

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補足-024-3 改8
提出年月日	2020年5月27日

下位クラス施設の波及的影響の検討について

2020年5月

東京電力ホールディングス株式会社

目 次

1. 概要	1
2. 波及的影響に関する評価方針	2
2.1 基本方針	2
2.2 下位クラス施設の抽出方法	4
2.3 影響評価方法	4
2.4 プラント運転状態による評価対象の考え方	4
3. 事象検討	6
3.1 別記 2 に記載された事項に基づく事象検討	6
3.2 地震被害事例に基づく事象の検討	7
3.2.1 被害事例とその要因の整理	7
3.2.2 追加考慮すべき事象の検討	7
3.3 津波，火災，溢水による影響評価	9
3.4 周辺斜面の崩壊による影響評価	9
4. 上位クラス施設の確認	10
5. 下位クラス施設の抽出及び影響評価方法	22
5.1 相対変位又は不等沈下による影響	22
5.2 接続部における相互影響	26
5.3 建屋内における損傷，転倒及び落下等による影響	34
5.4 建屋外における損傷，転倒及び落下等による影響	36
6. 下位クラス施設の検討結果	38
6.1 相対変位又は不等沈下による影響検討結果	38
6.1.1 抽出手順	38
6.1.2 下位クラス施設の抽出結果	38
6.1.3 影響評価結果	38
6.2 接続部における相互影響検討結果	49
6.2.1 抽出手順	49
6.2.2 接続部の抽出及び影響評価対象の選定結果	49
6.2.3 影響評価結果	49
6.3 建屋内における損傷，転倒及び落下等による影響検討結果	85
6.3.1 抽出手順	85
6.3.2 下位クラス施設の抽出結果	85
6.3.3 影響評価結果	85
6.4 建屋外における損傷，転倒及び落下等による影響検討結果	143
6.4.1 抽出手順	143
6.4.2 下位クラス施設の抽出結果	143
6.4.3 影響評価結果	143

添 付 資 料

- 添付資料 1-1 波及的影響評価に係る現地調査の実施要領
 - 添付資料 1-2 波及的影響評価に係る現地調査記録
 - 添付資料 2 海水ポンプ用天井クレーンの上位クラス施設への波及的影響評価について
 - 添付資料 3-1 原子力発電所における地震被害事例の要因整理
 - 添付資料 3-2 福島第二原子力発電所における地震被害事例の要因整理
 - 添付資料 4 周辺斜面の崩落等による施設への影響について
 - 添付資料 5 上位クラス施設に隣接する下位クラス施設の支持地盤について
 - 添付資料 6 設置予定施設に対する波及的影響評価手法について
 - 添付資料 7 5号機主排気筒の波及的影響について
 - 添付資料 8 5号機タービン建屋の波及的影響について
 - 添付資料 9 緊急時対策所に対する周辺建屋の波及的影響について
 - 添付資料 10 下位クラス施設の損傷等による機械的荷重の影響について
 - 添付資料 11 制御棒貯蔵ハンガ及びチャンネル着脱機の波及的影響について
-
- 参考資料 1-1 上位クラス電路に対する下位クラス施設からの波及的影響の検討について
 - 参考資料 1-2 上位クラス計装配管に対する下位クラス施設からの波及的影響（損傷・転倒・落下）の検討について
 - 参考資料 2 上位クラス施設と隔離されずに接続する下位クラスベント配管の閉塞影響について
 - 参考資料 3 設置変更許可時からの相違点について
 - 参考資料 4 波及的影響の設計対象とする下位クラス施設の抽出における先行 BWR プラントとの差異について

今回提出範囲

上位クラス施設に隣接する下位クラス施設の支持地盤について

本資料では、柏崎刈羽原子力発電所7号機において、上位クラス施設に隣接する下位クラス施設の支持地盤の状況について確認を行う。

発電所敷地内における下位クラス施設の配置を図1に、各下位クラス施設の接地状況を図2～図9に示す。

5号機主排気筒については、図2より、緊急時対策所(5号機原子炉建屋内緊急時対策所)と連続した岩盤(西山層)に杭を介して支持されていることを確認した。なお、波及的影響評価においては、杭を無視し、地盤の沈下量を確認する。

5号機タービン建屋については、図3より、緊急時対策所(5号機原子炉建屋内緊急時対策所)と連続した岩盤(西山層)に支持されていることを確認した。

サービス建屋については、図4より、大部分が岩盤(西山層)に支持されており、一部が更新統(古安田層)に支持されていることを確認した。

5号機サービス建屋については、図5より、地盤改良体を介して更新統(古安田層)に支持されていることを確認した。

5号機連絡通路については、図6より、マンメイドロック(MMR)を介して更新統(古安田層)に支持されていることを確認した。

5号機格納容器圧力逃がし装置基礎については、図7より、緊急時対策所(5号機原子炉建屋内緊急時対策所)と連続した岩盤(西山層)に杭を介して支持されていることを確認した。

5号機主排気モニタ建屋については、図8より、埋戻土層に支持されていることを確認した。

5号機大物搬入建屋については、図9より、5号機原子炉建屋と連続した岩盤(西山層)にマンメイドロック(MMR)を介して支持されていることを確認した。

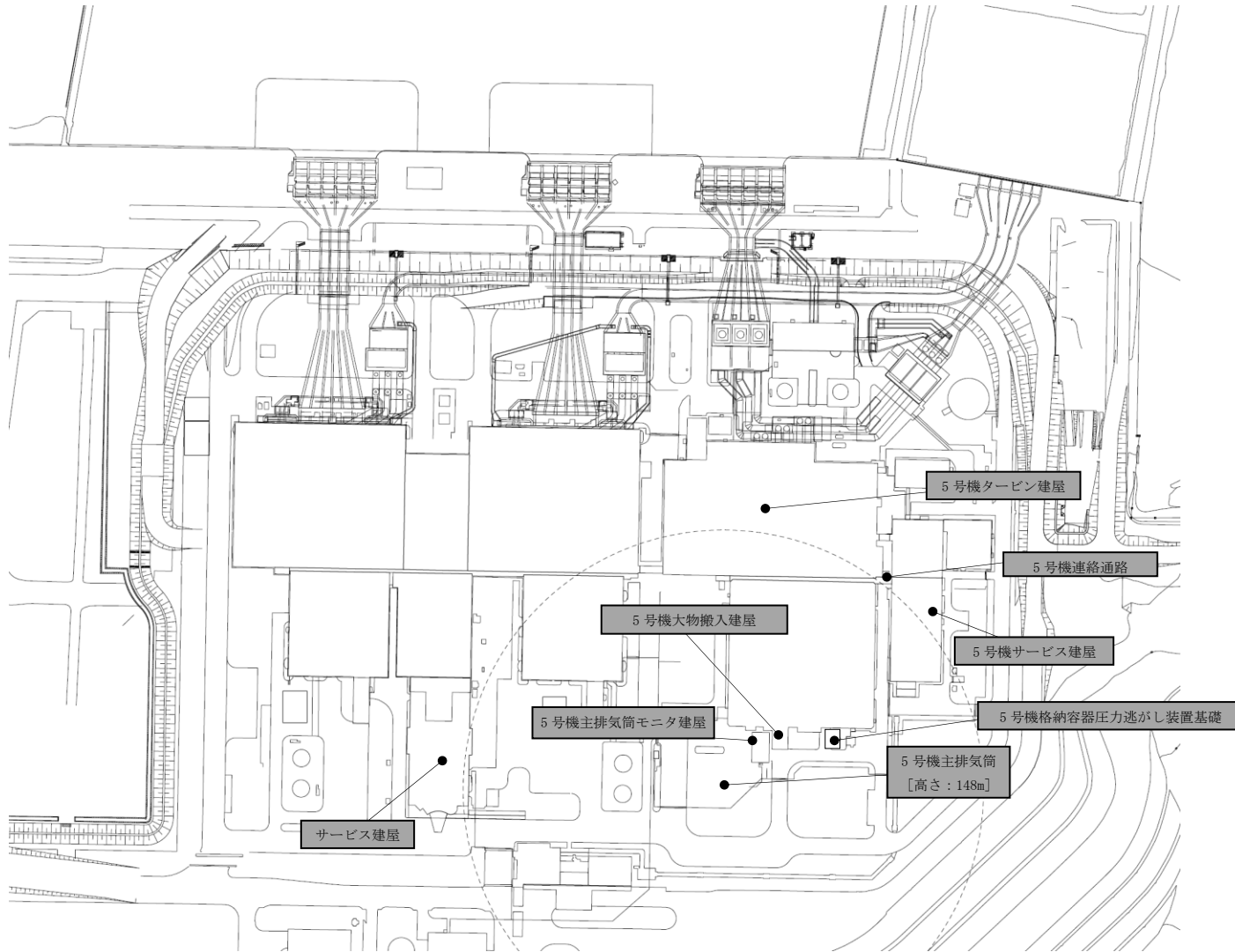
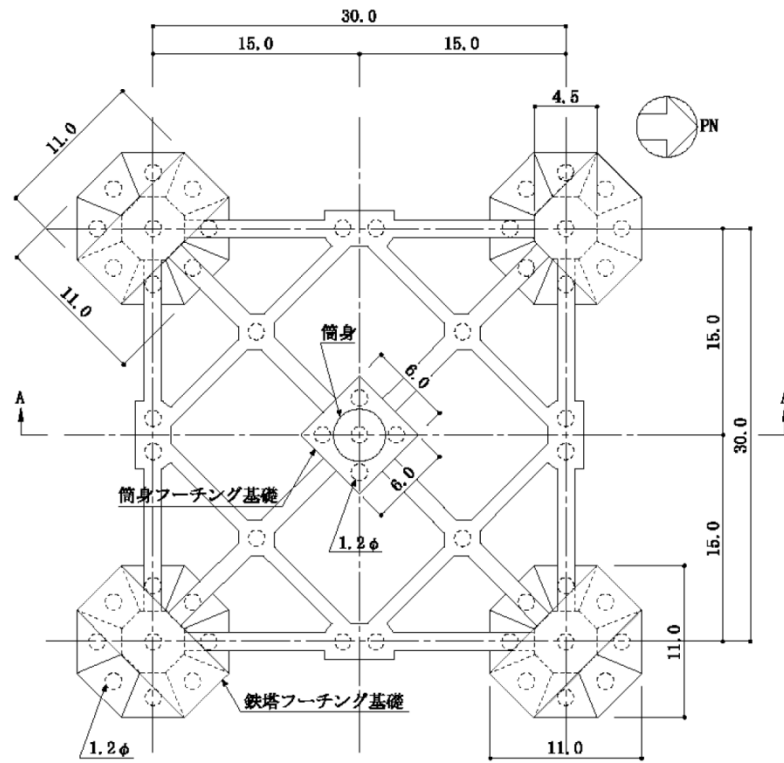
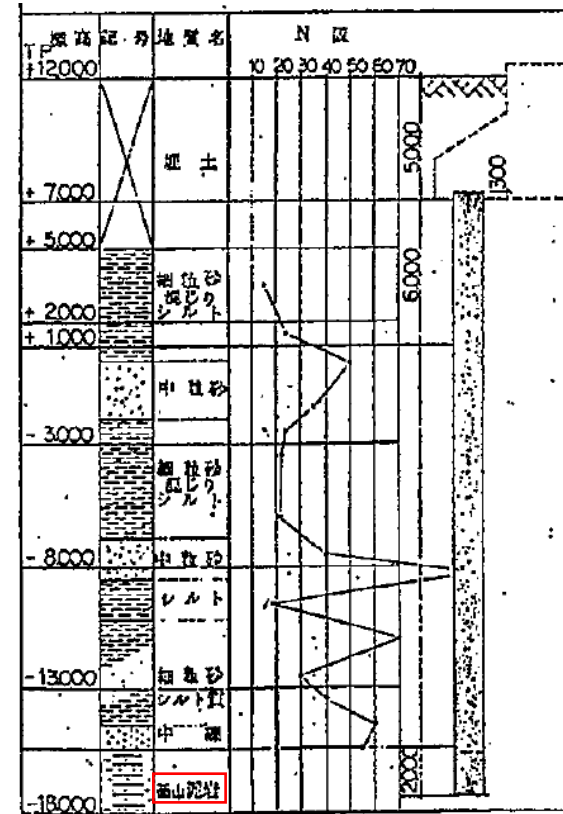


図1 柏崎刈羽原子力発電所 建屋外下位クラス施設配置図



(a) 基礎伏図



(b) 杭の根入れ状況

図2 5号機主排気筒の接地状況

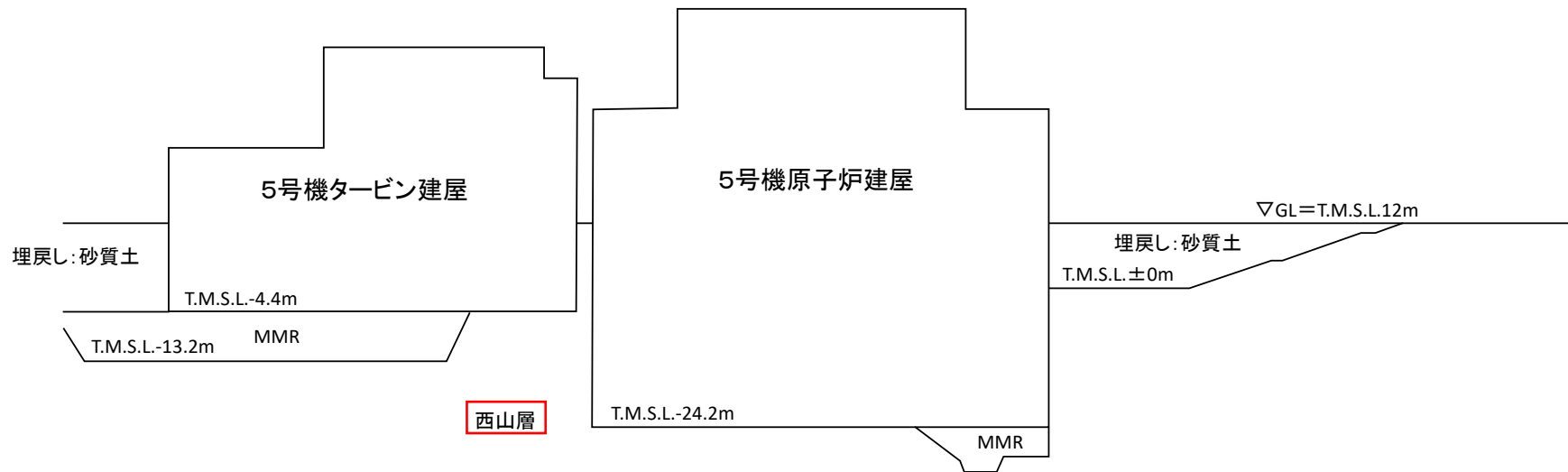
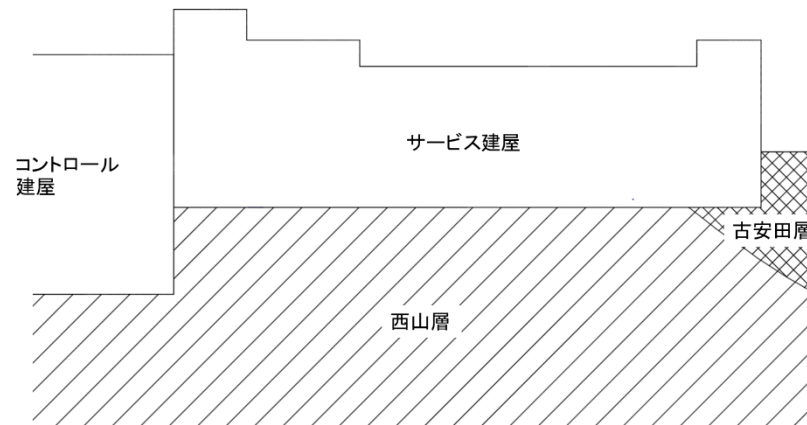
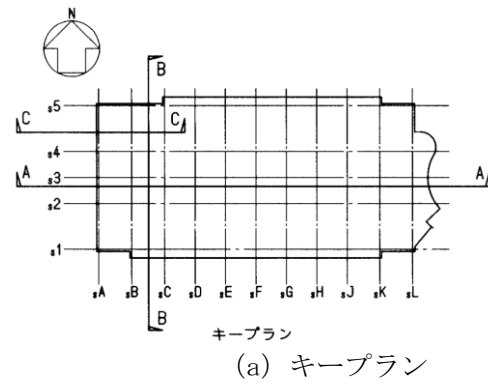
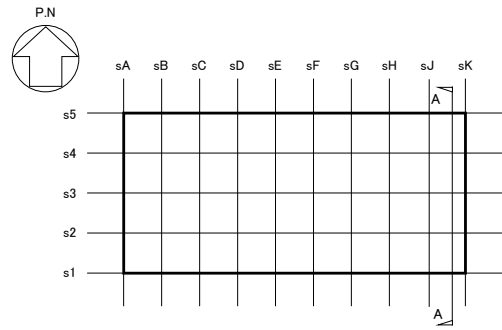


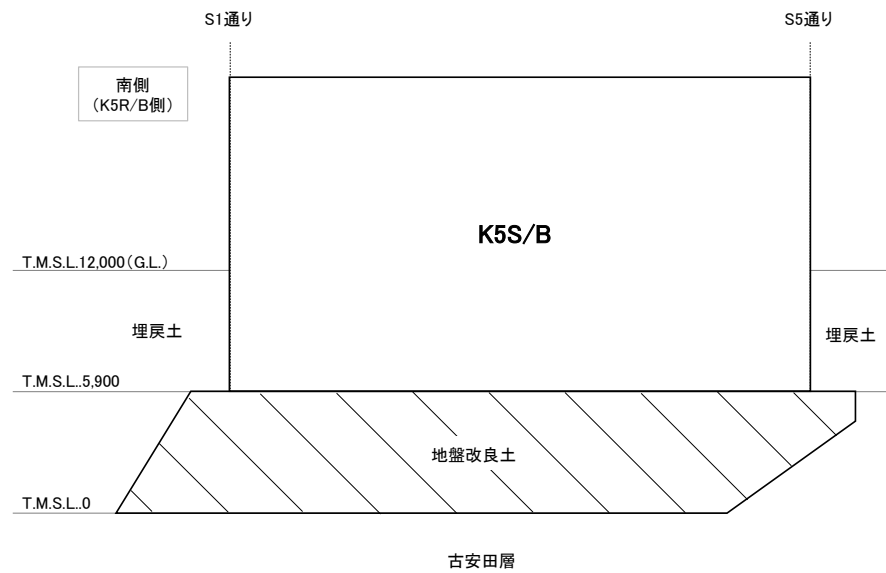
図3 5号機タービン建屋の接地状況



(b) A-A 断面図
図 4 サービス建屋の接地状況

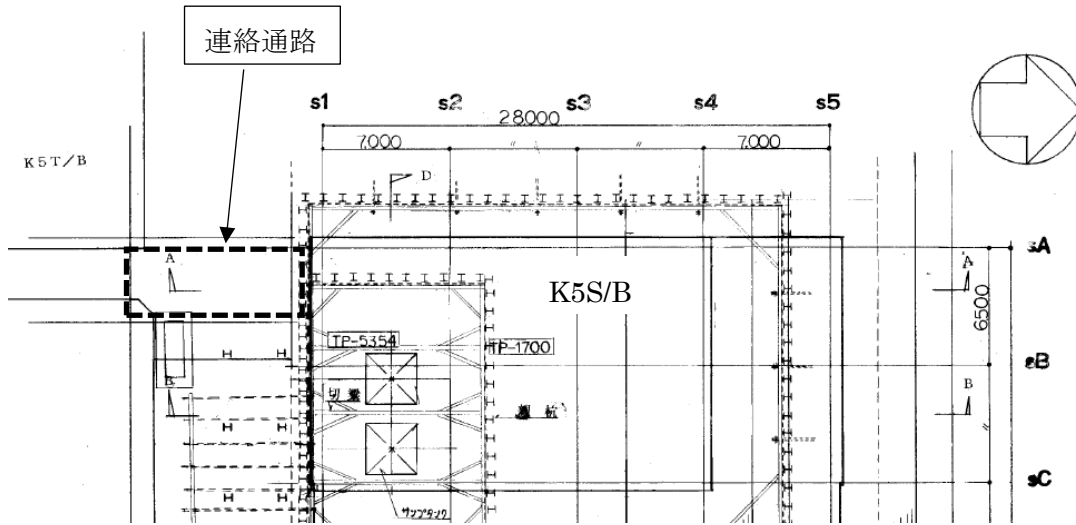


(a) キープラン

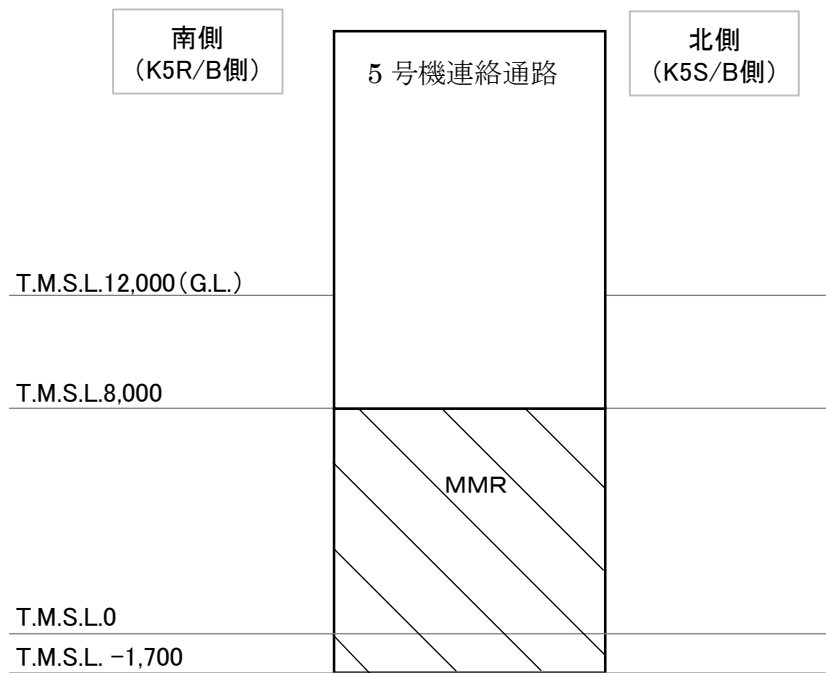


(b) A-A 断面図(南北方向)

図 5 5号機サービス建屋の接地状況



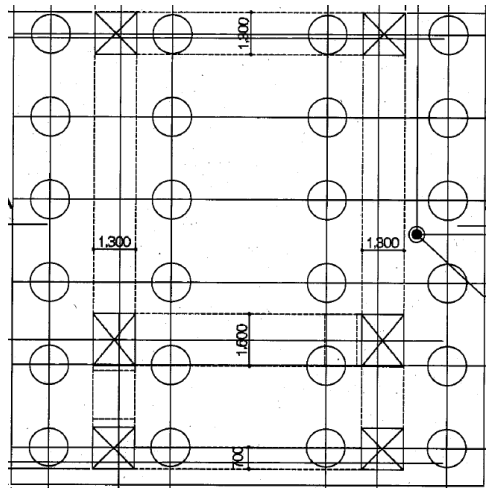
(a) 平面図



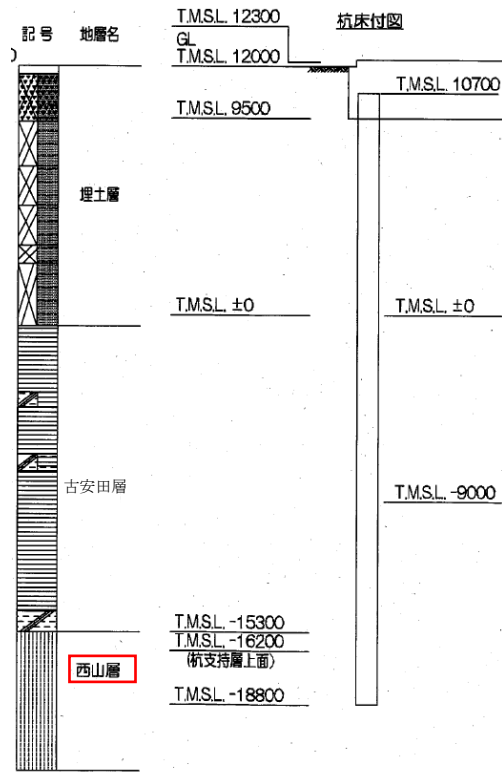
古安田層

(b) 断面図 (南北方向)

図6 5号機連絡通路の接地状況

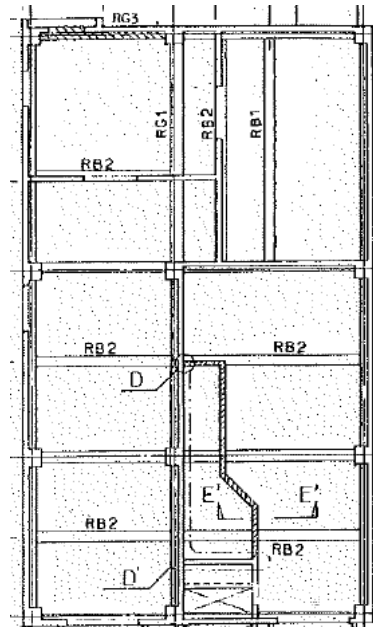


(a) 基礎伏図



(b) 杭の根入れ状況

図7 5号機格納容器圧力逃がし装置基礎の接地状況



(平面図)

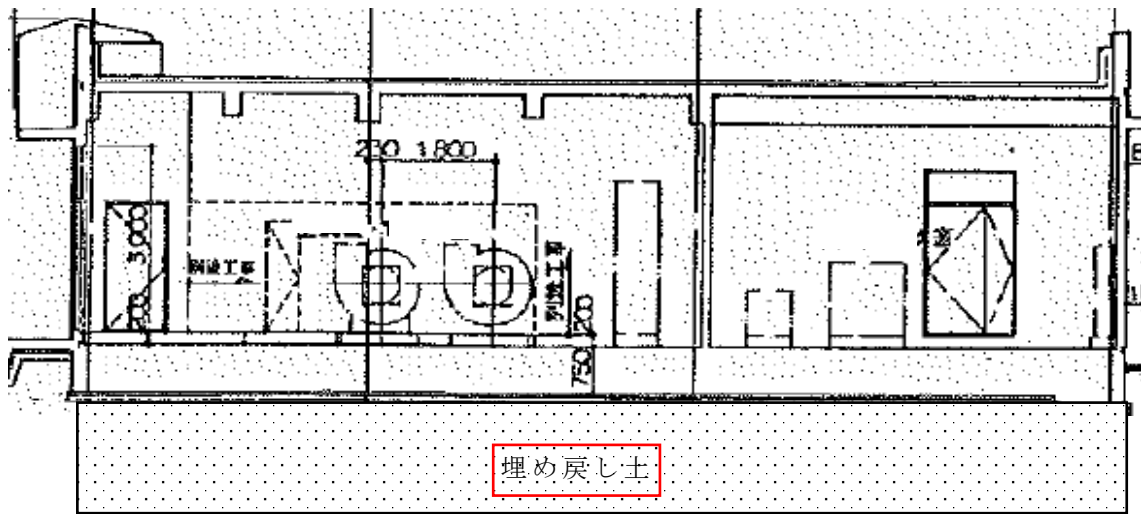
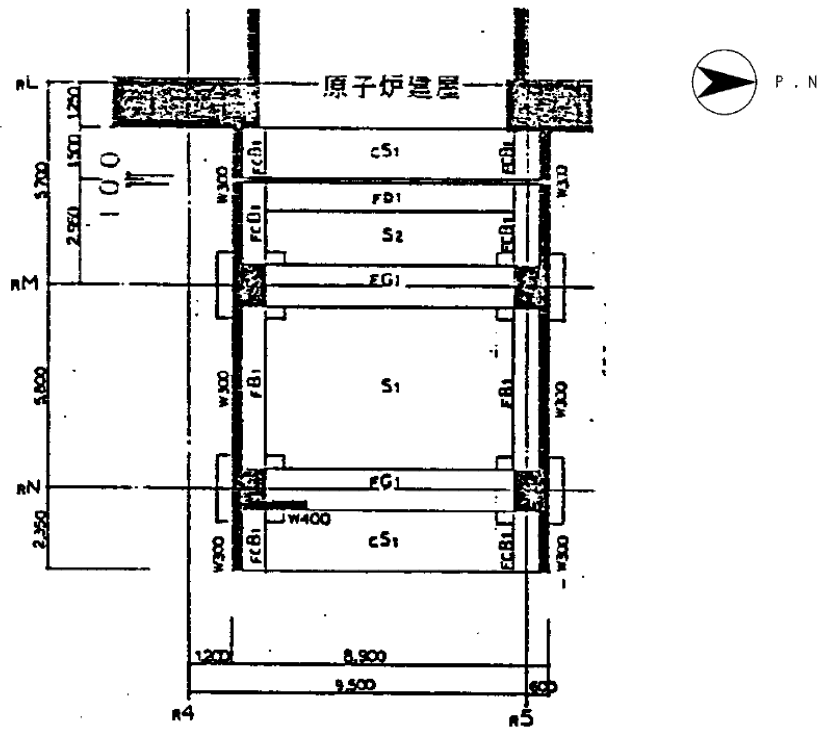


図8 5号機主排気モニタ建屋の接地状況



(平面図)

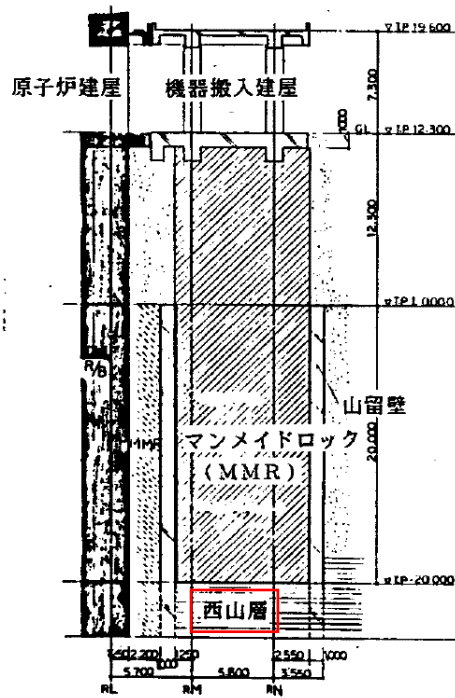


図9 5号機大物搬入建屋の接地状況

添付資料 8 5号機タービン建屋の波及的影響について

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・基準等	10
3. 評価方法	11
3.1 評価方針及び評価対象部位	11
3.2 設計用模擬地震波	11
3.3 荷重及び荷重組合せ	19
3.4 許容限界	20
3.5 解析方法	21
3.5.1 地震応答解析モデル	21
3.5.2 解析方法	43
3.5.3 解析条件	43
3.5.4 材料物性の不確かさ	51
3.6 評価方法	52
3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法	52
3.6.2 5号機原子炉建屋への相対変位による評価方法	52
4. 評価結果	53
4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果	53
4.2 5号機原子炉建屋への相対変位による評価結果	54
4.2.1 最大相対変位による評価結果	54
4.2.2 時刻歴相対変位による評価結果	55
4.3 まとめ	55

別紙1 地震応答解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

別紙2 地震応答解析における耐震壁及び鉄骨部のせん断スケルトン曲線の設定

1. 概要

本資料は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、5号機タービン建屋（以下「タービン建屋」という。）が緊急時対策所（5号機原子炉建屋内緊急時対策所）（以下「5号機原子炉建屋」という。）に対して波及的影響を及ぼさないことを説明するものである。その波及的影響評価は、5号機原子炉建屋の有する機能が保持されることを確認するために、下位クラス施設であるタービン建屋の構造物全体としての変形性能の評価及び5号機原子炉建屋への相対変位による評価を行う。

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。

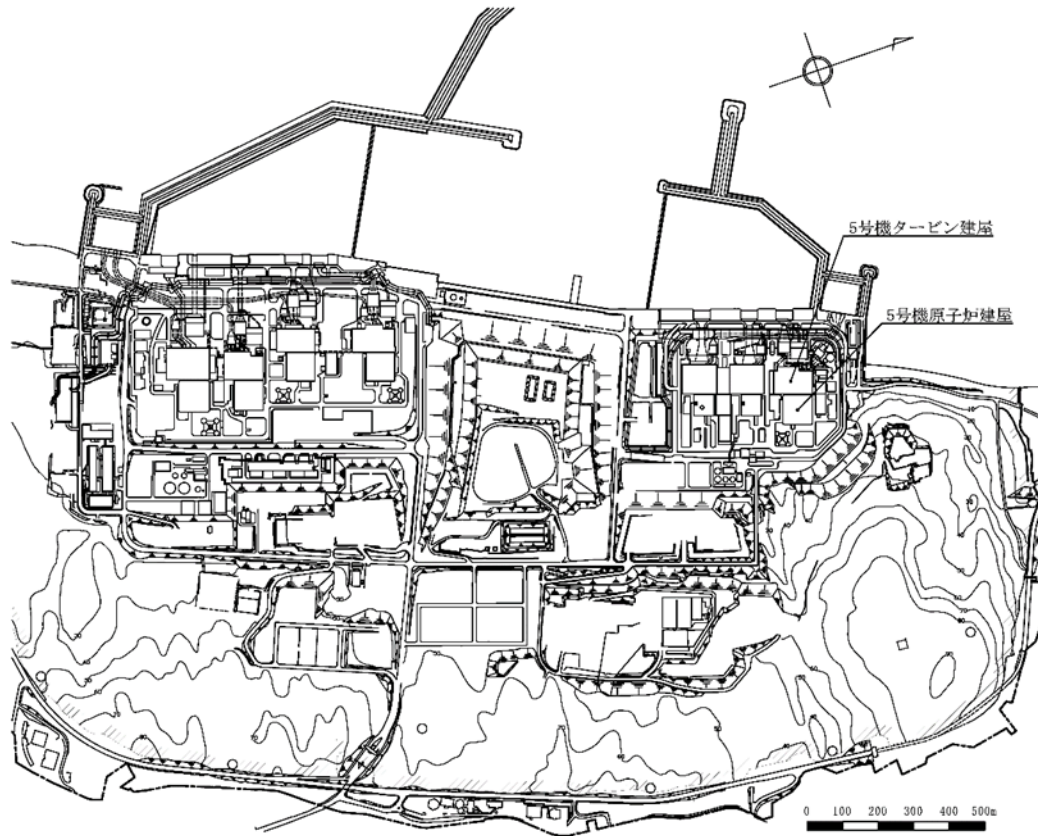


図2-1 タービン建屋の設置位置

2.2 構造概要

タービン建屋は、地上2階（一部3階）、地下2階の鉄筋コンクリート造（一部鉄骨鉄筋コンクリート造及び鉄骨造）の建物であり、基礎底面からの高さは49.3m（地上部33.1m、地下部16.2m）、平面の長さは、121.0m（NS方向）×76.0m（EW方向）である。タービン建屋の概略平面図を図2-2に、概略断面図を図2-3に示す。

