

福島第一原子力発電所 特定原子力施設への指定に際し東京電力株式会社福島第一原子力発電所
に対して求める措置を講ずべき事項について等への適合性について
(1号機大型カバー設置について)

II.14.② 自然現象に対する設計上の考慮

別紙1

1号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について

※本資料は、「実施計画II-2.11 添付資料4-2 燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書」のうち「1号機大型カバーの構造強度及び耐震性について」の補正案として作成しており、章立て等の資料構成は最新の認可版と異なる場合がある。

5. 1号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について

5.1 概要

5.1.1 一般事項

1号機燃料取り出し用カバーは、大型カバーと内部カバーから構成されている。ここでは、大型カバーの構造強度と機能維持及び波及的影響の防止について検討を行う。

大型カバーは、原子炉建屋オペレーティングフロアを覆う構造としており、屋根部、一般部及び燃料取扱設備支持部から構成され、オペレーティングフロア上にあるガレキを撤去するガレキ撤去用天井クレーンを有する。また、大型カバーの燃料取扱設備支持部は燃料取扱設備（燃料取扱機及びクレーン）を支持する。

大型カバーおよびガレキ撤去用天井クレーンの耐震クラス分類は、2021年9月8日の原子力規制委員会で示された耐震設計の考え方を踏まえ、安全機能の重要度、地震によって機能の喪失を起こした場合における公衆への被ばく影響を評価した結果、Cクラスとなる。なお、燃料取扱設備支持部が燃料取扱設備の間接支持構造物であることから、大型カバーに適用する地震力はB+クラス相当とする。

大型カバーの構造強度は、B+クラスの設備に要求される静的地震力に対して許容応力度設計を実施し、耐震性のうち機能維持の検討は、基準地震動 S_s （最大加速度 900Gal 。以下、「 S_s900 」という。）の1/2の最大加速度 450Gal の地震動（以下、「 $1/2S_s450$ 」という。）に対する地震応答解析を実施し、燃料取扱設備の間接支持機能が維持されることを確認する。

ガレキ撤去用天井クレーンの構造強度は、Cクラスの設備に要求される静的地震力に対して許容応力度設計を実施する。

大型カバーとガレキ撤去用天井クレーンの耐震性のうち波及的影響の防止の検討は、 S_s900 に対する地震応答解析を実施し、大型カバーおよびガレキ撤去用天井クレーンの損傷が原子炉建屋、使用済燃料プール及び使用済燃料ラックに波及的影響を及ぼさないことを確認する。ここで、波及的影響の確認は、大型カバー及びガレキ撤去用天井クレーンが崩壊機構に至らないことを確認する。図 5.1.1-1 に大型カバーのイメージを示す。

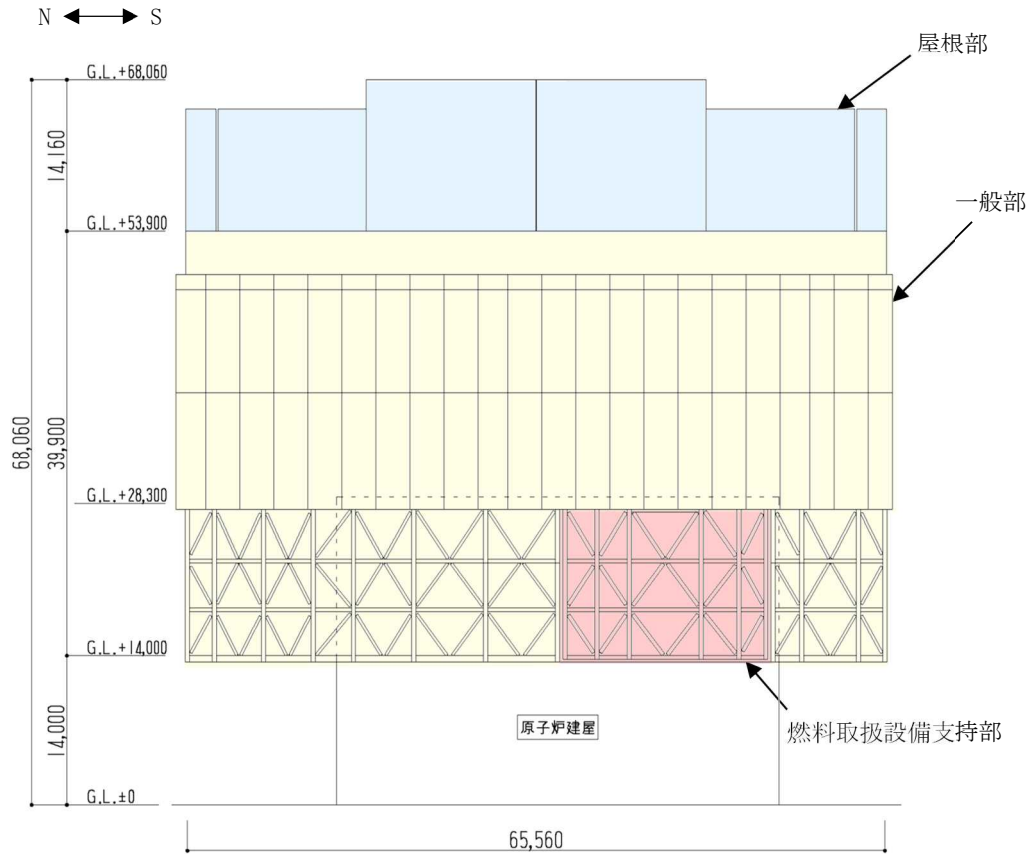


図 5. 1. 1-1 大型カバーのイメージ (単位 : mm)

本章では、G. L. ±0m=T. P. 8, 564mm*とする。
 また、記載の寸法は現場状況に応じて変更する場合がある。
 * : 震災後の地盤沈下量(-709mm)と O. P. から T. P. への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式>T. P. =旧 O. P. -1, 436mm

大型カバーの検討は原則として下記の法規及び基規準類に準拠して行う。

- (1) 建築基準法・同施行令及び関連告示
- (2) 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，改定版 2013 年）
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2018 年）
- (4) 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（日本建築学会，2005 年）
- (5) 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書(国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所・日本建築行政会議，2015 年)
- (6) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 年）
- (7) クレーン等安全規則（昭和 47 年 9 月 30 日労働省令第 34 号）
- (8) クレーン構造規格（平成 7 年 12 月 26 日労働省令第 134 号）
- (9) 日本産業規格（JIS）

また，原子力施設の設計において参照される下記の指針及び規程を参考にして検討を行う。

- (10) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1987)（日本電気協会 電気技術基準調査委員会，昭和 62 年）
- (11) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1991 追補版)（日本電気協会 電気技術基準調査委員会，平成 3 年）
- (12) 原子力発電所耐震設計技術規程(JEAC 4601-2015)（日本電気協会 原子力規格委員会，平成 27 年）

5.1.2 構造概要

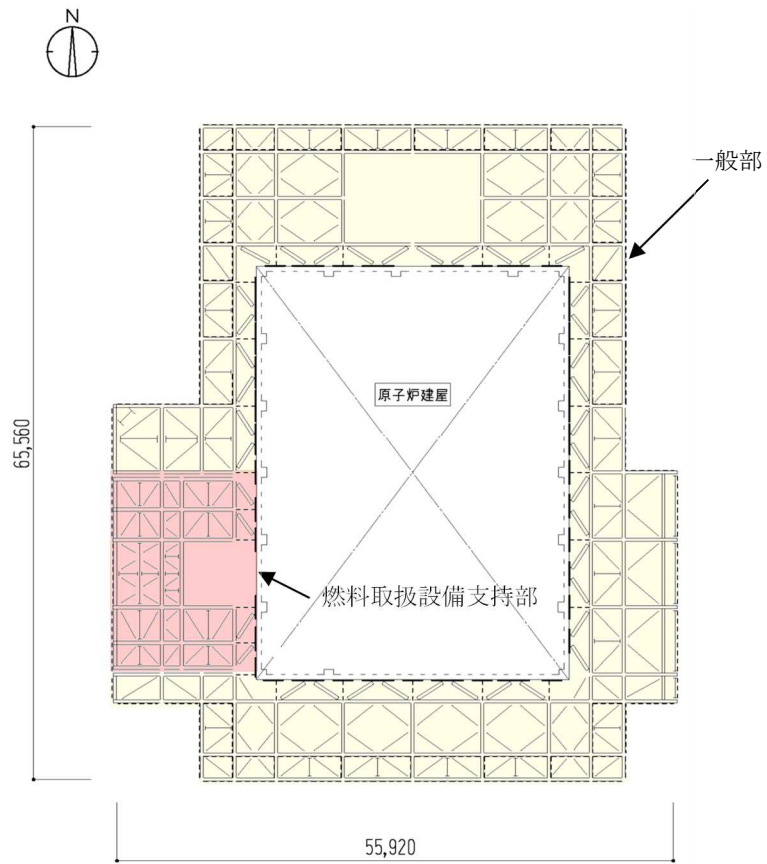
大型カバーは、東西方向 55.92m、南北方向 65.56m、高さ 68.06m の構造物で、構造形式はトラス構造、構造種別は鉄骨造である。また、一般部と燃料取扱設備支持部は構造的に分離している。大型カバー頂部付近は、水平剛性を高めるため、鋼板による箱桁架構とし、屋根は可動式としている。

大型カバーは、原子炉建屋に支持される構造物である。原子炉建屋との取り合い部においては、アンカーボルトにより接続している。

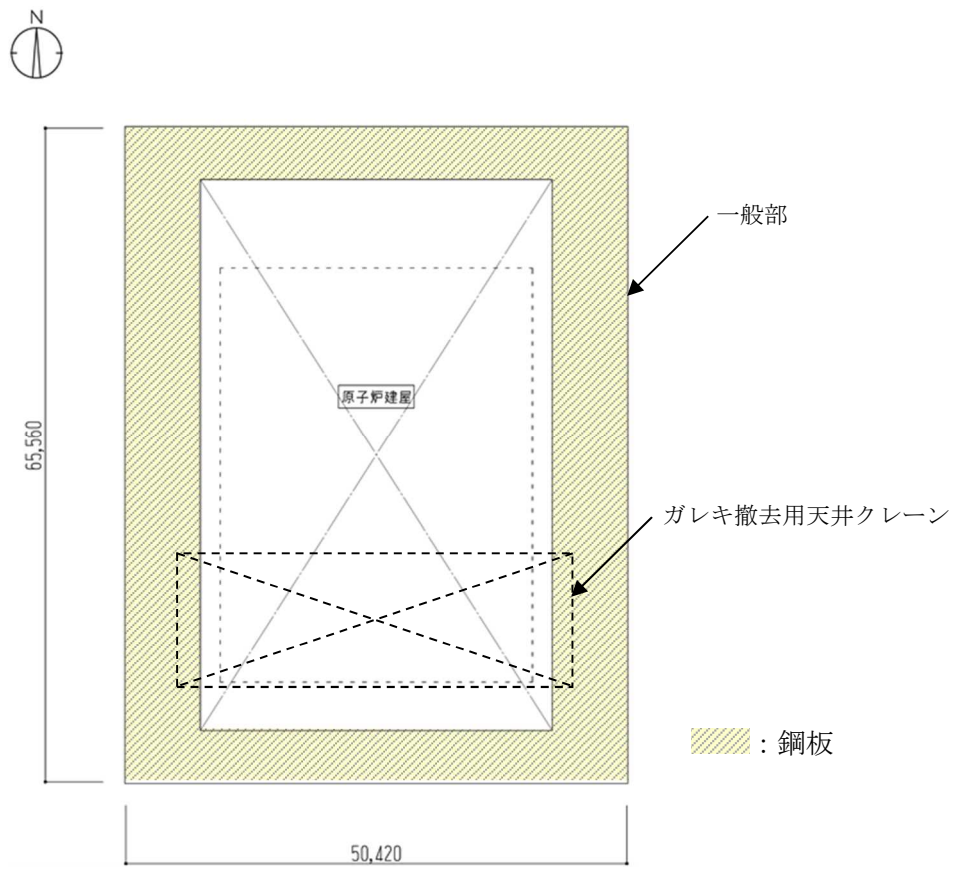
屋根は、4つの架構（中央の2つを「大屋根」、大屋根の外側の2つを「小屋根」という。また、小屋根の外側の稼働しない部分を「妻壁」という。）から構成され、それぞれが可動する構造である。屋根と大型カバーは構造的に分離されており、屋根は通常時、固定ピンを介して大型カバーに固定されている。また、屋根は固定ピンを外すことによって、南北方向へ動くことが可能となる。なお、屋根の逸走を防止するための逸走防止受けを大型カバー頂部にある鋼板部（以下、「箱桁架構」という）に設置し、屋根が動く際には屋根の落下防止材として機能する。

大型カバー内部にあるガレキ撤去用天井クレーンは、箱桁架構を南北方向に走行する。また、ガレキ撤去用天井クレーンを構成する2本のクレーンガーダ上に2台のトロリーがあり、これらが東西方向に移動する。

大型カバーの概要図を図 5.1.2-1 及び図 5.1.2-2 に示す。ガレキ撤去用天井クレーンの概要図を図 5.1.2-3 に示す。屋根伏図を図 5.1.2-4 に、断面図を図 5.1.2-5 に示す。屋根部の落下防止の概要図を図 5.1.2-6 に示す。

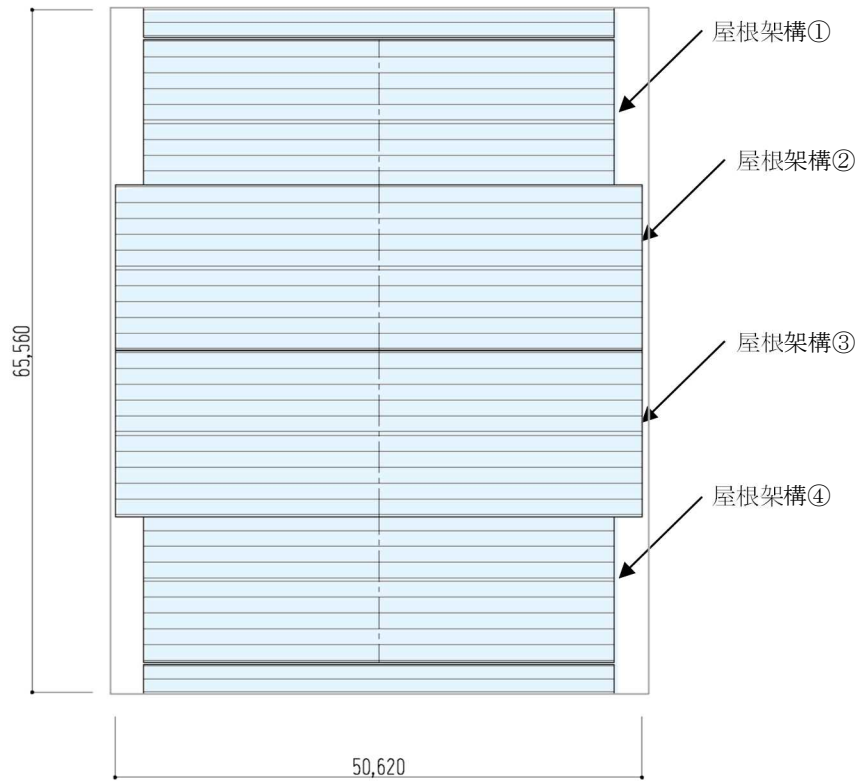


(a) 伏図 (G. L. +28, 300)



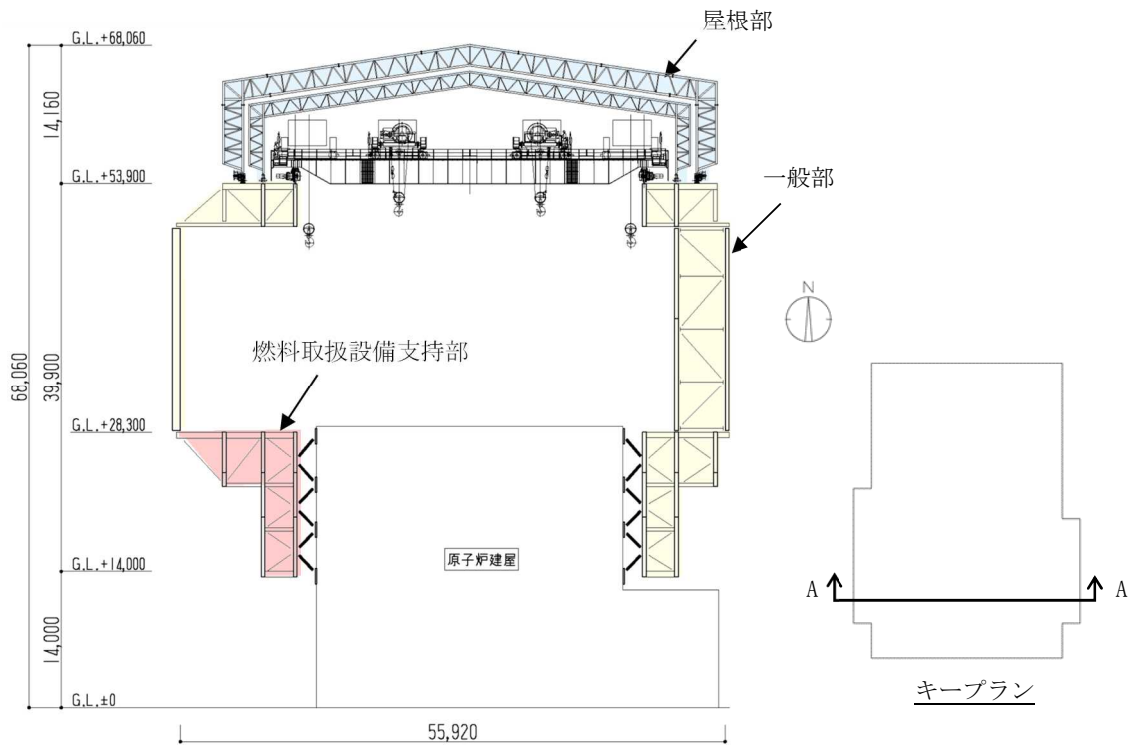
(b) 伏図 (G. L. +53, 900)

図 5. 1. 2-1 (1) 大型カバーの概要 (単位 : mm)

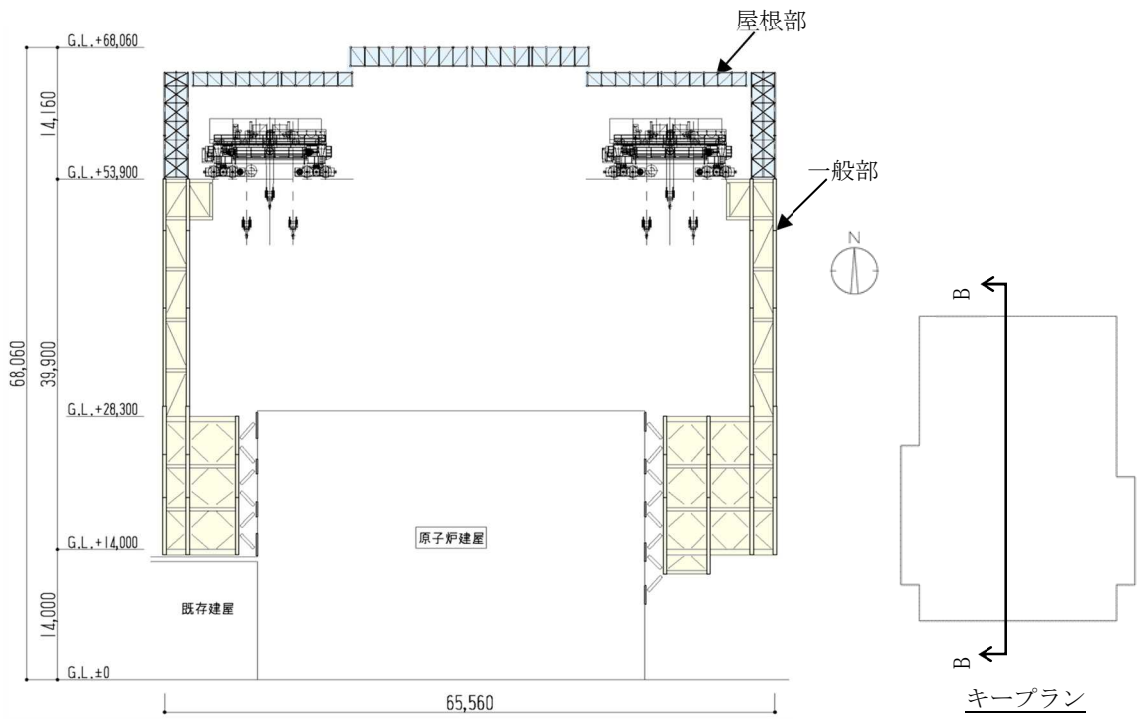


屋根伏図

図 5. 1. 2-1(2) 大型カバーの概要 (単位 : mm)



(a) 大型カバーA-A 断面図



(b) 大型カバーB-B 断面図

図 5.1.2-2 大型カバーの概要 (単位: mm)

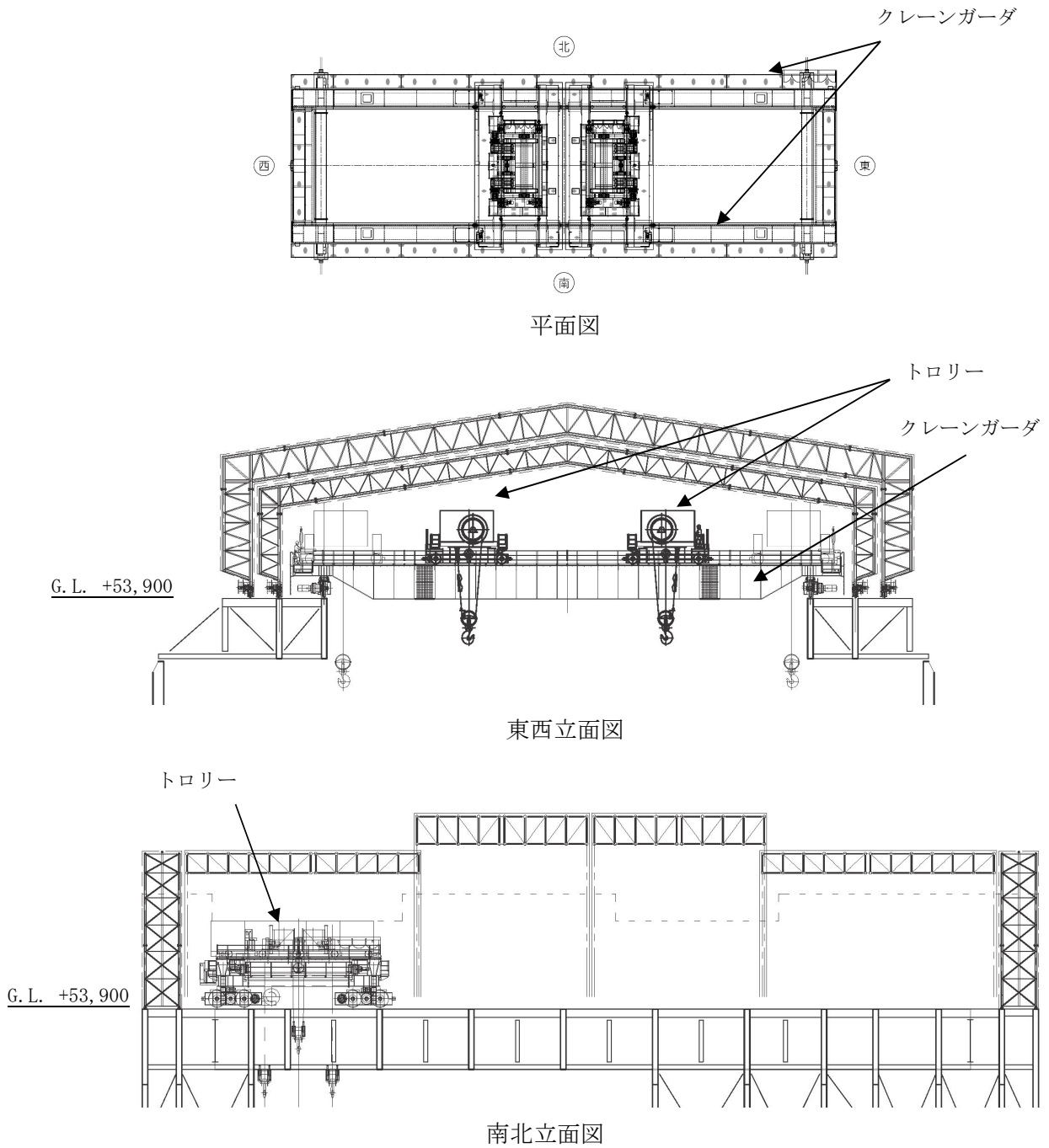


図 5.1.2-3 ガレキ撤去用天井クレーン概要図

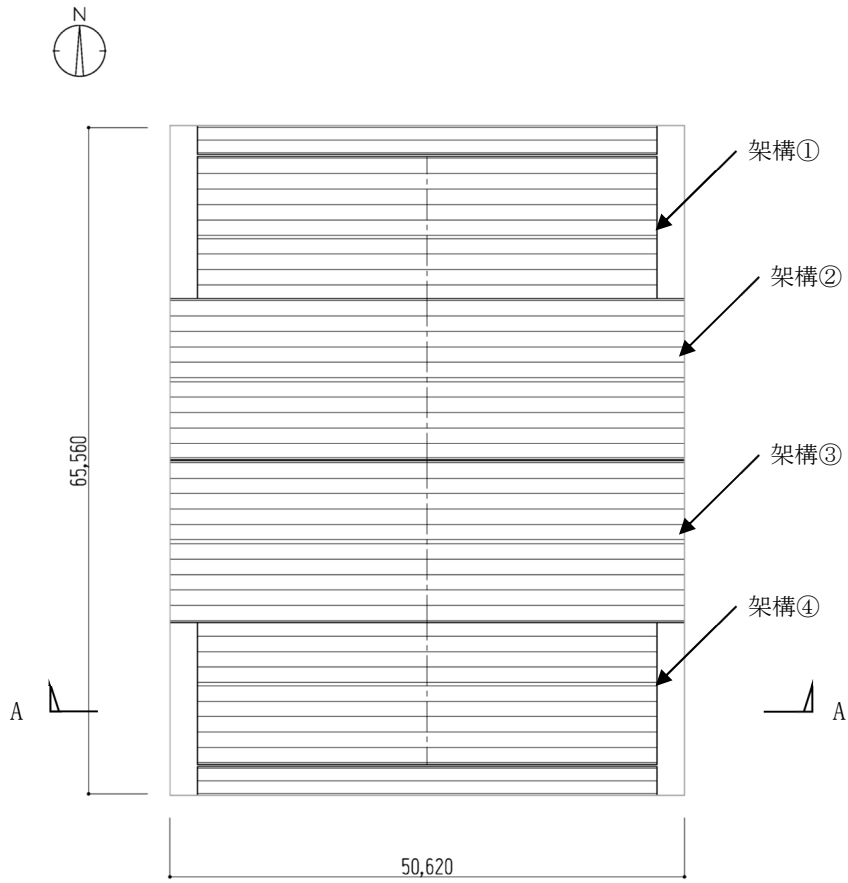


图 5.1.2-4 屋根伏図 (单位: mm)

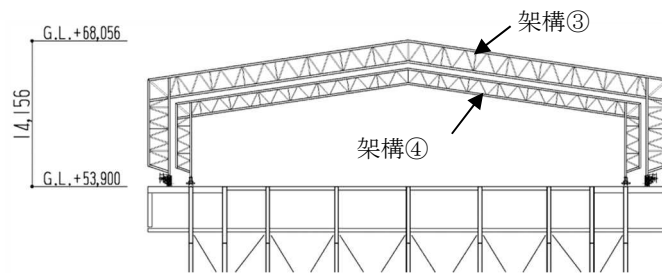


图 5.1.2-5 A-A 断面图 (单位: mm)

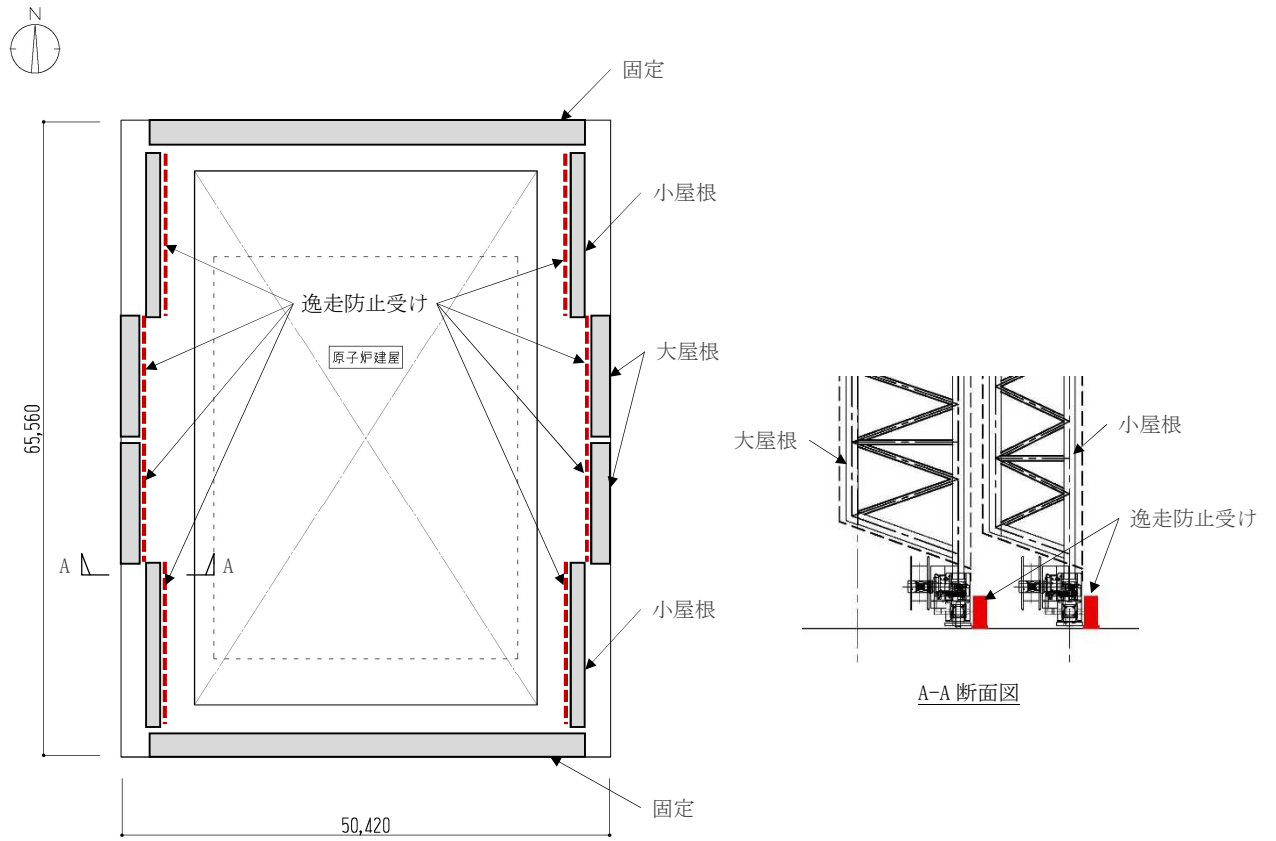


図 5. 1. 2-6 屋根部の落下防止概要図

5.1.3 検討フロー

大型カバーの構造強度及び耐震性の検討フローを図 5.1.3-1～2 に示す。検討に当たっては、大型カバーを設置し、原子炉建屋上のガレキを撤去しようとする状態（以下、「ガレキ撤去時」という）と、ガレキを撤去した後に、燃料取扱設備を設置した状態（以下、「燃料取り出し時」という）を評価する。

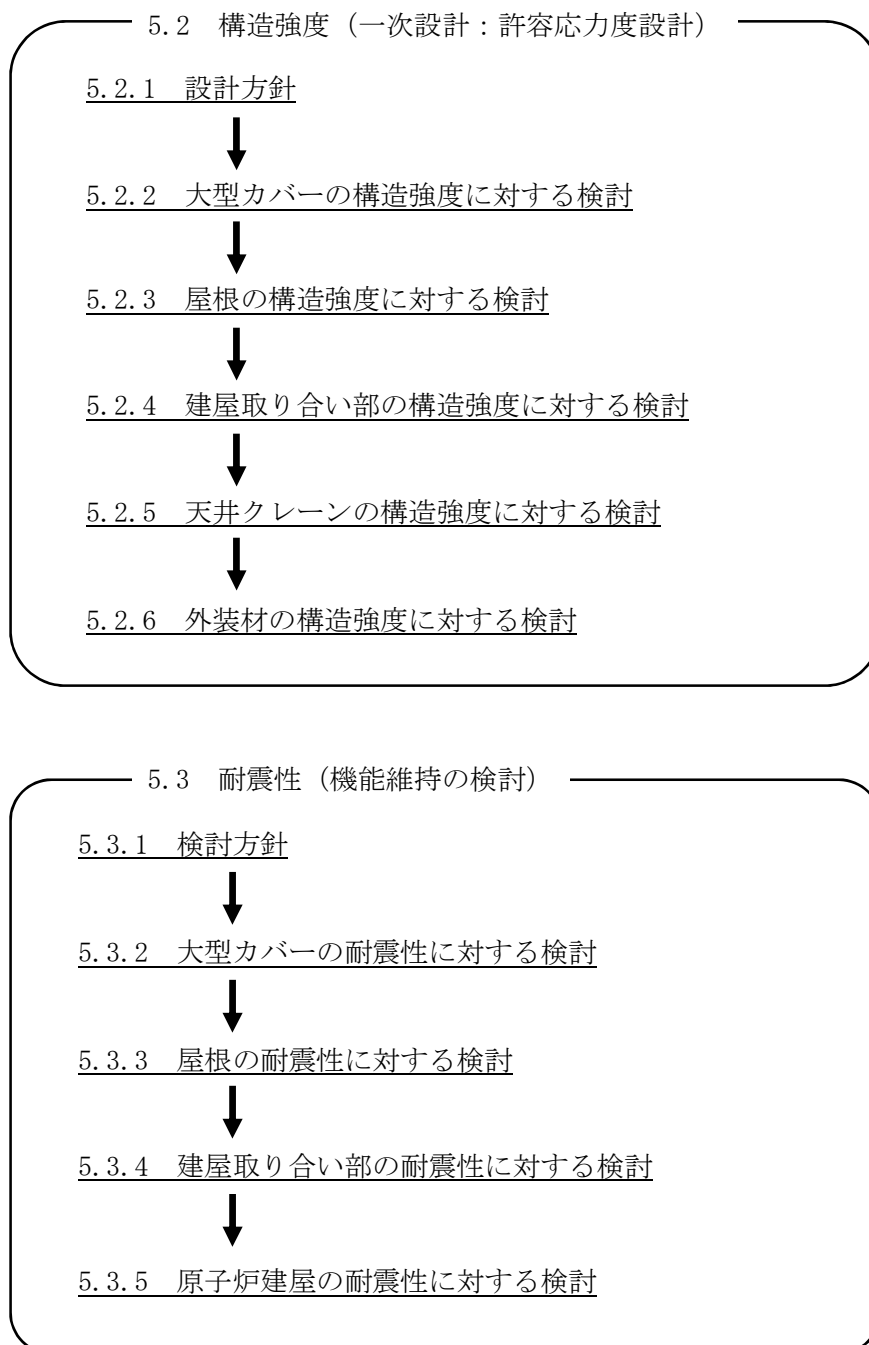


図 5.1.3-1 大型カバーの検討フロー

5.4 耐震性（波及的影響の検討）

5.4.1 検討方針



5.4.2 大型カバーの耐震性に対する検討



5.4.3 屋根の耐震性に対する検討



5.4.4 建屋取り合い部の耐震性に対する検討



5.4.5 天井クレーンの耐震性に対する検討



5.4.6 原子炉建屋の耐震性に対する検討

図 5.1.3-2 大型カバーの検討フロー

5.2 構造強度

5.2.1 設計方針

構造強度の検討は、大型カバー、屋根、建屋取り合い部、天井クレーン及び外装材について許容応力度設計を実施する。

(1) 使用材料及び許容応力度

使用材料の物性値及び許容応力度を表 5.2.1-1 に示す。

表 5.2.1-1 使用材料の物性値及び許容応力度

材料定数

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
大型カバー	鉄骨	2.05×10^5	0.3	77.0
原子炉建屋	コンクリート	2.57×10^4 *	0.2	24.0

*: 実強度に基づく剛性

コンクリートの許容応力度

(単位: N/mm²)

設計基準強度	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
22.1 (225) *	7.4	—	0.71	14.8	—	1.07

*: 建設時の設計基準強度 (単位: kgf/cm²)

鉄筋の許容応力度

(単位: N/mm²)

記号	鉄筋径	長期		短期	
		引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD345	D29 未満	215	195	345	345
	D29 以上	195			

構造用鋼材の許容応力度

(単位: N/mm²)

板厚	材料	基準強度 F	許容応力度*3
T ≤ 40mm	SS400, SN400B, STK400	235	建築基準法及び国土交通省告示に従い、左記 F の値より求める
T > 40mm	SN400B	215	
T ≤ 40mm	SM490A, SN490B, STKN490B STK490, SNR490B	325	
T > 40mm	TMCP325B	325*1	
—	S45C	490*2	

*1: 国土交通大臣指定書 (国住指第 326-2, 平成 14 年 5 月 7 日又は国住指第 1208-2, 1209-2, 平成 15 年 7 月 31 日) による

*2: 「JIS G 4051-2005」による

*3: 終局強度は許容応力度を 1.1 倍とする

(2) 解析モデル

大型カバーの解析モデルは、原子炉建屋を質点系とし、一般部、燃料取扱設備支持部及び屋根部を構成する主要な鉄骨部材をモデル化した立体架構モデルとする。また、ガレキ撤去用天井クレーンもモデル化する。図 5.2.1-1 に立体解析モデルを示す。

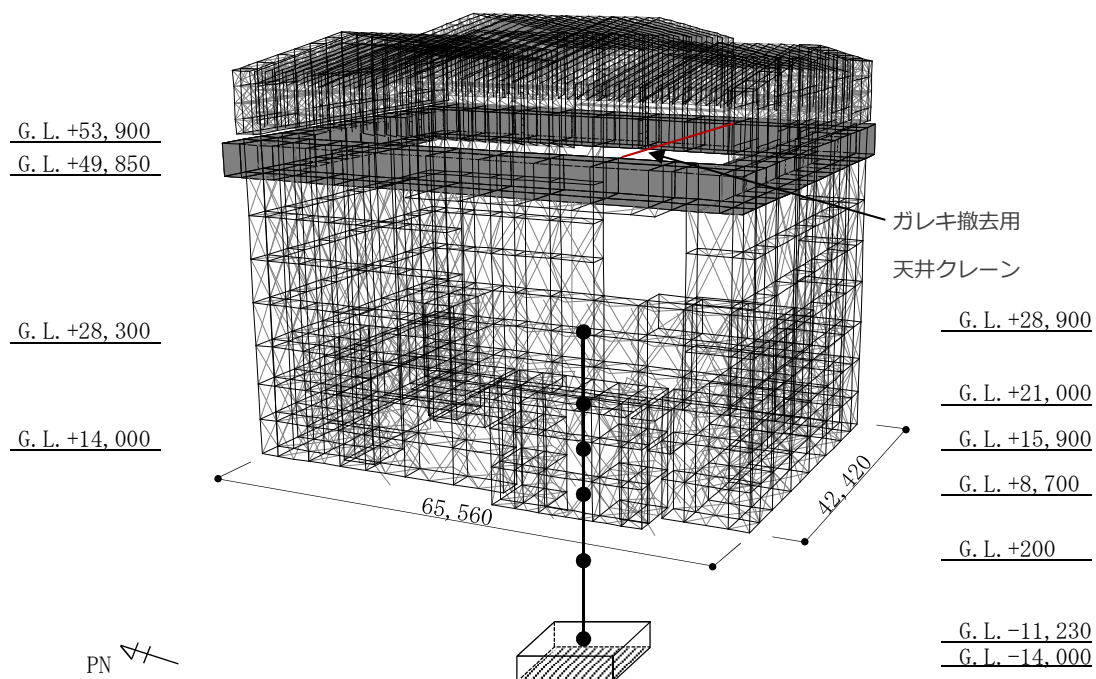


図 5.2.1-1 解析モデル

(3) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重を以下に示す。

1) 鉛直荷重 (VL)

