

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6号機 設計及び工事計画審査資料	
資料番号	KK6 補足-026-1 改1
提出年月日	2024年2月8日

原子炉建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料

1. 設計及び工事計画添付書類に係る補足説明資料

VI-2-2-2「原子炉建屋の耐震性についての計算書」及びVI-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」の記載内容を補足するための資料を以下に示す。なお、原子炉建屋屋根トラスの解析には、解析コード「f a p p a s e」を用いる。

別紙 1 応力解析における既工認と今回設工認の解析モデル及び手法の比較

別紙 2 応力解析におけるモデル化、境界条件及び拘束条件の考え方

別紙 3 応力解析における断面の評価部位の選定

別紙 4 原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回設工認における静的地震力及び弾性設計用地震動 S_d による地震力の比較

別紙 5 保有水平耐力の安全余裕の考え方

別紙 6 原子炉建屋の設計体系における補助壁の取扱いについて

: 今回提出範囲

別紙1 応力解析における既工認と今回設工認の
解析モデル及び手法の比較

目 次

1. 概要 別紙 1-1
2. 応力解析モデル及び手法の比較 別紙 1-2

別紙 1-1 屋根トラス評価モデルにおける減衰について

別紙 1-2 新潟県中越沖地震後の屋根トラスの耐震補強方法について

: 今回提出範囲

別紙1-2 新潟県中越沖地震後の屋根トラスの耐震補強方法について

目 次

1. 概要	別紙 1-2-1
2. 建設時の構造比較	別紙 1-2-2
3. 中越沖地震後の耐震補強	別紙 1-2-7
3.1 耐震補強後の構造比較	別紙 1-2-7
3.2 耐震補強方法の差異	別紙 1-2-7
4. 累積塑性変形倍率の差異	別紙 1-2-12
5. まとめ	別紙 1-2-15

1. 概要

本資料は、2007年新潟県中越沖地震（以下「中越沖地震」という。）後に実施した原子炉建屋屋根トラス（以下「6号機屋根トラス」という。）の耐震補強方法が7号機原子炉建屋屋根トラス*（以下「7号機屋根トラス」という。）と異なる理由について説明するものである。

また、中越沖地震後に耐震補強を実施した6号機屋根トラスのつなぎばり斜材の累積塑性変形倍率が7号機屋根トラスと比較して大きい理由についても併せて示す。

注記*：補強後の比較に用いる7号機屋根トラスの内容は、令和2年10月14日付け原規規発第2010147号にて認可された柏崎刈羽原子力発電所第7号機の設計及び工事の計画のV-2-9-3-1「原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）の耐震性についての計算書」による。

2. 建設時の構造比較

6号機屋根トラス及び7号機屋根トラスの建設時の構造比較を表2-1に、構成部材の比較一覧を表2-2に示す。

表2-1及び表2-2より、建設時における6号機屋根トラス及び7号機屋根トラスの構造の差異は、下弦面サブビームの有無及び上弦面サブビームの接合条件である。上弦面サブビーム接合部の比較を図2-1に示す。なお、6号機屋根トラスは、建設時に、トラスを立体的に地組し、大型のブロックで吊込む工法を採用したため、下弦面にサブビームを配置している。

表 2-1 建設時の構造比較 (1/3)

(単位: mm)

項目	6号機屋根トラス	7号機屋根トラス	構造の差異
<p style="text-align: center;">屋根上弦面 平面図 (T.M.S.L. 49700)</p> <p style="writing-mode: vertical-rl; position: absolute; left: -100px; top: 500px;">別紙 1-2-3</p>			<p style="text-align: center;">差異なし</p>

注: 東京湾平均海面を, 以下「T.M.S.L.」という。

表 2-1 建設時の構造比較 (2/3)

(単位 : mm)

項目	6号機屋根トラス	7号機屋根トラス	構造の差異
<p style="text-align: center;">別紙 1-2-4</p> <p style="text-align: center;">屋根下弦面 平面図 (T.M.S.L. 45700)</p>	<p style="text-align: center;">凡例 — : サブビーム</p>		<p>6号機屋根トラスは、サブビームをい る。</p>

表 2-1 建設時の構造比較 (3/3)

(単位: mm)

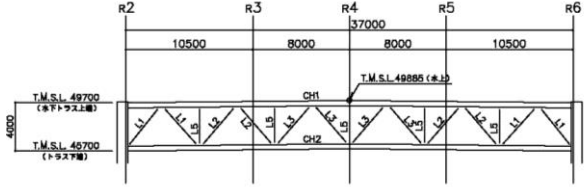
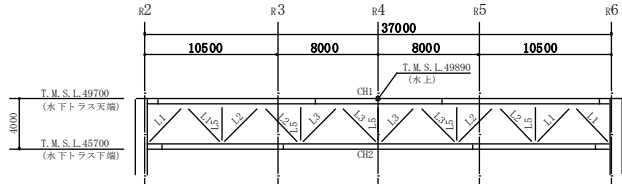
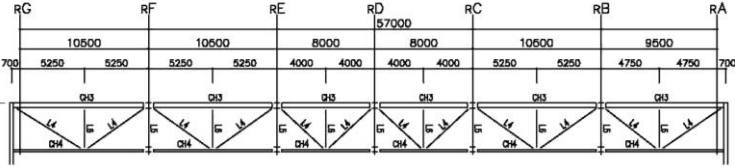
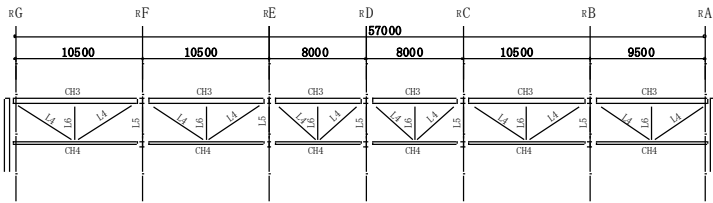
項目	6号機屋根トラス	7号機屋根トラス	構造の差異
主トラス 断面図 (RD 通り)			差異なし
つなぎばり 断面図 (R4 通り)			差異なし

表2-2 構成部材の比較一覧

部位	6号機屋根トラス		7号機屋根トラス		構造の差異	
	使用部材	接合条件	使用部材	接合条件		
主トラス	上弦材	H-428×407×20×35	剛接合	H-428×407×20×35	剛接合	差異なし
	下弦材	H-400×408×21×21	剛接合	H-400×408×21×21	剛接合	差異なし
	斜材	H-400×400×13×21 H-350×350×12×19 H-244×252×11×11	ピン接合	H-400×400×13×21 H-350×350×12×19 H-244×252×11×11	ピン接合	差異なし
	束材	2[s-200×90×8×13.5	ピン接合	2[s-200×90×8×13.5	ピン接合	差異なし
つなぎ ばり	上弦材	H-394×398×11×18	剛接合	H-394×398×11×18	剛接合	差異なし
	下弦材	H-200×200×8×12	ピン接合	H-200×200×8×12	ピン接合	差異なし
	斜材	2Ls-90×90×10	ピン接合	2Ls-90×90×10	ピン接合	差異なし
	束材	2[s-200×80×7.5×11	ピン接合	2[s-200×80×7.5×11	ピン接合	差異なし
水平 ブレース	上弦面	2[s-400×130×14×22 +2PLs-22×116 2[s-400×130×14×22 2[s-300×100×8×12	ピン接合	2[s-400×130×14×22 +2PLs-22×116 2[s-400×130×14×22 2[s-300×100×8×12	ピン接合	差異なし
	下弦面	CT-150×300×10×15	ピン接合	CT-150×300×10×15	ピン接合	差異なし
サブ ビーム	上弦面	H-394×398×11×18	ピン接合	H-394×398×11×18	剛接合	接合条件の違い
	下弦面	H-200×200×8×12	ピン接合	—	—	6号機屋根トラスはサブビームを設置
母屋	H-244×252×11×11	ピン接合	H-244×252×11×11	ピン接合	差異なし	

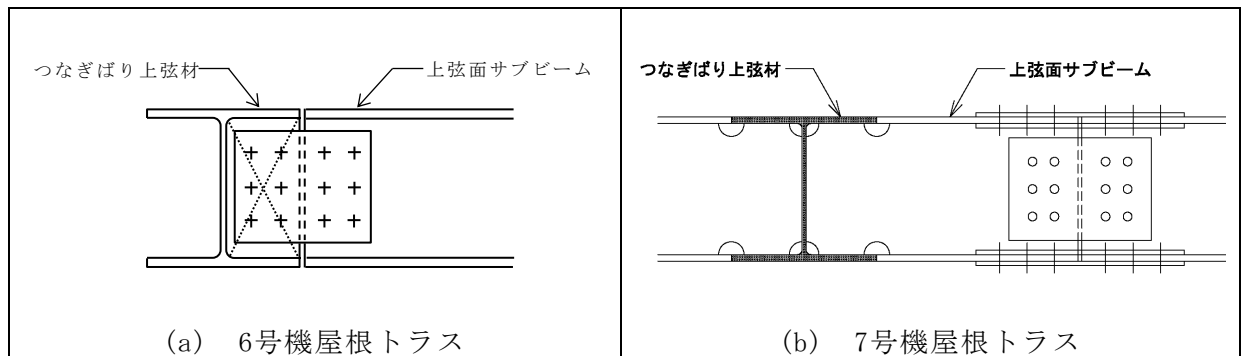


図 2-1 上弦面サブビーム接合部の比較

3. 中越沖地震後の耐震補強

3.1 耐震補強後の構造比較

6号機屋根トラス及び7号機屋根トラスは中越沖地震後に裕度の少ないつなぎばり斜材及び下弦面水平ブレースを対象に耐震補強を実施している。耐震補強後の構造比較を表3-1に示す。具体的には以下の差異がある。

- ①下弦面サブビームの有無。(建設時と同様。)
- ② rC 通り～ rE 通り間の下弦面水平ブレースの補強の有無。
- ③外周部のつなぎばり斜材について、6号機屋根トラスは部材の取替え、7号機屋根トラスは補強材を追加。
- ④外周部の下弦面水平ブレースについて、6号機屋根トラスは部材の取替え、7号機屋根トラスは補強材を追加。

3.2 耐震補強方法の差異

「3.1 耐震補強後の構造比較」に示す②の差異として、6号機屋根トラスの下弦面水平ブレースは rC 通り～ rE 通り間で補強を行っていないが、7号機屋根トラスでは補強を行っている。この理由は、6号機屋根トラスでは下弦面にサブビームが設置されており、サブビームによる応力負担が見込めるためである。

また、③及び④の差異として、6号機屋根トラスは外周部のつなぎばり斜材及び水平ブレースの接合部がRC躯体外側に位置しているため、補強対象の全部材について、取替えを行った。一方、7号機屋根トラスは外周部のつなぎばり及水平ブレースの接合部がRC躯体内側にあり、部材の取替えが困難なため、補強材の追加を行った。つなぎばり概略図を図3-1に、外周部のつなぎばり斜材接合部の比較を図3-2に、屋根下弦面概略図を図3-3に、外周部の下弦面水平ブレース接合部の比較を図3-4に示す。

表 3-1 中越沖地震後に実施した耐震補強後の構造比較 (1/2)

(単位：mm)

項目	6号機屋根トラス		7号機屋根トラス		構造の差異
屋根下弦面 平面図 (T. M. S. L. 45700)					<p>①6号機屋根トラスは、サブビームを設置している。(建設時と同様)</p> <p>②6号機屋根トラスの水平ブレースは、$R_C \sim R_E$間においては補強を行っていない。</p> <p>③外周部の水平ブレースについて、6号機屋根トラスは部材の取替え、7号機屋根トラスは補強材を追加している。</p>
	補強部材	箇所	補強前	補強前	補強後
②		—	—	CT-150×300×10×15 補強材追加：CT-150×300×10×15 + [-150×75×6.5×10]	
③	CT-150×300×10×15	取替え：CT-175×350×12×19	CT-150×300×10×15 補強材追加：CT-150×300×10×15 + [-150×75×6.5×10]	取替え：CT-175×350×12×19	

表 3-1 中越沖地震後に実施した耐震補強後の構造比較 (2/2)

(単位: mm)

項目	6号機屋根トラス			7号機屋根トラス			構造の差異
つなぎばり断面図 (R4 通り)	<p>つなぎばり斜材の部材の取替え</p>			<p>つなぎばり斜材外周部の補強材の追加</p> <p>つなぎばり斜材の部材の取替え</p>			<p>④外周部のつなぎばり斜材について、6号機屋根トラスは部材の取替えによる補強を行い、7号機屋根トラスは補強材を追加している。</p>
補強部材	箇所	補強前	補強後	箇所	補強前	補強後	
	④	2Ls-90×90×10	取替え: 2Ls-120×120×8	④	2Ls-90×90×10	補強材追加: 2Ls-90×90×10 +L-75×75×6	
		2Ls-90×90×10	取替え: 2Ls-130×130×9		2Ls-90×90×10	取替え: 2Ls-130×130×9	