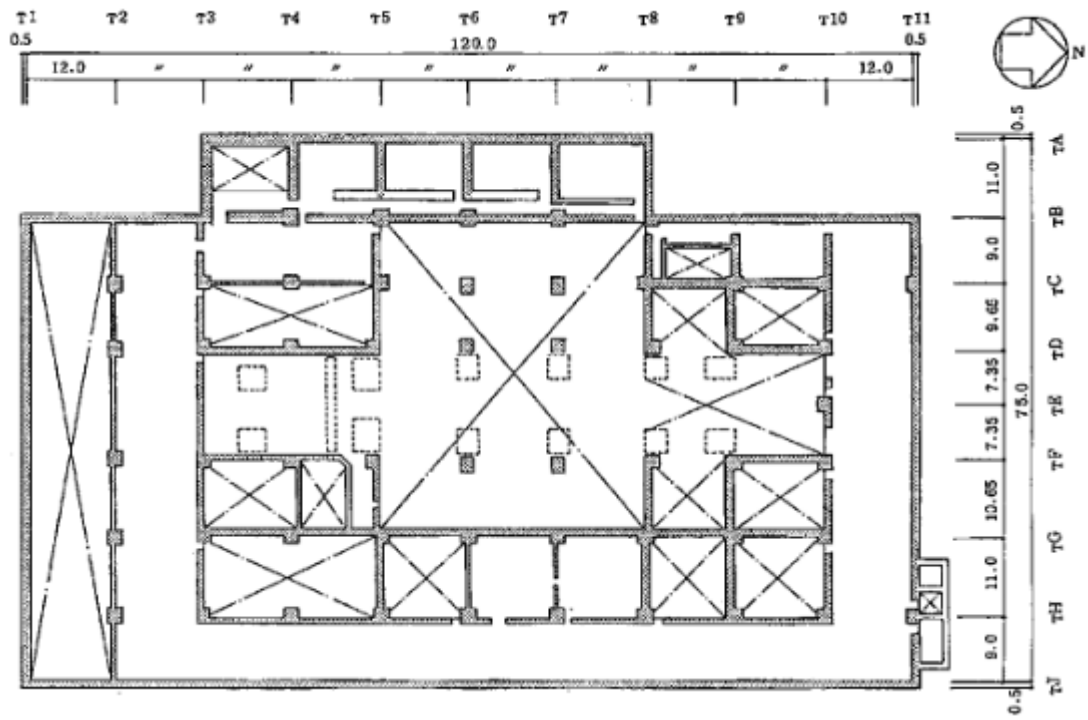
基礎スラブは厚さ2.3mのべた基礎（蒸気タービンの基礎のうちラーメン構造部（以降、T/G架台と称す）部分及びその周辺部は厚さ2.8m）で、直接又はマンメイドロックを介して支持地盤である泥岩盤上に設置されている。

蒸気タービンの基礎スラブとは、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24.0m、長さ67.56m、幅約14.5m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。

地震又は風による水平力に対しては、耐震壁、ブレース及びラーメン構造で負担する。更に、耐震壁の配置に当たっては、ねじれを少なくするために各階とも偏心ができるだけ少なくなるようにしている。また、水平力の伝達を平滑にするため各階床レベルは統一している。

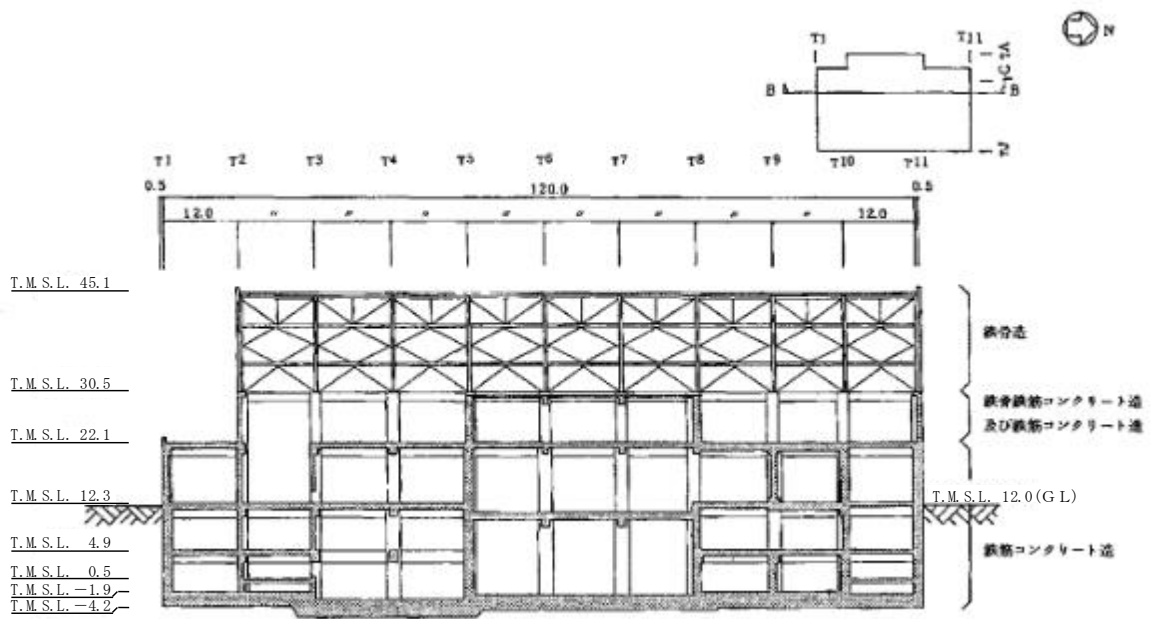
タービン建屋は隣接する5号機原子炉建屋とは構造的に分離されている。建屋配置図を図2-4に、5号機原子炉建屋とのクリアランスを図2-5に示す。



(単位：m)

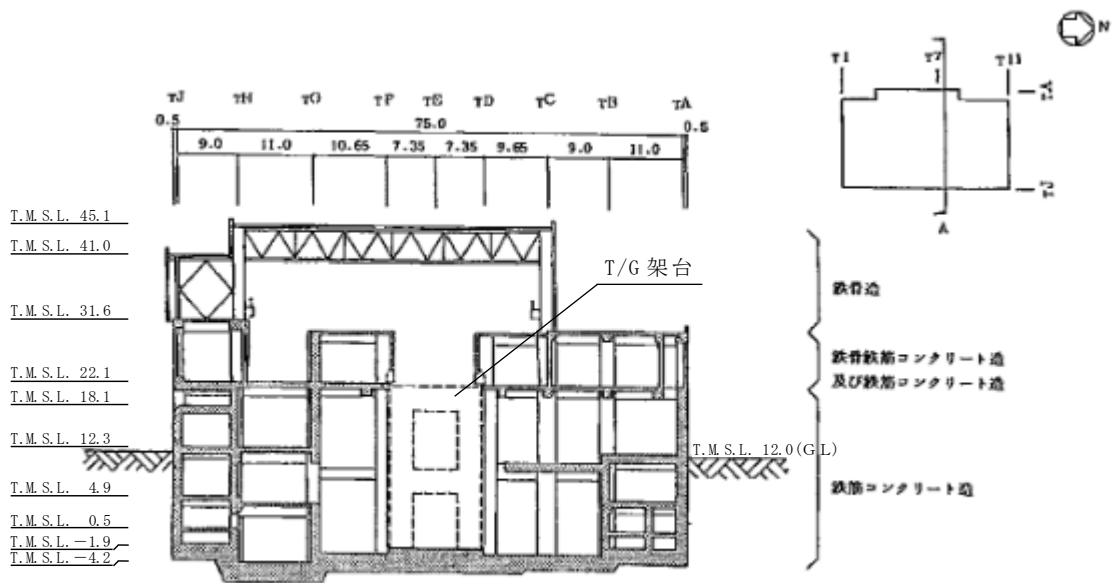
注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図2-2 タービン建屋の概略平面図（B2F, T.M.S.L. 0.5m）



(単位：m)

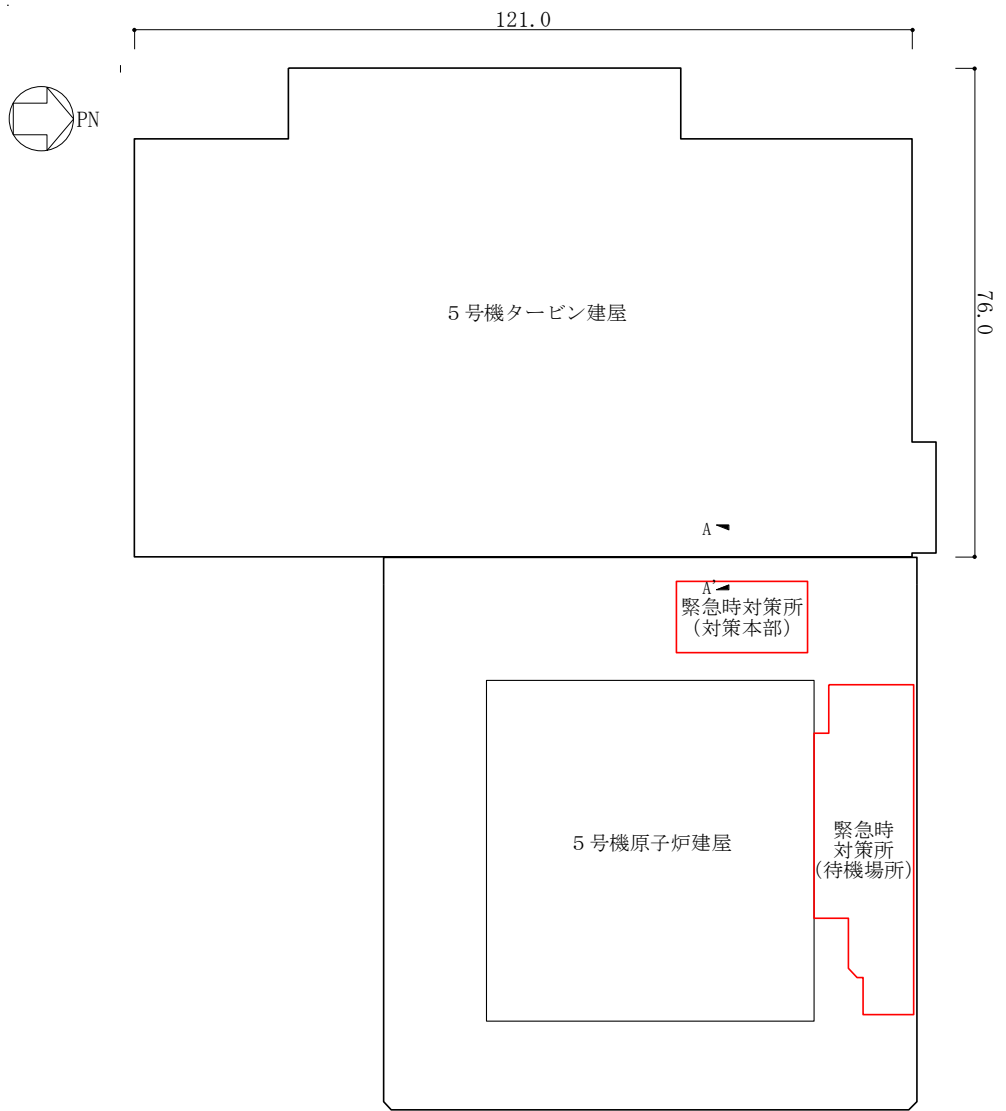
NS方向



(単位：m)

EW方向

図2-3 タービン建屋の概略断面図



(単位：m)

図2-4 建屋配置図

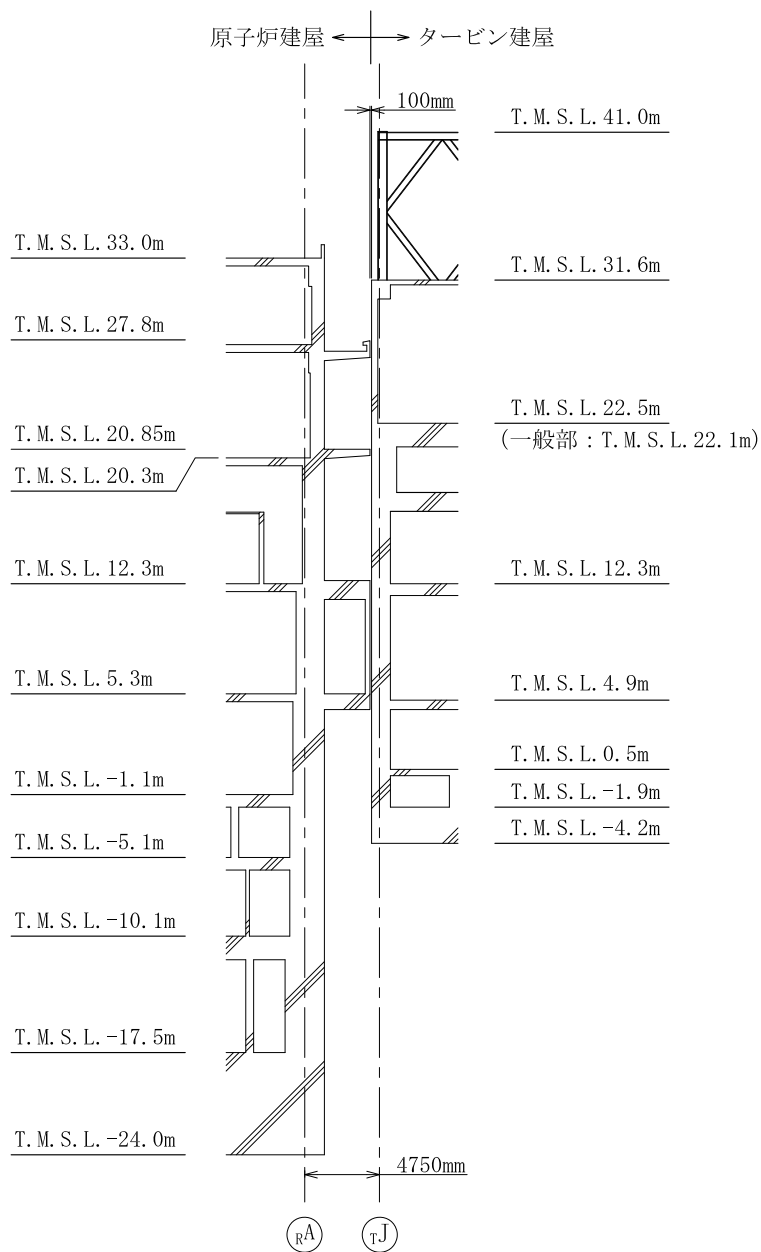


図2-5 原子炉建屋とタービン建屋のクリアランス (A-A'断面)

2.3 評価方針

タービン建屋は、5号機原子炉建屋と同じ運転状態を想定することから、重大事故等対処施設に対する波及的影響の評価を行う。

タービン建屋の重大事故等対処施設に対する波及的影響評価においては、基準地震動 S_s に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）を行うこととする。タービン建屋の波及的影響評価は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、地震応答解析による評価において、層間変形角及びせん断ひずみの評価並びに5号機原子炉建屋との相対変位の評価を行うことで、5号機原子炉建屋への波及的影響確認を行う。層間変形角及びせん断ひずみの評価では、NS方向及びEW方向の地震応答解析結果から波及的影響確認を行い、相対変位の評価では、V-2-2-15「緊急時対策所の地震応答計算書」に基づき、接触する可能性が高い5号機原子炉建屋直交方向であるEW方向に対して波及的影響確認を行う。評価に当たっては、材料物性の不確かさを考慮する。

波及的影響の評価フローを図2-6に示す。

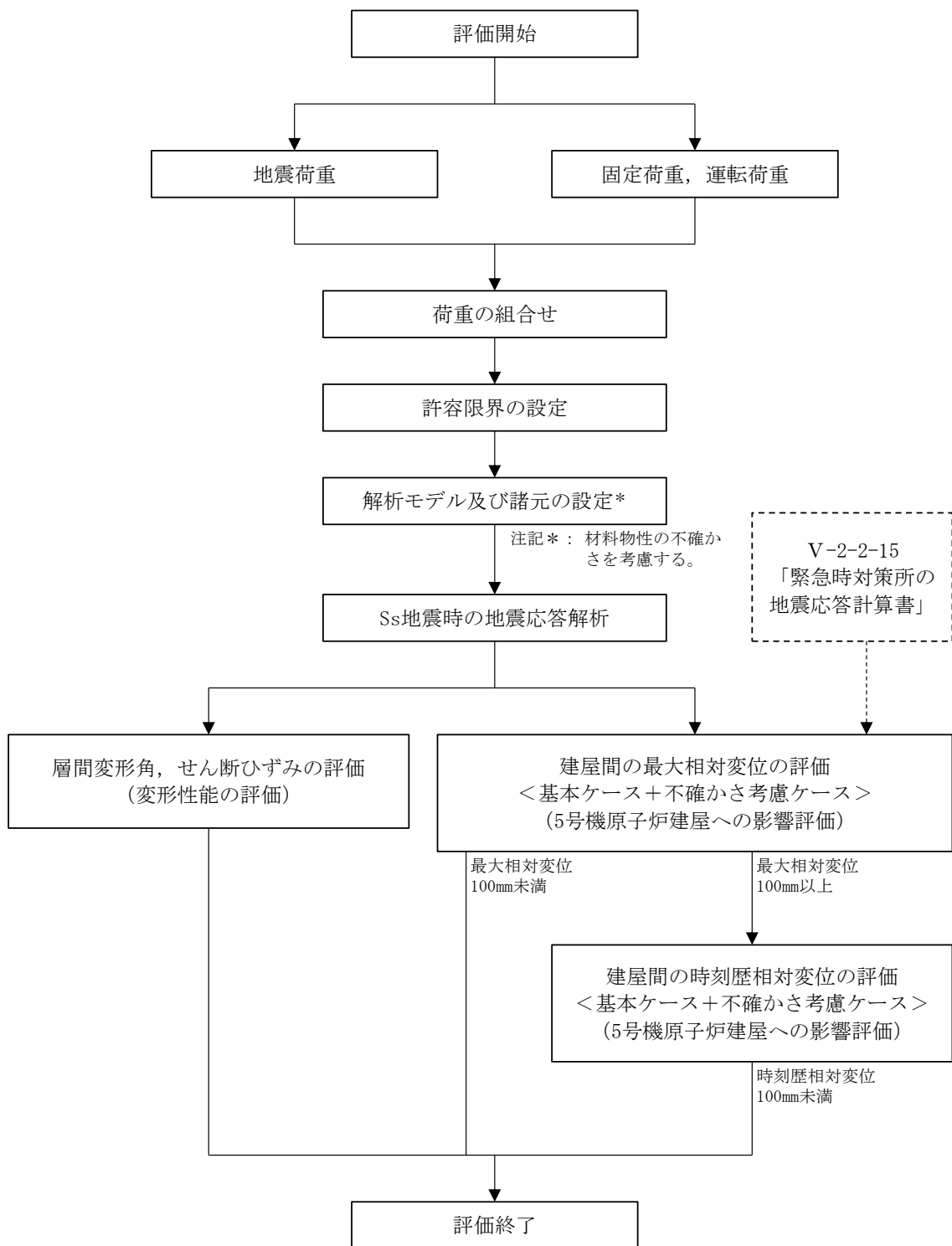


図2-6 タービン建屋の波及的影響の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

タービン建屋の波及的影響の評価を行う際に適用する規格・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. 評価方法

3.1 評価方針及び評価対象部位

タービン建屋の波及的影響の評価は、以下の方針に基づき行う。

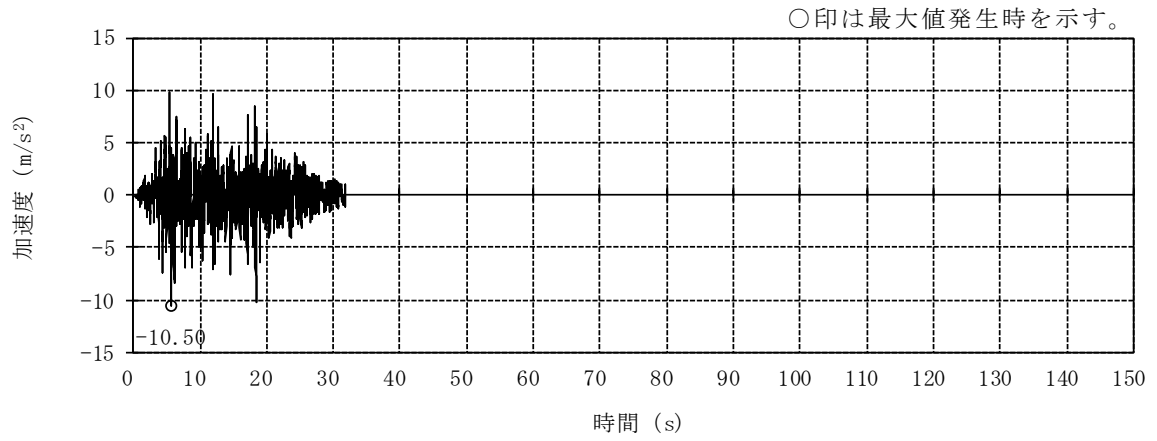
構造物全体としての変形性能の評価では、質点系モデルを用いた地震応答解析結果から求められる層間変形角及びせん断ひずみによる評価を行うこととし、層間変形角の評価については「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針（（財）日本建築防災協会）」を参考とした許容限界を超えないことを確認し、せん断ひずみの評価については「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）」（以下「J E A G 4 6 0 1 -1987」という。）に基づき設定した許容限界を超えないことを確認することにより、タービン建屋が倒壊しないことを確認する。層間変形角の評価対象部位はT.M.S.L. 31.6mより上部の鉄骨フレーム部とし、せん断ひずみの評価対象部位はT.M.S.L. 31.6mより下部の耐震壁とする。

5号機原子炉建屋との相対変位による評価では、両建屋の最大応答変位の絶対値和（以下「最大相対変位」という。）と建屋間のクリアランスの大小関係により、隣接する5号機原子炉建屋への衝突の有無を確認する。最大相対変位が許容限界を超える場合は、両建屋の時刻歴上の相対変位（以下「時刻歴相対変位」という。）から衝突の有無を確認する。

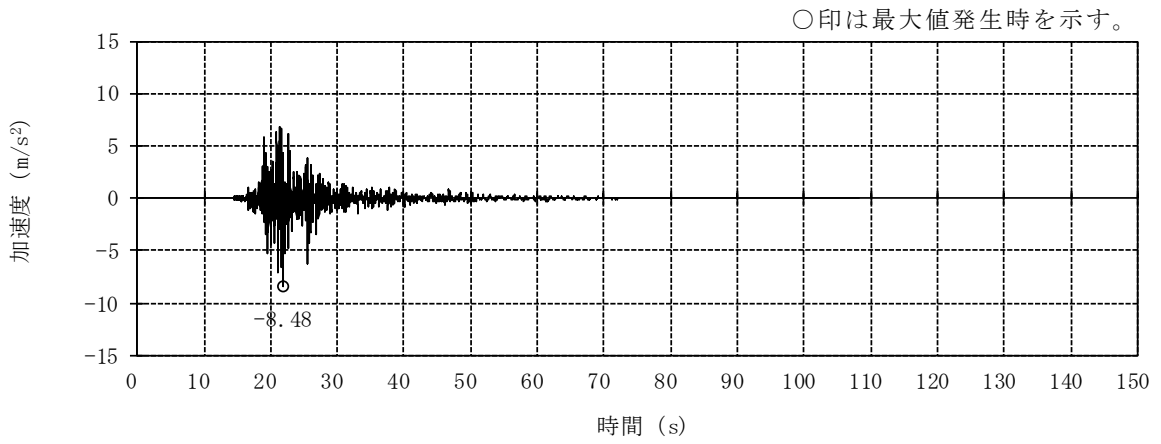
以上の評価では、材料物性の不確かさを考慮する。

3.2 設計用模擬地震波

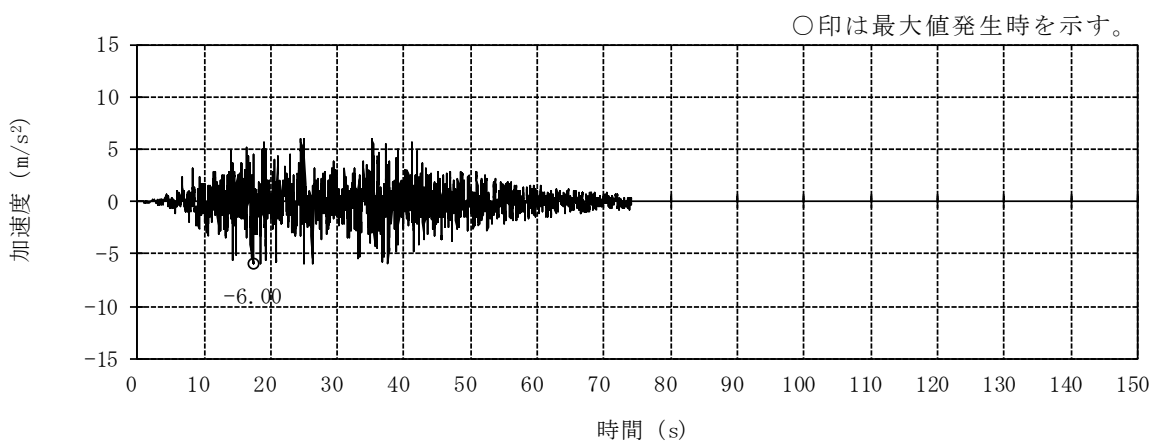
タービン建屋の地震応答解析に用いる設計用模擬地震波は、V-2-1-2「基準地震動 S_s 及び弾性設計用地震動 S_d の策定概要」に示す解放基盤表面レベルに想定する設計用模擬地震波のうち、上位クラス施設である5号機原子炉建屋の評価で用いた地震波である基準地震動 S_s を用いることとする。地震応答解析に用いた設計用模擬地震波の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図3-1～図3-3に示す。



(a) S_s-1H

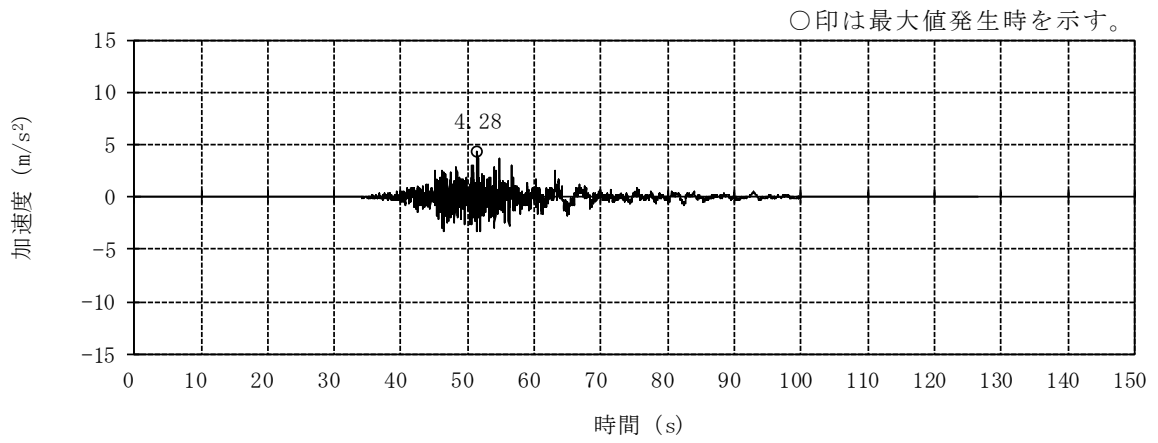


(b) S_s-2NS

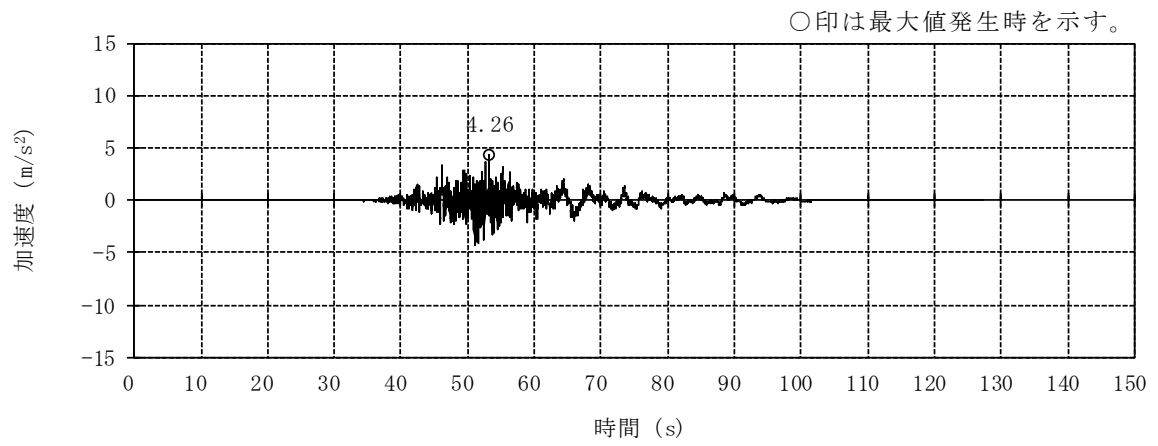


(c) S_s-3H

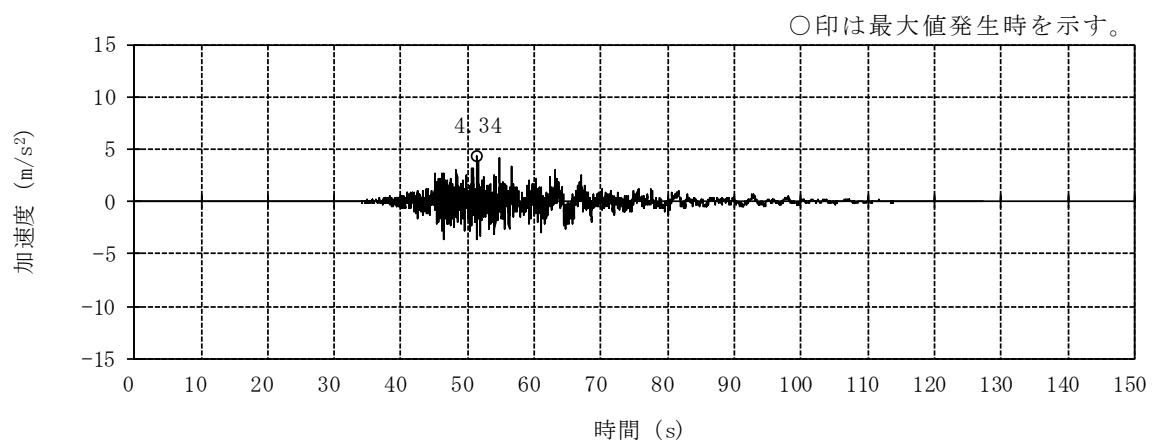
図3-1 入力地震動の加速度時刻歴波形（基準地震動 S_s，NS方向）（1/3）



(d) S_s-4NS

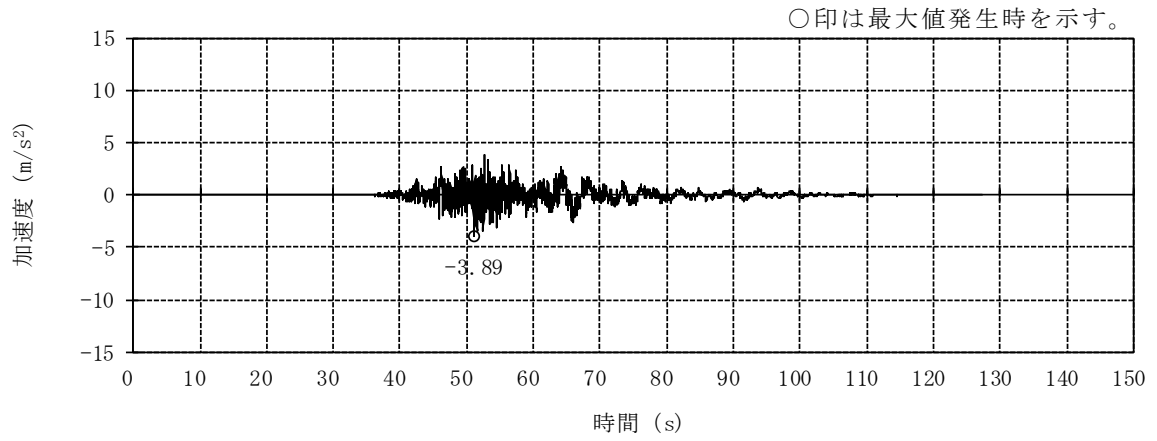


(e) S_s-5NS

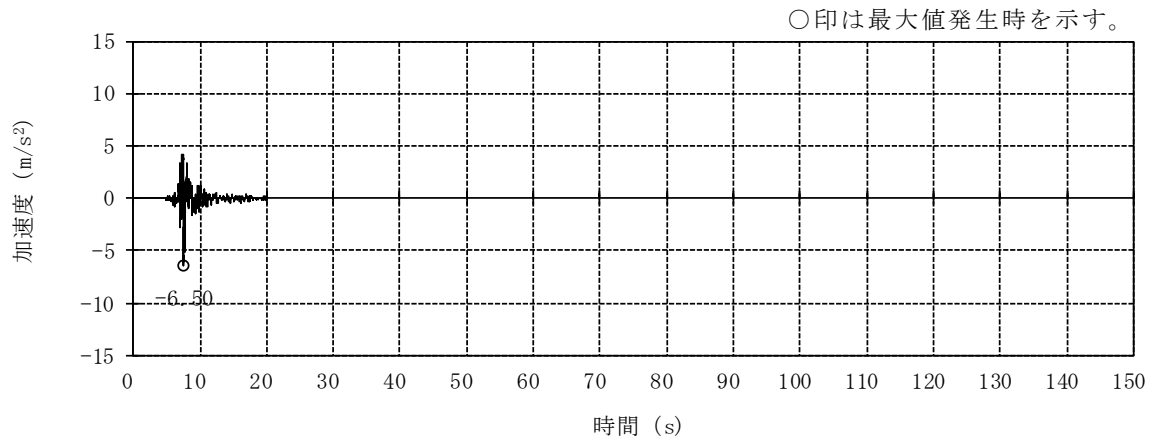


(f) S_s-6NS

図3-1 入力地震動の加速度時刻歴波形（基準地震動 S_s，NS方向）（2/3）

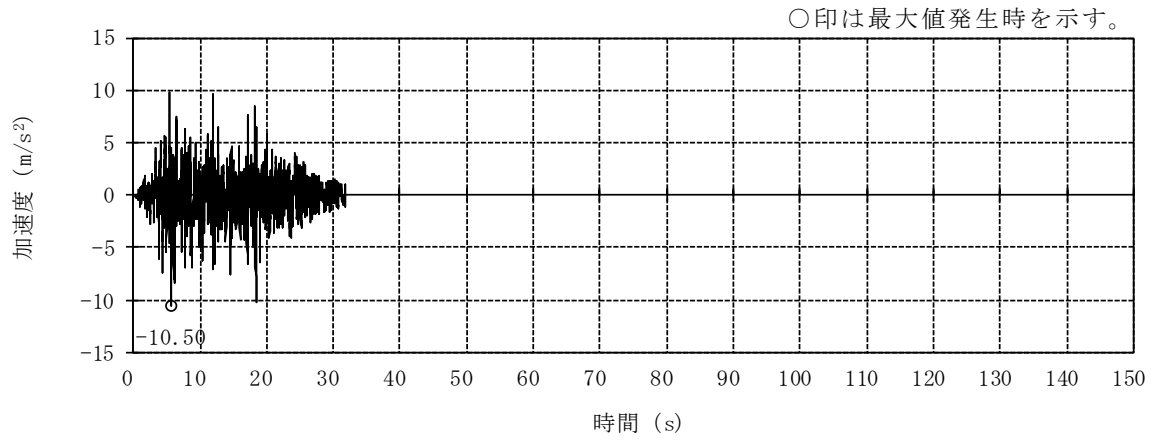


(g) Ss-7NS

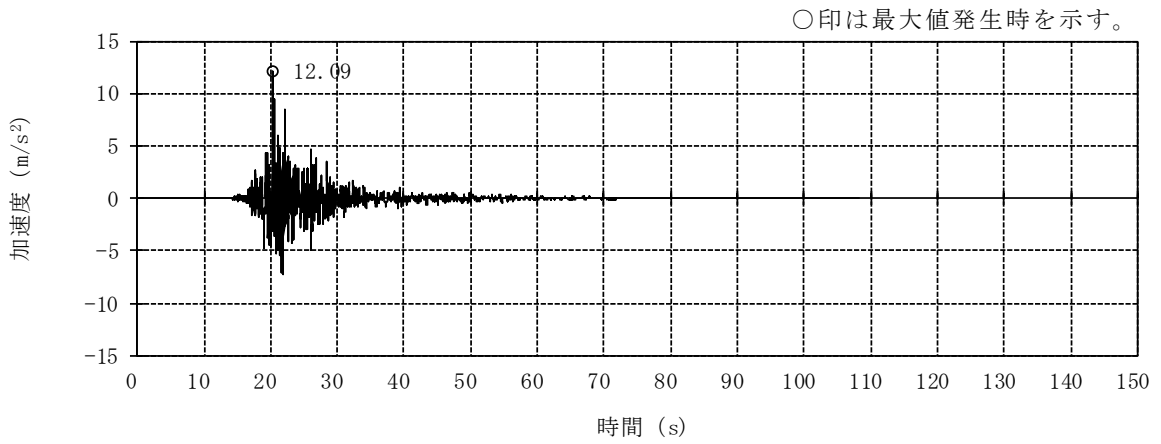


(h) Ss-8H

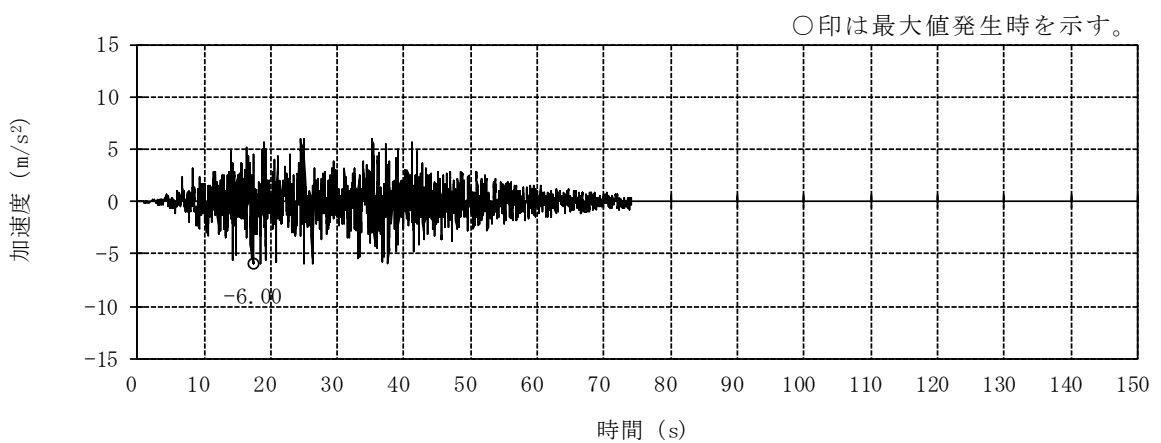
図3-1 入力地震動の加速度時刻歴波形（基準地震動 S_s，NS方向）（3/3）