大型カバー及び原子炉建屋に作用する鉛直方向の荷重で、固定荷重、機器荷重、配管荷重及び積載荷重とする。主な鉛直荷重を表 5.2.1-2 及び表 5.2.1-3 に示す。

表 5.2.1-2 大型カバーに作用する主な鉛直荷重(kN)

	ガレキ撤去時	燃料取り出し時
屋根	3800	3800
外装材	5800	4360
遮蔽体	1050	6430
ガレキ撤去用天井クレーン	4200	4200
遠隔解体重機	2600	0
配管	500	830

表 5.2.1-3 原子炉建屋に作用する主な鉛直荷重(kN)

	ガレキ撤去時	燃料取り出し時
ガレキ	12130	0
機器等	4260	43540
遮蔽体	0	21110

2) 積雪荷重 (SL)

積雪荷重は建築基準法施行令第 86 条及び福島県建築基準法施行規則細則に準拠し、以下の条件とする。

なお、国土交通省告示第 594 号による多雪区域以外の区域における積雪後の降雨を見込んだ割増係数を乗じた積雪荷重を考慮する。

積雪量：30cm，単位荷重：20N/m²/cm

3) 風圧力 (WL)

風圧力は建築基準法施行令第 87 条および建設省告示第 1454 号に基づき、基準風速を 30m/s，地表面粗度区分Ⅱとして算定する。速度圧の算定結果を表 5.2.1-4 に示す。

表 5.2.1-4 速度圧の算定結果

建物高さ*	平均風速の鉛直分布係数	ガスト影響係数	建物高さ粗度区分による係数	基準風速	速度圧
H(m)	Er	Gf	E	Vo(m/s)	q(N/m ²)
66.2	1.32	2.00	3.51	30	1900

*：建物高さは、軒高さ（64.3m）と最高高さ（68.1m）の平均値とした

4) 地震荷重 (K)

大型カバーに作用させる地震荷重は、G.L. +0.20m（原子炉建屋1階床）を基準面とした水平地震力の算定結果より設定する。水平地震力は下式より算定する。

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

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

ここで、

Q_i : 層せん断力 (kN)

n : 施設の重要度に応じた係数

建築基準法で定める地震力の1.5倍を考慮する。

なお、天井クレーンに関しては1.2倍を考慮する。

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該部分が支える重量 (kN)

ここに、大型カバーの設計で考慮する原子炉建屋の全体重量は、ガレキ撤去の効果と大型カバー等を新規に設置する影響を考慮した。原子炉建屋の全体重量を表5.2.1-5に示す。

表 5.2.1-5 原子炉建屋の全体重量(kN)

	ガレキ撤去時	燃料取り出し時
原子炉建屋の全体重量	701430	701430
ガレキ撤去による軽減重量	0	-12130
大型カバー設置等の付加重量	+82500	+143090
大型カバー設計用原子炉建屋全体重量	783930	832390

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

R_t : 振動特性係数 ($R_t=0.8$)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数で、原子炉建屋の固有値を用いたモーダル解析法（二乗和平方根法）により求める。

C_0 : 標準せん断力係数 ($C_0=0.2$)

i 層の水平震度 k_i は、下式によって算定する。

$$P_i = Q_i - Q_{i-1}$$

$$k_i = P_i / w_i$$

ここで、

P_i : 当該階とその直下階の水平地震荷重の差 (kN)

w_i : 各階重量 (kN)

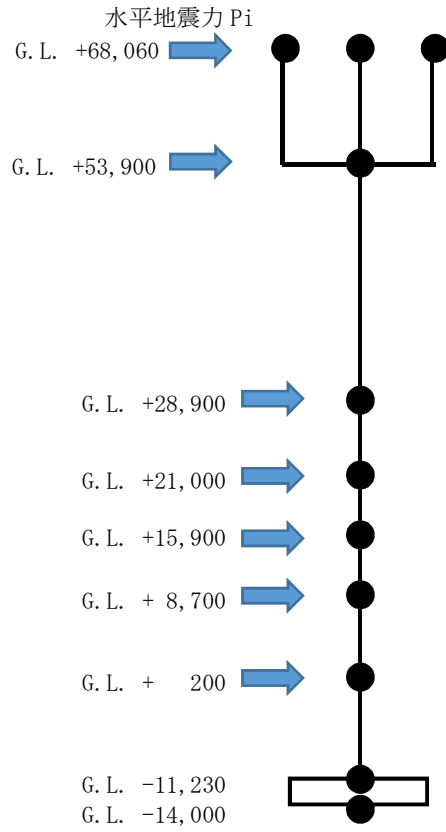
算定した水平地震力を原子炉建屋、大型カバー一般部、燃料取扱設備支持部及び屋根の重量比に基づいて分配し、それぞれに作用させる水平地震力を算定する。屋根については各架構が構造

的に分離されていることから、大屋根、小屋根、妻壁の3種類に分けて水平地震力を算定する。なお、高さ方向に関しては、原子炉建屋の各階の高さと大型カバーの節点の高さが異なるため、高さ毎に区分けを行った上で重量比を計算する。図5.2.1-2に大型カバーに作用させる水平地震力の概要図を示す。

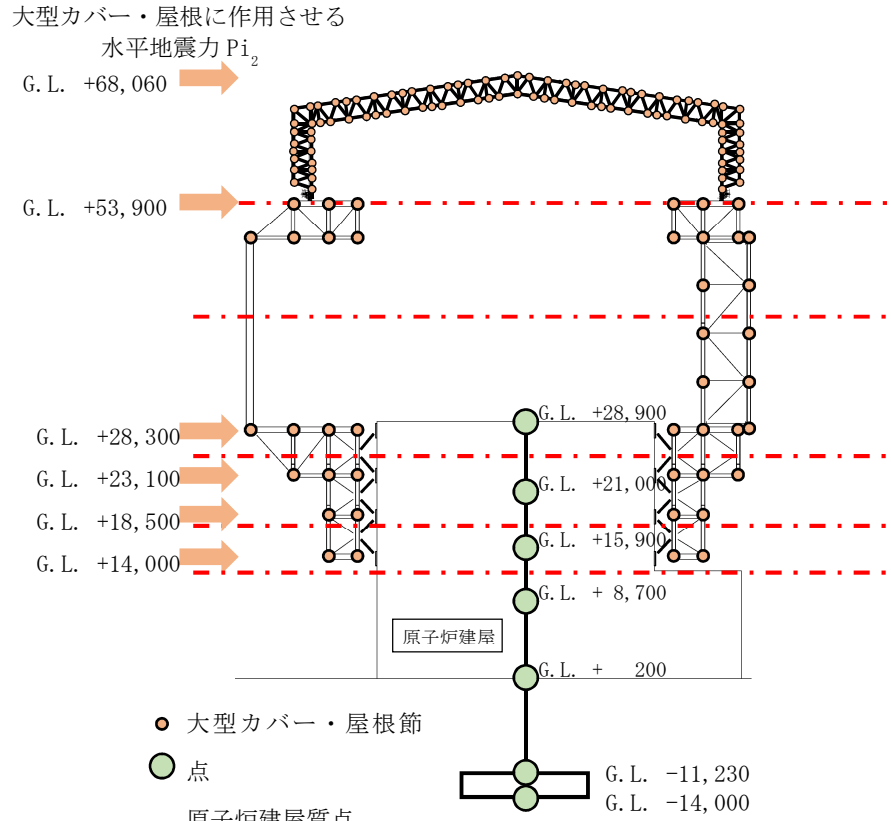
$P_{i2} = P_i \times (i \text{ 層の大型カバー (一般部又は燃料取扱設備支持部) の重量} / i \text{ 層の原子炉建屋及び大型カバーの重量})$

P_{i2} : 当該階とその直下階の大型カバー (一般部又は燃料取扱設備支持部) に作用させる水平地震荷重の差 (kN)

n=1.5とした算定結果を表5.2.1-6及び表5.2.1-7に示し、n=1.2とした算定結果を表5.2.1-8及び表5.2.1-9に示す。



原子炉建屋と大型カバー集約質点系モデル



大型カバーの解析モデル

図 5. 2. 1-2 大型カバーの水平地震力の概要図 (単位 : mm)

表 5.2.1-6(1) ガレキ撤去時の水平地震力の算定結果（大型カバー検討用）（NS 方向）

G. L. (m)		各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
+68.06	大屋根	1800	—	5.473	1.314	—	2365	1.314
	小屋根	1400	—	5.283	1.268	—	1775	1.268
	妻壁	600	—	5.220	1.253	—	752	1.253
+68.06～+53.9		21050	3800	—	—	4892	20828	0.989
+53.9～+28.9		88990	24850	4.314	1.035	25720	11506	0.129
+28.9～+21.0		83750	113840	1.360	0.327	37226	18494	0.221
+21.0～+15.9		88690	197590	1.172	0.282	55720	18570	0.209
+15.9～+8.7		87240	286280	1.082	0.260	74290	15355	0.176
+8.7～+0.2		—	373520	1.000	0.240	89645	—	—

* : n=1.5 とした算定結果を示す

表 5.2.1-6(2) ガレキ撤去時の水平地震力の算定結果（大型カバー検討用）（EW 方向）

G. L. (m)		各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
+68.06	大屋根	1800	—	6.617	1.589	—	2859	1.588
	小屋根	1400	—	7.115	1.707	—	2390	1.707
	妻壁	600	—	6.441	1.547	—	928	1.547
+68.06～+53.9		21050	3800	—	—	6177	20027	0.951
+53.9～+28.9		88990	24850	4.391	1.055	26204	13071	0.147
+28.9～+21.0		83750	113840	1.437	0.345	39275	17631	0.211
+21.0～+15.9		88690	197590	1.200	0.288	56906	17813	0.201
+15.9～+8.7		87240	286280	1.089	0.261	74719	14926	0.171
+8.7～+0.2		—	373520	1.000	0.240	89645	—	—

* : n=1.5 とした算定結果を示す

表 5. 2. 1-6 (3) ガレキ撤去時の大型カバーの地震荷重の算定結果 (大型カバー検討用)

(NS・EW 方向)

G. L. (m)		各階重量 wi (kN)	NS 方向			EW 方向		
			Pi (kN)	屋根 一般部 Pi ₂ (kN)	燃料取扱 設備支持部 Pi ₂ (kN)	Pi (kN)	屋根 一般部 Pi ₂ (kN)	燃料取扱 設備支持部 Pi ₂ (kN)
+68.06	大屋根	1800	2400	2400	—	2900	2900	—
	小屋根	1400	1800	1800	—	2400	2400	—
	妻壁	600	800	800	—	1000	1000	—
+53.9		21050	21000	21000	—	20100	20100	—
+28.3		88990	11900	3300	600	13500	3700	700
+23.1		83750	18600	1300	300	17900	1300	300
+18.5				1000	200		1000	200
+14.0		88690	18700	1100	250	18000	1100	250

* : n=1.5 とした算定結果を示す

表 5.2.1-7(1) 燃料取り出し時の水平震度の算定結果 (大型カバー検討用) (NS 方向)

G. L. (m)		各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
+68.06	大屋根	1800	—	5.901	1.416	—	2549	1.416
	小屋根	1400	—	5.650	1.356	—	1898	1.356
	妻壁	600	—	5.602	1.344	—	806	1.343
+68.06~+53.9		20510	3800	—	—	5253	22023	1.074
+53.9~+28.9		137080	24310	4.678	1.122	27276	24530	0.179
+28.9~+21.0		83750	161390	1.338	0.321	51806	18427	0.220
+21.0~+15.9		88680	245140	1.191	0.287	70233	16894	0.191
+15.9~+8.7		87810	333820	1.090	0.261	87127	14064	0.160
+8.7~+0.2		—	421630	1.000	0.240	101191	—	—

* : n=1.5 とした算定結果を示す

表 5.2.1-7(2) 燃料取り出し時の水平震度の算定結果 (大型カバー検討用) (EW 方向)

G. L. (m)		各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
+68.06	大屋根	1800	—	6.546	1.571	—	2827	1.571
	小屋根	1400	—	5.982	1.436	—	2010	1.436
	妻壁	600	—	5.788	1.389	—	833	1.388
+68.06~+53.9		20510	3800	—	—	5670	20402	0.995
+53.9~+28.9		137080	24310	4.466	1.073	26072	27429	0.200
+28.9~+21.0		83750	161390	1.384	0.332	53501	18202	0.217
+21.0~+15.9		88680	245140	1.216	0.293	71703	16425	0.185
+15.9~+8.7		87810	333820	1.099	0.264	88128	13063	0.149
+8.7~+0.2		—	421630	1.000	0.240	101191	—	—

* : n=1.5 とした算定結果を示す

表 5. 2. 1-7(3) 燃料取り出し時の大型カバーの地震荷重の算定結果 (大型カバー検討用)

(NS・EW 方向)

G. L. (m)		各階重量 wi (kN)	NS 方向			EW 方向		
			Pi (kN)	屋根 一般部 Pi ₂ (kN)	燃料取扱 設備支持部 Pi ₂ (kN)	Pi (kN)	屋根 一般部 Pi ₂ (kN)	燃料取扱 設備支持部 Pi ₂ (kN)
+68.06	大屋根	1800	2600	2600	—	2900	2900	—
	小屋根	1400	1900	1900	—	2100	2100	—
	妻壁	600	900	900	—	900	900	—
+53.9		20510	22300	22300	—	20600	20600	—
+28.3		137080	24800	4300	900	27600	4700	1000
+23.1		83750	18600	1300	300	18400	1300	300
+18.5				1000	200		1000	200
+14.0		88680	17200	1100	250	16700	1000	250

* : n=1.5 とした算定結果を示す

表 5. 2. 1-8(1) ガレキ撤去時の水平地震力の算定結果 (天井クレーン検討用) (NS 方向)

G. L. (m)		各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
+68.06	大屋根	1800	—	5.473	1.051	—	1892	1.051
	小屋根	1400	—	5.283	1.014	—	1420	1.014
	妻壁	600	—	5.220	1.002	—	601	1.002
+68.06～+53.9		21050	3800	—	—	3913	16663	0.792
+53.9～+28.9		88990	24850	4.314	0.828	20576	9205	0.103
+28.9～+21.0		83750	113840	1.360	0.262	29781	14795	0.177
+21.0～+15.9		88690	197590	1.172	0.226	44576	14856	0.168
+15.9～+8.7		87240	286280	1.082	0.208	59432	12284	0.141
+8.7～+0.2		—	373520	1.000	0.192	71716	—	—

* : n=1.2 とした算定結果を示す

表 5. 2. 1-8(2) ガレキ撤去時の水平地震力の算定結果 (天井クレーン検討用) (EW 方向)

G. L. (m)		各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
+68.06	大屋根	1800	—	6.617	1.271	—	2287	1.271
	小屋根	1400	—	7.115	1.366	—	1912	1.366
	妻壁	600	—	6.441	1.237	—	742	1.237
+68.06～+53.9		21050	3800	—	—	4941	16022	0.761
+53.9～+28.9		88990	24850	4.391	0.844	20963	10457	0.118
+28.9～+21.0		83750	113840	1.437	0.276	31420	14105	0.168
+21.0～+15.9		88690	197590	1.200	0.230	45525	14250	0.161
+15.9～+8.7		87240	286280	1.089	0.209	59775	11941	0.137
+8.7～+0.2		—	373520	1.000	0.192	71716	—	—

* : n=1.2 とした算定結果を示す

表 5. 2. 1-8(3) ガレキ撤去時の大型カバーの地震荷重の算定結果 (天井クレーン検討用)

(NS・EW 方向)

G. L. (m)		各階重量 wi (kN)	NS 方向			EW 方向		
			Pi (kN)	屋根 一般部 Pi ₂ (kN)	燃料取扱 設備支持部 Pi ₂ (kN)	Pi (kN)	屋根 一般部 Pi ₂ (kN)	燃料取扱 設備支持部 Pi ₂ (kN)
+68.06	大屋根	1800	1900	1900	—	2300	2300	—
	小屋根	1400	1500	1500	—	2000	2000	—
	妻壁	600	700	700	—	800	800	—
+53.9		21050	16800	16800	—	16100	16100	—
+28.3		88990	9500	2600	500	10800	3000	500
+23.1		83750	14900	1100	200	14300	1100	200
+18.5				800	150		800	150
+14.0		88690	15100	1000	200	14400	900	200

* : n=1.2 とした算定結果を示す

表 5. 2. 1-9(1) 燃料取り出し時の水平震度の算定結果 (天井クレーン検討用) (NS 方向)

G. L. (m)		各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
+68.06	大屋根	1800	—	5.901	1.133	—	2039	1.133
	小屋根	1400	—	5.650	1.085	—	1519	1.085
	妻壁	600	—	5.602	1.075	—	645	1.075
+68.06~+53.9		20510	3800	—	—	4203	17618	0.859
+53.9~+28.9		137080	24310	4.678	0.898	21821	19624	0.143
+28.9~+21.0		83750	161390	1.338	0.257	41445	14741	0.176
+21.0~+15.9		88680	245140	1.191	0.229	56186	13516	0.152
+15.9~+8.7		87810	333820	1.090	0.209	69702	11251	0.128
+8.7~+0.2		—	421630	1.000	0.192	80953	—	—

* : n=1.2 とした算定結果を示す

表 5. 2. 1-9(2) 燃料取り出し時の水平震度の算定結果 (天井クレーン検討用) (EW 方向)

G. L. (m)		各階重量 wi (kN)	Wi (kN)	Ai	n・Ci	Qi (kN)	Pi (kN)	水平震度 ki
+68.06	大屋根	1800	—	6.546	1.256	—	2262	1.257
	小屋根	1400	—	5.982	1.148	—	1608	1.149
	妻壁	600	—	5.788	1.111	—	667	1.112
+68.06~+53.9		20510	3800	—	—	4537	16321	0.796
+53.9~+28.9		137080	24310	4.466	0.858	20858	21943	0.160
+28.9~+21.0		83750	161390	1.384	0.265	42801	14562	0.174
+21.0~+15.9		88680	245140	1.216	0.234	57363	13140	0.148
+15.9~+8.7		87810	333820	1.099	0.211	70503	10450	0.119
+8.7~+0.2		—	421630	1.000	0.192	80953	—	—

* : n=1.2 とした算定結果を示す

表 5. 2. 1-9(3) 燃料取り出し時の大型カバーの地震荷重の算定結果 (天井クレーン検討用)

(NS・EW 方向)

G. L. (m)		各階重量 wi (kN)	NS 方向			EW 方向		
			Pi (kN)	屋根 一般部 Pi ₂ (kN)	燃料取扱 設備支持部 Pi ₂ (kN)	Pi (kN)	屋根 一般部 Pi ₂ (kN)	燃料取扱 設備支持部 Pi ₂ (kN)
+68.06	大屋根	1800	2100	2100	—	2300	2300	—
	小屋根	1400	1600	1600	—	1700	1700	—
	妻壁	600	700	700	—	700	700	—
+53.9		20510	17700	17700	—	16400	16400	—
+28.3		137080	20000	3500	800	22200	3900	800
+23.1		83750	14900	1100	200	14700	1100	200
+18.5				800	150		800	150
+14.0		88680	13800	900	200	13400	900	200

* : n=1.2 とした算定結果を示す

5) 荷重組合せ

設計で考慮する荷重組合せを表 5.2.1-10 に示す。また、ガレキ撤去時におけるガレキ撤去用天井クレーンの位置を図 5.2.1-3 に、燃料取り出し時における燃料取扱設備の位置を図 5.2.1-4 に示す。なお、燃料取り出し時にはガレキ撤去用天井クレーンの位置は北側とする。

表 5.2.1-10 荷重組合せ

想定する状態	荷重ケース*1	荷重組合せ内容	許容応力度
常時	C	VL	長期
積雪時*2	S	VL+SL	短期
暴風時*2	W	VL+WL	
地震時	E1	VL+K (+NS)	
	E2	VL+K (-NS)	
	E3	VL+K (+EW)	
	E4	VL+K (-EW)	

*1：ガレキ撤去時は case1 及び case2，燃料取り出し時は case3 及び case4 の状態とする。

*2：短期事象では地震時が支配的であることから、積雪時及び暴風時の検討は省略する。ただし、外装材の検討は暴風時が支配的であることから暴風時に対して検討を行う。

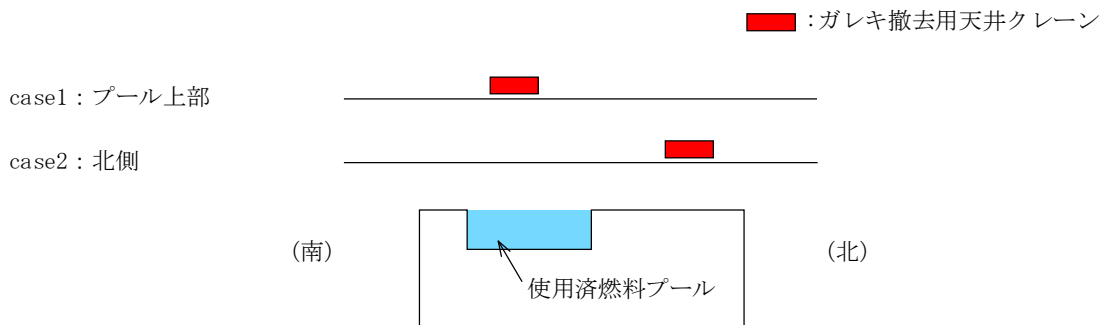
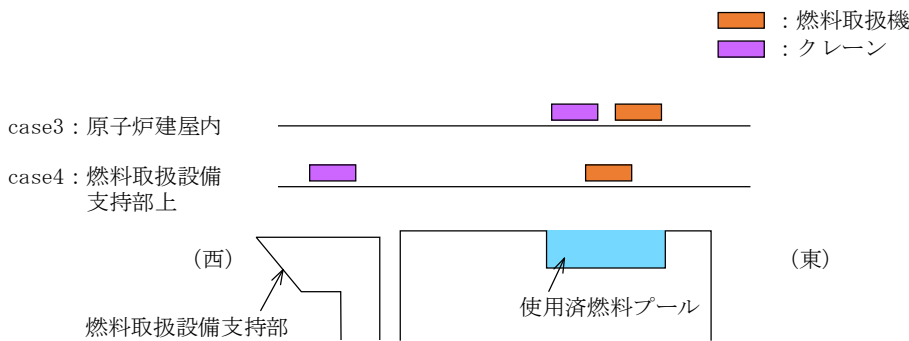


図 5.2.1-3 ガレキ撤去用天井クレーンの位置



※：原子炉建屋オペレーティングフロア上で、燃料取扱機及びクレーンを用い燃料をキャスクに入れる。その後、クレーンを用いキャスクを燃料取扱設備支持部に移動させ地上に下ろす。従って、燃料取扱機とクレーンの両方が原子炉建屋内にいるケースと燃料取扱機が原子炉建屋内、クレーンが燃料取扱設備支持部上にいるケースの2ケースとなる。

※：燃料取り出し時のガレキ撤去用天井クレーン位置は北側とする。

図 5.2.1-4 燃料取扱設備の位置

地震時と暴風時の大型カバーの層せん断力について、風荷重の受圧面積が大きい EW 方向で比較した結果を図 5.2.1-5 に示す。図 5.2.1-5 より、地震時の層せん断力は暴風時の層せん断力を包絡しており、支配的な荷重である。

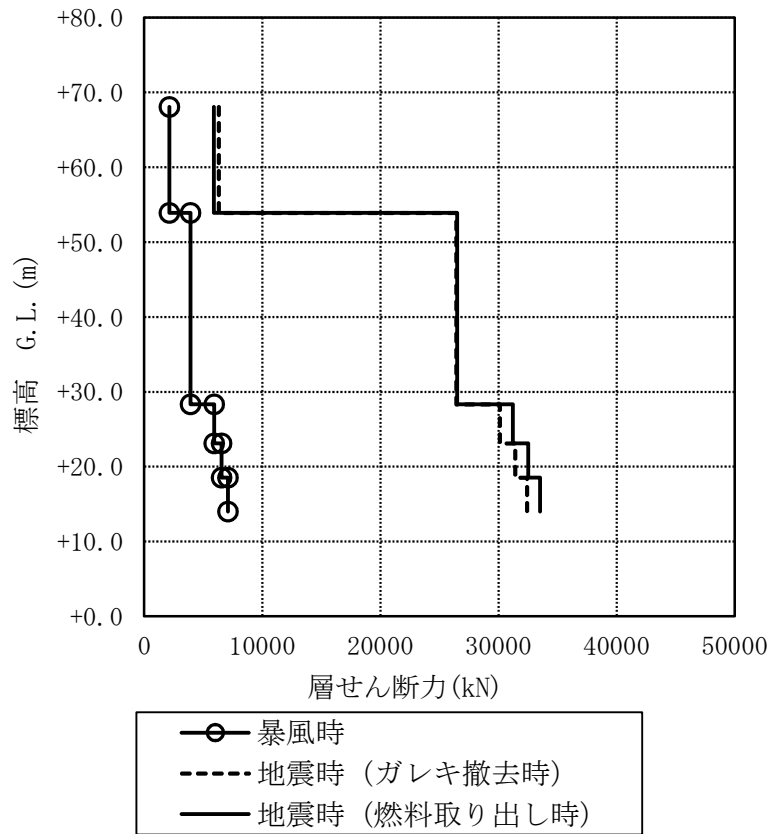


図 5.2.1-5 地震時と暴風時の層せん断力の比較 (EW 方向)

5.2.2 大型カバーの構造強度に対する検討

(1) 断面検討

1) 柱, 梁, 水平・鉛直ブレース

部材の応力度比は, 「鋼構造設計規準」に従い, 軸力に対して下式にて検討を行う。

$$\cdot \text{軸圧縮の場合} \quad \frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

$$\cdot \text{軸引張の場合} \quad \frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1$$

ここで, σ_c : 圧縮応力度 (N/A) (N/mm²)
 σ_t : 引張応力度 (T/A) (N/mm²)
N : 圧縮力(N), T : 引張力(N), A : 断面積(mm²)
 f_c : 許容圧縮応力度(N/mm²)
 f_t : 許容引張応力度(N/mm²)

2) 大型カバー頂部鋼板部

応力度比の検討は, 「鋼構造設計規準」に従い, 面内力に対し下式にて検討を行う。

$$\cdot \text{組合せ応力の場合} \quad \frac{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}{f_t^2} \leq 1$$

ここで, σ_x : X方向圧縮応力度 (N_x/A) (N/mm²)
 σ_y : Y方向圧縮応力度 (N_y/A) (N/mm²)
N_x : X方向面内力(N), N_y : Y方向面内力(N), A : 断面積(mm²)
 τ_{xy} : せん断応力度 (N_{xy}/A_s) (N/mm²)
N_{xy} : 面内せん断力(N), A_s : せん断断面積(mm²)
 f_t : 許容引張応力度(N/mm²)

3) ガレキ撤去時

表 5. 2. 2-1 及び表 5. 2. 2-2 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。
断面検討の結果、全ての部材に対する応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 5. 2. 2-1(1) 断面検討結果（一般部，常時）上部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定	
			σ_c		f_c				
①	柱	H-400×400×13×21	C (case1)	σ_c	96.1	f_c	170.9	0.57	O.K.
②	梁	B[-300×220×16×25	C (case1)	σ_t	47.8	f_t	216.6	0.23	O.K.
③	鉛直 ブレース	ϕ -267.4×6.6	C (case2)	σ_c	61.6	f_c	173.0	0.36	O.K.
④	鋼板	PL-16 〈SN400B〉	C (case1)	σ_x	1.9	f_t	156.0	0.31	O.K.
				σ_y	4.1				
				τ_{xy}	27.2				

表 5. 2. 2-1(2) 断面検討結果（一般部，常時）下部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定	
			σ_c		f_c				
⑤	柱	H-400×400×13×21	C (case2)	σ_c	102.4	f_c	202.7	0.51	O.K.
⑥	梁	H-588×300×12×20	C (case1)	σ_c	52.9	f_c	201.1	0.27	O.K.
⑦	鉛直 ブレース	ϕ -267.4×6.6	C (case1)	σ_c	153.7	f_c	203.0	0.76	O.K.
⑧	接続部 水平ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	C (case1)	σ_c	110.8	f_c	187.5	0.60	O.K.
⑨	接続部 鉛直ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	C (case2)	σ_c	123.6	f_c	197.7	0.63	O.K.

表 5.2.2-1(3) 断面検討結果 (燃料取扱設備支持部, 常時)

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
⑩	柱	H-400×400×13×21	C (case1)	σ_c	15.1	f_c	183.1	0.09	O.K.
⑪	梁	H-800×300×14×26	C (case1)	σ_c	20.3	f_c	175.8	0.12	O.K.
⑫	水平 ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	C (case1)	σ_t	40.8	f_t	216.6	0.19	O.K.
⑬	鉛直 ブレース	ϕ -355.6×7.9	C (case1)	σ_c	58.7	f_c	207.7	0.29	O.K.

*1 : ⑩~⑬の符号は図 5.2.2-1 の応力検討箇所を示す

*2 : 各部材の使用材料は, 特記なき限り, 鋼管 : STKN490B, その他 SN490B

*3 : 図 5.2.1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

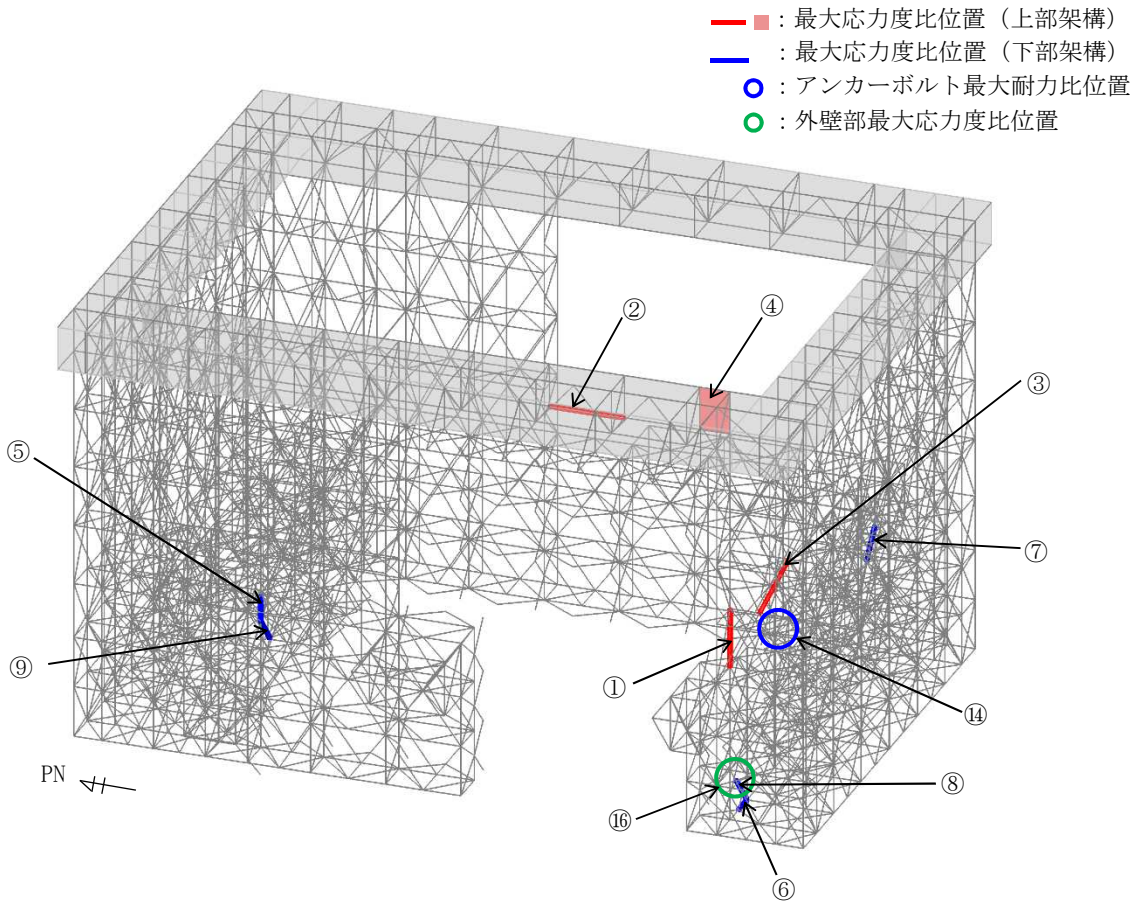


図 5.2.2-1(1) 最大応力度比位置図(一般部, 常時)

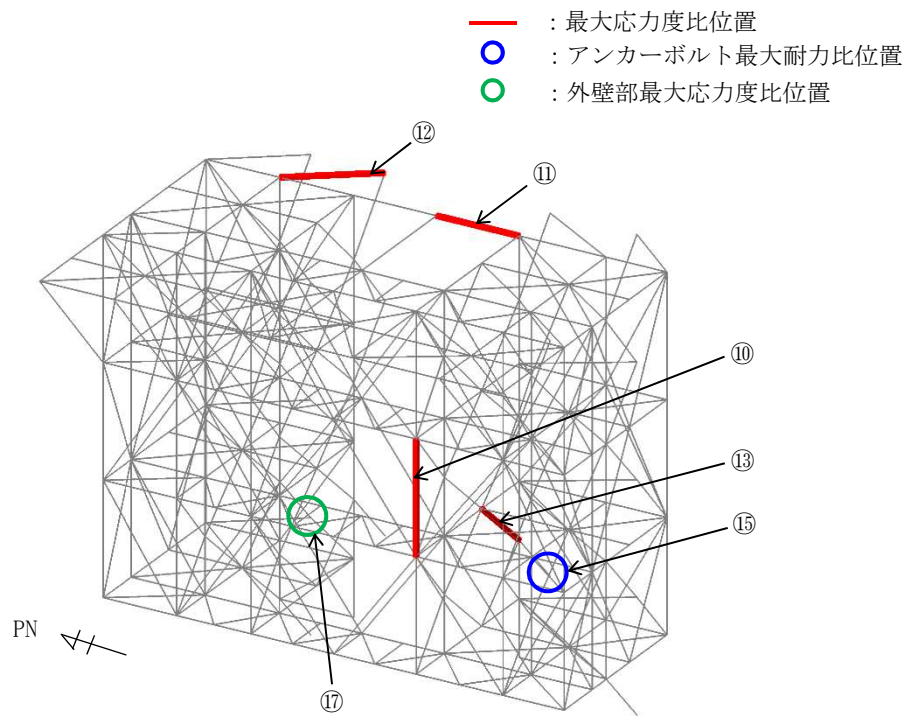


図 5.2.2-1(2) 最大応力度比位置図(燃料取扱設備支持部, 常時)

表 5. 2. 2-2(1) 断面検討結果（一般部，地震時）上部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
			σ_c		f_c			
①	柱 H-400×400×13×21	E4 (case1)	σ_c	142.0	f_c	256.4	0.56	O. K.
②	梁 B[-300×220×16×25]	E1 (case1)	σ_c	85.4	f_c	269.9	0.32	O. K.
③	鉛直 ブレース ϕ -355.6×9.5	E1 (case1)	σ_c	259.5	f_c	282.0	0.93	O. K.
④	鋼板 PL-16 〈SN400B〉	E2 (case1)	σ_x	1.9	f_t	235.0	0.35	O. K.
			σ_y	9.2				
			τ_{xy}	46.9				

表 5. 2. 2-2(2) 断面検討結果（一般部，地震時）下部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
			σ_c		f_c			
⑤	柱 H-400×400×13×21	E1 (case2)	σ_c	179.6	f_c	304.1	0.60	O. K.
⑥	梁 H-588×300×12×20	E4 (case1)	σ_c	136.9	f_c	301.6	0.46	O. K.
⑦	鉛直 ブレース ϕ -267.4×6.6	E1 (case2)	σ_t	301.3	f_t	325.0	0.93	O. K.
⑧	接続部 水平ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	E4 (case2)	σ_t	306.2	f_t	325.0	0.95	O. K.
⑨	接続部 鉛直ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	E1 (case2)	σ_c	266.8	f_c	297.4	0.90	O. K.

表 5. 2. 2-2(3) 断面検討結果 (燃料取扱設備支持部, 地震時)

部位 ^{*1}	部材形状 (mm) 〈使用材料 ^{*2} 〉	荷重 ケース (位置) ^{*3}	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
			σ_c		f_c			
⑩	柱 H-400×400×13×21	E4 (case1)	σ_c	15.9	f_c	274.7	0.06	O. K.
⑪	梁 H-800×300×14×26	E4 (case1)	σ_c	23.5	f_c	263.7	0.09	O. K.
⑫	水平 ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	E1 (case1)	σ_t	56.0	f_t	325.0	0.18	O. K.
⑬	鉛直 ブレース ϕ -355.6×7.9	E1 (case1)	σ_c	68.4	f_c	311.5	0.22	O. K.

