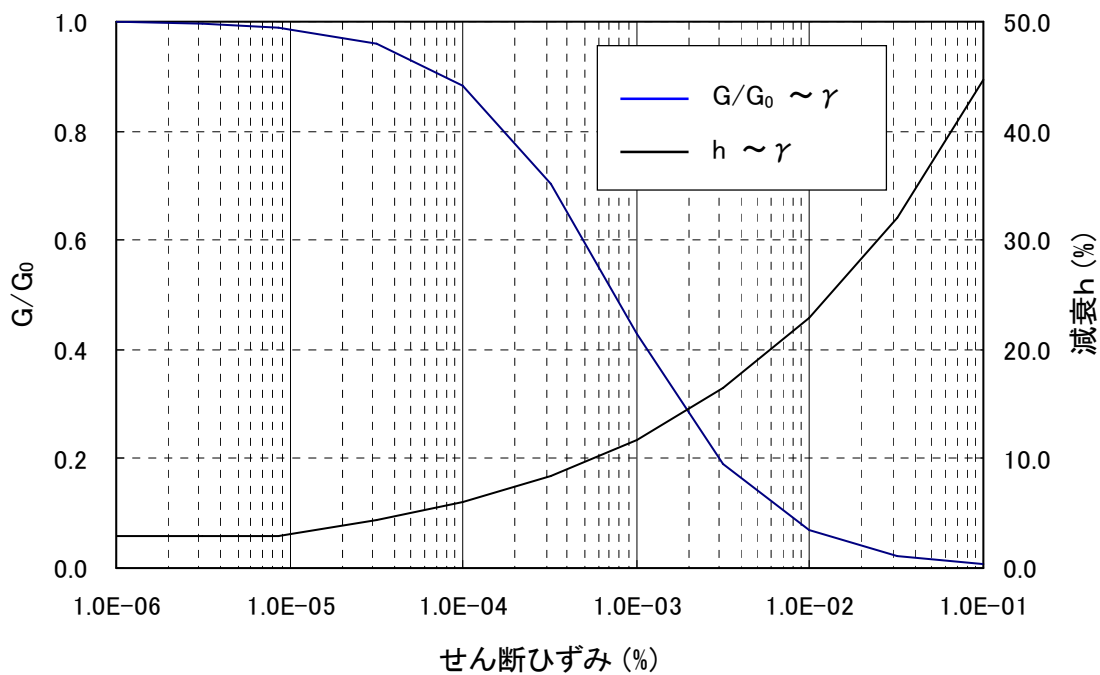


図 3-6 (2) 改良地盤の動的変形特性

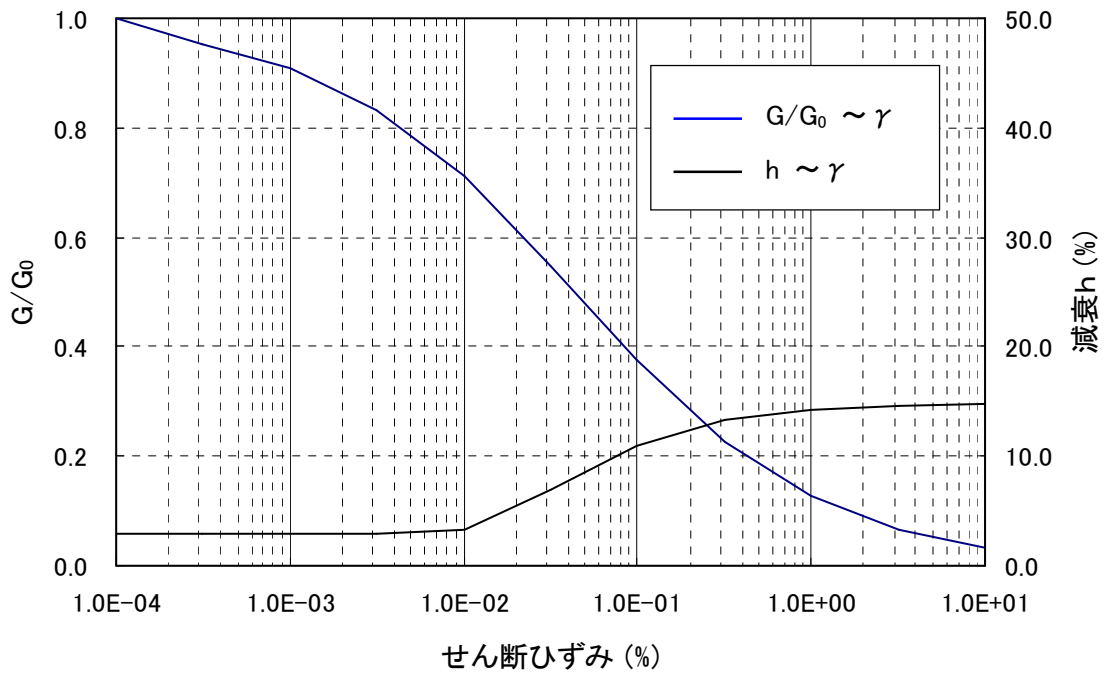


図 3-6 (3) 段丘堆積物の動的変形特性

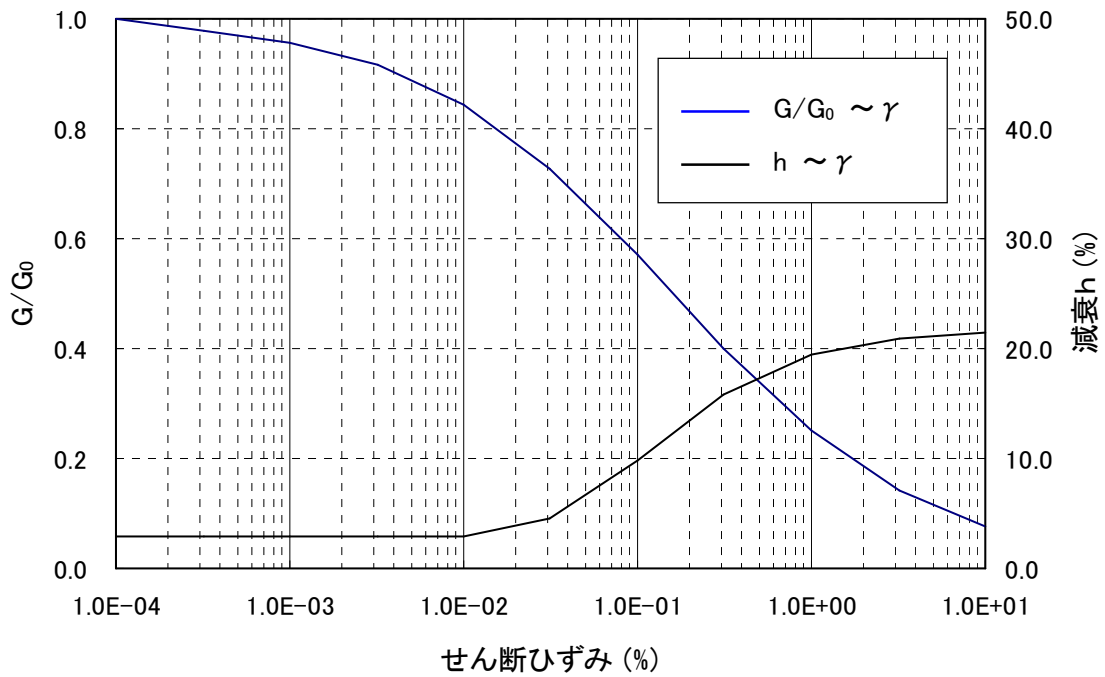


図 3-6 (4) T3 部層中粒砂岩層の動的変形特性

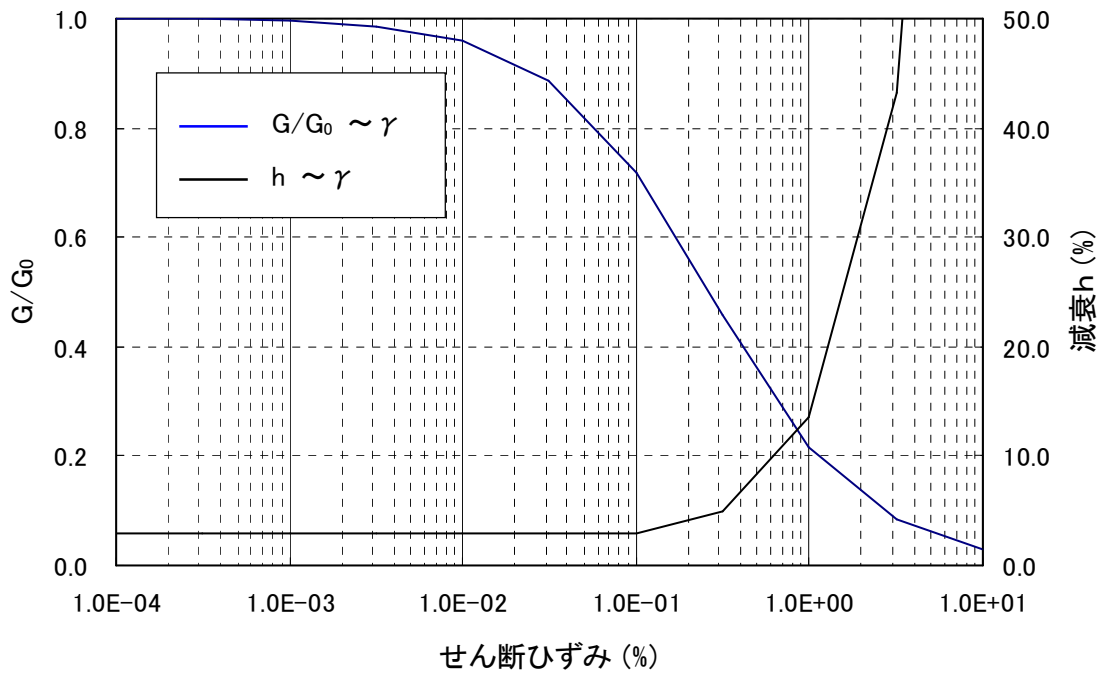


図 3-6 (5) T3 部層泥質部の動的変形特性

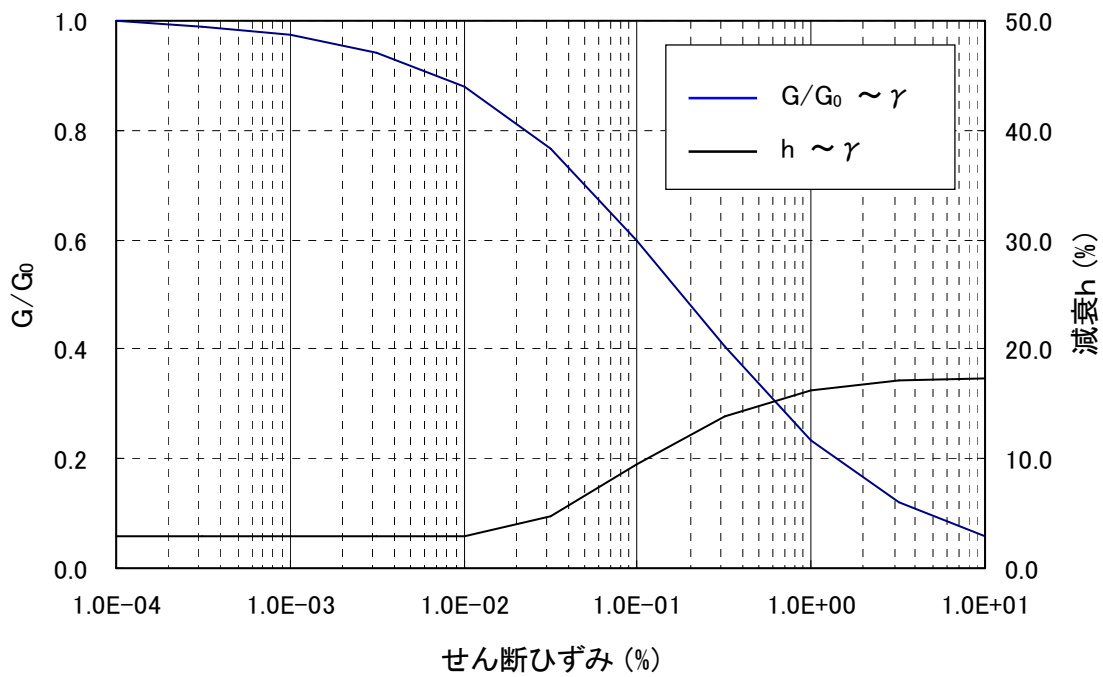


図 3-6 (6) T3 部層互層部の動的変形特性

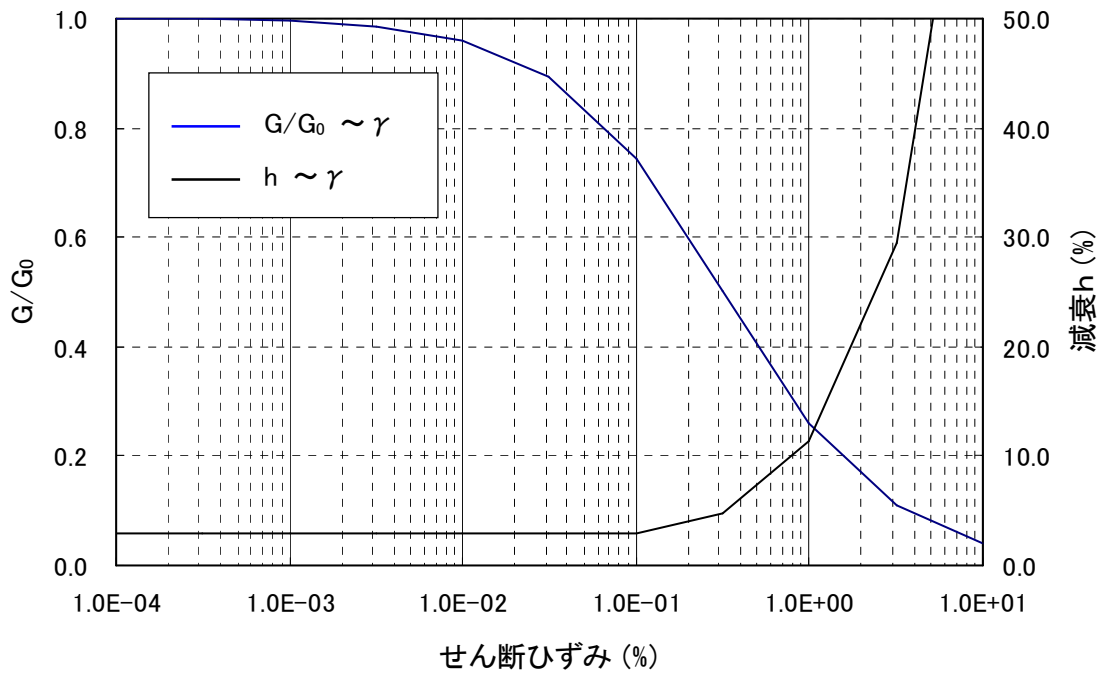


図 3-6 (7) T2 部層の動的変形特性

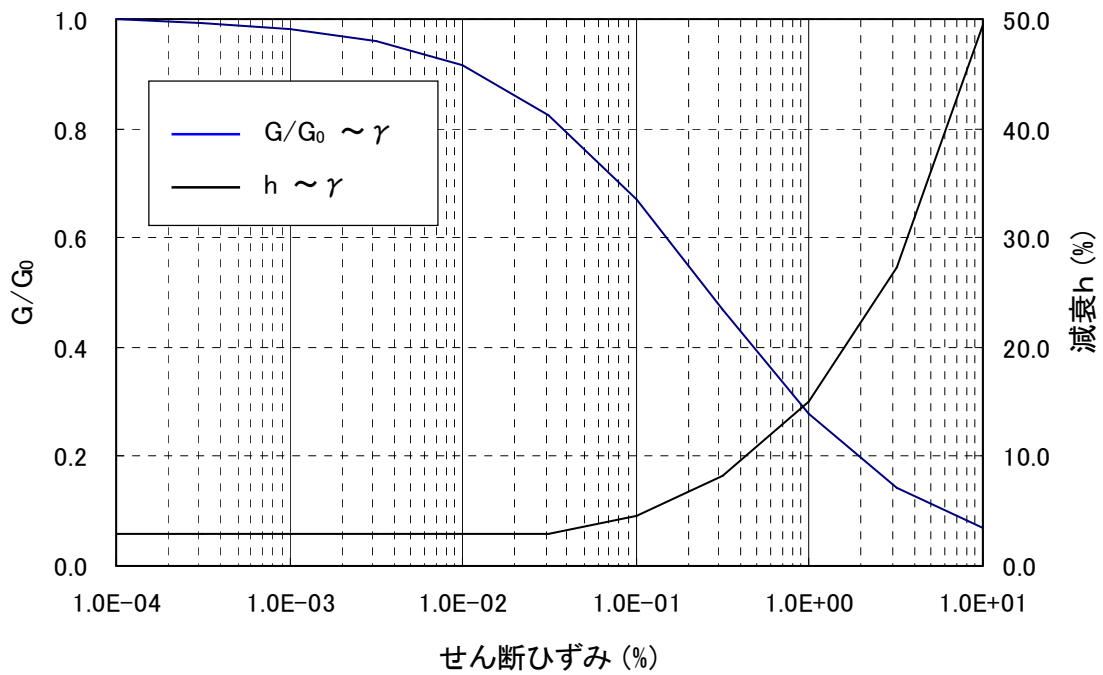


図 3-6 (8) T1 部層の動的変形特性

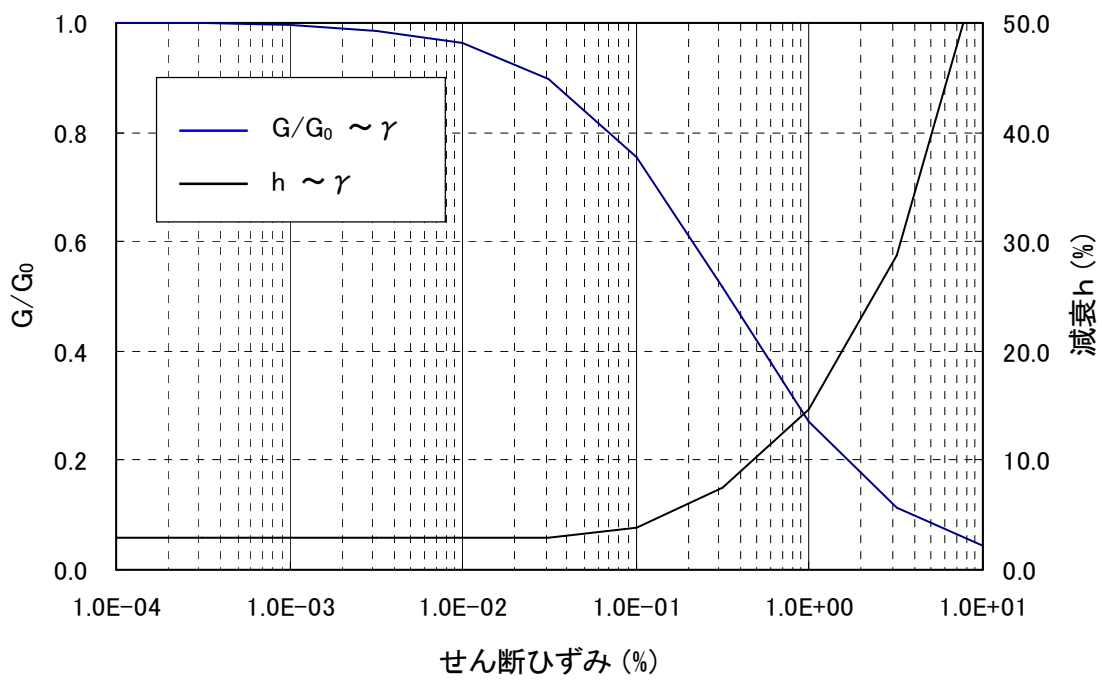


図 3-6 (9) 先富岡層の動的変形特性

4) 設計用地震力の算定

地盤表面における地震波の加速度応答の包絡スペクトル (S_s-1~S_s-3) を図 3-7~15 に示す。設計用地震力は、床応答スペクトルを周期軸方向に±10%拡幅したスペクトルを用いて算定する。

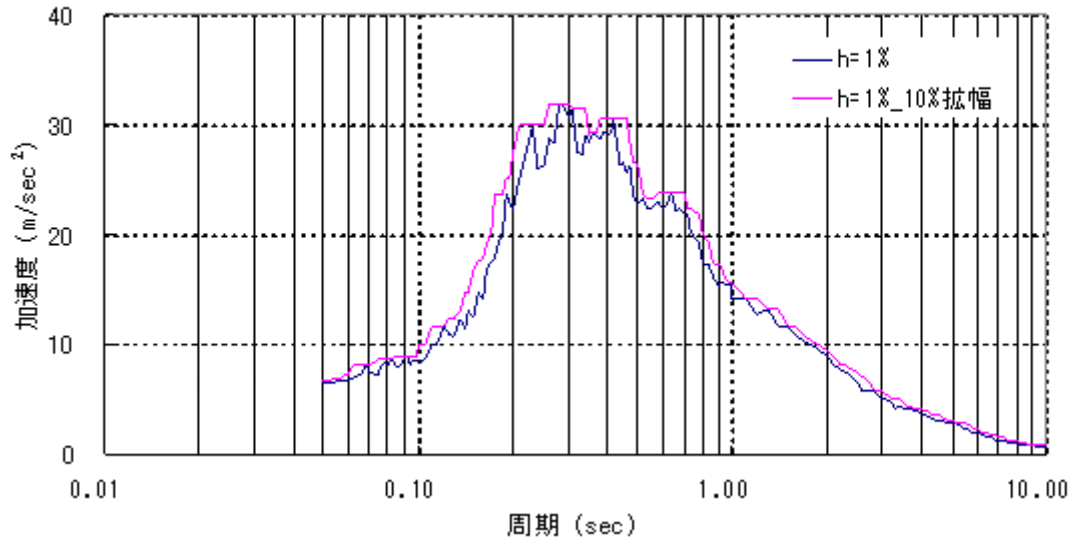


図 3-7 加速度応答包絡スペクトル S_s-H (水平 NS) (h=1%)

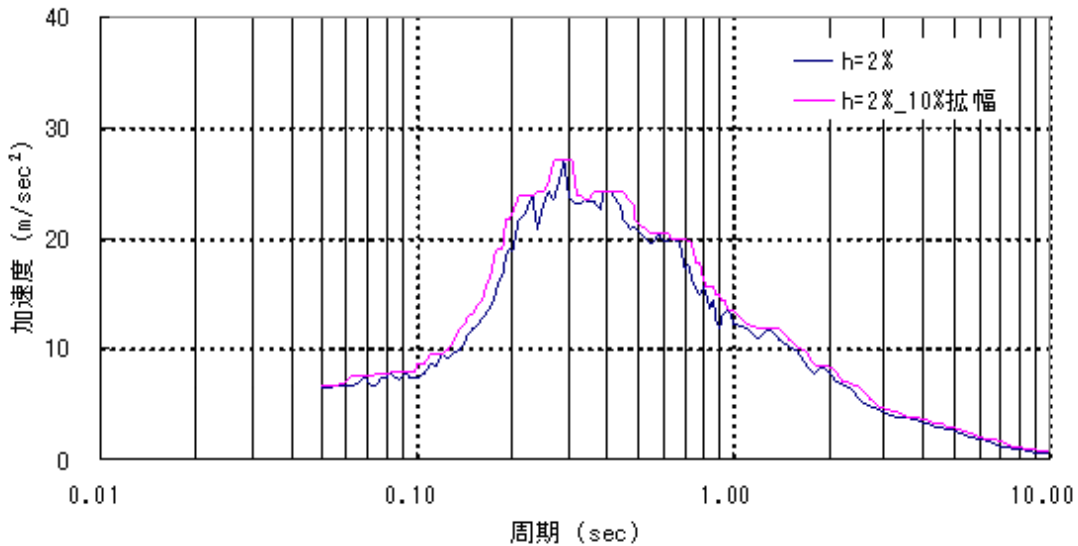


図 3-8 加速度応答包絡スペクトル S_s-H (水平 NS) (h=2%)

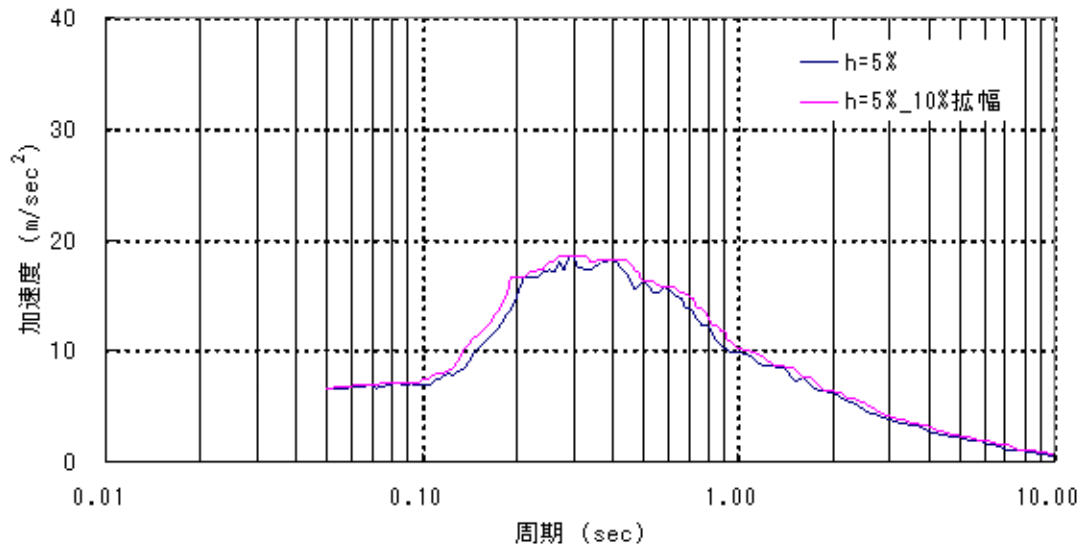


図 3-9 加速度応答包絡スペクトル S_s-H (水平 NS) ($h=5\%$)

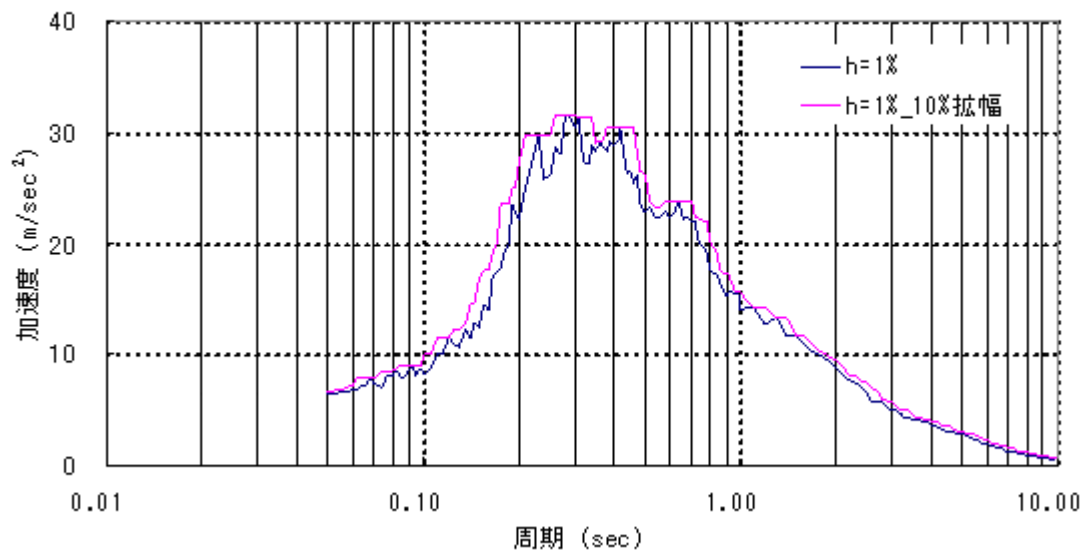


図 3-10 加速度応答包絡スペクトル S_s -H (水平 EW) ($h=1\%$)

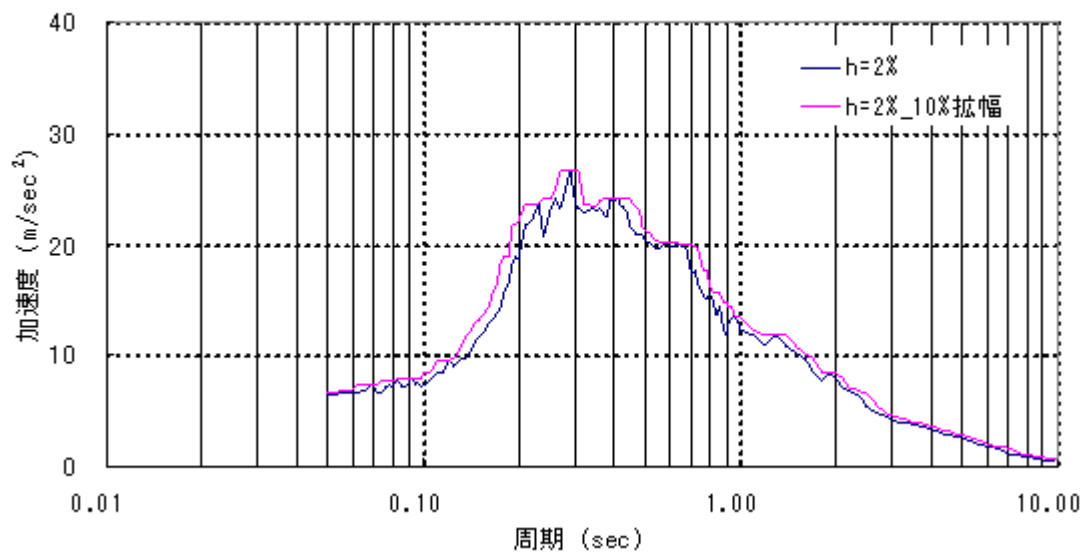


図 3-11 加速度応答包絡スペクトル S_s -H (水平 EW) ($h=2\%$)

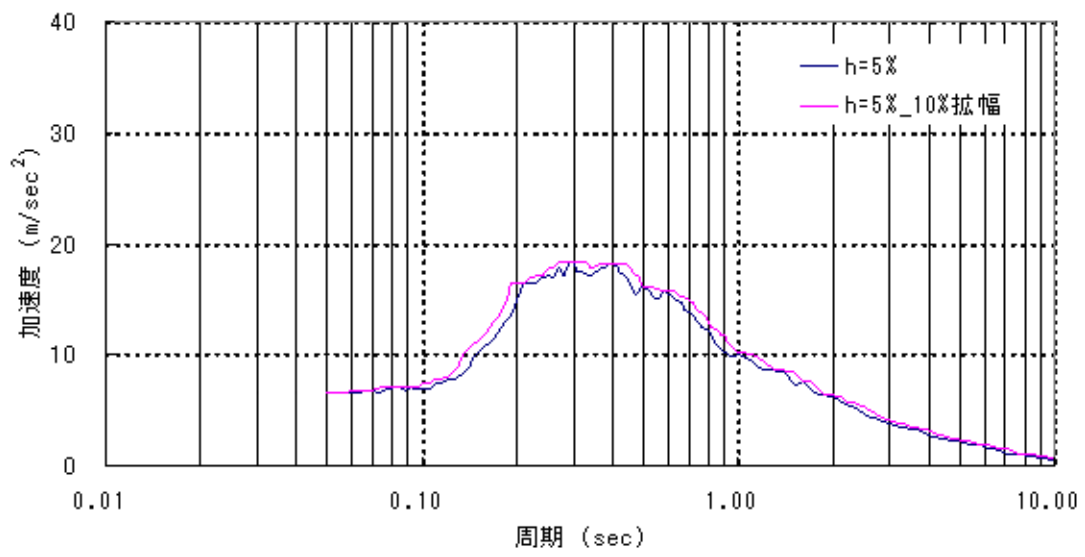


図 3-12 加速度応答包絡スペクトル Ss-H (水平 EW) ($h=5\%$)

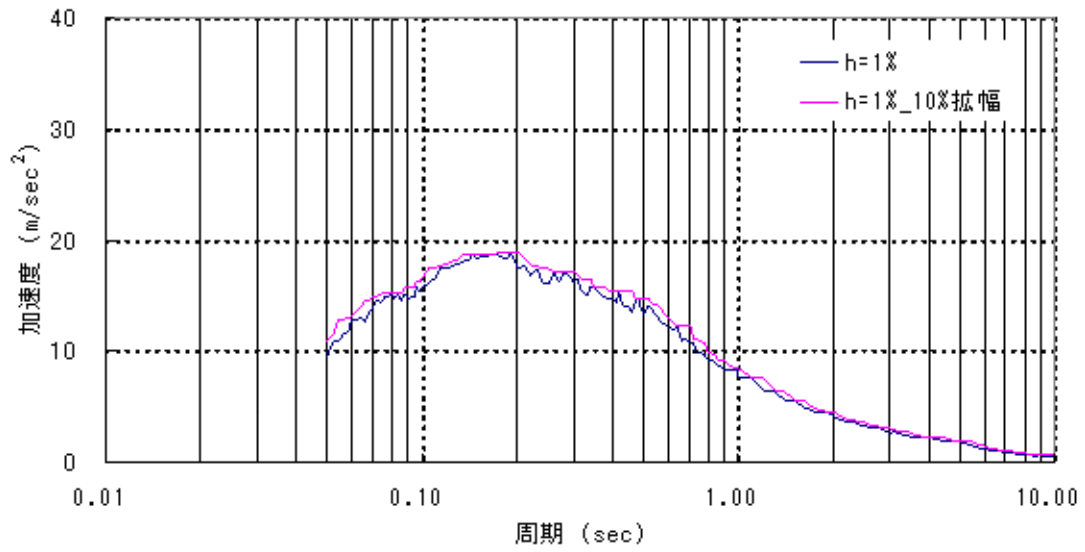


図 3-13 加速度応答包絡スペクトル S_s-V (鉛直) (h=1%)

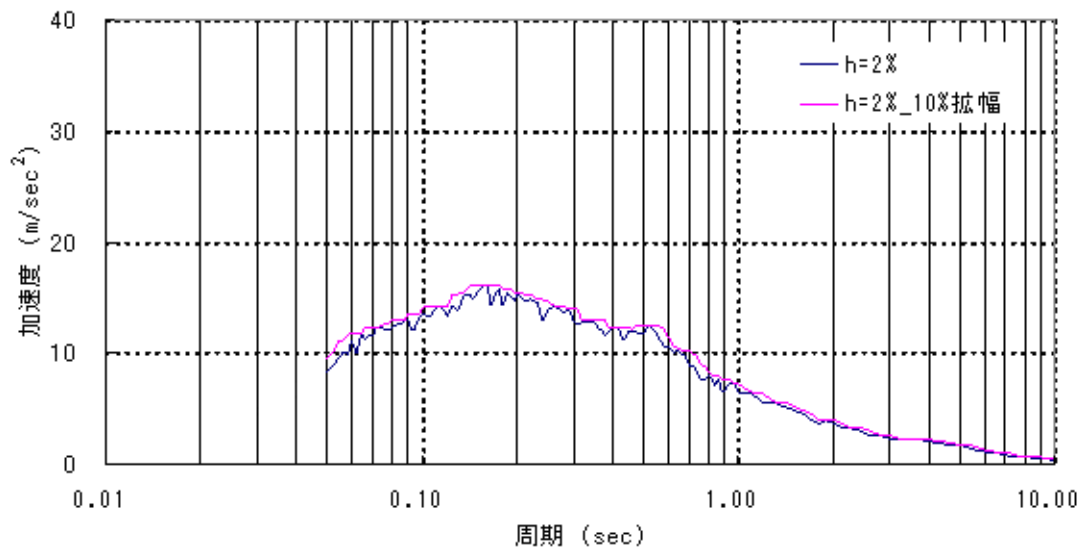


図 3-14 加速度応答包絡スペクトル S_s-V (鉛直) (h=2%)

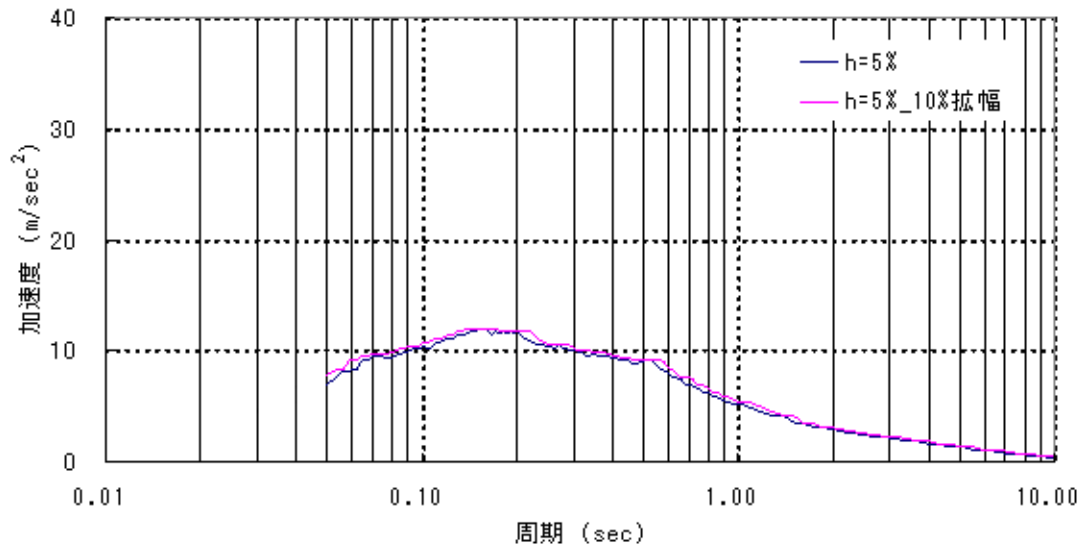


図 3-15 加速度応答包絡スペクトル Ss-V (鉛直) ($h=5\%$)

(1) 概要

Super-FLUSH/2D は、主に地盤－構造物連成系の相互作用解析を行う二次元有限要素プログラムである。

(2) 機能

Super-FLUSH/2D は、解析に際して以下の機能を有している。

- ①面外方面へのエネルギーの逸散を考慮した疑似三次元解析を行うことができる。
- ②側方の十分な拡がりを持った成層構造の地盤を表せる。
- ③歪依存による土の非線形特性を考慮できる。

(3) 使用実績

原子力発電環境整備機構の「地層処分施設の耐震性評価」にて用いられている。

耐震安全性解析に用いるコード (NASTRAN) について

(1) 概要

NASTRAN コードは 1968 年アメリカ航空宇宙局 (NASA) で開発され、1971 年に米国 MacNeal-Schwendler Corporation (MSC 社) から発売された有限要素法に基づく構造解析等の汎用解析コード (MSCNastran) であり、航空宇宙、自動車、造船、重機械、原子力機器、土木・建設など重工業を中心に広く受け入れられている。輸送キャスクでは固有振動解析に利用されている。

(2) 機能

NASTRAN コードは固有振動解析に際して以下の機能を有している。

- ①ある固有振動範囲の設定、あるいは必要固有値個数を設定すればその範囲の多くの固有振動及び必要固有値個数に対応する固有振動を求めることができる。
- ②各振動モードに対する刺激係数、有効質量を算出できる。
- ③引張等の初期応力があれば、この初期応力を考慮した固有振動解析ができる。
- ④スペクトルモード解析の入力データとして固有振動解析結果をそのまま利用できる。
- ⑤使用要素は一次元～三次元の多くの要素が適用できる。
- ⑥質量は集中質量、分布質量が適用できる。

(3) 解析フロー

NASTRAN コードの固有振動解析フローを図 3-16 に示す。

(4) 使用実績

NASTRAN コードは、これまで多くの固有振動解析に対し使用実績がある。

(5) 検証方法

理論値との比較による検証が実施されていることを確認。

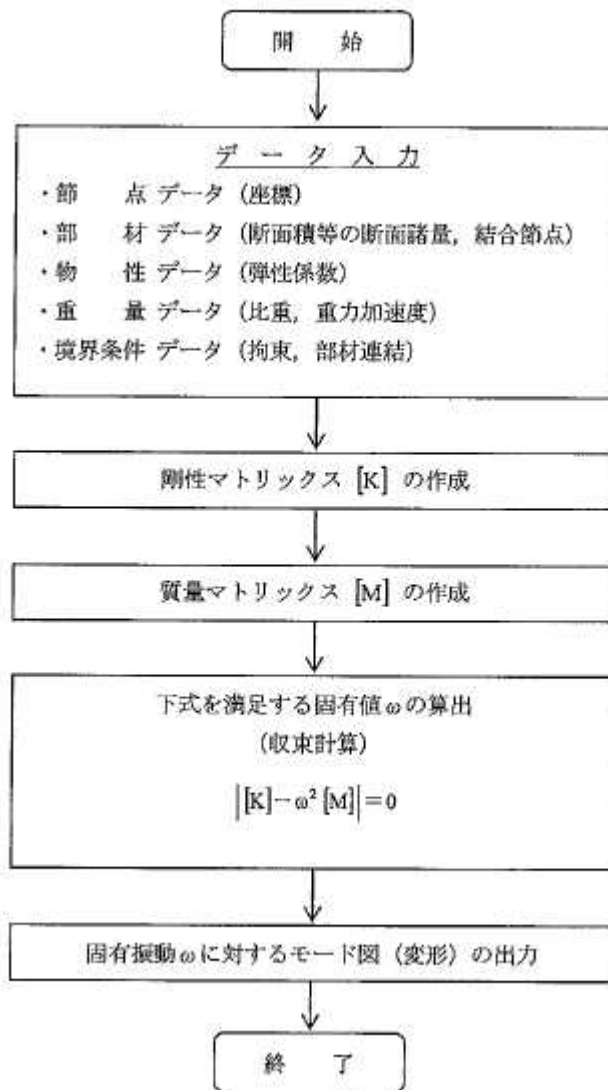


図 3-16 NASTRAN コードの固有振動解析フロー図

耐震安全性解析に用いるコード (ABAQUS) について

(1) 概要

ABAQUS コードは米国Hibbitt, Karlsson&Sorensen, Inc (KHS社)で開発された有限要素法に基づく応力・座屈解析等の汎用解析コードであり、輸送キャスクの応力解析等に広く利用されている。

(2) 機能

ABAQUS コードは、応力解析に際して以下の機能を有している。

- ①定常・非定常の弾性・弾塑性のいずれの解も得ることができる。
- ②材料特性として時間依存、歪の履歴依存並びに等方性・異方性等を考慮することができる。
- ③モデルの形状は一次元～三次元、また連続体についても取り扱うことができる。
- ④伝熱解析結果をそのまま境界条件として熱応力解析に用いることが可能である。
- ⑤荷重条件として集中荷重、分布荷重、モーメント、加速度力 (慣性力)、圧力、遠心力、コリオリ力等が取り扱える。また、これら条件の時間依存、線形変化に対しても対応可能である。

(3) 解析フロー

ABAQUS コードの解析フローを図 3-17 に示す。

(4) 使用実績

ABAQUS コードは、これまで多くの固有振動解析に対し使用実績がある。

(5) 検証方法

理論値との比較による検証が実施されていることを確認。

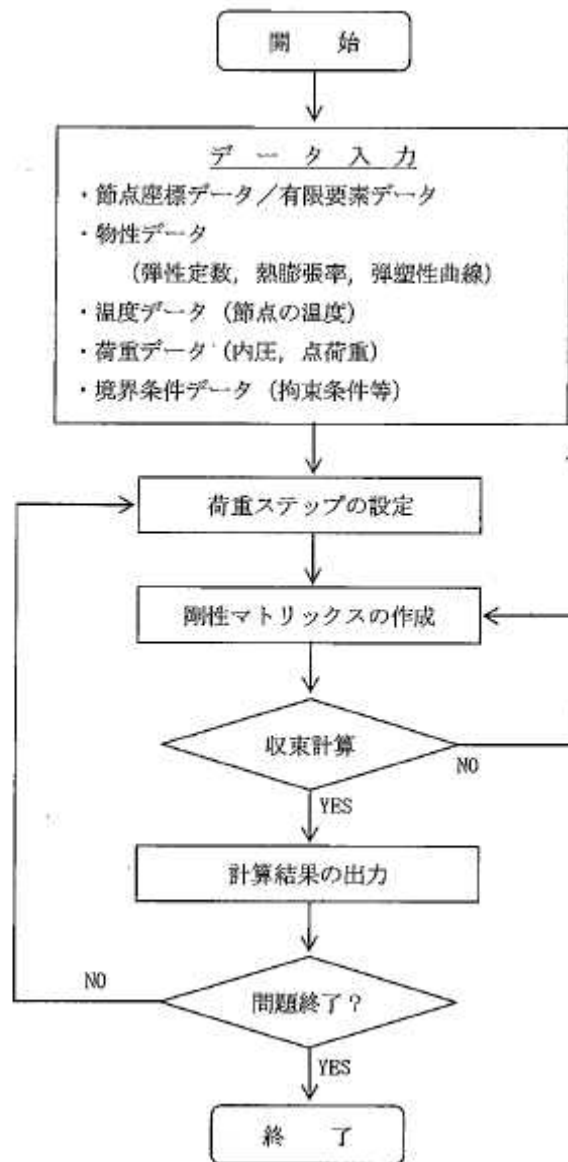


図 3-17 ABAQUS コードの解析フロー図

構造強度及び耐震性について

1 構造強度

1.1 乾式キャスクの構造強度

(1) 乾式貯蔵キャスク

1) 評価方針

本設備で保管する乾式貯蔵キャスク及び支持架台は、既存設計のものを使用し、乾式貯蔵キャスクの安全機能に関しては、添付資料－2「評価の基本方針」で記載している既存評価書にて評価されている。

乾式貯蔵キャスク及び支持架台の構造強度については、既存評価の結果を基に、乾式貯蔵キャスクの構造強度が本設置場所での保管に適合していることを確認する。

2) 主な構成部材と適用基準

① 主な構成部材

乾式貯蔵キャスク及び支持架台の構造強度設計は、要求される安全機能を維持するため、次の構造部材について評価する。

A. キャスク容器

乾式貯蔵キャスクのうち、放射性物質を閉じ込めるための圧力バウンダリを構成するものであって、胴板、底板、一次蓋、一次蓋締付けボルト、貫通孔蓋板及び貫通孔蓋板締付けボルトをいう。

B. バスケット

乾式貯蔵キャスクの容器内に配置され、使用済燃料を収納し、かつ燃料間距離を保つことにより、燃料の支持機能及び臨界防止機能を併せ持つものであって、バスケットプレート、バスケットサポート及びバスケットサポート取付けボルトをいう。

C. トラニオン

乾式貯蔵キャスクの取扱い時及び仮保管時の支持のため、吊上げ及び固定に使用されるものであって、トラニオン及びトラニオン締付けボルトをいう。

D. 二次蓋

乾式貯蔵キャスクの密封監視のために圧力空間を保持するための部材である。

E. 支持架台

乾式貯蔵キャスクの仮保管時にトラニオンを支持する構造であり、乾式貯蔵キャスク全体を支持するものであって、支持架台、固定ボルト及び基礎ボルトをいう。なお、基礎ボルトについては、本設備において新たに設置するため、本評価から除き、耐震性についての説明書に記載する。

② 適用基準と規格

乾式貯蔵キャスクの構造強度設計における適用基準と規格を構造部材ごとに表 1.1-1

に示す。

表 1.1-1 乾式貯蔵キャスクの構造強度に係る適用基準・規格

機器	設計・建設規格 機器区分	構造強度 評価方法	考え方
キャスク容器	クラス 3 容器	クラス 1 容器の 規定を準用	放射性物質を貯蔵する観点から、使用済燃料プールや使用済樹脂貯蔵タンク等と同様に JSME 設計・建設規格の区分の定義からクラス 3 容器に区分されるものと考えられる。しかしながら、構造強度評価方法については、熱荷重や取扱い時の衝撃荷重等の各種の荷重の作用が想定されることから応力解析により発生応力を求めて評価することが必要であり、構造強度評価手法は「解析による設計」の考え方が採用されている JSME 設計・建設規格のクラス 1 容器に準拠することとする。
バスケット	ノンクラス	炉心支持構造物の規 定を準用	バスケットは、使用済燃料ラックと同様に JSME 設計・建設規格の区分の定義に当てはまらなないと考える。しかしながら、使用済燃料を直接支持する部材であるため、構造強度評価手法は JSME 設計・建設規格の炉心支持構造物に準拠することとする。なお、バスケット材料として使用するアルミニウム合金(A6061P)及びボロン添加アルミニウム合金(B-A0)は、「使用済燃料貯蔵施設規格 金属キャスク構造規格(2007年版) JSME S FA1-2007」の規定に準じてバスケット材料として A6061P 及び B-A0 を使用すると共に、材料と強度評価手法の整合の観点から、バスケットは構造規格に準じた評価手法による強度評価も行う。
トラニオン	クラス 3 支持構造物	クラス 1 支持構造物 の規定を準用	トラニオンはキャスク容器を支持することから、JSME 設計・建設規格の区分の定義からクラス 3 支持構造物に区分されるものと考えられる。しかしながら、乾式貯蔵キャスク全体を支持するため、キャスク容器との整合をとり、構造強度評価手法は JSME 設計・建設規格のクラス 1 支持構造物に準拠することとする。
二次蓋	ノンクラス	クラス 3 容器の 規定を準用	JSME 設計・建設規格に該当する機器区分はないものと考えられる。しかしながら、乾式貯蔵キャスクの貯蔵時の密封監視のために圧力空間を保持するための部材であり、二次蓋及び一次蓋の蓋間内が正圧となる。したがって、構造強度評価手法はクラス 3 容器の規定に準拠することとする。
支持架台	クラス 3 支持構造物	クラス 1 支持構造物 の規定を準用	支持架台は、トラニオンと同様にキャスク容器を支持することから、JSME 設計・建設規格の区分の定義からクラス 3 支持構造物に区分されるものと考えられる。しかしながら、保管時にトラニオンを支持するため、トラニオンとの整合をとり、構造強度評価手法は JSME 設計・建設規格のクラス 1 支持構造物に準拠することとする。

3) 既存評価書における構造強度評価方法

① 設計条件

乾式貯蔵キャスク及び支持架台の構造評価に当たっての荷重を以下に示す。

A. 圧力による荷重

乾式貯蔵キャスク各部の内面及び外面が受ける最高使用圧力、取り扱い時及び貯蔵時に受ける圧力並びに試験圧力による荷重をいう。

既存評価における乾式貯蔵キャスクの最高使用圧力を以下に示す。

キャスク容器：1.6 MPa

二次蓋：0.4 MPa

B. 機械的荷重

自重、衝撃荷重及びその他の付加荷重をいう。機械的荷重の主なものは以下の通りである。

- a. 自重による荷重
- b. ボルト締付け力
- c. 運搬時荷重
- d. 吊上げ荷重
- e. 衝撃荷重

C. 熱荷重

乾式貯蔵キャスクに生じる温度変化、温度こう配による荷重であって、熱解析の結果から得られるものをいう。

既存評価において用いる各構造部材の最高使用温度を以下に示す。

キャスク容器：170℃

バスケット：225℃

トラニオン：170℃

支持架台：50℃

② 評価方法

乾式貯蔵キャスク及び支持架台の構造解析フローを図 1.1-1 に、主な構造部材の応力評価箇所を図 1.1-2(1)～(4)に示す。

A. キャスク容器

キャスク容器の胴、底板及び蓋部等の構造強度は、想定される圧力荷重、機械的荷重、熱荷重をもとに、キャスク容器の実形状をモデル化し、構造解析コード ABAQUS を用いて胴、底板、一次蓋、一次蓋締付けボルト等の応力評価を行う。

ABAQUS による解析は、圧力荷重、機械的荷重及び熱荷重によって生じる形状の不連続の効果を含む応力の解析及び温度分布計算に使用する。

B. バスケット

バスケットの構造強度評価は、想定される機械的荷重、熱荷重をもとにバスケットの

実形状をモデル化し、構造解析コード ABAQUS 及び応力評価式を用いて応力評価を行う。

ABAQUS による解析は、荷重によって生じる形状の不連続の効果を含む応力の解析及び温度分布計算に使用する。

C. トラニオン

トラニオンの構造強度評価は想定される機械的荷重及び熱荷重を基に、応力評価式を用いて行う。

D. 二次蓋

二次蓋の構造強度評価は想定される機械的荷重及び熱荷重を基に、応力評価式を用いて行う。

E. 支持架台

支持架台の構造強度評価は想定される機械的荷重及び熱荷重を基に、応力評価式を用いて行う。

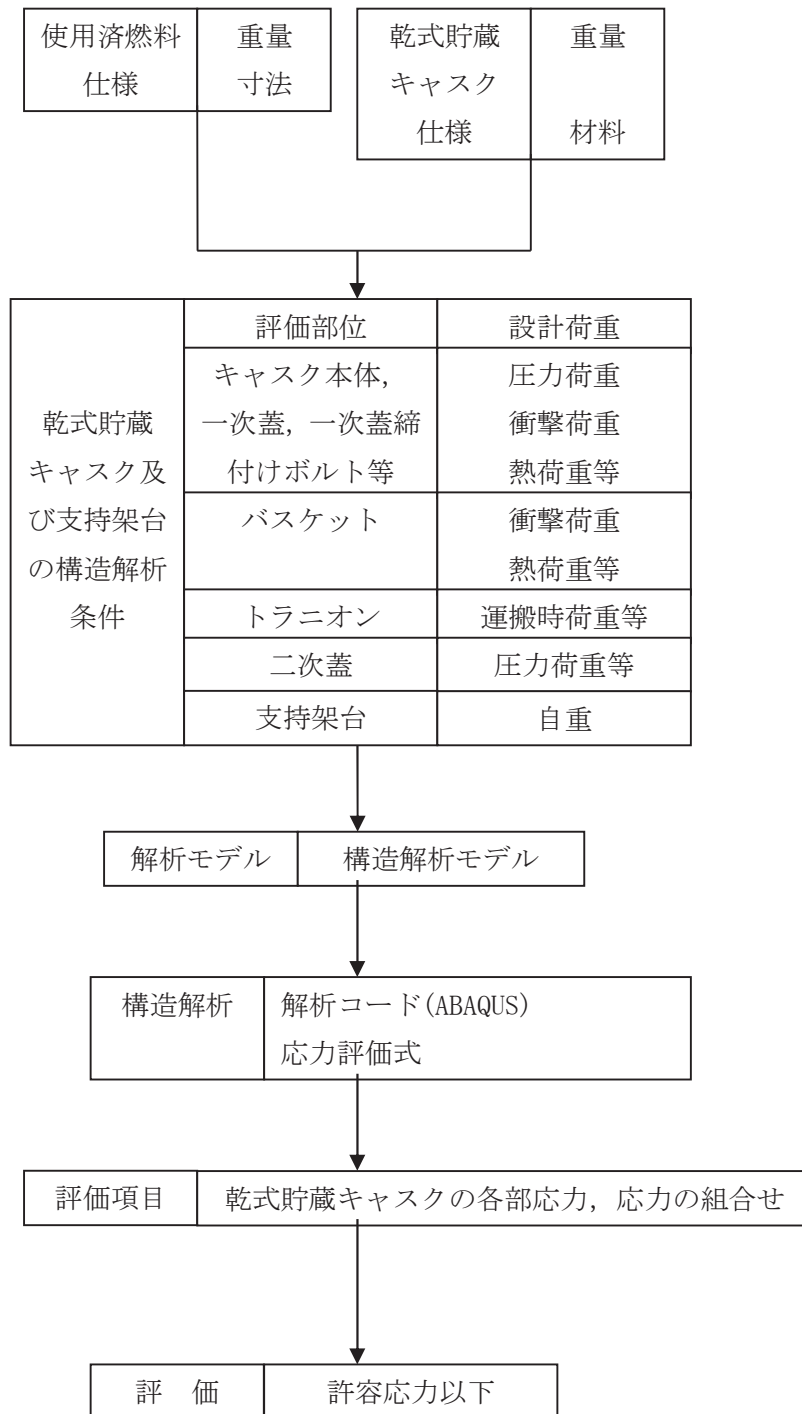


図 1.1-1 乾式貯蔵キャスク及び支持架台の構造強度評価フロー

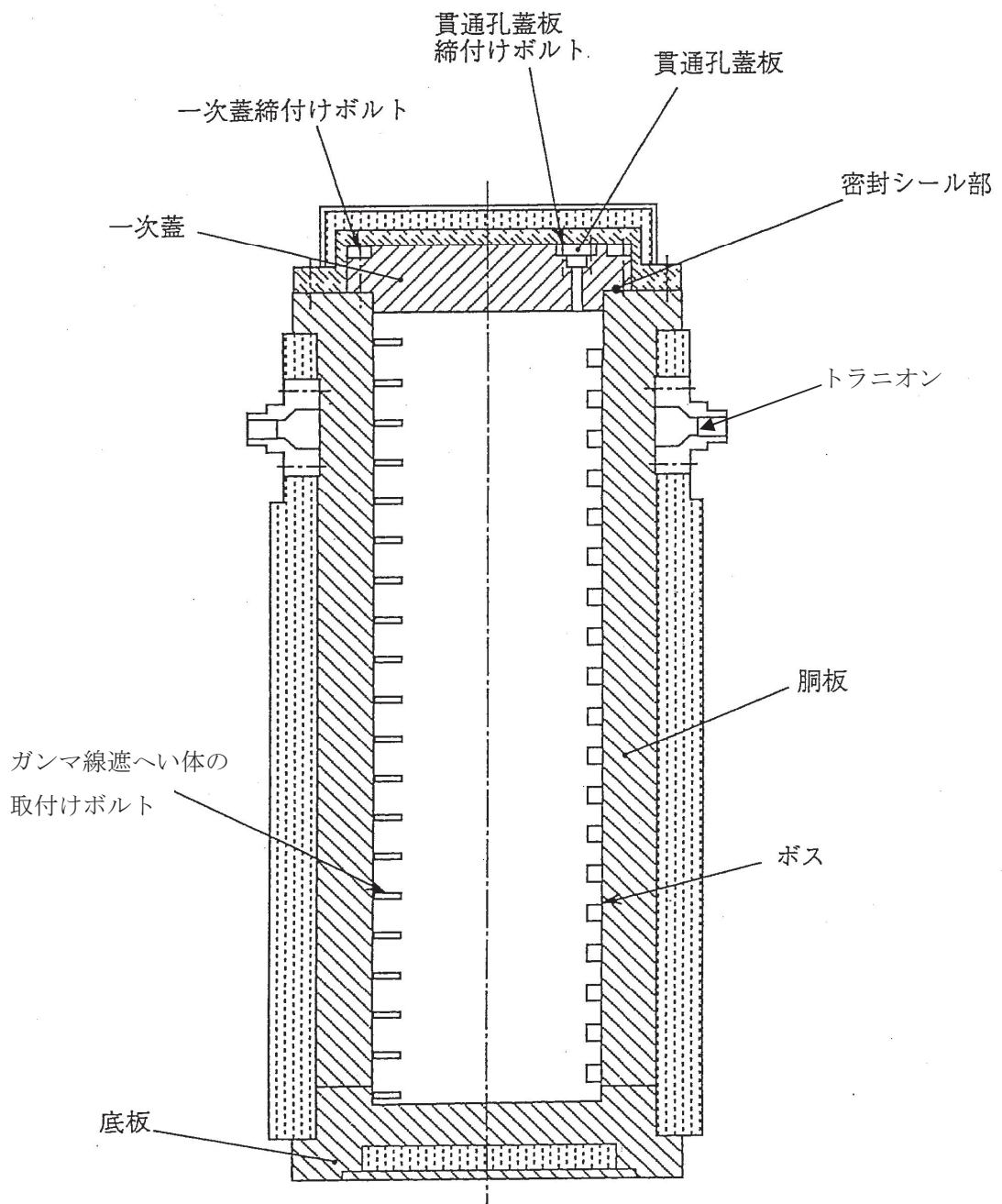


図 1.1-2 (1) キャスク容器の応力評価箇所 (全体断面図)

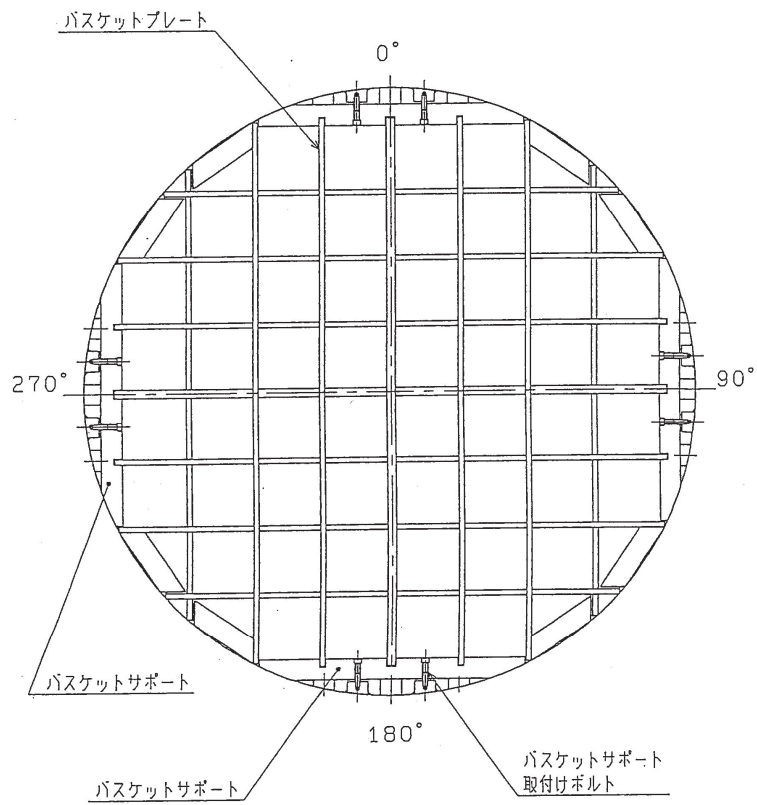


図 1.1-2 (2) バスケットの応力評価箇所

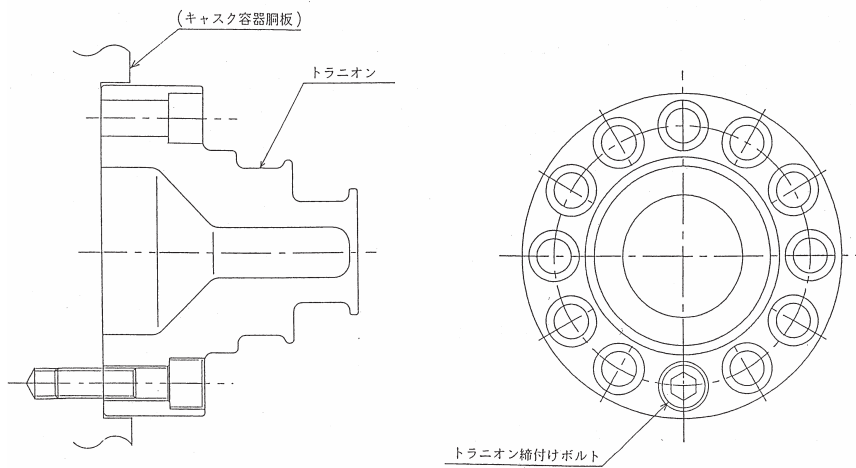
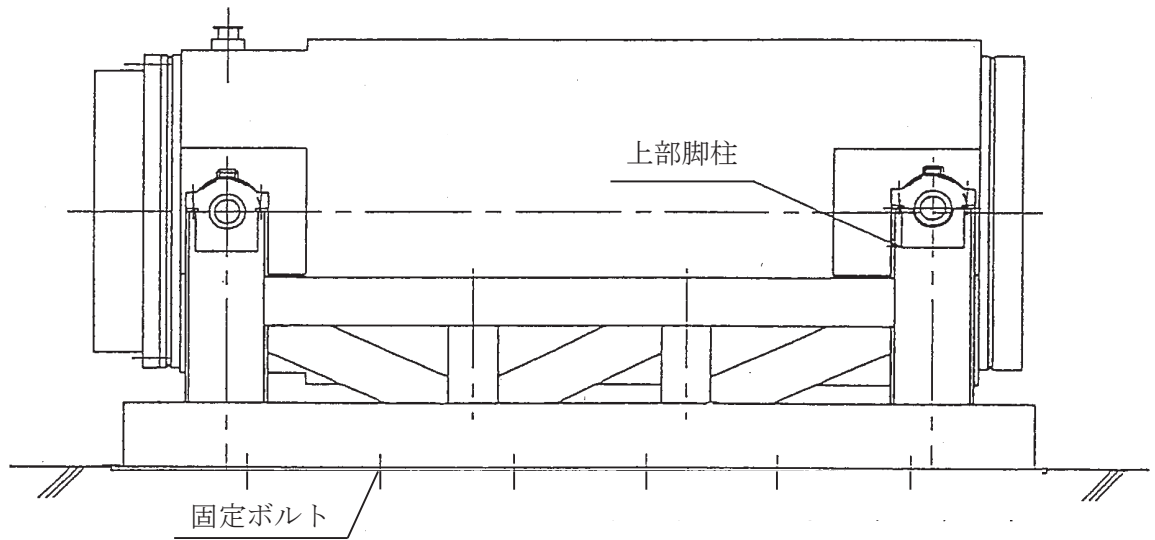
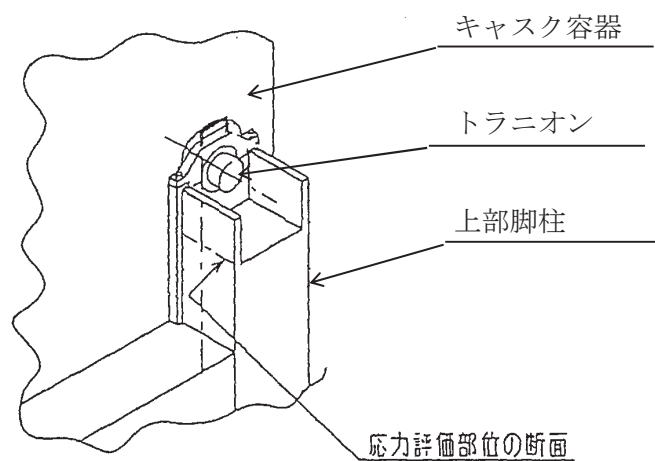


図 1.1-2 (3) トラニオンの応力評価箇所



a) 支持架台の応力評価箇所



b) 上部脚柱詳細

図 1.1-2 (4) 支持架台の応力評価箇所

③ 設計事象と荷重の組み合わせ

乾式貯蔵キャスクの構造強度評価において考慮する設計事象を表 1.1-2 に示す。
既存評価における選定事象は以下の通りである。

[設計事象Ⅰ]

- ・貯蔵
- ・乾式貯蔵キャスクの吊上げ，吊下げ，移動
- ・事業所内運搬

[設計事象Ⅱ]

- ・コンクリート基礎への支持架台付きでの衝突

また，各設計事象においてキャスク容器，バスケット，トラニオン，二次蓋及び支持架台の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せを表 1.1-3(1)～(5)に示す。（地震時を除く）

表 1.1-2 乾式貯蔵キャスクの設計事象

設計事象	定義	解説	既存評価における選定事象
I	乾式貯蔵キャスクの通常の手扱い時及び貯蔵時の状態をいう。	貯蔵状態及び計画的な取扱い状態。	<ul style="list-style-type: none"> 貯蔵 乾式貯蔵キャスクの吊上げ, 吊下げ, 移動 事業所内運搬
II	設計事象 I, 設計事象 III, 設計事象 IV 及び試験状態以外の状態をいう。	乾式貯蔵キャスクの寿命程度の期間中に予想される取扱い機器の単一故障, 単一誤動作等の事象によって, 乾式貯蔵キャスクが通常貯蔵状態あるいは通常取扱い状態から外れるような状態をいう。	<ul style="list-style-type: none"> 乾式貯蔵キャスクの異常着床 乾式貯蔵キャスクのキャスク支持架台への衝突
III	乾式貯蔵キャスク又はその取扱い機器等の故障, 異常な作動等により, 貯蔵又は計画された取扱いの停止が緊急に必要とされる状態をいう。	発生頻度が十分低い事象によって引き起こされる状態をいう。すなわち, 設計事象 II でいう機器の単一故障, 運転員の単一誤操作等によって引き起こされるもののうち, その発生頻度が十分に低いと考えられるものを分類する。	
IV	乾式貯蔵キャスクの安全設計上想定される異常な事態が生じている状態をいう。	発生頻度が極めて低く, 乾式貯蔵キャスクの寿命中に起こるとは考えられない事象によって引き起こされる状態をいうが, 万一発生した場合の設計の妥当性を確保するために特に設けたものをいう。	
試験状態	耐圧試験によりキャスク容器に最高使用圧力を超える圧力が加えられている状態をいう。		<ul style="list-style-type: none"> 耐圧試験 (製造時)

(JSME S FA1-2007 使用済燃料貯蔵施設規格 金属キャスク構造規格による)

表 1.1-3 (1) キャスク容器の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象		荷 重		ボルト初期締付け力	運搬時荷重	吊上げ荷重	衝撃荷重 (基礎コンクリート への衝突)	熱荷重	備 考
		圧力による荷重	自重による荷重						
設計条件	設計時	○ ¹⁾	○	○	○ ²⁾	○ ²⁾	○ ²⁾		
I	貯蔵時	○	○	○				○	
	運搬時	○	³⁾	○	○			○	
	吊上げ時	○	³⁾	○		○		○	
	搬出前作業及び 燃料取出し作業時	○	○	○				○	
II	衝撃荷重作用時	○	³⁾	○			○	○	
試験状態	試験時	○ ⁴⁾	○	○					

注 1) 最高使用圧力

注 2) 運搬時荷重，吊上げ荷重及び衝撃荷重は同時に作用しないので，最大荷重を用いて評価する。

注 3) 本状態での自重による荷重は，運搬時荷重，吊上げ荷重及び衝撃荷重に含まれる。

注 4) 最高使用圧力の 1.5 倍の圧力

表 1.1-3 (2) バスケットの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象		荷 重		運搬時荷重	吊上げ荷重	衝撃荷重 (基礎コンクリート への衝突)	熱荷重	備 考
		自重による荷重						
設計条件	設計時	○	○ ¹⁾	○ ¹⁾	○ ¹⁾			
I	貯蔵時	○					○	
	運搬時	²⁾	○				○	
	吊上げ時	²⁾			○		○	
II	衝撃荷重作用時	²⁾				○	○	

注 1) 運搬時荷重，吊上げ荷重及び衝撃荷重は同時に作用しないので，最大荷重を用いて評価する。

注 2) 本状態での自重による荷重は，運搬時荷重，吊上げ荷重及び衝撃荷重に含まれる。

表 1.1-3 (3) トラニオンの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象		荷 重					熱荷重 ¹⁾	備考
		荷重時	自重による荷重	運搬時荷重	吊上げ荷重	衝撃荷重 (基礎コンクリートへの衝突)		
I	貯蔵時	○					○	
	運搬時	²⁾	○				○	
	吊上げ時	²⁾			○		○	
II	衝撃荷重作用時	²⁾				○	○	

注 1) 乾式貯蔵キャスクにおける温度変化により生じる荷重をいう。ただし、キャスク容器の熱膨張により生じる荷重に限る。

注 2) 本状態での自重による荷重は、運搬時荷重、吊上げ荷重及び衝撃荷重に含まれる。

表 1.1-3 (4) 二次蓋の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象		荷 重						熱荷重	備考
		荷重時	圧力による荷重	ガスケットからの荷重	自重による荷重	運搬時荷重	吊上げ荷重		
I	貯蔵時	○	○	○					

表 1.1-3 (5) 支持架台の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象	荷重時	荷 重					備考
		自重による荷重	運搬時荷重	吊上げ荷重	トへの衝突) 衝撃荷重 (基礎コンクリー	¹⁾ 熱荷重	
I	貯蔵時	○				○	

注 1) 乾式貯蔵キャスクにおける温度変化により生じる荷重をいう。ただし、キャスク容器の熱膨張により生じる荷重に限る。

④ 評価結果

既存評価の評価結果から規定を満足していることが確認されている。評価結果については参考資料に示す。

4) 本設備での評価

表 1.1-4(1)～(4)に本仮保管設備での荷重条件と既存評価との比較を示す。

なお、二次蓋については圧力による荷重等により評価されるが、既存評価と本仮置設備での評価でこれらの荷重条件に変更がないため、既存評価と差異はない。

以上から、本仮保管設備での荷重条件は既存評価における荷重条件に包絡されることから、本仮保管設備の乾式貯蔵キャスクの構造強度は規定を満たす。

表 1.1-4(1) 既存評価との荷重条件の比較 (キャスク容器)

設計 事象	キャスク仮保管設備				既存評価 (1Fキャスク工認)			
	代表 事象 ^{注1)}	包絡され る事象	荷重条件	評価結果	代表 事象	包絡される 事象	荷重条件	備考
設計 条件	設計時	—	運搬時と 同じ	既存評価と同じ荷重 条件	設計時	—	運搬時と 同じ	設計時のうち、運搬時荷 重、吊上げ荷重及び衝撃荷 重の中で荷重条件が最も 厳しいのは運搬時荷重
I	貯蔵時	—	圧力, 自重, ボルト, 熱	既存評価と同じ荷重 条件	貯蔵時	—	圧力, 自重, ボルト, 熱	設計事象 I のうち大半の 期間を占める代表的事象
	運搬時	・仮保管設 備内 での吊上 げ	圧力, ボルト, 運搬 ^{注2)} , 熱	既存評価と同じ荷重 条件	運搬時	・取扱い時 (原子 炉建屋内での吊 上げ) ・真空乾燥時 ・取扱い時 (保管 建屋内での吊上 げ)	圧力, ボルト, 運搬 ^{注2)} , 熱	荷重条件が最も厳しいた め、代表事象は運搬時
II	基礎コン クリート への架台 付き衝突	—	圧力, ボルト, 衝撃, 熱	「3.2 異常事象の評価」 の結果から、運搬時の 荷重条件に包絡 ^{注3)}	異常着床	—	圧力, ボルト, 熱, 衝撃 ^{注4)}	—
					キャスク支 持架台への 衝突 (保管建屋 内)	キャスク支持架台 への衝突 (原子炉 建屋内)	圧力, ボルト, 熱, 衝撃 ^{注4)}	板厚の薄い胴板が衝突す る保管建屋内での事象が 代表事象
試験 状態	試験時	—	圧力 ^{注5)} , 自重, ボルト	既存評価と同じ荷重 条件	試験時	—	圧力 ^{注5)} , 自 重, ボルト	—

注1) 本事象について応力解析を行う。

注2) 運搬時の荷重は上方向 2G, 下方向 3G(自重を考慮), 前後方向 2G, 左右方向 1G

注3) 「3.2 異常事象の評価」の結果より衝撃荷重は中型乾式貯蔵キャスクで 2.75G, 大型乾式貯蔵キャスクで 2.63G となり、運搬時の下方向荷重 3G に包絡される。

注4) 衝撃荷重は 2G であり、自重を含む。

注5) クラス 3 容器の試験圧力である最高使用圧力の 1.5 倍の圧力

表 1.1-4(2) 既存評価との荷重条件の比較 (バスケット)

設計事象	キャスク仮保管設備				既存評価 (1F キャスク工認)			
	代表事象 ^{注1)}	包絡される事象	荷重条件	評価結果	代表事象	包絡される事象	荷重条件	備考
設計条件	設計時	—	運搬時と同じ	既存評価と同じ荷重条件	設計時	—	運搬時と同じ	設計時のうち、運搬時荷重、吊上げ荷重及び衝撃荷重の中で荷重条件が最も厳しいのは運搬時荷重
I	貯蔵時	—	自重, 熱	既存評価と同じ荷重条件	貯蔵時	—	自重, 熱	設計事象 I のうち大半の期間を占める代表的事象
	運搬時	・仮保管設備内での吊上げ	運搬 ^{注2)} , 熱	既存評価と同じ荷重条件	運搬時	・取扱い時 (原子炉建屋内での吊上げ) ・真空乾燥時 ・取扱い時 (保管建屋内での吊上げ)	運搬 ^{注2)} , 熱	荷重条件が最も厳しいため、代表事象は運搬時
II	基礎コンクリートへの架台付き衝突	—	熱, 衝撃	「3.2 異常事象の評価」の結果から、運搬時の荷重条件に包絡 ^{注3)}	異常着床	—	熱, 衝撃 ^{注4)}	—
					キャスク支持架台への衝突 (保管建屋内)	キャスク支持架台への衝突 (原子炉建屋内)	熱, 衝撃 ^{注4)}	板厚の薄い胴板が衝突する保管建屋内での事象が代表事象

注1) 本事象について応力解析を行う。

注2) 運搬時の荷重は上方向 2G, 下方向 3G(自重を考慮), 前後方向 2G, 左右方向 1G

注3) 「3.2 異常事象の評価」の結果より衝撃荷重は大型乾式貯蔵キャスクで 2.63G, 中型乾式貯蔵キャスクで 2.75G となり、運搬時の下方向荷重 3G に包絡される。

注4) 衝撃荷重は 2G であり、自重を含む。

表 1.1-4(3) 既存評価との荷重条件の比較 (トランニオン)

設計 事象	キャスク仮保管設備				既存評価 (1Fキャスク工認)			
	代表 事象 ^{注1)}	包絡され る事象	荷重条件	評価結果	代表 事象	包絡される 事象	荷重条件	備考
I	貯蔵時	—	自重, 熱	既存評価と同じ荷重 条件	貯蔵時	—	自重, 熱	設計事象 I のうち大半の 期間を占める代表的事象
	運搬時	—	運搬 ^{注2)} , 熱	既存評価と同じ荷重 条件	運搬時	<ul style="list-style-type: none"> ・取扱い時 (原子 炉建屋内での吊 上げ) ・真空乾燥時 ・取扱い時 (保管 建屋内での吊上 げ) 	運搬 ^{注2)} , 熱	荷重条件が最も厳しい事 象
	吊上げ時	—	熱, 吊上げ ^{注3)}	既存評価と同じ荷重 条件	吊上げ時	—	熱, 吊上げ ^{注3)}	—
II	基礎コン クリート への架台 付き衝突	—	熱, 衝撃	「3.2 異常事象の評価」 の結果から, 運搬時の 荷重条件に包絡 ^{注4)}	異常着床	—	—	トランニオンに支持機能が 働かない状態
					キャスク支 持架台への 衝突 (保管建屋 内)	—	—	この荷重条件は運搬時に 包絡

注1) 本事象について応力解析を行う。

注2) 運搬時の荷重は上方向 2G, 下方向 3G(自重を考慮), 前後方向 2G, 左右方向 1G

注3) 吊上げ荷重は 1.32G であり, 自重を含む。

注4) 「3.2 異常事象の評価」の結果より衝撃荷重は中型乾式貯蔵キャスクで 2.75G, 大型乾式貯蔵キャスクで 2.63G となり, 運搬時の下
方向荷重 3G に包絡される。

表 1.1-4(4) 既存評価との荷重条件の比較 (支持架台)

設計 事象	キャスク仮保管設備				既存評価 (1F キャスク工認)			
	代表 事象 ^{注1)}	包絡され る事象	荷重条件	評価結果	代表 事象	包絡される 事象	荷重条件	備考
I	貯蔵時	—	自重, 熱	既存評価と同じ荷重 条件	貯蔵時	—	自重, 熱	設計事象 I のうち大半の 期間を占める代表的事象

注1) 本事象について応力解析を行う。

参考資料

福島第一原子力発電所第6号機 工事計画認可申請書本文及び添付資料
福島第一原子力発電所第4号機 工事計画認可申請書本文及び添付資料
における応力計算結果の抜粋（地震時を除く）

1. 乾式貯蔵キャスク(大型) (出典:福島第一原子力発電所第6号機 工事計画認可申請書本文及び添付資料 IV-3-2 使用済燃料乾式貯蔵容器の応力計算書)

1.1 キャスク容器(1/2)

(応力値の単位: N/mm²)

部 位	材 料	設計事象	一次一般膜応力強さ		一次局部膜応力強さ		一次膜+ 一次曲げ応力強さ		一次+二次応力強さ	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
胴 板	GLF1相当	設計時	7	120	17	181	19	181	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	42	362
		試験時	8	162	5	244	11	244	—	—
一次蓋	GLF1相当	設計時	1	120	15	181	29	181	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	29	362
		試験時	1	162	20	244	37	244	—	—
底 板	GLF1相当	設計時	3	120	8	181	9	181	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	17	362
		試験時	3	162	6	244	12	244	—	—
貫通孔蓋板	SUS304	設計時	7	133	33	200	49	200	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	58	401
		試験時	8	135	33	203	49	203	—	—
密封シール部	GLF1相当	設計時	16	120	—	—	17	181	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	15	181
		試験時	10	162	—	—	10	181	10	181
ボス溶接部	SUS304L	設計時	19	56	—	—	19	84	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	54	168
		試験時	1	57	—	—	1	85	—	—
ガンマ線遮へい体取付けボルト溶接部	SUS304	設計時	9	60	—	—	9	90	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	99	181
		試験時	3	67	—	—	3	101	—	—

キャスク容器(2/2)

(応力値の単位: N/mm²)

部 位	材 料	設計事象	平均引張応力		平均引張応力+ 曲げ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力
一次蓋締付けボルト	GBL1	設計時	89	216	—	—
		I, II	93	433	123	650
貫通孔蓋板締付けボルト	GBL1	設計時	199	216	—	—
		I, II	234	433	306	650

許容応力は設計・建設規格による。

1.2 バスケット(1/2)

(応力値の単位: N/mm²)

部 位	材 料	設計事象	一次一般膜応力強さ			一次膜+一次曲げ応力強さ			一次+二次応力強さ		
			計算値	許容応力 ¹⁾		計算値	許容応力 ¹⁾		計算値	許容応力 ¹⁾	
バスケットプレート	A6061P及びB-A0	設計時	5	33	33	8	49	49	—	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	11	99	—
			—	—	—	—	—	—	9 ²⁾	—	49 ²⁾
バスケットサポート	SUS304	設計時	6	126	126	6	189	189	—	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	6	378	378

バスケット(2/2)

(応力値の単位: N/mm²)

部 位	材 料	設計事象	一次一般膜応力強さ			一次膜+一次曲げ応力強さ			一次膜+二次膜応力強さ			(一次+二次)膜応力+曲げ応力強さ		
			計算値	許容応力 ¹⁾		計算値	許容応力 ¹⁾		計算値	許容応力 ¹⁾		計算値	許容応力 ¹⁾	
バスケットサポート取付けボルト	SUS304	設計時	72	126	126	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	77	125	125	77	166	166

注1) 設計・建設規格に基づく許容応力値を左側に、構造規格に基づく許容応力値を右側に示す。

注2) 応力強さのサイクルにおける応力の最大値を評価。

1.3 トラニオン(1/3)

(応力値の単位: N/mm²)

部 位	材 料	設計事象	一次応力											
			引張応力		圧縮応力		せん断応力		曲げ応力		支圧応力		組合せ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン	SUS630	I	10	390	10	389	88	225	188	390	37	732	242	390

トラニオン(2/3)

(応力値の単位: N/mm²)

部 位	材 料	設計事象	一次+二次応力							
			引張・圧縮応力		せん断応力		曲げ応力		支圧応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン	SUS630	I	20	1172	99	676	188	1172	37	1098

トラニオン(3/3)

(応力値の単位: N/mm²)

部 位	材 料	設計事象	一次応力					
			引張応力		せん断応力		組合せ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン締付けボルト	GBL1	I	233	324	85	249	275	324

許容応力は設計・建設規格による。

1.4 二次蓋

(厚さの単位:mm)

部位	材料	設計事象	設計厚さ	必要厚さ
平板	SUSF304	I	90.00	71.81
胴	SUSF304	I	57.00	3.05

許容応力は設計・建設規格による。

1.5 支持架台

(応力値の単位:N/mm²)

部位	材料	設計事象	一次応力 ¹⁾	
			計算値	許容応力
支持架台	炭素鋼 (SS400)	I	11	141

許容応力は設計・建設規格による。

注 1) 圧縮, 曲げ, せん断による組合せ応力

2. 乾式貯蔵キャスク(中型) (出典:福島第一原子力発電所第4号機 工事計画認可申請書本文及び添付資料 IV-3-2 使用済燃料乾式貯蔵容器の応力計算書)

2.1 キャスク容器(1/2)

(応力値の単位: N/mm²)

部 位	材 料	設計事象	一次一般膜応力強さ		一次局部膜応力強さ		一次膜+ 一次曲げ応力強さ		一次+二次応力強さ	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
胴 板	GLF1相当	設計時	6	120	10	181	13	181	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	36	362
		試験時	7	162	4	244	10	244	—	—
一次蓋	GLF1相当	設計時	1	120	13	181	24	181	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	24	362
		試験時	1	162	17	244	28	244	—	—
底 板	GLF1相当	設計時	2	120	12	181	14	181	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	16	362
		試験時	3	162	5	244	9	244	—	—
貫通孔蓋板	SUS304	設計時	9	133	33	200	50	200	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	58	401
		試験時	10	135	33	203	50	203	—	—
密封シール部	GLF1相当	設計時	16	120	—	—	17	181	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	15	181
		試験時	9	162	—	—	9	181	9	181
バスケットサ ポート取付け ボルト溶接部	SUS304	設計時	60	60	—	—	60	90	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	142	181
		試験時	4	67	—	—	4	101	—	—
ガンマ線遮へ い体取付けボ ルト溶接部	SUS304	設計時	9	60	—	—	9	90	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	97	181
		試験時	3	67	—	—	3	101	—	—

キャスク容器(2/2)

(応力値の単位: N/mm²)

部 位	材 料	設計事象	平均引張応力		平均引張応力+ 曲げ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力
一次蓋締付け ボルト	GBL1	設計時	84	216	—	—
		I, II	88	433	113	650
貫通孔蓋板締 付けボルト	GBL1	設計時	198	216	—	—
		I, II	230	433	299	650

許容応力は設計・建設規格による。

2.2 バスケット(1/2)

(応力値の単位: N/mm²)

部 位	材 料	設計事象	一次一般膜応力強さ			一次膜+一次曲げ応力強さ			一次+二次応力強さ		
			計算値	許容応力 ¹⁾		計算値	許容応力 ¹⁾		計算値	許容応力 ¹⁾	
バスケットプレート	A6061P及びB-A0	設計時	5	33	33	9	49	49	—	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	9	99	—
			—	—	—	—	—	—	8 ²⁾	—	49 ²⁾
バスケットサポート	SUS304	設計時	6	126	126	6	189	189	—	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	6	378	378

バスケット(2/2)

(応力値の単位: N/mm²)

部 位	材 料	設計事象	一次一般膜応力強さ			一次膜+一次曲げ応力強さ			一次膜+二次膜応力強さ			(一次+二次)膜応力+曲げ応力強さ		
			計算値	許容応力 ¹⁾		計算値	許容応力 ¹⁾		計算値	許容応力 ¹⁾		計算値	許容応力 ¹⁾	
バスケットサポート取付けボルト	SUS304	設計時	85	126	126	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		I, II	—	—	—	—	—	—	89	125	125	89	166	166

注1) 設計・建設規格に基づく許容応力値を左側に、構造規格に基づく許容応力値を右側に示す。

注2) 応力強さのサイクルにおける応力の最大値を評価。

2.3 トラニオン(1/3)

(応力値の単位: N/mm²)

部 位	材 料	設計事象	一次応力											
			引張応力		圧縮応力		せん断応力		曲げ応力		支圧応力		組合せ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン	SUS630	I	9	390	9	389	74	225	157	390	37	732	202	390

トラニオン(2/3)

(応力値の単位: N/mm²)

部 位	材 料	設計事象	一次+二次応力							
			引張・圧縮応力		せん断応力		曲げ応力		支圧応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン	SUS630	I	17	1172	83	676	157	1172	37	1098

トラニオン(3/3)

(応力値の単位: N/mm²)

部 位	材 料	設計事象	一次応力					
			引張応力		せん断応力		組合せ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン締付けボルト	GBL1	I	194	324	71	249	230	324

許容応力は設計・建設規格による。

2.4 二次蓋

(厚さの単位:mm)

部位	材料	設計事象	設計厚さ	必要厚さ
平板	SUSF304	I	90.00	64.18
胴	SUSF304	I	57.00	3.00

許容応力は設計・建設規格による。

2.5 支持架台

(応力値の単位:N/mm²)

部位	材料	設計事象	一次応力 ¹⁾	
			計算値	許容応力
支持架台	炭素鋼 (SS400)	I	9	141

許容応力は設計・建設規格による。

注 1) 圧縮, 曲げ, せん断による組合せ応力

構造強度計算に用いるコード (ABAQUS) について

(1) 概要

ABAQUS コードは米国 Hibbitt, Karlsson&Sorensen, Ins. (HKS 社) で開発された有限要素法に基づく応力・座屈解析等の汎用解析コードであり、輸送キャスクの応力解析等に広く利用されている。

(2) 機能

ABAQUS コードは、応力解析に際して以下の機能を有している。

- ① 定常, 非定常の弾性, 非弾性のいずれの解も得ることができる。
- ② 材料特性として時間依存, 歪の履歴依存及びに等方性・異方性等を考慮することができる。
- ③ モデルの形状は一次元～三次元, 又は連続体についても取り扱うことができる。
- ④ 伝熱解析結果をそのまま境界条件として熱応力解析に用いることが可能である。
- ⑤ 荷重条件として集中荷重, 分布荷重, モーメント, 加速度力 (慣性力), 圧力, 遠心力及びコリオリ力等が取り扱える。また, これらの条件の時間依存, 線形変化に対しても対応可能である。

(3) 解析フロー

ABAQUS コードの解析フローを図 1.1-3 に示す。

(4) 使用実績

ABAQUS コードは, これまで多くの応力解析に対し使用実績がある。

(5) 検証方法

理論値との比較による検証が実施されていることを確認している。

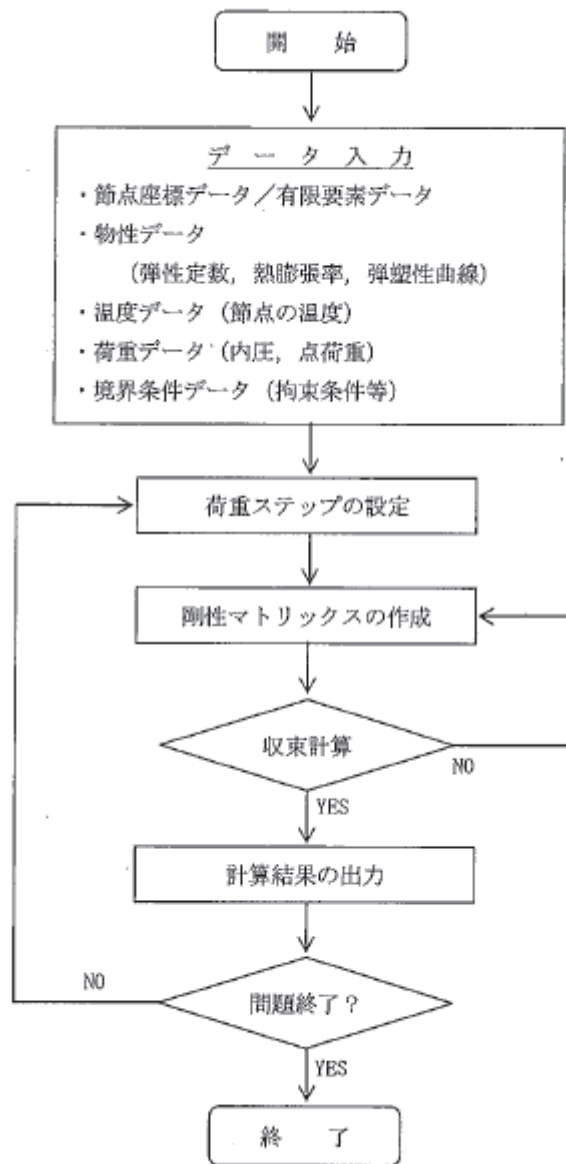


図 1.1-3 ABAQUS コードの応力解析フロー図

(2) 輸送貯蔵兼用キャスク A

輸送貯蔵兼用キャスク A については今後評価結果を記載する。

(3) 輸送貯蔵兼用キャスク B

1) 評価方針

本設備で保管する輸送貯蔵兼用キャスク B は、既存設計のものを使用する。従って、輸送貯蔵兼用キャスク B の構造評価は、基本的に既存評価の結果を基に評価し、既存評価の結果を参考とできない内容については新たに評価を実施し、本設置場所での保管に適合していることを確認する。

2) 主な構成部材と適用基準

① 主な構成部材

輸送貯蔵兼用キャスクの構造強度設計は、要求される安全機能を維持するため、次の構成部材について評価する。

A. キャスク容器

輸送貯蔵兼用キャスク B のうち、放射性物質を閉じ込めるための圧力バウンダリを構成するものであって、胴、底板、一次蓋、一次蓋締付けボルト、カバープレート及びカバープレート締付けボルトをいう。

B. バスケット

輸送貯蔵兼用キャスク B の容器内に配置され、使用済燃料を収納し、かつ燃料間距離を保つことにより、燃料の支持機能及び臨界防止機能を併せ持つものであって、バスケットプレートをいう。

バスケットの応力解析は、バスケットプレートについて行っている。

C. トラニオン

輸送貯蔵兼用キャスク B の取扱い及び仮保管時の支持のため、吊上げ及び固定に使用されるものであって、トラニオンをいう。

トラニオンについて応力解析を行っている。

D. 二次蓋

輸送貯蔵兼用キャスク B の密封監視のための圧力空間を保持するための部材であると同時に、一次蓋と二次蓋で多重の閉じ込め構造を形成し、一次蓋と同等の閉じ込め性能を要求される部材である。

② 適用基準と規格

輸送貯蔵兼用キャスク B の構造強度設計には「使用済燃料貯蔵施設規格金属キャスク構造規格 (JSME S FA1-2007)」を適用する。

3) 既存設計における構造強度評価方法

輸送貯蔵兼用キャスク B の強度評価にあたり、既存設計における評価方法を示す。

① 設計条件

輸送貯蔵兼用キャスクBの構造評価にあたっての荷重を以下に示す。

A. 圧力による荷重

輸送貯蔵兼用キャスクB各部の内面及び外面が受ける最高使用圧力，取扱い時及び貯蔵時に受ける圧力並びに試験圧力による荷重をいう。

既存評価における輸送貯蔵兼用キャスクBの最高使用圧力を以下に示す。

キャスク容器：1.0 MPa

二次蓋：0.4 MPa

B. 機械的荷重

自重，衝撃荷重及びその他の付加荷重をいう。機械的荷重の主なものは以下の通りである。

a. 自重による荷重

b. ボルト締付け力

c. 吊上げ荷重

d. 衝撃荷重

C. 熱荷重

輸送貯蔵兼用キャスクBに生じる温度変化，温度こう配による荷重であって，熱解析の結果から得られるものをいう。

既存評価書における各構造部材の最高使用温度を以下に示す。

キャスク容器：150℃

バスケット：260℃

トラニオン：130℃

二次蓋：110℃

② 評価方法

輸送貯蔵兼用キャスクBの構造解析フローを図1.1-4に，主な構造部材の応力評価箇所を図1.1-5(1)，(2)に示す。

A. キャスク容器

キャスク容器の胴，底板及び蓋部等の構造強度は，想定される圧力荷重，機械的荷重，熱荷重をもとに，キャスク容器及び二次蓋の実形状をモデル化し，構造解析コードABAQUSを用いて，胴，底板，一次蓋及び一次蓋締付けボルト等の応力評価を行う。

ABAQUSによる解析は，圧力荷重，機械的荷重及び熱荷重によって生じる形状の不連続の効果を含む応力の解析及び温度分布計算に使用する。

B. バスケット

バスケットの構造強度評価は，想定される機械的荷重，熱荷重をもとに応力評価式を用いて応力評価を行う。

C. トラニオン

トラニオンの構造強度評価は想定される機械的荷重及び熱荷重を基に、応力評価式を用いて評価を行う。

D. 二次蓋

二次蓋の構造強度評価は、キャスク容器の構造強度評価と同時に構造解析コードABAQUSにより計算し、二次蓋及び二次蓋締付けボルトの応力評価を行う。

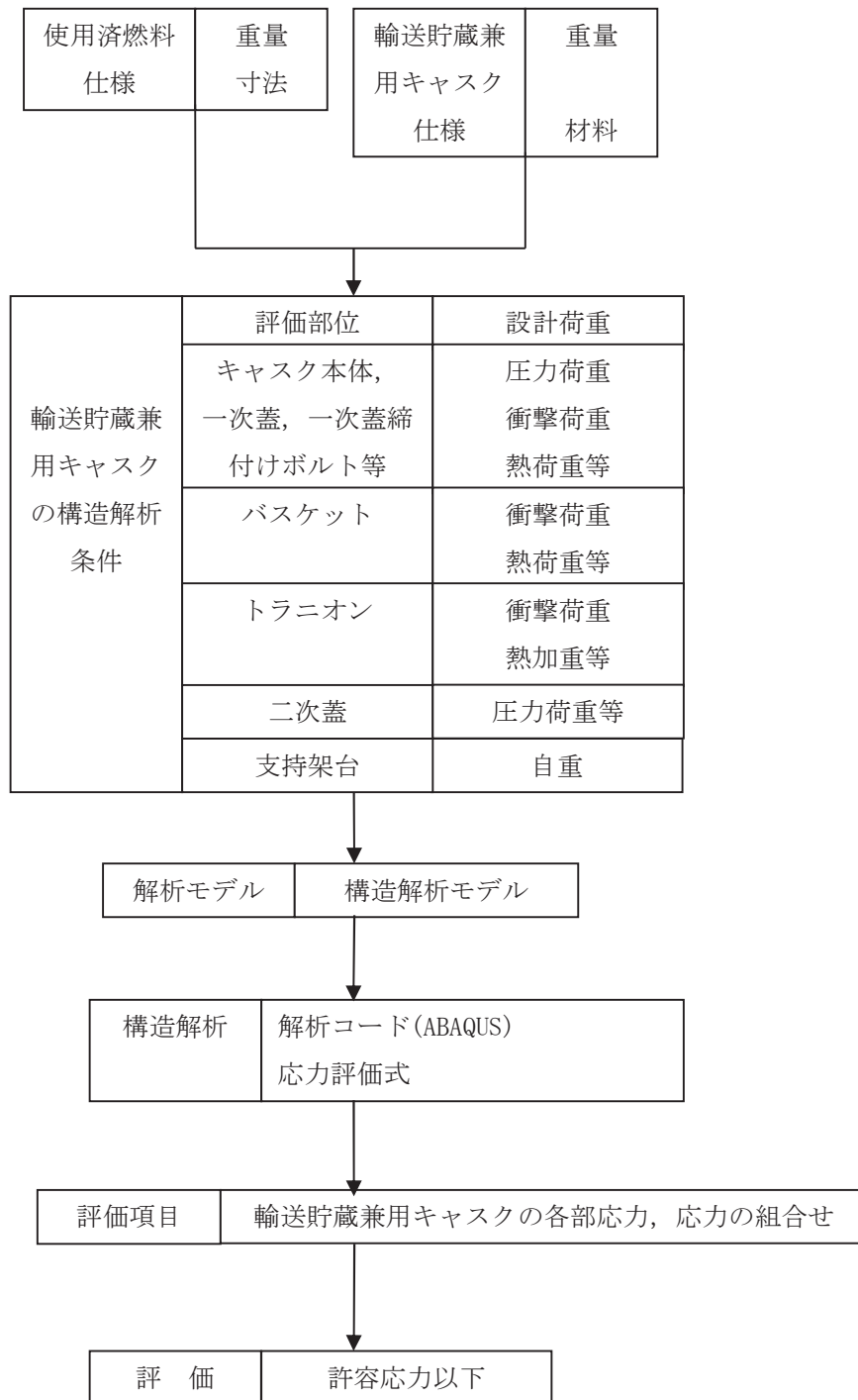


図 1.1-4 輸送貯蔵兼用キャスク B の構造強度評価フロー

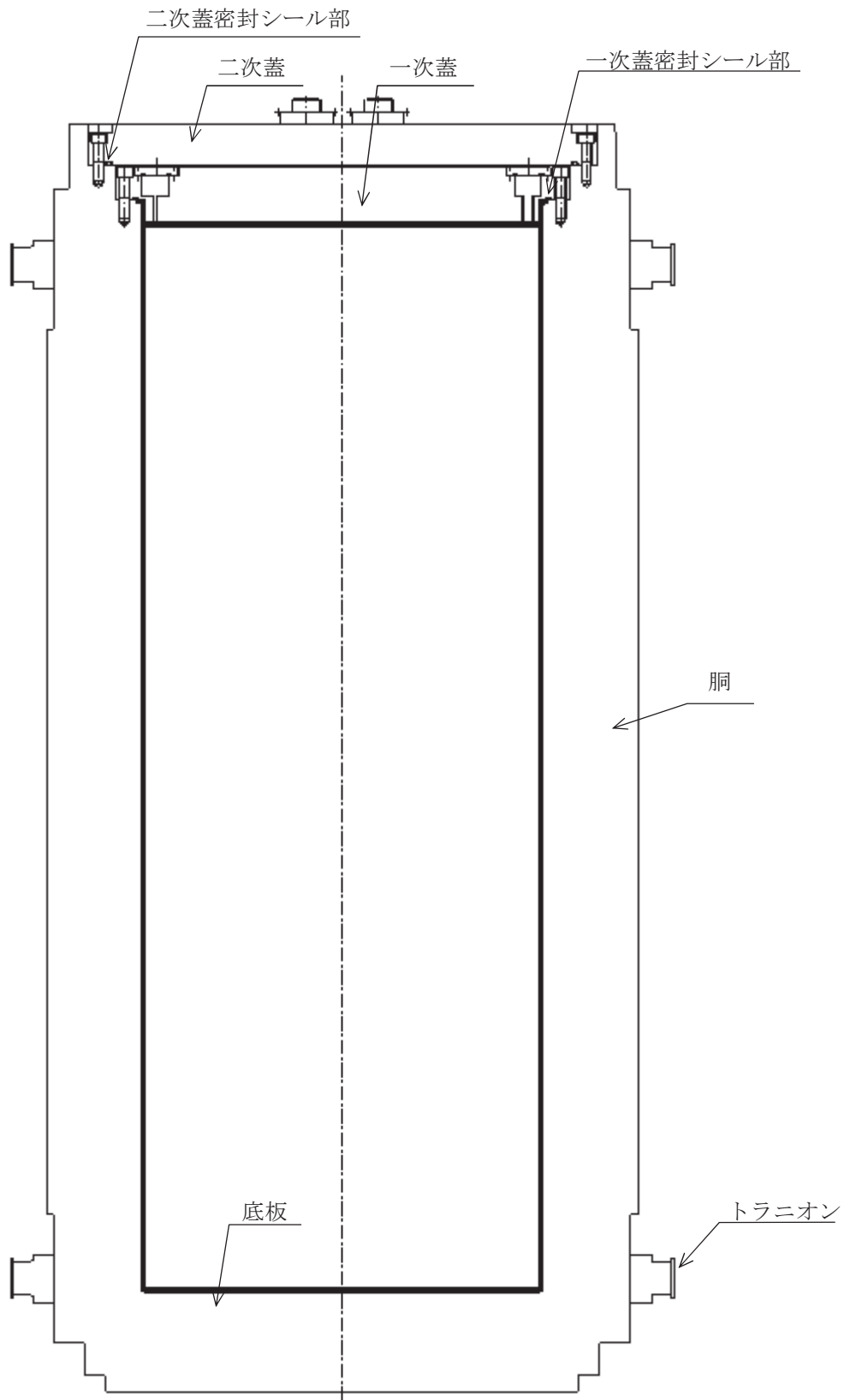


図 1.1-5(1) キャスク容器の応力評価箇所 (全体断面図)

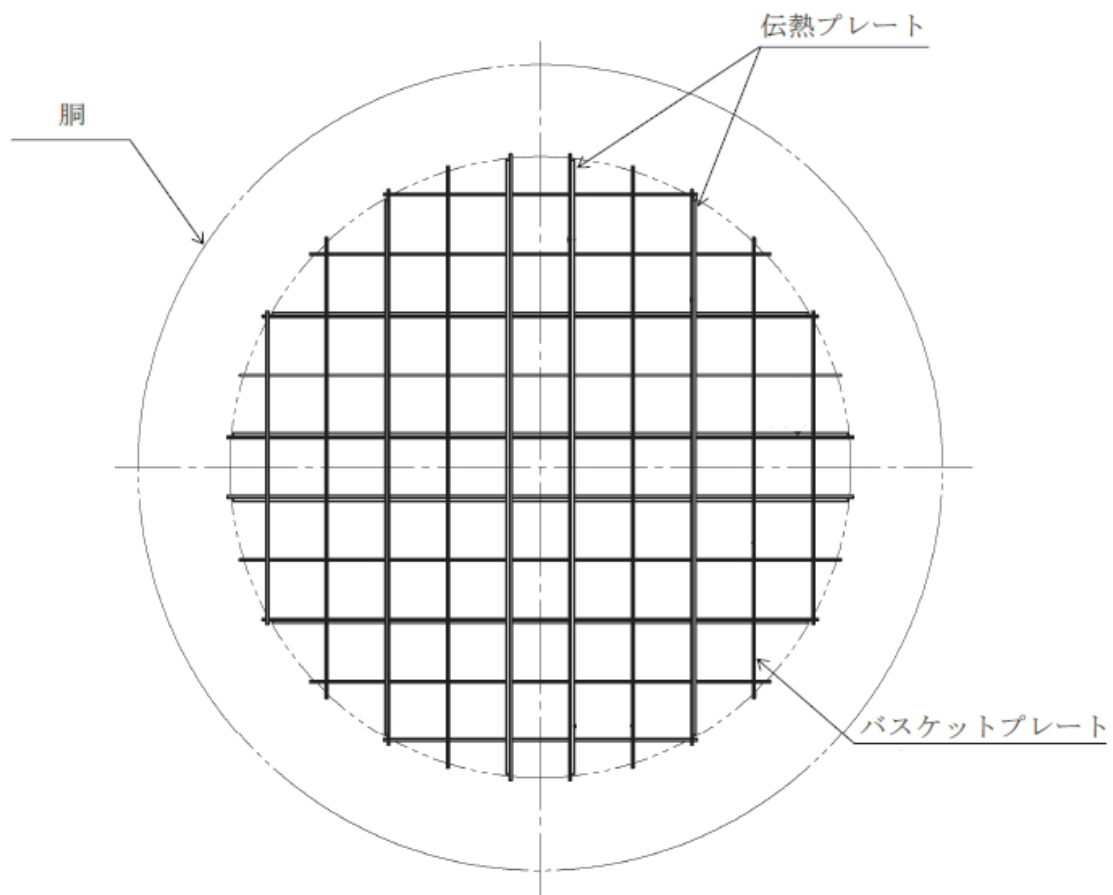


図 1.1-5(2) バスケットの応力評価箇所

③ 設計事象と荷重の組合せ

既存評価書における輸送貯蔵兼用キャスク B の設計事象と選定事象を表 1.1-5 に示す。
設計事象 I 及び II における選定事象は以下のとおりである。

[設計事象 I]

- ・ 貯蔵時
- ・ 吊上げ, 吊下げ, 移動

[設計事象 II]

- ・ 支持脚への衝突
- ・ 貯蔵架台への衝突

また, 各設計事象においてキャスク容器及び二次蓋, バスケット, トラニオンの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せを表 1.1-6(1)～(3)に示す。(地震時を除く)

表 1.1-5 既存評価書における輸送貯蔵兼用キャスク B の設計事象

設計事象	定義	解説	選定事象
I	輸送貯蔵兼用キャスクの通常の手扱い時及び運搬時の状態をいう。	輸送貯蔵兼用キャスクの計画的な手扱い状態。	<ul style="list-style-type: none"> ・貯蔵 ・吊上げ, 吊下げ, 移動
II	設計事象 I, 設計事象 III, 設計事象 IV 及び試験状態以外の状態をいう。	輸送貯蔵兼用キャスクの寿命程度の期間中に予想される手扱い機器の単一故障, 単一誤動作等の事象によって, 輸送貯蔵兼用キャスクが通常手扱い状態から外れるような状態をいう。	<ul style="list-style-type: none"> ・支持脚への衝突 ・貯蔵架台への衝突
III	輸送貯蔵兼用キャスク又はその手扱い機器等の故障, 異常な作動等により, 計画された手扱いの停止が緊急に必要とされる状態をいう。	発生頻度が十分低い事象によって引き起こされる状態をいう。すなわち, 設計事象 II でいう機器の単一故障, 運転員の単一誤操作等によって引き起こされるもののうち, その発生頻度が十分に低いと考えられるものを分類する。	
IV	輸送貯蔵兼用キャスクの安全設計上想定される異常な事態が生じている状態をいう。	発生頻度が極めて低く, 輸送貯蔵兼用キャスクの寿命中に起こるとは考えられない事象によって引き起こされる状態をいうが, 万一発生した場合の設計の妥当性を確保するために特に設けたものをいう。	
試験状態	耐圧試験により, キャスク容器に最高使用圧力を超える圧力が加えられている状態をいう。		<ul style="list-style-type: none"> ・耐圧試験 (製造時)

表 1.1-6(1) キャスク容器及び二次蓋の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象 供用状態 評価事象			荷 重					
設計事象	供用状態	評価事象	圧力による荷重	自重による荷重	ボルト初期締付け力	吊上げ荷重	衝撃荷重	熱荷重
設計条件	設計条件	設計時 ^{注1)}	○	— ^{注4)}	○	○	○	—
I	A ^{注2)}	通常貯蔵時	○	○	○	—	—	○
		吊上げ時	○	— ^{注4)}	○	○	—	○
II	B ^{注2)}	衝撃荷重作用時	○	— ^{注4)}	○	—	○	○
試験状態	試験状態	試験時	○ ^{注3)}	○	○	—	—	—

注1) 最高使用圧力に対する評価条件で，供用状態A及びBの一次応力評価を代表する事象

注2) 評価事象の中で，他の評価事象に包絡される事象や荷重条件については評価を省略する。

注3) 耐圧試験圧力（最高使用圧力により定められる圧力）とする。

注4) 本状態での自重による荷重は，衝撃荷重又は吊上げ荷重の慣性力による荷重に含まれる。

表 1.1-6(2) バスケットの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象		供用 状態	評価事象	荷 重			
設計事象	設計条件			自重による荷重	吊上げ荷重	衝撃荷重	熱荷重
設計条件	設計条件		設計時 ^{注1)}	—注2)	○	○	—
I	A	貯蔵時		○	—	—	○
		吊上げ時		—注2)	○	—	○
II	B	衝撃荷重作用時		—注2)	—	○	○

注 1) 供用状態 A 及び B の一次応力評価を代表する事象

注 2) 本状態での自重による荷重は、衝撃荷重又は吊上げ荷重の慣性力による荷重に含まれる。

表 1.1-6(3) トラニオンの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象		供用 状態	評価事象	荷 重				
設計事象	設計条件			自重による荷重	固縛荷重	吊上げ荷重	衝撃荷重	熱荷重 注1)
I	A	貯蔵時		○	○	—	—	○
		吊上げ時		—注2)	—	○	—	○
II	B	衝撃荷重作用時		—注2)	—	—	○	○

注 1) キャスク容器の熱膨張により生じる応力に限る。

注 2) 本状態での自重による荷重は、衝撃荷重又は吊上げ荷重の慣性力による荷重に含まれる。

④ 評価結果

既存評価の評価結果から規定を満足していることが確認されている。

4) 本設備での構造評価

表 1.1-7(1)～(3)に本仮保管設備での荷重条件と既存評価との比較を示す。このことから以下のことが言える。

- ①キャスク容器（二次蓋含む）の設計条件，運搬時（設計事象Ⅰ），搬送台車架台への衝突時（設計事象Ⅱ）の評価加速度は既存評価書で包絡される。吊上げ時（設計事象Ⅰ）の評価加速度は後述の 5)で行う「支持架台への衝突時（設計事象Ⅱ）」の解析で用いる加速度に包絡される。
- ②バスケットの設計条件，運搬時（設計事象Ⅰ），搬送台車架台への衝突時（設計事象Ⅱ）の評価加速度は既存評価書で包絡される。吊上げ時（設計事象Ⅰ）の評価加速度は後述の 5)で行う「支持架台への衝突時（設計事象Ⅱ）」の解析で用いる加速度に包絡される。
- ③トラニオンの運搬時（設計事象Ⅰ），搬送台車架台への衝突時（設計事象Ⅱ）の評価加速度は既存評価書で包絡される。吊上げ時（設計事象Ⅰ）の評価加速度は後述の 5)で行う「支持架台への衝突時（設計事象Ⅱ）」の解析で用いる加速度に包絡される。

以上の包絡性の説明及び本設備において最も厳しい荷重条件として、「支持架台への衝突（設計事象Ⅱ）」について応力解析を実施する。評価対象は，キャスク容器，二次蓋，バスケット及びトラニオンの各部とする。

なお，キャスク容器（二次蓋含む）の設計条件（最高使用圧力），試験状態及びトラニオンの吊り上げ時の荷重条件は既存評価書により包絡する。

表 1.1-7(1) 既存評価との比較と評価方法（キャスク容器及び二次蓋）

設計 事象	キャスク仮保管設備				参考（既存評価書）			
	代表事象	包絡される 事象	荷重条件	本設備での評価方法（包絡性含む）	代表 事象	包絡され る事象	荷重条件	備考
設計 条件	設計条件	—	圧力 ^{注1)} ， ボルト， 衝撃 ^{注2)}	・最高使用圧力における縦姿勢における 衝撃荷重負荷時の評価は既存評価書で 包絡する。 ○（既存評価書で包絡）	設計時	—	圧力 ^{注1)} ， ボルト， 衝撃 ^{注3)}	設計事象 I 及び II の 中で荷重条件が最も 厳しいのは貯蔵架台 への衝突時
I	吊上げ時	貯蔵時	圧力，ボルト， 吊上げ ^{注4)} ， 熱	荷重条件，支持条件が同じ「キャスク支 持架台への衝突（設計事象 II）」の評価 で包絡する。 ○（設計事象 II で包絡）	貯蔵時	—	圧力，ボルト， 自重， 熱	設計事象 I のうち大 半の期間を占める代 表的事象
					吊上げ時	—	圧力，ボルト， 吊上げ ^{注5)} ， 熱	荷重条件が最も厳し いのは吊上げ時
	運搬時	—	圧力，ボルト， 熱，運搬 ^{注6)}	核燃料輸送物設計承認申請書のうち，一 般の試験条件 0.3m 落下に包絡する。 ○（既存評価書で包絡）	一般の試験 条件 0.3m 頭 部垂直落下	—	圧力，ボルト， 熱，落 下時荷重 ^{注7)}	—
					一般の試験 条件 0.3m 底 部垂直落下	—	圧力，ボルト， 熱，落 下時荷重 ^{注7)}	—
					一般の試験 条件 0.3m 水平落下	—	圧力，ボルト， 熱，落 下時荷重 ^{注7)}	—

表 1.1-7(1) 既存評価との比較と評価方法（キャスク容器及び二次蓋）

設計 事象	キャスク仮保管設備				参考（既存評価書）			
	代表事象	包絡される 事象	荷重条件	本設備での評価方法（包絡性含む）	代表 事象	包絡され る事象	荷重条件	備考
II	支持架台へ の衝突時	輸送架台 への衝突 時	圧力，ボルト， 衝撃 ^{注8)} ，熱	他事象の包絡及び本設備の設計事象 I 及 び II における最も厳しい荷重条件として 解析評価する。 ◎（応力解析を実施）	—	—	—	—
	搬送台車架 台への衝突 時	—	圧力，ボルト， 衝撃 ^{注2)} ，熱	既存評価における「支持脚への衝突時」 と同じ荷重条件 ○（既存評価書で包絡）	支持脚への 衝突時	—	圧力，ボル ト，衝撃 ^{注 9)} ，熱	—
					貯蔵架台へ の衝突時	—	圧力，ボル ト，衝撃 ^{注 3)} ，熱	荷重条件が最も厳し いのは，貯蔵架台へ の衝突時
試験 状態	試験時	—	圧力 ^{注9)} ， 自重，ボルト	既存評価と同じ荷重条件 ○（既存評価書で包絡）	試験時	—	圧力 ^{注10)} ， 自重，ボル ト	—

◎：解析を実施。 ○：既存評価又は他の評価事象で包絡

注 1) キャスク容器内圧は最高使用圧力。

注 2) 衝撃荷重は縦姿勢下方向 2.33G であり，自重を含む。

注 3) 衝撃荷重は縦姿勢下方向 5G であり，自重を含む。

注 4) 吊上げ荷重は横姿勢下方向 1.32G であり，自重を含む。

注 5) 吊上げ荷重は縦姿勢下方向 1.3G であり，自重を含む。

注 6) 運搬時荷重は上方向 2G，下方向 3G(自重を含む)，前後方向 2G，左右方向 1G である。

注 7) 頭部垂直落下荷重は 30.0G，底部垂直落下荷重は 30.0G，水平落下荷重は 20.0G である。

注 8) 衝撃荷重は横姿勢下方向 3G であり，自重を含む。

注 9) 衝撃荷重は縦姿勢下方向 2.5G であり，自重を含む。

注 10) 最高使用圧力の 1.25 倍の圧力。

表 1.1-7(2) 既存評価の比較と評価方法 (バスケット)

設計 事象	キャスク仮保管設備				参考 (既存評価書)			
	代表事象	包絡される 事象	荷重条件	本設備での評価方法 (包絡性含む)	代表 事象	包絡される 事象	荷重条件	備考
設計 条件	設計条件	—	衝撃 ^{注1)}	・縦姿勢における衝撃荷重負荷時の一次応力に対する評価は既存評価書の「貯蔵架台への衝突時 (設計事象Ⅱ)」で包絡する。 ○ (既存評価書で包絡)	設計時	—	衝撃 ^{注2)}	—
I	吊上げ時	貯蔵時	吊上げ ^{注3)} , 熱	荷重条件, 支持条件が同じ「キャスク支持架台への衝突 (設計事象Ⅱ)」の評価で包絡する。 ○ (設計事象Ⅱで包絡)	貯蔵架台への衝突時	・貯蔵時 ・吊上げ時	衝撃 ^{注2)} , 熱	設計事象Ⅱの条件に包絡される
	運搬時	—	圧力, ボルト, 熱, 運搬 ^{注4)}	核燃料輸送物設計承認申請書のうち, 一般の試験条件 0.3m 落下に包絡する。 ○ (既存評価書で包絡)	一般の試験条件 0.3m 頭部垂直落下	—	圧力, ボルト, 熱, 落下時荷重 ^{注5)}	—
					一般の試験条件 0.3m 底部垂直落下	—	圧力, ボルト, 熱, 落下時荷重 ^{注5)}	—
一般の試験条件 0.3m 水平落下	—	圧力, ボルト, 熱, 落下時荷重 ^{注5)}	—					

表 1.1-7(2) 既存評価の比較と評価方法 (バスケット)

設計 事象	キャスク仮保管設備				参考 (既存評価書)			
	代表事象	包絡される 事象	荷重条件	本設備での評価方法 (包絡性含む)	代表 事象	包絡される 事象	荷重条件	備考
II	支持架台への 衝突時 ^{注6)}	輸送架台への 衝突時	衝撃 ^{注7)} , 熱	他事象の包絡及び本設備の設計事象 I 及び II における最も厳しい荷重条件として評価する。 ◎ (応力解析を実施)	—	—	—	—
	搬送台車架台 への衝突時	—	衝撃 ^{注1)} , 熱	既存評価と同じ荷重条件 ○ (既存評価書で包絡)	貯蔵架台への 衝突時	・支持脚への 衝突時	衝撃 ^{注2)} , 熱	—

◎ : 解析を実施。 ○ : 既存評価又は他の評価事象で包絡

注 1) 衝撃荷重は縦姿勢下方向 2.33G であり, 自重を含む。

注 2) 衝撃荷重は縦姿勢下方向 5G であり, 自重を含む。

注 3) 吊上げ荷重は横姿勢下方向 1.32G であり, 自重を含む。

注 4) 運搬時荷重は上方向 2G, 下方向 3G(自重を含む), 前後方向 2G, 左右方向 1G である。

注 5) 頭部垂直落下荷重は 30.0G, 底部垂直落下荷重は 30.0G, 水平落下荷重は 20.0G である。

注 6) 長期荷重(自重)に対する評価を含む。

注 7) 衝撃荷重は横姿勢下方向 3G であり, 自重を含む。

表 1.1-7(3) 既存評価の比較と評価方法 (トラニオン)

設計 事象	キャスク仮保管設備				参考 (既存評価書)			
	代表事象	包絡される 事象	荷重条件	本設備での評価方法 (包絡性含む)	代表 事象	包絡される 事象	荷重条件	備考
I	吊上げ時	貯蔵時	吊上げ ^{注1)} , 熱	荷重条件, 支持条件が同じ「キャスク支持架台への衝突 (設計事象 II)」の評価で包絡する。 ○ (設計事象 II で包絡)	貯蔵時	—	自重, ボルト, 熱	—
					吊上げ時	—	吊上げ ^{注2)} , 熱	荷重条件が最も厳しいため, 代表事象を吊上げ時とする。
	運搬時	—	運搬 ^{注3)} , 熱	核燃料輸送物設計承認申請書のうち, 通常の輸送条件に包絡される。 ○ (既存評価書で包絡)	運搬時	—	運搬 ^{注3)} , 熱	—
II	支持架台への衝突時	輸送架台への衝突時	衝撃 ^{注4)} , 熱	本設備の設計事象 II における最も厳しい荷重条件として評価する。 ◎ (応力解析を実施)	—	—	—	—
	搬送台車架台への衝突時	—	衝撃 ^{注5)} , 熱	既存評価と同じ荷重条件 ○ (既存評価書で包絡)	支持脚への衝突時	・貯蔵架台への衝突	衝撃 ^{注6)} , 熱	荷重条件が最も厳しいため, 代表事象を支持脚への衝突時とする。

◎ : 解析を実施。 ○ : 既存評価又は他の評価事象で包絡

注 1) 吊上げ荷重は横姿勢下方向 1.32G であり, 自重を含む

注 2) 縦姿勢下方向 1.3G であり, 自重を含む。

注 3) 運搬時荷重は上方向 2G, 下方向 3G(自重を含む), 前後方向 2G, 左右方向 1G である。

注 4) 横姿勢下方向 3G であり, 自重を含む。

注 5) 衝撃荷重は縦姿勢下方向 2.33G であり, 自重を含む。

注 6) 衝撃荷重は縦姿勢下方向 2.5G であり, 自重を含む。

5) 支持架台への衝突時の評価（設計事象Ⅱ）

以下に支持架台への衝突時の応力解析結果を示す。

① 計算条件

A. 解析事象

「支持架台の衝突時」

キャスクの支持架台への設置に作業員の誤操作によりクレーンの下降速度でトラニオンがトラニオン受台に着床する事象をいう。着床時の衝突荷重（加速度：自重を含む）は、「3.2 異常事象の評価」での評価に余裕をみて3Gとする。

B. 最高使用温度

各機器の最高使用圧力及び最高使用温度は添付資料－4「1.1. 乾式キャスクの除熱機能

(3) 輸送貯蔵兼用キャスク B の除熱機能」の解析結果に基づき、以下とする。

表 1.1-8 最高使用圧力及び最高使用温度

キャスク容器	最高使用圧力	1.0 MPa
	最高使用温度	150 °C
二次蓋	最高使用圧力	0.4 MPa
	最高使用温度	110 °C
バスケット	最高使用温度	260 °C
トラニオン	最高使用温度	130 °C

② 解析方法

A. 解析手順概要

a. キャスク容器及び二次蓋

キャスク容器の応力解析は、想定される圧力荷重、機械的荷重及び熱荷重を基に、キャスク容器の実形状をモデル化し、解析コードである ABAQUS を用いて行う。

なお、二次蓋についてもキャスク容器と同様に評価を行う。

b. バスケット

バスケットの応力解析は、想定される機械的荷重及び熱荷重を基に、応力評価式を用いて行う。

c. トラニオン

トラニオンの応力解析は、想定される機械的荷重及び熱荷重を基に応力評価式を用いて行う。

B. 応力評価式による応力評価

a. バスケット

(イ) 一次一般膜応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート端部である。鉛直方向加速度により発生する一次一般膜応力(σ_x)は、次式で計算する。

$$\sigma_x = \frac{m_A \cdot G_1}{A_1} \dots\dots\dots (1)$$

- ここで、 m_A : 評価対象バスケットプレートとこれに接する使用済燃料等の合計質量(kg)
 G_1 : 鉛直方向加速度(G)
 A_1 : バスケットプレートの断面積(mm²)

(ロ) 一次一般膜+一次曲げ応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート格子端部である。鉛直方向加速度により発生する一次曲げ応力(σ_y)は、次式で計算する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= \frac{M}{Z} \\ M &= \frac{m_B \cdot G_1 \cdot l_p}{12 \cdot \frac{l_w}{2}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

- ここで、 M : バスケットプレート格子端部の単位幅当たりの曲げモーメント(N・mm/mm)
 Z : バスケットプレートの単位幅当たりの断面係数(mm³/mm)
 m_B : 評価対象バスケットプレートとこれに接する伝熱プレート、使用済燃料等の合計質量(kg)
 l_p : バスケットプレート内のり(mm)
 l_w : バスケットプレートのキャスク容器軸方向長さ(mm)
 G_1 : 鉛直方向加速度(G)

鉛直方向加速度により発生するバスケットプレートの格子端部に発生する平均せん断応力(τ_{xy})は次式で計算する。

$$\tau_{xy} = \frac{m_B \cdot G_1}{2 \cdot \frac{A_1}{2}} \dots\dots\dots (3)$$

- ここで、 G_1 : 鉛直方向加速度(G)
 A_1 : バスケットプレートの断面積(mm²)

(ハ)一次+二次応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート格子端部である。支持架台への衝突により発生する一次+二次応力は(1)～(3)式で計算する。

(ニ)平均せん断応力

バスケットプレート格子端部に発生する平均せん断応力(σ_s)は(3)式で計算する。

(ホ)平均支圧応力

バスケットプレート端部に発生する平均支圧応力(σ_p)は(1)式で計算する。

(ヘ)圧縮応力

バスケットプレート端部に発生する圧縮応力(σ_c)は(1)式で計算する。

b. トラニオン

イ. 一次応力

(イ) せん断応力

最大応力が発生する箇所は図 1.1-5(1)に示す下部トラニオンである。衝撃荷重により発生するせん断応力 (τ) は、次式で計算する。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \frac{F_m}{A} \\ F_m &= \frac{m}{4} \cdot G_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 F_m : 支持架台への衝突時においてトラニオンに作用する荷重 (N)

m : 金属キャスクの質量 (kg)

A : 評価点の断面積 (mm^2)

G_2 : 鉛直方向加速度 (G)

(ロ) 曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図 1.1-5(1)に示す下部トラニオンである。衝撃荷重により発生する曲げ応力 (σ_b) は、次式で計算する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M}{Z} \\ M &= F_m \cdot L \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : 評価点の断面係数 (mm^3)

L : 評価点と荷重作用位置との距離 (mm)

F_m : (1) 式と同じ

(ハ) 組合せ応力

最大応力が発生する箇所は図 1.1-5(1)に示す下部トラニオンである。

せん断応力 (τ) と曲げ応力 (σ_b) との組合せ応力 (σ_T) は、次式で計算する。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、τ : (1) 式と同じ

σ_b : (2) 式と同じ

ただし、Z : 評価点の断面係数 (mm³)

L : 評価点と荷重作用位置との距離 (mm)

ロ. 一次+二次応力

キャスク容器の熱膨張による応力は無視できるので、トラニオンに発生する一次+二次応力は、イ.と同様である。

C. 解析結果

表 1.1-9 に支持架台への衝突時の主な応力評価結果を示す。

支持架台への衝突時において輸送貯蔵兼用キャスク B は金属キャスク構造規格に定められた許容応力を満足している。

表 1.1-9 支持架台の衝突時の応力評価結果

(単位 : MPa)

評価部位	部位	計算値	許容応力
キャスク容器	胴	34	366
	底板	38	366
	一次蓋	56	366
	一次蓋密封シール部	58	183
	一次蓋締付けボルト	336	831
二次蓋	二次蓋	34	474
	二次蓋密封シール部	37	183
	二次蓋締付けボルト	279	847
バスケット	バスケットプレート	12	219
トラニオン	トラニオン	133	394

6) 評価結果

5)に示したとおり、「支持架台への衝突時」（設計事象Ⅱ）において輸送貯蔵兼用キャスク B の各評価部位（キャスク容器，二次蓋，バスケット，トラニオン）は金属キャスク構造規格に定められた許容応力を満足する。

従って，表 1.1-7 に示す「支持架台の衝突時」で包絡する各設計事象は，いずれも輸送貯蔵兼用キャスクの構造強度の規定を満足し，輸送貯蔵兼用キャスク B は，本設備で要求される構造強度を有している。

(4) 輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台

1) 評価方針

本設備で使用する輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の構造評価について記載する。

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台は新設計であるため、新たに評価を実施し、本設置場所での保管に適合していることを確認する。なお、輸送貯蔵兼用キャスク A については今後評価結果を記載する。

2) 主な構成部材と適用基準

① 主な構成部材

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台は鋼製支持架台、埋め込み金物、基礎ボルト、コンクリート支持架台により構成される。

② 適用基準

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台は原子力発電所耐震設計技術規程 [JEAC4601-2008] 及び、発電用原子力設備規格 設計・建設規格 2005 年版 (2007 年追補版含む) [JSME S NC1-2005/2007] を適用する。

3) 構造強度の評価方法

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の強度評価における評価方法を示す。

① 設計条件

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の構造評価に当たっての機械荷重を以下に示す。

A. 自重による荷重

B. キャスクによる荷重

② 評価方法

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の構造解析フローを図1.1-6に、主な構成部材の応力評価箇所を図1.1-7に示す。

鋼製支持架台、基礎ボルト、コンクリート支持架台について想定される機械荷重を基に、応力評価式を用いて応力評価を行う。

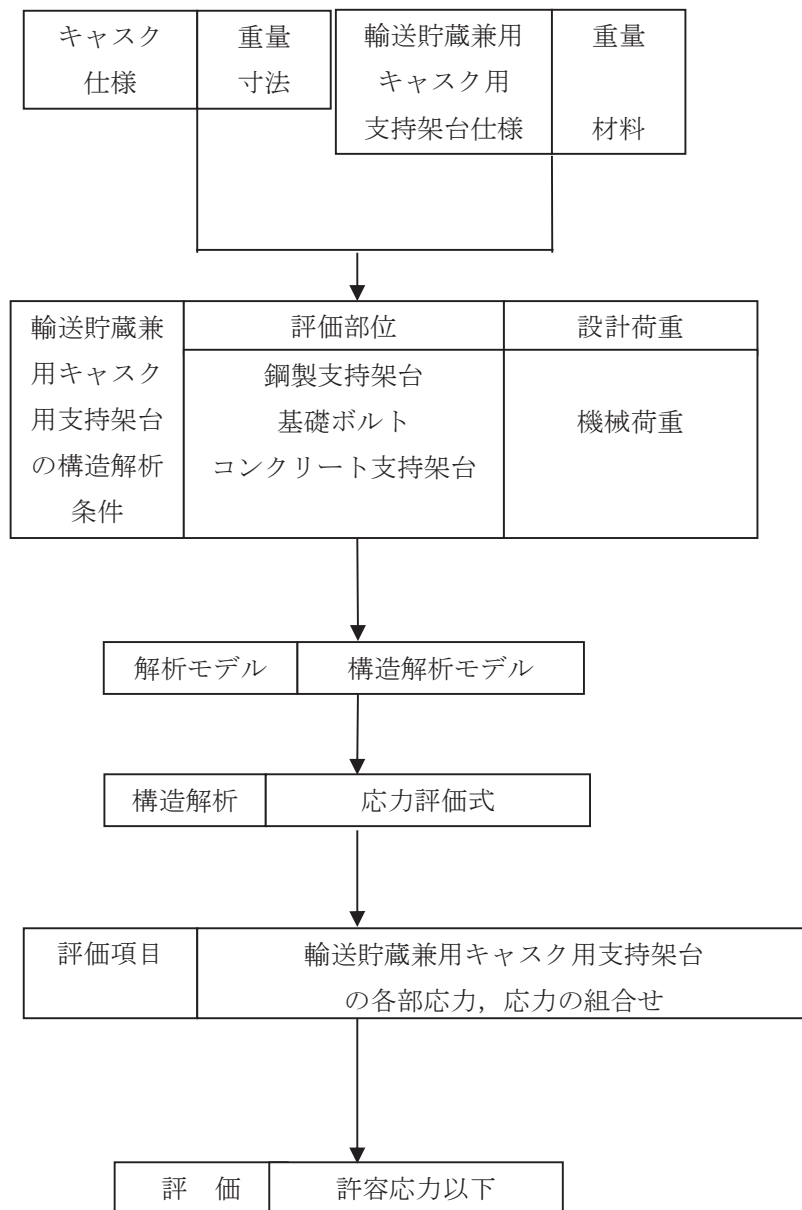


図 1.1-6 輸送貯蔵兼用カスク用支持架台の構造強度評価フロー

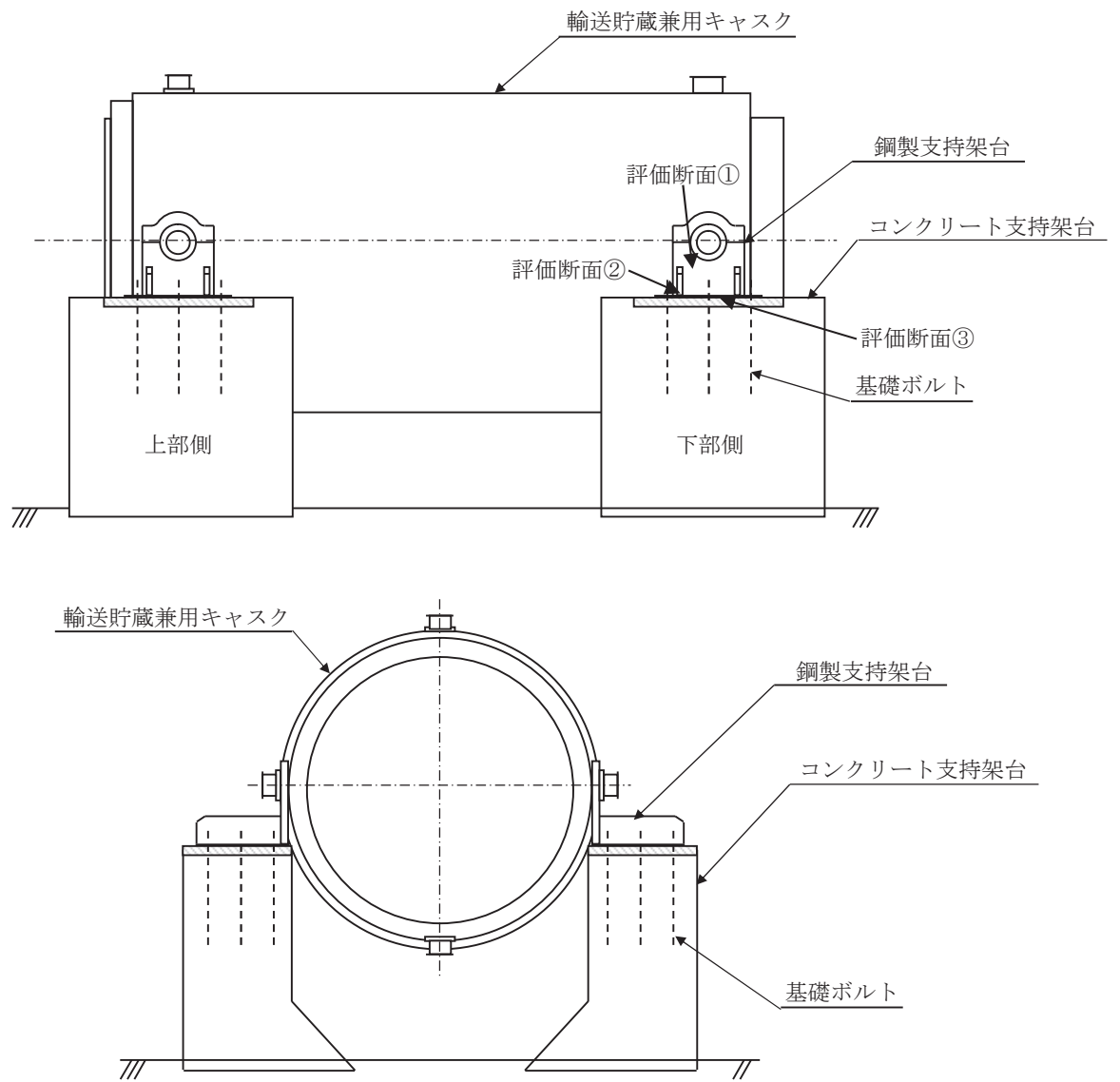


図 1.1-7 輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力評価箇所

③ 設計事象と荷重の組合せ

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の設計事象と選定事象は以下の通りである。

[設計事象 I]

・貯蔵時

4) 輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の貯蔵時の評価（設計事象 I）

以下に貯蔵時の輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力評価結果を示す。

① 計算条件

A. 解析事象

「貯蔵時」

キャスクが支持架台に設置されている計画的な取り扱い状態をいう。

② 解析方法

A. 解析手順概要

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析は、想定される機械荷重を基に、応力評価式を用いて行う。

B. 荷重計算

図 1.1-8 に示す鋼製支持架台 1 脚に作用するキャスク自重 (F_{WU} , F_{WL}) は次式で表される。

$$F_{WU} = \frac{P_W}{2} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{WL} = \frac{P_W}{2} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_W = W \cdot g$$

ここで、

F_{WU} : 鋼製支持架台 1 脚（上部側）に作用するキャスク自重 (N)

F_{WL} : 鋼製支持架台 1 脚（下部側）に作用するキャスク自重 (N)

P_W : キャスク自重 (N)

a : キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離 (mm)

b : キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離 (mm)

W : キャスク設計質量 (kg)

g : 重力加速度 (m/s^2)

C. 応力評価

a. 鋼製支持架台（評価断面①）

図 1.1-9 において自重により鋼製支持架台（評価断面①）に発生する圧縮応力 (σ_c) は次

式で表される。

$$\sigma_c = \frac{F_w}{B \cdot t}$$

ここで、

F_w : 図 1.1-8 に示す自重の設計用値 (N)

B : 図 1.1-9 に示す評価断面の幅 (mm)

t : 図 1.1-9 に示すトラニオン受部の板厚 (mm)

b. 鋼製支持架台 (評価断面②)

図 1.1-10 において自重により鋼製支持架台 (評価断面②) に発生する圧縮応力 (σ_c) は次式で表される。

$$\sigma_c = \frac{F_w}{B_1 \cdot t_1 + 2 \cdot B_2 \cdot t_2}$$

図 1.1-10 において自重により鋼製支持架台 (評価断面②) に発生する最大曲げ応力 (σ_{b1} , σ_{b2}) は次式で表される。

$$\sigma_{b1} = \frac{F_w \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I} \cdot L_1 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_w \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I} \cdot L_2 \quad (\text{リブ側})$$

図 1.1-10 において自重により鋼製支持架台 (評価断面②) に発生する組合せ応力 (σ_{T1} , σ_{T2}) は次式で表される。

$$\sigma_{T1} = \sigma_c + \sigma_{b1} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{T2} = \sigma_c - \sigma_{b2} \quad (\text{リブ側})$$

ここで、

F_w : 図 1.1-8 に示す自重 (F_{wU} , F_{wL}) の設計用値 (N)

B_1 : 図 1.1-10 に示すトラニオン受部の幅 (mm)

B_2 : 図 1.1-10 に示すリブの幅 (mm)

t_1 : 図 1.1-10 に示すトラニオン受部の板厚 (mm)

t_2 : 図 1.1-10 に示すリブの板厚 (mm)

L_1 : 図 1.1-10 に示す中立軸からトラニオン受け端部までの距離 (mm)

L_2 : 図 1.1-10 に示す中立軸からリブ端部までの距離 (mm)

I : 図 1.1-10 に示す断面の中立軸に関する断面二次モーメント (mm^4)

c. 鋼製支持架台 (評価断面③)

図 1.1-11 において自重により基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力

(σ_{bb}) , コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する曲げ応力 (σ_{bc}) は次式で表される。

$$\sigma_{bb} = \frac{T \cdot L_1}{B \cdot t^2 / 6}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{cc} \cdot L_2^2 / 2}{t^2 / 6}$$

$$T = \sigma_{tb} \cdot A_m$$

ここで,

σ_{tb} : 図 1.1-11 に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張応力 (N/mm²)

σ_{cc} : 図 1.1-11 に示すコンクリートに発生する本荷重条件下における圧縮応力 (N/mm²)

T : 図 1.1-11 に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張力 (N)

t : 図 1.1-11 に示す鋼製支持架台底板の板厚 (mm)

B : 図 1.1-11 に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力の評価断面幅 (mm)

L₁ : 図 1.1-11 に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げモーメントのモーメントアーム長さ (mm)

L₂ : 図 1.1-11 に示すコンクリートから圧縮力を受ける長さ (mm)

A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm²)

図 1.1-11 において自重により, 基礎ボルトから引張力を受けて発生するせん断応力 (τ_b), コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生するせん断応力 (τ_c) は次式で表される。

$$\tau_b = \frac{T}{B \cdot t}$$

$$\tau_c = \frac{\sigma_{cc} \cdot L_2}{t}$$

ここで, 各記号は上記と同様である。

図 1.1-11 において自重により, 基礎ボルトから引張力を受けて発生する組合せ応力 (σ_{Tb}), コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する曲げ応力 (σ_{Tc}) は次式で表される。

$$\sigma_{Tb} = \sqrt{\sigma_{bb}^2 + 3 \cdot \tau_b^2}$$

$$\sigma_{Tc} = \sqrt{\sigma_{bc}^2 + 3 \cdot \tau_c^2}$$

d. 基礎ボルト

図 1.1-12 において自重により基礎ボルトに発生する引張応力 (σ_t) は, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010年版)より次式で表される。

$$\sigma_t = \sigma_{cc} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = [X_{n1}^2 / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})] \cdot b \cdot D^2$$

$$I_n = [X_{n1}^3 / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2] \cdot b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t / D$$

$$P_t = a_t / (b \cdot D)$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

ここで、

σ_{cc} : 図 1.1-12 に示すコンクリートの最大圧縮応力 (N/mm²)

n : ヤング係数比 (=15)

D : 図 1.1-12 に示す断面高さ (mm)

b : 図 1.1-12 に示す断面幅 (mm)

d_t : 図 1.1-12 に示す引張側ボルトに関する距離 (mm)

d_{t1} : 引張側ボルトに関する係数 (-)

X_n : 図 1.1-12 に示す中立軸距離を表し、次式を満足する値 (mm)

$$X_n - D / 2 + e = I_n / S_n$$

ただし、 e : 図 1.1-12 に示す鉛直力偏心距離 (mm)

X_{n1} : 中立軸比 (-)

N : 図 1.1-12 に示す鉛直力であり、自重の設計用値 (N)

a_t : 有効ボルト総断面積 (mm²)

P_t : 引張鉄筋比 (-)

A_b : 基礎ボルト有効断面積 (mm²)

A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm²)

N_b : 有効引張側ボルト本数 (本)

S_n : 有効等価断面一次モーメント (mm³)

I_n : 有効等価断面二次モーメント (mm⁴)

e. コンクリート支持架台

コンクリート支持架台の下端に発生する荷重は表 1.1-10 の通りである。これらの荷重を用いて後述する 1.4 コンクリート基礎の構造強度と同様に評価を行う。

表 1.1-10 コンクリート支持架台下端における荷重

		NS方向			EW方向		
		鉛直力	水平力	モーメント	鉛直力	水平力	モーメント
		(kN)	(kN)	(kN・m)	(kN)	(kN)	(kN・m)
長期	キャスク	320.00	0.00	105.00	320.00	0.00	0.00
		—	—	—	—	—	—
	ペDESTAL	35.22	0.00	0.00	35.22	0.00	0.00
	合計	355.22	0.00	105.00	355.22	0.00	0.00
短期	キャスク	320.00	154.00	105.00	320.00	148.00	68.90
		—	—	182.49	—	—	175.38
	ペDESTAL	35.22	10.56	5.68	35.22	10.56	5.68
	合計	355.22	164.56	293.17	355.22	158.56	249.96

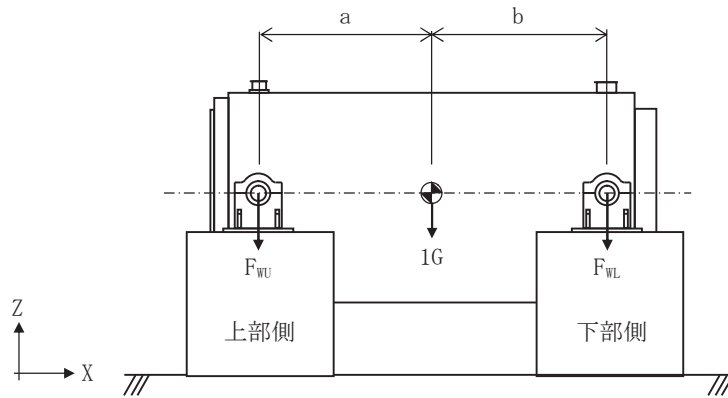
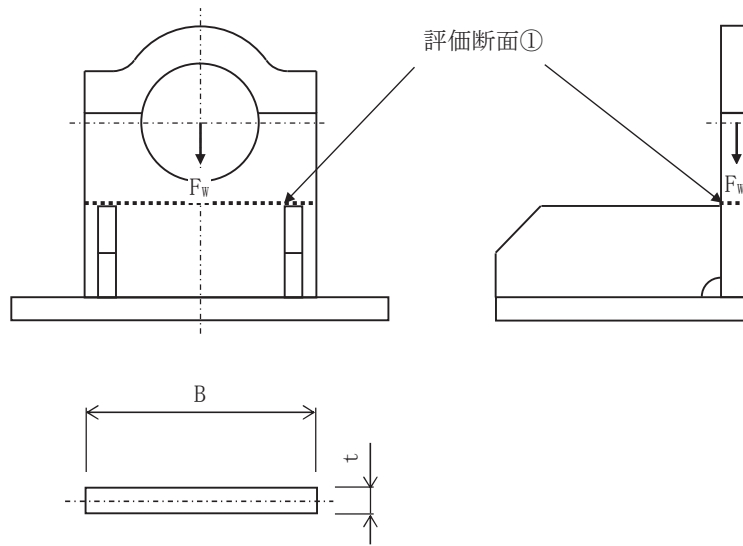


図 1.1-8 鋼製支持架台に作用する荷重



評価断面図

図 1.1-9 計算モデル図 (設計事象 I, 評価断面①)

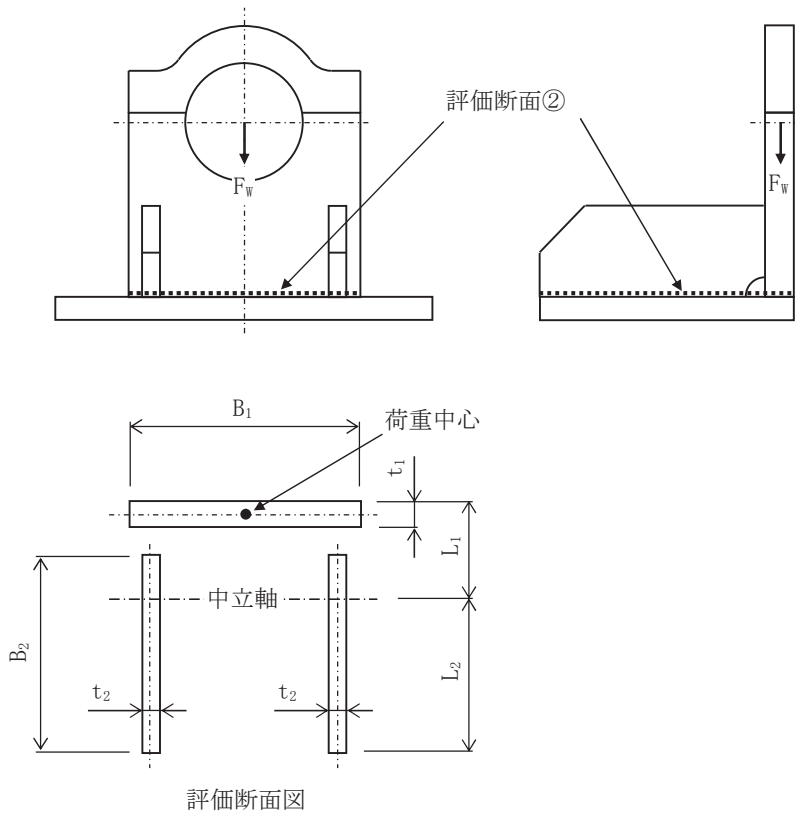


図 1.1-10 計算モデル図（設計事象 I，評価断面②）

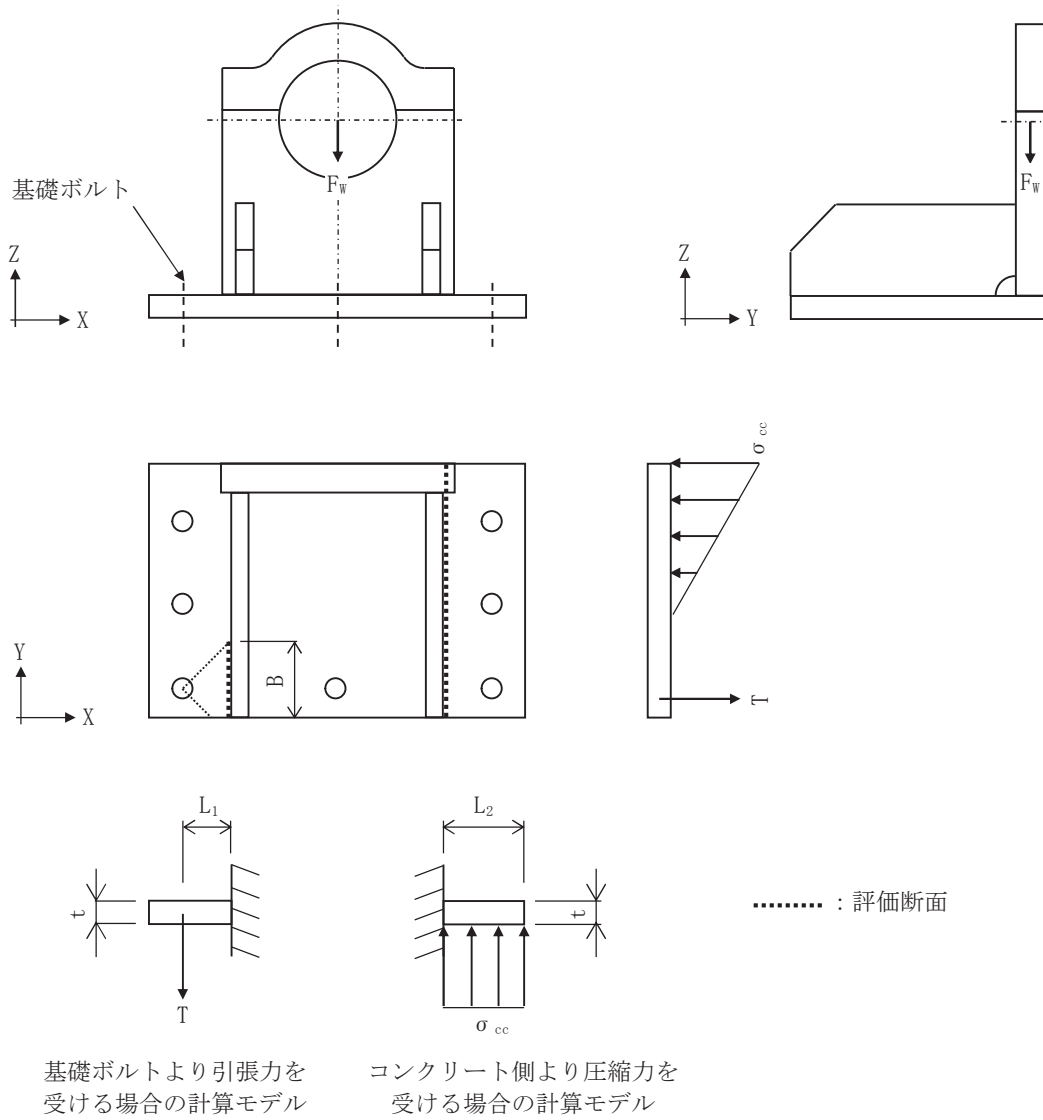


図 1.1-11 計算モデル図 (設計事象 I, 評価断面③)

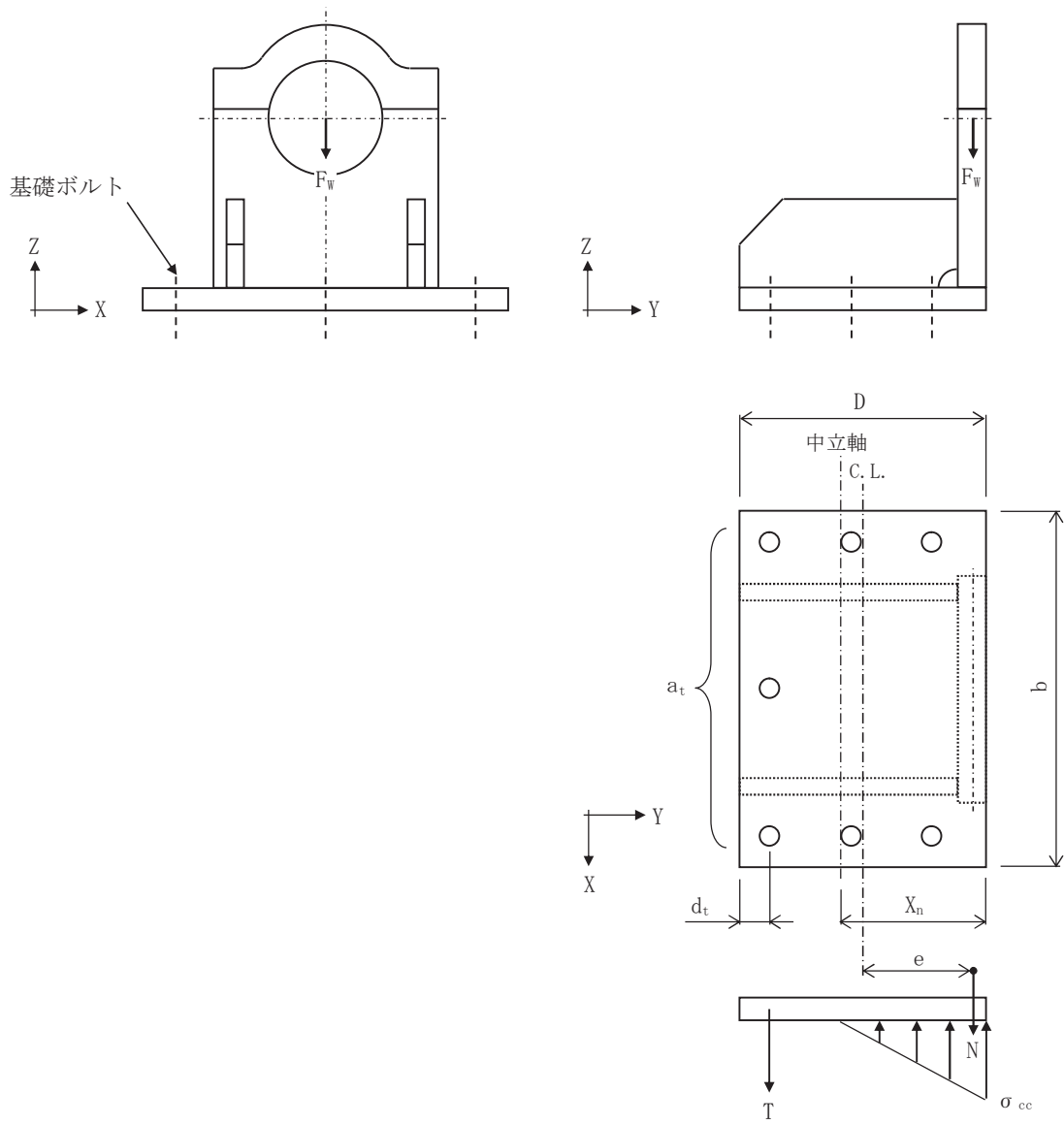


図 1.1-12 計算モデル図 (設計事象 I, 基礎ボルト)

③ 解析結果

表 1.1-11 に貯蔵時の評価結果を示す。

貯蔵時の輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台は許容応力を満足している。

表 1.1-11(1) 鋼製支持架台の評価 (タイプB)

部 位		応力の種類	計算値	許容応力
鋼製支持架台	評価断面①	圧縮	10 N/mm ²	186 N/mm ²
	評価断面②	圧縮	5 N/mm ²	187 N/mm ²
		曲げ	8 N/mm ²	188 N/mm ²
		組合せ	9 N/mm ²	188 N/mm ²
	評価断面③	曲げ	68 N/mm ²	188 N/mm ²
		せん断	8 N/mm ²	108 N/mm ²
組合せ		69 N/mm ²	188 N/mm ²	
基礎ボルト		引張	20 N/mm ²	226 N/mm ²

表 1.1-11(2) コンクリート支持架台の評価

項目	記号	単位	ペデスタル					
			長期		短期			
			NS方向	EW方向	NS方向	EW方向		
断面力	曲げモーメント	Md	(kN・m)	105	0	293	250	
	軸力	Nd	(kN)	355	355	355	355	
	せん断力	Vd	(kN)	0	0	165	159	
応力度	コンクリート	圧縮応力度	σ_c	(N/mm ²)	1.24	0.29	3.68	1.52
		許容圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm ²)	9.00	9.00	13.50	13.50
		$\sigma_c / \sigma_{ca} \leq 1.0$			0.14	0.03	0.27	0.11
		判定			OK	OK	OK	OK
	鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm ²)	14	4	93	24
		許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm ²)	196	196	294	294
		$\sigma_s / \sigma_{sa} \leq 1.0$			0.07	0.02	0.32	0.08
		判定			OK	OK	OK	OK
	せん断	せん断応力度	τ	(N/mm ²)	0.000	0.000	0.202	0.180
		許容せん断応力度	τ_a	(N/mm ²)	0.450	0.450	0.675	0.675
		$\tau / \tau_a \leq 1.0$			0.00	0.00	0.30	0.27
		判定			OK	OK	OK	OK

1.2 コンクリートモジュールの構造強度

(1) 乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュール

1) 評価方針

本設備で使用する乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュールが、建築基準法に基づく規定を満たしていることを確認する。

2) 乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュールの構成

コンクリートモジュールの概略図を図 1.2-1 に示す。

コンクリートモジュールは長辺側板 3 枚、短辺側板 2 枚、天板 3 枚のコンクリート製パネルで構成されている。それぞれのパネルは金物とボルトにより連結されている。

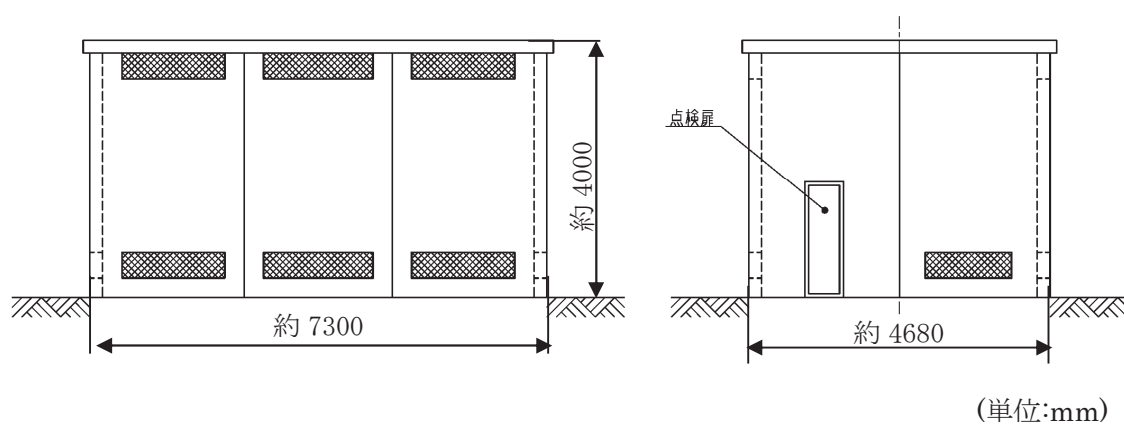


図 1.2-1 コンクリートモジュール概略図

3) 解析モデル

許容応力度設計及び各荷重に対する検討には 3 次元 FEM モデルを採用し、解析コードとして NASTRAN を用いる。

FEM モデルとして、コンクリートモジュールの PC 板（側板及び天板）及び接合部の金物は板厚一様な平板要素でモデル化する。PC 板と金物の接合部はボルト位置で同一変位とし、基礎とベースプレートの接合部はアンカーボルト位置で拘束する。解析モデルを図 1.2-2 に示す。

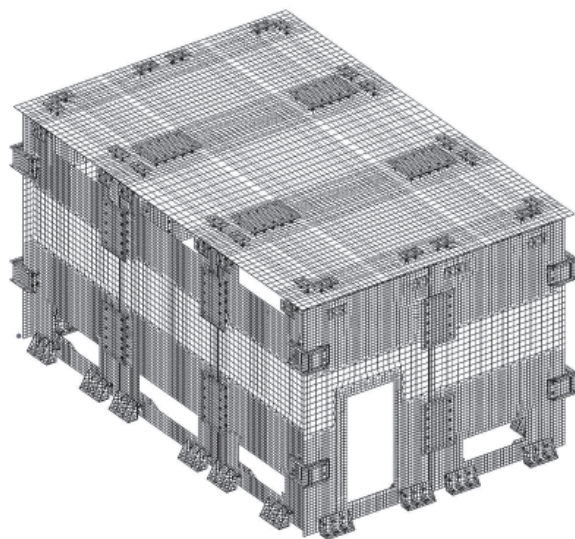


図 1.2-2 コンクリートモジュールの解析モデル

4) 許容応力度

許容応力度を以下のように定める。材料の許容応力度は建築基準法・同施行令に定める値とし、表 1.2-1 に示す。

表 1.2-1 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種類	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
SD295A 及び B	195	195	295	295

5) 応力計算

① 応力評価点

応力評価点はSRSS法により求められる各部材応力の中から最大応力となる部材を抽出して評価を行う。評価箇所は図 1.2-3 に示す箇所とする。

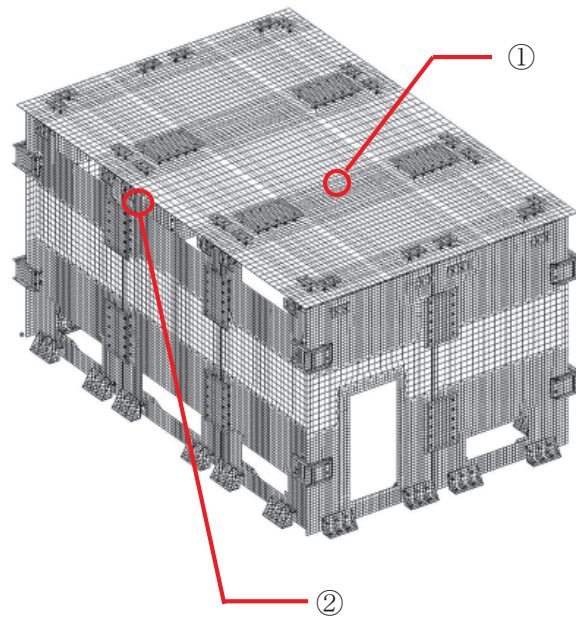


図 1.2-3 応力評価箇所

応力評価箇所名称

- ① 天板パネル
- ② 側板パネル

② 荷重条件

コンクリートモジュールの強度評価においては建築基準法施行令第82条より表1.2-2の荷重組合せに基づき評価を行う。なお、地震時の荷重に関しては2.3(1)にて別途評価を行っており、基準地震動 S_s において倒壊しないことを確認している。また、積雪時、暴風時の荷重は地震時の荷重に包絡されることから、ここでは常時の荷重のみ評価する。

A. 固定荷重

固定荷重は、鉄筋コンクリートで 24kN/m^3 、鋼材で 77kN/m^3 とし算定する。また、コンクリートの厚さは 200mm とする。仕上げは 0N/m^2 とする。

B. 積載荷重

積載荷重は 0 N/m^2 とする。

C. 積雪荷重

建築基準法施行令第86条、平成12年建設省告示第1455号、福島県建築基準法施行細則より設定する。

D. 風圧力

コンクリートモジュールに作用する風圧力は、建築基準法施行令第87条及び平成12年建設省告示第1454号により算定する。

表 1.2-2 荷重組合せ

力の種類	荷重及び外力について想定する状態	本設計
長期に生ずる力	常時	G + P
短期に生ずる力	積雪時 ^{※1}	G + P + S
	暴風時 ^{※1}	G + P + W
	地震時 ^{※2}	G + P + K

ただし、G：固定荷重、P：積載荷重、S：積雪荷重、W：風圧力によって生ずる力、K：地震力

※1 積雪荷重と風圧力の荷重の組合せに関する構造強度の評価は、2.3(1)の耐震性の評価に包絡される。

※2 地震時の荷重の組合せに関する評価は、2.3(1)の耐震性の評価にて行う。

③ 応力評価

A. 天板パネル(①) (図 1.2-4 参照)

天板 PC 板 $t = 200$, 鉄筋 : SD295A ($L\sigma t = 195 \text{ N/mm}^2$)

D10@200 (長辺方向 上筋, 短辺方向 上下筋) D10 : 断面積 $A = 71 \text{ mm}^2$

D13@200 (長辺方向 下筋) D13 : 断面積 $A = 127 \text{ mm}^2$

$d = 150\text{mm}$, $j = 131\text{mm}$

長期許容曲げモーメント (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より)

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} \quad f_t \text{ を } \sigma_t, M_a \text{ を } M_d \text{ に置き換え, 鉄筋の引張応力度を算定する。}$$

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント $8270 \text{ Nmm/mm} \rightarrow 1\text{m}$ 辺りに換算すると $M_d = 8.27\text{kNm}$

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{8.27 \times 10^6}{127 \times 5 \times 131} = 99.5 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_t / \sigma_t = 195 / 99.5 = 1.96 > 1.0 \dots \text{OK}$$

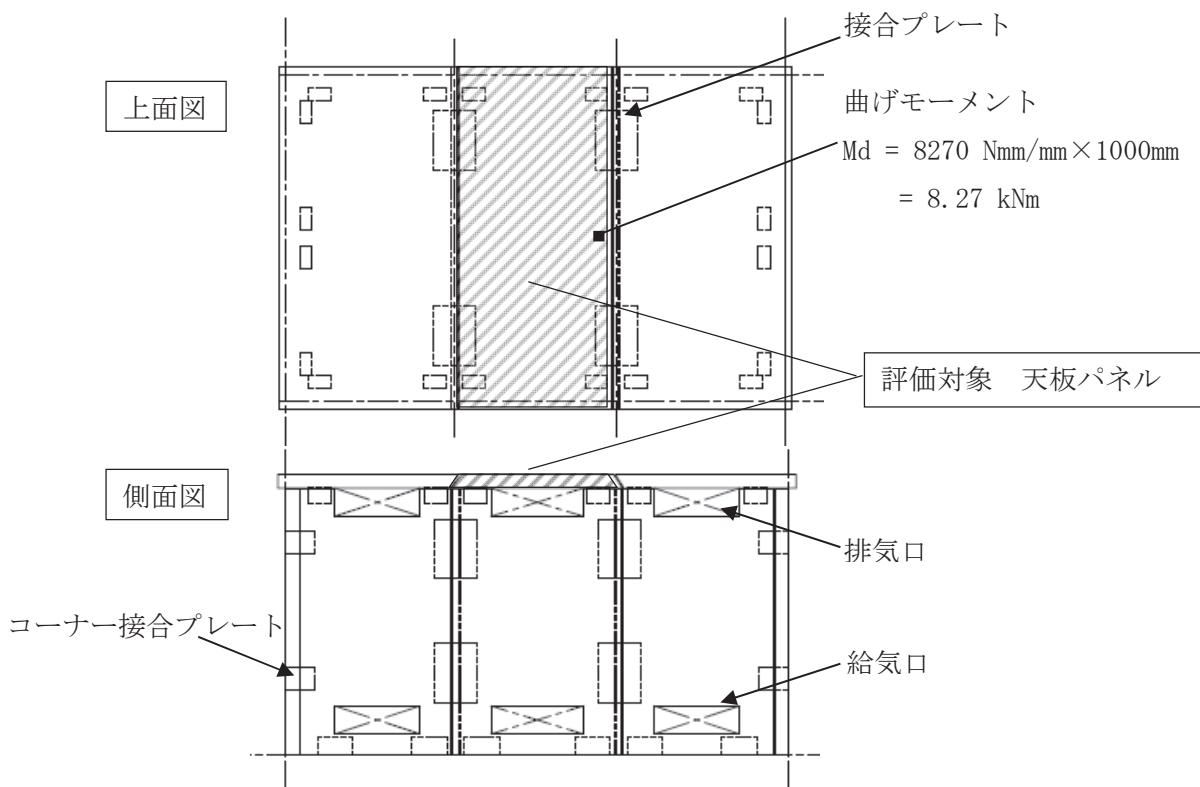


図 1.2-4 天板パネル

B. 側板パネル(②) (図 1.2-5 参照)

側板 PC 版 $t = 200$, 鉄筋 : SD295A ($L\sigma t = 195 \text{ N/mm}^2$)

D10@200 (縦筋・横筋, 内外共) D10 : 断面積 $A = 71 \text{ mm}^2$

D13 (開口部及び外周部の補強筋) D13 : 断面積 $A = 127 \text{ mm}^2$

$d = 150\text{mm}$, $j = 131\text{mm}$

長期許容曲げモーメント (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より)

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} \quad f_t \text{ を } \sigma_t, M_a \text{ を } M_d \text{ に置き換え, 鉄筋の引張応力度を算定する。}$$

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 7374 Nmm/mm \rightarrow 500mm 辺りに換算すると $M_d = 3.69 \text{ kNm}$

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{3.69 \times 10^6}{(127 + 71 + 127) \times 131} = 86.7 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_t / \sigma_t = 195 / 86.7 = 2.25 > 1.0 \dots \text{OK}$$

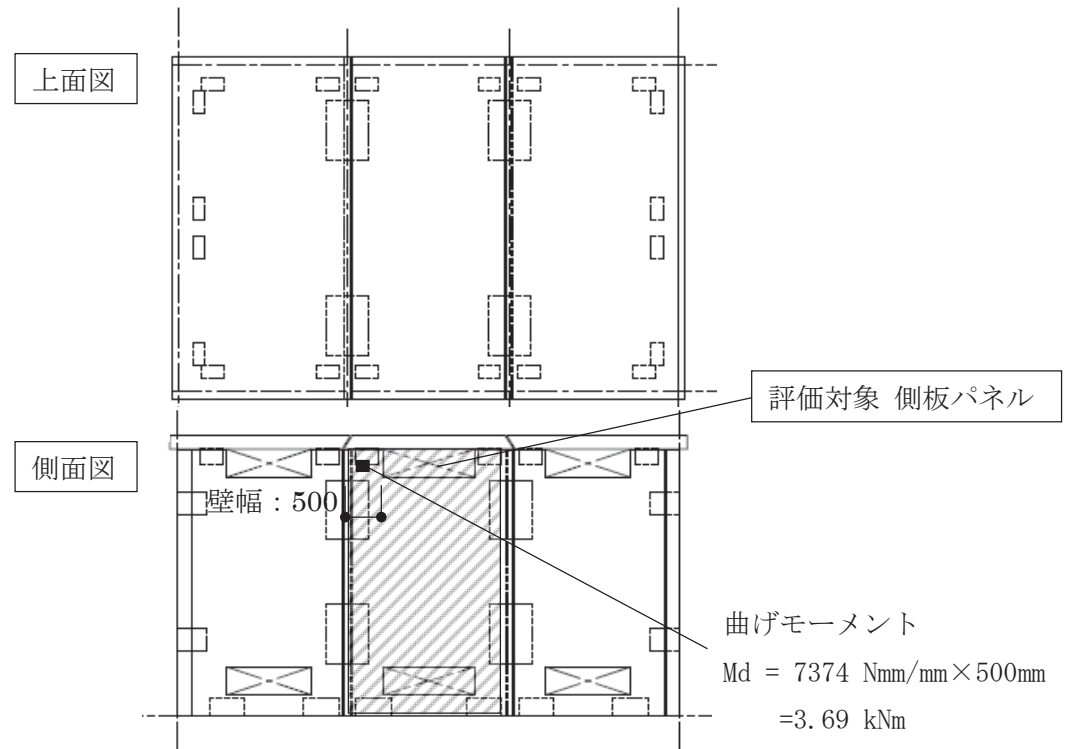


図 1.2-5 側板パネル

④ 評価結果

評価結果を表 1.2-3 に示す。

表 1.2-3 評価結果 (N/mm²)

	項目	計算値	許容値	評価結果
①	天板パネル	99.5	195	OK
②	側板パネル	86.7	195	OK

以上よりコンクリートモジュールは建築基準法に基づく規定を満たしている。

(2) 輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール

1) 評価方針

本設備で使用する輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュールが、建築基準法に基づく規定を満たしていることを確認する。

2) 輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュールの構成

コンクリートモジュールの概略図を図 1.2-6 に示す。

コンクリートモジュールは長辺側板 3 枚、短辺側板 2 枚、天板 3 枚のコンクリート製パネルで構成されている。それぞれのパネルは金物とボルトにより連結されている。

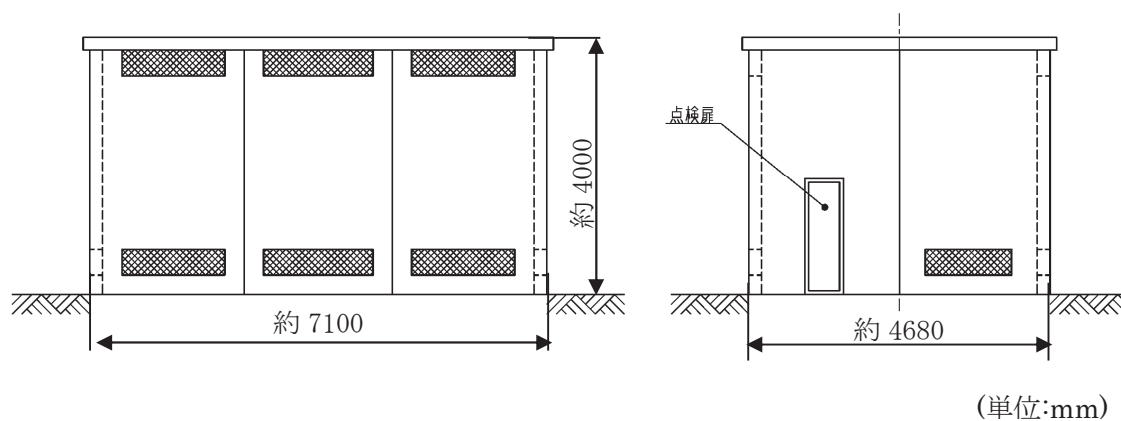


図 1.2-6 コンクリートモジュール概略図

3) 解析モデル

許容応力度設計及び各荷重に対する検討には 3 次元 FEM モデルを採用し、解析コードとして NASTRAN を用いる。

FEM モデルとして、コンクリートモジュールの PC 板（側板及び天板）及び接合部の金物は板厚一様な平板要素でモデル化する。PC 板と金物の接合部はボルト位置で同一変位とし、基礎とベースプレートの接合部はアンカーボルト位置で拘束する。解析モデルを図 1.2-7 に示す。

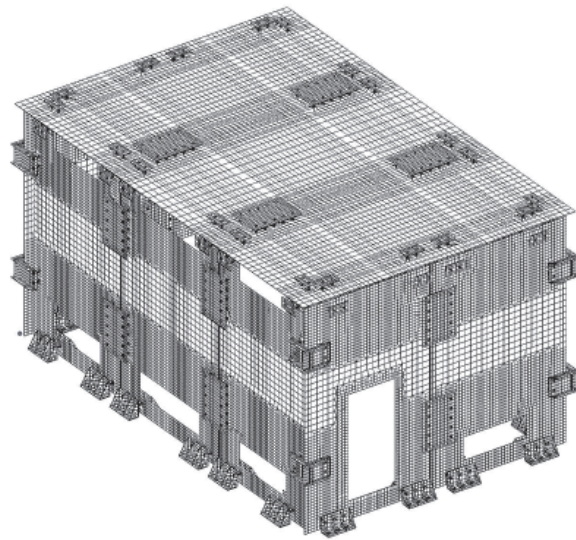


図 1.2-7 コンクリートモジュールの解析モデル

4) 許容応力度

許容応力度を以下のように定める。材料の許容応力度は建築基準法・同施行令に定める値とし、表 1.2-4 に示す。

表 1.2-4 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種類	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
SD295A 及び B	195	195	295	295

5) 応力計算

① 応力評価点

応力評価点はSRSS法により求められる各部材応力の中から最大応力となる部材を抽出して評価を行う。評価箇所は図 1.2-8 に示す箇所とする。

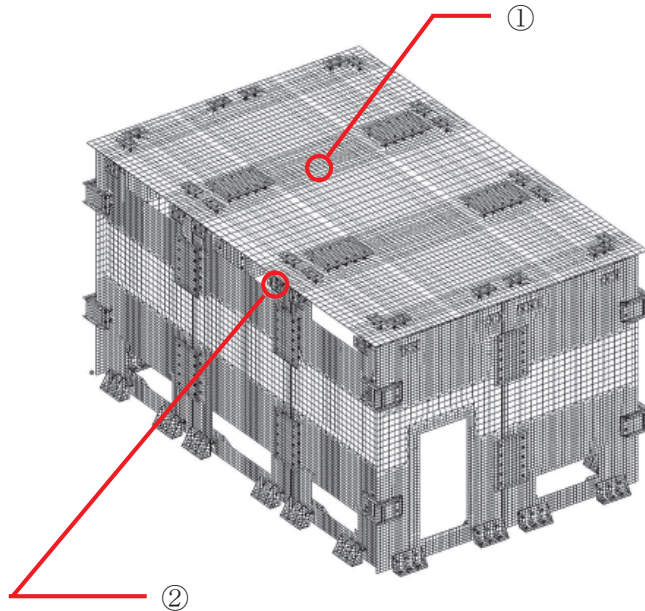


図 1.2-8 応力評価箇所

応力評価箇所名称

- ① 天板パネル
- ② 側板パネル

② 荷重条件

コンクリートモジュールの強度評価においては建築基準法施行令第82条より表1.2-5の荷重組合せに基づき評価を行う。なお、地震時の荷重に関しては2.3(2)にて別途評価を行っており、基準地震動 S_s において倒壊しないことを確認している。また、積雪時、暴風時の荷重は地震時の荷重に包絡されることから、ここでは常時の荷重のみ評価する。

A. 固定荷重

固定荷重は、鉄筋コンクリートで 24kN/m^3 、鋼材で 77kN/m^3 とし算定する。また、コンクリートの厚さは 200mm とする。仕上げは 0N/m^2 とする。

B. 積載荷重

積載荷重は 0 N/m^2 とする。

C. 積雪荷重

建築基準法施行令第86条、平成12年建設省告示第1455号、福島県建築基準法施行細則より設定する。

D. 風圧力

コンクリートモジュールに作用する風圧力は、建築基準法施行令第87条及び平成12年建設省告示第1454号により算定する。

表 1.2-5 荷重組合せ

力の種類	荷重及び外力について想定する状態	本設計
長期に生ずる力	常時	G + P
短期に生ずる力	積雪時 ^{※1}	G + P + S
	暴風時 ^{※1}	G + P + W
	地震時 ^{※2}	G + P + K

ただし、G：固定荷重、P：積載荷重、S：積雪荷重、W：風圧力によって生ずる力、K：地震力

※1 積雪荷重と風圧力の荷重の組合せに関する構造強度の評価は、2.3(2)の耐震性の評価に包絡される。

※2 地震時の荷重の組合せに関する評価は、2.3(2)の耐震性の評価にて行う。

③ 応力評価

A. 天板パネル(①) (図 1.2-9 参照)

天板 PC 板 $t = 200$, 鉄筋 : SD295A ($L\sigma t = 195 \text{ N/mm}^2$)

D10@200 (長辺方向 上筋, 短辺方向 上下筋) D10 : 断面積 $A = 71 \text{ mm}^2$

D13@200 (長辺方向 下筋) D13 : 断面積 $A = 127 \text{ mm}^2$

$d = 150\text{mm}$, $j = 131\text{mm}$

長期許容曲げモーメント (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より)

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} \quad f_t \text{を } \sigma_t, M_a \text{を } M_d \text{に置き換え, 鉄筋の引張応力度を算定する。}$$

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 8118 Nmm/mm \rightarrow 1m 辺りに換算すると $M_d = 8.12 \text{ kNm}$

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{8.12 \times 10^6}{127 \times 5 \times 131} = 97.7 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_t / \sigma_t = 195 / 97.7 = 2.00 > 1.0 \dots \text{OK}$$

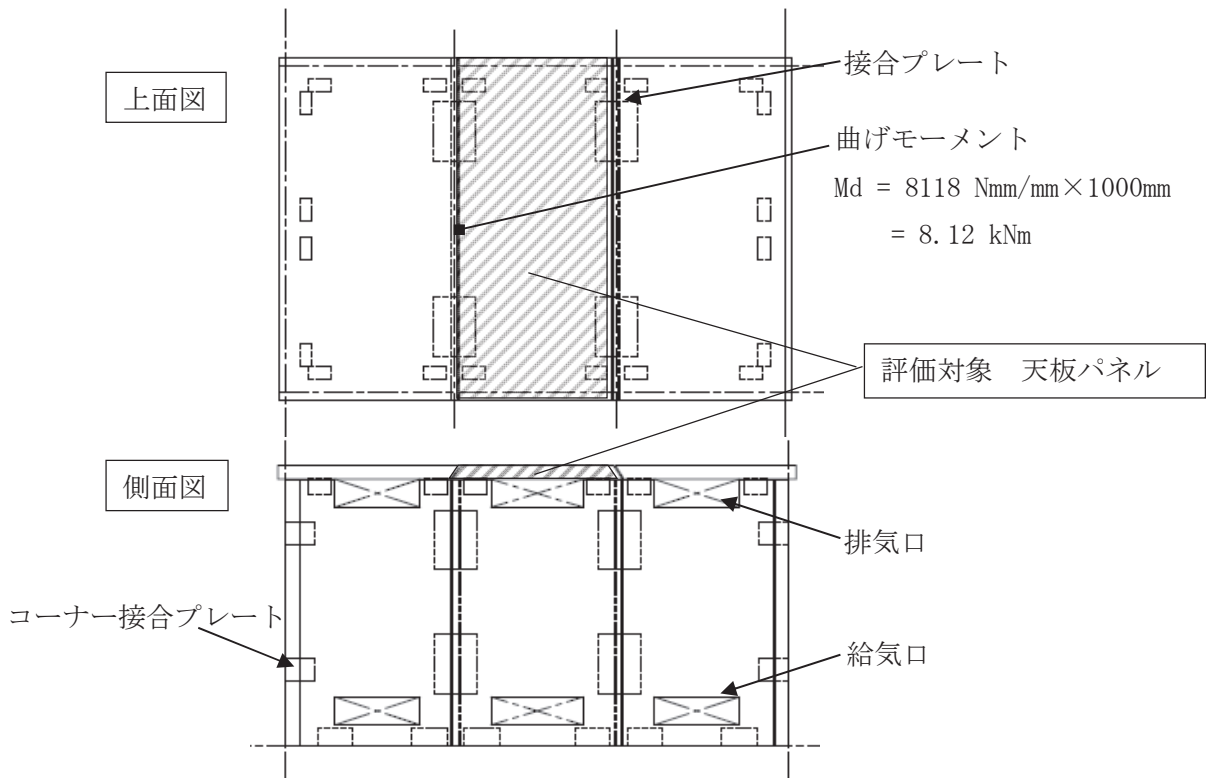


図 1.2-9 天板パネル

B. 側板パネル(②) (図 1.2-10 参照)

側板 PC 版 $t = 200$, 鉄筋 : SD295A ($L\sigma t = 195 \text{ N/mm}^2$)

D10@200 (縦筋・横筋, 内外共) D10 : 断面積 $A = 71 \text{ mm}^2$

D13 (開口部及び外周部の補強筋) D13 : 断面積 $A = 127 \text{ mm}^2$

$d = 150\text{mm}$, $j = 131\text{mm}$

長期許容曲げモーメント (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より)

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} \quad f_t \text{ を } \sigma t, M_a \text{ を } M_d \text{ に置き換え, 鉄筋の引張応力度を算定する。}$$

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 7151 Nmm/mm \rightarrow 500mm 辺りに換算すると $M_d = 3.58 \text{ kNm}$

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{3.58 \times 10^6}{(127 + 71 + 127) \times 131} = 84.1 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_t / \sigma_t = 195 / 84.1 = 2.32 > 1.0 \dots \text{OK}$$

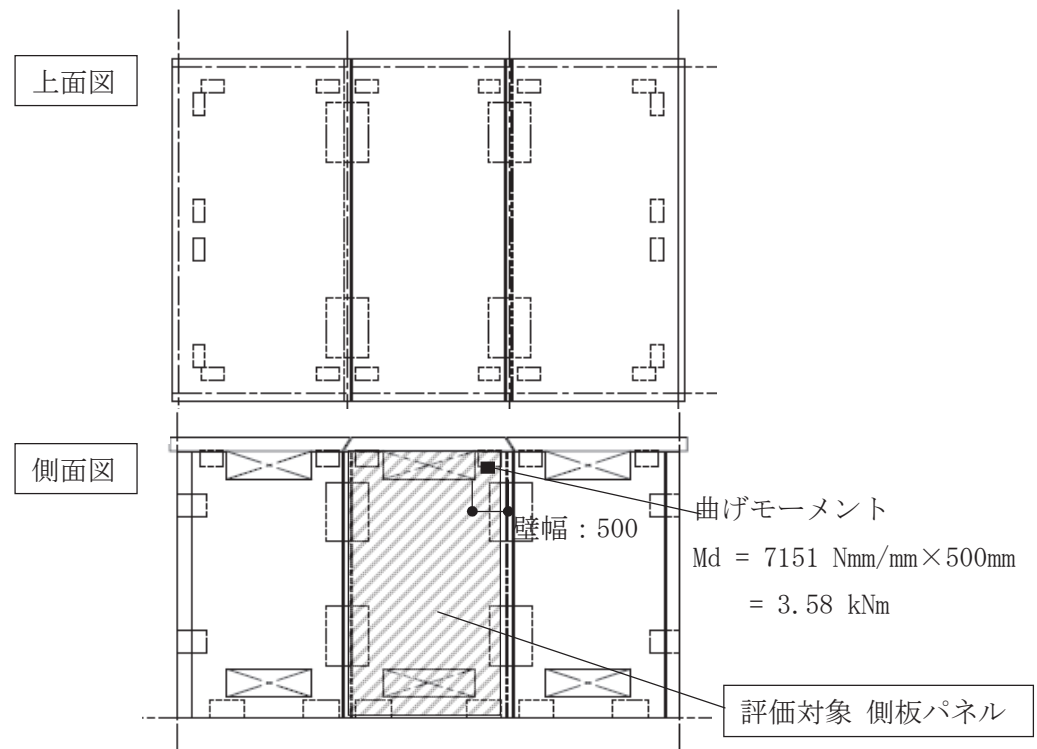


図 1.2-10 側板パネル

④ 評価結果

評価結果を表 1.2-6 に示す。

表 1.2-6 評価結果 (N/mm²)

	項目	計算値	許容値	評価結果
①	天板パネル	97.7	195	OK
②	側板パネル	84.1	195	OK

以上よりコンクリートモジュールは建築基準法に基づく規定を満たしている。

1.3 クレーンの構造強度

(1) 評価方針

本設備で使用するクレーンの構造強度がクレーン構造規格(平成7年12月26日 労働省告示第134号)に基づく規定を満たしていることを確認する。

(2) 構造強度評価の概要

評価対象とするクレーンの主要仕様を表 1.3-1 に、概要図を図 1.3-1 に示す。

表 1.3-1 クレーンの仕様

項目	仕様
型式	門形クレーン
主巻定格	150ton
補巻定格	20ton
スパン	19m

構造強度評価においては以下の荷重に関して考慮する。

垂直動荷重: 定格荷重に吊具の質量を加えた荷重がクレーンに作用することによって生じる力。

垂直静荷重: クレーンを構成する部分のうち、垂直動荷重に含まれない部分の質量によって生じる力。

水平動荷重: クレーンの走行、横行、若しくは旋回に伴う慣性力、又は遠心力によって生じる力。

熱荷重: 温度変化により部材の伸縮が妨げられることによって生ずる力。当該クレーンは熱伸縮を拘束する構造でないため、熱荷重は生じない。

風荷重: クレーンが風を受けることにより生ずる力。

地震荷重: 垂直静荷重の二十パーセントに相当する水平荷重。

衝突荷重: クレーンが緩衝装置に衝突したときに生ずる力。

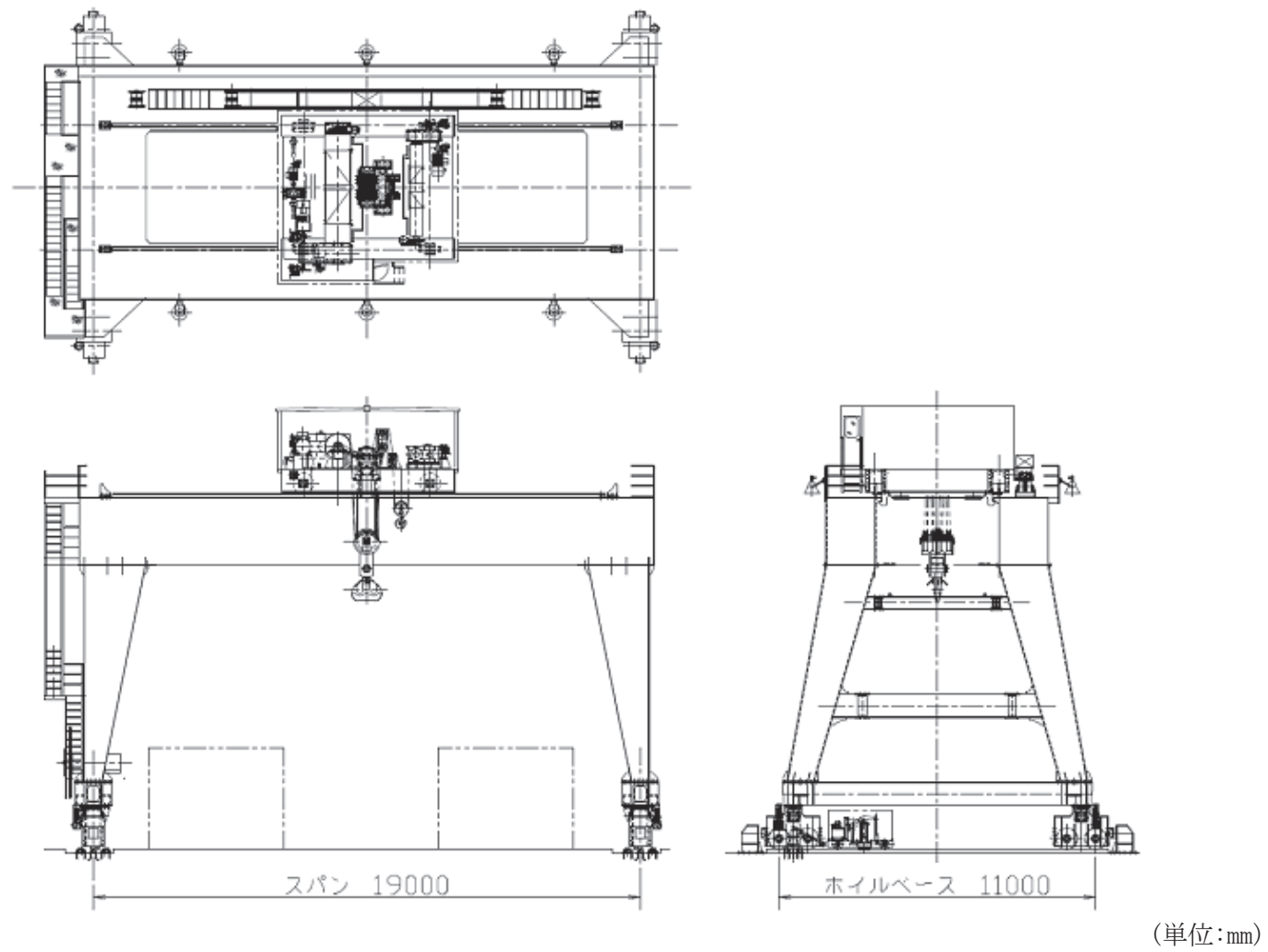


図 1.3-1 クレーン全体図

(3) クレーン各部の応力評価

1) 評価対象部位の形状

評価対象箇所を図 1.3-2 に示す。また評価対象部位の形状を図 1.3-3, 4 に示す。

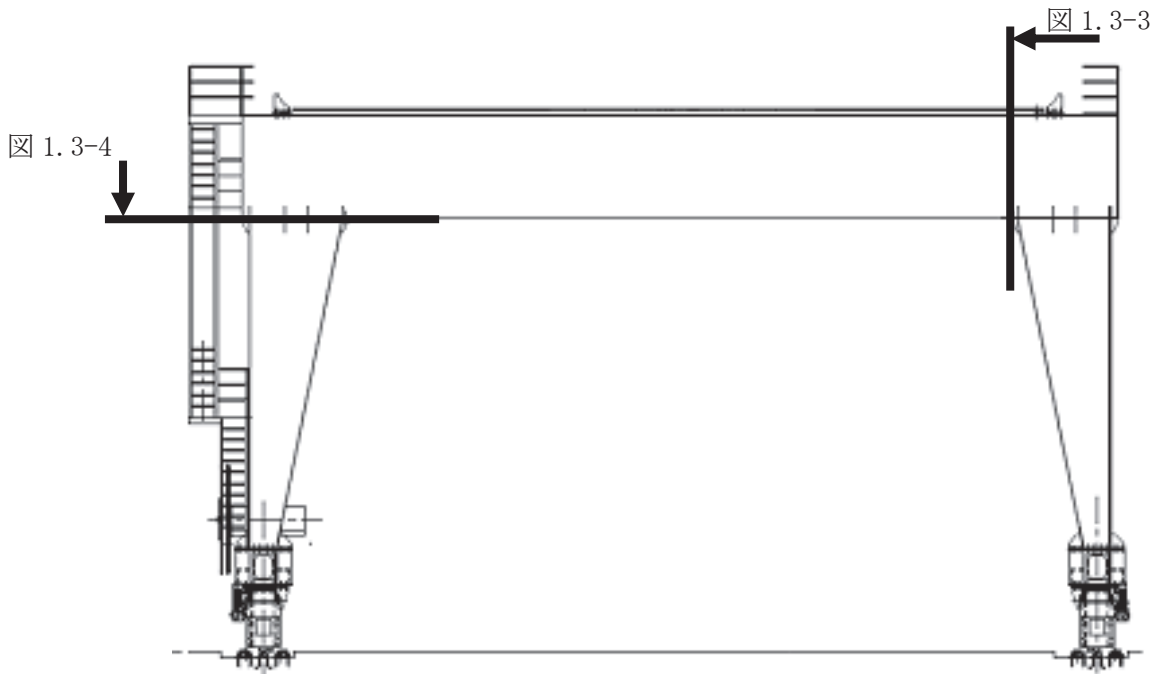


図 1.3-2 応力評価対象箇所

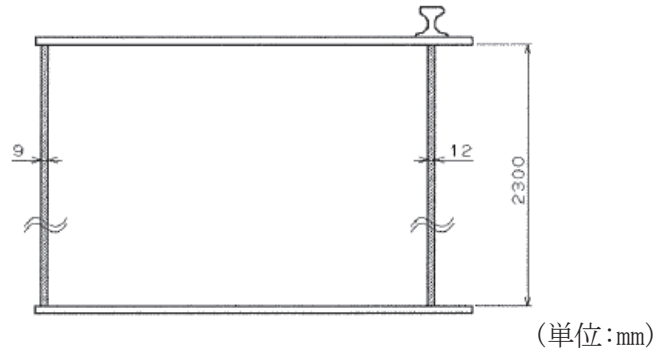


図 1.3-3 本体ガーダ端部

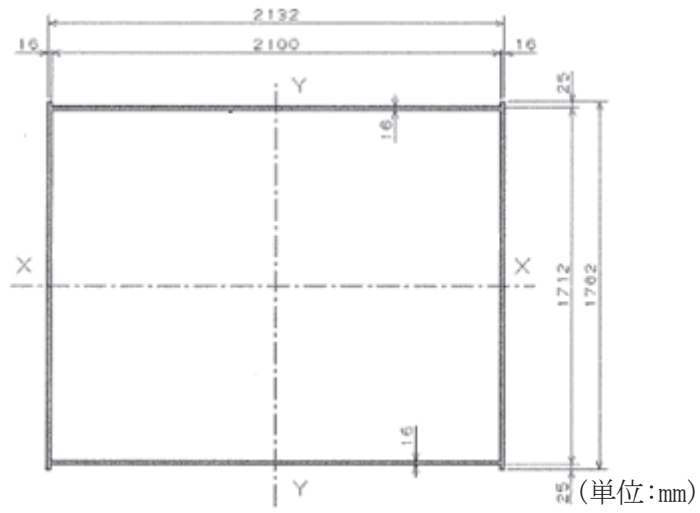


図 1.3-4 剛脚上部

2) 発生応力と許容応力

クレーン構造規格に基づき算出したクレーン各部に発生する応力と許容応力の比較を表 1.3-2 に示す。

表 1.3-2 クレーン各部応力の評価結果

	材料	応力の組合せ ^{注1)}	算出応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	評価結果
本体ガーダ 下部	SM490A	構造規格第 11 条 1 項第 1 号	69	182	O. K.
		構造規格第 11 条 1 項第 2 号	70	209	O. K.
		構造規格第 11 条 1 項第 3 号	62	236	O. K.
		構造規格第 11 条 1 項第 4 号	58	236	O. K.
		構造規格第 11 条 1 項第 5 号	28	236	O. K.
本体ガーダ 上部	SM490A	構造規格第 11 条 1 項第 1 号	66	158	O. K.
		構造規格第 11 条 1 項第 2 号	67	181	O. K.
		構造規格第 11 条 1 項第 3 号	59	205	O. K.
		構造規格第 11 条 1 項第 4 号	55	205	O. K.
		構造規格第 11 条 1 項第 5 号	27	205	O. K.
剛脚	SS400	構造規格第 11 条 1 項第 1 号	15	127	O. K.
		構造規格第 11 条 1 項第 2 号	16	146	O. K.
		構造規格第 11 条 1 項第 3 号	14	165	O. K.
		構造規格第 11 条 1 項第 4 号	11	165	O. K.
		構造規格第 11 条 1 項第 5 号	12	165	O. K.