(a) S_s-1H

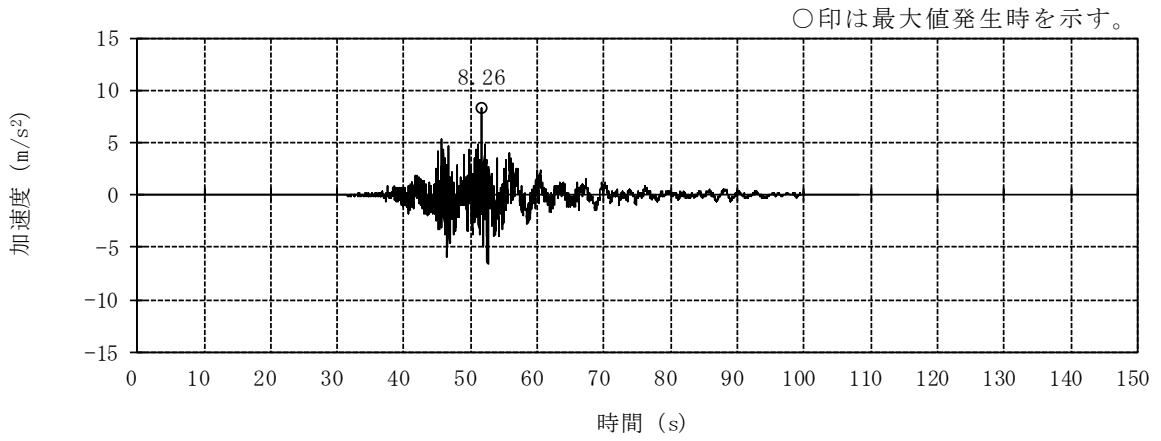


(b) S_s-2EW

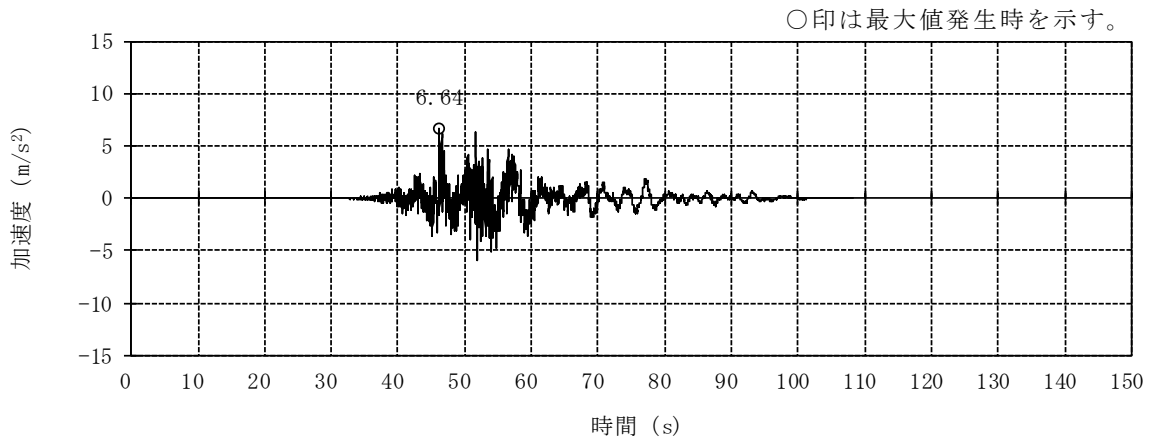


(c) S_s-3H

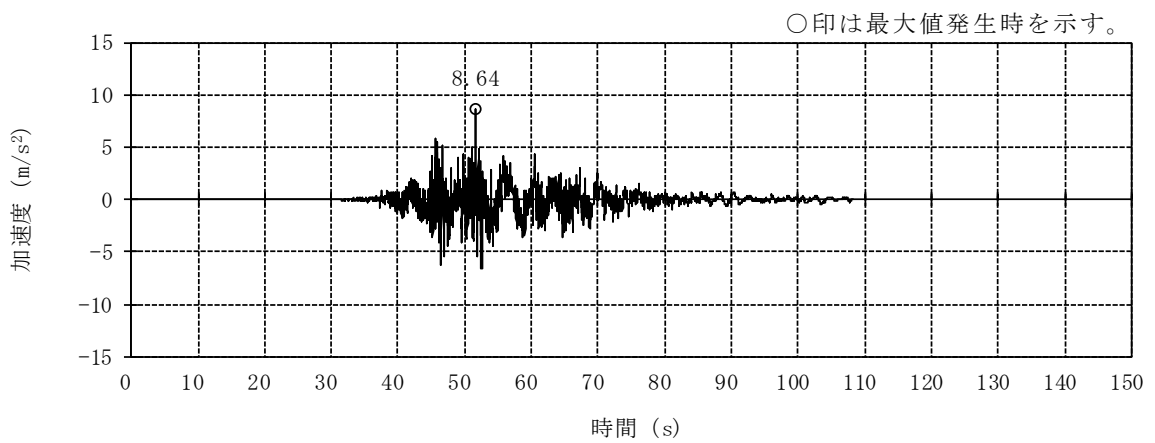
図3-2 入力地震動の加速度時刻歴波形（基準地震動 S_s，EW方向）（1/3）



(d) S_s-4EW

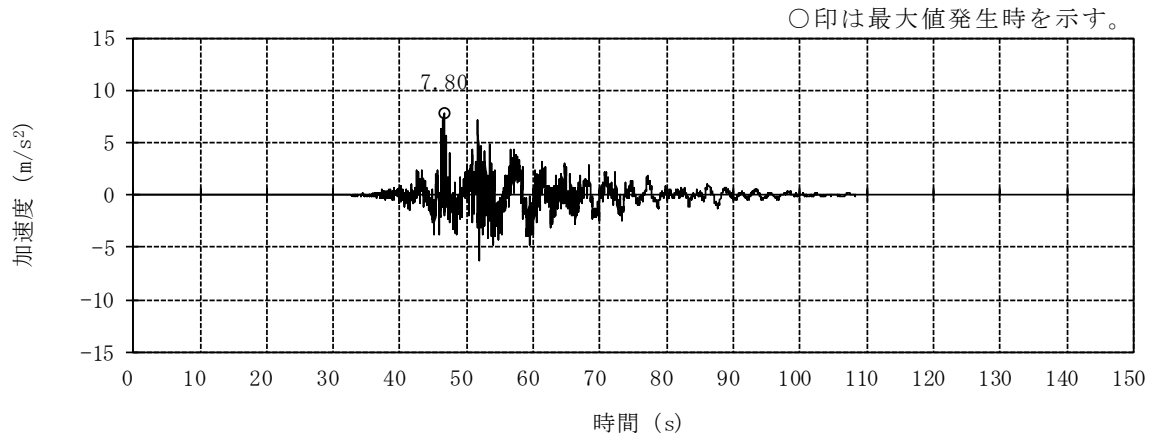


(e) S_s-5EW

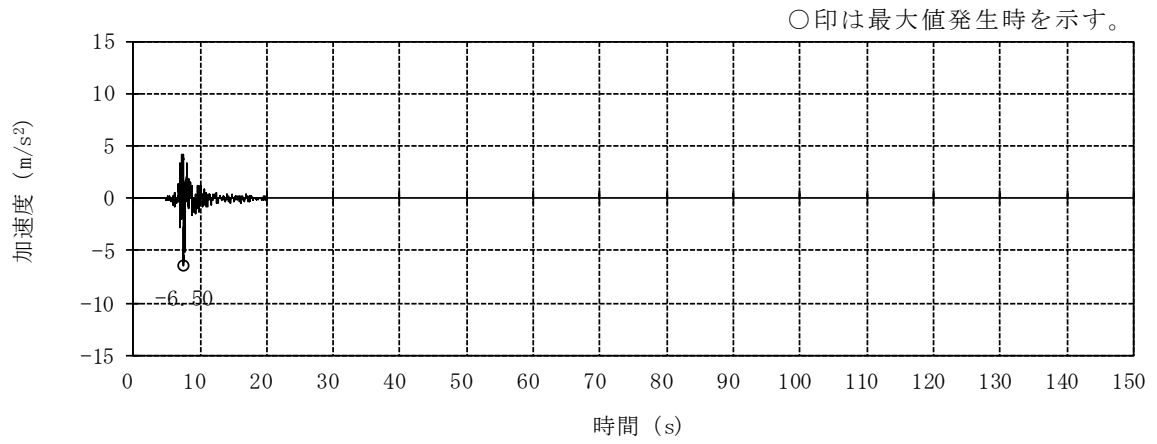


(f) S_s-6EW

図3-2 入力地震動の加速度時刻歴波形（基準地震動 S_s，EW方向）（2/3）

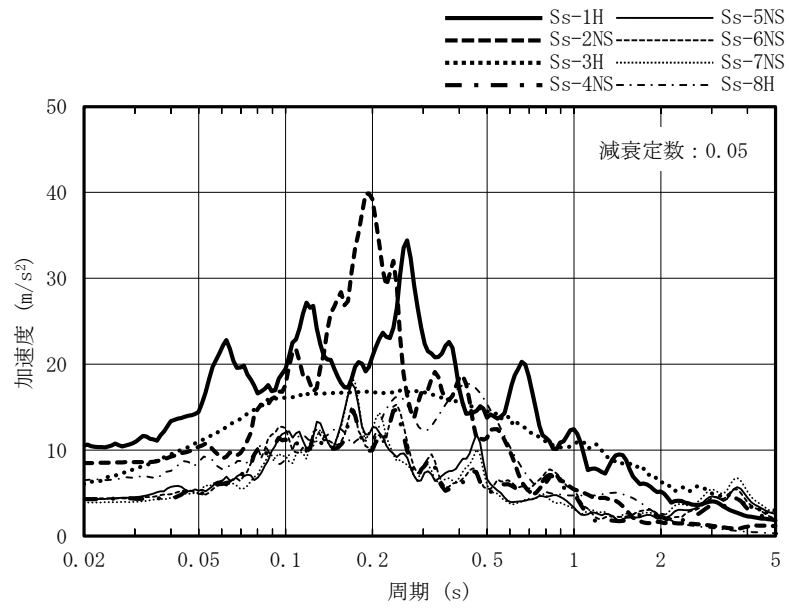


(g) Ss-7EW

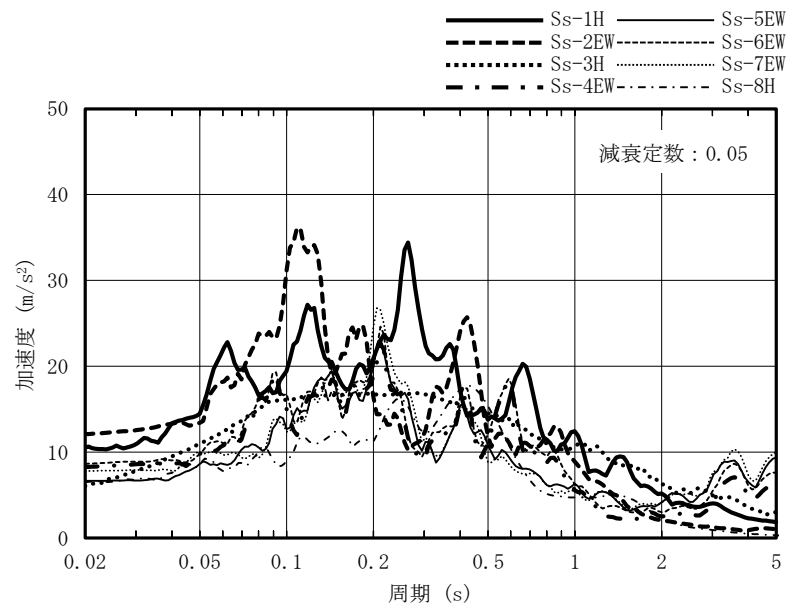


(h) Ss-8H

図3-2 入力地震動の加速度時刻歴波形（基準地震動 S_s，EW方向）（3/3）



(a) NS方向



(b) EW方向

図3-3 加速度応答スペクトル (基準地震動 S s)

3.3 荷重及び荷重組合せ

荷重は、上位クラス施設である5号機原子炉建屋の荷重条件と同じとし、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いることとする。荷重の組合せを表3-1に示す。

表3-1 荷重の組合せ

荷重の組合せ
$G + P + S_s$

〔記号の説明〕

G : 固定荷重

P : 地震と組み合わせべきプラントの運転状態
(原子炉冷却材喪失時の状態は除く。)における運転荷重

S_s : 基準地震動 S_s により定まる地震力

3.4 許容限界

タービン建屋の5号機原子炉建屋に対する波及的影響評価における許容限界は、V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に記載の許容限界に基づき、表3-2のとおり設定する。

表3-2 波及的影響評価における許容限界

機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界 (評価基準値)
5号機原子炉建屋に波及的影響を及ぼさない	基準地震動 S _s	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	最大層間変形角 1/30*
		耐震壁	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	最大せん断ひずみ 4.00×10^{-3}
		タービン建屋 及び 5号機原子炉建屋	建屋間の相対変位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	相対変位 100 mm

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。

3.5 解析方法

3.5.1 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき設定する。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3-3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28日強度データに基づき設定した実強度を用いて算定する。

表3-3 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, T/G架台及び 基礎スラブ	コンクリート* : $\sigma_c = 31.3$ (N/mm ²) ($\sigma_c = 320$ kgf/cm ²) 鉄筋 : SD35 (SD345相当)	2.48×10^4	1.03×10^4	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。

地震応答解析モデルは、地盤との相互作用を考慮した質点系モデルとする。長辺方向であるNS方向は、建屋全体としての曲げ剛性が非常に高いため、等価なせん断剛性を考慮したモデルとし、短辺方向であるEW方向は、曲げ及びせん断剛性を考慮したモデルとして弾塑性時刻歴応答解析を行う。

建屋のモデル化は、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を図3-4に、地震応答解析モデルの諸元を表3-4及び表3-5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（(社)日本電気協会）」（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）により、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。このうち、基礎底面のロッキング地盤ばねには、基礎浮上りによる幾何学的非線形性を考慮する。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。なお、地盤表層部（埋戻土）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 V K 2 6 3」を用いる。

解析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基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価する。また、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。地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を図3-5に示す。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。

基準地震動 S_s に対する地盤定数を表3-6～表3-13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-2-1-3「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.-4.2m）における入力地震動の加速度応答スペクトルを図3-6に示す。地震応答解析に用いる地盤ばねの記号を図3-7に、地盤のばね定数と減衰係数を表3-14～表3-21に示す。

復元力特性は、建屋の方向別に、振動モデル各軸のモデル化範囲における耐震要素の水平断面形状より「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」に基づいて設定す

る。

なお，地震応答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。

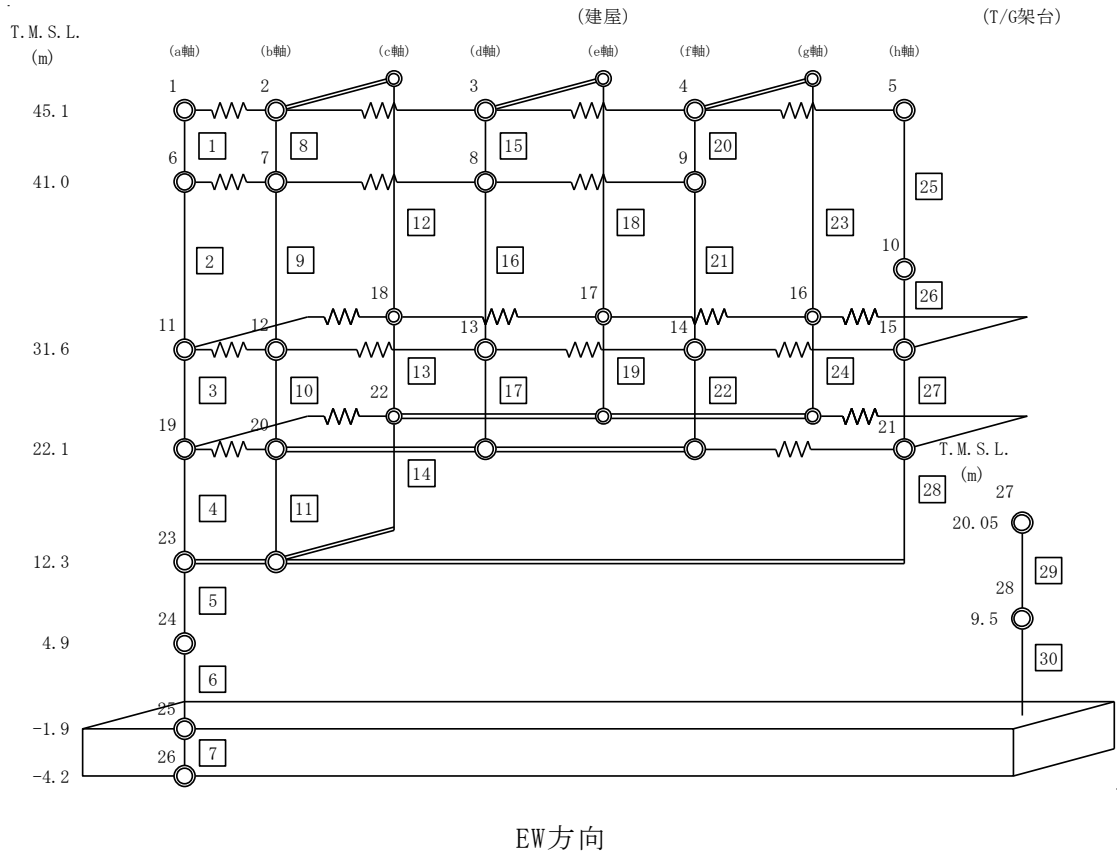
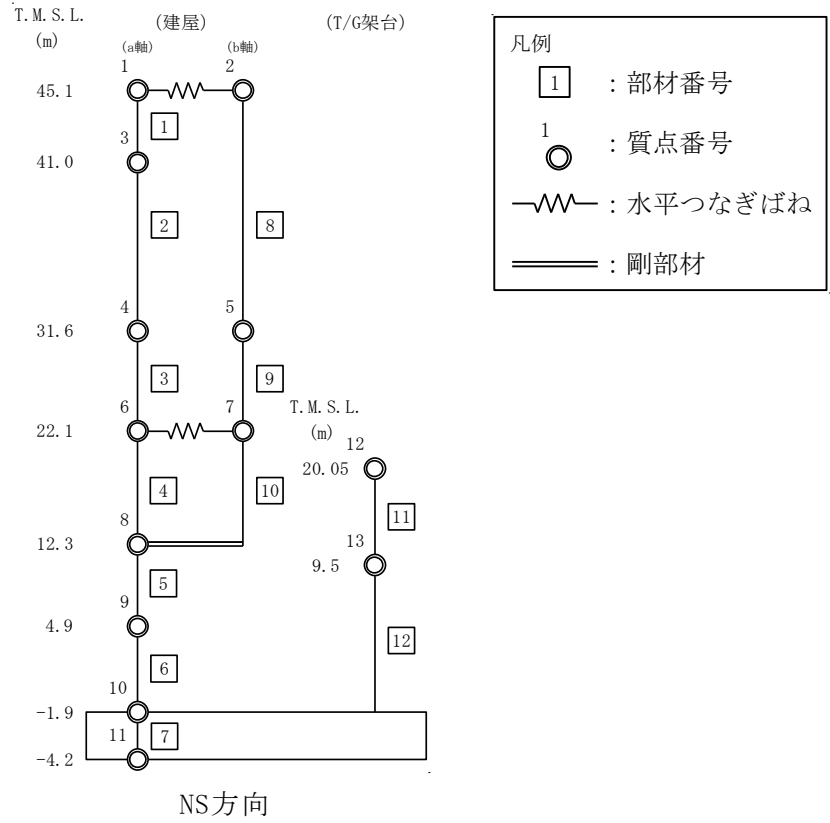


図3-4 地震応答解析モデル

表3-4 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	
45.1		25320	24920	
		—	—	
41.0		3		
		11280		
31.6		4	5	
		71010	77130	
22.1		12	6	7
		105910	263700	186720
		—	—	—
12.3		13	8	
		56670	515440	
4.9	9			
	404230			
	—			
-1.9	10			
	634340			
-4.2	11			
	247270			
	3010.6			

質点番号
重量(kN)
回転慣性重量($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)

(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	8	
45.1		3.04	2.58	
		—		
41.0		2	—	
		4.23		
31.6		3	9	
		142.50	111.40	
22.1		11	4	10
		20.20	308.24	301.28
		—	—	—
12.3		12	5	
		12.80	786.25	
4.9	6			
	—	735.93		
-1.9	7			
	8536.00			

①コンクリート部
ヤング係数 E 2.48×10^4 (N/mm²)
せん断弾性係数 G 1.03×10^4 (N/mm²)
ポアソン比 ν 0.20
減衰定数 h 5%

②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%

基礎形状 121.0m(NS方向) \times 76.0m(EW方向)

部材番号
せん断断面積(m ²)
断面二次モーメント(m ⁴)

表3-5 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

T. M. S. L. (m)	T/G架台	建屋							
		1	2	3	4	5	6	7	8
45.1		9440	9580	9580	10170	11470			
		—	—	—	—	—			
41.0		2630	2910	3170	2570	10320			
		—	—	—	—	—			
31.6		25880	9760	16810	10280	24250	10710	13740	26390
		—	—	—	—	—	—	—	—
22.1		105910	90450	150580	120670				88720
		—	—	—	—				—
12.3		56670	515440						
		—	—						
4.9		404230							
		—							
-1.9		634340							
		—							
-4.2		247270							
		1127.8							

質点番号
重量(kN)
回転慣性重量($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)

表3-5 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

T. M. S. L. (m)	T/G架台	建屋							
		1	8	12	15	18	20	23	25
45.1		2.42	0.40	0.15	0.40	0.14	0.61	0.14	2.44
		—	—		—		—		—
41.0		2	9	—	16	—	21	—	26
		2.25	0.83		0.83		—		26.30
31.6		—	—	—	—	—	—	—	—
		3	10		13		17		19
22.1		52.10	18.90	16.03	16.80	0.82	21.66	26.86	46.40
		14660	311	1924	228	1890	276	2291	15800
12.3		29	4	11	14				28
		13.40	150.00	90.50	135.26				154.35
4.9		—	85020	9385	19800				69130
		30	5						
-1.9		22.40	585.58						
		—	217000	6					
		—	572.33						
		7	8536.00						
		—							

①コンクリート部

ヤング係数 E 2.48×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.03×10^4 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰定数 h 5%

②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%

基礎形状 121.0m(NS方向) × 76.0m(EW方向)

部材番号
せん断断面積(m ²)
断面二次モーメント(m ⁴)

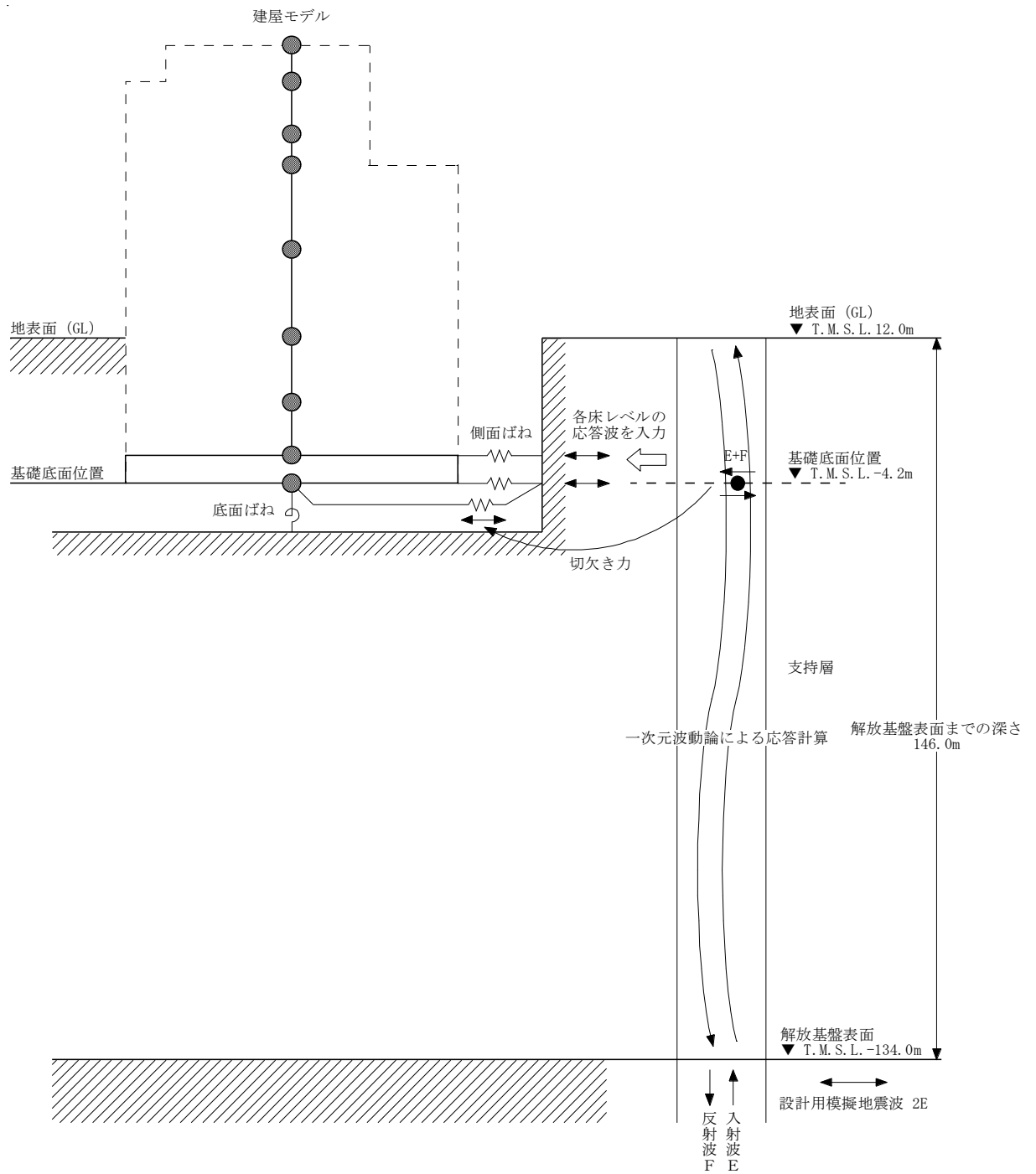


図3-5 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図

表3-6 地盤定数 (Ss-1)

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	埋戻土	182	17.6	0.415	0.213	0.592	0.36	13
+8.0		230	17.6	0.415	0.123	0.949	0.13	18
+4.0		256	17.6	0.415	0.129	1.18	0.11	19
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.23	1.71	0.72	4
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.35	4.09	0.82	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.45	5.50	0.81	3
-100.0		610	18.0	0.43	5.32	6.83	0.78	3
-134.0 ∞	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-

表3-7 地盤定数 (Ss-2)

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	埋戻土	182	17.6	0.415	0.236	0.592	0.40	11
+8.0		230	17.6	0.415	0.132	0.949	0.14	15
+4.0		256	17.6	0.415	0.106	1.18	0.09	17
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.24	1.71	0.73	4
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.35	4.09	0.82	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.67	5.50	0.85	3
-100.0		610	18.0	0.43	5.87	6.83	0.86	3
-134.0 ∞	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-

表3-8 地盤定数 (Ss-3)

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	埋戻土	182	17.6	0.415	0.266	0.592	0.45	10
+8.0		230	17.6	0.415	0.170	0.949	0.18	17
+4.0		256	17.6	0.415	0.129	1.18	0.11	19
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.21	1.71	0.71	4
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.19	4.09	0.78	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.12	5.50	0.75	4
-100.0		610	18.0	0.43	5.19	6.83	0.76	3
-134.0	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-
∞								

表3-9 地盤定数 (Ss-4)

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	埋戻土	182	17.6	0.415	0.242	0.592	0.41	8
+8.0		230	17.6	0.415	0.170	0.949	0.18	13
+4.0		256	17.6	0.415	0.177	1.18	0.15	14
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.31	1.71	0.77	4
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.55	4.09	0.87	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.78	5.50	0.87	3
-100.0		610	18.0	0.43	5.94	6.83	0.87	3
-134.0	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-
∞								

表3-10 地盤定数 (Ss-5)

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	埋戻土	182	17.6	0.415	0.242	0.592	0.41	7
+8.0		230	17.6	0.415	0.161	0.949	0.17	11
+4.0		256	17.6	0.415	0.188	1.18	0.16	14
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.33	1.71	0.78	4
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.51	4.09	0.86	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.56	5.50	0.83	3
-100.0		610	18.0	0.43	5.60	6.83	0.82	3
-134.0	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-
∞								

表3-11 地盤定数 (Ss-6)

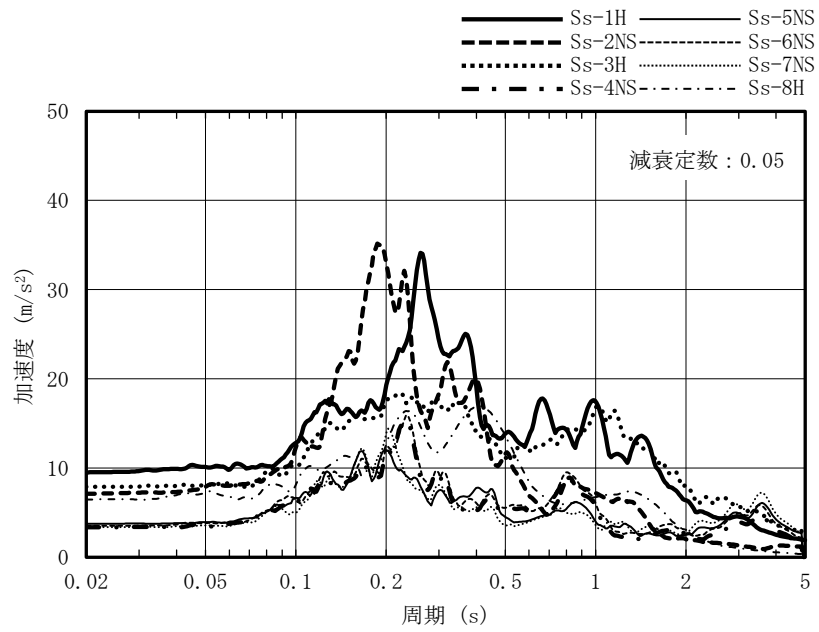
標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	埋戻土	182	17.6	0.415	0.230	0.592	0.39	9
+8.0		230	17.6	0.415	0.161	0.949	0.17	14
+4.0		256	17.6	0.415	0.153	1.18	0.13	15
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.29	1.71	0.76	3
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.51	4.09	0.86	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.62	5.50	0.84	3
-100.0		610	18.0	0.43	5.66	6.83	0.83	3
-134.0	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-
∞								

表3-12 地盤定数 (Ss-7)

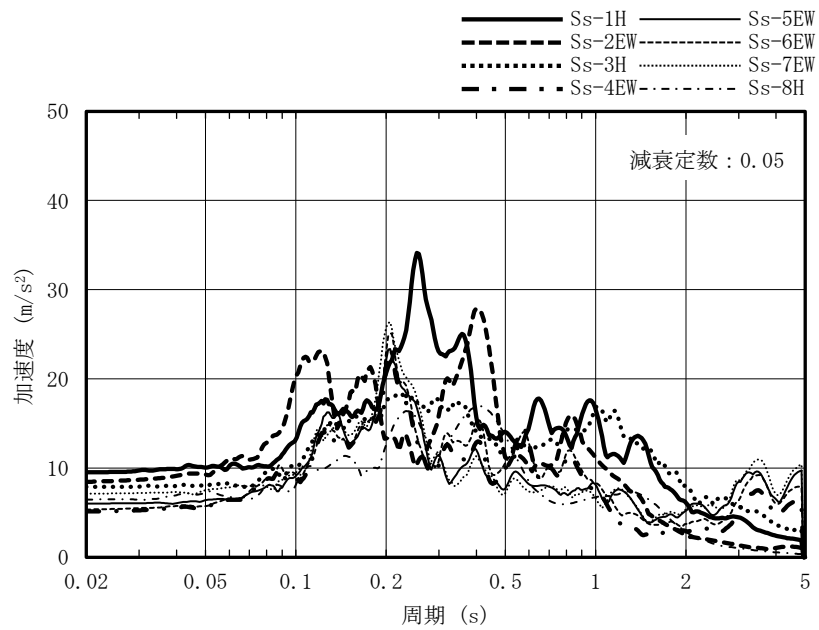
標高 T. M. S. L. (m)	地層	せん断波 速度 V_s (m/s)	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G_0 ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G_0	減衰 定数 h (%)
+12.0	埋戻土	182	17.6	0.415	0.230	0.592	0.39	8
+8.0		230	17.6	0.415	0.170	0.949	0.18	11
+4.0		256	17.6	0.415	0.224	1.18	0.19	12
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.35	1.71	0.79	4
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.47	4.09	0.85	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.45	5.50	0.81	3
-100.0		610	18.0	0.43	5.46	6.83	0.80	3
-134.0	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-
∞								

