

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-3-014-10 改1
提出年月日	2020年6月11日

V-3-別添 2-5 タービン建屋の強度計算書

2020年6月

東京電力ホールディングス株式会社

V-3-別添 2-5 タービン建屋の強度計算書

## 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	6
2.4	適用規格	8
3.	強度評価方法及び評価条件	9
3.1	評価対象部位	9
3.2	荷重及び荷重の組合せ	10
3.2.1	荷重	10
3.2.2	荷重の組合せ	12
3.3	許容限界	13
3.4	解析モデル及び諸元	16
3.4.1	モデル化の基本方針	16
3.4.2	解析諸元	21
3.5	評価方法	22
3.5.1	屋根スラブの評価方法	22
3.5.2	鉄骨大ばりの評価方法	23
3.5.3	耐震壁の評価方法	26
3.5.4	鉄骨フレームの評価方法	26
4.	強度評価結果	27
4.1	屋根スラブの評価結果	27
4.2	鉄骨大ばりの評価結果	28
4.3	耐震壁の評価結果	29
4.4	鉄骨フレームの評価結果	29

別紙 年超過確率  $10^{-2}$  相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書

## 1. 概要

本資料は、V-3別添 2-1-3「タービン建屋の強度計算の方針」に示すとおり、タービン建屋海水熱交換器区域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

タービン建屋海水熱交換器区域は、V-3-別添 2-1-3「タービン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

タービン建屋海水熱交換器区域は、V-3-別添 2-1-3「タービン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。タービン建屋の配置を図 2-1 に示す。

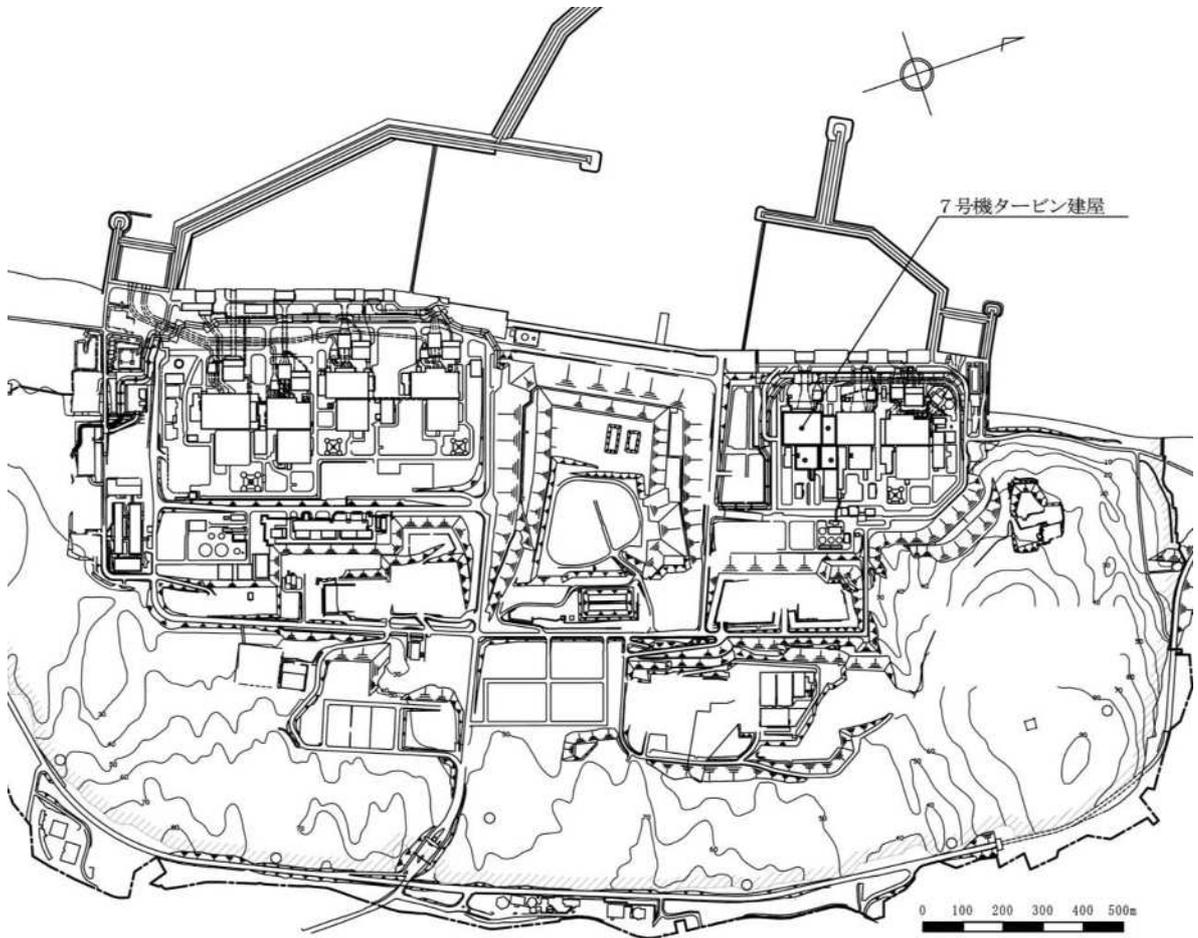


図 2-1 タービン建屋の配置図

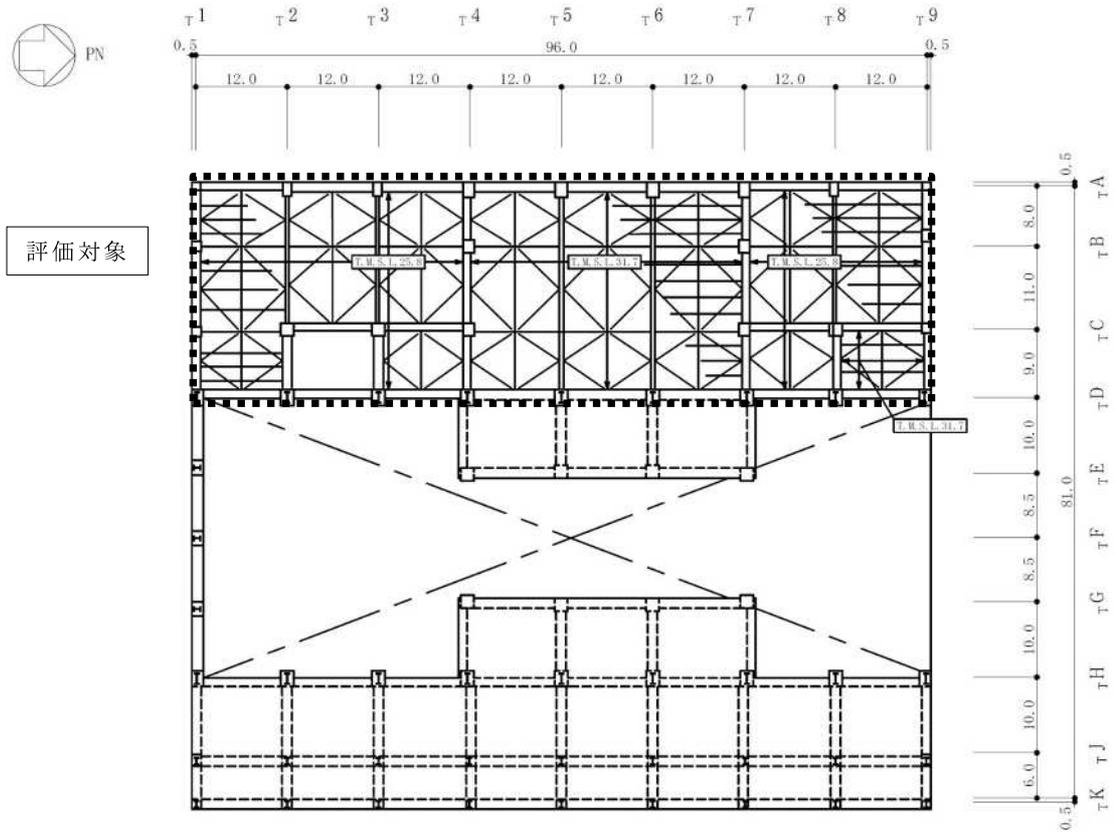
## 2.2 構造概要

タービン建屋海水熱交換器区域は、V-3別添 2-1-3「タービン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。

タービン建屋は、地上 2 階（一部 3 階）、地下 2 階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で、屋根部分が鉄骨造となっている。

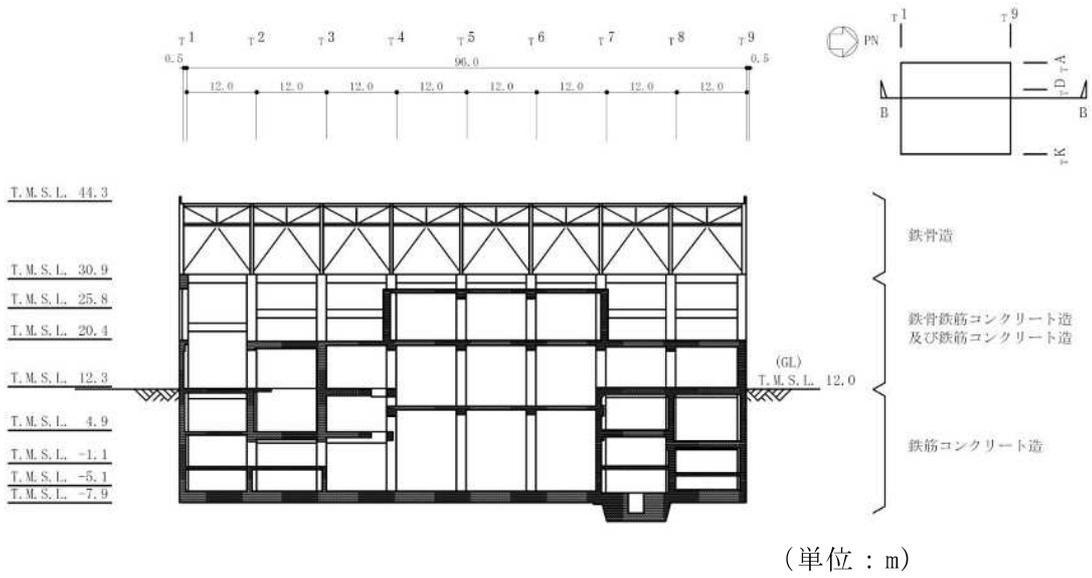
タービン建屋全体の平面は、地下部分では 97.0m (NS 方向) × 82.0m (EW 方向)、最上階は 97.0m (NS 方向) × 48.9m (EW 方向) である。基礎スラブ底面からの高さは 52.2m であり、地上高さは 32.3m である。なお、タービン建屋海水熱交換器区域は、建屋西側の 97.0m (NS 方向) × 28.5m (EW 方向) である。

タービン建屋の 3 階及び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。

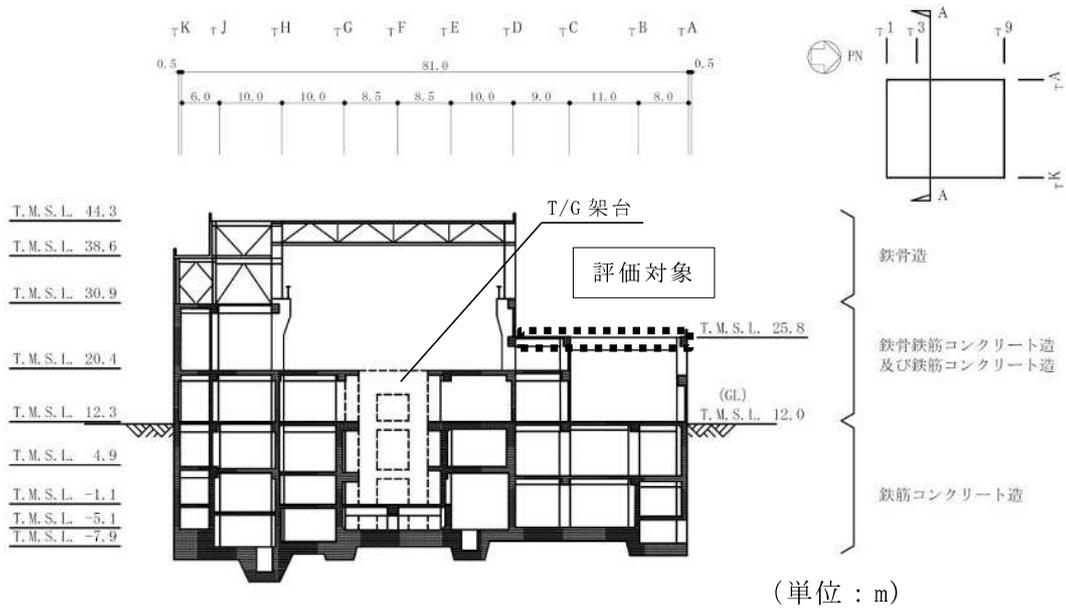


注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）  
 （単位：m）

図2-2 タービン建屋の概略平面図（T.M.S.L. 30.9m）



NS方向断面



EW方向断面

図2-3 タービン建屋の概略断面図

### 2.3 評価方針

タービン建屋海水熱交換器区域の強度評価は、V-3別添 2-1-3「タービン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。

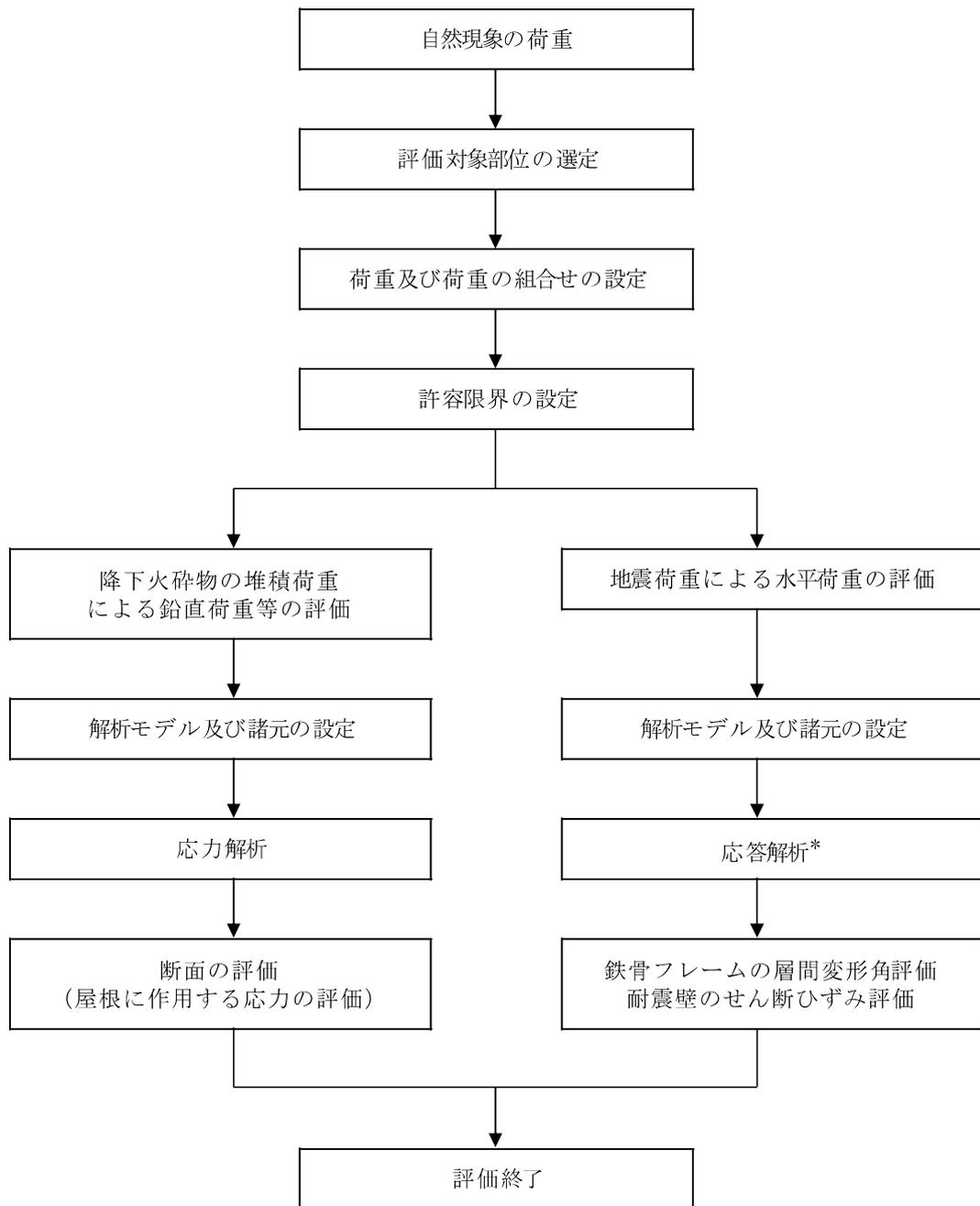
タービン建屋海水熱交換器区域の強度評価においては、その構造を踏まえて降下火砕物堆積による鉛直荷重及びこれに組み合わせる荷重（以下「設計荷重」という。）の作用方向及び伝達過程を考慮し、評価対象部位を選定する。

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、海水熱交換器区域上の屋根スラブ及び鉄骨大ばりを、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。また、建屋全体については、水平荷重に抵抗する評価対象部位として耐震壁及び鉄骨フレームを選定した。

設計荷重は、V-3 別添 2-1-3「タービン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。

屋根スラブ、鉄骨大ばり、耐震壁及び鉄骨フレームに作用する荷重は、V-3 別添 2-1-3「タービン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、タービン建屋の質点系モデルを用いて評価する。

許容限界は、V-3別添 2-1-3「タービン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タービン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

タービン建屋の強度評価に用いる規格・基準を以下に示す。

- ・ 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（（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）
- ・ 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）（以下「RC-N 規準」という。）
- ・ 鋼構造設計規準ー許容応力度設計法ー（（社）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（（社）日本電気協会）
- ・ 各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010 改定）
- ・ 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。）

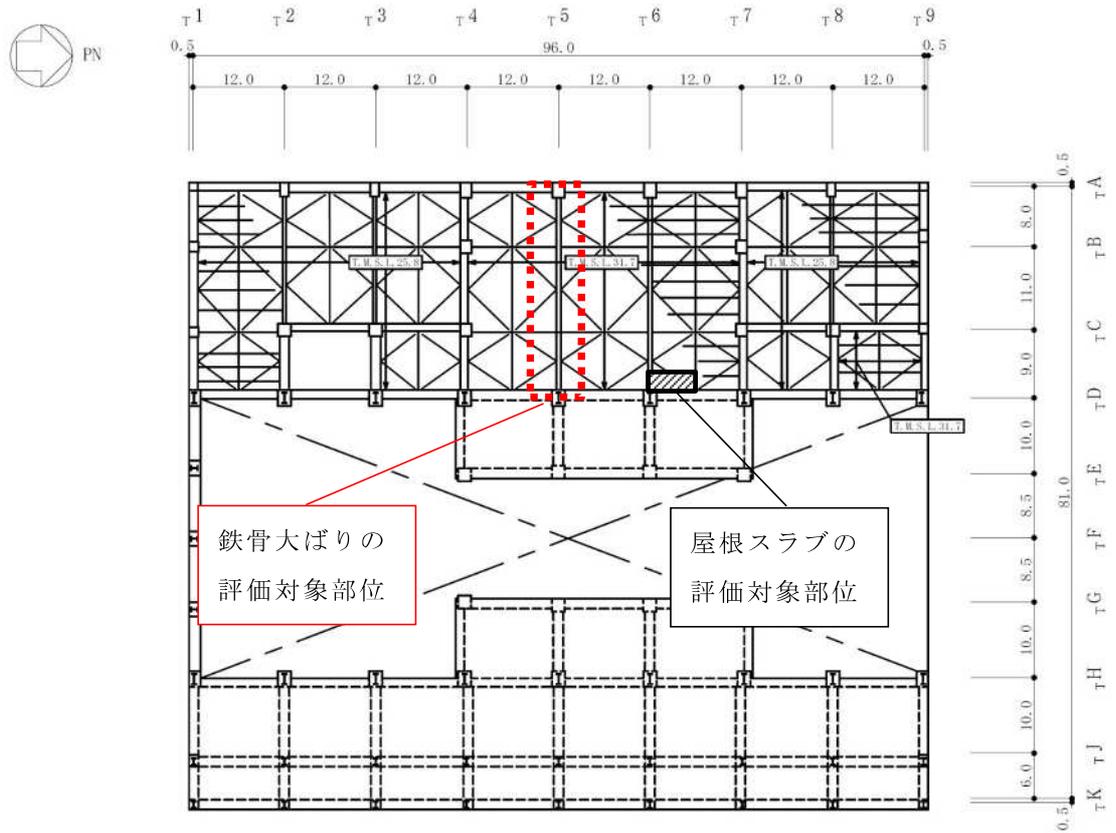
### 3. 強度評価方法及び評価条件

#### 3.1 評価対象部位

タービン建屋海水熱交換器区域の評価対象部位は、V-3別添 2-1-3「タービン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、鉄骨大ばり及び耐震壁とする。建屋全体については、耐震壁及び鉄骨フレームとする。

なお、屋根スラブの評価については、各断面についてのスラブのスパン、スラブに作用する荷重等を考慮して、検定値が最も大きい部材を選定して示す。屋根スラブの評価対象部位を図 3-1 に示す。

鉄骨大ばりについては、支持スパンが最も大きい T5 フレームを代表して示す。鉄骨大ばりの評価対象部位を図 3-1 に示す。



(単位：m)

図 3-1 屋根スラブの評価対象部位

(T. M. S. L. 30.9m)

### 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 2-1-3「タービン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 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 ( $F_s, F_{sb}$ ) 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、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-2-9「タービン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。

降下火砕物による荷重は、湿潤密度  $1.5\text{g/cm}^3$  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  $29.4\text{N/m}^2$  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 3-1 鉛直荷重一覧 (屋根スラブ T.M.S.L. 31.7m)

常時作用する荷重 ( $F_d$ )	固定荷重 ( $G$ )	屋根スラブ	1.817 kN/m <sup>2</sup>
	積載荷重 ( $P$ )		0.5884 kN/m <sup>2</sup>
降下火砕物による荷重 ( $F_a$ )			5.148 kN/m <sup>2</sup>
積雪荷重	年超過確率 $10^{-2}$ ( $F_s$ )		2.478 kN/m <sup>2</sup>
	常時考慮する積雪荷重 ( $F_{sb}$ )		0.9143 kN/m <sup>2</sup>

##### b. 地震荷重

屋根スラブ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タービン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屋根スラブレベル (T.M.S.L. 31.7m) の鉛直方向最大応答加速度より鉛直震度を算定する。

## (2) 鉄骨大ぶり

## a. 鉛直荷重

表 3-2 に鉛直荷重の一覧を示す。鉄骨大ぶり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、屋根スラブはルーフブロック等を撤去したため、その重量も反映する。降下火砕物による荷重は、湿潤密度  $1.5\text{g/cm}^3$  の降下火砕物が  $35\text{cm}$  堆積した場合の荷重として考慮する。積雪荷重は積雪量  $1\text{cm}$  ごとに  $29.4\text{N/m}^2$  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  $84.3\text{cm}$  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  $31.1\text{cm}$  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 3-2 鉛直荷重一覧 (鉄骨大ぶり)

常時作用する荷重 ( $F_d$ )	固定荷重 ( $G$ )	屋根スラブ	1.817 $\text{kN/m}^2$
		トラス鋼材	76.98 $\text{kN/m}^3$
	積載荷重 ( $P$ )		0.5884 $\text{kN/m}^2$
降下火砕物による荷重 ( $F_a$ )			5.148 $\text{kN/m}^2$
積雪荷重	年超過確率 $10^{-2}$ ( $F_s$ )		2.478 $\text{kN/m}^2$
	常時考慮する積雪荷重 ( $F_{sb}$ )		0.9143 $\text{kN/m}^2$

## b. 地震荷重

屋根トラスに考慮する地震荷重 ( $F_k$ ) のうち、水平地震荷重は、別紙「年超過確率  $10^{-2}$  相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析結果により得られた最大応答せん断力を用いて設定する。また、鉛直地震荷重は、別紙「年超過確率  $10^{-2}$  相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析結果により得られた最大鉛直加速度より鉛直震度を算定する。

## (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タービン建屋の地震応答計算書」に示す。

## (4) 鉄骨フレーム

鉄骨フレーム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

に対するタービン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 3-3 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、鉄骨大ばり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、屋根スラブ及び鉄骨大ばりを評価対象とする。

表 3-3 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 <sub>d</sub> )		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 <sub>a</sub> )	地震荷重 (F <sub>k</sub> )	積雪荷重 (F <sub>s</sub> )	常時考慮する積雪荷重 (F <sub>s b</sub> )
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

タービン建屋海水熱交換器区域の許容限界はV-3別添 2-1-3「タービン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、鉄骨大はり及び耐震壁は、構造健全性を維持する設計とすることを構造強度設計上の性能目標としているため、終局耐力に対して妥当な安全裕度を有する許容限界として設定する。

屋根スラブ、鉄骨大はり、耐震壁及び鉄骨フレームの許容限界を表 3-4 に、鉄骨大はり鋼材の弾性限強度を表 3-5 に、デッキプレートの弾性限強度を表 3-6 に示す。

表 3-4 許容限界

要求機能	機能設計上の性能目標	部位		構造健全性維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
—	内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないこと	屋根	屋根スラブ	内包する防護すべき施設に波及的影響を及ぼさないために落下しないことを確認	「合成構造指針」に基づく弾性限強度*2
			鉄骨大はり		「S規準」に基づく弾性限強度*3
		耐震壁*1		最大せん断ひずみが波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ $4.0 \times 10^{-3}$
		鉄骨フレーム		最大層間変形角が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	層間変形角 $1/30^{*4}$

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、「別紙 年超過確率 10-2 相当地震動に対するタービン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「合成構造指針」のF値に「技術基準解説書」に基づき1.1倍の割増しを考慮する。

\*3：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倍の割増しを考慮する。

\*4：「震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針（（財）日本建築防災協会）」を参考に許容限界を設定している。なお、被災度区分判定基準においては、柱の残留傾斜角が1/30を超えた場合に大破と判定しているが、保守的に最大層間変形角を用いて評価を行う。

表 3-5 鋼材の弾性限強度

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

材 料	板 厚	基準強度 F 値	弾性限強度		
			圧縮* 引張	曲げ*	せん断
SS41 (SS400相当)	t ≤ 40mm	235	258	258	135
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 値に1.1倍の割増しを考慮する。ただし、圧縮及び曲げ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 3-6 デッキプレートの弾性限強度

(単位：N/mm<sup>2</sup>)

材料	厚さ	基準強度 F 値	弾性限強度*
SS400	2.3mm	235	258

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。

### 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

屋根スラブはデッキ構造スラブ用デッキプレートにより全荷重を負担している。このため、もやで支持された1方向スラブとして単位幅を取り出し、等分布荷重を受ける2スパンの連続ばりとしてデッキプレートの応力を算定する。なお、屋根スラブは、単一断面であり、屋根面に作用する等分布荷重は屋根面全体で均一であることから、支持スパンの長い部位を対象に評価を行う。

