

本資料のうち、枠囲みの内容は、機密事項に属しますので公開できません。

柏崎刈羽原子力発電所第7号機 工事計画審査資料	
資料番号	KK7添-2-040-15 改8
提出年月日	2020年 9月 4日

V-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書

2020年 9月

東京電力ホールディングス株式会社

V-2-9-3-1 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の
耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	14
2.4 適用規格・基準等	17
3. 地震応答解析による評価方法	18
4. 応力解析による評価方法	20
4.1 評価対象部位及び評価方針	20
4.2 荷重及び荷重の組合せ	22
4.2.1 屋根トラス	22
4.2.2 屋根スラブ	60
4.2.3 床スラブ	61
4.3 許容限界	62
4.3.1 屋根トラス	62
4.3.2 屋根スラブ及び床スラブ	64
4.4 解析モデル化方針	66
4.4.1 屋根トラス	66
4.4.2 屋根スラブ	70
4.4.3 床スラブ	70
4.5 評価方法	71
4.5.1 応力解析方法	71
4.5.2 断面の評価方法	76
5. 地震応答解析による評価結果	80
5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果	80
6. 応力解析による評価結果	82
6.1 屋根トラスの評価結果	82
6.1.1 固有値解析結果	82
6.1.2 断面の評価結果	86
6.2 屋根スラブの評価結果	94
6.3 床スラブの評価結果	96
7. 引用文献	98

別紙1 大物搬入建屋の耐震性についての計算書

別紙2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の気密性に関する計算書

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、原子炉建屋のうち、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）、二次遮蔽壁及び補助遮蔽の地震時の構造強度及び機能維持の確認について説明するものであり、その評価は、地震応答解析による評価及び応力解析による評価により行う。

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）は、設計基準対象施設においては「Sクラスの施設」に、重大事故等対処施設においては「常設重大事故緩和設備」に分類される。また、原子炉建屋を構成する壁及びスラブの一部は、原子炉建屋の二次遮蔽壁及び補助遮蔽に該当し、その二次遮蔽壁及び補助遮蔽は、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」に分類される。

以下、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の「Sクラスの施設」及び「常設重大事故緩和設備」としての分類に応じた耐震評価並びに二次遮蔽壁及び補助遮蔽の「常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」としての分類に応じた耐震評価を示す。

2. 基本方針

2.1 位置

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）は原子炉建屋の一部を構成している。原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）を含む原子炉建屋の設置位置を図2-1に示す。

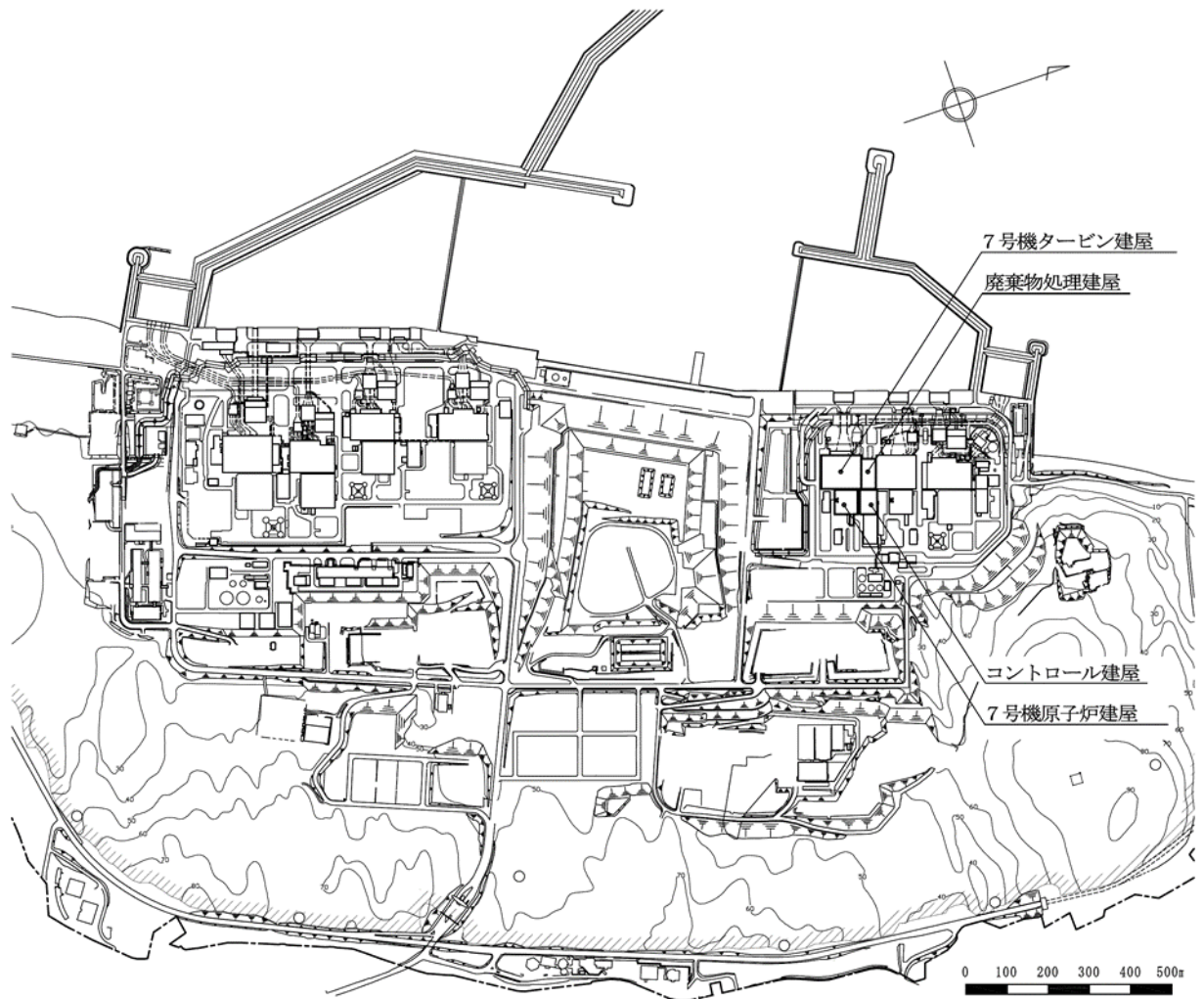


図2-1 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）を含む原子炉建屋の設置位置

2.2 構造概要

原子炉建屋は、地上4階、地下3階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で、屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。また、原子炉建屋の東側に位置する大物搬入建屋は、地上1階建ての鉄筋コンクリート造の建物である。なお、原子炉建屋と大物搬入建屋は構造的に分離している。

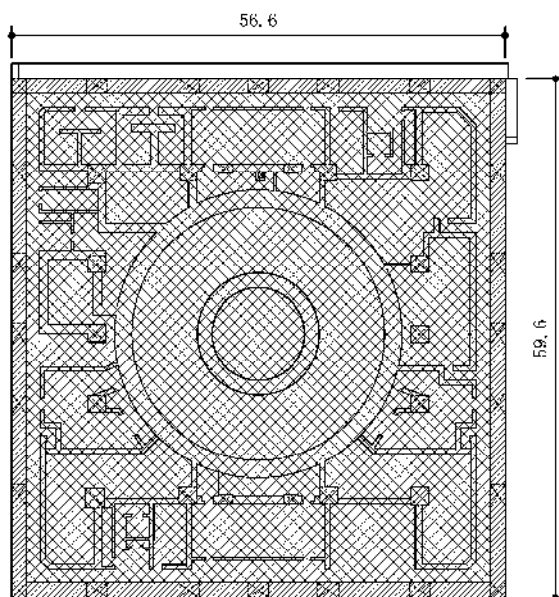
原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図及び断面図を図2-2及び図2-3に示す。また、二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図及び断面図を図2-4及び図2-5に示す。

原子炉建屋の平面は、下部では56.6m（NS方向）×59.6m（EW方向）、最上階は39.0m（NS方向）×59.6m（EW方向）である。基礎スラブ底面からの高さは63.4mであり、地上高さは37.7mである。原子炉建屋最上部に位置する鉄骨フレーム（以下「屋根トラス」という。）の平面は、39.0m（NS方向）×59.6m（EW方向）の長方形をなしており、燃料取替床レベルからの高さは18.0mである。

原子炉建屋の基礎は厚さ5.5mのべた基礎で、支持地盤である泥岩上にマンメイドロックを介して設置している。

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）は、基礎スラブ、基礎スラブから屋根面まで連続した壁、床スラブ、厚さ□の鉄筋コンクリート造のスラブ（以下「屋根スラブ」という。）及び屋根スラブを支持する屋根トラスから構成されている。

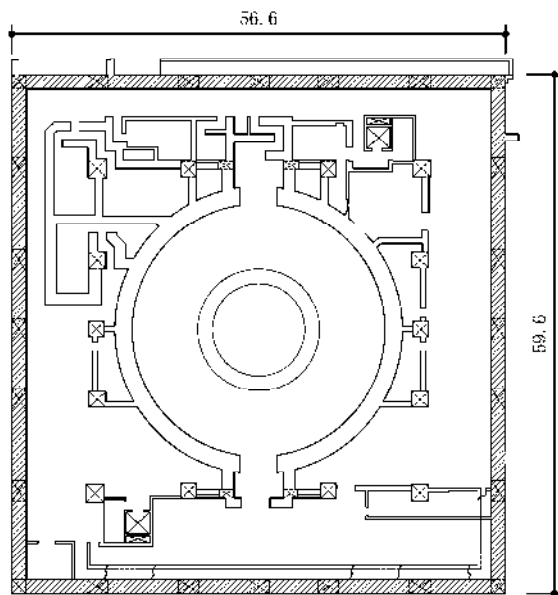
大物搬入建屋の平面は、9.0m（NS方向）×23.1m（EW方向）であり、地上高さは7.6mである。大物搬入建屋の基礎は厚さ2.5mの鉄筋コンクリートスラブであり、支持地盤である泥岩上に杭基礎を介して設置している。



- 二次格納施設バウンダリ（壁）を示す。
- 二次格納施設バウンダリ（床）を示す。

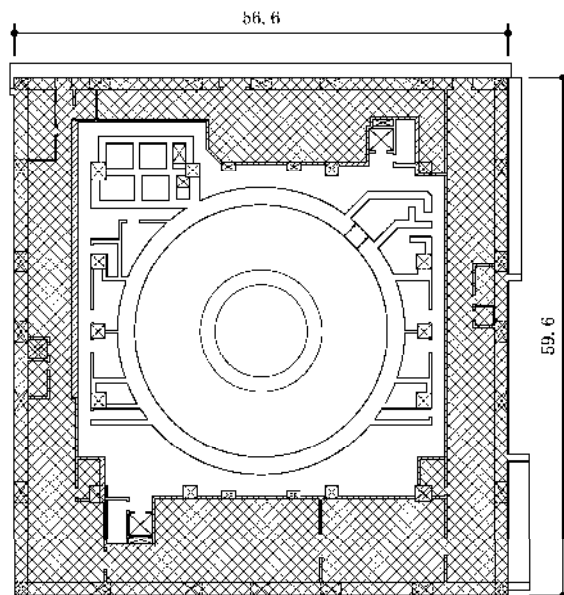
注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図（単位：m）
 (B3F, T.M.S.L. -8.2m) (1/8)



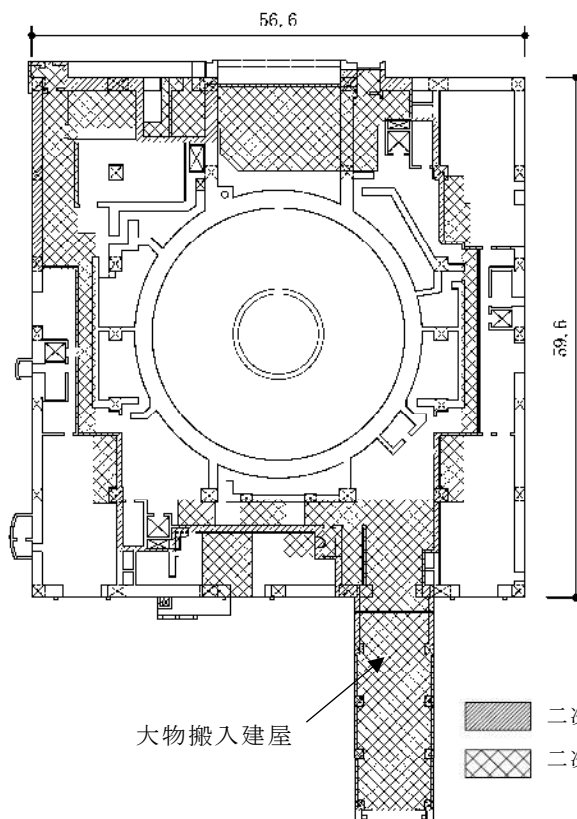
- 二次格納施設バウンダリ（壁）を示す。
- 二次格納施設バウンダリ（床）を示す。

図2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図（単位：m）
 (B2F, T.M.S.L. -1.7m) (2/8)



- 二次格納施設バウンダリ（壁）を示す。
- 二次格納施設バウンダリ（床）を示す。

図 2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図（単位：m）
 (B1F, T.M.S.L. 4.8m) (3/8)



- 二次格納施設バウンダリ（壁）を示す。
- 二次格納施設バウンダリ（床）を示す。

図2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図（単位：m）
 (1F, T.M.S.L. 12.3m) (4/8)

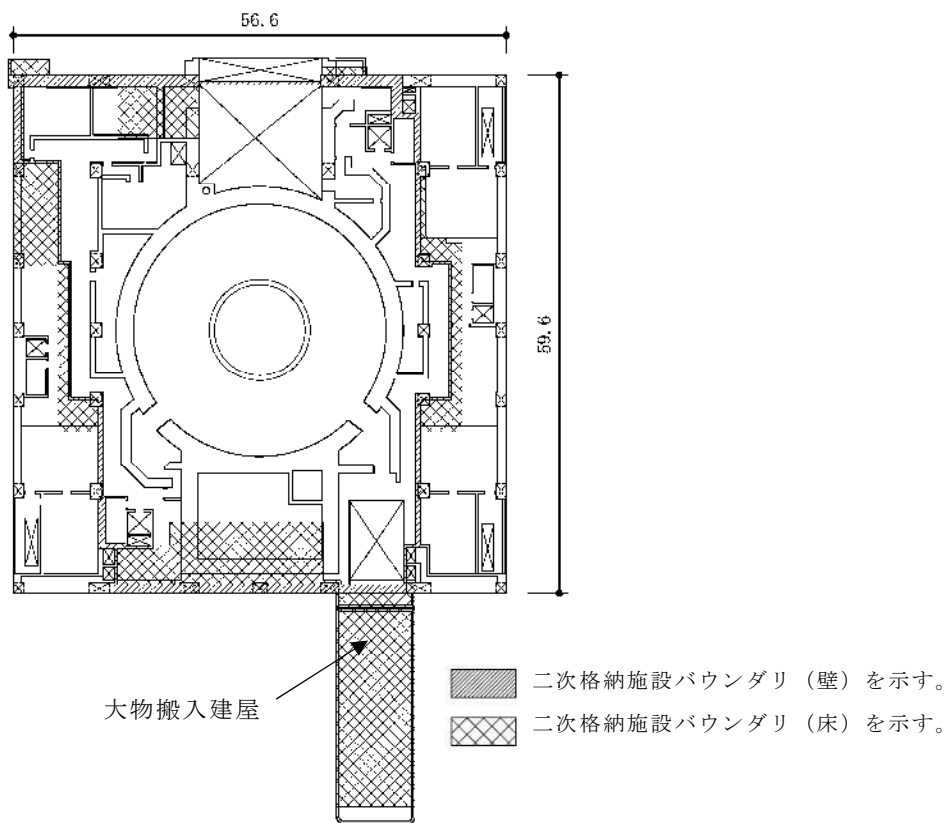


図 2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図（単位：m）
(2F, T. M. S. L. 18.1m) (5/8)

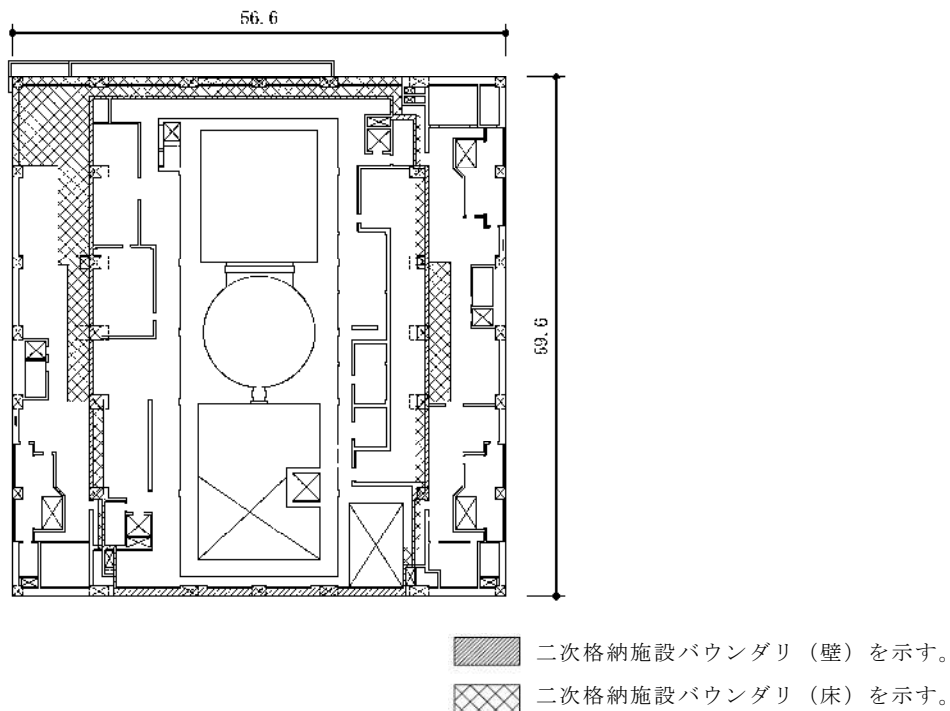


図2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図（単位：m）
(3F, T. M. S. L. 23.5m) (6/8)

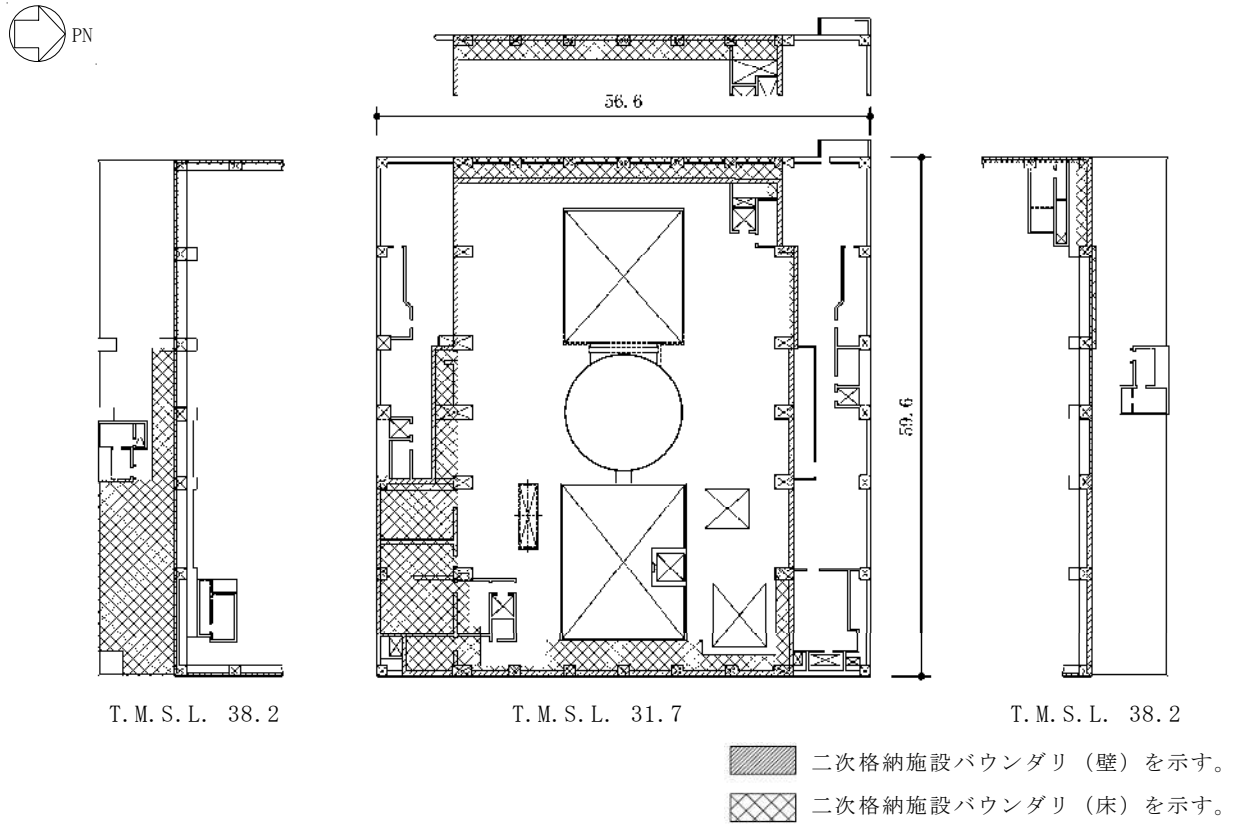


図2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図（単位：m）
 (4F, T. M. S. L. 31.7m, CRF, T. M. S. L. 38.2m) (7/8)

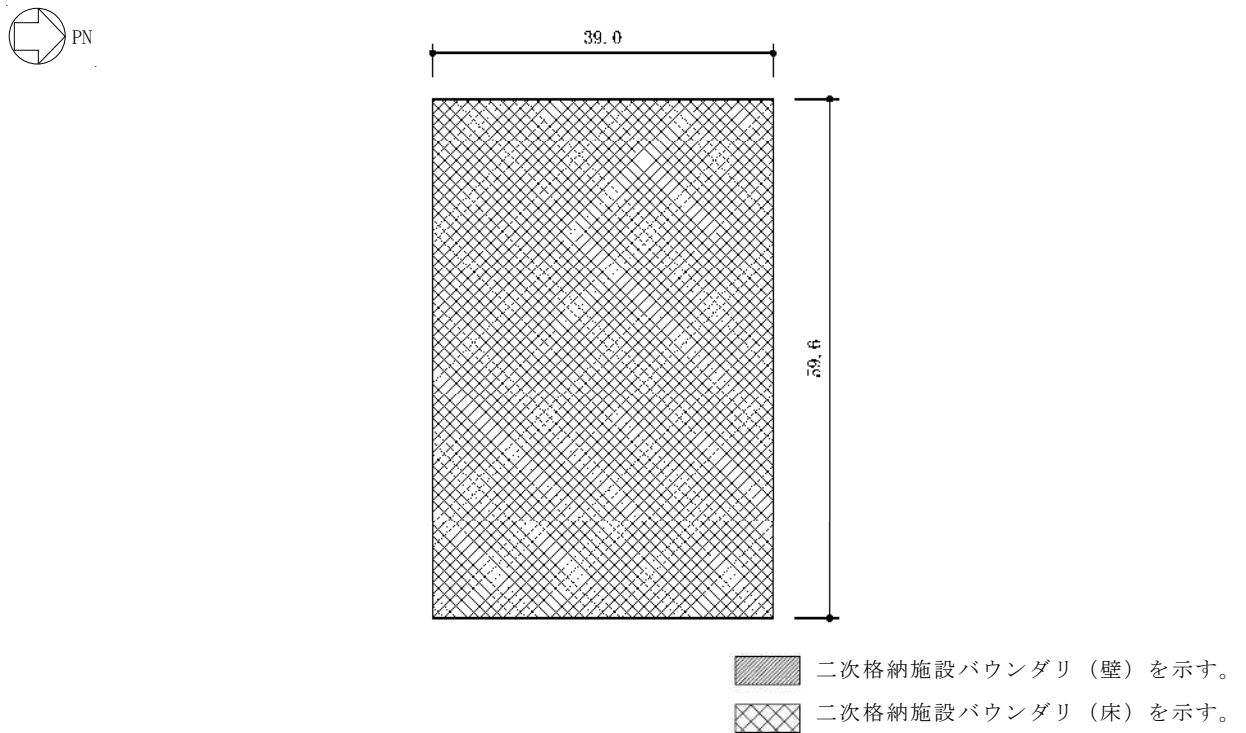


図2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図（単位：m）
 (RF, T. M. S. L. 49.7m) (8/8)

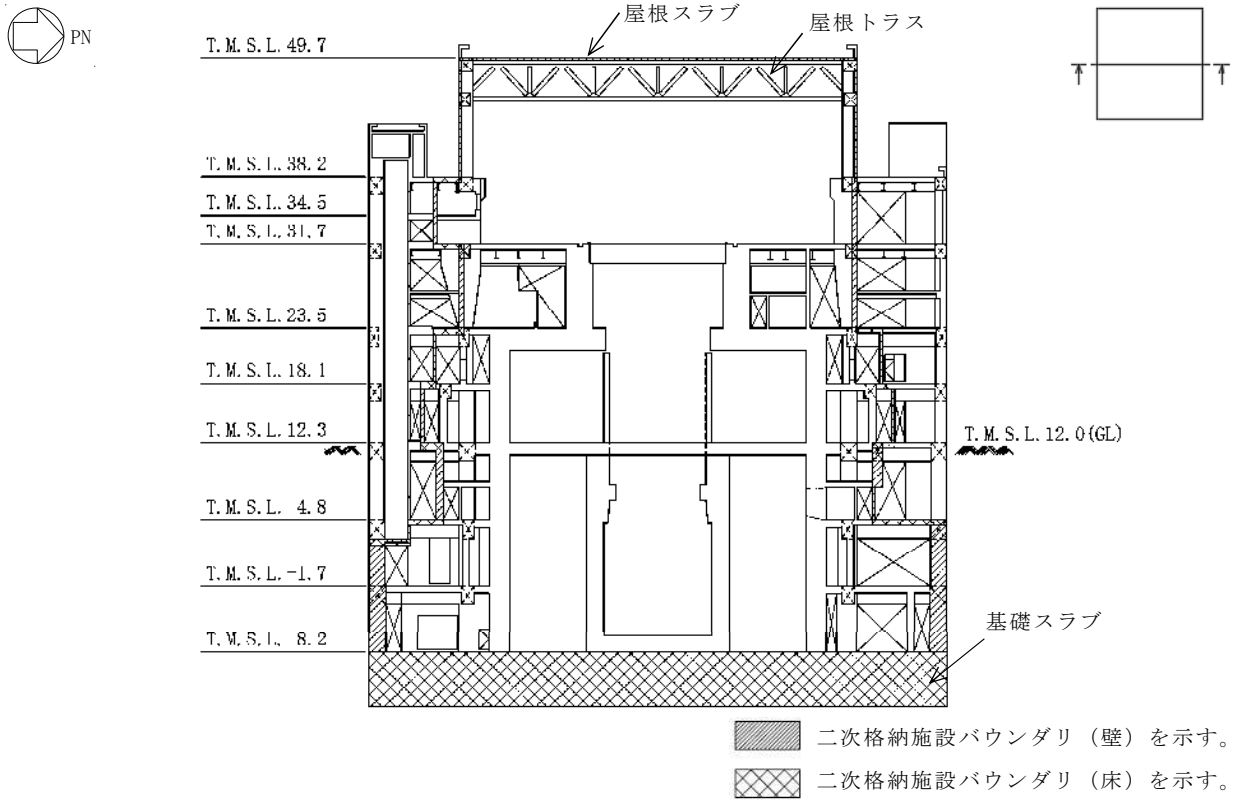


図 2-3 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の断面図（単位：m）
（NS 方向）（1/2）

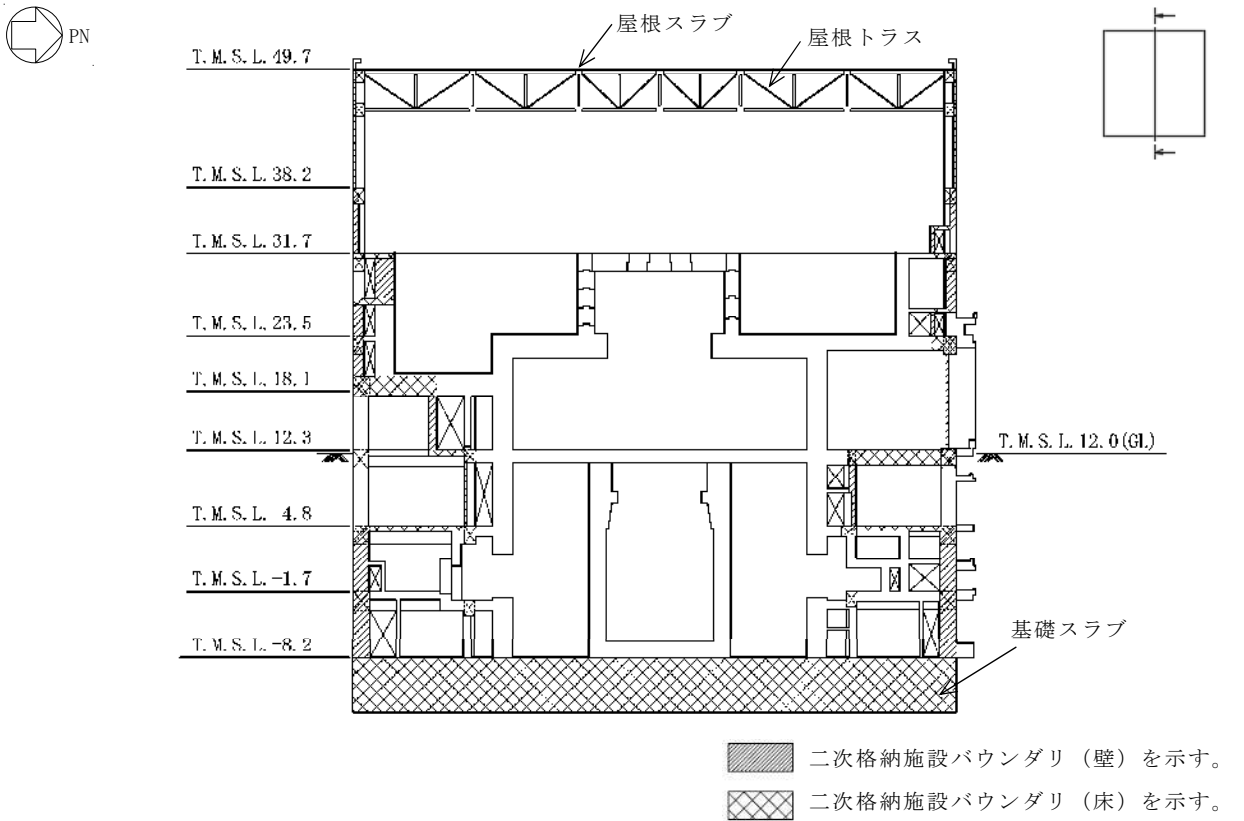
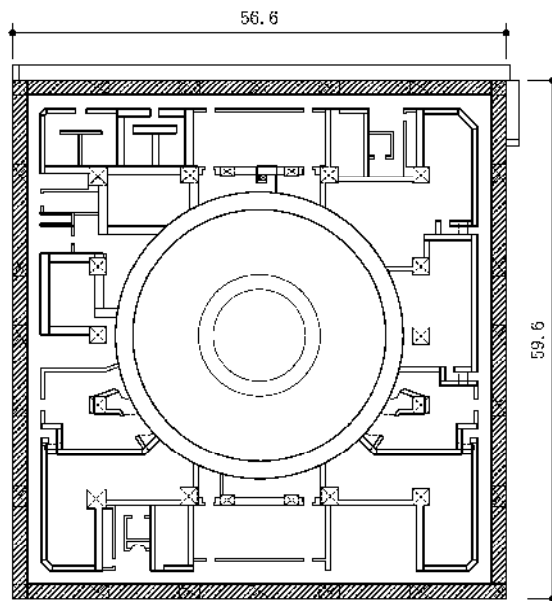


図 2-3 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の断面図（単位：m）
（EW 方向）（2/2）







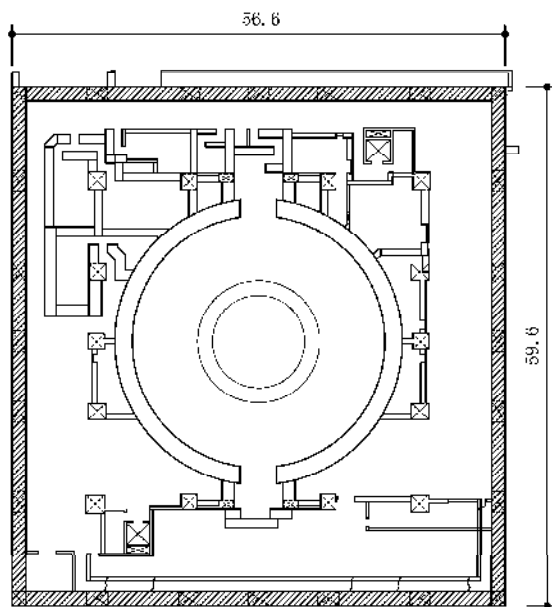
- | | |
|--|---|
|  二次遮蔽壁（壁）を示す。 |  補助遮蔽（壁）を示す。 |
|  二次遮蔽壁（床）を示す。 |  補助遮蔽（床）を示す。 |

図 2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図（単位：m）
 (B3F, T. M. S. L. - 8.2m) (1/8)







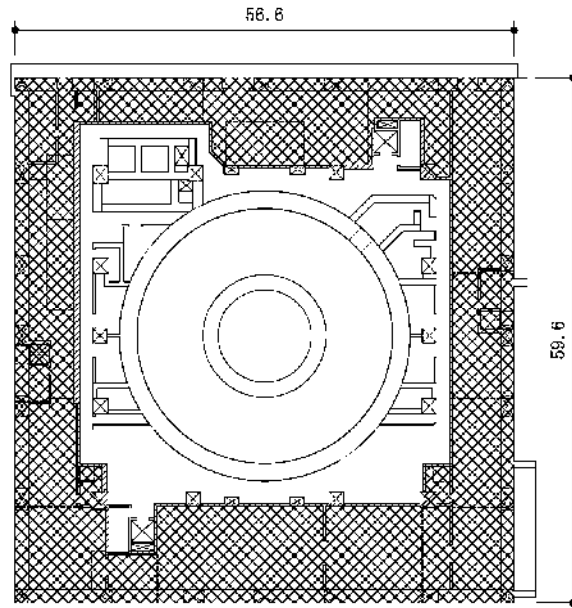
- | | |
|--|---|
|  二次遮蔽壁（壁）を示す。 |  補助遮蔽（壁）を示す。 |
|  二次遮蔽壁（床）を示す。 |  補助遮蔽（床）を示す。 |

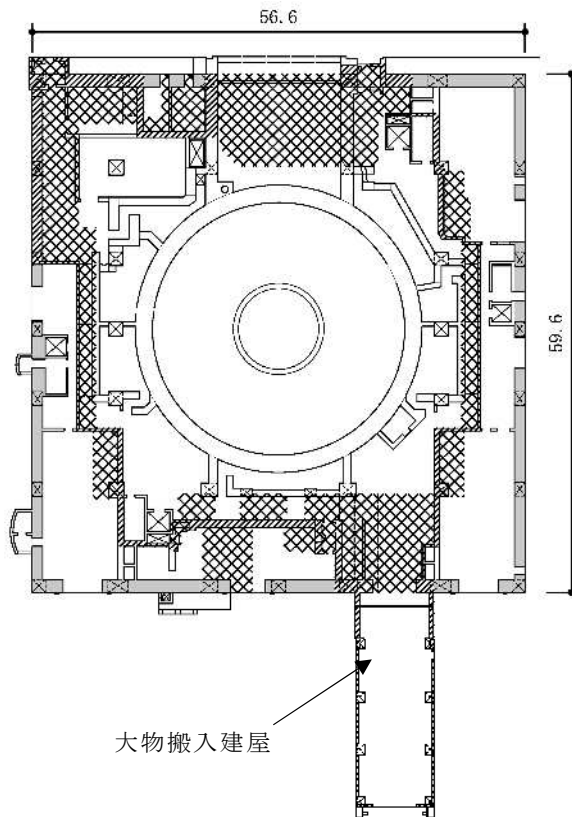
図2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図（単位：m）
 (B2F, T. M. S. L. - 1.7m) (2/8)



- 二次遮蔽壁（壁）を示す。
- 補助遮蔽（壁）を示す。
- 二次遮蔽壁（床）を示す。
- 補助遮蔽（床）を示す。

図2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図（単位：m）

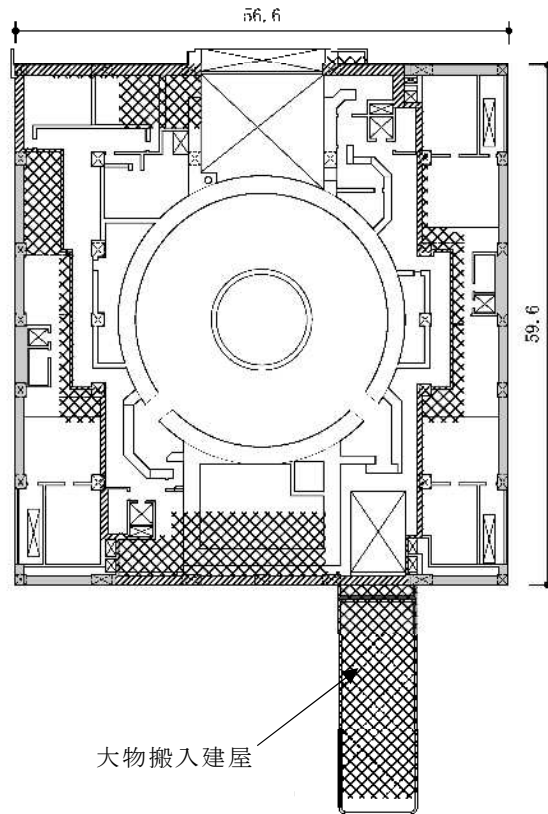
（B1F, T. M. S. L. 4.8m）（3/8）



- 二次遮蔽壁（壁）を示す。
- 二次遮蔽壁（床）を示す。
- 補助遮蔽（壁）を示す。
- 補助遮蔽（床）を示す。

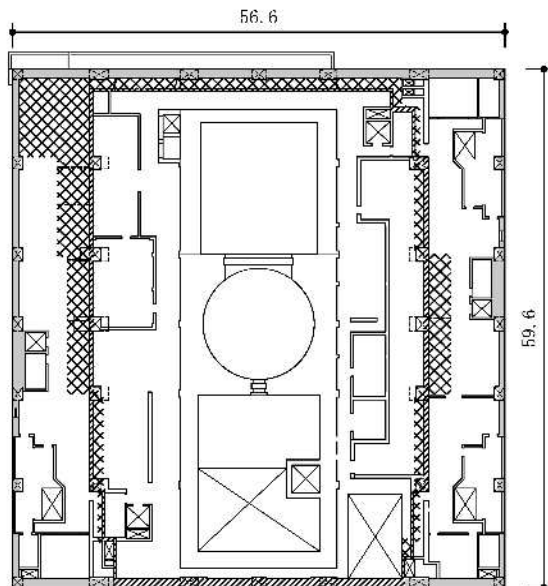
図2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図（単位：m）

（1F, T. M. S. L. 12.3m）（4/8）



- 二次遮蔽壁（壁）を示す。
- 二次遮蔽壁（床）を示す。
- 補助遮蔽（壁）を示す。
- 補助遮蔽（床）を示す。

図2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図（単位：m）
 (2F, T. M. S. L. 18.1m) (5/8)



- 二次遮蔽壁（壁）を示す。
- 二次遮蔽壁（床）を示す。
- 補助遮蔽（壁）を示す。
- 補助遮蔽（床）を示す。

図2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図（単位：m）
 (3F, T. M. S. L. 23.5m) (6/8)

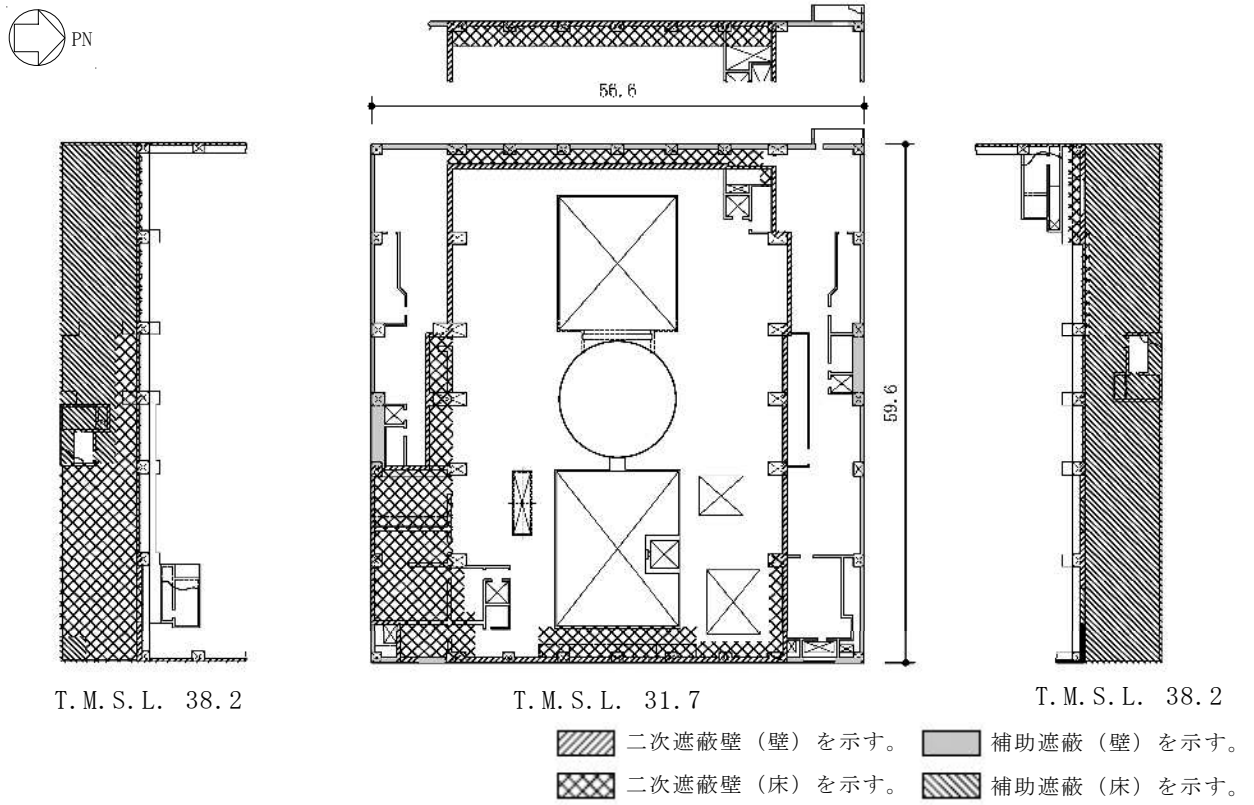


図2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図（単位：m）
 (4F, T. M. S. L. 31.7m, CRF, T. M. S. L. 38.2m) (7/8)

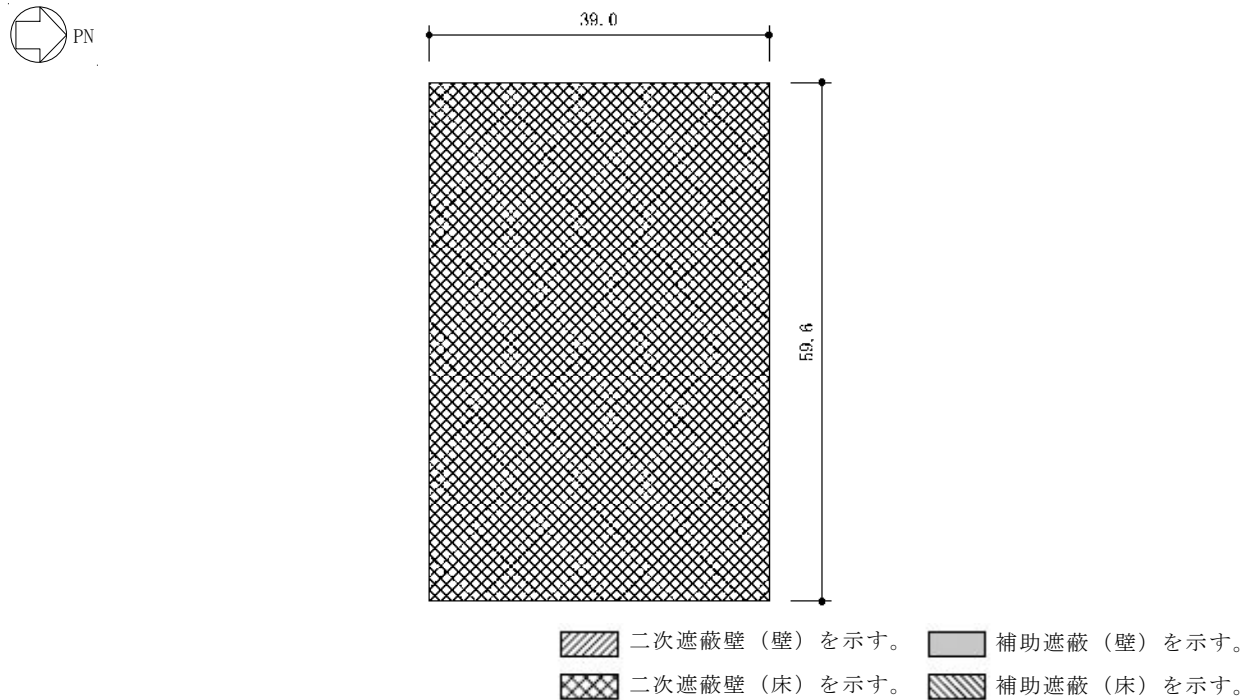


図2-4 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の平面図（単位：m）
 (8F, T. M. S. L. 49.7m) (8/8)

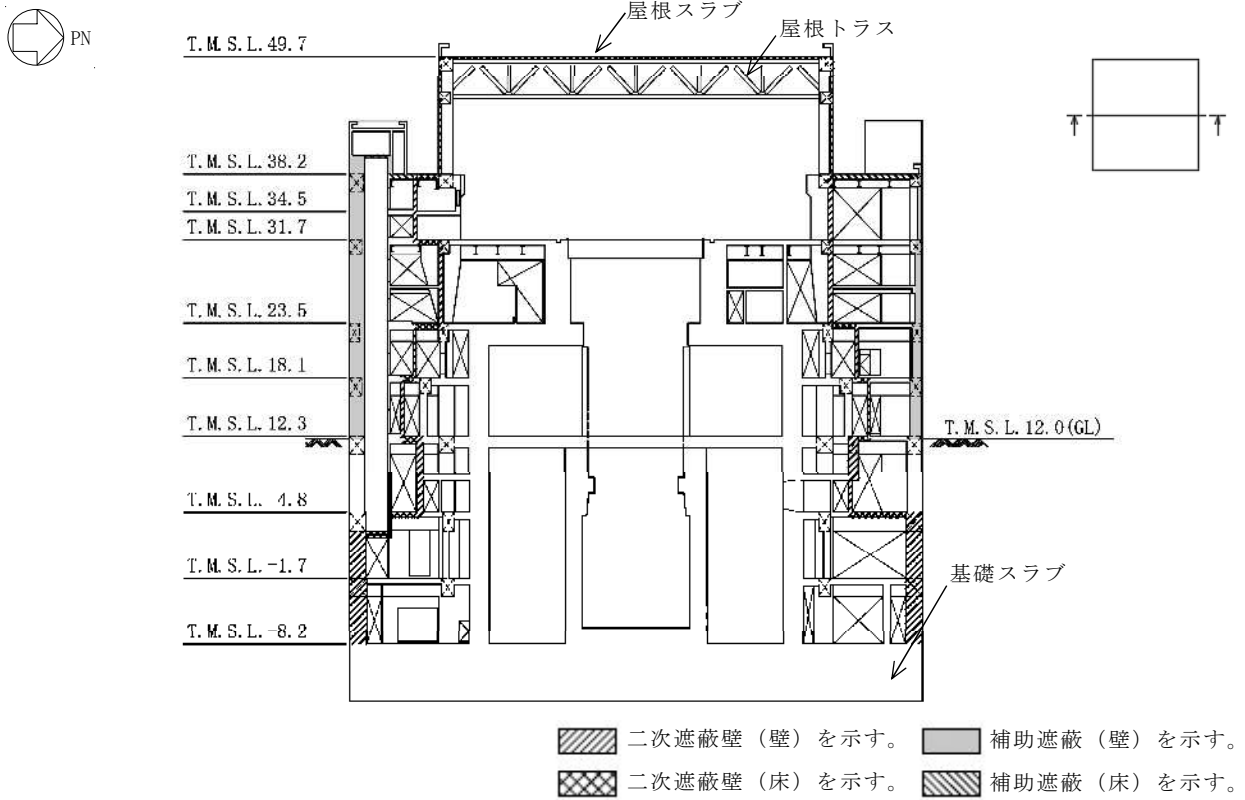


図 2-5 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の断面図（単位：m）
（NS 方向）（1/2）

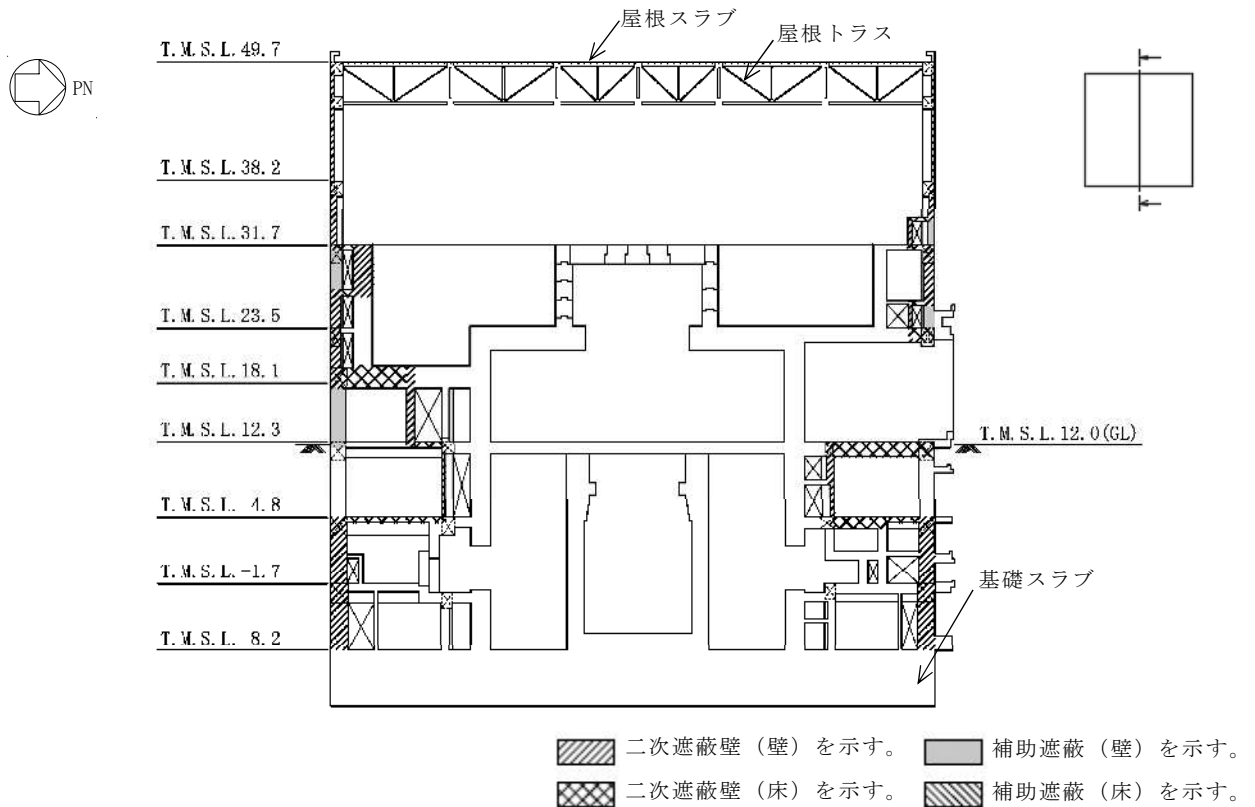


図 2-5 二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の断面図（単位：m）
（EW 方向）（2/2）

2.3 評価方針

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）は、設計基準対象施設においては「Sクラスの施設」に、重大事故等対処施設においては「常設重大事故緩和設備」に分類される。また、原子炉建屋を構成する壁及びスラブの一部は、原子炉建屋の二次遮蔽壁及び補助遮蔽に該当し、その二次遮蔽壁及び補助遮蔽は、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」に分類される。

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の設計基準対象施設としての評価においては、基準地震動 S_s による地震力に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）及び保有水平耐力の評価を行うこととし、それぞれの評価は、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の評価は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、地震応答解析による評価においては、耐震壁のせん断ひずみ及び保有水平耐力の評価を、応力解析による評価においては断面の評価を行うことで、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価にあたっては、材料物性の不確かさを考慮する。表2-1に原子炉建屋の材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを示す。なお、保有水平耐力の評価については、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）が原子炉建屋の一部であることを踏まえ、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）を含む原子炉建屋全体としての評価結果を、V-2-2-2「原子炉建屋の耐震性についての計算書」に示すこととする。また、静的地震力に対する評価については、平成3年8月23日付け3資庁第6675号にて認可された工事計画の添付資料「IV-2-7-1 原子炉建屋の耐震性についての計算書」（以下「既工認」という。）にて実施しているため、弾性設計用地震動 S_d による地震力又は静的地震力のいずれか大きい方の地震力に対する評価は、弾性設計用地震動 S_d による地震力に対する評価を行うこととする。ただし、弾性設計用地震動 S_d による応答せん断力は、設計用地震力に包絡されていることにより、新たな検討は行わない。

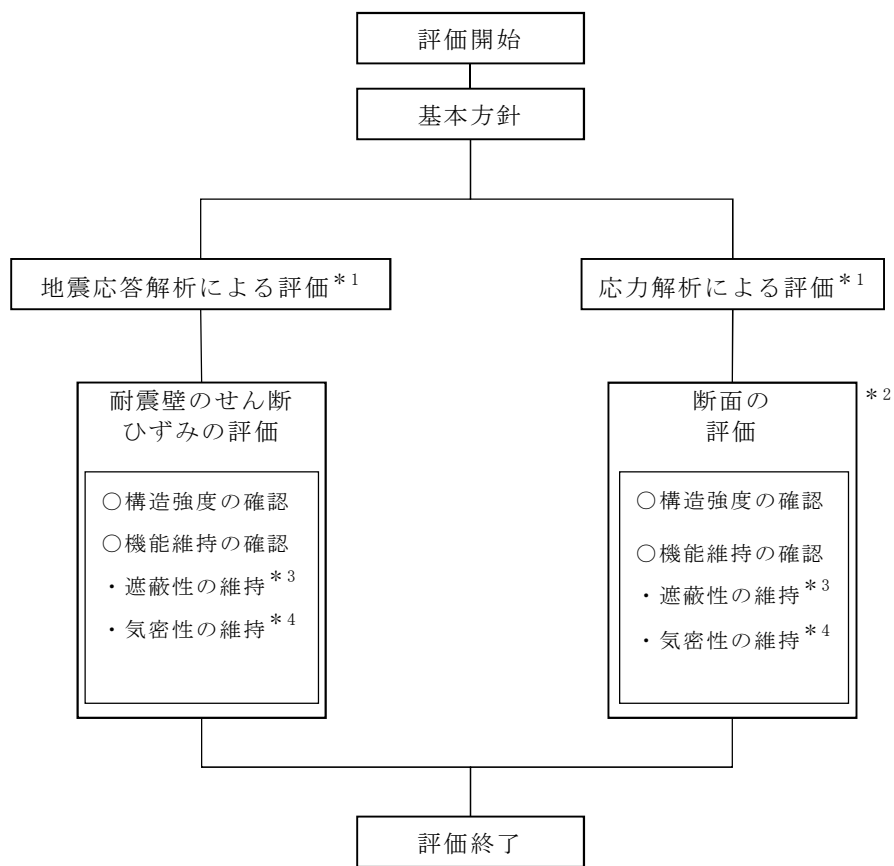
また、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）、二次遮蔽壁及び補助遮蔽の重大事故等対処施設としての評価においては、 S_s 地震時に対する評価及び保有水平耐力の評価を行う。ここで、鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（以下「RCCV」という。）、RCCV底部及び使用済燃料貯蔵プールにおいて、運転時、設計基準事故時及び重大事故等時の状態で、温度の条件が異なるが、コンクリートの温度が上昇した場合においても、コンクリートの圧縮強度の低下は認められず、剛性低下は認められるがその影響は小さいと考えられること、また、「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格（（社）日本機械学会、2003）」では要素内の温度差及び拘束力により発生する熱応力は自己拘束

的な応力であり，十分な塑性変形能力がある場合は終局耐力に影響しないとされていることから，重大事故等対処施設としての評価は，設計基準対象施設としての評価と同一となる。

図2-6に原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽の評価フローを示す。

表 2-1 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

検討ケース	コンクリート剛性	回転ばね定数	地盤剛性	備考
①ケース1 (工認モデル)	実強度 (43.1N/mm ²)	100%	標準地盤	基本ケース
②ケース2 (建屋剛性+ σ ， 地盤剛性+ σ)	実強度+ σ (46.0N/mm ²)	100%	標準地盤+ σ (新期砂層+13%， 古安田層+25%， 西山層+10%)	地盤剛性の変化に伴い，回転ばね定数が変化
③ケース3 (建屋剛性- σ ， 地盤剛性- σ)	実強度- σ (40.2N/mm ²)	100%	標準地盤- σ (新期砂層-13%， 古安田層-25%， 西山層-10%)	地盤剛性の変化に伴い，回転ばね定数が変化
④ケース4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) (55.7N/mm ²)	100%	標準地盤	
⑤ケース5 (建屋剛性-2 σ)	実強度-2 σ (37.2N/mm ²)	100%	標準地盤	
⑥ケース6 (回転ばね低減)	実強度 (43.1N/mm ²)	50%	標準地盤	



注記*1：V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

*2：基準地震動 S_s による検討を行う。弾性設計用地震動 S_d による応答せん断力は、設計用地震力に包絡されていることにより、新たな検討は行わない。

*3：二次遮蔽壁及び補助遮蔽について実施する。

*4：原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）について実施する。

図2-6 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）、二次遮蔽壁及び補助遮蔽の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

本評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ―許容応力度設計法― ((社) 日本建築学会, 1999 改定)
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)
- ・ 鋼構造設計規準 ―許容応力度設計法― ((社) 日本建築学会, 2005 改定)
- ・ 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 1987 改定)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1・補-1984 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1991 追補版 ((社) 日本電気協会)
- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書 (国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所)
- ・ 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 ((社) 日本機械学会, 2003)

3. 地震応答解析による評価方法

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽の構造強度については，V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に基づき，材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

また，遮蔽性及び気密性の維持については，V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」に基づき，材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

地震応答解析による評価における原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽の許容限界は，V-2-1-9「機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持方針に基づき，表3-1及び表3-2のとおり設定する。

表 3-1 地震応答解析による評価における許容限界（設計基準対象施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S _s	耐震壁*1	最大せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³
気密性	換気性能とあいまって気密機能を維持すること	基準地震動 S _s	耐震壁*1 (原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）)	最大せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³ *2

注記*1：建屋全体としては，地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており，柱，はり，間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること，また，全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられるため，各層の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を満足していれば，建物・構築物に要求される機能は維持される。また，V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため，評価対象部位には補助壁を含む。

*2：事故時においては，RCCVから漏えいした空気を非常用ガス処理設備で処理できるように気密性を有する設計とし，地震時においてもその機能を維持できる設計とする。気密性に対する許容限界の適用性は，別紙2「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の気密性に関する計算書」に示す。

表 3-2 地震応答解析による評価における許容限界（重大事故等対処施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S _s	耐震壁*1	最大せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性を損なわないこと	基準地震動 S _s	耐震壁*1 (二次遮蔽壁及び補助遮蔽)	最大せん断ひずみが遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³
気密性	換気性能とあいまって気密機能を維持すること	基準地震動 S _s	耐震壁*1 (原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）)	最大せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³ *2

注記*1：建屋全体としては、地震力を主に耐震壁で負担する構造となっており、柱、はり、間仕切壁等が耐震壁の変形に追従すること、また、全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの変形が抑えられるため、各層の耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を満足していれば、建物・構築物に要求される機能は維持される。また、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」にて補助壁を耐震要素とした地震応答解析を行っているため、評価対象部位には補助壁を含む。

*2：事故時においては、RCCVから漏えいした空気を非常用ガス処理設備で処理できるように気密性を有する設計とし、地震時においてもその機能を維持できる設計とする。気密性に対する許容限界の適用性は、別紙2「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の気密性に関する計算書」に示す。

4. 応力解析による評価方法

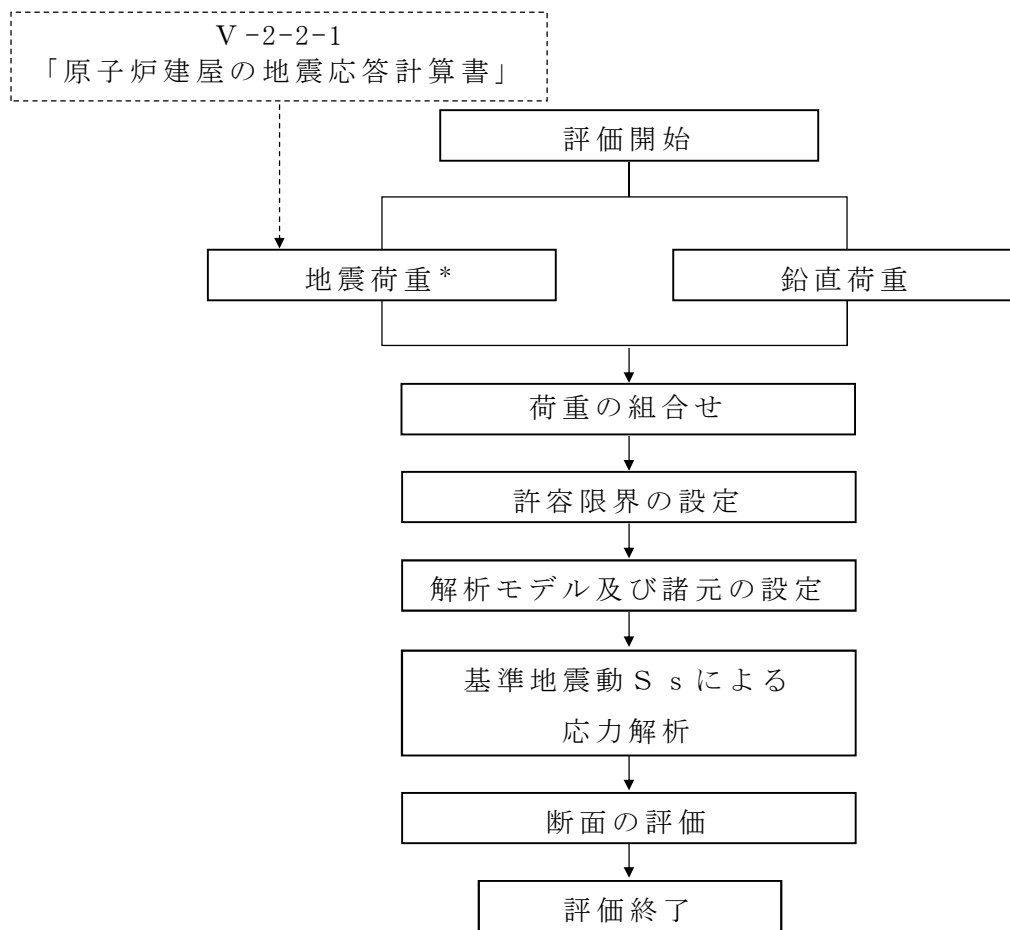
4.1 評価対象部位及び評価方針

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）、二次遮蔽壁及び補助遮蔽の応力解析による評価対象部位は、屋根トラス、屋根スラブ及び床スラブとする。

屋根トラスについては、水平方向の地震動に加え、鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられる。したがって、水平方向と鉛直方向地震力の同時入力による評価を行うために、3次元FEMモデルを用いた地震応答解析により生じた応力を用いて、各部材の断面の評価を行う。地震応答解析については、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」により得られた基準地震動 S_s による結果を用いる。許容限界については、「2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書（国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所）」（以下「技術基準解説書」という。）に基づきF値に1.1倍の割増しを考慮した弾性限強度とする。なお、屋根トラスの弾性設計用地震動 S_d による評価については、応答加速度が基準地震動 S_s の約1/2倍であり、許容限界が基準地震動 S_s の1/1.1倍であることから、基準地震動 S_s により生じる各部材の断面の応力が弾性限強度を超えないことを確認することで、弾性設計用地震動 S_d による評価は行わないこととする。

屋根スラブ及び床スラブについては、鉛直方向の地震動の影響を受けやすいと考えられる。したがって、基準地震動 S_s による鉛直震度を考慮した応力解析モデルを用いて、各部材の断面評価を行う。鉛直震度については、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」により得られた基準地震動 S_s による結果を用いる。許容限界については、屋根スラブ及び床スラブは、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005制定）」（以下「RC-N規準」という。）に基づき設定する。弾性設計用地震動 S_d による評価については、上記のとおり基準地震動 S_s で評価するため新たな検討は行わない。

図4-1に応力解析による評価フローを示す。



注記*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 4-1 応力解析による評価フロー

4.2 荷重及び荷重の組合せ

4.2.1 屋根トラス

(1) 荷重

a. 鉛直荷重

表4-1に荷重の一覧を示す。固定荷重（G）及び積載荷重（P）は「既工認」に基づき設定する。ただし，屋根トラスは裕度向上を目的として，耐震強化工事を実施しており，その際に屋根スラブの積載重量の低減を図り，ルーフブロック等を撤去したため，その重量も反映する。積雪荷重（SNL）は，積雪量100cmとし，地震時は0.35の係数を乗じた積雪荷重を考慮する。なお，原子炉建屋内は負圧となっており，屋根スラブに鉛直下向きの圧力荷重が作用しているが，鉛直荷重と比較して $6.28 \times 10^{-2} \text{kN/m}^2$ と非常に軽微なため考慮しない。

表4-1 荷重一覧

固定荷重 (G)	屋根スラブ	2.65 kN/m ²
	トラス鋼材	77.0 kN/m ³
	クレーン荷重	2650 kN
積載荷重 (P)		0.589 kN/m ²
積雪荷重 (SNL) * (S s 地震時)		1.03 kN/m ²

注記*：積雪荷重はV-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づき「既工認」の積雪量280cmから100cmに除雪運用により低減することとする。

b. 地震荷重

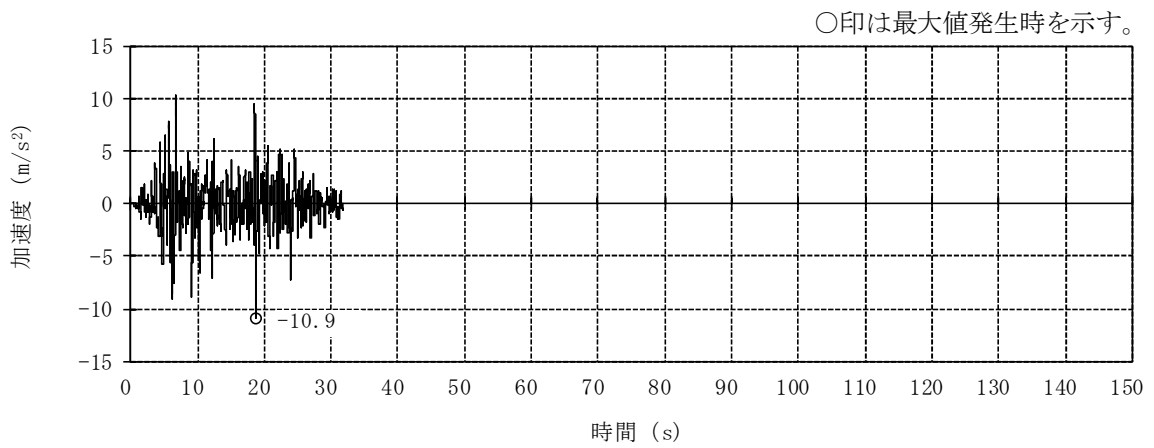
地震荷重（S s）は，V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」から得られる燃料取替床レベル（4F，T.M.S.L. 31.7m）のS s地震時の水平及び鉛直方向の時刻歴応答加速度とする。なお，地震応答解析結果は，「2.3 評価方針」に示したとおり，材料物性の不確かさを考慮した結果に基づく。Ss-1～Ss-8の水平2成分，鉛直成分及び回転2成分の加速度時刻歴波形を図4-2～図4-37に示す。

(2) 荷重の組合せ

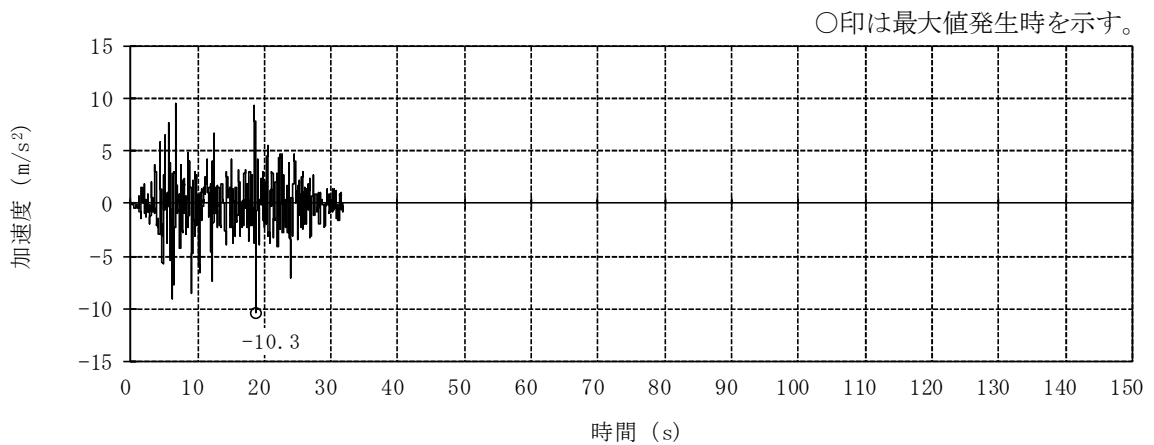
荷重の組合せを表4-2に示す。

表 4-2 荷重の組合せ

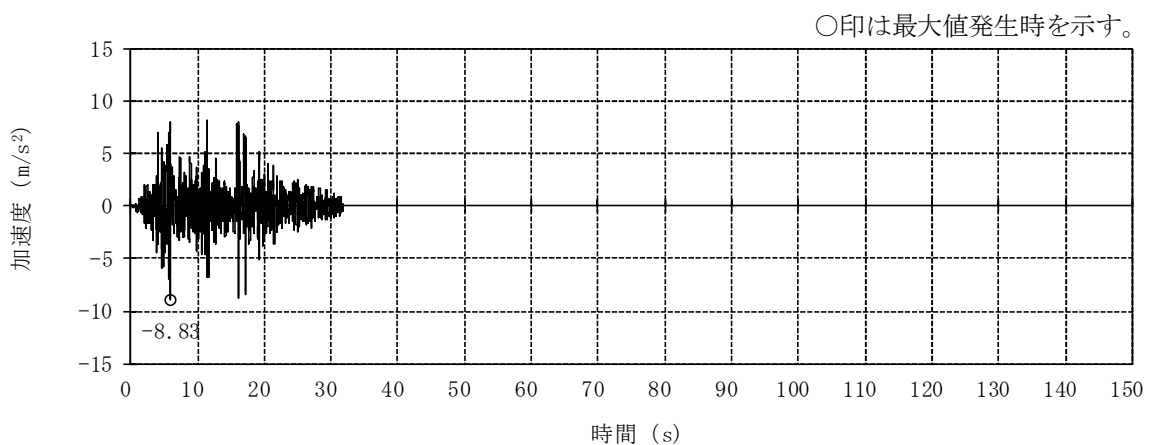
外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + S _N L + S _s



(a) NS方向 (水平)

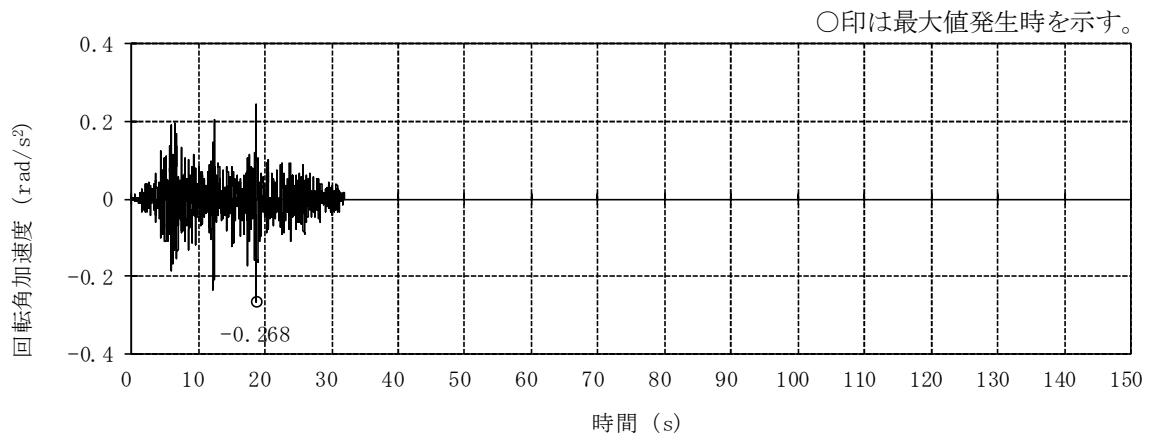


(b) EW方向 (水平)

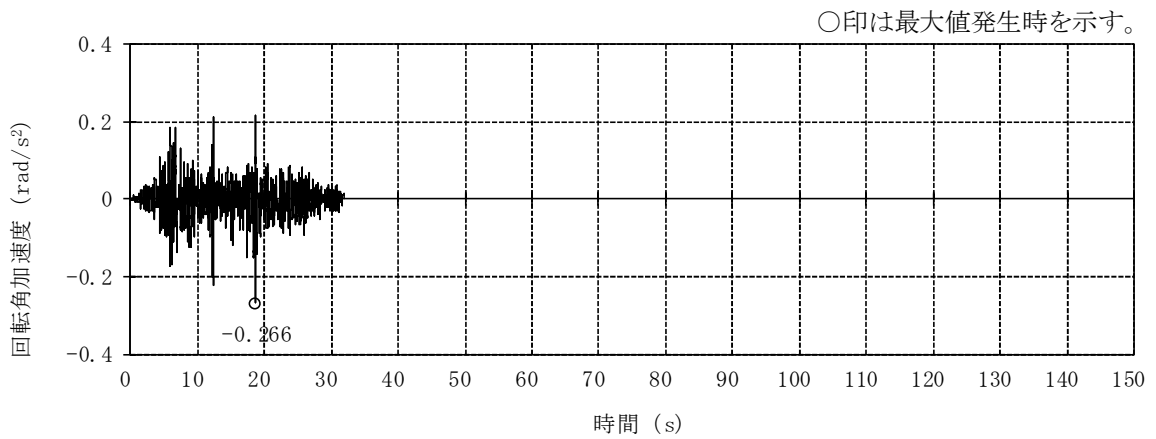


(c) 鉛直方向

図 4-2 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-1, 水平, 鉛直成分)
 (ケース1 (工認モデル))

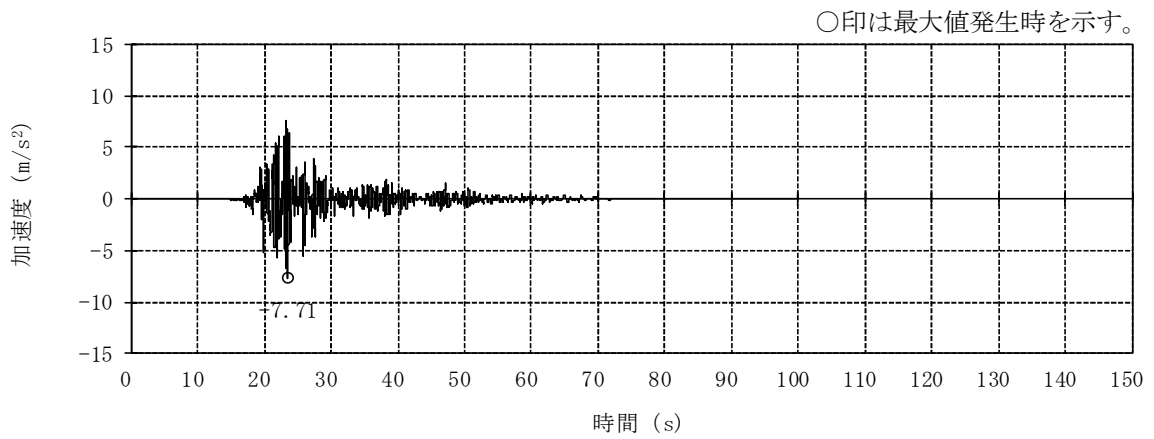


(a) NS方向 (回転)

