

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-3-014-9 改2
提出年月日	2020年8月21日

V-3-別添 2-4 原子炉建屋の強度計算書

2020年8月

東京電力ホールディングス株式会社

V-3-別添 2-4 原子炉建屋の強度計算書

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	8
2.4 適用規格	10
3. 強度評価方法及び評価条件	11
3.1 評価対象部位	11
3.2 荷重及び荷重の組合せ	11
3.2.1 荷重	11
3.2.2 荷重の組合せ	18
3.3 許容限界	19
3.4 解析モデル及び諸元	23
3.4.1 モデル化の基本方針	23
3.4.2 解析諸元	28
3.5 評価方法	29
3.5.1 屋根スラブの評価方法	29
3.5.2 屋根トラスの評価方法	33
3.5.3 耐震壁の評価方法	35
4. 強度評価結果	36
4.1 屋根スラブの評価結果	36
4.2 屋根トラスの評価結果	42
4.3 耐震壁の評価結果	59
5. 引用文献	60

別紙 年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書

1. 概要

本資料は、V-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」に示すとおり、原子炉建屋が降下火砕物及び積雪の堆積時においても、内包する防護すべき施設に降下火砕物を堆積させない機能、放射線の遮蔽機能（以下「遮蔽性」という。）及び放射性物質の閉じ込め機能（以下「気密性」という。）の維持を考慮して、建屋全体及び建屋の主要な構造部材が構造健全性を維持することを確認するものである。

2. 基本方針

原子炉建屋は、V-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえ、本資料では、「2.1 位置」、「2.2 構造概要」、「2.3 評価方針」及び「2.4 適用規格」を示す。

2.1 位置

原子炉建屋は、V-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す位置に設置する。原子炉建屋の配置を図 2-1 に示す。

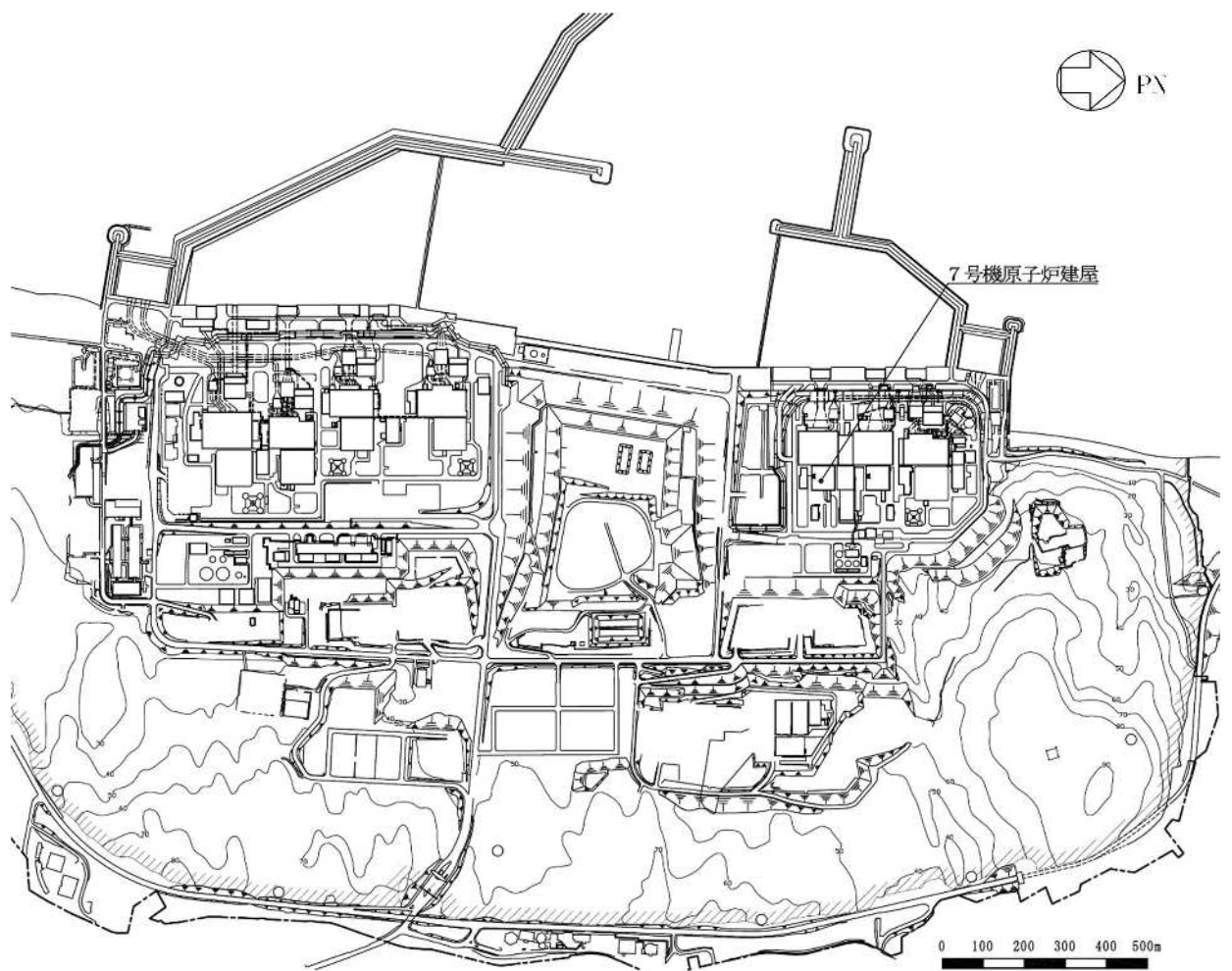


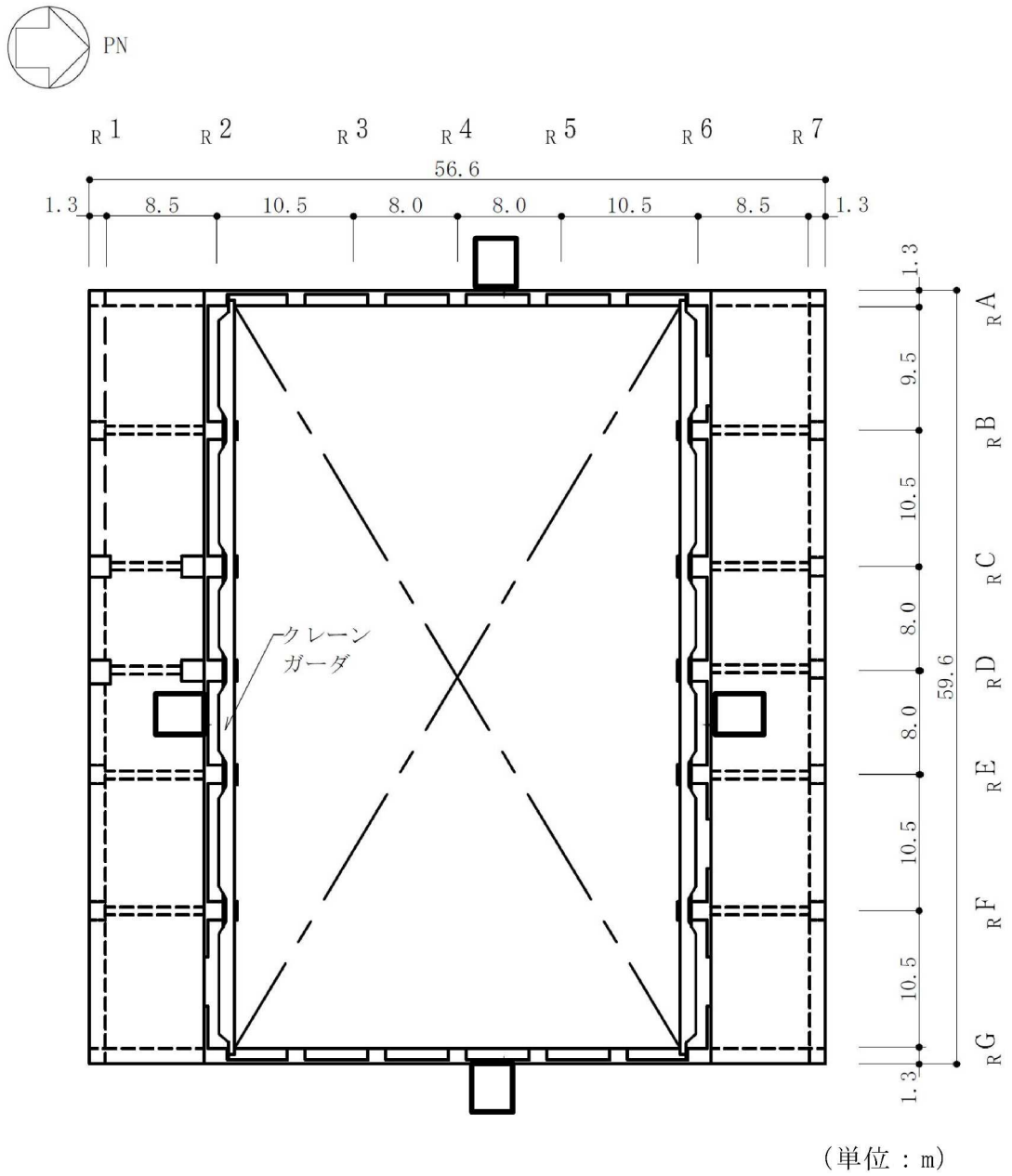
図 2-1 原子炉建屋の配置図

2.2 構造概要

原子炉建屋は、V-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「3.2 機能維持の方針」に示す構造計画を踏まえて、構造を設定する。

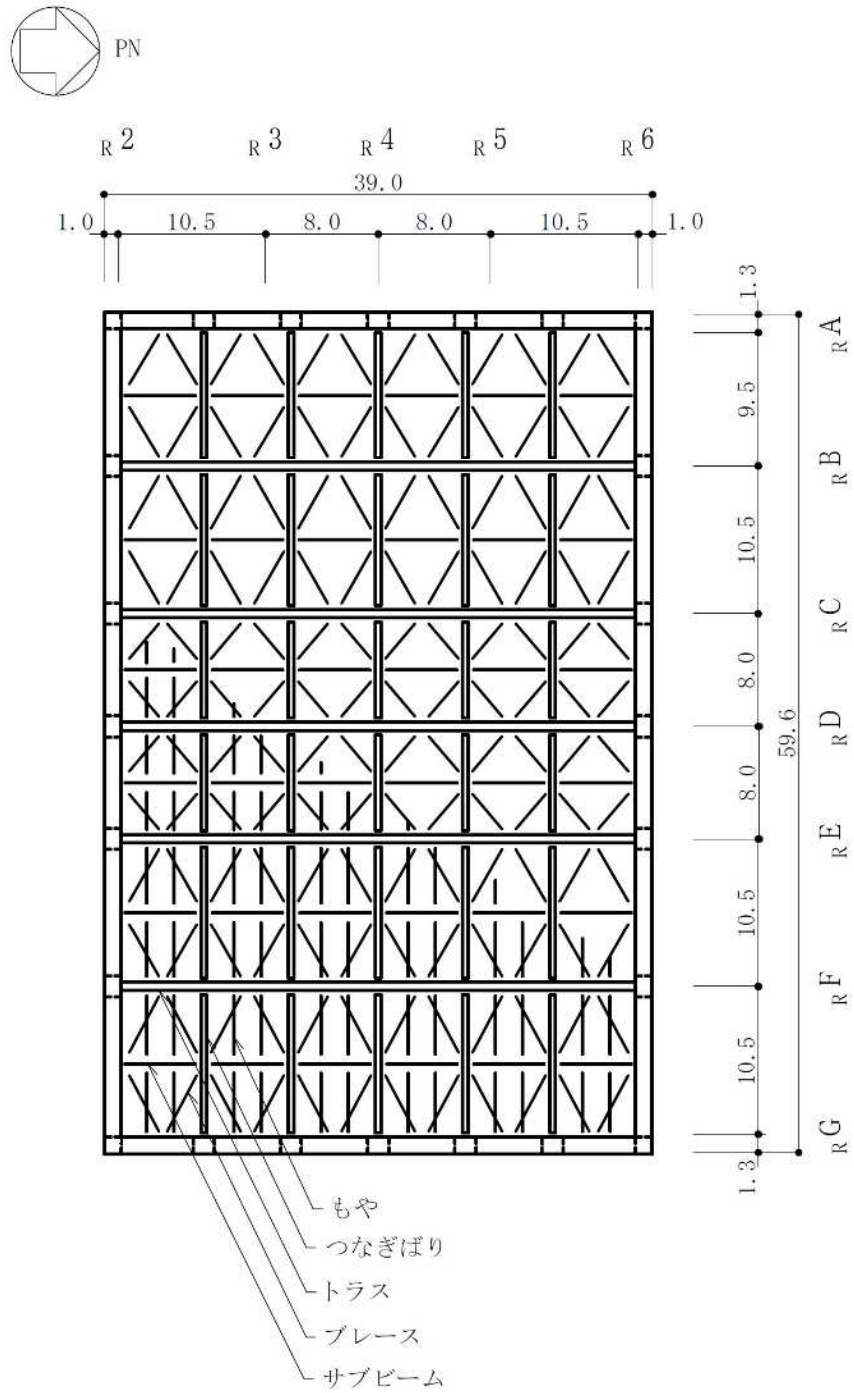
原子炉建屋は、平面が 56.6m (NS 方向) × 59.6m (EW 方向) の鉄筋コンクリート造を主体とした建物で、屋根部分が鉄骨造 (トラス構造) の地上 4 階、地下 3 階建ての建物である。屋根スラブを支える屋根トラスの平面形状は 39.0m (NS 方向) × 59.6m (EW 方向) の長方形であり、4 階面 (T.M.S.L. 31.7m) からの高さは 18.0m である。

原子炉建屋の屋根面の概略平面図を図 2-2 に、概略断面図を図 2-3 に示す。



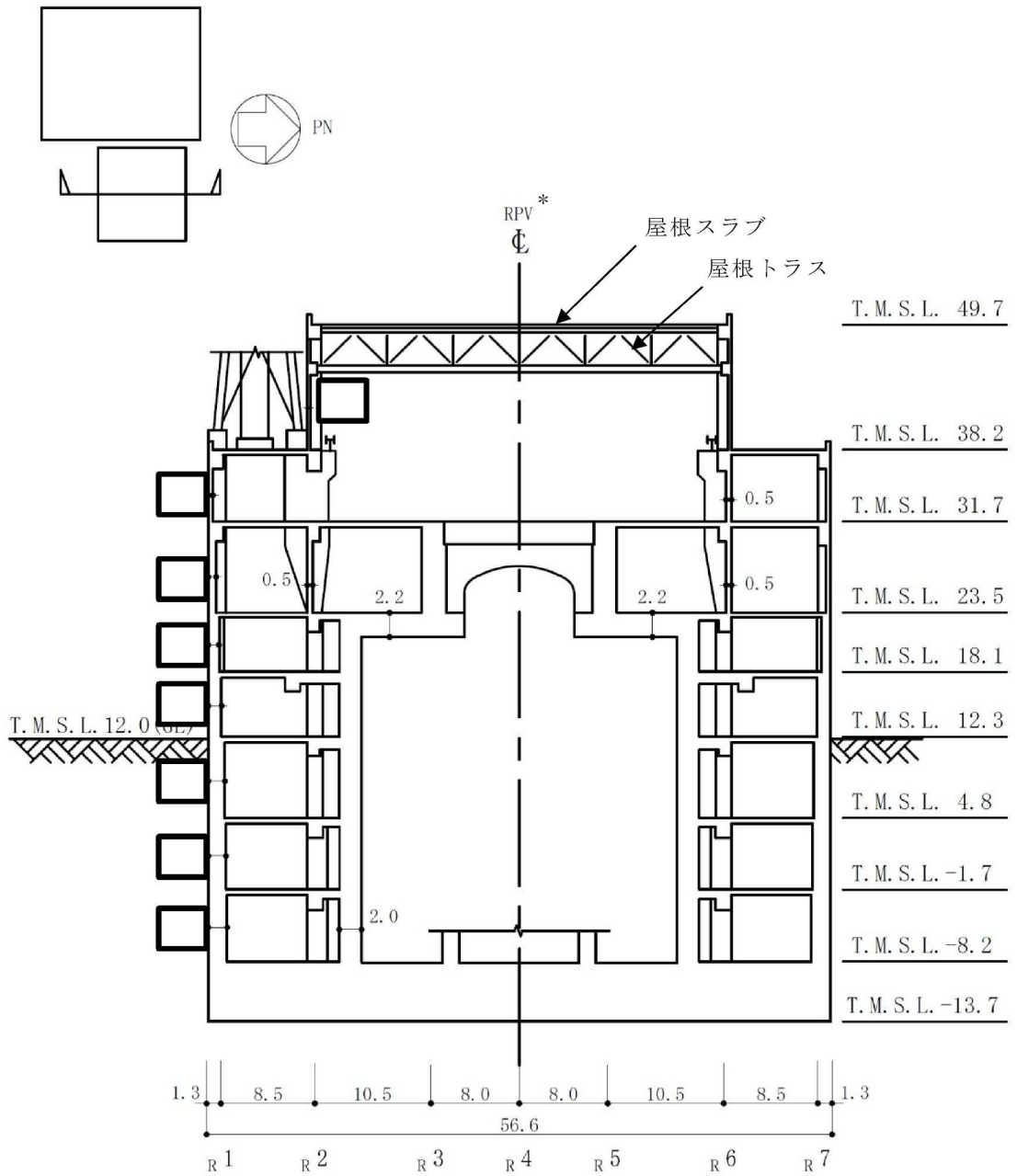
注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 2-2 原子炉建屋の概略平面図（CRF, T.M.S.L. 38.2m）(1/2)



(単位 : m)

図2-2 原子炉建屋の概略平面図 (RF, T. M. S. L. 49.7m) (2/2)



(単位：m)

注記*：原子炉圧力容器（以下「RPV」という。）

図 2-3 原子炉建屋の概略断面図 (NS 方向) (1/2)

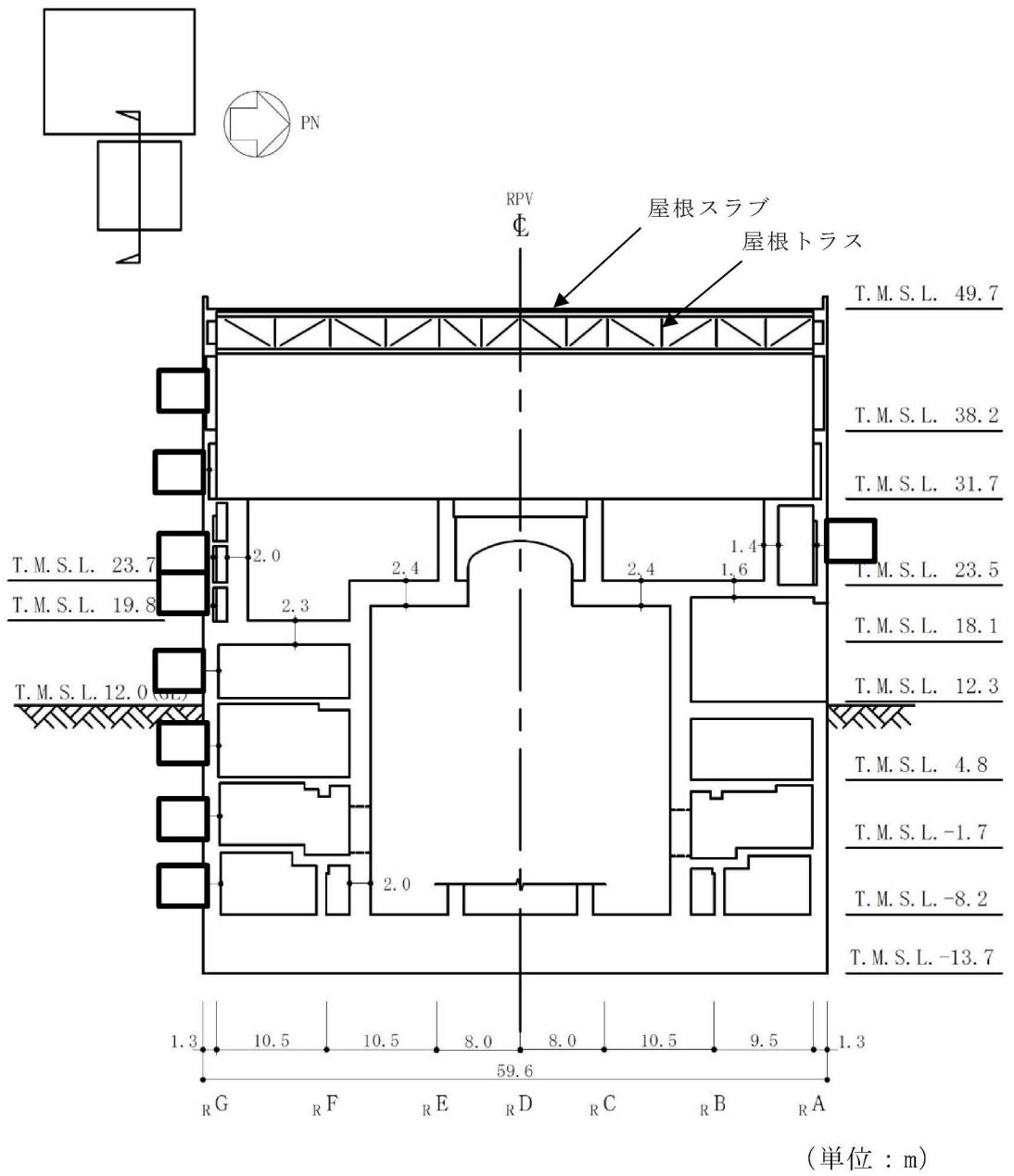


図2-3 原子炉建屋の概略断面図 (EW方向) (2/2)

2.3 評価方針

原子炉建屋の強度評価は、V-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」のうち「4. 荷重及び荷重の組合せ並びに許容限界」にて設定している荷重、荷重の組合せ及び許容限界を踏まえて、建屋の評価対象部位に発生する応力等が許容限界に収まることを「3. 強度評価方法及び評価条件」に示す方法及び評価条件を用いて計算し、「4. 強度評価結果」にて確認する。強度評価フローを図 2-4 に示す。

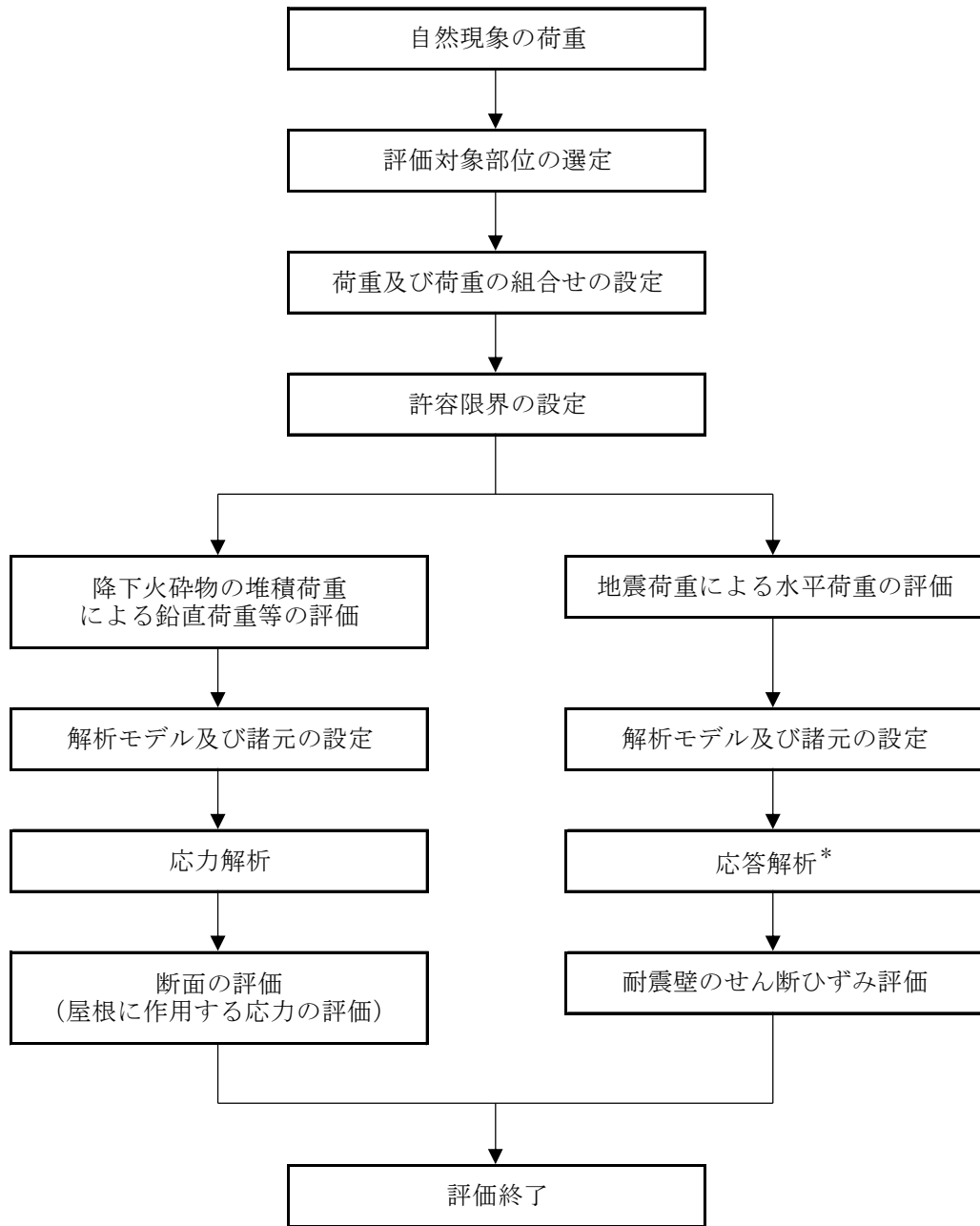
原子炉建屋の強度評価においては、その構造を踏まえて降下火砕物堆積による鉛直荷重及びこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を選定する。

降下火砕物堆積による鉛直荷重及び設計荷重に対しては、鉛直荷重に抵抗する評価対象部位として屋根スラブ及び屋根トラスを、水平荷重に抵抗する評価対象部位として耐震壁を選定した。

設計荷重は、V-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に従い設定する。

屋根及び耐震壁に作用する荷重は、V-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」のうち「5. 強度評価条件及び強度評価方法」に従い、原子炉建屋の質点系モデル及び 3 次元 FEM モデルを用いて評価する。

許容限界は、V-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」に従い設定する。



注記*：別紙 「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」に示す。

図 2-4 強度評価フロー

2.4 適用規格

原子炉建屋の強度評価に用いる規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 新潟県建築基準法施行細則（昭和 35 年 12 月 30 日新潟県規則第 82 号）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（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（日本電気協会）
- ・ 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—（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（日本建築学会，2005 制定）
（以下「RC-N 規準」という。）
- ・ 鋼構造設計規準 —許容応力度設計法—（日本建築学会，2005 改定）（以下「S 規準」という。）
- ・ 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（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）（以下「技術基準解説書」という。）

3. 強度評価方法及び評価条件

3.1 評価対象部位

原子炉建屋の評価対象部位は、V-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」のうち「4.2 許容限界」にて示している評価対象部位に従って、屋根スラブ、屋根トラス及び耐震壁とする。

3.2 荷重及び荷重の組合せ

強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、V-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示している荷重及び荷重の組合せを用いる。

3.2.1 荷重

(1) 屋根スラブ

a. 鉛直荷重

表 3-1 及び表 3-2 に鉛直荷重の一覧を示す。屋根スラブに考慮する鉛直荷重は、常時作用する荷重 (F_d)、降下火砕物による荷重 (F_a) 及び積雪荷重 ($F_s, F_{s,b}$) を考慮する。常時作用する荷重は、固定荷重 (G) 及び積載荷重 (P) とし、平成 3 年 8 月 23 日付け 3 資庁第 6675 号にて許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。)に基づき設定する。ただし、T.M.S.L. 49.7m の屋根スラブを支持する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、その重量も反映する。降下火砕物による荷重は、湿潤密度 1.5g/cm^3 の降下火砕物が 35cm 堆積した場合の荷重として考慮する。積雪荷重は積雪量 1cm ごとに 29.4N/m^2 とし、柏崎市における 1 日当たりの積雪量の年超過確率 10^{-2} 規模の値 84.3cm が堆積した場合の荷重を主荷重である降下火砕物による荷重に組み合わせる積雪荷重 (F_s) とする。また、ベース負荷として日最深積雪量の平均値に当たる 31.1cm による荷重を常時考慮する積雪荷重 ($F_{s,b}$) として考慮する。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。

b. 地震荷重

屋根スラブに考慮する地震荷重 (F_k) は、T.M.S.L. 49.7m のスラブについては、後述する「3.4 解析モデル及び諸元」に示す年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する 3次元 FEM モデルの鉛直方向最大応答加速度より、T.M.S.L. 38.2m のスラブについては、別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」に示す質点系モデルの鉛直方向最大応答加速度より算定した鉛直震度として考慮する。