屋根スラブの評価モデル図を図3-2に、評価対象部位の位置を図3-3に、検討条件を表3-7に示す。また、デッキプレートの断面図を図3-4に示す。

【2スパンの連続ばり】

・中央モーメント  $M_{x2} = \frac{wL^2}{8}$

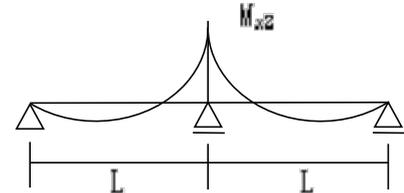


図3-2 屋根スラブの評価モデル

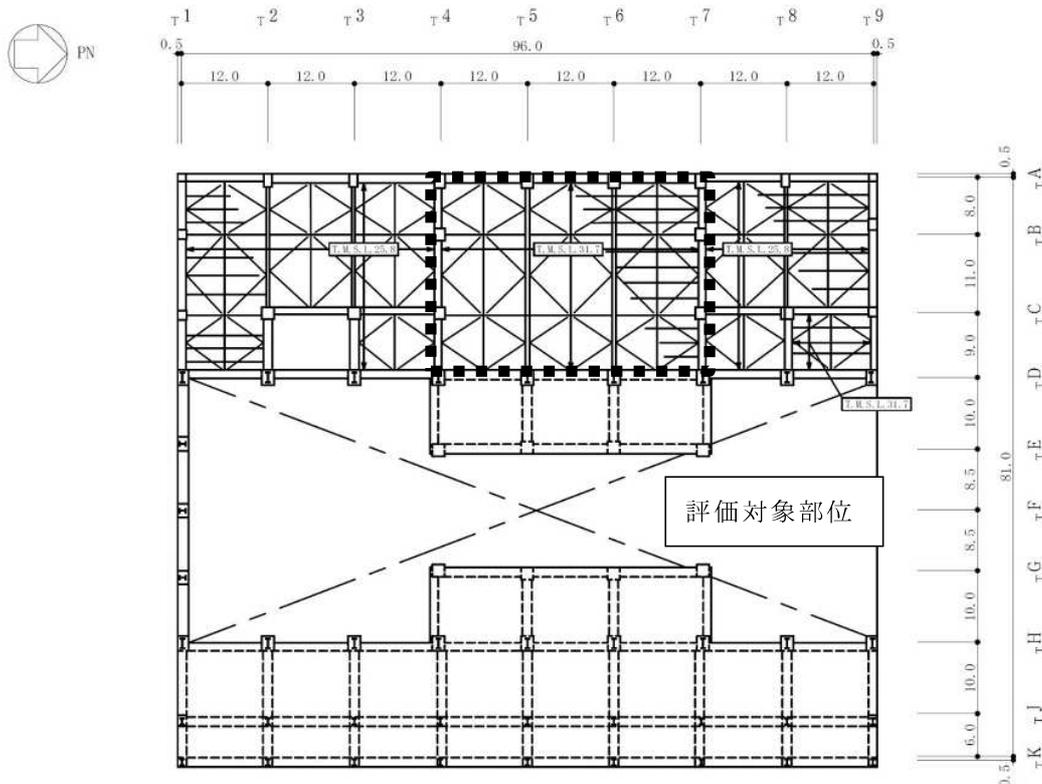


図3-3 屋根スラブの評価部位の位置 (T.M.S.L. 30.9m)

表 3-7 屋根スラブの検討条件

評価対象部位*1	スラブ厚*2 (mm)	支持スパン (m)	デッキプレート厚 (mm)	断面係数 (cm <sup>3</sup> )
T.M.S.L. 31.7m	□	2.76	2.3	70.6

注記\*1 : 支持スパンの長い部位を記載

\*2 : デッキ構造スラブのため、全荷重をデッキプレートで負担する。なお、コンクリートのスラブ厚は□である。

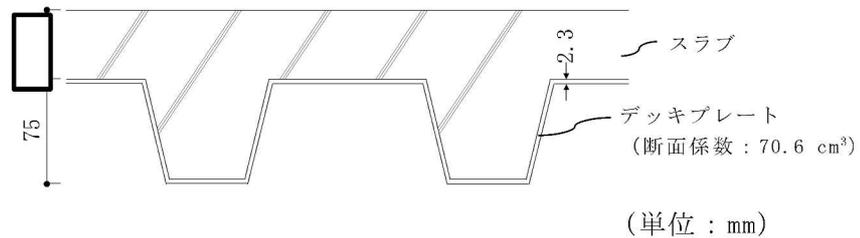


図 3-4 デッキプレートの断面図

(2) 鉄骨大ぶり

応力解析は、2次元フレームモデルを用いた弾性応力解析を実施する。解析に使用するコードは「HyperSD」である。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、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、モデル化範囲は、鉄骨大ぶりのスパンが最も長くなる T5 フレームとする。

応力解析モデルは、T.M.S.L. 12.3m より上部の耐震壁、柱、はり、屋根トラスをモデル化した解析モデルを用いる。

解析モデル図を図 3-5 に、部材リストを表 3-8 に示す。

解析モデルに使用する要素は、はり要素、トラス要素及び壁エレメント要素とする。また、解析モデルの脚部は固定とする。解析モデルの節点数は 71、要素数は 108 である。

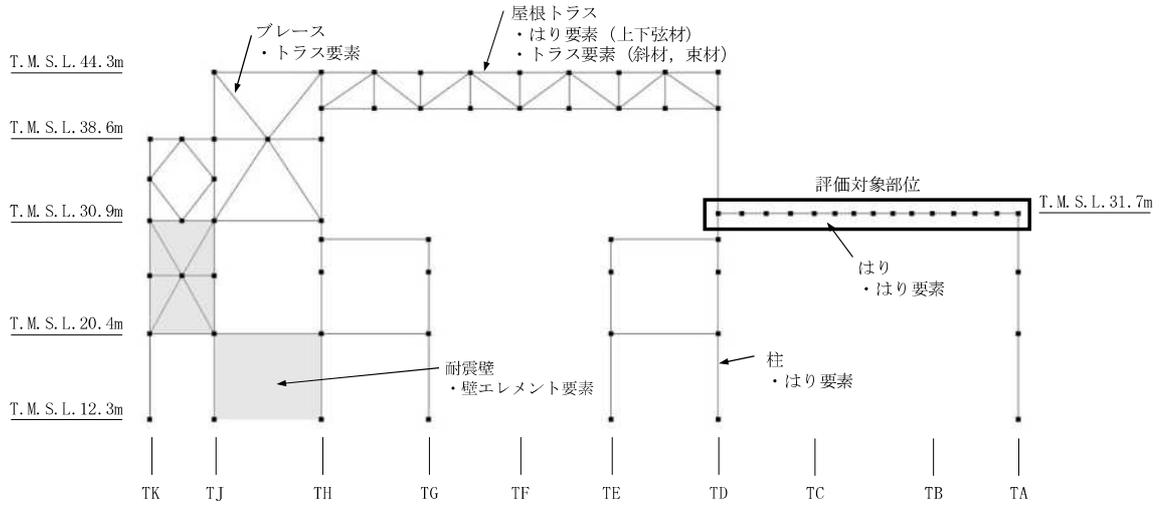


図 3-5 鉄骨大ばりの解析モデル (T5 フレーム)

表 3-8 部材リスト (評価対象部位)

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 ( $\times 10^6 \text{mm}^4$ )
鉄骨大ばり	BH-2000 $\times$ 500 $\times$ 25 $\times$ 36	SM50A	842	49650

(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タービン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 3-6 に示す。また、RC 部材の部材番号を表 3-9 に示す。

(4) 鉄骨フレーム

鉄骨フレームは、別紙「年超過確率  $10^{-2}$  相当地震動に対するタービン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 3-6 に示す。また、S 部材の部材番号を表 3-9 に示す。

表 3-9 各部材のモデル化\*

方向	RC 部材	S 部材
NS	3, 4, 5, 6, 7, 10, 11, 12, 13, 14, 15	1, 2, 9, 16
EW	3, 4, 5, 6, 7, 8, 12, 13, 16, 19, 20, 21, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 31, 32, 34, 35, 36, 39, 40, 41, 43, 44	1, 2, 10, 11, 17, 18, 29, 30, 37, 38

注記\*：線形でモデル化している部材を除く。

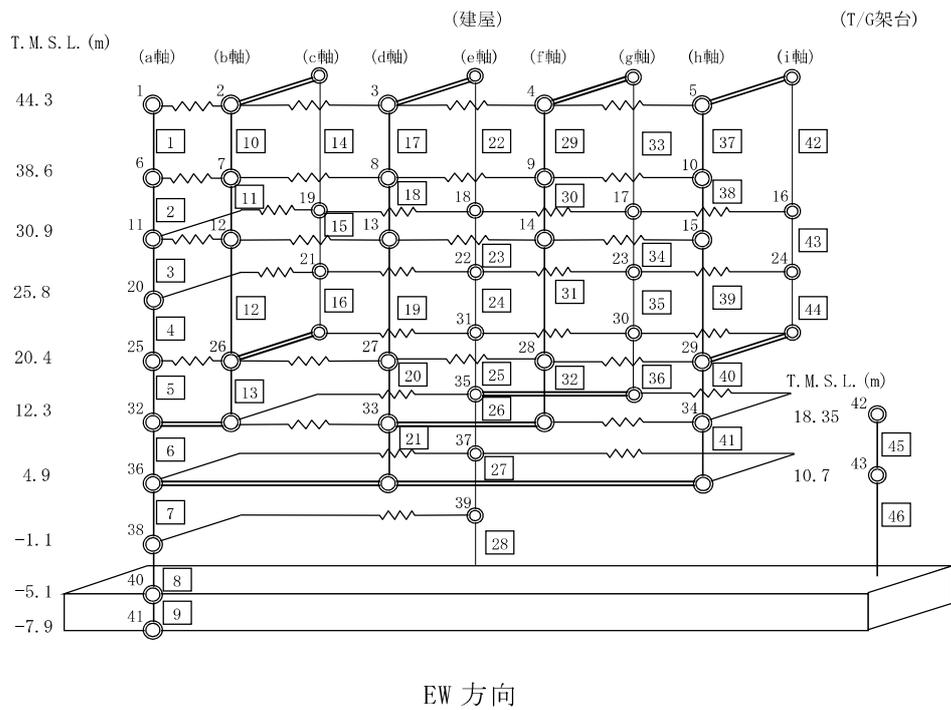
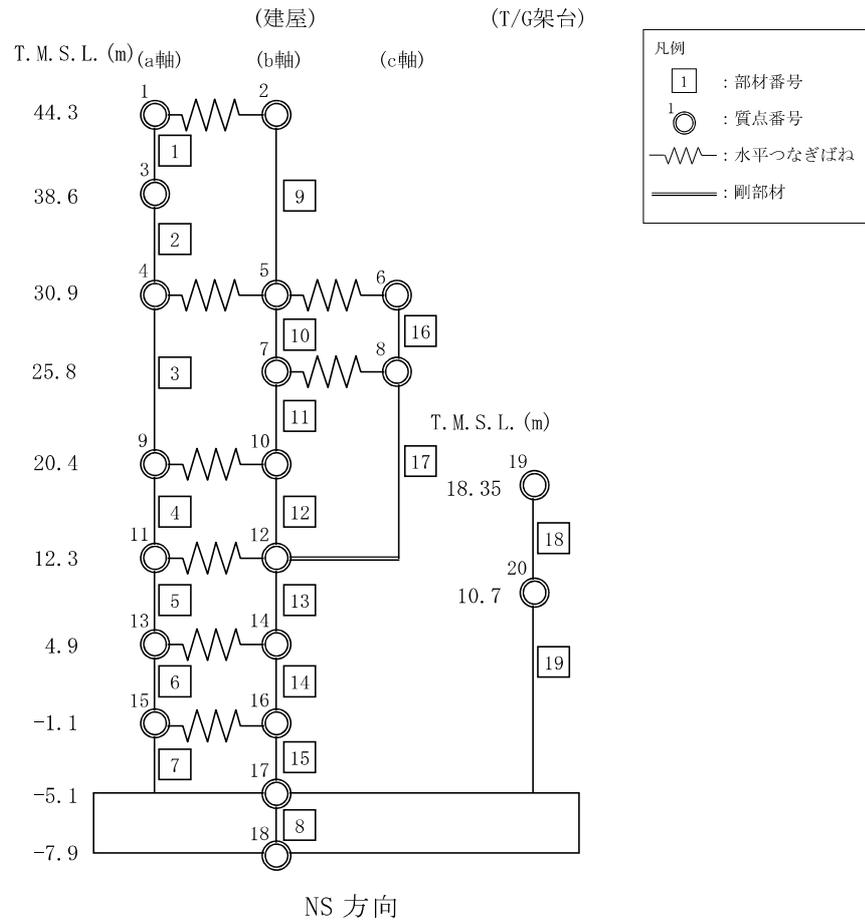


図 3-6 地震応答解析モデル (水平方向)

### 3.4.2 解析諸元

使用材料の物性値を表 3-10 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 <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋コンクリート	28800	12000
鉄骨	205000	79000

### 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タービン建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析結果により設定する。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
31.7	RF	1.57	0.16

##### 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	$F_d + F_a + F_s + F_{sb}$

## (2) 断面の評価方法

タービン建屋の屋根スラブはデッキ構造スラブであるため、曲げモーメントに対してのみ評価する。

曲げモーメントに対する断面の評価は、次式をもとに計算した評価対象部位に生じる曲げモーメントによるデッキプレートの引張応力度が、許容限界を超えないことを確認する。

$$\sigma_t = \frac{M}{Z}$$

ここで、

$\sigma_t$  : デッキプレートの引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

M : 曲げモーメント (N・mm)

Z : デッキプレートの断面係数 (mm<sup>3</sup>)

## 3.5.2 鉄骨大ばりの評価方法

## (1) 応力解析方法

鉄骨大ばりについては、2次元フレームモデルを用いた弾性応力解析により得られた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2次元フレーム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 (水平方向)

$F_k$  : 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)

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。ケース 1 において，地震荷重の水平方向 ( $F_{kH}$ ) と鉛直方向 ( $F_{kV}$ ) は，組合せ係数法により組み合わせる。なお，鉛直方向地震荷重については，屋根部の応力及び変形が大きくなる下向き荷重のみを考慮する。

表 3-13 荷重の組合せケース (鉄骨大はり)

組合せケース	地震荷重の組合せ係数	荷重の組合せ
ケース 1	水平+1.0, 鉛直+0.4	$F_d + F_a + F_{sb} + F_{kH} + 0.4F_{kV}$
	水平-1.0, 鉛直+0.4	$F_d + F_a + F_{sb} - F_{kH} + 0.4F_{kV}$
	水平+0.4, 鉛直+1.0	$F_d + F_a + F_{sb} + 0.4F_{kH} + F_{kV}$
	水平-0.4, 鉛直+1.0	$F_d + F_a + F_{sb} - 0.4F_{kH} + F_{kV}$
ケース 2	—	$F_d + F_a + F_s + F_{sb}$

注：地震荷重の水平方向は EW 方向を示し，+は E から W への荷重，-は W から E への荷重を示す。

c. 荷重の入力方法

固定荷重及び積雪荷重は，対応する部材及び節点に分布荷重及び集中荷重として入力する。

水平地震荷重は，別紙「年超過確率  $10^{-2}$  相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析結果により得られた最大応答せん断力を分配して，対応する節点に集中荷重として入力する。鉛直地震荷重は，別紙「年超過確率  $10^{-2}$  相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に示す地震応答解析結果により得られた最大鉛直加速度より鉛直震度を設定する。

(2) 断面の評価方法

鉄骨大ばりの評価は、2次元フレームモデルを用いた弾性応力解析により評価対象部位に生じる軸力及び曲げモーメントによる応力度が許容限界を超えないことを確認する。

なお、許容限界については、終局耐力に対し妥当な安全裕度を有する許容限界を設定し、その許容限界は、表 3-4 に示すように、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 倍の割増しを考慮する。

(圧縮)

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

ただし、

$$\sigma_c = \frac{N_c}{A}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

ここで、

$\sigma_c$  : 圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)                       $\sigma_b$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_c$  : 圧縮軸力 (N)                                       $A$  : 軸断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M$  : 曲げモーメント (N・mm)                       $Z$  : 断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$f_c$  : 圧縮応力に関する評価基準値 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_b$  : 曲げ応力に関する評価基準値 (N/mm<sup>2</sup>)

(引張)

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

ただし,

$$\sigma_t = \frac{N_t}{A}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

ここで,

$\sigma_t$  : 引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_b$  : 曲げ応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$N_t$  : 引張軸力 (N)

$A$  : 軸断面積 (mm<sup>2</sup>)

$M$  : 曲げモーメント (N・mm)

$Z$  : 断面係数 (mm<sup>3</sup>)

$f_t$  : 引張応力に関する評価基準値 (N/mm<sup>2</sup>)

$f_b$  : 曲げ応力に関する評価基準値 (N/mm<sup>2</sup>)

### 3.5.3 耐震壁の評価方法

耐震壁の評価は、別紙「年超過確率  $10^{-2}$  相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に基づく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。

### 3.5.4 鉄骨フレームの評価方法

鉄骨フレームの評価は、別紙「年超過確率  $10^{-2}$  相当地震動に対するタービン建屋の地震応答計算書」に基づく鉄骨フレームの層間変形角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

「3.5 評価方法」に基づいた評価結果を表 4-1 に示す。

降下火砕物堆積による鉛直荷重等によって、評価対象部位に生じる曲げモーメントによるデッキプレートの引張応力度が許容限界を超えないことを確認した。

表 4-1 屋根スラブ評価結果\* (デッキ構造スラブ)

評価対象部位		T. M. S. L. 31.7 m	
デッキプレート t=2.3mm		Z=70.6cm <sup>3</sup> /m	
検討ケース		ケース 1	ケース 2
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	9.355	10.42
	デッキプレート引張応力度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	132.5	147.6
	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	258	
	検定値	0.52	0.58

注記\* : 屋根スラブはデッキ構造スラブ (全荷重をデッキプレートのみで負担する構造) のため、デッキプレートの発生応力を用いて評価。

#### 4.2 鉄骨大ばりの評価結果

「3.5 評価方法」に基づいた評価結果を表 4-2 に示す。なお、ケース 1 については、地震荷重の組合せ係数法による 4 ケースのうち、検定値が最大となるケースを示す。

降下火砕物堆積による鉛直荷重等によって、評価対象部位に生じる軸力及び曲げモーメントによる応力度が許容限界を超えないことを確認した。

表 4-2 鉄骨大ばりの評価結果 (T. M. S. L. 31.7m)

検討ケース	発生応力	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	許容限界 (N/mm <sup>2</sup> )	検定値
ケース 1	曲げモーメント	206.9	357	0.61
	軸力	9.757	331	
ケース 2	曲げモーメント	210.4	357	0.62
	軸力	9.139	331	

#### 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 4-3 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 4-3 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	0.0450	4.0
		EW 方向	32	0.0514	

#### 4.4 鉄骨フレームの評価結果

「3.5 評価方法」に基づいた評価結果を表 4-4 に示す。なお、各方向において、最大層間変形角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層間変形角が許容限界を超えないことを確認した。

表 4-4 鉄骨フレームの評価結果

検討ケース	評価項目	方向	部材番号	層間変形角	許容限界
ケース 1	層間変形角	NS 方向	2	1/1440	1/30*
		EW 方向	33	1/623	

注記\*：「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針（（財）日本建築防災協会）」を参考に許容限界を設定している。なお、被災度区分判定基準においては、柱の残留傾斜角が 1/30 を超えた場合に大破と判定しているが、保守的に最大層間変形角を用いて評価を行う。

別紙 年超過確率  $10^{-2}$  相当地震動に対するタービン建屋の  
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-7
2.4 適用規格 .....	別紙-9
3. 解析方法 .....	別紙-10
3.1 検討用地震動 .....	別紙-10
3.2 地震応答解析モデル .....	別紙-13
3.2.1 水平方向モデル .....	別紙-14
3.2.2 鉛直方向モデル .....	別紙-15
3.3 解析方法 .....	別紙-32
4. 解析結果 .....	別紙-33
4.1 固有値解析結果 .....	別紙-33
4.2 応答解析結果 .....	別紙-33

## 1. 概要

本資料は、V-3-別添 2-1-3「タービン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タービン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

タービン建屋の設置位置を図 2-1 に示す。

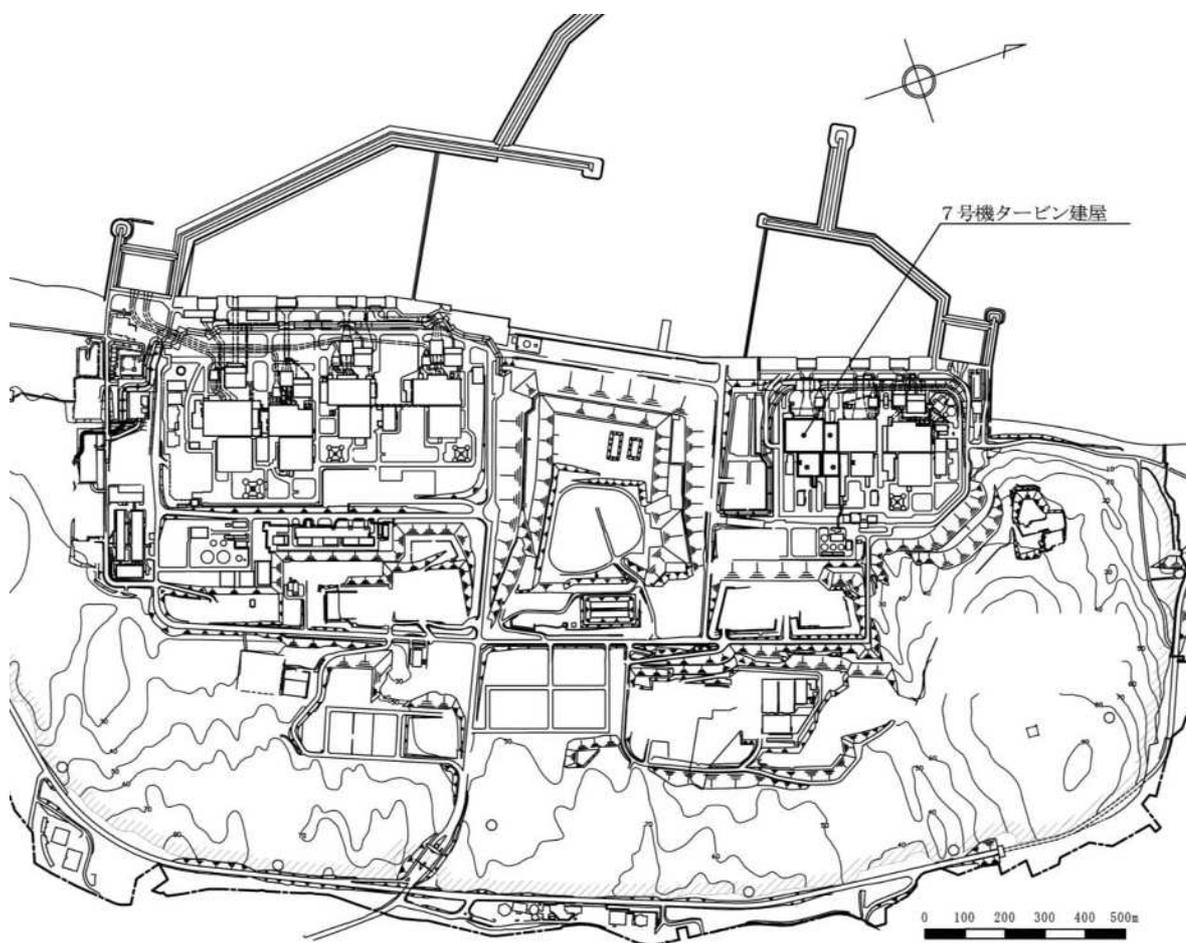


図 2-1 タービン建屋の設置位置

## 2.2 構造概要

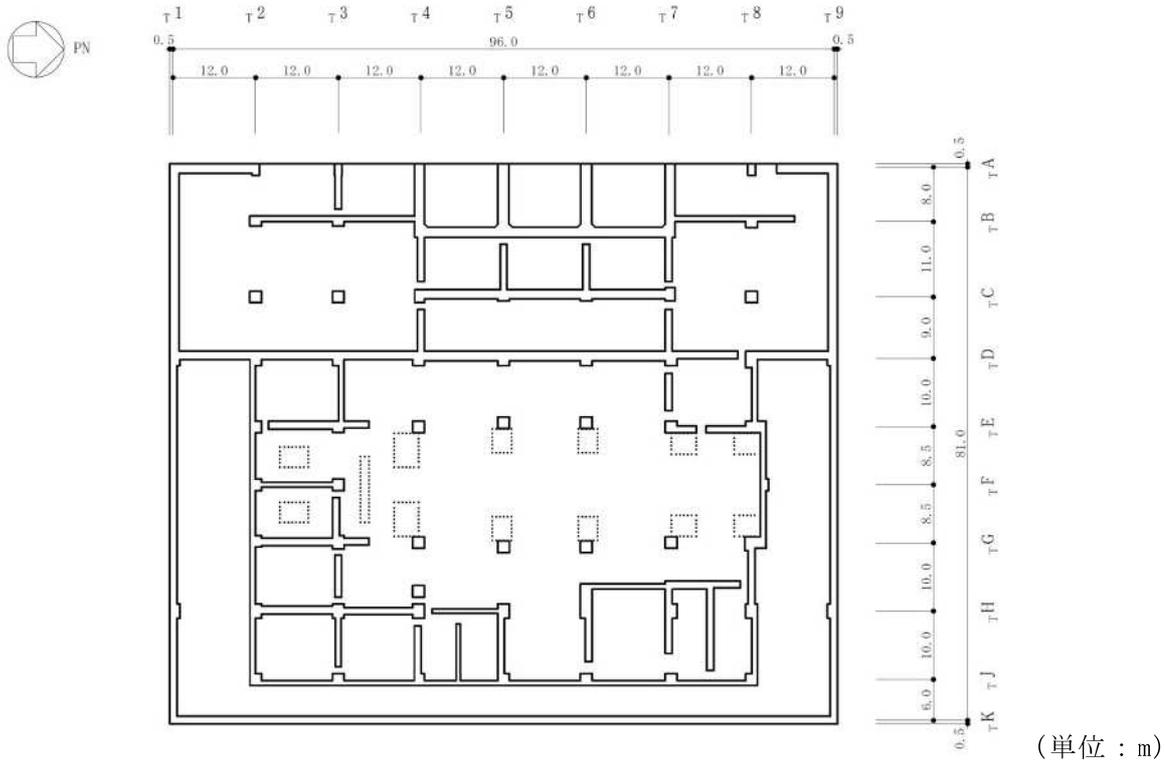
タービン建屋は、地上 2 階（一部 3 階）、地下 2 階建ての鉄筋コンクリート造を主体とした建物で、屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。タービン建屋の概略平面図及び概略断面図を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