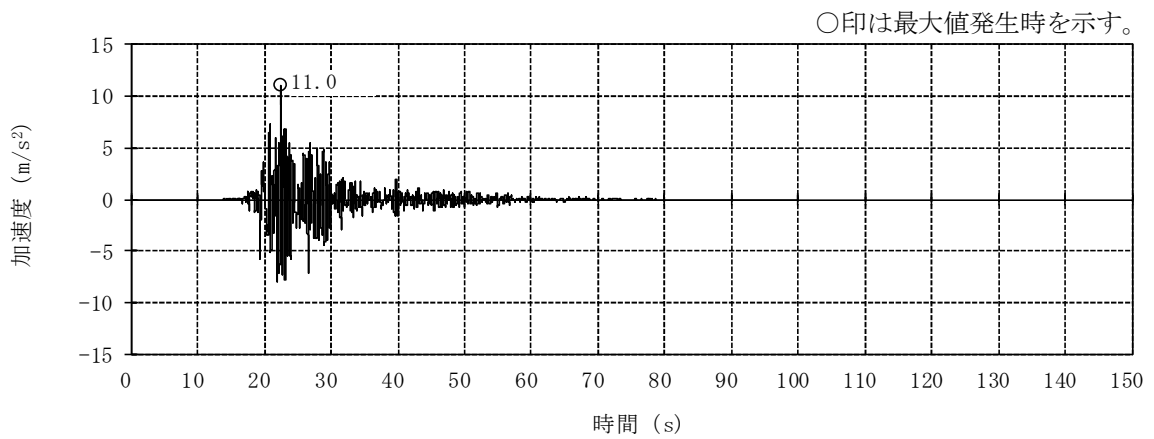


(b) EW方向 (回転)

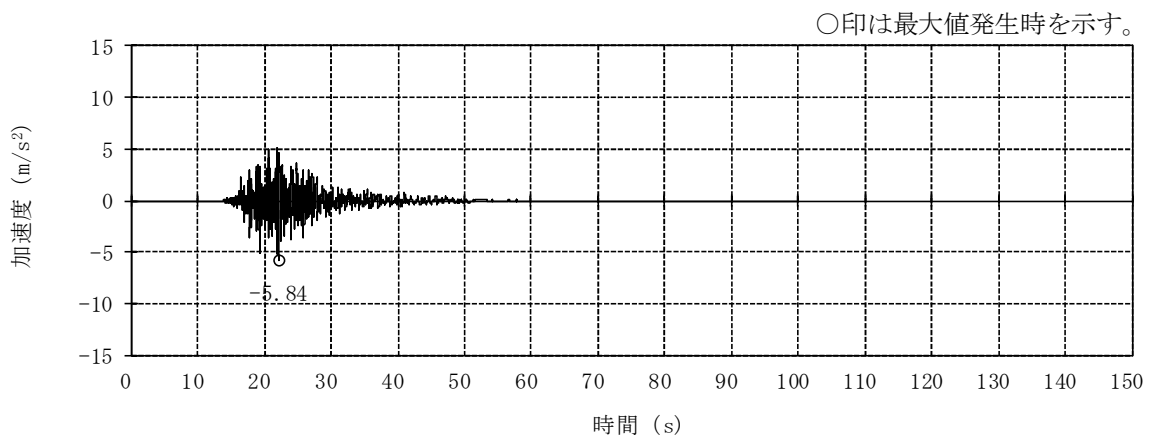
図 4-3 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-1, 回転成分)
 (ケース1 (工認モデル))



(a) NS方向 (水平)

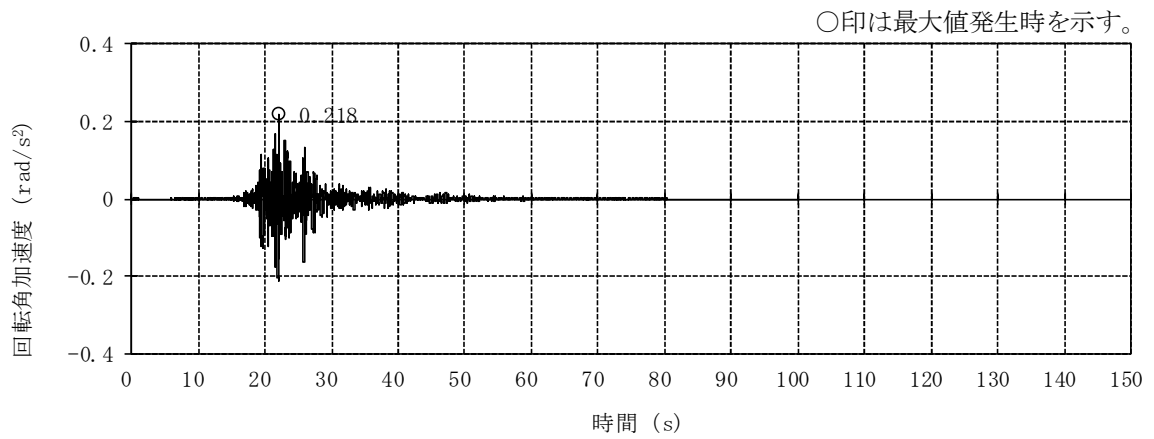


(b) EW方向 (水平)

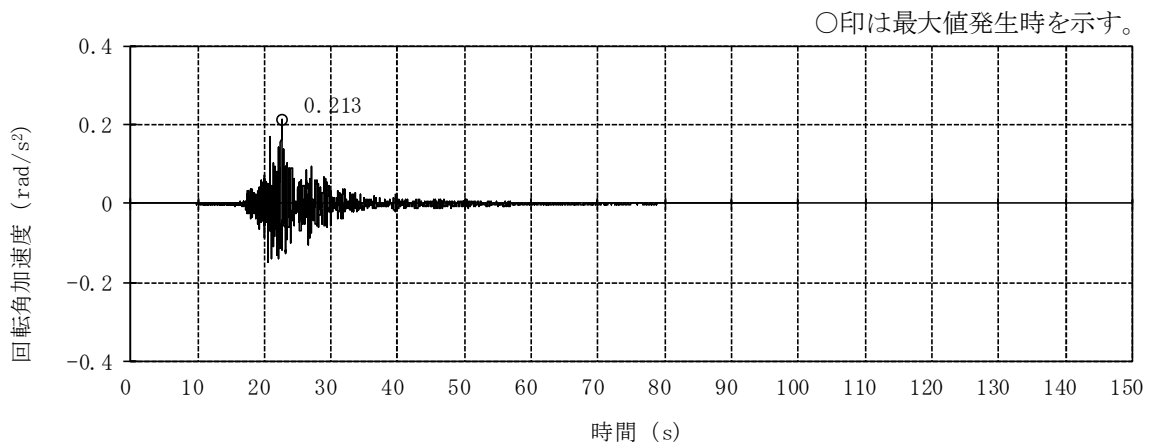


(c) 鉛直方向

図 4-4 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(Ss-2, 水平, 鉛直成分)
(ケース1 (工認モデル))

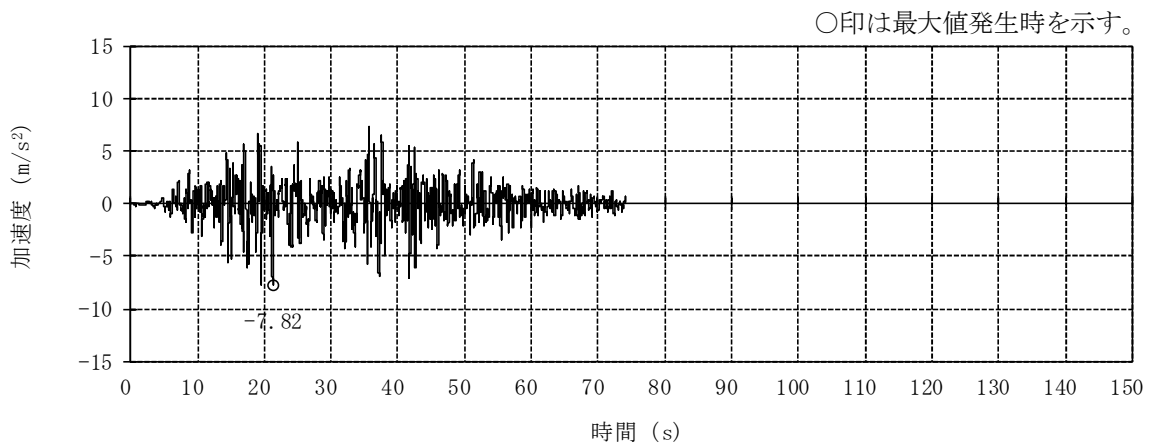


(a) NS方向 (回転)

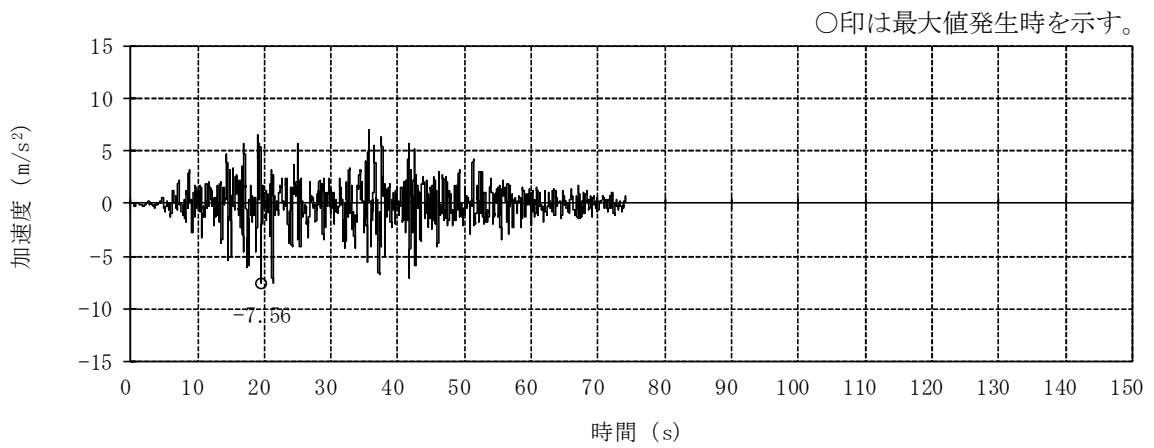


(b) EW方向 (回転)

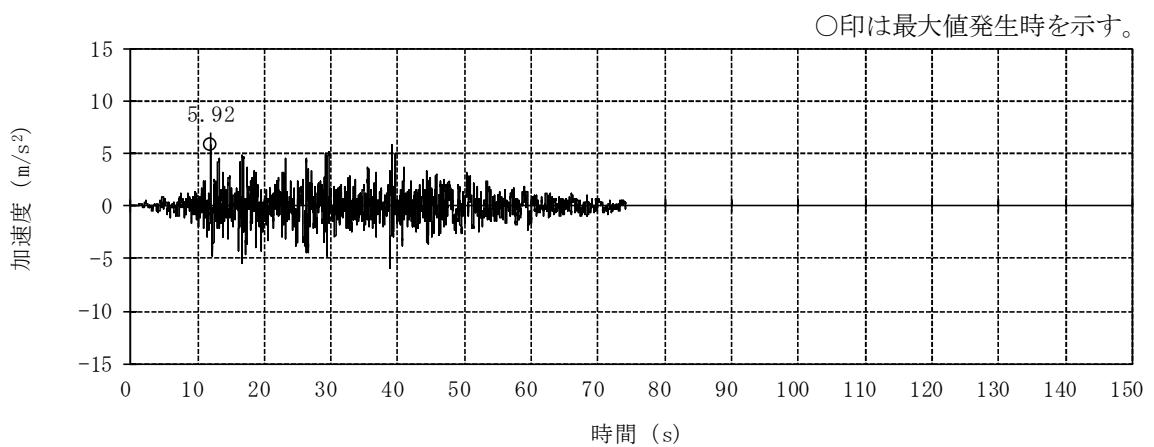
図 4-5 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(Ss-2, 回転成分)
(ケース1 (工認モデル))



(a) NS方向 (水平)

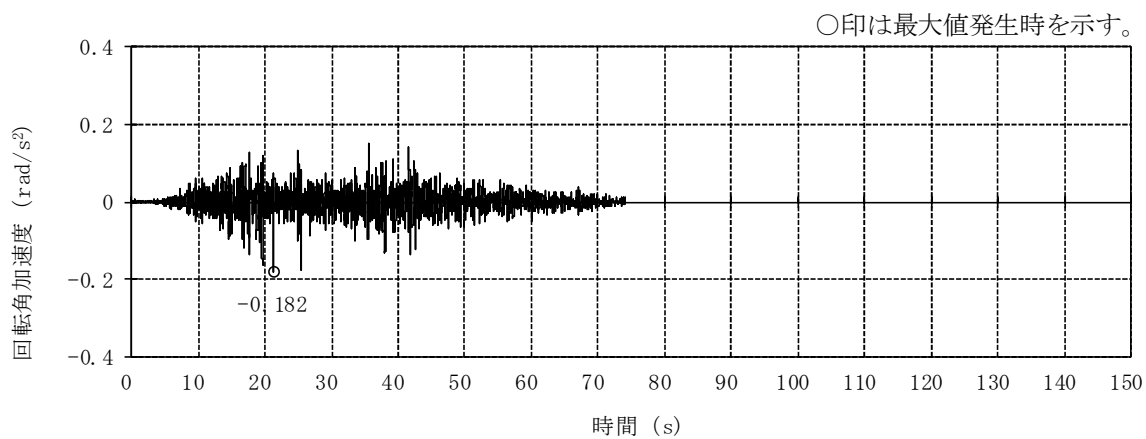


(b) EW方向 (水平)

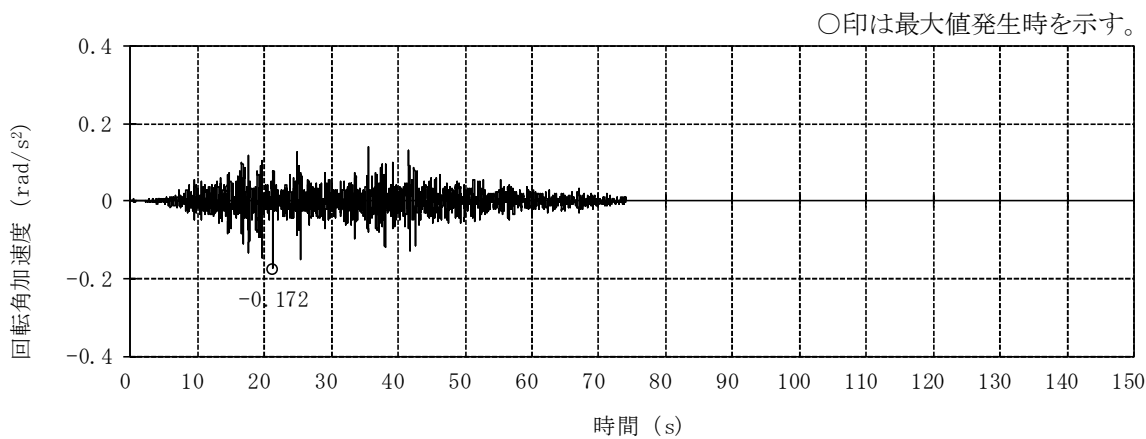


(c) 鉛直方向

図 4-6 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-3, 水平, 鉛直成分)
 (ケース1 (工認モデル))

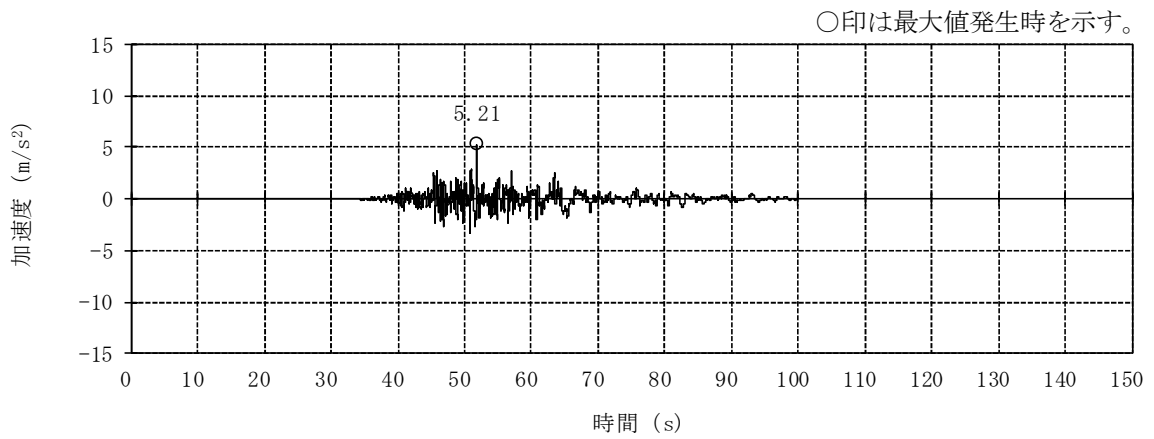


(a) NS方向 (回転)

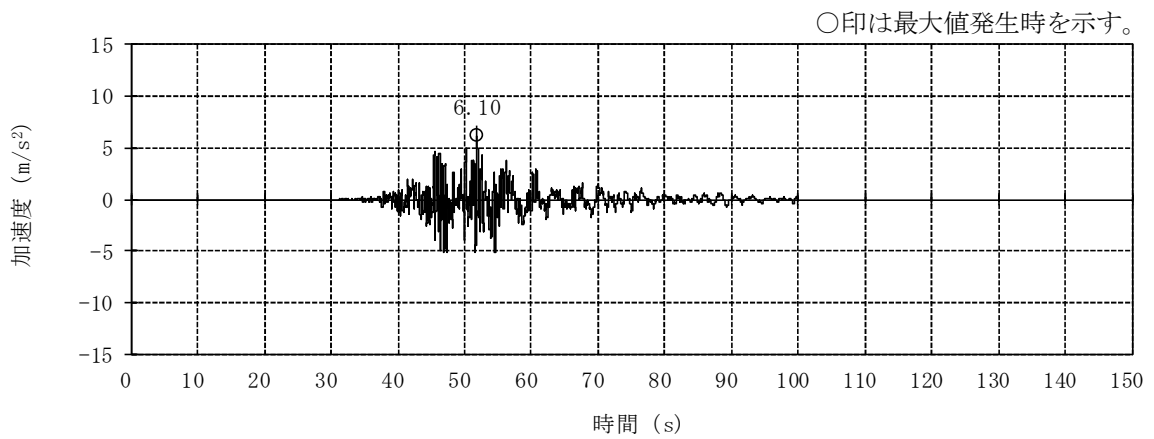


(b) EW方向 (回転)

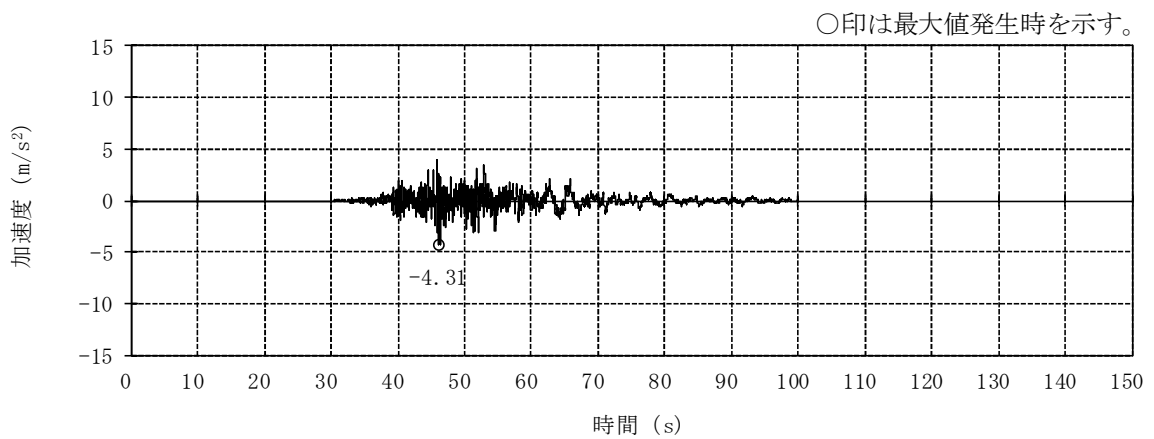
図 4-7 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-3, 回転成分)
 (ケース1 (工認モデル))



(a) NS方向 (水平)

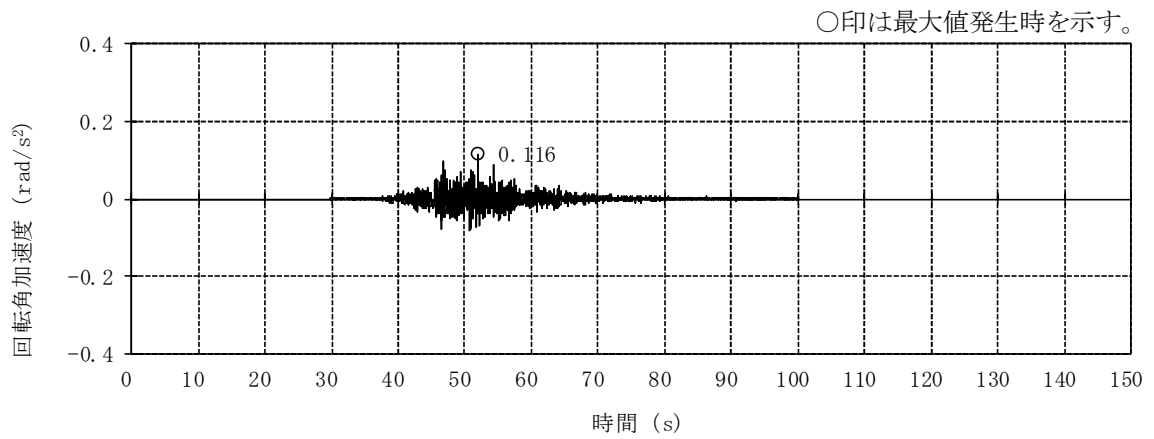


(b) EW方向 (水平)

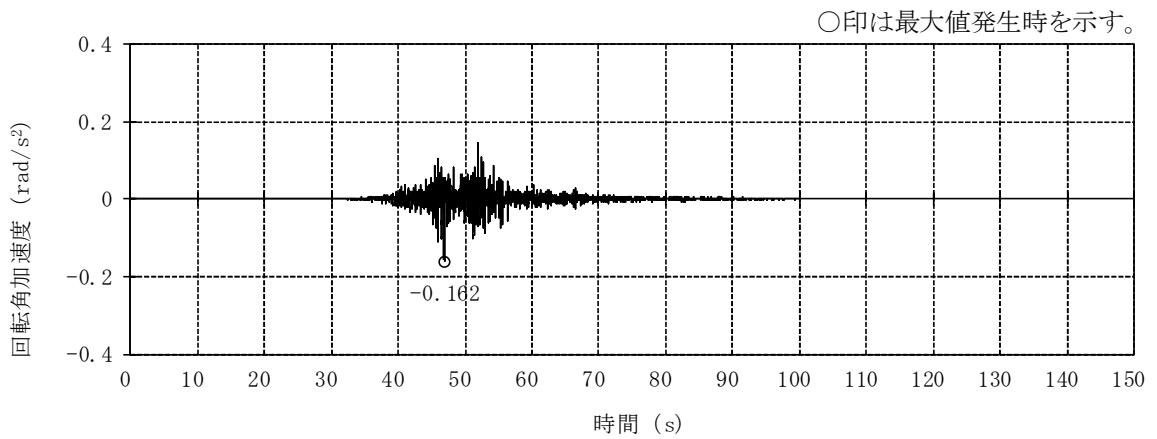


(c) 鉛直方向

図 4-8 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(Ss-4, 水平, 鉛直成分)
(ケース1 (工認モデル))

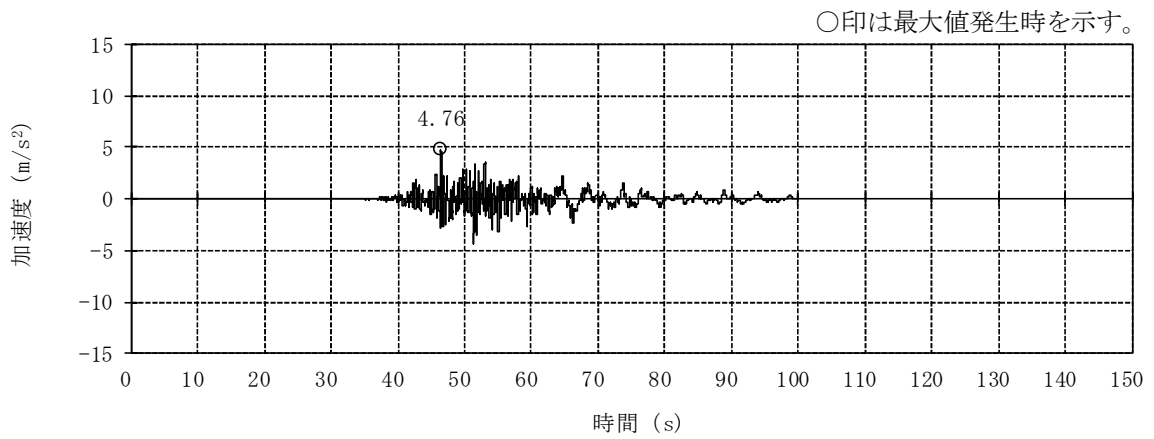


(a) NS方向 (回転)

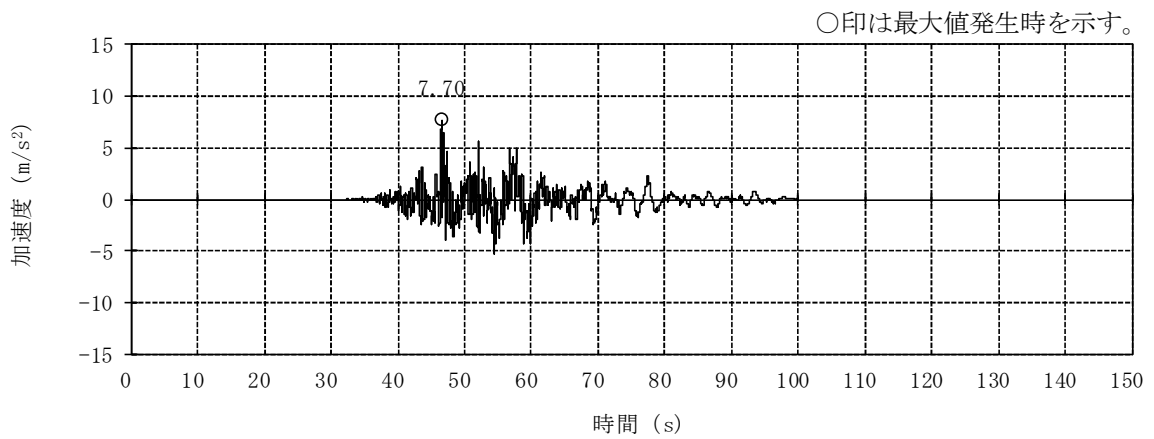


(b) EW方向 (回転)

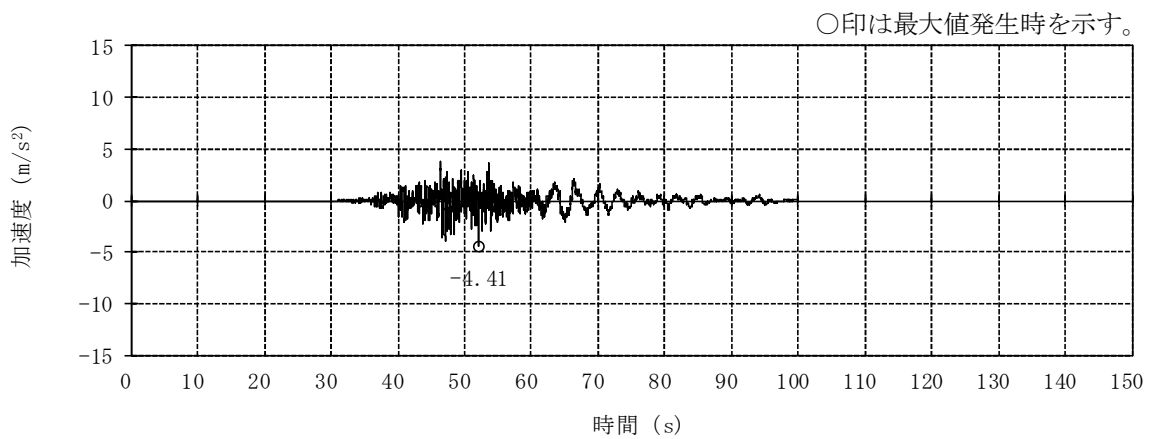
図 4-9 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-4, 回転成分)
 (ケース1 (工認モデル))



(a) NS方向 (水平)

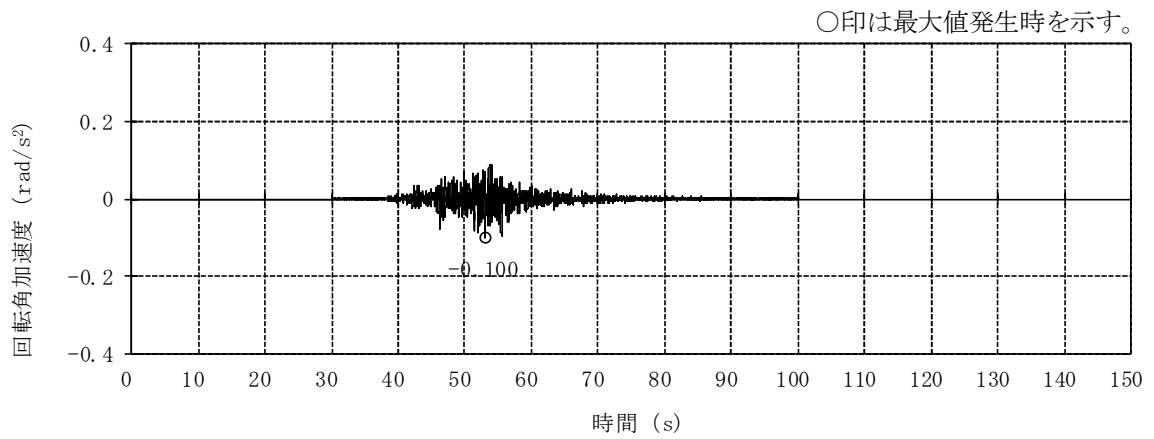


(b) EW方向 (水平)

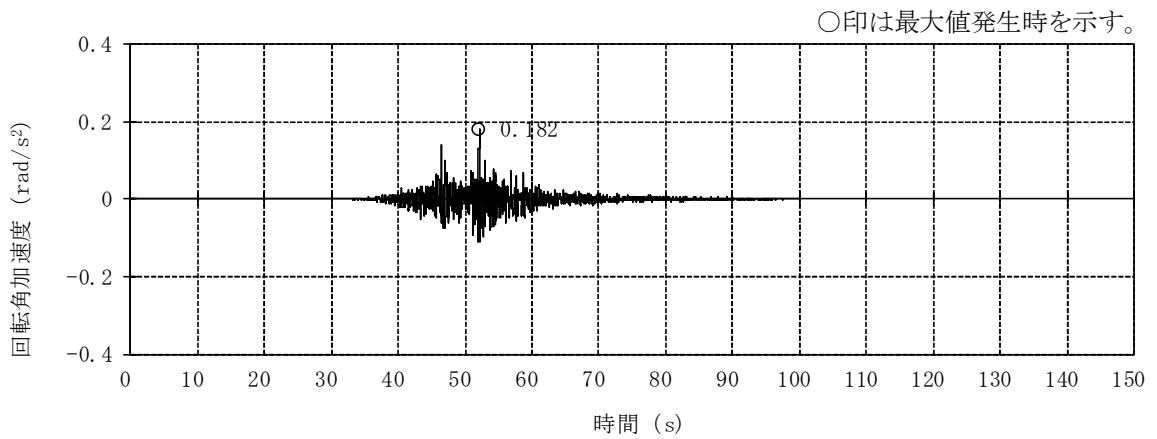


(c) 鉛直方向

図 4-10 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(Ss-5, 水平, 鉛直成分)
(ケース1 (工認モデル))

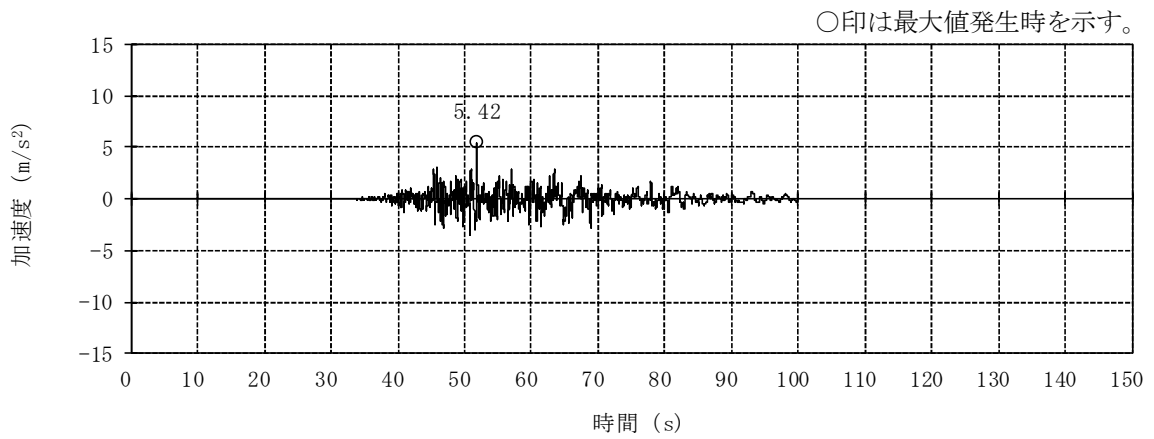


(a) NS方向 (回転)

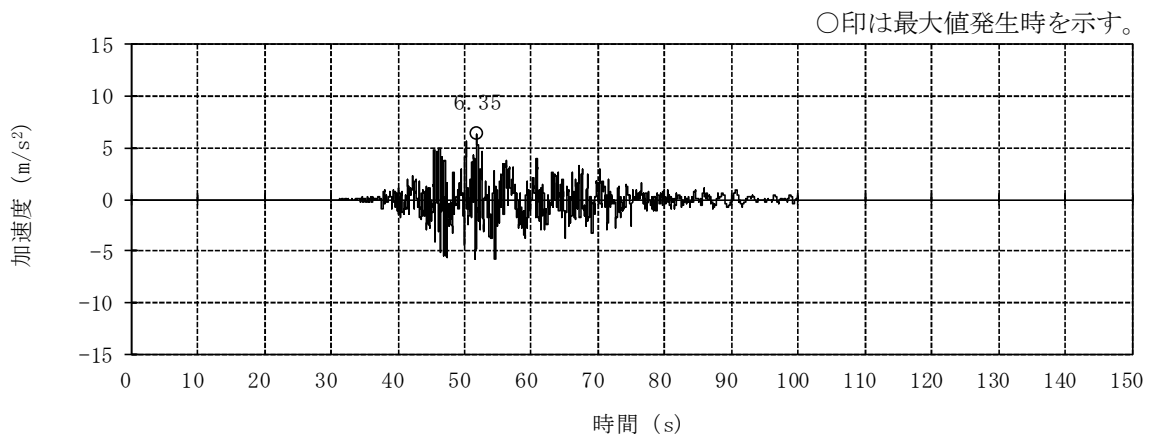


(b) EW方向 (回転)

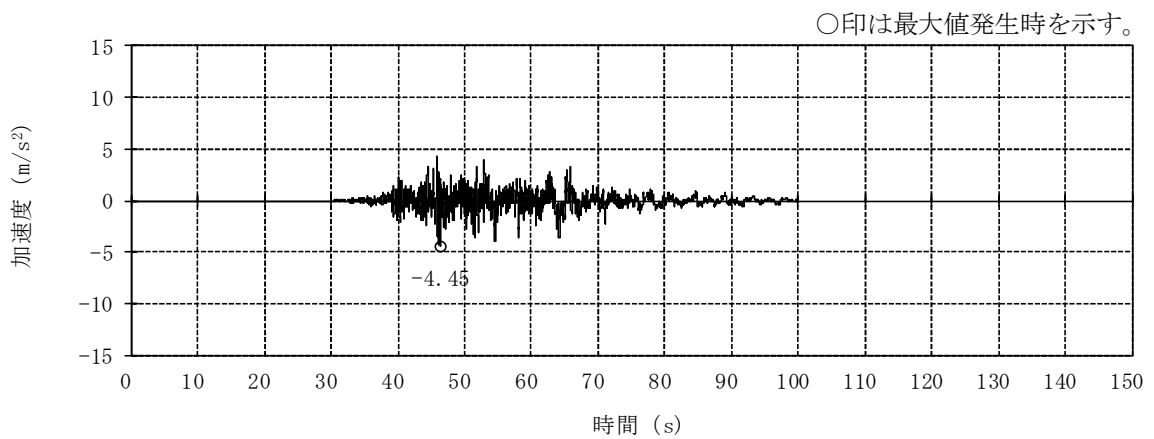
図 4-11 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(Ss-5, 回転成分)
(ケース1 (工認モデル))



(a) NS方向 (水平)

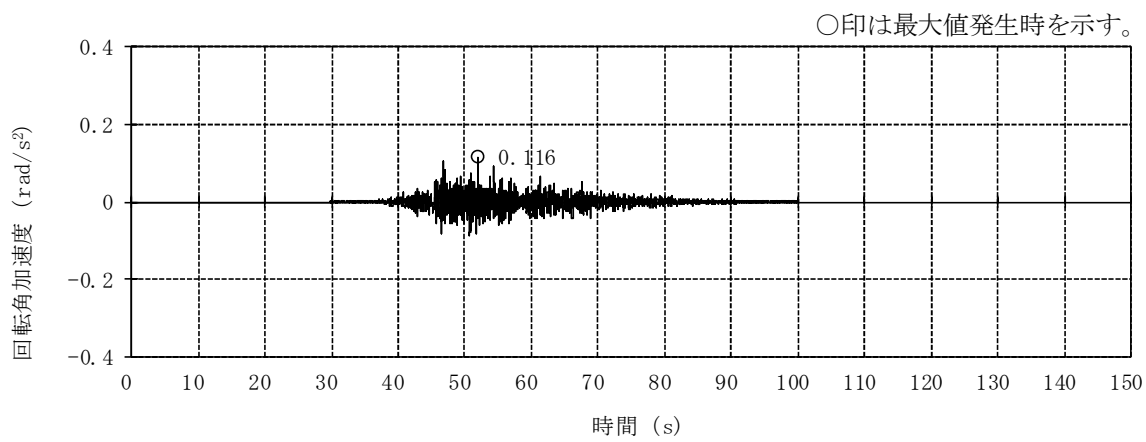


(b) EW方向 (水平)

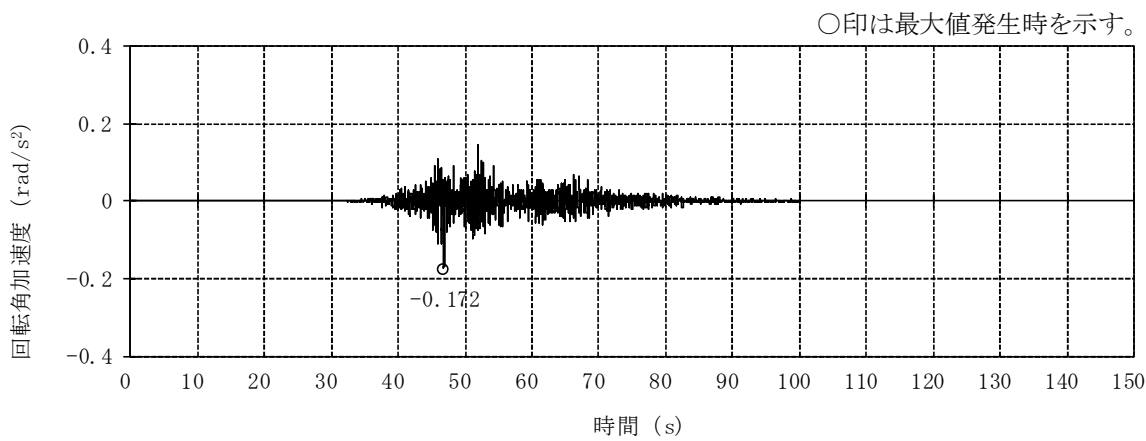


(c) 鉛直方向

図 4-12 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-6, 水平, 鉛直成分)
 (ケース1 (工認モデル))

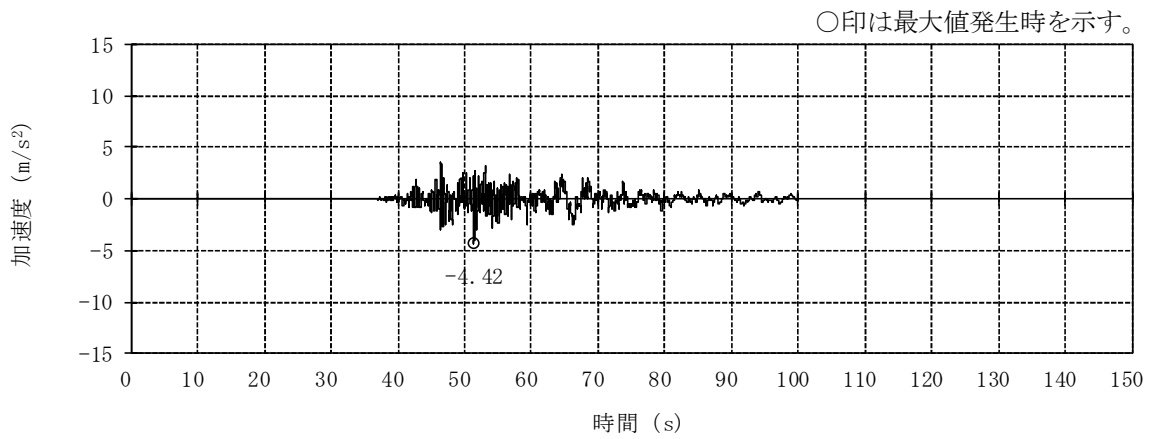


(a) NS方向 (回転)

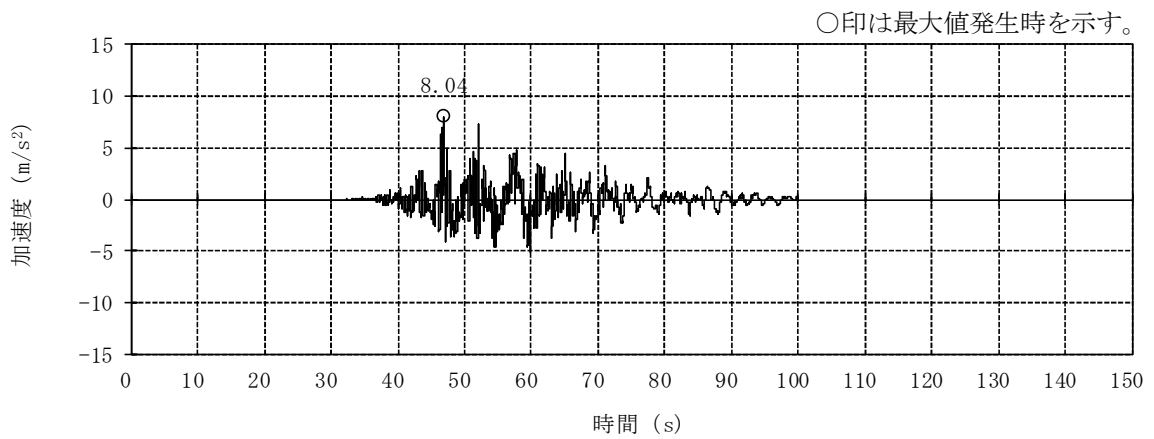


(b) EW方向 (回転)

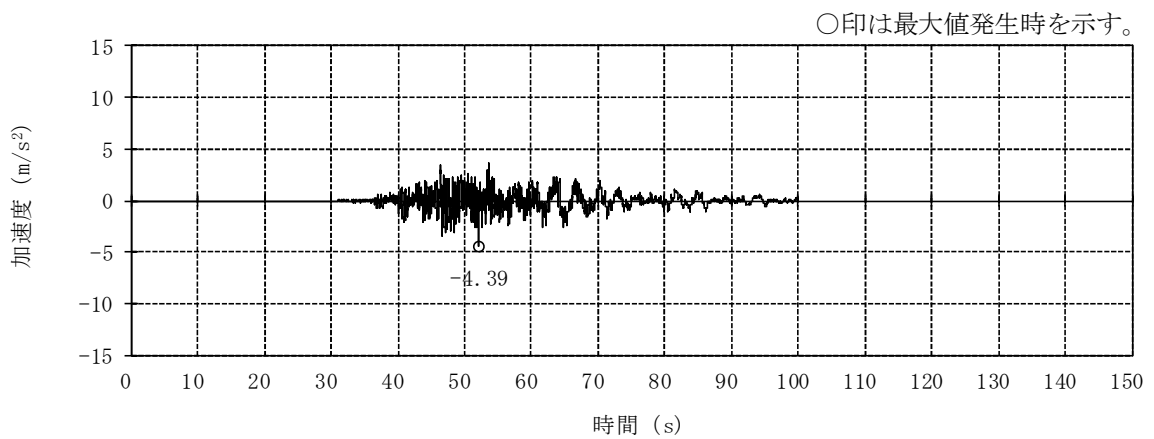
図 4-13 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-6, 回転成分)
 (ケース1 (工認モデル))



(a) NS方向 (水平)

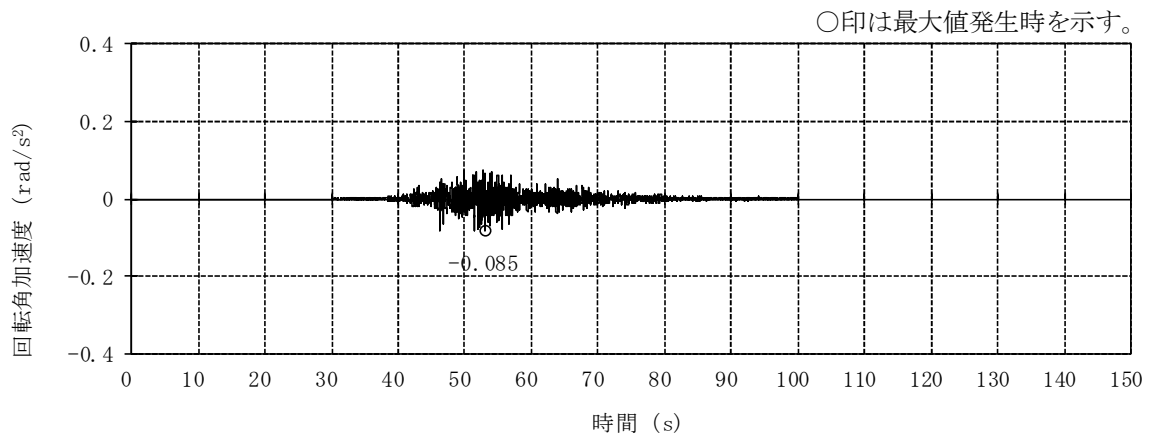


(b) EW方向 (水平)

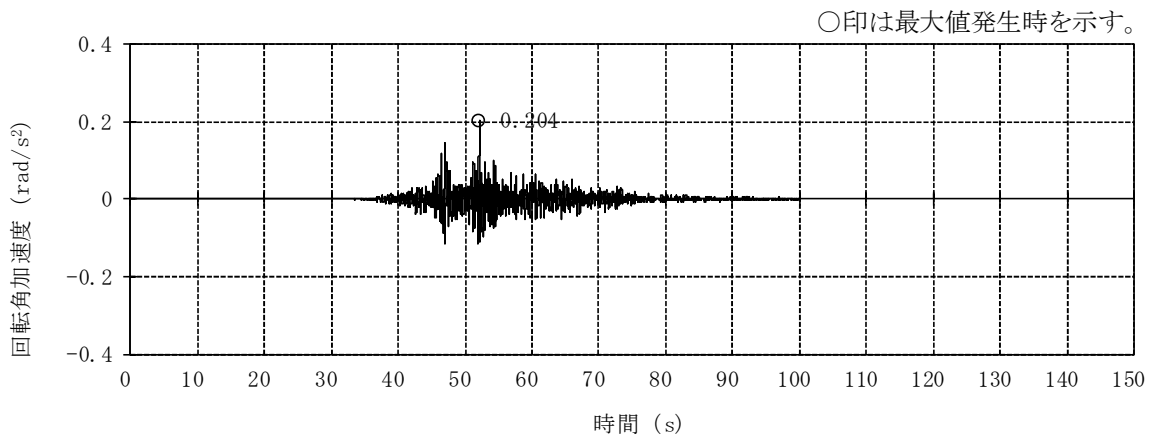


(c) 鉛直方向

図 4-14 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(Ss-7, 水平, 鉛直成分)
(ケース1 (工認モデル))

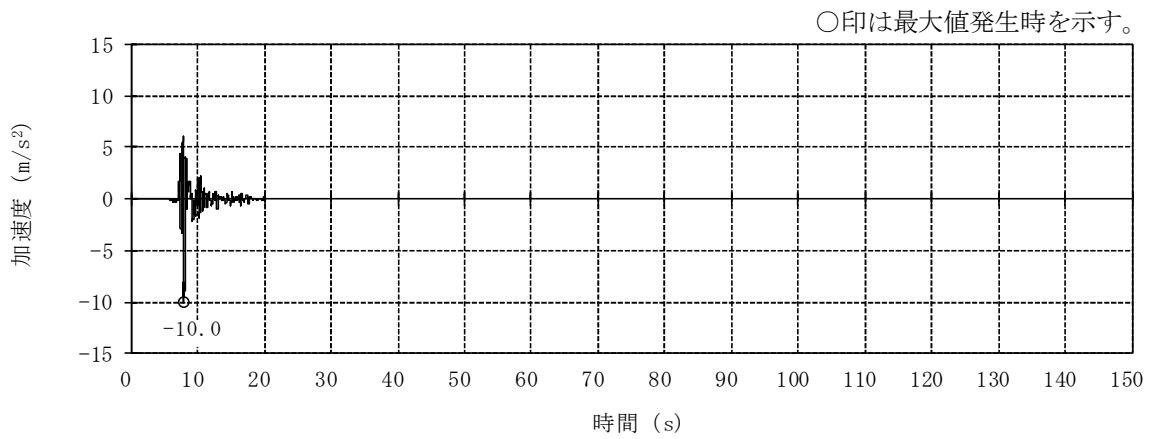


(a) NS方向 (回転)

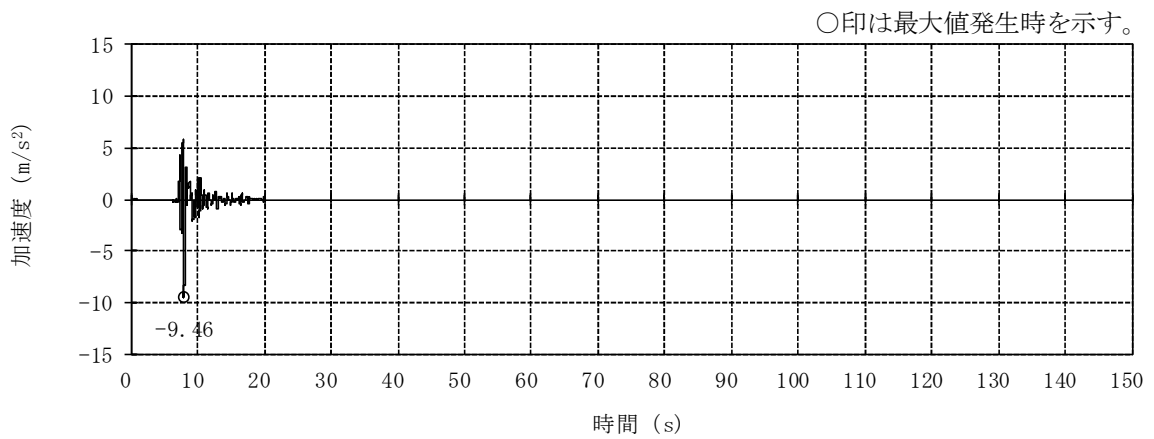


(b) EW方向 (回転)

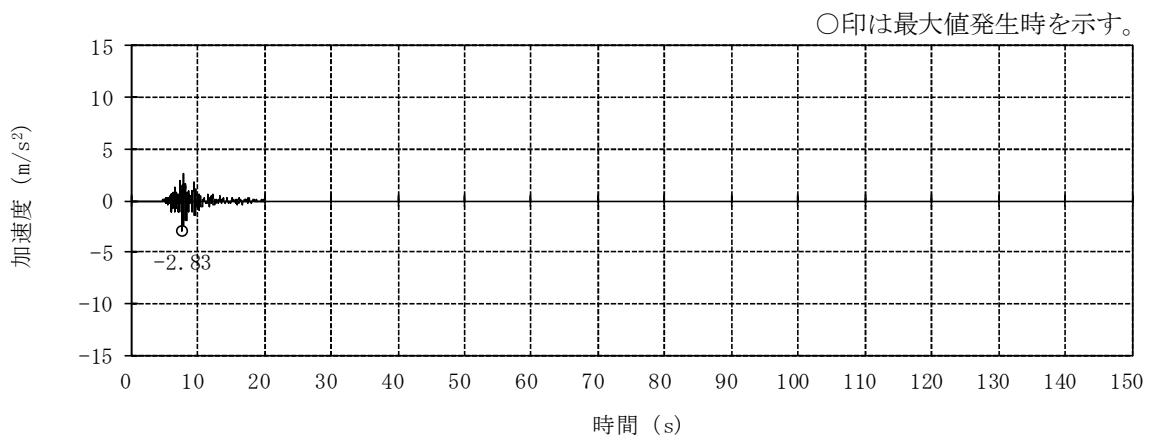
図 4-15 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(Ss-7, 回転成分)
(ケース1 (工認モデル))



(a) NS方向 (水平)

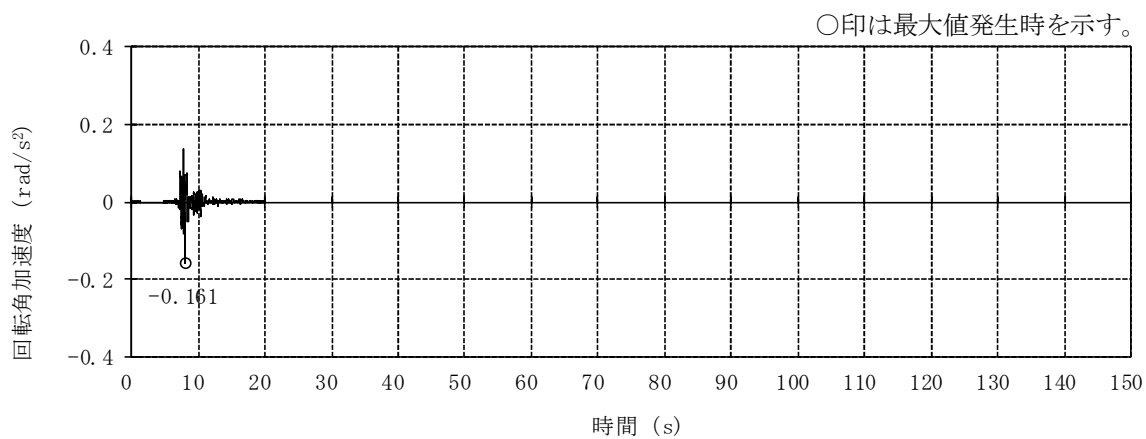


(b) EW方向 (水平)

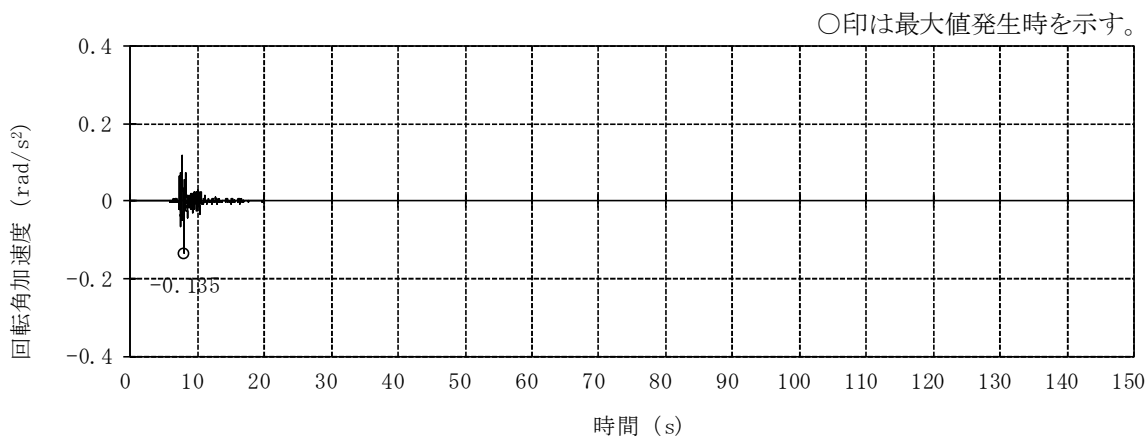


(c) 鉛直方向

図 4-16 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-8, 水平, 鉛直成分)
 (ケース1 (工認モデル))

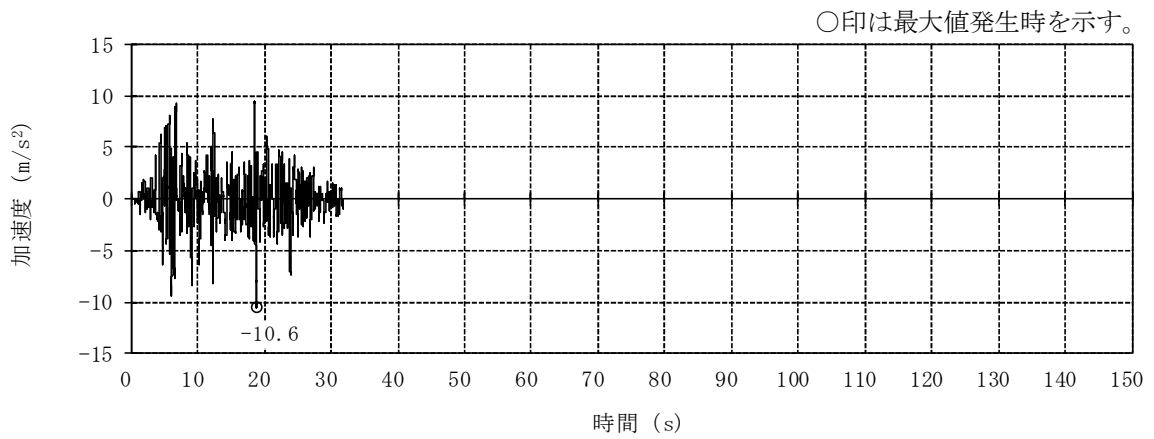


(a) NS方向 (回転)

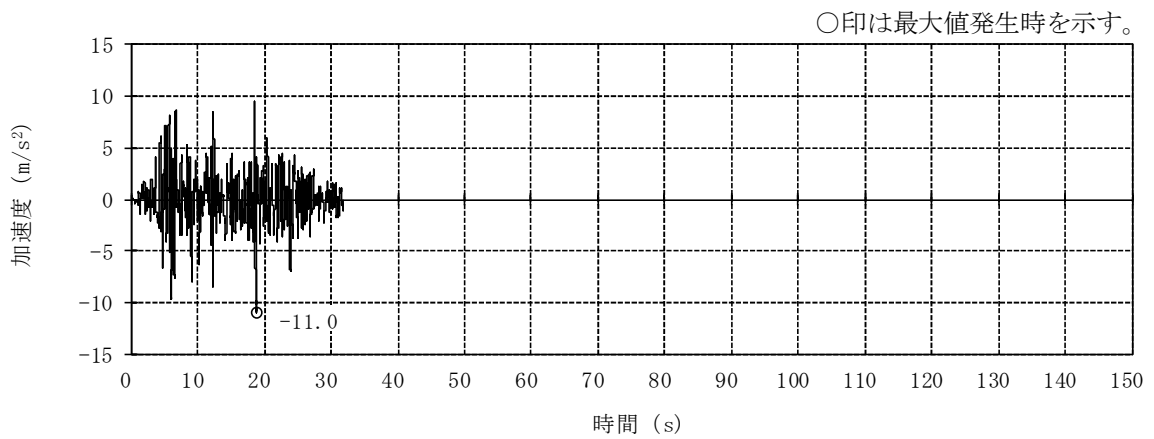


(b) EW方向 (回転)

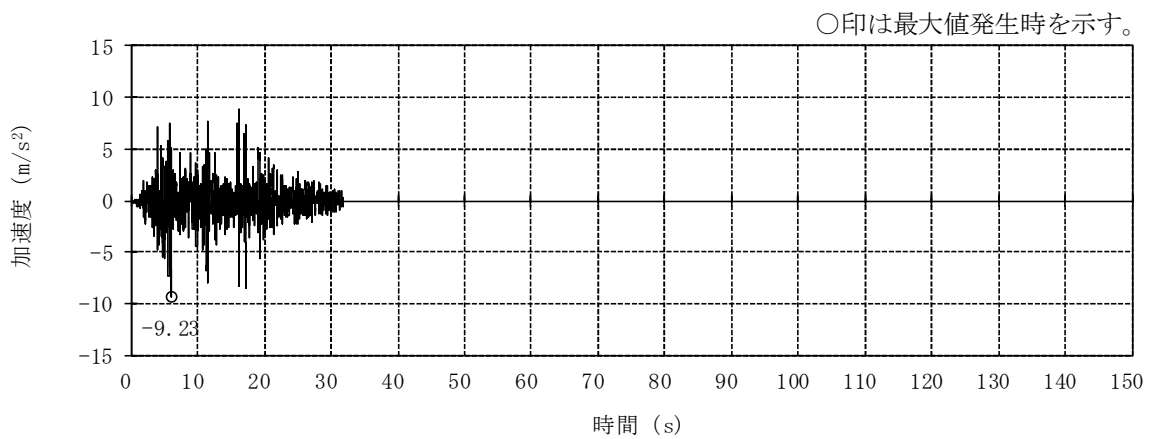
図 4-17 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(Ss-8, 回転成分)
(ケース1 (工認モデル))



(a) NS方向 (水平)

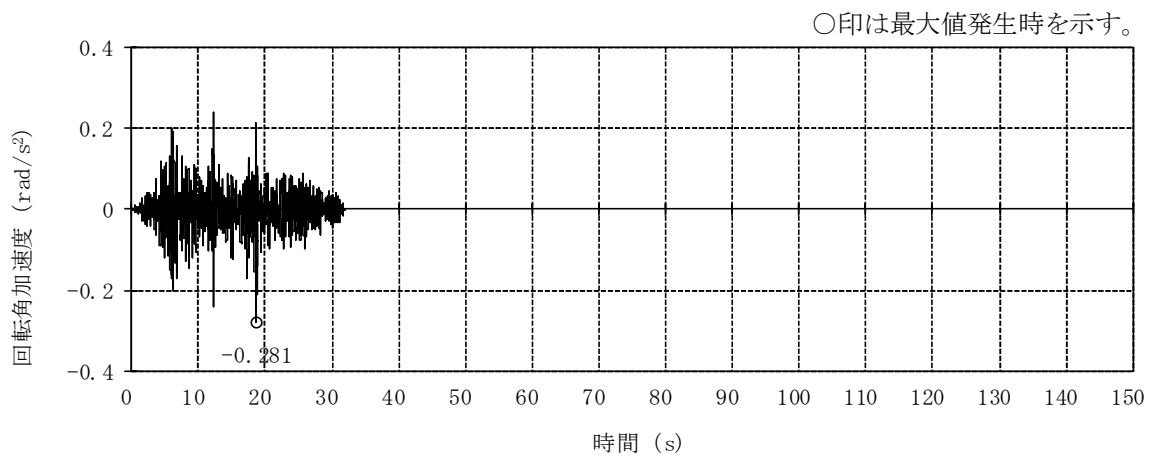


(b) EW方向 (水平)

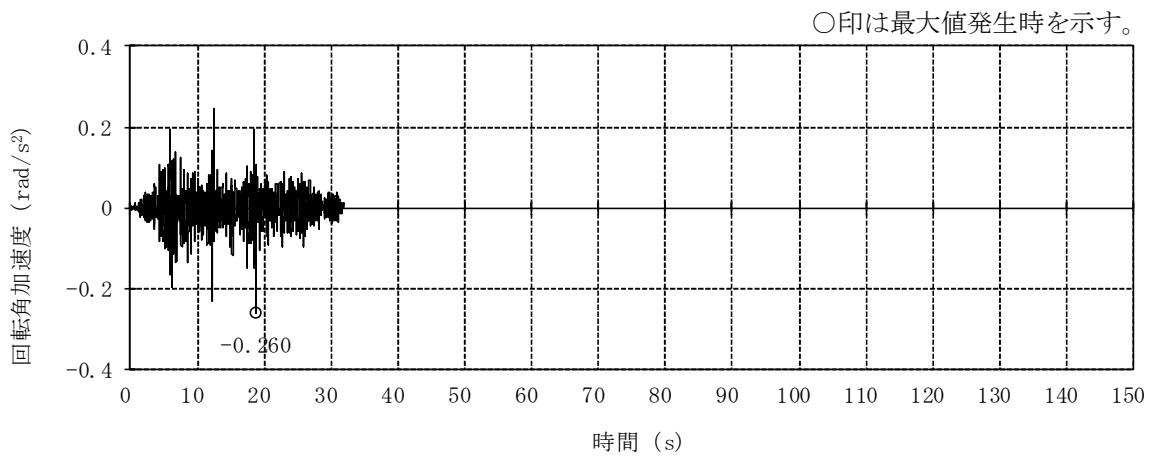


(c) 鉛直方向

図 4-18 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-1, 水平, 鉛直成分)
 (ケース2 (建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ))

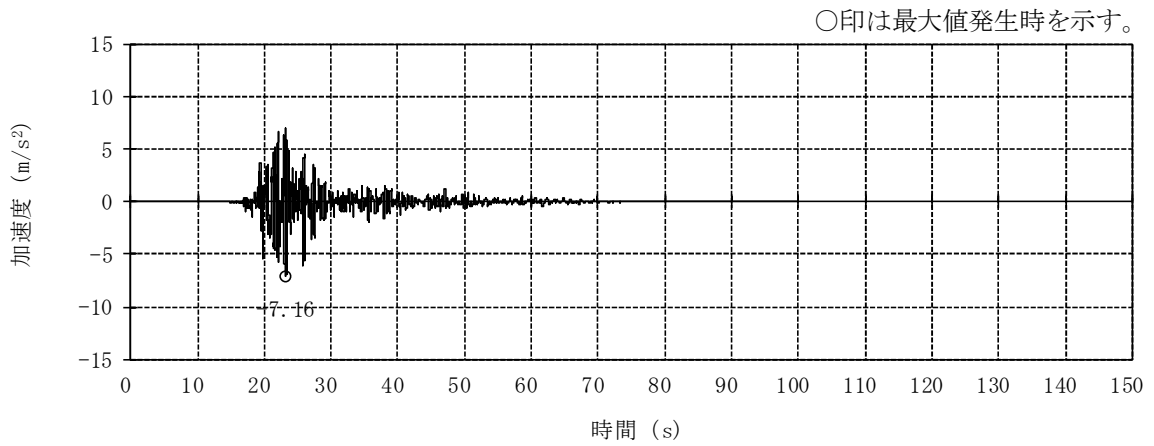


(a) NS方向 (回転)

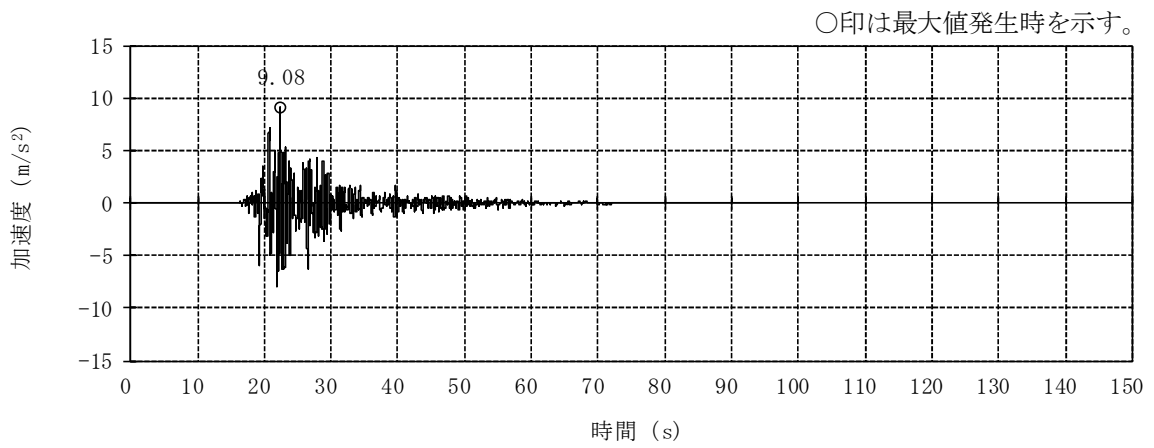


(b) EW方向 (回転)

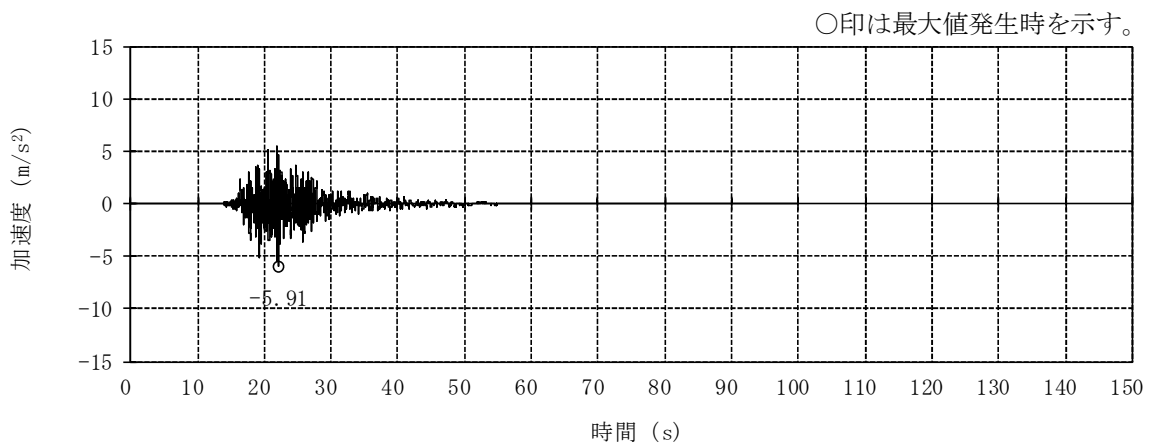
図 4-19 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-1, 回転成分)
 (ケース2 (建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ))



(a) NS方向 (水平)

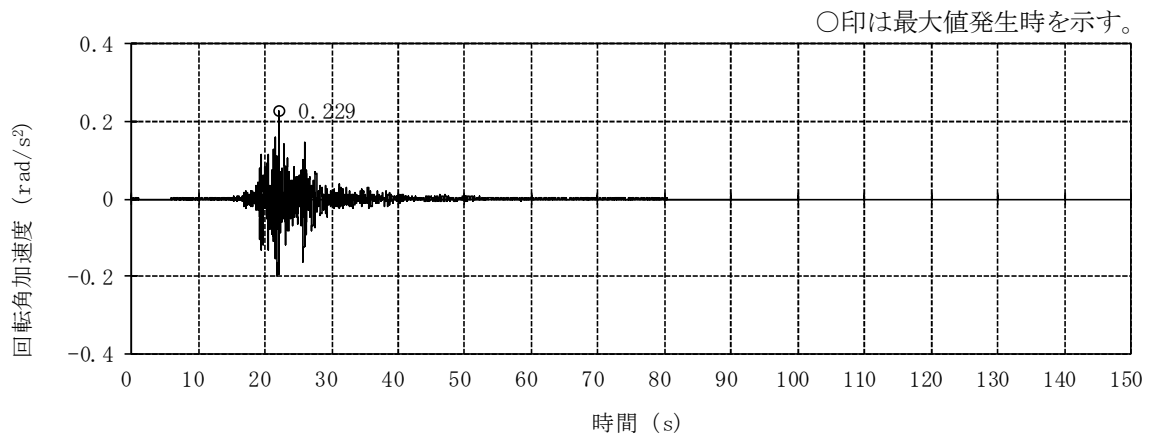


(b) EW方向 (水平)

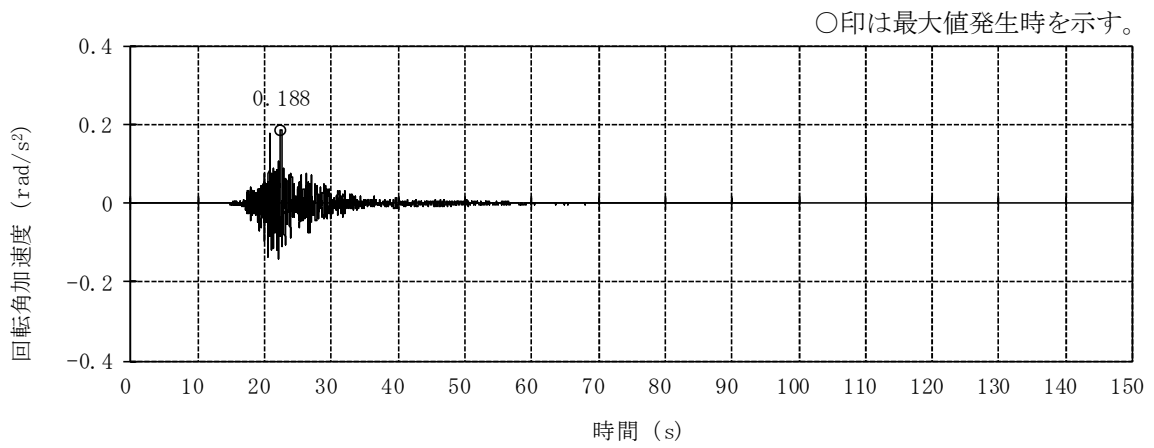


(c) 鉛直方向

図 4-20 燃料取替床レベル (4F, T. M. S. L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-2, 水平, 鉛直成分)
 (ケース2 (建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ))

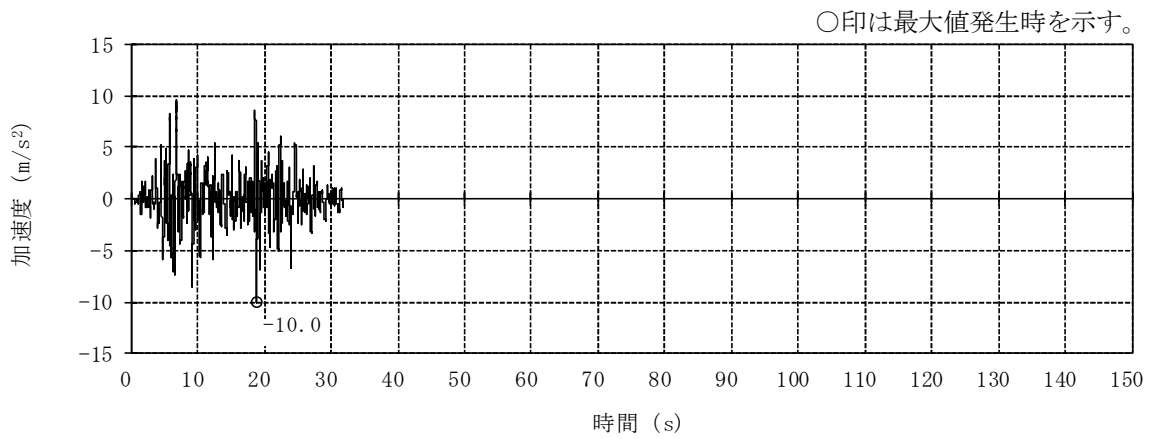


(a) NS方向 (回転)