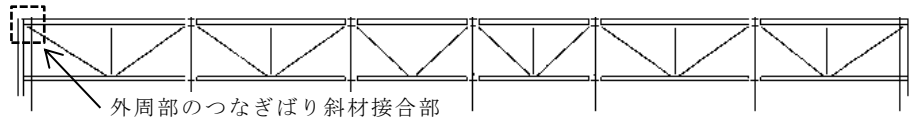


図3-1 つなぎばり概略図

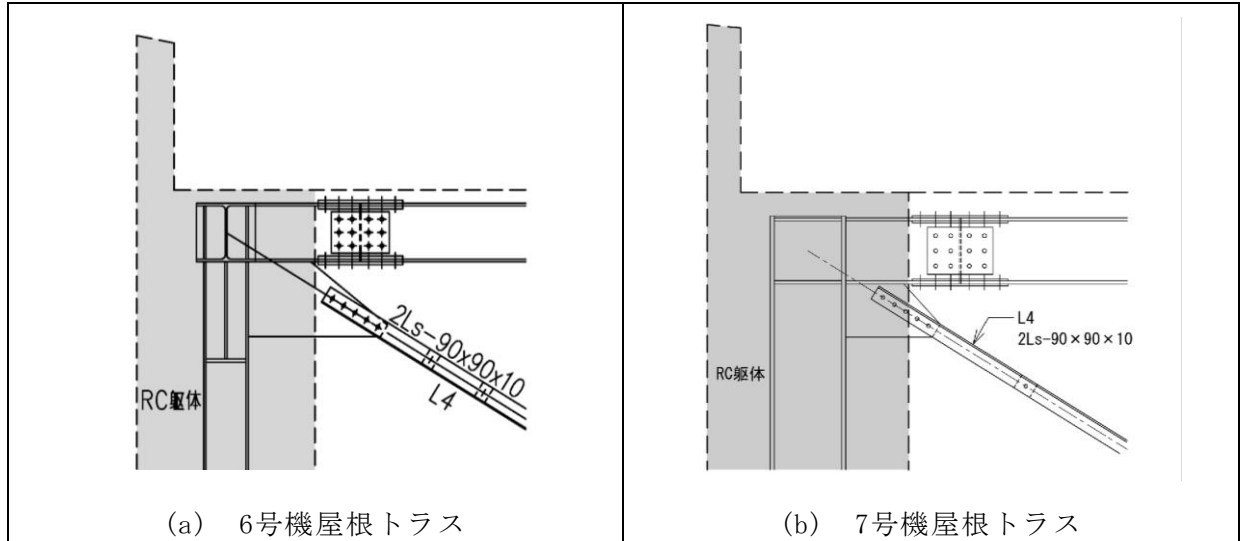


図3-2 外周部のつなぎばり斜材接合部の比較

外周部の下弦面水平ブレース接合部

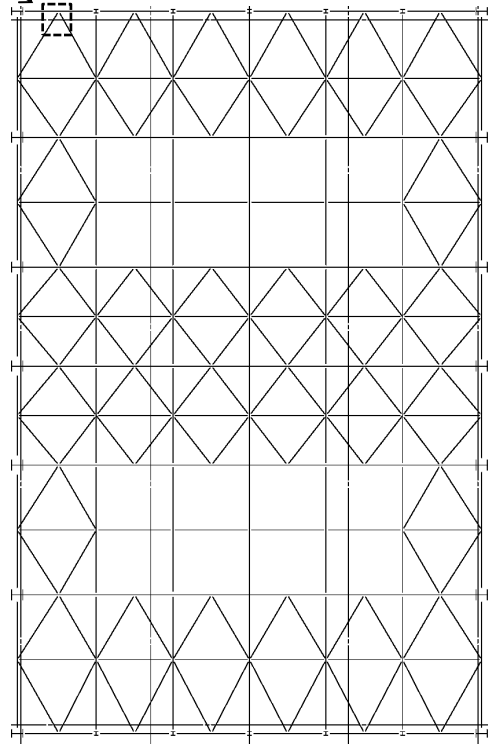


図 3-3 屋根下弦面概略図 (T. M. S. L. 45700mm)

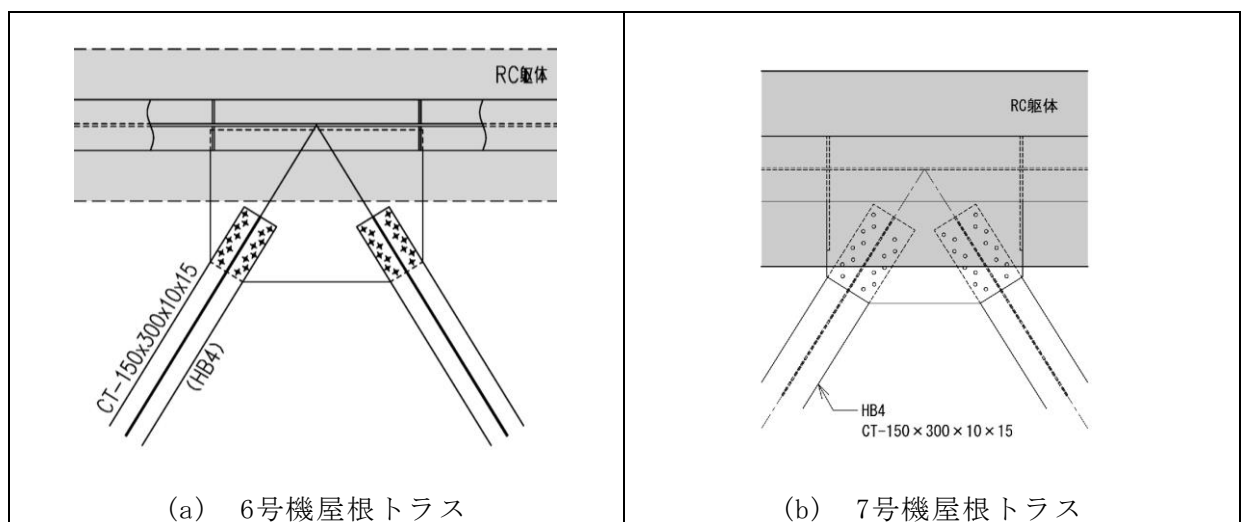


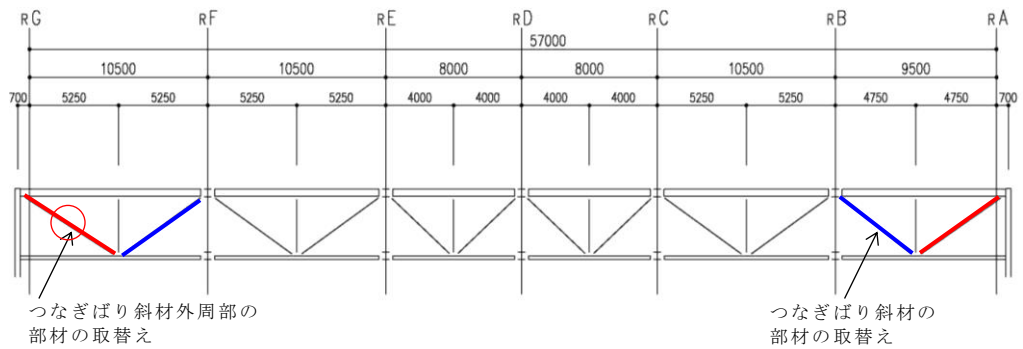
図 3-4 外周部の下弦面水平ブレース接合部の比較

4. 累積塑性変形倍率の差異

中越沖地震後に耐震補強を実施した 6 号機屋根トラス及び 7 号機屋根トラスのつなぎばり斜材は、全部材の中で累積塑性変形倍率が最も大きく、6, 7 号機で評価結果に差がある。累積塑性変形倍率が最も大きい部材の評価対象箇所を図 4-1 に、評価結果を表 4-1 に示す。また、6 号機屋根トラスの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所（以下「A 部」という。）及び 7 号機屋根トラスの累積塑性変形倍率が最も大きい箇所（以下「B 部」という。）の評価部位の比較を図 4-2 に、それら評価部位の軸力-軸ひずみ関係の比較を図 4-3 及び図 4-4 に示す。

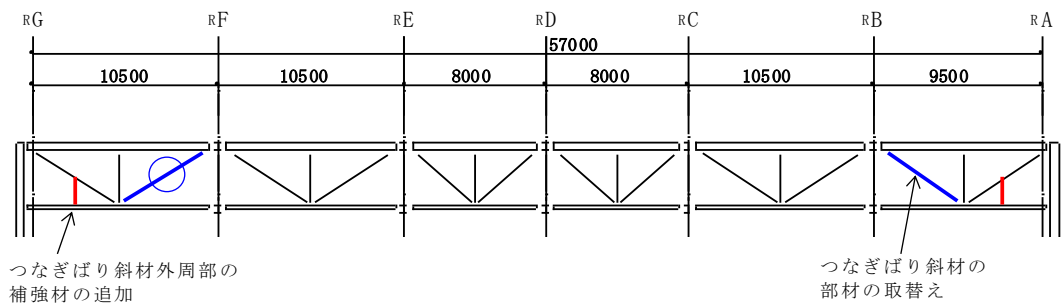
図 4-3 及び図 4-4 に示すとおり、耐震補強方法に差異がある A 部において、6 号機屋根トラスのつなぎばり斜材は、7 号機屋根トラスと比較して、座屈及び降伏が繰り返し生じている。一方、耐震補強方法が同一である B 部においては、概ね同等の結果となっている。

以上より、6 号機屋根トラスのつなぎばり斜材の累積塑性変形倍率が 7 号機屋根トラスと比較して大きい理由は、中越沖地震後の耐震補強方法の差異によるものと推察される。



○ : 6号機屋根トラスの累積塑性変形倍率が最も大きい部材を示す。

(a) 6号機屋根トラス



○ : 7号機屋根トラスの累積塑性変形倍率が最も大きい部材を示す。

(b) 7号機屋根トラス

図 4-1 評価対象箇所 (つなぎばり斜材 : R4 通り) (単位 : mm)

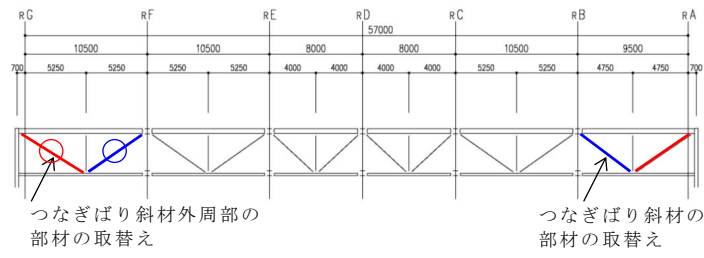
表 4-1 累積塑性変形倍率の評価結果

(a) 6号機屋根トラス

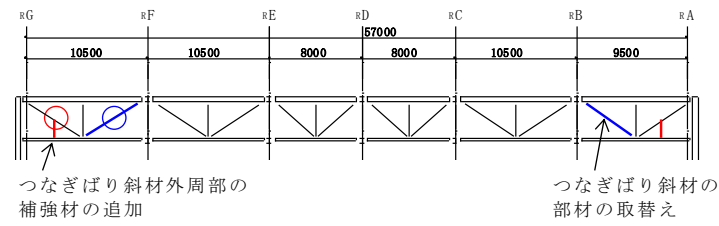
部位	累積塑性変形倍率 η	部材	地震動ケース
斜材	50.7	2Ls-120×120×8 SS41 (SS400 相当)	Ss-1 ケース 2

(b) 7号機屋根トラス

部位	累積塑性変形倍率 η	部材	地震動ケース
斜材	0.995	2Ls-130×130×9 SS41 (SS400 相当)	Ss-1 ケース 2



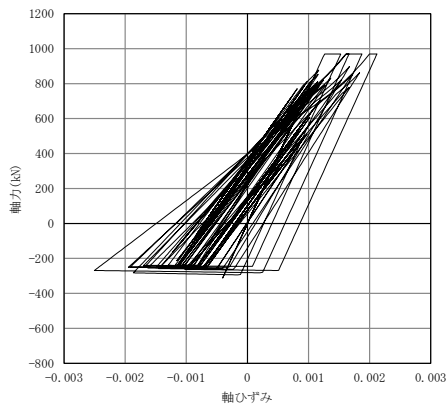
(a) 6号機屋根トラス



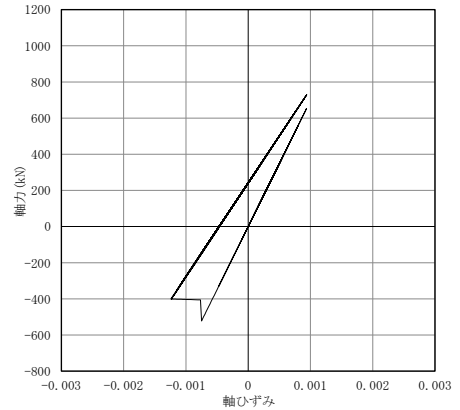
(b) 7号機屋根トラス

○ : A 部
○ : B 部

図 4-2 評価部位の比較 (つなぎばり斜材: R4 通り) (単位: mm)

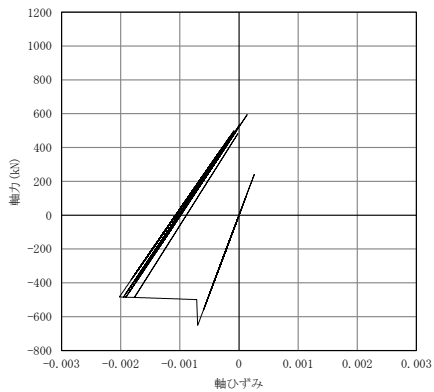


(a) 6号機屋根トラス

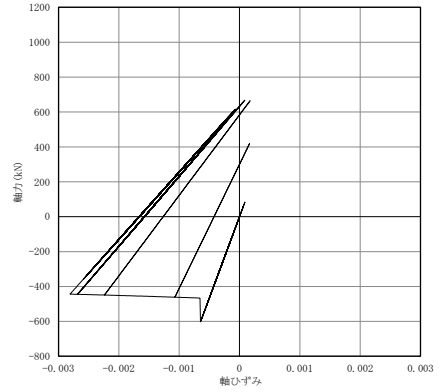


(b) 7号機屋根トラス

図 4-3 軸力-軸ひずみ関係の比較 (A 部)