注 1 : 構造規格における応力の組合せは以下の通り。

第 1 号 : 衝撃係数及び作業係数を乗じた垂直動荷重, 作業係数を乗じた垂直静荷重, 作業係数を乗じた水平動荷重並びに熱荷重の組合せ

第 2 号 : 衝撃係数及び作業係数を乗じた垂直動荷重, 作業係数を乗じた垂直静荷重, 作業係数を乗じた水平動荷重, 熱荷重並びにクレーンの作動時における風荷重の組合せ

第 3 号 : 垂直動荷重, 垂直静荷重, 熱荷重及び地震荷重の組合せ

第 4 号 : 垂直動荷重, 垂直静荷重, 熱荷重及び衝突荷重の組合せ

第 5 号 : 垂直静荷重, 熱荷重及びクレーンの停止時における風荷重の組合せ

(4) 評価結果

以上から当該クレーンの構造強度はクレーン構造規格に基づく規定を満たしている。

1.4 コンクリート基礎の構造強度

(1) 評価方針

長期及び短期荷重時のコンクリート基礎に対する要求性能は、キャスク支持架台に作用する力を支持するとともに、これを固定する固定ボルトの引抜き力が許容引抜き力を下回ること、及び、基礎の傾斜が許容傾斜量を下回ることである。ここでは、コンクリート基礎の構造強度評価を行い、基礎が要求性能を有していることを確認する。

評価の方法は、長期及び短期荷重時に対する梁モデルによる構造計算を行い、コンクリート基礎の応力度の照査、地盤改良体強度の照査、地盤の支持力度の照査を行うこととする。

(2) 評価方法の概要

1) 構造図面

図 1.4-1～図 1.4-4 にキャスク配置図，基礎構造図及び地盤改良断面図を示す。

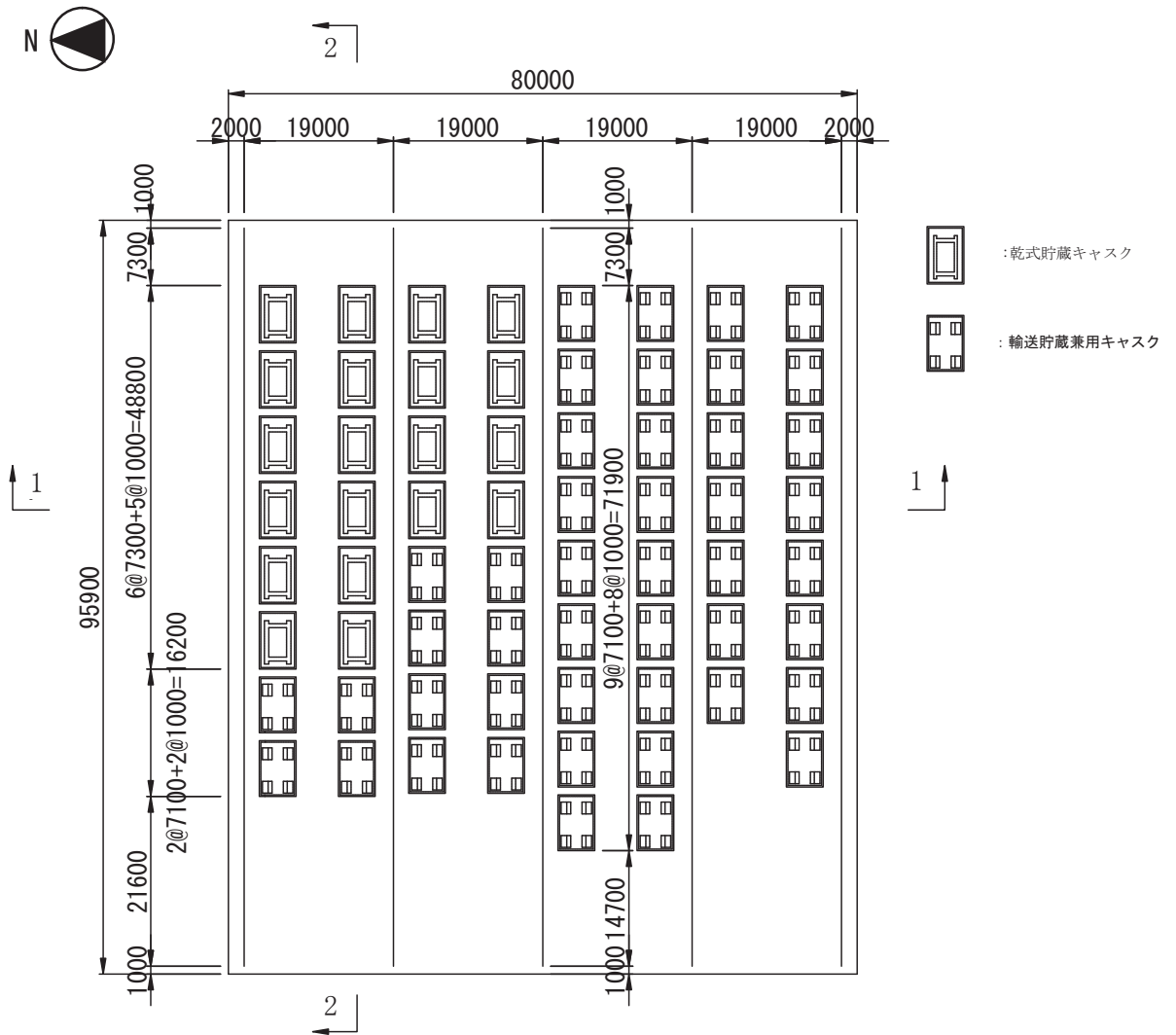


図 1.4-1 キャスク配置図 (単位 : mm)

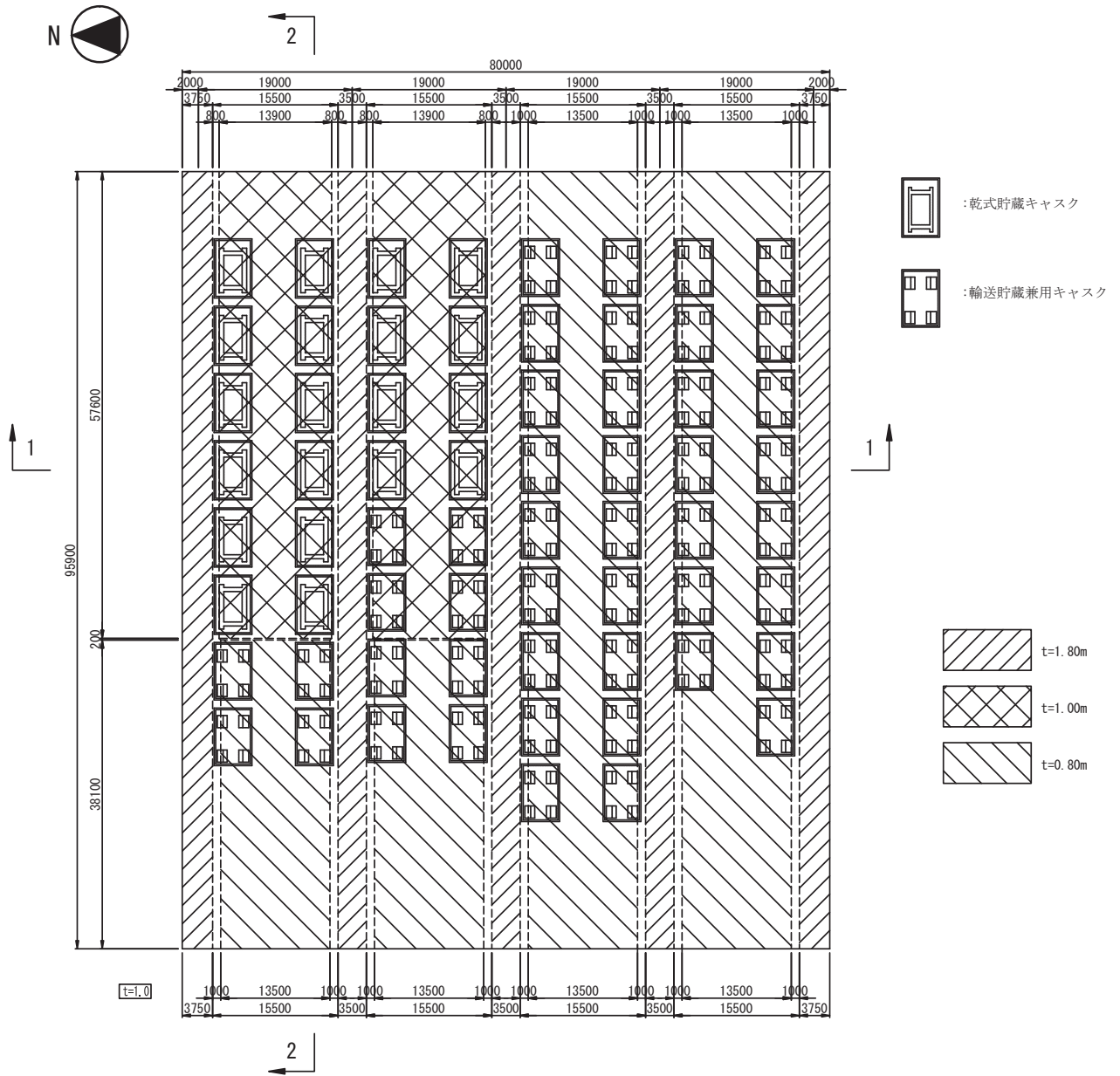
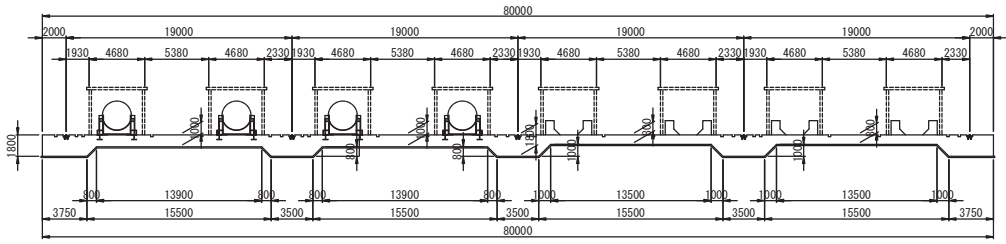


図 1.4-2 基礎平面図 (単位 : mm)

1-1 断面 (NS 方向)



2-2 断面 (EW 方向)

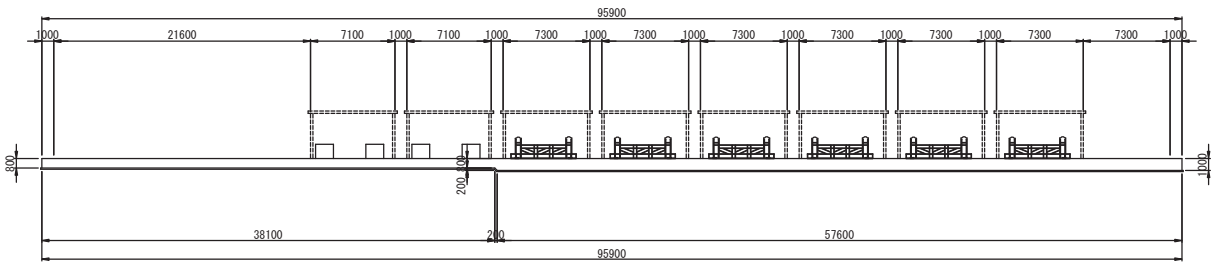
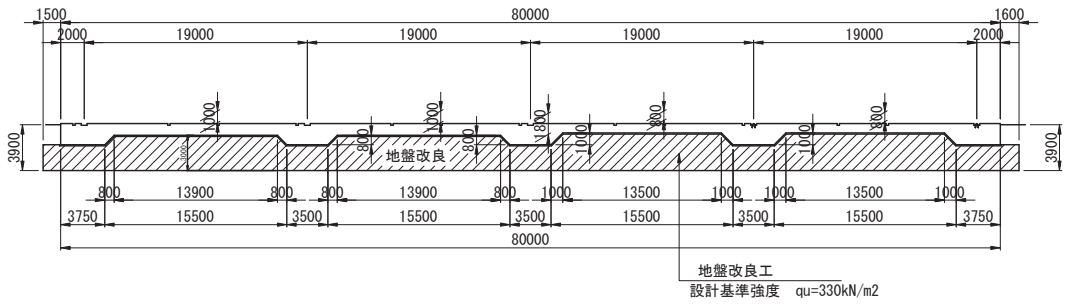


图 1.4-3 基础断面图 (单位: mm)

1-1 断面 (NS 方向)



2-2 断面 (EW 方向)

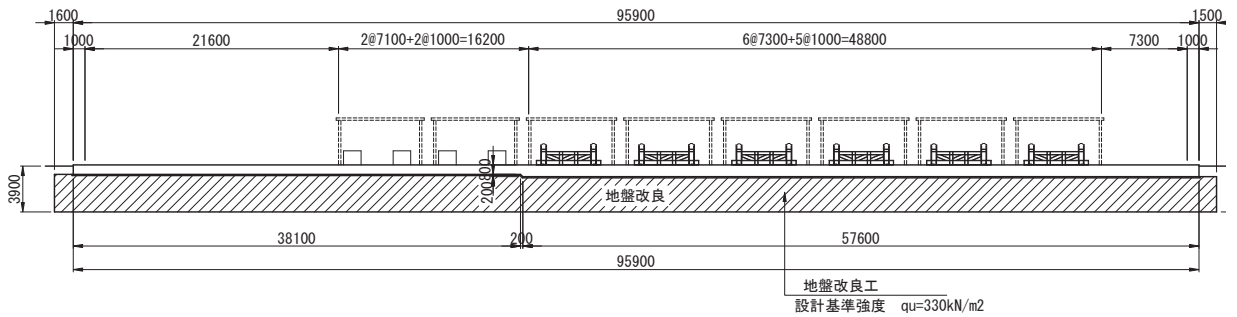


图 1.4-4 地盘改良断面图 (单位: mm)

2) 検討フロー

コンクリート基礎の構造強度の検討フローを図 1.4-5 に示す。

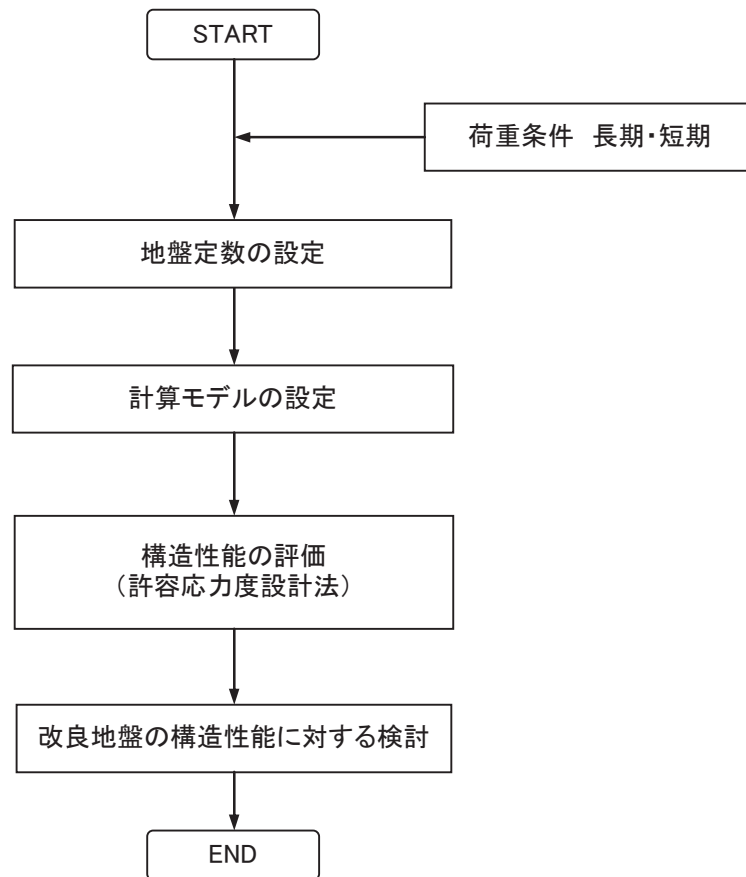


図 1.4-5 キヤスク仮保管設備コンクリート基礎の構造強度の検討フロー

3) 準拠規準

コンクリート基礎の検討は、以下の法規及び規準類に準拠して行う。

- ① 原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008 (社) 日本電気協会
- ② 乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 JEAC4616-2009 (社) 日本電気協会
- ③ コンクリート標準示方書 設計編 (2007) (社) 土木学会
- ④ コンクリート標準示方書 構造性能照査編 (2002) (社) 土木学会
- ⑤ 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル (1992) (社) 土木学会
- ⑥ 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (2005) (社) 土木学会
- ⑦ 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編 (社) 日本道路協会 (平成 14 年)
- ⑧ 道路橋示方書・同解説 I 共通編 V 耐震設計編 (社) 日本道路協会 (平成 14 年)

4) 評価方法

構造強度の評価方法を表 1.4-1 に示す。

表 1.4 -1 構造強度の評価方法

評価対象	評価方法	準拠規準
鉄筋コンクリート	コンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容応力度を下回ることを確認する。	④
改良地盤	改良地盤に作用する地盤反力度，せん断応力度が，改良地盤の許容圧縮応力度，許容せん断応力度を下回ることを確認する。	②
支持地盤	改良体下面に作用する地盤反力度が，許容地盤反力度を下回ることを確認する。	②及び⑦
基礎の沈下	クレーンレール部基礎の沈下に伴うレールの傾斜が許容値を下回ることを確認する。	—

5) 使用材料及び許容応力度

使用材料の物性値及び設計強度を表 1. 4-2 及び表 1. 4-3 に示す。

表 1. 4-2 コンクリートの材料定数，許容応力度及び鉄筋の許容応力度

コンクリートの材料定数

	記号	単位	
ヤング係数	E	(N/mm ²)	2.50 × 10 ⁴
単位体積重量	γ	(kN/m ³)	24.0

コンクリートの許容応力度

	記号	単位	長期	短期
設計基準強度	σ _{ck}	(N/mm ²)	24.00	
許容圧縮応力度	σ _{ca}	(N/mm ²)	9.00	13.50
許容せん断応力度	τ _{a1}	(N/mm ²)	0.450	0.675

鉄筋の許容応力度

	記号	単位	長期	短期
鋼材の種類			SD345	
許容引張応力度	σ _{sa}	(N/mm ²)	196	294
鉄筋径			D13～D32	

表 1. 4-3 改良地盤，支持地盤の物性値，許容応力度並びにクレーンレールの許容傾斜量

改良地盤の物性値、許容応力度

	記号	単位	長期	短期
変形係数	E	(kN/m ²)	32900	
許容圧縮応力度	f _{sc}	(kN/m ²)	110	220
許容せん断応力度	f _{ss}	(kN/m ²)	22	44

支持地盤の許容支持力度

	記号	単位	長期	短期
許容支持力度	q _a	(kN/m ²)	666	531

クレーンの許容傾斜量

	記号	単位	長期	短期
許容傾斜量	i	—	1/800	—

※「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—，2005 改定，(社) 日本建築学会」より

(3) 本設備の設計荷重とコンクリート基礎のモデル化

1) 設計荷重

設計で考慮する荷重を以下に示す。

・鉛直荷重 (VL)

コンクリート基礎自重による鉛直方向の荷重で、基礎及びペDESTALの鉛直荷重を対象とする。表 1. 4-4 に鉛直荷重を示す。

表 1. 4-4 鉛直荷重

		奥行き方向幅 (m)	部材高 (m)	鉛直荷重 (kN/m)
レール支持梁(EW方向)	レール部スラブ	3.50	1.80	151
NS方向スラブ	レール部スラブ	8.30	1.80	359
	キャスク部スラブ	8.30	1.00	199
	キャスク部スラブ	8.30	0.80	159
	ペDESTAL	1.50×0.72×1.185		70
EW方向スラブ	キャスク部スラブ	5.17	1.00	132
	キャスク部スラブ	5.17	0.80	111
	ペDESTAL	1.50×0.72×1.185		70

注) ペDESTALの鉛直荷重は2脚当りを示す。

・クレーン荷重 (CL)

クレーンによる荷重を表 1. 4-5 に示す。

表 1. 4-5 クレーン荷重

(1輪当り)

	状態	フック寄り	走行車輪荷重					
			走行給電側			反走行給電側		
			鉛直方向 (UD方向)	横行方向 (NS方向)	走行方向 (EW方向)	鉛直方向 (UD方向)	横行方向 (NS方向)	走行方向 (EW方向)
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
長期	定格荷重(150t)	走行給電側	622	62	93	262	26	39
短期	定格荷重(150t)	走行給電側	743	86	86	142	17	17

注) 基礎天端の荷重を示す。

・キャスク荷重(CAL)

キャスクによる荷重を表 1.4-6 に示す。

表 1.4-6 キャスク荷重

貯蔵キャスク			1基当たり	
	項目	単位	長期	短期
NS方向	鉛直力	(kN)	1280	1280
	水平力	(kN)	0	307
	モーメント	(kN・m)	0	453
EW方向	鉛直力	(kN)	1280	1280
	水平力	(kN)	0	307
	モーメント	(kN・m)	88	540

輸送貯蔵兼用キャスク			1脚当たり	
			長期	短期
NS方向	鉛直力	(kN)	320	320
	水平力	(kN)	0	154
	モーメント	(kN・m)	105	105
EW方向	鉛直力	(kN)	320	320
	水平力	(kN)	0	148
	モーメント	(kN・m)	0	69

・モジュール荷重(MJL)

モジュールによる荷重を表 1.4-7 に示す。

表 1.4-7 モジュール荷重

貯蔵キャスク			1基当たり	
	記号	単位	NS方向	EW方向
長期	V	(kN)	576	576
	H	(kN)	0	0
短期	V	(kN)	576	576
	H	(kN)	-138	138

輸送貯蔵兼用キャスク			1基当たり	
	記号	単位	NS方向	EW方向
長期	V	(kN)	565	566
	H	(kN)	0	0
短期	V	(kN)	565	565
	H	(kN)	-136	136

・地震荷重(K)

コンクリート基礎の短期荷重における設計震度は、一般産業施設（原子力施設の耐震設計上の重要度分類におけるCクラス相当）として、準拠規準①より以下の値とする。

$$K_H=0.3$$

なお、鉛直震度は考慮しない。

[参考] 準拠規準①より抜粋

5.3.1 設計用地震力

屋外重要土木構造物に用いる設計用地震力は、以下に示す2つの地震力とする。

① 構造物の基本設計に用いる静的地震力

屋外重要土木構造物の基本設計に用いる静的水平地震力は、以下に示す設計水平震度 (K_H) によることを原則とする。

表 5.3.1-1 設計震度

地盤の種類	K_H
原子炉建屋基礎地盤とほぼ同等の地盤	0.2
原子炉建屋基礎地盤より軟質で震度の増幅が予想される地盤	0.3

② 構造物の詳細設計に用いる地震動

屋外重要土木構造物の詳細設計に用いる地震動は、基準地震動 S_s （水平方向地震動及び鉛直方向地震動）に基づくものとする。

・風荷重(WL)

コンクリート基礎に対しては、風荷重は考慮しない（コンクリート基礎が扁平な形状であり大部分が地中構造物のため）。

・積雪荷重 (SL)

短期事象では地震時が支配的であることから、積雪時の検討は省略する。

2) コンクリート基礎のモデル化

コンクリート基礎は梁バネモデルにより解析する。検討モデルは荷重と基礎形状の特性により、表 1.4-8 に示す 3 タイプについてモデル化する。

表 1.4-8 検討タイプ

検討タイプ	考慮する設備荷重	形状特性
レール支持梁(EW方向)	クレーン	幅3.5m, 厚1.8mの一定形状
NS方向基礎	キャスク、クレーン、モジュール	厚1.8m, 1.0m, 0.8m
EW方向基礎	キャスク、モジュール	厚1.0m, 0.8m

3 タイプの検討位置を図 1.4-6 に、解析モデルを表 1.4-9 に示す。

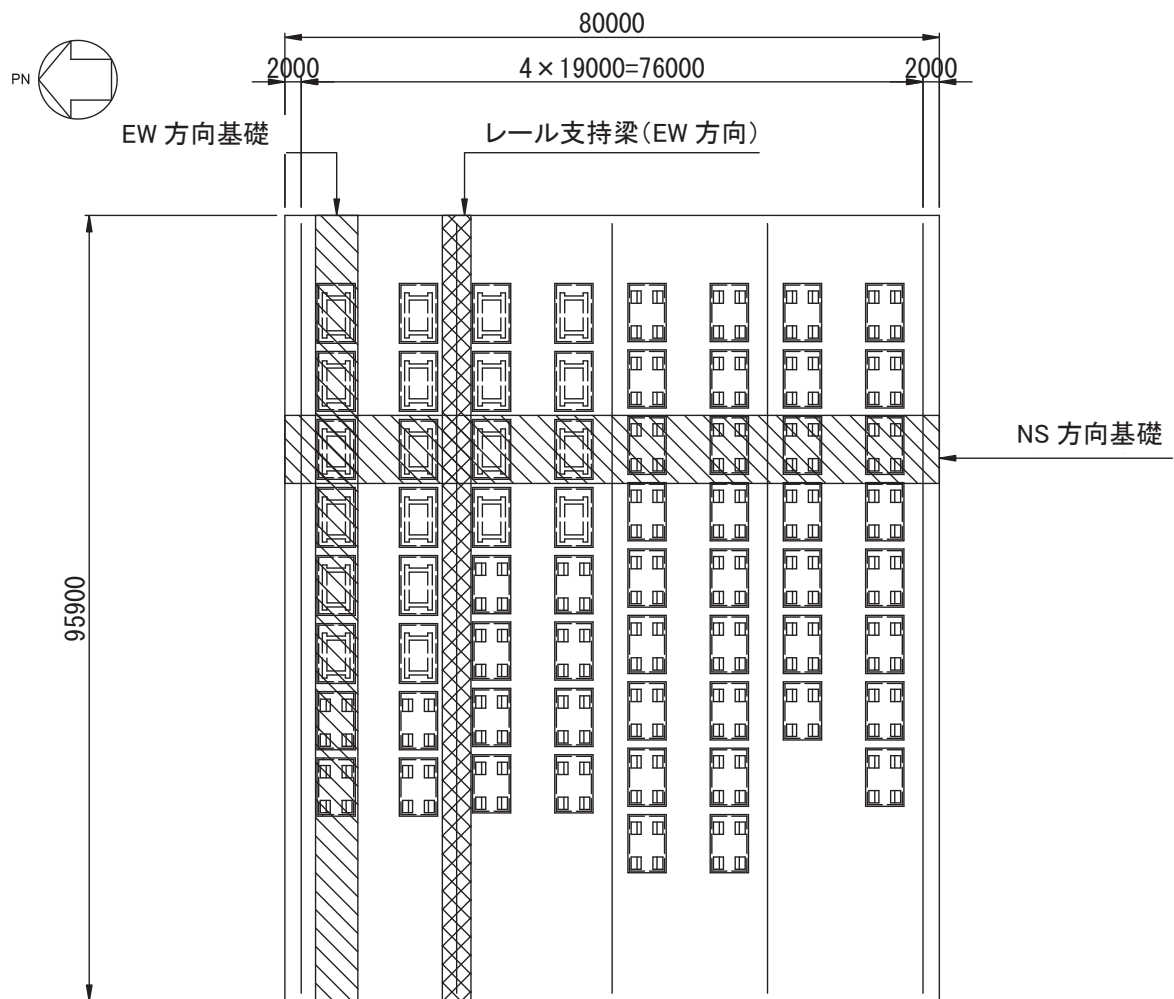


図 1.4-6 検討モデル (単位: mm)

表 1.4-9 検討タイプの形状とモデル図

<p>レール支持梁</p>	
<p>NS方向基礎</p>	
<p>E W方向基礎</p>	

(単位:mm)

3) 荷重の組合せ

荷重組合せを表 1.4-10 に示す。

表 1.4-10 コンクリート基礎の荷重組合せ

レール支持梁(EW方向)

想定する状態	許容応力度	荷重組合せ内容
常時	長期	VL+CL
地震時	短期	VL+CL+K(EW)

NS方向基礎

想定する状態	許容応力度	荷重組合せ内容
常時	長期	VL+CL+CAL+MJL
地震時	短期	VL+CL+CAL+MJL+K(NS)

EW方向基礎

想定する状態	許容応力度	荷重組合せ内容
常時	長期	VL+CAL+MJL
地震時	短期	VL+CAL+MJL+K(EW)

4) クレーン及びキャスク・モジュールの載荷ケース

載荷ケース別のクレーン及びキャスク・モジュールの載荷位置を表 1.4-11～1.4-14 に示す。

表 1.4-11 クレーンの載荷位置 (レール支持梁 (EW 方向))



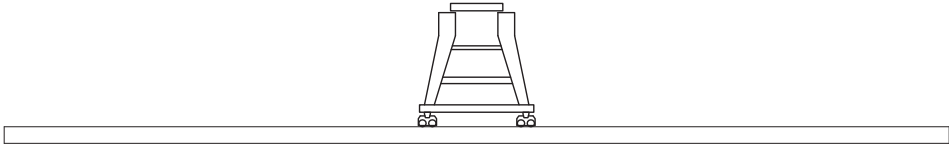


クレーン 1	
クレーン 2	
クレーン 3	
クレーン 4	
クレーン 5	

表 1.4-12 クレーンの載荷位置 (NS 方向基礎)


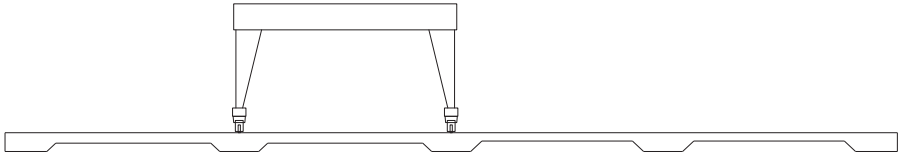
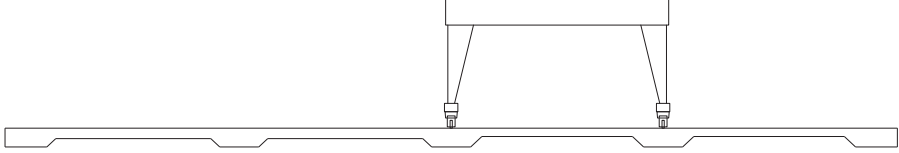

クレーン 1	
クレーン 2	
クレーン 3	
クレーン 4	

表 1.4-13 キャスク及びモジュールの載荷位置 (NS 方向基礎)

<p>キャスク・モジュール 1</p>	
<p>キャスク・モジュール 2</p>	
<p>キャスク・モジュール 3</p>	
<p>キャスク・モジュール 4</p>	
<p>キャスク・モジュール 5</p>	

表 1.4-14 キャスク及びモジュールの載荷位置 (EW 方向基礎)

<p>モ ジ キ ャ ス ク 1</p>	
<p>モ ジ キ ャ ス ク 2</p>	
<p>モ ジ キ ャ ス ク 3</p>	
<p>モ ジ キ ャ ス ク 4</p>	
<p>モ ジ キ ャ ス ク 5</p>	
<p>モ ジ キ ャ ス ク 6</p>	
<p>モ ジ キ ャ ス ク 7</p>	

5) 載荷ケースの組合せ

クレーン及びキャスク・モジュールの載荷ケースの組合せを表 1.4-15～表 1.4-17 に示す。

表 1.4-15 載荷ケースの組合せ（レール支持梁（EW 方向））

	組合せケース	クレーン	キャスク・モジュール
長期	ケース 1	クレーン 1	-
	ケース 2	クレーン 2	-
	ケース 3	クレーン 3	-
	ケース 4	クレーン 4	-
	ケース 5	クレーン 5	-
短期	ケース 6	クレーン 1	-
	ケース 7	クレーン 2	-
	ケース 8	クレーン 3	-
	ケース 9	クレーン 4	-
	ケース 10	クレーン 5	-

表 1.4-16 載荷ケースの組合せ（NS 方向基礎）

	組合せケース	クレーン	キャスク・モジュール	
長期	ケース 1	クレーン 1	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
	ケース 2		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
	ケース 3		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
	ケース 4		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
	ケース 5		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし
	ケース 6	クレーン 2	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
	ケース 7		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
	ケース 8		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
	ケース 9		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
	ケース 10		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし
	ケース 11	クレーン 3	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
	ケース 12		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
	ケース 13		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
	ケース 14		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
	ケース 15		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし
	ケース 16	クレーン 4	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
	ケース 17		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
	ケース 18		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
	ケース 19		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
	ケース 20		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし
短期	ケース 21	クレーン 1	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
	ケース 22		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
	ケース 23		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
	ケース 24		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
	ケース 25		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし
	ケース 26	クレーン 2	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
	ケース 27		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
	ケース 28		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
	ケース 29		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
	ケース 30		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし
	ケース 31	クレーン 3	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
	ケース 32		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
	ケース 33		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
	ケース 34		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
	ケース 35		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし
	ケース 36	クレーン 4	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
	ケース 37		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
	ケース 38		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
	ケース 39		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
	ケース 40		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし

表 1.4-17 載荷ケースの組合せ (EW 方向基礎)

	組合せケース	クレーン	キャスク・モジュール	
			キャスク・モジュール	キャスク・モジュール
長期	ケース 1	-	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 6 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
	ケース 2	-	キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 6 基
	ケース 3	-	キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 5 基
	ケース 4	-	キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 4 基
	ケース 5	-	キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスク 3 基
	ケース 6	-	キャスク・モジュール 6	乾式貯蔵キャスク 2 基
	ケース 7	-	キャスク・モジュール 7	乾式貯蔵キャスク 1 基
短期	ケース 8	-	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 6 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
	ケース 9	-	キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 6 基
	ケース 10	-	キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 5 基
	ケース 11	-	キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 4 基
	ケース 12	-	キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスク 3 基
	ケース 13	-	キャスク・モジュール 6	乾式貯蔵キャスク 2 基
	ケース 14	-	キャスク・モジュール 7	乾式貯蔵キャスク 1 基

6) 設計断面力

検討タイプ別に、全ての組合せケースの最大値（負の値は最小値）を抽出し、設計断面力とする。

7) 荷重図

代表例として、検討タイプ別に下側鉄筋の決定ケースとなった組合せケースの荷重図を図 1.4-7～図 1.4-9 に示す。

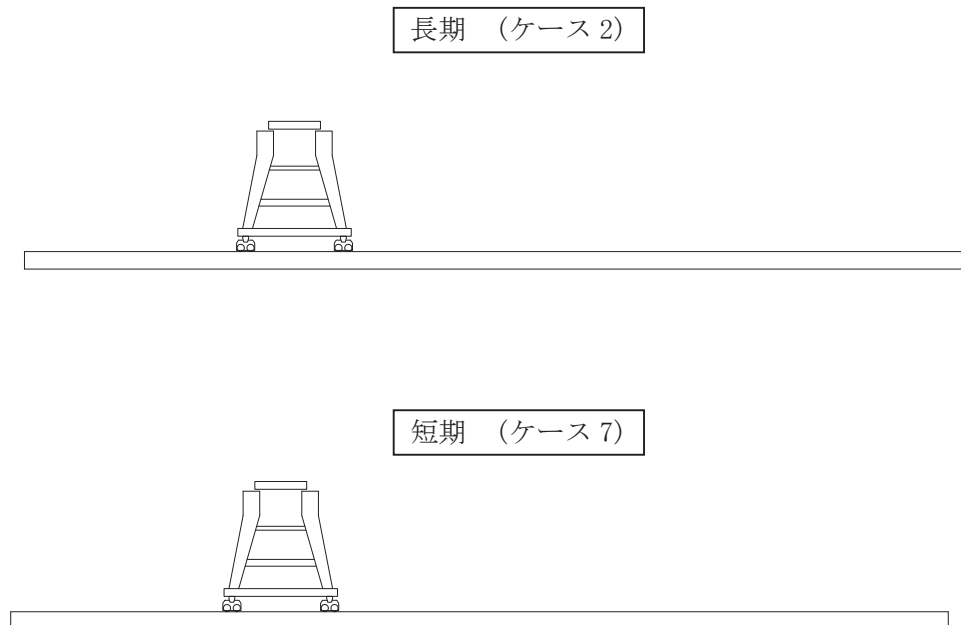
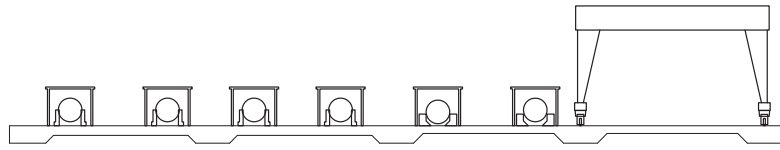


図 1.4-7 荷重図 (レール支持梁 (EW 方向))

長期 (ケース 17)



短期 (ケース 37)

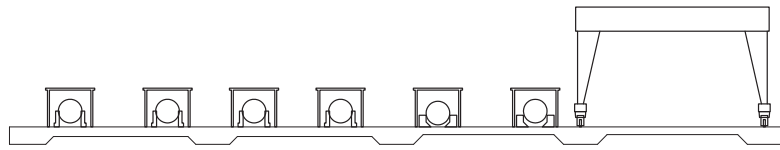
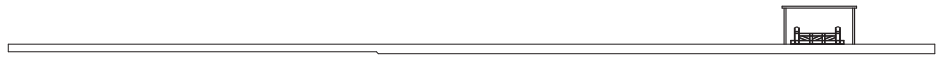


図 1.4-8 荷重図 (NS 方向基礎)

長期 (ケース 7)



短期 (ケース 8)



図 1.4-9 荷重図 (EW 方向基礎)

(4) 構造強度の評価

構造強度の評価は次式に示すように応力度が許容応力度を下回ることを確認する。

曲げ応力度の照査

$$\sigma_c \leq \sigma_{ca}$$

$$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$$

ここに、

σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ca} : コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

せん断応力度の照査

$$\tau \leq \tau_a$$

ここに、

τ : コンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

τ_a : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

断面検討結果を表 1.4-18～表 1.4-20 に示す。

断面検討の結果、応力度が許容応力度以下であることを確認した。

表 1.4-18 断面検討結果（レール支持梁（EW 方向））

項目		記号	単位	レール支持梁	
部材	部材幅	b	(mm)	3500	
	部材高	h	(mm)	1800	
鉄筋	1段目	位置	d	(mm)	525
		鉄筋			D25
		本数		(本)	24.00
		鉄筋量	As	(cm ²)	121.61
	2段目	位置	d	(mm)	866
		鉄筋			D25
		本数		(本)	6.00
		鉄筋量	As	(cm ²)	30.40
	3段目	位置	d	(mm)	1658
		鉄筋			D32
		本数		(本)	24.00
		鉄筋量	As	(cm ²)	190.61
	せん断	鉄筋			D22
ピッチ			(mm)	—	
鉄筋本数			(本)	4.000	
配置間隔		S _s	(mm)	450	

引張鉄筋	項目	記号	単位	長期	短期	
設計断面力	上側	決定ケース			ケース5	ケース10
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	-1838	-1409
		軸力	Nd	(kN)	-142	-131
		せん断力	Vd	(kN)	7	9
	下側	決定ケース			ケース2	ケース7
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	3175	2777
		軸力	Nd	(kN)	47	43
		せん断力	Vd	(kN)	169	162
せん断力最大	決定ケース			ケース2	ケース8	
	せん断力	Vd	(kN)	748	814	

引張鉄筋	項目	記号	単位	長期	短期	
上側	コンクリート	圧縮応力度	σ_c	(N/mm ²)	2.43	1.87
		許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm ²)	9.00	13.50
		$\sigma_c / \sigma_{ca} \leq 1.0$			0.27	0.14
		判定			OK	OK
	鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm ²)	123	95
		許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm ²)	196	294
		$\sigma_s / \sigma_{sa} \leq 1.0$			0.63	0.32
		判定			OK	OK
下側	コンクリート	圧縮応力度	σ_c	(N/mm ²)	3.10	2.71
		許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm ²)	9.00	13.50
		$\sigma_c / \sigma_{ca} \leq 1.0$			0.34	0.20
		判定			OK	OK
	鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm ²)	109	95
		許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm ²)	196	294
		$\sigma_s / \sigma_{sa} \leq 1.0$			0.56	0.32
		判定			OK	OK
せん断	引張応力度	τ	(N/mm ²)	0.147	0.160	
	許容引張応力度	τ_a	(N/mm ²)	0.450	0.675	
	$\tau / \tau_a \leq 1.0$			0.33	0.24	
	判定			OK	OK	

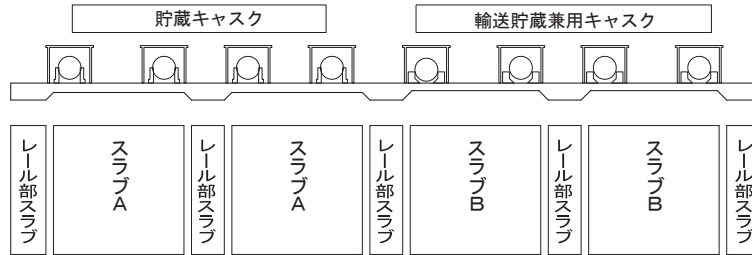


図 1.4-10 NS 方向基礎検討位置図

表 1.4-19 断面検討結果 (NS 方向基礎)

項目		記号	単位	レール部スラブ	スラブA	スラブB	
部材	部材幅	b	(mm)	4380	7280	5760	
	部材高	h	(mm)	1650	850	650	
鉄筋	1段目※	位置	d	(mm)	350	350	100
		鉄筋			D25	D25	D25
		本数		(本)	58.000	48.000	38.000
		鉄筋量	As	(cm ²)	293.89	243.22	192.55
	2段目	位置	d	(mm)	1540	740	540
		鉄筋			D32	D25	D32
		本数		(本)	29.000	48.000	38.000
		鉄筋量	As	(cm ²)	230.32	243.22	301.80
	せん断	鉄筋			D16	D16	D16
		ピッチ		(mm)	600	600	600
		鉄筋本数		(本)	13.833	13.833	13.833
		配置間隔	S _s	(mm)	900	600	600

	引張鉄筋	項目	記号	単位	長期			短期		
					レール部スラブ	スラブA	スラブB	レール部スラブ	スラブA	スラブB
設計断面力	上側	決定ケース			ケース 5	ケース 7	ケース 11	ケース 34	ケース 27	ケース 31
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	-934	-1501	-1338	-187	-1388	-1070
		軸力	Nd	(kN)	-116	-56	-16	-695	-466	-117
		せん断力	Vd	(kN)	643	45	28	268	74	78
	下側	決定ケース			ケース 18	ケース 13	ケース 17	ケース 34	ケース 33	ケース 37
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	3570	2622	2471	3573	2216	1931
		軸力	Nd	(kN)	128	80	119	-391	-516	-486
		せん断力	Vd	(kN)	633	406	988	752	1151	1016
	せん断力最大	決定ケース			ケース 9	ケース 7	ケース 16	ケース 31	ケース 33	ケース 36
		せん断力	Vd	(kN)	913	1167	1047	926	1151	1053

引張鉄筋位置	項目	記号	単位	長期			短期			
				レール部スラブ	スラブA	スラブB	レール部スラブ	スラブA	スラブB	
上側	コンクリート	圧縮応力度	σ_c	(N/mm ²)	0.73	4.74	4.30	0.00	4.50	3.43
		許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm ²)	9.00	9.00	9.00	13.50	13.50	13.50
		$\sigma_c / \sigma_{ca} \leq 1.0$			0.08	0.53	0.48	0.00	0.33	0.25
		判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK
	鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm ²)	29	144	145	39	146	119
		許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm ²)	196	196	196	294	294	294
		$\sigma_s / \sigma_{sa} \leq 1.0$			0.15	0.73	0.74	0.13	0.50	0.40
		判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK
下側	コンクリート	圧縮応力度	σ_c	(N/mm ²)	2.86	4.98	7.21	2.68	4.17	5.53
		許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm ²)	9.00	9.00	9.00	13.50	13.50	13.50
		$\sigma_c / \sigma_{ca} \leq 1.0$			0.32	0.55	0.80	0.20	0.31	0.41
		判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK
	鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm ²)	106	149	174	119	136	146
		許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm ²)	196	196	196	294	294	294
		$\sigma_s / \sigma_{sa} \leq 1.0$			0.54	0.76	0.89	0.40	0.46	0.50
		判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK
せん断	せん断応力度	τ	(N/mm ²)	0.082	0.217	0.267	0.083	0.214	0.268	
	許容せん断応力度	τ_a	(N/mm ²)	0.450	0.450	0.450	0.675	0.675	0.675	
	$\tau / \tau_a \leq 1.0$			0.18	0.48	0.59	0.12	0.32	0.40	
	判定			OK	OK	OK	OK	OK	OK	

※ 1段目の鉄筋量は長期上引張が最も厳しくなる部材における値を示す。

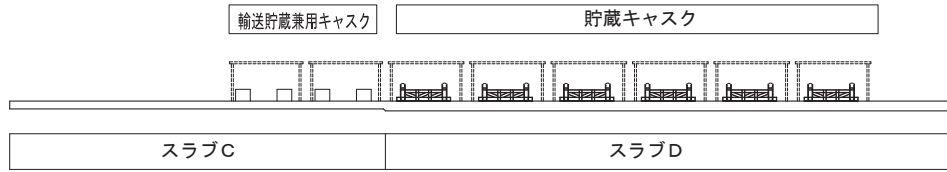


図 1.4-11 EW 方向基礎検討位置図

表 1.4-20 断面検討結果 (EW 方向基礎)

項目		記号	単位	スラブC	スラブD	
部材	部材幅	b	(mm)	4.003	4.504	
	部材高	h	(mm)	800	1000	
鉄筋	1段目	位置	d	(mm)	275	525
		鉄筋			D25	D25
		本数		(本)	24.000	30.000
		鉄筋量	As	(cm ²)	121.61	152.01
	2段目	位置	d	(mm)	661	866
		鉄筋			D25	D22
		本数		(本)	26.000	30.000
		鉄筋量	As	(cm ²)	131.74	116.13
	せん断	鉄筋			D16	D16
		ピッチ		(mm)	600	600
鉄筋本数			(本)	8.617	8.617	
配置間隔		S _s	(mm)	600	600	

	引張鉄筋	項目	記号	単位	長期		短期	
					スラブC	スラブD	スラブC	スラブD
設計断面力	上側	決定ケース			ケース 1	ケース 5	ケース9	ケース11
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	-730	-1000	-453	-674
		軸力	Nd	(kN)	0	0	-979	-947
		せん断力	Vd	(kN)	5	2	13	4
	下側	決定ケース			ケース 1	ケース 7	ケース8	ケース14
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	907	1930	927	1524
		軸力	Nd	(kN)	3	2	-562	-100
		せん断力	Vd	(kN)	468	39	450	5
	せん断力最大	決定ケース			ケース 1	ケース 7	ケース8	ケース14
		せん断力	Vd	(kN)	619	564	685	474

引張鉄筋位置	項目	記号	単位	長期		短期		
				スラブC	スラブD	スラブC	スラブD	
上側	コンクリート	圧縮応力度	σ_c	(N/mm ²)	4.19	5.85	2.88	4.92
		許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm ²)	9.00	9.00	13.50	13.50
		$\sigma_c / \sigma_{ca} \leq 1.0$			0.47	0.65	0.21	0.36
		判定			OK	OK	OK	OK
	鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm ²)	130	160	136	171
		許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm ²)	196	196	294	294
		$\sigma_s / \sigma_{sa} \leq 1.0$			0.66	0.82	0.46	0.58
		判定			OK	OK	OK	OK
下側	コンクリート	圧縮応力度	σ_c	(N/mm ²)	3.75	4.88	3.79	3.85
		許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	(N/mm ²)	9.00	9.00	13.50	13.50
		$\sigma_c / \sigma_{ca} \leq 1.0$			0.42	0.54	0.28	0.29
		判定			OK	OK	OK	OK
	鉄筋	引張応力度	σ_s	(N/mm ²)	113	163	135	131
		許容引張応力度	σ_{sa}	(N/mm ²)	196	196	294	294
		$\sigma_s / \sigma_{sa} \leq 1.0$			0.58	0.83	0.46	0.45
		判定			OK	OK	OK	OK
せん断	せん断応力度	τ	(N/mm ²)	0.207	0.144	0.229	0.121	
	許容せん断応力度	τ_a	(N/mm ²)	0.450	0.450	0.675	0.675	
	$\tau / \tau_a \leq 1.0$			0.46	0.32	0.34	0.18	
	判定			OK	OK	OK	OK	

(5) 改良地盤の構造強度に対する検討

1) 検討方針

検討は「JEAC 4616-2009」に準拠し、長期及び短期荷重により発生する荷重に対して許容応力度を満足することを確認する。

改良地盤の許容応力度は、改良地盤の設計圧縮強度、圧縮応力度及びせん断応力度に対する安全率に基づき設定する。

支持地盤の許容支持力度は、支持地盤の極限支持力度に対する安全率に基づき設定する。

2) 検討モデル

改良地盤の範囲は、コンクリート基礎下面から G.L. -3.90m までである。図 1.4-12 に地盤改良平面図、図 1.4-13 に 1-1 断面を示す。

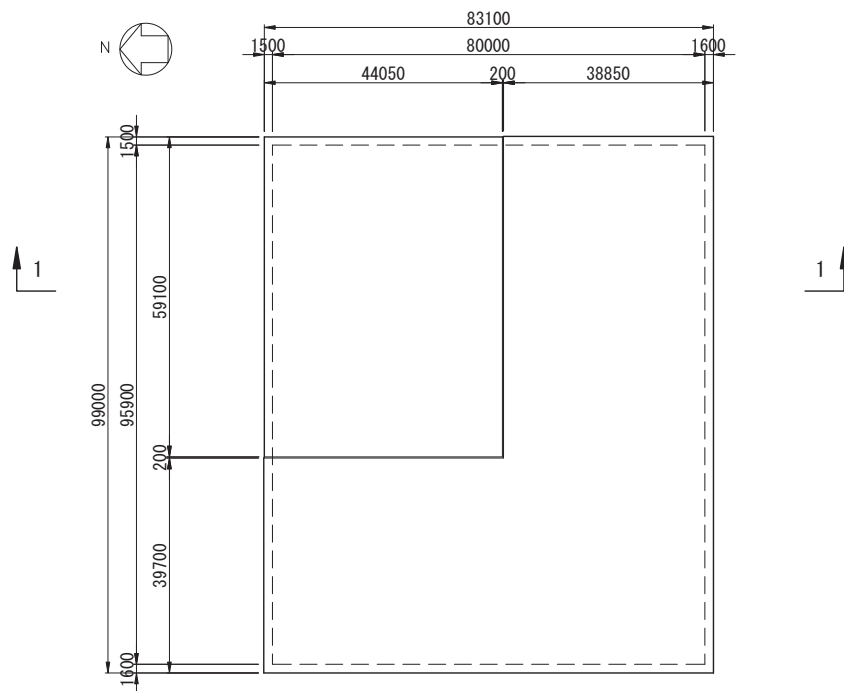


図 1.4-12 地盤改良平面図 (単位: mm)

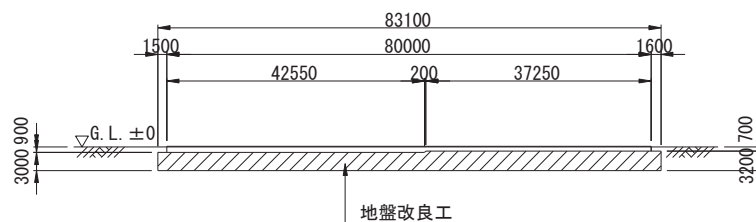


図 1.4-13 1-1 断面 (単位: mm)

3) 改良地盤に生じる地盤反力度に対する検討

改良地盤に生じる地盤反力度に対する検討は、改良地盤に発生する最大地盤反力度（梁バネモデルにより算出するバネ反力度）が改良地盤の許容圧縮応力度を下回ることを確認する。

$$q_{\max} \leq f_{sc}$$

ここに、

q_{\max} : 最大地盤反力度 (kN/m²)

f_{sc} : 改良地盤の許容圧縮応力度 (kN/m²)

長期 ${}_L f_{sc} = 110$ (kN/m²)

短期 ${}_S f_{sc} = 220$ (kN/m²)

安全率の検討結果を表 1.4-21 に示す。検討結果より改良地盤に発生する最大地盤反力度が改良地盤の許容圧縮応力度を下回ることを確認した。

表 1.4-21 改良地盤の地盤反力度に対する検討結果
(基礎下面)

		最大地盤反力度	改良地盤の 許容圧縮応力度	検定値	判定
		q_{\max}	${}_L f_{sc}, {}_S f_{sc}$	$q_{\max} / f_{sc} \leq 1.0$	
		(kN/m ²)	(kN/m ²)		
レール支持梁	長期	104	110	0.95 < 1.0	OK
	短期	119	220	0.54 < 1.0	OK
NS方向スラブ	長期	84	110	0.76 < 1.0	OK
	短期	97	220	0.44 < 1.0	OK
EW方向スラブ	長期	72	110	0.65 < 1.0	OK
	短期	72	220	0.33 < 1.0	OK

4) 改良地盤に生じるせん断応力に対する検討

改良地盤に生じるせん断応力に対する検討は、改良地盤に発生する最大せん断応力度が許容せん断応力度を下回ることを確認する。

$$\tau_{\max} \leq f_{SS}$$

$$\tau_{\max} = \kappa \cdot \tau$$

$$f_{SS} = 1/5 \cdot f_{SC}$$

ここに、

τ_{\max} : 最大せん断応力度 (kN/m²)

f_{SS} : 改良地盤の許容せん断応力度 (kN/m²)

κ : 形状係数 ($\kappa = 1.2$)

τ : 平均せん断応力度 (kN/m²)

f_{SC} : 改良地盤の許容圧縮応力度 (kN/m²)

長期 ${}_L f_{SC} = 110$ (kN/m²)

短期 ${}_S f_{SC} = 220$ (kN/m²)

${}_L f_{SS} = 1/5 \cdot 110 = 22$ (kN/m²)

${}_S f_{SS} = 1/5 \cdot 220 = 44$ (kN/m²)

長期 $\tau = 0.046$ (kN/m²) $\tau_{\max} = 0.046 \times 1.2 = 0.055$ (kN/m²)

短期 $\tau = 12.1$ (kN/m²) $\tau_{\max} = 12.1 \times 1.2 = 14.5$ (kN/m²)

せん断応力度の検討結果を表 1.4-22 に示す。検討結果より改良地盤に発生する最大せん断応力度が許容せん断応力度を下回ることを確認した。

表 1.4-22 改良地盤のせん断応力度に対する検討結果

	最大せん断応力度	許容せん断応力度	検定値	判定
	τ_{\max} (kN/m ²)	${}_L f_{SS}, {}_S f_{SS}$ (kN/m ²)	$\tau_{\max} / f_{SS} \leq 1.0$	
長期	0.055	22	0.003 < 1.0	OK
短期	14.5	44	0.33 < 1.0	OK

5) 支持力の検討

改良地盤直下の支持地盤については、改良体下面に作用する設計地盤反力度が許容支持力度を下回ることを確認する。

$$q_{\max} \leq q_a$$

ここに、

q_{\max} :	最大地盤反力度 (kN/m ²)	長期	$q_{\max} = 96.7$ (kN/m ²)
		短期	$q_{\max} = 102.1$ (kN/m ²)
q_a :	支持地盤の許容支持力度 (kN/m ²)	長期	$q_a = 666$ (kN/m ²)
		短期	$q_a = 531$ (kN/m ²)

支持力の検討結果を表 1.4-23 に示す。検討結果より改良体下面に作用する設計地盤反力度が許容支持力度を下回ることを確認した。

表 1.4-23 支持力に対する検討結果

	設計地盤反力度 q_{\max}	支持地盤の 許容支持力度 q_a	検定値	判定
	(kN)	(kN)	$q_{\max}/q_a \leq 1.0$	
長期	96.7	666	0.15 < 1.0	OK
短期	102.1	531	0.19 < 1.0	OK

6) 基礎の沈下に対する検討

レール支持梁において、梁の傾斜量が許容値を下回ることを確認する。傾斜量は梁モデルの隣接格点の沈下差を要素長で除して求める。基礎の沈下の検討結果を表 1.4-24 に示す。検討結果より梁の傾斜量が許容値を下回ることを確認した。

表 1.4-24 基礎の沈下に対する検討結果

	傾斜量	許容傾斜量	判定
長期	1/1031	1/800	OK

2 耐震性

2.1 乾式キャスクの耐震性

(1) 乾式貯蔵キャスク

1) 評価方針

本設備で使用する乾式貯蔵キャスクは、添付資料-2「評価の基本方針」で記載している既存評価書で確認した設計で製作するもので、既存評価書にてキャスク保管建屋における基準地震動 S_2 に対する耐震性が確認されている。

本設備での保管にあたっては設置場所が異なることから、本設置場所における基準地震動 S_s による地震動に対し、既存評価の結果を用いて余裕率の範囲にあることを確認する。

2) 評価方法

既存評価に基づく乾式貯蔵キャスクの耐震性の評価手順を図 2. 1-1 に示す。

評価は既存設計からの耐震安全性評価で用いている応答倍率法を参考に、既存評価書の設計震度と本設置場所での設計震度の応答比を求め、余裕率と比較することで耐震安全性評価を行う。

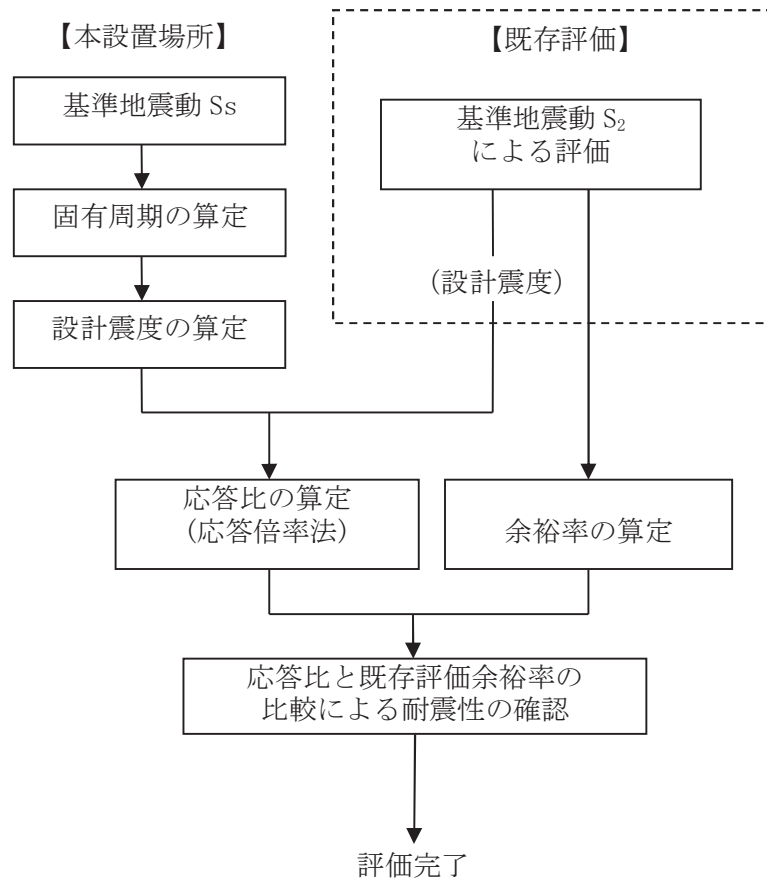


図 2. 1-1 乾式貯蔵キャスクの耐震性評価フロー

3) 固有周期の算定

支持架台に設置された乾式貯蔵キャスクの固有周期の算定モデルは、既存評価と同様である。以下に乾式貯蔵キャスクの固有周期についての計算方法及び計算結果を示す。

① 固有周期の計算条件

- A. 乾式貯蔵キャスクは、横置きで支持される。
- B. 乾式貯蔵キャスクの自重（内部を含む）は、4 個のトラニオンを介してキャスク支持架台に固定される。
- C. 二次蓋は二次蓋締付けボルトでキャスク容器に固定される。
- D. キャスク支持架台は固定ボルトで固定具に固定される。固定具は基礎ボルトで基礎に固定される。

概略構造図を図 2.1-2 に示す。なおキャスク容器とは、胴板、底板、一次蓋、一次蓋締付けボルト、貫通孔蓋板及び貫通孔蓋板締付けボルトで構成される。

② 固有周期の計算方法

A. 設定条件

- a. 自重及び鉛直方向地震力に対しては、キャスク支持架台の 4 本の脚柱で支える。
- b. キャスク容器軸方向水平地震力に対しては、キャスク支持架台の 2 本の脚柱で支える。
- c. キャスク容器軸直角方向水平地震力に対しては、キャスク支持架台の 4 本の脚柱で支える。

B. 計算モデル及び計算方法

- a. キャスク容器及びキャスク支持架台をはりでモデル化する。
- b. キャスク容器のりは、その質量（内部のバスケット、使用済燃料等を含む）と等価質量となるはり要素を用いる。
- c. キャスク支持架台の脚柱下部を固定端とする。
- d. 計算コードとして NASTRAN を用いる。
- e. 計算モデルは図 2.1-3 とする。なお、計算モデルは既存評価と同様である。

③ 固有周期

固有周期の算定結果を表 2. 1-1 に示す。

表 2. 1-1 保管時の乾式貯蔵キャスクの固有周期
大型キャスク (単位 : s)

方 向	固有周期
キャスク容器軸方向	0. 048
キャスク容器軸直角方向	0. 045
キャスク容器鉛直方向	0. 013

中型キャスク (単位 : s)

方 向	固有周期
キャスク容器軸方向	0. 043
キャスク容器軸直角方向	0. 035
キャスク容器鉛直方向	0. 012

計算モデル及び乾式貯蔵キャスク，支持架台の仕様が既存評価書と同じことから，固有周期は，既存評価と同様である。

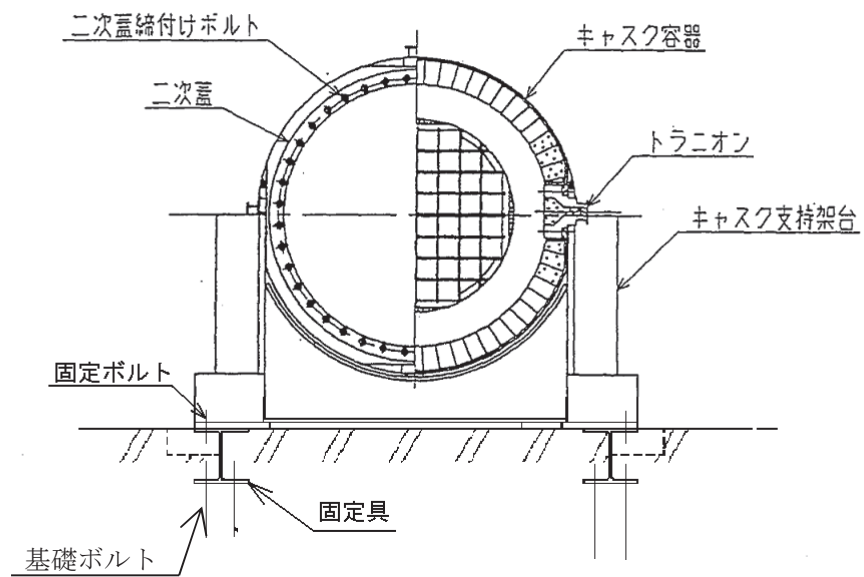
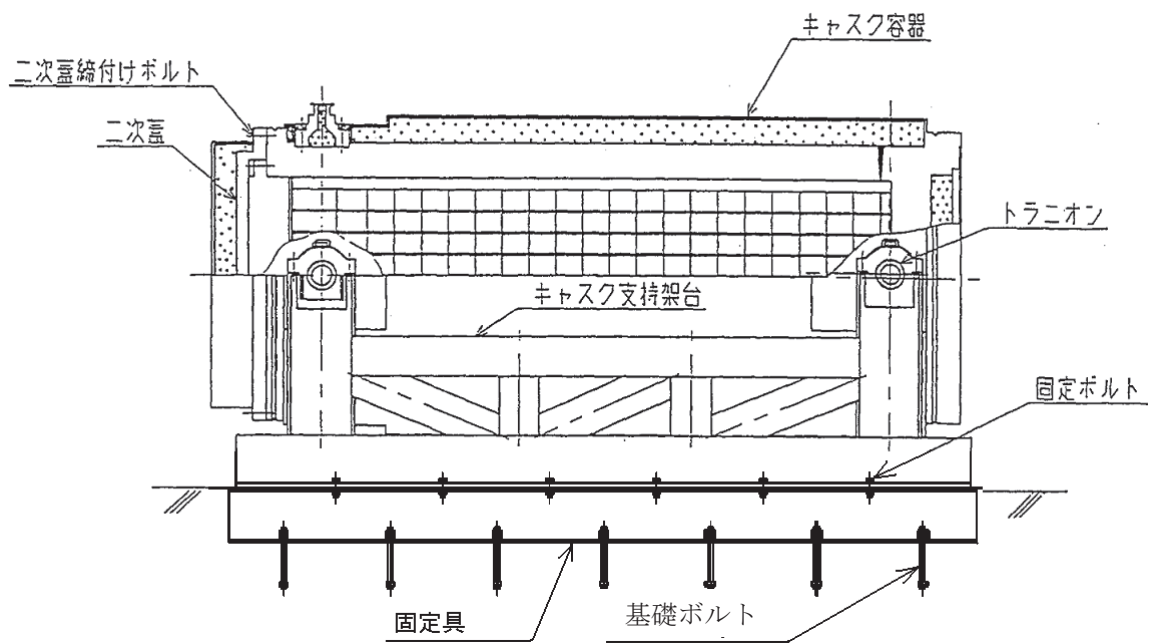
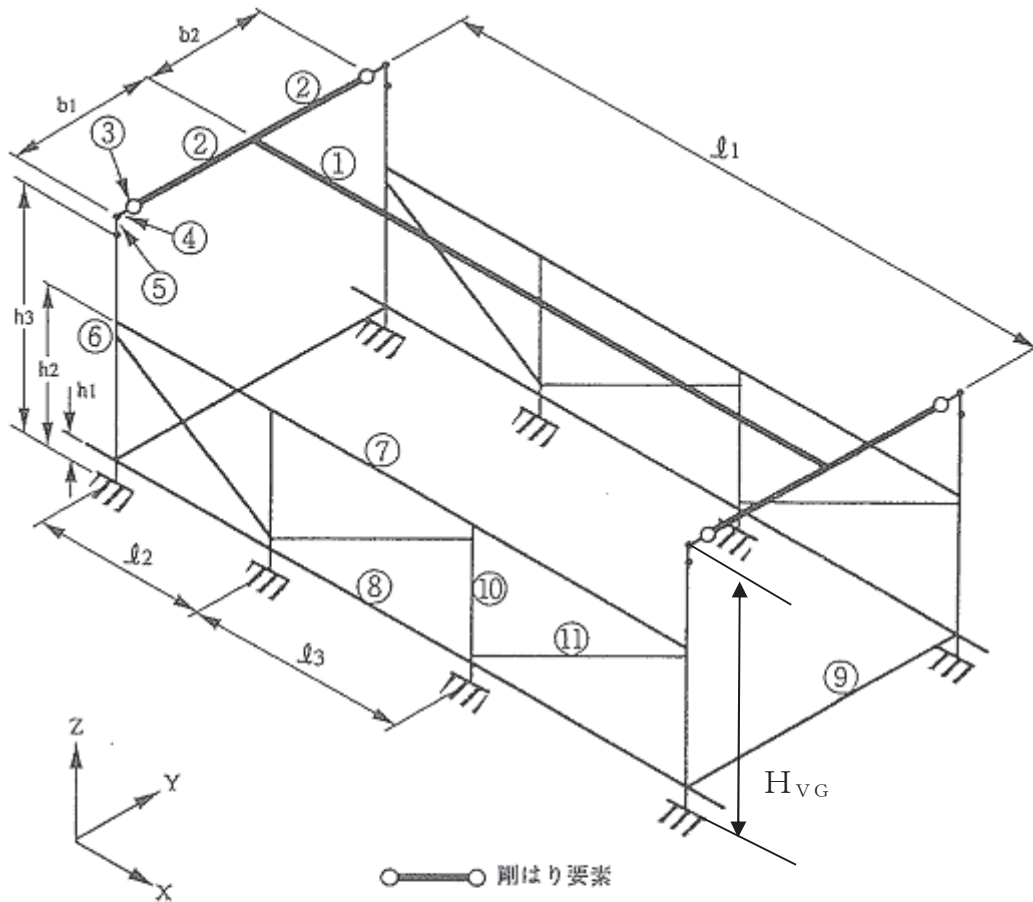


図 2.1-2 乾式貯蔵キャスクの概略構造図



部 材 名 称	部 材 名 称
① キャスク容器本体 (等価質量の剛はり要素)	⑥ 下 部 脚 柱
② キャスク容器本体 (剛はり要素, 質量なし)	⑦ 上部軸方向水平はり
	⑧ 下部軸方向水平はり
③ トラニオン取付部	⑨ 軸直角方向水平はり
④ ト ラ ニ オ ン	⑩ 脚柱補強垂直材
⑤ 上 部 脚 柱	⑪ 脚柱補強斜材

(単位: mm)

	h_1	h_2	h_3	b_1	b_2	l_1	l_2	l_3	H_{VG}
大型	200	1000	1380	1301	1007	4250	1480	1290	1600
中型	200	1030	1380	1218	902	4250	1480	1290	1600

図 2.1-3 固有周期解析モデル

4) 本設備での設計震度

「3) 固有周期の算定」で求めた固有周期から、乾式貯蔵キャスクの耐震性の評価に用いる設計用地震力を定める。

乾式貯蔵キャスクの固有周期は全て 0.05sec 以下であることから、乾式貯蔵キャスクは剛体と見なすことができる。従って設計用地震力は 1.2ZPA とする。表 2.1-2 に Ss の 1.2ZPA を示す。

表 2.1-2 Ss の 1.2ZPA

	1.2ZPA(水平)	1.2ZPA(鉛直)
Ss	0.79G	0.49G

5) 耐震性評価

① 設計震度の比較

「4) 本設備での設計震度」で算出した本設置場所の設計水平及び鉛直震度と既存評価における設計水平及び鉛直震度を表 2.1-3 に示す。

表 2.1-3 既存評価との設計震度の比較

項目	既存評価	本設置場所
基準地震動	S ₂	Ss
水平震度 Ch	0.55G	0.79G
鉛直震度 Cv	0.23G	0.49G

② 耐震性の評価

前項で示した設計震度の比較から、応答倍率法により本設置場所における乾式貯蔵キャスクの耐震性を評価する。

また応答比の算出方法は種々あるが、ここではより安全側の評価となるように応答比 β を以下のように定める。

$$\beta = \max\left(\frac{C_{H1}}{C_{H0}}, \frac{C_{V1}}{C_{V0}}\right)$$

C_{H0} : 既存の評価で用いた水平震度

C_{H1} : 新たな評価で用いる水平震度

C_{V0} : 既存の評価で用いた鉛直震度

C_{V1} : 新たな評価で用いる鉛直震度

既存評価書で用いている設計震度と本評価で用いる設計震度の値から上式で算定した応答比は 2.130 である。

参考資料より既設評価における余裕率は全ての部位で 2.130 を上回っており、本設置場所においても耐震安全性を確保できる。

1 基準地震動 S₂

1-1 乾式貯蔵キャスク 大型 (6号機)

基準地震動 S ₂	
水平方向 設計加速度	鉛直方向 設計加速度
C _H =0.55G	C _V =0.23G

出典

福島第一原子力発電所 第6号機工事計画認可申請書及び添付資料
(平成22年10月22日申請, 東京電力株式会社)
IV-3-2 使用済燃料乾式貯蔵容器の応力計算

(1) キャスク容器

(単位: N/mm²)

部位	材料	設計事象	一次一般膜応力強さ		余裕率	一次膜+ 一次曲げ応力強さ		余裕率	一次+二次応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
胴板	GLF1 ¹⁾	I+S ₂	6	251	41.8	8	377	47.1	12	362	30.2
一次蓋	GLF1 ¹⁾	I+S ₂	1	251	251.0	27	377	14.0	2	362	181.0
底板	GLF1 ¹⁾	I+S ₂	2	251	125.5	7	377	53.9	4	362	90.5
貫通孔蓋板	SUS304	I+S ₂	7	276	39.4	49	414	8.4	2	401	200.5
密封シール部	GLF1 ¹⁾	I+S ₂	11	181	16.5	11	181	16.5	5	181	36.2
ボス溶接部	SUS304L	I+S ₂	5	125	25.0	5	188	37.6	9	168	18.7
ガンマ線遮へい体 取付ボルト 溶接部	SUS304	I+S ₂	3	125	41.7	3	188	62.7	7	181	25.9

注 1) GLF1 相当材は GLF1 として表記する。

(キャスク容器)

(単位:N/mm²)

部位	材料	設計事象	平均引張応力		余裕率	平均引張応力 +曲げ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力	
一次蓋 締付けボルト	GBL1	I+S ₂	81	649	8.0	106	649	6.1
貫通孔蓋板 締付けボルト	GBL1	I+S ₂	199	649	3.3	265	649	2.4

(2)バスケット

(単位:N/mm²)

部位	材料	設計事象	一次一般膜応力強さ			余裕率	一次膜+一次曲げ応力強さ			余裕率
			計算値	許容応力 ¹⁾			計算値	許容応力 ¹⁾		
バスケット プレート	A6061P 及びB-A1	I+S ₂	2	65	65	32.5	3	98	98	32.7
バスケット サポート	SUS304	I+S ₂	2	266	266	133.0	2	400	400	200.0
バスケット サポート 取付ボルト	SUS304	I+S ₂	18	266	266	14.8	18	400	400	22.2

注 1) 設計・建設規格に基づく許容応力値を左側に、構造規格に基づく許容応力値を右側に示す。

(3) トラニオン

(単位: N/mm²)

部位	材料	設計事象	一次応力								
			引張応力		余裕率	圧縮応力		余裕率	せん断応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	SUS630	I +S ₂	6	586	97.7	6	583	97.2	17	338	19.9

部位	材料	設計事象	一次応力								
			曲げ応力		余裕率	支圧応力		余裕率	組合せ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	SUS630	I +S ₂	21	586	27.9	37	1098	29.7	35	586	16.7

部位	材料	設計事象	一次+二次応力								
			引張・圧縮応力		余裕率	せん断応力		余裕率	曲げ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	SUS630	I +S ₂	22	1172	53.3	23	676	29.4	29	1172	40.4

部位	材料	設計事象	一次+二次応力								
			引張応力		余裕率	せん断応力		余裕率	組合せ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン 締付ボルト	GBL1	I +S ₂	71	584	8.2	28	449	16.0	86	584	6.8

(4) 二次蓋

(単位: N/mm²)

部位	材料	設計事象	一次膜+ 一次曲げ応力強さ		余裕率	一次+二次応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力	
二次蓋	SUSF304	I +S ₂	25	372	14.9	8	301	37.6

部位	材料	設計事象	平均引張応力		余裕率
			計算値 ¹⁾	許容応力	
二次蓋 締付ボルト	GBL1	I +S ₂	157	346	2.2

注 1) 曲げ応力を含んだ計算値

1-2 乾式貯蔵キャスク 中型 (4, 5号機)

基準地震動 S ₂	
水平方向 設計加速度	鉛直方向 設計加速度
C _H =0.55G	C _V =0.23G

出典

福島第一原子力発電所 第4号機工事計画認可申請書及び添付資料
(平成22年10月22日申請, 東京電力株式会社)
IV-3-2 使用済燃料乾式貯蔵容器の応力計算

(1) キャスク容器

(単位: N/mm²)

部位	材料	設計事象	一次一般膜応力強さ		余裕率	一次膜+ 一次曲げ応力強さ		余裕率	一次+二次応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
胴板	GLF1 ¹⁾	I+S ₂	5	251	50.2	7	377	53.9	10	362	36.2
一次蓋	GLF1 ¹⁾	I+S ₂	1	251	251.0	22	377	17.1	2	362	181.0
底板	GLF1 ¹⁾	I+S ₂	2	251	125.5	6	377	62.8	4	362	90.5
貫通孔蓋板	SUS304	I+S ₂	9	276	30.7	50	414	8.3	2	401	200.5
密封シール部	GLF1 ¹⁾	I+S ₂	12	181	15.1	14	181	12.9	5	181	36.2
バスケットサポ- -ト取付ボルト 溶接部	SUS304L	I+S ₂	15	125	8.3	15	188	12.5	30	181	6.0
ガンマ線遮へい体 取付ボルト 溶接部	SUS304	I+S ₂	3	125	41.7	3	188	62.7	6	181	30.2

注 1) GLF1 相当材は GLF1 として表記する。

(キャスク容器)

(単位:N/mm²)

部位	材料	設計事象	平均引張応力		余裕率	平均引張応力 +曲げ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力	
一次蓋 締付けボルト	GBL1	I+S ₂	78	649	8.3	99	649	6.6
貫通孔蓋板 締付ボルト	GBL1	I+S ₂	198	649	3.3	263	649	2.5

(2)バスケット

(単位:N/mm²)

部位	材料	設計事象	一次一般膜応力強さ			余裕率	一次膜+一次曲げ応力強さ			余裕率
			計算値	許容応力 ¹⁾			計算値	許容応力 ¹⁾		
バスケット プレート	A6061P 及びB-A1	I+S ₂	2	65	65	32.5	3	98	98	32.7
バスケット サポート	SUS304	I+S ₂	2	266	266	133.0	2	400	400	200
バスケット サポート 取付ボルト	SUS304	I+S ₂	21	266	266	12.7	21	400	400	19.0

注 1) 設計・建設規格に基づく許容応力値を左側に、構造規格に基づく許容応力値を右側に示す。

(3) トラニオン

(単位:N/mm²)

部位	材料	設計事象	一次応力								
			引張応力		余裕率	圧縮応力		余裕率	せん断応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	SUS630	I+S ₂	5	586	117.2	5	583	116.6	14	338	24.1

部位	材料	設計事象	一次応力								
			曲げ応力		余裕率	支圧応力		余裕率	組合せ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	SUS630	I+S ₂	18	586	32.6	37	1098	29.7	30	586	19.5

部位	材料	設計事象	一次+二次応力								
			引張・圧縮応力		余裕率	せん断応力		余裕率	曲げ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	SUS630	I+S ₂	19	1172	61.7	19	676	35.6	24	1172	48.8

部位	材料	設計事象	一次+二次応力								
			引張応力		余裕率	せん断応力		余裕率	組合せ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン 締付ボルト	GBL1	I+S ₂	60	584	9.7	24	449	18.7	72	584	8.1

(4) 二次蓋

(単位:N/mm²)

部位	材料	設計事象	一次膜+ 一次曲げ応力強さ		余裕率	一次+二次応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力	
二次蓋	SUSF304	I +S ₂	19	372	19.6	7	301	43.0

部位	材料	設計事象	平均引張応力		余裕率
			計算値 ¹⁾	許容応力	
二次蓋 締付ボルト	GBL1	I +S ₂	151	346	2.3

注 1) 曲げ応力を含んだ計算値

- (2) 輸送貯蔵兼用キャスク A
輸送貯蔵兼用キャスク A については今後評価結果を記載する。

(3) 輸送貯蔵兼用キャスク B

1) 評価方針

キャスク仮保管設備における輸送貯蔵兼用キャスク B の基準地震動 S_s に対する耐震強度を確認する。

2) 固有周期の算定

以下に輸送貯蔵兼用キャスク B の固有周期について計算方法及び計算結果を示す。

① 固有周期の計算条件

- A. 輸送貯蔵兼用キャスク B は、横置きで支持される。
- B. 輸送貯蔵兼用キャスク B の自重（内部を含む）は、4 個のトラニオンを介してキャスク支持架台に固定される。
- C. 二次蓋は二次蓋締付けボルトでキャスク容器に固定される。
- D. 鋼製支持架台は基礎ボルトでコンクリート支持架台に固定され、コンクリート支持架台は基礎と一体の構造となっている。概略構造図を図 2.1-4 に示す。

② 固有周期の計算方法

A. 設定条件

- a. 自重及び鉛直方向地震力に対して、キャスク支持架台の 4 本の脚柱で支える。
- b. キャスク容器軸方向水平地震力に対して、キャスク支持架台の 2 本の脚柱で支える。
- c. キャスク容器軸直角方向水平地震力に対して、キャスク支持架台の 4 本の脚柱で支える。

B. 計算モデル及び計算方法

- a. キャスク容器及びキャスク支持架台をはりでモデル化する。
- b. キャスク容器のはりは、その質量（内部のバスケット、使用済燃料等を含む）と等価質量となるはり要素を用いる。
- c. コンクリート支持架台の下部を固定端とする。
- d. 計算コードとして NASTRAN を用いる。
- e. 計算モデルは図 2.1-5 とする。

③ 固有周期

固有周期の算定結果を表 2.1-4 に示す。

表 2.1-4 保管時の輸送貯蔵兼用キャスク B の固有周期
(単位:s)

方 向	固有周期
キャスク容器軸方向	0.047
キャスク容器軸直角方向	0.041
キャスク容器鉛直方向	0.020

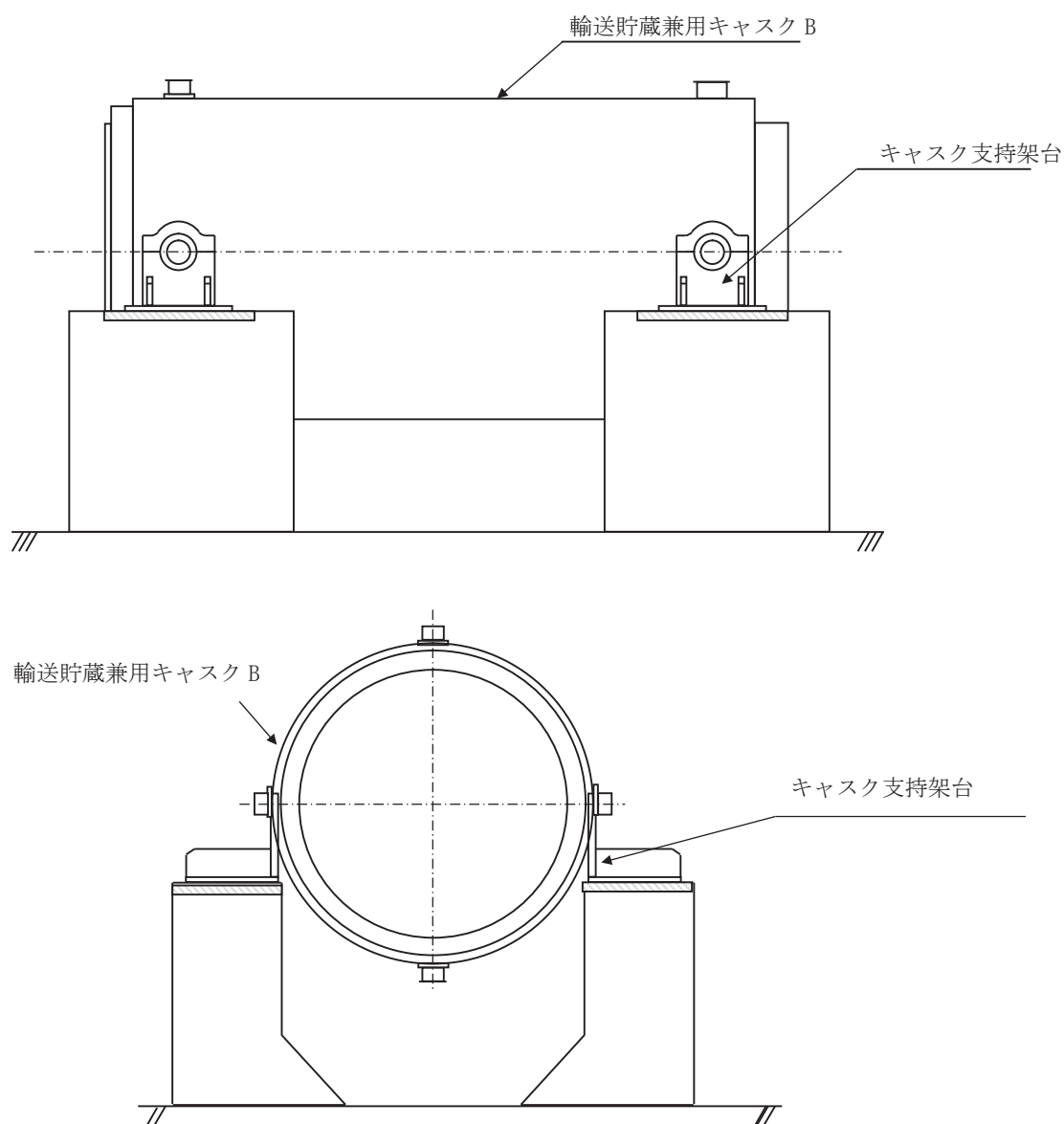


図 2.1-4 輸送貯蔵兼用キャスク B の概略構造図

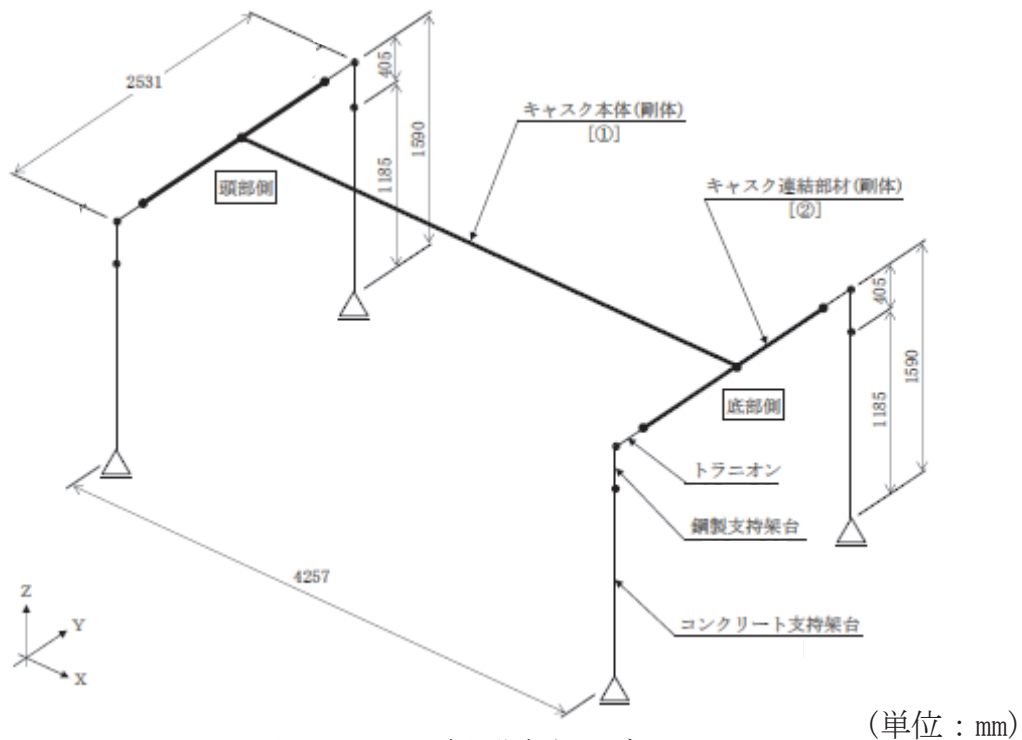


図 2.1-5 固有周期解析モデル

3) 設計震度

「2) 固有周期の算定」で求めた固有周期から、添付資料-2「3 耐震設計方針」に基づき、輸送貯蔵兼用キャスク B の耐震性の評価に用いる設計用地震力を定める。

輸送貯蔵兼用キャスク B の固有周期は全て 0.05sec 以下であることから、輸送貯蔵兼用キャスク B は剛体とみなすことができる。従って設計用地震力は 1.2ZPA とする。表 2.1-5 に S_s の 1.2ZPA を示す。

表 2.1-5 S_s の 1.2ZPA

	1.2ZPA(水平)	1.2ZPA(鉛直)
S_s	0.79G	0.49G

4) 解析条件

① 荷重の組合せ

S_s 地震時の評価において、キャスク容器及び二次蓋、バスケット、トラニオンの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せを表 2.1-6(1)～(3)に示す。

表 2.1-6(1) キャスク容器及び二次蓋の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象 評価事象		荷 重	圧力による荷重	自重による荷重	ボルト初期締付け力	熱荷重	地震荷重
I + S s	S s 地震力が作用する場合		○	○	○	—注)	○

注) 密封シール部及び密封蓋締付けボルトの応力評価に当たっては、熱荷重を考慮する。

表 2.1-6(2) バスケットの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象 評価事象		荷 重	自重による荷重	熱荷重	地震荷重
I + S s	S s 地震力が作用する場合		○	—	○

表 2.1-6(3) トラニオンの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象 評価事象		荷 重	自重による荷重	熱荷重 注)	地震荷重
I + S s	S s 地震力が作用する場合		○	○	○

注) キャスク容器の熱膨張により生じる応力に限る。

② 最高使用圧力と温度

各機器の最高使用圧力及び最高使用温度を表 2.1-7 に示す。

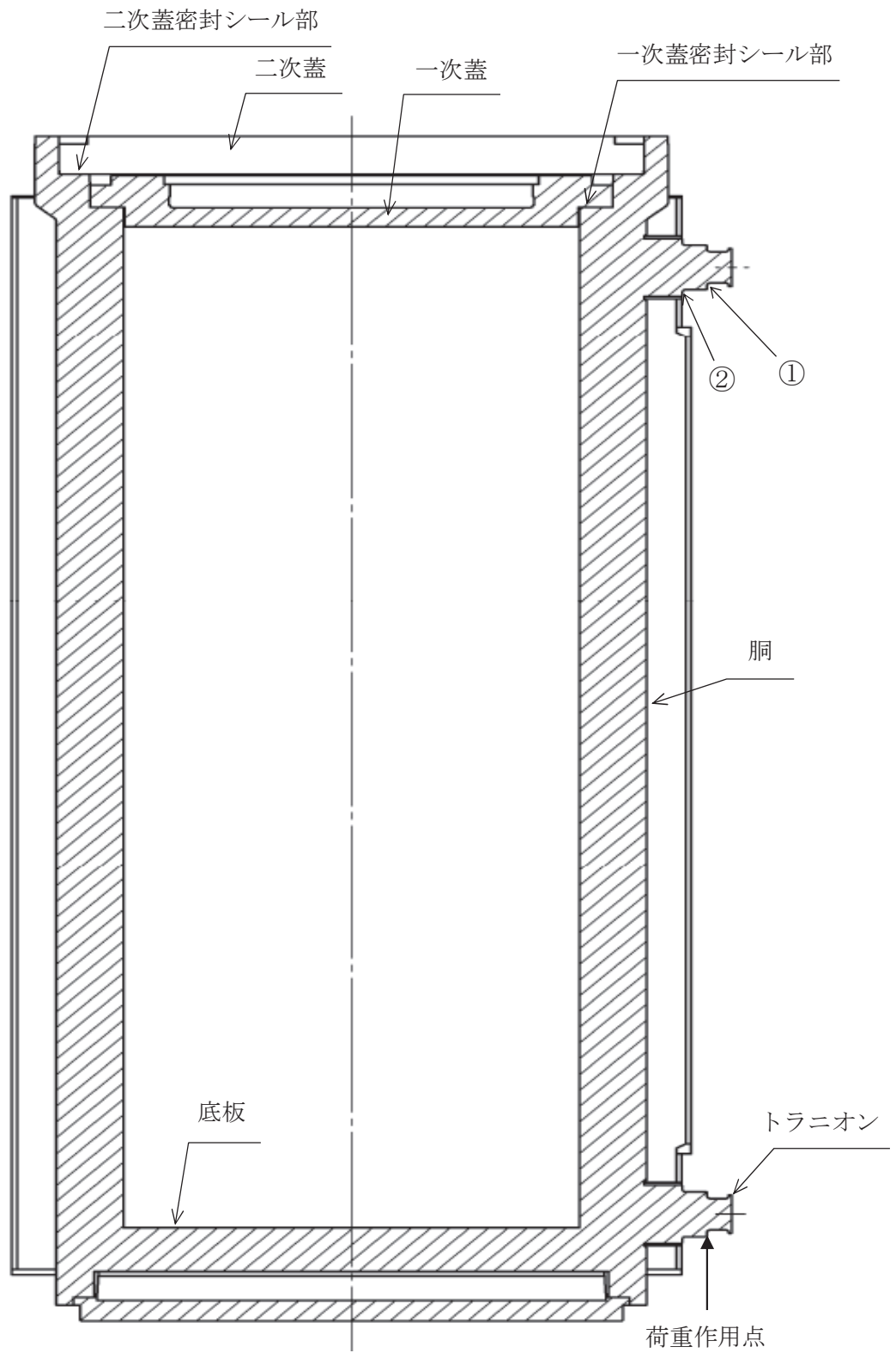
なお、各部最高使用温度は、添付資料-4「1.1 乾式キャスクの除熱機能 (3) 輸送貯蔵兼用キャスク B の除熱機能」の算定結果に基づく。

表 2.1-7 最高使用圧力及び最高使用温度

キャスク容器	最高使用圧力	1.0 MPa
	最高使用温度	150 °C
二次蓋	最高使用圧力	0.4 MPa
	最高使用温度	110 °C
バスケット	最高使用温度	260 °C
トラニオン	最高使用温度	130 °C

③ 解析箇所

応力解析箇所を図 2.1-6, 7 に示す。



①、②はトラニオンの評価点を示す

図 2.1-6 キャスク容器等の応力解析箇所

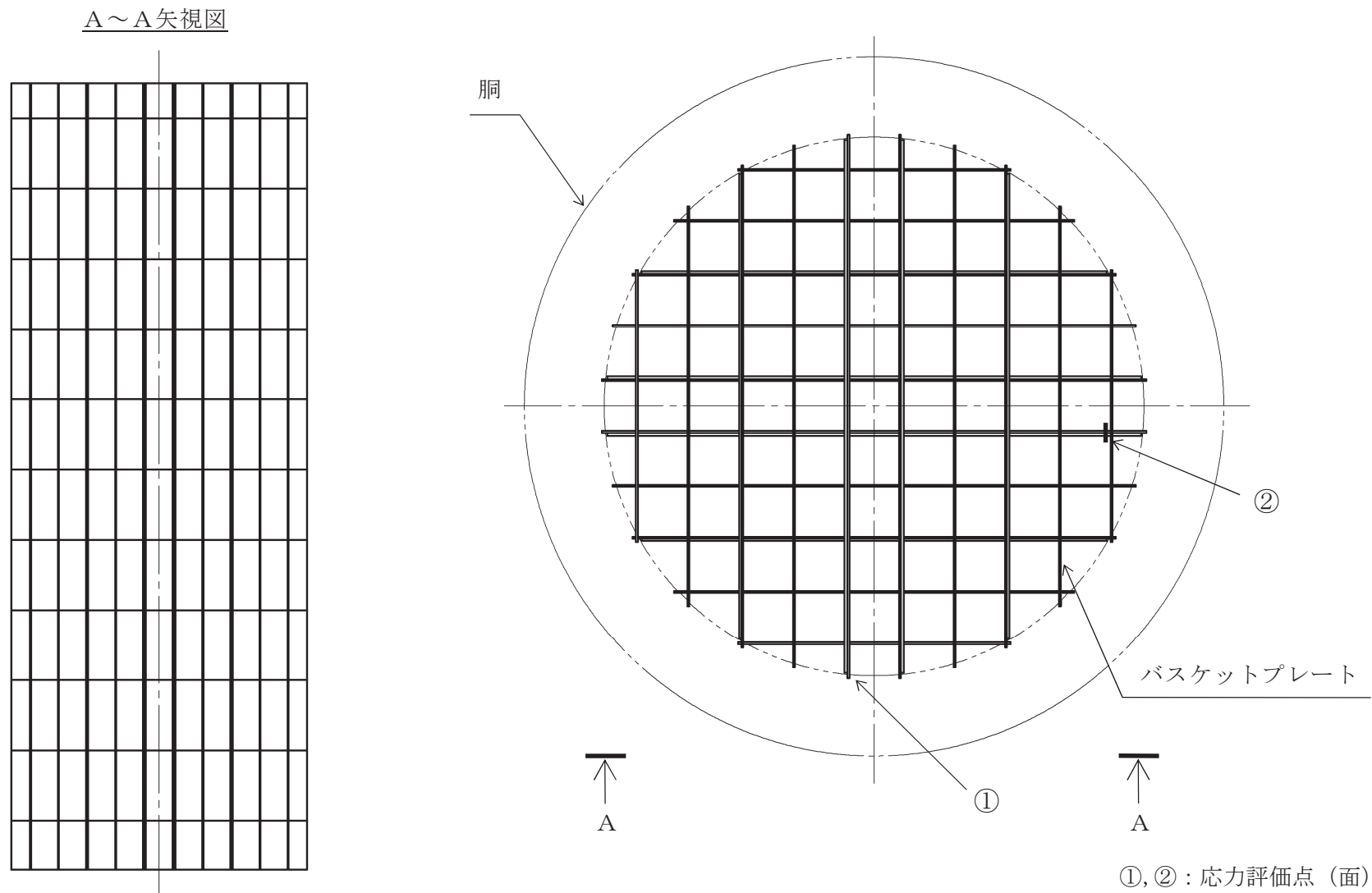


図 2.1-7 バスケットの応力解析箇所

④ 物性値

A. キャスク容器及び二次蓋

熱応力計算に使用する材料の物性値を表 2.1-8 に示す。なお、熱応力計算に使用する物性値はその温度依存性を考慮する。

内圧及び機械的荷重による応力計算に使用する物性値は、温度分布計算で得られた温度を各部ごとに設定し、これに対応した値を用いる。なお、常温は 20℃とする。

B. バスケット

熱応力計算に使用する材料の物性値を表 2.1-9 に示す。なお、熱応力計算に使用する物性値はその温度依存性を考慮する。

機械的荷重による応力計算に使用する物性値は、最高使用温度に対する値を用いる。なお、常温は 20℃とする。

C. トラニオン

熱応力計算に使用する材料の物性値を表 2.1-10 に示す。

機械的荷重による応力計算に使用する物性値は、最高使用温度に対する値を用いる。なお、常温は 20℃とする。

表 2.1-8 熱応力計算に使用する材料の物性値 (キャスク容器及び二次蓋)

構成部材	材料	温度 (°C)	縦弾性係数 (MPa)	平均熱膨張係数 ($\times 10^{-6}$ mm/(mm \cdot °C))	ポアソン比 (-)
胴 底板 一次蓋	炭素鋼 (GLF1)	20	203000	9.73	0.3
		50	201000	10.10	
		75	200000	10.39	
		100	198000	10.69	
		125	196000	11.00	
		150	195000	11.28	
		175	193000	11.56	
		200	191000	11.85	
二次蓋 底部中性子 遮へい材カバー	炭素鋼 (SGV480)	20	202000	9.73	0.3
		50	200000	10.10	
		75	198000	10.39	
		100	197000	10.69	
		125	195000	11.00	
		150	193000	11.28	
		175	192000	11.56	
		200	190000	11.85	
一次蓋締付けボルト 二次蓋締付けボルト	低合金鋼 (SNB23-3)	20	192000	11.14	0.3
		50	189000	11.40	
		75	188000	11.62	
		100	186000	11.82	
		125	185000	12.00	
		150	184000	12.21	
		175	182000	12.37	
		200	180000	12.54	

表 2.1-9 熱応力計算に使用する材料の物性値 (バスケット)

構成部材	材料	温度 (°C)	縦弾性係数* ¹ (MPa)	平均熱膨張係数* ¹ ($\times 10^{-6}$ mm/(mm \cdot °C))	ポアソン比 (-)
バスケット プレート	ボロン添加 ステンレス鋼板 (B-SUS304P-1)	20	216000	15.22	0.3
		50	216000	15.52	
		75	214000	15.88	
		100	212000	16.24	
		125	210000	16.24	
		150	208000	16.24	
		175	206000	16.43	
		200	204000	16.63	
		225	202000	16.83	
		250	200000	17.02	
		275	199000	17.12	
		300	197000	17.22	

* 1 事例規格参照

表 2.1-10 熱応力計算に使用する材料の物性値 (トラニオン)

構成部材	材 料	温度 (°C)	縦弾性係数 (MPa)	平均熱膨張係数 ($\times 10^{-6}$ mm/(mm \cdot °C))
トラニオン	ステンレス鋼 (SUS630 H1150)	130	188000	11.25

5) 解析

① 解析手順

(1) キャスク容器及び二次蓋

キャスク容器の応力解析フローを図 2.1-8 に示す。

キャスク容器の応力解析は、想定される圧力荷重、機械的荷重及び熱荷重を基に、キャスク容器の実形状をモデル化し、解析コードである ABAQUS 及び応力評価式を用いて行う。

なお、二次蓋についてもキャスク容器と同様に評価を行う。

(2) バスケット

バスケットの応力解析フローを図 2.1-9 に示す。

バスケットの応力解析は、想定される機械的荷重及び熱荷重を基に、応力評価式を用いて行う。

(3) トラニオン

トラニオンの応力解析フローを図 2.1-10 に示す。

トラニオンの応力解析は、想定される機械的荷重及び熱荷重を基に応力評価式を用いて行う。

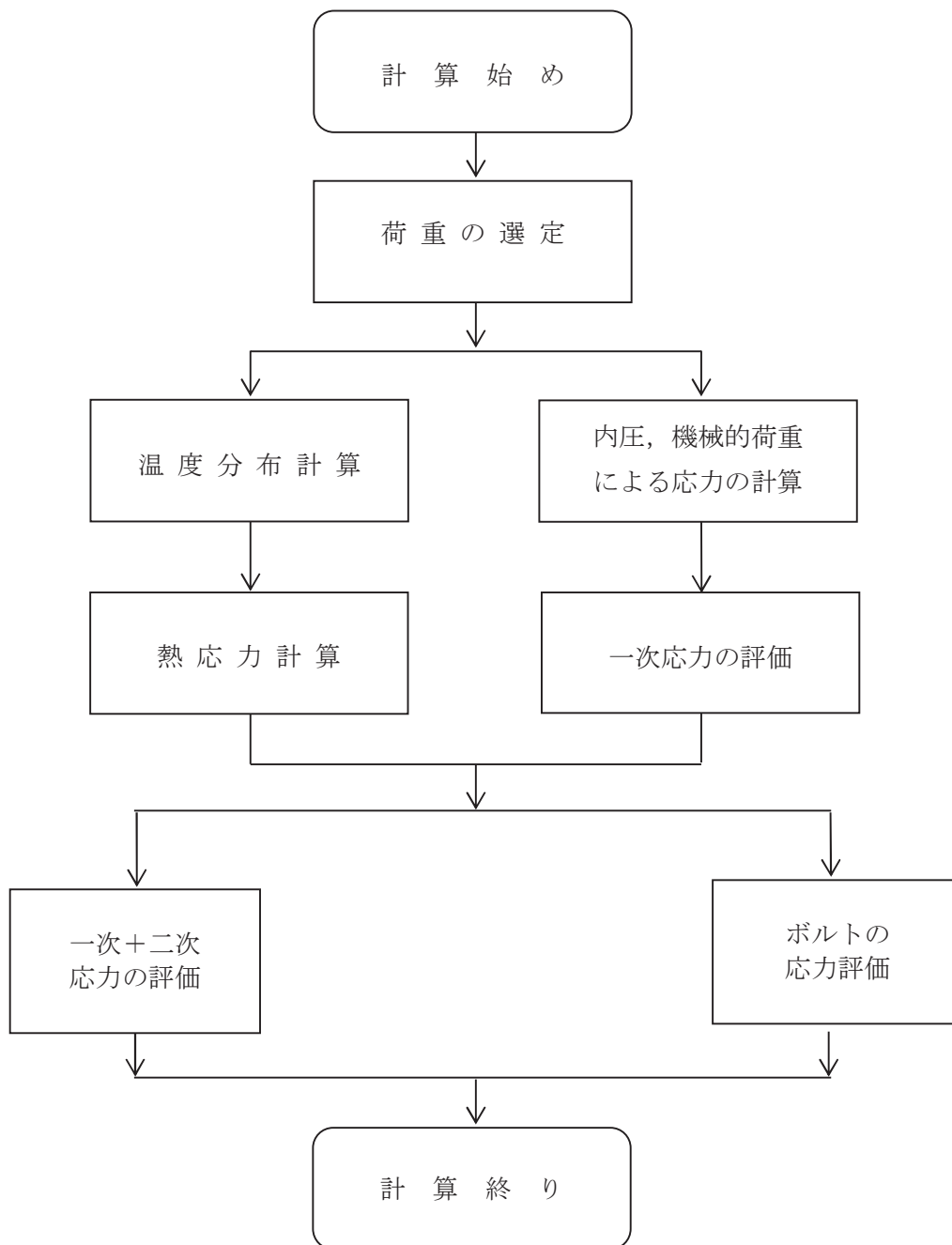


図 2.1-8 キャスク容器及び二次蓋の応力解析フロー図

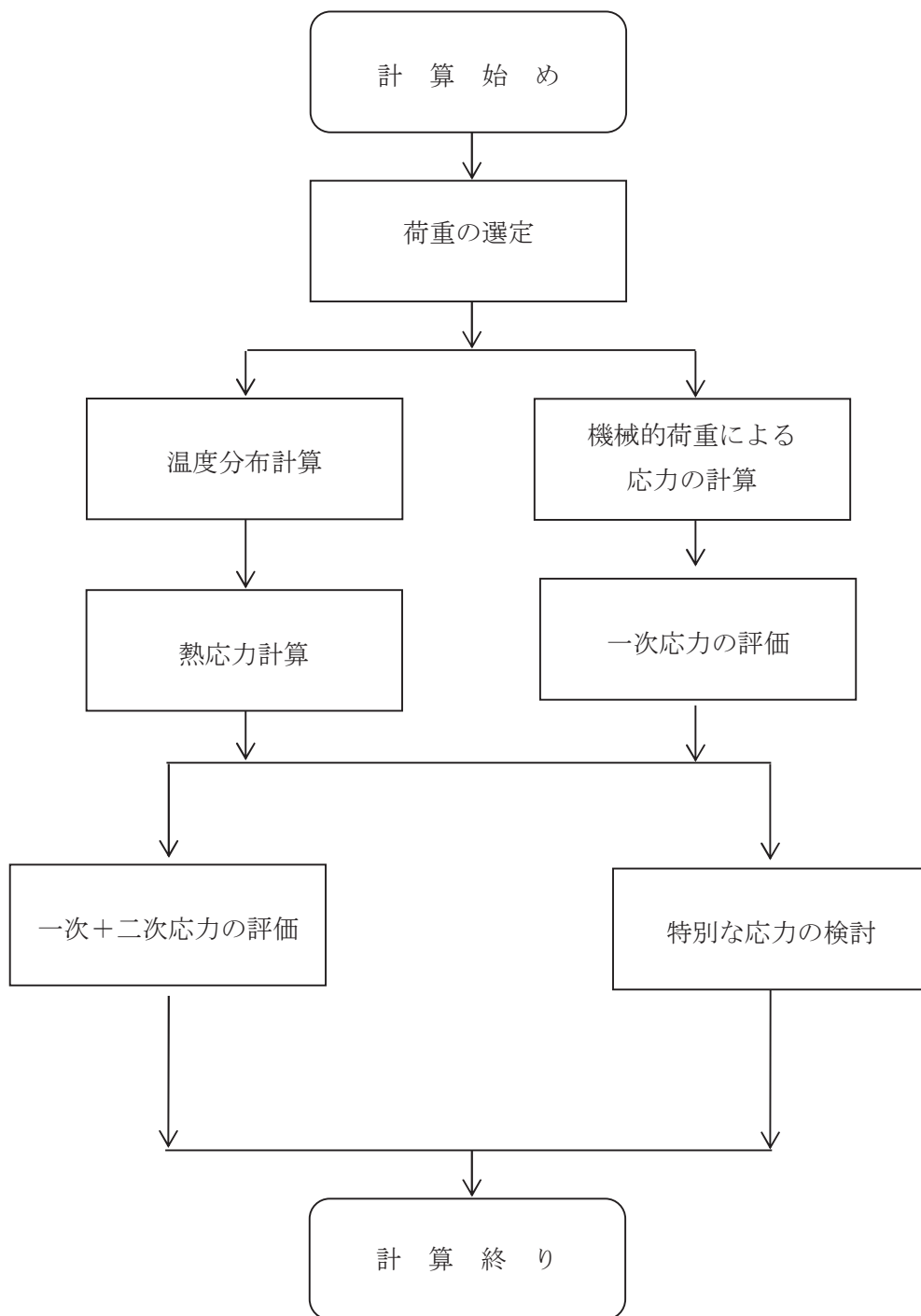


図 2.1-9 バスケットの応力解析フロー図

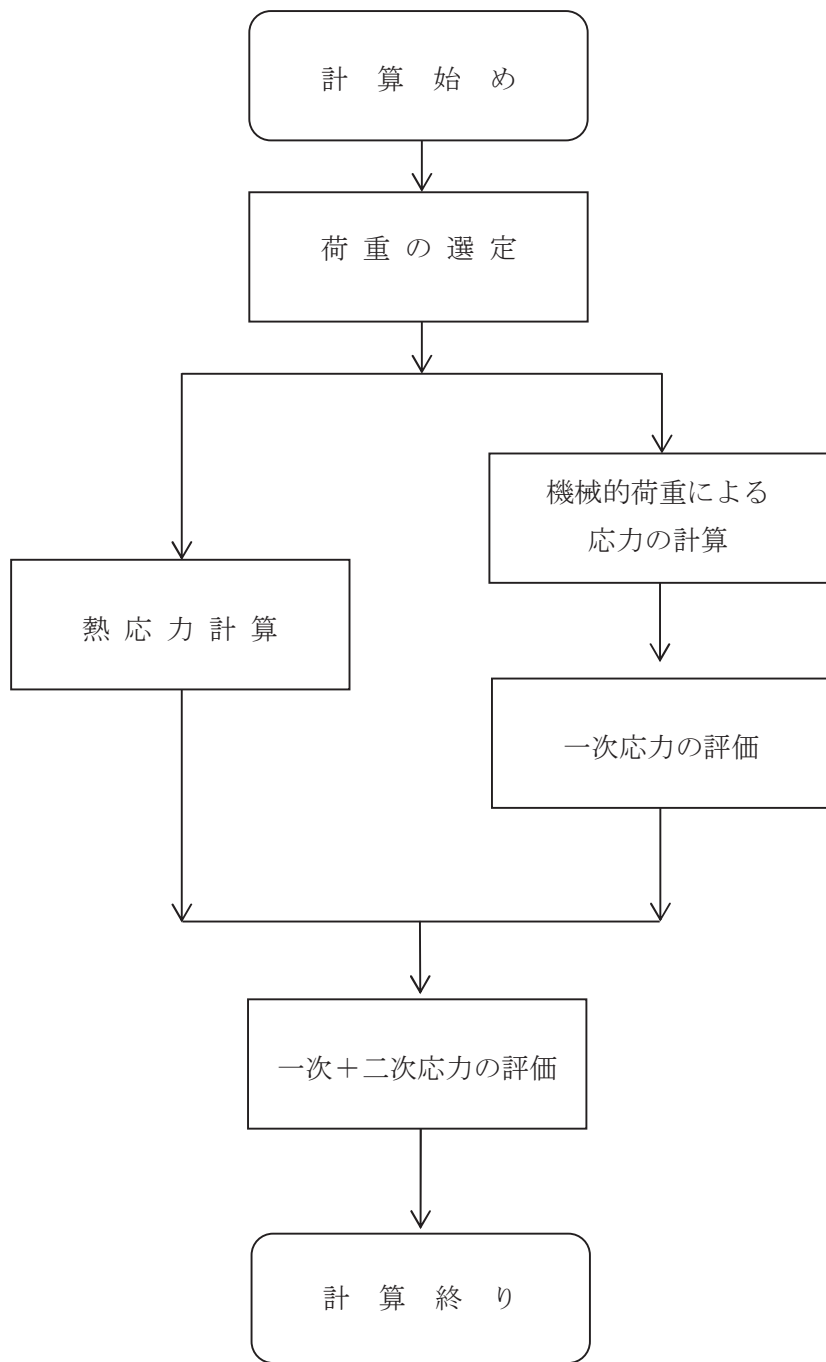


図 2.1-10 トラニオンの応力解析フロー図

② 応力の評価

A. キャスク容器及び二次蓋

a. 一次応力

一次蓋，一次蓋締付けボルト，胴，底板，底部中性子遮へい材カバー，二次蓋及び二次蓋締付けボルトの応力計算は，解析コード ABAQUS により行う。

水平方向加速度及び鉛直方向加速度として次の値を用いる。鉛直方向加速度については，プラスの方向と自重の加速度と組み合わせて考慮する。

$$\left. \begin{aligned} G_1 &= C_H \cdot G \\ G_2 &= (1 + C_V) \cdot G \end{aligned} \right\} \text{(軸方向水平地震力+鉛直方向地震力+自重の場合)}$$

ここで， C_H ：水平方向設計震度（=0.79）

C_V ：鉛直方向設計震度（=0.49）

$$\left. \begin{aligned} G_3 &= C_H \cdot G \\ G_2 &= (1 + C_V) \cdot G \end{aligned} \right\} \text{(軸直角方向水平地震力+鉛直方向地震力+自重の場合)}$$

ここで， C_H ：水平方向設計震度（=0.79）

C_V ：鉛直方向設計震度（=0.49）

b. 一次+二次応力

(a) 密封シール部を除く、一次蓋、胴、底板、底部中性子遮へい材カバー及び二次蓋
応力計算の方法は、a.と同様である。ただし、荷重条件は地震力のみとして計算を行
い、振幅を考慮して最大値を2倍して求める。

(b) 密封シール部、一次蓋締付けボルト及び二次蓋締付けボルト

応力計算の方法は、a.と同様である。ただし、荷重条件として熱荷重を含める。

c. 平均支圧応力

胴とバスケット側面との接触部に発生する平均支圧応力 (σ_p) は次式で計算する。

$$\sigma_p = \frac{m_G \cdot G_2}{A}$$

ここで、 G_2 : a.と同じ

m_G : バスケットプレート及び燃料の質量(kg)

A : 胴の接触面積(mm²)

B. バスケット

a. 地震力が鉛直方向と軸直角方向に作用する場合

(a) 一次一般膜応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート端部 (図 2.1-7 ①部) である。
鉛直方向加速度により発生する一次一般膜応力 (σ_x) は次式で計算する。

$$\sigma_x = \frac{m_A \cdot G_2}{A_1}$$

ここで G_2 : A. a.と同じ

m_A : 使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(kg)

A_1 : バスケットプレートの断面積(mm²)

(b) 一次一般膜+一次曲げ応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート格子端部 (図 2.1-7 ②部) である。
水平方向加速度により発生する一次一般膜応力 (σ_y) は次式で計算する。

$$\sigma_y = \frac{m_A \cdot G_3}{A_1}$$

ここで G_3 : A. a.と同じ

m_A : 使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(kg)

A_1 : バスケットプレートの断面積(mm²)

鉛直方向加速度により発生する一次曲げ応力 (σ_y) は次式で計算する。

$$\sigma_y = \frac{M}{Z}$$

$$M = \frac{m_B \cdot G_2 \cdot l_p}{12 \cdot \frac{l_w}{2}}$$

ここでG₂: A. a. と同じ

M: バスケットプレート格子端部の単位幅当たりの曲げモーメント (N・mm/mm)

Z: バスケットプレートの単位幅当たりの断面係数 (mm³/mm)

m_B: 使用済燃料, 伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量 (kg)

l_p: バスケットプレートの内のり (mm)

l_w: バスケットプレートのキャスク容器軸方向長さ (mm)

ただし, バスケットプレート同士の嵌合のため切欠きがあり, 実際の荷重負荷面の長さを l_w/2 とする。

鉛直方向加速度によりバスケットプレート格子端部 (図 2.1-7 ②部) に発生する平均せん断応力 (τ_{xy}) は, 次式で計算する。

$$\tau_{xy} = \frac{m_B \cdot G_2}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここでG₂: A. a. と同じ

m_B: 使用済燃料, 伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量 (kg)

A₁: バスケットプレートの断面積 (mm²)

(c) 平均せん断応力

バスケットプレート格子端部 (図 2.1-7 ②部) に発生する特別な応力の検討の対象である平均せん断応力 (σ_s) は次式で計算する。

$$\sigma_s = \frac{m_B \cdot G_2}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここでG₂: A. a. と同じ

m_B: 使用済燃料, 伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量 (kg)

A₁: バスケットプレートの断面積 (mm²)

(d) 平均支圧応力

バスケットプレート端部 (図 2.1-7 ①部) に発生する特別な応力の検討の対象である平均支圧応力 (σ_p) は次式で計算する。

$$\sigma_p = \frac{m_A \cdot G_2}{A_1}$$

ここでG₂: A. a. と同じ

m_A: 使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量 (kg)

A₁: バスケットプレートの断面積 (mm²)

(e) 圧縮応力

バスケットプレート端部 (図 2.1-7 ①部) に発生する特別な応力の検討の対象である圧縮応力 (σ_c) は次式で計算する。

$$\sigma_c = \frac{m_A \cdot G_2}{A_1}$$

ここで G_2 : A. a. と同じ

m_A : 使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量 (kg)

A_1 : バスケットプレートの断面積 (mm^2)

b. 地震力が鉛直方向と軸水平方向に作用する場合

(a) 一次一般膜応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート端部 (図 2.1-7 ①部) である。
鉛直方向加速度により発生する一次一般膜応力 (σ_x) は次式で計算する。

$$\sigma_x = \frac{m_A \cdot G_2}{A_1}$$

ここで, G_2 : A. a. と同じ

m_A : 使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量 (kg)

A_1 : バスケットプレートの断面積 (mm^2)

水平方向加速度により発生する一次一般膜応力 (σ_z) は次式で計算する。

$$\sigma_z = \rho \cdot l_w \cdot G_1$$

ここで, G_1 : A. a. と同じ

ρ : バスケットプレートの密度 (kg/mm^3)

l_w : バスケットプレートの全長 (mm)

(b) 一次一般膜+一次曲げ応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート格子端部 (図 2.1-7 ②部) である。
鉛直方向加速度により発生する一次曲げ応力 (σ_y) は次式で計算する。

$$\sigma_y = \frac{M}{Z}$$

$$M = \frac{m_B \cdot G_2 \cdot l_p}{12 \cdot \frac{l_w}{2}}$$

ここで G_2 : A. a. と同じ

M : バスケットプレート格子端部の単位幅当たりの曲げモーメント (N·mm/mm)

Z : バスケットプレートの単位幅当たりの断面係数 (mm^3/mm)

m_B : 使用済燃料, 伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量 (kg)

l_p : バスケットプレートの内り (mm)

l_w : バスケットプレートのキャスク容器軸方向長さ (mm)

ただし, バスケットプレート同士の嵌合のため切欠きがあり, 実際の荷重負荷面の長さを $l_w/2$ とする。

水平方向加速度により発生する一次一般膜応力 (σ_z) は次式で計算する。

$$\sigma_z = \rho \cdot l_w \cdot G_1$$

ここで, G_1 : A. a. と同じ

ρ : バスケットプレートの密度 (kg/mm^3)

l_w : バスケットプレートの全長 (mm)

鉛直方向加速度により発生するバスケットプレート格子端部 (図 2.1-7 ②部)

に発生する平均せん断応力 (τ_{xy}) は次式で計算する。

$$\tau_{xy} = \frac{m_B \cdot G_2}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここで G_2 : A. a. と同じ

m_B : 使用済燃料, 伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量 (kg)

A_1 : バスケットプレートの断面積 (mm^2)

(c) 平均せん断応力

バスケットプレート格子端部 (図 2.1-7 ②部) に発生する特別な応力の検討の対象である平均せん断応力 (σ_s) は次式で計算する。

$$\sigma_s = \frac{m_B \cdot G_2}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここで G_2 : A. a. と同じ

m_B : 使用済燃料, 伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量 (kg)

A_1 : バスケットプレートの断面積 (mm^2)

(d) 平均支圧応力

バスケットプレート端部 (図 2.1-7 ①部) に発生する特別な応力の検討の対象である平均支圧応力 (σ_p) は次式で計算する。

$$\sigma_p = \frac{m_A \cdot G_2}{A_1}$$

ここで G_2 : A. a. と同じ

m_A : 使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量 (kg)

A_1 : バスケットプレートの断面積 (mm^2)

(e) 圧縮応力

バスケットプレート端部 (図 2.1-7 ①部) に発生する特別な応力の検討の対象である圧縮応力 (σ_c) は次式で計算する。

$$\sigma_c = \frac{m_A \cdot G_2}{A_1}$$

ここで G_2 : A. a. と同じ

m_A : 使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量 (kg)

A_1 : バスケットプレートの断面積 (mm^2)

C. トラニオン

a. 地震力が鉛直方向と軸直角方向に作用する場合

(a) 一次応力

イ. せん断応力

最大応力が発生する箇所は図 2.1-6 に示す下部トラニオンの評価点①である。

鉛直方向加速度により発生するせん断応力 (τ) は, 次式で計算する

$$\tau = \frac{F_m}{A}$$

$$F_m = \frac{m_2 \cdot G_2}{4}$$

ここで、 G_2 : A. a. と同じ

F_m : 地震力によりトラニオンに作用する荷重 (N)

m_2 : 保管時における金属キャスクの質量 (kg)

A : 評価点①の断面積 (mm^2)

ロ. 曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図 2. 1-6 に示す下部トラニオンの評価点②である。

鉛直方向加速度により発生する曲げ応力 (σ_b) は次式で計算する。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

$$M = F_m \cdot L$$

ここで、 F_m : イ. と同じ

Z : 評価点②の断面係数 (mm^3)

L : 評価点②と荷重作用位置との距離 (mm)

ハ. 圧縮応力

最大応力が発生する箇所は図 2. 1-6 に示す下部トラニオンの評価点②である。

水平方向加速度により発生する圧縮応力 (σ_c) は、次式で計算する。

$$\sigma_c = \frac{F_m}{A}$$

$$F_m = \frac{m_2 \cdot G_3}{2}$$

ここで、 G_3 : A. a. と同じ

F_m : 地震力によりトラニオンに作用する荷重 (N)

m_2 : 保管時における金属キャスクの質量 (kg)

A : 評価点②の断面積 (mm^2)

ニ. 組合せ応力

I. せん断応力と曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図 2. 1-6 に示す下部トラニオンの評価点①である。

せん断応力 (τ) と曲げ応力 (σ_b) との組合せ応力 (σ_T) は、次式で計算する。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、 τ : イ. と同じ

σ_b : ロ. と同じ

ただし, Z: 評価点①の断面係数(mm³)

L: 評価点①と荷重作用位置との距離(mm)

(b) 一次+二次応力

イ. せん断応力

地震力によるせん断応力(τ)の全振幅は, (a) イ. で求めたせん断応力(τ)の2倍とする。

ロ. 曲げ応力

地震力による曲げ応力(σ_b)の全振幅は, (a) ロ. で求めた曲げ応力(σ_b)の2倍とする。

ハ. 圧縮応力

地震力による圧縮応力(σ_c)は左右方向荷重により作用し, 左右方向が反転した場合, 対向する別のトラニオンで荷重を受ける。地震力による圧縮応力(σ_c)の最大値は, (a) ハ. で求めた圧縮応力(σ_c)と同様である。

b. 地震力が鉛直方向と軸水平方向に作用する場合

(a) 一次応力

イ. せん断応力

最大応力が発生する箇所は図 2.1-6 に示す下部トラニオンの評価点①である。

水平方向加速度及び鉛直方向加速度により発生するせん断応力(τ)は, 次式で計算する

$$\tau = \frac{F_m}{A}$$
$$F_m = \frac{m_2 \sqrt{4G_1^2 + G_2^2}}{4}$$

ここで, F_m : 地震力によりトラニオンに作用する荷重(N)

m_2 : 保管時における金属キャスクの質量(kg)

A: 評価点①の断面積(mm²)

ロ. 曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図 2.1-6 に示す下部トラニオンの評価点②である。

水平方向加速度及び鉛直方向加速度により発生する曲げ応力(σ_b)は次式で計算する。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

$$M = F_m \cdot L$$

ここで、 F_m :イ. と同じ

Z : 評価点②の断面係数(mm³)

L : 評価点②と荷重作用位置との距離(mm)

ハ. 組合せ応力

1. せん断応力と曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図 2. 1-6 に示す下部トラニオンの評価点①である。

せん断応力(τ)と曲げ応力(σ_b)との組合せ応力(σ_T)は次式で計算する。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、 τ :イ. と同じ

σ_b :ロ. と同じ

ただし、 Z : 評価点①の断面係数(mm³)

L : 評価点①と荷重作用位置との距離(mm)

(b) 一次+二次応力

イ. せん断応力

地震力によるせん断応力(τ)の全振幅は、(a) イ. で求めたせん断力(τ)の2倍とする。

ロ. 曲げ応力

地震力による曲げ応力(σ_b)の全振幅は、(a) ロ. で求めた曲げ応力(σ_b)の2倍とする。

6) 解析結果

応力計算結果を表 2. 1-11～表 2. 1-14 に示す。いずれの機器も許容応力を満足している。

表 2.1-11(1) 計算結果 (キャスク容器)

(単位 : MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	一次一般膜応力強さ		一次膜+一次曲げ応力強さ		一次+二次応力強さ	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
一次蓋	炭素鋼	供用状態 D (IVAS)	4	251	18	377	49	366
胴	炭素鋼	供用状態 D (IVAS)	2	251	11	377	19	366
底板	炭素鋼	供用状態 D (IVAS)	3	251	10	377	11	366
底部中性子 遮へい材 カバー	炭素鋼	供用状態 D (IVAS)	5	282	45	424	15	465
一次蓋密封 シール部	炭素鋼	供用状態 D (IVAS)	—	—	13	183	59	183

表 2.1-11(2) 計算結果 (キャスク容器)

(単位 : MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	平均支圧応力	
			計算値	許容応力
胴	炭素鋼	供用状態 D (IVAS)	2	377

表 2.1-11(3) 計算結果 (キャスク容器)

(単位: MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	平均引張応力		平均引張応力 + 曲げ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力
一次蓋締付けボルト	低合金鋼	供用状態 D (IVAS)	243	831	345	831

表 2.1-12(1) 計算結果(二次蓋)

(単位: MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	一次一般膜応力強さ		一次膜 + 一次曲げ応力強さ		一次 + 二次応力強さ	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
二次蓋	炭素鋼	供用状態 D (IVAS)	1	286	30	429	63	474
二次蓋密封 シール部	炭素鋼	供用状態 D (IVAS)	—	—	17	183	37	183

表 2.1-12(2) 計算結果(二次蓋)

(単位: MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	平均引張応力		平均引張応力 + 曲げ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力
二次蓋締付けボルト	低合金鋼	供用状態 D (IVAS)	245	848	273	848

表 2.1-13(1) 計算結果 (バスケット)

(単位 : MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	一次一般膜応力強さ		一次一般膜+一次曲げ応力強さ	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力
バスケット プレート	ボロン添加 ステンレス鋼板	供用状態 D (IVAS)	2	291	7	437

表 2.1-13(2) 計算結果 (バスケット)

(単位 : MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	平均せん断応力		平均支圧応力		圧縮応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
バスケット プレート	ボロン添加 ステンレス鋼板	供用状態 D (IVAS)	1	175	2	404	2	176

表 2.1-14(1) 計算結果 (トラニオン)

(単位: MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	一次応力							
			圧縮応力		せん断応力		曲げ応力		垂直応力とせん断 応力の組合せ	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン	ステンレス鋼	供用状態 D (IVAS)	13	590	42	341	81	591	96	591

表 2.1-14(2) 計算結果 (トラニオン)

(単位: MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	一次+二次応力					
			圧縮応力		せん断応力		曲げ応力	
			計算値	許容応力	計算値	許容応力	計算値	許容応力
トラニオン	ステンレス鋼	供用状態 D (IVAS)	13	590	84	682	163	1182

2.2 キャスク支持架台の耐震性

(1) 乾式貯蔵キャスク

1) 評価方針

本設備で使用する乾式貯蔵キャスク支持架台, 固定ボルト及び基礎ボルトの耐震性について示す。

支持架台については, 添付資料-2「評価の基本方針」で記載している既存評価書で基準地震動 S_2 に対する耐震性が確認されているが, 新たに設置する固定ボルト及び基礎ボルトと同様に, 本書にて基準地震動 S_s に対する耐震強度を確認する。

2) 支持架台及び固定具の構成

乾式貯蔵キャスク支持架台，固定ボルト及び基礎ボルトを図 2.2-1 に示す。

乾式貯蔵キャスクは横置きでトラニオンを介し，4つの支持脚柱を持つ支持架台で支持される。支持架台は固定ボルトと基礎ボルトで基礎に固定される。

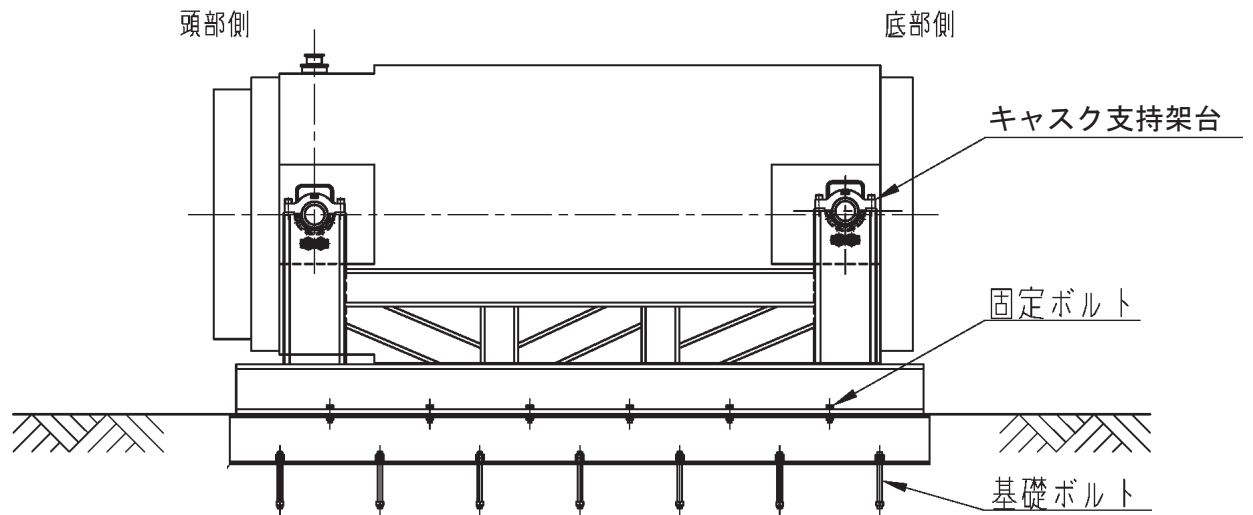


図 2.2-1 乾式貯蔵キャスク支持架台概略構造図

3) 支持架台

① 概要

本項では、大型及び中型の乾式貯蔵キャスクの支持架台の応力計算について示す。

なお、本項で示す「応力評価箇所」「計算条件」「応力計算」は、既存評価書に基づくものである。

A. 記号の説明

応力評価に関する記号の説明を以下に示す。

記号	記号の説明	単位
A_s	支持架台の上部脚柱の断面積	mm^2
f_t	許容引張応力	N/mm^2
f_s	許容せん断応力	N/mm^2
f_c	許容圧縮応力	N/mm^2
f_b	許容曲げ応力	N/mm^2
f_p	許容支圧応力	N/mm^2
$f_t^{*1)}$	許容引張応力	N/mm^2
$f_s^{*1)}$	許容せん断応力	N/mm^2
$f_c^{*1)}$	許容圧縮応力	N/mm^2
$f_b^{*1)}$	許容曲げ応力	N/mm^2
$f_p^{*1)}$	許容支圧応力	N/mm^2
G	重力加速度 (=9.80665)	m/s^2
J_s	支持架台の上部脚柱のねじり剛性係数	mm^4
l_{SY}	図 2.2-3 に示す支持架台の上部脚柱における荷重点からせん断中心までの距離	mm
l_{TY}	図 2.2-3 に示す支持架台の上部脚柱における荷重点から断面中立軸までの距離	mm
l_{TZ}	図 2.2-3 に示すトラニオン部（荷重作用点）から支持架台の脚柱の応力評価部位までの距離	mm
S_s	基準地震動 S_s による地震力	—
t_{SC}	トラニオン受部の上部脚柱の板厚	mm
W_{S1}	支持架台の上部脚柱の総質量	kg
W_V	キャスク容器（内部を含む）の総質量	kg
Z_{SCX}	図 2.2-3 に示す支持架台の上部脚柱の X 軸に関する断面係数	mm^3
Z_{SCY}	図 2.2-3 に示す支持架台の上部脚柱の Y 軸に関する断面係数	mm^3

記号	記号の説明	単位
σ_{bHX}	キャスク容器軸方向水平地震力により支持架台の上部脚柱に発生する曲げ応力	N/mm ²
σ_{bHY}	キャスク容器軸直角方向水平地震力により支持架台の上部脚柱に発生する曲げ応力	N/mm ²
σ_{co}	自重により支持架台の上部脚柱に発生する圧縮応力	N/mm ²
σ_{bo}	自重により支持架台の上部脚柱に発生する曲げ応力	N/mm ²
σ_{To}	自重により支持架台の上部脚柱に発生する組合せ応力	N/mm ²
σ_c	座屈応力	N/mm ²
σ_{cV}	自重と鉛直方向地震力により支持架台の上部脚柱に発生する圧縮応力	N/mm ²
σ_{bV}	自重と鉛直方向地震力により支持架台の上部脚柱に発生する曲げ応力	N/mm ²
σ_{Tc}	自重のみによる圧縮応力と鉛直方向地震力による圧縮応力の合成圧縮応力	N/mm ²
σ_{Tb}	自重のみによる曲げ応力と鉛直方向地震力による曲げ応力、水平地震力による曲げ応力の合成曲げ応力	N/mm ²
σ_{THX}	自重、鉛直方向地震力、キャスク容器軸方向水平地震力により支持架台の上部脚柱に発生する圧縮応力、曲げ応力及びせん断応力の組合せ応力	N/mm ²
σ_{THY}	自重、鉛直方向地震力、キャスク容器軸直角方向水平地震力により支持架台の上部脚柱に発生する圧縮応力、曲げ応力及びせん断応力の組合せ応力	N/mm ²
τ_{SHX}	キャスク容器軸方向水平地震力により支持架台の上部脚柱に発生する平均せん断応力	N/mm ²
τ_{SHY}	キャスク容器軸直角方向水平地震力によりキャスク支持架台の上部脚柱に発生する平均せん断応力	N/mm ²
τ_{THX}	キャスク容器軸方向水平地震力により支持架台の上部脚柱に加わるねじりによるせん断応力	N/mm ²
τ_{HX}	水平地震力による平均せん断応力とねじりせん断応力の合成せん断応力	N/mm ²
$\Delta\sigma_c$	地震力のみによる引張・圧縮応力の応力範囲	N/mm ²
$\Delta\sigma_b$	地震力のみによる曲げ応力の応力範囲	N/mm ²
$\Delta\tau$	地震力のみによるせん断応力の応力範囲	N/mm ²
I+S _s	設計事象 I の仮保管時の状態において、S _s 地震力が作用した場合の許容応力状態	—

注1) f_t^* , f_s^* , f_c^* , f_b^* , f_p^* : f_t , f_s , f_c , f_b , f_p の値を算出する際に設計・建設規格 SSB-3121.1(1)における「付録材料図表 Part5 表 8 に規定する材料の設計降伏点」とあるのを「付録材料図表 Part5 表 8 に規定する材料の設計降伏点の 1.2 倍の値」と読み替えて算出した値。

B. 計算条件

計算条件を表 2.2-1 に示す。

2.1 (1) 3) ③より支持架台の固有周期が 0.05[s]以下であることから、支持架台は剛であると考えられる。よって支持架台の機械的荷重である設計用地震力は乾式貯蔵キャスクと同様に 1.2ZPA とする。

C. 許容応力

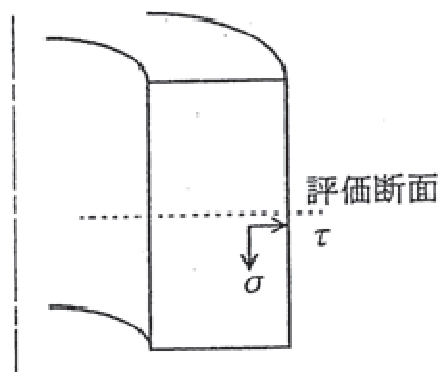
支持架台材料の許容応力値を表 2.2-2 に示す。

D. 応力の記号と方向

応力の記号とその方向は下記のとおりである。

σ : 評価断面に垂直な方向の応力

τ : せん断応力



② 応力計算

A. 応力評価点

支持架台の応力評価点を図 2.2-2 及び図 2.2-3 に示す。

B. 仮保管時（S_s地震力が作用する場合）

a. 荷重条件

仮保管時において S_s地震力が作用する場合の荷重は、次に示す組合せとする。

荷重の組合せ：自重＋地震力

b. 計算方法

支持架台の応力計算は、以下に示す方法で計算する。

(a) 支持架台の応力

支持架台の上部脚柱（図 2.2-3 参照）に発生する圧縮応力、曲げ応力、せん断応力及びこれらの組合せ応力を計算する。

自重のみによる支持架台の上部脚柱（図 2.2-3 参照）の一次応力の圧縮応力（ σ_{c0} ）、曲げ応力（ σ_{b0} ）、組合せ応力（ σ_{T0} ）は次式で表される。

$$\sigma_{c0} = \frac{(W_V + W_{S1}) \cdot G}{4 \cdot A_5} \quad (1)$$

$$\sigma_{b0} = \frac{(W_V + W_{S1}) \cdot G \cdot l_{TY}}{4 \cdot Z_{SCX}} \quad (2)$$

$$\sigma_{T0} = \sigma_{c0} + \sigma_{b0} \quad (3)$$

ここで、

W_V : キャスク容器（内部を含む）の総質量

・大型 115000 kg

・中型 96000 kg

W_{S1} : 支持架台の上部脚柱の総質量

・大型 600 kg

・中型 600 kg

A_5 : 支持架台の上部脚柱の断面積

・大型 50600 mm²

・中型 53080 mm²

l_{TY} : 図 2.2-3 に示す支持架台の上部脚柱における荷重点から断面中立軸までの距離

・大型 93.6 mm

・中型 116.4 mm

Z_{SCX} : 図 2.2-3 に示す支持架台の上部脚柱の X 軸に関する断面係数

・大型 キャスク容器側 : 5.535×10⁶ mm³

キャスク容器と反対側 : 2.611×10⁶ mm³

・中型 キャスク容器側 : 7.081×10⁶ mm³

キャスク容器と反対側 : 3.352×10⁶ mm³

なお、応力計算では下記の荷重を組合せる。

- ①自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力
- ②自重+鉛直方向地震力+軸直角方向水平地震力

イ. 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力の場合

(イ)一次応力

自重のみによる圧縮応力 (σ_{c0}) と鉛直方向地震力による圧縮応力 (σ_{cV}) の合成圧縮応力 (σ_{Tc})

$$\sigma_{cV} = \frac{C_V \cdot (W_V + W_{S1})}{4 \cdot A_5} \quad (4)$$

$$\sigma_{Tc} = \sigma_{c0} + \sigma_{cV} \quad (5)$$

自重のみによる曲げ応力 (σ_{b0}) と鉛直方向地震力による曲げ応力 (σ_{bV})、水平地震力による曲げ応力 (σ_{bHX}) の合成曲げ応力 (σ_{Tb})

$$\sigma_{bV} = \frac{C_V \cdot (W_V + W_{S1}) \cdot l_{TY}}{4 \cdot Z_{SCX}} \quad (6)$$

$$\sigma_{bHX} = \frac{C_H \cdot (W_V + W_{S1}) \cdot l_{TZ}}{2 \cdot Z_{SCY}} \quad (7)$$

$$\sigma_{Tb} = \sigma_{b0} + \sigma_{bV} + \sigma_{bHX} \quad (8)$$

水平地震力による平均せん断応力 (τ_{SHX}) とねじりせん断応力 (τ_{THX}) の合成せん断応力 (τ_{HX})

$$\tau_{SHX} = \frac{C_H \cdot (W_V + W_{S1})}{2 \cdot A_5} \quad (9)$$

$$\tau_{THX} = \frac{C_H \cdot (W_V + W_{S1}) \cdot l_{SY} \cdot t_{SC}}{2 \cdot J_5} \quad (10)$$

$$\tau_{HX} = \tau_{SHX} + \tau_{THX} \quad (11)$$

以上の圧縮応力 (σ_{Tc})、曲げ応力 (σ_{Tb})、せん断応力 (τ_{HX}) による組合せ応力 (σ_{THX}) は次式で表される。

$$\sigma_{THX} = \sqrt{(\sigma_{Tc} + \sigma_{Tb})^2 + 3 \cdot \tau_{HX}^2} \quad (12)$$

ここで、

l_{TZ} : 図 2.2-3 に示すトラニオン部 (荷重作用点) から支持架台の脚柱の応力評価部位までの距離

- ・大型 250 mm
- ・中型 250 mm

Z_{SCY} : 図 2.2-3 に示す支持架台の上部脚柱の Y 軸に関する断面係数

- ・大型 $6.400 \times 10^6 \text{ mm}^3$
- ・中型 $6.815 \times 10^6 \text{ mm}^3$

J_5 : 図 2.2-3 に示す支持架台の上部脚柱のねじり剛性係数

- ・大型 $3.448 \times 10^7 \text{ mm}^4$
- ・中型 $3.296 \times 10^7 \text{ mm}^4$

- l_{SY} : 図 2.2-3 に示す支持架台の上部脚柱における荷重点からせん断中心までの距離
 ・大型 124.7 mm
 ・中型 152.7 mm
 t_{SC} : トラニオン受部の上部支柱の板厚
 ・大型 50 mm
 ・中型 50 mm
 C_V : 鉛直方向加速度
 ・大型 0.49 G
 ・中型 0.49 G
 C_H : 水平方向加速度
 ・大型 0.79 G
 ・中型 0.79 G

(ロ)一次+二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲 ($\Delta \sigma_c$), 曲げの応力範囲 ($\Delta \sigma_b$), せん断の応力範囲 ($\Delta \tau$), 及び座屈応力 (σ_c) は次式により表される。なお, この部位では支圧応力, せん断座屈, 曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈を評価する。

$$\Delta \sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cV} \quad (13)$$

$$\Delta \sigma_b = 2 \cdot (\sigma_{bV} + \sigma_{bHX}) \quad (14)$$

$$\Delta \tau = 2 \cdot \tau_{HX} \quad (15)$$

$$\sigma_c = \sigma_{Tc} \quad (16)$$

ロ. 自重+鉛直方向地震力+軸直角方向水平地震力の場合

(イ)一次応力

自重のみによる応力と鉛直方向地震力による応力, 軸直角方向水平地震力による曲げ応力 (σ_{bHY}) を組合せた曲げ応力 (σ_{Tb}) 及び平均せん断応力 (τ_{SHY}) との組合せ応力 (σ_{THY}) は次式で表される。

$$\sigma_{bHY} = \frac{C_H \cdot (W_V + W_{S1}) \cdot \ell_{TZ}}{4 \cdot Z_{SCX}} \quad (17)$$

$$\tau_{SHY} = \frac{C_H \cdot (W_V + W_{S1})}{4 \cdot A_5} \quad (18)$$

$$\sigma_{Tb} = \sigma_{bo} + \sigma_{bV} + \sigma_{bHY} \quad (19)$$

$$\sigma_{THY} = \sqrt{(\sigma_{Tc} + \sigma_{Tb})^2 + 3 \cdot \tau_{SHY}^2} \quad (20)$$

(ロ)一次+二次応力

地震力のみによる曲げの応力範囲 ($\Delta \sigma_b$), せん断の応力範囲 ($\Delta \tau$) は次式により表される。引張・圧縮の応力範囲 ($\Delta \sigma_c$) は (13) 式による。なお, この部位では支圧応力は生じない。座屈評価は (16) 式による。

$$\Delta \sigma_b = 2 \cdot (\sigma_{bV} + \sigma_{bHY}) \quad (21)$$

$$\Delta \tau = 2 \cdot \tau_{SHY} \quad (22)$$

c. 計算結果

応力計算結果を表 2.2-3 に示す。

③ 応力の評価

A. 一次応力の評価

設計事象における評価を表 2.2-3 に示す。

表 2.2-3 より、支持架台の一次応力は、許容応力以下となる。

B. 一次＋二次応力の評価

設計事象における評価を表 2.2-3 に示す。

表 2.2-3 より、支持架台の一次＋二次応力は、許容応力以下となる。

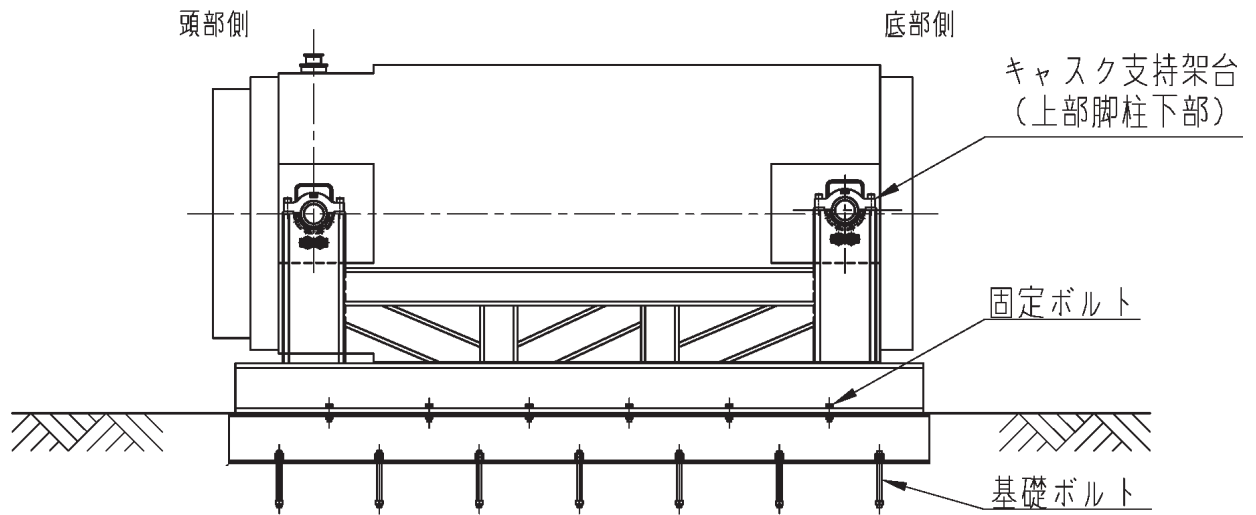


図 2.2-2 応力評価部位

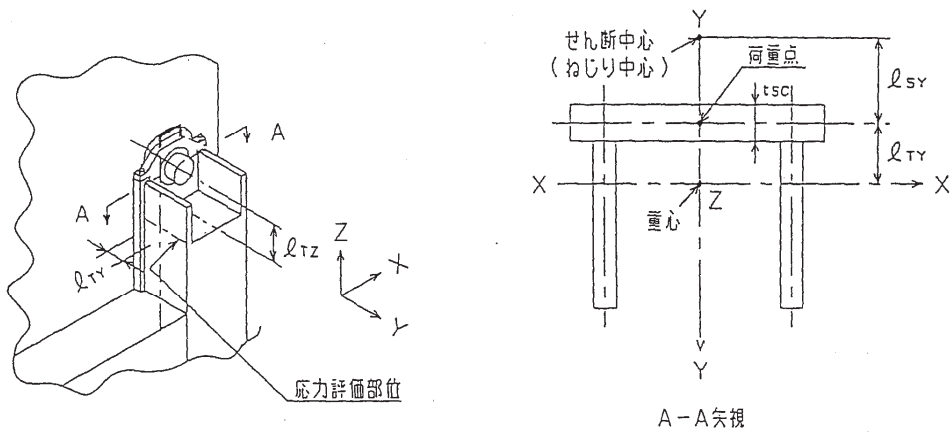


図 2.2-3 応力評価部位 (キャスト支持架台の上部脚柱)

表 2.2-1 計算条件

項 目		計算条件
機械的荷重	地 震 力	S _s 地震力 水平方向 : 0.79 G 鉛直方向 : 0.49 G
熱 荷 重	最高使用温度	50℃
材 料		SS400

表 2.2-2 支持構造物用材料の許容応力値

許容 応力 区分	応力の種類		許容応力値 (N/mm ²)		
			炭素鋼 ¹⁾ (支持架台)		
			大型	中型	許容値基準
			SS400	SS400	
I + S _s	一次 応力	引張応力	253	253	1.5 f _t *
		圧縮応力	210	211	1.5 f _c *
		せん断応力	146	146	1.5 f _s *
		曲げ応力	253	253	1.5 f _b *
		支圧応力	346	346	1.5 f _p *
	一次 + 二次 応力	引張・圧縮応力	423	423	3 f _t ²⁾
		せん断応力	244	244	3 f _s ²⁾
		曲げ応力	423	423	3 f _b ²⁾
		支圧応力	346	346	1.5 f _p *
		座屈応力	210	211	1.5 f _b , 1.5 f _s 又は 1.5 f _c

注 1) 一次応力における組合せ応力評価は以下による。

- ① 評価断面に垂直な方向の応力 (σ) とせん断応力 (τ) を組合せた応力 (σ_T) は、引張応力に対する許容応力値以下であること。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

- ② 組合せ応力評価として、評価断面に垂直な方向の応力同士での組合せ (軸応力+曲げ応力, せん断応力を考慮しない) として下記の評価がある。

○圧縮応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は、次式を満足すること。

$$\frac{|\sigma_c|}{1.5 \cdot f_c^*} + \frac{|{}_c\sigma_b|}{1.5 \cdot f_b^*} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{|{}_t\sigma_b| - |\sigma_c|}{1.5 \cdot f_t^*} \leq 1$$

○引張応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は、次式を満足すること。

$$\frac{|\sigma_t| + |{}_t\sigma_b|}{1.5 \cdot f_t^*} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{|{}_c\sigma_b| - |\sigma_t|}{1.5 \cdot f_b^*} \leq 1$$

ここで、σ_c : 平均圧縮応力 (N/mm²)

σ_t : 平均引張応力 (N/mm²)

_cσ_b : 圧縮側曲げ応力 (N/mm²)

_tσ_b : 引張側曲げ応力 (N/mm²)

注 2) S_s地震力のみによる応力範囲について評価。

表 2.2-3 支持架台の応力評価（仮保管時：S_s地震力が作用する場合）

（単位：N/mm²）

部位	応力の種類		大型			中型		
			計算値		許容応力	計算値		許容応力
			ケース 1 ¹⁾	ケース 2 ¹⁾		ケース 1 ¹⁾	ケース 2 ¹⁾	
支持架台	一次応力	引張応力	—	—	253	—	—	253
		圧縮応力	9	9	210	7	7	211
		せん断応力	90	5	146	94	4	146
		曲げ応力	33	37	253	26	27	253
		組合せ応力	159	30	253	165	21	253
		支圧応力	—	—	346	—	—	346
	一次 + 二次応力 ²⁾	引張・圧縮応力	6	6	423	5	5	423
		せん断応力	180	9	244	188	7	244
		曲げ応力	45	53	423	36	36	423
		支圧応力	—	—	346	—	—	346
座屈応力 ³⁾		9	9	210	7	7	211	

注 1) ケース 1 は自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力の場合

ケース 2 は自重+鉛直方向地震力+軸直角方向水平地震力の場合

注 2) S_s地震力のみによる応力範囲について評価

注 3) 自重+地震力の最大応力で評価

4) 固定ボルト，基礎ボルト

① 概要

本項では，大型及び中型の乾式貯蔵キャスクの支持構造物のうち固定ボルト，基礎ボルトに関する応力計算について示す。

なお，地震時における支持架台の設計震度は大型と中型で同じであり，乾式貯蔵キャスクの質量は大型の方が大きく（大型：115000kg，中型：96000kg），また当該評価部位の形状，材料等は共通であるため大型のみを検討対象とする。

A. 形状・寸法・材料

本計算書で解析する箇所形状・寸法・材料を図 2.2-4 に示す。

B. 計算条件

計算条件を表 2.2-4 に示す。

C. 許容応力

解析箇所の許容応力を表 2.2-5 に示す。

D. 応力の記号と方向

応力の記号とその方向は，3) ① D 項と同じである。

② 応力計算

A. 荷重条件

仮保管時においてS_s地震力が作用する場合の荷重は、次に示す組合せとする。

荷重の組合せ：自重+地震力

B. 計算方法

固定ボルト、基礎ボルトの応力計算は、以下に示す方法で計算する。

なお、鉛直地震力と水平地震力を同時に考慮した荷重により、発生する応力を計算する。

a. 固定ボルトの応力

(a) 固定ボルトの引張応力

イ. 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力の場合

図 2.2-6 において、最大引張応力が発生するのは支点から最も遠い固定ボルトである。支点回りのモーメントの釣合による最大引張応力 (σ_{tFHx}) は次式で表される。

$$\sigma_{tFHx} = \frac{F_{fX1}}{A_{fb}}$$

$$F_{fX1} = \frac{L_{fX1} \cdot M_{fTHx}}{\sum_{i=1}^6 N_{fXi} \cdot L_{fXi}^2}$$

$$M_{fTHx} = \{C_H \cdot H_{fVG} - (1G - C_V) \cdot L_{fVGX}\} \cdot W_V + \{C_H \cdot H_{fSG} - (1G - C_V) \cdot L_{fSGX}\} \cdot W_S$$

ここで、

- W_V : キャスク質量 (=115000 kg)
- W_S : キャスク支持架台質量 (=15000 kg)
- C_V : 鉛直方向震度 (=0.49 G)
- C_H : 水平方向震度 (=0.79 G)
- G : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)
- $F_{fX1} \sim F_{fX6}$: 図 2.2-6 に示す固定ボルトに発生する引張力 (N)
- A_{fb} : 固定ボルト 1 本の呼び径断面積 (=855.3 mm²)
- $L_{fX1} \sim L_{fX6}$: 図 2.2-6 に示す固定ボルトの各位置 (mm)
- ΔL_{fX} : 図 2.2-6 に示す固定ボルトの間隔
 $L_{fXi+1} = L_{fXi} - \Delta L_{fX}$
 ΔL_{fX} (=800 mm) , L_{fX1} (=4750 mm)
- $N_{fX1} \sim N_{fX6}$: 図 2.2-6 に示す固定ボルトの各位置での本数 (=各 2 本)
- M_{fTHx} : 軸方向水平地震力に関する転倒モーメント (N・mm)
- H_{fVG} : 図 2.2-6 に示すキャスク容器の重心高さ (=1600 mm)
- H_{fSG} : 図 2.2-6 に示すキャスク支持架台の重心高さ (=522 mm)
- L_{fVGX} : 図 2.2-6 に示すキャスク容器の軸方向の重心位置 (=2672 mm)
- L_{fSGX} : 図 2.2-6 に示すキャスク支持架台の軸方向の重心位置 (=2754.9 mm)

(1) 式の転倒モーメント (M_{fTHX}) が負であれば、引張力 (F_{fx1}) は作用しないので、この場合は引張応力の計算は省略する。

ロ. 自重+鉛直方向地震力+軸直角方向地震力の場合

図 2.2-7 において、最大引張応力が発生するのは支点から最も遠い固定ボルトである。支点回りのモーメントを片側の固定ボルトで受ける場合の最大引張応力 (σ_{tfHY}) は次式で表される。

$$\sigma_{tfHY} = \frac{F_{fY}}{A_{fb}}$$

$$F_{fY} = \frac{M_{fTHY}}{N_{fY} \cdot L_{fY}}$$

$$M_{fTHY} = \{C_H \cdot H_{fVG} - (1G - C_V) \cdot L_{fVGY}\} \cdot W_V + \{C_H \cdot H_{fSG} - (1G - C_V) \cdot L_{fSGY}\} \cdot W_S$$

ここで、

- W_V : キヤスク質量 (=115000 kg)
- W_S : キヤスク支持架台質量 (=15000 kg)
- C_V : 鉛直方向震度 (=0.49 G)
- C_H : 水平方向震度 (=0.79 G)
- G : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)
- F_{fY} : 図 2.2-7 に示す固定ボルトに発生する引張力 (N)
- A_{fb} : 固定ボルト 1 本の呼び径断面積 (=855.3 mm²)
- L_{fY} : 図 2.2-7 に示す支点から固定ボルトまでの距離 (=3200 mm)
- N_{fY} : 図 2.2-7 に示す固定ボルト位置 (L_{fY}) での本数 (=6 本)
- M_{fTHY} : 軸直角方向水平地震力に関する転倒モーメント (N・mm)
- H_{fVG} : 図 2.2-7 に示すキヤスク容器の重心高さ (=1600 mm)
- H_{fSG} : 図 2.2-7 に示すキヤスク支持架台の重心高さ (=522 mm)
- L_{fVGY} : 図 2.2-7 に示すキヤスク容器の軸直角方向の重心位置 (=1650 mm)
- L_{fSGY} : 図 2.2-7 に示すキヤスク支持架台の軸直角方向の重心位置 (=1650 mm)

(2) 式の転倒モーメント (M_{fTHY}) が負であれば、引張力 (F_{fY}) は作用しないので、この場合は引張応力の計算は省略する。

(b) 固定ボルトのせん断応力

固定ボルトのせん断応力 (τ_f) は次式で表される。

$$\tau_f = \frac{C_H \cdot (W_V + W_S)}{N_f \cdot A_{fm}} \quad (3)$$

ここで、

C_H : 水平方向震度 (=0.79 G)

N_f : 固定ボルトの本数 (=12 本)

A_{fm} : 固定ボルトの有効断面積 (=693.6 mm²)

W_V : キャスク質量 (=115000 kg)

W_S : キャスク支持架台質量 (=15000 kg)

G : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)

b. 基礎ボルトの応力

(a) 基礎ボルトの引張応力

イ. 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力の場合

図 2.2-8 において，最大引張応力が発生するのは支点から最も遠い基礎ボルトである。支点回りのモーメントの釣合による最大引張応力 (σ_{taHX}) は次式で表される。

$$\sigma_{\text{taHX}} = \frac{F_{\text{aX1}}}{A_{\text{ab}}} \quad \left. \begin{aligned} F_{\text{aX1}} &= \frac{L_{\text{aX1}} \cdot M_{\text{aTHX}}}{\sum_{i=1}^7 N_{\text{aXi}} \cdot L_{\text{aXi}}^2} \\ M_{\text{aTHX}} &= \{C_{\text{H}} \cdot H_{\text{aVG}} - (1G - C_{\text{V}}) \cdot L_{\text{aVGX}}\} \cdot W_{\text{V}} + \{C_{\text{H}} \cdot H_{\text{aSG}} - (1G - C_{\text{V}}) \cdot L_{\text{aSGX}}\} \cdot W_{\text{S}} \\ &\quad + \{C_{\text{H}} \cdot H_{\text{aPG}} - (1G - C_{\text{V}}) \cdot L_{\text{aPGX}}\} \cdot W_{\text{P}} \end{aligned} \right\} (4)$$

ここで，

W_{V} : キャスク質量 (=115000 kg)

W_{S} : キャスク支持架台質量 (=15000 kg)

W_{P} : 固定具質量 (=3000 kg)

C_{V} : 鉛直方向震度 (=0.49 G)

C_{H} : 水平方向震度 (=0.79 G)

G : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)

$F_{\text{aX1}} \sim F_{\text{aX7}}$: 図 2.2-8 に示す基礎ボルトに発生する引張力 (N)

A_{ab} : 基礎ボルト 1 本の呼び径断面積 (=1017.9 mm²)

$L_{\text{aX1}} \sim L_{\text{aX7}}$: 図 2.2-8 に示す基礎ボルトの各位置 (mm)

ΔL_{aX} : 図 2.2-8 に示す基礎ボルトの間隔

$$L_{\text{aXi+1}} = L_{\text{aXi}} - \Delta L_{\text{aX}}$$

$$\Delta L_{\text{aX}} (=800 \text{ mm}), \Delta L_{\text{aX1}} (=5200 \text{ mm})$$

$N_{\text{aX1}} \sim N_{\text{aX7}}$: 図 2.2-8 に示す基礎ボルトの各位置での本数 (本)

M_{aTHX} : 軸方向水平地震力に関する転倒モーメント (N・mm)

H_{aVG} : 図 2.2-8 に示すキャスク容器の重心高さ (=2000 mm)

H_{aSG} : 図 2.2-8 に示すキャスク支持架台の重心高さ (=922 mm)

H_{aPG} : 図 2.2-8 に示す固定具の重心高さ (=200 mm)

L_{aVGX} : 図 2.2-8 に示すキャスク容器の軸方向の重心位置
(=2722 mm)

L_{aSGX} : 図 2.2-8 に示すキャスク支持架台の軸方向の重心位置
(=2804.9 mm)

L_{aPGX} : 図 2.2-8 に示す固定具の軸方向の重心位置 (=2800 mm)

(4) 式の転倒モーメント (M_{aTHX}) が負であれば，引張力 (F_{aX1}) は作用しないので，この場合は引張応力の計算は省略する。

ロ. 自重+鉛直方向地震力+軸直角方向地震力の場合

図 2.2-9 において、最大引張応力が発生するのは支点から最も遠い基礎ボルトである。支点回りのモーメントを片側の基礎ボルトで受ける場合の最大引張応力 (σ_{taHY}) は次式で表される。

$$\sigma_{\text{taHY}} = \frac{F_{\text{aY1}}}{A_{\text{ab}}} \quad \left. \begin{aligned} F_{\text{aY1}} &= \frac{M_{\text{aTHY}} \cdot L_{\text{aY1}}}{N_{\text{aY1}} \cdot L_{\text{aY1}}^2 + N_{\text{aY2}} \cdot L_{\text{aY2}}^2} \\ M_{\text{aTHY}} &= \{C_{\text{H}} \cdot H_{\text{aVG}} - (1\text{G} - C_{\text{V}}) \cdot L_{\text{aVGY}}\} \cdot W_{\text{V}} + \{C_{\text{H}} \cdot H_{\text{aSG}} - (1\text{G} - C_{\text{V}}) \cdot L_{\text{aSGY}}\} \cdot W_{\text{S}} \\ &\quad + \{C_{\text{H}} \cdot H_{\text{aPG}} - (1\text{G} - C_{\text{V}}) \cdot L_{\text{aPGY}}\} \cdot W_{\text{P}} \end{aligned} \right\} (5)$$

ここで、

- W_{V} : キャスク質量 (=115000 kg)
- W_{S} : キャスク支持架台質量 (=15000 kg)
- W_{P} : 固定具質量 (=3000 kg)
- C_{V} : 鉛直方向震度 (=0.49 G)
- C_{H} : 水平方向震度 (=0.79 G)
- G : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)
- $F_{\text{aY1}} \sim F_{\text{aY2}}$: 図 2.2-9 に示す基礎ボルトに発生する引張力 (N)
- A_{ab} : 固定ボルト 1 本の呼び径断面積 (=1017.9 mm²)
- $L_{\text{aY1}} \sim L_{\text{aY2}}$: 図 2.2-9 に示す支点から基礎ボルトまでの距離
($L_{\text{aY1}}=3200$ mm, $L_{\text{aY2}}=3000$ mm)
- N_{aYi} : 図 2.2-9 に示す基礎ボルト位置 (L_{aYi}) での本数 (=各 7 本)
- M_{aTHY} : 軸直角方向水平地震力に関する転倒モーメント (N・mm)
- H_{aVG} : 図 2.2-9 に示すキャスク容器の重心高さ (=2000 mm)
- H_{aSG} : 図 2.2-9 に示すキャスク支持架台の重心高さ (=922 mm)
- H_{aPG} : 図 2.2-9 に示す固定具の重心高さ (=200 mm)
- L_{aVGY} : 図 2.2-9 に示すキャスク容器の軸直角方向の重心位置 (=1650 mm)
- L_{aSGY} : 図 2.2-9 に示すキャスク支持架台の軸直角方向の重心位置 (=1650 mm)
- L_{aPGY} : 図 2.2-9 に示すキャスク支持架台の軸直角方向の重心位置 (=1650mm)

(5) 式の転倒モーメント (M_{aTHY}) が負であれば、引張力 (F_{aY1}) は作用しないので、この場合は引張応力の計算は省略する。

(b) 基礎ボルトのせん断応力

基礎ボルトのせん断応力 (τ_f) は次式で表される。

$$\tau_f = \frac{C_H \cdot (W_V + W_S + W_P)}{N_a \cdot A_{am}} \quad (6)$$

ここで、

C_H : 水平方向震度 (=0.79 G)

N_a : 基礎ボルトの本数 (=28 本)

A_{am} : 基礎ボルトの有効断面積 (=816.7 mm²)

W_V : キャスク質量 (=115000 kg)

W_S : キャスク支持架台質量 (=15000 kg)

W_P : 固定具質量 (=3000 kg)

G : 重力加速度 (=9.80665 m/s²)

④応力の評価

設計事象 I + S_sにおける固定ボルト及び基礎ボルトの評価を表 2.2-6 に示す。

表 2.2-6 より、各部の一次応力は許容応力以下となっている。

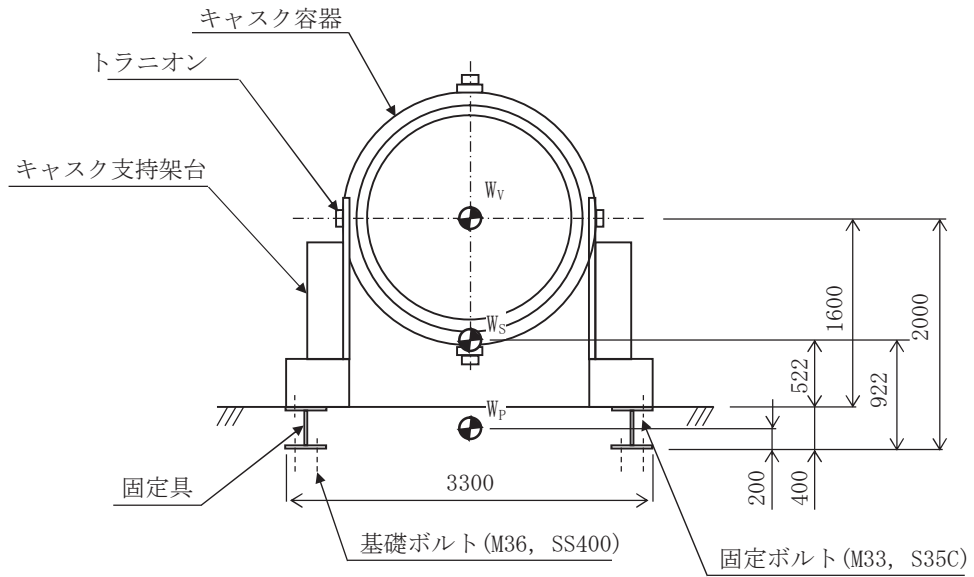
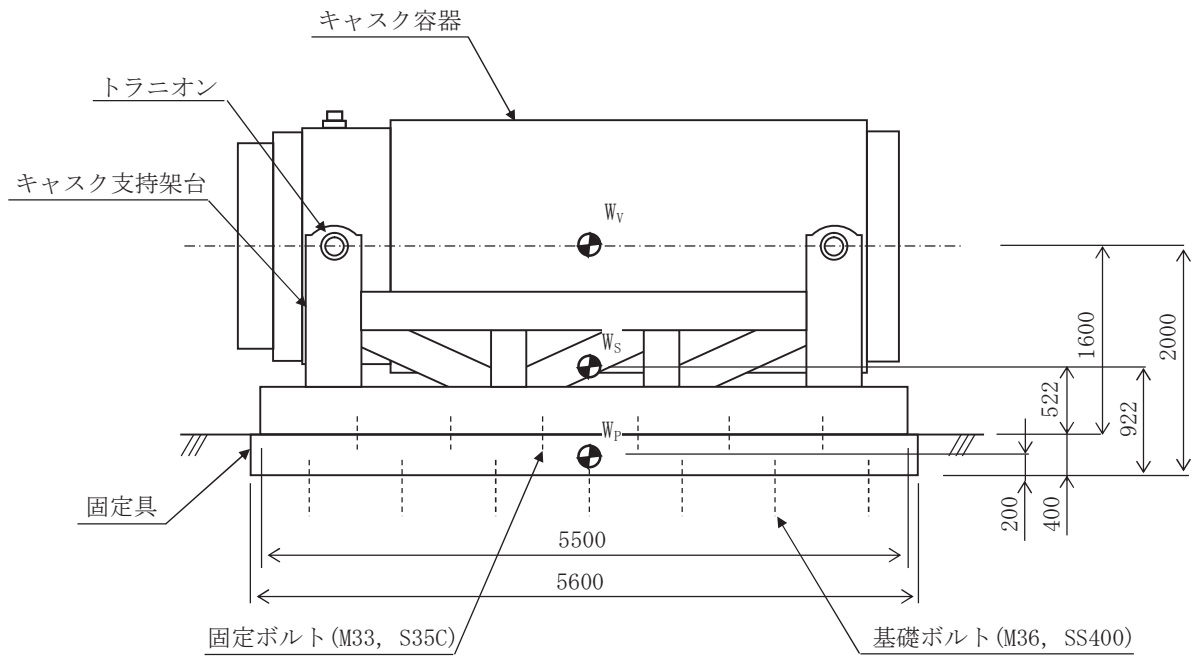


図 2.2-4 形状・寸法・材料

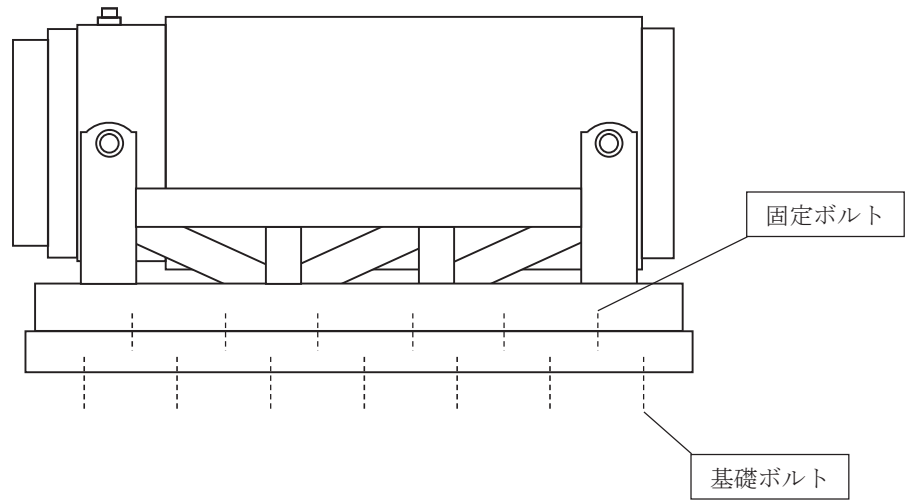


図 2.2-5 応力評価部位

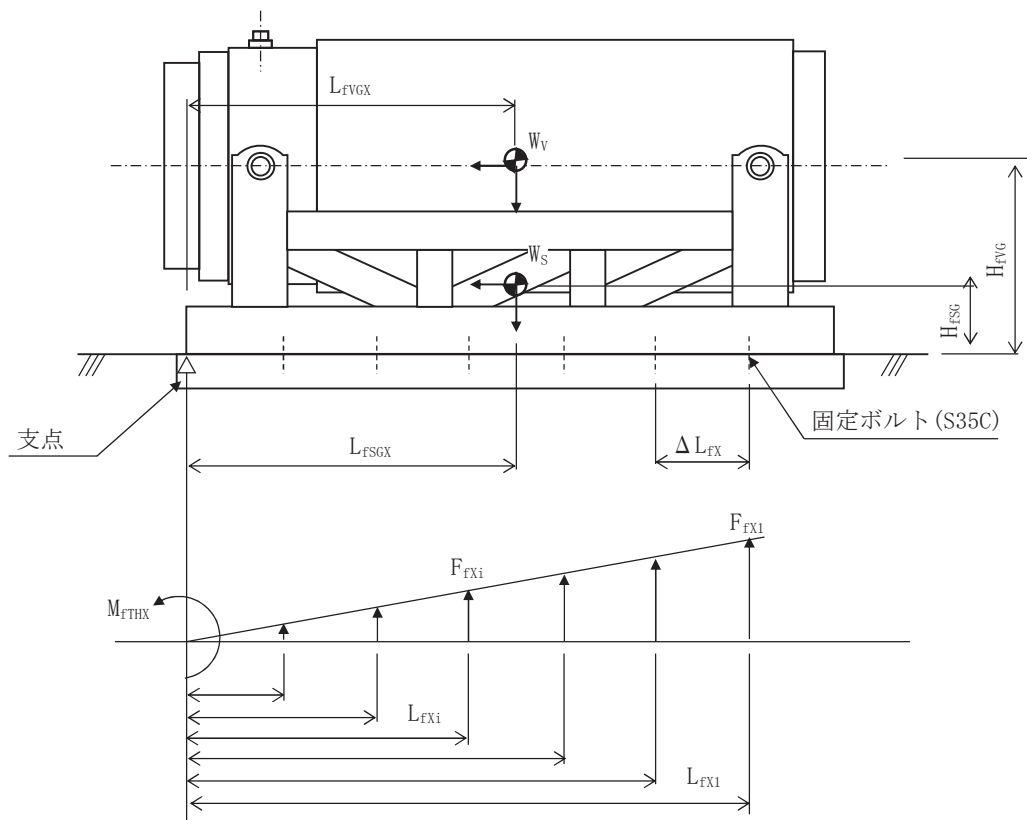


図 2.2-6 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力が作用した場合の
固定ボルトの引張応力計算モデル

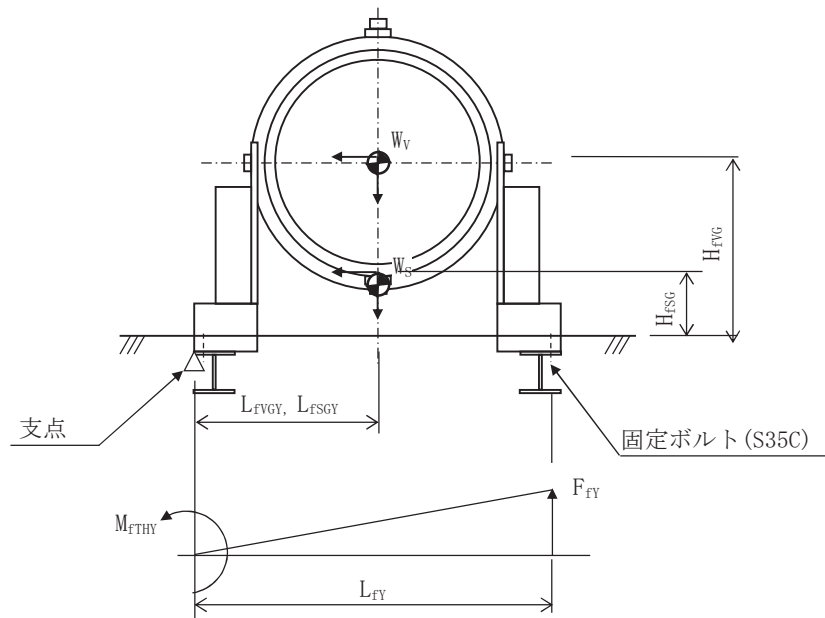


図 2.2-7 自重+鉛直方向地震力+軸直角方向水平地震力が作用した場合の
固定ボルトの引張応力計算モデル

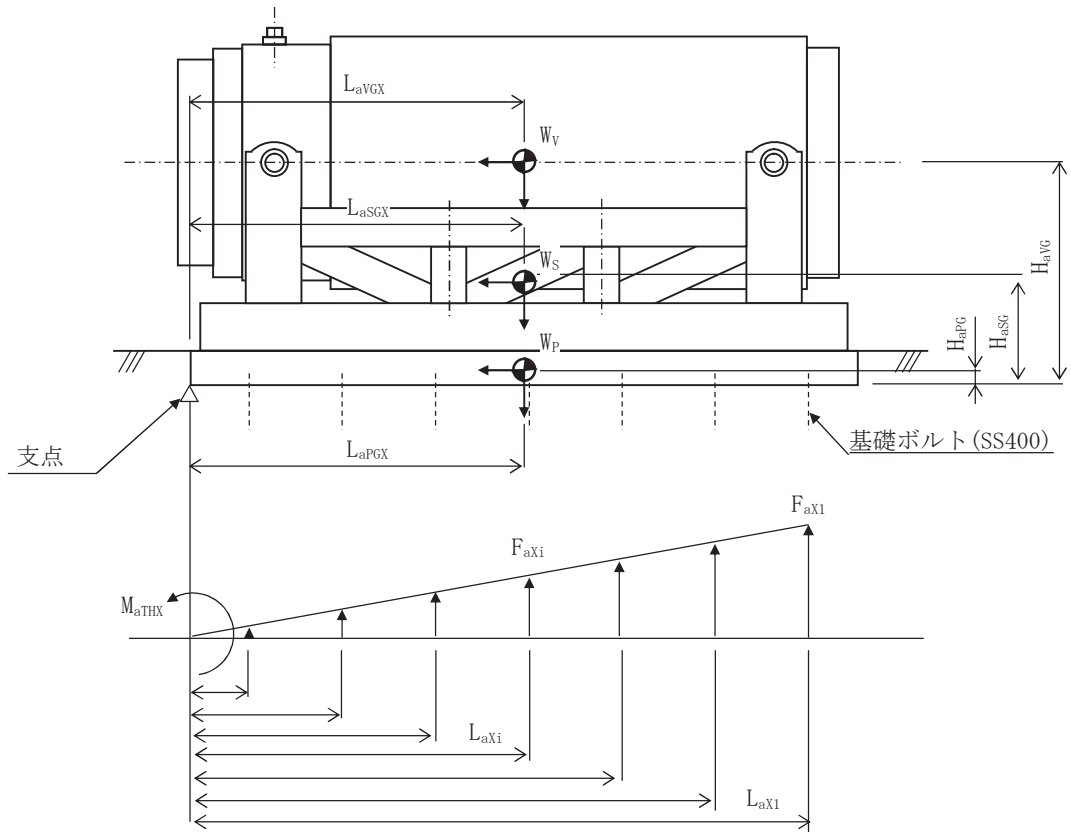


図 2.2-8 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力が作用した場合の基礎ボルトの引張応力計算モデル

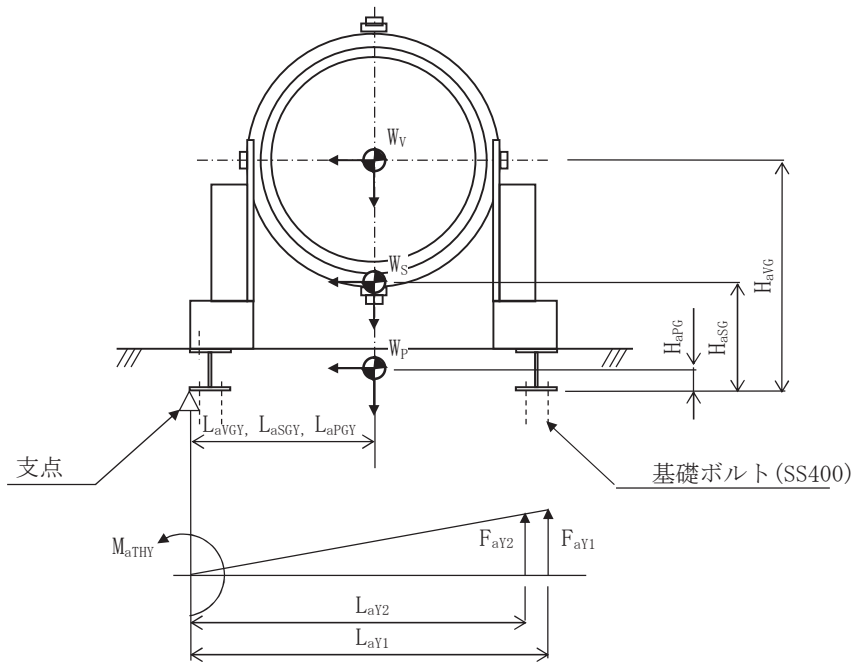


図 2.2-9 自重+鉛直方向地震力+軸直角方向水平地震力が作用した場合の基礎ボルトの引張応力計算モデル

表 2.2-4 計算条件

項 目		計算条件
機械的荷重	地震力	S _s 地震力 水平方向 : 0.79 G 鉛直方向 : 0.49 G
熱荷重	最高使用温度	50℃
材料	固定ボルト	炭素鋼(S35C)
	基礎ボルト	炭素鋼(SS400)

表 2.2-5 許容応力

(単位 : N/mm²)

部位	材料	設計事象	許容応力 ^(注1)	
			引張	せん断
固定ボルト	炭素鋼 (S35C)	I + S _s	(注2)	224
基礎ボルト	炭素鋼 (SS400)		(注2)	158

(注1) 許容応力は、次式で算出

<固定ボルト及び基礎ボルト>

$$\text{許容引張応力 } f_t = \frac{F}{2} \times 1.5$$

$$\text{許容せん断応力 } f_s = \frac{F}{1.5\sqrt{3}} \times 1.5$$

ただし、

$$F : \text{設計基準強度 (N/mm}^2\text{)} \quad F = \text{Min}[1.2S_y, 0.7S_u]$$

(注2) 固定ボルト及び基礎ボルトの許容引張応力はせん断応力との組合せを考慮し、次式で低減させる

$$\text{Min}[f_{t0}, 1.4f_{t0} - 1.6\tau]$$

ここで、

f_{t0} : ボルトの許容引張応力 (N/mm²)

τ : ボルトに発生するせん断応力 (N/mm²)

表 2.2-6 固定ボルト及び基礎ボルトの応力評価（設計事象 I + S_s）

（単位：N/mm²）

部位	応力の種類	計算値		許容応力 ^(注2)
		ケース 1 ^(注1)	ケース 2 ^(注1)	
固定ボルト	引張	— ^(注3)	26	213
	せん断	121	121	224
基礎ボルト	引張	2	19	206
	せん断	45	45	158

(注 1) ケース 1：自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力

ケース 2：自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力

(注 2) 固定ボルト及び基礎ボルトの許容引張応力は，発生せん断応力を考慮し低減させた値

(注 3) (1)式に示す転倒モーメント (M_{FTHX}) が負となり，固定ボルトに引張応力が発生しない。

(2) 輸送貯蔵兼用キャスク

1) 評価方針

キャスク仮保管設備における輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の基準地震動 S_s に対する耐震性について示すものである。なお、輸送貯蔵兼用キャスク A については今後評価結果を記載する。

2) 主な構成部材と適用基準

① 主な構成部材

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の耐震強度は、地震時に要求される安全機能を維持するため、鋼製支持架台、埋め込み金物、基礎ボルト、コンクリート支持架台により構成される。

② 適用基準と規格

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台は原子力発電所耐震設計技術規程 [JEAC4601-2008] 及び、発電用原子力設備規格 設計・建設規格 2005 年版 (2007 年追補版含む) [JSME S NC1-2005/2007] を適用する。

3) 固有周期の算定

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の固有周期は 2.1 乾式キャスクの耐震性 (3) 輸送貯蔵兼用キャスク B の内 2) 固有周期の算定と同一である。

4) 設計震度

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の設計震度は 2.1 (3) 輸送貯蔵兼用キャスク B の内 3) 設計震度と同一である。

5) 解析条件

① 荷重の組合せ

S_s 地震時の評価において、輸送貯蔵兼用キャスクの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せを表 2.2-7 に示す。

表 2.2-7 輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

		自重による荷重	地震荷重
		I + S _s	S _s 地震力が作用する場合

② 解析箇所

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析を行う箇所を図 2.2-10 に示す。

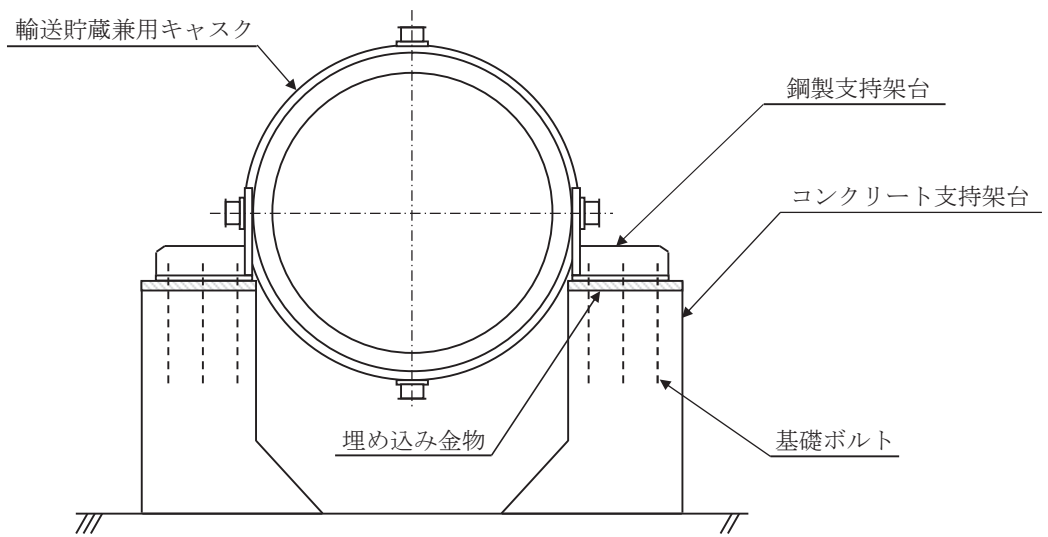
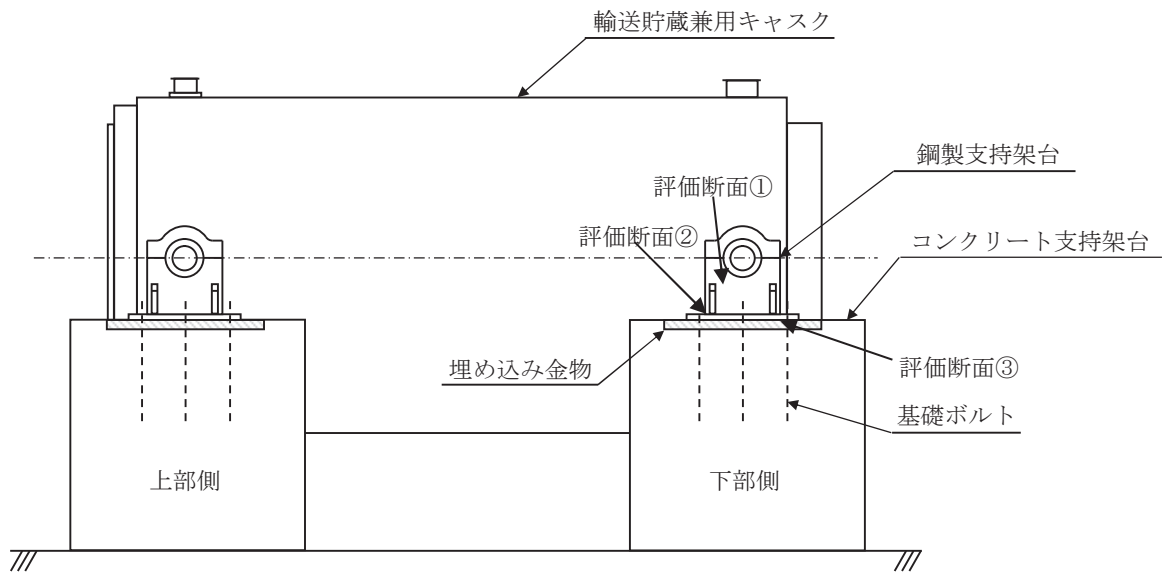


図 2.2-10 輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台

6) 解析

① 解析手順

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析フローを図 2.2-11 に示す。

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析は、想定される機械的荷重を基に応力評価式を用いて行う。

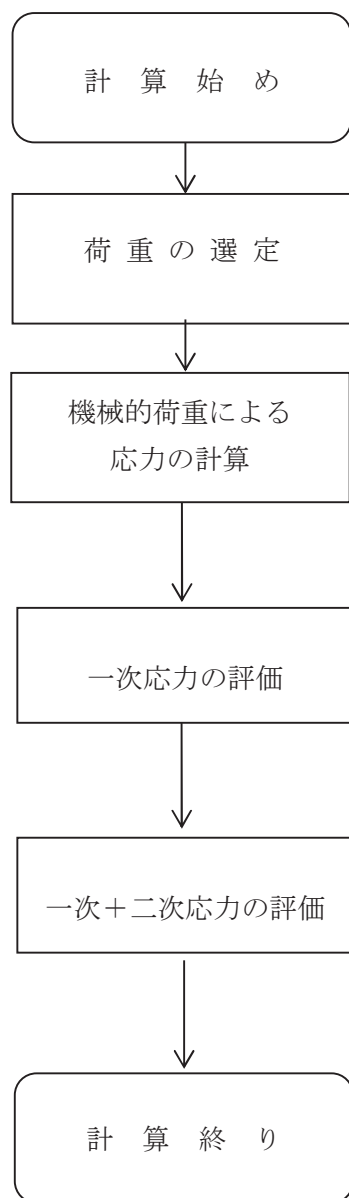


図 2.2-11 輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析フロー図

② 荷重条件の選定

貯蔵時において Ss 地震力が作用する場合の荷重は次に示す組合せとする。

自重+地震力

③ 荷重計算

図 2.2-12 に示す鋼製支持架台 1 脚に作用するキャスクの自重(F_{wU} , F_{wL})は次式で表される。

$$F_{wU} = \frac{P_w}{2} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{wL} = \frac{P_w}{2} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_w = W \cdot g$$

ここで,

F_{wU} : 鋼製支持架台 1 脚 (上部側) に作用するキャスクの自重(N)

F_{wL} : 鋼製支持架台 1 脚 (下部側) に作用するキャスクの自重(N)

P_w : キャスク自重(N)

a : キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離(mm)

b : キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離(mm)

W : キャスク設計質量(kg)

g : 重力加速度(m/s^2)

図 2.2-12 に示す鋼製支持架台 1 脚に作用する鉛直方向地震力(F_{vU} , F_{vL})は次式で表される。

$$F_{vU} = \frac{P_v}{2} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{vL} = \frac{P_v}{2} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_v = W \cdot C_v \cdot g$$

ここで,

F_{vU} : 鋼製支持架台 1 脚 (上部側) に作用する鉛直方向地震力(N)

F_{vL} : 鋼製支持架台 1 脚 (下部側) に作用する鉛直方向地震力(N)

P_v : キャスクに作用する鉛直方向地震力(N)

a : キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離(mm)

b : キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離(mm)

W : キャスク設計質量(kg)

C_v : 鉛直方向震度

g : 重力加速度(m/s^2)

図 2.2-12 に示す鋼製支持架台 1 脚に作用する軸方向水平地震力(F_{HXU} , F_{HXL})は次式で表される。なお、上部側のトラニオン受けには、キャスク軸方向にスライドする機構を備えており、軸方向水平地震力は作用しない。

$$F_{HXU} = 0$$

$$F_{HXL} = \frac{P_{HX}}{2}$$

$$P_{HX} = W \cdot C_H \cdot g$$

ここで、

F_{HXU} :鋼製支持架台 1 脚 (上部側) に作用する軸方向水平地震力 (N)

F_{HXL} :鋼製支持架台 1 脚 (下部側) に作用する軸方向水平地震力 (N)

P_{HX} :キャスクに作用する軸方向水平地震力 (N)