*1 : ⑩~⑬の符号は図 5. 2. 2-2 の応力検討箇所を示す

*2 : 各部材の使用材料は, 特記なき限り, 鋼管 : STKN490B, その他 SN490B

*3 : 図 5. 2. 1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

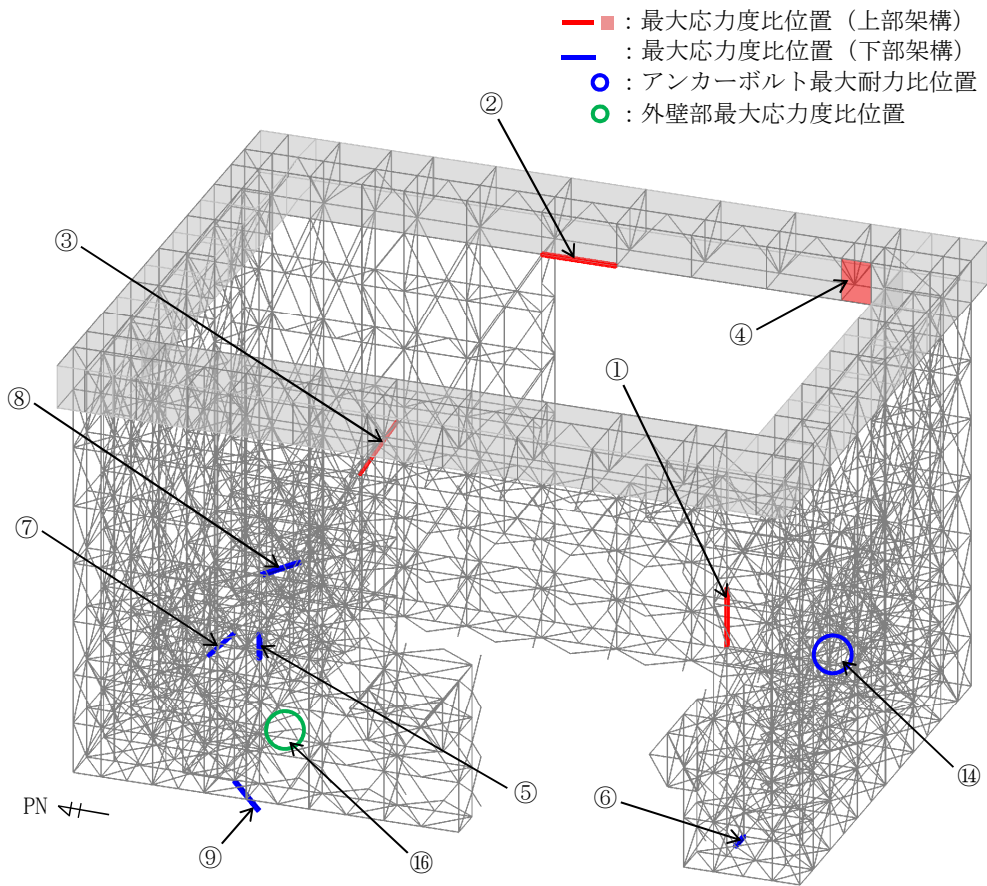


図 5. 2. 2-2(1) 最大応力度比位置図(一般部, 地震時)

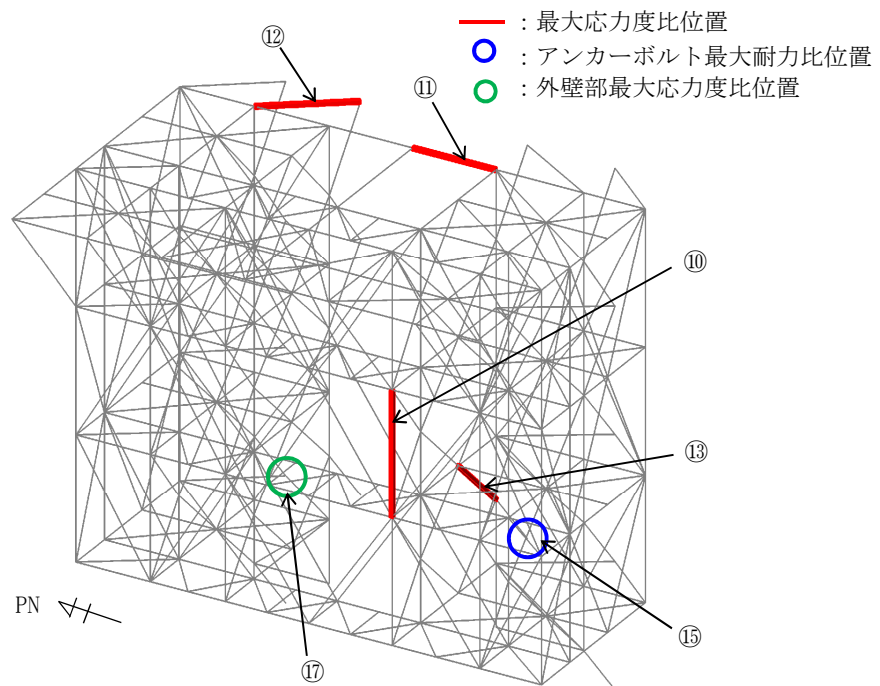


図 5. 2. 2-2(2) 最大応力度比位置図(燃料取扱設備支持部, 地震時)

4) 燃料取り出し時

表 5. 2. 2-3 及び表 5. 2. 2-4 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。
断面検討の結果、全ての部材に対する応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 5. 2. 2-3(1) 断面検討結果（一般部，常時）上部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定	
			σ_c		f_c				
①	柱	H-400×400×13×21	C (case4)	σ_c	68.8	f_c	170.9	0.41	O. K.
②	梁	B[-300×220×16×25	C (case4)	σ_c	17.9	f_c	179.9	0.10	O. K.
③	鉛直 ブレース	ϕ -267.4×6.6	C (case4)	σ_c	57.0	f_c	173.0	0.33	O. K.
④	鋼板	PL-16 〈SN400B〉	C (case4)	σ_x	0.0	f_t	156.0	0.17	O. K.
				σ_y	9.5				
				τ_{xy}	13.8				

表 5. 2. 2-3(2) 断面検討結果（一般部，常時）下部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定	
			σ_c		f_c				
⑤	柱	H-400×400×13×21	C (case4)	σ_c	93.1	f_c	202.7	0.46	O. K.
⑥	梁	H-350×350×12×19	C (case4)	σ_c	49.5	f_c	183.8	0.27	O. K.
⑦	鉛直 ブレース	ϕ -267.4×6.6	C (case4)	σ_c	122.8	f_c	196.2	0.63	O. K.
⑧	接続部 水平ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	C (case4)	σ_c	90.1	f_c	187.5	0.49	O. K.
⑨	接続部 鉛直ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	C (case4)	σ_c	112.4	f_c	197.7	0.57	O. K.

表 5.2.2-3(3) 断面検討結果 (燃料取扱設備支持部, 常時)

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
			σ_c		f_c			
⑩	柱 H-400×400×13×21	C (case4)	σ_c	34.7	f_c	202.7	0.18	O.K.
⑪	梁 H-350×350×12×19	C (case4)	σ_c	29.1	f_c	201.5	0.15	O.K.
⑫	水平 ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	C (case4)	σ_t	42.9	f_t	216.6	0.20	O.K.
⑬	鉛直 ブレース ϕ -355.6×7.9	C (case4)	σ_c	93.6	f_c	207.7	0.46	O.K.

*1 : ⑩~⑬の符号は図 5.2.2-3 の応力検討箇所を示す

*2 : 各部材の使用材料は, 特記なき限り, 鋼管 : STKN490B, その他 SN490B

*3 : 図 5.2.1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

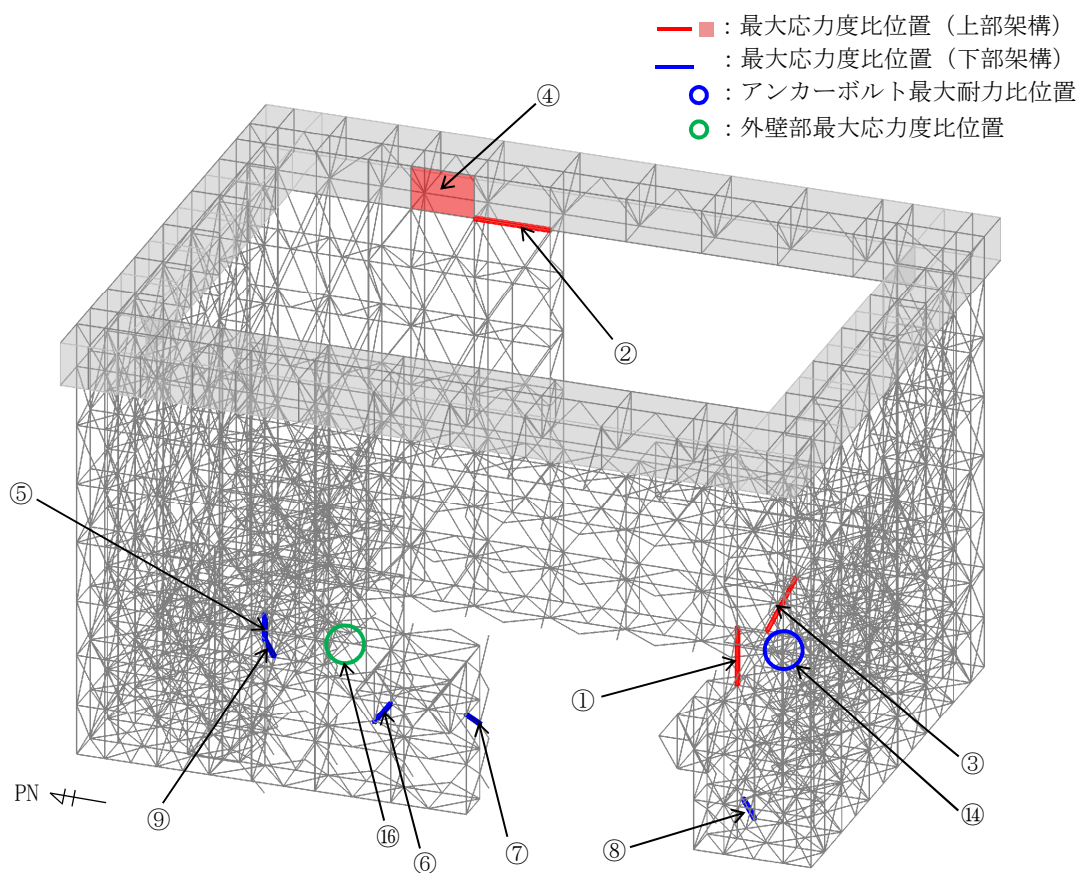


図 5. 2. 2-3(1) 最大応力度比位置図(一般部, 常時)

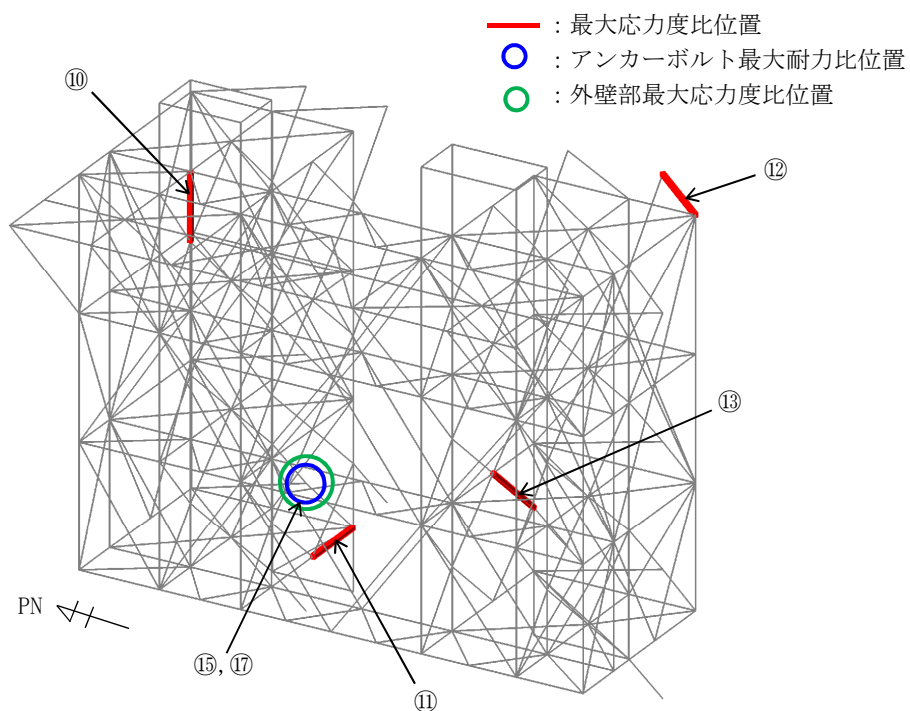


図 5. 2. 2-3(2) 最大応力度比位置図(燃料取扱設備支持部, 常時)

表 5. 2. 2-4(1) 断面検討結果 (一般部, 地震時) 上部架構

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
①	柱	H-400×400×13×21	E2 (case4)	σ_c	136.8	f_c	256.4	0.54	O. K.
②	梁	B[-300×220×16×25	E1 (case4)	σ_c	67.5	f_c	269.9	0.26	O. K.
③	鉛直 ブレース	ϕ -355.6×9.5	E1 (case4)	σ_c	245.5	f_c	282.0	0.88	O. K.
④	鋼板	PL-16 〈SN400B〉	E4 (case4)	σ_x	28.0	f_t	235.0	0.33	O. K.
				σ_y	9.1				
				τ_{xy}	41.6				

表 5. 2. 2-4(2) 断面検討結果 (一般部, 地震時) 下部架構

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
⑤	柱	H-400×400×13×21	E1 (case4)	σ_c	176.0	f_c	304.1	0.58	O. K.
⑥	梁	H-588×300×12×20	E1 (case4)	σ_t	138.0	f_t	325.0	0.43	O. K.
⑦	鉛直 ブレース	ϕ -267.4×6.6	E1 (case4)	σ_t	298.9	f_t	325.0	0.92	O. K.
⑧	接続部 水平ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	E4 (case4)	σ_t	298.8	f_t	325.0	0.92	O. K.
⑨	接続部 鉛直ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	E2 (case4)	σ_c	269.3	f_c	296.6	0.91	O. K.

表 5. 2. 2-4(3) 断面検討結果 (燃料取扱設備支持部, 地震時)

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	荷重 ケース (位置)*3	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
⑩	柱	H-400×400×13×21	E4 (case4)	σ_c	33.0	f_c	274.7	0.13	O.K.
⑪	梁	H-350×350×12×19	E1 (case4)	σ_c	38.7	f_c	302.3	0.13	O.K.
⑫	水平 ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	E1 (case4)	σ_t	60.6	f_t	325.0	0.19	O.K.
⑬	鉛直 ブレース	ϕ -355.6×7.9	E1 (case4)	σ_c	106.1	f_c	311.5	0.35	O.K.

*1 : ⑩~⑬の符号は図 5. 2. 2-4 の応力検討箇所を示す

*2 : 各部材の使用材料は, 特記なき限り, 鋼管 : STKN490B, その他 SN490B

*3 : 図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

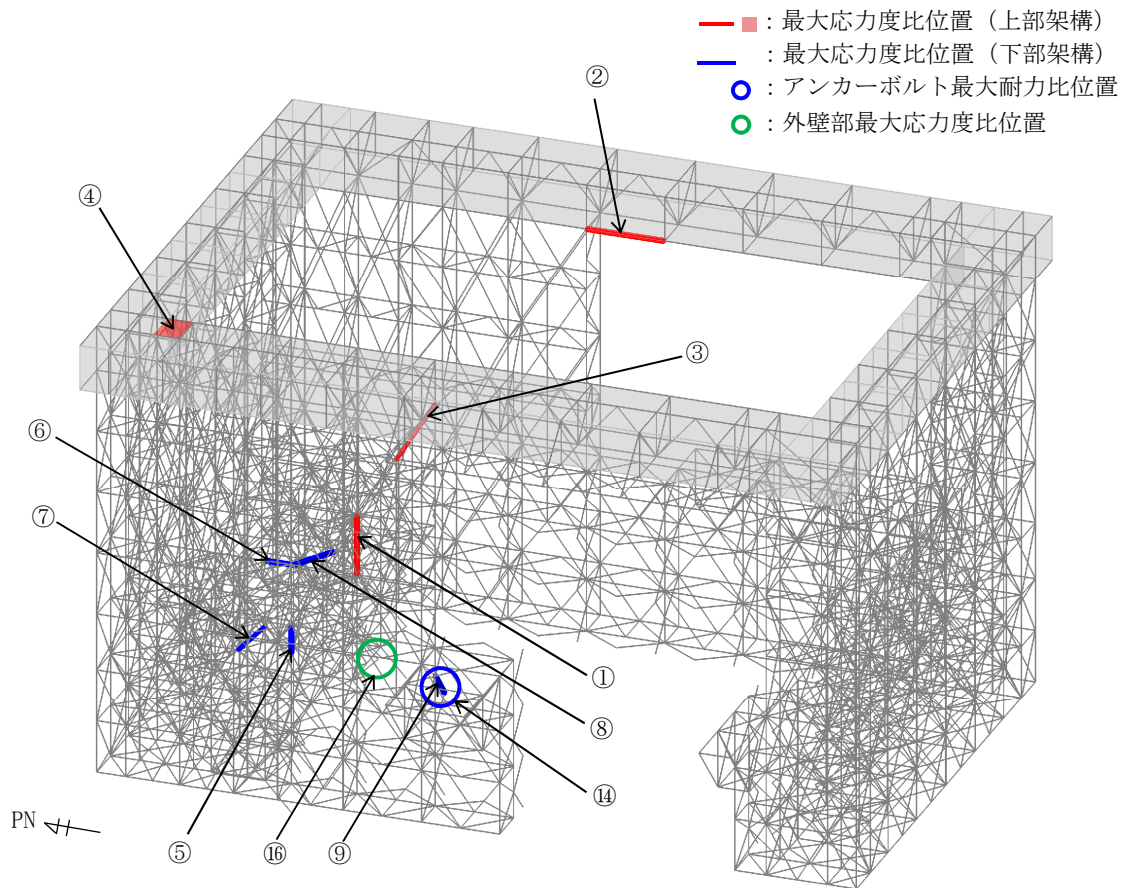


図 5. 2. 2-4(1) 最大応力度比位置図(一般部, 地震時)

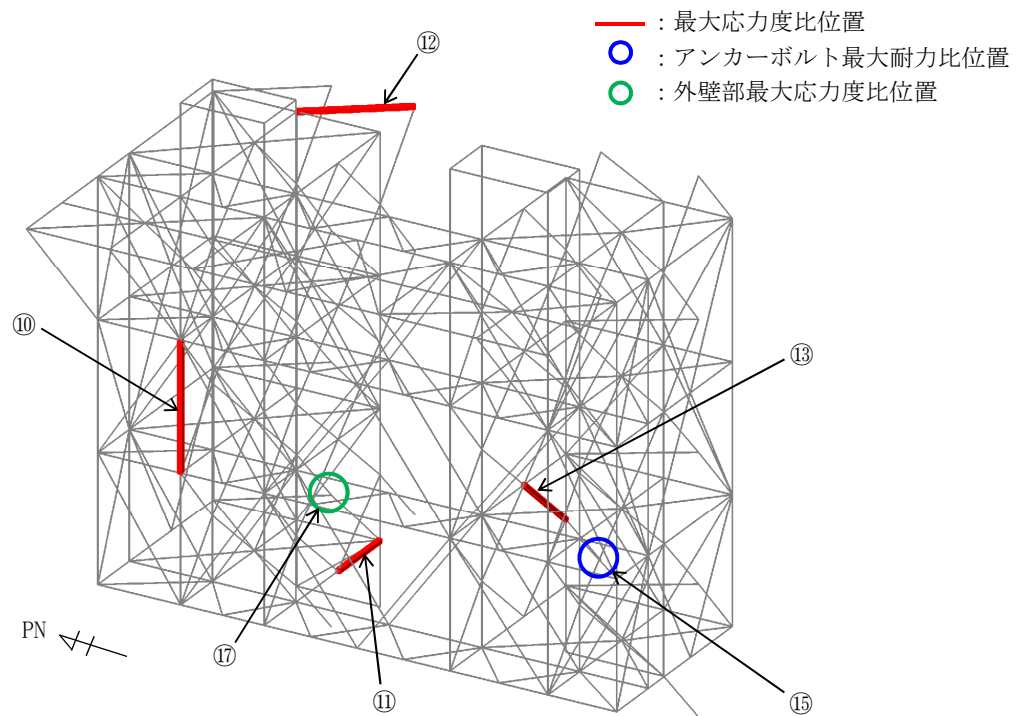


図 5. 2. 2-4(2) 最大応力度比位置図(燃料取扱設備支持部, 地震時)

5.2.3 屋根の構造強度に対する検討

(1) 断面検討

1) 弦材, 斜材, ブレース

部材の応力度比は, 「鋼構造設計規準」に従い, 下記にて検討を行う。

$$\cdot \text{軸圧縮の場合} \quad \frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

$$\cdot \text{軸引張の場合} \quad \frac{\sigma_t}{f_t} \leq 1$$

ここで, σ_c : 圧縮応力度 (N/A) (N/mm²)
 σ_t : 引張応力度 (T/A) (N/mm²)
N : 圧縮力 (N), T : 引張力 (N), A : 断面積 (mm²)
 f_c : 許容圧縮応力度 (N/mm²)
 f_t : 許容引張応力度 (N/mm²)

2) 検討結果

表 5.2.3-1 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。

断面検討の結果, 全ての部材に対する応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 5. 2. 3-1(1) 断面検討結果 (常時, ガレキ撤去時)

部位*1		部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置)*2	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
①	弦材	P-216.3φ×7.0t <STK490>	C (case1)	σ_c	48.2	f_c	213.1	0.23	O.K.
②	斜材	P-89.1φ×3.2t <STK400>	C (case1)	σ_t	42.3	f_t	156.7	0.27	O.K.
③	ブレース	1-M30 <SNR490B>	C (case1)	σ_t	107.7	f_t	216.7	0.50	O.K.

*1: ①~③の符号は図 5. 2. 3-1 の応力検討箇所を示す

*2: 図 5. 2. 1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

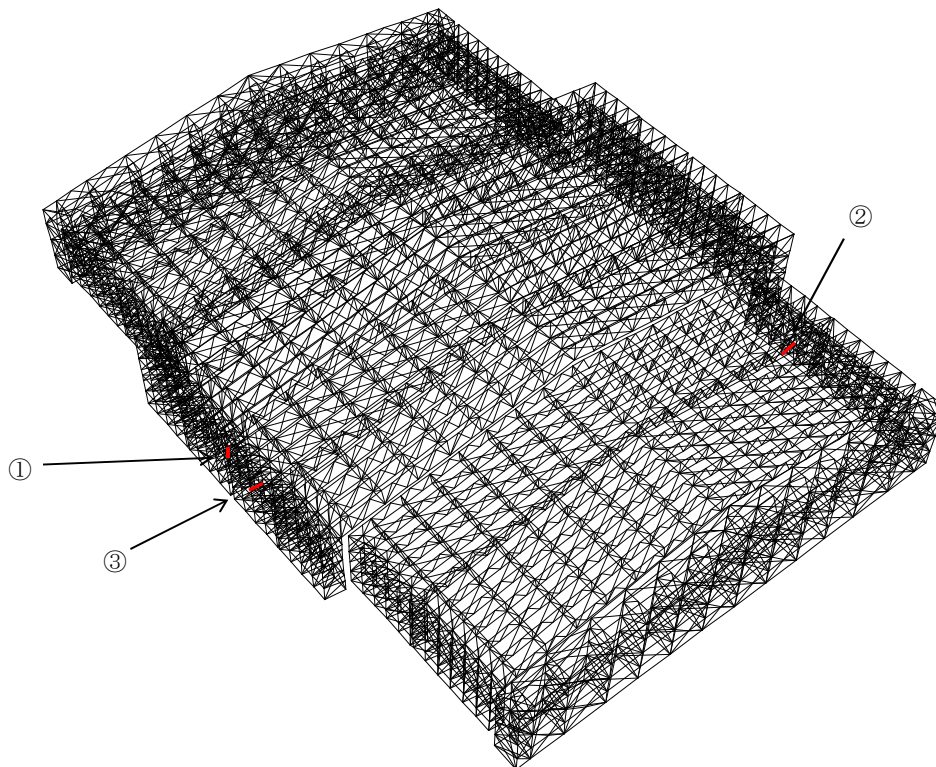


図 5. 2. 3-1 最大応力度比位置図

表 5. 2. 3-1(2) 断面検討結果 (常時, 燃料取り出し時)

部位*1		部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置)*2	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
①	弦材	P-216.3φ×6.0t <STK490>	C (case4)	σ_c	23.4	f_c	214.1	0.11	O.K.
②	斜材	P-89.1φ×3.2t <STK400>	C (case4)	σ_t	32.6	f_t	156.7	0.21	O.K.
③	ブレース	1-M27 <SNR490B>	C (case4)	σ_t	75.0	f_t	216.7	0.35	O.K.

*1: ①~③の符号は図 5. 2. 3-2 の応力検討箇所を示す

*2: 図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

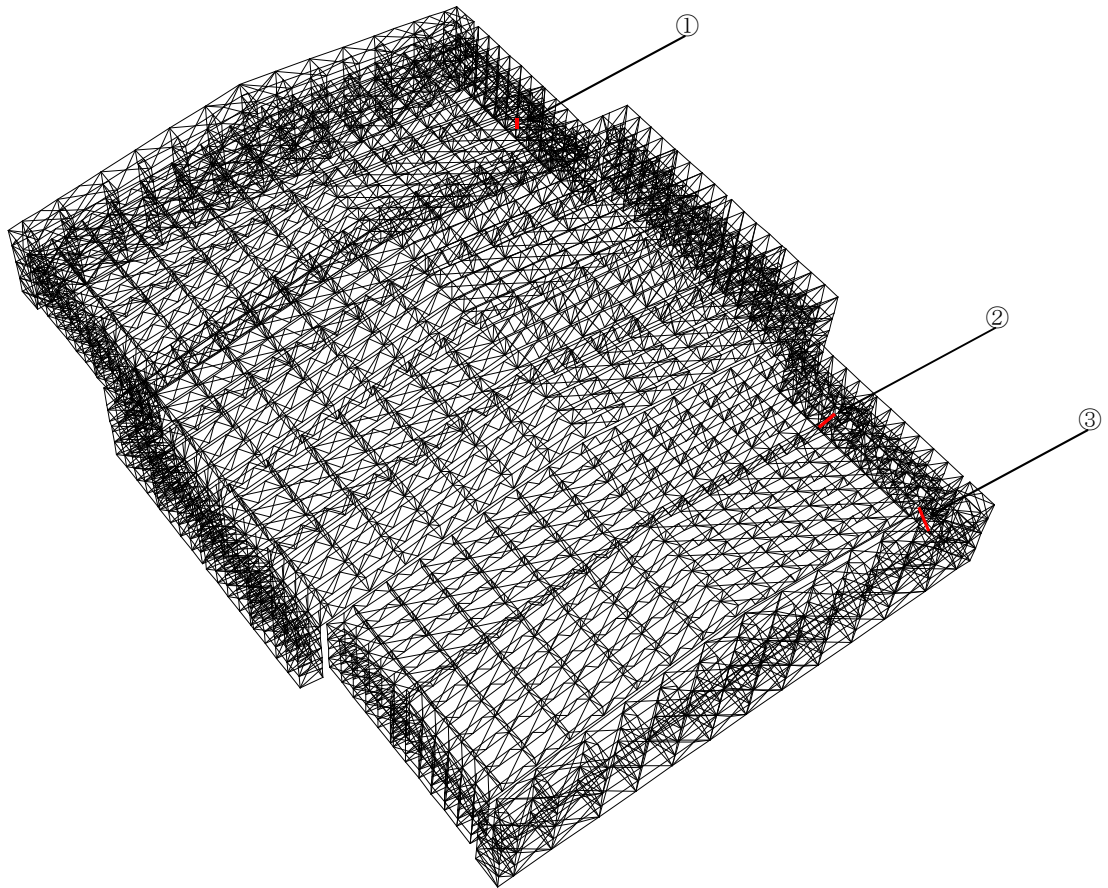


図 5. 2. 3-2 最大応力度比位置図

表 5. 2. 3-1 (3) 断面検討結果 (地震時, ガレキ撤去時)

部位*1		部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置)*2	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
①	弦材	P-216.3φ×7.0t <STK490>	E2 (case1)	σ_c	99.2	f_c	319.7	0.32	O.K.
②	斜材	P-89.1φ×3.2t <STK400>	E3 (case2)	σ_t	159.2	f_t	235.0	0.68	O.K.
③	ブレース	1-M27 <SNR490B>	E1 (case1)	σ_t	299.7	f_t	325.0	0.93	O.K.

*1 : ①~③の符号は図 5. 2. 3-3 の応力検討箇所を示す

*2 : 図 5. 2. 1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

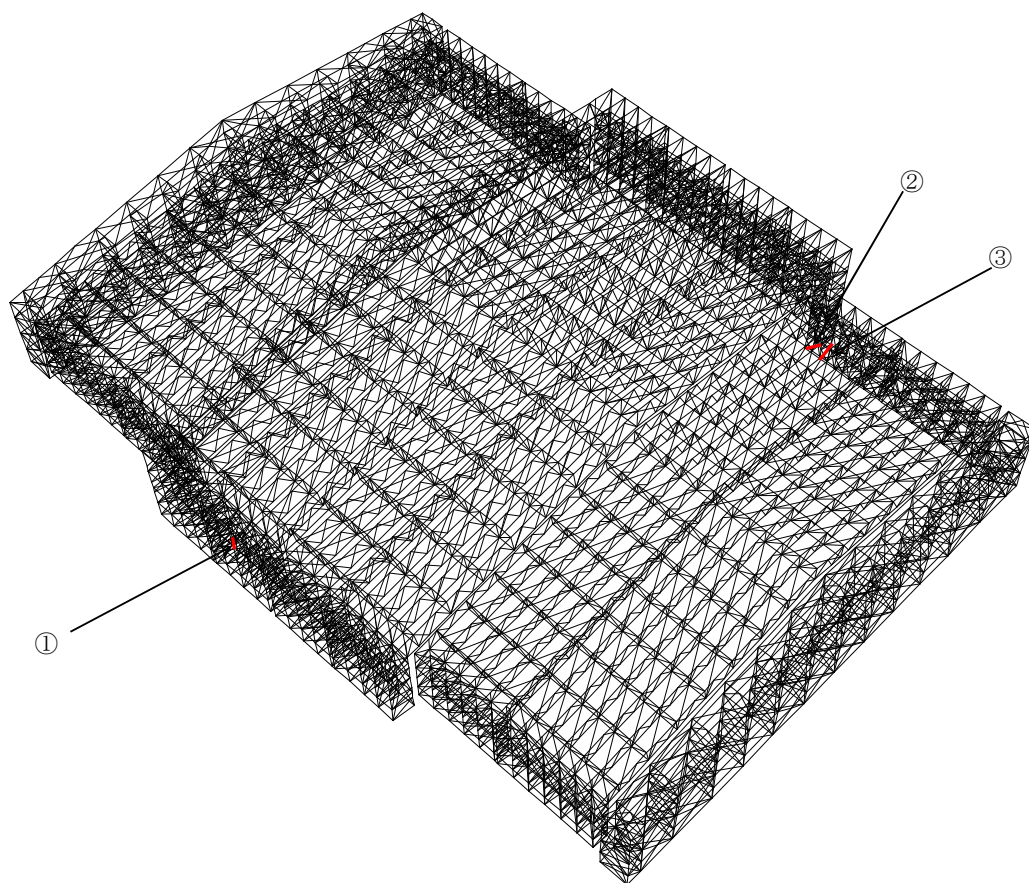


図 5. 2. 3-3 最大応力度比位置図

表 5. 2. 3-1(4) 断面検討結果 (地震時, 燃料取り出し時)

部位*1		部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置)*2	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
①	弦材	P-216.3φ×7.0t <STK490>	E2 (case4)	σ_t	81.6	f_t	325.0	0.26	O.K.
②	斜材	P-89.1φ×3.2t <STK400>	E3 (case4)	σ_t	154.2	f_t	235.0	0.66	O.K.
③	ブレース	1-M30 <SNR490B>	E1 (case4)	σ_t	261.0	f_t	325.0	0.81	O.K.

*1 : ①~③の符号は図 5. 2. 3-4 の応力検討箇所を示す

*2 : 図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

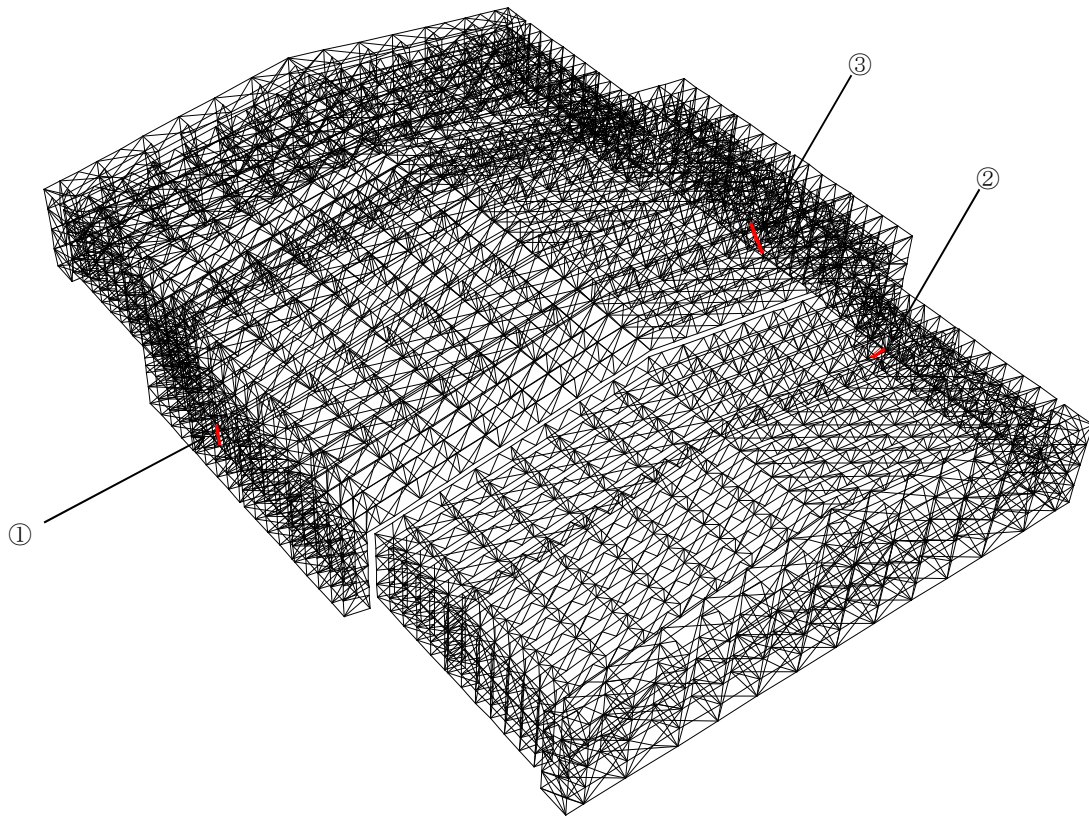


図 5. 2. 3-4 最大応力度比位置図

5.2.4 建屋取り合い部の構造強度に対する検討

(1) アンカーボルトの検討（引抜き，せん断）

大型カバーはアンカーボルトにより原子炉建屋外壁に取り付く。アンカーボルトの仕様は，M33（SNR490B）の接着系アンカーボルトとし，許容耐力は「あと施工アンカー施工指針（案）（一般社団法人日本建築あと施工アンカー協会）」，「各種合成構造設計指針・同解説」に従い，原子炉建屋の設計基準強度を用いて下式によって求める。表 5.2.4-1 にアンカーボルトの許容耐力を，図 5.2.4-1 にアンカー標準図を示す。

$$pa = \min(\phi_1 \cdot pa_1, \phi_2 \cdot pa_2, \phi_3 \cdot pa_3)$$

$$qa = \min(\phi_1 \cdot qa_1, \phi_2 \cdot qa_2)$$

$\phi_1 \sim \phi_3$: 低減係数（長期，短期）

pa : 接着系アンカーボルトの許容引張力（kN/本）

pa_1 : アンカーボルトの降伏により決まる許容引張力（kN/本）

pa_2 : 躯体のコーン状破壊により決まる許容引張力（kN/本）

pa_3 : 付着力により決まる許容引張力（kN/本）

qa : 接着系アンカーボルトの許容せん断力（kN/本）

qa_1 : アンカーボルトのせん断強度により決まる許容せん断力（kN/本）

qa_2 : 躯体の支圧強度により決まる許容せん断力（kN/本）

表 5.2.4-1 接着系アンカーボルトの許容耐力

部位		一般部	燃料取扱設備支持部	
			GL+13.7	
タイプ		標準	標準	
鋼材種類		M33	M33	
		SNR490B	SNR490B	
埋め込み長さ (mm)		375	375	
アンカーボルト間隔 (mm)		400	400	
長期	許容引張力 (pa_L) (kN/本)	83	118	99
	許容せん断力 (qa_L) (kN/本)	76	76	76
短期	許容引張力 (pa_S) (kN/本)	166	236	199
	許容せん断力 (qa_S) (kN/本)	152	152	152

アンカーボルトの検討は、建屋取り合い部に生じる最大支点反力に対し、下式にて検討を行う。

$$\frac{P}{P_a} \leq 1$$

$$\frac{Q}{Q_a} \leq 1$$

$$\left(\frac{P}{P_a}\right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_a}\right)^2 \leq 1$$

P_a : アンカーボルトの許容引張耐力 (kN)

Q_a : アンカーボルトの許容せん断耐力 (kN)

P : アンカーボルトの引張力 (kN)

Q : アンカーボルトのせん断力 (kN)

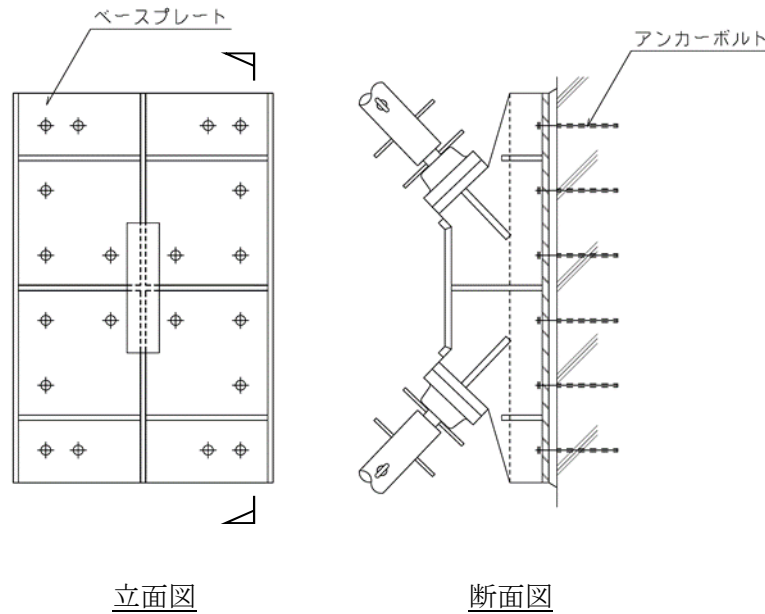


図 5.2.4-1 アンカー標準図

1) ガレキ撤去時

表 5.2.4-2 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、アンカーボルトの最大耐力比は 1 以下になることを確認した。

表 5.2.4-2(1) アンカーボルトの検討結果（一般部，常時）

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑭ アンカー ボルト (12)	C (case1)	36	749	996	912	0.83	O. K.

表 5.2.4-2(2) アンカーボルトの検討結果（燃料取扱設備支持部，常時）

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑮ アンカー ボルト (12)	C (case1)	0	349	1416	912	0.39	O. K.

*1：図 5.2.2-1 に応力検討箇所を示す

*2：図 5.2.1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

表 5. 2. 4-2(3) アンカーボルトの検討結果 (一般部, 地震時)

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑭ アンカー ボルト (34)	E3 (case1)	0	3412	5644	5168	0.67	0. K.

表 5. 2. 4-2(4) アンカーボルトの検討結果 (燃料取扱設備支持部, 地震時)

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑮ アンカー ボルト (12)	E1 (case1)	0	474	2832	1824	0.26	0. K.

*1 : 図 5. 2. 2-2 に応力検討箇所を示す

*2 : 図 5. 2. 1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

2) 燃料取り出し時

表 5. 2. 4-3 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、アンカーボルトの最大耐力比は 1 以下になることを確認した。

表 5. 2. 4-3(1) アンカーボルトの検討結果 (一般部, 常時)

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑭ アンカー ボルト (12)	C (case4)	0	744	996	912	0. 82	0. K.

表 5. 2. 4-3(2) アンカーボルトの検討結果 (燃料取扱設備支持部, 常時)

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑮ アンカー ボルト (16)	C (case4)	0	770	1584	1216	0. 64	0. K.

*1 : 図 5. 2. 2-3 に応力検討箇所を示す

*2 : 図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

表 5. 2. 4-3(3) アンカーボルトの検討結果 (一般部, 地震時)

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑭ アンカー ボルト (36)	E2 (case4)	0	3537	5976	5472	0.65	0. K.

表 5. 2. 4-3(4) アンカーボルトの検討結果 (燃料取扱設備支持部, 地震時)

部位*1 (アンカー本数)	荷重 ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		耐力比	判定
		引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容 引張力 Pa (kN)	許容 せん断力 Qa (kN)		
⑮ アンカー ボルト (12)	E1 (case4)	0	695	2832	1824	0.39	0. K.