(a) 6号機屋根トラス



(b) 7号機屋根トラス

図 4-4 軸力-軸ひずみ関係の比較 (B 部)

5. まとめ

6号機屋根トラス及び7号機屋根トラスについて、建設時の構造比較及び中越沖地震後に実施した耐震補強後の構造比較を行った。

その結果、6号機屋根トラスの耐震補強方法が7号機屋根トラスと異なる理由は、下弦面サブビームの有無、外周部のつなぎばり斜材接合部及び外周部の水平ブレース接合部の差異によるものであることを確認した。

また、6号機屋根トラスのつなぎばり斜材の累積塑性変形倍率が7号機屋根トラスと比較して大きい理由は、中越沖地震後の耐震補強方法の差異によるものと推察した。

別紙 3 応力解析における断面の評価部位の選定

目 次

1. 概要	別紙 3-1
2. 断面の評価部位の選定	別紙 3-2

別紙 3-1 屋根スラブ及び床スラブの固有振動数について

別紙 3-2 屋根スラブ評価における断面評価部位の選定及び鉛直震度について

1. 概要

本資料は、原子炉建屋の応力解析における断面の評価部位の選定について示すものである。

2. 断面の評価部位の選定

選定部位については、各階の原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）、二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの種類ごとに、スパンが長くスラブの応力が大きくなる部位が最も評価が厳しくなると判断し、選定した。

原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）、二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの評価における荷重の組合せケースを表 2-1 に、原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）、二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置を図 2-1～図 2-8 に、スラブ厚及び配筋一覧を表 2-2～表 2-10 に示す。

各評価項目の検定値一覧を表 2-11 に、断面力ごとの検定値が最大となる評価位置及び断面の評価結果を図 2-9 に示す。

表 2-1 荷重の組合せケース

外力の状態	荷重組合せ
S s 地震時	G + P + S N L + S s U D

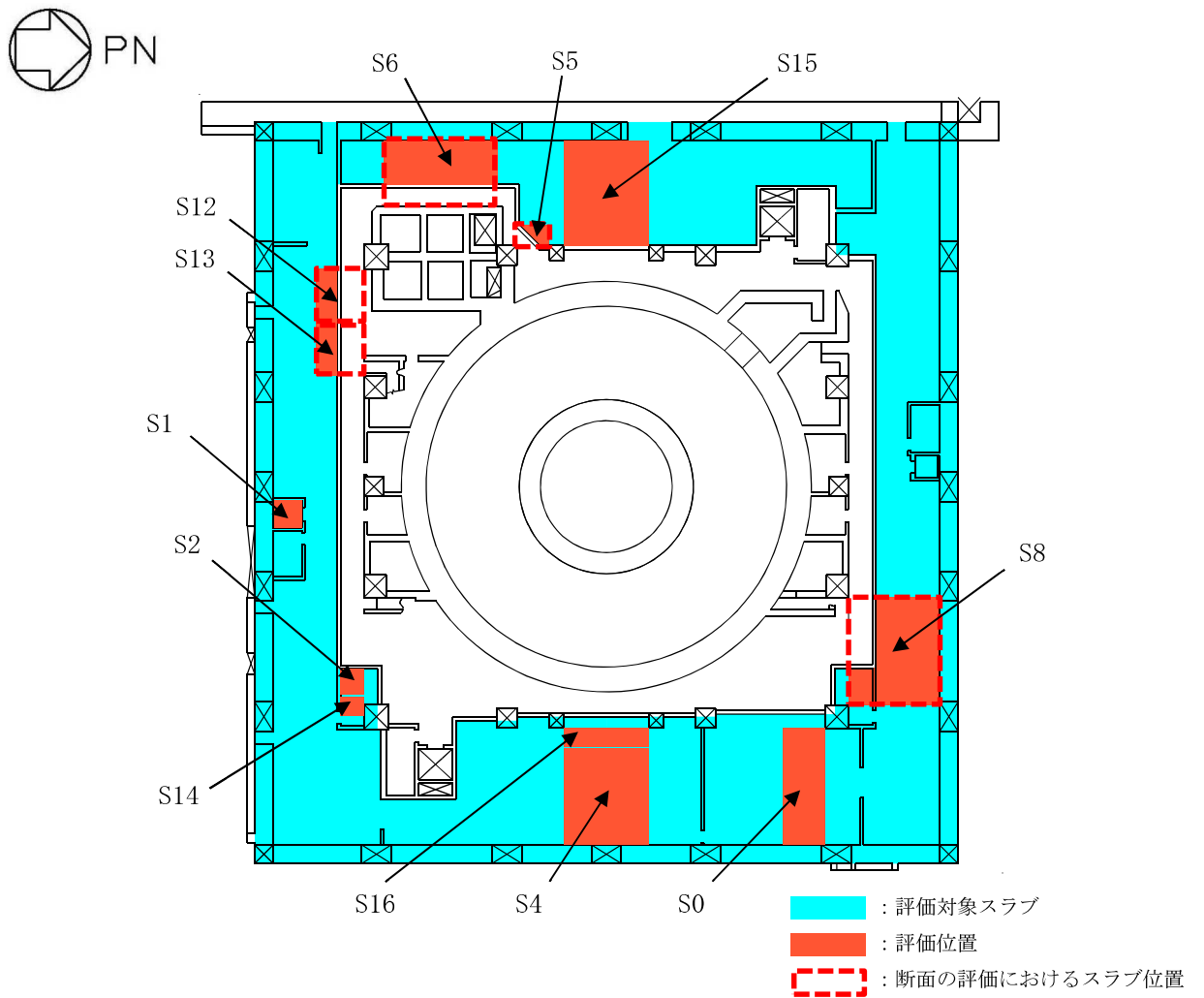


図 2-1 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設）、二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置
(B1F, T. M. S. L. 4. 8m)

表 2-2 スラブ厚及び配筋一覧 (B1F, T. M. S. L. 4. 8m)

符号	スラブ厚 (mm)	短辺スパン L x (mm)	長辺スパン L y (mm)	配筋 (上下共)	
				NS 方向	EW 方向
S0	500	4300	9300	D22@200	D22@200
S1	250	2150	2300	D16@200	D16@200
S2	300	1880	1950	D16@200	D16@200
S4	500	6800	7950	D19@200	D19@200
S5	600	1300	2650	D19@200	D19@200
S6	700	5200	9000	D22@200	D22@200
S8	800	7200	9150	D22@200	D22@200
S12	1200	3700	4600	D29@200	D29@200
S13	1500	3700	4250	D29@200	D29@200
S14	1800	1300	1880	D22@200	D22@200
S15	1100	6800	8300	D29@200	D29@200
S16	1100	1350	6800	D19@200	D19@200

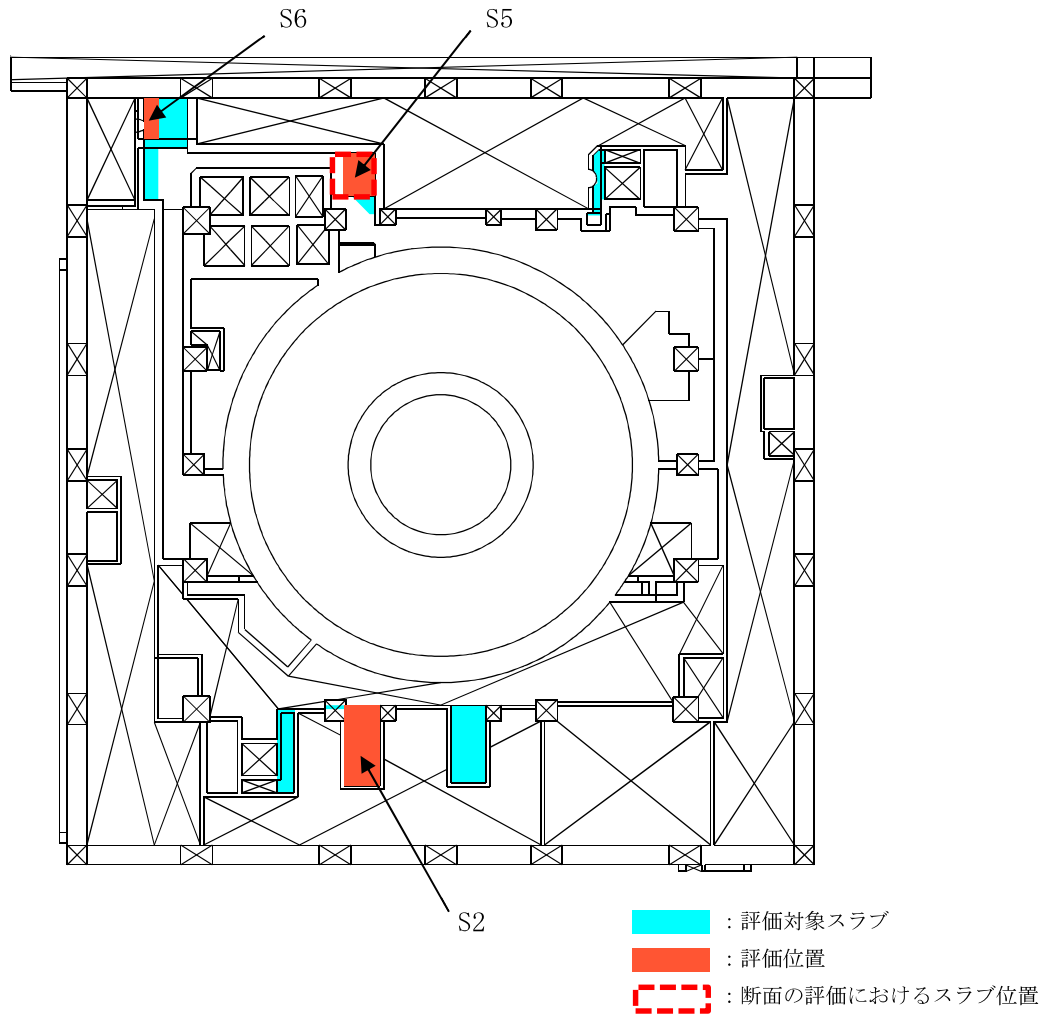
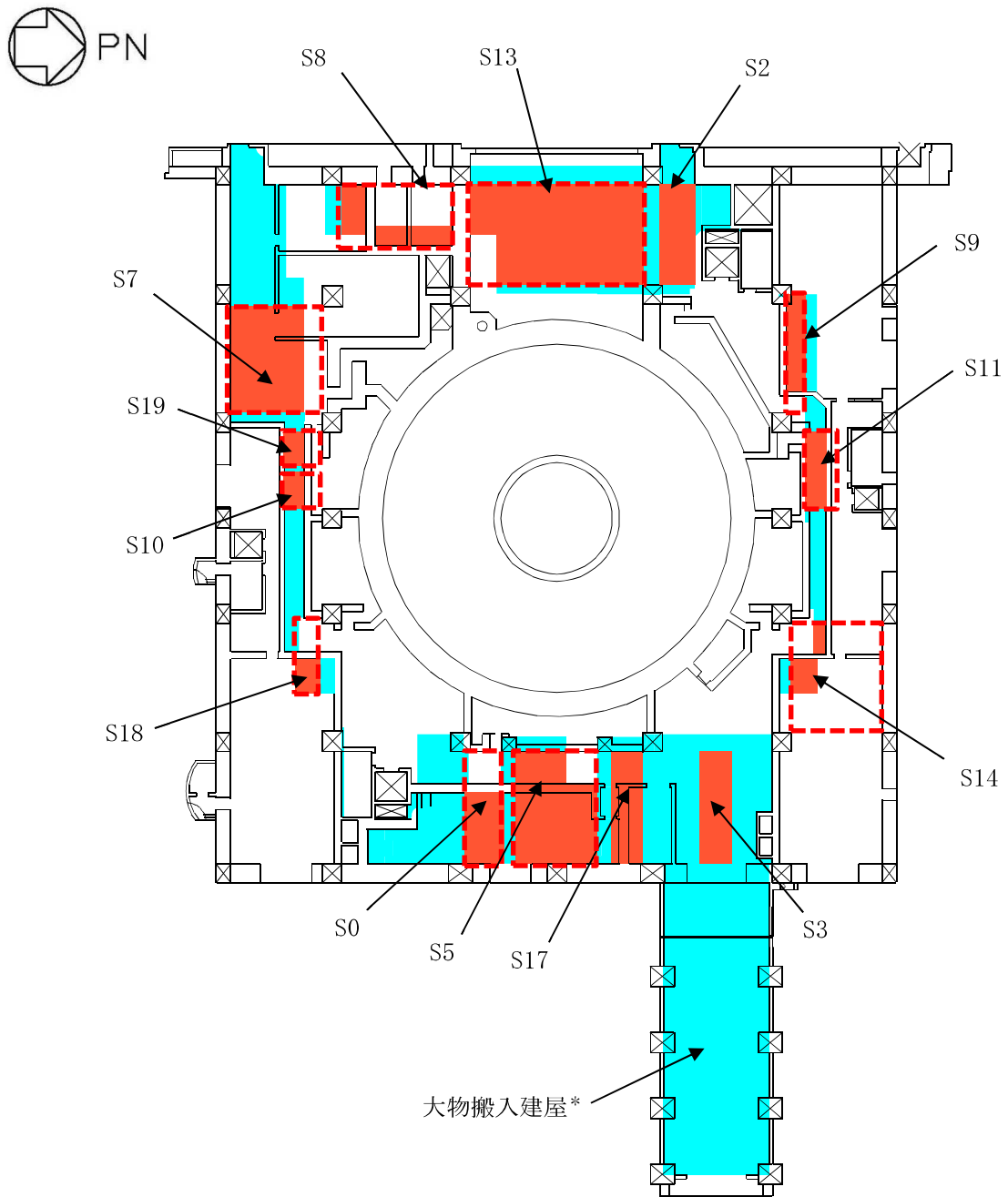