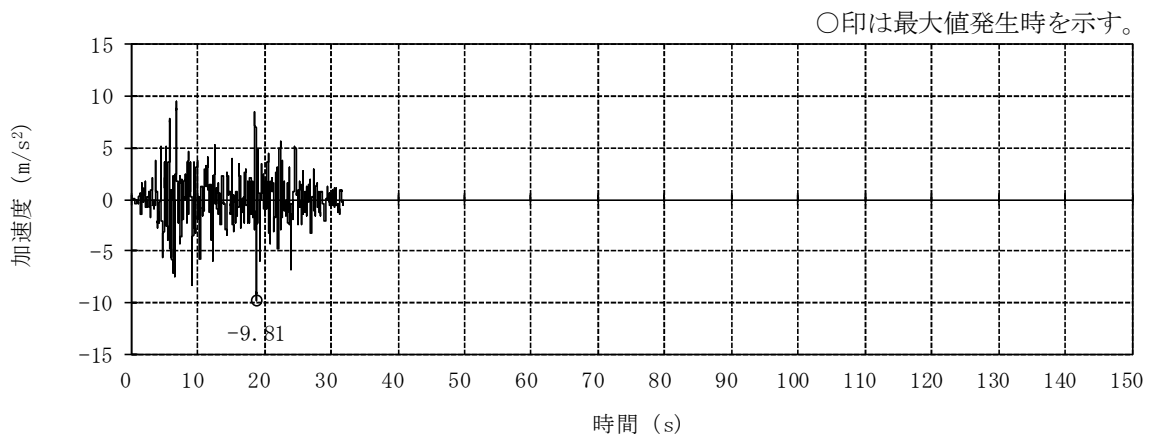


(b) EW方向 (回転)

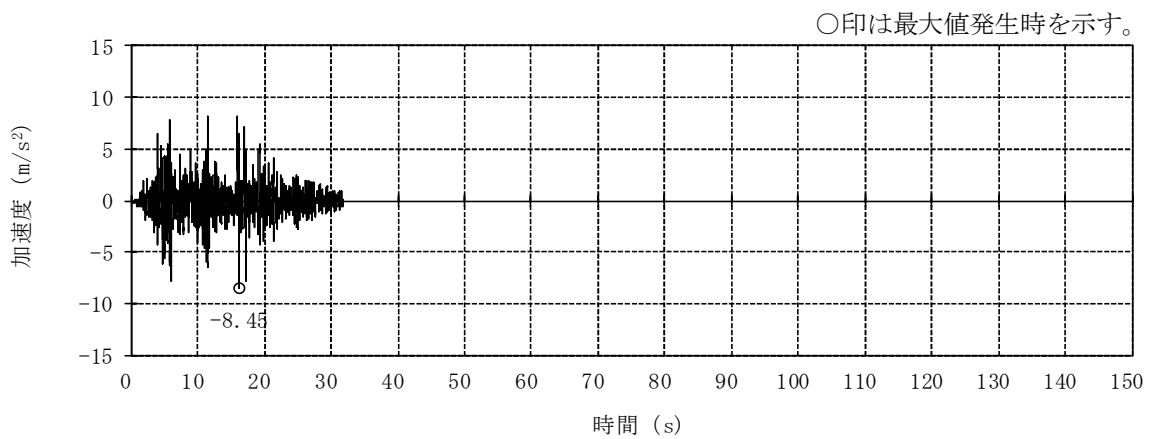
図 4-21 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-2, 回転成分)
 (ケース2 (建屋剛性+ σ , 地盤剛性+ σ))



(a) NS方向 (水平)

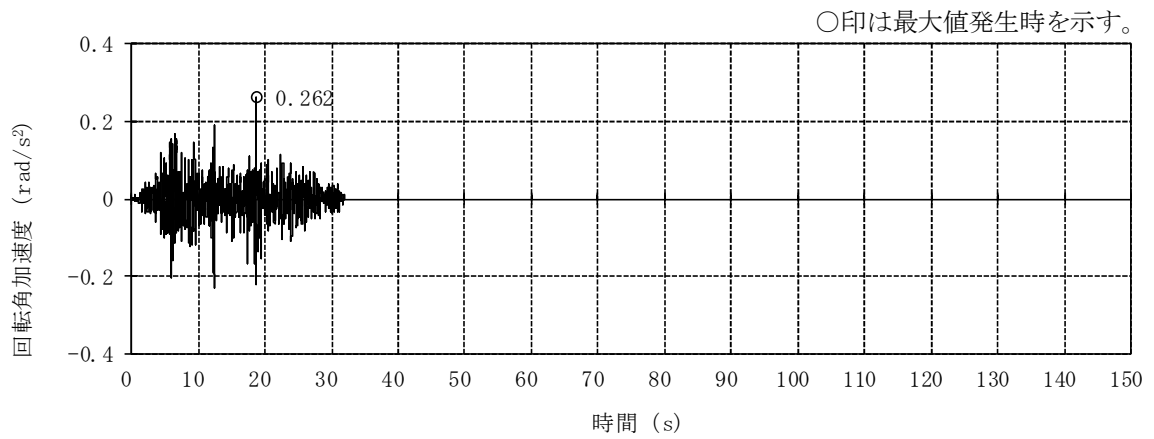


(b) EW方向 (水平)

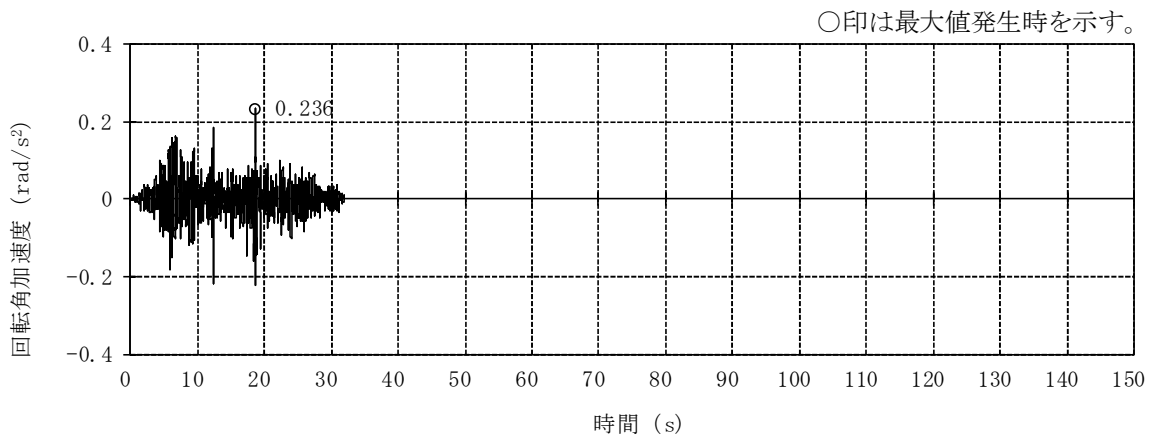


(c) 鉛直方向

図 4-22 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-1, 水平, 鉛直成分)
 (ケース3 (建屋剛性 - σ , 地盤剛性 - σ))

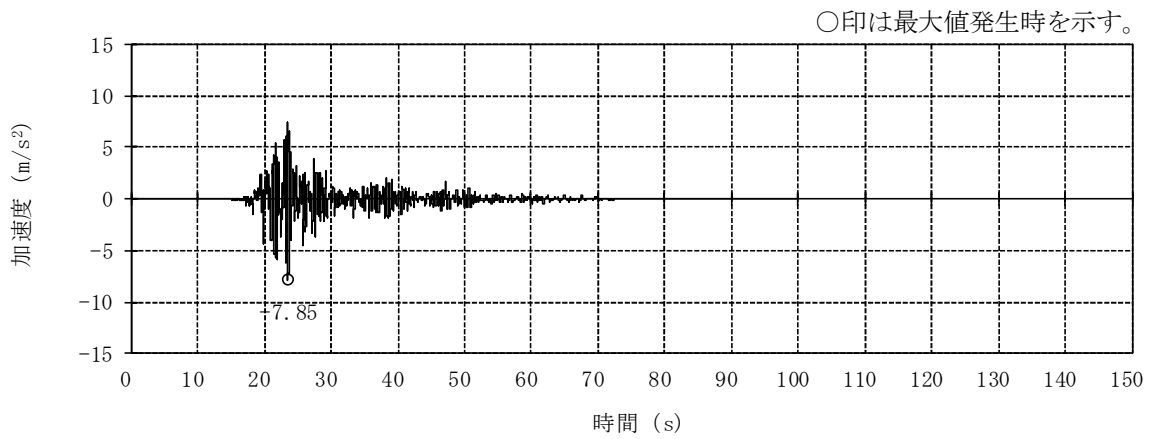


(a) NS方向 (回転)

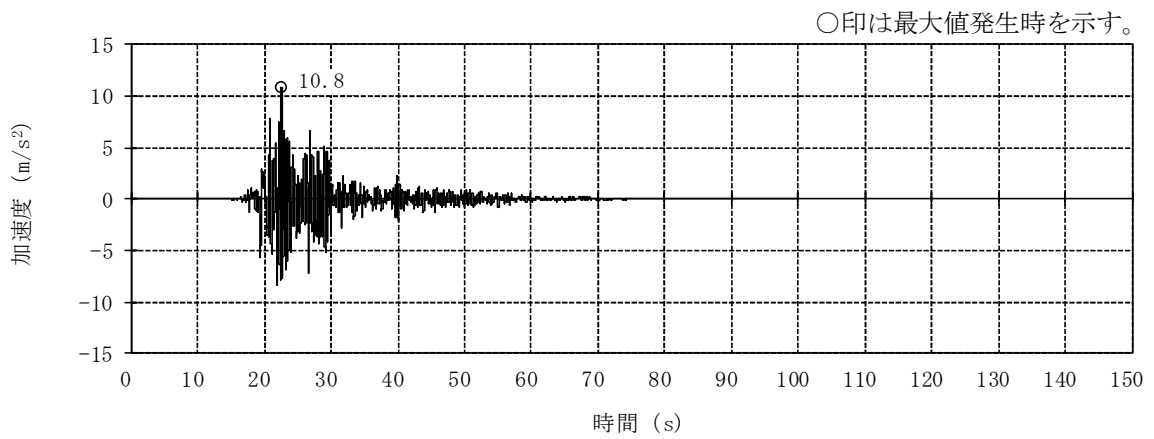


(b) EW方向 (回転)

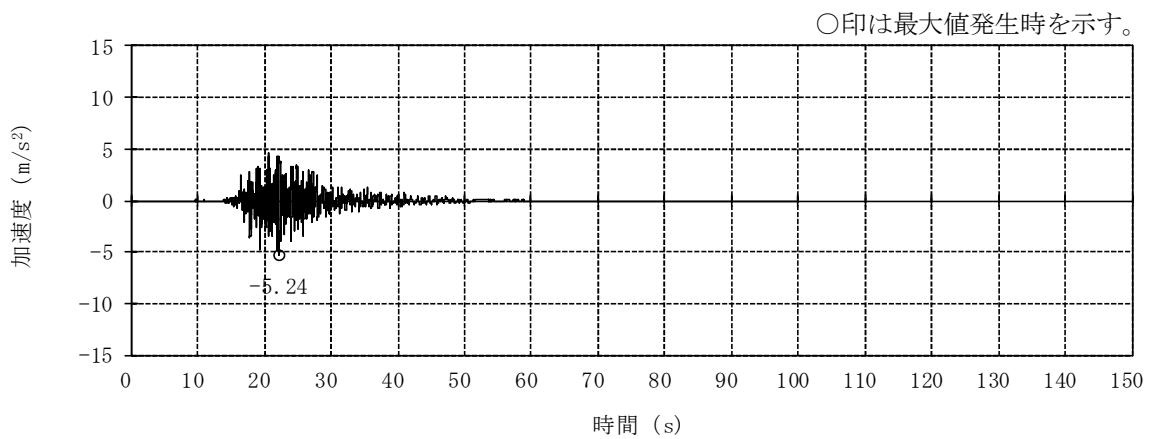
図 4-23 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(Ss-1, 回転成分)
(ケース3 (建屋剛性 - σ , 地盤剛性 - σ))



(a) NS方向 (水平)

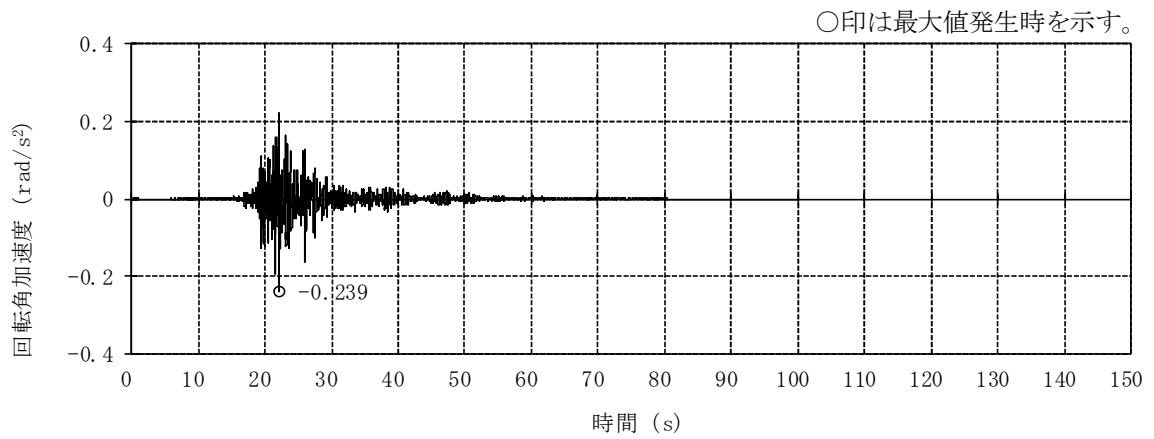


(b) EW方向 (水平)

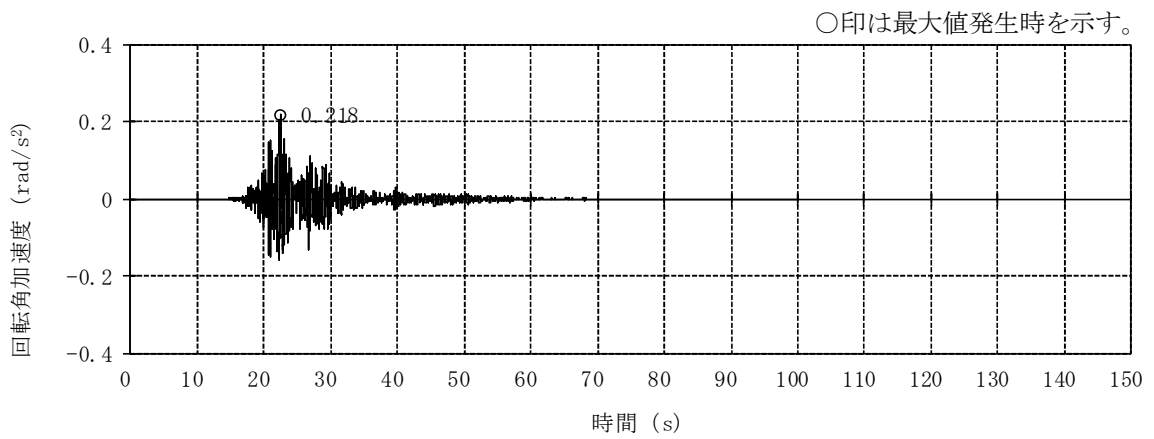


(c) 鉛直方向

図 4-24 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-2, 水平, 鉛直成分)
 (ケース3 (建屋剛性 - σ , 地盤剛性 - σ))

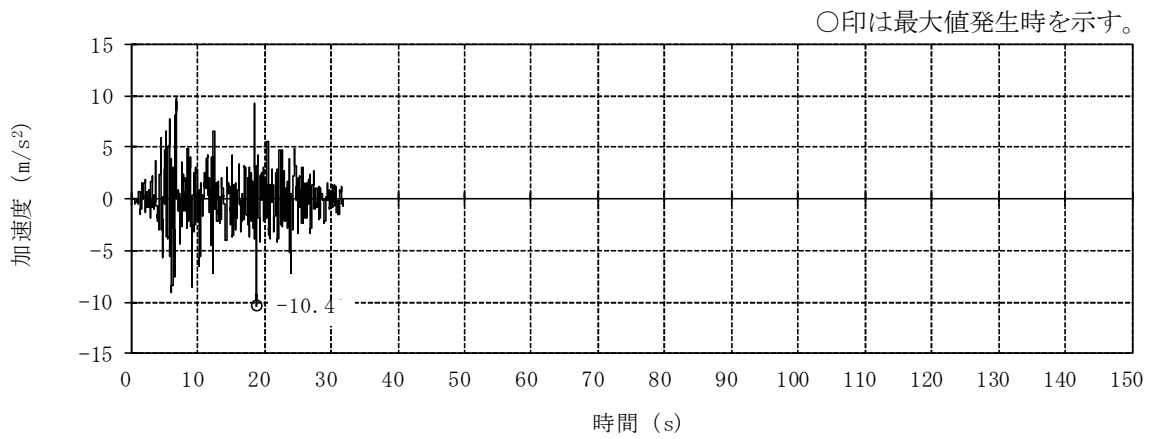


(a) NS方向 (回転)

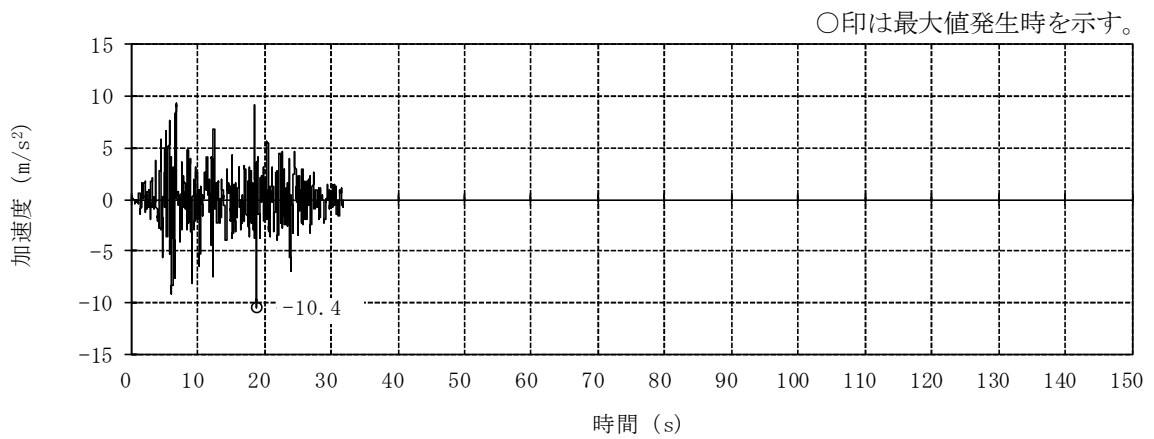


(b) EW方向 (回転)

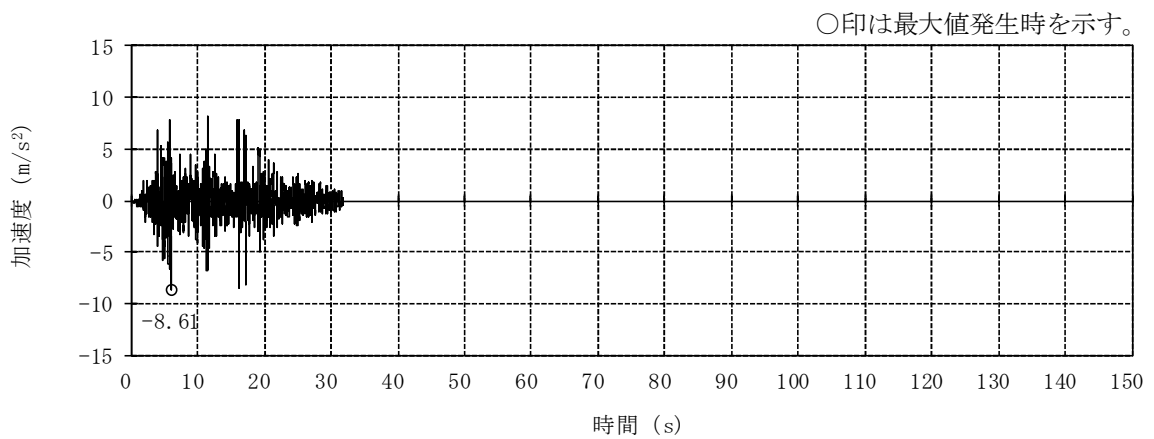
図 4-25 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(Ss-2, 回転成分)
(ケース3 (建屋剛性 - σ , 地盤剛性 - σ))



(a) NS方向 (水平)

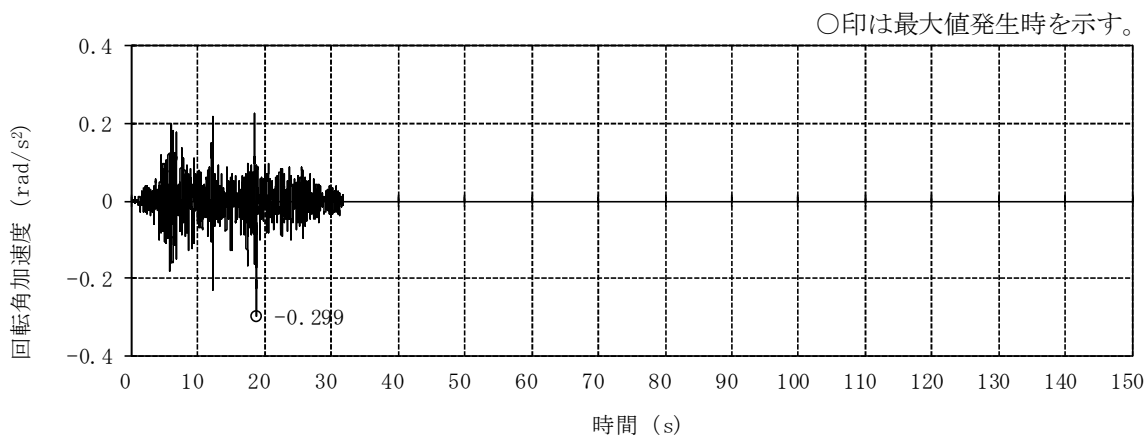


(b) EW方向 (水平)

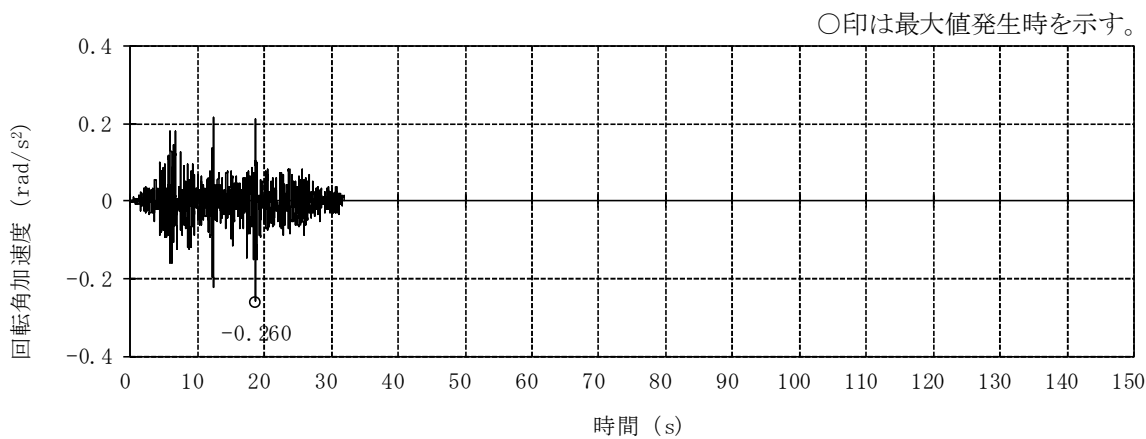


(c) 鉛直方向

図 4-26 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-1, 水平, 鉛直成分)
 (ケース4 (建屋剛性コア平均))

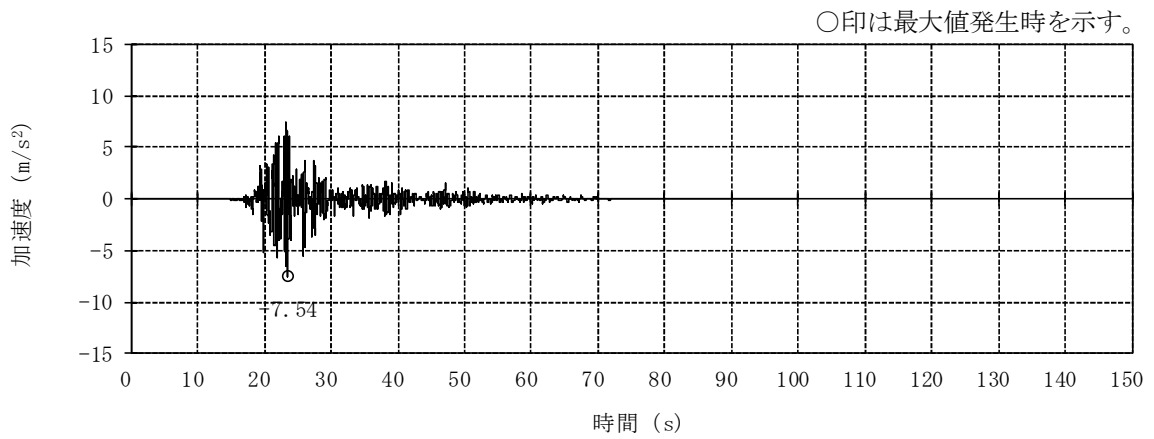


(a) NS方向 (回転)

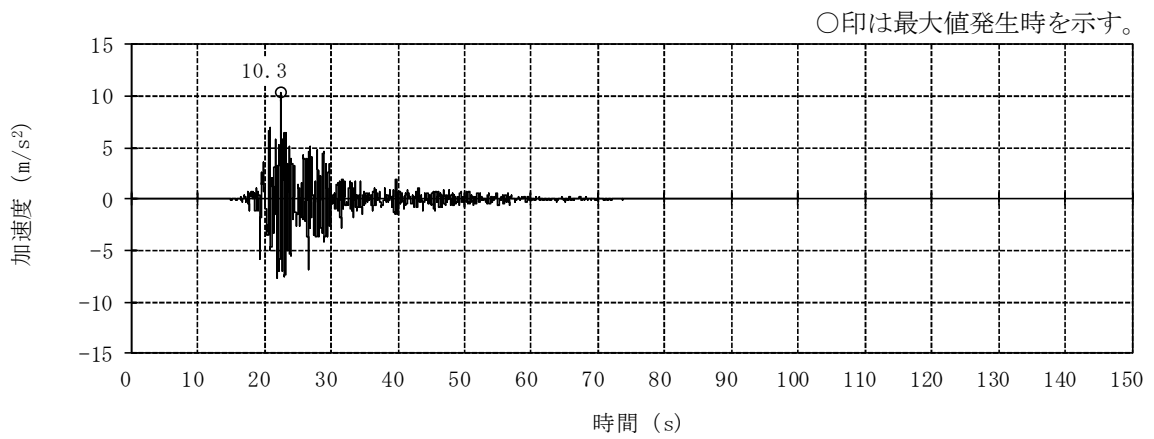


(b) EW方向 (回転)

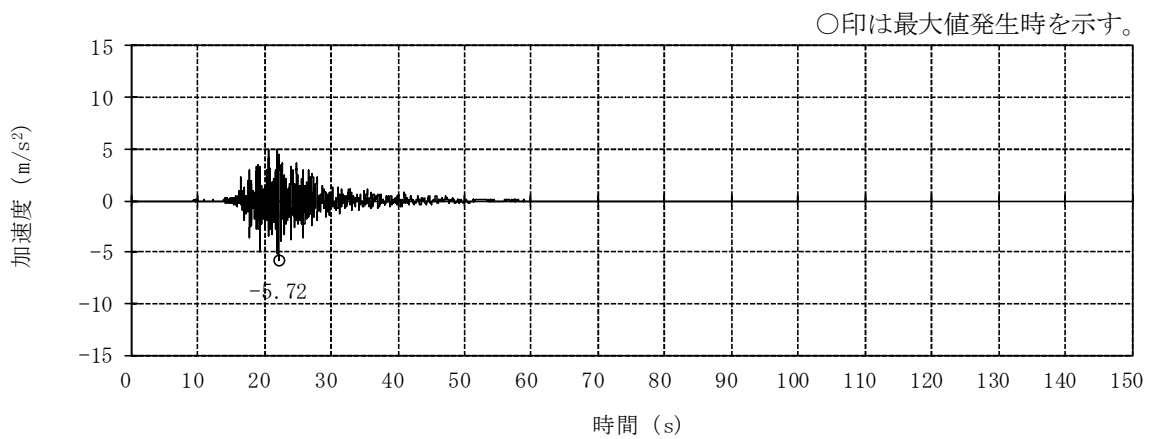
図 4-27 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(Ss-1, 回転成分)
(ケース4 (建屋剛性コア平均))



(a) NS方向 (水平)

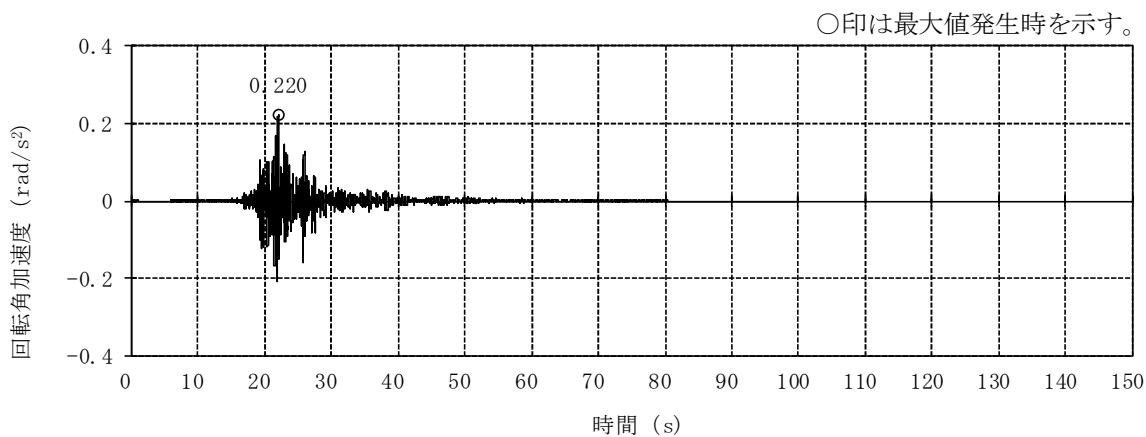


(b) EW方向 (水平)

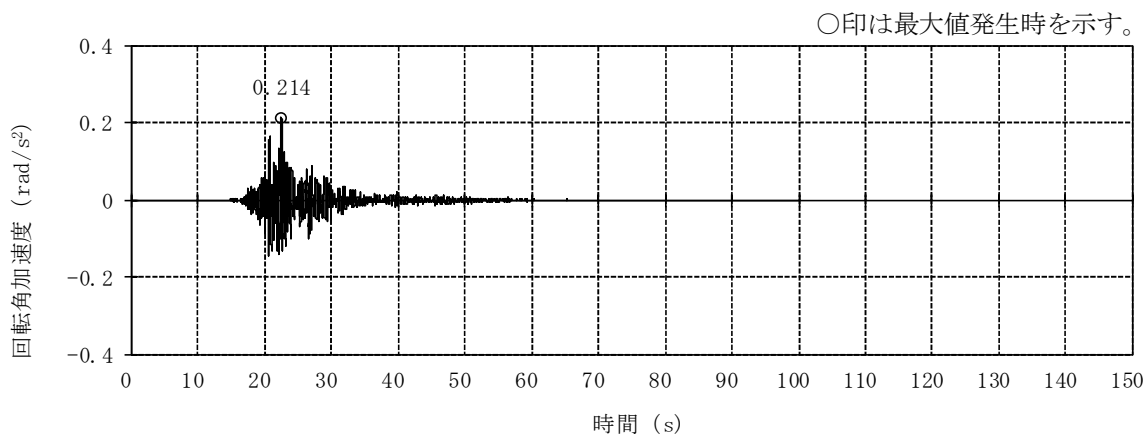


(c) 鉛直方向

図 4-28 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-2, 水平, 鉛直成分)
 (ケース4 (建屋剛性コア平均))

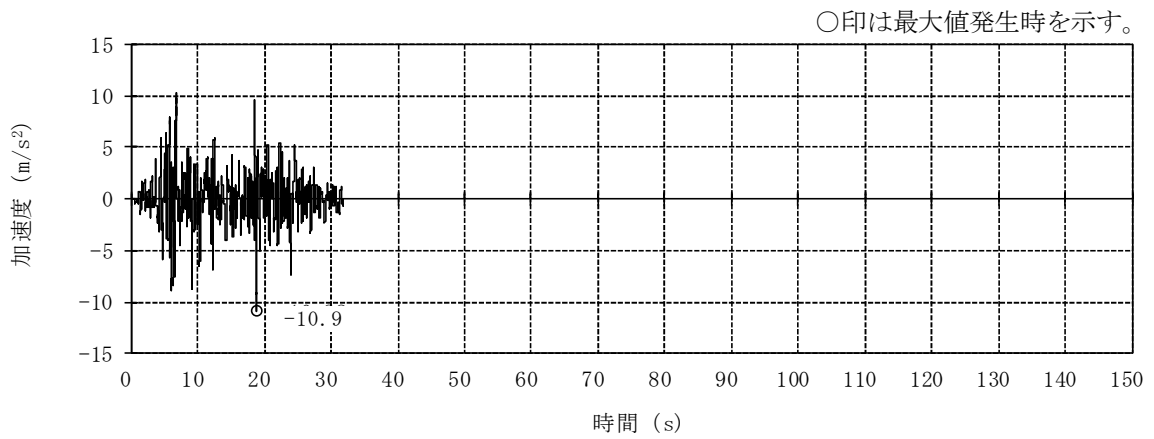


(a) NS方向 (回転)

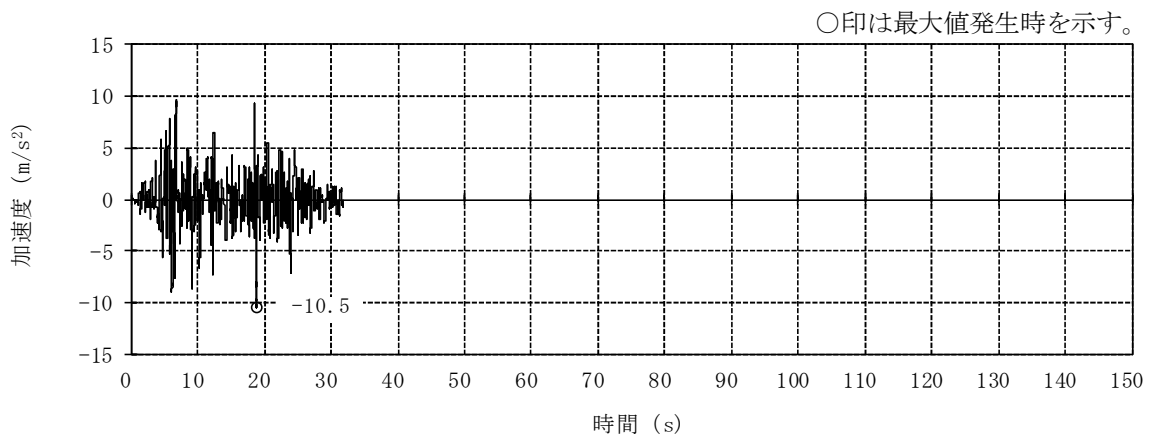


(b) EW方向 (回転)

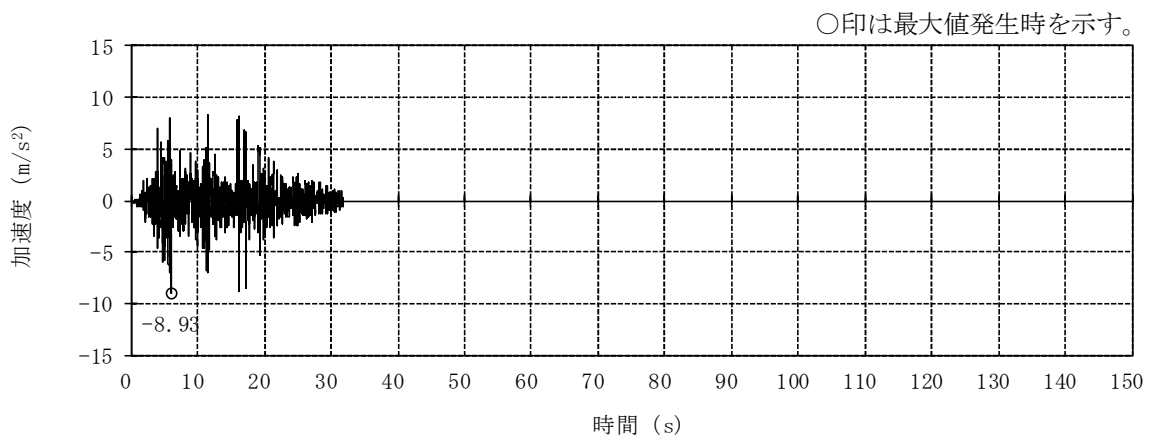
図 4-29 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(Ss-2, 回転成分)
(ケース4 (建屋剛性コア平均))



(a) NS方向 (水平)

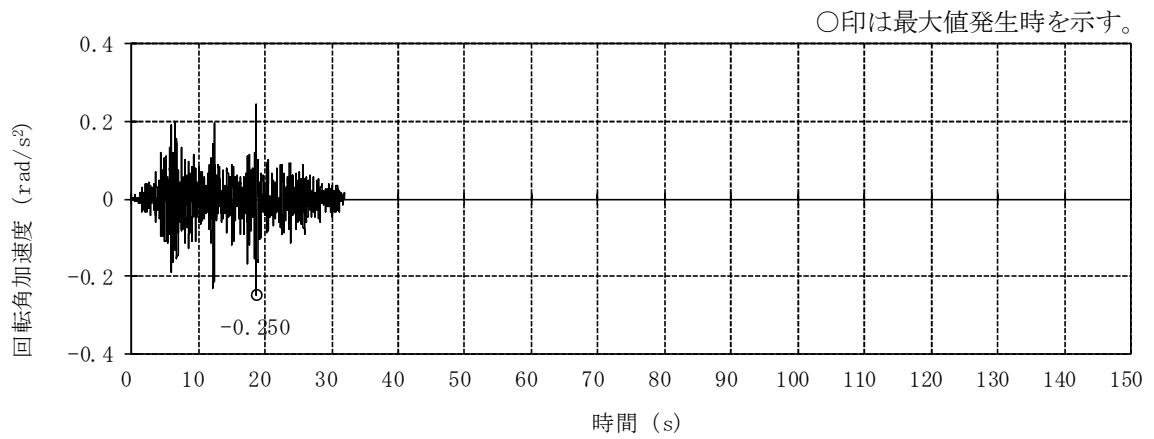


(b) EW方向 (水平)

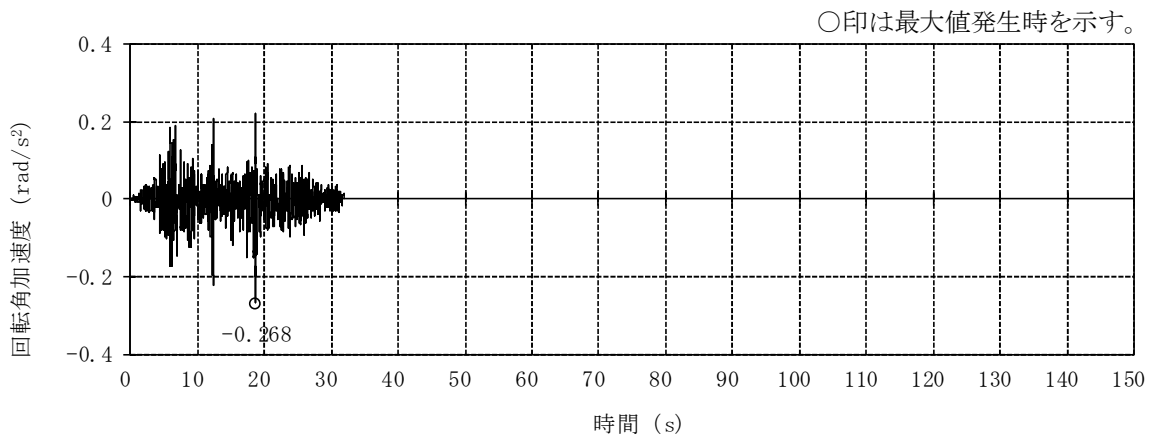


(c) 鉛直方向

図 4-30 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-1, 水平, 鉛直成分)
 (ケース5 (建屋剛性 -2σ))

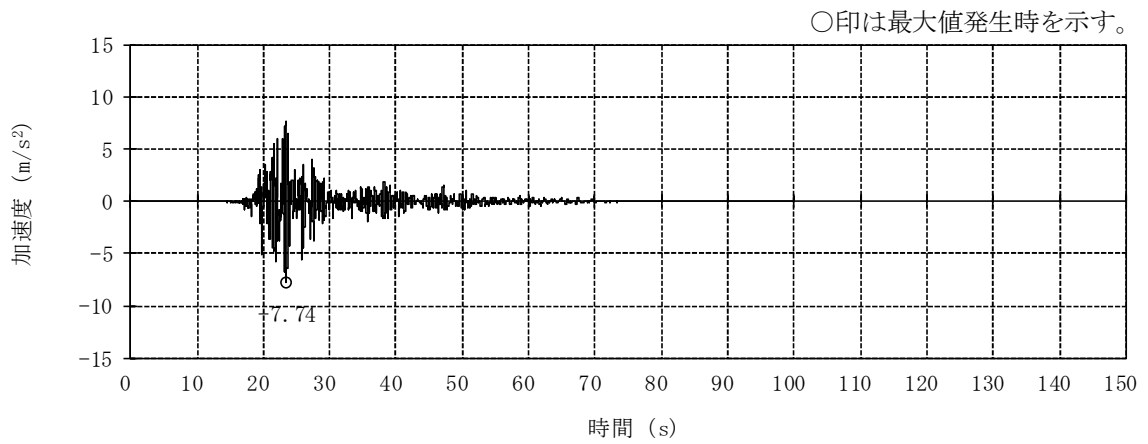


(a) NS方向 (回転)

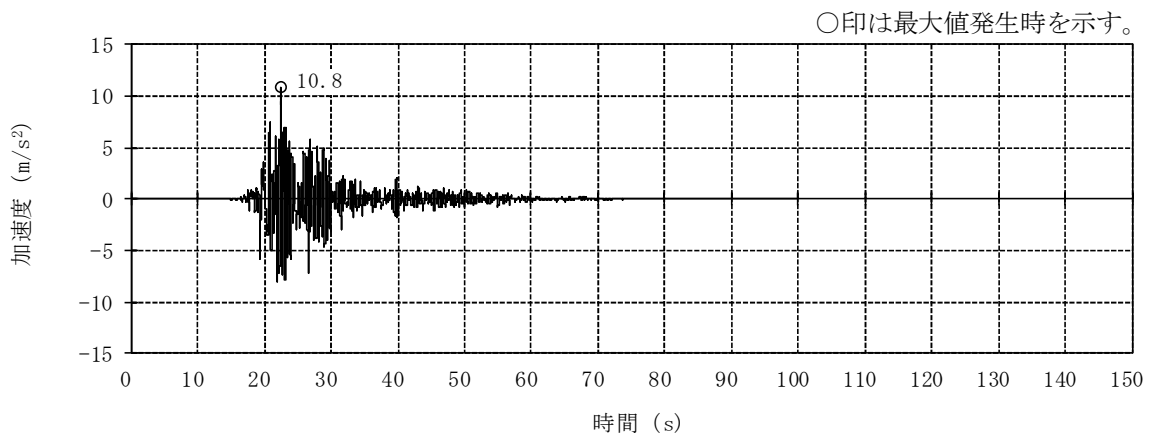


(b) EW方向 (回転)

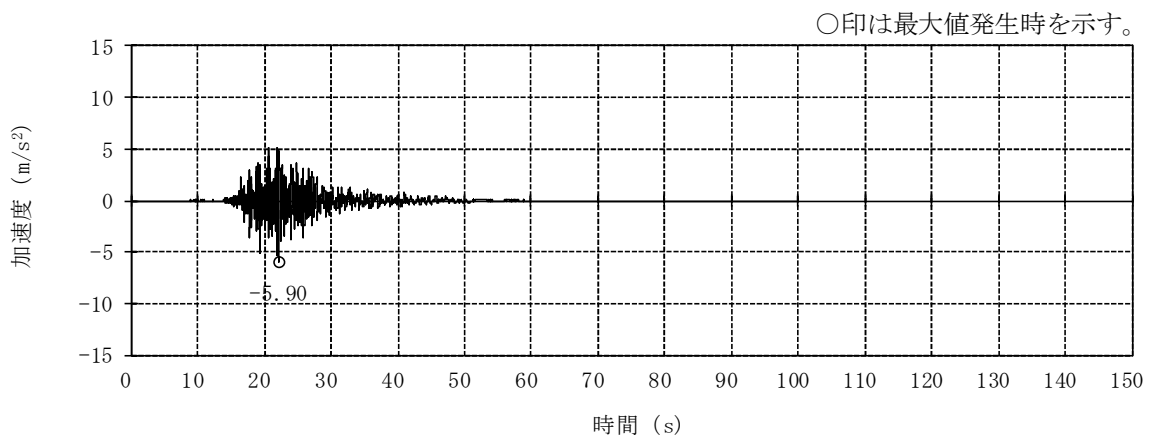
図 4-31 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-1, 回転成分)
 (ケース5 (建屋剛性 -2σ))



(a) NS方向 (水平)

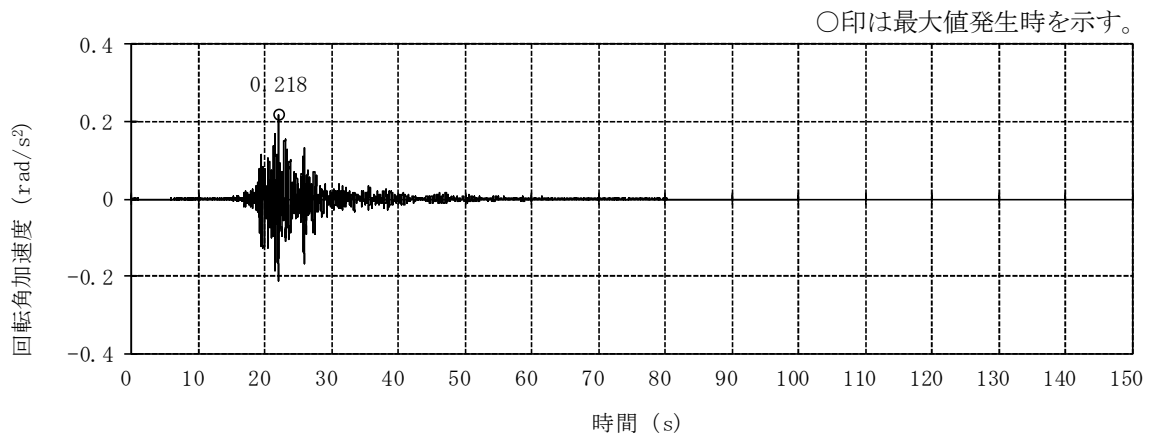


(b) EW方向 (水平)

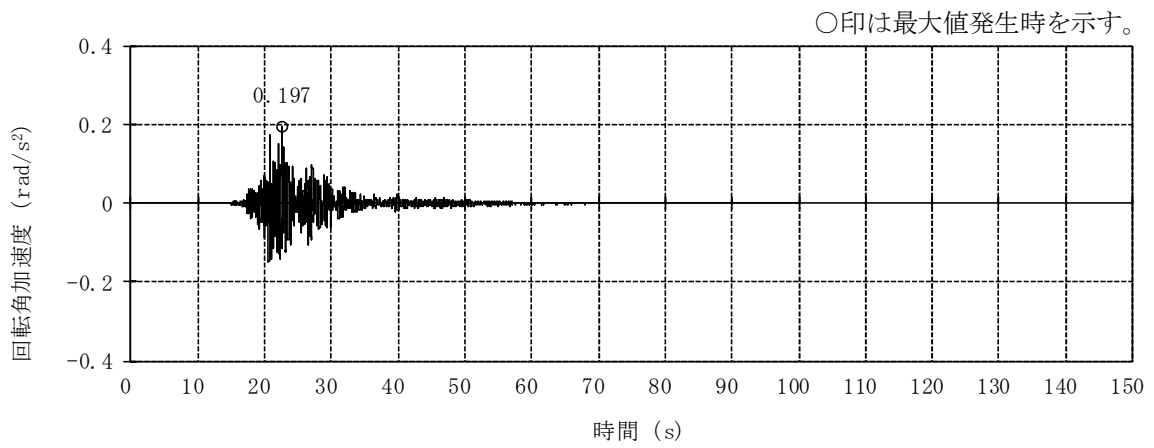


(c) 鉛直方向

図 4-32 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-2, 水平, 鉛直成分)
 (ケース5 (建屋剛性-2σ))

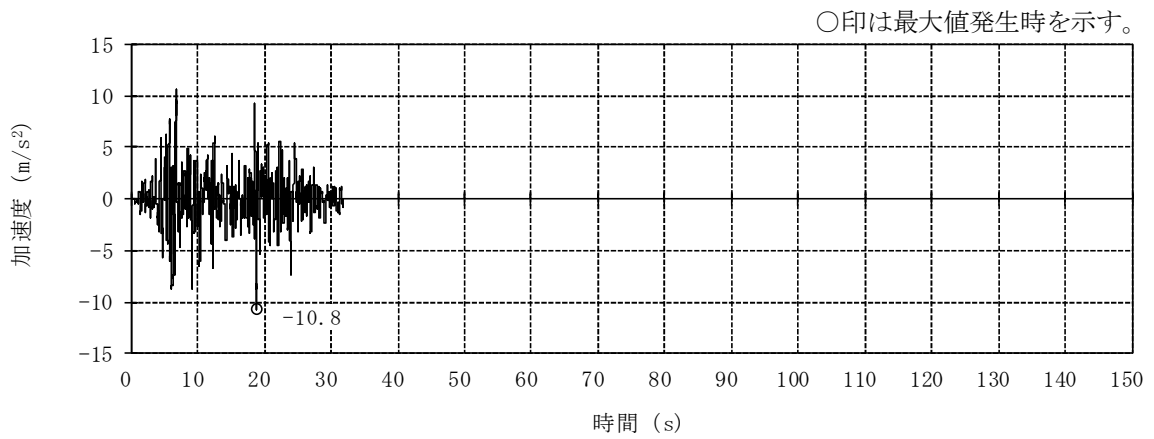


(a) NS方向 (回転)

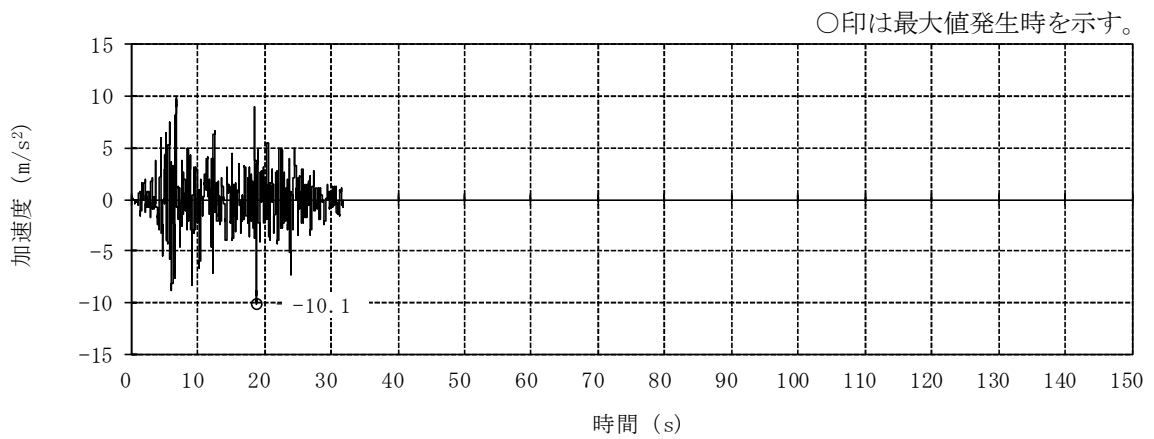


(b) EW方向 (回転)

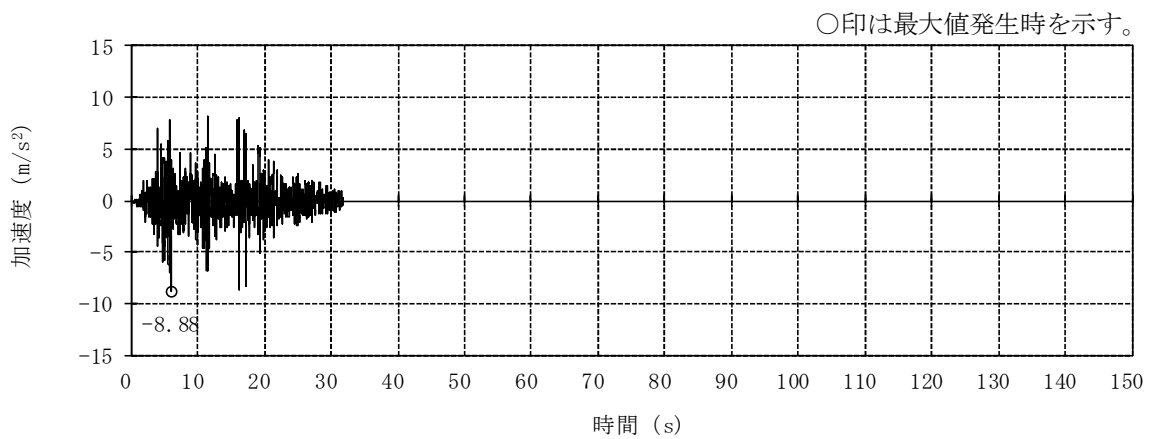
図 4-33 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(Ss-2, 回転成分)
(ケース5 (建屋剛性-2σ))



(a) NS方向 (水平)

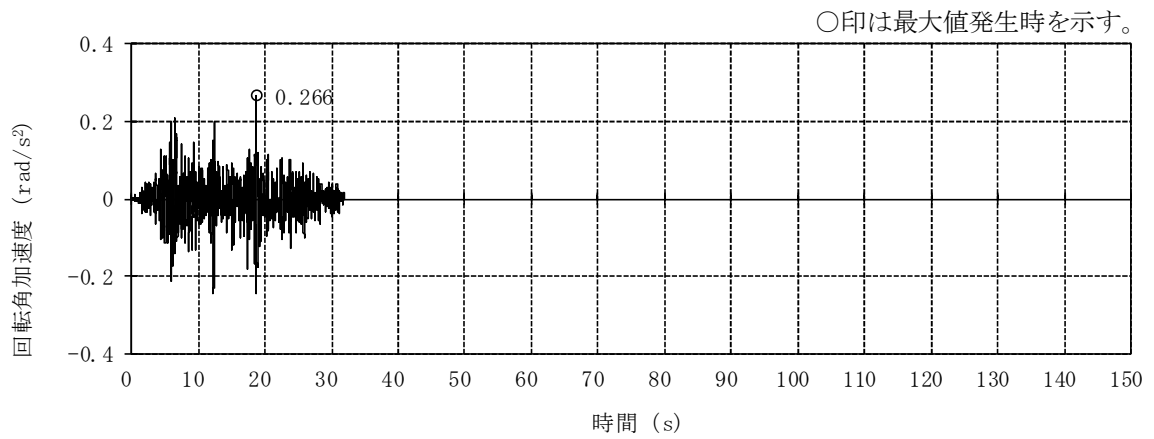


(b) EW方向 (水平)

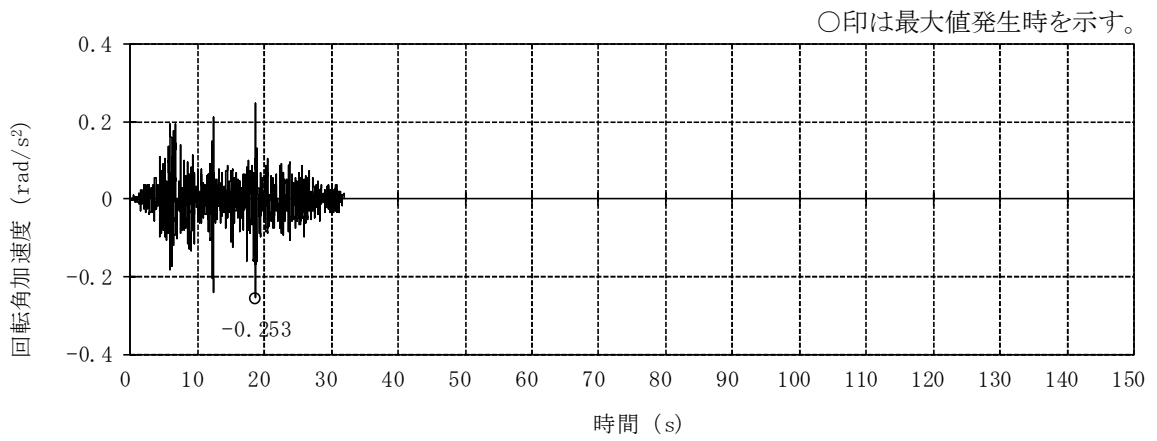


(c) 鉛直方向

図 4-34 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-1, 水平, 鉛直成分)
 (ケース6 (回転ばね低減))

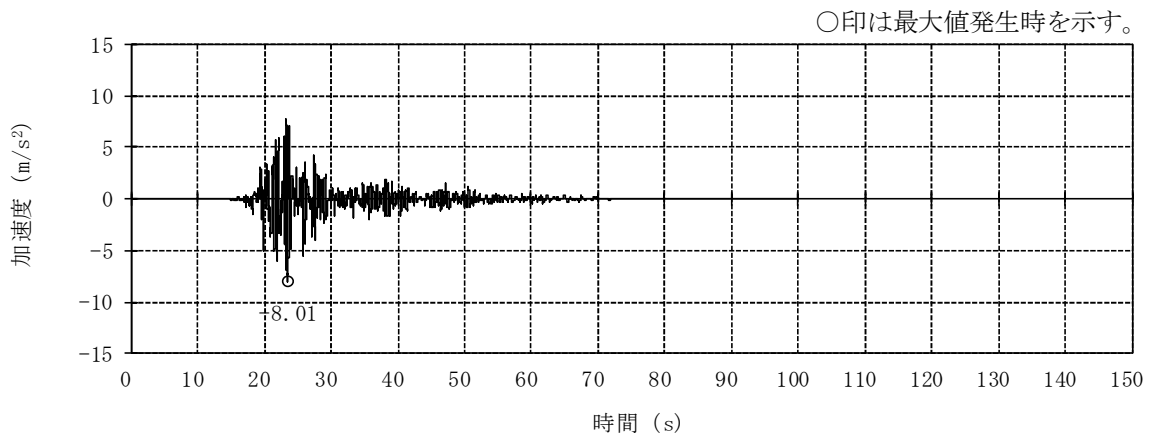


(a) NS方向 (回転)

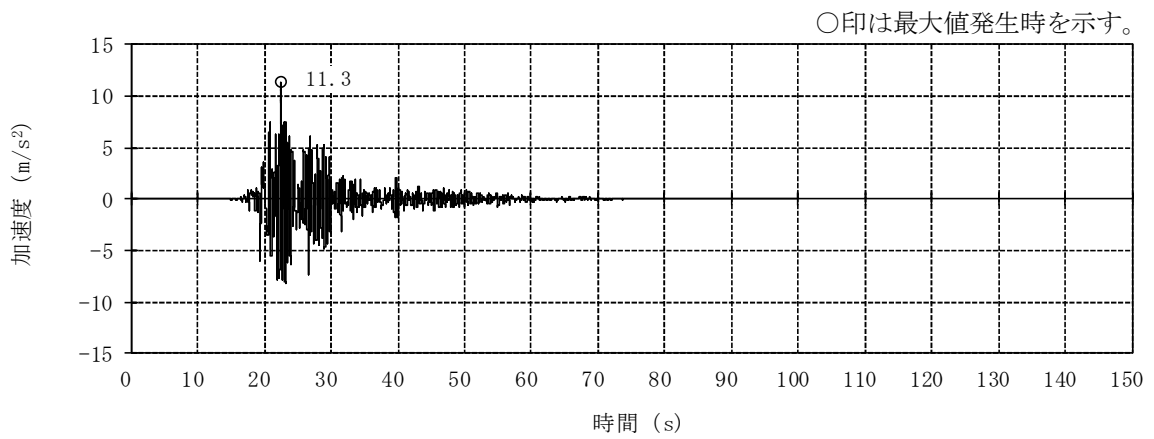


(b) EW方向 (回転)

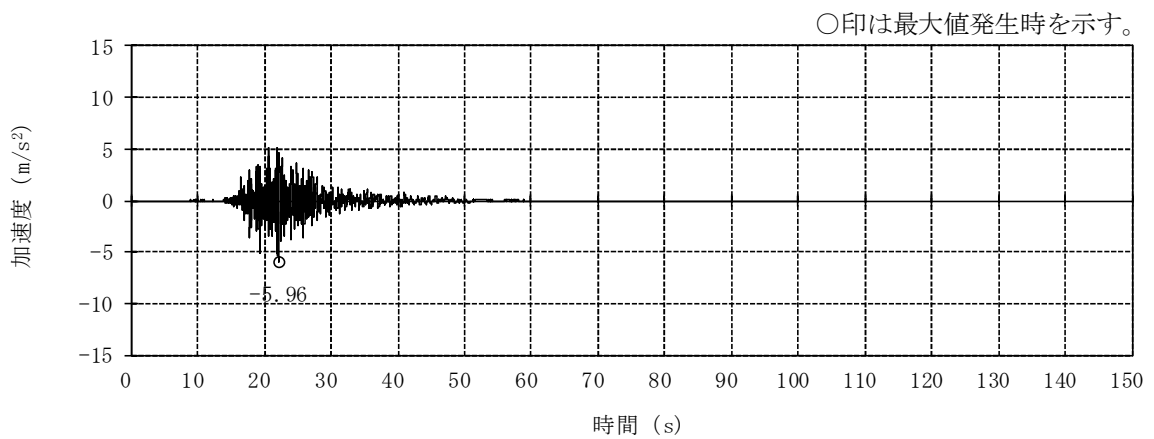
図 4-35 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(Ss-1, 回転成分)
(ケース6 (回転ばね低減))



(a) NS方向 (水平)

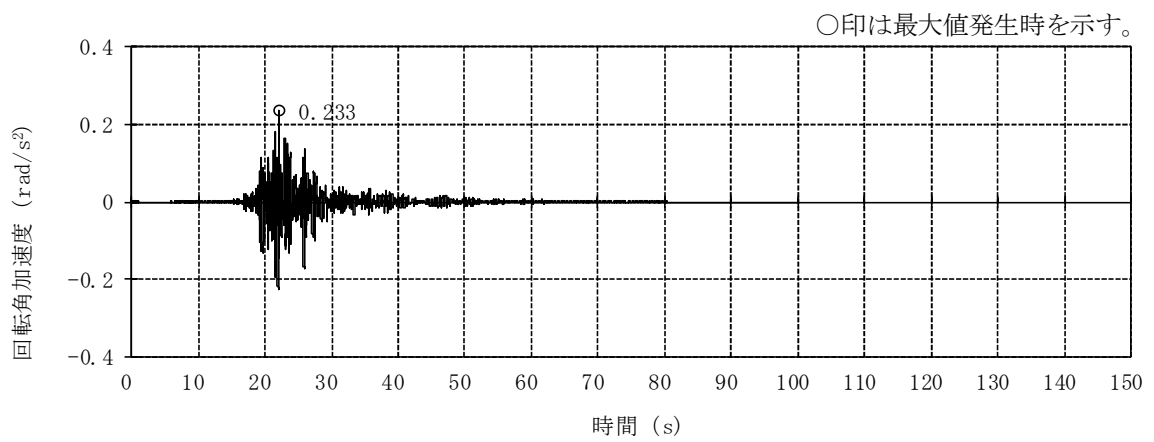


(b) EW方向 (水平)

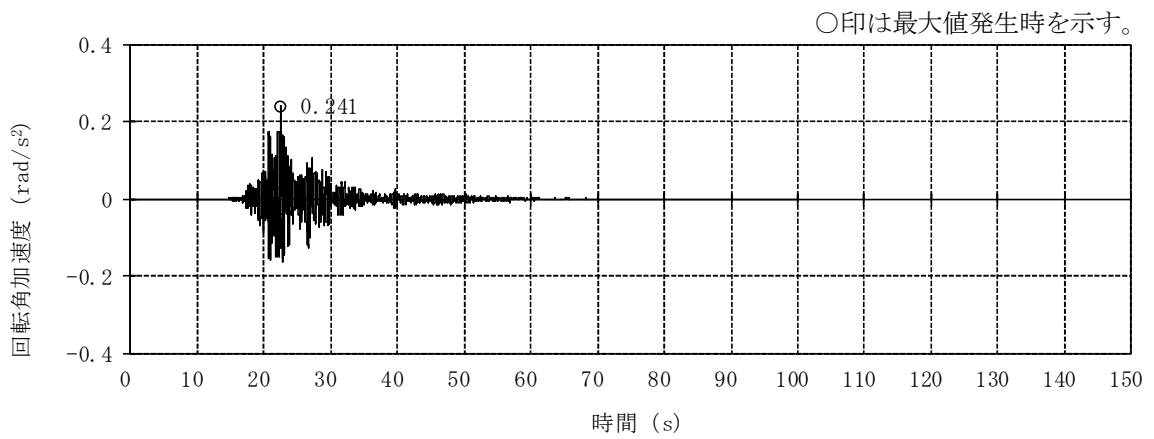


(c) 鉛直方向

図 4-36 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-2, 水平, 鉛直成分)
 (ケース6 (回転ばね低減))



(a) NS方向 (回転)



(b) EW方向 (回転)

図 4-37 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
 (Ss-2, 回転成分)
 (ケース6 (回転ばね低減))

4.2.2 屋根スラブ

(1) 荷重

a. 鉛直荷重

固定荷重（G），積載荷重（P）は「既工認」に基づき設定する。ただし，屋根トラスの裕度向上を目的として，耐震強化工事を実施しており，その際に屋根スラブの積載重量の低減を図り，ルーフブロック等を撤去したため，その重量も反映する。積雪荷重（SNL）は，積雪量100cmとし，地震時は0.35の係数を乗じた積雪荷重を考慮する。

b. 地震荷重

地震荷重（S_s）は，基準地震動S_sに対する3次元FEMモデルの鉛直方向最大応答加速度より鉛直震度を算定する。なお，鉛直震度は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表4-3に示す。

表4-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + SNL + S _s

4.2.3 床スラブ

(1) 荷重

a. 鉛直荷重

固定荷重 (G) , 積載荷重 (P) 及び積雪荷重 (SNL) は「既工認」に基づき設定する。なお, CRF (T.M.S.L. 38.2m) のスラブの積雪量は280cmとし, 地震時は0.35の係数を乗じた積雪荷重を考慮する。

b. 地震荷重

地震荷重 (S_s) は, 基準地震動 S_s に対する質点系モデルの各層の鉛直方向最大応答加速度より鉛直震度を算定する。なお, 鉛直震度は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表4-4に示す。

表 4-4 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S_s 地震時	$G + P + SNL + S_s$

4.3 許容限界

4.3.1 屋根トラス

応力解析による評価における屋根トラスの許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、表4-5及び表4-6のとおり設定する。また、表4-7に鉄骨の弾性限強度を示す。

表 4-5 応力解析による評価における許容限界（設計基準対象施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S _s	主トラス 〔上弦材〕 〔下弦材〕 斜材 東材 つなぎばり 〔上弦材〕 〔下弦材〕 上弦面水平 ブレース	部材に生じる応力が許容限界を超えないことを確認	弾性限強度
			つなぎばり 〔斜材〕 〔東材〕 下弦面水平 ブレース	応答による繰返し回数が許容限界に対して十分な裕度を有することを確認	最大ひずみ度に対する破断寿命（繰返し回数）

表 4-6 応力解析による評価における許容限界（重大事故等対処施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S _s	主トラス 〔上弦材〕 〔下弦材〕 斜材 東材 つなぎばり 〔上弦材〕 〔下弦材〕 上弦面水平 ブレース	部材に生じる応力が許容限界を超えないことを確認	弾性限強度
			つなぎばり 〔斜材〕 〔東材〕 下弦面水平 ブレース	応答による繰返し回数が許容限界に対して十分な裕度を有することを確認	最大ひずみ度に対する破断寿命（繰返し回数）

表 4-7 鉄骨の弾性限強度

(単位：N/mm²)

材 料	板 厚	F 値	弾性限強度		
			圧縮* 引張	曲げ*	せん断
SS41 (SS400相当)	$t \leq 40\text{mm}$	235	258	258	135
SM50A (SM490A相当)	$t \leq 40\text{mm}$	325	357	357	187

注記*：「技術基準解説書」に基づきF値に1.1倍の割増しを考慮する。ただし、圧縮及び曲げの弾性限強度に対しては上限値であり、座屈長さ等を勘案して設定する。

4.3.2 屋根スラブ及び床スラブ

応力解析による評価における屋根スラブ及び床スラブの許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、表4-8及び表4-9のとおり設定する。また、表4-10及び表4-11にコンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を示す。

表4-8 応力解析による評価における許容限界（設計基準対象施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S_s	原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の床	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度
気密性	換気性能とあいまって気密機能を有すること	基準地震動 S_s	原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の床	部材に生じる応力が気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度*

注記*：地震時に生じる応力に対して許容応力度設計とし、地震時及び地震後においても気密性を維持できる設計とする。評価部位のうち屋根スラブについては、屋根スラブを支持する屋根トラスが、応力解析による評価において許容限界を満足していれば、屋根スラブに要求される機能は維持される。

表4-9 応力解析による評価における許容限界（重大事故等対処施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
—	構造強度を有すること	基準地震動 S_s	原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）、二次遮蔽壁（床）及び補助遮蔽（床）	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性を損なわないこと	基準地震動 S_s	二次遮蔽壁（床）及び補助遮蔽（床）	部材に生じる応力が遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度* ²
気密性	換気性能とあいまって気密機能を有すること	基準地震動 S_s	原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の床	部材に生じる応力が気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度* ¹

注記*1：地震時に生じる応力に対して許容応力度設計とし、地震時及び地震後においても気密性を維持できる設計とする。評価部位のうち屋根スラブについては、屋根スラブを支持する屋根トラスが、応力解析による評価において許容限界を満

足していれば，屋根スラブに要求される機能は維持される。

*2：許容限界は終局耐力に対し妥当な安全余裕を有したものとして設定することとし，さらなる安全余裕を考慮して短期許容応力度とする。評価部位のうち屋根スラブについては，屋根スラブを支持する屋根トラスが，応力解析による評価において許容限界を満足していれば，屋根スラブに要求される機能は維持される。

表4-10 コンクリートの短期許容応力度

(a) 屋根スラブ

(単位：N/mm²)

設計基準強度 F _c	圧縮	せん断
22.1	14.7	0.94

(b) 床スラブ

(単位：N/mm²)

設計基準強度 F _c	圧縮	せん断
32.3	21.5	1.21

表 4-11 鉄筋の短期許容応力度（屋根スラブ及び床スラブ）

(単位：N/mm²)

種別	引張及び 圧縮	せん断
SD35 (SD345相当)	345	345

4.4 解析モデル化方針

4.4.1 屋根トラス

屋根トラスの評価に用いる応力は、地震応答解析により評価する。屋根トラスの地震応答解析モデルは、燃料取替床レベル（4F, T.M.S.L. 31.7m）より上部の鉄骨鉄筋コンクリート造の柱、はり、壁、鉄骨造の屋根トラス、上弦面水平ブレース等を線材及び面材により立体的にモデル化した3次元FEMモデルとする。

屋根トラスは、主トラス、つなぎばり、上下弦面水平ブレース、サブビームをモデル化する。各鉄骨部材は軸、曲げ変形を考慮したはり要素（トラスの上下弦材及びサブビーム）と軸変形のみを考慮したトラス要素（上下弦面水平ブレース、トラスの斜材及び束材）としてモデル化し、減衰を剛性比例型減衰として設定する。耐震壁及び外周はりには各々シェル要素及び軸、曲げ変形を考慮したはり要素としてモデル化し、耐震壁の開口部についても考慮する。柱脚の条件は固定とする。解析モデルの節点数は415、要素数は1244である。

解析モデルの概要を図4-38に、部材リストを表4-12に示す。

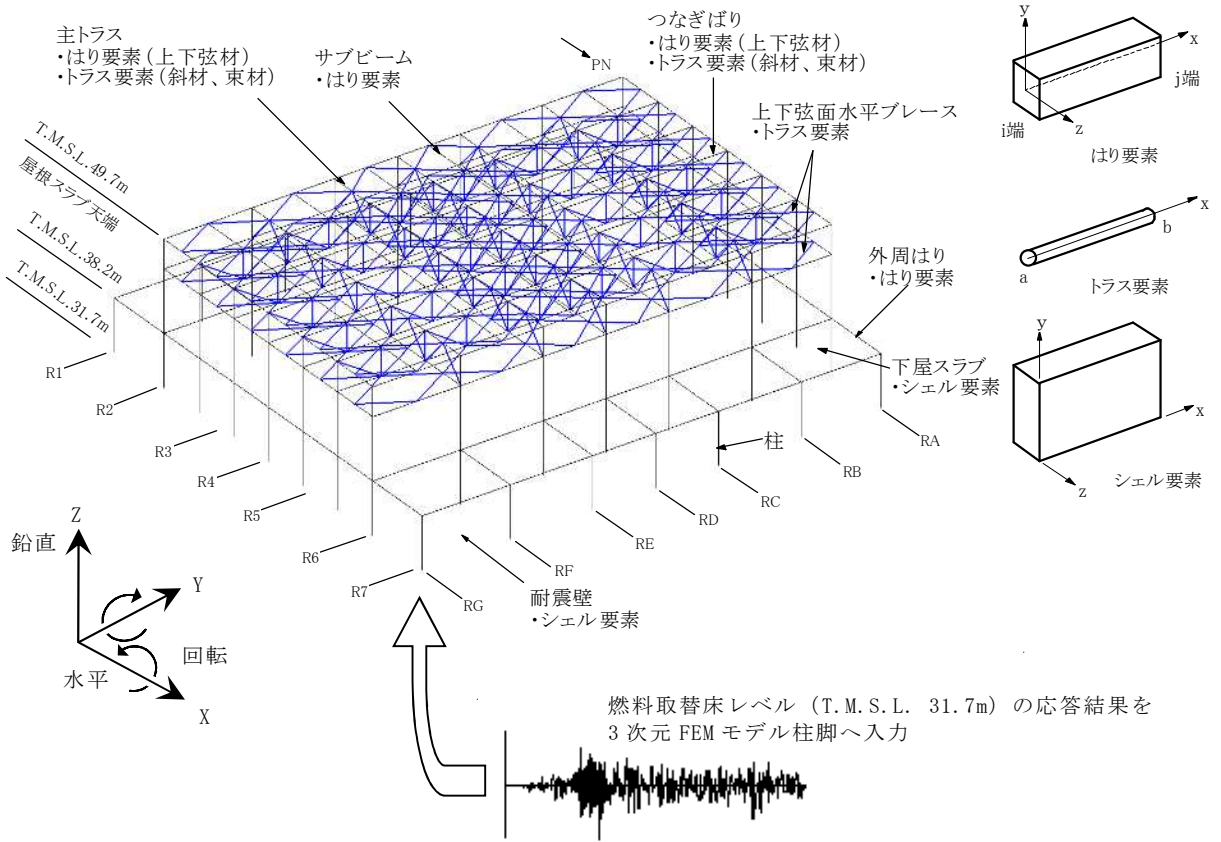
基準地震動 S_s に対する評価を実施する際、屋根トラスを構成する部材の一部が弾性範囲を超えることが確認されたため、屋根トラスを構成する部材の一部に対して弾塑性特性として修正若林モデル（引用文献(1)参照）を適用する。修正若林モデルの弾塑性特性を図4-39に示す。修正若林モデルは、繰返し载荷による初期座屈以降の耐力低下を累積塑性ひずみの関数で表現し、実験との対応度を向上させた手法である。屋根トラス部材の弾塑性特性について表4-13に、使用材料の物性値を表4-14に示す。