W :キャスク設計質量 (kg)

C_H :水平方向震度

g :重力加速度 (m/s^2)

図 2.2-12 に示す鋼製支持架台 1 脚に作用する軸直角方向水平地震力(F_{HYU} , F_{HYL})は次式で表される。なお、トラニオン受けには、鋼製支持架台に作用する軸直角方向荷重が、キャスクから支持架台の方向のみ作用する機構を備えている。

$$F_{HYU} = P_{HY} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{HYL} = P_{HY} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_{HY} = W \cdot C_H \cdot g$$

ここで、

F_{HYU} :鋼製支持架台 1 脚 (上部側) に作用する軸直角方向水平地震力 (N)

F_{HYL} :鋼製支持架台 1 脚 (下部側) に作用する軸直角方向水平地震力 (N)

P_{HY} :キャスクに作用する軸直角方向水平地震力 (N)

a :キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離 (mm)

b :キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離 (mm)

W :キャスク設計質量 (kg)

C_H :水平方向震度

g :重力加速度 (m/s^2)

④ 応力評価

A. 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力

a. 鋼製支持架台 (評価断面①)

(a) 一次応力

図 2.2-13 において自重のみによる圧縮応力(σ_{cW})と鉛直方向地震力による圧縮応力(σ_{cV})の合成圧縮応力(σ_{cT})は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cT} = \sigma_{cW} + \sigma_{cV}$$

図 2.2-13 において軸方向水平地震力による曲げ応力(σ_{bHX})は次式で表される。

$$\sigma_{bHX} = \frac{F_{HX} \cdot l}{t \cdot B^2 / 6}$$

図 2.2-13 において軸方向水平地震力による平均せん断応力(τ_{HX})は次式で表される。

$$\tau_{HX} = \frac{F_{HX}}{B \cdot t}$$

以上の合成圧縮応力(σ_{cT})、曲げ応力(σ_{bHX})、平均せん断応力(τ_{HX})による組合せ応力(σ_{THX})は次式で表される。

$$\sigma_{THX} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bHX})^2 + 3 \cdot \tau_{HX}^2}$$

ここで、

F_W : 図 2.2-12 に示す自重の設計用値(N)

F_V : 図 2.2-12 に示す鉛直方向地震力の設計用値(N)

F_{HX} : 図 2.2-12 に示す軸方向水平地震力の設計用値(N)

B : 図 2.2-13 に示す評価断面の幅(mm)

t : 図 2.2-13 に示すトラニオン受部の板厚(mm)

l : 図 2.2-13 に示す軸方向水平地震力に対するモーメントアーム(mm)

(b) 一次+二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲($\Delta \sigma_c$)、曲げの応力範囲($\Delta \sigma_b$)、せん断の応力範囲($\Delta \tau$)、及び座屈応力(σ_{bc})は次式により表される。

なお、この部位では支圧応力、せん断座屈、曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta \sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cV}$$

$$\Delta \sigma_b = 2 \cdot \sigma_{bHX}$$

$$\Delta\tau = 2 \cdot \tau_{HX}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{cT}$$

b. 鋼製支持架台(評価断面②)

(a) 一次応力

図2.2-14において自重のみによる圧縮応力 (σ_{cW}) と鉛直方向地震力による圧縮応力 (σ_{cV}) の合成圧縮応力 (σ_{cT}) は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B_1 \cdot t_1 + 2B_2 \cdot t_2}$$

$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B_1 \cdot t_1 + 2B_2 \cdot t_2}$$

$$\sigma_{cT} = \sigma_{cW} + \sigma_{cV}$$

図2.2-14において自重による曲げ応力 (σ_{bW1} , σ_{bW2}) , 鉛直方向地震力による曲げ応力 (σ_{bV1} , σ_{bV2}) , 及び軸方向水平地震力による曲げ応力 (σ_{bHX1} , σ_{bHX2}) の合成曲げ応力 (σ_{bT1} , σ_{bT2}) は次式で表される。

$$\sigma_{bW1} = \frac{F_W \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_1 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bW2} = \frac{F_W \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_2 \quad (\text{リブ側})$$

$$\sigma_{bV1} = \frac{F_V \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_1 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bV2} = \frac{F_V \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_2 \quad (\text{リブ側})$$

$$\sigma_{bHX1} = \frac{F_{HX} \cdot l}{I_Y} \cdot L_3 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bHX2} = \frac{F_{HX} \cdot l}{I_Y} \cdot L_4 \quad (\text{リブ側})$$

$$\sigma_{bT1} = \sigma_{bW1} + \sigma_{bV1} + \sigma_{bHX1} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bT2} = \sigma_{bW2} + \sigma_{bV2} + \sigma_{bHX2} \quad (\text{リブ側})$$

図2.2-14において軸方向水平地震力による平均せん断応力 (τ_{HX}) は次式で表される。

$$\tau_{HX} = \frac{F_{HX}}{B_1 \cdot t_1 + 2B_2 \cdot t_2}$$

以上の合成圧縮応力 (σ_{cT}) , 合成曲げ応力 (σ_{bT1} , σ_{bT2}) , 平均せん断応力 (τ_{HX}) による組合せ応力 (σ_{THX1} , σ_{THX2}) は次式で表される。

$$\sigma_{THX1} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bT1})^2 + 3 \cdot \tau_{HX}^2} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{THX2} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bT2})^2 + 3 \cdot \tau_{HX}^2} \quad (\text{リブ側})$$

ここで,

F_W : 図2.2-12 に示す自重の設計用値 (N)

F_V : 図2.2-12 に示す鉛直方向地震力の設計用値 (N)

F_{HX} : 図2.2-12 に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)

B_1 : 図2.2-14に示すトラニオン受部の幅 (mm)

B_2 : 図2.2-14に示すリブの幅 (mm)

t_1 : 図2.2-14に示すトラニオン受部の板厚 (mm)

t_2 : 図2.2-14に示すリブの板厚 (mm)

L_1 : 図2.2-14に示す中立軸(X軸)からトラニオン受け端部までのY方向距離 (mm)

L_2 : 図2.2-14に示す中立軸(X軸)からリブ端部までのY方向距離 (mm)

L_3 : 図2.2-14に示す中立軸(Y軸)からトラニオン受け端部までのX方向距離, L_3' 及び L_3'' の大きい方の値 (mm)

L_4 : 図2.2-14に示す中立軸(Y軸)からリブ端部までのX方向距離, L_4' 及び L_4'' の大きい方の値 (mm)

1 : 図2.2-14に示す軸方向水平地震力に対するモーメントアーム (mm)

I_X : 図2.2-14に示す断面の中立軸(X軸)に関する断面二次モーメント (mm⁴)

I_Y : 図2.2-14に示す断面の中立軸(Y軸)に関する断面二次モーメント (mm⁴)

(b) 一次+二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲 ($\Delta \sigma_c$) , 曲げの応力範囲 ($\Delta \sigma_{b1}$, $\Delta \sigma_{b2}$) , せん断の応力範囲 ($\Delta \tau$) , 及び座屈応力 (σ_{bc}) は次式により表される。なお, この部位では支圧応力, せん断座屈, 曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta\sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cV}$$

$$\Delta\sigma_{b1} = 2 \cdot (\sigma_{bV1} + \sigma_{bHX1}) \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\Delta\sigma_{b2} = 2 \cdot (\sigma_{bV2} + \sigma_{bHX2}) \quad (\text{リブ側})$$

$$\Delta\tau = 2 \cdot \tau_{HX}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{cT}$$

c. 鋼製支持架台(評価断面③)

(a) 一次応力

図2.2-15において自重，鉛直方向地震力及び軸方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力 (σ_{bHXb})，コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する曲げ応力 (σ_{bHXc}) は次式で表される。

$$\sigma_{bHXb} = \frac{T_{HX} \cdot L_1}{B \cdot t^2 / 6}$$

$$\sigma_{bHXc} = \frac{\sigma_{ccHX} \cdot L_2^2 / 2}{t^2 / 6}$$

$$T_{HX} = \sigma_{tbHX} \cdot A_m$$

ここで，

σ_{tbHX} : 図2.2-15に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張応力 (N/mm²)

σ_{ccHX} : 図2.2-15に示すコンクリートに発生する本荷重条件下における圧縮応力 (N/mm²)

T_{HX} : 図2.2-15に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張力 (N)

t : 図2.2-15に示す鋼製支持架台底板の板厚 (mm)

B : 図2.2-15に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力の評価断面幅 (mm)

L_1 : 図2.2-15に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げモーメントのモーメントアーム長さ (mm)

L_2 : 図2.2-15に示すコンクリートから圧縮力を受ける長さ (mm)

A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm²)

図2.2-15において自重，鉛直方向地震力及び軸方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する平均せん断応力 (τ_{HXb})，コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する平均せん断応力 (τ_{HXc}) は次式で表される。

$$\tau_{HXb} = \frac{T_{HX}}{B \cdot t}$$

$$\tau_{HXc} = \frac{\sigma_{ccHX} \cdot L_2}{t}$$

ここで、各記号は上記と同様である。

以上の曲げ応力 (σ_{bHXb} , σ_{bHXc})、平均せん断応力 (τ_{HXb} , τ_{HXc}) による組合せ応力 (σ_{THXb} , σ_{THXc}) は次式で表される。

$$\sigma_{THXb} = \sqrt{\sigma_{bHXb}^2 + 3 \cdot \tau_{HXb}^2}$$

$$\sigma_{THXc} = \sqrt{\sigma_{bHXc}^2 + 3 \cdot \tau_{HXc}^2}$$

(b) 一次+二次応力

地震力のみによる曲げの応力範囲 ($\Delta \sigma_b$)、せん断の応力範囲 ($\Delta \tau$) は次式により表される。

$$\Delta \sigma_b = \sigma_{bHXb} + \sigma_{bHXc}$$

$$\Delta \tau = \tau_{HXb} + \tau_{HXc}$$

d. 埋め込み金物

自重及び鉛直方向地震力により埋め込み金物に発生する応力は微小であるためこれらの荷重は無視する。

(a) 一次応力

自重及び鉛直方向地震力は無視する。

図2.2-16において軸方向水平地震力により発生する曲げ応力 (σ_{bHX1})、軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大曲げ応力 (σ_{bHX2}) とその合成曲げ応力 (σ_{bHX}) は次式で表される。

$$\sigma_{bHX1} = \frac{F_{HX} \cdot H / 2}{4 \cdot B \cdot t^2 / 6}$$

$$\sigma_{bHX2} = \sigma_{bHX1} \cdot \frac{\tau_{HX2}}{\tau_{HX1}}$$

$$\sigma_{bHX} = \sigma_{bHX1} + \sigma_{bHX2}$$

ここで、

F_{HX} : 図2.2-12に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)

H : 図2.2-16に示すシアプレート部の高さ (mm)

- B : 図2.2-16に示すシアプレート部の幅 (mm)
- t : 図2.2-16に示すシアプレート部の板厚 (mm)
- τ_{HX1} : 図2.2-16において軸方向水平地震力により発生する平均せん断応力 (N/mm²)
- τ_{HX2} : 図2.2-16において軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大せん断応力 (N/mm²)

図2.2-16において軸方向水平地震力により発生する平均せん断応力 (τ_{HX1}) , 軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大せん断応力 (τ_{HX2}) とその合成せん断応力 (τ_{HX}) は次式で表される。

$$\tau_{HX1} = \frac{F_{HX}}{4 \cdot B \cdot t}$$

$$\tau_{HX2} = \frac{F_{HX} \cdot l}{I_p} \cdot r_{\max}$$

$$\tau_{HX} = \tau_{HX1} + \tau_{HX2}$$

ここで、

- F_{HX} : 図2.2-16に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)
- B : 図2.2-16に示すシアプレートの幅 (mm)
- t : 図2.2-16に示すシアプレート部の板厚 (mm)
- l : 図2.2-16に示す軸方向水平地震力作用点から振りせん断中心までのY 方向距離 (mm)
- I_p : 図2.2-16に示すシアプレートの断面二次極モーメント (mm⁴)
- r_{\max} : 図2.2-16に示す振りせん断中心からシアプレートまでの最大距離 (mm)

以上の合成曲げ応力 (σ_{bHX}) , 合成せん断応力 (τ_{HX}) による組合せ応力 (σ_{THX}) は次式で表される。

$$\sigma_{THX} = \sqrt{\sigma_{bHX}^2 + 3 \cdot \tau_{HX}^2}$$

(b) 一次＋二次応力

地震力のみによる曲げの応力範囲 ($\Delta \sigma_b$) , せん断の応力範囲 ($\Delta \tau$) は次式により表される。なお, この部位では圧縮応力, 支圧応力, せん断座屈, 曲げ座屈は生じない。

$$\Delta \sigma_b = 2 \cdot \sigma_{bHX}$$

$$\Delta \tau = 2 \cdot \tau_{HX}$$

e. 基礎ボルト

(a) 一次応力

I. 自重 (-Z) + 鉛直方向地震力 (+Z) + 軸方向水平地震力 ($\pm X$)

基礎ボルトに発生する合成引張応力 (σ_{tT}) 及び合成せん断応力 (τ_T) は次式で表される。

$$\sigma_{tT} = \sigma_{tV} + \sigma_{tHX}$$

$$\tau_T = \tau_{HX1} + \tau_{HX2}$$

ここで,

σ_{tV} : 自重及び鉛直方向地震力により発生する引張応力 (N/mm²)

σ_{tHX} : 軸方向水平地震力により発生する引張応力 (N/mm²)

τ_{HX1} : 軸方向水平地震力により発生する平均せん断応力 (N/mm²)

τ_{HX2} : 軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大せん断応力 (N/mm²)

イ. 自重及び鉛直方向地震力による引張応力

図2.2-17において自重及び鉛直方向地震力により基礎ボルトに発生する引張応力 (σ_{tV}) は, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tV} = \sigma_{cc} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = \left\{ X_{n1}^2 / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1}) \right\} b \cdot D^2$$

$$I_n = \left\{ X_{n1}^3 / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2 \right\} b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t / D$$

$$P_t = a_t / (b \cdot D)$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

ここで、

σ_{cc} : 図2. 2-17に示すコンクリートの最大圧縮応力 (N/mm²)

n : ヤング係数比

D : 図2. 2-17に示す断面高さ (mm)

b : 図2. 2-17に示す断面幅 (mm)

d_t : 図2. 2-17に示す引張側ボルトに関する距離 (mm)

d_{t1} : 引張側ボルトに関する係数 (-)

X_n : 図2. 2-17に示す中立軸距離 (mm)

$$X_n - D / 2 + e = I_n / S_n$$

ただし、 e : 図2. 2-17に示す鉛直力偏心距離 (mm)

X_{n1} : 中立軸比 (-)

N : 図2. 2-17に示す鉛直力であり、次式により算出した値 (N)

$$N = [\text{自重の設計用値}] - [\text{鉛直方向地震力の設計用値}]$$

a_t : 有効ボルト総断面積 (mm²)

P_t : 引張鉄筋比 (-)

A_b : 基礎ボルト有効断面積 (mm²)

A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm²)

N_b : 有効引張側ボルト本数 (本)

S_n : 有効等価断面一次モーメント (mm³)

I_n : 有効等価断面二次モーメント (mm⁴)

ロ. 軸方向水平地震力による引張応力

図2. 2-17において軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力 (σ_{tHX}) は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tHX} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot n \cdot (d - X_n) \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot X_n$$

$$X_{n1} = -n \cdot P_t + \sqrt{n \cdot P_t \cdot (2 + n \cdot P_t)}$$

$$X_n = d \cdot X_{n1}$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

$$P_t = a_t / (b \cdot d)$$

ここで,

- σ_{cc} : 図2. 2-17に示すコンクリートの最大圧縮応力 (N/mm²)
- F_{HX} : 図2. 2-12 に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)
- I : 断面の断面二次モーメント (mm⁴)
- n : ヤング係数比
- l_1 : 軸方向水平地震力作用点から鋼製支持架台下面までのZ 方向距離 (mm)
- b : 図2. 2-17に示す断面幅 (mm)
- d : 図2. 2-17に示す断面有効高さ (mm)
- X_n : 図2. 2-17に示す中立軸距離 (mm)
- X_{n1} : 中立軸比 (-)
- a_t : 有効ボルト総断面積 (mm²)
- P_t : 引張鉄筋比 (-)
- A_b : 基礎ボルト有効断面積 (mm²)
- A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm²)
- N_b : 有効引張側ボルト本数 (本)

ハ. 軸方向水平地震力により発生するせん断応力

軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力 (τ_{HX1}), 及び軸方向水平地震力作用点が図2. 2-17に示す基礎ボルト重心位置から偏心していることにより発生する最大せん断応力 (τ_{HX2}) は次式で表される。

$$\tau_{HX1} = \frac{F_{HX}}{A_b \cdot N_{bs}}$$

$$\tau_{HX2} = \frac{F_{HX} \cdot l_2}{I_p} \cdot r_{\max}$$

ここで,

- F_{HX} : 図2. 2-12に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)
- N_{bs} : 図2. 2-17に示す基礎ボルト本数 (本)
- A_b : 図2. 2-17に示す基礎ボルト有効断面積 (mm²)
- I_p : 図2. 2-17に示す基礎ボルトの断面二次極モーメント (mm⁴)
- l_2 : 図2. 2-17に示す軸方向水平地震力作用点から基礎ボルト有効断面の図心位置 (振りせん断中心) までのY 方向距離 (mm)
- r_{\max} : 上記図心位置から基礎ボルトまでの最大距離 (mm)

Ⅱ. 自重(-Z) + 鉛直方向地震力(-Z) + 軸方向水平地震力(±X)

基礎ボルトに発生する合成引張応力 (σ_{tT}) 及び合成せん断応力 (τ_T) は次式で表される。

$$\sigma_{tT} = \sigma_{tV} + \sigma_{tHX}$$

$$\tau_T = \tau_{HX1} + \tau_{HX2}$$

ここで、

σ_{tV} : 自重及び鉛直方向地震力により発生する引張応力 (N/mm²)

σ_{tHX} : 軸方向水平地震力により発生する引張応力 (N/mm²)

τ_{HX1} : 軸方向水平地震力により発生する平均せん断応力 (N/mm²)

τ_{HX2} : 軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大せん断応力 (N/mm²)

イ. 自重及び鉛直方向地震力による引張応力

図 2.2-18 において自重及び鉛直方向地震力により基礎ボルトに発生する引張応力 (σ_{tV}) は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tV} = \sigma_{cc} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = \left\{ X_{n1}^2 / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1}) \right\} b \cdot D^2$$

$$I_n = \left\{ X_{n1}^3 / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2 \right\} b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t / D$$

$$P_t = a_t / (b \cdot D)$$

$$a_t = A_b \cdot N_{bt}$$

ここで、

σ_{cc} : 図 2.2-18 に示すコンクリートの最大圧縮応力 (N/mm²)

n : ヤング係数比

D : 図 2.2-18 に示す断面高さ (mm)

b : 図 2.2-18 に示す断面幅 (mm)

d_t : 図 2.2-18 に示す引張側ボルトに関する距離 (mm)

d_{t1} : 引張側ボルトに関する係数 (-)

X_n : 図 2.2-18 に示す中立軸距離を表し、次式を満足する値 (mm)

$$X_n - D/2 + e = I_n / S_n$$

ただし、 e : 図 2.2-18 に示す鉛直力偏心距離 (mm)

X_{n1} : 中立軸比 (-)

N : 図 2.2-18 に示す鉛直力であり、次式により算出した値 (N)

$$N = [\text{自重の設計用値}] + [\text{鉛直方向地震力の設計用値}]$$

a_t : 有効ボルト総断面積 (mm^2)

P_t : 引張鉄筋比 (-)

A_b : 基礎ボルト有効断面積 (mm^2)

A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm^2)

N_{bt} : 有効引張側ボルト本数 (本)

S_n : 有効等価断面一次モーメント (mm^3)

I_n : 有効等価断面二次モーメント (mm^4)

ロ. 軸方向水平地震力により発生する引張応力

図 2.2-18 において軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力 (σ_{tHX}) は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tHX} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot n \cdot (d - X_n) \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot X_n$$

$$X_{n1} = -n \cdot P_t + \sqrt{n \cdot P_t \cdot (2 + n \cdot P_t)}$$

$$X_n = d \cdot X_{n1}$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

$$P_t = a_t / (b \cdot d)$$

ここで、

σ_{cc} : 図 2.2-18 に示すコンクリートの最大圧縮応力 (N/mm^2)

F_{HX} : 図 2.2-12 に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)

I : 断面の断面二次モーメント (mm^4)

n : ヤング係数比

l_1 : 軸方向水平地震力作用点から鋼製支持架台下面までの Z 方向距離 (mm)

b : 図 2.2-18 に示す断面幅 (mm)

d : 図 2.2-18 に示す断面有効高さ (mm)

X_n : 図 2.2-18 に示す中立軸距離 (mm)

X_{n1} : 中立軸比 (-)

a_t : 有効ボルト総断面積 (mm^2)

- P_t : 引張鉄筋比 (-)
 A_b : 基礎ボルト有効断面積 (mm²)
 A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm²)
 N_b : 有効引張側ボルト本数 (本)

ハ. 軸方向水平地震力により発生するせん断応力

軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力 (τ_{HX1}), 及び軸方向水平地震力作用点が図 2.2-18 に示す基礎ボルト重心位置から偏心していることにより発生する最大せん断応力 (τ_{HX2}) は次式で表される。

$$\tau_{HX1} = \frac{F_{HX}}{A_b \cdot N_{bs}}$$

$$\tau_{HX2} = \frac{F_{HX} \cdot l_2}{I_p} \cdot r_{\max}$$

ここで,

- F_{HX} : 図 2.2-12 に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)
 N_{bs} : 図 2.2-18 に示す基礎ボルト本数 (本)
 A_b : 図 2.2-18 に示す基礎ボルト有効断面積 (mm²)
 I_p : 図 2.2-18 に示す基礎ボルトの断面二次極モーメント (mm⁴)
 l_2 : 図 2.2-18 に示す軸方向水平地震力作用点から基礎ボルト有効断面の図心位置 (振りせん断中心) までの Y 方向距離 (mm)
 r_{\max} : 上記図心位置から基礎ボルトまでの最大距離 (mm)

f. コンクリート支持架台

コンクリート支持架台の下端に発生する荷重は表 2.2-7 の通りである。これらの荷重を用いて後述する 2.5 コンクリート基礎の耐震性と同様に評価を行う。

表 2.2-7 コンクリート支持架台下端における荷重

	鉛直力	水平力	モーメント
	(kN)	(kN)	(kN・m)
キャスク	477.00	485.00	226.00
	-	-	574.73
ペDESTAL	49.41	23.10	12.43
合計	526.41	508.10	813.16

B. 自重+鉛直方向地震力+軸直角方向水平地震力

a. 鋼製支持架台（評価断面①）

(a) 一次応力

図 2.2-19 において自重のみによる圧縮応力(σ_{cW})と鉛直方向地震力による圧縮応力(σ_{cV})の合成圧縮応力(σ_{cT})は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cT} = \sigma_{cW} + \sigma_{cV}$$

図 2.2-19 において軸直角方向水平地震力による曲げ応力(σ_{bHY})は次式で表される。

$$\sigma_{bHY} = \frac{F_{HY} \cdot l}{B \cdot t^2 / 6}$$

図 2.2-19 において軸直角方向水平地震力による平均せん断応力(τ_{HY})は次式で表される。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{B \cdot t}$$

以上の合成圧縮応力(σ_{cT})、曲げ応力(σ_{bHY})、平均せん断応力(τ_{HY})による組合せ応力(σ_{THY})は次式で表される。

$$\sigma_{THY} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bHY})^2 + 3 \cdot \tau_{HY}^2}$$

ここで、

F_W : 図 2.2-12 に示す自重の設計用値(N)

F_V : 図 2.2-12 に示す鉛直方向地震力の設計用値(N)

F_{HY} : 図 2.2-12 に示す軸直角方向水平地震力の設計用値(N)

B : 図 2.2-19 に示す評価断面の幅(mm)

t : 図 2.2-19 に示すトラニオン受部の板厚(mm)

l : 図 2.2-19 に示す軸直角方向水平地震力に対するモーメントアーム(mm)

(b) 一次+二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲($\Delta \sigma_c$)、曲げの応力範囲($\Delta \sigma_b$)、せん断の応力範囲($\Delta \tau$)、及び座屈応力(σ_{bc})は次式により表される。

なお、この部位では支圧応力、せん断座屈、曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta \sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cV}$$

$$\Delta \sigma_b = \sigma_{bHY}$$

$$\Delta\tau = \tau_{HY}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{cT}$$

b. 鋼製支持架台(評価断面②)

(a) 一次応力

図2.2-20において自重のみによる圧縮応力 (σ_{cW}) と鉛直方向地震力による圧縮応力 (σ_{cV}) の合成圧縮応力 (σ_{cT}) は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B_1 \cdot t_1 + 2B_2 \cdot t_2}$$

$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B_1 \cdot t_1 + 2B_2 \cdot t_2}$$

$$\sigma_{cT} = \sigma_{cW} + \sigma_{cV}$$

図2.2-20において自重による曲げ応力 (σ_{bW1} , σ_{bW2}) , 鉛直方向地震力による曲げ応力 (σ_{bV1} , σ_{bV2}) , 及び軸直角方向水平地震力による曲げ応力 (σ_{bHY1} , σ_{bHY2}) の合成曲げ応力

(σ_{bT1} , σ_{bT2}) は次式で表される。

$$\sigma_{bW1} = \frac{F_W \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_1 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bW2} = \frac{F_W \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_2 \quad (\text{リブ側})$$

$$\sigma_{bV1} = \frac{F_V \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_1 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bV2} = \frac{F_V \cdot (L_1 - t_1 / 2)}{I_X} \cdot L_2 \quad (\text{リブ側})$$

$$\sigma_{bHY1} = \frac{F_{HY} \cdot l}{I_X} \cdot L_1 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bHY2} = \frac{F_{HY} \cdot l}{I_X} \cdot L_2 \quad (\text{リブ側})$$

$$\sigma_{bT1} = \sigma_{bW1} + \sigma_{bV1} + \sigma_{bHY1} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bT2} = \sigma_{bW2} + \sigma_{bV2} + \sigma_{bHY2} \quad (\text{リブ側})$$

図2. 2-20において軸直角方向水平地震力による平均せん断応力 (τ_{HY}) は次式で表される。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{B_1 \cdot t_1 + 2B_2 \cdot t_2}$$

以上の合成圧縮応力 (σ_{cT}) , 合成曲げ応力 (σ_{bT1} , σ_{bT2}) , 平均せん断応力 (τ_{HY}) による組合せ応力 (σ_{THY1} , σ_{THY2}) は次式で表される。

$$\sigma_{THY1} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bT1})^2 + 3 \cdot \tau_{HY}^2} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{THY2} = \sqrt{(\sigma_{cT} + \sigma_{bT2})^2 + 3 \cdot \tau_{HY}^2} \quad (\text{リブ側})$$

ここで,

F_W : 図2. 2-12 に示す自重の設計用値 (N)

F_V : 図2. 2-12 に示す鉛直方向地震力の設計用値 (N)

F_{HX} : 図2. 2-12 に示す軸直角方向水平地震力の設計用値 (N)

B_1 : 図2. 2-20に示すトラニオン受部の幅 (mm)

B_2 : 図2. 2-20に示すリブの幅 (mm)

t_1 : 図2. 2-20に示すトラニオン受部の板厚 (mm)

t_2 : 図2. 2-20に示すリブの板厚 (mm)

L_1 : 図2. 2-20に示す中立軸(X 軸)からトラニオン受け端部までのY方向距離 (mm)

L_2 : 図2. 2-20に示す中立軸(X 軸)からリブ端部までのY方向距離 (mm)

l : 図2. 2-20に示す軸直角方向水平地震力に対するモーメントアーム (mm)

I_X : 図2. 2-20に示す断面の中立軸(X 軸)に関する断面二次モーメント (mm⁴)

(b) 一次+二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲 ($\Delta \sigma_c$) , 曲げの応力範囲 ($\Delta \sigma_{b1}$, $\Delta \sigma_{b2}$) , せん断の応力範囲 ($\Delta \tau$) , 及び座屈応力 (σ_{bc}) は次式により表される。なお, この部位では支圧応力, せん断座屈, 曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta\sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cV}$$

$$\Delta\sigma_{b1} = 2 \cdot \sigma_{bV1} + \sigma_{bHY1} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\Delta\sigma_{b2} = 2 \cdot \sigma_{bV2} + \sigma_{bHY2} \quad (\text{リブ側})$$

$$\Delta\tau = \tau_{HY}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{cT}$$

c. 鋼製支持架台(評価断面③)

(a) 一次応力

図2.2-21において自重,鉛直方向地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力 (σ_{bHYb}), コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する曲げ応力 (σ_{bHYc}) は次式で表される。

$$\sigma_{bHYb} = \frac{T_{HY} \cdot L_1}{B \cdot t^2 / 6}$$

$$\sigma_{bHYc} = \frac{\sigma_{ccHY} \cdot L_2^2 / 2}{t^2 / 6}$$

$$T_{HY} = \sigma_{tbHY} \cdot A_m$$

ここで,

σ_{tbHY} : 図2.2-21に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張応力 (N/mm²)

σ_{ccHY} : 図2.2-21に示すコンクリートに発生する本荷重条件下における圧縮応力 (N/mm²)

T_{HY} : 図2.2-21に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張力 (N)

t : 図2.2-21に示す鋼製支持架台底板の板厚 (mm)

B : 図2.2-21に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力の評価断面幅 (mm)

L_1 : 図2.2-21に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げモーメントのモーメントアーム長さ (mm)

L_2 : 図2.2-21に示すコンクリートから圧縮力を受ける長さ (mm)

A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm²)

図2.2-21において自重,鉛直方向地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する平均せん断応力 (τ_{HYb}), コンクリート支持架台から圧縮

力を受けて発生する平均せん断応力（ τ_{HYc} ）は次式で表される。

$$\tau_{HYb} = \frac{T_{HY}}{B \cdot t}$$

$$\tau_{HYc} = \frac{\sigma_{ccHY} \cdot L_2}{t}$$

ここで、各記号は上記と同様である。

以上の曲げ応力（ σ_{bHYb} , σ_{bHYc} ）、平均せん断応力（ τ_{HYb} , τ_{HYc} ）による組合せ応力（ σ_{THYb} , σ_{THYc} ）は次式で表される。

$$\sigma_{THYb} = \sqrt{\sigma_{bHYb}^2 + 3 \cdot \tau_{HYb}^2}$$

$$\sigma_{THYc} = \sqrt{\sigma_{bHYc}^2 + 3 \cdot \tau_{HYc}^2}$$

(b) 一次＋二次応力

地震力のみによる曲げの応力範囲（ $\Delta \sigma_b$ ）、せん断の応力範囲（ $\Delta \tau$ ）は次式により表される。なお、この部位では圧縮応力、支圧応力、せん断座屈、曲げ座屈は生じない。

$$\Delta \sigma_b = \sigma_{bHYb} + \sigma_{bHYc}$$

$$\Delta \tau = \tau_{HYb} + \tau_{HYc}$$

d. 埋め込み金物

(a) 一次応力

図2.2-22において軸直角方向水平地震力により発生する曲げ応力（ σ_{bHY} ）は次式で表される。

$$\sigma_{bHY} = \frac{F_{HY} \cdot H / 2}{(L - 4 \cdot t) \cdot t^2 / 6}$$

ここで、

F_{HY} : 図2.2-12 に示す軸直角方向水平地震力の設計用値 (N)

H : 図2.2-22に示すシアプレート部の高さ (mm)

L : 図2.2-22に示すシアプレート部の幅 (mm)

t : 図2.2-22に示すシアプレート部の板厚 (mm)

図2.2-22において軸直角方向水平地震力により発生する平均せん断応力（ τ_{HY} ）は次式で表される。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{(L - 4 \cdot t) \cdot t}$$

ここで、

F_{HY} : 図2.2-12 に示す軸直角方向水平地震力の設計用値 (N)

L : 図2.2-22に示すシアプレート部の幅 (mm)

t : 図2.2-22に示すシアプレート部の板厚 (mm)

以上の曲げ応力 (σ_{bHY}) , 平均せん断応力 (τ_{HY}) による組合せ応力 (σ_{THY}) は次式で表される。

$$\sigma_{THY} = \sqrt{\sigma_{bHY}^2 + 3 \cdot \tau_{HY}^2}$$

(b) 一次+二次応力

軸直角方向水平地震力は一方向のみ (図2.2-22に示す-Y 方向のみ) に作用し、応力の振幅は片側のみとなるため、地震力のみによる曲げの応力範囲 ($\Delta \sigma_b$) , せん断の応力範囲 ($\Delta \tau$) は次式により表される。なお、せん断座屈、曲げ座屈は生じない。

$$\Delta \sigma_b = \sigma_{bHY}$$

$$\Delta \tau = \tau_{HY}$$

e. 基礎ボルト

(a) 一次応力

I. 自重(-Z) + 鉛直方向地震力(+Z) + 軸方向水平地震力(-Y)

イ. 自重, 鉛直方向地震力, 軸直角水平方向地震力による引張応力

図2.2-23において自重, 鉛直方向地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに引張応力が発生するかは下記条件により定まる。

(i) $e_T < -(D/6 + d_t'/3)$ のとき

基礎ボルトに引張応力が発生する。

(ii) $-(D/6 + d_t'/3) \leq e_T < -D/6$ のとき

鋼製支持架台底板の一部が圧縮となり、基礎ボルトに引張応力が発生しない。

(iii) $-D/6 \leq e_T < D/6$ のとき

鋼製支持架台底板の全面が圧縮となり、基礎ボルトに引張応力が発生しない。

(iv) $D/6 \leq e_T < D/6 + d_t/3$ のとき

鋼製支持架台底板の一部が圧縮となり、基礎ボルトに引張応力が発生しない。

(v) $D/6 + d_t/3 \leq e_T$ のとき

基礎ボルトに引張応力が発生する。

ただし、

$$e_T = e_N + e_M$$

$$e_M = -F_{HY} \cdot l / N$$

ここで、

D : 図2.2-23に示す断面高さ (mm)

d_t : 図2.2-23に示す引張側ボルトに関する距離 (キヤスクと反対側) (mm)

d_t' : 図2.2-23に示す引張側ボルトに関する距離 (キヤスク側) (mm)

e_T : 合成荷重偏心距離 (mm)

e_N : 図2.2-23に示す鉛直力偏心距離 (mm)

e_M : 曲げモーメント置換偏心距離 (mm)

l : 図2.2-23に示す軸直角方向水平地震力作用点から鋼製支持架台下面までのZ方向距離 (mm)

F_{HY} : 図2.2-23に示す軸直角方向水平地震力の設計用値 (N)

N : 図2.2-23に示す鉛直力であり、次式により算出した値 (N)

$$N = [\text{自重の設計用値}] - [\text{鉛直方向地震力の設計用値}]$$

各条件で発生する基礎ボルトの引張応力は以下に示すとおり計算する。

(i) $e_T < -(D/6 + d_t'/3)$ のとき

基礎ボルトに引張応力が発生する。図2.2-23において自重、鉛直方向地震力、軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力 (σ_{tHY}) は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tHY} = \sigma_{cc} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t' - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cc} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = \{X_{n1}^2 / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})\} b \cdot D^2$$

$$I_n = \{X_{n1}^3 / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2\} b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t' / D$$

$$P_t = a_t / (b \cdot D)$$

$$a_t = A_b \cdot N_{bt}'$$

ここで、

σ_{cc} : 図2.2-23に示すコンクリートの最大圧縮応力 (N/mm²)

n : ヤング係数比

D : 上記と同じ

b : 図2.2-23に示す断面幅 (mm)

d_t' : 上記と同じ

d_{t1} : 引張側ボルトに関する係数 (-)

X_n : 図2.2-23に示す中立軸距離を表し、次式を満足する値 (mm)

$$X_n - D/2 + |e_T| = I_n / S_n$$

ただし、 e_T : 上記と同じ

X_{n1} : 中立軸比 (-)

N : 上記と同じ

a_t : 有効ボルト総断面積 (mm²)

P_t : 引張鉄筋比 (-)

A_b : 基礎ボルト有効断面積 (mm²)

A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm²)

N_{bt}' : 有効引張側ボルト本数 (本)

S_n : 有効等価断面一次モーメント (mm³)

I_n : 有効等価断面二次モーメント (mm⁴)

(ii) $-(D/6 + d_t'/3) \leq e_T < -D/6$ のとき

鋼製支持架台底板の一部が圧縮となり、基礎ボルトに引張応力が発生しないが、ここでは、コンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力を算出する。図2.2-23において自重、鉛直方向地震力、軸直角方向水平地震力によりコンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力 (σ_{cc}) は、次式で表される。

$$\sigma_{cc} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot b \cdot (D/2 - |e_T|)}$$

ここで、

N, e_T, D, b : 上記と同じ

(iii) $-D/6 \leq e_T < D/6$ のとき

鋼製支持架台底板の全面が圧縮となり、基礎ボルトに引張応力が発生しないが、ここでは、コンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力を算出する。図2.2-23において自重、鉛直方向地震力、軸直角方向水平地震力によりコンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力 (σ_{cc}) は、次式で表される。

$$\sigma_{cc} = \frac{N \cdot |e_T|}{b \cdot D^2 / 6} + \frac{N}{b \cdot D}$$

ここで、

N, e_T, D, b: 上記と同じ

(iv) $D/6 \leq e_T < D/6 + d_t/3$ のとき

鋼製支持架台底板の一部が圧縮となり、基礎ボルトに引張応力が発生しないが、ここでは、コンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力を算出する。図2.2-23において自重、鉛直方向地震力、軸直角方向水平地震力によりコンクリート支持架台に発生する最大圧縮応力 (σ_{cc}) は、次式で表される。

$$\sigma_{cc} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot b \cdot (D/2 - |e_T|)}$$

ここで、

N, e_T, D, b: 上記と同じ

(v) $D/6 + d_t/3 \leq e_T$ のとき

基礎ボルトに引張応力が発生する。図2.2-23において自重、鉛直方向地震力、軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力 (σ_{tHY}) は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010年版)より次式で表される。

$$\sigma_{tHY} = \sigma_{cc} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t - X_n) \cdot A_b}{X_n \cdot A_m}$$

$$\sigma_{cc} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = \left\{ X_{n1}^2 / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1}) \right\} b \cdot D^2$$

$$I_n = \left\{ X_{n1}^3 / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2 \right\} b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t / D$$

$$P_t = a_t / (b \cdot D)$$

$$a_t = A_b \cdot N_{bt}$$

ここで、

σ_{cc} : 図2. 2-23に示すコンクリートの最大圧縮応力 (N/mm²)
 n : ヤング係数比
 D : 上記と同じ
 b : 上記と同じ
 d_t : 上記と同じ
 d_{t1} : 引張側ボルトに関する係数 (-)
 X_n : 図2. 2-23に示す中立軸距離を表し、次式を満足する値 (mm)

$$X_n - D/2 + |e_T| = I_n / S_n$$
ただし、 e_T : 上記と同じ

X_{n1} : 中立軸比 (-)
 N : 上記と同じ
 a_t : 有効ボルト総断面積 (mm²)
 P_t : 引張鉄筋比 (-)
 A_b : 基礎ボルト有効断面積 (mm²)
 A_m : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm²)
 N_{bt} : 有効引張側ボルト本数 (本)
 S_n : 有効等価断面一次モーメント (mm³)
 I_n : 有効等価断面二次モーメント (mm⁴)

ロ. 軸直角方向水平地震力によるせん断応力

軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力 (τ_{HY}) , は次式で算出する。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{A_b \cdot N_{bs}}$$

ここで、

F_{HY} : 図2. 2-12に示す軸直角方向水平地震力の設計用値 (N)
 N_{bs} : 図2. 2-23に示す基礎ボルト本数 (本)
 A_b : 図2. 2-23に示す基礎ボルト有効断面積 (mm²)

II. 自重(-Z) + 鉛直方向地震力(-Z) + 軸直角方向水平地震力(-Y)

イ. 自重, 鉛直方向地震力, 軸直角方向水平地震力による引張応力

図2. 2-24において自重, 鉛直方向地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに引張応力が発生するかはI項と同様に求められる。ただし、鉛直力 (N) については以下のとおりとする。

N : 図2.2-24に示す鉛直力であり、次式により算出した値 (N)

$$N = [\text{自重の設計用値}] + [\text{鉛直方向地震力の設計用値}]$$

ロ. 軸直角方向水平地震力によるせん断応力

軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力 (τ_{HY}) , は次式で算出する。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{A_b \cdot N_{bs}}$$

ここで,

F_{HY} : 図2.2-12に示す軸直角方向水平地震力の設計用値 (N)

N_{bs} : 図2.2-24に示す基礎ボルト本数 (本)

A_b : 図2.2-24に示す基礎ボルト有効断面積 (mm^2)

f. コンクリート支持架台

コンクリート支持架台の下端に発生する荷重は表 2.2-8 の通りである。これらの荷重を用いて後述する 2.5 コンクリート基礎の耐震性と同様に評価を行う。

表 2.2-8 コンクリート支持架台下端における荷重

	鉛直力	水平力	モーメント
	(kN)	(kN)	(kN・m)
キャスク	477.00	506.00	157.00
	-	-	599.60
ペDESTAL	49.41	23.10	12.43
合計	526.41	529.10	769.04

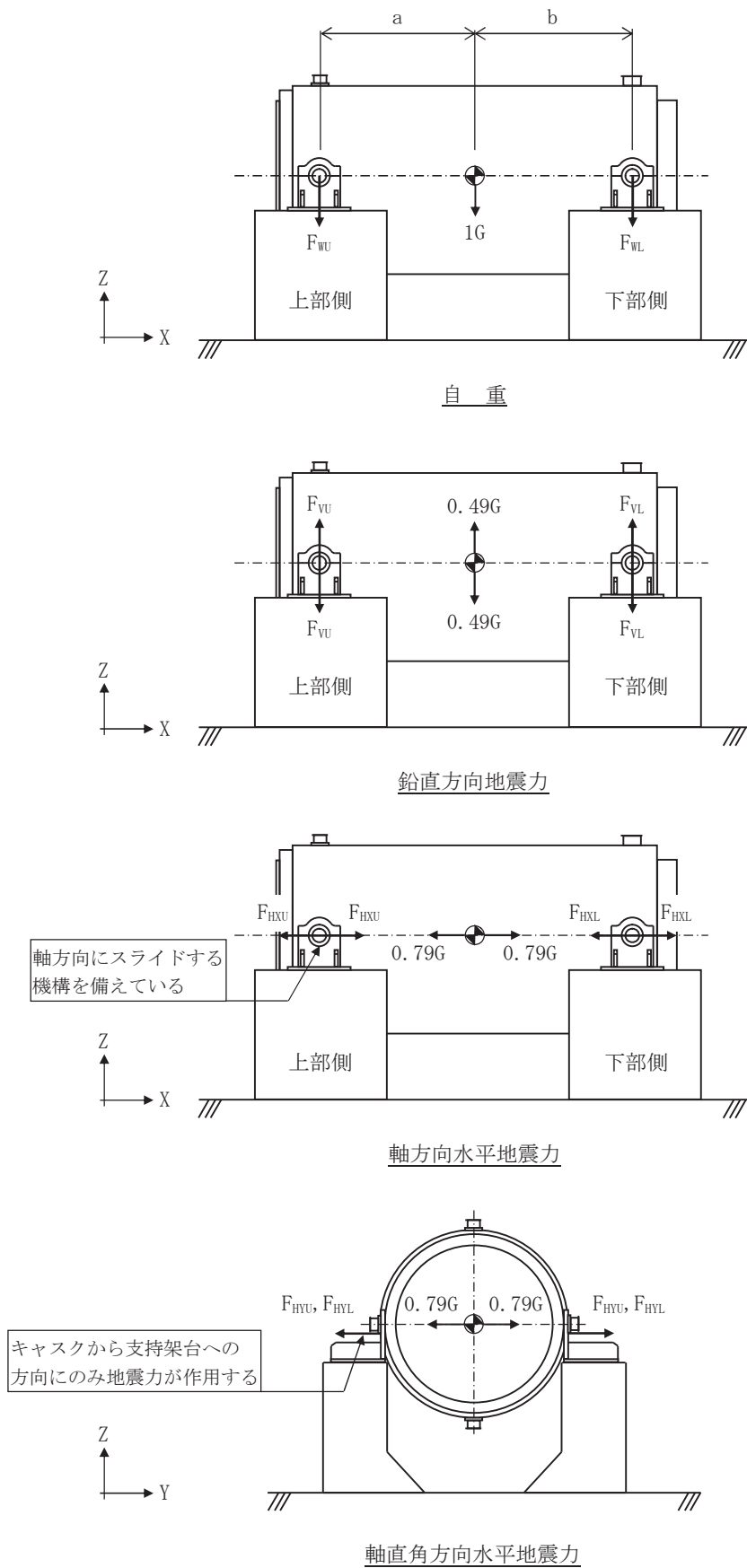


図 2.2-12 鋼製支持架台に作用する荷重

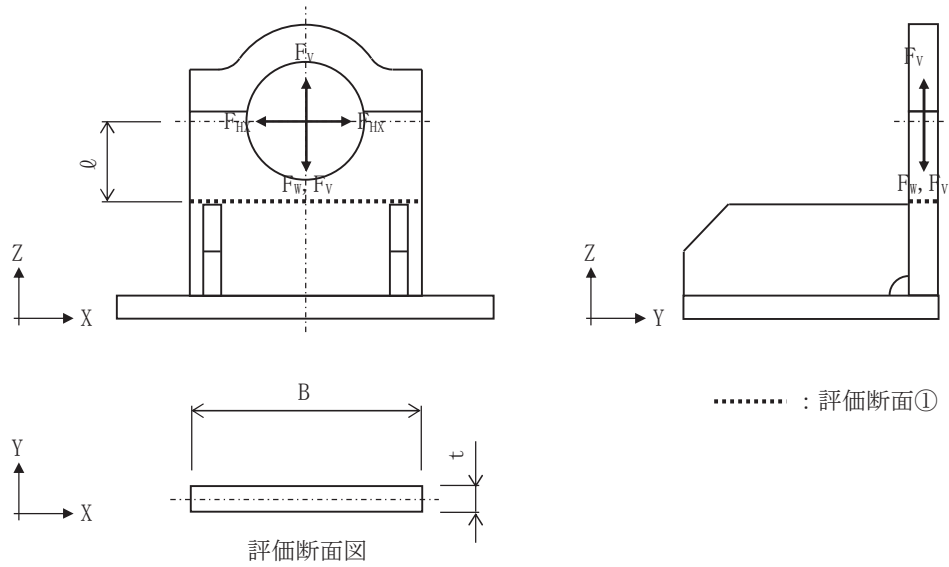


図 2.2-13 計算モデル図 (鋼製支持架台, 評価断面①)
 [設計事象 I + S_s, 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力]

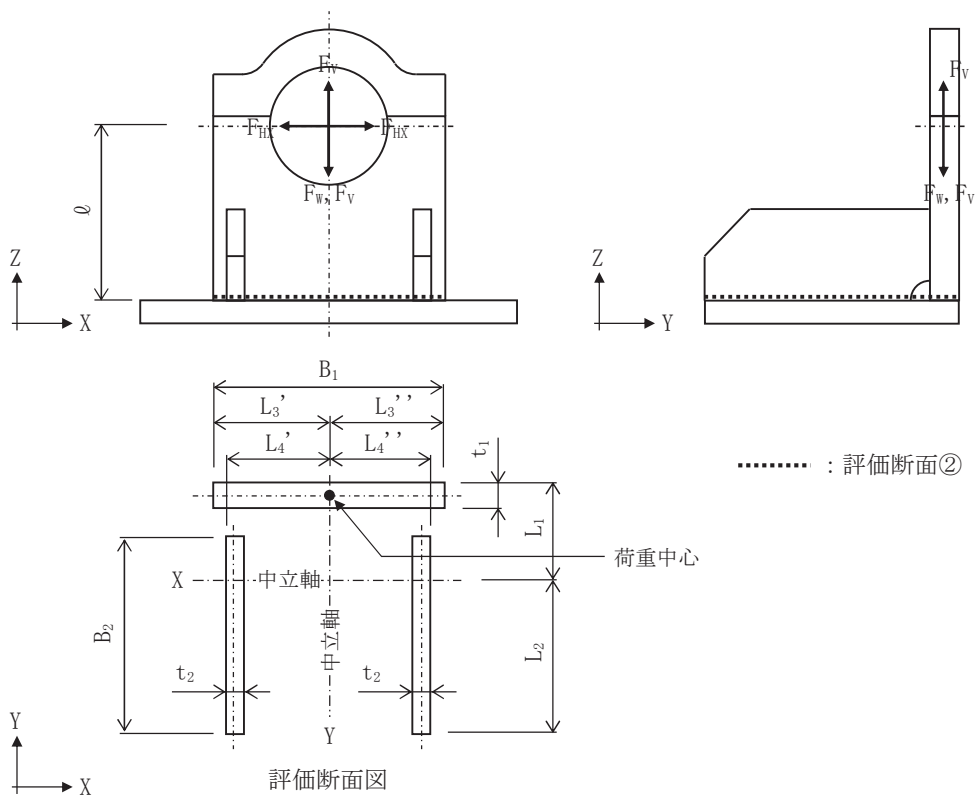


図 2.2-14 計算モデル図 (鋼製支持架台, 評価断面②)
 [設計事象 I + S_s, 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力]

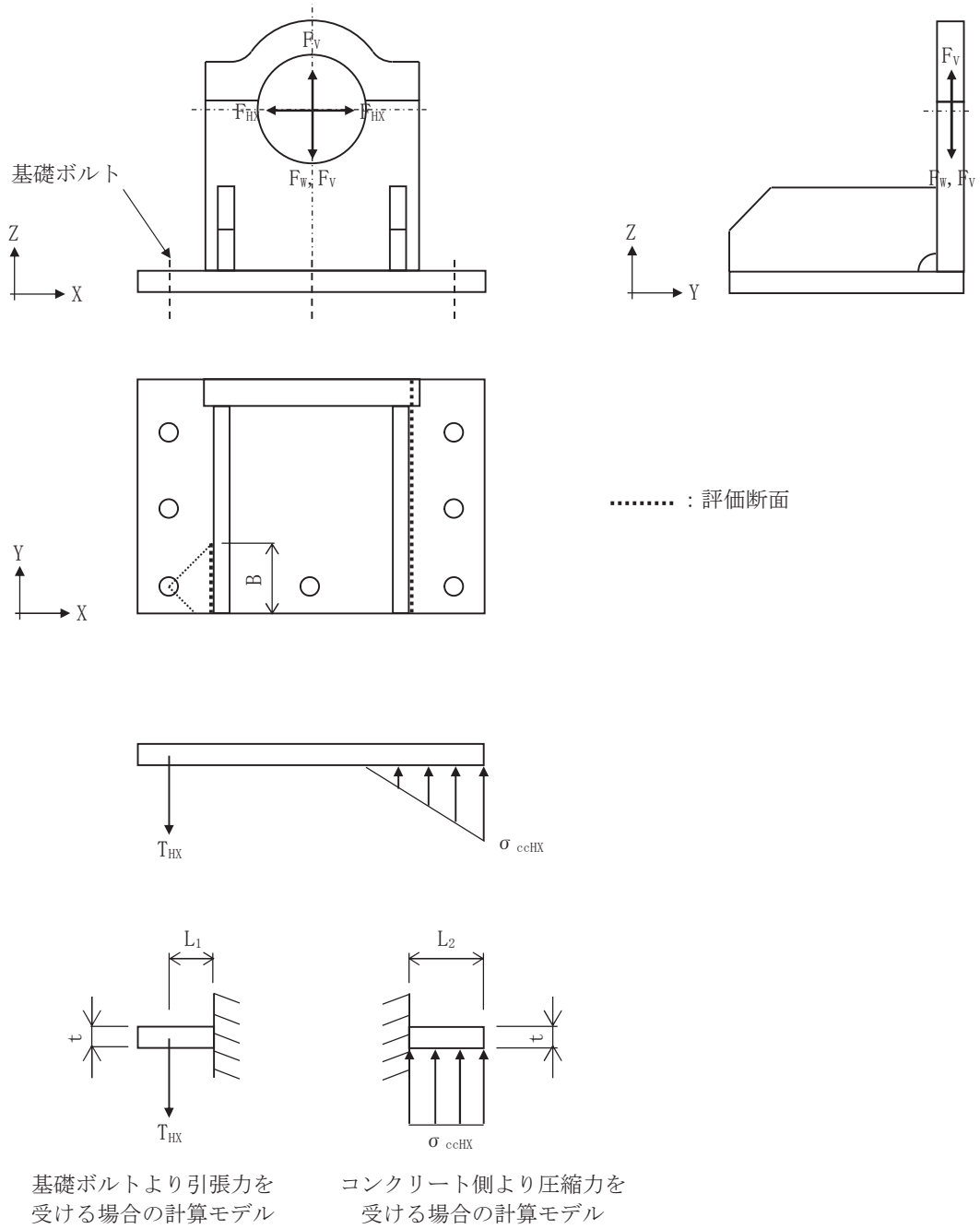


図 2.2-15 計算モデル図 (鋼製支持架台, 評価断面③)
 [設計事象 I + S_s, 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力]

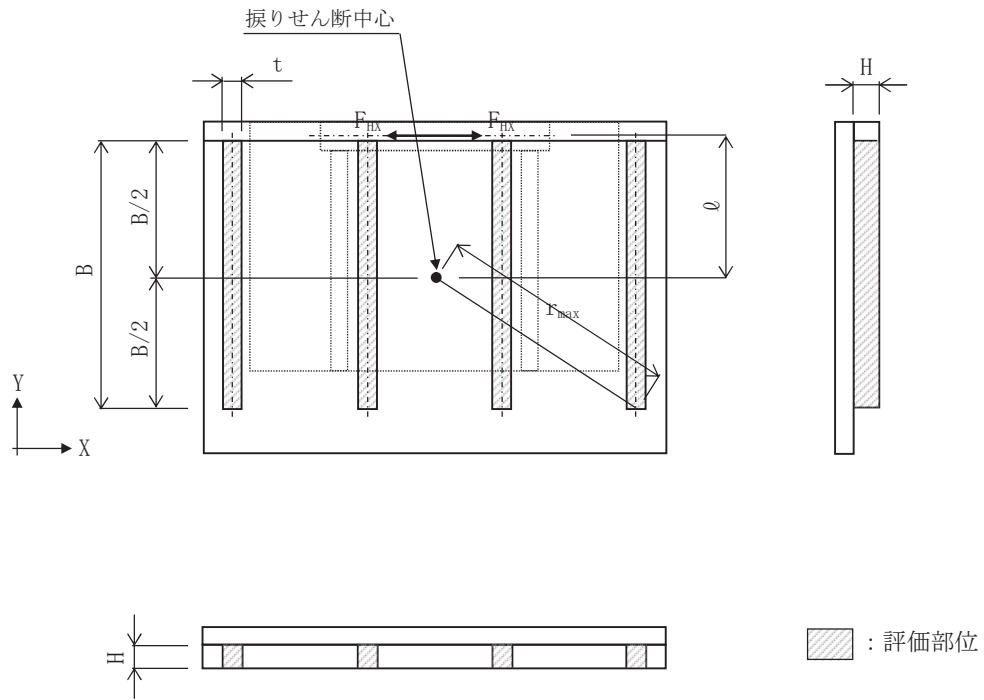
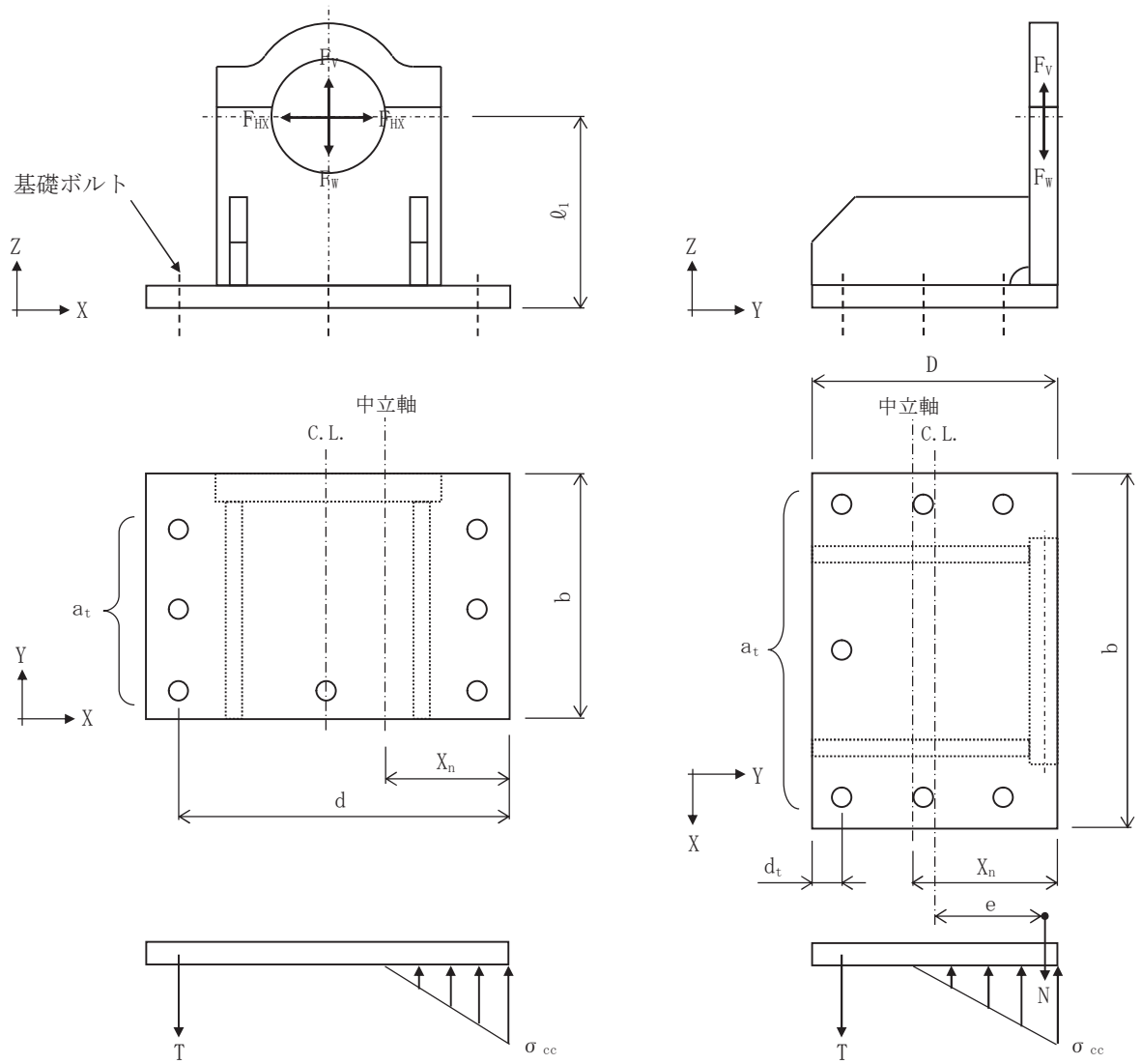
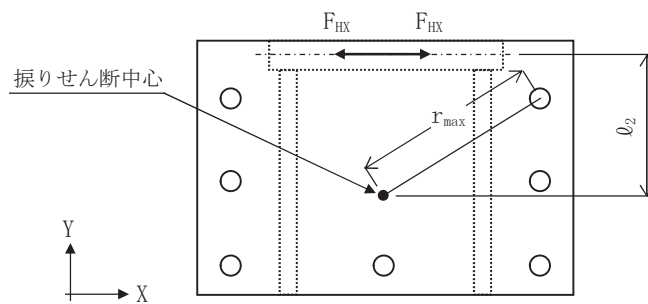


図 2.2-16 計算モデル図 (埋め込み金物)
 [設計事象 I + S_s, (自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震)



軸方向水平地震力により発生する
引張応力計算モデル

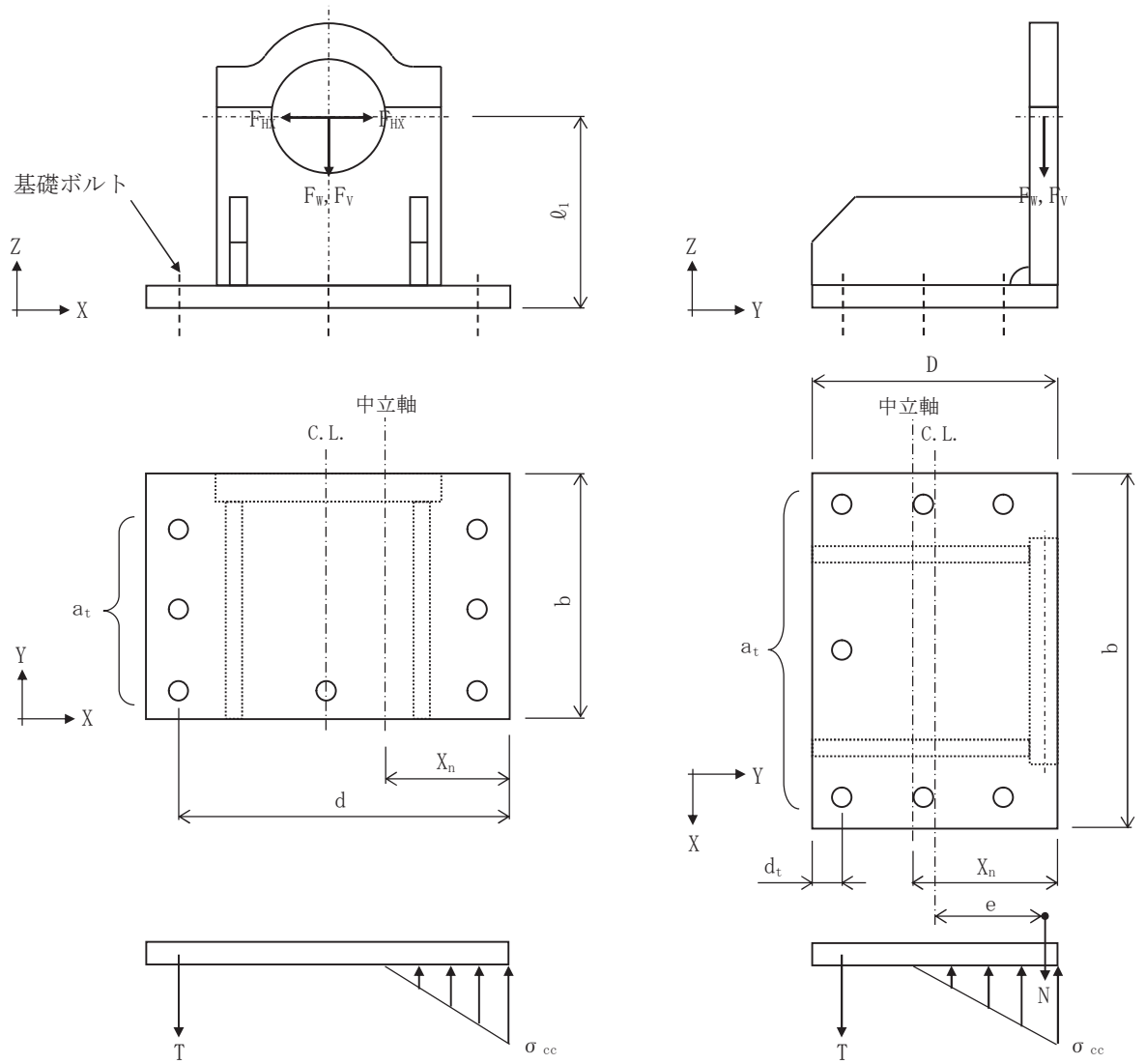
自重及び鉛直方向地震力により発生する
引張応力計算モデル



軸方向水平地震力により発生する
振りせん断応力計算モデル

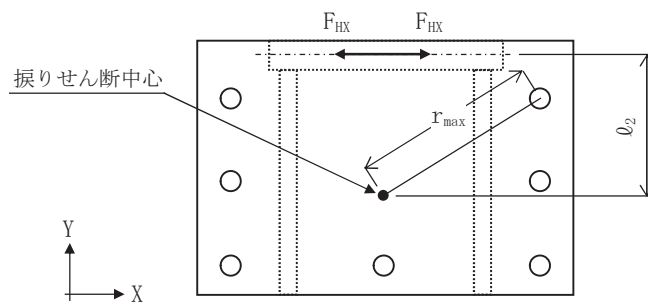
図 2.2-17 計算モデル図 (基礎ボルト)

[設計事象 I + S_s, 自重 (-Z) + 鉛直方向地震力 (+Z) + 軸方向水平地震力 (±X)]



軸方向水平地震力により発生する
引張応力計算モデル

自重及び鉛直方向地震力により発生する
引張応力計算モデル



軸方向水平地震力により発生する
振りせん断応力計算モデル

図 2.2-18 計算モデル図 (基礎ボルト)

[設計事象 I + S_s, 自重 (-Z) + 鉛直方向地震力 (-Z) + 軸方向水平地震力 (±X)]

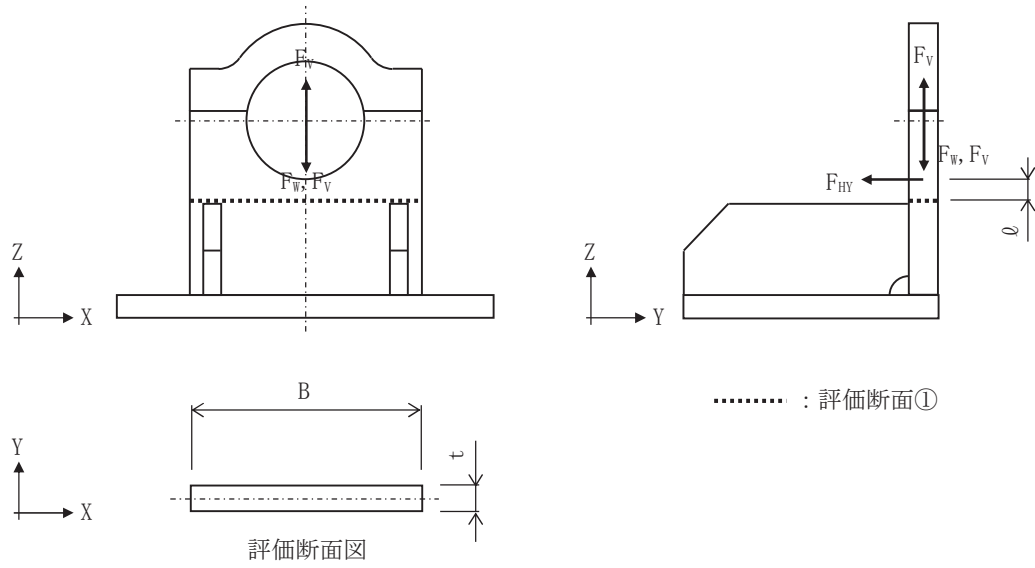


図 2.2-19 計算モデル図 (鋼製支持架台, 評価断面①)
 [設計事象 I + S_s, 自重+鉛直方向地震力+軸直角方向水平地震力]

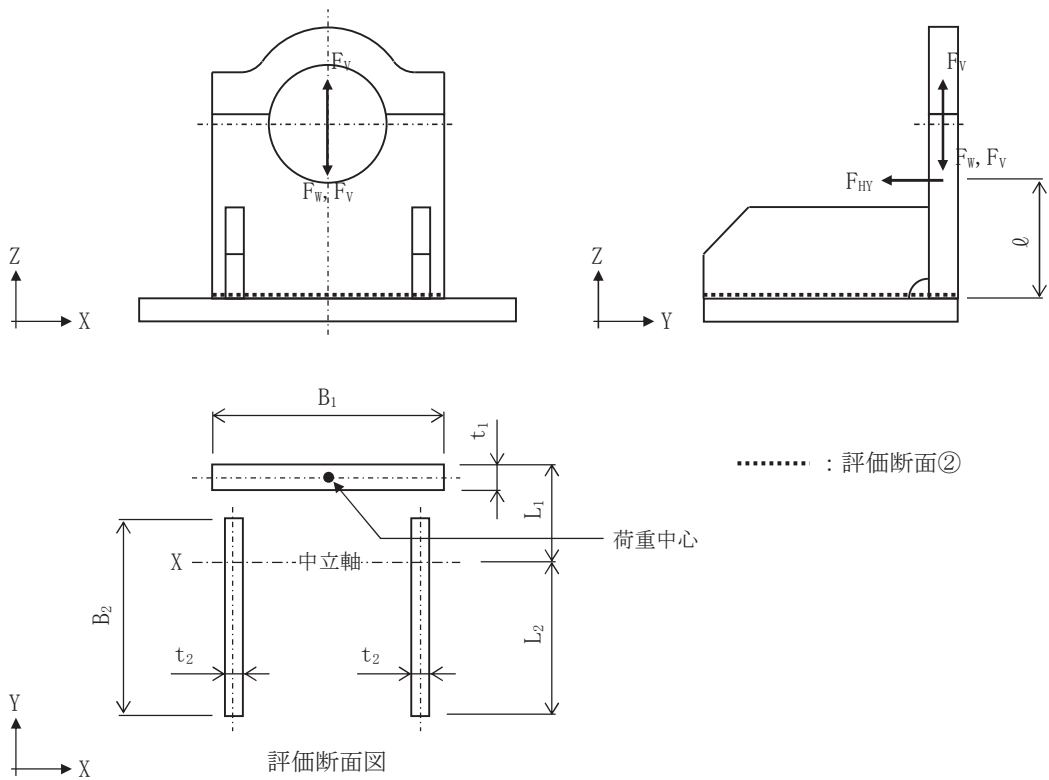


図 2.2-20 計算モデル図 (鋼製支持架台, 評価断面②)
 [設計事象 I + S_s, 自重+鉛直方向地震力+軸直角方向水平地震力]

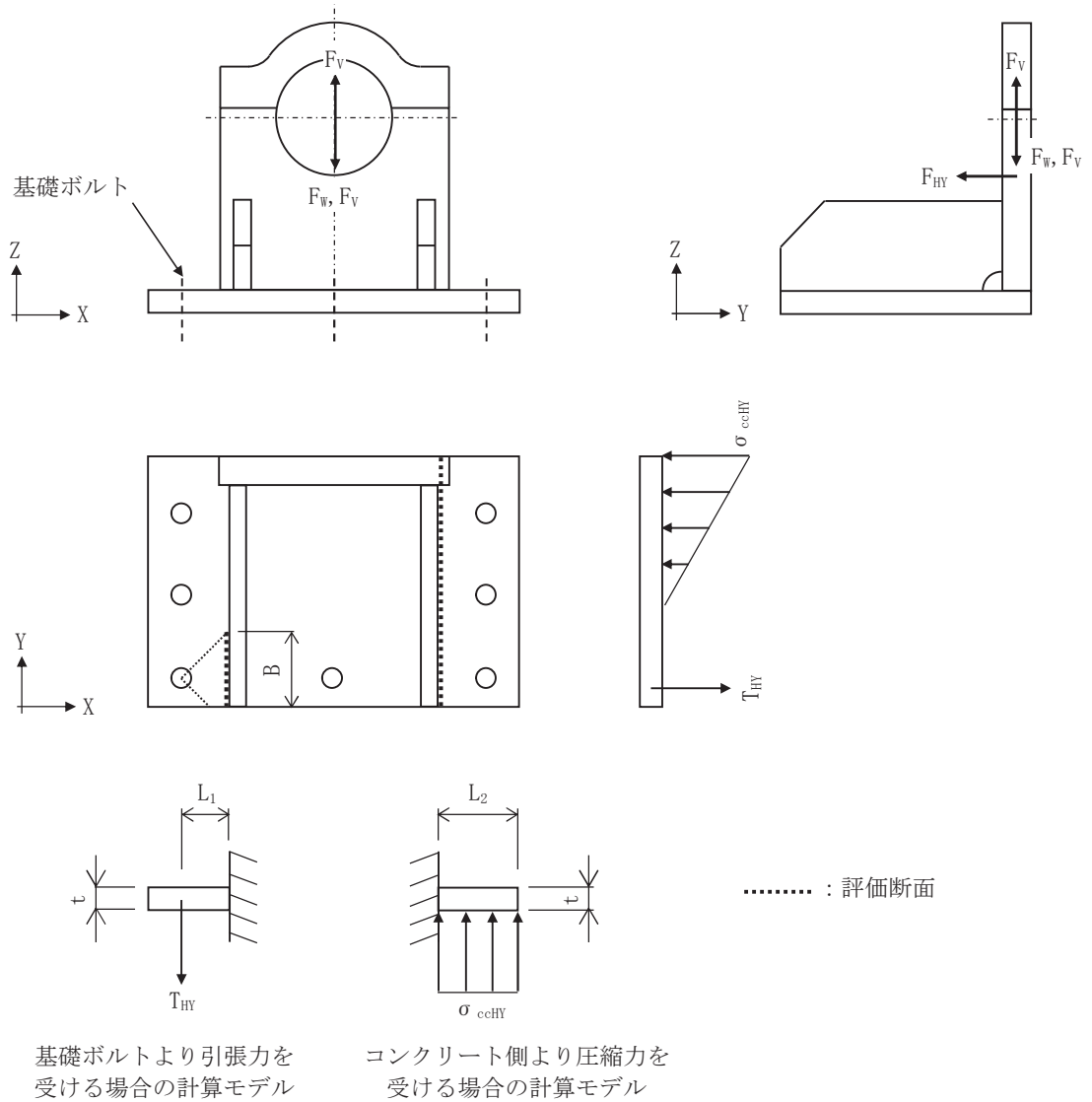


図 2.2-21 計算モデル図 (鋼製支持架台, 評価断面③)
 [設計事象 I + S_s, 自重+鉛直方向地震力+軸直角方向水平地震力]

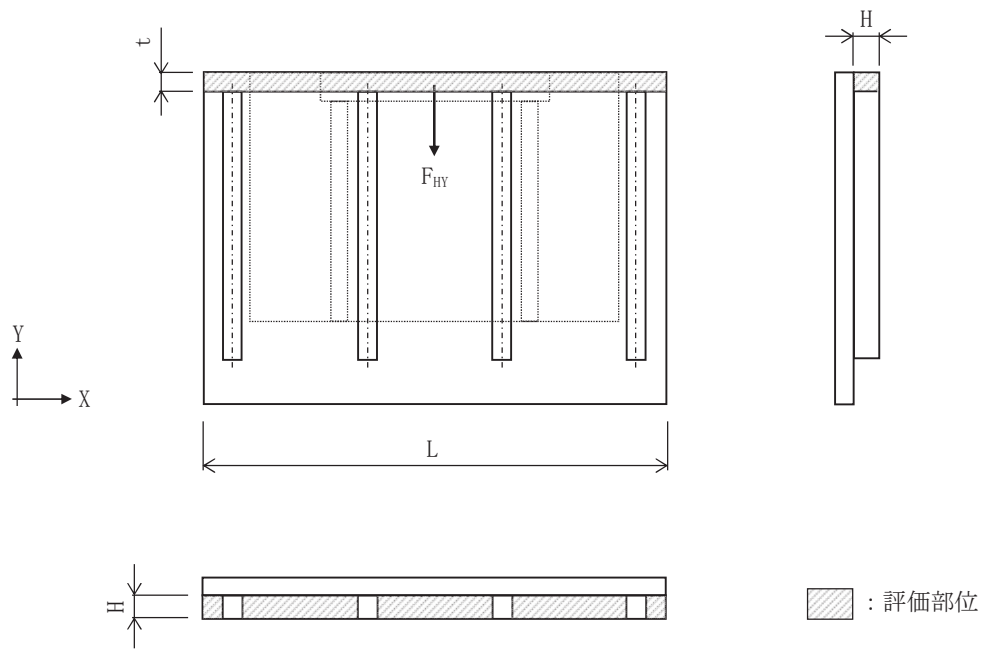
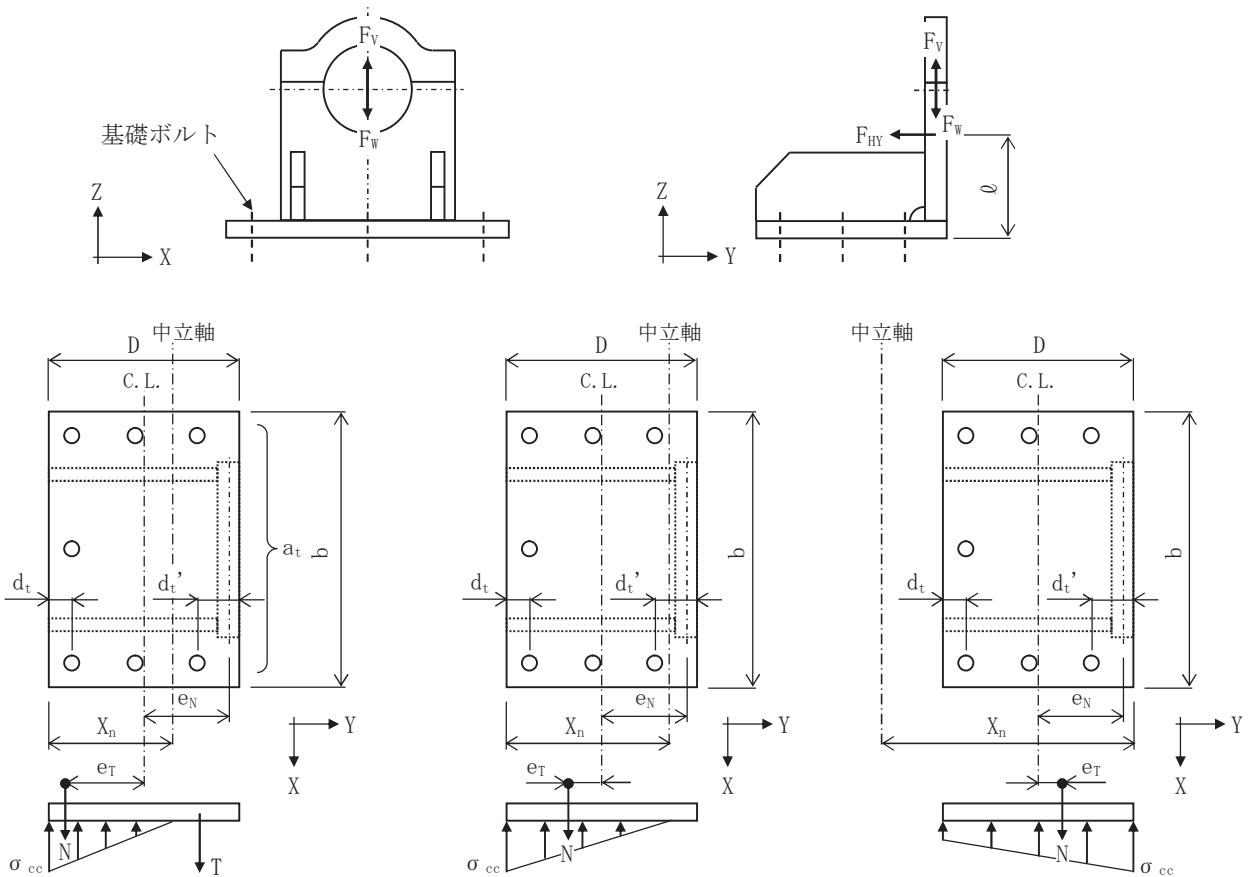


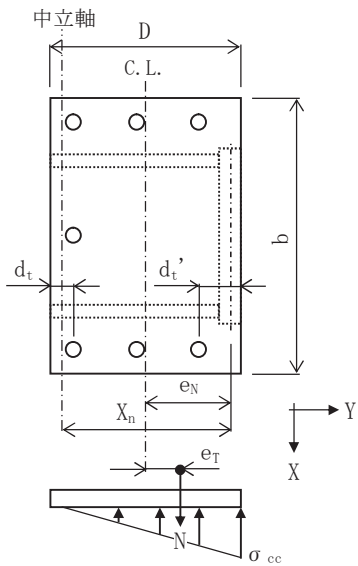
図 2.2-22 計算モデル図 (埋め込み金物)
 [設計事象 I + S_s , 自重 + 鉛直方向地震力 + 軸直角方向水平地震力]



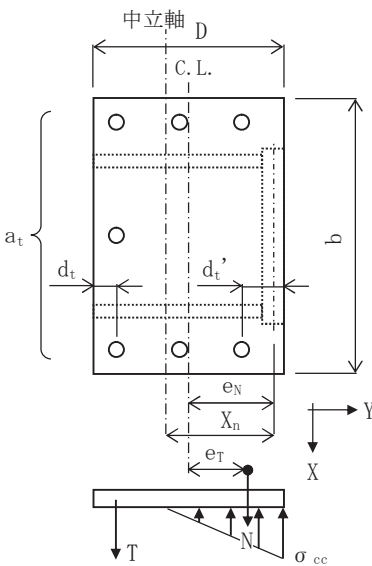
基礎ボルトの引張応力計算モデル
 (i) $e_T < -(D/6 + d_t'/3)$
 ・基礎ボルトに引張応力発生

基礎ボルトの引張応力計算モデル
 (ii) $-(D/6 + d_t'/3) \leq e_T < -D/6$
 ・基礎ボルトに引張応力発生なし

基礎ボルトの引張応力計算モデル
 (iii) $-D/6 \leq e_T < D/6$
 ・基礎ボルトに引張応力発生なし



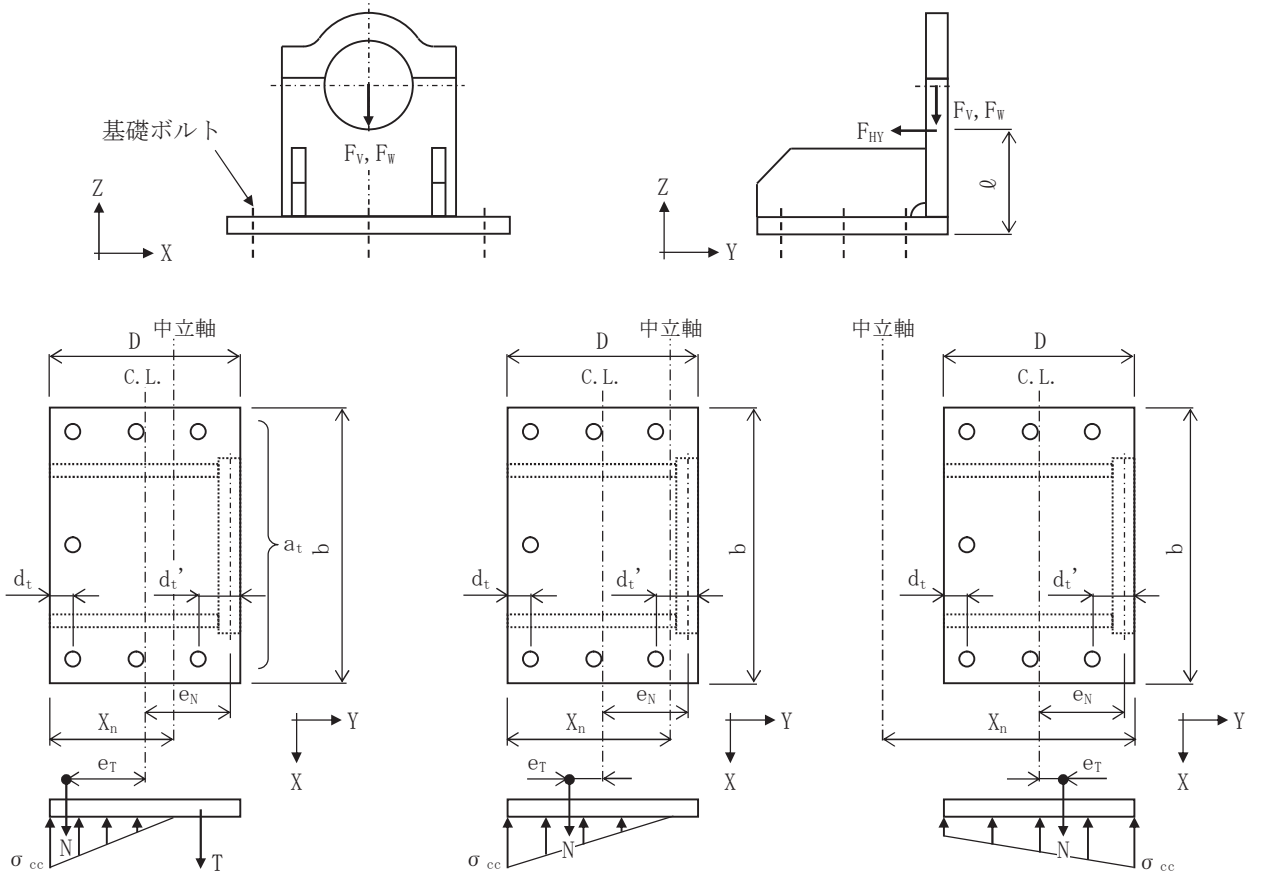
基礎ボルトの引張応力計算モデル
 (iv) $D/6 \leq e_T < D/6 + d_t'/3$
 ・基礎ボルトに引張応力発生なし



基礎ボルトの引張応力計算モデル
 (v) $D/6 + d_t'/3 \leq e_T$
 ・基礎ボルトに引張応力発生

図 2.2-23 計算モデル図 (基礎ボルト)

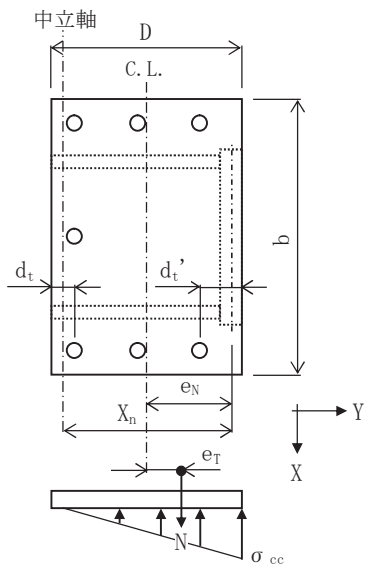
[設計事象 I + S_s, 自重(-Z) + 鉛直方向地震力(+Z) + 軸直角方向水平地震力(-Y)]



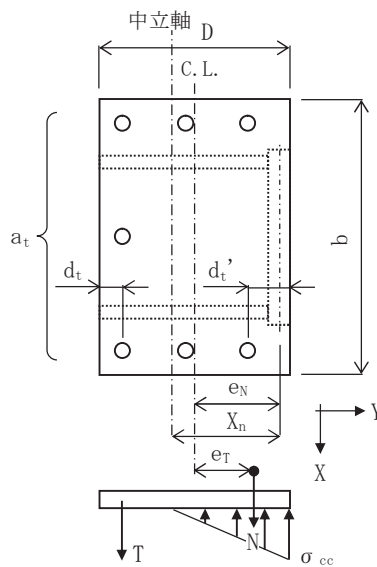
基礎ボルトの引張応力計算モデル
 (i) $e_T < -(D/6 + d_t'/3)$
 ・基礎ボルトに引張応力発生

基礎ボルトの引張応力計算モデル
 (ii) $-(D/6 + d_t'/3) \leq e_T < -D/6$
 ・基礎ボルトに引張応力発生なし

基礎ボルトの引張応力計算モデル
 (iii) $-D/6 \leq e_T < D/6$
 ・基礎ボルトに引張応力発生なし



基礎ボルトの引張応力計算モデル
 (iv) $D/6 \leq e_T < D/6 + d_t'/3$
 ・基礎ボルトに引張応力発生なし



基礎ボルトの引張応力計算モデル
 (v) $D/6 + d_t'/3 \leq e_T$
 ・基礎ボルトに引張応力発生

図 2.2-24 計算モデル図 (基礎ボルト)

[設計事象 I + S s, 自重(-Z) + 鉛直方向地震力(-Z) + 軸直角方向水平地震力(-Y)]

⑤評価結果

評価結果は表2.2-9(1)～(3)となる。

表 2.2-9(1) 鋼製支持架台の応力評価 (設計事象 I + Ss, 輸送貯蔵兼用キヤスク B)
(単位 : N/mm²)

部 位		応力の種類		計 算 値 ^(注)		許容応力	評価
				ケース 1	ケース 2		
鋼製 支持架台	評価 断面①	一次応力	圧縮	15	15	322	OK
			曲げ	37	151	326	OK
			せん断	15	16	188	OK
			組合せ	58	168	326	OK
		一次 + 二次応力	引張・圧縮	10	10	564	OK
			曲げ	74	151	564	OK
			せん断	30	16	324	OK
			座屈	15	15	279	OK
	評価 断面②	一次応力	圧縮	7	7	325	OK
			曲げ	27	28	326	OK
			せん断	7	7	188	OK
			組合せ	35	36	326	OK
		一次 + 二次応力	引張・圧縮	5	5	564	OK
			曲げ	37	24	564	OK
			せん断	13	7	324	OK
			座屈	7	7	280	OK
	評価 断面③	一次応力	曲げ	201	111	326	OK
			せん断	23	13	188	OK
			組合せ	205	114	326	OK
		一次+ 二次応力	曲げ	347	201	564	OK
せん断			38	22	324	OK	

(注) ケース 1 : 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力

ケース 2 : 自重+鉛直方向地震力+軸直角方向水平地震力

表 2.2-9(2) 埋め込み金物，基礎ボルトの応力評価（設計事象 I +Ss，輸送貯蔵兼用キャスク B）

（単位：N/mm²）

部 位	応力の種類		計 算 値 ^(注1)		許容応力 ^(注2)	評 価
			ケース 1	ケース 2		
埋め込み金物	一次応力	曲げ	66	85	270	OK
		せん断	14	19	155	OK
		組合せ	70	91	270	OK
	一次＋二次応力	曲げ	131	85	450	OK
		せん断	28	19	258	OK
基礎ボルト ^(注3)	一次応力	引張	109 129	79 -	ケース 1：165 ケース 2：332	OK
		せん断	193 193	89 89	261	OK

(注 1) ケース 1：自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力

ケース 2：自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力

(注 2) 基礎ボルトの許容引張応力は，発生せん断応力を考慮し低減させた値

(注 3) 上段の値は鉛直方向地震力が上向き（+Z 方向）のときの値を示し，下段の値は鉛直方向地震力が下向き（-Z 方向）のときの値を示す

表 2.2-9(3) コンクリート支持架台の応力評価（設計事象 I +Ss）

項目		記号	単位	ケース 1	ケース 2
曲げ	曲げモーメント	Md	(kN・m)	813	769
	曲げ耐力	Mud	(kN・m)	2808	1048
	構造物係数	γ_i	-	1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot Md / Mud \leq 1.0$		-	0.29	0.73
	判定		-	OK	OK
せん断	せん断力	Vd	(kN)	508	529
	せん断耐力	Vyd	(kN)	890	777
	構造物係数	γ_i	-	1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot Vd / Vyd \leq 1.0$		-	0.57	0.68
	判定		-	OK	OK

(注 1) ケース 1：自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力

ケース 2：自重＋鉛直方向地震力＋軸直角方向水平地震力

2.3 コンクリートモジュールの耐震性

(1) 乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュール

1) 評価方針

本設備で使用する乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュールが、基準地震動 S_s により乾式貯蔵キャスクの除熱、密封、遮へい、臨界防止等の安全機能に影響を与えるような、倒壊等をしないことを確認する。

2) 乾式貯蔵キャスク用コンクリートモジュールの構成

コンクリートモジュールの概略図を図 2.3-1 に示す。

コンクリートモジュールは長辺側板 3 枚、短辺側板 2 枚、天板 3 枚のコンクリート製パネルで構成されている。それぞれのパネルは金物とボルトにより連結されている。

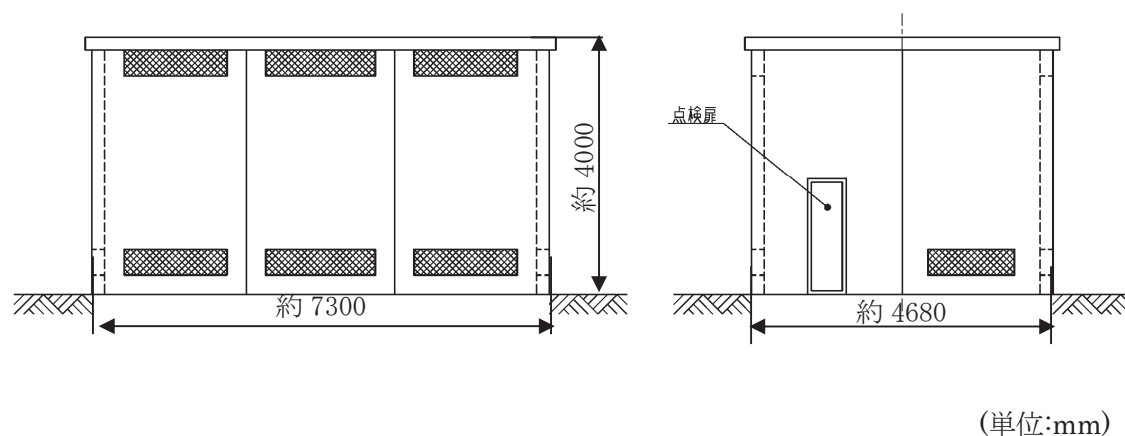


図 2.3-1 コンクリートモジュール概略図

3) 解析モデル

固有値解析，許容応力度設計及び基準地震動 S_s に対する検討には 3 次元 FEM モデルを採用し，解析コードとして NASTRAN を用いる。

FEM モデルとして，コンクリートモジュールの PC 板（側板及び天板）及び接合部の金物は板厚一様な平板要素でモデル化する。PC 板と金物の接合部はボルト位置で同一変位とし，基礎とベースプレートの接合部はアンカーボルト位置で拘束する。解析モデルを図 2.3-2 に示す。

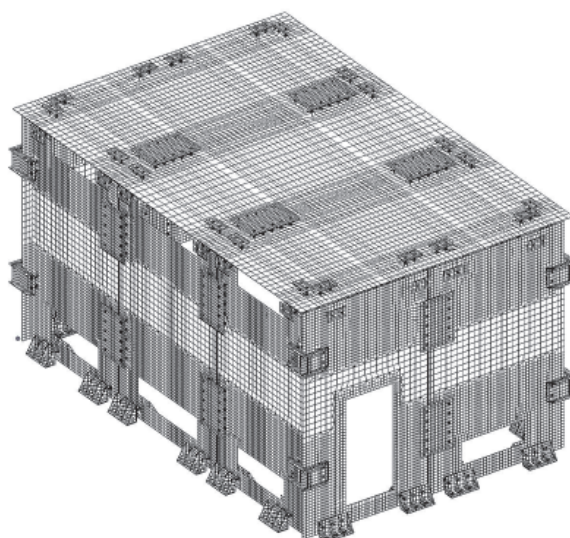


図 2.3-2 コンクリートモジュールの解析モデル

4) 固有周期の算定

コンクリートモジュールの固有周期は図 2.3-2 の FEM モデルにより求める。この結果を表 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 コンクリートモジュールの固有周期

	固有周期 (s)
水平 (長辺)	0.036
水平 (短辺)	0.046
鉛直	0.053

5) 設計用地震力

「4)固有周期の算定」において求めた固有周期と添付資料-2「3 耐震設計方針」に基づき、コンクリートモジュールの耐震性の評価に用いる設計用地震力を定める。

コンクリートモジュールの水平方向の固有周期は0.05sec以下であることから、コンクリートモジュールの水平地震力に対しては剛体と見なすことができる。従って設計用水平地震力は1.2ZPAとする。設計用鉛直地震力については添付資料-2「3 耐震設計方針」の応答スペクトルから設計用地震力を定める。

本耐震評価で用いる設計用地震力を表2.3-2に示す。

表 2.3-2 設計用地震力

	水平	鉛直
設計用加速度 (mm/s ²)	7800	11800

6) 許容応力

許容応力を以下のように定める。材料の許容応力度は建築基準法・同施行令及び国土交通省告示に定める値とし、表2.3-3~5に示す。

表 2.3-3 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

種類	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
普通コンクリート	$\frac{1}{3}F_c$	$\frac{1}{30}F_c$	$\frac{1}{30}F_c$ かつ $\left(0.49 + \frac{1}{100}F_c\right)$ 以下	長期に対する2倍		

$F_c=36 \text{ N/mm}^2$ とする。

表 2.3-4 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種類	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
SD295A 及び B	195	195	295	295

表 2.3-5 鋼材の許容応力度 (N/mm²)

鋼材	長期				短期			
	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
SS400	156.6	156.6	156.6	90.4	235	235	235	135.6

板厚 ≤ 40mm とする。

7) 応力計算

① 応力評価点

応力評価点は SRSS 法により求められる各部材応力の中から最大応力となる部材を抽出して評価を行う。評価箇所は図 2.3-3 に示す箇所とする。

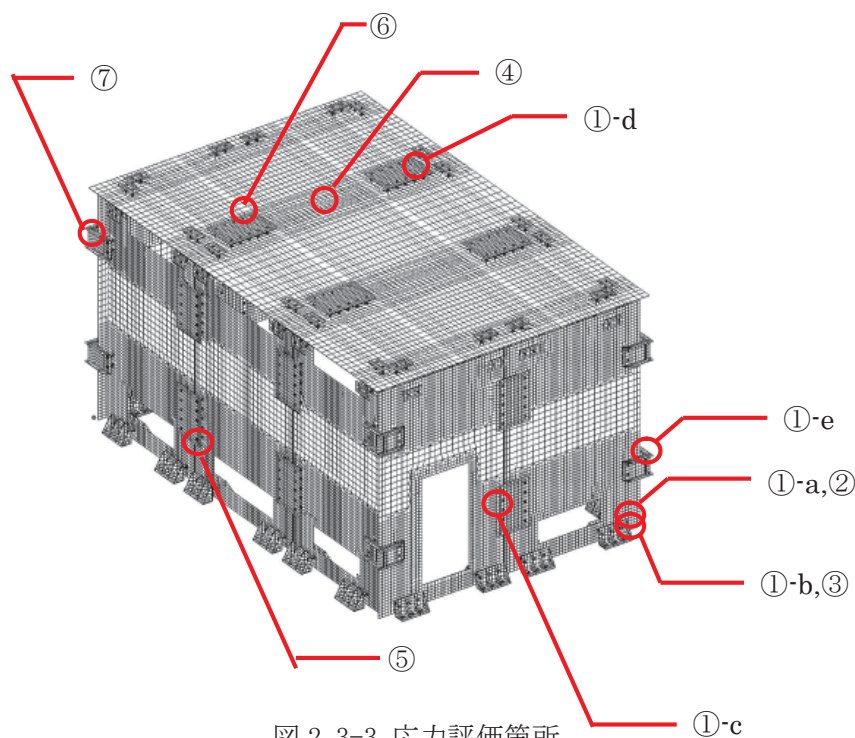


図 2.3-3 応力評価箇所

応力評価箇所名称

- ①-a アンカーボルト
- ①-b 側板柱脚ボルト
- ①-c 側板接合ボルト
- ①-d 天板接合ボルト
- ①-e コーナー接合ボルト
- ② ベースプレート
- ③ 側板アンカー部はしあき
- ④ 天板パネル
- ⑤ 側板パネル
- ⑥ 側板, 天板接合プレート
- ⑦ 側板, 天板コーナー接合プレート (内側)

② 荷重条件

コンクリートモジュールの耐震安全性の評価においては建築基準法施行令第 82 条より表 2.3-6 の地震時の荷重組合せに基づき評価を行う。ただし、コンクリートモジュールには積載荷重が無いため、考慮する荷重は固定荷重と地震力のみとする。また、コンクリートモジュールの厚さは200mmと比較的薄いため温度勾配による影響は小さいと考えられ、温度応力は考慮しないものとする。

表 2.3-6 荷重組合せ

力の種類	荷重及び外力について想定する状態	本設計
短期に生ずる力	地震時	G + P + K

ただし、G：固定荷重，P：積載荷重，K：地震力

③ 応力評価

A. ボルト

ボルトの基準強度は平成 12 年建設省告示第 2464 号，許容応力度は建築基準法施行令第 90 条及び平成 12 年建設省告示第 1451 号を用いる。

a. アンカーボルト(①-a) M20 (SS400 : F=235)

せん断力 $Q_d=13.0$ kN

引張力 $N_d=26.0$ kN

有効断面積 $A_e = 245$ mm²

・短期許容引張応力度

引張力とせん断力を同時に受けるボルトの引張応力度

(鋼構造設計規準・同解説より)

$$f_{ts} = 1.4f_{t0} - 1.6\tau \quad \text{かつ} \quad f_{ts} \leq f_{t0}$$

$$f_{ts} = 1.4 \times 235 - 1.6 \times (13.0 \times 10^3 / 245) = 244.1 \text{ N/mm}^2 \rightarrow 235 \text{ N/mm}^2$$

短期引張応力度

$$\sigma_t = N_d / A_e = 26.0 \times 1000 / 245 = 107 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_{ts} / \sigma_t = 235 / 107 = 2.20 > 1.0 \dots \text{OK}$$

b. 側板柱脚ボルト(①-b) M27 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Qd=68.4\text{kN}$

有効断面積 $Ae = 459\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Qd / Ae = 68.4 \times 1000 / 459 = 150\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 150 = 1.62 > 1.0 \dots \text{OK}$$

c. 側板接合ボルト(①-c) M20 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Qd=48.5\text{kN}$

有効断面積 $Ae = 245\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Qd / Ae = 48.5 \times 1000 / 245 = 198\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 198 = 1.22 > 1.0 \dots \text{OK}$$

d. 天板接合ボルト(①-d) M16 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Qd=21.2\text{kN}$

有効断面積 $Ae = 157\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Qd / Ae = 21.2 \times 1000 / 157 = 136\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 136 = 1.78 > 1.0 \dots \text{OK}$$

e. コーナー接合ボルト(①-e) M20 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Qd=37.5\text{ kN}$

有効断面積 $Ae = 245\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Qd / Ae = 37.5 \times 1000 / 245 = 154\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 154 = 1.57 > 1.0 \cdot \cdot \cdot \text{OK}$$

B. ベースプレート(②) $t=19$ (SS400 : $F=235$)

負担幅は 165mm とする。断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 165 \times 19^2 / 6 = 9927.5 \text{ mm}^3$

短期許容曲げ応力度 $f_b = 235 \text{ N/mm}^2$

引張時 (A. a. アンカーボルトによる 計算モデルは図 2.3-4 参照)

設計曲げモーメント(2辺固定として算定)

$$M_d = 26.0 \times 0.0825 / 2 = 1.08 \text{ kNm}$$

短期曲げ応力度

$$\sigma_b = M_d / z = 1.08 \times 10^6 / 9927.5 = 109 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_b / \sigma_b = 235 / 109 = 2.16 > 1.0 \dots \text{OK}$$

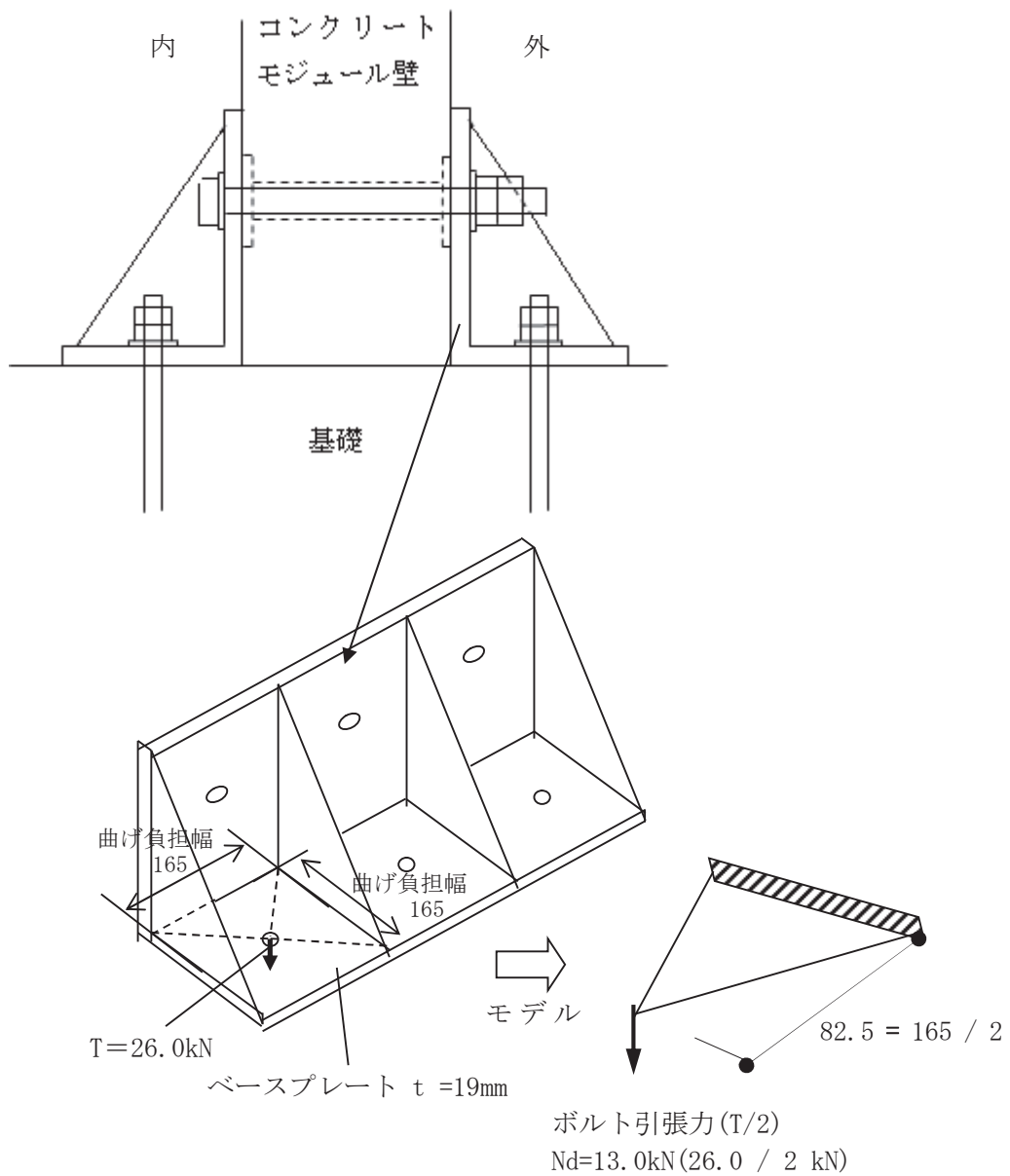


図 2.3-4 ベースプレート (引張時)

圧縮時 (A. a. アンカーボルトによる 計算モデルは図 2.3-5 参照)

ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント(1辺固定1辺単純支持の1方向板として)

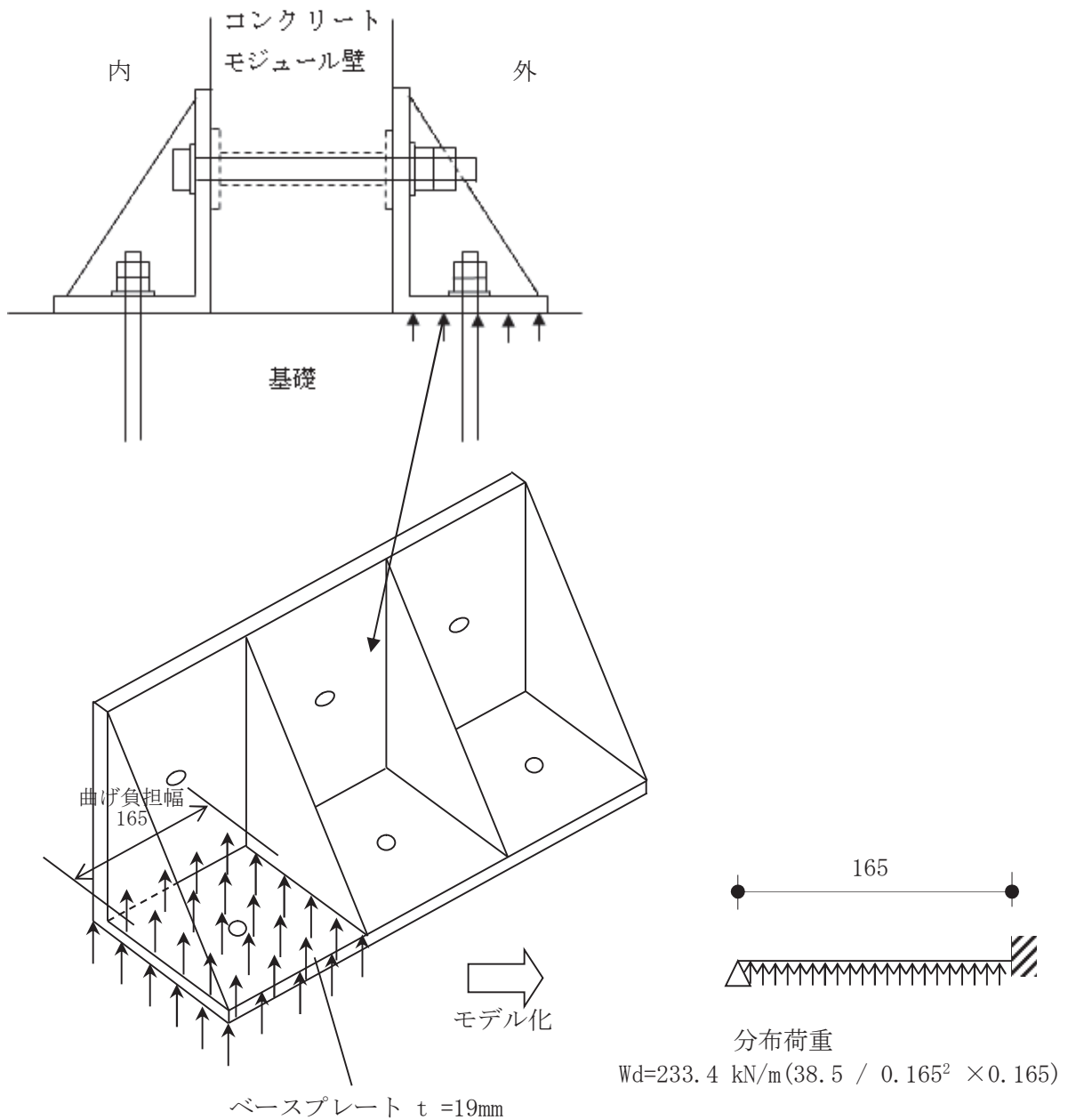
$$M_d = (38.5 / 0.165^2 \times 0.165 \times 0.165^2) / 8 = 0.80 \text{ kNm}$$

短期曲げ応力度

$$\sigma_b = M_d / z = 0.80 \times 10^6 / 9927.5 = 80.6 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_b / \sigma_b = 235 / 80.6 = 2.92 > 1.0 \dots \text{OK}$$



C. 側板アンカー部はしあき(③) (図 2.3-6 参照)

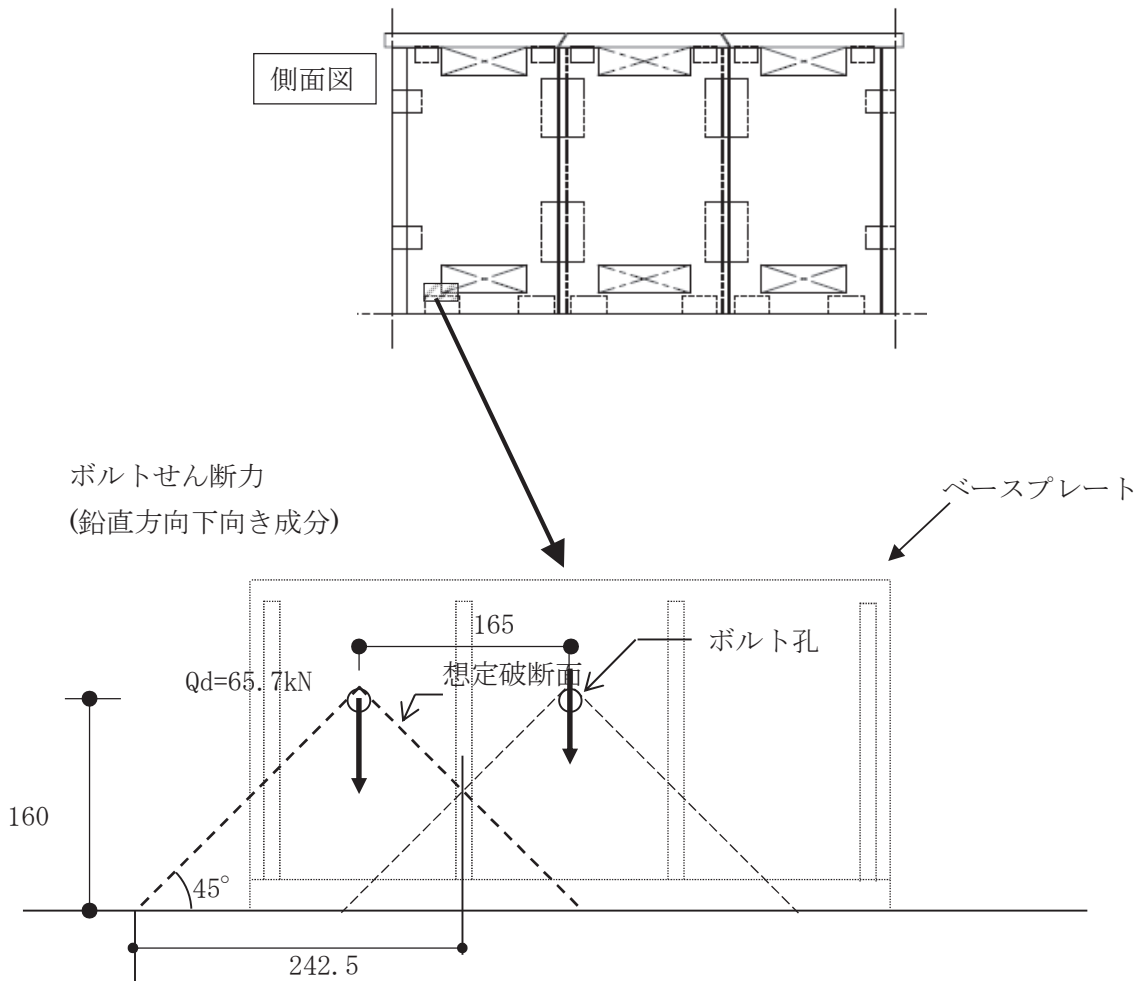


図 2.3-6 側板アンカー

短期許容せん断力応力度

(建築基準法施行令第 91 条及び平成 12 年建設省告示第 1450 号より)

$$f_{sa} = (0.49 + F_c / 100) \times 2 = 1.70 \text{ N/mm}^2$$

想定破断面積

$$A = 242.5 \times \sqrt{2} \times 200 = 68589 \text{ mm}^2$$

せん断力応力度

$$\tau = Q_d / (A / \sqrt{2}) = 65.7 \times 1000 / (68589 / \sqrt{2}) = 1.36 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_{sa} / \tau = 1.7 / 1.36 = 1.25 > 1.0 \dots \text{OK}$$

D. 天板パネル(④) (図 2.3-7 参照)

天板 PC 板 $t = 200$, 鉄筋 : SD295A ($s\sigma t = 295 \text{ N/mm}^2$)

D10@200 (長辺方向 上筋, 短辺方向 上下筋) D10 : 断面積 $A = 71 \text{ mm}^2$

D13@200 (長辺方向 下筋) D13 : 断面積 $A = 127 \text{ mm}^2$

$d = 150\text{mm}$, $j = 131\text{mm}$

短期許容曲げモーメント (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より)

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} \quad f_t \text{ を } \sigma t, \quad M_a \text{ を } M_d \text{ に置き換え, 鉄筋の引張応力度を算定す}$$

る。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント $9986 \text{ Nmm/mm} \rightarrow 1\text{m}$ 辺りに換算すると $M_d = 9.99\text{kNm}$

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{9.99 \times 10^6}{127 \times 5 \times 131} = 121 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_t / \sigma_t = 295 / 121 = 2.44 > 1.0 \dots \text{OK}$$

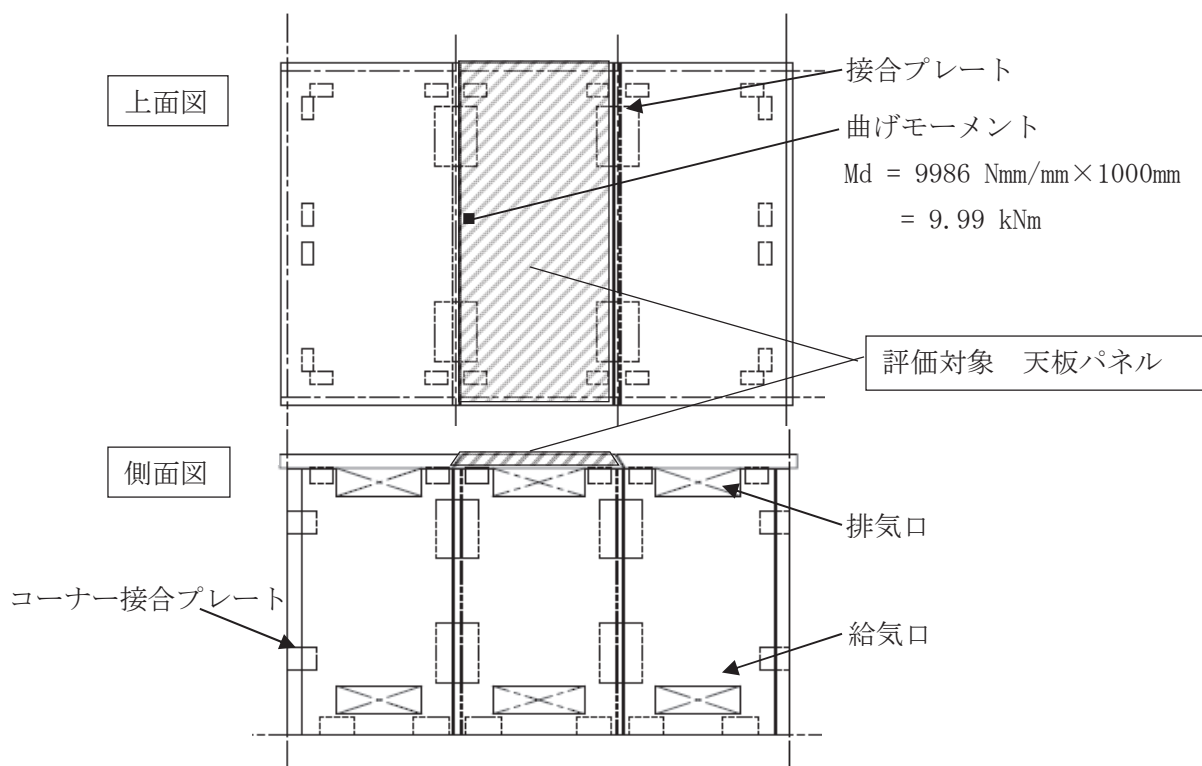


図 2.3-7 天板パネル

E. 側板パネル(⑤) (図 2.3-8 参照)

側板 PC 版 $t = 200$ 鉄筋 : SD295A ($\sigma_t = 295 \text{ N/mm}^2$)

D10@200 (縦筋・横筋, 内外共) D10 : 断面積 $A = 71 \text{ mm}^2$

D13 (開口部及び外周部の補強筋) D13 : 断面積 $A = 127 \text{ mm}^2$

$d = 150\text{mm}$, $j = 131\text{mm}$

短期許容曲げモーメント (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より)

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} \quad f_t \text{ を } \sigma_t, \quad M_a \text{ を } M_d \text{ に置き換え, 鉄筋の引張応力度を算定す}$$

る。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 20484 Nmm/mm \rightarrow 500mm 辺りに換算すると $M_d = 10.3 \text{ kNm}$

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{10.3 \times 10^6}{(127 + 71 + 127) \times 131} = 242 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_t / \sigma_t = 295 / 242 = 1.22 > 1.0 \dots \text{OK}$$

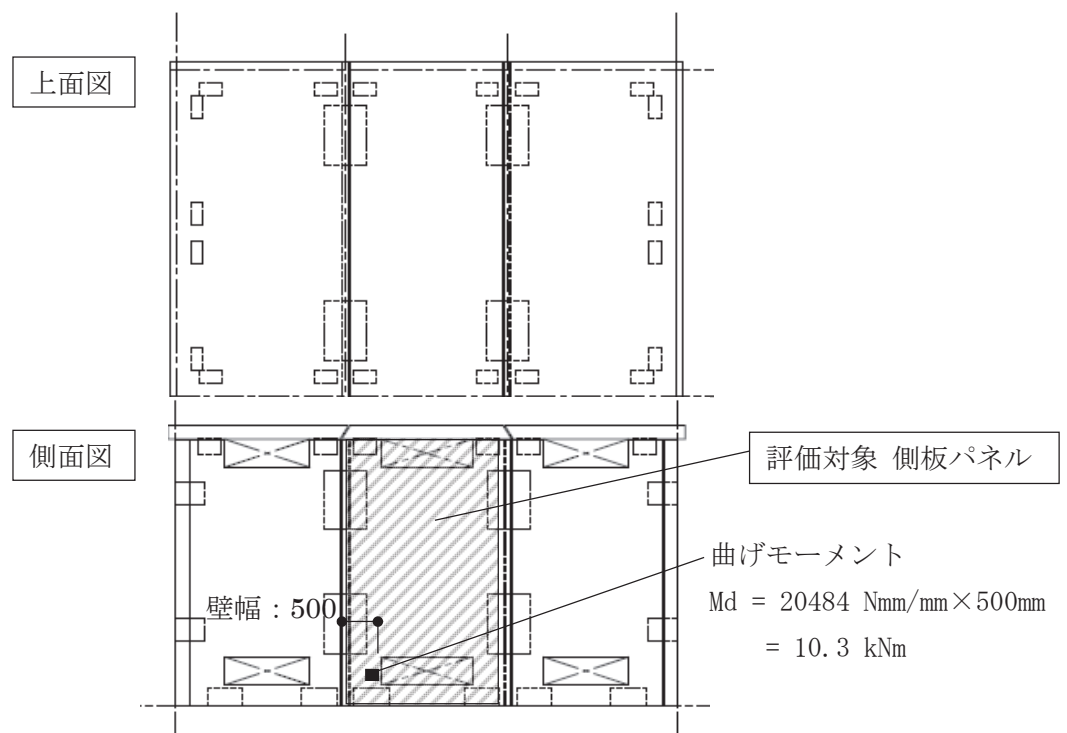


図 2.3-8 側板パネル

F. 側板, 天板接合プレート(⑥) $t = 6$ (SS400) (図 2.3-9 参照)

単位幅当たりの断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 1 \times 6^2 / 6 = 6 \text{ mm}^3/\text{mm}$

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 136 Nmm/mm

$\sigma_b = 136 / 6 = 22.7 \text{ N/mm}^2$

検定値

$f_b / \sigma_b = 235 / 22.7 = 10.4 > 1.0 \dots \text{OK}$

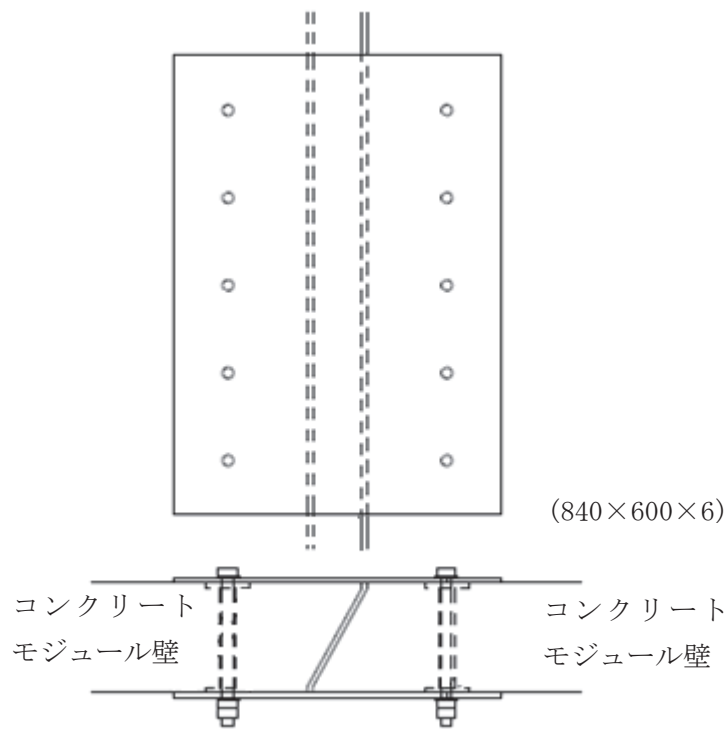


図 2.3-9 側板, 天板接合プレート

G. 側板, 天板コーナー接合プレート(㉞) $t = 9$ (SS400) (図 2.3-10 参照)

負担幅は 160mm とする。断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 160 \times 9^2 / 6 = 2160 \text{ mm}^3$

設計曲げモーメント

ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント(1辺固定1辺単純支持の1方向板として)

$$M_d = (7.30 / 0.160^2 \times 0.160 \times 0.160^2) / 8 = 0.15 \text{ kNm}$$

$$\sigma_b = 0.15 \times 10^6 / 2160 = 69.5 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_b / \sigma_b = 235 / 69.5 = 3.38 > 1.0 \dots \text{OK}$$

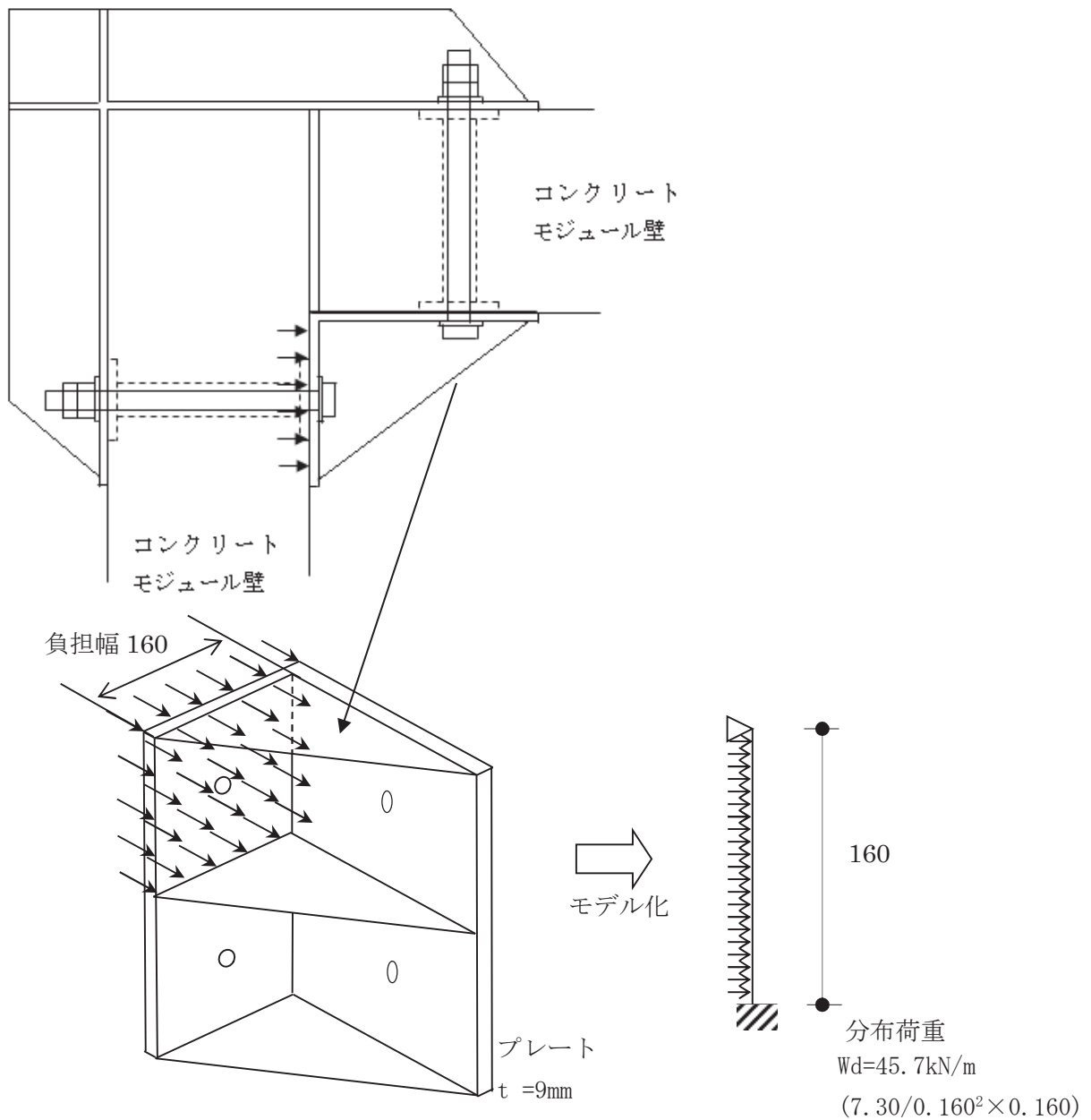


図 2.3-10 側板, 天板コーナー接合プレート

④ 評価結果

評価結果を表 2.3-7 に示す。

表 2.3-7 評価結果 (N/mm²)

	項目	計算値	許容値	評価結果
①-a)	アンカーボルト	107	235	OK
①-b)	側板柱脚ボルト	150	242.4	OK
①-c)	側板接合ボルト	198	242.4	OK
①-d)	天板接合ボルト	136	242.4	OK
①-e)	コーナーボルト	154	242.4	OK
②	ベースプレート (引張時)	109	235	OK
②	ベースプレート (圧縮時)	80.6	235	OK
③	側板アンカー部はしあき	1.36	1.70	OK
④	天板PC板	121	295	OK
⑤	側板PC板	242	295	OK
⑥	側板, 天板接合プレート	22.7	235	OK
⑦	側板, 天板コーナー接合プレート	69.5	235	OK

以上よりコンクリートモジュールはS_s地震動に対しての耐震安全性を確保できる。

(2) 輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール

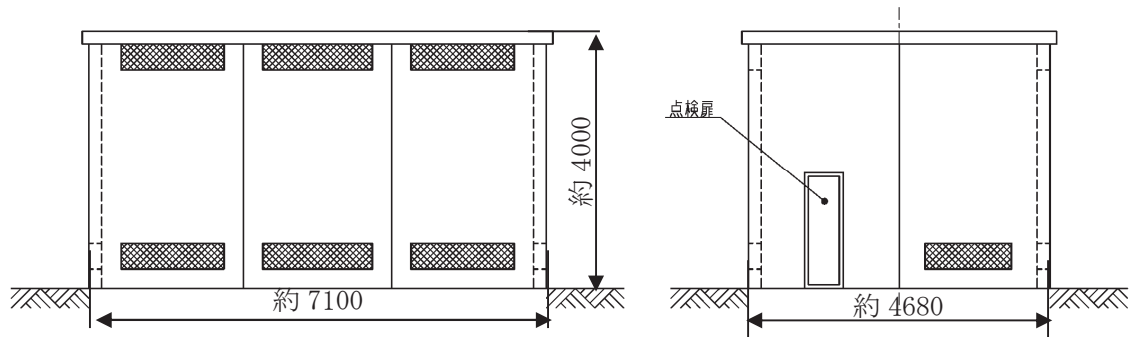
1) 評価方針

本設備で使用する輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュールが、基準地震動 S_s により輸送貯蔵兼用キャスクの除熱、密封、遮へい、臨界防止等の安全機能に影響を与えるような、倒壊等をしないことを確認する。

2) 輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュールの構成

コンクリートモジュールの概略図を図 2.3-11 に示す。

コンクリートモジュールは長辺側板 3 枚、短辺側板 2 枚、天板 3 枚のコンクリート製パネルで構成されている。それぞれのパネルは金物とボルトにより連結されている。



(単位:mm)

図 2.3-11 コンクリートモジュール概略図

3) 解析モデル

固有値解析，許容応力度設計及び基準地震動 S_s に対する検討には 3 次元 FEM モデルを採用し，解析コードとして NASTRAN を用いる。

FEM モデルとして，コンクリートモジュールの PC 板（側板及び天板）及び接合部の金物は板厚一様な平板要素でモデル化する。PC 板と金物の接合部はボルト位置で同一変位とし，基礎とベースプレートの接合部はアンカーボルト位置で拘束する。解析モデルを図 2.3-12 に示す。

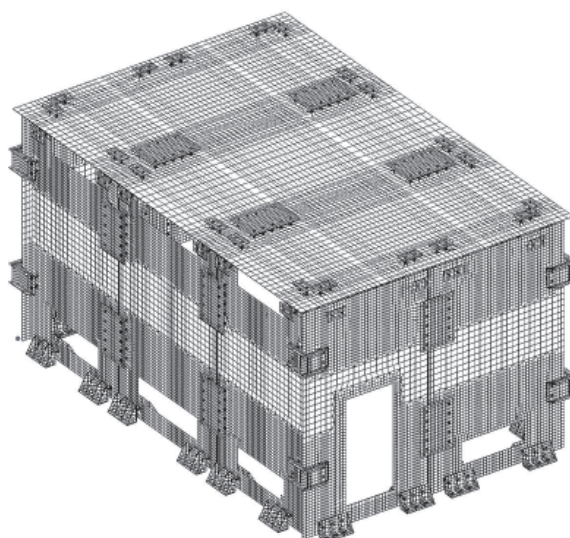


図 2.3-12 コンクリートモジュールの解析モデル

4) 固有周期の算定

コンクリートモジュールの固有周期は図 2.3-12 の FEM モデルにより求める。この結果を表 2.3-8 に示す。

表 2.3-8 コンクリートモジュールの固有周期

	固有周期 (s)
水平 (長辺)	0.036
水平 (短辺)	0.045
鉛直	0.052

5) 設計用地震力

「4)固有周期の算定」において求めた固有周期と添付資料-2「3 耐震設計方針」に基づき、コンクリートモジュールの耐震性の評価に用いる設計用地震力を定める。

コンクリートモジュールの水平方向の固有周期は0.05sec以下であることから、コンクリートモジュールの水平地震力に対しては剛体と見なすことができる。従って設計用水平地震力は1.2ZPAとする。設計用鉛直地震力については添付資料-2「3 耐震設計方針」の応答スペクトルから設計用地震力を定める。

本耐震評価で用いる設計用地震力を表2.3-9に示す。

表 2.3-9 設計用地震力

	水平	鉛直
設計用加速度 (mm/s ²)	7800	11800

6) 許容応力

許容応力を以下のように定める。材料の許容応力度は建築基準法・同施行令及び国土交通省告示に定める値とし、表2.3-10~12に示す。

表 2.3-10 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

種類	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
普通コンクリート	$\frac{1}{3}F_c$	$\frac{1}{30}F_c$	$\frac{1}{30}F_c$ かつ $\left(0.49 + \frac{1}{100}F_c\right)$ 以下	長期に対する2倍		

$F_c=36 \text{ N/mm}^2$ とする。

表 2.3-11 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

種類	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
SD295A 及び B	195	195	295	295

表 2.3-12 鋼材の許容応力度 (N/mm²)

鋼材	長期				短期			
	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
SS400	156.6	156.6	156.6	90.4	235	235	235	135.6

板厚 $\leq 40\text{mm}$ とする。

7) 応力計算

① 応力評価点

応力評価点は SRSS 法により求められる各部材応力の中から最大応力となる部材を抽出して評価を行う。評価箇所は図 2.3-13 に示す箇所とする。

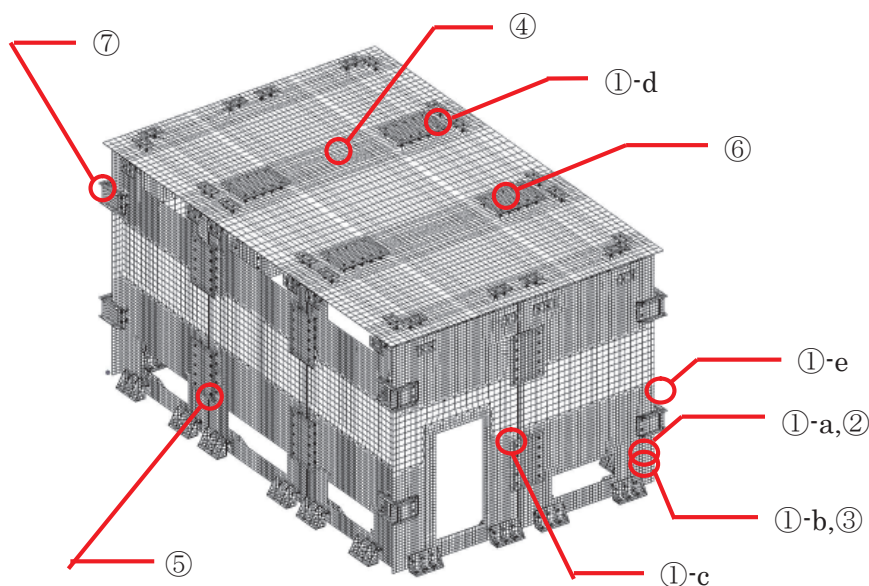


図 2.3-13 応力評価箇所

応力評価箇所名称

- ①-a アンカーボルト
- ①-b 側板柱脚ボルト
- ①-c 側板接合ボルト
- ①-d 天板接合ボルト
- ①-e コーナー接合ボルト
- ② ベースプレート
- ③ 側板アンカー部はしあき
- ④ 天板パネル
- ⑤ 側板パネル
- ⑥ 側板, 天板接合プレート
- ⑦ 側板, 天板コーナー接合プレート (内側)

② 荷重条件

コンクリートモジュールの耐震安全性の評価においては建築基準法施行令第 82 条より表 2.3-13 の地震時の荷重組合せに基づき評価を行う。ただし、コンクリートモジュールには積載荷重が無いため、考慮する荷重は固定荷重と地震力のみとする。また、コンクリートモジュールの厚さは200mmと比較的薄いため温度勾配による影響は小さいと考えられ、温度応力は考慮しないものとする。

表 2.3-13 荷重組合せ

力の種類	荷重及び外力について想定する状態	本設計
短期に生ずる力	地震時	G + P + K

ただし、G：固定荷重，P：積載荷重，K：地震力

③ 応力評価

A. ボルト

ボルトの基準強度は平成 12 年建設省告示第 2464 号，許容応力度は建築基準法施行令第 90 条及び平成 12 年建設省告示第 1451 号を用いる。

a. アンカーボルト(①-a) M20 (SS400 : F=235)

せん断力 $Q_d=12.5\text{kN}$

引張力 $N_d=25.1\text{kN}$

有効断面積 $A_e = 245\text{ mm}^2$

・短期許容引張応力度

引張力とせん断力を同時に受けるボルトの引張応力度
(鋼構造設計規準・同解説より)

$$f_{ts} = 1.4f_{t0} - 1.6\tau \quad \text{かつ} \quad f_{ts} \leq f_{t0}$$

$$f_{ts} = 1.4 \times 235 - 1.6 \times (12.5 \times 10^3 / 245) = 247.3\text{ N/mm}^2 \rightarrow 235\text{ N/mm}^2$$

短期引張応力度

$$\sigma_t = N_d / A_e = 25.1 \times 1000 / 245 = 103\text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_{ts} / \sigma_t = 235 / 103 = 2.28 > 1.0 \dots \text{OK}$$

b. 側板柱脚ボルト(①-b) M27 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Qd=66.1\text{kN}$

有効断面積 $A_e = 459\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Qd / A_e = 66.1 \times 1000 / 459 = 145\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 145 = 1.67 > 1.0 \dots \text{OK}$$

c. 側板接合ボルト(①-c) M20 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Qd=47.7\text{kN}$

有効断面積 $A_e = 245\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Qd / A_e = 47.7 \times 1000 / 245 = 195\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 195 = 1.24 > 1.0 \dots \text{OK}$$

d. 天板接合ボルト(①-d) M16 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Qd=20.3\text{kN}$

有効断面積 $A_e = 157\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Qd / A_e = 20.3 \times 1000 / 157 = 130\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 130 = 1.86 > 1.0 \dots \text{OK}$$

e. コーナー接合ボルト(①-e) M20 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 $Qd=37.6\text{ kN}$

有効断面積 $A_e = 245\text{ mm}^2$

せん断応力度 $\tau = Qd / A_e = 37.6 \times 1000 / 245 = 154\text{ N/mm}^2$

短期許容せん断応力度 $f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4\text{ N/mm}^2$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 154 = 1.57 > 1.0 \cdot \cdot \cdot \text{OK}$$

B. ベースプレート(②) $t=19$ (SS400 : $F=235$)

負担幅は 165mm とする。断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 165 \times 19^2 / 6 = 9927.5 \text{ mm}^3$

短期許容曲げ応力度 $f_b = 235 \text{ N/mm}^2$

引張時 (A. a. アンカーボルトによる 計算モデルは図 2.3-14 参照)

設計曲げモーメント(2辺固定として算定)

$$M_d = 25.1 \times 0.0825 / 2 = 1.04 \text{ kNm}$$

短期曲げ応力度

$$\sigma_b = M_d / z = 1.04 \times 10^6 / 9927.5 = 105 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_b / \sigma_b = 235 / 105 = 2.24 > 1.0 \dots \text{OK}$$

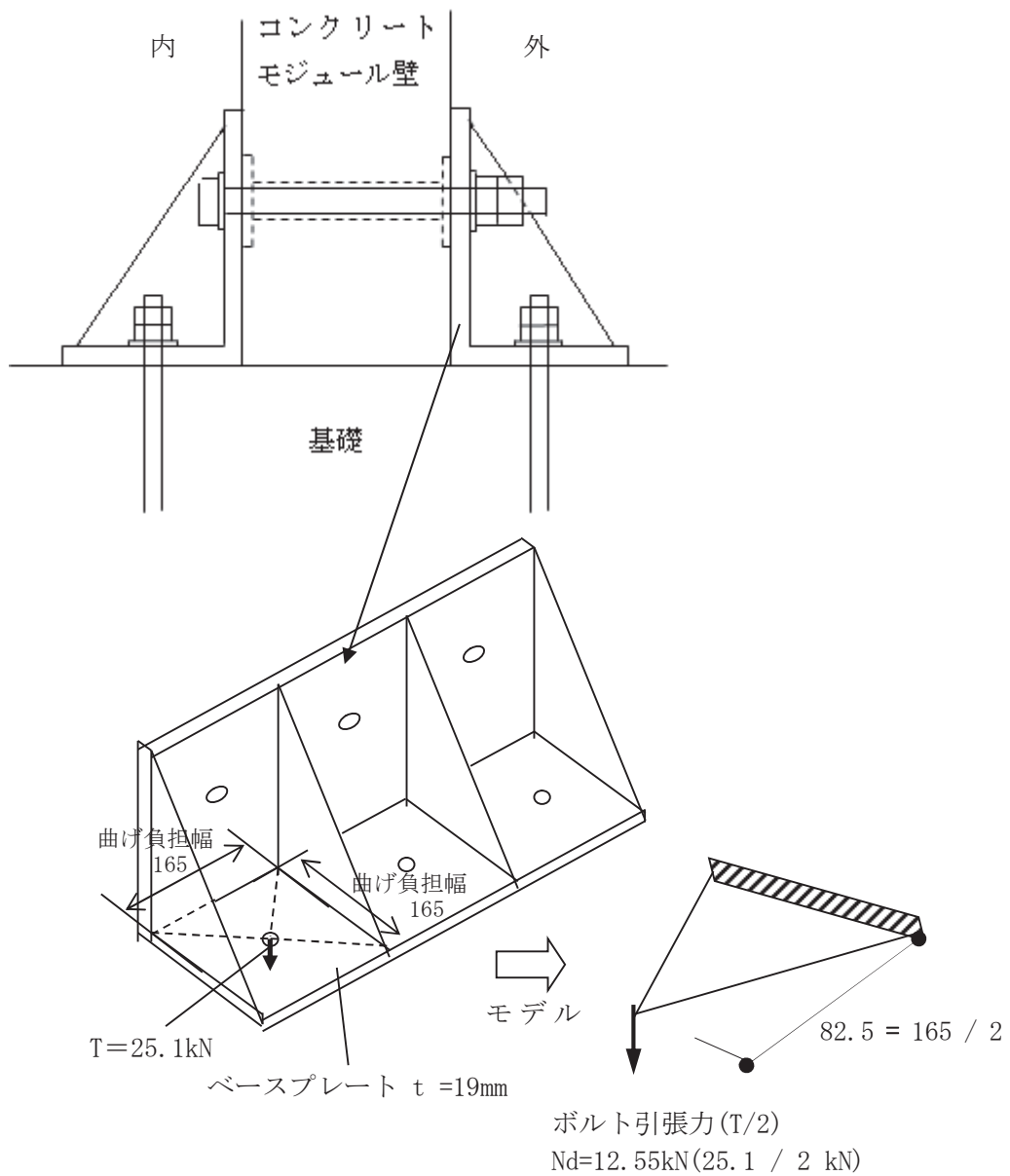


図 2.3-14 ベースプレート (引張時)

圧縮時 (A. a. アンカーボルトによる 計算モデルは図 2.3-15 参照)

ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント(1辺固定1辺単純支持の1方向板として)

$$Md = (37.5 / 0.165^2 \times 0.165 \times 0.165^2) / 8 = 0.78 \text{ kNm}$$

短期曲げ応力度

$$\sigma_b = Md / z = 0.78 \times 10^6 / 9927.5 = 78.6 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_b / \sigma_b = 235 / 78.6 = 2.99 > 1.0 \dots \text{OK}$$

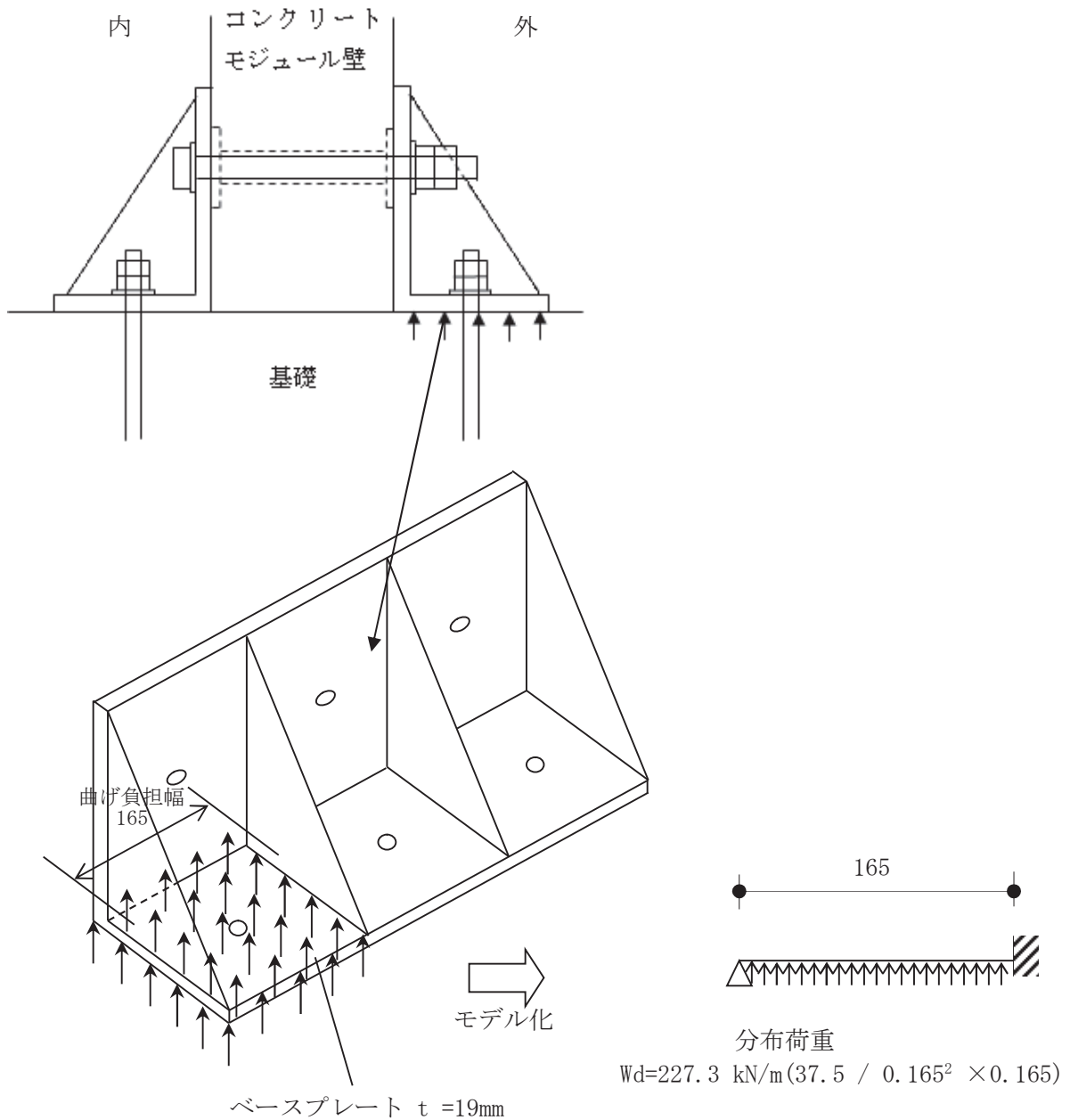


図 2.3-15 ベースプレート (圧縮時)

C. 側板アンカー部はしあき(③) (図 2.3-16 参照)

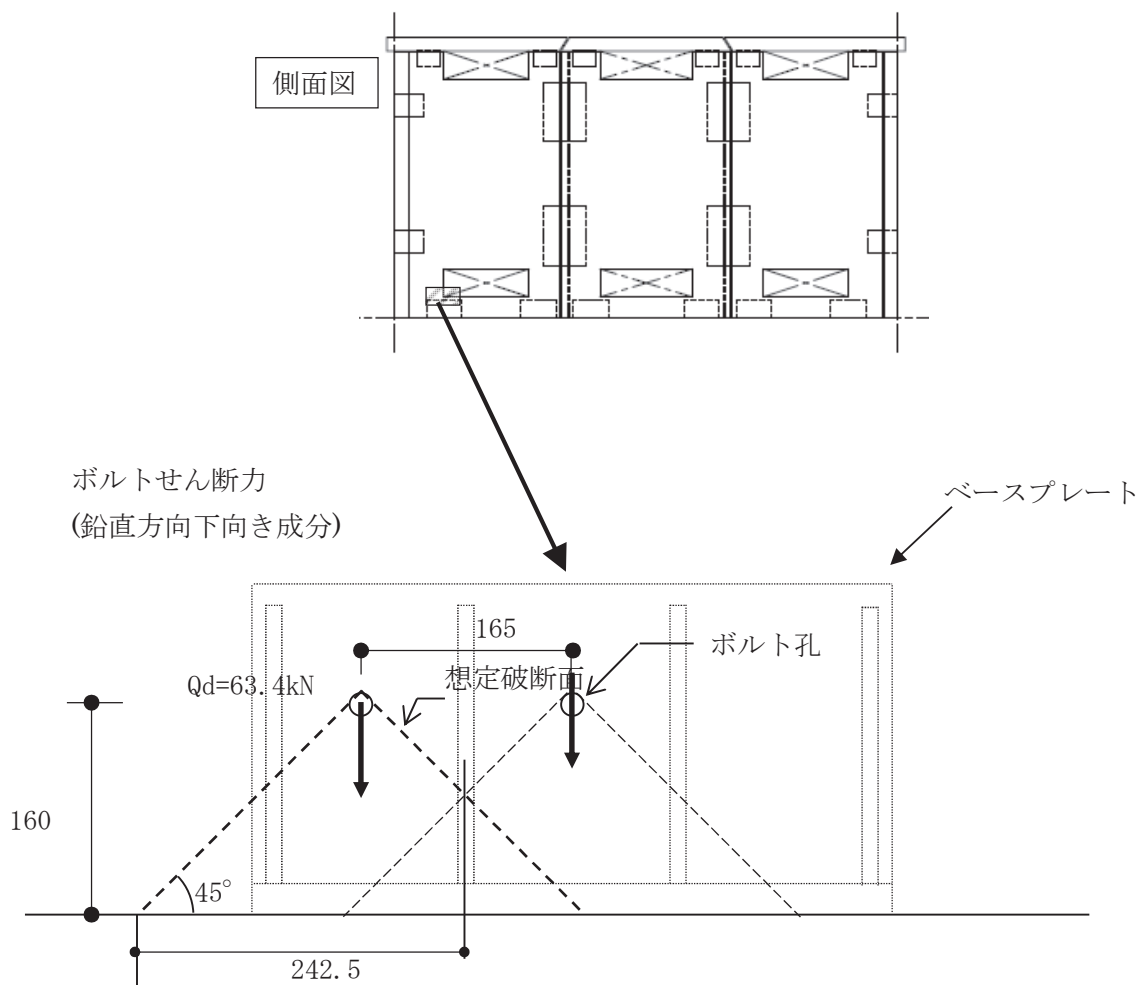


図 2.3-16 側板アンカー

短期許容せん断力応力度

(建築基準法施行令第 91 条及び平成 12 年建設省告示第 1450 号より)

$$f_{sa} = (0.49 + F_c / 100) \times 2 = 1.70 \text{ N/mm}^2$$

想定破断面積

$$A = 242.5 \times \sqrt{2} \times 200 = 68589 \text{ mm}^2$$

せん断力応力度

$$\tau = Q_d / (A / \sqrt{2}) = 63.4 \times 1000 / (68589 / \sqrt{2}) = 1.31 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_{sa} / \tau = 1.70 / 1.31 = 1.30 > 1.0 \dots \text{OK}$$

D. 天板パネル(④) (図 2.3-17 参照)

天板 PC 板 $t = 200$, 鉄筋 : SD295A ($s\sigma t = 295 \text{ N/mm}^2$)

D10@200 (長辺方向 上筋, 短辺方向 上下筋) D10 : 断面積 $A = 71 \text{ mm}^2$

D13@200 (長辺方向 下筋) D13 : 断面積 $A = 127 \text{ mm}^2$

$d = 150\text{mm}$, $j = 131\text{mm}$

短期許容曲げモーメント (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より)

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} \quad f_t \text{ を } \sigma t, \quad M_a \text{ を } M_d \text{ に置き換え, 鉄筋の引張応力度を算定す}$$

る。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント $9797 \text{ Nmm/mm} \rightarrow 1\text{m}$ 辺りに換算すると $M_d = 9.80\text{kNm}$

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{9.80 \times 10^6}{127 \times 5 \times 131} = 118 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_t / \sigma_t = 295 / 118 = 2.50 > 1.0 \dots \text{OK}$$

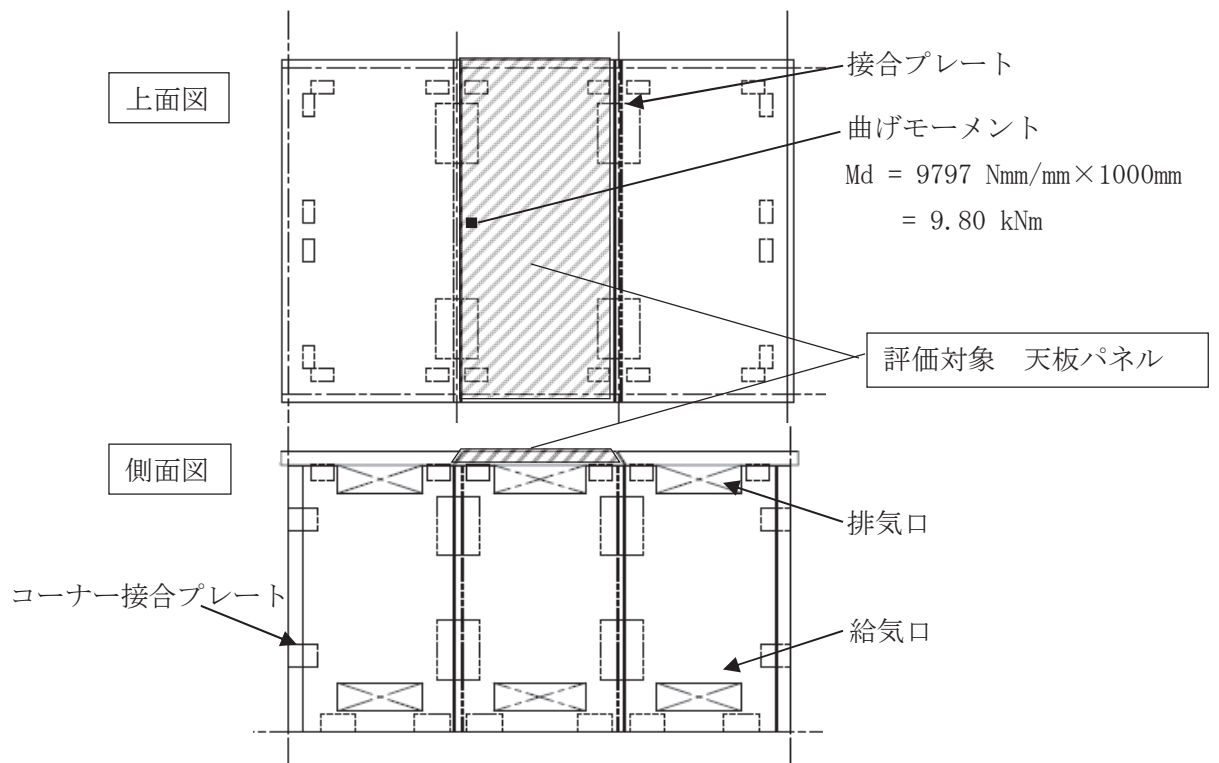


図 2.3-17 天板パネル

E. 側板パネル(⑤) (図 2.3-18 参照)

側板 PC 版 $t = 200$ 鉄筋 : SD295A ($\sigma_t = 295 \text{ N/mm}^2$)

D10@200 (縦筋・横筋, 内外共) D10 : 断面積 $A = 71 \text{ mm}^2$

D13 (開口部及び外周部の補強筋) D13 : 断面積 $A = 127 \text{ mm}^2$

$d = 150\text{mm}$, $j = 131\text{mm}$

短期許容曲げモーメント (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より)

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} \quad f_t \text{ を } \sigma_t, \quad M_a \text{ を } M_d \text{ に置き換え, 鉄筋の引張応力度を算定す}$$

る。

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 19430 Nmm/mm \rightarrow 500mm 辺りに換算すると $M_d = 9.72 \text{ kNm}$

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{9.72 \times 10^6}{(127 + 71 + 127) \times 131} = 229 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_t / \sigma_t = 295 / 229 = 1.29 > 1.0 \dots \text{OK}$$

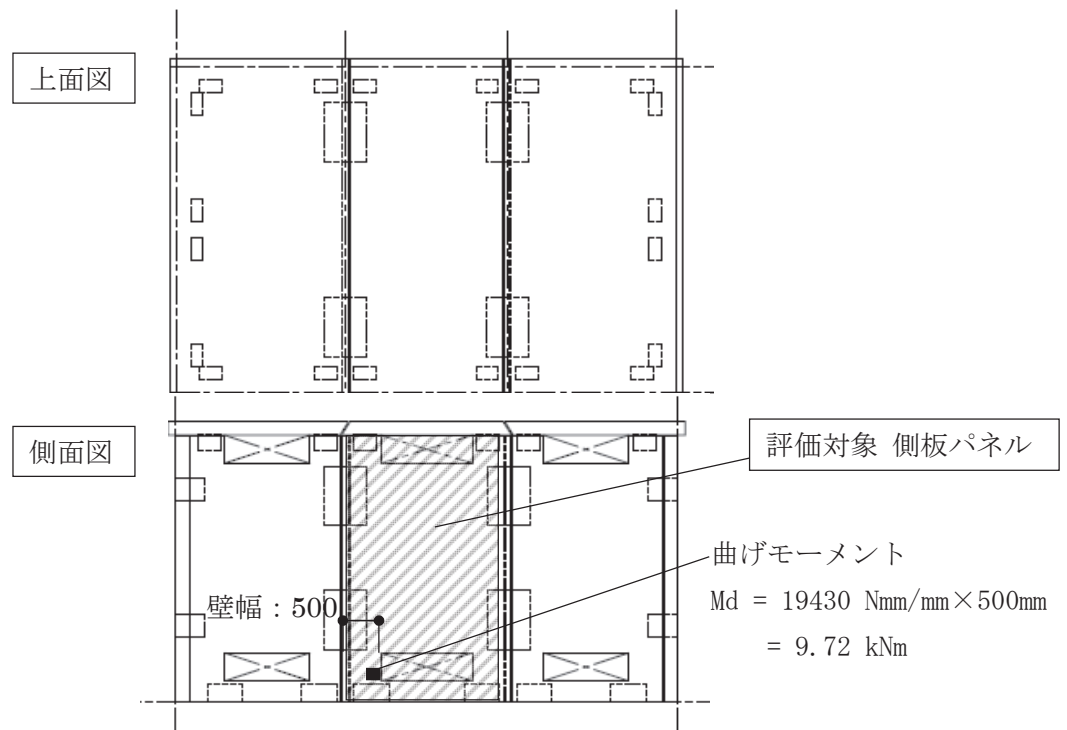


図 2.3-18 側板パネル

F. 側板, 天板接合プレート(⑥) $t = 6$ (SS400) (図 2.3-19 参照)

単位幅当たりの断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 1 \times 6^2 / 6 = 6 \text{ mm}^3 / \text{mm}$

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 133.4 Nmm/mm

$\sigma_b = 133.4 / 6 = 22.3 \text{ N/mm}^2$

検定値

$f_b / \sigma_b = 235 / 22.3 = 10.5 > 1.0 \dots \text{OK}$

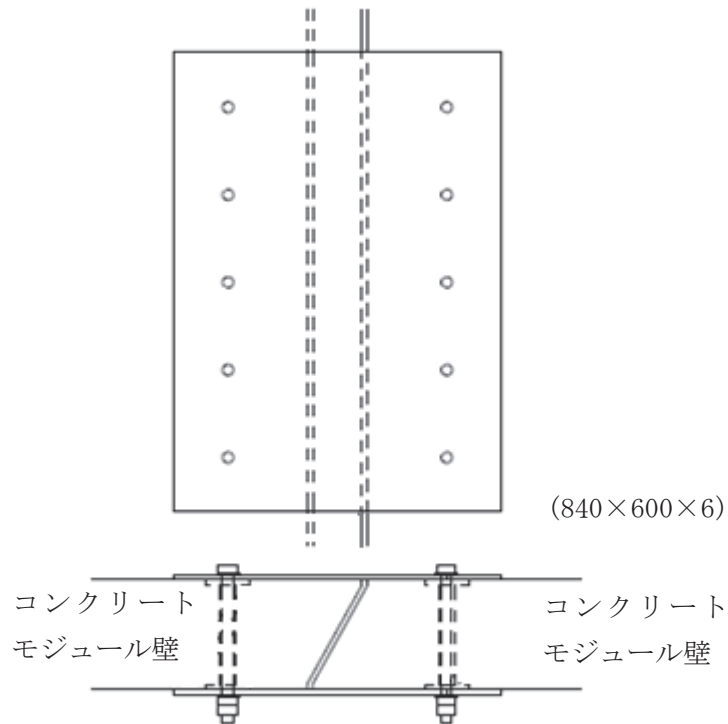


図 2.3-19 側板, 天板接合プレート

G. 側板, 天板コーナー接合プレート(㉞) $t = 9$ (SS400) (図 2.3-20 参照)

負担幅は 160mm とする。断面係数 $z = b \times t^2 / 6 = 160 \times 9^2 / 6 = 2160 \text{ mm}^3$

設計曲げモーメント

ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント(1辺固定1辺単純支持の1方向板として)

$$M_d = (7.5 / 0.160^2 \times 0.160 \times 0.160^2) / 8 = 0.15 \text{ kNm}$$

$$\sigma_b / f_b = 0.15 \times 10^6 / 2160 = 69.5 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_b / \sigma_b = 235 / 69.5 = 3.38 > 1.0 \dots \text{OK}$$

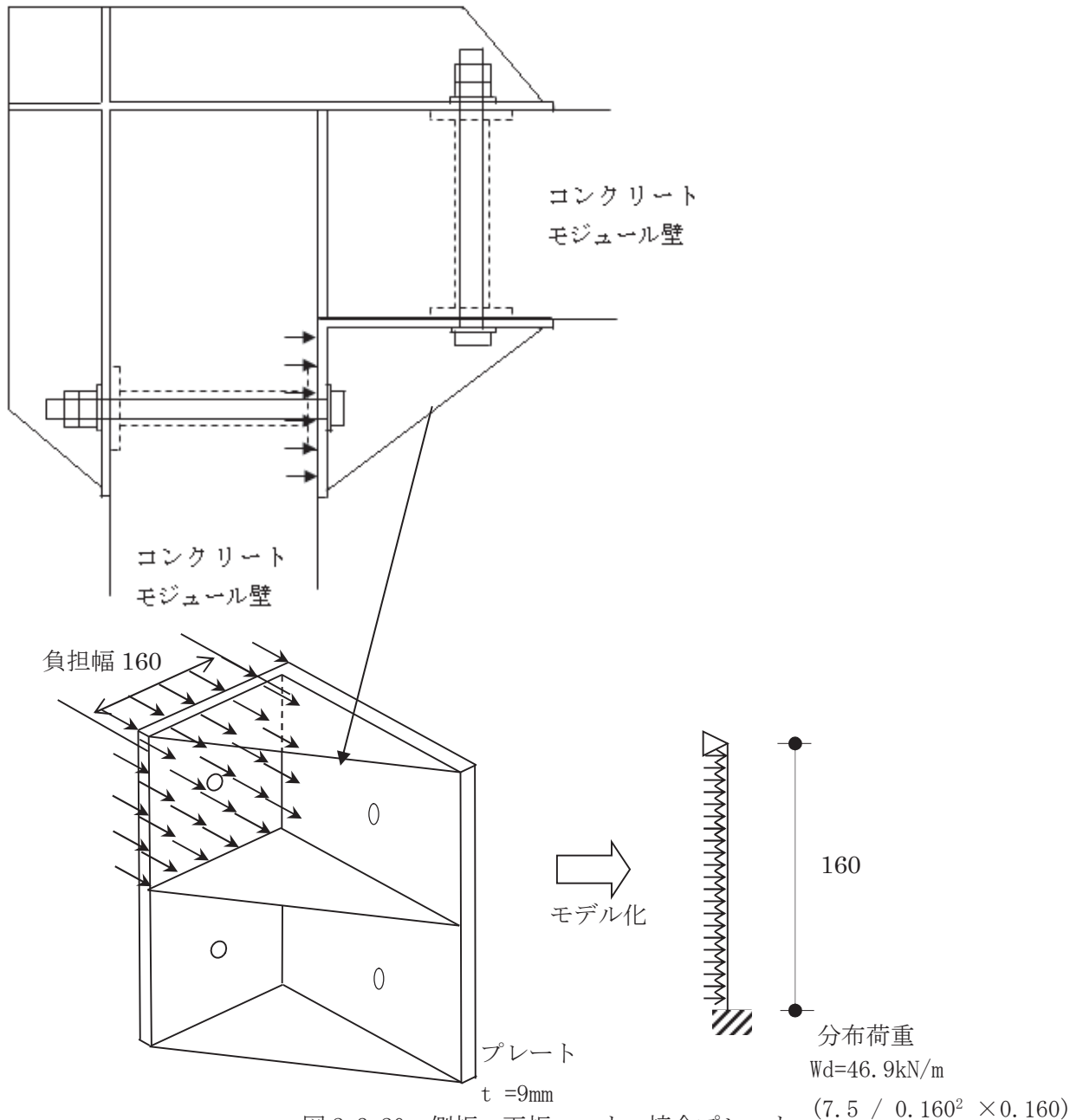


図 2.3-20 側板, 天板コーナー接合プレート

④ 評価結果

評価結果を表 2.3-14 に示す。

表 2.3-14 評価結果(単位 : N/mm²)

	項目	計算値	許容値	評価結果
①-a	アンカーボルト	103	235	OK
①-b	側板柱脚ボルト	145	242.4	OK
①-c	側板接合ボルト	195	242.4	OK
①-d	天板接合ボルト	130	242.4	OK
①-e	コーナーボルト	154	242.4	OK
②	ベースプレート (引張時)	105	235	OK
②	ベースプレート (圧縮時)	78.6	235	OK
③	側板アンカー部はしあき	1.31	1.70	OK
④	天板PC板	118	295	OK
⑤	側板PC板	229	295	OK
⑥	側板, 天板接合プレート	22.3	235	OK
⑦	側板, 天板コーナー接合プレート	69.5	235	OK

以上よりコンクリートモジュールはS_s地震動に対しての耐震安全性を確保できる。

2.4 クレーンの基準地震動 S_s に対する波及的影響

(1) 評価方針

本設備で使用するクレーンが基準地震動 S_s により本クレーンが乾式キャスクの除熱、密封、遮へい、臨界防止等の安全機能に波及的影響を与えるような倒壊、転倒、逸走等が生じないことを確認する。なお、当該クレーンは一般産業用施設と同等の耐震性を有する設計とし、クレーン構造規格に基づき設計を行っている。

(2) 波及的影響評価方法の概要

評価対象とするクレーンの主要仕様を表 2.4-1 に、概要図を図 2.4-1 に示す。

表 2.4-1 クレーンの仕様

項目	仕様
型式	門形クレーン
主巻定格	150ton
補巻定格	20ton
スパン	19m

クレーンの波及的影響評価フローを図 2.4-2 に示す。

以下の手順により基準地震動 S_s によるクレーンの波及的影響が、乾式キャスクの安全機能に及ばないことを確認する。

- ・評価には基準地震動 S_s に基づく地表面加速度応答スペクトルを用いて行う。
- ・汎用有限要素解析コード ABAQUS を使用した三次元有限要素モデルによりクレーンの固有周期を求める。
- ・地表面加速度応答スペクトルと固有周期により設計用加速度を定め、クレーン各部に発生する応力を算定し、クレーンが倒壊しないことを確認する。
- ・汎用有限要素解析コード ABAQUS を用いて、地表面時刻歴データによる非線形応答解析を行い、クレーン本体の浮き上がり量から、クレーンが転倒しないことを確認する。
- ・クレーン本体の浮き上がり量からクレーンがレールピットから飛び出し、逸走しないことを確認する。

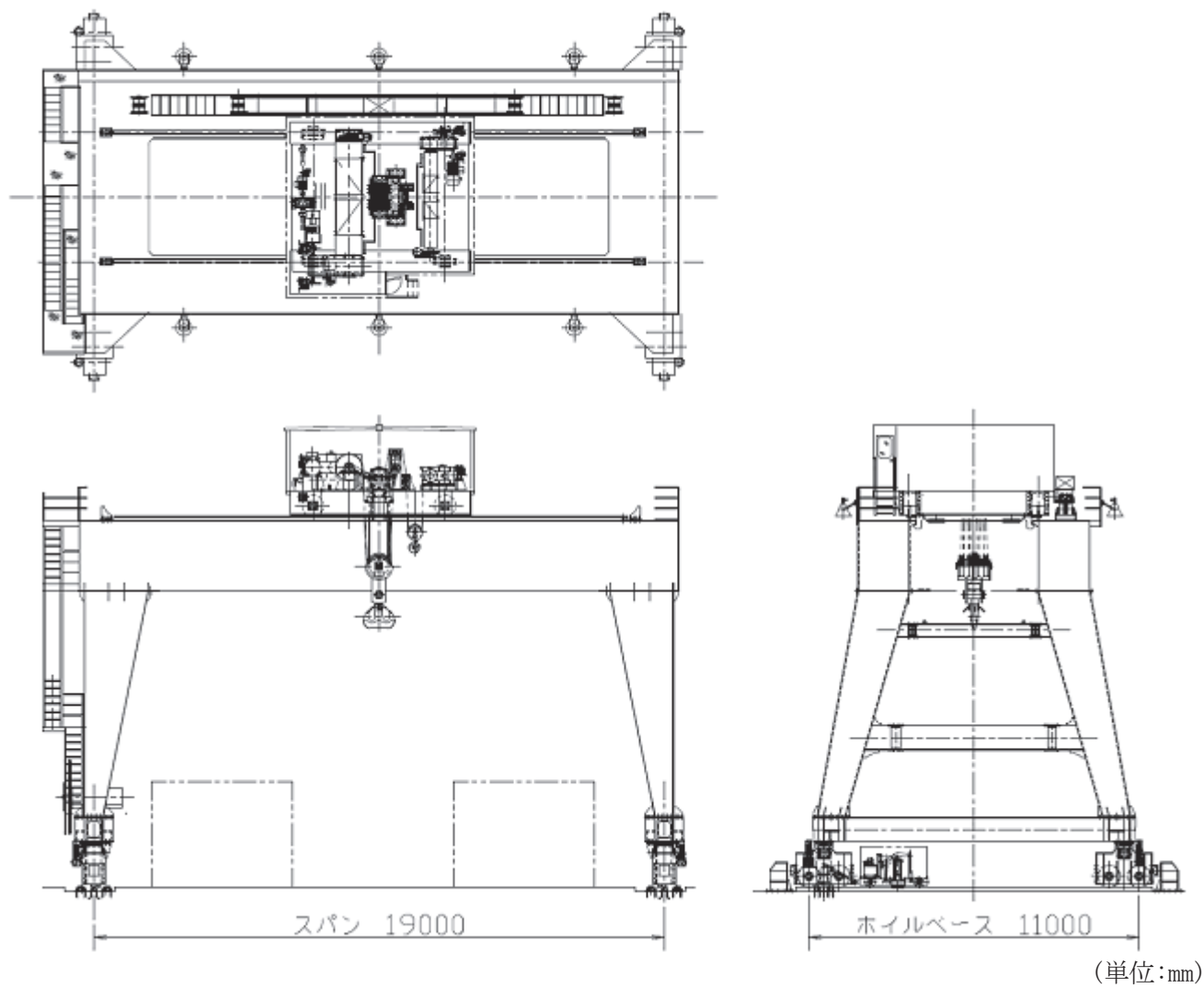


図 2.4-1 クレーン全体図

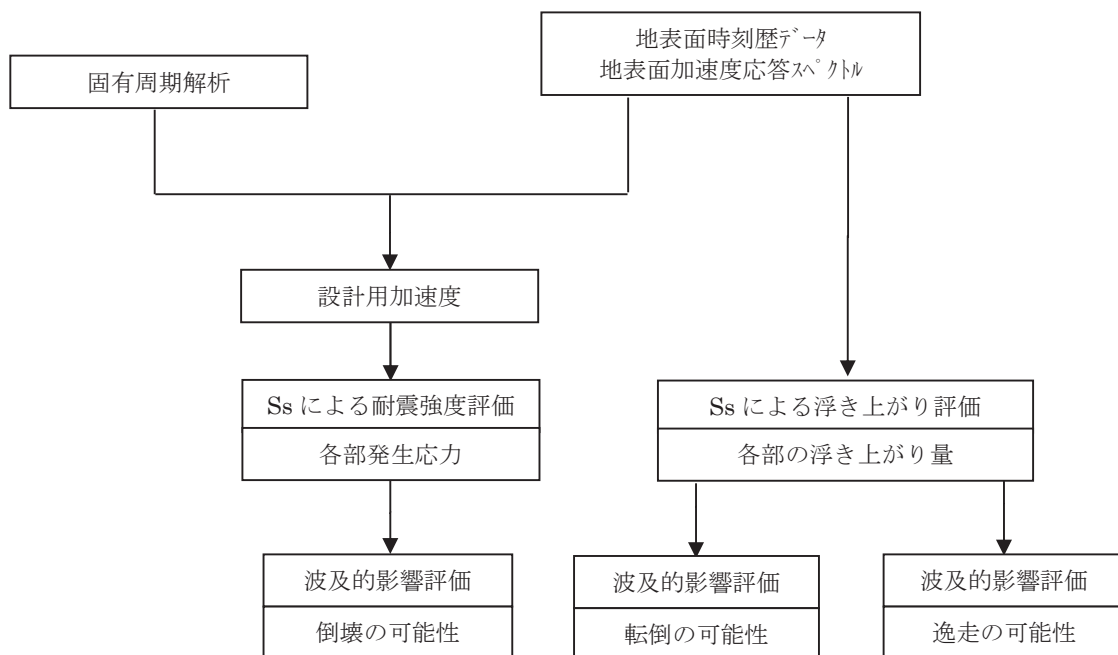


図 2.4-2 クレーンの波及的影響評価フロー

(3) 波及的影響評価

1) クレーンの倒壊評価

① 固有周期の算定

A. 固有周期の計算方法

汎用有限要素解析コード ABAQUS を使用した三次元有限要素モデルにより、各方向に関するクレーンの固有周期の評価を行う。図 2.4-3 に解析モデル図を示す。

- a. ガーダ、剛脚及びサドル等の構造物は、断面積、断面二次モーメントなどの断面特性を考慮したビーム要素でモデル化する。
- b. トロリは質量特性のみを考慮した剛体要素でモデル化する。
- c. ワイヤロープは剛な鉛直線形ばねでモデル化する。
- d. 走行方向の水平力がクレーンに加わった場合、クレーンはレール上を滑り、クレーン自体にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。このため走行方向の固有周期の算定は行わない。

B. 固有周期

固有周期の算定結果を表 2.4-2 に示す。

表 2.4-2 クレーンの固有周期

トロリ位置	本体ガーダ中央			本体ガーダ端部 ^{注記}		
	走行方向 (EW方向)	横行方向 (NS方向)	鉛直方向 (UD方向)	走行方向 (EW方向)	横行方向 (NS方向)	鉛直方向 (UD方向)
固有周期 (sec)	-	0.334	0.137	-	0.331	0.096

注記：トロリが剛脚にもっとも近づいた位置とする。

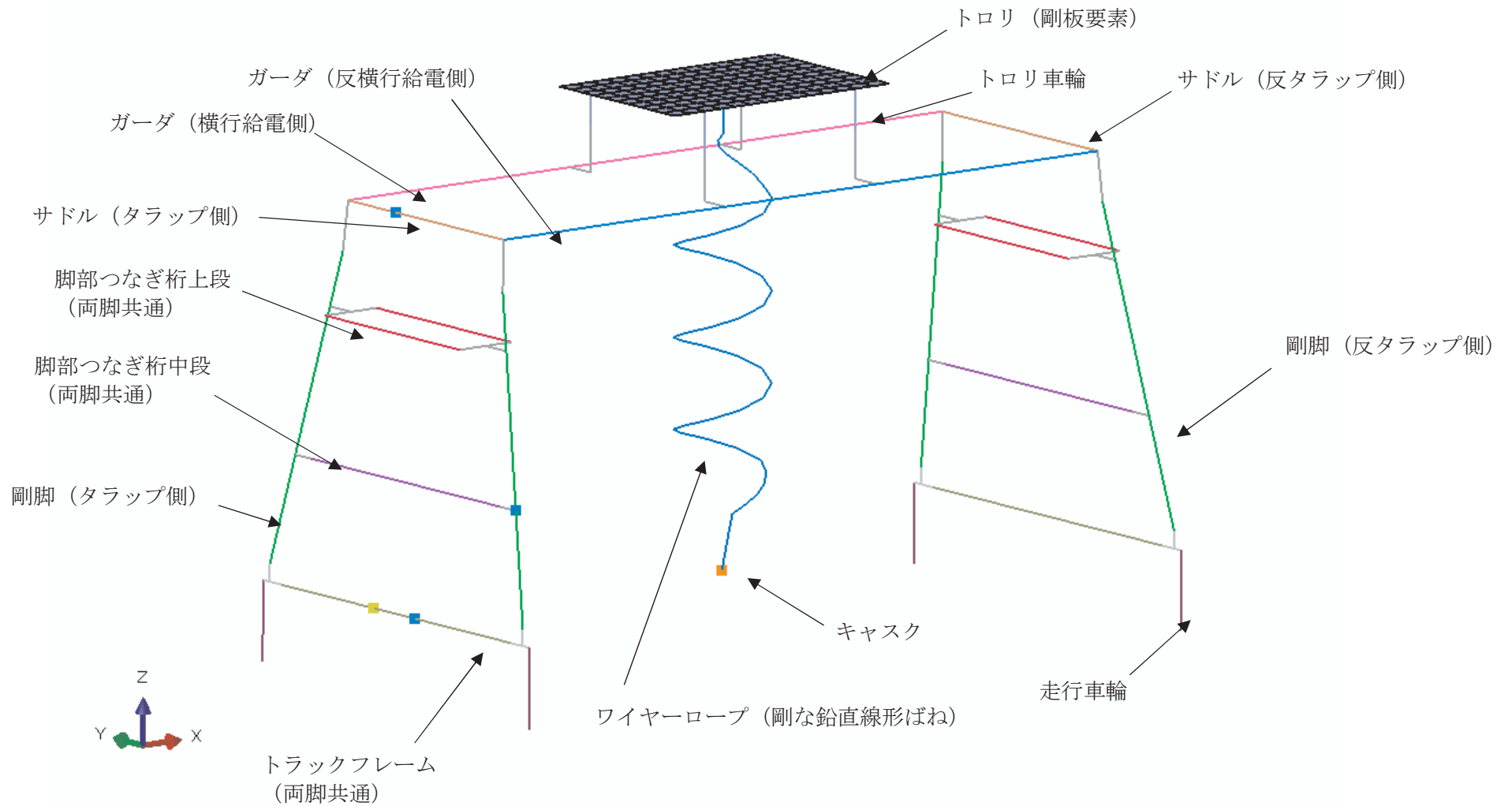


図 2.4-3 クレーン 固有周期 解析モデル図 鳥瞰図(トロリ中央の場合)

② 本設備の設計加速度

添付資料-2「評価の基本方針」の加速度応答スペクトル及び表 2.4-2 に示した固有周期から算定される設計用加速度を表 2.4-3 に示す。

表 2.4-3 クレーンの設計用加速度

加振方向	走行方向 (EW方向)	横行方向 (NS方向)	鉛直方向 (UD方向)
設計用加速度 (G)	0.15 ^{注1}	2.43 0.15 ^{注2}	1.60 ^{注3} 1.38 ^{注4}

注1：走行方向の設計用加速度は、走行駆動輪とレールの最大静止摩擦係数により定まる加速度とする。

注2：トロリに作用する横行方向の設計用加速度は、横行駆動輪と横行レールの最大静止摩擦係数により定まる加速度とする。

注3：本体ガーダ中央にトロリがある場合

注4：本体ガーダ端部にトロリがある場合

③クレーン各部の応力評価

A. 評価対象部位の形状

評価対象箇所を図 2.4-4 に示す。また評価対象部位の形状を図 2.4-5～図 2.4-8 に示す。

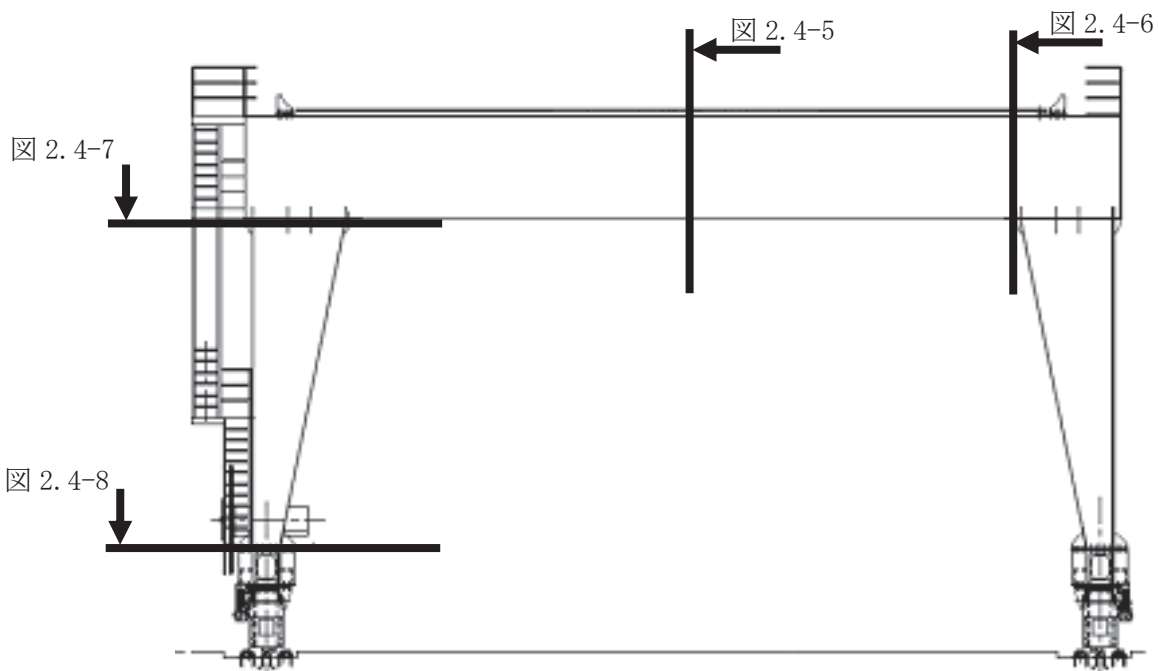


図 2.4-4 応力評価部位対象箇所

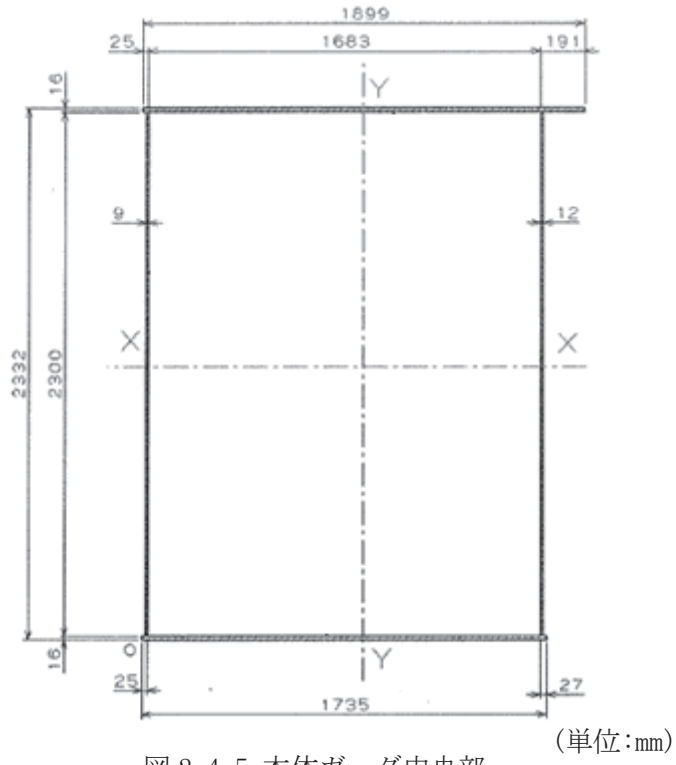


図 2.4-5 本体ガーダ中央部

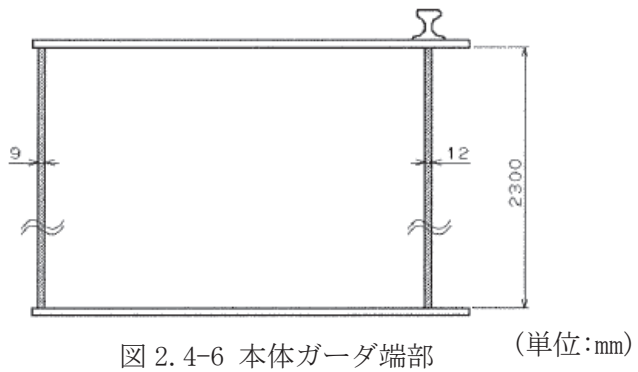


図 2.4-6 本体ガーダ端部

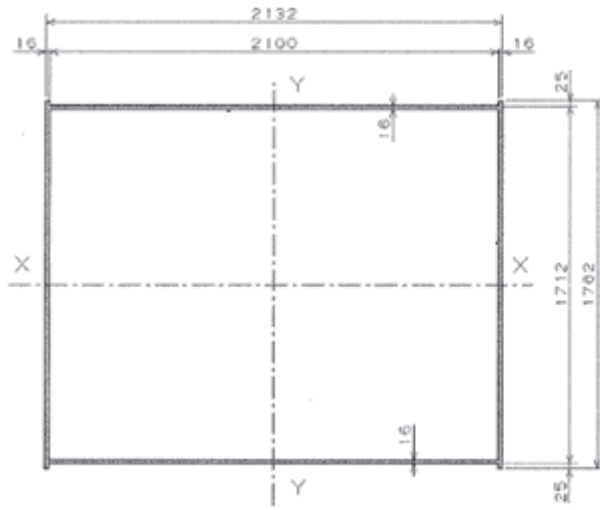


图 2.4-7 刚脚上部 (单位:mm)

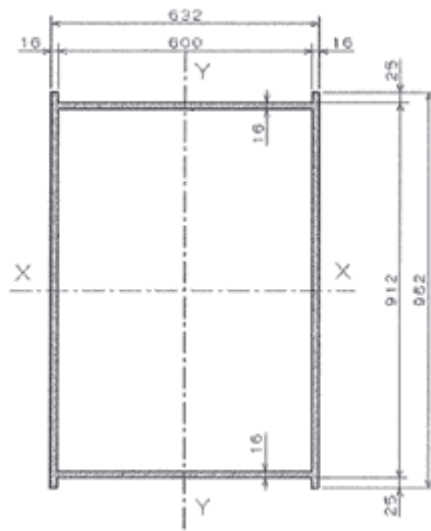


图 2.4-8 刚脚下部 (单位:mm)

B. 発生応力と許容応力

基準地震動 S_s によりクレーン各部に発生する応力と許容応力の比較を表 2.4-4 に示す。

表 2.4-4 クレーン各部応力の評価結果

	材料	応力の種類	算出応力 (N/mm ²)	許容応力 (N/mm ²)	評価結果
本体ガード	SM490A	曲げ	146	343	O. K.
		せん断	51	198	O. K.
		組合せ	148	343	O. K.
剛脚 (上部)	SS400	曲げ	115	280	O. K.
		圧縮	76	246	O. K.
剛脚 (下部)		曲げ	174	280	O. K.
		圧縮	76	246	O. K.