図 2-2 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置
(T. M. S. L. 8. 5m)

表 2-3 スラブ厚及び配筋一覧 (T. M. S. L. 8. 5m)

符号	スラブ厚 (mm)	短辺スパン L x (mm)	長辺スパン L y (mm)	配筋 (上下共)	
				NS 方向	EW 方向
S2	300	2700	6100	D16@200	D16@200
S5	600	3200	3320	D19@200	D19@200
S6	700	750	3100	D22@200	D22@200



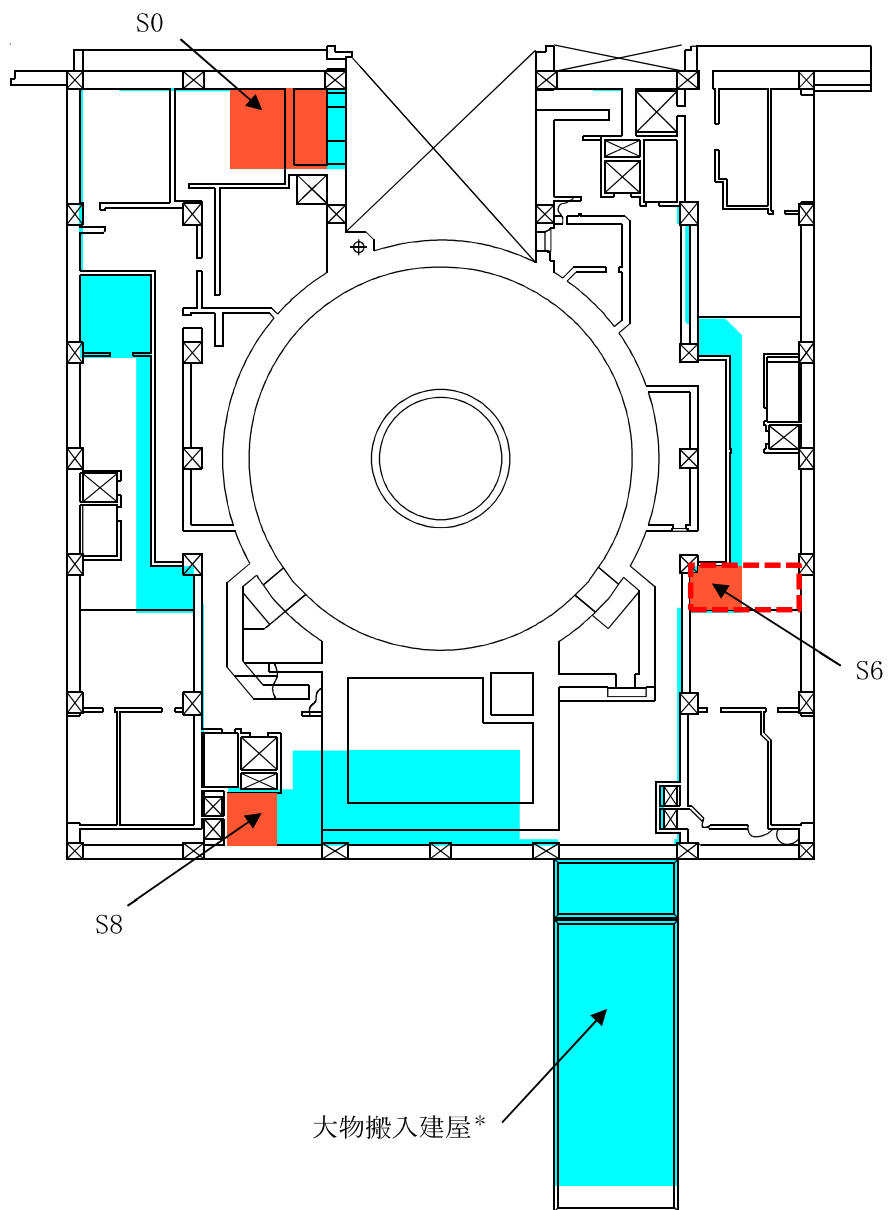
注記*：大物搬入建屋の評価位置は追而。

- ：評価対象スラブ
- ：評価位置
- ：断面の評価におけるスラブ位置

図 2-3 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置
(1F, T. M. S. L. 12. 3m)

表 2-4 スラブ厚及び配筋一覧 (1F, T.M.S.L. 12. 3m)

符号	スラブ厚 (mm)	短辺スパン L x (mm)	長辺スパン L y (mm)	配筋 (上下共)	
				NS 方向	EW 方向
S0	500	2700	9400	D22@200	D22@200
S2	500	3200	8400	D19@200	D19@200
S3	600	2800	9400	D19@200	D19@200
S5	600	6800	9400	D29@200	D29@200
S7	700	7200	8850	D22@200	D22@200
S8	800	5100	9700	D22@200	D22@200
S9	900	1200	9300	D32@200	D32@200
S10	1000	3150	3250	D25@200	D25@200
S11	1200	2900	6600	D25@200	D25@200
S13	1500	8400	14400	D29@200	D29@200
S14	2000	7300	9300	D32@200	D32@200
S17	500	2700	9400	D29@200	D29@200
S18	500	1900	4600	D32@200	D32@200
S19	700	2650	3150	D25@200	D25@200



注記* : 大物搬入建屋の評価位置は追而。




-  : 評価対象スラブ
-  : 評価位置
-  : 断面の評価におけるスラブ位置

図 2-4 原子炉建屋原子炉区域 (二次格納施設), 二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置 (2F, T. M. S. L. 18. 1m)

表 2-5 スラブ厚及び配筋一覧 (2F, T.M.S.L. 18.1m)

符号	スラブ厚 (mm)	短辺スパン L x (mm)	長辺スパン L y (mm)	配筋 (上下共)	
				NS 方向	EW 方向
S0	500	4700	7300	D22@200	D22@200
S6	500	2630	7600	D22@200	D22@200
S8	600	3150	3700	D22@200	D22@200

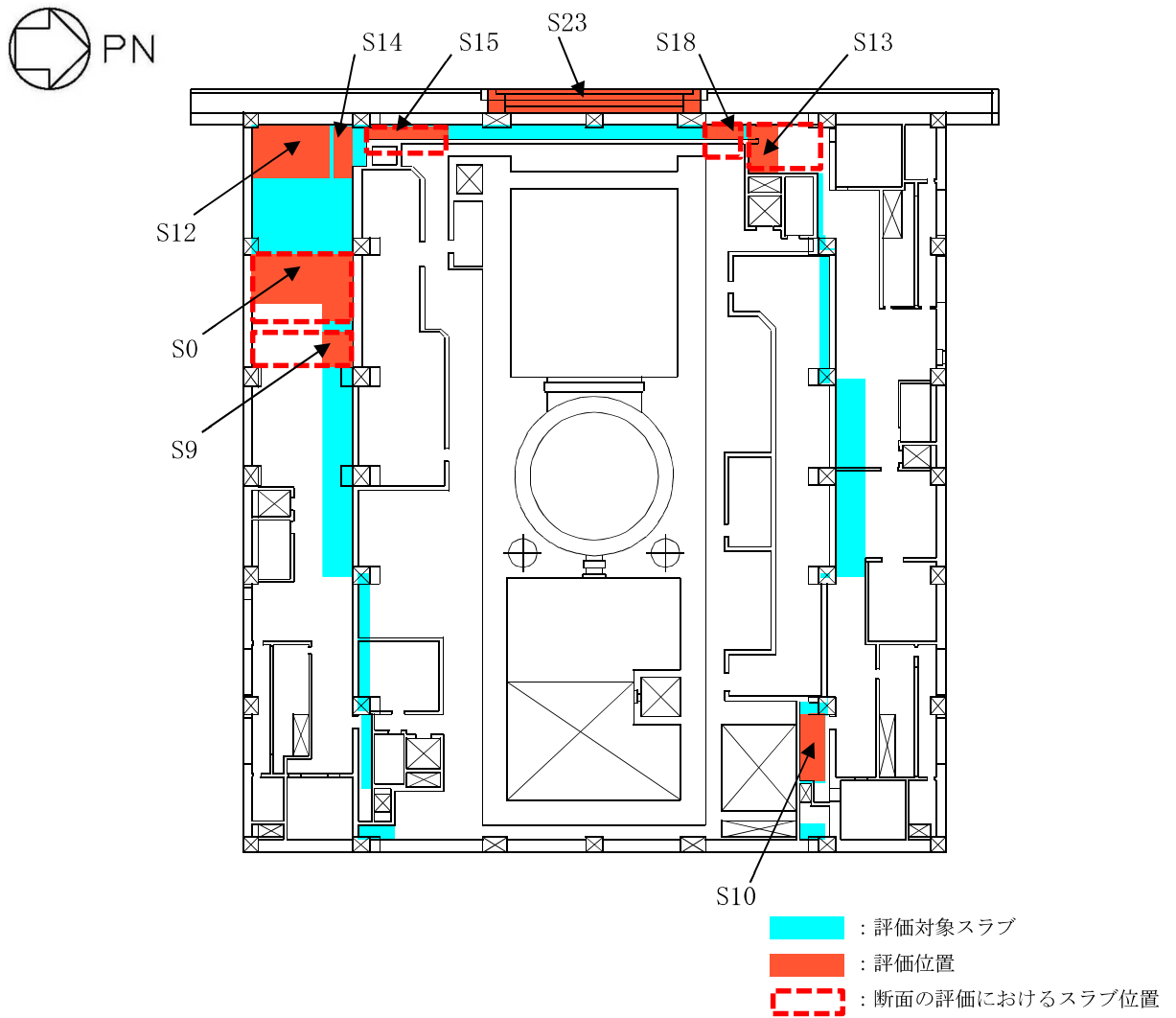


図 2-5 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置
(3F, T. M. S. L. 23. 5m)

表 2-6 スラブ厚及び配筋一覧 (3F, T. M. S. L. 23. 5m)

符号	スラブ厚 (mm)	短辺スパン L x (mm)	長辺スパン L y (mm)	配筋 (上下共)	
				NS 方向	EW 方向
S0	500	5000	7600	D22@200	D22@200
S9	500	3450	7600	D22@200	D22@200
S10	500	2000	5700	D25@200	D25@200
S12	600	4500	6600	D22@200	D22@200
S13	600	3300	5800	D25@200	D25@200
S14	700	1000	4500	D22@200	D22@200
S15	700	2000	6300	D25@200	D25@200
S18	900	2400	2800	D25@200	D25@200
S23	1400	2000	14400	D29@200	D29@200