表3-13 地盤定数 (Ss-8)

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	埋戻土	182	17.6	0.415	0.272	0.592	0.46	10
+8.0		230	17.6	0.415	0.161	0.949	0.17	17
+4.0		256	17.6	0.415	0.118	1.18	0.10	19
0.0	古安田層	310	17.5	0.48	1.31	1.71	0.77	4
-9.0	西山層	490	16.7	0.45	3.47	4.09	0.85	3
-60.0		560	17.2	0.44	4.56	5.50	0.83	3
-100.0		610	18.0	0.43	6.01	6.83	0.88	3
-134.0	椎谷層	710	19.9	0.42	10.2	10.2	1.00	-
∞								



(a) NS方向



(b) EW方向

図3-6 入力地震動の加速度応答スペクトル
(基準地震動 S_s , T.M.S.L.-4.2m)

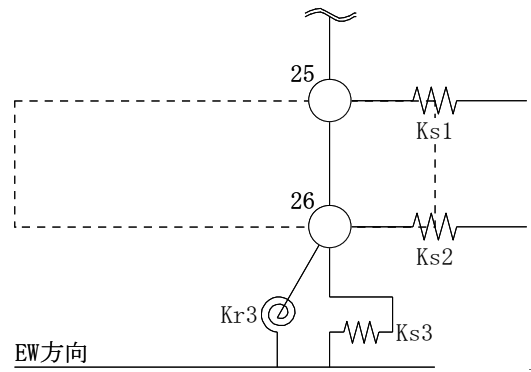
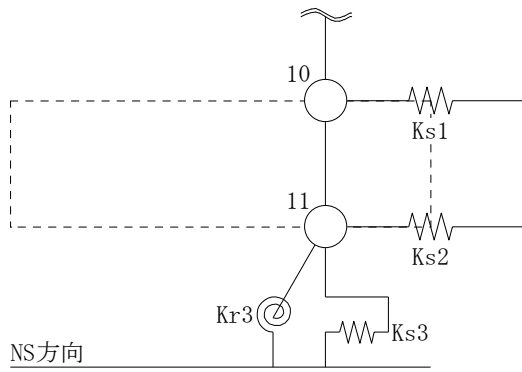
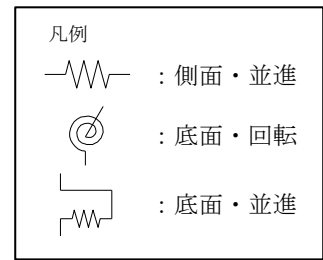


図3-7 地盤ばねの記号

表3-14 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-1)

(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	10	側面・並進	1.64×10^6	1.15×10^6
Ks2	11	側面・並進	6.19×10^5	4.35×10^5
Ks3	11	底面・並進	1.04×10^8	6.71×10^6
Kr3	11	底面・回転	4.10×10^{11}	1.32×10^{10}

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3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	25	側面・並進	1.64×10^6	1.14×10^6
Ks2	26	側面・並進	6.19×10^5	4.29×10^5
Ks3	26	底面・並進	1.09×10^8	7.33×10^6
Kr3	26	底面・回転	1.77×10^{11}	3.66×10^9

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

表3-15 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-2)

(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	10	側面・並進	1.66×10^6	1.16×10^6
Ks2	11	側面・並進	6.24×10^5	4.36×10^5
Ks3	11	底面・並進	1.05×10^8	6.74×10^6
Kr3	11	底面・回転	4.15×10^{11}	1.33×10^{10}

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3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	25	側面・並進	1.66×10^6	1.14×10^6
Ks2	26	側面・並進	6.24×10^5	4.31×10^5
Ks3	26	底面・並進	1.10×10^8	7.36×10^6
Kr3	26	底面・回転	1.79×10^{11}	3.68×10^9

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

表3-16 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-3)

(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	10	側面・並進	1.62×10^6	1.14×10^6
Ks2	11	側面・並進	6.10×10^5	4.30×10^5
Ks3	11	底面・並進	9.89×10^7	6.55×10^6
Kr3	11	底面・回転	3.88×10^{11}	1.29×10^{10}

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3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	25	側面・並進	1.62×10^6	1.13×10^6
Ks2	26	側面・並進	6.10×10^5	4.24×10^5
Ks3	26	底面・並進	1.04×10^8	7.14×10^6
Kr3	26	底面・回転	1.68×10^{11}	3.59×10^9

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

表3-17 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-4)

(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	10	側面・並進	1.74×10^6	1.19×10^6
Ks2	11	側面・並進	6.58×10^5	4.47×10^5
Ks3	11	底面・並進	1.10×10^8	6.91×10^6
Kr3	11	底面・回転	4.36×10^{11}	1.36×10^{10}

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3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	25	側面・並進	1.74×10^6	1.17×10^6
Ks2	26	側面・並進	6.58×10^5	4.41×10^5
Ks3	26	底面・並進	1.16×10^8	7.54×10^6
Kr3	26	底面・回転	1.89×10^{11}	3.76×10^9

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

表3-18 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-5)

(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	10	側面・並進	1.78×10^6	1.19×10^6
Ks2	11	側面・並進	6.73×10^5	4.49×10^5
Ks3	11	底面・並進	1.08×10^8	6.84×10^6
Kr3	11	底面・回転	4.25×10^{11}	1.34×10^{10}

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3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	25	側面・並進	1.78×10^6	1.18×10^6
Ks2	26	側面・並進	6.73×10^5	4.43×10^5
Ks3	26	底面・並進	1.13×10^8	7.47×10^6
Kr3	26	底面・回転	1.85×10^{11}	3.73×10^9

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

表3-19 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-6)

(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	10	側面・並進	1.72×10^6	1.18×10^6
Ks2	11	側面・並進	6.48×10^5	4.44×10^5
Ks3	11	底面・並進	1.09×10^8	6.85×10^6
Kr3	11	底面・回転	4.27×10^{11}	1.35×10^{10}

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3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	25	側面・並進	1.72×10^6	1.16×10^6
Ks2	26	側面・並進	6.48×10^5	4.38×10^5
Ks3	26	底面・並進	1.14×10^8	7.48×10^6
Kr3	26	底面・回転	1.86×10^{11}	3.73×10^9

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

表3-20 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-7)

(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	10	側面・並進	1.81×10^6	1.20×10^6
Ks2	11	側面・並進	6.82×10^5	4.51×10^5
Ks3	11	底面・並進	1.07×10^8	6.81×10^6
Kr3	11	底面・回転	4.20×10^{11}	1.34×10^{10}

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3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	25	側面・並進	1.81×10^6	1.18×10^6
Ks2	26	側面・並進	6.82×10^5	4.45×10^5
Ks3	26	底面・並進	1.12×10^8	7.43×10^6
Kr3	26	底面・回転	1.83×10^{11}	3.71×10^9

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

表3-21 地盤ばね定数と減衰係数 (Ss-8)

(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	10	側面・並進	1.74×10^6	1.18×10^6
Ks2	11	側面・並進	6.58×10^5	4.46×10^5
Ks3	11	底面・並進	1.08×10^8	6.83×10^6
Kr3	11	底面・回転	4.24×10^{11}	1.34×10^{10}

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3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	25	側面・並進	1.74×10^6	1.17×10^6
Ks2	26	側面・並進	6.58×10^5	4.39×10^5
Ks3	26	底面・並進	1.13×10^8	7.45×10^6
Kr3	26	底面・回転	1.84×10^{11}	3.72×10^9

注記*1 : Ks1, Ks2, Ks3はkN/m Kr3はkN・m/rad

*2 : Ks1, Ks2, Ks3はkN・s/m Kr3はkN・m・s/rad

3.5.2 解析方法

タービン建屋の地震応答解析には、解析コード「D Y N A 2 E」を用いる。

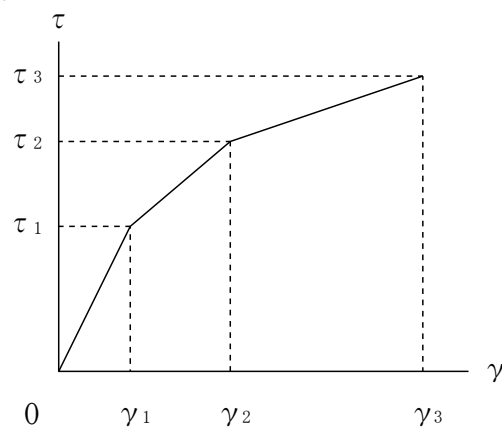
建物・構築物の動的解析は、V-2-1-6「地震応答解析の基本方針」に基づき時刻歴応答解析により実施する。

なお、地震応答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。

3.5.3 解析条件

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

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係を図3-8に示す。



τ_1 : 第1折点のせん断応力度

τ_2 : 第2折点のせん断応力度

τ_3 : 終局点のせん断応力度

γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ

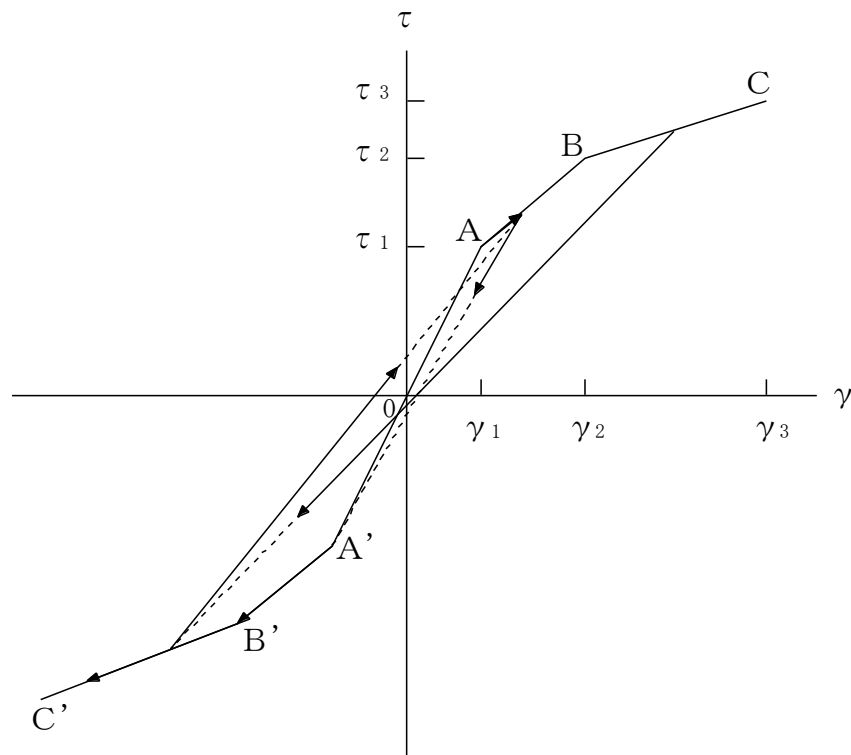
γ_2 : 第2折点のせん断ひずみ

γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図3-8 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係

(2) 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき、最大点指向型モデルとする。耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性を図3-9に示す。

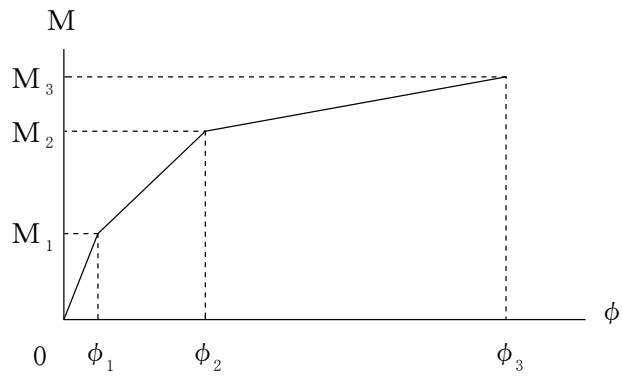


- a. 0-A間 : 弾性範囲。
- b. A-B間 : 負側スケルトンが経験した最大点に向かう。ただし、負側最大点が第1折点を越えていなければ、負側第1折点に向かう。
- c. B-C間 : 負側最大点指向。
- d. 各最大点は、スケルトン上を移動することにより更新される。
- e. 安定ループは面積を持たない。

図3-9 耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係の履歴特性

(3) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係)

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係 (M- ϕ 関係) は, 「J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」に基づき, トリリニア型スケルトン曲線とする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係を図3-10に示す。



M_1 : 第1折点の曲げモーメント

M_2 : 第2折点の曲げモーメント

M_3 : 終局点の曲げモーメント

ϕ_1 : 第1折点の曲率

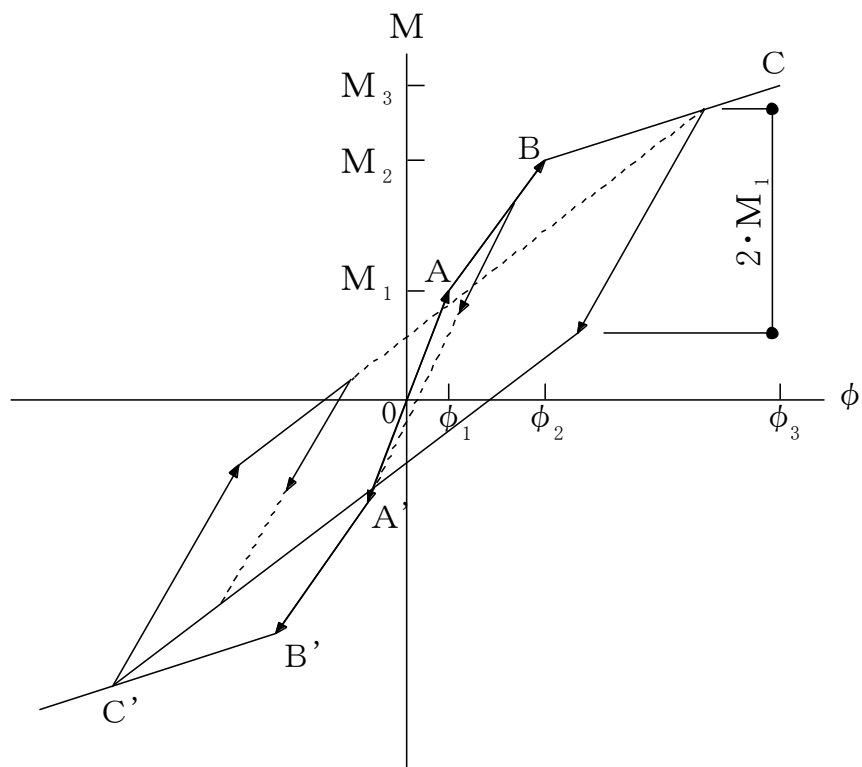
ϕ_2 : 第2折点の曲率

ϕ_3 : 終局点の曲率

図3-10 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係

(4) 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性は、「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」に基づき、ディグレイディングトリリニア型モデルとする。耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性を図3-11に示す。



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

図3-11 耐震壁の曲げモーメントー曲率関係の履歴特性

(5) スケルトン曲線の諸数値

タービン建屋の各部材について算出したせん断力及び曲げモーメントのスケルトン曲線の諸数値を表3-22～表3-24に示す。なお、NS方向は等価なせん断剛性を考慮したモデルのため、曲げモーメント－曲率関係は考慮しないものとする。

表3-22 せん断力のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (NS方向)

部材 番号	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
3	2.58	0.251	3.46	0.575	6.02	4.00
4	2.07	0.201	2.78	0.595	4.61	4.00
5	2.17	0.211	2.82	0.633	4.25	4.00
6	2.32	0.225	3.04	0.671	4.62	4.00
9	2.09	0.203	2.80	0.575	4.29	4.00
10	2.20	0.214	2.87	0.595	4.59	4.00

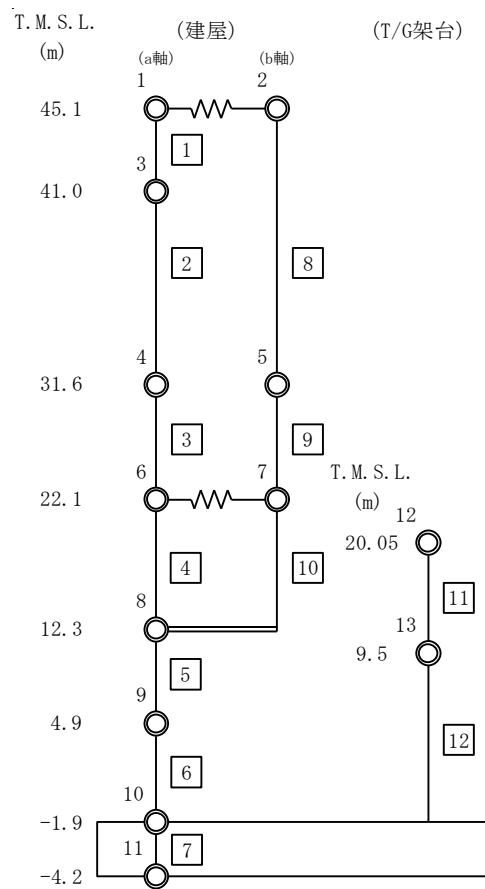


表3-23 せん断力のスケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (EW方向)

部材 番号	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
3	2.00	0.194	2.69	0.575	4.72	4.00
4	2.13	0.207	2.88	0.600	5.29	4.00
5	2.19	0.213	2.86	0.633	4.38	4.00
6	2.39	0.232	3.14	0.671	4.71	4.00
10	1.97	0.191	2.66	0.575	3.42	4.00
11	2.13	0.207	2.72	0.595	2.87	4.00
13	1.92	0.187	2.05	0.575	2.05	4.00
14	2.28	0.221	2.73	0.595	2.78	4.00
17	1.97	0.191	2.66	0.575	3.31	4.00
22	1.97	0.191	2.44	0.575	2.60	4.00
24	1.94	0.189	2.55	0.575	2.81	4.00
26	2.61	0.253	3.02	0.802	3.02	4.00
27	1.56	0.152	2.11	0.580	4.18	4.00
28	2.09	0.203	2.81	0.600	5.28	4.00

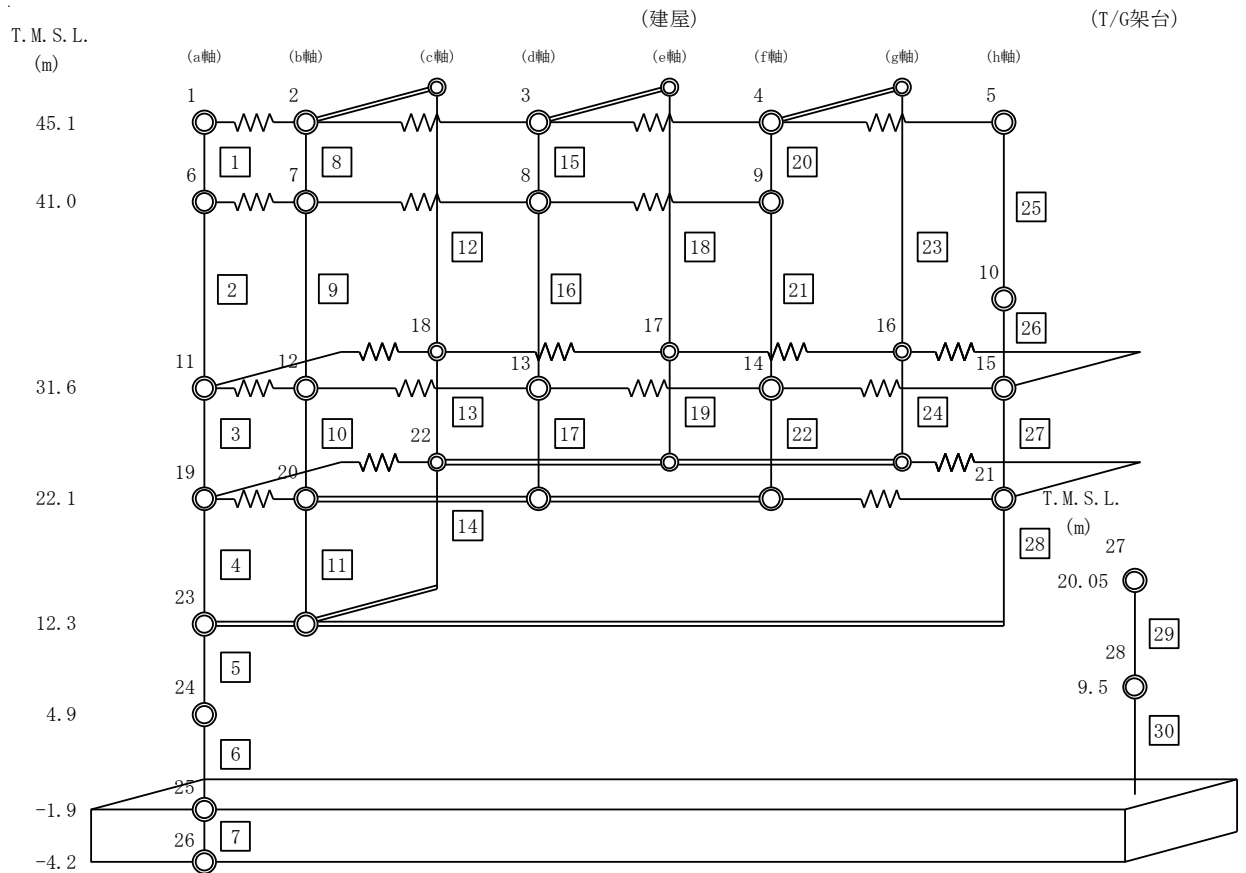
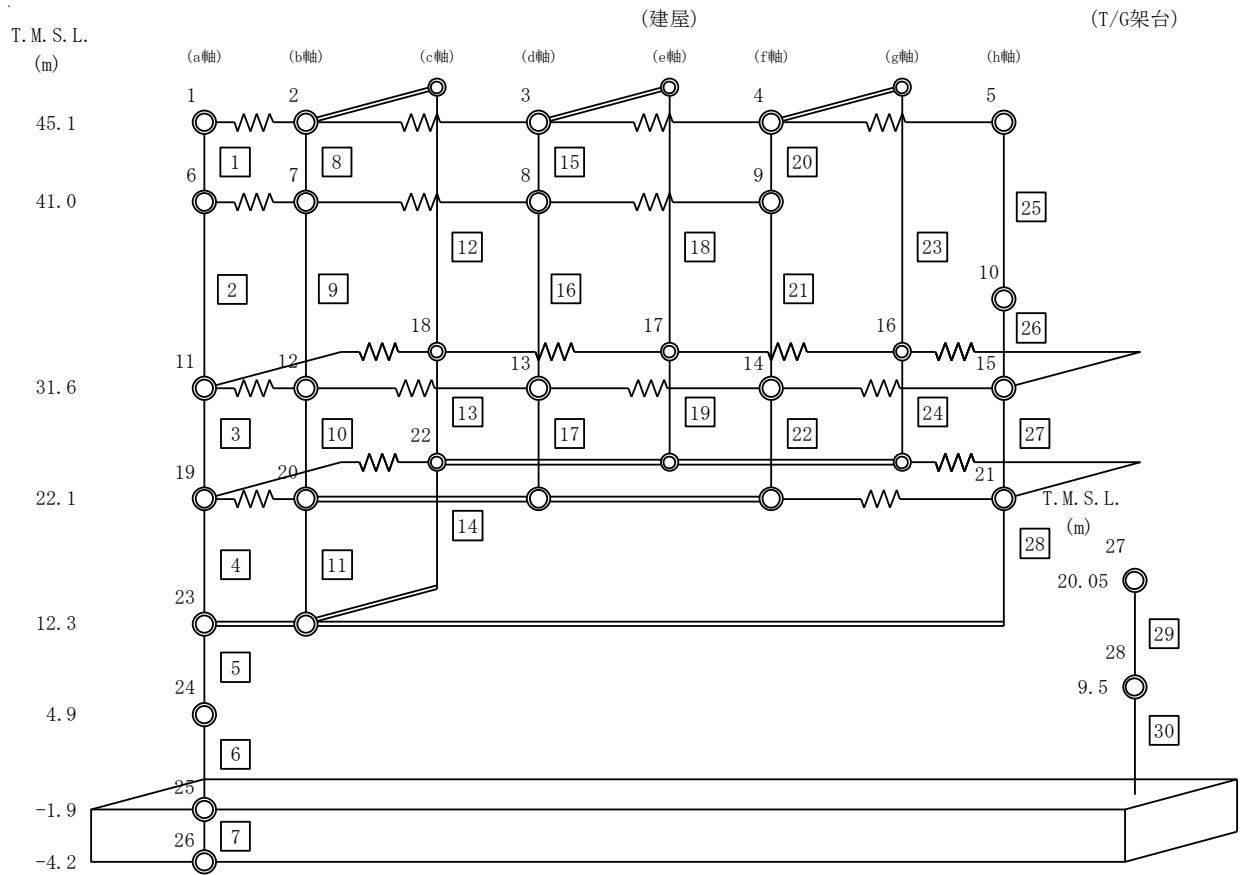


表3-24 曲げモーメントのスケルトン曲線 (M-φ関係) (EW方向)

部材 番号	第1折点		第2折点		終局点	
	M ₁ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₁ (×10 ⁻⁶ /m)	M ₂ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₂ (×10 ⁻⁶ /m)	M ₃ (×10 ⁶ kN・m)	φ ₃ (×10 ⁻⁶ /m)
3	1.80	4.94	2.43	29.0	3.57	580
4	5.47	2.59	7.04	33.7	9.95	674
5	30.8	5.73	39.8	31.2	50.9	624
6	37.7	7.22	55.2	31.3	71.6	626
10	0.275	35.7	0.312	194	0.388	3890
11	1.56	6.72	1.76	90.0	2.24	1800
13	0.160	3.34	0.174	189	0.222	3780
14	2.51	5.11	2.70	77.2	3.47	1540
17	0.214	37.9	0.260	196	0.333	3920
22	0.234	34.2	0.275	196	0.355	3920
24	0.515	9.06	0.582	69.0	0.756	1380
27	1.18	3.01	1.75	34.6	2.61	709
28	4.74	2.77	7.06	35.5	10.4	711



3.5.4 材料物性の不確かさ

解析においては、「3.5.1 地震応答解析モデル」に示す物性値及び定数を基本ケースとし、材料物性の不確かさを考慮する。材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析は、建屋応答への影響が大きい地震動に対して実施することとし、基本ケースの地震応答解析の応答値のいずれかが最大となる地震動（Ss-1～Ss-3, Ss-7及びSs-8）に対して実施することとする。

材料物性の不確かさのうち、建屋剛性については、建設時コンクリートの28日強度の平均値程度の 31.3N/mm^2 を基本とし、28日強度の $\pm 1\sigma$ を考慮する。更に、マイナス側については、28日強度の値として95%信頼区間の下限値に相当する値を考慮し、プラス側については、実機の経年後のコア強度の平均値を考慮する。

地盤剛性については、地盤調査結果の平均値を基に設定した数値を基本ケースとし、地盤剛性の不確かさ検討に当たっては、標準偏差に相当するばらつき（ $\pm 1\sigma$ ）を考慮する。

材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを表3-25に示す。

表3-25 材料物性の不確かさを考慮する解析ケース

検討ケース	コンクリート剛性	地盤剛性	備考
①ケース1	実強度 (31.3N/mm^2)	標準地盤	基本ケース
②ケース2 (建屋剛性 $+\sigma$, 地盤剛性 $+\sigma$)	実強度 $+\sigma$ (34.3N/mm^2)	標準地盤 $+\sigma$ (初期せん断弾性係数：埋戻土+54% せん断波速度： 古安田層+11%，西山層+11%)	
③ケース3 (建屋剛性 $-\sigma$, 地盤剛性 $-\sigma$)	実強度 $-\sigma$ (28.4N/mm^2)	標準地盤 $-\sigma$ (初期せん断弾性係数：埋戻土-35% せん断波速度： 古安田層-11%，西山層-11%)	
④ケース4 (建屋剛性コア平均)	実強度 (コア平均) (49.0N/mm^2)	標準地盤	
⑤ケース5 (建屋剛性 -2σ)	実強度 -2σ (25.4N/mm^2)	標準地盤	

3.6 評価方法

タービン建屋の波及的影響評価は、質点系モデルの地震応答解析に基づき、基準地震動 S_s に対して、タービン建屋の構造物全体としての変形性能の評価及び5号機原子炉建屋への相対変位による評価を行う。

3.6.1 構造物全体としての変形性能の評価方法

タービン建屋の構造物全体としての変形性能の評価は、質点系モデルによる地震応答解析を行い、最大層間変形角及び最大せん断ひずみが設定した許容限界を超えないことを確認する。

3.6.2 5号機原子炉建屋への相対変位による評価方法

タービン建屋の5号機原子炉建屋への相対変位による評価は、まず、5号機原子炉建屋との最大相対変位により建屋衝突の有無を確認する。最大相対変位を算出する際の基準点は、5号機原子炉建屋の基礎底面レベルとし、衝突部位レベルに地震応答解析モデルの質点がない場合は、衝突部位レベルの上下質点の応答変位を用いた線形補間により、衝突部位レベルの変位を算出する。更に、最大相対変位が許容限界を超える箇所については、タービン建屋の時刻歴応答変位と5号機原子炉建屋の時刻歴応答変位による時刻歴相対変位が、許容限界を超えないことを確認する。

4. 評価結果

4.1 構造物全体としての変形性能の評価結果

最大層間変形角を表4-1に、最大せん断ひずみを表4-2に、最大せん断ひずみとなったケースの最大せん断ひずみと $\tau - \gamma$ 関係を図4-1に示す。

材料物性の不確かさを考慮した最大層間変形角は1/41（部材番号(1)）であり、許容限界（1/30）を超えないことを確認した。

材料物性の不確かさを考慮した最大応答せん断ひずみは 1.75×10^{-3} であり、許容限界（ 4.00×10^{-3} ）を超えないことを確認した。

表4-1 最大層間変形角

方向	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	許容限界
NS	1/246 (Ss-1)	1/235 (Ss-1)	1/235 (Ss-1)	1/243 (Ss-1)	1/222 (Ss-1)	1/30
EW	1/66 (Ss-1)	1/83 (Ss-1)	1/41 (Ss-1)	1/50 (Ss-7)	1/58 (Ss-1)	

注：（ ）内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。

表4-2 最大せん断ひずみ

(単位： $\times 10^{-3}$)

方向	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	許容限界
NS	0.270 (Ss-1)	0.198 (Ss-1)	0.258 (Ss-1)	0.200 (Ss-1)	0.378 (Ss-1)	4.00
EW	1.33 (Ss-2)	0.717 (Ss-1)	1.48 (Ss-2)	0.723 (Ss-1)	1.75 (Ss-1)	

注：（ ）内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。

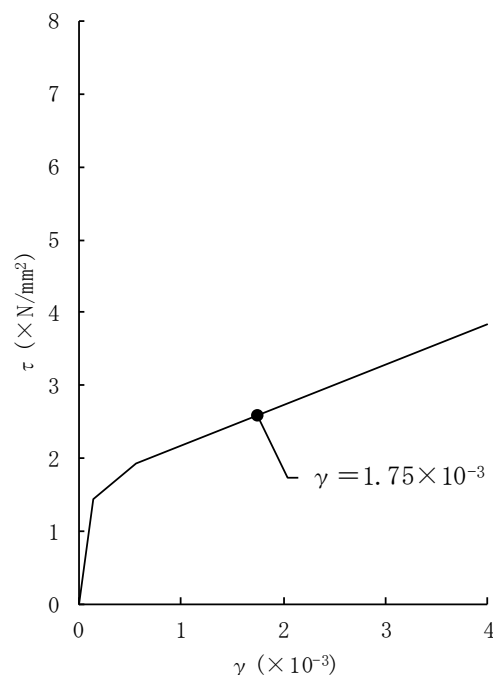


図4-1 最大せん断ひずみと $\tau - \gamma$ 関係（ケース5，EW方向，部材番号(27)）

4.2 5号機原子炉建屋への相対変位による評価結果

4.2.1 最大相対変位による評価結果

タービン建屋と5号機原子炉建屋との最大相対変位を表4-3に示す。

最大相対変位は、最大で118mmとなり、許容限界を超える結果となった。最大相対変位が許容限界を超えるものについては、時刻歴相対変位を算定し、衝突の有無を確認する。

なお、表4-3に示す最大相対変位は、衝突の可能性のある部位全てのレベルの算定結果である。また、T. M. S. L. 33.00mから上部においては、建屋間の離隔距離が十分に大きい（約20m）ため、検討対象外としている。

表4-3 タービン建屋と5号機原子炉建屋との最大相対変位

T. M. S. L. *1 (m)	最大相対変位 (mm)					
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	
33.00 *2	108 (Ss-2)	79.9 (Ss-2)	115 (Ss-2)	94.8 (Ss-1)	115 (Ss-2)	
28.60 *3	97.5 (Ss-2)	74.8 (Ss-2)	105 (Ss-8)	86.5 (Ss-2)	104 (Ss-2)	
27.08 *3	108 (Ss-2)	84.1 (Ss-2)	118 (Ss-2)	96.6 (Ss-2)	114 (Ss-2)	
20.85 *3	83.9 (Ss-2)	68.6 (Ss-2)	94.6 (Ss-8)	82.4 (Ss-2)	87.8 (Ss-2)	
12.30	65.9 (Ss-2)	56.3 (Ss-2)	75.4 (Ss-8)	63.3 (Ss-2)	68.6 (Ss-2)	
5.30 *2	55.6 (Ss-2)	48.7 (Ss-2)	64.3 (Ss-8)	53.7 (Ss-2)	57.5 (Ss-2)	
-3.20 *3	41.8 (Ss-2)	39.5 (Ss-2)	50.5 (Ss-2)	42.2 (Ss-2)	42.0 (Ss-2)	
-5.10 *3	40.3 (Ss-1)	37.9 (Ss-2)	48.8 (Ss-2)	40.5 (Ss-2)	40.2 (Ss-1)	

注記*1：衝突レベルを示す。

*2：タービン建屋質点間の変位は上下質点の変位を線形補間する。

*3：タービン建屋質点間及び5号機原子炉建屋質点間の変位は上下質点の変位を線形補間する。

注1：()内は各ケースにおいて応答が最大となる地震動を示す。

注2：ハッチングは許容限界（100mm）を超えた値を示す。

4.2.2 時刻歴相対変位による評価結果

最大相対変位が許容限界（100mm）を超えたもの全てに対してタービン建屋と5号機原子炉建屋の時刻歴相対変位の確認を行った結果、時刻歴相対変位の最大値は、37.3mmであり、S s地震時において、相対変位が許容限界を超えないことを確認した。S s地震時において、時刻歴相対変位が最大となるSs-2を入力した時のT. M. S. L. 27.08m位置での時刻歴相対変位を図4-2に示す。