解析モデルへの入力は、原子炉建屋全体の地震応答解析から得られる燃料取替床レベル（4F, T.M.S.L. 31.7m）の応答結果を用いることとし、燃料取替床位置を固定として水平方向と鉛直方向の同時入力とする。なお、応答スペクトルに基づく地震動である S_s-1 及び S_s-3 、震源を特定せず策定する地震動である S_s-8 については、2方向（3成分）（水平1方向（並進・回転）及び鉛直方向）の同時入力とする。一方で、断層モデルに基づく地震動である S_s-2 及び $S_s-4 \sim S_s-7$ については、3方向（5成分）（水平2方向（並進・回転）及び鉛直方向）の同時入力とする。

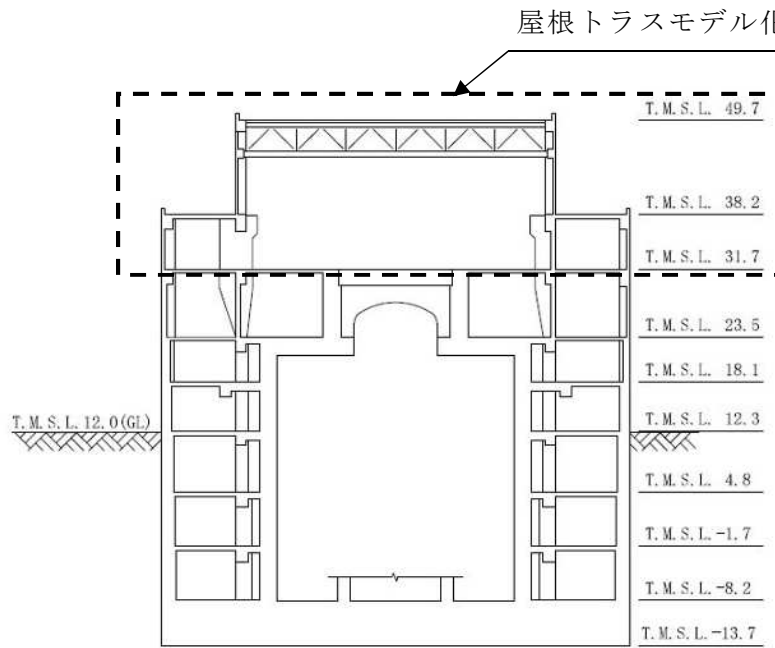
また、原子炉建屋全体の地震応答解析では、接地率が65%未満となるケースについては誘発上下動を考慮しており、屋根トラスについても当該ケースについては誘発上下動を考慮した応答を用いるものとする。

解析には、解析コード「DYN A 2 E」を使用し、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）」

の概要」に示す。



K7 ① V-2-9-3-1 R0



(単位 : m)

図4-38 屋根トラス (燃料取替床上部フレーム) の解析モデル図と入力概要

表 4-12 部材リスト

部位		使用部材	材質	断面積 ($\times 10^2 \text{mm}^2$)	断面二次 モーメント ($\times 10^4 \text{mm}^4$)
主トラス	上弦材	H-428 \times 407 \times 20 \times 35	SM50A (SM490A相当)	360.7	119000
	下弦材	H-400 \times 408 \times 21 \times 21	SM50A (SM490A相当)	250.7	70900
	斜材	H-400 \times 400 \times 13 \times 21 H-350 \times 350 \times 12 \times 19 H-244 \times 252 \times 11 \times 11	SM50A (SM490A相当)	218.7 173.9 82.00	—
	束材	2[s-200 \times 90 \times 8 \times 13.5	SS41 (SS400相当)	77.30	—
つなぎ ばり	上弦材	H-394 \times 398 \times 11 \times 18	SS41 (SS400相当)	186.8	56100
	下弦材	H-200 \times 200 \times 8 \times 12	SS41 (SS400相当)	63.53	4720
	斜材	2Ls-90 \times 90 \times 10 2Ls-130 \times 130 \times 9	SS41 (SS400相当)	34.00 45.48	—
	束材	2[s-200 \times 80 \times 7.5 \times 11	SS41 (SS400相当)	62.60	—
水平 ブレース	上弦面	2[s-400 \times 130 \times 14 \times 22 +2PLs-22 \times 116 2[s-400 \times 130 \times 14 \times 22 2[s-300 \times 100 \times 8 \times 12	SS41 (SS400相当)	267.2 216.2 93.80	—
	下弦面	CT-150 \times 300 \times 10 \times 15 CT-175 \times 350 \times 12 \times 19	SS41 (SS400相当)	59.90 87.00	—

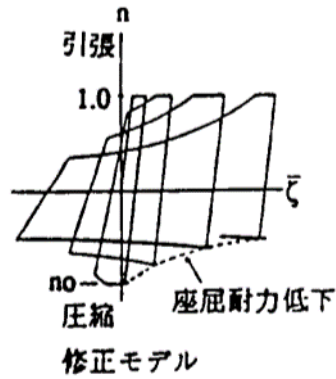


図 4-39 修正若林モデルの弾塑性特性

表 4-13 屋根トラス部材の弾塑性特性について

部位		モデル要素	弾塑性特性
主トラス	上弦材	はり要素	考慮しない（弾性）
	下弦材		弾塑性（修正若林モデル）
	斜材	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）
	束材		
つなぎばり	上弦材	はり要素	考慮しない（弾性）
	下弦材		弾塑性（修正若林モデル）
	斜材	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）
	束材		
水平ブレース	上弦面	トラス要素	弾塑性（修正若林モデル）
	下弦面		

表 4-14 使用材料の物性値

使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
鉄筋 コンクリート*	28800	12000	5
鉄骨	205000	79000	2

注記*：ケース 1（工認モデル）の値を示す。

4.4.2 屋根スラブ

屋根スラブは、1方向スラブとしてモデル化する。スパンがほぼ均等なスラブが連続しており、その外端がスラブに比べて十分剛性の大きい鉄筋コンクリート造の壁と連続し、内端がスタッドを介してもやに接合されていることから、両端固定ばりとして評価する。

4.4.3 床スラブ

床スラブは、1方向スラブとしてモデル化し、両端固定ばりとして評価する。

4.5 評価方法

4.5.1 応力解析方法

(1) 屋根トラス

屋根トラスについては、3次元 FEM モデルを用いた地震応答解析により得られた各部材の応力を評価する。

a. 荷重ケース

S s 地震時の応力は、次の荷重を3次元FEMモデルに入力して求める。

荷重の記号を以下に示す。

G : 固定荷重

P : 積載荷重

S N L : 積雪荷重（地震時）

S s : S s 地震荷重（燃料取替床レベルの S s 地震時の水平及び鉛直方向の時刻歴応答加速度）

b. 荷重の組合せケース

水平地震荷重と鉛直地震荷重は、加速度時刻歴波形を同時に入力して組み合わせる。

c. 荷重の入力方法

屋根面の固定荷重及び積雪荷重は面荷重として、天井クレーンは待機位置（ r_B 通り）にあるものとし、その重量は対応する節点に集中荷重として入力する。

地震荷重は、図 4-2～図 4-37 に示した加速度時刻歴波形を 3次元 FEM モデルの脚部に入力する。

(2) 屋根スラブ

a. 荷重ケース

S_s地震時の応力は、単独荷重による応力を組み合わせて求める。

単独荷重の記号を以下に示す。鉛直震度算定のための最大鉛直加速度は、3次元FEM解析により得られた屋根面の応答加速度のうち、最大の応答加速度を採用する。なお、対象とするスラブは十分な剛性（固有振動数20Hz以上）を有していることから、共振は考慮しない。最大鉛直加速度及び鉛直震度を表4-15に示す。

- G : 固定荷重
- P : 積載荷重
- S N L : 積雪荷重（地震時）
- S S U D : S_s地震荷重（鉛直方向）

表 4-15 最大鉛直加速度及び鉛直震度

T. M. S. L. (m)	階	ケース	最大鉛直 加速度 (m/s ²)	鉛直震度
49.7	RF	Ss-1 ケース2	53.2	5.43

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表4-16に示す。

鉛直地震力は、固定荷重及び積雪荷重と同じ載荷方向となる下向き方向に作用させるものとする。

表 4-16 荷重の組合せケース（屋根スラブ）

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + S N L + 1.0 S S U D

c. 応力算出方法

等分布荷重を受ける両端固定ばりの曲げモーメント及びせん断力は下式より求める。

(端部曲げモーメント)

$$M = \frac{1}{12} w \cdot \ell^2$$

ここで,

w : 等分布荷重 (N/m)

ℓ : スパン (m)

(端部せん断力)

$$Q = \frac{1}{2} w \cdot \ell$$

ここで,

w : 等分布荷重 (N/m)

ℓ : スパン (m)

(3) 床スラブ

a. 荷重ケース

S s 地震時の応力は、単独荷重による応力を組み合わせて求める。

単独荷重の記号を以下に示す。なお、CRF (T. M. S. L. 38.2m) のスラブの積雪量は「既工認」と同様に280cmとする。鉛直震度算定のための最大鉛直加速度は、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」による。なお、対象とするスラブは十分な剛性（固有振動数20Hz以上）を有していることから、共振は考慮しない。鉛直震度を表4-17に示す。

- G : 固定荷重
- P : 積載荷重
- S N L : 積雪荷重（地震時）
- S s U D : S s 地震荷重（鉛直方向）

表 4-17 最大鉛直加速度及び鉛直震度

T. M. S. L. (m)	階	ケース	最大鉛直 加速度 (m/s ²)	鉛直震度
38.2	CRF	Ss-1 ケース2	9.64	0.99
31.7	4F	Ss-1 ケース2	9.33	0.96
23.5	3F	Ss-1 ケース2	9.09	0.93
18.1	2F	Ss-1 ケース2	8.83	0.91
12.3	1F	Ss-1 ケース2	8.52	0.87
4.8	B1F	Ss-1 ケース3	8.17	0.84

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表4-18に示す。

鉛直地震力は、固定荷重と同じ載荷方向となる下向き方向に作用させるものとする。

表 4-18 荷重の組合せケース（床スラブ）

外力の状態	荷重の組合せ
S s 地震時	G + P + S N L * + 1.0 S s U D

注記* : CRF (T. M. S. L. 38.2m) の床スラブについては積雪荷重を考慮する。

c. 応力算出方法

等分布荷重を受ける両端固定ばりの曲げモーメント及びせん断力は下式より求める。

(端部曲げモーメント)

$$M = \frac{1}{12} w \cdot \ell^2$$

ここで,

w : 等分布荷重 (N/m)

ℓ : スパン (m)

(端部せん断力)

$$Q = \frac{1}{2} w \cdot \ell$$

ここで,

w : 等分布荷重 (N/m)

ℓ : スパン (m)

4.5.2 断面の評価方法

(1) 屋根トラス

断面の評価は以下の方法で行う。

3次元FEMモデルの時刻歴地震応答解析により各部材に生じる応力が許容限界を超えないこと及び塑性化部材では破断しないことを確認する。

a. 主トラス，つなぎばり（上下弦材）及び上弦面水平ブレース

地震時に生じる軸力及び曲げモーメントに対する断面検定について、下式を用いて行う。ただし、主トラスの斜材及び束材は軸応力度のみ評価する。なお、主トラス上下弦材の弱軸周りの曲げモーメントはつなぎばりが直交方向の変形を拘束しているため考慮しない。

(圧縮)

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1.0$$

ここに、 σ_c ：地震時における部材の軸応力度

σ_b ：地震時における部材の曲げ応力度

f_c ：圧縮応力度に対する許容値*

f_b ：曲げ応力度に対する許容値*

(引張)

$$\frac{\sigma_t}{f_t} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1.0$$

ここに、 σ_t ：地震時における部材の軸応力度

σ_b ：地震時における部材の曲げ応力度

f_t ：引張応力度に対する許容値*

f_b ：曲げ応力度に対する許容値*

注記*：「技術基準解説書」に基づく鋼材の材料強度（F値の1.1倍）による。

b. つなぎばり（斜材及び束材）及び下弦面水平ブレース

各部材の累積塑性変形倍率を整理した上で、累積塑性変形倍率が最も大きい部材について評価する。当該部材の軸ひずみの時刻歴を参照し、座屈及び降伏の繰返し回数が、当該部材の最大ひずみ度に対する破断寿命（繰返し回数）と比較し、十分な裕度を有していることを確認する。

(2) 屋根スラブ

断面の評価は以下の方法で行う。

屋根スラブについては、曲げモーメントによる鉄筋応力度及び面外せん断力を算定し、各許容限界を超えないことを確認する。

a. 曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、次式をもとに計算した評価対象箇所に生じる曲げモーメントによる鉄筋応力度が、許容限界を超えないことを確認する。

$$\sigma_t = \frac{M}{a_t \cdot j}$$

ここで、

σ_t : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm²)

j : 断面の応力中心距離で、断面の有効せいの7/8倍の値 (mm)

b. 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象箇所に生じる面外せん断力が、次式をもとに計算した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w f_t \cdot (p_w - 0.002) \}$$

ここで、

Q_A : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心距離で、断面の有効せいの7/8倍の値 (mm)

α : 許容せん断力の割増し係数

(2を超える場合は2, 1未満の場合は1とする。)

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

ここで、

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

$w f_t$: せん断補強筋の短期許容引張応力度で、表 4-11 に示す値 (N/mm²)

p_w : せん断補強筋比で、次式による。(0.002以上とする。*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

a_w : せん断補強筋の断面積 (mm²)

x : せん断補強筋の間隔 (mm)

注記* : せん断補強筋がない領域については、第2項を0とする。

(なお、屋根スラブには、面外せん断補強筋は入っていない。)

(3) 床スラブ

床スラブの評価対象箇所は、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）、二次遮蔽壁及び補助遮蔽の範囲の床スラブとし、断面の評価は以下の方法で行う。

曲げモーメントによる鉄筋応力度及び面外せん断力を算定し、各許容限界を超えないことを確認する。

a. 曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、次式をもとに計算した評価対象箇所に生じる曲げモーメントによる鉄筋応力度が、許容限界を超えないことを確認する。

$$\sigma_t = \frac{M}{a_t \cdot j}$$

ここで、

σ_t : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm²)

j : 断面の応力中心距離で、断面の有効せいの7/8倍の値 (mm)

b. 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象箇所に生じる面外せん断力が、次式をもとに計算した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w \cdot f_t \cdot (p_w - 0.002) \}$$

ここで、

Q_A : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心距離で、断面の有効せいの7/8倍の値 (mm)

α : 許容せん断力の割増し係数

(2を超える場合は2, 1未満の場合は1とする。)

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

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

w f_t : せん断補強筋の短期許容引張応力度で, 表 4-11 に示す値
(N/mm²)

p_w : せん断補強筋比で, 次式による。(0.002 以上とする。*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

a_w : せん断補強筋の断面積 (mm²)

x : せん断補強筋の間隔 (mm)

注記* : せん断補強筋がない領域については, 第2項を0とする。

(なお, 床スラブには, 面外せん断補強筋は入っていない。)

5. 地震応答解析による評価結果

5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果

鉄筋コンクリート造耐震壁について、 S_s 地震時の各層の最大せん断ひずみが許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認する。

材料物性の不確かさを考慮した最大せん断ひずみは 0.679×10^{-3} (NS 方向, 外壁部, S_s-8 , ケース 3) であり, 許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。各階の耐震壁の最大せん断ひずみ一覧を表 5-1 及び表 5-2 に示す。各表において, 最大せん断ひずみのうち最も大きい値について, せん断スケルトン曲線上にプロットした図を図 5-1 及び図 5-2 に示す。

表 5-1 せん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ (NS 方向)

[外壁部]

T. M. S. L. (m)	階	最大せん断 ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
49.7~38.2	CRF	0.155	2.0
38.2~31.7	4F	0.182	
31.7~23.5	3F	0.185	
23.5~18.1	2F	0.404	
18.1~12.3	1F	0.437	
12.3~4.8	B1F	0.525	
4.8~-1.7	B2F	0.679	
-1.7~-8.2	B3F	0.278	

注：ハッチングは各層の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示。

表 5-2 せん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ (EW 方向)

[外壁部]

T. M. S. L. (m)	階	最大せん断 ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
49.7~38.2	CRF	0.110	2.0
38.2~31.7	4F	0.120	
31.7~23.5	3F	0.159	
23.5~18.1	2F	0.249	
18.1~12.3	1F	0.305	
12.3~4.8	B1F	0.570	
4.8~-1.7	B2F	0.554	
-1.7~-8.2	B3F	0.390	

注：ハッチングは各層の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示。

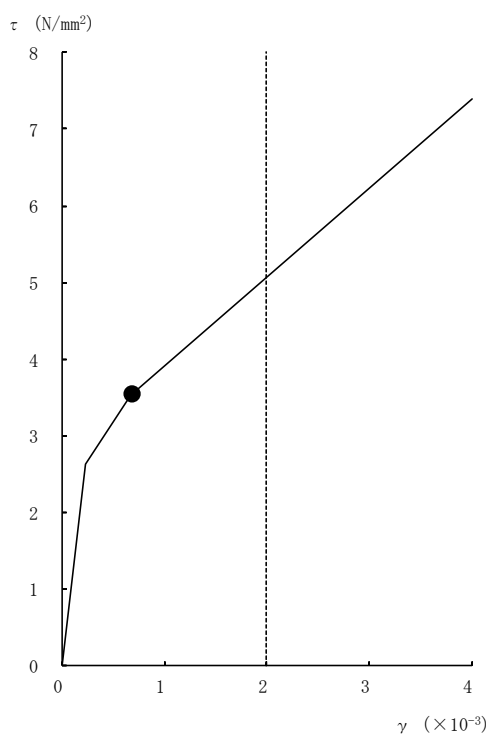


図 5-1 外壁部のせん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ
(NS 方向, Ss-8, ケース 3, B2F)

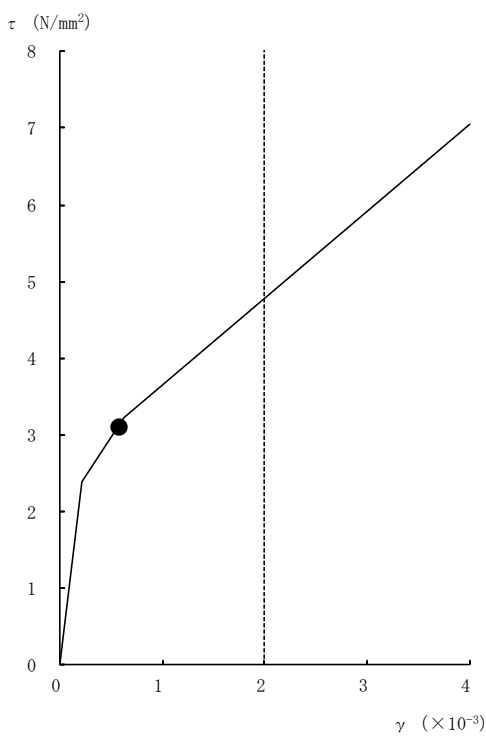


図 5-2 外壁部のせん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ
(EW 方向, Ss-2, ケース 5, B1F)

6. 応力解析による評価結果

6.1 屋根トラスの評価結果

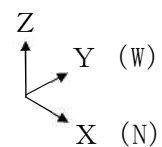
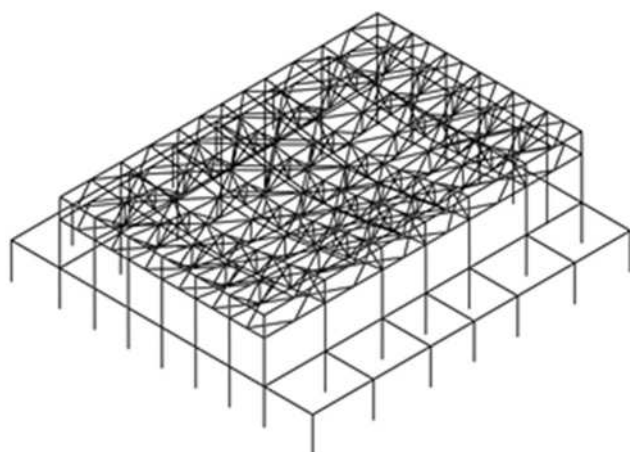
6.1.1 固有値解析結果

屋根トラスの固有値解析結果を表6-1及び図6-1に示す。

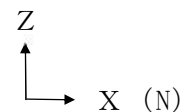
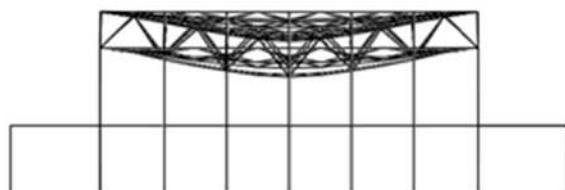
1次固有振動数は鉛直方向で5.19Hz, 水平方向で7.51Hz (NS方向), 9.22Hz (EW方向) となる。

表 6-1 固有値解析結果

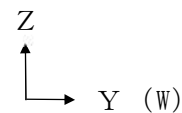
次数	振動数 (Hz)	周期 (s)	刺激係数			備考
			水平方向 (NS)	水平方向 (EW)	鉛直方向 (UD)	
1	5.19	0.193	0.000	-0.001	1.596	鉛直方向1次
2	6.16	0.162	-0.004	-0.089	-0.073	
3	7.07	0.141	-0.002	0.004	0.416	
4	7.51	0.133	1.220	-0.004	-0.003	NS方向1次
5	8.10	0.123	-0.013	-0.473	-0.055	
6	9.22	0.108	0.003	1.811	-0.003	EW方向1次



(a) 鳥瞰図

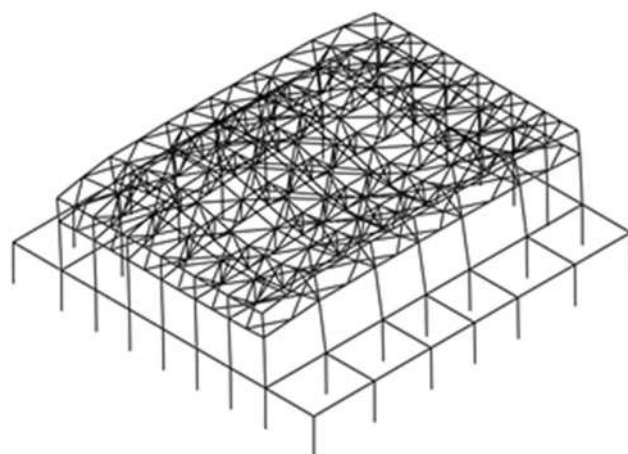


(b) XZ 面

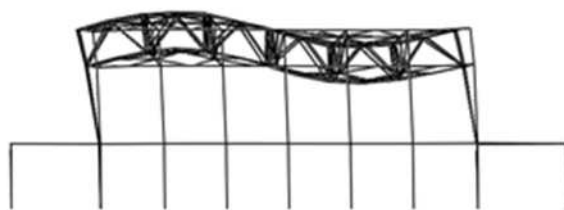


(c) YZ 面

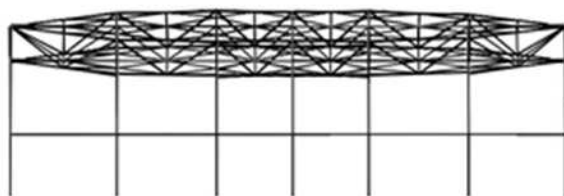
図 6-1 固有モード図 (1/3)
(鉛直方向 1 次)



(a) 鳥瞰図

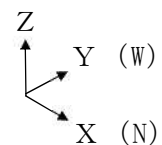
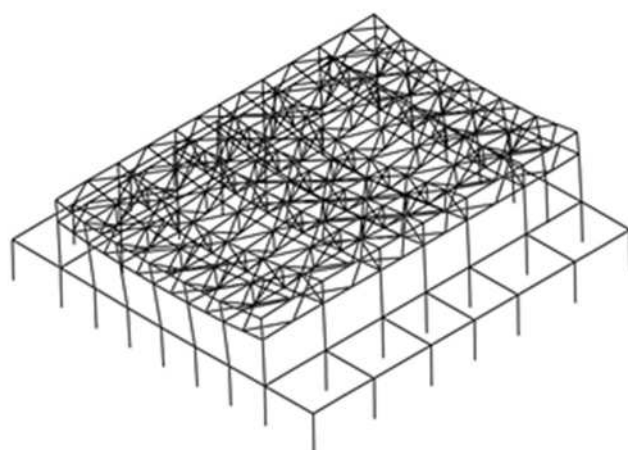


(b) XZ 面

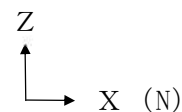
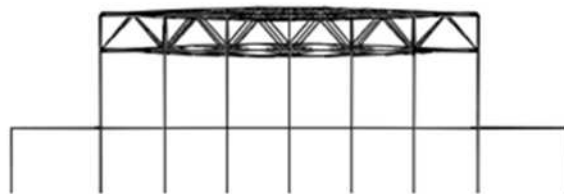


(c) YZ 面

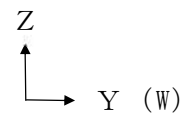
図6-1 固有モード図 (2/3)
(NS方向1次)



(a) 鳥瞰図



(b) XZ 面



(c) YZ 面

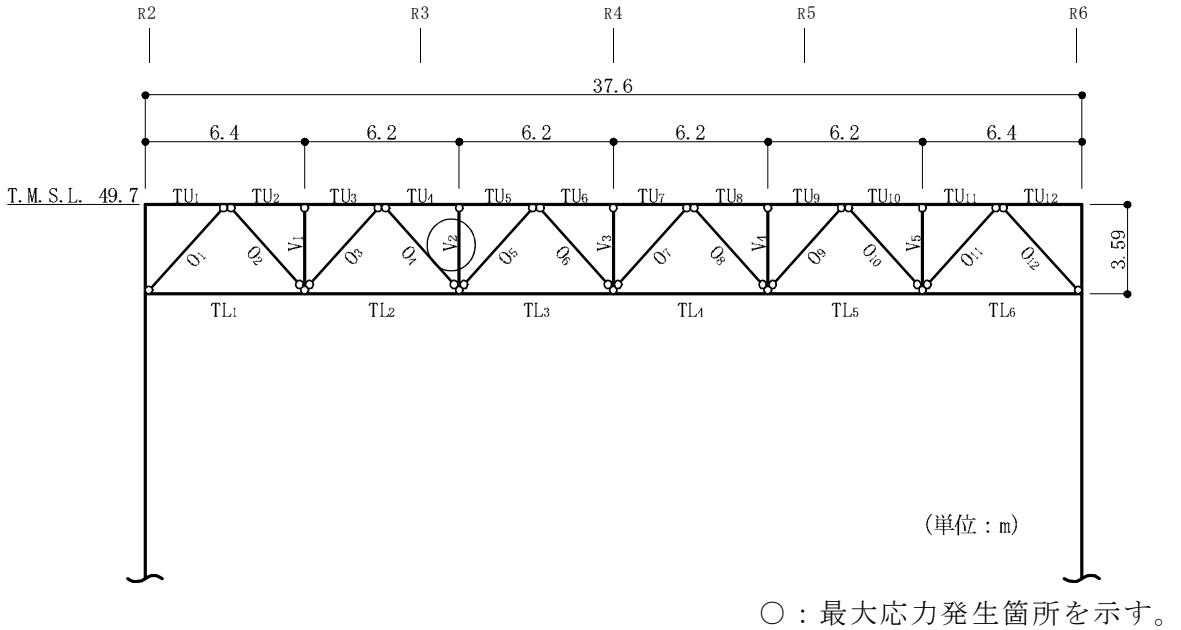
図6-1 固有モード図 (3/3)
(EW 方向 1 次)

6.1.2 断面の評価結果

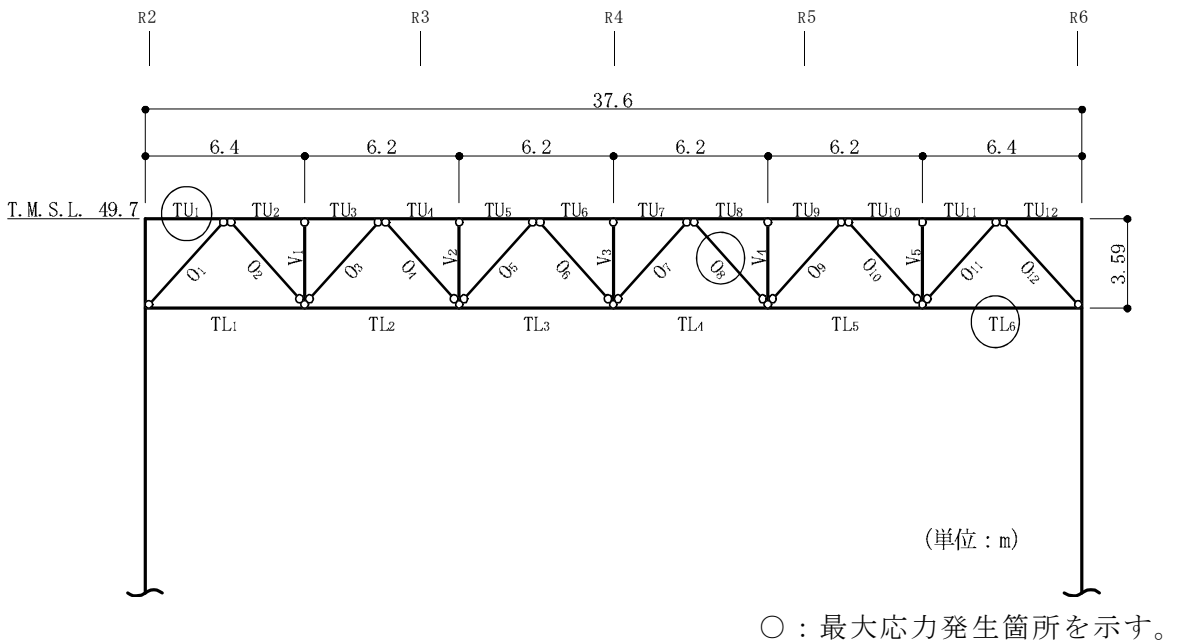
(1) 主トラス，つなぎばり（上下弦材）及び上弦面水平ブレース

評価対象箇所は，各部材の検定値が最も大きい箇所とし，図6-2～図6-4に示す。また，断面算定結果を表6-2～表6-4に示す。

屋根トラスの主トラスの各部材，つなぎばり（上下弦材）及び上弦面水平ブレースにおける発生応力度が許容限界を超えないことを確認した。



(a) 主トラス：RD通り



(b) 主トラス：RE通り

図6-2 評価対象箇所（主トラス）

表 6-2 断面算定結果（主トラス：RE 通り）（1/4）

部材（種類）		上弦材	
位置		TU ₁	
ケース		Ss-1, ケース2	
鉄骨断面	部材	H-428×407×20×35	
	種別	SM50A (SM490A相当)	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		3840	1960
M (kN・m)		466	466
断面算定	σ_t (N/mm ²)	141	—
	σ_c (N/mm ²)	—	54.3
	σ_b (N/mm ²)	83.7	83.7
	f_t (N/mm ²)	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	342
	f_b (N/mm ²)	357	357
	$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{f_t + f_b}$	0.63 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	—	0.40 (<1.0)
判定		可	可

表6-2 断面算定結果（主トラス：RE通り）（2/4）

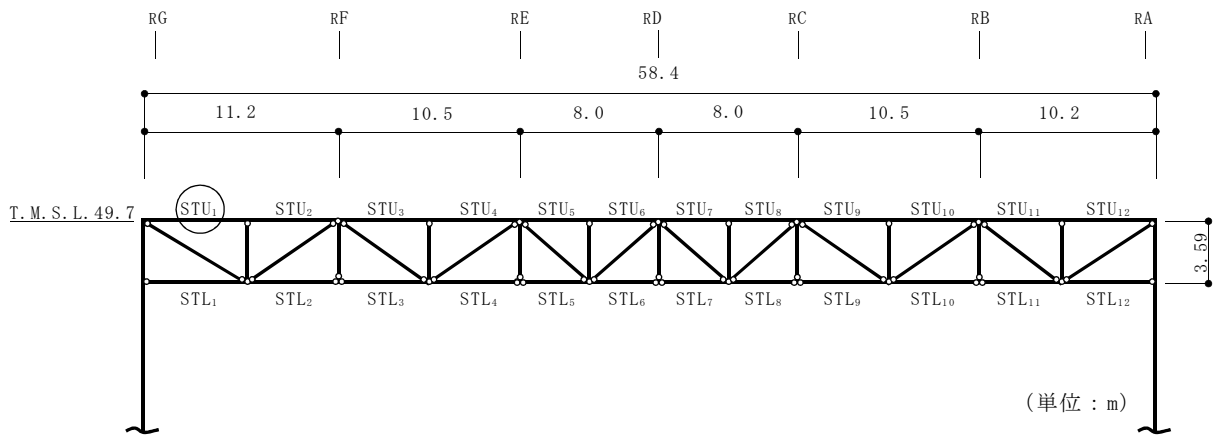
部材（種類）		下弦材	
位置		TL ₆	
ケース		Ss-2, ケース6	
鉄骨断面	部材	H-400×408×21×21	
	種別	SM50A (SM490A相当)	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		2810	3830
M (kN・m)		248	248
断面算定	σ_t (N/mm ²)	147	—
	σ_c (N/mm ²)	—	153
	σ_b (N/mm ²)	70.0	70.0
	f_t (N/mm ²)	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	313
	f_b (N/mm ²)	357	357
	$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{f_t + f_b}$	0.61 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	—	0.69 (<1.0)
判定		可	可

表 6-2 断面算定結果（主トラス：RE 通り）（3/4）

部材（種類）		斜材	
位置		0 ₈	
ケース		Ss-1, ケース2	
鉄骨断面	部材	H-244×252×11×11	
	種別	SM50A（SM490A相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		959	1810
断面算定	σ_t (N/mm ²)	148	—
	σ_c (N/mm ²)	—	220
	f_t (N/mm ²)	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	316
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.42 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.70 (<1.0)
判定		可	可

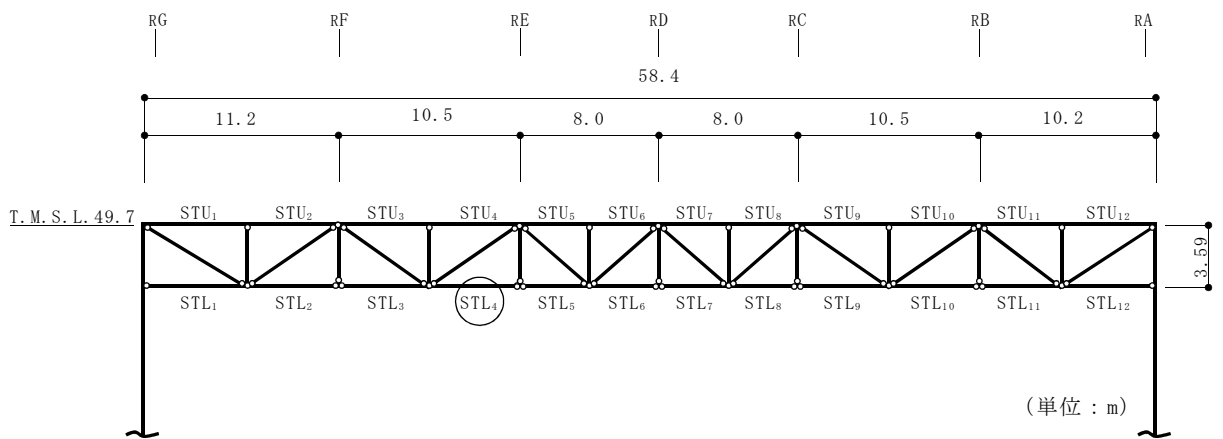
表6-2 断面算定結果（主トラス：RD通り）（4/4）

部材（種類）		束材	
位置		V ₂	
ケース		Ss-1, ケース2	
鉄骨断面	部材	2[s-200×90×8×13.5	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		369	739
断面算定	σ_t (N/mm ²)	53.4	—
	σ_c (N/mm ²)	—	95.7
	f_t (N/mm ²)	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	206
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.21 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.47 (<1.0)
判定		可	可



○：最大応力発生箇所を示す。

(a) つなぎばり：R5通りR6通り間



○：最大応力発生箇所を示す。

(b) つなぎばり：R4通り

図 6-3 評価対象箇所（つなぎばり上下弦材）

表 6-3 断面算定結果（つなぎばり上下弦材：R5 通り R6 通り間）（1/2）

部材（種類）		上弦材	
位置		STU ₁	
ケース		Ss-1, ケース6	
鉄骨断面	部材	H-394×398×11×18	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		608	385
断面算定	σ_t (N/mm ²)	32.6	—
	σ_c (N/mm ²)	—	20.7
	f_t (N/mm ²)	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.13 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.09 (<1.0)
判定		可	可

表6-3 断面算定結果（つなぎばり上下弦材：R4通り）（2/2）

部材（種類）		下弦材	
位置		STL ₄	
ケース		Ss-2, ケース5	
鉄骨断面	部材	H-200×200×8×12	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		293	335
断面算定	σ_t (N/mm ²)	46.2	—
	σ_c (N/mm ²)	—	52.8
	f_t (N/mm ²)	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	57.3
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.18 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.93 (<1.0)
判定		可	可

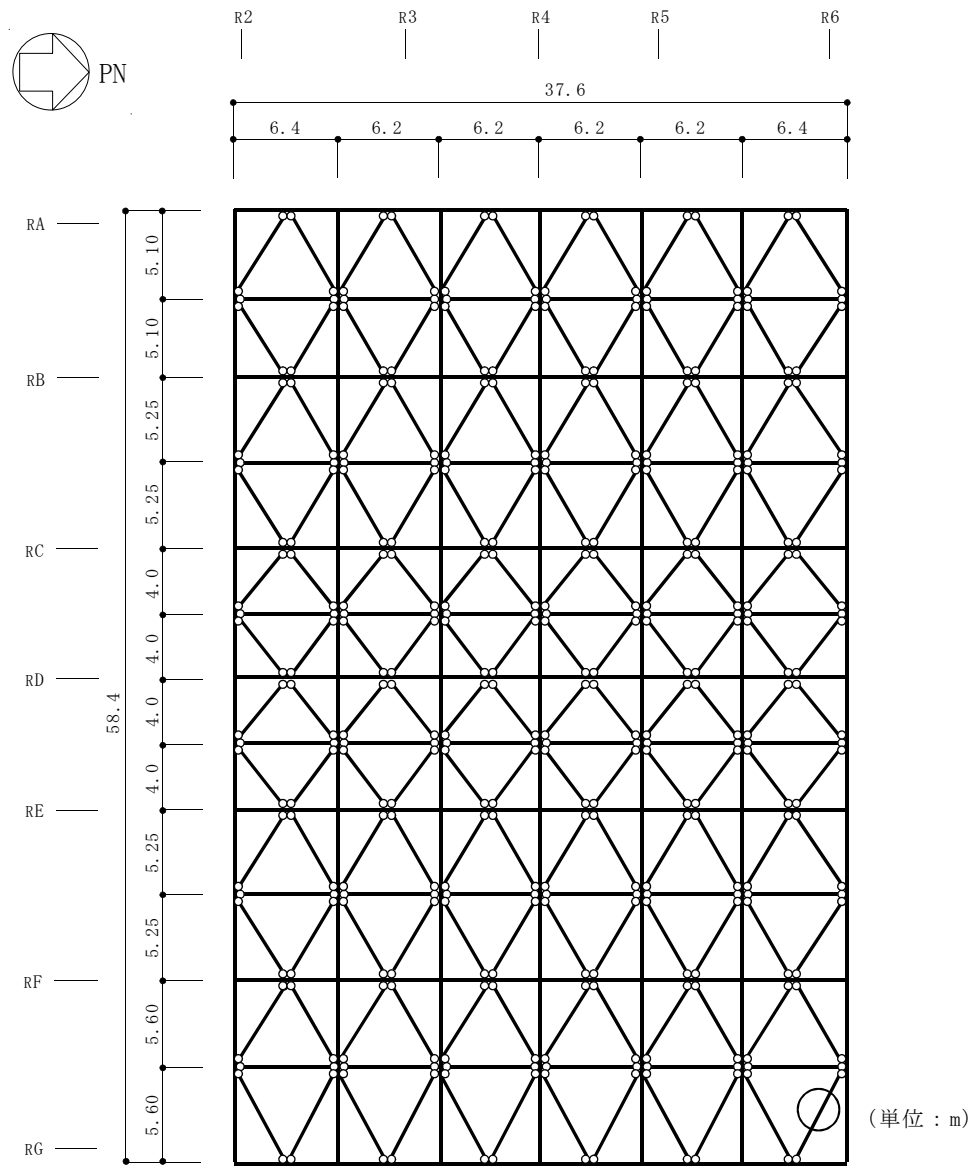


図 6-4 評価対象箇所（上弦面水平ブレース：T.M.S.L. 49.7m）

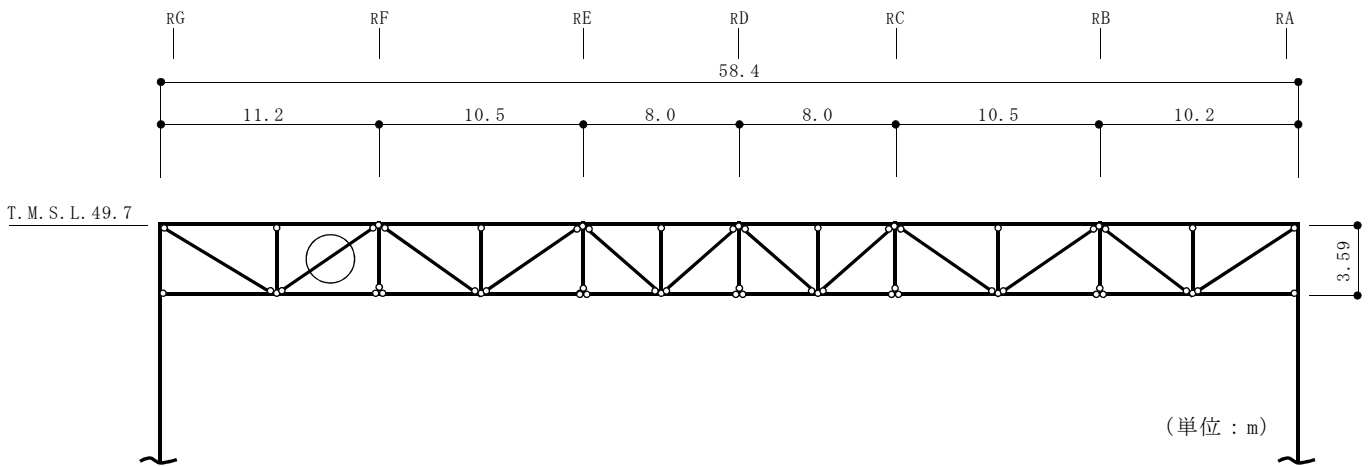
表 6-4 断面算定結果（上弦面水平ブレース）

部材（種類）		上弦面水平ブレース	
位置		図6-4参照	
ケース		Ss-2, ケース5	
鉄骨断面	部材	2[s-400×130×14×22 + 2PLs-22×116	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		1480	2030
断面算定	σ_t (N/mm ²)	55.3	—
	σ_c (N/mm ²)	—	75.9
	f_t (N/mm ²)	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	186
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.22 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.41 (< 1.0)
判定		可	可

(2) つなぎばり（斜材及び束材）及び下弦面水平ブレースの評価結果

評価対象箇所は，各部材の評価結果のうち，累積塑性変形倍率が最も大きい部材とし，図6-5に示す。また，破断評価結果を表6-5に示す。

屋根トラスのつなぎばり（斜材及び束材）及び下弦面水平ブレースは，累積塑性変形倍率が最も大きい部材であっても，中込ほか（引用文献(2)参照）による破断寿命と比較し，十分な裕度を有していることを確認した。なお，破断評価の対象となる部材の接合部については，保有耐力接合である。



○：累積塑性変形倍率が最も大きい箇所を示す。

図 6-5 評価対象箇所（つなぎばり斜材：R4 通り）

表 6-5 破断評価結果（Ss-1，ケース 2）

部位 (使用部材)	部材	最大等価 軸ひずみ $\epsilon_{max} (\times 10^{-3})$	累積塑性 変形倍率 η	応答による 繰返し回数 ^{*1} n_i	評価基準 ^{*2} (破断寿命) N_p	$\frac{n_i}{N_p}$	判定
つなぎばり (2Ls-130×130×9) SS41 (SS400相当)	斜材	1.72	0.995	244	86400	0.003	可

注記*1：ピークカウント法を用い，対象部材の軸ひずみ時刻歴波形の最大及び最小を全てカウントする。

*2：最大等価軸ひずみ（設定ひずみ振幅）に対応する鋼材の破断寿命を引用文献(2)より算定し，これを評価基準とする。

6.2 屋根スラブの評価結果

屋根スラブの評価対象箇所は、各断面の検定値が最も大きい箇所とし、図6-6に示す。また、評価結果を表6-6に示す。

屋根スラブについては、S s地震時において、曲げモーメントに対する鉄筋応力度が許容限界を超えないこと及び発生する面外せん断力が許容限界を超えないことを確認した。

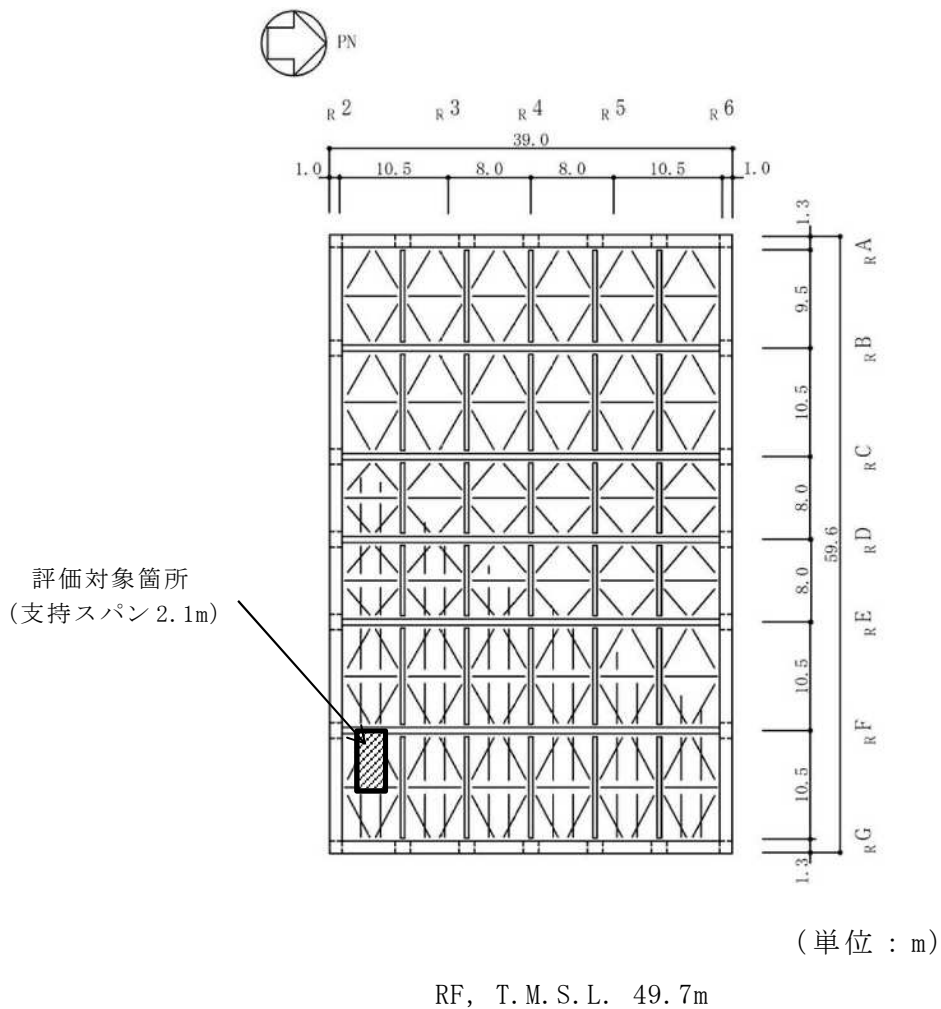


図 6-6 評価対象箇所 (屋根スラブ)

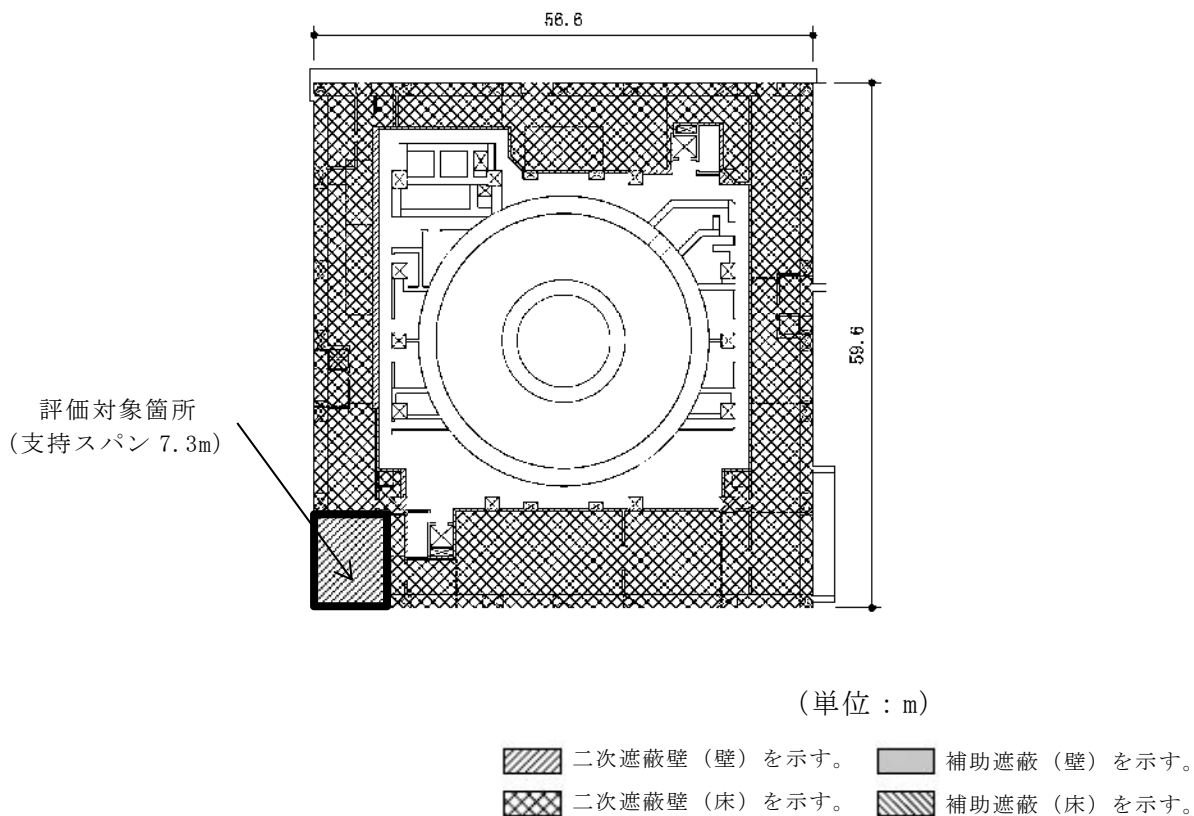
表 6-6 評価結果 (屋根スラブ)

T. M. S. L. (m)		49.7
厚さ t (mm)		□
有効せい d (mm)		50
配筋 (鉄筋断面積)		D13@100 (1270mm ² /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	10.3
	鉄筋応力度 σ_t (N/mm ²)	185
	許容限界 (N/mm ²)	345
	検定値	0.54
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	29.6
	せん断スパン比による 割増し係数 α	1.00
	許容限界 (kN/m)	41.1
	検定値	0.73
判定		可

6.3 床スラブの評価結果

床スラブの評価対象箇所は、各断面の検定値が最も大きい箇所とし、図6-7に示す。また、評価結果を表6-7に示す。

S_s地震時において、曲げモーメントに対する鉄筋応力度が許容限界を超えないこと及び発生する面外せん断力が許容限界を超えないことを確認した。



B1F, T. M. S. L. 4.8m

図6-7 評価対象箇所（床スラブ）

表 6-7 評価結果 (床スラブ)

T. M. S. L. (m)		4.8
厚さ t (mm)		600
有効せい d (mm)		540
配筋 (鉄筋断面積)	上ば筋	D22@200 (1935mm ² /m)
	下ば筋	D22@200 (1935mm ² /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	284
	鉄筋応力度 σ_t (N/mm ²)	311
	許容限界 (N/mm ²)	345
	検定値	0.91
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	234
	せん断スパン比による 割増し係数 α	1.23
	許容限界 (kN/m)	703
	検定値	0.34
判定		可

7. 引用文献

- (1) 谷口ほか「鉄骨X型ブレース架構の復元力特性に関する研究」(日本建築学会構造工学論文集, Vol. 37B号, 1991年3月, pp303-316)
- (2) 中込ほか「繰返し力を受けるSM490鋼の疲労性に関する研究」(日本建築学会構造系論文集, 第469号, 127-136, 1995年3月)

別紙1 大物搬入建屋の耐震性についての計算書

- (Ⅰ) 大物搬入建屋の地震応答計算書
- (Ⅱ) 大物搬入建屋の耐震性についての計算書

(I) 大物搬入建屋の地震応答計算書

目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	解析方針	8
2.4	適用規格・基準等	10
3.	解析方法	11
3.1	設計用模擬地震波	11
3.2	地震応答解析モデル	12
3.2.1	水平方向モデル	13
3.2.2	鉛直方向モデル	14
3.3	入力地震動	38
3.4	解析方法	39
3.4.1	動的解析	39
3.4.2	静的解析	39
3.4.3	必要保有水平耐力	40
3.5	解析条件	41
3.5.1	建物・構築物の復元力特性	41
3.5.2	材料物性の不確かさ	50
4.	解析結果	51
4.1	動的解析	51
4.1.1	固有値解析結果	51
4.1.2	応答解析結果	51
4.2	静的解析	80
4.3	必要保有水平耐力	81

1. 概要

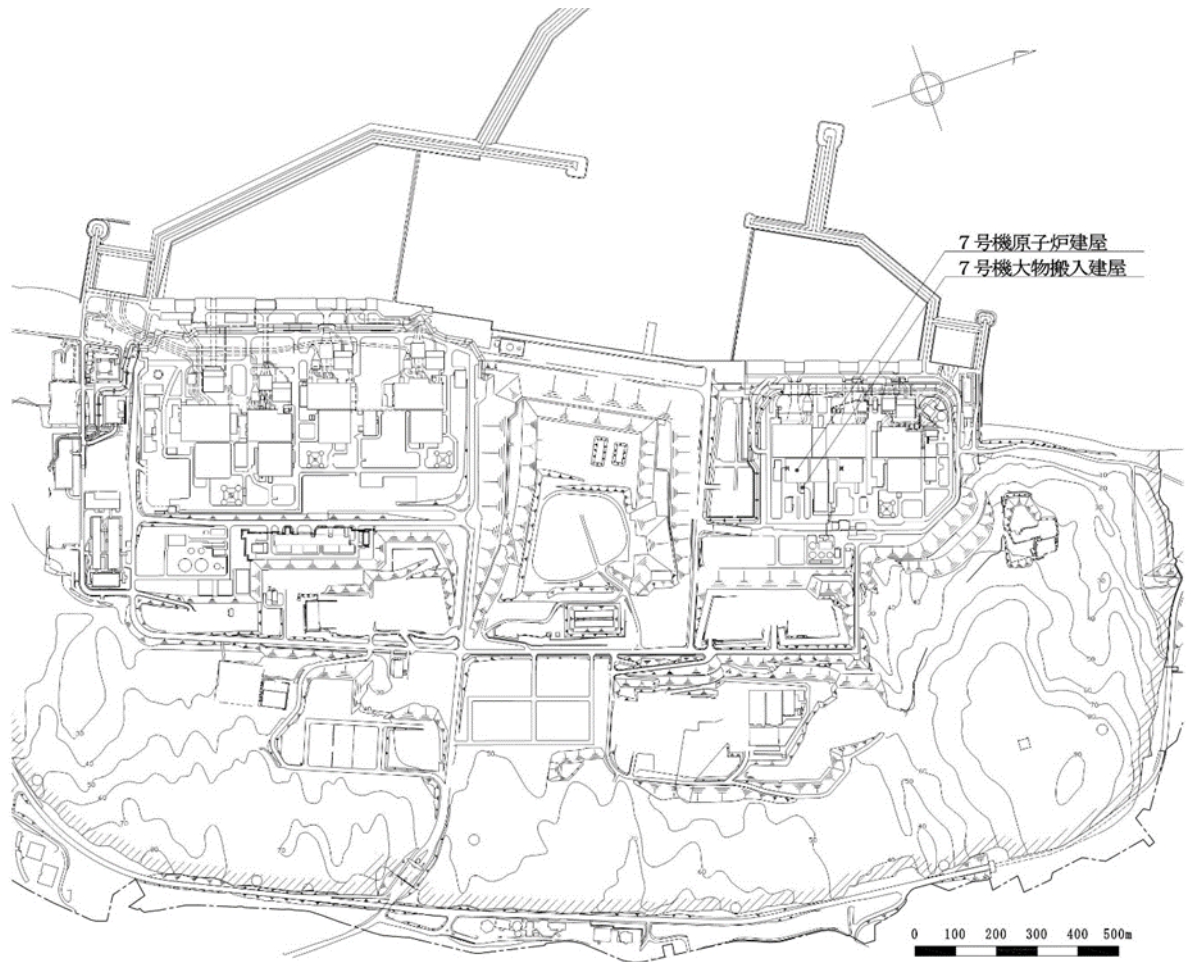
本資料は、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」及びV-1-1-3「発電用原子炉施設の自然現象等による損傷の防止に関する説明書」のうちV-1-1-3-1-1「発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に関する基本方針」に基づく大物搬入建屋の地震応答解析について説明するものである。

地震応答解析により算出した各種応答値及び静的地震力は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に示す建物・構築物の設計用地震力として用いる。また、必要保有水平耐力については建物・構築物の構造強度の確認に用いる。

2. 基本方針

2.1 位置

大物搬入建屋の設置位置を図2-1に示す。



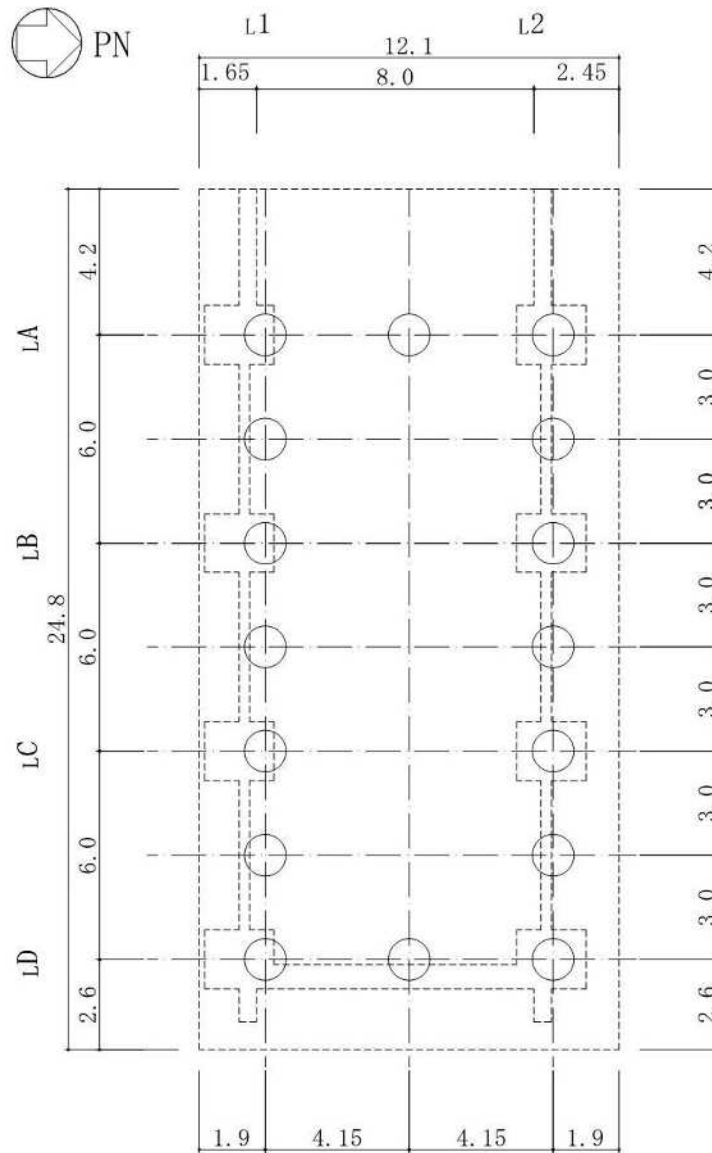
K7 ① V-2-9-3-1 別紙1 (I) R0

図2-1 大物搬入建屋の設置位置

2.2 構造概要

大物搬入建屋は、地上1階建ての鉄筋コンクリート造の建物である。大物搬入建屋の杭伏図及び概略平面図を図2-2に、概略断面図を図2-3に示す。

大物搬入建屋の平面は、9.0m (NS方向) ×23.05m (EW方向) であり、地上高さは7.6mである。大物搬入建屋の基礎は厚さ2.5mの鉄筋コンクリートスラブであり、支持地盤である泥岩上に場所打ち鋼管コンクリート杭 (外径1.2m, 杭長21.4m, 16本, 以下「杭」という。) を介して設置している。また、液状化対策として建屋下部の支持地盤以浅の地盤はセメント系の地盤改良を実施している。なお、大物搬入建屋は隣接する原子炉建屋と構造的に分離している。

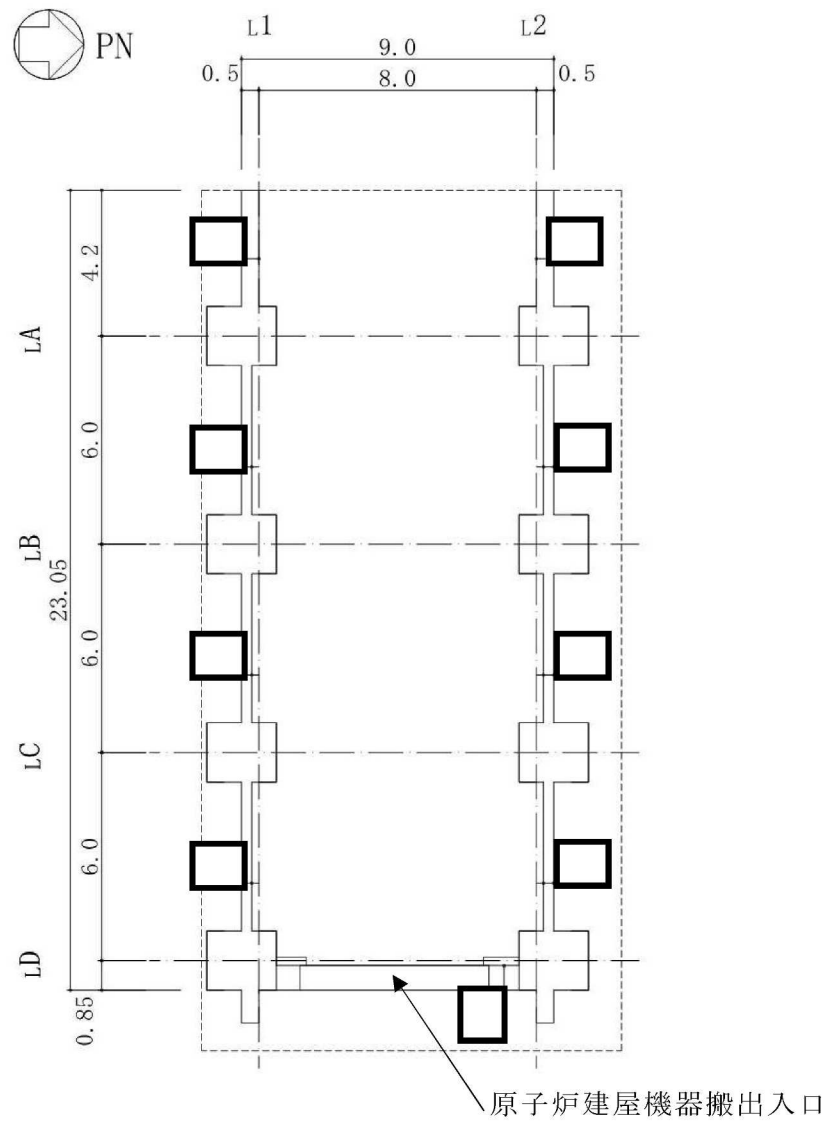


(単位 : m)

注 1 : ○は場所打ち鋼管コンクリート杭 (外径 1.2m) を示す。

注 2 : 破線は基礎スラブ, 柱及び壁を示す。

図 2-2 大物搬入建屋の杭伏図及び概略平面図 (杭伏図) (1/3)

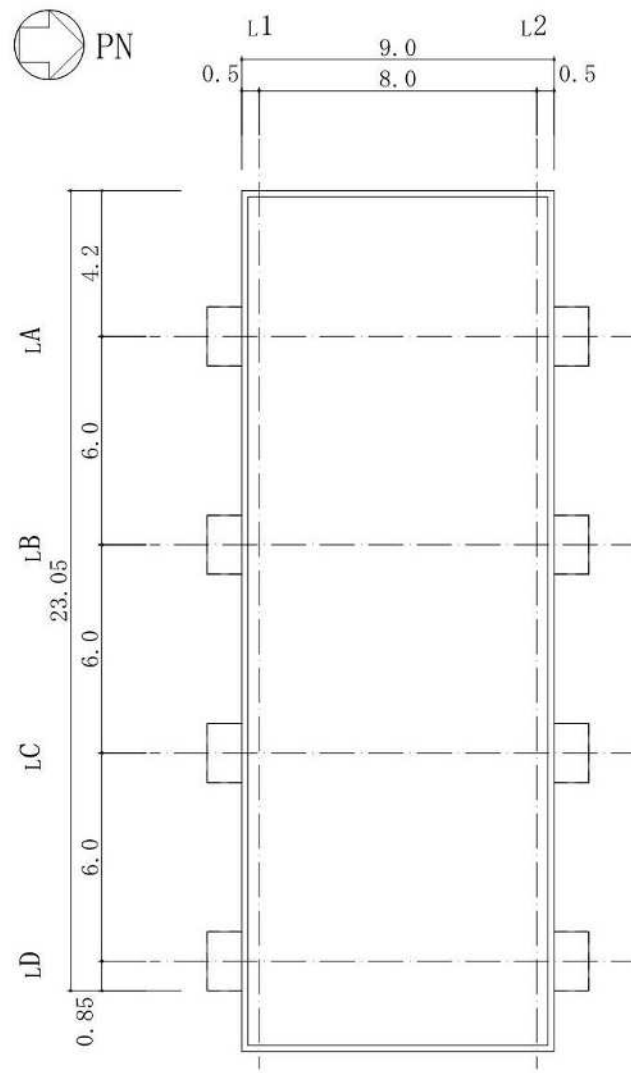


(単位 : m)

注 1 : 破線は基礎スラブを示す。

注 2 : 東京湾平均海面 (以下「T. M. S. L.」という。)

図 2-2 大物搬入建屋の杭伏図及び概略平面図 (1F, T. M. S. L. 12.3m) (2/3)



(単位 : m)

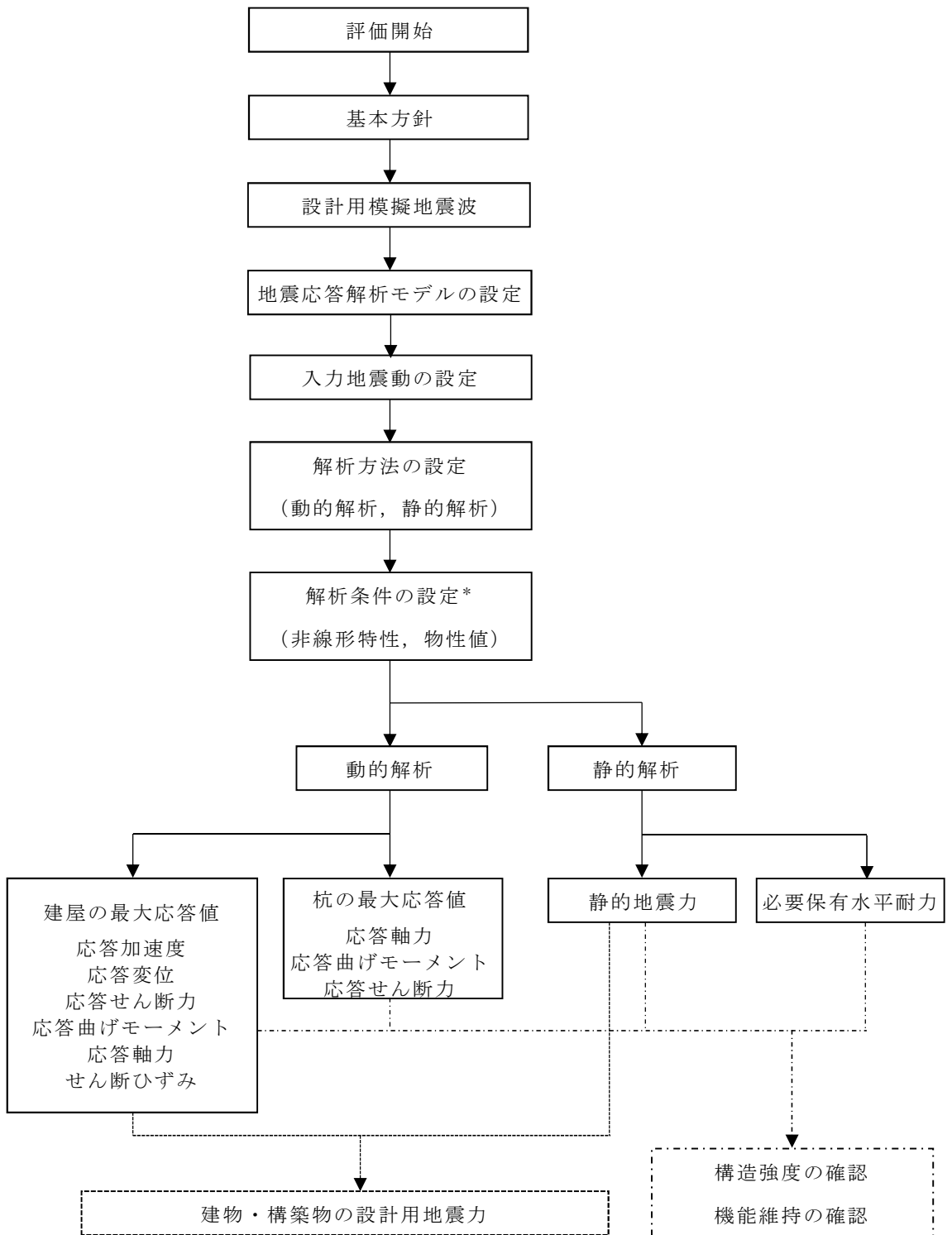
図 2-2 大物搬入建屋の杭伏図及び概略平面図 (RF, T.M.S.L. 19.6m) (3/3)

2.3 解析方針

大物搬入建屋の地震応答解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

地震応答解析フローを図 2-4 に示す。

地震応答解析は、「3.1 設計用模擬地震波」及び「3.2 地震応答解析モデル」において設定した地震応答解析モデルと「3.3 入力地震動」において設定した入力地震動を用いて実施することとし、「3.4 解析方法」及び「3.5 解析条件」に基づき、「4.1 動的解析」においては、材料物性の不確かさを考慮した建屋及び杭の各種応答値を算出する。「4.2 静的解析」においては静的地震力を、「4.3 必要保有水平耐力」においては必要保有水平耐力を算出する。



注記*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 2-4 大物搬入建屋の地震応答解析フロー

2.4 適用規格・基準等

大物搬入建屋の地震応答解析において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 ((社) 日本建築学会, 1990改定)
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999改定)
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005制定)
- ・ 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計と保有水平耐力ー ((社) 日本建築学会, 2001改定)
- ・ 建築基礎構造設計指針 ((社) 日本建築学会, 2001改定)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・ 補-1984 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 ((社) 日本電気協会)

3. 解析方法

3.1 設計用模擬地震波

大物搬入建屋の地震応答解析モデルは、建屋と杭と地盤の相互作用を考慮した建屋－杭－地盤連成モデルとする。この建屋－杭－地盤連成モデルへの入力地震動は、V-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波を用いることとする。

基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d として作成した設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルは、V-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」と同一である。

3.2 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、水平方向及び鉛直方向それぞれについて設定する。

地震応答解析モデルの設定に用いた建物・構築物の物性値を表3-1に示す。

表 3-1 建物・構築物の物性値

部位	使用材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	減衰定数 h (%)
建屋部	コンクリート： F _c = 33 (N/mm ²) 鉄筋：SD345, SD390	2.52 × 10 ⁴	1.05 × 10 ⁴	5
基礎スラブ	コンクリート： F _c = 30 (N/mm ²) 鉄筋：SD345	2.44 × 10 ⁴	1.02 × 10 ⁴	5
杭	コンクリート F _c = 24 (N/mm ²)	2.27 × 10 ⁴	9.45 × 10 ³	3
	鋼管：SKK490 φ 1200mm × t25mm	2.05 × 10 ⁵	7.90 × 10 ⁴	

3.2.1 水平方向モデル

水平方向の地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮した擬似3次元FEMモデルとする。

建屋は一軸多質点系モデルとし、重量は床レベルの集中質点で評価する。NS方向はフレーム構造のため、静的荷重漸増解析モデルにより求まる水平方向の変位量と等価なせん断変形を考慮したはり要素を用いてモデル化する。EW方向は壁構造のため、せん断変形及び曲げ変形を考慮したはり要素でモデル化する。地盤は平面ひずみ要素でモデル化し、杭ははり要素でモデル化する。

地震応答解析モデルを図3-1及び図3-2に、建屋の地震応答解析モデルを図3-3に、建屋の地震応答解析モデル諸元を表3-2に、杭の断面性能を表3-3に示す。解析モデルの節点数はNS方向モデルで14872、EW方向モデルで16638、要素数はNS方向モデルで28099、EW方向モデルで31170である。ここで、建屋下部の支持地盤以浅の地盤にセメント系の地盤改良体をモデル化する。解析領域の境界部において、側面はエネルギー逸散効果を、底面は半無限性を考慮するために粘性境界を設ける。

地盤は水平成層地盤とし、地盤定数は初期地盤の物性値、せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存特性を用いた一次元波動論で得られる等価地盤物性値とする。ここで、初期地盤の地層区分及び地盤定数については、大物搬入建屋に隣接する原子炉建屋にて設定している地層区分及び地盤定数を用いることとし、層厚については大物搬入建屋周辺地盤の地盤調査結果に基づき設定する。初期地盤の物性値及びひずみ依存特性については、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定し、地盤改良体の初期地盤物性値及びひずみ依存特性は表3-4の通り設定する。なお、表3-4に示す単位体積重量は、地盤改良を行う範囲に対して地盤改良体が占める体積（改良率）を考慮するため、V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に示す原地盤及び地盤改良体の単位体積重量を改良率で加重平均する。また、表3-4に示すせん断波速度は、改良率を考慮するため動せん断弾性係数に改良率を乗じた値及び改良率を考慮した単位体積重量を用いて算定する。