④ 評価結果

本体ガード、剛脚などクレーン本体に発生する応力は許容値内に留まる。このことから基準地震動 S_s がクレーンに生じた場合、クレーン本体は倒壊しない。なお、参考としてクレーンレールについても S_s 地震による応力評価を行ったところ、レールが湾曲するおそれがあることが判明した。このことから次項ではクレーンが S_s 地震時にクレーンが転倒、逸走をしないことを確認し、当該クレーンが乾式キャスクの安全性に波及的影響を及ぼさないことを確認する。

2) クレーンの転倒評価

図 2.4-9 のモデルを用いて非線形時刻歴応答解析を行い、クレーンが転倒しないことを確認する。

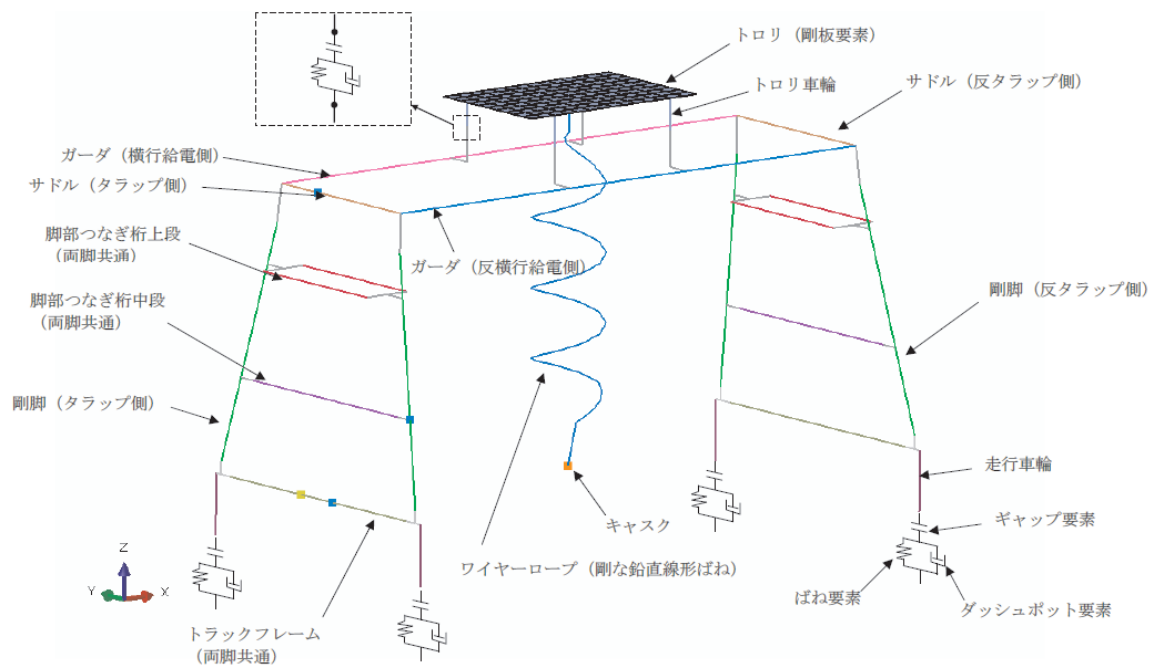


図 2.4-9 転倒評価モデル

① 地表面時刻歴データ

非線形時刻歴応答解析に用いる地表面時刻歴波形は、 $S_s-1 \sim S_s-3$ のうち、クレーンの鉛直方向固有周期における地表面加速度応答スペクトル値が最も大きい地震波の地表面時刻歴データである、 S_s-1 の表面時刻歴波形を用いる。 S_s-1 の表面時刻歴波形を図 2.4-10、図 2.4-11 に示す。

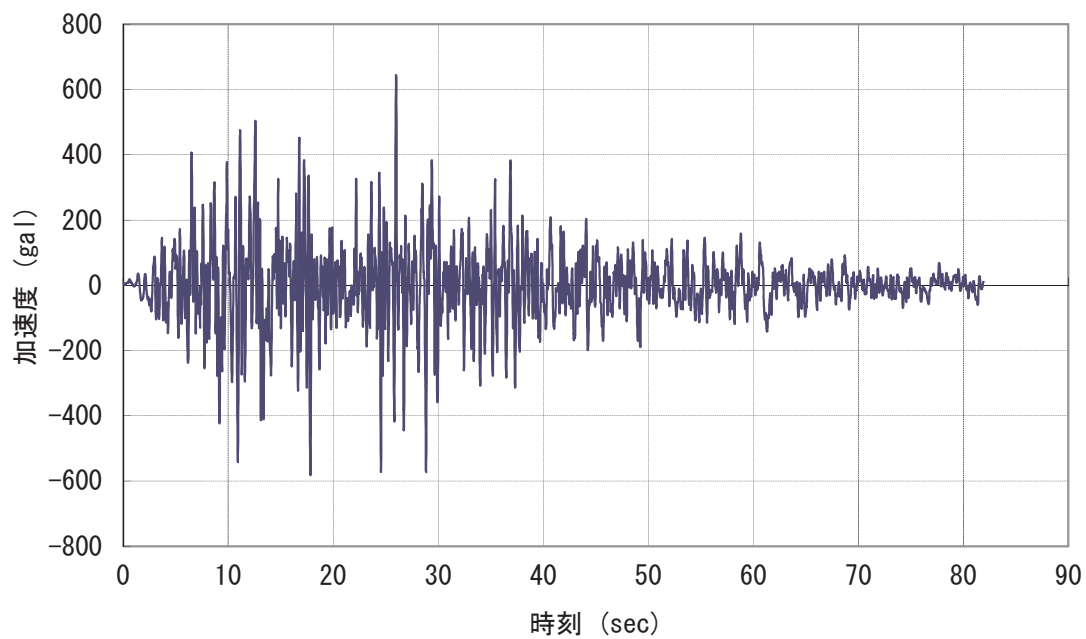


图 2.4-10 地表面時刻歷波形水平方向 Ss-1

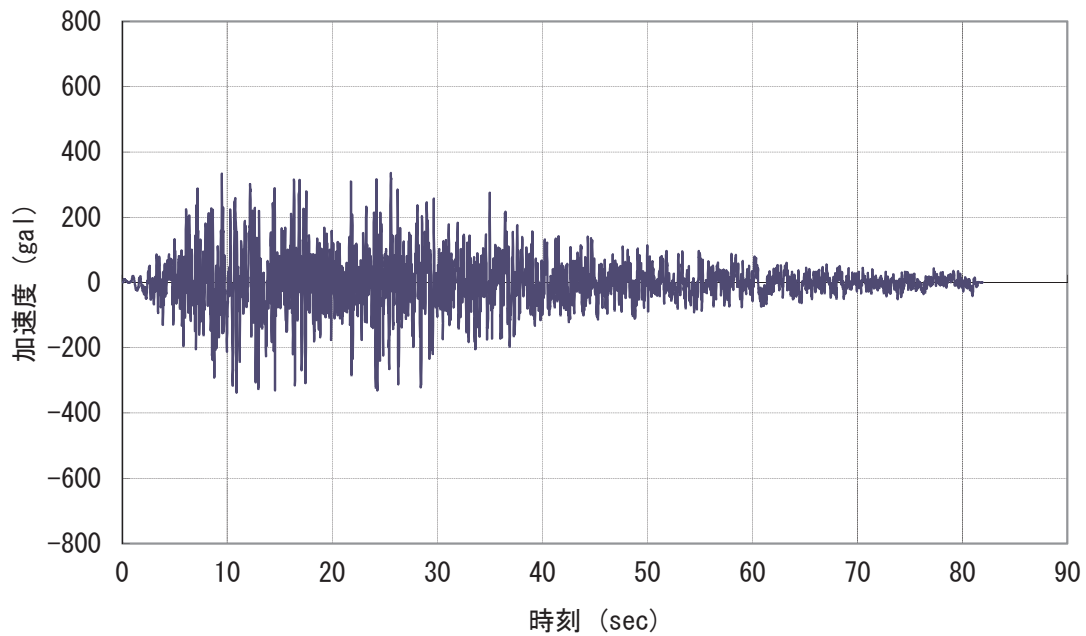
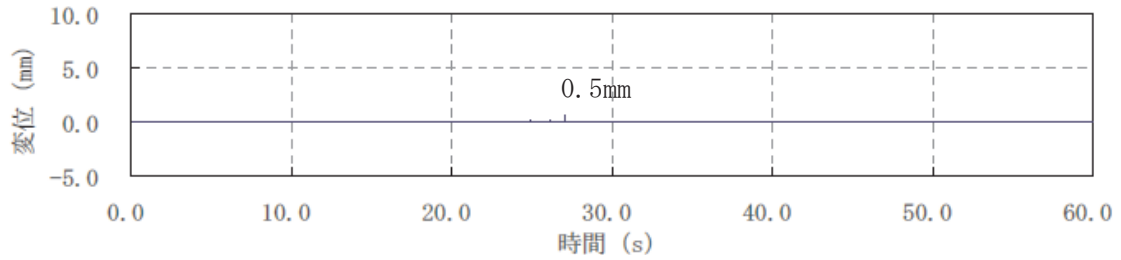


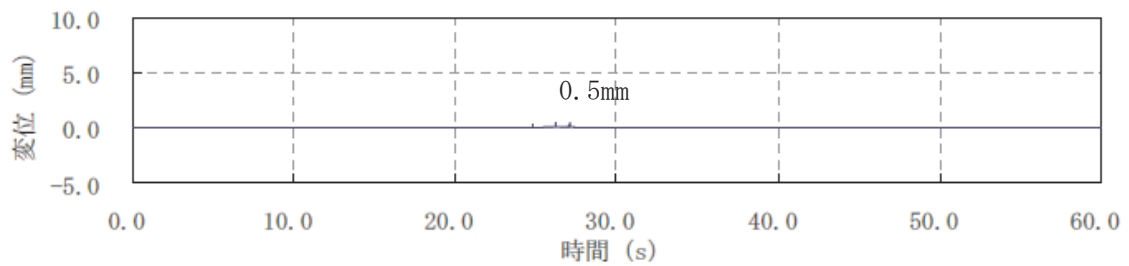
图 2.4-11 地表面時刻歷波形鉛直方向 Ss-1

② 浮き上がり量結果

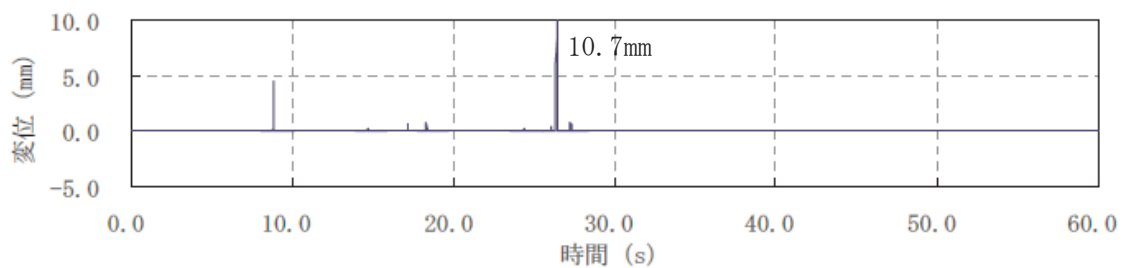
非線形時刻歴応答解析によるクレーンの浮き上がり量の時刻歴データを図 2.4-12 に示す。
また本解析の評価箇所各部の最大浮き上がり量を表 2.4-5 に示す。



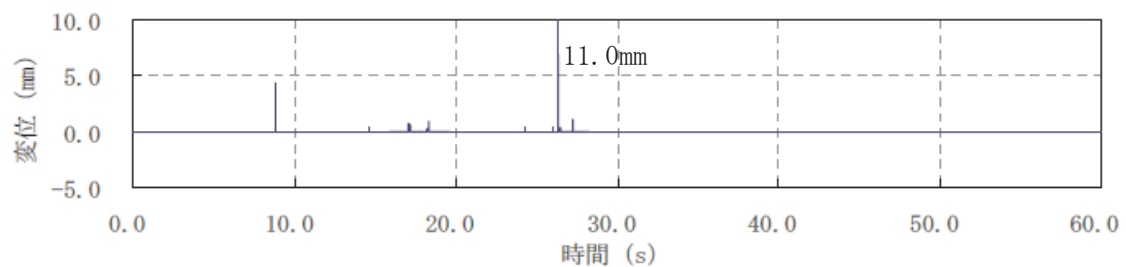
F1 浮き上がり量



F2 浮き上がり量



F3 浮き上がり量



F4 浮き上がり量

図 2.4-12 車輪浮き上がり量

表 2.4-5 非線形時刻歴応答解析によるクレーン最大浮き上がり量の結果

(加振方向：鉛直方向+横行方向)

評価応答	評価部位	方向	番号	解析結果
床面－走行車輪の 浮き上がり (mm)	走行車輪部	Z方向	F1	0.5
			F2	0.5
			F3	10.7
			F4	11.0

注記：評価点の位置を図 2.4-13 に示す。

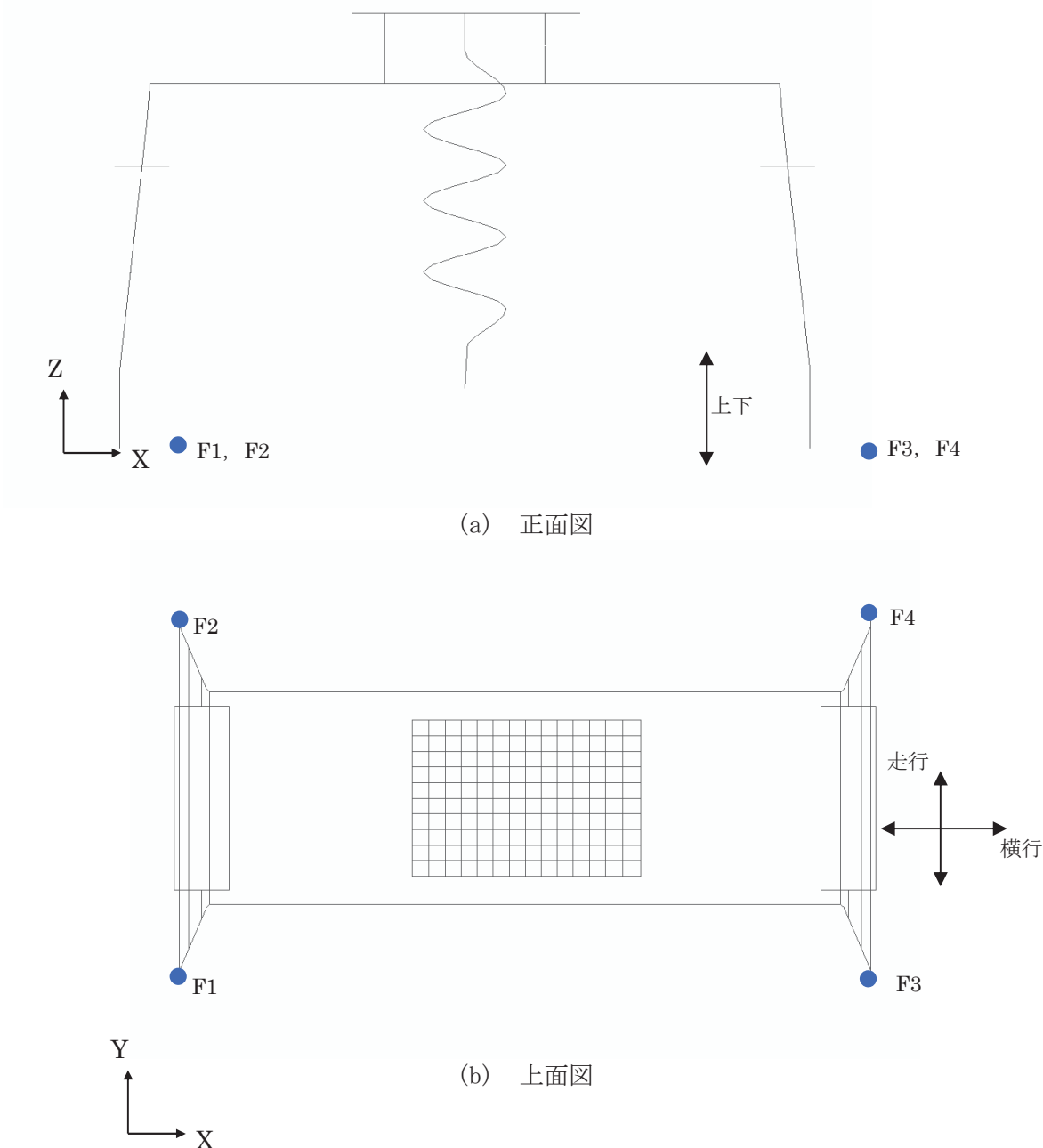


図 2.4-13 非線形時刻歴応答解析における評価点記号

③ 評価結果

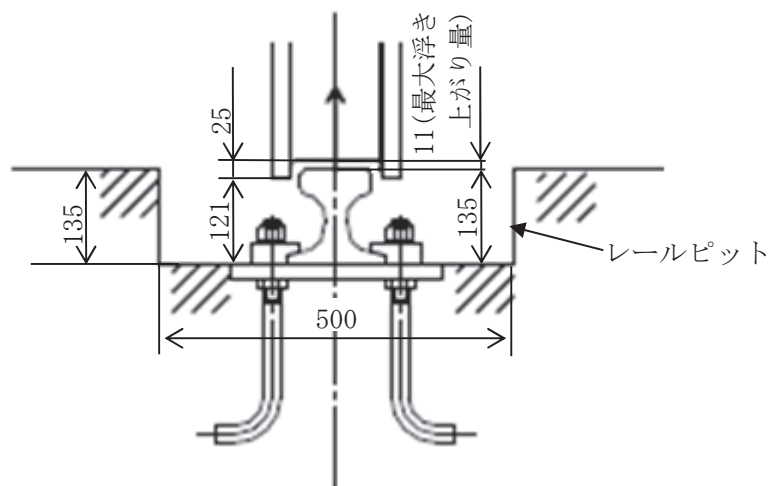
表 2.4-5 よりクレーンの車輪は最大で 11mm 浮き上がる。クレーンの重心の位置関係から片側の車輪が 14,706mm 浮きあがらなければクレーンは転倒しないことから、当該クレーンは Ss 地震を受けても転倒しない。

3) クレーンの逸走評価

クレーンが逸走する条件として、クレーンの車輪が全てレールピットから飛び出すことが挙げられる。このことから当該クレーンが Ss 地震を受けたとしても、車輪がレールピット内に収まっていることを確認する。

① レールピット高さとの浮き上がり時の車輪位置の比較

2) で検討した最大の浮き上がりが生じた場合の車輪とレールピットの位置関係は図 2.4-14 のようになる。車輪の下端の高さはレールピットの底部から 121mm であり、レールピットの高さ 135mm を超えることはない。



(単位:mm)

図 2.4-14 車輪とレールピットの位置関係(最大浮き上がり時)

② 評価結果

レールピットの高さとクレーンが浮き上がった場合の車輪の高さを比較した結果、最大の浮き上がりが予想される車輪においてもレールピットを超えないことが確認された。このことから当該クレーンはレールピットから飛び出し、逸走することはない。

4) 評価結果

基準地震動 S_s に基づく評価では以下が確認され、クレーンには倒壊，転倒，逸走が生じない結果となった。

- ①クレーン本体に発生する応力は，許容応力を下回る。
- ②地表面時刻歴データによる非線形応答解析評価により浮き上がりの評価では最大 11mm の浮き上がりであるが，転倒が生じる浮き上がり高さまで十分な余裕がある。
- ③クレーンの浮き上がりにより車輪の下端がレールピットより高くなることはない。
従って，地震時にクレーンが乾式キャスクの安全機能に影響を及ぼすことはない。

2.5 コンクリート基礎の耐震性

(1) 評価方針

基準地震動 S_s 荷重時のコンクリート基礎に対する要求性能は、キャスク支持架台に作用する力を支持するとともに、これを固定する固定ボルトの引き抜きに抵抗すること、及び、基礎の傾斜により、クレーンの転倒、倒壊などが生じないことである。ここでは、コンクリート基礎の耐震性評価を行い、基礎が要求性能を有していることを確認する。

評価の方法は、基準地震動 S_s 荷重に対する梁モデルによる構造計算を行い、コンクリート基礎の終局限界状態の照査、地盤改良体強度の照査、地盤の支持力の照査を行うこととする。

なお、本設備の周辺に評価対象となる斜面は存在しない。

(2) 評価方法の概要

1) 構造図面

図 2.5-1～図 2.5-4 にキャスク配置図、基礎構造図及び地盤改良断面図を示す。

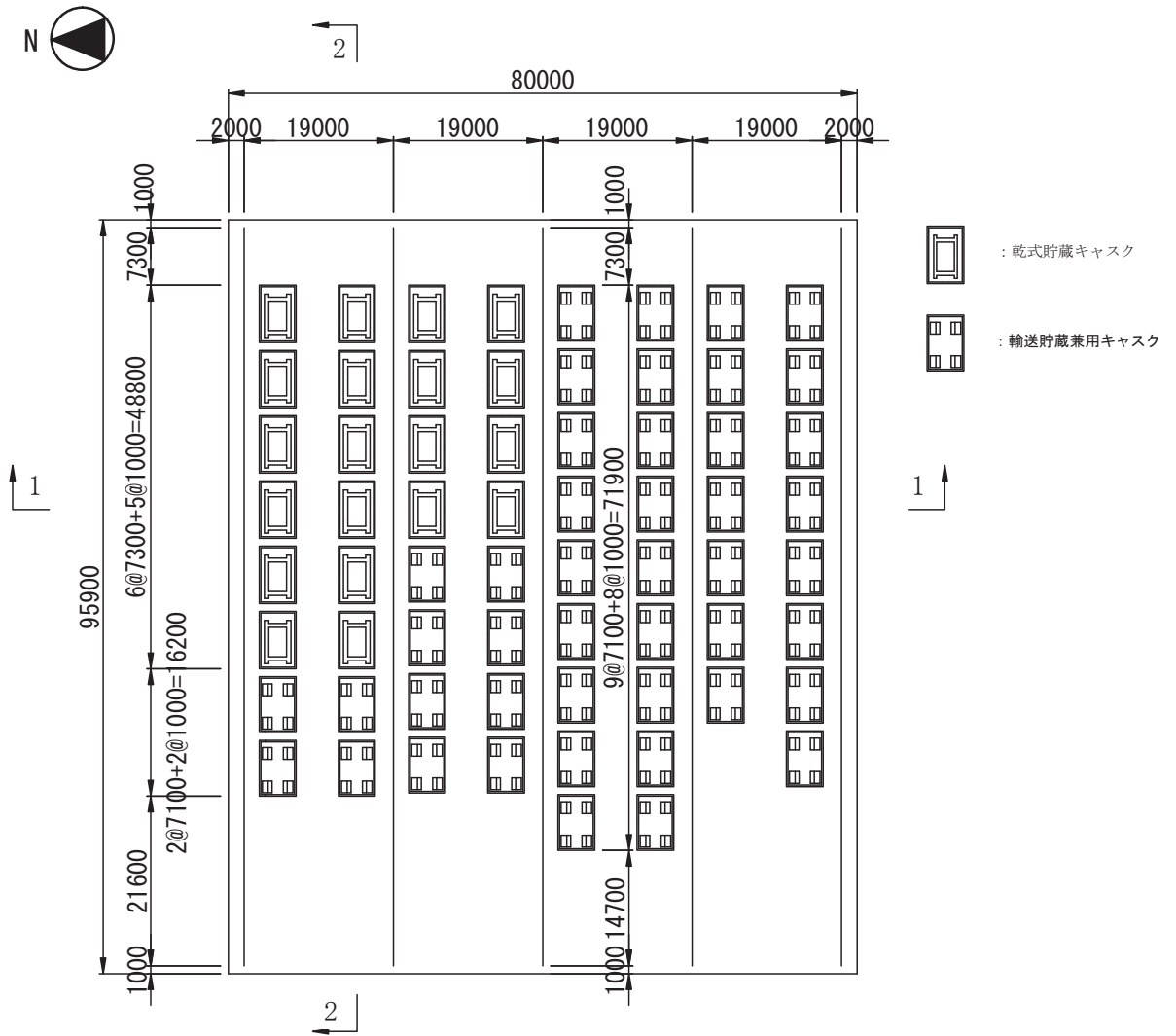


図 2.5-1 キャスク配置図 (単位: mm)

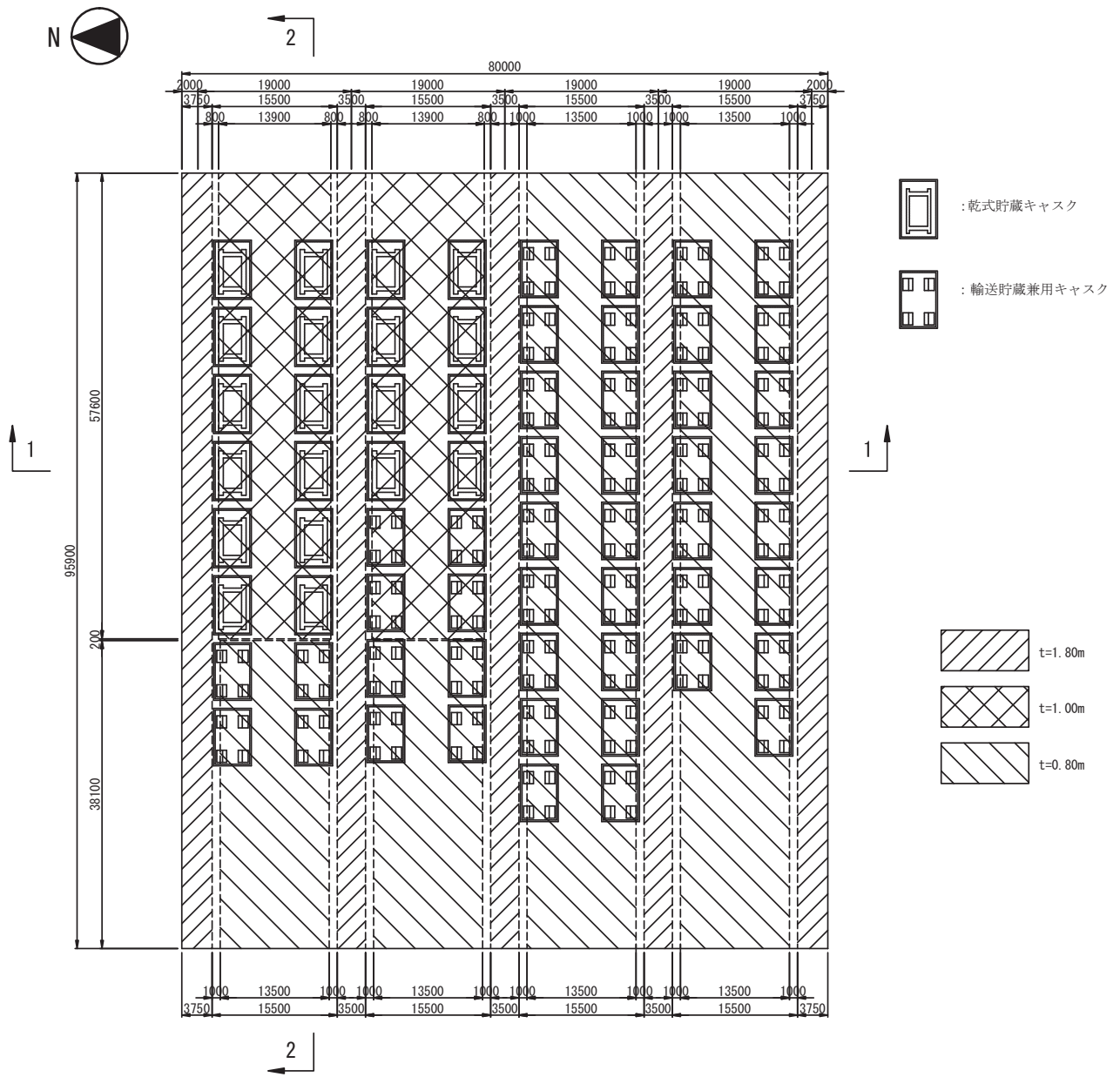
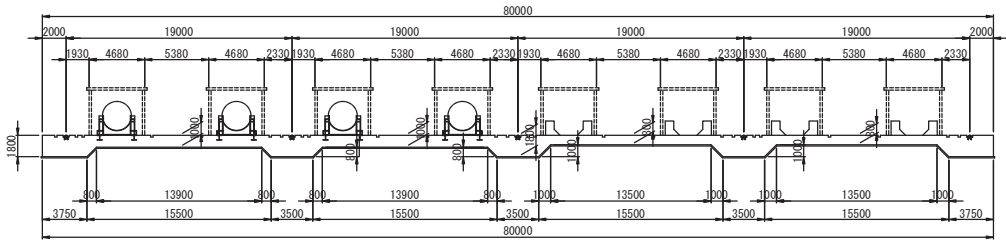


図 2.5-2 基礎平面図 (単位 : mm)

1-1 断面 (NS 方向)



2-2 断面 (EW 方向)

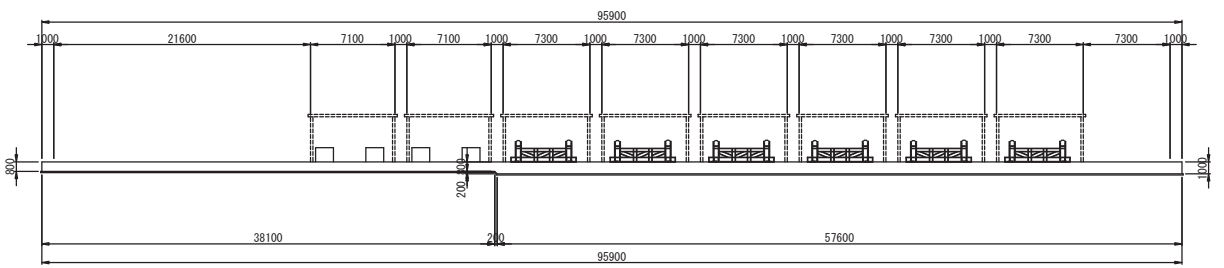
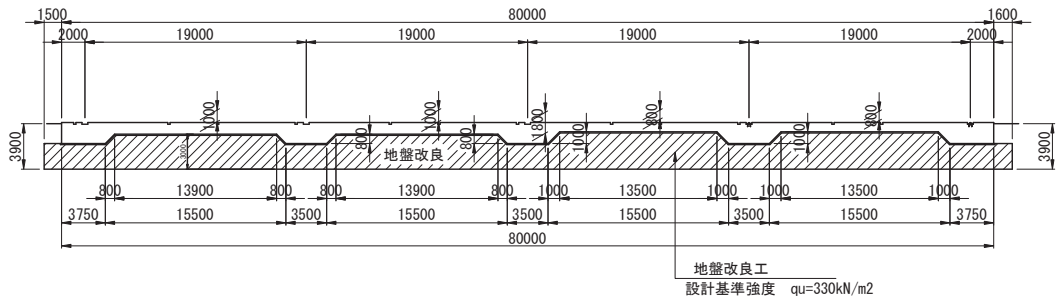


图 2.5-3 基础断面图 (单位: mm)

1-1 断面 (NS 方向)



2-2 断面 (EW 方向)

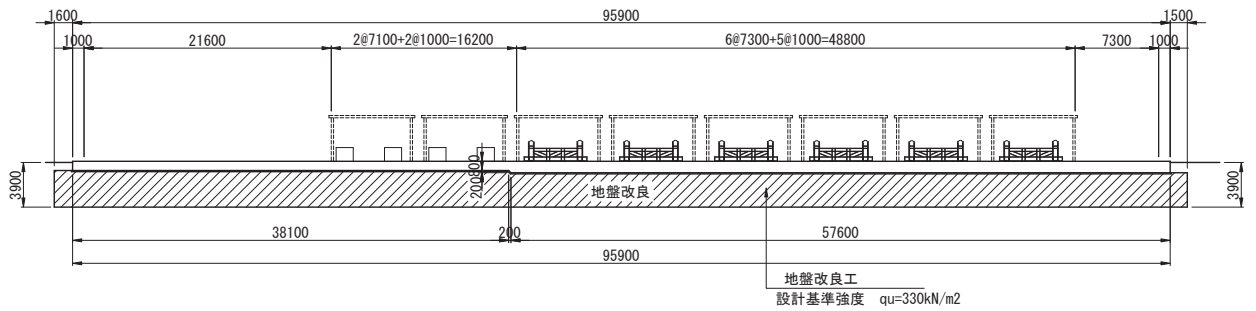


图 2.5-4 地盤改良断面图 (单位: mm)

2) 検討フロー

コンクリート基礎の耐震性検討フローを図 2.5-5 に示す。

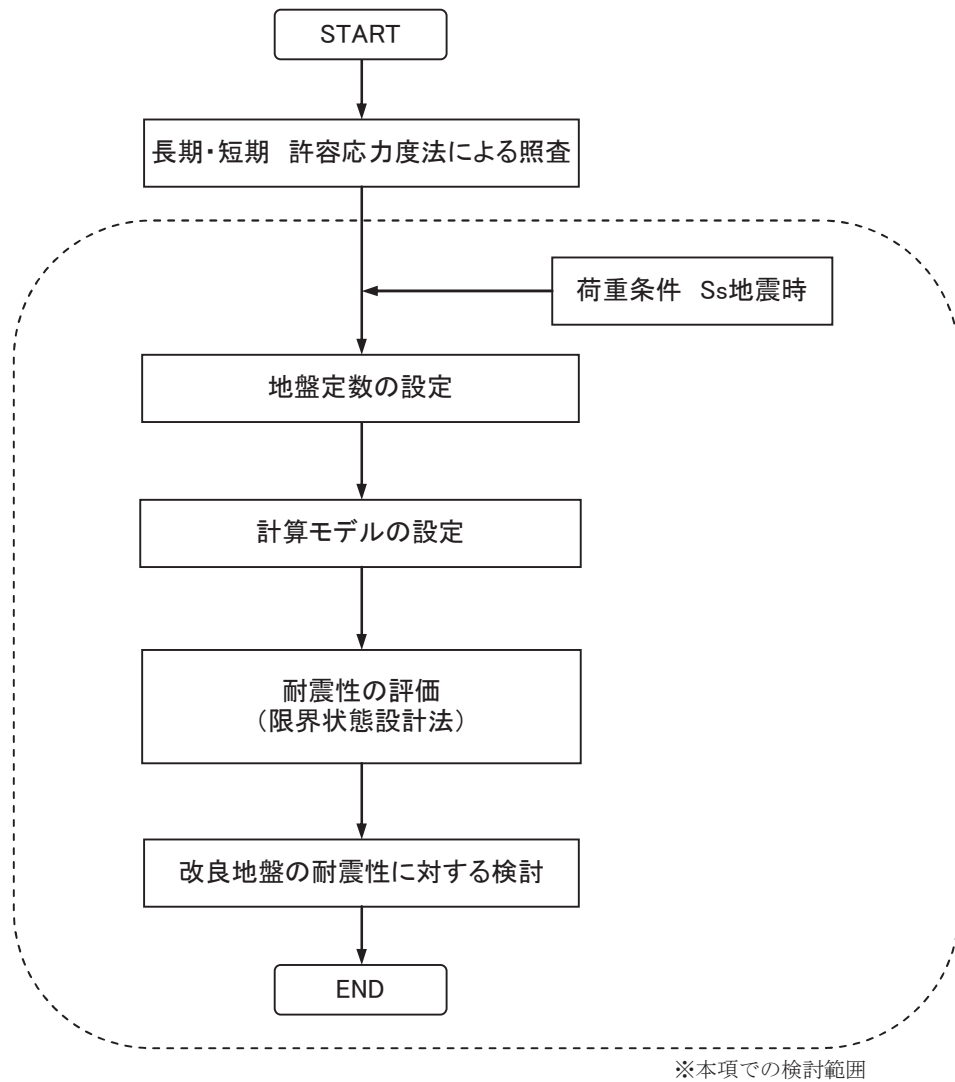


図 2.5-5 キャスク仮保管設備コンクリート基礎の耐震性検討フロー

3) 準拠規準

コンクリート基礎の検討は、以下の法規及び規準類に準拠して行う。

- ① 原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008 (社) 日本電気協会
- ② 乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 JEAC4616-2009 (社) 日本電気協会
- ③ コンクリート標準示方書 設計編 (2007) (社) 土木学会
- ④ コンクリート標準示方書 構造性能照査編 (2002) (社) 土木学会
- ⑤ 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル (1992) (社) 土木学会
- ⑥ 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (2005) (社) 土木学会
- ⑦ 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編 (社) 日本道路協会 (平成 14 年)
- ⑧ 道路橋示方書・同解説 I 共通編 V 耐震設計編 (社) 日本道路協会 (平成 14 年)

4) 評価方法

耐震性の評価方法を表 2.5-1 に示す。

表 2.5-1 耐震性の評価方法

評価対象	評価方法	準拠規準
鉄筋コンクリート	検討用断面力が部材の終局耐力を下回ることを確認する。	③
改良地盤	改良地盤に作用する地盤反力度が、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した改良地盤の許容限界を下回ることを確認する。	②
支持地盤	改良体下面に作用する鉛直荷重が、極限支持力に対する安全率に基づき設定した支持地盤の許容限界を下回ることを確認する。	②及び⑦

5) 使用材料及び許容応力度

使用材料の物性値及び設計強度を表 2.5-2 及び表 2.5-3 に示す。

表 2.5-2 コンクリートの材料定数, 設計強度及び鉄筋の設計強度

コンクリートの材料定数

	記号	単位	
ヤング係数	E	(N/mm ²)	2.50 × 10 ⁴
単位体積重量	γ	(kN/m ³)	24.0

コンクリートの設計強度

	記号	単位	
設計基準強度	f _{ck}	(N/mm ²)	24.00
設計圧縮強度	f' _{cd}	(N/mm ²)	18.46
設計せん断強度	τ _{cd}	(N/mm ²)	0.529

鉄筋の設計強度

	記号	単位	
鋼材の種類			SD345
降伏強度	f _{yd}	(N/mm ²)	345.0
鉄筋径			D13~D32

表 2.5-3 改良地盤, 支持地盤の物性値及び設計強度

改良地盤の物性値, 設計強度

	記号	単位	設計強度
変形係数	E	(kN/m ²)	32900
圧縮強度	ssf _{sc}	(kN/m ²)	548.0
せん断強度	ssf _{ss}	(kN/m ²)	109.6

支持地盤の極限支持力度

	記号	単位	設計強度
極限支持力度	q _u	(kN/m ²)	511.3

(3)本設備の設計荷重とコンクリート基礎のモデル化

1) 設計荷重

設計で考慮する荷重を以下に示す。

・鉛直荷重 (VL)

コンクリート基礎自重による鉛直方向の荷重で、基礎及びペDESTALの鉛直荷重を対象とする。表 2.5-4 に鉛直荷重を示す。

表 2.5-4 鉛直荷重

		奥行き方向幅 (m)	部材高 (m)	鉛直荷重 (kN/m)
レール支持梁(EW方向)	レール部スラブ	3.50	1.80	151
NS方向スラブ	レール部スラブ	8.30	1.80	359
	キャスク部スラブ	8.30	1.00	199
	キャスク部スラブ	8.30	0.80	159
	ペDESTAL	1.50 × 0.72 × 1.185		70
EW方向スラブ	キャスク部スラブ	5.17	1.00	132
	キャスク部スラブ	5.17	0.80	111
	ペDESTAL	1.50 × 0.72 × 1.185		70

・クレーン荷重 (CL)

クレーンによる荷重を表 2.5-5 に示す。

注)ペDESTALの鉛直荷重は2脚当りを示す。

表 2.5-5 クレーン荷重

(1輪当り)

状態	フック寄り	走行車輪荷重					
		走行給電側			反走行給電側		
		鉛直方向 (UD方向)	横行方向 (NS方向)	走行方向 (EW方向)	鉛直方向 (UD方向)	横行方向 (NS方向)	走行方向 (EW方向)
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
定格荷重(150t)	走行給電側	2470	490	185	305	490	84

注)基礎天端の荷重を示す。

・キャスク荷重(CAL)

キャスクによる荷重を表 2.5-6 に示す。

表 2.5-6 キャスク荷重

乾式貯蔵キャスク			1基当たり
方向	項目	単位	Ss地震時
NS方向	鉛直力	(kN)	1910
	水平力	(kN)	1010
	モーメント	(kN・m)	1490
EW方向	鉛直力	(kN)	1910
	水平力	(kN)	1010
	モーメント	(kN・m)	1620

注)基礎天端の荷重を示す。

輸送貯蔵兼用キャスク			1脚当たり
方向	項目	単位	Ss地震時
NS方向	鉛直力	(kN)	477
	水平力	(kN)	506
	モーメント	(kN・m)	157
EW方向	鉛直力	(kN)	477
	水平力	(kN)	485
	モーメント	(kN・m)	226

注)ペDESTAL天端の荷重を示す。

- ・モジュール荷重(MJL)

モジュールによる荷重を表 2.5-7 に示す。

表 2.5-7 モジュール荷重

貯蔵キャスク		1基当たり	
記号	単位	NS方向	EW方向
V	(kN)	1269	1269
H	(kN)	-458	458

注)スラブ天端の荷重を示す。

輸送貯蔵兼用キャスク		1基当たり	
記号	単位	NS方向	EW方向
V	(kN)	1246	1246
H	(kN)	-450	450

注)スラブ天端の荷重を示す。

- ・地震荷重(K)

地震震度は水平方向・鉛直方向とも応答加速度の最大値を用いて算出する。

応答加速度の最大値は以下の値となる。

水平方向 643.73(gal)

鉛直方向 395.59(gal)

コンクリート基礎の地震震度は以下の値となる。

$$K_H = 643.73 / 981 = 0.656$$

$$K_V = 395.59 / 981 = 0.403$$

鉛直震度方向は下向きが支配的であり、鉛直震度方向下向きについて検討する。

- ・風荷重(WL)

コンクリート基礎に対しては、風荷重は考慮しない(コンクリート基礎が扁平な形状であり大部分が地中構造物のため)。

- ・積雪荷重(SL)

Ss 地震時には積雪荷重を載荷しない。

2) コンクリート基礎のモデル化

コンクリート基礎は梁バネモデルにより解析する。検討モデルは荷重と基礎形状の特性により、表 2.5-8 に示す 3 タイプについてモデル化する。

表 2.5-8 検討タイプ

検討タイプ	考慮する設備荷重	形状特性
レール支持梁(EW方向)	クレーン	幅3.5m, 厚1.8mの一定形状
NS方向基礎	キャスク、クレーン、モジュール	厚1.8m, 1.0m, 0.8m
EW方向基礎	キャスク、モジュール	厚1.0m, 0.8m

3 タイプの検討位置を図 2.5-6 に、解析モデルを表 2.5-9 に示す。

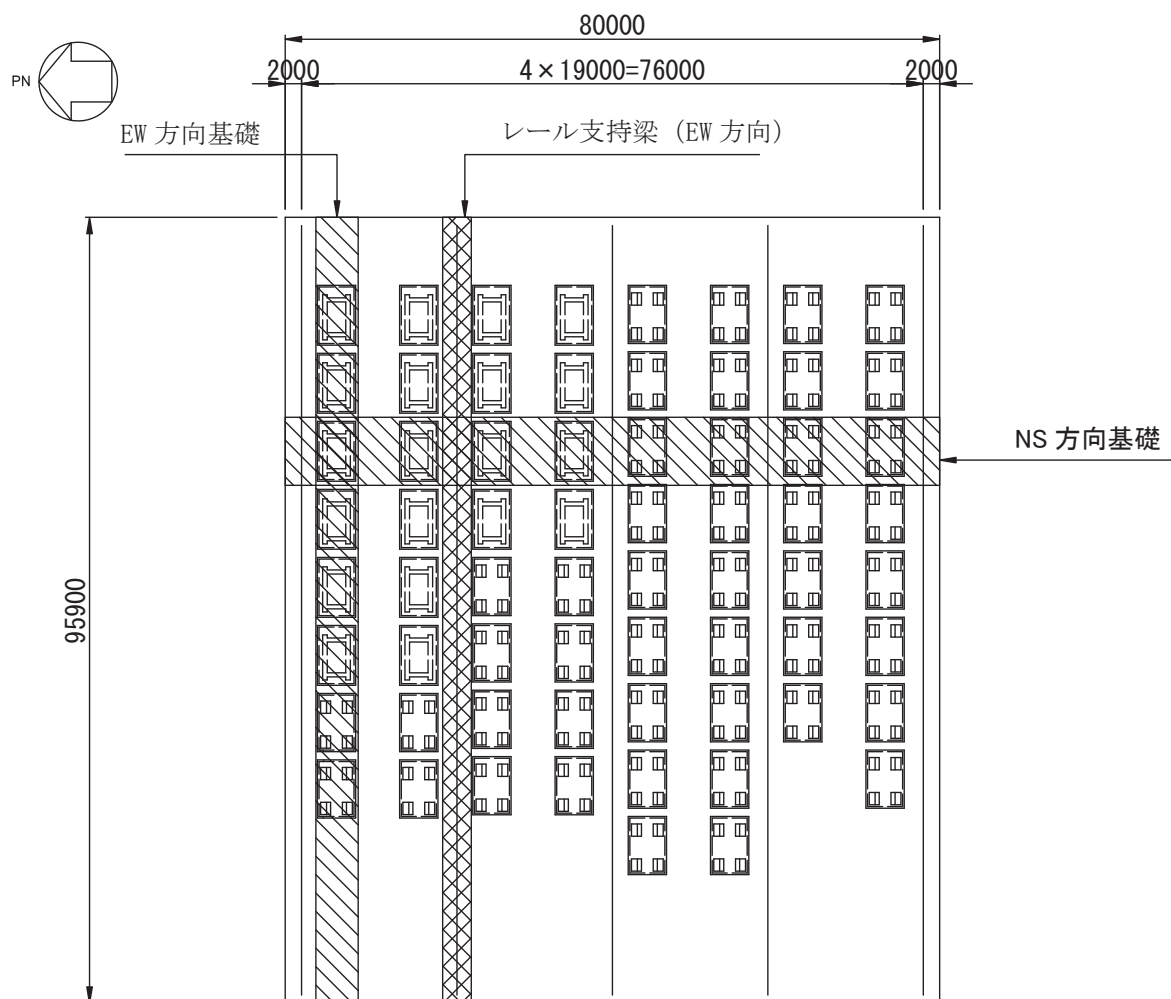


図 2.5-6 検討モデル (単位 : mm)

表 2.5-9 検討タイプの形状とモデル図

<p>レール支持梁 (E-W方向)</p>	
<p>N-S方向基礎</p>	
<p>E-W方向基礎</p>	

3) 荷重の組合せ

荷重組合せを表 2.5-10 に示す。

表 2.5-10 基礎の荷重組合せ

想定する状態	検討タイプ	組合せ荷重
Ss地震時	レール支持梁(EW方向)	VL+CL+K(H)+K(V下向き)
	NS方向基礎	VL+CL+CAL+MJL+K(H)+K(V下向き)
	EW方向基礎	VL+CAL+MJL+K(H)+K(V下向き)

4) クレーン及びキャスク・モジュールの載荷ケース

載荷ケース別のクレーン及びキャスク・モジュールの載荷位置を表 2.5-11~2.5-14 に示す。

表 2.5-11 クレーンの載荷位置 (レール支持梁 (EW 方向))



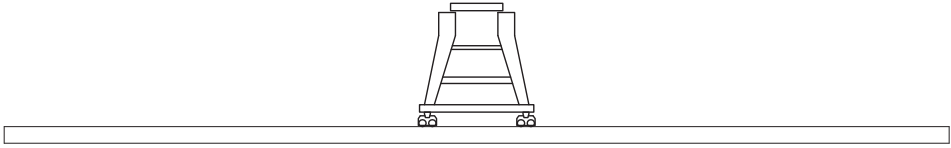


クレーン 1	
クレーン 2	
クレーン 3	
クレーン 4	
クレーン 5	

表 2.5-12 クレーンの載荷位置 (NS 方向基礎)


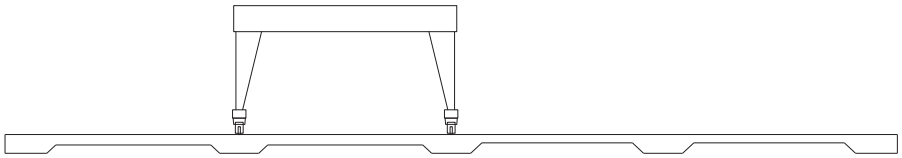
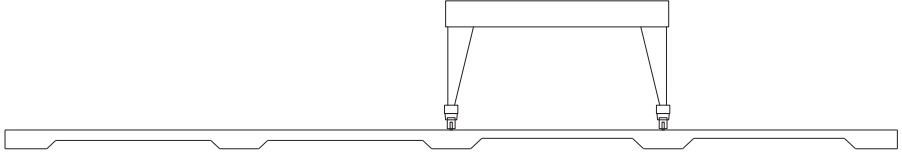

クレーン 1	
クレーン 2	
クレーン 3	
クレーン 4	

表 2.5-13 キャスク及びモジュールの載荷位置 (NS 方向基礎)

<p>キャスク・モジュール 1</p>	<p>乾式貯蔵キャスク</p> <p>輸送貯蔵兼用キャスク</p>
<p>キャスク・モジュール 2</p>	
<p>キャスク・モジュール 3</p>	
<p>キャスク・モジュール 4</p>	
<p>キャスク・モジュール 5</p>	

表 2.5-14 キャスク及びモジュールの載荷位置 (EW 方向基礎)

<p>モ ジ キ ャ ス ク 1</p>	
<p>モ ジ キ ャ ス ク 2</p>	
<p>モ ジ キ ャ ス ク 3</p>	
<p>モ ジ キ ャ ス ク 4</p>	
<p>モ ジ キ ャ ス ク 5</p>	
<p>モ ジ キ ャ ス ク 6</p>	
<p>モ ジ キ ャ ス ク 7</p>	

5) 載荷ケースの組合せ

クレーン及びキャスク・モジュールの載荷ケースの組合せを表 2.5-15～表 2.5-17 に示す。

表 2.5-15 載荷ケースの組合せ（レール支持梁（EW 方向））

組合せケース	クレーン	キャスク・モジュール
ケース 1	クレーン 1	-
ケース 2	クレーン 2	-
ケース 3	クレーン 3	-
ケース 4	クレーン 4	-
ケース 5	クレーン 5	-

表 2.5-16 載荷ケースの組合せ（NS 方向基礎）

組合せケース	クレーン	キャスク・モジュール	
		キャスク・モジュール	乾式貯蔵キャスク
ケース 1	クレーン 1	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
ケース 2		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
ケース 3		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
ケース 4		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
ケース 5		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし
ケース 6	クレーン 2	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
ケース 7		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
ケース 8		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
ケース 9		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
ケース 10		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし
ケース 11	クレーン 3	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
ケース 12		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
ケース 13		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
ケース 14		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
ケース 15		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし
ケース 16	クレーン 4	キャスク・モジュール 1	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 4 基
ケース 17		キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 4 基+輸送貯蔵兼用キャスク 2 基
ケース 18		キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 4 基
ケース 19		キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 2 基
ケース 20		キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスクなし

表 2.5-17 載荷ケースの組合せ (EW 方向基礎)

組合せケース	クレーン	キャスク・モジュール	
		ケース 1	-
ケース 2	-	キャスク・モジュール 2	乾式貯蔵キャスク 6 基
ケース 3	-	キャスク・モジュール 3	乾式貯蔵キャスク 5 基
ケース 4	-	キャスク・モジュール 4	乾式貯蔵キャスク 4 基
ケース 5	-	キャスク・モジュール 5	乾式貯蔵キャスク 3 基
ケース 6	-	キャスク・モジュール 6	乾式貯蔵キャスク 2 基
ケース 7	-	キャスク・モジュール 7	乾式貯蔵キャスク 1 基

6) 設計断面力

検討タイプ別に、全ての組合せケースの最大値（負の値は最小値）を抽出し、設計断面力とする。

7) 荷重図

代表例として、検討タイプ別に下側鉄筋の決定ケースとなった組合せケースの荷重図を図 2.5-7～図 2.5-9 に示す。

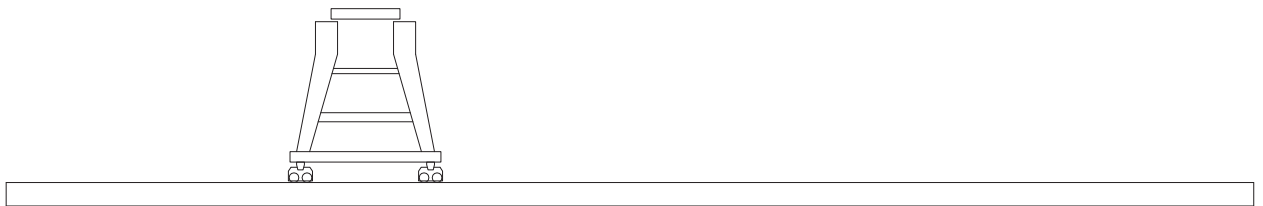


図 2.5-7 荷重図 (レール支持梁 (EW 方向) ケース 2)

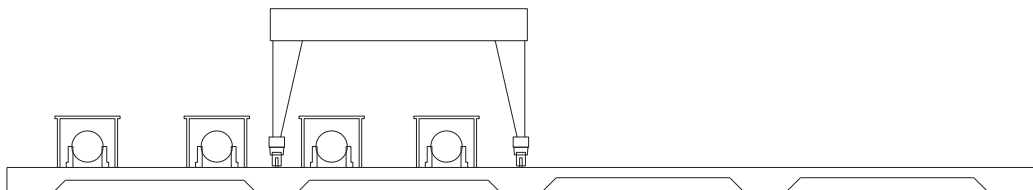


図 2.5-8 荷重図 (NS 方向基礎 ケース 8)

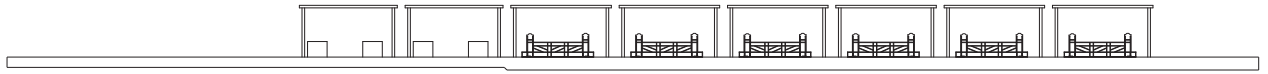


図 2.5-9 荷重図 (EW 方向基礎 ケース 1)

(4) 耐震性の評価

耐震性の評価は次式に示すように検討用断面力が部材の終局耐力を下回ることを確認する。

曲げ耐力の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_{ud}} \leq 1.0$$

ここに、

γ_i : 構造物係数 $\gamma_i = 1.0$
 M_d : 設計曲げモーメント (kN・m)
 M_{ud} : 設計曲げ耐力 (kN・m)

せん断耐力の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} \leq 1.0$$

ここに、

γ_i : 構造物係数 $\gamma_i = 1.0$
 V_d : 設計せん断力 (kN)
 V_{yd} : 設計せん断耐力 (kN)

断面検討結果を表 2.5-18～表 2.5-20 に示す。

断面検討の結果、検討用断面力が部材の終局耐力以下であることを確認した。

表 2.5-18 断面検討結果（レール支持梁（EW 方向））

項目		記号	単位	レール支持梁	
部材	部材幅	b	(mm)	3500	
	部材高	h	(mm)	1800	
鉄筋	1段目	位置	d	(mm)	525
		鉄筋			D25
		本数		(本)	24.00
		鉄筋量	As	(cm ²)	121.61
	2段目	位置	d	(mm)	866
		鉄筋			D25
		本数		(本)	6.00
		鉄筋量	As	(cm ²)	30.40
	3段目	位置	d	(mm)	1658
		鉄筋			D32
		本数		(本)	24.00
		鉄筋量	As	(cm ²)	190.61
	せん断	鉄筋			D22
ピッチ			(mm)	—	
鉄筋本数			(本)	4.000	
配置間隔		S _s	(mm)	450	

引張鉄筋	項目	記号	単位	レール支持梁	
設計断面力	上側	決定ケース			ケース5
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	-4671
		軸力	Nd	(kN)	-282
		せん断力	Vd	(kN)	33
	下側	決定ケース			ケース2
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	9200
		軸力	Nd	(kN)	92
		せん断力	Vd	(kN)	546
	せん断力最大	決定ケース			ケース3
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	8733
		軸力	Nd	(kN)	163
		せん断力	Vd	(kN)	2701

引張鉄筋位置	項目	記号	単位	レール支持梁	
終局限界	上側	曲げ耐力	Mud	(kN・m)	-5306
		構造物係数	γ_i		1.00
		$\gamma_i \cdot Md / Mud \leq 1.0$			0.88
		判定			OK
	下側	曲げ耐力	Mud	(kN・m)	11224
		構造物係数	γ_i		1.00
		$\gamma_i \cdot Md / Mud \leq 1.0$			0.82
		判定			OK
	せん断	せん断耐力	Vyd	(kN)	3003
		構造物係数	γ_i		1.00
		$\gamma_i \cdot Vd / Vyd \leq 1.0$			0.90
		判定			OK

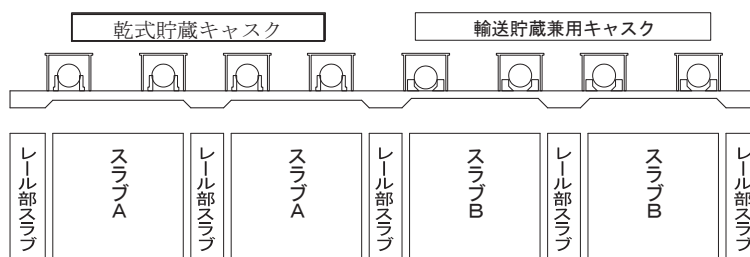


図 2.5-10 NS 方向基礎検討位置図

表 2.5-19 断面検討結果 (NS 方向基礎)

項目		記号	単位	レール部スラブ	スラブA	スラブB	
部材	部材幅	b	(mm)	8300	8300	8300	
	部材高	h	(mm)	1650	850	650	
鉄筋	1段目	位置	d	(mm)	350	350	100
		鉄筋			D25	D25	D25
		本数		(本)	55.00	110.00	55.00
		鉄筋量	As	(cm ²)	278.69	557.37	278.69
	2段目	位置	d	(mm)	1540	740	540
		鉄筋			D32	D25	D32
		本数		(本)	55.00	55.00	55.00
		鉄筋量	As	(cm ²)	436.81	278.69	436.81
	せん断	鉄筋			D16	D16	D16
		ピッチ		(mm)	600	600	600
		鉄筋本数		(本)	13.833	13.833	13.833
		配置間隔	S _s	(mm)	900	600	600

引張鉄筋	項目	記号	単位	レール部スラブ	スラブA	スラブB	
設計断面力	上側	決定ケース			ケース14	ケース3	ケース11
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	-871	-5042	-1929
		軸力	Nd	(kN)	-1792	-1606	19
		せん断力	Vd	(kN)	386	289	266
	下側	決定ケース			ケース14	ケース8	ケース17
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	10214	5322	4166
		軸力	Nd	(kN)	-588	-2062	-823
		せん断力	Vd	(kN)	2498	1440	1495
	せん断力最大	決定ケース			ケース8	ケース7	ケース16
		曲げモーメント	Md	(kN・m)	9692	3647	3697
		軸力	Nd	(kN)	-937	498	1121
		せん断力	Vd	(kN)	2961	2274	2450

引張鉄筋	項目	記号	単位	レール部スラブ	スラブA	スラブB	
終局限界	上側	曲げ耐力	Mud	(kN・m)	-4455	-6829	-4524
		構造物係数	γ_i		1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot Md / Mud \leq 1.0$			0.20	0.74	0.43
		判定			OK	OK	OK
	下側	曲げ耐力	Mud	(kN・m)	21197	7384	6320
		構造物係数	γ_i		1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot Md / Mud \leq 1.0$			0.48	0.72	0.66
		判定			OK	OK	OK
	せん断	せん断耐力	Vyd	(kN)	4407	3022	2853
		構造物係数	γ_i		1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot Vd / Vyd \leq 1.0$			0.67	0.75	0.86
		判定			OK	OK	OK

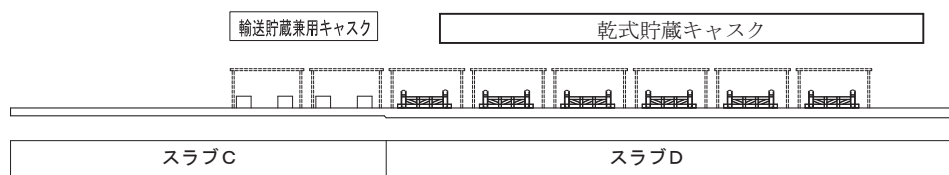


図 2.5-11 EW 方向基礎検討位置図

表 2.5-20 断面検討結果 (EW 方向基礎)

項目		記号	単位	スラブC	スラブD	
部材	部材幅	b	(mm)	5170	5170	
	部材高	h	(mm)	800	1000	
鉄筋	1段目	位置	d	(mm)	113	113
		鉄筋			D13	D13
		本数		(本)	17.000	14.000
		鉄筋量	As	(cm ²)	21.54	17.74
	2段目	位置	d	(mm)	275	525
		鉄筋			D25	D25
		本数		(本)	28.000	32.000
		鉄筋量	As	(cm ²)	141.88	162.14
	3段目	位置	d	(mm)	661	866
		鉄筋			D25	D22
		本数		(本)	34.000	34.000
		鉄筋量	As	(cm ²)	172.28	131.61
せん断	鉄筋			D16	D16	
	ピッチ		(mm)	600	600	
	鉄筋本数		(本)	8.617	8.617	
	配置間隔	S _s	(mm)	600	600	

引張鉄筋	項目	記号	単位	スラブC	スラブD
上側	決定ケース			ケース1	ケース4
	曲げモーメント	Md	(kN・m)	-983	-1133
	軸力	Nd	(kN)	-2510	-3051
	せん断力	Vd	(kN)	35	34
下側	決定ケース			ケース1	ケース7
	曲げモーメント	Md	(kN・m)	1966	2695
	軸力	Nd	(kN)	-1307	-317
	せん断力	Vd	(kN)	1291	203
せん断力最大	決定ケース			ケース1	ケース7
	曲げモーメント	Md	(kN・m)	1966	2450
	軸力	Nd	(kN)	-1307	122
	せん断力	Vd	(kN)	1291	928

引張鉄筋	項目	記号	単位	スラブC	スラブD
上側	曲げ耐力	Mud	(kN・m)	-1596	-1352
	構造物係数	γ_i		1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot Md / Mud \leq 1.0$			0.62	0.84
	判定			OK	OK
下側	曲げ耐力	Mud	(kN・m)	3474	5415
	構造物係数	γ_i		1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot Md / Mud \leq 1.0$			0.57	0.50
	判定			OK	OK
せん断	せん断耐力	Vyd	(kN)	1554	1939
	構造物係数	γ_i		1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot Vd / Vyd \leq 1.0$			0.83	0.48
	判定			OK	OK

(5) 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) 検討モデル

改良地盤の範囲は、コンクリート基礎下面から G.L. -3.90m までである。図 2.5-12 に地盤改良平面図、図 2.5-13 に 1-1 断面を示す。

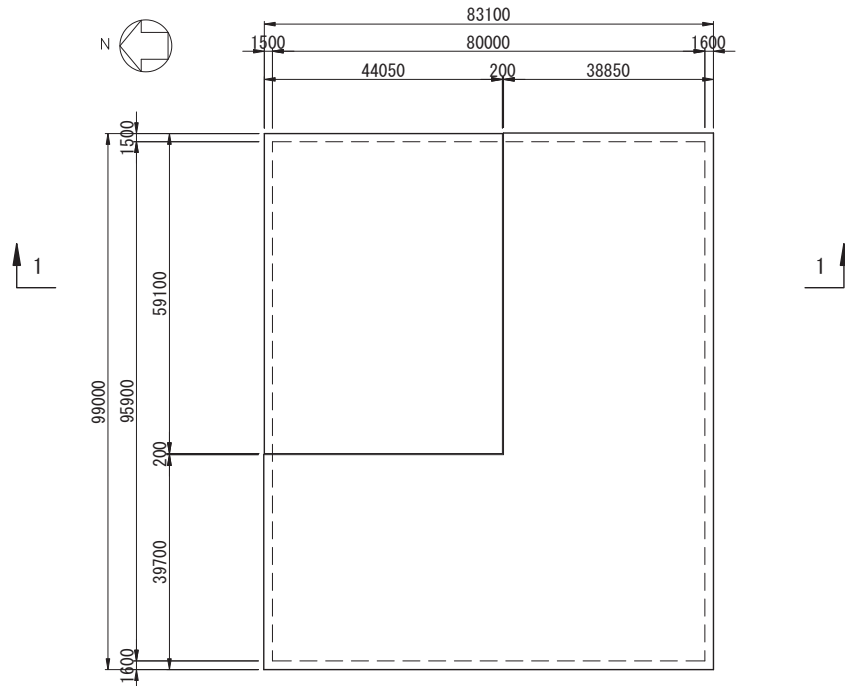


図 2.5-12 地盤改良平面図 (単位 : mm)

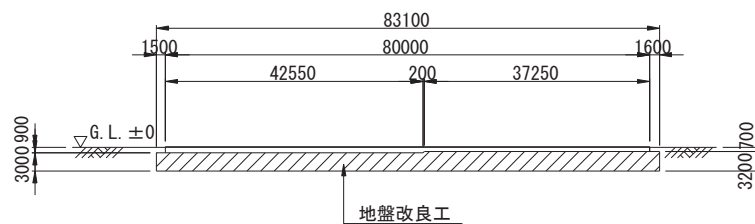


図 2.5-13 1-1 断面 (単位 : mm)

3) 改良地盤に生じる地盤反力度に対する検討

改良地盤に生じる地盤反力度に対する検討は、改良地盤に発生する最大地盤反力度（梁バネモデルにより算出するバネ反力度）に対して圧縮強度が 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

$$\frac{ss f_{sc}}{q_{max}} \geq 1.5$$

ここに、

$ss f_{sc}$: 改良地盤の圧縮強度 (kN/m²)

q_{max} : 最大地盤反力度 (kN/m²)

安全率の検討結果を表 2.5-21 に示す。検討結果より改良地盤の圧縮強度はコンクリート基礎直下の最大地盤反力度の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

表 2.5-21 改良地盤の地盤反力度に対する検討結果
(基礎下面)

	最大地盤反力度	改良地盤の圧縮強度	安全率	判定
	q_{max}	$ss f_{sc}$	$ss f_{sc} / q_{max}$	
	(kN/m ²)	(kN/m ²)		
レール支持梁	312	548	1.76 > 1.5	OK
NS方向スラブ	230	548	2.38 > 1.5	OK
EW方向スラブ	115	548	4.77 > 1.5	OK

4) 改良地盤に生じるせん断力に対する検討

改良地盤に生じるせん断力に対する検討は、改良地盤に発生する設計せん断力に対して地盤のせん断抵抗力が 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

$$\frac{H_u}{H_d} \geq 1.5$$

$$H_u = f_{ss} \cdot B \cdot L$$

$$f_{ss} = 1/5 \cdot f_{sc}$$

ここに、

- H_u : 改良地盤のせん断抵抗力 (kN)
- H_d : 設計せん断力 (コンクリート基礎底面に作用する水平力) (kN)
- f_{ss} : 改良地盤のせん断強度 (kN/m²)
- f_{sc} : 改良地盤の圧縮強度 (kN/m²) f_{sc} = 548 (kN/m²)
- B : コンクリート基礎幅 B = 80.0 (m)
- L : コンクリート基礎長 L = 95.9 (m)

改良地盤のせん断抵抗力は次式により算定する。

$$f_{ss} = 1/5 \cdot 548 = 109.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$H_u = 109.6 \times 80.0 \times 95.9 = 840851 \text{ (kN)}$$

安全率の検討結果を表 2.5-22 に示す。検討結果より改良地盤のせん断抵抗力はコンクリート基礎直下の設計せん断力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

表 2.5-22 改良地盤のせん断力に対する検討結果

設計せん断力 H _d (kN)	改良地盤のせん断抵抗力 H _u (kN)	安全率	判定
238043	840851	3.53 > 1.50	OK

5) 支持力の検討

改良地盤直下の支持地盤については、改良体下面に作用する設計鉛直力に対して支持地盤の極限支持力が 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

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

$$\begin{aligned} R_u &= q_u \times A_e \\ &= 511.3 \times 7855.8 = 4016671 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに,

- R_u : 支持地盤の極限支持力 (kN)
- Q_u : 極限支持力度 (kN/m²)
- A_e : 基礎地盤の有効載荷面積 (m²)

$$V_d = V_{d1} + V_{d2}$$

ここに,

- V_d : 設計鉛直力 (kN)
 - V_{d1} : コンクリート基礎下面に作用する鉛直力 (kN) V_{d1} = 513853 (kN)
 - V_{d2} : 改良地盤による鉛直力 (kN) V_{d2} = 619393 (kN)
- $$V_d = V_{d1} + V_{d2} = 1133246 \text{ (kN)}$$

安全率の検討結果を表 2.5-23 に示す。検討結果より地盤の極限支持力は設計鉛直力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

表 2.5-23 支持力に対する検討結果

設計鉛直力 V _d (kN)	支持地盤の極限支持力 R _u (kN)	安全率	判定
1133246	4016671	3.54 > 1.5	OK

3 異常時の評価

3.1 異常事象の抽出

3.1.1 想定すべき異常事象の抽出

乾式キャスクの取扱い及び仮保管時の作業の際に想定される異常事象の発生原因として、図 3.1-1 に示すように機器の破損、誤操作等の内部事象に起因するもの及び地震、火災等の外部事象に起因するものに分け、以下に示すような設計／運用による対応等を考慮して、選定された異常事象の選定結果の妥当性を確認し、安全評価において想定すべき異常事象として抽出する。

- ① 設計／運用による対応の有効性
- ② 事象の結果の大きさ（影響度）
- ③ 原子炉施設の安全評価事象との包絡性

3.1.2 評価条件の設定

乾式キャスクの取扱い時及び仮保管時の各作業における、以下の諸条件を考慮して、抽出された異常事象の評価条件を設定する。

- ① 乾式キャスクの取扱いに係る機器の仕様、状態
- ② 乾式キャスクを取扱う際の位置
- ③ 移送用機器の仕様、状態
- ④ 仮保管に係る設備の仕様、状態

3.1.3 安全評価基準

乾式キャスクの輸送、保管等の取扱いは構内にて行われることからキャスク仮保管設備の安全評価における各安全機能の評価基準は、専門部会報告書「原子力発電所内の使用済燃料の乾式キャスク貯蔵について（平成4年8月27日原子力安全委員会了承，平成18年9月19日一部改訂）」に基づき、以下のとおりとする。

(1) 除熱

想定される異常事象に対して、乾式キャスク各部の温度の異常な上昇を防止できること。

具体的評価にあたっては、乾式キャスクの温度解析を行い、各部の温度が密封、遮へい及び臨界防止のために設定する温度制限を上回らず、各安全機能を確保するために支障のない温度であることを確認する。

(2) 密封

想定される異常事象に対して、必要とされる漏えい率が維持できること等乾式キャスクの密封機能を維持できること。

具体的評価にあたっては、乾式キャスク本体及び一次蓋が破損しないこと、一次蓋締め付けボルト及び密封シール面に塑性変形が生じないこと並びに金属ガスケット

等のシール部温度が密封健全性を維持できる温度を上回らないことを確認する。

(3) 遮へい

想定される異常事象に対して、遮へい機能を維持できること。

具体的評価にあたっては、荷重、温度上昇等が遮へい材に及ぼす影響を考慮した上で乾式キャスクの線量率を評価し、乾式キャスク表面より 1m の点において 10mSv/h 以下であることを確認する。

(4) 臨界防止

想定される異常事象に対して、乾式キャスクに収納される使用済燃料が臨界に達しないこと。

具体的評価にあたっては、乾式キャスク本体、バスケット、使用済燃料等に及ぼされる形状変形等の影響を考慮した上で実効増倍率を評価し、計算誤差等を考慮しても、実効増倍率が 0.95 を上回らないことを確認する。

3.1.4 異常事象の抽出

図 3.1-2 及び図 3.1-3 に示すハンドリングフローに基づき、乾式キャスクの取扱い及び仮保管時までの各作業において想定される起因事象に着目し、発生防止対策を考慮して異常事象の発生の可能性を検討し、想定すべき異常事象を抽出した。異常事象の抽出結果を表 3.1-1 に示す。なお、共用プールの燃料取扱設備は震災前と同等に復旧する予定であり、共用プールからキャスク仮保管設備に乾式貯蔵キャスクを搬入する手順等は通常の発電所内と同等である為、乾式貯蔵キャスクの異常事象はキャスク仮保管設備での取扱いを対象にしているが、輸送貯蔵兼用キャスクは福島第一発電所構内で取扱った実績がないことから念のため、異常事象は共用プールでの取扱い、構内輸送、キャスク仮保管設備での取扱いを対象にしている。

抽出した異常事象は以下のとおりである。

- ・ 乾式貯蔵キャスクを支持架台が装着された状態で吊り下げる際に、クレーンの誤操作が原因で、支持架台が基礎コンクリートに異常着床する。
- ・ 輸送貯蔵兼用キャスクを搬送台車架台に吊り下げる際に、クレーンの誤操作が原因となって、輸送貯蔵兼用キャスクが搬送台車架台に異常着床する。
- ・ 輸送貯蔵兼用キャスクを輸送架台に吊り下げる際に、クレーンの誤操作が原因となって、輸送貯蔵兼用キャスクが輸送架台に異常着床する。
- ・ 輸送貯蔵兼用キャスクを支持架台に吊り下げる際に、クレーンの誤操作が原因となって、輸送貯蔵兼用キャスクが支持架台に異常着床する。

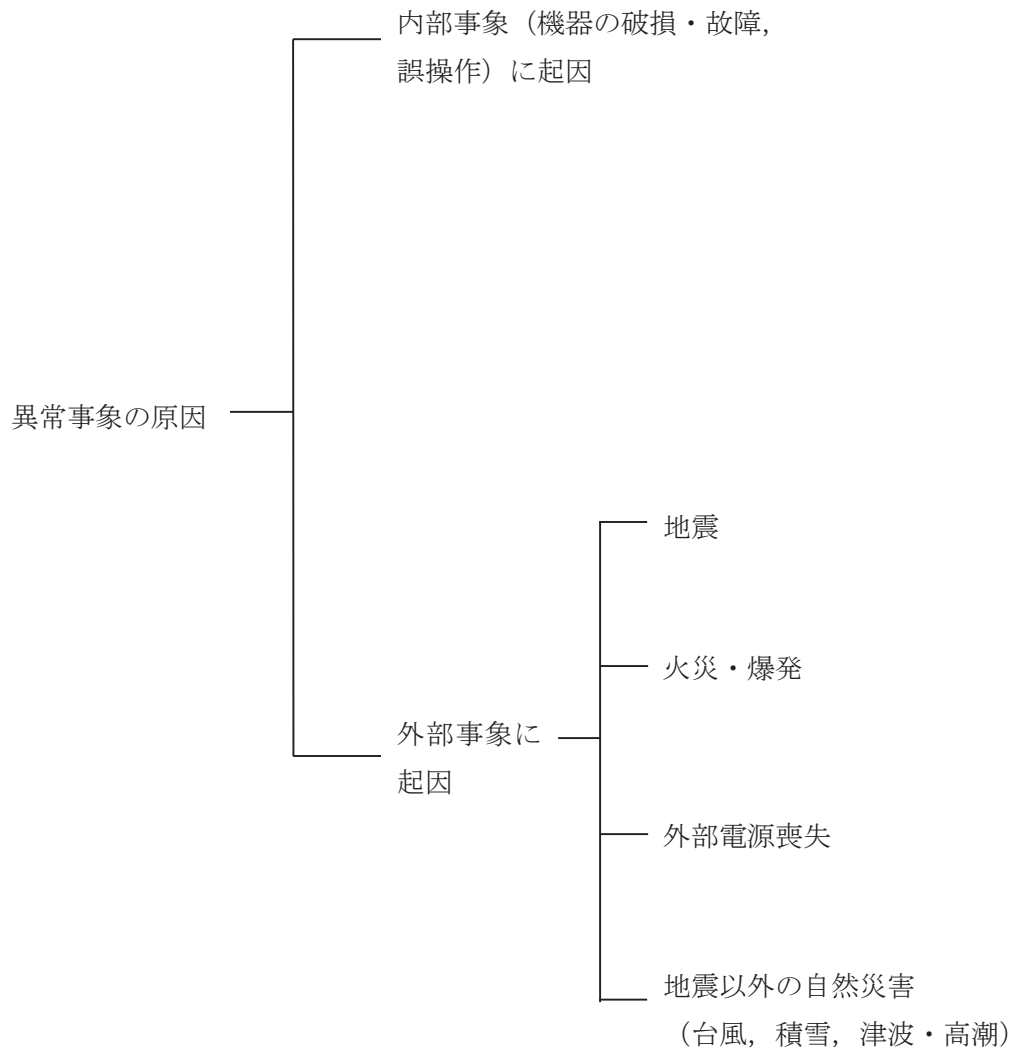


図 3.1-1 異常事象の発生原因

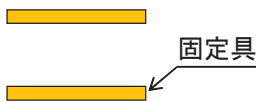
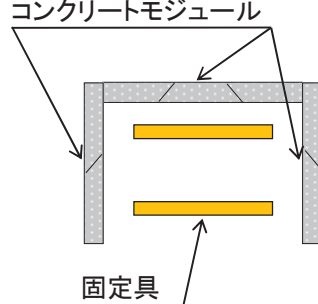
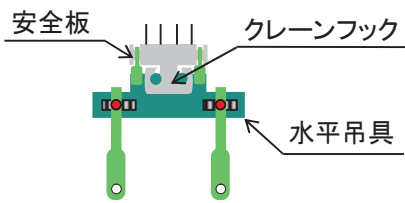
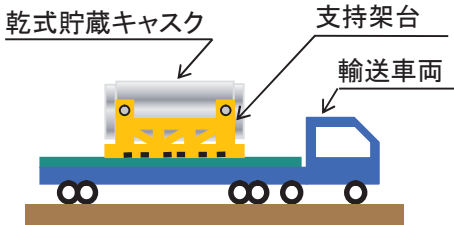
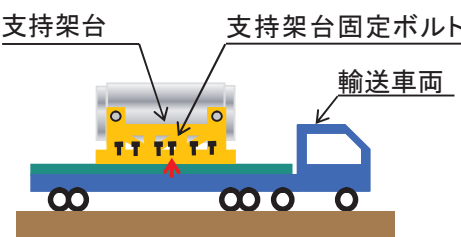
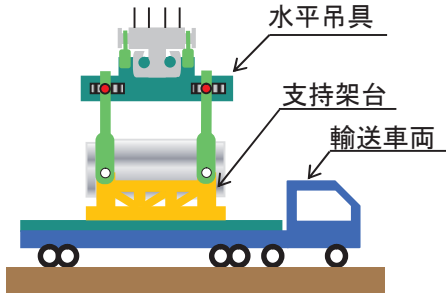
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
1-1	<p>乾式貯蔵キャスクの支持架台を設置するための固定具を取り付ける。</p>  <p>(図は平面図を示す)</p>	1-2	<p>長手側の1面を開けて、コンクリートモジュールの3面を立てる。</p>  <p>(図は平面図を示す)</p>
1-3	<p>水平吊具をクレーンフックに取り付ける。</p> 	1-4	<p>輸送車両で乾式貯蔵キャスクを搬入させる。</p> 
1-5	<p>支持架台の固定ボルトを取り外す。</p> 	1-6	<p>輸送車両上の支持架台に、クレーンの水平吊具を取り付ける。</p> 

図 3. 1-2 乾式貯蔵キャスクのハンドリングフロー (1/4)

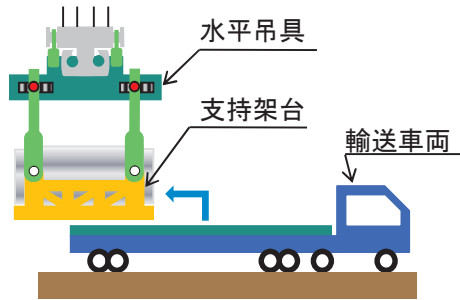
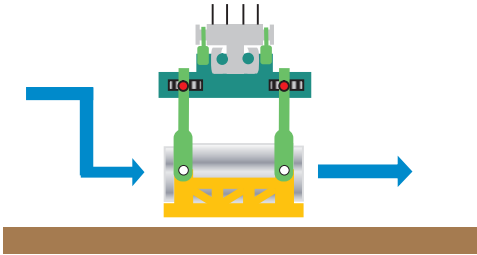
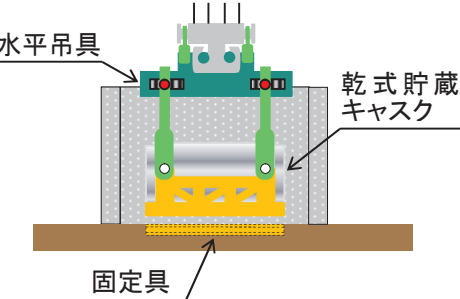
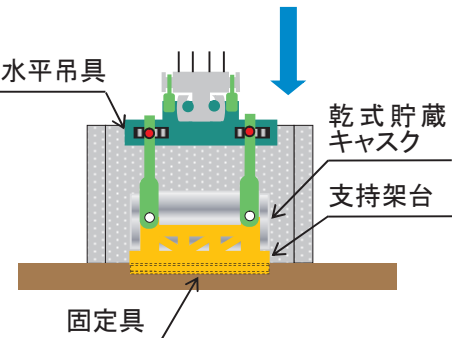
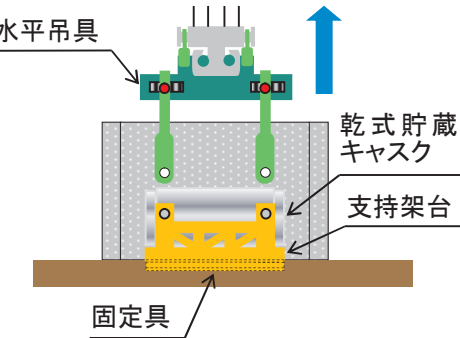
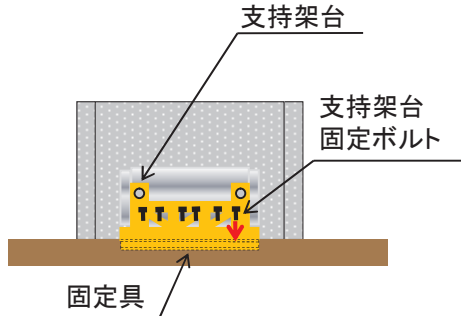
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
1-7	支持架台ごと乾式貯蔵キャスクをクレーンで吊上げた後、水平に移動する。	1-8	乾式貯蔵キャスクを保管場所までクレーンで移動する。
			
1-9	乾式貯蔵キャスクを固定具の上まで移動する。	1-10	クレーンを下降させて、乾式貯蔵キャスクを固定具に載せる。
			
1-11	乾式貯蔵キャスクから水平吊具を取り外し、クレーンを上昇させる。	1-12	支持架台を、固定ボルトで固定具に固定する。
			

図 3. 1-2 乾式貯蔵キャスクのハンドリングフロー (2/4)

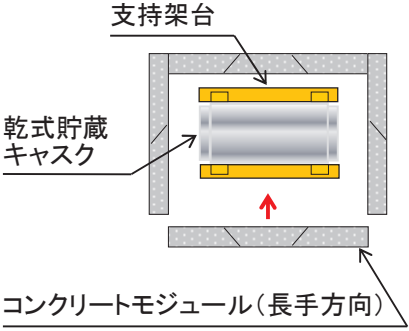
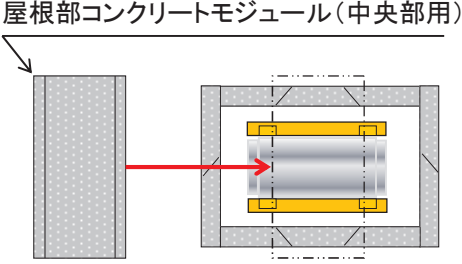
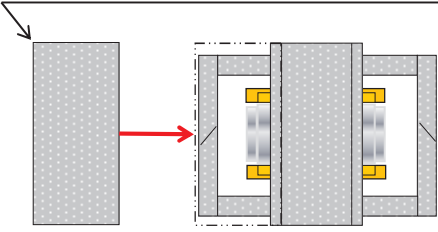
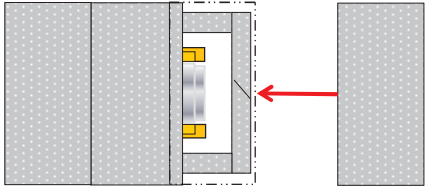
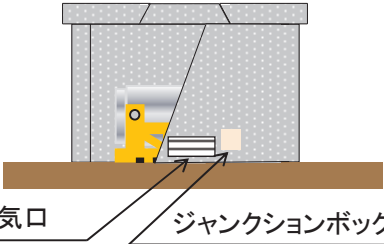
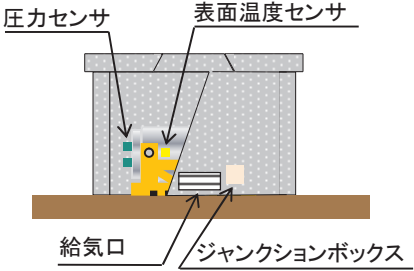
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
1-13	<p>コンクリートモジュールの長手方向の残り 1 面を立てて、先に組み立てたコンクリートモジュールに固定する。</p>  <p>(図は平面図を示す)</p>	1-14	<p>中央部用の屋根のコンクリートモジュールをクレーンで吊って、組み立てたコンクリートモジュールの短手側から載せる。</p>  <p>(図は平面図を示す)</p>
1-15	<p>端部の屋根のコンクリートモジュールをクレーンで吊って、短手側から載せて固定する。</p>  <p>(図は平面図を示す)</p>	1-16	<p>もう一方の端部の屋根のコンクリートモジュールをクレーンで吊って、短手側から載せて固定する。</p>  <p>(図は平面図を示す)</p>
1-17	<p>コンクリートモジュールの長手方向の 1 面に、ジャンクションボックスを取り付ける。</p>  <p>給気口 ジャンクションボックス</p>	1-18	<p>乾式貯蔵キャスクに監視用センサ（圧力用 2 個、表面温度用 1 個）を取り付ける。</p>  <p>圧力センサ 表面温度センサ 給気口 ジャンクションボックス</p>

図 3.1-2 乾式貯蔵キャスクのハンドリングフロー (3/4)

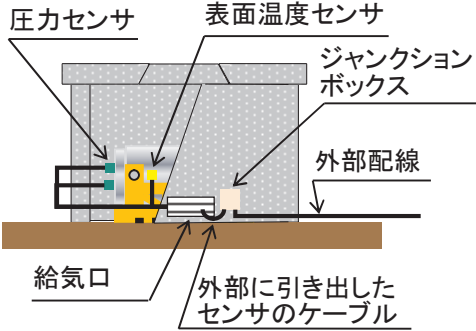
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
1-19	<p>監視用センサのケーブルを，給排気口からコンクリートモジュールの外に出し，ジャンクションボックス内で外部配線と接続する。</p> 		

図 3. 1-2 乾式貯蔵キャスクのハンドリングフロー (4/4)

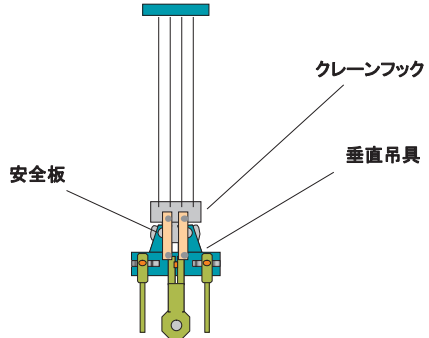
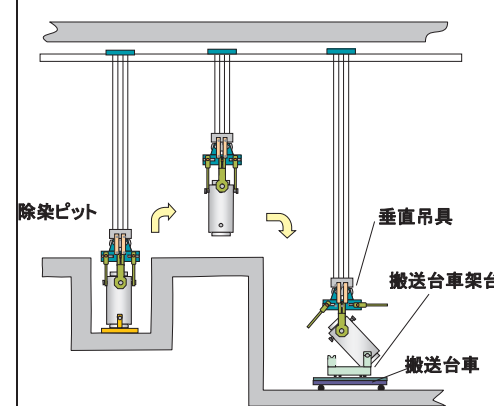
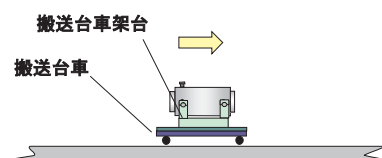
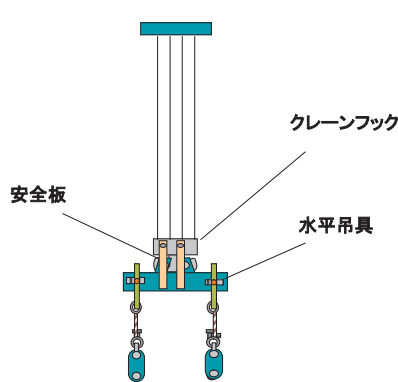
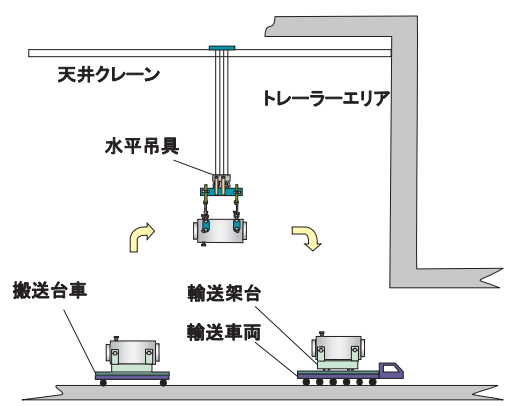
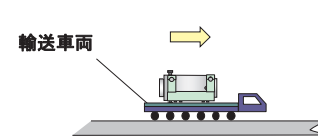
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
2-1	垂直吊具をクレーンフックに取り付ける。 	2-2	輸送貯蔵兼用キャスクを共用プール除染ピットから垂直吊具で吊上げ、搬送台車上の架台に積載する。 
2-3	搬送台車でトレーラーエリアに移動させる。 	2-4	水平吊具をクレーンフックに取り付ける。 
2-5	トレーラーエリアで搬送台車から輸送貯蔵兼用キャスクを水平吊具で吊上げ、輸送車両上の輸送架台に積載する。 	2-6	輸送車両でキャスク仮保管設備へ構内輸送する。 

図 3.1-3 輸送貯蔵兼用キャスクのハンドリングフロー (1/3)

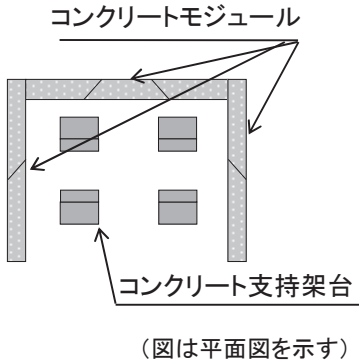
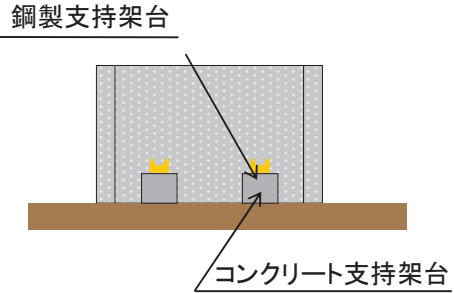
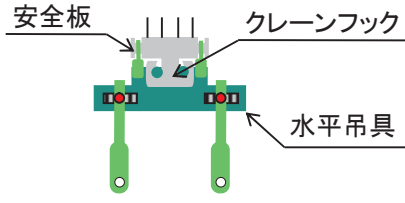
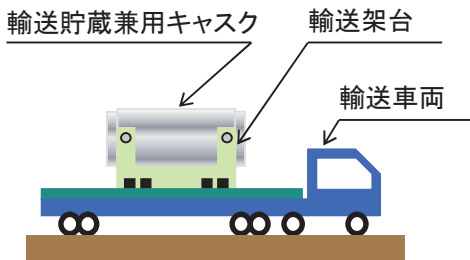
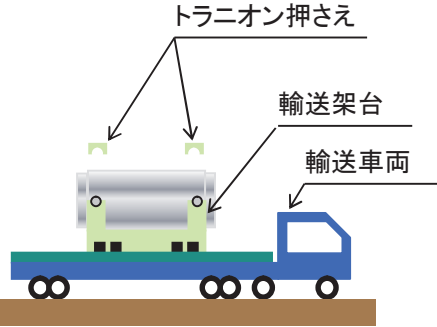
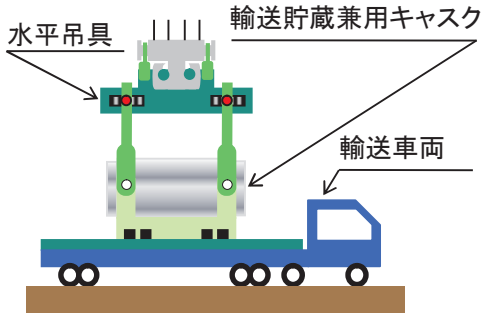
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
2-7	<p>コンクリート支持架台を設置し、コンクリートモジュールの3面を立てる。 (事前に実施する)</p> 	2-8	<p>鋼製支持架台をコンクリート支持架台に取り付ける。 (事前に実施する)</p> 
2-9	<p>水平吊具をクレーンフックに取り付ける。</p> 	2-10	<p>輸送車両で輸送貯蔵兼用キャスクを搬入させる。</p> 
2-11	<p>輸送架台の上部と下部のトラニオン押さえを取り外す。</p> 	2-12	<p>輸送車両上の輸送貯蔵兼用キャスクに水平吊具を取り付ける。</p> 

図 3.1-3 輸送貯蔵兼用キャスクのハンドリングフロー (2/3)

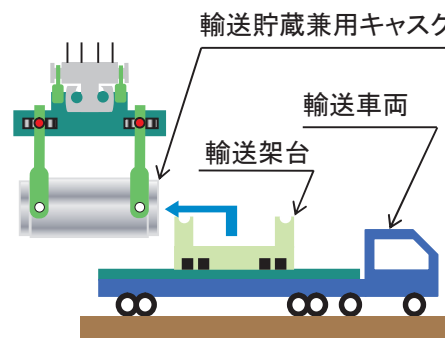
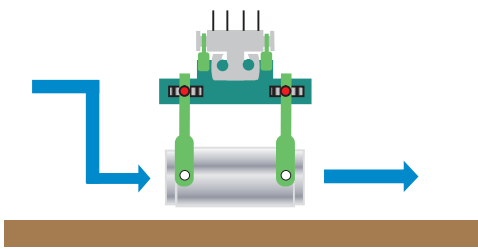
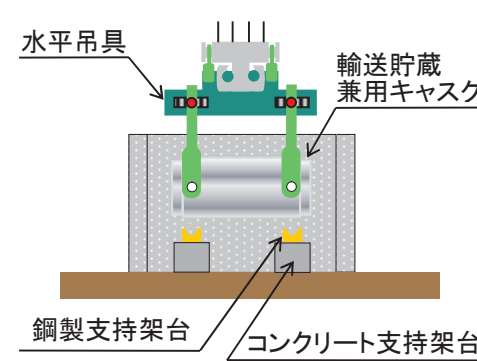
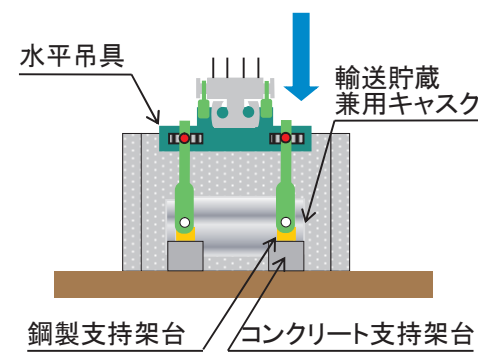
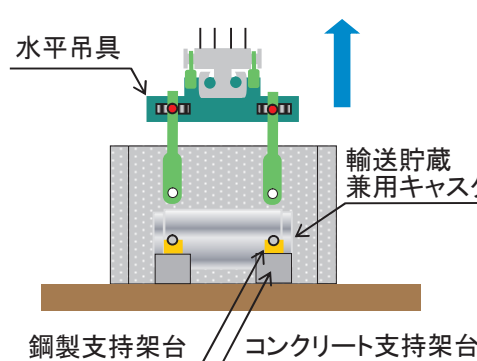
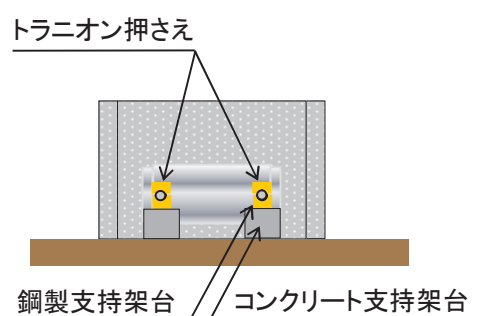
No.	取り扱いモード	No.	取り扱いモード
2-13	<p>トラニオンが輸送架台をかわすまで輸送貯蔵兼用キャスクをクレーンで吊上げた後、水平に移動する。</p> 	2-14	<p>輸送貯蔵兼用キャスクを保管場所までクレーンで移動する。</p> 
2-15	<p>輸送貯蔵兼用キャスクを鋼製支持架台の上まで移動する。</p> 	2-16	<p>クレーンを下降させて、輸送貯蔵兼用キャスクを鋼製支持架台に載せる。</p> 
2-17	<p>輸送貯蔵兼用キャスクから水平吊具を取り外し、クレーンを上昇させる。</p> 	2-18	<p>トラニオンをトラニオン押さえで支持架台に固定する。</p>  <p>(以降、乾式貯蔵キャスクの 1-13～1-19 と同じ手順)</p>

図 3.1-3 輸送貯蔵兼用キャスクのハンドリングフロー (3/3)

表 3.1-1 異常事象の抽出 (1/3)

起因事象 (ハンドリングフローNo.)		原因	異常事象発生の可能性	発生の 要否	想定シナリオ	抽出の 要否
乾式キャスクの落下 (1-4~1-10) (2-2~2-16)	輸送車両取扱い時の 落下	固定ボルトの取付け不 良	乾式キャスクは、輸送車両に複数の固定ボルトで固縛されていることを確認する。また、乾式キャスクは輸送車両で徐行して輸送すること、輸送経路は輸送に関係する人、車両以外の立入を制限することから落下しない。	×		×
	搬送台車取扱い時の 落下	固定ボルトの取付け不 良	輸送貯蔵兼用キャスクは搬送台車に複数のボルトで固縛されていることを確認する。また、搬送台車はレール上を走行し、走行範囲インターロック及び障害物検知装置を有していることから他の構築物等に衝突はしないため、落下しない。	×		×
	クレーン取扱い時の 落下	吊具の取り付け不良	吊具の二重化、始業前の吊具点検、取付け後の外れ止めを施すため、乾式キャスクは落下しない。	×		×
ワイヤーロープの切断		ワイヤーロープの二重化、始業前のワイヤーロープ点検を行うため、乾式キャスクは落下しない。	×			
乾式キャスクの衝突 (1-7~1-10) (2-2, 2-5, 2-13~ 2-16)	クレーンでの移動時 (走行, 横行) の衝突 (1-7~1-9) (2-2, 2-5, 2-13~ 2-15)	ブレーキの故障	移動前に移動経路に障害物がないことを確認し、乾式キャスクと移動経路の芯あわせを行い、走行の両輪及び横行それぞれにインバータによる停止機能に加えてブレーキによる停止機能により二重化しているため、乾式キャスクは他の構築物等へ衝突しない。	×		×
		操作員の誤操作	クレーンの横行範囲に制限機構を設ける。また、移動前に移動経路に障害物がないことの確認、乾式キャスクと移動経路の芯あわせを行うため、乾式キャスクは他の構築物等へ衝突しない。	×		×
	クレーンでの吊下げ 時の衝突 (異常着床) (1-10) (2-2, 2-5, 2-16)	ブレーキの故障	巻き上げ装置ブレーキを二重化しているため、乾式貯蔵キャスクは架台基礎コンクリートへ衝突 (異常着床) しない。	×		×
			巻き上げ装置ブレーキを二重化しているため、輸送貯蔵兼用キャスクは搬送台車架台、輸送架台及び支持架台に衝突 (異常着床) しない。	×		×
		操作員の誤操作	吊下げ時の誤操作により、支持架台を装着した状態で乾式貯蔵キャスクは吊下げ速度で架台基礎コンクリートに異常着床する可能性がある。	○	クレーンの最大吊下げ速度 1.5m/min で、支持架台を装着した状態で乾式貯蔵キャスクは、架台基礎コンクリート上に異常着床する場合は異常事象として抽出する。	○
			吊下げ時の誤操作により、輸送貯蔵兼用キャスクは吊下げ速度で搬送台車架台、輸送架台及び支持架台に異常着床する可能性がある。	○	クレーンの最大吊下げ速度 1.5m/min で、輸送貯蔵兼用キャスクは、搬送台車架台、輸送架台及び支持架台に異常着床する場合は異常事象として抽出する。	○

表 3.1-1 異常事象の抽出 (2/3)

起回事象 (ハンドリングフローNo.)		原因	異常事象発生の可能性	発生の 要否	想定シナリオ	抽出の 要否
乾式キャスクへの重量物の落下 (1-13~1-16)	コンクリートモジュール側壁部の転倒 (1-13)	固定具取り付け不良	コンクリートモジュールはコの字形に接合されているために自立すること、複数個の固定具で基礎に固定されていることから、1個の固定具が取り付け不良であっても、コンクリートモジュールは転倒しない。	×		×
	コンクリートモジュール(長手方向)の落下 (1-14~1-16)	吊具取り付け不良	始業前に吊具の点検を行い、吊具は外れ止め防止金具を取り付けるため、コンクリートモジュール(長手方向)は落下しない。	×		×
		ワイヤーロープの切断	始業前にワイヤーロープの点検を行い、ワイヤーロープは二重化しているため、コンクリートモジュールは落下しない。	×		×
		操作員の誤操作	コンクリートモジュール(長手方向)の移動前に、コンクリートモジュール(長手方向)と移動経路の芯あわせを行い、荷振れ対策としてガイドロープを使用するため、コンクリートモジュール(長手方向)は乾式キャスクへ落下しない。	×		×
	屋根部コンクリートモジュールの落下	吊具取り付け不良	始業前に吊具の点検を行い、吊具は外れ止め防止金具を取り付けるため、天板コンクリートモジュールは落下しない。 天板コンクリートモジュールは矩形に組んだ側板コンクリートモジュールに比べて迫出した形状であり、天板コンクリートモジュールの移動前に側板コンクリートモジュールとの接合位置があうように芯あわせするため、仮に天板コンクリートモジュールが落下したとしてもキャスク上には落下しない。	×		×
		ワイヤーロープの切断	始業前にワイヤーロープの点検を行い、ワイヤーロープは二重化しているため、天板コンクリートモジュールは落下しない。	×		×
		操作員の誤操作	天板コンクリートモジュールは矩形に組んだ側板コンクリートモジュールに比べて迫出した形状であり、天板コンクリートモジュールの移動前に、側板コンクリートモジュールとの接合位置があうように芯あわせを行い、荷振れ対策としてガイドロープを使用するため、天板コンクリートモジュールは乾式キャスクへ落下しない。	×		×
	コンクリートモジュール給排気口の閉塞	異物の付着	異物の飛来により給気口の閉塞が想定される。	○	給気口の閉塞により、除熱機能への影響が懸念されるものの、日常の巡視点検により閉塞の有無を確認できる。また、乾式キャスク表面温度は免震重要棟で連続監視し、所定の設定温度で警報を発報するため事前に異常を検知できる。なお、温度センサーの断線により、データが採取されない場合にも警報を発報する。	×
積雪		積雪による閉塞がないような設計対応及び日常の巡視等の運用対応により、給排気口が閉塞することはない。	×		×	

表 3.1-1 異常事象の抽出 (3/3)

起因事象 (ハンドリングフローNo.)		原因	異常事象発生の可能性	発生の 要否	想定シナリオ	抽出の 要否
地震			乾式キャスク、コンクリートモジュールは、地震時にも基本的安全機能を維持できるよう設計する。	×		×
火災・爆発			動力機関として内燃機関を使用するものではなく、実用上可能な限り不燃性又は難燃性材料を使用し、持ち込み物品の制限等の運用対応をするため、火災の発生する可能性は非常に低い。	×		×
外部電源喪失			クレーンのフェイルセーフ設計により、乾式キャスクの落下防止、衝突防止が施されている。	×		×
経年変化			乾式貯蔵キャスクは設計貯蔵期間 40 年で、輸送貯蔵兼用キャスクは設計貯蔵期間 50 年で設計されており、それより短い期間で使用するため、経年変化を考慮する必要はない。	×		×
地震以外の自然災害	台風		コンクリートモジュールの風荷重に対する設計は、「建築基準法」に定める設計基準に従う。	×		×
	積雪、凍結		敷地周辺の過去の記録に基づいて敷地で考えられる最も過酷な場合を想定した設計を行う。	×		×
	津波、高潮		敷地の標高 (T.P. 約 38m)、海岸からの距離等から判断して、敷地が被害を受けることは考えられない。	×		×

3.2 異常事象の評価

(1) 乾式貯蔵キャスクの異常事象の評価

1) 評価方針

支持架台が装着された乾式貯蔵キャスクが水平姿勢でクレーンの最大吊下げ速度（1.5m/min）のまま基礎コンクリートに衝突した場合に、乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度を算出する。概念図を図 3.2-1 に示す。

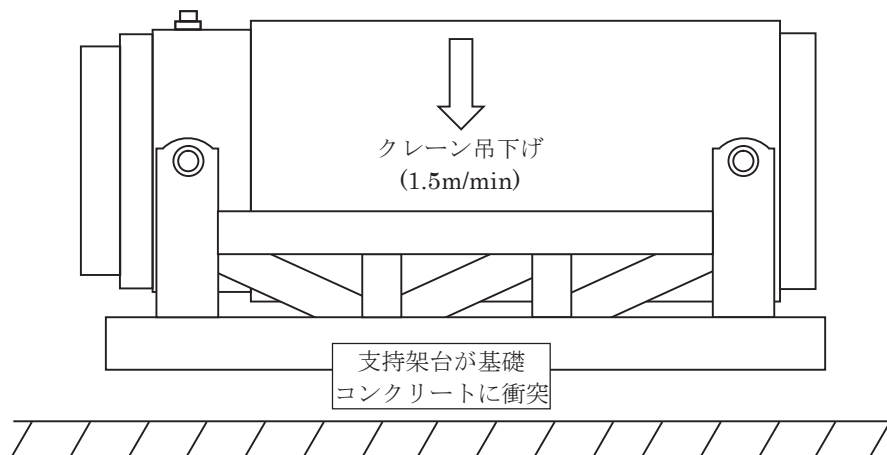


図 3.2-1 異常着床概念図

2) 評価条件及び方法

乾式貯蔵キャスクが支持架台に衝突する際に生じる衝撃加速度の計算条件は以下のとおりである。

- ・ 支持架台の弾性により乾式貯蔵キャスクの運動エネルギーを吸収する。
- ・ 乾式貯蔵キャスク本体（トラニオン除く）を剛とする。
- ・ 基礎コンクリート床面を剛とする。
- ・ 支持架台の自重は無視する。

a. 衝撃加速度の算出式

エネルギー保存則により乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度を算出する。

$$\frac{1}{2}m \cdot v^2 + m \cdot g \cdot \delta = \frac{1}{2}K \cdot \delta^2$$

ここで、

- m : 乾式貯蔵キャスクの質量 (kg)
- v : クレーンの巻下定格速度 = 1.5 (m/min) = 0.025 (m/s)
- g : 重力加速度 = 9.80665 (m/s²)

δ : 支持架台の最大変形量 (m)

K : 支持架台のばね定数 (N/m)

上式を変形すると

$$\delta = \frac{m \cdot g}{K} + \sqrt{\frac{m^2 \cdot g^2}{K^2} + \frac{m \cdot v^2}{K}} \quad (\delta \geq 0)$$

また、乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度は次式で算出する。

$$\alpha = \frac{F}{m}$$

$$F = K \cdot \delta$$

ここで、

α : 乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度 (m/s^2)

F : 乾式貯蔵キャスクに作用する衝撃力 (N)

以上より、乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度は次式のとおりとなる。

$$\alpha = g + \sqrt{g^2 + \frac{K \cdot v^2}{m}}$$

b. 支持架台のばね定数

支持架台のばね定数は、固有周期解析における鉛直方向の変形モードの固有振動数から計算した。

固有振動数（1質点の1次元自由振動）は、次式で求められる。

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}}$$

ここで、

f : 固有振動数 (Hz)

固有振動数は「2.1 乾式キャスクの耐震性 (1) 乾式貯蔵キャスク
3) 固有周期の算定」と同手法で算定した

M : 乾式貯蔵キャスク及び支持架台の合計質量 (kg)

中型乾式貯蔵キャスク : キャスク (96t) + 支持架台 (16t)

大型乾式貯蔵キャスク : キャスク (115t) + 支持架台 (15t)

上式を変形すると支持架台のばね定数は、

$$K = 4M \cdot \pi^2 \cdot f^2$$

となる。

3) 評価結果

乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度を表 3.2-1 に示す。乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度は運搬時の評価加速度(3G)より小さい値となり、運搬時の評価結果に包絡され、乾式貯蔵キャスクの安全機能は維持される。

表 3.2-1 乾式貯蔵キャスクに生じる衝撃加速度

キャスク タイプ	固有 振動数 f (Hz)	支持架台の ばね定数 K (N/m)	衝撃加速度 α	
			(m/s ²)	(G)
乾式貯蔵キャスク (中型)	81.7	2.96×10^{10}	26.9	2.75
乾式貯蔵キャスク (大型)	74.2	2.83×10^{10}	25.7	2.63

(2) 輸送貯蔵兼用キャスクの異常事象の評価

1) 評価方針

輸送貯蔵兼用キャスクがクレーンの最大吊下げ速度 (1.5m/min) のまま搬送台車架台、輸送架台及び、支持架台に衝突した場合に、輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度を算出する。概念図を図 3.2-2~4 に示す。なお、輸送貯蔵兼用キャスク A については今後評価結果を記載する。

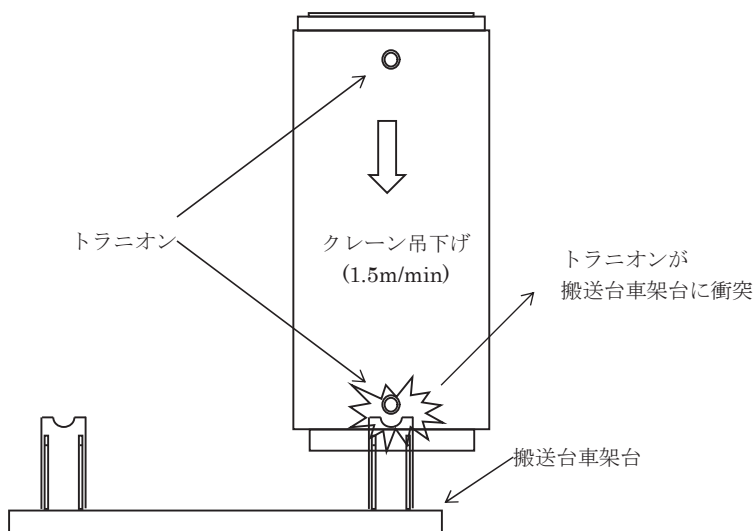


図 3.2-2 異常着床概念図 (搬送台車架台への衝突)

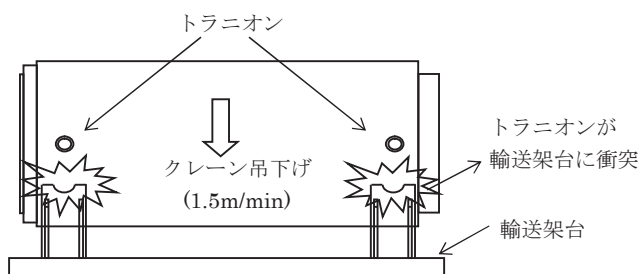


図 3.2-3 異常着床概念図 (輸送架台への衝突)

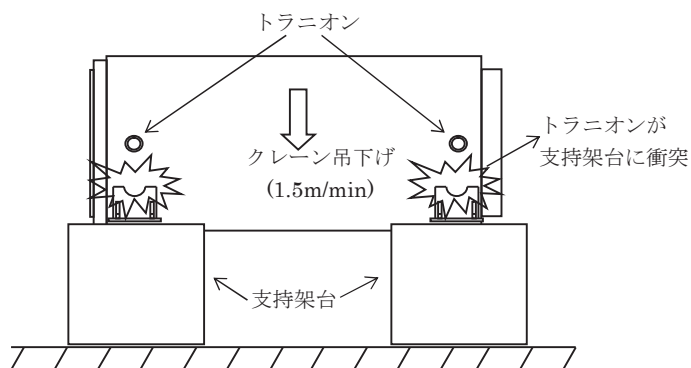


図 3.2-4 異常着床概念図 (支持架台への衝突)

2) 輸送貯蔵兼用キャスクの評価条件および方法

輸送貯蔵兼用キャスクが搬送台車架台，輸送架台，支持架台に衝突する際に生じる衝撃加速度の計算条件は以下のとおりである。

- ・搬送台車架台，輸送架台，支持架台の弾性により輸送貯蔵兼用キャスクの運動エネルギーを吸収する。
- ・輸送貯蔵兼用キャスク本体（トラニオン含む）を剛とする。
- ・搬送台車架台，輸送架台，支持架台の自重は無視する。

a. 衝撃加速度の算出式

エネルギー保存則によりキャスクに生じる衝撃加速度を算出する。

$$\frac{1}{2}m \cdot v^2 + m \cdot g \cdot \delta = \frac{1}{2}K \cdot \delta^2$$

ここで，

- m : 輸送貯蔵兼用キャスク質量
輸送貯蔵兼用キャスク B : 1.186×10^5 (kg)
- v : クレーン巻下定格速度 = 1.5 (m/min) = 0.025 (m/s)
- g : 重力加速度 = 9.80665 (m/s²)
- δ : 架台の最大変形量 (m)
- K : 架台のばね定数 (N/m)

上式を変形すると

$$\delta = \frac{m \cdot g}{K} + \sqrt{\frac{m^2 \cdot g^2}{K^2} + \frac{m \cdot v^2}{K}} \quad (\delta \geq 0)$$

また，輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度は次式で算出する。

$$\alpha = \frac{F}{m}$$

$$F = K \cdot \delta$$

ここで，

- α : 輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度 (m/s²)
- F : 輸送貯蔵兼用キャスクに作用する衝撃力 (N)

以上より，輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度は次式のとおりとなる。

$$\alpha = g + \sqrt{g^2 + \frac{K \cdot v^2}{m}}$$

b. 架台のばね定数

架台のばね定数は、搬送台車架台、輸送架台、支持架台の鉛直方向の弾性から算出した。

- 搬送台車架台のばね定数 : 1.36×10^{10} (N/m) (2脚分)
- 輸送架台のばね定数
 輸送貯蔵兼用キャスク B 用 : 4.0×10^{10} (N/m) (4脚分) *1
- 支持架台のばね定数
 輸送貯蔵兼用キャスク B 用 : 4.56×10^{10} (N/m) (4脚分)

*1：輸送貯蔵兼用キャスク B 用の輸送架台は設計中のため計画値

3) 評価結果

輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度を表 3.2-2 に示す。表 3.2-2 より設計事象Ⅱの衝撃加速度は、「1.1 乾式キャスクの構造強度」における構造強度評価で用いている衝撃加速度、横姿勢：3G、縦姿勢（キャスク、バスケット）：5G、縦姿勢（トラニオン）：2.5G に包絡されており、輸送貯蔵兼用キャスクの安全機能は維持されることを確認している。

表 3.2-2 輸送貯蔵兼用キャスクに生じる衝撃加速度

異常事象	キャスクタイプ	支持架台の ばね定数 K (N/m)	衝撃加速度 α	
			(m/s ²)	(G)
搬送台車架台への衝突 (縦姿勢)	輸送貯蔵兼用キャスク B	1.36×10^{10}	22.8	2.33
輸送架台への衝突 (横姿勢)		4.0×10^{10}	27.4	2.80
支持架台への衝突 (横姿勢)		4.56×10^{10}	28.2	2.88

2.16.4 高性能多核種除去設備検証試験装置

2.16.4.1 基本設計

2.16.4.1.1 設置の目的

高性能多核種除去設備検証試験装置（以下、「検証試験装置」という。）は、「2.16.3 高性能多核種除去設備」の除去性能及び吸着材の交換周期等を検証し、高性能多核種除去設備に検証結果を反映することを目的として設置するものである。

除去性能の検証では、処理済水に含まれる放射性核種（トリチウムを除く）を測定し、『実用発電用原子炉の設置、運転等に関する規則の規定に基づく線量限度等を定める告示』の濃度限度を下回ることを確認するとともに、目的としている性能が十分に確認できない場合は、必要に応じて対策を講じる。なお、本設備は試験装置であることから除去性能について規定を設けるものではない。

また、高性能多核種除去設備の運転開始後も検証試験装置を用いた試験を継続し、得られた結果を適宜反映する。

2.16.4.1.2 要求される機能

- (1) 放射性液体廃棄物が漏えいし難いこと。
- (2) 漏えい防止機能を有すること。
- (3) 放射性液体廃棄物が、万一、機器・配管等から漏えいした場合においても、施設からの漏えいを防止でき、又は敷地外への管理されない放出に適切に対応できる機能を有すること。
- (4) 施設内で発生する気体状及び固体状の放射性物質及び可燃性ガスの管理が適切に行える機能を有すること。

2.16.4.1.3 設計方針

(1) 材料

検証試験装置の機器等は、処理対象水等の性状を考慮し、適切な材料を用いた設計とする。

(2) 放射性物質の漏えい防止及び管理されない放出の防止

検証試験装置の機器等は、液体状の放射性物質の漏えい防止及び敷地外への管理されない放出を防止するため、次の各項を考慮した設計とする。

- a. 漏えいの発生を防止するため、機器等には適切な材料を使用するとともに、万が一漏えいが発生した場合には停止するインターロックを設ける。
- b. 液体状の放射性物質が漏えいした場合は、漏えいの早期検出を可能にするとともに、漏えい液体の除去を容易に行えるようにする。
- c. タンク水位、漏えい検知等の警報については、シールド中央制御室等に表示し、監視

できるようにする。

- d. 検証試験装置の機器等は、可能な限り周辺に堰を設けた区画内に設け、漏えいの拡大を防止する。

(3) 被ばく低減

検証試験装置は、遮へい、機器の配置等により被ばくの低減を考慮した設計とする。また、監視装置・制御装置は可能な限り低線量となる機器を収容する車両5に配置する設計とする。

(4) 可燃性ガスの管理

検証試験装置は、水の放射線分解により発生する可燃性ガスを適切に排出できる設計とする。また、排出する可燃性ガスに放射性物質が含まれる可能性がある場合には、適切に除去する設計とする。

使用済のフィルタ及び吸着塔を貯蔵する際は、エアブロー等により水切りを行い、放射線分解による可燃性ガスの発生を防止する。

(5) 崩壊熱除去に対する考慮

検証試験装置は、放射性物質の崩壊熱による温度上昇を考慮し、崩壊熱を除去できる設計とする。

(6) 誤操作の防止に対する考慮

検証試験装置は、運転操作手順書を整備し、教育を実施すると共に、特に重要な運転操作についてはダブルアクションを要する等の設計とする。

2.16.4.1.4 供用期間

検証試験装置は、1年未満を目途として供用する。

2.16.4.1.5 主要な機器

検証試験装置は、1系列構成とし、前処理装置、多核種除去装置、ポンプ及び配管等で構成され、車両上の鋼製コンテナ内に設置する。また、フィルタ、吸着塔の最適構成を検証するため、前処理装置と多核種除去装置の通水順序を切替えるための切替ラインを設ける。検証試験装置は電源が喪失した場合、系統が隔離されるため、電源喪失による設備から外部への漏えいが発生することはない。

検証試験装置の主要な機器はシールド中央制御室の監視・制御装置により遠隔操作及び

運転状況の監視を行う。

また、各前処理フィルタ及び多核種吸着塔の各出口には、除去性能を評価するためにサンプリングラインを設ける。

検証試験装置で処理された水は、多核種処理水貯槽で貯留する。

(1) 前処理装置

前処理装置は、4塔の前処理フィルタで構成する。

前処理フィルタ1によって浮遊物質を除去し、前処理フィルタ2～4によってそれぞれセシウム、ストロンチウムを除去する。

前処理フィルタは、一定量処理後、水抜きを行い交換する。また、抜いた水は供給タンクに移送する。使用済のフィルタは、容器に収納し、瓦礫類の一時保管エリアで貯蔵する。

(2) 多核種除去装置

多核種除去装置は、15塔の吸着塔で構成する。

吸着塔は、吸着塔1～5によってセシウム及びストロンチウム等、吸着塔6～8によってアンチモン等、吸着塔9、10によって重金属核種（コバルト等）、吸着塔11～15によってルテニウム等を除去する。また、各吸着塔は、処理対象水の性状に応じて吸着材を変更する。

吸着塔は、一定量処理後、水抜きを行い、吸着塔ごと交換する。また、抜いた水は供給タンクに移送する。使用済の吸着塔は、使用済セシウム吸着塔一時保管施設で貯蔵する。

2.16.4.1.6 自然災害対策等

(1) 津波

検証試験装置は、アウトサイズ津波が到達しないと考えられる T.P. 約 28m 以上の場所に設置する。(Ⅲ.3.1.3 参照)

(2) 火災

初期消火の対応ができるよう、検証試験装置を設置する各テナ内に消火器を設置する。

(3) 豪雨、台風及び竜巻

検証試験装置は、雨水の浸入を防止及び強風に耐えうる構造とするため、車両上の鋼製テナ内に設置する。また、車両は、30m/s の風荷重においても転倒しない設計とする。

台風の接近が予見される場合は、その規模により必要に応じて設備の停止等を行い、漏

えい水の拡大防止を図る。また、竜巻の発生が予見される場合は、設備を停止し、漏えい水の拡大防止を図る。

2.16.4.1.7 構造強度及び耐震性

(1) 構造強度

前処理フィルタ及び吸着塔は、「ASME Boiler and Pressure Vessel Code(Sec VIII)」に準拠し、前処理フィルタ及び吸着塔廻りの鋼管についても、「ASME Boiler and Pressure Vessel Code(Sec VIII)」に準拠する。その他の鋼材を使用している主要機器及び配管は、「JSME S NC-1 発電用原子力設備規格 設計・建設規格」(以下、「設計・建設規格」)に準拠する。また、ポリエチレン管は、JWWA 規格または IS04427 に準拠する。その他の非金属材料を使用している主要機器及び配管は、漏えい試験等を行い、有意な変形や漏えい等のないことをもって評価を行う。

(2) 耐震性

検証試験装置を構成する機器のうち放射性物質を内包するものは、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」のBクラス相当の設備と位置づけられ、主要な機器及び鋼管の耐震性を評価するにあたっては、「JEAC4601 原子力発電所耐震設計技術規程」(以下、「耐震設計技術規程」という。)に準拠することを基本とするが、評価手法、評価基準については実態にあわせたものを採用する。

ポリエチレン管、ポリ塩化ビニル管および耐圧ホース(合成ゴム及びポリ塩化ビニル)は、材料の可撓性により耐震性を確保する。

2.16.4.2 基本仕様

2.16.4.2.1 系統仕様

高性能多核種除去設備検証試験装置

処理容量 50m³/日

2.16.4.2.2 機器仕様

(1) 容器

a. 供給タンク

名 称		供給タンク	
種 類	—	たて置円筒形	
容 量	m ³ /個	1	
最高使用圧力	MPa	静水頭	
最高使用温度	℃	45	
主要寸法	洞 内 径	mm	1000
	洞 板 厚 さ	mm	5.0
	洞 部 高 さ	mm	1300
材 料	—	FRP	
個 数	個	1	

b. No.1,2 pH調整槽

名 称		No.1,2 pH調整槽	
種 類	—	たて置円筒形	
容 量	m ³ /個	0.6	
最高使用圧力	MPa	静水頭	
最高使用温度	℃	45	
主要寸法	洞 内 径	mm	800
	洞 板 厚 さ	mm	5.0
	洞 部 高 さ	mm	1500
材 料	—	FRP	
個 数	個	2	

c. 処理水タンク

名 称		処理水タンク	
種 類	—	たて置円筒形	
容 量	m ³ /個	1	
最 高 使 用 圧 力	MPa	静水頭	
最 高 使 用 温 度	℃	45	
主 要 寸 法	洞 内 径	mm	1000
	洞 板 厚 さ	mm	5.0
	洞 部 高 さ	mm	1300
材 料	—	FRP	
個 数	個	1	

d. 前処理フィルタ 1～4

名 称		前処理フィルタ 1	
種 類	—	たて置円筒形	
容 量	m ³ /h/個	2.1	
最 高 使 用 圧 力	MPa	0.98	
最 高 使 用 温 度	℃	45	
主 要 寸 法	上 部 洞 内 径	mm	450
	上 部 洞 厚 さ	mm	6.0
	下 部 洞 内 径	mm	450
	下 部 洞 厚 さ	mm	6.0
	上 部 洞 フ ラ ン ジ 厚 さ	mm	38
	下 部 洞 フ ラ ン ジ 厚 さ	mm	38
	鏡 板 厚 さ	mm	8.0
	高 さ	mm	778.6
材 料	洞 板	—	二相ステンレス (ASME S32750-2507)
	鏡 板	—	二相ステンレス (ASME S32750-2507)
	洞 フ ラ ン ジ	—	二相ステンレス (ASME S32750-2507)
個 数	個	1	

名 称		前処理フィルタ 2～4	
種 類	—	たて置円筒形	
容 量	m ³ /h/個	2.1	
最高使用圧力	MPa	0.98	
最高使用温度	℃	45	
主 要 寸 法	上 部 胴 内 径	mm	400
	上 部 胴 厚 さ	mm	6.0
	下 部 胴 内 径	mm	400
	下 部 胴 厚 さ	mm	6.0
	上部胴フランジ厚さ	mm	35
	下部胴フランジ厚さ	mm	35
	鏡 板 厚 さ	mm	8.0
	高 さ	mm	899.2
材 料	胴 板	—	二相ステンレス (ASME S32750-2507)
	鏡 板	—	二相ステンレス (ASME S32750-2507)
	胴 フ ラ ン ジ	—	二相ステンレス (ASME S32750-2507)
個 数	個	3	

e. 多核種吸着塔 1～15

名 称		多核種吸着塔 1～15	
種 類	—	たて置円筒形	
容 量	m ³ /h/個	2.1	
最 高 使 用 圧 力	MPa	0.98	
最 高 使 用 温 度	℃	45	
主 要 寸 法	胴 内 径	mm	500
	胴 板 厚 さ	mm	6.0
	鏡 板 厚 さ	mm	8.0
	高 さ	mm	980
材 料	胴 板	—	二相ステンレス (ASME S32750-2507)
	鏡 板	—	二相ステンレス (ASME S32750-2507)
個 数	個	15	

(2) ポンプ

a. 原水ポンプ (完成品)

台数	1台
容量	2.1 m ³ /h

b. 中継ポンプ 1 (完成品)

台数	1台
容量	2.1 m ³ /h

c. 中継ポンプ 2 (完成品)

台数	1台
容量	2.1 m ³ /h

d. 中継ポンプ 3 (完成品)

台数	1台
容量	2.1 m ³ /h

e. 処理水移送ポンプ (完成品)

台数	1台
容量	2.1 m ³ /h

主要配管仕様

名 称	仕 様	
蒸発濃縮装置入口ヘッダから 車両1入口まで (ポリエチレン管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A 相当 50A 相当 100A 相当 ポリエチレン 0.98MPa 40℃
車両1入口から 車両2入口まで (耐圧ホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A 相当 ポリ塩化ビニル 0.98MPa 45℃
(鋼管)	呼び径/厚さ 材質 最高使用圧力 最高使用温度	32A/Sch. 40 40A/Sch. 40 50A/Sch. 40 STPG370 + ライニング 0.98MPa 45℃
(鋼管)	呼び径/厚さ 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A/Sch. 40 S32750 Type2507 0.98MPa 45℃
(ポリ塩化ビニル管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A 相当 ポリ塩化ビニル 静水頭 45℃
(耐圧ホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A 相当 合成ゴム 0.98 MPa 45℃
(耐圧ホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A 相当 ポリ塩化ビニル 0.98MPa 45℃
車両2入口から 車両3入口まで (鋼管)	呼び径/厚さ 材質 最高使用圧力 最高使用温度	32A/Sch. 40 40A/Sch. 40 50A/Sch. 40 STPG370 + ライニング 0.98MPa 45℃
(耐圧ホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A 相当 合成ゴム 0.98 MPa 45℃
(耐圧ホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A 相当 ポリ塩化ビニル 0.98MPa 45℃

主要配管仕様

名 称	仕 様	
車両3入口から 車両4入口まで (鋼管)	呼び径/厚さ 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A/Sch. 40 STPG370 + ラインゲ 0.98MPa 45℃
(鋼管)	呼び径/厚さ 材質 最高使用圧力 最高使用温度	32A/Sch. 40 40A/Sch. 40 50A/Sch. 40 STPG 0.6MPa 45℃
(耐圧ホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A 相当 合成ゴム 0.6MPa 45℃
(耐圧ホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A 相当 ポリ塩化ビニル 0.6MPa 45℃
車両4入口から 車両5入口まで (鋼管)	呼び径/厚さ 材質 最高使用圧力 最高使用温度	32A/Sch. 40 40A/Sch. 40 50A/Sch. 40 STPG370 + ラインゲ 0.6MPa 45℃
(耐圧ホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A 相当 合成ゴム 0.6 MPa 45℃
(耐圧ホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A 相当 ポリ塩化ビニル 0.6MPa 45℃

主要配管仕様

名 称	仕 様	
車両5入口から 車両5出口まで (鋼管)	呼び径/厚さ 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A/Sch. 40 STPG370 + ライニング 0.6MPa 45℃
(鋼管)	呼び径/厚さ 材質 最高使用圧力 最高使用温度	32A/Sch. 40 40A/Sch. 40 50A/Sch. 40 STPG370 + ライニング 0.98MPa 45℃
(ポリ塩化ビニル管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A 相当, 50A 相当 ポリ塩化ビニル 静水頭 45℃
(耐圧ホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A 相当 ポリ塩化ビニル 0.98MPa 45℃
切替ライン (鋼管)	呼び径/厚さ 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A/Sch. 40 STPG370 + ライニング 0.98MPa 45℃
(耐圧ホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A 相当 ポリ塩化ビニル 0.98MPa 45℃
車両5出口から 処理水移送ライン合流部まで (ポリエチレン管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	40A 相当 50A 相当 100A 相当 ポリエチレン 0.98MPa 40℃

2.16.4.2.3 添付資料

添付資料－1：全体概要図，系統構成図及び配置概要

添付資料－2：検証試験装置に関する構造強度及び耐震性等の評価結果

添付資料－3：検証試験装置の具体的な安全確保策

添付資料－4：検証試験装置に係わる確認事項

添付資料－5：工事工程表

2.37 モバイル型ストロンチウム除去装置等

2.37.1 基本設計

2.37.1.1 設置の目的

汚染水処理設備の処理済水を貯留する設備（タンク）のうち、逆浸透膜装置の廃液を貯留する R0 濃縮水貯槽は、高濃度の放射性ストロンチウムを含むため、モバイル型ストロンチウム除去装置により放射性ストロンチウム濃度を低減する。平成 26 年 11 月現在、既に運転を開始しているモバイル型ストロンチウム除去装置（A 系統）に加え、新たに 1 系統（B 系統）を増設して 2 系統とする。2 系統設置するモバイル型ストロンチウム除去装置のうち、A 系統は、G4 南エリア及び G6 南エリアの R0 濃縮水貯槽を処理し、B 系統は、H5 北エリアの R0 濃縮水貯槽の R0 濃縮水を処理することとする。他エリアのタンクを処理する場合には、別途実施計画を申請するものとする。

なお、モバイル型ストロンチウム除去装置により放射性ストロンチウム濃度を低減した水は、多核種除去設備等により、放射性物質（トリチウムを除く）を十分低い濃度になるまで除去する。

平成 28 年 3 月現在、A 系統及び B 系統による G4 南エリア及び G6 南エリア並びに H5 北エリアの R0 濃縮水の放射性ストロンチウム濃度低減を終了しており、モバイル型ストロンチウム除去装置は運用を停止している。処理終了エリアの移送配管を撤去する。

2.37.1.2 要求される機能

- (1) R0 濃縮水貯槽に貯留される汚染水に内包される放射性核種のうち、ストロンチウムについて、濃度を低減する能力を有すること。
- (2) 漏えい防止機能を有すること。また、放射性液体廃棄物が、万一、機器・配管等から漏えいした場合においても、早期に検知し、施設からの漏えい拡大を防止できること。
- (3) 装置内で発生する可燃性ガスの管理が行える機能を有すること。

2.37.1.3 設計方針

(1) 処理能力

モバイル型ストロンチウム除去装置等は、R0 濃縮水貯槽に貯留している汚染水に含まれる放射性ストロンチウムの濃度を低減する能力を有する設計とする。なお、放射性ストロンチウムの除染係数の目標値を 10 から 1000 とする。

(2) 材料

モバイル型ストロンチウム除去装置等は、処理対象水の性状を考慮した材料を用いた設計とする。

(3) 放射性物質の漏えい防止及び管理されない放出の防止

モバイル型ストロンチウム除去装置等の機器等は、液体状の放射性物質の漏えい防止及び敷地外への管理されない放出を防止するため、次の各項を考慮した設計とする。

- a. 漏えいの発生を防止するため、機器等には適切な材料を使用するとともに、万が一漏えいが発生した場合には停止するインターロックを設ける。
- b. 液体状の放射性物質が漏えいした場合は、漏えいの早期検出を可能にするとともに、漏えいした液体の除去を行えるようにする。
- c. タンク水位、漏えい検知等の警報については、シールド中央制御室に表示し、監視できるようにする。
- d. モバイル型ストロンチウム除去装置の機器等は、可能な限り周辺に堰を設けた区画内に設け、漏えいの拡大を防止する。

(4) 被ばく低減

モバイル型ストロンチウム除去装置等は、遮へい、機器の配置等により被ばくの低減を考慮した設計とする。また、モバイル型ストロンチウム除去装置の運転監視員は、放射性物質を内包しない機器を収容するコンテナ及びシールド中央制御室に配置する設計とする。

(5) 崩壊熱除去に対する考慮

モバイル型ストロンチウム除去装置等は、放射性物質の崩壊熱による温度上昇を考慮し、崩壊熱を除去できる設計とする。

(6) 可燃性ガスの管理

モバイル型ストロンチウム除去装置等は、水の放射線分解により発生する可燃性ガスの滞留を防止でき、排出できる設計とする。

(7) 誤操作の防止に対する考慮

モバイル型ストロンチウム除去装置は、運転操作手順書を整備し、教育を実施すると共に、特に重要な運転操作については、ダブルアクションを要する等の設計とする。

(8) 健全性に対する考慮

モバイル型ストロンチウム除去装置は、機器の重要度に応じた有効な保全ができるものとする。

2.37.1.4 主要な機器

モバイル型ストロンチウム除去装置等は、モバイル型ストロンチウム除去装置および移送設備（配管等）で構成する。

(1) モバイル型ストロンチウム除去装置

モバイル型ストロンチウム除去装置は、供給／混合スキッド、浮遊物質（以下、SS という）フィルタスキッド、ウルトラフィルタスキッド、吸着塔スキッド、計装制御スキッドで構成する。

供給／混合スキッドは、汚染水を受け入れたタンクに吸着材粒子を添加し、混合することによって、イオン状ストロンチウムを吸着材粒子に吸着させる。SS フィルタスキッドは、供給／混合スキッドにおいてイオン状ストロンチウムを吸着した吸着材粒子及び汚染水に含まれる粒子状ストロンチウムを除去する。ウルトラフィルタスキッドは、SS フィルタで除去されなかった微粒子状ストロンチウムを除去する。吸着塔スキッドは、吸着材を充填した多段の吸着塔に通水することにより、イオン状ストロンチウムを除去する。

モバイル型ストロンチウム除去装置の主要な機器は、シールド中央制御室により運転状況の監視を行う。

モバイル型ストロンチウム除去装置で使用する SS フィルタ及びウルトラフィルタは、ステンレス鋼製のフィルタハウジングに収容し、さらにフィルタハウジングを炭素鋼製のライナーに収容して、その外側に炭素鋼製の遮へい容器を設ける。

また、吸着塔は、ゼオライト等の吸着材を充填したステンレス鋼製の容器の外側に炭素鋼製の遮へい容器を設ける。使用済フィルタ及び使用済吸着塔は内部を淡水で置換し、使用済セシウム吸着塔仮保管施設等において内部の水抜きを行い、使用済セシウム吸着塔仮保管施設及び使用済セシウム吸着塔一時保管施設のコンクリート製ボックスカルバート内で貯蔵する。なお、水抜きした水は、高温焼却炉建屋地下に排水する。

(2) 移送設備

R0 濃縮水貯槽に貯留した汚染水は、移送設備によりモバイル型ストロンチウム除去装置に移送され、ストロンチウムを除去した後、移送設備により R0 濃縮水貯槽に移送する。移送配管は、ポリエチレン管等により構成される。

2.37.1.5 自然災害対策等

(1) 津波

モバイル型ストロンチウム除去装置等は、アウターライズ津波が到達しないと考えられるタンクエリア近傍の T.P. 約 28m 以上の場所に設置する。（Ⅲ.3.1.3 参照）

(2) 火災

火災発生を防止するため、可能な限り不燃性または難燃性材料を使用する。また、初期消火のためにモバイル型ストロンチウム除去装置近傍に消火器を設置する。万一の火災に対する対応については、予め定めたマニュアル等に従い実施する。

(3) 豪雨及び強風

モバイル型ストロンチウム除去装置は、雨水の浸入を防止し、強風に耐えうる構造とするため、鋼製のコンテナ内に設置する。また、コンテナは、30m/sの風荷重においても転倒しない設計とする。

万一、大雨警報等の予報、特別警報により、大量の雨水が浸入し、処理の停止に至る等の可能性がある場合は、装置を停止することで、装置の計画外停止に備える。また、暴風警報、竜巻警報等の予報、特別警報により、計器類・監視カメラが故障する等、運転継続に支障を来す可能性がある場合には、汚染水の漏えい防止を図るため、装置を停止する。豪雨及び強風に対する対応は、予め定めたマニュアル等に従い実施する。

2.37.1.6 構造強度及び耐震性

(1) 構造強度

モバイル型ストロンチウム除去装置を構成する主要な機器は、「ASME Boiler and Pressure Vessel Code」または「ASME B31 Code」に準拠する。「発電用原子力設備に関する技術基準を定める省令」においては、廃棄物処理設備に相当するクラス3機器と位置付けられることから、供給／混合タンク、SSフィルタ、ウルトラフィルタ、吸着塔及び鋼管については、「JSME S NC1-2005 発電用原子力設備規格 設計・建設規格（以下、「設計・建設規格」）」のクラス3機器相当の板厚評価を行い、適合性を確認する。また、ポリエチレン管は、JWWA規格に準拠する。その他の非金属材料については、漏えい試験等を行い、有意な変形や漏えい等のないことをもって評価を行う。

(2) 耐震性

モバイル型ストロンチウム除去装置を構成する主要機器のうち放射性物質を内包するものは、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」のBクラス相当の設備と位置付けられる。耐震性を評価するにあたっては、「JEAC4601 原子力発電所耐震設計技術規程」に準拠して耐震評価を行うことを基本とするが、評価手法、評価基準については実態にあわせてものを採用する。ポリエチレン管及び耐圧ホースは、材料の可撓性により耐震性を確保する。

2.37.2 基本仕様

2.37.2.1 系統仕様

(1) モバイル型ストロンチウム除去装置

処理方式 ろ過+吸着材方式

系統数 2 (A系統, B系統)

処理量 300m³/日/系統

2.37.2.2 機器仕様

(1) 供給/混合タンク (1系統あたり)

名 称		供給/混合タンク	
種 類	—	底部円錐縦置き円筒形	
容 量	m ³ /個	4.16	
最高使用圧力	MPa	0.10	
最高使用温度	℃	40	
主 要 寸 法	上部胴外径	mm	1971.7
	上部胴板厚さ	mm	7.9
	下部胴外径	mm	609.6
	下部胴板厚さ	mm	7.9
	上部平板厚さ	mm	50.8
	底部鏡板厚さ	mm	6.4
	高さ	mm	2792.4
材 料	胴板	—	ASME SA-240 TYPE 316/316L
	上部平板	—	ASME SA-240 TYPE 316/316L
	底部鏡板	—	ASME SA-240 TYPE 316/316L
個 数	個	2	

(2) 浮遊物質 (SS) フィルタ (1 系統あたり)

名 称		浮遊物質 (SS) フィルタ	
種 類	—	縦置き円筒形	
容 量	m ³ /h/系列	12.5	
最 高 使 用 圧 力	MPa	0.48	
最 高 使 用 温 度	℃	40	
主 要 寸 法	胴外径	mm	558.8
	胴板厚さ	mm	6.4
	上部鏡板厚さ	mm	6.4
	下部鏡板厚さ	mm	6.4
	高さ	mm	1260.5
材 料	胴板	—	ASME SA-312 TP316L
	鏡板	—	ASME SA-240 TYPE 316L
個 数	個/系列	4	
系 列 数	系列	2 (運転時は 1 系列使用)	

(3) ウルトラフィルタ (1 系統あたり)

名 称		ウルトラフィルタ	
種 類	—	縦置き円筒形	
容 量	m ³ /h/系列	12.5	
最 高 使 用 圧 力	MPa	1.03	
最 高 使 用 温 度	℃	40	
主 要 寸 法	胴外径	mm	219.1
	胴板厚さ	mm	3.8
	上部鏡板厚さ	mm	3.8
	下部鏡板厚さ	mm	3.8
	高さ	mm	1219.2
材 料	胴板	—	ASME SA-312 TP316L
	鏡板	—	ASME SA-403 WP316L
個 数	個/系列	32	
系 列 数	系列	2 (運転時は 1 系列使用)	

(4) 吸着塔（1系統あたり）

名 称		吸着塔	
種 類	—	縦置き円筒形	
容 量	m ³ /h/個	12.5	
最 高 使 用 圧 力	MPa	0.90	
最 高 使 用 温 度	℃	40	
主 要 寸 法	胴外径	mm	914.4
	胴板厚さ	mm	9.5
	上部平板厚さ	mm	50.8
	下部平板厚さ	mm	50.8
	胴高さ	mm	2119.3
材 料	胴板	—	ASME SA-240 TYPE 316/316L
	上部平板	—	ASME SA-240 TYPE 316/316L
	下部平板	—	ASME SA-240 TYPE 316/316L
個 数	個	4（運転時は3個使用）	

(5) 配管

主要配管仕様

名 称	仕 様	
供給／混合スキッド入口ホースから 吸着塔スキッド出口ホースまで (鋼管)	呼び径	25A／Sch. 40S 50A／Sch. 40S, Sch. 80S 100A／Sch. 40S
	材質	ASME SA-312 TP316L
	最高使用圧力	1.03 MPa
	最高使用温度	40 ℃
(耐圧ホース)	呼び径	50A 相当
	材質	EPDM 合成ゴム
	最高使用圧力	1.03 MPa
	最高使用温度	40 ℃

(6) ポンプ（1系統あたり）

a. 供給／混合スキッド入口ポンプ（完成品）

台数	1台
容量	12.5 m ³ /h

b. 供給／混合スキッド出口ポンプ（完成品）

台数	1台
容量	12.5 m ³ /h

c. SSフィルタスキッドポンプ（完成品）

台数	1台
容量	12.5 m ³ /h

d. ウルトラフィルタスキッドポンプ（完成品）

台数	1台
容量	12.5 m ³ /h

e. 吸着塔スキッドポンプ（完成品）

台数	1台
容量	12.5 m ³ /h

なお、機器仕様に記載の寸法は公称値である。

2.37.3 添付資料

添付資料－1：配置概要，系統構成図等

添付資料－2：モバイル型ストロンチウム除去装置の強度に関する説明書

添付資料－3：モバイル型ストロンチウム除去装置の耐震性に関する説明書

添付資料－4：モバイル型ストロンチウム除去装置等の具体的な安全確保策等

添付資料－5：モバイル型ストロンチウム除去装置等に係る確認事項

添付資料－6：工事工程表

2.40 放水路浄化設備

2.40.1 基本設計

2.40.1.1 設置の目的

1～3号放水路について、放水路内の溜まり水に汚染が確認されており、溜まり水の浄化を行う必要がある。海水配管トレンチ浄化に用いたモバイル式処理装置（2.5.1.5(10)モバイル式処理設備のうち、3号機海水配管トレンチ（以下、「トレンチ」という。）の汚染水処理に使用している装置（以下、「3号機モバイル式処理装置」という。）を使用し、1号放水路と装置間に新たにPE管及び汲み上げ用水中ポンプを移送ポンプとして設置し放水路移送設備とし、1号用の放水路浄化設備を構成する。

放水路の上流側立坑から移送ポンプにて汲み上げた後、放水路浄化装置の吸着塔によりセシウム等の放射性核種を除去し放水路下流側立坑に移送する。

吸着塔及び吸着材は、これまでモバイル式処理設備（2.5.1.5.1(10)モバイル式処理設備）、第二モバイル型ストロンチウム除去装置（2.39 第二モバイル型ストロンチウム除去装置）と同一のものを使用する。

2.40.1.2 要求される機能

- (1) 放水路の滞留水に内包される放射性核種のうち、セシウムについて濃度を低減する能力を有すること。
- (2) 漏えい防止機能を有すること。また、放射性液体廃棄物が、万一、機器・配管等から漏えいした場合においても、検知し、設備からの漏えい拡大を防止できること。
- (3) 装置内で発生する可燃性ガスの管理が行える機能を有すること。

2.40.1.3 設計方針

(1) 処理能力

放水路浄化設備は、放水路滞留水に含まれる放射性セシウムの濃度を低減する能力を有する設計とする。

(2) 材料

放水路浄化設備は、処理対象水の性状を考慮した材料を用いた設計とする。

(3) 放射性物質の漏えい防止

放水路浄化設備の機器等は、液体状の放射性物質の漏えい防止するため、次の各項を考慮した設計とする。

- a. 漏えいの発生を防止するため、機器等には適切な材料を使用するとともに、万が一装

置内に漏えいが発生した場合には検知する。

b. 漏えい検知の警報については、水処理中央制御室にて監視できるようにする。

(4) 被ばく低減

放水路浄化設備は、遮へい、機器の配置等により被ばくの低減を考慮した設計とする。
また、放水路浄化設備の運転監視員は、水処理中央制御室に配置する設計とする。

(5) 崩壊熱除去に対する考慮

放水路浄化設備は、放射性物質の崩壊熱による温度上昇を考慮し、崩壊熱を除去できる設計とする。

(6) 可燃性ガスの管理

放水路浄化設備は、水の放射線分解により発生する可燃性ガスの滞留を防止でき、排出できる設計とする。

(7) 誤操作の防止に対する考慮

誤操作を防止するために、放水路浄化設備の運転操作手順書を整備し、教育を実施すると共に、特に重要なスイッチには、注意表示をする。また、弁には、銘板を取り付ける。
運転操作については、操作スイッチを制御スイッチ(C S式;Control Switch)、切り替えスイッチ(C O S式;Change over Switch)とし、タッチパネル特有の問題(ボタン間隔が狭い、反応が鈍い)を回避する。

(8) 健全性に対する考慮

放水路浄化設備は、機器の重要度に応じた有効な保全ができるものとする。

2.40.1.4 主要な機器

放水路浄化設備は、放水路浄化装置(「2.5.1.5(1)モバイル式処理設備のうち3号機モバイル式処理装置(既設)」を使用)および移送設備(配管等)で構成する。

(1) 放水路浄化装置

放水路浄化装置は、吸着塔を装荷する吸着塔ユニット(車載)及び流量調整等の機能を有する弁ユニット(車載)から構成する。吸着塔ユニットは、1塔の吸着塔により、滞留水に含まれるセシウムの放射性核種を除去し、吸着塔出入口差圧、吸着性能、吸着塔表面線量により吸着塔を交換する。吸着材は、除去する核種や滞留水の水質に応じて変更する場合がある。(表-1)

表－1 放水路浄化装置の吸着材について

除去核種	吸着材	表面線量率 (mSv/h)	吸着量 (Bq/塔)	温度評価	
				最高温度 (℃)	耐熱温度 (℃)
Cs	吸着材1	<1.0	約 1.3×10^{15}	約 215	600
Cs/Sr	吸着材2	<1.0	約 2.0×10^{15}	約 350	600

放水路浄化装置で使用する吸着塔は、円筒形容器で、内部に吸着材を充填したステンレス製の容器とし、外側に炭素鋼製の遮へい容器からなる構造とする。遮へい容器は二重筒構造とし、内部の鉛等により、表面で1 mSv/h以下となるよう十分な遮へい能力を有するものとする。

放水路浄化装置の主要な機器は、水処理中央制御室により運転状況の監視を行う。

吸着塔は、『2.5 汚染水処理設備等 添付資料－11 2号機及び3号機の海水配管トレンチにおける高濃度汚染水の処理設備』（以下、「モバイル式処理装置」という。）及び『2.39 第二モバイル型ストロンチウム除去装置等』の吸着塔と同仕様である。

また、吸着塔は、吸着材を充填したステンレス鋼製の容器の外側に鉛等の遮へいを設ける。使用済吸着塔は内部を淡水で置換し、使用済セシウム吸着塔仮保管施設等において内部の水抜きを行なう。使用済吸着塔は使用済セシウム吸着塔仮保管施設及び使用済セシウム吸着塔一時保管施設のコンクリート製ボックスカルバート内で貯蔵する。

なお、水抜きした水は、高温焼却炉建屋地下に排水する。

(2) 移送設備

放水路滞留水は、移送設備により放水路浄化装置に移送され、セシウム等を除去した後、移送設備により放水路に移送する。移送配管は、ポリエチレン管等により構成される。

2.40.1.5 自然災害対策等

(1) 津波

放水路浄化設備は、仮設防潮堤により、アウターライズ津波による浸水を防止する。また、アウターライズ津波を上回る津波の襲来に備え、大津波警報が出た際は、T.P.33.5m盤にある電源盤の操作により移送ポンプの電源を停止し、隔離弁を閉止することで、滞留水の流出を防止する。なお、津波による配管損傷があった場合でも、移送ポンプを停止することで、滞留水の漏えいは限定的なものとなる。

(2) 火災

火災発生を防止するため、基本不燃性または難燃性材料を使用する。また、初期消火

のために放水路浄化装置近傍に消火器を設置する。また、放水路浄化装置は独立した車両上の鋼製の箱内にあり、装置周辺から可能な限り可燃物を排除するため燃焼・延焼し難い。なお、火災発生は、巡視点検、監視カメラにより確認できる。

万一の火災に対する対応については、予め定めたマニュアル等に従い実施する。

(3) 豪雨

放水路浄化装置の吸着塔は、鋼製の箱内に収納されると共に防水シートで養生され、雨水の浸入を防止する構造とする。

万一、大雨警報等の予報、特別警報により、大量の雨水が浸入し、処理の停止に至る等の可能性がある場合は、装置を停止することで、装置の計画外停止に備える。豪雨に対する対応は、予め定めたマニュアル等に従い実施する。

(4) 強風（台風・竜巻）

放水路浄化装置(吸着塔ユニット及び弁ユニット)は、鋼製の箱内に収納されており、強風に耐えうる構造としている。万一、暴風警報、竜巻警報等の予報、特別警報により、計器類・監視カメラが故障する等、運転継続に支障を来す可能性がある場合には、汚染水の漏えい防止を図るため、装置を停止する。強風に対する対応は、予め定めたマニュアル等に従い実施する。

2.40.1.6 構造強度及び耐震性

(1) 構造強度

放水路浄化設備を構成する主要な機器は、「発電用原子力設備に関する技術基準を定める省令」においては、廃棄物処理設備に相当するクラス3機器と位置付けられることから、吸着塔及び鋼管については、「JSME S NC1-2005 発電用原子力設備規格 設計・建設規格（以下、「設計・建設規格）」のクラス3機器の規定を適用することを基本とし、日本工業規格（JIS）等の国内外の民間規格も適用する。また、日本工業規格（JIS）、国内外の民間規格に適合した工業用品を採用し、ポリエチレン管については、日本水道協会（JWWA）規格に準拠する。

(2) 耐震性

放水路浄化設備を構成する主要機器のうち放射性物質を内包するものは、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」のBクラス相当の設備と位置づけられる。耐震性を評価するにあたっては、「JEAC4601 原子力発電所耐震設計技術規程」に準拠して耐震評価を行うことを基本とするが、評価手法、評価基準については実態にあわせたものを採用する。ポリエチレン管及び耐圧ホースは、材料の可撓性により耐震性を確保する。

2.40.2 基本仕様

2.40.2.1 系統仕様

(1) 放水路浄化装置

処理方式	吸着材方式
系列数	1
処理量	360m ³ /日/系列

2.40.2.2 機器仕様

(1) 吸着塔

名 称		吸着塔	
種 類	—	縦置き円筒形	
容 量	m ³ /h/系列	15.0	
最 高 使 用 圧 力	MPa	0.98	
最 高 使 用 温 度	℃	40	
主 要 寸 法	胴外径	mm	1020.0
	胴板厚さ	mm	10.0
	上部鏡板厚さ	mm	10.0
	下部鏡板厚さ	mm	10.0
	高さ	mm	1806.0
材 料	胴板	—	SUS316L
	鏡板	—	SUS316L
個 数	個/系列	1	
系 列 数	系列	1	

(2)配管等

主要配管仕様

名 称	仕 様	
放水路水移送ポンプより 放水路上流側立坑出口まで (耐圧ホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	80A 相当 ポリ塩化ビニル 0.98 MPa 40 ℃
放水路上流側立坑出口から 放水路浄化装置入口まで (ポリエチレン管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	50A 相当 ポリエチレン 0.98 MPa 40 ℃

放水路浄化装置入口取合から 放水路浄化装置出口取合まで (鋼管)	呼び径／厚さ 材質 最高使用圧力 最高使用温度	50A／Sch.80 STPG370 0.98 MPa 40 °C
	呼び径／厚さ 材質 最高使用圧力 最高使用温度	50A／Sch.40 SUS316L 0.98 MPa 40 °C
(耐圧ホース)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	50A 相当 ポリ塩化ビニル 0.98 MPa 40 °C
放水路浄化装置出口取合から 放水路まで (ポリエチレン管)	呼び径 材質 最高使用圧力 最高使用温度	50A 相当 ポリエチレン 0.98 MPa 40 °C

(3) ポンプ

a. 移送ポンプ (完成品)

台 数	1 台
容 量	15.0 m ³ /h

なお、機器仕様に記載の寸法は公称値である。

2.40.3 添付資料

- 添付資料－1： 配置概要， 系統構成図等
- 添付資料－2： 放水路浄化装置の強度に関する説明書
- 添付資料－3： 放水路浄化装置の耐震性に関する説明書
- 添付資料－4： 放水路浄化装置等に使用する配管の耐震に関する計算書
- 添付資料－5： 放水路浄化装置等の具体的な安全確保策等
- 添付資料－6： 放水路浄化装置の敷地境界線量率への影響
- 添付資料－7： 使用済吸着塔の水素到達濃度評価
- 添付資料－8： 使用済吸着塔の温度評価
- 添付資料－9： 放水路浄化装置等に係る確認事項

配置概要, 系統構成図等

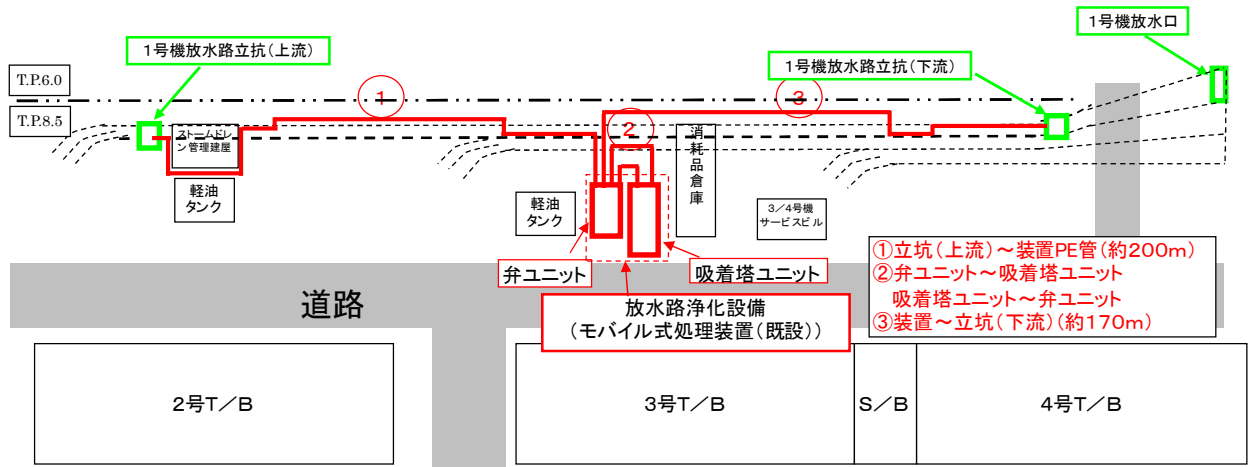


図 - 1 - 1 概略配置図

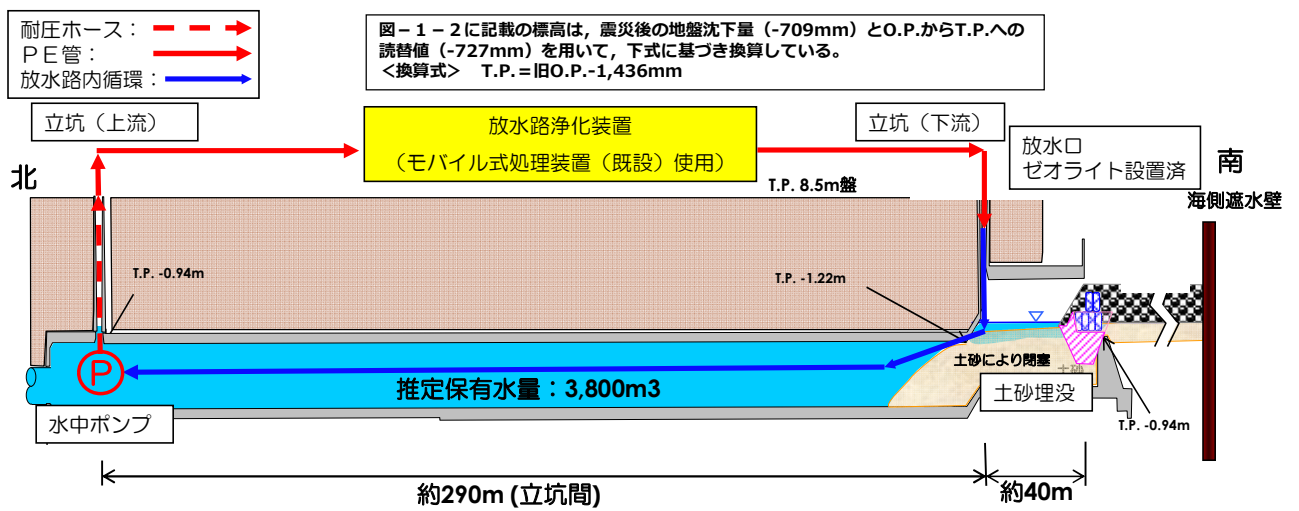


図 - 1 - 2 概略系統図

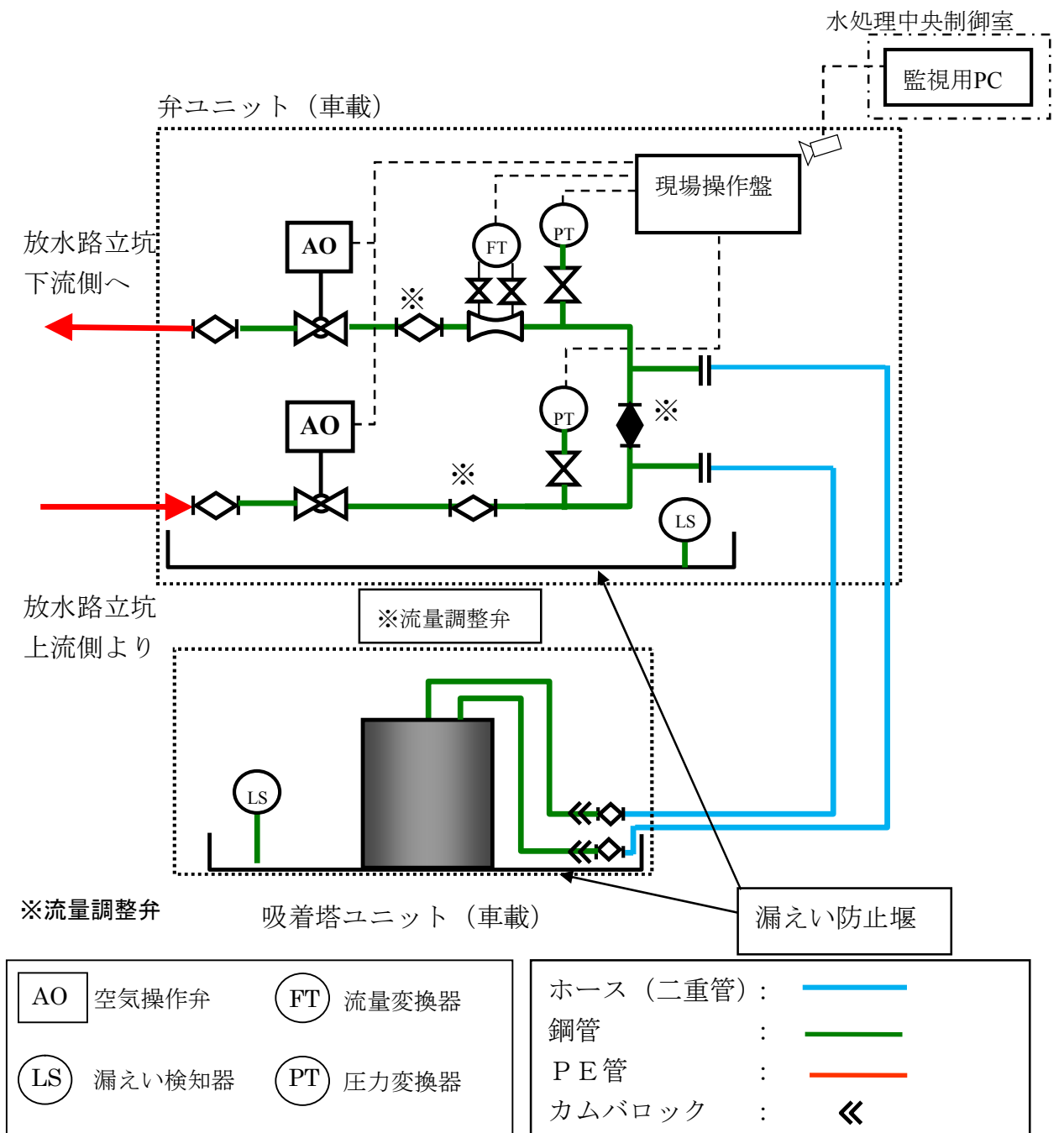


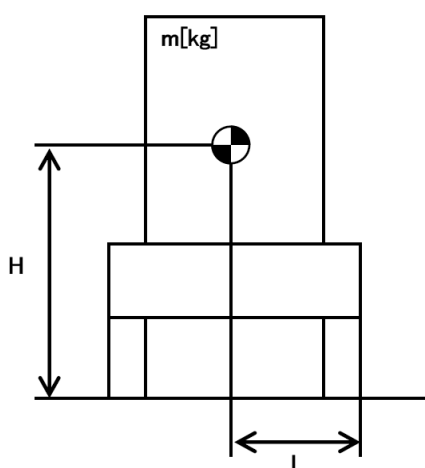
図-1-3 放水路浄化装置概略図

放水路浄化装置の耐震性に関する説明書

耐震性評価結果

a. 放水路浄化装置（吸着塔，トレーラー）の転倒評価

放水路浄化装置およびそれを搭載しているトレーラーの転倒評価については、モバイル式処理装置と同一であり、モバイル式処理装置の結果を以下に示す。地震による転倒モーメントと自重による安定モーメントを算出し、それらを比較することで転倒評価を行った。評価の結果、地震による転倒モーメントは自重による安定モーメントより小さいことから、転倒しないことを確認した（表－3）。



- m : 機器質量
- g : 重力加速度
- H : 据付面からの重心までの距離
- L : 転倒支点から機器重心までの距離
- C_H : 水平方向設計震度 (0.36)

地震による転倒モーメント： $M_1[N \cdot m]=m \times g \times C_H \times H$

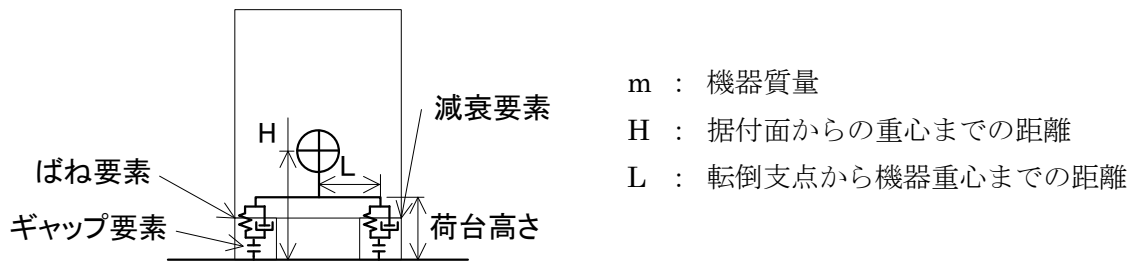
自重による安定モーメント： $M_2[N \cdot m]=m \times g \times L$

表－3 モバイル処理装置耐震評価結果

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	算出値	許容値	単位
モバイル式処理装置 (吸着塔，トレーラー)	本体	転倒	0.36	251	624	kN・m

また、モバイル式処理装置の時刻歴解析による耐震性確認について、過去に電源車（モバイル式処理装置と同様に車両上に機器を設置）で実施した評価と比較した。

電源車の解析モデルは、コンテナと車両を一体とし、評価は、ばね要素、減衰要素およびギャップ要素を地表面と荷台高さとの間に配置している。実車両を模擬し、本車両転倒解析モデルを構築する場合、転倒評価に用いる重心位置最大応答角は、重心位置と荷台を結ぶ剛体要素の角度差より求まることから、荷台高さを回転中心とした。



電源車の耐震評価結果とモバイル式処理装置形状比較は以下のとおり。

表-4 電源車の耐震評価結果

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	重心位置 最大応答 回転角 (deg)	最大安定 傾斜角 (deg)	裕度
電源車	本体	転倒	1.00	11.0	30	2.72

- ・電源車の転倒に対する裕度は充分にある

表-5 モバイル式処理装置（吸着塔，トレーラー）と電源車の形状比較

機器名称	H (m)	L (m)	H/L
モバイル式処理装置	1.630	1.465	1.113
電源車	1.181	0.923	1.280

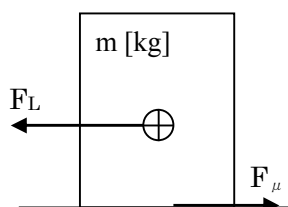
- ・モバイル式処理装置と電源車の形状は、モバイル式処理装置の方が安定している。
m : 機器質量
H : 据付面からの重心までの距離
L : 転倒支点から機器重心までの距離

電源車の耐震性評価においては支配的な基準地震動を選定しており、その水平方向の最大応答加速度（重心位置）は約 800gal である。これに対して、福島第一原子力発電所の水平方向の最大応答加速度（T.P.約 8.5m）は約 500gal と小さい。

以上のことから、過去に実施した電源車の転倒評価には十分な裕度があること、形状はモバイル式処理装置の方が安定していること、水平方向の加速度は電源車評価時に比べ小さいことから、モバイル式処理装置の耐震性は十分に確保されているものと考えられる。

b. 放水路浄化装置（吸着塔，トレーラー）の滑動評価

地震時の水平荷重によるすべり力と接地面の摩擦力の大きさを比較することにより吸着塔とトレーラー間の滑動評価を行った。表-6に示すように，すべり力より接地面の摩擦力が大きいことから，吸着塔とトレーラー間の滑動はないことを確認した。



- m : 機器質量
- g : 重力加速度
- C_H : 水平震度 (0.36)
- μ : 摩擦係数 (ゴム/鋼:0.9)

地震時の滑り力： $F_L = m \times g \times C_H$

接地面の摩擦力： $F_{\mu} = m \times g \times \mu$

表-6 放水路浄化装置の滑動評価

働く力	算出式	算出値[kN]
地震時のすべり力 F_L	$m \times g \times C_H$	56
接地面の摩擦力 F_{μ}	$m \times g \times \mu$	141

1.3 地震及び津波への対応

1.3.1 地震への対応

1.3.1.1 機器の対応

原子炉圧力容器・格納容器注水設備，原子炉格納容器内室素封入設備，使用済燃料プール設備，原子炉圧力容器・格納容器ホウ酸水注入設備，汚染水処理設備等及び電気系統設備は，地震により想定されるリスクを評価しており，機能喪失時の代替手段を定めている。

1.3.1.2 建屋の対応

対象設備は，燃料を内包する建屋（1～6号機原子炉建屋，運用補助共用施設共用プール棟）及び地下に滞留水を貯留する建屋（1～4号機原子炉建屋，1～4号機タービン建屋，1～4号機廃棄物処理建屋，1～4号機コントロール建屋，プロセス主建屋，高温焼却炉建屋）とする。

(1) 1～6号機原子炉建屋

1～6号機原子炉建屋の損傷状況や温度上昇等を考慮した，基準地震動 S_s による耐震安全性評価を実施し，耐震壁及び使用済燃料プール躯体が終局状態に至らないことを確認している。^{*1}

- ※ 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及び補強等に関する検討に係る報告書(その1)
(東京電力株式会社，平成23年5月28日)
- 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及び補強等に関する検討に係る報告書(その1)
(追補版)(改訂2)(東京電力株式会社，平成24年12月25日)
- 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及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)
- 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及び補強等に関する検討に係る報告書(その3)
(東京電力株式会社，平成23年8月26日)
- 福島第一原子力発電所1～4号機本館建物の基準地震動 S_s に対する耐震安全性評価について(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5-1)

(2) 運用補助共用施設共用プール棟

運用補助共用施設共用プール棟の耐震壁および使用済燃料共用プール躯体について，基準地震動 S_s による耐震安全性評価を実施し，問題ないことを確認している(Ⅱ.2.12 参照)。

(3) プロセス主建屋及び高温焼却炉建屋

プロセス主建屋及び高温焼却炉建屋について，基準地震動 S_s に対する地下滞留水を考慮した地震応答解析を実施し，地下外壁のせん断ひずみが弾性範囲内であることを確認している。^{*2, 3}

※2：プロセス主建屋への移送に関する報告書（東京電力株式会社，平成23年4月18日）

※3：プロセス主建屋及び雑固体廃棄物減容処理建屋（以下，高温焼却炉建屋）への移送に関する報告書（東京電力株式会社，平成23年5月15日）

(4) 地下に滞留水を貯留する1～4号機原子炉建屋，1～4号機タービン建屋，1～4号機廃棄物処理建屋及び1～4号機コントロール建屋

1～4号機原子炉建屋について，基準地震動 S_s に対する地下滞留水を考慮した地震応答解析を実施し，地下外壁が終局状態に至らないことを確認している（1～3号機についてはⅡ.2.6，4号機については添付資料-3参照）。

また，1～4号機タービン建屋，1～4号機廃棄物処理建屋及び1～4号機コントロール建屋について，それぞれ代表号機を選定した上で，基準地震動 S_s に対する地下滞留水を考慮した地震応答解析を実施し，地下外壁が終局状態にいたらないことを確認している。また，代表号機以外については，代表号機の評価結果を踏まえ，建屋の類似性等を考慮して，耐震安全性を評価し，問題ないことを確認している。ここで，代表号機は滞留水の容量が最大の号機とする。（Ⅱ.2.6参照）

(5) 1～4号機原子炉建屋の点検について

1～4号機原子炉建屋について，作業安全性が確認された時点で，点検を実施する。

4号機原子炉建屋の点検は，使用済燃料プールと原子炉ウエルの水位測定，ひび割れ調査，建屋の垂直性の確認，コンクリートの強度確認を行う。このうち，使用済燃料プールと原子炉ウエルの水位測定とひび割れ調査は4回/年，建屋の垂直性の確認とコンクリートの強度確認は1回/年，プール燃料取り出し完了まで実施する。なお，プール燃料取り出し完了後は，建物耐久性維持の観点から必要な点検を実施する。

放射線量が高く，建屋内への進入が困難である1～3号機原子炉建屋については，遠隔操作装置等による点検手法を検討の上，点検を実施する。

1.3.1.3 その他の対応

(1) 1/2号機共用排気筒の解体について

1/2号機共用排気筒は，震災後の点検で一部の部材に損傷が確認されたことから，耐震上の裕度を向上させるため，排気筒の上部を解体する。

1.3.2 津波への対応

1.3.2.1 アウターライズ津波を想定した対応

過去に福島沖のアウターライズで大規模な地震・津波が発生したことは知られていないものの，東北地方太平洋沖地震の影響によってアウターライズにおける地震の発生が専門家によって指摘されていることから（L a y e t a l.（2011）等），福島沖のア

ウターライズにおける地震に伴う津波を想定する。

津波の評価にあたって想定する地震規模については、日本海溝でのアウターライズ地震の既往最大規模は1933年昭和三陸地震（ M_w 8.4）であるが、ここでは、より安全側の評価としてプレート境界で発生した地震ではあるものの、三陸沖で過去に発生した最大規模の地震として1611年慶長三陸地震の地震規模 M_w 8.6を採用する。

また、評価にあたっては、波源の断層パラメータの不確かさを考慮することとし、断層の位置、走向を変化させ、発電所の津波高さが最大となる場合を想定する。

上記解析の結果、発電所港湾内から敷地（1～4号機側T. P. 約+8.5 m, 5・6号機側T. P. +約11.5 m）への遡上は確認されないものの、敷地南東側から1～4号機側敷地（T. P. +約8.5 m）への遡上が確認された。このため、敷地の南東部に仮設防潮堤を設置することとし、これをモデル化した数値解析を実施した。その結果、仮設防潮堤により敷地への遡上を防ぐことができることを確認したことから、敷地の南東部に仮設防潮堤を設置した。（添付資料-1）

1.3.2.2 アウターライズ津波を超える津波を想定した対応

(1) 機器の対応

原子炉压力容器・格納容器注水設備、原子炉格納容器内窒素封入設備、使用済燃料プール設備、原子炉压力容器・格納容器ホウ酸水注入設備、汚染水処理設備等及び電気系統設備は、津波により想定されるリスクを評価しており、機能喪失時の代替手段を定めている。

また、5・6号機については、津波により想定されるリスクを評価しており、機能喪失時の代替手段を定めている。

(2) 建屋の対応

対象設備は、燃料を内包する建屋（1～4号機原子炉建屋、運用補助共用施設共用プール棟）及び地下に滞留水を貯留する建屋（1～4号機原子炉建屋、1～4号機タービン建屋、1～4号機廃棄物処理建屋、1～4号機コントロール建屋、プロセス主建屋、高温焼却炉建屋）とする。

平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による津波に対し、1～4号機原子炉建屋、1～4号機タービン建屋、1～4号機廃棄物処理建屋、1～4号機コントロール建屋、運用補助共用施設共用プール棟、プロセス主建屋及び高温焼却炉建屋について、津波による外壁や柱等の構造躯体に有意な損傷は確認されていない。

なお、地下に汚染水が貯留する建屋について、現場の状況等を勘案し、津波襲来時の地下からの汚染水流出防止を目的に、建屋開口部の閉塞等、低減対策を実施していく。

また、5・6号機については、平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による津波に対し、5・6号機原子炉建屋、5・6号機タービン建屋、5・6号機廃棄物処理建屋、5・6号機コントロール建屋について、津波による外壁や柱等の構造躯体に有

意な損傷は確認されていない。

1.3.2.3 今後の対応

原子力発電所で想定すべき津波については、東北地方太平洋沖地震を踏まえ、現在国によって検討が行われており、これら状況を注視しつつ必要に応じて今後の津波に対する安全性評価及び対策へ反映していく。

1.3.3 添付資料

- 添付資料－1 アウターライズ津波を想定した対策
- 添付資料－2 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及び補強等に関する検討に係る報告書（その1）（東京電力株式会社，平成23年5月28日）
- 添付資料－3 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及び補強等に関する検討に係る報告書（その1）（追補版）（改訂2）（東京電力株式会社，平成24年12月25日）
- 添付資料－4 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及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）
- 添付資料－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及び補強等に関する検討に係る報告書（その3）（東京電力株式会社，平成23年8月26日）
- 添付資料－6 福島第一原子力発電所1～4号機本館建物の基準地震動 S_s に対する耐震安全性評価について（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5－1）
- 添付資料－7 福島第一原子力発電所4号機原子炉建屋健全性確認のための定期点検頻度の見直しについて（東京電力株式会社，平成26年5月2日，特定原子力施設監視・評価検討会（第21回）参考6）
- 添付資料－8 福島第一原子力発電所1/2号機共用排気筒の上部解体について

アウターライズ津波を想定した対策

1. 仮設防潮堤（フィルターユニット）の設置

アウターライズ津波への対策としての仮設防潮堤は、切迫性の高いとされる津波に対する緊急的な対策として、平成23年6月末に設置完了している。

仮設防潮堤については、今回の地震により地盤が沈下した量（約0.7m）も加味し、T. P. + 8.5m盤各所において想定されたアウターライズ津波の高さに対して求められた浸水深さに対して必要な防潮堤高さを設定し、総延長約400mの仮設防潮堤を構築した。

設計では、砕石を詰めた1段0.6mの高さの堤体（フィルターユニットエコグリーン）を津波浸水深と津波の衝撃波力に抵抗できる規模（高さとせん断抵抗が必要な堤体敷幅）まで積み上げた（最大T. P. + 12.7m）。

津波の衝撃波力*については、防潮堤がない場合の進行波の浸水深の3倍の静水深による水圧を仮設防潮堤の前面に作用させ、各断面（最大7段積：T. P. + 12.7mの高さまで）での津波波力に対する抵抗力を求め、全ての断面形状での堤体のすべりに対する安全性を確認している。また、仮設防潮堤の前面は、遮水材（CVスプレー）により覆われており遮水効果も有している。

以上のことから、アウターライズ津波を想定しても、仮設防潮堤によりT. P. + 8.5m盤への海水の浸入は防止でき、各設備・施設の機能は維持される。

※：津波波力の算定については、「朝倉ほか(2000)」、「津波避難ビル等に係るガイドライン(2005)内閣府」による。

堤体（フィルターユニット）の耐久性については、メーカーにて耐候性、耐薬品性等の促進試験を実施しており、国内本設工事（耐用年数30年）に適用実績があることを確認している。遮水材（CVスプレー）についても、メーカーにて実施した促進試験により、30年以上の耐候性を確認している。

以下に仮設防潮堤の安定性検討結果を示す。

本資料に記載の標高は、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

1.1 検討条件

仮設防潮堤は、砕石を詰めた1段0.6m高さのフィルターユニットを所定の高さ（後述 T. P. +10.9m～12.7m）まで積み上げた構造である。安定性検討に使用するフィルターユニット諸元は表-1の通りである。

表-1 フィルターユニット諸元

フィルターユニット形状	幅 2.4m×長さ 2.4m×高さ 0.6m
フィルターユニット材質	ポリエステル, 25mm 目
内容物	砕石 (50mm～250mm)
フィルターユニット気中重量	39.2kN/個
フィルターユニット間の摩擦係数*	0.8
フィルターユニットと地盤面の摩擦係数*	0.6

*摩擦係数について

フィルターユニットの摩擦係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」(H19.7)に示される静止摩擦係数の特性値に基づいて設定する。

表-9.1 静止摩擦係数の特性値

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7～0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)～0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

港湾の施設の技術上の基準・同解説 (H19.7) 上巻より抜粋・一部改変

仮設防潮堤の高さ、設計用津波高さを表-2にまとめる。

仮設防潮堤の高さは、津波対策ありの条件において算定される津波高さを上回るように設定している(図-1*)。例えば、最大津波高さ(T. P. +12.694m)となる箇所では、フィルターユニット7段積、高さT. P. +12.7mの仮設防潮堤を設定している。

仮設防潮堤に対する波力を決定するための設計用津波高さには、進行波の水深を使用している。具体的には、図-2*に示した津波対策なしの条件において算定される進行波の水深より、T. P. 8.5m盤の最大浸水深を設計用津波高さとして使用している。

* : 福島第一・福島第二原子力発電所におけるアウトサイズ津波対策(平成24年4月27日, 地震・津波に関する意見聴取会(津波関係), 地震・津波(津波)1-4)

本資料に記載の標高は、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

表-2 仮設防潮堤の高さと設計用津波高さ

断面形状	高さ	設計用津波高さ (仮設防潮堤がない場合 の進行波の水深)
4段積	T.P. +10.9m	1.40 m
5段積	T.P. +11.5m	1.29 m
6段積	T.P. +12.1m	2.22 m
6段積 (コーナー)	T.P. +12.1m	2.36 m
7段積	T.P. +12.7m	2.20 m

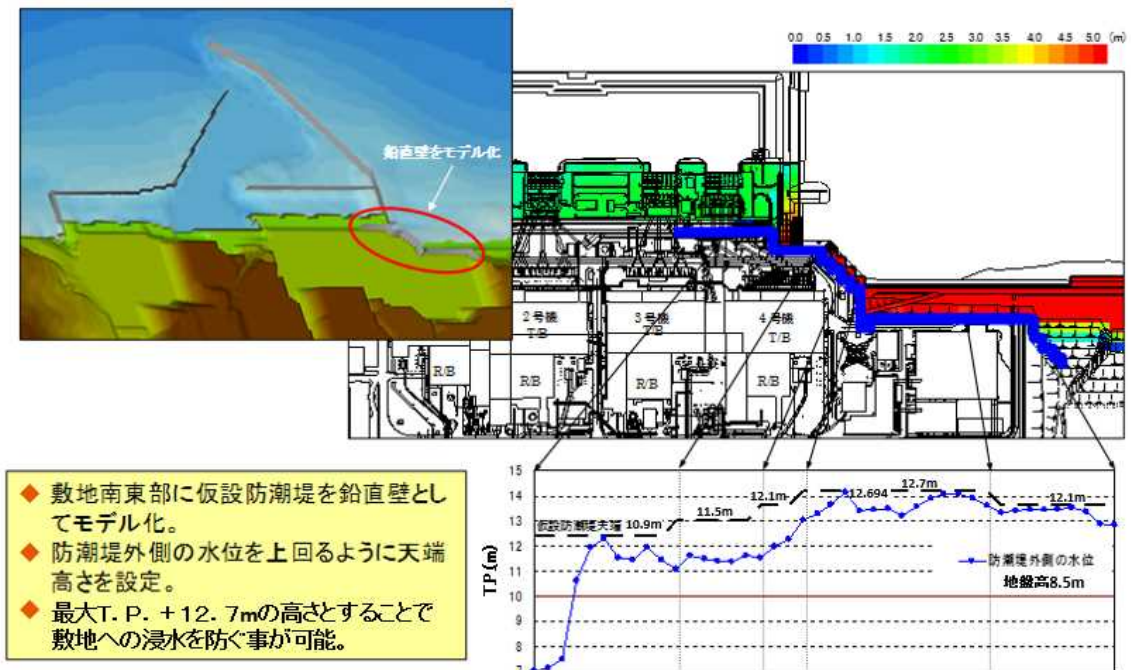
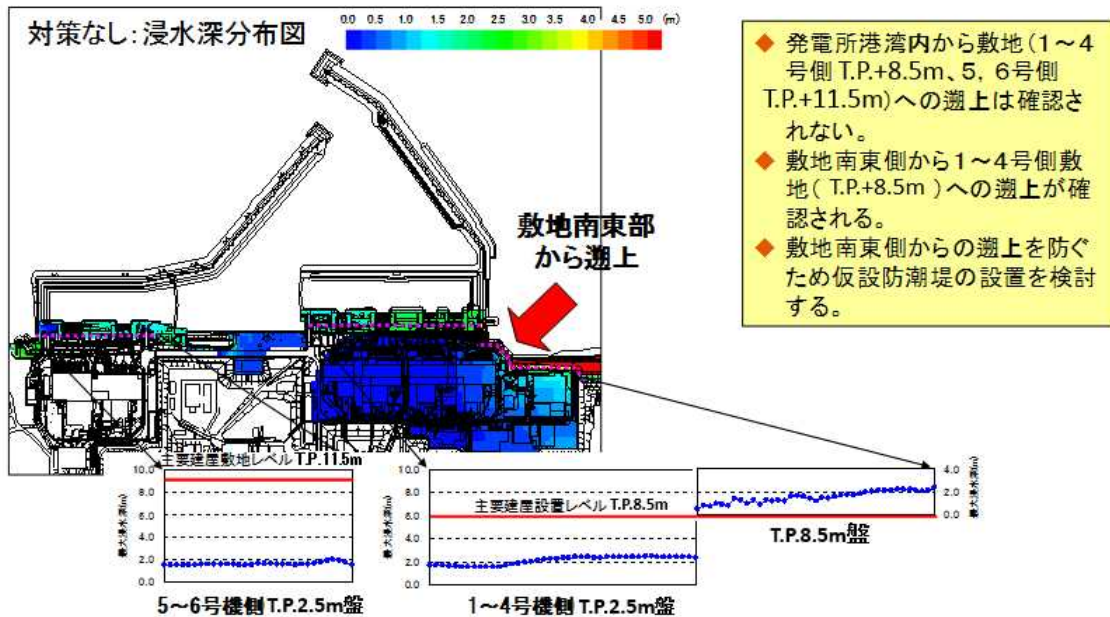


図-1 1 F 敷地南側における最大津波高さと仮設防潮堤高さの比較 (津波対策あり)

本資料に記載の標高は、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



初期潮位(朔望平均満潮位)H.W.L.= T.P.+0.763m, 東北地方太平洋沖地震による地盤沈下=0.662mを考慮

図-2 1F敷地南側T. P. 8. 5m盤沿いの最大浸水深(日本海溝寄りプレート内(正断層モデル)) 津波対策なし T. P. +8. 5mに対する浸水深を示す

津波波力に対する安定性検討(滑動, 転倒)では, 津波波圧として仮設防潮堤がないときの進行波の水深(最大浸水深)の3倍の静水圧*を設定する(図-3)。なお, 仮設防潮堤の海側には遮水材を施工し, 浸水を防止していることから, 浮力は発生しない。図-3は例として, 仮設防潮堤(7段積)の底部に対する滑動安定性評価を整理したものであり, 摩擦抵抗力(206kN)が波力(191kN)を上回ることから滑動しないことを示している。

*: 津波避難ビル等に係るガイドライン(2005 内閣府)

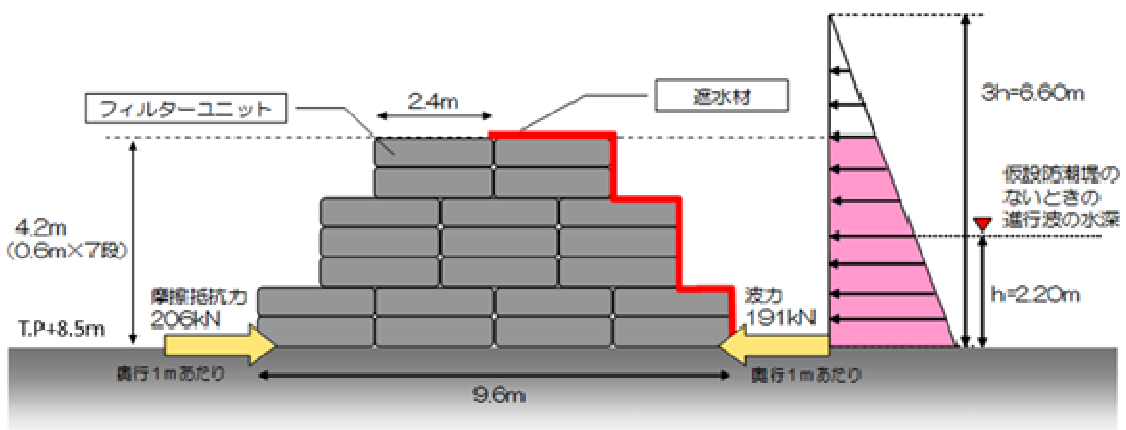


図-3 仮設防潮堤 津波波力の考え方(7段積の例)

本資料に記載の標高は, 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

地震については、水平震度0.3に対する安定性検討（滑動，転倒）を行う。また，地震に対する裕度についても検討する。

仮設防潮堤の断面形状，配置を図-4に示し，表-3に仮設防潮堤寸法をまとめる。

表-3 仮設防潮堤 寸法一覧

断面形状	高さ	底盤幅	重心高さ
4段積	2.40m	4.80m	1.20m
5段積	3.00m	7.20m	1.41m
6段積	3.60m	9.60m	1.59m
6段積（コーナー）	3.60m	9.60m	1.67m
7段積	4.20m	9.60m	1.81m

1.2 安定性の検討方法

津波波力に対する滑動安定性検討は、図-5の通り、各断面（検討位置）に対して、津波による波力およびフィルターユニットの摩擦抵抗力（水平耐力）をそれぞれ算定し、摩擦抵抗力が津波波力を上回っていることを確認する。また、転倒に対する安定性については、荷重合力の偏心量が底面のミドルサード内にあることを確認する。

地震についても同様に、滑動は図-5の各断面について摩擦抵抗力が地震力を上回ることを確認し、転倒は、荷重合力の偏心量が底面のミドルサード内にあることを確認する。

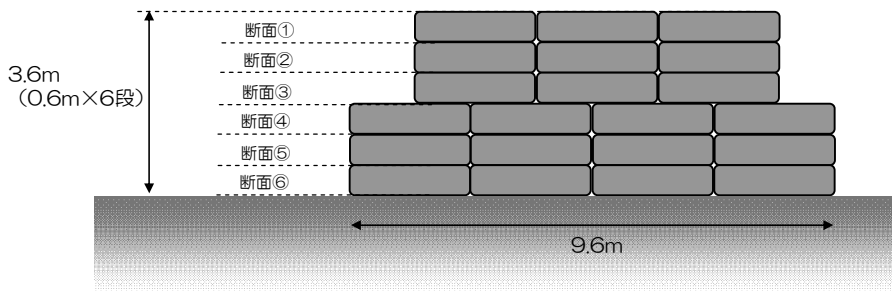


図-5 仮設防潮堤断面図（6段積（コーナー）の場合）

【津波波力に対する滑動安定性評価の計算例】

6段積（コーナー）断面③（図-6）について、計算例を示す。

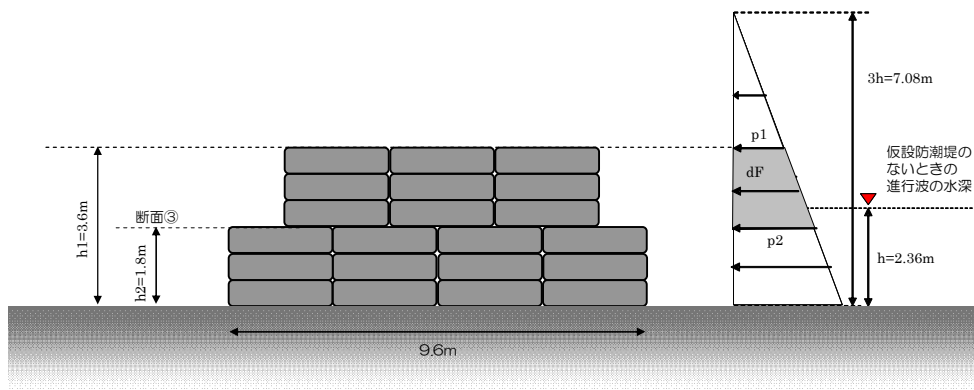


図-6 津波波力 滑動（仮設防潮堤6段積（コーナー）断面③の例）

○津波波力の算定

- ・ 仮設防潮堤 高さ 3.6m における波圧 (p1)

$$p1 = \rho g(3h - h1) = 1.03 \times 10^3 \times 9.8 \times (3 \times 2.36 - 3.6) = 35.1 \text{ kN/m}^2$$

ρ : 海水密度 ($1.03 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$), g : 重力加速度 (9.8 m/s^2),

h : 設計用津波高さ (2.36 m), $h1$: 仮設防潮堤高さ (3.6m)

- ・ 仮設防潮堤 高さ 1.8m (断面③) における波圧 (p2)

$$p_2 = \rho g(3h - h_2) = 1.03 \times 10^3 \times 9.8 \times (3 \times 2.36 - 1.8) = 53.3 \text{ kN/m}^2$$

ρ : 海水密度 ($1.03 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$), g : 重力加速度 (9.8 m/s^2),
 h : 設計用津波高さ (2.36 m), h_2 : 断面③高さ (1.8m)

- ・ 仮設防潮堤 高さ 1.8m (断面③) における単位奥行き (1m) あたりの波力 (dF)
 $dF = 0.5 \times (p_1 + p_2) \times (h_1 - h_2) = 0.5 \times (35.1 + 53.3) \times (3.6 - 1.8) = 79.6 \text{ kN/m}$

○ 摩擦抵抗力

検討位置の断面③に該当するフィルターユニットは 9 個
 フィルターユニット気中重量 : 39.2kN/個, フィルターユニット間の摩擦係数 : 0.8
 フィルターユニット寸法 : 2.4m (奥行 1 個当)

- ・ 摩擦抵抗力 (単位奥行き (1m) 当り) : $39.2 \times 9 \times 0.8 / 2.4 = 117.6 \text{ kN/m}$

○ 評価

摩擦抵抗力は津波波力を上回り滑動しない。

津波波力 (dF) 79.6 kN < 摩擦抵抗力 117.6 kN ○ K

【津波波力に対する転倒安定性評価の計算例】

6 段積 (コーナー) (図-7) について, 計算例を示す。

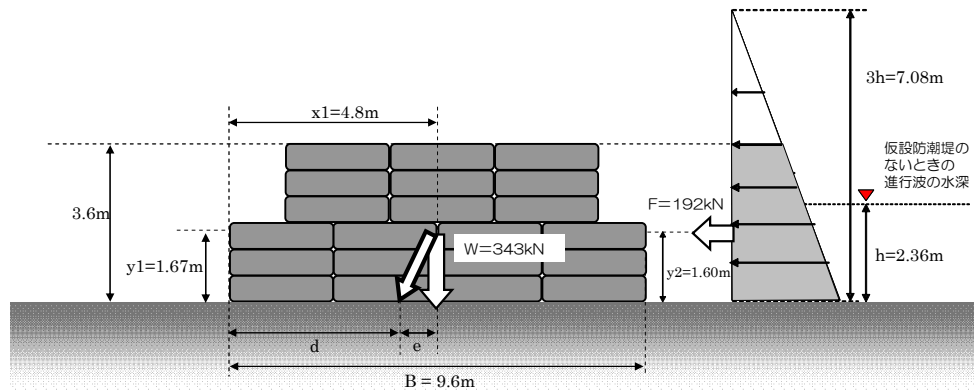


図-7 津波波力 転倒 (仮設防潮堤 6 段積 (コーナー) の例)

○ 荷重合力位置の算定

仮設防潮堤 6 段積 (コーナー) のフィルターユニット : 21 個
 フィルターユニット気中重量 : 39.2kN/個, フィルターユニット寸法 : 2.4m (奥行 1 個当)

単位奥行きあたりの仮設防潮堤重量 : $W = 39.2 \text{ (kN/個)} \times 21 \text{ (個)} / 2.4 \text{ (m)}$
 $= 343 \text{ kN/m}$

単位奥行きあたりの津波波力 : $F = 191.87 \text{ kN/m}$

仮設防潮堤重心高さ : $y_1 = 1.67\text{m}$, 仮設防潮堤重心距離 : $x_1 = 4.8\text{m}$

津波波力重心高さ : $y_2 = 1.5955\text{m}$

- ・ 抵抗モーメント : $M_r = W \times x_1 = 343 \times 4.8 = 1646.4 \text{ kNm}$
- ・ 転倒モーメント : $M_o = F \times y_2 = 191.87 \times 1.5955 = 306.1 \text{ kNm}$
- ・ 底面合力作用位置 : $d = (M_r - M_o) / W = (1646.4 - 306.1) / 343 = 3.91 \text{ m}$
- ・ 底面合力偏心量 : $e = B/2 - d = 4.80 - 3.91 = 0.89 \text{ m}$

○評価

荷重合力は底面のミドルサード内であり，転倒することはない。

底面合力偏心量： $e = 0.89 \text{ m} < B/6 = 9.60 / 6 = 1.60 \text{ m} \dots\dots\dots \text{OK}$

1.3 結果

表－4～7に検討結果を示す。

表－4 津波波力に対する滑動安定性検討結果

断面形状	津波波力	摩擦抵抗力	評価
4段積 (津波高さ h=1.40m)	断面①：13kN 断面②：29kN 断面③：49kN 断面④：73kN	断面①：26kN 断面②：52kN 断面③：78kN 断面④：78kN	○
5段積 (津波高さ h=1.29m)	断面①：7kN 断面②：18kN 断面③：32kN 断面④：50kN 断面⑤：72kN	断面①：26kN 断面②：65kN 断面③：105kN 断面④：144kN 断面⑤：137kN	○
6段積 (津波高さ h=2.22m)	断面①：20kN 断面②：44kN 断面③：72kN 断面④：103kN 断面⑤：138kN 断面⑥：177kN	断面①：26kN 断面②：65kN 断面③：105kN 断面④：144kN 断面⑤：196kN 断面⑥：186kN	○
6段積（コーナー） (津波高さ h=2.36m)	断面①：23kN 断面②：49kN 断面③：80kN 断面④：113kN 断面⑤：151kN 断面⑥：192kN	断面①：39kN 断面②：78kN 断面③：118kN 断面④：170kN 断面⑤：222kN 断面⑥：206kN	○
7段積 (津波高さ h=2.20m)	断面①：16kN 断面②：36kN 断面③：60kN 断面④：87kN 断面⑤：118kN 断面⑥：153kN 断面⑦：191kN	断面①：26kN 断面②：52kN 断面③：91kN 断面④：131kN 断面⑤：170kN 断面⑥：222kN 断面⑦：206kN	○

※ 単位奥行き（1m）あたりの津波波力、摩擦抵抗力として算出。

全ての断面において、津波波力に対する滑動安定性評価に問題はない。

底部（フィルターユニットと地盤面）の摩擦係数を0.6としていることから、滑動安定性は、全断面を通して底部が最も厳しい評価となる。

表-5 津波波力に対する転倒安定性検討結果

防潮堤断面	津波波力	偏心量	B/6	評価
4段積(8個) 底面幅B: 4.80m 重量: 130.7kN	津波高さ: 1.40m 津波波力: 73kN 波力重心高さ: 1.04m	0.58m	0.80m	○
5段積(14個) 底面幅B: 7.20m 重量: 228.7kN	津波高さ: 1.29m 津波波力: 72kN 波力重心高さ: 1.18m	0.37m	1.20m	○
6段積(19個) 底面幅B: 9.60m 重量: 310.3kN	津波高さ: 2.22m 津波波力: 177kN 波力重心高さ: 1.58m	0.90m	1.60m	○
6段積(コーナー)(21個) 底面幅B: 9.60m 重量: 343.0kN	津波高さ: 2.36m 津波波力: 192kN 波力重心高さ: 1.60m	0.89m	1.60m	○
7段積(21個) 底面幅B: 9.60m 重量: 343.0kN	津波高さ: 2.20m 津波波力: 191kN 波力重心高さ: 1.77m	0.99m	1.60m	○

※ 単位奥行き(1m)あたりの重量, 波力として記載。

全ての断面において, 津波波力に対する転倒安定性評価に問題はない。

仮設防潮堤の断面形状から重心位置が相対的に高くなるため, 4段積ケースの偏心量とB/6の比がやや大きい結果となる。

表-6 地震力に対する滑動安定性検討結果

断面形状	地震力	摩擦抵抗力	評価
4段積	断面①：10kN 断面②：20kN 断面③：29kN 断面④：39kN	断面①：26kN 断面②：52kN 断面③：78kN 断面④：78kN	○
5段積	断面①：10kN 断面②：25kN 断面③：39kN 断面④：54kN 断面⑤：69kN	断面①：26kN 断面②：65kN 断面③：105kN 断面④：144kN 断面⑤：137kN	○
6段積	断面①：10kN 断面②：25kN 断面③：39kN 断面④：54kN 断面⑤：74kN 断面⑥：93kN	断面①：26kN 断面②：65kN 断面③：105kN 断面④：144kN 断面⑤：196kN 断面⑥：186kN	○
6段積（コーナー）	断面①：15kN 断面②：29kN 断面③：44kN 断面④：64kN 断面⑤：83kN 断面⑥：103kN	断面①：39kN 断面②：78kN 断面③：118kN 断面④：170kN 断面⑤：222kN 断面⑥：206kN	○
7段積	断面①：10kN 断面②：20kN 断面③：34kN 断面④：49kN 断面⑤：64kN 断面⑥：83kN 断面⑦：103kN	断面①：26kN 断面②：52kN 断面③：91kN 断面④：131kN 断面⑤：170kN 断面⑥：222kN 断面⑦：206kN	○