表 3-1 鉛直荷重一覧（屋根スラブ T.M.S.L. 49.7m, スラブ厚さ $t = \square$ mm)

常時作用 する荷重 (F_d)	固定荷重 (G)	2.648 kN/m ²
	積載荷重 (P)	0.5884 kN/m ²
降下火砕物による荷重 (F_a)		5.148 kN/m ²
積雪荷重	年超過確率 10^{-2} (F_s)	2.478 kN/m ²
	常時考慮する積雪荷重 (F_{sb})	0.9143 kN/m ²

表 3-2 鉛直荷重一覧（屋根スラブ T.M.S.L. 38.2m, スラブ厚さ $t = \square$ mm)

常時作用 する荷重 (F_d)	固定荷重 (G)	14.71 kN/m ²
	積載荷重 (P)	0.8826 kN/m ²
降下火砕物による荷重 (F_a)		5.148 kN/m ²
積雪荷重	年超過確率 10^{-2} (F_s)	2.478 kN/m ²
	常時考慮する積雪荷重 (F_{sb})	0.9143 kN/m ²

(2) 屋根トラス

a. 鉛直荷重

表 3-3 に鉛直荷重の一覧を示す。屋根トラスに考慮する鉛直荷重は、常時作用する荷重 (F_d)、降下火砕物による荷重 (F_a) 及び積雪荷重 (F_s, F_{sb}) を考慮する。常時作用する荷重は、固定荷重 (G) 及び積載荷重 (P) とし、「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、その重量も反映する。また、クレーン荷重は積雪荷重または地震荷重と組み合わせることから入力する位置は待機位置とする。

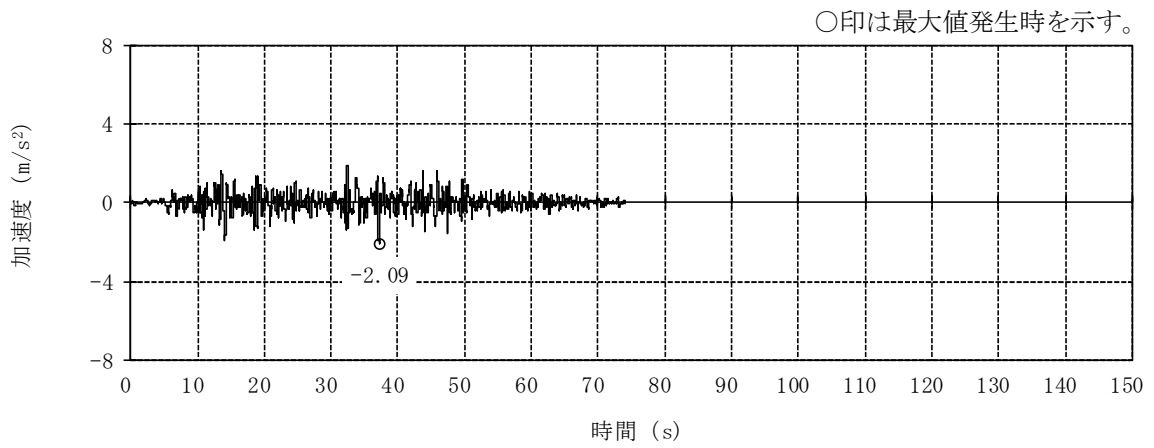
降下火砕物による荷重は、湿潤密度 1.5g/cm^3 の降下火砕物が 35cm 堆積した場合の荷重として考慮する。積雪荷重は積雪量 1cm ごとに 29.4N/m^2 とし、柏崎市における 1 日当たりの積雪量の年超過確率 10^{-2} 規模の値 84.3cm が堆積した場合の荷重を主荷重である降下火砕物による荷重に組み合わせる積雪荷重 (F_s) とする。また、ベース負荷として日最深積雪量の平均値に当たる 31.1cm による荷重を常時考慮する積雪荷重 (F_{sb}) として考慮する。

表 3-3 鉛直荷重一覧 (屋根トラス)

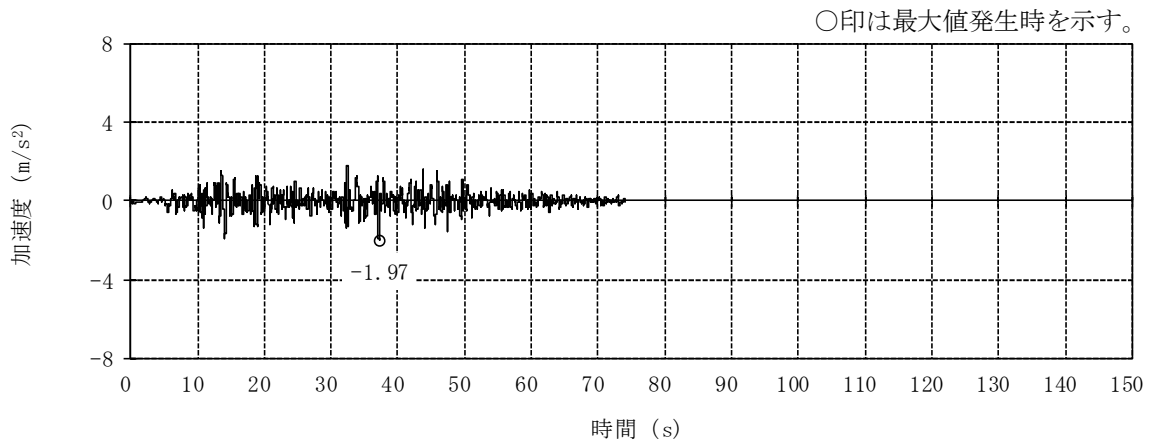
常時作用する荷重 (F_d)	固定荷重 (G)	屋根スラブ	2.648 kN/m ²
		トラス鋼材	76.98 kN/m ³
		クレーン荷重	2648 kN
	積載荷重 (P)		0.5884 kN/m ²
降下火砕物による荷重 (F_a)		5.148 kN/m ²	
積雪荷重	年超過確率 10^{-2} (F_s)		2.478 kN/m ²
	常時考慮する積雪荷重 (F_{sb})		0.9143 kN/m ²

b. 地震荷重

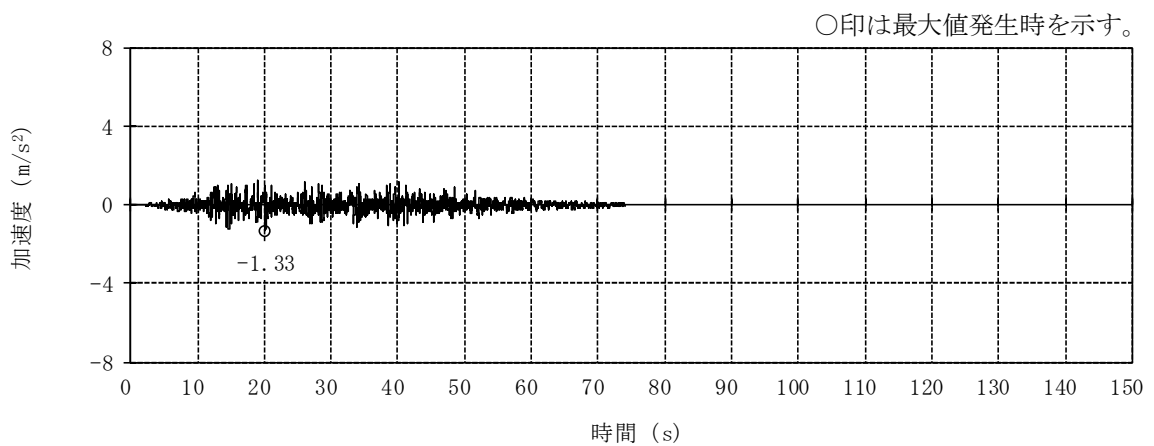
屋根トラスに考慮する地震荷重 (F_k) は、別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析から得られる燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の水平及び鉛直方向の時刻歴応答加速度を入力することで考慮する。水平 2 成分、鉛直成分及び回転 2 成分の加速度時刻歴波形を図 3-1 及び図 3-2 に示す。



(a) NS 方向 (水平)

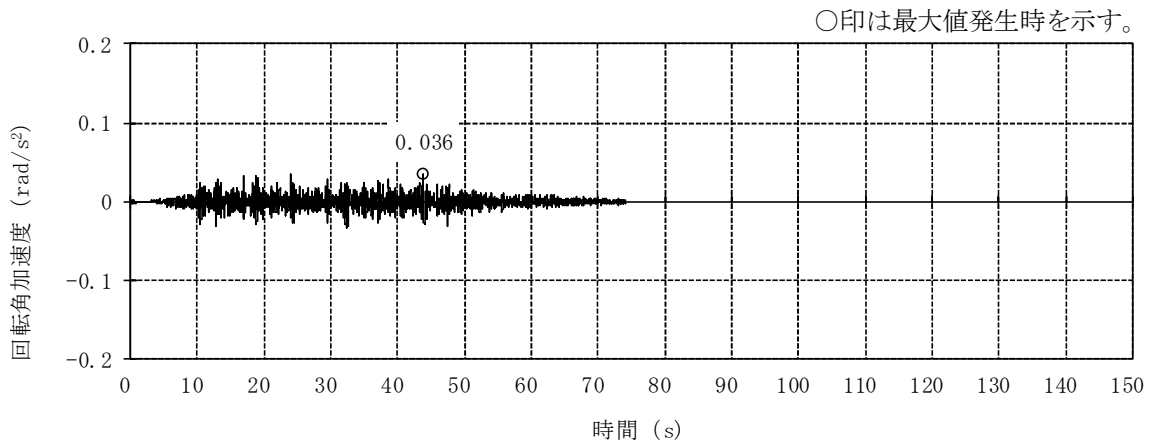


(b) EW 方向 (水平)

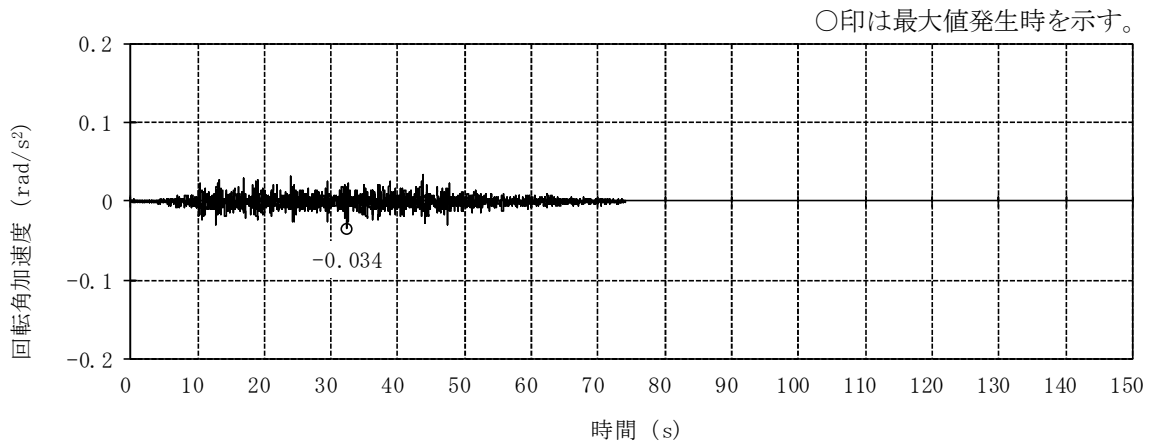


(c) 鉛直方向

図 3-1 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(年超過確率 10^{-2} 相当地震動, 水平, 鉛直成分)



(a) NS 方向 (回転)



(b) EW 方向 (回転)

図 3-2 燃料取替床レベル (4F, T.M.S.L. 31.7m) の加速度時刻歴波形
(年超過確率 10^{-2} 相当地震動, 回転成分)

(3) 耐震壁

耐震壁の評価に考慮する荷重は，別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」に示す。

3.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-4 に示す。

ケース 1 は従荷重として地震荷重を組み合わせ、鉛直荷重と水平荷重を用いて評価するため屋根スラブ、屋根トラス及び耐震壁を評価対象とする。ケース 2 は従荷重として積雪荷重を組み合わせ、鉛直荷重のみを用いて評価するため屋根スラブ及び屋根トラスを評価対象とする。

表 3-4 荷重の組合せ

考慮する 荷重の 組合せ	荷 重					
	常時作用 する荷重 (F_d)		主荷重	従荷重		ベース負荷
	固定 荷重	積載 荷重	降下火砕物 による荷重 (F_a)	地震荷重 (F_k)	積雪荷重 (F_s)	常時考慮す る積雪荷重 (F_{sb})
ケース 1	○	○	○	○	—	○
ケース 2	○	○	○	—	○	○

注：「○」は考慮する荷重を示す。

3.3 許容限界

原子炉建屋の許容限界はV-3-別添 2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて設定している許容限界に従って、「3.1 評価対象部位」にて設定している建屋の評価対象部位ごとに設定する。

屋根スラブ，屋根トラス及び耐震壁の許容限界を表 3-5 に，鋼材の弾性限強度を表 3-6，コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度を表 3-7 及び表 3-8 に示す。

表 3-5 許容限界

要求機能	構造強度設計上の性能目標	部位		機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)	
—	構造健全性を維持すること	屋根	屋根スラブ	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	
			屋根トラス		主トラス 〔上弦材〕 〔下弦材〕 斜材 束材 つなぎばり	「S 規準」に基づく弾性限強度*2
					〔上弦材〕 〔下弦材〕 上弦面水平ブレース	
			つなぎばり 〔斜材〕 束材 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)	
	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能を損なわないこと	屋根スラブ		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*3	
		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性能を維持すること	屋根スラブ		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*4	
		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} *5	

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-3-別添 2-4「原子炉建屋の強

度計算書」の「別紙 年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」で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 : 弾性限強度として「S 規準」の F 値に「技術基準解説書」に基づき 1.1 倍の割り増しを考慮する。
- *3 : 許容限界は終局強度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。
- *4 : 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。
- *5 : 事故時に換気性能とあいまって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。耐震壁の気密性に対する許容限界の適用性は、V-2「耐震性に関する説明書」のうち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 3-6 鋼材の弾性限強度

(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) SM41A (SM400A相当)	t ≤ 40mm	235	258	258	135
SM50A (SM490A相当)	t ≤ 40mm	325	357	357	187

注記*：「技術基準解説書」に基づきF値を1.1倍の割り増しを考慮する。ただし、圧縮及び曲げの終局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。

表 3-7 コンクリートの短期許容応力度

(単位：N/mm²)

位置	設計基準強度 F _c	圧縮	せん断
T. M. S. L. 49.7m	22.1	14.7	0.94
T. M. S. L. 38.2m	32.3	21.5	1.21

表 3-8 鉄筋の短期許容応力度

(単位：N/mm²)

種別	引張及び 圧縮	せん断
SD35 (SD345相当)	345	345

3.4 解析モデル及び諸元

3.4.1 モデル化の基本方針

(1) 屋根スラブ

T. M. S. L. 49.7m の屋根スラブは、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。T. M. S. L. 38.2m の屋根スラブについても、同様に 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。

(2) 屋根トラス

a. 基本方針

応力解析は、3 次元 FEM モデルを用いた弾塑性応力解析とする。解析には、「D Y N A 2 E」を用いる。解析コードの検証及び妥当性の確認の概要については、V-3「強度に関する説明書 別紙 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

応力解析モデルは、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、鉄骨造の主トラス、つなぎばり、上下弦面水平ブレース及びサブビームをはり要素、トラス要素及びシェル要素により立体的にモデル化した 3 次元 FEM モデルとする。解析モデルを図 3-3 に、部材リストを表 3-9 に示す。

b. 使用要素

解析モデルに使用する要素は、各鉄骨部材は、軸、曲げ変形を考慮したはり要素（主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、主トラスの斜材及び束材）とする。また、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。解析モデルの節点数は 415、要素数は 1244 である。

c. 境界条件

柱脚の条件は固定とする。

地震荷重を入力する際には、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、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（水平 2 成分、鉛直成分及び回転 2 成分）。

(3) 耐震壁

耐震壁は、別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析モデルを用いて評価する。地震応答解析モデルを図 3-4 に示す。

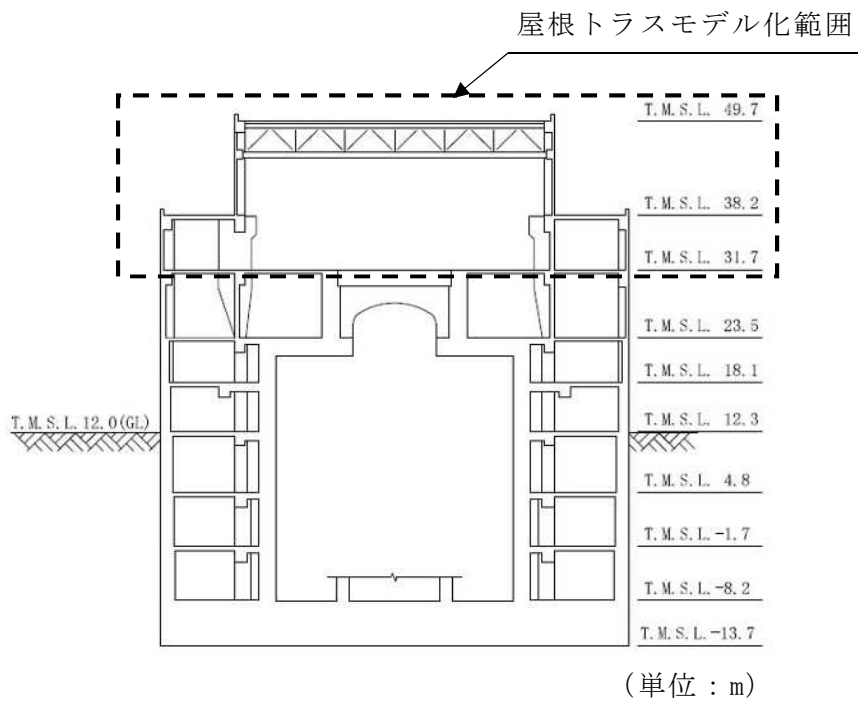
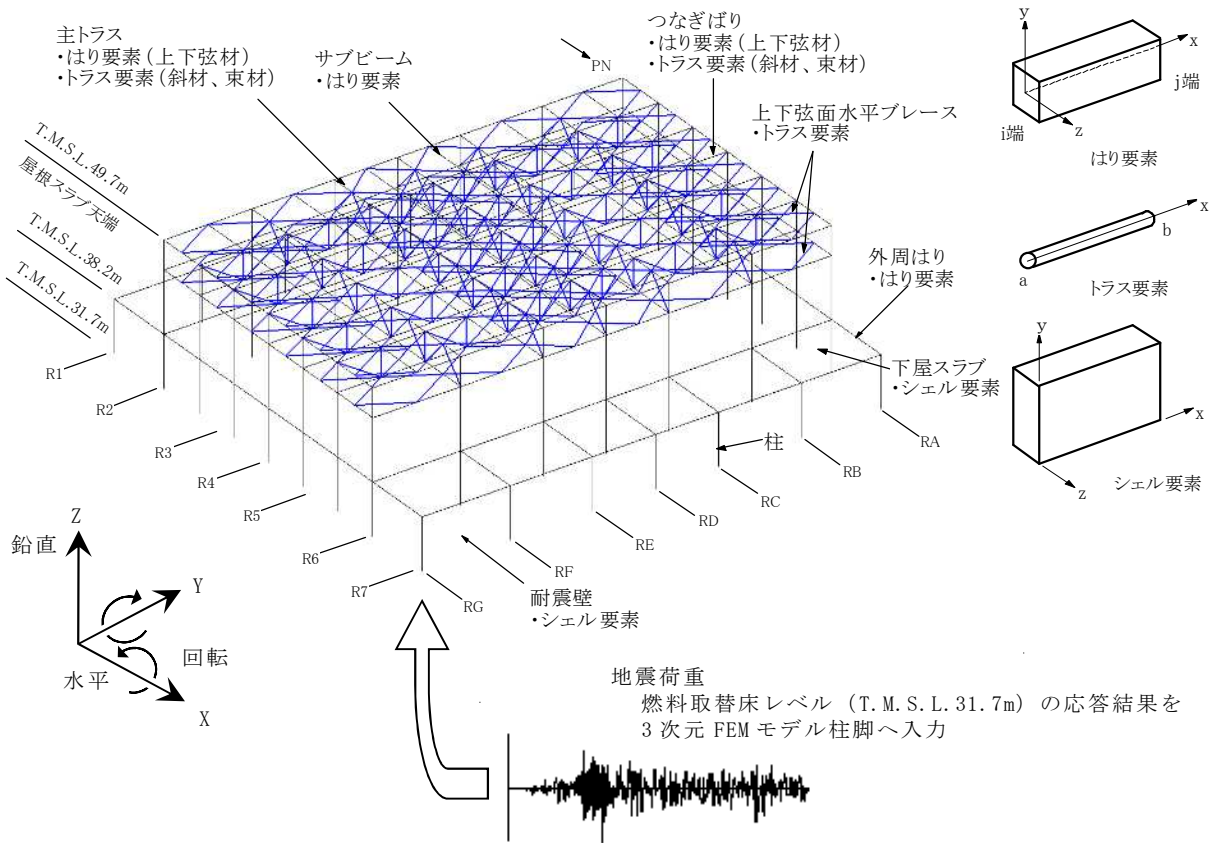


図 3-3 解析モデル図

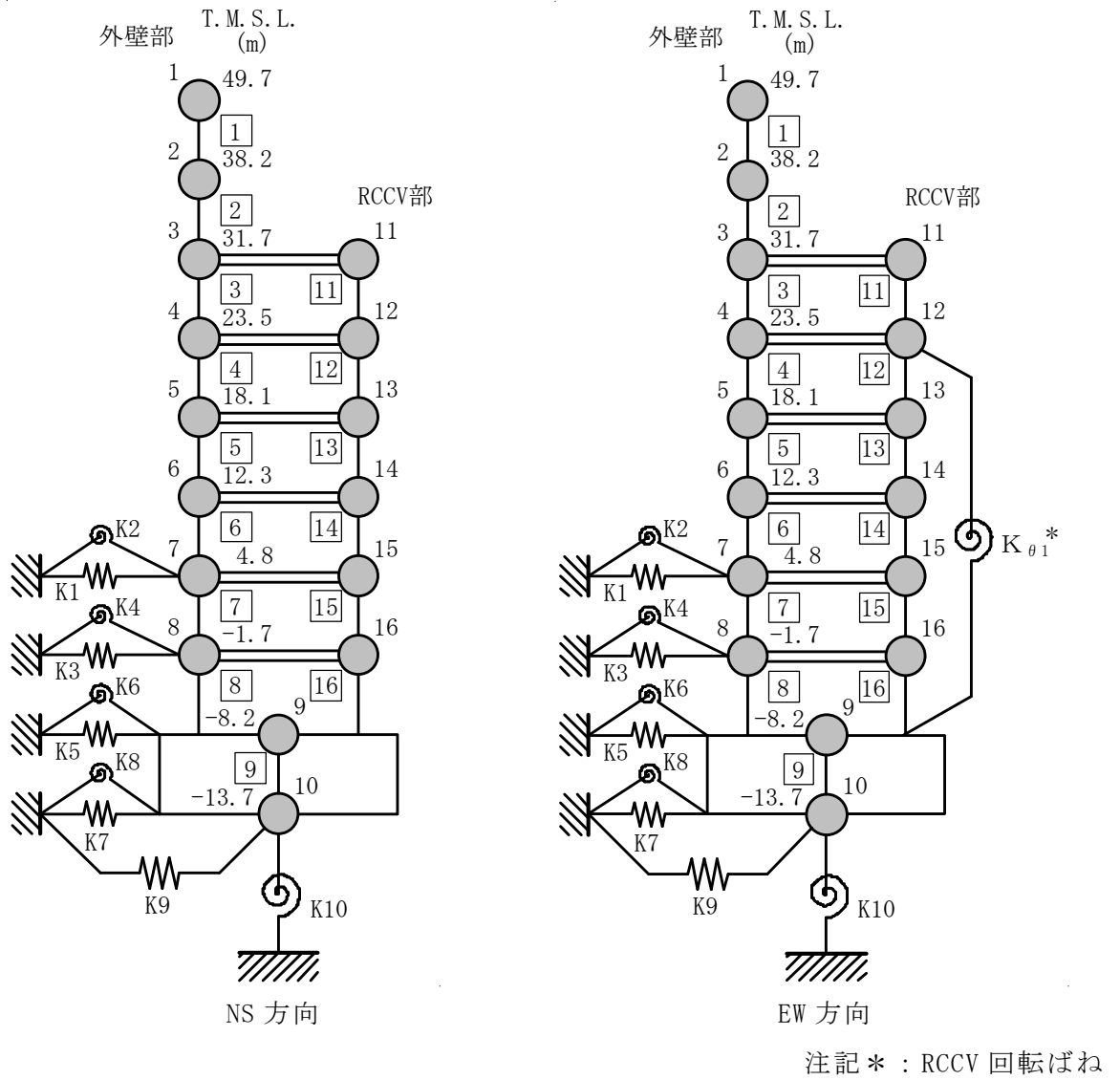


図 3-4 地震応答解析モデル (水平方向)

表 3-9 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	SM50A (SM490A相当)	218.7	—
		H-350 \times 350 \times 12 \times 19 H-244 \times 252 \times 11 \times 11		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	SS41 (SS400相当)	34.00	—
		2Ls-130 \times 130 \times 9		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	SS41 (SS400相当)	267.2	—
		2[s-400 \times 130 \times 14 \times 22		216.2	
2[s-300 \times 100 \times 8 \times 12		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	—	

3.4.2 解析諸元

使用材料の物性値を表 3-10 に示す。

表 3-10 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

3.5 評価方法

3.5.1 屋根スラブの評価方法

(1) 応力解析方法

a. 荷重ケース

降下火砕物堆積時の応力は、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。また、鉛直震度算定のための最大鉛直加速度は、別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析結果に基づき算定する。ただし、T.M.S.L. 49.7m の屋根スラブについては、屋根トラスの立体的な挙動を考慮できる 3次元 FEM モデル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。最大鉛直加速度及び鉛直震度を表 3-11 に示す。

F_d : 常時作用する荷重

F_a : 降下火砕物による荷重

F_k : 地震荷重 (鉛直方向)

F_s : 積雪荷重 (地震時以外)

F_{sb} : 積雪荷重 (常時)

表 3-11 最大鉛直加速度及び鉛直震度

T. M. S. L. (m)	階	最大鉛直 加速度 (m/s^2)	鉛直震度
49.7	RF	9.62	0.99
38.2	CRF	1.36	0.14

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 3-12 に示す。

表 3-12 荷重の組合せケース (屋根スラブ)

組合せケース	荷重の組合せ
ケース 1	$F_d + F_a + F_k + F_{sb}$
ケース 2	$F_d + F_a + F_s + F_{sb}$

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)

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

(2) 断面の評価方法

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の引張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の引張応力度が、短期許容応力度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 : 断面の応力中心間距離で、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)

$w f_t$: せん断補強筋の短期許容引張応力度で、表 3-8 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。

3.5.2 屋根トラスの評価方法

(1) 応力解析方法

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（ケース 1）及び静的応力解析（ケース 2）により得られた各部材の応力を評価する。

a. 荷重ケース

降下火砕物堆積時の応力は、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。

F_d : 常時作用する荷重

F_a : 降下火砕物による荷重

F_k : 地震荷重（燃料取替床レベルの年超過確率 10^{-2} 地震時の水平及び鉛直方向の時刻歴応答加速度）

F_s : 積雪荷重（地震時以外）

$F_{s b}$: 積雪荷重（常時）

b. 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表 3-13 に示す。

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。

表 3-13 荷重の組合せケース（屋根トラス）

組合せケース	荷重の組合せ
ケース 1	$F_d + F_a + F_k + F_{s b}$
ケース 2	$F_d + F_a + F_s + F_{s b}$

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 3-1 及び図 3-2 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) 断面の評価方法

断面の評価は以下の方法で行う。

3次元 FEM モデルの地震応答解析及び静的応力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

部材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 ：部材の軸応力度(N/mm²)

σ_b ：部材の曲げ応力度(N/mm²)

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 ：部材の軸応力度(N/mm²)

σ_b ：部材の曲げ応力度(N/mm²)

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。

3.5.3 耐震壁の評価方法

耐震壁は、別紙「年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答計算書」に示す耐震壁のせん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

4. 強度評価結果

4.1 屋根スラブの評価結果

屋根スラブの評価対象箇所は T. M. S. L. 49.7m 及び T. M. S. L. 38.2m のそれぞれについて、各断面の検定値が最も大きい箇所とし、図 4-1 及び図 4-2 に示す。また、評価結果を表 4-1～表 4-4 に示す。

降下火砕物堆積による鉛直荷重等によって発生する曲げモーメントに対する鉄筋の引張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。