タービン建屋の平面は、地下部分では 97.0m（NS 方向）×82.0m（EW 方向）、最上階は 97.0m（NS 方向）×48.9m（EW 方向）である。基礎スラブ底面からの高さは 52.2m であり、地上高さは 32.3m である。また、タービン建屋は隣接する原子炉建屋及び廃棄物処理建屋と構造的に分離している。

タービン建屋の基礎は厚さ 2.0m（蒸気タービンの基礎のうちラーメン構造部（以下「T/G 架台」という。）部分及びその周辺部は厚さ 2.8m）のべた基礎で、支持地盤である泥岩上に直接又はマンメイドロックを介して設置している。

蒸気タービンの基礎とは、図 2-2 及び図 2-3 に示すように、タービン建屋のほぼ中央に位置するタービン発電機を支える柱及びはりによって構成される鉄筋コンクリート造のラーメン構造部及びそれを支持する基礎スラブ部をいう。

ラーメン構造部は高さ 25.5m、長さ 69.7m、幅約 16.3m の大きさとタービン建屋とは基礎スラブ部で接続する以外は構造的に分離する。



注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図 2-2 タービン建屋の概略平面図（B2F, T.M.S.L. -5.1m）(1/6)

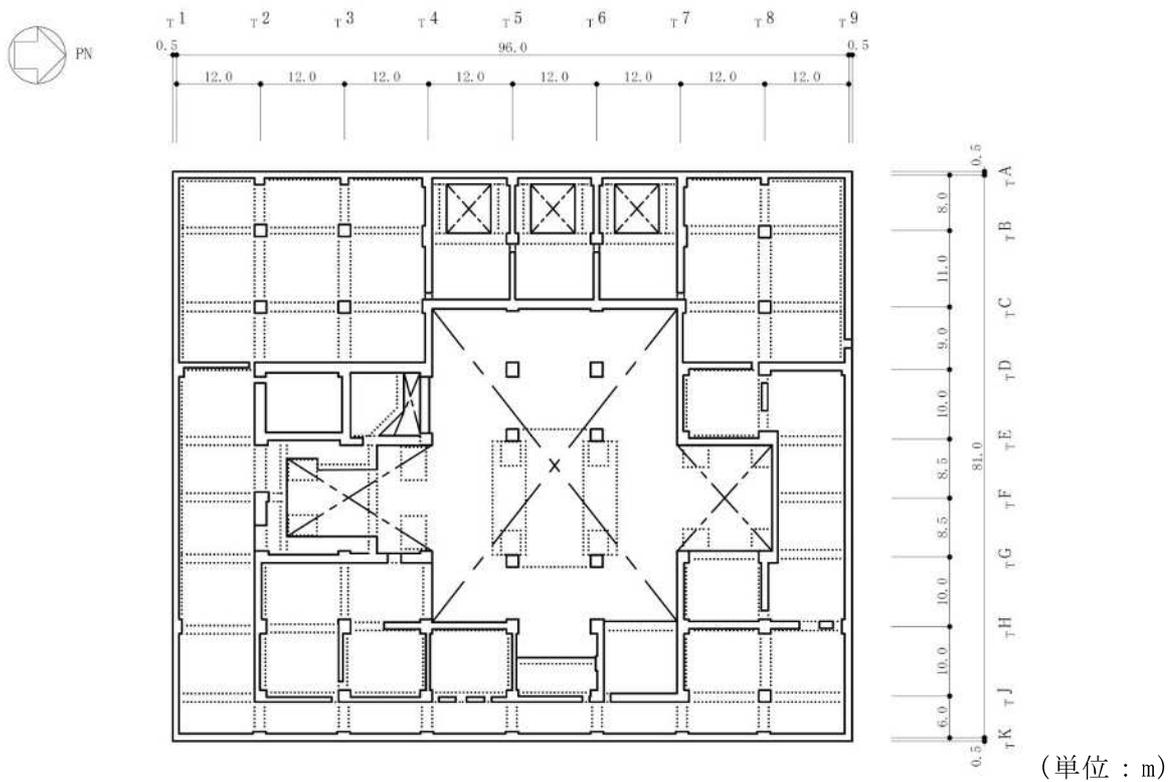


図2-2 タービン建屋の概略平面図（B1F, T.M.S.L. 4.9m）(2/6)

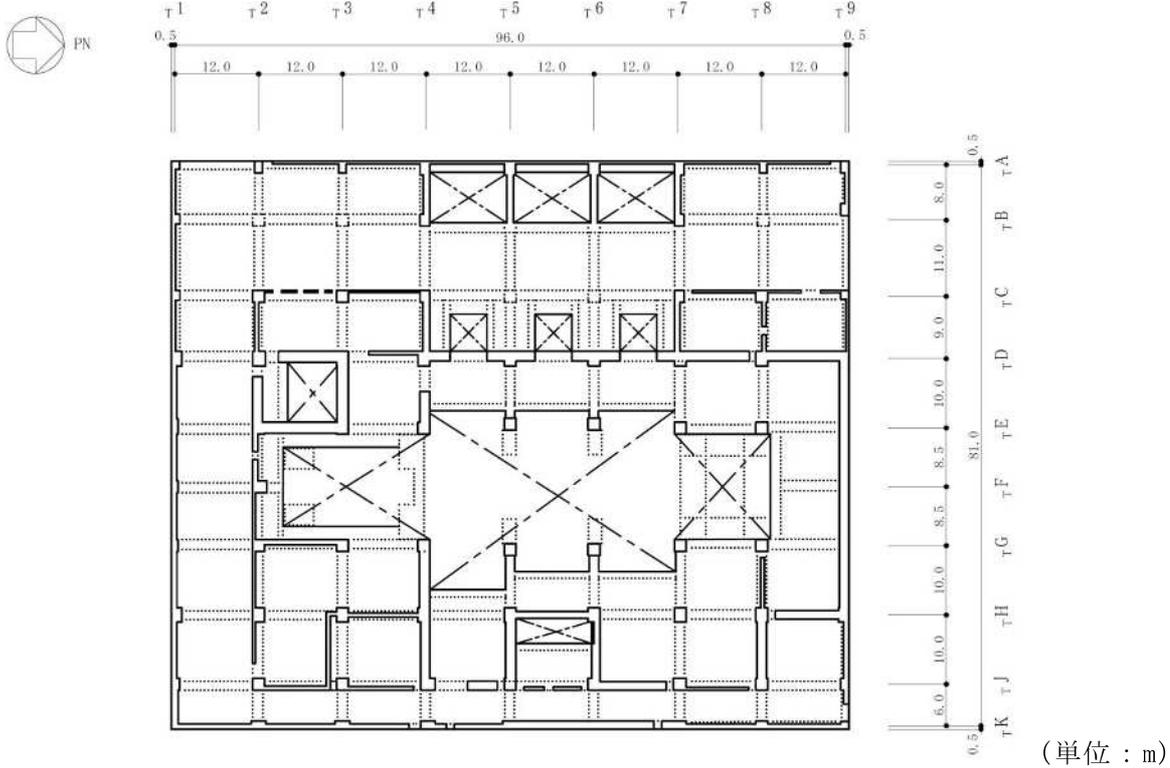


図2-2 タービン建屋の概略平面図 (1F, T.M.S.L. 12.3m) (3/6)

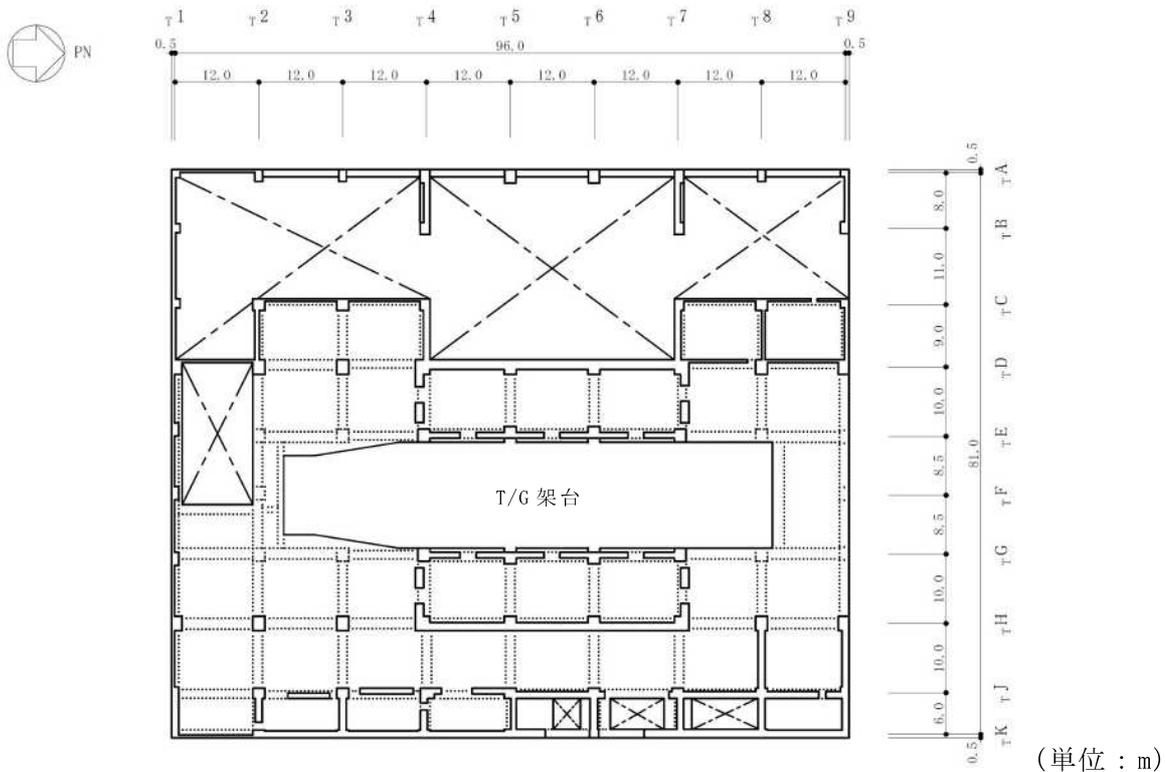


図2-2 タービン建屋の概略平面図 (2F, T.M.S.L. 20.4m) (4/6)

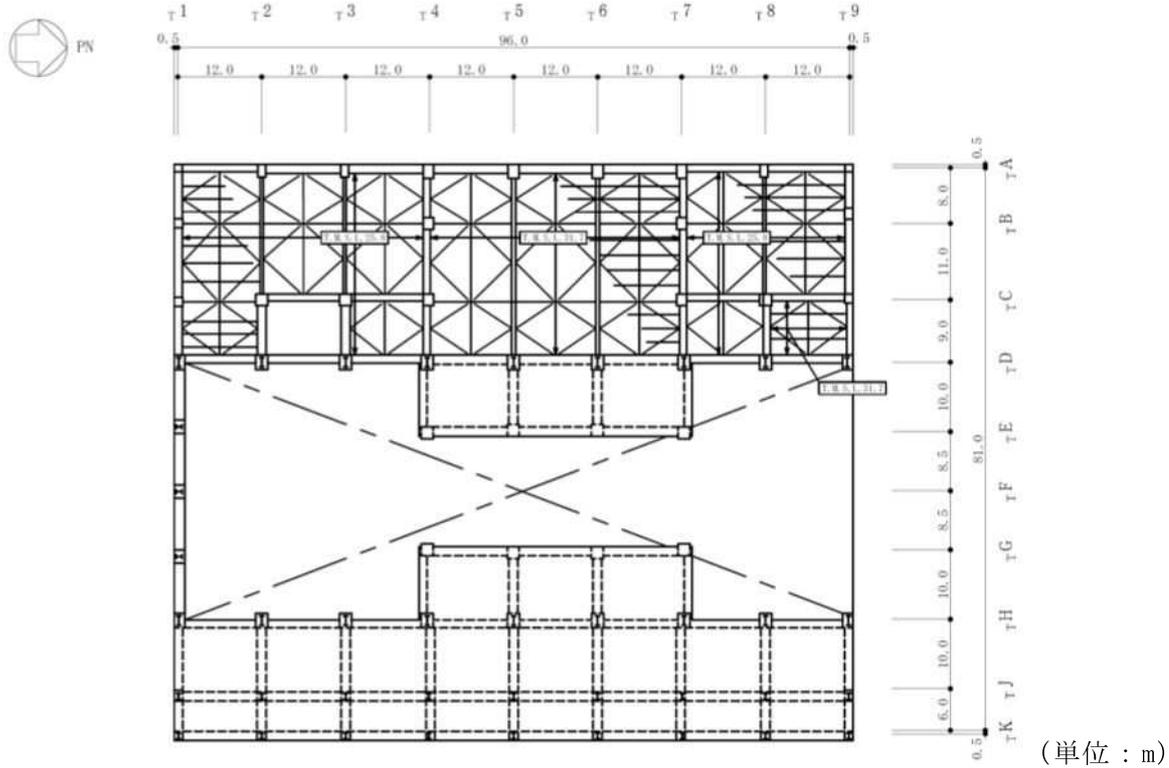


図2-2 タービン建屋の概略平面図 (3F, T.M.S.L. 30.9m) (5/6)

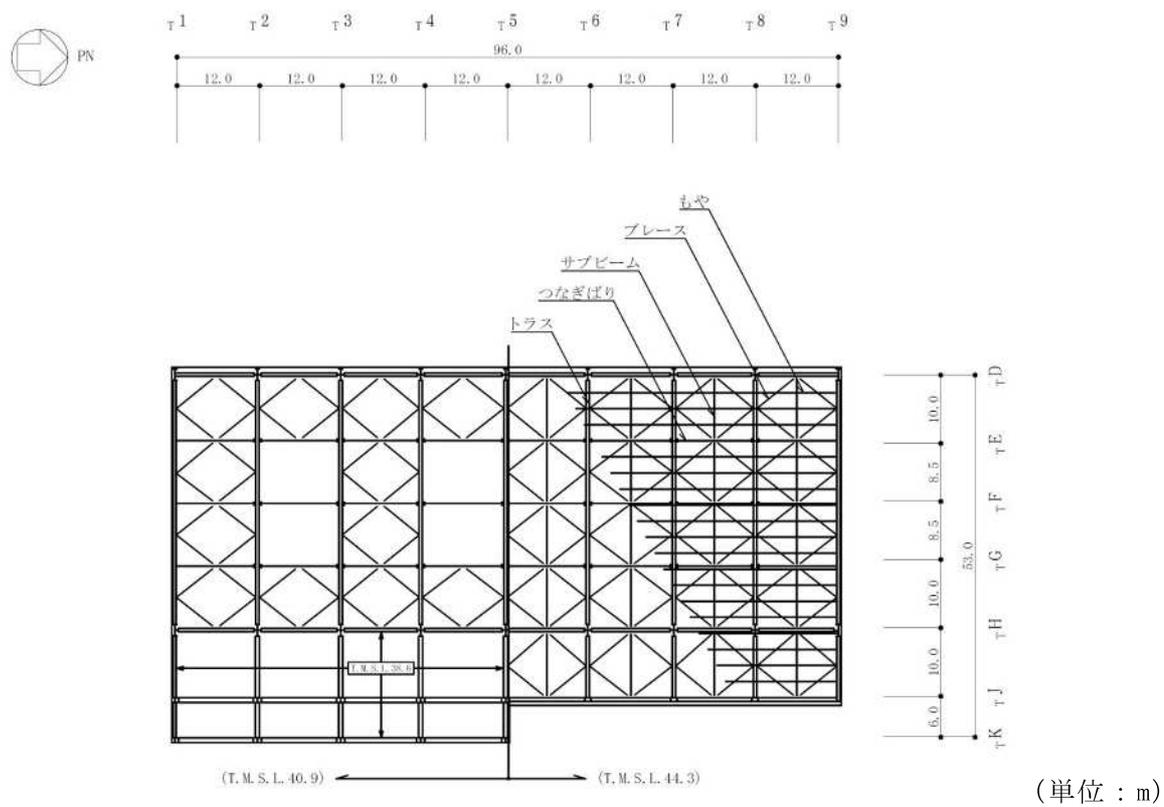
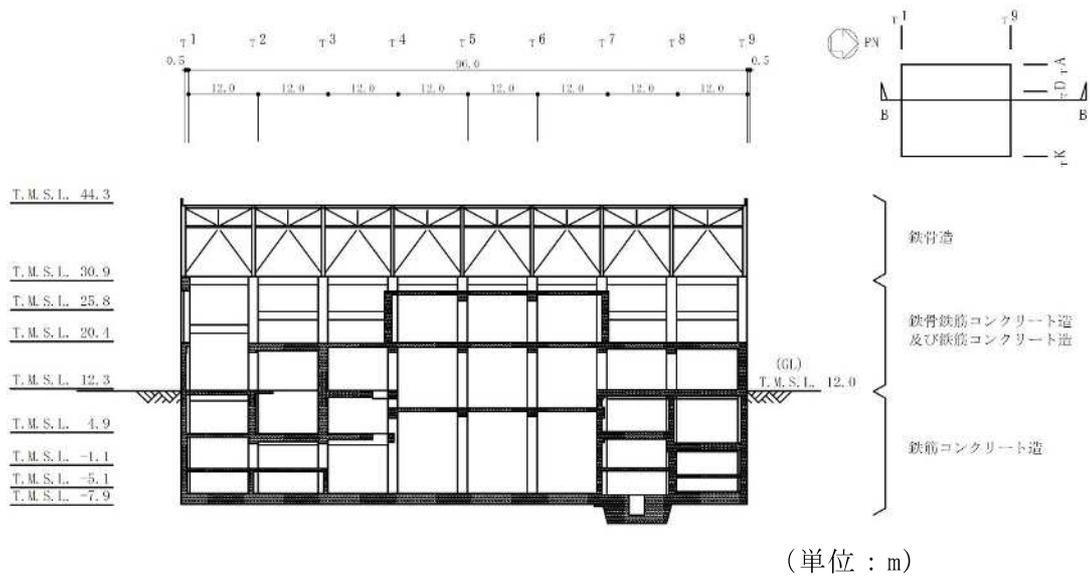
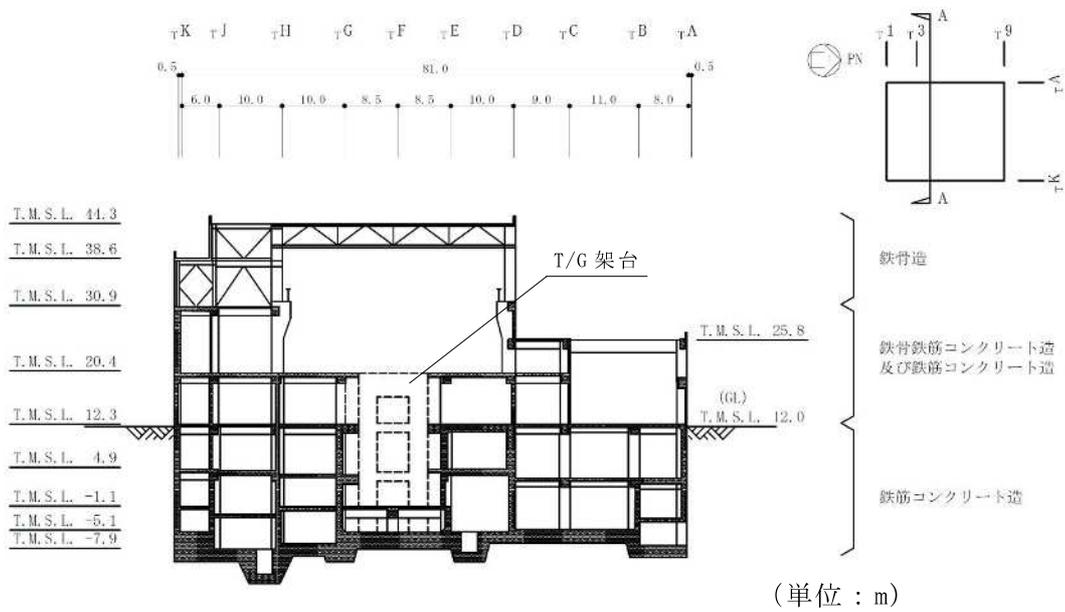


図2-2 タービン建屋の概略平面図 (RF, T.M.S.L. 44.3m) (6/6)



NS 方向断面



EW 方向断面

図 2-3 タービン建屋の概略断面図

### 2.3 解析方針

タービン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にタービン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。

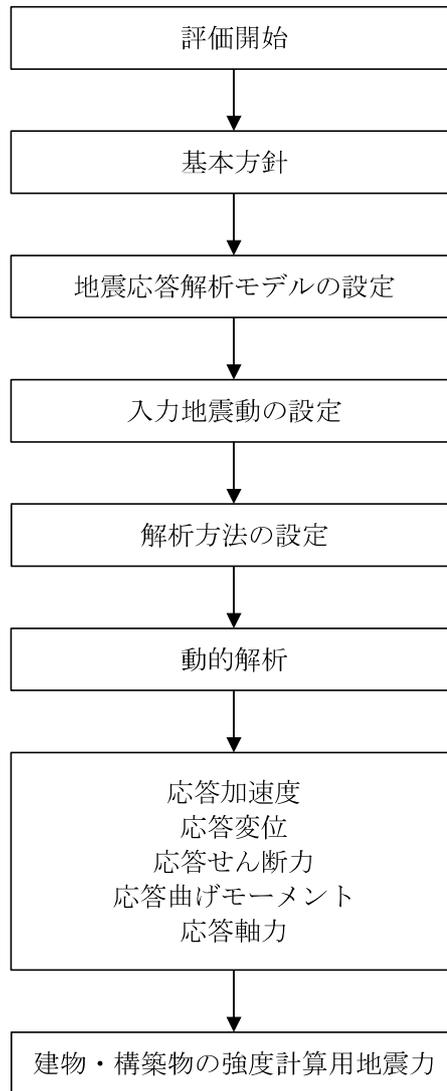


図 2-4 タービン建屋の地震応答解析フロー

## 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。

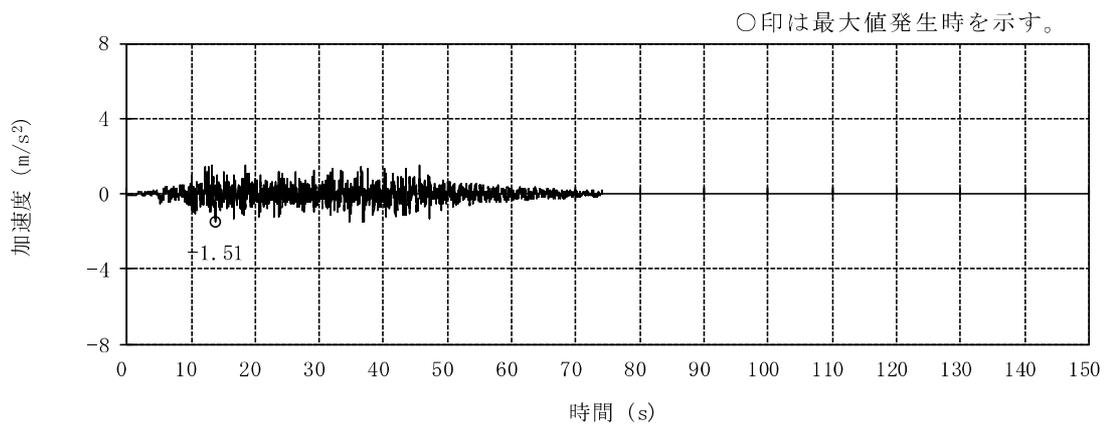
- ・ 建築基準法・同施行令
- ・ 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 1999 改定)
- ・ 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会, 2005 制定)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987 ((社) 日本電気協会)
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版 ((社) 日本電気協会)
- ・ 鋼構造設計規準 ー許容応力度設計法ー ((社) 日本建築学会, 2005 改定)

### 3. 解析方法

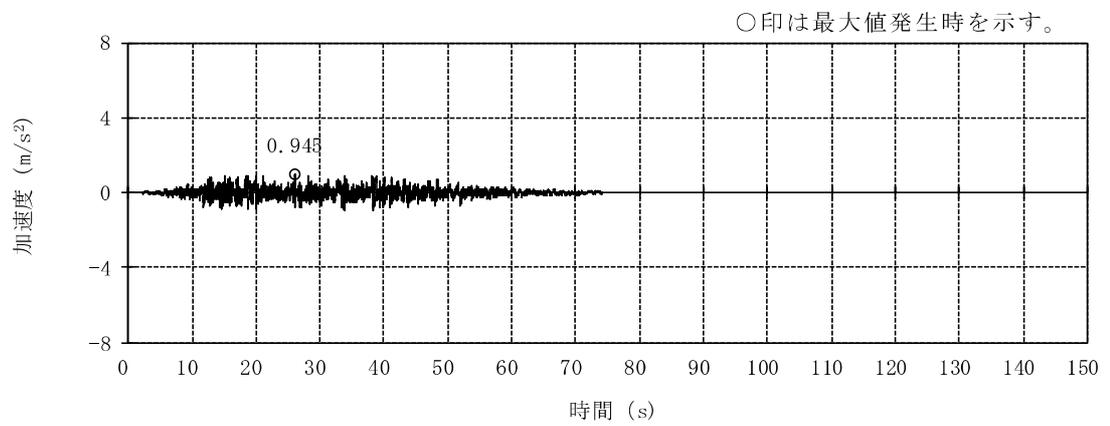
#### 3.1 検討用地震動

タービン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 2-1-3 「タービン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。