※ 単位奥行き（1m）あたりの地震力、摩擦抵抗力として算出。

全ての断面において、地震力に対する滑動安定性評価に問題はない。

底部（フィルターユニットと地盤面）の摩擦係数を0.6としていることから、滑動安定性は、全断面を通して底部が最も厳しい評価となる。

仮設防潮堤を設計する上での支配的な荷重は津波波力となっていることから、水平震度0.3に対しては十分な余裕があり、摩擦係数から判断すれば、水平震度0.6までの安定性は確保することができる。

表-7 地震力に対する転倒安定性検討結果

防潮堤断面	地震力	偏心量	B/6	評価
4段積(8個) 底面幅 B : 4.80m 重量 : 130.7kN	地震力 : 39kN 重心高さ : 1.20 m	0.36m	0.80m	○
5段積(14個) 底面幅 B : 7.20m 重量 : 228.7kN	地震力 : 69kN 重心高さ : 1.41m	0.42m	1.20m	○
6段積(19個) 底面幅 B : 9.60m 重量 : 310.3kN	地震力 : 93kN 重心高さ : 1.59m	0.48m	1.60m	○
6段積(コーナー)(21個) 底面幅 B : 9.60m 重量 : 343.0kN	地震力 : 103kN 重心高さ : 1.67m	0.50m	1.60m	○
7段積(21個) 底面幅 B : 9.60m 重量 : 343.0kN	地震力 : 103 kN 重心高さ : 1.81 m	0.54m	1.60m	○

※ 単位奥行き(1m)あたりの重量,地震力として記載。

全ての断面において,地震力に対する転倒安定性評価に問題はない。

仮設防潮堤の断面形状から重心位置が相対的に高くなるため,4段積ケースの偏心量とB/6の比がやや大きい結果となる。

偏心量とB/6の関係を考えれば,4段積ケースにおいて水平震度0.67とした場合に,偏心量がミドルサード(B/6)を上回る結果となる。地震動に対する滑動安定性評価(表-6)と併せて考えれば,仮設防潮堤フィルターユニットの安定性評価においては,水平震度0.6まで問題は生じないものと考えることができる。

2. トレンチの閉塞

2号機及び3号機の海水配管トレンチ及び電源ケーブルトレンチについては、平成23年4月2日及び5月11日の海域への汚染水流出において、タービン建屋からの経路となったことから、海域への汚染水流出防止措置として、平成23年6月までにT. P. 2. 5m盤の開口部（ピット、トレンチ立坑入口）の閉塞を完了している。

平成24年1月から実施したトレンチ等内部点検において、溜まり水の放射性物質濃度（Cs）が $10^2 \sim 10^3 \text{ Bq/cm}^3$ レベルであった2号機及び3号機ポンプ室循環水ポンプ吐出弁ピットのうち2号機ポンプ室循環水ポンプ吐出弁ピットの水移送及び充填作業を平成24年4月29日に完了した。また、3号機ポンプ室循環水ポンプ吐出弁ピットの水移送及び充填作業を平成24年5月28日に完了した。

このことから、アウターライズ津波により、高レベル汚染水が滞留している海水配管トレンチや電源ケーブルトレンチ等に海水が流入し、汚染水が溢水することはないと考えている。

以 上

本資料に記載の標高は、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

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)

修正反映版

平成23年5月

東京電力株式会社

目次

1. はじめに
2. 耐震安全性評価に関する検討方針
3. 耐震安全性評価に関する検討結果
4. 耐震補強工事等の対策に関する検討結果
5. まとめ

添付資料－1：1号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

添付資料－2：「福島第一原子力発電所第1号機における燃料域上部まで原子炉格納容器を
水で満たす措置の実施に係る報告書」（平成23年5月5日）からの一部抜
粋

添付資料－3：4号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
（質点系モデルによる時刻歴応答解析による評価）

添付資料－4：4号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
（3次元FEM解析による局部評価）

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）

1. はじめに

本報告書は、「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67条第1項の規定に基づく報告の徴収について」（平成23年4月13日）に基づき、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に関する検討を実施した結果を報告するものである。

今回の（その1）では、評価結果がまとまった1号機及び4号機を先行して報告するものであり、その他の号機については評価結果がまとまった時点で改めて報告する予定である。

2. 耐震安全性評価に関する検討方針

(1) 1号機の原子炉建屋

1号機の原子炉建屋については、東北地方太平洋沖地震の翌日である3月12日に水素爆発とみられる事象により、5階のオペレーティングフロアより上部が破損した。一方で、3号機や4号機とは異なり5階以下の破損はみられない。このような破壊形式に至ったのは、1号機は5階以上が鉄骨構造に鋼板を取り付けた構造形式であり、内圧に対して壁の部分が非常に脆弱であったためと推定しており、この部分が先行破壊して内圧を開放したことにより、5階より下の構造はほぼ健全な状態を維持していると評価した。この情報を質点系モデルに反映し、基準地震動 S_s による時刻歴応答解析を実施し、耐震壁がせん断破壊する終局状態に至るかかどうかについて検討することとした。

(2) 4号機の原子炉建屋

4号機の原子炉建屋は、3月15日に破損していることが確認された。4号機については、破損が生じた時の映像が無いことなどから、どのようなプロセスで破損に至ったのか現段階では必ずしも特定されていない。1号機とは構造形式が異なり鉄筋コンクリート構造であり、内圧に対して壁の抵抗力が大きかったためと推定されるが、柱と梁のフレーム構造と屋根トラスを残して、屋根スラブと壁の大半が失われており、さらに4階の壁の大部分と、3階の一部の壁が破損している。このように、4号機については、1号機と異なり5階以下の壁も破損しているため、この情報を質点系モデルに反映し、基準地震動 S_s による時刻歴応答解析を実施し、耐震壁がせん断破壊する終局状態に至るかかどうかについて全体評価を行うこととした。

その後、使用済燃料プールを含めた3次元FEM解析により局部評価を行うこととし、時刻歴応答解析により得られた最大値を地震荷重として入力し、温度荷重などその他の荷重と組み合わせた評価を行うこととした。

3. 耐震安全性評価に関する検討結果

(1) 1号機の原子炉建屋

基準地震動 S_s を用いた時刻歴応答解析を実施した結果、残存している5階以下の耐震壁に発生するせん断ひずみは最大でも 0.12×10^{-3} であり、評価基準値である 4×10^{-3} を大きく下回っており、十分な安全性を有しているものと評価している（結果的にはおおむね弾性範囲と言える状態であった。）。したがって、耐震安全上重要な設備である「原子炉圧力容器」、「原子炉格納容器」、「使用済燃料プール」などに影響を及ぼすおそれはないものと評価している。

(添付資料-1)

さらに、5月5日に報告済みの「福島第一原子力発電所第1号機における燃料域上部まで原子炉格納容器を水で満たす措置の実施に係る報告書」からの一部を引用するが、格納容器を水で満たした場合の結果と今回の解析結果はそれほど大きく異なるものではない。このことは、原子炉建屋における重量分布が多少変化したとしても、その影響は小さいことを示しているものと考えられる。また、現段階で原子炉格納容器の水は目標水位レベルには達していないが、特に問題が生じることはないものと考えられる。

(添付資料-2)

(2) 4号機の原子炉建屋

基準地震動 S_s を用いた時刻歴応答解析を実施した結果、残存している5階以下の耐震壁に発生するせん断ひずみは最大でも 0.17×10^{-3} であり、評価基準値である 4×10^{-3} を大きく下回っており、十分な安全性を有しているものと評価している（結果的にはおおむね弾性範囲と言える状態であった。）。したがって、耐震安全上重要な設備である「原子炉圧力容器」、「原子炉格納容器」、「使用済燃料プール」などに影響を及ぼすおそれはないものと評価している。

(添付資料-3)

3次元FEM解析による局部評価結果としては、次のような評価を行った。

- ・ 基準地震動 S_s によって作用する地震荷重とその他の荷重を組み合わせた結果、使用済燃料プールにおいて鉄筋の最大ひずみは 1230×10^{-6} であり、評価基準値

である塑性限界ひずみの 5000×10^{-6} に対して十分余裕がある（結果として、解析上の弾性限界ひずみの 1683×10^{-6} よりも小さい。）。また、面外せん断力において最も余裕が少ない部位での発生応力は 800 (N/mm) であり、評価基準値である 1150 (N/mm) に対して十分余裕がある。

- ・ 爆発によって、残存する床や壁にひび割れが生じ、剛性低下があったと仮定したパラメータスタディの結果によると、使用済燃料プールの評価結果に大きな差異は生じなかった。
- ・ 4階で火災があった可能性が高く、その火災エリアにおいてはコンクリート表面から結晶水が失われ、部分的な剛性低下があったと仮定したパラメータスタディの結果によると、使用済燃料プールの評価結果に大きな差異は生じなかった。
- ・ 現在の使用済燃料プールの水温は 90°C 程度であり、外気温は低い場合でも 10°C と仮定した解析を標準としているが、冬までこの状態が継続した場合を考えて、水温が 100°C で外気温が 0°C としたパラメータスタディを実施した。この場合には標準ケースよりも余裕が少なくなるものの、評価基準値に対しては十分な余裕を確保していることを確認した。

(添付資料-4)

4. 耐震補強工事等の対策に関する検討結果

(1) 1号機の原子炉建屋

耐震安全性評価の結果として、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所は無かったことから、現段階では緊急的な耐震補強工事等の対策は考えていない。また、現段階では建物内部の線量レベルが高いことから立入が難しいという面もある。今後、環境改善が進み建物内部の線量レベルが作業を行うのに十分な程度に低減された場合には、余裕度向上の観点からの補強工事を行うことも考慮にいて、検討に取り組んでいくこととする。なお、5階以上に残存している鉄骨部分に関しては、今後環境改善が進み使用済燃料プールからの燃料取り出しを行う段階になった場合などには、使用済燃料への影響を踏まえた対策の検討を行うこととする。

(2) 4号機の原子炉建屋

耐震安全性評価の結果として、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所は無かったことから、現段階では緊急的な耐震補強工事等の対策は考えていない。ただし、4号機の原子炉建屋の1階と2階については、比較的線量レベルが低かったことから、使用済燃料プールの底部において裕度向上を目的とした補強工事を計画し、現段階では準備工事を実施中である。この補強工事の効果について、3次元 FEM 解析による

局部評価のモデルに取り込んで評価を行った結果、余裕度の向上に寄与していることを確認した。なお、5階以上に残存している鉄筋コンクリート構造の架構と鉄骨構造の屋根トラスに関しては、今後環境改善が進み使用済燃料プールからの燃料取り出しを行う段階になった場合などには、使用済燃料への影響を踏まえた対策の検討を行うこととする。

(添付資料-4)

5. まとめ

本報告書においては、1号機の原子炉建屋及び4号機の原子炉建屋について耐震安全性評価を実施し、安全性に問題がないことを確認した。なお、現在4号機において実施中の使用済燃料プールの底部における補強工事についての効果が確認された。今後は、5階以上が大きく損傷し、5階以下の壁もかなり損傷している3号機の評価がまとまった時点で、追加報告を行う予定である。

添付資料－ 1 : 1号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

1. 解析評価方針

水素爆発等による損傷に伴う原子炉建屋の構造への影響及び耐震性評価は、基準地震動 Ss を用いることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。なお、基準地震動 Ss-3 については、基準地震動 Ss-1 及び Ss-2 の応答結果に比べて、過去の計算例（付録 1-1 参照）から明らかに小さいことが分かっているため、今回の検討では省略することとする。

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げおよびせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。

1号機原子炉建屋については、地震後の津波によって原子炉の冷却機能が喪失し、水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。ここでは、原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し、損傷状況を地震応答解析モデルに反映することとする。

原子炉建屋の構造への影響及び耐震性の評価は、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た耐震壁のせん断ひずみと、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) との比較により行う。

なお、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対しては、水平方向の地震力が支配的であり、鉛直方向の地震力の影響は少ないことから、地震応答解析は水平方向のみ実施する。

1号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を、図-1.1 に示す。

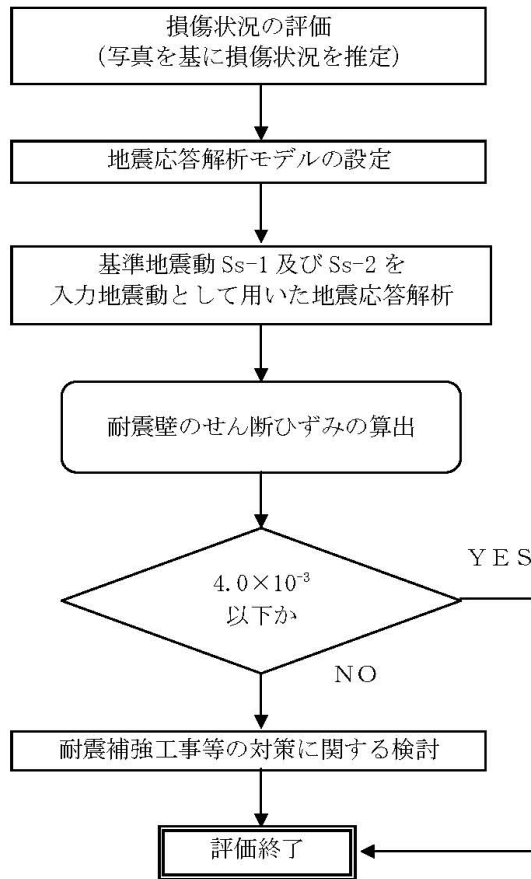


図-1.1 1号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

2. 損傷状況の評価

1号機原子炉建屋については、地震後の津波によって原子炉の冷却機能が喪失し、水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し、損傷状況を地震応答解析モデルに反映することとする。また、外観写真から判断できない部位については、建屋内の調査結果等の現状で得られている情報に基づいて、損傷の有無を評価した。

各部位の損傷状況評価の考え方を下記に示す。

a. 外壁・屋根トラス

外観の写真から損傷を確認できるオペレーティングフロアより上の外壁・屋根トラスについては、損傷部位として評価した。なお、オペレーティングフロアより下部の外壁については、写真より損傷が確認できないため、損傷は無いものと評価した（図-2.1）。なお、写真は3月24日に撮影されたものを参考としているが、その後も外壁が崩落する等の変化は確認されていない。

b. その他部位

オペレーティングフロアより下部の外壁については損傷が確認されていないことから、オペレーティングフロアより下部の内壁等の部位についても損傷が無いものと評価した。



東面



西面



南面



北面

図-2.1 外壁の状況

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. 解析に用いる入力地震動

1号機原子炉建屋への入力地震動は、「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」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s-1 及び S_s-2 を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図-3.1 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、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置 (O.P. -196.0m) における基準地震動 S_s-1 及び S_s-2 の加速度波形について、図-3.2 に示す。

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

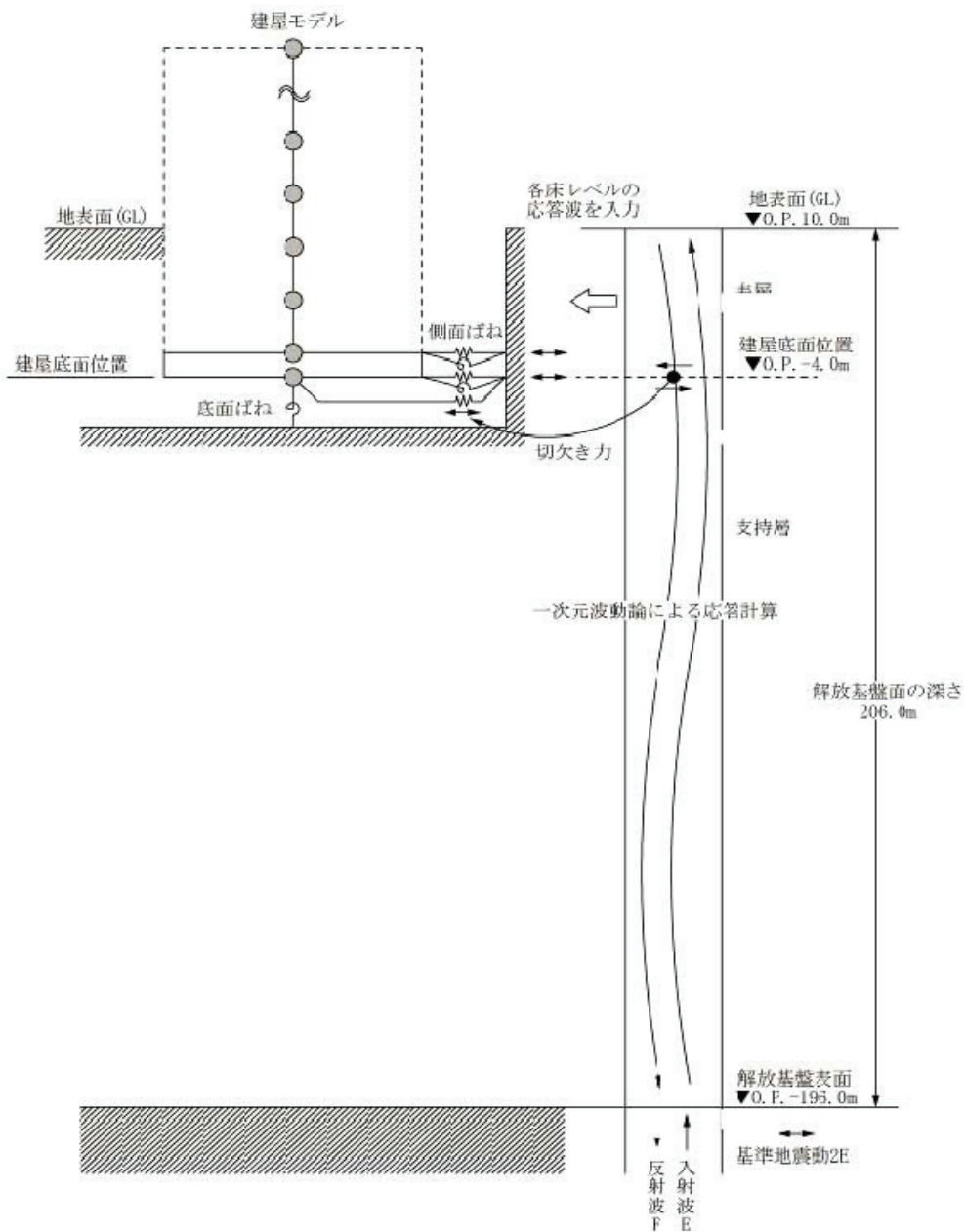


図-3.1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

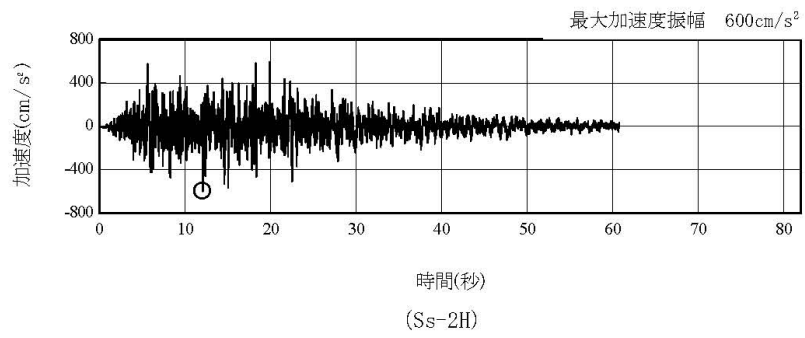
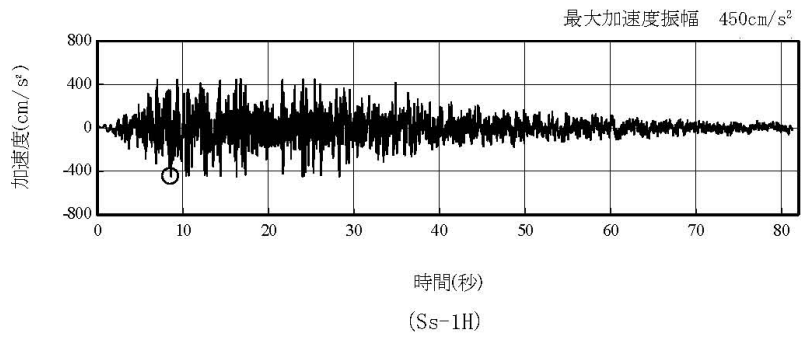


図-3.2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

4. 地震応答解析モデル

基準地震動 S_s に対する原子炉建屋の地震応答解析は、「3. 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

本検討では、「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(改訂版)」(原管発官 21 第 110 号 平成 21 年 6 月 19 日付け)にて作成した地震応答解析モデルを基に、次の項目について修正を加え、新たな地震応答解析モデルを構築することとしている。

1号機原子炉建屋については、地震後の津波によって原子炉の冷却機能が喪失し、水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷していることから、「2. 損傷状況の評価」で評価した損傷状況を基に解析モデルを作成する。なお、オペレーティングフロア上部の損傷した鉄骨フレーム及び屋根はモデル化しないこととし、崩れた部分の重量は下階の床で支持されていると仮定する。1号機原子炉建屋の損傷状況(立面図)を図-4.1に、損傷状況(平面図)を図-4.2に示す。

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

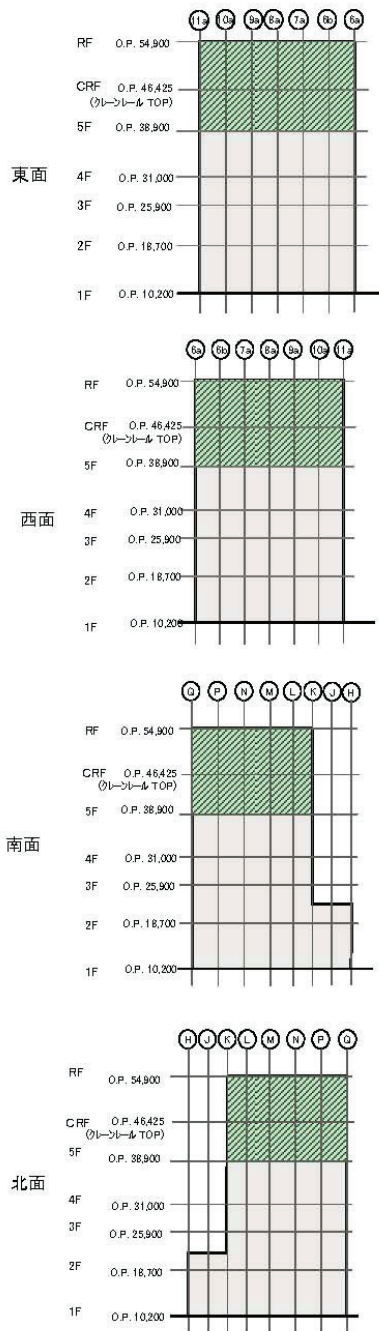


図-4.1 1号機原子炉建屋の損傷状況（立面図）

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

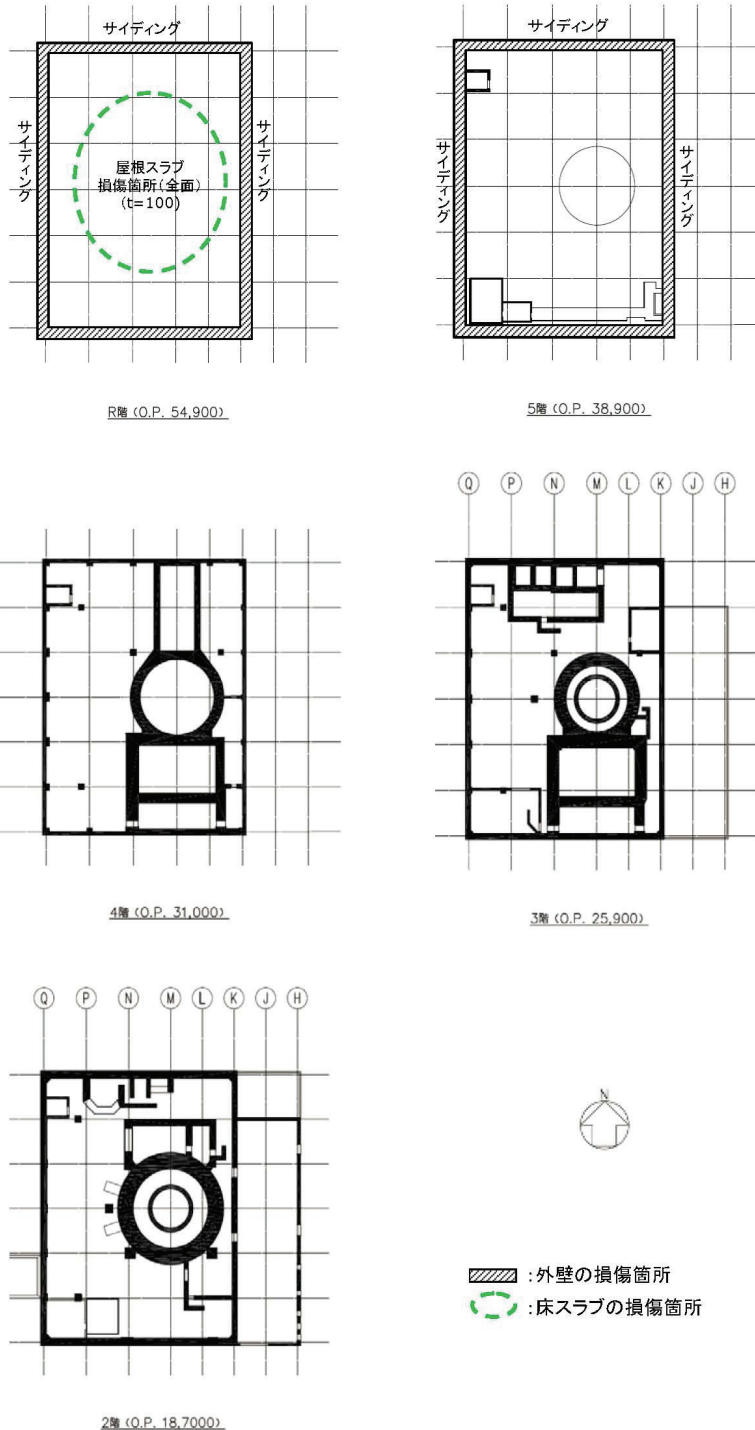


図-4.2 1号機原子炉建屋の損傷状況(平面図)

(1) 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、図-4.3 および図-4.4 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、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。建屋-地盤連成系としての効果は地盤ばねおよび入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表-4.1 に、建屋解析モデルの諸元を表-4.2 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。解析に用いた地盤定数を表-4.3 に示す。

水平方向の解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、成層補正を行ったのち、振動アドミタンス理論に基づいて、スウェイおよびロッキングばね定数を近似的に評価する。また、埋め込み部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、水平および回転ばねを「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、Novak ばねに基づく近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図-4.5 に示すようにばね定数 (K_c) として実部の静的な値を、また、減衰係数 (C_c) として建屋-地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

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

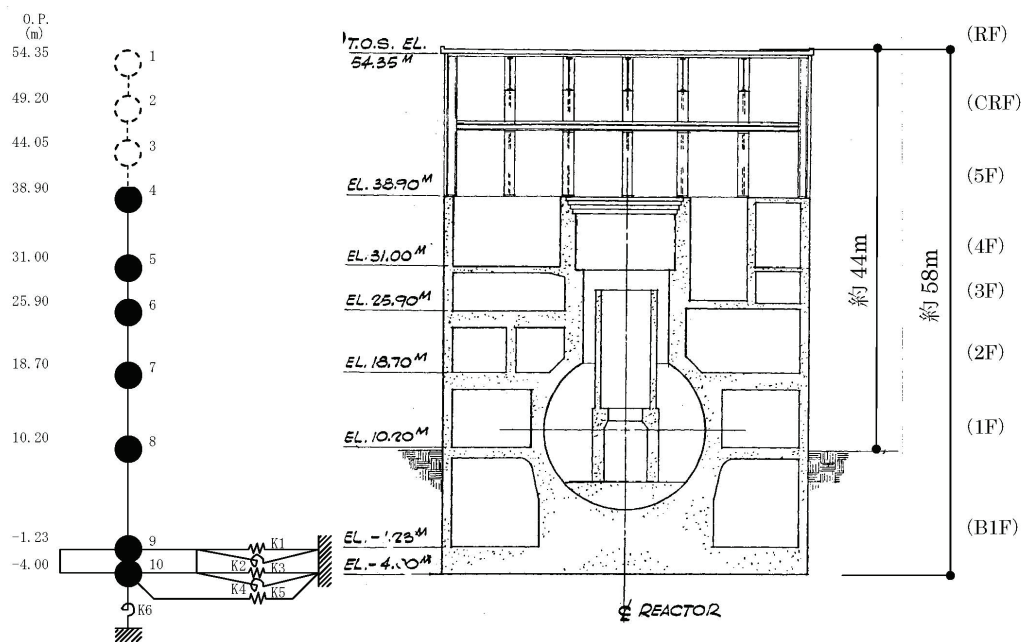


図-4.3 1号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS方向)

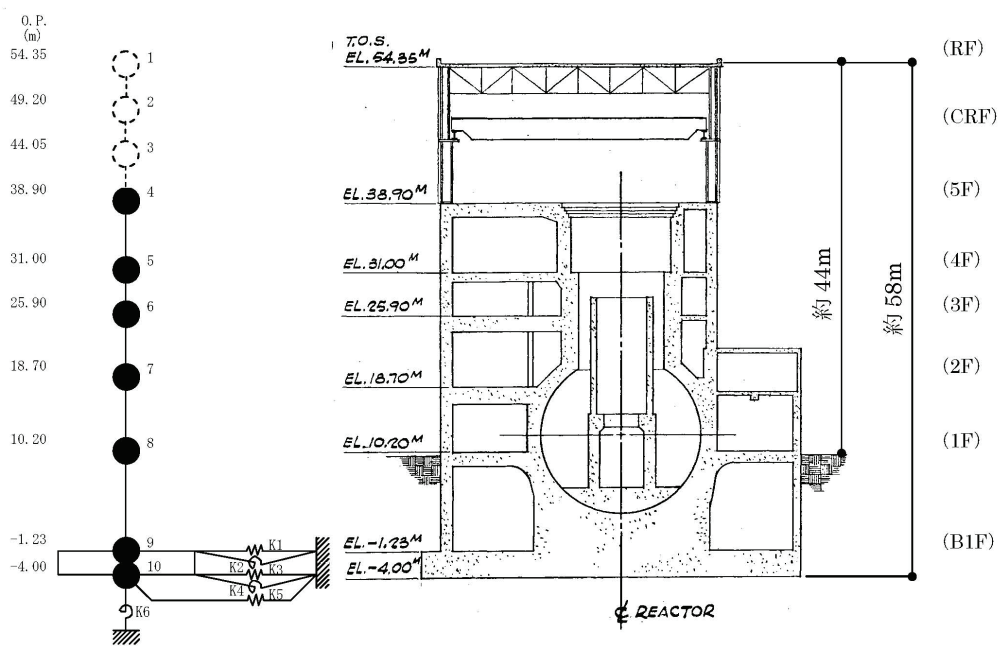


図-4.4 1号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW方向)

表-4.1 地震応答解析に用いる物性値

コンクリート	強度*1 F _c (N/mm ²)	ヤング係数*2 E (N/mm ²)	せん断弾性係数*2 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				
鋼材	SS400相当 (SS41)				

*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

*2：実強度に基づく値を示す。

*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表-4.2 建屋解析モデルの諸元

(NS 方向)

質点番号	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 $A_g(\text{m}^2)$	断面2次モーメント I(m ⁴)
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	—	—	—	—
4	58,690	84.43	—	—
5	67,910	97.77	135.0	16,012
6	77,220	111.11	160.8	21,727
7	87,200	125.53	132.8	24,274
8	146,020	210.16	155.6	36,481
9	147,070	211.73	294.0	52,858
10	62,400	89.83	1,914.3	275,530
合計	646,510		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 λ 5% (鉄骨部 2%) 基礎形状 41.56m(NS方向) × 43.56m(EW方向)	

(EW 方向)

質点番号	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 $A_g(\text{m}^2)$	断面2次モーメント I(m ⁴)
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	—	—	—	—
4	58,690	48.34	—	—
5	67,910	55.90	102.7	9,702
6	77,220	63.55	163.9	13,576
7	87,200	125.53	131.6	14,559
8	146,020	210.16	197.8	36,427
9	147,070	259.97	294.0	52,858
10	62,400	110.32	1,914.3	338,428
合計	646,510		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 λ 5% (鉄骨部 2%) 基礎形状 41.56m(NS方向) × 43.56m(EW方向)	

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

表-4.3 地盤定数

(S_S-1)

標高 O.P. (m)	地質	S波速度 V _s (m/s)	単位体積 重量 γ _t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G ₀ (kN/m ²)	剛性低下率 G/G ₀	せん断弾性 係数 G (kN/m ²)	剛性低下後 S波速度 V _s (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.78	266,000	398	3
-80.0		500	17.1	0.455	436,000		340,000	442	
-108.0		560	17.6	0.446	563,000		439,000	495	
-196.0		600	17.8	0.442	653,000		509,000	530	
-196.0	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

(S_S-2)

標高 O.P. (m)	地質	S波速度 V _s (m/s)	単位体積 重量 γ _t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G ₀ (kN/m ²)	剛性低下率 G/G ₀	せん断弾性 係数 G (kN/m ²)	剛性低下後 S波速度 V _s (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.81	276,000	405	3
-80.0		500	17.1	0.455	436,000		353,000	450	
-108.0		560	17.6	0.446	563,000		456,000	504	
-196.0		600	17.8	0.442	653,000		529,000	540	
-196.0	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

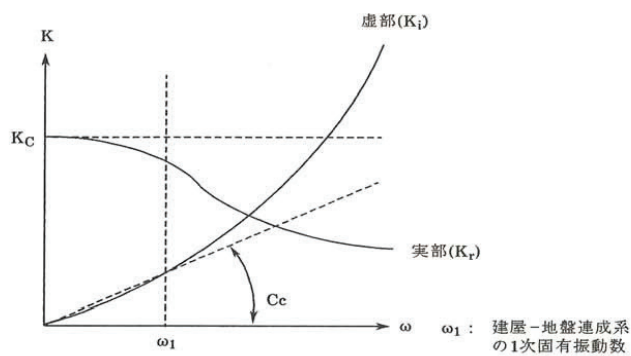


図-4.5 地盤ばねの近似

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. 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向, EW 方向の最大応答加速度を図-5.1 および図-5.2
に示す。

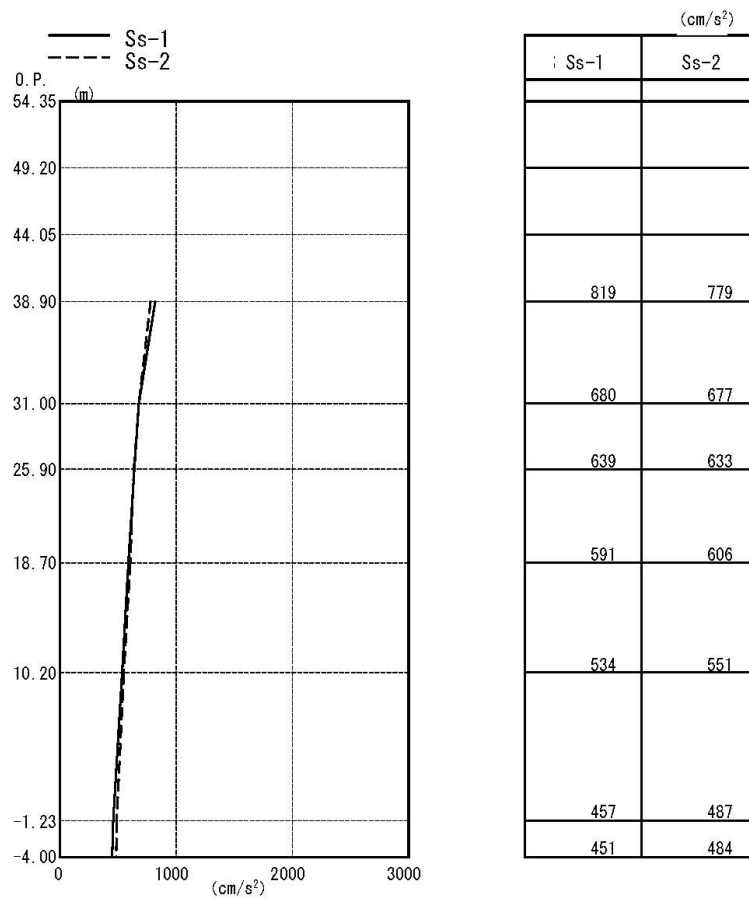


図-5.1 最大応答加速度 (NS 方向)

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

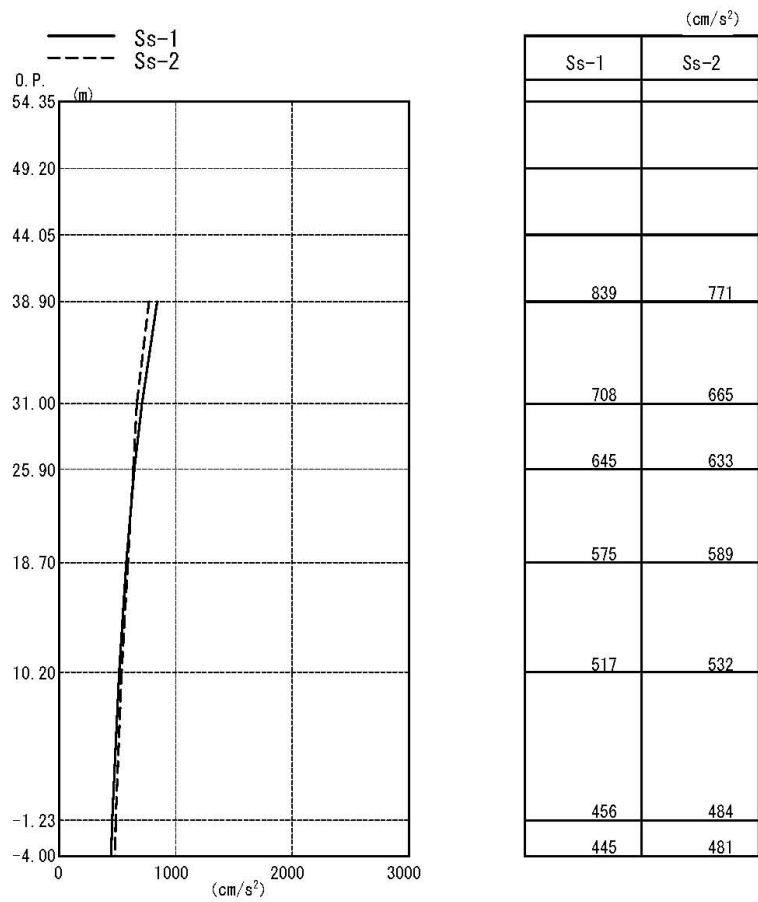


図-5.2 最大応答加速度 (EW 方向)

6. 耐震安全性評価結果

図-6.1, 図-6.2 及び図-6.3, 図-6.4 に基準地震動 Ss-1 及び基準地震動 Ss-2 に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは, 最大で 0.12×10^{-3} (Ss-1H 及び Ss-2H, NS 方向, 1F) であり, 評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分余裕がある。

以上のことから, 原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

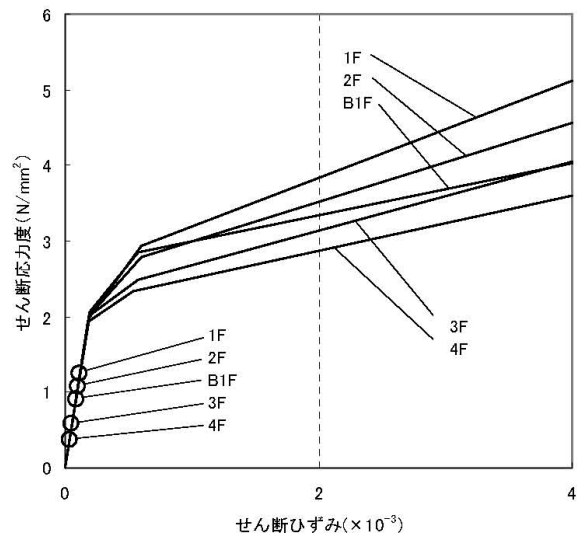


図-6.1 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS 方向)

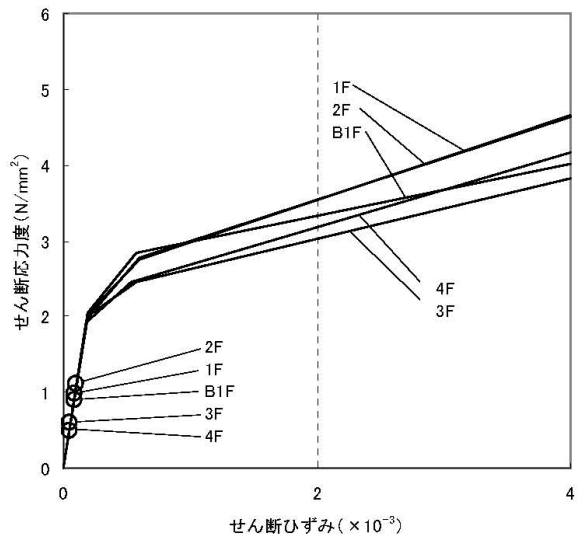


図-6.2 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW 方向)

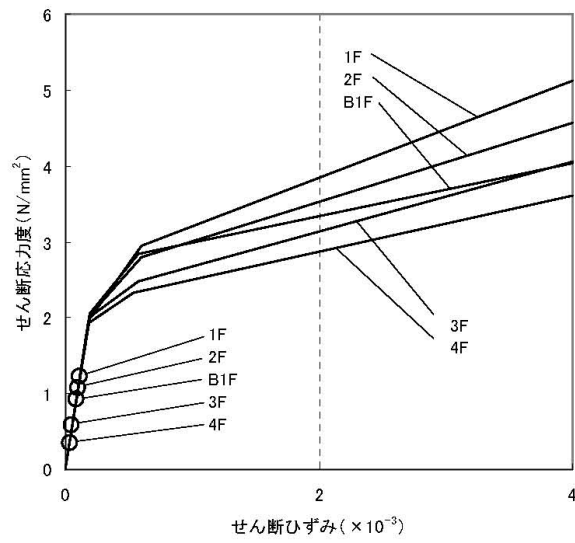


図-6.3 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, NS 方向)

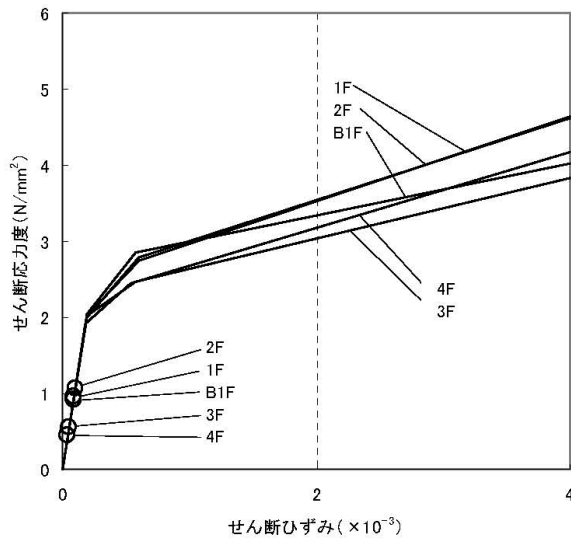


図-6.4 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, EW 方向)

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

付録 1-1

『発電所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

「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(改訂版)」(原管発官 21 第 110 号 平成 21 年 6 月 19 日付け)に記載している 1 号機原子炉建屋の耐震安全性評価結果を抜粋して以下に示す。

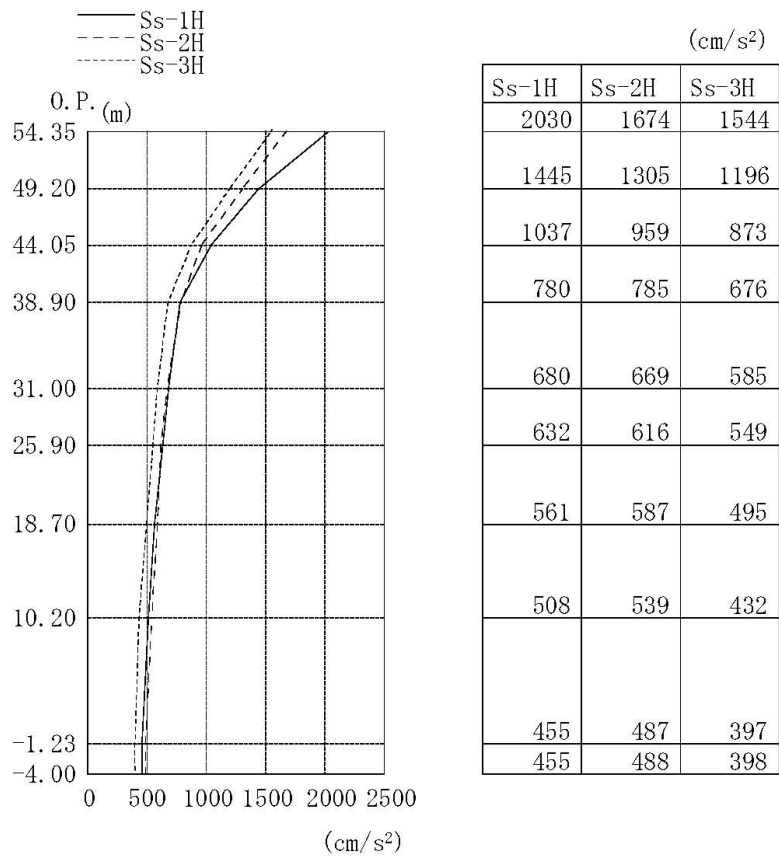


図-1 最大応答加速度 (NS 方向)

付 1-1.1

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

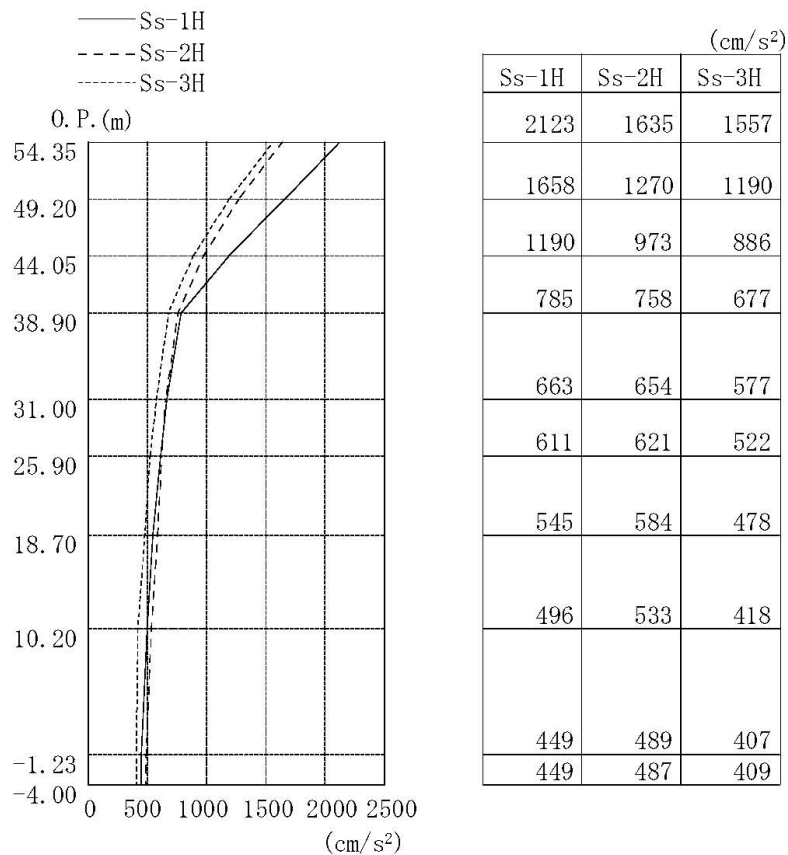


図-2 最大応答加速度 (EW 方向)

付 1-1.2

表-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	($\times 10^{-3}$)
				評価基準値
4F	0.04	0.04	0.03	2.0以下
3F	0.06	0.06	0.05	
2F	0.10	0.10	0.09	
1F	0.12	0.12	0.10	
B1F	0.08	0.09	0.07	

表-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	($\times 10^{-3}$)
				評価基準値
4F	0.05	0.05	0.04	2.0以下
3F	0.06	0.05	0.05	
2F	0.10	0.10	0.09	
1F	0.09	0.09	0.08	
B1F	0.08	0.09	0.07	

以上

付 1-1.3

添付資料－２：「福島第一原子力発電所第１号機における燃料域上部まで
原子炉格納容器を水で満たす措置の実施に係る報告書」
（平成 23 年 5 月 5 日）からの一部抜粋

原子炉格納容器内の水位上昇に伴う原子炉建屋の構造への影響及び耐震性評価結果

1. 解析評価方針

原子炉格納容器内の水位上昇に伴う原子炉建屋の構造への影響及び耐震性評価は、設計用地震力（基準地震動 Ss による地震力）を用いることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。なお、基準地震動 Ss-3 については、基準地震動 Ss-1 及び Ss-2 の応答結果に比べて、過去の計算例から明らかに小さいことが分かっているため、今回の検討では省略することとする。

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げおよびせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。

1号機原子炉建屋については、地震後の津波によって原子炉の冷却機能が喪失し、水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。ここでは、原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し、損傷状況を地震応答解析モデルに反映することとする。

なお、原子炉格納容器内の水位上昇に伴う質量増分は原子炉建屋モデルの質点に質量を加算する。

原子炉建屋の構造への影響及び耐震性の評価は、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た耐震壁のせん断ひずみと、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) との比較により行う。

なお、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対しては、水平方向の地震力が支配的であり、鉛直方向の地震力の影響は少ないことから、地震応答解析は水平方向のみ実施する。

上記の検討により、耐震余裕度が比較的小さい場合には、さらに詳細な検討を行うこととする。

1号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を、図-1.1 に示す。

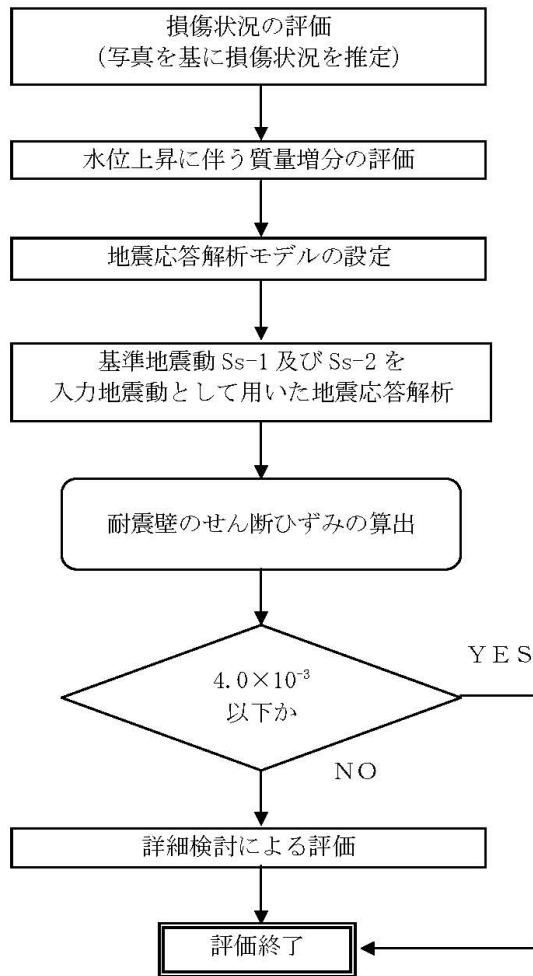


図-1.1 1号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

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. 解析に用いる入力地震動

1号機原子炉建屋への入力地震動は、「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」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s-1 及び S_s-2 を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図-2.1 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、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置 (O.P. -196.0m) における基準地震動 S_s-1 及び S_s-2 の加速度波形について、図-2.2 に示す。

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

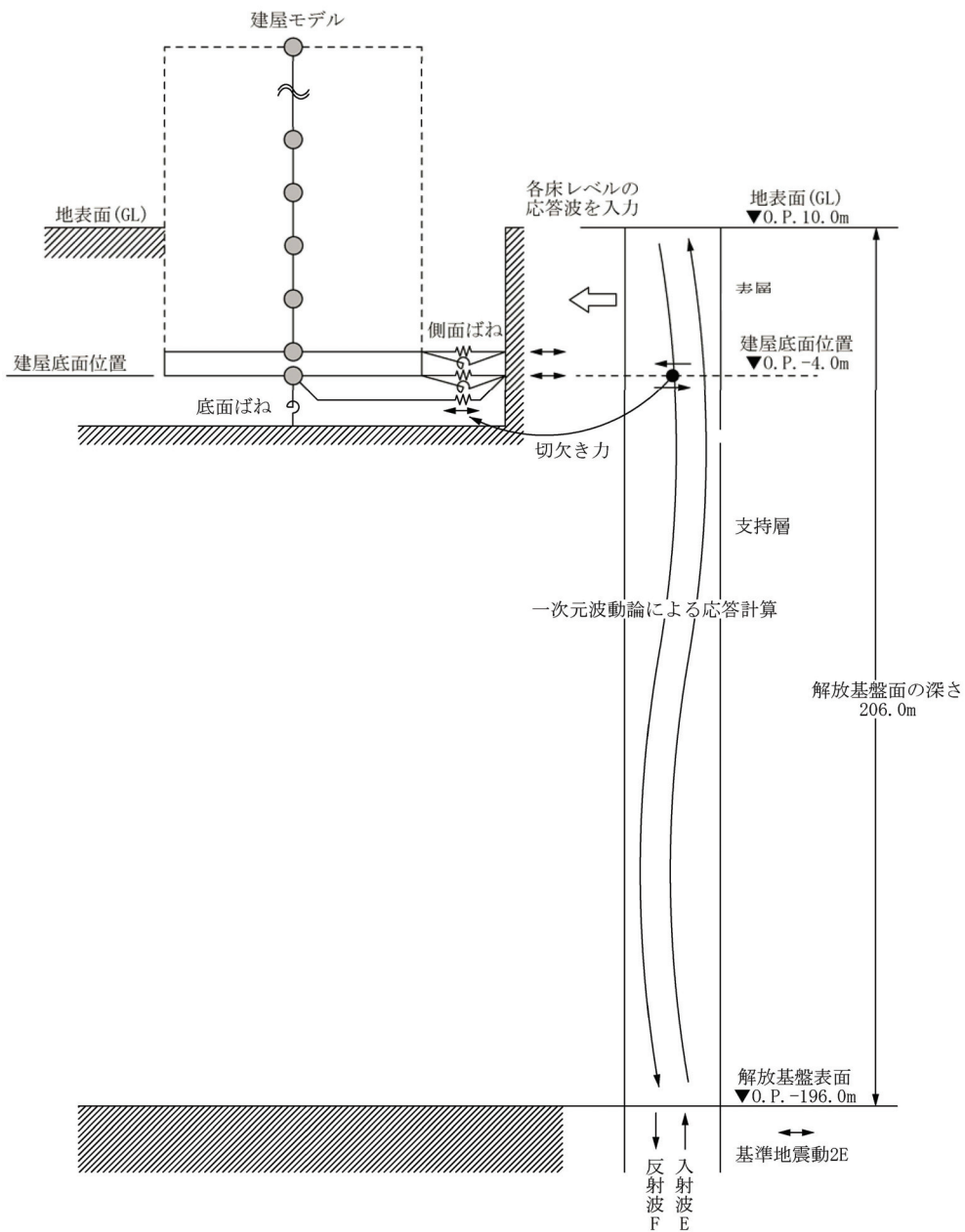


図-2.1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

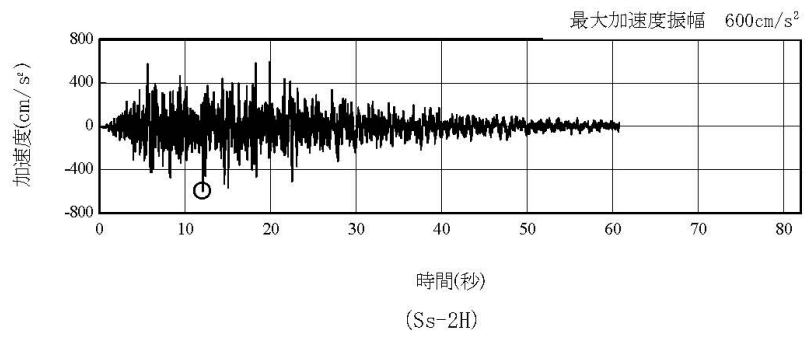
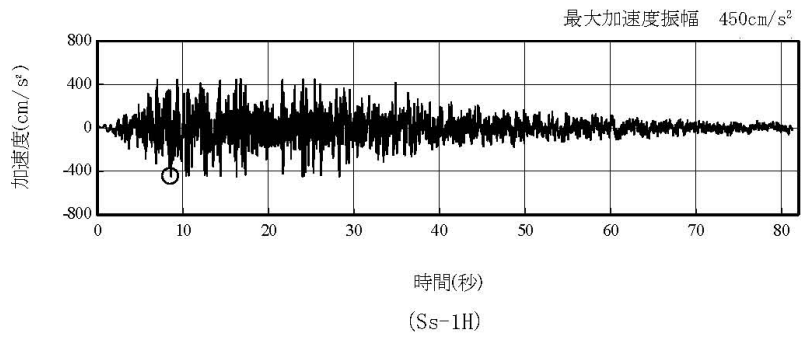


図-2.2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

3. 地震応答解析モデル

基準地震動 S_s に対する原子炉建屋の地震応答解析は、「2. 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

本検討では、「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(改訂版)」(原管発官 21 第 110 号 平成 21 年 6 月 19 日付け)にて作成した地震応答解析モデルを基に、次の 2 項目について修正を加え、新たな地震応答解析モデルを構築することとしている。

- ① 1号機原子炉建屋については、地震後の津波によって原子炉の冷却機能が喪失し、水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し、オペレーティングフロア上部の損傷した鉄骨フレーム及び屋根はモデル化しないこととする。また、崩れた部分の重量は下階の床で支持されていると仮定する。1号機原子炉建屋の損傷状況(立面図)を図-3.1に、損傷状況(平面図)を図-3.2に示す。
- ② 原子炉格納容器内の水位上昇に伴う質量増分は、原子炉格納容器と原子炉建屋との接合部位における地震力の伝達を考慮した上で、原子炉建屋モデルの複数の質点に質量を分配して加算する。

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

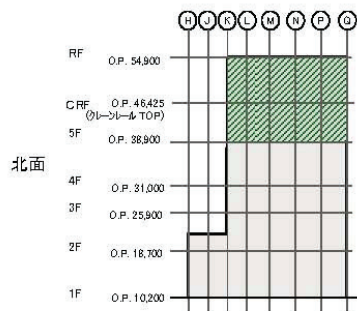
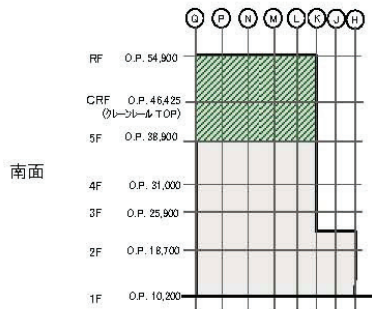
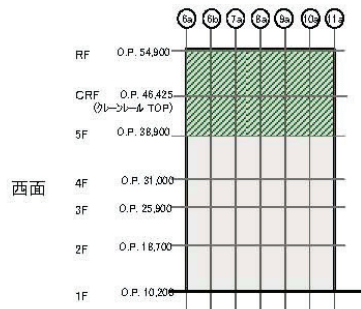
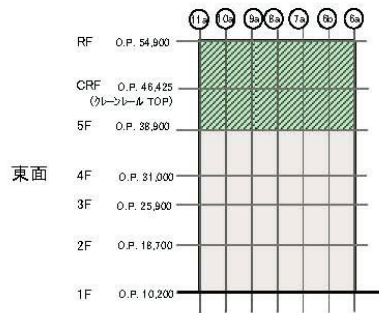


図-3.1 1号機原子炉建屋の損傷状況（立面図）

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

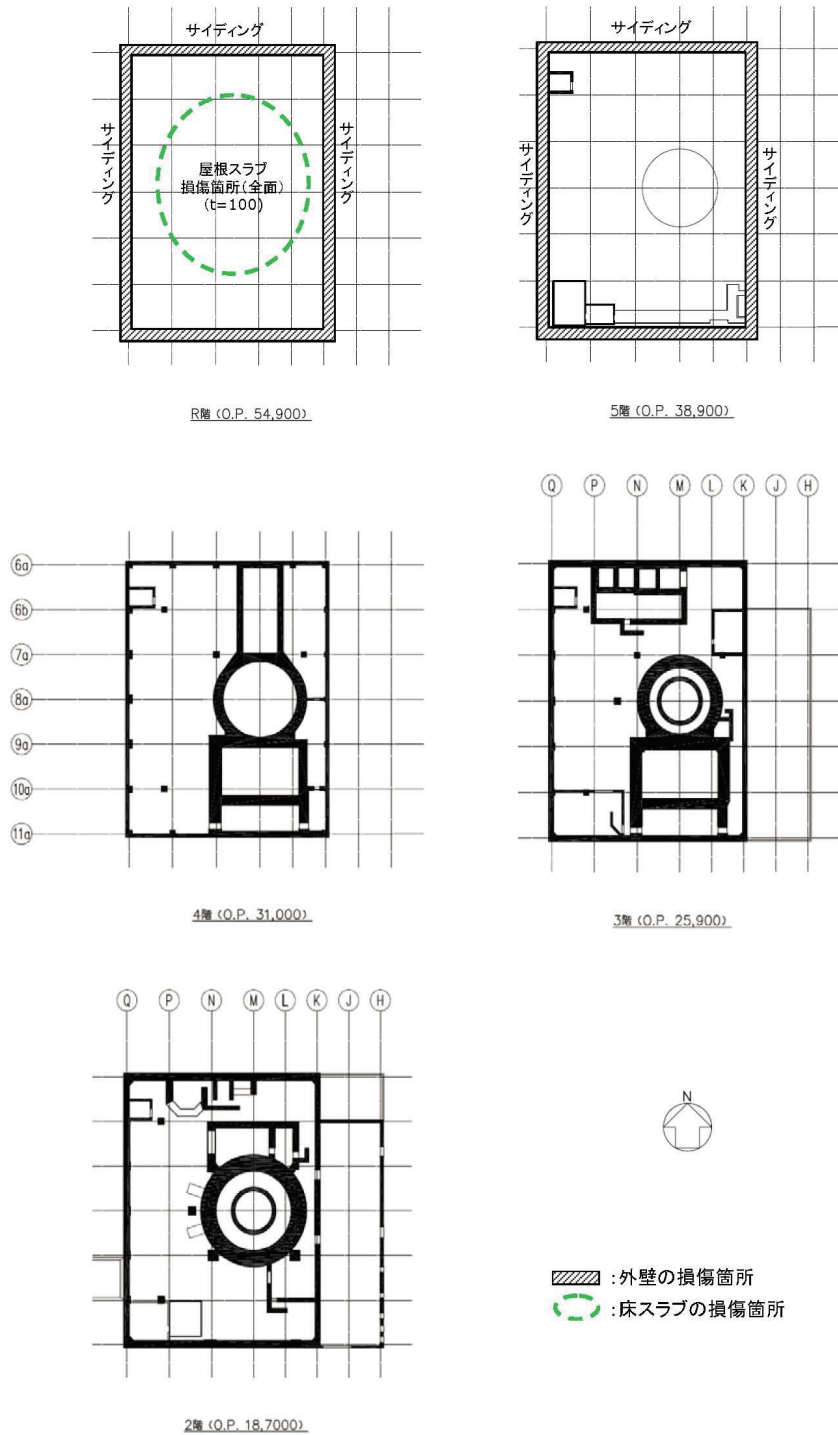


図-3.2 1号機原子炉建屋の損傷状況（平面図）

(1) 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、図-3.3 および図-3.4 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、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。建屋-地盤連成系としての効果は地盤ばねおよび入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表-3.1 に、建屋解析モデルの諸元を表-3.2 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。解析に用いた地盤定数を表-3.3 に示す。

水平方向の解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、成層補正を行ったのち、振動アドミタンス理論に基づいて、スウェイおよびロッキングばね定数を近似的に評価する。また、埋め込み部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、水平および回転ばねを「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、Novak ばねに基づく近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図-3.5 に示すようにばね定数 (K_c) として実部の静的な値を、また、減衰係数 (C_c) として建屋-地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

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

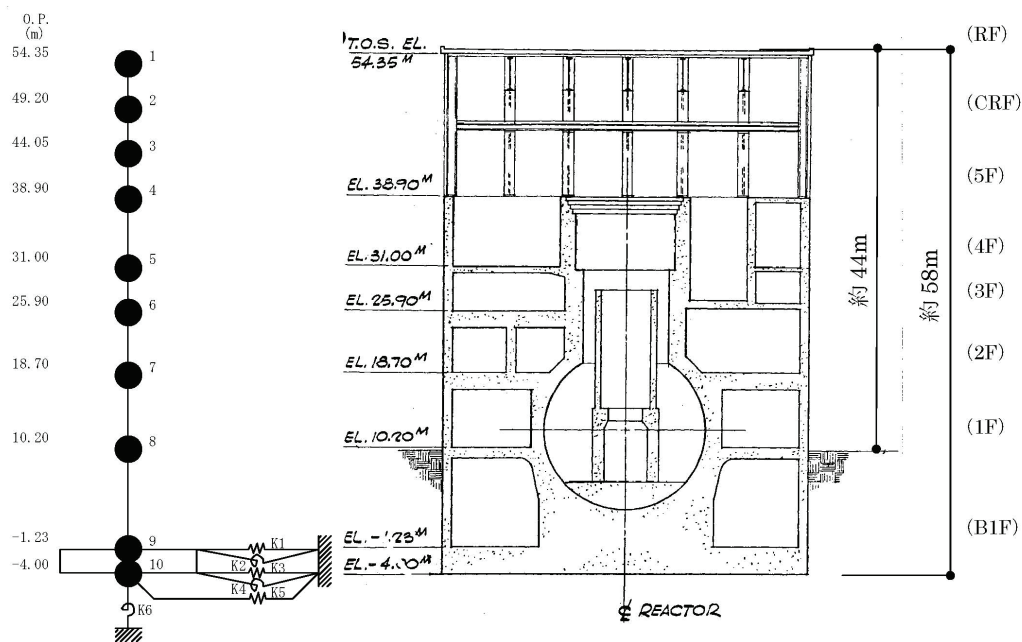


図-3.3 1号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS方向)

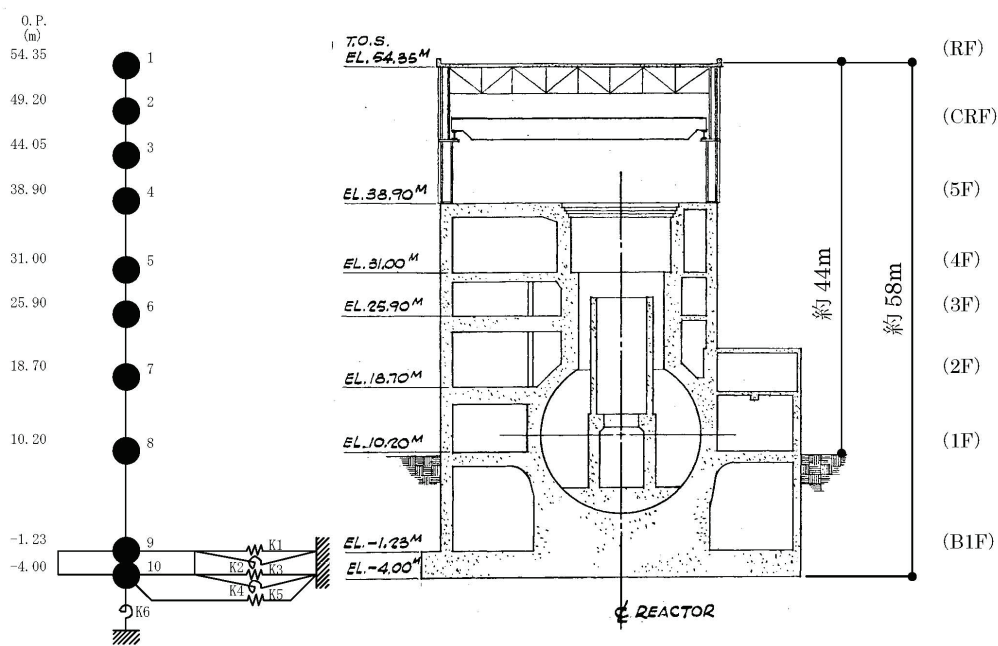


図-3.4 1号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW方向)

表-3.1 地震応答解析に用いる物性値

コンクリート	強度*1 F _c (N/mm ²)	ヤング係数*2 E (N/mm ²)	せん断弾性係数*2 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				
鋼材	SS400相当 (SS41)				

*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

*2：実強度に基づく値を示す。

*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表-3.2 建屋解析モデルの諸元

(NS 方向)

質点番号	質点重量 *1 W(kN)	回転慣性重量 *1 $I_g(\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_g(\text{m}^2)$	断面2次モーメント I(m ⁴)
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	—	—	—	—
4	58,690	84.43	—	—
5	67,910	97.77	135.0	16,012
6	80,900 (3,680)	116.41 (5.30)	160.8	21,727
7	87,200	125.53	132.8	24,274
8	166150 (20,130)	239.13 (28.97)	155.6	36,481
9	177,480 (30,410)	255.51 (43.78)	294.0	52,858
10	62,400	89.83	1,914.3	275,530
合計	700,730 (54,220)	ヤング係数 E_c せん断弾性係数 G ポアソン比 ν 減衰 γ 基礎形状	2.57×10^7 (kN/m ²) 1.07×10^7 (kN/m ²) 0.20 5% (鉄骨部 2%) 41.56m(NS方向) × 43.56m(EW方向)	

*1: () は原子炉格納容器内の水位上昇による増分を示す

(EW 方向)

質点番号	質点重量 *1 W(kN)	回転慣性重量 *1 $I_g(\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_g(\text{m}^2)$	断面2次モーメント I(m ⁴)
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	—	—	—	—
4	58,690	48.34	—	—
5	67,910	55.90	102.7	9,702
6	80,900 (3,680)	66.58 (3.03)	163.9	13,576
7	87,200	125.53	131.6	14,559
8	166150 (20,130)	239.13 (28.97)	197.8	36,427
9	177,480 (30,410)	313.72 (53.75)	294.0	52,858
10	62,400	110.32	1,914.3	338,428
合計	700,730 (54,220)	ヤング係数 E_c せん断弾性係数 G ポアソン比 ν 減衰 γ 基礎形状	2.57×10^7 (kN/m ²) 1.07×10^7 (kN/m ²) 0.20 5% (鉄骨部 2%) 41.56m(NS方向) × 43.56m(EW方向)	

*1: () は原子炉格納容器内の水位上昇による増分を示す

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

表-3.3 地盤定数

(S_S-1)

標高 O.P. (m)	地質	S波速度 V _s (m/s)	単位体積 重量 γ _t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G ₀ (kN/m ²)	剛性低下率 G/G ₀	せん断弾性 係数 G (kN/m ²)	剛性低下後 S波速度 V _s (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.78	266,000	398	3
-80.0		500	17.1	0.455	436,000		340,000	442	
-108.0		560	17.6	0.446	563,000		439,000	495	
-196.0		600	17.8	0.442	653,000		509,000	530	
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

(S_S-2)

標高 O.P. (m)	地質	S波速度 V _s (m/s)	単位体積 重量 γ _t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G ₀ (kN/m ²)	剛性低下率 G/G ₀	せん断弾性 係数 G (kN/m ²)	剛性低下後 S波速度 V _s (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.81	276,000	405	3
-80.0		500	17.1	0.455	436,000		353,000	450	
-108.0		560	17.6	0.446	563,000		456,000	504	
-196.0		600	17.8	0.442	653,000		529,000	540	
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

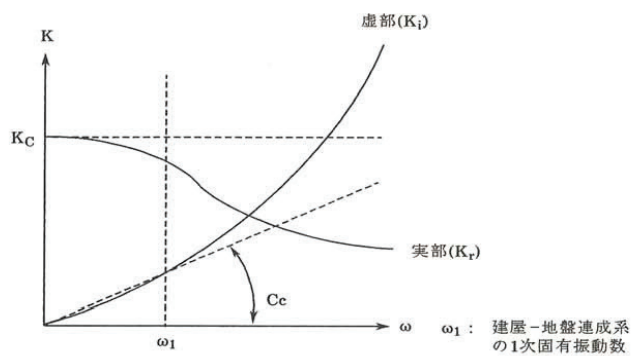


図-1.3.5 地盤ばねの近似

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

4. 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向, EW 方向の最大応答加速度を図-4.1 および図-4.2
 に示す。

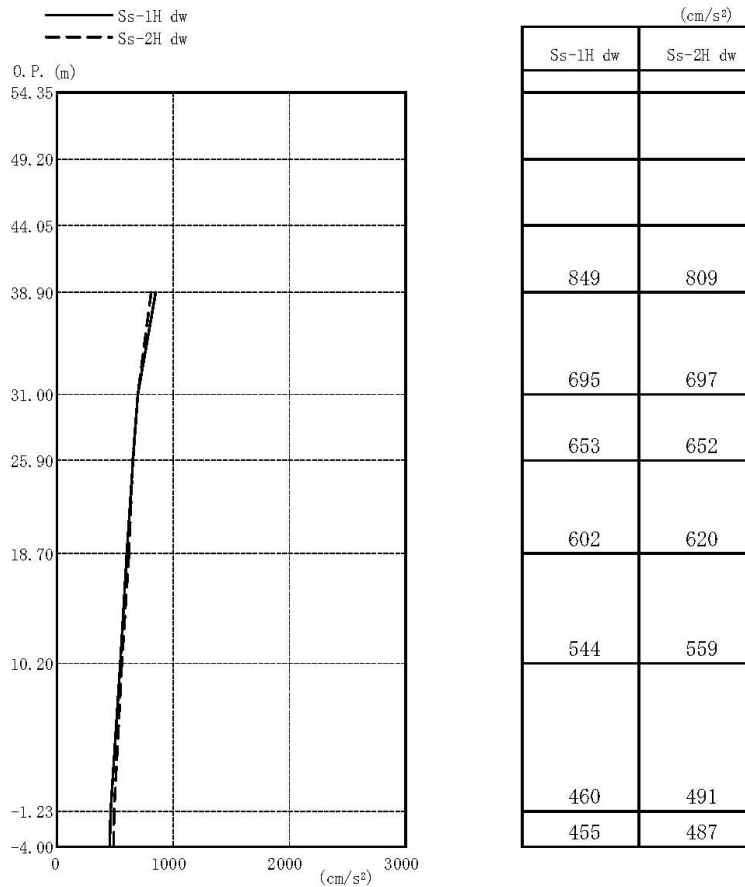


図-4.1 最大応答加速度 (NS 方向)

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

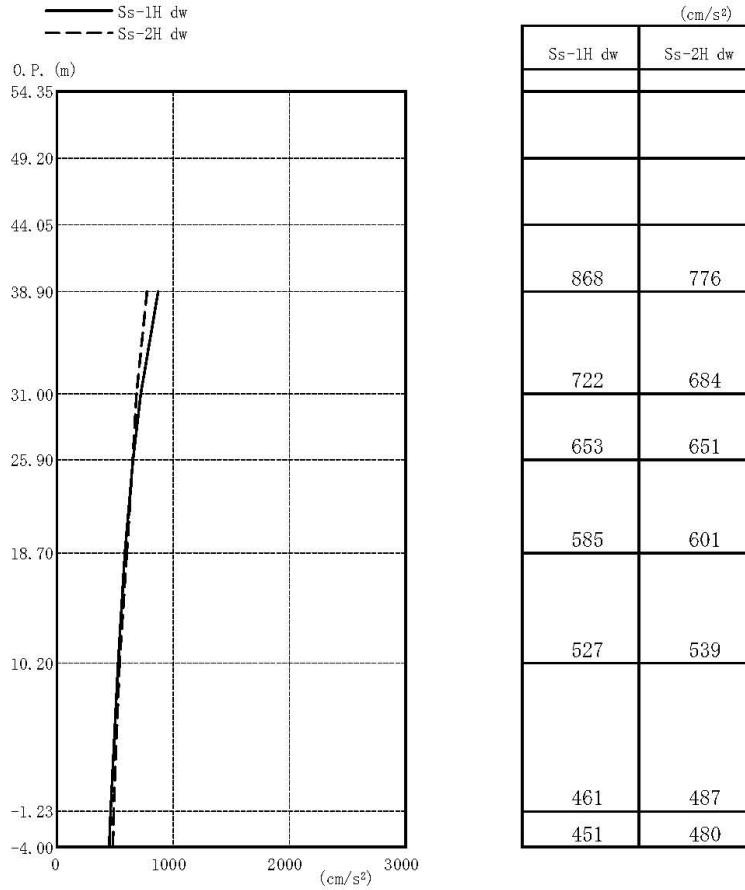


図-4.2 最大応答加速度 (EW 方向)

5. 耐震安全性評価結果

図-5.1, 図-5.2 及び図-5.3, 図-5.4 に基準地震動 Ss-1 及び基準地震動 Ss-2 に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で 0.12×10^{-3} (Ss-1H, NS 方向, 1F) であり、評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分余裕がある。

以上のことから、原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

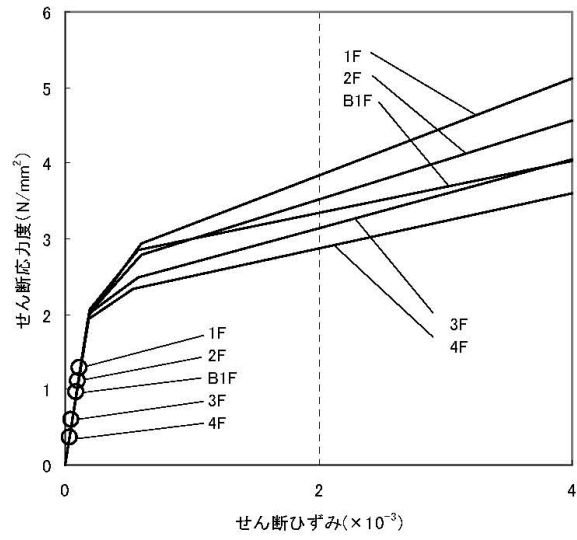


図-5.1 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS 方向)

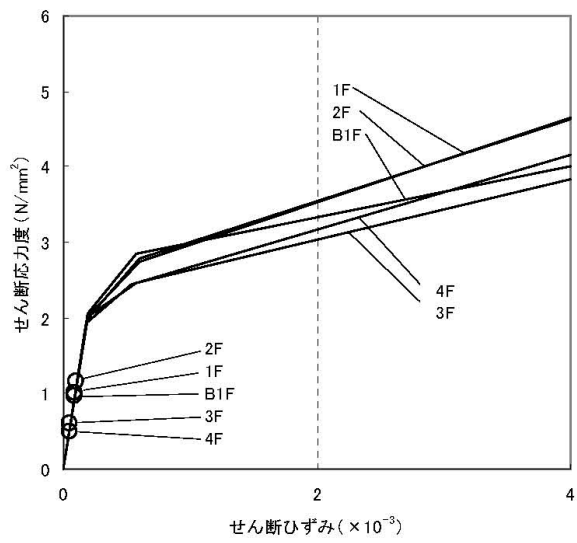


図-5.2 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW 方向)

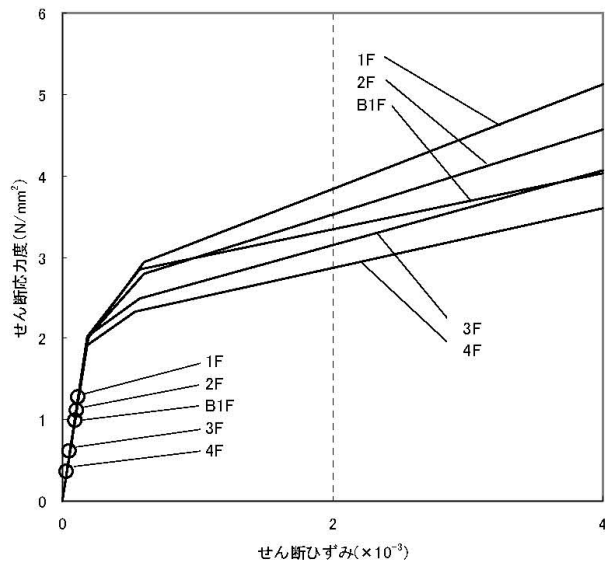


図-5.3 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, NS 方向)

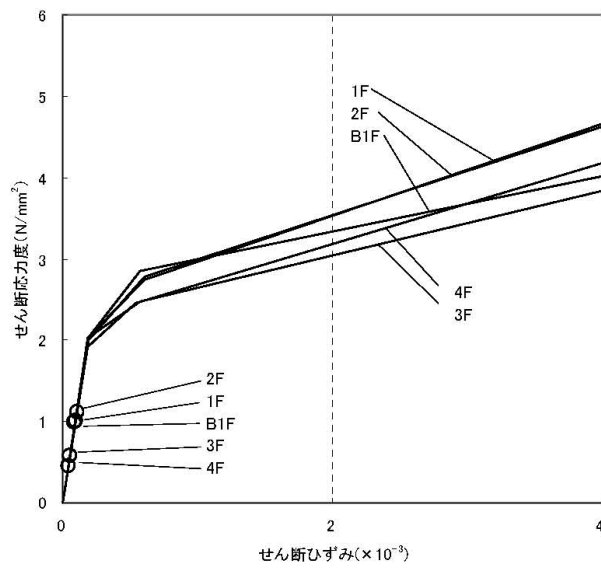


図-5.4 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, EW 方向)

添付資料－ 3 : 4号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
(質点系モデルによる時刻歴応答解析による評価)

1. 解析評価方針

水素爆発等による損傷に伴う原子炉建屋の構造への影響及び耐震性評価は、基準地震動 Ss を用いることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。なお、基準地震動 Ss-3 については、基準地震動 Ss-1 及び Ss-2 の応答結果に比べて、過去の計算例（付録 3-1 参照）から明らかに小さいことが分かっているため、今回の検討では省略することとする。

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げおよびせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。

4号機原子炉建屋については、原因の特定には至っていないものの、水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。ここでは、原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し、損傷状況を地震応答解析モデルに反映することとする。

原子炉建屋の構造への影響及び耐震性の評価は、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た耐震壁のせん断ひずみと、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) との比較により行う。

なお、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対しては、水平方向の地震力が支配的であり、鉛直方向の地震力の影響は少ないことから、地震応答解析は水平方向のみ実施する。

4号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を、図-1.1 に示す。

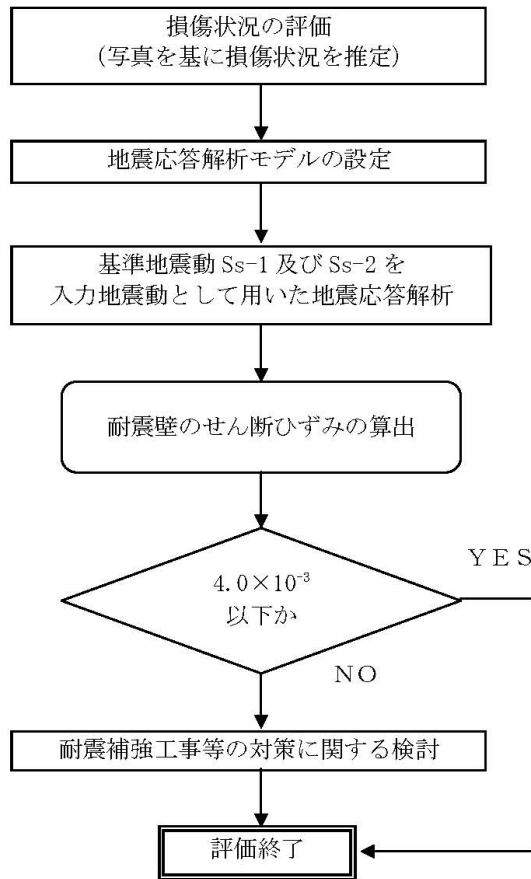


図-1.1 4号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

2. 損傷状況の評価

4号機原子炉建屋については、原因の特定には至っていないものの、水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し、損傷状況を地震応答解析モデルに反映することとする。また、外観写真から判断できない部位については、建屋内の調査結果等の現状で得られている情報に基づいて、損傷の有無を評価した。なお、参考にした写真の撮影日等については付録 3-2 に取りまとめた。

各部位の損傷状況評価の考え方を下記に示す。

a. 外壁・屋根トラス

外観の写真から損傷を確認できる外壁・屋根トラスについては、損傷部位として評価した。また、一部剥落が確認された外壁についても損傷として評価した。(図-2.1)

b. 使用済燃料プール

コンクリートポンプ車の先端に取り付けられたカメラにより撮影された写真から、使用済燃料プールには一定の水量が注水されていることが確認できていること、使用済燃料プール下部にあたる2階で漏水等が発生していないことが確認されていることから、使用済燃料プールに損傷は無いものと評価した。(図-2.2)

c. 機器仮置プール

外壁の写真を見る限り、機器仮置プール周辺の外壁で損傷が確認されていないことから、損傷が無いものと評価した。(図-2.3)

d. シェル壁

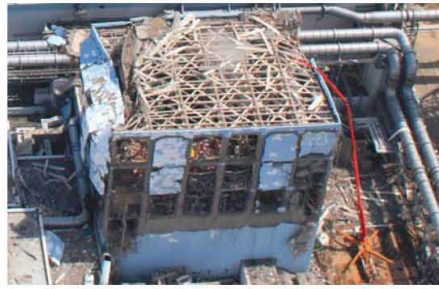
1階、2階のシェル壁については、建屋内の調査により損傷が無いことを確認できている。また、3階において、損傷している外壁の厚さは最大でも650mmであり、厚さ1000mmの外壁については損傷が無いことが確認できている。一方、3階のシェル壁は、厚さが1850mmであることから損傷が無いものと評価した。(図-2.4)

e. 床スラブ

1階、2階については、建屋内の調査により、床スラブに損傷が無いことを確認している。3階については、建屋内の調査時に2階から見上げた天井スラブ(3階の床スラブ)で損傷が確認できないことから、損傷は無いものと評価した(図-2.5)。4階以上については、建屋内の調査結果が得られていないことから、外壁の損傷状況から評価することとした。4、5階については、外壁が損傷していることから、外壁以下の厚さである床スラブは損傷している可能性があるものと評価した。



北面



西面



東面



南面

図-2.1 外壁の状況

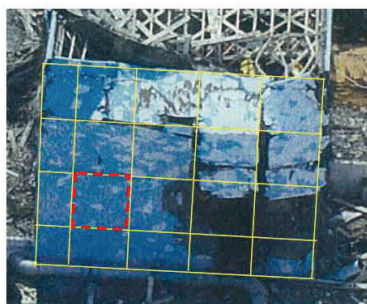


使用済燃料プール内



使用済燃料プール下部

図-2.2 使用済燃料プールの状況



機器仮置プール位置

図-2.3 機器仮置プールの状況

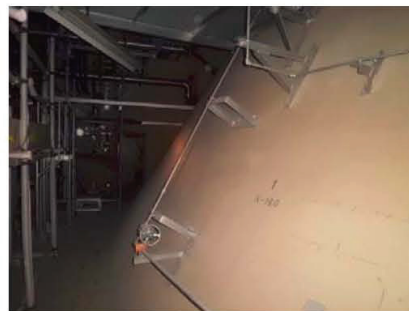


図-2.4 シェル壁の状況



1 階外壁



2 階外壁



2 階床



2 階天井

図-2.5 建屋内部の状況 (1, 2 階)

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. 解析に用いる入力地震動

4号機原子炉建屋への入力地震動は、「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」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動Ss-1及びSs-2を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図-3.1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、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動Ssに対する地盤の応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置(O.P. -196.0m)における基準地震動Ss-1及びSs-2の加速度波形について、図-3.2に示す。

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

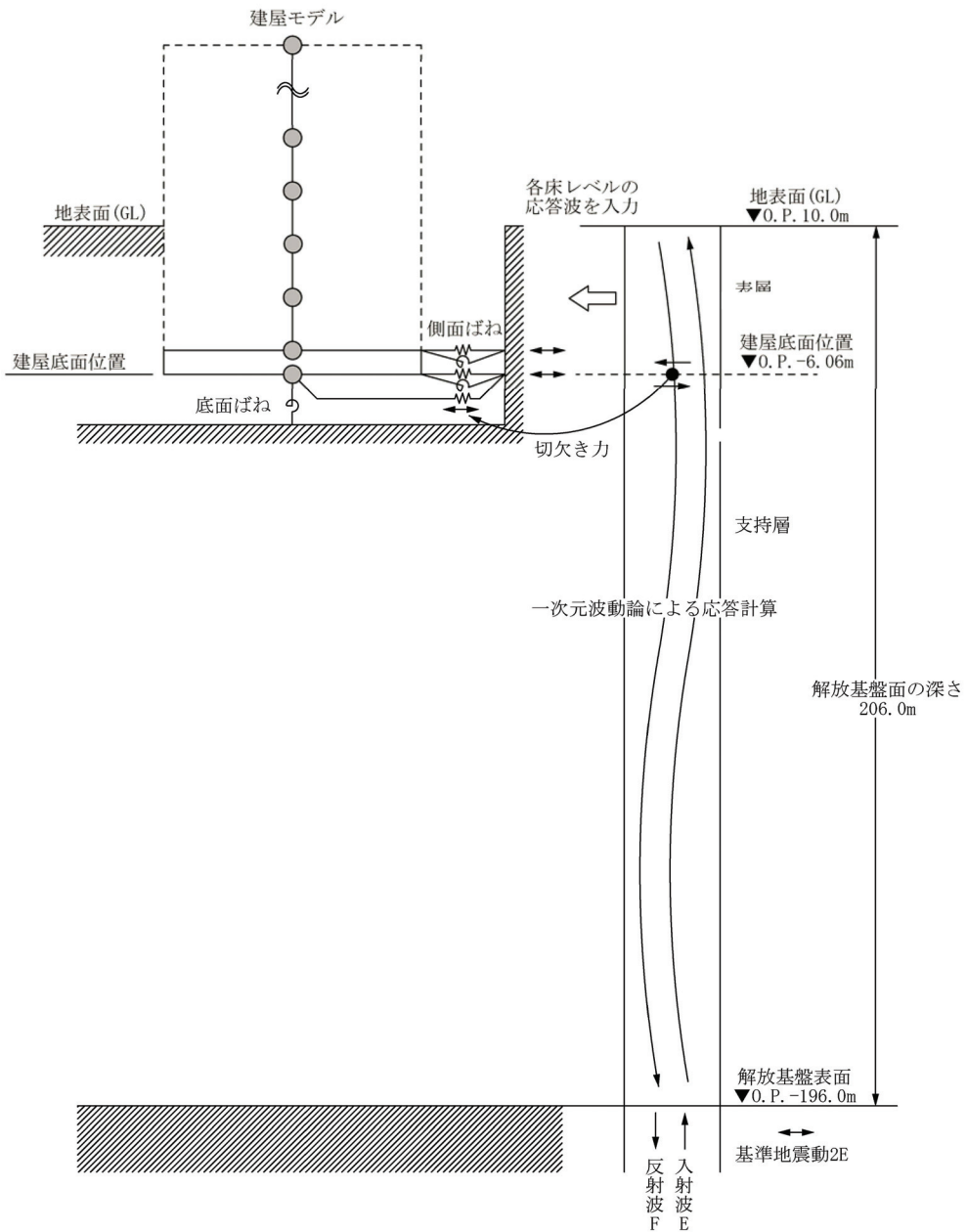


図-3.1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

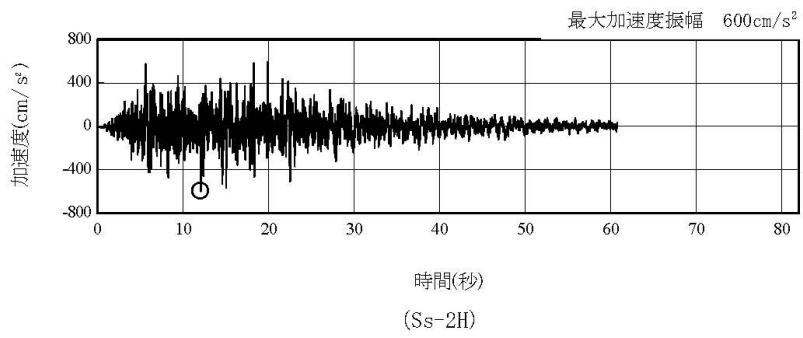
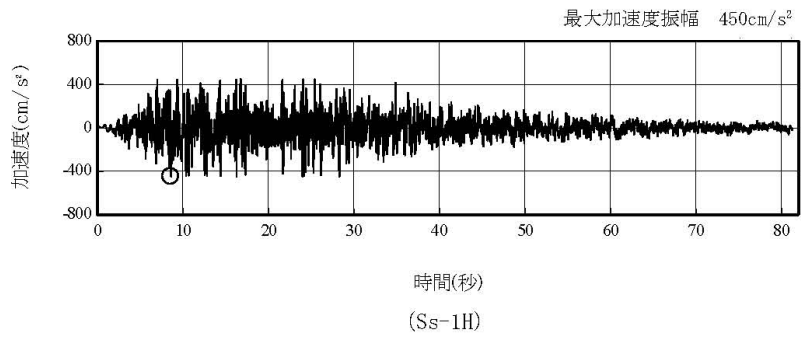


図-3.2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

4. 地震応答解析モデル

基準地震動 S_s に対する原子炉建屋の地震応答解析は、「3. 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

本検討では、「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(改訂版)」(原管発官 21 第 110 号 平成 21 年 6 月 19 日付け)にて作成した地震応答解析モデルを基に、次の項目について修正を加え、新たな地震応答解析モデルを構築することとしている。

4号機原子炉建屋については、地震時に定期検査中であったことから、定期検査時の条件を反映している。また、原因の特定には至っていないものの、水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷していることから、「2. 損傷状況の評価」で評価した損傷状況を基に解析モデルを作成する。なお、5階より上部の崩れた部分の重量は5階の床で支持されていると仮定するなど、崩れた部分の重量は下階の床で支持されていると仮定する。4号機原子炉建屋の損傷状況(立面図)を図-4.1に、損傷状況(平面図)を図-4.2に示す。

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> $T.P.=旧O.P.-1,436mm$

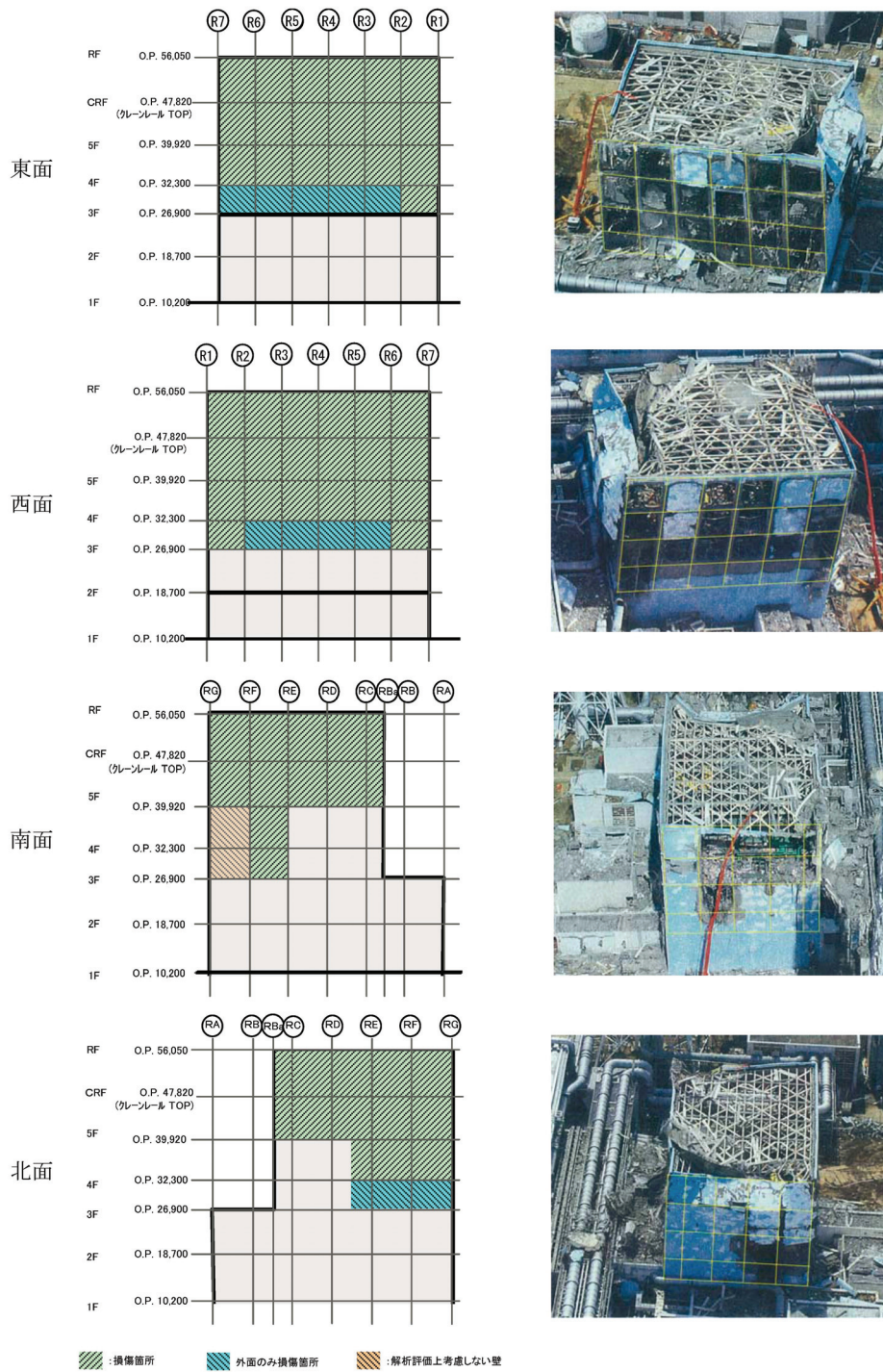


図-4.1 4号機原子炉建屋の損傷状況（立面図）

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

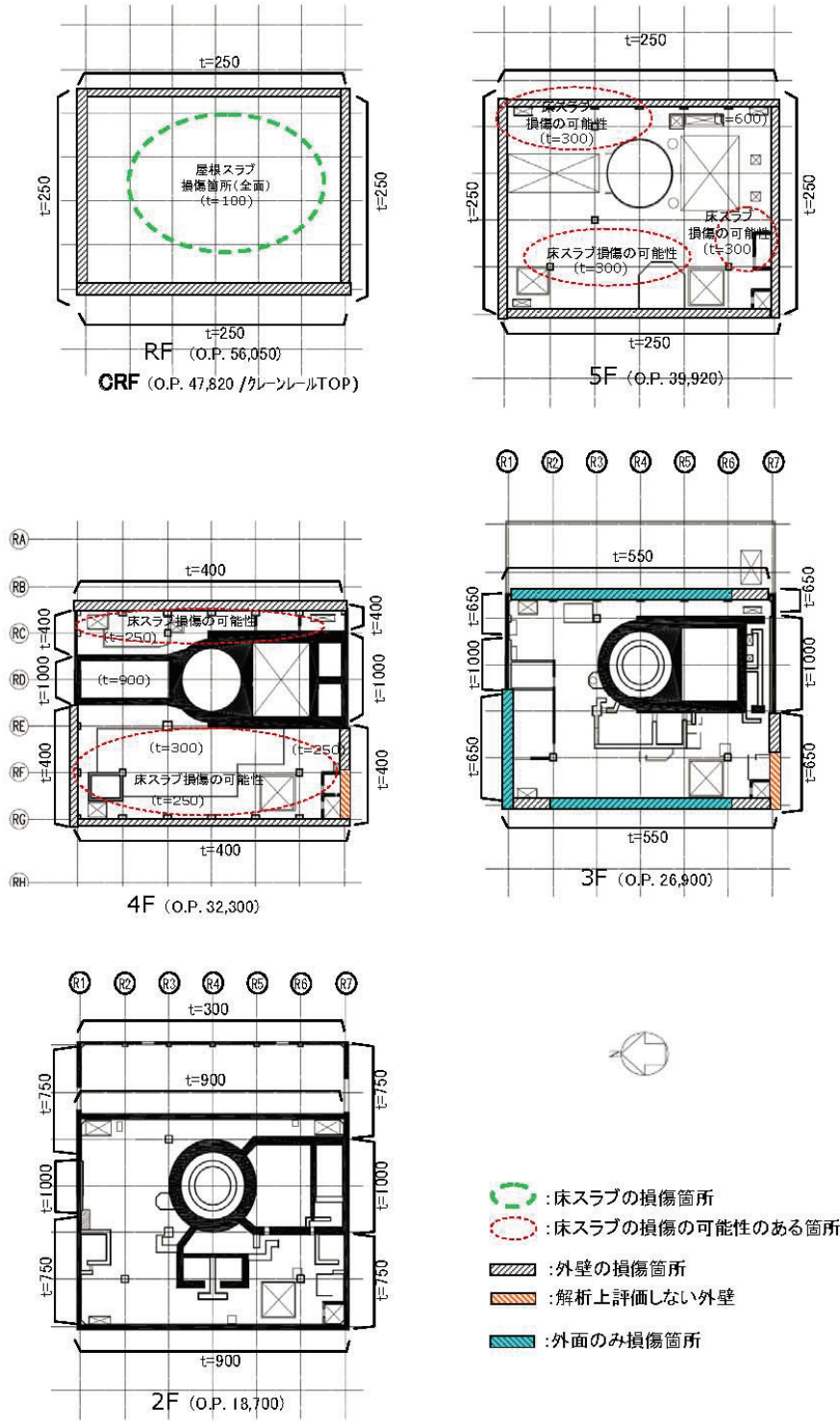


図-4.2 4号機原子炉建屋の損傷状況（平面図）

(1) 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、図-4.3 および図-4.4 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、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。建屋-地盤連成系としての効果は地盤ばねおよび入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表-4.1 に、建屋解析モデルの諸元を表-4.2 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。解析に用いた地盤定数を表-4.3 に示す。

水平方向の解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、成層補正を行ったのち、振動アドミタンス理論に基づいて、スウェイおよびロッキングばね定数を近似的に評価する。また、埋め込み部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、水平および回転ばねを「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、Novak ばねに基づく近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図-4.5 に示すようにばね定数 (K_c) として実部の静的な値を、また、減衰係数 (C_c) として建屋-地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

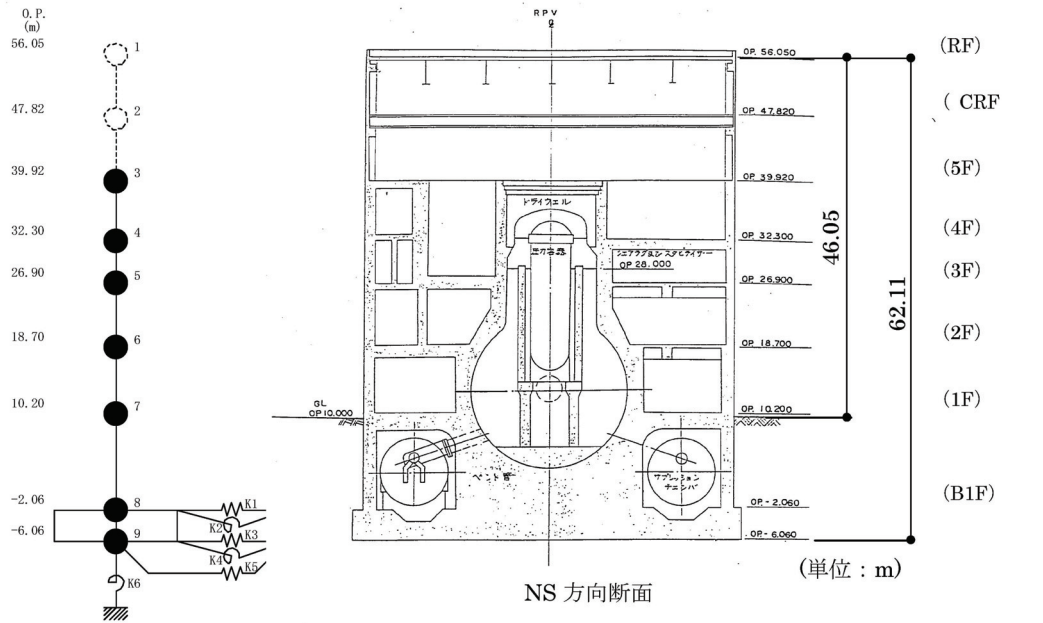


図-4.3 4号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS方向)

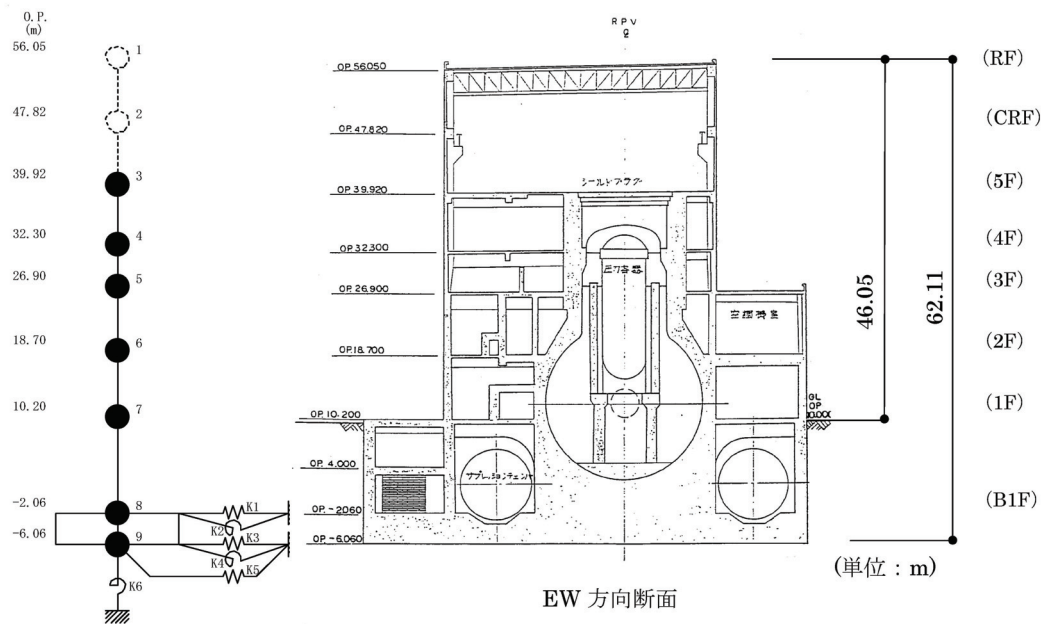


図-4.4 4号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW方向)

表-4.1 地震応答解析に用いる物性値

コン クリ ート	強度*1 F _c (N/mm ²)	ヤング係数*2 E (N/mm ²)	せん断弾性係数*2 G (N/mm ²)	ポアソン 比 ν	単位体積重量*3 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				
鋼材	SS400相当 (SS41)				

*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

*2：実強度に基づく値を示す。

*3：鉄筋コンクリートの値を示す。

表-4.2 建屋解析モデルの諸元

(NS 方向)

質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 $I_g(\times 10^9 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_g(\text{m}^2)$	断面2次モーメント I(m ⁴)
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	114,850	211.39	150.8	13,068
4	88,770	163.44	103.4	15,942
5	117,030	215.39	223.4	45,026
6	121,930	224.49	175.4	46,774
7	207,300	381.60	460.4	114,194
8	287,050	574.38	2,812.6	562,754
9	132,390	264.88		
合計	1,069,320		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 β 5% 基礎形状 49.0m(NS方向) × 57.4m(EW方向)	

(EW 方向)

質点番号	質点重量 W(kN)	回転慣性重量 $I_g(\times 10^9 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_g(\text{m}^2)$	断面2次モーメント I(m ⁴)
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	114,850	118.55	90.4	6,491
4	88,770	91.66	105.8	6,388
5	117,030	215.39	167.5	32,815
6	121,930	224.49	166.4	46,303
7	207,300	569.22	424.5	136,323
8	287,050	828.96	2,812.6	772,237
9	132,390	346.27		
合計	1,069,320		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 β 5% 基礎形状 49.0m(NS方向) × 57.4m(EW方向)	

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

表-4.3 地盤定数

(S_S-1)

標高 O.P. (m)	地質	S波速度 V _s (m/s)	単位体積 重量 γ _t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G ₀ (kN/m ²)	剛性低下率 G/G ₀	せん断弾性 係数 G (kN/m ²)	剛性低下後 S波速度 V _s (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.78	266,000	398	3
-80.0		500	17.1	0.455	436,000		340,000	442	
-108.0		560	17.6	0.446	563,000		439,000	495	
-196.0		600	17.8	0.442	653,000		509,000	530	
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

(S_S-2)

標高 O.P. (m)	地質	S波速度 V _s (m/s)	単位体積 重量 γ _t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G ₀ (kN/m ²)	剛性低下率 G/G ₀	せん断弾性 係数 G (kN/m ²)	剛性低下後 S波速度 V _s (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.81	276,000	405	3
-80.0		500	17.1	0.455	436,000		353,000	450	
-108.0		560	17.6	0.446	563,000		456,000	504	
-196.0		600	17.8	0.442	653,000		529,000	540	
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

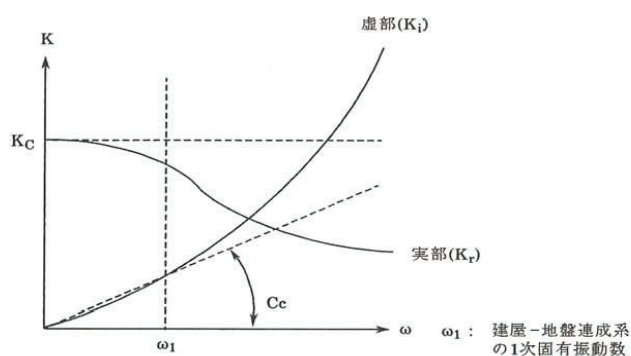


図-4.5 地盤ばねの近似

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. 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向, EW 方向の最大応答加速度を図-5.1 および図-5.2
に示す。

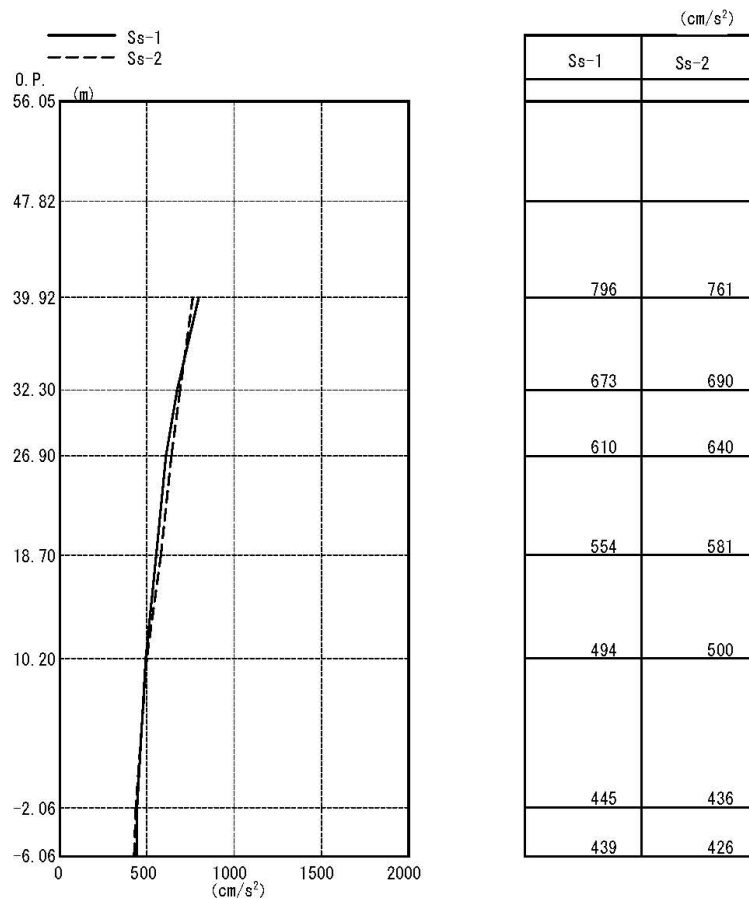


図-5.1 最大応答加速度 (NS 方向)

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

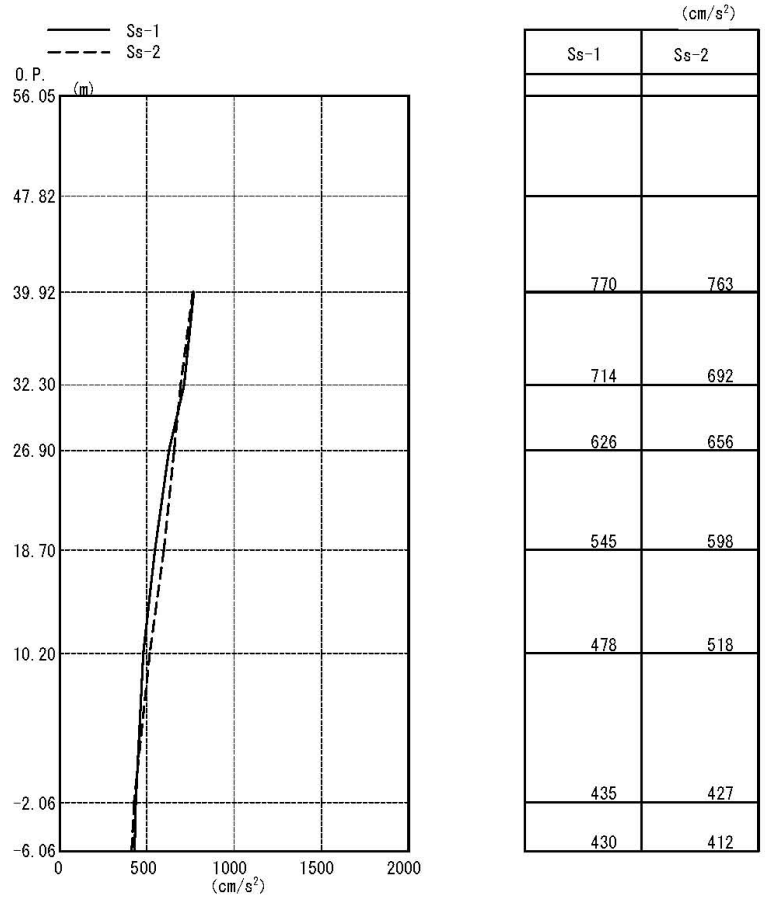


図-5.2 最大応答加速度 (EW 方向)

6. 耐震安全性評価結果

図-6.1, 図-6.2 及び図-6.3, 図-6.4 に基準地震動 Ss-1 及び基準地震動 Ss-2 に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは, 最大で 0.17×10^{-3} (Ss-1H 及び Ss-2H, EW 方向, 1F) であり, 評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分余裕がある。

以上のことから, 原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

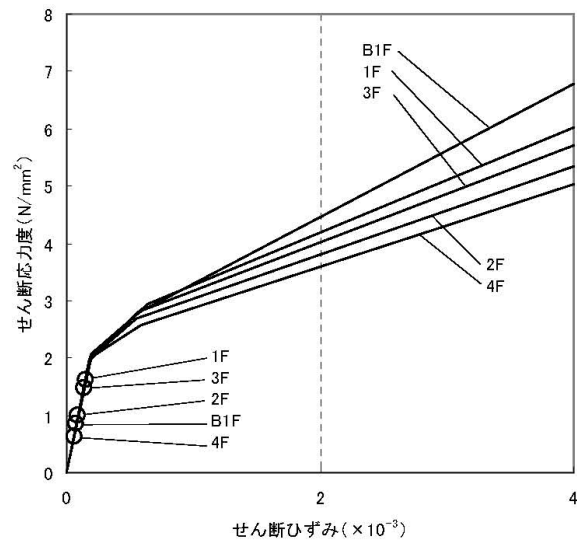


図-6.1 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS 方向)

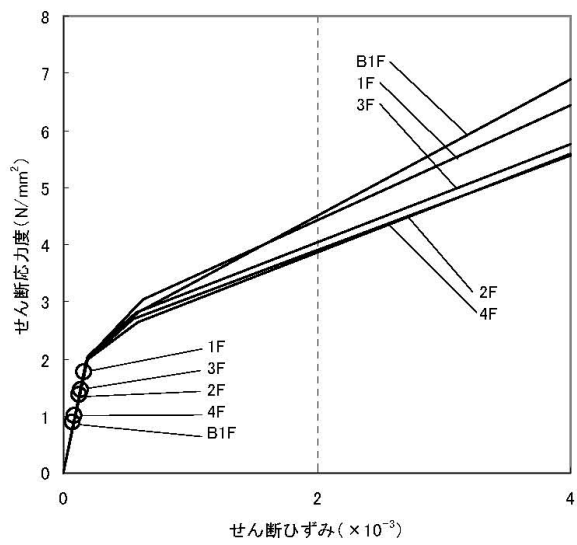


図-6.2 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW 方向)

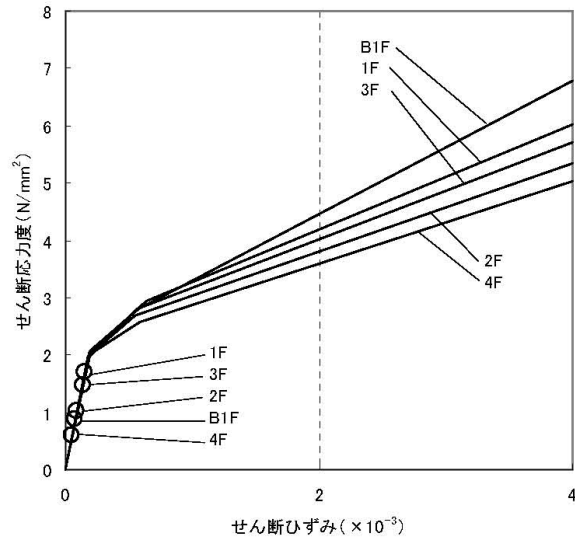


図-6.3 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, NS 方向)

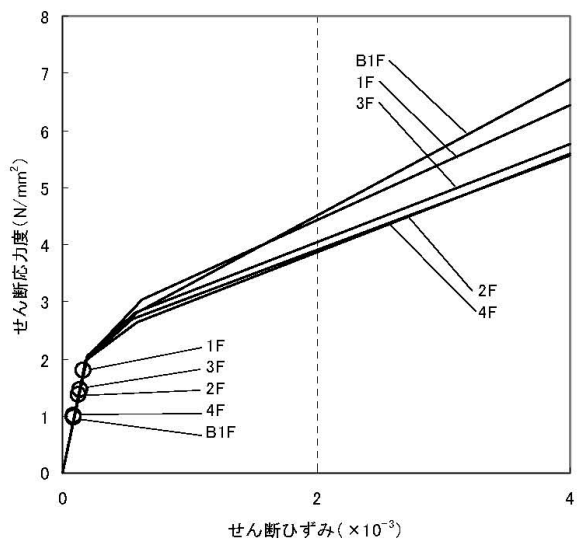


図-6.4 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, EW 方向)

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

付録 3-1

『発電所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

「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(改訂版)」(原管発官 21 第 110 号 平成 21 年 6 月 19 日付け)に記載している 4 号機原子炉建屋の耐震安全性評価結果を抜粋して以下に示す。

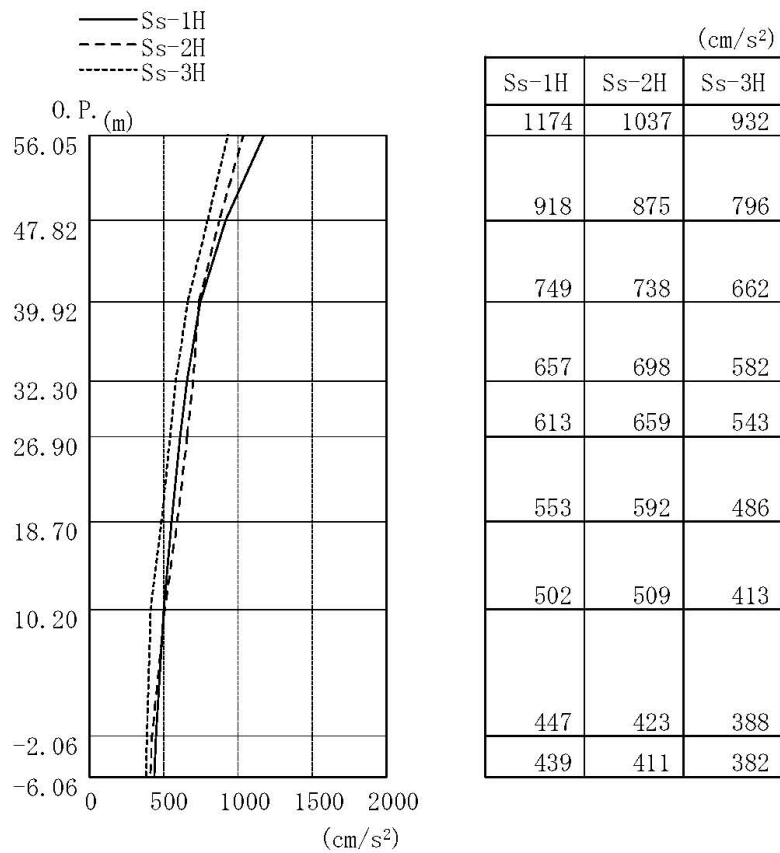


図-1 最大応答加速度 (NS 方向)

付 3-1.1

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

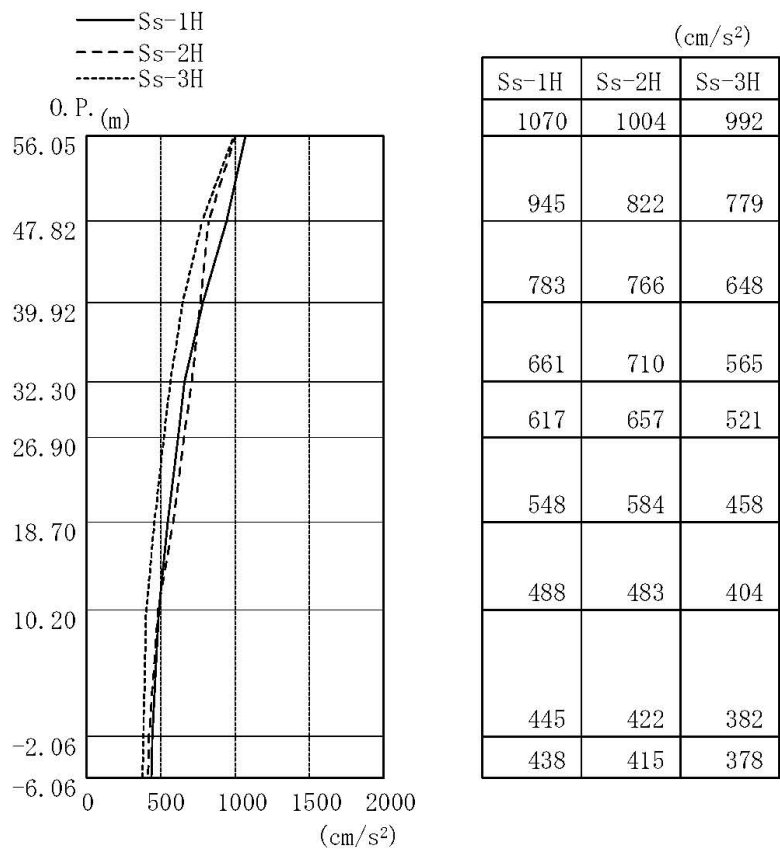


図-2 最大応答加速度 (EW 方向)

付 3-1.2

表-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

($\times 10^{-3}$)

階	S _S -1H	S _S -2H	S _S -3H	評価基準値
CRF	0.10	0.09	0.08	2.0以下
5F	0.17	0.15	0.14	
4F	0.05	0.05	0.04	
3F	0.08	0.08	0.07	
2F	0.09	0.09	0.08	
1F	0.15	0.16	0.13	
B1F	0.08	0.08	0.07	

表-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

($\times 10^{-3}$)

階	S _S -1H	S _S -2H	S _S -3H	評価基準値
CRF	0.12	0.12	0.11	2.0以下
5F	0.30	0.20	0.19	
4F	0.08	0.08	0.07	
3F	0.11	0.11	0.10	
2F	0.12	0.12	0.10	
1F	0.16	0.17	0.14	
B1F	0.08	0.09	0.07	

以上

付 3-1.3

損傷状況を評価するのに用いた写真について (4号機)

【外壁】

- 4月13日時点
 - ・ 3月24日に撮影した外観写真により、建屋の損傷状況を確認した上で建屋の解析モデルを作成している。(図1)



図1 損傷状況 (3月24日撮影)

- 5月10日時点
 - ・ 西面、南面については、5月10日に新たに現地で写真(図2)を撮影している。この写真から3月24日時点から損傷が進展していないことが確認できる。



図2 西面・南面の損傷状況 (5月10日撮影)

付 3-2.1

【内壁】

- 4月13日時点
 - ・ 建屋内の調査が実施できていなかったことから、外観写真と図面等から判断することとした。
- 4月28日時点
 - ・ コンクリートポンプ車の先端に取り付けられたカメラにより撮影された写真により、使用済燃料プールに一定の水量が注水されていることが確認できる。(図3)

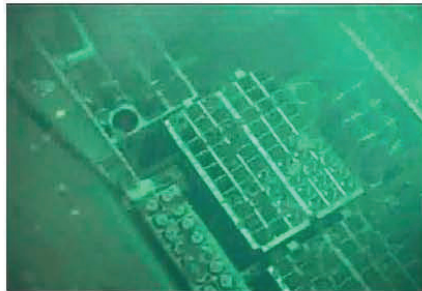
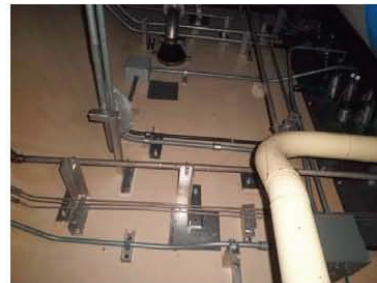


図3 使用済み燃料プール内部の状況(4月28日撮影)

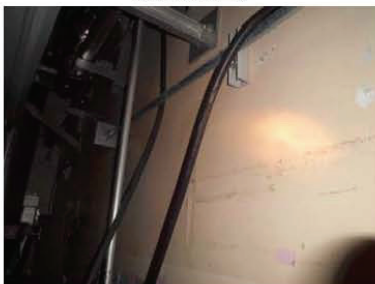
- 5月22日時点
 - ・ 建屋内(1階、2階)では調査が実施されている。現段階では1階、2階の内壁、1階、2階の床スラブ、天井スラブに損傷は確認されていない。建屋内の写真を図4、それぞれの写真の撮影位置を図5に示す。



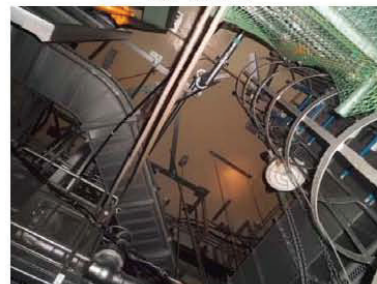
①1階内壁



②1階外壁



③1階外壁



④1階天井

図4 (1) 建屋内部の状況 (5月19日～21日撮影)

付3-2.2



⑤2 階内壁



⑥2 階外壁



⑦2 階シェル壁



⑧2 階シェル壁



⑨使用済燃料プール下部



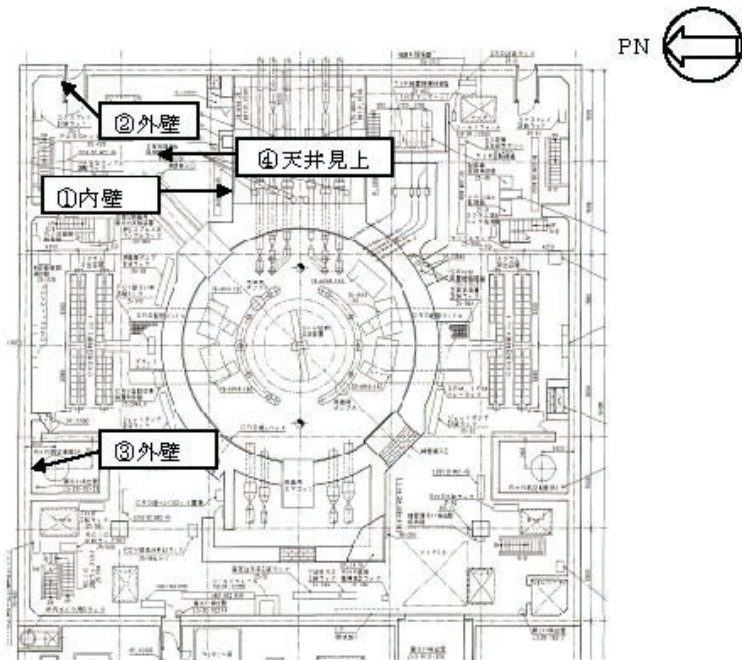
⑩2 階床



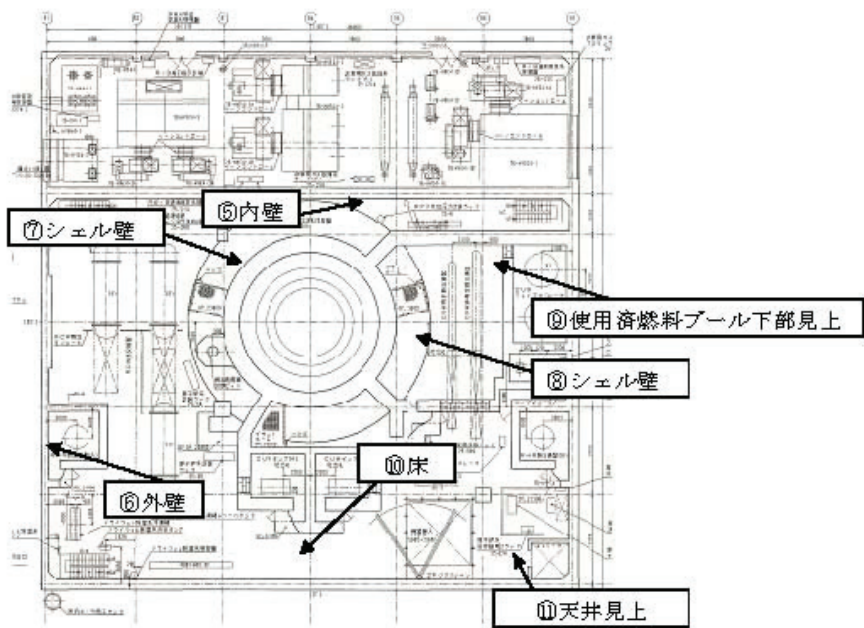
⑪2 階天井

図 4 (2) 建屋内部の状況 (5 月 19 日～21 日撮影)

付 3-2.3



1 階



2 階

図5 建屋内部の写真撮影位置

付 3-2.4

添付資料－４：４号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
（３次元FEM解析による局部評価）

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. 解析評価方針

4号機原子炉建屋については、5階より下部の4階や3階の外壁が複雑に損傷していることを踏まえ、2階より上部を詳細な3次元FEM解析モデルでモデル化し、応力解析により基準地震動Ssに対する原子炉建屋の耐震安全性を評価する。なお、4号機原子炉建屋の外壁の損傷が確認されている4階や3階においては、主要な耐震要素が使用済燃料プールとなることから、ここでは使用済燃料プールを中心とした評価を実施する。

プールの平面図を図-1.1に、断面図を図-1.2に示す。

耐震安全性評価は、図-1.3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（O.P. 18.7m）から5階の床（O.P. 39.92m）までの建屋部分を対象に、爆発等による損傷状況を模擬した3次元FEM解析モデルを作成する。
- ・ 死荷重、プール水による静水圧、温度荷重、地震応答解析結果に基づく地震荷重、地震時動水圧などの荷重条件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に発生する応力およ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。

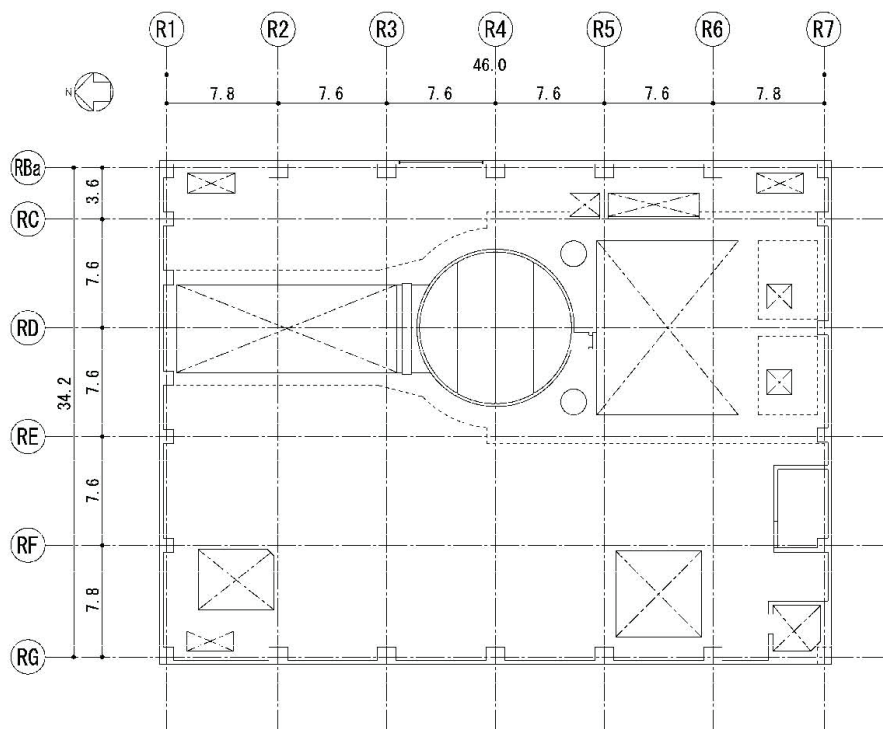


图-1.1 5階 平面图
(单位 : m)

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

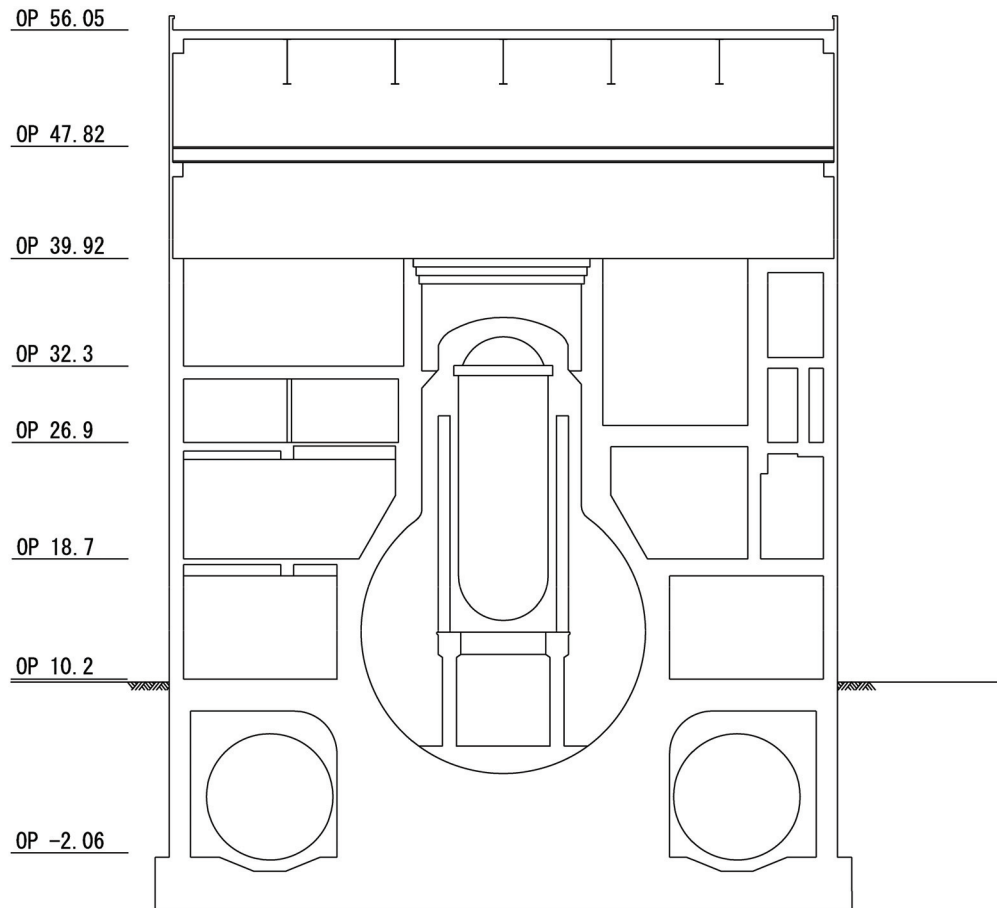


図-1.2 断面図
 (NS方向断面, 単位:m)

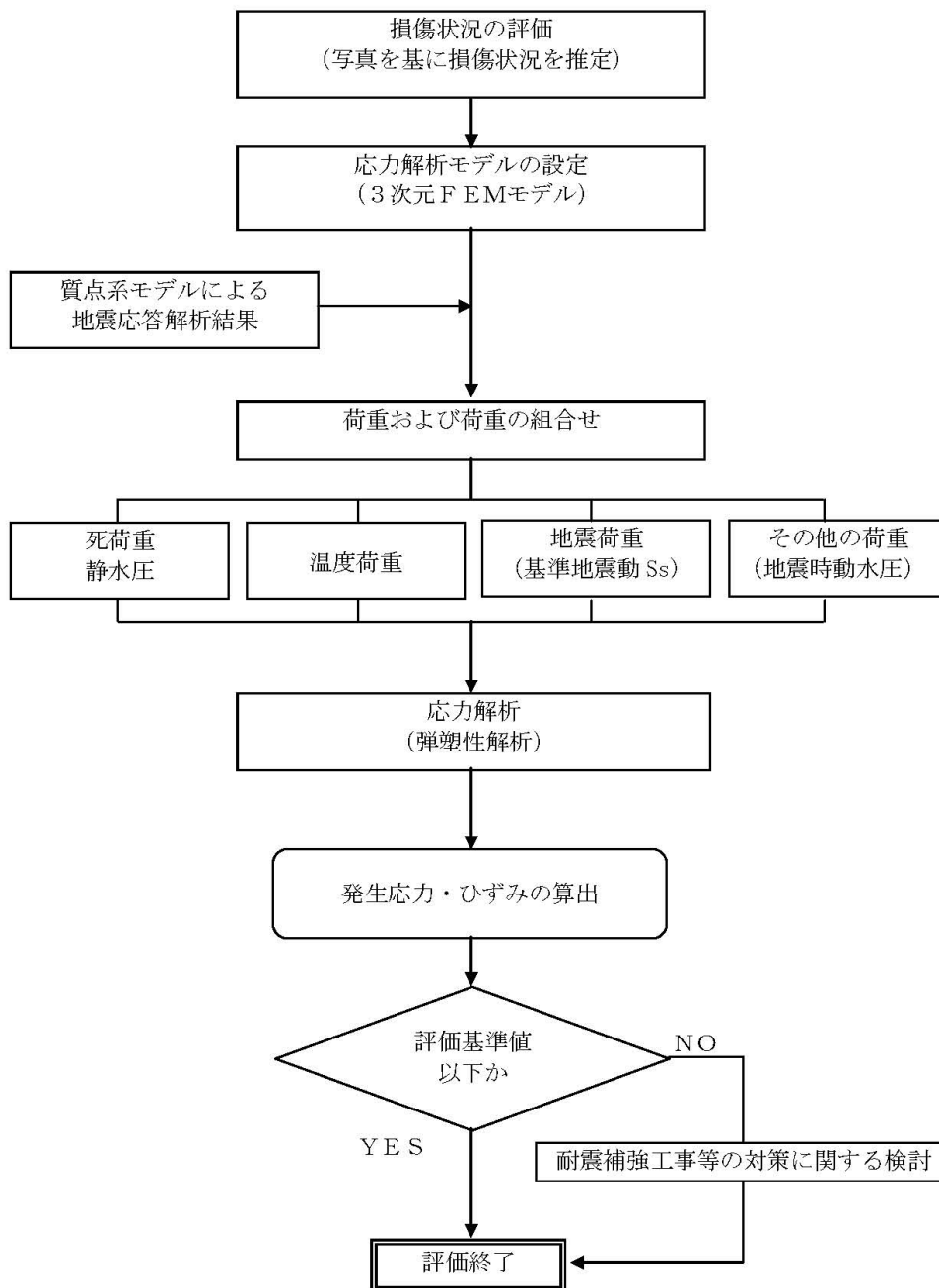


図-1.3 使用済燃料プールの耐震安全性評価フロー

2. 損傷状況の評価

損傷状況の評価にあたっては、「添付資料-3 2. 損傷状況の評価」を基本として3次元FEM解析モデルを作成している。

解析モデルに評価した外壁は、添付資料-3において考慮した部分と同一とし、5階より下部の柱・梁は残った状態とする。使用済燃料プールや機器仮置プール、シェル壁及び周辺床は損傷がないものとしてモデル化する。

損傷した部分の重量については、下階の床で支持されていると仮定し、全て一様に積載されているものとして評価する。

3. 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、使用済燃料プール部に発生する応力及びひずみを算定する。2階壁から5階の燃料取替え床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する。

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を用いる。各要素には、板の軸力と曲げ応力を同時に考えるが、板の曲げには面外せん断変形の影響も考慮する。使用計算機コードは「ABAQUS」である。

解析モデル概要図を図-3.1 に、コンクリートと鉄筋の構成則を図-3.2 に、解析モデルの境界条件を図-3.3 に示す。

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

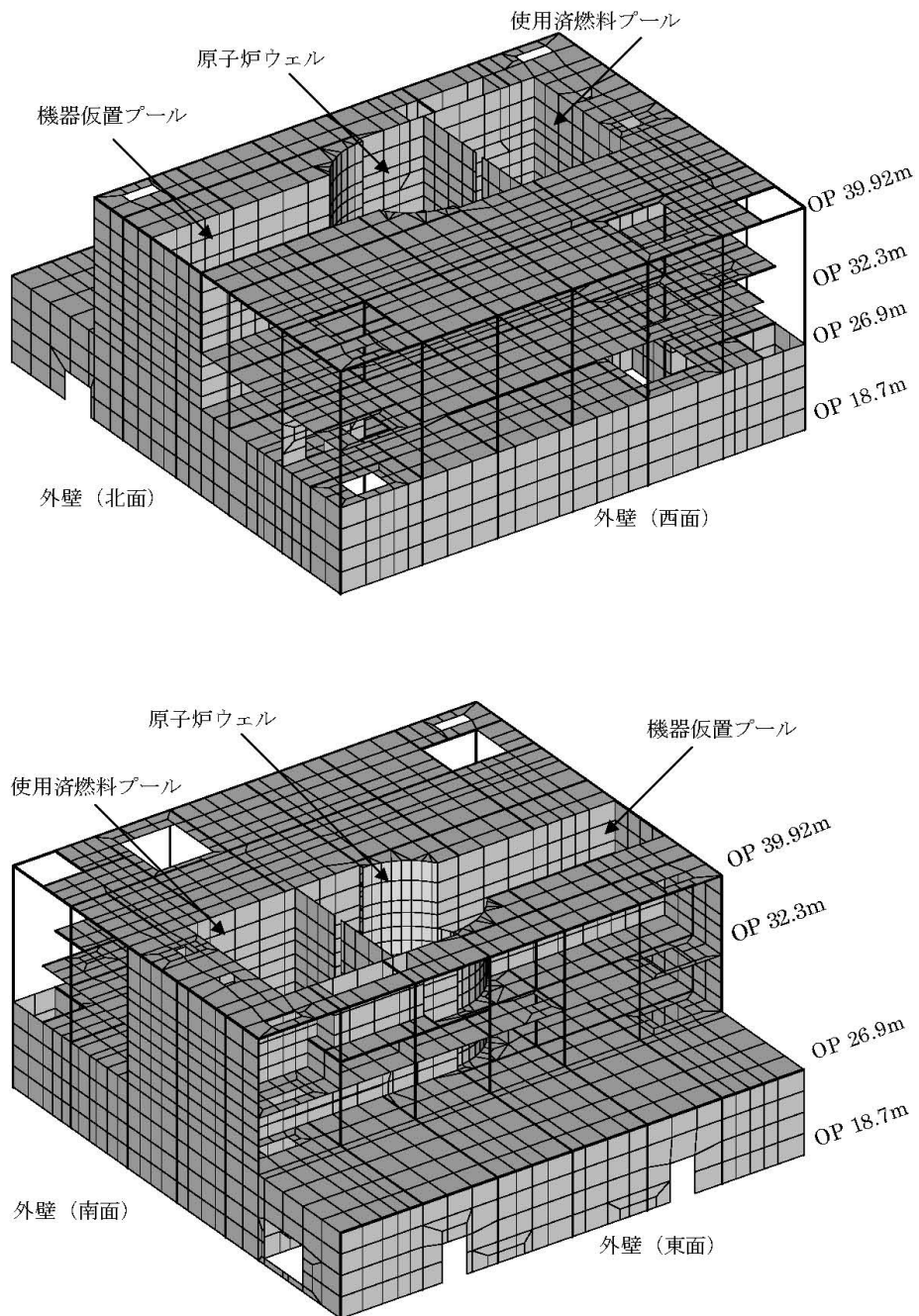
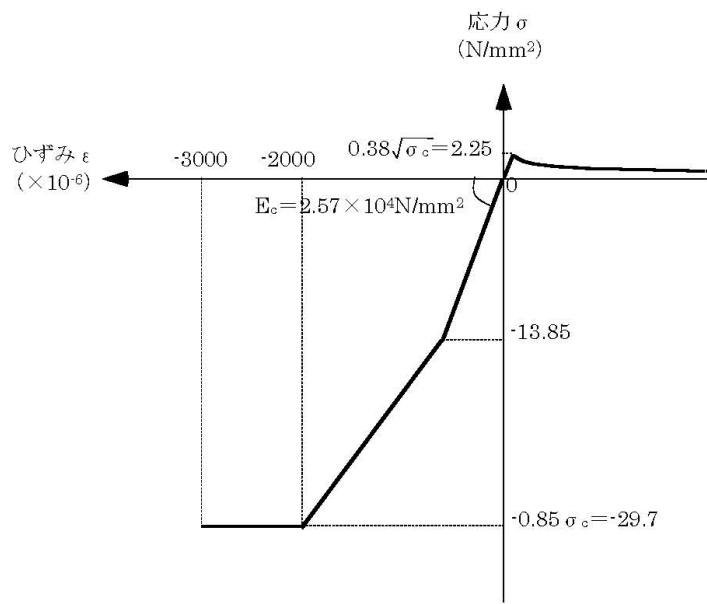
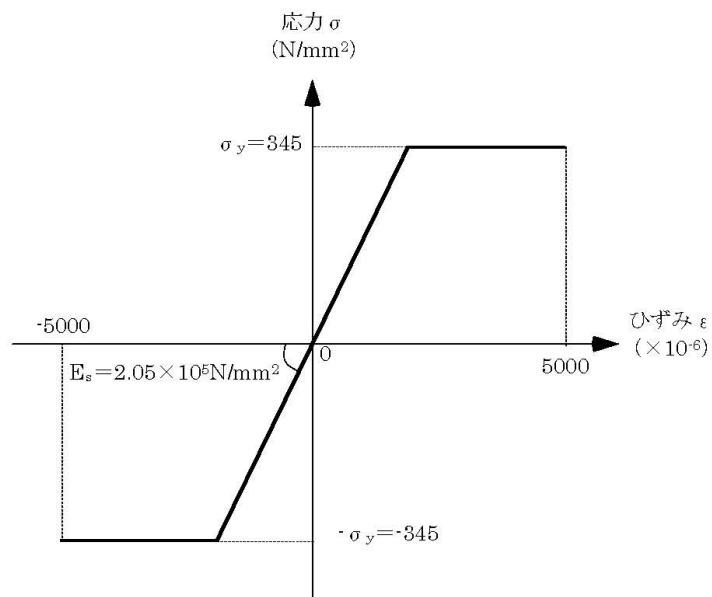


図-3.1 解析モデル概要図



(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 コンクリートと鉄筋の構成則

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

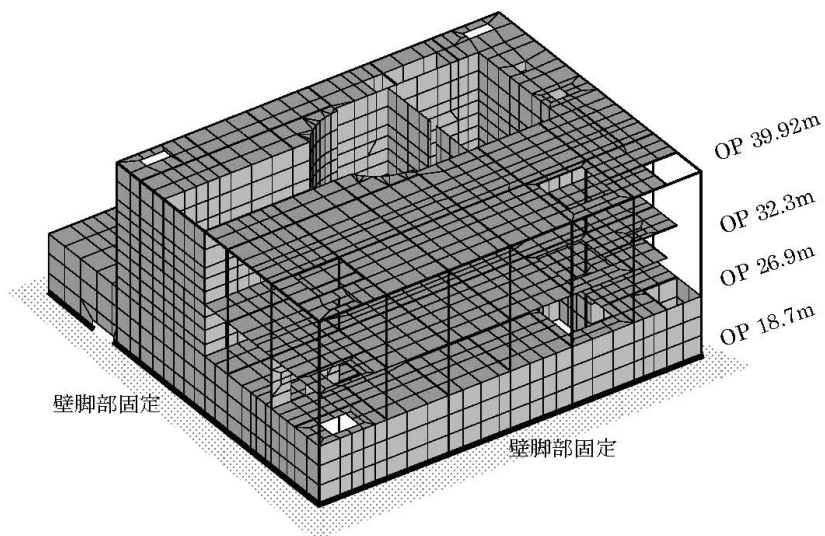


図-3.3 解析モデルの境界条件

4. 荷重および荷重の組合せ

(1) 死荷重

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、機器重量に加え、崩れた屋根や外壁重量が全て燃料取替え床やプール床に積載していると仮定した場合の付加重量を考慮する。

(2) 静水圧

使用済燃料プール、原子炉ウエルおよび機器仮置プールが満水状態にあると仮定した場合の静水圧を考慮する。

(3) 温度荷重

実測されたプール水の温度条件（90℃程度）を参考に、水温 90℃、外気温 10℃の状態を想定する。

(4) 地震荷重

前述の建屋の損傷を考慮した質点系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、水平方向および鉛直方向の地震荷重を設定する。(付録 4-1 参照)

(5) その他の荷重

プール水の地震時動水圧を考慮する。

(6) 荷重の組合せ

表-4.1 に荷重の組合せを示す。なお、水平方向およ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。

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」等においては、温度荷重と基準地震動 S_s による地震荷重との組合せを行わないこととしている。しかし、現状の使用済燃料プールが比較的長期間高温状態となっていることを踏まえ、温度荷重と基準地震動 S_s による地震荷重とを組み合わせることをとした。さらに、温度荷重を考慮しない場合の評価結果については付録 4-2 に示している。

表-4.1 荷重の組合せ

荷重時名称	荷重の組合せ
S_s 地震時	DL + H + T + K + KH

ここに、 DL : 死荷重 、 H : 静水圧 、 T : 温度 、
K : 地震荷重（基準地震動 S_s ） 、 KH : 地震時動水圧

5. 評価結果

配筋諸元等に基づき使用済燃料プールの構造検討を行い、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およびひずみが、評価基準値を超えないことを確認する。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」などに基づき設定する。評価に用いる配筋諸元を図-5.1に示す。

評価結果を表-5.1、表-5.2に示す。いずれの箇所においても発生応力およびひずみは弾性範囲内であり評価基準値を下回ることより、現状の使用済燃料プールは基準地震動 S_s に対する耐震安全性は確保されていると推定される。

表-5.1～表-5.2に用いる記号の説明

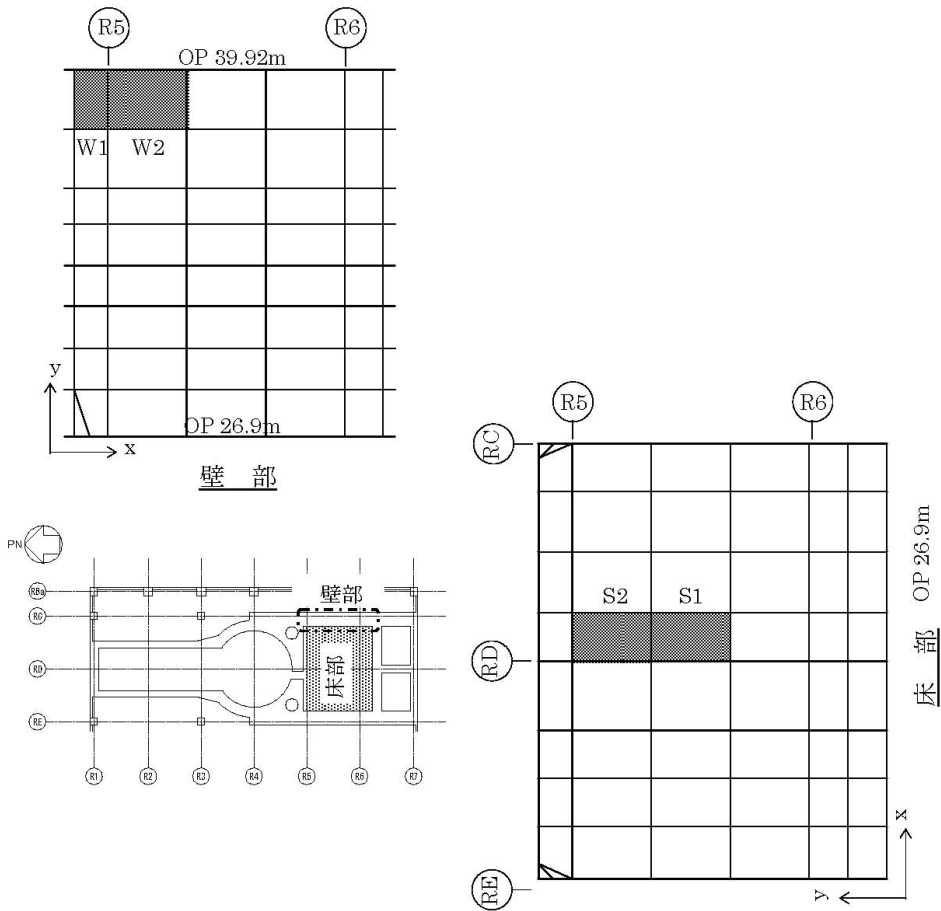
ϵ_c	: コンクリートの圧縮ひずみ
$s\epsilon_c, s\epsilon_t$: 鉄筋の圧縮ひずみおよび引張ひずみ (ひずみは全て引張側を正として表記)
Q	: 面外せん断力

なお、損傷状況の評価および荷重条件の設定において、以下に示すいくつかの変動要因が考えられる。これらの変動要因による影響については、別途検討を行い顕著な影響を及ぼさないことを確認している。(付録4-3参照)

- ・ 爆発による周辺床スラブなどへの影響
- ・ 火災による燃料プール壁および周辺床スラブへの影響
- ・ 使用済燃料プール水温の高温化による影響

また、使用済燃料プール底部に補強工事を実施している。この工事による裕度向上効果についての検討も行っている。(付録4-4参照)

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



位置	内側筋		外側筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
W1	D32@250	D32@120	D32@250	D32@240	—
W2	+4-D32	D32@120	+4-D32	D32@240	—

位置	上端筋		下端筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
S1	D32@100+D32@200		D32@200		—
S2	D32@100+D32@200		D32@200		—

図-5.1 評価箇所配筋諸元

表-5.1(1) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果 (壁部)

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
W1	ϵ_c	Ss 地震時	-480	-3000	可
	ϵ_s		-350	-5000	可
	ϵ_t		1230	5000	可

表-5.1(2) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果 (床部)

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
S1	ϵ_c	Ss 地震時	-580	-3000	可
	ϵ_s		-210	-5000	可
	ϵ_t		490	5000	可

表-5.2(1) 面外せん断力の検討結果 (壁部)

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
W2	Ss 地震時	2040	3770	可

表-5.2(2) 面外せん断力の検討結果 (床部)

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
S2	Ss 地震時	800	1150	可

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> $T.P.=旧O.P.-1,436mm$

付録 4-1

4号機原子炉建屋の鉛直方向の地震応答解析について

福島第一原子力発電所4号機原子炉建屋の3次元FEM解析による局部評価にあたっては、基準地震動 S_s による鉛直方向の動的解析結果を入力として用いている。ここでは、鉛直方向の地震応答解析結果を示す。

解析モデル作成にあたって、「添付資料-3: 4号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細（質点系モデルによる時刻歴応答解析による評価）」において評価した範囲と同様の範囲を損傷範囲として取り扱うこととし、崩れた部分の重量については、下階の床で支持されると仮定する。

鉛直方向の建屋解析モデルを図-1に、諸元を表-1に示す。

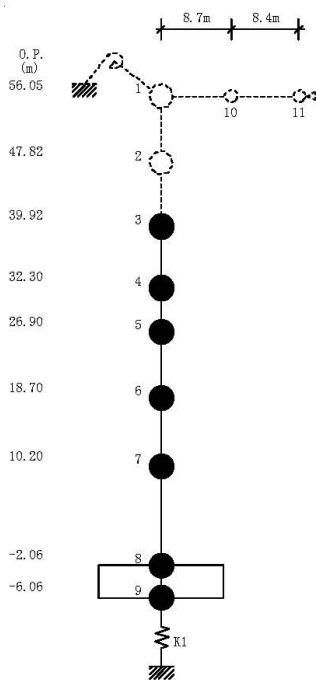


図-1 建屋解析モデル（鉛直方向）

付 4-1.1

表-1 建屋解析モデルの諸元 (鉛直方向)

建屋				屋根			
質点番号	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)	質点番号	質点重量 W (kN)	せん断断面積 A_S ($\times 10^{-2}$ m ²)	断面2次モーメント I (m ⁴)
1	-	-	-	1	-	-	-
2	-	-	-	10	-	-	-
3	114,850	222.6	7.41	11	-	-	-
4	88,770	218.1	10.58				
5	117,030	380.4	11.92				
6	121,930	340.6	10.30				
7	207,300	654.7	13.72				
8	287,050	2,812.6	180.71				
9	132,390						
合計	1,069,320						

- ①コンクリート部
 ヤング係数 E_c 2.57×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰 h 5%
- ②鉄骨部
 ヤング係数 E_s 2.05×10^8 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 7.90×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 0.30
 減衰 h 2%

基礎形状

49.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

付 4-1.2

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

地震応答解析により求められた鉛直方向の最大応答加速度および最大応答軸力を図-2 およ
 び図-3 に示す。

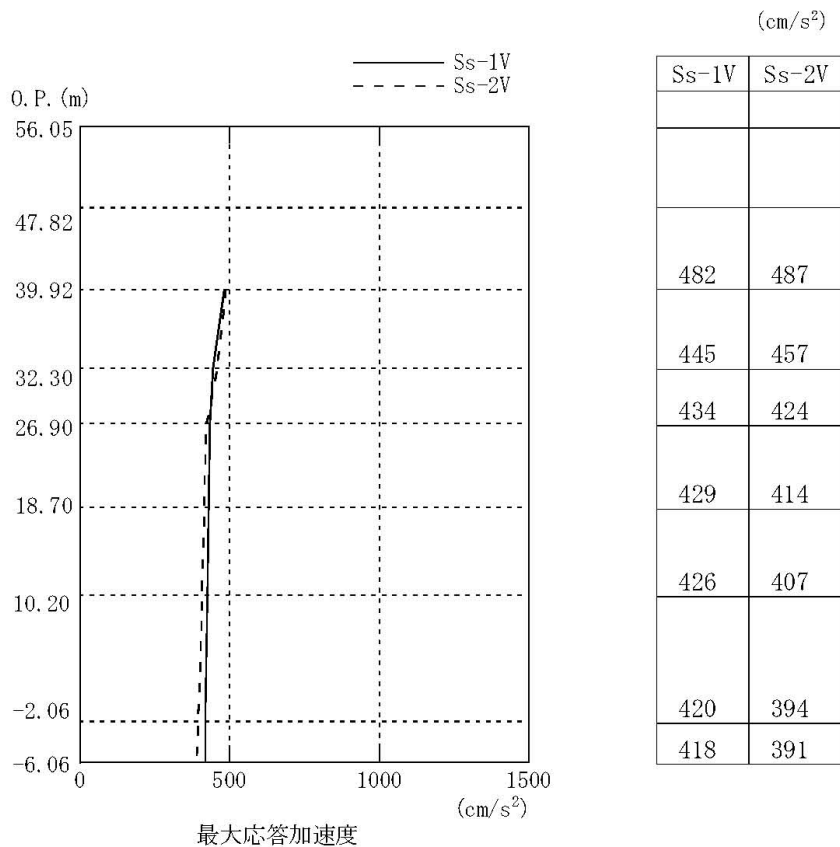


図-2 最大応答加速度 (鉛直方向)

付 4-1. 3

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

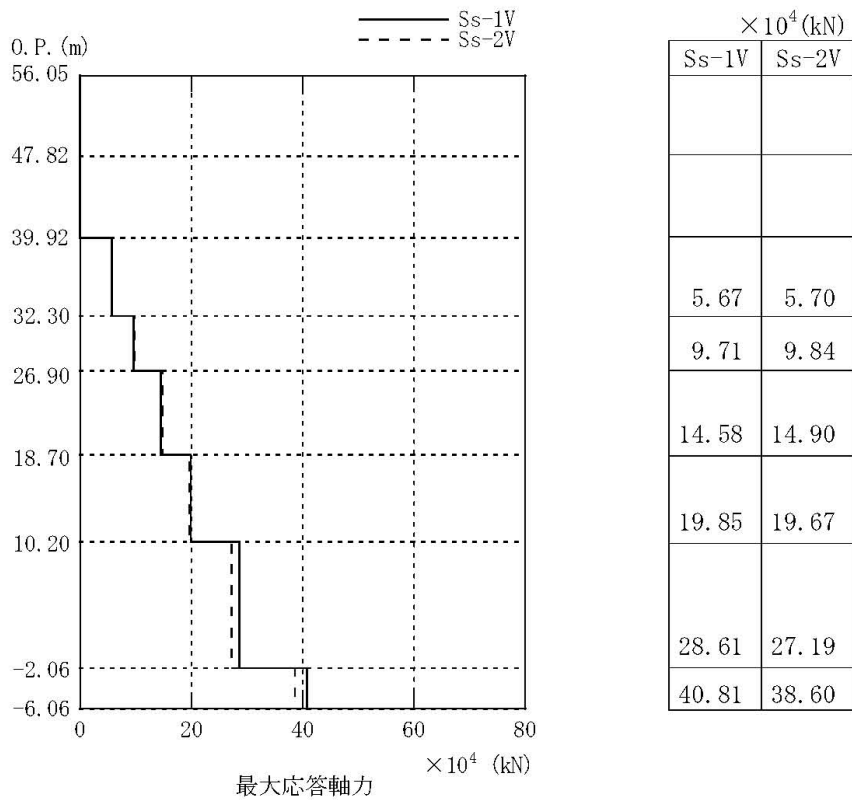


図-3 最大応答軸力（鉛直方向）

付 4-1. 4

温度荷重に関するパラメトリックスタディについて

1. 解析概要

添付資料－4 では、荷重組合せとして基準地震動 Ss と温度荷重（プール水の温度条件（90℃程度））を組み合わせ耐震安全性の評価を実施した。本検討では、温度荷重を考慮しない場合の基準地震動 Ss に対する検討を行い、温度荷重を考慮しない場合における耐震安全性の評価への影響を検討する。

2. 解析方法

添付資料－4 の荷重の組合せ（以下、基本ケースとする）をもとに、温度荷重を除外した表－1 の荷重の組合せを対象とする。なお、荷重の組合せ以外の条件は、解析モデルを含め基本ケースと同一である。

表 1 荷重の組合せ

荷重時名称	荷重の組合せ
Ss 地震時	DL+H+K+KH

ここに、 DL : 死荷重
 H : 静水圧
 K : Ss 地震荷重
 KH : Ss 地震時動水圧

3. 評価結果

使用済燃料プール壁部及びプール床部のコンクリートおよび鉄筋のひずみで基本ケースにて評価した同一箇所（要素）の結果を表 2 に、面外せん断応力で基本ケースにて評価した同一箇所（要素）の結果を表 3 に示す。なお、参考として、表 2 及び表 3 には、比較のためプール部の温度の条件を考慮した基本ケースの検討結果を併記する。

評価結果より、温度荷重を考慮しない場合においても、使用済燃料プールの発生応力およびひずみは評価基準値以内であり、耐震安全性は確保されていると推定される。

表 2(1) 軸力と曲げ応力による
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果 (壁部)

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ(×10 ⁻⁶)		評価基準値(×10 ⁻⁶)	判定
			本検討(温度なし)	参考基本ケース		
W1	c ε _c	Ss 地震時	-110	-480	-3000	可
	s ε _c		-110	-350	-5000	可
	s ε _t		420	1230	5000	可

表 2(2) 軸力と曲げ応力による
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果 (床部)

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ(×10 ⁻⁶)		評価基準値(×10 ⁻⁶)	判定
			本検討(温度なし)	参考基本ケース		
S1	c ε _c	Ss 地震時	-130	-580	-3000	可
	s ε _c		-40	-210	-5000	可
	s ε _t		140	490	5000	可

表 3(1) 面外せん断応力の検討結果 (壁部)

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)		判定
		本検討(温度なし)	参考基本ケース	
W2	Ss 地震時	1020 (3430)	2040 (3770)	可

() 数値は評価基準値

表 3(2) 面外せん断応力の検討結果 (床部)

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)		判定
		本検討(温度なし)	参考基本ケース	
S2	Ss 地震時	870 (2180)	800 (1150)	可

() 数値は評価基準値

付 4-2.2

使用済燃料プールの耐震安全性評価に係るパラメトリックスタディー

1. 検討方針

基本ケースでは想定していない以下に示す損傷シナリオ（以下に示す3ケース）を考慮したパラメータ解析を実施し、使用済燃料プールの耐震安全性評価に与える影響程度を把握する。

【基本ケースで想定していない損傷シナリオ】

① 爆発による影響

爆発により屋根および3階以上の外壁の大半が崩壊し、厚壁で構成されたプールの周辺部の半壊壁や床の剛性が低下している可能性がある。

② 火災による影響

火災により西面のプール壁及び周辺部が損傷し、それらの剛性が低下している可能性がある。

③ プール水温の高温化による影響

使用済み燃料の発熱によりプール水温が上昇し、長時間高温環境下におかれることによりプール壁・床内側のコンクリートが損傷し、剛性が低下している可能性がある。

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. 検討条件

2. 1 爆発による影響検討のための検討条件

爆発により屋根及び3階以上の外壁の大半が崩壊し、厚壁で構成されたプールの周辺部の半壊壁や床の剛性が低下している可能性がある。従って、図-1 に示すように、4～5階の一般床及び3～4階の半壊程度の外壁の損傷程度が使用済燃料プールの耐震安全性評価に及ぼす影響について検討する。

① 一般床剛性（4～5階）

4階及び5階の床剛性を50%に低下させる。

② 外壁剛性（3～4階）

半壊程度の外壁（なお、基本ケースでは全壊扱いとしている）をモデル化し、当該壁の剛性を50%に低下させる。

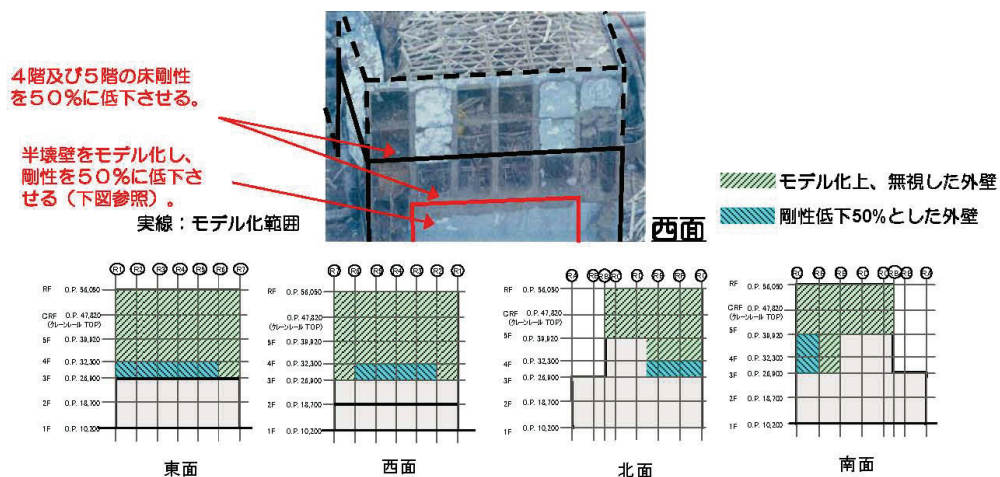


図-1 爆発による影響検討の対象とする床及び外壁

付 4-3.2

2. 2 火災による影響検討のための検討条件

火災により西面のプール壁及び周辺部が損傷し、それらの剛性が低下している可能性がある。従って、4階西側のMGセット室を火災発生箇所とし、図-2 に示す火災による影響範囲を西側エリアの4階床、5階床およびプール壁の全面が火災によって剛性低下すると仮定する。ここで、当該床及び壁のコンクリート表面が火災により損傷を受けたと仮定し、80%程度に剛性低下した場合を想定して、使用済燃料プールの耐震安全性評価に及ぼす影響の程度を検討する。

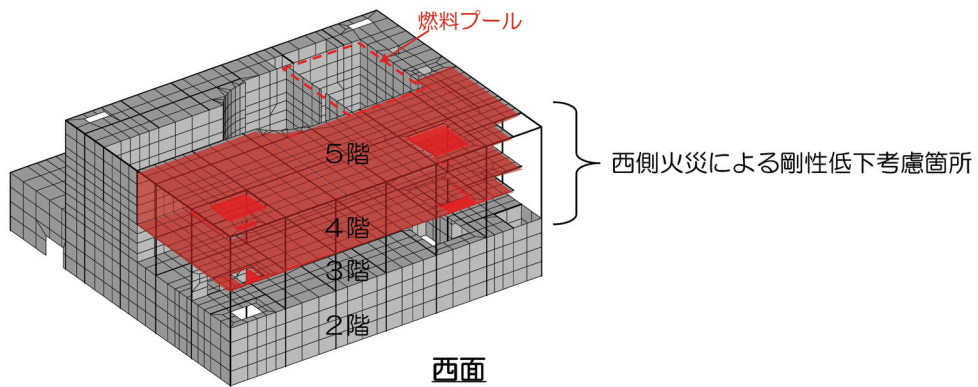


図-2 火災による影響検討の対象とする床及び外壁

2. 3 プール水温の高温化による影響検討のための検討条件

使用済み燃料の発熱によりプール水温が上昇し、長時間高温環境下におかれることによりプール壁・床内側のコンクリートが損傷し、剛性が低下している可能性がある。従って、温度条件として、プール水温が100℃まで上昇し、なおかつ外気温も冬場0℃と想定した場合について検討し、使用済み燃料プールの耐震安全性評価に及ぼす影響の程度を検討する。

付 4-3. 4

2. 4 検討ケース

2. 1から2. 4までの3ケースの検討条件を纏めた検討ケースの一覧を、基本ケースも併せて、表-1 に示す。検討ケースは、基本ケースと同じ荷重組み合わせ（16ケース）を考慮し、使用済燃料プールの耐震安全性評価に与える影響を検討する。

表-1 検討ケース一覧

ケース		影響検討のための項目			
		外壁の 剛性低下 (3～4階)	一般床の 剛性低下 (4～5階)	プール壁の 剛性低下	プール水 温度
-	基本	全壊及び半壊 ともに無視	無視	無視	10～90℃
1	爆発による影 響	半壊部分は 50%に剛性低下	50%に剛性低下	*	*
2	火災による影 響	*	西側部分は 80%に剛性低下	西側部分は 80%に剛性低下	*
3	プール水温に よる影響	*	*	*	0～100℃

注) *: 基本ケースと同じ条件とする。

3. 検討結果

基本ケース及び検討ケースに対して、評価基準値に対する発生ひずみもしくは発生応力の比率を比較した結果を表-2 に示す。従って、基本ケースでは想定していない爆発、火災及びプール水温の高温化による損傷シナリオを考慮しても、使用済燃料プールの耐震安全性評価には影響を与えないことが確認された。

なお、参考までに、検討ケース1～3に対する使用済燃料プールの耐震安全性評価結果の詳細を表-3～表-8 に示す。

表-2 評価基準値に対する発生ひずみもしくは発生応力の比率の比較

	評価項目	基本ケース	【ケース1】 爆発による影響	【ケース2】 火災による影響	【ケース3】 プール水温の高温化による影響
プール床	鉄筋ひずみ	0.10	0.10	0.10	0.14
	コンクリートひずみ	0.20	0.20	0.20	0.24
	面外せん断力	0.70	0.69	0.70	0.76
プール壁	鉄筋ひずみ	0.25	0.25	0.24	0.30
	コンクリートひずみ	0.16	0.16	0.17	0.19
	面外せん断力	0.55	0.55	0.52	0.61

注) 表中の値は、1未満であれば評価基準値を下回ることを示している。

【ケース1 爆発による影響】

表-3(1) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
W1	$c \varepsilon_c$	Ss 地震時	-470	-3000	可
	$s \varepsilon_c$		-340	-5000	可
	$s \varepsilon_t$		1240	5000	可

表-3(2) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
S1	$c \varepsilon_c$	Ss 地震時	-580	-3000	可
	$s \varepsilon_c$		-210	-5000	可
	$s \varepsilon_t$		480	5000	可

表-4(1) 面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
W2	Ss 地震時	2050	3770	可

表-4(2) 面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
S2	Ss 地震時	790	1150	可

注) 検討対象箇所は、基本ケースを参照のこと。

付 4-3.7

【ケース2 火災による影響】

表-5(1) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
W1	$c \varepsilon_c$	Ss 地震時	-510	-3000	可
	$s \varepsilon_c$		-380	-5000	可
	$s \varepsilon_t$		1170	5000	可

表-5(2) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
S1	$c \varepsilon_c$	Ss 地震時	-580	-3000	可
	$s \varepsilon_c$		-210	-5000	可
	$s \varepsilon_t$		480	5000	可

表-6(1) 面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
W2	Ss 地震時	1940	3770	可

表-6(2) 面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
S2	Ss 地震時	760	1090	可

注) 検討対象箇所は、基本ケースを参照のこと。

【ケース3 プール水温の高温化による影響】

表-7(1) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
W1	ϵ_c	Ss 地震時	-570	-3000	可
	ϵ_s		-460	-5000	可
	ϵ_t		1480	5000	可

表-7(2) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
S1	ϵ_c	Ss 地震時	-700	-3000	可
	ϵ_s		-230	-5000	可
	ϵ_t		660	5000	可

表-8(1) 面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
W2	Ss 地震時	2280	3770	可

表-8(2) 面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
S2	Ss 地震時	860	1140	可

注) 検討対象箇所は、基本ケースを参照のこと。

補強工事の効果について

1. 解析評価方針

使用済燃料プールの床の裕度向上を目的に、使用済燃料プールの床下に鋼製支柱等を取り付ける予定である。ここでは、図1に示す鋼製支柱等を模擬した要素を追加した応力解析モデルを用いて、同様の耐震安全性評価を行う。評価結果を取り付け前と比較することで裕度向上効果を把握する。

なお、鋼製支柱は東西方向に32本配置し上部からの荷重を支える。さらに、その機能を確実なものとするために、コンクリート壁を設置し、コンクリート壁と使用済燃料プール底部の間はグラウトを充填することとしている。

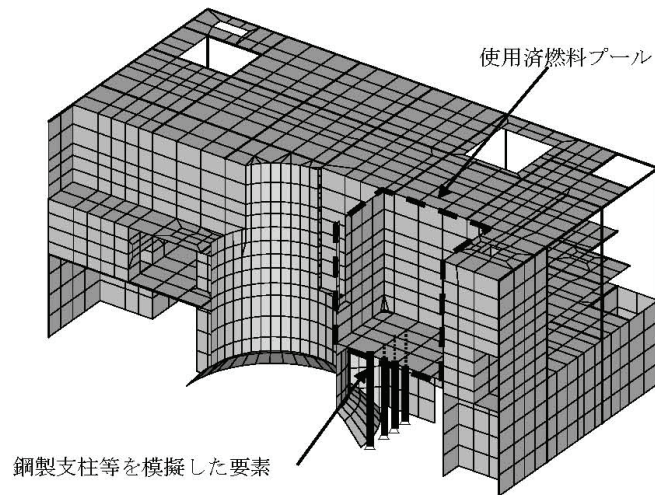


図1 応力解析モデル

付 4-4.1

2. 裕度向上効果

使用済燃料プール床について、発生応力およびひずみの評価基準値に対する比が最も大きい箇所を抽出し、鋼製支柱等を模擬した要素の取り付け前後で比較した結果を表1と表2に示す。いずれも鋼製支柱等の取り付け後に最大値が低減しており、鋼製支柱等による裕度向上効果が期待できることが確認できた。

表1 発生ひずみの評価基準値に対する比の最大値
(鋼製支柱等を模擬した要素の取り付け前後の比較)

箇所	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ 評価基準値	
			鋼製支柱 取り付け前 (最大値)	鋼製支柱 取り付け後 (最大値)
使用済 燃料 プール床 S1	コンクリート ϵ_c	Ss 地震時	0.20	0.10
	鉄筋 ϵ_t		0.10	0.07

表2 面外せん断力の評価基準値に対する比の最大値
(鋼製支柱等を模擬した要素の取り付け前後の比較)

箇所	検討応力	荷重時名称	発生せん断力 評価基準値	
			鋼製支柱 取り付け前 (最大値)	鋼製支柱 取り付け後 (最大値)
使用済 燃料 プール床 S2	面外せん断力 Q	Ss 地震時	0.70	0.56

付 4-4.2

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) (追補版) (改訂2)

平成24年12月

東京電力株式会社

目次

1. はじめに
2. 使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況
3. 原子炉建屋躯体の損傷状況
4. 原子炉建屋の耐震安全性評価結果（質点系モデルによる解析）
5. 使用済燃料プールの耐震安全性評価結果（3次元 FEM 解析）
6. まとめ

添付資料－1：使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況に関する詳細

添付資料－2：原子炉建屋躯体の損傷状況に関する詳細

添付資料－3：原子炉建屋の耐震安全性評価結果に関する詳細（質点系モデルによる解析）

添付資料－4：使用済燃料プールの耐震安全性評価結果に関する詳細（3次元 FEM 解析）

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）（追補版）（改訂2）

1. はじめに

福島第一原子力発電所第4号機原子炉建屋において、燃料取り出し用カバーの設計および瓦礫撤去の進捗に伴い、使用済燃料の取り出し時における建屋の状況および躯体の詳細な損傷状況が明らかになってきた。これを受け、本報告書では、平成23年5月28日に報告した「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）」（東京電力株式会社）（以下、平成23年報告書という）の追補版として、使用済燃料の取り出し時を想定した4号機原子炉建屋および使用済燃料プールの耐震安全性評価結果を報告する。

2. 使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況

今後の使用済燃料の取り出し時の原子炉建屋の状況を想定し、平成23年報告書で評価した状況からの変更点を整理した。使用済燃料の取り出し時においては、オペレーティングフロア上部の瓦礫および機器が撤去されるとともに、使用済燃料プール底部の支持構造物や燃料取扱機支持用架構の設置、ヤード整備等が実施されている。今回の評価では、これらの変更点を反映した耐震安全性評価を行う。

（添付資料－1）

3. 原子炉建屋躯体の損傷状況

「福島原子力事故調査報告書」（平成24年6月、東京電力株式会社）において示された原子炉建屋内における水素爆発原因の調査結果を踏まえ、耐震安全性に関わる壁および床を対象とした目視調査を実施し、原子炉建屋躯体の詳細な損傷状況を調査した。損傷の程度をスパンごとに3段階（損傷なし、一部損傷、全壊）に分類し、整理を行った。今回の評価では、このような損傷状況の調査結果を反映した耐震安全性評価を行う。

（添付資料－2）

4. 原子炉建屋の耐震安全性評価結果（質点系モデルによる解析）

平成23年報告書で用いた質点系モデルを基に、2. を踏まえて各階の質点重量を増減するとともに、3. において損傷が確認された箇所および「福島第一原子力発電所4号機原子炉建屋の外壁の局所的な膨らみを考慮した耐震安全性に関する検討に係る報告書」

(平成 24 年 6 月、東京電力株式会社) (以下、平成 24 年 6 月報告書という) において外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視したモデルを作成し、時刻歴応答解析を実施した。解析の結果、耐震壁に発生するせん断ひずみは平成 23 年報告書のモデルの場合とほぼ同様の結果となり、大きな差異は生じなかった。また、耐震壁に発生するせん断ひずみは最大でも 0.16×10^{-3} であり、評価基準値である 4.0×10^{-3} を大きく下回った。これらの結果から、使用済燃料の取り出し時を想定した状況においても、原子炉建屋は十分な耐震安全性を有しているものと評価している。

(添付資料-3)

5. 使用済燃料プールの耐震安全性評価結果 (3次元 FEM 解析)

平成 23 年報告書で用いた 3 次元 FEM モデルを基に、2. を踏まえて重量の変化および使用済燃料プール底部の支持構造物等を反映するとともに、3. において損傷が確認された箇所および平成 24 年 6 月報告書において外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視したモデルを作成し、応力解析を実施した。解析の結果、使用済燃料プールにおける鉄筋のひずみは最大でも 1180×10^{-6} 、面外せん断力は最も余裕の少ない部位でも 1120 (N/mm) であり、評価基準値である 5000×10^{-6} および 1860 (N/mm) に対して十分余裕があることから、使用済燃料の取り出し時を想定した状況においても、使用済燃料プールは十分な耐震安全性を有しているものと評価している。

(添付資料-4)

6. まとめ

本報告書では、使用済燃料の取り出し時を想定した 4 号機原子炉建屋および使用済燃料プールの耐震安全性評価を目的として、平成 23 年報告書で評価した状況からの変更点の整理および建屋躯体の詳細な損傷状況の調査を行い、原子炉建屋の質点系モデルによる解析および使用済燃料プールの 3 次元 FEM 解析を実施した。結果として、原子炉建屋および使用済燃料プールは十分な耐震安全性を有していることを確認した。

添付資料－ 1

使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況に関する詳細

1. はじめに

福島第一原子力発電所第4号機原子炉建屋においては、瓦礫の撤去や使用済燃料プール底部の支持構造物の設置などが実施され、平成23年5月28日に報告した「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）」（東京電力株式会社）（以下、平成23年報告書という）において耐震安全性を評価した状況から、各部分の荷重状況等が変化している。加えて、今後の使用済燃料の取り出し時においては、燃料取扱機支持用架構等が新たに原子炉建屋上に設置される予定である。ここでは、使用済燃料の取り出し時の原子炉建屋における平成23年報告書で評価した状況からの変更点を整理し、耐震安全性評価に反映するものとする。

添付 1-1

2. 使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況の変更点

表-1.2.1 に使用済燃料の取り出し時における平成 23 年報告書で評価した状況からの変更点を、図-1.2.1 に変更点の実施スケジュールを示す。また、次項以降に各変更点に関する詳細を示す。

表-1.2.1 使用済燃料の取り出し時における平成 23 年報告書で評価した状況からの変更点

No	変更点	実施内容
1	オペフロ*1 上部の瓦礫撤去	R 階および CR 階から崩落した瓦礫を撤去
2	オペフロ*1 からの機器撤去	オペフロ*1 上から機器を撤去
3	燃料取扱機支持用架構の設置	燃料取扱機支持用架構を設置
4	雨水浸入対策のための構造物の設置	燃料取り出し用カバーで覆われない範囲に雨水浸入対策のための構造物を設置
5	使用済燃料プール底部の支持構造物の設置	使用済燃料プール底部の支持構造物（鋼製支柱、コンクリート）を設置
6	ヤード整備の実施	ヤード整備のため、西側下屋上に 1m 程度の覆土を実施
7	地下滞留水の考慮	B1 階から MB1 階までに滞留した水の存在を考慮 (平成 23 年報告書の時点では、水位が把握されておらず、評価上考慮されていない)
8	使用済燃料プールの循環冷却の開始	使用済燃料プールの循環冷却の開始により水温が低下（管理温度 65℃）

*1：オペレーティングフロアを示す。以下、オペフロという。

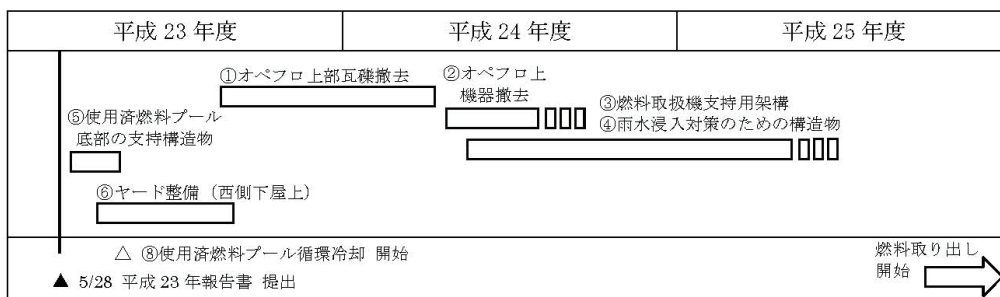


図-1.2.1 変更点の実施スケジュール

添付 1-2

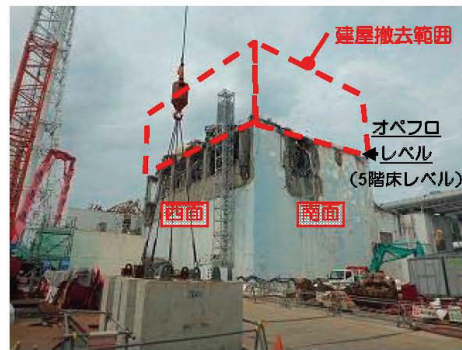
3. オペフロ上部瓦礫および機器撤去

図-1.3.1にオペフロ上部の瓦礫撤去の進捗状況を、図-1.3.2にオペフロ上からの機器撤去の進捗状況を示す。平成23年報告書の段階では、オペフロ上部の瓦礫および機器の重量を考慮していたが、瓦礫については、平成23年11月下旬に着手した撤去作業が平成24年7月上旬に完了しており、機器についても、大型機器（原子炉格納容器の蓋、原子炉圧力容器の蓋）等の撤去が平成24年7月下旬より開始され、平成24年10月に完了予定である。このため、使用済燃料の取り出し時を想定した評価では、これらの瓦礫および機器の撤去による重量減を考慮する。



(a) 瓦礫撤去工事 着手前

撮影日：平成23年9月22日



(b) 瓦礫撤去工事 完了後

撮影日：平成24年7月5日

図-1.3.1 オペフロ上部の瓦礫撤去の進捗状況（南西面）



(a) オペフロ上部の機器

撮影日：平成24年7月9日



(b) 機器の撤去作業

撮影日：平成24年8月10日

図-1.3.2 オペフロ上からの機器撤去の進捗状況（西面）

添付 1-3

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> $T.P.=旧O.P.-1,436mm$

4. 燃料取扱機支持用架構の設置

図-1.4.1に燃料取扱機支持用架構の南北断面図を、図-1.4.2に梁伏図を示す。使用済燃料の取り出し時には、原子炉建屋上に使用済燃料プールを覆う形で燃料取り出し用カバーが設置される。燃料取り出し用カバーはクレーン支持用架構と燃料取扱機支持用架構を有しており、このうち燃料取扱機支持用架構の荷重は、原子炉建屋シェル壁上端および1階から2階の南側外壁によって支持される構造となっているので、この重量増を考慮する。

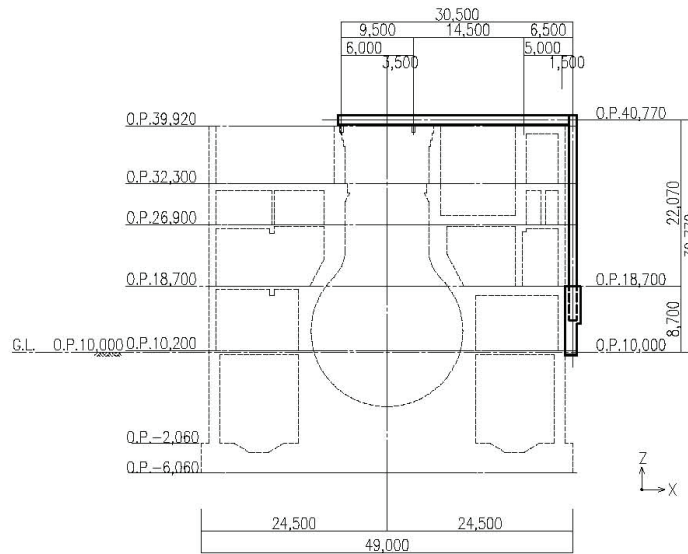


図-1.4.1 燃料取扱機支持用架構 南北断面図

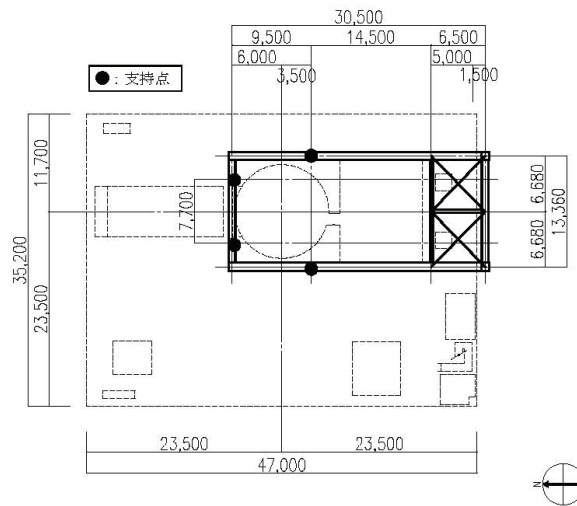


図-1.4.2 燃料取扱機支持用架構 梁伏図 (O.P. 41, 420)

添付 1-4

5. 雨水浸入対策のための構造物の設置

図-1.5.1 に雨水浸入対策のための構造物のイメージを示す。使用済燃料の取り出し時には、原子炉建屋上の燃料取り出し用カバーで覆われない範囲に、雨水浸入対策のための構造物が設置される予定であり、この重量増を考慮する。

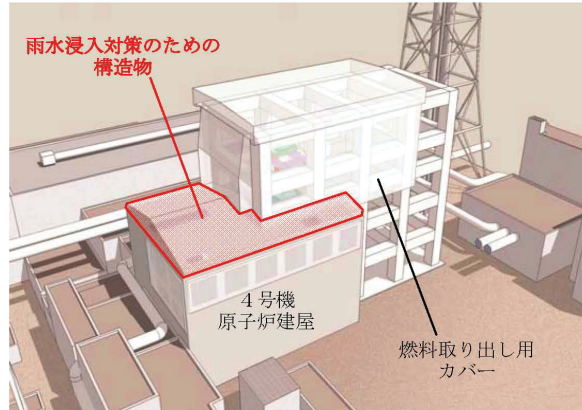


図-1.5.1 雨水浸入対策のための構造物のイメージ

6. 使用済燃料プール底部の支持構造物の設置

図-1.6.1 に使用済燃料プール底部の支持構造物のイメージを示す。使用済燃料プールの安全余裕度向上のため、平成 23 年 7 月 30 日にプール底部に支持構造物を設置した。支持構造物は、鋼製支柱の周囲をコンクリートで固めた構造となっており、使用済燃料プールの負担荷重を低減する効果がある。これに伴い、重量増および支持構造の効果を検討する。

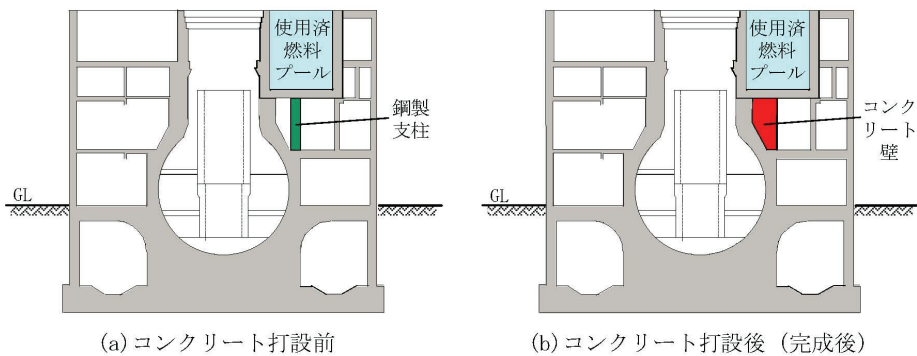


図-1.6.1 使用済燃料プール底部の支持構造物のイメージ（南北断面図）

添付 1-5

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

7. ヤード整備の実施

図-1.7.1にヤード整備のイメージを示す。使用済燃料の取り出し時には、ヤード整備のため、西側下屋上に1m程度の覆土を実施しているため、この重量増を考慮する。

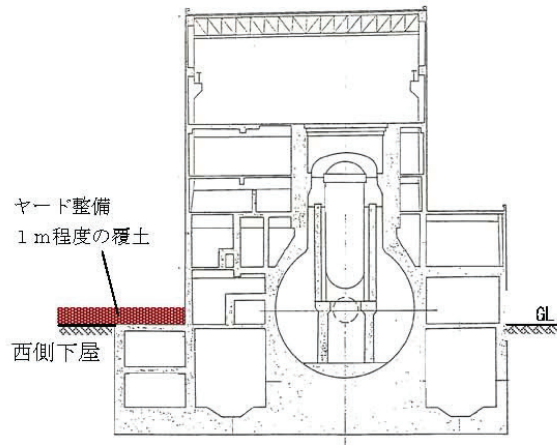


図-1.7.1 ヤード整備のイメージ (東西断面図)

8. 地下滞留水の考慮

図-1.8.1に地下滞留水のイメージを示す。原子炉建屋のB1階からMB1階には、地下滞留水が存在しており、O.P. 3.5mを制限値として水位が管理されている。平成23年報告書の時点では、滞留水の水位が把握できておらず、評価上考慮されていなかったため、今回新たに考慮する。

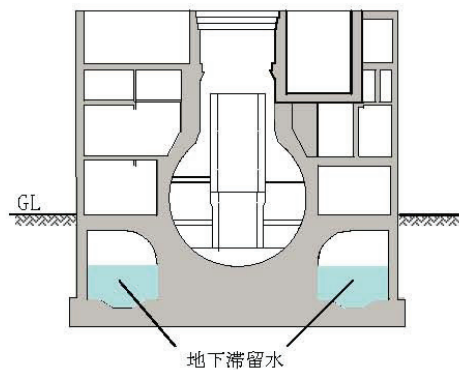


図-1.8.1 地下滞留水のイメージ (南北断面図)