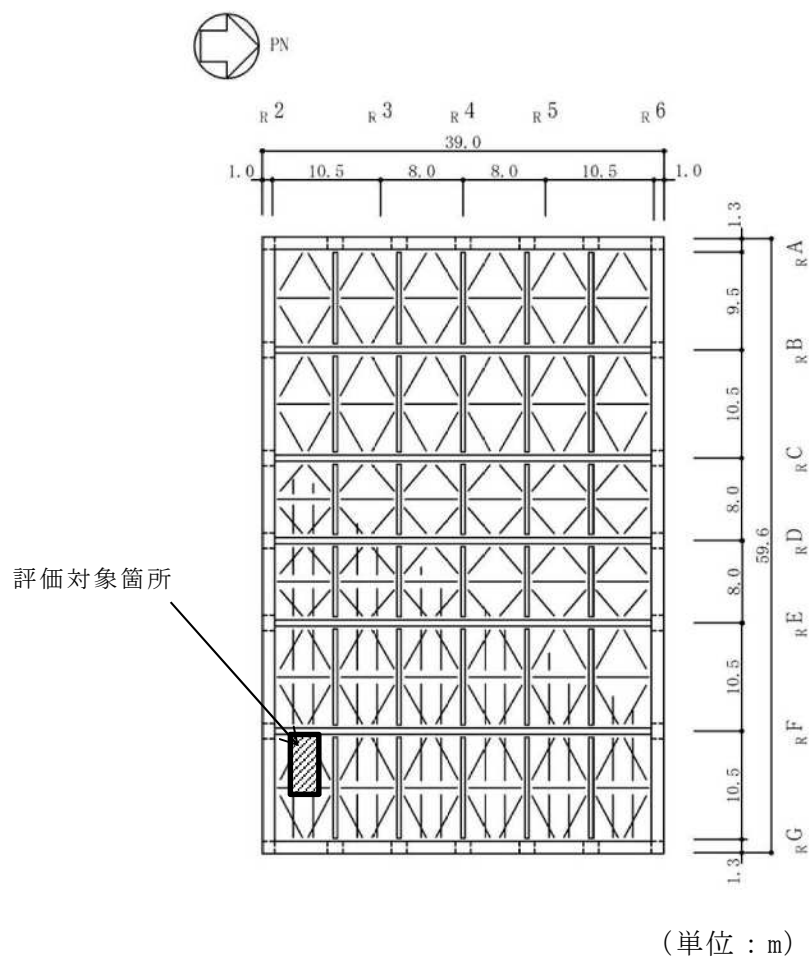
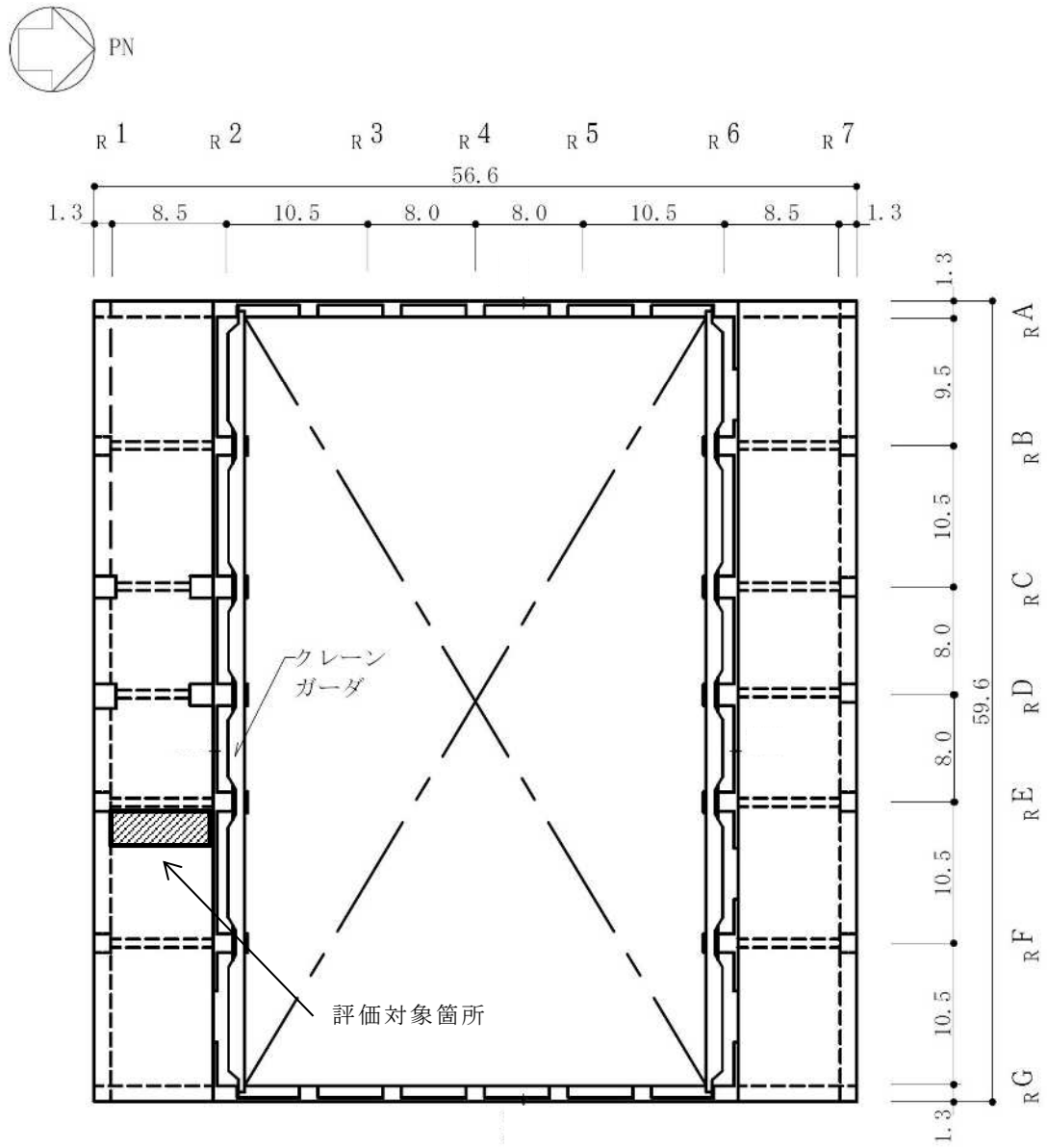


図 4-1 評価対象箇所 (屋根スラブ, T. M. S. L. 49.7m)



(単位 : m)

図 4-2 評価対象箇所 (屋根スラブ, T.M.S.L. 38.2m)

表 4-1 屋根スラブの評価結果 (ケース 1, T. M. S. L. 49.7m)

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)	6.884
	鉄筋の引張応力度 σ_t (N/mm ²)	123.9
	許容限界 (N/mm ²)	345
	検定値	0.36
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	19.67
	せん断スパン比による 割増し係数 α	1.0
	許容限界 (kN/m)	41.12
	検定値	0.48

表 4-2 屋根スラブの評価結果 (ケース 1, T. M. S. L. 38.2m)

T. M. S. L. (m)		38.2
厚さ t (mm)		□
有効せい d (mm)		440
配筋 (鉄筋断面積)		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)	24.47
	鉄筋の引張応力度 σ_t (N/mm ²)	32.85
	許容限界 (N/mm ²)	345
	検定値	0.10
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	44.50
	せん断スパン比による 割増し係数 α	1.78
	許容限界 (kN/m)	828.2
	検定値	0.06

表 4-3 屋根スラブの評価結果 (ケース 2, T. M. S. L. 49.7m)

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)	4.397
	鉄筋の引張応力度 σ_t (N/mm ²)	79.10
	許容限界 (N/mm ²)	345
	検定値	0.23
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	12.56
	せん断スパン比による 割増し係数 α	1.0
	許容限界 (kN/m)	41.12
	検定値	0.31

表 4-4 屋根スラブの評価結果 (ケース 2, T. M. S. L. 38.2m)

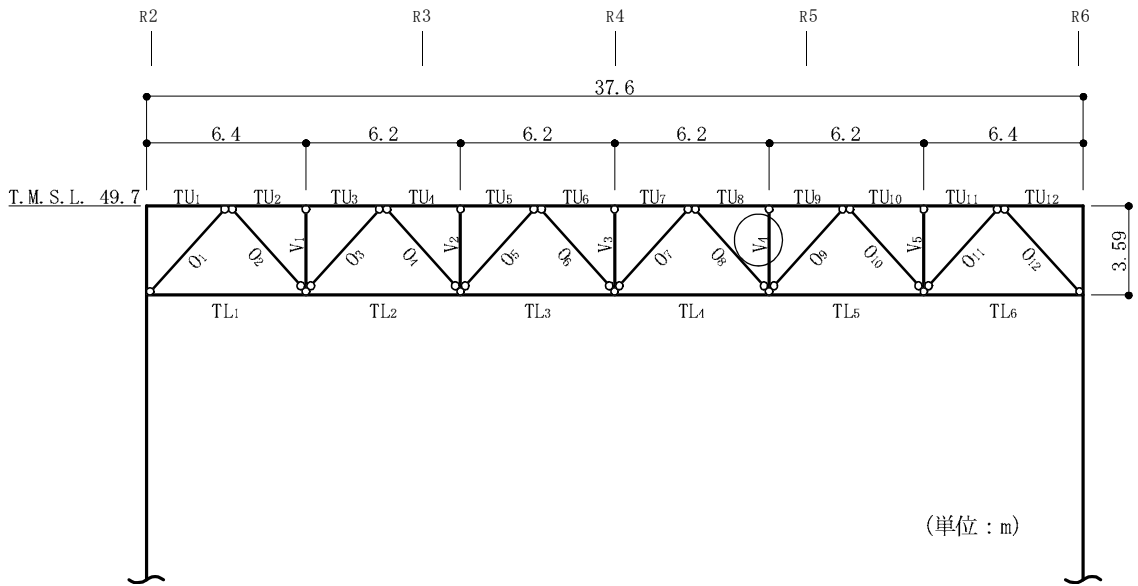
T. M. S. L. (m)		38.2
厚さ t (mm)		□
有効せい d (mm)		440
配筋 (鉄筋断面積)		D22@200 (1935mm ² /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	23.76
	鉄筋の引張応力度 σ_t (N/mm ²)	31.89
	許容限界 (N/mm ²)	345
	検定値	0.10
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	43.20
	せん断スパン比による 割増し係数 α	1.78
	許容限界 (kN/m)	828.1
	検定値	0.06

4.2 屋根トラスの評価結果

(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

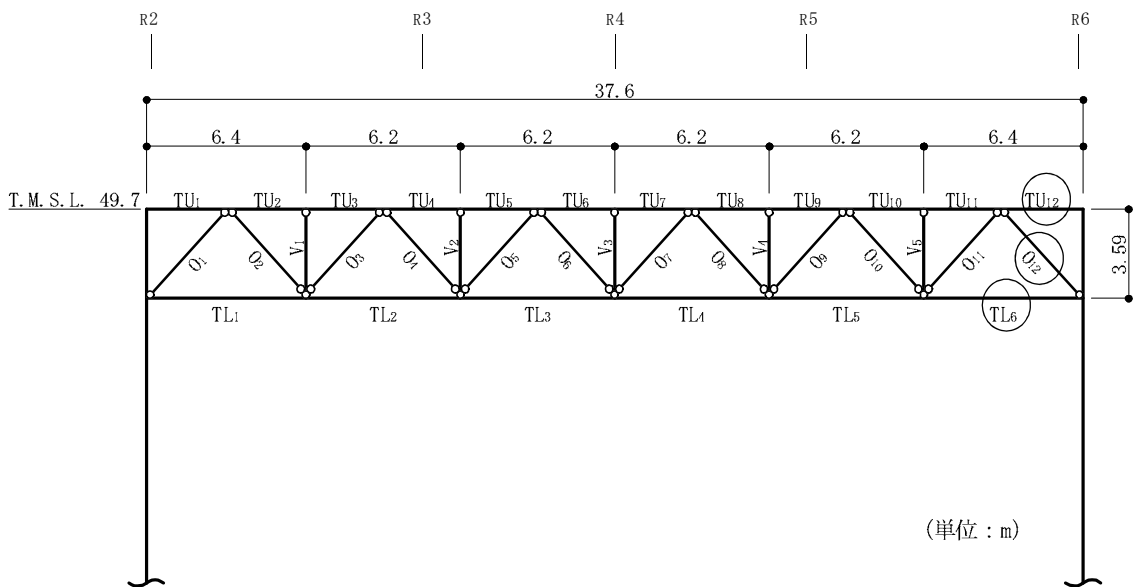
評価対象箇所は，各部材の検定値が最も大きい箇所とし，図 4-3～図 4-8 に示す。また，断面算定結果を表 4-5～表 4-10 に示す。

主トラス，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。



○：最大応力発生箇所を示す。

(a) 主トラス：RD通り



○：最大応力発生箇所を示す。

(b) 主トラス：RE 通り

図 4-3 評価対象箇所（ケース 1，主トラス）

表 4-5 断面算定結果（ケース 1, 主トラス：RE 通り）（1/4）

部材（種類）		上弦材	
位置		TU ₁₂	
ケース		ケース 1	
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)		2570	0*
M (kN・m)		305	305
断面算定	σ_t (N/mm ²)	94.0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	0.0
	σ_b (N/mm ²)	54.7	54.7
	f_t (N/mm ²)	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	342
	f_b (N/mm ²)	357	357
	$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{f_t + f_b}$	0.42 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	—	0.16 (<1.0)

注記*：圧縮軸力が生じないため 0 とする。

表 4-5 断面算定結果（ケース 1, 主トラス：RE 通り）（2/4）

部材（種類）		下弦材	
位置		TL ₆	
ケース		ケース 1	
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)		0*	2240
M (kN・m)		181	181
断面算定	σ_t (N/mm ²)	0.0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	89.6
	σ_b (N/mm ²)	51.3	51.3
	f_t (N/mm ²)	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	313
	f_b (N/mm ²)	357	357
	$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{f_t + f_b}$	0.15 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	—	0.43 (<1.0)

注記*：引張軸力が生じないため 0 とする。

表 4-5 断面算定結果（ケース 1，主トラス：RE 通り）（3/4）

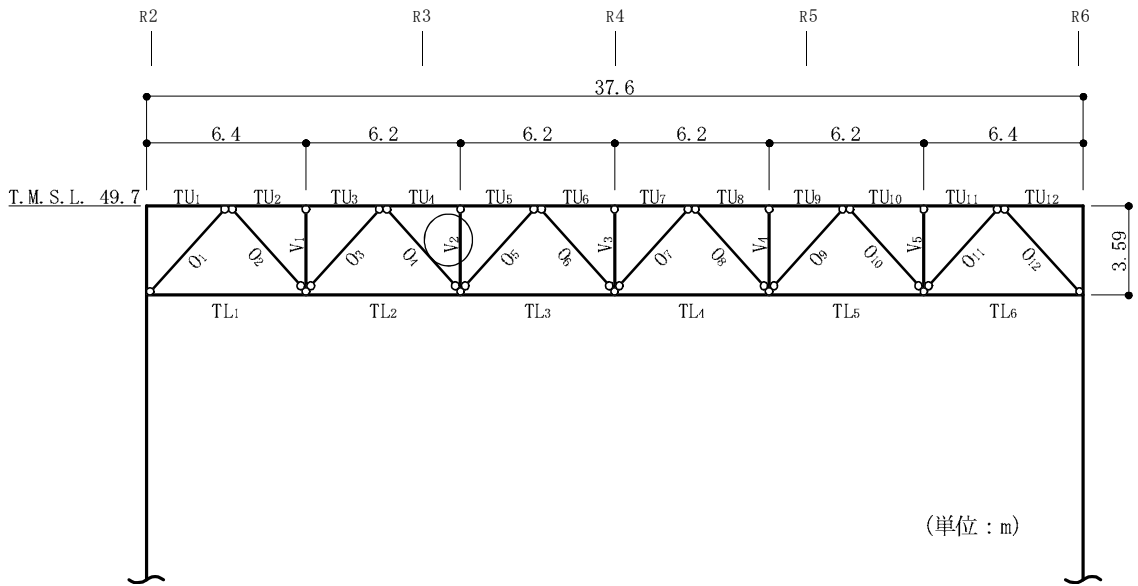
部材（種類）		斜材	
位置		0 ₁₂	
ケース		ケース 1	
鉄骨断面	部材	H-400×400×13×21	
	種別	SM50A（SM490A相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		0*	3280
断面算定	σ_t (N/mm ²)	0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	150
	f_t (N/mm ²)	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	342
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.44 (<1.0)

注記*：引張軸力が生じないため 0 とする。

表 4-5 断面算定結果（ケース 1，主トラス：RD 通り）（4/4）

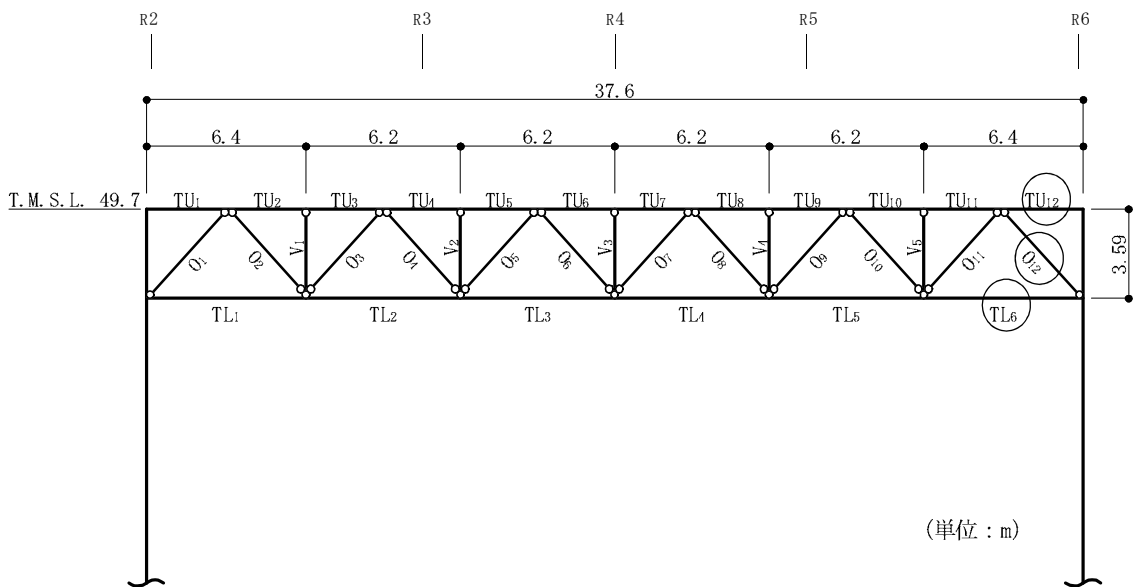
部材（種類）		束材	
位置		V ₄	
ケース		ケース 1	
鉄骨断面	部材	2[s-200×90×8×13.5	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		0*	444
断面算定	σ_t (N/mm ²)	0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	57.4
	f_t (N/mm ²)	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	206
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.28 (<1.0)

注記*：引張軸力が生じないため 0 とする。



○：最大応力発生箇所を示す。

(a) 主トラス：RD通り



○：最大応力発生箇所を示す。

(b) 主トラス：RE通り

図 4-4 評価対象箇所（ケース 2，主トラス）

表 4-6 断面算定結果（ケース 2，主トラス：RE 通り）（1/4）

部材（種類）		上弦材	
位置		TU ₁₂	
ケース		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)		1950	0*
M (kN・m)		239	239
断面算定	σ_t (N/mm ²)	71.2	—
	σ_c (N/mm ²)	—	0.0
	σ_b (N/mm ²)	43.0	43.0
	f_t (N/mm ²)	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	342
	f_b (N/mm ²)	357	357
	$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{f_t + f_b}$	0.32 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	—	0.13 (< 1.0)

注記*：圧縮軸力が生じないため 0 とする。

表 4-6 断面算定結果（ケース 2，主トラス：RE 通り）（2/4）

部材（種類）		下弦材	
位置		TL ₆	
ケース		ケース 2	
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)		0*	1570
M (kN・m)		140	140
断面算定	σ_t (N/mm ²)	0.0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	62.8
	σ_b (N/mm ²)	39.7	39.7
	f_t (N/mm ²)	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	313
	f_b (N/mm ²)	357	357
	$\frac{\sigma_t + \sigma_b}{f_t + f_b}$	0.12 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c + \sigma_b}{f_c + f_b}$	—	0.32 (< 1.0)

注記*：引張軸力が生じないため 0 とする。

表 4-6 断面算定結果（ケース 2，主トラス：RE 通り）（3/4）

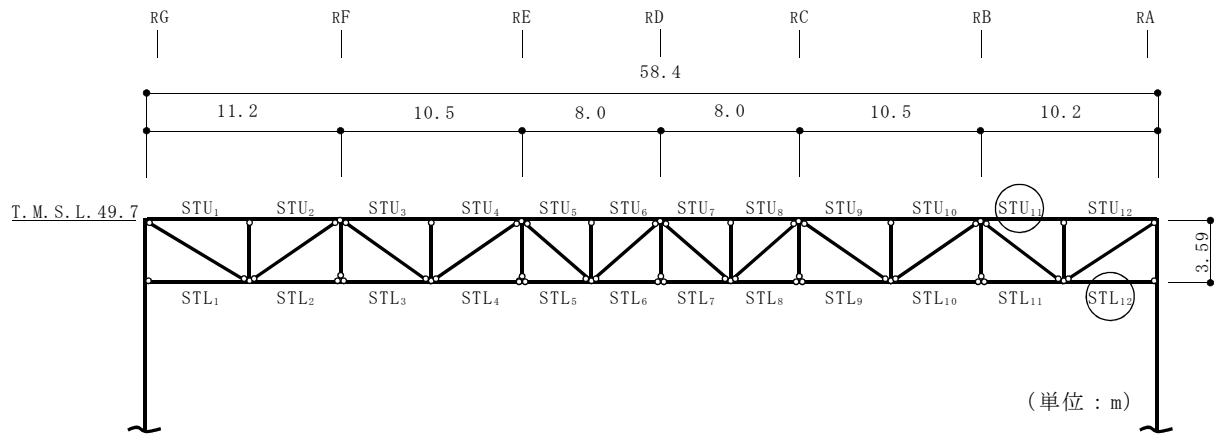
部材（種類）		斜材	
位置		0 ₁₂	
ケース		ケース 2	
鉄骨断面	部材	H-400×400×13×21	
	種別	SM50A（SM490A相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		0*	2570
断面算定	σ_t (N/mm ²)	0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	118
	f_t (N/mm ²)	357	—
	f_c (N/mm ²)	—	342
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.35 (<1.0)

注記*：引張軸力が生じないため 0 とする。

表 4-6 断面算定結果（ケース 2，主トラス：RD 通り）（4/4）

部材（種類）		束材	
位置		V ₂	
ケース		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)		0*	314
断面算定	σ_t (N/mm ²)	0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	40.6
	f_t (N/mm ²)	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	206
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.20 (<1.0)

注記*：引張軸力が生じないため 0 とする。



○ : 最大応力発生箇所を示す。

図 4-5 評価対象箇所 (ケース 1, つなぎばり上下弦材 : R4 通り)

表 4-7 断面算定結果（ケース 1, つなぎばり上下弦材：R4 通り）（1/2）

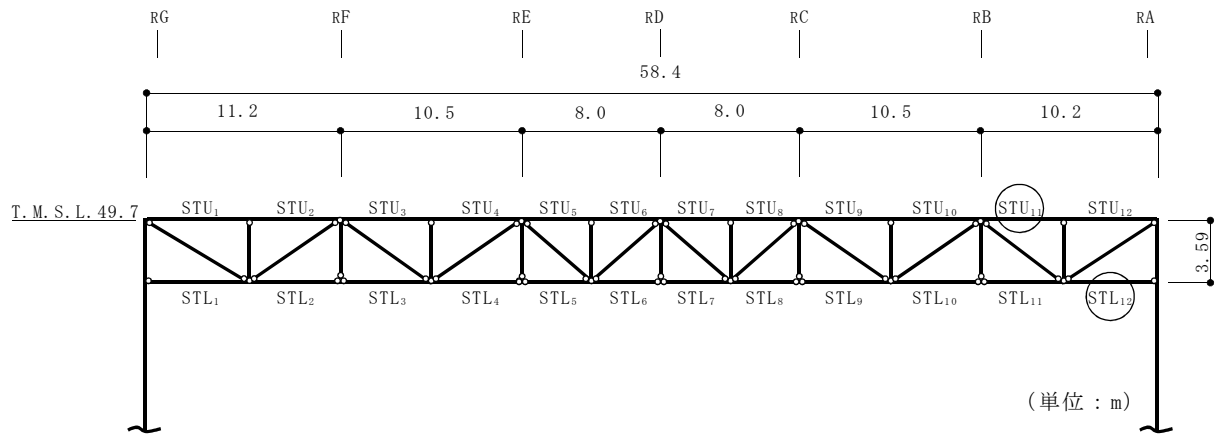
部材（種類）		上弦材	
位置		STU ₁₁	
ケース		ケース 1	
鉄骨断面	部材	H-394×398×11×18	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		393	0*
断面算定	σ_t (N/mm ²)	21.0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	0.0
	f_t (N/mm ²)	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.09 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.00 (<1.0)

注記*：圧縮軸力が生じないため 0 とする。

表 4-7 断面算定結果（ケース 1, つなぎばり上下弦材：R4 通り）（2/2）

部材（種類）		下弦材	
位置		STL ₁₂	
ケース		ケース 1	
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)		0*	427
断面算定	σ_t (N/mm ²)	0.0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	67.2
	f_t (N/mm ²)	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	192
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.35 (<1.0)

注記*：引張軸力が生じないため 0 とする。



○ : 最大応力発生箇所を示す。

図 4-6 評価対象箇所 (ケース 2, つなぎばり上下弦材 : R4 通り)

表 4-8 断面算定結果（ケース 2，つなぎばり上下弦材：R4 通り）（1/2）

部材（種類）		上弦材	
位置		STU ₁₁	
ケース		ケース 2	
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)		327	0*
断面算定	σ_t (N/mm ²)	17.5	—
	σ_c (N/mm ²)	—	0.0
	f_t (N/mm ²)	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	258
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.07 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.00 (<1.0)

注記*：圧縮軸力が生じないため 0 とする。

表 4-8 断面算定結果（ケース 2，つなぎばり上下弦材：R4 通り）（2/2）

部材（種類）		下弦材	
位置		STL ₁₂	
ケース		ケース 2	
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)		0*	366
断面算定	σ_t (N/mm ²)	0.0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	57.6
	f_t (N/mm ²)	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	192
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.30 (<1.0)

注記*：引張軸力が生じないため 0 とする。

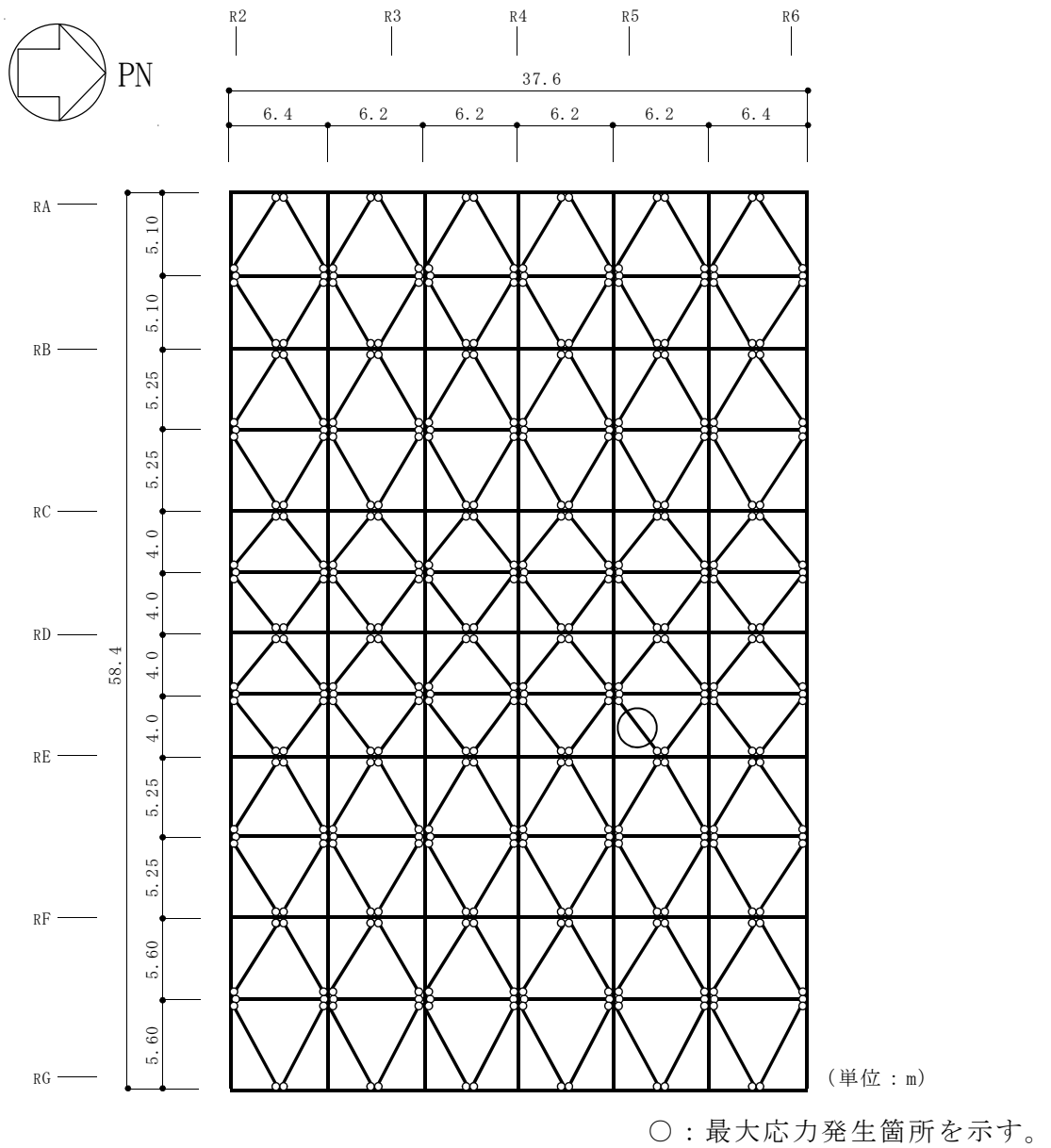


図 4-7 評価対象箇所 (ケース 1, 上弦面水平ブレース : T. M. S. L. 49.7m)