基準地震動 S_s に対する地盤定数を表3-5～表3-12に、弾性設計用地震動 S_d に対する地盤定数を表3-13～表3-20に示す。

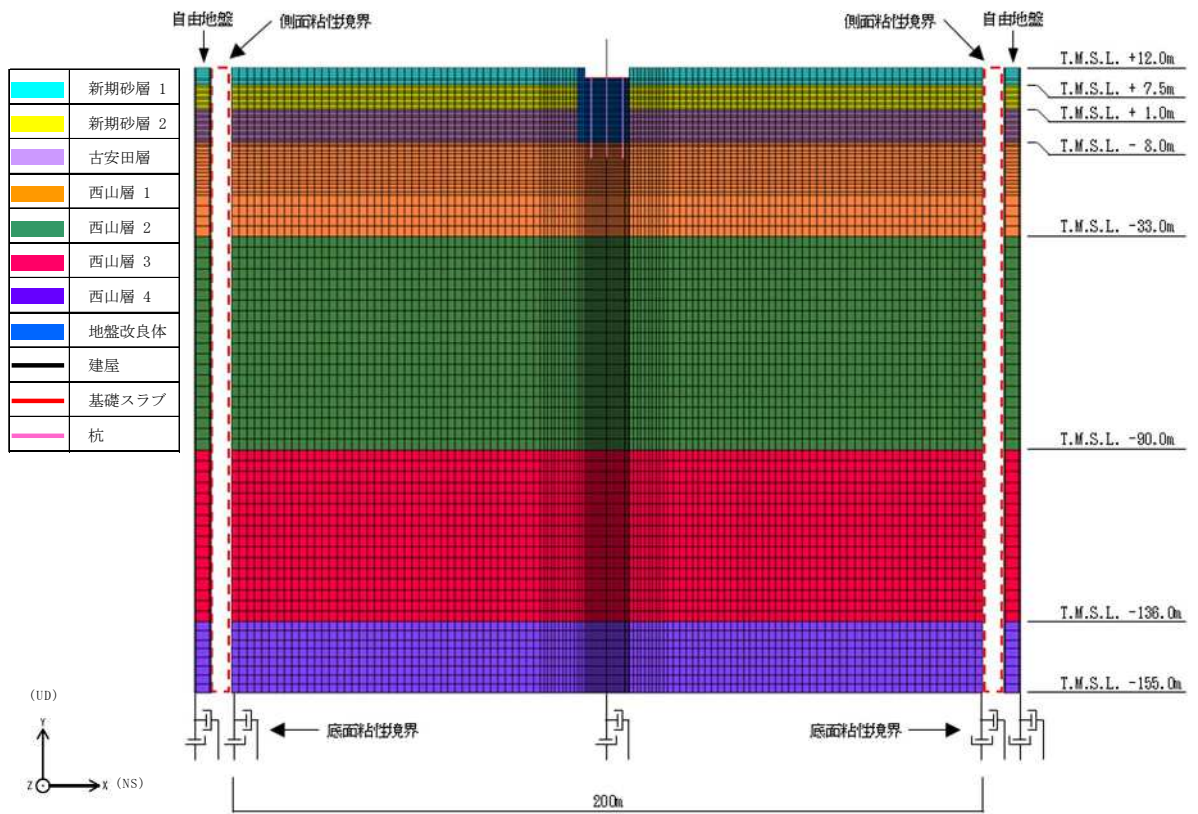
3.2.2 鉛直方向モデル

鉛直方向の地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮した擬似3次元FEMモデルとする。

建屋は一軸多質点系モデルとし、重量は床レベルの集中質点で評価する。鉛直方向は軸変形を考慮したはり要素を用いてモデル化する。

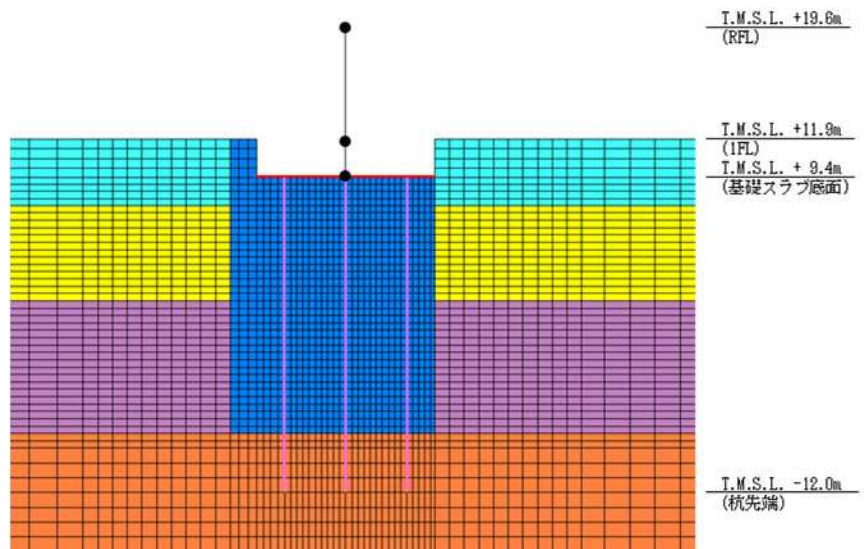
地震応答解析モデルを図3-4に、建屋の地震応答解析モデルを図3-5に、建屋の地震応答解析モデル諸元を表3-21に、杭の断面性能を表3-22に示す。

地盤は地盤調査に基づき水平成層地盤とし、地盤定数は初期地盤の物性値及びひずみ依存特性を考慮して求めた等価地盤物性値を用いる。鉛直方向の地盤定数は水平方向の地盤定数から設定するものとし、表3-5～表3-20に示す。



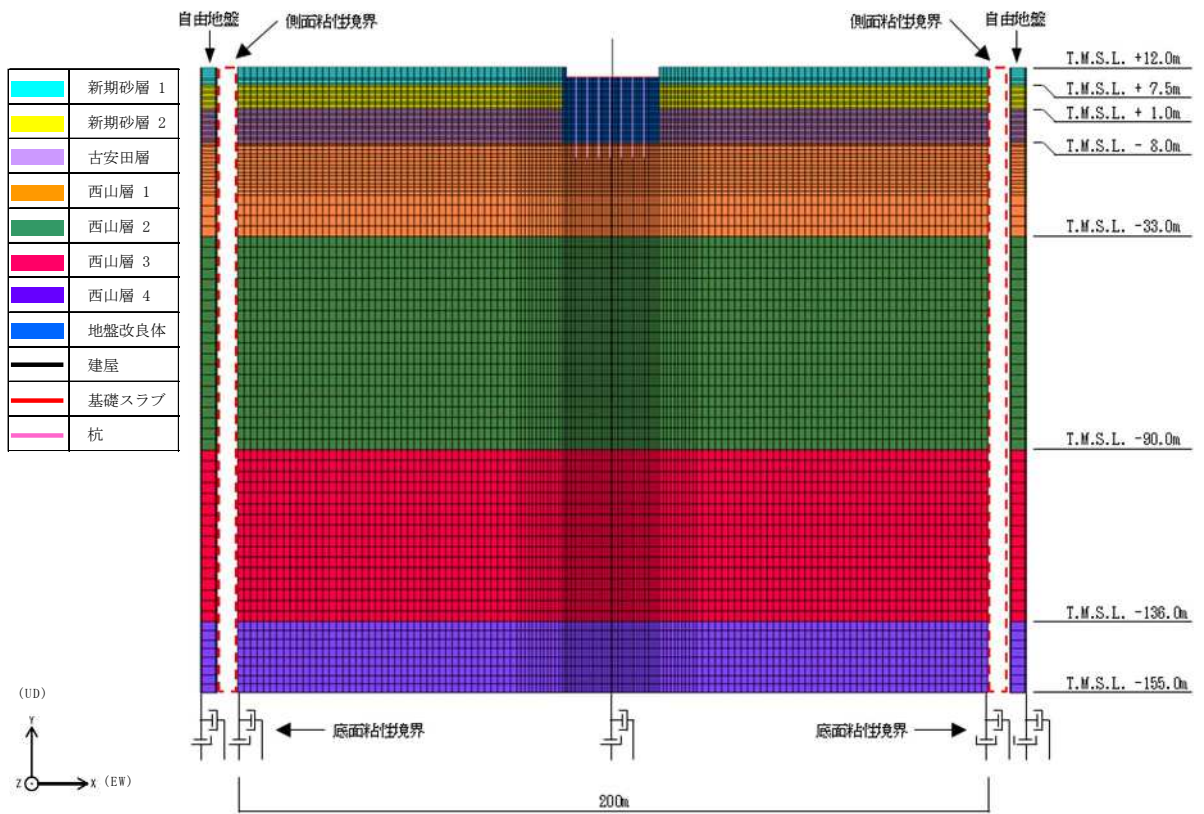
注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



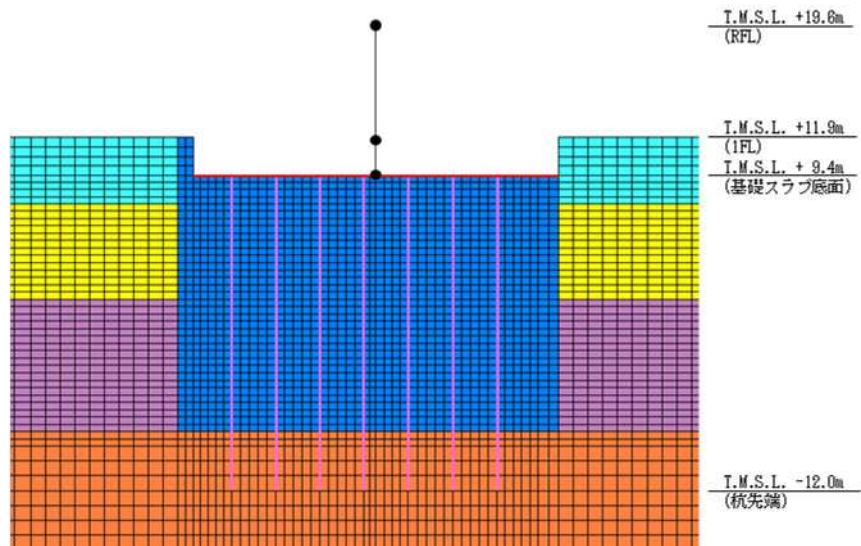
(b) 建屋周辺拡大図

図 3-1 地震応答解析モデル (NS 方向)



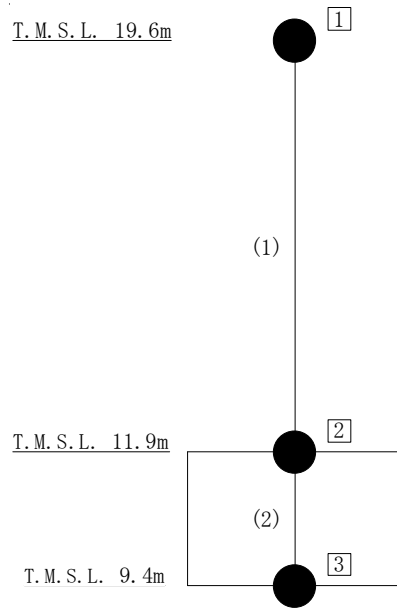
注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

図 3-2 地震応答解析モデル (EW 方向)



注：□内は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 3-3 建屋の地震応答解析モデル（水平方向）

表 3-2 建屋の地震応答解析モデル諸元 (水平方向)

(a) NS 方向モデル

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ³ kN・m ²)	部材番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	9340	65.4	(1)	2.6	-
2	15970	201.4			
3	9000	111.0	(2)	300.1	-
合計	34310				

(b) EW 方向モデル

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ³ kN・m ²)	部材番号	せん断 断面積 A _s (m ²)	断面二次 モーメント I (m ⁴)
1	9340	481.1	(1)	37.0	1700
2	15970	825.1			
3	9000	462.5	(2)	300.1	15400
合計	34310				

表 3-3 杭の断面性能 (水平方向)

外径 D (mm)	板厚* ¹ t (mm)	全断面積* ² A (m ²)	せん断 断面積* ² A _s (m ²)	断面二次 モーメント* ² I (m ⁴)
1200	25	1.838	1.344	0.2236

注記*1: 上記の板厚に対して腐食代 1mm を考慮する。

*2: 表中の断面諸元はコンクリート換算した値である。

表 3-4 地盤改良体の物性値

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	$G/G_0 \sim \gamma$	$h \sim \gamma$ (%)
+12.0~ +1.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	$1 / (1 + 10.1 \gamma^{1.21})$	$\gamma / (0.172 \gamma$ $+ 0.00783) + 0.401$
+1.0~ -8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	$1 / (1 + 10.1 \gamma^{1.21})$	$\gamma / (0.172 \gamma$ $+ 0.00783) + 0.401$

注： γ はせん断ひずみ (%) を表す。

表 3-5 地盤定数 (Ss-1)

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.7	12.0	0.98	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	10.9	11.7	0.94	1
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.78	4.16	0.91	3
		530	16.6	0.446	4.13	4.75	0.87	3
		590	17.3	0.432	5.28	6.14	0.86	3
		650	19.3	0.424	7.32	8.32	0.88	3
-136.0	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
-155.0								
∞								

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.107	0.369	0.29	22
+7.5								
+1.0		200	16.1	0.308	0.0722	0.657	0.11	29
-8.0	古安田層	330	17.3	0.462	0.998	1.92	0.52	6

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

表 3-6 地盤定数 (Ss-2)

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.7	12.0	0.98	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	10.9	11.7	0.94	1
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.70	4.16	0.89	3
		530	16.6	0.446	4.27	4.75	0.90	3
		590	17.3	0.432	5.64	6.14	0.92	3
		650	19.3	0.424	7.82	8.32	0.94	3
-136.0	西山層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
-155.0								
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.114	0.369	0.31	19
+7.5								
+1.0	古安田層	330	17.3	0.462	0.998	1.92	0.52	5
-8.0								

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

表 3-7 地盤定数 (Ss-3)

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.7	12.0	0.98	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	11.1	11.7	0.95	1
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.82	4.16	0.92	3
		530	16.6	0.446	4.03	4.75	0.85	3
		590	17.3	0.432	5.09	6.14	0.83	3
		650	19.3	0.424	7.23	8.32	0.87	3
-136.0	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
-155.0								
∞								

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.121	0.369	0.33	20
+7.5								
+1.0		200	16.1	0.308	0.0591	0.657	0.09	29
-8.0	古安田層	330	17.3	0.462	0.883	1.92	0.46	8

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

表 3-8 地盤定数 (Ss-4)

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.7	12.0	0.98	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	11.2	11.7	0.96	1
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.91	4.16	0.94	3
		530	16.6	0.446	4.37	4.75	0.92	3
		590	17.3	0.432	5.64	6.14	0.92	3
		650	19.3	0.424	7.82	8.32	0.94	3
-136.0	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
-155.0								
∞								

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.132	0.369	0.36	18
+7.5								
+1.0		200	16.1	0.308	0.0919	0.657	0.14	24
-8.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.19	1.92	0.62	4

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

表 3-9 地盤定数 (Ss-5)

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.7	12.0	0.98	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	11.1	11.7	0.95	1
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.82	4.16	0.92	3
		530	16.6	0.446	4.27	4.75	0.90	3
		590	17.3	0.432	5.40	6.14	0.88	3
		650	19.3	0.424	7.48	8.32	0.90	3
-136.0	西山層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
-155.0								
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.114	0.369	0.31	15
+7.5								
+1.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.11	1.92	0.58	4
-8.0								

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

表 3-10 地盤定数 (Ss-6)

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.7	12.0	0.98	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	11.2	11.7	0.96	1
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.91	4.16	0.94	3
		530	16.6	0.446	4.32	4.75	0.91	3
		590	17.3	0.432	5.52	6.14	0.90	3
		650	19.3	0.424	7.65	8.32	0.92	3
-90.0								
-136.0								
-155.0								
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.125	0.369	0.34	18
+7.5								
+1.0		200	16.1	0.308	0.0854	0.657	0.13	24
-8.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.15	1.92	0.60	4

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

表 3-11 地盤定数 (Ss-7)

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.7	12.0	0.98	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	11.1	11.7	0.95	1
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.78	4.16	0.91	3
		530	16.6	0.446	4.22	4.75	0.89	3
		590	17.3	0.432	5.34	6.14	0.87	3
		650	19.3	0.424	7.40	8.32	0.89	3
-136.0	西山層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
-155.0								
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.125	0.369	0.34	15
+7.5								
+1.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.11	1.92	0.58	4
-8.0								

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

表 3-12 地盤定数 (Ss-8)

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.7	12.0	0.98	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	11.1	11.7	0.95	1
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.78	4.16	0.91	3
		530	16.6	0.446	4.13	4.75	0.87	3
		590	17.3	0.432	5.64	6.14	0.92	3
		650	19.3	0.424	7.90	8.32	0.95	3
-136.0	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
-155.0								
∞								

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.132	0.369	0.36	20
+7.5								
+1.0		200	16.1	0.308	0.0854	0.657	0.13	28
-8.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.19	1.92	0.62	5

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

表 3-13 地盤定数 (Sd-1)

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.8	12.0	0.99	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	11.3	11.7	0.97	1
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.99	4.16	0.96	3
		530	16.6	0.446	4.51	4.75	0.95	3
		590	17.3	0.432	5.77	6.14	0.94	3
		650	19.3	0.424	7.90	8.32	0.95	3
-136.0	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
-155.0								
∞								

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.154	0.369	0.42	17
+7.5								
+1.0		200	16.1	0.308	0.164	0.657	0.25	24
-8.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.28	1.92	0.67	4

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

表 3-14 地盤定数 (Sd-2)

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.8	12.0	0.99	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	11.3	11.7	0.97	0
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.99	4.16	0.96	3
		530	16.6	0.446	4.56	4.75	0.96	3
		590	17.3	0.432	5.95	6.14	0.97	3
		650	19.3	0.424	8.07	8.32	0.97	3
-136.0	西山層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
-155.0								
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.162	0.369	0.44	14
+7.5								
+1.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.22	1.92	0.64	3
-8.0								

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

表 3-15 地盤定数 (Sd-3)

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.8	12.0	0.99	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	11.4	11.7	0.98	1
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.99	4.16	0.96	3
		530	16.6	0.446	4.46	4.75	0.94	3
		590	17.3	0.432	5.71	6.14	0.93	3
		650	19.3	0.424	7.90	8.32	0.95	3
-136.0	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
-155.0								
∞								

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.177	0.369	0.48	15
+7.5								
+1.0		200	16.1	0.308	0.197	0.657	0.30	22
-8.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.28	1.92	0.67	4

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

表 3-16 地盤定数 (Sd-4)

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.8	12.0	0.99	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	11.4	11.7	0.98	0
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	4.03	4.16	0.97	3
		530	16.6	0.446	4.60	4.75	0.97	3
		590	17.3	0.432	5.95	6.14	0.97	3
		650	19.3	0.424	8.07	8.32	0.97	3
-90.0								
-136.0								
-155.0								
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.180	0.369	0.49	12
+7.5								
+1.0		200	16.1	0.308	0.197	0.657	0.30	17
-8.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.34	1.92	0.70	3

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

表 3-17 地盤定数 (Sd-5)

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.8	12.0	0.99	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	11.4	11.7	0.98	0
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	4.03	4.16	0.97	3
		530	16.6	0.446	4.56	4.75	0.96	3
		590	17.3	0.432	5.83	6.14	0.95	3
		650	19.3	0.424	7.98	8.32	0.96	3
-136.0	西山層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
-155.0								
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.173	0.369	0.47	11
+7.5								
+1.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.34	1.92	0.70	3
-8.0								

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

表 3-18 地盤定数 (Sd-6)

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.8	12.0	0.99	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	11.4	11.7	0.98	0
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	4.03	4.16	0.97	3
		530	16.6	0.446	4.56	4.75	0.96	3
		590	17.3	0.432	5.89	6.14	0.96	3
		650	19.3	0.424	8.07	8.32	0.97	3
-136.0	西山層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
-155.0								
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.173	0.369	0.47	12
+7.5								
+1.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.32	1.92	0.69	3
-8.0								

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

表 3-19 地盤定数 (Sd-7)

(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.8	12.0	0.99	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	11.4	11.7	0.98	0
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.99	4.16	0.96	3
		530	16.6	0.446	4.56	4.75	0.96	3
		590	17.3	0.432	5.83	6.14	0.95	3
		650	19.3	0.424	7.90	8.32	0.95	3
-136.0	西山層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
-155.0								
∞	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-

(b) 建屋周囲

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.166	0.369	0.45	10
+7.5								
+1.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.36	1.92	0.71	3
-8.0								

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。

表 3-20 地盤定数 (Sd-8)

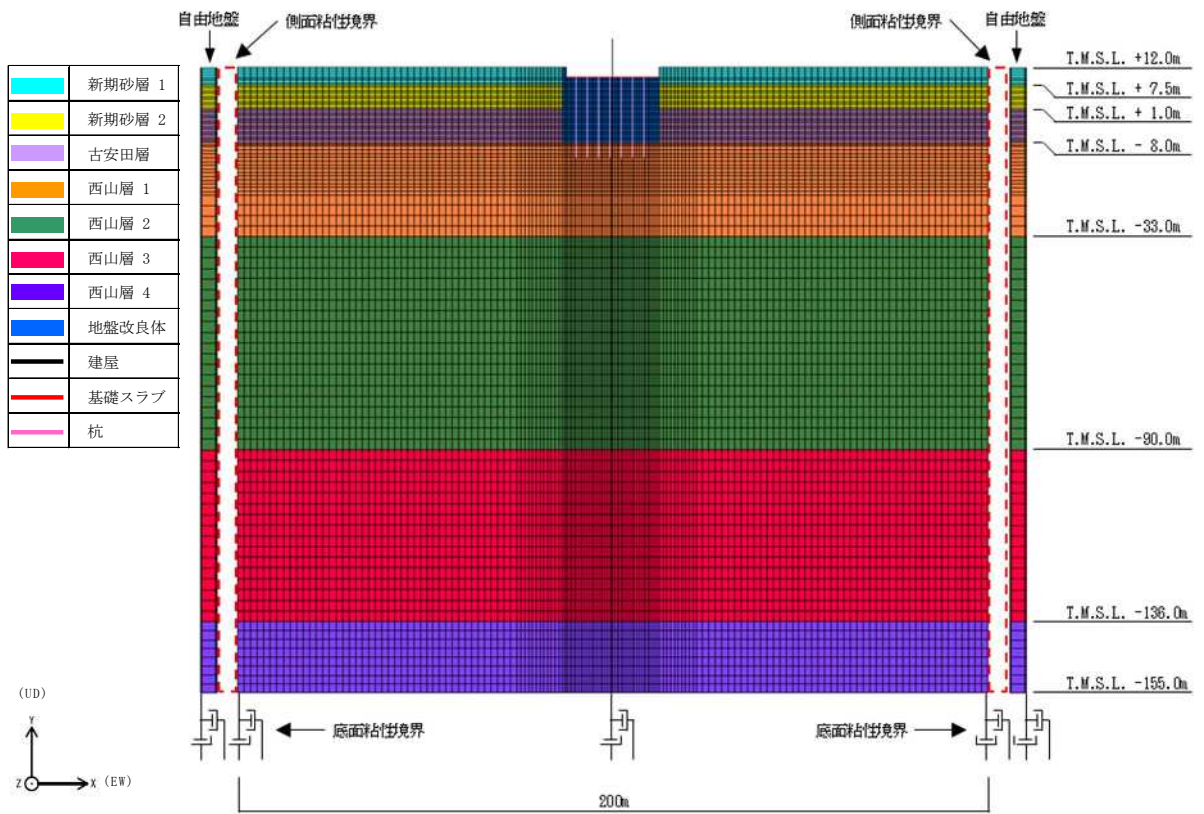
(a) 建屋下部

標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (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	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層 置換	810	17.9	0.302	11.8	12.0	0.99	0
+1.0								
-8.0	古安田層 置換	800	18.0	0.302	11.4	11.7	0.98	1
-33.0	西山層	490	17.0	0.451	3.99	4.16	0.96	3
		530	16.6	0.446	4.51	4.75	0.95	3
		590	17.3	0.432	5.95	6.14	0.97	3
		650	19.3	0.424	8.15	8.32	0.98	3
-136.0	椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00	-
-155.0								
∞								

(b) 建屋周囲

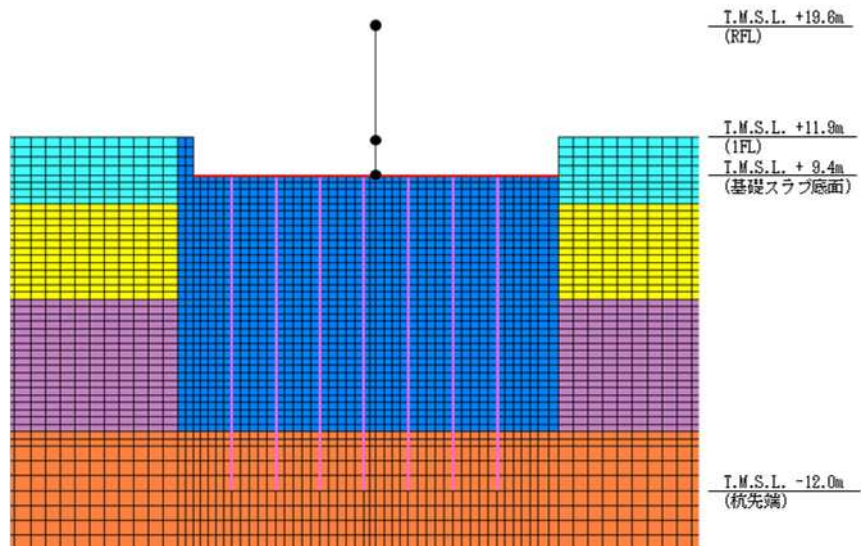
標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断弾性 係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性低下率 G/G_0	減衰定数 h (%)
+12.0	新期砂層	150	16.1	0.347	0.173	0.369	0.47	15
+7.5								
+1.0		200	16.1	0.308	0.157	0.657	0.24	24
-8.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.32	1.92	0.69	4

注：T. M. S. L. -8.0m 以深は建屋下部の値を採用する。



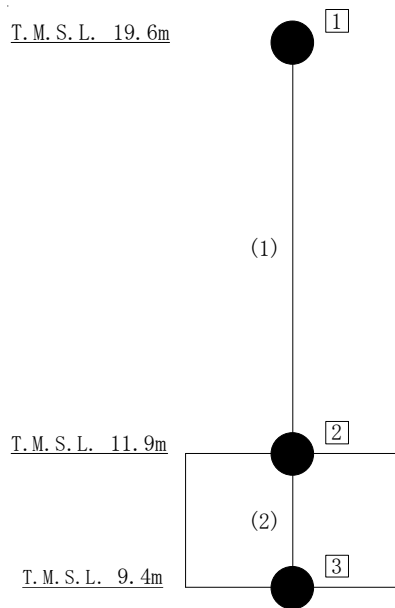
注：面外粘性境界を考慮する。

(a) 全体モデル



(b) 建屋周辺拡大図

図 3-4 地震応答解析モデル（鉛直方向）



注：□内は質点番号を，（ ）内は部材番号を示す。

図 3-5 建屋の地震応答解析モデル（鉛直方向）

表 3-21 建屋の地震応答解析モデル諸元（鉛直方向）

質点番号	質点重量 W (kN)	部材番号	軸断面積 A_N (m^2)
1	9340	(1)	37.0
2	15970		
3	9000	(2)	300.1
合計	34310		

表 3-22 杭の断面性能（鉛直方向）

外径 D (mm)	板厚*1 t (mm)	軸断面積*2 A (m^2)
1200	25	1.838

注記*1：上記の板厚に対して腐食代 1mm を考慮する。

*2：表中の断面諸元はコンクリート換算した値である。

3.3 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面レベルに想定する基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d とする。地震応答解析は、解析モデル下端レベル(T. M. S. L. -155.0m)に入力地震動を水平方向及び鉛直方向にそれぞれ入力することで実施する。地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図3-6に示す。

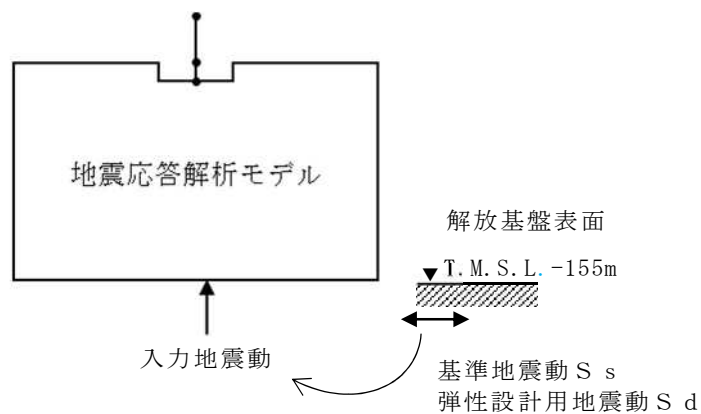


図 3-6 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

3.4 解析方法

大物搬入建屋の地震応答解析には、解析コード「S o i l P l u s」を用いる。また、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

3.4.1 動的解析

建物・構築物の動的解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき、時刻歴応答解析により実施する。動的解析により建屋及び杭の各種応答値を算出する。

3.4.2 静的解析

(1) 水平地震力

水平地震力算定用の基準面は基礎スラブ上端位置（T.M.S.L. 11.9m）とし、基準面より上の部分の地震力は、地震層せん断力係数を用いた次式にて算定する。

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

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

ここで、

Q_i : 第 i 層に生じる水平地震力

n : 施設の重要度分類に応じた係数 (3.0)

C_i : 第 i 層の地震層せん断力係数

W_i : 第 i 層が支える重量

Z : 地震地域係数 (1.0)

R_t : 振動特性係数 (1.0)

A_i : 第 i 層の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 (0.2)

(2) 鉛直地震力

鉛直地震力は、鉛直震度0.3を基準とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種類等を考慮して、次式によって算定する鉛直震度を用いて定める。

$$C_v = R_v \cdot 0.3$$

ここで、

C_v : 鉛直震度

R_v : 鉛直方向振動特性係数 (1.0)

3.4.3 必要保有水平耐力

各層の必要保有水平耐力 Q_{un} は、次式により算定する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

ここで、

D_s : 各層の構造特性係数 (NS 方向 : 0.45, EW 方向 : 0.55)

F_{es} : 各層の形状特性係数

地震力によって各層に生じる水平力 Q_{ud} は、次式により算定する。

$$Q_{ud} = n \cdot C_i \cdot W_i$$

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

ここで、

n : 施設の重要度分類に応じた係数 (1.0)

C_i : 第 i 層の地震層せん断力係数

W_i : 第 i 層が支える重量

Z : 地震地域係数 (1.0)

R_t : 振動特性係数 (1.0)

A_i : 第 i 層の地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数

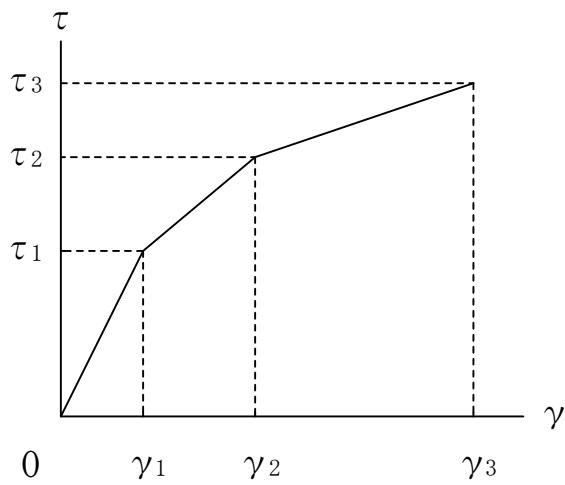
C_0 : 標準せん断力係数 (1.0)

3.5 解析条件

3.5.1 建物・構築物の復元力特性

(1) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（社）日本電気協会）（以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。）に基づき，トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図3-7に示す。

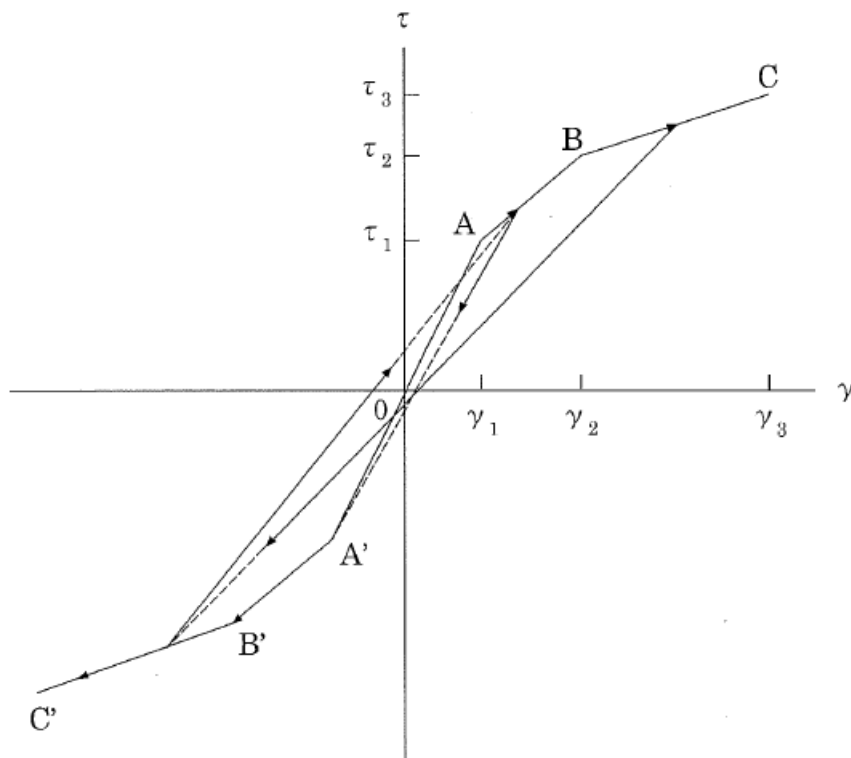


- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図 3-7 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図3-8に示す。

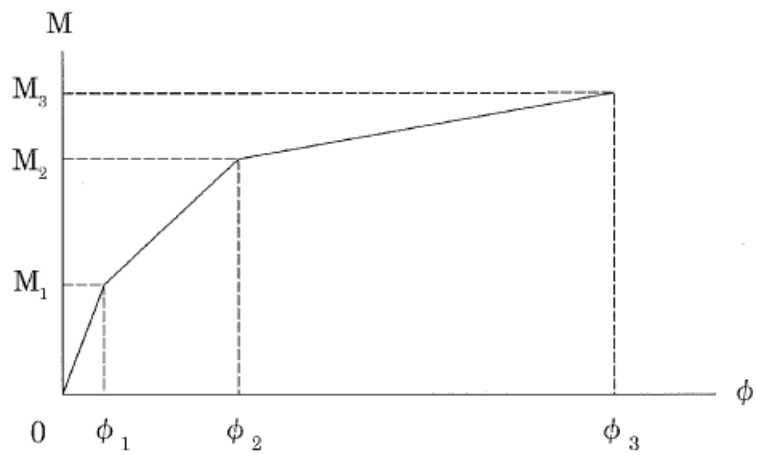


- a. 0-A間 : 弾性範囲。
- b. A-B間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C間 : 負側最大点指向。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図 3-8 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は、「J E A G 4 6 0 1-19 91 追補版」に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図3-9に示す。

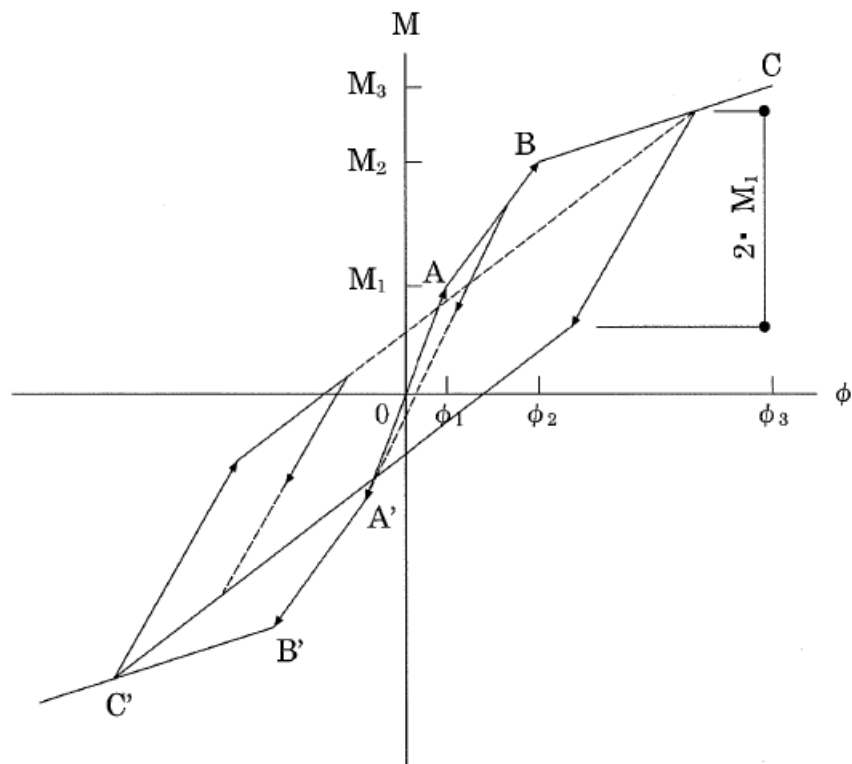


- M_1 : 第1折点の曲げモーメント
- M_2 : 第2折点の曲げモーメント
- M_3 : 終局点の曲げモーメント
- ϕ_1 : 第1折点の曲率
- ϕ_2 : 第2折点の曲率
- ϕ_3 : 終局点の曲率

図 3-9 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図3-10に示す。



- a. 0-A間 : 弾性範囲。
- b. A-B間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C間 : 負側最大点指向型で、安定ループは最大曲率に応じた等価粘性減衰を与える平行四辺形をしたディグレイディングトリリニア型とする。平行四辺形の折点は、最大値から $2 \cdot M_1$ を減じた点とする。ただし、負側最大点が第2折点を越えていなければ、負側第2折点を最大点とする安定ループを形成する。また、安定ループ内部での繰り返しに用いる剛性は安定ループの戻り剛性に同じとする。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-10 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）

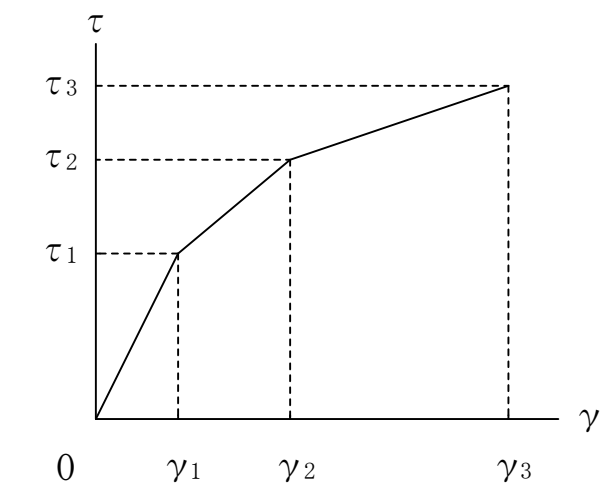
フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は，柱脚固定としたフレームモデルを用い，せん断変形及び曲げ変形を考慮した静的荷重漸増解析に基づき設定する。大物搬入建屋の静的荷重漸増解析には，解析コード「SuperBuild/SS7」を用いる。また，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

以下に静的荷重漸増解析の条件を示す。

- ・外力分布は，保有水平耐力の外力分布形状を用いる。
- ・加力方向は正負方向について実施し，耐力が低くなる加力方向を採用する。
- ・加力方向における最大層間変形角が1/100に達した時点で解析を終了する。
- ・荷重－変形曲線における層間変位計算位置は重心位置とする。

以上の静的荷重漸増解析より求まる荷重－変形曲線にフィッティングするトリリニア型のスケルトン曲線でフレーム構造部の非線形特性を評価する。第1折点はひび割れモーメント発生時，終局点は保有水平耐力時とし，第2折点は保有水平耐力以下でエネルギー等価となるよう設定する。

フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図3-11に示す。

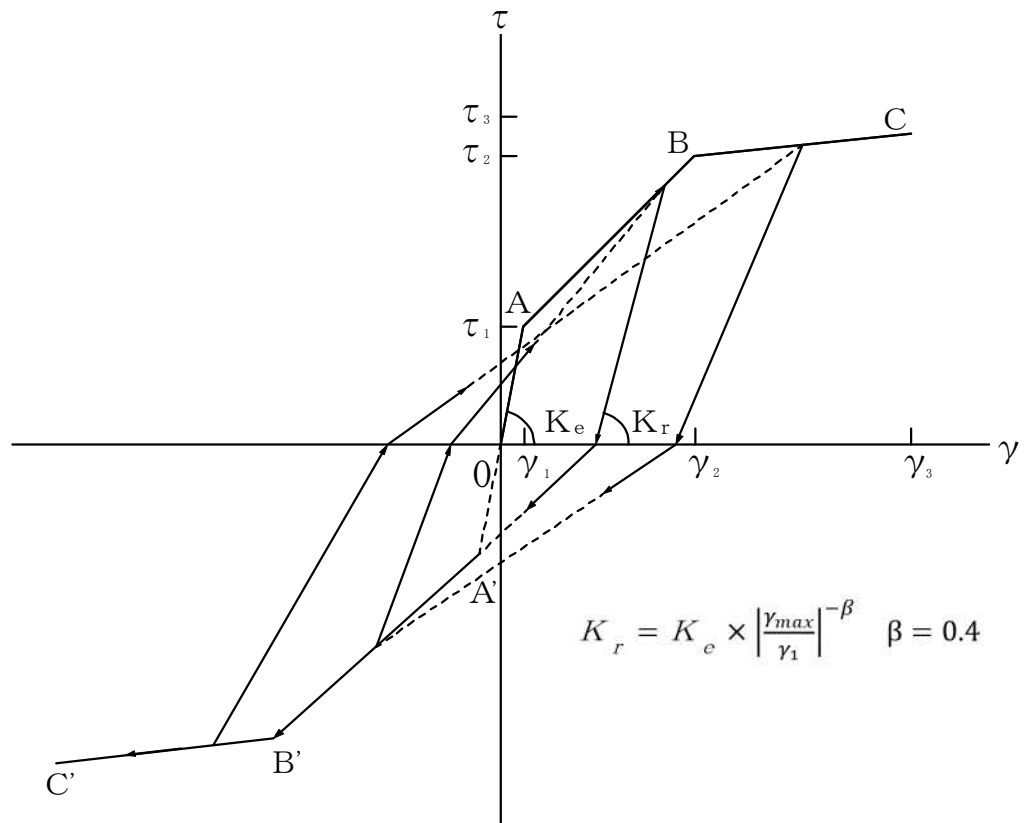


- τ_1 : 第1折点のせん断応力度
- τ_2 : 第2折点のせん断応力度
- τ_3 : 終局点のせん断応力度
- γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ
- γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ
- γ_3 : 終局点のせん断ひずみ

図 3-11 フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(6) フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「建築耐震設計における保有耐力と変形性能（（社）日本建築学会，1990改定）」に基づき、武田モデルとする。フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図3-12に示す。



- a. 0-A間 : 弾性範囲。
- b. A-B間 : 復元力が0になるまで勾配 K_r で負側に向かい，復元力0から負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし，負側最大点が第1折点を越えていなければ，負側第1折点に向かう。
- c. B-C間 : 復元力が0になるまで勾配 K_r で負側に向かい，復元力0から負側スケルトンが経験した最大点に向かう。
- d. 復元力0の点から最大点に向かう直線上から反対方向に戻る場合も復元力が0になるまで勾配 K_r で戻り，その後反対側の今までの最大点に向かう。
- e. 各最大点は，スケルトン上を移動することにより更新される。

図 3-12 フレーム構造部のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(7) スケルトン曲線の諸数値

大物搬入建屋の耐震壁及びフレーム構造部について算出したせん断力及び曲げモーメントのスケルトン曲線の諸数値を表3-23～表3-25に示す。

表 3-23 せん断力のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (NS 方向)

階	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1F	3.67	0.350	13.6	6.48	14.5	9.92

表 3-24 せん断力のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (EW 方向)

階	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
1F	1.90	0.181	2.57	0.544	3.28	4.00

表 3-25 曲げモーメントのスケルトン曲線 ($M - \phi$ 関係) (EW 方向)

階	第 1 折点		第 2 折点		終局点	
	M_1 ($\times 10^6$ kN \cdot m)	ϕ_1 ($\times 10^{-5}$ /m)	M_2 ($\times 10^6$ kN \cdot m)	ϕ_2 ($\times 10^{-5}$ /m)	M_3 ($\times 10^6$ kN \cdot m)	ϕ_3 ($\times 10^{-5}$ /m)
1F	0.363	0.856	1.26	10.1	2.22	203

(8) 杭の曲げモーメントー軸力相関及び曲率関係と履歴特性

杭の曲げモーメントー軸力相関，杭の曲げモーメントー曲率関係及び履歴特性は，鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計と保有水平耐力ー（（社）日本建築学会，2001改定）に基づき作成する。杭の曲げモーメントー軸力相関を図3-13に，杭の曲げモーメントー曲率関係を図3-14に示す。杭の曲げモーメントー曲率関係は、地震応答解析中に変化する杭軸力に応じて算定する。また，履歴特性はノーマルバイリニアとする。

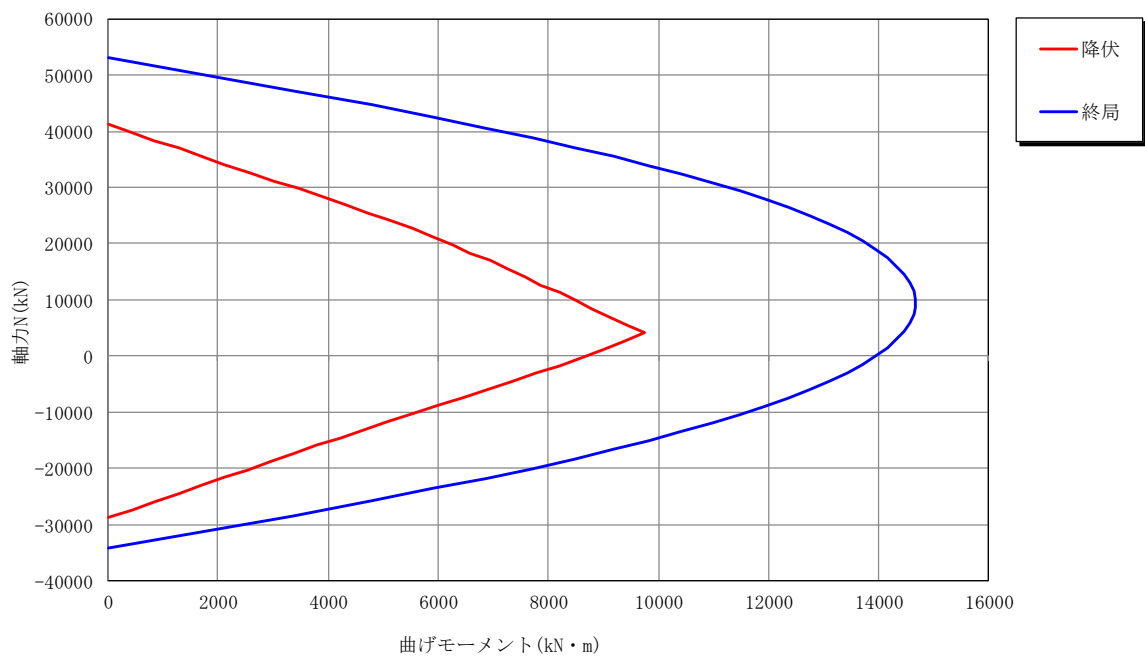
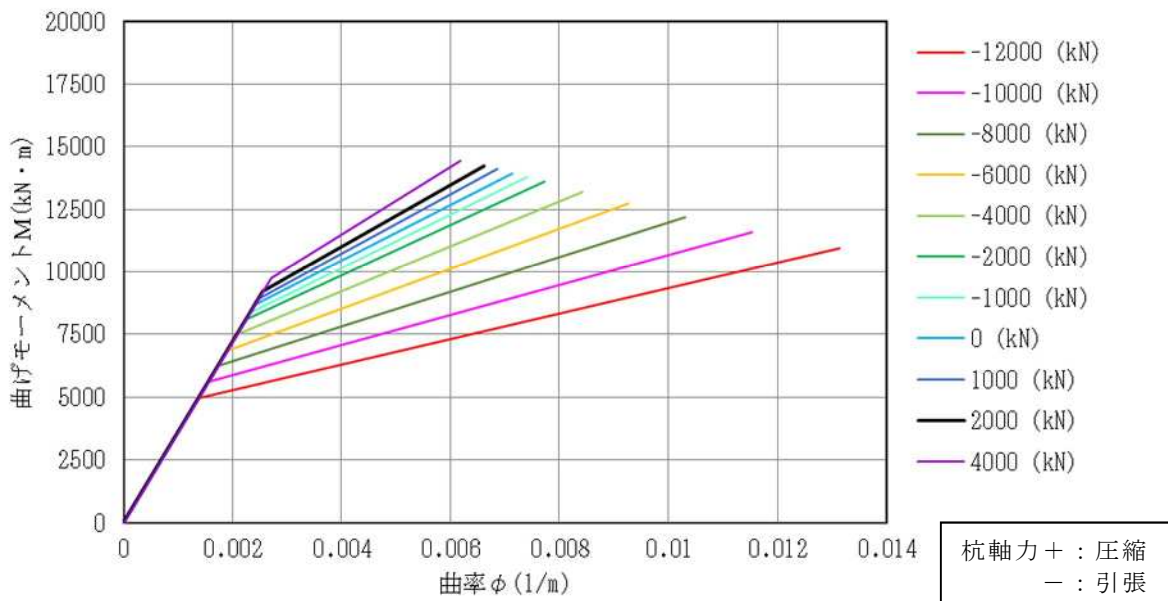
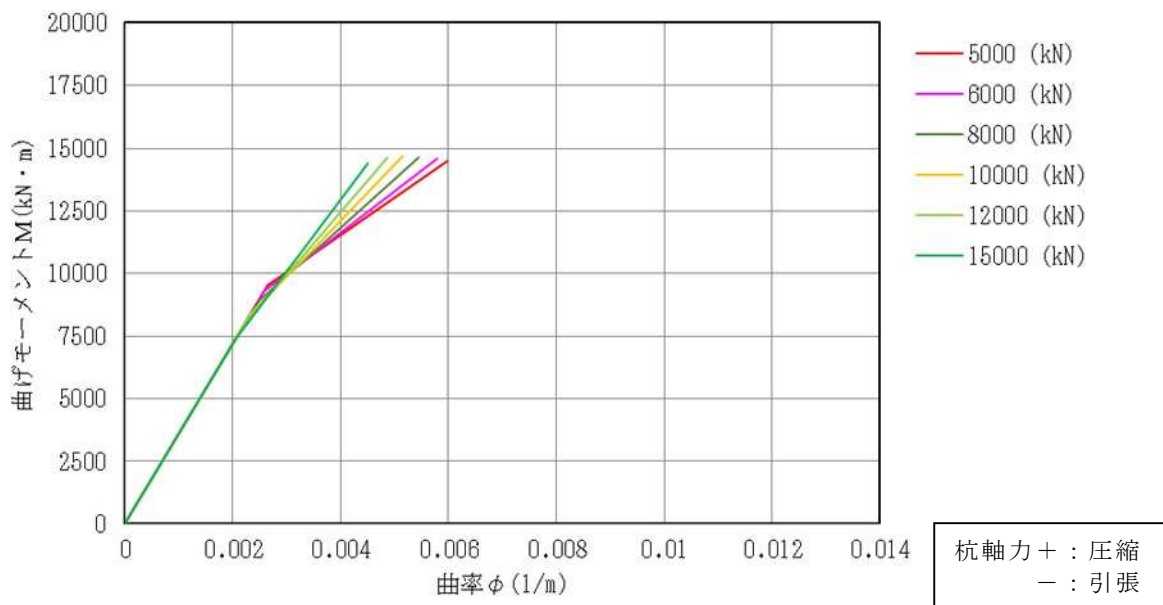


図 3-13 杭の曲げモーメントー軸力相関



(a) 杭軸力-12000kN～杭軸力 4000kN



(b) 杭軸力 5000kN～杭軸力 15000kN

図 3-14 杭の曲げモーメントー曲率関係

3.5.2 材料物性の不確かさ

解析においては、「3.2 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、建屋応答への影響の大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析の応答値のいずれかが最大となる地震動（基準地震動 S_s については $Ss-1$ 及び $Ss-3$ ，弾性設計用地震動 S_d については $Sd-1$ 及び $Sd-3$ ）に対して実施することとする。

地盤剛性については、地盤調査結果の平均値をもとに設定した数値を基本ケースとし、地盤剛性の不確かさの検討にあたっては、初期せん断波速度に対して標準偏差に相当するばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）を考慮する。

材料物性の不確かさのうち、建屋剛性については、新設構造物であり設計基準強度を用いていることから、考慮しない。

材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを表3-26に示す。

表 3-26 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

検討ケース	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (地盤剛性 + σ)	標準地盤 + σ (新期砂層+13%, 古安田層+25%, 西山層+10%)	
③ケース 3 (地盤剛性 - σ)	標準地盤 - σ (新期砂層-13%, 古安田層-25%, 西山層-10%)	

4. 解析結果

4.1 動的解析

本資料においては、代表として基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の基本ケースの地震応答解析結果を示す。

4.1.1 固有値解析結果

基本ケースの地震応答解析モデルの固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）を表4-1及び表4-2に示す。なお、大物搬入建屋では建屋－杭連成の固有振動モードから固有周期及び固有振動数を決定しており、刺激係数は用いていない。固有振動モードを S_s-1 及び S_d-1 の結果を代表として図4-1及び図4-2に示す。

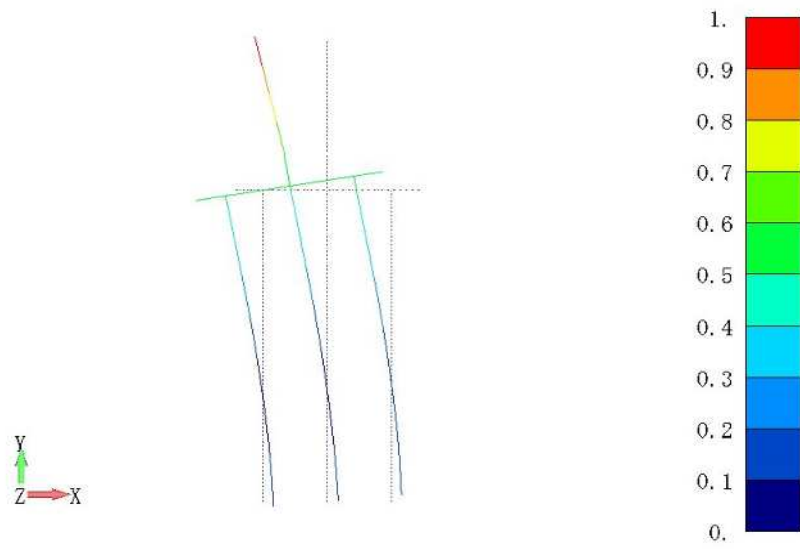
4.1.2 応答解析結果

基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の基本ケースの地震応答解析結果を図4-3～図4-24及び表4-3～表4-4に示す。

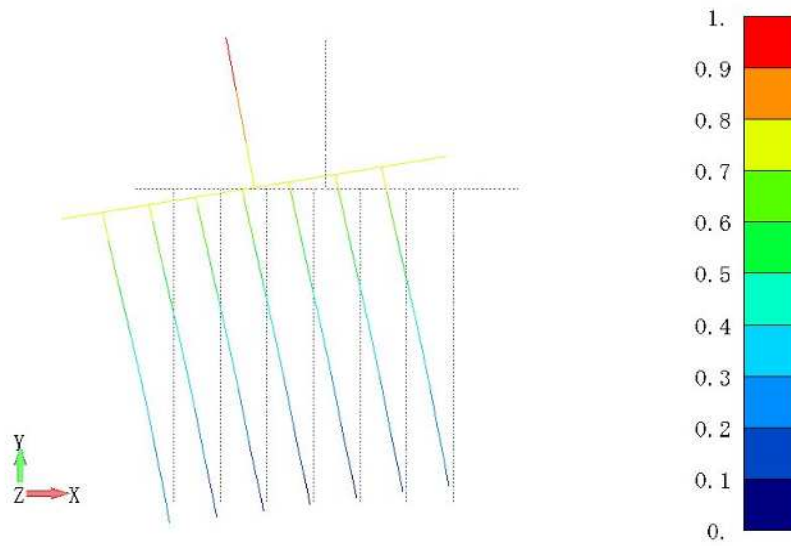
表 4-1 固有値解析結果 (基準地震動 S s)

基準地震動 S s	方向	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)
Ss-1	NS	0.285	3.51
	EW	0.279	3.59
	鉛直	0.169	5.93
Ss-2	NS	0.281	3.56
	EW	0.276	3.63
	鉛直	0.166	6.03
Ss-3	NS	0.292	3.42
	EW	0.285	3.51
	鉛直	0.172	5.83
Ss-4	NS	0.268	3.74
	EW	0.264	3.79
	鉛直	0.162	6.18
Ss-5	NS	0.269	3.72
	EW	0.267	3.74
	鉛直	0.177	5.65
Ss-6	NS	0.272	3.68
	EW	0.268	3.73
	鉛直	0.179	5.59
Ss-7	NS	0.265	3.78
	EW	0.263	3.80
	鉛直	0.175	5.71
Ss-8	NS	0.272	3.68
	EW	0.269	3.72
	鉛直	0.178	5.61

注：建屋－杭連成一次モードを示す。



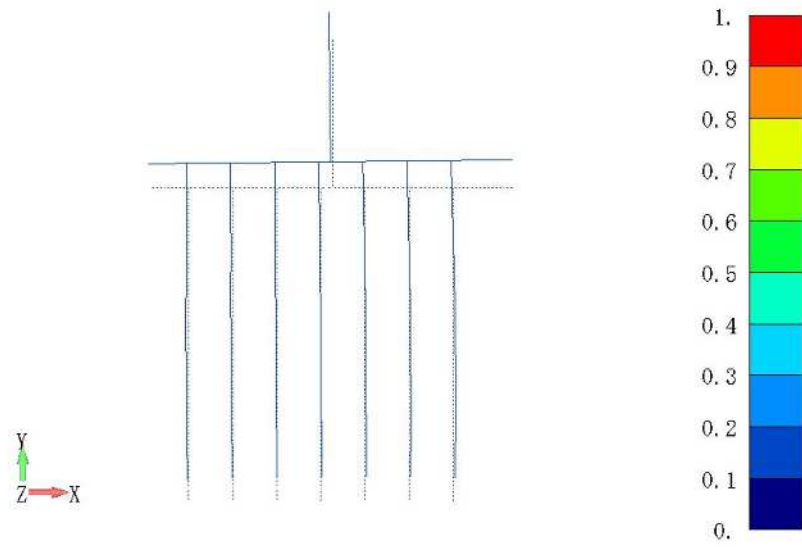
(a) NS 方向 ($f=3.51\text{Hz}$)



(b) EW 方向 ($f=3.59\text{Hz}$)

注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。

図 4-1 固有振動モード (Ss-1) (1/2)



(c) 鉛直方向 ($f=5.93\text{Hz}$)

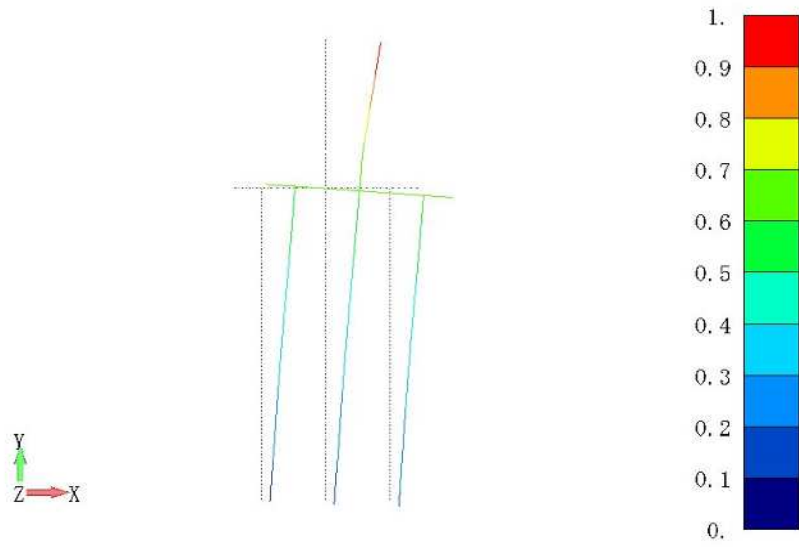
注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。

図 4-1 固有振動モード (Ss-1) (2/2)

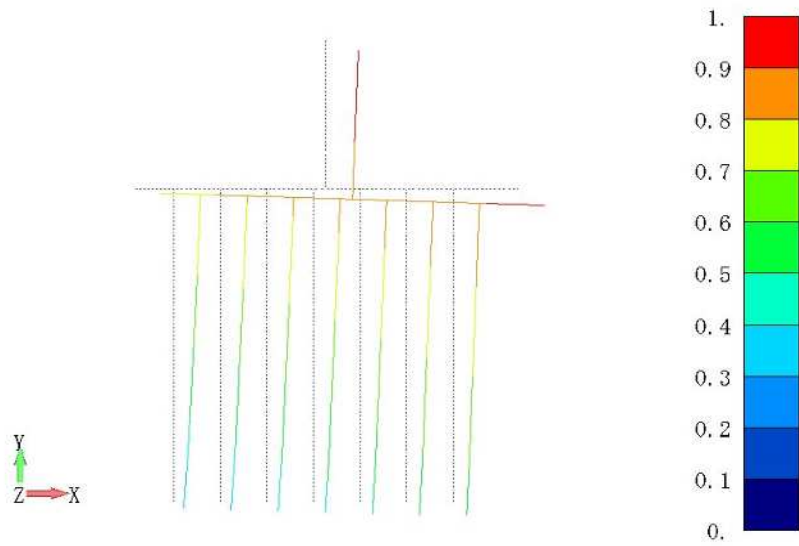
表 4-2 固有値解析結果 (弾性設計地震動 S d)

弾性設計用 地震動 S d	方向	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)
Sd-1	NS	0.247	4.04
	EW	0.245	4.08
	鉛直	0.180	5.55
Sd-2	NS	0.245	4.07
	EW	0.250	4.01
	鉛直	0.164	6.08
Sd-3	NS	0.275	3.63
	EW	0.268	3.73
	鉛直	0.173	5.79
Sd-4	NS	0.273	3.67
	EW	0.266	3.76
	鉛直	0.171	5.84
Sd-5	NS	0.276	3.62
	EW	0.269	3.72
	鉛直	0.173	5.78
Sd-6	NS	0.278	3.59
	EW	0.270	3.70
	鉛直	0.174	5.74
Sd-7	NS	0.277	3.60
	EW	0.270	3.71
	鉛直	0.174	5.76
Sd-8	NS	0.249	4.02
	EW	0.272	3.67
	鉛直	0.179	5.58

注：建屋－杭連成一次モードを示す。



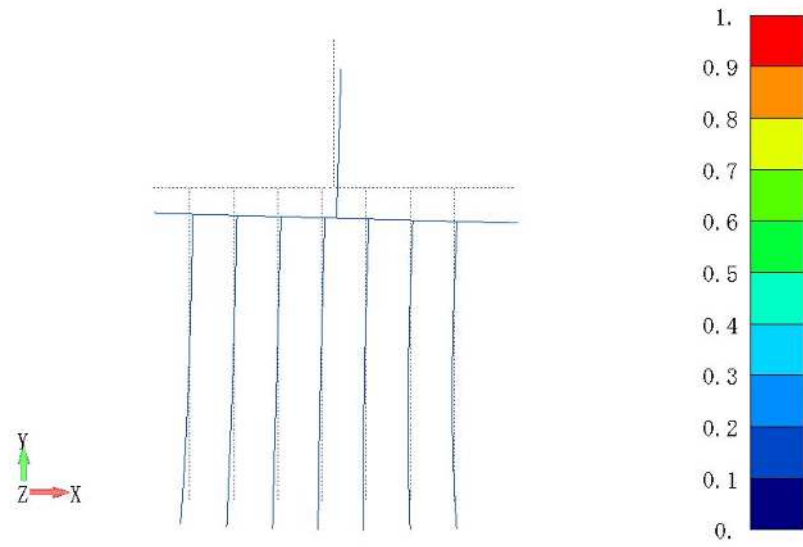
(a) NS 方向 ($f=4.04\text{Hz}$)



(b) EW 方向 ($f=4.08\text{Hz}$)

注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。

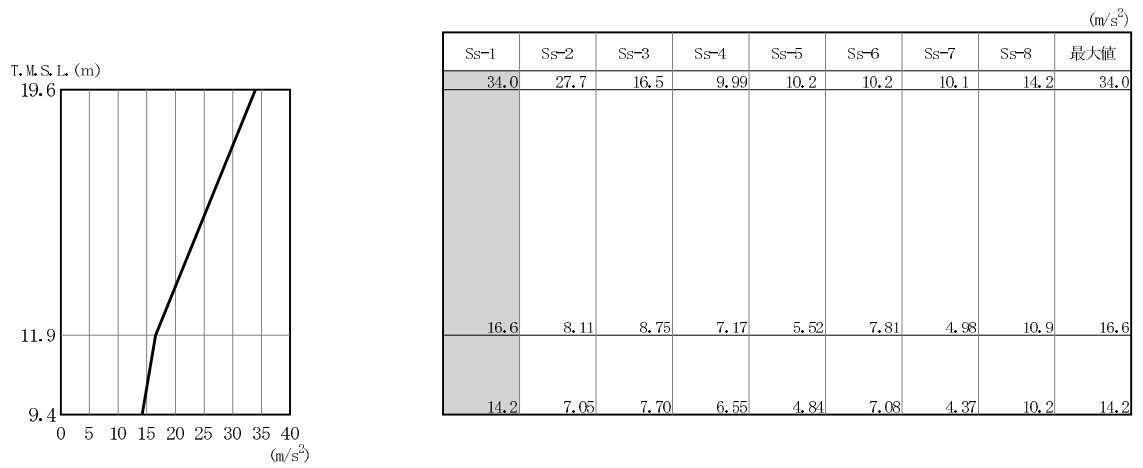
図 4-2 固有振動モード (Sd-1) (1/2)



(c) 鉛直方向 ($f=5.55\text{Hz}$)

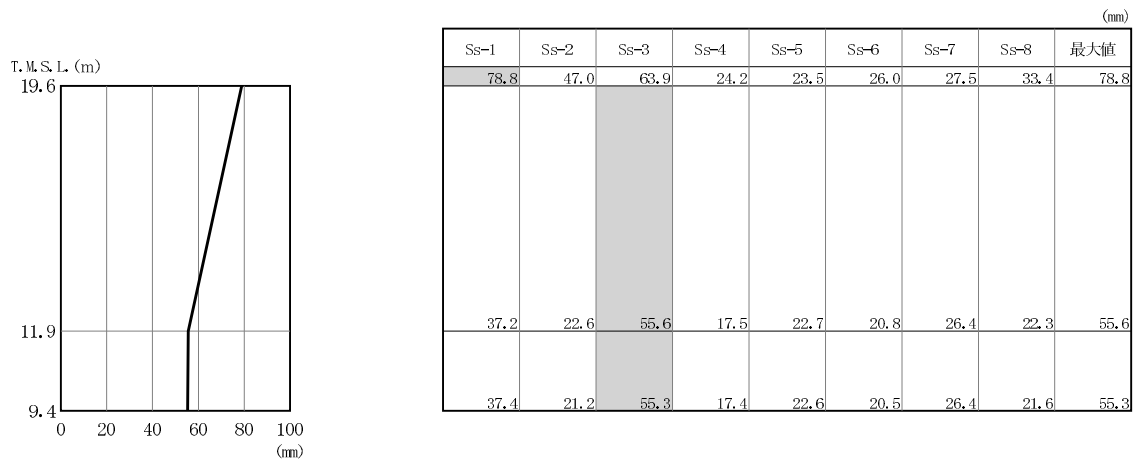
注：凡例は全体モデルにおいて基準化した固有ベクトルを示す。

図 4-2 固有振動モード (Sd-1) (2/2)



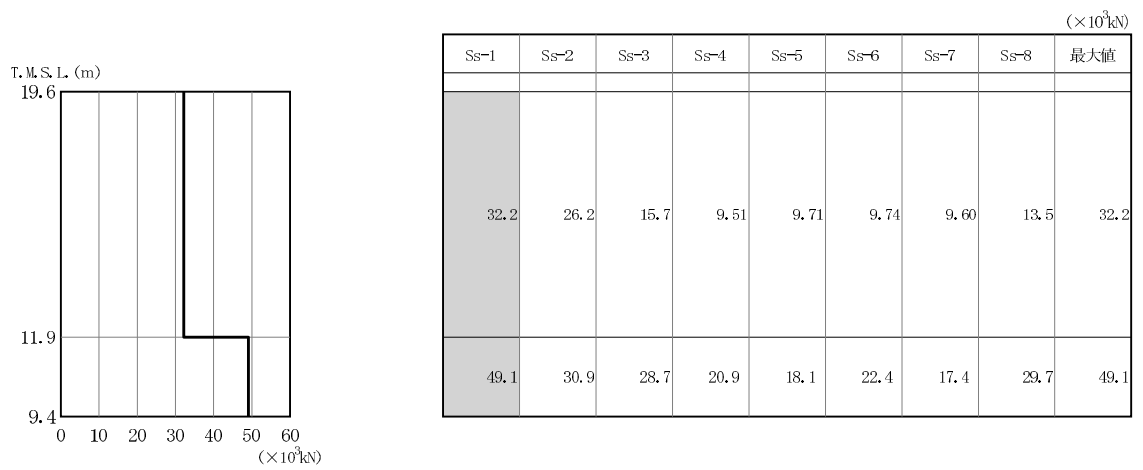
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-3 最大応答加速度（基準地震動 S_s，NS 方向）



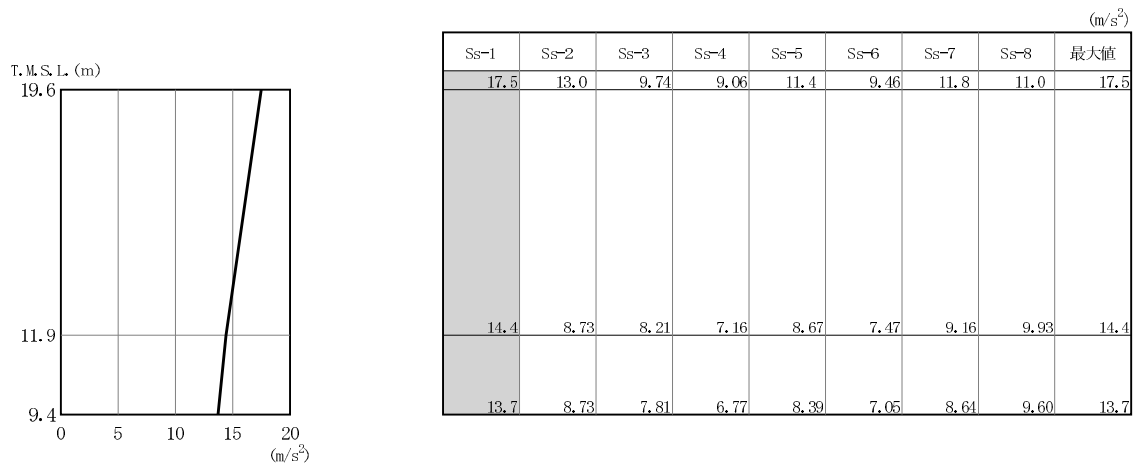
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注3：T.M.S.L.-13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す。

図 4-4 最大応答変位（基準地震動 S_s，NS 方向）



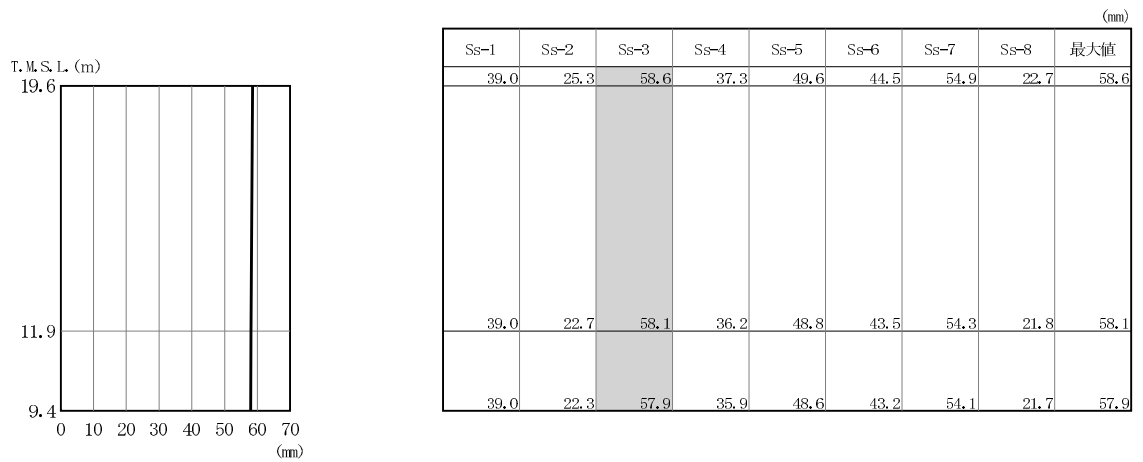
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-5 最大応答せん断力（基準地震動 S s ， NS 方向）



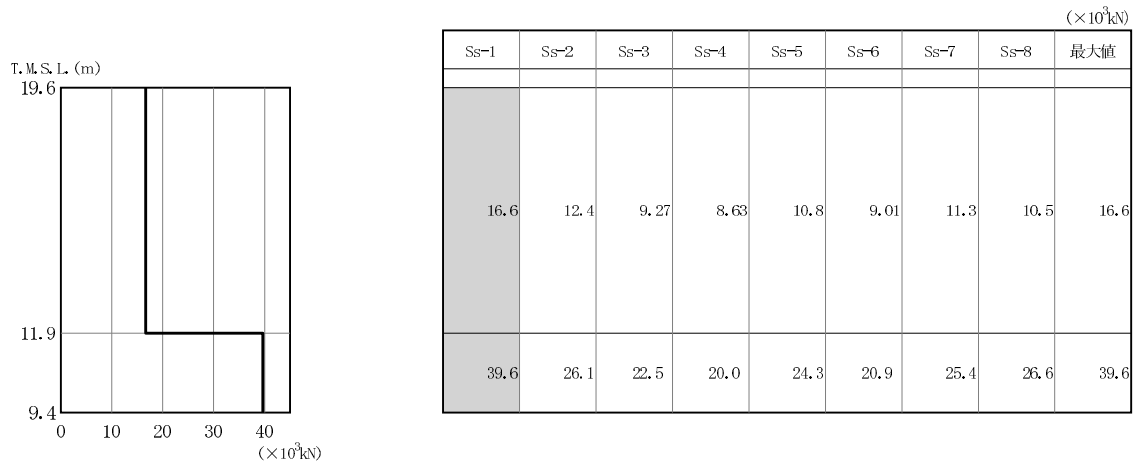
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-6 最大応答加速度（基準地震動 S s , EW 方向）



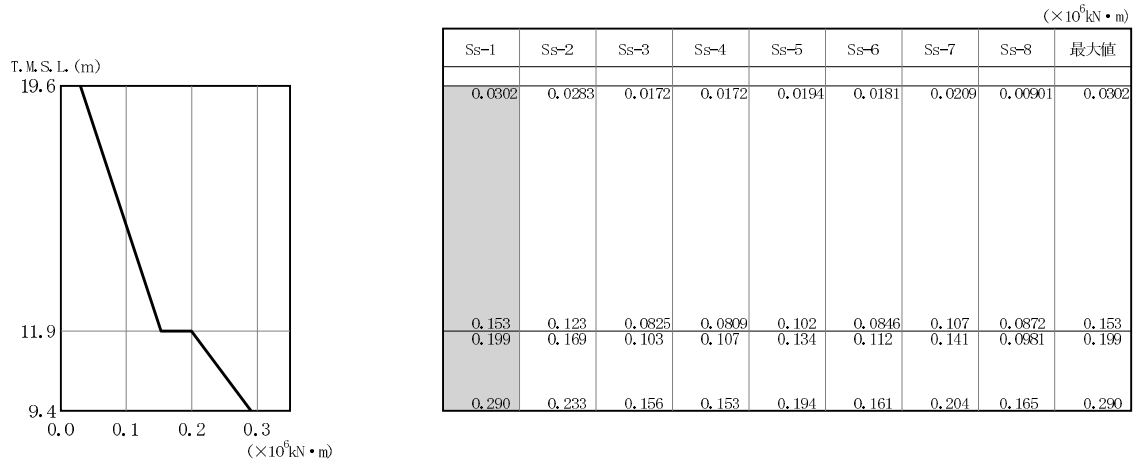
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注3：T. M. S. L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す。