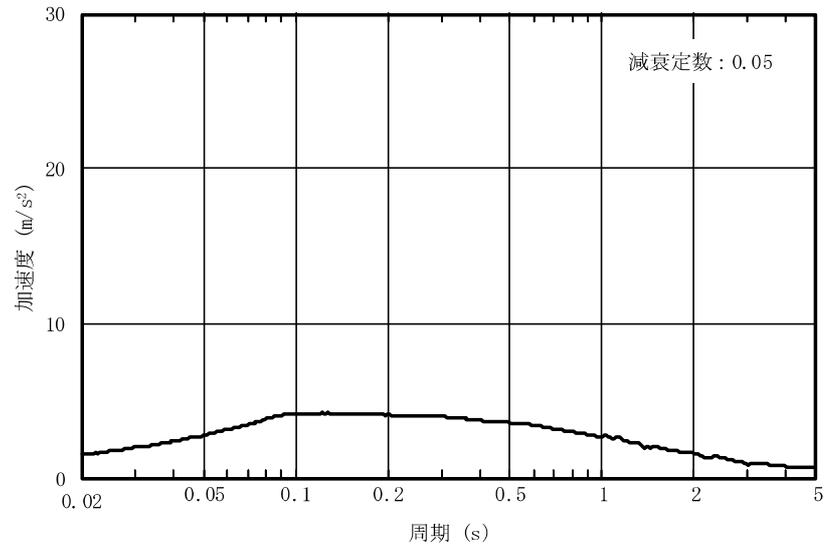


(a) 水平方向

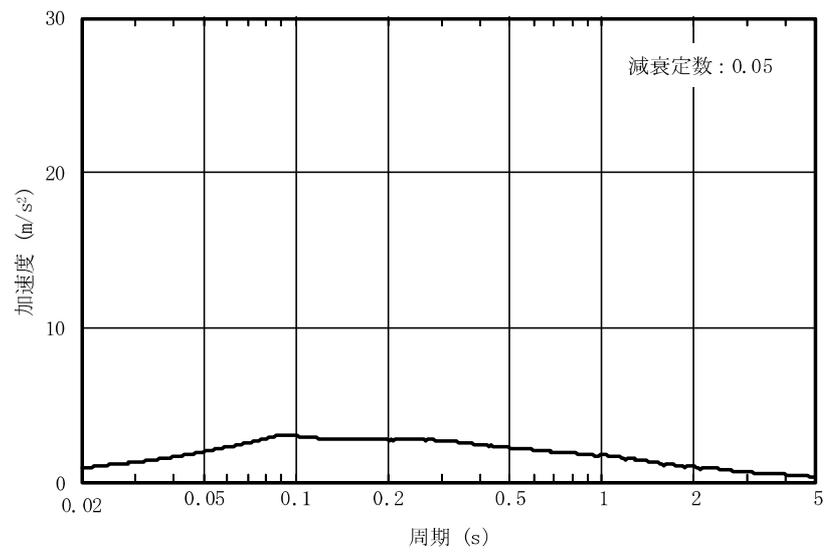


(b) 鉛直方向

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 <sup>2</sup> )	せん断弾性係数 G (N/mm <sup>2</sup> )	減衰定数 h (%)
建屋部及びT/G架台	コンクリート*： $\sigma_c = 43.1$ (N/mm <sup>2</sup> ) ( $\sigma_c = 440$ kgf/cm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	$2.88 \times 10^4$	$1.20 \times 10^4$	5
基礎スラブ	コンクリート*： $\sigma_c = 39.2$ (N/mm <sup>2</sup> ) ( $\sigma_c = 400$ kgf/cm <sup>2</sup> ) 鉄筋：SD35 (SD345相当)	$2.79 \times 10^4$	$1.16 \times 10^4$	5
屋根トラス部	鉄骨：SS41 (SS400相当)	$2.05 \times 10^5$	$0.79 \times 10^5$	2
	鉄骨：SM41A (SM400A相当)	$2.05 \times 10^5$	$0.79 \times 10^5$	2
	鉄骨：SM50A (SM490A相当)	$2.05 \times 10^5$	$0.79 \times 10^5$	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。また、実現象に近い応答を模擬するという観点から設計時には考慮していなかった補助壁を耐震要素として位置づけ、地震応答解析モデルに取り込む。地震応答解析モデルの概念図を図 3-3 及び図 3-4 に、地震応答解析モデルを図 3-5 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 追補版 J E A G 4 6 0 1 -1991」（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「S T - C R O S S」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。なお、地盤表層部（新期砂層）については、基準地震動  $S_s$  による地盤応答レベルを踏まえ、表層部では建屋-地盤相互作用が見込めないと判断し、この部分の地盤ばねは考慮しない。建屋側面の水平ばねの評価には、解析コード「N O V A K」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 3-6 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「T D A S」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.-7.9m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3-7 に示す。地震応答解析に用いる地盤ばねの記号を図 3-8 に、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 3-9 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の定数化の方法と同様，成層補正を行ったのち，振動アドミタンス理論に基づいて，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「S T - C R O S S」を用いる。

鉛直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したものであり，基礎底面レベルに直接入力する。図 3-10 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「S H A K E」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. -7.9m) における入力地震動の加速度応答スペクトルを図 3-11 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。

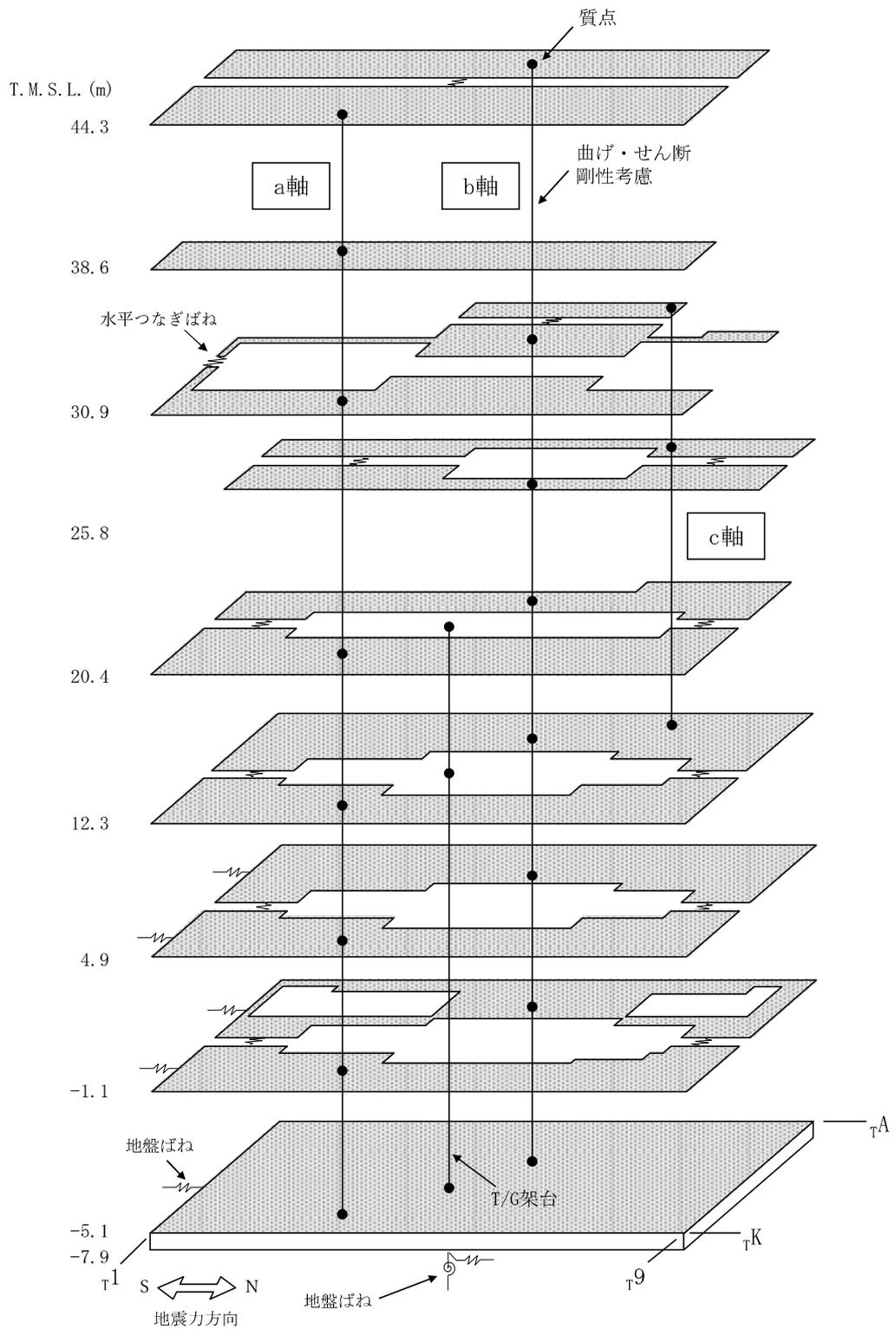


図 3-3 地震応答解析モデルの概念図 (NS 方向)



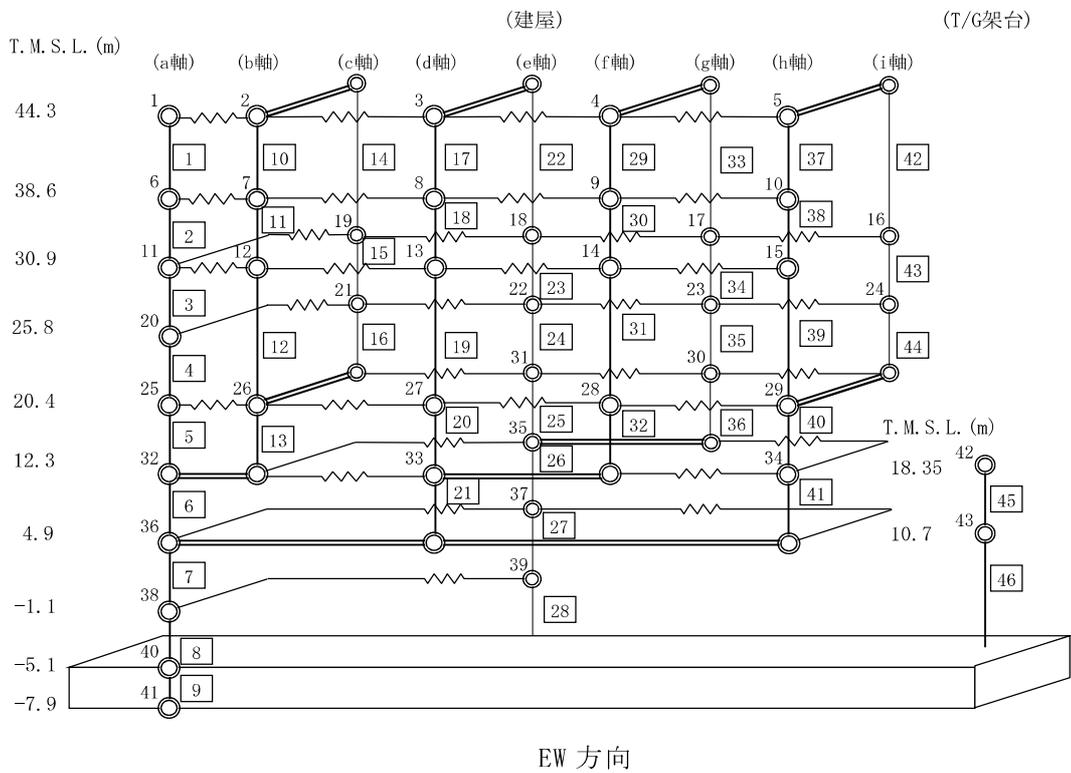
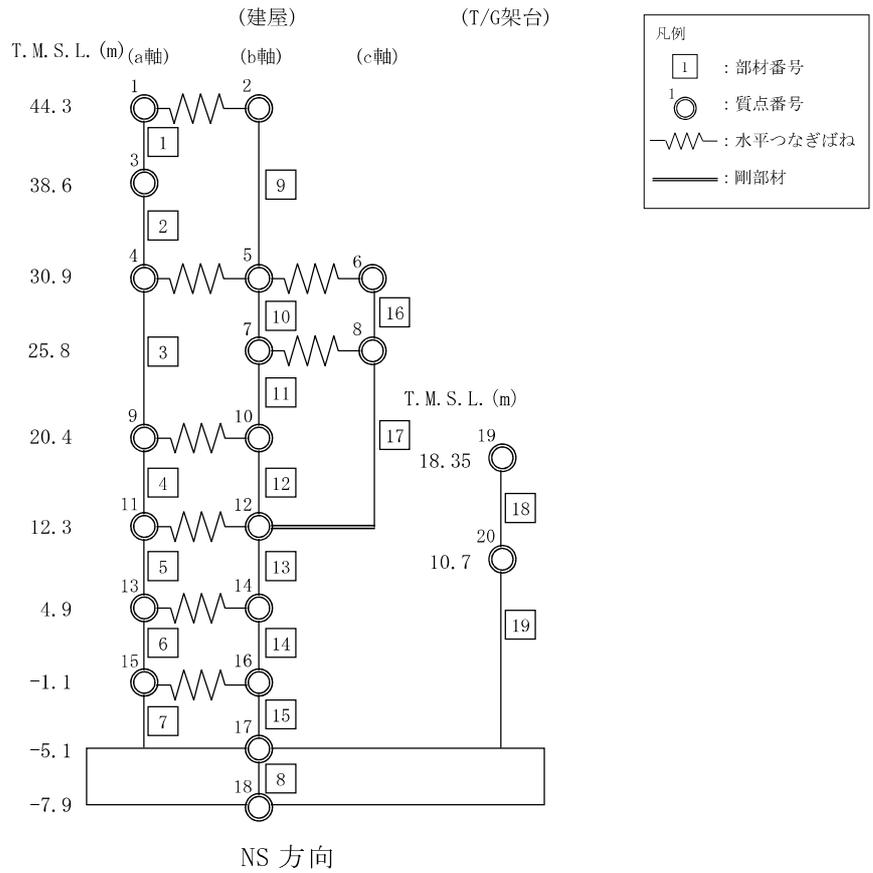


図 3-5 地震応答解析モデル (水平方向)

表 3-2 地震応答解析モデル諸元 (NS 方向)

(a) 重量・回転慣性重量

T. M. S. L. (m)	T/G架台	建屋		
		1	2	
44.3		43120	26830	
		31.0	8.6	
38.6		3		
		54170		
30.9		11.7		
		4	5	6
25.8		106960	43340	9840
		30.6	78.9	1.6
20.4			7	8
			43750	25830
12.3			467.0	275.2
		19	9	10
4.9		103470	186550	97680
		-	347.2	391.1
-1.1		20	11	12
		70210	171270	204800
-5.1		-	603.2	505.6
			13	14
-7.9		163700	206300	
		576.5	741.4	
		15	16	
		116250	148030	
		385.3	1020.9	
		17		
		494300		
		3783.7		
		18		
		264930		
		1487.0		

質量番号
重量(kN)
回転慣性重量 (×10 <sup>4</sup> kN・m <sup>2</sup> )

(b) せん断断面積・断面二次モーメント

T. M. S. L. (m)	T/G架台	建屋		
		1	9	
44.3		4.00		
		-	2.70	
38.6		2		
		5.80		
30.9		-		
		3	10	16
25.8			95.4	1.1
		204.1	64600	-
20.4			11	17
		84300	120.5	4.5
12.3			50300	
		18	4	12
4.9		13.9	168.6	146.5
		-	82200	72300
-1.1		19	5	13
			248.0	282.0
-5.1			148400	108300
		10.2	6	14
			251.5	393.6
			129900	178000
			7	15
			273.8	392.0
			145700	171500
		8		
		7954.0		
		-		

①コンクリート部 建屋及びT/G架台  
ヤング係数 E 2.88 × 10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数 G 1.20 × 10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
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<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数 G 1.16 × 10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
ポアソン比 ν 0.20  
減衰定数 h 5%

③鉄骨部  
ヤング係数 E 2.05 × 10<sup>5</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
せん断弾性係数 G 7.90 × 10<sup>4</sup> (N/mm<sup>2</sup>)  
ポアソン比 ν 0.30  
減衰定数 h 2%

基礎形状 97.0m(NS方向)×82.0m(EW方向)

部材番号
せん断断面積(m <sup>2</sup> )
断面二次モーメント(m <sup>4</sup> )

表 3-3 地震応答解析モデル諸元 (EW 方向) (1/2)

(a) 重量・回転慣性重量

		質点番号									
		重量(kN)									
		回転慣性重量 (×10 <sup>3</sup> kN・m <sup>2</sup> )									
T. M. S. L. (m)	T/G架台	建屋									
44.3		1	2	3		4		5			
		5430	16810	16790		16980		13940			
38.6		0.2	8.1	8.1		8.2		4.0			
		6	7	8		9		10			
		5780	13210	12950		12290		9940			
		0.4	6.5	6.3		6.0		2.9			
30.9		11	12	19	13	18	14	17	15	16	
		11230	15770	2170	31100	21530	33180	21470	18760	4930	
		1.4	7.8	0.0	9.9	6.5	10.7	6.5	5.9	0.7	
25.8		20		21		22		23		24	
		11450		18680		11970		12880		14600	
		0.8		9.1		0.8		1.0		4.2	
20.4		42	25	26	27	31	28	30	29		
		103470	15110	52710	47390	24990	51130	25800	67100		
		-	0.8	79.3	24.9	13.8	27.2	15.6	91.6		
12.3		43	32		33	35			34		
		70210	125510		75880	83770			90910		
		-	322.6		147.8	166.3			190.0		
4.9		36				37					
		289670				80330					
		1049.3				163.5					
-1.1		38				39					
		185020				79260					
		668.4				105.3					
-5.1		40									
		494300									
		5278.3									
-7.9		41									
		264930									
		2079.8									

表 3-3 地震応答解析モデル諸元 (EW 方向) (2/2)

(b) せん断断面積・断面二次モーメント

		部材番号								
		せん断断面積 (m <sup>2</sup> )								
		断面二次モーメント (m <sup>4</sup> )								
T. M. S. L. (m)	T/G架台	建屋								
44.3		1	10	14	17	22	29	33	37	42
		1.30	0.72		0.72		0.72		0.72	
38.6		-	-	0.06	-	0.09	-	0.09	-	0.09
		2	11		18		30		38	
30.9		1.90	0.91	-	0.91	-	0.91	-	0.91	-
		-	-	-	-	-	-	-	-	-
25.8		3	12	15	19	23	31	34	39	43
		25.3		0.3		29.2		31.1		14.9
20.4	45	7100	15.0	-	26.8	3800	26.8	3800	37.8	200
		4		16		24		35		44
12.3	11.4	42.9		9.6	500	26.9		28.2		24.2
		25100	200	100		600	300	600	1300	1400
4.9		25.3	61.4	62.8		45.9	37.6	11.9	19.3	107.4
		-	38100	12000		2200	1000	200	400	27600
-1.1	-	46	6			21	26			41
		175.5				67.3	111.4			117.1
-5.1		69300				3600	14200			55100
		7								
		427.5								
		141700								
		8								
		495.7								
		147600								
		9								
		7954.0								
		-								

①コンクリート部 建屋及びT/G架台

ヤング係数 E  $2.88 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G  $1.20 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  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  $2.79 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G  $1.16 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.20  
 減衰定数 h 5%

③鉄骨部

ヤング係数 E  $2.05 \times 10^5$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 せん断弾性係数 G  $7.90 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 ポアソン比  $\nu$  0.30  
 減衰定数 h 2%

基礎形状 97.0m(NS方向)×82.0m(EW方向)

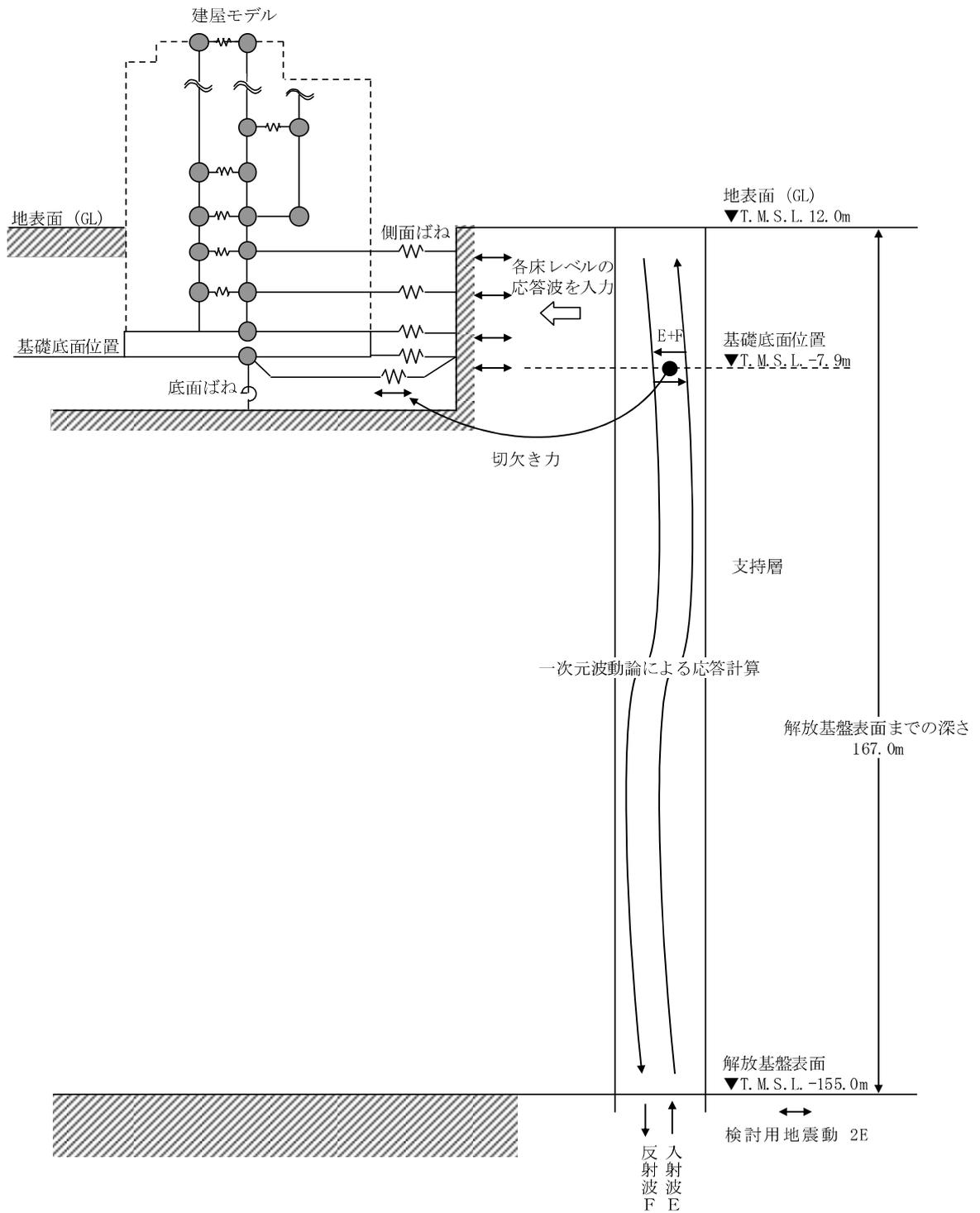


図 3-6 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図 (水平方向)

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 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	せん断 弾性係数 $G$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 弾性係数 $G_0$ ( $\times 10^5$ kN/m <sup>2</sup> )	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
$\infty$								

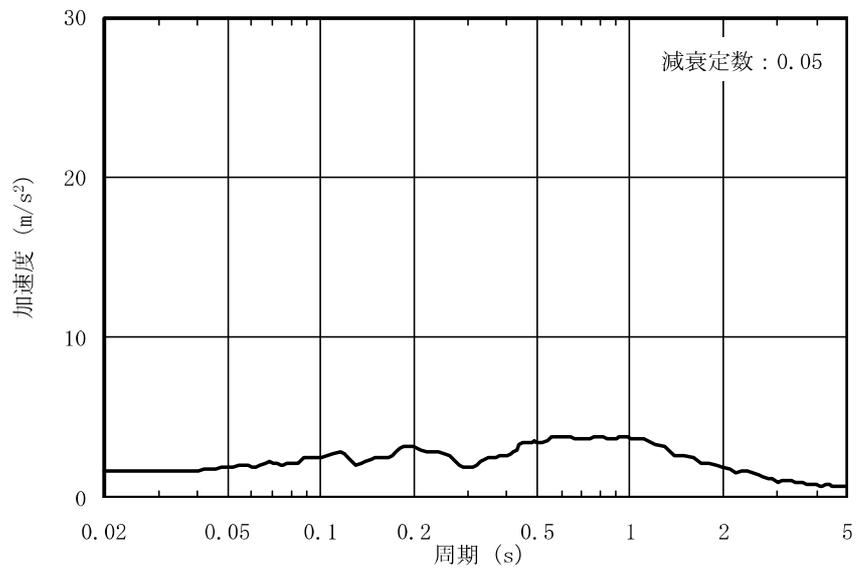


図 3-7 入力地震動の加速度応答スペクトル（水平方向）  
 （年超過確率  $10^{-2}$  相当地震動，T. M. S. L. -7.9m）

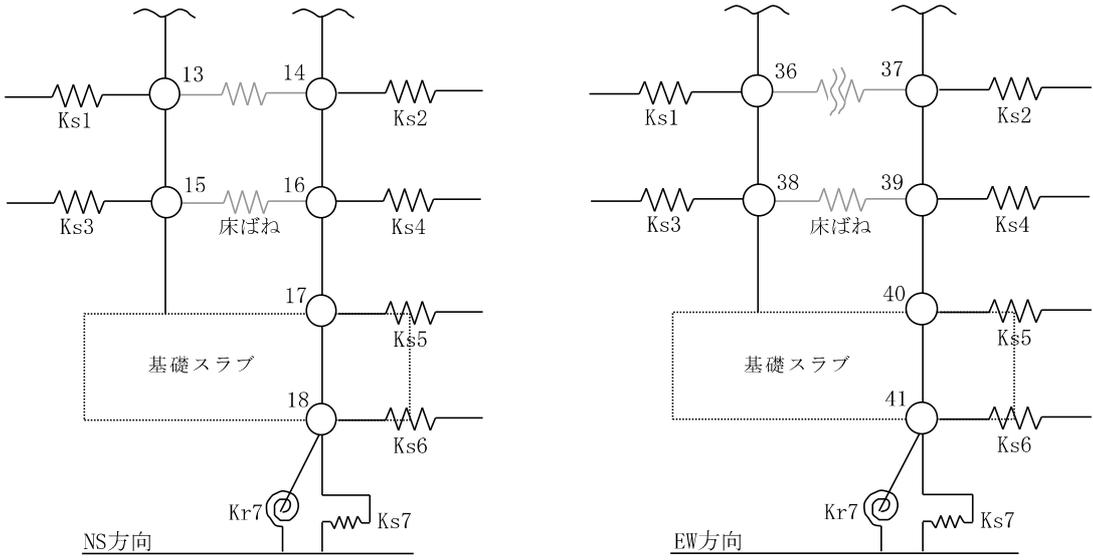
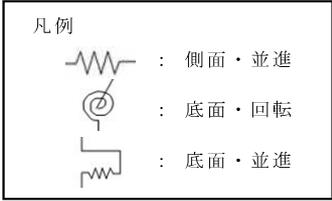


図 3-8 地盤ばねの記号

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
Ks1	13	側面・並進	$5.94 \times 10^5$	$3.17 \times 10^5$
Ks2	14	側面・並進	$7.97 \times 10^5$	$4.26 \times 10^5$
Ks3	15	側面・並進	$1.41 \times 10^6$	$7.56 \times 10^5$
Ks4	16	側面・並進	$1.90 \times 10^6$	$1.01 \times 10^6$
Ks5	17	側面・並進	$2.76 \times 10^6$	$1.28 \times 10^6$
Ks6	18	側面・並進	$2.45 \times 10^6$	$7.10 \times 10^5$
Ks7	18	底面・並進	$1.23 \times 10^8$	$7.12 \times 10^6$
Kr7	18	底面・回転	$3.42 \times 10^{11}$	$7.83 \times 10^9$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5, Ks6, Ks7はkN/m Kr7はkN・m/rad