表 4-9 断面算定結果（ケース 1, 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4-7参照	
ケース		ケース1	
鉄骨断面	部材	2[s-300×100×8×12	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		0*	344
断面算定	σ_t (N/mm ²)	0.0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	36.7
	f_t (N/mm ²)	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	171
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.22 (<1.0)

注記*：引張軸力が生じないため 0 とする。

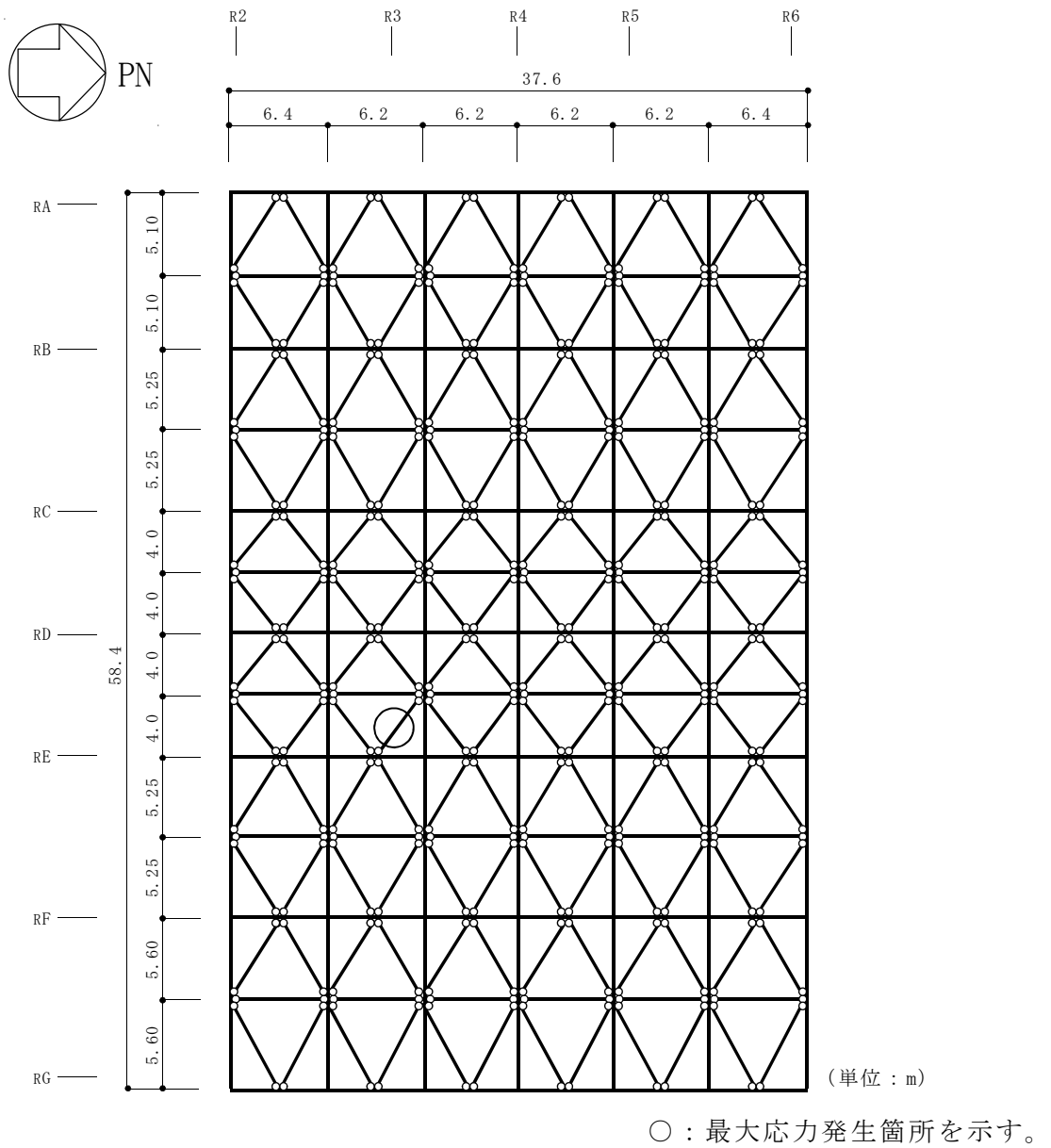


図 4-8 評価対象箇所 (ケース 2, 上弦面水平ブレース : T. M. S. L. 49.7m)

表 4-10 断面算定結果（ケース 2, 上弦面水平ブレース）

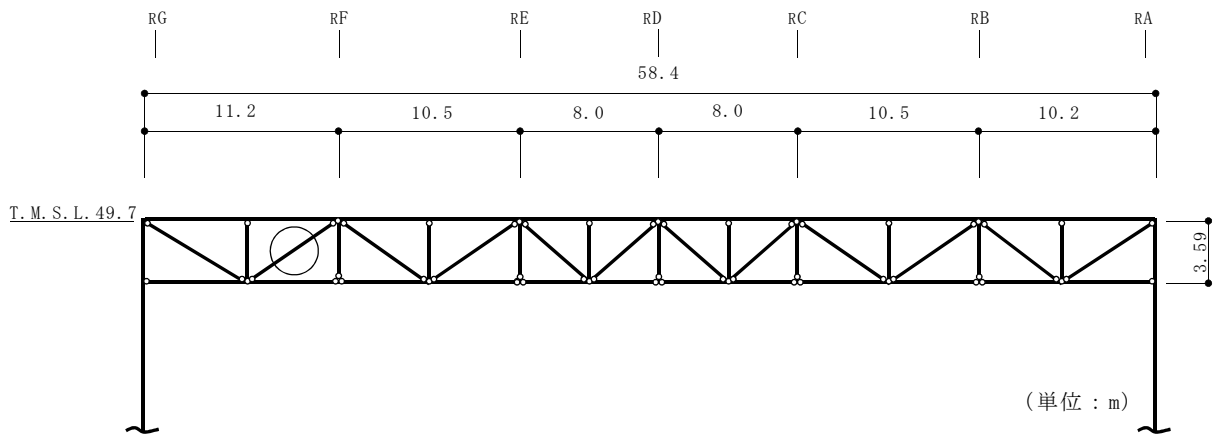
部材（種類）		上弦面水平ブレース	
位置		図4-8参照	
ケース		ケース2	
鉄骨断面	部材	2[s-300×100×8×12	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		0*	241
断面算定	σ_t (N/mm ²)	0.0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	25.7
	f_t (N/mm ²)	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	171
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00 (<1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	0.16 (<1.0)

注記*：引張軸力が生じないため0とする。

(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、検定値が最も大きい箇所とするが、ケース 1 については、部材の一部が塑性化しているため累積塑性変形倍率が最も大きい部材とする。評価対象箇所を図 4-9 及び図 4-10 に、ケース 1 の破断評価結果を表 4-11 に、ケース 2 の断面算定結果を表 4-12 に示す。

つなぎばりにおける発生応力度が弾性限強度を超えないこと、また、弾性限強度を超えた場合には、中込ほか（引用文献(1)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。

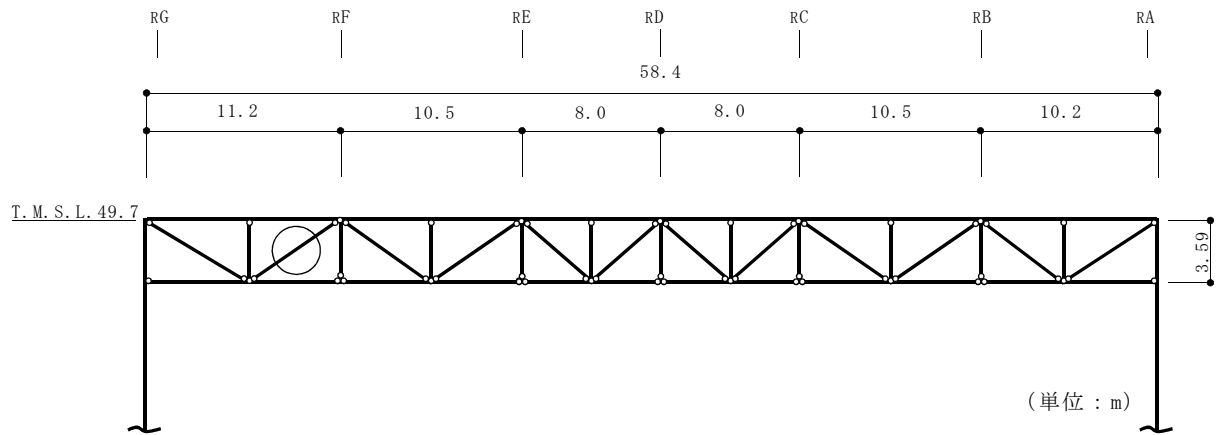
図 4-9 評価対象箇所（ケース 1，つなぎばり斜材：R4 通り）

表 4-11 破断評価結果（ケース 1）

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*1 繰返し回数 n_i	評価基準*2 (破断寿命) N_p	$\frac{n_i}{N_p}$
つなぎばり (2Ls-130×130×9) SS41 (SS400相当)	斜材	0.729	0.367	210	1190000	0.0002

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(1)より算定し、これを評価基準とする。



○：最大応力発生箇所を示す。

図 4-10 評価対象箇所（ケース 2，つなぎばり斜材：R4 通り）

表 4-12 断面算定結果（ケース 2，つなぎばり斜材）

部材（種類）		斜材	
位置		図4-10参照	
ケース		ケース2	
鉄骨断面	部材	2Ls-130×130×9	
	種別	SS41（SS400相当）	
応力状態		引張	圧縮
N (kN)		0 ^{*1}	607
断面算定	σ_t (N/mm ²)	0	—
	σ_c (N/mm ²)	—	133
	f_t (N/mm ²)	258	—
	f_c (N/mm ²)	—	133
	$\frac{\sigma_t}{f_t}$	0.00 (< 1.0)	—
	$\frac{\sigma_c}{f_c}$	—	1.00 ^{*2} (< 1.0)

注記*1：引張軸力が生じないため 0 とする。

*2：数値の丸めにより 1.00 となるが，解析上は 0.997 となり 1.0 未満となる。

4.3 耐震壁の評価結果

「3.5 評価方法」に基づいた評価結果を表 4-13 に示す。なお、各方向において最大せん断ひずみが生じる部材のみを示す。

年超過確率 10^{-2} 相当地震動による水平荷重等によって、評価対象部位に生じるせん断ひずみが許容限界を超えないことを確認した。

表 4-13 耐震壁の評価結果

検討 ケース	評価項目	方向	部材番号	せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
ケース 1	せん断 ひずみ	NS 方向	7	0.0675	2.0
		EW 方向	6	0.0572	2.0

5. 引用文献

- (1) 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 年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の
地震応答計算書

目 次

1. 概要	別紙-1
2. 基本方針	別紙-1
2.1 位置	別紙-1
2.2 構造概要	別紙-2
2.3 解析方針	別紙-14
2.4 適用規格	別紙-16
3. 解析方法	別紙-17
3.1 検討用地震動	別紙-17
3.2 地震応答解析モデル	別紙-20
3.2.1 水平方向モデル	別紙-21
3.2.2 鉛直方向モデル	別紙-22
3.3 解析方法	別紙-34
4. 解析結果	別紙-35
4.1 固有値解析結果	別紙-35
4.2 応答解析結果	別紙-35

1. 概要

本資料は、V-3-別添2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示す年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する原子炉建屋の地震応答解析について説明するものである。

2. 基本方針

2.1 位置

原子炉建屋の設置位置を図2-1に示す。

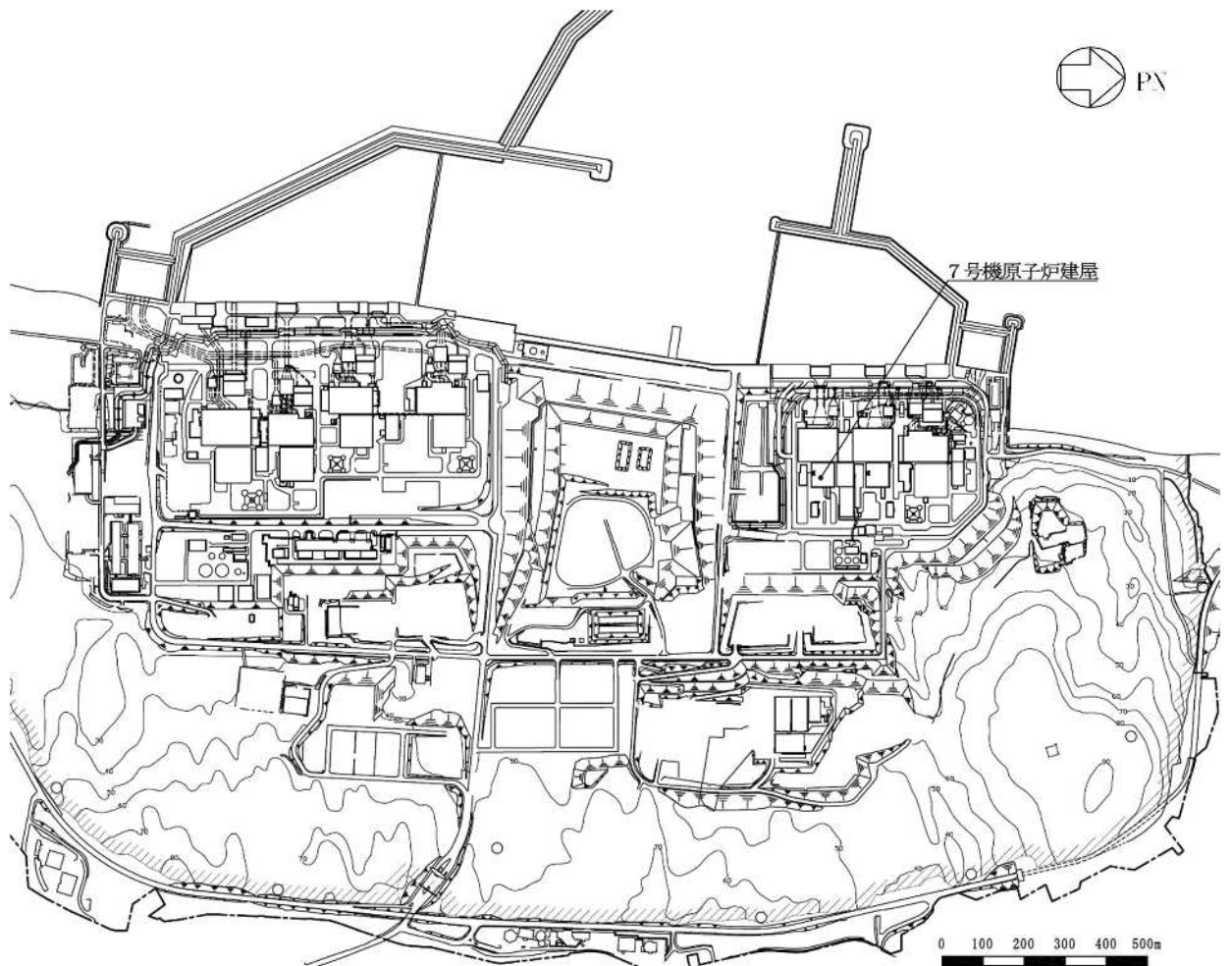


図2-1 原子炉建屋の設置位置

2.2 構造概要

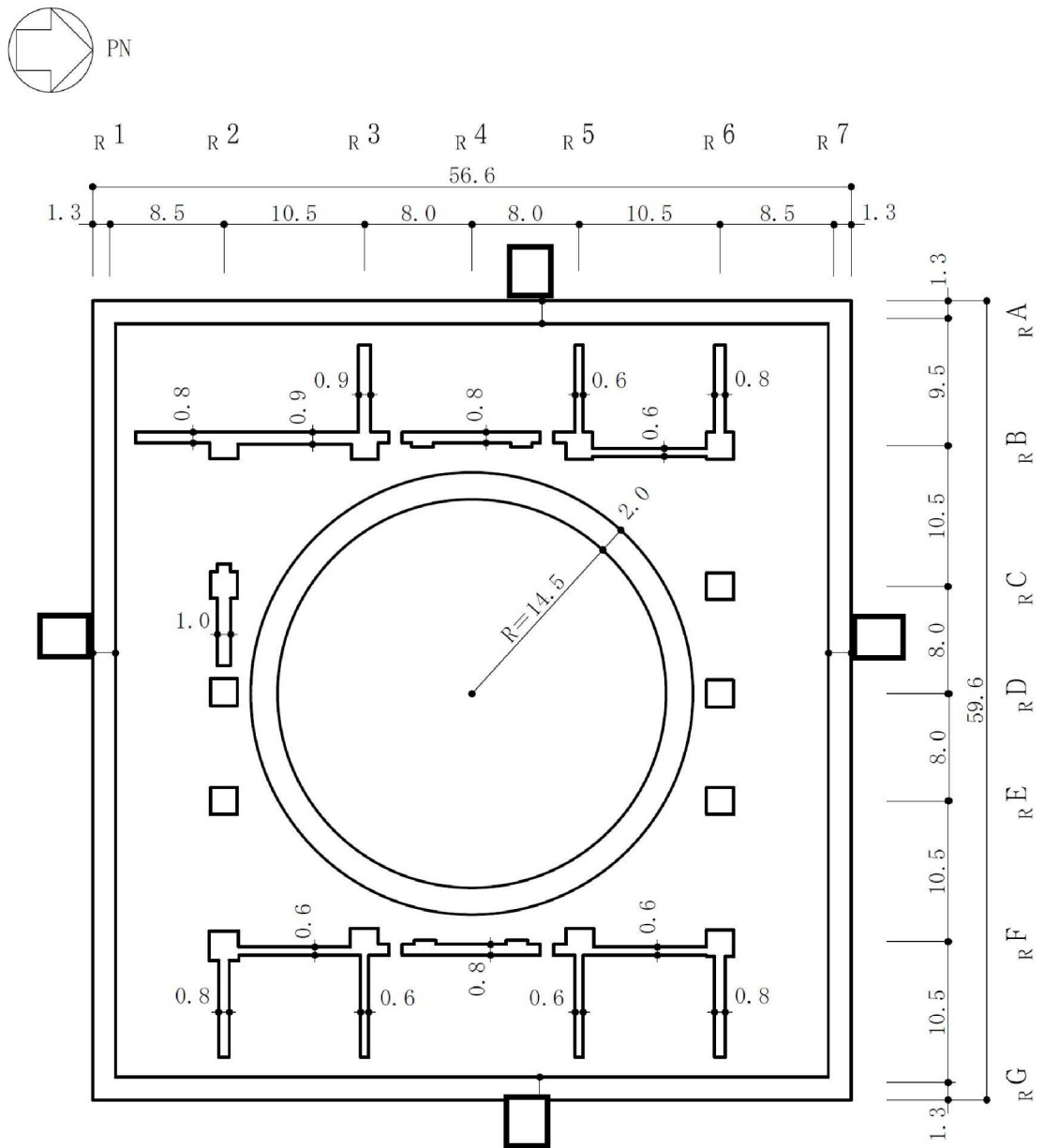
原子炉建屋は、地上4階、地下3階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で、屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。原子炉建屋の概略平面図及び概略断面図を図2-2及び図2-3に示す。

原子炉建屋の平面は、地下部分では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。なお、原子炉建屋の屋根部分には主排気筒が設置されている。また、原子炉建屋は隣接する他の建屋と構造的に分離している。

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。

原子炉建屋の中央部には原子炉圧力容器を収容している鉄筋コンクリート製原子炉格納容器（以下「RCCV」という。）がある。RCCVは円筒形で基礎スラブ上から立ち上がり、床スラブによって原子炉建屋と一体構造になっている。このRCCVの高さは底部上端からトップスラブ部下端まで29.5m、内径は29.0mであり、壁厚は2.0mである。

原子炉建屋の主な耐震壁は、RCCVと外壁である。主要な耐震壁は建屋の中心に対してほぼ対称に配置しており、開口部も少なく、建屋は全体として非常に剛性の高い構造となっている。



(単位：m)

注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図2-2 原子炉建屋の概略平面図（B3F，T.M.S.L.-8.2m）（1/9）

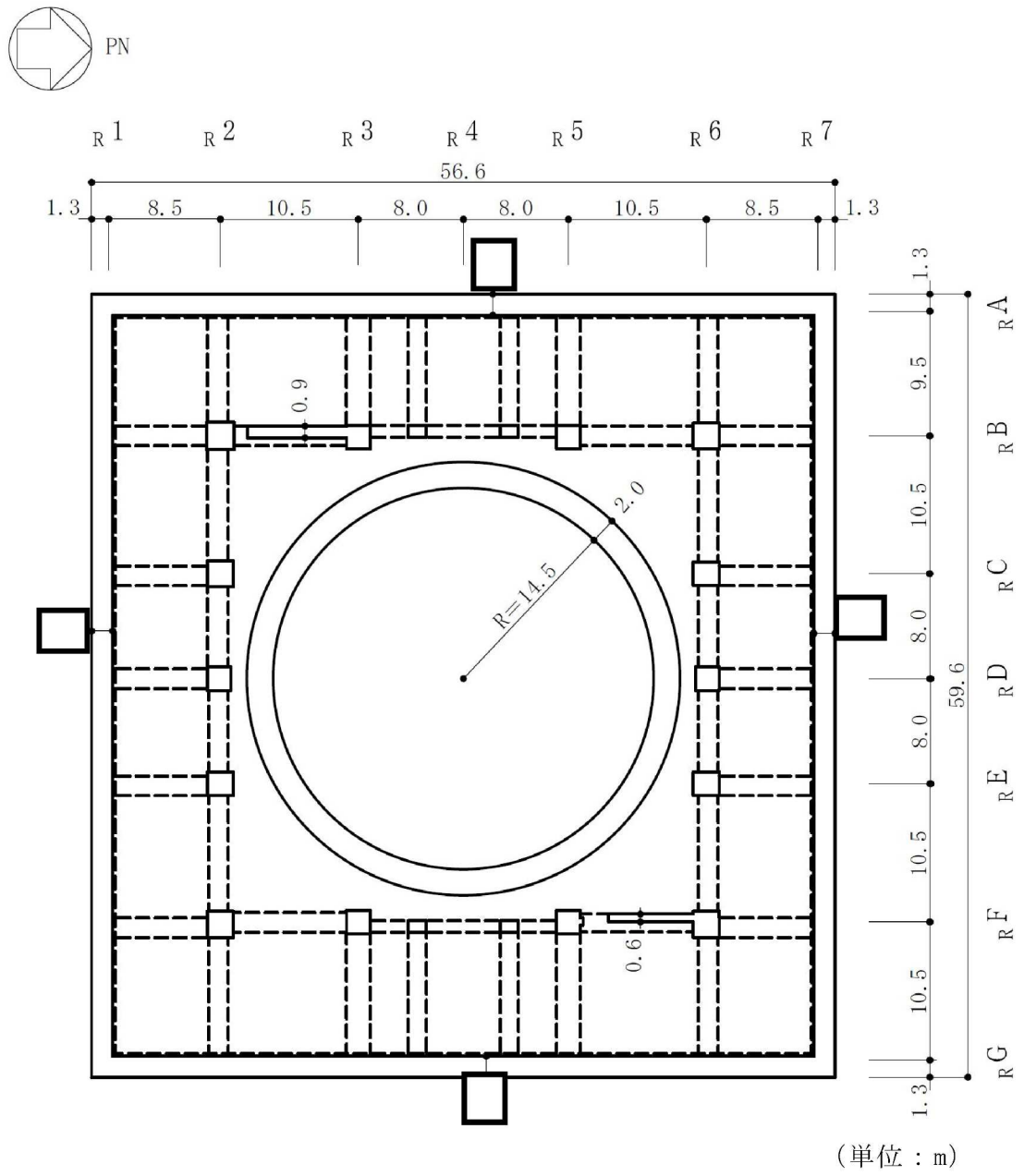


図2-2 原子炉建屋の概略平面図 (B2F, T.M.S.L. -1.7m) (2/9)

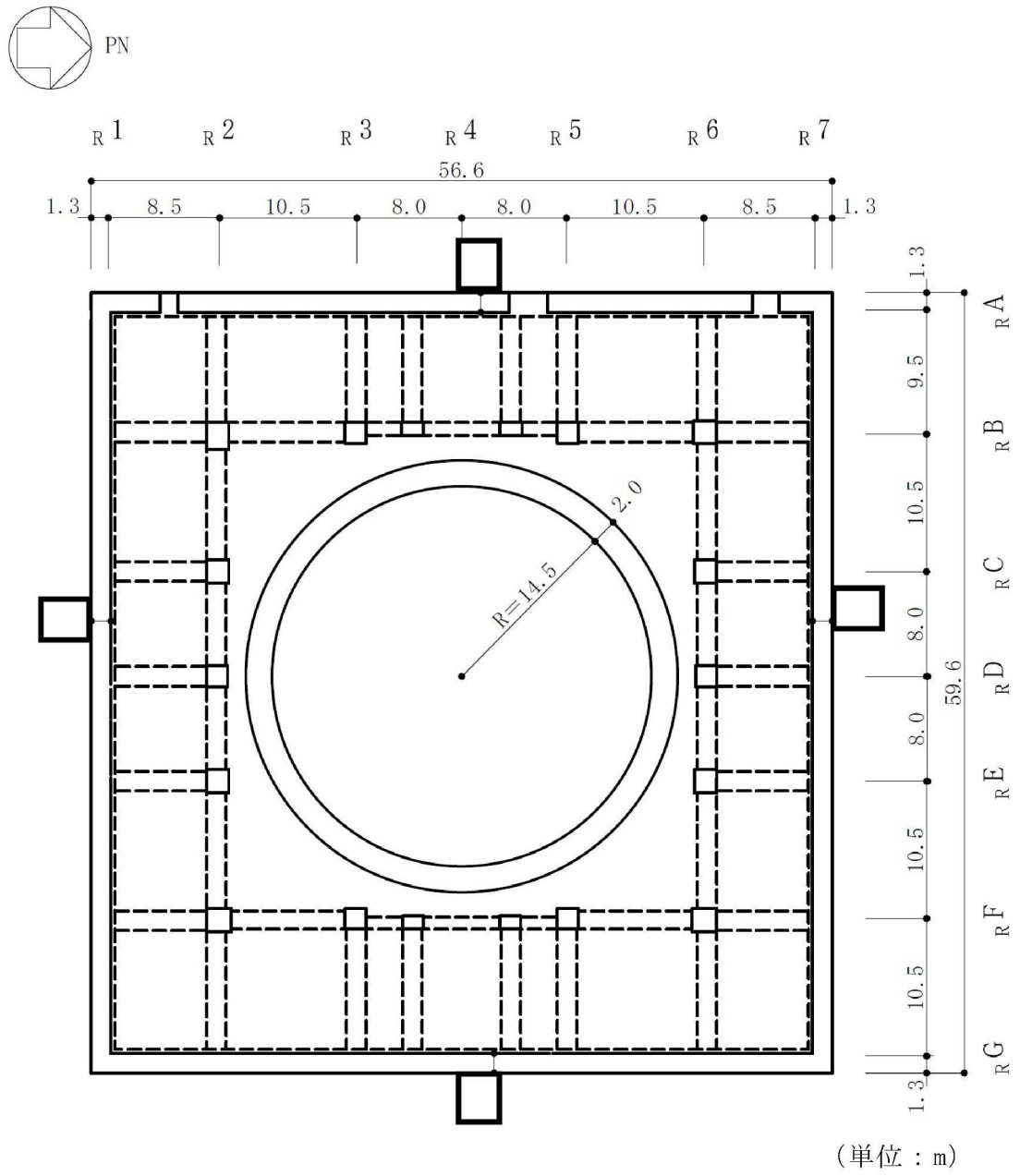


図2-2 原子炉建屋の概略平面図 (B1F, T.M.S.L. 4.8m) (3/9)