*1 : 図 5. 2. 2-4 に応力検討箇所を示す

*2 : 図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

(2) 原子炉建屋外壁部の検討

原子炉建屋外壁部に生じる最大圧縮反力に対し、下式にて検討を行う。

図 5. 2. 4-2 にベースプレート標準図を示す。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} \leq 1$$

ここで、 σ_c : 圧縮応力度 (N/A) (N/mm²)

N : 圧縮力 (N), A : ベースプレート面積 (B×H) (mm²)

f_c : 許容応力度 (N/mm²)

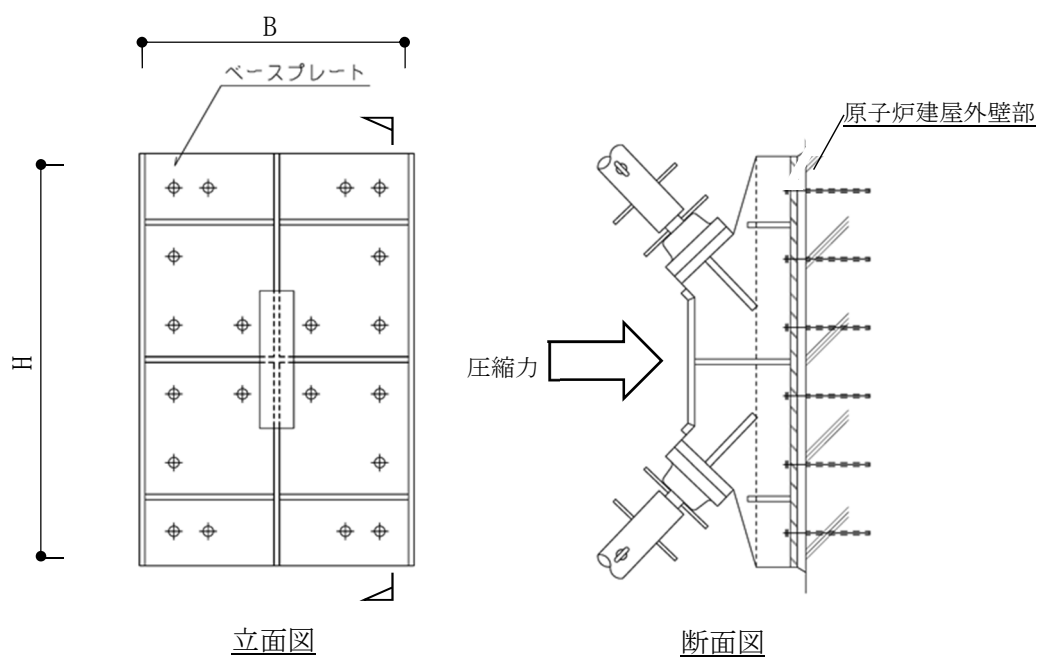


図 5. 2. 4-2 ベースプレート標準図

1) ガレキ撤去時

表 5. 2. 4-4 及び表 5. 2. 4-5 に応力度比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果，原子炉建屋外壁部の最大応力度比は 1 以下になることを確認した。

表 5. 2. 4-4(1) 外壁部の検討結果（一般部，常時）

部位 ^{*1}		荷重ケース (位置) ^{*2}	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
⑩⑥	外壁	C (case1)	0.3	7.4	0.05	O. K.

表 5. 2. 4-4(2) 外壁部の検討結果（燃料取扱設備支持部，常時）

部位 ^{*1}		荷重ケース (位置) ^{*2}	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
⑩⑦	外壁	C (case2)	0.3	7.4	0.05	O. K.

*1：図 5. 2. 2-1 に応力検討箇所を示す

*2：図 5. 2. 1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

表 5. 2. 4-5(1) 外壁部の検討結果（一般部，地震時）

部位 ^{*1}		荷重ケース (位置) ^{*2}	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
⑩⑥	外壁	E1 (case2)	0.6	14.8	0.05	O. K.

表 5. 2. 4-5(2) 外壁部の検討結果（燃料取扱設備支持部，地震時）

部位 ^{*1}		荷重ケース (位置) ^{*2}	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
⑩⑦	外壁	E1 (case2)	0.3	14.8	0.03	O. K.

*1：図 5. 2. 2-2 に応力検討箇所を示す

*2：図 5. 2. 1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

2) 燃料取り出し時の検討

表 5. 2. 4-6 及び表 5. 2. 4-7 に応力度比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果，原子炉建屋外壁部の最大応力度比は 1 以下になることを確認した。

表 5. 2. 4-6(1) 外壁部の検討結果（一般部，常時）

部位 ^{*1}		荷重ケース (位置) ^{*2}	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
⑩	外壁	C (case4)	0.3	7.4	0.05	O. K.

表 5. 2. 4-6(2) 外壁部の検討結果（燃料取扱設備支持部，常時）

部位 ^{*1}		荷重ケース (位置) ^{*2}	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
⑩	外壁	C (case4)	0.4	7.4	0.06	O. K.

*1：図 5. 2. 2-3 に応力検討箇所を示す

*2：図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

表 5. 2. 4-7(1) 外壁部の検討結果（一般部，地震時）

部位 ^{*1}		荷重ケース (位置) ^{*2}	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
⑩	外壁	E1 (case4)	0.6	14.8	0.05	O. K.

表 5. 2. 4-7(2) 外壁部の検討結果（燃料取扱設備支持部，地震時）

部位 ^{*1}		荷重ケース (位置) ^{*2}	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
⑩	外壁	E1 (case4)	0.5	14.8	0.04	O. K.

*1：図 5. 2. 2-4 に応力検討箇所を示す

*2：図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

5.2.5 天井クレーンの構造強度に対する検討

(1) 断面検討

1) クレーンガーダ

部材の応力度比は、「鋼構造設計規準」に従い、曲げモーメントに対して下式にて検討を行う。

$$\frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1$$

ここで、 σ_b : 曲げ応力度 (M/Z) (N/mm²)

f_b : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

2) 検討結果

2.1) ガレキ撤去時

表 5.2.5-1 に断面検討結果を示す。

断面検討の結果、全応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 5.2.5-1(1) 断面検討結果 (常時)

部位	部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置) ^{*1}	作用 応力度 (鉛直) (N/mm ²)		許容 応力度 (鉛直) (N/mm ²)		応力 度比	判定
			σ_b		f_b			
① クレーン ガーダ	□-1500×2700 <SM490>	C (case1)	σ_b	82.3	f_b	216.7	0.38	O.K.

*1 : 図 5.2.1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

表 5.2.5-1(2) 断面検討結果 (地震時)

部位	部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置) ^{*1}	作用 応力度 (鉛直) (N/mm ²)		許容 応力度 (鉛直) (N/mm ²)		応力 度比	判定
			σ_b		f_b			
① クレーン ガーダ	□-1500×2700 <SM490>	E2 (case1)	σ_b	82.3	f_b	325.0	0.26	O.K.

*1 : 図 5.2.1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

2.2) 燃料取り出し時

表 5.2.5-2 に断面検討結果を示す。

断面検討の結果，全応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 5.2.5-2(1) 断面検討結果（常時）

部位	部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置)*1	作用 応力度 (鉛直) (N/mm ²)		許容 応力度 (鉛直) (N/mm ²)		応力 度比	判定
			σ_b		f_b			
① クレーン ガーダ	□-1500×2700 <SM490>	C (case4)	σ_b	55.6	f_b	216.7	0.26	O.K.

*1：図 5.2.1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

表 5.2.5-2(2) 断面検討結果（地震時）

部位	部材形状 (mm)	荷重 ケース (位置)*1	作用 応力度 (鉛直) (N/mm ²)		許容 応力度 (鉛直) (N/mm ²)		応力 度比	判定
			σ_b		f_b			
① クレーン ガーダ	□-1500×2700 <SM490>	E2 (case4)	σ_b	55.6	f_b	325.0	0.18	O.K.

*1：図 5.2.1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

5.2.6 外装材の構造強度に対する検討

(1) 検討箇所

大型カバーの側面を覆う外装材は、折板を用いる。強度検討は、外装材に風圧力により生じる応力度が短期許容応力度以下であることを確認する。なお、短期事象においては、暴風時の影響が支配的であることから、積雪時及び地震時の検討は省略する。検討箇所を図 5.2.6-1 に示す。

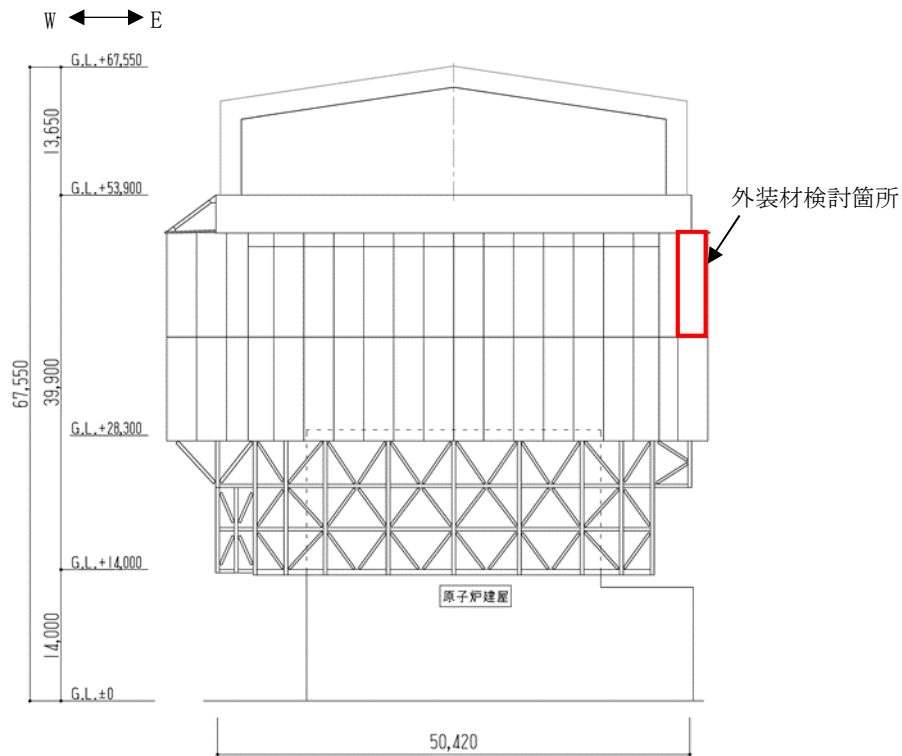


図 5.2.6-1 外装材検討箇所 (単位: mm)

(2) 設計用荷重の算定

設計用風圧力は、建築基準法施行令第 82 条の 4 及び建設省告示第 1458 号に基づき、基準風速 30m/s、地表面粗度区分Ⅱとして算定する。速度圧の算定結果を表 5.2.6-1 に、ピーク風力係数を表 5.2.6-2 に、風力係数の算定箇所を図 5.2.6-2 に示す。

表 5.2.6-1 速度圧の算定結果

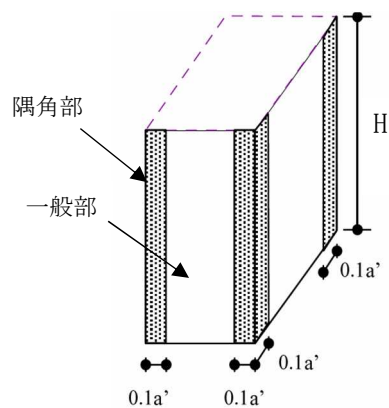
高さ* H (m)	平均風速の高さ方向の 分布を表す係数 E_r	基準風速 V_0 (m/s)	平均速度圧 q (N/m ²)
49.9	1.32	30	945

*：高さは外装材の最頂部の高さとした

表 5.2.6-2 ピーク風力係数

高さ* H (m)	壁面		
	正圧	負圧(一般部)	負圧(隅角部)
49.9	2.43	-2.40	-3.00

*：高さは外装材の最頂部の高さとした



a' は平面の短辺の長さ a と H の 2 倍の数値のうちいずれか小さな数値
(30 を超えるときは、30 とする) (単位 : m)

図 5.2.6-2 風力係数の算定箇所のイメージ

(3) 外装材の強度検討

検討は、応力が厳しくなる部位について行う。ここでは、折板の自重は考慮しないものとする。折板の間隔は0.6mで単純支持されているものと仮定する。

外装材の材料諸元を表5.2.6-3に示す。また、検討結果を表5.2.6-4に示す。

断面検討の結果、全ての外装材に対する応力度比が1以下になることを確認した。

表 5.2.6-3 外装材の材料諸元

板厚	自重	正曲げ方向		負曲げ方向	
		断面2次モーメント	断面係数	断面2次モーメント	断面係数
t (mm)	G (N/m ²)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)	I _x (cm ⁴ /m)	Z _x (cm ³ /m)
0.6	59	2.31	1.67	2.31	1.67

表 5.2.6-4 応力度に対する検討結果

部位	作用応力度 (N/mm ²)	許容 応力度* (N/mm ²)	応力度比	判定
外装材	78	137	0.57	O. K.

* : 「JIS G 3321-2010」による

・ 応力度に対する検討

壁面

$$w = 945 \times (-3.00) = -2835 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$M = (1/8) \times w \times L^2 = (1/8) \times (-2835) \times 0.6^2 \times 10^{-3} = -0.13 \text{ (kNm/m)}$$

$$\sigma_b = M/Z = 0.13 \times 10^6 / (1.67 \times 10^3) = 78 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_b / f_b = 78 / 137 = 0.57 \leq 1.0 \quad \text{O. K.}$$

5.3 耐震性（機能維持の検討）

5.3.1 検討方針

耐震性のうち機能維持の検討は、大型カバー、屋根、建屋取り合い部及び原子炉建屋について行い、1/2Ss450 に対して、これらの応答性状を適切に表現できる地震応答解析を用いて評価する。なお、地震応答解析は水平 2 方向及び鉛直方向の 3 方向の地震動を同時に入力する。

(1) 解析に用いる入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 5.3.1-1 に示す。モデルに入力する地震動は一次元波動論に基づき、解放基盤表面で定義される地震動 1/2Ss450 に対する地盤の応答として評価する。解放基盤表面位置（G.L. -206.0m（震災前 O.P. -196.0m））における地震動 1/2Ss450 Ss-1 及び Ss-2 の加速度時刻歴波形を図 5.3.1-2～図 5.3.1-4 に示す。

地震波の入力方向は下記のように表し、3 方向の組合せを表現する。

+NS：建屋北側から南側方向への地震入力

-NS：建屋南側から北側方向への地震入力

+EW：建屋東側から西側方向への地震入力

-EW：建屋西側から東側方向への地震入力

+UD：建屋上側から下側方向への地震入力

-UD：建屋下側から上側方向への地震入力

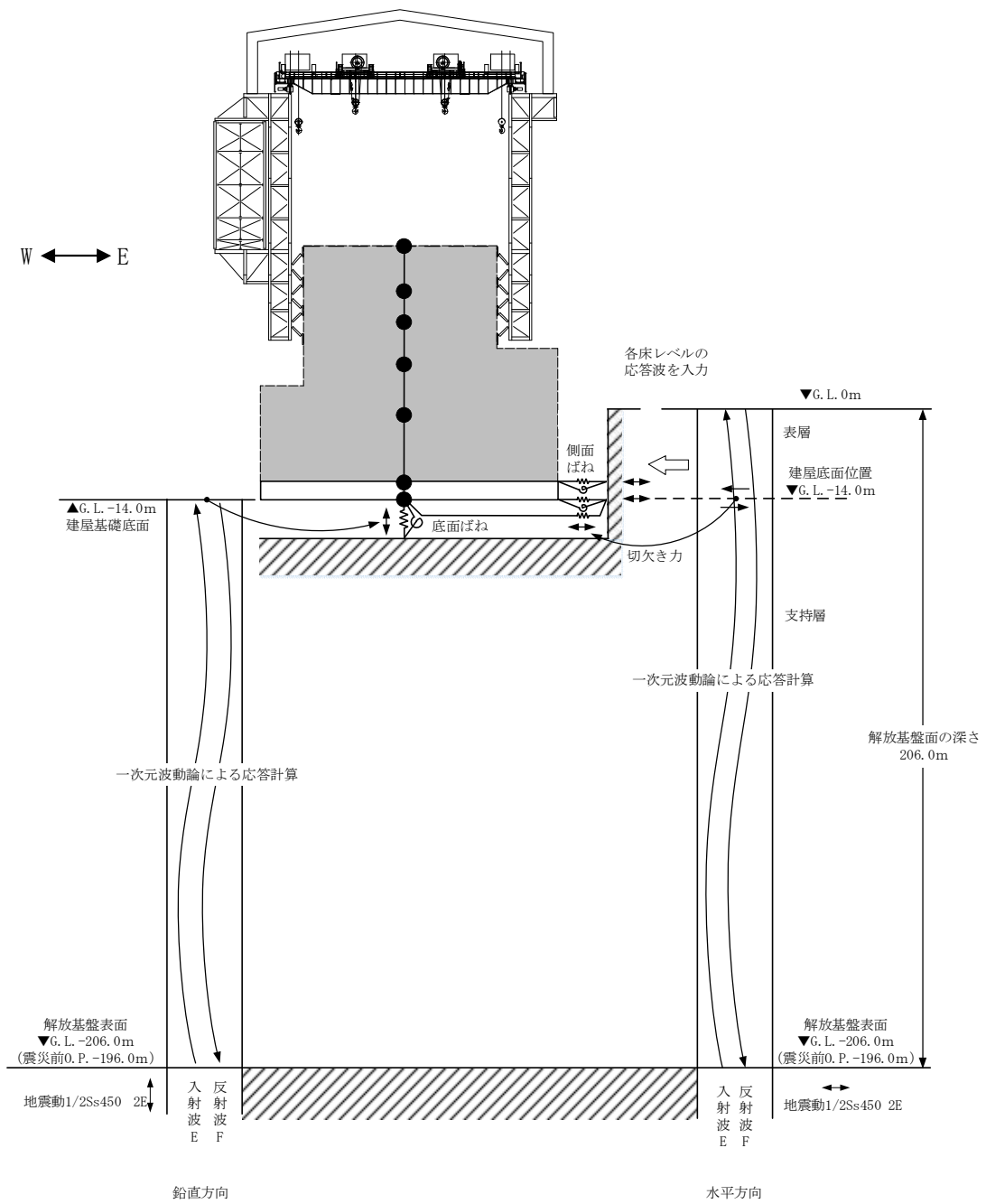
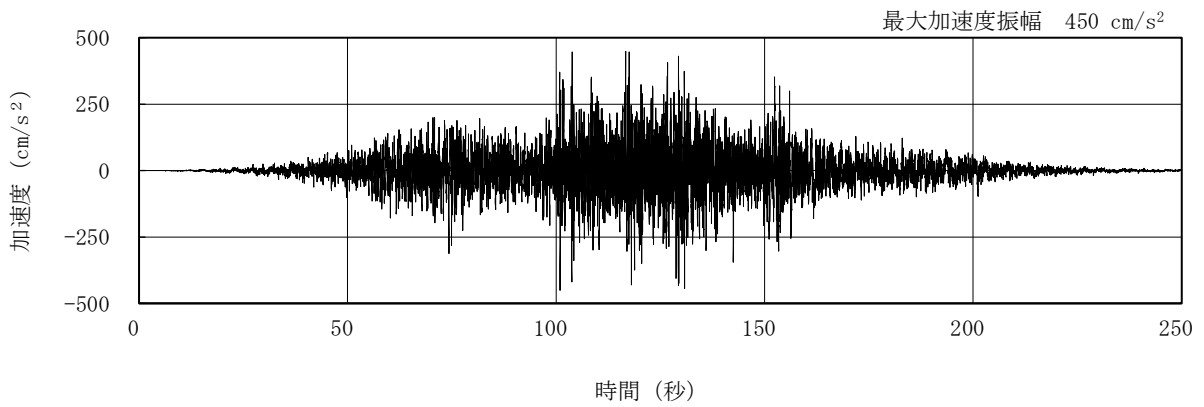
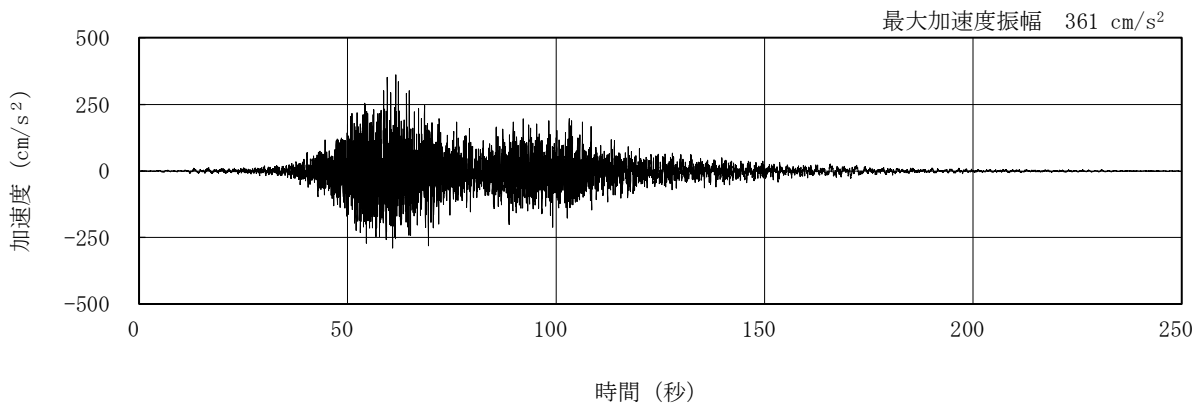


図 5.3.1-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

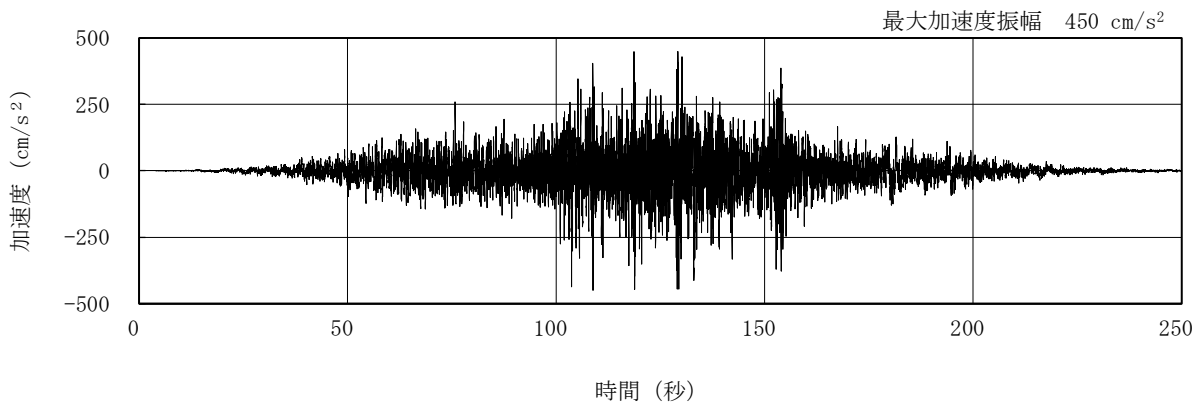


(1/2Ss450-1 NS 方向)

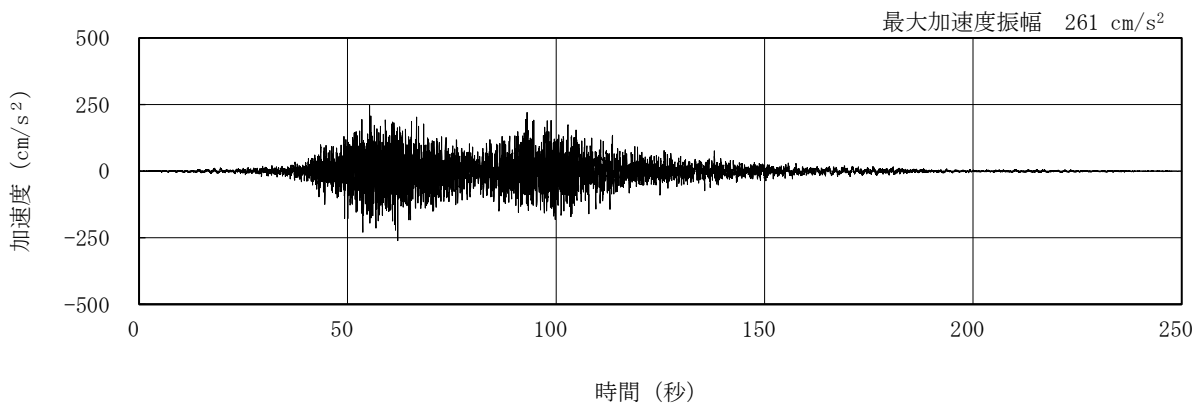


(1/2Ss450-2 NS 方向)

図 5.3.1-2 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(NS 方向)

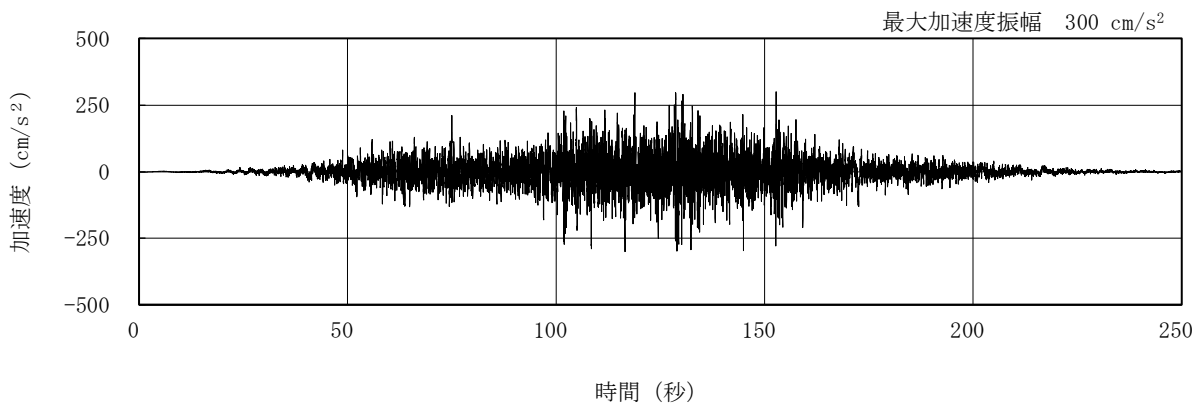


(1/2Ss450-1 EW 方向)

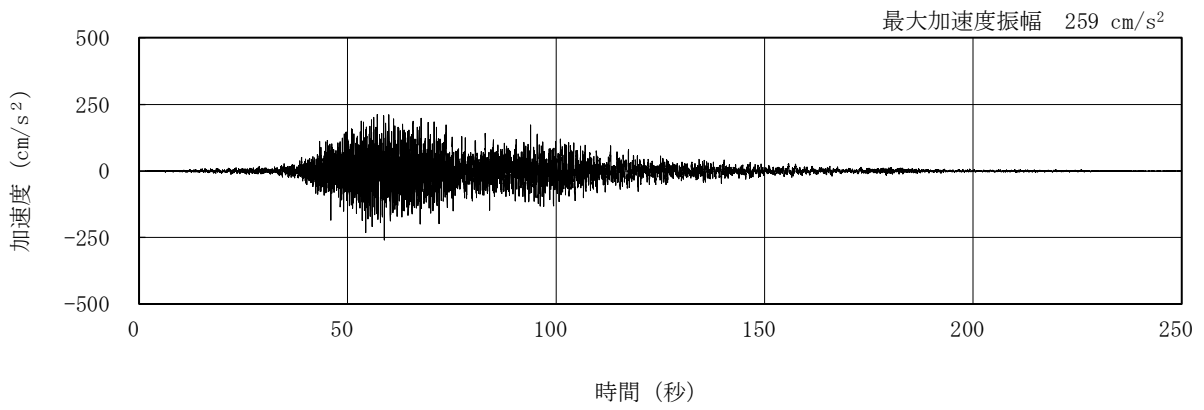


(1/2Ss450-2 EW 方向)

図 5.3.1-3 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(EW 方向)



(1/2Ss450-1 UD 方向)



(1/2Ss450-2 UD 方向)

図 5.3.1-4 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(鉛直方向)

(2) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、曲げ、せん断剛性及び軸剛性を考慮した原子炉建屋の質点系モデルの質点に、立体架構でモデル化した大型カバーを接続し、地盤との相互作用を考慮した建屋－地盤連成系モデルとする。なお、原子炉建屋の質点は炉心位置にモデル化する。解析モデルを図 5.3.1-5 に示す。

地震応答解析に用いる鉄骨の物性値を表 5.3.1-1 に示す。大型カバーの部材接合部の節点は機器荷重・仕上げ材等を考慮した重量とし、原子炉建屋の諸元は表 5.3.1-2～表 5.3.1-3 に示す諸元とする。大型カバーの柱・梁・鋼板は弾性部材とし、大型カバーのブレースは「鉄骨 X 型ブレース架構の復元力特性に関する研究」（日本建築学会構造工学論文集 37B 号 1991 年 3 月）に示されている修正若林モデルによる。また、原子炉建屋の質点系モデルは、軸方向は弾性とし、曲げとせん断に「JEAG4601-1991」に示されている非線形特性を考慮する。

大型カバーの地盤定数は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」（東京電力株式会社，平成 20 年 3 月 31 日）と同様とし、その結果を表 5.3.1-4 に示す。

原子炉建屋の地盤ばねは、「JEAG4601-1991」に示されている手法を参考にして、底面地盤を成層補正し振動アドミッタンス理論によりスウェイ及びロッキングばねを、側面地盤を Novak の方法により建屋側面ばねとして評価する。NS 方向，EW 方向，UD 方向の 3 方向全ての地盤ばねが取り付けいた解析モデルを用いる。

表 5.3.1-1 地震応答解析に用いる物性値

材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	減衰定数 h (%)	備考
鉄骨	2.05×10^5	0.3	77.0	2	SS400, SN400B, SM490A, SN490B, STKN490B, TMCP325B, S45C

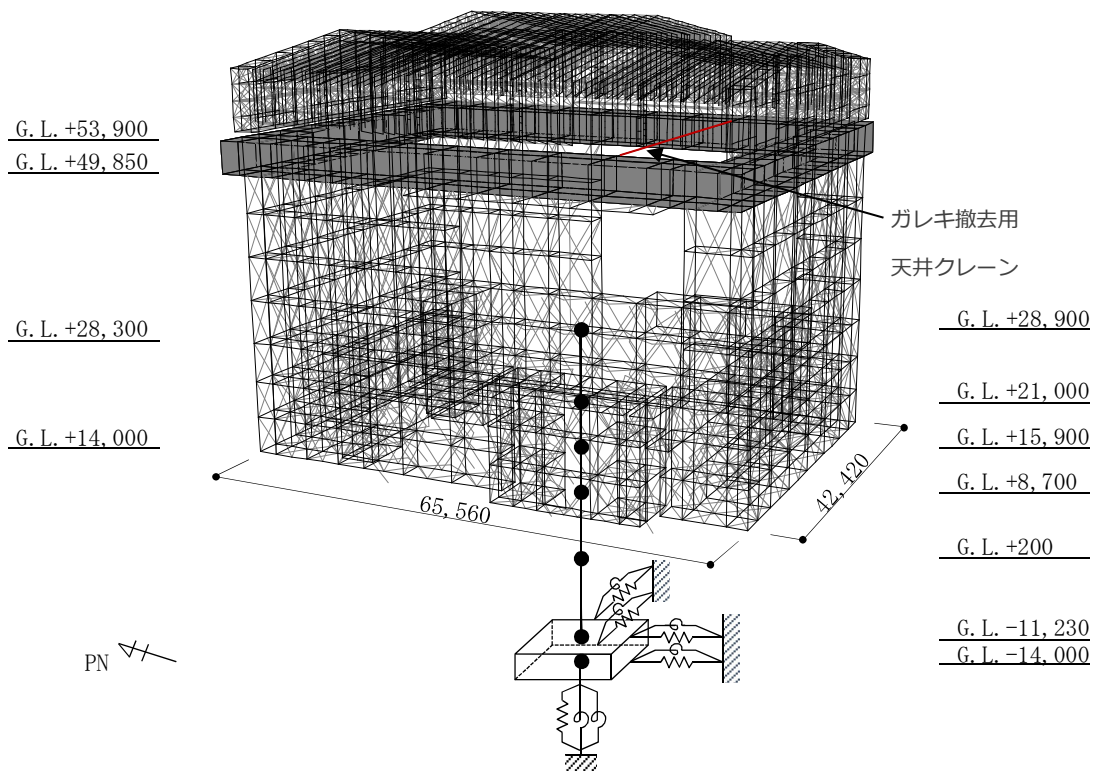


図 5.3.1-5 解析モデル

表 5.3.1-2(1) ガレキ撤去時の原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(a) 水平 (NS) 方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5$ kN \cdot m 2)	せん断断面積 A_S (m 2)	断面二次モーメント I (m 4)
+28.90	58690	84.43	135.0	16012
+21.00	72170	103.90		
+15.90	77220	111.11	160.8	21727
+8.70	87200	125.53	132.8	24274
+0.20	162800	234.31	155.6	36481
-11.23	185210	266.64	294.0	52858
-14.00	62400	89.83	1914.3	275530
合計	705690		ヤング係数 E_c 2.57×10^7 (kN/m 2) せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m 2) ポアソン比 ν 0.20 減衰 h 5%	

(b) 水平 (EW) 方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5$ kN \cdot m 2)	せん断断面積 A_S (m 2)	断面二次モーメント I (m 4)
+28.90	58690	48.33	102.7	9702
+21.00	72170	59.41		
+15.90	77220	63.55	163.9	13576
+8.70	87200	125.53	131.6	14559
+0.20	162800	234.31	197.8	36427
-11.23	185210	327.39	294.0	52858
-14.00	62400	110.32	1914.3	338428
合計	705690		ヤング係数 E_c 2.57×10^7 (kN/m 2) せん断弾性係数 G 1.07×10^7 (kN/m 2) ポアソン比 ν 0.20 減衰 h 5%	

*:「II.2.6 滞留水を貯留している (滞留している場合を含む) 建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性 (地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価)」において用いた各階重量

表 5.3.1-2(2) ガレキ撤去時の原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(c) 鉛直方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	軸断面積 A_N (m ²)	軸ばね剛性 K_A ($\times 10^8$ kN/m)
+28.90	58690		
		151.1	4.92
+21.00	72170		
		205.0	10.33
+15.90	77220		
		221.7	7.91
+8.70	87200		
		301.0	9.10
+0.20	162800		
		495.7	11.15
-11.23	185210		
		1914.3	177.61
-14.00	62400		
合計	705690		
		ヤング係数 E_c	2.57×10^7 (kN/m ²)
		せん断弾性係数 G	1.07×10^7 (kN/m ²)
		ポアソン比 ν	0.20
		減衰 h	5%

*:「II.2.6 滞留水を貯留している（滞留している場合を含む）建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性（地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価）」において用いた各階重量

表 5.3.1-3(1) 燃料取り出し時の原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(a) 水平 (NS) 方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I (m^4)
+28.90	106080	152.60		
			135.0	16012
+21.00	72170	103.90		
			160.8	21727
+15.90	77220	111.11		
			132.8	24274
+8.70	87730	126.29		
			155.6	36481
+0.20	163140	234.80		
			294.0	52858
-11.23	185210	266.64		
			1914.3	275530
-14.00	62400	89.83		
合計	753950			
			ヤング係数 E_c	$2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$
			せん断弾性係数 G	$1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$
			ポアソン比 ν	0.20
			減衰 h	5%

(b) 水平 (EW) 方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	回転慣性重量 $I_G (\times 10^5 \text{ kN}\cdot\text{m}^2)$	せん断断面積 $A_s (\text{m}^2)$	断面二次モーメント I (m^4)
+28.90	106080	87.35		
			102.7	9702
+21.00	72170	59.41		
			163.9	13576
+15.90	77220	63.55		
			131.6	14559
+8.70	87730	126.29		
			197.8	36427
+0.20	163140	234.80		
			294.0	52858
-11.23	185210	327.39		
			1914.3	338428
-14.00	62400	110.32		
合計	753950			
			ヤング係数 E_c	$2.57 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$
			せん断弾性係数 G	$1.07 \times 10^7 (\text{kN}/\text{m}^2)$
			ポアソン比 ν	0.20
			減衰 h	5%

*: 「II.2.6 滞留水を貯留している (滞留している場合を含む) 建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性 (地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価)」において用いた各階重量にガレキ撤去等による重量増減を考慮した数値

表 5.3.1-3(2) 燃料取り出し時の原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(c) 鉛直方向

G. L. (m)	質点重量* W (kN)	軸断面積 A_N (m ²)	軸ばね剛性 K_A ($\times 10^8$ kN/m)
+28.90	106080		
		151.1	4.92
+21.00	72170		
		205.0	10.33
+15.90	77220		
		221.7	7.91
+8.70	87730		
		301.0	9.10
+0.20	163140		
		495.7	11.15
-11.23	185210		
		1914.3	177.61
-14.00	62400		
合計	753950		
		ヤング係数 E_c	2.57×10^7 (kN/m ²)
		せん断弾性係数 G	1.07×10^7 (kN/m ²)
		ポアソン比 ν	0.20
		減衰 h	5%

*:「II.2.6 滞留水を貯留している（滞留している場合を含む）建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性（地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価）」において用いた各階重量にガレキ撤去等による重量増減を考慮した数値

表 5.3.1-4 地盤定数の設定結果

(a) 1/2Ss450-1

G. L. (m)	地質	せん断 波速度 Vs (m/s)	単位体 積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-20.0	泥岩 (解放基盤)	450	16.5	0.464	2.73	3.41	0.80	7.99	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.49	4.36	0.80	10.16	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	4.50	5.63	0.80	13.01	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.22	6.53	0.80	15.05	3	88.0
		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

(b) 1/2Ss450-2

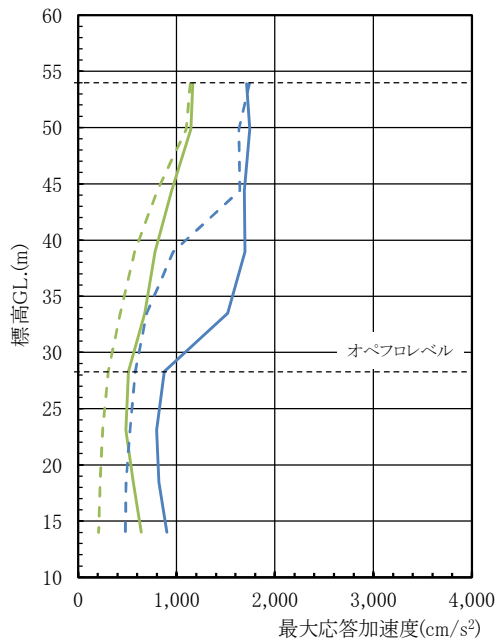
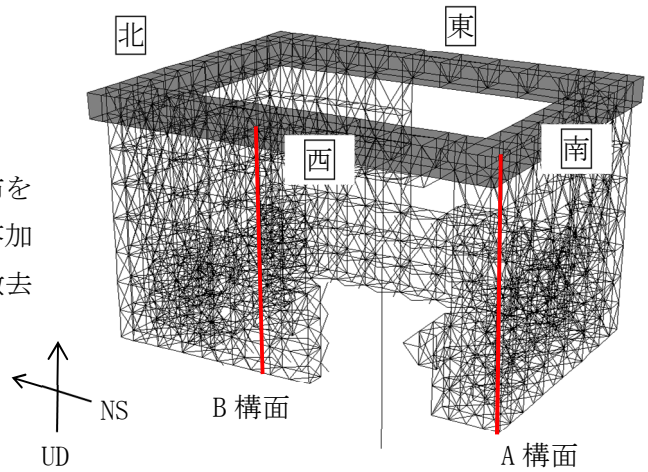
G. L. (m)	地質	せん断 波速度 Vs (m/s)	単位体 積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0										
-8.1	砂岩	380	17.8	0.473	2.33	2.62	0.89	6.86	3	8.1
-20.0	泥岩 (解放基盤)	450	16.5	0.464	3.03	3.41	0.89	8.87	3	11.9
-90.0		500	17.1	0.455	3.88	4.36	0.89	11.29	3	70.0
-118.0		560	17.6	0.446	5.01	5.63	0.89	14.49	3	28.0
-206.0		600	17.8	0.442	5.81	6.53	0.89	16.76	3	88.0
		700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