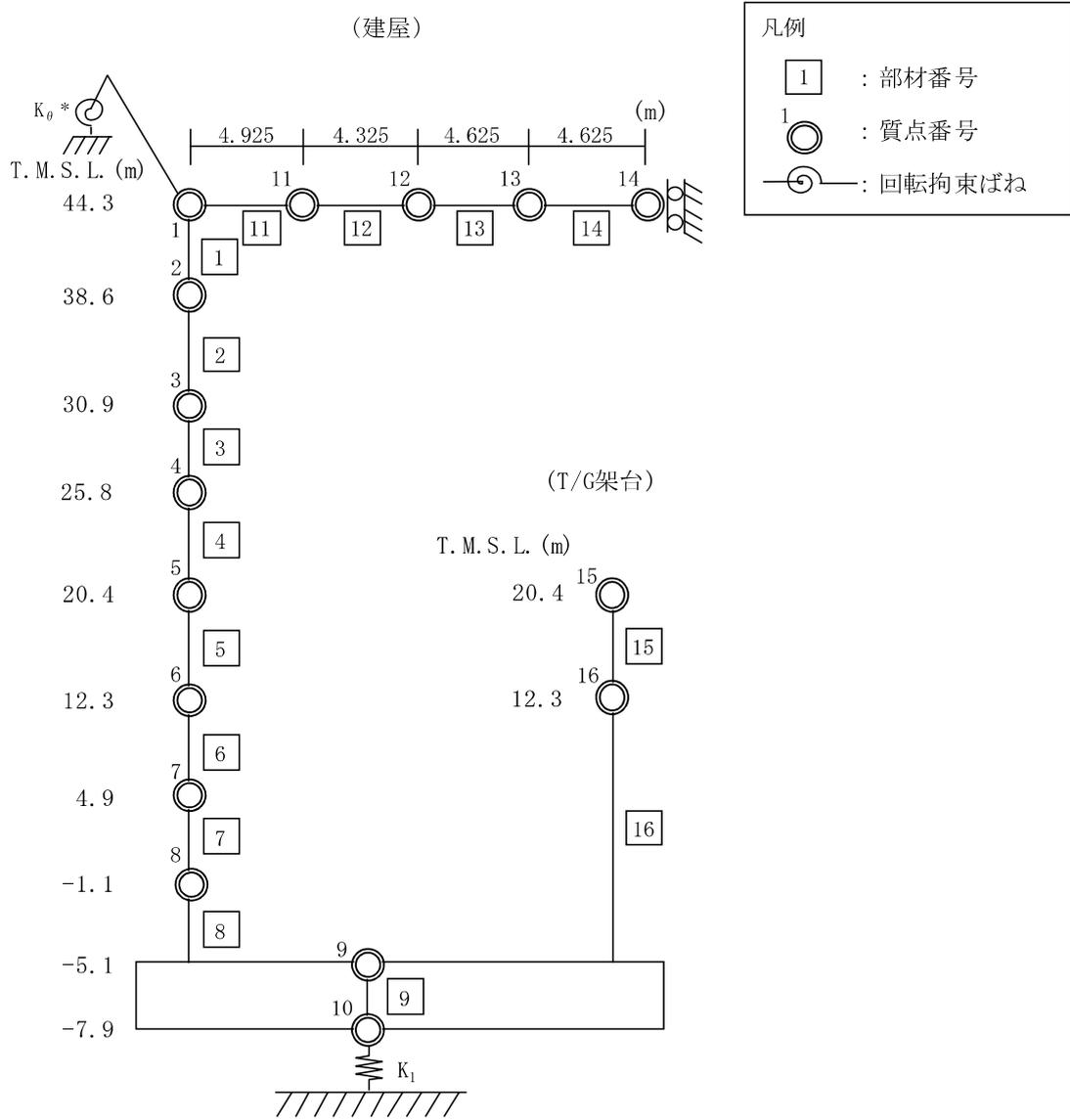
\*2 : Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5, Ks6, Ks7はkN・s/m Kr7はkN・m・s/rad

(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
Ks1	36	側面・並進	$1.05 \times 10^6$	$5.47 \times 10^5$
Ks2	37	側面・並進	$3.43 \times 10^5$	$1.79 \times 10^5$
Ks3	38	側面・並進	$2.49 \times 10^6$	$1.30 \times 10^6$
Ks4	39	側面・並進	$8.18 \times 10^5$	$4.27 \times 10^5$
Ks5	40	側面・並進	$2.76 \times 10^6$	$1.25 \times 10^6$
Ks6	41	側面・並進	$2.45 \times 10^6$	$7.02 \times 10^5$
Ks7	41	底面・並進	$1.25 \times 10^8$	$7.39 \times 10^6$
Kr7	41	底面・回転	$2.64 \times 10^{11}$	$4.84 \times 10^9$

注記\*1 : Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5, Ks6, Ks7はkN/m Kr7はkN・m/rad

\*2 : Ks1, Ks2, Ks3, Ks4, Ks5, Ks6, Ks7はkN・s/m Kr7はkN・m・s/rad



注記\* : 屋根トラス端部回転拘束ばね

図 3-9 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の諸元 (鉛直方向)

質点番号	1	11	12	13	14
質点重量W (kN)	-	9380	9460	9770	4890
部材番号	11		12	13	14
せん断断面積 $A_s (\times 10^{-2} \text{m}^2)$	29.28	29.28	20.04	20.04	
断面二次モーメント $I_R (\text{m}^4)$	3.19	3.19	2.54	2.54	
質点	質点重量		部材	軸断面積	
1	36450		1	20.70	
2	54170		2	24.90	
3	160140		3	640.8	
4	69580		4	633.7	
5	284230		5	732.1	
6	376070		6	1036.5	
7	370000		7	1211.6	
8	264280		8	1290.4	
9	494300		9	7954.0	
10	264930				
15	103470		15	139.2	
16	70210		16	154.0	

屋根トラス端部回転拘束ばね $K_\theta$  ( $2.75 \times 10^7$  kN・m/rad)

- ①コンクリート部 建屋及びT/G架台
  - ヤング係数E  $2.88 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)
  - せん断弾性係数G  $1.20 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)
  - ポアソン比 $\nu$  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  $2.79 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)
  - せん断弾性係数G  $1.16 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)
  - ポアソン比 $\nu$  0.20
  - 減衰定数h 5%
- ③鉄骨部
  - ヤング係数E  $2.05 \times 10^5$  (N/mm<sup>2</sup>)
  - せん断弾性係数G  $7.90 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)
  - ポアソン比 $\nu$  0.30
  - 減衰定数h 2%

基礎形状 97.0m(NS方向) × 82.0m(EW方向)

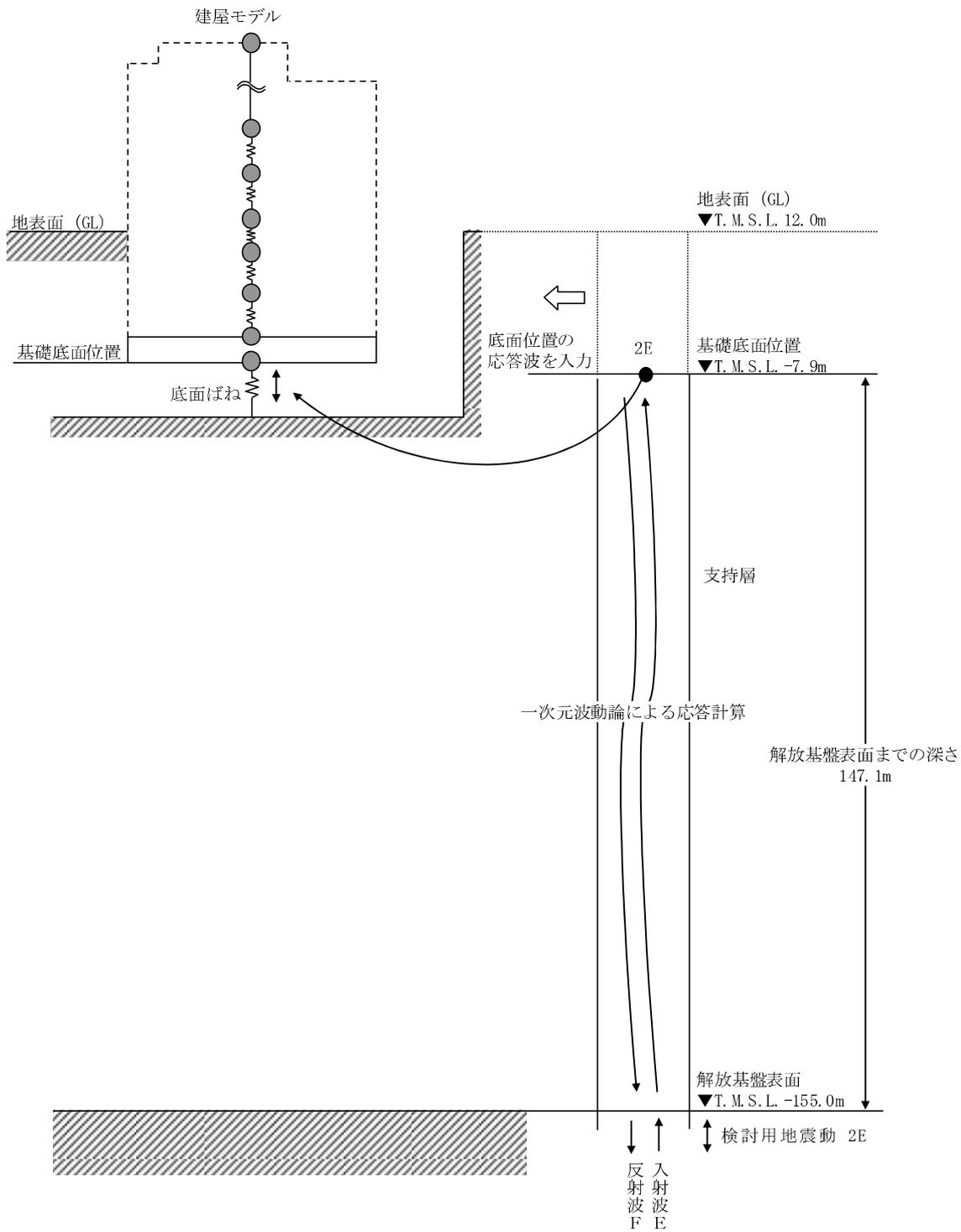


図 3-10 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図（鉛直方向）

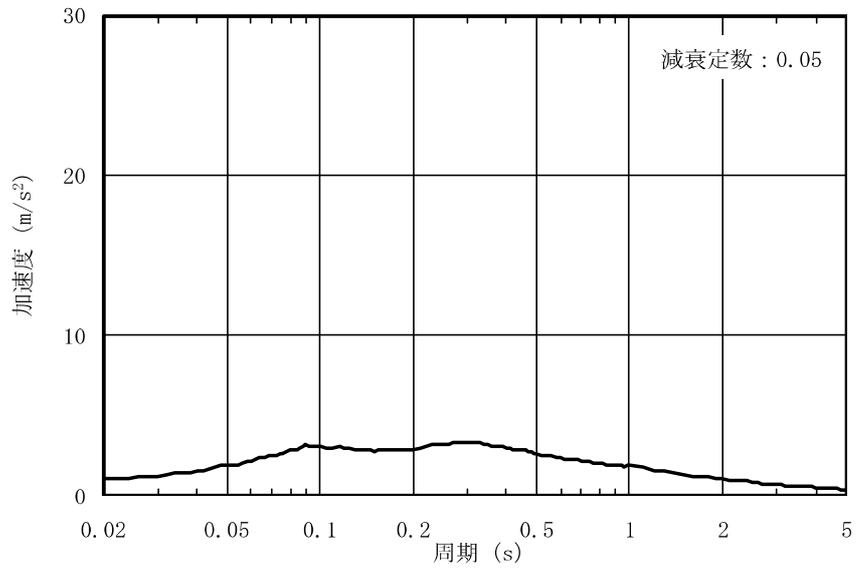


図 3-11 入力地震動の加速度応答スペクトル  
 (年超過確率  $10^{-2}$  相当地震動, 鉛直方向, T.M.S.L. -7.9m)

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	$2.13 \times 10^8$	$1.80 \times 10^7$

### 3.3 解析方法

タービン建屋の地震応答解析には，解析コード「T D A S」を用いる。

タービン建屋の解析は，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。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，表 4-2～表 4-4 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	0.361	2.77	2.372	建屋-地盤連成1次
2	0.297	3.36	1.106	
3	0.225	4.44	-1.766	
4	0.201	4.97	-1.110	
5	0.191	5.25	-1.796	

(b) EW 方向

次数	固有周期 (s)	固有振動数 (Hz)	刺激係数	備考
1	0.406	2.47	3.198	建屋-地盤連成1次
2	0.316	3.16	1.513	
3	0.256	3.91	-2.079	
4	0.246	4.06	-1.833	
5	0.190	5.27	-0.055	

(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	0.495	2.02	1.659	屋根トラス1次
2	0.224	4.46	1.170	建屋-地盤連成1次
3	0.109	9.20	0.273	
4	0.073	13.63	-0.177	
5	0.061	16.29	0.058	

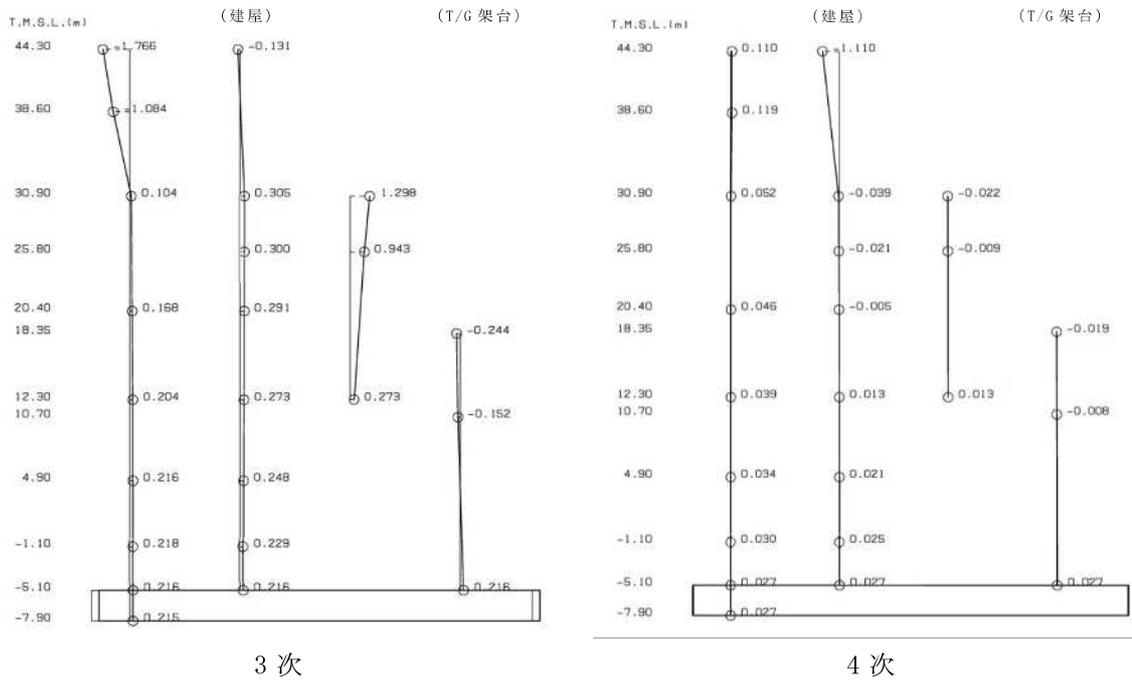
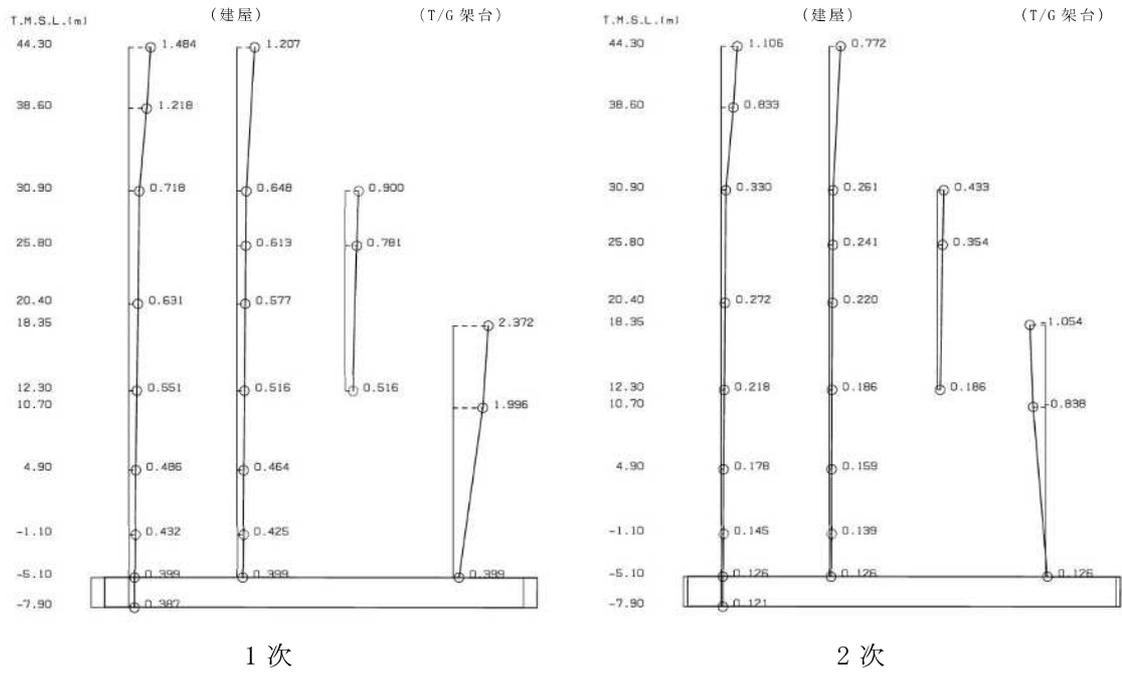
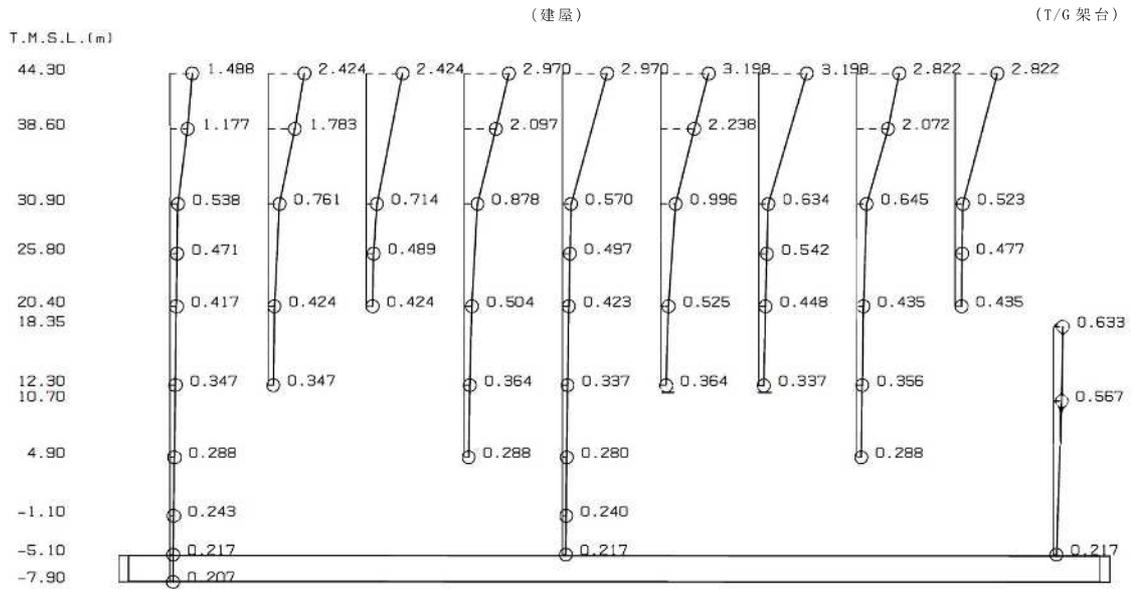
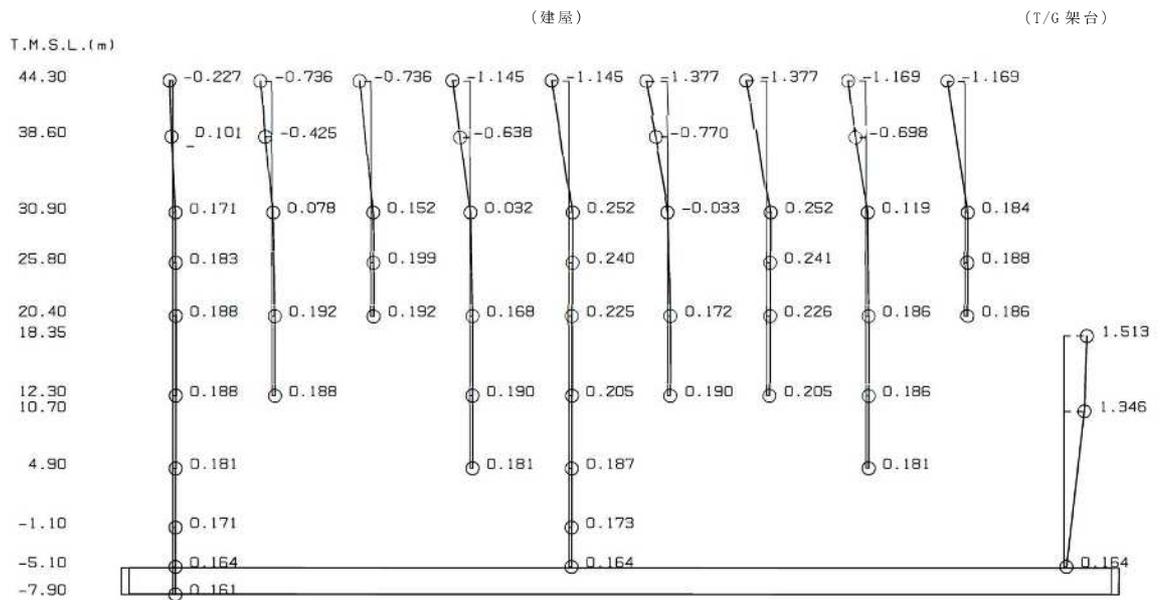


图 4-1 刺激関数图 (NS 方向) (1/4)

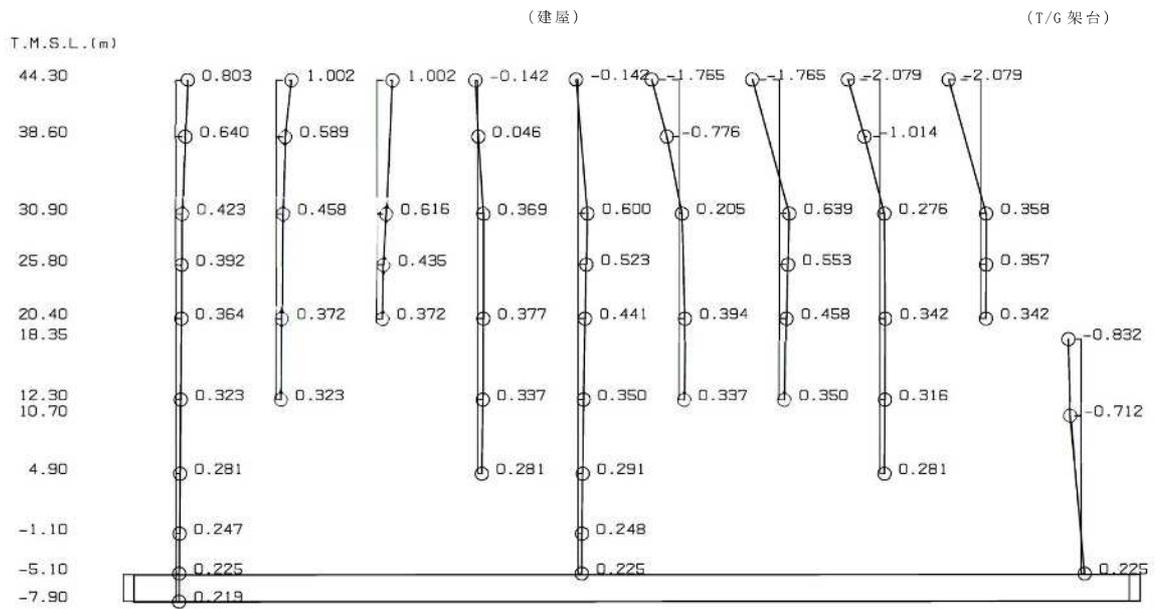


1 次

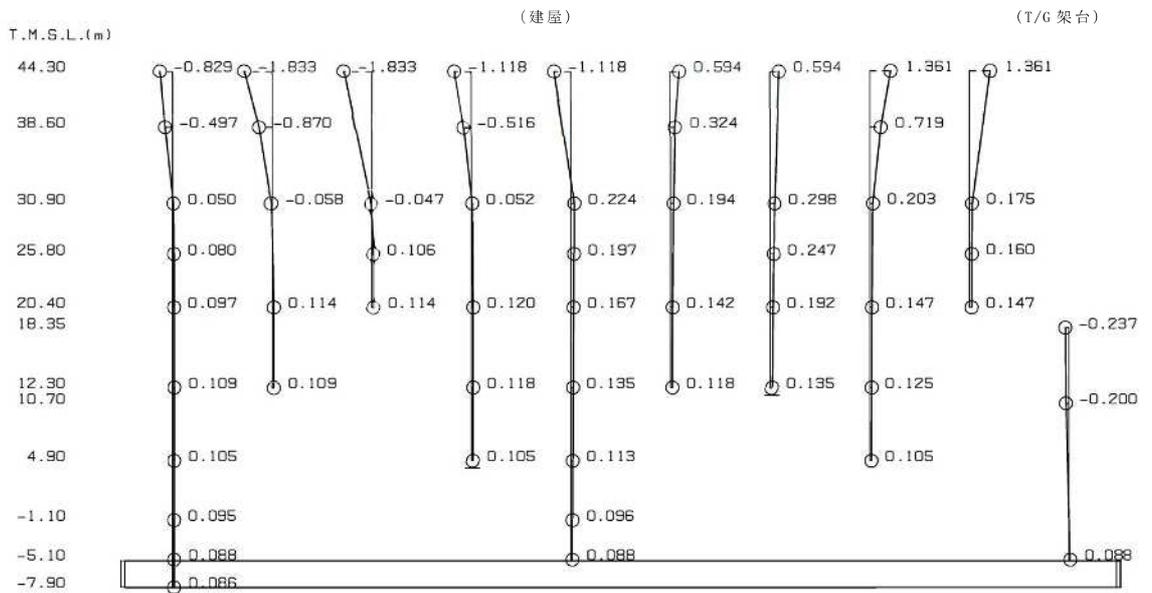


2 次

図 4-1 刺激関数図 (EW 方向) (2/4)