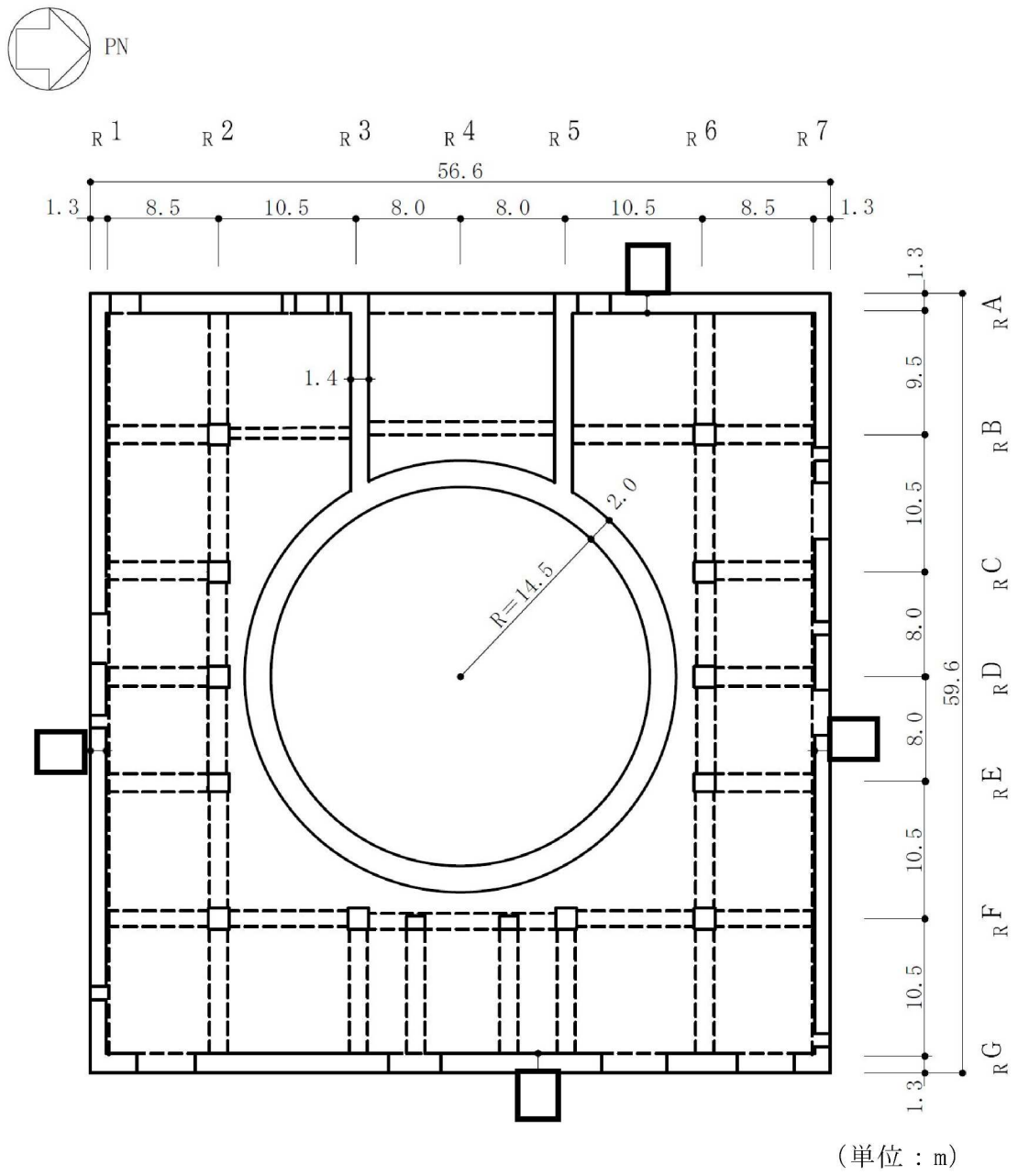


図2-2 原子炉建屋の概略平面図 (1F, T. M. S. L. 12. 3m) (4/9)

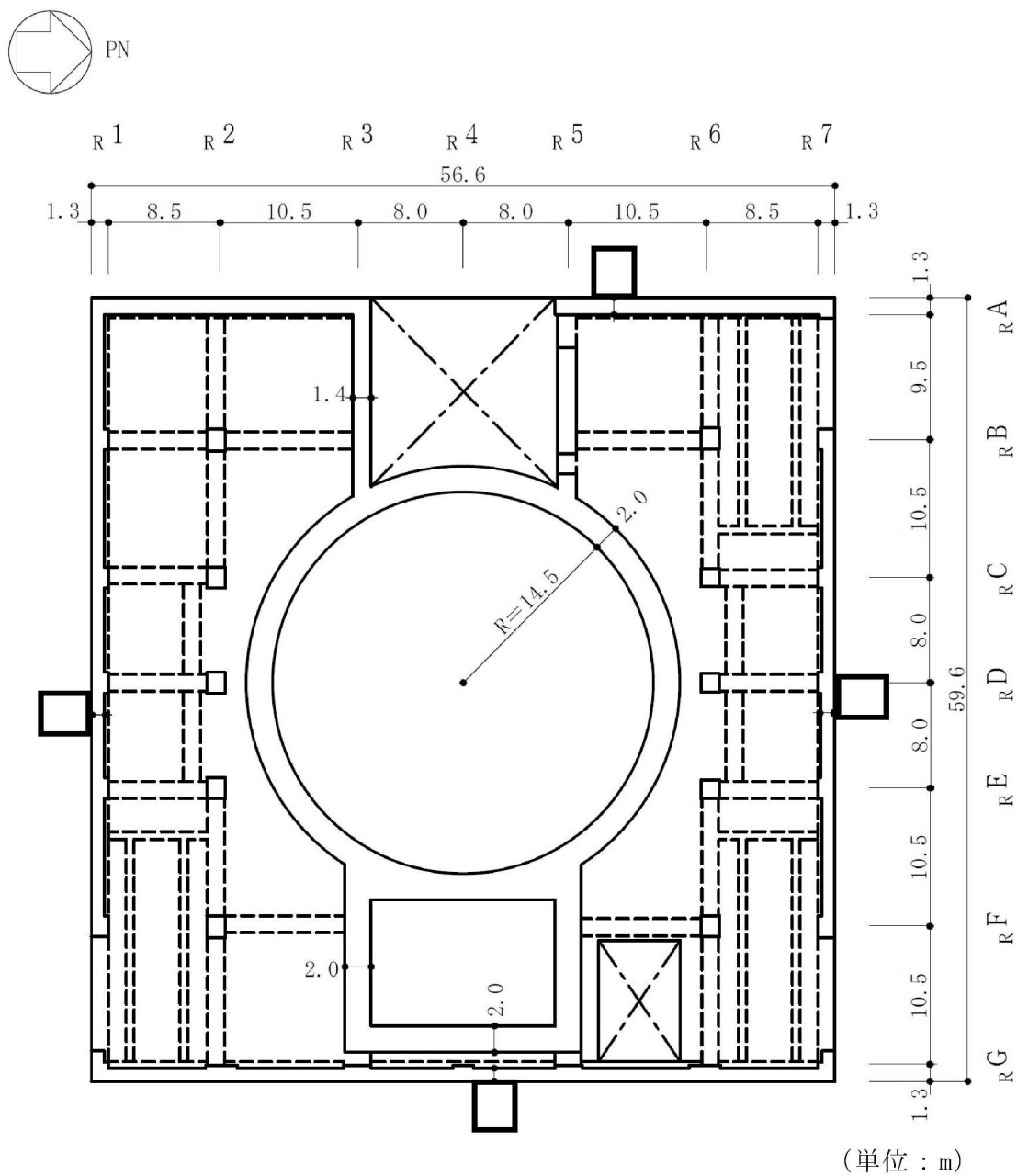
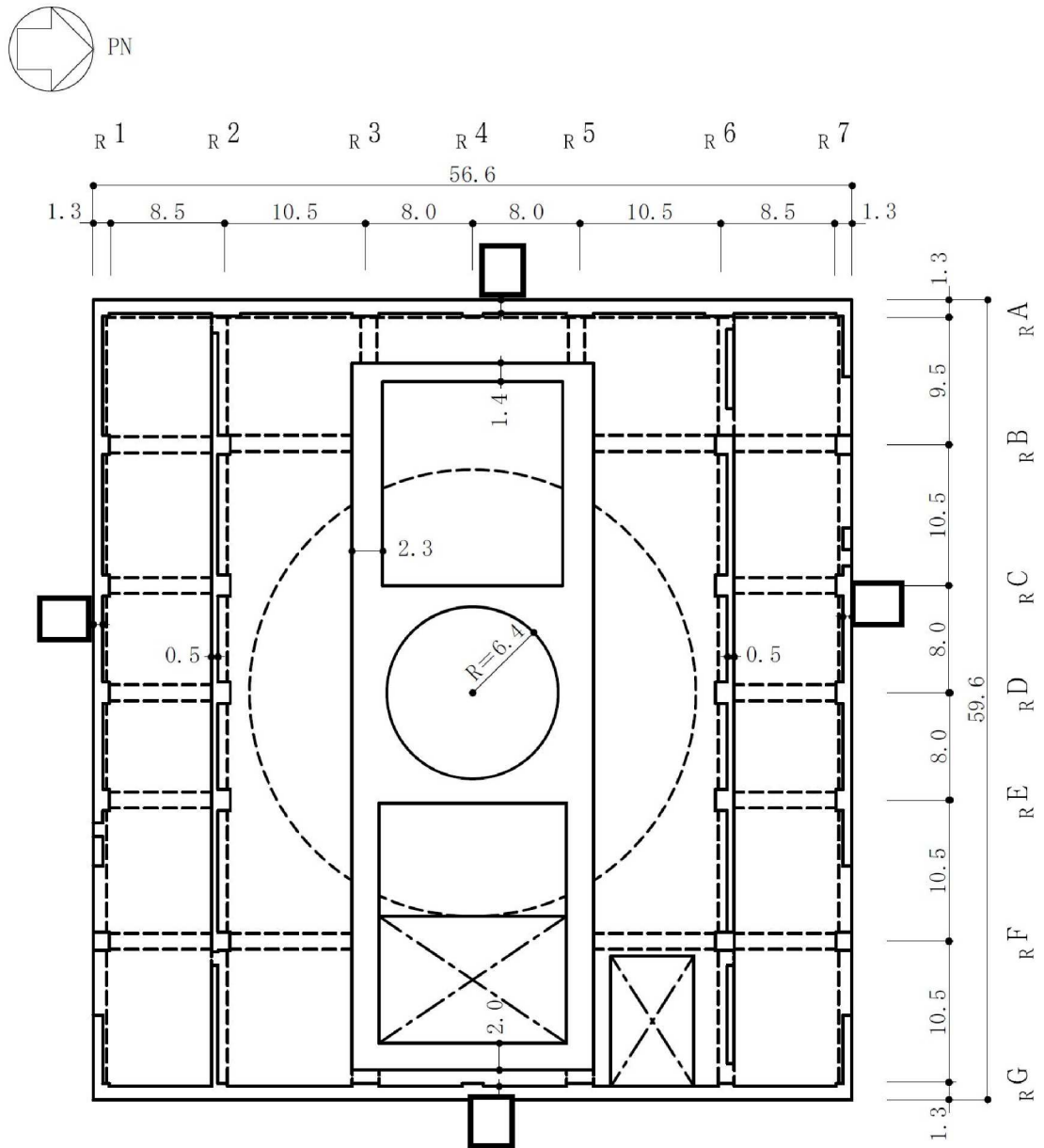


図2-2 原子炉建屋の概略平面図 (2F, T. M. S. L. 18.1m) (5/9)



(単位：m)

図2-2 原子炉建屋の概略平面図 (3F, T. M. S. L. 23. 5m) (6/9)

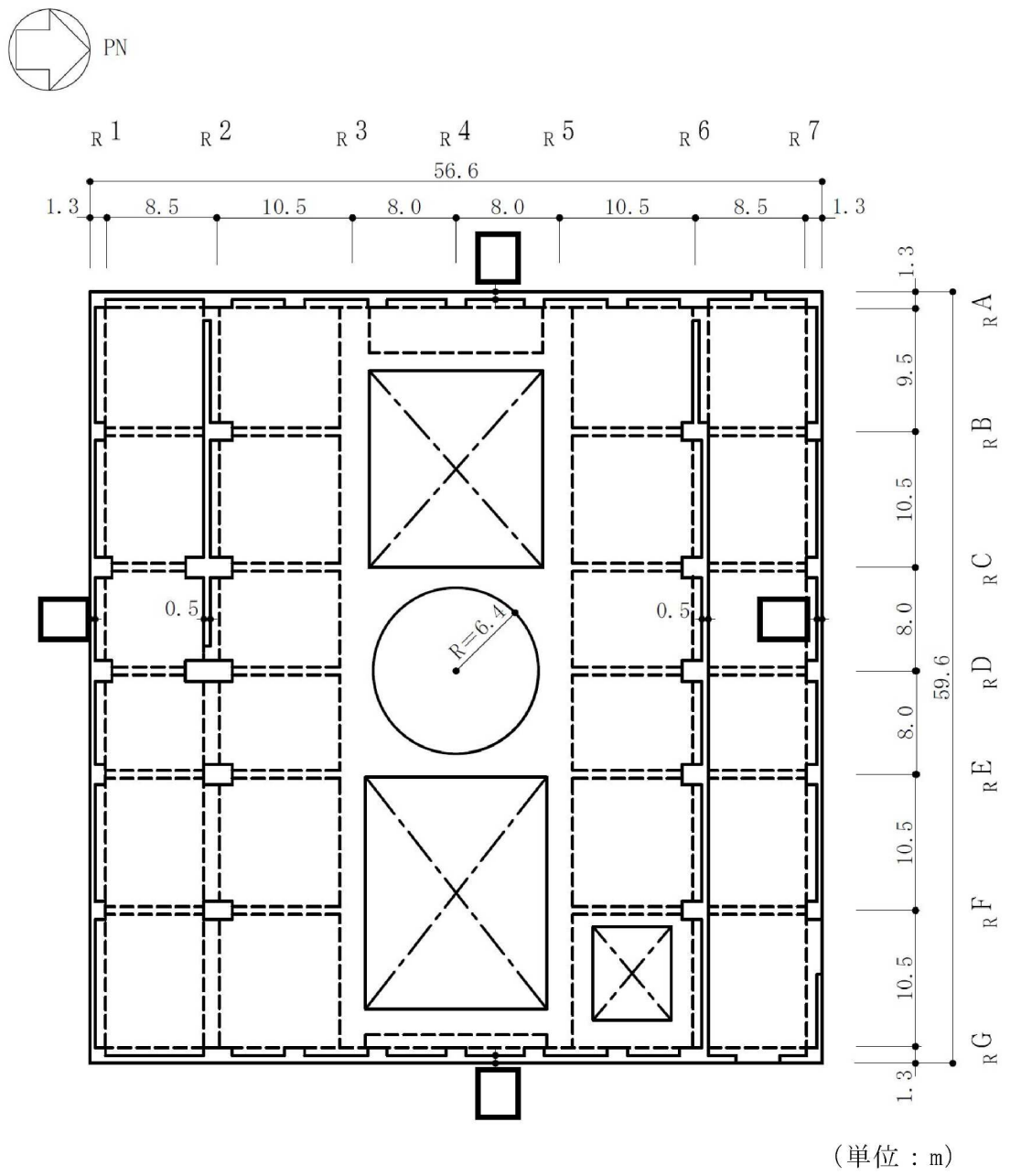


図2-2 原子炉建屋の概略平面図 (4F, T. M. S. L. 31. 7m) (7/9)

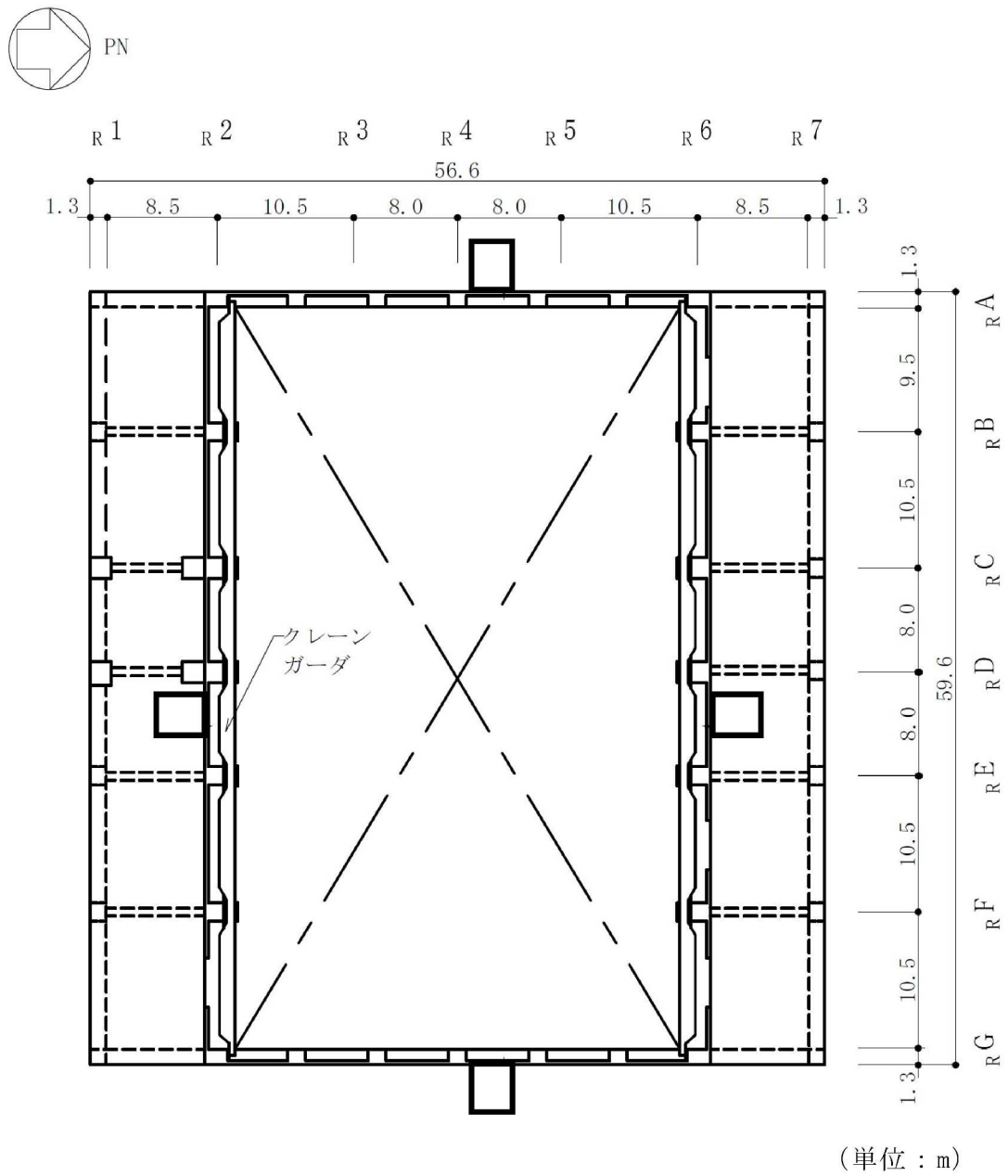
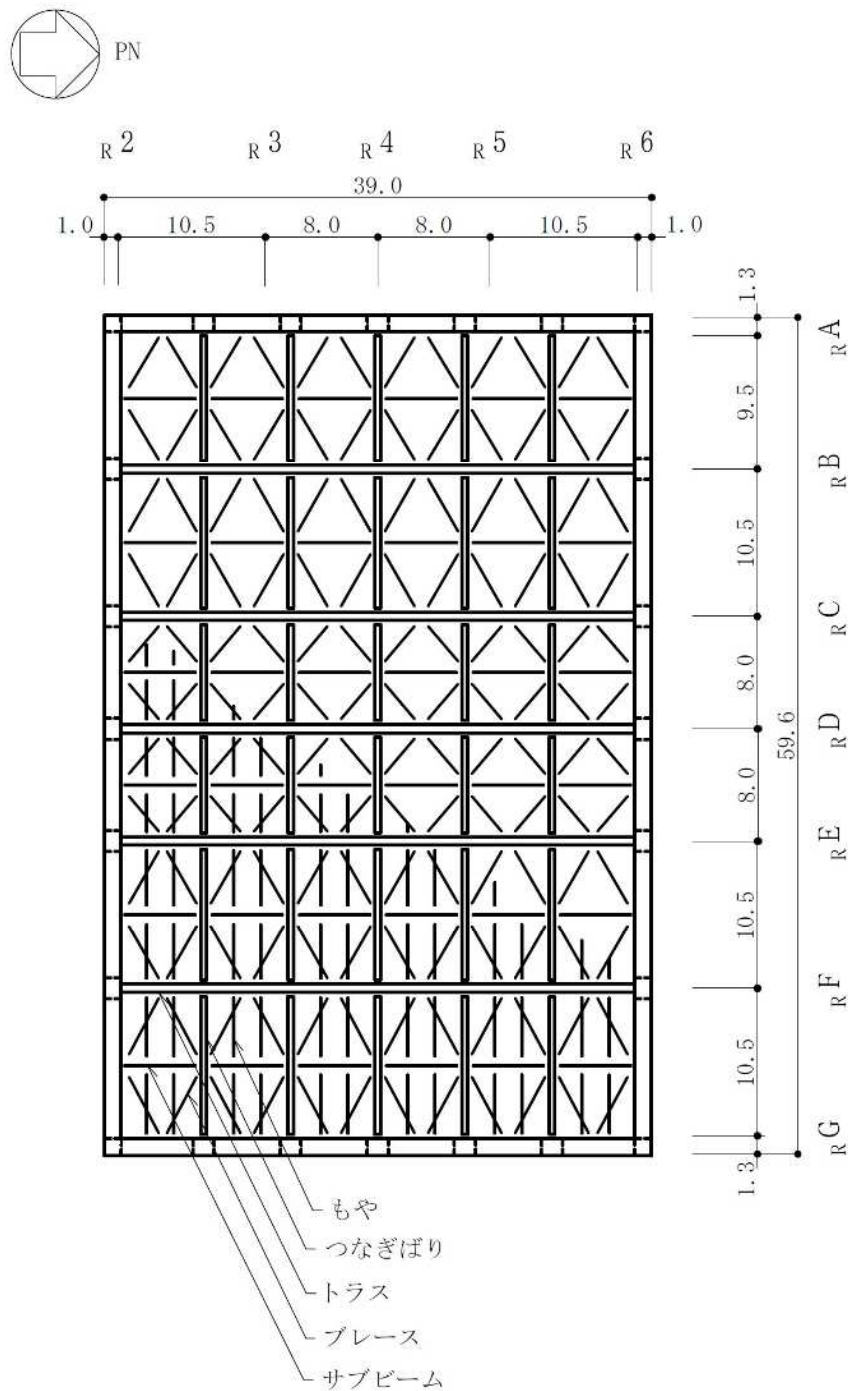
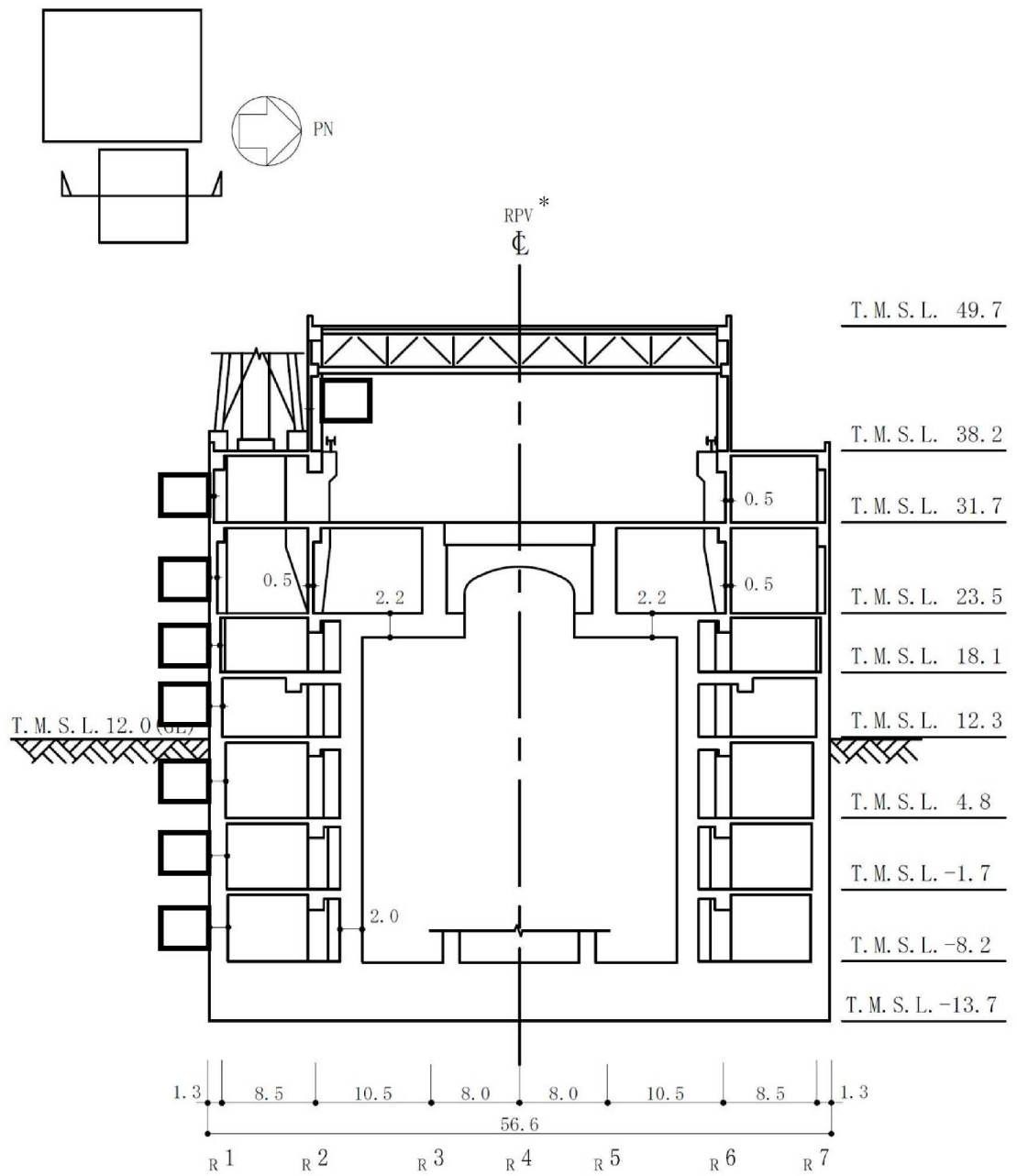


図2-2 原子炉建屋の概略平面図 (CRF, T. M. S. L. 38.2m) (8/9)



(単位 : m)

図2-2 原子炉建屋の概略平面図 (RF, T. M. S. L. 49.7m) (9/9)



(単位：m)

注記*：原子炉圧力容器（以下「RPV」という。）

図2-3 原子炉建屋の概略断面図（NS方向）（1/2）

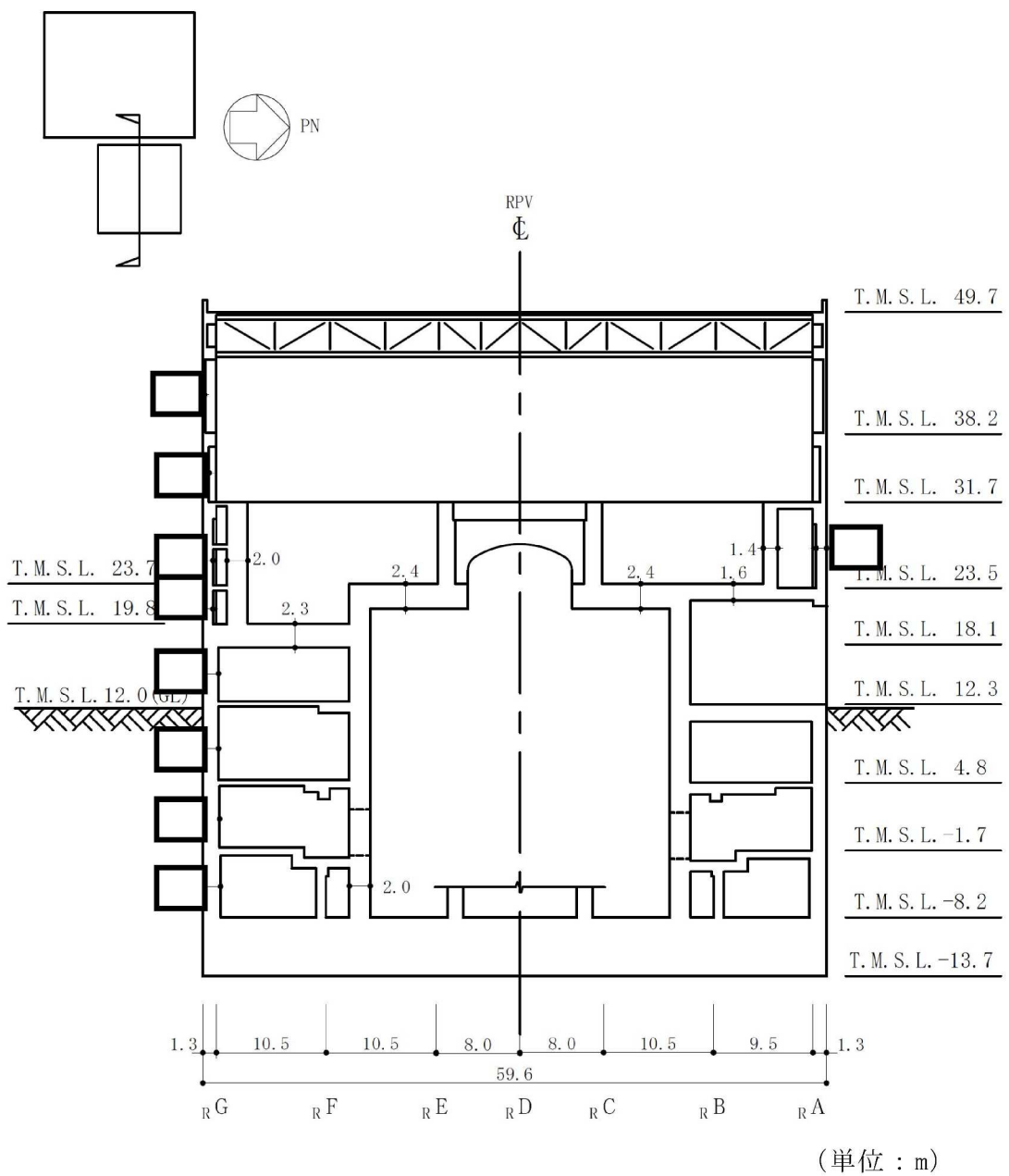


図2-3 原子炉建屋の概略断面図 (EW方向) (2/2)