添付1・6

添付資料-2

原子炉建屋躯体の損傷状況に関する詳細

1. はじめに

福島第一原子力発電所第4号機原子炉建屋で発生した水素爆発については、「福島原子力事故調査報告書」（平成24年6月、東京電力株式会社）（以下、事故調査報告書という）において、原因に関する調査および確認結果が示されており、その原因は、3号機の水素ガスを含むベント流が回り込み、4号機の原子炉建屋2階から非常用ガス処理系配管・ダクトを經由して建屋の各所に流れ込んだことによると推定されている。ここでは、これらの調査結果を踏まえ、耐震安全性に関わる壁および床を対象として実施した目視調査に基づき、原子炉建屋躯体の詳細な損傷状況の整理を行う。

2. 事故調査報告書の概要

事故調査報告書に示されている4号機原子炉建屋内の損傷状況に関する調査結果を図-2.2.1～図-2.2.3に示す。

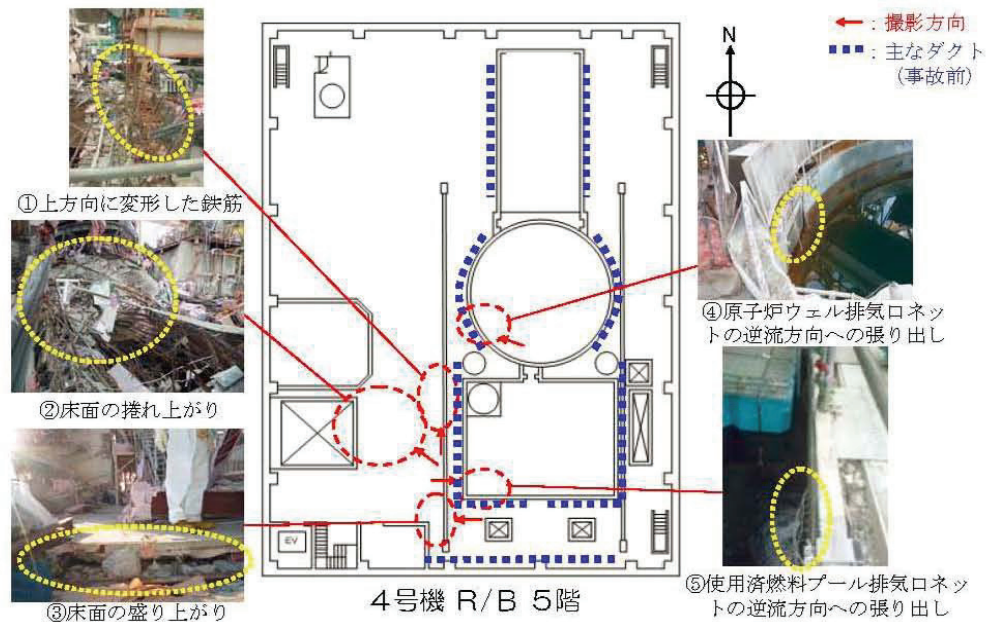


図-2.2.1 建屋内の損傷状況に関する調査結果（5階）

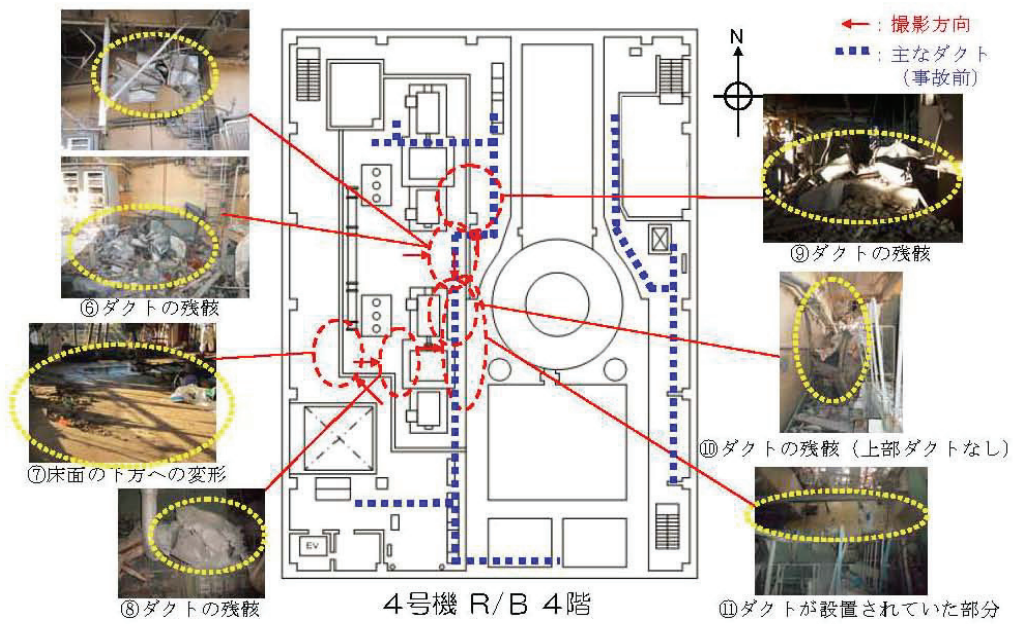


図-2.2.2 建屋内の損傷状況に関する調査結果 (4階)

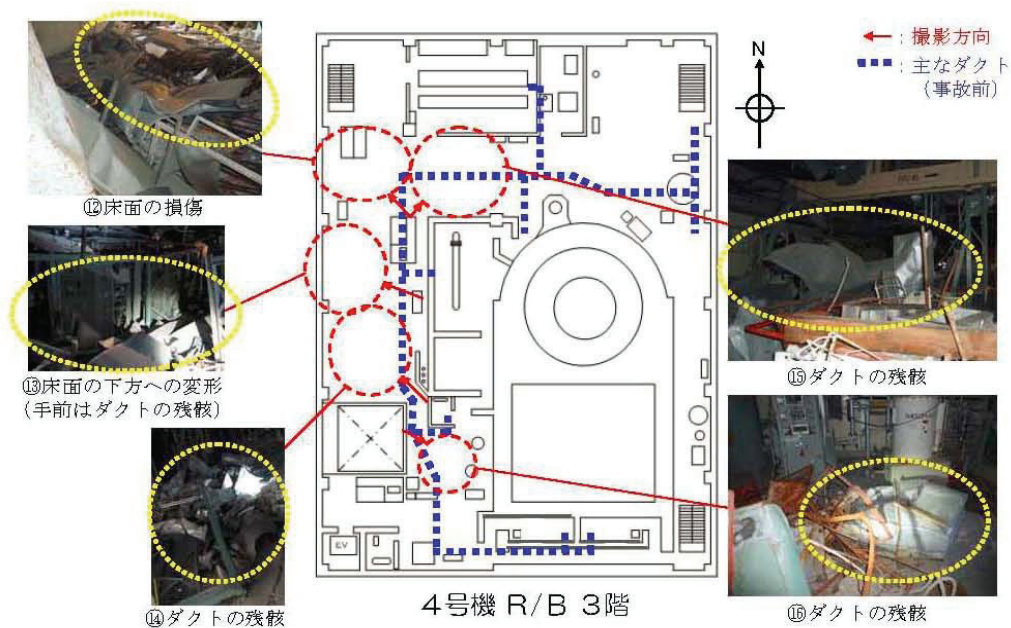


図-2.2.3 建屋内の損傷状況に関する調査結果 (3階)

添付 2・2

3. 原子炉建屋躯体の損傷状況の整理

事故調査報告書の調査結果を踏まえ、耐震安全性に関わる壁および床を対象として実施した目視調査に基づき、原子炉建屋躯体の詳細な損傷状況の整理を行った。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-2.3.1～図-2.3.8に原子炉建屋各階における損傷状況を示す。「福島第一原子力発電所4号機原子炉建屋の外壁の局所的な膨らみを考慮した耐震安全性に関する検討に係る報告書」（平成24年6月、東京電力株式会社）（以下、平成24年6月報告書という）で外壁の一部膨らみが確認された箇所については、一部損傷に分類した。

なお、損傷箇所のうち、部材の耐久性あるいは人的安全性の観点から、補修が望まれる部位については、今後、可能な範囲で補修を実施する予定である。

添付 2-3

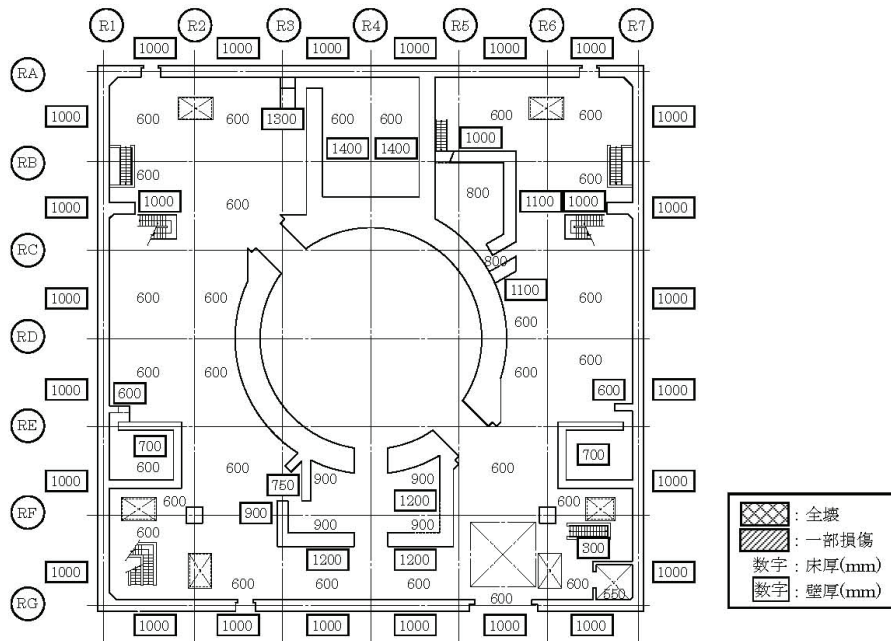


図-2.3.1 損傷状況（1階：損傷なし）

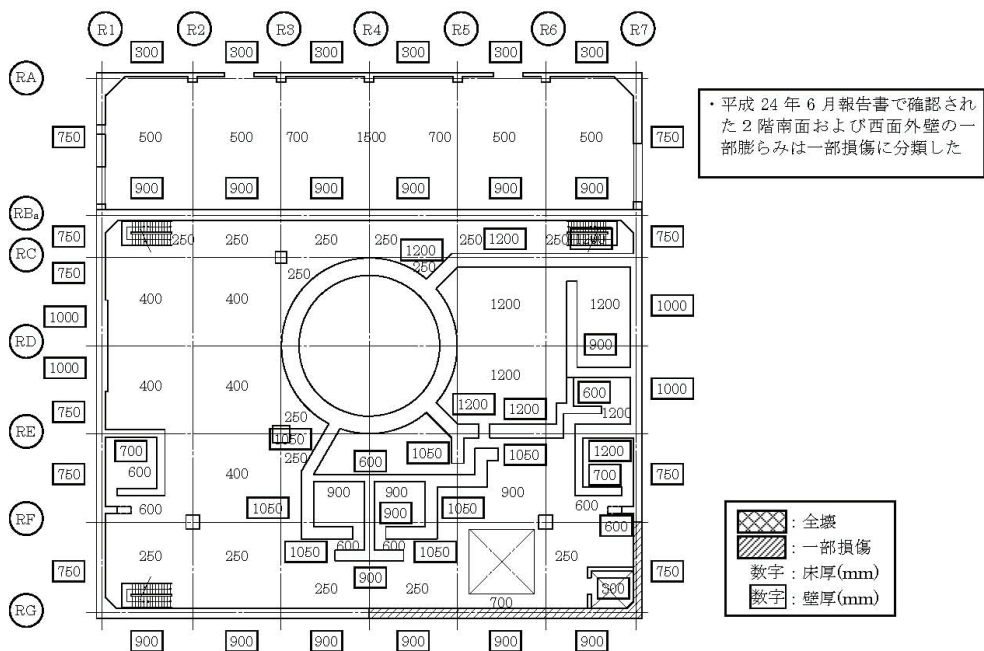


図-2.3.2 損傷状況（2階）

添付 2-4

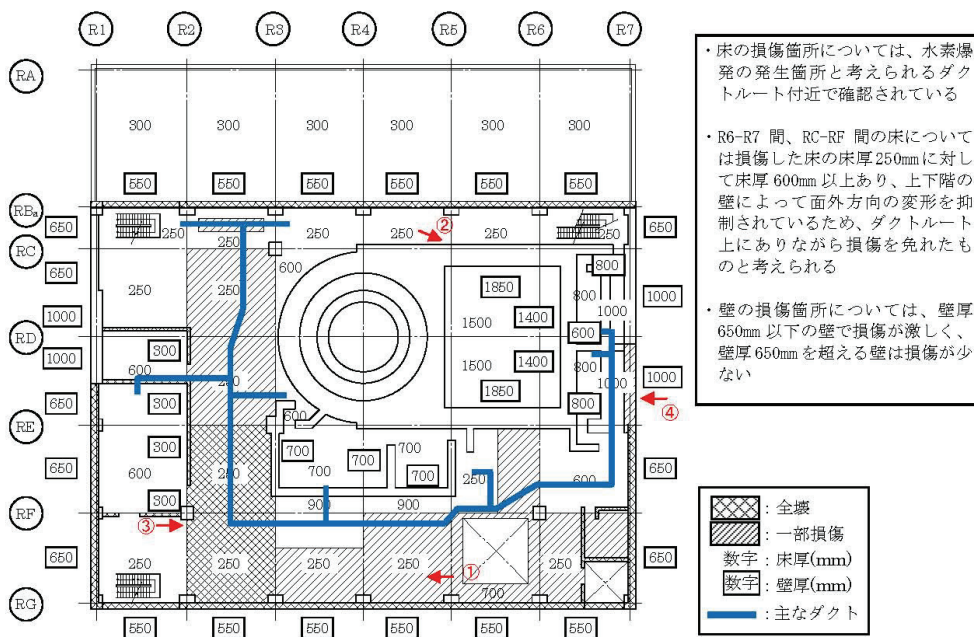


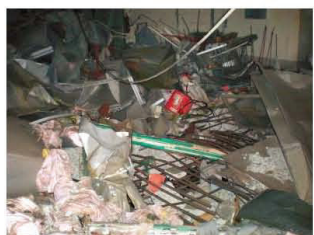
図-2.3.3 損傷状況（3階）



①床変形



②プール壁異常なし



③床崩壊



④外壁一部剥落

図-2.3.4 損傷状況写真（3階）

添付 2-5

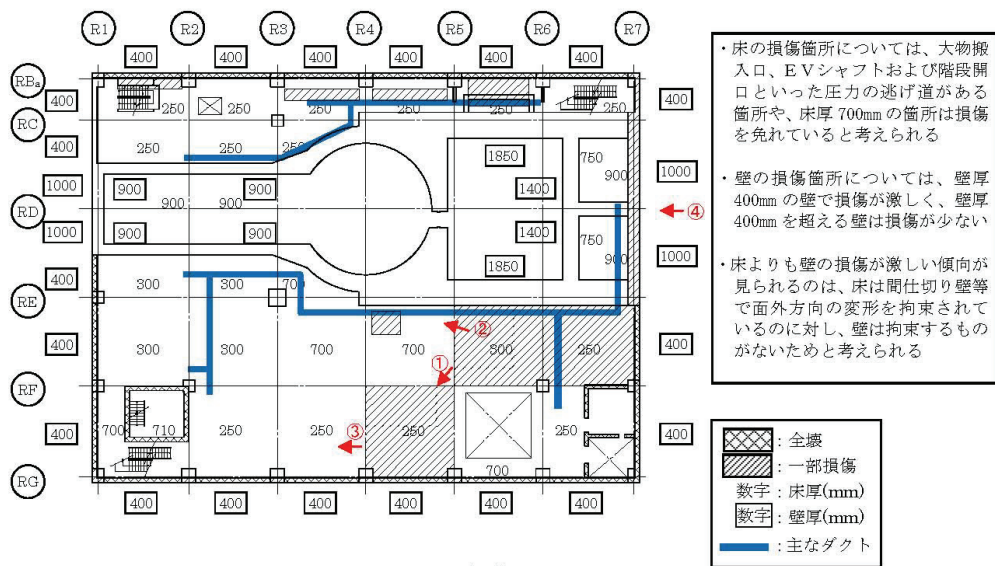
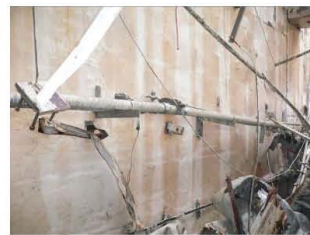


図-2.3.5 損傷状況 (4階)



①床変形



②プール壁異常なし



③床異常なし



④外壁一部剥落

図-2.3.6 損傷状況写真 (4階)

添付 2-6

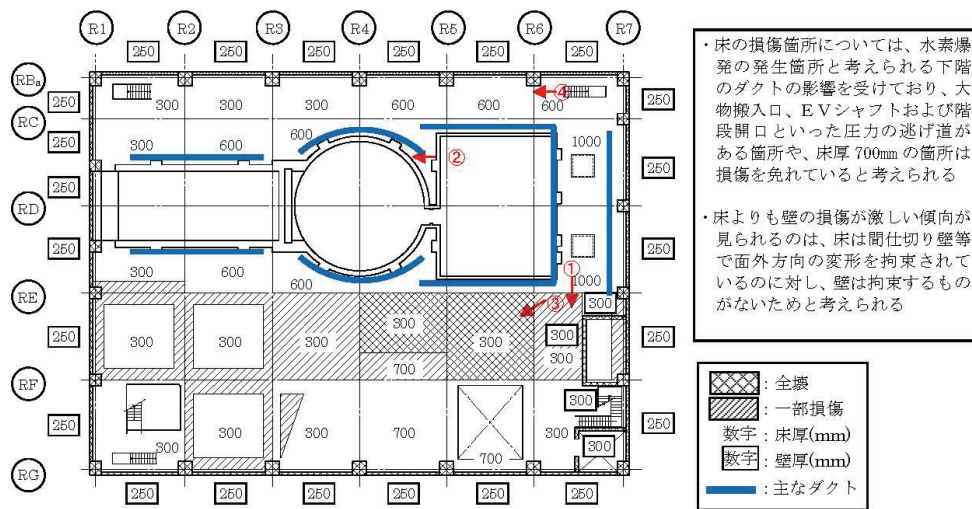
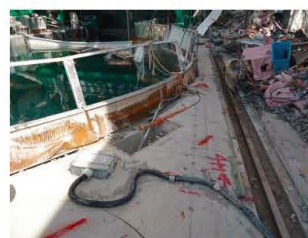


図-2.3.7 損傷状況（5階）



①床変形



②シェル壁異常なし



③床崩壊



④床異常なし

図-2.3.8 損傷状況写真（5階）

添付 2-7

添付資料－3

原子炉建屋の耐震安全性評価結果に関する詳細（質点系モデルによる解析）

1. 解析評価方針

本検討では、添付資料－1で整理した使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況を踏まえて質点重量を設定するとともに、添付資料－2において損傷（一部損傷および全壊）が確認された箇所および「福島第一原子力発電所4号機原子炉建屋の外壁の局所的な膨らみを考慮した耐震安全性に関する検討に係る報告書」（平成24年6月、東京電力株式会社）（以下、平成24年6月報告書という）で外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視した地震応答解析モデルを作成し、原子炉建屋の基準地震動における耐震安全性を時刻歴応答解析によって評価する。

なお、入力地震動は基準地震動 Ss-1 及び Ss-2 とし、基準地震動 Ss-3 については、過去の計算例より明らかに応答が小さいことから、「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、東京電力株式会社）（以下、平成23年報告書という）と同様に省略することとする。

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げおよびせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。

原子炉建屋の耐震安全性評価は、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た耐震壁のせん断ひずみと、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値（ 4.0×10^{-3} ）との比較により行う。

なお、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対しては、水平方向の地震力が支配的であり、鉛直方向の地震力の影響は少ないことから、地震応答解析は水平方向のみを対象とした。図-3.1.1に耐震安全性評価フローを示す。

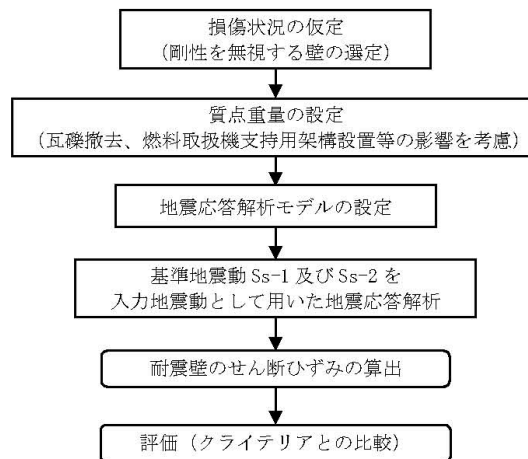


図-3.1.1 原子炉建屋の耐震安全性評価フロー

添付 3-1

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. 損傷状況の仮定

損傷状況の仮定にあたっては、平成23年報告書で作成した地震応答解析モデルを基に、添付資料-2において損傷（一部損傷および全壊）が確認された箇所および平成24年6月報告書の外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視し、新たな地震応答解析モデルを構築する。
 図-3.2.1に剛性を無視する外壁を示す。

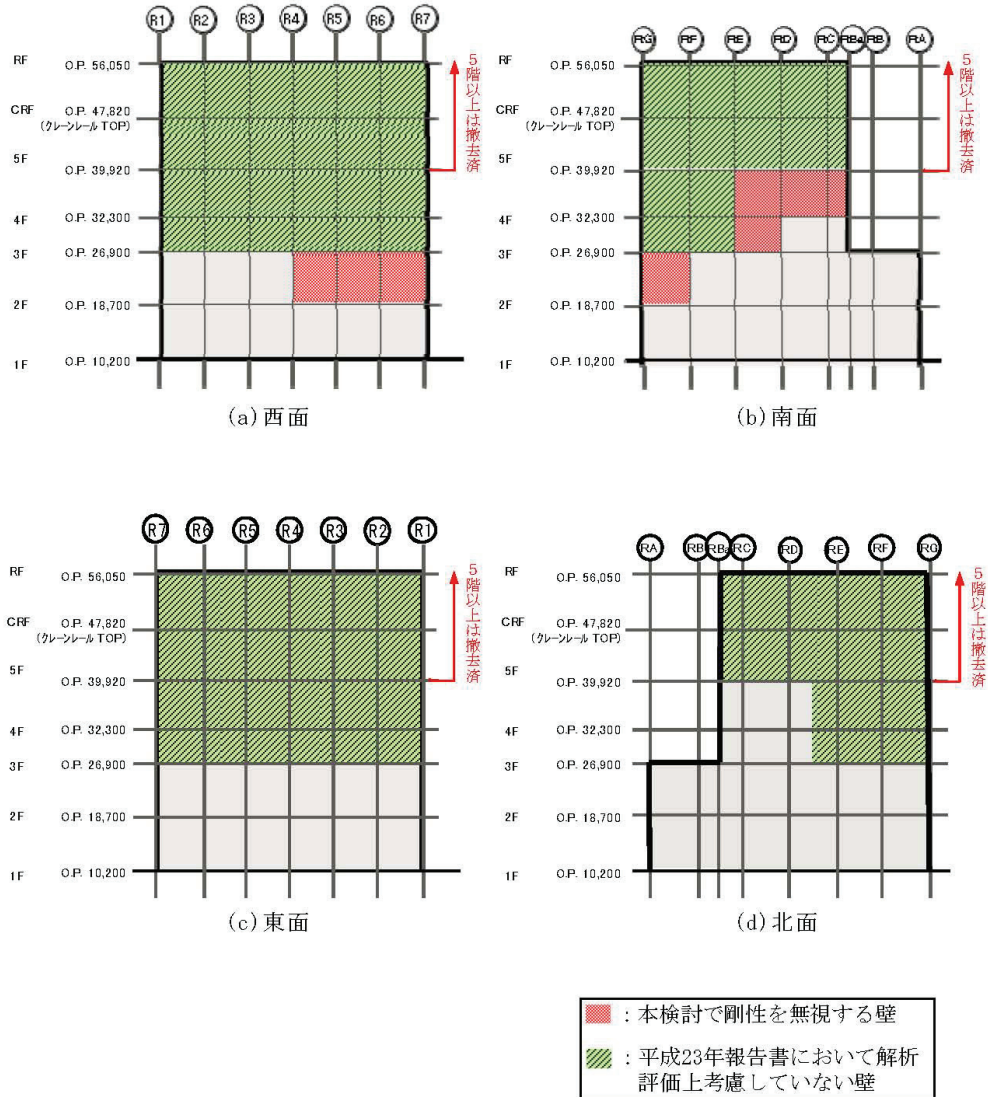


図-3.2.1 剛性を無視する外壁

添付 3-2

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. 質点重量の設定

質点重量の設定にあたっては、平成23年報告書のモデルにおける質点重量を基準として、添付資料-1で整理した使用済燃料の取り出し時における平成23年報告書で評価した状況からの変更点などを反映し、重量の増減を行った。表-3.3.1に質点重量の設定根拠を、表-3.3.2に平成23年報告書のモデルからの重量増減と本検討モデルの質点重量の算定結果を示す。

表-3.3.1 質点重量の設定根拠

No	評価項目	評価方法
1	オペフロ ^{*1} 上部の瓦礫撤去	R階およびCR階から崩落した瓦礫の撤去による重量減を評価
2	オペフロ ^{*1} からの機器撤去	オペフロ ^{*1} 上からの機器撤去による重量減を評価
3	燃料取扱機支持用架構の設置	燃料取扱機支持用架構および架構内への装置の設置による重量増を評価
4	雨水浸入対策のための構造物の設置	雨水浸入対策のための構造物の設置による重量増を評価
5	使用済燃料プール底部の支持構造物の設置	使用済燃料プール底部の支持構造物（鋼製支柱、コンクリート）による重量増を評価
6	ヤード整備の実施	ヤード整備のための西側下屋上における1m程度の覆土による重量増を評価
7	地下滞留水の考慮	B1階からMB1階までの滞留した水を重量増として評価 ^{*2} (平成23年報告書の時点では、水位が把握されておらず、評価上考慮されていない)
8	既存躯体（瓦礫）	オペフロ ^{*1} 上部で崩落した外壁重量 ・R階およびCR階から崩落した東面外壁は3階下屋上に存在するとして重量増を評価
		オペフロ ^{*1} 以下で崩落した外壁重量 ・ほぼ全域が崩落した外壁を重量減として評価 ・崩落した東面外壁は3階下屋上に存在するとして重量増を評価
		崩落した床重量 ・ほぼ全域が崩落した床を重量減として評価 ・崩落した床は下階に落下したまま撤去されないとして重量増を評価
		裏面剥離した床重量 ・かぶり部100mmが下階に落下したもとして重量減を評価 ・剥離したかぶり部は下階に落下したまま撤去されないとして重量増を評価
		機器仮置プール内の瓦礫重量 ・瓦礫がプール内に沈殿している状況を想定し、機器仮置プールの水平投影面積あたり厚さ200mmの瓦礫があるもとして重量増を評価

*1：オペレーティングフロアを示す。以下、オペフロという。

*2：滞留水の水位はO.P.3.5mを制限値として管理されているが、O.P.4.0mまで水が滞留しているものとして重量を計算し、保守的な扱いとした。

添付 3-3

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

表-3.3.2 平成23年報告書のモデルからの重量増減と本検討モデルの質点重量の算定結果

単位：kN

質点 番号	階	標高 O.P. (m)	平成23年 報告書 モデル	平成23年報告書モデルからの重量増減								本検討 モデル	
				(1) オペフロ 上部 瓦礫撤去	(2) オペフロ 機器撤去	(3) 燃料取扱機 支持用架構	(4) 雨水浸入 対策構造物	(5) 使用済燃料 プール底部 支持構造物	(6) ヤード整備	(7) 地下滞留水	(8) 既存躯体 (瓦礫)		
1	RF	56.05	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	CRF	47.82	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	5F	39.92	114,850	-35,820	-9,690	2,660	1,380	0	0	0	0	-3,440	69,940
4	4F	32.3	88,770	0	0	0	0	0	0	0	0	-1,630	87,140
5	3F	26.9	117,030	0	0	0	0	5,180	0	0	0	5,550	127,760
6	2F	18.7	121,930	0	0	2,170	0	3,600	0	0	0	1,330	129,030
7	1F	10.2	207,300	0	0	1,660	0	0	9,520	0	0	0	218,480
8	B1F	-2.06	287,050	0	0	0	0	0	0	66,690	0	0	353,740
9	MAT	-6.06	132,390	0	0	0	0	0	0	0	0	0	132,390
合計			1,069,320	-35,820	-9,690	6,490	1,380	8,780	9,520	66,690	1,810	0	1,118,480

添付 3-4

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> $T.P.=旧O.P.-1,436mm$

4. 解析に用いる入力地震動

4号機原子炉建屋への入力地震動は、「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」(原管発官 19 第 603 号 平成 20 年 3 月 31 日付け)において作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 Ss-1 及び Ss-2 を用いることとする。

図-3.4.1 に地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を示す。モデルに入力する地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 Ss に対する地盤の応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。このうち、解放基盤表面位置 (O.P. -196.0m) における基準地震動 Ss-1 及び Ss-2 の加速度時刻歴波形について図-3.4.2 に示す。

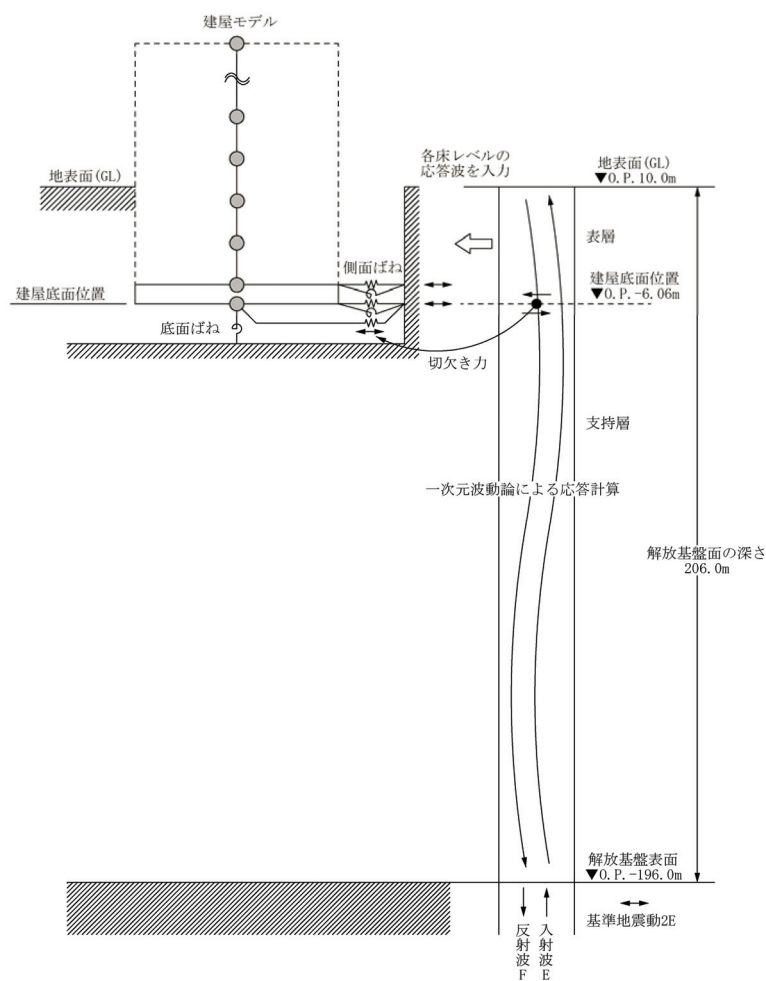
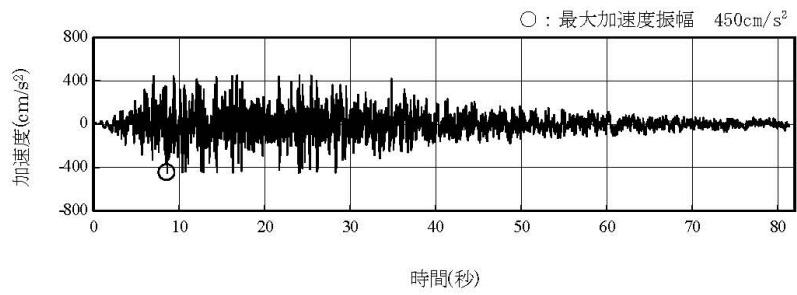
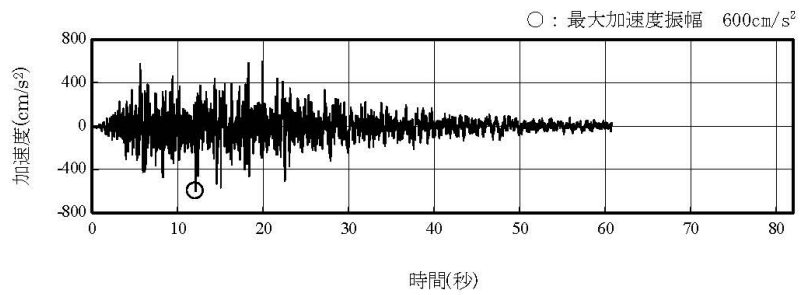


図-3.4.1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

添付 3-5



(Ss-1H)



(Ss-2H)

図-3.4.2 解放基盤表面位置における基準地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

添付 3-6

5. 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、図-3.5.1に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、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。建屋-地盤連成系としての効果は地盤ばね及び入力地震動によって評価される。表-3.5.1に解析に用いる鉄筋コンクリートの物性値を、表-3.5.2に建屋解析モデルの諸元を示す。

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。表-3.5.3に解析に用いた地盤定数を示す。

水平方向の解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイおよびロッキングばね定数を近似的に評価する。また、埋め込み部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、水平および回転ばねを「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、Novak ばねに基づく近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図-3.5.2に示すようにばね定数 (K_c) として実部の静的な値を、また、減衰係数 (C_c) として建屋-地盤連成系の1次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

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

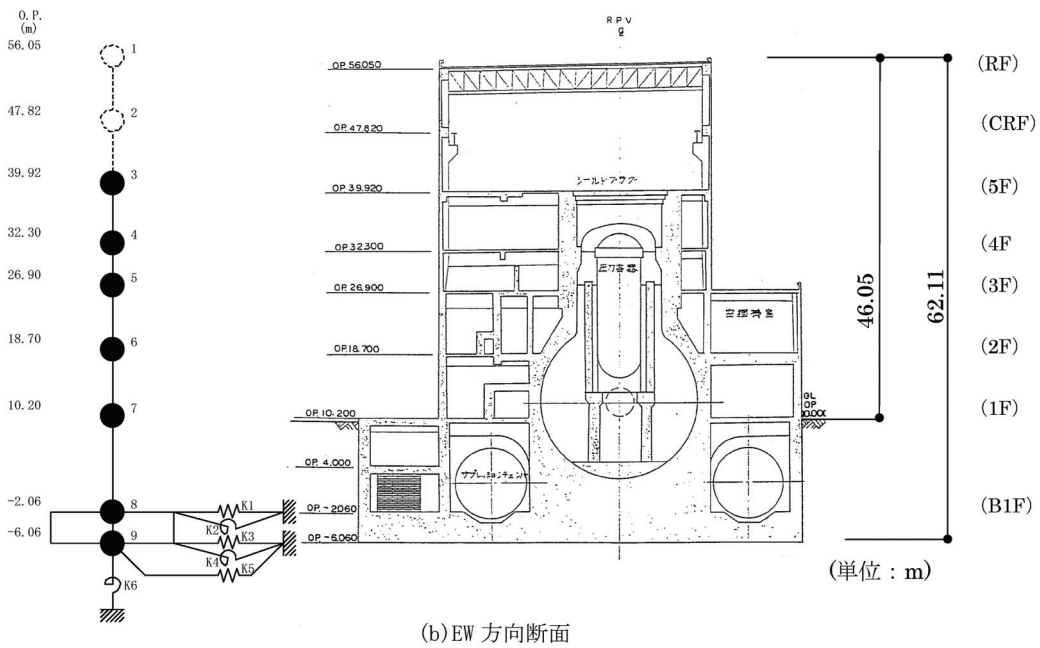
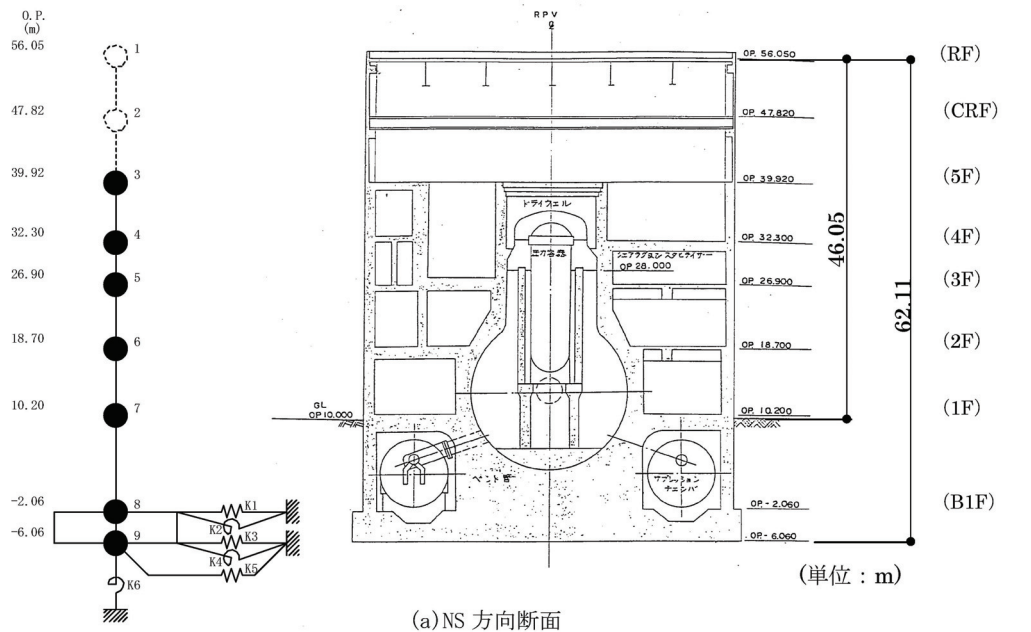


図-3.5.1 地震応答解析モデル

添付 3-8

表-3.5.1 地震応答解析に用いる鉄筋コンクリートの物性値

コンクリート	強度*1	ヤング係数*2	せん断弾性係数*2	ポアソン比	単位体積重量*3
	F _c (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	ν	γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

*1: 強度は実状に近い強度 (以下、実強度という) を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

*2: 実強度に基づく値を示す。

*3: 鉄筋コンクリートの値を示す。

表-3.5.2 建屋解析モデルの諸元

(NS 方向)

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _e (×10 ⁵ kN・m ²)	せん断断面積 A _s (m ²)	断面2次モーメント I (m ⁴)
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	69,940	128.73	—	—
4	87,140	160.44	147.1	10,080
5	127,760	235.14	102.2	14,387
6	129,030	237.57	202.7	32,567
7	218,480	402.18	175.4	46,774
8	353,740	707.83	460.4	114,194
9	132,390	264.88	2,812.6	562,754
合計	1,118,480		ヤング係数 E _c 2.57×10 ⁴ (kN/m ²) せん断弾性係数 G 1.07×10 ⁴ (kN/m ²) ポアソン比 ν 0.20 減衰率 5% 基礎形状 49.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)	

(EW 方向)

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _e (×10 ⁵ kN・m ²)	せん断断面積 A _s (m ²)	断面2次モーメント I (m ⁴)
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	69,940	72.20	—	—
4	87,140	89.98	73.0	5,928
5	127,760	235.14	98.3	6,182
6	129,030	237.57	161.6	23,344
7	218,480	599.92	166.4	46,303
8	353,740	1021.56	424.5	136,323
9	132,390	346.27	2,812.6	772,237
合計	1,118,480		ヤング係数 E _c 2.57×10 ⁴ (kN/m ²) せん断弾性係数 G 1.07×10 ⁴ (kN/m ²) ポアソン比 ν 0.20 減衰率 5% 基礎形状 49.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)	

添付 3-9

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

表-3.5.3 地盤定数
 (Ss-1)

標高 O.P. (m)	地質	S波速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γt (kN/m^3)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m^2)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性 係数 G (kN/m^2)	剛性低下後 S波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.78	266,000	398	3
-80.0		500	17.1	0.455	436,000		340,000	442	
-108.0		560	17.6	0.446	563,000		439,000	495	
-196.0		600	17.8	0.442	653,000		509,000	530	
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

(Ss-2)

標高 O.P. (m)	地質	S波速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γt (kN/m^3)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m^2)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性 係数 G (kN/m^2)	剛性低下後 S波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.81	276,000	405	3
-80.0		500	17.1	0.455	436,000		353,000	450	
-108.0		560	17.6	0.446	563,000		456,000	504	
-196.0		600	17.8	0.442	653,000		529,000	540	
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

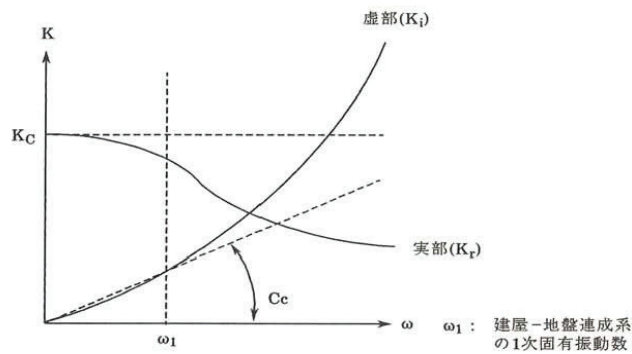


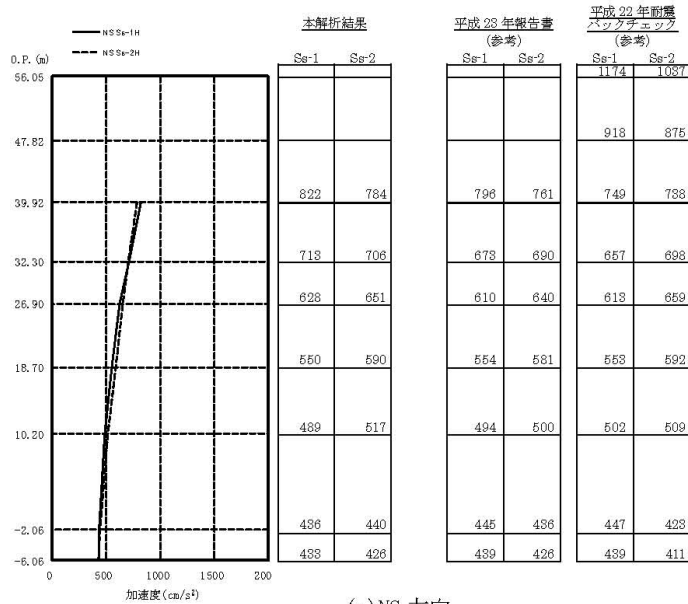
図-3.5.2 地盤ばねの近似

添付 3・10

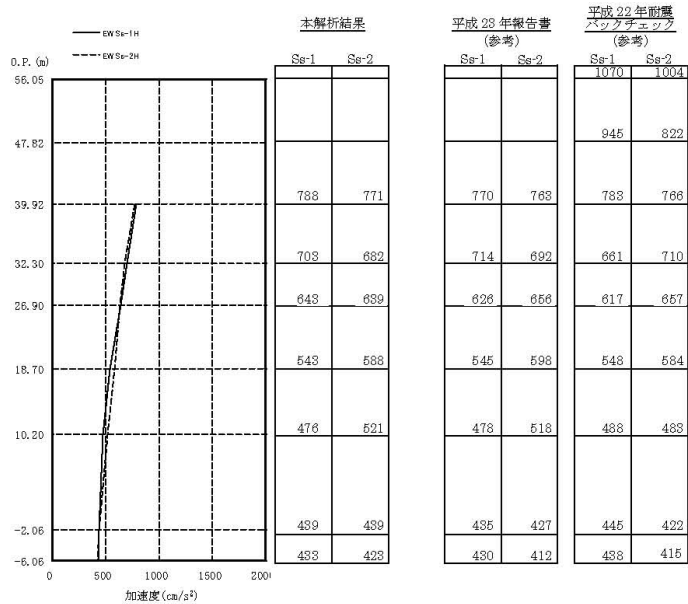
O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
<換算式> T.P.=旧O.P.-1,436mm

6. 地震応答解析結果

地震応答解析結果より求められた NS 方向、EW 方向の最大応答加速度を図-3.6.1 に示す。なお、解析結果は、平成 23 年報告書と「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 (改訂 2)」(平成 22 年 4 月、東京電力株式会社) (以下、平成 22 年耐震バックチェックという) と比較して示す。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図-3.6.1 最大応答加速度

添付 3-11

7. 耐震安全性評価結果

図-3.7.1に基準地震動 Ss-1 及び Ss-2 に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で 0.16×10^{-3} (Ss-1, 2H, EW 方向, 1F) であり、評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分余裕がある。このことから、使用済燃料取り出し時の状況を想定した原子炉建屋は、損傷の確認された壁、および外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視しても、十分な耐震安全性を有しているものと評価した。

よって、基準地震動 Ss を受けても建屋は崩壊しないと考えられる。

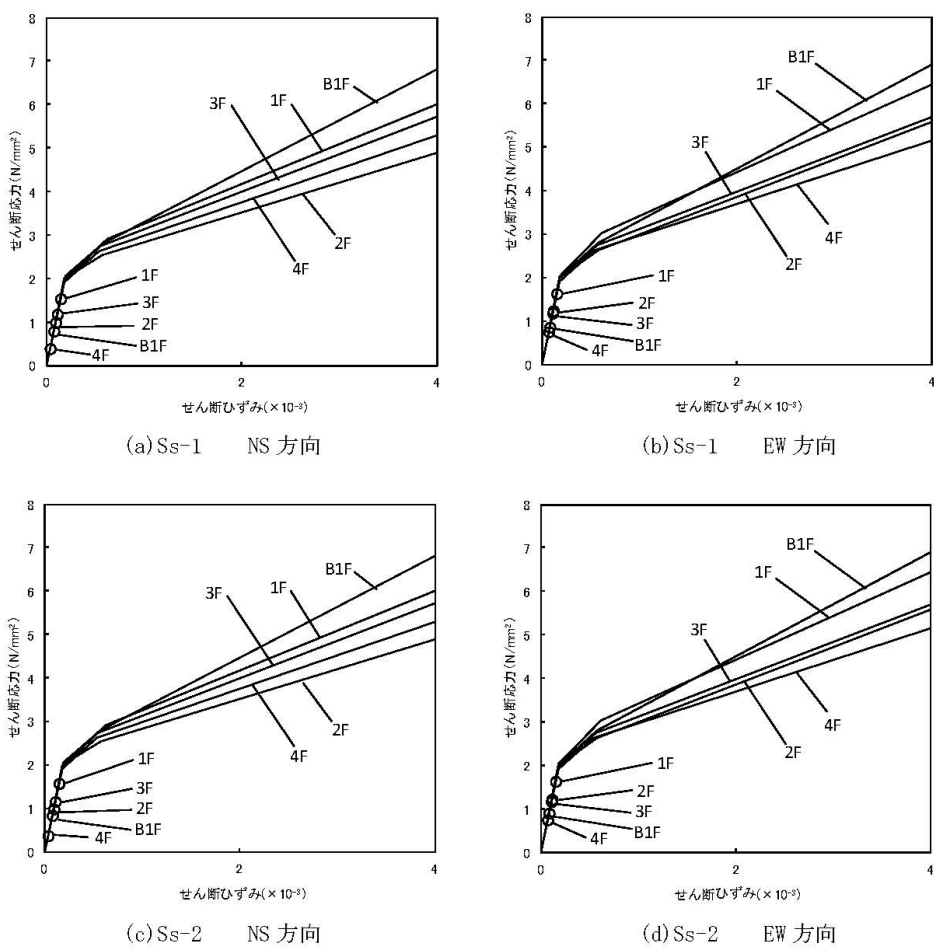


図-3.7.1 せん断スケルトン曲線上の最大応答値

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】

参考として、表-3.7.1、表-3.7.2に本検討結果と平成23年報告書および平成22年耐震バックチェックのせん断ひずみの最大値の比較を示す。

本検討結果と平成23年報告書を比較すると、全体的に本検討の方がせん断ひずみは小さい傾向となっている。これは、オペフロ上部の瓦礫撤去により、5階の重量が軽くなっていることが主な原因であると考えられる。

また、本検討と平成22年耐震バックチェックを比較すると、大きな差異は生じていない。これは、図-3.7.2に示すように、外壁については損傷しているものの、外壁より壁厚が厚いシェル壁や使用済燃料プール壁が健全であったこと、およびオペフロ上部の瓦礫撤去により5階の重量が軽くなっていることが主な原因であったと考えられる。

表-3.7.1 せん断ひずみの比較 (NS方向) (×10⁻³)

階	O.P. (m)	評価 基準値	本検討		平成23年 報告書		平成22年耐震 バックチェック	
			Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2
CRF	47.82 ~ 56.05	4.0	-	-	-	-	0.10	0.09
5F	39.92 ~ 47.82		-	-	-	-	0.17	0.15
4F	32.30 ~ 39.92		0.04	0.04	0.06	0.06	0.05	0.05
3F	26.90 ~ 32.30		0.11	0.11	0.14	0.14	0.08	0.08
2F	18.70 ~ 26.90		0.10	0.10	0.09	0.09	0.09	0.09
1F	10.20 ~ 18.70		0.15	0.15	0.15	0.16	0.15	0.16
B1F	-2.06 ~ 10.20		0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08

表-3.7.2 せん断ひずみの比較 (EW方向) (×10⁻³)

階	O.P. (m)	評価 基準値	本検討		平成23年 報告書		平成22年耐震 バックチェック	
			Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2
CRF	47.82 ~ 56.05	4.0	-	-	-	-	0.12	0.12
5F	39.92 ~ 47.82		-	-	-	-	0.30	0.20
4F	32.30 ~ 39.92		0.08	0.07	0.09	0.09	0.08	0.08
3F	26.90 ~ 32.30		0.12	0.11	0.13	0.13	0.11	0.11
2F	18.70 ~ 26.90		0.12	0.12	0.13	0.13	0.12	0.12
1F	10.20 ~ 18.70		0.16	0.16	0.16	0.17	0.16	0.17
B1F	-2.06 ~ 10.20		0.09	0.09	0.08	0.09	0.08	0.09

添付 3-13

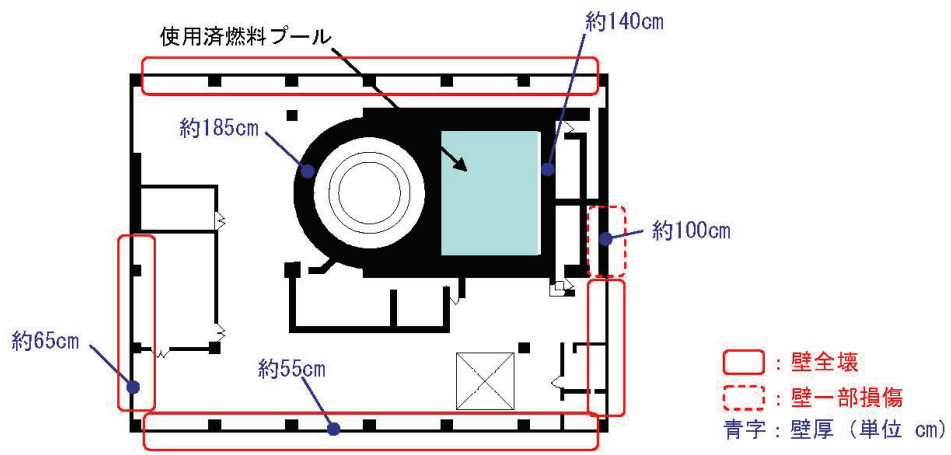


図-3.7.2 外壁の損傷状況と壁厚 (3階を例示)

添付 3-14

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

添付資料-4

使用済燃料プールの耐震安全性評価結果に関する詳細（3次元FEM解析）

1. 解析評価方針

昨年、「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、東京電力株式会社）（以下、平成23年報告書という）にて、4号機原子炉建屋については、5階より下部の4階や3階の外壁が複雑に損傷していることを踏まえ、2階より上部を詳細な3次元FEM解析モデルでモデル化し、応力解析により基準地震動 S_s に対する使用済燃料プールの耐震安全性を評価した。また今年、「福島第一原子力発電所4号機原子炉建屋の外壁の局所的な膨らみを考慮した耐震安全性に関する検討に係る報告書」（平成24年6月、東京電力株式会社）（以下、平成24年6月報告書という）にて、平成23年報告書で用いた3次元FEMモデルを基に、外壁の一部膨らみが確認された壁の剛性を無視したモデルを作成して、基準地震動 S_s に対する使用済燃料プールの耐震安全性を評価した。

本検討では、添付資料-1で整理した使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況を反映するとともに、添付資料-2において損傷（一部損傷および全壊）が確認された箇所および平成24年6月報告書の外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視した解析モデルを作成し、使用済燃料プールの耐震安全性を3次元FEM解析によって評価する。図-4.1.1にプールの平面図を、図-4.1.2に断面図を示す。

耐震安全性評価は、図-4.1.3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（O.P. 18.7m）から5階の床（O.P. 39.92m）までの建屋部分（平成23年報告書のモデル）を基に、上記箇所の剛性を無視し、使用済燃料取出し時の状況を想定した3次元FEM解析モデルを作成する。
- ・ 死荷重、プール水による静水圧、温度荷重、地震応答解析結果に基づく地震荷重、地震時動水圧、燃料取扱機支持用架構反力などの荷重条件および荷重組合せの条件を設定する。温度荷重については、「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）（追補版）（改訂）」（平成24年9月）から、より詳細な入熱条件を設定し評価を行っている。
- ・ 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に発生する応力およ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。

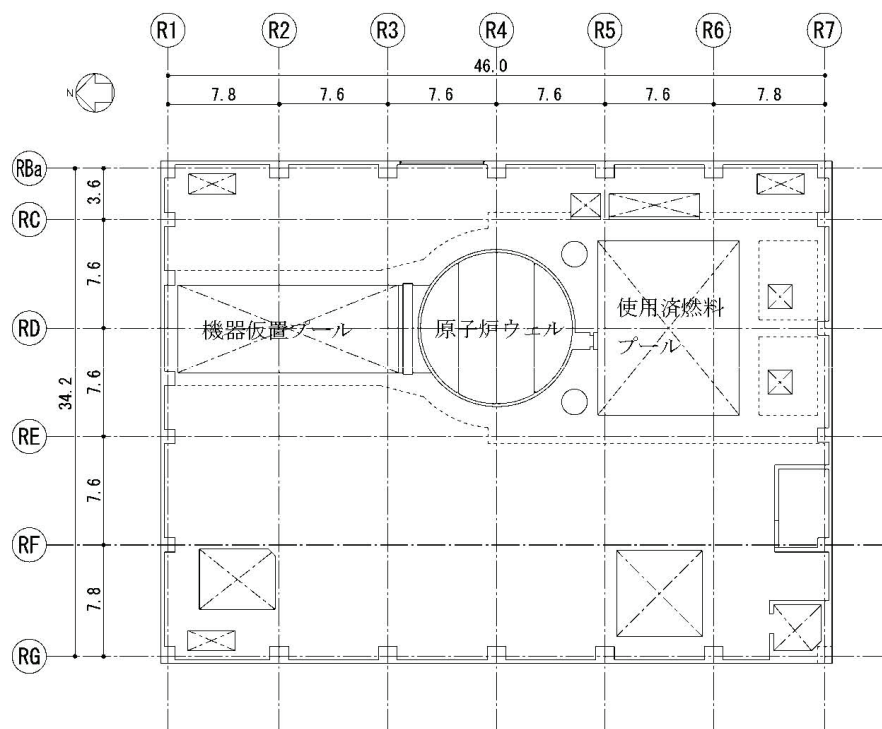


図-4.1.1 5階 平面図
(単位 : m)

添付 4-2

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> $T.P.=旧O.P.-1,436mm$

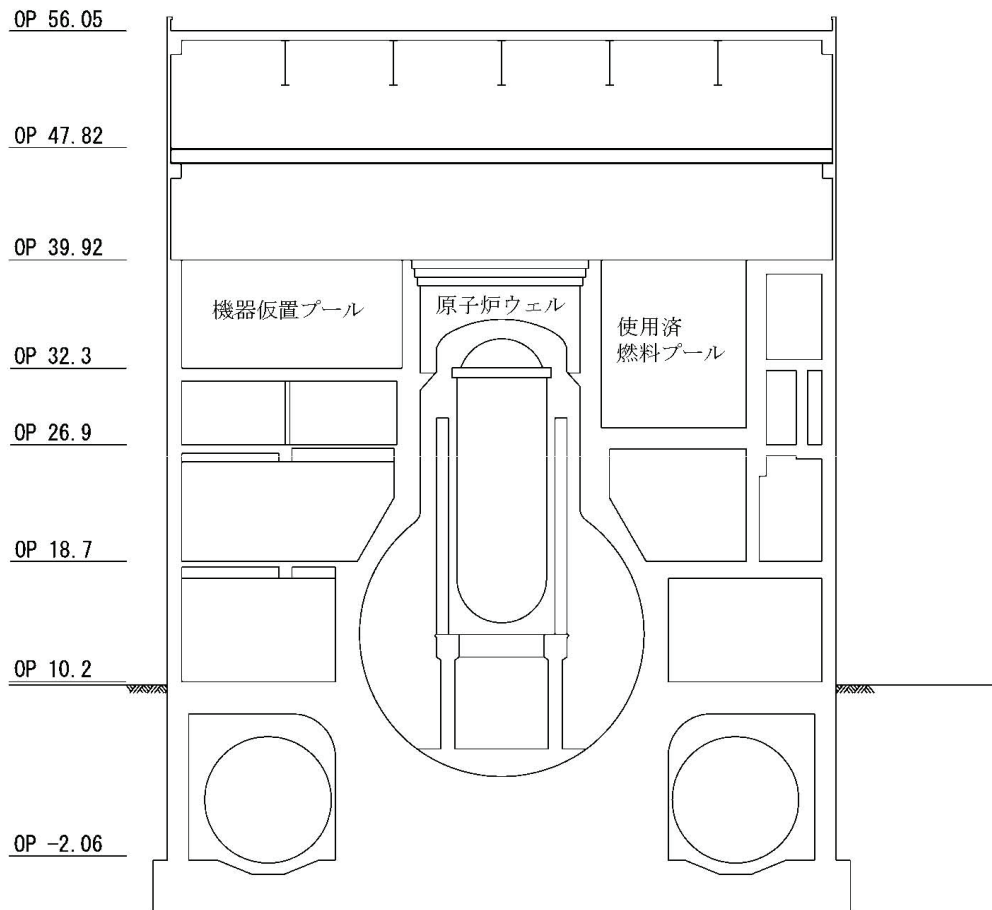


図-4.1.2 断面図
 (NS方向断面, 単位: m)

添付 4-3

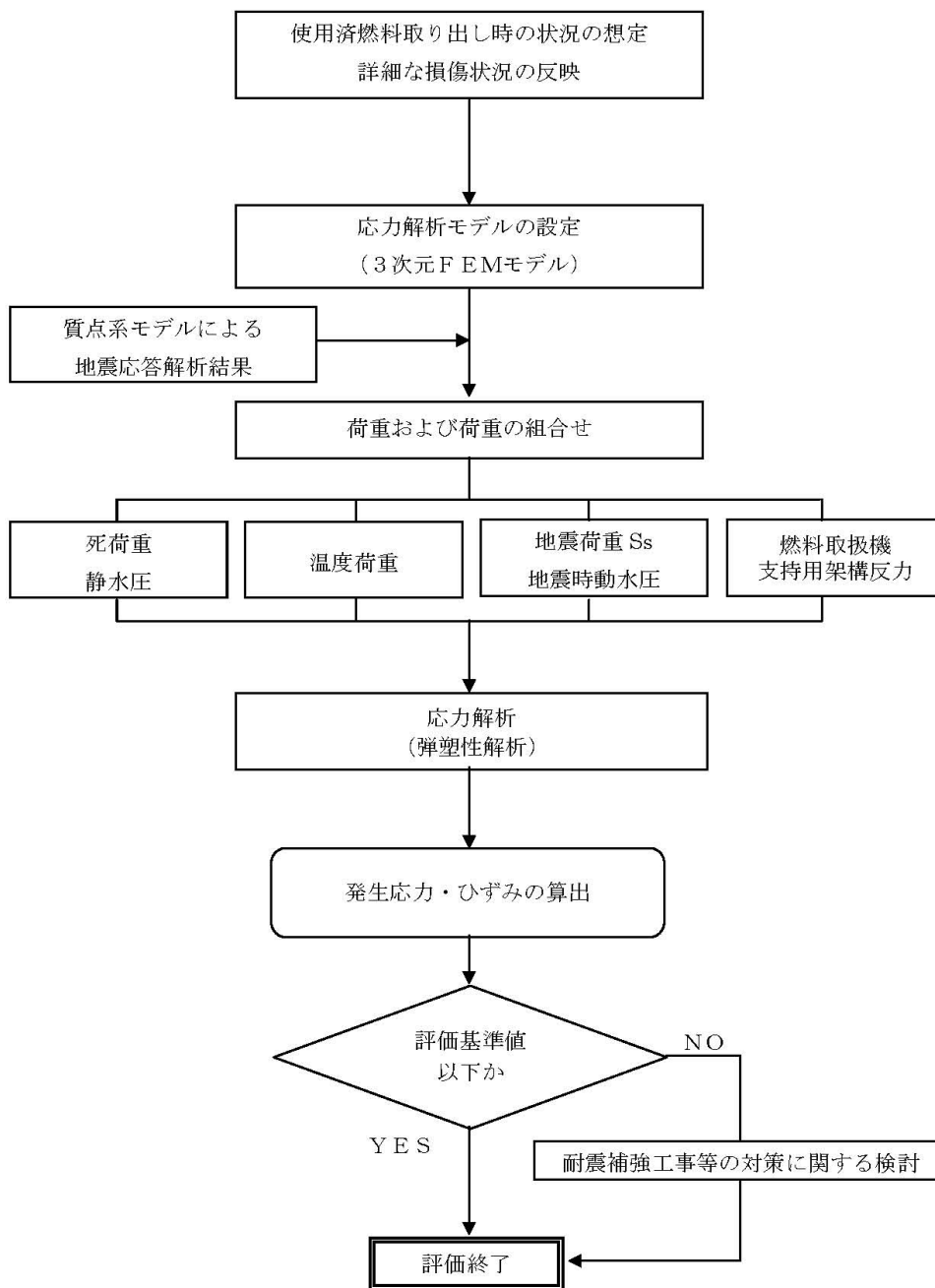


図-4.1.3 使用済燃料プールの耐震安全性評価フロー

添付 4-4

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、使用済燃料プール部に発生する応力およびひずみを算定する。2階壁から5階のオペレーティングフロア（以下、オペフロという）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。また、使用済燃料プールの床下には、添付資料-1で示したプール底部の支持構造物として、鋼製支柱等を模擬した要素も設けた。さらに、添付資料-2において損傷（一部損傷および全壊）が確認された箇所および平成24年6月報告書の外壁の一部膨らみが確認された箇所に基づき、外壁および床の一部で剛性を無視した新たな応力解析モデルを構築した。

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を用いた。各要素には、板の軸力と曲げ応力を同時に考えるが、板の曲げには面外せん断変形の影響も考慮した。使用計算機コードは「ABAQUS」である。

図-4.2.1に解析モデル概要図を、図-4.2.2にコンクリートと鉄筋の構成則を、図-4.2.3に解析モデルの境界条件を示す。

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

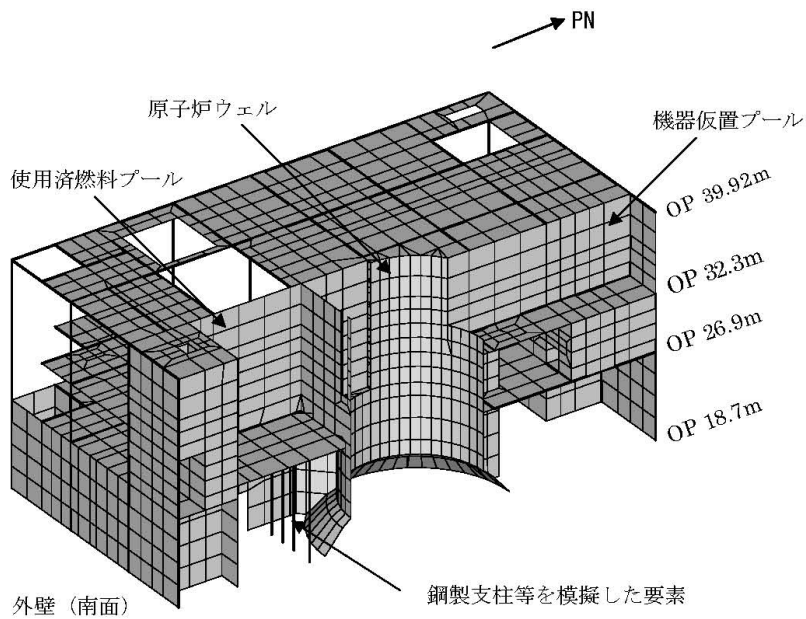
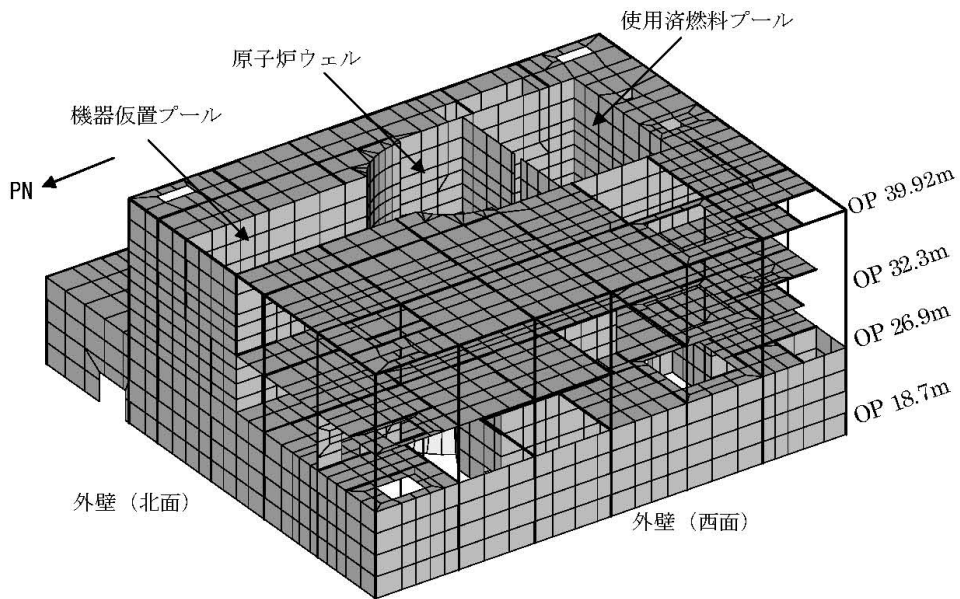
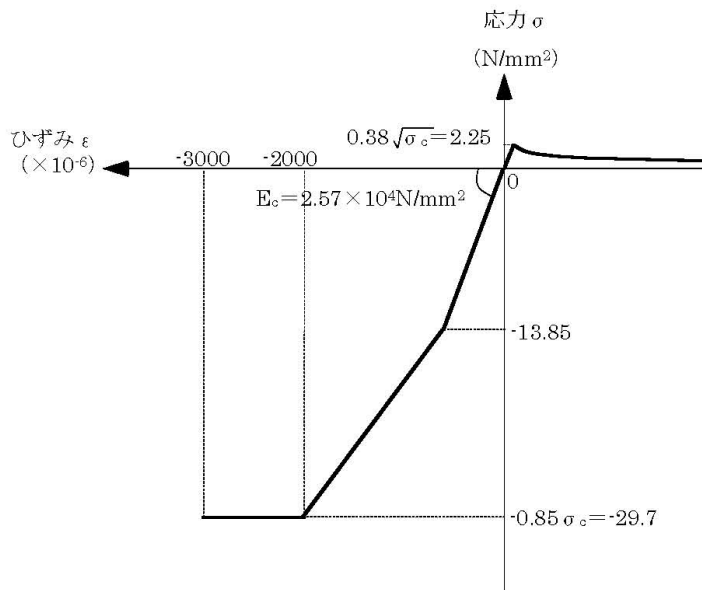
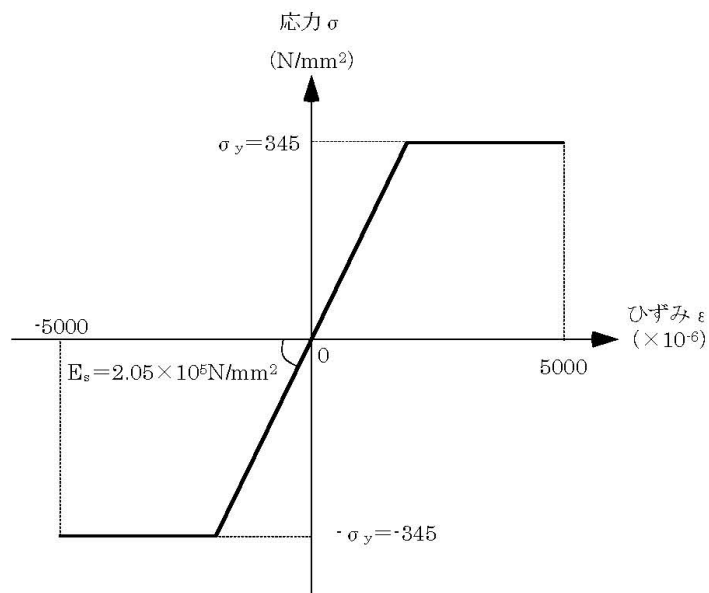


図-4.2.1 解析モデル概要図

添付 4-6



(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-4.2.2 コンクリートと鉄筋の構成則

添付 4-7

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> $T.P.=旧O.P.-1,436mm$

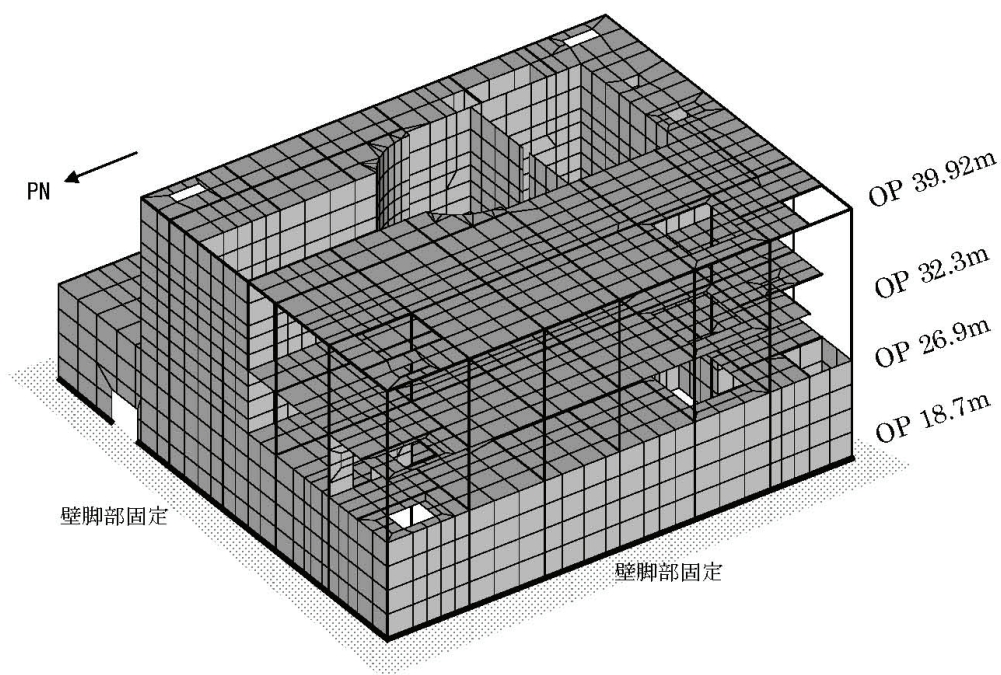


図-4.2.3 解析モデルの境界条件

添付 4-8

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. 損傷状況の仮定

損傷状況の仮定にあたっては、添付資料-2において損傷（一部損傷および全壊）が確認された箇所および平成24年6月報告書の外壁の一部膨らみが確認された箇所を基に、平成23年報告書時より新たに下記の損傷部の剛性を無視して、3次元FEM解析モデルを作成する。図-4.3.1～図-4.3.4に損傷モデルを示す。

(1) 外壁・内壁

外壁は、4階（O.P. 32.3m）と3階（O.P. 26.9m）の南側および平成24年6月報告書の外壁の膨らみのある2階（O.P. 18.7m）の西側および南側の一部の壁の剛性を無視する。

内壁は、3階（O.P. 26.9m）の北側の一部の壁の剛性を無視する。

(2) 床スラブ

床スラブは、5階（O.P. 39.92m）～3階（O.P. 26.9m）の一部で、床全壊箇所および床一部損傷箇所のいずれも剛性を無視する。

添付 4-9

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

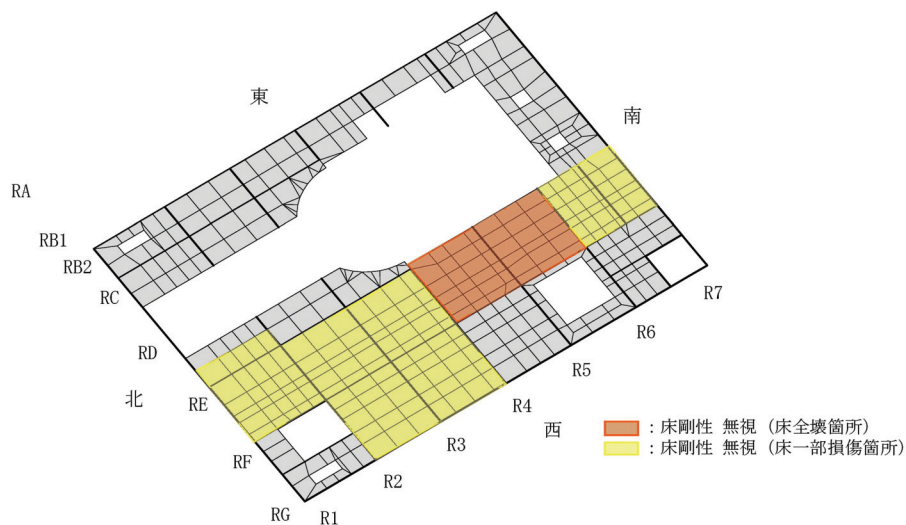


図-4.3.1 損傷モデル アイソメ図 5階 (O.P. 39.92m)

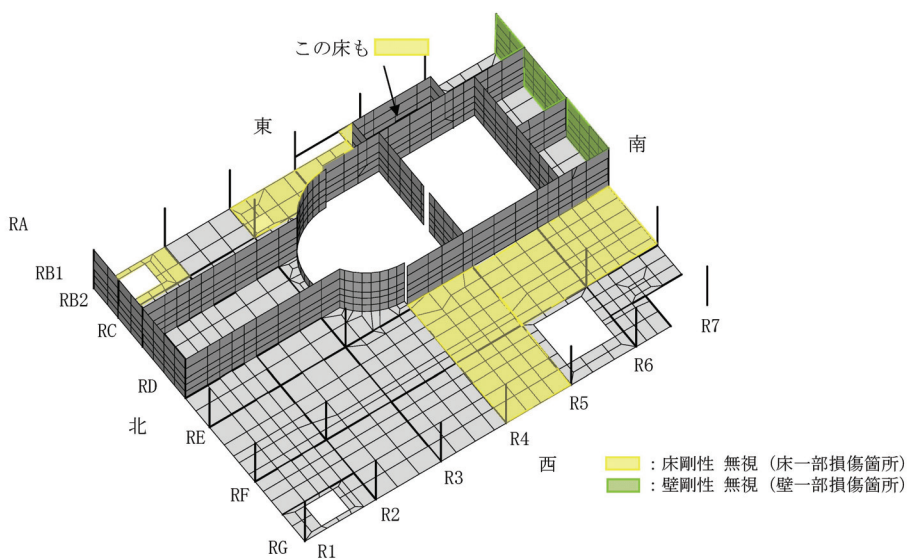


図-4.3.2 損傷モデル アイソメ図 4階 (O.P. 32.3m)

添付 4-10

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

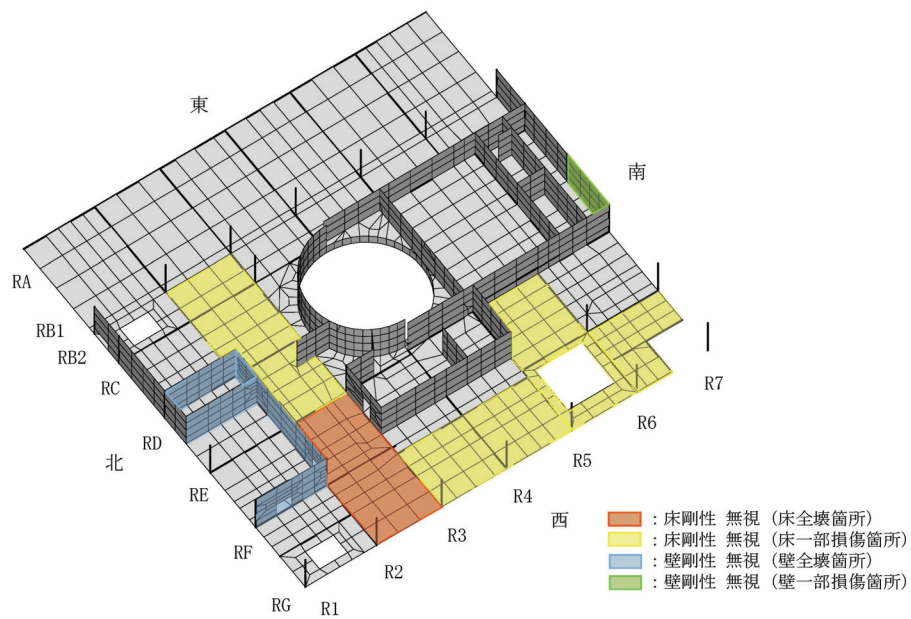


図-4.3.3 損傷モデル アイソメ図 3階 (O.P. 26.9m)

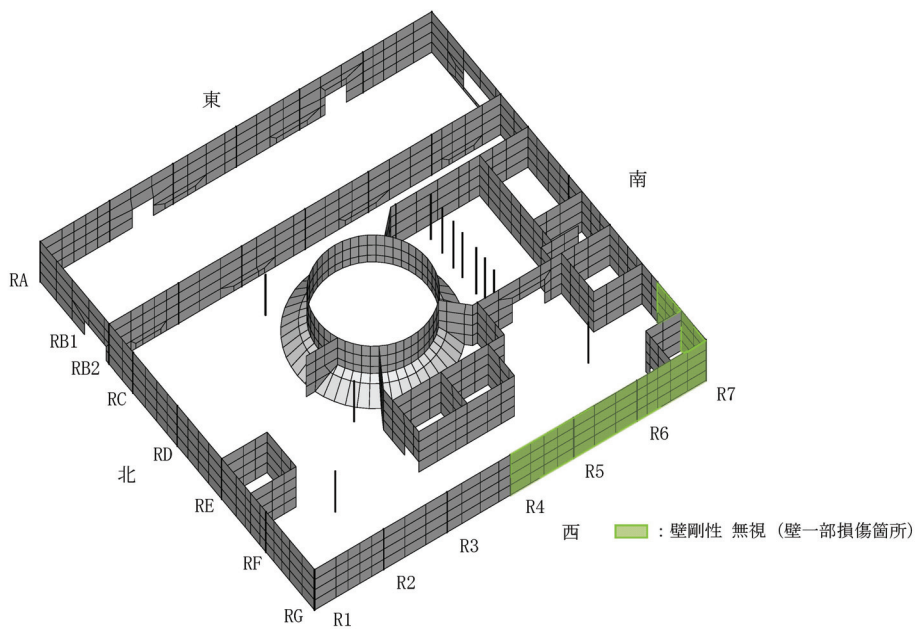


図-4.3.4 損傷モデル アイソメ図 2階 (O.P. 18.7m)

添付 4-11

4. 荷重および荷重の組合せ

(1) 死荷重

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様に積載されているものとする。また、プール内に設置されるキャスク重量および燃料取扱機支持用架構重量を、当該設置位置に考慮する。

(2) 静水圧

使用済燃料プール、原子炉ウエルおよび機器仮置プールが満水状態にあると仮定した場合の静水圧を考慮する。

(3) 温度荷重

プール水の水温は、循環冷却が開始されたことから管理温度の65℃とする。外気温は冬場を想定し0℃とする。

(4) 地震荷重

添付資料-3の質点系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、水平方向および鉛直方向の地震荷重を設定する。

(5) その他の荷重

プール水の地震時動水圧およびウエル頂部に作用する燃料取扱機支持用架構からの反力を考慮する。

(6) 荷重の組合せ

表-4.4.1に荷重の組合せを示す。なお、水平方向およ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-4.4.1 荷重の組合せ

荷重時名称	荷重の組合せ
S_s 地震時	$DL + H + T + K + KH + KF$

ここに、 DL：死荷重、 H：静水圧、 T：温度、 K：地震荷重（基準地震動 S_s ）、
KH：地震時動水圧、 KF：燃料取扱機支持用架構反力

添付 4-12

5. 解析条件

表-4.5.1 に本検討と平成 23 年報告書の解析条件の比較を示す。

表-4.5.1 本検討と平成 23 年報告書の解析条件の比較

項目		平成 23 年報告書 (基本ケース) *1	本検討 (基本ケース)
モデル	壁 (プール・ シェル含む)	損傷の確認された壁はモデルから削除	全壊・一部損傷の壁の剛性を 0%とする
	床 (プール含む)	3 階床から 5 階床まで全て健全として モデル化	全壊・一部損傷の床の剛性を 0%とする
	補強効果	考慮しない	使用済燃料プール底部の支持構造物の鋼製支柱 を模擬
荷重	死荷重	5 階～屋上階の重量を瓦礫重量として 5 階に集約	オペフロ上部瓦礫撤去、燃料取扱機支持用架構 荷重等を反映 (添付資料-3)
	静水圧	使用済燃料プール、原子炉ウェル、 機器仮置プールが満水状態にあると 仮定した場合の静水圧を考慮	同左
	温度荷重	夏冬は考慮せず、 一律内部 90℃、外部 10℃、炉内 40℃	一律内部 65℃、外部 0℃、炉内 40℃
	地震荷重	損傷を考慮した質点系モデルによる 基準地震動 Ss に対する地震応答解析結果 に基づき、水平および鉛直方向の 地震荷重を考慮	同左
	その他の 荷重	地震時 動水圧 燃料取扱機 支持用架構 反力	損傷を考慮した質点系モデルによる 基準地震動 Ss に対する地震応答解析結果 に基づき、地震時に作用するプール水の 動水圧を考慮 考慮しない 燃料取扱機支持用架構の反力を考慮する

*1：平成 23 年報告書では、基本ケースの他に 3 種類のパラメータケースの解析を実施している。①爆発による影響をみるケースでは、3～4 階の半壊程度の外壁の剛性を 50%に、4～5 階の床剛性を全面にわたって 50%に低下、②火災による影響をみるケースでは、西側プール壁の剛性を 80%程度に、西側の 4～5 階の床剛性を全面にわたって 80%程度に低下、③プール水温の高温化による影響をみるケースでは、プール水温の上昇と冬季を想定し、一律内部 100℃、外部 0℃、炉内 40℃として検討を行った。さらに付録 4-4 では、④プール底部の支持構造物の補強効果を確認するケースの解析も実施している。

6. 評価結果

配筋諸元等に基づき使用済燃料プールの構造検討を行い、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およびひずみが、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」に基づき設定した。評価箇所の配筋諸元を図-4.6.1に示す。

評価結果を表-4.6.1～表-4.6.4に示す。いずれの箇所においても発生応力およびひずみ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、使用済燃料プールは、損傷の確認された壁、床スラブおよび外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視しても、耐震安全性を有しているものと評価した。

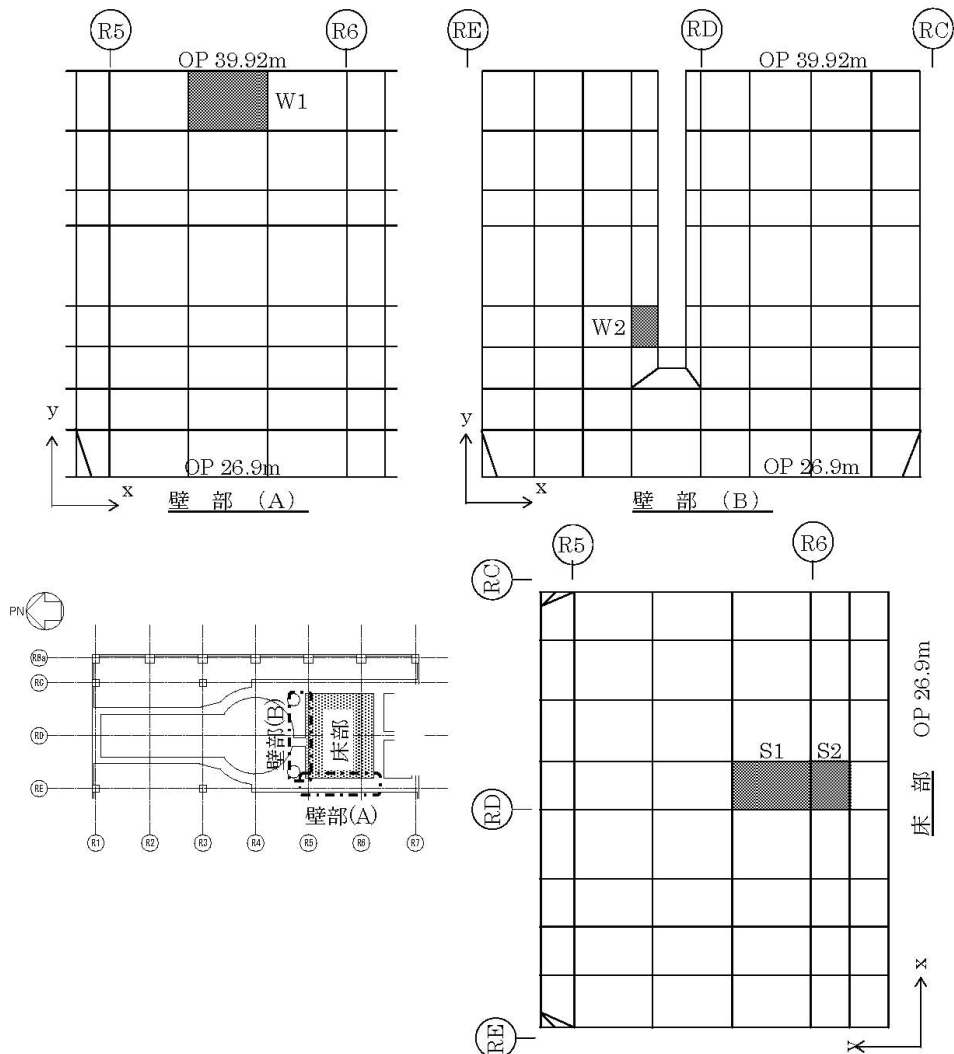
なお、ひずみが弾性範囲内であるため、コンクリートに内張りされたライナーが損傷し、使用済燃料プールの水が漏れ出る可能性はないと考えられる。

表-4.6.1～表-4.6.4に用いる記号の説明

ϵ_c	: コンクリートの圧縮ひずみ
$s\epsilon_c, s\epsilon_t$: 鉄筋の圧縮ひずみおよび引張ひずみ (ひずみは全て引張側を正として表記)
Q	: 面外せん断力

添付 4-14

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



位置	内側筋		外側筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
W1	D32@250	D32@120	D32@250	D32@240	—
W2	D38@130	D38@130	D38@150	D38@113	

位置	上端筋		下端筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
S1	D32@100+D32@200		D32@200		—
S2					

図-4.6.1 評価箇所の配筋諸元

添付 4-15

表-4.6.1 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$) ϵ	評価基準値 ($\times 10^{-6}$) ϵ'	検定比 ϵ / ϵ'	判定
W1	$c \epsilon_c$	Ss 地震時	-150	-3000	$0.05 \leq 1$	可
	$s \epsilon_c$		-90	-5000	$0.02 \leq 1$	可
	$s \epsilon_t$		1180	5000	$0.24 \leq 1$	可

表-4.6.2 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$) ϵ	評価基準値 ($\times 10^{-6}$) ϵ'	検定比 ϵ / ϵ'	判定
S1	$c \epsilon_c$	Ss 地震時	-370	-3000	$0.13 \leq 1$	可
	$s \epsilon_c$		-140	-5000	$0.03 \leq 1$	可
	$s \epsilon_t$		250	5000	$0.05 \leq 1$	可

表-4.6.3 面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q/Q'	判定
W2	Ss 地震時	1120	1860	$0.61 \leq 1$	可

表-4.6.4 面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q/Q'	判定
S2	Ss 地震時	580	1270	$0.46 \leq 1$	可

添付 4-16

【参考】

参考として、平成 23 年報告書の基本ケースの評価基準値に対する発生ひずみおよび発生応力の比（検定比）が最も大きい箇所での比較を表-4.6.5、表-4.6.6 に示す。壁の面外せん断を除き、壁及び床のひずみおよび床の面外せん断力のそれぞれの検定比は、平成 23 年報告書よりも小さくなっている。これは、主に使用済燃料プールの水温の条件を 90℃から 65℃に変更したことによる温度荷重の低減効果が影響していると考えられる。また、床については使用済燃料プールの底部を鋼製支柱で補強した効果も考えられ、評価基準値に対する余裕が大きくなっている。

なお、本検討と平成 23 年報告書における検定比が最大となる箇所は異なる。図-4.6.2 に平成 23 年報告書におけるひずみおよび面外せん断力の検定比が最大となる箇所を示す。W1' は壁のひずみ、W2' は壁の面外せん断力、S1' は床のひずみ、S2' は床の面外せん断力の検定比が最大となる箇所を示している。

表-4.6.5 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋の発生ひずみの比較

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ (×10 ⁻⁶)				評価基準値 (×10 ⁻⁶)
			本検討		平成 23 年報告書		
			検定比	検定比	検定比	検定比	
壁	cε _c	Ss 地震時	-150	0.05	-480	0.16	-3000
	sε _c		-90	0.02	-350	0.07	-5000
	sε _t		1180	0.24	1230	0.25	5000
床	cε _c		-370	0.13	-580	0.20	-3000
	sε _c		-140	0.03	-210	0.05	-5000
	sε _t		250	0.05	490	0.10	5000

表-4.6.6 面外せん断力の検討結果の比較

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)			
		本検討		平成 23 年報告書	
		検定比	検定比	検定比	検定比
壁	Ss 地震時	1120 (1860)	0.61	2040 (3770)	0.55
床		580 (1270)	0.46	800 (1150)	0.70

() 内数値は評価基準値を示す。

添付 4-17

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> $T.P.=旧O.P.-1,436mm$

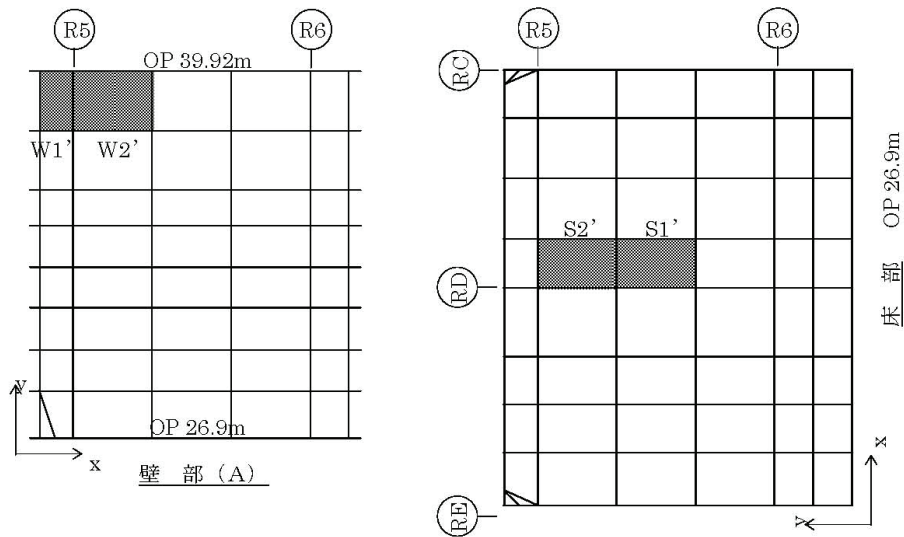


図-4.6.2 平成23年報告書におけるひずみおよび面外せん断力の検定比が最大となる箇所

添付 4-18

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> $T.P.=旧O.P.-1,436mm$

付録 4-1

使用済燃料プール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

添付資料-4の本文では、添付資料-2における損傷（一部損傷および全壊）の確認された壁、床スラブおよび平成24年6月報告書の外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視した解析を行った。しかしながら、実際の壁・床スラブの多くは全壊しておらず残存剛性を有している状態にある。ここではこれらの残存剛性を考慮し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

基本ケースで剛性を無視した外壁および床スラブの一部の剛性を以下のように設定する。表-1に基本ケースとの剛性の設定の比較を示す。表-1以外の箇所の剛性は、平成23年報告書の基本ケースと同じ設定とする。損傷モデルを図-1～図-4に示す。

(1) 外壁

外壁は、添付資料-2より、4階（O.P. 32.3m）と3階（O.P. 26.9m）の南側および平成24年6月報告書の外壁の膨らみのある西側および南側の一部の壁の剛性の実状を考慮し50%とする。

(2) 床スラブ

床スラブは、添付資料-2より、5階（O.P. 39.92m）～3階（O.P. 26.9m）の一部において、床一部損傷と判定した箇所の剛性の実状を考慮し50%とする。

表-1 基本ケースとの剛性の設定の比較

ケース	壁の剛性の設定			床スラブの剛性の設定	
	全壊箇所*1	一部損傷箇所*1	膨らみ部*2	全壊箇所*1	一部損傷箇所*1
基本ケース	0%	0%	0%	0%	0%
パラメータケース	0%	50%	50%	0%	50%

*1：添付資料-2に示す損傷の確認された箇所

*2：平成24年6月報告書で外壁の一部膨らみが確認された箇所

付録 4-1-1

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

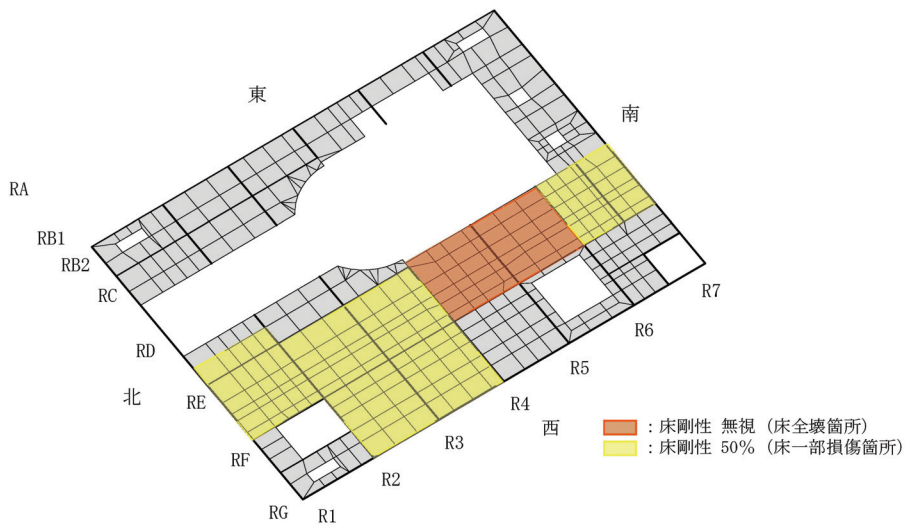


図-1 損傷モデル アイソメ図 5階 (O.P. 39.92m) (パラメータケース)

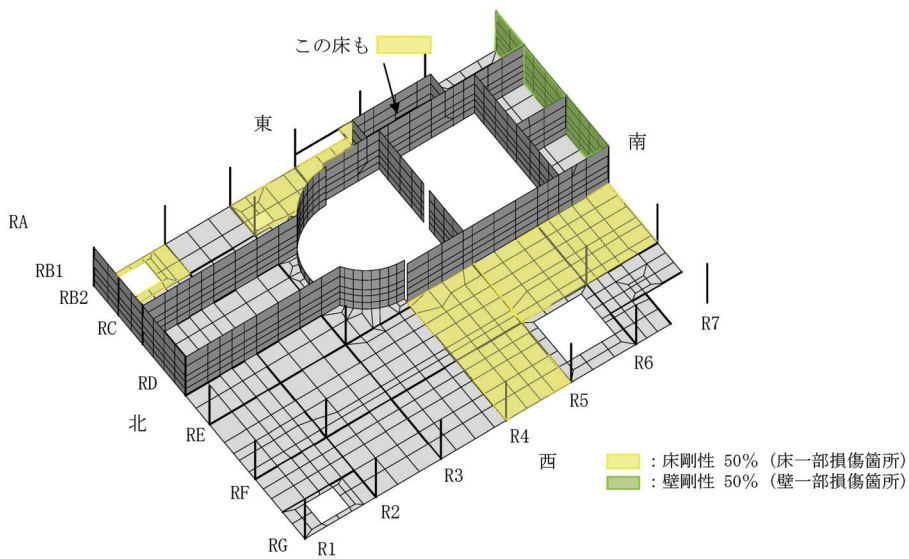


図-2 損傷モデル アイソメ図 4階 (O.P. 32.3m) (パラメータケース)

付録 4-1-2

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

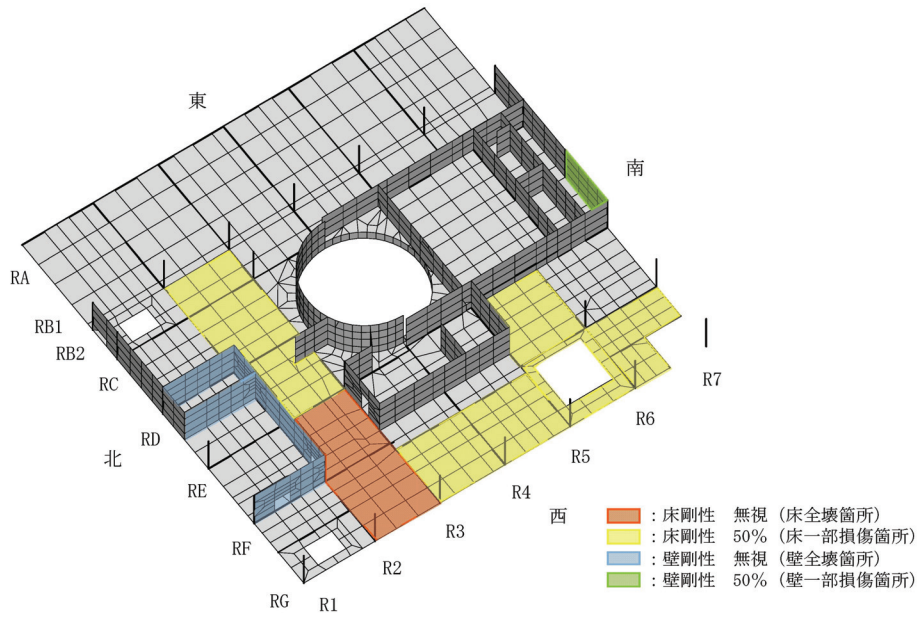


図-3 損傷モデル アイソメ図 3階 (O.P. 26.9m) (パラメータケース)

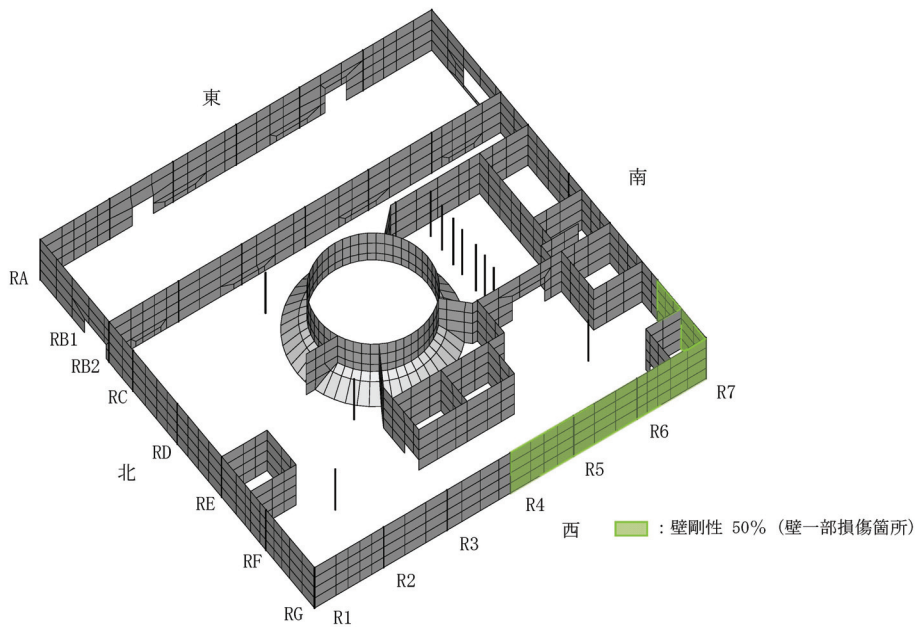


図-4 損傷モデル アイソメ図 2階 (O.P. 18.7m) (パラメータケース)

付録 4-1-3

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. 検討結果

基本ケースおよびパラメータケースの評価基準値に対する発生ひずみもしくは発生応力の比（検定比）を比較した結果を表-2に示す。残存剛性を考慮し、外壁および床スラブの残存剛性をモデル化することにより、局所的な応力集中（W2）が緩和される傾向が見られるほか、使用済燃料プールの耐震安全性には大きく影響を与えないことが確認された。

なお、参考として、パラメータケースにおける使用済燃料プールの耐震安全性評価結果の詳細を表-3～表-6に示す。

表-2 評価基準値に対する発生ひずみもしくは発生応力の比（検定比^{*1}）の比較

	箇所名	評価項目	基本ケース	パラメータケース
プール壁	W1	鉄筋ひずみ	0.24	0.22 ^{*2}
		コンクリートひずみ	0.05	0.06 ^{*2}
	W2	面外せん断力	0.61	0.43
プール床	S1	鉄筋ひずみ	0.05	0.05 ^{*2}
		コンクリートひずみ	0.13	0.13 ^{*2}
	S2	面外せん断力	0.46	0.48

*1：表中の値は、1以下であれば評価基準を満たしていることを示している。

*2：プール壁及びプール床のひずみは、評価基準値に対する発生ひずみおよび発生応力の比（検定比）が最大となる箇所が基本ケースとパラメータケースで異なっており、上記表上のパラメータケースにおけるひずみには、検定比が最大となる箇所の値ではなく、基本ケースと同じ箇所の値を記載している。なお、パラメータケースにおける検定比が最大となる箇所は図-5に示す壁部(A)のW1"および、床部のS1"であり、検定比はW1"の鉄筋ひずみで0.24、S1"のコンクリートひずみで0.13である。

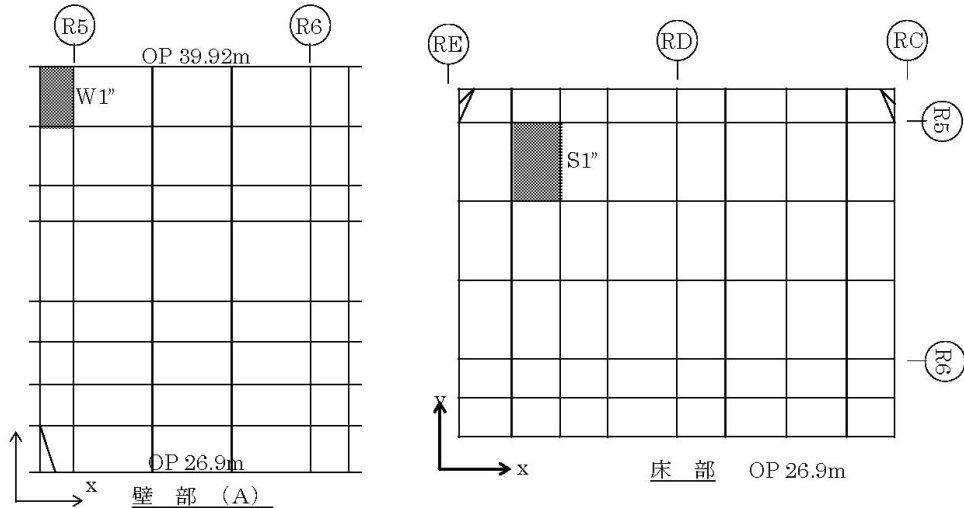


図-5 パラメータケースにおけるひずみの検定比が最大となる箇所（W1"及びS1"）

【パラメータケース】

表-3 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$) ϵ	評価基準値 ($\times 10^{-6}$) ϵ'	検定比 ϵ / ϵ'	判定
W1	$c \epsilon_c$	Ss 地震時	-180	-3000	$0.06 \leq 1$	可
	$s \epsilon_c$		-90	-5000	$0.02 \leq 1$	可
	$s \epsilon_t$		1080	5000	$0.22 \leq 1$	可
W1''	$c \epsilon_c$	Ss 地震時	-320	-3000	$0.11 \leq 1$	可
	$s \epsilon_c$		-240	-5000	$0.05 \leq 1$	可
	$s \epsilon_t$		1200	5000	$0.24 \leq 1$	可

表-4 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$) ϵ	評価基準値 ($\times 10^{-6}$) ϵ'	検定比 ϵ / ϵ'	判定
S1	$c \epsilon_c$	Ss 地震時	-370	-3000	$0.13 \leq 1$	可
	$s \epsilon_c$		-150	-5000	$0.03 \leq 1$	可
	$s \epsilon_t$		240	5000	$0.05 \leq 1$	可
S1''	$c \epsilon_c$	Ss 地震時	-370	-3000	$0.13 \leq 1$	可
	$s \epsilon_c$		-200	-5000	$0.04 \leq 1$	可
	$s \epsilon_t$		180	5000	$0.04 \leq 1$	可

表-5 面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q/Q'	判定
W2	Ss 地震時	790	1860	$0.43 \leq 1$	可

表-6 面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q/Q'	判定
S2	Ss 地震時	600	1270	$0.48 \leq 1$	可

付録 4-1-5

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> $T.P.=旧O.P.-1,436mm$

付録 4-2

原子炉建屋の鉛直方向の地震応答解析について

使用済燃料プールの3次元FEM解析にあたっては、基準地震動 S_s による鉛直方向の動的解析結果を入力として用いている。ここでは、鉛直方向の地震応答解析結果を示す。

解析モデル作成にあたって、添付資料-2において整理した範囲と同様の範囲を損傷範囲として取り扱うこととし、添付資料-3において求めた質点重量を用いる。

鉛直方向の建屋解析モデルを図-1に、諸元を表-1に示す。

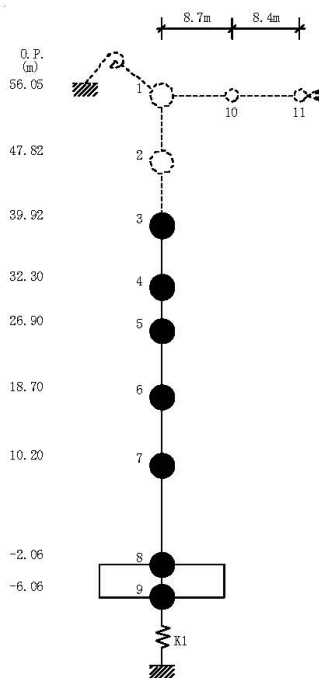


図-1 建屋解析モデル（鉛直方向）

付録 4-2-1

表-1 建屋解析モデルの諸元 (鉛直方向)

質点番号	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)
1	—	—	—
2	—	—	—
3	69,940	—	—
4	87,140	204.5	6.90
5	127,760	210.7	10.03
6	129,030	354.5	11.11
7	218,480	340.6	10.30
8	353,740	654.7	13.72
9	132,390	2,812.6	180.71
合計	1,118,480	ヤング係数 E_c せん断弾性係数 G ポアソン比 ν 減衰 h 基礎形状	2.57×10^7 (kN/m ²) 1.07×10^7 (kN/m ²) 0.20 5% 49.0m (NS方向) × 57.4m (EW方向)

付録 4-2-2

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

地震応答解析により求められた鉛直方向の最大応答加速度および最大応答軸力を図-2および図-3に示す。

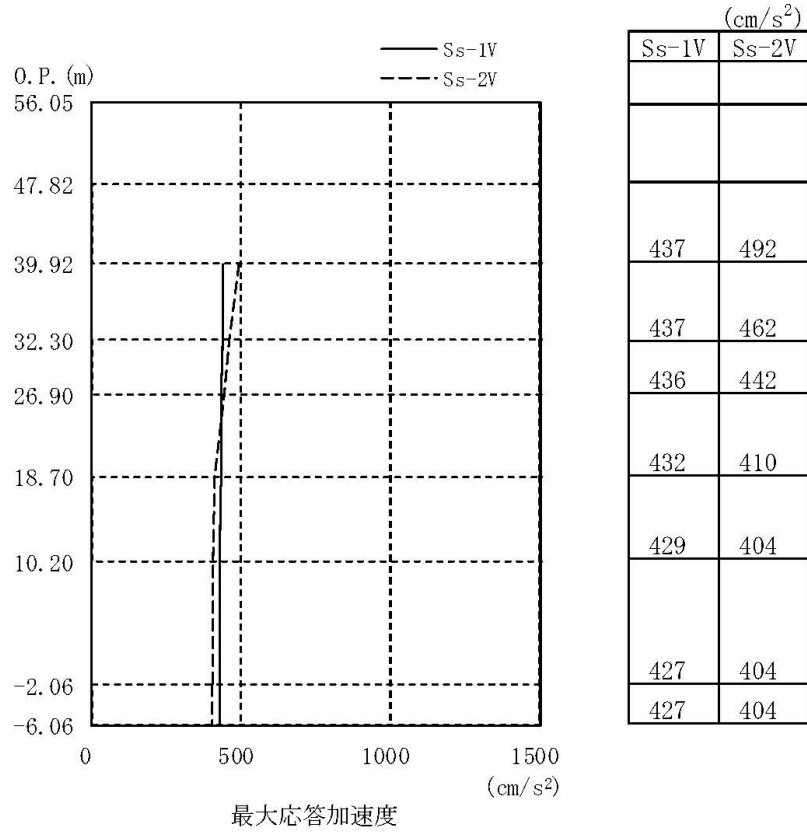


図-2 最大応答加速度 (鉛直方向)

付録 4-2-3

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

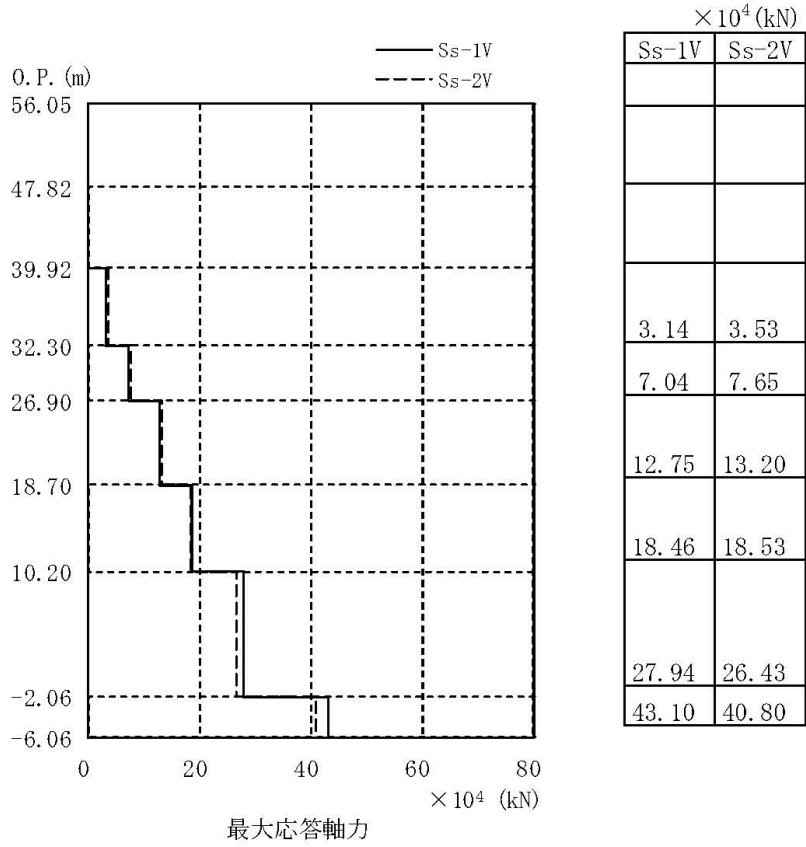


図-3 最大応答軸力（鉛直方向）

付録 4-2-4

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)

平成23年7月

東京電力株式会社

目次

1. はじめに
2. 耐震安全性評価に関する検討方針
3. 耐震安全性評価に関する検討結果
4. 耐震補強工事等の対策に関する検討結果
5. まとめ

添付資料－1：3号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
(質点系モデルによる時刻歴応答解析による評価)

添付資料－2：3号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
(3次元 FEM 解析による局部評価)

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）

1. はじめに

本報告書は、「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67条第1項の規定に基づく報告の徴収について」（平成23年4月13日）に基づき、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に関する検討を実施した結果を報告するものである。

5月28日に提出した（その1）の報告書では、1号機及び4号機を対象としたものであり、今回の（その2）の報告書では、破損状況が著しい3号機を対象としたものである。

2. 耐震安全性評価に関する検討方針

（1）3号機の原子炉建屋

3号機の原子炉建屋については、3月14日に水素爆発とみられる事象により、5階のオペレーティングフロアより上部が破損した。爆発が生じた時の映像によると、かなり大きな爆発であったことが推測され、5階以上の建屋の大部分は爆発後の崩落した鉄骨やコンクリート部材が積み重なったような状況である。また、5階の北西部の床が損傷し、崩落した鉄骨やコンクリート部材の一部はその下の4階の床に積み重なっており、4階の壁のかなりの部分も損傷している。これらの情報を質点系モデルに反映し、基準地震動 S_s による時刻歴応答解析を実施し、耐震壁がせん断破壊する終局状態に至るかどうかについて全体評価を行うこととした。その後、使用済燃料プールなどを含めた3次元FEM解析により局部評価を行うこととし、時刻歴応答解析により得られた最大値を地震荷重として入力し、温度荷重などその他の荷重と組み合わせた評価を行うこととした。この評価手法は、基本的に4号機と同様である。

3. 耐震安全性評価に関する検討結果

（1）3号機の原子炉建屋

基準地震動 S_s を用いた時刻歴応答解析を実施した結果、残存している5階以下の耐震壁に発生するせん断ひずみは最大でも 0.14×10^{-3} であり、評価基準値である 4×10^{-3} を大きく下回っており、十分な安全性を有しているものと評価している（結果的にはおおむね弾性範囲と言える状態であった。）。したがって、耐震安全上重要

な設備である「原子炉圧力容器」、「原子炉格納容器」、「使用済燃料プール」などに影響を及ぼすおそれはないものと評価している。

(添付資料-1)

3次元FEM解析による局部評価結果としては、次のような評価を行った。

- ・ 基準地震動 S_s によって作用する地震荷重とその他の荷重を組み合わせた結果、使用済燃料プールにおいて鉄筋の最大ひずみは 1303×10^{-6} であり、評価基準値である塑性限界ひずみの 5000×10^{-6} に対して十分余裕がある（結果として、解析上の弾性限界ひずみの 1683×10^{-6} よりも小さい）。また、面外せん断力において最も余裕が少ない部位での発生応力は 1689 (N/mm) であり、評価基準値である 3130 (N/mm) に対して十分余裕がある。
- ・ 原子炉格納容器の外側にあるシェル壁についても同様の評価を行っており、鉄筋の最大ひずみは 469×10^{-6} であり、評価基準値である塑性限界ひずみの 5000×10^{-6} に対して十分余裕がある（結果として、解析上の弾性限界ひずみの 1683×10^{-6} よりも小さい）。また、面外せん断力において最も余裕が少ない部位での発生応力は 2475 (N/mm) であり、評価基準値である 3270 (N/mm) に対して十分余裕がある。
- ・ 原子炉格納容器内が高温になった影響でシェル壁の剛性が低下した可能性や爆発によって燃料プールなどの剛性がより低下している可能性を考慮したパラメータスタディや、不確定要素が大きいので逆に剛性の低下を緩和したパラメータスタディの結果によると、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いことを確認している。

(添付資料-2)

4. 耐震補強工事等の対策に関する検討結果

(1) 3号機の原子炉建屋

耐震安全性評価の結果として、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所は無かったことから、現段階では緊急的な耐震補強工事等の対策は考えていない。また、現段階では建物内部の線量レベルが高いことから立入が難しいという面もある。今後、環境改善が進み建物内部の線量レベルが作業を行うのに十分な程度に低減された場合には、建屋内の状況を確認するとともに、余裕度向上の観点からの補強工事を行うことも考慮にいれて、検討に取り組んでいくこととする。なお、残存している崩落した鉄骨やコンクリート部材に関しては、今後の環境改善の進展状況にもよるが、極力早期に撤去していく方針としている。

5. まとめ

本報告書においては、3号機の原子炉建屋について、耐震安全性評価を実施し、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所はないことを確認した。既に報告済みの1号機及び4号機の原子炉建屋も加えると、5階以上の階の損傷が大きい原子炉建屋については、いずれも耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所はないことが確認できたこととなる。

添付資料－１：３号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
（質点系モデルによる時刻歴応答解析による評価）

1. 解析評価方針

水素爆発等による損傷に伴う原子炉建屋の構造への影響および耐震性評価は、基準地震動 S_s を用いることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。なお、基準地震動 S_s-3 については、基準地震動 S_s-1 および S_s-2 の応答結果に比べて、過去の計算例（付録 1-1 参照）から明らかに小さいことが分かっているため、今回の検討では省略することとする。

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げおよびせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。

3号機原子炉建屋については、地震後の津波によって原子炉の冷却機能が喪失し、水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。ここでは、原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し、損傷状況を地震応答解析モデルに反映することとする。

原子炉建屋の構造への影響および耐震性の評価は、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た耐震壁のせん断ひずみと、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) との比較により行う。

なお、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対しては、水平方向の地震力が支配的であり、鉛直方向の地震力の影響は少ないことから、地震応答解析は水平方向のみ実施する。

上記の検討により、耐震余裕度が比較的小さい場合には、さらに詳細な検討を行うこととする。

3号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を、図-1.1 に示す。

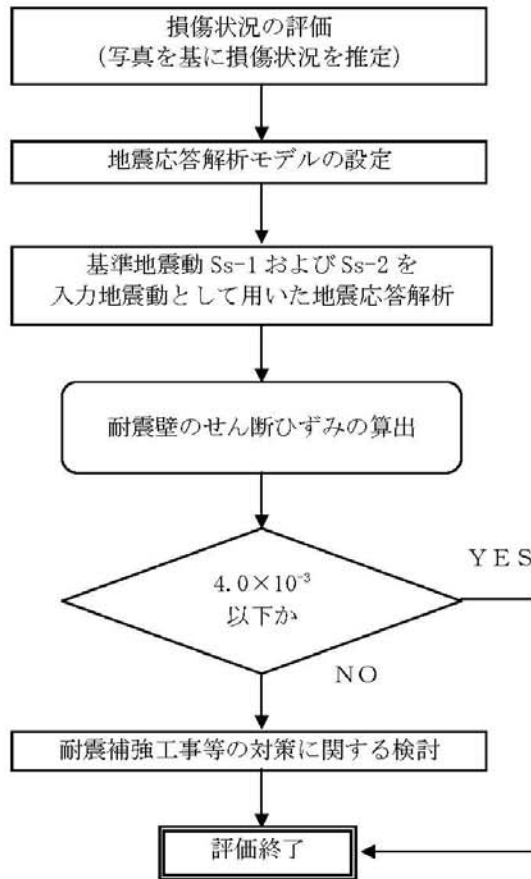


図-1.1 3号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

2. 損傷状況の評価

3号機原子炉建屋については、水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷している。原子炉建屋の損傷状況は写真を基に推定し、損傷状況を地震応答解析モデルに反映することとする。

各部位の損傷状況評価の考え方を下記に示す。

a. 外壁・屋根トラス

外観の写真から損傷を確認できる外壁・屋根トラスについては、損傷部位として評価した。また、一部剥落が確認された外壁についても損傷として評価した。(図-2.1)

b. 使用済燃料プール

損傷が確認されている外壁の厚さは最大でも600mmであり、使用済燃料プールの壁・床の厚さが1400～1850mmであること及び使用済燃料プールについては循環冷却システムが完成しており満水状態が維持されていることから、損傷は無いものと評価した。

c. 機器仮置プール

外観の写真から一部剥落が確認された外壁部分を除き、機器仮置プール壁に損傷は確認されていない。なお、機器仮置プール西側の壁については、図-2.2に示す写真から部分的に状況を確認した限り、損傷は確認されない。また、損傷が確認されている外壁の厚さは最大でも600mmであり、機器仮置プール壁・床の厚さが900mmであることから、損傷は無いものと評価した。

d. シェル壁

損傷が確認されている外壁の厚さは最大でも600mmであり、3階のシェル壁は、厚さが1850mmであることから、損傷は無いものと評価した。

e. 床スラブ

建屋内については調査結果が得られていないことから、外観写真と外壁の損傷状況から判断することとした。1～3階は、外壁が一部剥落していることを除き外観に異常は見られないことより、損傷は無いものと評価した。4階、5階については、外壁が損傷しており、損傷した外壁以下の厚さである床スラブは損傷している可能性があるものと評価した。また、5階の北西側の床スラブについては、外観写真より床スラブを支持する4階部分の外壁と柱に大きな損傷が確認できることより、損傷部位として評価した。(図-2.3)



北面



西面



東面



南面

図-2.1 外壁の状況



○ 機器仮置プール西側壁の状況が確認できる部分
図-2.2 機器仮置プール西側の壁の状況



図-2.3 5階北西側の床スラブの状況

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. 解析に用いる入力地震動

3号機原子炉建屋への入力地震動は、「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」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s-1 および S_s-2 を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図-3.1 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、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置 (O.P. -196.0m) における基準地震動 S_s-1 および S_s-2 の加速度波形について、図-3.2 に示す。

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

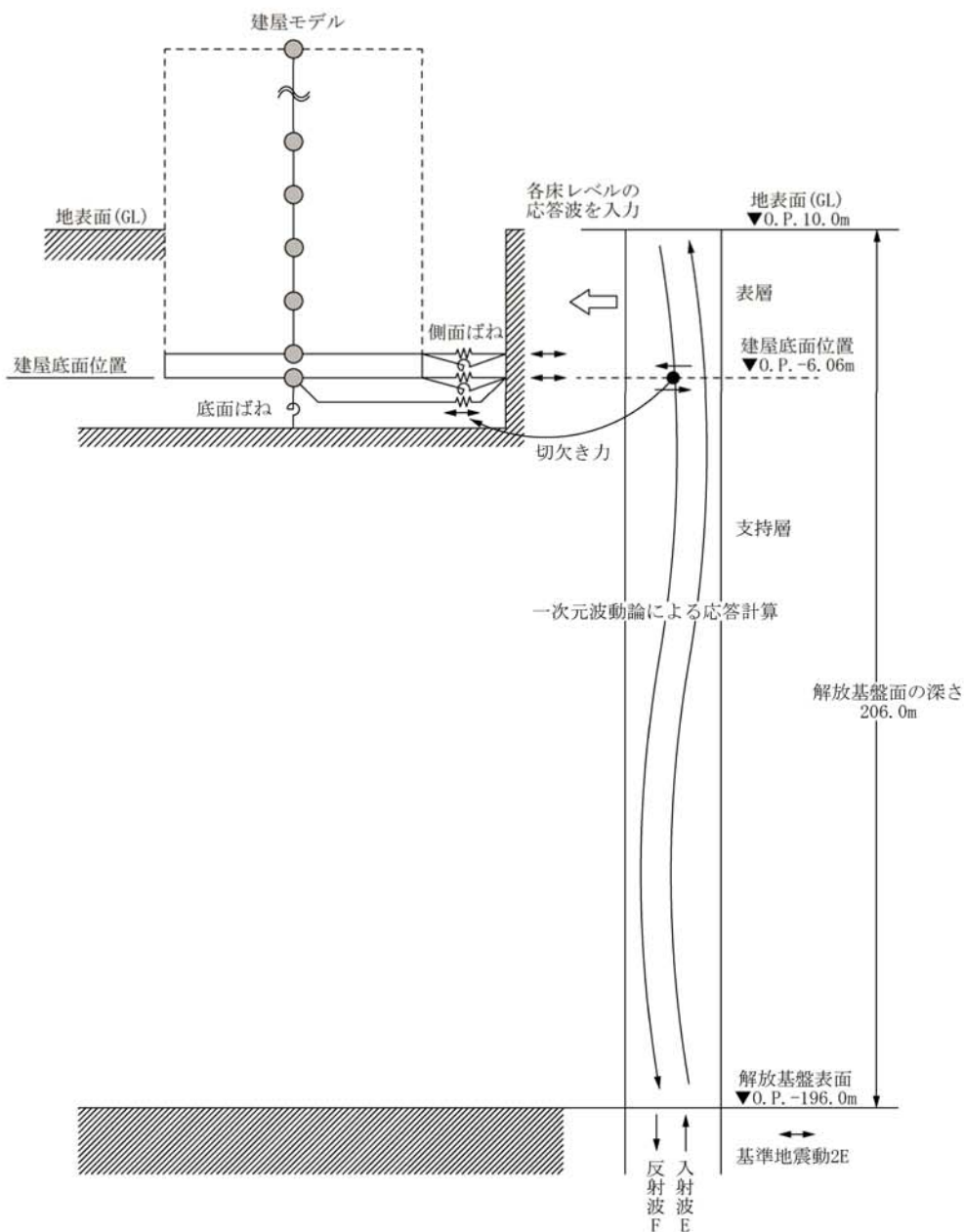


図-3.1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

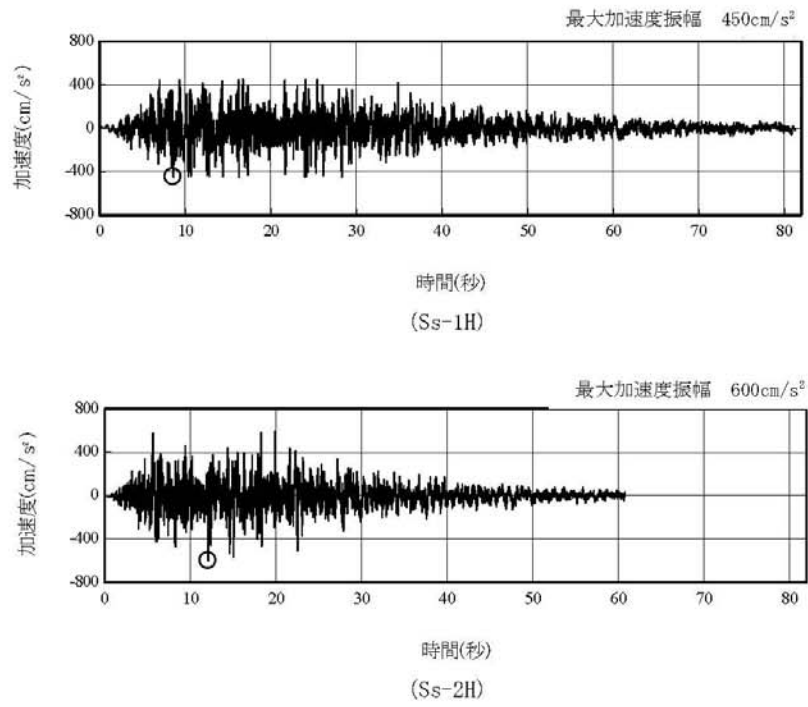


図-3.2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

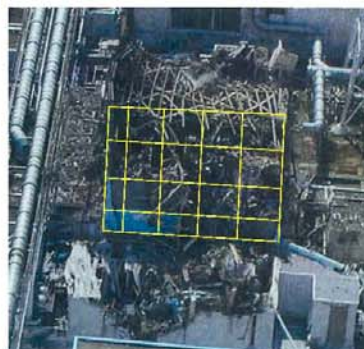
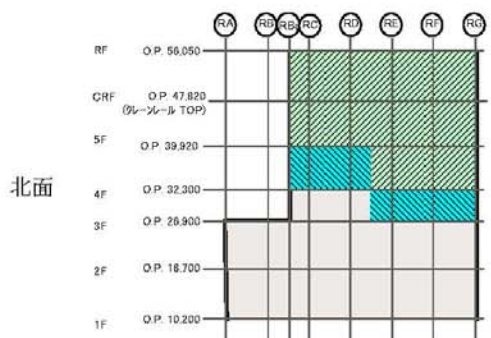
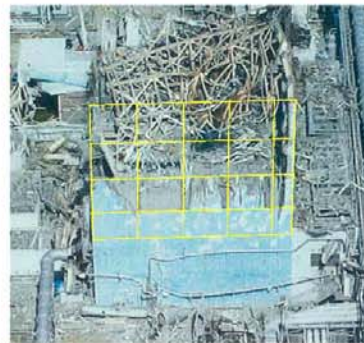
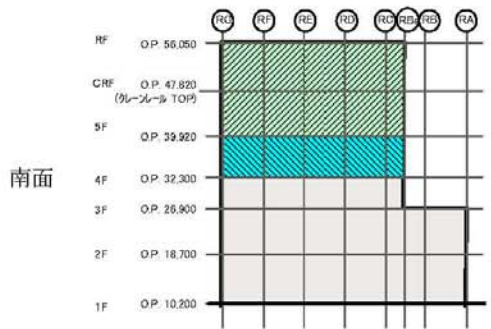
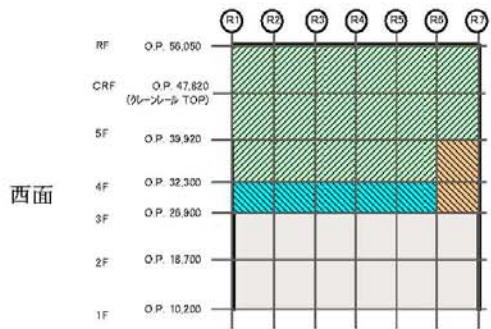
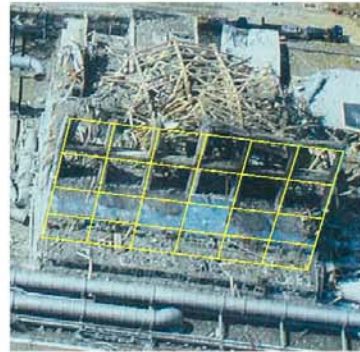
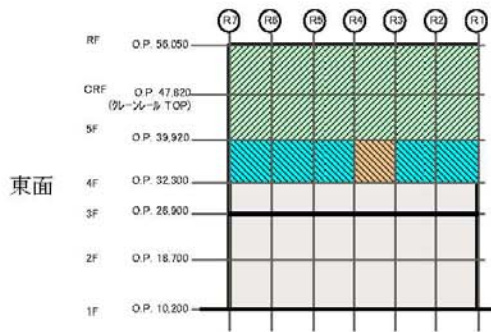
4. 地震応答解析モデル

基準地震動 S_s に対する原子炉建屋の地震応答解析は、「3. 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

本検討では、「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(改訂2)」(平成22年4月19日)にて作成した地震応答解析モデルを基に、次の項目について修正を加え、新たな地震応答解析モデルを構築することとする。

3号機原子炉建屋については、水素爆発等により原子炉建屋の一部が損傷していることから、「2. 損傷状況の評価」で評価した損傷状況を基に解析モデルを作成する。なお、5階より上部の崩れた部分の重量は5階床(床スラブが損傷している北西部分については4階床)で支持されていると仮定するなど、崩れた部分の重量は下階の床で支持されていると仮定する。3号機原子炉建屋の損傷状況(立面図)を図-4.1に、損傷状況(平面図)を図-4.2に示す。

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$



損傷箇所
 外壁のみ損傷箇所
 解析評価上考慮しない壁

図-4.1 3号機原子炉建屋の損傷状況（立面図）

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

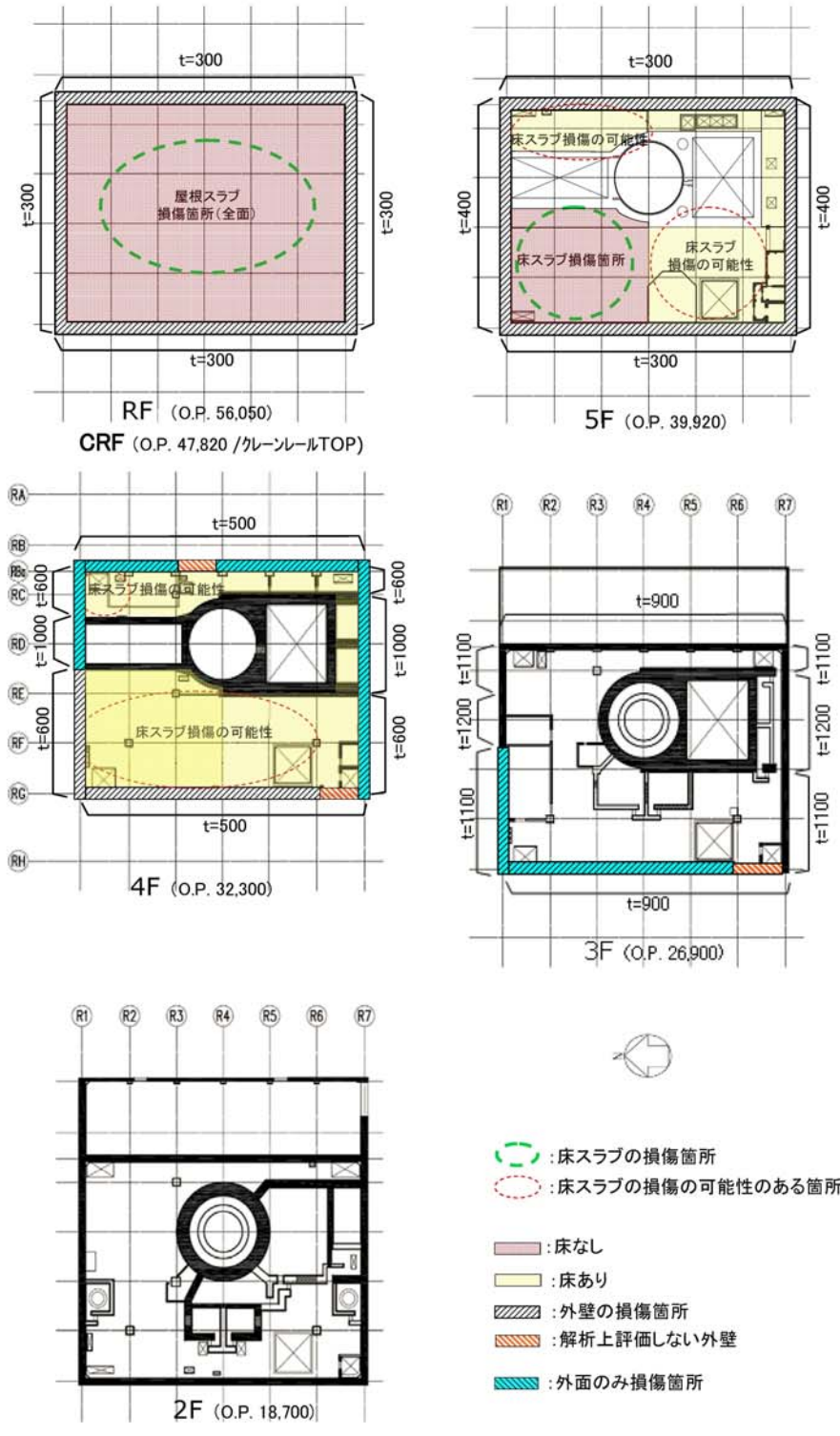


図-4.2 3号機原子炉建屋の損傷状況 (平面図)

(1) 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、図-4.3 および図-4.4 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、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。建屋-地盤連成系としての効果は地盤ばねおよび入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表-4.1 に、建屋解析モデルの諸元を表-4.2 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。解析に用いた地盤定数を表-4.3 に示す。

水平方向の解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づいて、スウェイおよびロッキングばね定数を近似的に評価する。また、埋め込み部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、水平および回転ばねを「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、Novak ばねに基づく近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図-4.5 に示すようにばね定数 (K_c) として実部の静的な値を、また、減衰係数 (C_c) として建屋-地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

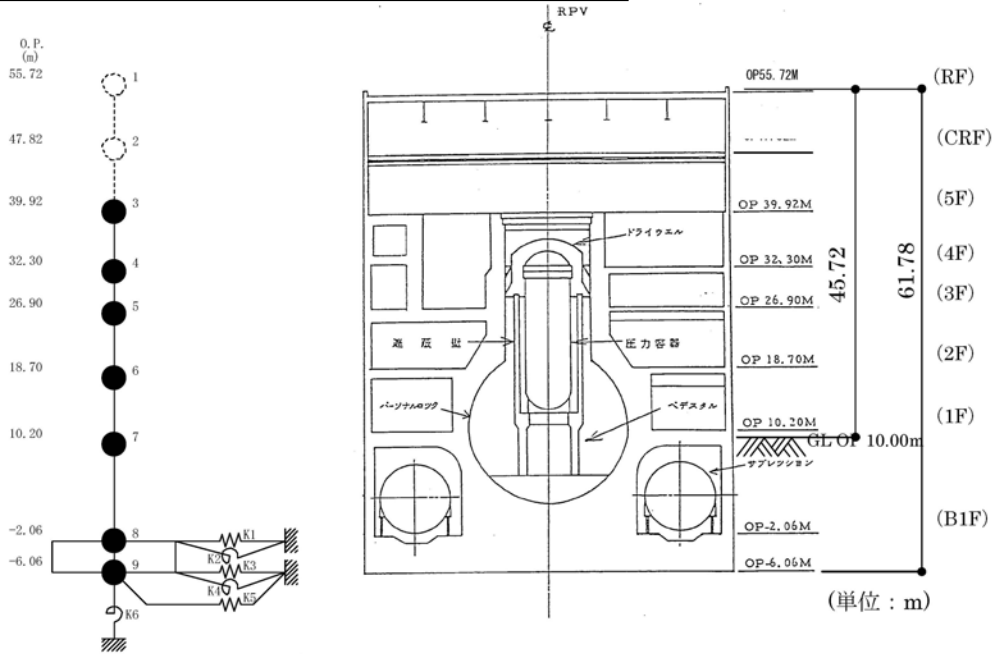


図-4.3 3号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS方向)

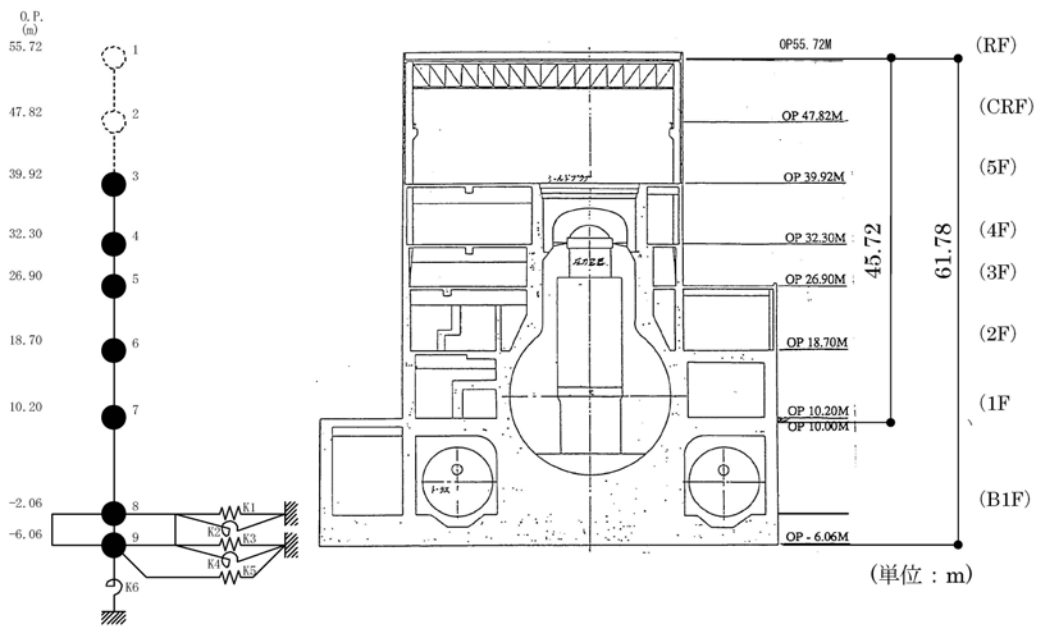


図-4.4 3号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW方向)

表-4.1 地震応答解析に用いる物性値

コンクリート	強度*1 F _c (N/mm ²)	ヤング係数*2 E (N/mm ²)	せん断弾性係数*2 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまるめた値とした。

*2：実強度に基づく値を示す。

表-4.2 建屋解析モデルの諸元

(NS 方向)

質点番号	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 $A_g(\text{m}^2)$	断面2次モーメント I(m ⁴)
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	78,130	82.37	145.3	9,598
4	119,490	238.33	146.1	29,271
5	109,640	201.82	237.3	56,230
6	130,160	239.58	208.6	60,144
7	226,760	417.47	458.7	112,978
8	301,020	554.17	2,697.8	496,620
9	127,000	233.79		
合計	1,092,200		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 β 5% 基礎形状 47.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)	

(EW 方向)

質点番号	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 $A_g(\text{m}^2)$	断面2次モーメント I(m ⁴)
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	78,130	60.05	61.9	5,665
4	119,490	124.49	123.4	12,460
5	109,640	201.82	204.1	41,352
6	130,160	239.58	226.6	61,084
7	226,760	622.62	431.3	135,128
8	301,020	826.50	2,697.8	740,717
9	127,000	348.72		
合計	1,092,200		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 β 5% 基礎形状 47.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)	

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

表-4.3 地盤定数

(S_S-1)

標高 O.P. (m)	地質	S波速度 V _s (m/s)	単位体積 重量 γ _t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G ₀ (kN/m ²)	剛性低下率 G/G ₀	せん断弾性 係数 G (kN/m ²)	剛性低下後 S波速度 V _s (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.78	266,000	398	3
-80.0		500	17.1	0.455	436,000		340,000	442	
-108.0		560	17.6	0.446	563,000		439,000	495	
-196.0		600	17.8	0.442	653,000		509,000	530	
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

(S_S-2)

標高 O.P. (m)	地質	S波速度 V _s (m/s)	単位体積 重量 γ _t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G ₀ (kN/m ²)	剛性低下率 G/G ₀	せん断弾性 係数 G (kN/m ²)	剛性低下後 S波速度 V _s (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.81	276,000	405	3
-80.0		500	17.1	0.455	436,000		353,000	450	
-108.0		560	17.6	0.446	563,000		456,000	504	
-196.0		600	17.8	0.442	653,000		529,000	540	
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

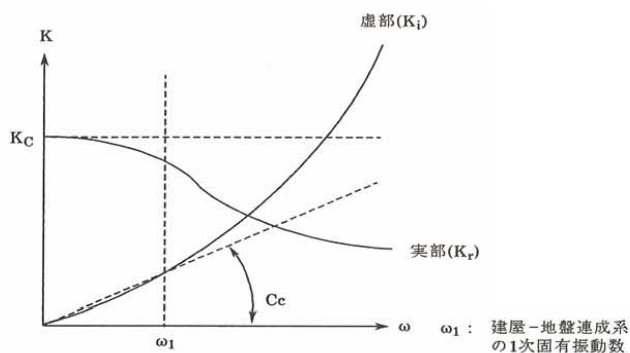


図-4.5 地盤ばねの近似

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. 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向, EW 方向の最大応答加速度を図-5.1 および図-5.2
 に示す。

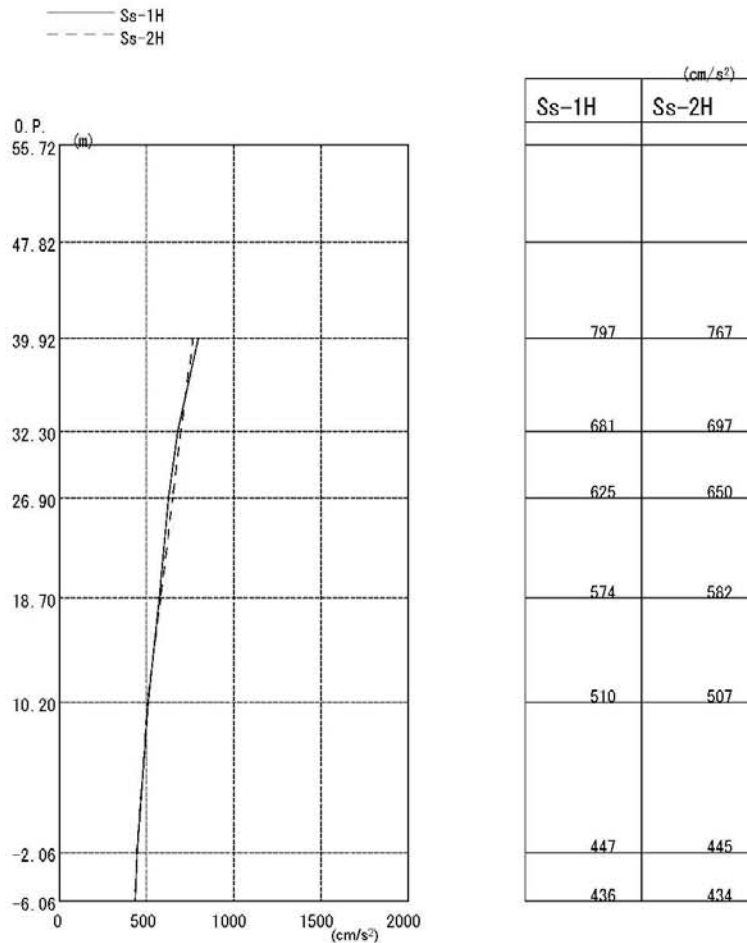


図-5.1 最大応答加速度 (NS 方向)

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

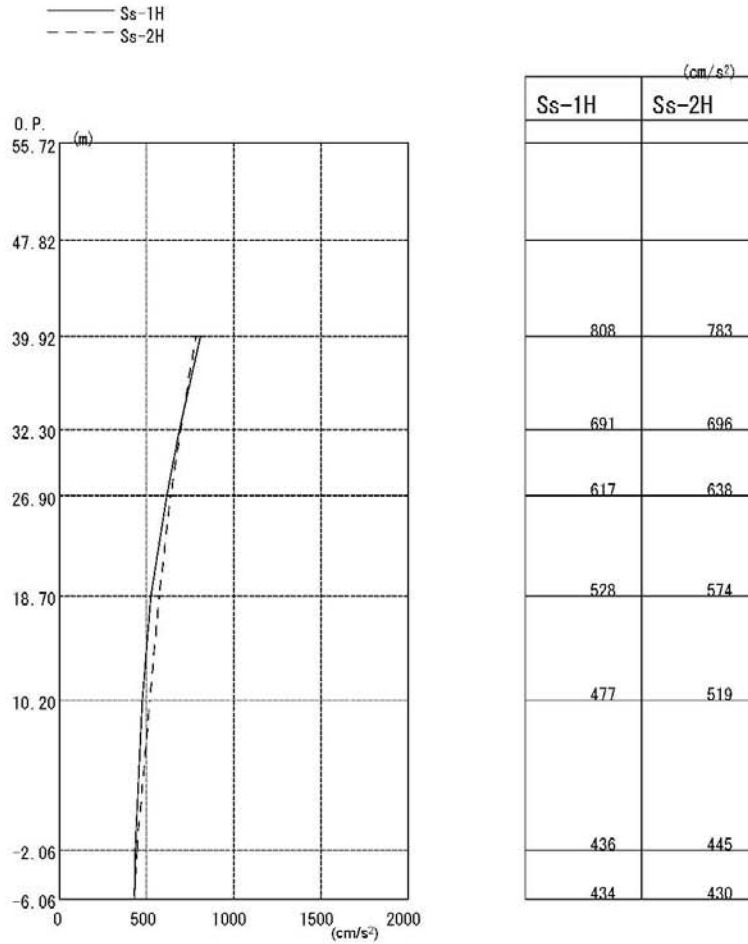


図-5.2 最大応答加速度 (EW 方向)

6. 耐震安全性評価結果

表 6-1 に、耐震壁の最大せん断ひずみを、図-6.1、図-6.2 および図-6.3、図-6.4 に基準地震動 Ss-1 および基準地震動 Ss-2 に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で 0.14×10^{-3} (Ss-2H, NS 方向, 1F) であり、評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分余裕がある。

以上のことから、原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

表 6-1 耐震壁の最大応答せん断ひずみ一覧

($\times 10^{-3}$)

	NS 方向		EW 方向	
	Ss-1H	Ss-2H	Ss-1H	Ss-2H
4F	0.05	0.04	0.10	0.10
3F	0.10	0.10	0.12	0.12
2F	0.09	0.09	0.10	0.10
1F	0.13	0.14	0.12	0.13
B1F	0.09	0.09	0.09	0.09

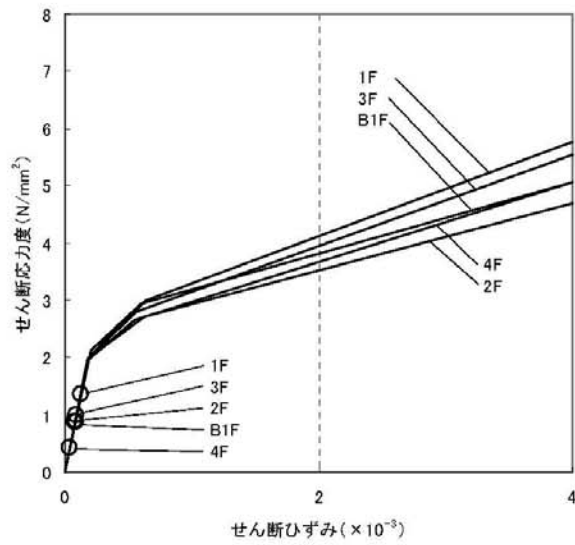


図-6.1 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS 方向)

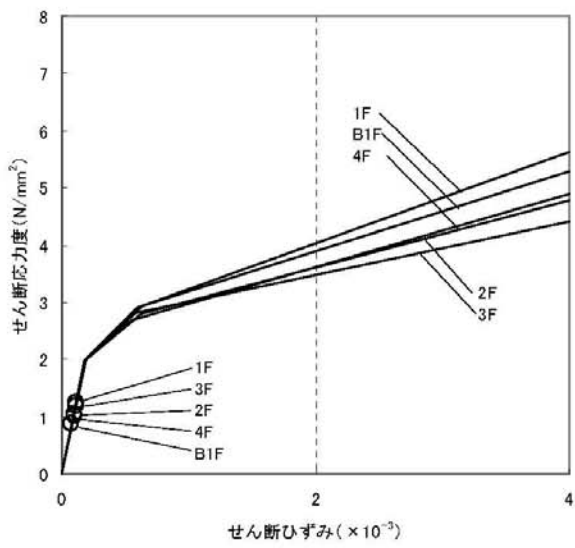


図-6.2 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW 方向)

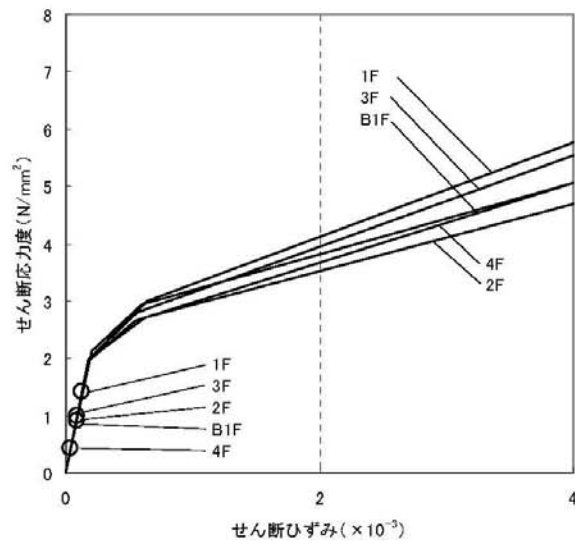


図-6.3 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, NS 方向)

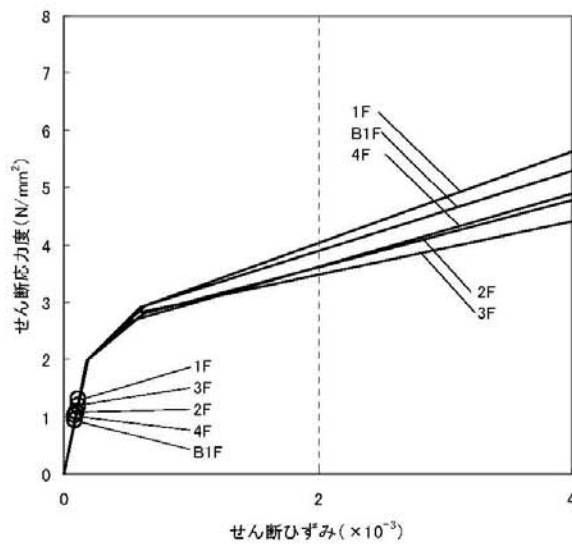


図-6.4 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, EW 方向)

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

付録 1-1

『発電所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

『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(改訂2)』(平成22年4月19日)に記載している3号機原子炉建屋の耐震安全性評価結果を抜粋して以下に示す。

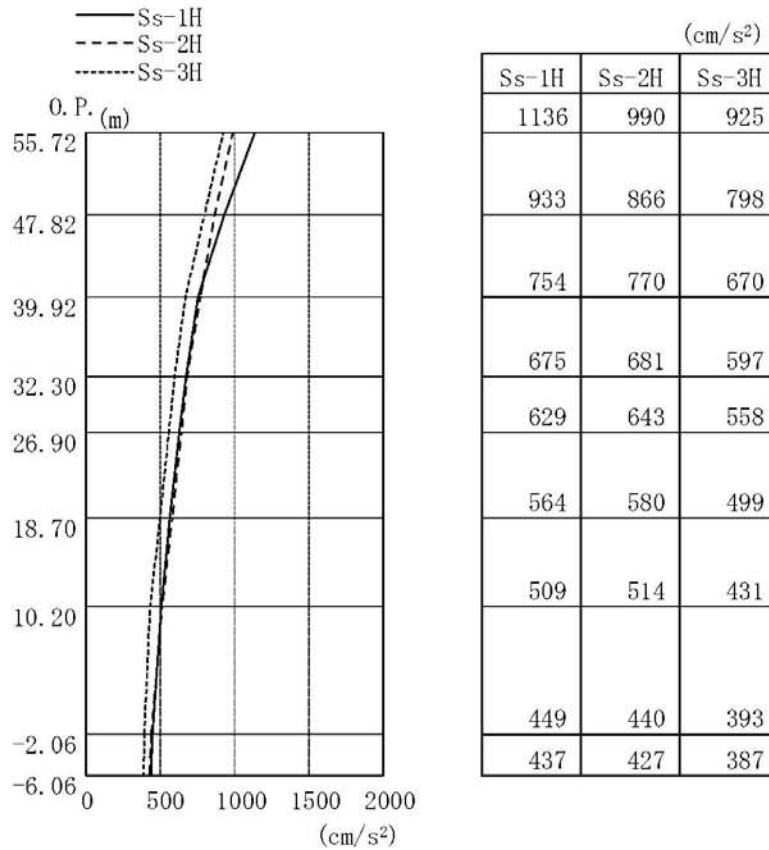


図-1 最大応答加速度 (NS 方向)

付 1-1.1

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

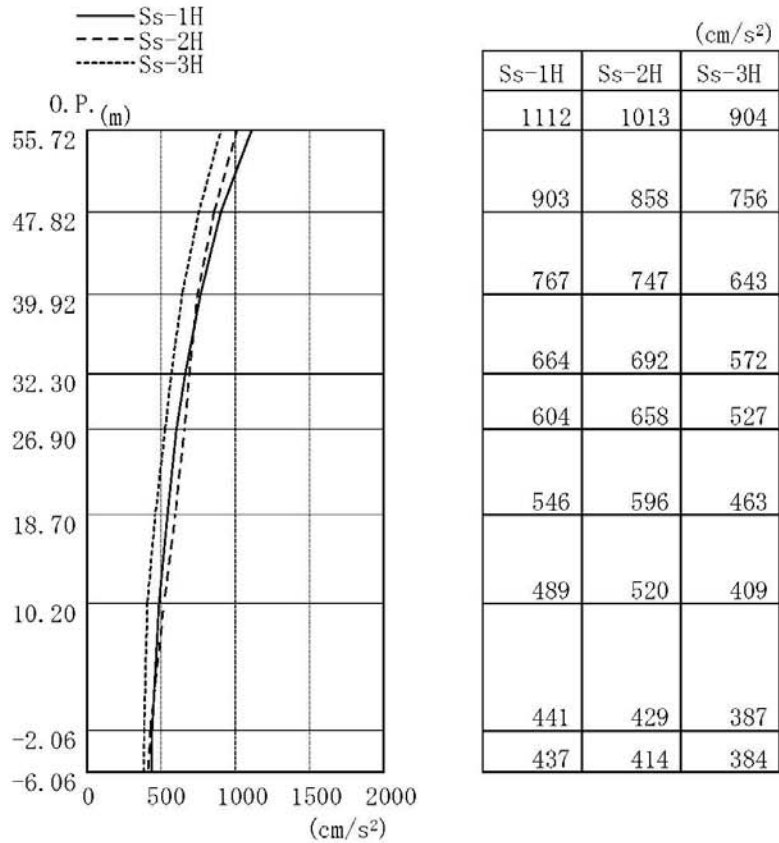


図-2 最大応答加速度 (EW 方向)

付1-1.2

表-1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)

($\times 10^{-3}$)

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
CRF	0.07	0.06	0.06	2.0以下
5F	0.12	0.11	0.10	
4F	0.04	0.04	0.04	
3F	0.06	0.07	0.06	
2F	0.08	0.09	0.08	
1F	0.13	0.13	0.12	
B1F	0.08	0.08	0.07	

表-2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)

($\times 10^{-3}$)

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
CRF	0.09	0.09	0.08	2.0以下
5F	0.12	0.11	0.09	
4F	0.08	0.08	0.07	
3F	0.09	0.09	0.08	
2F	0.10	0.10	0.09	
1F	0.12	0.12	0.10	
B1F	0.08	0.09	0.07	

以上

付1-1.3

添付資料－ 2 : 3号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細
(3次元 FEM 解析による局部評価)

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. 解析評価方針

3号機原子炉建屋については、5階より下部の4階や3階の外壁が複雑に損傷していることを踏まえ、2階より上部を詳細な3次元FEM解析モデルでモデル化し、応力解析により基準地震動 S_s に対する原子炉建屋の耐震安全性を評価する。なお、3号機原子炉建屋の外壁の損傷が確認されている4階や3階においては、主要な耐震要素が使用済燃料プールとなることから、ここでは使用済燃料プールを中心とした評価を実施する。

原子炉建屋の5階平面図を図-1.1に、断面図を図-1.2に示す。

耐震安全性評価は、図-1.3のフローに示すように以下の手順で行う。

- ・ 使用済燃料プールを中心とした評価を実施するために2階 (O.P. 18.7m) から5階 (O.P. 39.92m) までの建屋部分を対象に、爆発等による損傷状況を模擬した3次元FEM解析モデルを作成する。
- ・ 死荷重、プール水による静水圧、温度荷重、地震応答解析結果に基づく地震荷重、地震時動水圧などの荷重条件およ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及びシェル壁部に発生する応力およ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。

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

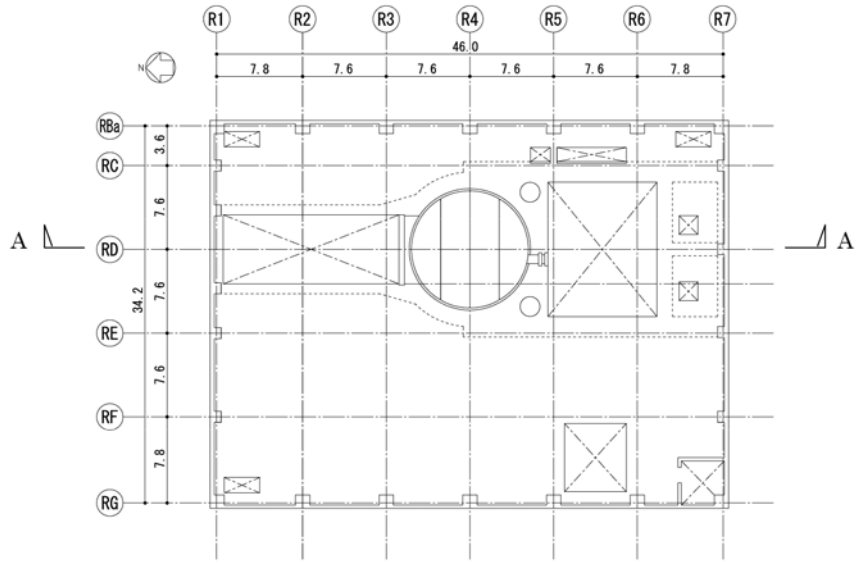


図-1.1 5階 (OP 39.92) 平面図 (単位 : m)

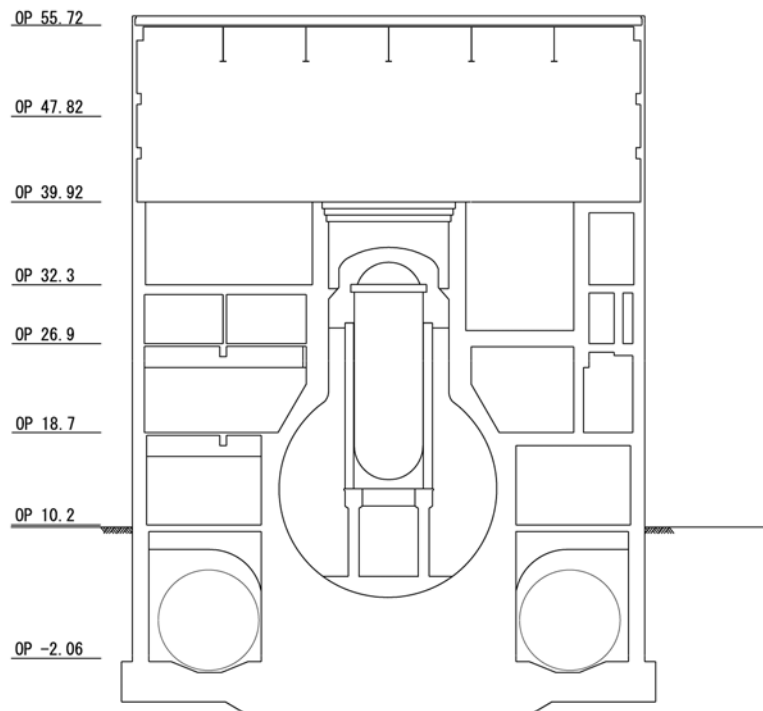


図-1.2 A-A断面図 (単位 : m)

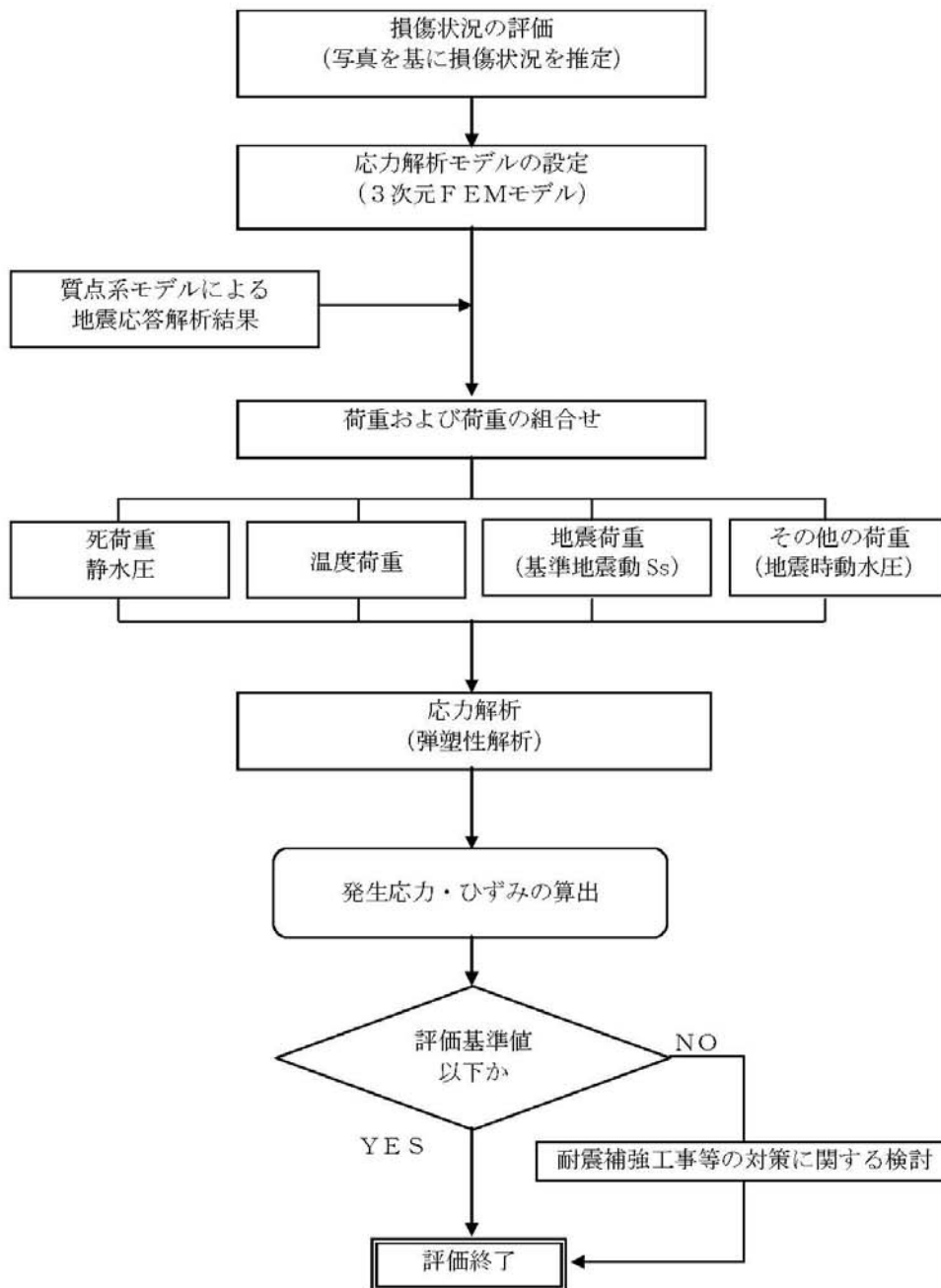


図-1.3 局部評価の耐震安全性評価フロー

2. 損傷状況の評価

損傷状況の評価にあたっては、「添付資料－2 2. 損傷状況の評価」を基本として3次元FEM解析モデルを作成している。

解析モデルで評価した外壁は、添付資料－2において考慮した部分と同一とする。

爆発による影響を考慮し、添付資料－2で損傷部位として考慮した5階及び4階の床の剛性を50%に低減し、使用済燃料プール、機器仮置プール及び原子炉ウエルの剛性を80%に低減する。

なお、シェル壁については、目視による確認は実施できていないものの、シェル壁は、損傷している外壁の厚さ（最大で600mm）と比較して厚いことから損傷は無いものとして評価する。

損傷した部分の重量については、下階の床で支持されていると仮定し、全て一様に積載されているものとして評価する。

3. 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、使用済燃料プール部及びシェル壁部に発生する応力およびひずみを算定する。2階壁から5階の燃料取替え床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する。

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を用いる。各要素には、板の軸力と曲げ応力を同時に考えるが、板の曲げには面外せん断変形の影響も考慮する。使用計算機コードは「ABAQUS」である。

解析モデル概要図を図-3.1に、コンクリートと鉄筋の構成則を図-3.2に、解析モデルの境界条件を図-3.3に示す。

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

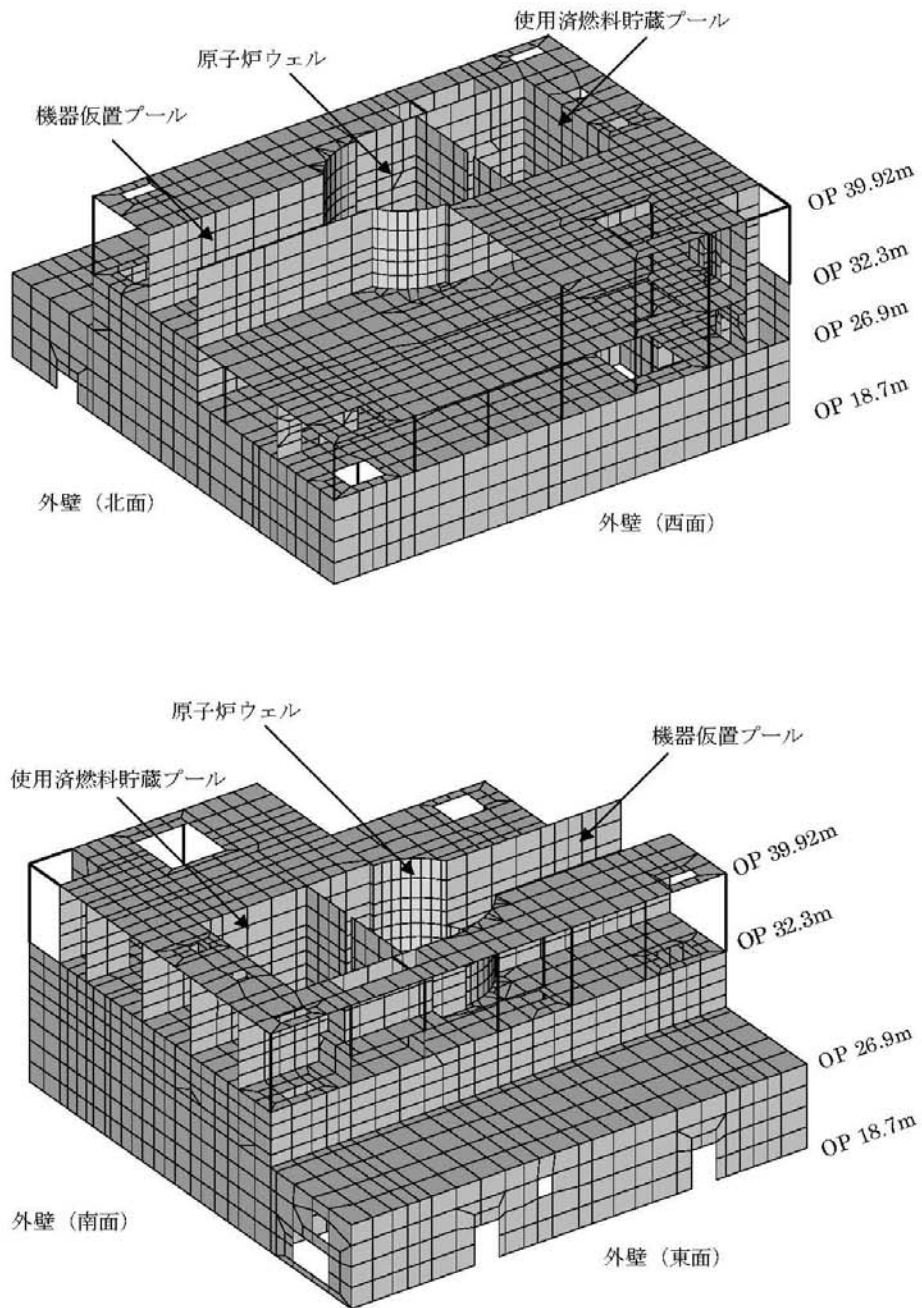
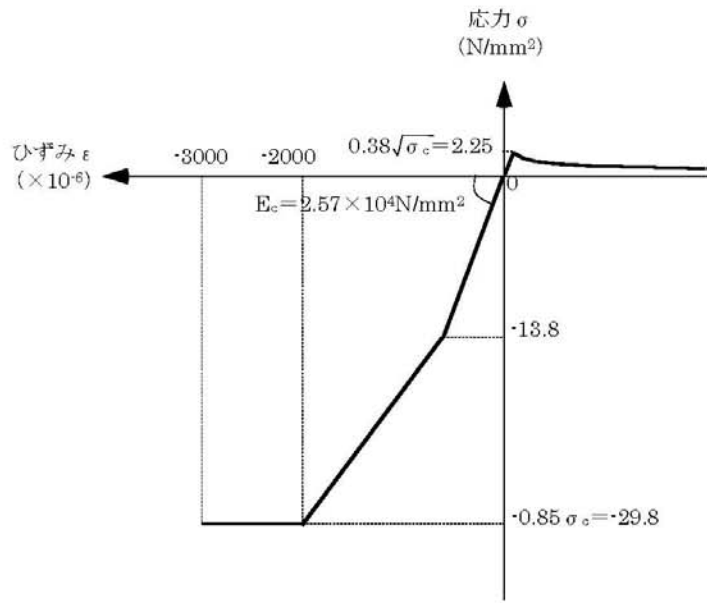
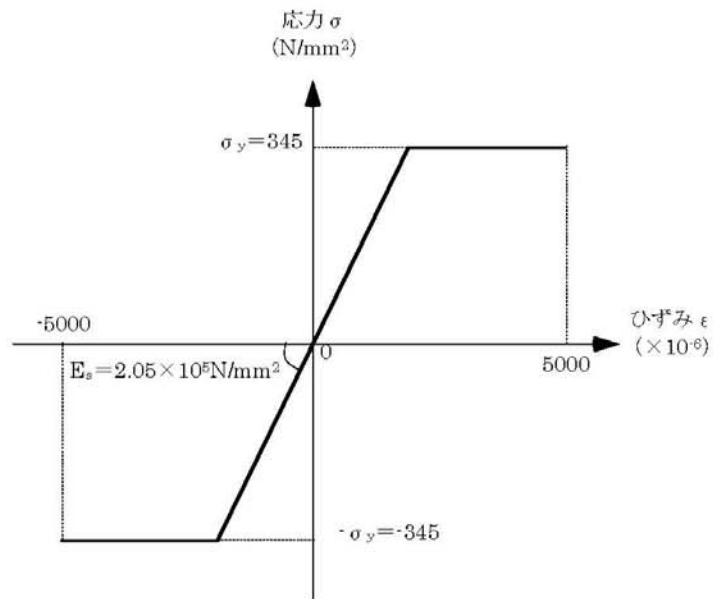


図-3.1 解析モデル概要図



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係
(コンクリート強度 $\sigma_c = 35 \text{ N/mm}^2$)



(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係
(鉄筋降伏点 $\sigma_y = 345 \text{ N/mm}^2$)

図-3.2 コンクリートと鉄筋の構成則

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

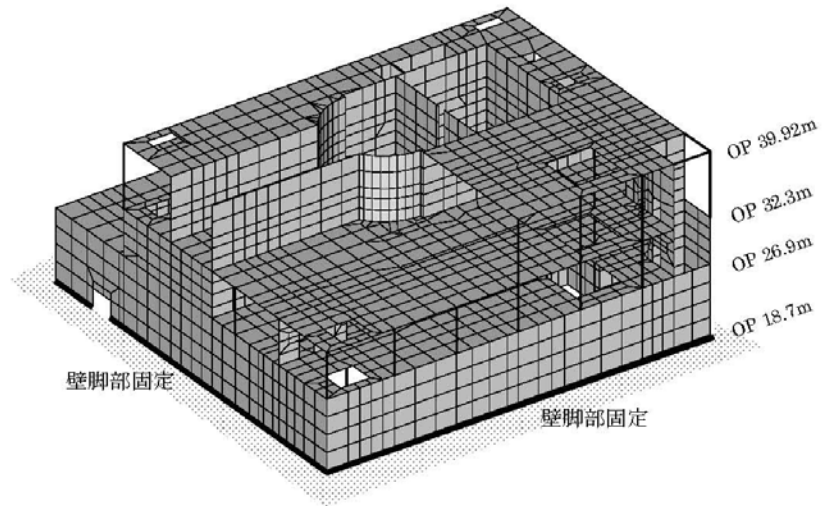


図-3.3 解析モデルの境界条件

4. 荷重および荷重の組合せ

(1) 死荷重

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、機器重量に加え、崩れた屋根や外壁重量が全て燃料取替え床やプール床に積載していると仮定した場合の付加重量を考慮する。

(2) 静水圧

使用済燃料プールが満水状態にあると仮定した場合の静水圧を考慮する。

(3) 温度荷重

実測されたプール水の温度条件（62℃程度）を参考に、水温 65℃、外気温 10℃の状態を想定する。原子炉格納容器内の雰囲気温度についても、これまでの履歴温度より 110℃の状態を想定する。

(4) 地震荷重

前述の建屋の損傷を考慮した質点系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、水平方向および鉛直方向の地震荷重を設定する。（付録 2-1 参照）

(5) その他の荷重

プール水の地震時動水圧を考慮する。

(6) 荷重の組合せ

表-4.1 に荷重の組合せを示す。なお、水平方向およ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。

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」等においては、温度荷重と基準地震動 S_s による地震荷重との組合せを行わないこととしている。しかし、現状の使用済燃料プールが比較的長期間高温状態となっていることを踏まえ、温度荷重と基準地震動 S_s による地震荷重とを組み合わせで評価することとした。さらに、温度荷重を考慮しない場合の評価結果については付録 2-2 に示している。

表-4.1 荷重の組合せ

荷重時名称	荷重の組合せ
S_s 地震時	DL + H + T + K + KH

ここに、 DL：死荷重 ， H：静水圧 ， T：温度 ，
K：地震荷重（基準地震動 S_s ） ， KH：地震時動水圧

5. 評価結果

配筋諸元等に基づき原子炉建屋の構造検討を行い、耐震安全性を評価する。評価箇所を図-5.1、図-5.2に示す。また評価に用いる配筋諸元を表-5.1に示す。

評価においては、応力解析より求まる発生応力およびひずみが、評価基準値を超えないことを確認する。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」等に基づき設定する。

評価結果を表-5.2、表-5.3に示す。いずれの箇所においても発生応力およびひずみは弾性範囲内であり評価基準値を下回ることより、現状の原子炉建屋は基準地震動 S_s に対する耐震安全性が確保されていると推定される。

表-5.2～表-5.3に用いる記号の説明

${}_c\varepsilon_c$: コンクリートの圧縮ひずみ
${}_s\varepsilon_c, {}_s\varepsilon_t$: 鉄筋の圧縮ひずみおよび引張ひずみ (ひずみは全て引張側を正として表記)
Q	: 面外せん断力

なお、損傷状況の評価において、剛性が変動する可能性が考えられることから、炉内が高温になった影響でシェル壁の剛性が低下した可能性や爆発によって使用済燃料プールなどの剛性がより低下している可能性を考慮したパラメータスタディや、不確定要素が大きいので逆に剛性の低下を緩和したパラメータスタディを実施し、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いことを確認している。(付録 2-3 参照)

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

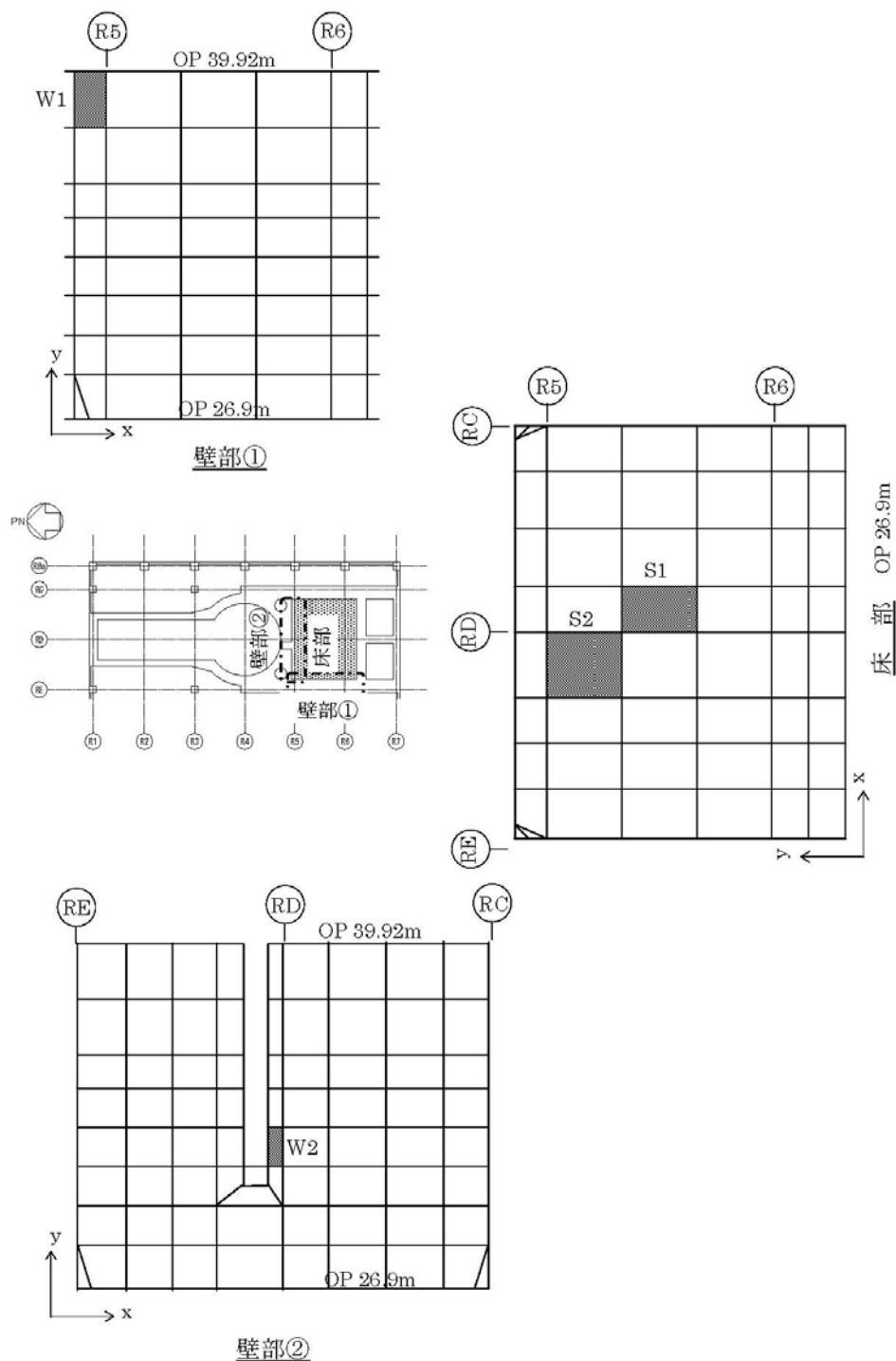


図-5.1 評価箇所(1)

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

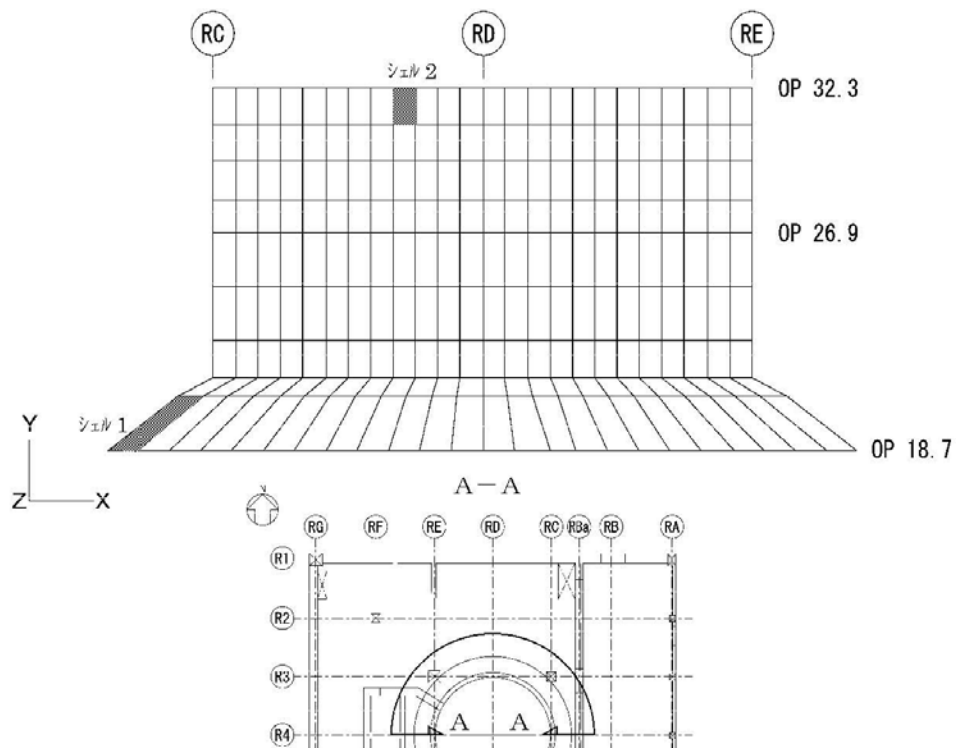


図-5.2 評価箇所(2)

表-5.1 評価箇所配筋諸元

位置	内側筋		外側筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
W1	D32@250 +4-D32	D32@120	D32@250 +4-D32	D32@240	—
W2	D38@130	D38@130	D38@160	D38@130	—
位置	上端筋		下端筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
S1	D32@100 + D32@200		D32@200		—
S2	D32@100 + D32@200		D32@200		
位置	内側筋		外側筋		せん断補強筋
	x 方向	y 方向	x 方向	y 方向	
シェル 1	D38@100 + D38@150	D38@100 + D38@200	D38@100 + D38@150	D38@120 + D38@240	—
シェル 2	D38@130	D38@130	D38@150	D38@130	—

表-5.2(1) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果 (壁部)

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
W1	ϵ_c	Ss 地震時	-667	-3000	可
	ϵ_s		-588	-5000	可
	ϵ_t		1303	5000	可

表-5.2(2) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果 (床部)

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
S1	ϵ_c	Ss 地震時	-443	-3000	可
	ϵ_s		-165	-5000	可
	ϵ_t		335	5000	可

表-5.2(3) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果 (シェル壁)

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
シェル 1	ϵ_c	Ss 地震時	-567	-3000	可
	ϵ_s		-469	-5000	可
	ϵ_t		408	5000	可

表-5.3(1) 面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
W2	Ss 地震時	1689	3130	可

表-5.3(2) 面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
S2	Ss 地震時	897	1900	可

表-5.3(3) 面外せん断力の検討結果（シェル壁）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
シェル 2	Ss 地震時	2475	3270	可

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> $T.P.=旧O.P.-1,436mm$

付録 2-1

3号機原子炉建屋の鉛直方向の地震応答解析について

福島第一原子力発電所 3号機原子炉建屋の3次元 FEM 解析による局部評価にあたっては、基準地震動 S_s による鉛直方向の動的解析結果を入力として用いる。ここでは、鉛直方向の地震応答解析結果を示す。

解析モデル作成にあたって、「添付資料-1 3号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細（質点系モデルによる時刻歴応答解析による評価）」において評価した範囲と同様の範囲を損傷範囲として取り扱うこととし、崩れた部分の重量については、下階の床で支持されると仮定する。

鉛直方向の建屋解析モデルを図-1 に、諸元を表-1 に示す。

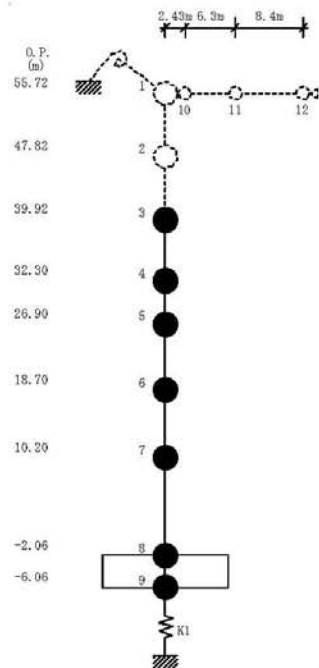


図-1 建屋解析モデル（鉛直方向）

付 2-1. 1

表-1 建屋解析モデルの諸元
(鉛直方向)

建屋				屋根			
質点番号	質点重量 W(kN)	軸断面積 A _N (m ²)	軸ばね剛性 K _N (×10 ⁸ kN/m)	質点番号	質点重量 W(kN)	せん断断面積 A _S (×10 ⁻² m ²)	断面2次モーメント I(m ⁴)
1	-	-	-	1	-	-	-
2	-	-	-	10	-	-	-
3	78,130	-	-	11	-	-	-
4	119,490	192.0	6.48	12	-	-	-
5	109,640	266.3	12.67				
6	130,160	431.7	13.53				
7	226,760	423.0	12.79				
8	301,020	691.2	14.49				
9	127,000	2,697.8	173.33				
合計	1,092,200						

①コンクリート部
 ヤング係数 E_c 2.57×10^7 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰 h 5%

②鉄骨部
 ヤング係数 E_s 2.05×10^8 (kN/m²)
 せん断弾性係数 G 7.90×10^7 (kN/m²)
 ポアソン比 ν 0.30
 減衰 h 2%

基礎形状

47.0m(NS方向)×57.4m(EW方向)

付 2-1.2

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

地震応答解析により求められた鉛直方向の最大応答加速度および最大応答軸力を図-2 およ
 び図-3 に示す。

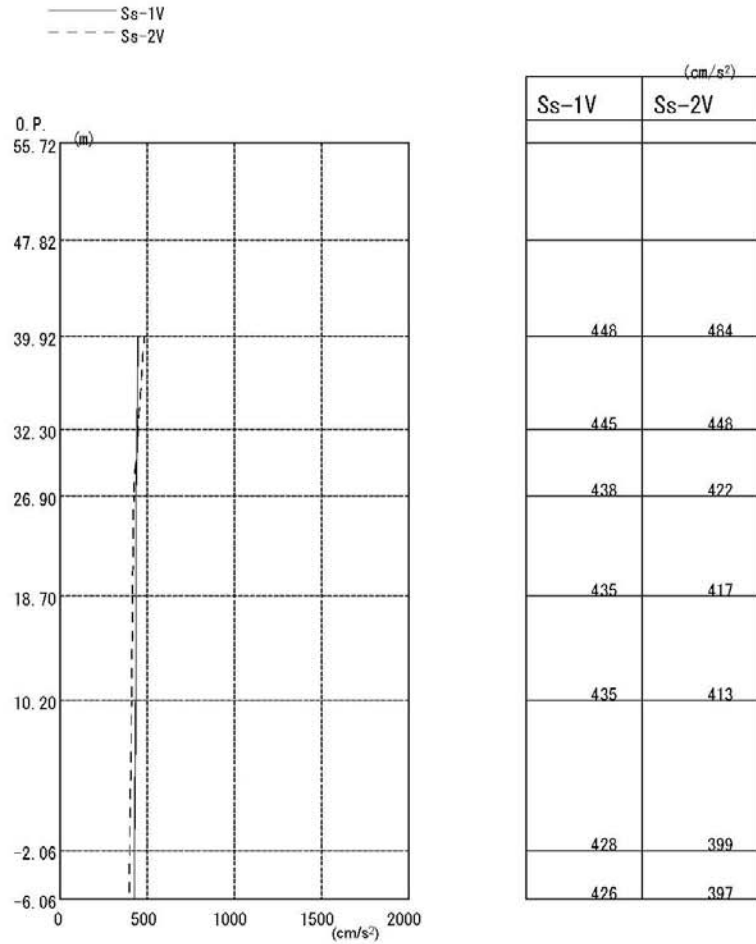


図-2 最大応答加速度（鉛直方向）

付 2-1. 3

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

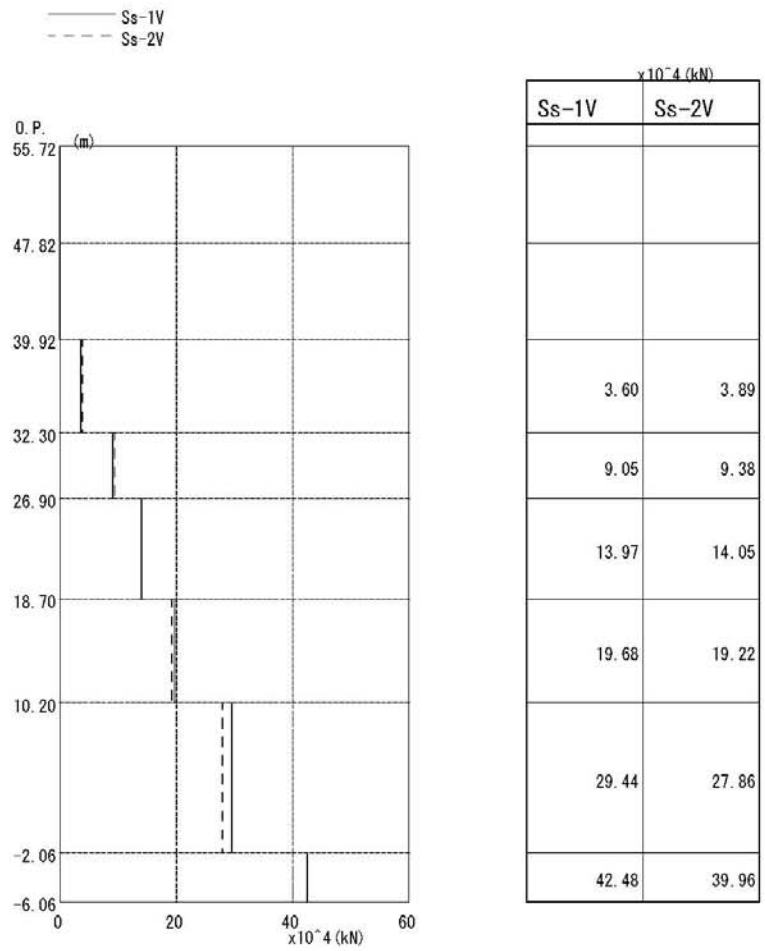


図-3 最大応答軸力（鉛直方向）

付 2-1.4

温度荷重に関するパラメトリックスタディについて

1. 解析概要

添付資料-2では、荷重組合せとして基準地震動 Ss と温度荷重（プール水の温度条件（65℃））を組み合わせ耐震安全性の評価を実施した。本検討では、温度荷重を考慮しない場合の基準地震動 Ss に対する検討を行い、温度荷重を考慮しない場合における耐震安全性の評価への影響を検討する。

2. 解析方法

添付資料-2の荷重の組合せ（以下、基本ケースとする）をもとに、温度荷重を除外した表-1の荷重の組合せを対象とする。なお、荷重の組合せ以外の条件は、解析モデルを含め基本ケースと同一である。