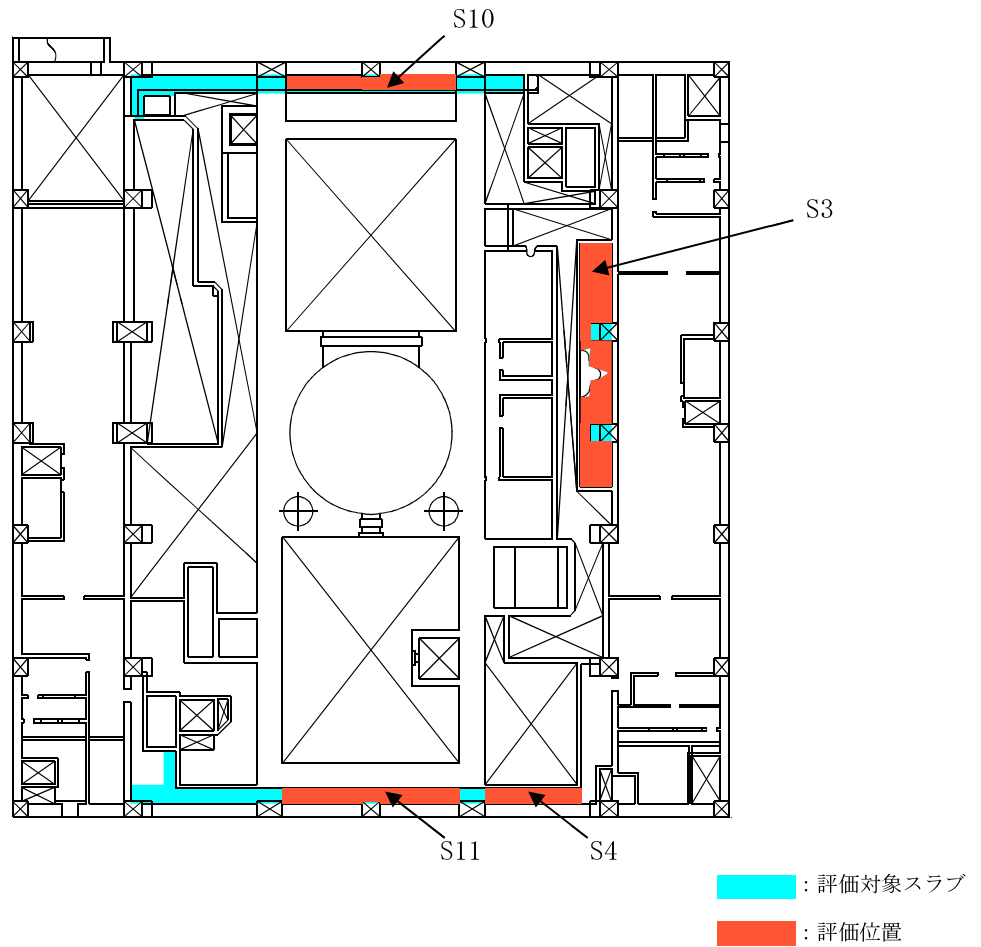
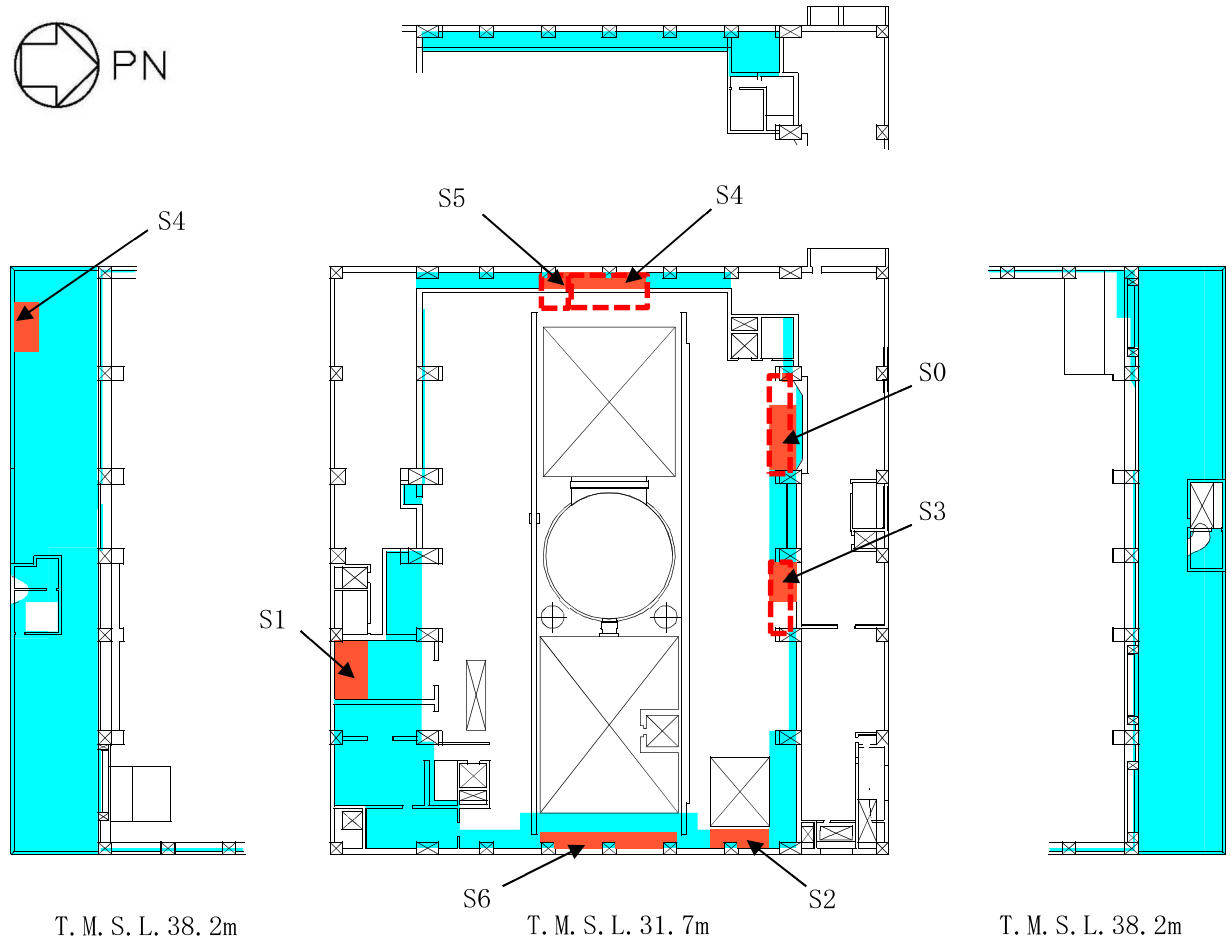


図 2-6 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置
(M3F, T. M. S. L. 27. 2m)

表 2-7 スラブ厚及び配筋一覧 (M3F, T. M. S. L. 27. 2m)

符号	スラブ厚 (mm)	短辺スパン L x (mm)	長辺スパン L y (mm)	配筋 (上下共)	
				NS 方向	EW 方向
S3	300	2750	19850	D16@200	D16@200
S4	300	1200	7600	D19@200	D19@200
S10	500	1200	13400	D25@200	D25@200
S11	500	1200	14000	D29@200	D29@200



- : 評価対象スラブ
- : 評価位置
- : 断面の評価におけるスラブ位置

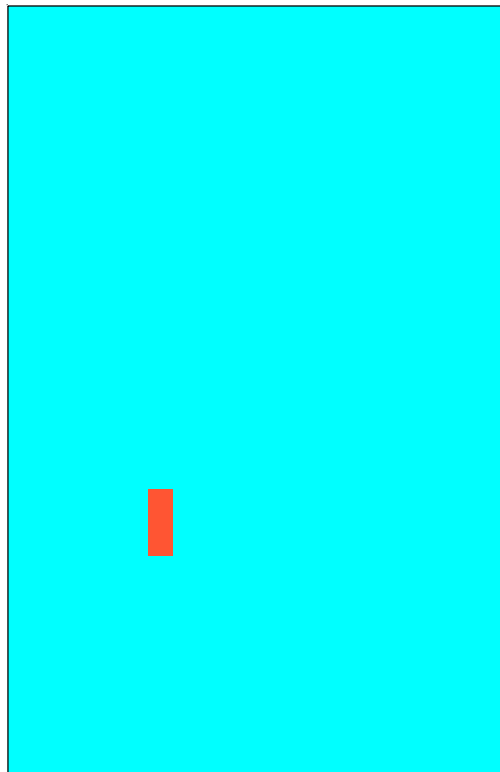
図 2-7 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置（4F, T. M. S. L. 31. 7m 及び CRF, T. M. S. L. 38. 2m）

表 2-8 スラブ厚及び配筋一覧（4F, T. M. S. L. 31. 7m）

符号	スラブ厚 (mm)	短辺スパン L x (mm)	長辺スパン L y (mm)	配筋（上下共）	
				NS 方向	EW 方向
S0	500	2800	10500	D25@200	D25@200
S1	500	2750	5300	D19@200	D19@200
S2	500	2010	6750	D22@200	D22@200
S3	500	2800	8000	D25@200	D25@200
S4	500	3500	8500	D29@200	D29@200
S5	700	2450	3500	D29@200	D29@200
S6	2000	1000	6400	D29@200	D29@200

表 2-9 スラブ厚及び配筋一覧 (CRF, T. M. S. L. 38. 2m)

符号	スラブ厚 (mm)	短辺スパン L x (mm)	長辺スパン L y (mm)	配筋 (上下共)	
				NS 方向	EW 方向
S4	□	3000	5400	D19@200	D19@200



: 評価対象スラブ
 : 評価位置

図 2-8 原子炉建屋原子炉区域（二次格納施設），二次遮蔽壁及び補助遮蔽を構成するスラブの位置及び断面の評価位置
 (RF, T. M. S. L. 49. 7m)

表 2-10 スラブ厚及び配筋一覧 (RF, T. M. S. L. 49. 7m)

符号	スラブ厚 (mm)	短辺スパン L x (mm)	長辺スパン L y (mm)	配筋 (シングル)	
				NS 方向	EW 方向
—	□	2070	5250	D13@100	D13@100

表 2-11 各評価項目の検定値一覧 (1/3)

(a) T. M. S. L. 4. 8m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S0	0. 40	0. 21
S1	0. 40	0. 26
S2	0. 24	0. 14
S4	0. 87	0. 34
S5	0. 18	0. 09
S6	0. 50	0. 20
S8	0. 78	0. 21
S12	0. 10	0. 08
S13	0. 09	0. 07
S14	0. 04	0. 04
S15	0. 35	0. 15
S16	0. 19	0. 06

(b) T. M. S. L. 8. 5m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S2	0. 37	0. 19
S5	0. 22	0. 09
S6	0. 01	0. 02

(c) T. M. S. L. 12. 3m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S0	0. 18	0. 11
S2	0. 30	0. 14
S3	0. 20	0. 09
S5	0. 53	0. 34
S7	0. 87	0. 30
S8	0. 40	0. 15
S9	0. 02	0. 04
S10	0. 11	0. 07
S11	0. 08	0. 06
S13	0. 63	0. 21
S14	0. 30	0. 14
S17	0. 10	0. 11
S18	0. 06	0. 09
S19	0. 13	0. 09

表 2-11 各評価項目の検定値一覧 (2/3)

(d) T. M. S. L. 18. 1m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S0	0. 45	0. 23
S6	0. 15	0. 10
S8	0. 18	0. 10

(e) T. M. S. L. 23. 5m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S0	<u>0. 91</u>	<u>0. 46</u>
S9	0. 44	0. 25
S10	0. 37	0. 23
S12	0. 46	0. 21
S13	0. 15	0. 10
S14	0. 02	0. 03
S15	0. 05	0. 06
S18	0. 07	0. 06
S23	0. 20	0. 08

(f) T. M. S. L. 27. 2m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S3	0. 47	0. 23
S4	0. 06	0. 07
S10	0. 03	0. 04
S11	0. 03	0. 04

(g) T. M. S. L. 31. 7m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S0	0. 28	0. 23
S1	0. 20	0. 09
S2	0. 19	0. 16
S3	0. 28	0. 23
S4	0. 14	0. 13
S5	0. 12	0. 09
S6	0. 01	0. 02

注：下線部は曲げモーメント及びせん断力の検定値の最大値を示す。

表 2-11 各評価項目の検定値一覧 (3/3)

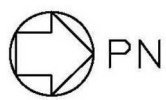
(h) T. M. S. L. 38. 2m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
S4	0. 27	0. 12

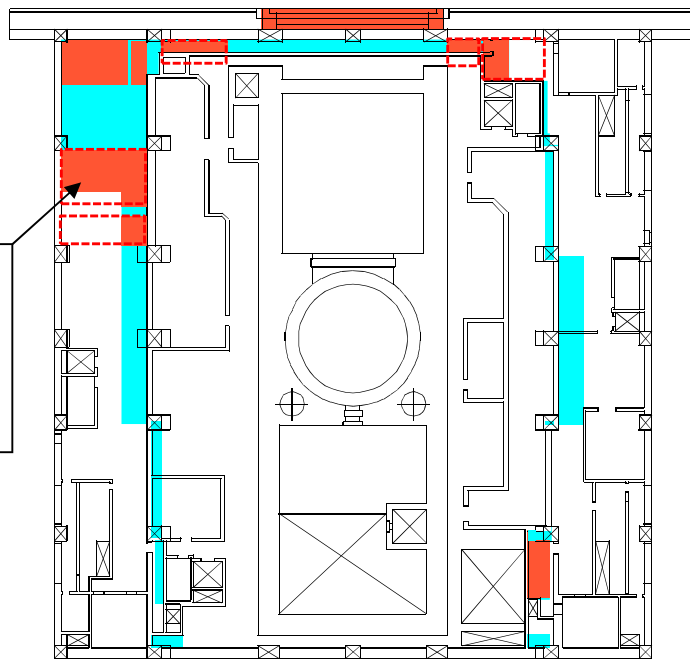
(i) T. M. S. L. 49. 7m

符号	検定値	
	曲げモーメント	せん断力
—	<u>0. 52</u>	<u>0. 70</u>

注：下線部は曲げモーメント及びせん断力の検定値の最大値を示す。



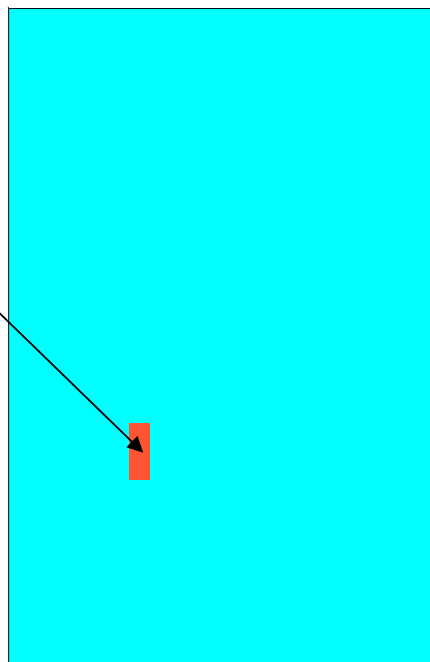
スラブ符号 : S0
[検定値]
曲げモーメント : 0.91
せん断力 : 0.46



(a) 3F, T. M. S. L. 23.5m



屋根スラブ
[検定値]
曲げモーメント : 0.52
せん断力 : 0.70



(b) RF, T. M. S. L. 49.7m




-  : 評価対象スラブ
-  : 評価位置
-  : 断面の評価におけるスラブ位置

図 2-9 断面の評価位置及び評価結果

別紙4 原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回設工認
における静的地震力及び弾性設計用地震動 S_d による
地震力の比較