2.3 解析方針

原子炉建屋の地震応答解析は、V-2「耐震性に関する説明書」のうちV-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づいて行う。

図2-4に原子炉建屋の地震応答解析フローを示す。

地震応答解析は、「3.1 検討用地震動」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を用いて実施することとし、「3.3 解析方法」に基づき、「4. 解析結果」において、加速度、変位、せん断ひずみ等を含む各種応答値を算出する。

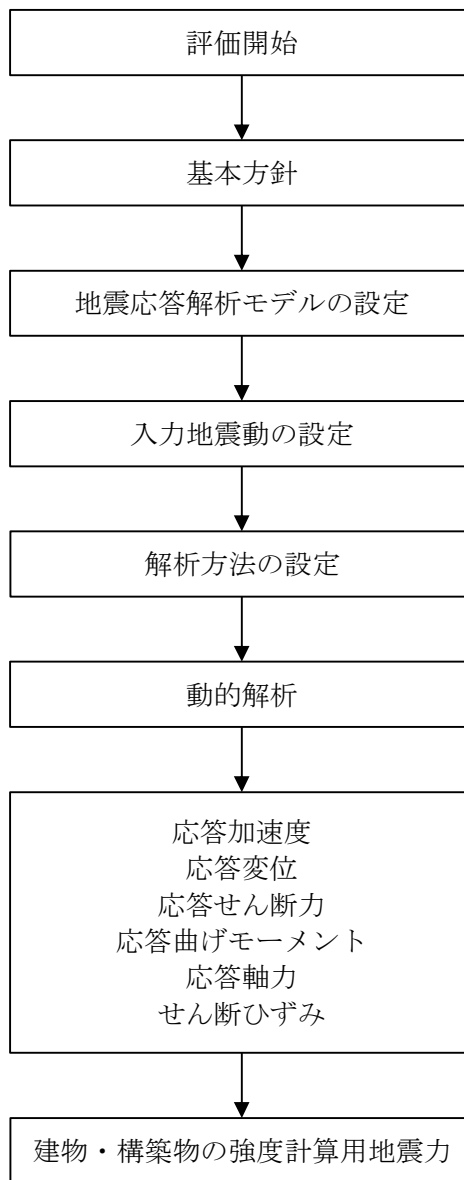


図2-4 原子炉建屋の地震応答解析フロー

2.4 適用規格

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。

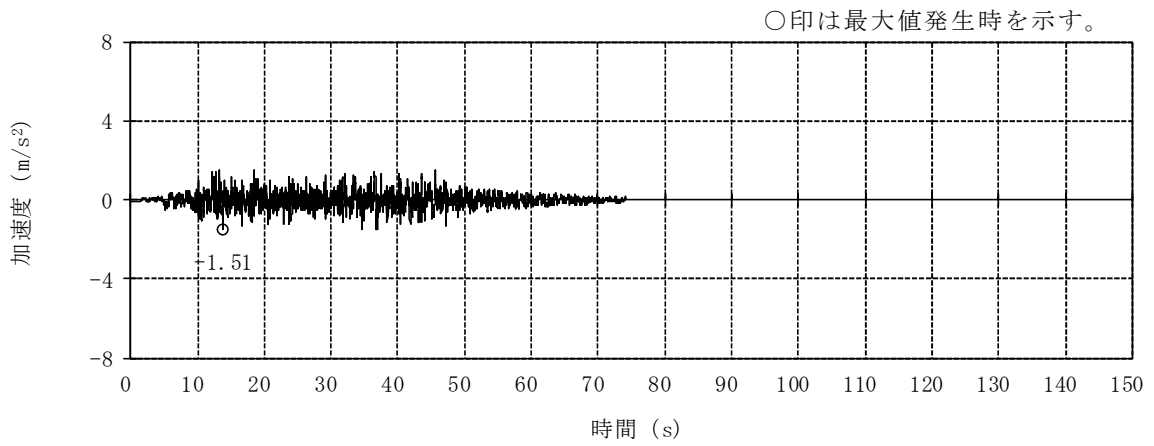
- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー（日本建築学会，1999改定）
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005制定）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（日本電気協会）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（日本電気協会）
- ・ 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー（日本建築学会，2005改定）

3. 解析方法

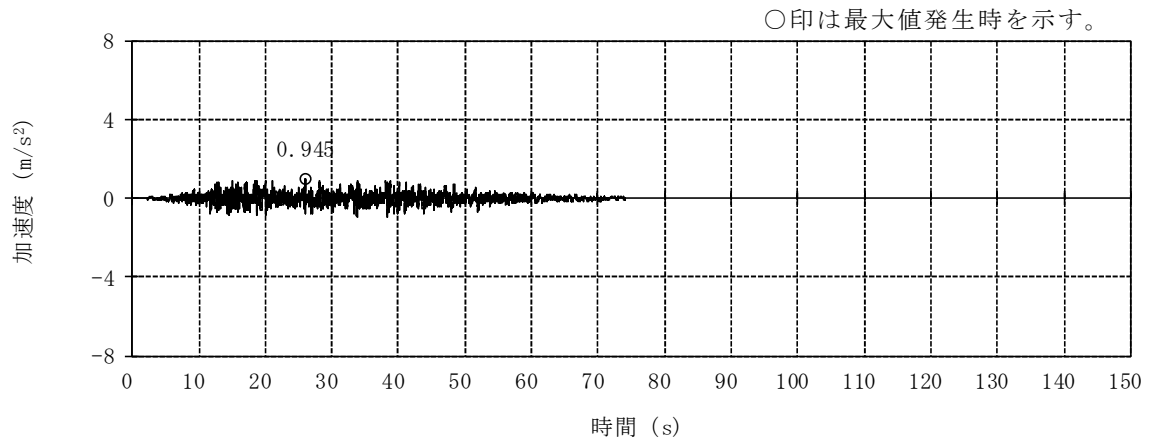
3.1 検討用地震動

原子炉建屋の地震応答解析モデルは、建屋と地盤の相互作用を評価した建屋－地盤連成モデルとする。この建屋－地盤連成モデルへの入力地震動は、V-3-別添2-1-2「原子炉建屋の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」に示す解放基盤表面レベルに想定する年超過確率 10^{-2} 相当地震動を用いることとする。

年超過確率 10^{-2} 相当地震動の加速度時刻歴波形と加速度応答スペクトルを図3-1及び図3-2に示す。

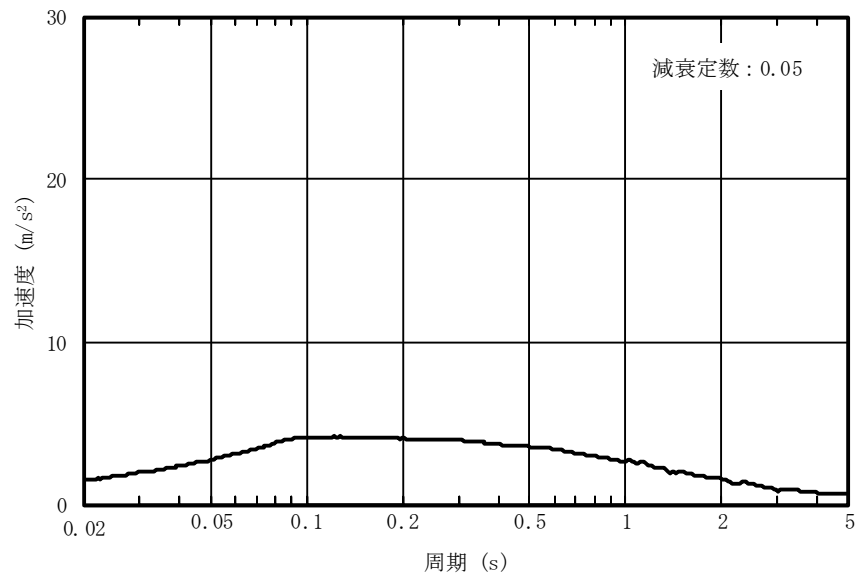


(a) 水平方向

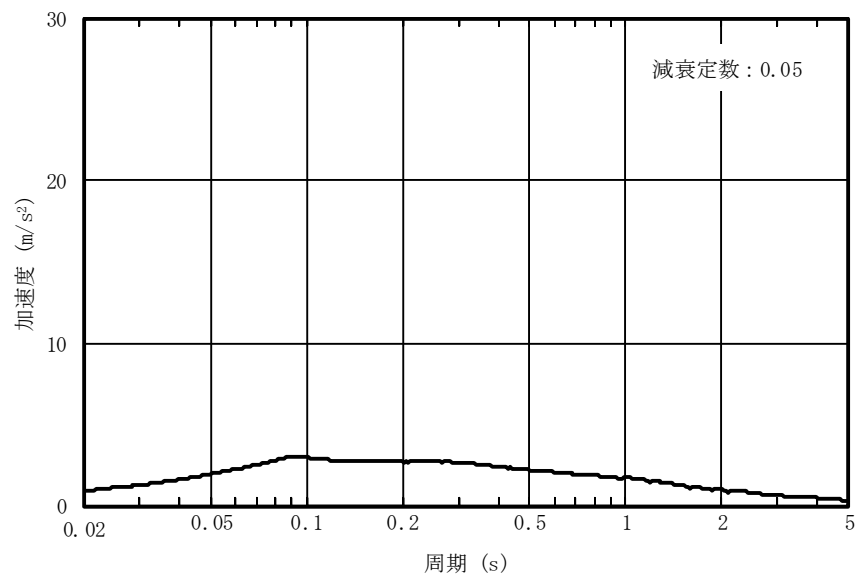


(b) 鉛直方向

図3-1 加速度時刻歴波形 (年超過確率 10^{-2} 相当地震動)



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

図3-2 加速度応答スペクトル (年超過確率 10^{-2} 相当地震動)

3.2 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、V-2「耐震性に関する説明書」のうち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。

ここで、コンクリート剛性については、実現象に近い応答を模擬するという観点から、建設時コンクリートの91日強度データを基に設定した実強度を用いて算定する。

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*： $\sigma_c = 43.1$ (N/mm ²) ($\sigma_c = 440$ kgf/cm ²) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	2.88×10^4	1.20×10^4	5
基礎スラブ	コンクリート*： $\sigma_c = 39.2$ (N/mm ²) ($\sigma_c = 400$ kgf/cm ²) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	2.79×10^4	1.16×10^4	5
屋根トラス部	鉄骨：SS41 (SS400相当)	2.05×10^5	0.79×10^5	2
	鉄骨：SM41A (SM400A相当)	2.05×10^5	0.79×10^5	2
	鉄骨：SM50A (SM490A相当)	2.05×10^5	0.79×10^5	2

注記*：実強度に基づくコンクリート強度。

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、曲げ及びせん断剛性を考慮した質点系モデルとし、弾性時刻歴応答解析を行う。

建屋のモデル化はNS方向、EW方向それぞれについて行っているが、EW方向においては、使用済燃料貯蔵プール壁がRCCVの曲げ変形を拘束する影響を考慮して回転ばねを取り付けている。また、設計時には考慮していなかった補助壁を、実現象に近い応答を模擬するという観点から、耐震要素と位置づけ、地震応答解析モデルに取り込む。地震応答解析モデルを図3-3に、地震応答解析モデルの諸元を表3-2及び表3-3に示す。

地盤は、地盤調査に基づき水平成層地盤とし、基礎底面地盤ばねについては、「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（日本電気協会）」（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）により、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づき求めたスウェイ及びロッキングの地盤ばねを、近似法により定数化して用いる。基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「G R I M P 2」を用いる。

また、埋込み部分の建屋側面地盤ばねについては、建屋側面位置の地盤定数を用いて、「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」により、Novakの方法に基づき求めた水平ばねを、基礎底面地盤ばねと同様に、近似法により定数化して用いる。また、設計時に考慮していなかった回転ばねを、水平ばねと同様に、定数化して用いる。なお、地盤表層部（新期砂層）については、地盤ばねは考慮しない。建屋側面の水平・回転ばねの評価には、解析コード「N V K 2 6 3」を用いる。

水平方向モデルへの入力地震動は、一次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する地盤の応答として評価する。また、基礎底面レベルにおけるせん断力（以下「切欠き力」という。）を入力地震動に付加することにより、地盤の切欠き効果を考慮する。図3-4に、地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「K S H A K E」を用いる。

年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する地盤定数を表3-4に示す。なお、地盤定数は地盤の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。ひずみ依存特性については、V-2「耐震性に関する説明書」のうちV-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づく。設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置（T. M. S. L. -13.7m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図3-5に示す。地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を表3-5に示す。

なお、水平方向の解析に用いる解析コードの検証、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。

3.2.2 鉛直方向モデル

鉛直方向の地震応答解析モデルは、耐震壁の軸剛性及び屋根トラスの曲げせん断剛性を考慮した質点系モデルとし、弾性時刻歴応答解析を行う。水平方向モデルと同様に、補助壁を地震応答解析モデルに取り込む。鉛直方向の地震応答解析モデルを図3-6に、地震応答解析モデルの諸元を表3-6に示す。

地盤は、地盤調査に基づき水平成層地盤とし、基礎底面地盤ばねについては、スウェイ及びロッキングばね定数の評価法と同様、成層補正を行ったのち、振動アドミッタンス理論に基づき求めた鉛直ばねを近似法により定数化して用いる。基礎底面地盤ばねの評価には解析コード「GRIMP2」を用いる。

鉛直方向モデルへの入力地震動は、次元波動論に基づき、解放基盤表面レベルに想定する年超過確率 10^{-2} 相当地震動に対する地盤の応答として評価したものであり、基礎底面レベルに直接入力する。図3-7に、地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。入力地震動の算定には、解析コード「KSHAKE」を用いる。

設定した地盤定数に基づき算定した基礎底面位置（T.M.S.L. -13.7m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図3-8に示す。なお、地盤定数は表3-4に示すとおりである。地震応答解析に用いる地盤のばね定数と減衰係数を表3-7に示す。

なお、鉛直方向の解析に用いる解析コードの検証、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。

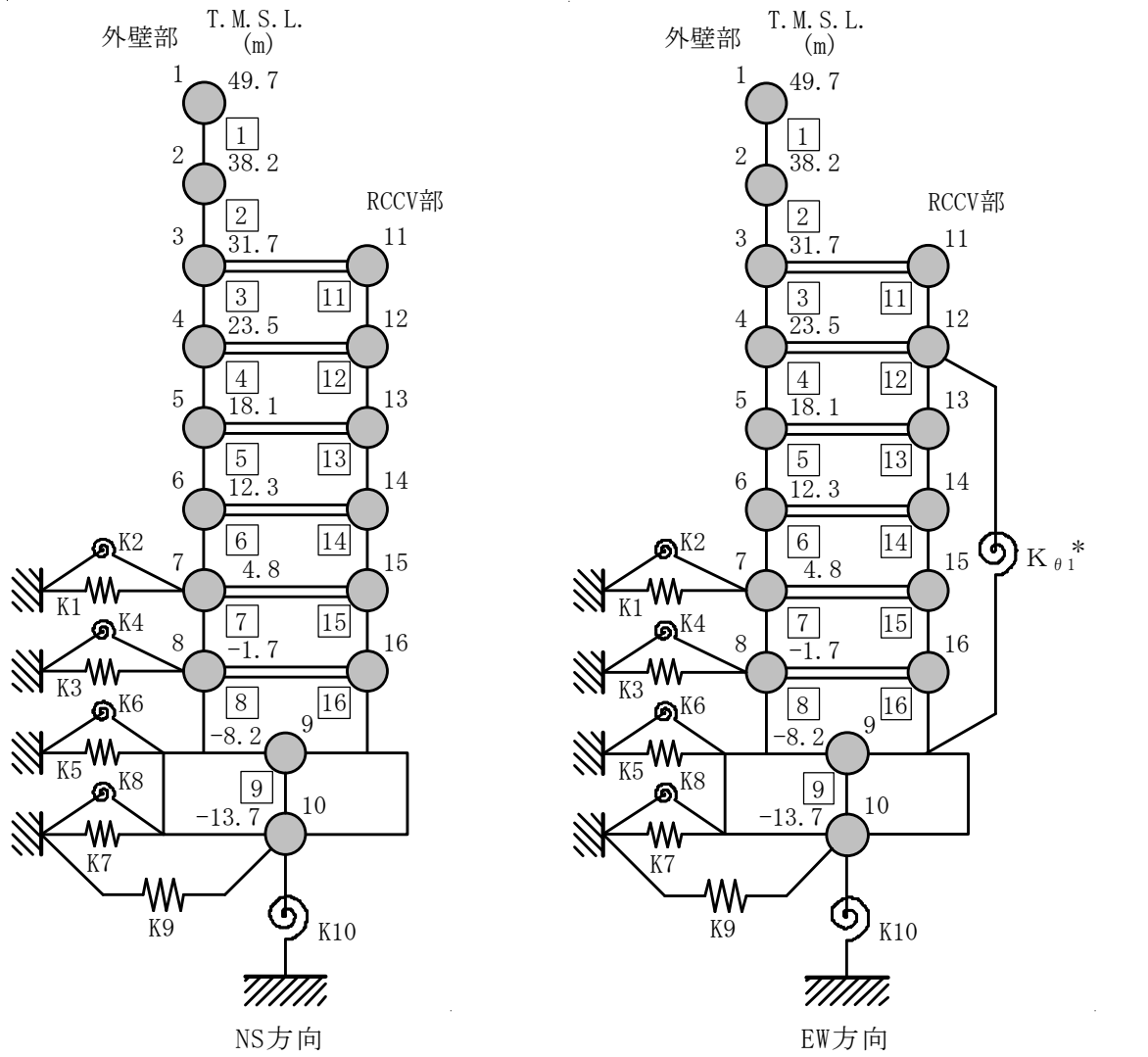


図3-3 地震応答解析モデル（水平方向）

表3-2 地震応答解析モデル諸元 (NS方向)

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	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)	質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	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	51200	91.5	[1]	41.0	13700	[11]	91400	32.4	[11]	119.6	7200		
2	85800	437.8		[2]	83.0					51100	[12]	113.0	23300
3	84630	474.5		[3]	188.0					70600	[13]	137.6	23500
4	84940	293.8		[4]	132.5					69000	[14]	139.2	23400
5	55450	198.4		[5]	149.4					84700	[15]	132.4	23600
6	81570	290.8		[6]	180.5					105000	[16]	186.4	29600
7	80120	296.2		[7]	183.2					112800			
8	81300	298.1		[8]	223.5					119000			
9	342450	945.4		[9]	3373.4					900600			
10	216040	581.5											
合計	1972940												

①建屋部

ヤング係数 E 2.88×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.20×10^4 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰定数 h 5%

②基礎スラブ

ヤング係数 E 2.79×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.16×10^4 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰定数 h 5%
 基礎形状 56.6m(NS方向) \times 59.6m(EW方向)
 \times 5.5m(厚さ)

表3-3 地震応答解析モデル諸元 (EW方向)

質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	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)	質点番号	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)	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	51200	190.7	[1]	54.7	30000	[11]	86300	267.7	[11]	219.0	6700		
2	85800	319.8		[2]	122.9					62600	[12]	222.8	23300
3	89730	299.6		[3]	172.7					87900	[13]	207.4	23100
4	67440	276.2		[4]	131.8					81900	[14]	152.1	23400
5	50280	211.1		[5]	166.7					92800	[15]	180.1	21200
6	79060	322.4		[6]	179.3					114600	[16]	164.4	23800
7	76690	316.8		[7]	211.5					124000			
8	79240	324.6		[8]	259.5					131000			
9	342450	1039.5		[9]	3373.4					998600			
10	216040	644.3											
合計	1972940												

①建屋部

ヤング係数 E 2.88×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.20×10^4 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰定数 h 5%
 回転ばね $K_{\theta 1}$ 1.97×10^{10} (kN \cdot m/rad)

②基礎スラブ

ヤング係数 E 2.79×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.16×10^4 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰定数 h 5%
 基礎形状 56.6m(NS方向) \times 59.6m(EW方向)
 \times 5.5m(厚さ)

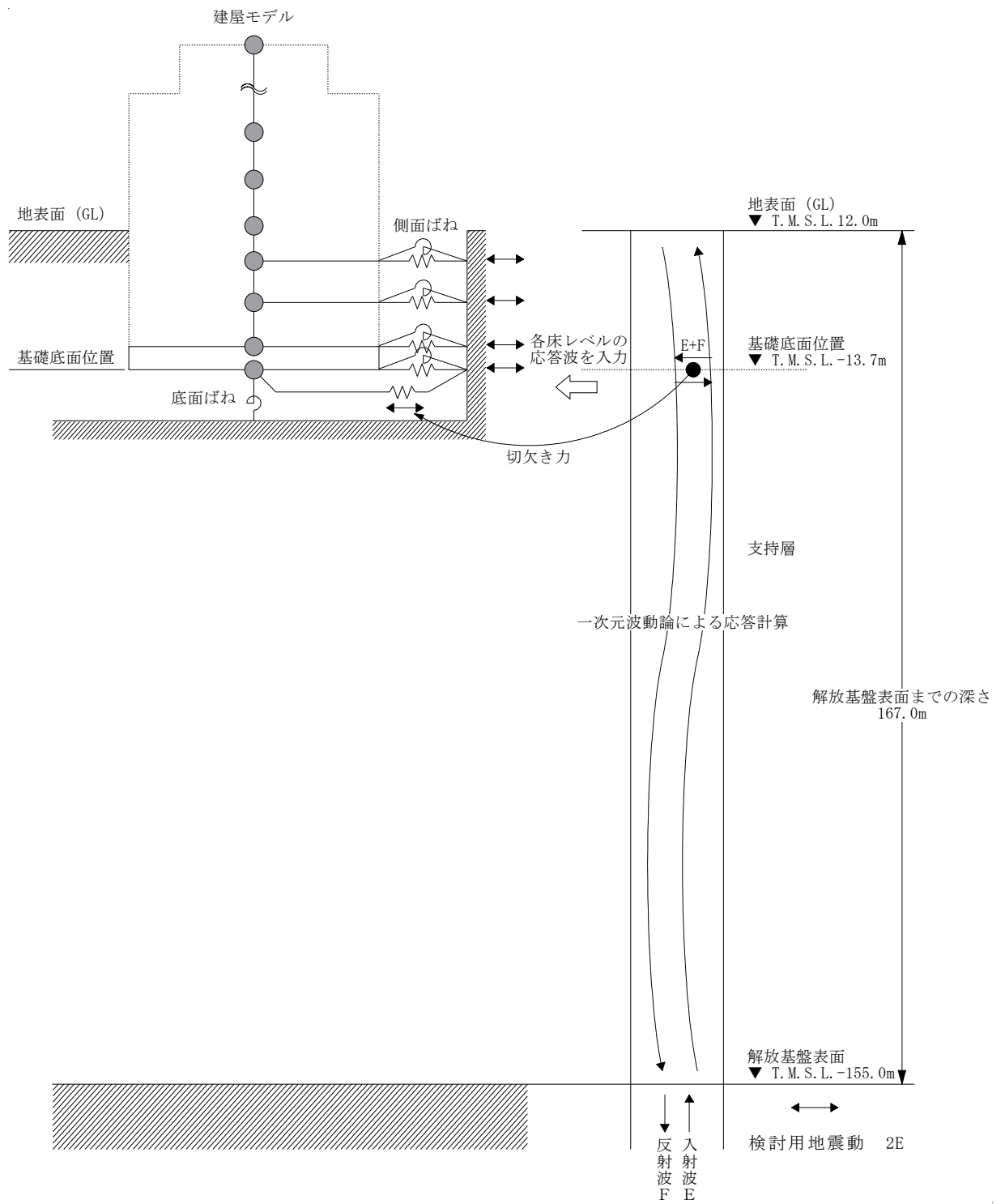


図3-4 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図 (水平方向)

表3-4 地盤定数 (年超過確率 10^{-2} 相当地震動)

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	0.247	0.369	0.67	8
+8.0		200	16.1	0.308	0.374	0.657	0.57	11
+4.0	古安田層	330	17.3	0.462	1.53	1.92	0.80	3
-6.0	西山層	490	17.0	0.451	4.07	4.16	0.98	3
-33.0		530	16.6	0.446	4.60	4.75	0.97	3
-90.0		590	17.3	0.432	6.01	6.14	0.98	3
-136.0		650	19.3	0.424	8.15	8.32	0.98	3
-155.0		椎谷層	720	19.9	0.416	10.5	10.5	1.00
∞								

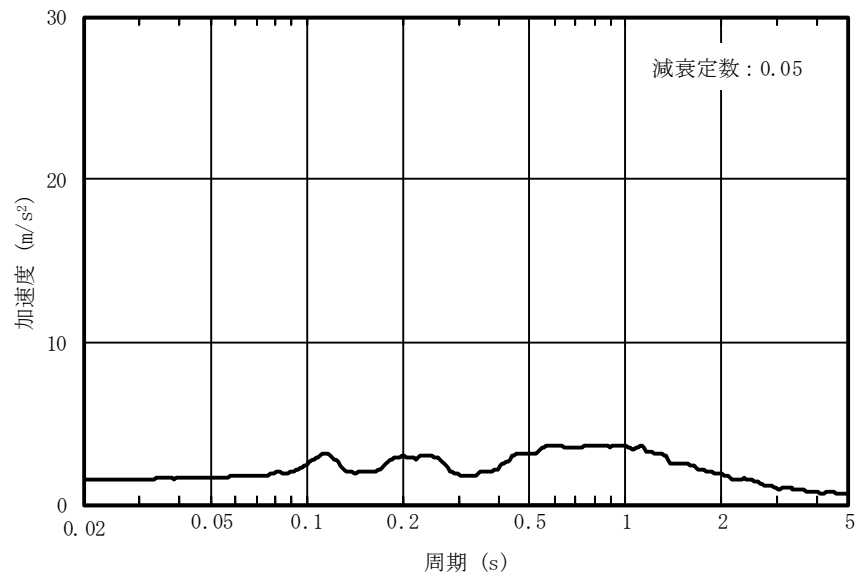


図3-5 入力地震動の加速度応答スペクトル
(年超過確率 10^{-2} 相当地震動, 水平方向, T.M.S.L. -13.7m)

表3-5 地盤のばね定数と減衰係数（年超過確率 10^{-2} 相当地震動）

(a) NS方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	7	側面・並進	1.62×10^6	5.11×10^5
K2	7	側面・回転	1.26×10^9	1.26×10^8
K3	8	側面・並進	4.31×10^6	1.35×10^6
K4	8	側面・回転	3.34×10^9	3.34×10^8
K5	9	側面・並進	9.31×10^6	1.82×10^6
K6	9	側面・回転	7.33×10^9	4.17×10^8
K7	10	側面・並進	4.82×10^6	8.90×10^5
K8	10	側面・回転	3.77×10^9	2.02×10^8
K9	10	底面・並進	7.82×10^7	2.92×10^6
K10	10	底面・回転	7.62×10^{10}	6.16×10^8

注記*1： K1, K3, K5, K7, K9はkN/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m/rad