図 4-7 最大応答変位（基準地震動 S s , EW 方向）



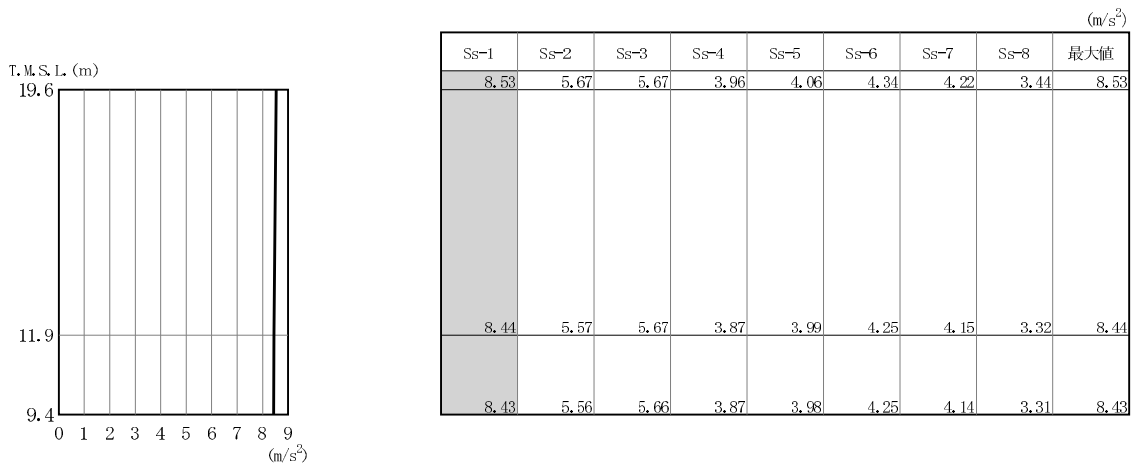
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-8 最大応答せん断力 (基準地震動 S s , EW 方向)



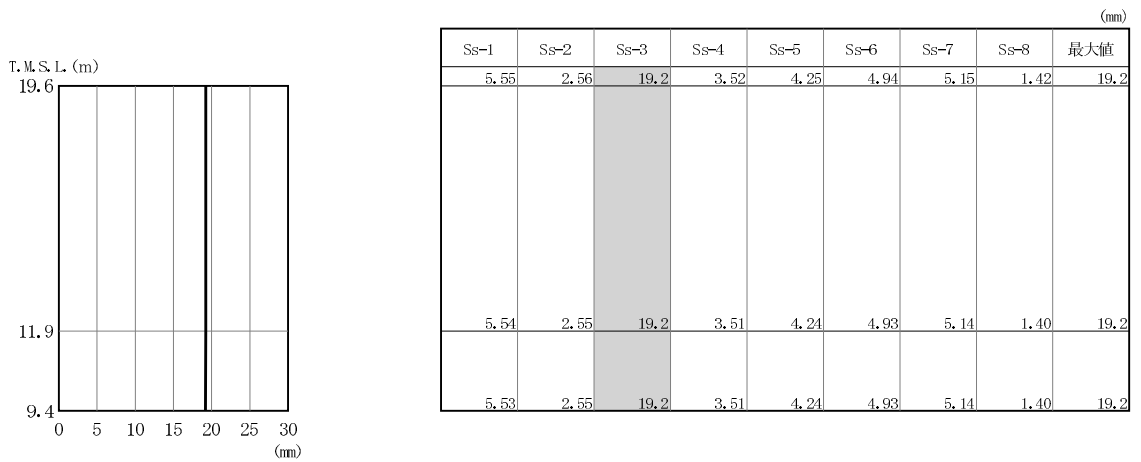
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-9 最大応答曲げモーメント (基準地震動 S s , EW 方向)



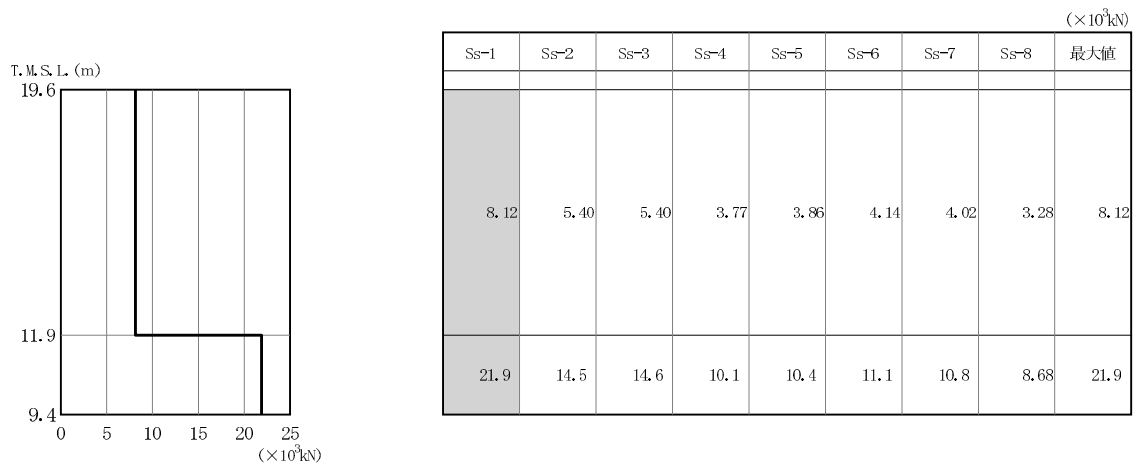
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-10 最大応答加速度（基準地震動 S_s，鉛直方向）



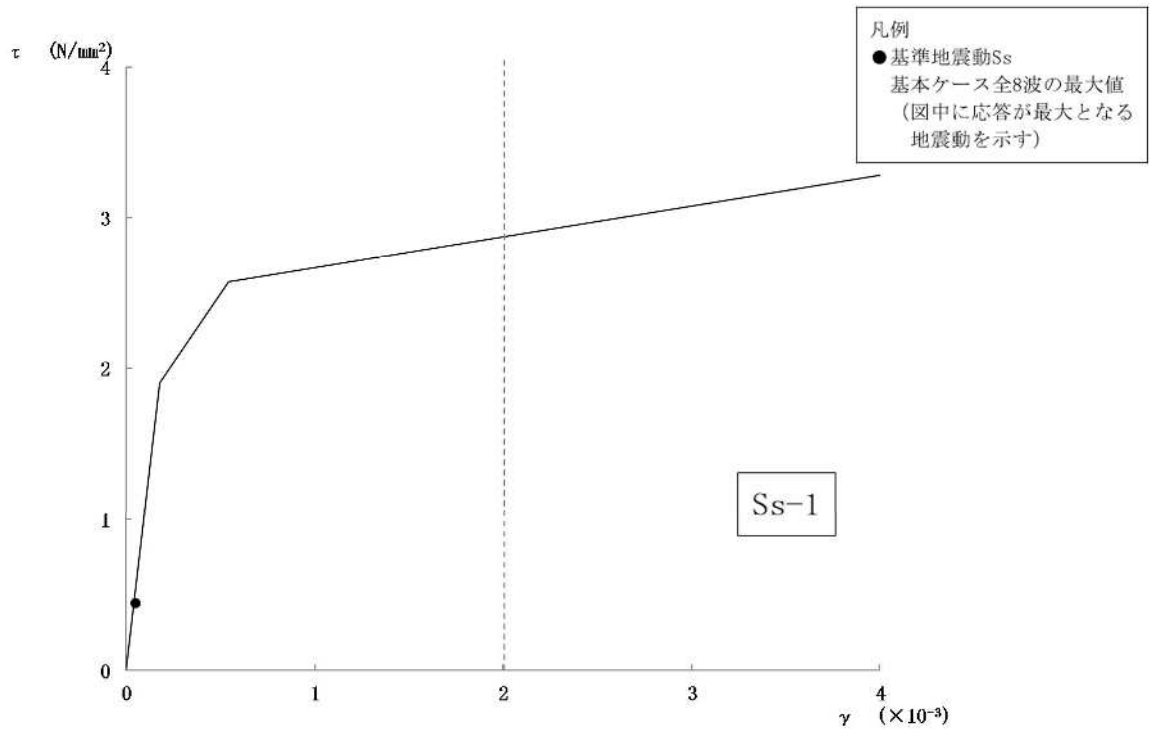
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注3：T. M. S. L. -13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す。

図 4-11 最大応答変位（基準地震動 S_s，鉛直方向）



注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-12 最大応答軸力（基準地震動 S_s，鉛直方向）



部材番号(1)

図 4-13 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (基準地震動 S s , EW 方向)

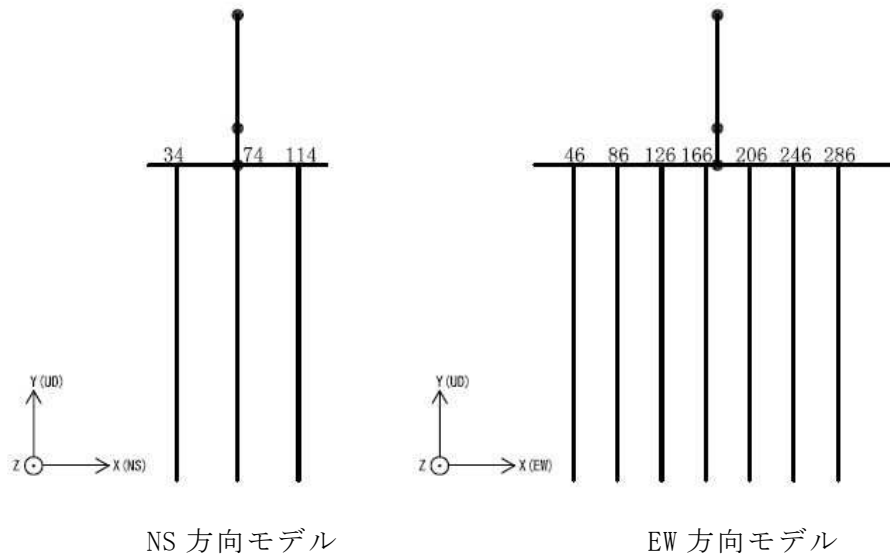
表 4-3 基準地震動 S s による地震応答解析結果に基づく杭頭の応答値

(a) 最大応答軸力

基準地震動 S s	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)
Ss-1	34	3.97	286	1.66	286	0.575
Ss-2	114	2.59	286	1.09	286	-0.243
Ss-3	34	1.56	86	0.484	286	-0.239
Ss-4	114	0.542	46	0.0907	286	-0.885
Ss-5	34	0.411	46	0.341	286	-0.862
Ss-6	114	0.622	46	0.167	286	-0.842
Ss-7	34	0.333	46	0.411	286	-0.893
Ss-8	34	1.35	86	0.172	286	-1.06

注 1 : 表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

注 2 : ハッチングは Ss-1~Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



NS 方向モデル

EW 方向モデル

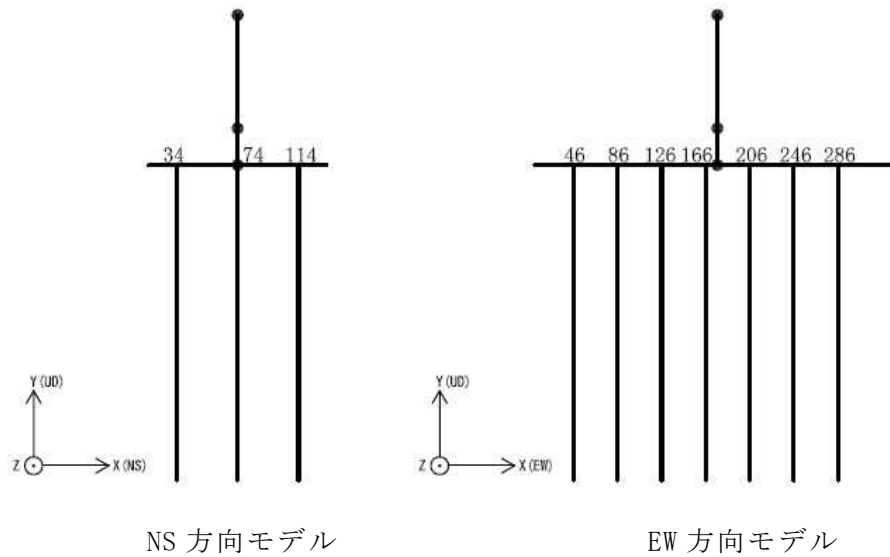
杭頭の要素番号

表 4-3 基準地震動 S_s による地震応答解析結果に基づく杭頭の応答値
(b) 最小応答軸力

基準地震動 S_s	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最小応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最小応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最小応答軸力 ($\times 10^3$ kN)
S_s -1	114	-7.16	286	-5.05	286	-4.02
S_s -2	34	-5.99	46	-4.21	286	-3.05
S_s -3	114	-4.86	246	-3.82	286	-3.08
S_s -4	34	-4.00	286	-3.62	286	-2.66
S_s -5	114	-3.74	286	-3.96	286	-2.63
S_s -6	34	-4.08	286	-3.71	286	-2.77
S_s -7	114	-3.66	286	-4.04	286	-2.70
S_s -8	114	-4.61	246	-3.52	286	-2.53

注 1：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

注 2：ハッチングは S_s -1～ S_s -8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



NS 方向モデル

EW 方向モデル

杭頭の要素番号

表 4-3 基準地震動 S s による地震応答解析結果に基づく杭頭の応答値

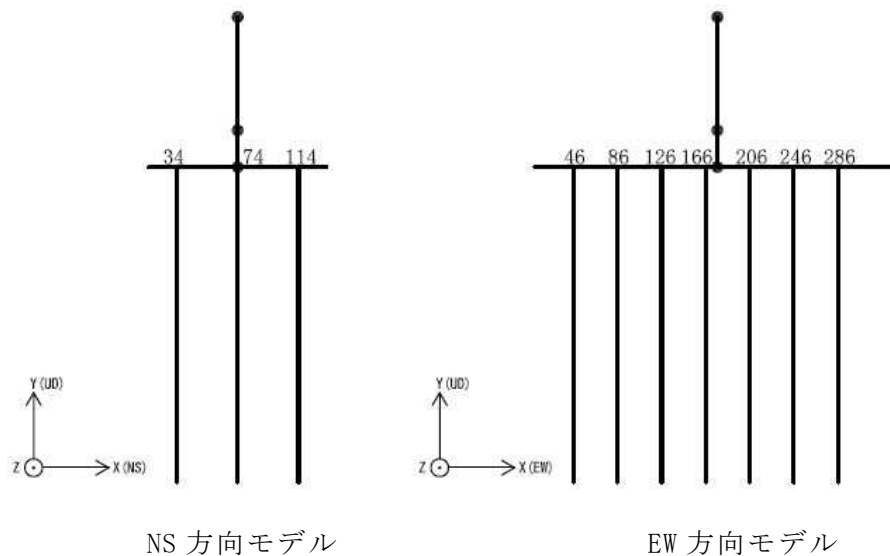
(c) 最大応答曲げモーメント

基準地震動 S s	NS方向			EW方向			鉛直方向		
	杭番号	軸力 ($\times 10^3$ kN)	最大応答曲げ モーメント ($\times 10^3$ kN・m)	杭番号	軸力 ($\times 10^3$ kN)	最大応答曲げ モーメント ($\times 10^3$ kN・m)	杭番号	軸力 ($\times 10^3$ kN)	最大応答曲げ モーメント ($\times 10^3$ kN・m)
Ss-1	74	-1.29	2.39	166	-3.25	1.53	86	-4.54	0.132
Ss-2	74	-2.05	1.61	166	-3.53	1.35	286	-8.21	0.100
Ss-3	74	-5.08	2.10	166	-3.24	1.47	46	-3.75	0.0829
Ss-4	74	-2.29	1.26	166	-3.49	1.12	286	-2.86	0.0604
Ss-5	74	-4.20	0.917	166	-3.49	1.28	286	-7.66	0.0620
Ss-6	74	-2.24	1.30	166	-3.50	1.20	286	-2.76	0.0662
Ss-7	74	-4.14	0.819	166	-3.47	1.20	286	-7.88	0.0612
Ss-8	74	-2.22	1.68	46	-2.22	1.00	286	-3.18	0.0653

注 1 : 表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

注 2 : ハッチングは Ss-1~Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

注 3 : 軸力は最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す。



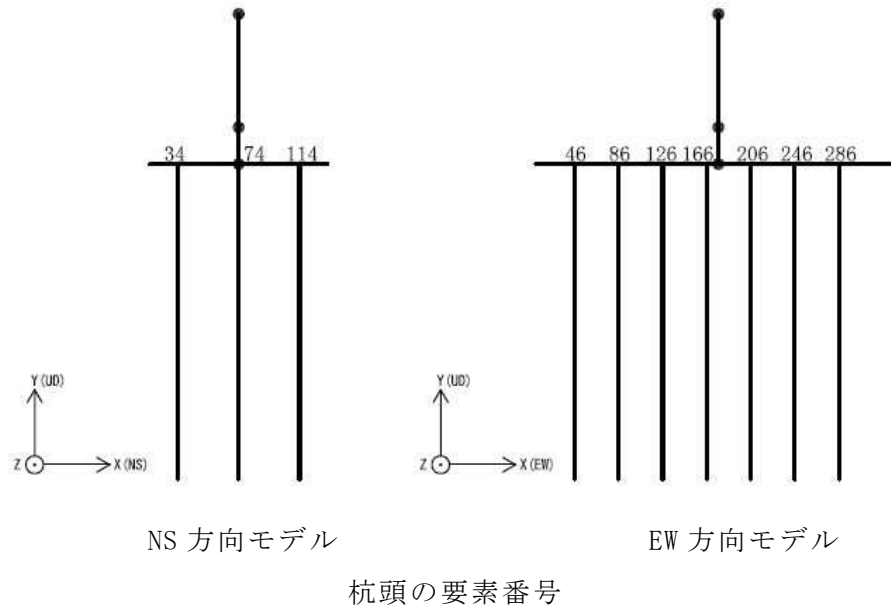
杭頭の要素番号

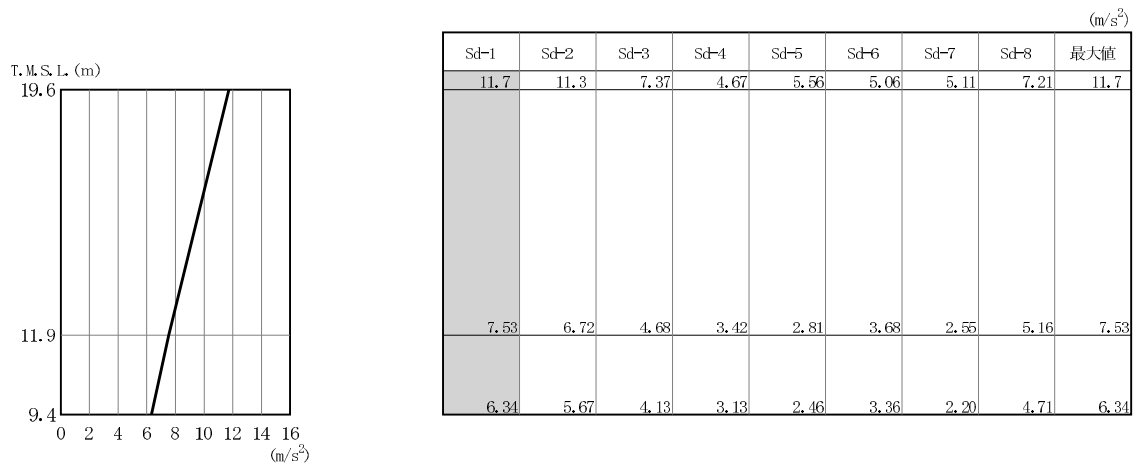
表 4-3 基準地震動 S_s による地震応答解析結果に基づく杭頭の応答値
(d) 最大応答せん断力

基準地震動 S _s	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答せん断力 (×10 ³ kN)	杭番号	最大応答せん断力 (×10 ³ kN)	杭番号	最大応答せん断力 (×10 ³ kN)
Ss-1	74	4.13	46	2.37	46	0.375
Ss-2	74	2.72	46	1.98	46	0.215
Ss-3	74	3.53	166	2.03	46	0.266
Ss-4	74	2.15	46	1.74	46	0.152
Ss-5	74	1.59	166	1.75	46	0.136
Ss-6	74	2.21	46	1.82	46	0.170
Ss-7	74	1.42	166	1.66	46	0.110
Ss-8	74	2.76	46	2.00	286	0.0948

注 1：表には杭一本当たりの応答値を示す。

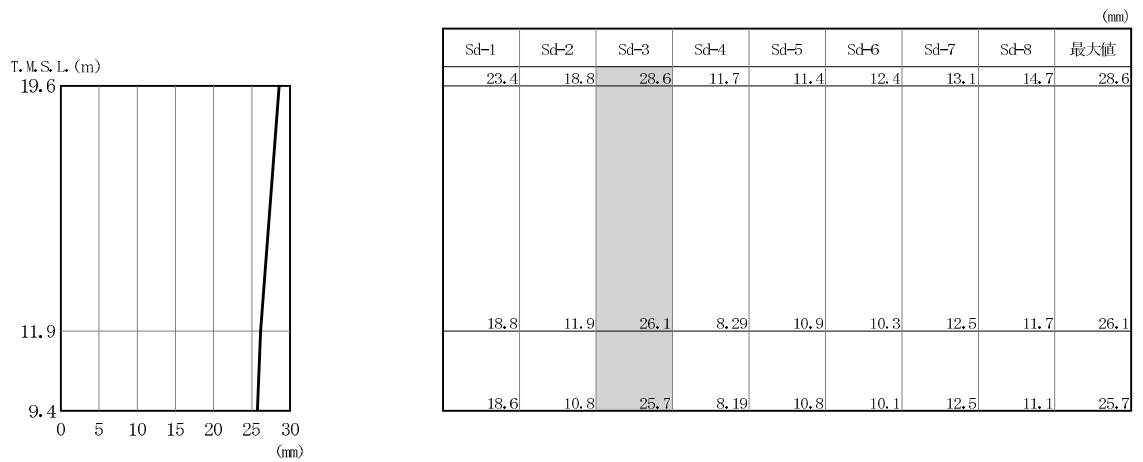
注 2：ハッチングは Ss-1～Ss-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。





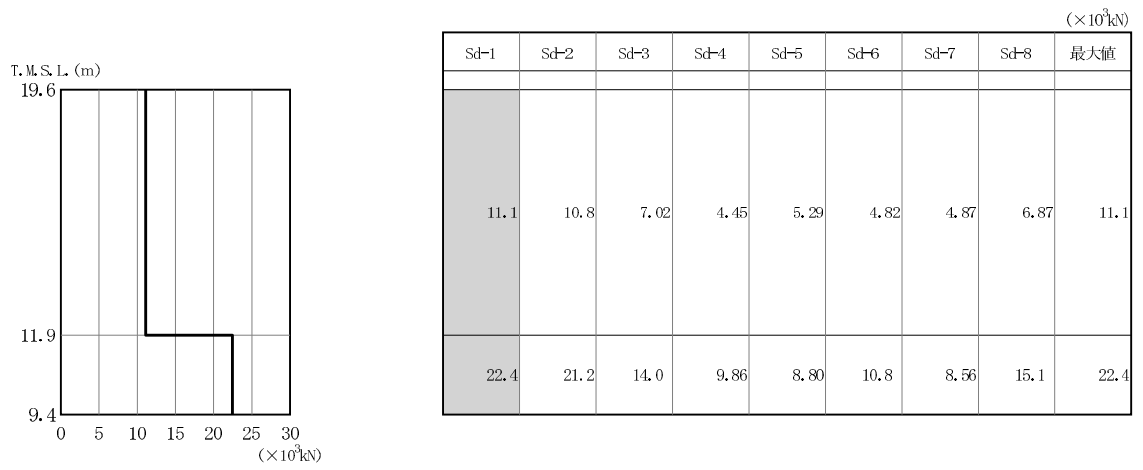
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-14 最大応答加速度（弾性設計用地震動 S d , NS 方向）



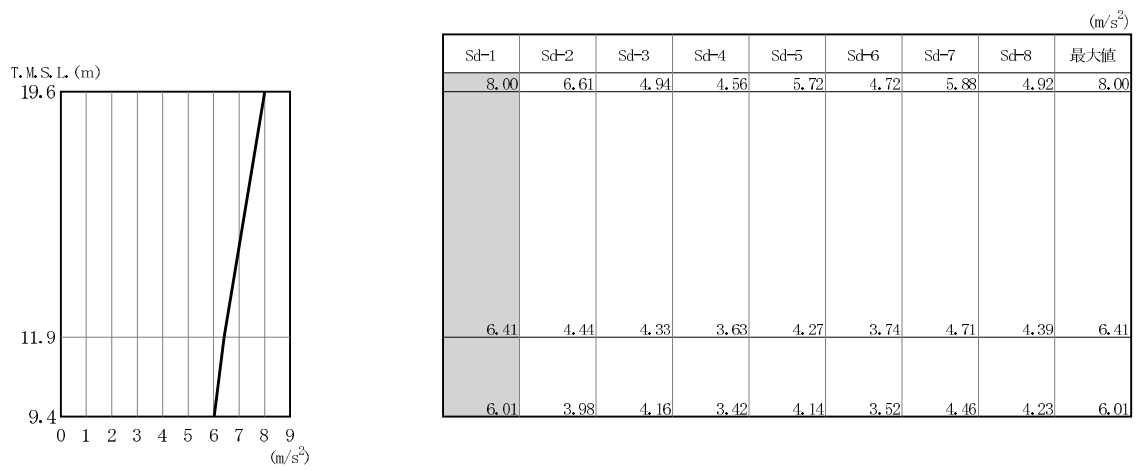
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注3：T.M.S.L.-13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す。

図 4-15 最大応答変位（弾性設計用地震動 S d , NS 方向）



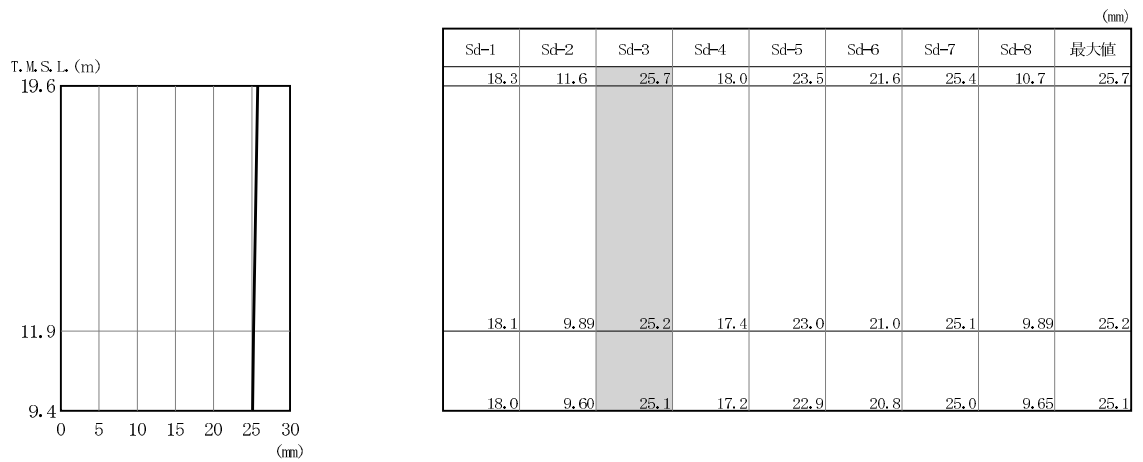
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-16 最大応答せん断力（弾性設計用地震動 S d , NS 方向）



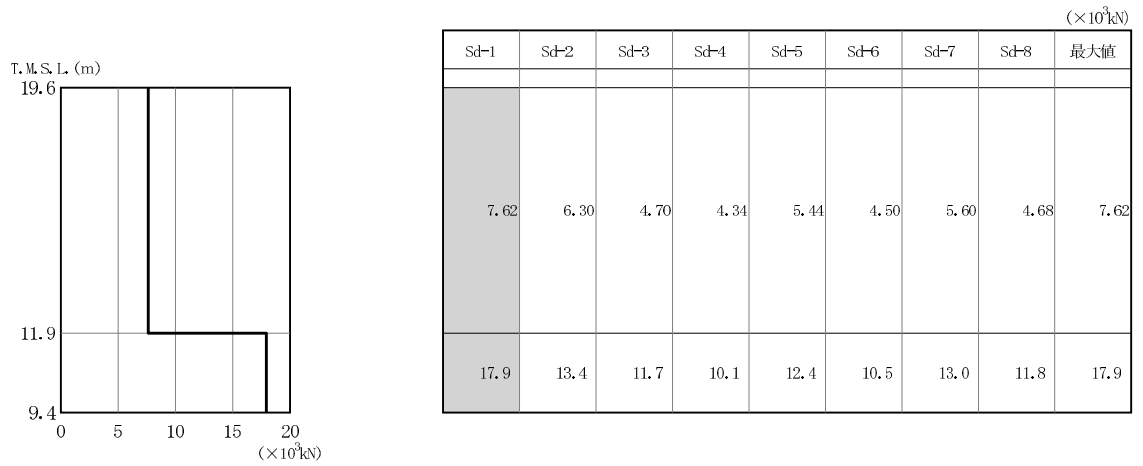
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-17 最大応答加速度（弾性設計用地震動 S d ， EW 方向）



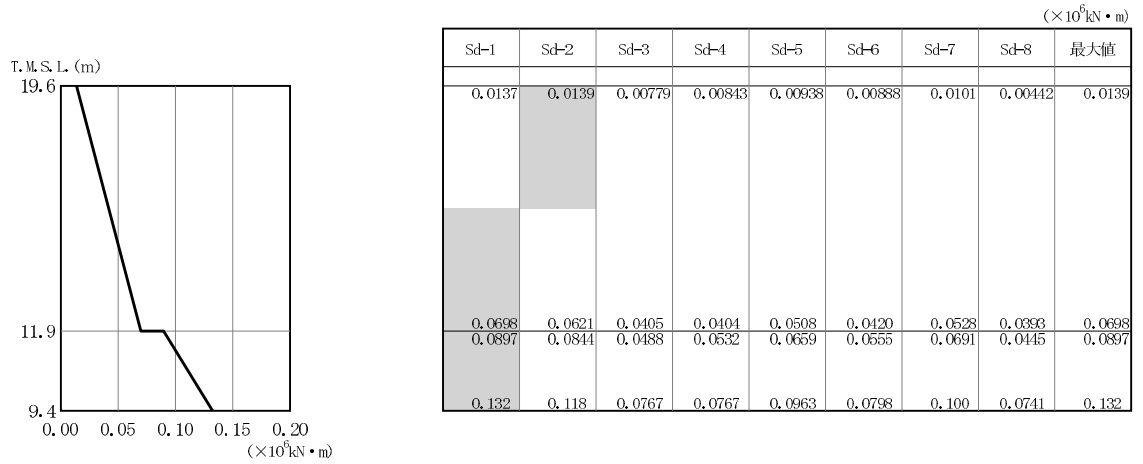
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注3：T.M.S.L.-13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す。

図 4-18 最大応答変位（弾性設計用地震動 S d ， EW 方向）



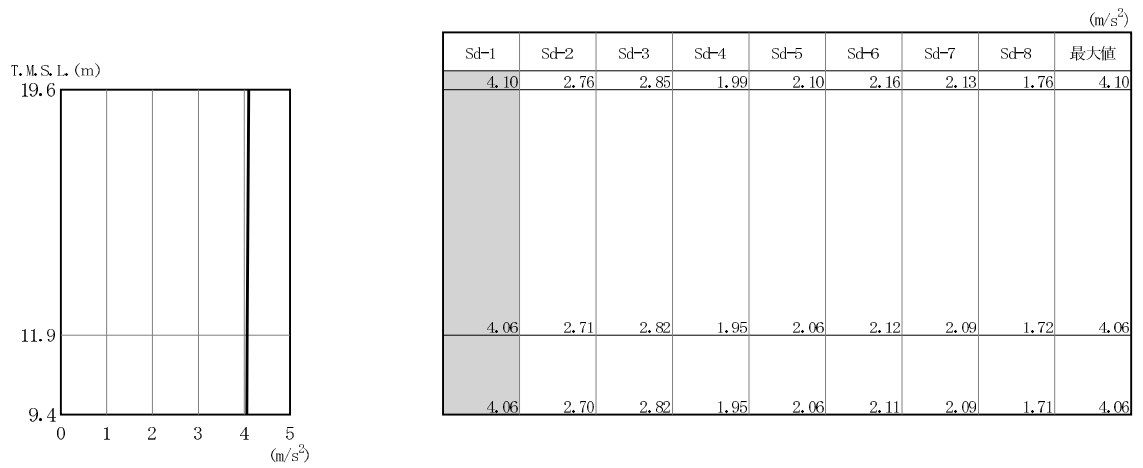
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-19 最大応答せん断力（弾性設計用地震動 S d，EW 方向）



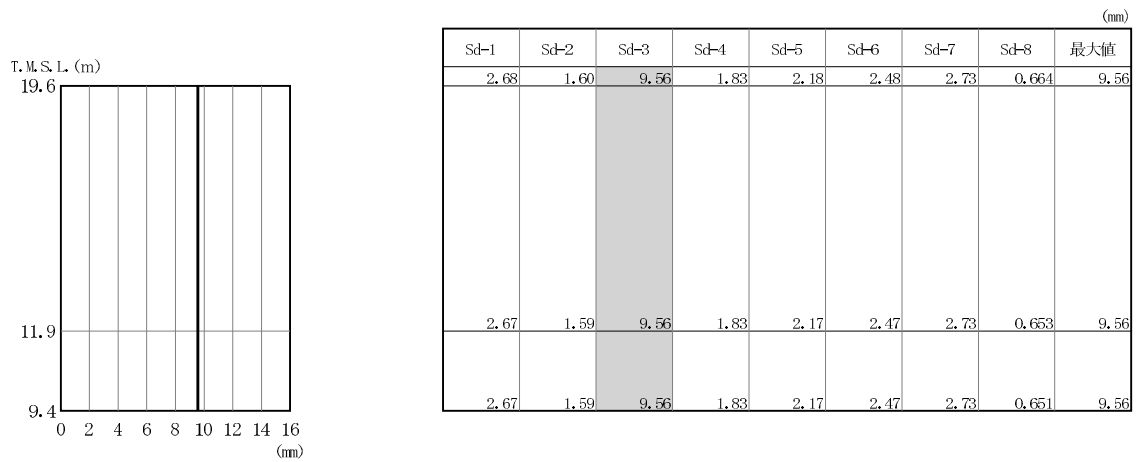
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-20 最大応答曲げモーメント（弾性設計用地震動 S d，EW 方向）



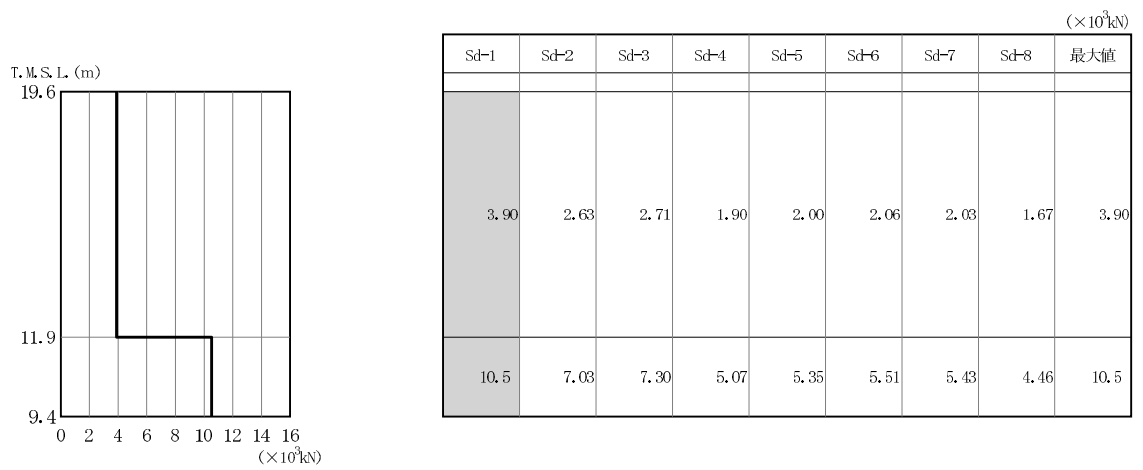
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-21 最大応答加速度（弾性設計用地震動 S d ，鉛直方向）



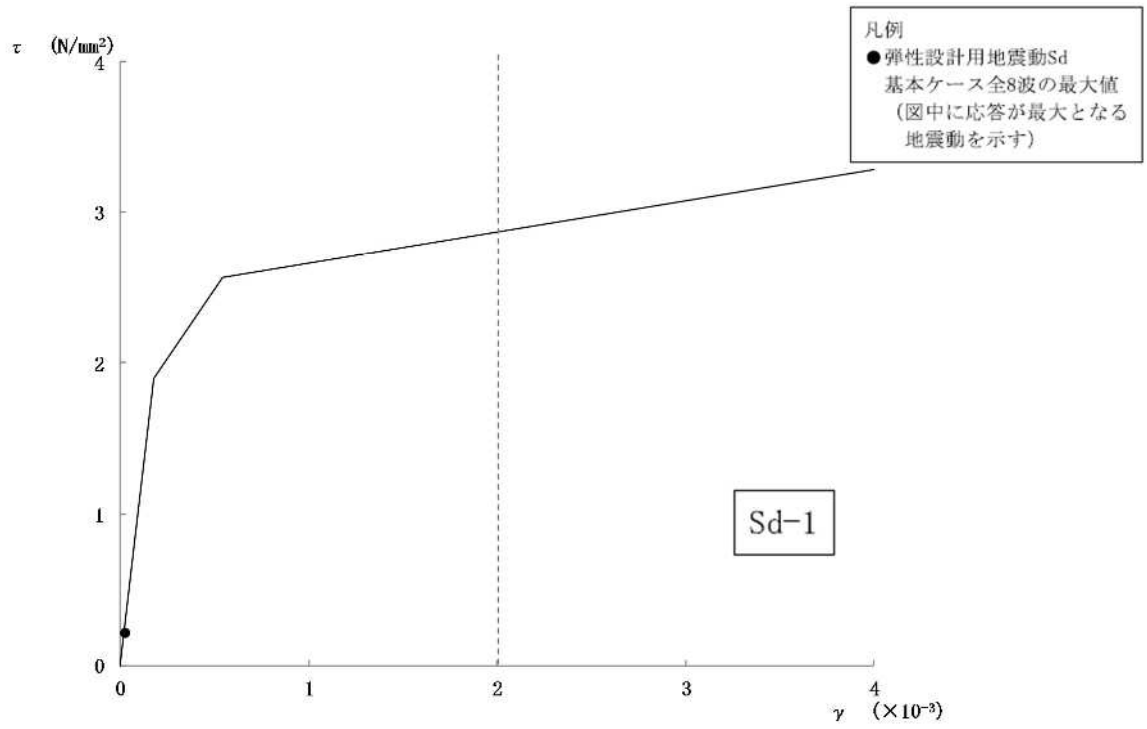
注1：分布図はSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはSs-1～Ss-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注3：T.M.S.L.-13.7m（原子炉建屋の基礎スラブ下端レベル）の地盤に対する相対変位を示す。

図 4-22 最大応答変位（弾性設計用地震動 S d ，鉛直方向）



注1：分布図はS_s-1～S_s-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。
 注2：ハッチングはS_s-1～S_s-8の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

図 4-23 最大応答軸力（弾性設計用地震動 S d，鉛直方向）



部材番号(1)

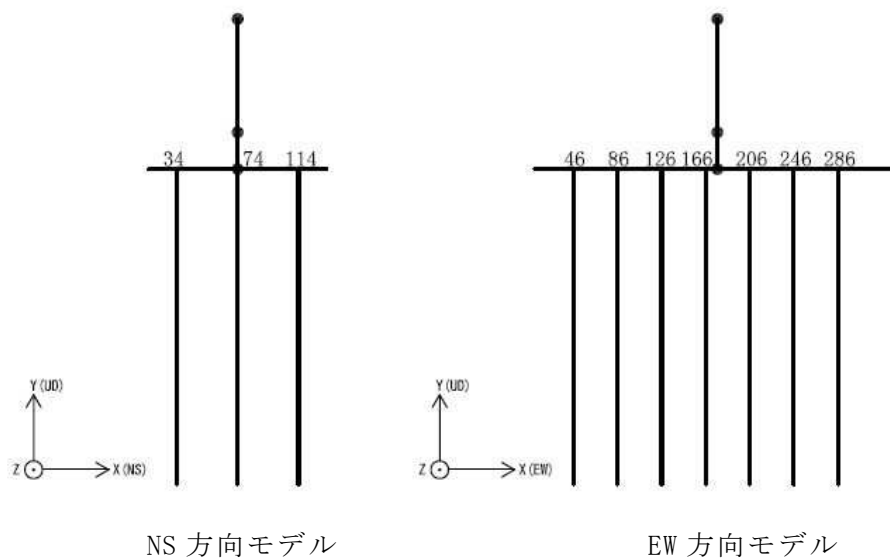
図 4-24 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (弾性設計用地震動 S d , EW 方向)

表 4-4 弾性設計用地震動 S d による地震応答解析結果に基づく杭頭の応答値
(a) 最大応答軸力

弾性設計用地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答軸力 ($\times 10^3$ kN)
Sd-1	114	0.750	286	-0.170	286	-0.592
Sd-2	34	0.592	286	-0.278	286	-1.06
Sd-3	114	-0.116	86	-0.773	286	-0.98
Sd-4	114	-0.648	46	-0.742	286	-1.29
Sd-5	34	-0.613	46	-0.639	286	-1.31
Sd-6	114	-0.561	46	-0.705	286	-1.29
Sd-7	34	-0.659	46	-0.614	286	-1.34
Sd-8	34	-0.120	86	-0.807	286	-1.37

注 1：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

注 2：ハッチングは Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



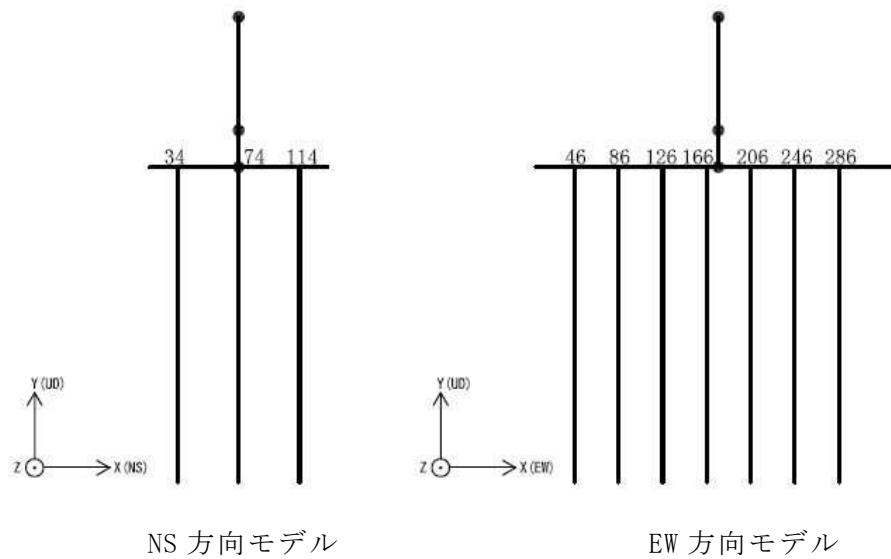
杭頭の要素番号

表 4-4 弾性設計用地震動 S d による地震応答解析結果に基づく杭頭の応答値
(b) 最小応答軸力

弾性設計用地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最小応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最小応答軸力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最小応答軸力 ($\times 10^3$ kN)
Sd-1	34	-4.20	286	-3.22	286	-2.71
Sd-2	114	-3.99	46	-2.98	286	-2.43
Sd-3	34	-3.28	286	-2.61	286	-2.30
Sd-4	34	-2.76	286	-2.70	286	-2.18
Sd-5	114	-2.74	286	-2.84	286	-2.21
Sd-6	34	-2.85	286	-2.74	286	-2.22
Sd-7	114	-2.69	286	-2.87	286	-2.22
Sd-8	114	-3.21	246	-2.56	286	-2.15

注 1：表には杭一本当たりの応答値を示し、軸力は引張を正とする。

注 2：ハッチングは Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



杭頭の要素番号

表 4-4 弾性設計用地震動 S d による地震応答解析結果に基づく杭頭の応答値

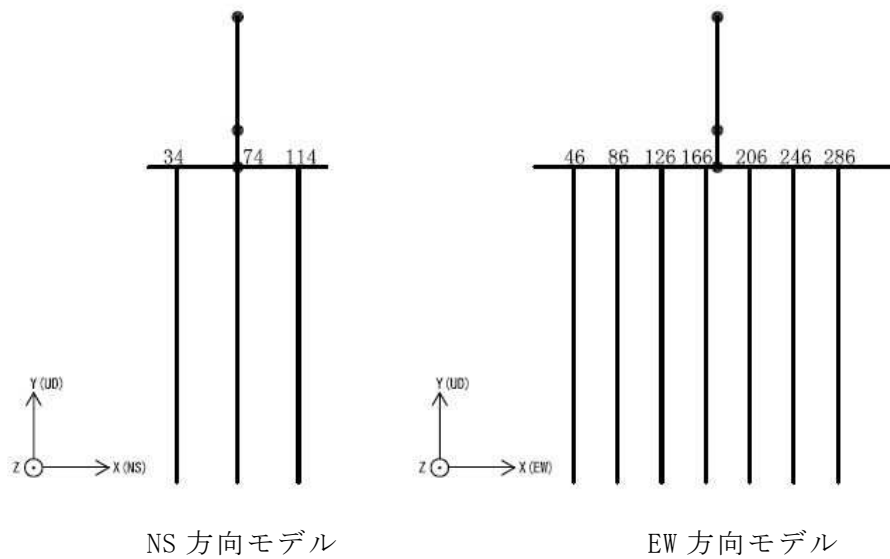
(c) 最大応答曲げモーメント

弾性設計地震動 S d	NS方向			EW方向			鉛直方向		
	杭番号	軸力 ($\times 10^3$ kN)	最大応答曲げ モーメント ($\times 10^3$ kN・m)	杭番号	軸力 ($\times 10^3$ kN)	最大応答曲げ モーメント ($\times 10^3$ kN・m)	杭番号	軸力 ($\times 10^3$ kN)	最大応答曲げ モーメント ($\times 10^3$ kN・m)
Sd-1	74	-2.38	1.21	166	-3.45	0.774	286	-3.08	0.0694
Sd-2	74	-4.20	0.850	166	-3.44	0.715	286	-6.95	0.0497
Sd-3	74	-4.03	0.843	166	-3.33	0.561	286	-6.83	0.0337
Sd-4	74	-2.89	0.622	166	-3.42	0.532	286	-3.95	0.0277
Sd-5	74	-3.81	0.517	166	-3.43	0.649	286	-6.62	0.0295
Sd-6	74	-2.85	0.660	166	-3.42	0.574	286	-3.87	0.0287
Sd-7	74	-3.77	0.477	166	-3.43	0.701	286	-6.66	0.0288
Sd-8	74	-4.08	0.905	166	-3.33	0.569	286	-6.31	0.0354

注 1：表には杭一本当たりの応答値を示し，軸力は引張を正とする。

注 2：ハッチングは Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。

注 3：軸力は最大応答曲げモーメント発生時の軸力を示す。



NS 方向モデル

EW 方向モデル

杭頭の要素番号

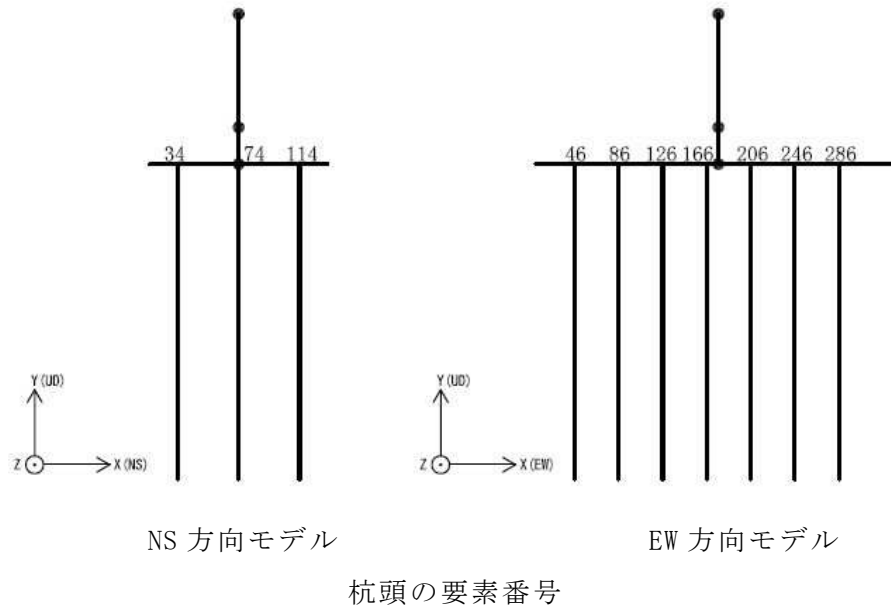
表 4-4 弾性設計用地震動 S d による地震応答解析結果に基づく杭頭の応答値

(d) 最大応答せん断力

弾性設計地震動 S d	NS方向		EW方向		鉛直方向	
	杭番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)	杭番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3$ kN)
Sd-1	74	2.07	166	1.07	46	0.177
Sd-2	74	1.48	46	0.994	46	0.110
Sd-3	74	1.42	166	0.771	46	0.0938
Sd-4	74	1.05	166	0.734	46	0.0481
Sd-5	74	0.887	166	0.892	46	0.0582
Sd-6	74	1.12	166	0.793	46	0.0526
Sd-7	74	0.817	166	0.966	46	0.0512
Sd-8	74	1.52	46	0.846	286	0.0442

注 1：表には杭一本当たりの応答値を示す。

注 2：ハッチングは Sd-1～Sd-8 の最大応答値のうち最も大きい値を表示。



4.2 静的解析

静的地震力については、「3.4 解析方法」に示す方法にて算出する。地震層せん断力係数3.0C_i及び静的地震力（水平地震力）を表4-5及び表4-6に示す。

表 4-5 地震層せん断力係数（3.0C_i）及び水平地震力（NS 方向）

T. M. S. L. (m)	層せん断力 係数	水平地震力 (×10 ³ kN)
11.9 ~ 19.6	0.60	5.61

表 4-6 地震層せん断力係数（3.0C_i）及び水平地震力（EW 方向）

T. M. S. L. (m)	層せん断力 係数	静的地震力 (×10 ³ kN)
11.9 ~ 19.6	0.60	5.61

4.3 必要保有水平耐力

必要保有水平耐力については、「3.4 解析方法」に示す方法にて算出する。必要保有水平耐力 Q_{un} を表4-7及び表4-8に示す。

表 4-7 必要保有水平耐力 Q_{un} (NS 方向)

T. M. S. L. (m)	構造特性係数 D_s	形状特性係数 F_{es}	必要保有水平耐力 $Q_{un} (\times 10^3 \text{kN})$
11.9 ~ 19.6	0.45	1.14	4.79

表 4-8 必要保有水平耐力 Q_{un} (EW 方向)

T. M. S. L. (m)	構造特性係数 D_s	形状特性係数 F_{es}	必要保有水平耐力 $Q_{un} (\times 10^3 \text{kN})$
11.9 ~ 19.6	0.55	1.00	5.14

(Ⅱ) 大物搬入建屋の耐震性についての計算書

目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	14
2.4	適用規格・基準等	16
3.	地震応答解析による評価方法	17
4.	応力解析による評価方法	20
4.1	評価対象部位及び評価方針	20
4.1.1	耐震壁	21
4.1.2	杭	22
4.1.3	基礎スラブ	23
4.1.4	屋根スラブ	24
4.1.5	フレーム構造部	25
4.2	荷重及び荷重の組合せ	26
4.2.1	耐震壁	26
4.2.2	杭	27
4.2.3	基礎スラブ	28
4.2.4	屋根スラブ	30
4.2.5	フレーム構造部	31
4.3	許容限界	32
4.4	解析モデル及び諸元	37
4.4.1	耐震壁	37
4.4.2	杭	38
4.4.3	基礎スラブ	39
4.4.4	屋根スラブ	41
4.4.5	フレーム構造部	42
4.5	評価方法	44
4.5.1	応力解析方法	44
4.5.2	断面の評価方法	58
5.	地震応答解析による評価結果	61
5.1	耐震壁のせん断ひずみの評価結果	61
5.1.1	S s 地震時	61

5.2	フレーム構造部	62
5.2.1	S s 地震時	62
5.3	保有水平耐力	63
6.	応力解析による評価結果	64
6.1	耐震壁の評価結果	64
6.2	杭の評価結果	66
6.3	基礎スラブの評価結果	67
6.4	屋根スラブの評価結果	72
6.5	フレーム構造部の評価結果	74

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき、原子炉建屋の一部を構成する大物搬入建屋の地震時の構造強度及び機能維持の確認について説明するものであり、その評価は、地震応答解析による評価及び応力解析による評価により行う。

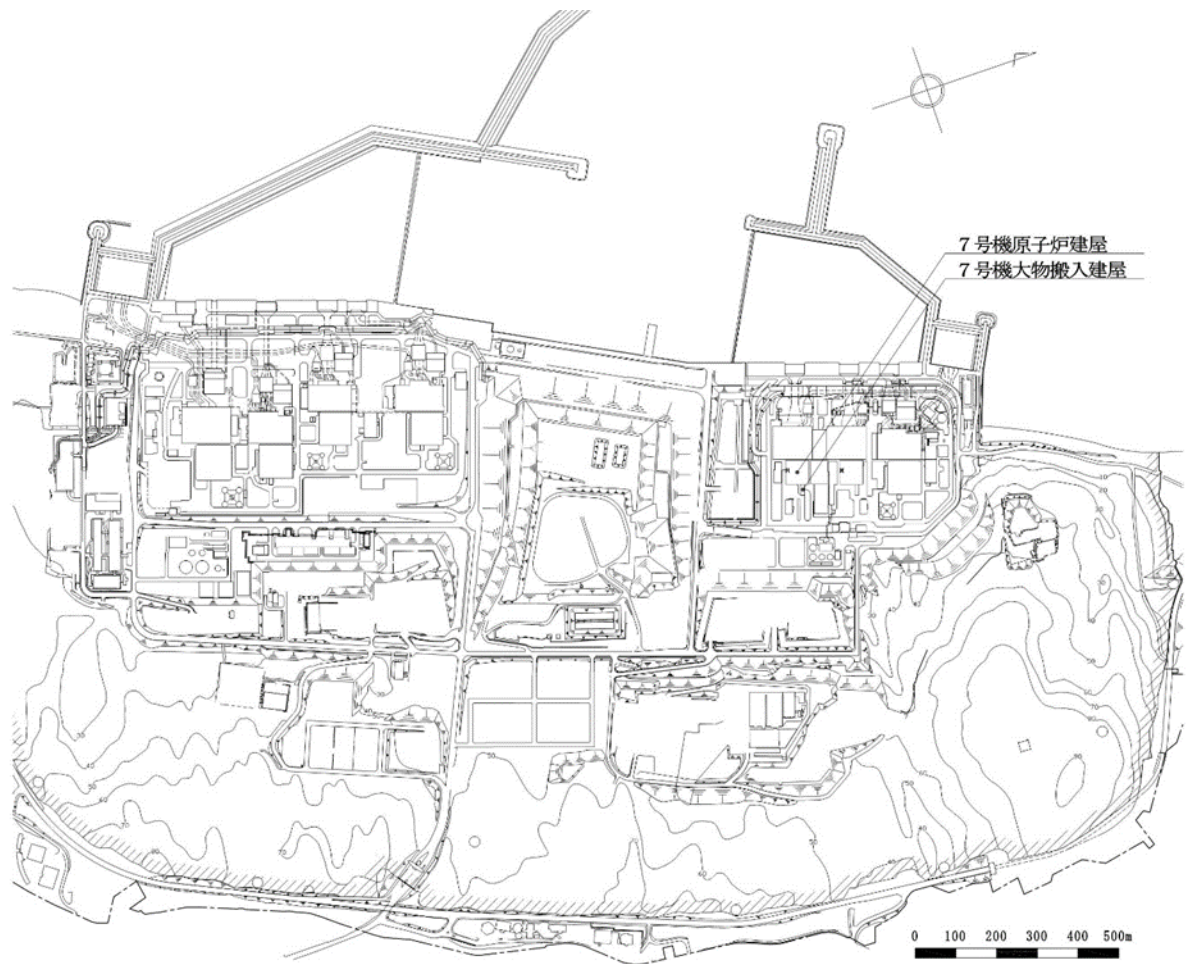
大物搬入建屋のうち、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）は、設計基準対象施設においては「Sクラスの施設」に、重大事故等対処施設においては「常設重大事故緩和設備」に分類される。また、大物搬入建屋を構成する壁及びスラブの一部は、二次遮蔽壁に該当し、その二次遮蔽壁は、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」に分類される。

以下、大物搬入建屋のうち、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の「Sクラスの施設」及び「常設重大事故緩和設備」としての分類に応じた耐震評価並びに二次遮蔽壁の「常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」としての分類に応じた耐震評価を示す。

2. 基本方針

2.1 位置

大物搬入建屋の位置を図 2-1 に示す。



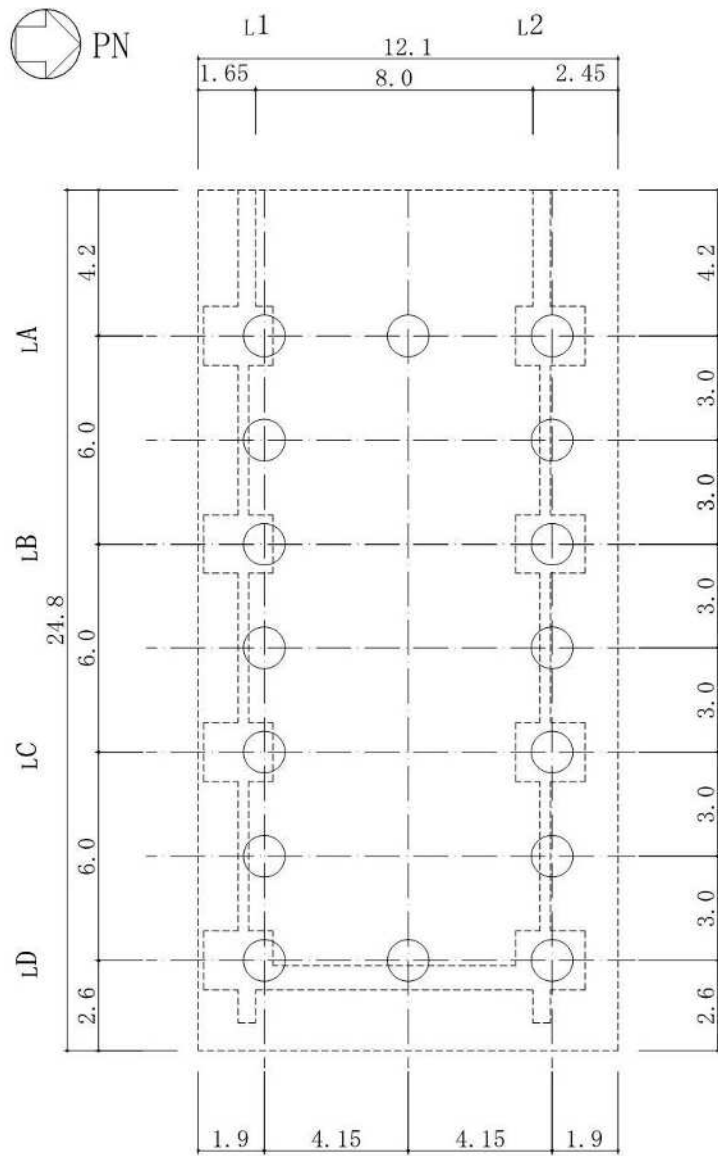
K7 ① V-2-9-3-1 別紙 1 (Ⅱ) R0

図 2-1 大物搬入建屋の設置位置

2.2 構造概要

大物搬入建屋は、地上1階建ての鉄筋コンクリート造の建物である。大物搬入建屋の杭伏図及び概略平面図を図2-2に、概略断面図を図2-3に、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の範囲の平面図及び断面図を図2-4及び図2-5に示す。また、二次遮蔽壁の範囲の平面図及び断面図を図2-6及び図2-7に示す。

大物搬入建屋の平面は、9.0m (NS 方向) × 23.05m (EW 方向) であり、地上高さは7.6m である。大物搬入建屋の基礎は厚さ 2.5m の鉄筋コンクリートスラブであり、支持地盤である泥岩上に場所打ち鋼管コンクリート杭（外径 1.2m，杭長 21.4m，16 本，以下「杭」という。）を介して設置している。また、液状化対策として建屋下部の支持地盤以浅の地盤はセメント系の地盤改良を実施している。なお、大物搬入建屋は隣接する原子炉建屋と構造的に分離している。

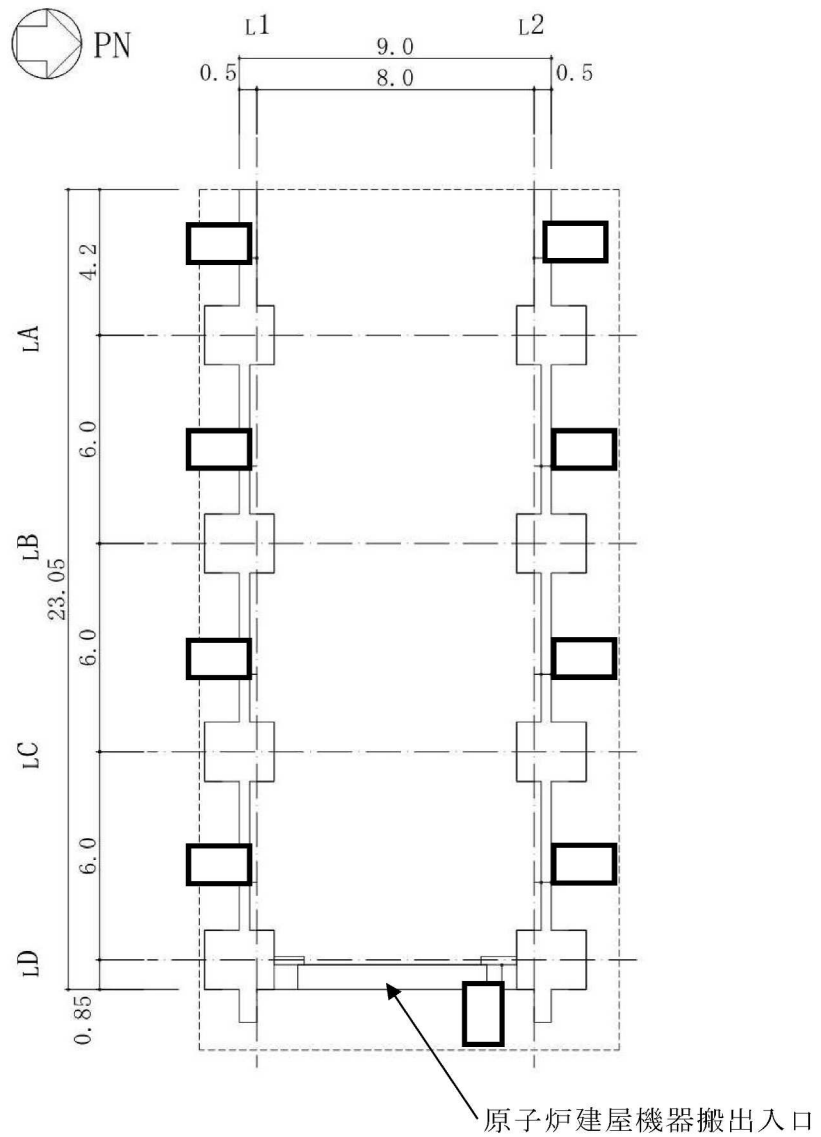


(単位：m)

注 1：○は場所打ち鋼管コンクリート杭（外径 1.2m）を示す。

注 2：破線は基礎スラブ，柱及び壁を示す。

図 2-2 大物搬入建屋の杭伏図及び概略平面図（杭伏図）(1/3)

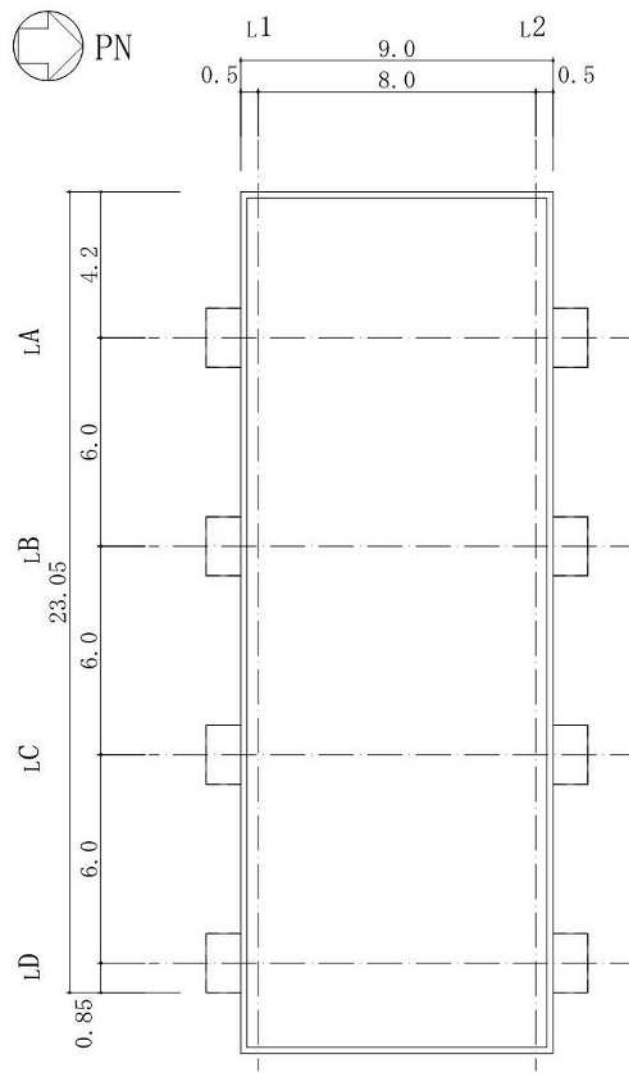


(単位：m)

注 1：破線は基礎スラブを示す。

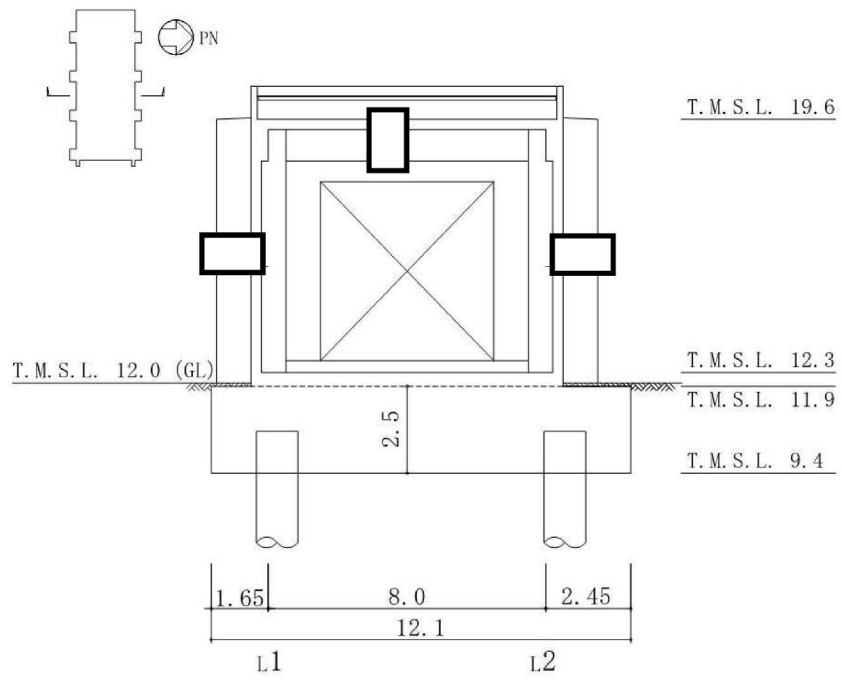
注 2：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 2-2 大物搬入建屋の杭伏図及び概略平面図（1F, T.M.S.L. 12.3m）(2/3)



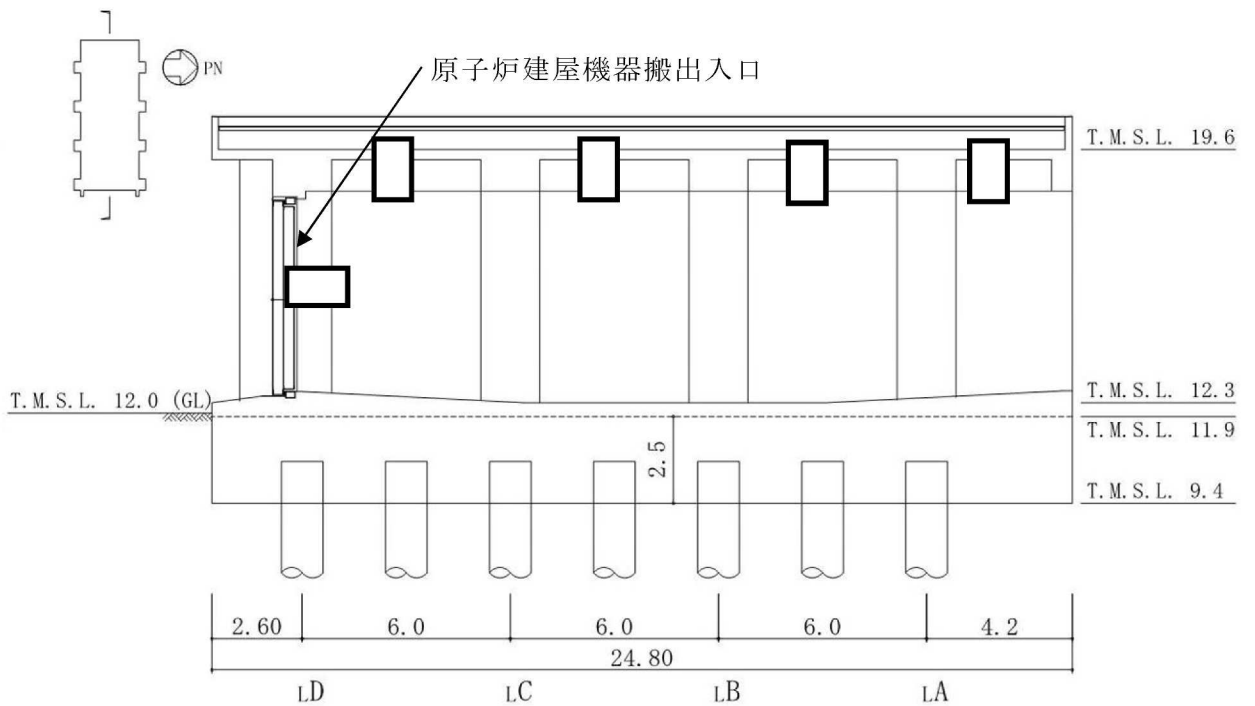
(単位 : m)

図 2-2 大物搬入建屋の杭伏図及び概略平面図 (RF, T. M. S. L. 19.6m) (3/3)



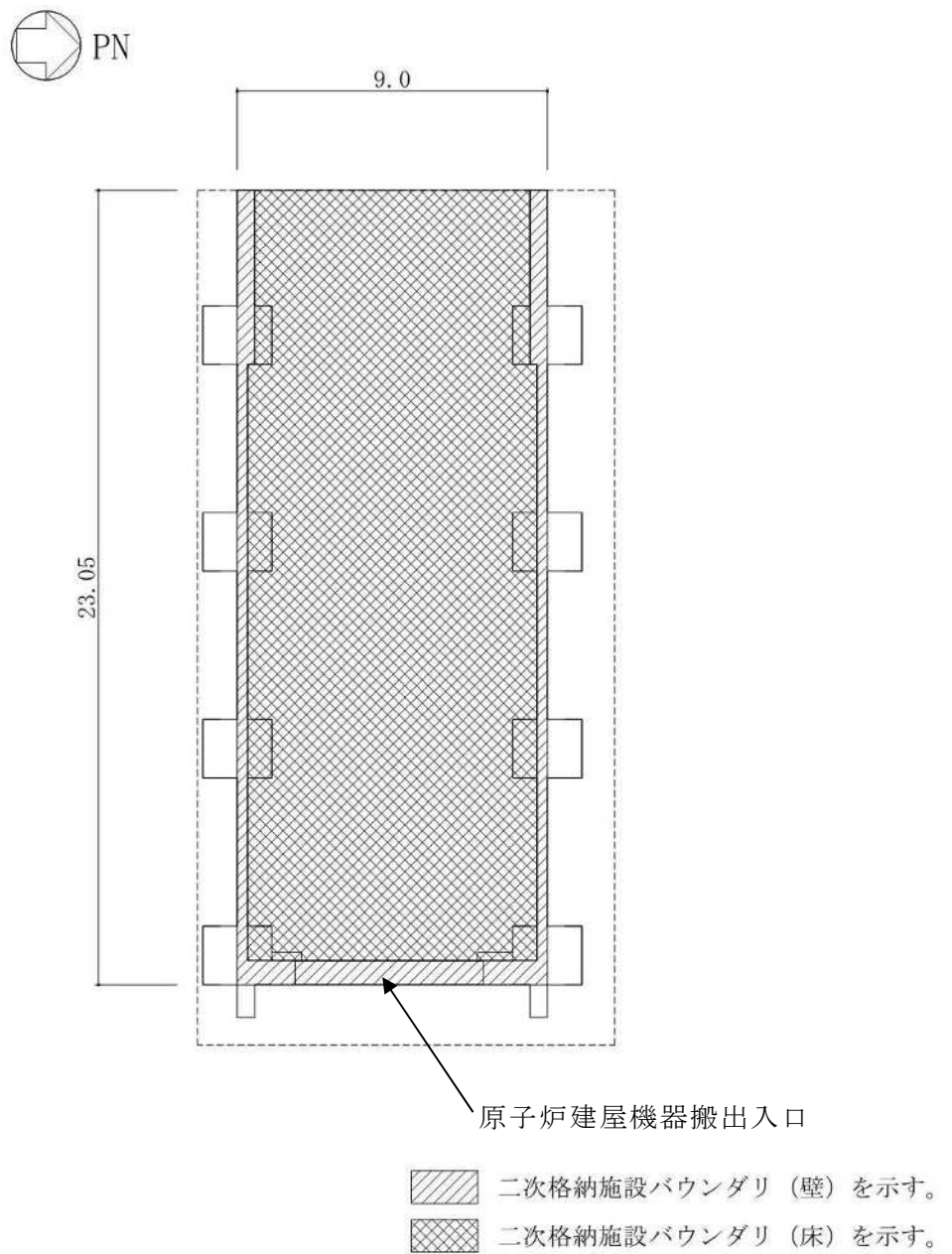
(単位 : m)

図 2-3 大物搬入建屋の概略断面図 (1/2)
(NS 方向)



(単位 : m)

図 2-3 大物搬入建屋の概略断面図 (2/2)
(EW 方向)