5.3.2 大型カバーの耐震性に対する検討

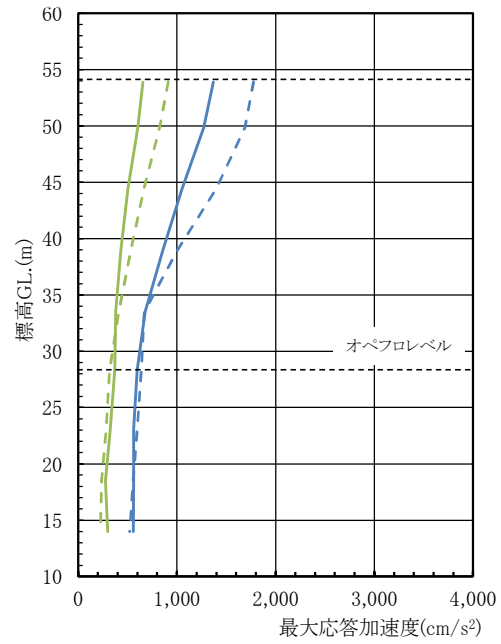
(1) 地震応答解析結果

1) ガレキ撤去時

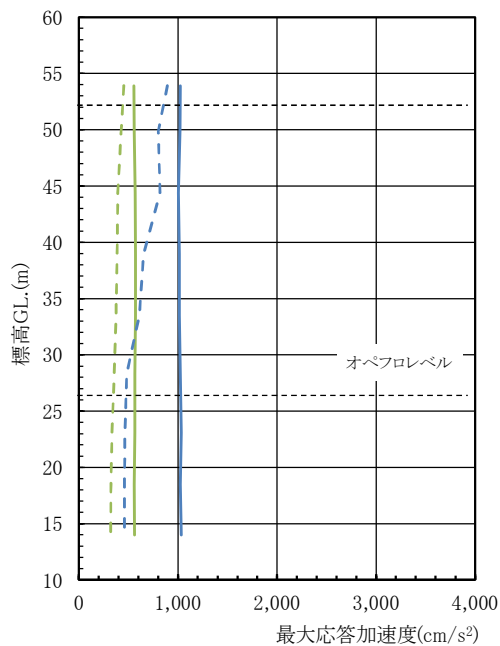
ガレキ撤去時の一般部の最大応答加速度分布を図 5.3.2-1 に、燃料取扱設備支持部の最大応答加速度分布を図 5.3.2-2 に示す。なお、ガレキ撤去用天井クレーン位置は case1 とする。



(a) 水平(NS)成分 (A, B構面)



(b) 水平(EW)成分 (A, B構面)



(c) 鉛直(UD)成分 (A, B構面)

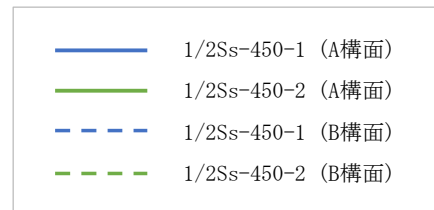
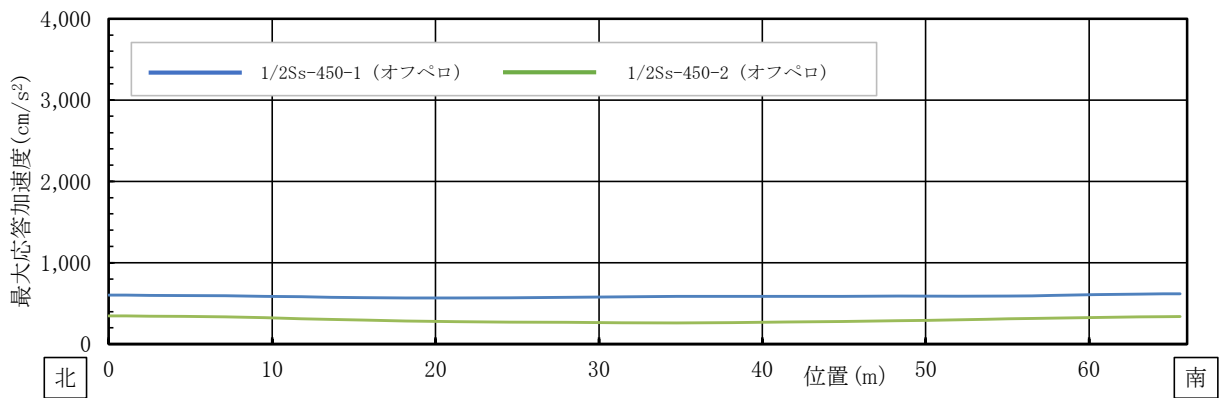
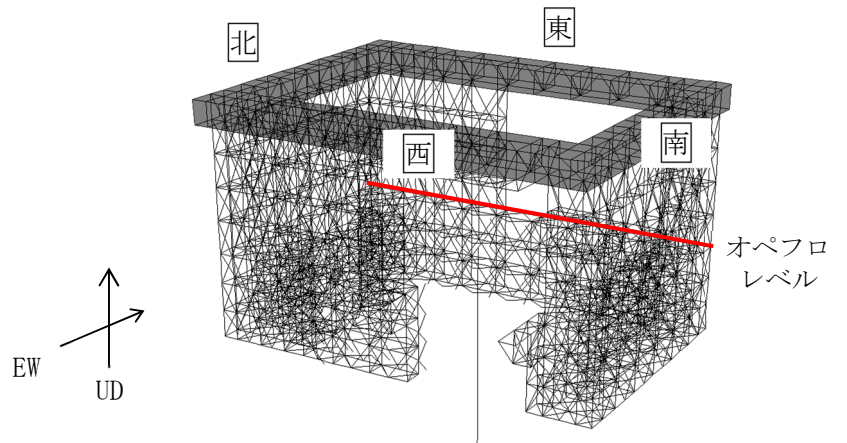
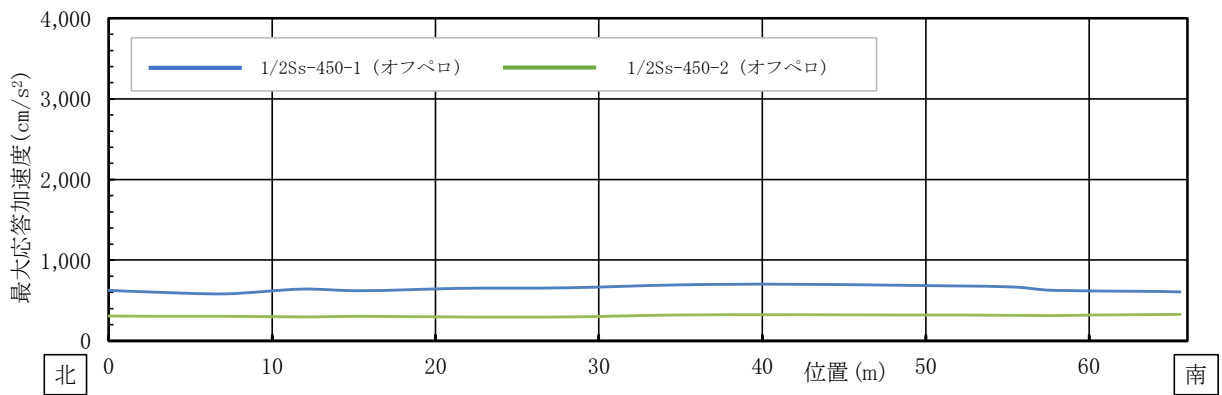


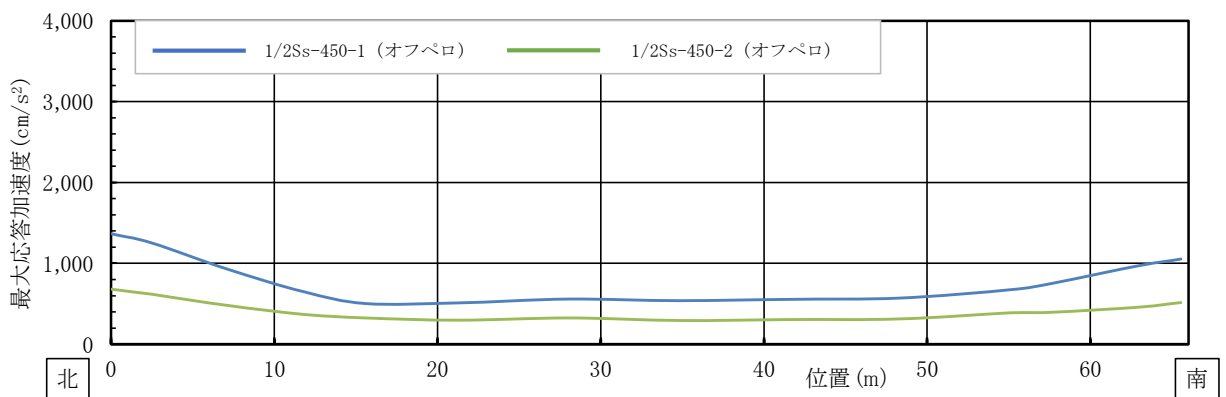
図 5.3.2-1(1) NS・EW・UD 方向 最大応答加速度分布(一般部)



(d) 水平(NS)成分 (オペフロレベル)

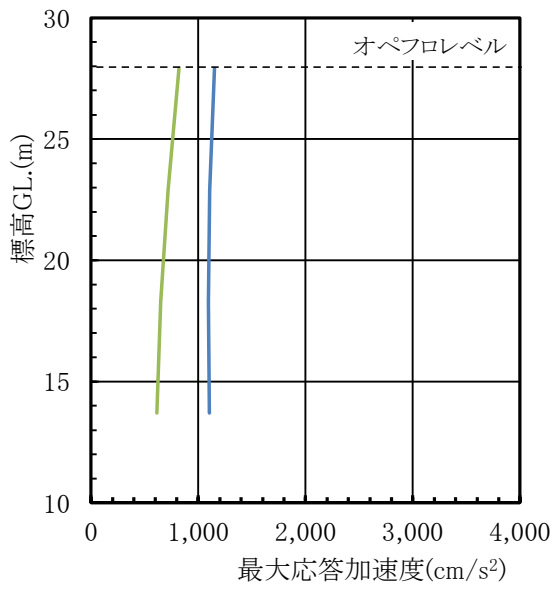
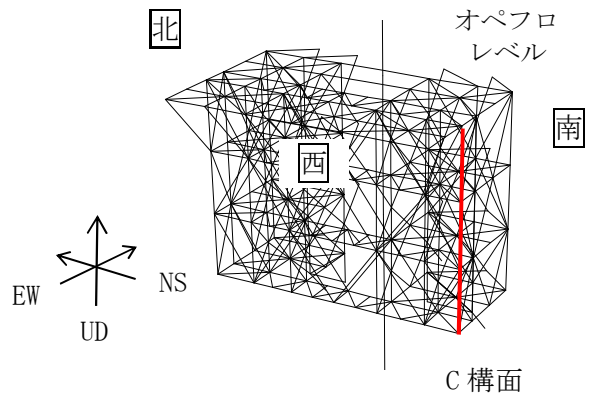


(e) 水平(EW)成分 (オペフロレベル)

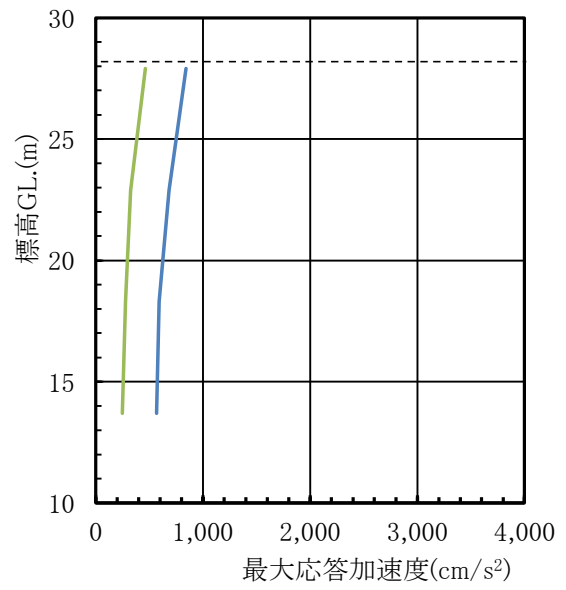


(f) 鉛直(UD)成分 (オペフロレベル)

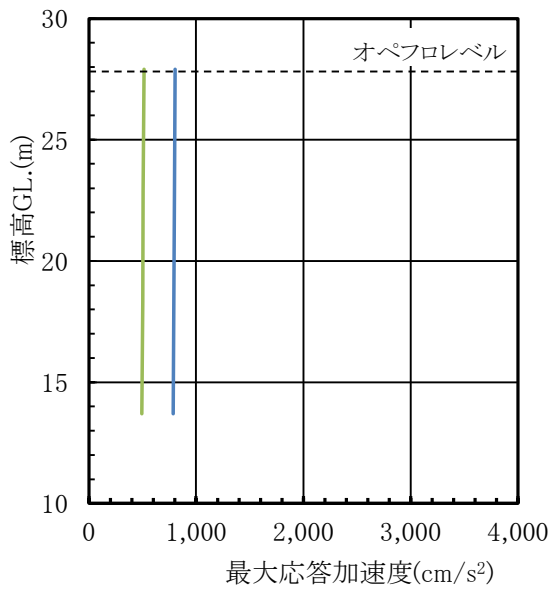
図 5.3.2-1(2) NS・EW・UD 方向 最大応答加速度分布(一般部)



(a) 水平(NS)成分 (C構面)



(b) 水平(EW)成分 (C構面)



(c) 鉛直(UD)成分 (C構面)

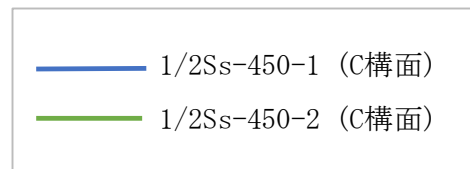
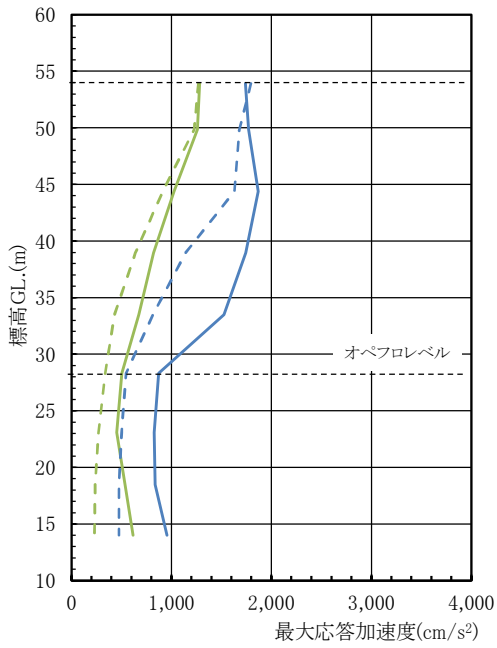
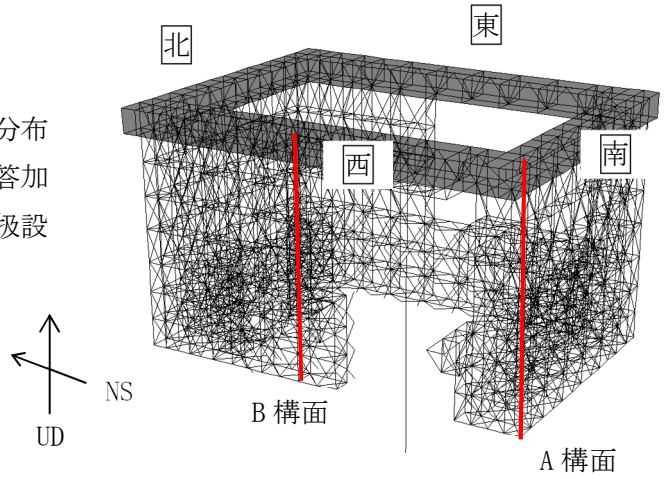


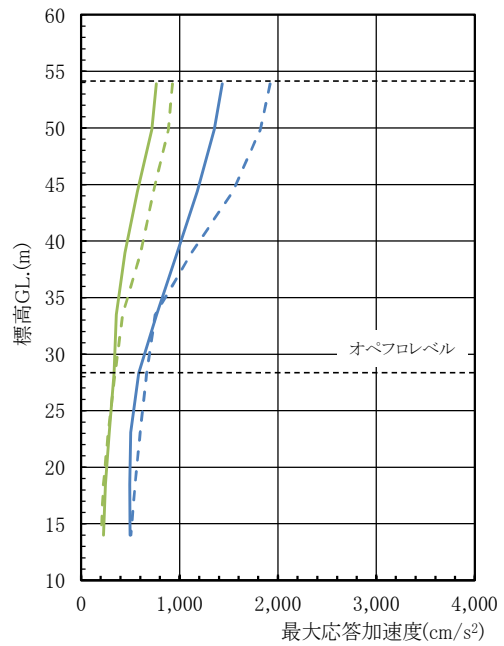
図 5.3.2-2 NS・EW・UD 方向 最大応答加速度分布(燃料取扱設備支持部)

2) 燃料取り出し時

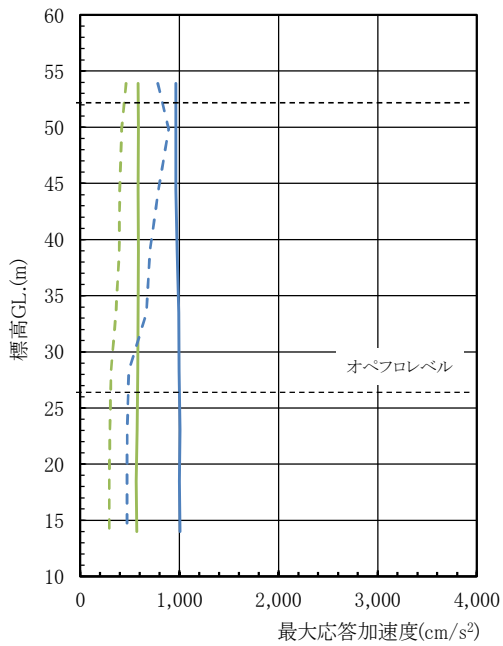
燃料取り出し時の一般部の最大応答加速度分布を図 5.3.2-3 に、燃料取扱設備支持部最大応答加速度分布を図 5.3.2-4 に示す。なお、燃料取扱設備位置は case4 とする。



(a) 水平(NS)成分 (A, B構面)



(b) 水平(EW)成分 (A, B構面)



(c) 鉛直(UD)成分 (A, B構面)

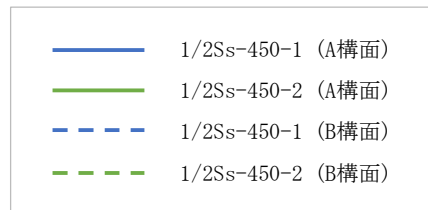
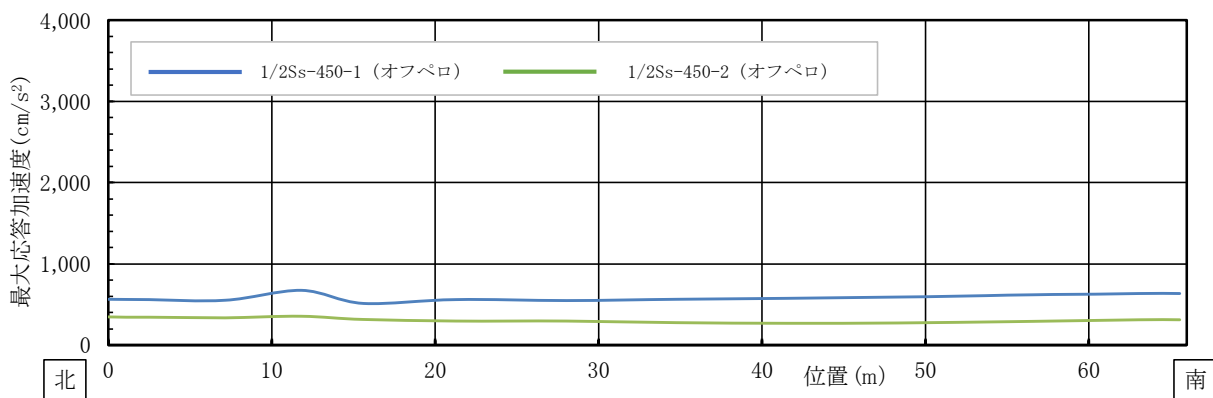
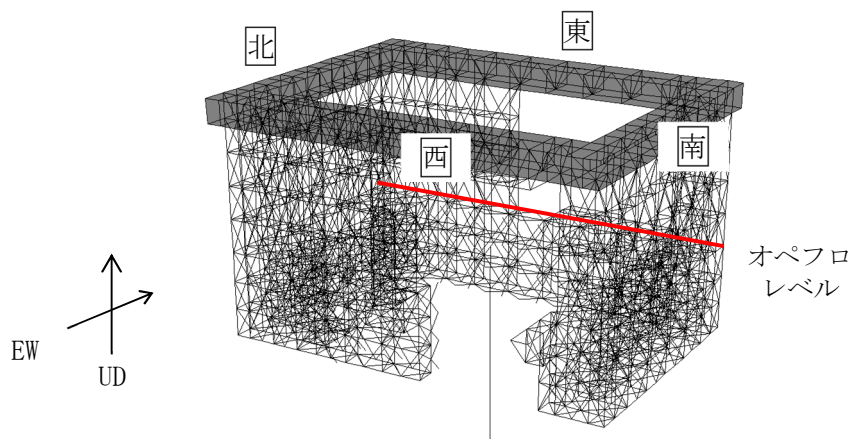
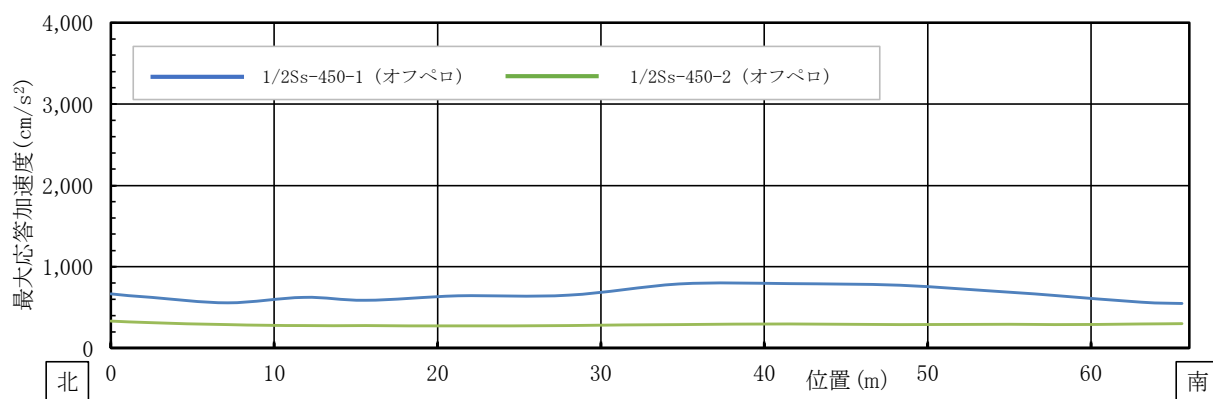


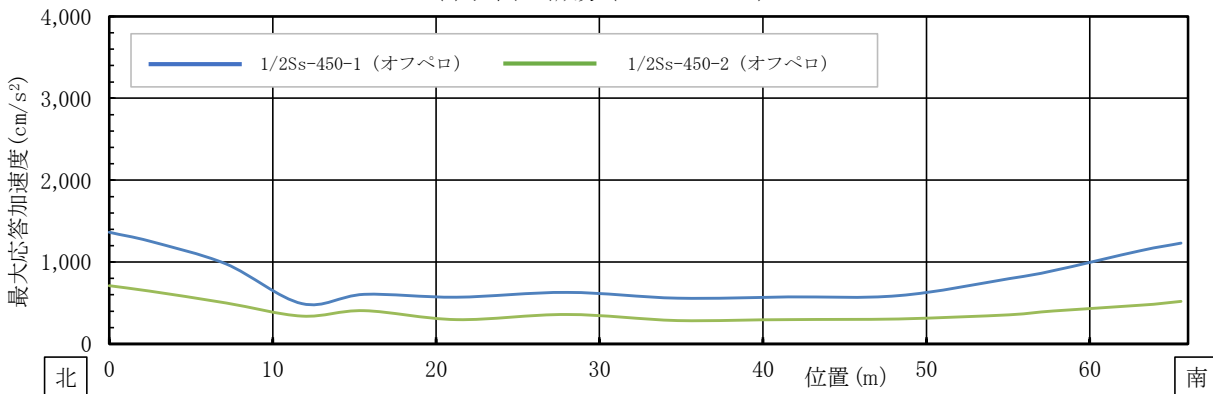
図 5.3.2-3(1) NS・EW・UD 方向 最大応答加速度分布(一般部)



(d) 水平(NS)成分 (オペフロレベル)

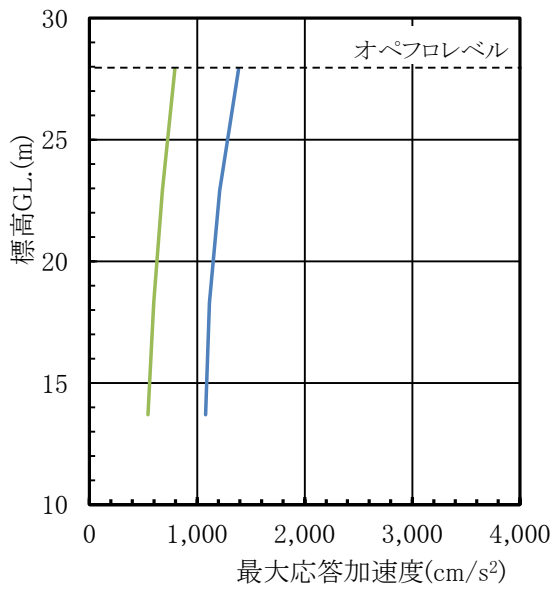
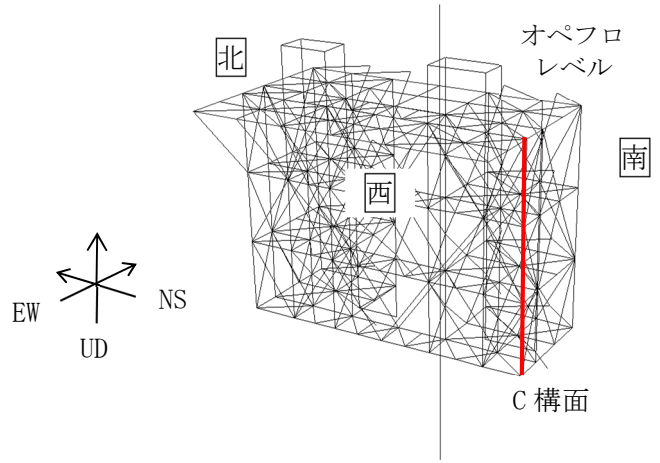


(e) 水平(EW)成分 (オペフロレベル)

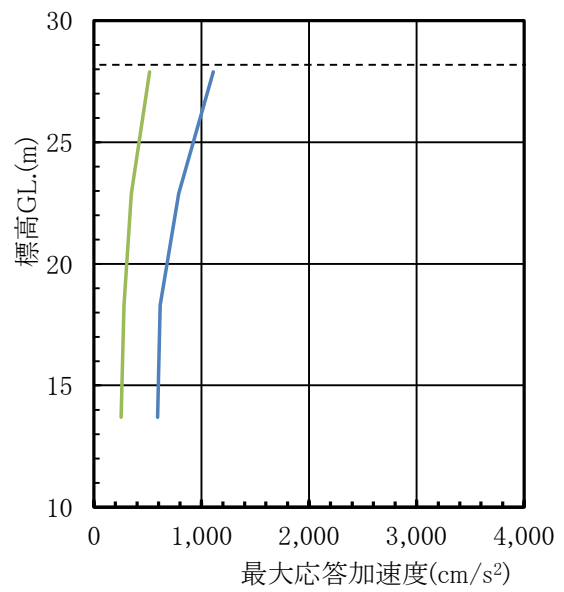


(f) 鉛直(UD)成分 (オペフロレベル)

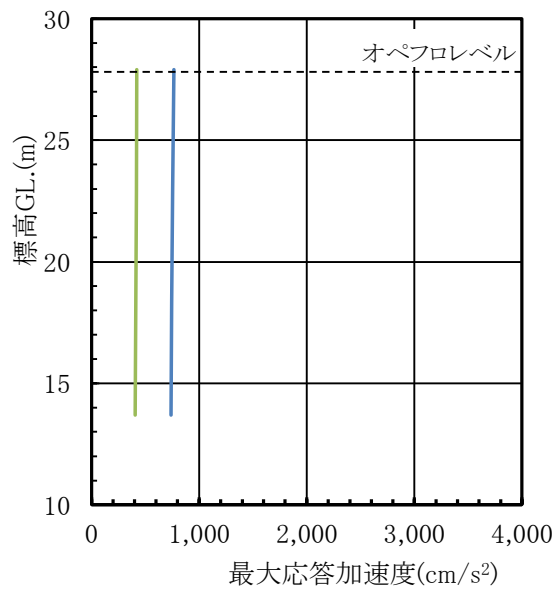
図 5. 3. 2-3(2) NS・EW・UD 方向 最大応答加速度分布 (一般部)



(a) 水平(NS)成分 (C構面)



(b) 水平(EW)成分 (C構面)



(c) 鉛直(UD)成分 (C構面)

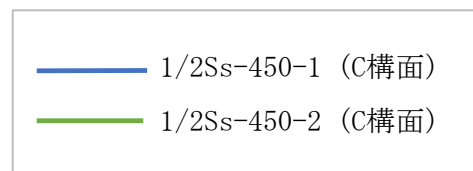


図 5.3.2-4 NS・EW・UD 方向 最大応答加速度分布(燃料取扱設備支持部)

(2) 機能維持の検討

地震応答解析結果が、JSCA 性能設計説明書 2017 年版（社団法人日本建築構造技術者協会，2018 年）を参考に定めたクライテリア（「層間変形角は 1/75 以下，層の塑性率は 4 以下，部材の塑性率は 5 以下」*）を満足することを確認する。なお，大型カバーは立体架構による検討のため，JSCA 性能メニューのうち層の塑性率の評価を省略する。

また，主要架構（柱，梁）の解析結果が「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」（財団法人日本建築センター，平成 19 年 7 月 20 日）に示されるクライテリア（層間変形角は 1/100 以下，層の塑性率は 2 以下，部材の塑性率は 4 以下）を超える場合には水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し，安全性を確認する。

*：北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，2006 年 6 月

1) 層間変形角の検討

a) ガレキ撤去時

最大応答層間変形角を表 5.3.2-1 に示す。

検討の結果，最大応答層間変形角は 1/75 以下となりクライテリアを満足することを確認した。

表 5.3.2-1 一般部の最大応答層間変形角の検討結果

検討箇所	地震波 (位置)*1	方向	応答値	クライテリア	判定
南北側 G. L. +53.9(m) ～G. L. +28.3(m) h =25.6(m)	1/2Ss450-1 (case1)	NS	1/167	1/75	O. K.
東西側 G. L. +53.9(m) ～G. L. +28.3(m) h =25.6(m)	1/2Ss450-1 (case1)	EW	1/176	1/75	O. K.

*1：図 5.2.1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

b) 燃料取り出し時

最大応答層間変形角を表 5.3.2-2 に示す。

検討の結果、最大応答層間変形角は 1/75 以下となりクライテリアを満足することを確認した。

表 5.3.2-2 一般部の最大応答層間変形角の検討結果

検討箇所	地震波 (位置)*1	方向	応答値	クライテリア	判定
南北側 G. L. +53.9 (m) ~G. L. +28.3 (m) h=25.6 (m)	1/2Ss450-1 (case4)	NS	1/160	1/75	O. K.
東西側 G. L. +53.9 (m) ~G. L. +28.3 (m) h=25.6 (m)	1/2Ss450-1 (case4)	EW	1/163	1/75	O. K.

*1 : 図 5.2.1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

2) 断面検討

部材の応答結果が塑性化する箇所があるため、断面検討結果は応力度比または塑性率で示す。

部材の応力度比は、軸力と各許容応力度との比で表される。部材の塑性率は、引張及び圧縮に対して最大軸力時のひずみを引張耐力又は座屈耐力時のひずみで除した値で表される。表 5.3.2-3 及び 5.3.2-4 に断面検討結果を示す。なお、各許容応力度、引張耐力及び座屈耐力算定時の材料強度は「平成 12 年建設省告示第 2464 号」に定められた基準強度 F 値の 1.1 倍を用いる。

a) ガレキ撤去時

表 5.3.2-3 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。断面検討の結果、全ての部材の応力度比が 1 以下または、塑性率が 5 以下になることを確認した。

表 5.3.2-3(1) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，応力度比）上部架構

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
①	柱	H-428×407×20×35	1/2Ss450-1 (case1)	-NS-EW-UD	σ_c	286.2	f_c	344.0	0.84	O. K.
②	梁	B[-300×220×16×25	1/2Ss450-1 (case1)	-NS-EW+UD	σ_c	175.1	f_c	322.9	0.55	O. K.
③	ブレース	ϕ -355.6×7.9	1/2Ss450-1 (case1)	-NS+EW+UD	σ_c	251.3	f_c	337.2	0.75	O. K.
④	鋼板	PL-16 〈SN400B〉	1/2Ss450-1 (case1)	+NS+EW+UD	σ_x	45.9	f_t	258.0	0.63	O. K.
					σ_y	15.0				
					τ_{xy}	90.7				

表 5.3.2-3(2) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，塑性率）上部架構

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	塑性率	判定
⑤	鉛直ブレース	ϕ -267.4×6.6	1/2Ss450-1 (case1)	+NS-EW-UD	2.15	O. K.

表 5.3.2-3(3) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，応力度比）下部架構

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
⑥	柱	H-400×400×13×21	1/2Ss450-1 (case1)	-NS+EW-UD	σ_c	273.6	f_c	320.4	0.86	O. K.
⑦	梁	H-588×300×12×20	1/2Ss450-1 (case1)	+NS+EW+UD	σ_t	235.8	f_t	357.5	0.66	O. K.

表 5.3.2-3(4) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，塑性率）下部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	塑性率	判定
⑧	鉛直ブレース φ -267.4×6.6	1/2Ss450-1 (case1)	+NS+EW-UD	2.42	0. K.
⑨	接続部水平ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	1/2Ss450-1 (case1)	+NS-EW-UD	2.82	0. K.
⑩	接続部鉛直ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	1/2Ss450-1 (case1)	+NS+EW+UD	1.96	0. K.

表 5.3.2-3(5) 断面検討結果（燃料取扱設備支持部，1/2Ss450 地震時，応力度比）

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
⑪	柱 H-400×400×13×21	1/2Ss450-1 (case1)	-NS-EW+UD	σ_c	37.9	f_c	326.1	0.12	0. K.
⑫	梁 H-350×350×12×19	1/2Ss450-1 (case1)	+NS-EW-UD	σ_t	77.5	f_t	357.5	0.22	0. K.
⑬	水平 ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	1/2Ss450-1 (case1)	+NS-EW-UD	σ_t	167.1	f_t	357.5	0.47	0. K.
⑭	鉛直 ブレース φ -355.6×7.9	1/2Ss450-1 (case1)	+NS-EW-UD	σ_c	144.2	f_c	349.6	0.42	0. K.

*1：①～⑭の符号は図 5.3.2-5 の応力検討箇所を示す

*2：特記なき限り，各部材の使用材料は，鋼管：STKN490B，その他は SN490B

*3：図 5.2.1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

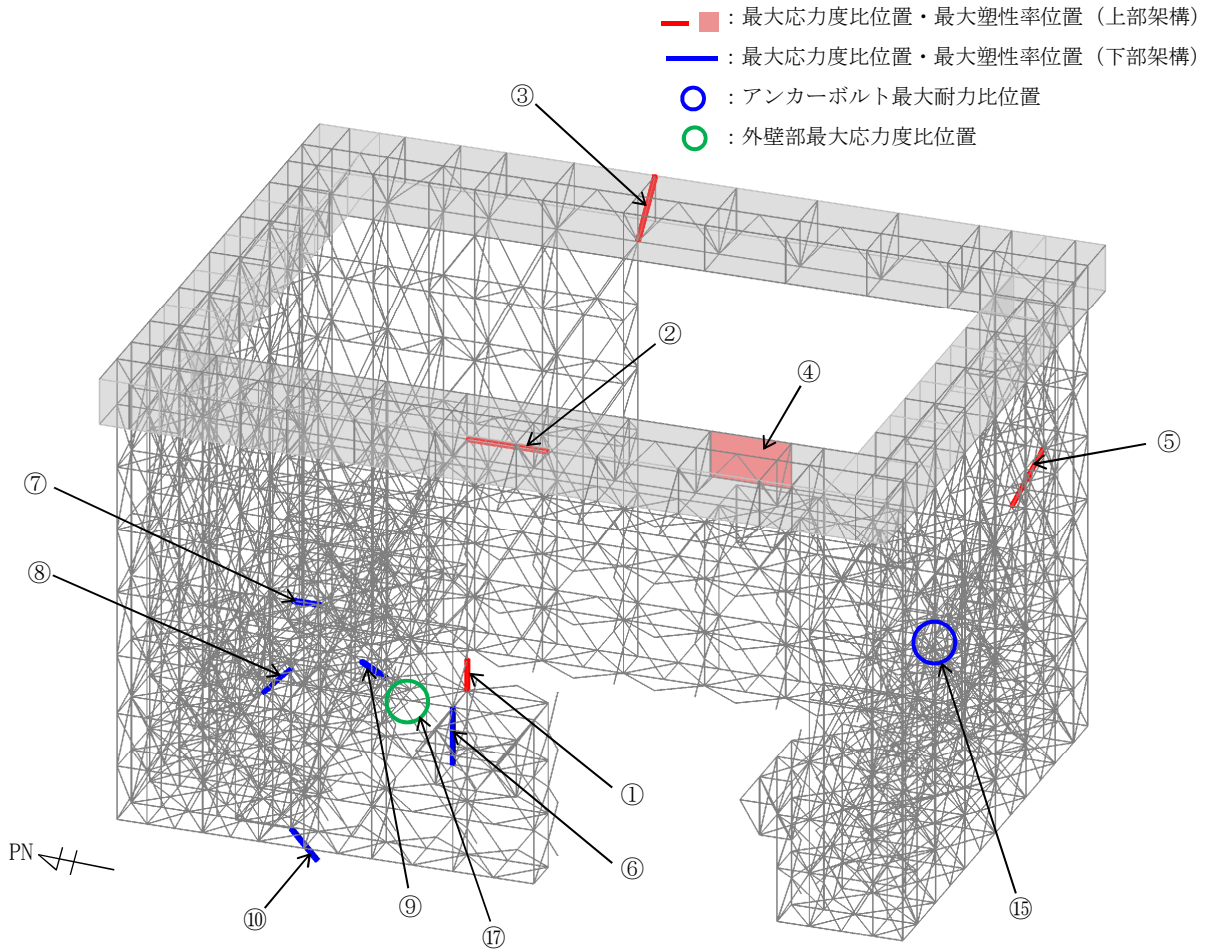


図 5.3.2-5(1) 最大応力度比位置図(一般部, 1/2Ss450 地震時)

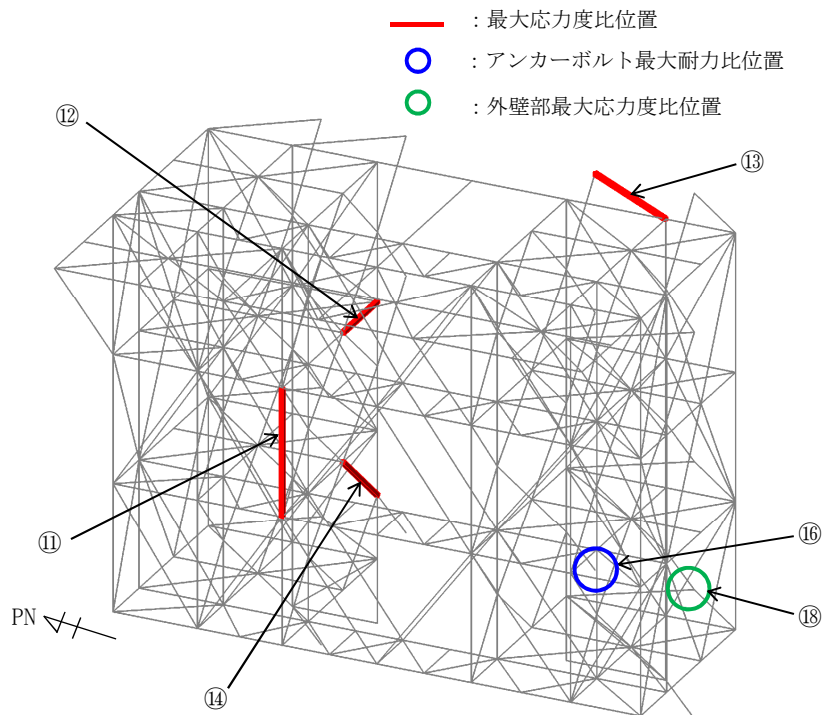


図 5.3.2-5(2) 最大応力度比位置図(燃料取扱設備支持部, 1/2Ss450 地震時)

b) 燃料取り出し時

表 5.3.2-4 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。断面検討の結果、全ての部材の応力度比が 1 以下又は、塑性率が 5 以下になることを確認した。

表 5.3.2-4(1) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，応力度比）上部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
				σ_c		f_c			
①	柱 H-428×407×20×35	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW+UD	σ_c	281.2	f_c	344.0	0.82	O. K.
②	梁 B[-300×220×16×25]	1/2Ss450-1 (case4)	-NS+EW-UD	σ_c	142.2	f_c	322.9	0.45	O. K.
③	ブレース ϕ -355.6×7.9	1/2Ss450-1 (case4)	+NS+EW+UD	σ_c	271.3	f_c	337.2	0.81	O. K.
④	鋼板 PL-16 〈SN400B〉	1/2Ss450-1 (case4)	+NS+EW-UD	σ_x	88.4	f_t	258.0	0.58	O. K.
				σ_y	56.9				
				τ_{xy}	72.4				

表 5.3.2-4(2) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，塑性率）上部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	塑性率	判定
⑤	鉛直ブレース ϕ -267.4×6.6	1/2Ss450-1 (case4)	+NS-EW-UD	2.23	O. K.