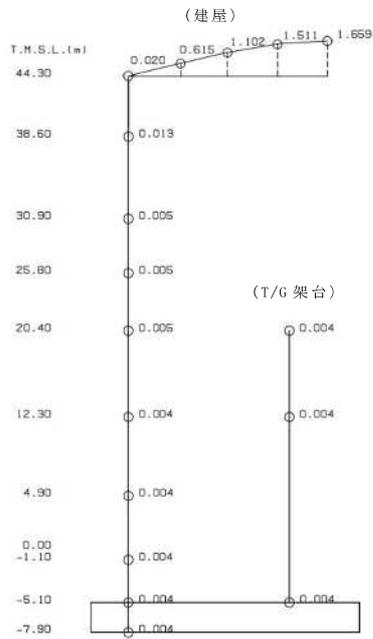


3 次

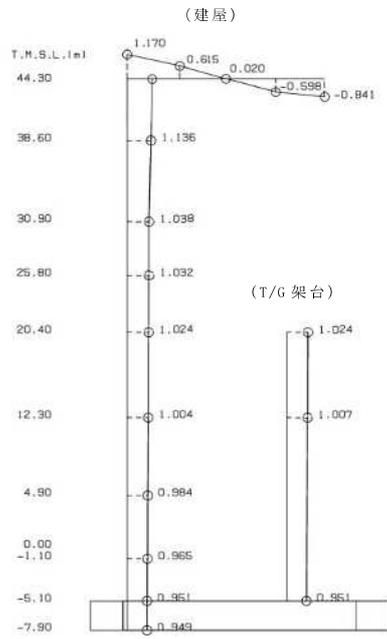


4 次

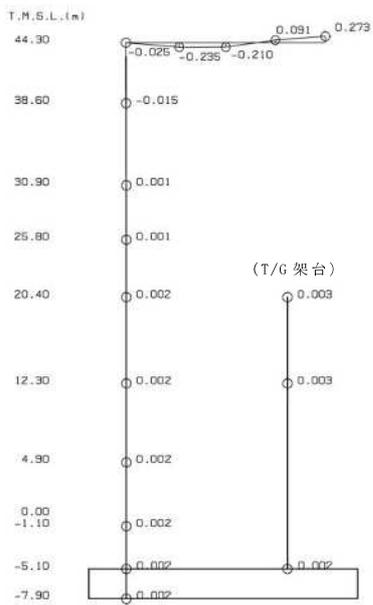
図 4-1 刺激関数図 (EW 方向) (3/4)



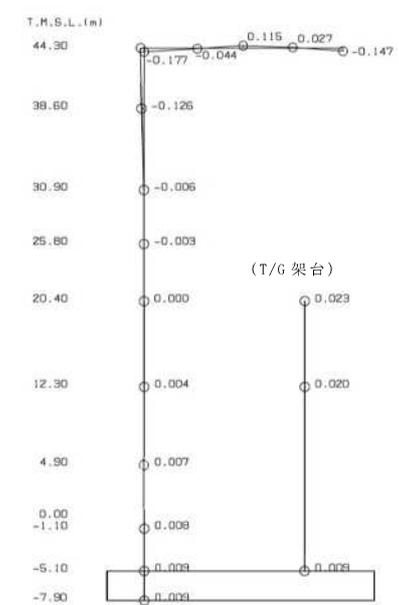
1 次



2 次

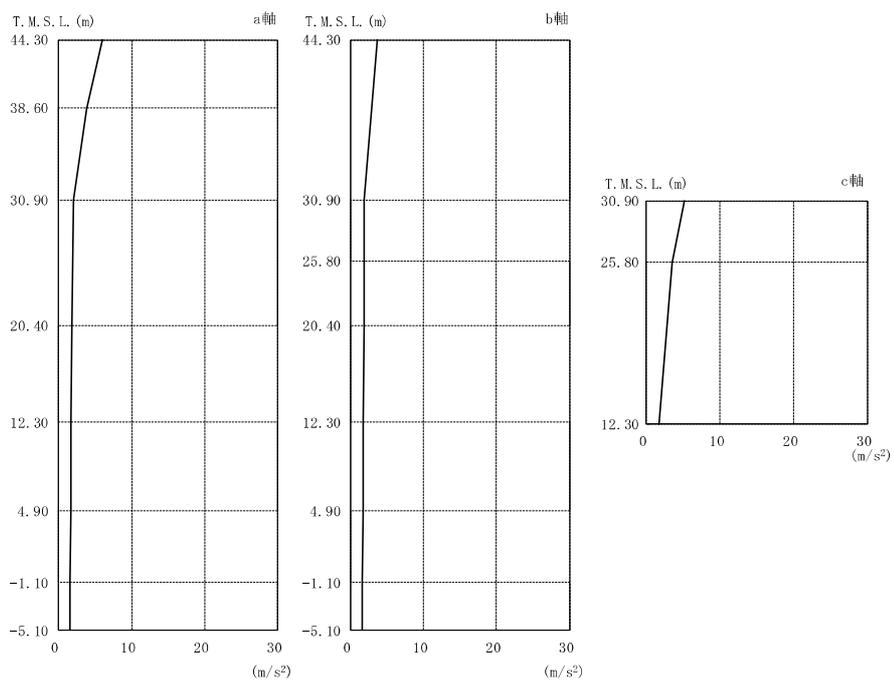


3 次



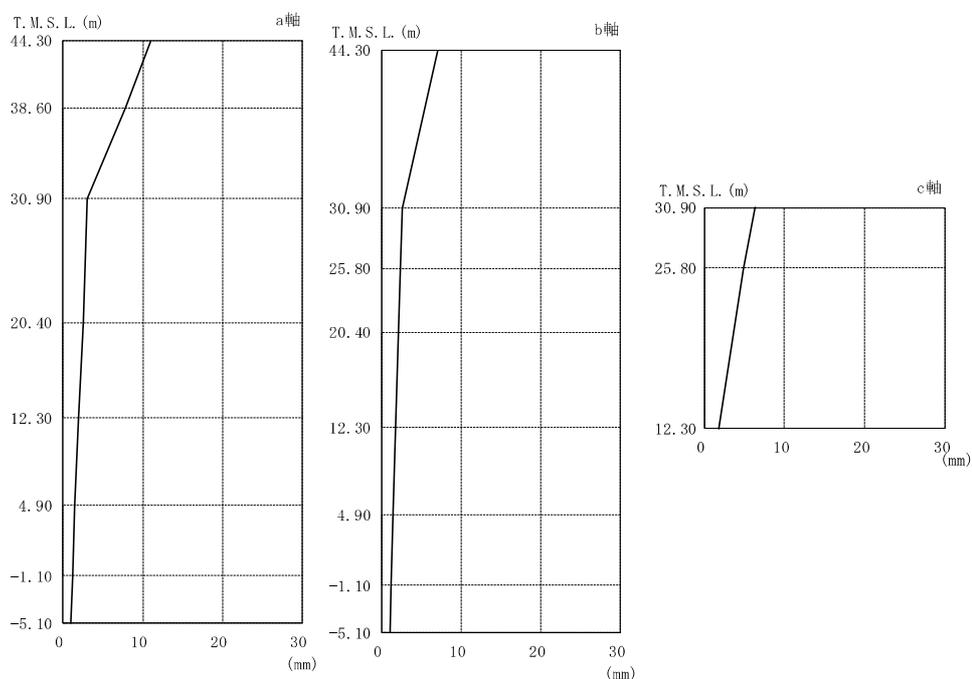
4 次

図 4-1 刺激関数図 (鉛直方向) (4/4)



部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )
a 軸	1	6.02
	3	3.89
	4	2.04
	9	1.85
	11	1.76
	13	1.68
	15	1.62
b 軸	2	3.65
	5	1.88
	7	1.86
	10	1.83
	12	1.76
	14	1.68
	16	1.63
c 軸	6	5.23
	8	3.52

図 4-2 最大応答加速度 (NS 方向)



部位	質点番号	最大応答変位 (mm)
a 軸	1	11.0
	3	7.78
	4	3.02
	9	2.50
	11	1.97
	13	1.51
b 軸	15	1.22
	2	7.03
	5	2.58
	7	2.38
	10	2.15
	12	1.73
	14	1.38
c 軸	16	1.17
	17	1.03
	6	6.31
	8	4.86

図 4-3 最大応答変位 (NS 方向)

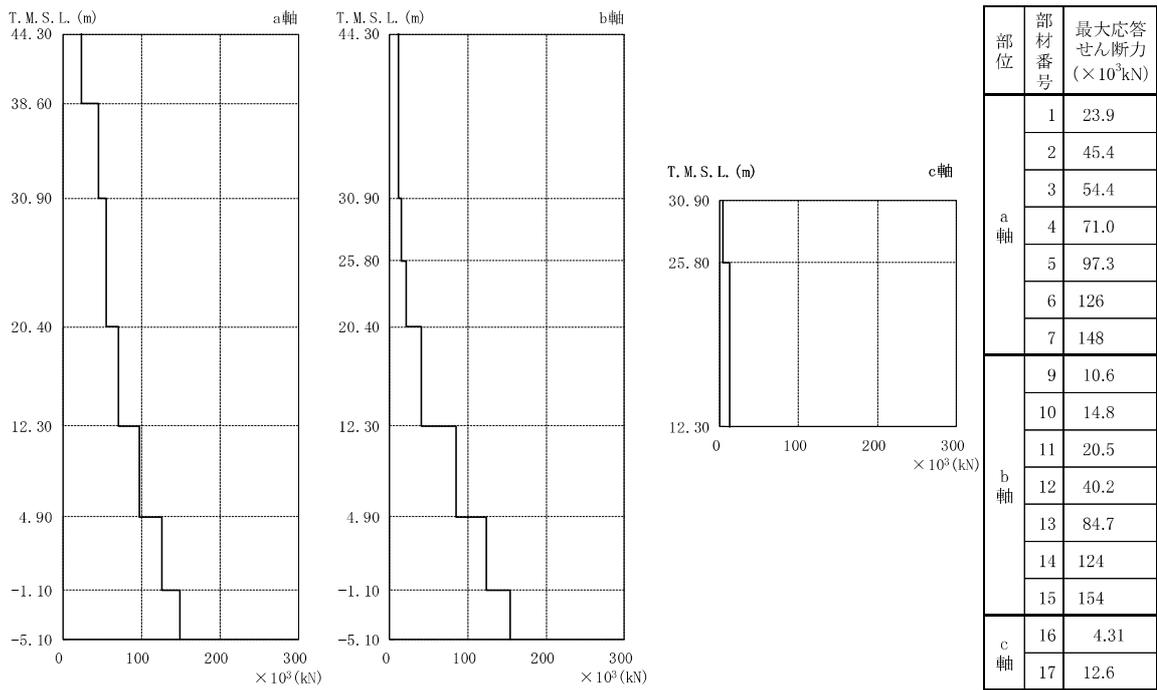


図 4-4 最大応答せん断力 (NS 方向)

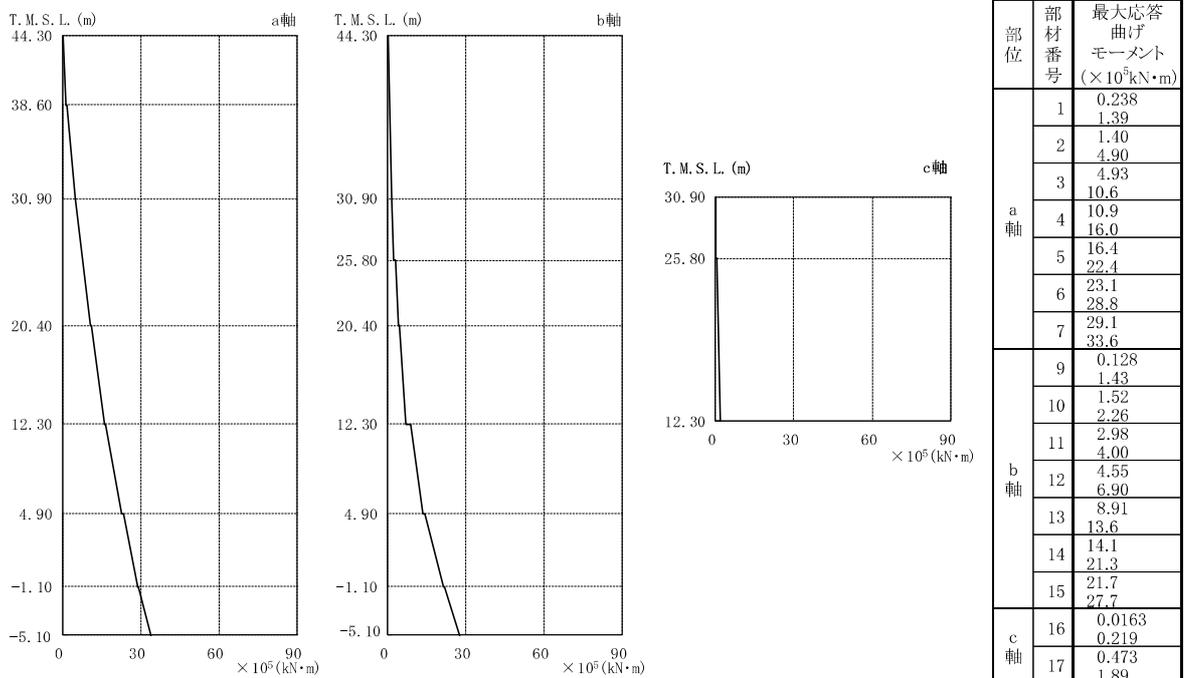
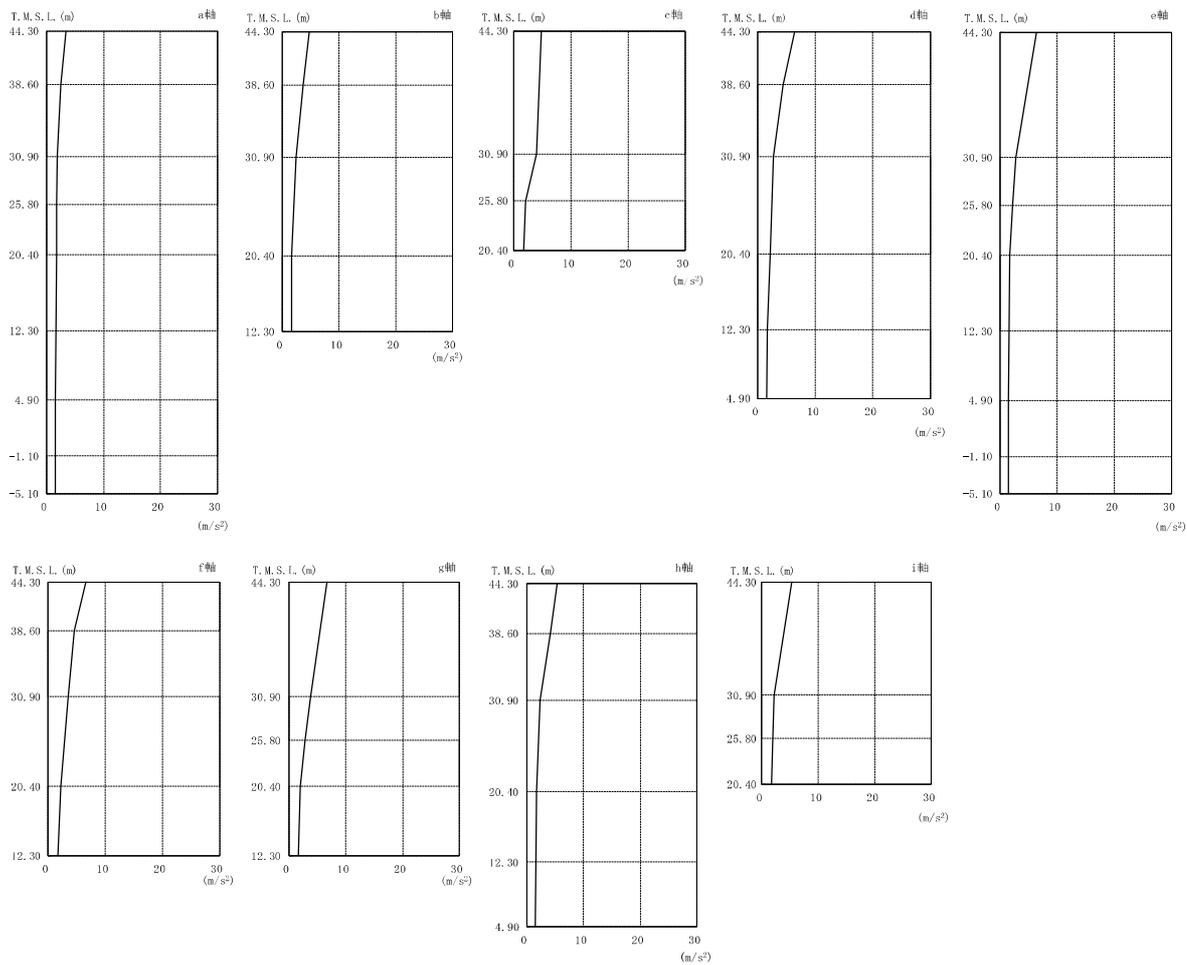
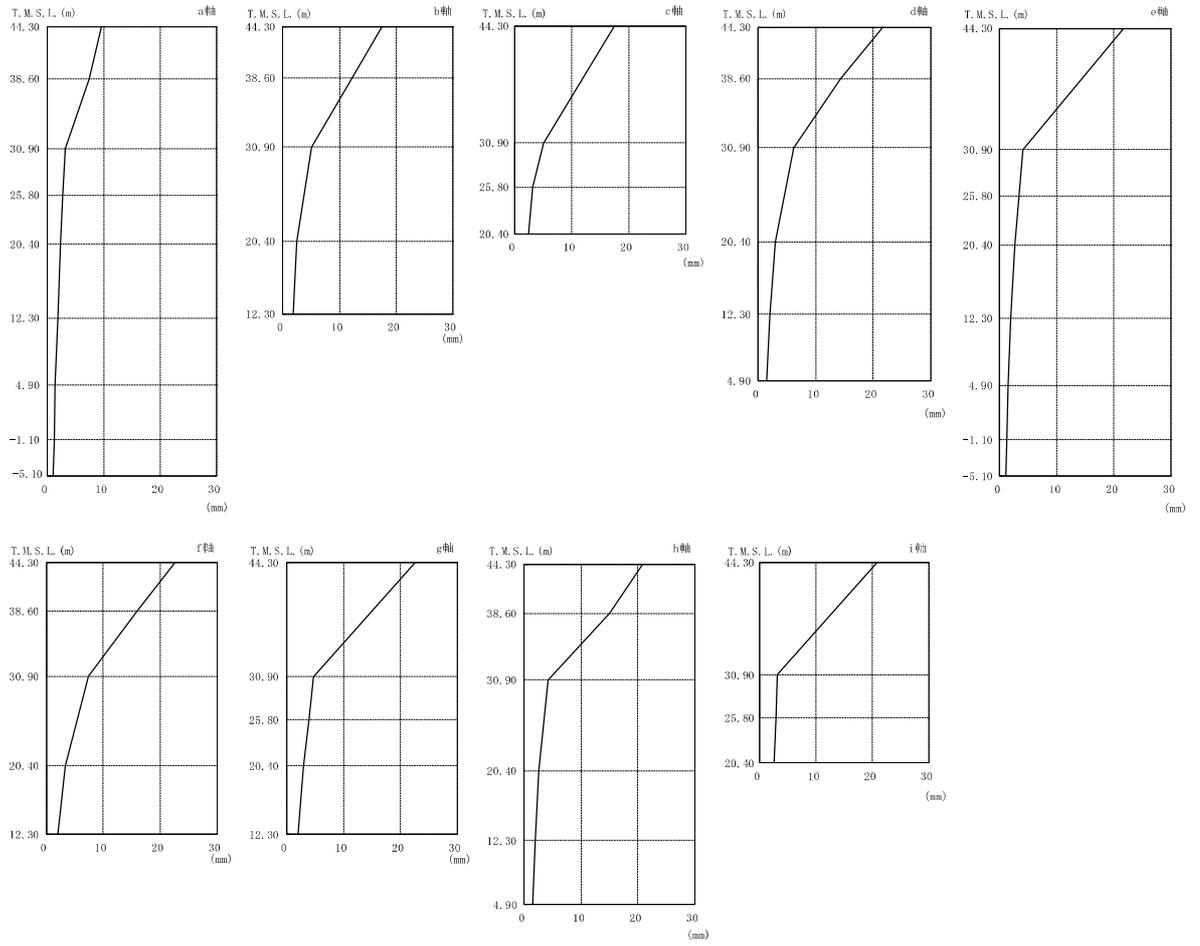


図 4-5 最大応答曲げモーメント (NS 方向)



部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )	部位	質点番号	最大応答加速度 (m/s <sup>2</sup> )
a 軸	1	3.39	e 軸	18	2.83
	6	2.48		22	2.21
	11	1.82		31	1.79
	20	1.75		35	1.64
	25	1.68		37	1.54
	32	1.58		39	1.49
	36	1.51	f 軸	4	6.65
	38	1.49		9	4.51
40	1.48	14		3.54	
b 軸	2	4.75	28	2.15	
	7	3.67	g 軸	17	3.78
	12	2.41		23	2.91
26	1.67	30		1.99	
c 軸	19	3.94	h 軸	5	5.35
	21	2.03		10	4.16
d 軸	3	6.44		15	2.35
	8	4.44		29	1.73
	13	2.75	34	1.62	
	27	2.17	i 軸	16	2.18
33	1.71	24		1.91	

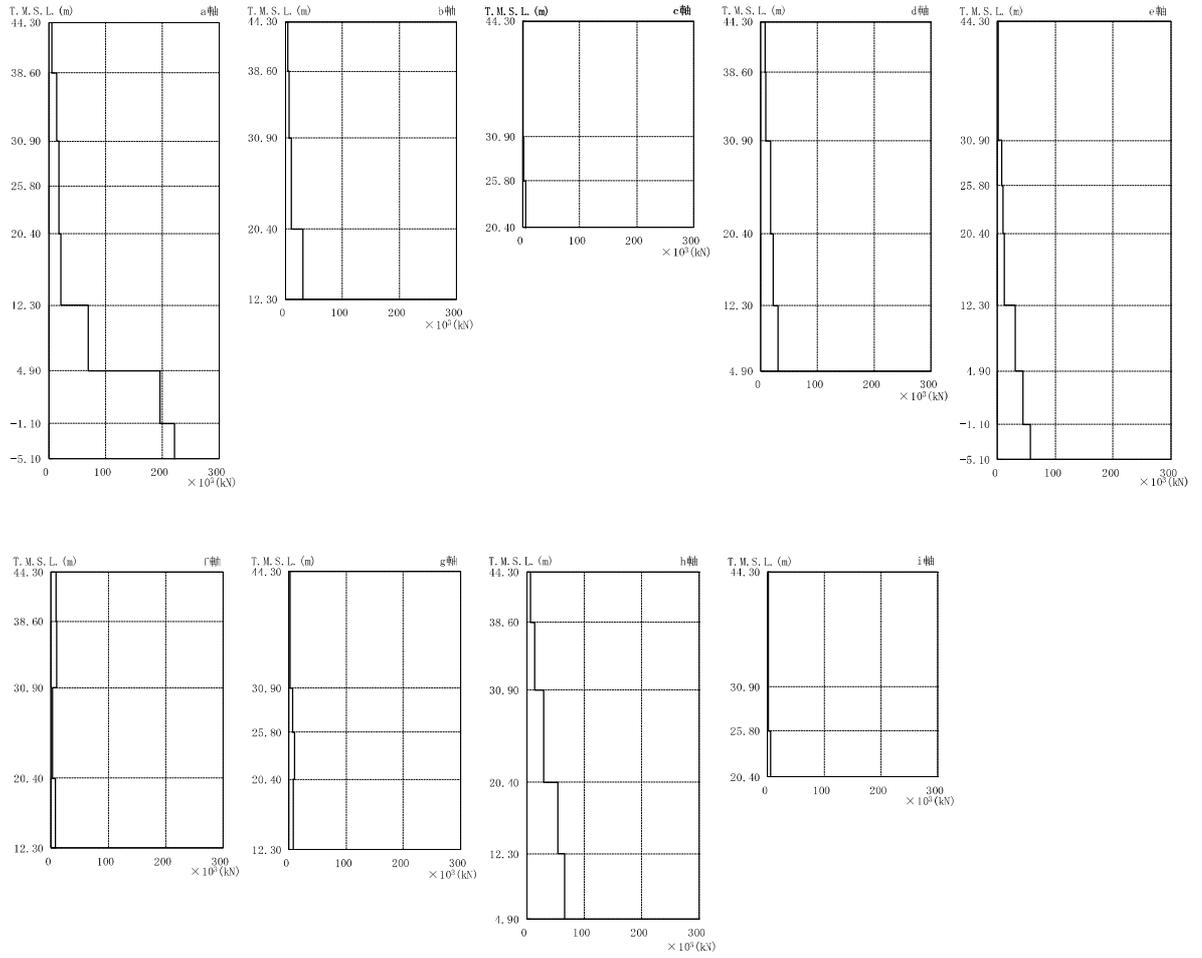
図 4-6 最大応答加速度 (EW 方向)



部位	質点番号	最大応答変位 (mm)
a軸	1	9.57
	6	7.43
	11	3.17
	20	2.74
	25	2.35
	32	1.81
	36	1.43
	38	1.21
b軸	2	17.5
	7	12.1
	12	5.02
c軸	19	5.08
	21	3.13
	d軸	3
8		14.4
13		6.22
27		3.03
	33	2.00

部位	質点番号	最大応答変位 (mm)
e軸	18	4.02
	22	3.36
	31	2.67
	35	1.92
	37	1.47
	39	1.21
f軸	4	22.5
	9	16.0
	14	7.43
g軸	28	3.31
	17	4.76
	23	3.87
h軸	30	2.94
	5	20.8
	10	15.0
	15	4.24
i軸	29	2.53
	34	1.88
	16	3.22
	24	2.88

図 4-7 最大応答変位 (EW 方向)