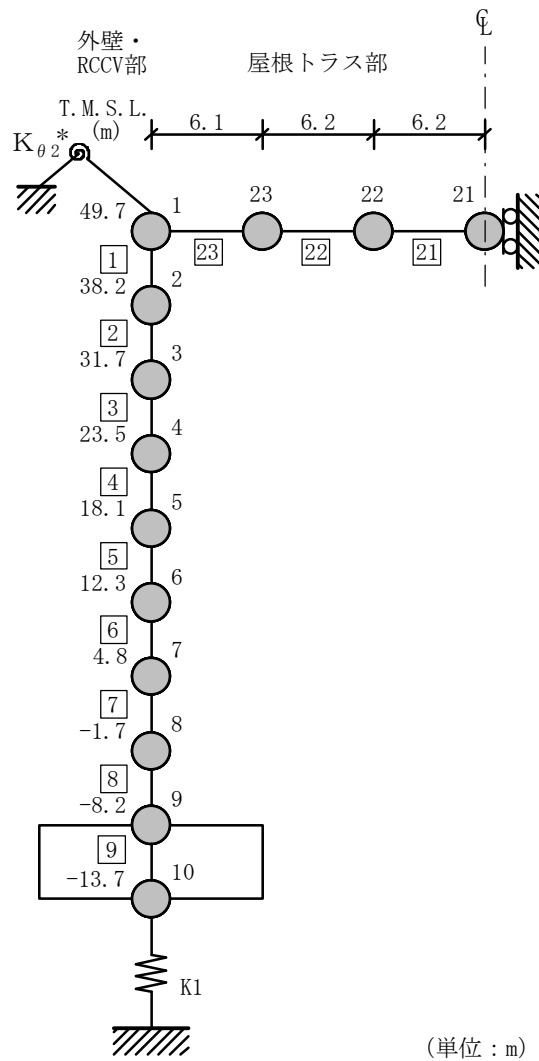
*2： K1, K3, K5, K7, K9はkN・s/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m・s/rad

(b) EW方向

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数* ¹	減衰係数* ²
K1	7	側面・並進	1.62×10^6	5.12×10^5
K2	7	側面・回転	1.26×10^9	1.27×10^8
K3	8	側面・並進	4.31×10^6	1.36×10^6
K4	8	側面・回転	3.34×10^9	3.36×10^8
K5	9	側面・並進	9.31×10^6	1.82×10^6
K6	9	側面・回転	7.33×10^9	4.21×10^8
K7	10	側面・並進	4.82×10^6	8.89×10^5
K8	10	側面・回転	3.77×10^9	2.03×10^8
K9	10	底面・並進	7.78×10^7	2.90×10^6
K10	10	底面・回転	8.21×10^{10}	7.21×10^8

注記*1： K1, K3, K5, K7, K9はkN/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m/rad

*2： K1, K3, K5, K7, K9はkN・s/m K2, K4, K6, K8, K10はkN・m・s/rad



注記* : 屋根トラス端部回転拘束ばね

図3-6 地震応答解析モデル (鉛直方向)

表3-6 地震応答解析モデル諸元 (鉛直方向)

外壁・RCCV部				屋根トラス部				
質点番号	質点重量 W (kN)	部材番号	軸断面積 A_N (m ²)	質点番号	質点重量 W (kN)	部材番号	せん断断面積 A_s ($\times 10^{-2}$ m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
1	35040			1	—			
		1	89.0			23	21.25	2.000
2	85800			23	6470			
		2	200.1			22	16.82	2.000
3	176030			22	6470			
		3	581.5			21	7.94	2.000
4	239980			21	3230			
		4	611.6					
5	158320							
		5	674.3					
6	280840							
		6	681.3					
7	204170							
		7	719.6					
8	218100							
		8	833.7					
9	342450							
		9	3373.4					
10	216040							
合計	1972940							

①コンクリート部 建屋

ヤング係数 E 2.88×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.20×10^4 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20

減衰定数 h 5%

②コンクリート部 基礎スラブ

ヤング係数 E 2.79×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.16×10^4 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20

減衰定数 h 5%

基礎形状 56.6m (NS方向) \times 59.6m (EW方向)
 \times 5.5m (厚さ)

③鉄骨部

ヤング係数 E 2.05×10^5 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 7.90×10^4 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.30

減衰定数 h 2%

屋根トラス端部回転拘束ばね $K_{\theta 2} 3.90 \times 10^7$ (kN \cdot m/rad)

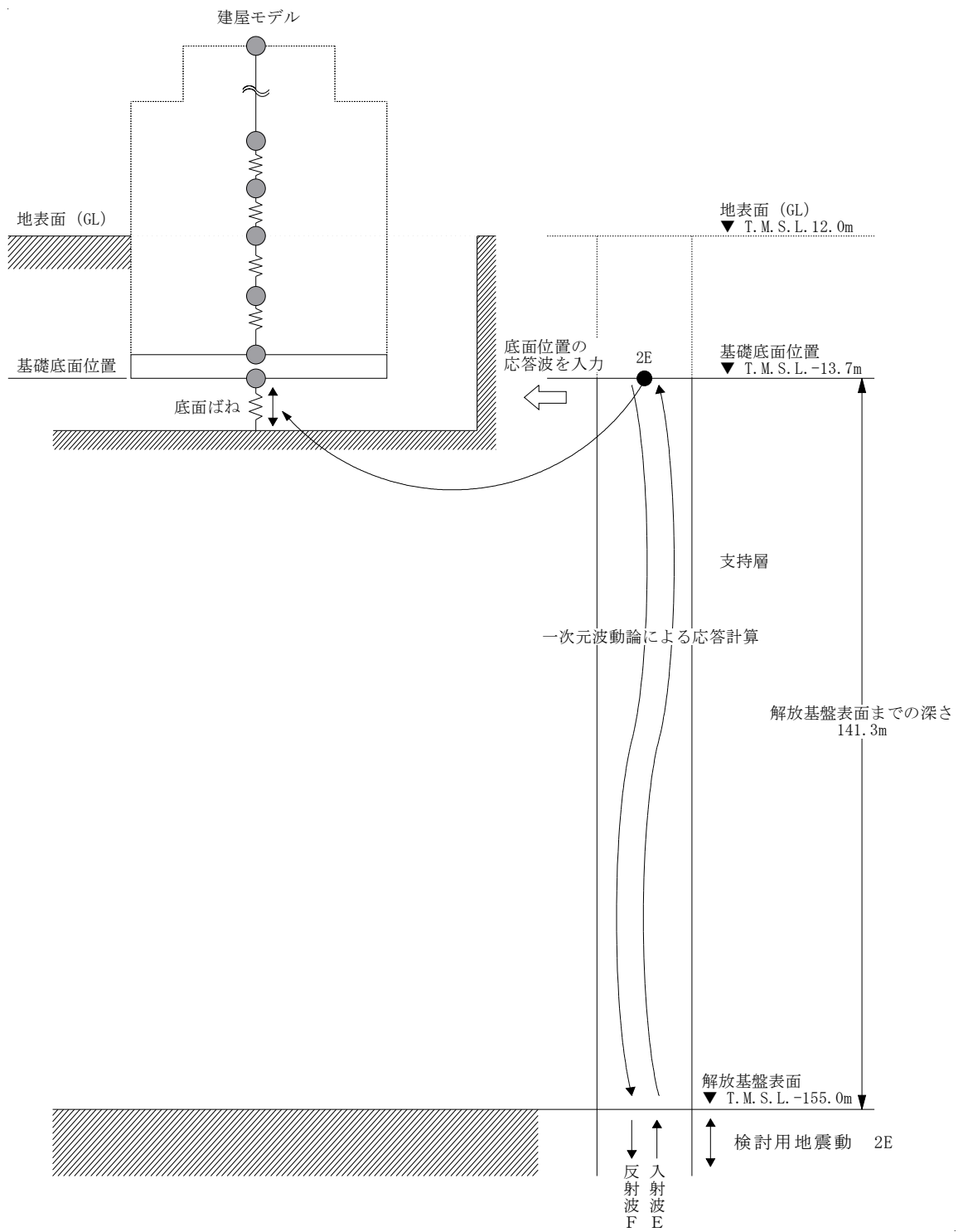


図3-7 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（鉛直方向）

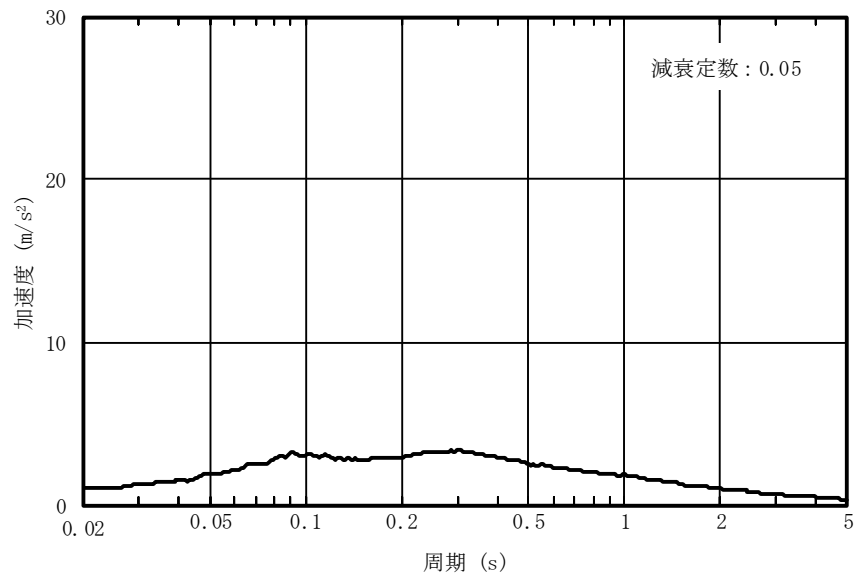


図3-8 入力地震動の加速度応答スペクトル
(年超過確率 10^{-2} 相当地震動, 鉛直方向, T.M.S.L. -13.7m)

表3-7 地盤のばね定数と減衰係数（鉛直方向，年超過確率 10^{-2} 相当地震動）

ばね番号	質点番号	地盤ばね成分	ばね定数 (kN/m)	減衰係数 (kN・s/m)
K1	10	底面・鉛直	1.29×10^8	6.69×10^6

3.3 解析方法

原子炉建屋の地震応答解析は、V-2「耐震性に関する説明書」のうち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。時刻歴応答解析には、解析コード「DAC3N」を用いる。なお、解析に用いる解析コードの検証、妥当性の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。

4. 解析結果

4.1 固有値解析結果

固有値解析結果（固有周期及び固有振動数）を表4-1に示す。刺激関数図を図4-1に示す。

なお、刺激係数は、モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる値を示す。

4.2 応答解析結果

地震応答解析結果を図4-2～図4-12及び表4-2，表4-3に示す。

表4-1 固有値解析結果

(a) NS方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.428	2.34	1.589	建屋-地盤連成1次
2	0.188	5.33	-0.727	
3	0.095	10.57	0.118	
4	0.079	12.71	0.041	
5	0.078	12.87	0.068	

(b) EW方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.417	2.40	1.548	建屋-地盤連成1次
2	0.186	5.38	-0.635	
3	0.085	11.73	0.031	
4	0.078	12.80	0.106	
5	0.072	13.86	-0.053	

(c) 鉛直方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数*	備考
1	0.372	2.69	2.521	屋根トラス1次
2	0.254	3.94	-1.626	建屋-地盤連成1次
3	0.104	9.59	0.133	
4	0.069	14.41	-0.051	
5	0.047	21.08	-0.103	

注記* : モードごとに固有ベクトルの最大値を1に規準化して得られる刺激係数を示す。

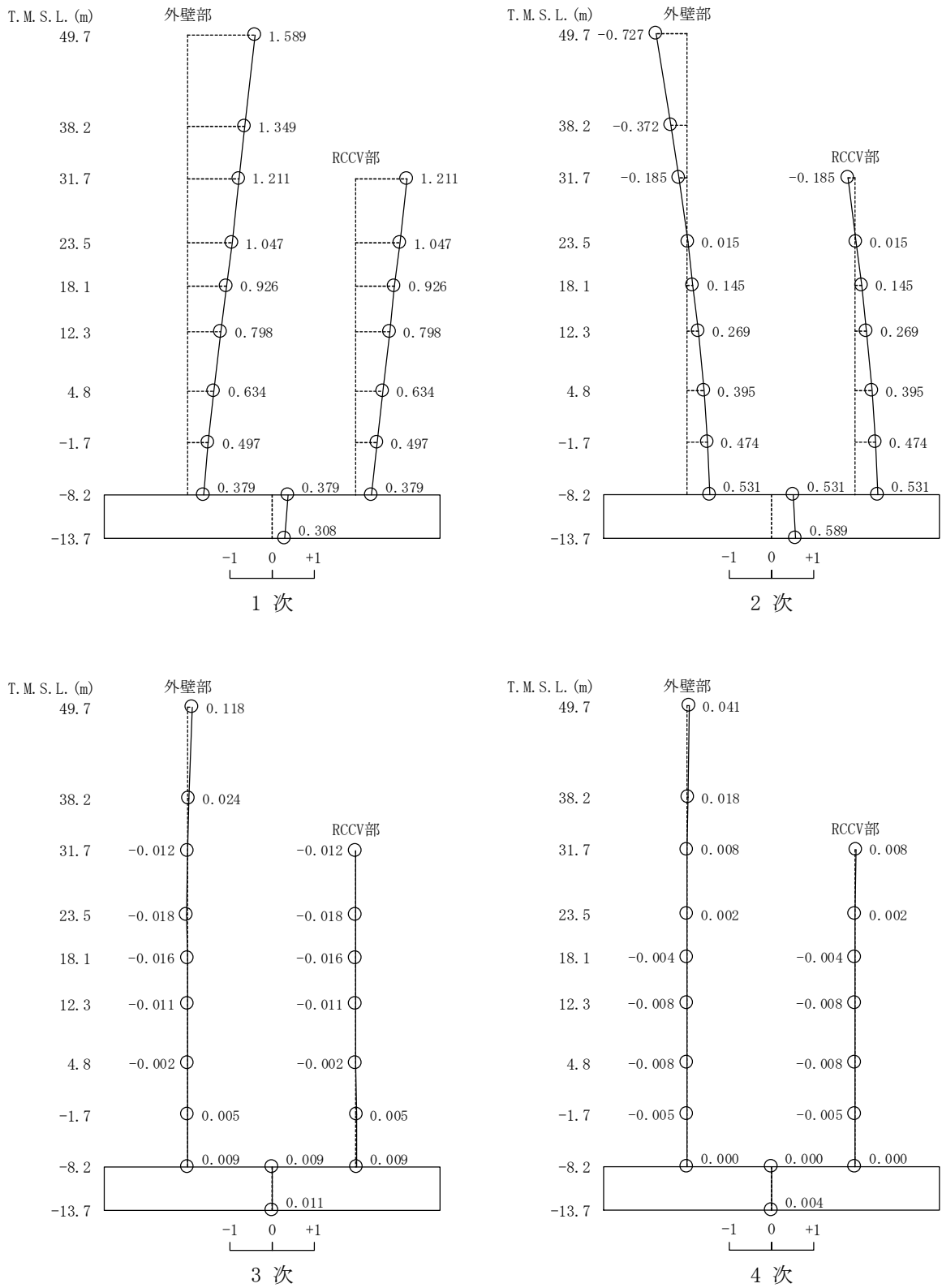


図4-1 刺激関数図 (NS方向) (1/3)

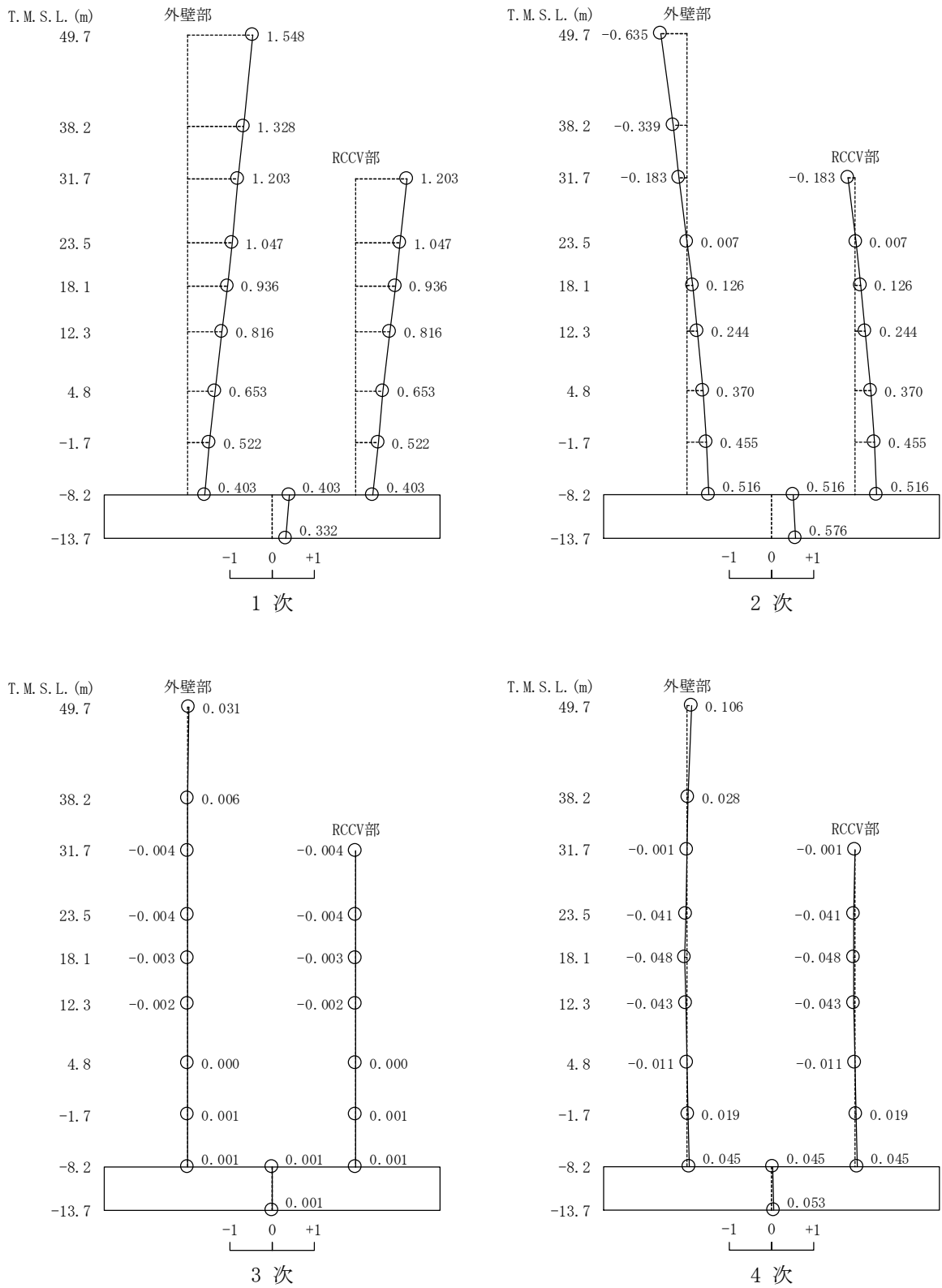


図4-1 刺激関数図 (EW方向) (2/3)

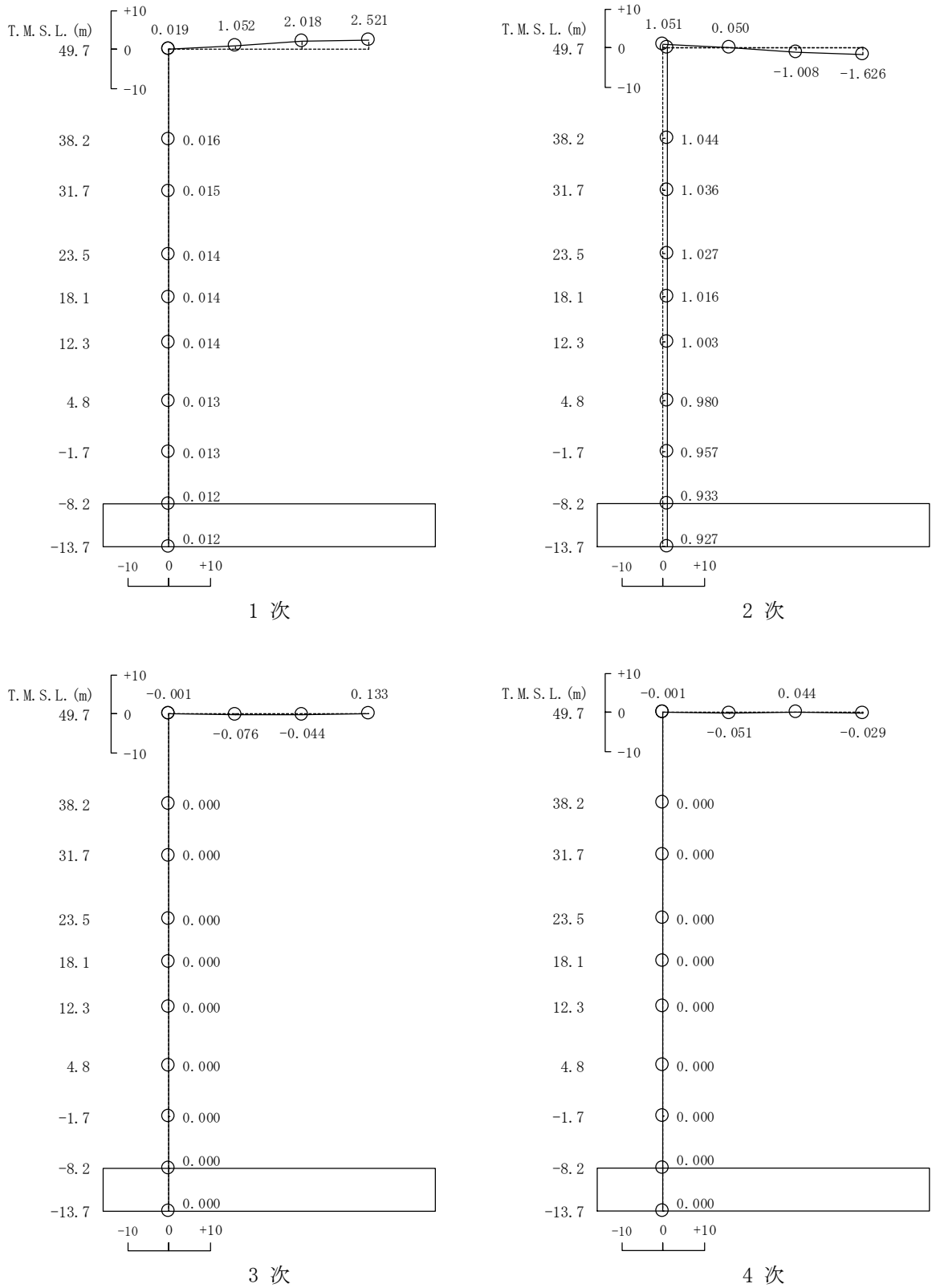


図4-1 刺激関数図 (鉛直方向) (3/3)

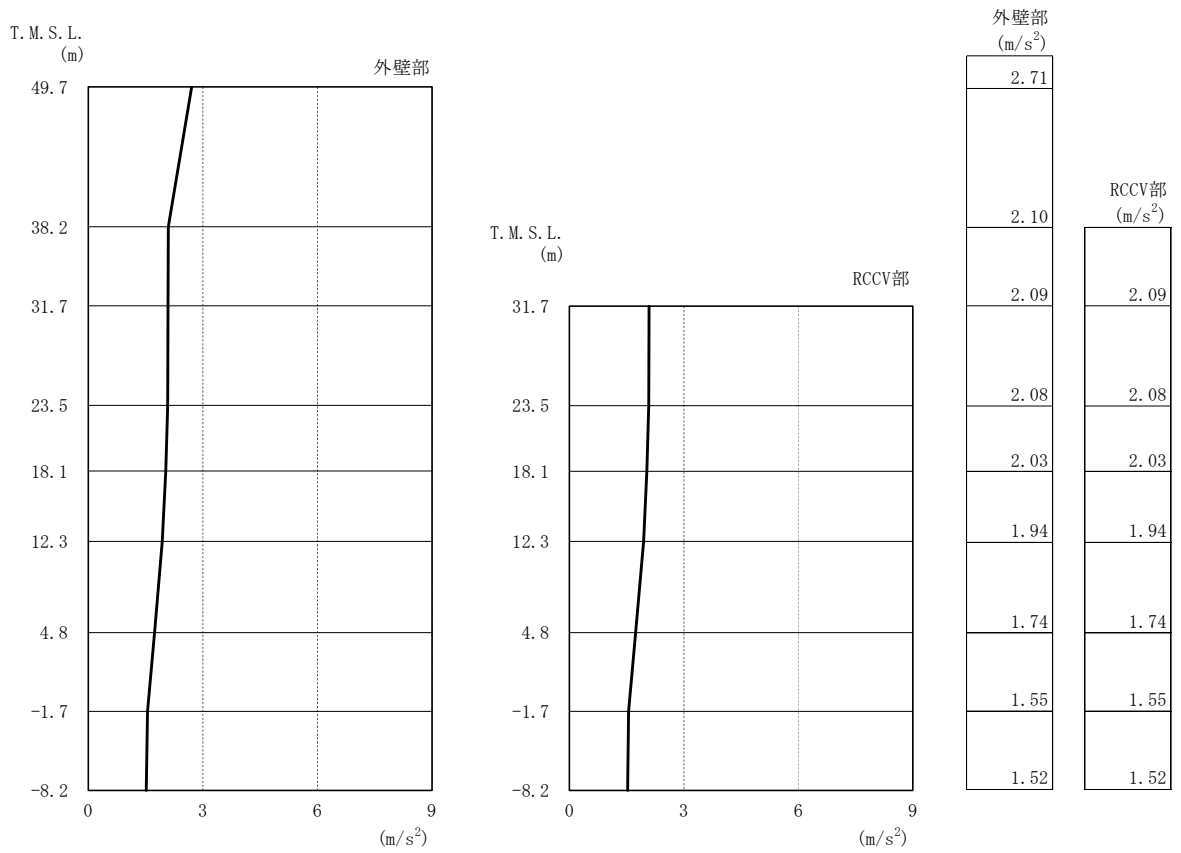


図4-2 最大応答加速度 (NS方向)

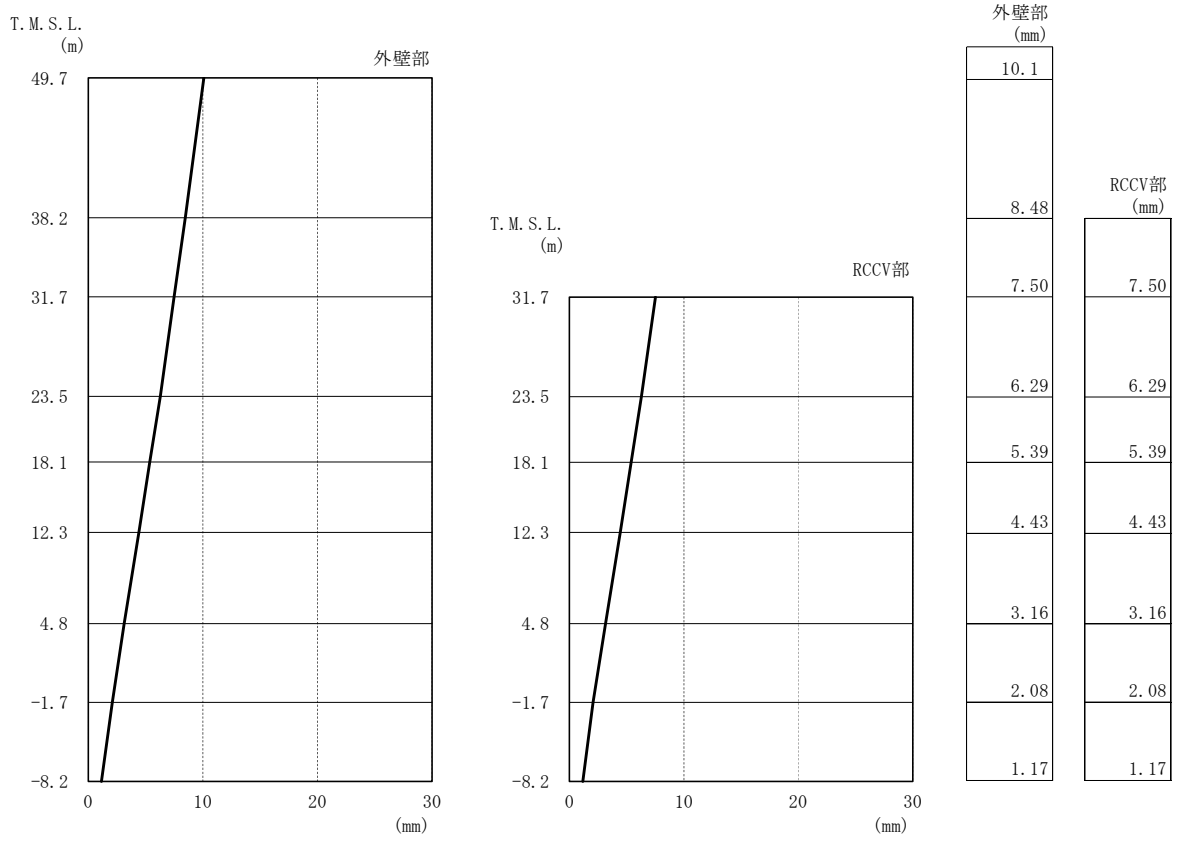


図4-3 最大応答変位 (NS方向)