表 5.3.2-4(3) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，応力度比）下部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
				σ_c		f_c			
⑥	柱 H-400×400×13×21	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW-UD	σ_c	309.6	f_c	345.1	0.90	O. K.
⑦	梁 H-588×300×12×20	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW+UD	σ_t	238.9	f_t	357.5	0.67	O. K.

表 5.3.2-4(4) 断面検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時，塑性率）下部架構

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	塑性率	判定
⑧	鉛直ブレース φ -267.4×6.6	1/2Ss450-1 (case4)	+NS+EW+UD	2.86	0. K.
⑨	接続部水平ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	1/2Ss450-1 (case4)	+NS-EW-UD	3.20	0. K.
⑩	接続部鉛直ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW-UD	2.20	0. K.

表 5.3.2-4(5) 断面検討結果（燃料取扱設備支持部，1/2Ss450 地震時，応力度比）

部位*1	部材形状 (mm) 〈使用材料*2〉	地震波 (位置)*3	入力 方向	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
⑪	柱 H-400×400×13×21	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW+UD	σ_c	70.4	f_c	326.1	0.22	0. K.
⑫	梁 H-350×350×12×19	1/2Ss450-1 (case4)	+NS-EW+UD	σ_t	116.3	f_t	357.5	0.33	0. K.
⑬	水平 ブレース 十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	1/2Ss450-1 (case4)	+NS-EW-UD	σ_t	199.0	f_t	357.5	0.56	0. K.
⑭	鉛直 ブレース φ -355.6×7.9	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW+UD	σ_c	222.0	f_c	349.6	0.64	0. K.

*1：①～⑭の符号は図 5.3.2-6 の応力検討箇所を示す

*2：特記なき限り，各部材の使用材料は，鋼管：STKN490B，その他は SN490B

*3：図 5.2.1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

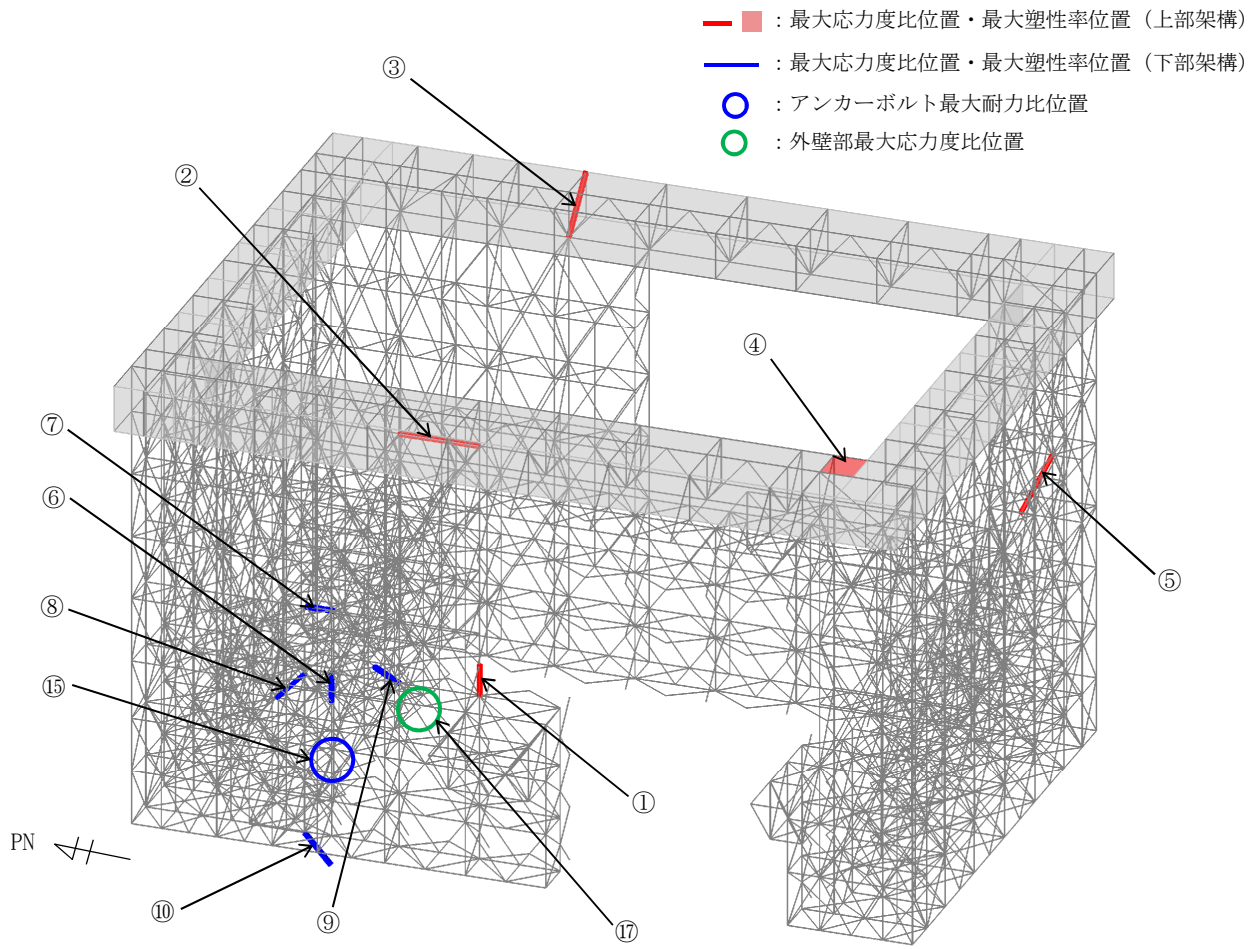


図 5.3.2-6(1) 最大応力度比位置図(一般部, 1/2Ss450 地震時)

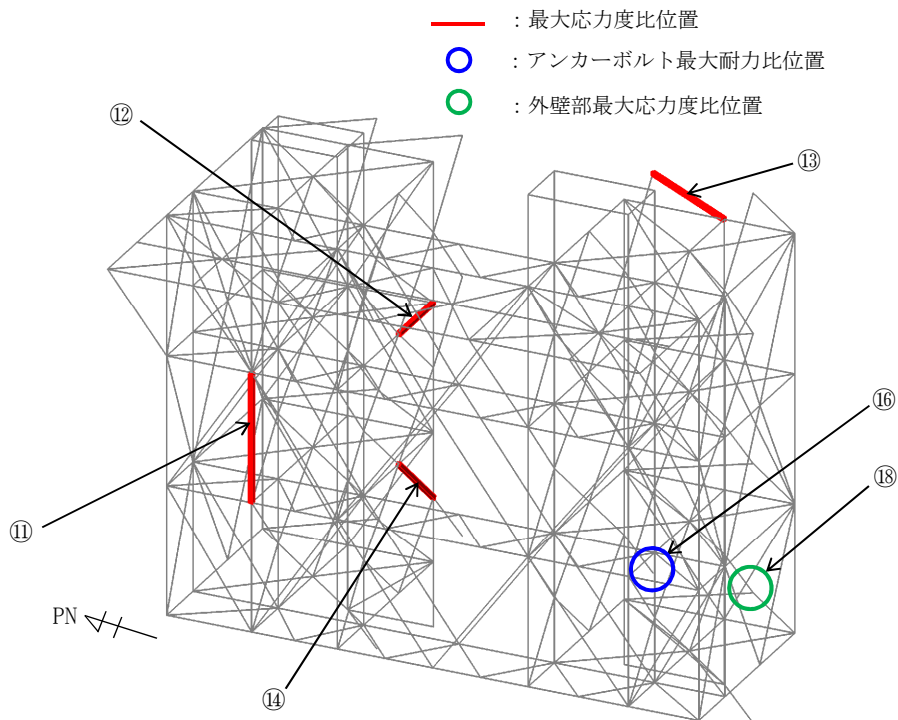


図 5.3.2-6(2) 最大応力度比位置図(燃料取扱設備支持部, 1/2Ss450 地震時)

5.3.3 屋根の耐震性に対する検討

(1) 断面検討

部材の塑性率は、引張及び圧縮に対して最大軸力時のひずみを引張耐力または座屈耐力時のひずみで除した値で表される。表 5.3.3-1 及び表 5.3.3-2 に断面検討結果を示す。なお、各許容応力度、引張耐力及び座屈耐力算定時の材料強度は「平成 12 年建設省告示第 2464 号」に定められた基準強度 F 値の 1.1 倍を用いる。

1) ガレキ撤去時

表 5. 3. 3-1 に塑性率が最大となる部位の断面検討結果を示す。断面検討の結果、全ての部材の塑性率が 5 以下になることを確認した。

表 5. 3. 3-1 断面検討結果 (屋根部, 1/2Ss450 地震時)

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料〉	地震波 (位置) *2	塑性率	判定
①	弦材	P-190.7 φ × 5.3t 〈STK490〉	1/2Ss450-1 (case1)	0.62	0. K.
②	斜材	P-89.1 φ × 3.2t 〈STK400〉	1/2Ss450-1 (case1)	4.22	0. K.
③	ブレース	1-M16 〈SNR400B〉	1/2Ss450-1 (case1)	2.61	0. K.

*1 : ①～③の符号は図 5. 3. 3-1 の応力検討箇所を示す

*2 : 図 5. 2. 1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

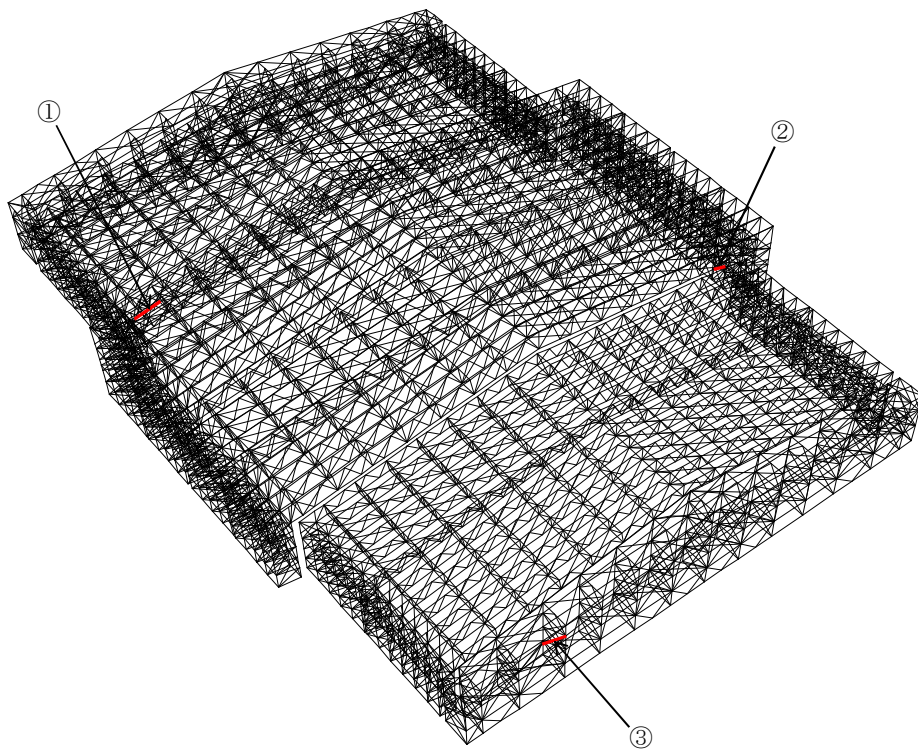


図 5. 3. 3-1 最大塑性率位置図

2) 燃料取り出し時

表 5. 3. 3-2 に塑性率が最大となる部位の断面検討結果を示す。断面検討の結果、全ての部材の塑性率が 5 以下になることを確認した。

表 5. 3. 3-2 断面検討結果 (屋根部, 1/2Ss450 地震時)

部位*1		部材形状 (mm) 〈使用材料〉	地震波 (位置) *2	塑性率	判定
①	弦材	P-190.7 φ × 5.3t 〈STK490〉	1/2Ss450-1 (case4)	0.60	0. K.
②	斜材	P-89.1 φ × 3.2t 〈STK400〉	1/2Ss450-1 (case4)	4.47	0. K.
③	ブレース	1-M16 〈SNR400B〉	1/2Ss450-1 (case4)	2.59	0. K.

*1 : ①～③の符号は図 5. 3. 3-2 の応力検討箇所を示す

*2 : 図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

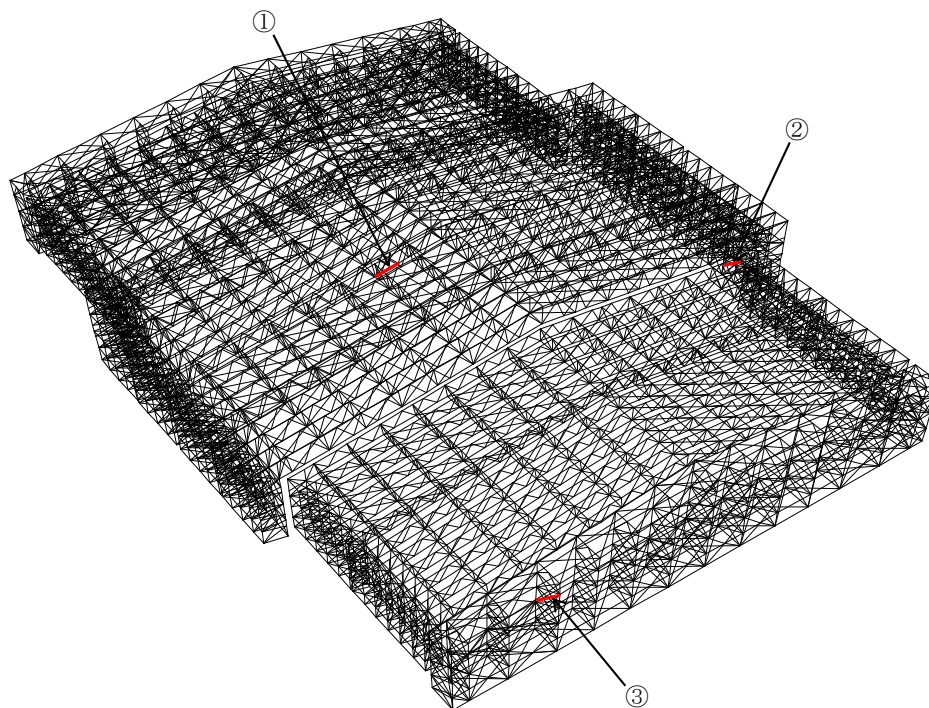


図 5. 3. 3-2 最大塑性率位置図

5.3.4 建屋取り合い部の耐震性に対する検討

(1) アンカーボルトの検討（引抜き，せん断）

大型カバーはアンカーボルトにより原子炉建屋外壁に取り付く。アンカーボルトの仕様は，M33（SNR490B）の接着系アンカーボルトとし，終局耐力は「あと施工アンカー施工指針（案）（一般社団法人日本建築あと施工アンカー協会）」に従い，原子炉建屋の設計基準強度を用いて下式によって求める。表 5.3.4-1 にアンカーボルトの終局耐力を示す。

$$p_u = \min(p_{u1}, p_{u2}, p_{u3})$$

$$q_u = \min(q_{u1}, q_{u2})$$

- p_u : 接着系アンカーボルトの終局引張力 (kN/本)
- p_{u1} : アンカーボルトの降伏により決まる終局引張力 (kN/本)
- p_{u2} : 躯体のコーン状破壊により決まる終局引張力 (kN/本)
- p_{u3} : 付着力により決まる終局引張力 (kN/本)
- q_u : 接着系アンカーボルトの終局せん断力 (kN/本)
- q_{u1} : アンカーボルトのせん断強度により決まる終局せん断力 (kN/本)
- q_{u2} : 躯体の支圧強度により決まる終局せん断力 (kN/本)

表 5.3.4-1 接着系アンカーボルトの終局耐力

部位	一般部	燃料取扱設備 支持部
		GL+13.7
タイプ	標準	標準
鋼材種類	M33	M33
	SNR490B	SNR490B
埋め込み長さ (mm)	375	375
アンカーボルト間隔 (mm)	400	400
終局	許容引張力 (p_u) (kN/本)	249
	許容せん断力 (q_u) (kN/本)	193

アンカーボルトの検討は、建屋取り合い部に生じる最大支点反力に対し、下式にて検討を行う。

$$\frac{P}{P_u} \leq 1$$

$$\frac{Q}{Q_u} \leq 1$$

$$\left(\frac{P}{P_u}\right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_u}\right)^2 \leq 1$$

P_u : アンカーボルトの終局引張耐力 (kN)

Q_u : アンカーボルトの終局せん断耐力 (kN)

P : アンカーボルトの引張力 (kN)

Q : アンカーボルトのせん断力 (kN)

1) ガレキ撤去時

表 5.3.4-2 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、アンカーボルトの最大耐力比は1以下になることを確認した。

表 5.3.4-2(1) アンカーボルトの検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時）

部位*1 (アンカー本数)	地震波 (位置)*2	入力 方向	作用応力		終局耐力		耐力比	判定
			引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	引張 耐力 Pu (kN)	せん断 耐力 Qu (kN)		
⑮ アンカー ボルト (34)	1/2Ss450-1 (case1)	-NS+EW+UD	565	5056	8466	6562	0.78	O. K.

表 5.3.4-2(2) アンカーボルトの検討結果（燃料取扱設備支持部，1/2Ss450 地震時）

部位*1 (アンカー本数)	地震波 (位置)*2	入力 方向	作用応力		終局耐力		耐力比	判定
			引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	引張 耐力 Pu (kN)	せん断 耐力 Qu (kN)		
⑯ アンカー ボルト (12)	1/2Ss450-1 (case1)	-NS-EW-UD	354	1191	4008	2316	0.52	O. K.

*1：図 5.3.2-5 に応力検討箇所を示す

*2：図 5.2.1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

2) 燃料取り出し時

表 5. 3. 4-3 に耐力比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、アンカーボルトの最大耐力比は 1 以下になることを確認した。

表 5. 3. 4-3(1) アンカーボルトの検討結果 (一般部, 1/2Ss450 地震時)

部位*1 (アンカー本数)	地震波 (位置)*2	入力 方向	作用応力		終局耐力		耐力比	判定
			引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	引張 耐力 Pu (kN)	せん断 耐力 Qu (kN)		
⑮ アンカー ボルト (32)	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW-UD	604	5145	7968	6176	0.84	O. K.

表 5. 3. 4-3(2) アンカーボルトの検討結果 (燃料取扱設備支持部, 1/2Ss450 地震時)

部位*1 (アンカー本数)	地震波 (位置)*2	入力 方向	作用応力		終局耐力		耐力比	判定
			引張力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	引張 耐力 Pu (kN)	せん断 耐力 Qu (kN)		
⑯ アンカー ボルト (12)	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW+UD	527	1635	4008	2316	0.71	O. K.

*1 : 図 5. 3. 2-6 に応力検討箇所を示す

*2 : 図 5. 2. 1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

(2) 原子炉建屋外壁部の検討

「5.2.4(2) 原子炉建屋外壁部の検討」と同様に、壁面の圧縮応力度が許容応力度以下となることを確認する。

1) ガレキ撤去時

表 5.3.4-4 に応力度比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、原子炉建屋外壁部の最大応力度比は 1 以下になることを確認した。

表 5.3.4-4(1) 外壁部の検討結果（一般部，1/2Ss450 地震時）

部位 ^{*1}		地震波 (位置) ^{*2}	入力 方向	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力 度比	判定
⑰	外壁	1/2Ss450-1 (case1)	+NS-EW-UD	1.0	22.1	0.05	0. K.

表 5.3.4-4(2) 外壁部の検討結果（燃料取扱設備支持部，1/2Ss450 地震時）

部位 ^{*1}		地震波 (位置) ^{*2}	入力 方向	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力 度比	判定
⑱	外壁	1/2Ss450-1 (case1)	-NS+EW+UD	0.6	22.1	0.03	0. K.

*1：図 5.3.2-5 に応力検討箇所を示す

*2：図 5.2.1-3 にガレキ撤去用天井クレーンの位置を示す

2) 燃料取り出し時

表 5.3.4-5 に応力度比が最大となる部位の検討結果を示す。

検討の結果、原子炉建屋外壁部の最大応力度比は 1 以下になることを確認した。

表 5.3.4-5(1) 外壁部の検討結果 (一般部, 1/2Ss450 地震時)

部位 ^{*1}		地震波 (位置) ^{*2}	入力 方向	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力 度比	判定
⑰	外壁	1/2Ss450-1 (case4)	+NS-EW+UD	1.1	22.1	0.05	0. K.

表 5.3.4-5(2) 外壁部の検討結果 (燃料取扱設備支持部, 1/2Ss450 地震時)

部位 ^{*1}		地震波 (位置) ^{*2}	入力 方向	作用応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	応力 度比	判定
⑱	外壁	1/2Ss450-1 (case4)	-NS-EW+UD	1.0	22.1	0.05	0. K.

*1 : 図 5.3.2-6 に応力検討箇所を示す

*2 : 図 5.2.1-4 に燃料取扱設備の位置を示す

5.3.5 原子炉建屋の耐震性に対する検討

(1) 検討方針

大型カバーの設置に伴う原子炉建屋の耐震性の評価は、燃料取扱設備の間接支持機能維持の観点から、地震応答解析により得られる耐震壁のせん断ひずみが鉄筋コンクリート造耐震壁の許容限界に対応した評価基準値 (2.0×10^{-3}) 以下になることを確認する。

(2) 原子炉建屋の地震応答解析

1) 解析に用いる入力地震動

検討に用いる地震動は、「5.3.1 検討方針」で示した 1/2Ss450 とする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図は図 5.3.1-1 と同様である。

2) 地震応答解析モデル

原子炉建屋の地震応答解析モデルは、図 5.3.5-1 に示すように質点系でモデル化し、地盤を等価なばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。

地震応答解析モデルの諸元は、「Ⅱ.2.6 滞留水を貯留している（滞留している場合を含む）建屋 添付資料-2 構造強度及び耐震性（地下滞留水を考慮した建屋の耐震安全評価）」に示される内容に、ガレキ撤去等による重量増減及び新規に設置する大型カバー、燃料取扱設備等の重量を考慮した。地震応答解析モデルの諸元の質点重量および回転慣性重量を表 5.3.5-1 に示す。

地盤定数は、「5.3.1 検討方針」で示した地盤定数と同一である。

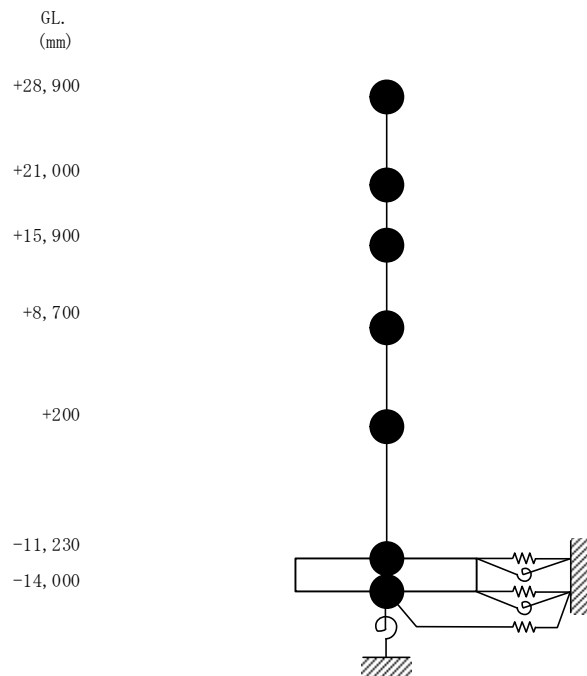


図 5.3.5-1 原子炉建屋の地震応答解析モデル

表 5. 3. 5-1(1) 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元（水平方向，ガレキ撤去時）

G. L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5$ kN \cdot m 2)	
		水平(NS)方向	水平(EW方向)
+28.90	113830	163.75	93.73
+21.00	81500	117.34	67.09
+15.90	90680	130.48	74.63
+8.70	87510	125.98	125.98
+0.20	162800	234.31	234.31
-11.23	185210	266.64	327.39
-14.00	62400	89.83	110.32
合計	783930		

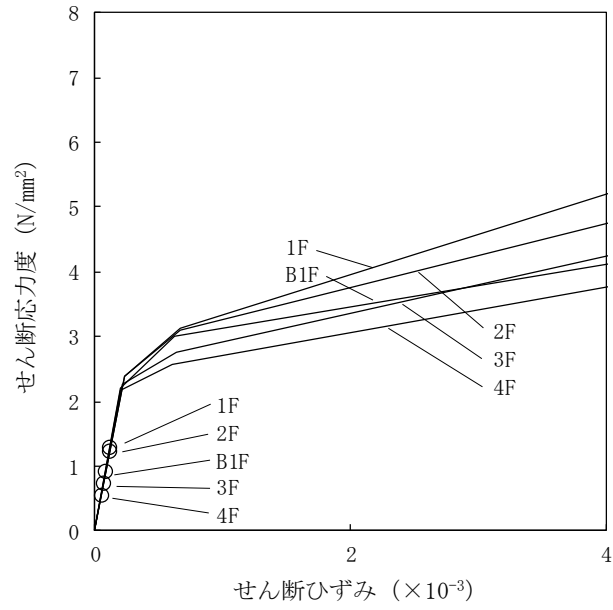
表 5. 3. 5-1(2) 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元（水平方向，燃料取り出し時）

G. L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I_G ($\times 10^5$ kN \cdot m 2)	
		水平(NS)方向	水平(EW方向)
+28.90	161390	232.17	132.90
+21.00	81500	117.34	67.09
+15.90	90670	130.46	74.62
+8.70	88080	126.80	126.80
+0.20	163140	234.80	234.80
-11.23	185210	266.64	327.39
-14.00	62400	89.83	110.32
合計	832390		

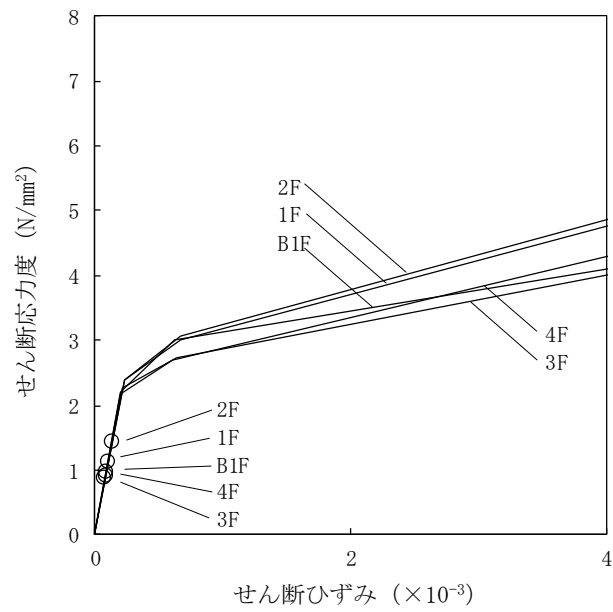
(3) 検討結果

1/2Ss450 に対する最大応答値を、「JEAG4601-1991」に基づき設定した耐震壁のせん断スケルトン曲線上にプロットした結果を、図 5.3.5-2 及び図 5.3.5-3 に示す。

検討の結果、地震応答解析により得られる最大応答値は、評価基準値 (2.0×10^{-3}) 以下となり、クライテリアを満足することを確認した。

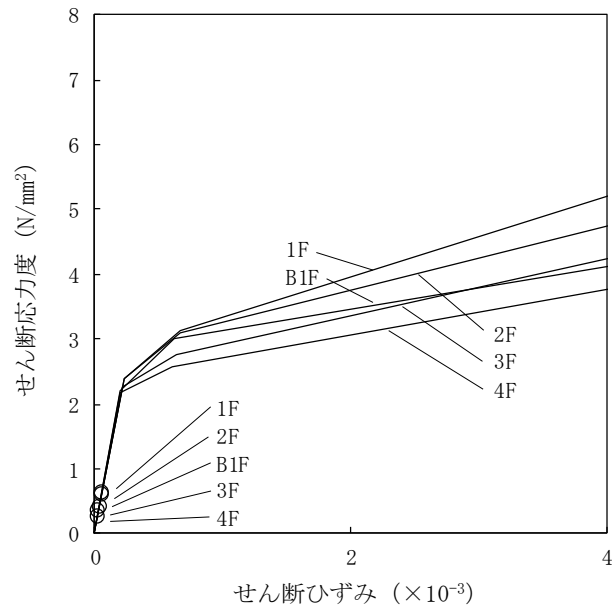


(a) NS 方向

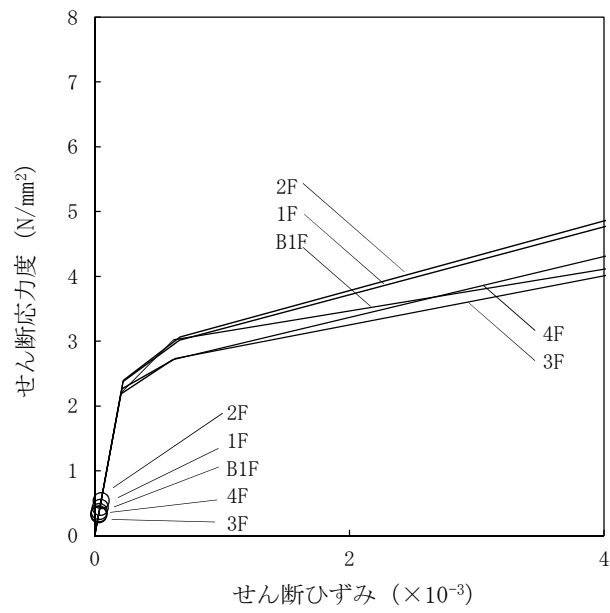


(b) EW 方向

図 5.3.5-2(1) せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (1/2Ss450-1) (ガレキ撤去時)

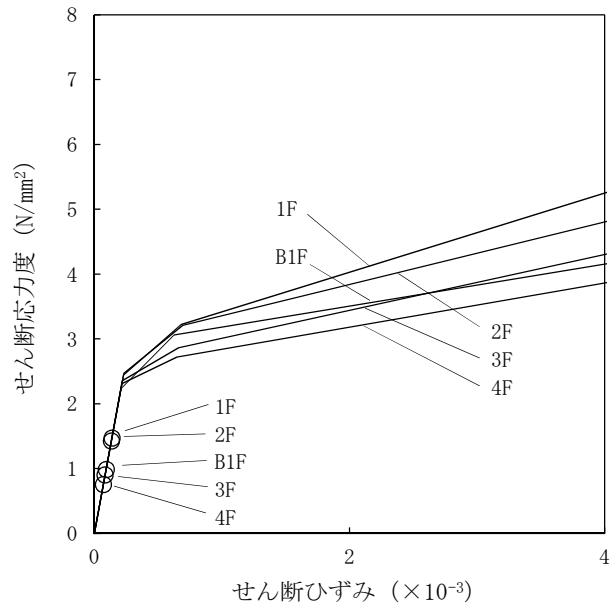


(a) NS 方向

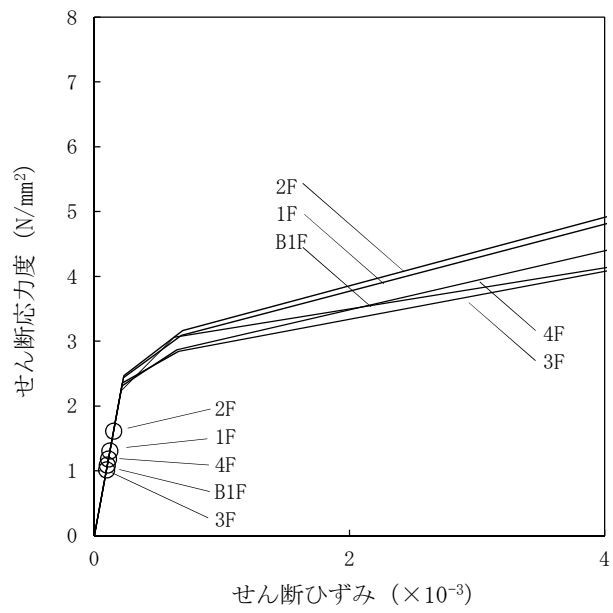


(b) EW 方向

図 5.3.5-2(2) せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (1/2Ss450-2) (ガレキ撤去時)

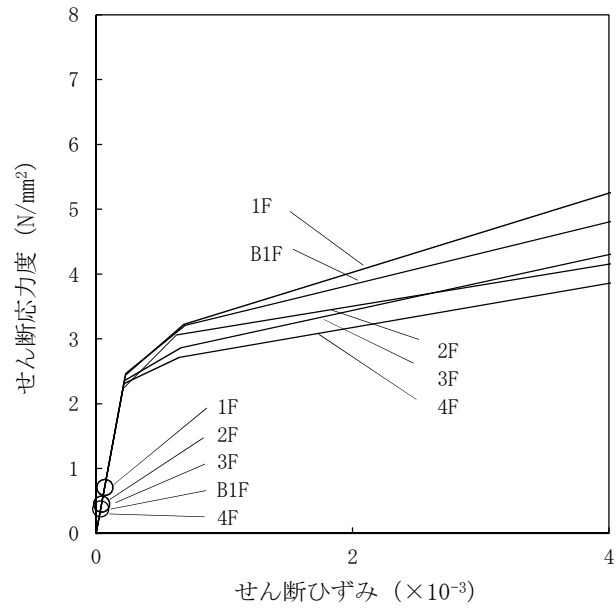


(a) NS 方向

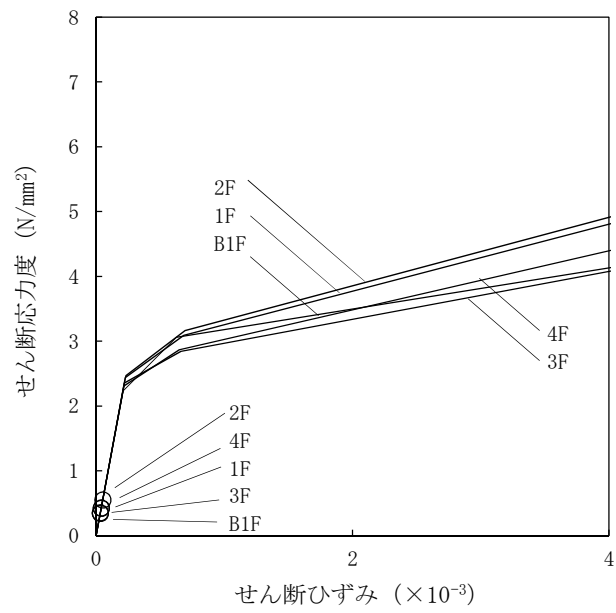


(b) EW 方向

図 5.3.5-3(1) せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (1/2Ss450-1) (燃料取り出し時)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 5.3.5-3(2) せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (1/2Ss450-2) (燃料取り出し時)

5.4 耐震性（波及的影響の検討）

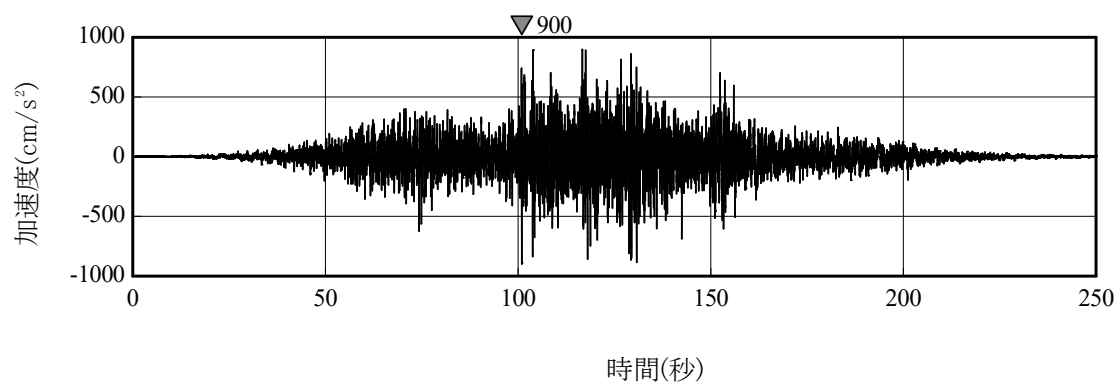
5.4.1 検討方針

耐震性のうち波及的影響の検討は、大型カバー、屋根、建屋取り合い部、ガレキ撤去用天井クレーン及び原子炉建屋について行い、Ss900 に対して、これらの応答性状を適切に表現できる地震応答解析を用いて評価する。なお、地震応答解析は水平 2 方向及び鉛直の 3 方向の地震動を同時に入力する。

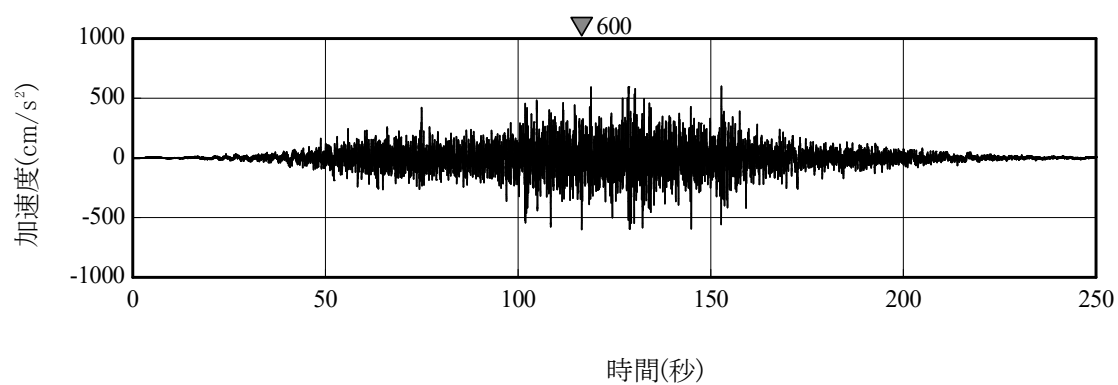
(1) 解析に用いる入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図は図 5.3.1-1 と同一である。モデルに入力する地震動は、2 波ある Ss900 のうち振幅の大きな検討用地震動①を用いる。Ss900 の加速度時刻歴波形を図 5.4.1-1～図 5.4.1-2 に示す。

Ss900 を用いた地震応答解析は水平 2 方向及び鉛直方向を同時に入力するが、全く同じ地震動が同時に水平 2 方向に入力されることは現実的に考えにくいことから、応答スペクトルに基づく検討用地震動①を作成した方法と同一の方法で、目標とする応答スペクトルに適合する位相の異なる模擬地震波を利用する。位相の異なる模擬地震波の加速度時刻歴波形を図 5.4.1-3 に示す。