表-1 荷重の組合せ

荷重時名称	荷重の組合せ
Ss 地震時	DL+H+K+KH

ここに、 DL : 死荷重
 H : 静水圧
 K : 地震荷重（基準地震動 Ss）
 KH : 地震時動水圧

3. 評価結果

使用済燃料プール等のコンクリートおよび鉄筋のひずみについて、基本ケースにて評価した同一箇所（要素）の結果を表-2に、面外せん断力の結果を表-3に示す。なお、参考として、表-2及び表-3には、比較のため温度条件を考慮した基本ケースの検討結果を併記する。

評価結果より、温度荷重を考慮しない場合においても、原子炉建屋の発生応力およびひずみは評価基準値以内であり、耐震安全性は確保されていると推定される。

付 2-2.1

表-2(1) 軸力と曲げ応力による
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ(×10 ⁻⁶)		評価基準値(×10 ⁻⁶)	判定
			本検討(温度なし)	参考基本ケース		
W1	cε _c	Ss 地震時	-435	-667	-3000	可
	sε _c		-365	-588	-5000	可
	sε _t		444	1303	5000	可

表-2(2) 軸力と曲げ応力による
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ(×10 ⁻⁶)		評価基準値(×10 ⁻⁶)	判定
			本検討(温度なし)	参考基本ケース		
S1	cε _c	Ss 地震時	-149	-443	-3000	可
	sε _c		-42	-165	-5000	可
	sε _t		160	335	5000	可

表-2(3) 軸力と曲げ応力による
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（シェル壁）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ(×10 ⁻⁶)		評価基準値(×10 ⁻⁶)	判定
			本検討(温度なし)	参考基本ケース		
シェル 1	cε _c	Ss 地震時	-110	-567	-3000	可
	sε _c		-107	-469	-5000	可
	sε _t		53	408	5000	可

付 2-2. 2

表-3(1) 面外せん断力の検討結果 (壁部)

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)		判定
		本検討 (温度なし)	参考 基本ケース	
W2	Ss 地震時	530 (3130)	1689 (3130)	可

() 数値は評価基準値

表-3(2) 面外せん断力の検討結果 (床部)

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)		判定
		本検討 (温度なし)	参考 基本ケース	
S2	Ss 地震時	841 (2200)	897 (1900)	可

() 数値は評価基準値

表-3(3) 面外せん断力の検討結果 (シェル壁)

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)		判定
		本検討 (温度なし)	参考 基本ケース	
シェル 2	Ss 地震時	842 (3400)	2475 (3270)	可

() 数値は評価基準値

付 2-2.3

原子炉建屋の耐震安全性評価に係るパラメトリックスタディ

1. 検討方針

基本ケースでは想定していない以下に示す変動要因を考慮したパラメータ解析を実施し、原子炉建屋の耐震安全性評価に与える影響程度を把握する。

【基本ケースで想定していない損傷シナリオ】

爆発により屋根及び3階以上の外壁の大半が崩壊し、3階～5階におけるプール、壁床、その他の部材の剛性への影響が考えられるが、その影響程度は遠方からの写真による確認に拠るところが多く剛性の設定にばらつきの大きい可能性がある。

また、地震後に原子炉格納容器内部の温度が一時的に上昇し、剛性が低下する可能性がある。

2. 検討条件

2. 1 爆発による影響検討のための検討条件

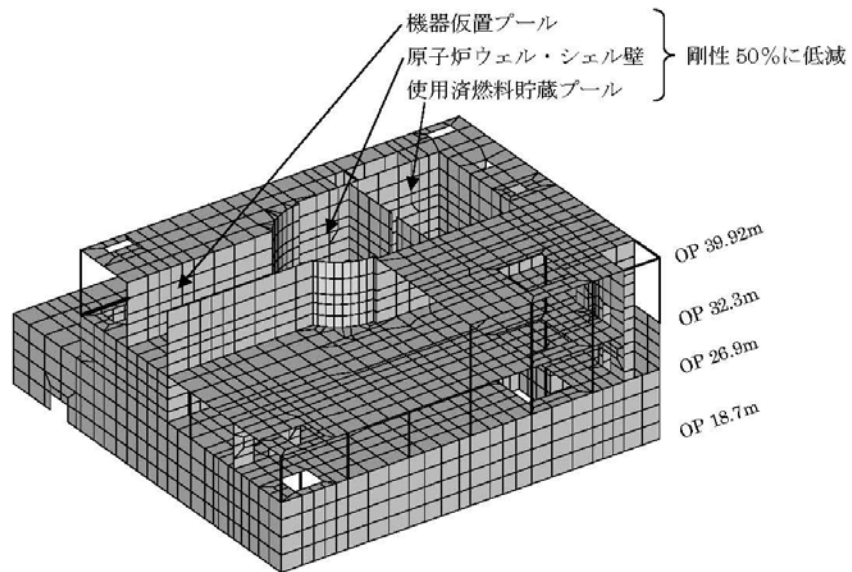
爆発によって、残存する床や壁にひび割れが生じ、剛性が低下している可能性も考えられるが、遠方からの写真で確認できない箇所もあり、剛性の設定はばらつきの大きい可能性がある。また、地震後に原子炉格納容器内の温度が一時的に上昇したことにより、その剛性へ影響を与える可能性がある。図-1 に示すように、半壊程度の外壁及びプール壁床などの損傷程度及び原子炉格納容器内の一時的な温度上昇が原子炉建屋の耐震安全性評価に及ぼす影響について2ケース（以下、ケース1・ケース2とする）検討する。

ケース1は、使用済燃料プール、機器仮置プール、原子炉ウェル、シェル壁の剛性を50%低下させることとする。

ケース2は、基本ケースでモデル化上無視した外面のみ損傷した半壊程度の外壁を50%の剛性低下した状態としてモデル化するとともに、使用済燃料プール及び原子炉ウェル、機器仮置プールは健全と想定し剛性を低下させないこととする。

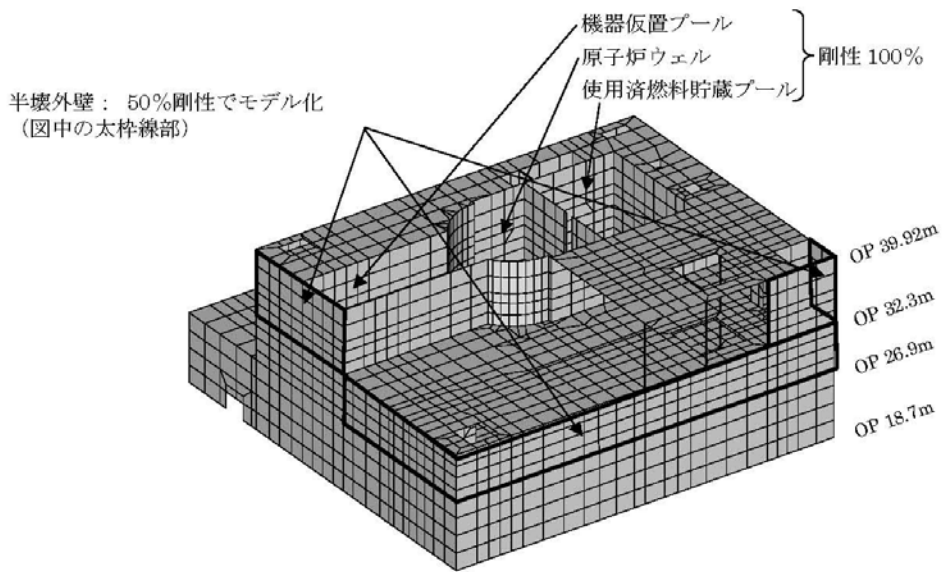
付 2-3.2

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$



*基本ケースと異なる設定箇所のみ記す。

図-1(1) 爆発による影響検討条件 (ケース1)



*基本ケースと異なる設定箇所のみ記す。

図-1(2) 爆発による影響検討条件 (ケース2)

付 2-3.3

2. 2 検討ケース

検討条件をまとめた検討ケースの一覧を、基本ケースも併せて、表-1 に示す。検討ケースは、基本ケースと同じ荷重組み合わせを考慮し、原子炉建屋の耐震安全性評価に与える影響を検討する。

表-1 検討ケース一覧

ケース		影響検討のための項目			
		外壁 (3～4階)	床 (4～5階)	使用済燃料 プール等	プール水温
-	基本	半壊程度の壁も 全壊扱い	5階北西床を全壊 扱いとし、他の床 は50%に剛性低下	80%に剛性低下	65℃ (外気温 10℃)
1	爆発による 影響 (1)	*	*	50%に剛性低下	*
2	爆発による 影響 (2)	半壊程度の壁を 50%の剛性で モデル化	*	剛性低下させず	*

注) *: 基本ケースと同じ条件とする。

3. 検討結果

基本ケース及び検討ケースに対して、評価基準値に対する発生ひずみもしくは発生応力の比率を比較した結果を表-2 に示す。基本ケースでは想定していない原子炉格納容器内の温度が一時的に上昇したことの影響や爆発による剛性低下の不確定性を考慮しても、原子炉建屋の耐震安全性評価には影響を与えないことが確認された。

なお、参考までに、検討ケース1～2に対する耐震安全性評価結果の詳細を表-3～表-6 に示す。

表-2 評価基準値に対する発生ひずみもしくは発生応力の比率の比較

	評価項目	基本ケース	【ケース1】 爆発影響(1)	【ケース2】 爆発影響(2)
プール床	鉄筋 ひずみ	0.07	0.07	0.07
	コンクリート ひずみ	0.15	0.18	0.14
	面外 せん断力	0.48	0.42	0.52
プール壁	鉄筋 ひずみ	0.27	0.19	0.25
	コンクリート ひずみ	0.23	0.21	0.23
	面外 せん断力	0.54	0.47	0.58
シェル壁	鉄筋 ひずみ	0.10	0.10	0.10
	コンクリート ひずみ	0.19	0.19	0.20
	面外 せん断力	0.76	0.53	0.78

注) 表中の値は、1未満であれば評価基準値を下回ることを示している。

【ケース1】

表-3(1) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
W1	$c \varepsilon_c$	Ss 地震時	-626	-3000	可
	$s \varepsilon_c$		-547	-5000	可
	$s \varepsilon_t$		914	5000	可

表-3(2) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
S1	$c \varepsilon_c$	Ss 地震時	-518	-3000	可
	$s \varepsilon_c$		-198	-5000	可
	$s \varepsilon_t$		338	5000	可

表-3(3) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（シェル壁）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
シェル 1	$c \varepsilon_c$	Ss 地震時	-568	-3000	可
	$s \varepsilon_c$		-482	-5000	可
	$s \varepsilon_t$		405	5000	可

注) 検討対象箇所は、基本ケースを参照のこと。

【ケース1】

表-4(1) 面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
W2	Ss 地震時	1462	3130	可

表-4(2) 面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
S2	Ss 地震時	915	2200	可

表-4(3) 面外せん断力の検討結果（シェル壁）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
シェル 2	Ss 地震時	1759	3330	可

注) 検討対象箇所は、基本ケースを参照のこと。

付 2-3.7

【ケース2】

表-5(1) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
W1	$c \varepsilon_c$	Ss 地震時	-673	-3000	可
	$s \varepsilon_c$		-595	-5000	可
	$s \varepsilon_t$		1234	5000	可

表-5(2) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
S1	$c \varepsilon_c$	Ss 地震時	-413	-3000	可
	$s \varepsilon_c$		-141	-5000	可
	$s \varepsilon_t$		350	5000	可

表-5(3) 軸力と曲げモーメントによる
コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（シェル壁）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$)	評価基準値 ($\times 10^{-6}$)	判定
シェル 1	$c \varepsilon_c$	Ss 地震時	-576	-3000	可
	$s \varepsilon_c$		-477	-5000	可
	$s \varepsilon_t$		410	5000	可

注) 検討対象箇所は、基本ケースを参照のこと。

【ケース2】

表-6(1) 面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
W2	Ss 地震時	1804	3130	可

表-6(2) 面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
S2	Ss 地震時	913	1790	可

表-6(3) 面外せん断力の検討結果（シェル壁）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 (N/mm)	判定
シェル 2	Ss 地震時	2611	3360	可

注) 検討対象箇所は、基本ケースを参照のこと。

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3)

平成23年8月

東京電力株式会社

目次

1. はじめに
2. 耐震安全性評価に関する検討方針
3. 耐震安全性評価に関する検討結果
4. 耐震補強工事等の対策に関する検討結果
5. まとめ

添付資料－1：2号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

添付資料－2：5号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

添付資料－3：6号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

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3）

1. はじめに

本報告書は、「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67条第1項の規定に基づく報告の徴収について」（平成23年4月13日）に基づき、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に関する検討を実施した結果を報告するものである。

5月28日に提出した（その1）の報告書では、1号機及び4号機を対象としたものであり、7月13日に提出した（その2）の報告書では、3号機を対象としたものであったが、今回の（その3）は、2号機、5号機及び6号機を対象としたものである。

2. 耐震安全性評価に関する検討方針

（1）2号機の原子炉建屋

2号機の原子炉建屋は、東側外壁のブローアウトパネルが開放しているものの、外見上損傷は見られない。建屋内部については線量が高く立ち入りが制限されているため、確認は出来ていないものの、現時点では損傷が無いものと考えられる。このような状況を踏まえると、建屋の耐震性という観点からは、耐震バックチェックの解析結果（『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（改訂2）』平成22年4月19日）をそのまま適用できるものと考えられる。

（2）5号機及び6号機の原子炉建屋

5号機と6号機は、既に冷温停止状態を維持しており、外見上の損傷は見られず、内部についても詳細な点検は行っていないが、構造的な損傷があったとの情報は得られていない。したがって、このような状況を踏まえると、建屋の耐震性という観点からは、耐震バックチェックの解析結果をそのまま適用できるものと考えられる。

3. 耐震安全性評価に関する検討結果

（1）2号機の原子炉建屋

耐震バックチェックにおいて、基準地震動 S_s を用いた時刻歴応答解析を実施した結果、耐震壁に発生するせん断ひずみは最大でも 0.17×10^{-3} であり、評価基準値で

ある 4×10^{-3} を大きく下回っており、十分な安全性を有しているものと評価している（結果的にはおおむね弾性範囲と言える状態であった。）。

また、格納容器内が一時的に高温化した影響でシェル壁の剛性が低下した可能性や3月15日に地下階の圧力抑制室付近で異音が発生したことを踏まえたパラメータスタディを実施し、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ないことを確認した。

したがって、耐震安全上重要な設備である「原子炉圧力容器」、「原子炉格納容器」、「使用済燃料プール」などに影響を及ぼすおそれはないものと評価している。

（添付資料－1）

（2）5号機及び6号機の原子炉建屋

耐震バックチェックにおいて、基準地震動 S_s を用いた時刻歴応答解析を実施した結果、5号機の耐震壁に発生するせん断ひずみは最大でも 0.19×10^{-3} であり、6号機の耐震壁に発生するせん断ひずみは最大でも 0.33×10^{-3} であり、評価基準値である 4×10^{-3} を大きく下回っており、十分な安全性を有しているものと評価している。したがって、耐震安全上重要な設備である「原子炉圧力容器」、「原子炉格納容器」、「使用済燃料プール」などに影響を及ぼすおそれはないものと評価している。

（添付資料－2，3）

4. 耐震補強工事等の対策に関する検討結果

（1）2号機の原子炉建屋

耐震安全性評価の結果として、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所は無かったことから、現段階では緊急的な耐震補強工事等の対策は考えていない。また、現段階では建物内部の線量レベルが高いことから立入が難しいという面もある。今後、環境改善が進み建物内部の線量レベルが作業を行うのに十分な程度に低減された場合には、建屋内部の状況を確認するとともに、損傷が確認された場合には耐震性を維持するための補修を行うこととする。

（2）5号機及び6号機の原子炉建屋

耐震安全性評価の結果として、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所は無かったことから、現段階では緊急的な耐震補強工事等の対策は考えていない。また、今後、建屋内部の状況を確認するとともに、建屋の損傷が確認された場合には耐震性を維持するための補修を行うこととする。

5. まとめ

本報告書においては、2号機、5号機及び6号機の原子炉建屋について、耐震安全性評価を実施し、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所はないことを確認した。既に報告済みの1号機、3号機及び4号機の原子炉建屋についても、耐震安全性評価を実施し、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所はないことを確認しているため、福島第一原子力発電所の全ての原子炉建屋の現状において、耐震安全性の確保ができないおそれがある箇所はないものと考えられる。

添付資料－1：2号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

1. 評価方針

2号機の原子炉建屋については、図-1.1に示す外観写真（平成23年3月24日撮影）の通り、外観写真からは外見上の損傷は確認できない。東面の外観写真よりブローアウトパネルが開放していることが確認できるが、非構造部材であり、建屋の構造上は問題ないものと考えられる。建屋内部については線量が高く立入が制限されているため、確認は出来ていないものの、現時点で原子炉建屋には構造的な損傷は無いものと評価した。

以上のような状況を踏まえると、建屋の耐震性という観点からは、耐震バックチェックの解析結果（『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（改訂2）』平成22年4月19日）をそのまま適用できるものと考えられ、本評価では、耐震バックチェックで実施した地震応答解析結果を用いて耐震安全性評価を実施することとした。

なお、原子炉建屋の構造への影響および耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、耐震壁のせん断ひずみと、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値（ 4.0×10^{-3} ）との比較により行うこととする。



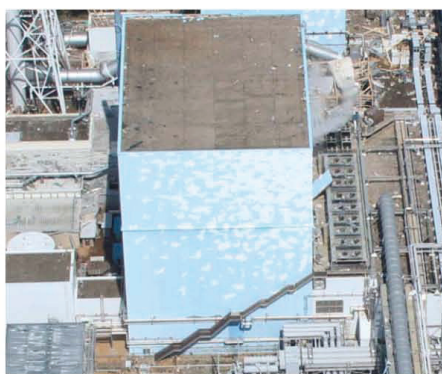
北面



西面



東面



南面

図-1.1 2号機原子炉建屋の外観写真

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. 耐震安全性評価

(1) 地震応答解析モデルの概要

耐震バックチェックにおける地震応答解析は、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析（時刻歴応答解析法）によることとし、建物・構築物や地盤の特性を適切に表現できるモデル（図-2.1）を設定した上で実施した。

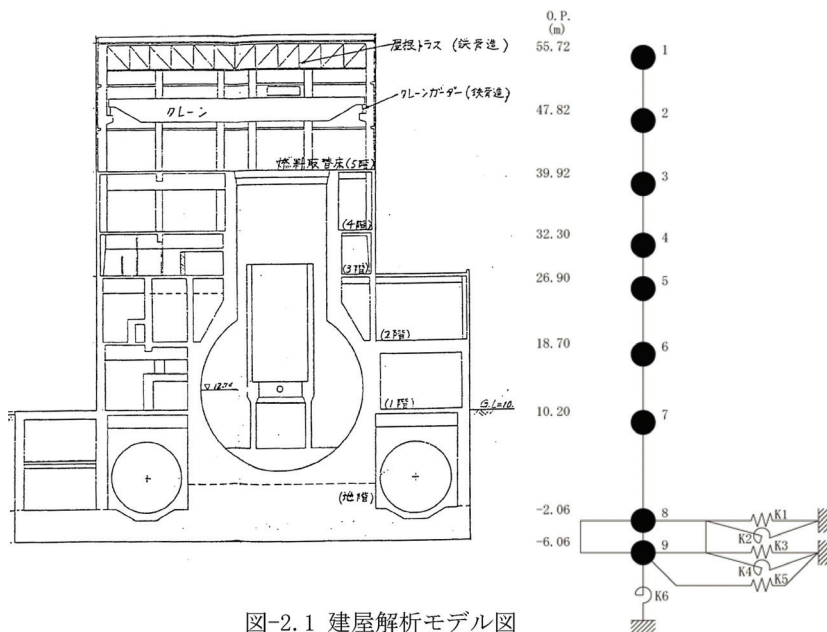


図-2.1 建屋解析モデル図

(2) 耐震安全性評価結果

表-2.1 および表-2.2 に耐震壁のせん断ひずみ一覧を示す。また図-2.2～図-2.15 に基準地震動 S_s に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で 0.17×10^{-3} (S_s -1H, EW 方向, 5F) 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、地震後に原子炉格納容器内の温度が一時的に上昇したことの影響や3月15日に地下階の圧力抑制室付近で異音が発生したことの影響を考慮したパラメータスタディを実施し、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ないことを確認した (付録1-1)。

以上のことから、原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

表-2.1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS方向)

階	$(\times 10^{-3})$			評価基準値
	S_s -1H	S_s -2H	S_s -3H	
CRF	0.09	0.08	0.06	4.0 以下
5F	0.14	0.12	0.11	
4F	0.04	0.03	0.03	
3F	0.06	0.06	0.06	
2F	0.07	0.07	0.06	
1F	0.14	0.15	0.13	
B1F	0.07	0.07	0.06	

表-2.2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW方向)

階	$(\times 10^{-3})$			評価基準値
	S_s -1H	S_s -2H	S_s -3H	
CRF	0.10	0.10	0.09	4.0 以下
5F	0.17	0.16	0.15	
4F	0.06	0.05	0.05	
3F	0.09	0.09	0.08	
2F	0.09	0.09	0.08	
1F	0.13	0.13	0.11	
B1F	0.07	0.08	0.06	

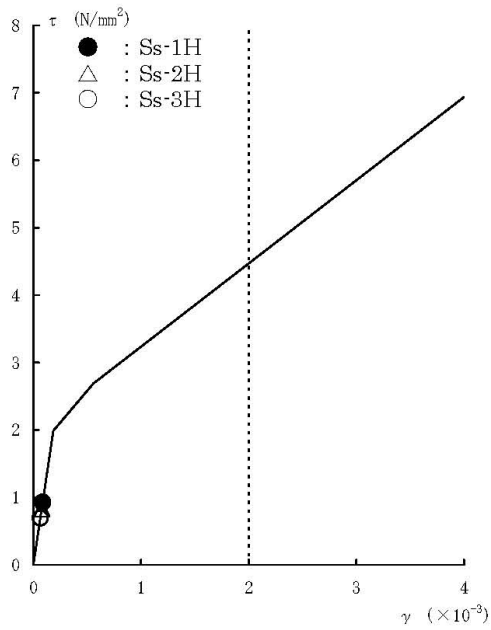


図-2.2 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, CRF)

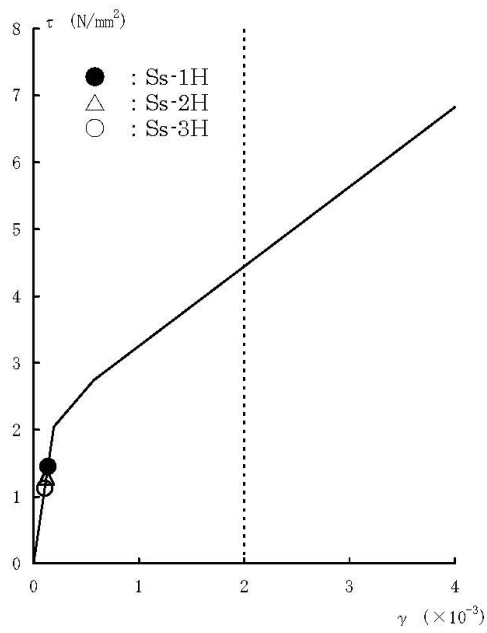


図-2.3 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 5F)

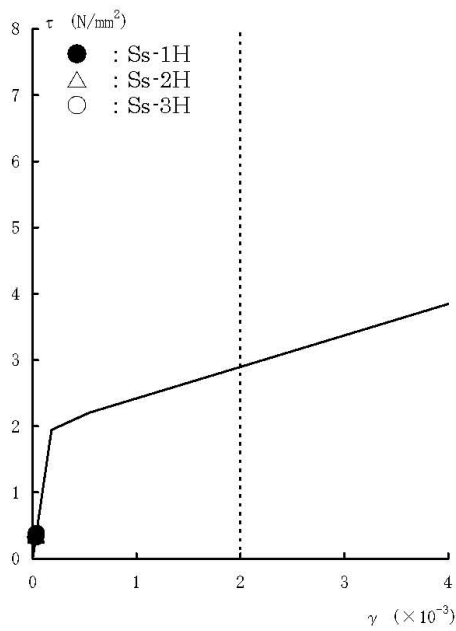


図-2.4 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 4F)

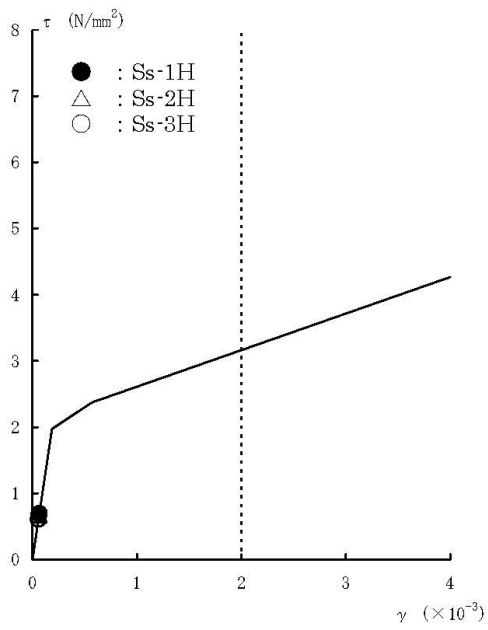


図-2.5 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 3F)

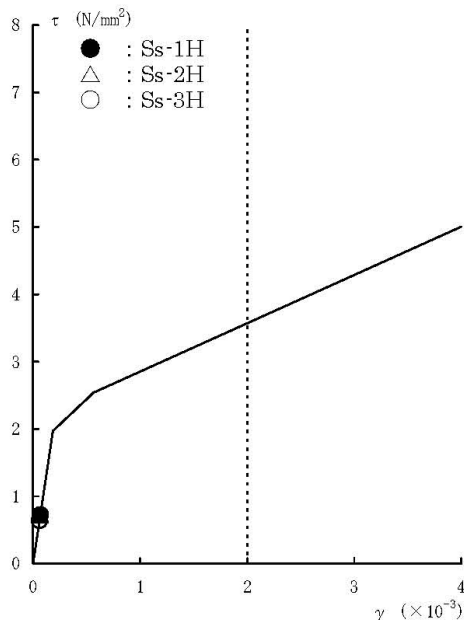


図-2.6 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 2F)

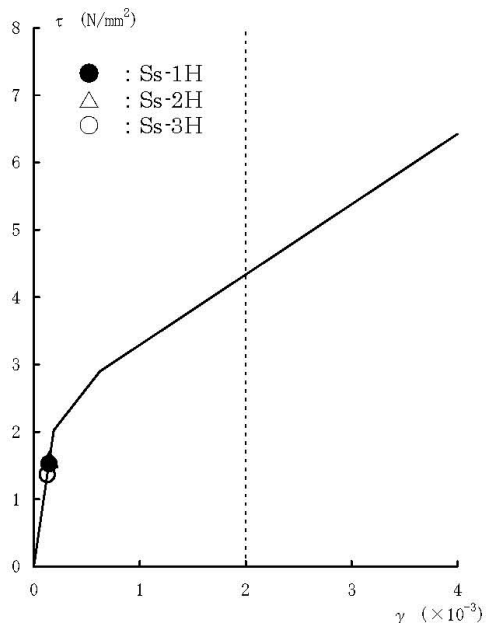


図-2.7 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 1F)

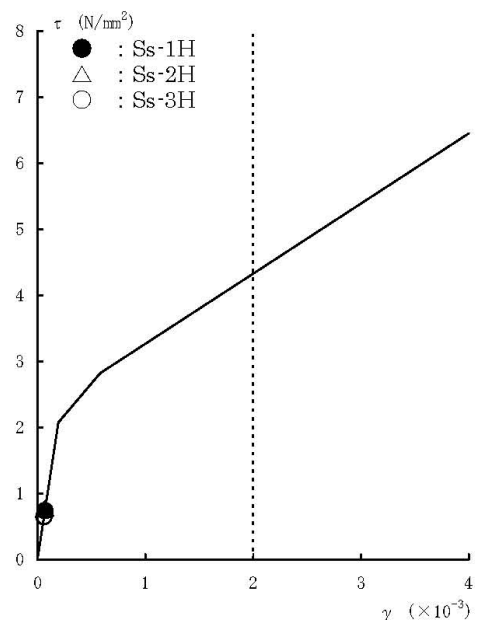


図-2.8 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, B1F)

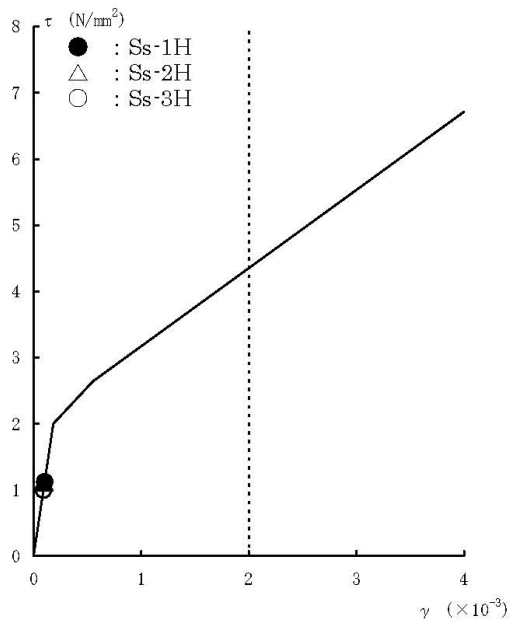


図-2.9 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, CRF)

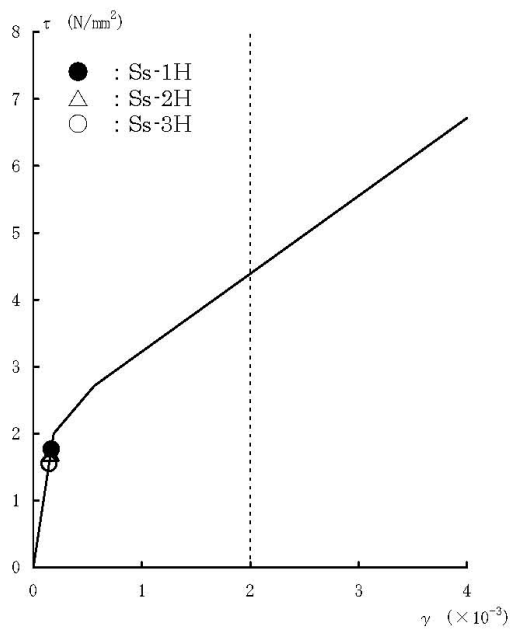


図-2.10 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 5F)

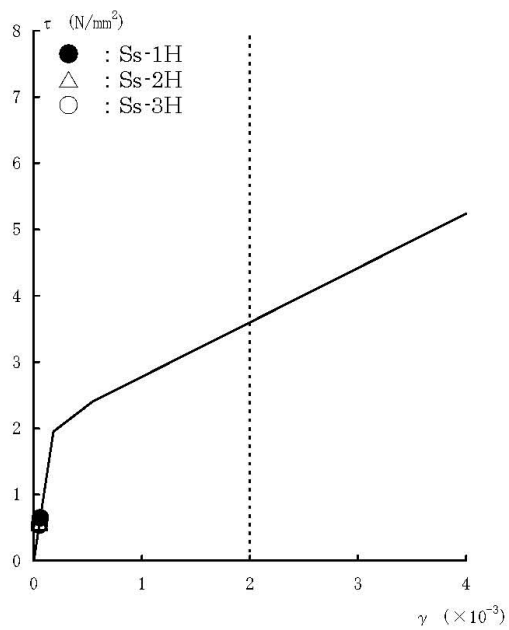


図-2.11 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 4F)

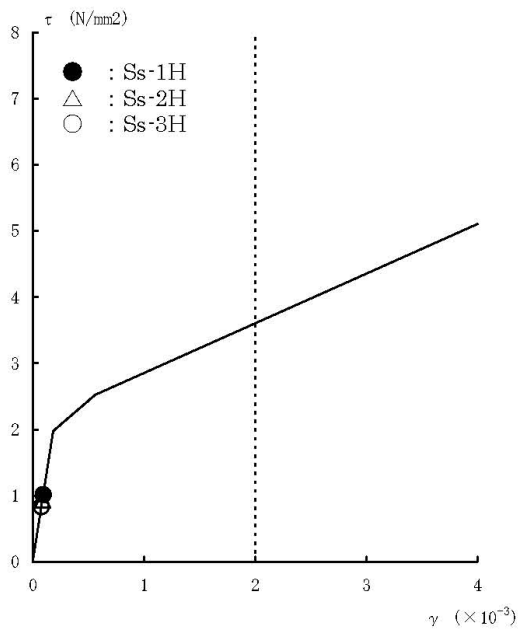


図-2.12 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 3F)

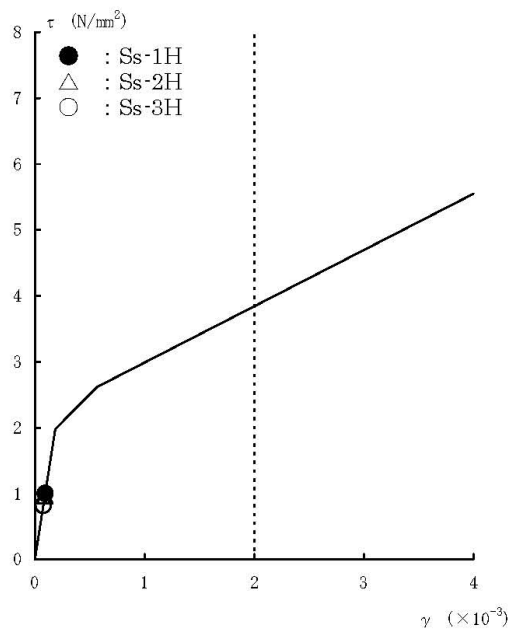


図-2.13 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 2F)

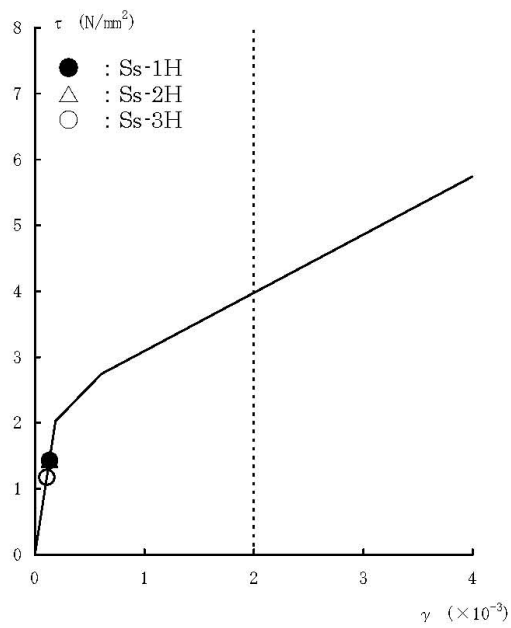


図-2.14 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 1F)

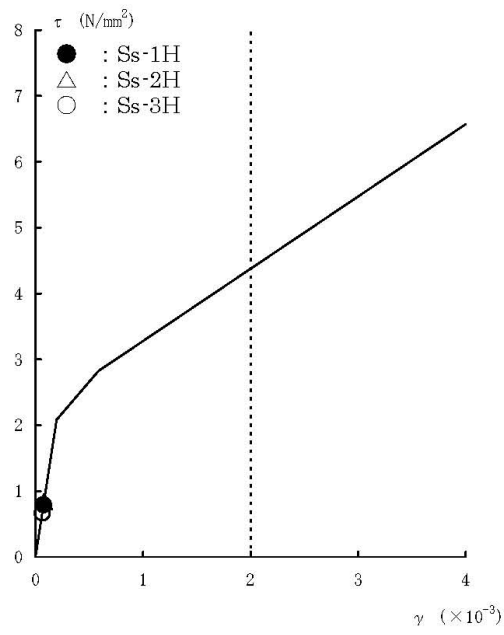


図-2.15 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, B1F)

原子炉建屋の耐震安全性評価に係るパラメータスタディ

1. 解析評価方針

福島第一原子力発電所 2 号機原子炉建屋に関しては、以下に示す変動要因を考慮したパラメータ解析を実施し、原子炉建屋の耐震安全性に与える影響程度を把握する。

原子炉建屋の構造への影響および耐震性評価は、基準地震動 S_s を用いることを基本とし、建物・構築物や地盤の応答性状を適切に表現できるモデルを設定した上で行う。なお、基準地震動 S_s-3 については、基準地震動 S_s-1 および S_s-2 の応答結果に比べて、過去の計算例から明らかに小さいことが分かっているため、今回の検討では省略することとする。

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮し、曲げおよびせん断剛性を考慮した質点系モデルとする。

2 号機原子炉建屋については、地震後に原子炉格納容器内の温度が一時的に上昇したことにより、シェル壁の剛性が低下した可能性を考慮する。加えて、3 月 15 日に圧力抑制室付近で異音が発生したことが確認されていることから圧力抑制室付近で爆発が発生したと仮定し、爆発により周囲の耐震壁の剛性が低下した可能性を考慮する。

原子炉建屋の構造への影響および耐震性の評価は、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た耐震壁のせん断ひずみと、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) との比較により行う。

なお、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対しては、水平方向の地震力が支配的であり、鉛直方向の地震力の影響は少ないことから、地震応答解析は水平方向のみ実施する。

2 号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例を図-1.1 に示す。

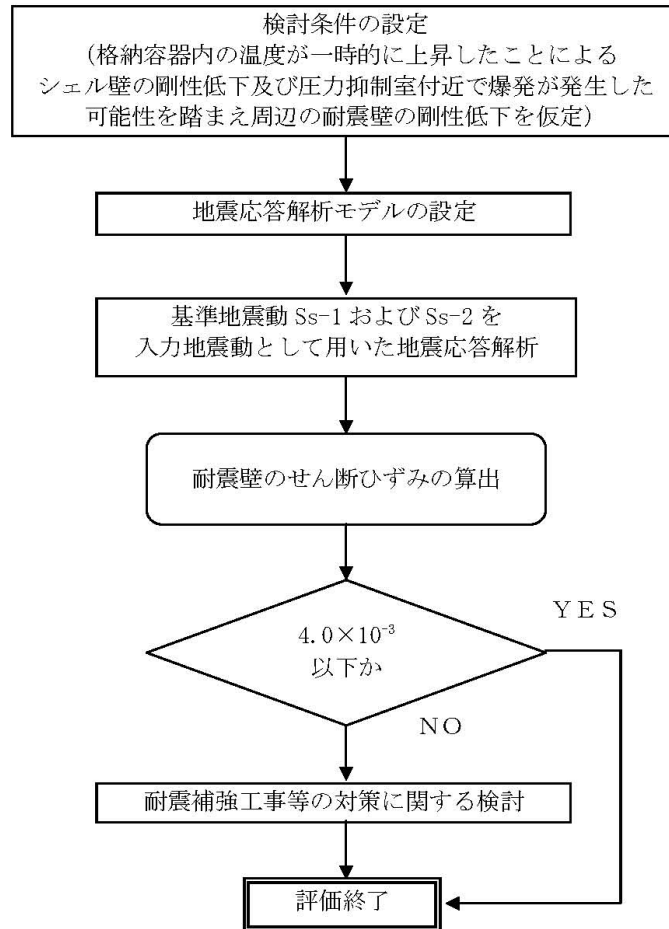


図-1.1 2号機原子炉建屋の地震応答解析の評価手順例

付 1-1.2

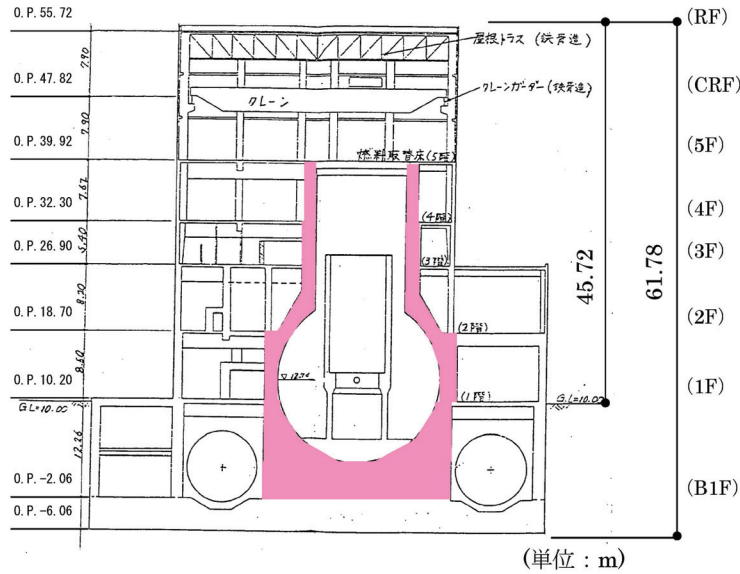
2. 検討条件の設定

2号機原子炉建屋については、地震等による建屋の損傷は無いものの、本パラメータスタディでは下記の条件を考慮することとした。

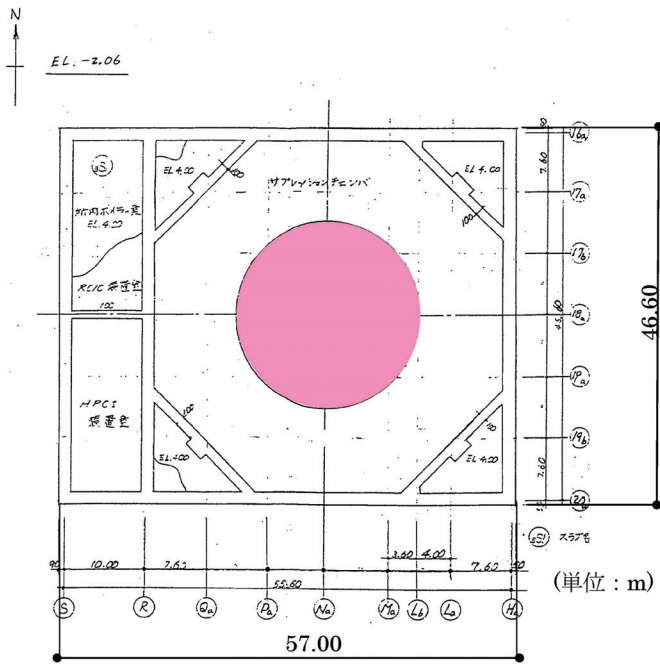
地震後に原子炉格納容器内の温度が一時的に上昇したことにより、その剛性へ影響を与える可能性がある。その影響を検討するためにシェル壁部分のコンクリートの剛性を初期剛性の60%とする（図-2.1）。

また、3月15日に建屋地下一階部分にある圧力抑制室付近で異音が発生したことが確認されている。これを踏まえ、圧力抑制室付近で爆発が発生したと仮定し、周囲の耐震壁の剛性が低下した可能性を考慮して、圧力抑制室付近の耐震壁のコンクリートの剛性を初期剛性の90%とする（図-2.2）。

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



断面図 (EW 方向)



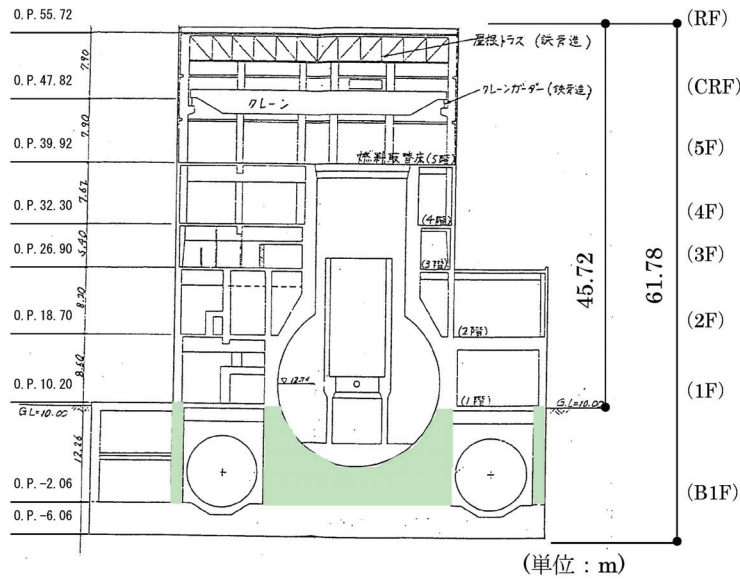
平面図 (基礎版上レベル)

剛性を60%に低下させる部位:

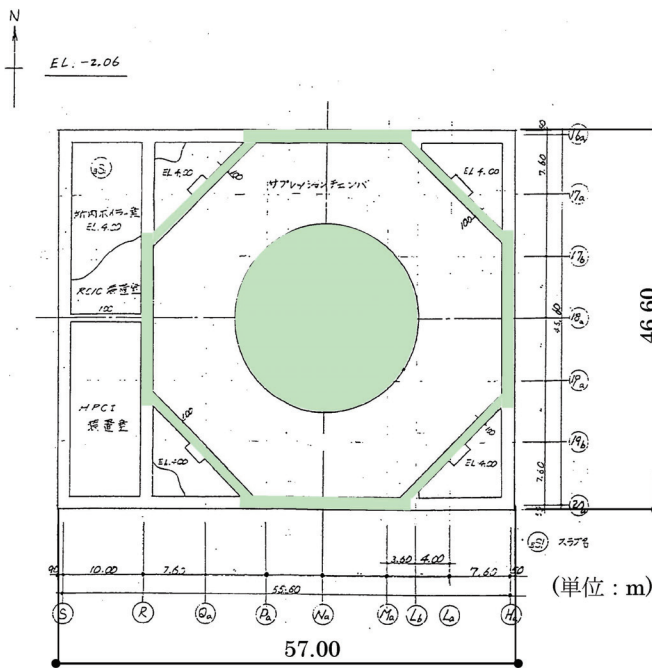
図-2.1 格納容器内の温度上昇の影響を考慮し初期剛性を60%に低下させる部位

付 1-1.4

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



断面図 (EW 方向)



平面図 (基礎版上レベル)

剛性を90%に低下させる部位:

図-2.2 圧力抑制室付近で爆発が発生したと仮定し初期剛性を90%に低下させる部位

付 1-1.5

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. 解析に用いる入力地震動

2号機原子炉建屋への入力地震動は、「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」(原管発官19第603号 平成20年3月31日付け)にて作成した解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s-1 および S_s-2 を用いることとする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図-3.1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、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価する。また、建屋基礎底面レベルにおけるせん断力を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。

このうち、解放基盤表面位置 (O.P. -196.0m) における基準地震動 S_s-1 および S_s-2 の加速度波形について、図-3.2に示す。

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> $T.P. = \text{旧O.P.} - 1,436\text{mm}$

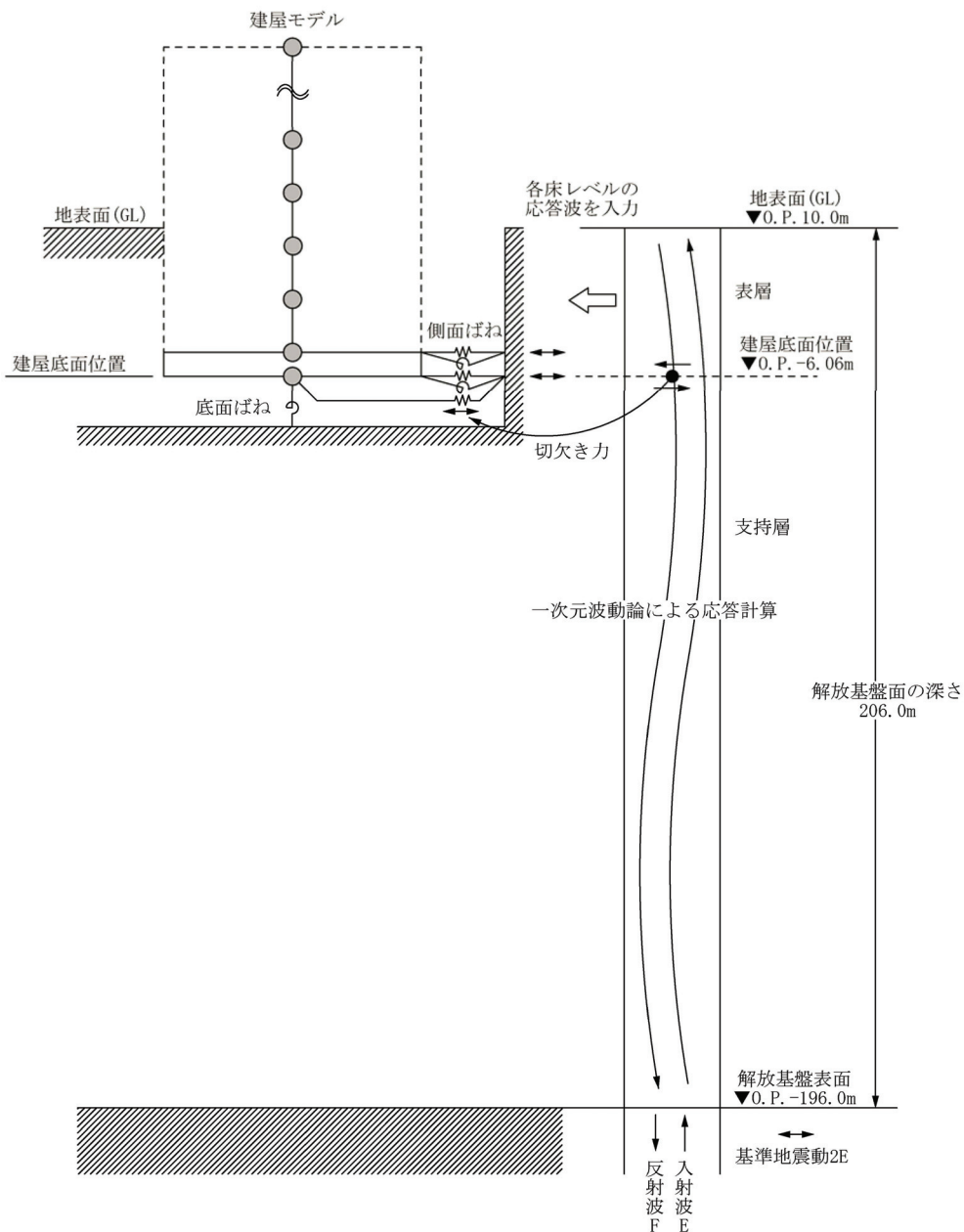


図-3.1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

付 1-1.7

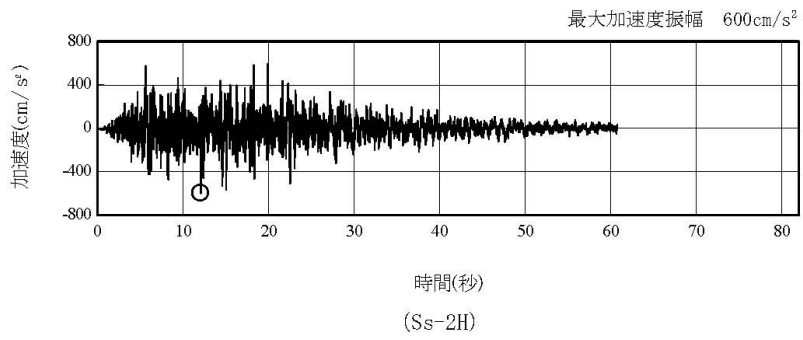
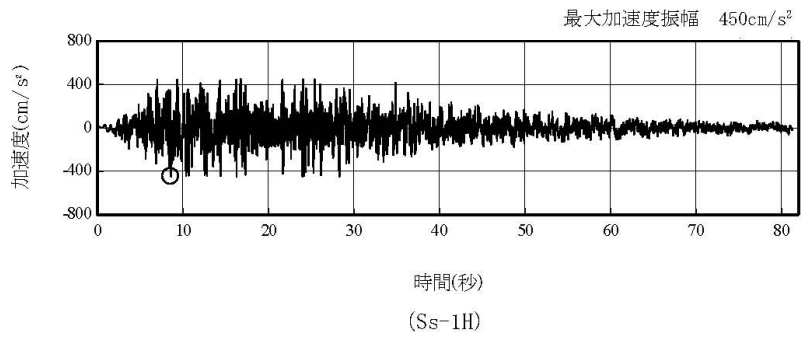


図-3.2 解放基盤表面位置における地震動の加速度時刻歴波形（水平方向）

付 1-1.8

4. 地震応答解析モデル

基準地震動 S_s に対する原子炉建屋の地震応答解析は、「3. 解析に用いる入力地震動」で算定した入力地震動を用いた動的解析による。

本検討では、『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（改訂2）』（平成22年4月19日）にて作成した地震応答解析モデルを基に、次の項目について修正を加え、新たな地震応答解析モデルを構築することとする。

- ①地震後に原子炉格納容器内の温度が一時的に上昇したことにより、シェル壁の剛性が影響を受ける可能性がある。その影響を検討するためにシェル壁部分のコンクリートの剛性を初期剛性の60%とする。
- ②3月15日に建屋地下一階部分にある圧力抑制室付近で異音が発生したことが確認されていることを踏まえ、圧力抑制室付近で爆発が発生したと仮定し、周囲の耐震壁の剛性が低下した可能性を考慮して、圧力抑制室付近の耐震壁のコンクリートの剛性を初期剛性の90%とする。

(1) 水平方向の地震応答解析モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、図-4.1 および図-4.2 に示すように、建屋を曲げ変形とせん断変形をする質点系とし、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。建屋-地盤連成系としての効果は地盤ばねおよび入力地震動によって評価される。解析に用いるコンクリートの物性値を表-4.1 に、建屋解析モデルの諸元を表-4.2 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。解析に用いた地盤定数を表-4.3 に示す。

水平方向の解析モデルにおいて、基礎底面地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、成層補正を行ったのち、振動アドミタンス理論に基づいて、スウェイおよびロッキングばね定数を近似的に評価する。また、埋め込み部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、水平および回転ばねを「JEAG 4601-1991」に示された手法を参考にして、Novak ばねに基づく近似法により評価する。

地盤ばねは振動数に依存した複素剛性として得られるが、図-4.3 に示すようにばね定数 (K_c) として実部の静的な値を、また、減衰係数 (C_c) として建屋-地盤連成系の 1 次固有振動数に対応する虚部の値と原点を結ぶ直線の傾きを採用することにより近似する。

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

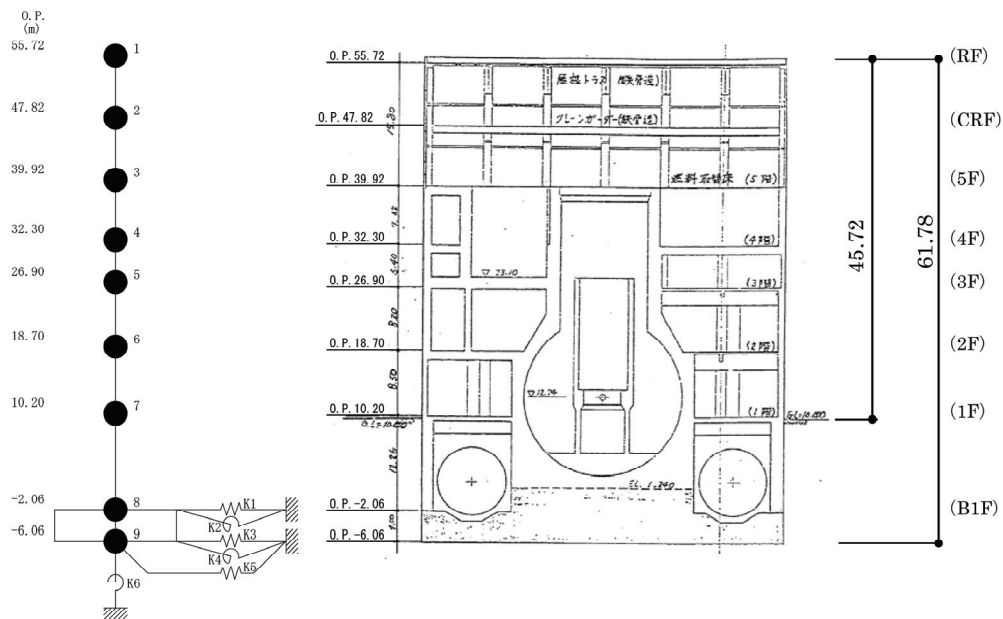


図-4.1 2号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (NS方向)

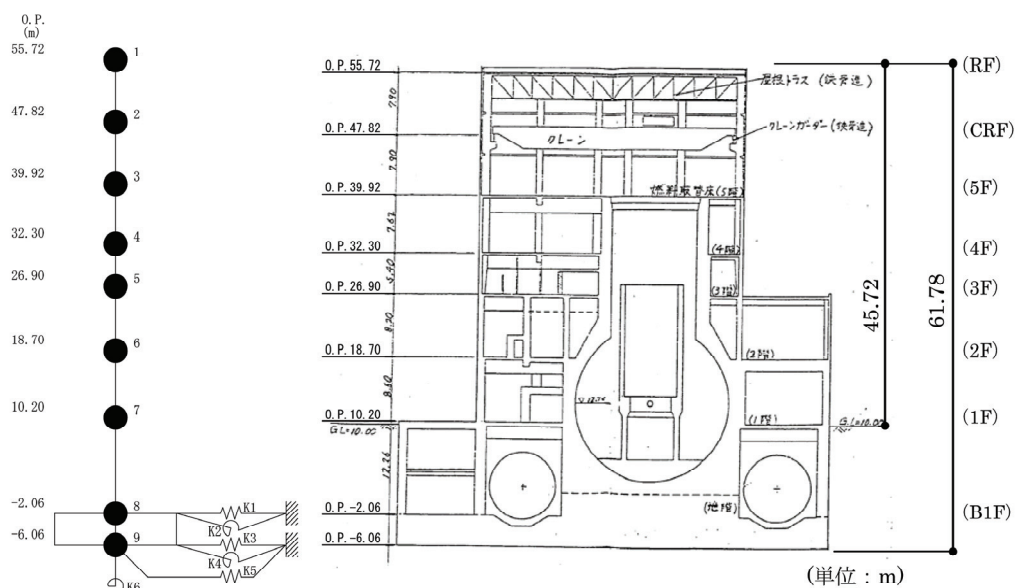


図-4.2 2号機原子炉建屋 地震応答解析モデル (EW方向)

付 1-1.11

表-4.1 地震応答解析に用いる物性値

コンクリート	強度*1 F _c (N/mm ²)	ヤング係数*2 E (N/mm ²)	せん断弾性係数*2 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

*1：強度は実状に近い強度（以下「実強度」という。）を採用した。実強度の設定は、過去の圧縮強度試験データを収集し試験データのばらつきを考慮し圧縮強度平均値を小さめにまとめた値とした。

*2：実強度に基づく値を示す。

表-4.2 建屋解析モデルの諸元

(NS 方向)

質点番号	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2次モーメント I (m^4)	ヤング係数 $E_C (\times 10^7 \text{kN}/\text{m}^2)$	せん断弾性係数 $G (\times 10^7 \text{kN}/\text{m}^2)$
1	14,380	25.99				
2	10,220	18.53	18.6	10,154	2.57	1.070
3	58,470	105.81	18.6	10,675	2.57	1.070
4	70,440	127.49	184.3	22,551	2.51	1.001
5	107,720	194.96	166.8	24,629	2.50	0.973
6	116,670	211.14	249.3	44,401	2.47	0.936
7	199,190	360.49	157.1	40,661	2.40	0.921
8	277,540	502.20	456.8	110,444	2.42	0.819
9	125,030	226.24	2,656.2	480,675	2.57	1.070
合計	979,660					

ポアソン比 ν 0.20
 減衰 λ 5%
 基礎形状 46.6m(NS方向)×57.0m(EW方向)

(EW 方向)

質点番号	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2次モーメント I (m^4)	ヤング係数 $E_C (\times 10^7 \text{kN}/\text{m}^2)$	せん断弾性係数 $G (\times 10^7 \text{kN}/\text{m}^2)$
1	14,380	14.71				
2	10,220	10.40	14.0	5,941	2.57	1.070
3	58,470	59.72	14.0	6,307	2.57	1.070
4	70,440	71.88	108.2	11,927	2.46	0.952
5	107,720	194.96	117.3	14,199	2.45	0.931
6	116,670	211.14	185.7	33,796	2.44	0.890
7	199,190	539.37	173.1	41,960	2.41	0.935
8	277,540	751.39	418.1	132,121	2.44	0.795
9	125,030	338.53	2,656.2	719,166	2.57	1.070
合計	979,660					

ポアソン比 ν 0.20
 減衰 λ 5%
 基礎形状 46.6m(NS方向)×57.0m(EW方向)

付 1-1.13

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

表-4.3 地盤定数

(Ss-1)

標高 O.P. (m)	地質	S波速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m^3)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m^2)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性 係数 G (kN/m^2)	剛性低下後 S波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.78	266,000	398	3
-80.0		500	17.1	0.455	436,000		340,000	442	
-108.0		560	17.6	0.446	563,000		439,000	495	
-196.0		600	17.8	0.442	653,000		509,000	530	
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

(Ss-2)

標高 O.P. (m)	地質	S波速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m^3)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G_0 (kN/m^2)	剛性低下率 G/G_0	せん断弾性 係数 G (kN/m^2)	剛性低下後 S波速度 V_s (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.81	276,000	405	3
-80.0		500	17.1	0.455	436,000		353,000	450	
-108.0		560	17.6	0.446	563,000		456,000	504	
-196.0		600	17.8	0.442	653,000		529,000	540	
	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

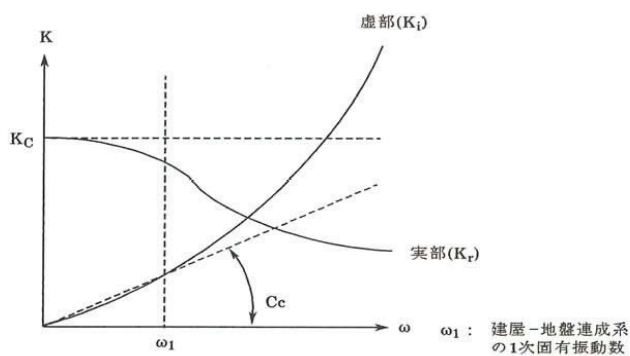


図-4.3 地盤ばねの近似

付1-1.14

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. 地震応答解析結果

地震応答解析により求められた NS 方向、EW 方向の最大応答加速度を図-5.1 および図
 -5.2 に示す。

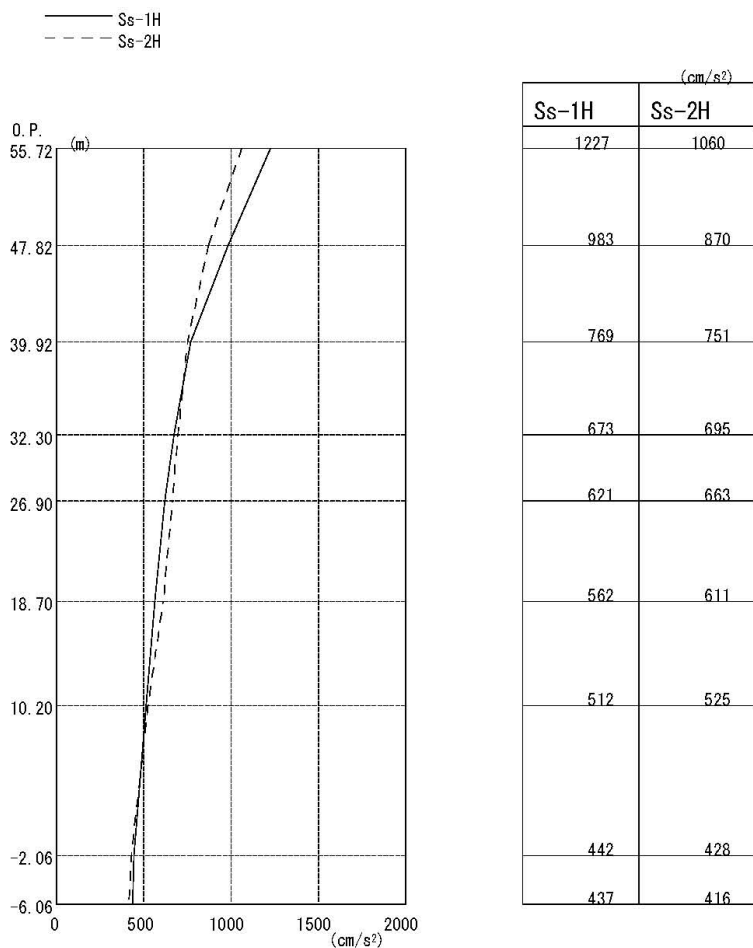


図-5.1 最大応答加速度 (NS 方向)

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

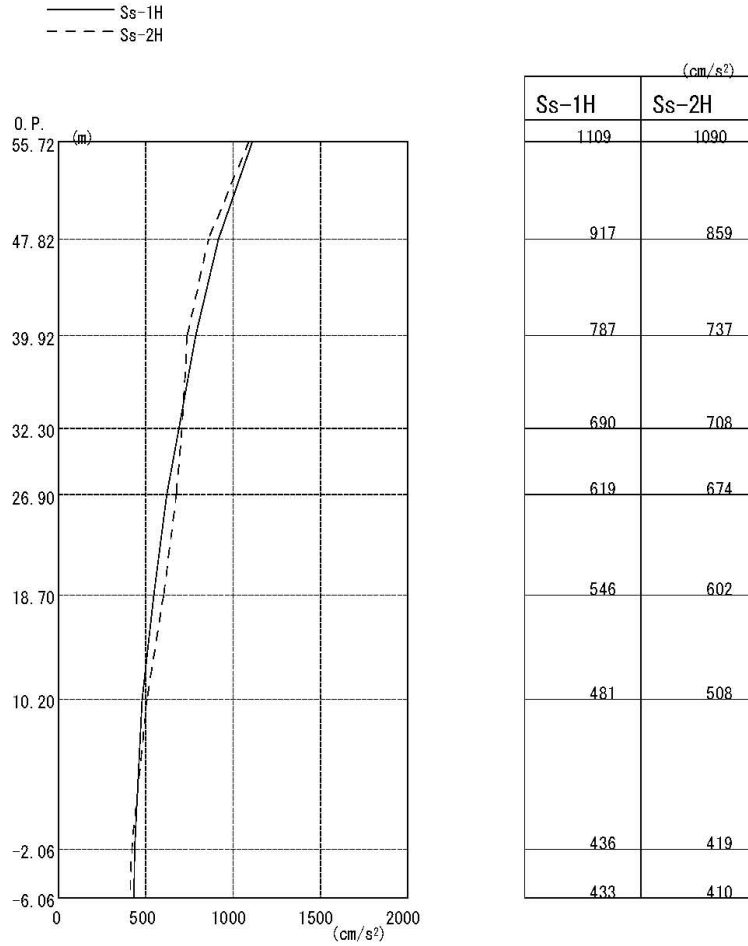


図-5.2 最大応答加速度 (EW 方向)

付 1-1. 16

6. 耐震安全性評価結果

表-6.1 及び表-6.2 に耐震壁のせん断ひずみ一覧を示す。図-6.1、図-6.2 および図-6.3、図-6.4 に基準地震動 Ss-1 および基準地震動 Ss-2 に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で 0.18×10^{-3} (Ss-2H, NS 方向, 1F) であり、評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分余裕がある。

以上のことから、原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

また、本パラメータスタディにおける解析結果と添付資料-1 で示した耐震バックチェックの解析結果には大きな差異が無いことから、変動要因が原子炉建屋の耐震安全性に与える影響は少ないものと考えられる。

表-6.1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS 方向)
($\times 10^{-3}$)

階	Ss-1H	Ss-2H	評価基準値
CRF	0.09	0.08	4.0 以下
5F	0.14	0.13	
4F	0.04	0.04	
3F	0.08	0.07	
2F	0.08	0.08	
1F	0.17	0.18	
B1F	0.10	0.10	

表-6.2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW 方向)
($\times 10^{-3}$)

階	Ss-1H	Ss-2H	評価基準値
CRF	0.11	0.11	4.0 以下
5F	0.17	0.17	
4F	0.07	0.07	
3F	0.11	0.11	
2F	0.12	0.12	
1F	0.16	0.16	
B1F	0.10	0.11	

付 1-1.17

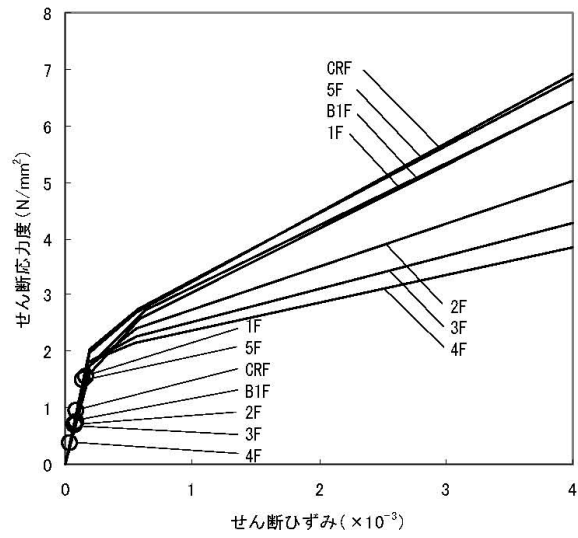


図-6.1 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, NS 方向)

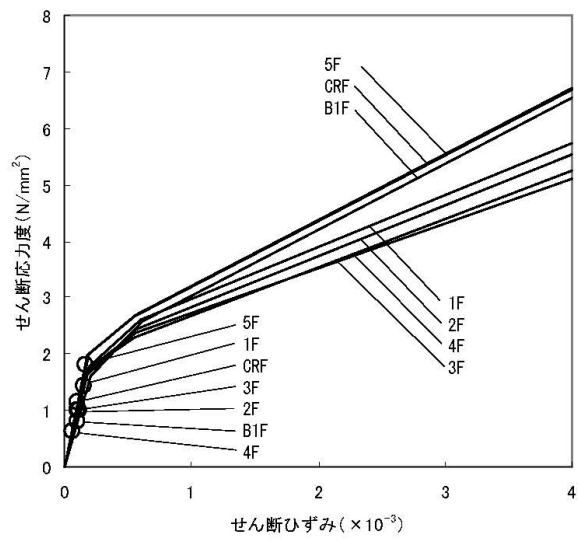


図-6.2 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-1, EW 方向)

付 1-1. 18

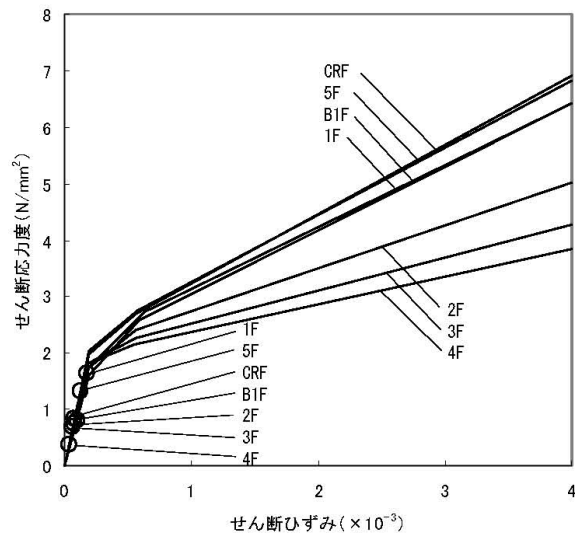


図-6.3 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, NS 方向)

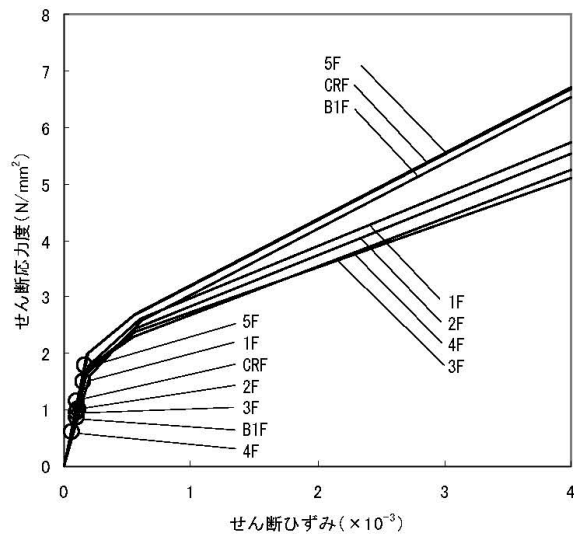


図-6.4 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2, EW 方向)

添付資料－２：５号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

1. 評価方針

5号機の原子炉建屋は、既に冷温停止状態を維持しており、外見上の損傷は見られない(図-1.1)。また、建屋内部についても、現状で得られている写真からは構造的な損傷は確認されていない(付録-2.1)。したがって、このような状況を踏まえると、建屋の耐震性という観点からは、耐震バックチェックの解析結果(『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(改訂2)』平成22年4月19日)をそのまま適用できるものと考えられ、本評価では、耐震バックチェックで実施した地震応答解析結果を用いて耐震安全性評価を実施することとした。

なお、原子炉建屋の構造への影響および耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、耐震壁のせん断ひずみと、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値(4.0×10^{-3})との比較により行うこととする。

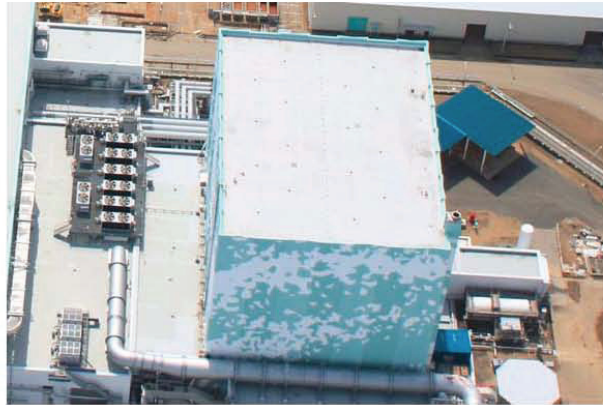


図-1.1 外観写真(北面、3月24日撮影)

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

2. 耐震安全性評価

(1) 地震応答解析モデルの概要

耐震バックチェックにおける地震応答解析は、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析（時刻歴応答解析法）によることとし、建物・構築物や地盤の特性を適切に表現できるモデル（図-2.1）を設定した上で実施した。

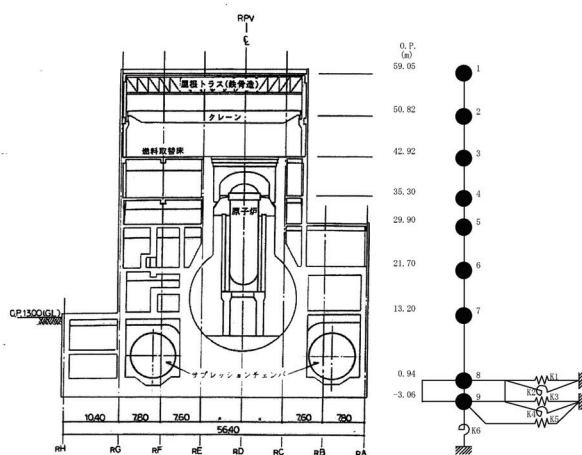


図-2.1 建屋解析モデル図

(2) 耐震安全性評価結果

表-2.1および表-2.2に耐震壁のせん断ひずみ一覧を示す。また図-2.2～図-2.15に基準地震動 S_s に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で 0.19×10^{-3} (Ss-1H, EW方向, 5F) であり、評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分余裕がある。

以上のことから、原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

表-2.1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS方向)

($\times 10^{-3}$)

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
CRF	0.12	0.12	0.10	4.0以下
5F	0.14	0.14	0.12	
4F	0.05	0.05	0.04	
3F	0.09	0.09	0.08	
2F	0.10	0.10	0.09	
1F	0.15	0.16	0.13	
B1F	0.11	0.11	0.09	

表-2.2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW方向)

($\times 10^{-3}$)

階	Ss-1H	Ss-2H	Ss-3H	評価基準値
CRF	0.16	0.16	0.14	4.0以下
5F	0.19	0.18	0.16	
4F	0.09	0.08	0.07	
3F	0.11	0.11	0.09	
2F	0.11	0.12	0.10	
1F	0.11	0.12	0.10	
B1F	0.11	0.11	0.09	

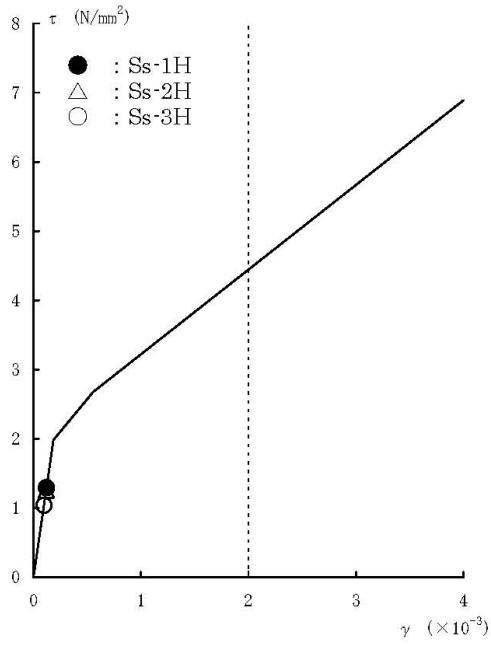


図-2.2 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, CRF)

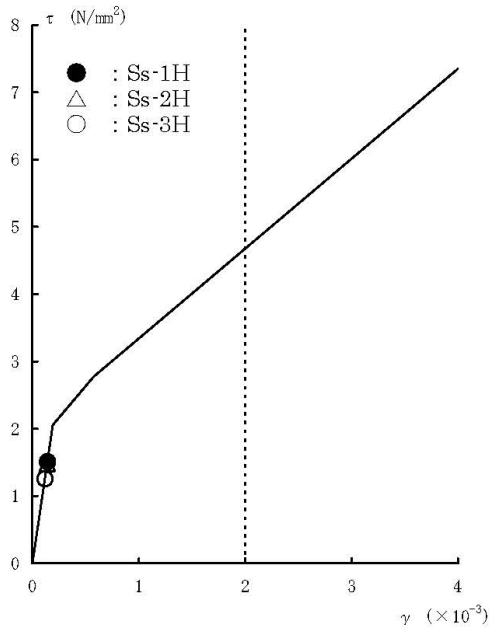


図-2.3 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 5F)

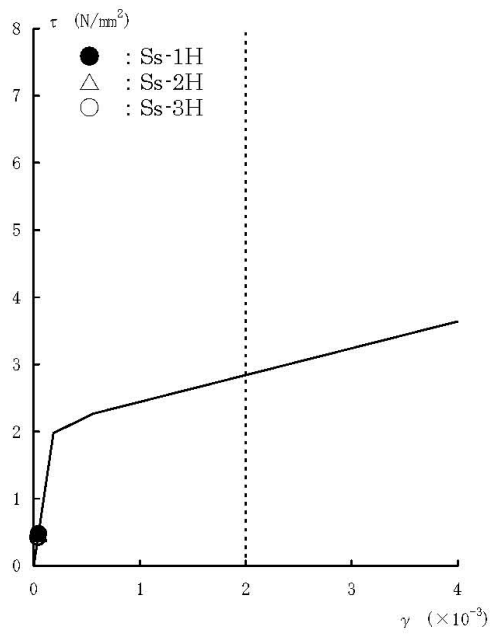


図-2.4 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 4F)

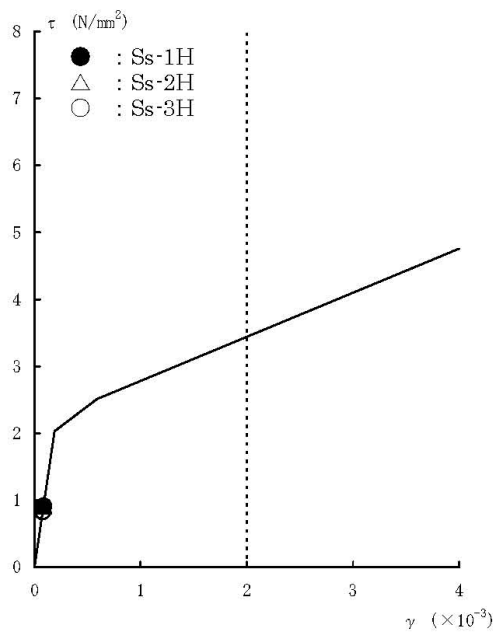


図-2.5 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 3F)

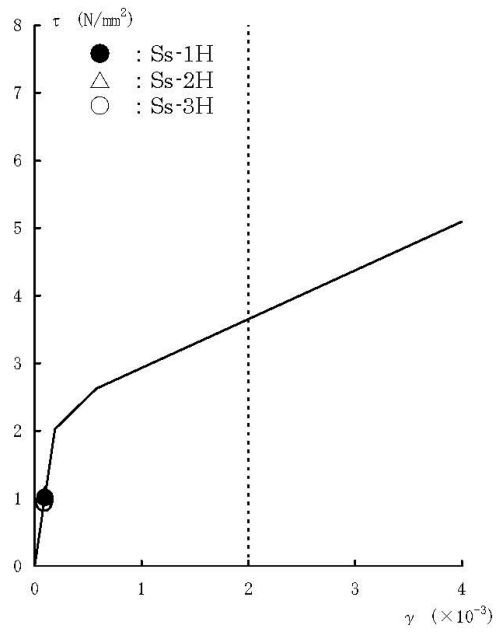


図-2.6 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 2F)

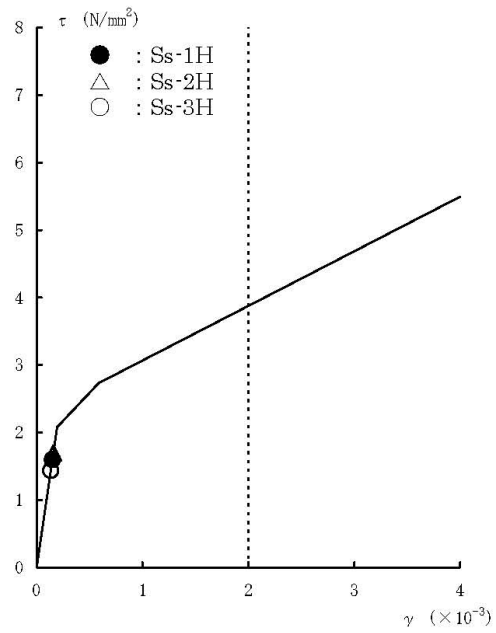


図-2.7 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 1F)

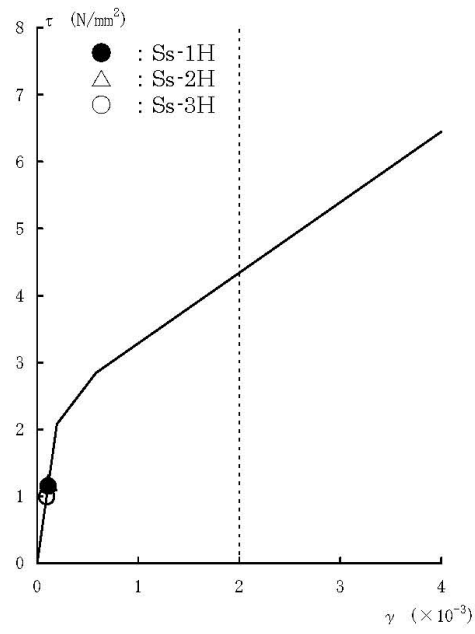


図-2.8 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, B1F)

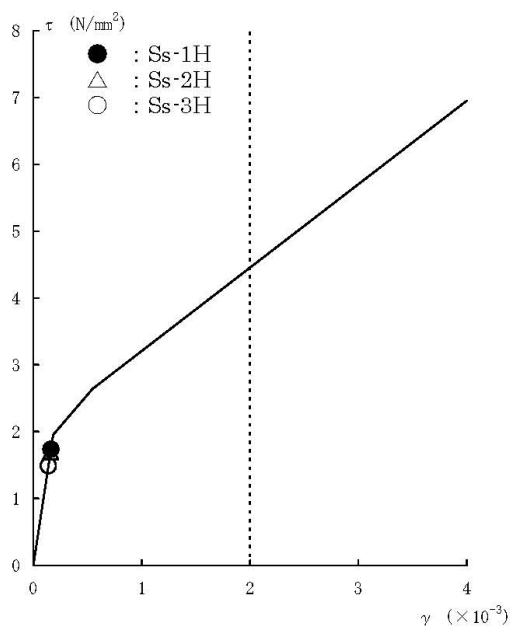


図-2.9 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, CRF)

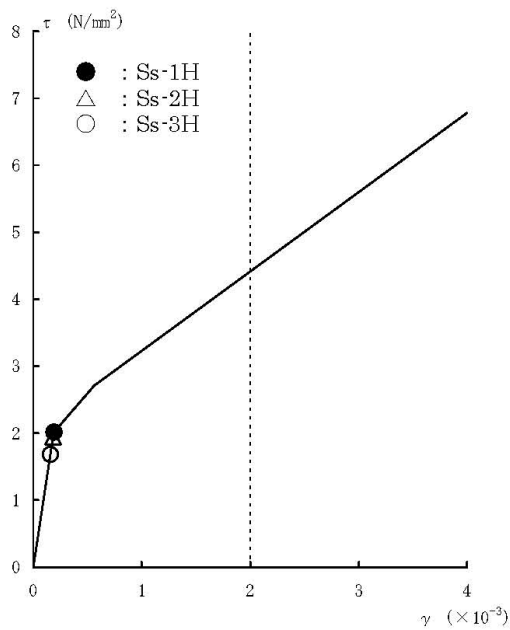


図-2.10 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 5F)

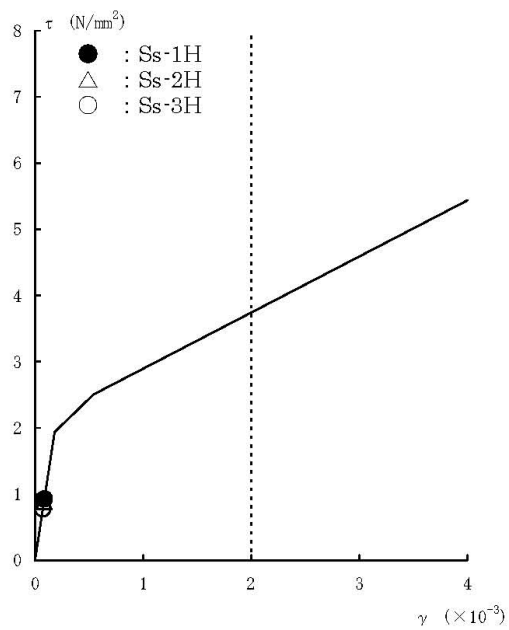


図-2.11 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 4F)

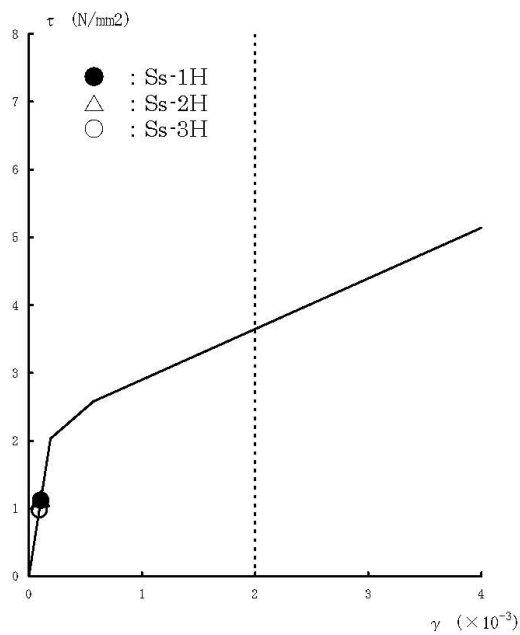


図-2.12 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 3F)

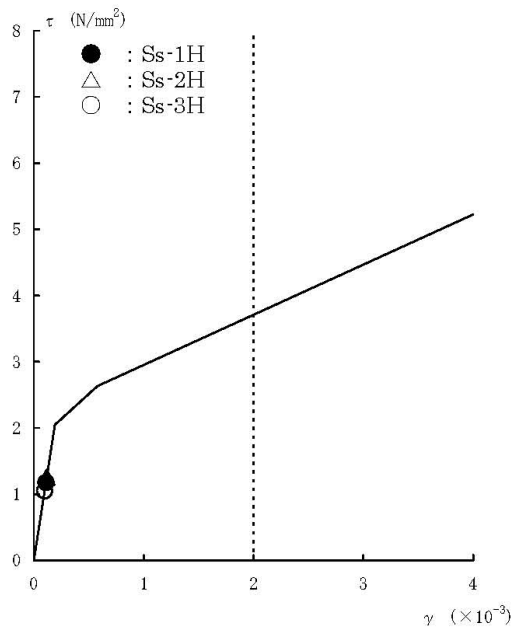


図-2.13 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 2F)

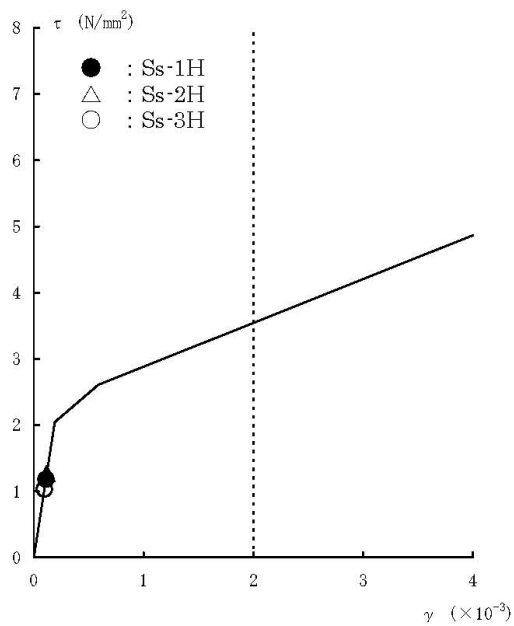


図-2.14 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 1F)

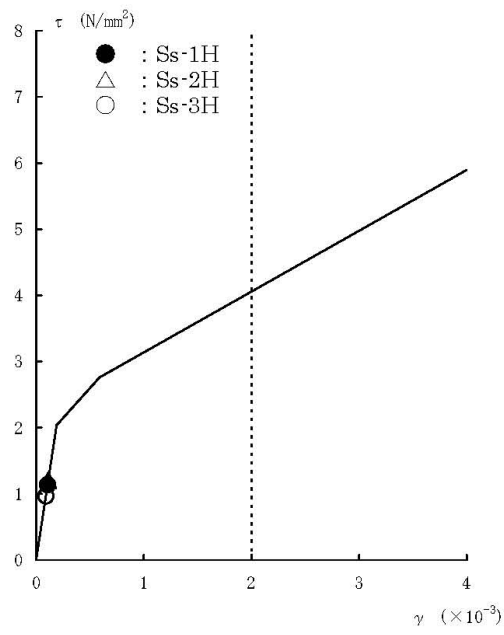


図-2.15 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, B1F)

5号機建屋内部の状況について

福島第一原子力発電所5号機原子炉建屋については、7月26日に東京電力が建屋内部の写真を撮影している。その時に撮影した写真を図-1に示す。



1階 西側外壁



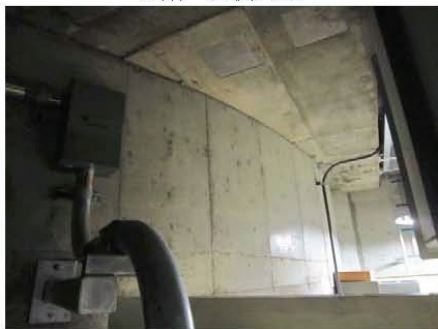
1階 南側シェル壁



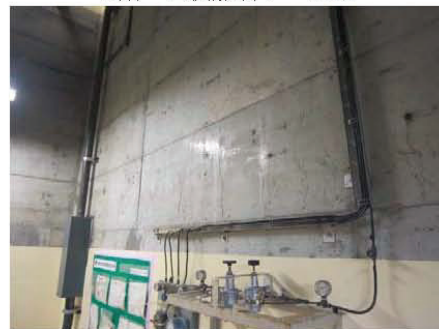
2階 西側外壁



3階 西側燃料プール壁



3階 北側シェル壁



4階 東側燃料プール壁

図-1 (1) 5号機建屋内部の状況 (7月26日撮影)

付 2-1.1



4階 東側シェル壁



5階 北側外壁

図-1 (2) 5号機建屋内部の状況 (7月26日撮影)

付 2-1.2

添付資料－3：6号機の原子炉建屋の耐震安全性評価に関する詳細

1. 評価方針

6号機の原子炉建屋は、既に冷温停止状態を維持しており、外見上の損傷は見らない(図-1.1)。内部についても詳細な点検は行っていないものの、構造的な損傷があったとの情報は得られていない。したがって、このような状況を踏まえると、建屋の耐震性という観点からは、耐震バックチェックの解析結果(『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(改訂2)』平成22年4月19日)をそのまま適用できるものと考えられ、本評価では、耐震バックチェックで実施した地震応答解析結果を用いて耐震安全性評価を実施することとした。

なお、原子炉建屋の構造への影響および耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、耐震壁のせん断ひずみと、鉄筋コンクリート造の耐震壁の終局限界に対応した評価基準値(4.0×10^{-3})との比較により行うこととする。



図-1.1 外観写真(北面、3月24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

2. 耐震安全性評価

(1) 地震応答解析モデルの概要

耐震バックチェックにおける地震応答解析は、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析（時刻歴応答解析法）によることとし、建物・構築物や地盤の特性を適切に表現できるモデル（図-2.1）を設定した上で実施した。

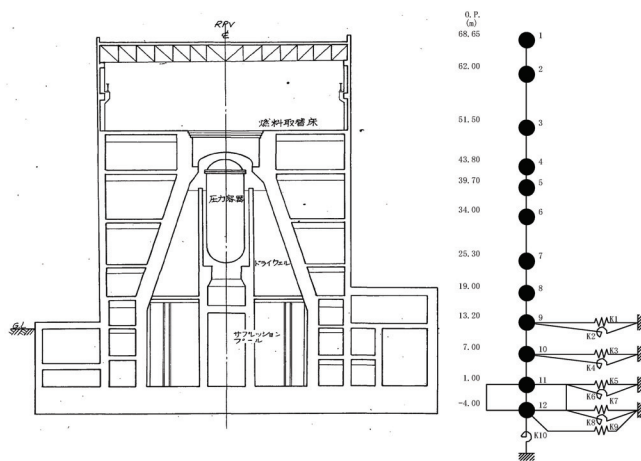


図-2.1 建屋解析モデル図

(2) 耐震安全性評価結果

表-2.1および表-2.2に耐震壁のせん断ひずみ一覧を示す。また図-2.2～図-2.21に基準地震動 S_s に対する最大応答値を耐震壁のせん断スケルトン曲線上に示す。せん断ひずみは、最大で 0.33×10^{-3} (S_s -1H, NS方向, 2F) であり、評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分余裕がある。

以上のことから、原子炉建屋は耐震安全上重要な設備に波及的影響を与えないものと評価した。

表-2.1 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (NS方向)

階	$(\times 10^{-3})$			評価基準値
	S_s -1H	S_s -2H	S_s -3H	
CRF	0.07	0.07	0.06	4.0 以下
6F	0.14	0.13	0.12	
5F	0.09	0.08	0.07	
M5F	0.15	0.13	0.13	
4F	0.19	0.17	0.17	
3F	0.19	0.18	0.17	
2F	0.33	0.28	0.20	
1F	0.15	0.15	0.13	
B1F	0.11	0.11	0.09	
B2F	0.12	0.12	0.10	

表-2.2 耐震壁のせん断ひずみ一覧 (EW方向)

階	$(\times 10^{-3})$			評価基準値
	S_s -1H	S_s -2H	S_s -3H	
CRF	0.06	0.06	0.05	4.0 以下
6F	0.12	0.12	0.11	
5F	0.08	0.07	0.07	
M5F	0.17	0.15	0.15	
4F	0.23	0.19	0.19	
3F	0.20	0.19	0.17	
2F	0.23	0.21	0.18	
1F	0.14	0.14	0.12	
B1F	0.10	0.11	0.08	
B2F	0.12	0.12	0.09	

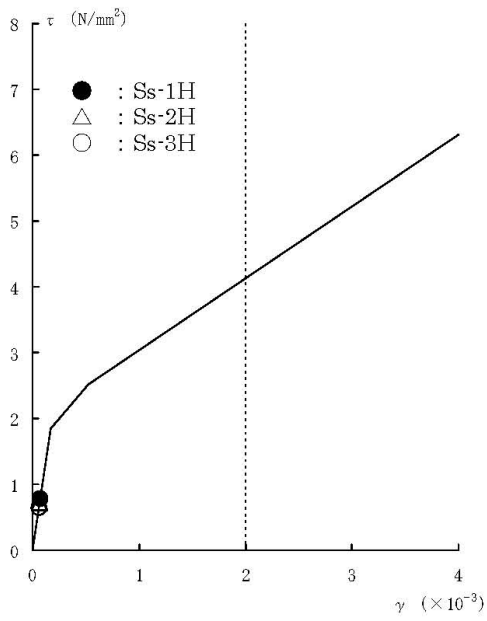


図-2.2 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, CRF)

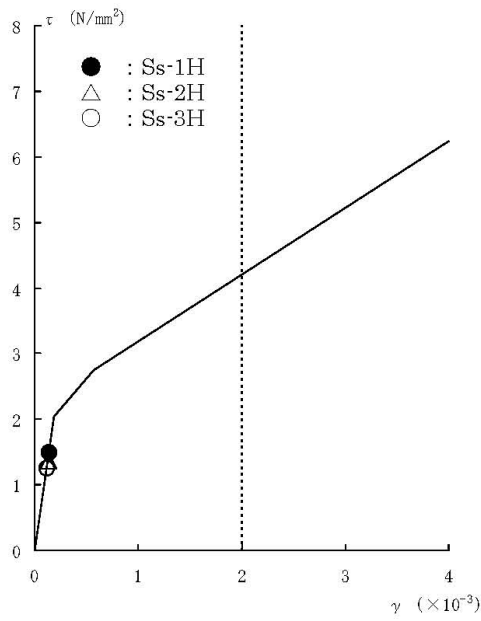


図-2.3 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 6F)

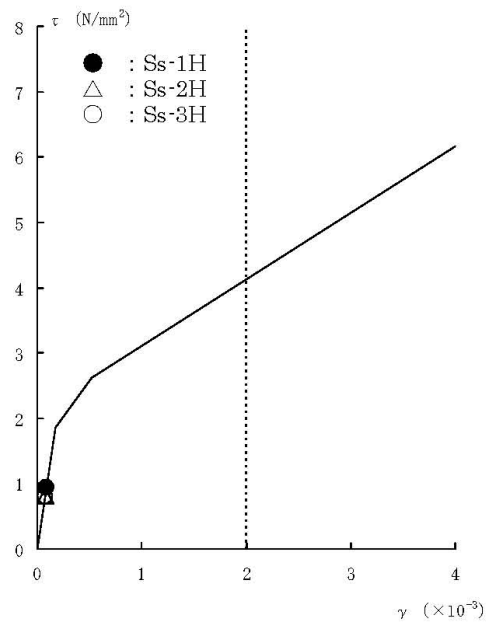


図-2.4 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 5F)

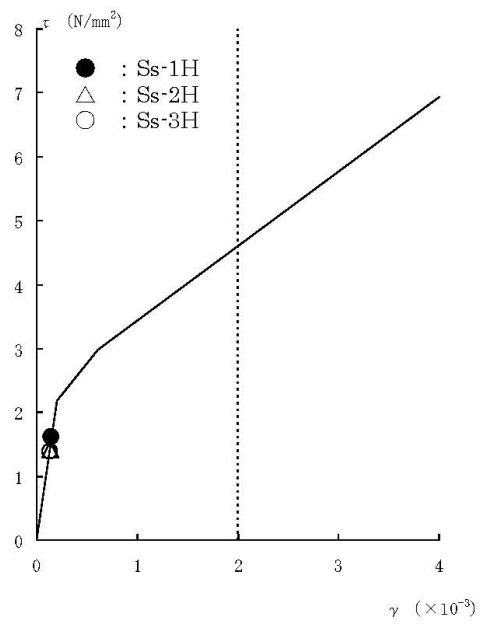


図-2.5 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, M5F)

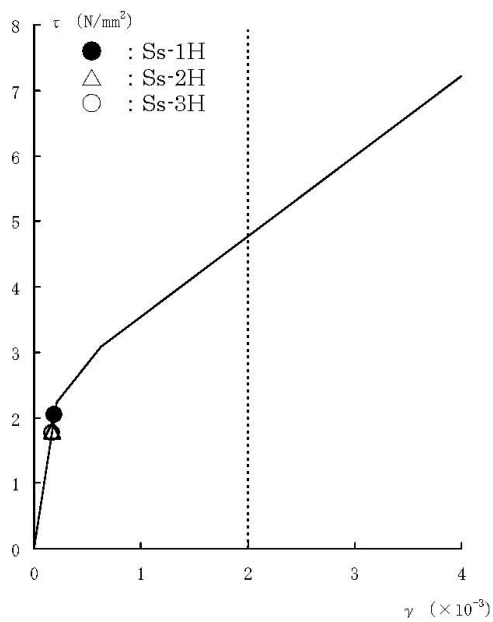


図-2.6 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 4F)

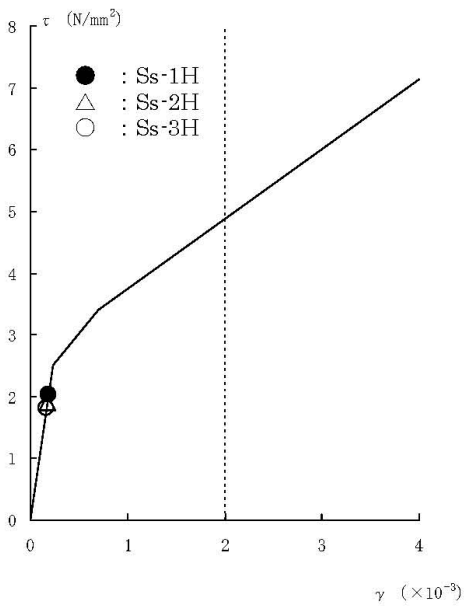


図-2.7 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 3F)

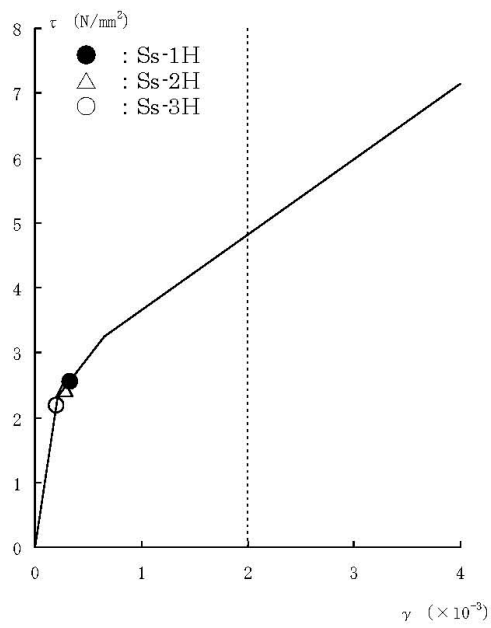


図-2.8 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 2F)

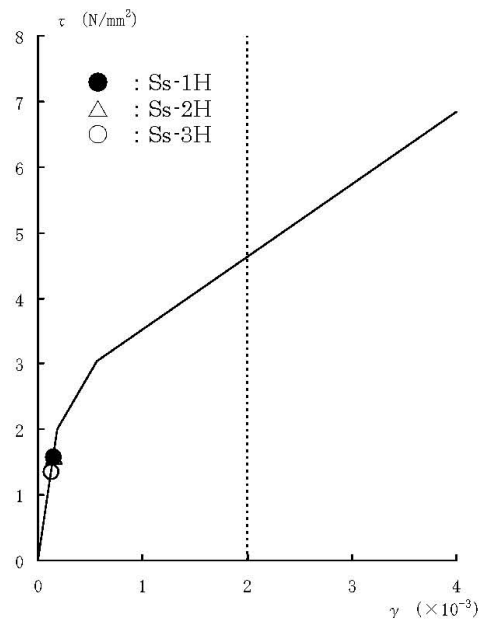


図-2.9 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, 1F)

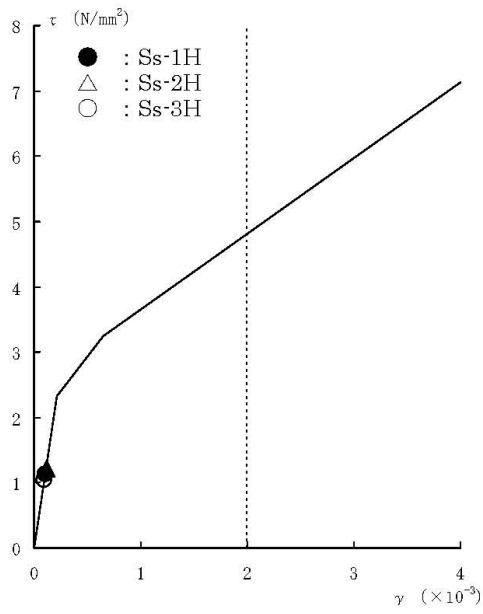


図-2.10 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, B1F)

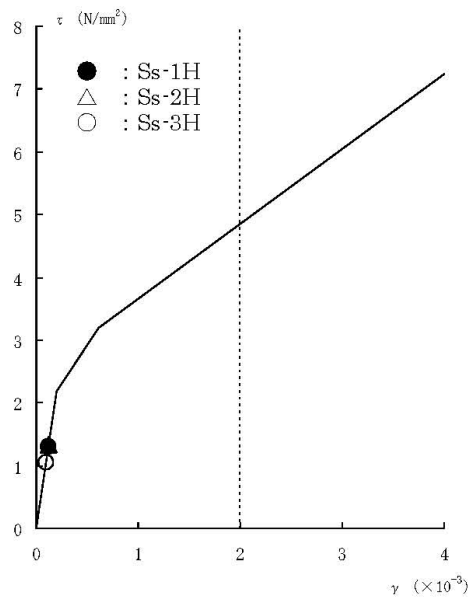


図-2.11 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向, B2F)

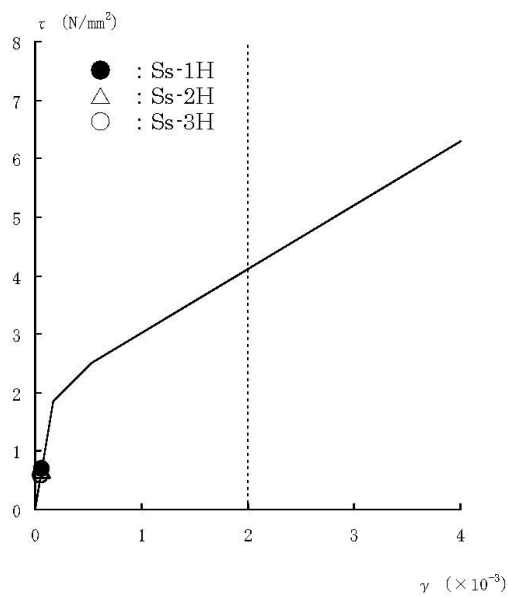


図-2.12 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, CRF)

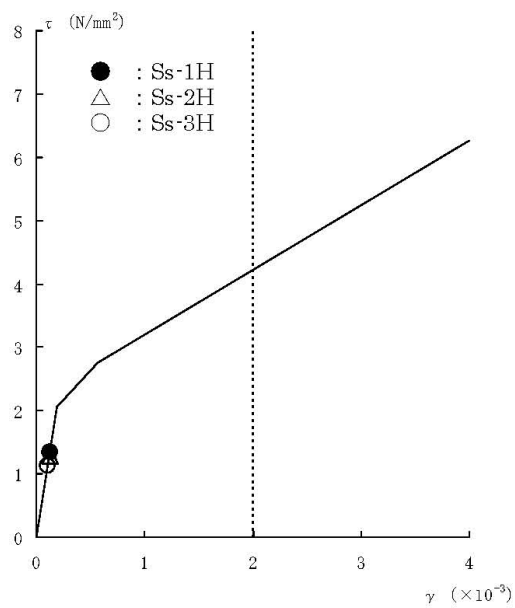


図-2.13 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 6F)

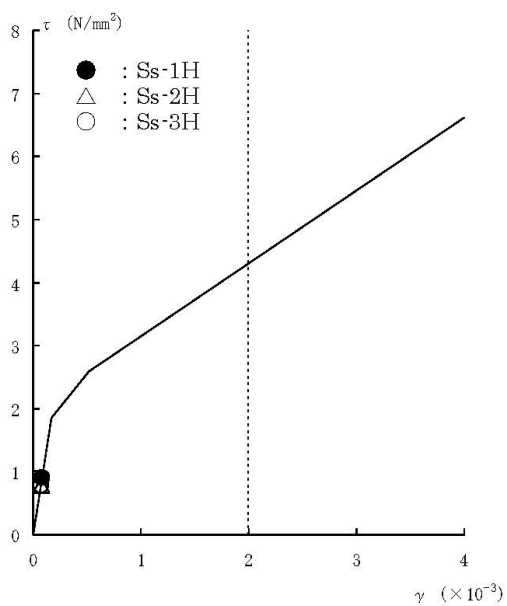


図-2.14 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 5F)

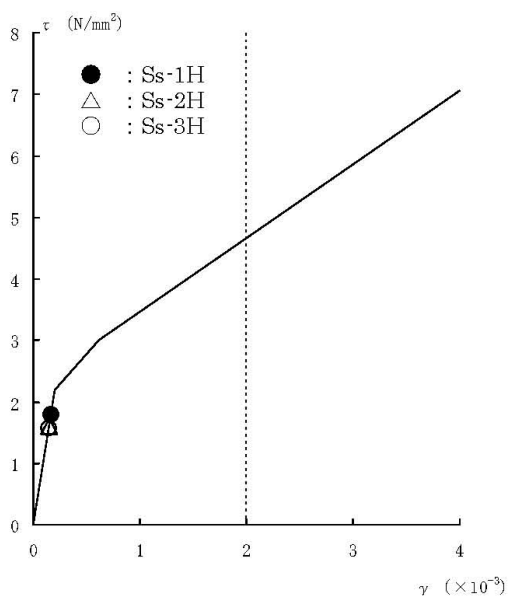


図-2.15 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, M5F)

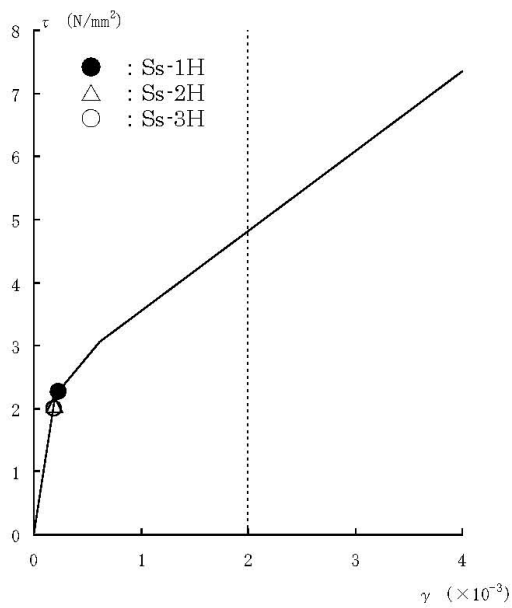


図-2.16 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 4F)

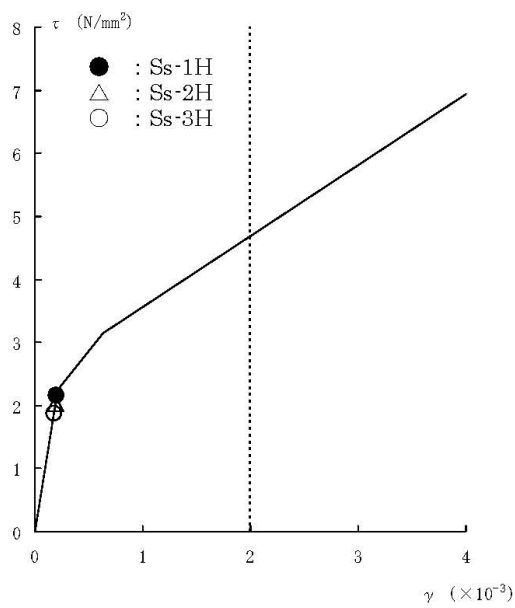


図-2.17 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 3F)

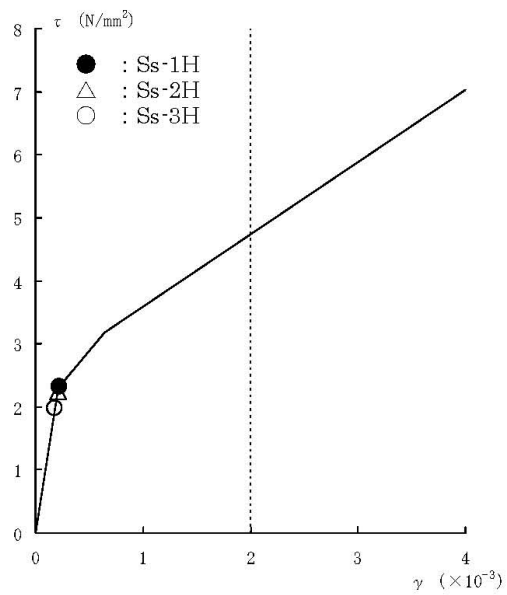


図-2.18 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 2F)

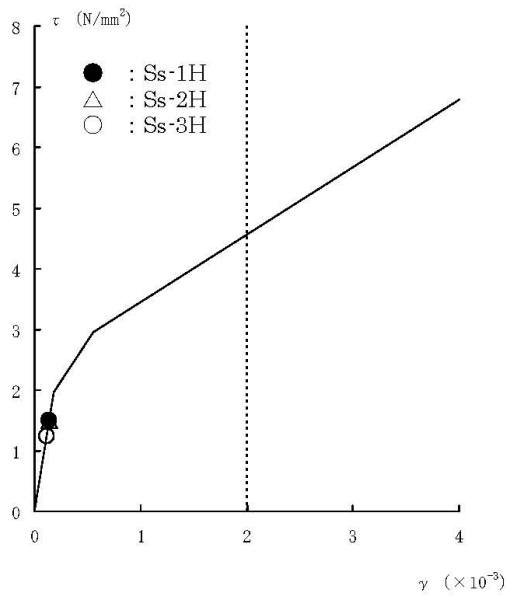


図-2.19 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, 1F)

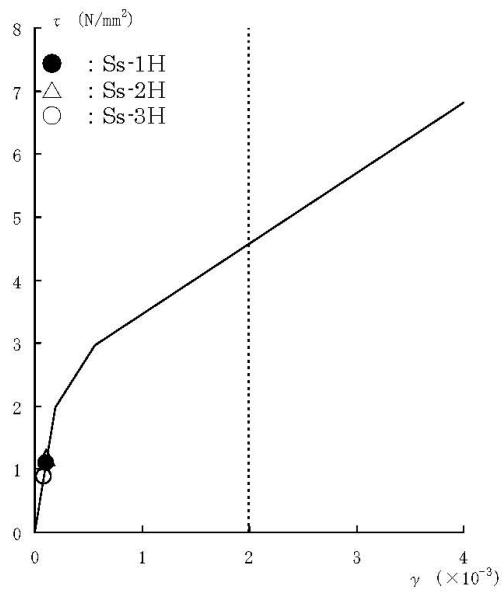


図-2.20 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, B1F)

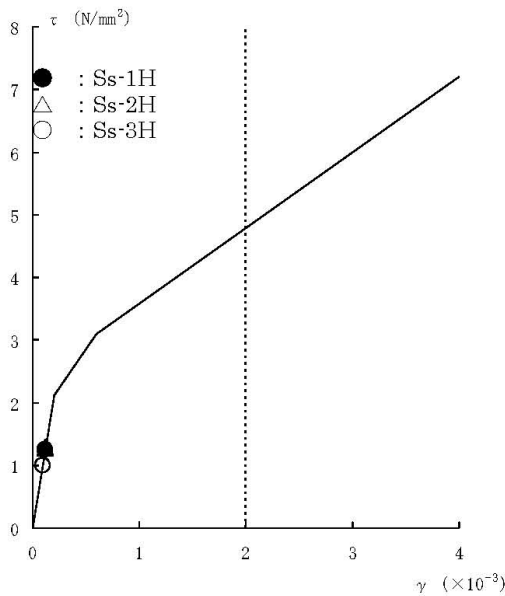


図-2.21 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (EW 方向, B2F)

特定原子力施設監視・
評価検討会(第4回)
資料5-1
(第3回資料5-1を一部改定)

福島第一原子力発電所 1～4号機本館建物の基準地震動Ssに対する 耐震安全性評価について

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. 1～4号機原子炉建屋の耐震安全性評価状況一覧
 2. 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価
 3. 1～4号機タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋の耐震安全性評価状況一覧
 4. コメント回答
- ・ 参考資料



無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

1. 1～4号機原子炉建屋の耐震安全性評価状況一覧

1. 1～4号機原子炉建屋の耐震安全性評価状況一覧

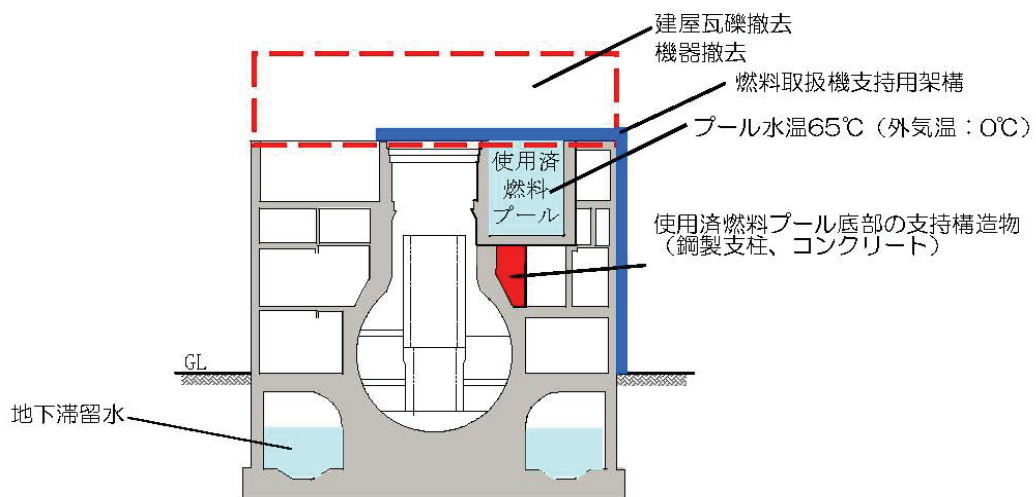
	1号機	2号機	3号機	4号機
(1) 評価対象	耐震壁	耐震壁	耐震壁	耐震壁
(2) 入力地震動	解放基盤表面で定義した基準地震動Ssを一次元波動論により評価			
(3) 建屋のモデル化				
①解析モデル	質点系・埋込みSRモデル			
②材料特性	コンクリート実強度 (35.0N/mm ²)を採用			
③剛性評価	耐震壁のせん断剛性、曲げ剛性を考慮			
④損傷状況	5階から上部の損傷	損傷無し	3階から上部の損傷	2階から上部の損傷
⑤地下滞留水	考慮	考慮	—*1	考慮
⑥瓦礫	存在状態	—	存在状態	撤去状態
⑦その他	建屋ガ-を考慮	—	燃料取出用ガ-を考慮	燃料取出用ガ-を考慮
(4) 地盤のモデル化				
①地盤ばね	底面ばね：水平および回転を考慮 側面ばね：水平および回転を考慮			
(5) 接地率*2 (最小ケース)	64.8%	76.8%	74.6%	84.3%
(6) 評価結果 (せん断ひずみ：最大ケース)	0.12×10 ⁻³ →OK 評価基準値：4.0×10 ⁻³	0.17×10 ⁻³ →OK 評価基準値：4.0×10 ⁻³	0.14×10 ⁻³ →OK 評価基準値：4.0×10 ⁻³	0.16×10 ⁻³ →OK 評価基準値：4.0×10 ⁻³
(7) 備考	—	—	3D-FEM解析による使用済燃料プール壁・床の詳細評価を実施	3D-FEM解析による使用済燃料プール壁・床の詳細評価を実施

*1 地下滞留水を考慮した条件で、今後評価を実施予定。

*2 2～4号機については、基礎浮上り非線形を考慮した地震応答解析の適用条件とされている「接地率65%以上」を満足している。1号機については、誘発上下動を考慮した地震応答解析を実施し考慮の有無が応答結果に与える影響は小さく問題ないことを確認している。

2. 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価

2. 1 使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況

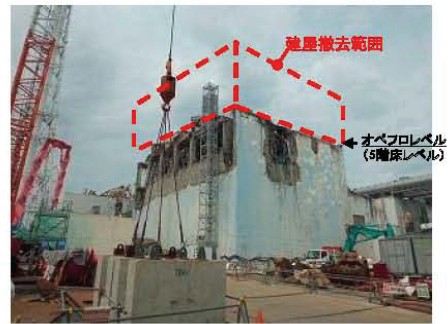


使用済燃料の取り出し時における原子炉建屋の状況

2. 1 使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況



建屋瓦礫 撤去工事 着手前 [南西面]
撮影日：平成 23年 9月22日



建屋瓦礫 撤去工事 完了後 [南西面]
撮影日：平成 24年 7月 5日

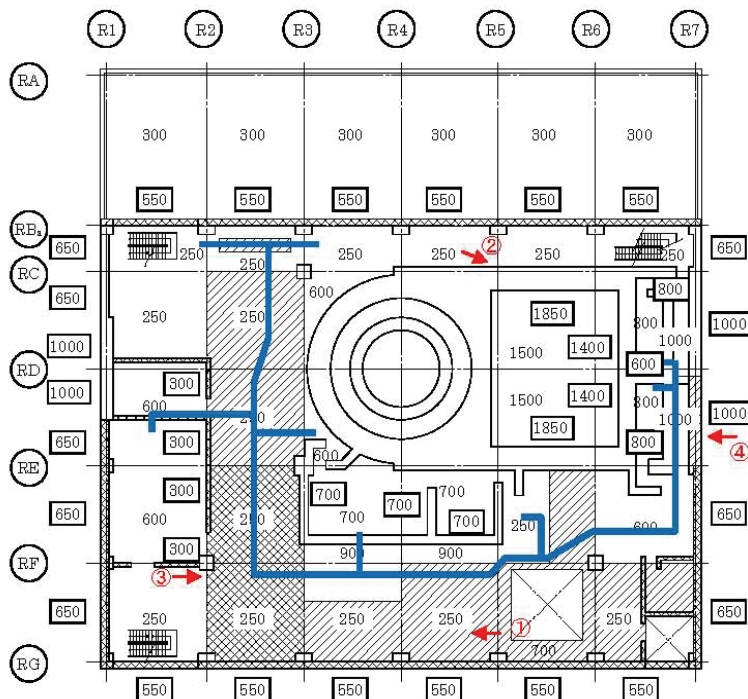


オペフロ上部の機器 [西面]
撮影日：平成 24年 7月 9日



機器の撤去作業 [西面]
撮影日：平成 24年 8月10日

2. 2 原子炉建屋躯体の損傷状況（3階）



・床の損傷箇所については、水素爆発の発生箇所と考えられるダクトルート付近で確認されている

・R6-R7間、RC-RF間の床については損傷した床の床厚250mmに対して床厚600mm以上あり、上下階の壁によって面外方向の変形を抑制されているため、ダクトルート上にありながら損傷を免れたものと考えられる

・壁の損傷箇所については、壁厚650mm以下の壁で損傷が激しく、壁厚650mmを超える壁は損傷が少ない

2. 3 原子炉建屋躯体の損傷状況（3階写真）



①床変形



②プール壁異常なし

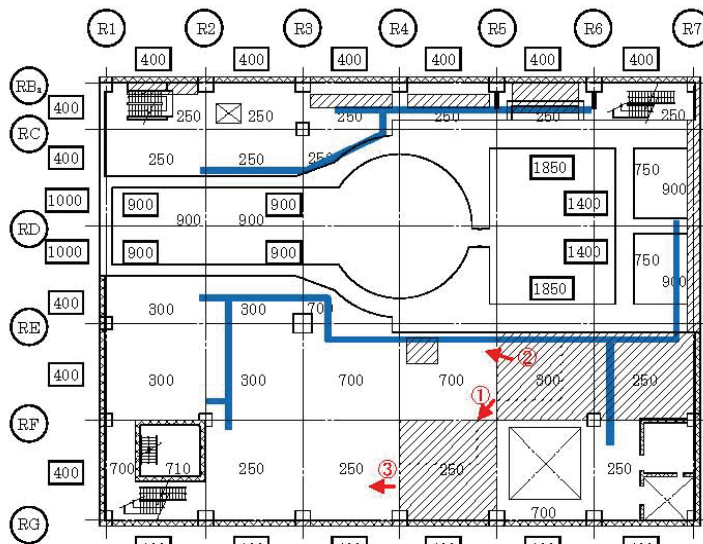


③床崩壊



④外壁一部剥落

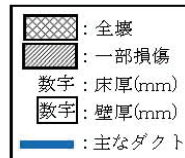
2. 3 原子炉建屋躯体の損傷状況（4階）



・床の損傷箇所については、大物搬入口、EVシャフトおよび階段開口といった圧力の逃げ道がある箇所や、床厚700mmの箇所は損傷を免れていると考えられる

・壁の損傷箇所については、壁厚400mmの壁で損傷が激しく、壁厚400mmを超える壁は損傷が少ない

・床よりも壁の損傷が激しい傾向が見られるのは、床は間仕切り壁等で面外方向の変形を拘束されているのに対し、壁は拘束するものがないためと考えられる



2. 3 原子炉建屋躯体の損傷状況（4階写真）



①床変形



②プール壁異常なし

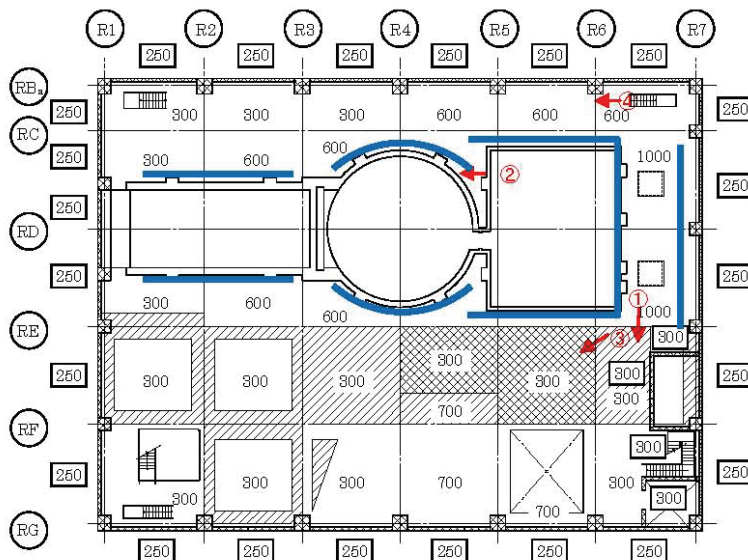


③床異常なし



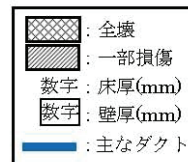
④外壁一部剥落

2. 3 原子炉建屋躯体の損傷状況（5階）



・床の損傷箇所については、水素爆発の発生箇所と考えられる下階のダクトの影響を受けており、大物搬入口、EVシャフトおよび階段開口といった圧力の逃げ道がある箇所や、床厚700mmの箇所は損傷を免れていると考えられる

・床よりも壁の損傷が激しい傾向が見られるのは、床は間仕切り壁等で面外方向の変形を拘束されているのに対し、壁は拘束するものがないためと考えられる

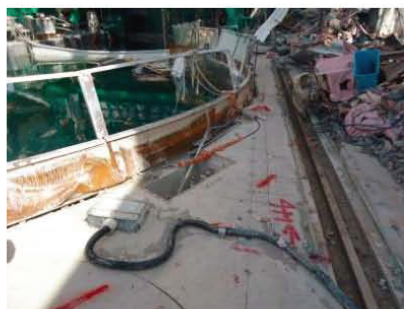


O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
 T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧O.P.-1,436mm

2. 3 原子炉建屋躯体の損傷状況（5階写真）



①床変形



②シェル壁異常なし

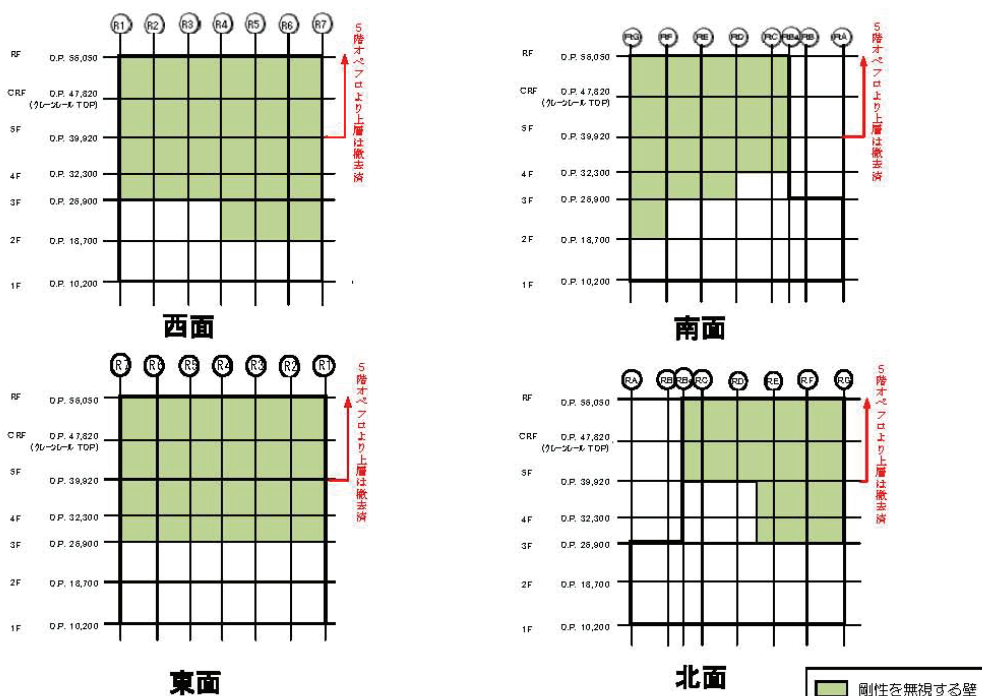


③床崩壊



④床異常なし

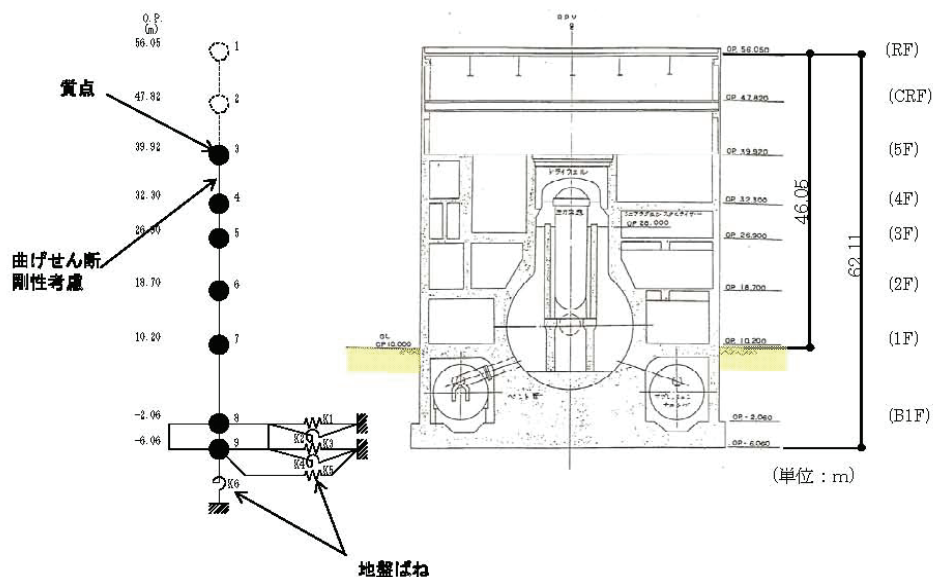
2. 4 原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



損傷状況の反映

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

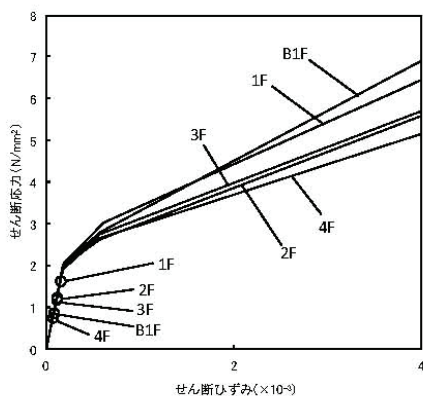
2. 4 原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



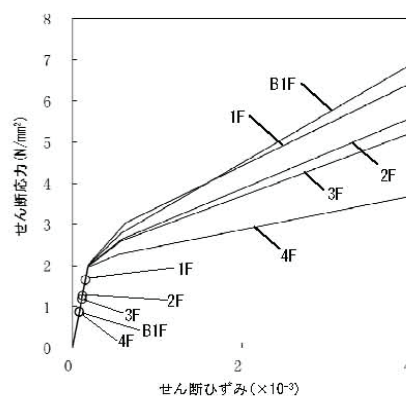
解析モデル

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

2. 4 原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



せん断スケルトン曲線上の最大応答値
 (Ss-1、EW方向)



【参考】平成22年耐震バックチェック*時における
 せん断スケルトン曲線上の最大応答値
 (Ss-1、EW方向)

* 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 中間報告書（改訂2）」（平成22年4月、東京電力株式会社）

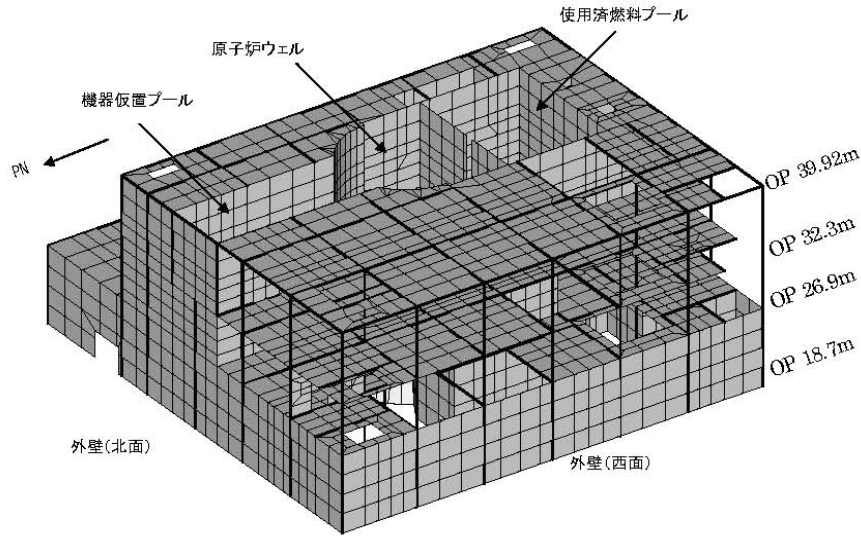
耐震壁の最大応答せん断ひずみは、最大で 0.16×10^{-3} であり、評価基準値（ 4.0×10^{-3} ）を満たすことを確認した。



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

2. 5 使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）



解析モデル図

2. 5 使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）

軸力と曲げモーメントによる
 コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$) ε	評価基準値 ($\times 10^{-6}$) ε'	検定比 ε/ε'	判定
W1	ε_c	-150	-3000	$0.05 \leq 1$	可
	ε_s	-90	-5000	$0.02 \leq 1$	可
	ε_t	1180	5000	$0.24 \leq 1$	可

軸力と曲げモーメントによる
 コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	発生ひずみ ($\times 10^{-6}$) ε	評価基準値 ($\times 10^{-6}$) ε'	検定比 ε/ε'	判定
S1	ε_c	-370	-3000	$0.13 \leq 1$	可
	ε_s	-140	-5000	$0.03 \leq 1$	可
	ε_t	250	5000	$0.05 \leq 1$	可

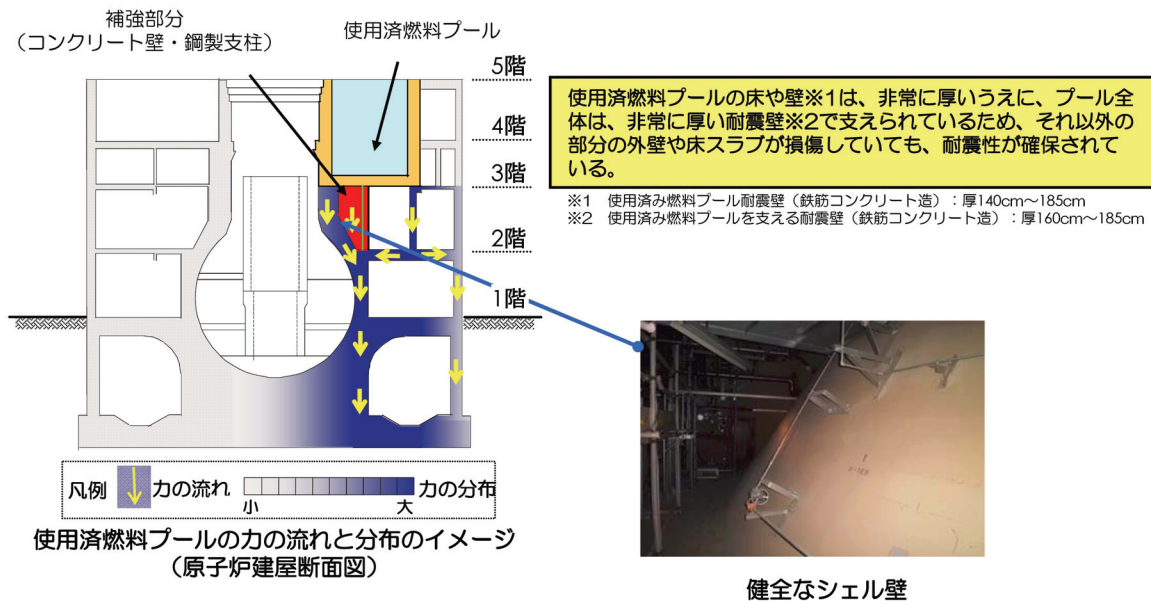
面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q/Q'	判定
W2	1120	1860	$0.61 \leq 1$	可

面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q/Q'	判定
S2	580	1270	$0.46 \leq 1$	可

2. 5 使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）



3. 1～4号機タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋の耐震安全性評価状況一覧

3. 1～4号機タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋の耐震安全性評価状況一覧

1～4号機タービン建屋、コントロール建屋、廃棄物処理建屋について、地下階に滞留水（汚染水）があることを考慮し、基準地震動Ssに対し、地下外壁が崩壊しないことを確認する。

なお、主に原子炉建屋の水素爆発により飛来した瓦礫による屋根部や鋼製部材の一部に開口、RC部にひび割れが有るものの、上層階であり、耐震要素であるRCの耐震壁に大きな損傷は確認されていないことから、解析上は考慮しない。

	3号機タービン建屋 (代表号機※1)	3号機コントロール建屋 (代表号機※1)	4号機廃棄物処理建屋 (代表号機※1)
(1) 評価対象	地下外壁 (RC)	地下外壁 (RC)	地下外壁 (RC)
(2) 入力地震動	解放基盤表面で定義した基準地震動Ssを一次元波動論により評価		
(3) 建屋のモデル化			
① 解析モデル	質点系、SRモデル		
② 材料特性	コンクリート実強度 (35.0N/mm ²) を採用		
③ 剛性評価	耐震壁を評価		
④ 地下滞留水	考慮	考慮	考慮
(4) 地盤のモデル化			
① 底面ばね	水平および回転を考慮		
(5) 接地率 ^{※2} (最小ケース)	100%	72.3%	92.3%
(6) 評価結果 (せん断ひずみ：最大ケース)	0.15×10 ⁻³ →OK 評価基準値：4.0×10 ⁻³	0.07×10 ⁻³ →OK 評価基準値：4.0×10 ⁻³	0.06×10 ⁻³ →OK 評価基準値：4.0×10 ⁻³

※1：代表号機以外については、今後、代表号機の評価結果を踏まえ、建屋の類似性等を考慮して、評価を実施する。

※2：いずれも、基礎浮上り非線形を考慮した地震応答解析の適用条件とされている「接地率65%以上」を満足している。

⇒ 基準地震動Ssに対し、地下外壁の耐震安全性は確保されており、滞留水の貯留に問題ない。

4. コメント回答

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①

①コンクリートの実強度の適用性について。

鉄筋コンクリートの物性値

コンクリート	強度*1 Fc (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量*2 γ (kN/m ³)
	35.0	2.57×10 ⁴	1.07×10 ⁴	0.2	24
鉄筋	SD345相当 (SD35)				

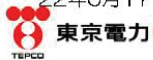
圧縮強度試験データ分析結果

設計基準強度	22.1	N/mm ²
試験体数	373	本
平均圧縮強度	37.4	N/mm ²
解析採用値	35.0	N/mm ²

*1：RC造部の剛性を評価する際に用いるコンクリート強度は、過去に原子力発電所内で実施された高経年化技術評価、コンクリート健全性評価及び建築設備点検等における圧縮強度試験結果から推定した実強度として、圧縮強度のばらつきを考慮し、平均値をやや下回る値を採用した。

*2：鉄筋コンクリートの値を示す。

総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部耐震・構造設計小委員会構造WG（第25回）Aサブグループ会合（平成22年6月17日）資料『福島第一原子力発電所3号機安全上重要な建物・構築物及び機器・配管系の耐震安全性評価』より



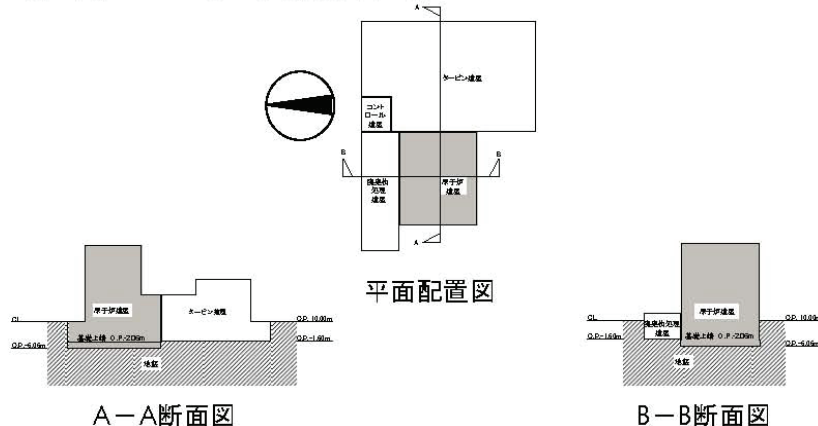
コメント回答②

②地盤による埋め込み効果の適用性について。

JEAC4601-2008では、地下部分の大部分（3面または面積で75%以上）が周辺地盤と接している場合には全面埋め込みと同様な埋め込み効果が期待できるものとしている。

1～4号機原子炉建屋周辺には隣接建屋があるが、基礎板側面については3面以上が周辺地盤と接しており、埋め込み効果が期待できるものとして、NOVAKの方法による側面ばねを考慮している。なお、タービン建屋・コントロール建屋・廃棄物処理建屋については、埋め込み効果は考慮していない。

原子炉建屋の周辺状況について、4号機を例示する。



4号機原子炉建屋（1F4-R/B）周辺状況



コメント回答③

③地下部に滞留水を貯留する建屋において、滞留水に含まれる塩化物による建屋の構造強度及び耐震性の低下のリスクについて

●現状評価

津波による浸水を受けた建屋（キャスク保管建屋）の鉄筋が、腐食による断面欠損を生じていないことを確認した。

また、淡水化装置により、地下滞留水の塩素イオン濃度が低下しており、平成25年度上半期には、全域で水道水の基準値200ppm以下になると推定した。

●今後の対策

今後、地下滞留水の塩素イオン濃度を継続的に確認すると共に、作業安全性が確保された時点で目視点検を実施する。

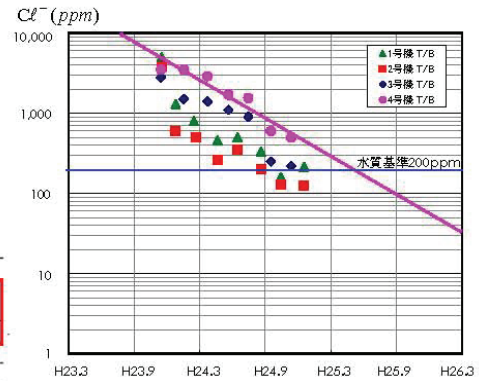
キャスク保管建屋鉄筋劣化評価結果(H24.8)

試験体	採取箇所	かぶり厚さ	鉄筋径	腐食グレード
N0.1	1階南東エリア	60mm	D13	II
N0.2	1階南西エリア(1)	60mm	D13	I
N0.3	1階南西エリア(2)	50mm	D13	I

解説 表10.3.3 腐食のグレードと鋼材の状態

腐食グレード	鋼材の状態
I	黒皮の状態、またはさびは生じているが全体的に薄い緻密なさびであり、コンクリート面にさびが付着していることはない。
II	部分的に浮きさびがあるが、小面積の斑点状である。
III	断面欠損は目視観察では認められないが、鉄筋の全周または全長にわたって浮きさびが生じている。
IV	断面欠損が生じている。

出展：2007年 コンクリート標準示方書 維持管理編（土木学会）



タービン建屋地下滞留水塩素イオン濃度経時変化

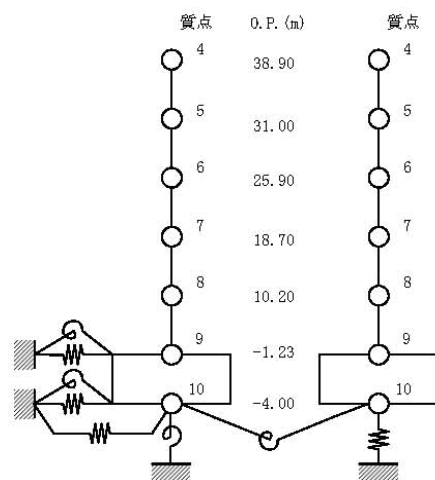
【参考資料】

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 1号機原子炉建屋 誘発上下動を考慮した影響検討

1号機原子炉建屋の地下滞留水を考慮した耐震安全性評価において、基準地震動Ssを用いた地震応答解析による検討を行った結果、NS方向のSs-2を用いた場合に、接地率は64.8%であり、「JEAC-4601-2008」に記載される基礎浮上がり非線形の評価式の適用範囲65%を下回った。

図に示す誘発上下動を考慮した解析モデルを用いて地震応答解析を行い、誘発上下動を無視した場合の応答値との比較を行う。



誘発上下動を考慮した解析モデル

参考1 1号機原子炉建屋 誘発上下動を考慮した影響検討

誘発上下動の有無による接地率及び耐震壁に生じるB1Fの最大応答せん断ひずみの比較を下表に示す。

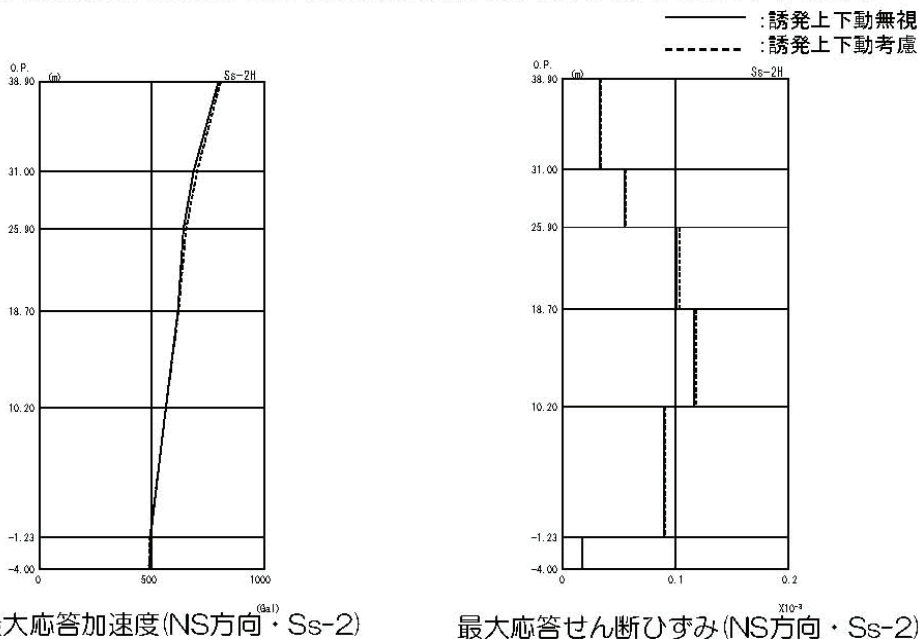
接地率及びB1Fの最大応答せん断ひずみ

地震波	方向	誘発上下動の有無	接地率	B1F 最大応答 せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)
Ss-2H	NS	無視	64.8%	0.09
		考慮	65.6%	0.09

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 1号機原子炉建屋 誘発上下動を考慮した影響検討

誘発上下動の有無による最大応答加速度及び最大応答せん断ひずみを下図に示す。



⇒ 結果より誘発上下動の有無が、最大応答値に与える影響は小さい。

参考2 4号機原子炉建屋耐震安全性評価結果の概要

○原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

- ・4号機原子炉建屋について、使用済燃料取り出し時の状況を質点重量に反映するとともに、損傷状況の調査において損傷が確認された箇所および平成24年6月報告書*1において外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視したモデルを作成し、基準地震動Ssに対する地震応答解析を実施。
- ・解析の結果、耐震壁に発生するせん断ひずみは評価基準値を大きく下回っていることから、原子炉建屋は十分な耐震安全性を有しているものと評価した。

○使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）

- ・使用済燃料プールについて、使用済燃料取り出し時の状況における重量変化および使用済燃料プール底部の支持構造物等を反映するとともに、損傷状況の調査において損傷が確認された箇所および平成24年6月報告書*1において外壁の一部膨らみが確認された箇所の剛性を無視したモデルを作成し、基準地震動Ssに対する応力解析を実施。
- ・解析の結果、使用済燃料プールにおける鉄筋のひずみ、面外せん断力は評価基準値に対して十分余裕があることから、使用済燃料プールは十分な耐震安全性を有しているものと評価した。

*1「福島第一原子力発電所4号機原子炉建屋の外壁の局所的な膨らみを考慮した耐震安全性に関する検討に係る報告書」
 （平成24年6月、東京電力株式会社）

参考2 4号機原子炉建屋耐震安全性評価結果の概要

福島第一原子力発電所第4号機原子炉建屋において、燃料取り出し用カバーの設計および瓦礫撤去の進捗に伴い、使用済燃料の取り出し時における建屋の状況および躯体の損傷状況が明らかになってきた。



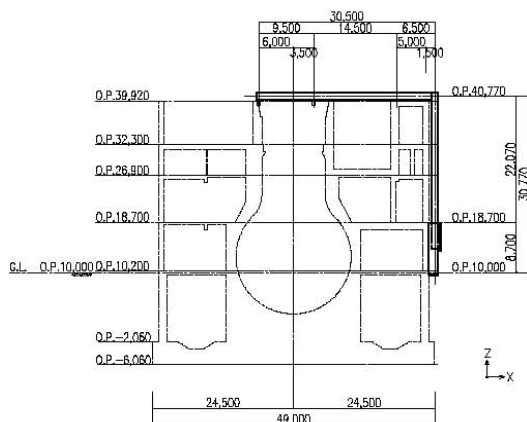
平成23年5月28日に報告した「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その1）」（東京電力株式会社）（以下、平成23年報告書という）から、状況の変化を反映し、使用済燃料の取り出し時を想定した4号機原子炉建屋および使用済燃料プールの耐震安全性に関する検討を実施した。

参考3 4号機使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況

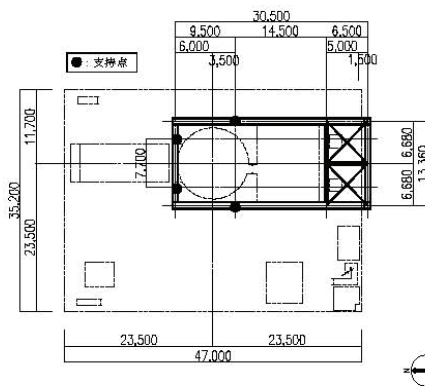
No	考慮した項目	内容
①	オペフロ上部の瓦礫撤去	R階およびCR階から崩落した瓦礫を撤去
②	オペフロからの機器撤去	オペフロ上から機器を撤去
③	燃料取扱機支持用架構の設置	燃料取扱機支持用架構を設置
④	雨水浸入対策のための構造物の設置	燃料取り出し用カバーで覆われない範囲に雨水浸入対策のための構造物を設置
⑤	使用済燃料プール底部の支持構造物	使用済燃料プール底部の支持構造物（鋼製支柱、コンクリート）を設置
⑥	ヤード整備の実施	ヤード整備のため、西側下屋上に1m程度の覆土を実施
⑦	地下滞留水の考慮	B1階からMB1階までに滞留した水の存在を考慮
⑧	使用済燃料プールの循環冷却の開始	使用済燃料プールの循環冷却の開始により水温が低下（管理温度65℃）

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 4号機使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況



燃料取扱機支持用架構
南北断面図

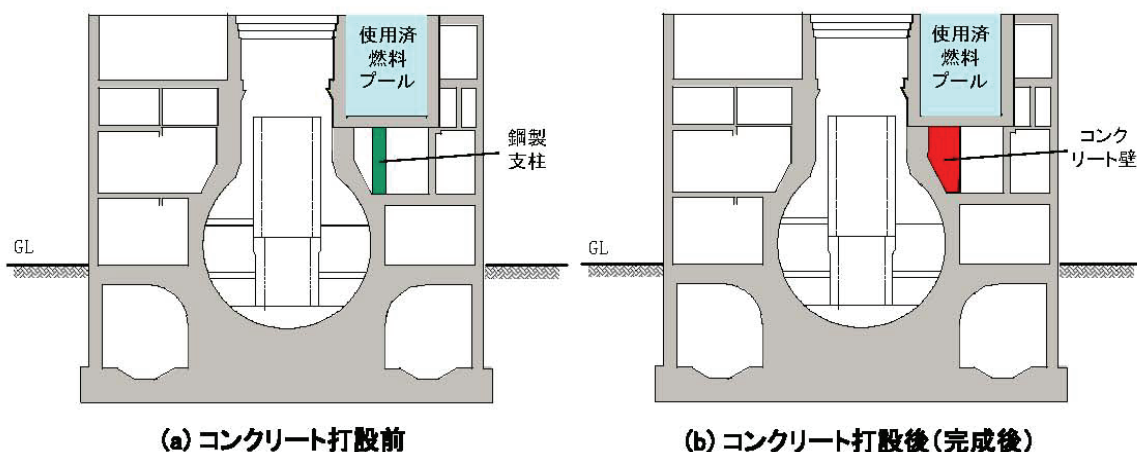


(単位:mm)

燃料取扱機支持用架構
梁伏図(O.P.41,420)

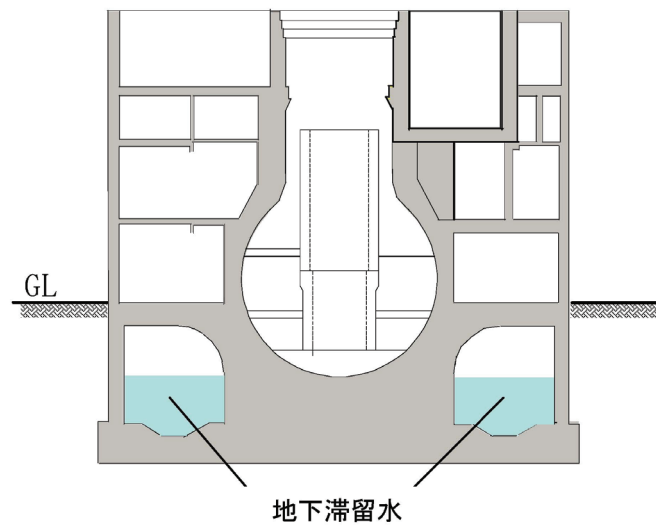
参考3 4号機使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況

平成24年7月30日 設置



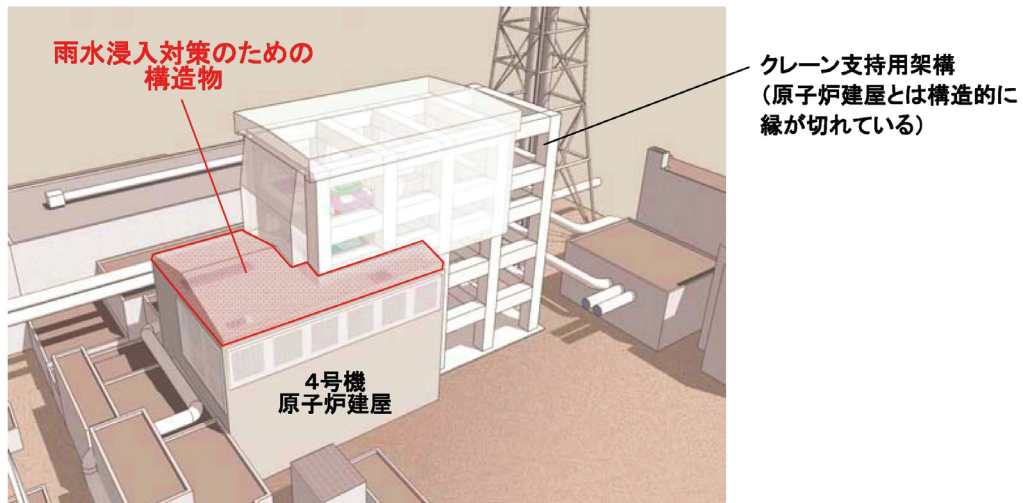
使用済燃料プール底部の支持構造物のイメージ(南北断面図)

参考3 4号機使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況



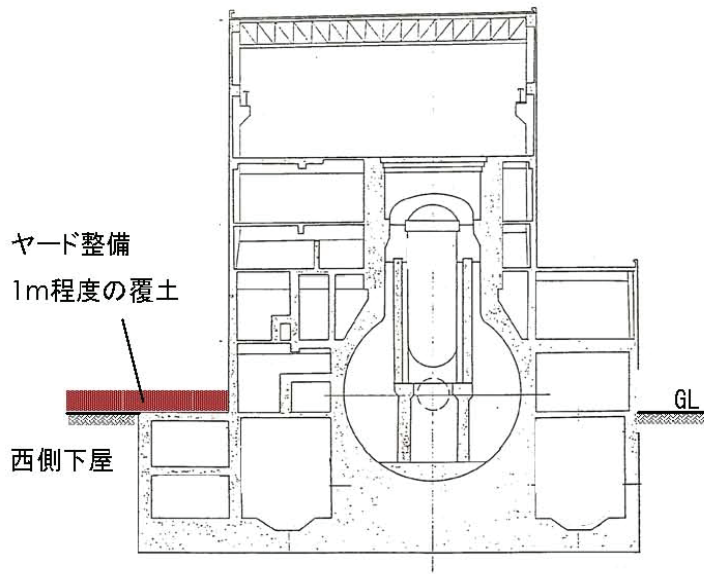
地下滞留水のイメージ(南北断面図)

参考3 4号機使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況



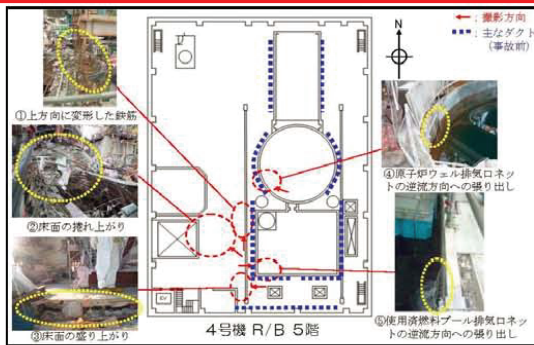
雨水浸入対策のための構造物のイメージ

参考3 4号機使用済燃料プールの取り出し時における原子炉建屋の状況

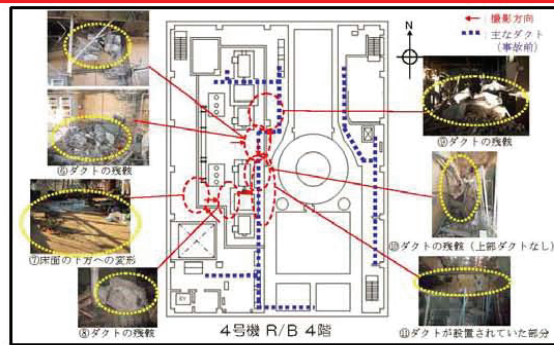


ヤード整備のイメージ(東西断面図)

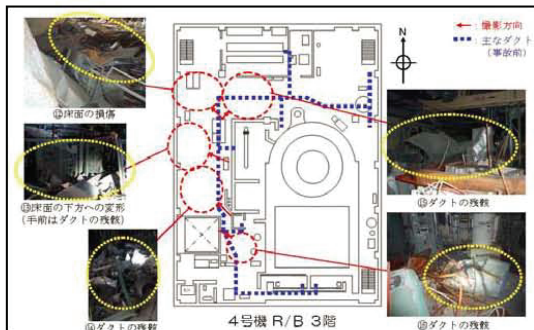
参考4 4号機原子炉建屋躯体の損傷状況



5階



4階

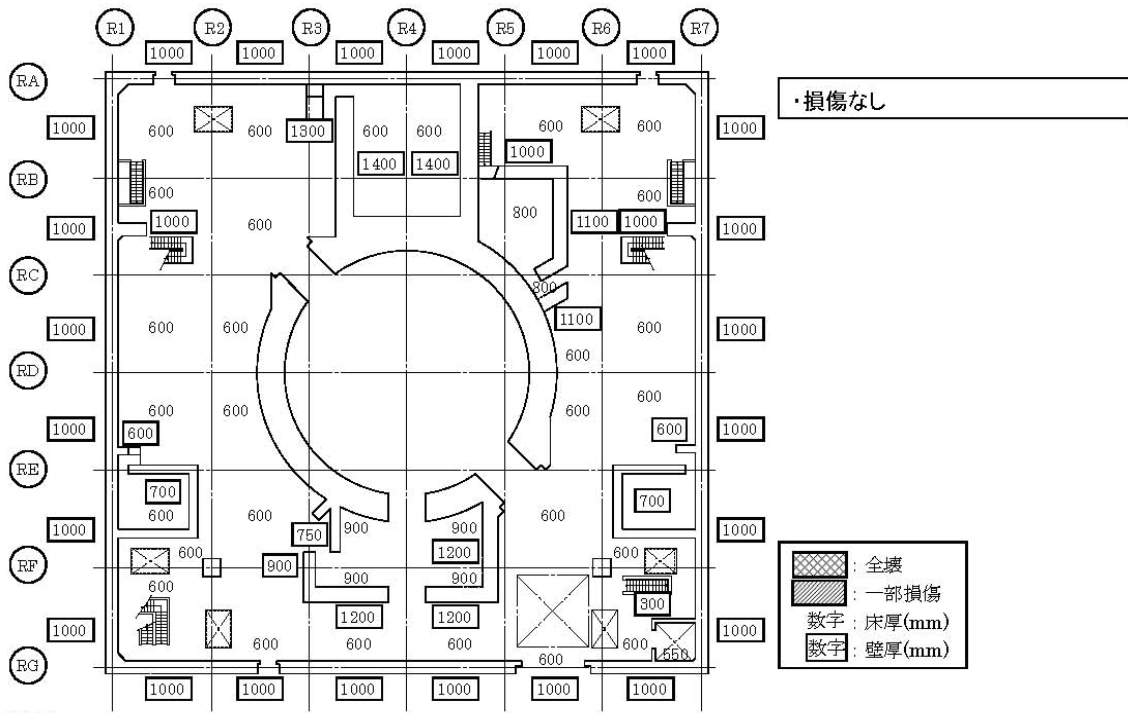


3階

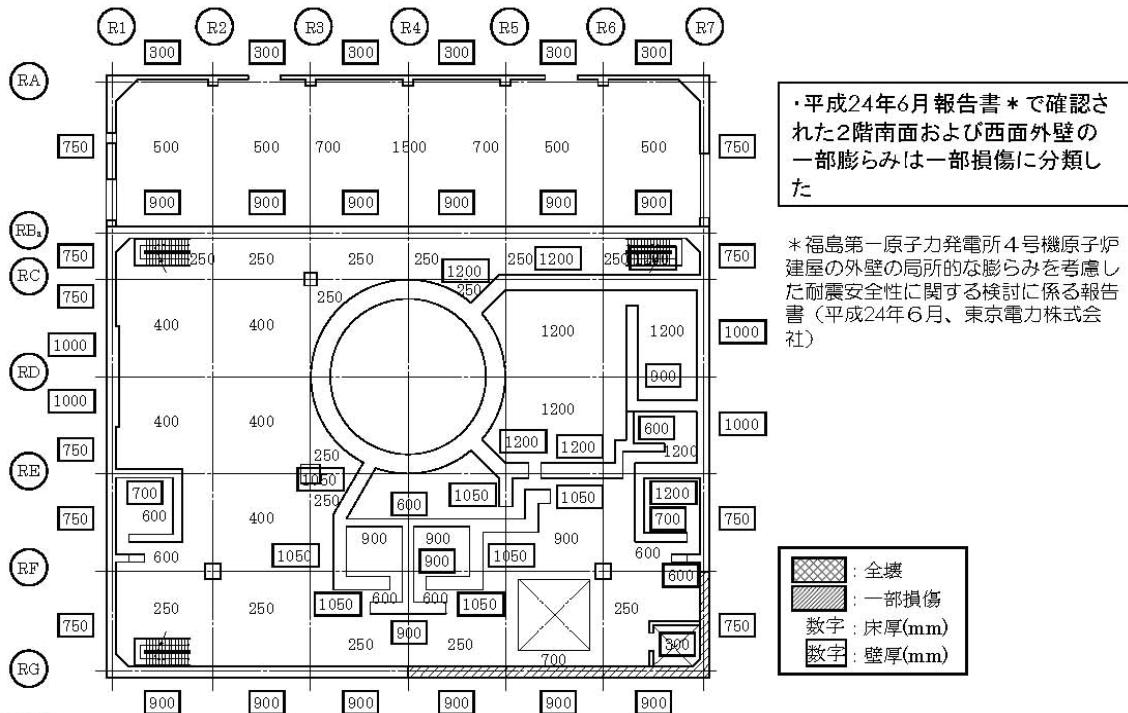
建屋内の損傷状況に関する調査結果
(3~5階)

事故調査報告書(平成24年6月、東京電力株式会社)より

参考4 4号機原子炉建屋躯体の損傷状況（1階）



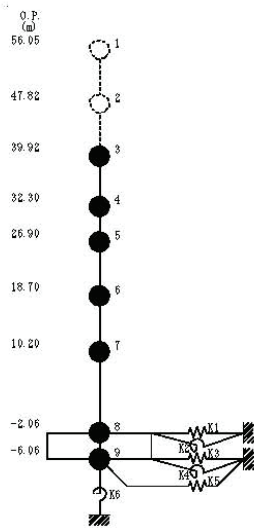
参考4 4号機原子炉建屋躯体の損傷状況（2階）



*福島第一原子力発電所4号機原子炉建屋の外壁の局所的な膨らみを考慮した耐震安全性に関する検討に係る報告書（平成24年6月、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5 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

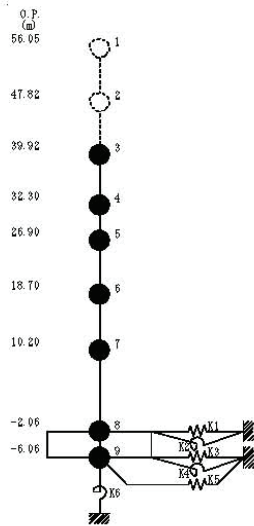


質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面2次モーメント I (m^4)
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	69,940	128.73	—	—
4	87,140	160.44	147.1	10,080
5	127,760	235.14	102.2	14,387
6	129,030	237.57	202.7	32,567
7	218,480	402.18	175.4	46,774
8	353,740	707.83	460.4	114,194
9	132,390	264.88	2,812.6	562,754
合計	1,118,480			

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%
 基礎形状 49.0m(NS方向) \times 57.4m(EW方向)

建屋モデル（NS方向）

参考5 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



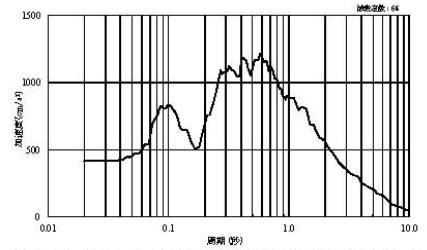
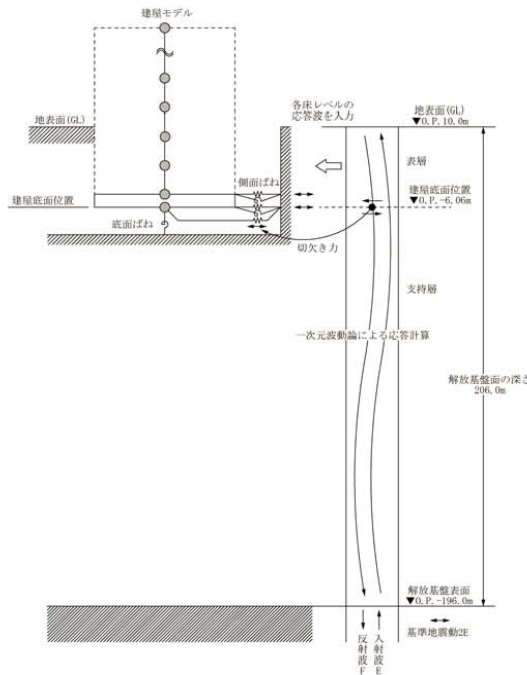
質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面2次モーメント I (m^4)
1	—	—	—	—
2	—	—	—	—
3	69,940	72.20	—	—
4	87,140	89.98	73.0	5,928
5	127,760	235.14	98.3	6,182
6	129,030	237.57	161.6	23,344
7	218,480	599.92	166.4	46,303
8	353,740	1021.56	424.5	136,323
9	132,390	346.27	2,812.6	772,237
合計	1,118,480			

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%
 基礎形状 49.0m(NS方向) \times 57.4m(EW方向)

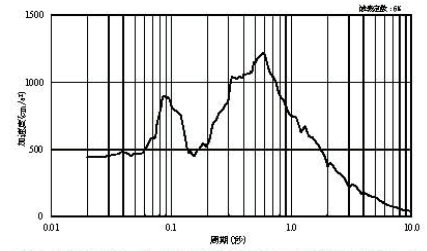
建屋モデル（EW方向）

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5 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



建屋基礎底面への入力地震動の応答スペクトル (Ss-1、基礎底面E+F)



建屋基礎底面への入力地震動の応答スペクトル (Ss-2、基礎底面E+F)

地震応答解析の概要

参考5 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

固有値解析結果（Ss-1、NS方向）

モード 次数	1	2	3
固有振動数 (Hz)	2.67	5.71	13.90
固有周期 (s)	0.374	0.175	0.072
固有モード	<p>FREQ = 2.67 (Hz) PERIOD = 0.3738 (sec) DMPFRAC = 0.0000 (1/2) BETA = 1.470</p>	<p>FREQ = 5.71 (Hz) PERIOD = 0.1729 (sec) DMPFRAC = 0.0000 (1/2) BETA = 0.411</p>	<p>FREQ = 13.90 (Hz) PERIOD = 0.0720 (sec) DMPFRAC = 4.332 (1/2) BETA = 0.087</p>

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5 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

固有値解析結果（Ss-1、EW方向）

モード 次数	1	2	3
固有振動数 (Hz)	2.75	5.76	11.97
固有周期 (s)	0.363	0.174	0.084
固有モード			

参考5 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

固有値解析結果（Ss-2、NS方向）

モード 次数	1	2	3
固有振動数 (Hz)	2.72	5.80	13.94
固有周期 (s)	0.368	0.172	0.072
固有モード			

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5 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

固有値解析結果（Ss-2、EW方向）

モード 次数	1	2	3
固有振動数 (Hz)	2.80	5.85	12.03
固有周期 (s)	0.358	0.171	0.083
固有モード			

参考5 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

地盤定数（Ss-1）

標高 O.P. (m)	地質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γt (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G ₀ (kN/m ²)	剛性低下率 G/G ₀	せん断弾性 係数 G (kN/m ²)	剛性低下後 S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0									
1.9	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
-10.0	泥岩	450	16.5	0.464	341,000	0.78	266,000	398	3
-80.0		500	17.1	0.455	436,000		340,000	442	
-108.0		560	17.6	0.446	563,000		439,000	495	
-196.0		600	17.8	0.442	653,000		509,000	530	
-196.0	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

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

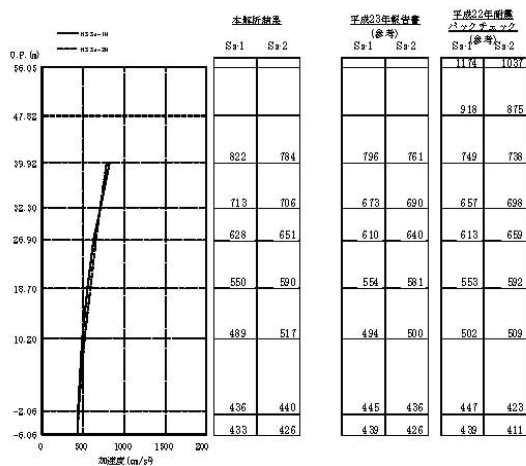
参考5 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

地盤定数（S s-2）

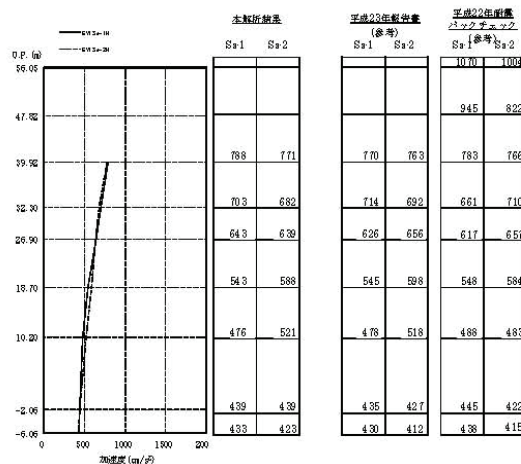
標高 O.P. (m)	地質	S波速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γt (kN/m ³)	ポアソン比 ν	初期せん断 弾性係数 G ₀ (kN/m ²)	剛性低下率 G/G ₀	せん断弾性 係数 G (kN/m ²)	剛性低下後 S波速度 Vs (m/s)	減衰定数 h (%)
10.0	砂岩	380	17.8	0.473	262,000	0.85	223,000	351	3
1.9		450	16.5	0.464	341,000	0.81	276,000	405	3
-10.0	泥岩	500	17.1	0.455	436,000		353,000	450	
-80.0		560	17.6	0.446	563,000		456,000	504	
-108.0		600	17.8	0.442	653,000		528,000	540	
-196.0	解放基盤	700	18.5	0.421	924,000	1.00	924,000	700	—

参考5 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

NS方向



EW方向



最大応答加速度（水平方向）

参考5 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）

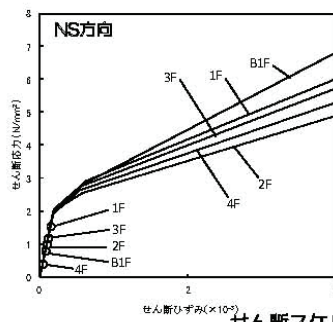
耐震壁の最大応答せん断ひずみ一覧（最大応答せん断ひずみ、NS方向）
($\times 10^{-3}$)

階	本検討		平成22年耐震 バックチェック		評価 基準値
	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2	
CRF	-	-	0.10	0.09	4.0
5F	-	-	0.17	0.15	
4F	0.04	0.04	0.05	0.05	
3F	0.11	0.11	0.08	0.08	
2F	0.10	0.10	0.09	0.09	
1F	0.15	0.15	0.15	0.16	
B1F	0.08	0.08	0.08	0.08	

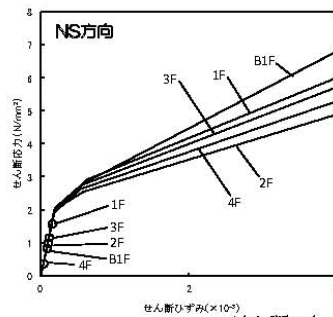
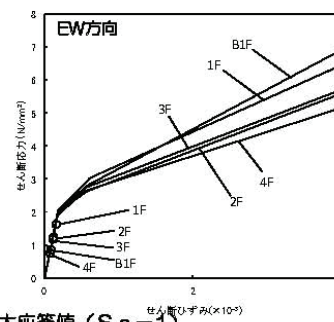
耐震壁の最大応答せん断ひずみ一覧（最大応答せん断ひずみ、EW方向）
($\times 10^{-3}$)

階	本検討		平成22年耐震 バックチェック		評価 基準値
	Ss-1	Ss-2	Ss-1	Ss-2	
CRF	-	-	0.12	0.12	4.0
5F	-	-	0.30	0.20	
4F	0.08	0.07	0.08	0.08	
3F	0.12	0.11	0.11	0.11	
2F	0.12	0.12	0.12	0.12	
1F	0.16	0.16	0.16	0.17	
B1F	0.09	0.09	0.08	0.09	

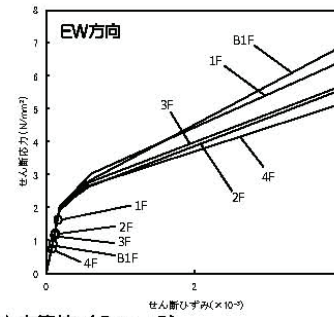
参考5 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



せん断スケルトン曲線の最大応答値 (Ss-1)

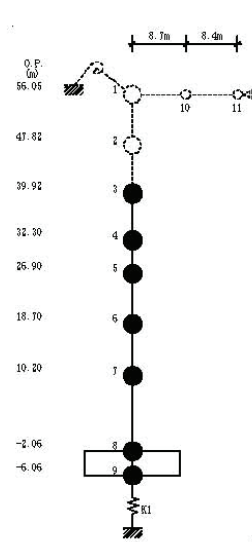


せん断スケルトン曲線の最大応答値 (Ss-2)



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

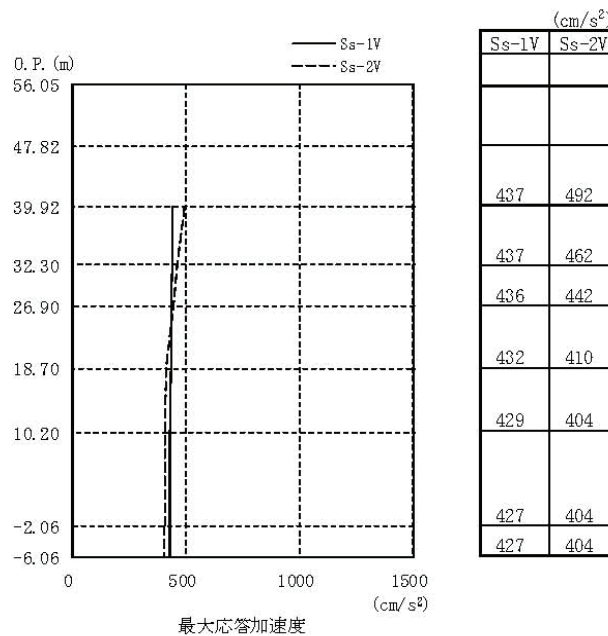
参考5 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



質点番号	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)
1	—	—	—
2	—	—	—
3	69,940	204.5	6.90
4	87,140	210.7	10.03
5	127,760	354.5	11.11
6	129,030	340.6	10.30
7	218,480	654.7	13.72
8	353,740	2,812.6	180.71
9	132,390	—	—
合計	1,118,480	ヤング係数E _c せん断弾性係数G ポアソン比ν 減衰β 基礎形状	2.57×10 ⁷ (kN/m ²) 1.07×10 ⁷ (kN/m ²) 0.20 5% 49.0m (NS方向)×57.4m (EW方向)

建屋モデル（鉛直方向）

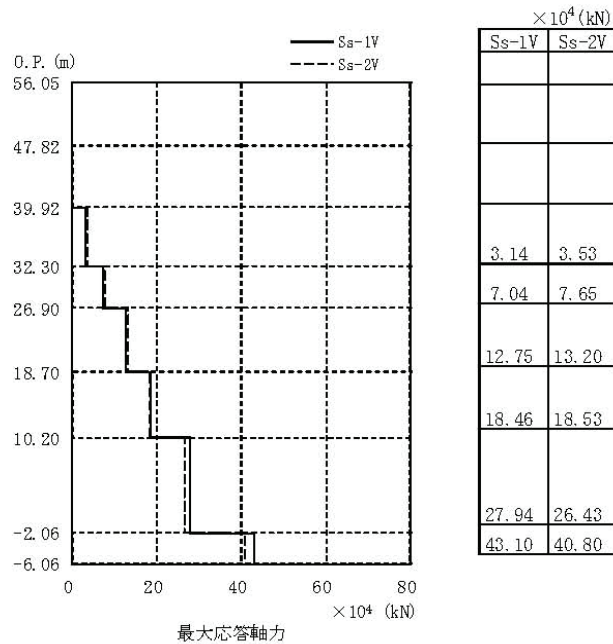
参考5 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



最大応答加速度（鉛直方向）

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5 4号機原子炉建屋の耐震安全性評価（質点系モデルによる解析）



最大応答加速度（鉛直方向）

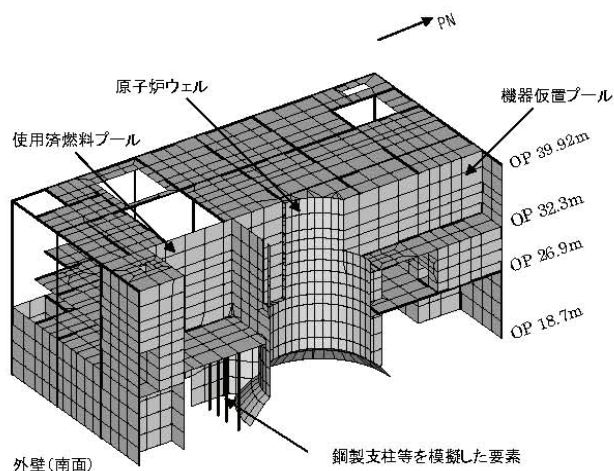
参考6 4号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）

解析条件

項目		内容
モデル	壁 (プール・シェル含む)	全壊・一部損傷の壁の剛性を0%とする
	床 (プール含む)	全壊・一部損傷の床の剛性を0%とする
	補強効果	使用済燃料プール底部の支持構造物の鋼製支柱を模擬
荷重	死荷重	オペフロ上部瓦礫撤去、燃料取扱機支持用架構荷重等を反映
	静水圧	使用済燃料プール、原子炉ウェル、機器仮置プールが満水状態にあると仮定した場合の静水圧を考慮
	温度荷重	一律内部65℃、外部0℃、炉内40℃
	地震荷重	損傷を考慮した質点系モデルによる基準地震動Ssに対する地震応答解析結果に基づき、水平および鉛直方向の地震荷重を考慮
	その他の荷重	地震時動水圧
燃料取扱機支持用架構反力		燃料取扱機支持用架構の反力を考慮する

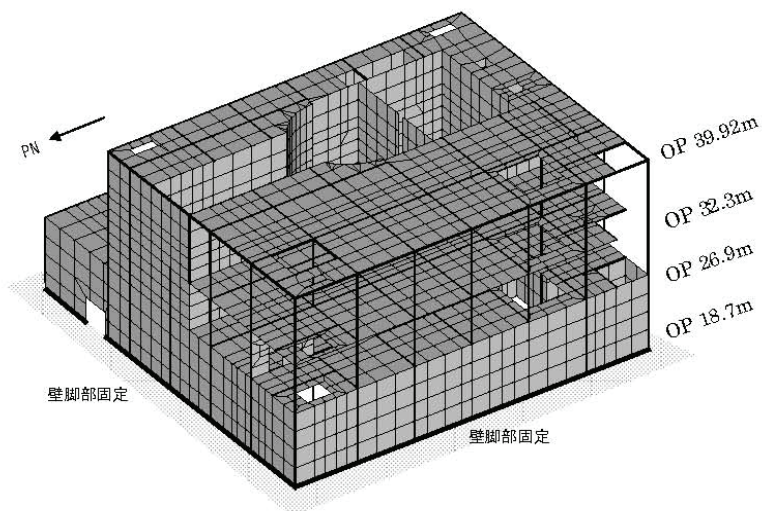
O.P.表記は震災前の「旧O.P.表記」を指す。
 T.P.表記に換算する際は、震災後の地盤沈下量(-709mm)とO.P.から
 T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算する。
 <換算式> T.P.=旧O.P.-1,436mm

参考6 4号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）



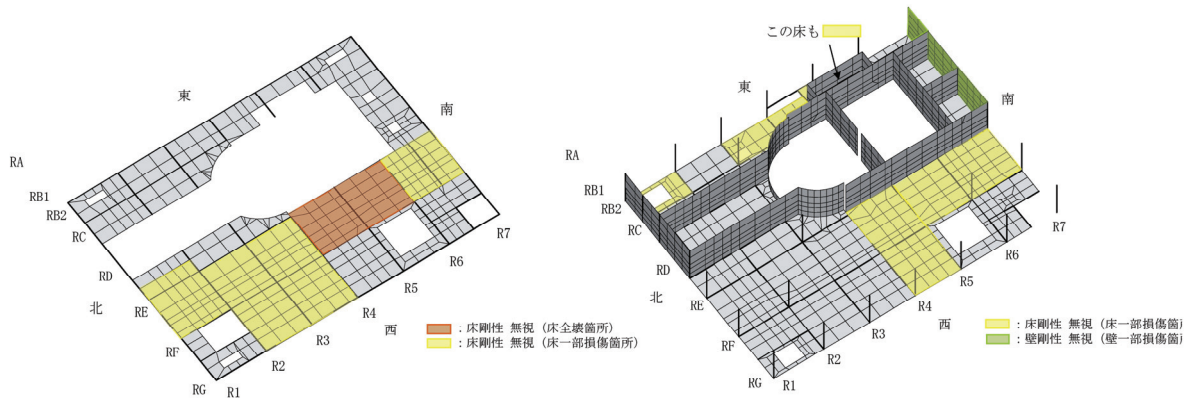
断面

参考6 4号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）



境界条件

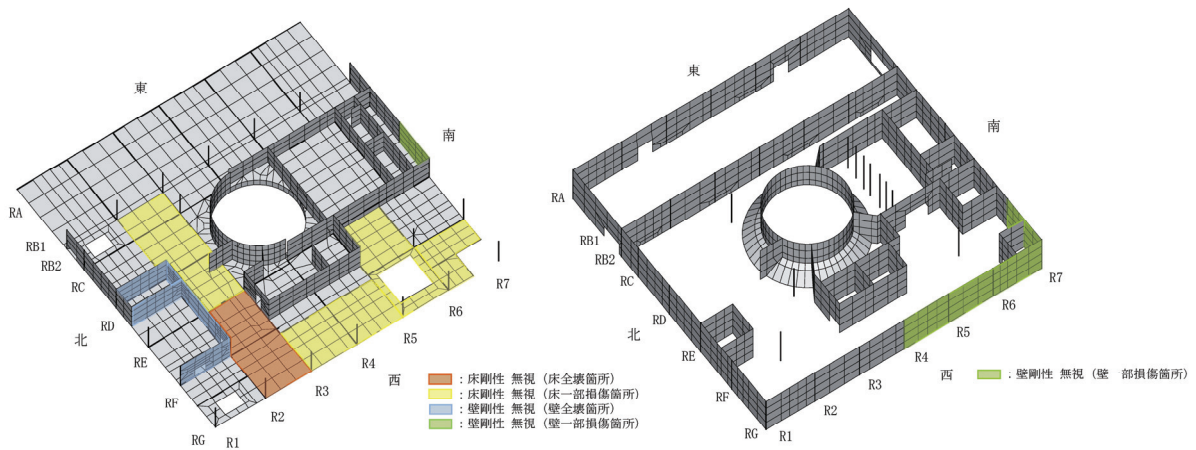
参考6 4号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）



損傷状況 アイソメ図 5階

損傷状況 アイソメ図 4階

参考6 4号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）

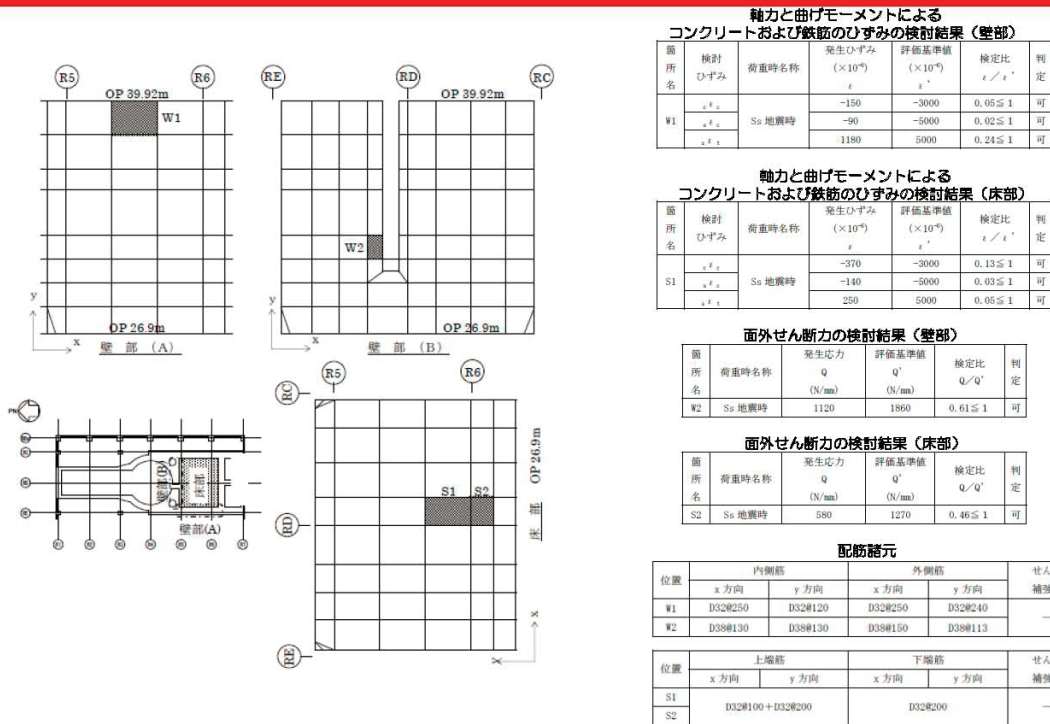


損傷状況 アイソメ図 3階

損傷状況 アイソメ図 2階

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6 4号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）



評価結果と配筋諸元

無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

参考6 4号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）

【パラメトリックスタディ】

基本ケースとの剛性の設定の比較

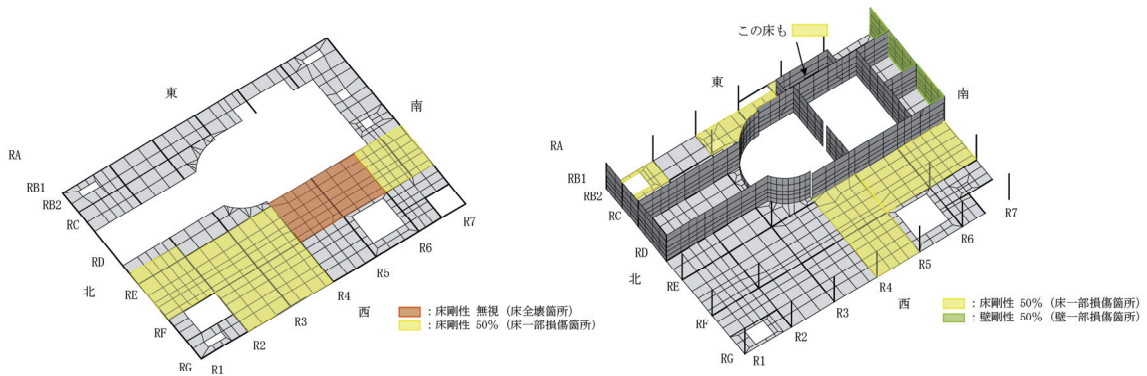
ケース	壁の剛性の設定			床スラブの剛性の設定	
	全壊箇所*1	一部損傷箇所*1	膨らみ部*2	全壊箇所*1	一部損傷箇所*1
基本ケース	0%	0%	0%	0%	0%
パラメータケース	0%	50%	50%	0%	50%



無断複製・転載禁止 東京電力株式会社

参考6 4号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）

【パラメトリックスタディ】

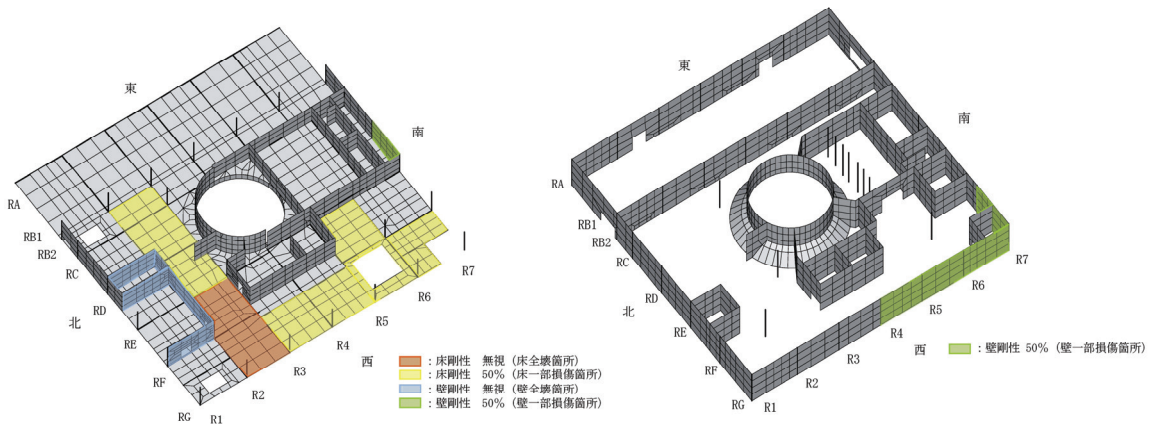


損傷モデル アイソメ図 5階

損傷モデル アイソメ図 4階

参考6 4号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）

【パラメトリックスタディ】



損傷モデル アイソメ図 3階

損傷モデル アイソメ図 2階

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6 4号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）