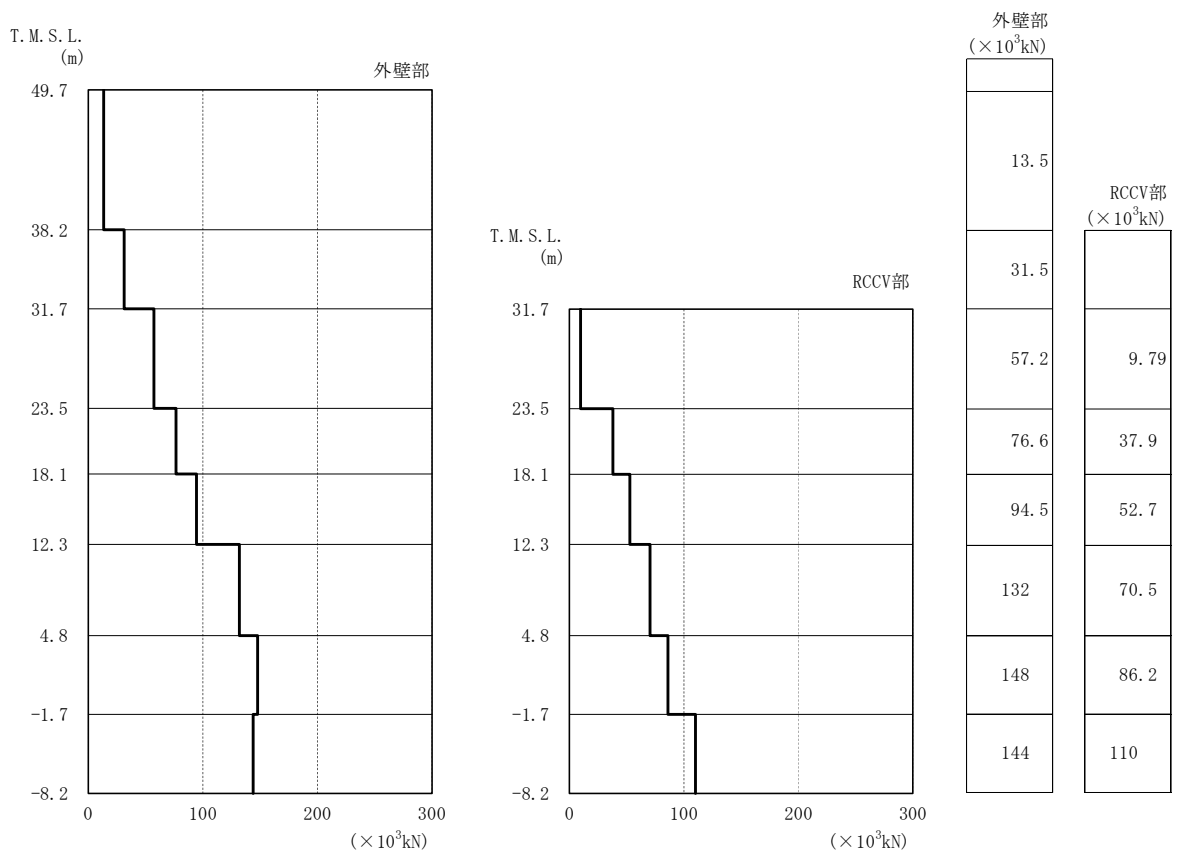


図4-4 最大応答せん断力 (NS方向)

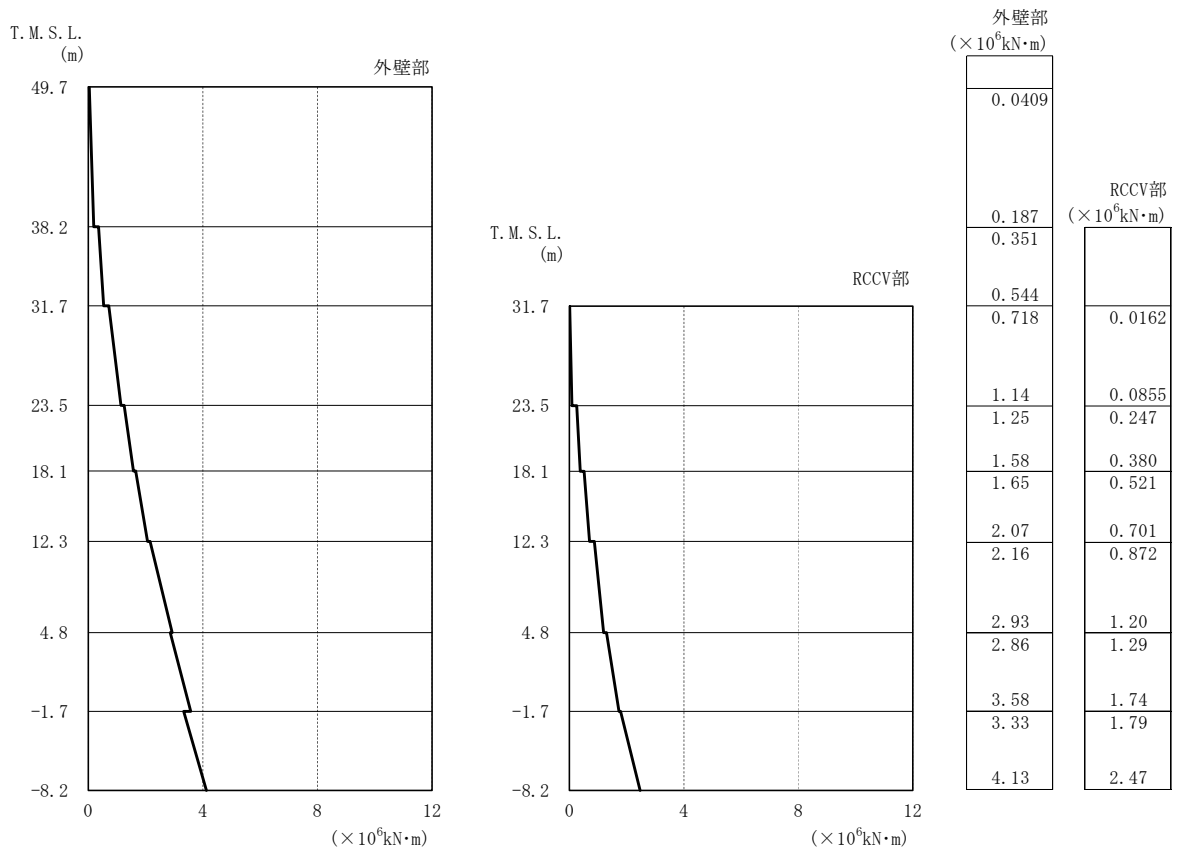


図4-5 最大応答曲げモーメント (NS方向)

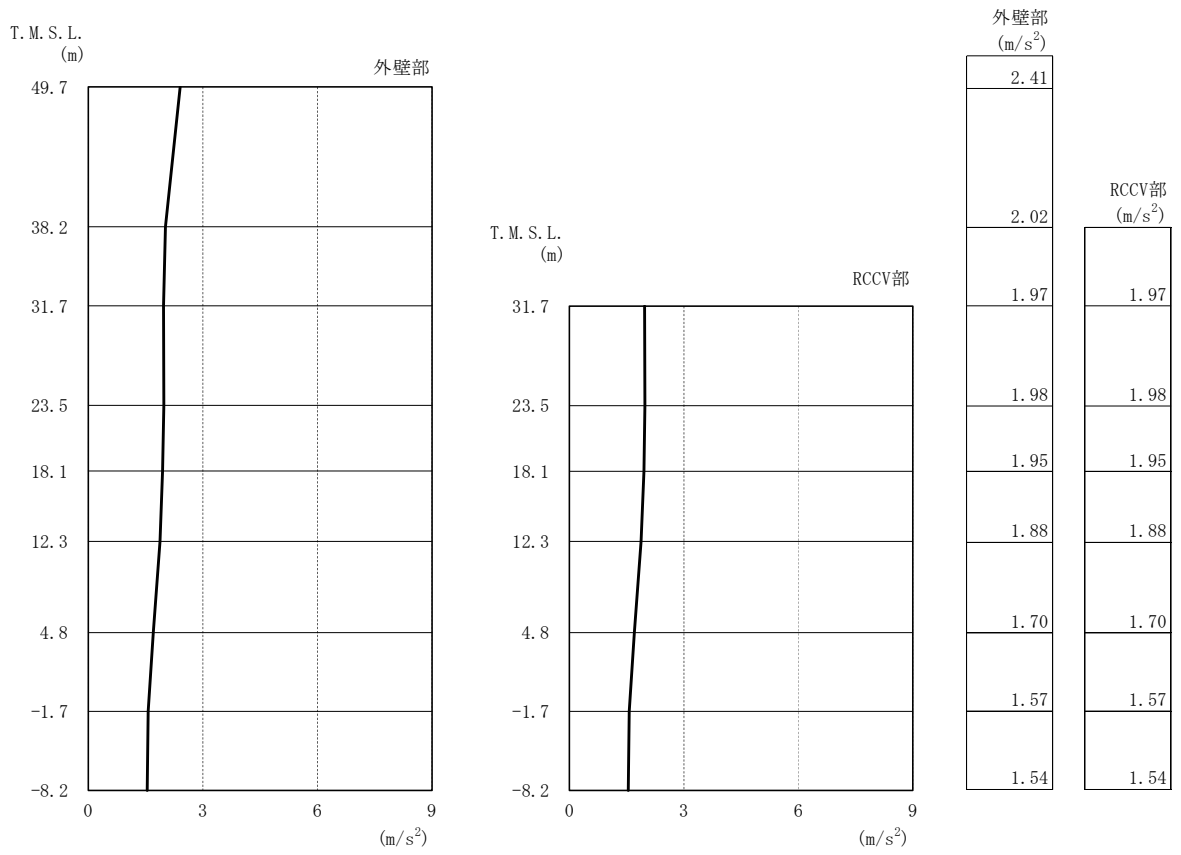


図4-6 最大応答加速度 (EW方向)

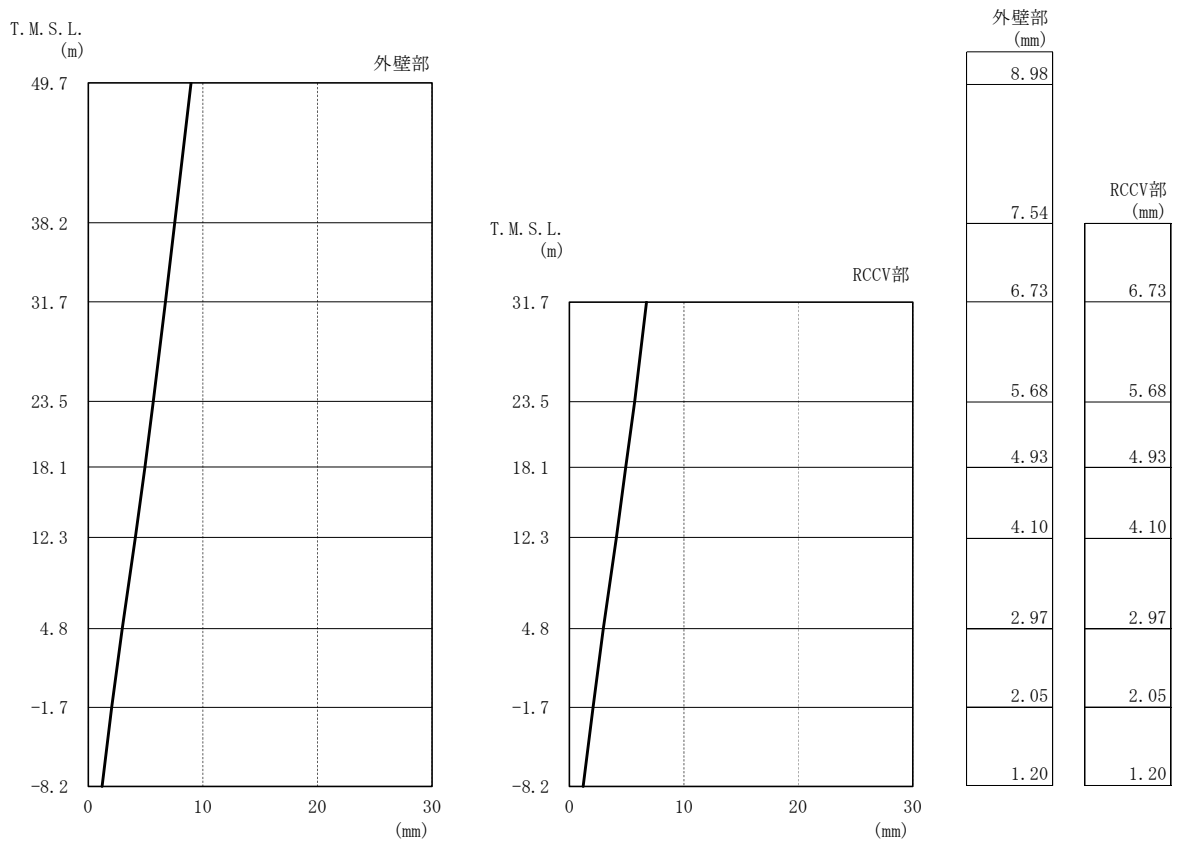


図4-7 最大応答変位 (EW方向)

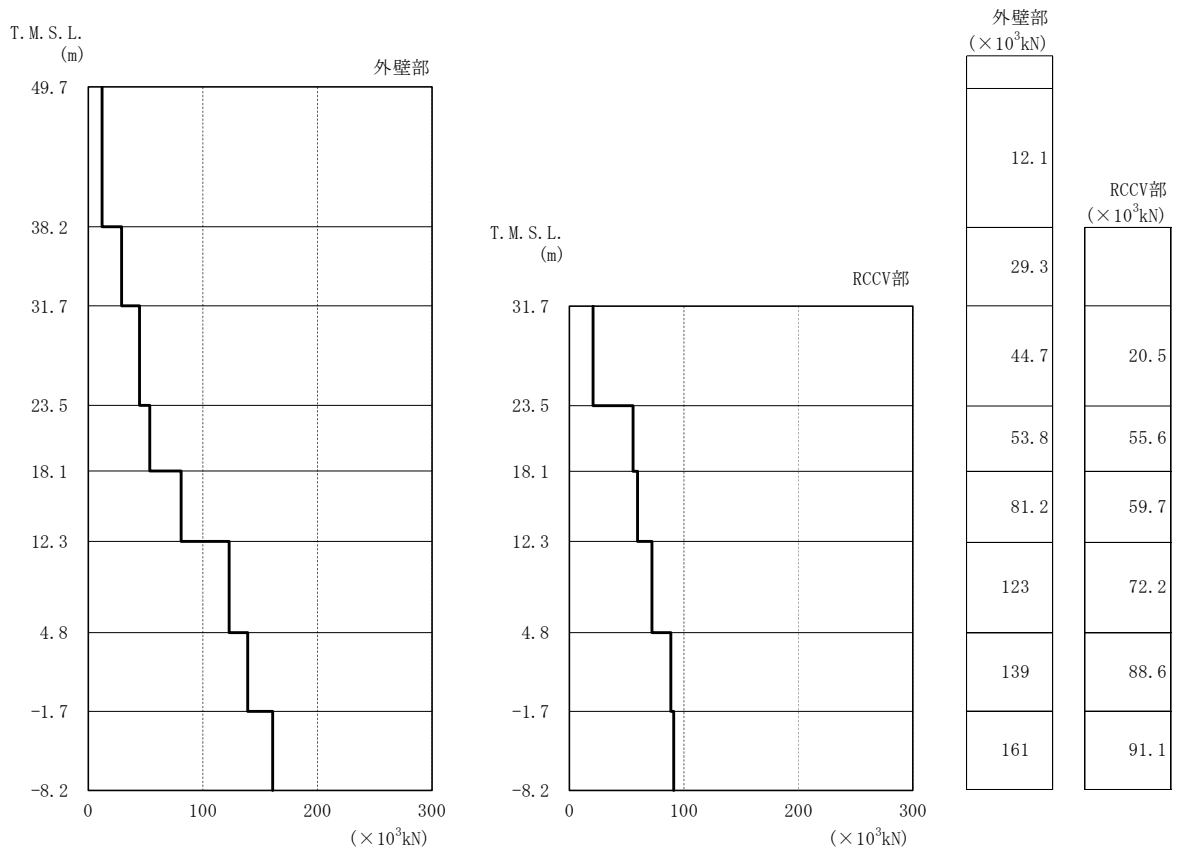


図4-8 最大応答せん断力 (EW方向)

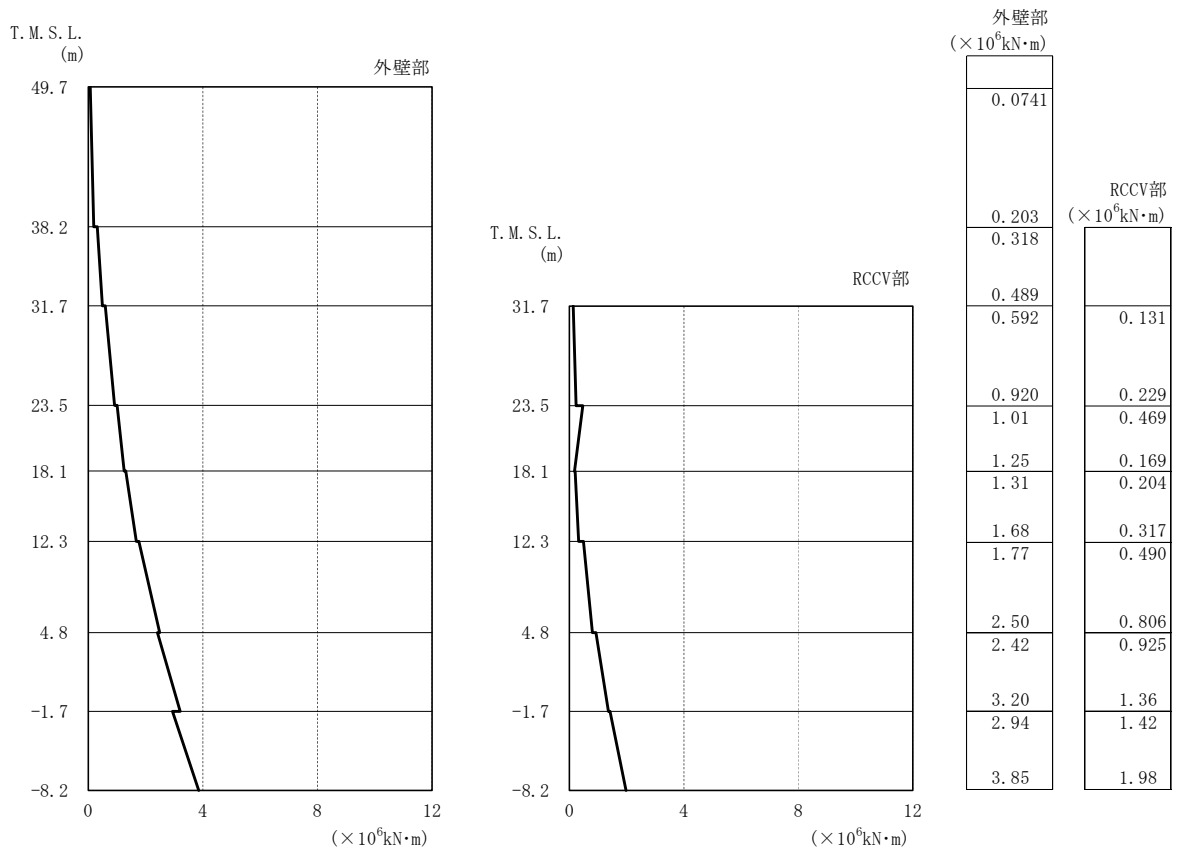


図4-9 最大応答曲げモーメント (EW方向)

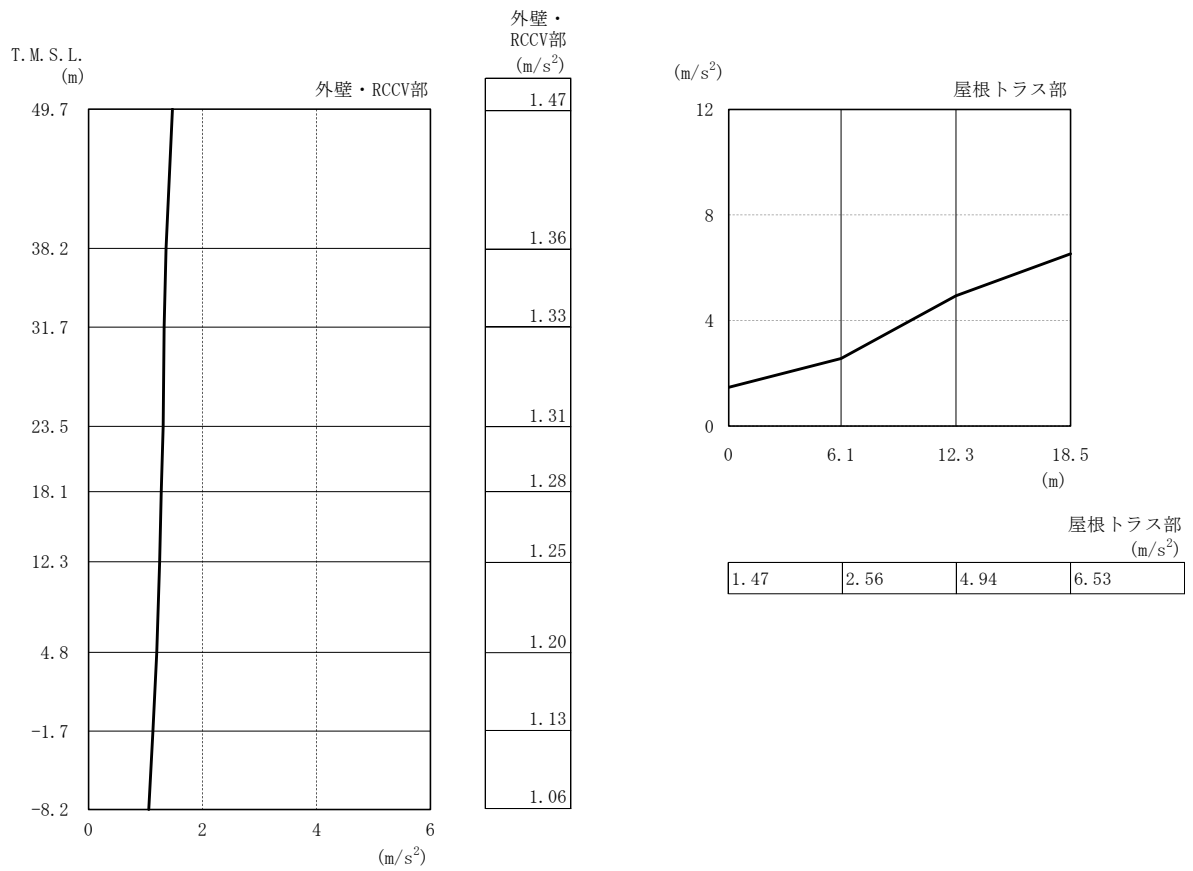


図4-10 最大応答加速度（鉛直方向）

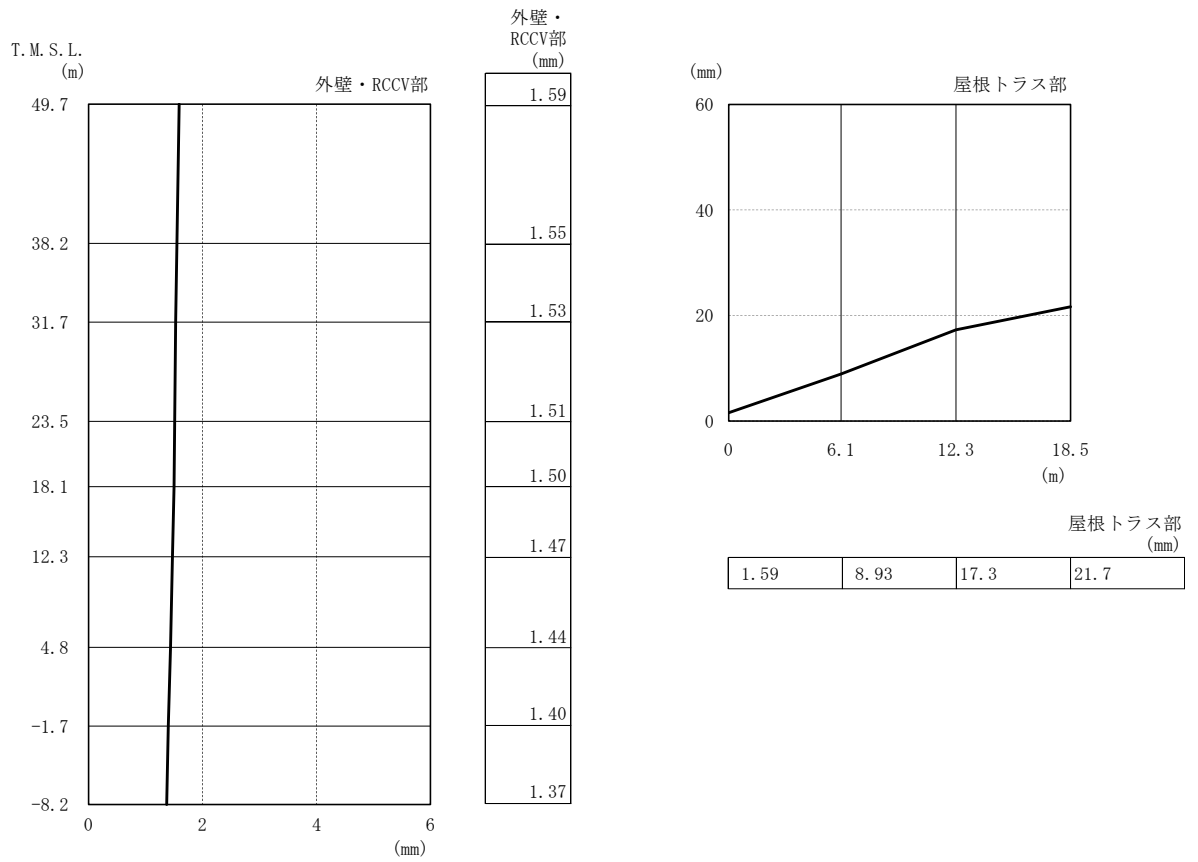


図4-11 最大応答変位（鉛直方向）

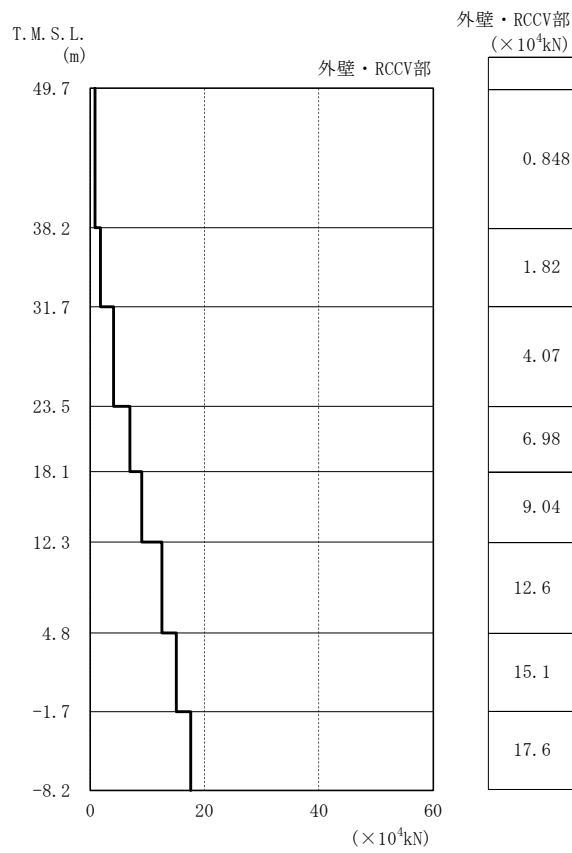


図4-12 最大応答軸力（鉛直方向）

表4-2 耐震壁（外壁部）の最大せん断ひずみ

NS方向

T. M. S. L. (m)	地震応答解析 モデルの部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
49.7~38.2	1	0.0275	2.0
38.2~31.7	2	0.0317	
31.7~23.5	3	0.0254	
23.5~18.1	4	0.0483	
18.1~12.3	5	0.0529	
12.3~ 4.8	6	0.0612	
4.8~-1.7	7	0.0675	
-1.7~-8.2	8	0.0541	

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

EW方向

T. M. S. L. (m)	地震応答解析 モデルの部材 番号	最大せん断ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
49.7~38.2	1	0.0185	2.0
38.2~31.7	2	0.0200	
31.7~23.5	3	0.0216	
23.5~18.1	4	0.0341	
18.1~12.3	5	0.0407	
12.3~ 4.8	6	0.0572	
4.8~-1.7	7	0.0550	
-1.7~-8.2	8	0.0518	

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4-3 地震応答解析結果に基づく接地率

方向	最大接地圧 (kN/m^2)	最大転倒モーメント ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}$)	最小接地率(%)
NS方向	837	7.10	100
EW方向	824	7.02	100