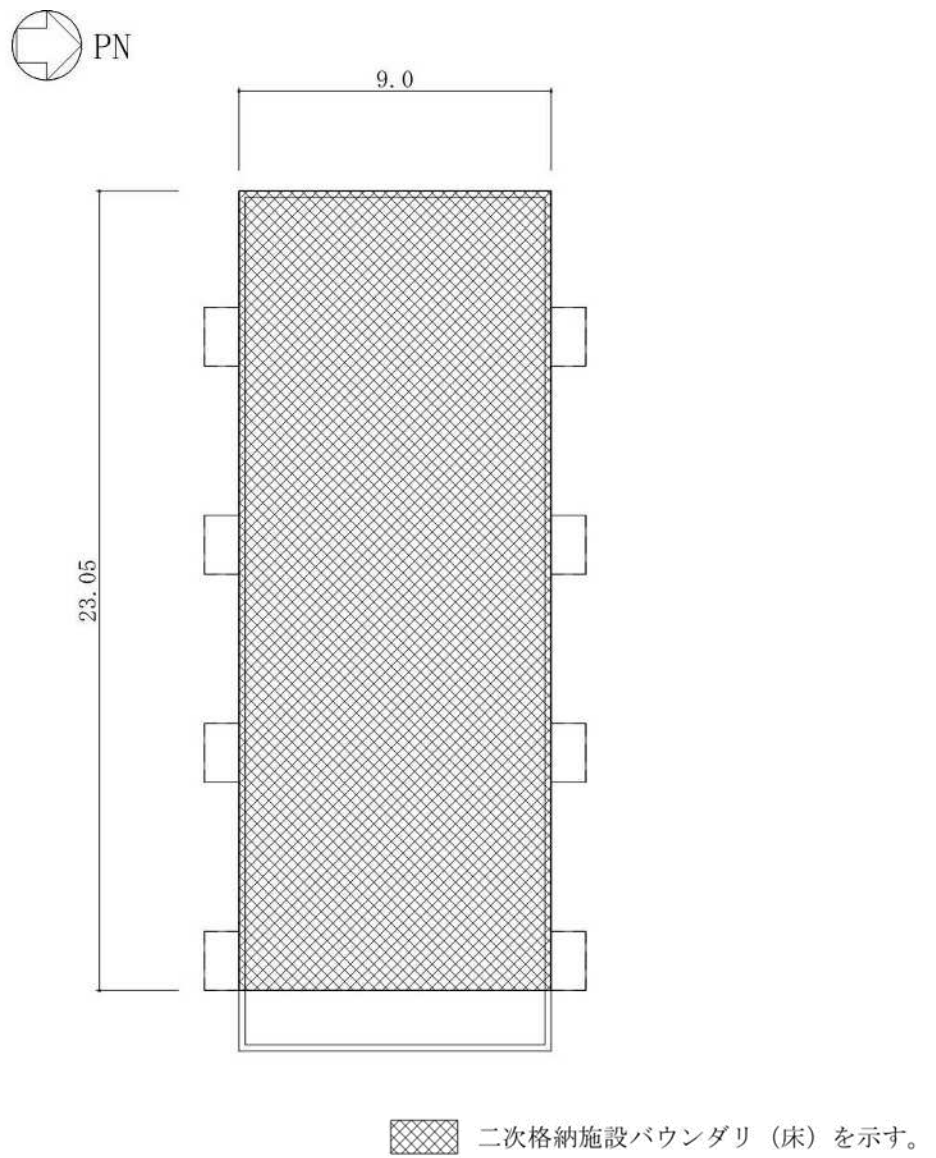


(単位 : m)

注 : 破線は基礎スラブを示す。

図 2-4 原子炉建屋原子炉区域 (二次格納施設) の範囲の平面図

(1F, T. M. S. L. 12.3m) (1/2)



(単位 : m)

図 2-4 原子炉建屋原子炉区域 (二次格納施設) の範囲の平面図
(RF, T. M. S. L. 19.6m) (2/2)

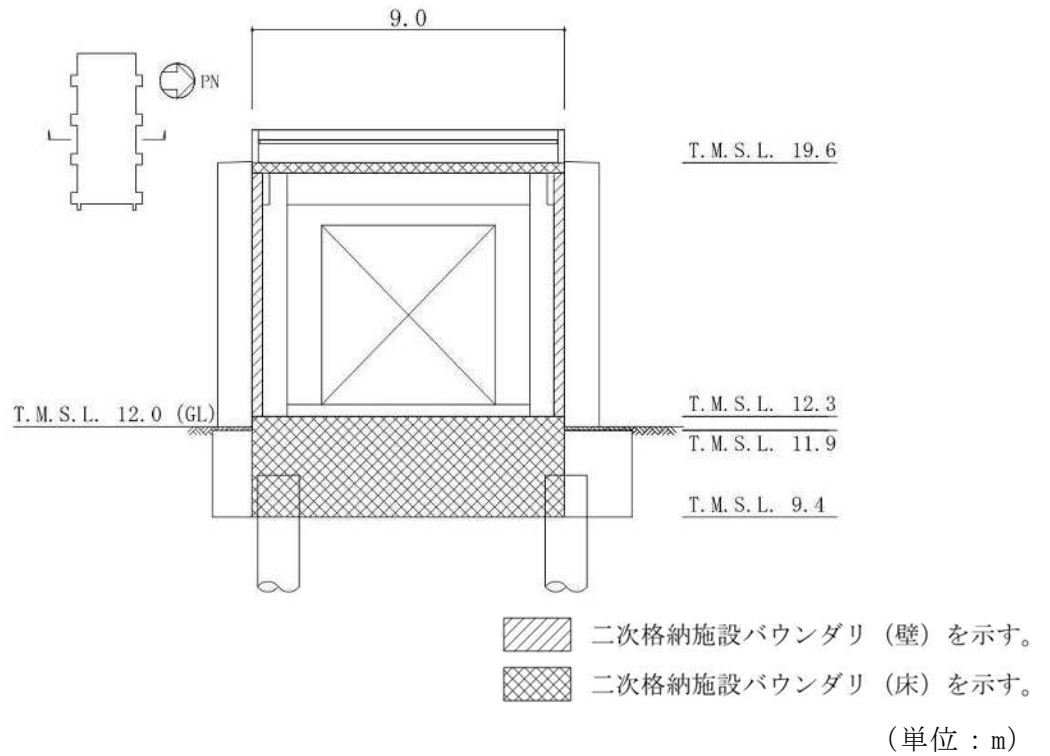


図 2-5 原子炉建屋原子炉区域 (二次格納施設) の範囲の断面図 (1/2)
(NS 方向)

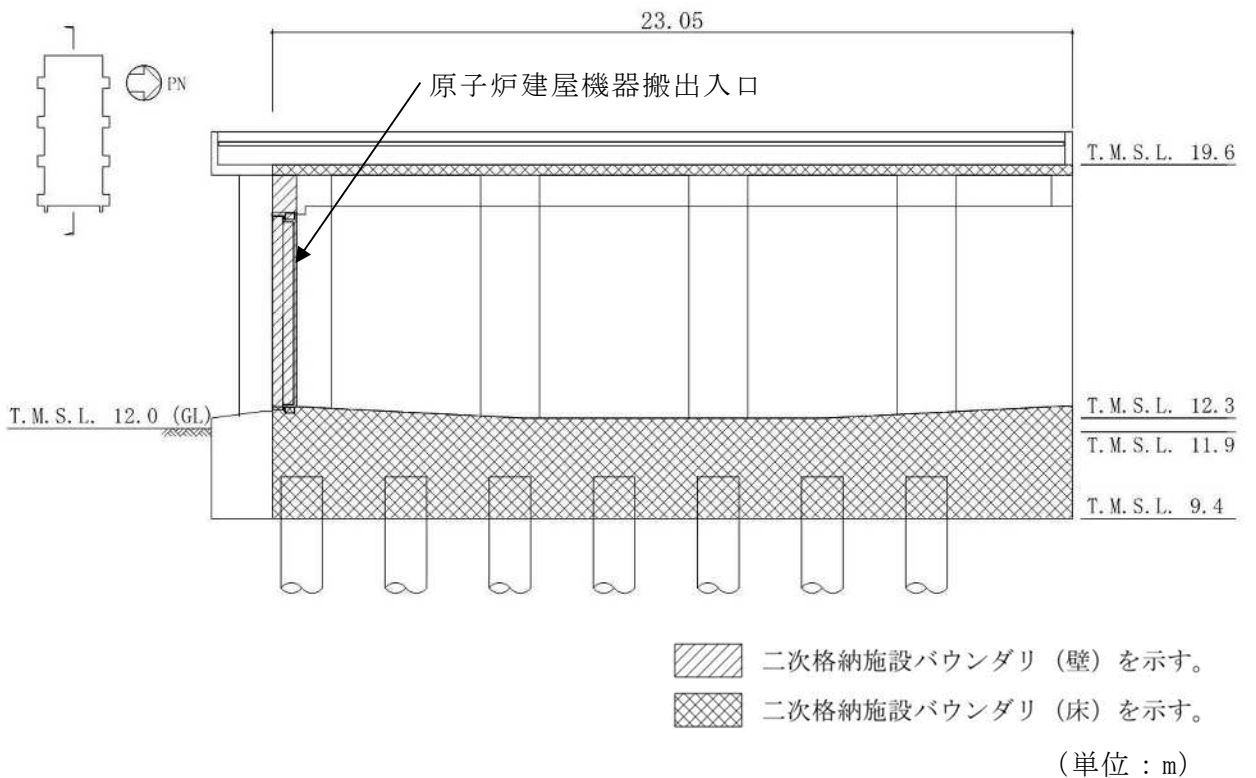
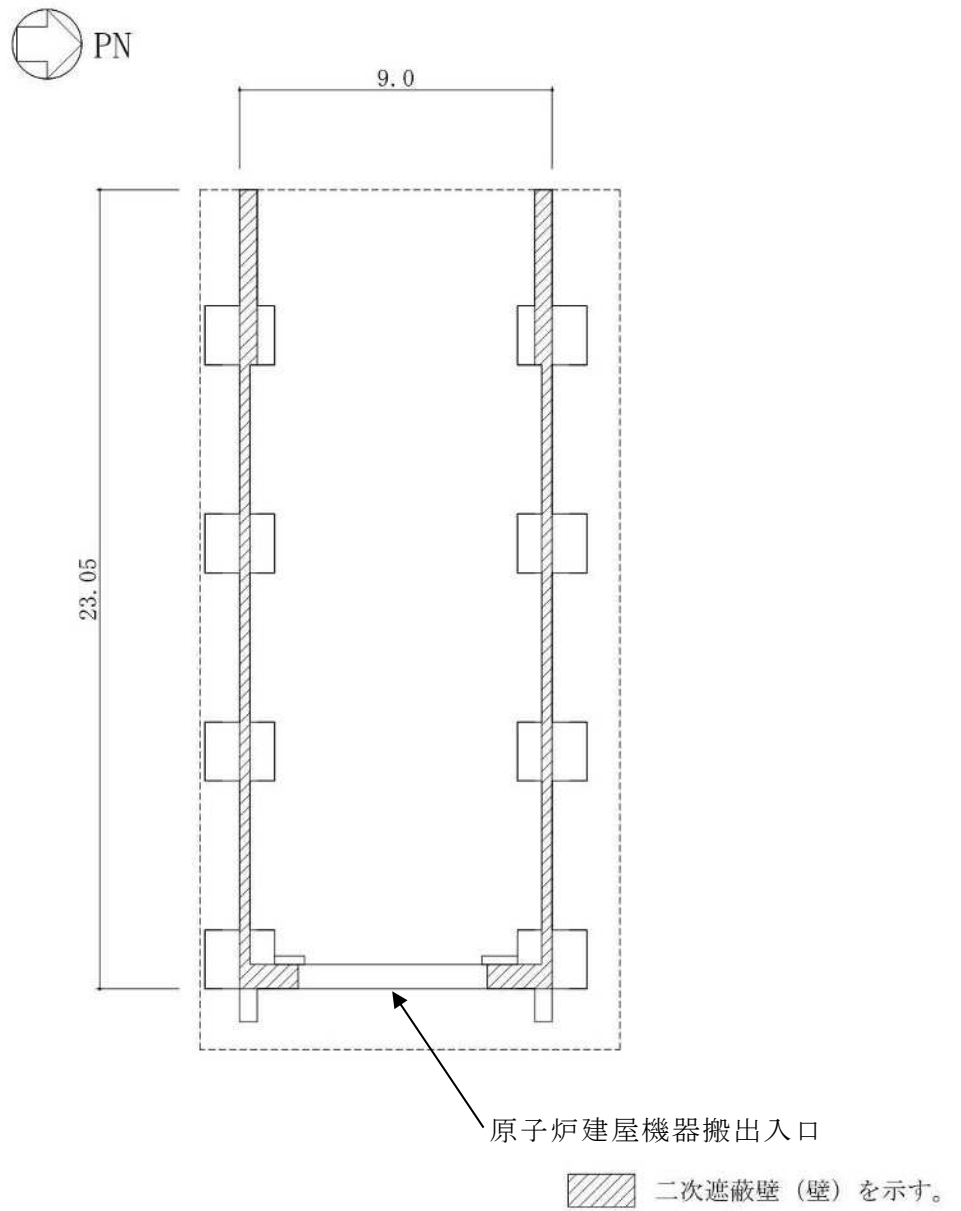


図 2-5 原子炉建屋原子炉区域 (二次格納施設) の範囲の断面図 (2/2)
(EW 方向)



(単位 : m)

注 : 破線は基礎スラブを示す。

図 2-6 二次遮蔽壁の範囲の平面図 (1F, T.M.S.L. 12.3m) (1/2)

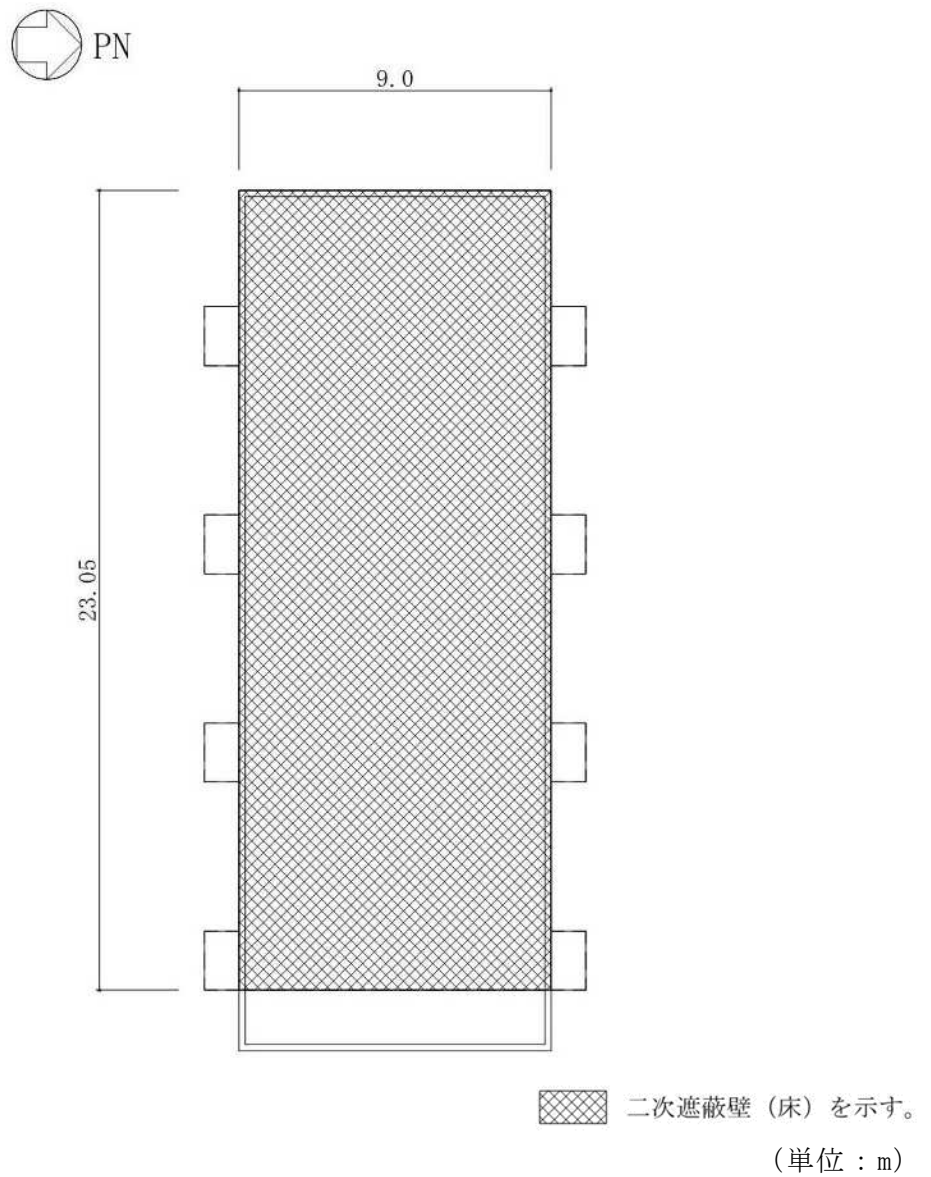
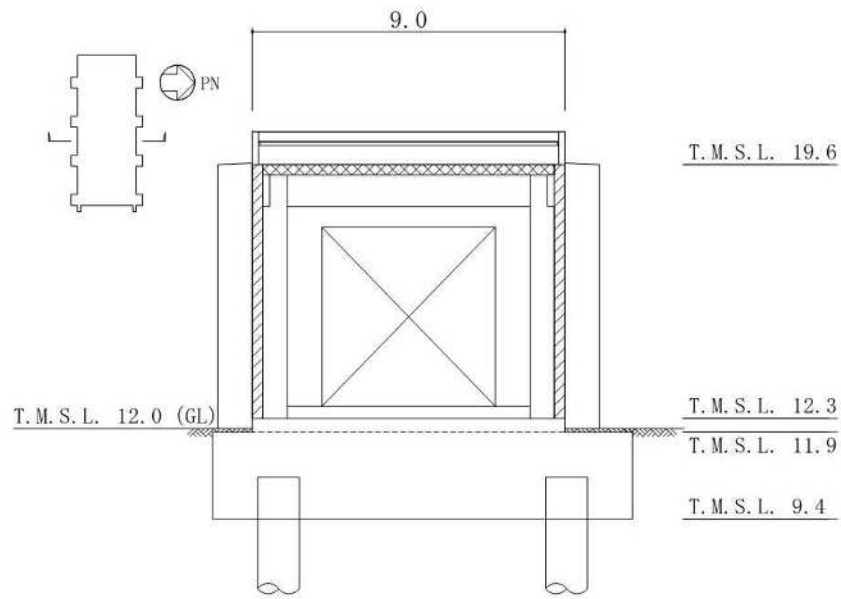
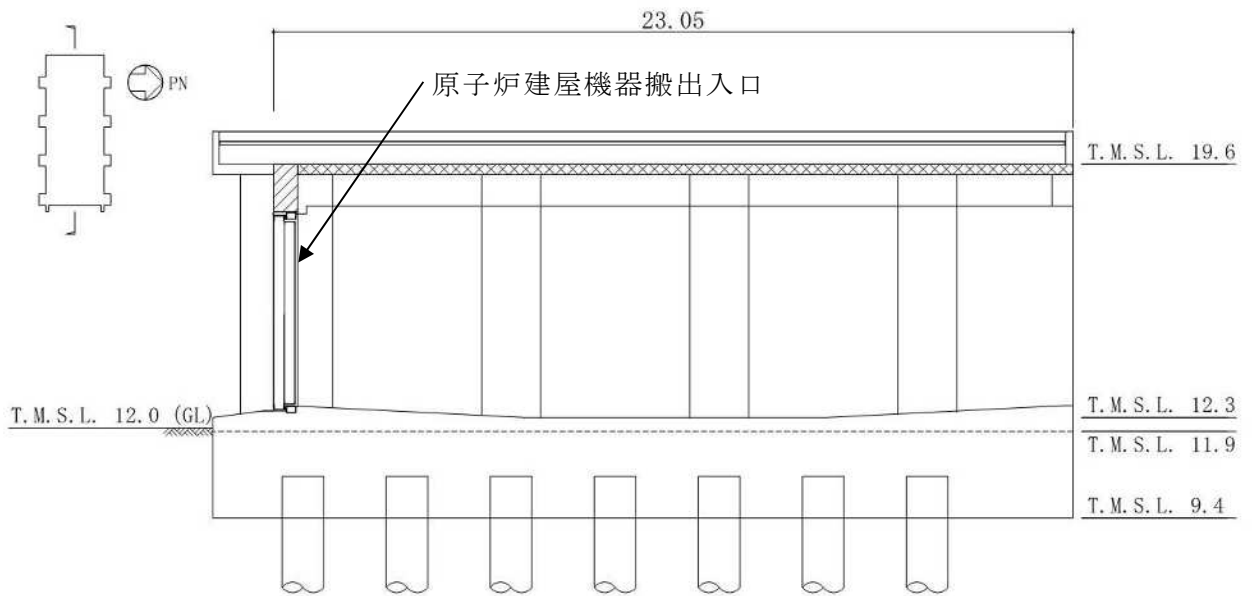


図 2-6 二次遮蔽壁の範囲の平面図 (RF, T. M. S. L. 19.6m) (2/2)



二次遮蔽壁 (壁) を示す。
 二次遮蔽壁 (床) を示す。
 (単位 : m)

図 2-7 二次遮蔽壁の範囲の断面図 (1/2)
(NS 方向)



二次遮蔽壁 (壁) を示す。
 二次遮蔽壁 (床) を示す。
 (単位 : m)

図 2-7 二次遮蔽壁の範囲の断面図 (2/2)
(EW 方向)

2.3 評価方針

大物搬入建屋のうち，原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）は，設計基準対象施設においては「Sクラスの施設」に，重大事故等対処施設においては「常設重大事故緩和設備」に分類される。また，大物搬入建屋を構成する壁及びスラブの一部は，二次遮蔽壁に該当し，その二次遮蔽壁は，重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備以外の常設重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備」に分類される。

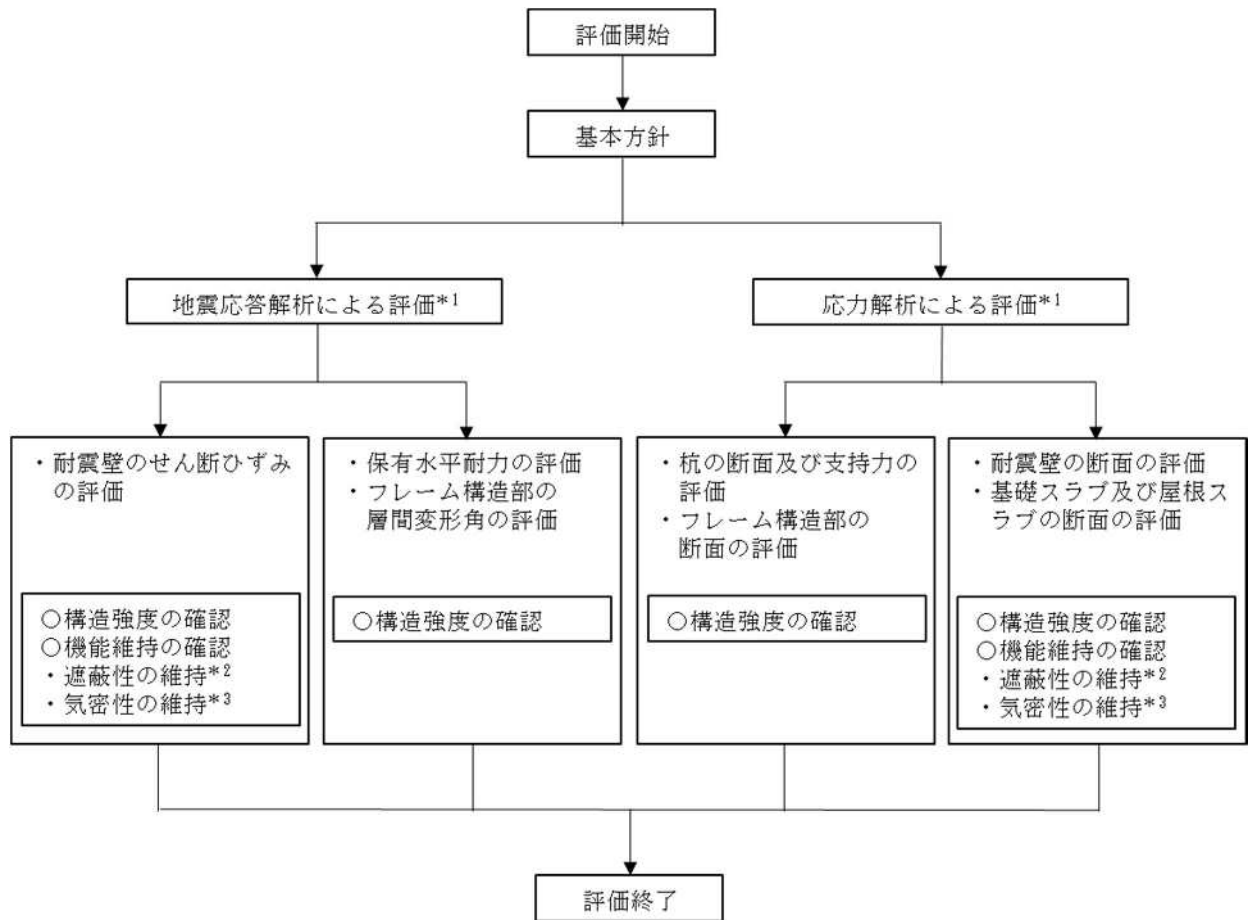
大物搬入建屋の設計基準対象施設としての評価においては，弾性設計用地震動 S_d による地震力又は静的地震力のいずれか大きい方の地震力に対する評価（以下「 S_d 地震時に対する評価」という。），基準地震動 S_s による地震力に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）及び保有水平耐力の評価を行うこととし，それぞれの評価はV-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙 1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。大物搬入建屋の評価は，V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき，地震応答解析による評価においては耐震壁のせん断ひずみ，フレーム構造部の層間変形角及び保有水平耐力の評価を，応力解析による評価においては断面の評価を行うことで，大物搬入建屋の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価にあたっては材料物性の不確かさを考慮する。表 2-1 に大物搬入建屋の材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを示す。

また，重大事故等対処施設としての評価においては， S_s 地震時に対する評価及び保有水平耐力の評価を行う。ここで，大物搬入建屋では，運転時，設計基準事故時及び重大事故等時の状態において，圧力，温度等の条件について有意な差異がないことから，重大事故等対処施設としての評価は，設計基準対象施設としての評価と同一となる。

大物搬入建屋の評価フローを図 2-8 に示す。

表 2-1 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

検討ケース	地盤剛性	備考
①ケース 1 (工認モデル)	標準地盤	基本ケース
②ケース 2 (地盤剛性 + σ)	標準地盤 + σ (新期砂層+13%, 古安田層+25%, 西山層+10%)	
③ケース 3 (地盤剛性 - σ)	標準地盤 - σ (新期砂層-13%, 古安田層-25%, 西山層-10%)	



注記*1: V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」

別紙 1 (I)「大物搬入建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

*2: 二次遮蔽壁について実施する。

*3: 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）について実施する。

図 2-8 大物搬入建屋の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

大物搬入建屋の評価において適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999 改定)
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)
- ・ 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計と保有水平耐力ー ((社) 日本建築学会, 2001 改定)
- ・ 建築基礎構造設計指針 ((社) 日本建築学会, 2001 改定)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編 J E A G 4 6 0 1 ・補-1984 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 ((社) 日本電気協会)
- ・ 2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書 (国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所)

3. 地震応答解析による評価方法

大物搬入建屋の構造強度については、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙 1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」に基づき、材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大せん断ひずみ、フレーム構造部の最大層間変形角が許容限界を超えないこと及び保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認する。

また、遮蔽性及び気密性の維持については、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙 1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」に基づき、材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

地震応答解析による評価における大物搬入建屋の許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持方針に基づき、表 3-1 及び表 3-2 のとおり設定する。

表 3-1 地震応答解析による評価における許容限界
(設計基準対象施設としての評価)

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界(評価基準値)
—	構造強度を有すること	基準地震動 S _s	耐震壁	最大せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³
			フレーム構造部	最大層間変形角が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	層間変形角 1/120 ^{*1}
		保有水平耐力	構造物全体	保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認	必要保有水平耐力
気密性	換気性能とあいまって気密機能を維持すること	基準地震動 S _s	耐震壁 (原子炉建屋原子炉区域(二次格納施設))	最大せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³ ^{*2}

注記*1:2015年版建築物の構造関係技術基準解説書(国土交通省国土技術政策総合研究所・国立研究開発法人建築研究所)(以下「技術基準解説書」という。)により設定。

*2:事故時においては、鉄筋コンクリート製原子炉格納容器(以下「RCCV」という。)から漏れいした空気を非常用ガス処理設備で処理できるように気密性を有する設計とし、地震時においてもその機能を維持できる設計とする。気密性に対する許容限界の適用性は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域(二次格納施設)の耐震性についての計算書」別紙2「原子炉建屋原子炉区域(二次格納施設)の気密性に関する計算書」に示す。

表 3-2 地震応答解析による評価における許容限界
(重大事故等対処施設としての評価)

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界(評価基準値)
—	構造強度を有すること	基準地震動 S _s	耐震壁	最大せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
			フレーム構造部	最大層間変形角が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	層間変形角 $1/120^{*1}$
		保有水平耐力	構造物全体	保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認	必要保有水平耐力
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性を損なわないこと	基準地震動 S _s	耐震壁 (二次遮蔽壁)	最大せん断ひずみが遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10^{-3}
気密性	換気性能とあいまって気密機能を維持すること	基準地震動 S _s	耐震壁 (原子炉建屋原子炉区域(二次格納施設))	最大せん断ひずみが気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ $2.0 \times 10^{-3}^{*2}$

注記*1:「技術基準解説書」により設定。

*2: 事故時においては、RCCV から漏えいした空気を非常用ガス処理設備で処理できるように気密性を有する設計とし、地震時においてもその機能を維持できる設計とする。気密性に対する許容限界の適用性は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域(二次格納施設)の耐震性についての計算書」別紙2「原子炉建屋原子炉区域(二次格納施設)の気密性に関する計算書」に示す。

4. 応力解析による評価方法

4.1 評価対象部位及び評価方針

大物搬入建屋の応力解析による評価対象部位は、耐震壁、杭、基礎スラブ、屋根スラブ及びフレーム構造部とし、応力解析により評価を行う。応力解析にあたっては、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙 1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」による結果を用いて、荷重の組合せを行う。

弾性設計用の水平地震荷重は、弾性設計用地震動 S_d による地震応答解析により算定される動的地震力又は層せん断係数 3.0C_i より算定される静的地震力より設定する。なお、水平地震荷重は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとす。表 4-1 に水平地震荷重を示す。

弾性設計用地震動 S_d による地震力は静的地震力を上回るため、弾性設計用地震動 S_d による地震力により評価を行う。

表 4-1 水平地震荷重（弾性設計用地震動 S_d による地震力及び静的地震力）

T. M. S. L. (m)	NS 方向		EW 方向	
	層せん断力 (×10 ² kN)	静的地震力 (×10 ² kN)	層せん断力 (×10 ² kN)	静的地震力 (×10 ² kN)
11.9～19.6	127	56.1	86.4	56.1
9.4～11.9	241	104	198	104

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

弾性設計用の鉛直地震荷重は、弾性設計用地震動 S_d による地震応答解析により算定される動的地震力又は鉛直震度 0.3 より算定される静的地震力より設定する。なお、鉛直地震荷重は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとす。表 4-2 に鉛直地震荷重を示す。

弾性設計用地震動 S_d による地震力は静的地震力を上回るため、弾性設計用地震動 S_d による地震力により評価を行う。

表 4-2 鉛直地震荷重（弾性設計用地震動 S_d による地震力及び静的地震力）

T. M. S. L. (m)	鉛直震度	
	弾性設計用地震動 S _d による鉛直震度	静的地震力 による鉛直震度
19.6	0.43	0.3
11.9	0.43	0.3

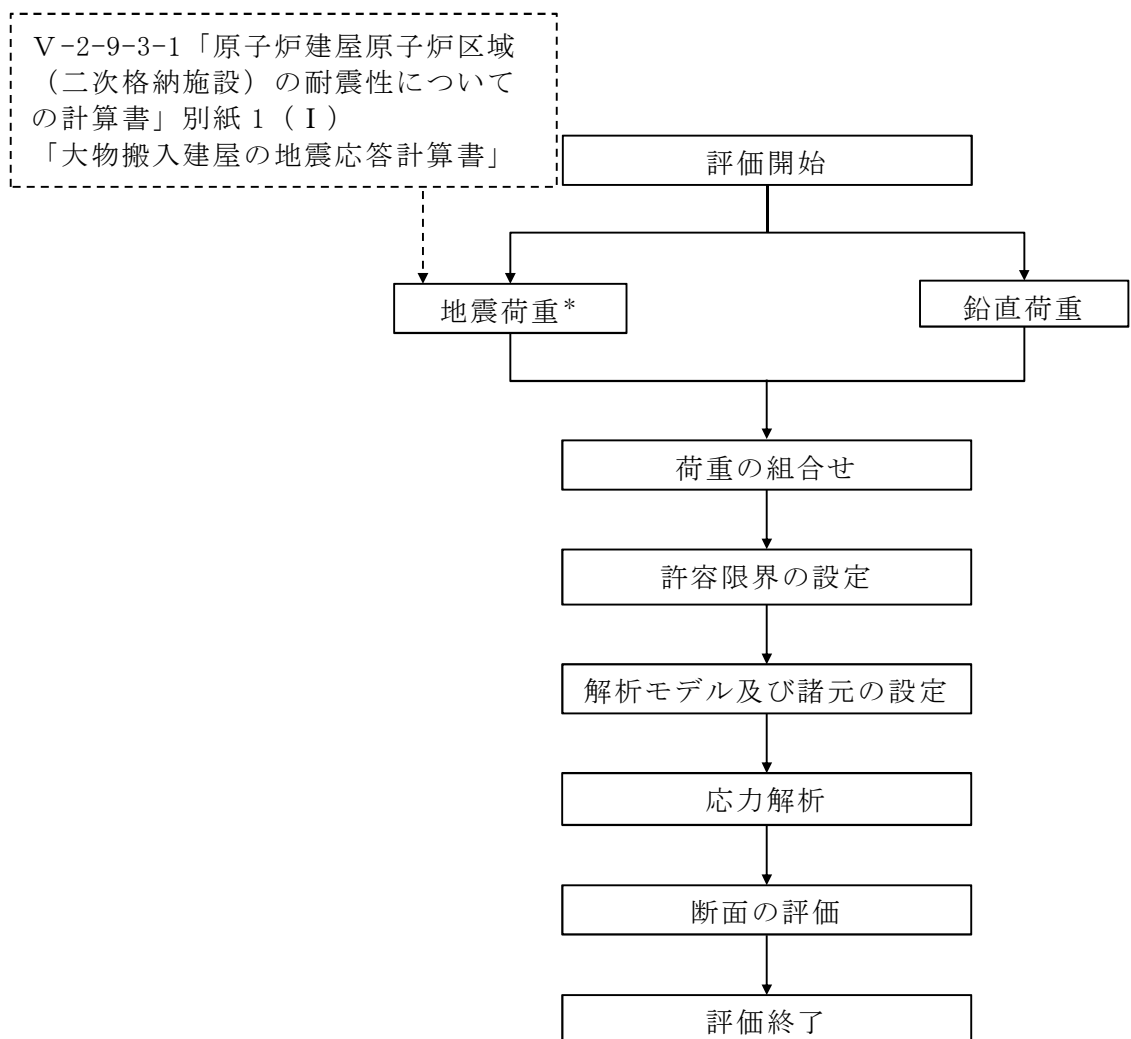
注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

4.1.1 耐震壁

(1) S d 地震時に対する評価

耐震壁の S d 地震時に対する評価は、材料物性の不確かさを考慮した地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果により発生する応力が、原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005 制定）（以下「RC-N 規準」という。）に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

図 4-1 に耐震壁の応力解析による評価フローを示す。



注記*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 4-1 耐震壁の応力解析によるフロー

4.1.2 杭

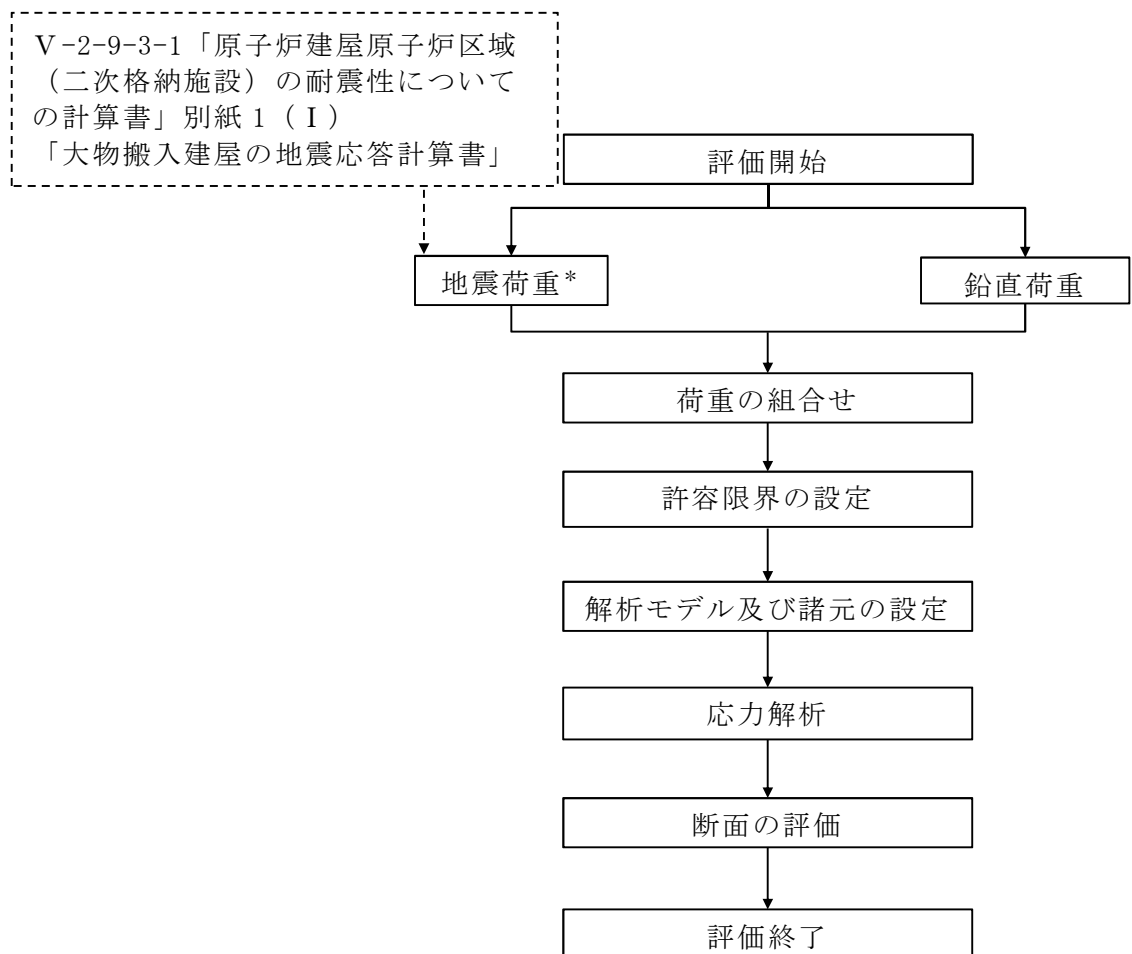
(1) S d 地震時に対する評価

杭の S d 地震時に対する評価は、材料物性の不確かさを考慮した地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が、建築基礎構造設計指針（（社）日本建築学会，2001 改定）（以下「基礎指針」という。）及び鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 — 許容応力度設計と保有水平耐力 — （（社）日本建築学会，2001 改定）（以下「SRC 規準」という。）に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

(2) S s 地震時に対する評価

杭の S s 地震時に対する評価は、材料物性の不確かさを考慮した地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が、「基礎指針」及び「SRC 規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

図 4-2 に杭の応力解析による評価フローを示す。



注記*：材料物性の不確かさを考慮する。

図 4-2 杭の応力解析によるフロー

4.1.3 基礎スラブ

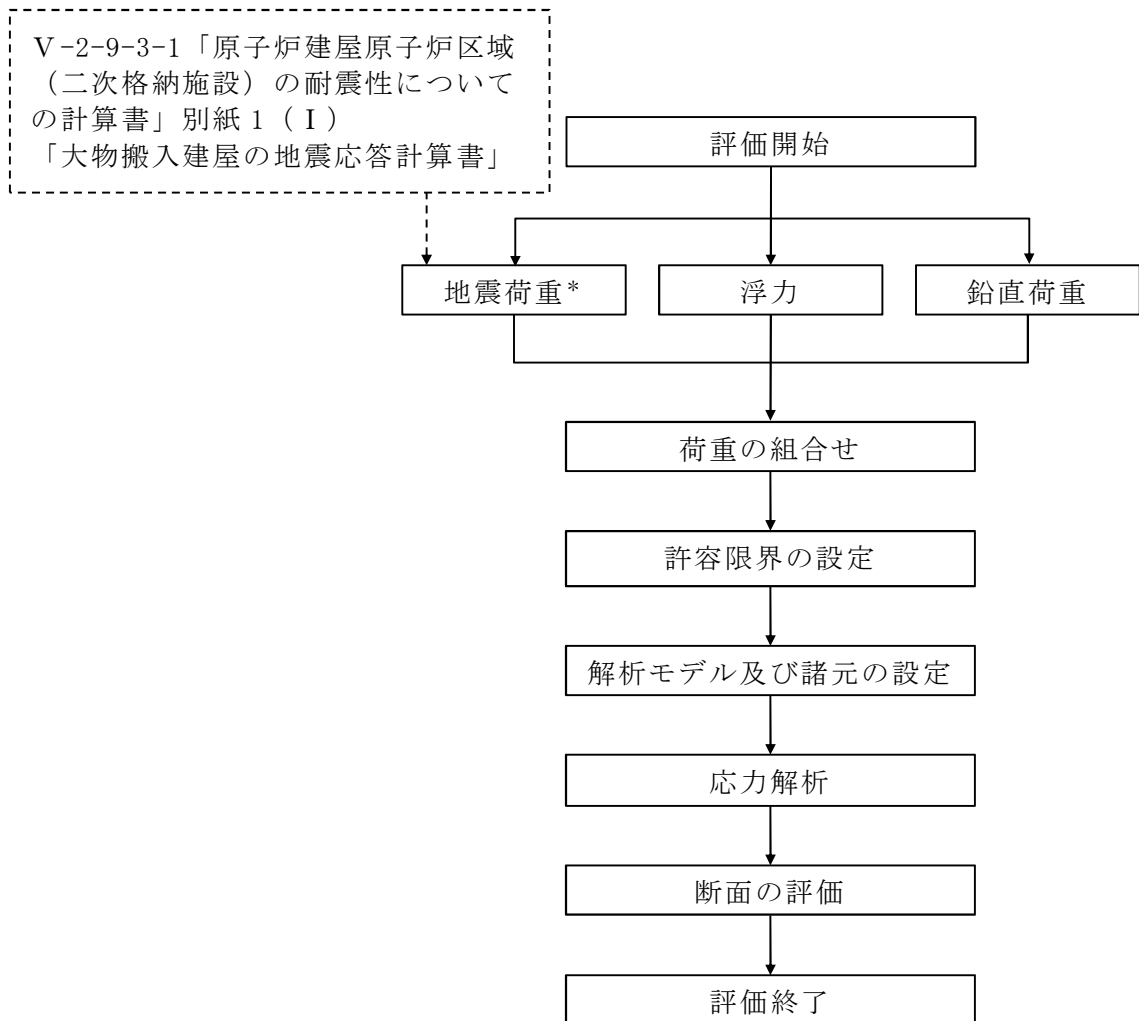
(1) S d 地震時に対する評価

基礎スラブの S d 地震時に対する評価は、3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析によることとし、材料物性の不確かさを考慮した地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が、「RC-N 規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

(2) S s 地震時に対する評価

基礎スラブの S s 地震時に対する評価は、3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析によることとし、材料物性の不確かさを考慮した地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が、「RC-N 規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

図 4-3 に基礎スラブの応力解析による評価フローを示す。



注記* : 材料物性の不確かさを考慮する。

図 4-3 基礎スラブの応力解析による評価フロー

4.1.4 屋根スラブ

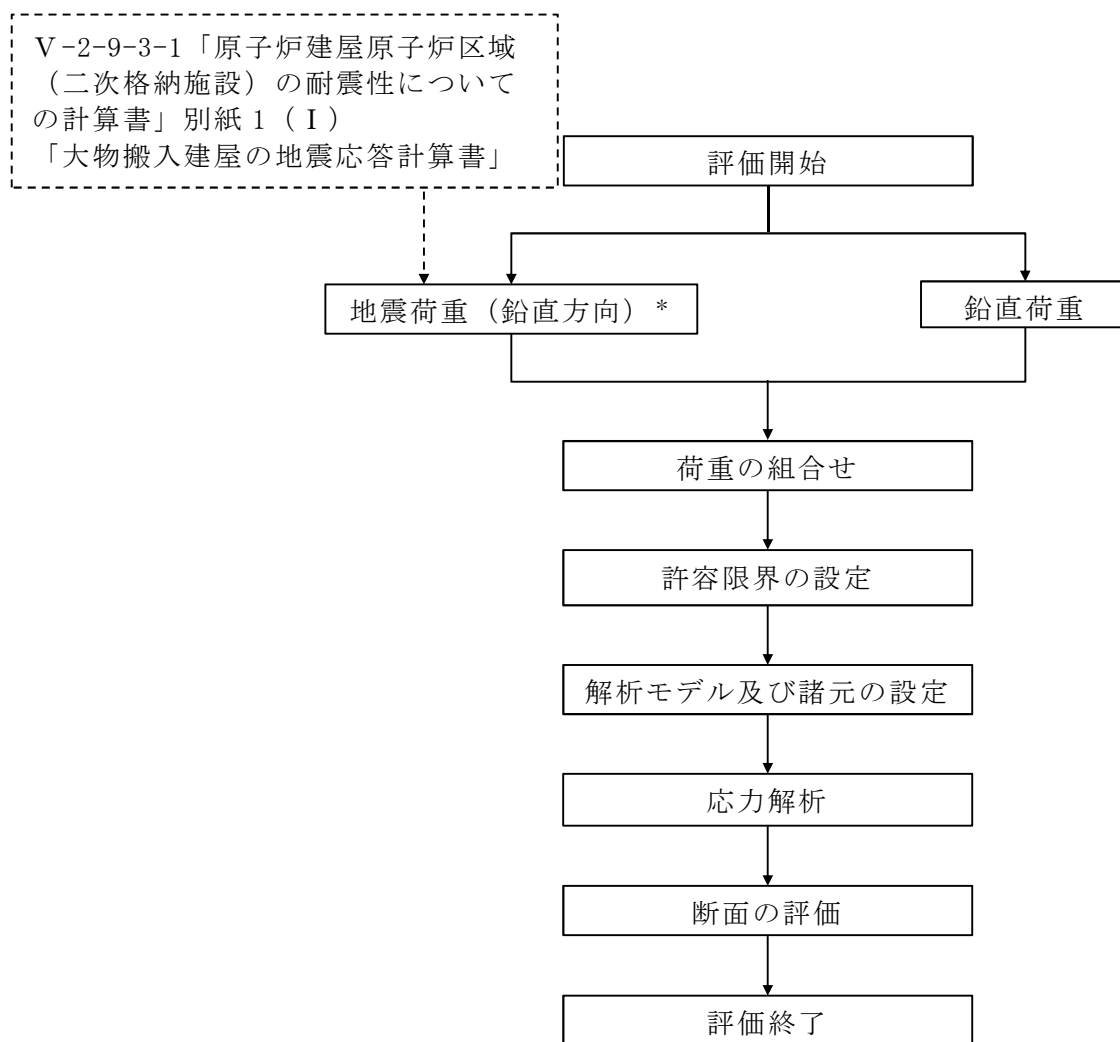
(1) S d 地震時に対する評価

屋根スラブの S d 地震時に対する評価は、材料物性の不確かさを考慮した鉛直方向の地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が「RC-N 規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

(2) S s 地震時に対する評価

屋根スラブの S s 地震時に対する評価は、材料物性の不確かさを考慮した鉛直方向の地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が「RC-N 規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

図 4-4 に屋根スラブの応力解析による評価フローを示す。



注記*：材料物性の不確かさを考慮する。

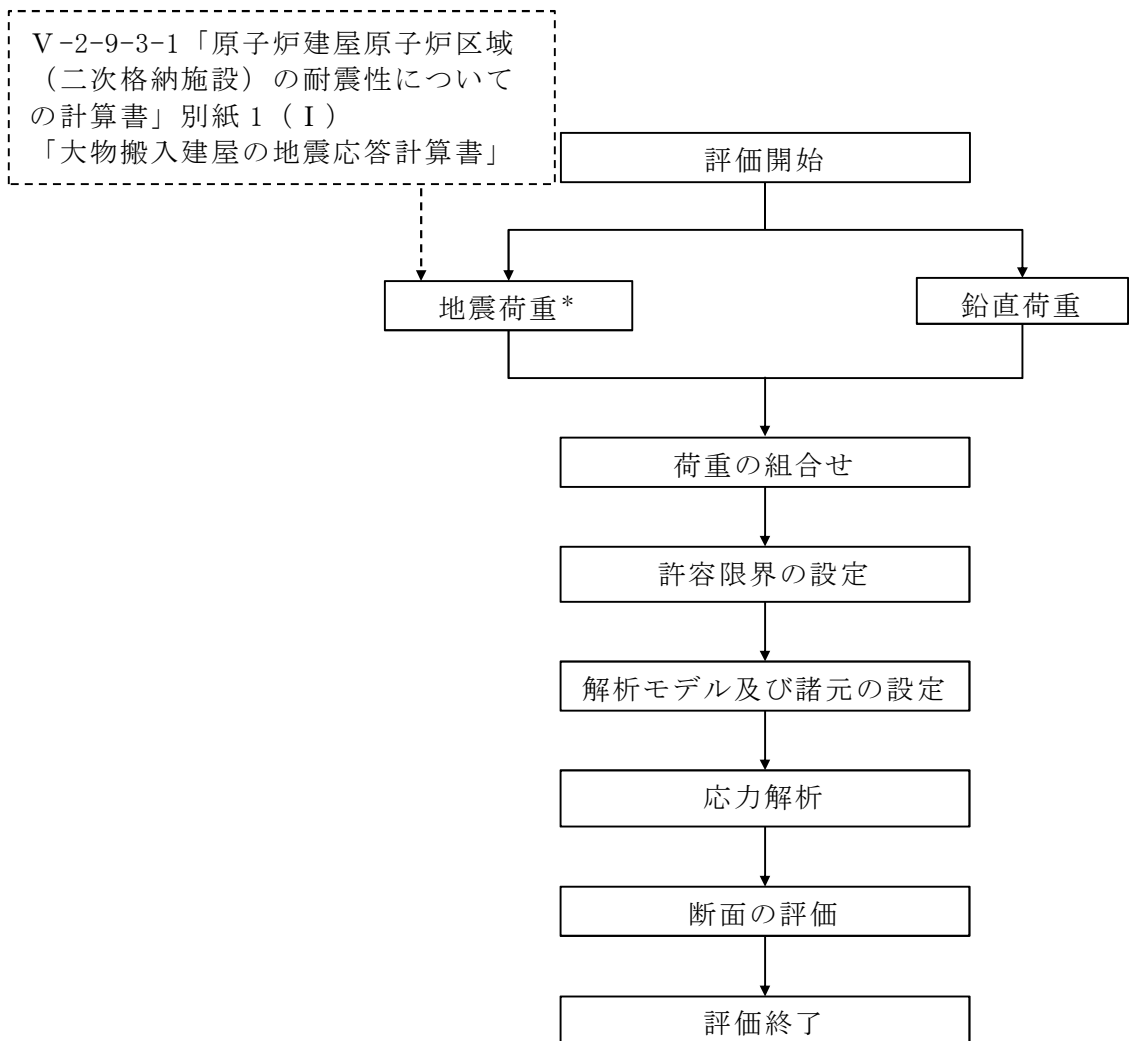
図 4-4 屋根スラブの応力解析による評価フロー

4.1.5 フレーム構造部

(1) S d 地震時に対する評価

フレーム構造部の S d 地震時に対する評価は、材料物性の不確かさを考慮した地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果、発生する応力が「RC-N 規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

図 4-5 にフレーム構造部の応力解析による評価フローを示す。



注記* : 材料物性の不確かさを考慮する。

図 4-5 フレーム構造部の応力解析によるフロー

4.2 荷重及び荷重の組合せ

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

4.2.1 耐震壁

(1) 荷重

a. 鉛直荷重

鉛直荷重は固定荷重，積載荷重，積雪荷重とする。なお，積雪量は 280cm とし，地震荷重と組み合わせるため，その 0.35 倍の積雪荷重を考慮する。

b. 水平地震荷重

水平地震荷重は，弾性設計用地震動 S d による地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。なお，水平地震荷重は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

c. 鉛直地震荷重

鉛直地震荷重は，弾性設計用地震動 S d による地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。なお，鉛直地震荷重は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-3 に示す。

表 4-3 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S d 地震時	V L + S d

V L : 鉛直荷重

S d : S d 地震荷重 (水平・鉛直)

4.2.2 杭

(1) 荷重

a. 鉛直荷重

鉛直荷重は固定荷重，積載荷重，積雪荷重とする。なお，積雪量は 280cm とし，地震荷重と組み合わせるため，その 0.35 倍の積雪荷重を考慮する。

b. 水平地震荷重

水平地震荷重は，弾性設計用地震動 S_d 及び基準地震動 S_s による地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。なお，水平地震荷重は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

c. 鉛直地震荷重

鉛直地震荷重は，弾性設計用地震動 S_d 及び基準地震動 S_s による地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。なお，鉛直地震荷重は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-4 に示す。

表 4-4 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S_d 地震時	$V L + S_d$
S_s 地震時	$V L + S_s$

$V L$: 鉛直荷重

S_d : S_d 地震荷重 (水平・鉛直)

S_s : S_s 地震荷重 (水平・鉛直)

4.2.3 基礎スラブ

(1) 荷重

a. 鉛直荷重

鉛直荷重は固定荷重，積載荷重，積雪荷重とする。なお，積雪量は 280cm とし，地震荷重と組み合わせるため，その 0.35 倍の積雪荷重を考慮する。

b. 浮力

浮力は，V-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき，地下水位面を地表面（T.M.S.L. 12.0m）とし，基礎スラブに上向きの等分布荷重として入力する。ただし，大物搬入建屋は原子炉建屋近傍にあり，地下排水設備による地下水位低下の影響が考えられるため，浮力を無視したケースについても考慮する。

c. 水平地震荷重

水平地震荷重は，弾性設計用地震動 S_d 及び基準地震動 S_s による地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。なお，水平地震荷重は浮力考慮ケース及び浮力無視ケースともに地下水位面を地表面（T.M.S.L. 12.0m）に設定し，材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

d. 鉛直地震荷重

鉛直地震荷重は，弾性設計用地震動 S_d 及び基準地震動 S_s による地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。なお，鉛直地震荷重は浮力考慮ケース及び浮力無視ケースともに地下水位面を地表面（T.M.S.L. 12.0m）に設定し，材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-5 に示す。

表 4-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _d 地震時 (浮力考慮)	V _L + S _d + B _L
S _d 地震時 (浮力無視)	V _L + S _d
S _s 地震時 (浮力考慮)	V _L + S _s + B _L
S _s 地震時 (浮力無視)	V _L + S _s

V_L : 鉛直荷重

S_d : S_d 地震荷重 (水平・鉛直)

S_s : S_s 地震荷重 (水平・鉛直)

B_L : 浮力

4.2.4 屋根スラブ

(1) 荷重

a. 鉛直荷重

鉛直荷重は固定荷重，積載荷重，積雪荷重とする。なお，積雪量は 280cm とし，地震荷重と組み合わせるため，その 0.35 倍の積雪荷重を考慮する。

b. 地震荷重

鉛直地震荷重は，弾性設計用地震動 S_d 及び基準地震動 S_s による地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。なお，鉛直震度は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-6 に示す。

表 4-6 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S_d 地震時	$V L + S_d$
S_s 地震時	$V L + S_s$

$V L$: 鉛直荷重

S_d : S_d 地震荷重 (鉛直)

S_s : S_s 地震荷重 (鉛直)

4.2.5 フレーム構造部

(1) 荷重

a. 鉛直荷重

鉛直荷重は固定荷重，積載荷重，積雪荷重とする。なお，積雪量は 280cm とし，地震荷重と組み合わせるため，その 0.35 倍の積雪荷重を考慮する。

b. 水平地震荷重

水平地震荷重は，弾性設計用地震動 S_d による地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。なお，水平地震荷重は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

c. 鉛直地震荷重

鉛直地震荷重は，弾性設計用地震動 S_d による地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。なお，鉛直地震荷重は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-7 に示す。

表 4-7 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S_d 地震時	$V L + S_d$

$V L$: 鉛直荷重

S_d : S_d 地震荷重 (水平・鉛直)

4.3 許容限界

応力解析による評価における大物搬入建屋の許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に記載の構造強度上の制限及び機能維持の基本方針に基づき、表 4-8 及び表 4-9 のとおり設定する。

また、コンクリート及び鉄筋の許容応力度を表 4-10 及び表 4-11 に、鋼管の許容応力度を表 4-12 に示す。杭の支持力は「基礎指針」に基づき算定する。また、杭軸力を考慮した曲げ耐力は「SRC 規準」に基づき算定する。杭の支持力に関する許容限界を表 4-13 に、杭の許容せん断力を表 4-14 に、曲げモーメントと杭軸力相関を図 4-6 に示す。

表 4-8 応力解析による評価における許容限界
(設計基準対象施設としての評価)

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界(評価基準値)
—	構造強度を有すること	弾性設計用地震動 S_d 又は静的地震力	耐震壁	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく短期許容応力度
			基礎スラブ		
			屋根スラブ		
			フレーム構造部		
		杭	「基礎指針」及び「SRC 規準」に基づく短期許容応力度		
		基準地震動 S_s	基礎スラブ		「RC-N 規準」に基づく終局耐力* ¹
			屋根スラブ		「RC-N 規準」に基づく短期許容応力度
			杭		「基礎指針」及び「SRC 規準」に基づく終局耐力
—	—				
気密性	換気性能とあいまって気密性能を有すること	弾性設計用地震動 S_d 又は静的地震力	屋根スラブ(原子炉建屋原子炉区域(二次格納施設)の床)	部材に生じる応力が気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく短期許容応力度* ²
		基準地震動 S_s			

注記*1: 「RC-N 規準」の短期許容応力度の鋼材の基準強度 F を「技術基準解説書」に基づき 1.1 倍(面外せん断力に対する評価時の鋼材の基準強度 F は 1.0 倍)した耐力とする。

*2: 地震時に生じる応力に対して許容応力度設計とし、地震時及び地震後においても気密性を維持できる設計とする。

表 4-9 応力解析による評価における許容限界
(重大事故等対処施設としての評価)

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界(評価基準値)
—	構造強度を有すること	基準地震動 S _s	基礎スラブ	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく終局強度* ¹
			屋根スラブ		「RC-N 規準」に基づく短期許容応力度
			杭		「基礎指針」及び「SRC 規準」に基づく終局耐力
遮蔽性	遮蔽体の損傷により遮蔽性を損なわないこと	基準地震動 S _s	屋根スラブ(二次遮蔽壁の床)	部材に生じる応力が遮蔽性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく短期許容応力度* ²
気密性	換気性能とあいまって気密性能を有すること	基準地震動 S _s	屋根スラブ(原子炉建屋原子炉区域(二次格納施設)の床)	部材に生じる応力が気密性を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N 規準」に基づく短期許容応力度* ³

注記*1: 「RC-N 規準」の短期許容応力度の鋼材の基準強度 F を「技術基準解説書」に基づき 1.1 倍(面外せん断力に対する評価時の鋼材の基準強度 F は 1.0 倍)した耐力とする。

*2: 許容限界は終局耐力に対し妥当な安全余裕を有したものとして設定することとし、さらなる安全余裕を考慮して短期許容応力度とする。

*3: 地震時に生じる応力に対して許容応力度設計とし、地震時及び地震後においても気密性を維持できる設計とする。

表 4-10 コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

部位	設計基準強度 F _c	短期	
		圧縮	せん断
基礎スラブ	30.0	20.0	1.18
屋根スラブ フレーム構造部 耐震壁	33.0	22.0	1.23

表 4-11 鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

種別	短期	
	引張及び圧縮	せん断
SD345	345	345
SD390	390	390

表 4-12 鋼管の許容応力度

(単位：N/mm²)

種別	短期	
	引張及び圧縮	せん断
SKK490	325	187

注：材料強度は許容応力度（引張及び圧縮）を 1.1 倍して算出する。

表 4-13 杭の支持力に関する許容限界

杭径 φ (mm)	杭の支持力 (×10 ³ kN)		
	1200	短期許容支持力 R _a	鉛直
引抜			5.66
極限支持力 R _u		鉛直	15.0
		引抜	8.49

表 4-14 杭の許容せん断力

杭径 φ (mm)	短期許容せん断力 Q _{su} (×10 ³ kN)
1200	8.27

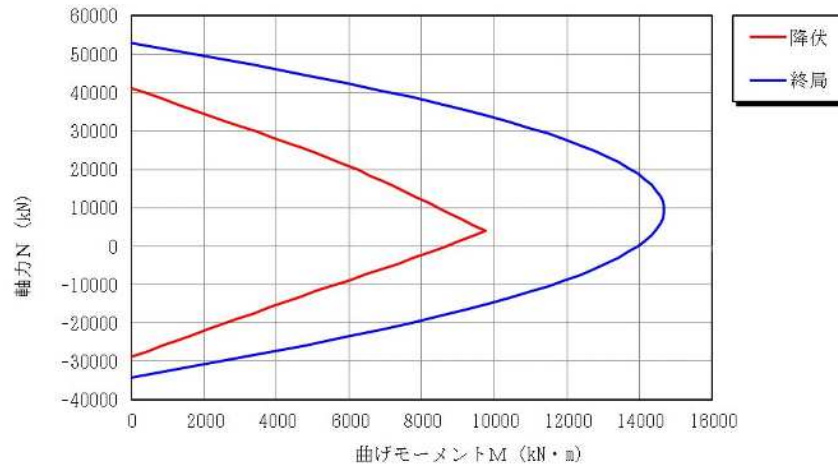


図4-6 杭の曲げモーメントー軸力相関

4.4 解析モデル及び諸元

4.4.1 耐震壁

(1) モデル化の基本方針

耐震壁の応力は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙 1（I）「大物搬入建屋の地震応答計算書」に基づき評価する。

(2) 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-15 及び表 4-16 に示す。

表 4-15 コンクリートの物性値

諸元	物性値
ヤング係数	$2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	0.2

注：剛性はコンクリートの設計基準強度（ 33.0N/mm^2 ）に基づく。

表 4-16 鉄筋の物性値

諸元	物性値
鋼材種	SD345
ヤング係数	$2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

4.4.2 杭

(1) モデル化の基本方針

杭の応力は、V-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」別紙 1 (I)「大物搬入建屋の地震応答計算書」に基づき評価する。

解析には、解析コード「S o i l P l u s」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

(2) 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-17～表 4-19 に示す。

表 4-17 コンクリートの物性値

諸元	物性値
ヤング係数	$2.27 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	0.2

注：剛性はコンクリートの設計基準強度 (24.0N/mm^2) に基づく。

表 4-18 鋼管の物性値

諸元	物性値
鋼材種	SKK490
ヤング係数	$2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

表 4-19 杭の断面性能

外径 D (mm)	板厚* ¹ t (mm)	全断面積* ² A (m ²)	せん断 断面積* ² A _s (m ²)	断面二次 モーメント* ² I (m ⁴)
1200	25	1.838	1.344	0.2236

注：コンクリートは $F_c = 24.0\text{N/mm}^2$ とする。

注記*1：上記の板厚に対して腐食代 1mm を考慮する。

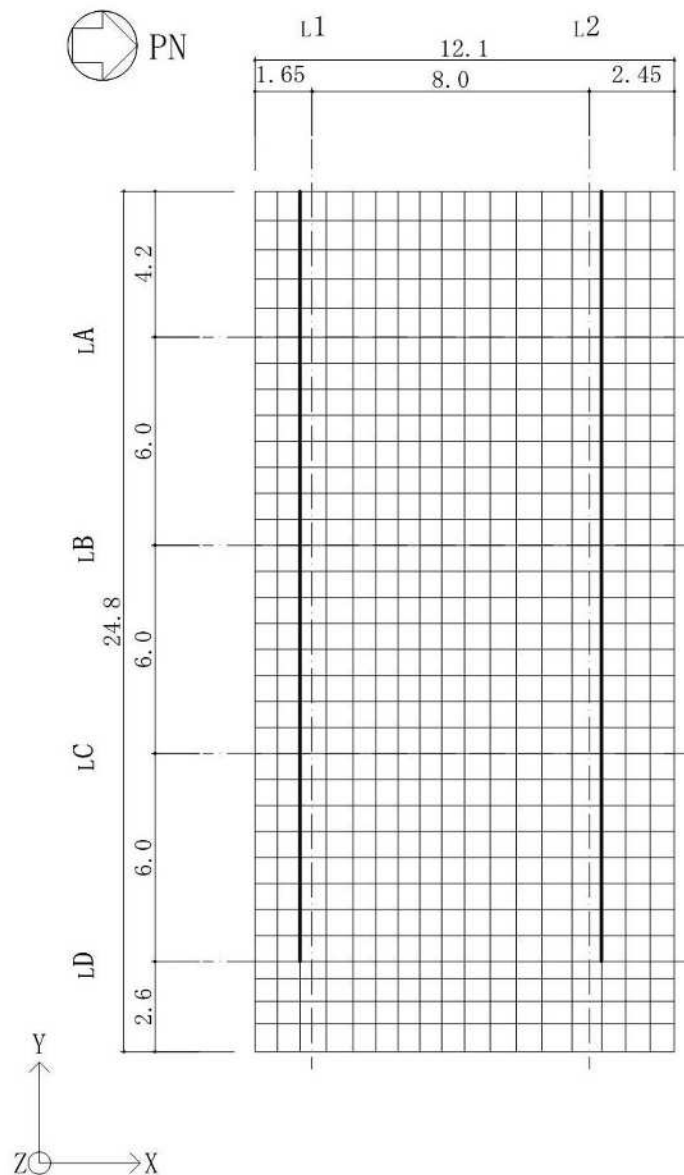
*2：表中の断面諸元はコンクリート換算した値である。

4.4.3 基礎スラブ

(1) モデル化の基本方針

応力解析は、3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析とする。解析には、解析コード「MSC NASTRAN」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

基礎スラブのモデル図を図 4-7 に示す。



注：太線は壁の位置を示す。

(単位：m)

図 4-7 基礎スラブの解析モデル図（平面図）(1/2)

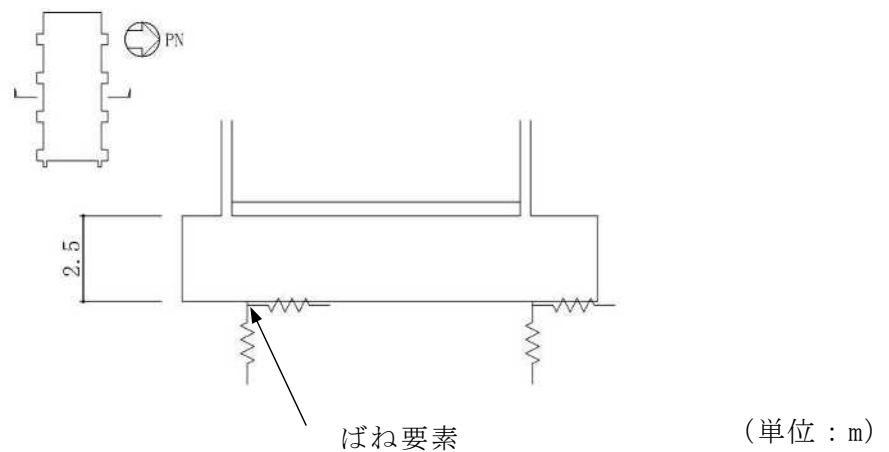


図 4-7 基礎スラブの解析モデル図（断面図）（2/2）

(2) 使用要素

解析モデルに使用する FEM 要素は、基礎スラブについてはシェル要素とする。また、基礎スラブより立ち上がっている耐震壁については、はり要素として剛性を考慮する。解析モデルの節点数は 612、要素数は 561 である。

(3) 境界条件

解析モデルの基礎底面には、水平方向及び鉛直方向の地盤ばねを設ける。地盤ばねは地震応答解析モデルにおける地盤部分の擬似 3 次元 FEM モデルを用いて加振解析を行い、算定した複素インピーダンスの実部から設定し、各節点に分散化する。

なお、水平方向は NS 方向及び EW 方向各々の水平ばね定数、鉛直方向は水平方向地震荷重については NS 方向及び EW 方向各々の回転ばね定数、そのほかの荷重については鉛直ばね定数に基づきばね剛性を設定する。

(4) 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-20 及び表 4-21 に示す。

表 4-20 コンクリートの物性値

諸元	物性値
ヤング係数	$2.44 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	0.2

注：剛性はコンクリートの設計基準強度 (30.0N/mm^2) に基づく。

表 4-21 鉄筋の物性値

諸元	物性値
鋼材種	SD345
ヤング係数	$2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

4.4.4 屋根スラブ

(1) モデル化の基本方針

屋根スラブは、1 方向スラブとしてモデル化し、両端固定ばりとして評価する。

4.4.5 フレーム構造部

(1) モデル化の基本方針

フレーム構造部の応力は3次元フレームモデルを用いて評価する。

3次元フレームモデルは部材芯でモデル化するものとし、はり及び柱は線材でモデル化する。耐震壁は壁エレメント置換でモデル化し、層の剛性及び耐力を考慮する。袖壁、垂壁によるはり及び柱の拘束効果については、剛体とした剛域にて考慮する。フレーム脚部についてはピン支持とし杭や浮上りは考慮しない。屋根スラブ及び基礎スラブは剛床仮定とし、基礎スラブは剛性を割増したはりとしてモデル化する。

解析には、解析コード「Super Build/SS7」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、別紙「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

フレーム構造部のモデル図を図4-8に示す。

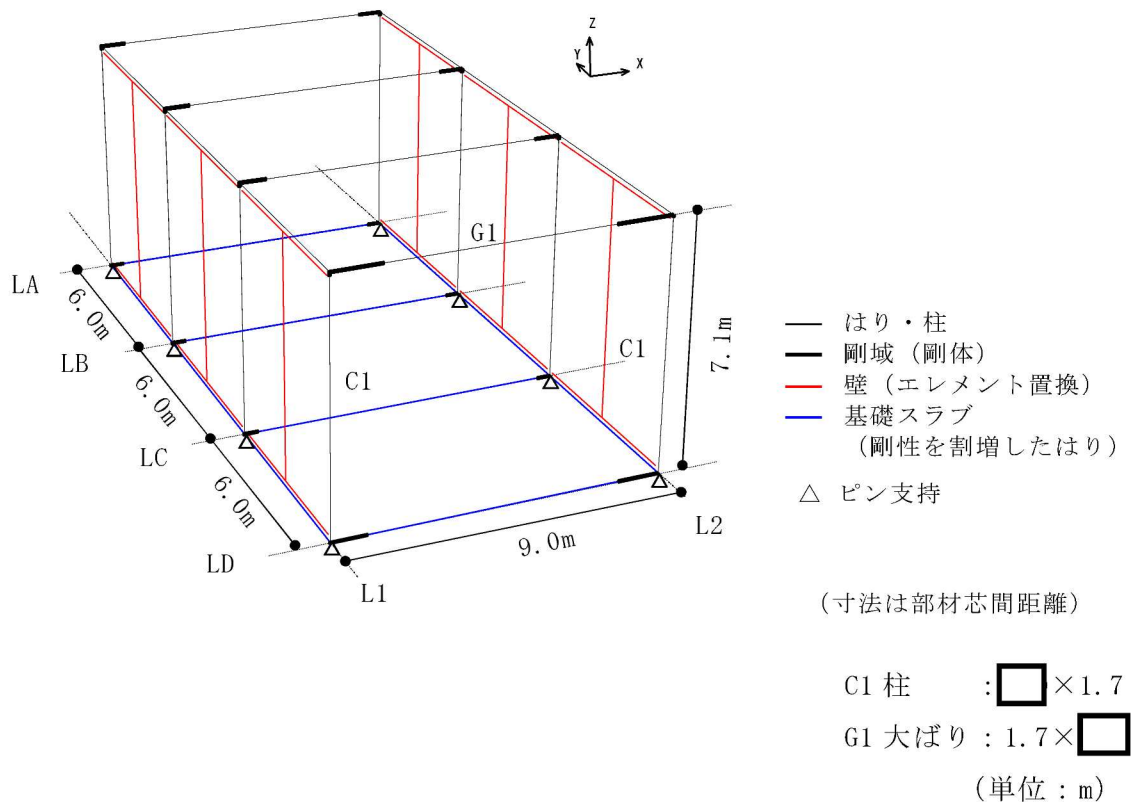


図4-8 フレーム構造部の解析モデル図

(2) 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-22 及び表 4-23 に示す。

表 4-22 コンクリートの物性値

諸元	物性値
ヤング係数	$2.52 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	0.2

注：剛性はコンクリートの設計基準強度（ 33.0 N/mm^2 ）に基づく。

表 4-23 鉄筋の物性値

諸元	物性値
鋼材種	SD345 SD390
ヤング係数	$2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

4.5 評価方法

4.5.1 応力解析方法

(1) 耐震壁

a. 荷重ケース

S d 地震時の応力は、単独荷重による応力を組み合わせて求める。単独荷重の記号を以下に示す。

V L : 鉛直荷重

S d_{EW} : S d 地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)

S d_{WE} : S d 地震荷重 (W→E 入力, EW 方向)

K v_d : 鉛直震度 (S d 地震時)

表 4-24 及び表 4-25 に S d 地震時の水平地震荷重及び鉛直地震荷重を示す。

表 4-24 水平地震荷重 (S d 地震時)

T. M. S. L. (m)	方向	層せん断力 (×10 ² kN)
11.9~19.6	EW	86.4

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

表 4-25 鉛直地震荷重 (S d 地震時)

T. M. S. L. (m)	鉛直震度
19.6	0.43

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-26 に示す。

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 -2008 ((社)日本電気協会)」を参考に、組合せ係数法 (組合せ係数は 1.0 と 0.4) を用いるものとする。

表 4-26 荷重の組合せケース (S d 地震時)

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
1-1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0 + 0.4K_{vd}) VL + S d_{EW}$
1-2		上向き	$(1.0 - 0.4K_{vd}) VL + S d_{EW}$
1-3		下向き	$(1.0 + 0.4K_{vd}) VL + S d_{WE}$
1-4		上向き	$(1.0 - 0.4K_{vd}) VL + S d_{WE}$

(2) 杭

大物搬入建屋杭について、 S_d 地震時及び S_s 地震時に対して地震応答解析モデルを用いた弾塑性応力解析を実施し、杭に生じる応力に対して評価する。

a. 荷重ケース

S_d 地震時及び S_s 地震時の応力は、単独荷重による応力を組み合わせて求める。単独荷重の記号を以下に示す。

- V_L : 鉛直荷重
- $S_{d_{SN}}$: S_d 地震荷重 (S→N 入力, NS 方向)
- $S_{d_{NS}}$: S_d 地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)
- $S_{d_{EW}}$: S_d 地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)
- $S_{d_{WE}}$: S_d 地震荷重 (W→E 入力, EW 方向)
- $S_{s_{SN}}$: S_s 地震荷重 (S→N 入力, NS 方向)
- $S_{s_{NS}}$: S_s 地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)
- $S_{s_{EW}}$: S_s 地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)
- $S_{s_{WE}}$: S_s 地震荷重 (W→E 入力, EW 方向)
- K_{v_d} : 鉛直震度 (S_d 地震時)
- K_{v_s} : 鉛直震度 (S_s 地震時)

表 4-27～表 4-30 に S_d 地震時及び S_s 地震時の水平地震荷重及び鉛直地震荷重を示す。

表 4-27 水平地震荷重 (S_d 地震時)

T. M. S. L. (m)	NS 方向 層せん断力 ($\times 10^2$ kN)	EW 方向 層せん断力 ($\times 10^2$ kN)
11.9～19.6	127	86.4

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

表 4-28 水平地震荷重 (S_s 地震時)

T. M. S. L. (m)	NS 方向 層せん断力 ($\times 10^2$ kN)	EW 方向 層せん断力 ($\times 10^2$ kN)
11.9～19.6	322	170

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

表 4-29 鉛直地震荷重 (S d 地震時)

T. M. S. L. (m)	鉛直震度
19.6	0.43

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

表 4-30 鉛直地震荷重 (S s 地震時)

T. M. S. L. (m)	鉛直震度
19.6	0.89

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-31 及び表 4-32 に示す。

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1 -2008 ((社) 日本電気協会)」を参考に、組合せ係数法 (組合せ係数は 1.0 と 0.4) を用いるものとする。

表 4-31 荷重の組合せケース (S_d 地震時)

ケース No.	水平 : 鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
1-1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0 + 0.4K_{v_d})VL + S d_{SN}$
1-2		上向き	$(1.0 - 0.4K_{v_d})VL + S d_{SN}$
1-3		下向き	$(1.0 + 0.4K_{v_d})VL + S d_{NS}$
1-4		上向き	$(1.0 - 0.4K_{v_d})VL + S d_{NS}$
1-5	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0 + K_{v_d})VL + 0.4S d_{SN}$
1-6		上向き	$(1.0 - K_{v_d})VL + 0.4S d_{SN}$
1-7		下向き	$(1.0 + K_{v_d})VL + 0.4S d_{NS}$
1-8		上向き	$(1.0 - K_{v_d})VL + 0.4S d_{NS}$

表 4-32 荷重の組合せケース (S_s 地震時)