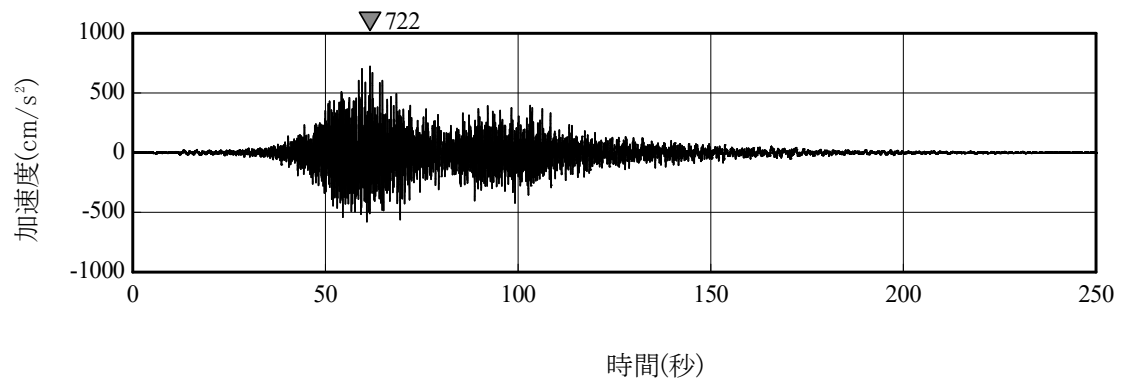


(a) 水平方向

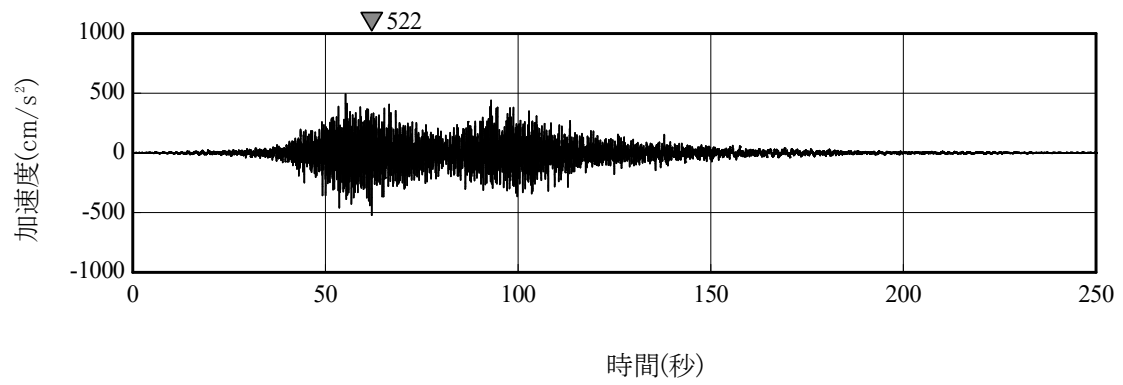


(b) 鉛直方向

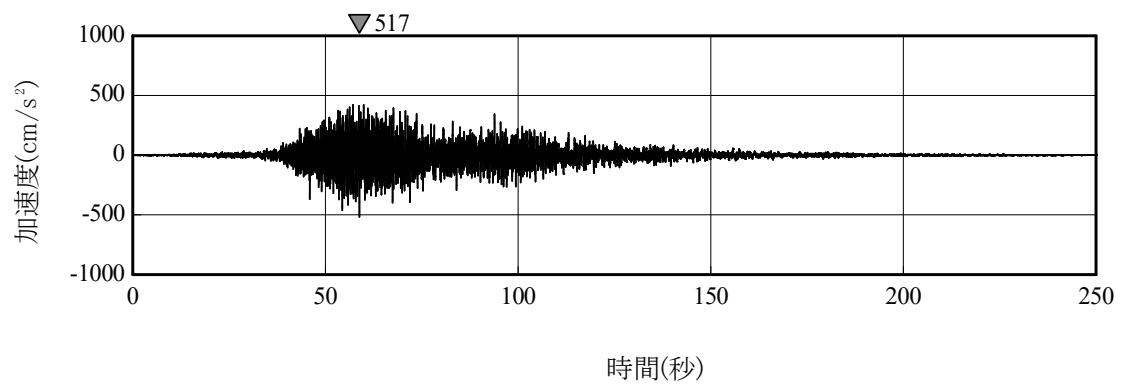
図 5.4.1-1 Ss900 のうち検討用地震動①



(a) NS 方向



(b) EW 方向



(c) 鉛直方向

図 5.4.1-2 Ss900 のうち検討用地震動②

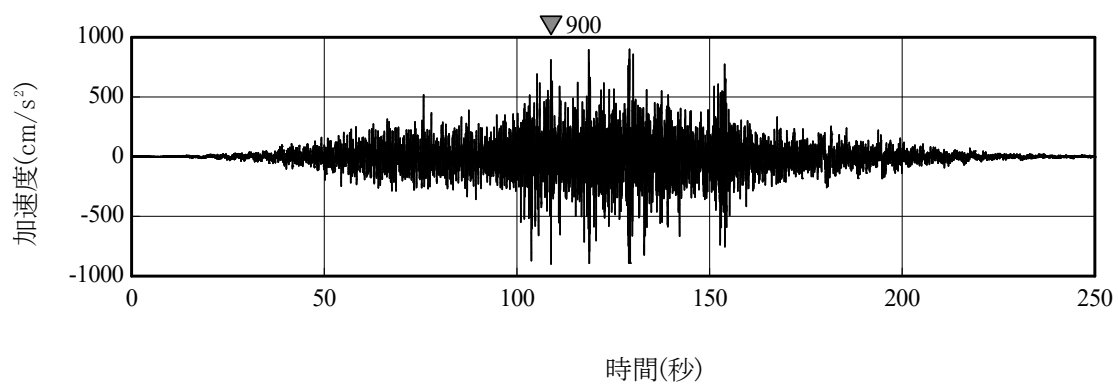


図 5. 4. 1-3 検討用地震動①の水平方向と組み合わせる位相の異なる模擬地震波

(2) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデル，地震応答解析に用いる鉄骨の物性値及び原子炉建屋の諸元は，「5.3.1(2)地震応答解析モデル」と同一である。

大型カバーの地盤定数は，「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」（東京電力株式会社，平成20年3月31日）と同様とし，その結果を表5.4.1-1に示す。

表 5.4.1-1 等価地盤物性

G. L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位 体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G (×10 ⁵ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E (×10 ⁵ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
0.0	砂岩	380	17.8	0.473	2.04	2.62	0.78	6.01	4	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.32	3.41	0.68	6.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	2.96	4.36	0.68	8.61	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	3.83	5.63	0.68	11.08	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	4.44	6.53	0.68	12.80	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(3) 解析ケース

ガレキ撤去時と燃料取り出し時の2ケースについて地震応答解析を行う。

ガレキ撤去時は，使用済み燃料プール上部にガレキ撤去用天井クレーンを配置し，定格荷重相当のガレキを吊った状態を想定する。

燃料取り出し時は，ガレキ撤去用天井クレーンの使用頻度は低いため，北側配置で吊り荷なしの状態を想定する。

表 5. 4. 1-2 解析ケース

ケース No.	状態	入力地震動 (3 方向同時入力)			ガレキ撤去用 天井クレーン状態
		NS 方向	EW 方向	UD 方向	
1	ガレキ撤去時	Ss900 +NS (N→S)	Ss900 +EW (E→W)	Ss900 +UD (U→D)	プール上部配置 吊り荷考慮 (case1)
2	燃料取り出し時	同上	同上	同上	北側配置 吊り荷なし (case2)

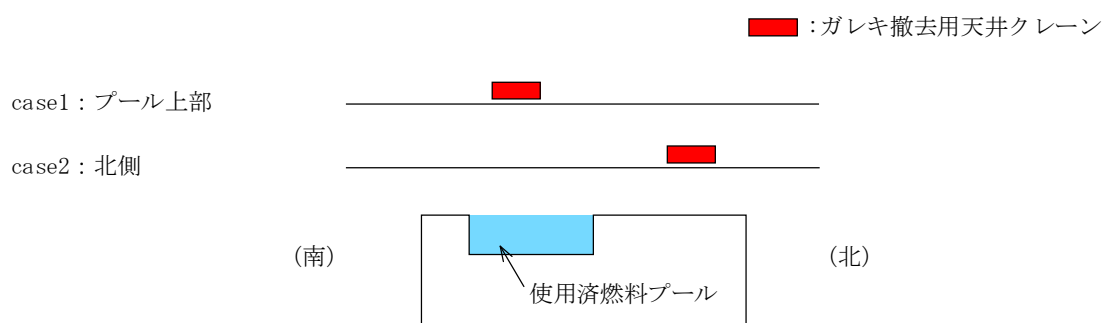


図 5. 4. 1-4 ガレキ撤去用天井クレーンの位置

(4) 評価項目とクライテリア

波及的影響の検討は、表 5. 4. 1-3 に示す項目について評価を行う。

表 5. 4. 1-3(1) 大型カバーのクライテリア

部位	考え方	許容限界
大型カバー架構 (一般部)	最大層間変形角が波及的影響を及ぼさないための許容限界を超えないことを確認	層間変形角 1/30 ^{※1}
大型カバー架構 (柱梁・鋼板) (屋根弦材)	部材に生じる応力が許容限界を超えないことを確認、超える場合はエネルギー一定則による評価を実施し、塑性率の許容限界を超えないことを確認	弾性限界強度または 塑性率 5.0 ^{※2}
大型カバー架構 (ブレース) (屋根斜材・ 屋根ブレース)	部材に生じる塑性率が許容限界を超えないことを確認、超える場合は応答による繰り返し回数が許容限界に対して十分な裕度を有することを確認	塑性率 5.0 または 評価最大ひずみ度に対する 破断寿命 1.0
大型カバー架構 アンカーボルト	引張とせん断の二乗累加則により検定し許容限界に至らないことを確認	終局強度に対する検定比 1.0

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

※2：JSCA 性能メニュー（社団法人日本建築構造技術者協会，2002 年）を参考に定めたクライテリア
（北村他：「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，PP183-191，2006. 6）

表 5. 4. 1-3(2) ガレキ撤去用天井クレーンのクライテリア

部位	考え方	許容限界
ガレキ撤去用 天井クレーン クレーンガーダ	東西レール間の最大相対水平変位がクレーンの水平かかり代に比べ小さいことを確認	東西レール間相対変位 2300mm
	クレーンガーダの最大応答値が全塑性モーメントを超える不安定状態に至らないことを確認	全塑性モーメント Mp
ガレキ撤去用 天井クレーン トロリー	クレーンガーダの最大応答変位がトロリ脱 落防止材の鉛直かかり代に比べ小さいことを確認	鉛直変位 259mm
	トロリの水平力による脱落防止材の発生応力が弾性限界強度を超えないことを確認	弾性限界せん断強度 149N/mm ² (SS400)

5.4.2 大型カバーの耐震性に対する検討

(1) 層間変形角の検討結果

大型カバー一般部の層間変形角を表 5.4.2-1 に示す。

ガレキ撤去時及び燃料取り出し時の最大層間変形角は、許容限界である 1/30 を超えないことを確認した。

表 5.4.2-1(1) 最大応答層間変形角（ガレキ撤去時）

方向	地震条件	検討箇所	最大層間変形角	許容限界	判定
南北方向	Ss900 (+NS+EW+UD)	G. L. +53.9(m) ～+28.3(m) h=25.6(m)	1/87	1/30	O. K.
東西方向	Ss900 (+NS+EW+UD)	G. L. +53.9(m) ～+28.3(m) h=25.6(m)	1/84	1/30	O. K.

表 5.4.2-1(2) 最大応答層間変形角（燃料取り出し時）

方向	地震条件	検討箇所	最大層間変形角	許容限界	判定
南北方向	Ss900 (+NS+EW+UD)	G. L. +53.9(m) ～+28.3(m) h=25.6(m)	1/73	1/30	O. K.
東西方向	Ss900 (+NS+EW+UD)	G. L. +53.9(m) ～+28.3(m) h=25.6(m)	1/78	1/30	O. K.

(2) 断面検討結果

1) 一般部

大型カバー一般部の断面検討結果を表 5. 4. 2-2 に示す。

柱、梁は一部で弾性限界を超えるものの、エネルギー一定則による評価で最大塑性率が5を超えないことを確認した。なお、弾性限に対する検定比は () 内に示す。また、ブレース、鋼板の最大塑性率は5を超えないことを確認した。

接続部ブレース及び下部ブレースは最大塑性率が5を超えることから、破断寿命評価を実施し、部材が破断しないことを確認した。

表 5. 4. 2-2(1) 断面検討結果 (一般部, ガレキ撤去時)

部位	部材形状 (mm)	地震条件		最大応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)		最大塑性率	判定
				σ_c		f_c			
柱	H-400×400×13×21	Ss900	+NS+EW+UD	σ_c	343.0	f_c	320.4	1.08 (1.08)	0. K.
梁	H-800×300×14×26	Ss900	+NS+EW+UD	σ_c	212.7	f_c	184.1	1.17 (1.16)	0. K.
ブレース	ϕ -355.6×7.9	Ss900	+NS+EW+UD	σ_c	—	f_c	337.2	2.09	0. K.
鋼板	PL-12	Ss900	+NS+EW+UD	σ_x	18.8	f_t	258.0	0.97	0. K.
				σ_y	256.6				
				τ_{xy}	19.8				

表 5. 4. 2-2(2) 断面検討結果 (一般部, 燃料取り出し時)

部位	部材形状 (mm)	地震条件		最大応力度 (N/mm ²)		許容応力度 (N/mm ²)		最大塑性率	判定
				σ_c		f_c			
柱	H-400×400×13×21	Ss900	+NS+EW+UD	σ_c	423.5	f_c	345.1	1.26 (1.23)	0. K.
梁	H-800×300×14×26	Ss900	+NS+EW+UD	σ_c	260.5	f_c	184.1	1.50 (1.42)	0. K.
ブレース	ϕ -355.6×7.9	Ss900	+NS+EW+UD	σ_c	—	f_c	337.2	2.20	0. K.
鋼板	PL-12	Ss900	+NS+EW+UD	σ_x	17.3	f_t	258.0	0.91	0. K.
				σ_y	239.5				
				τ_{xy}	19.5				

表 5. 4. 2-2(3) 断面検討結果 (一般部, ガレキ撤去時)

部位	部材形状 (mm)	地震条件		最大塑性率 (破断寿命評価)	判定
接続部ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	Ss900	+NS+EW+UD	19.40 (0.37)	0. K.
下部ブレース	φ -267.4×6.6	Ss900	+NS+EW+UD	15.84 (0.69)	0. K.

表 5. 4. 2-2(4) 断面検討結果 (一般部, 燃料取り出し時)

部位	部材形状 (mm)	地震条件		最大塑性率 (破断寿命評価)	判定
接続部ブレース	十字 PL (PL-28×210 +2PL-28×91)	Ss900	+NS+EW+UD	10.64 (0.04)	0. K.
下部ブレース	φ -318.5×6.9	Ss900	+NS+EW+UD	16.57 (0.86)	0. K.

なお, 大型カバーと燃料取扱設備支持部との地震時の干渉について, 一般部と燃料取扱設備支持部のクリアランス 30cm に対して最大相対変位が 18.9cm (燃料取り出し時) であることから, 地震時に衝突しないことを確認している。

2) 燃料取扱設備支持部

大型カバー燃料取扱設備支持部の断面検討結果を表 5.4.2-3 に示す。

ガレキ撤去時，燃料取り出し時共に，応力度比 1.0 を超えないことを確認した。

表 5.4.2-3(1) 断面検討結果（燃料取扱設備支持部，ガレキ撤去時）

部位	部材形状 (mm) 〈使用材料〉	地震波 (位置)	入力 方向	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
				σ_c		f_c			
柱	H-400×400×13×21	Ss900	+NS+EW+UD	σ_c	51.5	f_c	326.1	0.16	O. K.
梁	H-350×350×12×19	Ss900	+NS+EW+UD	σ_c	102.2	f_c	344.0	0.30	O. K.
接続部 ブレース	十字 PL (PL-28×10 +2PL-28×91)	Ss900	+NS+EW+UD	σ_t	240.3	f_t	357.5	0.68	O. K.
下部 ブレース	ϕ -355.6×7.9	Ss900	+NS+EW+UD	σ_c	202.4	f_c	349.6	0.58	O. K.

表 5.4.2-3(2) 断面検討結果（燃料取扱設備支持部，燃料取り出し時）

部位	部材形状 (mm) 〈使用材料〉	地震波 (位置)	入力 方向	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)		応力 度比	判定
				σ_c		f_c			
柱	H-400×400×13×21	Ss900	+NS+EW+UD	σ_c	89.9	f_c	326.1	0.28	O. K.
梁	H-350×350×12×19	Ss900	+NS+EW+UD	σ_t	135.5	f_t	357.5	0.38	O. K.
接続部 ブレース	十字 PL (PL-28×10 +2PL-28×91)	Ss900	+NS+EW+UD	σ_t	246.2	f_t	357.5	0.69	O. K.
下部 ブレース	ϕ -406.4×9.5	Ss900	+NS+EW+UD	σ_c	279.8	f_c	351.3	0.80	O. K.

5.4.3 屋根の耐震性に対する検討

大型カバー屋根部の断面検討結果を表 5.4.3-1 に示す。弦材、ブレースは最大塑性率 5 を超えないことを確認した。斜材は最大塑性率が 5 を超えることから、破断寿命評価を実施し、部材が破断しないことを確認した。

表 5.4.3-1(1) 断面検討結果 (ガレキ撤去時)

部位	部材形状 (mm)	地震条件		最大塑性率 (破断寿命評価)	判定
		Ss900	+NS+EW+UD		
弦材	P-190.7φ×5.3t	Ss900	+NS+EW+UD	0.80	0. K.
斜材	P-89.1φ×3.2t	Ss900	+NS+EW+UD	15.72 (0.26)	0. K.
ブレース	1-M30	Ss900	+NS+EW+UD	4.12	0. K.

表 5.4.3-1(2) 断面検討結果 (燃料取り出し時)

部位	部材形状 (mm)	地震条件		最大塑性率 (破断寿命評価)	判定
		Ss900	+NS+EW+UD		
弦材	P-261.3φ×7.0t	Ss900	+NS+EW+UD	0.94	0. K.
斜材	P-89.1φ×3.2t	Ss900	+NS+EW+UD	20.90 (0.39)	0. K.
ブレース	1-M27	Ss900	+NS+EW+UD	4.69	0. K.

5.4.4 建屋取り合い部の耐震性に対する検討

大型カバーのアンカーボルトの終局強度に対する検定比を表5.4.4-1に示す。ガレキ撤去時及び燃料取り出し時ともに、検定比1.0を超えないこと確認した。

表 5.4.4-1(1) アンカーボルトの検討結果（一般部，ガレキ撤去時）

部位 (アンカー本数)	地震条件		最大反力		終局強度		耐力比	判定
			引張力 (kN)	せん断力 (kN)	引張 (kN)	せん断 (kN)		
アンカー ボルト (16)	Ss900	+NS+EW+UD	1860	2329	3984	3088	0.80	O. K.

表 5.4.4-1(2) アンカーボルトの検討結果（一般部，燃料取り出し時）

部位 (アンカー本数)	地震条件		最大反力		終局強度		耐力比	判定
			引張力 (kN)	せん断力 (kN)	引張 (kN)	せん断 (kN)		
アンカー ボルト (16)	Ss900	+NS+EW+UD	1802	2350	3984	3088	0.81	O. K.

表 5.4.4-1(3) アンカーボルトの検討結果（燃料取扱設備支持部，ガレキ撤去時）

部位 (アンカー本数)	地震条件		最大反力		終局強度		耐力比	判定
			引張力 (kN)	せん断力 (kN)	引張 (kN)	せん断 (kN)		
アンカー ボルト (12)	Ss900	+NS+EW+UD	906	1607	4008	2316	0.70	O. K.

表 5.4.4-1(4) アンカーボルトの検討結果（燃料取扱設備支持部，燃料取り出し時）

部位 (アンカー本数)	地震条件		最大反力		終局強度		耐力比	判定
			引張力 (kN)	せん断力 (kN)	引張 (kN)	せん断 (kN)		
アンカー ボルト (24)	Ss900	+NS+EW+UD	3577	2964	6144	4632	0.76	O. K.

5.4.5 天井クレーンの耐震性に対する検討

地震応答解析より得られた東西レール間の最大相対水平変位は、ガレキ撤去時 39mm、燃料取り出し時 41mm で、クレーン端部の水平かかり代 2300mm に比べ小さく、ガレキ撤去用天井クレーンが落下する危険性はないことを確認した。

地震応答解析より得られたガレキ撤去用天井クレーンガーダの水平方向（NS 方向）および鉛直方向の最大応答曲げモーメントを表 5.4.5-1 に示す。

ガレキ撤去時、燃料取り出し時ともに、クレーンガーダの全塑性曲げモーメント M_p を超える不安定状態には至らないことを確認した。

表 5.4.5-1(1) ガレキ撤去用天井クレーンガーダの断面検討結果（ガレキ撤去時）

部位	部材形状 (mm)	荷重 ケース	最大応答曲げ モーメント (鉛直) ($\times 10^6 \text{Nm}$)		全塑性 モーメント (鉛直) ($\times 10^6 \text{Nm}$)		応力 度比	判定
			M		M_p			
① クレーン ガーダ	□-1500×2700 <SM490>	Ss900	M	149.2	M_p	168.0	0.89	O.K.

表 5.4.5-1(2) ガレキ撤去用天井クレーンガーダの断面検討結果（燃料取出し時）

部位	部材形状 (mm)	荷重 ケース	最大応答曲げ モーメント (鉛直) ($\times 10^6 \text{Nm}$)		全塑性 モーメント (鉛直) ($\times 10^6 \text{Nm}$)		応力 度比	判定
			M		M_p			
① クレーン ガーダ	□-1500×2700 <SM490>	Ss900	M	107.9	M_p	168.0	0.65	O.K.

地震応答解析より得られたクレーンガーダの最大鉛直変位は、ガレキ撤去時 174mm、燃料取り出し時 119mm となり、トロリの脱落防止材の鉛直かかり代 259mm に比べ小さいことを確認した。

ガレキ撤去用天井クレーンの最大応答水平加速度にトロリ重量 (56ton) を乗じ求めた水平力に対し、トロリの脱落防止材に生じるせん断応力度を求めた結果を表 5. 4. 5-2 に示す。

ガレキ撤去時、燃料取り出し時ともに、トロリの脱落防止材に発生する応力は弾性限界強度を超えないことを確認した。

表 5. 4. 5-2(1) 脱落防止材の断面検討結果 (ガレキ撤去時)

天井クレーン 最大水平応答加速度 (m/s^2)	トロリー脱落防止材 水平力 (kN)	トロリー脱落防止材 せん断応力度 (N/mm^2)	弾性限界応力度 (N/mm^2)	検定比	判定
45. 7	2559	94. 8	149	0. 64	0. K.

表 5. 4. 5-2(2) 脱落防止材の断面検討結果 (燃料取り出し時)

天井クレーン 最大水平応答加速度 (m/s^2)	トロリー脱落防止材 水平力 (kN)	トロリー脱落防止材 せん断応力度 (N/mm^2)	弾性限界応力度 (N/mm^2)	検定比	判定
42. 0	2352	87. 1	149	0. 58	0. K.

5.4.6 原子炉建屋の耐震性に対する検討

(1) 検討方針

大型カバー設置に伴う原子炉建屋の耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、地震応答解析により得られる耐震壁のせん断ひずみが鉄筋コンクリート造耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) 以下になることを確認する。

また、大型カバーを設置する前後でのオペフロでの最大応答加速度を比較する。

(2) 原子炉建屋の地震応答解析

1) 解析に用いる入力地震動

検討に用いる地震動は、「5.4.1 検討方針」で示した Ss900 とする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図は図 5.3.1-1 と同様である。

2) 地震応答解析モデル

地震応答解析に用いるモデルは、図 5.4.6-1 に示すように建屋を質点系とし地盤を等価なばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。

地震応答解析モデルの諸元は、「5.3.5 原子炉建屋の耐震性に対する検討」と同一である。

大型カバー設置前の原子炉建屋の建屋の諸元は「1/2Ss450Gal 検討」に示す。また、地盤定数は、「5.3.1 検討方針」で示した地盤定数と同一である。

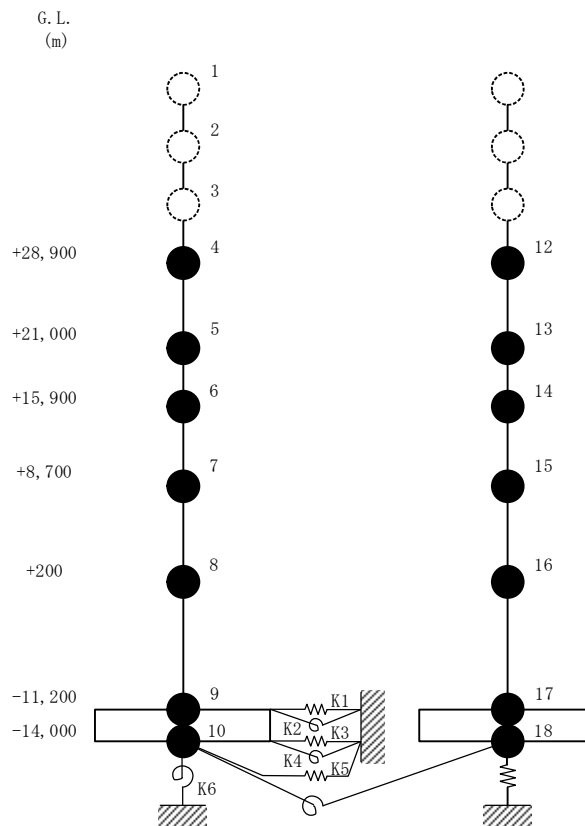


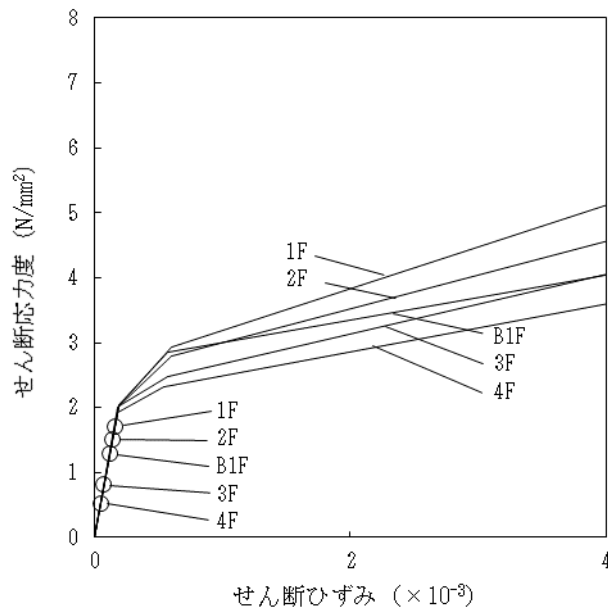
図 5.4.6-1 原子炉建屋の地震応答解析モデル

(3) 検討結果

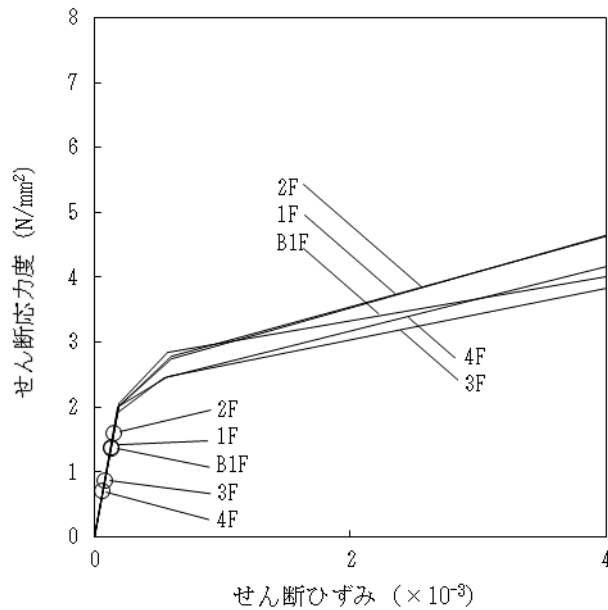
大型カバー設置後のSs900に対する最大応答値を、「JEAG4601-1991」に基づき設定した耐震壁のせん断スケルトン曲線上にプロットした結果を図5.4.6-2に示す。

検討の結果、地震応答解析により得られる最大応答値は、評価基準値 (4.0×10^{-3}) 以下となり、クライテリアを満足することを確認した。

また、カバー設置前とカバー設置後のガレキ撤去時及び燃料取り出し時の最大応答加速度の比較を図5.4.6-3に示す。各階の最大応答加速度は大きな違いが見られず、大型カバーを設置した影響は小さい。

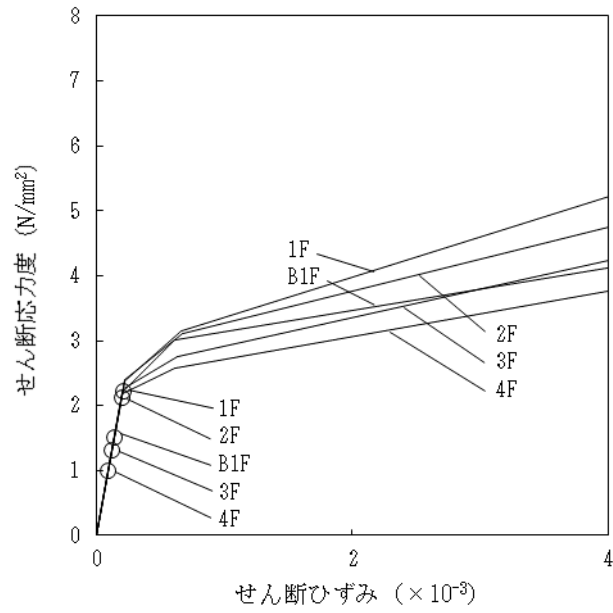


(a) NS 方向

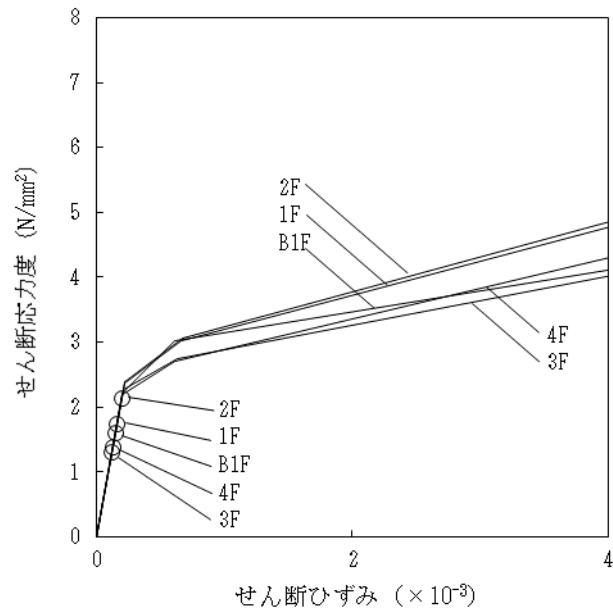


(b) EW 方向

図 5.4.6-2(1) せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (大型カバー設置前)

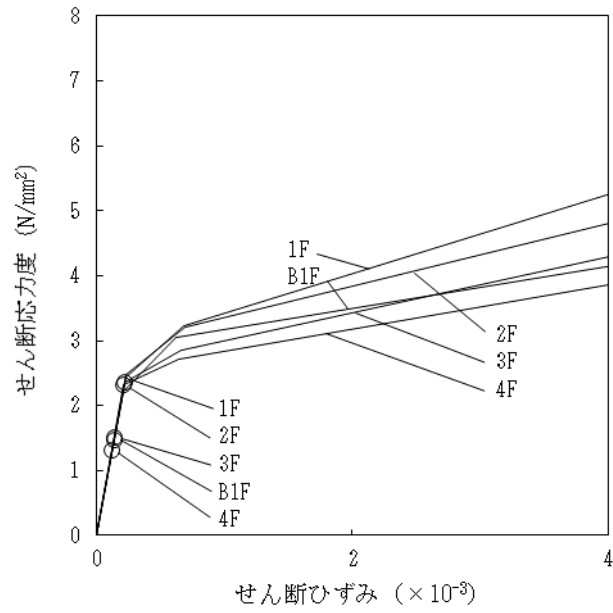


(a) NS 方向

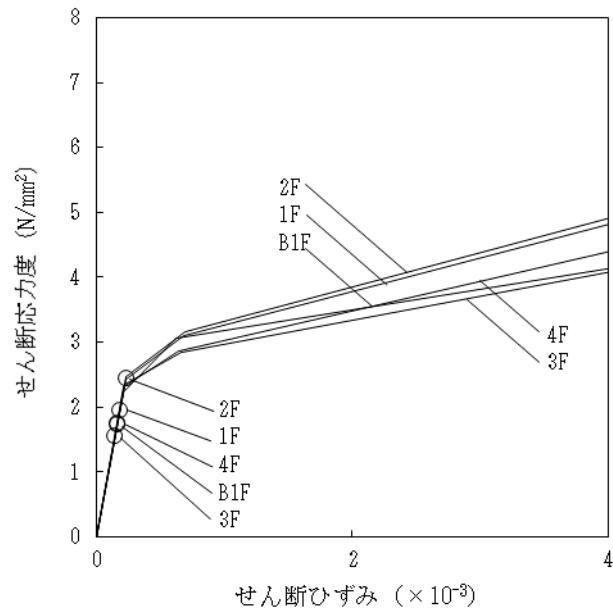


(b) EW 方向

図 5.4.6-2(2) セン断スケルトン曲線上の最大応答値 (ガレキ撤去時)

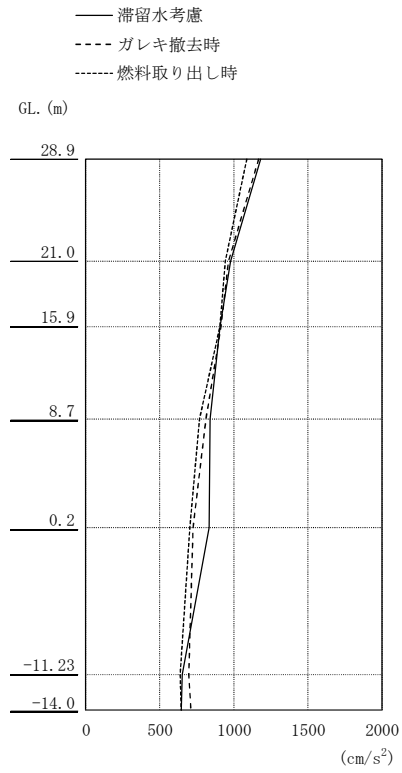


(a) NS 方向



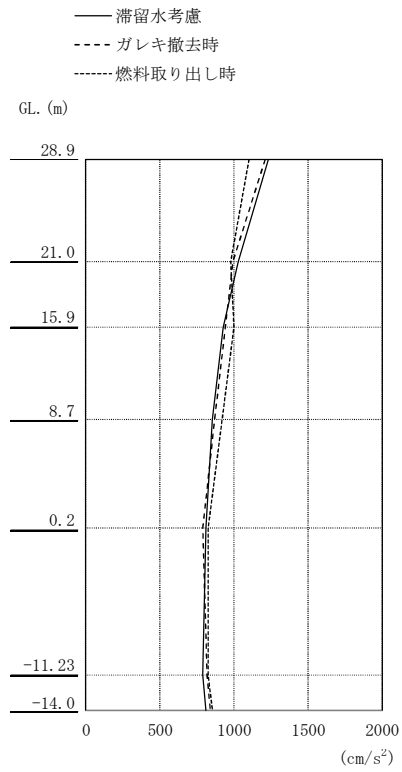
(b) EW 方向

図 5.4.6-2(3) せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (燃料取出し時)



(cm/s ²)		
滞留水考慮	ガレキ撤去時	燃料取り出し時
1185	1167	1087
977	966	940
909	916	905
840	813	766
832	725	706
654	699	637
648	709	647

(a) NS 方向



(cm/s ²)		
滞留水考慮	ガレキ撤去時	燃料取り出し時
1232	1212	1099
1031	990	981
926	944	999
856	867	922
812	789	828
793	816	827
813	844	856

(b) EW 方向

図 5.4.6-3 最大応答加速度の比較

6. 別添

- 別添－1 福島第一原子力発電所 3号機大型カバーの構造強度及び耐震性について（東京電力株式会社，平成25年2月21日，特定原子力施設監視・評価検討会（第4回）資料4）
- 別添－2 福島第一原子力発電所 3号機大型カバーの構造強度及び耐震性について（コメント回答）（東京電力株式会社，平成25年3月8日，特定原子力施設監視・評価検討会（第6回）資料5）
- 別添－3 4号機燃料取り出し用カバーに係る確認事項
- 別添－4 3号機燃料取り出し用カバーに係る確認事項
- 別添－5 3号機原子炉建屋の躯体状況調査結果を反映した使用済燃料プール等の耐震安全性評価結果
- 別添－6 3号機原子炉建屋 遮へい体設置における滑動対策について
- 別添－7 2号機燃料取り出し用構台に係る確認事項
- 別添－8 2号機原子炉建屋 オペレーティングフロア床面に設置する遮蔽体の落下防止について
- 別添－9 1号機大型カバーに係る確認事項
- 別添－10 方向性を考慮しない水平地震動における模擬地震波の作成方針
- 別添－11 1号機大型カバーの構造強度及び耐震性に関する補足説明
- 別添－12 1号機原子炉建屋外壁の3次元FEM解析による耐震安全性評価

2023年1月19日
東京電力ホールディングス株式会社

別添—1 2

1号機原子炉建屋外壁の3次元FEM解析による耐震安全性評価

1. 1号機原子炉建屋外壁の3次元 FEM 解析による耐震安全性評価

1.1 はじめに

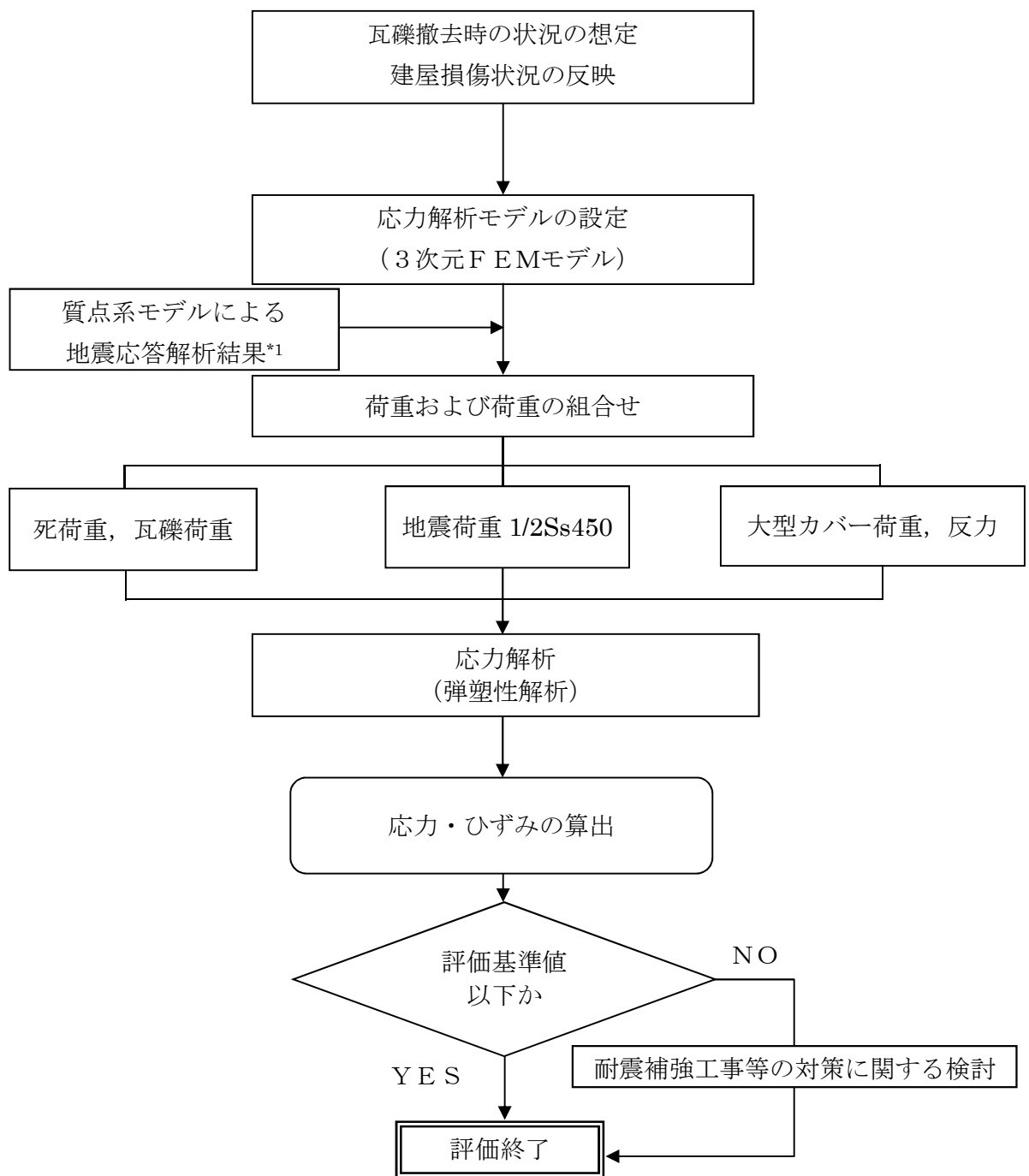
大型カバーは、原子炉建屋の外壁面に支持されており、原子炉建屋に波及的影響を及ぼさない設計としている。本章では、事前の外壁調査結果やその他損傷状況を反映し、かつ瓦礫撤去時の荷重状態を想定した原子炉建屋の 1/2Ss450 に対する 3次元 FEM解析により、原子炉建屋外壁の耐震安全性評価を実施する。