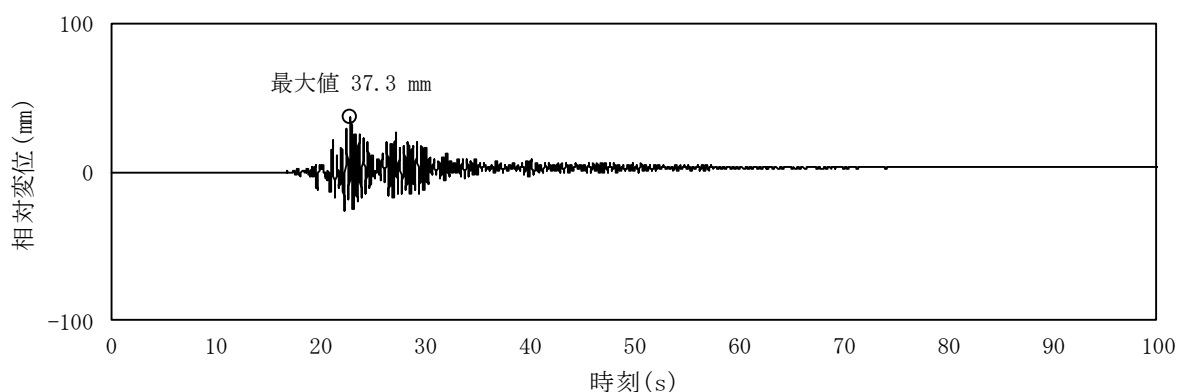


図4-2 時刻歴相対変位 (Ss-2, T. M. S. L. 27.08m, ケース3)

4.3 まとめ

タービン建屋の5号機原子炉建屋に対する波及的影響評価を行った。

構造物全体として変形性能の評価では、最大層間変形角が 1/30 以下に収まっていること及び最大せん断ひずみが 4.00×10^{-3} 以下に収まっていることにより、タービン建屋が倒壊しないことを確認した。

5号機原子炉建屋への相対変位による評価では、相対変位がクリアランスである 100mm 以下に収まっていることにより、タービン建屋が5号機原子炉建屋に衝突しないことを確認した。

以上より、タービン建屋が5号機原子炉建屋に及ぼす影響がないことを確認した。

別紙 1 地震応答解析における既工認と今回工認の解析モデル及び手法の比較

1. 概要

本資料は、5号機タービン建屋の既工認時及び今回工認時の地震応答解析モデル及び手法の比較を示すものである。

2. 地震応答解析モデル及び手法の比較

5号機タービン建屋の地震応答解析モデル及び手法の比較を表2-1に示す。また、今回工認時の地震応答解析モデルを図2-1に示す。

比較に用いる既工認時の地震応答解析モデル及び手法は、建設工認である。

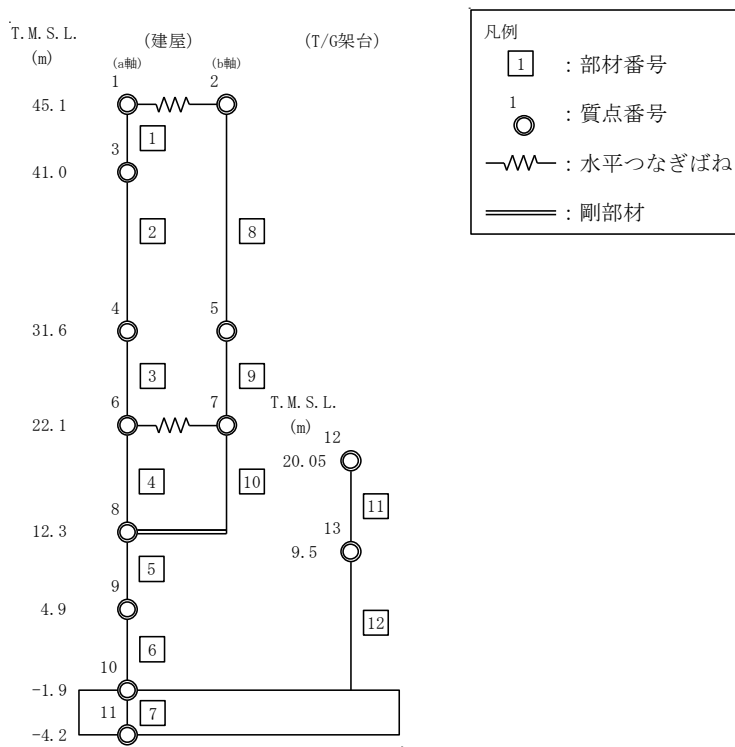
表 2-1 地震応答解析モデル及び手法の比較

項目	内容	既工認*	今回工認	備考
入力地震動の算定法		設計用模擬地震波を用いて、一次元波動論により算定	同左	—
解析コード		D A C 2	D Y N A 2 E	—
建屋のモデル化	モデル	多質点系並列地盤モデル	多質点系 SR モデル	①
	材料物性	検討時の各規準に基づき設定 ・コンクリートのヤング係数 E = 20.6kN/mm ² (SI 換算) ・コンクリートのポアソン比 ν = 0.167 ・鉄骨のヤング係数 E = 206kN/mm ² (SI 換算) ・鉄骨のポアソン比 ν = 0.3	適用規準の見直しによる再設定 ・コンクリートのヤング係数 E = 24.8kN/mm ² ・コンクリートのポアソン比 ν = 0.2 ・鉄骨のヤング係数 E = 205kN/mm ² ・鉄骨のポアソン比 ν = 0.3	②, ③
	剛性評価	耐震壁を考慮 (設計基準強度)	耐震壁及び補助壁を考慮 (実強度)	④, ⑤
	減衰定数	RC (SRC 含む) : 5% S : 2%	RC (SRC 含む) : 5% S : 2%	—
	回転拘束ばね	考慮せず	考慮せず	—
地盤のモデル化	底面ばね	水平ばねは多質点系並列地盤モデルによる評価、回転ばねは多治見の矩形式による評価により水平及び回転ばねを考慮	振動アドミッタンス理論に基づく近似法により水平及び回転ばねを考慮	⑥
	側面ばね	多質点系並列地盤モデルによる評価により水平ばねのみ考慮	Novak の方法により設定 水平ばねのみ考慮 (表層の埋戻土は無視)	⑦
非線形特性	耐震壁	考慮せず	非線形特性を考慮	⑥, ⑧
	底面ばね	考慮せず	基礎浮上りによる幾何学的非線形特性考慮	

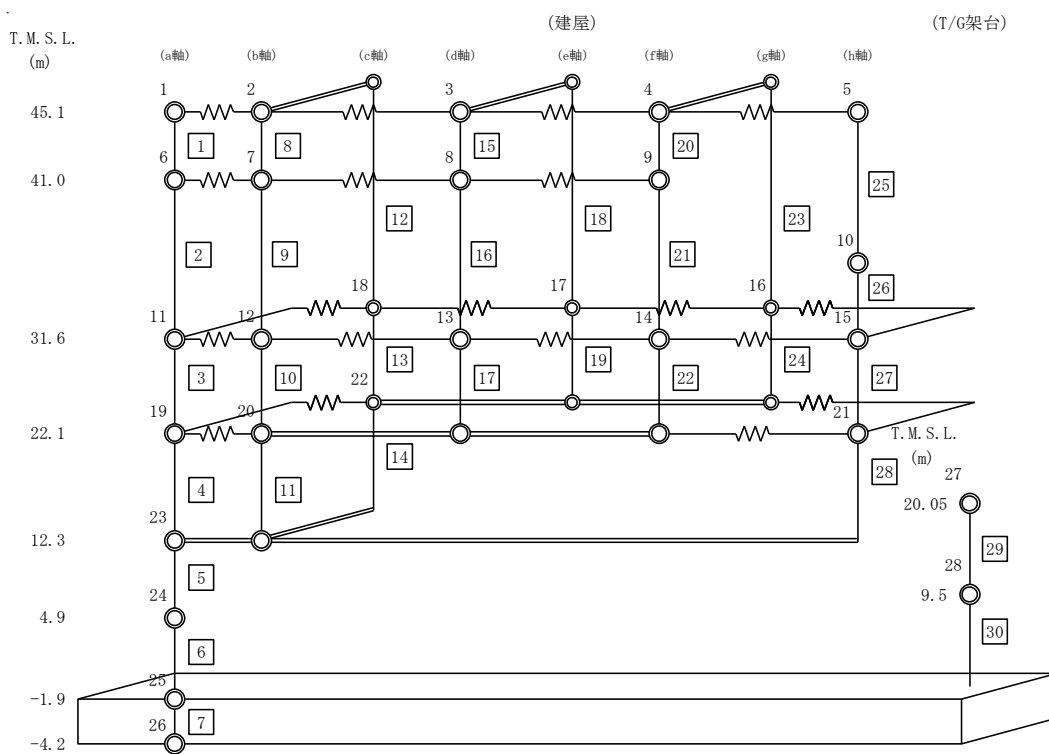
注記* : 柏崎刈羽原子力発電所 5 号機『既工事計画認可申請書「添付資料IV-2-7「タービン建屋の耐震性についての計算書」(58 資庁第 9522 号昭和 58 年 8 月 22 日認可)』

【具体的な反映事項】（表の備考欄に対応）

- ① 多質点系SRモデルは、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版」（（社）日本電気協会）に基づく。
- ② コンクリートのヤング係数及びポアソン比は、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－」（（社）日本建築学会，1999改定）に基づく。
- ③ 鉄骨部のヤング係数は、「鋼構造設計規準－許容応力度設計法－」（（社）日本建築学会，2005改定）に基づく。
- ④ 地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため，実際には耐震壁として考慮可能であると考えられる壁を補助壁として，その分の剛性を考慮。補助壁の評価方法については，原子炉建屋の地震応答計算書についての補足説明資料 別紙1-3「地震応答解析モデルにおける補助壁の評価方法について」に示す。
- ⑤ 地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため，建屋剛性の評価においてコンクリート実強度に基づき評価される実剛性を考慮。5号機タービン建屋のコンクリート強度については，5号機原子炉建屋と同時期に同じコンクリート製造設備からコンクリートを調達しており，コンクリートの調合及び10年毎の定期点検における強度増進の状況も同等であることから，5号機原子炉建屋と同じコンクリート強度を採用している。
- ⑥ 「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）に基づく。
- ⑦ 地震時の挙動をより実応答に近い形で評価するため，地盤表層部の地盤ばねを考慮しない。地盤表層部の地盤ばねの取扱いについては，原子炉建屋の地震応答計算書についての補足説明資料 別紙1-6「表層ばねの取扱いについて」に示す。
- ⑧ 耐震壁及び鉄骨部の非線形特性の設定については別紙2に示す。



NS方向



EW方向

注：東京湾平均海面（以下「T.M.S.L.」という。）

図2-1 地震応答解析モデル

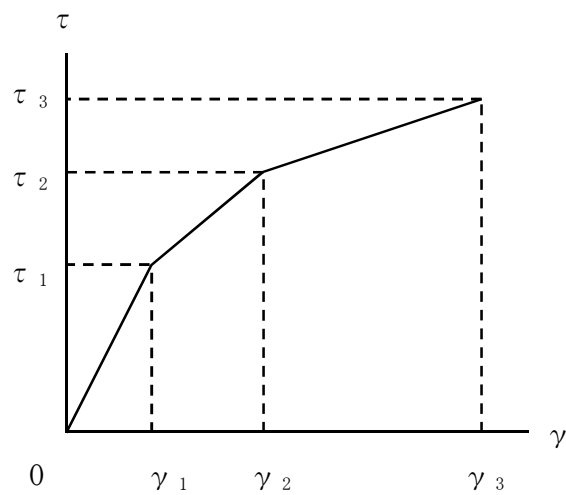
別紙 2 地震応答解析における耐震壁及び鉄骨部のせん断スケルトン曲線の設定

1. 概要

柏崎刈羽原子力発電所の 5 号機タービン建屋については、鉄筋コンクリート造の耐震壁を主体とした構造物で、屋根部分が鉄骨造（トラス構造）となっている。このため、これらの建物・構築物の地震応答解析においては、鉄筋コンクリート造耐震壁（以下「RC 造耐震壁」という。）、鉄筋コンクリート造補助壁（以下「RC 造補助壁」という。）及び鉄骨部の非線形特性を考慮している。本資料は、これらの耐震壁、補助壁及び鉄骨部のせん断スケルトン曲線の設定について説明するものである。

2. 耐震壁の非線形特性の設定について

RC造耐震壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は、「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版（（社）日本電気協会）」（以下「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」という。）に基づき、トリリニア型スケルトン曲線とする。せん断応力度－せん断ひずみ関係を図 2-1 に示す。



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

図 2-1 せん断応力度－せん断ひずみ関係

2.1 第1折点の設定

RC造耐震壁におけるせん断スケルトン曲線の第1折点は、J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_1 = \sqrt{\sqrt{F_c} (\sqrt{F_c + \sigma_v})}$$

$$\gamma_1 = \tau_1 / G$$

ここで、

F_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

G : コンクリートのせん断弾性係数 (kgf/cm²)

σ_v : 縦軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

2.2 第2折点の設定

RC造耐震壁におけるせん断スケルトン曲線の第2折点は、J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_2 = 1.35 \tau_1$$

$$\gamma_2 = 3 \gamma_1$$

2.3 終局点の設定

RC造耐震壁におけるせん断スケルトン曲線の終局点は、J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に基づき、以下の式より算出している。

$\tau_s \leq 4.5\sqrt{F c}$ の場合

$$\tau_3 = \left(1 - \frac{\tau_s}{4.5\sqrt{F c}} \right) \tau_0 + \tau_s$$

$\tau_s > 4.5\sqrt{F c}$ の場合

$$\tau_3 = 4.5\sqrt{F c}$$

$$\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3}$$

ここで、

$$\tau_0 = \left(3 - \frac{1.8M}{QD} \right) \sqrt{F c}$$

ただし、 $M/QD > 1$ のとき $M/QD = 1$

$$\tau_s = \frac{(P_V + P_H) \cdot_s \sigma_y}{2} + \frac{(\sigma_V + \sigma_H)}{2}$$

ここで、

$F c$: コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

P_V, P_H : 縦, 横筋比 (実数)

σ_V, σ_H : 縦, 横軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

$_s \sigma_y$: 鉄筋降伏応力度 (kgf/cm²)

M/QD : シアスパン比

ただし、耐震壁のうち内壁の終局せん断強度は、以下の式により算定している。

$$\tau_3 = \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/QD} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_{wh}\sigma_{wh}} + 0.1\sigma_0$$

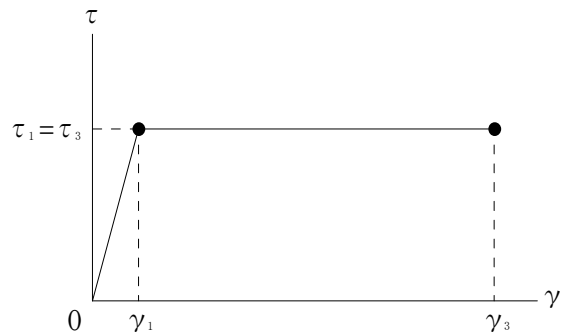
$$\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3}$$

ここで、

- F_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
- p_{te} : 等価引張鉄筋比 (%)
- p_{wh} : b_e を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比 (実数)
ただし、 p_{wh} の値が1.2%以上の場合は、1.2%として計算する。
- b_e : I型断面と長さ及び断面積が等しい矩形断面の幅 (mm)
ただし、 b_e は壁厚 t の1.5倍以下とする。
- σ_{wh} : 水平せん断補強筋の材料強度 (N/mm²)
- M/QD : シアスパン比
- σ_0 : 耐震壁の全断面積に対する平均軸方向応力度 (N/mm²)

3. 補助壁の非線形特性の設定について

RC造補助壁のせん断応力度－せん断ひずみ関係（ $\tau - \gamma$ 関係）は，J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版で評価される第1折点で降伏する，完全弾塑性型のスケルトン曲線として評価する方針とする。終局点を与えるせん断ひずみについても J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版の記載による値を採用する。せん断応力度－せん断ひずみ関係を図3-1に示す。



τ_1 : 第1折点のせん断応力度

τ_3 : 終局点のせん断応力度 ($\tau_3 = \tau_1$)

γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ

γ_3 : 終局点のせん断ひずみ (4.0×10^{-3})

図3-1 せん断応力度－せん断ひずみ関係

3.1 第1折点の設定

RC造補助壁におけるせん断スケルトン曲線の第1折点は、J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に基づき、以下の式より算出している。

$$\tau_1 = \sqrt{\sqrt{F_c} (\sqrt{F_c + \sigma_v})}$$

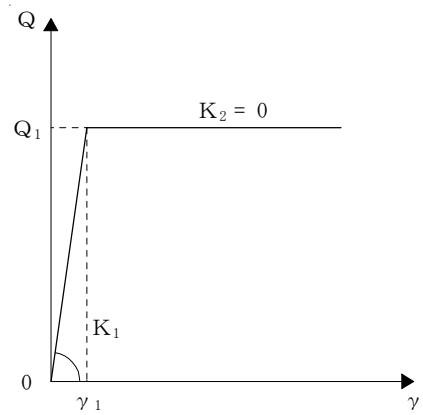
$$\gamma_1 = \tau_1 / G$$

ここで、

- F_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)
- G : コンクリートのせん断弾性係数 (kgf/cm²)
- σ_v : 縦軸応力度 (kgf/cm²) (圧縮を正とする。)

4. 鉄骨部の非線形特性の設定について

鉄骨部のせん断力-せん断ひずみ関係（ $Q-\gamma$ 関係）は，J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に基づき，バイリニア型スケルトン曲線とする。せん断力-せん断ひずみ関係を図4-1に示す。



Q_1 : 第1折点のせん断力

γ_1 : 第1折点のせん断ひずみ

K_1 : 第1せん断剛性

K_2 : 第2せん断剛性

図 4-1 せん断力-せん断ひずみ関係

4.1 第1折点の設定

鉄骨造におけるせん断スケルトン曲線の第1折点は，J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に基づき，以下の式より算出している。

(1) X型ブレース

$$Q_1 = \frac{2AF \cos \theta}{0.710 + 1.12\lambda_e}$$

$$\gamma_1 = Q_1 / K_1$$

ここで， $Q_1 \leq 2AF \cos \theta$

F : ブレースの許容応力度を決定する場合の基準値 (tf/cm²)

A : ブレースの断面積 (cm²)

θ : ブレースとはりのなす角度 (rad)

λ_e : ブレースの一般化細長比 = $\lambda_e \sqrt{\frac{F}{\pi^2 E}}$

λ_e : 有効細長比 = $\alpha \cdot \lambda$

α : 座屈長さ係数

λ : ブレースの端部及び中央交差部をピンとした場合の細長比 = L / i_y

L : ブレースの端部及び中央交差部の節点間距離 = $\frac{1}{2} \sqrt{S^2 + H^2}$ (cm)

S : 架構の柱間の距離 (cm)

H : 架構の階高 (cm)

i_y : ブレースの弱軸についての断面二次半径 (cm)

E : 鋼材のヤング係数 (tf/cm²)

K_1 : X型ブレースの第1せん断剛性 = $\frac{2AE S^2 H}{\sqrt{(S^2 + H^2)^3}}$ (tf/rad)

K_2 : X型ブレースの第2せん断剛性 = 0 (tf/rad)

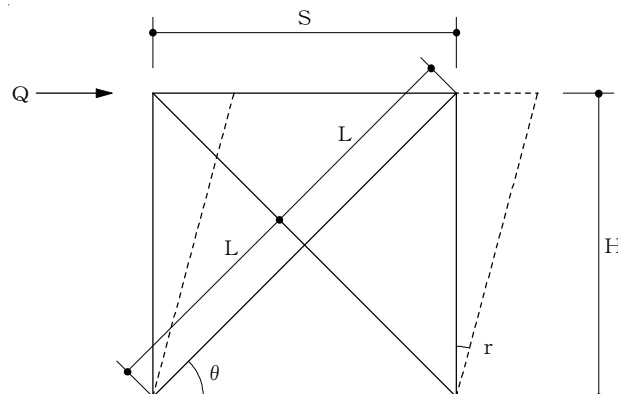


図 4-2 X型ブレース付きラーメン架構

前述で設定したスケルトン曲線を完全弾塑性モデルのバイリニア型スケルトン曲線と、スリップ型モデルのバイリニア型スケルトン曲線に分離する。

両者への分離は、分配率 β_1 により定める。なお、 β_1 はブレースの一般化細長比の関数により、次式で算定する。

$$\beta_1 = 1.29 - 1.12 \overline{\lambda}_e$$

完全弾塑性型モデルのスケルトン曲線は、次式により算定する（図 4-3 参照）。

$$Q_{P1} = Q_1 \cdot \beta_1$$

$$\gamma_{P1} = \gamma_1$$

スリップ型モデルのスケルトン曲線は、次式により算定する（図 4-4 参照）。

$$Q_{S1} = Q_1 \cdot (1 - \beta_1)$$

$$\gamma_{S1} = \gamma_1$$

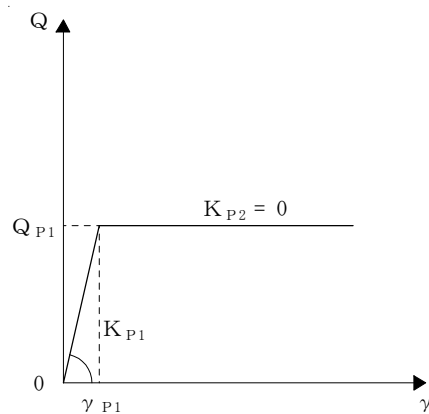


図 4-3 完全弾塑性型モデルのスケルトン曲線

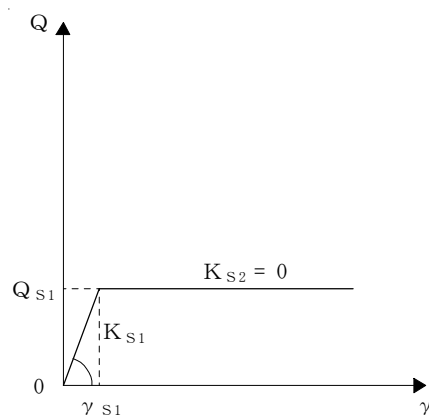


図 4-4 スリップ型モデルのスケルトン曲線

(2) K型ブレース

K型ブレース付き架構は、ブレースが取り付くはりの崩壊機構の違いにより、異なるスケルトン曲線を設定している。崩壊機構の判別は以下の式による。

はりの耐力が十分に強い場合（以下「はりが強い場合」という。）

$${}_bM_P \geq \frac{(N_y - N_u) H \cos \theta}{2}$$

はりの耐力が弱い場合（以下「はりが弱い場合」という。）

$${}_bM_P < \frac{(N_y - N_u) H \cos \theta}{2}$$

ここで、

${}_bM_P$: はりの全塑性モーメント (tf・cm)

N_y : 引張ブレース降伏軸力 = $A F$ (tf)

N_u : 引張ブレース降伏軸力 = $\frac{1}{6\lambda_e + 0.85} N_y$ (tf)

θ : ブレースとはりのなす角度 (rad)

$\bar{\lambda}_e$: ブレースの一般化細長比 = $\lambda_e \sqrt{\frac{F}{\pi^2 E}}$

λ_e : 有効細長比 = $\alpha \cdot \lambda$

α : 座屈長さ係数

λ : ブレースの端部及び中央交差部をピンとした場合の細長比 = L / i_y

L : ブレースの端部及び中央交差部の節点間距離 = $\sqrt{\frac{S^2}{4} + H^2}$ (cm)

A : ブレースの断面積 (cm²)

S : 架構の柱間の距離 (cm)

H : 架構の階高 (cm)

i_y : ブレースの弱軸についての断面二次半径 (cm)

E : 鋼材のヤング係数 (tf/cm²)

F : ブレースの許容応力度を決定する場合の基準値 (tf/cm²)

a. はりが強い場合のスケルトン曲線

はりが強い場合のスケルトン曲線は、「(1) X型ブレース」の算出方法にならない算出している。

b. はりが弱い場合のスケルトン曲線

$$Q_1 = Q_u'$$

$$\gamma_1 = Q_1 / K_1$$

ここで、 $Q_u' = Q_B' + Q_R$

Q_B' : 圧縮及び引張ブレースの耐力 = $Q_C' + Q_t$ (tf)

Q_C' : 圧縮ブレースの耐力 (tf)

$\delta_C \leq \delta_r$ のとき

$$Q_C' = Q_{cmax} - \frac{1}{2} (\delta_C - Q_{cmax} / K_B) |k_d|$$

$\delta_C > \delta_r$ のとき

$$Q_C' = \frac{(Q_{cmax} - Q_{cmin})^2}{2(\delta_C - Q_{cmax} / K_B) |k_d|} + Q_{cmin}$$

δ_C : = $H \cdot 2 / 100$ (cm)

δ_r : = $(Q_{cmax} - Q_{cmin}) / |k_d| + Q_{cmax} / K_B$ (cm)

Q_t : 引張ブレースの耐力 = $N_t \cos \theta$ (tf)

Q_R : フレームの耐力 = $2(cM_P + M_P^*)$ (tf)

$Q_{cmax} = N_{cr} \cos \theta$ (tf)

$Q_{cmin} = N_u \cos \theta$ (tf)

$$N_{cr} = \left\{ 1 - 0.24 \cdot (\overline{\lambda_e})^2 \right\} N_y \text{ (tf)}$$

N_t : 引張ブレースの軸力 = $N_u + 2_b M_P / (H \cos \theta)$ (tf)

N_u : 圧縮ブレース座屈後の安定耐力 (tf)

N_y : 引張ブレースの降伏軸力 (tf)

M_P^* : $\text{MIN}(cM_P, bM_P)$ (tf・cm)

cM_P : 構面内方向の柱の全塑性モーメント (tf・cm)

bM_P : 構面内方向のはりの全塑性モーメント (tf・cm)

K_B : ブレース個材のせん断剛性 = $E A \cos^2 \theta / L$ (tf/cm)

k_d : 圧縮ブレース座屈後の劣化剛性 = $-0.15(\pi \overline{\lambda_e} - 0.5) K_B$ (tf/cm)

- K_1 : K型ブレース付き架構の第1せん断剛性(tf/rad)
 K_2 : K型ブレース付き架構の第2せん断剛性=0(tf/rad)

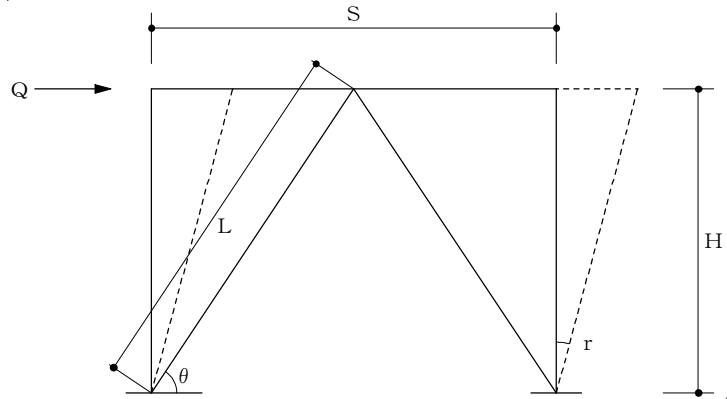


図 4-5 K型ブレース付きラーメン架構

前述で設定したスケルトン曲線を完全弾塑性型モデルと最大点指向バイリニア型モデルに分離する。

両者への分離は、分配率 β_2 により定める。なお、 β_2 はブレースの細長比、ブレースとフレームの剛性比及びはりとブレースの強度比を考慮した係数 (C) により次式で算定する。

$C \leq 0.76$ のとき

$$\beta_2 = 0$$

$C > 0.76$ のとき

$$\beta_2 = 0.15(C - 0.76)$$

$$\text{ここに、 } C = \frac{1}{(\lambda_e)^2} \cdot \frac{K_R}{K_1} \cdot \frac{N_y H \cos \theta}{b M_P}$$

K_R : フレームの第1せん断剛性(tf/rad)

完全弾塑性型モデルのスケルトン曲線は、次式により算定する(図 4-6 参照)。

$$Q_{P1} = Q_1 \cdot \beta_2$$

$$\gamma_{P1} = \gamma_1$$

最大点指向バイリニア型モデルのスケルトン曲線は、次式により算定する(図 4-7 参照)。

$$Q_{M1} = Q_1(1 - \beta_2)$$

$$\gamma_{M1} = \gamma_1$$

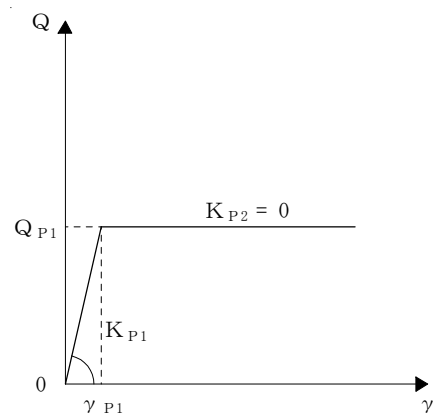


図 4-6 完全弾塑性型モデルのスケルトン曲線

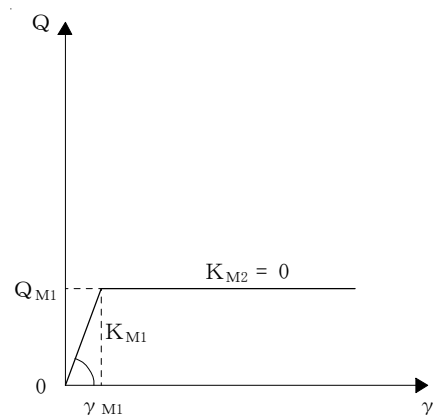


図 4-7 最大点指向型バイリニア型モデルのスケルトン曲線

5. せん断スケルトン曲線の設定について

5.1 タービン建屋

5.1.1 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは，地盤との相互作用を考慮し，耐震壁等の曲げ及びせん断剛性を評価した多質点系モデルとしている。地震応答解析モデルを図 5-1 に，解析モデルの諸元を表 5-1 及び表 5-2 に，各部材のモデル化について表 5-3 に示す。

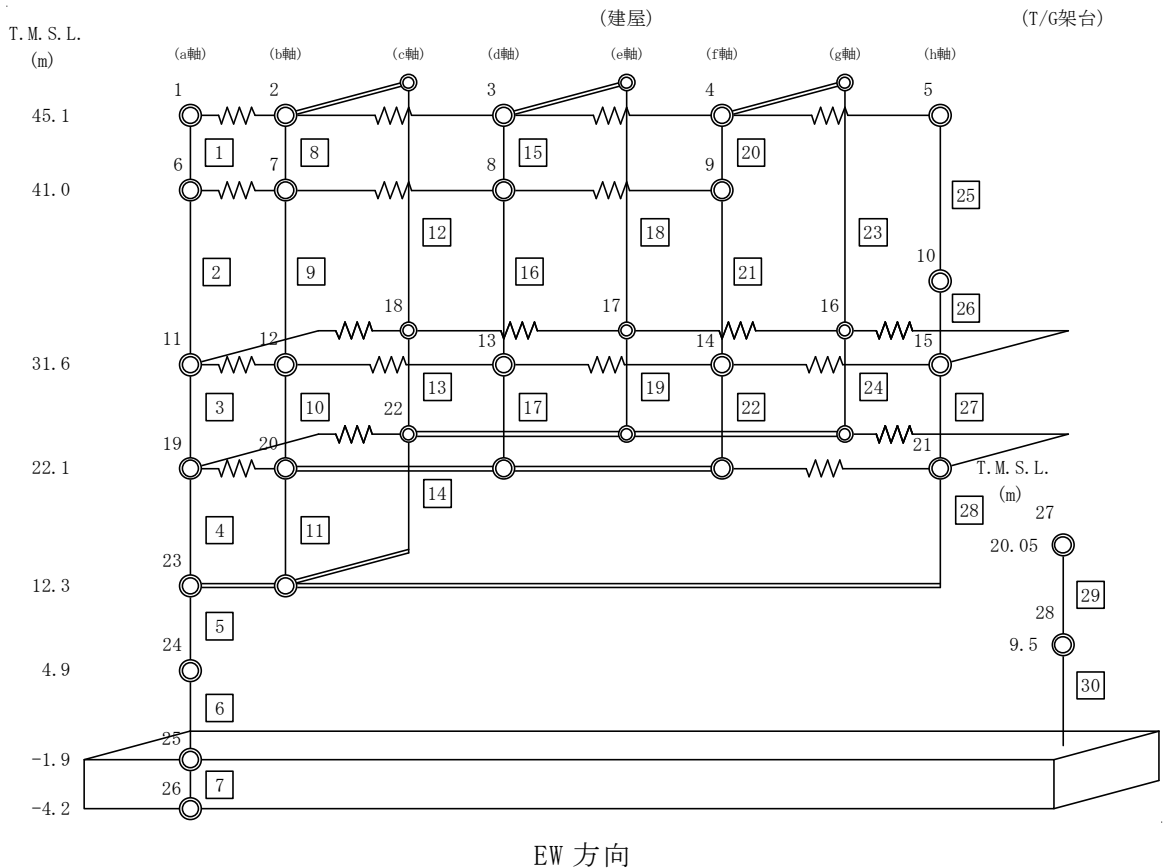
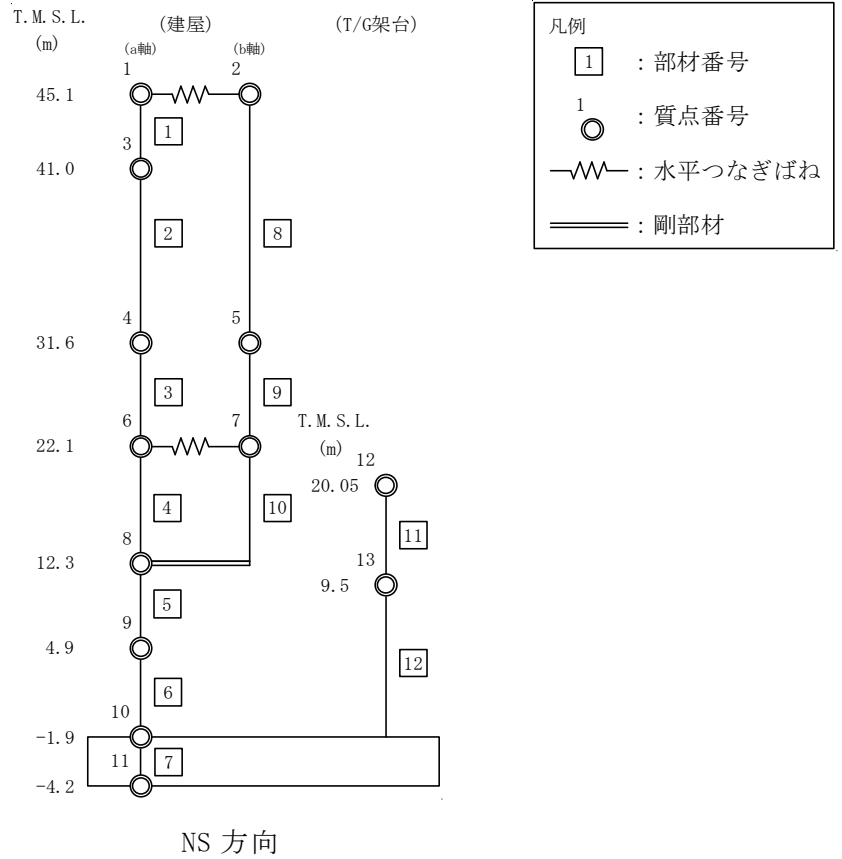


図 5-1 地震応答解析モデル

表 5-1 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	
45.1		25320	24920	
		—	—	
41.0		3		
		11280		
31.6		4	5	
		71010	77130	
22.1		12	6	7
		105910	263700	186720
		—	—	—
12.3		13	8	
	56670	515440		
4.9	9			
	404230			
	—			
-1.9	10			
	634340			
-4.2	11			
	247270			
	3010.6			

質点番号
重量 (kN)
回転慣性重量 ($\times 10^6 \text{kN}\cdot\text{m}^2$)