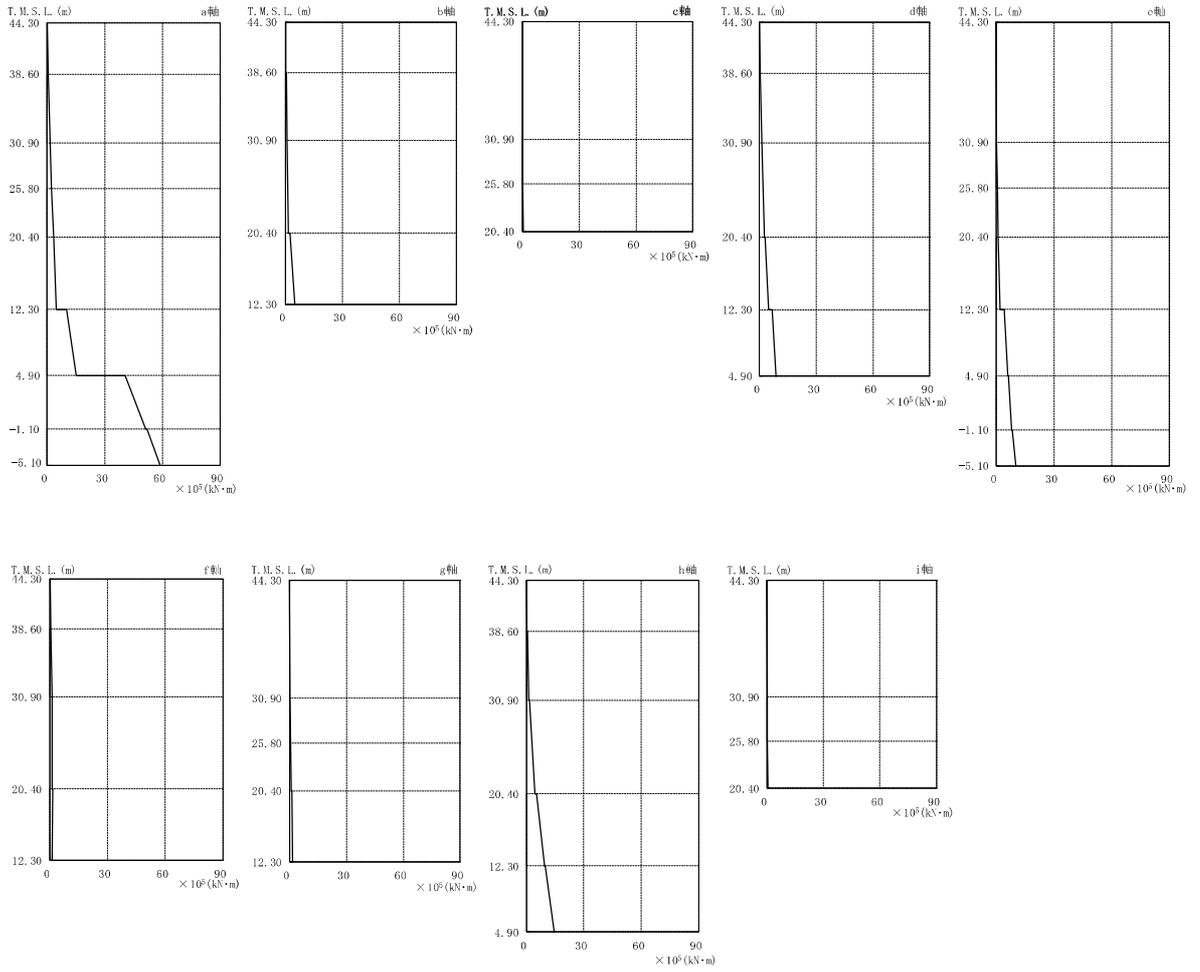


部位	部材番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3$ kN)
a 軸	1	6.01
	2	13.9
	3	17.6
	4	18.2
	5	21.9
	6	69.6
	7	196
	8	221
b 軸	10	4.80
	11	6.75
	12	10.7
	13	30.5
c 軸	14	0.726
	15	1.19
	16	4.85

部位	部材番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3$ kN)
d 軸	17	7.96
	18	9.46
	19	18.0
	20	22.4
	21	31.5
e 軸	22	1.57
	23	7.32
	24	9.76
	25	11.4
	26	31.1
	27	44.1
	28	57.3
f 軸	29	8.32
	30	9.20
	31	2.73
	32	7.33

部位	部材番号	最大応答せん断力 ( $\times 10^3$ kN)
g 軸	33	1.64
	34	6.01
	35	9.57
	36	7.74
h 軸	37	7.11
	38	13.7
	39	29.7
	40	53.8
	41	66.1
i 軸	42	1.30
	43	2.36
	44	5.30

図 4-8 最大応答せん断力 (EW 方向)



部位	部材番号	最大応答曲げモーメント ( $\times 10^5$ kN·m)
a軸	1	0.0553 0.343
	2	0.343 1.41
	3	1.41 2.30
	4	2.31 3.28
	5	3.28 4.77
	6	10.1 15.2
	7	40.4 51.2
	8	52.0 58.8
b軸	10	0.0962 0.318
	11	0.447 0.902
	12	1.01 1.79
	13	2.41 4.84
c軸	14	0.0387 0.102
	15	0.102 0.161
	16	0.224 0.428

部位	部材番号	最大応答曲げモーメント ( $\times 10^5$ kN·m)
d軸	17	0.111 0.491
	18	0.585 1.27
	19	1.37 2.81
	20	2.99 4.75
	21	6.75 8.99
	e軸	22
23		0.211 0.564
24		0.569 1.04
25		1.12 1.99
26		4.16 6.07
27		6.47 8.29
28		8.39 10.4
f軸		29
	30	0.584 1.24
	31	1.42 1.21
	32	1.61 1.30

部位	部材番号	最大応答曲げモーメント ( $\times 10^3$ kN·m)
g軸	33	0.0660 0.202
	34	0.278 0.553
	35	0.572 1.01
	36	1.26 1.68
h軸	37	0.0933 0.433
	38	0.527 1.48
	39	1.61 4.47
	40	5.21 9.51
	41	9.86 14.7
i軸	42	0.00891 0.178
	43	0.181 0.297
	44	0.309 0.594

図 4-9 最大応答曲げモーメント (EW 方向)

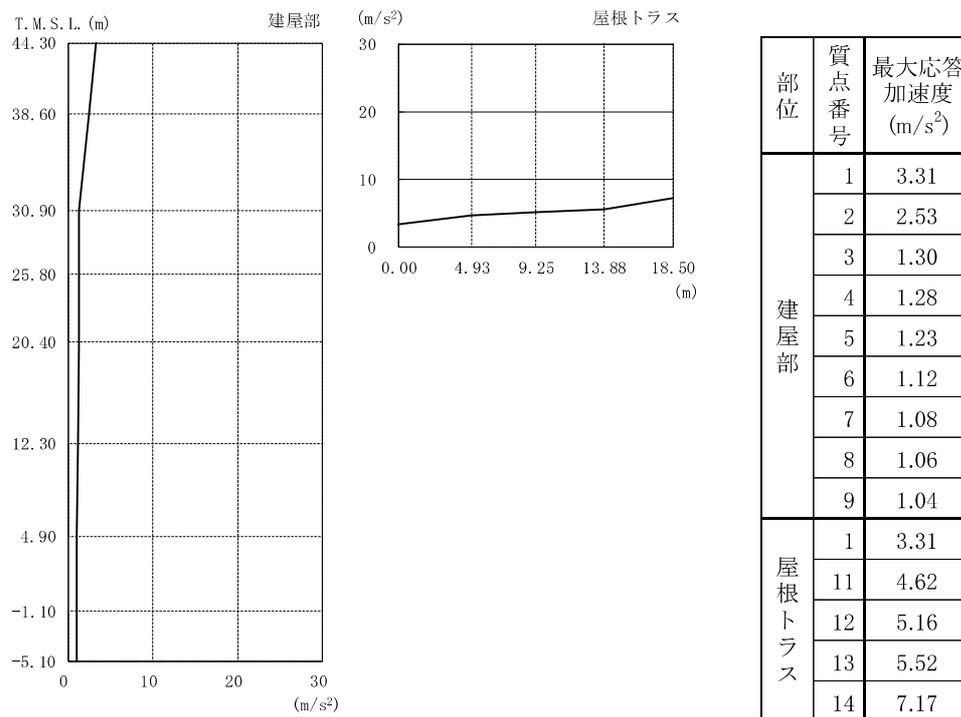


図 4-10 最大応答加速度 (鉛直方向)

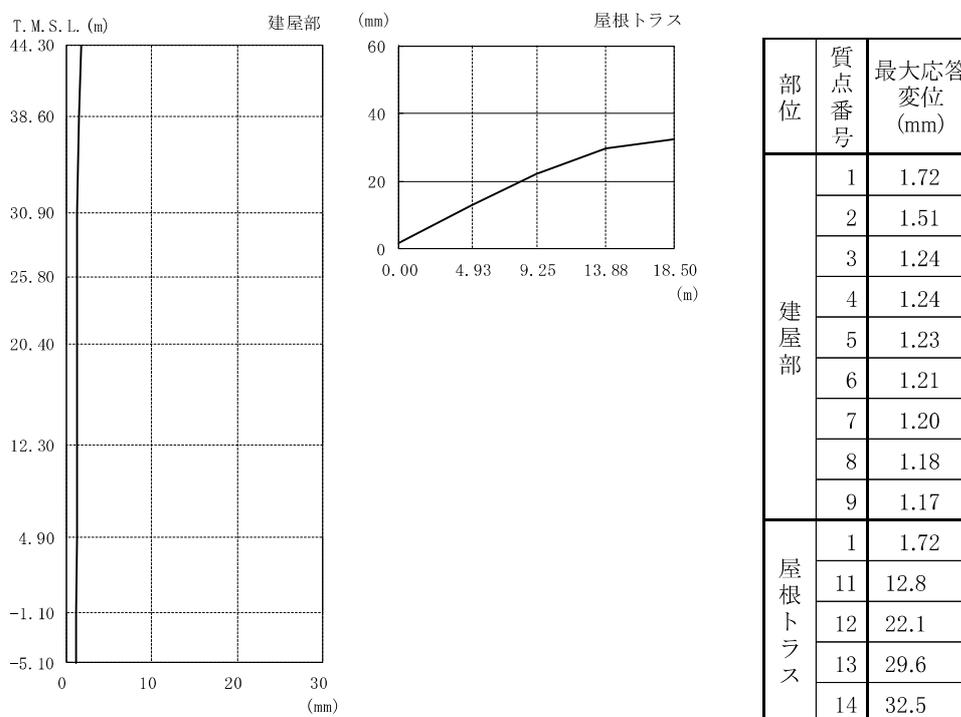
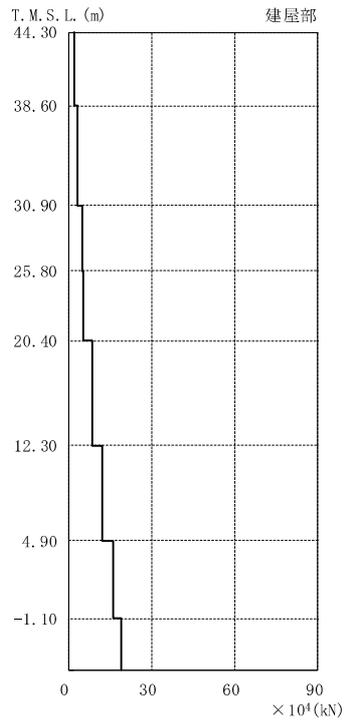


図 4-11 最大応答変位 (鉛直方向)



部位	部材番号	最大応答軸力 ( $\times 10^4$ kN)
建屋部	1	1.97
	2	3.33
	3	4.85
	4	5.50
	5	8.44
	6	12.2
	7	16.1
	8	18.9

図 4-12 最大応答軸力 (鉛直方向)

表 4-2 耐震壁の最大せん断ひずみ (1/2)

(a) NS 方向

部位	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 ( $\times 10^{-3}$ )
a 軸	30.9~20.4	3	0.0222	4.0
	20.4~12.3	4	0.0351	
	12.3~4.9	5	0.0327	
	4.9~-1.1	6	0.0418	
	-1.1~-5.1	7	<u>0.0450</u>	
b 軸	30.9~25.8	10	0.0130	
	25.8~20.4	11	0.0142	
	20.4~12.3	12	0.0229	
	12.3~4.9	13	0.0251	
	4.9~-1.1	14	0.0264	
	-1.1~-5.1	15	0.0328	

注：下線部は各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示

表 4-2 耐震壁の最大せん断ひずみ (2/2)

(b) EW 方向

部位	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 ( $\times 10^{-3}$ )
a 軸	20.4~12.3	5	0.0298	4.0
	12.3~4.9	6	0.0331	
	4.9~-1.1	7	0.0382	
	-1.1~-5.1	8	0.0372	
b 軸	20.4~12.3	13	0.0406	
c 軸	25.8~20.4	16	0.0421	
d 軸	20.4~12.3	20	0.0407	
	12.3~4.9	21	0.0391	
e 軸	25.8~20.4	24	0.0303	
	20.4~12.3	25	0.0252	
	12.3~4.9	26	0.0233	
	4.9~-1.1	27	0.0287	
	-1.1~-5.1	28	0.0309	
f 軸	20.4~12.3	32	<u>0.0514</u>	
g 軸	25.8~20.4	35	0.0283	
	20.4~12.3	36	0.0335	
h 軸	20.4~12.3	40	0.0418	
	12.3~4.9	41	0.0471	
i 軸	30.9~25.8	43	0.0133	
	25.8~20.4	44	0.0183	

注：下線部は各階の最大せん断ひずみのうち最も大きい値を表示

表 4-3 鉄骨の層間変形角

(a) NS 方向

部位	T. M. S. L. (m)	地震応答解析 モデル部材番号	層間変形角	許容限界
a軸	44.3~38.6	1	1/1890	1/30
	38.6~30.9	2	<u>1/1440</u>	
b軸	44.3~30.9	9	1/2890	
c軸	30.9~25.8	16	1/2890	

注：下線部は各階の層間変形角のうち最も大きい値を表示

(b) EW 方向

部位	T. M. S. L. (m)	地震応答解析 モデル部材番号	層間変形角	許容限界
a軸	44.3~38.6	1	1/2450	1/30
	38.6~30.9	2	1/1550	
b軸	44.3~38.6	10	1/1700	
	38.6~30.9	11	1/1530	
c軸	44.3~30.9	14	1/938	
d軸	44.3~38.6	17	1/1020	
	38.6~30.9	18	1/1090	
e軸	44.3~30.9	22	1/649	
f軸	44.3~38.6	29	1/982	
	38.6~30.9	30	1/1120	
g軸	44.3~30.9	33	<u>1/623</u>	
h軸	44.3~38.6	37	1/1150	
	38.6~30.9	38	1/753	
i軸	44.3~30.9	42	1/786	

注：下線部は各階の層間変形角のうち最も大きい値を表示

表 4-4 地震応答解析結果に基づく接地率

方向	最大接地圧 (kN/m <sup>2</sup> )	最大転倒モーメント (×10 <sup>6</sup> kN・m)	最小接地率 (%)
NS方向	401	7.60	100
EW方向	417	8.06	100

別紙11 Hyper Static and Dynamics

1. 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
V-3-別添2	火山への配慮が必要な施設の強度に関する説明書	Ver. 2.57

## 2. 解析コードの概要

項目	コード名
	Hyper Static and Dynamics
使用目的	立体フレームモデルの応力解析
開発機関	株式会社竹中工務店
開発時期	2007 年
使用したバージョン	Ver. 2.57
コードの概要	<p>本解析コードは、建物の諸定数（部材性能、荷重）を入力として、個材の非線形性を算定し、荷重増分解析を行う。また、弾塑性応答解析による骨組み又は縮約モデルの弾塑性領域の動的挙動の算定を行う。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>本解析コードは、タービン建屋他の 2 次元フレームの応力解析に使用している。</p> <p><b>【検証 (Verification)】</b></p> <p>本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 本解析コードの計算機能が適正であることは、後述する妥当性確認の中で、せん断耐力を理論解と比較して確認している。なお、今回の解析は、静的応力解析であるため、静的応力解析を対象とした検証を行っている。</li> <li>・ 本解析コードの運用環境について、動作環境を満足する計算機にインストールして用いていることを確認している。</li> </ul> <p><b>【妥当性確認 (Validation)】</b></p> <p>本解析コードの妥当性確認内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 静的応力解析について、Super Build/S S 7 を用いた解析結果と比較して、双方の結果が一致していることを確認した。</li> <li>・ 検証の内容のとおり、応力解析について検証していることから、解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。</li> </ul>

別紙 14 NOVAK

1. 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
V-3-別添 2	火山への配慮が必要な施設の強度に関する説明書	Ver. 1.0

2. 解析コードの概要

項目 \ コード名	NOVAK
使用目的	側面地盤ばね算定
開発機関	株式会社竹中工務店
開発時期	1979 年
使用したバージョン	Ver. 1.0
コードの概要	<p>本解析コードは、Novakの論文*に基づき、水平、上下、回転成分の単位深さあたりの地盤の複素ばね剛性を振動数領域で計算するプログラムである。地震応答解析における水平方向の地震応答解析モデルの建屋埋め込み部分の基礎側面地盤の評価に使用する。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>本解析コードは、タービン建屋等の地震応答解析における入力地震動の策定において、基準地震動 <math>S_s</math> 及び弾性設計用地震動 <math>S_d</math> に対する地盤の応答を評価するために使用している。</p> <p><b>【検証 (Verification)】</b></p> <p>本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・他コードとの比較</li> <li>・動作環境を満足する計算機にインストールして使用している。</li> </ul> <p><b>【妥当性確認 (Validation)】</b></p> <p>本解析コードの妥当性確認内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・検証の内容のとおり、側面地盤ばねについて検証していることから、解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。</li> </ul>

注記\* : Novak, M, et al. : “Dynamic Soil Reactions for Plane Strain Case”, The Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 1978, pp.953-959.

別紙 17 S H A K E

1. 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
V-3-別添 2	火山への配慮が必要な施設の強度に関する説明書	Ver. 1.0

## 2. 解析コードの概要

項目	コード名 S H A K E
使用目的	入力地震動算定
開発機関	株式会社竹中工務店
開発時期	1999 年
使用したバージョン	Ver. 1. 0
コードの概要	<p>本解析コードは、重複反射理論に基づく地盤の地震応答解析を行うことが可能であり、地盤の非線形性はひずみ依存特性を用いて等価線形法により考慮することができる。</p> <p>本解析コードの主な特徴として、以下の①～③を挙げるることができる。</p> <p>①1次元重複反射理論に基づくプログラムである。</p> <p>②地盤の非線形性はひずみ依存特性を用いて等価線形法により考慮できる。</p> <p>③鉛直動は、S波速度<math>V_s</math> をP波速度<math>V_p</math> として定義することで対応が可能である。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>本解析コードは、タービン建屋等の地震応答解析における入力地震動の策定において、基準地震動<math>S_s</math> 及び弾性設計用地震動<math>S_d</math> に対する地盤の応答を評価するために使用している。</p> <p><b>【検証 (Verification)】</b></p> <p>本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・理論解との比較</li> <li>・他コードとの比較</li> <li>・動作環境を満足する計算機にインストールして使用している。</li> </ul> <p><b>【妥当性確認 (Validation)】</b></p> <p>本解析コードの妥当性確認内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・原子力産業界において、日本原燃株式会社の「ウラン・プルトニウム混合酸化物燃料加工施設に係る設計及び工事」で、ウラン・プルトニウム混合酸化物燃料加工施設 (MOX燃料加工施設) のうち燃料加工建屋に対する地震応答解析に本解析コードが使用された実績が</li> </ul>

	<p>ある。</p> <ul style="list-style-type: none"><li>・ 検証の内容のとおり，入力地震動算定について検証していることから，解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。</li></ul>
--	--

### 3. 解析手法

#### 3.1 一般事項

本解析コードは、重複反射理論に基づく地震応答解析を行うプログラムである。  
本解析コードは1次元地震応答解析(入力地震動算定)に使用している。

#### 3.2 解析コードの特徴

本解析コードの主な特徴を以下に示す。

- ・1次元重複反射理論に基づく解析を行う。
- ・地盤の非線形性はひずみ依存特性を用いて等価線形法により考慮する。
- ・鉛直動は、S波速度を  $V_s$ 、P波速度を  $V_p$  として定義することで対応できる。

#### 3.3 解析手法

図3-1に示す線形粘弾性系を通過するせん断波による応答を考える。線形粘弾性系は、均質、等方性であり、厚さが  $h$ 、密度が  $\rho$ 、せん断弾性係数が  $G$ 、臨界減衰比が  $\beta$  で定義されているとする。せん断波の伝ばは水平変位  $\mathbf{u} = \mathbf{u}(x, t)$  のみによる。これは、次の波動方程式を満足しなければならない。

$$\rho \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial x^2} + \eta \frac{\partial^3 \mathbf{u}}{\partial x^2 \partial t} \quad (3.1)$$

波動方程式(3.1)式の解は、振動数  $\omega$  に対し、次式で与えられる。

$$\mathbf{u}(x, t) = E e^{i(kx + \omega t)} + F e^{-i(kx - \omega t)} \quad (3.2)$$

ここに、

$$k^2 = \frac{\rho \cdot \omega^2}{G + i \omega \cdot \eta} = \frac{\rho \cdot \omega^2}{G^*} \quad (3.3)$$

である。(3.2)の第1項は、 $X$  のマイナス方向(上向き)に伝わる入射波を示し、第2項は  $X$  のプラス方向(下向き)に伝わる反射波を示している。また、水平面におけるせん断応力度の定義は次式で与えられる。

$$\tau(x, t) = G \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial x} + \eta \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial x \partial t} = G^* \frac{\partial \mathbf{u}}{\partial x} \quad (3.4)$$

(3.4)式に(3.2)式を代入すると、

$$\tau(x, t) = ikG^*(E \cdot e^{ikx} - F \cdot e^{-ikx}) \cdot e^{i\omega t} \quad (3.5)$$

となる。

(3.1)式は図3-1の各層にて成り立つ。各層の局所座標系  $X$  で表される第  $m$  層の最上部  $x = 0$  及び最下部  $x = h_m$  における変位は、第  $m$  層における厚さを  $h_m$ 、密度を  $\rho_m$ 、せん断弾性係数を  $G_m$ 、臨界減衰比を  $\beta_m$  で定義すると、それぞれ次のように表せる。

$$\mathbf{u}_m(0, t) = (E_m + F_m) e^{i\omega t} \quad (3.6)$$

$$\mathbf{u}_m(\mathbf{h}_m, t) = (\mathbf{E}_m \cdot \mathbf{e}^{ik_m h_m} + \mathbf{F}_m \cdot \mathbf{e}^{-ik_m h_m}) \mathbf{e}^{i\omega t} \quad (3.7)$$

ここで、任意の  $m$  層と  $m+1$  層の変位及びせん断応力との連続性を考慮すると次の循環公式が求まる。

$$\mathbf{E}_{m+1} = \frac{1}{2} \mathbf{E}_m (1 + \alpha_m) \cdot \mathbf{e}^{ik_m h_m} + \frac{1}{2} \mathbf{F}_m (1 - \alpha_m) \cdot \mathbf{e}^{-ik_m h_m} \quad (3.8)$$

$$\mathbf{F}_{m+1} = \frac{1}{2} \mathbf{E}_m (1 - \alpha_m) \cdot \mathbf{e}^{ik_m h_m} + \frac{1}{2} \mathbf{F}_m (1 + \alpha_m) \cdot \mathbf{e}^{-ik_m h_m} \quad (3.9)$$

ここに、 $\alpha_m$  は複素インピーダンス比と呼ばれる定数で、次式で定義されている。

$$\alpha_m = \frac{\mathbf{k}_m \mathbf{G}_m^*}{\mathbf{k}_{m+1} \mathbf{G}_{m+1}^*} = \left( \frac{\rho_m \mathbf{G}_m^*}{\rho_{m+1} \mathbf{G}_{m+1}^*} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.10)$$

この複素インピーダンス比  $\alpha_m$  は、周期に対して独立である。自由面におけるせん断応力度  $\tau=0$  と (3.7) 式より  $\mathbf{E}_1 = \mathbf{F}_1$  が得られる。循環公式 (3.8) 式、(3.9) 式を繰り返して用いて、次のような  $m$  層と表層の振幅の関係を導き出すことができる。

$$\mathbf{E}_m = \mathbf{e}_m(\omega) \mathbf{E}_1 \quad (3.11)$$

$$\mathbf{F}_m = \mathbf{f}_m(\omega) \mathbf{F}_1 \quad (3.12)$$

伝達関数  $\mathbf{e}_m$  及び  $\mathbf{f}_m$  は、単なる  $\mathbf{E}_1 = \mathbf{F}_1 = 1$  に対する倍率であり、 $\mathbf{E}_1 = \mathbf{F}_1 = 1$  を上式に代入して解けば求まる。

他の伝達関数は  $\mathbf{e}_m$ 、 $\mathbf{f}_m$  から簡単に得られる。 $n$  層及び  $m$  層表面での変位を関係づける伝達関数  $\mathbf{A}_{n,m}$  を次のように定義する。

$$\mathbf{A}_{n,m}(\omega) = \frac{\mathbf{u}_m}{\mathbf{u}_n} \quad (3.13)$$

(3.13) 式に (3.4) 式、(3.11) 式及び (3.12) 式を代入して整理すると次式を得る。

$$\mathbf{A}_{n,m}(\omega) = \frac{\mathbf{e}_m(\omega) + \mathbf{f}_m(\omega)}{\mathbf{e}_n(\omega) + \mathbf{f}_n(\omega)} \quad (3.14)$$

これらの式より、伝達関数  $\mathbf{A}(\omega)$  は、系のいかなる2つの層の間においても定められる。

故に、任意の層の動的変位が判れば、他の層の動的変位も計算できる。(3.2) 式より、加速度  $\ddot{\mathbf{u}}(x, t)$ 、ひずみ  $\gamma(x, t)$  は次のように得られる。

$$\ddot{\mathbf{u}}(x, t) = \frac{\partial^2 \mathbf{u}(x, t)}{\partial t^2} = -\omega^2 (\mathbf{E} e^{i(kx + \omega t)} + \mathbf{F} e^{-i(kx - \omega t)}) \quad (3.15)$$

$$\gamma(x, t) = \frac{\partial \mathbf{u}(x, t)}{\partial x} = i\mathbf{k} (\mathbf{E} e^{i(kx + \omega t)} - \mathbf{F} e^{-i(kx - \omega t)}) \quad (3.16)$$