目 次

1. 概要	別紙4-1
2. 検討方針	別紙4-2
2.1 水平地震力	別紙4-2
2.2 鉛直地震力	別紙4-3
3. 検討結果	別紙4-4

別紙4-1 弾性設計用地震動 S_d (曲げモーメント) による検討

別紙4-2 既工認時の設計用地震力

: 今回提出範囲

別紙4-1 弾性設計用地震動 S_d (曲げモーメント) による検討

目 次

1. 概要	別紙4-1-1
2. 検討方針	別紙4-1-1
3. 算定結果	別紙4-1-5

(参考資料) 既工認時のせん断力分配解析

1. 概要

本資料は、原子炉建屋の耐震壁の評価において、VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」で示したS d地震時の評価に基づき作成した「原子炉建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」のうち別紙4「原子炉建屋の既工認時の設計用地震力と今回設工認における静的地震力及び弾性設計用地震動S dによる地震力の比較」に示す結果から、曲げモーメントについて、S d地震力が設計時地震力を上回っていることに対して、その影響を確認するものである。

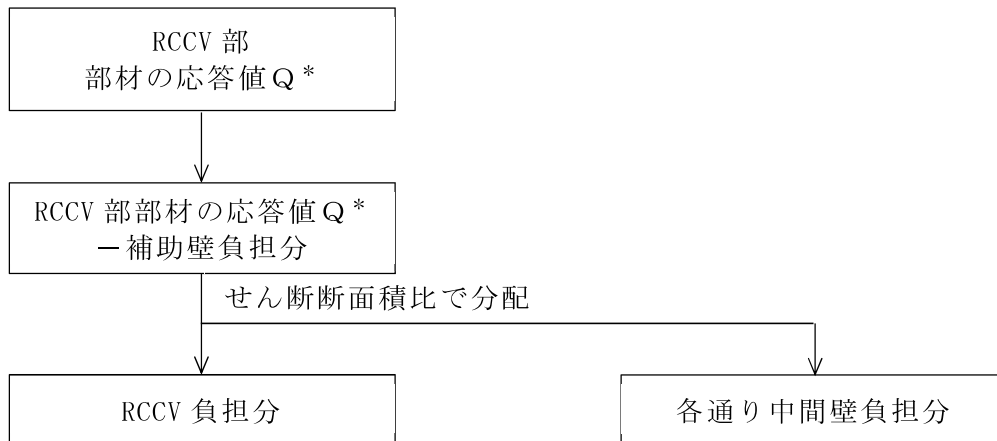
2. 検討方針

S d地震時のせん断力 Q 、曲げモーメント M 及び軸力 N を用いた耐震壁の断面算定を実施する。

断面算定の検討条件は以下に示すとおりである。

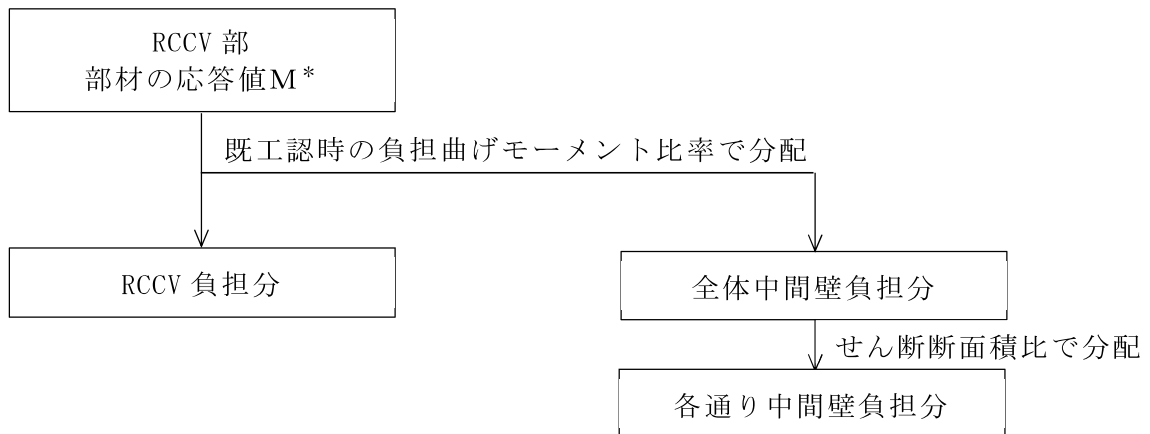
- ・ S d地震力については、VI-2-2-1「原子炉建屋の地震応答計算書」において実施した地震応答解析に基づき算出したものとし、材料物性の不確かさを考慮する。
- ・ S d地震力については、全て耐震壁で負担するものとし、補助壁は負担しないものとして評価する。
- ・ 耐震壁の分担せん断力は、既工認時のせん断力分配解析結果の比率に基づき、S d地震力を分配して算定する。
- ・ ただし、中間壁*については「原子炉格納容器コンクリート部の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」のうち別紙6「地震荷重の算定方法」に示すS d地震荷重の算定方法の考え方と同様に、S d地震時の中間壁の分担せん断力及び曲げモーメントを算定する。中間壁の検討に用いるS d地震力の算定フローを図2-1に、算定結果を表2-1に示す。

注記*：「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙1-8「地震応答解析モデルにおける壁の分類について」における内部耐震壁を示す。



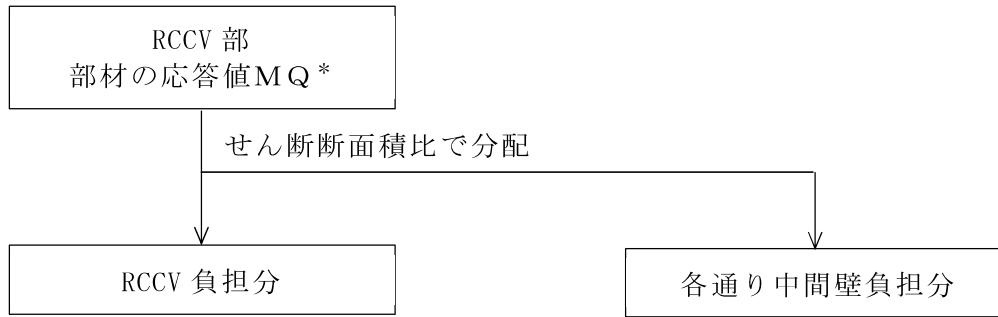
注記*：「原子炉建屋の地震応答計算書に関する補足説明資料」のうち別紙 3-2

「材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果」に示す地震応答解析結果における基本ケース及び材料物性の不確かさを考慮したケースの包絡値。(以下「パラスタケース包絡値」という。)



注記*：パラスタケース包絡値。

図 2-1 中間壁の検討に用いる S_d地震力の算定フロー (B2F) (1/2)



注記*：パラスタケース包絡値。

図 2-1 中間壁の検討に用いる S d 地震力の算定フロー (B3F) (2/2)

表 2-1 中間壁の検討に用いる S d 地震力の算定結果 (1/2)

(a) NS 方向 せん断力

T. M. S. L (m)	最大応答せん断力		S d 地震力	
	包絡値 ($\times 10^3$ kN)	決定ケース	部位	入力値 ($\times 10^3$ kN)
-1.7~ 4.8	198	Sd-8, ケース3	中間壁 (r_B 通り)	10.3
			中間壁 (r_F 通り)	7.7
			RCCV	134
-8.2~-1.7	253	Sd-8, ケース3	中間壁 (r_B 通り)	46.1
			中間壁 (r_F 通り)	35.7
			RCCV	171

(b) EW 方向 せん断力

T. M. S. L (m)	最大応答せん断力		入力せん断力	
	包絡値 ($\times 10^3$ kN)	決定ケース	部位	入力値 ($\times 10^3$ kN)
-8.2~-1.7	230	Sd-2, ケース3	中間壁 (r_2 通り)	26.0
			中間壁 (r_3 通り)	15.1
			中間壁 (r_5 通り)	12.1
			中間壁 (r_6 通り)	14.1
			RCCV	164

表 2-1 中間壁の検討に用いる S d 地震力の算定結果 (2/2)

(c) NS 方向 曲げモーメント

T. M. S. L (m)	最大応答曲げモーメント			入力曲げモーメント	
	応答軸	包絡値 ($\times 10^3$ kN \cdot m)	決定ケース	部位	入力値 ($\times 10^3$ kN \cdot m)
-1.7~ 4.8	RCCV部	5390	Sd-1, ケース2	中間壁 (r_B 通り)	80.2
				中間壁 (r_F 通り)	60.1
				RCCV	5250
-8.2~-1.7	RCCV部	6800	Sd-8, ケース3	中間壁 (r_B 通り)	1240
				中間壁 (r_F 通り)	960
				RCCV	4610

(d) EW 方向 曲げモーメント

T. M. S. L (m)	最大応答曲げモーメント			入力曲げモーメント	
	応答軸	包絡値 ($\times 10^3$ kN \cdot m)	決定ケース	部位	入力値 ($\times 10^3$ kN \cdot m)
-8.2~-1.7	RCCV部	5990	Sd-2, ケース3	中間壁 (r_2 通り)	676
				中間壁 (r_3 通り)	393
				中間壁 (r_5 通り)	314
				中間壁 (r_6 通り)	367
				RCCV	4250

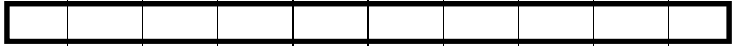
3. 算定結果

S d 地震時のせん断力，曲げモーメント及び軸力を用いた耐震壁の断面算定結果を表 3-1～表 3-5 に示す。

断面算定結果より，S d 地震時に対して耐震壁が許容限界を超えないことを確認した。

以上より，曲げモーメントについて，S d 地震力が設計時地震力を上回るものの，その影響は軽微であり，耐震壁の評価において現状の評価は妥当である。

表 3-1-1 ボックス壁断面算定表 (1)

標高 T.M.S.L.	壁位置	断面積 ($\times 10^4 \text{cm}^2$)	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共) ($\text{kg} : \%$)	せん断に対する検討		曲げモーメントに対する検討		土圧に対する検討 ^{*2}		^{*3} $\frac{\sigma_c + \sigma_t + k\sigma_c}{f_t}$	
					せん断力 Q ($\times 10^3 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	鉄筋の 引張応力度 σ_s (N/mm^2)	鉄筋の最大 引張応力度 σ_t (N/mm^2)	コンクリートの 最大圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	鉄筋の最大 引張応力度 $k\sigma_t$ (N/mm^2)		コンクリートの 最大圧縮応力度 $k\sigma_c$ (N/mm^2)
49.7 ~ 38.2	r2	27.8		2-D16@200 Pg=0.66	18.3 (19.4)	0.66	99.5 (14.7)	7.7	2.00	—	—	0.32 (0.32)
	r6	26.9		2-D16@200 Pg=0.66	20.6 (22.0)	0.77	116.3 (14.7)	7.9	2.00	—	—	0.37 (0.37)
	rA	20.5		2-D19@200 Pg=0.96	20.3 (21.9)	0.99	103.3 (10.8)	39.1	2.15	—	—	0.42 (0.45)
	r6	20.5		2-D19@200 Pg=0.96	20.2 (21.7)	0.98	102.4 (10.8)	38.9	2.14	—	—	0.42 (0.44)
38.2 ~ 31.7	r1	32.6	2-D19@200 Pg=0.72	30.0 (31.9)	0.92	127.6	296.7	2.12	—	—	—	0.45 (0.13)
	r2	21.3	2-D22@200 Pg=0.77	19.3 (20.5)	0.90	117.5	864 (687)	6.2	1.93	—	—	0.37 (0.39)
	r6	38.6	2-D22@200 Pg=0.77	26.2 (27.9)	0.68	88.1	4.0	2.26	—	—	—	0.27 (0.28)
	r7	30.1	2-D19@200 Pg=0.72	20.6 (21.9)	0.68	94.9	21.6	1.34	—	—	—	0.34 (0.31)
rA	41.0	2-D22@200 Pg=0.65	51.1 (53.7)	1.25	191.6	935 (632)	34.4	2.21	—	—	—	0.66 (0.64)
	r6	41.4	2-D22@200 Pg=0.65	48.4 (51.0)	1.17	180.0	69.6	2.69	—	—	—	0.73 (0.65)

注：() 内は、既工認時の数値を示す。

注記*1：上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向きを示す。

*2：設計時土圧

*3：許容応力度比 (f_t は鉄筋の許容引張応力度 (N/mm^2))

表 3-2 ボックス壁断面算定表 (2)

標高 T.M.S.L. (m)	壁位置	断面積 ($\times 10^4 \text{cm}^2$)	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共) (桁: %)	せん断に対する検討		曲げモーメントに対する検討		土圧に対する検討*		*3 $\frac{\sigma_t + \sigma_c + \sigma_t + \sigma_c}{f_t}$	
					せん断力 Q ($\times 10^3 \text{kN}$)	せん断 応力度 τ (N/mm^2)	鉄筋の 引張応力度 σ_t (N/mm^2)	鉄筋の最大 引張応力度 σ_{t1} (N/mm^2)	コンクリートの 最大圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	コンクリートの 最大圧縮応力度 σ_{c1} (N/mm^2)		鉄筋の最大 引張応力度 σ_{t1} (N/mm^2)
31.7 ~ 23.5	r1	43.8	[]	2-D25@200 Pg=0.72	36.1 (39.2)	0.82	114.4	28.3	1.91	—	—	0.42 (0.37)
	r2	38.8		2-D22@200 Pg=0.77	31.8 (34.5)	0.82	106.3	3.4	3.19	—	—	0.32 (0.34)
31.7 ~ 23.5	r6	38.8	[]	2-D29@200 Pg=0.80	31.8 (34.5)	0.82	102.3	0.0	2.86	—	—	0.30 (0.33)
	r7	41.7		2-D22@200 Pg=0.77	28.3 (30.8)	0.82	106.6	1.1	3.23	—	—	0.32 (0.34)
23.5 ~ 18.1	rA	58.2	[]	2-D25@200 Pg=0.72	34.5 (37.5)	0.83	114.8	1679 71.9 (1135)	1.93	—	—	0.44 (0.37)
	rG	58.7		2-D29@200 Pg=0.64	73.7 (79.2)	1.27	197.8	47.7	2.67	—	—	0.72 (0.69)
23.5 ~ 18.1	r1	58.5	[]	2-D25@200 Pg=0.96	94.3 (103.7)	1.61	168.0	2281 95.4 (1728)	2.76	—	—	0.63 (0.66)
	r7	55.5		2-D35@200 Pg=0.96	89.7 (98.6)	1.62	168.3	46.6	2.66	—	—	0.63 (0.64)
23.5 ~ 18.1	rA	59.4	[]	2-D35@200 + 2-D35@400 Pg=1.10	102.2 (118.9)	1.72	156.4	2743 62.3 (1892)	3.14	—	—	0.65 (0.67)
	rG	58.8		2-D35@200 Pg=0.96	99.5 (115.7)	1.69	176.3	64.0	3.13	—	—	0.71 (0.78)