(b) せん断断面積

T. M. S. L. (m)	T/G架台	建屋		
		1	8	
45.1		3.04	2.58	
		—		
41.0		2	—	
		4.23		
31.6		3	9	
		142.50	111.40	
22.1		11	4	10
		20.20	308.24	301.28
		—	—	—
12.3		12	5	
	12.80	786.25		
4.9		6		
	—	735.93		
-1.9	7			
	8536.00			

①コンクリート部
 ヤング係数 E 2.48×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.03×10^4 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰定数 h 5%

②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%

基礎形状 121.0m(NS方向) \times 76.0m(EW方向)

部材番号
せん断断面積 (m ²)
断面二次モーメント (m ⁴)

表 5-2 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

T. M. S. L. (m)	T/G架台	建屋							
		1	2	3	4	5	6	7	8
45.1		9440	9580	9580	10170	11470			
		—	—	—	—	—			
41.0		2630	2910	3170	2570	10320			
		—	—	—	—	—			
31.6		25880	9760	16810	10280	24250	10710	13740	26390
		—	—	—	—	—	—	—	—
22.1		105910	90450	150580	120670				88720
		—	—	—	—				—
12.3		56670	515440						
		—	—						
4.9		404230							
		—							
-1.9		634340							
		—							
-4.2		247270							
		1127.8							

質点番号
重量(kN)
回転慣性重量(×10 ⁶ kN・m ²)

表 5-2 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

T. M. S. L. (m)	T/G架台	建屋							
		1	8	12	15	18	20	23	25
45.1		2.42	0.40	0.15	0.40	0.14	0.61	0.14	2.44
		—	—		—		—		—
41.0		2	9	—	16	—	21	—	26
		2.25	0.83		0.83		0.83		26.30
31.6		3	10	13	17	19	22	24	27
		52.10	18.90	16.03	16.80	0.82	21.66	26.86	46.40
22.1		14660	311	1924	228	1890	276	2291	15800
		29	4	11	14			28	
		13.40	150.00	90.50	135.26			154.35	
—	85020	9385	19800	69130					
12.3		30	5						
		22.40	585.58						217000
4.9		—	6						
		—	572.33						210300
-1.9		7							
		—	8536.00						

①コンクリート部

ヤング係数 E 2.48×10^4 (N/mm²)
 せん断弾性係数 G 1.03×10^4 (N/mm²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰定数 h 5%

②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%

基礎形状 121.0m(NS方向) × 76.0m(EW方向)

部材番号
せん断断面積(m ²)
断面二次モーメント(m ⁴)

表 5-3 各部材のモデル化*

方向	RC 部材	S 部材
NS	3, 4, 5, 6, 7, 9, 10	1, 2, 8
EW	3, 4, 5, 6, 7, 10, 11, 13, 14, 17, 19, 22, 24, 26, 27, 28	1, 2, 9, 12, 16, 18, 20, 21, 23, 25

注記*：線形でモデル化している部材を除く。

5.1.2 使用材料の物性値

地震応答解析に用いるタービン建屋の使用材料の物性値を表 5-4 及び表 5-5 に示す。

表 5-4 使用材料の物性値 (コンクリート)

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 (%)
コンクリート* : $\sigma_c = 31.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ ($\sigma_c = 320 \text{ kgf/cm}^2$)	2.48×10^4	1.03×10^4	5

注記* : 実強度に基づくコンクリート強度

表 5-5 使用材料の物性値 (鉄筋)

使用材料	降伏応力 _s $\sigma_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$
鉄筋 : SD35 (SD345 相当*)	345

注記* : 建設当時の鉄筋の種類はSD35であるが、現在の規格 (SD345) に読み替えた降伏応力度を示す。

5.1.3 RC造耐震壁のせん断スケルトン曲線の諸数値

(1) 第1折点

RC造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の第1折点の設定根拠を表5-6に示す。

表 5-6 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点) (1/3)

(a) NS 方向

部材 番号	通り	コンクリート 強度 F_c (N/mm^2)	せん断弾性 係数 G ($\times 10^4 N/mm^2$)	断面積 A_s (m^2)	縦軸応力度 σ_v (N/mm^2)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
3	TF (T5~T7)	31.3	1.03	19.5	0.511	1.97	0.192
	TG (T5~T8)	31.3	1.03	41.4	0.511	1.97	0.192
	TH (T3~T11)	31.3	1.03	49.5	0.511	1.97	0.192
	TJ (T2~T11)	31.3	1.03	70.9	0.511	1.97	0.192
4	TF (T3~T7)	31.3	1.03	35.0	0.669	2.04	0.198
	TG (T3~T8)	31.3	1.03	63.7	0.669	2.04	0.198
	TH (T3~T9)	31.3	1.03	72.9	0.669	2.04	0.198
	TJ (T1~T11)	31.3	1.03	130.7	0.669	2.04	0.198
5	TA (T3~T8)	31.3	1.03	89.7	0.992	2.17	0.211
	TB (T1~T11)	31.3	1.03	141.6	0.992	2.17	0.211
	TC (T3~T7)	31.3	1.03	41.3	0.992	2.17	0.211
	TD (T3~T7)	31.3	1.03	50.0	0.992	2.17	0.211
	TF (T3~T7)	31.3	1.03	39.1	0.992	2.17	0.211
	TG (T3~T9)	31.3	1.03	75.7	0.992	2.17	0.211
	TH (T3~T10)	31.3	1.03	80.7	0.992	2.17	0.211
	TJ (T1~T11)	31.3	1.03	145.2	0.992	2.17	0.211
6	TA (T3~T8)	31.3	1.03	89.7	1.327	2.30	0.224
	TB (T1~T11)	31.3	1.03	141.6	1.327	2.30	0.224
	TC (T3~T7)	31.3	1.03	40.8	1.327	2.30	0.224
	TD (T3~T6)	31.3	1.03	39.2	1.327	2.30	0.224
	TF (T3~T6)	31.3	1.03	28.2	1.327	2.30	0.224
	TG (T3~T10)	31.3	1.03	90.9	1.327	2.30	0.224
	TH (T3~T10)	31.3	1.03	77.2	1.327	2.30	0.224
	TJ (T1~T11)	31.3	1.03	145.2	1.327	2.30	0.224
9	TA (T3~T8)	31.3	1.03	32.3	0.511	1.97	0.192
	TB (T7~T11)	31.3	1.03	20.4	0.511	1.97	0.192
	TC (T5~T8)	31.3	1.03	41.4	0.511	1.97	0.192
	TD (T5~T7)	31.3	1.03	19.5	0.511	1.97	0.192
10	TA (T3~T8)	31.3	1.03	83.8	0.669	2.04	0.198
	TB (T1~T9)	31.3	1.03	122.3	0.669	2.04	0.198
	TC (T3~T5)	31.3	1.03	23.5	0.669	2.04	0.198
	TD (T3~T7)	31.3	1.03	47.4	0.669	2.04	0.198

表 5-6 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点) (2/3)

(b) EW 方向

部材 番号	通り	コンクリート 強度 F_c (N/mm^2)	せん断弾性 係数 G ($\times 10^4 N/mm^2$)	断面積 A_s (m^2)	縦軸応力度 σ_v (N/mm^2)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
3	T2 (TB~TJ)	31.3	1.03	36.4	0.511	1.97	0.192
	T3 (TA~TJ)	31.3	1.03	16.0	0.511	1.97	0.192
4	T1 (TB~TJ)	31.3	1.03	60.8	0.669	2.06	0.200
	T2 (TA~TJ)	31.3	1.03	36.5	0.669	2.06	0.200
	T3 (TA~TH)	31.3	1.03	58.1	0.669	2.06	0.200
5	T1 (TB~TJ)	31.3	1.03	78.0	0.992	2.17	0.211
	T2 (TB~TJ)	31.3	1.03	39.0	0.992	2.17	0.211
	T3 (TA~TG)	31.3	1.03	54.4	0.992	2.17	0.211
	T4 (TA~TH)	31.3	1.03	39.2	0.992	2.17	0.211
	T5 (TA~TG)	31.3	1.03	55.9	0.992	2.17	0.211
	T6 (TA~TG)	31.3	1.03	21.5	0.992	2.17	0.211
	T7 (TA~TG)	31.3	1.03	17.6	0.992	2.17	0.211
	T8 (TA~TG)	31.3	1.03	44.1	0.992	2.17	0.211
	T9 (TB~TH)	31.3	1.03	21.2	0.992	2.17	0.211
	T10 (TB~TH)	31.3	1.03	61.0	0.992	2.17	0.211
	T11 (TB~TJ)	31.3	1.03	78.0	0.992	2.17	0.211
6	T1 (TB~TJ)	31.3	1.03	78.0	1.327	2.30	0.224
	T2 (TB~TJ)	31.3	1.03	39.0	1.327	2.30	0.224
	T3 (TA~TH)	31.3	1.03	58.1	1.327	2.30	0.224
	T4 (TA~TF)	31.3	1.03	19.1	1.327	2.30	0.224
	T5 (TA~TH)	31.3	1.03	64.1	1.327	2.30	0.224
	T6 (TA~TH)	31.3	1.03	22.3	1.327	2.30	0.224
	T7 (TA~TH)	31.3	1.03	20.9	1.327	2.30	0.224
	T8 (TA~TH)	31.3	1.03	64.9	1.327	2.30	0.224
	T9 (TB~TG)	31.3	1.03	33.3	1.327	2.30	0.224
	T10 (TB~TH)	31.3	1.03	66.6	1.327	2.30	0.224
	T11 (TB~TJ)	31.3	1.03	78.0	1.327	2.30	0.224

表 5-6 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点) (3/3)

(b) EW 方向

部材 番号	通り	コンクリート 強度 F_c (N/mm^2)	せん断弾性 係数 G ($\times 10^4 N/mm^2$)	断面積 A_s (m^2)	縦軸応力度 σ_v (N/mm^2)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
10	T4 (TH~TJ)	31.3	1.03	8.9	0.511	1.97	0.192
	T5 (TH~TJ)	31.3	1.03	10.0	0.511	1.97	0.192
11	T4 (TF~TG)	31.3	1.03	3.2	0.669	2.04	0.198
	T5 (TF~TH)	31.3	1.03	25.4	0.669	2.04	0.198
	T6 (TG~TH)	31.3	1.03	12.8	0.669	2.04	0.198
	T8 (TG~TH)	31.3	1.03	16.6	0.669	2.04	0.198
	T9 (TF~TH)	31.3	1.03	25.4	0.669	2.04	0.198
13	T5 (TC~TD)	31.3	1.03	13.2	0.511	1.97	0.192
14	T4 (TA~TB)	31.3	1.03	19.8	0.669	2.04	0.198
	T5 (TA~TD)	31.3	1.03	35.2	0.669	2.04	0.198
	T6 (TA~TB)	31.3	1.03	13.0	0.669	2.04	0.198
	T7 (TA~TB)	31.3	1.03	15.0	0.669	2.04	0.198
	T8 (TA~TC)	31.3	1.03	24.6	0.669	2.04	0.198
	T9 (TB~TD)	31.3	1.03	22.9	0.669	2.04	0.198
17	T6 (TH~TJ)	31.3	1.03	6.8	0.511	1.97	0.192
	T7 (TH~TJ)	31.3	1.03	10.0	0.511	1.97	0.192
22	T8 (TH~TJ)	31.3	1.03	10.0	0.511	1.97	0.192
	T9 (TH~TJ)	31.3	1.03	8.5	0.511	1.97	0.192
24	T8 (TA~TD)	31.3	1.03	23.4	0.511	1.97	0.192
26	T9 (TH~TJ)	31.3	1.03	8.7	2.636	2.75	0.267
	T10 (TH~TJ)	31.3	1.03	8.4	2.636	2.75	0.267
	T11 (TH~TJ)	31.3	1.03	7.8	2.636	2.75	0.267
27	T11 (TB~TJ)	31.3	1.03	36.4	0.511	1.99	0.193
28	T10 (TB~TH)	31.3	1.03	67.7	0.669	2.06	0.200
	T11 (TB~TJ)	31.3	1.03	85.8	0.669	2.06	0.200

(2) 第 2 折点

RC 造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の第 2 折点の設定根拠を表 5-7 に示す。

表 5-7 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 第 2 折点) (1/3)

(a) NS 方向

部材 番号	通り	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)
3	TF (T5~T7)	2.66	0.575
	TG (T5~T8)	2.66	0.575
	TH (T3~T11)	2.66	0.575
	TJ (T2~T11)	2.66	0.575
4	TF (T3~T7)	2.76	0.595
	TG (T3~T8)	2.76	0.595
	TH (T3~T9)	2.76	0.595
	TJ (T1~T11)	2.76	0.595
5	TA (T3~T8)	2.94	0.633
	TB (T1~T11)	2.94	0.633
	TC (T3~T7)	2.94	0.633
	TD (T3~T7)	2.94	0.633
	TF (T3~T7)	2.94	0.633
	TG (T3~T9)	2.94	0.633
	TH (T3~T10)	2.94	0.633
	TJ (T1~T11)	2.94	0.633
6	TA (T3~T8)	3.11	0.671
	TB (T1~T11)	3.11	0.671
	TC (T3~T7)	3.11	0.671
	TD (T3~T6)	3.11	0.671
	TF (T3~T6)	3.11	0.671
	TG (T3~T10)	3.11	0.671
	TH (T3~T10)	3.11	0.671
	TJ (T1~T11)	3.11	0.671
9	TA (T3~T8)	2.66	0.575
	TB (T7~T11)	2.66	0.575
	TC (T5~T8)	2.66	0.575
	TD (T5~T7)	2.66	0.575
10	TA (T3~T8)	2.76	0.595
	TB (T1~T9)	2.76	0.595
	TC (T3~T5)	2.76	0.595
	TD (T3~T7)	2.76	0.595

表 5-7 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 第 2 折点) (2/3)

(b) EW 方向

部材 番号	通り	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)
3	T2 (TB~TJ)	2.66	0.575
	T3 (TA~TJ)	2.66	0.575
4	T1 (TB~TJ)	2.78	0.600
	T2 (TA~TJ)	2.78	0.600
	T3 (TA~TH)	2.78	0.600
5	T1 (TB~TJ)	2.94	0.633
	T2 (TB~TJ)	2.94	0.633
	T3 (TA~TG)	2.94	0.633
	T4 (TA~TH)	2.94	0.633
	T5 (TA~TG)	2.94	0.633
	T6 (TA~TG)	2.94	0.633
	T7 (TA~TG)	2.94	0.633
	T8 (TA~TG)	2.94	0.633
	T9 (TB~TH)	2.94	0.633
	T10 (TB~TH)	2.94	0.633
	T11 (TB~TJ)	2.94	0.633
6	T1 (TB~TJ)	3.11	0.671
	T2 (TB~TJ)	3.11	0.671
	T3 (TA~TH)	3.11	0.671
	T4 (TA~TF)	3.11	0.671
	T5 (TA~TH)	3.11	0.671
	T6 (TA~TH)	3.11	0.671
	T7 (TA~TH)	3.11	0.671
	T8 (TA~TH)	3.11	0.671
	T9 (TB~TG)	3.11	0.671
	T10 (TB~TH)	3.11	0.671
	T11 (TB~TJ)	3.11	0.671

表 5-7 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 第 2 折点) (3/3)

(b) EW 方向

部材 番号	通り	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)
10	T4 (TH~TJ)	2.66	0.575
	T5 (TH~TJ)	2.66	0.575
11	T4 (TF~TG)	2.76	0.595
	T5 (TF~TH)	2.76	0.595
	T6 (TG~TH)	2.76	0.595
	T8 (TG~TH)	2.76	0.595
	T9 (TF~TH)	2.76	0.595
13	T5 (TC~TD)	2.66	0.575
14	T4 (TA~TB)	2.76	0.595
	T5 (TA~TD)	2.76	0.595
	T6 (TA~TB)	2.76	0.595
	T7 (TA~TB)	2.76	0.595
	T8 (TA~TC)	2.76	0.595
	T9 (TB~TD)	2.76	0.595
17	T6 (TH~TJ)	2.66	0.575
	T7 (TH~TJ)	2.66	0.575
22	T8 (TH~TJ)	2.66	0.575
	T9 (TH~TJ)	2.66	0.575
24	T8 (TA~TD)	2.66	0.575
26	T9 (TH~TJ)	3.72	0.802
	T10 (TH~TJ)	3.72	0.802
	T11 (TH~TJ)	3.72	0.802
27	T11 (TB~TJ)	2.69	0.580
28	T10 (TB~TH)	2.78	0.600
	T11 (TB~TJ)	2.78	0.600

(3) 終局点

RC造耐震壁の終局点は、「2.3 終局点の設定」に基づき、各層の終局せん断応力度を算出する。 σ_H は安全側に0.0としている。

RC造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の終局点の設定根拠を表5-8に示す。また、タービン建屋のT.M.S.L.12.3m～T.M.S.L.22.1mについて、各耐震壁の配筋（一例）を示したものを図5-2に示す。

表 5-8 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (1/3)

(a) NS 方向

部材 番号	通り	P_V (p_{te}^*)	P_H (p_{wh}^*)	縦軸応力度 σ_V (N/mm^2)	M/QD	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
3	TF (T5~T7) *	0.00507	0.00507	0.511	0.400	3.60	4.000
	TG (T5~T8) *	0.00325	0.00325	0.511	0.400	3.13	4.000
	TH (T3~T11)	0.00459	0.00459	0.511	0.240	5.36	4.000
	TJ (T2~T11)	0.00511	0.00511	0.511	0.240	5.44	4.000
4	TF (T3~T7) *	0.00316	0.00316	0.669	0.400	3.12	4.000
	TG (T3~T8) *	0.00416	0.00416	0.669	0.400	3.40	4.000
	TH (T3~T9)	0.00524	0.00524	0.669	0.346	5.26	4.000
	TJ (T1~T11)	0.00409	0.00409	0.669	0.240	5.31	4.000
5	TA (T3~T8)	0.00433	0.00433	0.992	0.249	5.40	4.000
	TB (T1~T11)	0.00377	0.00353	0.992	0.240	5.31	4.000
	TC (T3~T7) *	0.00367	0.00367	0.992	0.400	3.30	4.000
	TD (T3~T7) *	0.00334	0.00334	0.992	0.400	3.21	4.000
	TF (T3~T7) *	0.00342	0.00342	0.992	0.400	3.23	4.000
	TG (T3~T9) *	0.00346	0.00346	0.992	0.400	3.24	4.000
	TH (T3~T10)	0.00350	0.00350	0.992	0.293	5.15	4.000
	TJ (T1~T11)	0.00383	0.00338	0.992	0.240	5.30	4.000
6	TA (T3~T8)	0.00478	0.00433	1.327	0.320	5.35	4.000
	TB (T1~T11)	0.00555	0.00442	1.327	0.240	5.60	4.000
	TC (T3~T7) *	0.00468	0.00468	1.327	0.400	3.59	4.000
	TD (T3~T6) *	0.00423	0.00423	1.327	0.400	3.48	4.000
	TF (T3~T6) *	0.00524	0.00524	1.327	0.400	3.72	4.000
	TG (T3~T10) *	0.00453	0.00453	1.327	0.400	3.56	4.000
	TH (T3~T10)	0.00344	0.00344	1.327	0.325	5.14	4.000
	TJ (T1~T11)	0.00645	0.00428	1.327	0.240	5.66	4.000
9	TA (T3~T8)	0.00471	0.00471	0.511	0.240	5.38	4.000
	TB (T7~T11)	0.00508	0.00508	0.511	0.240	5.44	4.000
	TC (T5~T8) *	0.00325	0.00325	0.511	0.621	2.79	4.000
	TD (T5~T7) *	0.00507	0.00507	0.511	0.400	3.60	4.000
10	TA (T3~T8)	0.00349	0.00349	0.669	0.240	5.21	4.000
	TB (T1~T9)	0.00341	0.00341	0.669	0.240	5.20	4.000
	TC (T3~T5) *	0.00325	0.00325	0.669	0.626	2.80	4.000
	TD (T3~T7) *	0.00326	0.00326	0.669	0.400	3.15	4.000

注記* : 内壁を示す。

表 5-8 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (2/3)

(b) EW 方向

部材 番号	通り	P_V (p_{te}^*)	P_H (p_{wh}^*)	縦軸応力度 σ_v (N/mm^2)	M/QD	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
3	T2 (TB~TJ)	0.00364	0.00364	0.511	0.256	5.16	4.000
	T3 (TA~TJ) *	0.00430	0.00430	0.511	0.400	3.65	4.000
4	T1 (TB~TJ)	0.00310	0.00310	0.669	0.240	5.15	4.000
	T2 (TA~TJ)	0.00324	0.00324	0.669	0.398	4.77	4.000
	T3 (TA~TH)	0.00393	0.00393	0.669	0.240	5.28	4.000
5	T1 (TB~TJ)	0.00383	0.00338	0.992	0.240	5.30	4.000
	T2 (TB~TJ)	0.00383	0.00383	0.992	0.400	4.96	4.000
	T3 (TA~TG)	0.00364	0.00364	0.992	0.277	5.22	4.000
	T4 (TA~TH) *	0.00379	0.00379	0.992	0.400	3.68	4.000
	T5 (TA~TG) *	0.00447	0.00447	0.992	0.400	3.74	4.000
	T6 (TA~TG) *	0.00524	0.00524	0.992	0.400	4.21	4.000
	T7 (TA~TG) *	0.00532	0.00532	0.992	0.400	4.36	4.000
	T8 (TA~TG) *	0.00443	0.00427	0.992	0.400	3.70	4.000
	T9 (TB~TH) *	0.00635	0.00635	0.992	0.400	4.17	4.000
	T10 (TB~TH)	0.00540	0.00540	0.992	0.305	5.45	4.000
	T11 (TB~TJ)	0.00383	0.00338	0.992	0.327	5.09	4.000
6	T1 (TB~TJ)	0.00645	0.00428	1.327	0.240	5.66	4.000
	T2 (TB~TJ)	0.00516	0.00516	1.327	0.446	5.19	4.000
	T3 (TA~TH)	0.00540	0.00519	1.327	0.325	5.47	4.000
	T4 (TA~TF) *	0.00509	0.00509	1.327	2.156	2.65	4.000
	T5 (TA~TH) *	0.00540	0.00540	1.327	0.400	3.92	4.000
	T6 (TA~TH) *	0.00551	0.00551	1.327	0.400	4.28	4.000
	T7 (TA~TH) *	0.00585	0.00585	1.327	0.400	4.36	4.000
	T8 (TA~TH) *	0.00444	0.00444	1.327	0.400	3.71	4.000
	T9 (TB~TG) *	0.00432	0.00432	1.327	0.400	3.99	4.000
	T10 (TB~TH)	0.00500	0.00500	1.327	0.429	5.20	4.000
	T11 (TB~TJ)	0.00645	0.00428	1.327	0.394	5.34	4.000

注記* : 内壁を示す。

表 5-8 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 終局点) (3/3)

(b) EW 方向

部材 番号	通り	P_V (p_{te}^*)	P_H (p_{wh}^*)	縦軸応力度 σ_v (N/mm^2)	M/QD	τ_3 (N/mm^2)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
10	T4 (TH~TJ) *	0.00481	0.00481	0.511	1.094	3.12	4.000
	T5 (TH~TJ) *	0.00428	0.00428	0.511	0.542	3.69	4.000
11	T4 (TF~TG) *	0.00318	0.00318	0.669	1.500	2.96	4.000
	T5 (TF~TH) *	0.00394	0.00394	0.669	0.681	3.17	4.000
	T6 (TG~TH) *	0.00310	0.00310	0.669	1.395	2.58	4.000
	T8 (TG~TH) *	0.00395	0.00395	0.669	1.694	2.48	4.000
	T9 (TF~TH) *	0.00325	0.00325	0.669	0.745	2.88	4.000
13	T5 (TC~TD) *	0.00349	0.00349	0.511	2.409	2.13	4.000
14	T4 (TA~TB) *	0.00321	0.00321	0.669	2.050	2.28	4.000
	T5 (TA~TD) *	0.00338	0.00338	0.669	0.703	2.85	4.000
	T6 (TA~TB) *	0.00395	0.00395	0.669	2.565	2.40	4.000
	T7 (TA~TB) *	0.00423	0.00423	0.669	3.000	2.12	4.000
	T8 (TA~TC) *	0.00309	0.00309	0.669	1.205	2.44	4.000
	T9 (TB~TD) *	0.00361	0.00361	0.669	0.861	2.89	4.000
17	T6 (TH~TJ) *	0.00629	0.00629	0.511	0.692	3.61	4.000
	T7 (TH~TJ) *	0.00428	0.00428	0.511	0.830	3.13	4.000
22	T8 (TH~TJ) *	0.00428	0.00428	0.511	0.947	3.00	4.000
	T9 (TH~TJ) *	0.00503	0.00503	0.511	2.758	2.35	4.000
24	T8 (TA~TD) *	0.00304	0.00304	0.511	0.684	2.96	4.000
26	T9 (TH~TJ) *	0.00501	0.00501	2.636	1.000	3.04	4.000
	T10 (TH~TJ) *	0.00396	0.00396	2.636	1.000	2.83	4.000
	T11 (TH~TJ) *	0.00559	0.00559	2.636	0.500	3.72	4.000
27	T11 (TB~TJ)	0.00451	0.00451	0.511	0.246	5.33	4.000
28	T10 (TB~TH)	0.00454	0.00454	0.669	0.263	5.33	4.000
	T11 (TB~TJ)	0.00416	0.00416	0.669	0.282	5.22	4.000

注記* : 内壁を示す。






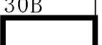

記号*	縦筋	横筋
W50	内：D16@250 外：D16@250	内：D16@250 外：D16@250
W60	内：D16, D19 交互@250 外：D16, D19 交互@250	内：D16, D19 交互@250 外：D16, D19 交互@250
W90A,  W130A, W150	内：D32@250 外：D32@250	内：D32@250 外：D32@250
W90B, 	内：D22@250 外：D22@250	内：D22@250 外：D22@250
W100A, W130B  W160, 	内：D29@250 外：D29@250	内：D29@250 外：D29@250
W110, 	内：D22, D25 交互@250 外：D22, D25 交互@250	内：D22, D25 交互@250 外：D22, D25 交互@250

図 5-2 耐震壁の配筋図 (T. M. S. L. 12. 3m~T. M. S. L. 22. 1m)

5.1.4 RC造補助壁のせん断スケルトン曲線の諸数値

(1) 第1折点

RC造耐震壁の各要素におけるせん断スケルトン曲線の第1折点の設定根拠を表5-9に示す。

表 5-9 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係, 第 1 折点)

(a) NS 方向

部材番号	コンクリート強度 F_c (N/mm^2)	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 N/mm^2$)	当該部分が支える重量 (kN)	断面積 (m^2)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm^2)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
3	31.3	1.03	145315	410.5	0.354	1.90	0.185
4	31.3	1.03	449037	987.1	0.455	1.95	0.189
5	31.3	1.03	515438	1185.0	0.435	1.94	0.188
6	31.3	1.03	404230	1190.1	0.340	1.90	0.184
9	31.3	1.03	145315	410.5	0.354	1.90	0.185
10	31.3	1.03	449037	987.1	0.455	1.95	0.189

注記* : 縦軸応力度 $\sigma_v =$ 当該部分が支える重量 / 断面積。

(b) EW 方向

部材番号	コンクリート強度 F_c (N/mm^2)	せん断弾性係数 G ($\times 10^4 N/mm^2$)	当該部分が支える重量 (kN)	断面積 (m^2)	縦軸応力度 σ_v^* (N/mm^2)	τ_1 (N/mm^2)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
5	31.3	1.03	515438	1185.0	0.435	1.94	0.188
6	31.3	1.03	404230	1190.1	0.340	1.90	0.184
11	31.3	1.03	449037	987.1	0.455	1.95	0.189
13	31.3	1.03	145315	410.5	0.354	1.90	0.185
14	31.3	1.03	449037	987.1	0.455	1.95	0.189
22	31.3	1.03	145315	410.5	0.354	1.90	0.185
24	31.3	1.03	145315	410.5	0.354	1.90	0.185
28	31.3	1.03	449037	987.1	0.455	1.95	0.189

注記* : 縦軸応力度 $\sigma_v =$ 当該部分が支える重量 / 断面積。

5.1.5 鉄骨部のせん断スケルトン曲線の諸数値

(1) 第1折点

鉄骨部の各要素におけるせん断スケルトン曲線の第1折点の諸数値を表5-10に示す。

表5-10 せん断スケルトン曲線 (Q- γ 関係, 第1折点)

(a) NS方向

部材 番号	第1折点				
	Q ₁ (kN)	Q _{P1} (kN)	Q _{S1} (kN)	Q _{M1} (kN)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
1	76051	45430	18618	12003	2.429
2	104531	61656	22018	20857	2.397
8	56347	38688	17659	0	2.117

(b) EW方向

部材 番号	第1折点				
	Q ₁ (kN)	Q _{P1} (kN)	Q _{S1} (kN)	Q _{M1} (kN)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
1	32746	24956	7790	0	1.313
2	42720	16055	8673	17992	1.847
8	17992	0	0	17992	2.104
12	9665	9665	0	0	6.173
15	17992	0	0	17992	2.104
18	9665	9665	0	0	6.687
20	25820	25820	0	0	4.123
21	17780	8784	0	8996	2.079
23	9665	9665	0	0	6.687
25	43082	34595	8487	0	1.711

6. まとめ

柏崎刈羽原子力発電所の5号機タービン建屋におけるせん断スケルトン曲線の設定について整理した。耐震壁及び補助壁について算出したせん断スケルトン曲線の諸数値を表6-1に、鉄骨部について算出したせん断スケルトン曲線の諸数値を表6-2に示す。

表 6-1 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (1/2)

(a) NS 方向

部材 番号	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
3	2.58	0.251	3.46	0.575	6.02	4.00
4	2.07	0.201	2.78	0.595	4.61	4.00
5	2.17	0.211	2.82	0.633	4.25	4.00
6	2.32	0.225	3.04	0.671	4.62	4.00
9	2.09	0.203	2.80	0.575	4.29	4.00
10	2.20	0.214	2.87	0.595	4.59	4.00

表 6-1 せん断スケルトン曲線 ($\tau - \gamma$ 関係) (2/2)

(b) EW 方向

部材 番号	第1折点		第2折点		終局点	
	τ_1 (N/mm ²)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)	τ_2 (N/mm ²)	γ_2 ($\times 10^{-3}$)	τ_3 (N/mm ²)	γ_3 ($\times 10^{-3}$)
3	2.00	0.194	2.69	0.575	4.72	4.00
4	2.13	0.207	2.88	0.600	5.29	4.00
5	2.19	0.213	2.86	0.633	4.38	4.00
6	2.39	0.232	3.14	0.671	4.71	4.00
10	1.97	0.191	2.66	0.575	3.42	4.00
11	2.13	0.207	2.72	0.595	2.87	4.00
13	1.92	0.187	2.05	0.575	2.05	4.00
14	2.28	0.221	2.73	0.595	2.78	4.00
17	1.97	0.191	2.66	0.575	3.31	4.00
22	1.97	0.191	2.44	0.575	2.60	4.00
24	1.94	0.189	2.55	0.575	2.81	4.00
26	2.61	0.253	3.02	0.802	3.02	4.00
27	1.56	0.152	2.11	0.580	4.18	4.00
28	2.09	0.203	2.81	0.600	5.28	4.00

表 6-2 せん断スケルトン曲線 (Q- γ 関係)

(a) NS 方向

部材 番号	第1折点				
	Q ₁ (kN)	Q _{P1} (kN)	Q _{S1} (kN)	Q _{M1} (kN)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
1	76051	45430	18618	12003	2.429
2	104531	61656	22018	20857	2.397
8	56347	38688	17659	0	2.117

(b) EW 方向

部材 番号	第1折点				
	Q ₁ (kN)	Q _{P1} (kN)	Q _{S1} (kN)	Q _{M1} (kN)	γ_1 ($\times 10^{-3}$)
1	32746	24956	7790	0	1.313
2	42720	16055	8673	17992	1.847
8	17992	0	0	17992	2.104
12	9665	9665	0	0	6.173
15	17992	0	0	17992	2.104
18	9665	9665	0	0	6.687
20	25820	25820	0	0	4.123
21	17780	8784	0	8996	2.079
23	9665	9665	0	0	6.687
25	43082	34595	8487	0	1.711

添付資料 9 緊急時対策所に対する周辺建屋の波及的影響について

目次

1. 緊急時対策所（上位クラス施設）に対する周辺建屋の波及的影響について ……	1
1.1 概要 ……	1
1.1.1 5号機サービス建屋 ……	1
1.1.2 5号機連絡通路（5号機サービス建屋～5号機原子炉建屋間） ……	1
1.1.3 5号機主排気モニタ建屋 ……	1
1.1.4 5号機格納容器圧力逃がし装置基礎 ……	2
1.1.5 5号機大物搬入建屋 ……	2
2. 5号機原子炉建屋に対する波及的影響の代表評価建屋の抽出と 波及的影響評価結果 ……	11
2.1 代表評価建屋の抽出 ……	11
2.2 波及的影響評価方針 ……	11
2.3 波及的影響評価結果 ……	14
2.3.1 5号機原子炉建屋の層としての健全性評価 ……	14
2.3.2 局所的な影響の確認 ……	17
3. まとめ ……	19

別紙 1 5号機原子炉建屋北側外壁東西方向の局部損傷評価について

1. 緊急時対策所（上位クラス施設）に対する周辺建屋の波及的影響について

1.1 概要

本資料では、緊急時対策所（5号機原子炉建屋内緊急時対策所）（以下「5号機原子炉建屋」という。）に隣接する下位クラス施設（5号機サービス建屋，5号機連絡通路，5号機主排気モニタ建屋，5号機格納容器圧力逃がし装置基礎及び5号機大物搬入建屋）（以下「下位クラス施設」という。）による波及的影響について，V-2-11-1「波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき確認を行う。全体の配置図を図1-1に，5号機原子炉建屋の平面図及び断面図を図1-2及び図1-3に示す。（なお，東京湾平均海面を以下「T.M.S.L.」という。）

1.1.1 5号機サービス建屋

5号機サービス建屋と5号機原子炉建屋との関係を図1-4に示す。

5号機サービス建屋の平面規模は，NS方向で28.75m，EW方向で59.25mであり，最高屋根面（T.M.S.L.29.0m）の地表面（T.M.S.L.12.0m）からの高さは17.0mである。

5号機サービス建屋は，地上3階，地下2階建で，5層の主要な床面を有する鉄筋コンクリート造の構造物である。

5号機サービス建屋の基礎は，厚さ1.5mの基礎スラブの直接基礎で，地盤改良体を介して，更新統（古安田層）に支持される。

1.1.2 5号機連絡通路（5号機サービス建屋～5号機原子炉建屋間）

5号機連絡通路と5号機原子炉建屋との関係を図1-5に示す。

5号機連絡通路の平面規模は，NS方向で8.5m，EW方向で3.6mであり，最高屋根面（T.M.S.L.25.0m）の地表面（T.M.S.L.12.0m）からの高さは13.0mである。

5号機連絡通路は，地上2階，地下1階建で，3層の主要な床面を有する鉄筋コンクリート造の構造物であり，5号機原子炉建屋北側に，エキスパンションジョイントを介して接続している。

5号機連絡通路の基礎は，厚さ1.3mの基礎スラブでマンメイドロック（MMR）を介して，更新統（古安田層）に支持される。

1.1.3 5号機主排気モニタ建屋

5号機主排気モニタ建屋と5号機原子炉建屋との関係を図1-6に示す。

5号機主排気モニタ建屋の平面規模は，NS方向で9.86m，EW方向で17.06mであり，最高屋根面（T.M.S.L.16.5m）の地表面（T.M.S.L.12.0m）からの高さは4.50mである。