ケース No.	水平 : 鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
2-1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0 + 0.4K_{v_s})VL + S s_{SN}$
2-2		上向き	$(1.0 - 0.4K_{v_s})VL + S s_{SN}$
2-3		下向き	$(1.0 + 0.4K_{v_s})VL + S s_{NS}$
2-4		上向き	$(1.0 - 0.4K_{v_s})VL + S s_{NS}$
2-5	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0 + K_{v_s})VL + 0.4S s_{SN}$
2-6		上向き	$(1.0 - K_{v_s})VL + 0.4S s_{SN}$
2-7		下向き	$(1.0 + K_{v_s})VL + 0.4S s_{NS}$
2-8		上向き	$(1.0 - K_{v_s})VL + 0.4S s_{NS}$

(3) 基礎スラブ

大物搬入建屋基礎スラブについて、S_d地震時及びS_s地震時に対して 3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析を実施する。

a. 荷重ケース

S_d地震時及びS_s地震時の応力は、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。単独荷重の記号を以下に示す。

- V L : 鉛直荷重
- S d_{sN} : S_d地震荷重 (S→N 入力, NS 方向)
- S d_{nS} : S_d地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)
- S d_{EW} : S_d地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)
- S d_{WE} : S_d地震荷重 (W→E 入力, EW 方向)
- S s_{sN} : S_s地震荷重 (S→N 入力, NS 方向)
- S s_{nS} : S_s地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)
- S s_{EW} : S_s地震荷重 (E→W 入力, EW 方向)
- S s_{WE} : S_s地震荷重 (W→E 入力, EW 方向)
- K v_d : 鉛直震度 (S_d地震時)
- K v_s : 鉛直震度 (S_s地震時)
- B L : 浮力

表 4-33～表 4-36 に S_d地震時及びS_s地震時の水平地震荷重及び鉛直地震荷重を示す。

表 4-33 水平地震荷重 (S_d地震時)

T. M. S. L. (m)	NS 方向層せん断力 (×10 ² kN)	EW 方向層せん断力 (×10 ² kN)
11.9～19.6	133	91
9.4～11.9	253	208

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

表 4-34 水平地震荷重 (S_s地震時)

T. M. S. L. (m)	NS 方向層せん断力 (×10 ² kN)	EW 方向層せん断力 (×10 ² kN)
11.9～19.6	338	179
9.4～11.9	516	416

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

表 4-35 鉛直地震荷重 (S d 地震時)

T. M. S. L. (m)	鉛直震度
11.9	0.43

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

表 4-36 鉛直地震荷重 (S s 地震時)

T. M. S. L. (m)	鉛直震度
11.9	0.88

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-37 及び表 4-38 に示す。

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1-2008 ((社) 日本電気協会)」を参考に、組合せ係数法 (組合せ係数は 1.0 と 0.4) を用いるものとする。

表 4-37 荷重の組合せケース (S d 地震時)

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
1-1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0+0.4K v_d) V L + S d_{SN} + B L$
1-2		上向き	$(1.0-0.4K v_d) V L + S d_{SN} + B L$
1-3		下向き	$(1.0+0.4K v_d) V L + S d_{NS} + B L$
1-4		上向き	$(1.0-0.4K v_d) V L + S d_{NS} + B L$
1-5		下向き	$(1.0+0.4K v_d) V L + S d_{EW} + B L$
1-6		上向き	$(1.0-0.4K v_d) V L + S d_{EW} + B L$
1-7		下向き	$(1.0+0.4K v_d) V L + S d_{WE} + B L$
1-8		上向き	$(1.0-0.4K v_d) V L + S d_{WE} + B L$
1-9	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0+K v_d) V L + 0.4 S d_{SN} + B L$
1-10		上向き	$(1.0-K v_d) V L + 0.4 S d_{SN} + B L$
1-11		下向き	$(1.0+K v_d) V L + 0.4 S d_{NS} + B L$
1-12		上向き	$(1.0-K v_d) V L + 0.4 S d_{NS} + B L$
1-13		下向き	$(1.0+K v_d) V L + 0.4 S d_{EW} + B L$
1-14		上向き	$(1.0-K v_d) V L + 0.4 S d_{EW} + B L$
1-15		下向き	$(1.0+K v_d) V L + 0.4 S d_{WE} + B L$
1-16		上向き	$(1.0-K v_d) V L + 0.4 S d_{WE} + B L$
1-17	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0+0.4K v_d) V L + S d_{SN}$
1-18		上向き	$(1.0-0.4K v_d) V L + S d_{SN}$
1-19		下向き	$(1.0+0.4K v_d) V L + S d_{NS}$
1-20		上向き	$(1.0-0.4K v_d) V L + S d_{NS}$
1-21		下向き	$(1.0+0.4K v_d) V L + S d_{EW}$
1-22		上向き	$(1.0-0.4K v_d) V L + S d_{EW}$
1-23		下向き	$(1.0+0.4K v_d) V L + S d_{WE}$
1-24		上向き	$(1.0-0.4K v_d) V L + S d_{WE}$
1-25	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0+K v_d) V L + 0.4 S d_{SN}$
1-26		上向き	$(1.0-K v_d) V L + 0.4 S d_{SN}$
1-27		下向き	$(1.0+K v_d) V L + 0.4 S d_{NS}$
1-28		上向き	$(1.0-K v_d) V L + 0.4 S d_{NS}$
1-29		下向き	$(1.0+K v_d) V L + 0.4 S d_{EW}$
1-30		上向き	$(1.0-K v_d) V L + 0.4 S d_{EW}$
1-31		下向き	$(1.0+K v_d) V L + 0.4 S d_{WE}$
1-32		上向き	$(1.0-K v_d) V L + 0.4 S d_{WE}$

表 4-38 荷重の組合せケース (S_s 地震時)

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
2-1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{SN} + B L$
2-2		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{SN} + B L$
2-3		下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{NS} + B L$
2-4		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{NS} + B L$
2-5		下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{EW} + B L$
2-6		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{EW} + B L$
2-7		下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{WE} + B L$
2-8		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{WE} + B L$
2-9		0.4 : 1.0	下向き
2-10	上向き		$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{SN} + B L$
2-11	下向き		$(1.0+K v_s) V L + 0.4 S s_{NS} + B L$
2-12	上向き		$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{NS} + B L$
2-13	下向き		$(1.0+K v_s) V L + 0.4 S s_{EW} + B L$
2-14	上向き		$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{EW} + B L$
2-15	下向き		$(1.0+K v_s) V L + 0.4 S s_{WE} + B L$
2-16	上向き		$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{WE} + B L$
2-17	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{SN}$
2-18		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{SN}$
2-19		下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{NS}$
2-20		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{NS}$
2-21		下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{EW}$
2-22		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{EW}$
2-23		下向き	$(1.0+0.4K v_s) V L + S s_{WE}$
2-24		上向き	$(1.0-0.4K v_s) V L + S s_{WE}$
2-25	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0+K v_s) V L + 0.4 S s_{SN}$
2-26		上向き	$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{SN}$
2-27		下向き	$(1.0+K v_s) V L + 0.4 S s_{NS}$
2-28		上向き	$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{NS}$
2-29		下向き	$(1.0+K v_s) V L + 0.4 S s_{EW}$
2-30		上向き	$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{EW}$
2-31		下向き	$(1.0+K v_s) V L + 0.4 S s_{WE}$
2-32		上向き	$(1.0-K v_s) V L + 0.4 S s_{WE}$

c. 荷重の入力方法

(a) 地震荷重

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

(b) 地震荷重以外の荷重

地震荷重以外の荷重については、FEM モデルの各節点又は各要素に、集中荷重又は分布荷重として入力する。

(4) 屋根スラブ

a. 荷重ケース

S_d地震時及びS_s地震時の応力は、単独荷重による応力を組み合わせて求める。単独荷重の記号を以下に示す。S_d地震時及びS_s地震時の鉛直地震荷重を表4-39及び表4-40示す。

V_L : 鉛直荷重

K_{v_d} : 鉛直震度 (S_d地震時)

K_{v_s} : 鉛直震度 (S_s地震時)

表 4-39 鉛直地震荷重 (S_d地震時)

T. M. S. L. (m)	鉛直震度
19.6	0.43

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

表 4-40 鉛直地震荷重 (S_s地震時)

T. M. S. L. (m)	鉛直震度
19.6	0.89

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表4-41及び表4-42に示す。

表 4-41 荷重の組合せケース (S_d地震時)

ケース No.	鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
1-1	1.0	下向き	$(1.0 + K_{v_d}) V_L$
1-2		上向き	$(1.0 - K_{v_d}) V_L$

表 4-42 荷重の組合せケース (S_s地震時)

ケース No.	鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
2-1	1.0	下向き	$(1.0 + K_{v_s}) V_L$
2-2		上向き	$(1.0 - K_{v_s}) V_L$

c. 応力算出方法

等分布荷重を受ける両端固定ばりの曲げモーメント及びせん断力は下式より求める。

(端部曲げモーメント)

$$M = \frac{1}{12} w \cdot \ell^2$$

ここで,

w : 等分布荷重 (N/m)

ℓ : スパン (m)

(端部せん断力)

$$Q = \frac{1}{2} w \cdot \ell$$

ここで,

w : 等分布荷重 (N/m)

ℓ : スパン (m)

(5) フレーム構造部

a. 荷重ケース

S d 地震時の応力は、単独荷重による応力を組み合わせて求める。単独荷重の記号を以下に示す。

V L : 鉛直荷重

S d_{SN} : S d 地震荷重 (S→N 入力, NS 方向)

S d_{NS} : S d 地震荷重 (N→S 入力, NS 方向)

K v_d : 鉛直震度 (S d 地震時)

表 4-43 及び表 4-44 に S d 地震時の水平地震荷重及び鉛直地震荷重を示す。

表 4-43 水平地震荷重 (S d 地震時)

T. M. S. L. (m)	NS 方向 層せん断力 (×10 ² kN)
11.9~19.6	127

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

表 4-44 鉛直地震荷重 (S d 地震時)

T. M. S. L. (m)	鉛直震度
19.6	0.43

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 4-45 に示す。

水平方向と鉛直方向の荷重の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程 J E A C 4 6 0 1-2008 ((社) 日本電気協会)」を参考に、組合せ係数法 (組合せ係数は 1.0 と 0.4) を用いるものとする。

表 4-45 荷重の組合せケース (S d 地震時)

ケース No.	水平：鉛直	鉛直震度	荷重の組合せケース
1-1	1.0 : 0.4	下向き	$(1.0 + 0.4K_{v_d})VL + S d_{sN}$
1-2		上向き	$(1.0 - 0.4K_{v_d})VL + S d_{sN}$
1-3		下向き	$(1.0 + 0.4K_{v_d})VL + S d_{Ns}$
1-4		上向き	$(1.0 - 0.4K_{v_d})VL + S d_{Ns}$
1-5	0.4 : 1.0	下向き	$(1.0 + K_{v_d})VL + 0.4S d_{sN}$
1-6		上向き	$(1.0 - K_{v_d})VL + 0.4S d_{sN}$
1-7		下向き	$(1.0 + K_{v_d})VL + 0.4S d_{Ns}$
1-8		上向き	$(1.0 - K_{v_d})VL + 0.4S d_{Ns}$

4.5.2 断面の評価方法

(1) 耐震壁

S d 地震時について、せん断力による応力は全て鉄筋で負担し、また、曲げモーメントにより生じる引張応力についても、鉄筋で負担することとし、必要鉄筋比が設計鉄筋比を超えないことを確認する。

(2) 杭

S d 地震時及び S s 地震時の軸力（鉛直支持力及び引抜き力）、曲げモーメント及びせん断力が許容限界を超えないことを確認する。

(3) 基礎スラブ

a. 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

軸力、曲げモーメント及び面内せん断力については、必要鉄筋量が設計配筋量を超えないことを確認する。必要鉄筋量(A)は、「RC-N 規準」に基づき、各要素の縦方向と横方向の軸力及び曲げモーメントに対して必要となる片側鉄筋量(A_t)を柱の許容応力度設計式を用いて算定し、これと面内せん断力に対して必要となる全鉄筋量(A_s)により、下式によって算定する。なお、S s 地震時に対しては、軸力、曲げモーメント及び面内せん断力に対する必要鉄筋量は、「技術基準解説書」に基づき、鉄筋の引張強度を 1.1 倍として算定する。

$$A = A_t + A_s / 2$$

b. 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N 規準」に基づき、評価対象部位に生じる面外せん断力が、次式を基に算定した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w \cdot f_t \cdot (p_w - 0.002) \}$$

ここで、

Q_A : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度で、表 4-10 に示す値 (N/mm²)

α : 許容せん断力の割増し係数

(2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。また、引張軸力が

2N/mm²を超える場合は 1 とする。)

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

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

f_t : せん断補強筋の短期許容引張応力度で、表 4-11 に示す値 (N/mm²)

p_w : せん断補強筋比で、次式による。(0.002 以上とする。*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

a_w : せん断補強筋の断面積 (mm²)

x : せん断補強筋の間隔 (mm)

注記* : せん断補強筋がない領域については、第 2 項を 0 とする。

(4) 屋根スラブ

屋根スラブの評価は以下の方法で行う。

屋根スラブについては、曲げモーメントによる鉄筋応力度及び面外せん断力を算定し、各許容限界を超えないことを確認する。

a. 曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N 規準」に基づき、次式をもとに計算した評価対象箇所に生じる曲げモーメントによる鉄筋応力度が、許容限界を超えないことを確認する。

$$\sigma_t = \frac{M}{a_t \cdot j}$$

ここで、

σ_t : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm²)

j : 断面の応力中心距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

b. 面外せん断力に対する断面評価方法

断面の評価は、「RC-N 規準」に基づき、評価対象部位に生じる面外せん断力が、次式をもとに計算した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w \cdot f_t \cdot (p_w - 0.002) \}$$

ここで、

- Q_A : 許容面外せん断力 (N)
- b : 断面の幅 (mm)
- j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)
- α : 許容せん断力の割増し係数
(2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。)

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

ここで、

- M : 曲げモーメント (N・mm)
- Q : せん断力 (N)
- d : 断面の有効せい (mm)
- f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)
- $w \cdot f_t$: せん断補強筋の短期許容引張応力度で、表 4-11 に示す値 (N/mm²)
- p_w : せん断補強筋比で、次式による。(0.002 以上とする。*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

- a_w : せん断補強筋の断面積 (mm²)
- x : せん断補強筋の間隔 (mm)

注記* : せん断補強筋がない領域については、第 2 項を 0 とする。

(なお、屋根スラブには、面外せん断補強筋は入っていない。)

(5) フレーム構造部

フレーム構造部の評価は以下の方法で行う。

フレーム構造部については、S d 地震時について、発生応力に対する必要鉄筋量が設計配筋量を超えないことを確認する。

5. 地震応答解析による評価結果

5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果

5.1.1 S s 地震時

鉄筋コンクリート造耐震壁について、S s 地震時の最大せん断ひずみが許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認する。

材料物性の不確かさを考慮した S s 地震時の最大せん断ひずみは、 0.0438×10^{-3} (部材番号 1, EW 方向, Ss-1, ケース 3) であり、許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。耐震壁の最大せん断ひずみをせん断スケルトン曲線にプロットした図を図 5-1 に示す。

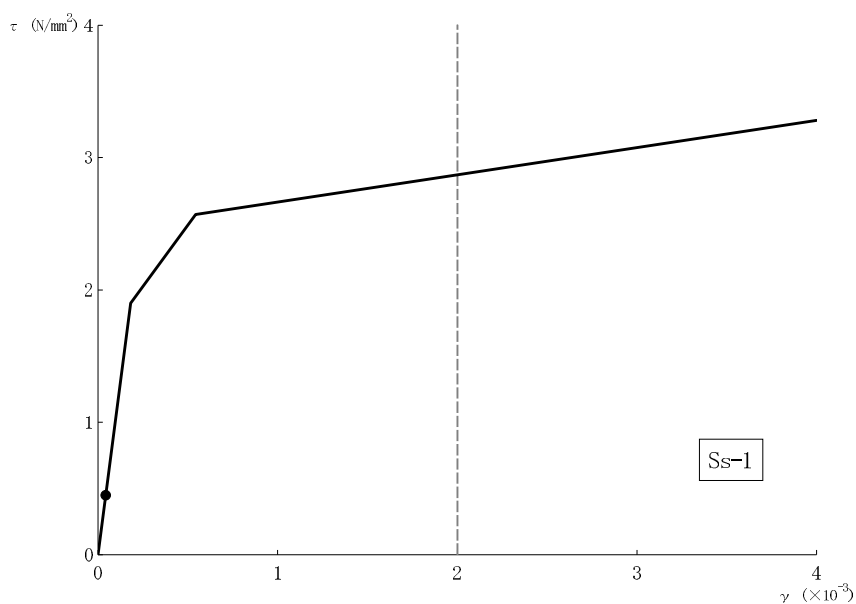


図 5-1 せん断スケルトン曲線上の最大せん断ひずみ
(EW 方向, Ss-1, ケース 3)

5.2 フレーム構造部

5.2.1 S s 地震時

フレーム構造部について、S s 地震時の最大層間変形角が許容限界(1/120)を超えないことを確認する。

材料物性の不確かさを考慮した S s 地震時の最大層間変形角は、1/146 (NS 方向, Ss-1, ケース 3) であり、許容限界 (1/120) を超えないことを確認した。

5.3 保有水平耐力

必要保有水平耐力 Q_{un} と保有水平耐力 Q_u の比較結果を表5-1及び表5-2に示す。保有水平耐力 Q_u が必要保有水平耐力 Q_{un} に対して妥当な安全余裕を有していることを確認した。

なお、必要保有水平耐力 Q_{un} に対する保有水平耐力 Q_u の比は最小で7.84である。

表 5-1 必要保有水平耐力 Q_{un} と保有水平耐力 Q_u の比較結果 (NS 方向)

T. M. S. L. (m)	Q_{un} ($\times 10^3$ kN)	Q_u ($\times 10^3$ kN)	Q_u / Q_{un}
11.9~19.6	4.79	37.6	7.84

表 5-2 必要保有水平耐力 Q_{un} と保有水平耐力 Q_u の比較結果 (EW 方向)

T. M. S. L. (m)	Q_{un} ($\times 10^3$ kN)	Q_u ($\times 10^3$ kN)	Q_u / Q_{un}
11.9~19.6	5.14	65.2	12.6

6. 応力解析による評価結果

6.1 耐震壁の評価結果

評価対象とする耐震壁を示したものを図 6-1 に示す。また、「4.5.2 断面評価方法」に基づいた断面の評価結果を表 6-1 に示す。

S d 地震時において、必要鉄筋比が設計鉄筋比を超えないことを確認した。

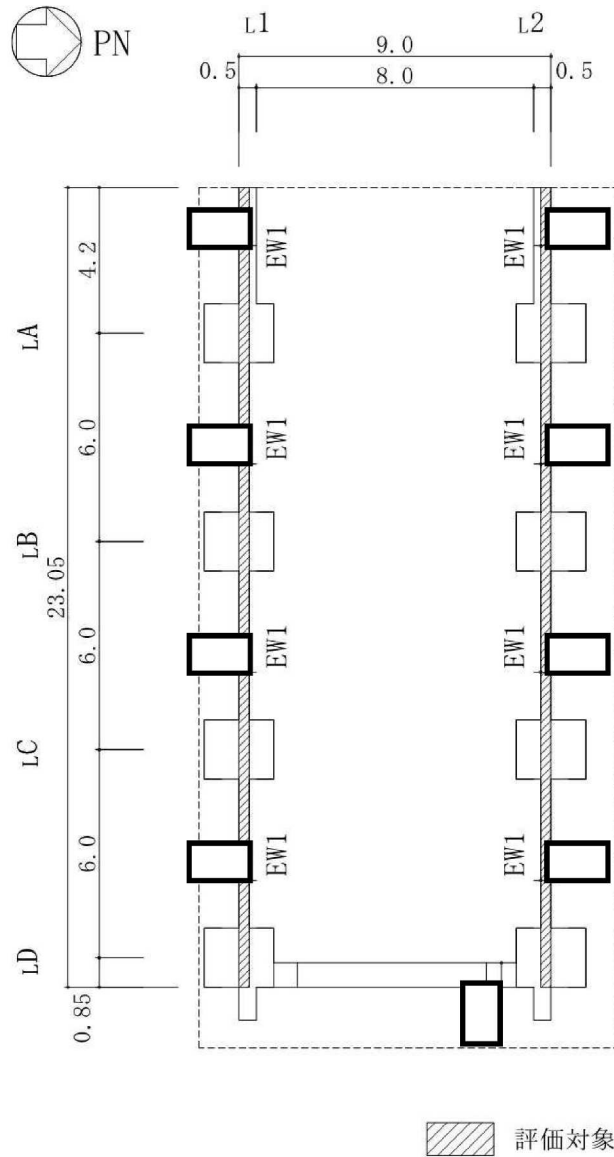


図 6-1 評価対象とする耐震壁 (1F, T. M. S. L. 12.3m)

表 6-1 耐震壁の評価結果 (S d 地震時)

T. M. S. L. (m)		11.9~19.6	
壁位置 (通り)		l1	l2
壁記号		EW1	EW1
断面積(m ²)		6.915	6.915
壁厚(mm)		<input type="text"/>	<input type="text"/>
配筋	縦筋配筋	D19@200 ダブル	D19@200 ダブル
	縦筋設計鉄筋比 P _g (%)	0.96	0.96
	横筋配筋	D19@200 ダブル	D19@200 ダブル
	横筋設計鉄筋比 P _g (%)	0.96	0.96
せん断に対する検討	せん断力 Q (×10 ³ kN)	4.32	4.32
	せん断応力度 τ (N/mm ²)	0.62	0.62
	必要鉄筋比 P _Q (%)	0.18	0.18
曲げモーメントに対する検討	曲げモーメント M (×10 ⁵ kN・m)	0.41	0.41
	軸力 N (×10 ³ kN)	2.52	2.52
		3.57	3.57
	必要鉄筋比 P _M (%)	0.04	0.04
(P _Q +P _M)/P _g		0.23	0.23

6.2 杭の評価結果

杭について、S_d地震時及びS_s地震時の軸力（鉛直支持力及び引抜き力）、曲げモーメント及びせん断力が許容限界を超えないことを確認する。

S_d地震時及びS_s地震時に発生する最大杭応力に対する評価結果を表6-2及び表6-3に示す。なお、押し込み力及び引抜き力については、S_d地震時及びS_s地震時に杭頭に発生する最大応答軸力を用いる。

S_d地震時及びS_s地震時において、発生する応力値が許容限界を超えないことを確認した。

表6-2 最大杭応力に対する評価結果（S_d地震時）

		最大応力	許容限界	検定値	荷重ケース
鉛直支持力 (×10 ³ kN)	押し込み力	4.66	10.0	0.47	Sd-1, 1-1
	引抜き力	1.24	5.66	0.22	Sd-1, 1-2
曲げモーメント (×10 ³ kN・m)		1.25	8.32	0.16	Sd-1, 1-1
せん断力 (×10 ³ kN)		2.16	8.27	0.27	Sd-1, 1-1

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

表6-3 最大杭応力に対する評価結果（S_s地震時）

		最大応力	許容限界	検定値	荷重ケース
鉛直支持力 (×10 ³ kN)	押し込み力	8.09	15.0	0.54	Ss-1, 2-1
	引抜き力	4.94	8.49	0.59	Ss-1, 2-2
曲げモーメント (×10 ³ kN・m)		2.59	13.4	0.20	Ss-3, 2-1
せん断力 (×10 ³ kN)		4.39	8.27	0.54	Ss-3, 2-1

注：表中の値は材料物性の不確かさを考慮した包絡値を示す。

6.3 基礎スラブの評価結果

大物搬入建屋の基礎スラブの配筋図を図 6-2 に示す。

断面の評価結果を記載する要素を、以下のとおり選定する。

軸力、曲げモーメント及び面内せん断力に対する評価については、必要鉄筋量が最大となる要素を選定し、面外せん断力に対する評価については、面外せん断力に対する短期許容せん断力の割合が最少となる要素を選定する。最大値発生位置を図 6-3 に、評価結果を表 6-4 及び表 6-5 に示す。

S_d地震時及びS_s地震時において、軸力、曲げモーメント及び面内せん断力に対する必要鉄筋量が設計配筋量を超えないことを確認した。また、面外せん断力が短期許容せん断力を超えないことを確認した。

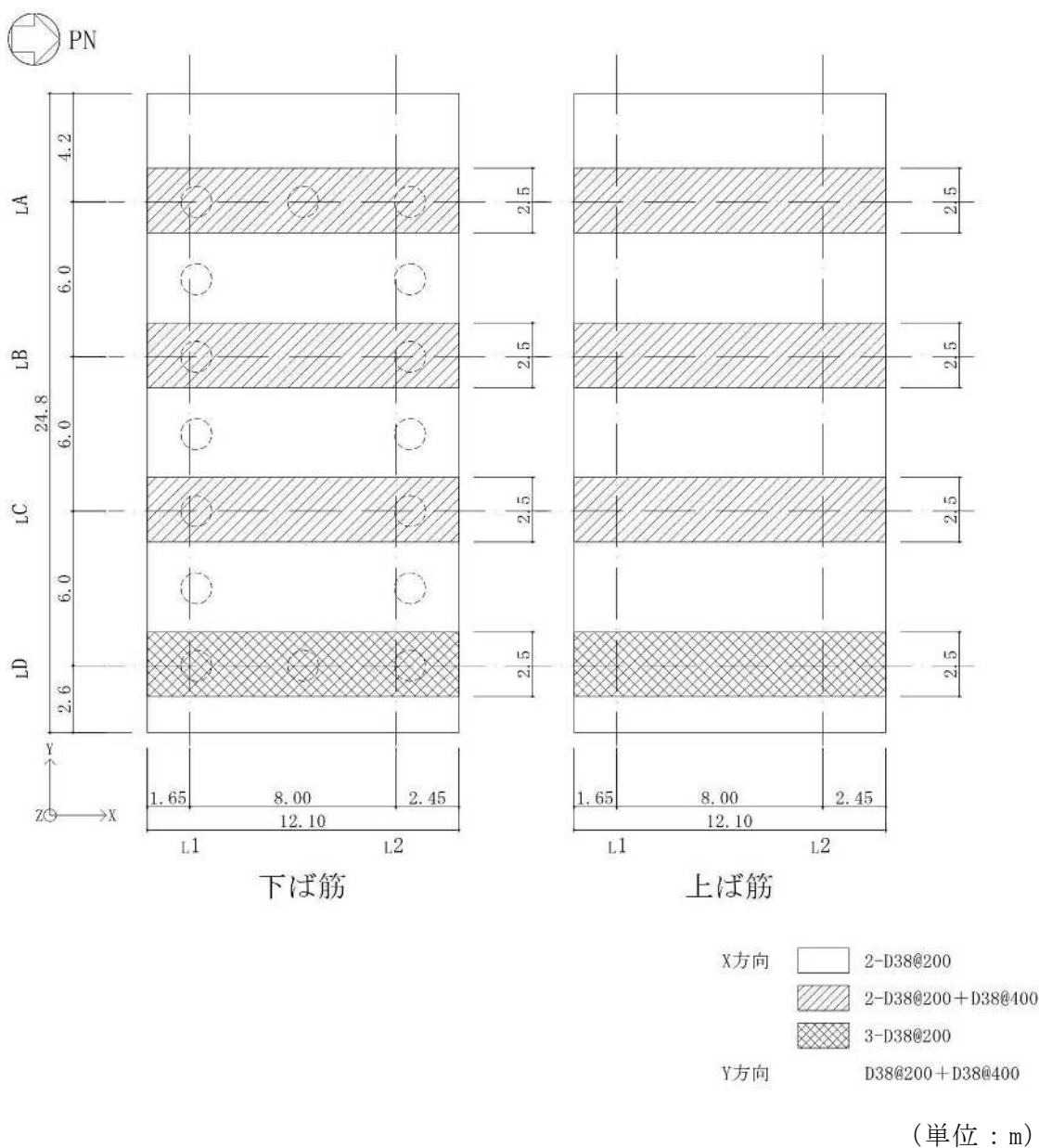
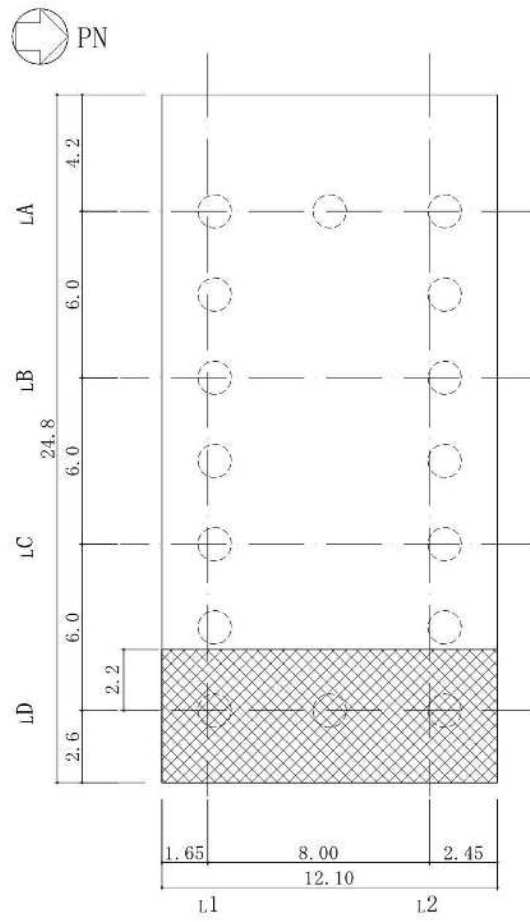



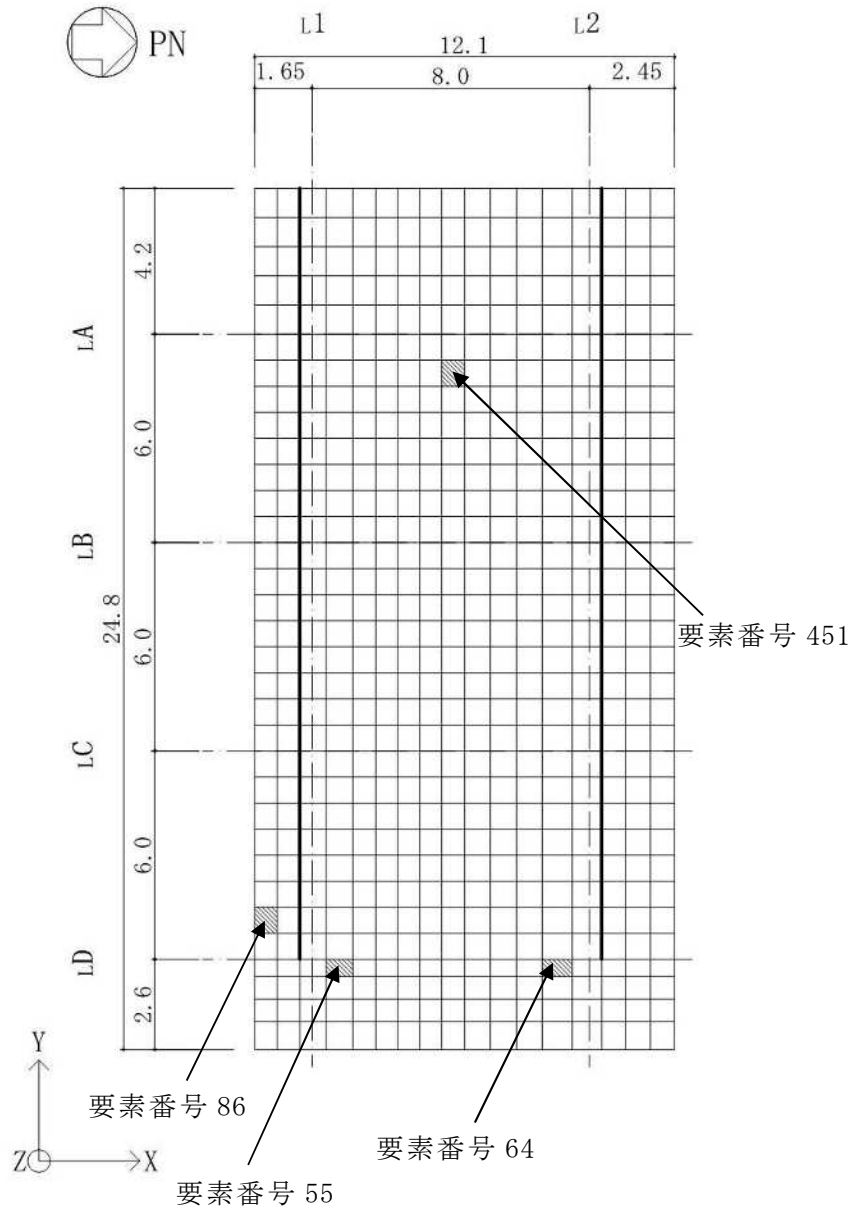
図 6-2 基礎スラブ配筋図 (1/2)



せん断補強筋  D25@400×400

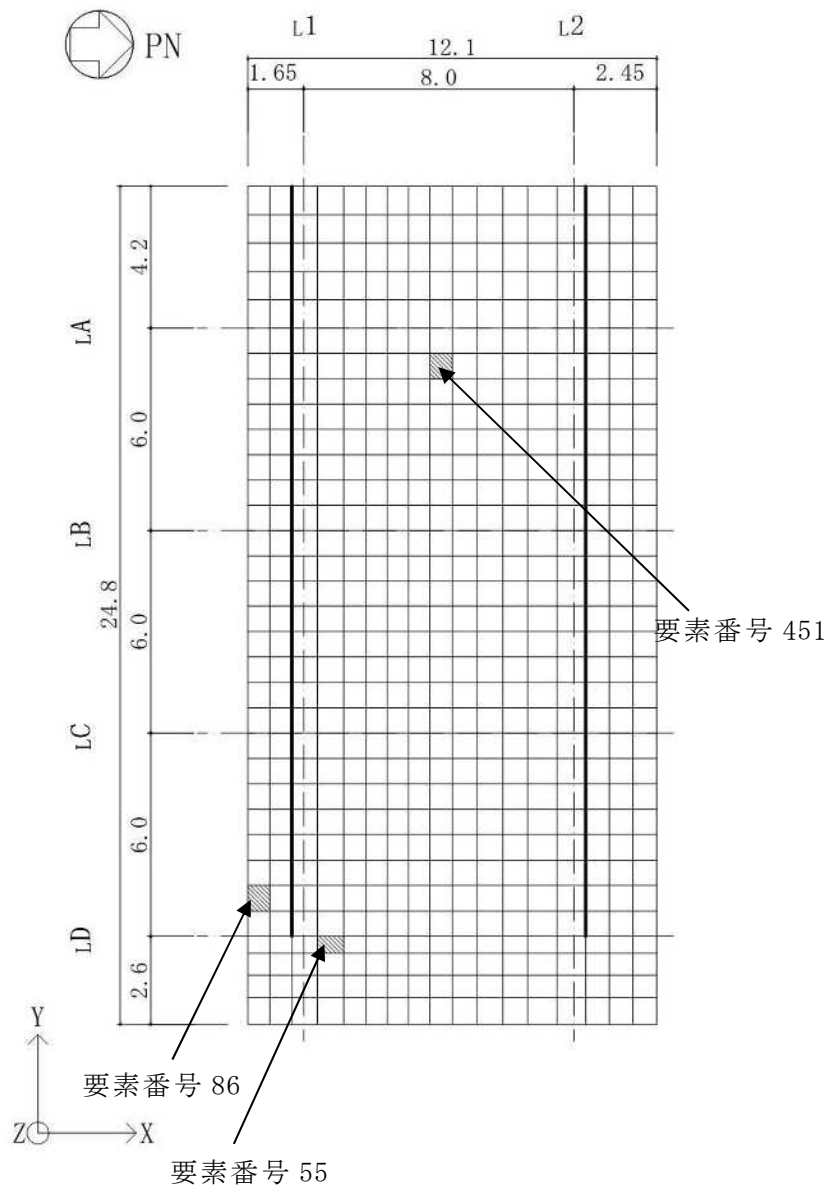
(単位 : m)

図 6-2 基礎スラブ配筋図 (2/2)



(単位 : m)

図 6-3 最大値発生位置 (S d 地震時) (1/2)



(単位 : m)

図 6-3 最大値発生位置 (S s 地震時) (2/2)

表 6-4 基礎スラブの評価結果 (S d 地震時)

	方向	評価項目	要素番号	荷重ケース	解析結果	許容限界	備考
軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	NS	必要鉄筋量/ 設計配筋量	64	1-1	0.38	1.0	
	EW	必要鉄筋量/ 設計配筋量	451	1-21	0.20	1.0	
面外せん断力	NS	面外せん断力 ×10 ³ (kN/m)	55	1-19	2.25	5.27	せん断* 補強筋
	EW	面外せん断力 ×10 ³ (kN/m)	86	1-19	1.95	5.27	せん断* 補強筋

注記* : 評価対象要素がせん断補強筋がある領域にあることを示す。

表 6-5 基礎スラブの評価結果 (S s 地震時)

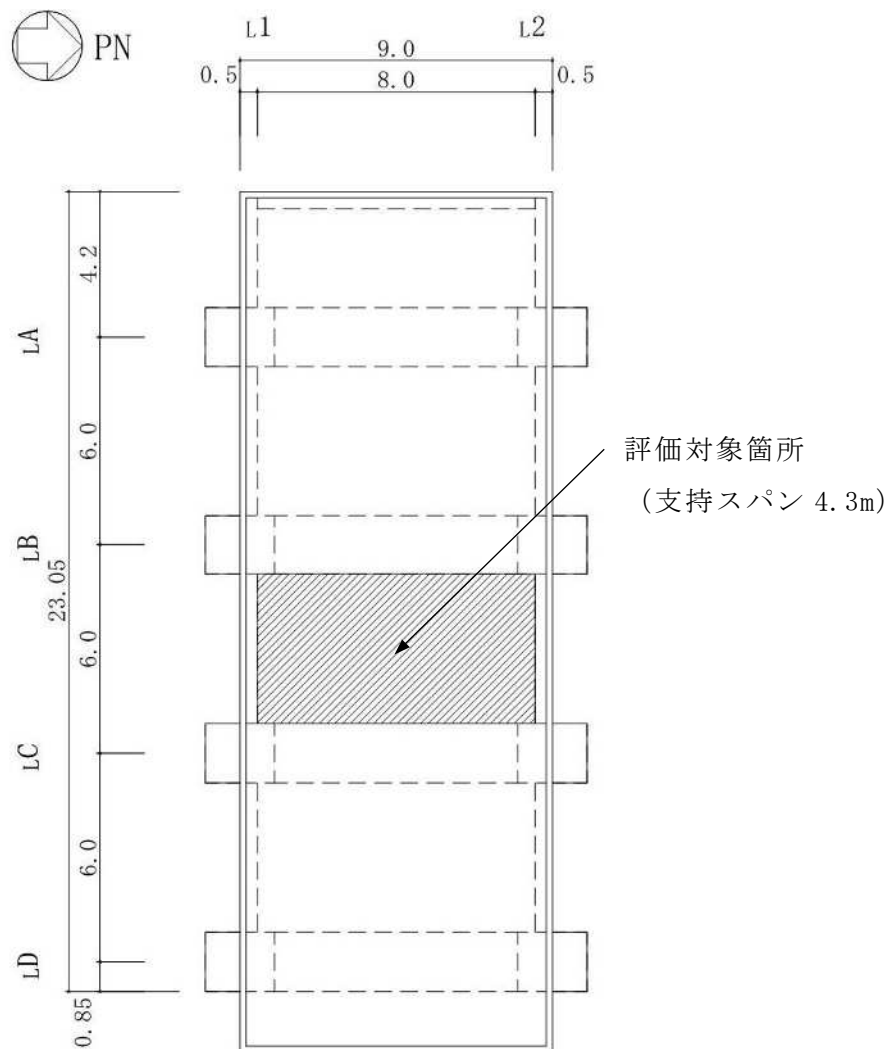
	方向	評価項目	要素番号	荷重ケース	解析結果	許容限界	備考
軸力 + 曲げモーメント + 面内せん断力	NS	必要鉄筋量/ 設計配筋量	55	2-3	0.85	1.0	
	EW	必要鉄筋量/ 設計配筋量	451	2-21	0.32	1.0	
面外せん断力	NS	面外せん断力 ×10 ³ (kN/m)	55	2-19	4.71	5.27	せん断* 補強筋
	EW	面外せん断力 ×10 ³ (kN/m)	86	2-19	4.18	5.27	せん断* 補強筋

注記* : 評価対象要素がせん断補強筋がある領域にあることを示す。

6.4 屋根スラブの評価結果

屋根スラブの評価対象箇所は、各断面の検定値が最も大きい箇所とし、図 6-4 に示す。また、「4.5.2 断面の評価方法」に基づいた断面の評価結果を表 6-6 に示す。なお、対象とするスラブは十分な剛性（固有振動数 20Hz 以上）を有していることから、共振は考慮しない。

S_d地震時及びS_s地震時において、曲げモーメントに対する鉄筋応力度が許容限界を超えないこと及び発生する面外せん断力が許容限界を超えないことを確認した。なお、基準地震動S_sによる地震力は弾性設計用地震動S_dによる地震力を上回るため、基準地震動S_sによる地震力により屋根スラブの評価を行う。



(単位：m)

図 6-4 屋根スラブの評価対象箇所

(RF, T.M.S.L. 19.6m)

表 6-6 屋根スラブの評価結果 (S_s地震時)

T. M. S. L. (m)		19.6
厚さ t (mm)		□
有効せい d (mm)		212.5
配筋 (鉄筋断面積)	上ば筋	D22@200 (1935mm ² /m)
	下ば筋	D22@200 (1935mm ² /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	49.2
	鉄筋応力度 σ_t (N/m ²)	345
	許容限界 M _A (N/m ²)	124.1
	検定値 M/M _A	0.40
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	68.6
	せん断スパン比による 割増し係数 α	1.00
	許容限界 Q _A (kN/m)	228.7
	検定値 Q/Q _A	0.30
判定		可

6.5 フレーム構造部の評価結果

フレーム構造部の評価対象箇所は、フレームに垂壁及び袖壁があり、柱及びはりの各断面の検定値が最も大きくなる LD 通りとし、図 6-5 に示す。また評価結果を表 6-7 及び表 6-8 に示す。

フレーム構造部については、S d 地震時において、柱及びはりの必要鉄筋量が設計配筋量を超えないことを確認した。

柱及びはりの各断面の検定に用いる記号の説明

- b : 断面の幅 (mm)
- D : 断面のせい (mm)
- d : 断面の有効せい (mm)
- j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)
- M : 曲げモーメント (N・mm)
- N : 軸力 (N)
- Q : せん断力 (N)
- p_t : 引張鉄筋比 (%)
- a_t : 引張鉄筋の断面積 (mm²)
- p_w : 必要あばら筋比又は帯筋比 (%)
- f_t : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)
- f_s : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)
- α : 許容せん断力の割増し係数

(2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。)

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

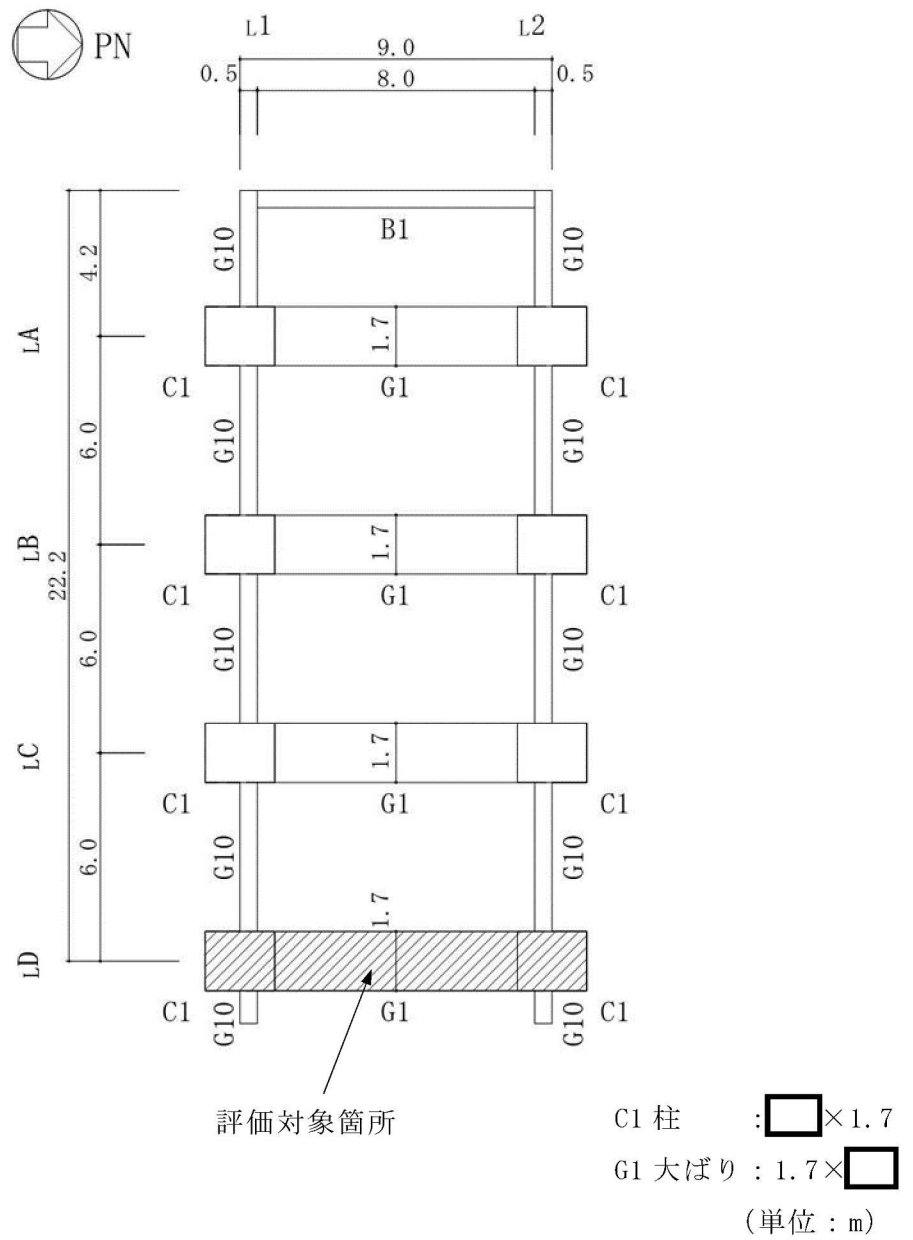
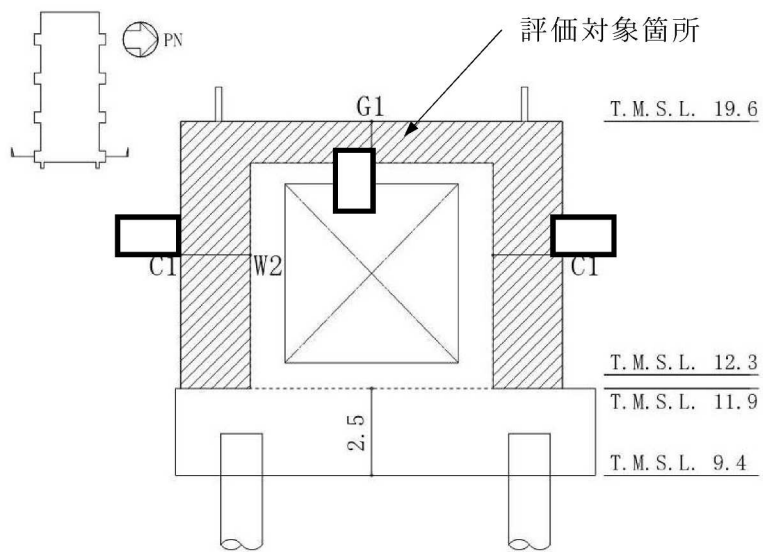


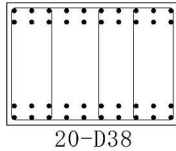
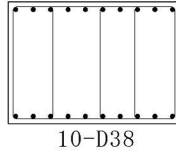
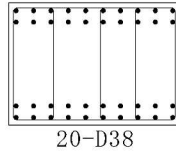
図 6-5 フレーム構造部の評価対象箇所 (はり伏図) (1/2)



C1 柱 : $\square \times 1.7$
 G1 大ばり : $1.7 \times \square$
 (単位 : m)

図 6-5 フレーム構造部の評価対象箇所 (LD 通り軸組図) (2/2)

表 6-7 はりの評価結果 (S d 地震時)

T. M. S. L. (m)		19.6			
通り記号		LD			
はり記号		G1			
位置		L1 端	中央	L2 端	
断面形	b × D (mm)		1700 × 		
	d (mm)		1000	1100	1000
	j (mm)		875	962	875
設計応力	長期	M (kN・m)	911	564	909
		Q (kN)	540	349	545
	短期	M (kN・m)	4504	764	4514
		荷重ケース	1-3	1-7	1-1
		Q (kN)	2305	2099	2311
		荷重ケース	1-3	1-3	1-1
長期	$M / (b \cdot d^2)$ (N/mm ²)	0.54	0.27	0.53	
	p_t^{*1} (%)	0.15	0.07	0.14	
短期	$M / (b \cdot d^2)$ (N/mm ²)	2.65	0.35	2.66	
	p_t^{*1} (%)	0.76	0.10	0.76	
必要鉄筋量 a_t^{*1} (mm ²)		12920	1870	12920	
設計配筋	上ば筋		20-D38	10-D38	20-D38
	下ば筋		20-D38	10-D38	20-D38
	断面積*2 (mm ²)		22800	11400	22800
せん断力に 対する検討	α		1.35		
	許容せん断力 $\alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$ (kN)		2470	2716	2470
	p_w^{*1} (%)		0.20	0.20	0.20
	あばら筋		5-D19@200		
	あばら筋比*2 (%)		0.42		
配筋図		L1 端	中央	L2 端	
		<div style="text-align: center;"> <p>20-D38</p>  <p>20-D38</p> </div>	<div style="text-align: center;"> <p>10-D38</p>  <p>10-D38</p> </div>	<div style="text-align: center;"> <p>20-D38</p>  <p>20-D38</p> </div>	

注記*1: 応力から決められる必要鉄筋断面積, 必要鉄筋比。

*2: 設計配筋の鉄筋断面積, 鉄筋比。

表 6-8 柱の評価結果 (S d 地震時)

T. M. S. L. (m)		11.9~19.6		
通り記号		LD		
柱記号		C1		
位置		柱脚	柱頭	
断面形	b × D (mm)	1700 × 		
	d (mm)	1850		
	j (mm)	1618		
設計応力	長期	N (kN)	1402	1402
		M (kN・m)	1403	909
		Q (kN)	326	326
	短期	N (kN)	3118	3118
		M (kN・m)	11205	6171
		荷重ケース	1-1	1-1
		Q (kN)	3511	3511
		荷重ケース	1-1	1-1
長期	$N / (b \cdot D)$ (N/mm ²)	0.41	0.41	
	$M / (b \cdot D^2)$ (N/mm ²)	0.21	0.13	
	p_t^{*1} (%)	0.00	0.00	
短期	$N / (b \cdot D)$ (N/mm ²)	0.92	0.92	
	$M / (b \cdot D^2)$ (N/mm ²)	1.65	0.91	
	p_t^{*1} (%)	0.41	0.16	
必要鉄筋量 a_t^{*1} (mm ²)		13940	5440	
設計配筋	引張側鉄筋	22-D38	22-D38	
	断面積*2 (mm ²)	25080	25080	
せん断力検討	α	1.00	1.00	
	許容せん断力 $\alpha \cdot f_s \cdot b \cdot j$ (kN)	3383	3383	
	p_w^{*1} (%)	0.23	0.23	
	帯筋	6-D16@100		
	帯筋比*2 (%)	0.70		
配筋図		<div style="text-align: center;"> <p>22-D38</p> <p>22-D38</p> </div>		

注記*1: 応力から決められる必要鉄筋断面積, 必要鉄筋比。

*2: 設計配筋の鉄筋断面積, 鉄筋比。

別紙 2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の気密性に関する計算書

目 次

1. 概要	1
2. 既往の知見等の整理	1
3. 原子炉建屋原子炉区域における空気漏えい量に対する影響検討	3
3.1 検討方針	3
3.2 空気漏えい量の算定結果	9
3.2.1 壁面からの漏えい量	9
3.3 総漏えい量と非常用ガス処理設備放出流量の比較	10
3.4 検討結果	10
4. まとめ	10

1. 概要

「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」（昭和 53 年 9 月制定）における A クラスの施設の気密性について、原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会，以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。）では，S 1 地震動に対し弾性範囲であることを確認することで，機能が維持されるとしている。

V-2-1-9「機能維持の基本方針」の機能維持の設計方針では，耐震壁のせん断ひずみがおおむね弾性状態にとどまることを基本としたうえで，おおむね弾性状態を超える場合は，地震応答解析による耐震壁のせん断ひずみから算定した空気漏えい量が，設置する換気設備の性能を下回ることで必要な気密性を維持する設計としている。その場合，気密性を要求される施設に対し，基準地震動 S_s による鉄筋コンクリート造耐震壁の許容限界を最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} としている。

二次格納施設の気密バウンダリを構成する原子炉建屋原子炉区域の地震応答解析による評価において，耐震壁の許容限界として設定した最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} の適用性について確認するために，耐震壁のせん断ひび割れと空気漏えい量の関係に係る既往の知見を整理するとともに，原子炉建屋原子炉区域における空気漏えい量に対する影響を評価する。

2. 既往の知見等の整理

（財）原子力発電技術機構は，「原子力発電施設耐震信頼性実証試験に関する報告書*¹」において，J E A G 4 6 0 1 -1987 による許容限界の目安値（S 2 地震時に対してせん断変形角 $2/1000\text{rad}$ ，静的地震力に対して $\tau = \tau_u/1.5$ ）において想定されるひび割れを残留ひび割れと仮定した場合の外気侵入量を算出し，気圧差維持のためのファン容量と比較することで，空気漏えい量に対する評価を実施している。その結果「残留ひび割れからの外気侵入量は，ファン容量に比較すると無視できるほど小さいことが明らかになった」としている。

また，（財）原子力発電技術機構は，「原子炉建屋の弾塑性試験に関する報告書*²」において，耐震壁の残留ひび割れからの通気量の評価式が，十分に実機への適用性があることを確認している。更に，開口部の存在による通気量割増率の評価式も示されており，「開口部の残留ひび割れ幅の割増率がおおよそ推定できる」としている。

したがって，二次格納施設の気密バウンダリとなる原子炉建屋原子炉区域の壁が鉄筋コンクリート造であり，壁厚も「原子炉建屋の弾塑性試験に関する報告書」に示される壁厚と同程度であることから，同文献にて提案されている各評価式を用い，原子炉建屋原子炉区域における空気漏えい量の算出を行う。以下に評価式を示す。

$$Q = C \gamma^{2.57} \Delta P / T \dots\dots\dots (2. 1)$$

ここで、

Q : 単位面積あたりの流量 (L/min/m²)

C : 定数

(中央値は 2.24×10⁶, 95%非超過値は 1.18×10⁷, 5%非超過値は 4.21×10⁵)

γ : 最大せん断ひずみ

ΔP : 差圧 (mmAq)

T : 壁厚 (cm)

$$\Delta q = \left\{ (\alpha^2 - 1) \left(\frac{Q'}{Q_0} - 1 \right) - 1 \right\} \beta + 1 \dots\dots\dots (2. 2)$$

ここで、

Δq : 通気量割増率

α : 通気量割増範囲 (=3)

$\frac{Q'}{Q_0}$: 定数

(中央値とみなされる評価法では 1.81, 安全側とみなされる評価法では 7.41)

β : 壁の見付け面積に対する開口の総面積

注記*1: 財団法人 原子力発電技術機構「原子力発電施設耐震信頼性実証試験 原子炉建屋総合評価 建屋基礎地盤系評価に関する報告書 (その2) 平成8年度」

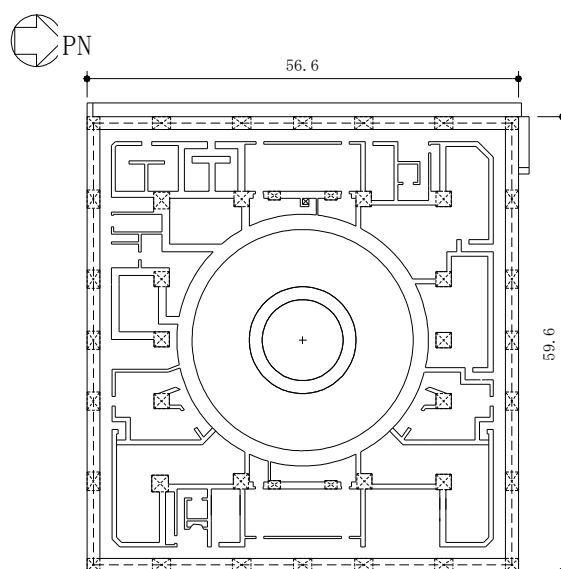
*2: 財団法人 原子力発電技術機構「耐震安全解析コード改良試験 原子炉建屋の弾塑性試験 試験結果の評価に関する報告書 平成5年度」

3. 原子炉建屋原子炉区域における空気漏えい量に対する影響検討

3.1 検討方針

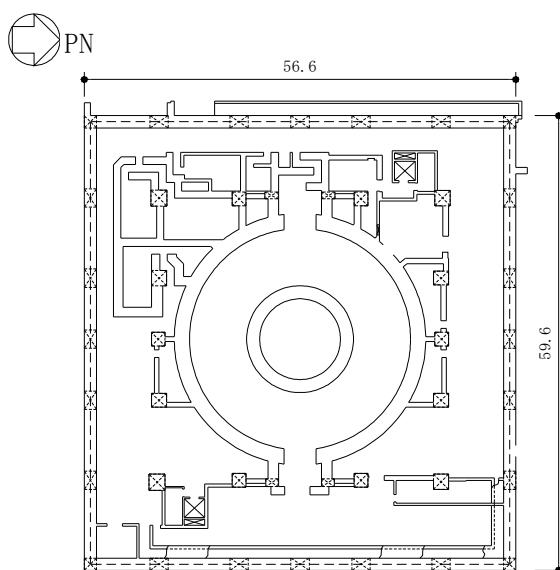
「原子炉建屋の弾塑性試験に関する報告書」に基づき、式(2.1)及び式(2.2)により気密バウンダリを構成する壁の最大せん断ひずみが許容限界(2.0×10^{-3})に達したときの空気漏えい量を算定し、非常用ガス処理設備放出流量以下となっていることを確認する。

原子炉建屋原子炉区域の概略図を図3-1に示す。原子炉建屋原子炉区域(T.M.S.L. -8.2m~T.M.S.L. 49.7m)を構成する壁の壁厚は約□cmから約□cmである。



----- : 気密バウンダリ

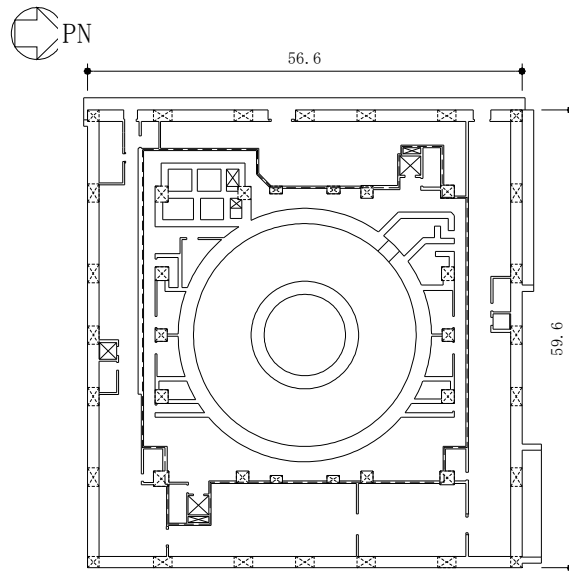
(a) 平面図 (T.M.S.L. -8.2m) (単位 : m)



----- : 気密バウンダリ

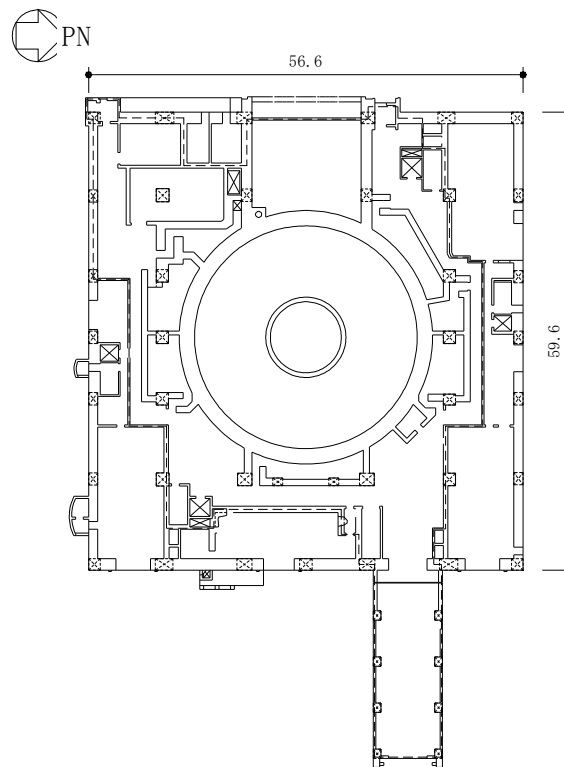
(b) 平面図 (T.M.S.L. -1.7m) (単位 : m)

図 3-2 原子炉建屋原子炉区域の概略図 (1/5)



----- : 気密バウンダリ

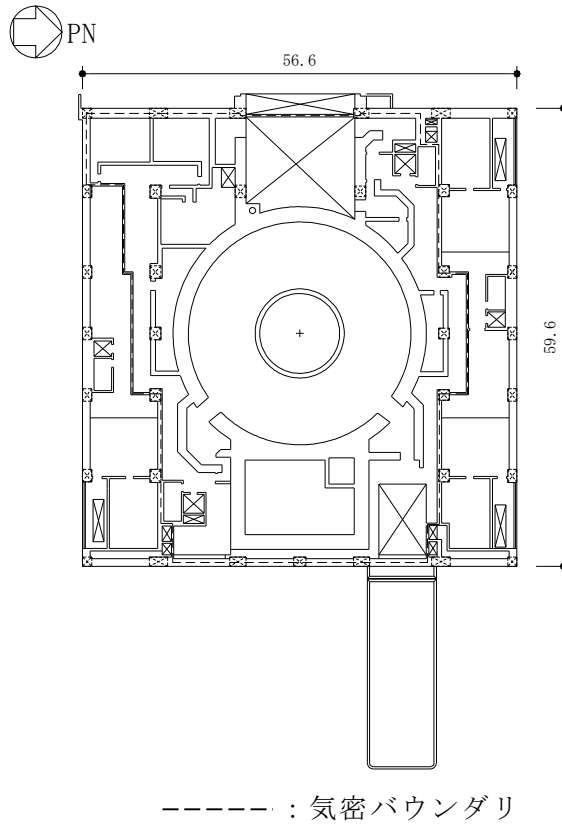
(c) 平面図 (T. M. S. L. 4.8m) (単位 : m)



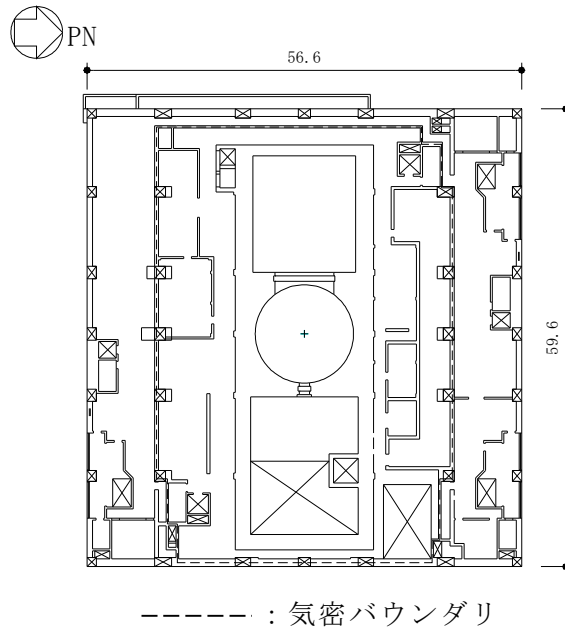
----- : 気密バウンダリ

(d) 平面図 (T. M. S. L. 12.3m) (単位 : m)

図3-3 原子炉建屋原子炉区域の概略図 (2/5)

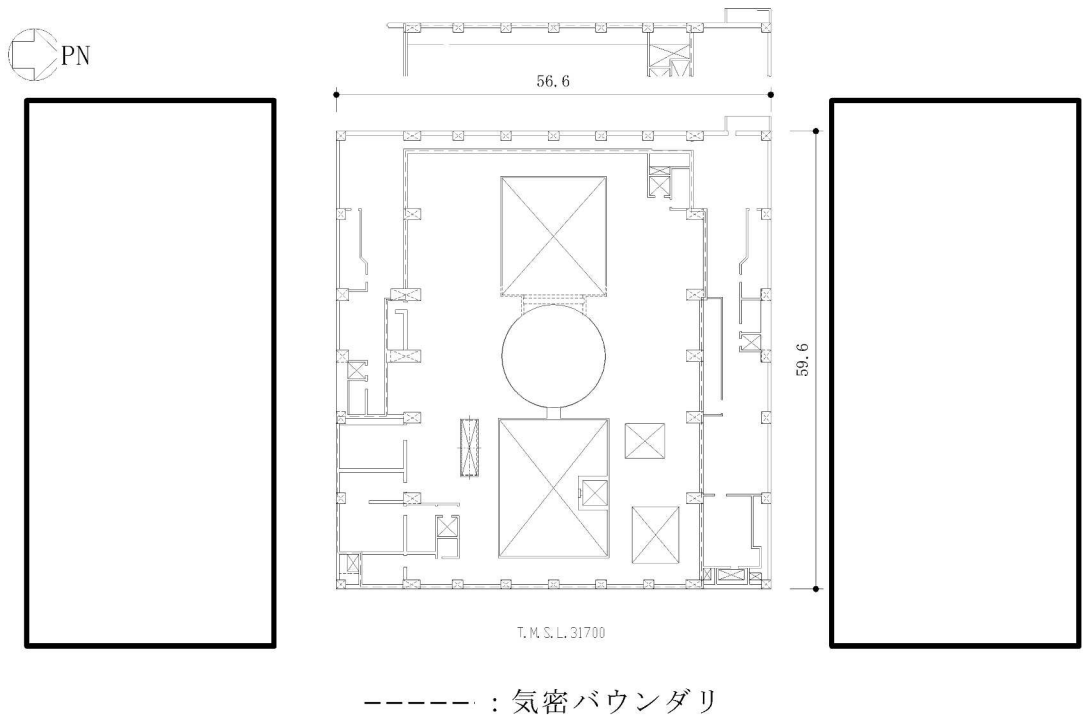


(e) 平面図 (T. M. S. L. 18.1m) (単位 : m)



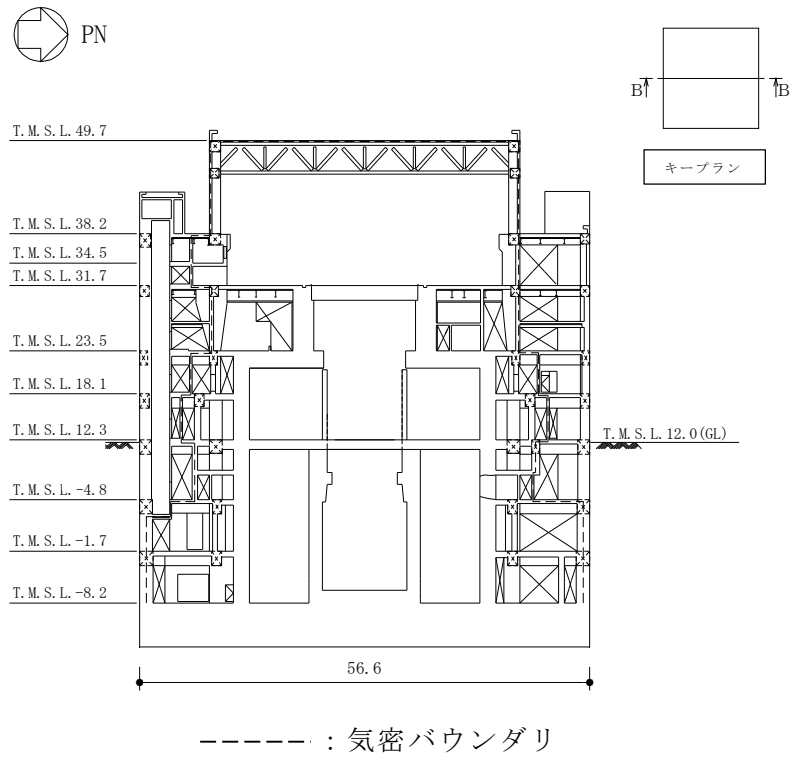
(f) 平面図 (T. M. S. L. 23.5m) (単位 : m)

図 3-4 原子炉建屋原子炉区域の概略図 (3/5)

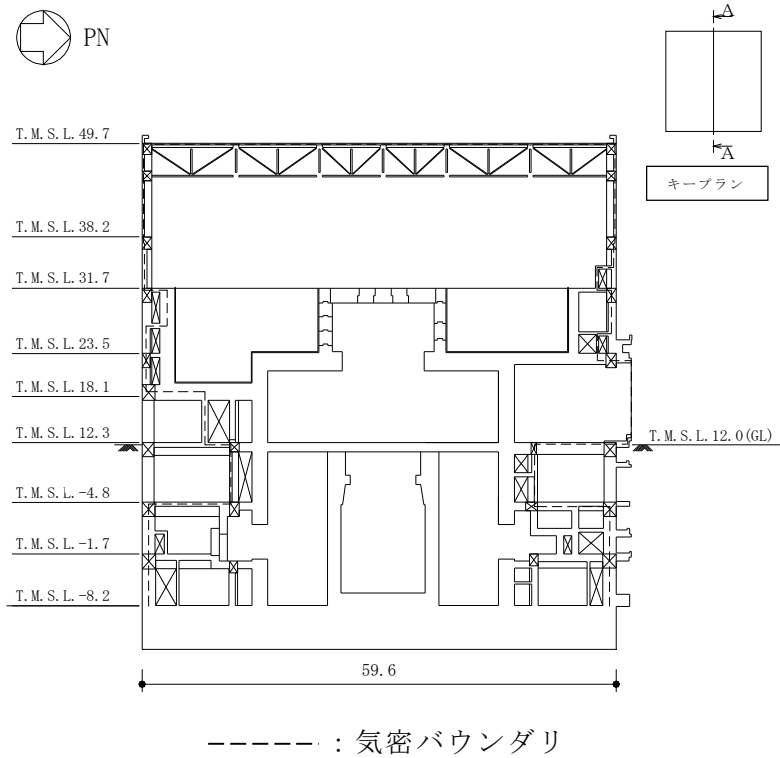


(g) 平面図 (T.M.S.L. 31.7m) (単位 : m)

図 3-5 原子炉建屋原子炉区域の概略図 (4/5)



(h) 断面図 (B-B 断面) (単位 : m)



(i) 断面図 (A-A 断面) (単位 : m)

図 3-6 原子炉建屋原子炉区域の概略図 (5/5)

3.2 空気漏えい量の算定結果

3.2.1 壁面からの漏えい量

原子炉建屋原子炉区域の壁厚ごとに空気漏えい量を算定した。本検討は、地震応答解析のせん断ひずみの許容限界として最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} を用いることの適用性を確認することが目的であることから、評価式における定数について、安全側の値を用いた。算定結果を表 3-1 に示す。

表 3-1 算定結果（原子炉建屋原子炉区域）

T. M. S. L. (m)	壁厚 T (cm)	定数		*1 最大 せん断 ひずみ γ ($\times 10^{-3}$)	*2 差圧 ΔP (mmAq)	*3 壁の 面積 A (m^2)	漏えい量 Q ($\ell/min/m^2$)	壁の見付 面積に対する 開口総面積 β	通気量 割増率 ΔQ	総漏えい量 $Q \times A \times \Delta Q$ (ℓ/min)
		C ($\times 10^7$)	Q'/Q_0							
49.7	NS	1.18	7.41	2.00	6.4	897	0.30	0.011	1.56	420
	EW	1.18	7.41	2.00	6.4	1371	0.30	0.000	1.00	412
31.7	NS	1.18	7.41	2.00	6.4	200	0.30	0.059	3.97	239
		1.18	7.41	2.00	6.4	134	0.25	0.090	5.53	186
		1.18	7.41	2.00	6.4	273	0.22	0.000	1.00	61
	EW	1.18	7.41	2.00	6.4	18	0.15	0.000	1.00	3
		1.18	7.41	2.00	6.4	197	0.30	0.090	5.53	327
		1.18	7.41	2.00	6.4	184	0.22	0.000	1.00	41
23.5	NS	1.18	7.41	2.00	6.4	381	0.18	0.068	4.42	304
		1.18	7.41	2.00	6.4	640	0.30	0.040	3.02	580
		1.18	7.41	2.00	6.4	721	0.30	0.040	3.02	654
18.1	EW	1.18	7.41	2.00	6.4	232	0.18	0.010	1.51	64
		1.18	7.41	2.00	6.4	353	0.30	0.128	7.44	788
		1.18	7.41	2.00	6.4	115	0.07	0.000	1.00	9
12.3	NS	1.18	7.41	2.00	6.4	644	0.30	0.128	7.44	1437
		1.18	7.41	2.00	6.4	193	0.35	0.150	8.55	579
		1.18	7.41	2.00	6.4	198	0.30	0.050	3.52	210
		1.18	7.41	2.00	6.4	68	0.22	0.284	15.28	228
		1.18	7.41	2.00	6.4	59	0.11	0.007	1.36	9
	EW	1.18	7.41	8.33*4	6.4	67	13.70	0.009	1.46	1332
		1.18	7.41	2.00	6.4	180	0.35	0.150	8.55	539
		1.18	7.41	2.00	6.4	543	0.30	0.050	3.52	574
		1.18	7.41	2.00	6.4	73	0.11	0.007	1.36	11
		1.18	7.41	2.00	6.4	40	0.07	0.000	1.00	3
4.8	NS	1.18	7.41	2.00	6.4	358	0.30	0.006	1.31	141
		1.18	7.41	2.00	6.4	652	0.30	0.062	4.12	806
		1.18	7.41	2.00	6.4	7	0.13	0.125	7.29	7
		1.18	7.41	2.00	6.4	639	0.30	0.062	4.12	791
		1.18	7.41	2.00	6.4	240	0.13	0.125	7.29	228
-1.7	EW	1.18	7.41	2.00	6.4	108	0.07	0.000	1.00	8
		1.18	7.41	2.00	6.4	736	0.06	0.003	1.16	52
-8.2	NS	1.18	7.41	2.00	6.4	775	0.06	0.003	1.16	54
		1.18	7.41	2.00	6.4	736	0.06	0.001	1.06	47
	EW	1.18	7.41	2.00	6.4	775	0.06	0.001	1.06	50
									合計	11194

注記*1：保守的に各壁の最大せん断ひずみが同時に許容限界となることを想定し、評価する。

*2：設計気密度の差圧条件とする。

*3：気密バウンダリを構成する壁の総面積を用いる。

*4：当該壁はフレーム構造部のため、フレーム構造部の許容限界である最大層間変形角 $1/120$ ($=8.33 \times 10^{-3}$) を用いて評価する。

3.3 総漏えい量と非常用ガス処理設備放出流量の比較

原子炉建屋原子炉区域の総漏えい量と空気流入率を表 3-2 に示す。

表 3-2 総漏えい量と空気流入率の比較

総漏えい量 (m ³ /min)	非常用ガス処理設備放出流量 (m ³ /min)
12	33.3*

注記*：非常用ガス処理設備容量とする。

3.4 検討結果

原子炉建屋原子炉区域について総漏えい量は非常用ガス処理設備放出流量以下となっていることを確認した。

よって、原子炉建屋原子炉区域は、耐震壁の許容限界を最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} とした場合において、換気設備とあいまって機能を維持できる気密性を有している。

4. まとめ

原子炉建屋原子炉区域は、耐震壁の許容限界として最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} を適用した場合において、原子炉格納容器から漏えいした空気を非常用ガス処理設備で処理できる気密性を有していることを確認した。

以上より、原子炉建屋の地震応答解析による評価において、換気設備とあいまって気密性を維持するために設定する許容限界として、最大せん断ひずみ 2.0×10^{-3} を用いることの適用性を確認した。