振幅  $\mathbf{E}$  及び  $\mathbf{F}$  は、系全体の層において求めることができるので、加速度及びひずみも求めることができる。

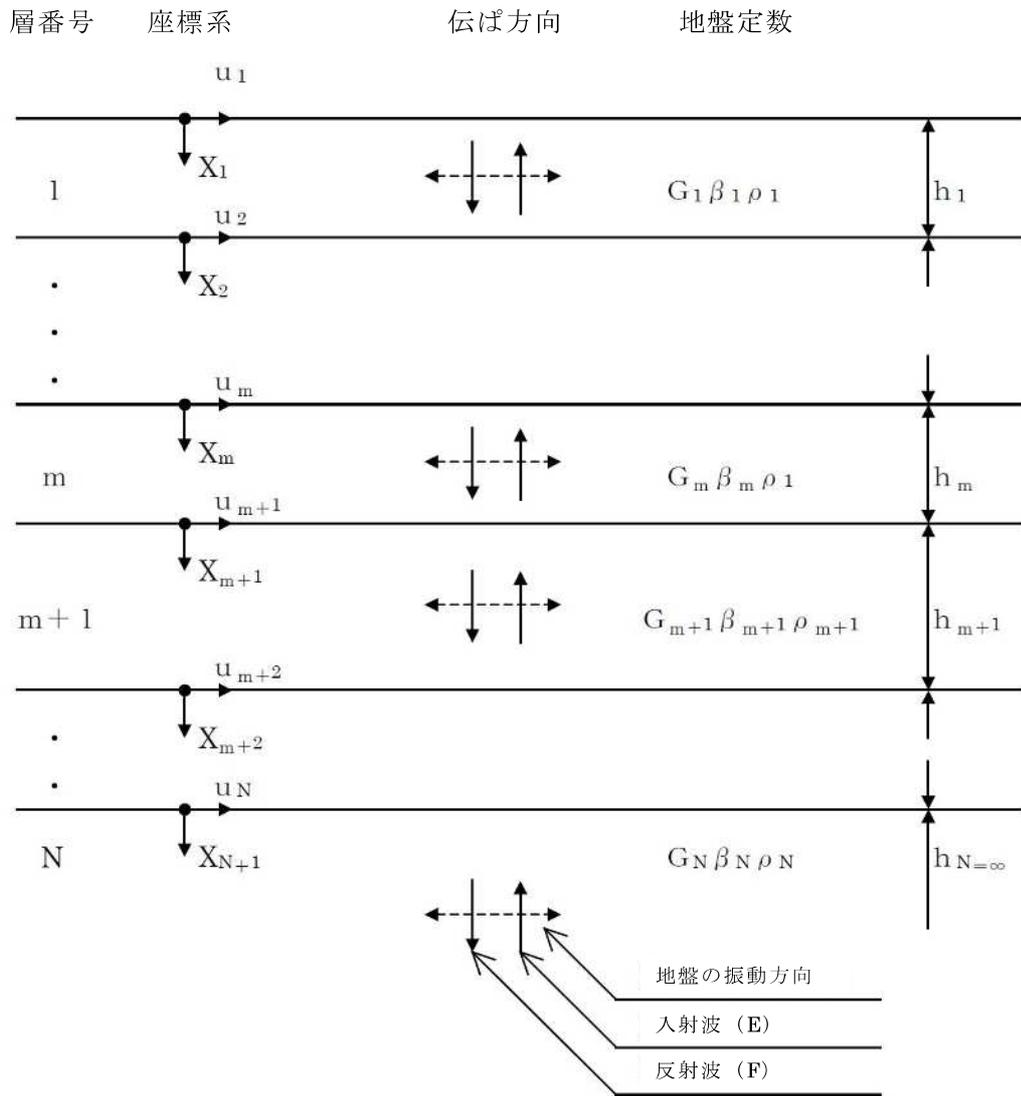


図 3-1 1次元地盤モデル

### 3.4 解析フローチャート

解析フローチャートを図 3-2 に示す。

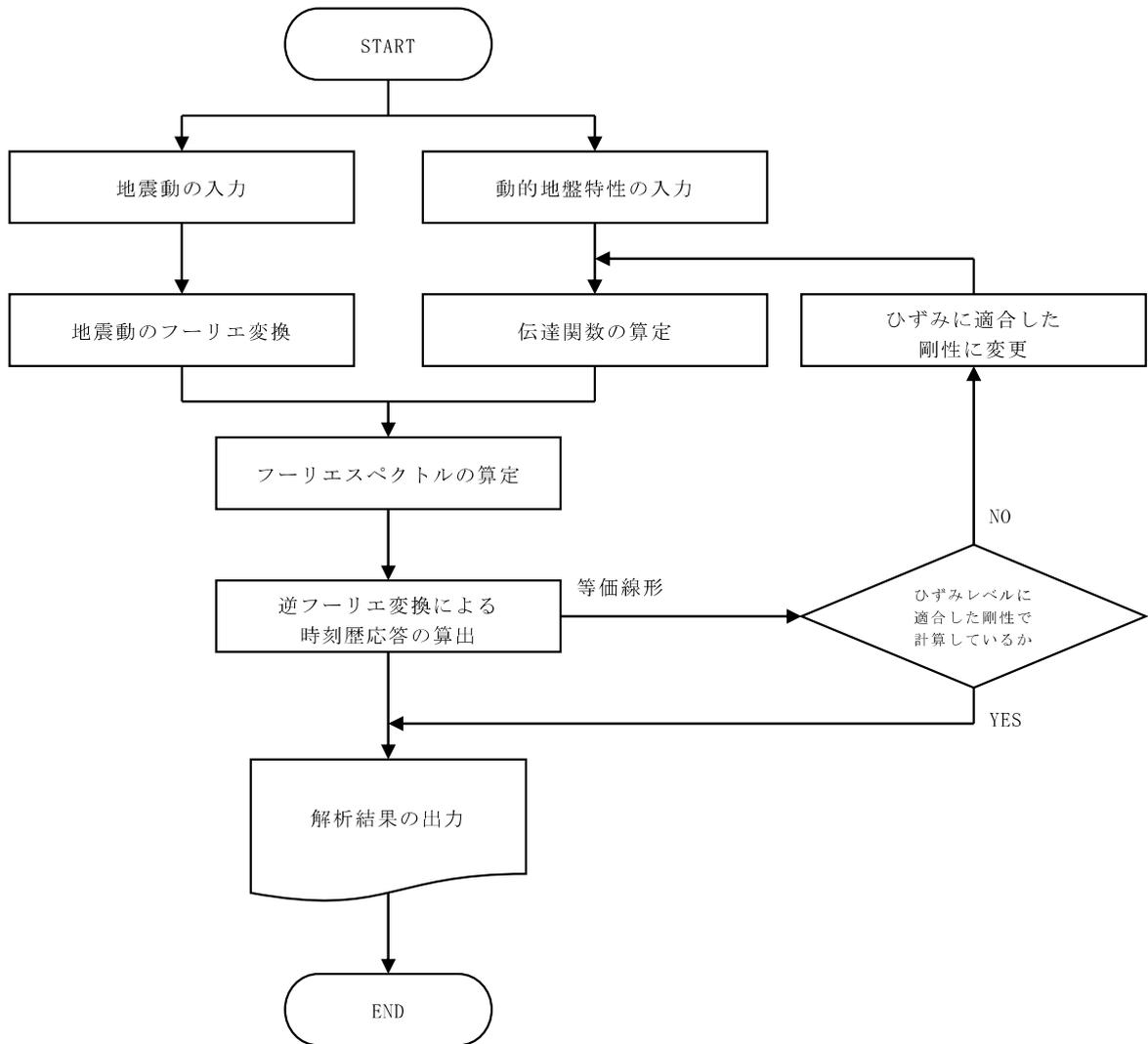


図 3-2 解析フローチャート

### 3.5 検証 (Verification) と妥当性確認 (Validation)

#### 3.5.1 理論解との比較による検証

2層のモデル地盤において、1次元重複反射理論に基づく伝達関数の理論解との比較を行った。

##### (1) 検証モデル及び検討条件

図 3-3 に地盤モデル諸元を示す。

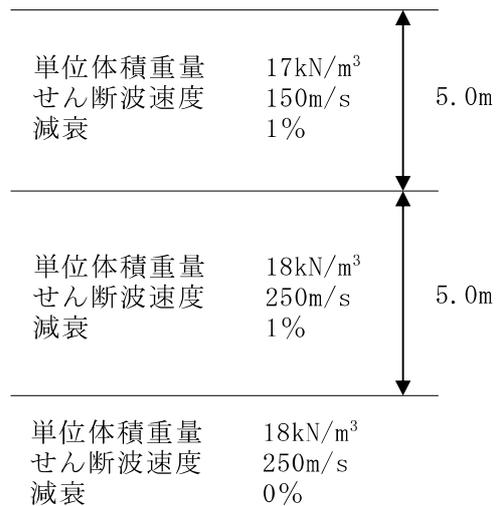


図 3-3 地盤モデル諸元

##### < 検討条件 >

- ・重力加速度は  $9.80665\text{m/s}^2$  とする。
- ・検討する振動数は  $0\sim 50\text{Hz}$  までとする。

(2) 比較結果

理論解との伝達関数の比較結果を図 3-4 に示すが、本解析コードと理論解の結果は一致していることが確認できる。

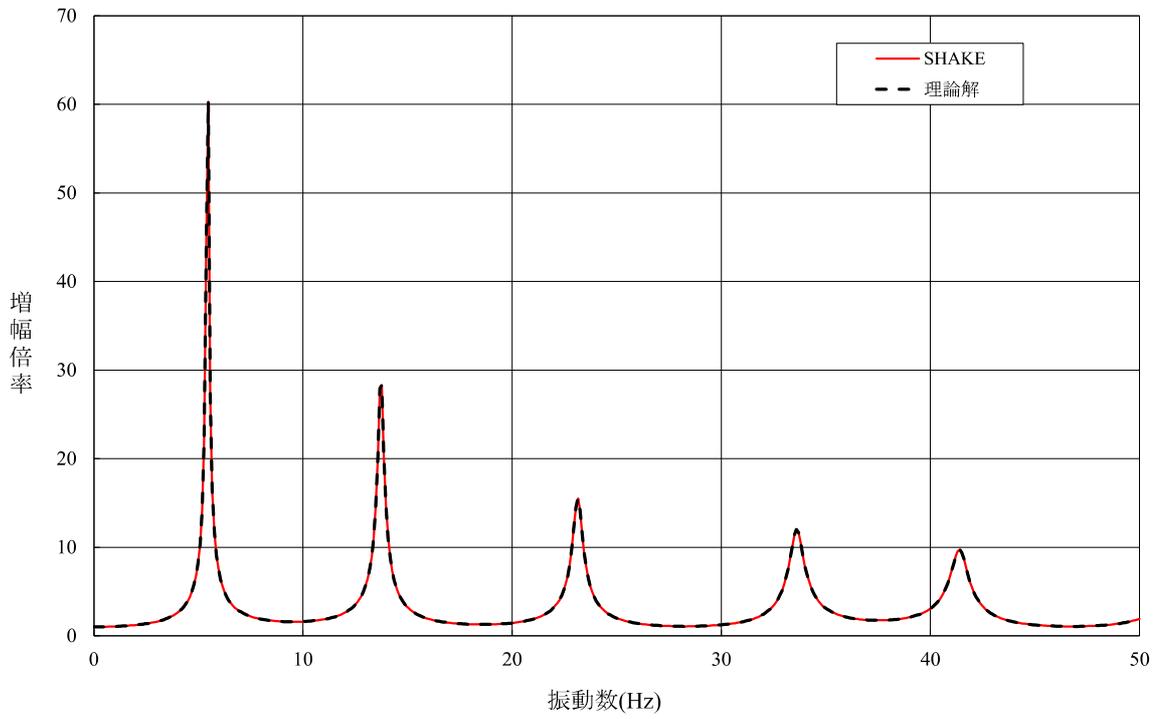


図 3-4 理論解との伝達関数の比較結果

## 3.5.2 他コードとの比較による検証

市販されている 1 次元地盤の等価線形解析プログラム L i Q S M A R T との比較を実施した。

## (1) 検証モデル

表 3-1 に地盤モデル諸元を示し、図 3-5 及び図 3-6 にひずみ依存特性を示す。

表 3-1 地盤モデル諸元

区分	層厚 (m)	分割 (m)	震度 (m)	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度 (m/s)	せん断弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	減衰定数	
第1層	4.00	1.00	1.00	17	110	20,976	0.03	
		1.00	2.00	17	110	20,976	0.03	
		1.00	3.00	17	110	20,976	0.03	
		1.00	4.00	17	110	20,976	0.03	
	10.80	1.20	5.20	16	124	25,087	0.02	
		1.20	6.40	16	124	25,087	0.02	
		1.20	7.60	16	124	25,087	0.02	
		1.20	8.80	16	124	25,087	0.02	
		1.20	10.00	16	124	25,087	0.02	
		1.20	11.20	16	124	25,087	0.02	
		1.20	12.40	16	124	25,087	0.02	
		1.20	13.60	16	124	25,087	0.02	
	第2層	9.60	1.60	16.40	16	162	42,818	0.02
			1.60	18.00	16	162	42,818	0.02
1.60			19.60	16	162	42,818	0.02	
1.60			21.20	16	162	42,818	0.02	
1.60			22.80	16	162	42,818	0.02	
1.60			24.40	16	162	42,818	0.02	
1.20		1.20	25.60	20	286	166,817	0.02	
8.00		2.00	27.60	20	252	129,512	0.02	
		2.00	29.60	20	252	129,512	0.02	
		2.00	31.60	20	252	129,512	0.02	
		2.00	33.60	20	252	129,512	0.02	
2.00		2.00	35.60	20	375	286,795	0.01	
基盤					20	442	398,432	0.01

せん断有効ひずみ (%)	G/G0	減衰 (%)
0.0001	1.000	2.00
0.0002	0.985	2.30
0.0005	0.930	2.80
0.001	0.880	3.20
0.002	0.819	3.60
0.005	0.729	4.40
0.01	0.648	5.10
0.02	0.578	5.70
0.05	0.459	7.30
0.1	0.381	9.20
0.2	0.300	11.00
0.5	0.198	14.00
1	0.129	16.10
2	0.078	17.60
5	0.028	19.20
10	0.014	20.00

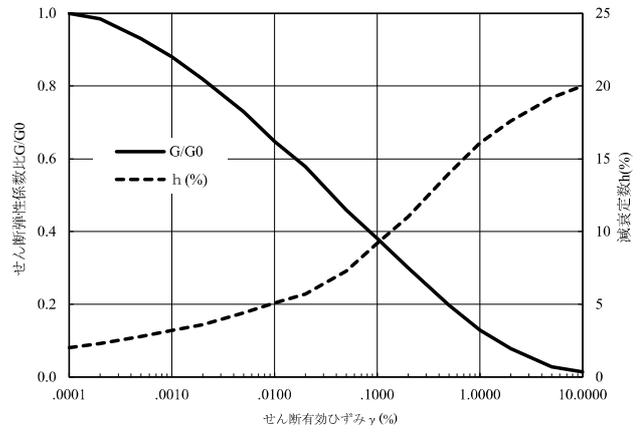


図 3-5 ひずみ依存特性(第 1 層)

せん断有効ひずみ (%)	G/G0	減衰 (%)
0.0001	1.000	0.00
0.0002	0.991	0.28
0.0005	0.980	0.59
0.001	0.962	1.13
0.002	0.933	2.02
0.003	0.910	2.70
0.005	0.873	3.81
0.01	0.797	6.09
0.02	0.699	9.04
0.03	0.616	11.51
0.05	0.512	14.65
0.1	0.367	18.99
0.2	0.237	22.90
0.3	0.177	24.69
0.5	0.113	26.62
1	0.061	28.18

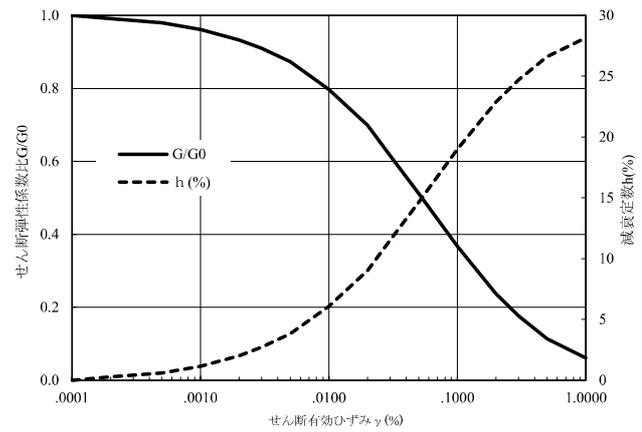


図 3-6 ひずみ依存特性(第 2 層)

(2) 検討条件

以下に，検討条件を示す。

- ・重力加速度は  $9.80\text{m/s}^2$  とする。
- ・等価線形解析とする。
- ・検討する振動数は  $0\sim 25\text{Hz}$  までとする。

(3) 入力地震動

入力波水平一方向に入力する。図 3-7 に入力地震動 (2E 波) の加速度時刻歴を示す。

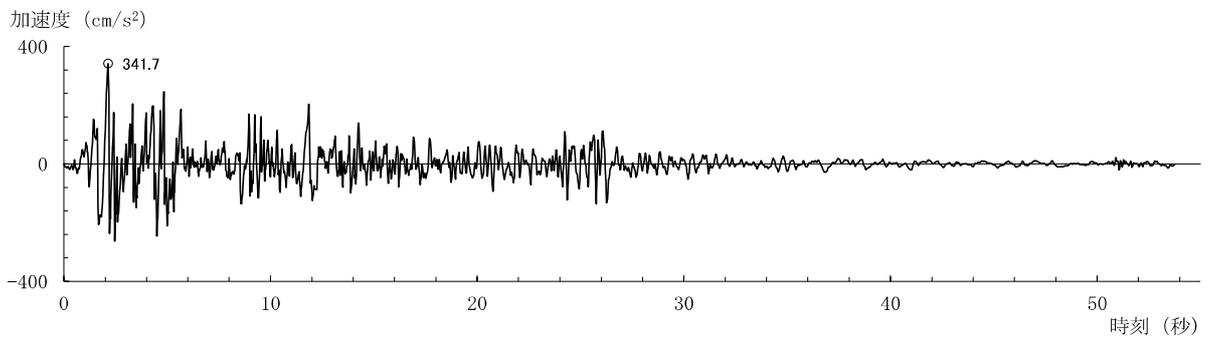


図 3-7 入力地震動加速度時刻歴

(4) 比較結果

伝達関数及び加速度の解析解の比較を図 3-8～図 3-11 に示す。各図より，伝達関数及び加速度の解析解は，一致していることが確認できる。

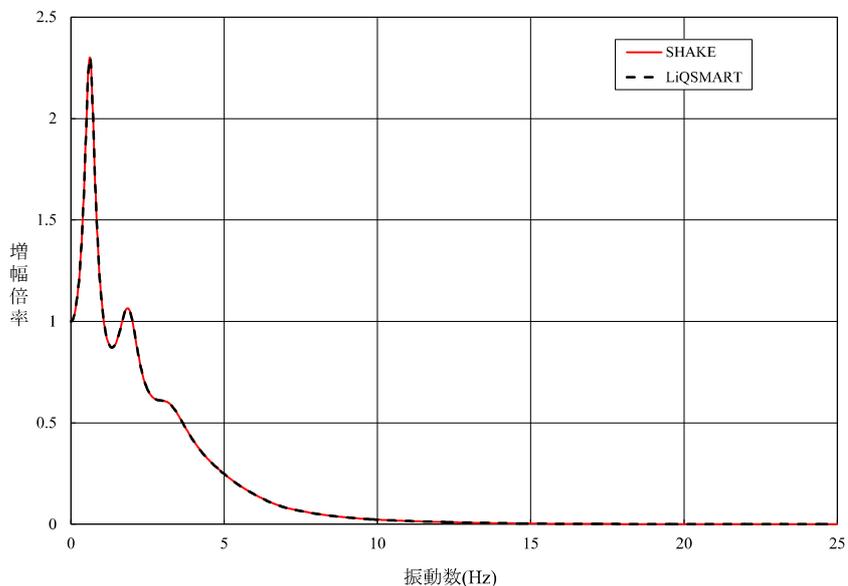


図 3-8 地表面伝達関数比較

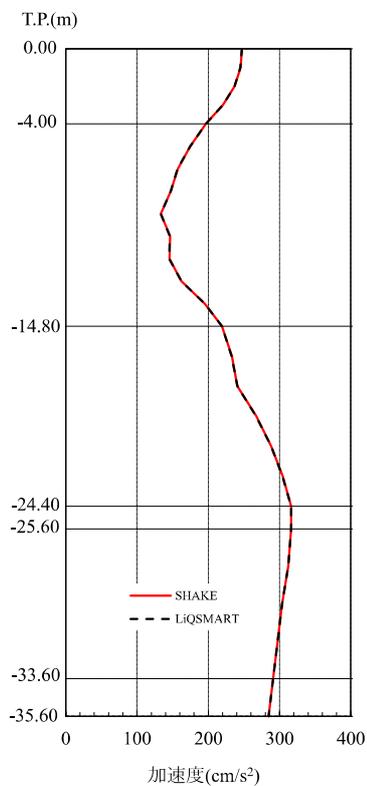


図 3-9 加速度最大分布比較

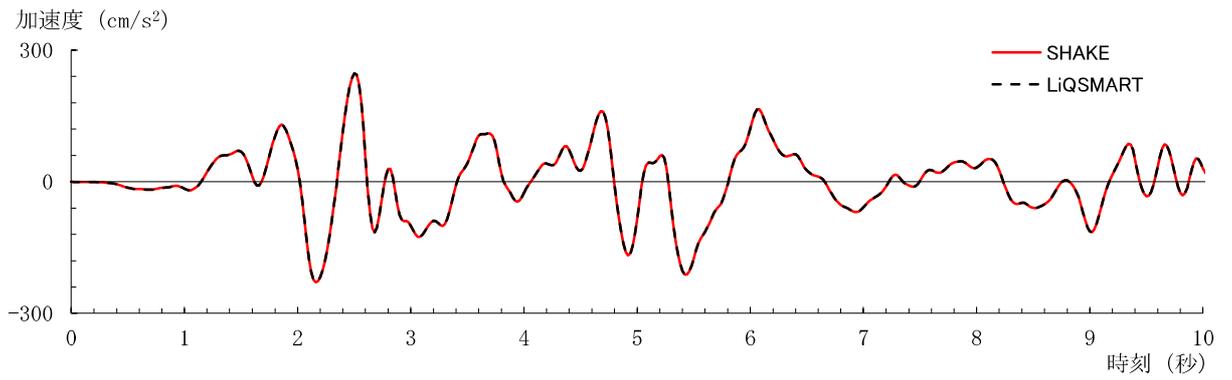


図 3-10 地表面加速度時刻歴比較

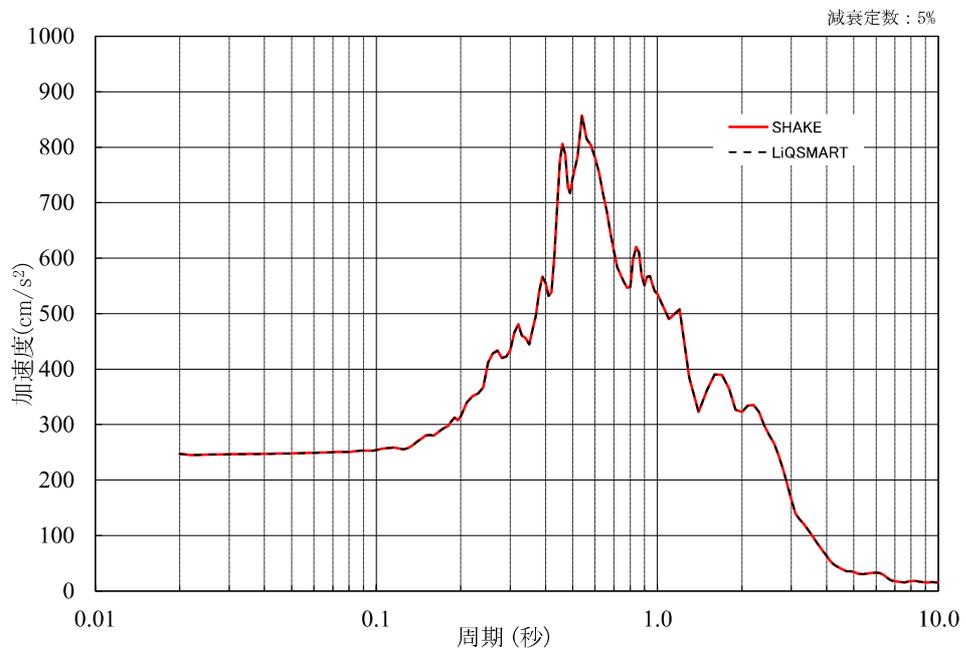


図 3-11 地表面加速度応答スペクトル比較

### 3.5.3 使用内容に対する妥当性

本解析コードの解析結果と理論解を比較し、理論解と解析解が一致していることを確認した。また、類似解析コードである L i Q S M A R T と比較し解析解が一致していることを確認した。したがって、本解析に S H A K E を使用することは妥当である。

別紙 19 ST-CROSS

1. 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
V-3-別添 2	火山への配慮が必要な施設の強度に関する説明書	Ver. 1.0

2. 解析コードの概要

項目 \ コード名	ST-CROSS
使用目的	底面地盤ばね算定
開発機関	株式会社竹中工務店
開発時期	1977年
使用したバージョン	Ver. 1.0
コードの概要	<p>本解析コードは、はり要素とばね要素からなる多質点系モデルを用いた時刻歴応答解析において、地盤ばね（底面ばね）を算定するプログラムである。半無限均質地盤の地表面点加振解（グリーン関数）を用いて、指定した矩形基礎形状に応じたインピーダンスマトリックスを求める。</p>
検証（Verification） 及び 妥当性確認（Validation）	<p>本解析コードは、タービン建屋等の地震応答解析における入力地震動の策定において、基準地震動 <math>S_s</math> 及び弾性設計用地震動 <math>S_d</math> に対する地盤の応答を評価するために使用している。</p> <p><b>【検証（Verification）】</b>            本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・理論解との比較</li> <li>・動作環境を満足する計算機にインストールして使用している。</li> </ul> <p><b>【妥当性確認（Validation）】</b>            本解析コードの妥当性確認内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・検証の内容のとおり、矩形基礎形状に応じた地盤インピーダンスについて検証していることから、解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。</li> </ul>

別紙 21 T D A S

1. 使用状況一覧

使用添付書類		バージョン
V-3-別添 2	火山への配慮が必要な施設の強度に関する説明書	Ver. 20121030

## 2. 解析コードの概要

項目 \ コード名	T D A S
使用目的	固有値解析及び地震応答解析
開発機関	株式会社竹中工務店
開発時期	1988 年
使用したバージョン	Ver. 20121030
コードの概要	<p>本解析コードは、曲げせん断要素及びばね要素で構成される質点系モデルの地震応答解析等を行うことができる。本解析コードの主な特徴として、以下の①、②を挙げることができる。</p> <p>①固有値解析と建屋の基礎浮上りを考慮した非線形地震応答解析ができる。</p> <p>②1次元重複反射理論による地盤の振動解析に基づき、埋め込みを伴う側面地盤ばね位置に入力する地盤応答を算定することができる。</p>
検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation)	<p>本解析コードは、タービン建屋等の地震応答解析における入力地震動の策定において、基準地震動 <math>S_s</math> 及び弾性設計用地震動 <math>S_d</math> に対する地盤の応答を評価するため並びに基準地震動 <math>S_s</math> 及び弾性設計用地震動 <math>S_d</math> に対する建屋の応答を評価するために使用している。</p> <p><b>【検証 (Verification)】</b></p> <p>本解析コードの検証内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・理論解との比較</li> <li>・他コードとの比較</li> <li>・動作環境を満足する計算機にインストールして使用している。</li> </ul> <p><b>【妥当性確認 (Validation)】</b></p> <p>本解析コードの妥当性確認内容は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・検証の内容のとおり、弾塑性を考慮した多質点系の地震応答について検証していること、また、地盤の応答解析について検証していることから、解析の目的に照らして今回の解析に適用することは妥当である。</li> </ul>