5号機主排気モニタ建屋は、地上1層の主要な床面を有する鉄筋コンクリート造の構造物である。

5号機主排気モニタ建屋の基礎は、厚さ0.75mの基礎スラブの直接基礎で、埋戻土層に支持される。

1.1.4 5号機格納容器圧力逃がし装置基礎

5号機格納容器圧力逃がし装置基礎と5号機原子炉建屋との関係を図1-7に示す。

5号機格納容器圧力逃がし装置基礎の平面規模は、NS方向で9.6m、EW方向で14.1mであり、躯体上端レベル（T.M.S.L.26.3m）の地表面（T.M.S.L.12.0m）からの高さは14.3mである。

5号機格納容器圧力逃がし装置基礎は、地上1層の主要な床面を有する鉄筋コンクリート造の構造物である。

5号機格納容器圧力逃がし装置基礎は、厚さ2.5m～2.8mの基礎スラブで場所打ち鋼管コンクリート杭を用いた杭基礎となっており、岩盤（西山層）に支持される。

1.1.5 5号機大物搬入建屋

5号機大物搬入建屋と5号機原子炉建屋との関係を図1-8に示す。

5号機大物搬入建屋の平面規模は、NS方向で8.9m、EW方向で11.0mであり、最高屋根面（T.M.S.L.19.6m）の地表面（T.M.S.L.12.0m）からの高さは7.6mである。

5号機大物搬入建屋は、地上1層の主要な床面を有する鉄筋コンクリート造の構造物であり、5号機原子炉建屋東側外壁面に、エキスパンションジョイントを介して接続している。

5号機大物搬入建屋の基礎は、厚さ1.0mの基礎スラブでマンメイドロック（MMR）を介して、岩盤（西山層）に支持される。

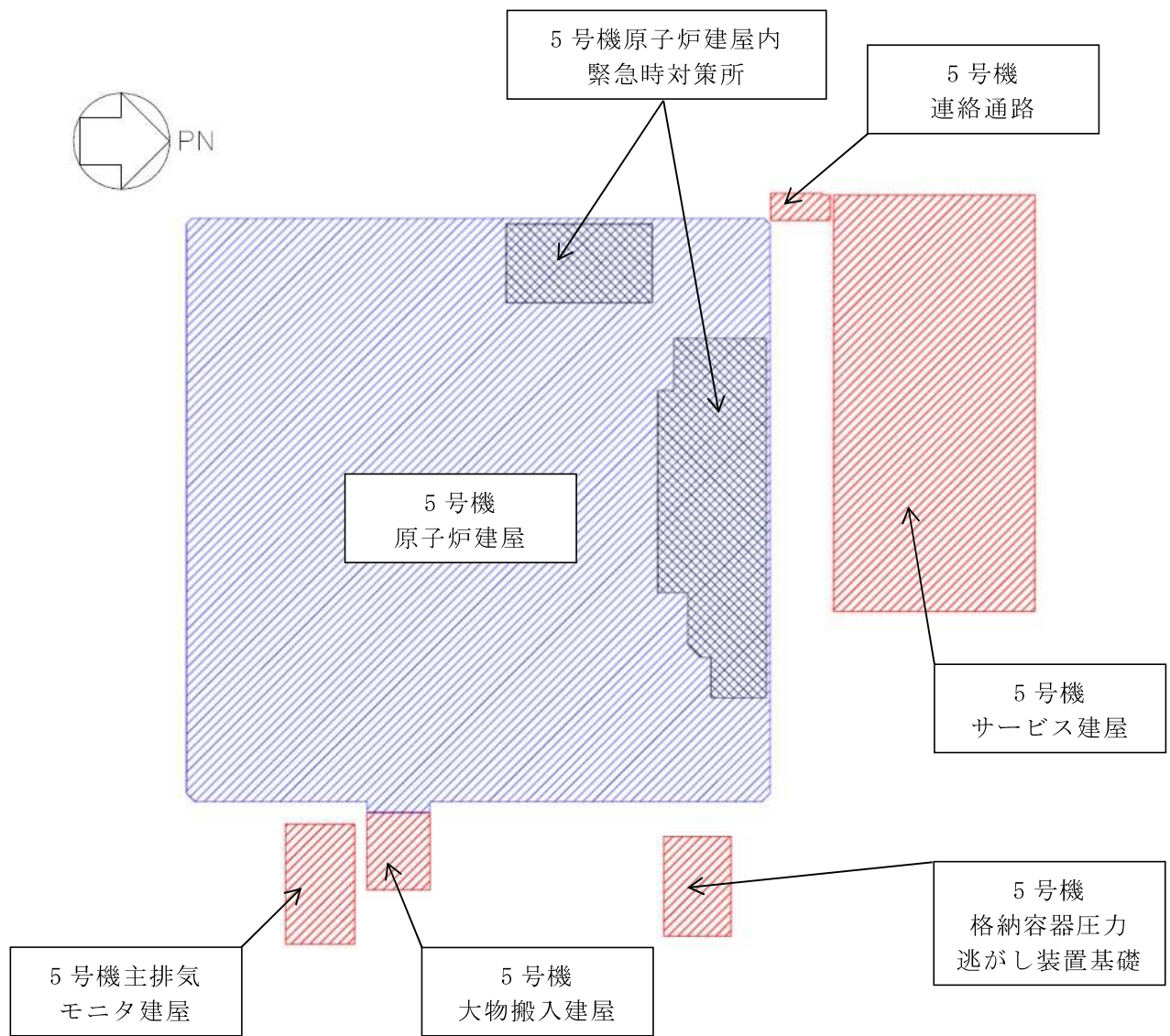
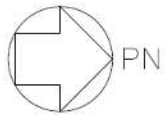


図 1-1 全体の配置図



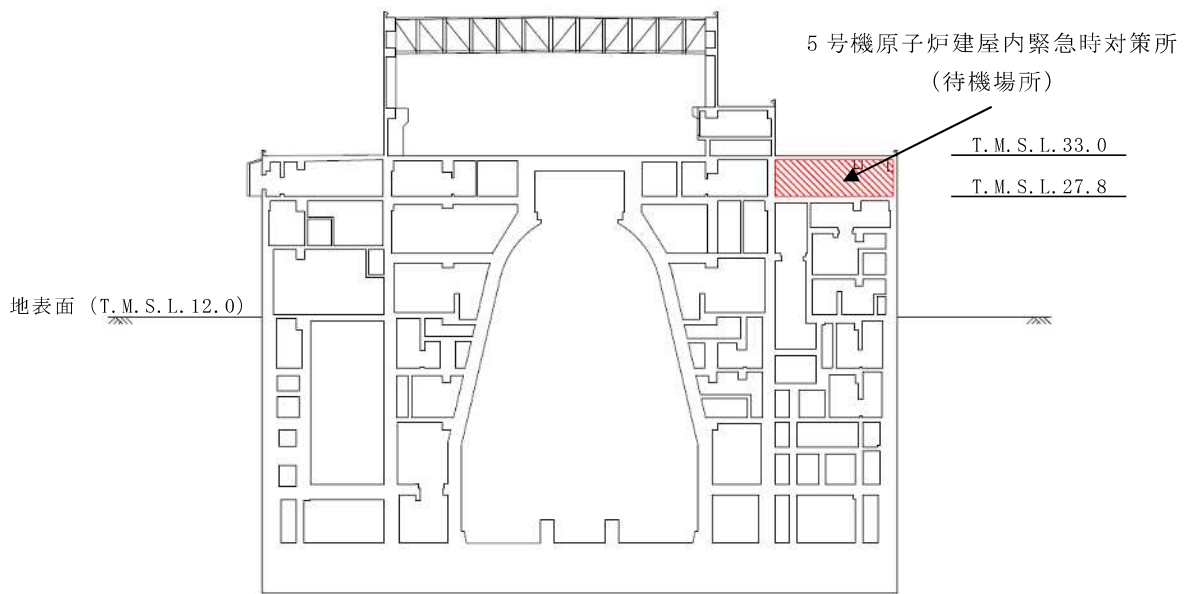
5号機原子炉建屋内緊急時対策所
(対策本部・高気密室)



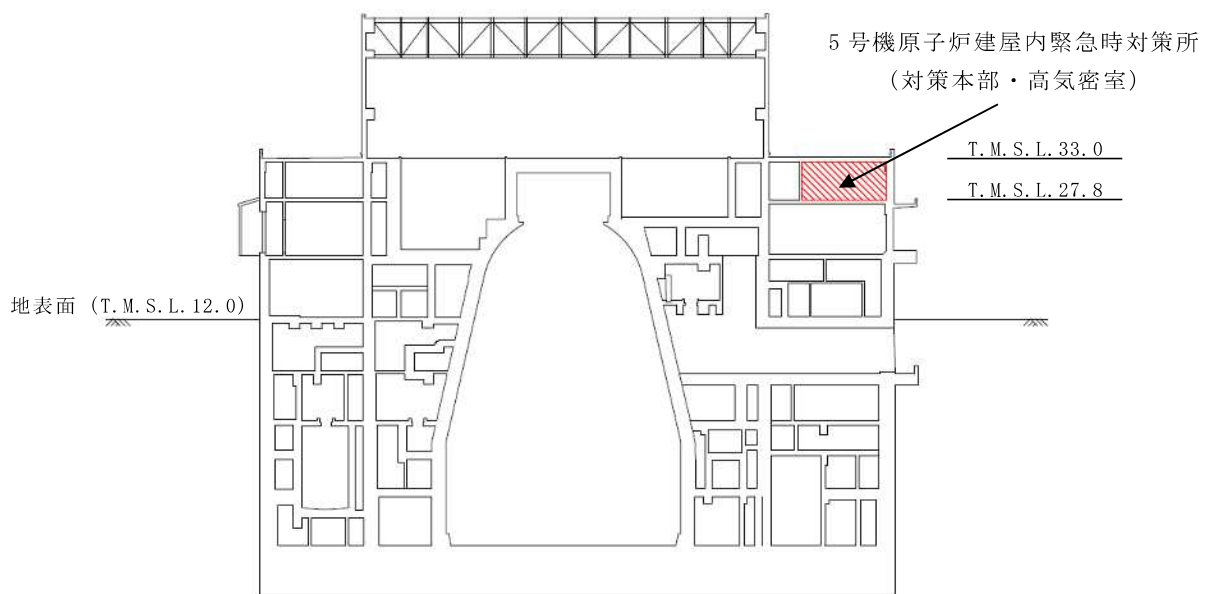
5号機原子炉建屋内緊急時対策所
(待機場所)

(3F, T. M. S. L. 27.8m)

図 1-2 5号機原子炉建屋の平面図



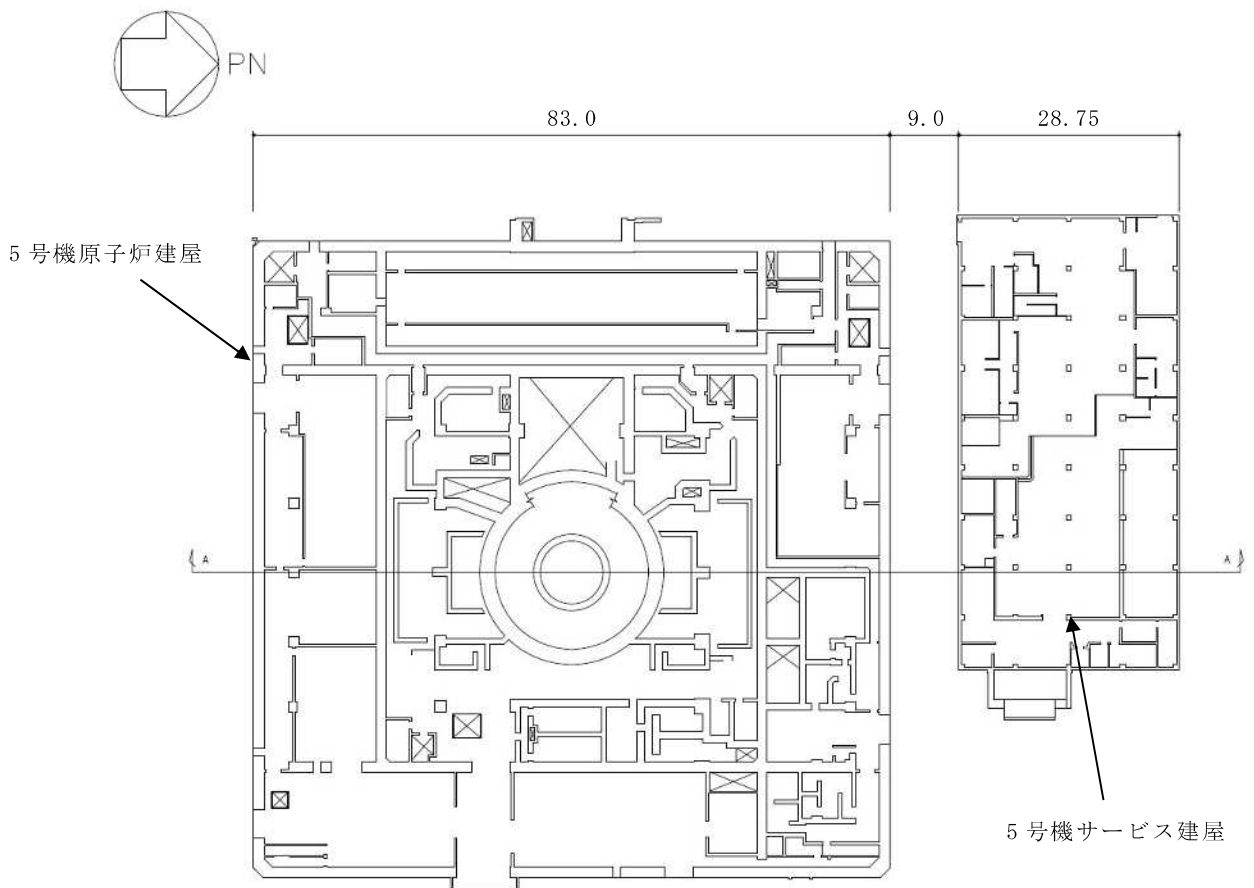
(a) NS 方向断面



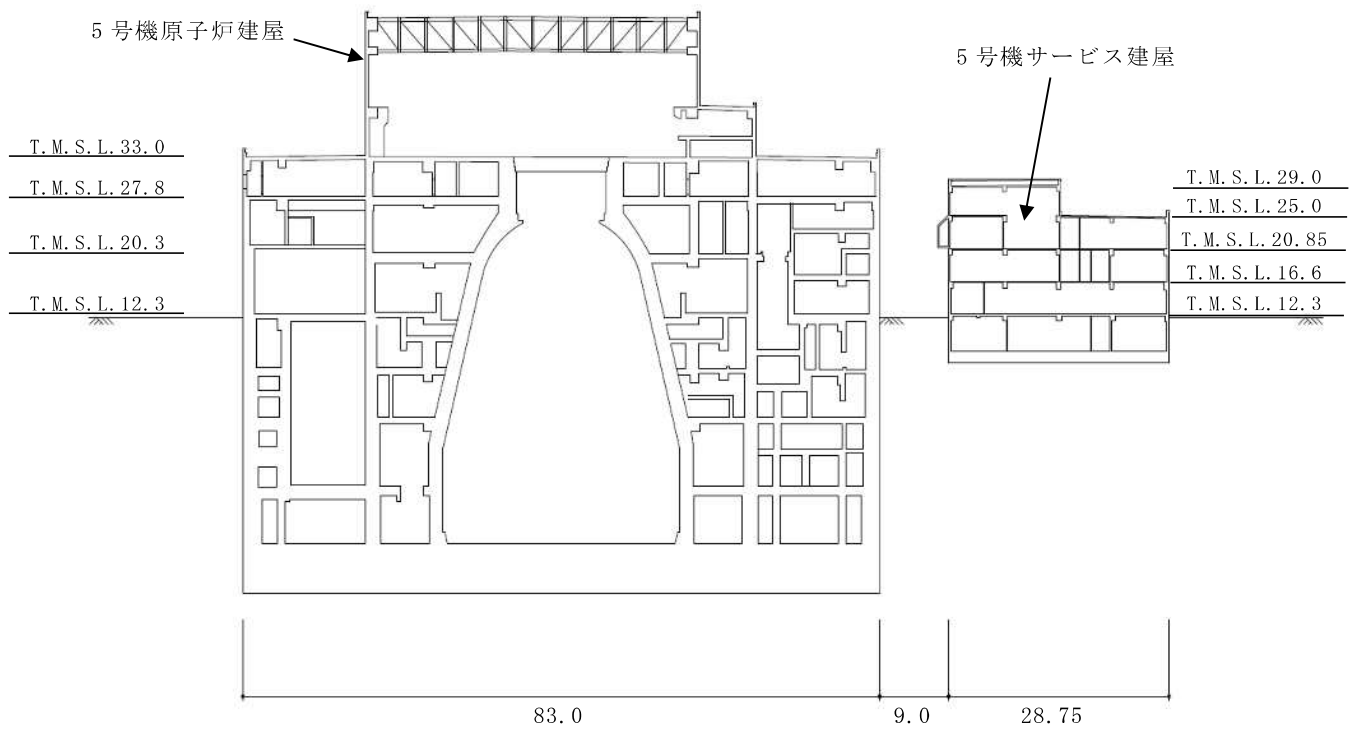
(b) EW 方向断面

(単位 : m)

図 1-3 5号機原子炉建屋の断面図



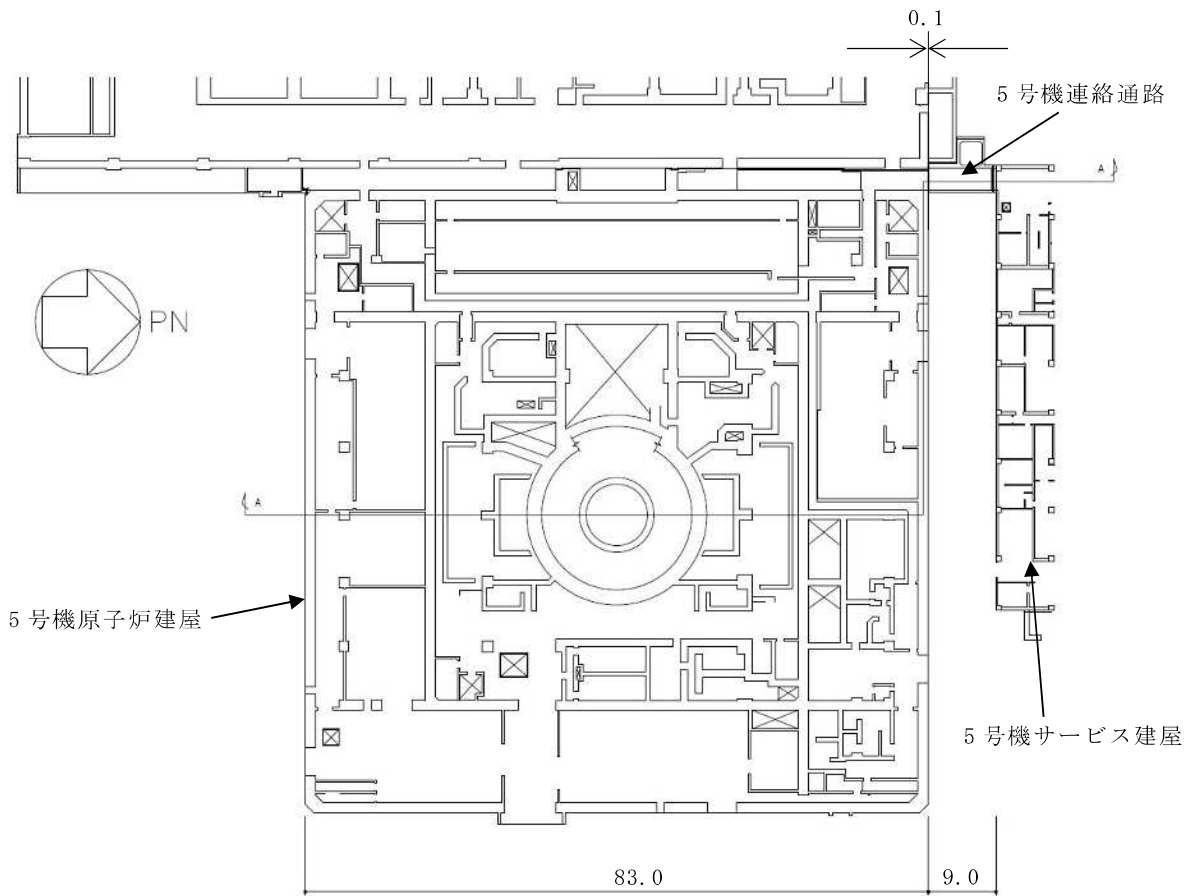
(a) 平面 (T.M.S.L. 12.3m)



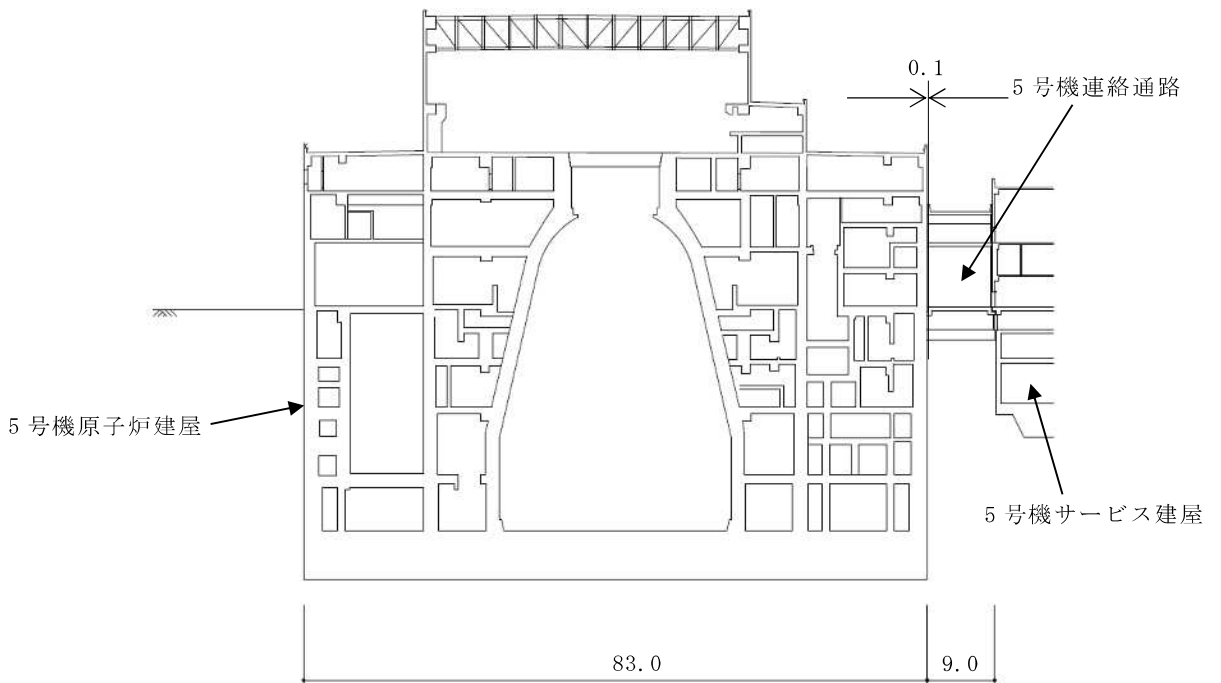
(b) NS 方向断面

(単位 : m)

図 1-4 5号機サービス建屋と5号機原子炉建屋の位置関係



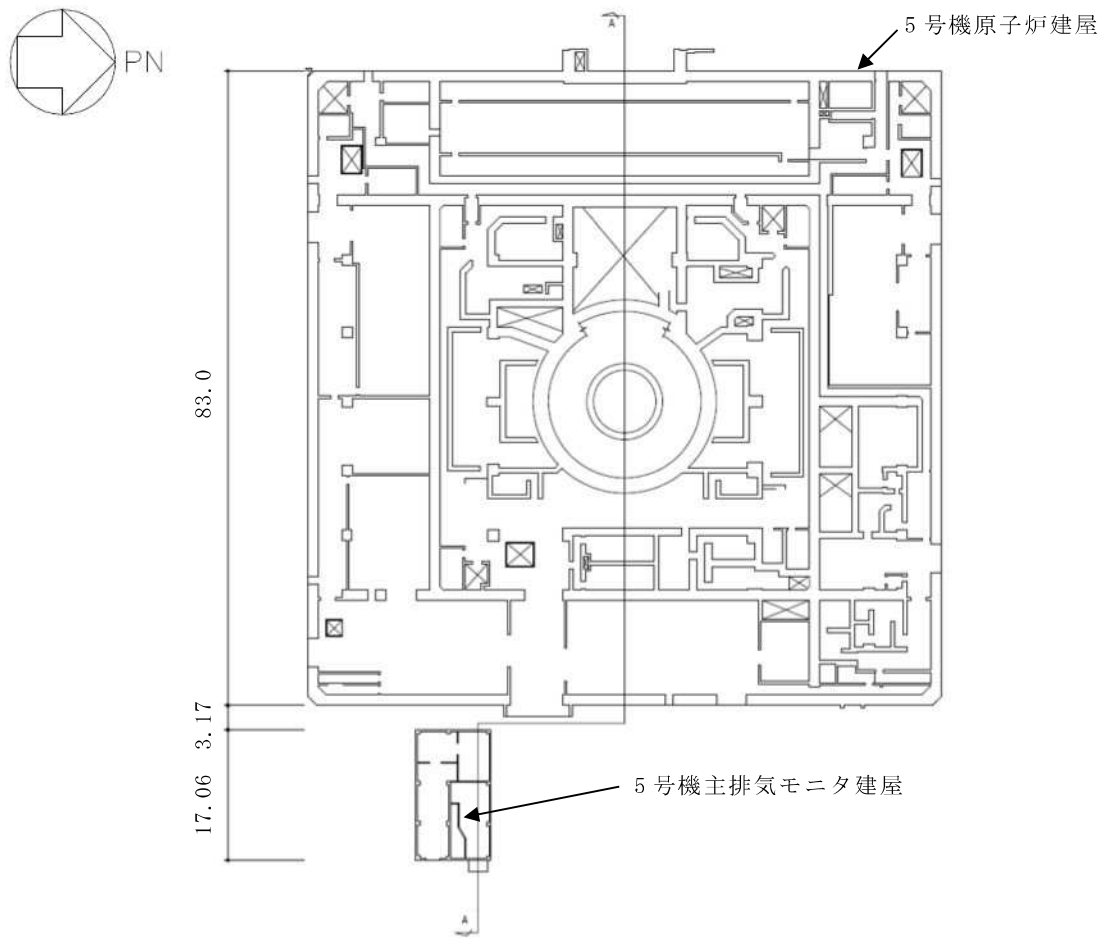
(a) 平面 (T. M. S. L. 12.3m)



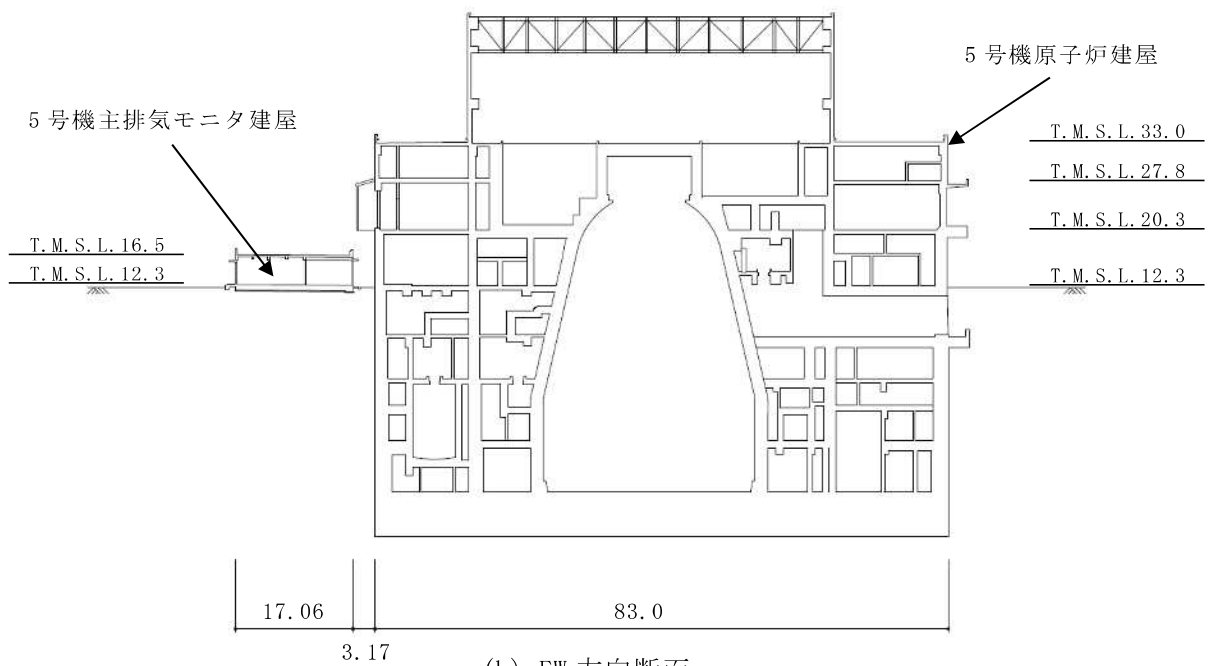
(b) NS 方向断面

(単位 : m)

図 1-5 5号機連絡通路と5号機原子炉建屋の位置関係



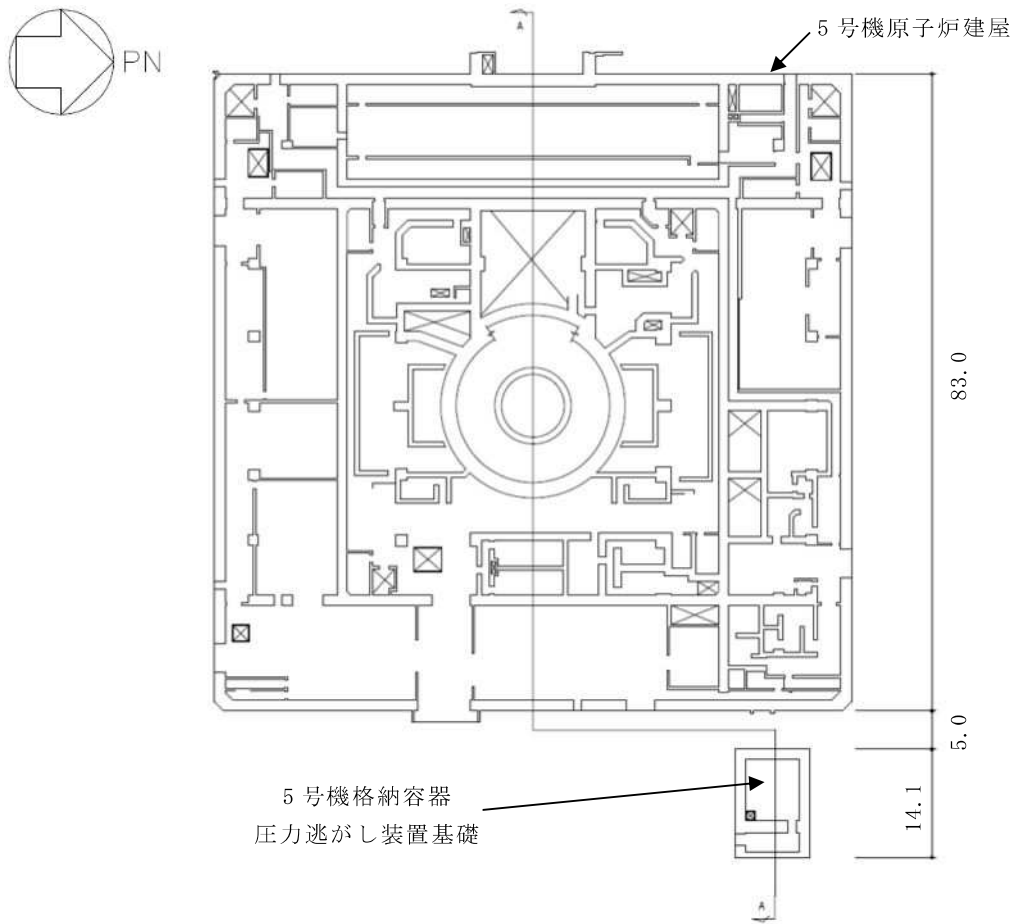
(a) 平面 (T.M.S.L. 12.3m)



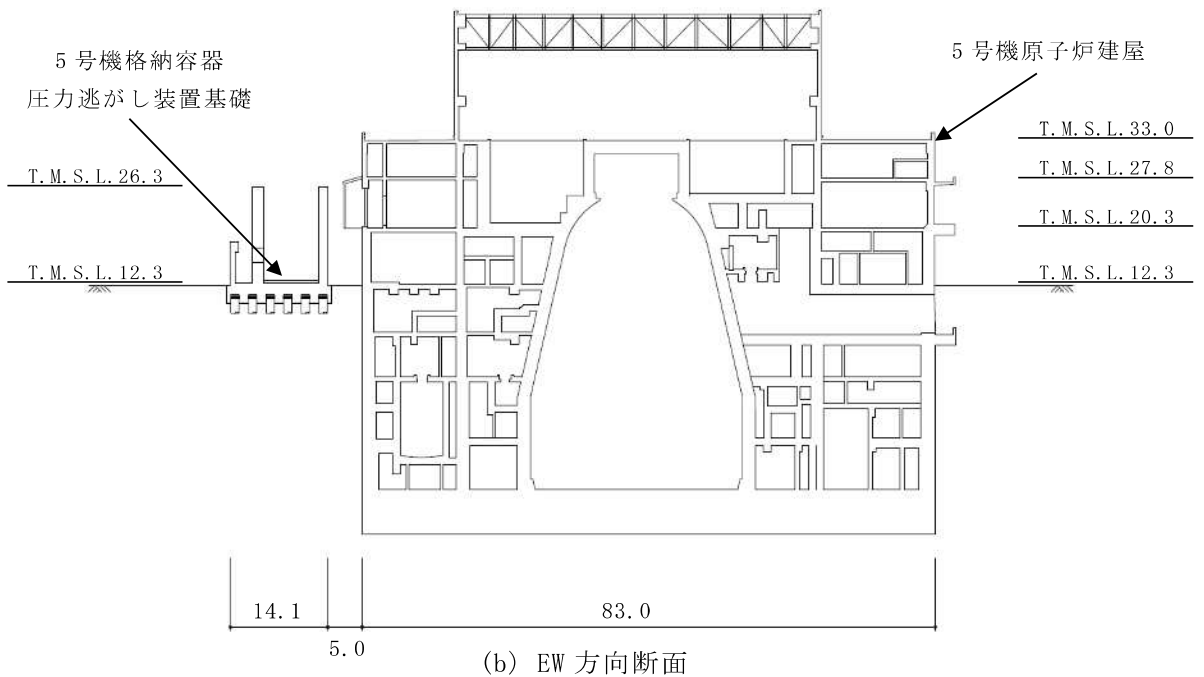
(b) EW 方向断面

(単位 : m)

図 1-6 5号機主排気モニタ建屋と5号機原子炉建屋の位置関係
添付資料 9(8/19)