注: () 内は、既工認時の数値を示す。
 注記*1 : 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。
 *2 : 設計時土圧
 *3 : 許容応力度比 (f_t は鉄筋の許容引張応力度 (N/mm^2))

表 3-3 ボックス壁断面算定表 (3)

標高 T. M. S. L. (m)	壁位置	断面積 ($\times 10^4 \text{cm}^2$)	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共) (桁: %) 2-D35@200 +2-D35@100 Pg=1.20 2-D35@200 +2-D35@100 Pg=1.20 4-D35@200 Pg=1.28 4-D35@200 Pg=1.28 4-D35@200 Pg=1.28 4-D35@200 Pg=1.28 4-D35@200 Pg=1.28 4-D35@200 Pg=1.28	せん断に対する検討		曲げモーメントに対する検討			土圧に対する検討*		*3 $\frac{s\sigma_t + \sigma_t + k\sigma_c}{f_t}$	
					せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)	せん断 応力度 (N/mm^2)	鉄筋の 引張応力度 (N/mm^2)	モーメント ($\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 ¹⁾ N ($\times 10^3 \text{kN}$)	鉄筋の最大 引張応力度 (N/mm^2)	コンクリートの 最大圧縮応力度 (N/mm^2)		鉄筋の最大 引張応力度 (N/mm^2)
18.1 ~ 12.3	r1	68.8		125.3 (136.2)	1.82	151.8	3273 (2517)	75.5 (75.5) 123.0 (123.6)	45.5	2.96	5.5	0.20	0.60 (0.60)
	r7	65.5		119.5 (129.8)	1.82	152.0	3146 (2420)	70.8 (70.6) 115.0 (115.7)	45.1	2.83	5.5	0.20	0.60 (0.61)
	rA	60.5		120.5 (140.1)	1.99	166.0	3651 (2705)	84.8 (85.3) 138.0 (138.3)	62.0	3.61	3.2	0.10	0.68 (0.65)
	rG	64.2		124.5 (144.7)	1.94	161.6	3620 (2681)	81.0 (81.4) 132.0 (132.4)	59.8	3.52	3.2	0.10	0.66 (0.67)
12.3 ~ 4.8	r1	88.3		174.7 (187.9)	1.98	164.9	4633 (3927)	102.0 (102.0) 166.0 (165.7)	61.6	3.80	21.1	0.69	0.73 (0.72)
	r7	89.4		175.7 (188.9)	1.96	163.7	4528 (3837)	99.4 (99.0) 162.0 (161.8)	60.2	3.71	21.1	0.69	0.72 (0.76)
	rA	78.9		164.2 (184.5)	2.08	173.4	4988 (4088)	113.0 (112.8) 184.0 (184.4)	70.7	4.25	21.1	0.69	0.78 (0.80)
	rG	84.9		175.1 (196.7)	2.06	171.9	5072 (4157)	126.0 (125.5) 206.0 (205.9)	61.6	4.40	21.1	0.69	0.76 (0.74)

注: () 内は, 既工認時の数値を示す。
 注記*1: 上段は鉛直震度上向き, 下段は鉛直震度下向きを示す。
 *2: 設計時土圧
 *3: 許容応力度比 (f_t は鉄筋の許容引張応力度 (N/mm^2))

表 3-4 ボックス壁断面算定表(4)

標高 T.M.S.L. (m)	壁位置	断面積 ($\times 10^4 \text{cm}^2$)	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共) (筋 : %)	せん断に対する検討		曲げモーメントに対する検討		土圧に対する検討 ^{*3}					
					せん断力 Q ($\times 10^3 \text{kN}$)	せん断応力度 τ (N/mm^2)	鉄筋の引張応力度 σ_t (N/mm^2)	モーメント M ($\times 10^3 \text{kN} \cdot \text{m}$)	軸力 ^{*1} N ($\times 10^3 \text{kN}$)	鉄筋の最大引張応力度 σ_t (N/mm^2)	コンクリートの最大圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	鉄筋の最大引張応力度 σ_t (N/mm^2)	コンクリートの最大圧縮応力度 σ_c (N/mm^2)	$\frac{\sigma_t + \sigma_c + k \sigma_t}{f_t}$
4.8 ~ -1.7	r1	95.4	200	4-D38@200 Pg=1.43	211.3 (213.4)	2.21	184.5	5793 (5314)	129.0 210.0 (209.9)	65.3	4.40	28.1	0.99	0.81 (0.74)
	r7	95.4	200	4-D38@200 Pg=1.43	210.6 (212.7)	2.21	183.9	5690 (5220)	127.0 207.0 (206.9)	63.8	4.33	28.1	0.99	0.81 (0.73)
	rA	90.6	200	4-D38@200 Pg=1.43	198.8 (213.8)	2.19	182.9	5861 (5478)	141.0 231.0 (230.5)	66.6	4.68	28.1	0.99	0.81 (0.78)
	rG	90.6	200	4-D38@200 Pg=1.43	200.0 (215.1)	2.21	184.0	5943 (5554)	154.0 251.0 (251.1)	62.0	4.82	28.1	0.99	0.80 (0.77)
-1.7 ~ -8.2	r1	101.3	200	4-D38@200 +2-D32@400 Pg=1.57	207.9 (216.5)	2.05	171.0	6923 (6721)	154.0 252.0 (252.0)	67.8	4.90	29.5	1.08	0.79 (0.71)
	r7	101.3	200	4-D38@200 +2-D32@400 Pg=1.57	209.7 (218.4)	2.07	172.5	6838 (6639)	156.0 254.0 (254.0)	65.5	4.86	29.5	1.08	0.78 (0.71)
-8.2	rA	96.2	200	4-D38@200 +2-D32@400 Pg=1.57	177.8 (197.6)	1.85	154.1	6192 (6763)	169.0 275.0 (274.6)	58.8	4.93	29.5	1.08	0.71 (0.70)
	rG	96.2	200	4-D38@200 +2-D32@400 Pg=1.57	180.3 (200.4)	1.87	156.2	6583 (6857)	179.0 292.0 (291.3)	56.2	5.07	29.5	1.08	0.71 (0.70)

注：() 内は、既工認時の数値を示す。
 注記*1：上段は鉛直震度上向き、下段は鉛直震度下向きを示す。
 *2：設計時土圧
 *3：許容応力度比 (f_t は鉄筋の許容引張応力度(N/mm^2))

表 3-5 中間壁断面算定表

標高 T.M.S.L. (m)	壁位置	断面積 (m ²)	壁厚 (cm)	配筋 (タテ, ヨコ共) (pg. : %)	せん断に対する検討		曲げモーメントに対する検討			*2 $\frac{s\sigma_t + \sigma_t}{f_t}$		
					せん断力 Q ($\times 10^3$ kN)	せん断 応力度 τ (N/mm ²)	鉄筋の 引張応力度 $s\sigma_t$ (N/mm ²)	曲げモーメント M ($\times 10^3$ kN・m)	軸力*1 N ($\times 10^3$ kN)		鉄筋の最大 引張応力度 σ_t (N/mm ²)	コンクリートの最 大圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)
4.8 ~ -1.7	RB (R2~R3)	6.7	80	2-D38@200 1.43	10.3 (10.4)	1.53	107.6	80.2 (67.7)	2.7 3.7 (4.0)	63.0	3.05	0.50 (0.79)
	RF (R5~R6)	5.0	60	2-D32@200 1.32	7.7 (7.9)	1.53	115.5	60.1 (51.0)	1.7 2.4 (3.0)	54.8	2.46	0.50 (0.90)
-1.7 ~ -8.2	R3 (R1~R2)	5.4	90	2-D35@200 1.06	9.1 (8.7)	1.68	157.8	236.0 (34.3)	3.5 5.0 (3.0)	90.2	3.32	0.72 (0.66)
	R3 (R7~R8)	3.6	60	2-D32@200 1.32	6.0 (8.7)	1.68	126.8	157.0 (22.6)	1.0 3.5 3.0 (2.0)	128.4	3.61	0.74 (0.62)
	RB (R2~R3)	26.2	80	2-D38@200 1.43	46.1 (54.8)	1.76	133.2	1240.0 (423.6)	12.3 17.6 (18.7)	189.0	8.97	0.94 (0.57)
	RF (R5~R6)	20.3	60	2-D32@200 1.32	35.7 (42.0)	1.76	146.9	960.0 (324.6)	8.9 12.7 (13.8)	145.0	6.70	0.85 (0.74)

注：() 内は、既工認時の数値を示す。

注記*1：上段は鉛直震度上向き，下段は鉛直震度下向きを示す。

*2：許容応力度比 (f_t は鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²))

(参考資料) 既工認時のせん断力分配解析

1. 概要

「原子炉建屋の耐震性についての計算書に関する補足説明資料」のうち別紙4-1「弾性設計用地震動 S d による検討」に示す S d 地震時の耐震壁の分担せん断力は、既工認時*のせん断力分配解析結果の比率に基づき算定している。

本資料は、S d 地震時の耐震壁の分担せん断力の算定根拠となる既工認時のせん断力分配解析結果を示すものである。

注記*：平成3年8月23日付け3資庁第6674号にて認可された工事計画の添付書類 IV-2-7-1「原子炉建屋の耐震性についての計算書」を示す。

2. 既工認時のせん断力分配解析

2.1 耐震壁の分担せん断力

既工認時の分担せん断力の計算は、耐震壁の各部分の設計用応力等を求めるために行っている。地震時水平荷重はそのすべてを RCCV、ボックス壁及び中間壁が負担するものとしている。

解析モデルは、これらの耐震壁の各階床位置での水平方向変位を同一とするために両端をピン支持とした剛な部材で結んでいる。また、基礎スラブから立上がる耐震壁の基部は固定としている。

なお、EW 方向については、プール壁が RCCV の曲げ変形を拘束する影響を考慮して回転ばねを取付けている。

解析は、表 2-1 及び表 2-2 に示す設計用地震荷重を図 2-1 及び図 2-2 のモデルに外力として加えて行う。

2.2 ねじれの影響による分担せん断力の補正

偏心の生じている階では以下により補正係数を求め、それを各耐震壁分担せん断力に乗じて設計用せん断力とし補正を行う。その結果を表 2-3 及び表 2-4 に示す。

$$\alpha = 1 + \frac{\Sigma D_x \cdot e}{J_x + J_y} \cdot Y \dots\dots\dots (2. 1)$$

ここで、

α : ねじれ補正係数 (1.0 以上とする。)

G : 重心 (層せん断力作用中心)

R : 剛心

Q : 層せん断力

D_x : X 方向の各耐震壁の剛性

D_y : Y 方向の各耐震壁の剛性

J_x : $\Sigma (D_x \cdot Y^2)$

J_y : $\Sigma (D_y \cdot X^2)$

e : 偏心距離

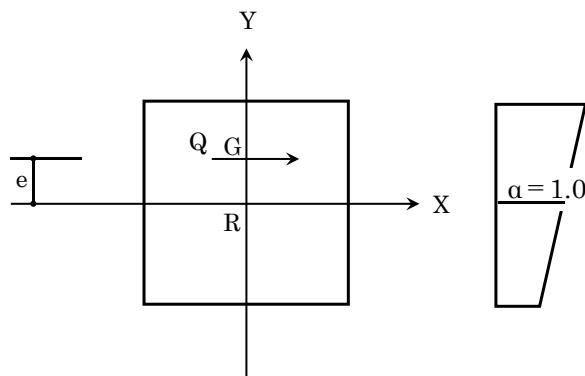


表 2-1 設計用地震荷重 (NS 方向)

(a) 外壁部

標高 T. M. S. L. (m)	せん断力 (t)		
	動的解析 S ₁ - D	静的	設計用 せん断力
38.2~49.7	2630	3480	4420
31.7~38.2	5930	8400	10660
23.5~31.7	9370	12430	15940
18.1~23.5	13730	18700	23880
12.3~18.1	16260	22480	28750
4.8~12.3	20640	30980	38760
-1.7~ 4.8	21590	34840	43530
-8.2~-1.7	18570	33040	40280

注：東京湾平均海面を，以下「T. M. S. L.」という。

(b) RCCV 部

標高 T. M. S. L. (m)	せん断力 (t)		
	動的解析 S ₁ - D	静的	設計用 せん断力
38.2~49.7	—	—	—
31.7~38.2	—	—	—
23.5~31.7	3320	5510	6830
18.1~23.5	6240	9800	12270
12.3~18.1	8020	12050	15130
4.8~12.3	8720	13890	16900
-1.7~ 4.8	9550*	16180*	19170*
-8.2~-1.7	13060*	23200*	28630*

注記*：中間壁の設計用地震荷重を含む。

表 2-2 設計用地震荷重 (EW 方向)