【パラメトリックスタディ】

評価基準値に対する発生ひずみもしくは発生応力の比（検定比*1）の比較

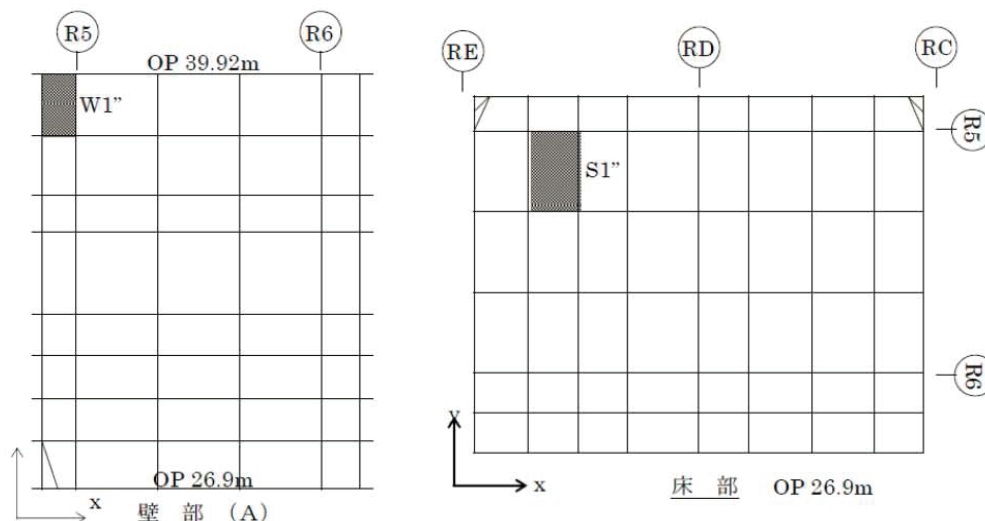
	箇所名	評価項目	基本 ケース	パラメータ ケース
プール壁	W1	鉄筋ひずみ	0.24	0.22*2
		コンクリートひずみ	0.05	0.06*2
	W2	面外せん断力	0.61	0.43
プール床	S1	鉄筋ひずみ	0.05	0.05*2
		コンクリートひずみ	0.13	0.13*2
	S2	面外せん断力	0.46	0.48

*1：表中の値は、1以下であれば評価基準を満たしていることを示している。

*2：プール壁及びプール床のひずみは、評価基準値に対する発生ひずみおよび発生応力の比（検定比）が最大となる箇所が基本ケースとパラメータケースで異なっており、上記表上のパラメータケースにおけるひずみには、検定比が最大となる箇所の値ではなく、基本ケースと同じ箇所の値を記載している。なお、パラメータケースにおける検定比が最大となる箇所は図-5に示す壁部(A)のW1”および、床部のS1”であり、検定比はW1”の鉄筋ひずみで0.24、S1”のコンクリートひずみで0.13である。

参考6 4号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）

【パラメトリックスタディ】



パラメータケースにおけるプール壁の面外せん断力の裕度が最大となる箇所

参考6 4号機使用済燃料プールの耐震安全性評価（3次元FEM解析）

【パラメトリックスタディ】

コンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（壁部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-4}$) ϵ	評価基準値 ($\times 10^{-4}$) ϵ'	検定比 ϵ/ϵ'	判定
W1	ϵ_{fc}	Ss 地震時	-180	-3000	$0.06 \leq 1$	可
	ϵ_{sc}		-90	-5000	$0.02 \leq 1$	可
	ϵ_{st}		1080	5000	$0.22 \leq 1$	可
W1"	ϵ_{fc}	Ss 地震時	-320	-3000	$0.11 \leq 1$	可
	ϵ_{sc}		-240	-5000	$0.05 \leq 1$	可
	ϵ_{st}		1200	5000	$0.24 \leq 1$	可

面外せん断力の検討結果（壁部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q/Q'	判定
W2	Ss 地震時	790	1860	$0.43 \leq 1$	可

軸力と曲げモーメントによるコンクリートおよび鉄筋のひずみの検討結果（床部）

箇所名	検討ひずみ	荷重時名称	発生ひずみ ($\times 10^{-4}$) ϵ	評価基準値 ($\times 10^{-4}$) ϵ'	検定比 ϵ/ϵ'	判定
S1	ϵ_{fc}	Ss 地震時	-370	-3000	$0.13 \leq 1$	可
	ϵ_{sc}		-150	-5000	$0.03 \leq 1$	可
	ϵ_{st}		240	5000	$0.05 \leq 1$	可
S1"	ϵ_{fc}	Ss 地震時	-370	-3000	$0.13 \leq 1$	可
	ϵ_{sc}		-200	-5000	$0.04 \leq 1$	可
	ϵ_{st}		180	5000	$0.04 \leq 1$	可

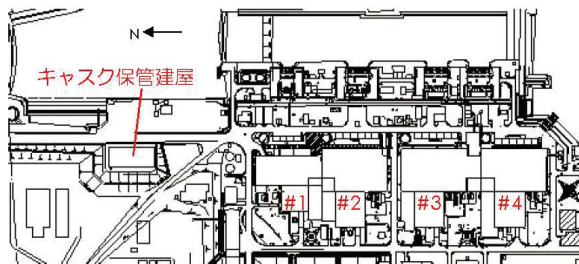
面外せん断力の検討結果（床部）

箇所名	荷重時名称	発生応力 Q (N/mm)	評価基準値 Q' (N/mm)	検定比 Q/Q'	判定
S2	Ss 地震時	600	1270	$0.48 \leq 1$	可

参考7 滞留水に含まれる塩化物による建屋劣化リスク

H23.12まで津波による浸水を受けたキャスク保管建屋の鉄筋コンクリート壁に対して、H24.8に劣化調査を実施したところ、鉄筋の腐食による断面欠損は生じていないことを確認した。

これより、地下滞留水を貯留する建物についても、現時点において構造に影響を与えるような塩分浸透による劣化はないものと評価した。



キャスク保管建屋配置図



鉄筋採取位置(No.1)

キャスク保管建屋鉄筋劣化評価結果

試験体	採取箇所	かぶり厚さ	鉄筋径	腐食グレード
NO. 1	1階南東エリア	60mm	D13	II
NO. 2	1階南西エリア(1)	60mm	D13	I
NO. 3	1階南西エリア(2)	50mm	D13	I



No.1（腐食グレードII）



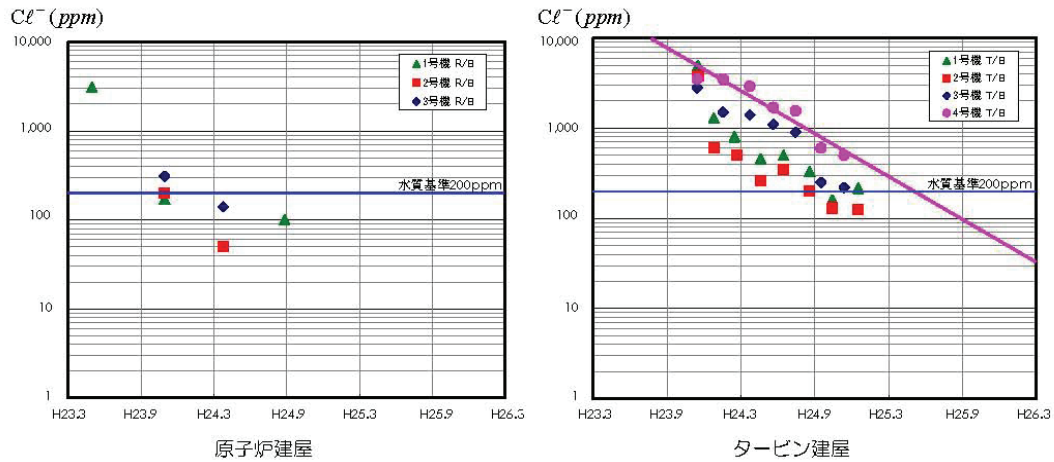
No.2（腐食グレードI）



No.3（腐食グレードI）

参考7 滞留水に含まれる塩化物による建屋劣化リスク

- 塩分除去した水を注水することにより、地下滞留水の塩素イオン濃度は、経時的に減少している。
- ・原子炉建屋では、すでに水道水の塩素イオン基準値200ppmを下回っている。
 - ・タービン建屋では、平成25年上半期には、概ね200ppm以下になると推定した。
- これから、地下滞留水を貯留する建物については、平成25年度下半期以降は構造に影響を与えるような塩分浸透による劣化はないものと評価した。



地下滞留水塩素イオン濃度経時変化

特定原子力施設監視・評価検討会
(第21回)
参考6

福島第一原子力発電所4号機原子炉建屋
健全性確認のための定期点検頻度の見直しについて

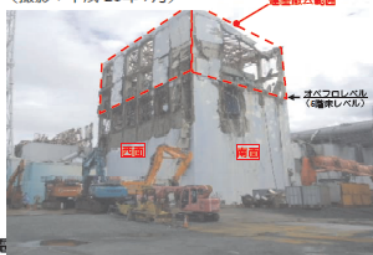
平成26年5月2日
東京電力株式会社



1.概要

- 4号機原子炉建屋は水素爆発により建屋の上部が損傷したが、FEM等の詳細な解析にて「原子炉建屋」および「使用済燃料プール」が十分な耐震性を有していることを確認している。
- さらに使用済燃料プール底部を鋼製支柱とコンクリート壁にて強化している。(平成23年7月30日 工事完了)
- 国内外からの4号機への不安払拭の観点も含めて建物の健全性を確認することを目的に2012年5月から年4回の頻度で、定期点検を実施してきた。(2年間(計8回))
- 第1回～8回の定期点検を通し、**建屋に経時的に有意な変化はなく、「原子炉建屋」および「使用済燃料プール」が十分な耐震性を有している状態**であることを学識経験者の立会いのもと確認している。
- 「これまでの点検結果から経時的に有意な変化がないこと」「作業員の被ばく抑制」の観点から、定期点検の頻度見直しを行う。
- なお、上記について、「特定原子力施設に係る実施計画の変更認可」を申請中(2014年4月16日)

(撮影：平成 23年 9月)

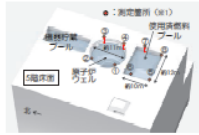


(撮影：平成 25年 11月)



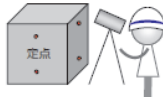
2.点検項目について

- 定期点検では、以下の4項目の点検を年4回実施。



①水位測定

原子炉ウェルと使用済燃料プールそれぞれの四隅の上端から水面までの距離を測定することで、建屋の傾きを確認するために実施。



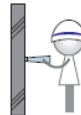
②外壁面の測定

外壁面の上下に定点を設置し光学機器により上下点の水平差から建屋の傾きを確認するために実施。



③目視点検

使用済燃料プールの躯体およびプールを支持する躯体等にひび割れや鉄筋腐食の兆候を確認するために実施。



④コンクリートの強度確認

- ・水素爆発によるコンクリート強度に影響がないことを確認するために実施。
- ・局所的にふくらみが確認された箇所のコンクリート強度低下がないことを確認するために実施。

3.水位測定結果(第1回～第8回)+2回

- 原子炉ウェルおよび使用済燃料プールの四隅の測定値は、ほぼ同じである。
- 5階床面とそれぞれの水面とが平行であり、建屋が傾いていないことを確認。
- また測定差は、ほぼ一定であり、建屋が傾いていく兆候がないことを確認。

【原子炉ウェル】 水位※1の測定結果

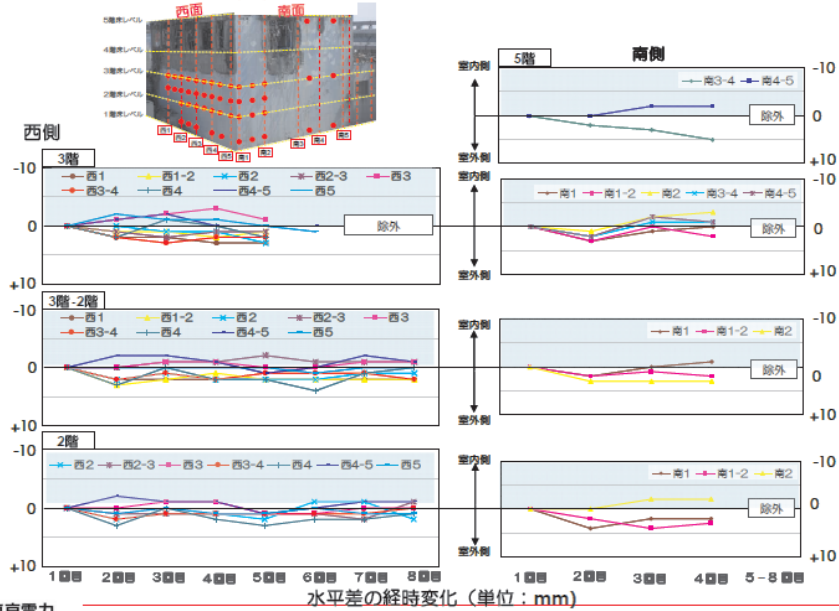
測定点	測定日									
	H24.2.7 (-)	H24.4.12 (-)	H24.5.18 (第1回)	H24.8.21 (第2回)	H24.11.20 (第3回)	H25.2.6 (第4回)	H25.5.21 (第5回)	H25.8.6 (第6回)	H25.11.28 (第7回)	H26.3.11 (第8回)
①	462	476	492	462	463	465	467	465	481	465
②	463	475	492	462	464	464	465	465	481	463
③	462	475	492	461	463	463	464	465	482	463
④	464	475	492	461	463	463	465	466	482	463
測定差	2mm	1mm	0mm	1mm	1mm	2mm	3mm	1mm	1mm	2mm

【使用済燃料プール】

測定点	測定日									
	H24.2.7 (-)	H24.4.12 (-)	H24.5.18 (第1回)	H24.8.21 (第2回)	H24.11.20 (第3回)	H25.2.6 (第4回)	H25.5.21 (第5回)	H25.8.6 (第6回)	H25.11.28 (第7回)	H26.3.11 (第8回)
⑤	※2)	468	461	453	443	444	439	448	490	453
⑥		468	461	453	444	443	439	446	490	452
⑦		468	461	452	442	443	439	446	490	453
⑧		468	461	452	443	443	438	446	489	453
測定差	-	0mm	0mm	1mm	2mm	1mm	1mm	2mm	1mm	1mm

3.外壁面の測定結果(第1回～第8回)

■ 建屋が傾いていくような兆候がないことを確認 ※燃料取り出し用カパー工事等と干渉した測定点は、計測から除外した。



※光学機器の計測誤差が±2mm程度であり、またコンクリートの熱膨張により5mm程度の差が生じる可能性があり、計測誤差の範囲内の変動であると考える。 4

3.目視調査結果(第1回～第8回)

■ 幅1mm以上^(※1)のひび割れや鉄筋腐食の兆候である錆汁などがないことを確認。

【使用済燃料プール側壁(4階)のひび割れ状況】



【使用済燃料プール側壁(3階)のひび割れ状況】

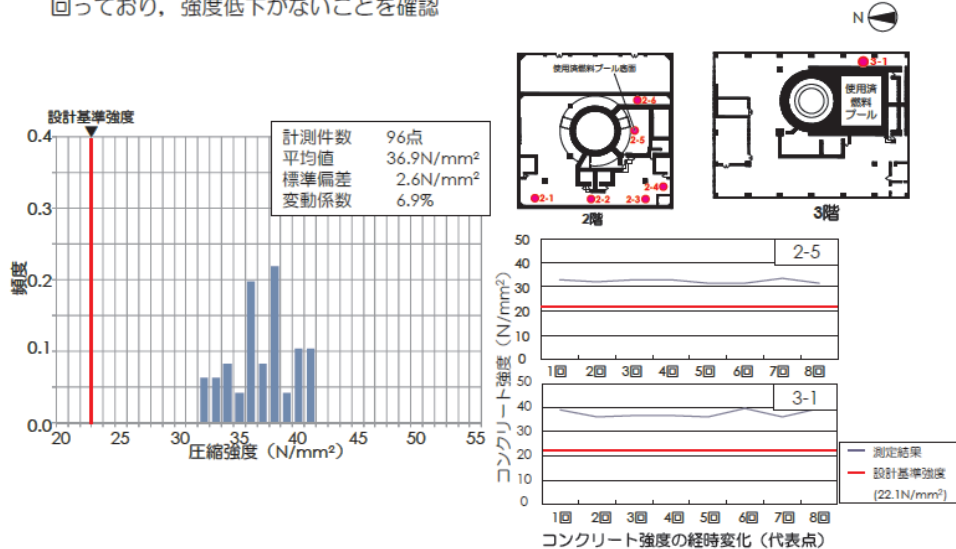


※1:ひび割れ幅1mm:耐久性の観点で検討が必要となるひび割れ幅。日本建築学会「原子力施設における建築物の維持管理指針・同解説」
東京電力

3. コンクリート強度結果(第1回～第8回)

※全測定データはP12,13参照

- 使用済み燃料プール躯体等のコンクリート強度※1は、設計基準強度(22.1N/mm²)を大きく上回っており、強度低下がないことを確認



※1 コンクリート強度は、シュミットハンマー法(コンクリートに打撃を与え、返ってきた衝撃により強度を推定する手法)による。

4. 定期点検頻度見直しの考え方

- 一般的に建屋定期点検の考え方は以下の通り。
 - ①短期的な点検：目視により建屋の劣化状況(ひび割れ、鉄筋腐食)の有無を比較的短い周期(1～5年程度)で確認
 - ②中長期的な点検：コンクリートの劣化状況(強度)を比較的長い周期(5～10年程度)で確認
 - ③臨時的な点検：大地震後などに目視により建屋の損傷状況(ひび割れ等)を臨時的に確認
- これまでの定期点検では、「目視点検」「コンクリート強度確認」「水位測定」「外壁面の測定」を年4回の頻度で実施。
 - ⇒これまでの点検結果に経時的に有意な変化がないこと、学識経験者からのコメント(P9参照)を踏まえ、一般的な建屋定期点検の考え方に照らし、全ての点検を同頻度で実施する必要性はないと判断。
- また、作業員の被ばく量低減の観点からも点検頻度の見直しが必要と判断。
 - ⇒定期点検による平均被ばく線量(第1回～第8回の平均)は、約2.3mSv・人/回である。
 - ⇒「外壁面の測定」による被ばく線量は、「水位測定」の約3倍である。
(外壁面の測定による平均被ばく線量:約0.3mSv/人・回、水位測定による平均被ばく線量:約0.1mSv/人・回)

5.今後の定期点検計画について

- 今後の定期点検における点検頻度は、以下の通りとする。
 - 「水位測定」と「目視点検」は、これまで通り**年4回実施**。
 - 「外壁面の測定」は、これまでの点検結果に**経時的に有意な変化がないこと**、「水位測定」の結果で判断可能なこと、外壁面に劣化の兆候があれば「目視点検」にて把握可能であること、**作業員の被ばく量が多い**ことから**年1回**に見直し。
 - 「コンクリート強度」は、中長期的な点検と位置づけられており、コンクリート物性に急な変化は生じないこと、これまでの点検結果が全て設計基準強度を大きく上回っていることから**年1回**に見直し。

点検項目	点検頻度		備考
	これまで	燃料取り出し完了まで	
水位測定	4回/年	4回/年 (変更なし)	
外壁面の測定		1回/年	長期計測用の測定点(15点)を新たに設置。(P14参照)
目視点検		4回/年 (変更なし)	
コンクリートの強度確認		1回/年	今後の測定点はP15参照。

- また、震度5弱以上の地震が発生した場合には、準備が整い次第、目視点検を実施し、建屋の損傷状況を確認する。(目視点検にて異常が確認された場合には、詳細な点検を実施)

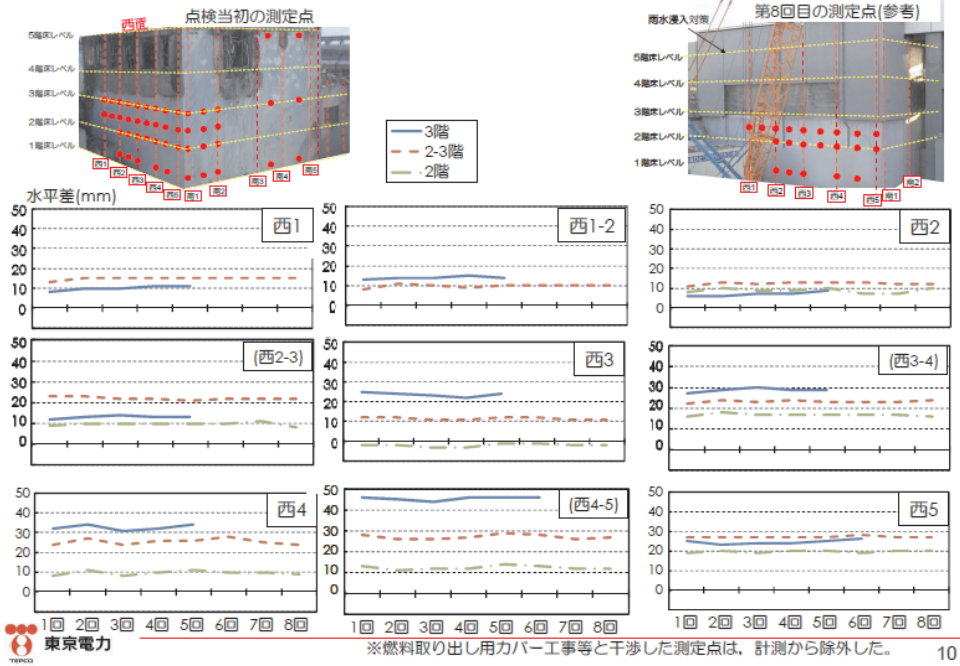
【参考①】学識経験者からの主なコメント

■学識経験者※からの主なコメント

点検項目	学識経験者からのコメント
水位測定	プール水位の計測により建屋全体の挙動を捉えることが出来るので、 これからも定期的な計測が必要 と思う。
外壁面の測定	今は安定しているが、長期的な変化を観測するために長期計測用の ポイントを準備 の方が良い。 測定間隔は年一回程度でも十分 だと思う。 建屋の傾きを確認するため「水位測定」と「外壁面の測定」を実施しているが、これまでの点検結果を踏まえると、 両点検を同頻度で実施する必要はない と思う。 被ばく量が少ない方の点検を中心に 実施すれば良いのではないかと。
目視点検	現在は、構造躯体に対する有害な塩害は見受けられないが、徐々に兆候が出てくることもあるので、 継続的な点検が必要 と思われる。

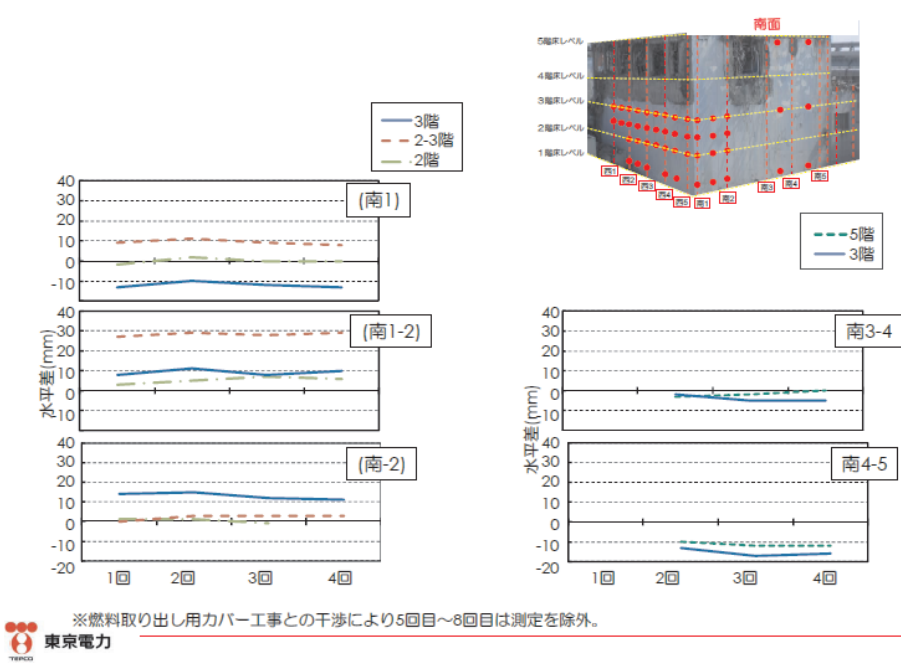
※東京工業大学:瀧口 克己名誉教授 ， 千葉工業大学:田村 和夫教授

【参考②】外壁面の測定結果(西面)



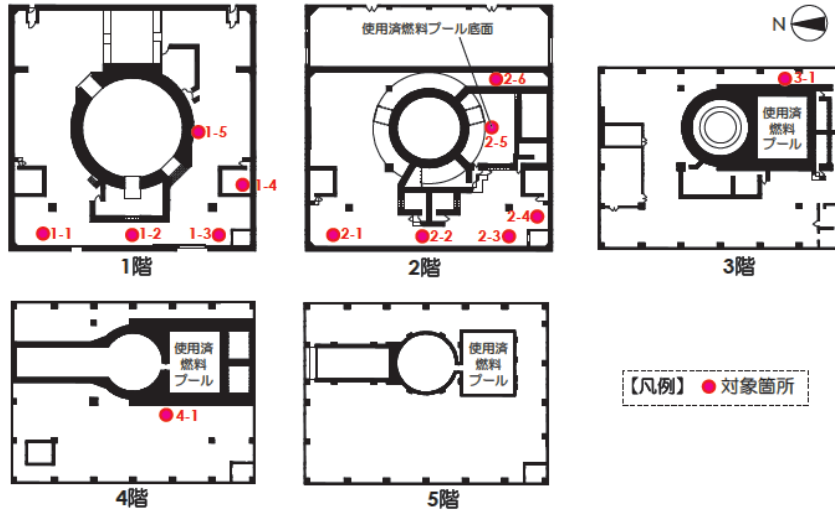
10

【参考②】南外壁面の測定結果



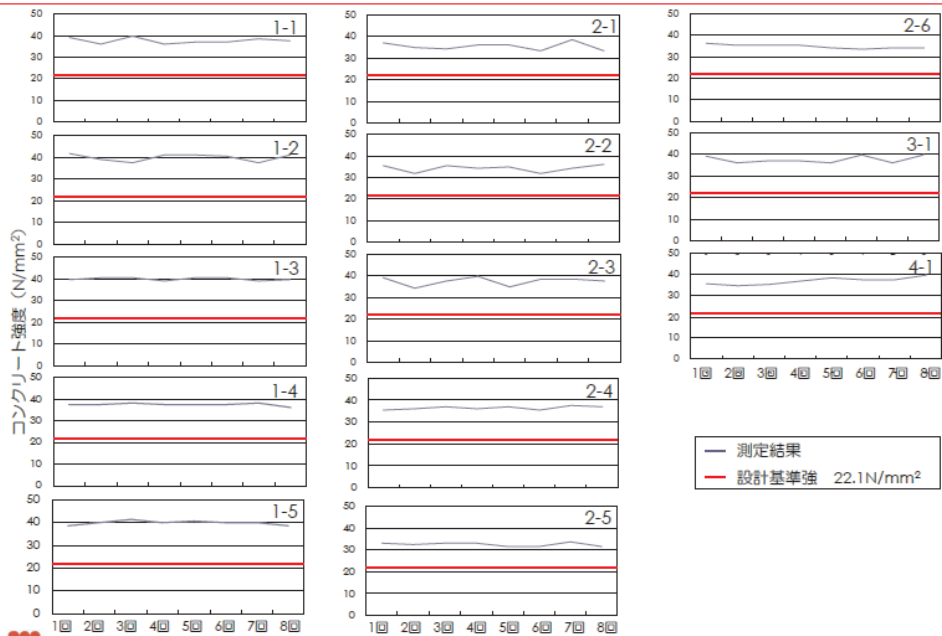
11

【参考③】 コンクリート強度測定結果

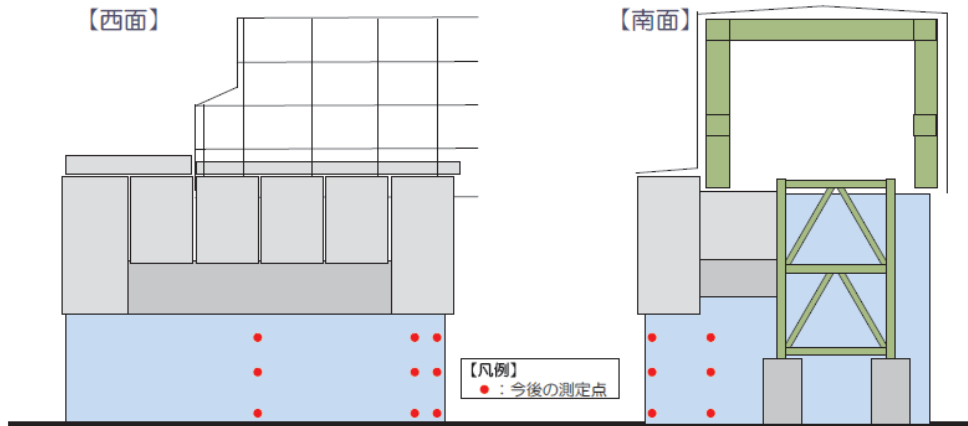


コンクリート強度の測定箇所

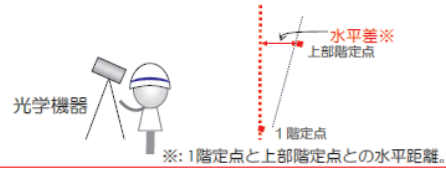
【参考③】 コンクリート強度測定結果



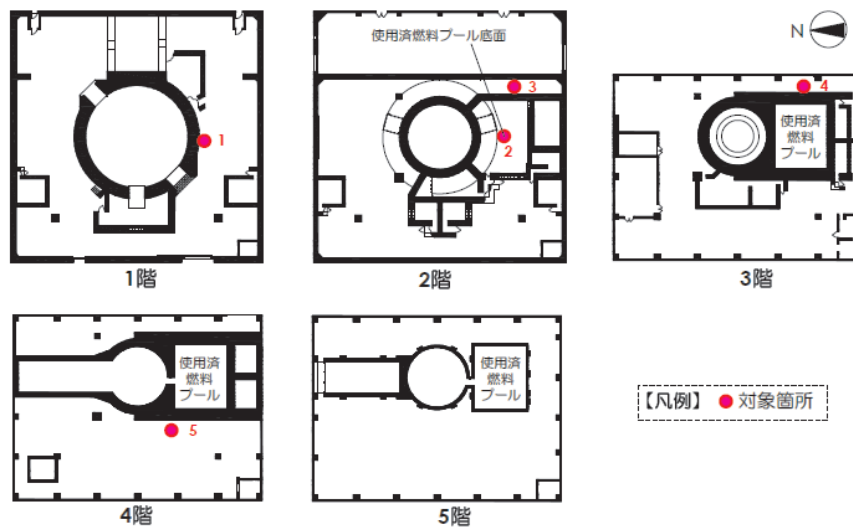
【参考④】 今後の外壁面測定箇所



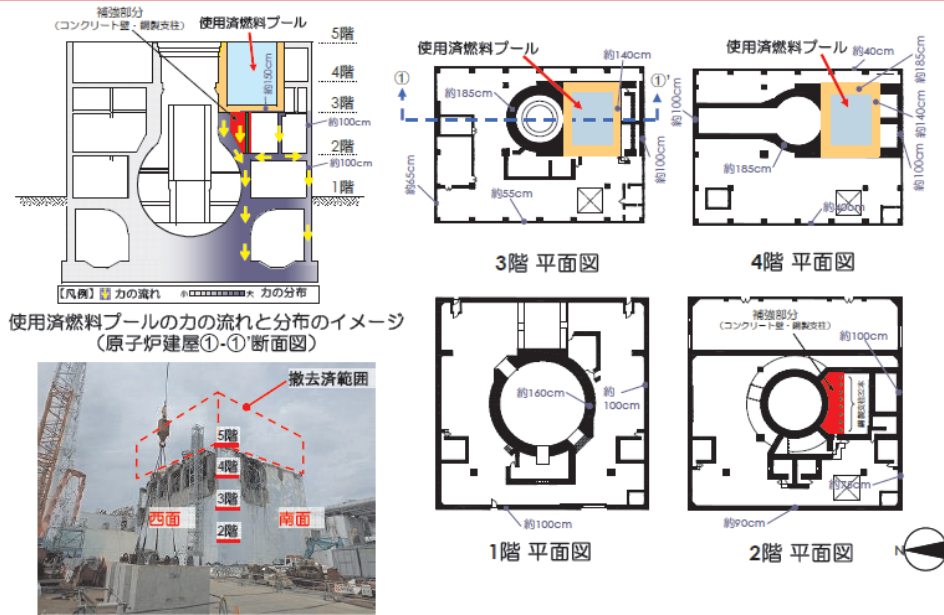
測定点：長期的な観測を行えるように恒久的な測定点を既存測定点の近傍に設置



【参考⑤】 今後のコンクリートの強度確認箇所

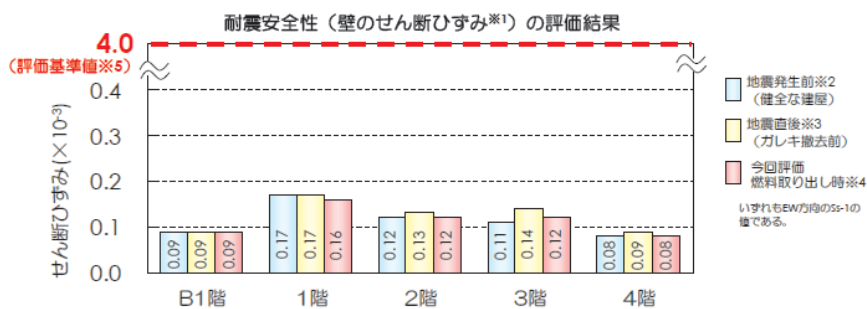


【参考⑥】使用済燃料プール躯体と支持躯体の位置関係



【参考⑦】原子炉建屋の耐震安全性評価

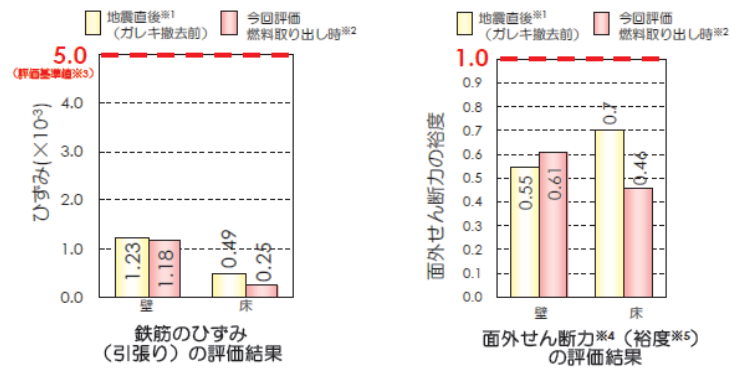
- 地震発生前の健全な建屋と比較した場合でも耐震安全性はほぼ同等。
- この理由としては、以下が考えられる。
 - ①損傷した建屋ガレキの撤去により建屋上部の重量が大幅に軽くなり、地震力が低減した。
 - ②使用済み燃料プール壁や原子炉格納容器周辺の厚い壁は、地震発生前と同様に健全である。



※1: せん断ひずみ-物体内部の面に平行方向に作用した力に対する変形
 ※2: 「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 (改訂2) (平成22年4月)
 ※3: 「福島第一原子力発電所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)
 ※4: 「福島第一原子力発電所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) (追補版) (改訂2)」 (平成24年12月25日)
 ※5: 評価基準値: 原子力発電所耐震設計技術指針 JEA-4601-1991(日本電気協会)による

【参考⑧】使用済燃料プール躯体の耐震安全性評価

- 使用済燃料プール躯体のひずみや発生応力は、評価基準値を下回っており十分な耐震安全性を確保している。



※1 「福島第一原子力発電所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)
 ※2 「福島第一原子力発電所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)(追補版)(改訂2)」(平成24年12月25日)
 ※3 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(日本機械学会)による
 ※4 面外せん断力: 壁・床が押し抜かれる方向にすれを発生させる力
 ※5 裕度: 発生せん断力/せん断耐力

福島第一原子力発電所 1/2 号機共用排気筒の上部解体について

1. 排気筒上部解体の目的

1/2 号機共用排気筒(以下、排気筒)は、震災後の点検で一部の部材の損傷を確認していること、及び排気筒としての機能を有していないことから、耐震上の裕度を向上させるため、排気筒の上部を解体する。

2. 排気筒上部解体の計画概要

排気筒は、地上からの高さ 120m、内径 3.2m の筒身を鋼管四角形鉄塔で支えた鉄塔支持型共用排気筒である。本計画では、地上からの高さ約 60m～120m を解体範囲とする。

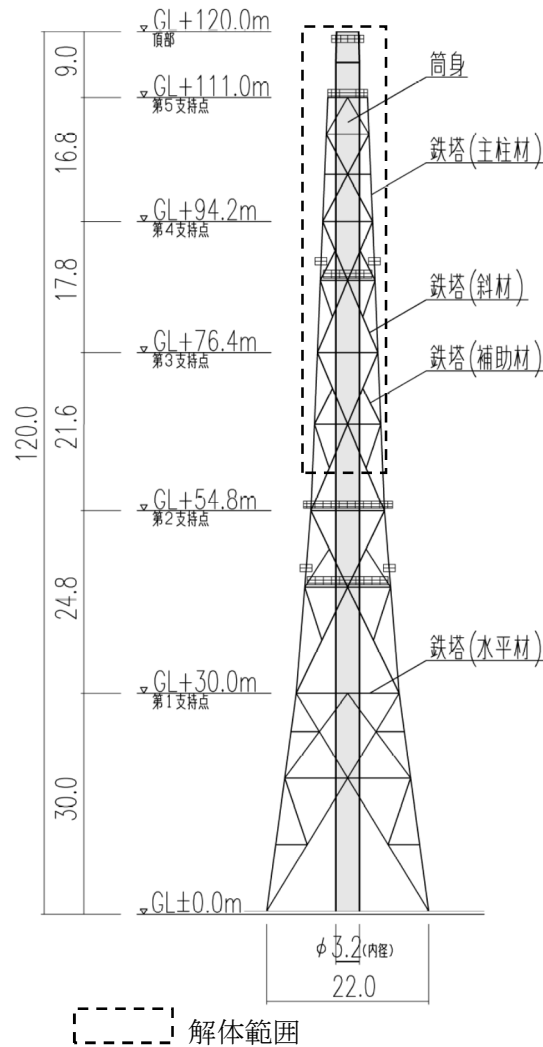


図 1 1/2 号機共用排気筒概要図 (単位 : m)

3. 計画工程

計画工程は以下の通り。

工程は現場状況や他工事との調整により変動する可能性が有る。

計画工程：平成30年12月～平成31年12月

4. 排気筒の解体方法

大型クレーンに吊り下げた遠隔解体装置により、頂部から順番に筒身や鉄塔をブロック単位で解体する。なお、排気筒周辺の線量が高いことから上部作業は無人化し、下部での準備作業・小割解体作業は有人作業とする。

解体作業における留意事項を下記に示す。

- ・ 解体作業周辺の稼働中の設備を解体作業に伴い損傷させないために、図面及び現場調査にて確認し、現場状況に応じて設備の防護を施す。
- ・ 解体作業においては、火災リスクを低減するため、原則、火気を使用する装置は使用しない。また、切断時の火花については、可能な限りで養生する。

5. 解体作業に伴う放射性物質の飛散抑制策

排気筒は震災の際にベント作業で使用していることから、筒身内面に遊離性のダストが付着している可能性がある。よって、筒身切断時は下記の対策を実施する。

a. 作業開始前

解体作業前に、筒身内面に飛散防止剤を散布することで、筒身内面の遊離性ダストを固着する。

b. 作業中

筒身切断時には、切断装置(チップソー)をカバーで覆い、カバー内ダストを可能な限り吸引することで飛散量の低減を図る。

遠隔解体装置には、ダストモニタを設置し、作業中の空気中放射性物質濃度を監視する。作業中に、万が一、遠隔解体装置に設置したダストモニタ及び構内に設置しているダストモニタ、モニタリングポストにより、空気中放射性物質濃度もしくは空間放射線量率の異常を検知した場合は、解体対象物が安全な状態にあることを確認した後に作業を中断する。

6. 解体作業に伴う放射性物質の環境影響

排気筒周辺の雰囲気線量率の調査結果から保守的に筒身の表面線量率を推定し、表面積から気中へ放出される放射性物質放出量の評価を行った。評価結果より、本作業に伴う放射性物質の放出による敷地境界での線量影響が、「特定原子力施設への指定に際し東京電力株式会社福島第一原子力発電所に対して求める措置を講ずべき事項について」で求められている敷地境界線量1mSv/年未満と比較して、十分小さな値であること

を確認した。

また、本作業に伴う放射性物質の放出量と解体作業時間から想定した放射性物質の放出率は、敷地境界の近傍に設置されたダストモニタの警報設定値を超えない範囲であることを確認した。

7. 解体作業中の解体部材の落下防止対策

解体作業中の部材落下防止を図るため、遠隔解体装置には多重の把持機構を設け、把持状態はカメラにより監視する。

8. 廃棄物の保管

排気筒解体作業に伴い、表面線量率 1~30mSv/h の金属瓦礫類が約 450 m³発生すると想定している。なお、解体後、地上にて解体対象物の線量測定を行い、線量区分に応じて、下記の通りに保管・管理する。

「Ⅲ章第 3 編 2.1.1 放射性固体廃棄物等の管理」に従い、1~30mSv/h の金属瓦礫類は固体廃棄物貯蔵庫に保管・管理する。1mSv/h 以下の金属瓦礫類のうち、0.1~1mSv/h 以下の金属瓦礫類は一時保管エリア(E1, P2, W, X)及び固体廃棄物貯蔵庫第 9 棟に、0.1mSv/h 未満の金属瓦礫類は一時保管エリア(P1)に保管・管理する。

9. 作業員の被ばく線量の管理

放射線業務従事者が立ち入る場所では、外部放射線に係わる線量率を把握し、放射線業務従事者の立入頻度や滞在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。

なお、本工事における放射線業務従事者の被ばく線量低減策として、以下の対策を実施する。

- ・ 遠隔操作設備の利用による被ばく低減
- ・ 待機場所（低線量エリア）の活用による被ばく低減
- ・ 排気筒周辺作業時の遮へいスーツ着用
- ・ 作業時間管理・作業員ローテーションによる被ばく低減
- ・ 解体装置操作室を低線量エリアに設置
- ・ クレーン操作室への遮へい設置による被ばく低減

高線量エリアに近接した施工であるため、現場状況を踏まえ、今後継続的に被ばく線量低減に向けた線源の把握と除去、線源からの遮へい、作業区域管理等を行い、更なる被ばく線量低減に努める。

1.8 地下水ドレンの運転管理について

海側遮水壁山側エリアにおいて、海側遮水壁により堰き止められた地下水の水位は、海側遮水壁閉合前に比べて上昇している。地下水上昇に伴う地盤の湿潤化により、作業環境の悪化等の発生を防止するため、地下水ドレンポンドの運転管理を次の通り実施する。

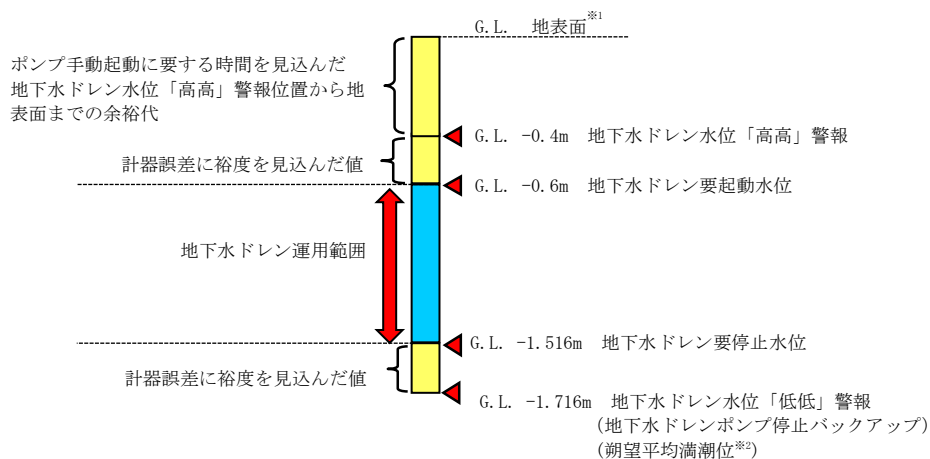
1.8.1 地下水ドレンの水位設定について

各ポンド内に設置した地下水ドレンポンド揚水ポンプを起動・停止することで地下水の水位調整を行っている。

地下水ドレン水位「高高」警報水位は、豪雨時においても警報鳴動確認後、免震棟から現地へ出向してポンプを手動起動する間に、地表面に地下水が溢水することのないよう上昇する地下水水位を考慮して地表面^{※1}に対し 400mm の余裕を持たせた水位とし、地下水ドレンポンプ要起動水位は、地表面^{※1}に対し 600mm の余裕を持たせた水位以下とする。

また、地下水ドレンの要停止水位は、潮の干満により海側遮水壁の山側エリアの地下水が変動したとしても、海側のサブドレン水位が建屋滞留水水位を下回ることがないように、福島第一原子力発電所港湾における朔望平均満潮位^{※2}（地下水ドレン停止バックアップ位置）に 200mm を加えた水位以上とする。

なお、地下水ドレン稼働に伴う地下水の水位変動は、より建屋近傍の建屋海側に位置するサブドレンの水位で管理する。



※1 2016.6.8 現在

T. P. +2.479m

※2 朔望平均満潮位

T. P. +0.763m

(朔(新月)と望(満月)それぞれの日から前2日～後4日以内に観測された最高潮位の平均を朔望平均満潮位という。(大熊における2002年～2007年の観測潮位に基づく調和解析結果に沈下補正したもの))

図-1 地下水ドレンの水位設定

表-1 水位設定

設定の考え方	設定値
ポンプ起動位置でポンプが起動しない場合に備え、ポンプ手動起動に要する時間を見込んだポンプ警報鳴動位置から地表面までの余裕代	400mm
水位計の計器誤差に余裕を見込んだ値	200mm

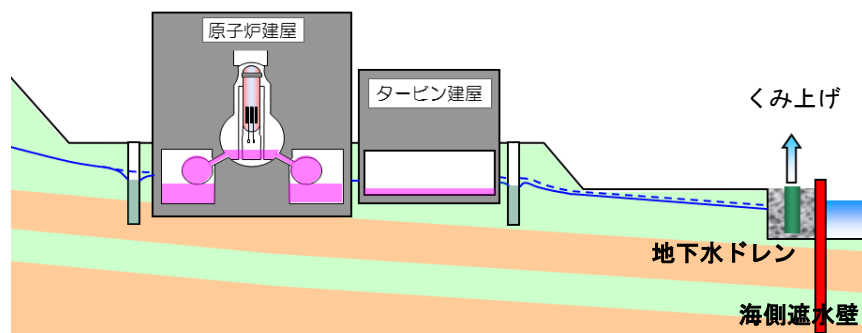


図-2 地下水ドレン位置図

別冊 9

放射性液体廃棄物処理施設及び関連施設に係る補足説明

I 放射性液体廃棄物処理施設及び関連施設の構造強度及び耐震性について

放射性液体廃棄物処理設備等を構成する設備の構造強度及び耐震性等の評価結果のうち、設備の代表性を考慮し許容値に対する裕度が小さい設備に対して、計算手順を示し、評価の妥当性を示す。

1. 多核種除去設備、高性能容器及びクレーン類

強度評価は必要肉厚に対する裕度が小さい処理カラム及び吊り耳の強度評価を行ったHIC、耐震性評価は安定モーメントに対する裕度が小さい処理済水移送ポンプ、バッチ処理タンクスキッド、HIC、処理カラム交換用クレーン及び一次一般膜応力に対する裕度が小さい処理カラムを代表設備とし、評価手順を以下に示す。

1.1 基本方針

1.1.1 構造強度評価の基本方針

多核種除去設備等を構成する機器は、「発電用原子力設備に関する技術基準を定める省令」において、廃棄物処理設備に相当するクラス3機器と位置付けられる。この適用規格は、「JSME S NC-1 発電用原子力設備規格 設計・建設規格」（以下、「設計・建設規格」という。）で規定される。ただし、福島第一原子力発電所構内の作業環境、機器等の設置環境等が通常時と大幅に異なっているため、設計・建設規格の要求を全て満足して設計・製作・検査を行うことは困難である。

従って、可能な限り設計・建設規格のクラス3機器相当の設計・製作・検査を行うものの、JIS等の規格に適合した一般産業品の機器等や、設計・建設規格に定める材料と同等の信頼性を有する材料・施工方法等を採用する。

1.1.2 耐震性評価の基本方針

多核種除去設備等を構成する機器のうち放射性物質を内包するものは、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」のBクラス相当の設備と位置づけられ、耐震性を評価するにあたっては、「JEAC4601 原子力発電所耐震設計技術規程」（以下、「耐震設計技術規程」という。）等に準用する。

また、参考評価として、基準地震動 S_s 相当の水平震度に対して健全性が維持されることを確認する。

1.2 評価結果

1.2.1 ポンプ類

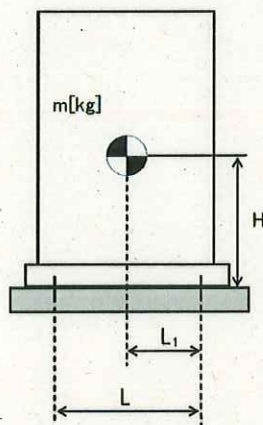
(1) 構造強度評価

ポンプは一般産業品とするため、設計・建設規格の要求には必ずしも適合しない。しかしながら、以下により高い信頼性を確保した。

- ・ 公的規格に適合したポンプを選定する。
- ・ 耐腐食性（塩分対策）を有したポンプを選定する。
- ・ 試運転により、有意な変形や漏えい、運転状態に異常がないことを確認する。

(2) 耐震性評価（代表設備：処理済水移送ポンプ）

a. 基礎ボルトの強度評価耐震設計技術規程の強度評価方法に準拠して評価を実施した。評価の結果、基礎ボルトの強度が確保されることを確認した（表1）。



- L : 基礎ボルト間の水平方向距離(mm)
- m : 機器重量(kg)
- g : 重力加速度(9.80665m/s²)
- H : 据付面からの重心までの距離(mm)
- L_1 : 重心と基礎ボルト間の水平方向距離(mm)
- n_f : 引張力の作用する基礎ボルトの評価本数(本)
- n : 基礎ボルトの本数(本)
- A_b : 基礎ボルトの軸断面積(mm²)
- C_H : 水平方向設計震度
耐震Bクラス相当 : 0.36
耐震Sクラス相当 : 0.80
- C_V : 鉛直方向設計震度
耐震Bクラス相当 : 0
耐震Sクラス相当 : 0

$$\text{基礎ボルトに作用する引張力} : F_b = \frac{1}{L} (m \times g \times C_H \times H - m \times g \times (1 - C_V) \times L_1)$$

$C_H = 0.36$ の場合 $F_b = -625\text{N} < 0$ よって、引張力は発生しない。

$C_H = 0.80$ の場合 $F_b = 1218\text{N}$

$$\text{基礎ボルトの引張応力} : \sigma_b = \frac{F_b}{n_f \times A_b}$$

$C_H = 0.36$ の場合 $\sigma_b = -1\text{MPa} < 0$ よって、引張応力は発生しない。

$C_H = 0.80$ の場合 $\sigma_b = 3\text{MPa}$

$$\text{基礎ボルトのせん断応力} : \tau_b = \frac{m \times g \times C_H}{n \times A_b}$$

$$C_H = 0.36 \text{ の場合 } \quad \tau_b = 2 \text{ MPa}$$

$$C_H = 0.80 \text{ の場合 } \quad \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

また、許容応力は、以下の式で設定した。

$$\text{基礎ボルトの許容引張応力} : f = \min(f_{to}, f_{ts})$$

$$\text{基礎ボルトの許容せん断応力} : f_{sb} = F / \sqrt{3}$$

ここで、F は日本機械学会 設計・建設規格 JSME S NC1-2005 付属図表 Part 5 表 8 及び表 9 より、設備運転温度（常温）における Sy 値、Su 値を用い、下記式にて設定した。

$$F = \min(Sy, 0.7Su)$$

$$Sy : \text{表 8 より } -30^\circ\text{C} \sim 40^\circ\text{C} : 245 \text{ MPa}$$

$$Su : \text{表 9 より } -30^\circ\text{C} \sim 40^\circ\text{C} : 400 \text{ MPa}$$

$$\text{従って、} F = \min(Sy, 0.7Su) = \min(245, 0.7 \times 400) = 245 \text{ MPa}$$

基礎ボルトの許容引張応力：

$$f = \min(f_{to}, f_{ts}) = (183, 253) = 183 \text{ MPa } (C_H=0.36 \text{ の場合})$$

$$f = \min(f_{to}, f_{ts}) = (183, 249) = 183 \text{ MPa } (C_H=0.80 \text{ の場合})$$

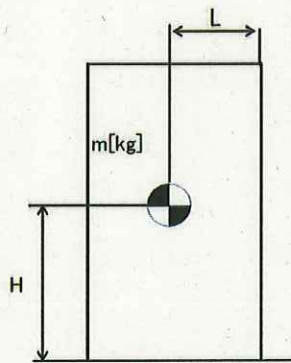
$$f_{to} = F/2 \times 1.5 = 183$$

$$\begin{aligned} f_{ts} &= 1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b \\ &= 253 \text{ (} C_H=0.36 \text{ の場合)} \\ &= 249 \text{ (} C_H=0.80 \text{ の場合)} \end{aligned}$$

$$\text{基礎ボルトの許容せん断応力} : f_{sb} = F / \sqrt{3} = 141 \text{ MPa}$$

b. 転倒評価

地震による転倒モーメントと自重による安定モーメントを算出し、それらと比較することにより転倒評価を実施した。評価の結果、地震による転倒モーメントは自重による安定モーメントより小さくなることから、転倒しないことを確認した。また、地震による転倒モーメント > 自重による安定モーメントとなるものについては、a. での計算により基礎ボルトの強度が確保されることから転倒しないことを確認した(表1)。



C_H : 水平方向設計震度

耐震Bクラス相当 : 0.36

耐震Sクラス相当 : 0.80

m : 機器重量(■ kg)

g : 重力加速度(9.80665m/s²)

H : 据付面からの重心までの距離(■ mm)

L : 転倒支点から機器重心までの距離(■ mm)

地震による転倒モーメント : $M_1 = m \times g \times C_H \times H$

$C_H = 0.36$ の場合 $M_1 = 8.30 \times 10^5 \text{N} \cdot \text{mm}$

$C_H = 0.80$ の場合 $M_1 = 1.90 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$

自重による安定モーメント : $M_2 = m \times g \times L = 1.10 \times 10^6 \text{N} \cdot \text{mm}$

表1 : 処理済水移送ポンプ耐震評価結果

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	算出値	許容値	単位
処理済水移送ポンプ	本体	転倒	0.36	8.30×10^5	1.10×10^6	N・mm
	基礎 ボルト	引張	0.36	-	-	MPa
		せん断	0.36	2	141	MPa
	本体	転倒	0.80	1.90×10^6	1.10×10^6	N・mm
	基礎 ボルト	引張	0.80	3	183	MPa
		せん断	0.80	5	141	MPa

※引張評価の算出値「-」については、引張応力が作用していない。

1.2.2 タンク類, 吸着塔及び処理カラム

(1) 構造強度評価 (代表設備: 吸着塔 15, 16)

タンク類は, SUS316L もしくは炭素鋼 (ライニング付) とするが材料の調達において一般産業品とするため, 材料証明がなく, 設計・建設規格の要求には必ずしも適合しない。しかしながら, 以下により高い信頼性を確保した。

- ・工場にて溶接を行い高い品質を確保する。
- ・水張りによる溶接部の漏えい確認等を行う。

また, 吸着塔及び処理カラムは, SUS316L とするが材料の調達において一般産業品とするため, 材料証明がなく, 設計・建設規格の要求には必ずしも適合しない。しかしながら, 以下を考慮することで, 高い信頼性を確保した。

- ・公的規格に適合した一般産業品の SUS316L を用いて吸着塔, 処理カラムを製作する。
- ・溶接継手は, PT 検査, 運転圧による漏えい確認等を行う。
- ・工場にて溶接を行い高い品質を確保する。

なお, 吸着塔 15, 16 については, 設計・建設規格のクラス 3 容器に準じた設計とする。

a. スカート支持たて置円筒形容器

スカート支持たて置円筒形容器については, 設計・建設規格に準拠し, 板厚評価を実施した。評価の結果, 水頭圧 (開放型タンク), 最高使用圧力 (密閉型タンク) に耐えられることを確認した (表 2)。

(密閉型の場合)

① 胴板の必要肉厚

$$t = \frac{PD_i}{2S\eta - 1.2P}$$

t : 胴の計算上必要な厚さ

Di : 胴の内径 (■■■■ mm)

P : 最高使用圧力 (■■ MPa)

S : 最高使用温度における材料の許容引張応力 (■■ MPa)

η : 長手継手の効率 (■■)

ただし, t の値は炭素鋼, 低合金鋼の場合は $t = 3.00$ [mm] 以上, その他の金属の場合は $t = 1.50$ [mm] 以上とする。

② 平板の厚さ

$$t = d \sqrt{\frac{2KP}{S}}$$

t : 平板の計算上必要な厚さ

d : ボルト中心円の直径, 平板の径 (■■■■ mm)

P : 最高使用圧力 (■■ MPa)

S : 平板の許容引張応力 (■■ MPa)

K : 平板の取付け方法による係数 (■■■■)

③ 胴フランジの厚さ

$$t = \sqrt{\frac{6M_0}{\sigma_f(\pi C - nd_h)}}$$

M_0 : フランジに作用するモーメント (■■■■ N・mm)

σ_f : 最高使用温度におけるフランジの許容引張応力(■■■■ MPa)

C : ボルト穴中心円の直径 (■■■■ mm)

n : ボルト本数 (■■■■ 本)

d_h : ボルト穴直径 (■■■■ mm)

表 2 : 吸着塔 15, 16 板厚評価結果

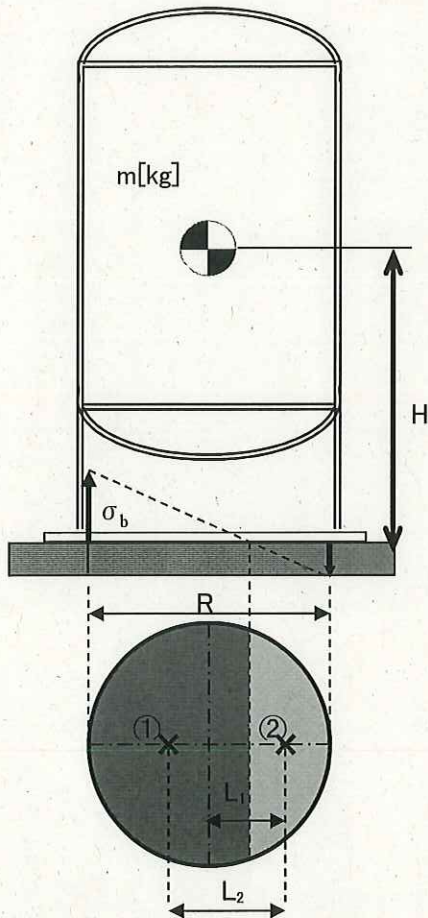
機器名称	評価部位	必要肉厚[mm]	実厚[mm]
吸着塔 15, 16	胴板	3.64	10.73
	平板 (蓋)	47.07	54.00
	平板 (底)	54.57	58.05
	胴フランジ	28.12	56.00

(2)耐震性評価 (代表設備：吸着塔 15, 16)

a. スカート支持たて置円筒形容器

(a) 基礎ボルトの強度評価

耐震設計技術規程の強度評価方法に準拠して評価を実施した。評価の結果、基礎ボルトの強度が確保されることを確認した (表3)。



- m : 機器重量 (■■■■ kg)
- g : 重力加速度 (9.80665m/s²)
- H : 据付面からの重心までの距離 (■■■■ mm)
- n : 基礎ボルトの本数 (■本)
- A_b : 基礎ボルトの軸断面積 (■■■■ mm²)
- C_H : 水平方向設計震度
耐震Bクラス相当 : 0.36
耐震Sクラス相当 : 0.80
- C_V : 鉛直方向設計震度
耐震Bクラス相当 : 0
耐震Sクラス相当 : 0
- C_t : 中立軸の位置より求める係数
 $C_H = 0.36$ において : ■■■■
 $C_H = 0.80$ において : ■■■■
- σ_b : 基礎ボルトに作用する引張応力
- F_t : 基礎ボルトに作用する引張力
- ① : 基礎ボルトに作用する引張力の作用点
- ② : 基礎部に作用する圧縮力の作用点
- R : 基礎ボルトのピッチ円直径 (■■■■ mm)
- L_1 : 基礎ボルトのピッチ円中心から②までの距離
 $C_H = 0.36$ において : ■■■■ mm
 $C_H = 0.80$ において : ■■■■ mm
- L_2 : ①から②までの距離
 $C_H = 0.36$ において : ■■■■ mm
 $C_H = 0.80$ において : ■■■■ mm

$$\text{基礎ボルトに作用する引張力} : F_t = \frac{1}{L_2} (m \times g \times C_H \times H - m \times g \times (1 - C_V) \times L_1)$$

$C_H = 0.36$ の場合 $F_t = 10012 \text{ N}$

$C_H = 0.80$ の場合 $F_t = 53335 \text{ N}$

$$\text{基礎ボルトに作用する引張応力} : \sigma_b = \frac{2\pi \times F_t}{n \times A_b \times C_t}$$

$$C_H = 0.36 \text{ の場合 } \sigma_b = 9 \text{ MPa}$$

$$C_H = 0.80 \text{ の場合 } \sigma_b = 44 \text{ MPa}$$

$$\text{基礎ボルトのせん断応力} : \tau_b = \frac{m \times g \times C_H}{n \times A_b}$$

$$C_H = 0.36 \text{ の場合 } \tau_b = 6 \text{ MPa}$$

$$C_H = 0.80 \text{ の場合 } \tau_b = 13 \text{ MPa}$$

また、許容応力は、以下の式で設定した。

$$\text{基礎ボルトの許容引張応力} : f = \min(f_{to}, f_{ts})$$

$$\text{基礎ボルトの許容せん断応力} : f_{sb} = F / \sqrt{3}$$

ここで、Fは日本機械学会 設計・建設規格 JSME S NC1-2005 付属図表 Part 5 表 8 及び表 9 より、設計温度 \blacksquare °Cにおける Sy 値、Su 値を線形補間した値を用い、下記式にて設定した。

$$F = \min(Sy, 0.7Su)$$

$$Sy : \text{表 8 より } 40^\circ\text{C} : 215 \text{ MPa}, 75^\circ\text{C} : 203 \text{ MPa}$$

$$Sy = 215 - (215 - 203) \times (\blacksquare - 40) / (75 - 40) = 211 \text{ MPa}$$

$$Su : \text{表 9 より } 40^\circ\text{C} : 400 \text{ MPa}, 75^\circ\text{C} : 381 \text{ MPa}$$

$$Su = 400 - (400 - 381) \times (\blacksquare - 40) / (75 - 40) = 276 \text{ MPa}$$

$$\text{従って、} F = \min(Sy, 0.7Su) = \min(211, 276) = 211 \text{ MPa}$$

基礎ボルトの許容引張応力 :

$$f = \min(f_{to}, f_{ts}) = \min(158, 212) = 158 \text{ MPa } (C_H=0.36 \text{ の場合})$$

$$f = \min(f_{to}, f_{ts}) = \min(158, 201) = 158 \text{ MPa } (C_H=0.80 \text{ の場合})$$

$$f_{to} = F/2 * 1.5 = 158$$

$$\begin{aligned} f_{ts} &= 1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b \\ &= 212 \text{ (} C_H=0.36 \text{ の場合)} \\ &= 201 \text{ (} C_H=0.80 \text{ の場合)} \end{aligned}$$

$$\text{基礎ボルトの許容せん断応力} : f_{sb} = F / \sqrt{3} = 121 \text{ MPa}$$

(b) 胴板の強度評価

耐震設計技術規程の強度評価方法に準拠して、胴板の強度評価を実施した。

一次一般膜応力 σ_0 を下記の通り評価し、許容値を下回ることを確認した(表3)。

$$\sigma_0 = \text{Max}\{\sigma_{0t}, \sigma_{0c}\}$$

$C_H=0.36$ の場合 27 MPa

$C_H=0.80$ の場合 27 MPa

$$\sigma_{0t} = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \sigma_\phi + \sigma_{xt} + \sqrt{(\sigma_\phi - \sigma_{xt})^2 + 4 \cdot \tau^2} \right\}$$

$C_H=0.36$ の場合 27 MPa

$C_H=0.80$ の場合 27 MPa

$$\sigma_{0c} = \frac{1}{2} \cdot \left\{ \sigma_\phi + \sigma_{xc} + \sqrt{(\sigma_\phi - \sigma_{xc})^2 + 4 \cdot \tau^2} \right\}$$

$\sigma_{xc} < 0$ となるため評価不要

σ_{0t} : 一次一般膜応力 (引張側)

σ_{0c} : 一次一般膜応力 (圧縮側)

σ_ϕ : 胴の周方向応力の和

$C_H=0.36$ の場合 ■ MPa

$C_H=0.80$ の場合 ■ MPa

σ_{xt} : 胴の軸方向応力の和 (引張側)

$C_H=0.36$ の場合 ■ MPa

$C_H=0.80$ の場合 ■ MPa

σ_{xc} : 胴の軸方向応力の和 (圧縮側)

$C_H=0.36$ の場合 ■ MPa

$C_H=0.80$ の場合 ■ MPa

τ : 地震により胴に生じるせん断応力

$C_H=0.36$ の場合 ■ MPa

$C_H=0.80$ の場合 ■ MPa

また、許容応力は、以下の式で設定した。

$$\text{胴板一次一般膜応力の許容応力} : \sigma = \text{Min}(S_y, 0.6 \cdot S_u)$$

ここで、 σ は日本機械学会 設計・建設規格 JSME S NC1-2005 付属図表 Part 5 表 8 及び表 9 より、設計温度 ■°C における S_y 値及び S_u 値を線形補間した値を用い、下記式にて設定した。

S_y : 表 9 より 40°C : 490MPa、75°C : 457 MPa

$$S_y = 457 + (490 - 457) \times (75 - \text{■}) / (75 - 40) = 471 \text{ MPa}$$

S_u : 表 8 より 40°C : 325MPa、75°C : 305MPa

$$S_u = 305 + (325 - 305) \times (75 - \text{■}) / (75 - 40) = 313 \text{ MPa}$$

$$\text{胴板一次一般膜応力の許容応力} : \sigma = \text{Min}(S_y, 0.6 \cdot S_u)$$

$$= \text{Min}(471, 282) = 282 \text{ MPa}$$

(c) スカートの強度評価

耐震設計技術規程の強度評価方法に準拠して、スカートの強度評価を実施した。

組合せ応力 σ_s を下記の通り評価し、許容値を下回ることを確認した(表 3)。

$$\sigma_s = \sqrt{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

$C_H=0.36$ の場合 7 MPa

$C_H=0.80$ の場合 14 MPa

σ_1 : スカートの質量による軸方向応力

$C_H=0.36$ の場合 \blacksquare MPa

$C_H=0.80$ の場合 \blacksquare MPa

σ_2 : スカートの鉛直方向地震による軸方向応力

$C_H=0.36$ の場合 \blacksquare MPa

$C_H=0.80$ の場合 \blacksquare MPa

σ_3 : スカートの曲げモーメントによる軸方向応力

$C_H=0.36$ の場合 \blacksquare MPa

$C_H=0.80$ の場合 \blacksquare MPa

τ : 地震によるスカートに生じるせん断応力

$C_H=0.36$ の場合 \blacksquare MPa

$C_H=0.80$ の場合 \blacksquare MPa

また、許容応力は、以下の式で設定した。

スカート組合せ応力の許容応力 : $\sigma = F$

ここで、 σ は日本機械学会 設計・建設規格 JSME S NC1-2005 付属図表 Part 5 表 8 及び表 9 より、設計温度 \blacksquare °C における S_y 値及び S_u 値を線形補間した値を用い、下記式にて設定した。

$$F = \min(S_y, 0.7 \cdot S_u)$$

S_y : 表 8 より 40°C : 315MPa、75°C : 296 MPa

$$S_y = 315 - (315 - 296) \times (\blacksquare - 40) / (75 - 40) = 309 \text{ MPa}$$

S_u : 表 9 より 40°C : 490MPa、75°C : 457MPa

$$S_u = 490 + (490 - 457) \times (\blacksquare - 40) / (75 - 40) = 480 \text{ MPa}$$

従って、 $F = \min(S_y, 0.7 \cdot S_u) = \min(309, 336) = 309 \text{ MPa}$

スカート組合せ応力の許容応力 : $\sigma_s = F = 309 \text{ MPa}$

また、座屈評価を下記の式により行い、スカートに座屈が発生しないことを確認した(表 3)。

$$\frac{\eta \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)}{f_c} + \frac{\eta \cdot \sigma_3}{f_b} \leq 1$$

$C_H=0.36$ の場合 0.03
 $C_H=0.80$ の場合 0.05

σ_1 : スカートの質量による軸方向応力

$C_H=0.36$ の場合 ■ MPa

$C_H=0.80$ の場合 ■ MPa

σ_2 : スカートの鉛直方向地震による軸方向応力

$C_H=0.36$ の場合 ■ MPa

$C_H=0.80$ の場合 ■ MPa

σ_3 : スカートの曲げモーメントによる軸方向応力

$C_H=0.36$ の場合 ■ MPa

$C_H=0.80$ の場合 ■ MPa

f_c : 軸圧縮荷重に対する許容座屈応力 ■ MPa

f_b : 曲げモーメントに対する許容座屈応力 ■ MPa

η : 座屈応力に対する安全率 ■

表 3 : 吸着塔 15, 16 耐震評価結果

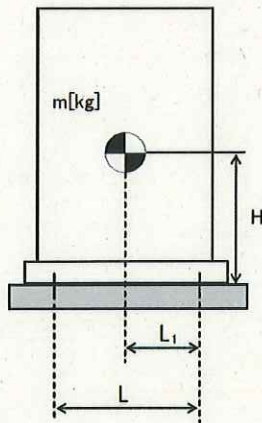
機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	算出値	許容値	単位
吸着塔 15, 16	胴板	一次一般膜	0.36	27	282	MPa
	スカート	組合せ	0.36	7	309	MPa
		座屈	0.36	0.03	1	-
	基礎 ボルト	引張	0.36	9	158	MPa
		せん断	0.36	6	121	MPa
	胴板	一次一般膜	0.80	27	282	MPa
	スカート	組合せ	0.80	14	309	MPa
		座屈	0.80	0.05	1	-
	基礎 ボルト	引張	0.80	44	158	MPa
		せん断	0.80	13	121	MPa

1.2.3 スキッド

(1)耐震性評価（代表設備：吸着塔 15, 16 スキッド）

a. 基礎ボルトの強度評価

耐震設計技術規程の強度評価方法に準拠して評価を実施した。評価の結果、基礎ボルトの強度が確保されることを確認した（表4）。



- L : 基礎ボルト間の水平方向距離(■■■■ mm)
- m : 機器重量(■■■■ kg)
- g : 重力加速度(9.80665m/s²)
- H : 据付面からの重心までの距離(■■■■ mm)
- L₁ : 重心と基礎ボルト間の水平方向距離(■■■■ mm)
- n_f : 引張力の作用する基礎ボルトの評価本数(■■本)
- n : 基礎ボルトの本数(■■本)
- A_b : 基礎ボルトの軸断面積(■■■■ mm²)
- C_H : 水平方向設計震度
耐震Bクラス相当 : 0.36
耐震Sクラス相当 : 0.80
- C_V : 鉛直方向設計震度
耐震Bクラス相当 : 0
耐震Sクラス相当 : 0

$$\text{基礎ボルトに作用する引張力} : F_b = \frac{1}{L} (m \times g \times C_H \times H - m \times g \times (1 - C_V) \times L_1)$$

C_H= 0.36 の場合 F_b= -61 N

C_H= 0.80 の場合 F_b= 3519 N

$$\text{基礎ボルトの引張応力} : \sigma_b = \frac{F_b}{n_f \times A_b}$$

C_H= 0.36 の場合 σ_b = -0.3 MPa < 0 よって、引張応力は発生しない。

C_H= 0.80 の場合 σ_b = 18MPa

$$\text{基礎ボルトのせん断応力} : \tau_b = \frac{m \times g \times C_H}{n \times A_b}$$

C_H= 0.36 の場合 τ_b = 5MPa

C_H= 0.80 の場合 τ_b = 11MPa

また、許容応力は、以下の式で設定した。

$$\text{基礎ボルトの許容引張応力} : f = \min(f_{to}, f_{ts})$$

$$\text{基礎ボルトの許容せん断応力} : f_{sb} = F / \sqrt{3}$$

ここで、Fは日本機械学会 設計・建設規格 JSME S NC1-2005 付属図表 Part 5 表 8 及び表 9 より、設計温度 \blacksquare °Cにおける Sy 値、Su 値を線形補間した値を用い、下記式にて設定した。

$$F = \min(Sy, 0.7Su)$$

$$Sy : \text{表 8 より } 40^\circ\text{C} : 215\text{MPa}, 75^\circ\text{C} : 203 \text{ MPa}$$

$$Sy = 215 - (215 - 203) \times (\blacksquare - 40) / (75 - 40) = 211 \text{ MPa}$$

$$Su : \text{表 9 より } 40^\circ\text{C} : 400\text{MPa}, 75^\circ\text{C} : 381\text{MPa}$$

$$Su = 400 - (400 - 381) \times (\blacksquare - 40) / (75 - 40) = 394 \text{ MPa}$$

$$\text{従って、} F = \min(Sy, 0.7Su) = \min(211, 0.7 \times 394) = 211 \text{ MPa}$$

基礎ボルトの許容引張応力：

$$f = \min(f_{to}, f_{ts}) = (158, 213) = 158 \text{ MPa } (C_H=0.36 \text{ の場合})$$

$$f = \min(f_{to}, f_{ts}) = (158, 204) = 158 \text{ MPa } (C_H=0.80 \text{ の場合})$$

$$f_{to} = F / 2 * 1.5 = 158$$

$$f_{ts} = 1.4 \times f_{to} - 1.6 \times \tau_b$$

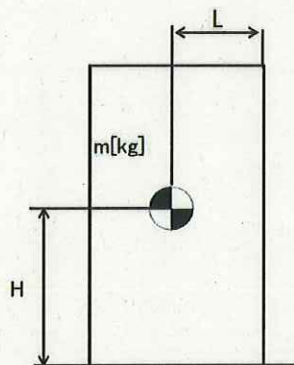
$$= 213 \text{ (} C_H=0.36 \text{ の場合)}$$

$$= 204 \text{ (} C_H=0.80 \text{ の場合)}$$

$$\text{基礎ボルトの許容せん断応力} : f_{sb} = F / \sqrt{3} = 121 \text{ MPa}$$

b. 転倒評価

地震による転倒モーメントと自重による安定モーメントを算出し、それらと比較することにより転倒評価を実施した。評価の結果、地震による転倒モーメントは自重による安定モーメントより小さく、転倒しないことを確認した。また、地震による転倒モーメント > 自重による安定モーメントとなるものについては、a. での計算により基礎ボルトの強度が確保されることから転倒しないことを確認した（表4）。



C_H : 水平方向設計震度

耐震Bクラス相当 : 0.36

耐震Sクラス相当 : 0.80

m : 機器重量 (■■■■ kg)

g : 重力加速度 (9.80665m/s²)

H : 据付面からの重心までの距離 (■■■■ mm)

L : 転倒支点から機器重心までの距離 (■■■■ mm)

地震による転倒モーメント : $M_1 = m \times g \times C_H \times H$

$C_H = 0.36$ の場合 $M_1 = 9.139 \times 10^7 \text{N} \cdot \text{mm}$

$C_H = 0.80$ の場合 $M_1 = 2.031 \times 10^8 \text{N} \cdot \text{mm}$

自重による安定モーメント : $M_2 = m \times g \times L = 9.330 \times 10^7 \text{N} \cdot \text{mm}$

表4 : 吸着塔 15, 16 スキッド耐震評価結果

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	算出値	許容値	単位
吸着塔 15, 16 スキッド	本体	転倒	0.36	9.14×10^7	9.33×10^7	N・mm
	基礎 ボルト	引張	0.36	-	-	MPa
		せん断	0.36	5	121	MPa
	本体	転倒	0.80	2.03×10^8	9.33×10^7	N・mm
	基礎 ボルト	引張	0.80	18	158	MPa
		せん断	0.80	11	121	MPa

※引張評価の算出値「-」については、引張応力が作用していない。

1.2.4 高性能容器

(1) 構造強度評価

高性能容器本体は、ポリエチレン製の容器であり設計・建設規格の要求に適合するものではない。しかしながら、高性能容器（タイプ1）は、米国において低レベル放射性廃棄物の最終処分に使用されている容器であり、米国 NRC（Nuclear Regulatory Commission, 原子力規制委員会）から権限を委譲されたサウスカロライナ州健康環境局（S. C. Department of Health and Environmental Control）の認可を得ており、多数の使用実績がある。また、高性能容器（タイプ1）から更に落下に対する強度を向上させた高性能容器（タイプ2）を併せて使用する。

a. 重量に対する評価

・高性能容器（タイプ1）は設計収容重量約 4.5t で米国認可を受けており、多核種除去設備で使用する場合の収容物重量は最大 3.5t であることから設計収容重量に対して十分な裕度がある。高性能容器（タイプ2）は多核種除去設備で使用する場合の収容物重量を最大 3.2t としている。

・多核種除去設備で使用する場合の高性能容器の補強体等を含んだ総重量はタイプ1で約 5.2t、タイプ2で約 4.7t である。これに対し、設計総重量は裕度を考慮しタイプ1において 6.0t、タイプ2において 5.5t として、高性能容器の転倒評価及び吊り上げ時の吊り耳の構造強度確認を行っている。

高性能容器は、交換時にクレーンによる吊り上げ作業が発生するため、その際の吊り耳の強度評価を実施した。評価の結果、吊り耳の強度が確保されることを確認した（表5）。

(a) 高性能容器（タイプ1）

吊り耳に作用する引張応力：

$$\sigma_1 = \frac{m \times g}{A1 \times n} = 11 \text{ MPa}$$

但し、 $A1 = w1 \times t$

吊り耳に作用するせん断応力：

$$\tau_1 = \frac{m \times g}{A2 \times n} = 12 \text{ MPa}$$

但し、 $A2 = w2 \times t$

m : 機器重量 (■■■■ kg)

g : 重力加速度 (9.80665 m/s²)

n : 吊り耳考慮本数 (■■ 本)

w1 : 吊り耳幅 (■■■■ mm)

w2 : 吊り耳幅 (■■■■ mm)

t : 吊り耳厚さ (■■■■ mm)

A1 : 引張荷重が作用する吊り耳断面積 / 本

A2 : せん断荷重が作用する吊り耳断面積 / 本

σ_1 : 吊り耳に作用する引張応力 (MPa)

τ_1 : 吊り耳に作用するせん断応力 (MPa)

w3 : 吊り耳幅 (下端) (■■■■ mm)

a : 各すみ肉溶接のど厚 (■■■■ mm)

l : 各すみ肉溶接の長さ

吊り耳（溶接部）に作用するせん断応力：

$$\tau_2 = \frac{m \times g}{A_3 \times n} = 6 \text{ MPa}$$

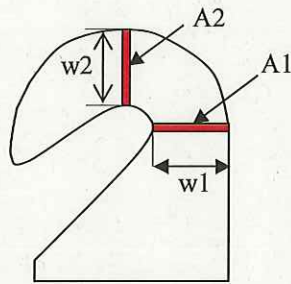
但し、 $A_3 = \sum (a_l)$

$$= (w_3 + t) \times a \times 2$$

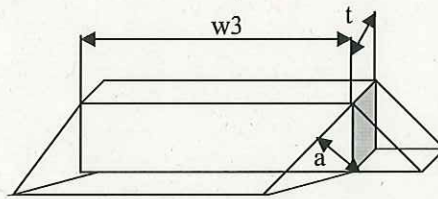
A_3 ：吊り耳溶接部の面積

τ_2 ：吊り耳溶接部に作用するせん断応力

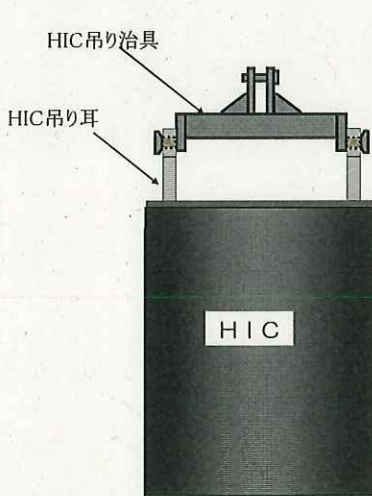
β ：溶接部係数 (■)



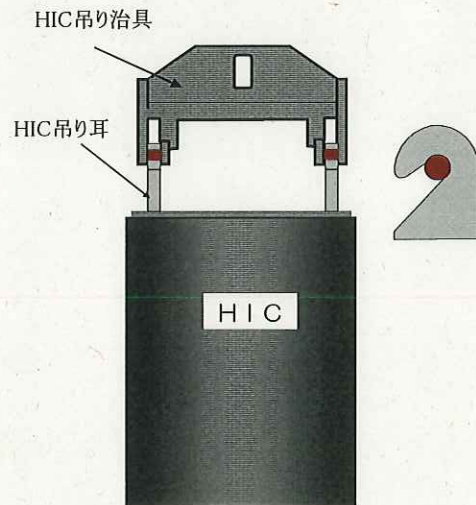
吊り耳



吊り耳（溶接部）



HIC 吊り上げ条件
(多核種除去設備設置エリア)



HIC 吊り上げ条件
(一時保管施設)



F 値は、日本機械学会 設計・建設規格 JSME S NC1-2005 付属図表 Part5 表 8 及び表 9 より、設計温度 (76.6°C) における Sy 値, Su 値 (SUS316L 相当) を線形補間した値を用い、下記式に設定した。

$$F = \min (1.35S_y, 0.7S_u, S_y(RT))$$

$$S_y : \text{表 8 より } 75^\circ\text{C} : 154 \text{ MPa}, 100^\circ\text{C} : 143 \text{ MPa}$$

$$S_y = 143 + (154 - 143) \times (100 - 76.6) / (100 - 75) = 153 \text{ MPa}$$

$$S_y(RT) : \text{表 8 より 室温} : 175 \text{ MPa}$$

$$S_y(RT) = 175 \text{ MPa}$$

$$S_u : \text{表 9 より } 75^\circ\text{C} : 452 \text{ MPa}, 100^\circ\text{C} : 439 \text{ MPa}$$

$$S_u = 439 + (452 - 439) \times (100 - 76.6) / (100 - 75) = 451 \text{ MPa}$$

$$\text{従って、} F = \min (1.35S_y, 0.7S_u, S_y(RT)) = \min (206, 315, 175) = 175 \text{ MPa}$$

$$\text{吊り耳の許容引張応力 } f_t = \frac{F}{1.5} = 116 \text{ MPa}$$

$$\text{吊り耳の許容せん断応力 } f_s = \frac{F}{1.5\sqrt{3}} = 67 \text{ MPa}$$

$$\text{吊り耳 (溶接部) の許容せん断応力 } f_{wt} = \frac{\beta \cdot F}{1.5\sqrt{3}} = 30 \text{ MPa}$$

(b) 高性能容器 (タイプ 2)

吊り耳に作用する引張応力:

$$\sigma_1 = \frac{m \times g}{A1 \times n} = 7 \text{ MPa}$$

但し、 $A1 = w1 \times t$

吊り耳に作用するせん断応力:

$$\tau_1 = \frac{m \times g}{A2 \times n} = 7 \text{ MPa}$$

但し、 $A2 = w2 \times t$

吊り耳 (溶接部) に作用するせん断応力:

$$\tau_2 = \frac{m \times g}{A3 \times n} = 5 \text{ MPa}$$

但し、 $A3 = \sum(al)$

$$= (w3+t) \times a \times 2$$

m : 機器重量 (■■■■ kg)

g : 重力加速度 (9.80665 m/s²)

n : 吊り耳考慮本数 (■■ 本)

w1 : 吊り耳幅 (■■■■ mm)

w2 : 吊り耳幅 (■■■■ mm)

t : 吊り耳厚さ (■■■■ mm)

A1 : 引張荷重が作用する吊り耳断面積 / 本

A2 : せん断荷重が作用する吊り耳断面積 / 本

σ_1 : 吊り耳に作用する引張応力 (MPa)

τ_1 : 吊り耳に作用するせん断応力 (MPa)

w3 : 吊り耳幅 (下端) (■■■■ mm)

a : 各すみ肉溶接のど厚 (■■■■ mm)

l : 各すみ肉溶接の長さ

A3 : 吊り耳溶接部の面積

τ_2 : 吊り耳溶接部に作用するせん断応力

β : 溶接部係数 (■■■■)

F 値は、日本機械学会 設計・建設規格 JSME S NC1-2005 付属図表 Part5 表 8 及び表 9 より、設計温度 (76.6°C) における Sy 値, Su 値 (SUS304 相当) を線形補間した値を用い、下記式に設定した。

$$F = \min (1.35S_y, 0.7S_u, S_y(RT))$$

$$S_y : \text{表 8 より } 75^\circ\text{C} : 183\text{MPa}, 100^\circ\text{C} : 171 \text{ MPa}$$

$$S_y = 171 + (183 - 171) \times (100 - 76.6) / (100 - 75) = 182 \text{ MPa}$$

$$S_y(RT) : \text{表 8 より } \text{室温} : 205\text{MPa}$$

$$S_y(RT) = 205\text{MPa}$$

$$S_u : \text{表 9 より } 75^\circ\text{C} : 466\text{MPa}, 100^\circ\text{C} : 441\text{MPa}$$

$$S_u = 441 + (466 - 441) \times (100 - 76.6) / (100 - 75) = 464 \text{ MPa}$$

$$\text{従って、} F = \min (1.35S_y, 0.7S_u, S_y(RT)) = \min (246, 325, 205) = 205 \text{ MPa}$$

$$\text{吊り耳の許容引張応力} \quad f_t = \frac{F}{1.5} = 136 \text{ MPa}$$

$$\text{吊り耳の許容せん断応力} \quad f_s = \frac{F}{1.5\sqrt{3}} = 78 \text{ MPa}$$

$$\text{吊り耳（溶接部）の許容せん断応力} \quad f_{wt} = \frac{\beta \cdot F}{1.5\sqrt{3}} = 35$$

表5 高性能容器（タイプ1, 2）強度評価結果

機器名称	評価部位	評価項目	算出値	許容値	単位
高性能容器 (タイプ1)	吊り耳	引張	11	116	MPa
		せん断	12	67	
	吊り耳 (溶接部)	せん断	6	30	
高性能容器 (タイプ2)	吊り耳	引張	7	136	MPa
		せん断	7	78	
	吊り耳 (溶接部)	せん断	5	35	

b. 圧力に対する評価

高性能容器（タイプ1）の外圧に対する設計圧力は25 kPaである。多核種除去設備で用いる高性能容器の外圧は屋外設置のため大気圧程度であることから、設計圧力を満足している。なお、高性能容器（タイプ2）については外圧に対する設計要求はないが、高性能容器（タイプ1）と同一の材質及び厚さであることから、同程度の強度を有していると考えられる。

一方、内圧に対しては、高性能容器（タイプ1）は、米国認可に当たり50kPaで試験を行い、容器に歪みがないことを確認している。

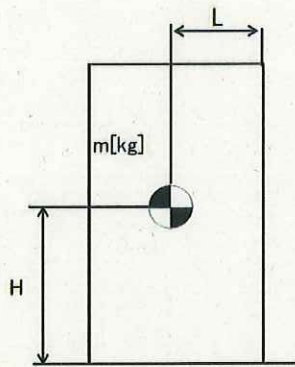
また、高性能容器の工場製作段階において、タイプ1, 2とも最大50kPaで試験を行い、容器に漏えいがないことを確認している。なお、これらの容器には、ベント機能を設けていることから、多核種除去設備で使用の際の内圧は、静水頭程度となるため、試験圧力を満足している。

(2)耐震性評価

a. 転倒評価

地震による転倒モーメントと自重による安定モーメントを算出し、それらと比較することにより転倒評価を行った。評価の結果、地震による転倒モーメントは自重による安定モーメントより小さく、転倒しないことを確認した(表6)。

なお、耐震Sクラス相当の転倒評価については、高性能容器内部水を満水(HIC全高)とし重心までの距離を算出した場合、高性能容器(タイプ2)の転倒モーメントが自重による安定モーメントより大きくなる。そのため、高性能容器内部水を運用上の最高液位とし重心までの距離を算出し転倒評価を行った。



C_H : 水平方向設計震度

耐震Bクラス相当 : 0.36

耐震Sクラス相当 : 0.80

m : 機器重量

タイプ1 : ■■■ kg

タイプ2 : ■■■ kg

g : 重力加速度(9.80665m/s²)

H : 据付面からの重心までの距離

タイプ1 : ■■■ mm^{*1} ($C_H=0.36$)

: ■■■ mm^{*2} ($C_H=0.80$)

タイプ2 : ■■■ mm^{*1} ($C_H=0.36$)

: ■■■ mm^{*2} ($C_H=0.80$)

※1 HIC 内部水を満水(HIC全高)とし重心までの距離を算出。

※2 HIC 内部水を運用上の最高液位とし重心までの距離を算出。

運用上の最高液位 : ■■■ mm (タイプ1)

■■■ mm (タイプ2)

L : 転倒支点から機器重心までの距離

タイプ1 : ■■■ mm

タイプ2 : ■■■ mm

地震による転倒モーメント： $M_1 = m \times g \times C_H \times H$

(タイプ1)

$C_H = 0.36$ の場合 $M_1 = 2.04 \times 10^7 \text{N}\cdot\text{mm}$

$C_H = 0.80$ の場合 $M_1 = 4.19 \times 10^7 \text{N}\cdot\text{mm}$

(タイプ2)

$C_H = 0.36$ の場合 $M_1 = 1.91 \times 10^7 \text{N}\cdot\text{mm}$

$C_H = 0.80$ の場合 $M_1 = 3.84 \times 10^7 \text{N}\cdot\text{mm}$

自重による安定モーメント： $M_2 = m \times g \times L$

(タイプ1)

$M_2 = 4.56 \times 10^7 \text{N}\cdot\text{mm}$

(タイプ2)

$M_2 = 4.03 \times 10^7 \text{N}\cdot\text{mm}$

表6 高性能容器評価結果

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	算出値	許容値	単位
高性能容器 (タイプ1) (補強体付き)	本体	転倒	0.36	2.04×10^7	4.56×10^7	N・mm
			0.80	4.19×10^7		
高性能容器 (タイプ2) (補強体付き)	本体	転倒	0.36	1.91×10^7	4.03×10^7	N・mm
			0.80	3.84×10^7		

b. 滑動評価

一時保管施設（第二施設）貯蔵時の高性能容器について、地震時の水平荷重によるすべり力と接地面の摩擦力を比較することにより、滑動評価を実施した。評価の結果、地震時の水平荷重によるすべり力は、接地面の摩擦力より小さいことから、滑動しないことを確認した（表7）。なお、本評価は鋼製の補強体付き高性能容器をコンクリート製のボックスカルバート上に設置した際の評価であり、実際の高性能容器貯蔵時はボックスカルバート底面にゴム製の緩衝材を設置するため、滑動はさらに生じ難くなると考える。

地震時の水平荷重によるすべり力 : $F_L = C_H \times m \times g \rightarrow F_L / (m \times g) = C_H$

接地面の摩擦力 : $F_\mu = \mu \times m \times g \rightarrow F_\mu / (m \times g) = \mu$

m : 機器質量（タイプ1 : ■■■ kg, タイプ2 : ■■■ kg）

g : 重力加速度 (9.80665m/s²)

C_H : 水平方向設計震度 (0.36)

μ : 摩擦係数 (コンクリート/鉄 : ■■■)

表7 滑動評価結果

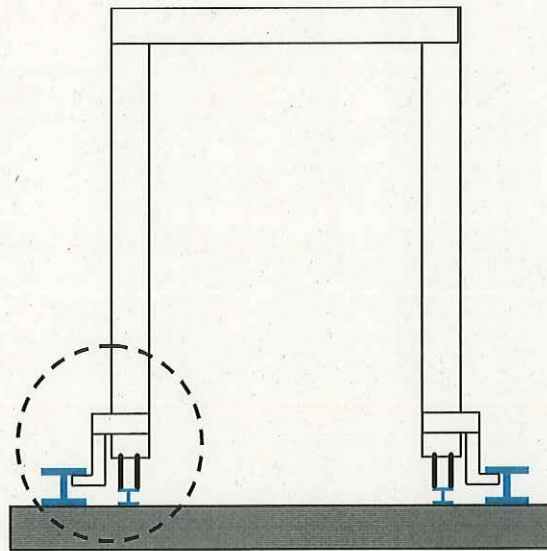
機器名称	評価項目	水平震度	算出値	許容値	単位
高性能容器 (タイプ1及びタイプ2) (補強体付き)	滑動	0.36	0.36	0.40	—

1.2.5 クレーン類

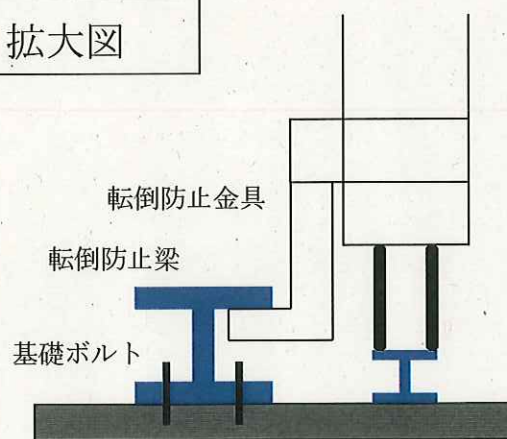
(1)耐震性評価（代表設備：処理カラム交換用クレーン）

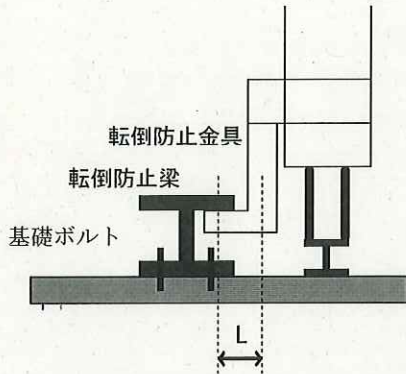
a. 基礎ボルト等の強度評価

耐震設計技術規程並びに「クレーン構造規格」（平成7年労働省告示第134号）の強度評価方法に準拠して評価を実施した。評価の結果、基礎ボルト・転倒防止金具・転倒防止梁の強度が確保されることを確認した（表8）。



拡大図





- L : 転倒防止金具の中心軸と転倒防止梁
接触点までの距離(mm)
- g : 重力加速度(9.80665m/s²)
- Z₁ : 転倒防止金具の形状係数(mm³)
- Z₂ : 転倒防止梁の形状係数 (mm³)
- d : ボルトの断面積(mm²)
- l : 転倒防止梁のアンカー固定ピッチ (mm)
- C_H : 水平方向設計震度
耐震Bクラス相当 : 0.36
耐震Sクラス相当 : 0.80
- C_V : 鉛直方向設計震度
耐震Bクラス相当 : 0
耐震Sクラス相当 : 0

「b. 転倒評価」にて、地震による転倒モーメント > 自重による安定モーメントとなる場合について、評価を行う。

転倒防止金具に作用する浮き上がり荷重をFとして、

$$F = (\text{地震による転倒モーメント} - \text{自重による安定モーメント}) / (\text{クレーン両脚の距離})$$

$$= (22400 - 22500) / 4.9 = -20 \text{ kg (Bクラス評価の場合)} \quad \leftarrow \text{浮き上がり荷重は発生しない}$$

$$= (49600 - 22500) / 4.9 = 5600 \text{ kg (Sクラス評価の場合)}$$

転倒防止金具は片側に4個設置しているが、うち3個が転倒時に有効に作用するものとする。また、転倒防止梁の基礎ボルトは1箇所あたり4本で固定されている。

$$\text{転倒防止金具にかかる応力} : \sigma_1 = \frac{F \times g \times L}{3 \times Z_1}$$

C_H = 0.36 の場合 応力が発生しない

C_H = 0.80 の場合 $\sigma_1 = 32.5 \text{ N/mm}^2$

$$\text{基礎ボルトに作用する引張力} : F_b = \frac{F}{3 \times 4}$$

C_H = 0.36 の場合 引張力が発生しない

C_H = 0.80 の場合 F_b = 467 kg

$$\text{転倒防止用梁にかかる応力} : \sigma_2 = \frac{F \times g \times l}{3 \times 4 \times Z_2}$$

C_H = 0.36 の場合 応力が発生しない

$$C_{II} = 0.80 \text{ の場合 } \sigma_2 = 10.7 \text{ N/mm}^2$$

また、許容応力はクレーン構造規格に基づき以下の式で設定した。

$$\begin{aligned} \text{許容引張応力: } \sigma_{ta} &= \min (\text{降伏点応力}/1.5 , \text{引張強さ}/1.8) \\ &= \min (2400/1.5 , 4100/1.8) \\ &= \min (1600 , 2278) = 1600 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

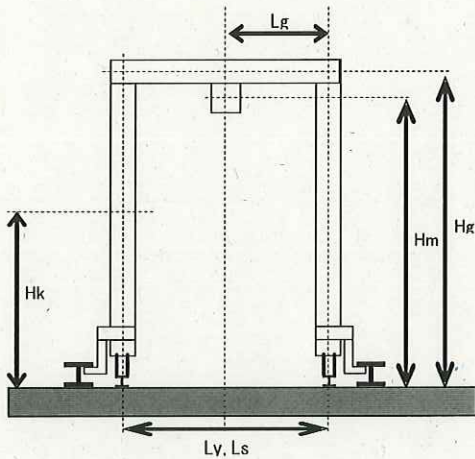
$$\begin{aligned} \text{基礎ボルトの許容引張力: } F_{Ba} &= \sigma_{ta} \times d \times 0.6 \\ &= 1435 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\text{許容圧縮応力: } \sigma_{ca} = \sigma_{ta}/1.15 = 1391 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{転倒防止金具, 転倒防止梁の許容曲げ応力: } \sigma_{bac} = 1.30 \times \sigma_{ca} = 1800 \text{ kg/cm}^2 = 175 \text{ N/mm}^2$$

b. 転倒評価

地震による転倒モーメントと自重による安定モーメントを算出し、それらを比較することにより転倒評価を実施した。評価の結果、地震による転倒モーメントが自重による安定モーメントより小さくなるものについては、転倒しないことを確認した。また、地震による転倒モーメントが自重による安定モーメントより大きくなるものについては、a. での計算により基礎ボルト・転倒防止金具・転倒防止梁の強度が確保されることから転倒しないことを確認した（表8）。



C_H : 水平方向設計震度

耐震Bクラス相当 : 0.36

耐震Sクラス相当 : 0.80

m : 機器重量

m_g : ガータ重量 (■■■■ kg)

m_k : 脚重量 (■■■■ kg)

m_m : 巻上機重量 (■■■■ kg)

m_y : 揺脚重量 (■■■■ kg)

m_s : サドル重量 (■■■■ kg)

g : 重力加速度 (9.80665m/s²)

H : 据付面からの重心までの距離

H_g : ガータ重心高さ (■■■■ mm)

H_k : 脚重心高さ (■■■■ mm)

H_m : 巻上機重心高さ (■■■■ mm)

L : 転倒支点から機器重心までの距離

L_g : ガータ重心距離 (■■■■ m)

L_y : 揺脚重心距離 (■■■■ mm)

L_s : サドル重心距離 (■■■■ mm)

地震による転倒モーメント : $M_1 = m \times C_H \times H$

$$M_{1g} = m_g \times H_g \times C_H$$

$$M_{1k} = m_k \times H_k \times C_H$$

$$M_{1m} = m_m \times H_m \times C_H$$

$$M_1 = M_{1g} + M_{1k} + M_{1m}$$

$C_H = 0.36$ の場合 $M_1 = 2.24 \times 10^4 \text{kg} \cdot \text{m}$

$C_H = 0.80$ の場合 $M_1 = 4.96 \times 10^4 \text{kg} \cdot \text{m}$

自重による安定モーメント： $M_2 = m \times L$

$$M_{2g} = m_g \times L_g$$

$$M_{2y} = m_y \times L_y$$

$$M_{2s} = m_s \times L_s$$

$$M_2 = M_{2g} + M_{2y} + M_{2s} = 2.25 \times 10^4 \text{kg} \cdot \text{m}$$

表8：クレーン類耐震評価結果

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	算出値	許容値	単位
処理カラム 交換用クレーン	本体	転倒	0.36	2.24×10^4	2.25×10^4	kg・m
	基礎ボルト	引張	0.36	-	1435	kg
	転倒防止金具	変形	0.36	-	175	N/mm ²
	転倒防止梁	変形	0.36	-	175	N/mm ²
	本体	転倒	0.80	4.96×10^4	2.25×10^4	kg・m
	基礎ボルト	引張	0.80	467	1435	kg
	転倒防止金具	変形	0.80	32.5	175	N/mm ²
	転倒防止梁	変形	0.80	10.7	175	N/mm ²

※ 算出値「-」については、引張荷重・応力が作用していない。

1.2.6 配管

(1) 構造強度評価

a. 配管（鋼管）

配管（鋼管）はステンレスまたは炭素鋼の一般産業品とするため、設計・建設規格の要求には必ずしも適合しない。しかしながら、以下により高い信頼性を確保する。

- ・ 公的規格に適合した配管（鋼管）を選定する。
- ・ 溶接継手は、運転圧による漏えい確認もしくは代替検査を行う。
- ・ 可能な限り工場にて溶接を行い、現地での溶接作業を少なくする。

また、配管（鋼管）には保温材を取り付け凍結防止対策を施す。

b. 配管（ポリエチレン管）

配管（ポリエチレン管）は鋼材ではなく、一般産業品であるため、設計・建設規格の要求に適合するものではない。しかしながら、配管（ポリエチレン管）は、一般に耐食性、電気特性（耐電気腐食）、耐薬品性を有しており、鋼管と同等の信頼性を有している。また、以下により高い信頼性を確保する。

- ・日本水道協会規格に適合したポリエチレン管を採用する。
- ・継手は、可能な限り融着構造とする。

また、配管（ポリエチレン管）には保温材を取り付け凍結防止対策を施す。なお、本対策は、配管（ポリエチレン管）の紫外線劣化対策を兼ねる。

c. 配管（耐圧ホース）

配管（耐圧ホース）は鋼材ではなく、一般産業品であるため、設計・建設規格の要求に適合するものではない。しかしながら、以下により高い信頼性を確保する。

- ・耐圧ホースで発生した過去の不適合のうち、チガヤによる耐圧ホースの貫通に関してはチガヤが生息する箇所においては鉄板敷き等の対策を施す。
- ・継手金属と樹脂の結合部（カシメ部）の外れ防止対策として、結合部に外れ防止金具を装着する。
- ・通水等による漏えい確認を行う。

また、配管（耐圧ホース）には保温材を取り付け凍結防止対策を施す。

(2)耐震性評価

a. 配管（鋼管）

配管（鋼管）は、原子力発電所の耐震設計に用いられている定ピッチスパン法等によりサポートスパンを確保する。

b. 配管（ポリエチレン管）

配管（ポリエチレン管）は、可撓性を有しており地震により有意な応力は発生しない。

c. 配管（耐圧ホース）

配管（耐圧ホース）は、可撓性を有しており地震により有意な応力は発生しない。

2. 増設多核種除去設備

強度評価は必要肉厚に対する裕度が小さい共沈タンクの強度評価を行った。

耐震性評価は許容応力に対する裕度が小さいブースターポンプ1，出口フィルタ及び増設多核種除去設備入口弁スキッドを代表設備とし、評価手順を以下に示す。

2.1 基本方針

2.1.1 構造強度評価の基本方針

増設多核種除去設備等を構成する主要な機器は、「発電用原子力設備に関する技術基準を定める省令」において、廃棄物処理設備に相当すると位置づけられる。これに対する適用規格は、設計・建設規格で規定され、機器区分クラス3の規定を適用することを基本とする。また、一部の機器が海外製等の理由により設計・建設規格の適用が困難な機器については、設計・建設規格適用品と同等の構造強度を有することを基本とする。

なお、クラス3機器に該当しないその他の機器については、JIS等規格適合品を用いる。

2.1.2 耐震性評価の基本方針

増設多核種除去設備等を構成する機器のうち放射性物質を内包するものは、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」のBクラス相当の設備と位置づけられ、耐震性を評価するにあたっては、耐震設計技術規程等に準拠する。

2.2 評価結果

2.2.1 構造強度評価（代表設備：共沈タンク）

設計・建設規格に準拠し、板厚評価を実施した。評価の結果、必要厚さを満足していることを確認した（表9）。

(1) 胴板の厚さ

開放タンクの胴に必要な厚さは、次に掲げる値のうちいずれか大きい値とする。

a. 規格上必要な最小厚さ： t_1

炭素鋼板又は低合金鋼板で作られた場合は3mm，その他の材料で作られた場合は1.50mmとする。

b. 胴の計算上必要な厚さ： t_2

$$t_2 = \frac{D_i \cdot H \cdot \rho}{0.204 \cdot S \cdot \eta}$$
$$= 0.39 \text{ (mm)}$$

t_2 : 必要厚さ

D_i : 胴の内径 (■ m)

H : 水頭 (■ m)

ρ : 液体の比重 (■)

S : 許容引張り応力 (■ MPa)

η : 継手効率 (■)

(2) 下部鏡板の厚さ

さら形鏡板の場合で、中低面に圧力を受ける物については、下記式により計算した値以上の厚さとする。

$$t = \frac{P \cdot R \cdot W}{2S \cdot \eta - 0.2P}$$
$$= 0.54 \text{ mm}$$

t : 必要厚さ
P : 最高使用圧力 (■■■■ MPa)
R : 鏡板の中央部における内面の半径 (■■■■ mm)
W : さら型鏡板の形状による係数 (■■■■)
 η : 継手効率 (■■)
S : 許容引張り応力 (■■■■ MPa)

(3) 管台の厚さ

管台に必要な厚さは、次の(a)又は(b)に掲げる値のうちいずれか大きい値とする。

a. 管台 (液出口)

(a) 管台の計算上必要な厚さ : t_1

$$t_1 = \frac{D_i \cdot H \cdot \rho}{0.204 \cdot S \cdot \eta}$$
$$= 0.02 \text{ mm}$$

t_1 : 必要厚さ
 D_i : 管台の内径 (■■■■ m)
H : 水頭 (■■■■ m)
 ρ : 液体の比重 (■■■■)
S : 許容引張り応力 (■■■■ MPa)
 η : 継手効率 (■■)

(b) 規格上必要な厚さ : t_2

管台の外径に応じ、設計・建設規格 表 PVC-3980-1 より求めた管台の厚さとする。($t_2=3.5 \text{ mm}$)

b. 管台 (タイライン)

(a) 管台の計算上必要な厚さ : t_1

$$t_1 = \frac{D_i \cdot H \cdot \rho}{0.204 \cdot S \cdot \eta}$$
$$= 0.03 \text{ mm}$$

t_1 : 必要厚さ
 D_i : 管台の内径 (■■■■ m)
H : 水頭 (■■■■ m)
 ρ : 液体の比重 (■■■■)
S : 許容引張り応力 (■■■■ Pa)
 η : 継手効率 (■■)

(b) 規格上必要な厚さ : t_2

管台の外径に応じ、設計・建設規格 表 PVC-3980-1 より求めた管台の厚さとする。($t_2=3.5 \text{ mm}$)

c. 管台 (液入口)

(a) 管台の計算上必要な厚さ: t_1

$$t_1 = \frac{D_i \cdot H \cdot \rho}{0.204 \cdot S \cdot \eta}$$
$$= 0.01 \text{ mm}$$

t_1 : 必要厚さ

D_i : 管台の内径 ([] m)

H : 水頭 ([] m)

ρ : 液体の比重 ([])

S : 許容引張り応力 ([] MPa)

η : 継手効率 ([])

(b) 規格上必要な厚さ: t_2

管台の外径に応じ、設計・建設規格 表 PVC-3980-1 より求めた管台の厚さとする。($t_2=2.4 \text{ mm}$)

d. 管台 (苛性ソーダ入口, 炭酸ソーダ入口, pH計スキッド行き)

(a) 管台の計算上必要な厚さ: t_1

$$t_1 = \frac{D_i \cdot H \cdot \rho}{0.204 \cdot S \cdot \eta}$$
$$= 0.01 \text{ mm}$$

t_1 : 必要厚さ

D_i : 管台の内径 ([] m)

H : 水頭 ([] m)

ρ : 液体の比重 ([])

S : 許容引張り応力 ([] MPa)

η : 継手効率 ([])

(b) 規格上必要な厚さ: t_2

管台の外径に応じ、設計・建設規格 表 PVC-3980-1 より求めた管台の厚さとする。($t_2=2.2 \text{ mm}$)

e. 管台 (pH計スキッド戻り)

(a) 管台の計算上必要な厚さ: t_1

$$t_1 = \frac{D_i \cdot H \cdot \rho}{0.204 \cdot S \cdot \eta}$$
$$= 0.01 \text{ mm}$$

t_1 : 必要厚さ

D_i : 管台の内径 ([] m)

H : 水頭 ([] m)

ρ : 液体の比重 ([])

S : 許容引張り応力 ([] MPa)

η : 継手効率 ([])

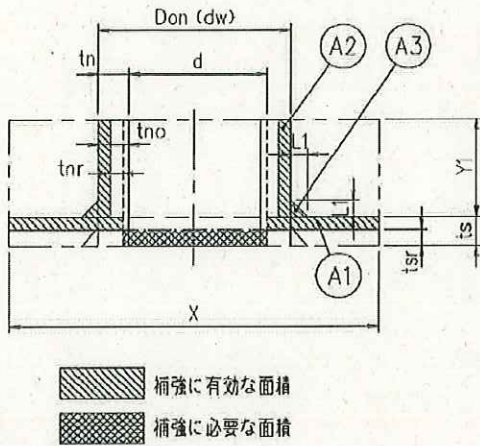
(b) 規格上必要な厚さ: t_2

管台の外径に応じ、設計・建設規格 表 PVC-3980-1 より求めた管台の厚さとする。($t_2=1.7 \text{ mm}$)

(4) 胴の穴の補強計算

- a. 穴の補強の検討が必要となる管台（タイライン）について、補強に有効な範囲内にある補強に有効な面積が、補強に必要な面積より大きいことを確認する。

補強に有効な面積は、図の A1～A3 に掲げる断面積の和となる。



- Dw : 管台が取付く穴の径 (mm)
 d : 管台の内径 (mm)
 ts : 胴板の厚さ (mm)
 tn : 管台の最小厚さ (mm)
 tsr : 継ぎ目のない胴の計算上必要な厚さ (mm)
 tnr : 管台の計算上必要な厚さ (mm)
 X : 補強の有効範囲 (mm)
 Y1 : 補強の有効範囲 (mm)
 P : 最高使用圧力 (MPa)
 H : 水頭 (m)
 ρ : 液体の比重 ()
 S : 許容引張り応力 (MPa)
 Sn : 管台材の許容引張り応力 (MPa)
 F : 図 PVC-3161. 2-1 により求めた値 ()
 L1 : すみ肉溶接脚長 (mm)
 η : 継手効率 ()

$$A_1 = (\eta \times t_s - F \times t_{sr}) \times (X - d) - (1 - S_n / S) \times (\eta \times t_s - F \times t_{sr}) \times 2t_n$$

$$= 518.67 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 2(t_n - t_{nr}) \times Y_1 \times S_n / S = 80.96 \text{ mm}^2$$

$$A_3 = L_1 \times L_1 = 64 \text{ mm}^2$$

補強に有効な総面積

$$A_0 = A_1 + A_2 + A_3 = 663.63 \text{ mm}^2$$

補強に必要な面積

$$A_r = d \times t_{sr} \times F + 2(1 - S_n / S) \times t_{sr} \times F \times t_n$$

$$= 40.95 \text{ mm}^2$$

b. 大きな穴の補強を要しない穴の最大径

Di : 胴の内径 (■■■■ mm)

大きな穴の補強を要しない最大径 dj

Dw : 穴の径 (■■■■ mm)

$$dj = Di/3 = 583.33 \text{ mm}$$

穴の径が、補強を要しない最大径を下回ったため、穴補強の検討は不要。

c. 溶接部の強度

次に掲げる荷重のうちいずれか小さい方が溶接部の負うべき荷重

$$W_1 = (A_2 + A_3 + A_4) \times S$$

$$= 14496 \text{ N}$$

A₂ : 管台の部分の補強に有効な面積 (■■■■ mm²)

A₃ : すみ肉溶接の部分の補強に有効な面積 (■■■■ mm²)

A₄ : 強め板の部分の補強に有効な面積 (■■■■ mm²)

S : 胴板材の許容引張り応力 (■■■■ MPa)

$$W_2 = (d_w \times t_{sr} - A_1) \times S$$

$$= -47353 \text{ N}$$

d_w : 穴の径 (■■■■ mm)

t_{sr} : 継ぎ目のない胴の計算上必要な厚さ (■■■■ mm)

A₁ : 胴の部分の補強に有効な断面積 (■■■■ mm²)

S : 胴板材の許容引張り応力 (■■■■ MPa)

W < 0 のため、溶接部の強度計算は不要。

表 9-1 共沈タンクの評価結果 (板厚)

機器名称	評価項目	必要厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
共沈タンク A, B, C	胴板の厚さ	3.00	3.72
	下部鏡板の厚さ	0.54	2.16
	管台の厚さ (液出口)	3.50	3.75
	管台の厚さ (タイライン)	3.50	4.72
	管台の厚さ (液入口)	2.40	2.40
	管台の厚さ (苛性ソーダ入口)	2.20	2.20
	管台の厚さ (炭酸ソーダ入口)	2.20	2.20
	管台の厚さ (pH 計スキッド行き)	2.20	2.20
	管台の厚さ (pH 計スキッド戻り)	1.70	1.90

表9-2 共沈タンクの評価結果（胴の穴の補強計算）

機器名称	評価項目	評価結果	
共沈タンク A, B, C	胴（タイライン）	補強に必要な面積 (mm ²)	補強に有効な総面積 (mm ²)
		40.95	663.63
		大きな穴の補強を要し ない最大径 (mm)	穴の径 (mm)
		583.33	167.20
		溶接部の負うべき荷重 (N)	予想される破断箇所の 強さ (N)
		-47353	— ※1

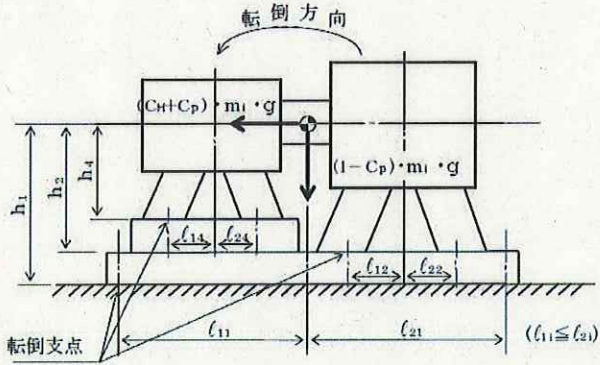
※1：溶接部の負うべき荷重が負であり，溶接部の強度計算は不要

2.2.2 耐震性評価

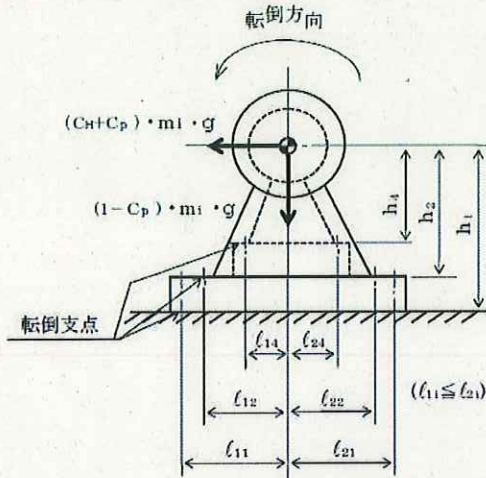
(1) ポンプ (代表設備: ブースターポンプ 1)

a. 基礎ボルトの強度評価

耐震設計技術規程の強度評価方法に準拠して評価を実施した。評価の結果、基礎ボルトの強度が確保されることを確認した (表 10)。



(軸直角方向転倒)



(軸方向転倒)

m_i : 運転時質量 (m_1 : ■、 m_2 : ■、 m_4 : ■ kg)

g : 重力加速度 (9.80665m/s²)

h_i : 据付面又は取付面から重心までの距離

(h_1 : ■、 h_2 : ■、 h_4 : ■ mm)

n_i : ボルト本数 (軸直角方向 ■本、軸方向 ■本)

N_p : ポンプ回転速度 (■ min⁻¹)

P : 原動機出力 (■ kW)

H_p : ポンプ予想最大両振幅 (■ μm)

M_{pi} : ポンプ回転により作用するモーメント

(軸直角方向 M_{p1} : ■、 M_{p2} : ■、 M_{p4} : ■ N・mm)

(軸方向 M_{p1} : ■、 M_{p2} : ■、 M_{p4} : ■ N・mm)

l_{1i} : 重心とボルト間の水平方向距離

(軸直角方向 l_{11} : ■、 l_{12} : ■、 l_{14} : ■ mm)

(軸方向 l_{11} : ■、 l_{12} : ■、 l_{14} : ■ mm)

l_{2i} : 重心とボルト間の水平方向距離

(軸直角方向 l_{21} : ■、 l_{22} : ■、 l_{24} : ■ mm)

(軸方向 l_{21} : ■、 l_{22} : ■、 l_{24} : ■ mm)

n_{fi} : 評価上引張力を受けるとして期待するボルトの本数 (軸直角方向 ■本、軸方向 ■本)

C_p : ポンプ振動による震度 (■)

d_i : ボルトの呼び径 (d_1 : ■、 d_2 : ■、 d_4 : ■ mm)

A_{bi} : ボルトの軸断面積 (A_{b1} : ■、 A_{b2} : ■、 A_{b4} : ■ mm²)

C_H : 水平方向設計震度 (0.36)

ボルトに作用する引張力 (1本あたり):

$$F_{bi} = \frac{(C_H + C_p) \times m_i \times g \times h_i + M_p - (1 - C_p) \times m_i \times g \times l_{1i}}{n_{fi} \times (l_{1i} + l_{2i})}$$

F_{b1} = 48.6 N (軸直角方向), F_{b1} = -218.1 N (軸方向)

F_{b2} = 146.5 N (軸直角方向), F_{b2} = 1181.9 N (軸方向)

F_{b3} = 112.8 N (軸直角方向), F_{b3} = 6.1 N (軸方向)

基礎ボルトに作用する引張応力： $\sigma_{bi} = \frac{F_{bi}}{A_{bi}}$

$\sigma_{b1} = 0.24\text{MPa}$ (軸直角方向), $\sigma_{b1} = -1.08\text{MPa}$ (軸方向)

$\sigma_{b2} = 1.29\text{MPa}$ (軸直角方向), $\sigma_{b2} = 10.45\text{MPa}$ (軸方向)

$\sigma_{b4} = 0.99\text{MPa}$ (軸直角方向), $\sigma_{b4} = 0.05\text{MPa}$ (軸方向)

基礎ボルトのせん断応力： $\tau_{bi} = \frac{(C_H + C_p) \times m_i \times g}{n_i \times A_{bi}}$

$\tau_{b1} = 2.58\text{MPa}$, $\tau_{b2} = 1.50\text{MPa}$, $\tau_{b4} = 1.22\text{MPa}$

また、許容応力は、以下の式で設定した。

ボルトの許容引張応力： $f_i = \min(f_{toi}, f_{tsi})$

ボルトの許容せん断応力： $f_{sbi} = F_i / \sqrt{3}$

ここで、Fは日本機械学会 設計・建設規格 JSME S NC1-2005 付属図表 Part 5 表 8 及び表 9 より Sy 値、Su 値を線形補間した値を用い、下記式にて設定した。

$F = \min(1.35S_{yi}, 0.7S_{ui}, S_{yi}(40^\circ\text{C}))$

Sy1 : 表 8 より 40°C : 205MPa

Sy2 : 表 8 より 40°C : 205MPa、75°C : 183 MPa

$Sy2 = 205 - (205 - 183) \times (60-40)/(75-40) = 192 \text{ MPa}$

Sy4 : 表 8 より 40°C : 205MPa

Su1 : 表 9 より 40°C : 520MPa

Su2 : 表 9 より 40°C : 520MPa、75°C : 466MPa

$Su2 = 520 - (520 - 466) \times (60-40)/(75-40) = 489 \text{ MPa}$

Su4 : 表 9 より 40°C : 520MPa

従って、

$F1 = \min(1.35Sy1, 0.7Su1, Sy1(40^\circ\text{C})) = \min(276, 364, 205) = 205 \text{ MPa}$

$F2 = \min(1.35Sy2, 0.7Su2, Sy1(40^\circ\text{C})) = \min(259, 342, 205) = 205 \text{ MPa}$

$F4 = \min(1.35Sy4, 0.7Su4, Sy4(40^\circ\text{C})) = \min(276, 364, 205) = 205 \text{ MPa}$

$f_{toi} = F_i / 2 * 1.5$

$f_{t01} = 153 \text{ MPa}$, $f_{t02} = 153 \text{ MPa}$, $f_{t04} = 153 \text{ MPa}$

$$f_{tsi} = 1.4 \times f_{toi} - 1.6 \times \tau_{bi}$$

$$f_{ts1} = 210 \text{ MPa}, \quad f_{ts2} = 211 \text{ MPa}, \quad f_{ts4} = 212 \text{ MPa}$$

ボルトの許容引張応力：

$$f_1 = \min(f_{t01}, f_{ts1}) = \min(153, 210) = 153 \text{ MPa}$$

$$f_2 = \min(f_{t02}, f_{ts2}) = \min(153, 211) = 153 \text{ MPa}$$

$$f_4 = \min(f_{t04}, f_{ts4}) = \min(153, 212) = 153 \text{ MPa}$$

ボルトの許容せん断応力： $f_{sbi} = F_i / \sqrt{3}$

$$f_{sb1} : 118 \text{ MPa}, \quad f_{sb2} : 118 \text{ MPa}, \quad f_{sb4} : 118 \text{ MPa}$$

表 10 ブースターポンプ 1 耐震評価結果

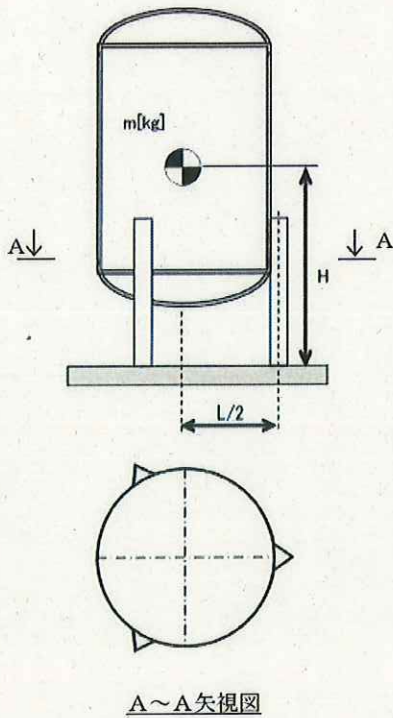
(単位：MPa)

部材	材料	応力	算出応力	許容応力
基礎ボルト (i=1)	SUS304	引張り	$\sigma_{b1} = 1$	$\sigma_{b1} = 153$
		せん断	$\tau_{b1} = 3$	$\tau_{b1} = 118$
ポンプ取付ボルト (i=2)	SUS304	引張り	$\sigma_{b2} = 11$	$\sigma_{b2} = 153$
		せん断	$\tau_{b2} = 2$	$\tau_{b2} = 118$
原動機取付ボルト (i=4)	SUS304	引張り	$\sigma_{b4} = 1$	$\sigma_{b4} = 153$
		せん断	$\tau_{b4} = 2$	$\tau_{b4} = 118$

(2) フィルタ (代表設備：出口フィルタ)

a. 基礎ボルトの強度評価

耐震設計技術規程の強度評価方法に準拠して評価を実施した。評価の結果、基礎ボルトの強度が確保されることを確認した (表 1 1)。



C_H : 水平方向設計震度 (0.36)

C_V : 鉛直方向設計震度 (0)

m : 機器重量 (■ kg)

g : 重力加速度 (9.80665 m/s²)

L : 脚断面の図心の描く円の直径 (■ mm)

H : 据付面から重心までの距離 (■ mm)

A_b : 基礎ボルトの軸断面積 (■ mm²)

基礎ボルトに作用する引張応力 :

$$\sigma_b = \frac{1}{3 \times A_b} \left(\frac{4 \times m \times g \times C_H \times H}{L} - m \times g \times (1 - C_V) \right)$$

= 37 MPa

基礎ボルトに作用するせん断応力 :

$$\tau_b = \frac{1}{3 \times A_b} (m \times g \times C_H - 0.1 \times m \times g \times (1 - C_V))$$

= 3 MPa

また、許容応力は、以下の式で設定した。

$$\text{ボルトの許容引張応力} : f = \min(f_{t0}, f_{ts})$$

$$\text{ボルトの許容せん断応力} : f_{sb} = F/\sqrt{3}$$

ここで、Fは日本機械学会 設計・建設規格 JSME S NC1-2005 付属図表 Part 5 表 8 及び表 9 より Sy 値、Su 値を線形補間した値を用い、下記式にて設定した。

$$F = \min(1.35S_y, 0.7S_u, S_y(40^\circ\text{C}))$$

$$S_y : \text{表 8 より } 40^\circ\text{C} : 205\text{MPa}, 75^\circ\text{C} : 183 \text{ MPa}$$

$$S_y = 205 - (205 - 183) \times (50-40)/(75-40) = 198 \text{ MPa}$$

$$S_u : \text{表 9 より } 40^\circ\text{C} : 520\text{MPa}, 75^\circ\text{C} : 466\text{MPa}$$

$$S_u = 520 - (520 - 466) \times (50-40)/(75-40) = 504 \text{ MPa}$$

従って、

$$F = \min(1.35S_y, 0.7S_u, S_y(40^\circ\text{C})) = \min(268, 353, 205) = 205 \text{ MPa}$$

$$f_{t0} = F/2 \times 1.5 = 153 \text{ MPa}$$

$$f_{ts} = 1.4 \times f_{t0} - 1.6 \times \tau$$

$$f_{ts} = 210 \text{ MPa}$$

基礎ボルトの許容引張応力：

$$f = \min(f_{t0}, f_{ts}) = \min(153, 210) = 153 \text{ Mpa}$$

$$\text{基礎ボルトの許容せん断応力} : f_{sb} = F/\sqrt{3} = 118 \text{ MPa}$$

表 1 1 基礎ボルトの強度評価結果

(単位：MPa)

部 材	材 料	応 力	算 出 応 力	許 容 応 力
基 礎 ボ ル ト	SUS304	引 張 り	$\sigma_b = 37$	153
		せん断	$\tau_b = 3$	118

b. 脚の強度評価

耐震設計技術規程の強度評価方法に準拠して評価を実施した。組合せ応力 σ_s を下記の通り評価し、許容値を下回ることを確認した (表 1 2)。

$$\sigma_s = \sqrt{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

= 57 MPa

σ_s : 組合せ応力
 σ_1 : 脚の質量による軸方向応力 (■■■ MPa)
 σ_2 : 脚の鉛直方向地震による軸方向応力 (■ MPa)
 σ_3 : 脚の曲げモーメントによる軸方向応力 (■■■ MPa)
 τ : 地震による脚に生じるせん断応力 (■■■ MPa)

また、座屈評価を下記の式により行い、脚に座屈が発生しないことを確認した。

$$\frac{\eta \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)}{f_c} + \frac{\eta \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)}{f_b} \leq 1$$

$$\frac{\eta \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)}{f_c} + \frac{\eta \cdot \sigma_3}{f_b} = 0.29$$

σ_s : 組合せ応力
 σ_1 : 脚の質量による軸方向応力 (■■■ MPa)
 σ_2 : 脚の鉛直方向地震による軸方向応力 (■ MPa)
 σ_3 : 脚の曲げモーメントによる軸方向応力 (■■■ MPa)
 f_c : 軸圧縮加重に対する許容座屈応力 (■■■ MPa)
 f_b : 曲げモーメントに対する許容座屈応力 (■■■ MPa)
 η : 座屈応力に対する安全率 (■)

また、許容応力は、以下の式で設定した。

$$\text{脚の許容応力} : f_t = 1.5 \times F / 1.5$$

ここで、F は日本機械学会 設計・建設規格 JSME S NC1-2005 付属図表 Part 5 表 8 及び表 9 より Sy 値, Su 値を線形補間した値を用い、下記式にて設定した。

$$F = \min (1.35S_y, 0.7S_u, S_y(40^\circ\text{C}))$$

$$S_y : \text{表 8 より } 40^\circ\text{C} : 205\text{MPa}, 75^\circ\text{C} : 183\text{ MPa}$$

$$S_y = 205 - (205 - 183) \times (50-40)/(75-40) = 198\text{ MPa}$$

$$S_u : \text{表 9 より } 40^\circ\text{C} : 520\text{MPa}, 75^\circ\text{C} : 466\text{MPa}$$

$$S_u = 520 - (520 - 466) \times (50-40)/(75-40) = 504\text{ MPa}$$

従って、

$$F = \min(1.35S_{y1}, 0.7S_{u1}, S_{y1}(40^{\circ}\text{C})) = \min(268, 353, 205) = 205 \text{ MPa}$$

$$f_t = 1.5 \times F / 1.5 = 205 \text{ Mpa}$$

表 1 2 脚の強度評価結果

(単位：MPa)

部 材	材 料	応 力	算 出 応 力	許 容 応 力
脚	SUS304	組合せ	$\sigma_s = 57$	205
		座屈	0.29 (無次元)	1 (無次元)

c. 胴板の強度評価

耐震設計技術規程の強度評価方法に準拠して評価を実施した。一次一般膜応力 σ_0 を下記の通り評価し、許容値を下回ることを確認した (表 1 3)。

$$\sigma_0 = \text{Max}\{\sigma_{0\phi} + \sigma_{0x}\}$$

$$= 37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{0\phi} = \sigma_{\phi 1} + \sigma_{\phi 7}$$

$$= 37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{0x} = \sigma_{x1} + \sigma_{x2} + \sigma_{x5} + \sigma_{x7}$$

$$= 21 \text{ MPa}$$

σ_0 : 一次一般膜応力

$\sigma_{0\phi}$: 一次一般膜応力 (周方向) (■ MPa)

σ_{0x} : 一次一般膜応力 (軸方向) (■ MPa)

σ_{x1} : 内圧による軸方向応力 (■ MPa)

$\sigma_{\phi 1}$: 内圧による周方向応力 (■ MPa)

σ_{x2} : 運転時質量による軸方向応力 (■ MPa)

σ_{x5} : 地震力により生じる転倒モーメントによる軸方向応力 (■ MPa)

σ_{x7} : 胴板の鉛直方向地震による軸方向応力 (■ MPa)

$\sigma_{\phi 7}$: 胴板の鉛直方向地震による周方向応力 (■ MPa)

また、許容応力は、以下の式で設定した。

$$\text{胴板一次一般膜応力の許容応力} : \sigma = \text{MAX}(\text{Min}(S_y, 0.6 \cdot S_u), 1.2 \cdot S)$$

ここで、 σ は日本機械学会 設計・建設規格 JSME S NC1-2005 付属図表 Part 5 表 5, 表 8 及び表 9 より S_y 値, S_u 値を線形補間した値を用い、下記式にて設定した。

$$F = \max(\min(S_y, 0.6 \cdot S_u), 1.2 \cdot S)$$

$$S : \text{表 5 より } 40^{\circ}\text{C} : 111 \text{ MPa}, 75^{\circ}\text{C} : 108 \text{ MPa}$$

$$S = 111 - (111 - 108) \times (60 - 40) / (75 - 40) = 109 \text{ MPa}$$

Sy : 表 8 より 40°C : 175MPa, 75°C : 154 MPa
 $Sy = 175 - (175 - 154) \times (60-40)/(75-40) = 163 \text{ MPa}$

Su : 表 9 より 40°C : 480MPa, 75°C : 452MPa
 $Su = 480 - (480 - 452) \times (60-40)/(75-40) = 464 \text{ MPa}$

従って、

$$F = \max(\min(Sy, 0.6 \cdot Su), 1.2 \cdot S) = \max(\min(163, 278), 131) = 163 \text{ MPa}$$

表 1 3 胴板の強度評価結果

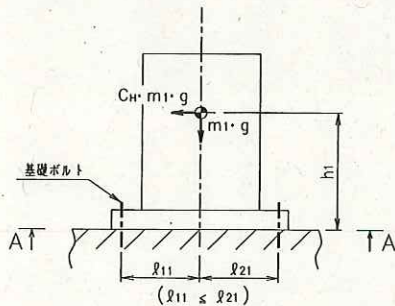
(単位 : MPa)

部 材	材 料	応 力	算 出 応 力	許 容 応 力
胴 板	SUS316L	一次一般膜	$\sigma_0=37$	163

(3) スキッド (代表設備 : 増設多核種除去設備入口弁スキッド)

a. 基礎ボルトの強度評価

耐震設計技術規程の強度評価方法に準拠して評価を実施した。評価の結果, 基礎ボルトの強度が確保されることを確認した (表 1 4)。



m_1 : 機器重量 (■■■■ kg)

g : 重力加速度 (9.80665m/s²)

H : 据付面からの重心までの距離 (■■■■ mm)

l_{11} : 重心と基礎ボルト間の水平方向距離 (■■■■ mm)

l_{21} : 重心と基礎ボルト間の水平方向距離 (■■■■ mm)

$$(l_{11} \leq l_{21})$$

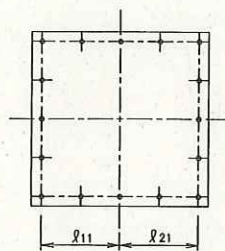
n_f : 引張力の作用する基礎ボルトの評価本数 (■■本)

n : せん断力の作用する基礎ボルトの評価本数 (■■本)

A_b : 基礎ボルトの軸断面積 (■■■■ mm²)

C_H : 水平方向設計震度 (0.36)

C_v : 鉛直方向設計震度 (0)



A-A矢視図

$$\text{基礎ボルトに作用する引張力 : } F_b = \frac{m_1 \times g \times C_H \times h_1 - m_1 \times g \times (1 - C_v) \times l_{11}}{l_{11} + l_{21}}$$

$$\text{基礎ボルトの引張応力 : } \sigma_{bi} = \frac{F_b}{n_f \times A_b}$$

$\sigma_{bi} = -48 \text{ MPa} < 0$ よって、引張応力は発生しない。

基礎ボルトのせん断応力：
$$\tau_{bi} = \frac{m \times g \times C_H}{n \times A_b}$$

$\tau_{bi} = 21 \text{ MPa}$ よって、許容応力以下である。なお、許容応力は後打ちアンカー耐力による値。

表 1 4 増設多核種除去設備入口弁スキッドの耐震評価結果

部材	材料	応力	算出応力	許容応力
基礎ボルト ($i = 1$)	SS400	引張り	$\sigma_{bi} = -$	39 *
		せん断	$\tau_{bi} = 21$	49 *

注記 * : 後打ちアンカー耐力による。

3. 高性能多核種除去設備

強度評価は、必要肉厚に対する裕度が小さい供給タンク、多核種吸着塔1～20、前処理フィルタ1を代表設備とし、評価手順を以下に示す。

また、耐震性評価は、許容応力に対する裕度が小さい供給タンク、前処理フィルタ1、多核種吸着塔1～20、供給ポンプ、昇圧ポンプ1～4及び吸着塔ユニット1～4を代表設備とし、評価手順を以下に示す。

3. 高性能多核種除去設備では、高性能多核種除去設備建屋 $GL \pm 0m = T.P. 36.4m$ ^(※) とする。

(※) 震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P. から T.P. への換算値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。

<換算式> $T.P. = O.P. - 1,436mm$

3.1 基本方針

3.1.1 構造強度評価の基本方針

高性能多核種除去設備を構成する主要な機器は、「発電用原子力設備に関する技術基準を定める省令」において、廃棄物処理設備に相当すると位置付けられる。これに対する適用規格は、「JSME S NC-1 発電用原子力設備規格 設計・建設規格」(以下、「設計・建設規格」という。)で規定され、機器区分クラス3の規定を適用することを基本とする。また、主要な機器のうち前処理フィルタ及び吸着塔(二相ステンレス製)は、「ASME Boiler and Pressure Vessel Code (Sec VIII)」に準拠し前処理フィルタ及び吸着塔廻りの鋼管(二相ステンレス製)は、「ASME B31.1 Power Piping」に準拠する。吸着塔(ステンレス製)、吸着塔廻りの鋼管(ステンレス製)は、設計・建設規格に準拠する。

なお、クラス3機器に該当しないその他の機器は、JIS等規格適合品等を用いることとし、ポリエチレン管は、JWWAまたはISO規格に準拠する。

また、構造強度に関連して経年劣化の影響を評価する観点から、原子力発電所での使用実績がない材料を使用する場合は、他産業での使用実績等を活用しつつ、必要に応じて試験等を行うことで、経年劣化等の影響についての評価を行う。

3.1.2 耐震性評価の基本方針

高性能多核種除去設備等を構成する機器のうち放射性物質を内包するものは、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」のBクラス相当の設備と位置づけられ、耐震性を評価するにあたっては、「JEAC4601 原子力発電所耐震設計技術規程」等に準拠する。

3.2 評価結果

3.2.1 構造強度評価

設計・建設規格に準拠し、板厚評価を実施した。評価の結果、必要厚さを満足していることを確認した。

3.2.1.1 タンク（代表設備：供給タンク）

3.2.1.1.1 評価箇所

強度評価箇所を図-1に示す。

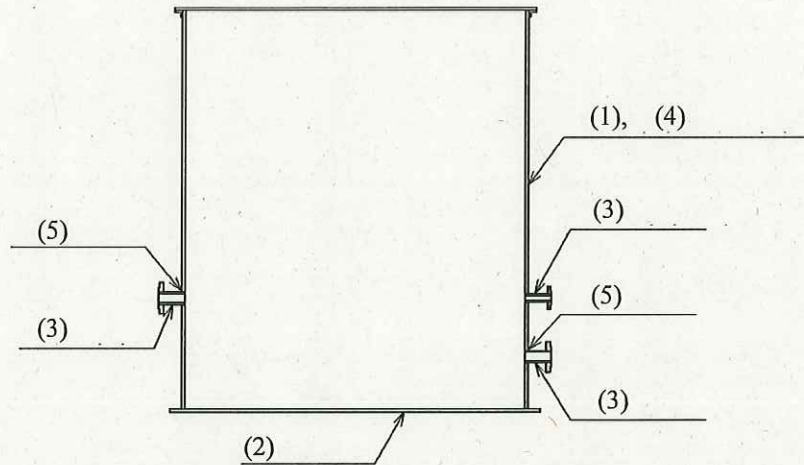


図-1 供給タンク，処理水タンク 概要図

図中の番号は，2.1.2 及び2.1.3 の番号に対応する。

3.2.1.1.2 評価結果

(1) 胴の厚さの評価

胴板名称			(1) 胴板
材料			SM400C
水頭	H	(m)	
最高使用温度		(℃)	40
胴の内径	D_i	(m)	3.00
液体の比重	ρ		1.00
許容引張応力	S	(MPa)	100
継手効率	η		
継手の種類			
放射線検査の有無			
必要厚さ	t_1	(mm)	
必要厚さ	t_2	(mm)	
必要厚さ	t_3	(mm)	
t_1, t_2, t_3 の大きい値	t	(mm)	3.00
呼び厚さ	t_{so}	(mm)	9.00
最小厚さ	t_s	(mm)	6.57
評価： $t_s \geq t$ ，よって十分である。			

(2) 底板の厚さの評価

底板名称	(1) 底板		
材料	SM400C		
必要厚さ	t	(mm)	3.00
呼び厚さ	t _{bo}	(mm)	12.00
最小厚さ	t _b	(mm)	9.50
評価：t _b ≥ t，よって十分である。			

(3) 管台の厚さの評価

a. 管台 (RO 濃縮水出口)

管台名称	(1) RO濃縮水出口		
材料	STPT410-S		
水頭	H	(m)	
最高使用温度		(°C)	40
管台の内径	D _i	(m)	0.1023
液体の比重	ρ		1.00
許容引張応力	S	(MPa)	103
継手効率	η		
継手の種類			
放射線検査の有無			
必要厚さ	t ₁	(mm)	
必要厚さ	t ₂	(mm)	
t ₁ , t ₂ の大きい値	t	(mm)	3.50
呼び厚さ	t _{no}	(mm)	6.00
最小厚さ	t _n	(mm)	4.25
評価：t _n ≥ t，よって十分である。			

b. 管台 (RO 濃縮水出口 (予備))

管台名称	(2) RO濃縮水出口 (予備)		
材料	STPT410-S		
水頭	H	(m)	
最高使用温度		(°C)	40
管台の内径	D _i	(m)	0.1023
液体の比重	ρ		1.00
許容引張応力	S	(MPa)	103
継手効率	η		
継手の種類			
放射線検査の有無			
必要厚さ	t ₁	(mm)	
必要厚さ	t ₂	(mm)	
t ₁ , t ₂ の大きい値	t	(mm)	3.50
呼び厚さ	t _{no}	(mm)	6.00
最小厚さ	t _n	(mm)	4.25
評価：t _n ≥ t，よって十分である。			

c. 管台（液位計）

管台名称			(3) 液位計
材料			STPT410-S
水頭	H	(m)	
最高使用温度			40
管台の内径	D_i	(m)	0.0272
液体の比重	ρ		1.00
許容引張応力	S	(MPa)	103
継手効率	η		
継手の種類			
放射線検査の有無			
必要厚さ	t_1	(mm)	
必要厚さ	t_2	(mm)	
t_1, t_2 の大きい値	t	(mm)	1.70
呼び厚さ	t_{no}	(mm)	3.40
最小厚さ	t_n	(mm)	1.90
評価： $t_n \geq t$, よって十分である。			

(4) 胴の補強を要しない穴の最大径の評価

胴板名称	(1) 胴板
評価：補強の計算を要する 85mm を超える穴の名称	RO 濃縮水出口(5) RO 濃縮水出口(予備)(5)

(5) 胴の穴の補強計算

a. 胴板 (RO 濃縮水出口)

部材名称		(1) RO濃縮水出口
胴板材料		SM400C
管台材料		STPT410-S
最高使用圧力	P (MPa)	0.05
最高使用温度	(°C)	40
胴板の許容引張応力	S _s (MPa)	100
管台の許容引張応力	S _n (MPa)	103
穴の径	d (mm)	105.80
管台が取り付く穴の径	d _w (mm)	
胴板の最小厚さ	t _s (mm)	6.57
管台の最小厚さ	t _n (mm)	4.25
胴板の継手効率	η	
係数	F	
胴の内径	D _i (mm)	3000.00
胴板の計算上必要な厚さ	t _{s r} (mm)	0.74
管台の計算上必要な厚さ	t _{n r} (mm)	0.03
穴の補強に必要な面積	A _r (mm ²)	77.56
補強の有効範囲	X ₁ (mm)	
補強の有効範囲	X ₂ (mm)	
補強の有効範囲	X (mm)	
補強の有効範囲	Y ₁ (mm)	
管台の外径	D _{o n} (mm)	
溶接寸法	L ₁ (mm)	
溶接寸法	L ₄ (mm)	
胴板の有効補強面積	A ₁ (mm ²)	
管台の有効補強面積	A ₂ (mm ²)	
すみ肉溶接部の有効補強面積	A ₃ (mm ²)	
補強に有効な総面積	A ₀ (mm ²)	743.7
評価: A ₀ > A _r , よって十分である。		

部材名称		(1) RO濃縮水出口
大きい穴の補強		
補強を要する穴の限界径	d _j (mm)	1000.00
評価: d ≤ d _j , よって大きい穴の補強計算は必要ない。		
溶接部にかかる荷重	W ₁ (N)	
溶接部にかかる荷重	W ₂ (N)	
溶接部の負うべき荷重	W (N)	-5.341 × 10 ⁴
評価: W < 0, よって溶接部の強度計算は必要ない。 以上より十分である。		

b. 胴板 (RO 濃縮水出口 (予備))

部材名称		(2) RO濃縮水出口 (予備)
胴板材料		SM400C
管台材料		STPT410-S
最高使用圧力	P (MPa)	0.05
最高使用温度	(°C)	40
胴板の許容引張応力	S _s (MPa)	100
管台の許容引張応力	S _n (MPa)	103
穴の径	d (mm)	105.80
管台が取り付く穴の径	d _w (mm)	
胴板の最小厚さ	t _s (mm)	6.57
管台の最小厚さ	t _n (mm)	4.25
胴板の継手効率	η	
係数	F	
胴の内径	D _i (mm)	3000.00
胴板の計算上必要な厚さ	t _{s r} (mm)	0.74
管台の計算上必要な厚さ	t _{n r} (mm)	0.03
穴の補強に必要な面積	A _r (mm ²)	77.56
補強の有効範囲	X ₁ (mm)	
補強の有効範囲	X ₂ (mm)	
補強の有効範囲	X (mm)	
補強の有効範囲	Y ₁ (mm)	
管台の外径	D _{o n} (mm)	
溶接寸法	L ₁ (mm)	
溶接寸法	L ₄ (mm)	
胴板の有効補強面積	A ₁ (mm ²)	
管台の有効補強面積	A ₂ (mm ²)	
すみ肉溶接部の有効補強面積	A ₃ (mm ²)	
補強に有効な総面積	A ₀ (mm ²)	743.7
評価: A ₀ > A _r , よって十分である。		

部材名称		(2) RO濃縮水出口 (予備)
大きい穴の補強		
補強を要する穴の限界径	d _j (mm)	1000.00
評価: d ≤ d _j , よって大きい穴の補強計算は必要ない。		
溶接部にかかる荷重	W ₁ (N)	
溶接部にかかる荷重	W ₂ (N)	
溶接部の負うべき荷重	W (N)	-5.341 × 10 ⁴
評価: W < 0, よって溶接部の強度計算は必要ない。 以上より十分である。		

3.2.1.1.3 評価結果まとめ

評価結果を表15に示す。必要厚さ等を満足しており、十分な構造強度を有すると評価している。

表15-1 供給タンクの評価結果（板厚）

機器名称	評価項目	必要厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
供給タンク	(1) 胴板の厚さ	3.00	6.57
	(2) 底板の厚さ	3.00	9.50
	(3) 管台の厚さ (RO 濃縮水出口)	3.50	4.25
	(3) 管台の厚さ (RO 濃縮水出口 (予備))	3.50	4.25
	(3) 管台の厚さ (液位計)	1.70	1.90

表15-2 供給タンクの評価結果（胴板の補強要否確認）

機器名称	評価項目	補強を要し ない穴の最 大径 (mm)	穴の径 (mm)
供給タンク	(4) RO 濃縮水出口	85.00	85 以上
	(4) RO 濃縮水出口 (予備)	85.00	85 以上

表 1 5 - 3 供給タンクの評価結果 (胴の穴の補強計算)

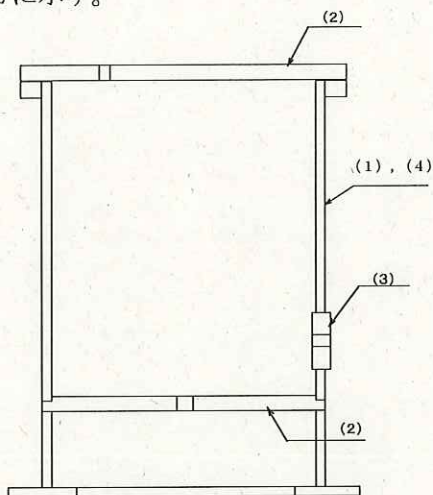
機器名称	評価項目	評価結果	
供給タンク	(5) 胴 (RO 濃縮水出口)	補強に必要な面積 (mm ²)	補強に有効な総面積 (mm ²)
		77.56	743.7
		大きな穴の補強計算を 要しない最大径 (mm)	穴の径 (mm)
		1000.00	105.80
		溶接部の負うべき荷重 (N)	予想される破断箇所の 強さ (N)
	-5.341×10 ⁴	— ※1	
	(5) 胴 (RO 濃縮水出口 (予備))	補強に必要な面積 (mm ²)	補強に有効な総面積 (mm ²)
		77.56	743.7
		大きな穴の補強計算を 要しない最大径 (mm)	穴の径 (mm)
		1000.00	105.80
溶接部の負うべき荷重 (N)		予想される破断箇所の 強さ (N)	
-5.341×10 ⁴	— ※1		

※1 溶接部の負うべき荷重が負であり、溶接部の強度計算は不要

3.2.1.2 前処理フィルタ（代表設備：前処理フィルタ 1）

3.2.1.2.1 評価箇所

強度評価箇所を図-2に示す。



前処理フィルタ 1

図-2 前処理フィルタ 概要図

図中の番号は、3.2.1.2.2, 3.2.1.2.3 の番号に対応する。

3.2.1.2.2 評価結果

(1) 胴の厚さの評価

胴板名称			(1) 胴板
材料			ASME SA516 Gr.70
最高使用圧力	P	(MPa)	1.03
最高使用温度		(°C)	40
胴の内径	D _i	(mm)	901.70
許容引張応力	S	(MPa)	138
継手効率	η		
継手の種類			
放射線検査の有無			
必要厚さ	t ₁	(mm)	
必要厚さ	t ₂	(mm)	
t ₁ , t ₂ の大きい値	t	(mm)	4.84
呼び厚さ	t _{so}	(mm)	6.35
最小厚さ	t _s	(mm)	5.84
評価：t _s ≥ t, よって十分である。			

(2) 平板の厚さの評価

a. 上部平板

平板名称	(1) 上部平板	
平板の取付け方法		
平板の穴の有無	有り	
平板の径	d	(mm)
穴の径	d _h	(mm)
評価: $d_h \leq d/2$, よってPVD-3322(1)b.により計算を行う。		

平板名称	(1) 上部平板	
材料	ASME SA516 Gr. 70	
最高使用圧力	P	(MPa)
最高使用温度		(°C)
許容引張応力	S	(MPa)
取付け方法による係数	K	
平板の径	d	(mm)
必要厚さ	t	(mm)
呼び厚さ	t _{po}	(mm)
最小厚さ	t _p	(mm)
評価: $t_p \geq t$, よって十分である。		

b. 下部平板

平板名称	(2) 下部平板	
平板の取付け方法		
平板の穴の有無	有り	
溶接部の寸法	t _{w1}	(mm)
溶接部の寸法	t _{w2}	(mm)
胴又は管の計算上必要な厚さ	t _{sr}	(mm)
胴又は管の最小厚さ	t _s	(mm)
	t _{w1} + t _{w2}	(mm)
	2 · t _s	(mm)
	1.25 · t _{sr}	(mm)
平板の径	d	(mm)
穴の径	d _h	(mm)
評価: $t_{w1} + t_{w2} \geq 2 \cdot t_s$, $t_{w1} \geq t_s$, $t_s \geq 1.25 \cdot t_{sr}$, よって十分である。 $d_h \leq d/2$, よってPVD-3322(1)a.により計算を行う。		

平板名称	(2) 下部平板	
材料	ASME SA516 Gr. 70	
最高使用圧力	P	(MPa)
最高使用温度		(°C)
許容引張応力	S	(MPa)
取付け方法による係数	K	
平板の径	d	(mm)
必要厚さ	t	(mm)
呼び厚さ	t _{po}	(mm)
最小厚さ	t _p	(mm)
評価: $t_p \geq t$, よって十分である。		

(3) 管台の厚さの評価

管台名称	(1) 出口		
材料	ASME SA516 Gr. 70		
最高使用圧力	P	(MPa)	1.03
最高使用温度		(°C)	40
管台の外径	D _o	(mm)	
許容引張応力	S	(MPa)	138
継手効率	η		
継手の種類			
放射線検査の有無			
必要厚さ	t ₁	(mm)	
必要厚さ	t _s	(mm)	
t ₁ , t _s の大きい値	t	(mm)	3.80
呼び厚さ	t _{no}	(mm)	57.15
最小厚さ	t _n	(mm)	55.15
評価: t _n ≥ t, よって十分である。			

(4) 容器の補強を要しない穴の最大径の計算

胴板名称	(1) 胴板		
材料	ASME SA516 Gr. 70		
最高使用圧力	P	(MPa)	1.03
最高使用温度		(°C)	40
胴の外径	D	(mm)	
許容引張応力	S	(MPa)	138
胴板の最小厚さ	t _s	(mm)	5.84
継手効率	η		
継手の種類			
放射線検査の有無			
$d_{r1} = (D - 2 \cdot t_s) / 4$		(mm)	
61, d _{r1} の小さい値		(mm)	61.00
K			
D · t _s		(mm ²)	
200, d _{r2} の小さい値		(mm)	99.90
補強を要しない穴の最大径		(mm)	99.90
評価: 補強の計算を要する穴の名称			無し

3.2.1.2.3 評価結果まとめ

評価結果を表16に示す。必要厚さ等を満足しており、十分な構造強度を有すると評価している。

表16-1 前処理フィルタ評価結果（板厚）

機器名称	評価項目	必要厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
前処理フィルタ 1	(1)胴板の厚さ	4.84	5.84
	(2)上部平板の厚さ	54.71	62.50
	(2)下部平板の厚さ	44.75	62.50
	(3)管台の厚さ	3.80	55.15

表16-2 前処理フィルタ評価結果（胴の補強要否）

機器名称	評価項目	補強を要しない穴の最大径 (mm)	穴の径 (mm)
前処理フィルタ 1	(4)胴	99.90	99 以下

3.2.1.3 吸着塔（代表設備：多核種吸着塔 1～20（UNS S31803））

3.2.1.3.1 評価箇所

強度評価箇所を図-3に示す。

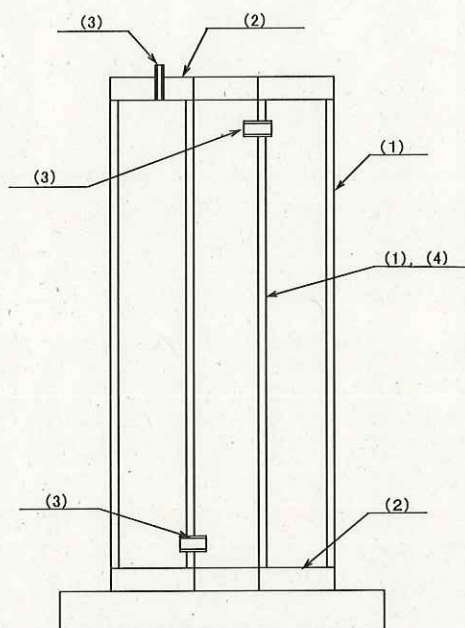


図-3 吸着塔入口バッファタンク，移送タンク 概要図

図中の番号は，3.2.1.3.2，3.2.1.3.3の番号に対応する。

3.2.1.3.2 評価結果

(1) 胴の厚さの評価

a.外筒胴

胴板名称			(1) 外筒胴
材料			ASME SA240 UNS S31803
最高使用圧力	P	(MPa)	1.55
最高使用温度		(°C)	40
胴の内径	D_i	(mm)	939.80
許容引張応力	S	(MPa)	177
継手効率	η		
継手の種類			
放射線検査の有無			
必要厚さ	t_1	(mm)	
必要厚さ	t_2	(mm)	
t_1, t_2 の大きい値	t	(mm)	5.93
呼び厚さ	t_{so}	(mm)	12.70
最小厚さ	t_s	(mm)	11.70
評価： $t_s \geq t$ ，よって十分である。			

b.内筒胴

胴板名称		(2) 内筒胴
材料		ASME SA790 UNS S31803
最高使用圧力	P (MPa)	—
外面に受ける最高の圧力	P _e (MPa)	1.55
最高使用温度	内圧時 (°C)	—
	外圧時 (°C)	40
胴の内径	D _i (mm)	
胴の外径	D _o (mm)	
強め輪間の有効長さ	ℓ (mm)	
許容引張応力	S _i (MPa)	—
降伏点	S _y (MPa)	—
継手効率	η	
継手の種類		
放射線検査の有無		
必要厚さ	t ₁ (mm)	
必要厚さ	t ₂ (mm)	
ℓ/D _o		
B (ASME BPVC SECTION, II Part D Subpart 3 fig. G, fig. HA-5より)		
必要厚さ	t _s (mm)	
t ₁ , t ₂ , t _a の大きい値	t (mm)	7.42
呼び厚さ	t _{so} (mm)	12.70
最小厚さ	t _s (mm)	11.10
評価: t _s ≥ t, よって十分である。		

(2) 平板の厚さの評価

a. 上部平板

平板名称		(1) 上部平板
平板の取付け方法		
平板の穴の有無		
溶接部の寸法	t _{w1} (mm)	
溶接部の寸法	t _{w2} (mm)	
胴又は管の計算上必要な厚さ	t _{sr} (mm)	4.14
胴又は管の最小厚さ	t _s (mm)	11.70
t _{w1} + t _{w2}	(mm)	25.40
2・t _s	(mm)	23.40
1.25・t _{sr}	(mm)	5.17
平板の径	d (mm)	
穴の径	d _h (mm)	
評価: t _{w1} + t _{w2} ≥ 2・t _s , t _{w1} ≥ t _s , t _s ≥ 1.25・t _{sr} , よって十分である。 d _h ≤ d/2, よってPVD-3322(1)b.により計算を行う。		

平板名称	(1) 上部平板	
材料	ASME SA240 UNS S31803	
最高使用圧力	P (MPa)	1.55
最高使用温度	(°C)	40
許容引張応力	S (MPa)	177
取付け方法による係数	K	
平板の径	d (mm)	
必要厚さ	t (mm)	71.45
呼び厚さ	t _{po} (mm)	76.20
最小厚さ	t _p (mm)	75.20
評価: t _p ≥ t, よって十分である。		

b. 下部平板

平板名称	(2) 下部平板	
平板の取付け方法		
平板の穴の有無		
溶接部の寸法	t _{w1} (mm)	
溶接部の寸法	t _{w2} (mm)	
胴又は管の計算上必要な厚さ	t _{sr} (mm)	4.14
胴又は管の最小厚さ	t _s (mm)	11.70
t _{w1} + t _{w2}	(mm)	25.40
2 · t _s	(mm)	23.40
1.25 · t _{sr}	(mm)	5.17
平板の径	d (mm)	
穴の径	d _h (mm)	
評価: t _{w1} + t _{w2} ≥ 2 · t _s , t _{w1} ≥ t _s , t _s ≥ 1.25 · t _{sr} , よって十分である。 d _h ≤ d/2, よってPVD-3322(1)b.により計算を行う。		

平板名称	(2) 下部平板	
材料	ASME SA240 UNS S31803	
最高使用圧力	P (MPa)	1.55
最高使用温度	(°C)	40
許容引張応力	S (MPa)	177
取付け方法による係数	K	
平板の径	d (mm)	
必要厚さ	t (mm)	71.45
呼び厚さ	t _{po} (mm)	76.20
最小厚さ	t _p (mm)	75.20
評価: t _p ≥ t, よって十分である。		

(3) 管台の厚さの評価

a. 液入口

管台名称	(1) 液入口		
材料	ASME SA790 UNS S31803		
最高使用圧力	P	(MPa)	1.55
最高使用温度		(°C)	40
管台の外径	D_o	(mm)	
許容引張応力	S	(MPa)	177
継手効率	η		
継手の種類			
放射線検査の有無			
必要厚さ	t_1	(mm)	
必要厚さ	t_s	(mm)	
t_1, t_s の大きい値	t	(mm)	0.27
呼び厚さ	t_{no}	(mm)	3.91
最小厚さ	t_n	(mm)	3.43
評価: $t_n \geq t$, よって十分である。			

b. 液出口

管台名称	(2) 液出口		
材料	ASME SA790 UNS S31803		
最高使用圧力	P	(MPa)	1.55
最高使用温度		(°C)	40
管台の外径	D_o	(mm)	
許容引張応力	S	(MPa)	177
継手効率	η		
継手の種類			
放射線検査の有無			
必要厚さ	t_1	(mm)	
必要厚さ	t_s	(mm)	
t_1, t_s の大きい値	t	(mm)	0.27
呼び厚さ	t_{no}	(mm)	3.91
最小厚さ	t_n	(mm)	3.43
評価: $t_n \geq t$, よって十分である。			

c. ベント

管台名称			(3) ベント
材料			ASME SA790 UNS S31803
最高使用圧力	P	(MPa)	1.55
最高使用温度		(°C)	40
管台の外径	D_o	(mm)	
許容引張応力	S	(MPa)	177
継手効率	η		
継手の種類			
放射線検査の有無			
必要厚さ	t_i	(mm)	
必要厚さ	t_s	(mm)	
t_i, t_s の大きい値	t	(mm)	0.15
呼び厚さ	t_{no}	(mm)	3.38
最小厚さ	t_n	(mm)	2.96
評価: $t_n \geq t$, よって十分である。			

(4) 胴の補強を要しない穴の最大径の評価

胴板名称			(1) 内筒胴	
計算圧力			内圧	外圧
材料			ASME SA790 UNS S31803	
最高使用圧力又は 外面に受ける最高の圧力	P	(MPa)	—	1.55
最高使用温度		(°C)	—	40
胴の外径	D	(mm)		
許容引張応力	S	(MPa)	—	151
胴板の最小厚さ	t_s	(mm)	11.10	
継手効率	η			
継手の種類				
放射線検査の有無				
$d_{r1} = (D - 2 \cdot t_s) / 4$		(mm)		
61, d_{r1} の小さい値		(mm)	61.00	
K				
$D \cdot t_s$		(mm ²)		
200, d_{r2} の小さい値		(mm)	—	119.04
補強を要しない穴の最大径		(mm)	—	119.04
評価: 補強の計算を要する穴の名称			無し	

3.2.1.3.3 評価結果まとめ

評価結果を表17に示す。必要厚さ等を満足しており、十分な構造強度を有すると評価している。

表17-1 吸着塔評価結果（板厚）

機器名称	評価項目	必要厚さ (mm)	最小厚さ (mm)
吸着塔1～20 (UNS S31803)	(1)胴板の厚さ（外筒胴）	5.93	11.70
	(1)胴板の厚さ（内筒胴）	7.42	11.10
	(2)上部平板	71.45	75.20
	(2)下部平板	71.45	75.20
	(3)管台の厚さ（入口・出口）	0.27	3.43
	(3)管台の厚さ（ベント）	0.15	2.96

表17-2 吸着塔評価結果（胴の補強要否）

機器名称	評価項目	補強を要しない穴の最大径 (mm)	穴の径 (mm)
吸着塔1～20 (UNS S31803)	(4)胴（内筒胴）	119.04	119以下

3.2.2 耐震性評価

(1) タンク (代表機器：供給タンク)

1. 設計条件

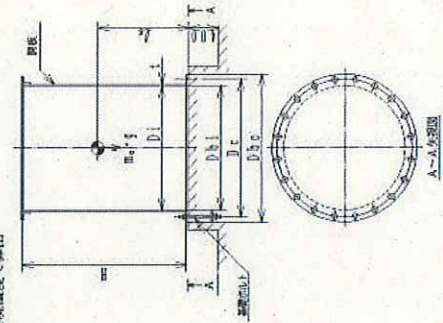
機器名称	設置設計上の重要区分	設置場所及び床面高さ 設計GL (m)	固有周期 (s)		水平方向設計許容係数	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	周囲環境温度 (°C)	比 重
			水平方向	鉛直方向					
供給タンク	B	高性耐多地震除去設備設置 GL+0.2	0.027	-	$C_H = 0.35$	静水頭	40	40	1.00

2. 機器要目

m_0 (kg)	m_c (kg)	D_{50} (mm)	D_{51} (mm)	t (mm)	F (MPa)	G (MPa)	U_s (mm)	H (mm)	s	α
41100	6000	3000	3000	3.0	202000 *1	77700 *1				

D_c (mm)	D_{50} (mm)	D_{51} (mm)	A_b (mm ²)	S_v (鋼板) (MPa)	S_u (鋼板) (MPa)	S (鋼板) (MPa)	F (鋼板) (MPa)	S_v (連続ボルト) (MPa)	S_u (連続ボルト) (MPa)	F (連続ボルト) (MPa)
				245 *1 (厚さ ≤ 16 mm)	400 *1	-	245	235 *2 (16mm $<$ 厚 ≤ 40 mm)	400 *2	235

注記*1: 最新使用規定で算出
*2: 周囲環境温度で算出



3. 計算数値

3.1 鋼に生じる応力

(1) 一次一般応力

応力の種類	周方向応力	軸方向応力	せん断応力
静水頭による応力	$\sigma_{x1} = 9$	-	-
鉛直方向地震による引張応力	-	-	-
空管量による圧縮応力	-	$\sigma_{xz} = 1$	-
鉛直方向地震による軸方向応力	-	-	-
水平方向地震による応力	-	$\sigma_{xz} = 6$	$\tau = 4$
応力の和	引張側 $\sigma_{x1} = 9$	$\sigma_{xz} = 5$	-
	圧縮側 $\sigma_{x2} = -9$	$\sigma_{xz} = 7$	-
	引張り $\sigma_{o1} = 11$	$\sigma_{o2} = 8$	-

3.2 基礎ボルトに生じる応力

(単位: MPa)	
引張応力	$\sigma_b = 1$
せん断応力	$\tau_b = 16$

4. 結論
4.1 固有周期

方向	固有周期
水平方向	$T_H =$
鉛直方向	$T_V =$

4.2 応力

		(単位: MPa)		
部材	材料	応力	算出応力	許容応力
鋼板	SM400C	一次-総変形	$\sigma_0 = 11$	$S_s = 240$
		圧縮と曲げの組合せ (座屈の許容)	$\frac{\eta \cdot \sigma_{x2}}{f_c} + \frac{\eta \cdot \sigma_{x4}}{f_b} \leq 1$	0.04
基礎ボルト	SS400	引張り	$\sigma_b = 1$	$f_{t,s} = 176$ *
		せん断	$\tau_b = 16$	$f_{s,s} = 135$

注記*: (3.2.2) 式より算出

*すべて許容応力以下である。

(2) 前処理フィルタ (代表機器：前処理フィルタ1)

1. 設計条件

機器名称	許容設計上の 重要度分類	挿付挿入及び床面高さ		固有周期(g)		水平方向設計強度	鉛直方向設計強度	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	周囲環境温度 (°C)	比重
		設計GL (m)	高性能多核種設備建屋 CL +0.2	水平方向	鉛直方向						
前処理フィルタ1	B					$C_{H1}=0.36$	-	1.03	40	40	-

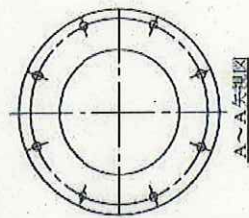
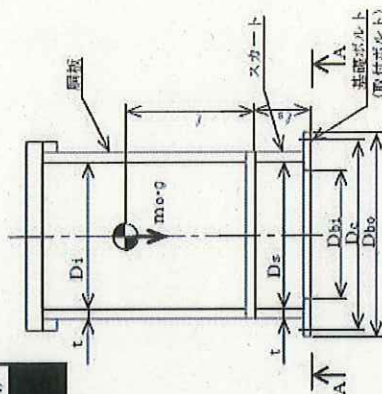
2. 機器要目

m_0 (kg)	m_e (kg)	D_1 (mm)	t (mm)	D_s (mm)	t_s (mm)	E (MPa)	E_s (MPa)	G (MPa)	G_s (MPa)	f (mm)	f_s (mm)
		901.7	6.35			201000 ¹⁾	201000 ²⁾	77300 ¹⁾	77300 ²⁾		

D_1 (mm)	D_s (mm)	D_4 (mm)	H (mm)	s	h	D_c (mm)	D_{b0} (mm)	D_{b1} (mm)	A_b (mm ²)	Y (mm)	M_s (N·mm)
		279.4	279.4								

S_y (鋼板) (MPa)	S_u (鋼板) (MPa)	S (鋼板) (MPa)	S_y (スカート) (MPa)	S_u (スカート) (MPa)	F (スカート) (MPa)	S_y (取付ボルト) (MPa)	S_u (取付ボルト) (MPa)	F (取付ボルト) (MPa)
262 ¹⁾	483 ¹⁾	-	262 ²⁾	483 ²⁾	262	724 ²⁾ (径≦64mm)	862 ²⁾ (径≦64mm)	603

注記*1：最高使用温度で算出
*2：周囲環境温度で算出



スカート開口部の形状を示す。

3. 計算数値

3.1 鋼に生じる応力 (単位: MPa)

生じる応力	周方向応力	軸方向応力	せん断応力
静水頭又は内圧による応力	$\sigma_{x1} = 74$	$\sigma_{x2} = 37$	-
静水頭又は内圧による応力 (鉛直方向地震時)	-	-	-
運転時風量による引張応力	-	$\sigma_{x3} = 1$	-
鉛直方向地震による引張応力	-	-	-
空質重による圧縮応力	-	$\sigma_{x4} = 3$	-
鉛直方向地震による圧縮応力	-	-	-
水平方向地震による応力	-	$\sigma_{x5} = 4$	$\tau = 2$
応力の和	引張側 $\sigma_o = \sigma_{x1} = 74$	$\sigma_m = 41$	-
	圧縮側 $\sigma_u = -\sigma_{x1} = -74$	$\sigma_w = -31$	-
組合せ応力	引張り $\sigma_o = 74$	$\sigma_o = 74$	-
	圧縮 $\tau = 2$	-	-

3.2 スカートに生じる応力 (単位: MPa)

生じる応力	応力	組合せ応力
運転時風量による応力	$\sigma_{s1} = 5$	$\sigma_s = 32$
鉛直方向地震による応力	-	
水平方向地震による応力	$\sigma_{s2} = 27$	
せん断	$\tau = 4$	

3.3 取付ボルトに生じる応力 (単位: MPa)

引張応力	$\sigma_b = 1$
せん断応力	$\tau_b = 8$

4. 結論

4.1 固有周期 (単位: s)

方向	固有周期
水平方向	$T_H =$ []
鉛直方向	$T_V =$ []

4.2 応力 (単位: MPa)

部材	材料	応力	算出応力	許容応力
胴板	ASME SA516 Gr.70	組合せ	$\sigma_o = 74$	$S_s = 262$
スカート	ASME SA516 Gr.70	組合せ	$\sigma_s = 32$	$f_s = 262$
		任縮と曲げの組合せ (座屈の評価)	$\frac{\eta \cdot (\sigma_{s1} + \sigma_{s2})}{f_c} + \frac{\eta \cdot \sigma_{s2}}{f_b} \leq 1$	0.14 (無次元)
取付ボルト	ASTM A193 Gr.B7	引張り	$\sigma_b = 1$	$f_b = 452$
		せん断	$\tau_b = 8$	$f_s = 346$

注記 *: 以下より算出
 $f_{t1} = 1.4 \cdot f_{t0} - 1.0 \cdot \tau_b$ から, $f_{t1} \leq f_{t0}$

すべて許容応力以下である。

(3) 吸着塔 (代表機器: 多核種吸着塔 1~20 (UNS S31803))

1. 設計条件

機器名称 (多核種吸着塔 (胴部材料: UNS S31803))	耐震設計上の 重要度分類 B	掘付場所及び床面高さ 設計GL (m) 高性能多核種設備建屋 GL +0.2	固有周期(g)		最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	周囲環境温度 (°C)	比重
			水平方向	鉛直方向				
					1.55	40	40	-
					$C_R = 0.36$			

2. 機器要目

mφ (kg)	mφ (kg)	D _i (mm)	t (mm)	E (MPa)	G (MPa)	φ _g (mm)	H (mm)	s	nr	ns	D _c (mm)	D _{bo} (mm)	Ab (mm ²)
		939.8 (外筒) 内筒)	12.7	199000 ¹	76000 ¹								

S _y (鋼板) (MPa)	S _u (鋼板) (MPa)	S (鋼板) (MPa)	F (鋼板) (MPa)	S _y (取付ボルト) (MPa)	S _u (取付ボルト) (MPa)	F (取付ボルト) (MPa)
445 ¹	621 ¹	177	434	724 ² (径≦φ4mm)	862 ² (径≦φ4mm)	603

注記*1: 最高使用温度で算出

*2: 周囲環境温度で算出

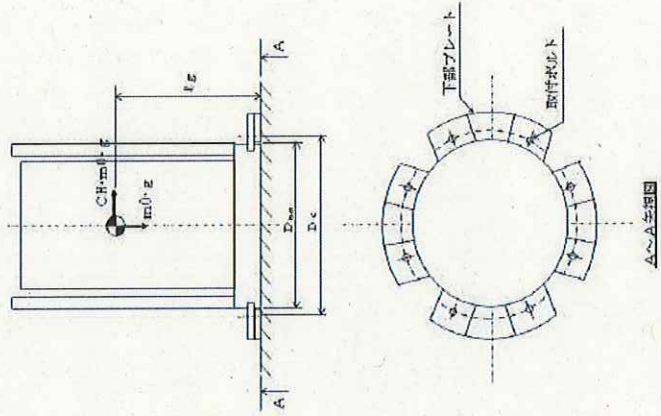
*3: 固有周期及び鋼の応力算出に用いる値

*4: 基礎ボルトの応力算出に用いる値

3. 計算数値

(単位: MPa)

	周方向応力	軸方向応力	せん断応力
静水頭による応力	$\sigma_{\theta 1} = 59$	$\sigma_{z 1} = 30$	-
鉛直方向地震 による引張応力	-	-	-
空質量による 圧縮応力	-	$\sigma_{z 2} = 2$	-
鉛直方向地震 による軸方向応力	-	-	-
水平方向地震 による応力	-	$\sigma_{\theta 3} = 6$	$\tau = 2$
応力の和	$\sigma_{\theta} = 59$	$\sigma_{z} = 34$	-
引張側	$\sigma_{\theta} = 59$	$\sigma_{z} = 33$	-
圧縮側	-	-	-
引張り 圧縮	$\sigma_{\theta} = 59$	-	-



3.2 取付ボルトに生じる応力

(単位: MPa)

引張応力	-
せん断応力	$\tau_b = 50$

4. 結論

4.1 固有周期

(単位: s)

方向	固有周期
水平方向	$T_E = \blacksquare$

4.2 応力

(単位: MPa)

部材	材	材	料	材	力	算	出	許	容
剛板	UNS	S31803	一次一般線	$\sigma_b = 59$	$S_b = 372$				
取付ボルト	ASTM	A193	引張りせん断	$f_b = 452$ *	$f_a = 345$				

注記 * : 以下より算出

$$f_{t,3} = 1.4 \cdot f_{t,0} - 1.6 \cdot \tau_b \leq f_{t,0}$$

すべて許容応力以下である。

(4) ポンプ (代表機器：供給ポンプ、昇圧ポンプ1～4ポンプ)

1. 設計条件

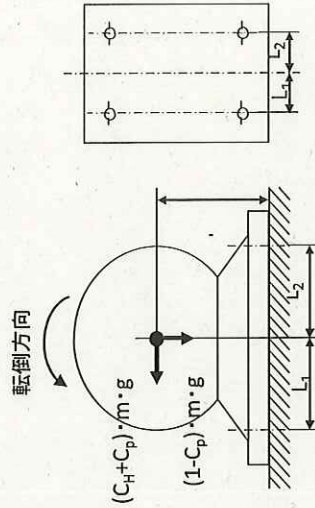
機器名称	耐震設計上の 重要区分	据付場所及び床面高さ 設計 GL (m)	水平方向設計震度	ポンプ振動 による震度	最高使用温度 (°C)	周囲環境温度 (°C)
供給ポンプ、昇圧ポンプ	B	高性能多核種設備建屋 GL +0.2	$C_H=0.36$		40	40

2. 機器要目

m (kg)	n (本)	Ab (mm ²)	h (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	Sy (MPa)	Su (MPa)	F (MPa)	転倒方向
						724	862	603	軸直角

ポンプ予想最大両振幅
(μm)

ポンプ回転速度 (min^{-1})



3. 結論

部材	材料	応力	算出応力	許容応力
基礎ボルト	ASTM A193 Gr.B7 (SNB7相当)	せん断	$\tau_b = 3$	$f_{sb} = 348$
		引張	$\sigma_b = -$	$f_{ts} = 452$

すべて許容応力以下である。

(5) ユニット (代表機器：吸着塔ユニット1～4)

1. 設計条件

機器名称	耐震設計上の 重要度区分	据付場所及び床面高さ 設計 GL (m)	水平方向設計震度	最高使用温度 (°C)	使用環境温度 (°C)
吸着塔ユニット1～4	B	高性能多核種設備建屋 GL +0.2	Ch=0.36	40	40

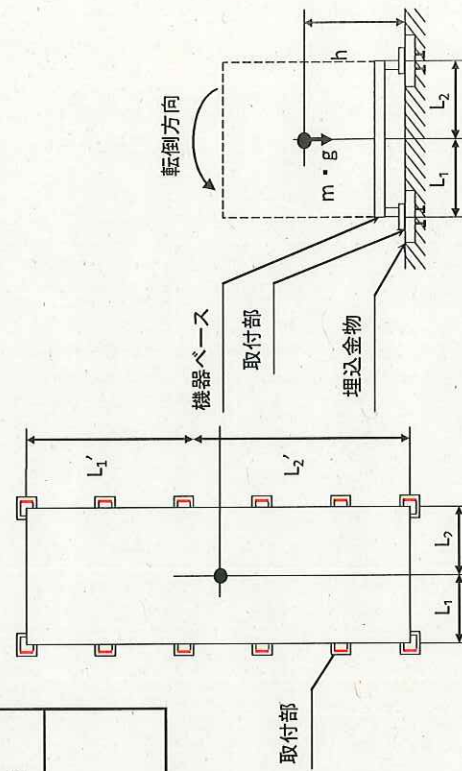
2. 機器要目

m (kg)	n (箇所)	Aw (mm ²)	h (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)

3. 結論

部材	材料	応力	算出応力	許容応力
取付部 すみ肉溶接	YS309Mo	引 張	$\sigma_w = 19$	$f_t = 69$

許容応力以下である。



4. 高性能多核種除去設備検証試験装置

4.1 検証試験装置

4.1.1 耐震性評価

4.1.1.1 計算条件

(1) 検証試験装置を搭載している車両について、地震による転倒モーメントと自重による安定モーメントを算出し、それらを比較することで転倒評価する。

4.1.1.2 記号の説明

(1) 転倒評価

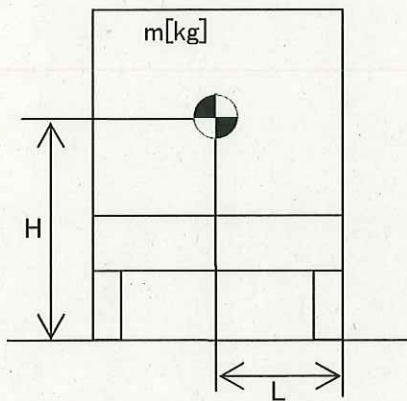
記号	記号の説明	単位
M	機器質量	Kg
G	重力加速度	m/s ²
H	据付面から重心までの距離	m
L	転倒支点から機器重心までの距離	m
C _H	水平方向設計震度	-

4.1.1.3 計算方法

(1) 転倒評価

地震による転倒モーメント： $M_1 = m \times g \times C_H \times H$

自重による安定モーメント： $M_2 = m \times g \times L$



4.1.1.4 設計条件

(1) 転倒評価

機器名称	重力加速度 g (m/s ²)	水平方向設計震度 C _H
検証試験装置 (車両1)	9.80	0.36
検証試験装置 (車両2)	9.80	0.36
検証試験装置 (車両3)	9.80	0.36
検証試験装置 (車両4)	9.80	0.36
検証試験装置 (車両5)	9.80	0.36

4.1.1.5 機器要目

(1) 転倒評価

機器名称	機器重量 m(Kg)	据付面から重心ま での距離 H(m)	転倒支点から機器 重心までの距離 L(m)
検証試験装置 (車両1)	■	■	■
検証試験装置 (車両2)	■	■	■
検証試験装置 (車両3)	■	■	■
検証試験装置 (車両4)	■	■	■
検証試験装置 (車両5)	■	■	■

4.1.1.6 評価結果

(1) 転倒評価

地震による転倒モーメントは自重による安定モーメントより小さいことから、転倒しないことを確認した。

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	算出値	許容値	単位
検証試験装置 (車両1)	本体	転倒	0.36	1.60×10^8	3.01×10^8	N・mm
検証試験装置 (車両2)	本体	転倒	0.36	1.83×10^8	3.31×10^8	N・mm
検証試験装置 (車両3)	本体	転倒	0.36	1.78×10^8	3.25×10^8	N・mm
検証試験装置 (車両4)	本体	転倒	0.36	1.81×10^8	3.33×10^8	N・mm
検証試験装置 (車両5)	本体	転倒	0.36	1.29×10^8	2.16×10^8	N・mm

4.2 前処理フィルタ及び吸着塔

4.2.1 構造強度評価

- (1) 漏えい試験等を行い、有意な変形や漏えい、運転状態に異常がないことを確認する
- (2) 設計・建設規格に準拠し、板厚評価を実施した。

4.2.1.1 計算条件

- (1) 設計・建設規格に準拠し、板厚評価を実施する。

4.2.1.2 記号の説明

(1) 板圧評価

記号	記号の説明	単位
t	胴の計算上必要な厚さ	mm
Di	胴の内径	mm
P	最高使用圧力	MPa
S	最高使用温度における材料の許容引張応力	MPa
η	長手継手の効率	-
R	鏡板の外形中央部における内面の半径	mm
W	さら形鏡板の形状による係数	-

4.2.1.3 計算方法

(1) 板圧評価

a. 胴の厚さの評価

胴に必要な厚さは、次に掲げる値のうちいずれか大きい値とする。

(a) 規格上必要な最小厚さ： t_1

t_1 の値は炭素鋼、低合金鋼の場合は $t_1 = 3.00[\text{mm}]$ 以上、その他の金属の場合は $t_1 = 1.50[\text{mm}]$ 以上とする。

(b) 内面に圧力を受ける胴の必要厚さ： t_2

$$t_2 = \frac{PD_i}{2S\eta - 1.2P}$$

b. 鏡板の厚さの評価

さら形鏡板に必要な厚さは、以下で計算した値のうちいずれか大きい方の値とする。

(a) 胴の必要厚さ： t_1

$$t_1 = \frac{PD_i}{2S\eta - 1.2P}$$

(b) 鏡板の必要厚さ： t_2

$$t_2 = \frac{PRW}{2S\eta - 0.2P}$$

4.2.1.4 設計条件

(1) 板圧評価

機器名称	最高使用圧力 P (MPa)	最高使用温度における 材料の許容引張応力 S (MPa)	長手継手 の効率 (胴板) η	長手継手 の効率 (鏡板) η
前処理フィルタ 1	0.98	228	■	■
前処理フィルタ 2～4	0.98	228	■	■
多核種吸着塔 1～15	0.98	228	■	■

4.2.1.5 機器要目

(1) 板圧評価

機器名称	胴の内径 Di (mm)	鏡板の外形中央部における内面の半径 R (mm)	さら形鏡板の形状による係数 W
前処理フィルタ 1	■	■	■
前処理フィルタ 2～4	■	■	■
多核種吸着塔 1～15	■	■	■

4.2.1.6 評価結果

(1) 板圧評価

評価の結果、内圧に耐えられることを確認した。

機器名称	評価部位	必要肉厚 [mm]	実厚 [mm]
前処理フィルタ 1	胴板	1.50	6.00
	鏡板	1.49	8.00
前処理フィルタ 2～4	胴板	1.50	6.00
	鏡板	1.33	8.00
多核種吸着塔 1～15	胴板	1.54	6.00
	鏡板	1.66	8.00

4.2.2 耐震性評価

4.2.2.1 計算条件

(1) 前処理フィルタ及び吸着塔を基礎ボルトで固定する。

4.2.2.2 記号の説明

(1) 基礎ボルトの強度評価

記号	記号の説明	単位
m	機器質量	Kg
g	重力加速度	m/s ²
H	据付面から重心までの距離	mm
L	転倒支点から機器重心までの距離	mm
L ₁	重心と基礎ボルト間の水平方向距離	mm
n _f	引張力の作用する基礎ボルトの評価本数	本
n	基礎ボルトの本数	本
A _b	基礎ボルトの軸断面積	mm ²
C _H	水平方向設計震度	-
C _V	鉛直方向設計震度	-

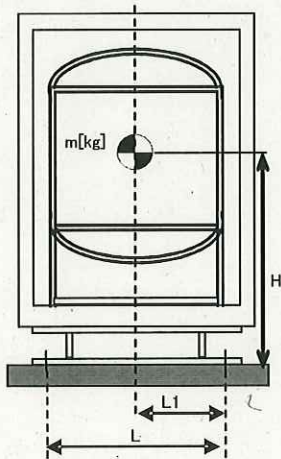
4.2.2.3 計算方法

(1) 基礎ボルトの強度評価

$$\text{基礎ボルトに作用する引張力} : F_b = \frac{1}{L} (m \times g \times C_H \times H - m \times g \times (1 - C_V) \times L_1)$$

$$\text{基礎ボルトの引張応力} : \sigma_b = \frac{F_b}{n_f \times A_b}$$

$$\text{基礎ボルトのせん断応力} : \tau_b = \frac{m \times g \times C_H}{n \times A_b}$$



4.2.2.4 設計条件

(1) 基礎ボルトの強度評価

機器名称	重力加速度 g (m/s ²)	水平方向設計震度 C _H	垂直方向設計震度 C _V
前処理フィルタ 1	9.80	0.36	0
前処理フィルタ 2～4	9.80	0.36	0
多核種吸着塔 1～10	9.80	0.36	0
多核種吸着塔 11～15	9.80	0.36	0

4.2.2.5 機器要目

(1) 基礎ボルトの強度評価

機器名称	機器重量 m (Kg)	据付面から 重心までの 距離 H (mm)	転倒支点 から機器 重心まで の距離 L (mm)	重心と基礎 ボルト間の 水平方向距 離 L ₁ (mm)	引張力の作 用する基礎 ボルトの評 価本数 n _f (本)	基礎ボル トの本数 n (本)	基礎ボル トの軸断 面積 A _b (mm ²)
前処理フ ィルタ 1	■	■	■	■	■	■	■
前処理フ ィルタ 2 ～4	■	■	■	■	■	■	■
多核種吸 着塔 1～ 10	■	■	■	■	■	■	■
多核種吸 着塔 11 ～15	■	■	■	■	■	■	■

4.2.2.6 評価結果

(1) 基礎ボルトの強度評価

基礎ボルトの強度が確保されることを確認した。

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	算出値	許容値	単位
前処理フィルタ 1	基礎ボルト	引張	0.36	2	174	MPa
		せん断	0.36	7	134	MPa
前処理フィルタ 2～4	基礎ボルト	引張	0.36	5	174	MPa
		せん断	0.36	7	134	MPa
吸着塔 1～10	基礎ボルト	引張	0.36	4	174	MPa
		せん断	0.36	10	134	MPa
吸着塔 11～15	基礎ボルト	引張	0.36	4	174	MPa
		せん断	0.36	8	134	MPa

4.3 タンク

4.3.1 構造強度評価

供給タンク、処理水タンク、pH調整槽については、漏えい試験等を行い、有意な変形や漏えい、運転状態に異常がないことを確認する。また、これらのタンクは全て大気開放のため、水頭圧以上の内圧が作用することはない。

4.3.2 耐震性評価

4.3.2.1 計算条件

(1) タンクを基礎ボルトで固定する。

4.3.2.2 記号の説明

(1) 基礎ボルトの強度評価

記号	記号の説明	単位
m	機器質量	Kg
g	重力加速度	m/s ²
H	据付面から重心までの距離	mm
L	転倒支点から機器重心までの距離	mm
L ₁	重心と基礎ボルト間の水平方向距離	mm
n _f	引張力の作用する基礎ボルトの評価本数	本
n	基礎ボルトの本数	本
A _b	基礎ボルトの軸断面積	mm ²
C _H	水平方向設計震度	-
C _V	鉛直方向設計震度	-

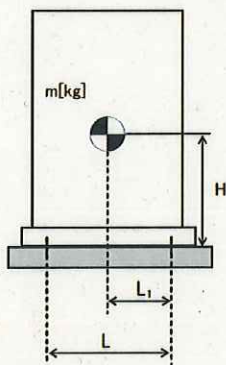
4.3.2.3 計算方法

(1) 基礎ボルトの強度評価

$$\text{基礎ボルトに作用する引張力} : F_b = \frac{1}{L} (m \times g \times C_H \times H - m \times g \times (1 - C_V) \times L_1)$$

$$\text{基礎ボルトの引張応力} : \sigma_b = \frac{F_b}{n_f \times A_b}$$

$$\text{基礎ボルトのせん断応力} : \tau_b = \frac{m \times g \times C_H}{n \times A_b}$$



4.3.2.4 設計条件

(1) 基礎ボルトの強度評価

機器名称	重力加速度 g (m/s ²)	水平方向設計震度 C _H	垂直方向設計震度 C _V
供給タンク	9.80	0.36	0
処理水タンク	9.80	0.36	0
No. 1, 2 pH調整槽	9.80	0.36	0

4.3.2.5 機器要目

(1) 基礎ボルトの強度評価

機器名称	機器重量 m (Kg)	据付面から重心までの距離 H (mm)	転倒支点から機器重心までの距離 L (mm)	重心と基礎ボルト間の水平方向距離 L ₁ (mm)	引張力の作用する基礎ボルトの評価本数 n _f (本)	基礎ボルトの本数 n (本)	基礎ボルトの軸断面積 A _b (mm ²)
供給タンク	■	■	■	■	■	■	■
処理水タンク	■	■	■	■	■	■	■
No. 1, 2 pH調整槽	■	■	■	■	■	■	■

4.3.2.6 評価結果

(1) 基礎ボルトの強度評価

基礎ボルトの強度が確保されることを確認した。

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	算出値	許容値	単位
供給タンク	基礎ボルト	引張	0.36	-	174	MPa
		せん断	0.36	11	134	MPa
処理水タンク	基礎ボルト	引張	0.36	-	174	MPa
		せん断	0.36	11	134	MPa
No. 1, 2 pH調整槽	基礎ボルト	引張	0.36	-	174	MPa
		せん断	0.36	9	134	MPa

4.4 ポンプ

4.4.1 耐震性評価

4.4.1.1 計算条件

(1) ポンプを基礎ボルトで固定する。

4.4.1.2 記号の説明

(1) 基礎ボルトの強度評価

記号	記号の説明	単位
m	機器質量	Kg
g	重力加速度	m/s ²
h	重心高さ	mm
D	基礎ボルト間隔	mm
n _f	引張力の作用する基礎ボルトの評価本数	本
n	基礎ボルトの本数	本
A _b	基礎ボルトの軸断面積	mm ²
C _H	水平方向設計震度	-

4.4.1.3 計算方法

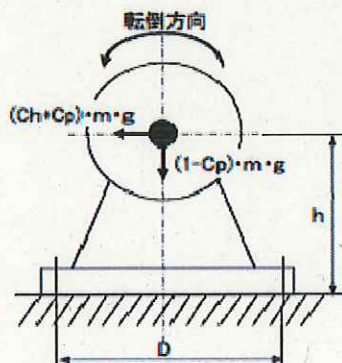
(1) 基礎ボルトの強度評価

基礎ボルトに作用する引張力

$$F_b = \frac{(C_H + C_p) \times m \times g \times h - (1 - C_p) \times m \times g \times D/2}{n_f \times D}$$

$$\text{基礎ボルトの引張応力} : \sigma_b = \frac{F_b}{A_b}$$

$$\text{基礎ボルトのせん断応力} : \tau_b = \frac{m \times g \times C_H}{n \times A_b}$$



4.4.1.4 設計条件

(1) 基礎ボルトの強度評価

機器名称	重力加速度 g (m/s ²)	水平方向設計震度 C _H	ポンプ振動による震度 C _p
原水ポンプ	9.80	0.36	■
中継ポンプ1～3	9.80	0.36	■
処理水移送ポンプ	9.80	0.36	■

4.4.1.5 機器要目

(1) 基礎ボルトの強度評価

機器名称	機器重量 m(Kg)	重心高さ h(mm)	基礎ボルト間隔 D(mm)	引張力の作用する基礎ボルトの評価本数 n _r (本)	基礎ボルトの本数 n (本)	基礎ボルトの軸断面積 A _b (mm ²)
原水ポンプ	■	■	■	■	■	■
中継ポンプ1	■	■	■	■	■	■
中継ポンプ2, 3	■	■	■	■	■	■
処理水移送ポンプ	■	■	■	■	■	■

4.4.1.6 評価結果

(1) 基礎ボルトの強度評価

基礎ボルトの強度が確保されることを確認した。

機器名称	評価部位	評価項目	水平震度	算出値	許容値	単位
原水ポンプ	基礎ボルト	引張	0.36	2	174	MPa
		せん断	0.36	2	134	MPa
中継ポンプ1	基礎ボルト	引張	0.36	2	174	MPa
		せん断	0.36	2	134	MPa
中継ポンプ2	基礎ボルト	引張	0.36	2	174	MPa
		せん断	0.36	2	134	MPa
中継ポンプ3	基礎ボルト	引張	0.36	2	174	MPa
		せん断	0.36	2	134	MPa
処理水移送ポンプ	基礎ボルト	引張	0.36	2	174	MPa
		せん断	0.36	2	134	MPa

4.5 配管（鋼管）

3.5.1 構造強度評価

配管の主要仕様から JSME S NC-1 発電用原子力設備規格 設計・建設規格に基づき管厚評価を実施した。

4.5.1.1 計算条件

JSME S NC-1 発電用原子力設備規格 設計・建設規格に基づき管厚評価する。

3.5.1.2 記号の説明

記号	記号の説明	単位
t	管の計算上必要な厚さ	mm
D ₀	管の外径	mm
P	最高使用圧力	MPa
S	最高使用温度における材料の許容引張応力	MPa
η	長手継手の効率	-

4.5.1.3 計算方法

(1) 管厚評価

$$t = \frac{PD_0}{2S\eta + 0.8P}$$

4.5.1.4 設計条件

(1) 管厚評価

機器名称	最高使用圧力 P (MPa)	最高使用温度における 材料の許容引張応力 S (MPa)	長手継手 の効率 η
配管①	0.98	93	■
配管②	0.98	93	■
配管③	0.98	93	■
配管④	0.6	93	■
配管⑤	0.6	93	■
配管⑥	0.6	93	■
配管⑦	0.98	228	■

4.5.1.5 機器要目

(1) 管厚評価

機器名称	管の外径 D _o (mm)
配管①	42.70
配管②	48.60
配管③	60.50
配管④	42.70
配管⑤	48.60
配管⑥	60.50
配管⑦	48.26

4.5.1.6 評価結果

(1) 管厚評価

評価の結果、最高使用圧力に耐えられることを確認した。

評価機器	口径	Sch.	材質	最高使用 圧力 (MPa)	最高使用 温度 (°C)	必要肉厚 [mm]	肉厚 [mm]
配管①	32A	40	STPG370	0.98	45	1.90	3.60
配管②	40A	40	STPG370	0.98	45	2.20	3.70
配管③	50A	40	STPG370	0.98	45	2.40	3.90
配管④	32A	40	STPG370	0.6	45	1.90	3.60
配管⑤	40A	40	STPG370	0.6	45	2.20	3.70
配管⑥	50A	40	STPG370	0.6	45	2.40	3.90
配管⑦	40A	40	S32750 Type2507	0.98	45	0.11	3.68