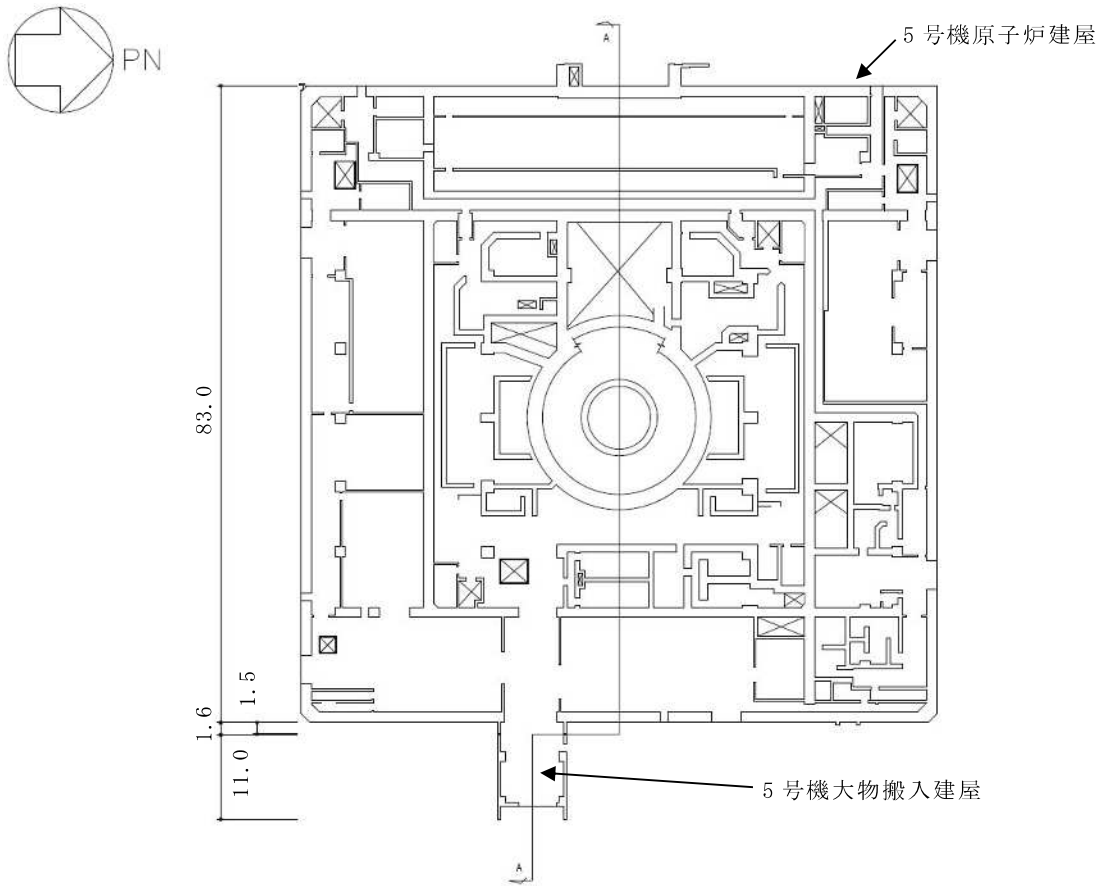
(a) 平面 (T.M.S.L. 12.3m)



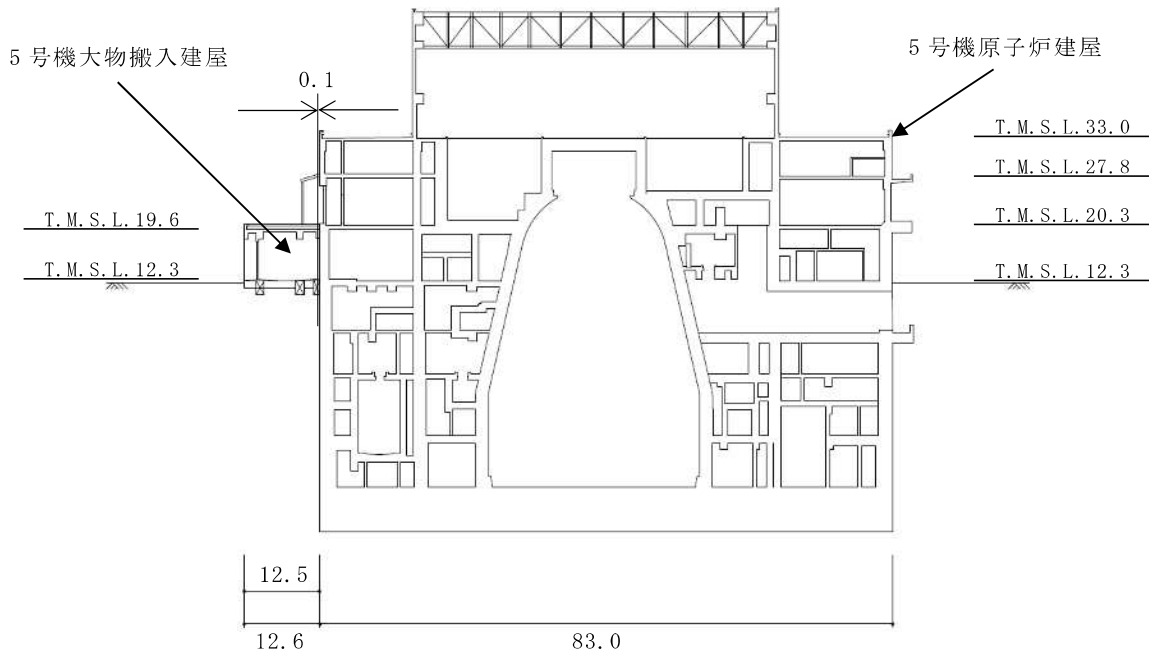
(b) EW 方向断面

(単位 : m)

図 1-7 5号機格納容器圧力逃がし装置基礎と5号機原子炉建屋の位置関係
添付資料 9(9/19)



(a) 平面 (T.M.S.L. 12.3m)



(b) EW 方向断面

(単位 : m)

図 1-8 5号機大物搬入建屋と5号機原子炉建屋の位置関係
添付資料 9(10/19)

2. 5号機原子炉建屋に対する波及的影響の代表評価建屋の抽出と波及的影響評価結果

2.1 代表評価建屋の抽出

5号機原子炉建屋及び下位クラス施設の施設規模並びに5号機原子炉建屋への作用荷重（作用荷重[F]=衝突を考慮した重量[m]×重力加速度[g]）を表2-1に、5号機原子炉建屋の外壁仕様を表2-2に、下位クラス施設の5号機原子炉建屋への衝突階を表2-3に示す。表2-1より5号機サービス建屋が最も作用荷重が大きいこと、表2-2より上層ほど外壁耐力が小さいこと、表2-3より壁耐力の小さい2階に衝突する可能性のある下位クラス施設は、5号機サービス建屋、5号機連絡通路及び5号機格納容器圧力逃がし装置基礎であること、の3点から、5号機サービス建屋を代表評価建屋として選定する。なお、5号機大物搬入建屋は、支持地盤条件が良いことから5号機原子炉建屋には不等沈下による慣性力による衝突ではなく、地震応答による衝突が考えられる。しかしながら、5号機サービス建屋の作用荷重は、5号機大物搬入建屋の4.29倍（=13420kN/3130kN）であり、4.29Gの応答加速度が生じることは考え難いため、5号機大物搬入建屋の作用荷重は、5号機サービス建屋の作用荷重に包絡される。

2.2 波及的影響評価方針

5号機サービス建屋は、耐震設計上の重要度分類Cクラスであり、基準地震動 S_s に対して建屋の健全性は確保できないことが予想される。しかし、5号機サービス建屋は1981年制定の新耐震基準以降の建屋であり、構造的にバランスのとれた建物で一定の耐震性を有している。また、5号機サービス建屋のいずれかの階層の崩壊を想定した場合（5号機サービス建屋の保有水平耐力/必要保有水平耐力は、1階が最も小さいため、1階が層崩壊する可能性が最も高いと考える。）であっても、5号機サービス建屋の最大階層高さは4.3mであり、5号機原子炉建屋との離隔距離は9.0mと十分であるため、5号機原子炉建屋には直接衝突しないと想定される。

しかしながら、5号機サービス建屋の支持地盤は更新統（古安田層）であり、基準地震動 S_s に対して支持地盤が液状化する可能性がある。支持地盤の液状化にて不等沈下が生じ、建屋が傾斜することで、慣性力によって5号機サービス建屋は5号機原子炉建屋に衝突することが否定できない。そのため、5号機サービス建屋が衝突する層としての健全性及び局所的な影響の確認をすることにより5号機原子炉建屋への波及的影響を評価する。

5号機サービス建屋の建物高さ、5号機サービス建屋と5号機原子炉建屋との離隔距離の関係から、5号機サービス建屋の3階が、5号機原子炉建屋に衝突した場合の評価を実施する。なお、5号機サービス建屋3階の重量は、3階天井と3階半分の高さの柱及び壁の重量とそれに付随する仕上等並びに3階に存在する機器等の和とし、作用荷重としては保守的に当該重量全てを考慮する。

表 2-1 5号機原子炉建屋及び下位クラス施設の施設規模並びに5号機原子炉建屋への作用荷重

建屋	構造	延床面積 (m ²)	重量 (kN)	5号機原子炉建屋 に対する比率	5号機原子炉建屋 への作用荷重 (kN)
5号機原子炉建屋	RC造 地上4階 地下4階	47544	4674410	—	—
5号機サービス建屋	RC造 地上3階 地下2階	7091	223040	面積比：14.9% 重量比：4.8%	13420
5号機連絡通路	RC造 地上2階 地下1階	109	7990	面積比：0.2% 重量比：0.2%	4580
5号機主排気 モニタ建屋	RC造 地上1階	164	6820	面積比：0.3% 重量比：0.2%	2860
5号機格納容器 圧力逃がし装置基礎	RC造 地上1階	135	34910	面積比：0.3% 重量比：0.8%	8870
5号機大物搬入建屋	RC造 地上1階	98	9220	面積比：0.2% 重量比：0.1%	3130

表 2-2 5号機原子炉建屋の外壁仕様




階数	壁厚 (mm)	配筋
3		2-D25@200 (タテ, ヨコ共)
2		2-D32@200 (タテ, ヨコ共)
1		2-D35@200+2-D32@400 (タテ, ヨコ共)

表 2-3 下位クラス施設の 5号機原子炉建屋への衝突階

下位クラス施設	5号機原子炉建屋 までの距離 (m)		地表面からの 高さ (m)	5号機原子炉 建屋への 地表面からの 衝突高さ※ ¹ (m)	5号機原子炉 建屋への 衝突階※ ²
	NS 方向	EW 方向			
5号機サービス建屋	9.00	—	17.0	14.5	2・1
5号機連絡通路	0.10	—	13.0	13.0	2・1
5号機主排気 モニタ建屋	—	3.17	4.5	3.2	1
5号機格納容器 圧力逃がし装置基礎	—	5.00	14.3	13.4	2・1
5号機大物搬入建屋	—	0.10	7.6	7.6	1

※¹: 5号機原子炉建屋への地表面からの衝突高さ = $\sqrt{\text{地表面からの高さ}^2 - \text{5号機原子炉建屋までの距離}^2}$

※²: 5号機原子炉建屋、地表面から1階までの高さ 0.0m ~ 8.3m

5号機原子炉建屋、地表面から2階までの高さ 8.3m ~ 15.8m

5号機原子炉建屋、地表面から3階までの高さ 15.8m ~ 21.0m (緊急時対策所設置レベル)

2.3 波及的影響評価結果

2.3.1 5号機原子炉建屋の層としての健全性評価

5号機サービス建屋は、緊急時対策所の間接支持構造物である5号機原子炉建屋の2階及び1階の外壁に衝突する可能性がある。ここでは、保守的にS s地震時の応答せん断力が大きな5号機原子炉建屋1階に、5号機サービス建屋3階の重量が作用するものとして、5号機原子炉建屋の層としての健全性を確認する。

5号機原子炉建屋の質点系モデル図を図2-1に、5号機サービス建屋衝突時の5号機原子炉建屋への作用荷重を表2-4に、S s地震時の5号機原子炉建屋の最大応答せん断力と5号機サービス建屋による作用荷重を足し合わせた最大応答せん断力を表2-5に、スケルトン曲線上のS s地震時における最大応答値と5号機サービス建屋衝突時の5号機原子炉建屋への作用荷重を足し合わせた最大応答値を図2-2に示す。ここで、S s地震時の最大応答は、材料物性の不確かさを考慮した解析ケースのうち、最大応答せん断ひずみが最大となるケース5（建屋剛性 -2σ ）とする。

S s地震時の最大応答せん断力に5号機サービス建屋の衝突による作用荷重を考慮しても、5号機原子炉建屋の最大せん断ひずみ（ 0.224×10^{-3} ）が5号機原子炉建屋の構造強度の許容限界である 2.00×10^{-3} を超えないことを確認した。

よって、5号機サービス建屋が衝突したとしても5号機原子炉建屋の層としての健全性への影響はない。

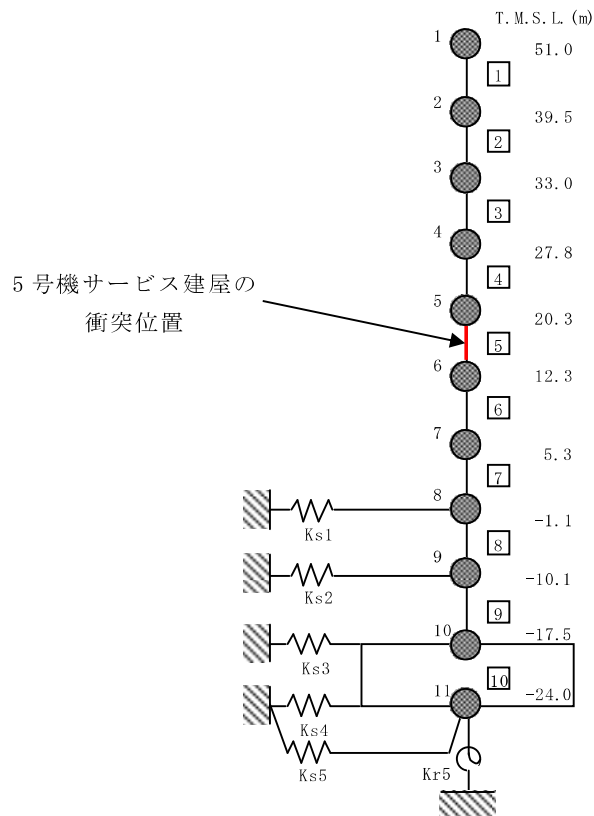


図 2-1 5号機原子炉建屋 質点系モデル

表 2-4 5号機サービス建屋衝突時の5号機原子炉建屋への作用荷重

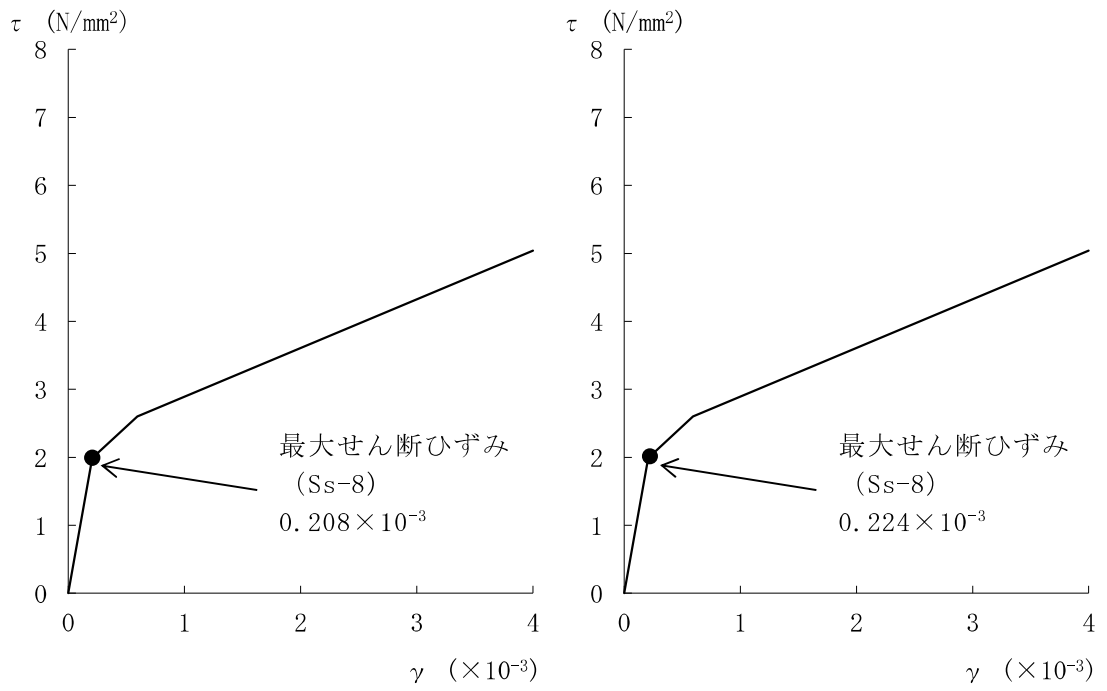
5号機原子炉建屋への作用階	5号機原子炉建屋への作用荷重 ($\times 10^3 \text{kN}$)
1階 (部材番号 5)	13.42

表 2-5 5号機原子炉建屋の最大応答せん断力* (NS方向、ケース5)

部材番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)			
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-8
5	1110	890	881	1120

部材番号	最大応答せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)	
	最大値	5号機サービス建屋衝突時
5	1120	1133.42

※：最大応答せん断力は、V-2-2-15「緊急時対策所の地震応答計算書」より引用



(a) S s 地震時

(b) S s 地震時+衝突

図 2-2 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (NS 方向、ケース 5)

2.3.2 局所的な影響の確認

5号機サービス建屋が衝突する5号機原子炉建屋の地表面より上部の外壁の健全性を確認する。

5号機原子炉建屋の外壁の健全性評価部位を図2-3に示す。5号機サービス建屋の3階の重量を、緊急時対策所の間接支持構造物である5号機原子炉建屋の2階に作用させるが、保守的に2階の階中央に集中荷重として作用するものとし、5号機原子炉建屋の外壁は幅1.0m、厚さは各階の壁厚、長さ20.7mで、大ぶり部をピン支持とした連続ばりと仮定して耐力の検討を行う。解析モデルを図2-4に示す。耐力の検討に用いた5号機サービス建屋衝突時の5号機原子炉建屋への作用荷重、接触幅、単位幅面積当たりの作用荷重及び5号機原子炉建屋外壁の使用材料を表2-6に示す。また、表2-7に5号機サービス建屋が衝突する5号機原子炉建屋の1階から3階北側外壁の壁厚及び配筋を示す。

表2-8に評価結果を示す。表2-8より、5号機サービス建屋衝突時に5号機原子炉建屋の外壁に作用する曲げモーメントは、短期許容曲げモーメントに比べて小さく、発生するせん断応力度は、短期許容せん断応力度に比べて小さい。

以上から、5号機サービス建屋の衝突を考慮しても、5号機原子炉建屋の外壁の健全性は維持される。なお、十分な裕度があることから、5号機連絡通路による作用荷重を5号機サービス建屋の作用荷重に加えても、5号機原子炉建屋の外壁の健全性は維持される。

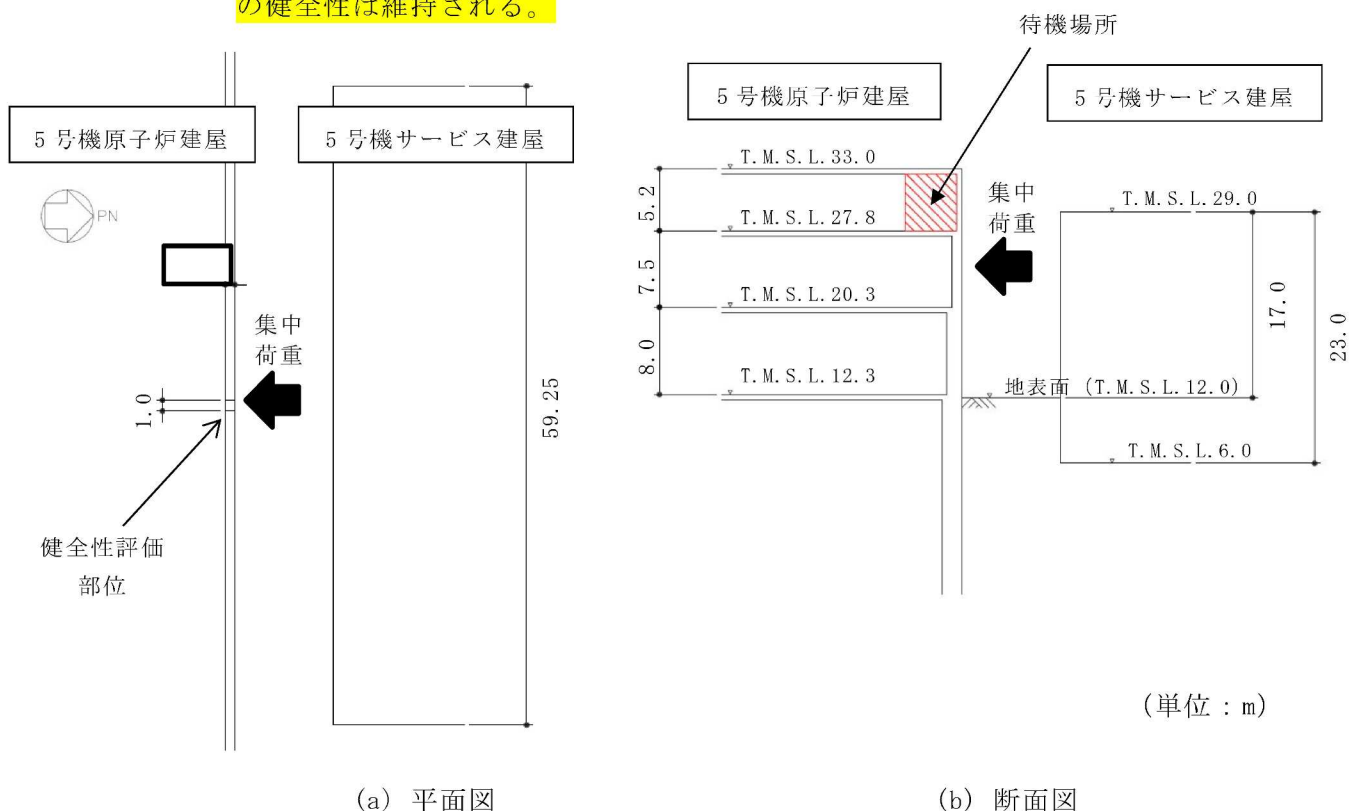


図2-3 5号機原子炉建屋の外壁の健全性評価部位

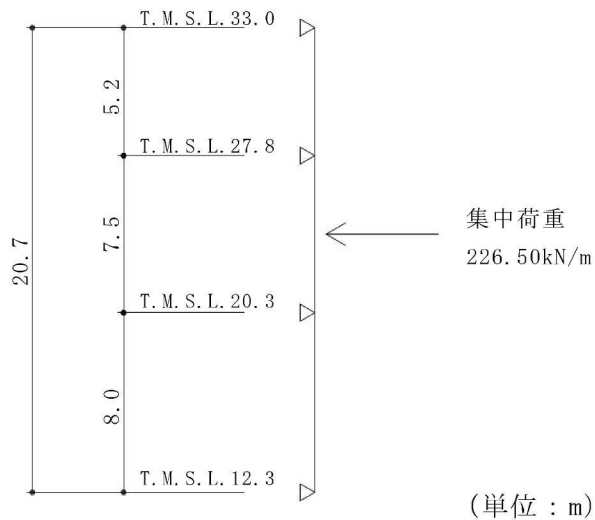


図 2-4 解析モデル図

表 2-6 5号機サービス建屋衝突時の5号機原子炉建屋への作用荷重，接触幅，
単位幅面積当たりの作用荷重及び5号機原子炉建屋外壁の使用材料

作用荷重 (kN)	接触幅 (m)	単位幅面積当りの 作用荷重 (kN/m)	5号機原子炉建屋外壁の使用材料	
			鉄筋	コンクリート
13420	59.25	226.50	SD345[SD35]※	$F_c=23.5\text{N/mm}^2$

※：[]内は従来標記を示す。

表 2-7 5号機サービス建屋の衝突が想定される5号機原子炉建屋外壁の配筋（1～3階）

階数	位置	壁厚 (mm)	配筋	
			外側	内側
3	北壁		D25@200 (タテ，ヨコ共)	D25@200 (タテ，ヨコ共)
2		D32@200 (タテ，ヨコ共)	D32@200 (タテ，ヨコ共)	
1		D35@200 + D32@400 (タテ，ヨコ共)	D35@200 + D32@400 (タテ，ヨコ共)	

表 2-8 評価結果

階数	評価対象	(a) 発生値	(b) 許容値	比率 (a/b)
3	曲げモーメント	40.10 kN・m/m	290.80 kN・m/m	0.14
	せん断応力度	0.02 N/mm ² /m	1.10 N/mm ² /m	0.02
2	曲げモーメント	288.36 kN・m/m	922.80 kN・m/m	0.32
	せん断応力度	0.21 N/mm ² /m	1.10 N/mm ² /m	0.20
1	曲げモーメント	232.56 kN・m/m	2493.31 kN・m/m	0.10
	せん断応力度	0.03 N/mm ² /m	1.10 N/mm ² /m	0.03

3. まとめ

5号機サービス建屋を代表評価建屋として評価した結果、5号機サービス建屋が5号機原子炉建屋に衝突した場合を想定しても、5号機原子炉建屋の構造安全性に影響はなく、5号機サービス建屋が波及的影響を及ぼさないことを確認した。

以上より、5号機原子炉建屋に対して、周辺建屋（下位クラス施設）が波及的影響を及ぼすことがないことを確認した。

別紙 1 5号機原子炉建屋北側外壁東西方向の局部損傷評価について

1. 5号機原子炉建屋北側外壁の局部損傷評価について

1.1 概要

添付資料9「緊急時対策所に対する周辺建屋の波及的影響について」にて、緊急時対策所の間接支持構造物である5号機原子炉建屋への局所的な影響の確認では、5号機原子炉建屋の北側2階に5号機サービス建屋が衝突、保守的に2階の階中央に集中荷重として作用するものとし、5号機原子炉建屋の北側外壁は幅1.0m、厚さは各階の壁厚、長さ20.7mで、大ばり部をピン支持とした連続ばりと仮定して耐力の検討を行っている。これは、5号機原子炉建屋北側外壁の上下方向（壁のタテ筋方向）の局部損傷評価を示しているが、本資料では5号機原子炉建屋北側外壁の東西方向（壁のヨコ筋方向）の局部損傷評価を示す。

1.2 評価部位

5号機原子炉建屋北側外壁の東西方向の局部損傷評価部位を図1-1に示す。評価部位は5号機サービス建屋が衝突した場合とし、5号機原子炉建屋北側外壁の上下方向の評価部位と同じとする。

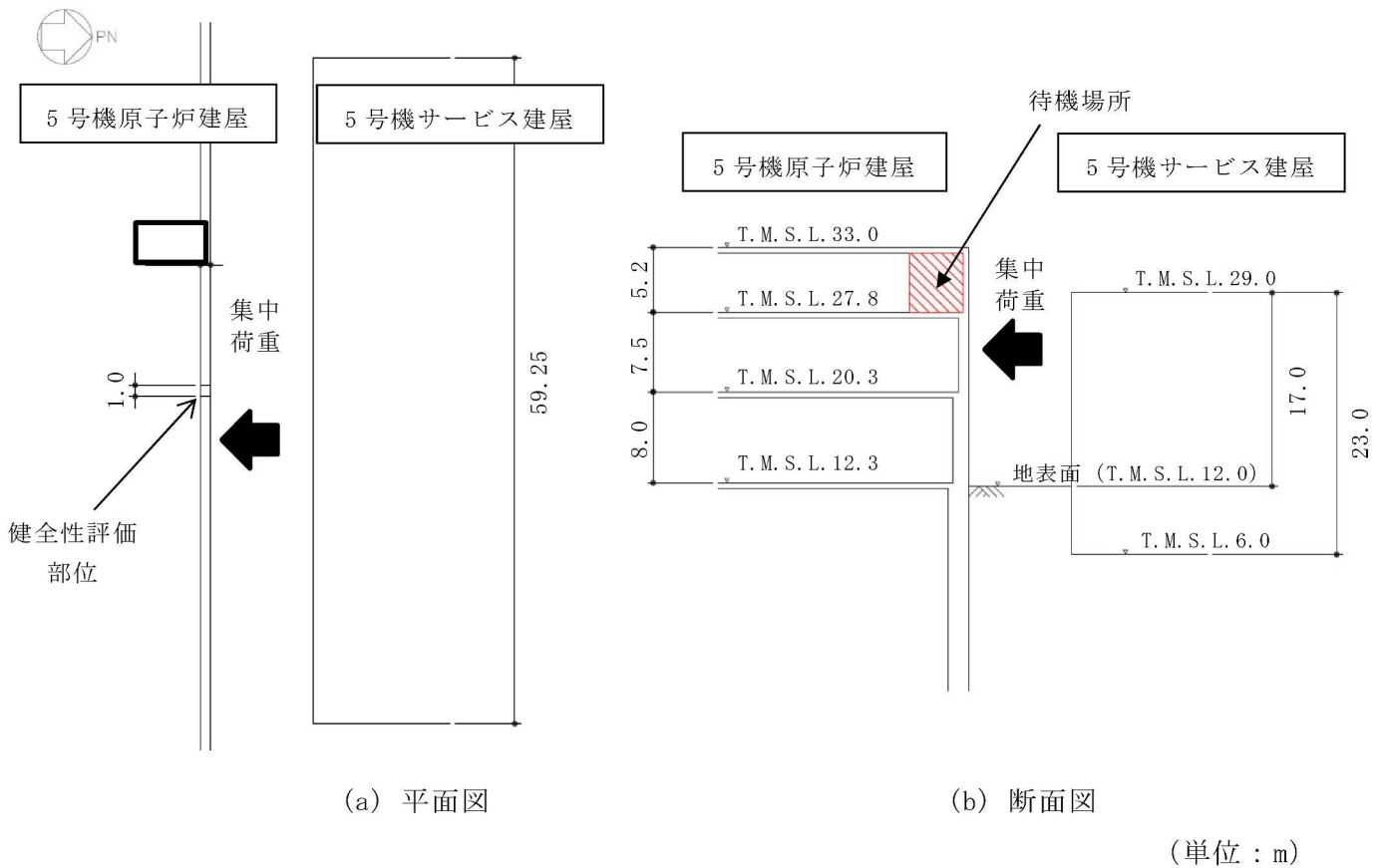


図 1-1 5号機原子炉建屋外壁の局部損傷評価部位

2. 5号機原子炉建屋北側外壁の東西方向の局部損傷評価方針と評価結果

2.1 局部損傷評価方針

応力解析モデルについては、5号機原子炉建屋北側外壁2階のヨコ筋方向の評価を実施することから、水平方向は2階スラブ上端と3階スラブ上端を固定支持、鉛直方向は2階東西方向の最大スパンである rD 通りと rE 通りの柱内面を固定支持とする四辺固定版とする。作用荷重は上下方向の局部損傷評価と同値とするものの、保守的に2階の階中央線上等分布線荷重として作用するものとする。解析モデルを図2-1に示す。耐力の検討に用いた5号機サービス建屋衝突時の5号機原子炉建屋への作用荷重、接触幅、単位幅面積当たりの作用荷重及び5号機原子炉建屋外壁の使用材料を表2-1に示す。また、表2-2に5号機サービス建屋が衝突する5号機原子炉建屋北側外壁2階の壁厚及び配筋を示す。

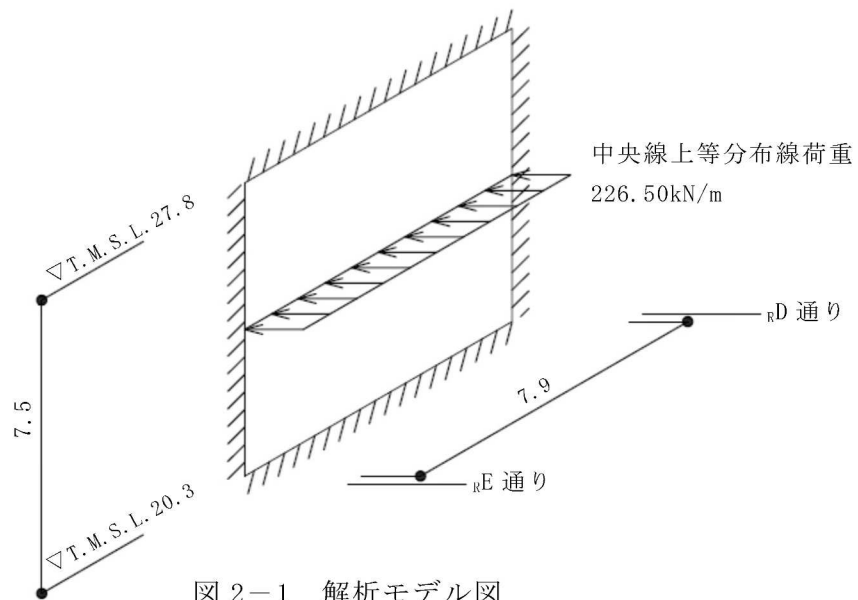


図2-1 解析モデル図

表2-1 5号機サービス建屋衝突時の5号機原子炉建屋への作用荷重，接触幅，単位幅面積当たりの作用荷重及び5号機原子炉建屋外壁の使用材料

作用荷重 (kN)	接触幅 (m)	単位幅面積当りの作用荷重 (kN/m)	5号機原子炉建屋外壁の使用材料	
			鉄筋	コンクリート
13420	59.25	226.50	SD345[SD35]※	$F_c=23.5\text{N/mm}^2$

※：[]内は従来標記を示す。

表2-2 5号機サービス建屋の衝突が想定される5号機原子炉建屋外壁の配筋（2階）

階数	位置	壁厚 (mm)	配筋	
			外側	内側
2	北壁	□	D32@200 (タテ，ヨコ共)	D32@200 (タテ，ヨコ共)

2.2 局部損傷評価結果

表 2-3 に評価結果を示す。表 2-3 より、5号機サービス建屋衝突時に5号機原子炉建屋の外壁に作用する東西方向の曲げモーメントは、短期許容曲げモーメントに比べて小さく、発生する東西方向のせん断応力度は、短期許容せん断応力度に比べて小さい。また、本評価にて算出した曲げモーメントは、本編で算出した連続ばりモデルに比べて、若干低下する結果となった。これは連続ばりモデルが上下方向の一方向に応力が集約されることに対して、四辺固定版では上下方向と東西方向の二方向に応力が分散されるためであると考えられる。

以上から、5号機サービス建屋の衝突を考慮しても、5号機原子炉建屋の外壁東西方向の健全性は維持される。

表 2-3 評価結果

方向	評価対象	(a) 発生値	(b) 許容値	比率 (a/b)
東西 (ヨコ筋)	曲げモーメント	200.45 kN・ m/m	958.76 kN・ m/m	0.21
	せん断応力度	0.34 N/mm ² /m	1.10 N/mm ² /m	0.31
上下 (タテ筋)	曲げモーメント	205.55 kN・ m/m	922.80 kN・ m/m	0.23
	せん断応力度	0.18 N/mm ² /m	1.10 N/mm ² /m	0.17

3. まとめ

添付資料 9 本編にて、5 号機サービス建屋の外壁を上下方向のモデルとして局部損傷評価した結果、5 号機原子炉建屋の構造安全性に影響はなく、5 号機サービス建屋が波及的影響を及ぼさないことを確認した。

同様の条件で、5 号機サービス建屋の外壁の東西方向の局部損傷評価を実施した結果、上下方向の結果と同様に、5 号機サービス建屋が波及的影響を及ぼさないことを確認した。

以上より、5 号機原子炉建屋に対して、周辺建屋（下位クラス施設）が波及的影響を及ぼすことがないことを確認した。