(a) 外壁部

標高 T. M. S. L. (m)	せん断力 (t)		
	動的解析 S ₁ - D	静的	設計用 せん断力
38.2~49.7	2370	3340	4200
31.7~38.2	5750	8150	10260
23.5~31.7	8930	11530	14450
18.1~23.5	11830	16420	20610
12.3~18.1	15280	21590	27100
4.8~12.3	20430	30980	38230
-1.7~ 4.8	22110	35400	43340
-8.2~-1.7	19870	34350	44170

(b) RCCV 部

標高 T. M. S. L. (m)	せん断力 (t)		
	動的解析 S ₁ - D	静的	設計用 せん断力
38.2~49.7	—	—	—
31.7~38.2	—	—	—
23.5~31.7	3600	6130	7750
18.1~23.5	7710	11910	15040
12.3~18.1	8320	12940	16350
4.8~12.3	8530	13900	17230
-1.7~ 4.8	9250	15620	19240
-8.2~-1.7	12460*	21890*	24740*

注記* : 中間壁の設計用地震荷重を含む。

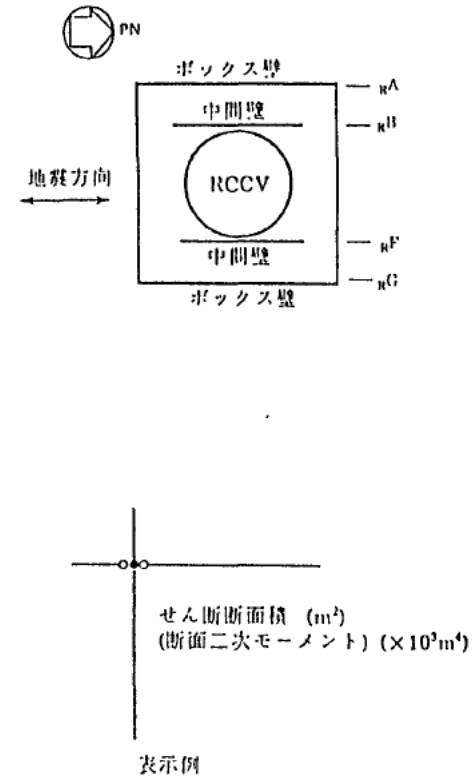
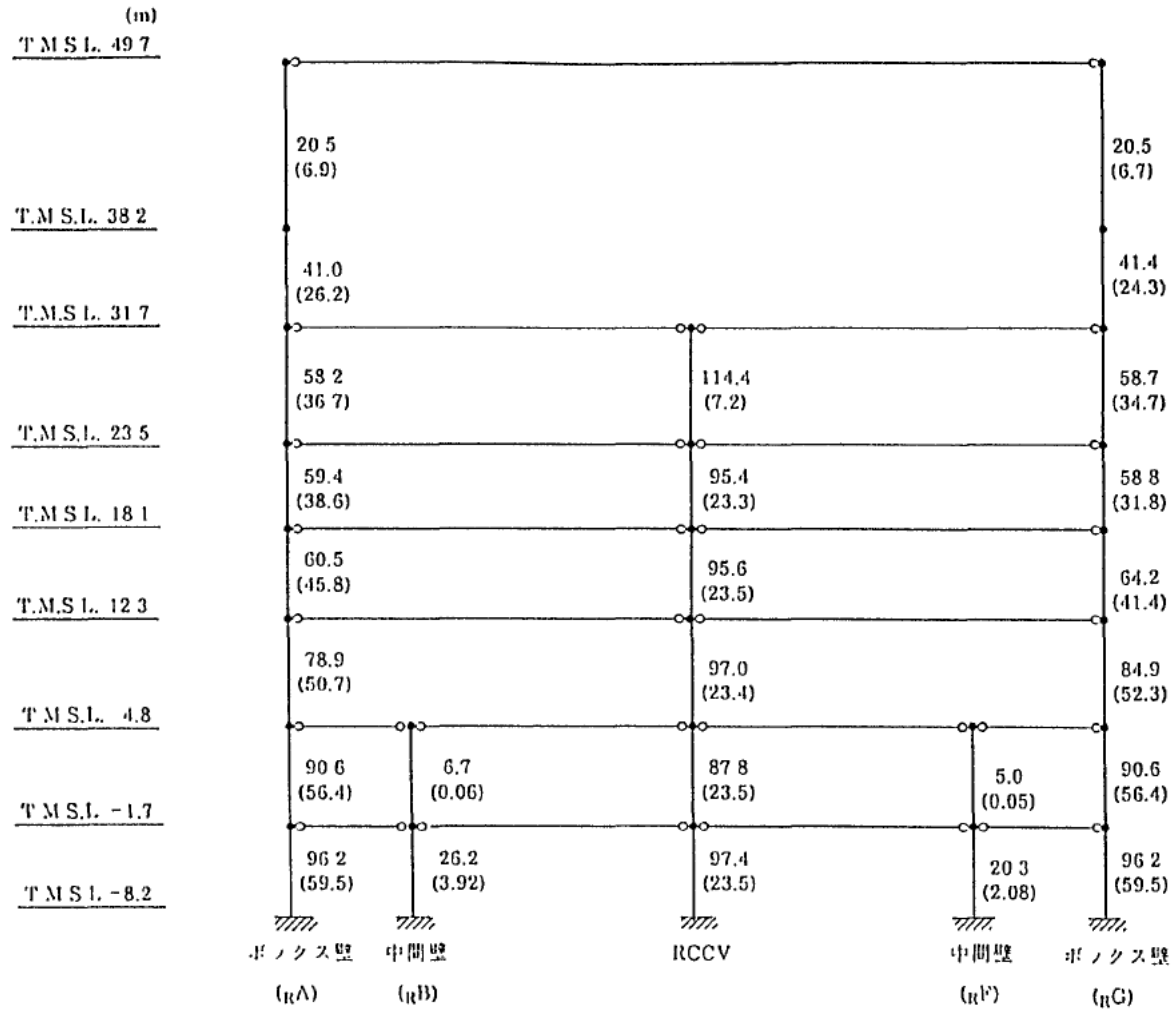


図 2-1 せん断力分配解析モデル (NS 方向)

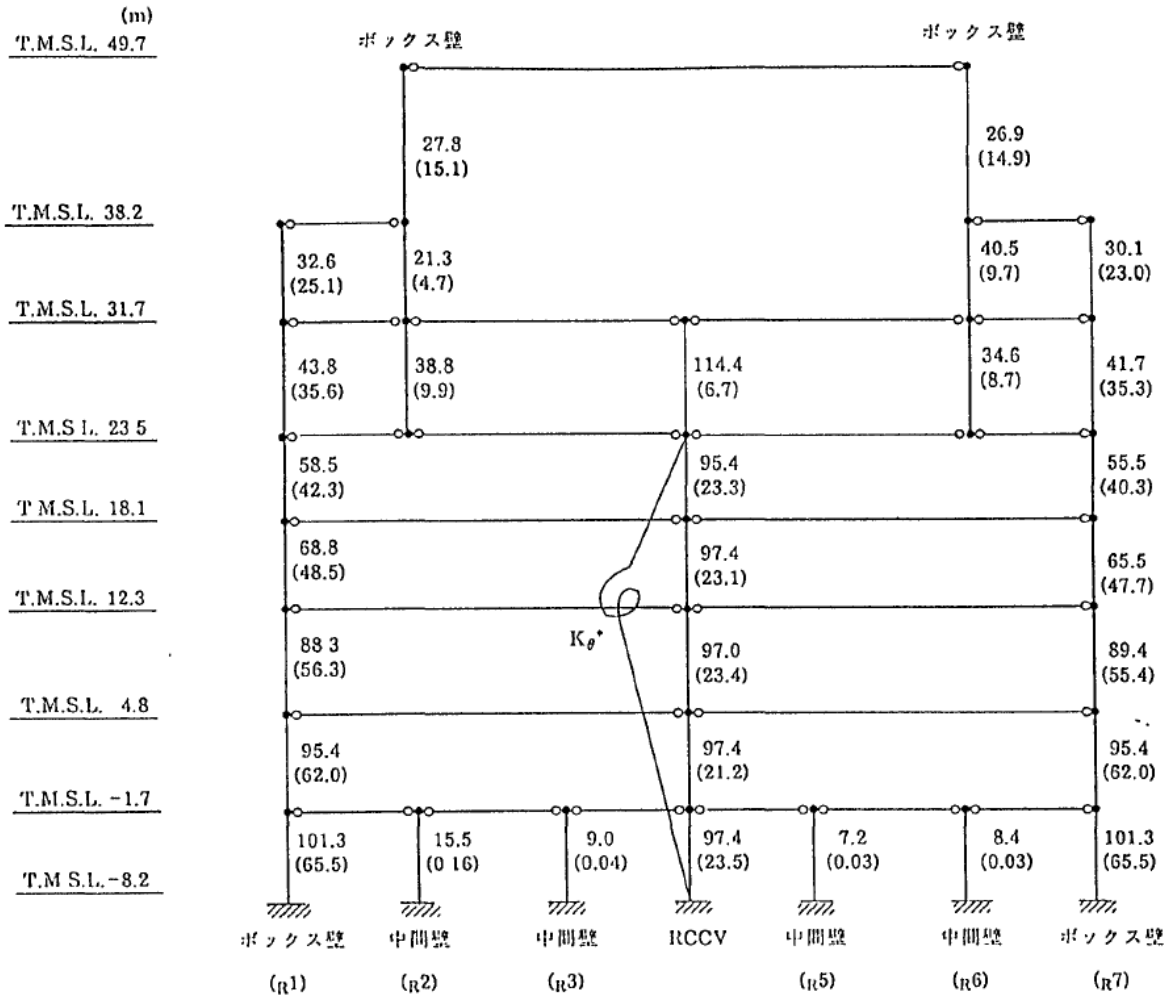
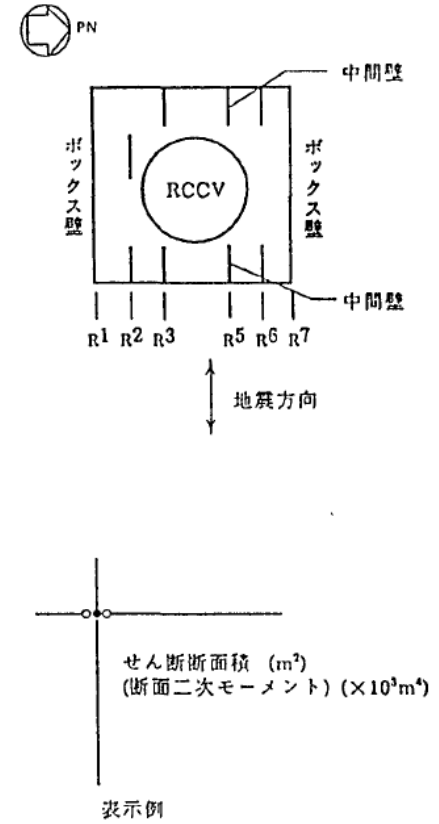


図 2-2 セン断力分配解析モデル (EW 方向)



注記 * : $K\theta$ (回転ばね) = $18.6 \times 10^4 \text{ t}\cdot\text{m}/\text{rad}$

表 2-3 補正係数 α 及び分担せん断力 (NS 方向)

標高 T. M. S. L. (m)	補正係数 α					α 補正後の分担せん断力 (t)				
	RCCV	ボックス壁		中間壁		RCCV	ボックス壁		中間壁	
		r_A	r_G	r_B	r_F		r_A	r_G	r_B	r_F
38.2~49.7	—	1.00	1.01	—	—	—	2230	2210	—	—
31.7~38.2	—	1.00	1.00	—	—	—	5480	5200	—	—
23.5~31.7	1.00	1.01	1.00	—	—	6830	8080	7900	—	—
18.1~23.5	1.00	1.00	1.00	—	—	12270	12120	11800	—	—
12.3~18.1	1.00	1.02	1.00	—	—	15130	14290	14760	—	—
4.8~12.3	1.00	1.01	1.00	—	—	16900	18810	20060	—	—
-1.7~4.8	1.00	1.00	1.01	1.00	1.01	17310	21800	21930	1060	810
-8.2~-1.7	1.00	1.00	1.02	1.00	1.01	18800	20150	20430	5590	4280

表 2-4 補正係数 α 及び分担せん断力 (EW 方向)

標高 T. M. S. L. (m)	補正係数 α									α 補正後の分担せん断力 (t)								
	RCCV	ボックス壁				中間壁				RCCV	ボックス壁				中間壁			
		R1	R2	R6	R7	R2	R3	R5	R6		R1	R2	R6	R7	R2	R3	R5	R6
38.2~49.7	—	—	1.01	1.00	—	—	—	—	—	—	—	1980	2240	—	—	—	—	—
31.7~38.2	—	1.03	1.02	1.00	1.00	—	—	—	—	—	3250	2090	2840	2230	—	—	—	—
23.5~31.7	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	—	—	7750	4000	3520	3140	3820	—	—	—	—
18.1~23.5	1.00	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	15040	10570	—	—	10050	—	—	—	—
12.3~18.1	1.00	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	16350	13890	—	—	13240	—	—	—	—
4.8~12.3	1.00	1.01	—	—	1.00	—	—	—	—	17230	19160	—	—	19260	—	—	—	—
-1.7~4.8	1.00	1.01	—	—	1.00	—	—	—	—	19240	21760	—	—	21690	—	—	—	—
-8.2~-1.7	1.00	1.00	—	—	1.01	1.00	1.00	1.00	1.01	20180	22080	—	—	22270	2270	890	680	730