1.2 3次元FEM解析による耐震安全性評価

1.2.1 解析方針

耐震安全性評価は、図-1.1 のフローに示すように以下の手順で行う。

- ・ 1階壁から5階オペレーティングフロア（以降5階オペフロ床と略す）の外壁を含む原子炉建屋の地上部について、3次元 FEM解析モデルを作成する。
- ・ 死荷重、瓦礫荷重・大型カバー荷重、地震応答解析結果にもとづく地震荷重、地震時の大型カバー反力及び荷重組合せの条件を設定する。
- ・ 応力解析として鉄筋コンクリート部材の塑性化を考慮した弾塑性解析を行い、大型カバーが取り付け建屋外壁に発生する応力及びひずみを算出する。
- ・ 評価基準値と比較し、耐震安全性を評価する。



*1 : 「Ⅱ-2-11 添付資料-4-2 カバーの構造強度及び耐震性について」中の1号機のがれき撤去時の状態を考慮した地震応答解析結果にもとづく。

図-1.1 耐震安全性評価フロー

1.2.2 応力解析モデルの設定

鉄筋コンクリート部材の塑性化を考慮した弾塑性解析を実施し、建屋外壁に発生する応力及びひずみを算定する。1階壁から5階オペフロ床までの鉄筋コンクリート部材を有限要素の集合体としてモデル化した。

外壁については、事前の外壁調査において、ひび割れや浮きが認められたものの、局所的であり、耐震壁としての性能を保持していると評価し、剛性低下は行わない。一方、5階オペフロ床の北西部の一部については、崩落が確認されており、当該床の要素を削除する。

解析モデルに使用する板要素は、鉄筋層をモデル化した積層シェル要素を用いた。各要素には、板の軸力と曲げ応力を同時に考えるが、板の曲げには面外せん断変形の影響も考慮した。使用計算機コードは「ABAQUS」である。

図-1.2に解析モデル概要図を、図-1.3に解析モデルの境界条件を、図-1.4にコンクリートと鉄筋の構成則を示す。

※外壁は「Ⅲ-3-1-3 添付資料-2 福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性及び補強等に関する検討に係る報告書（その1）（東京電力株式会社，平成23年5月28日）」同様に損傷がないものとして評価。床については2014年3月27日に実施した1号機建屋内現場調査時に4階床面より見上げて5階オペフロ床の北西部の一部の崩落が確認できたため、「Ⅲ-3-1-3 添付資料-2 福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性及び補強等に関する検討に係る報告書（その1）（東京電力株式会社，平成23年5月28日）」から変更している。

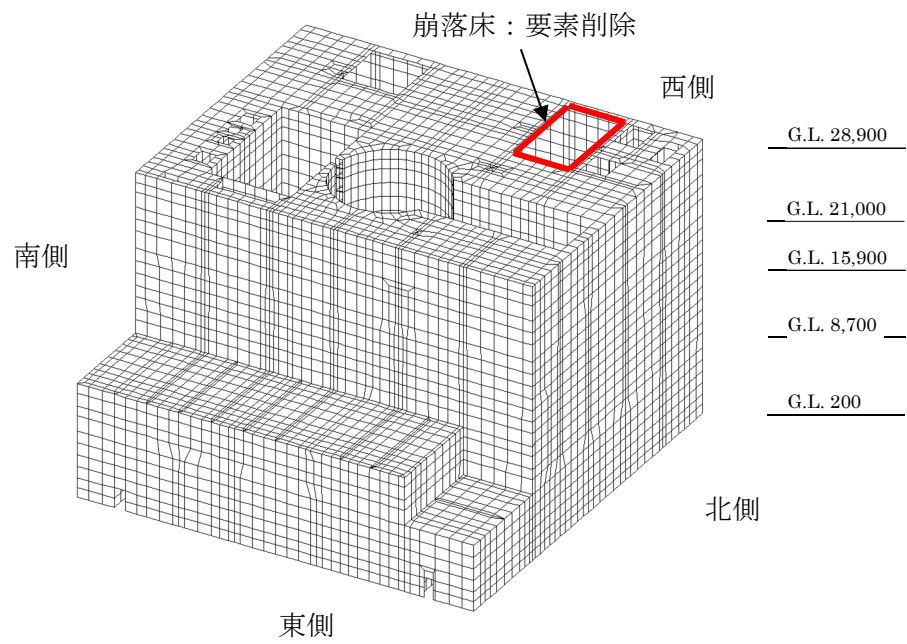


図-1.2 解析モデル概要図

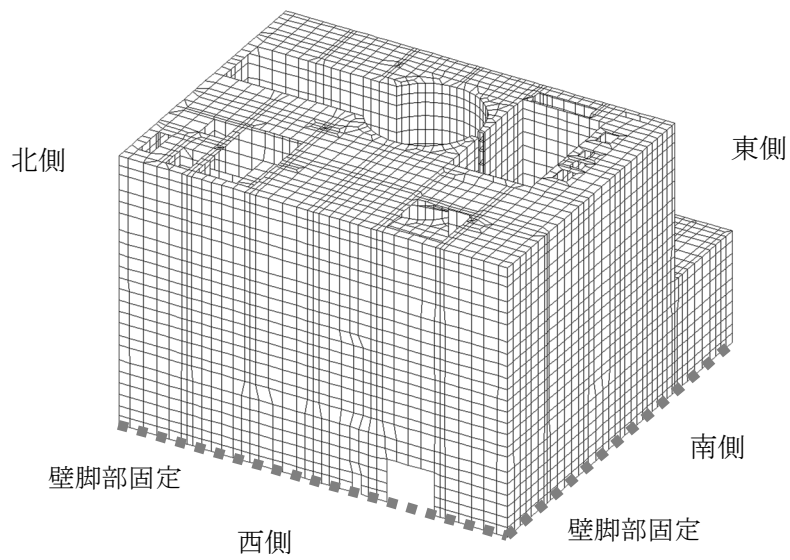
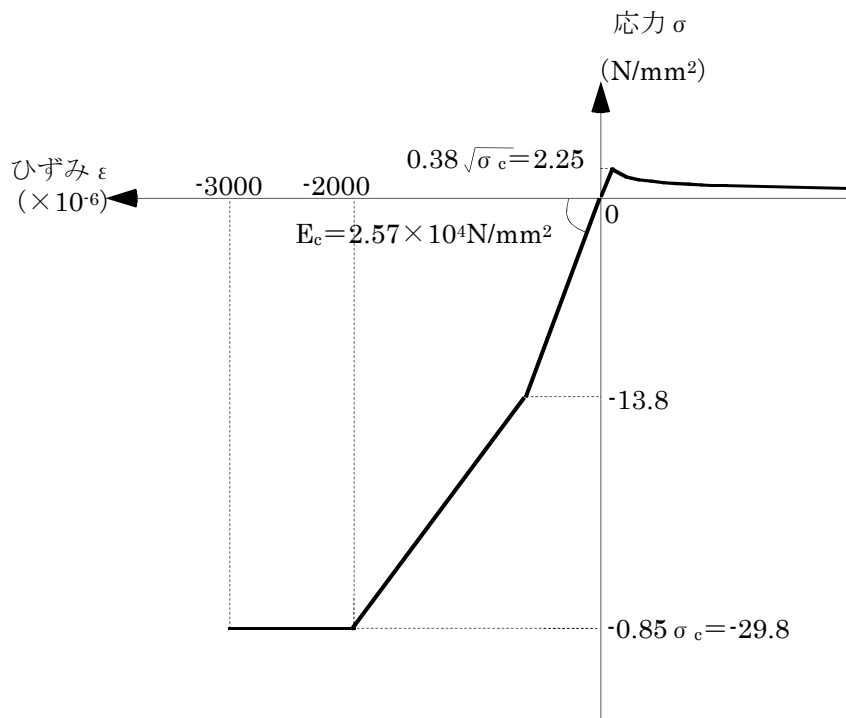
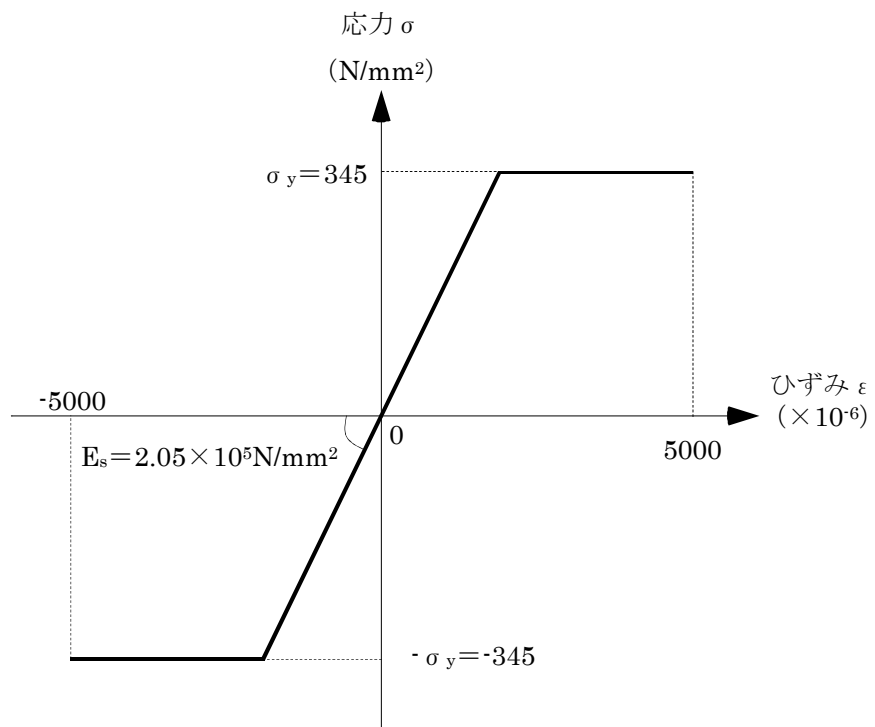


図-1.3 解析モデルの境界条件



(a) コンクリートの応力-ひずみ関係 (コンクリート強度 $\sigma_c = 35$ N/mm²)



(b) 鉄筋の応力-ひずみ関係 (鉄筋降伏点 $\sigma_y = 345$ N/mm²)

図-1.4 コンクリートと鉄筋の構成則

1.2.3 荷重及び荷重の組合せ

(1) 死荷重及び瓦礫荷重 DL

解析モデルに付与する死荷重は、モデル化範囲の建屋躯体の自重に加え、機器・配管・その他の重量は床に一様に積載されているものとする。また、瓦礫荷重は、外部への落下分を無視し崩れた屋根や鉄骨重量が全て5階オペフロ床に一様に積載されているものとする。

(2) 大型カバー荷重 DF

大型カバー重量を、外壁面支持位置に考慮する。

(3) 地震荷重 K

質点系モデルによる $1/2S_s450$ 地震動に対する地震応答解析結果にもとづき、水平方向及び鉛直方向の地震荷重を設定する。

(4) 大型カバー反力 KF

地震時に生じる大型カバーからの反力を考慮する。

(5) 荷重の組合せ

表-1.1 に荷重の組合せを示す。水平2方向及び鉛直方向の地震動の組合せは、組合せ係数法に基づく。(水平のいずれかを 1.0 とし、±を考慮し合計 16 ケース)

表-1.1 荷重の組合せ

荷重時名称	荷重の組合せ
Ss 地震時	DL + DF + K + KF

ここに、DL：死荷重及び瓦礫荷重、DF：大型カバー荷重、K：地震荷重 ($1/2S_s450$ 地震動)、KF：大型カバー反力

1.2.4 評価結果

配筋諸元等にもとづき構造検討を行い、耐震安全性を評価する。評価においては、応力解析より求まる応力及びひずみが、評価基準値以下となることを確認した。評価基準値はコンクリート並びに鉄筋のひずみについては日本機械学会「発電用原子力設備規格 コンクリート製原子炉格納容器規格」にもとづき設定した。表-1.2 にひずみの評価基準値の値を示す。なお、許容面外せん断力については「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・解説」に基づき以下の式から算定する。

$$Q_A = bj\alpha f_s$$

$$\text{ただし, } \alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1} \quad \text{かつ } 1 \leq \alpha \leq 2$$

ここで、

- Q_A : 短期許容面外せん断力
- b : 断面の幅
- j : 断面の応力中心間距離で有効せいの(7/8)倍の値とすることができる
- α : せん断スパン比 $M/(Qd)$ による割増係数
- f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度
- M : 設計する壁の短期荷重による最大曲げモーメント
- Q : 設計する壁の短期荷重による最大せん断力
- d : 有効せい

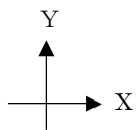
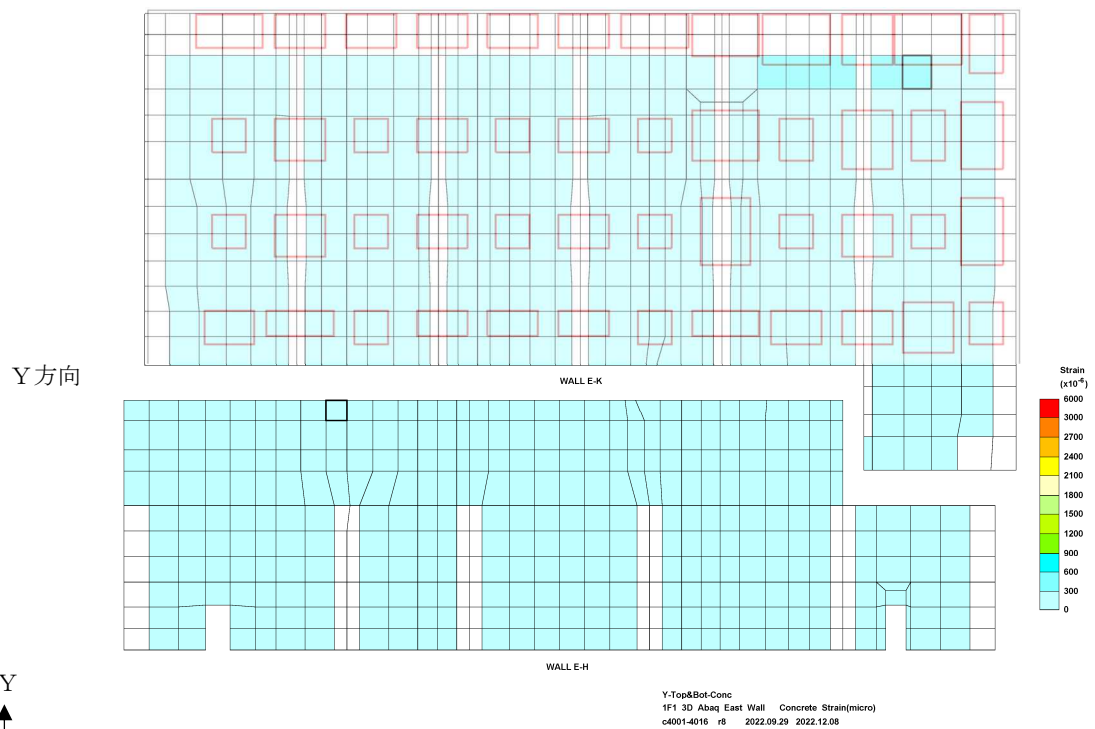
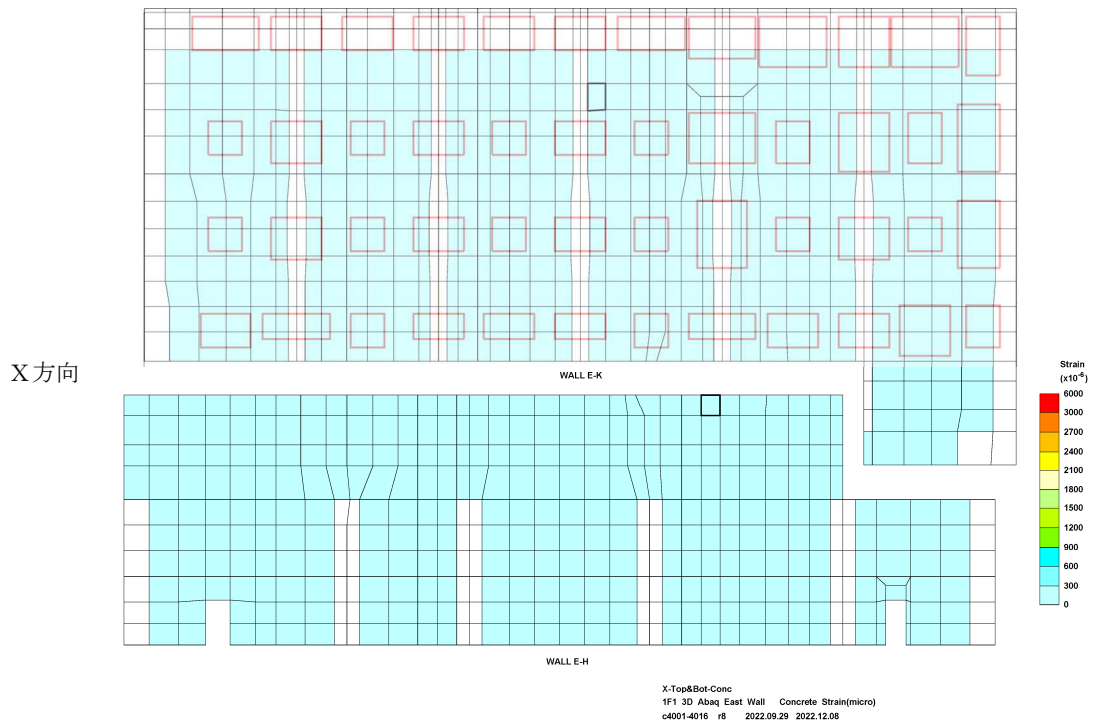
発生ひずみ及び面外せん断力の発生応力と評価基準値の比（検定比。1以下で評価基準値を満足する。）を示した結果を図-1.5～図-1.16に、各面の最大値一覧を表-1.3に示す。いずれの箇所においても発生ひずみ及び面外せん断力は許容限界以内であり、評価基準値を十分に下回っている。このことから、瓦礫撤去時の状況において、大型カバーが取りつく建屋外壁は、耐震安全性を有しているものと評価した。

表-1.2 ひずみの評価基準値

評価対象	評価基準値 ϵ_a ($\times 10^{-6}$)
コンクリート	-3000
鉄筋	± 5000

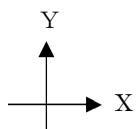
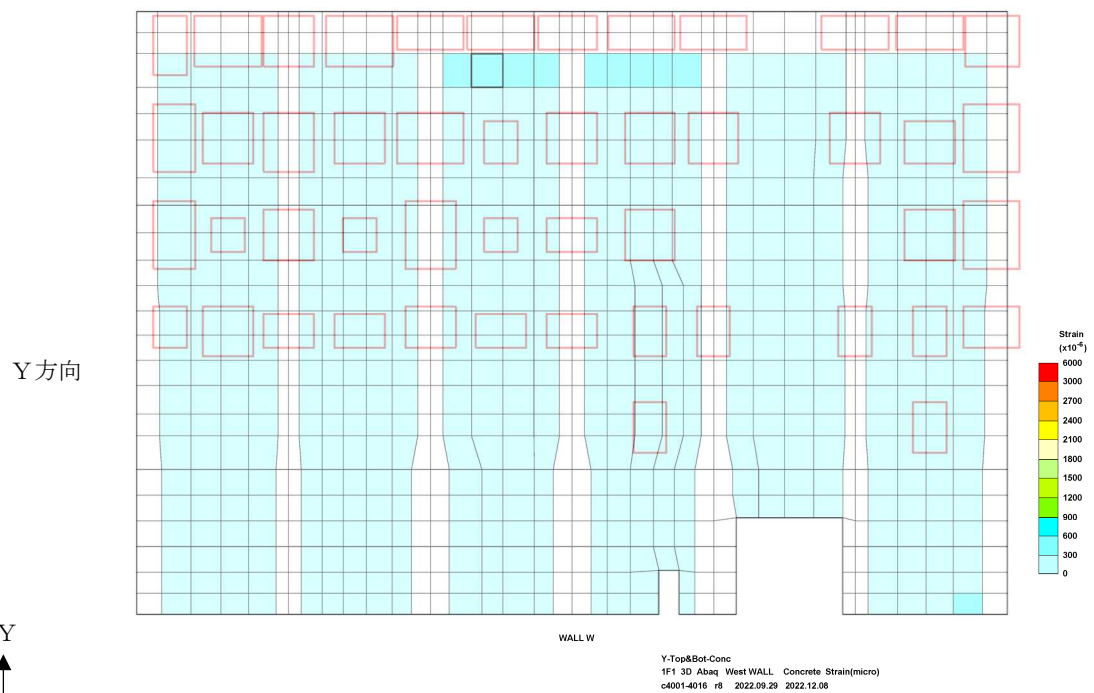
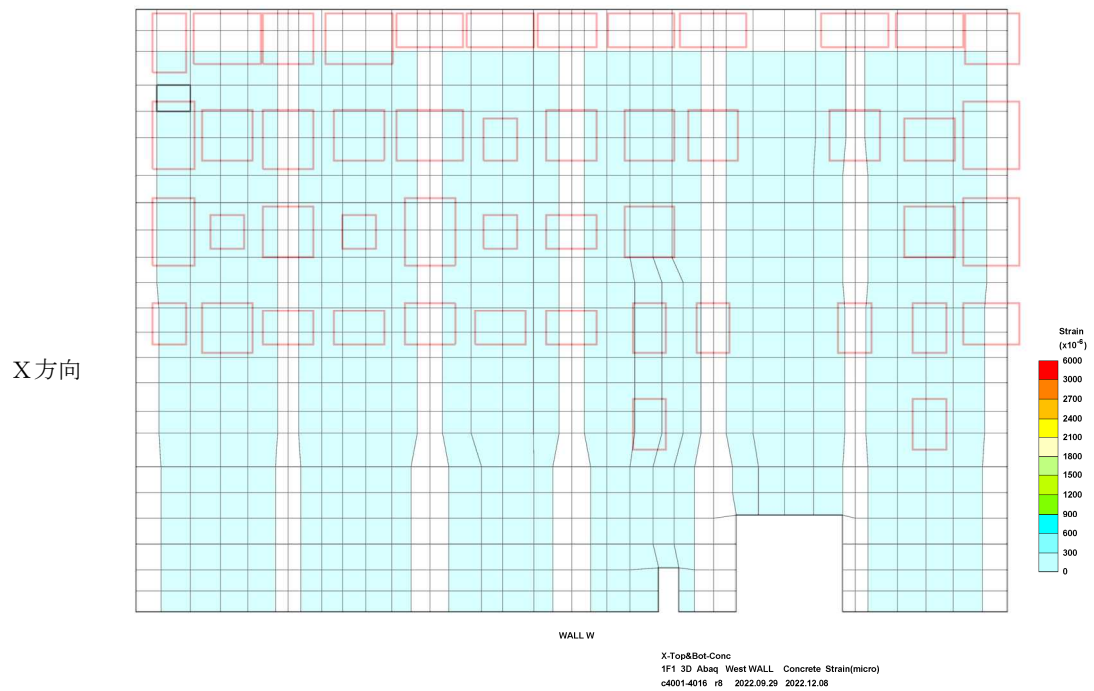
表-1.3 外壁各面の最大値一覧

部位	コンクリート ひずみ($\times 10^{-6}$)	鉄筋ひずみ ($\times 10^{-6}$)	面外せん断力 検定比
東壁	-389	367	0.703
西壁	-383	429	0.722
南壁	-359	470	0.656
北壁	-317	670	0.797



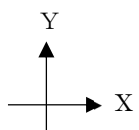
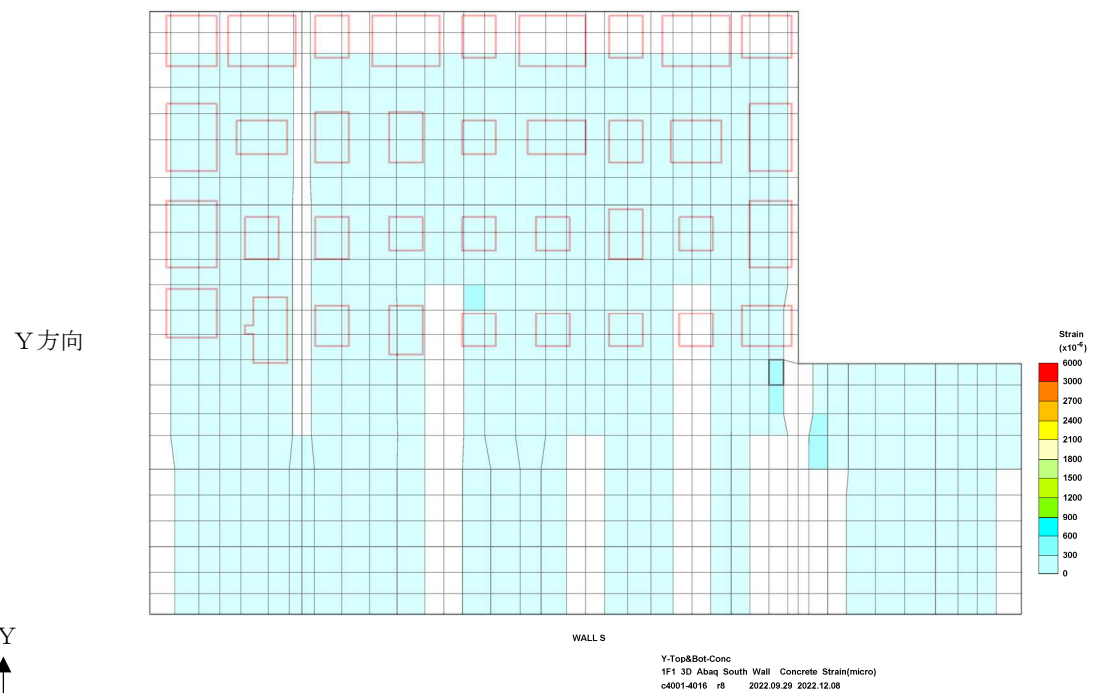
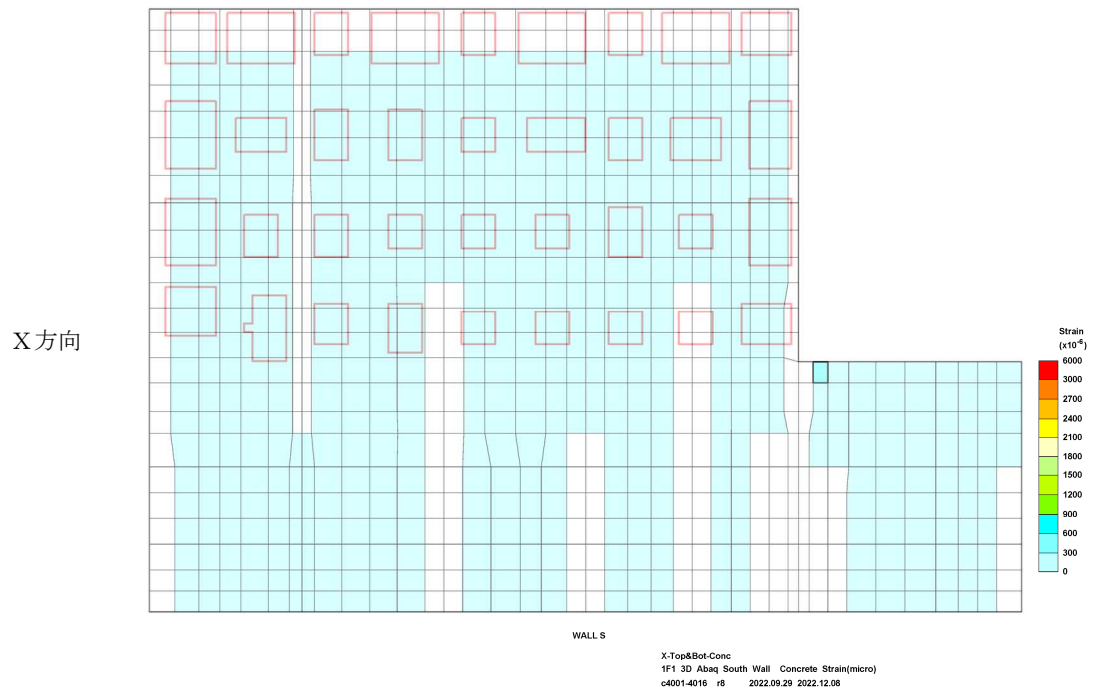
(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.5 コンクリート圧縮ひずみの検定比 (建屋外壁東面)



(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

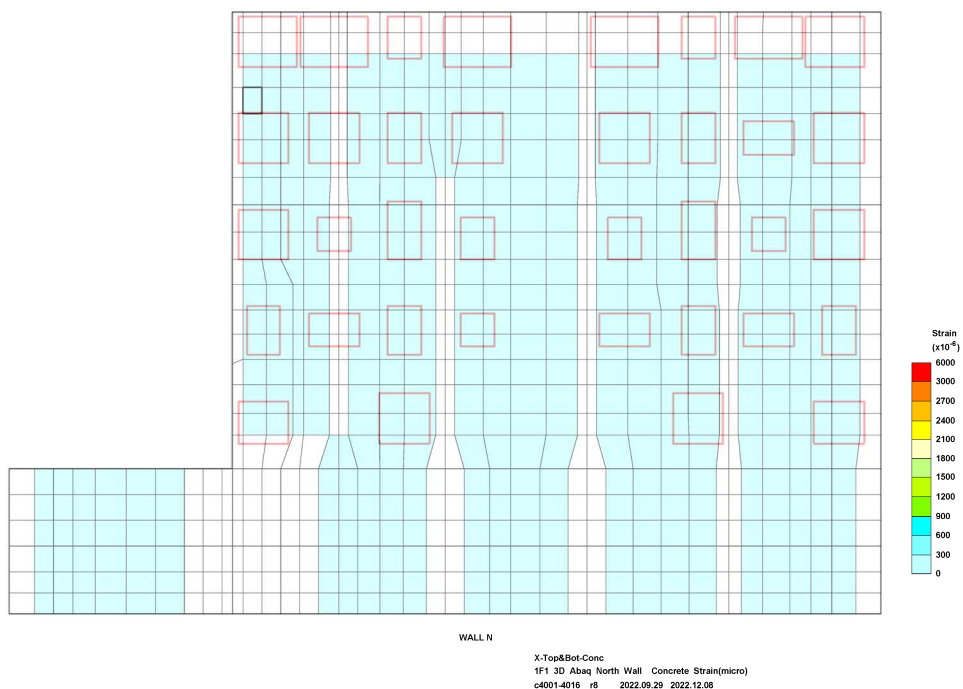
図-1.6 コンクリート圧縮ひずみの検定比 (建屋外壁西面)



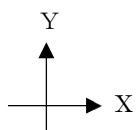
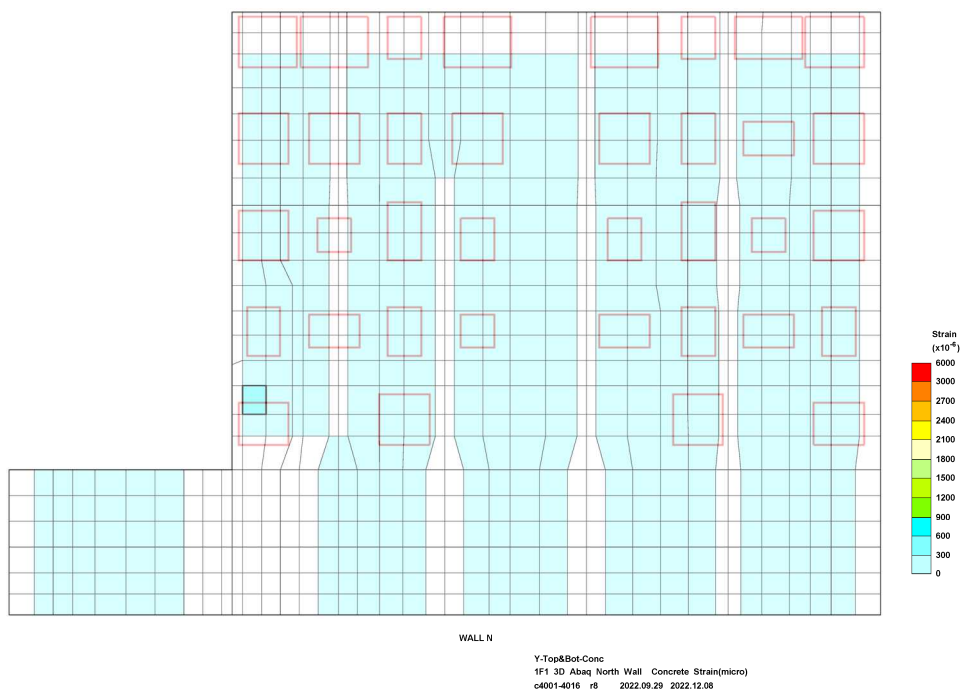
(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.7 コンクリート圧縮ひずみの検定比 (建屋外壁南面)

X方向

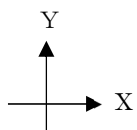
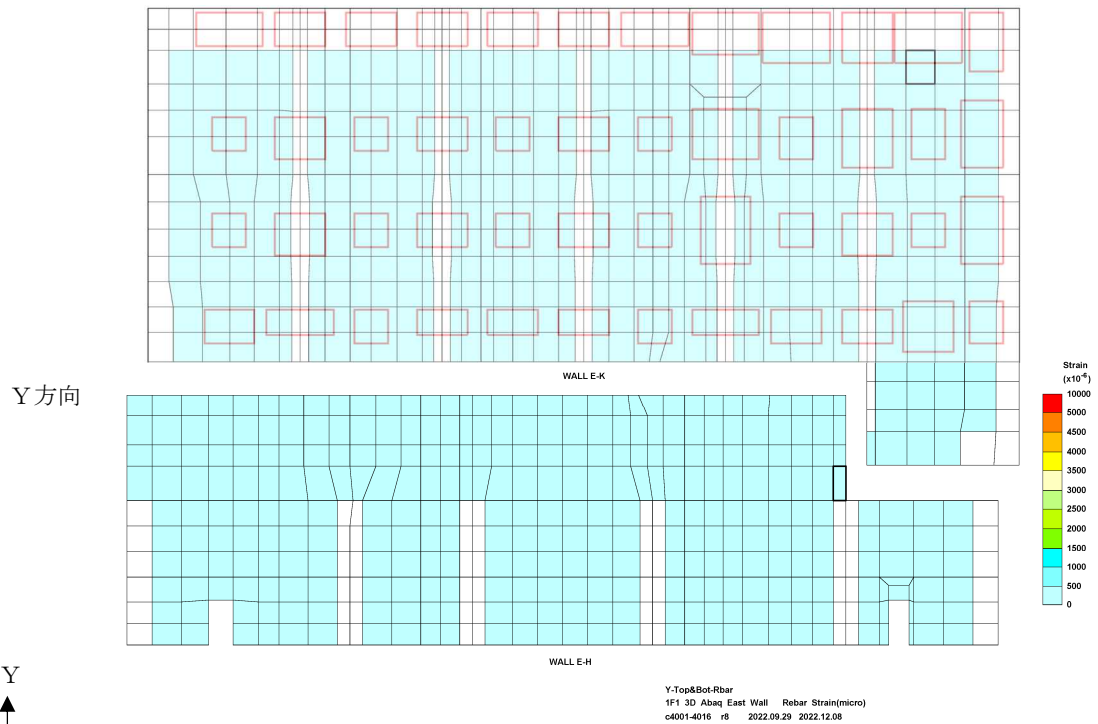
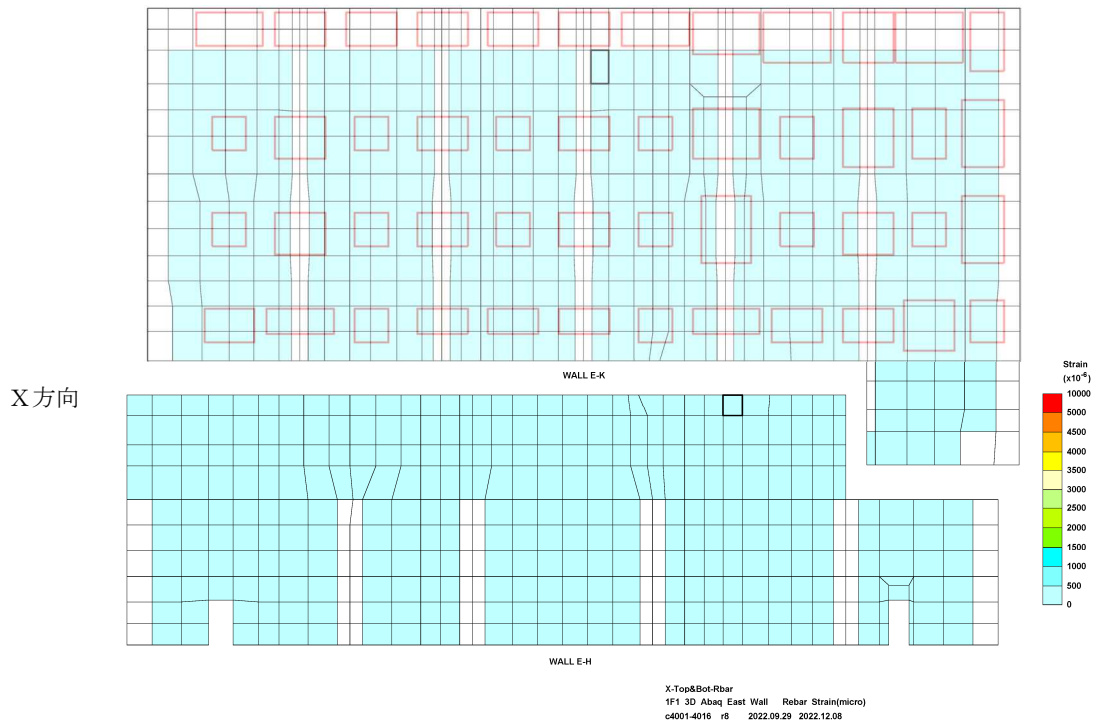


Y方向



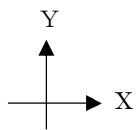
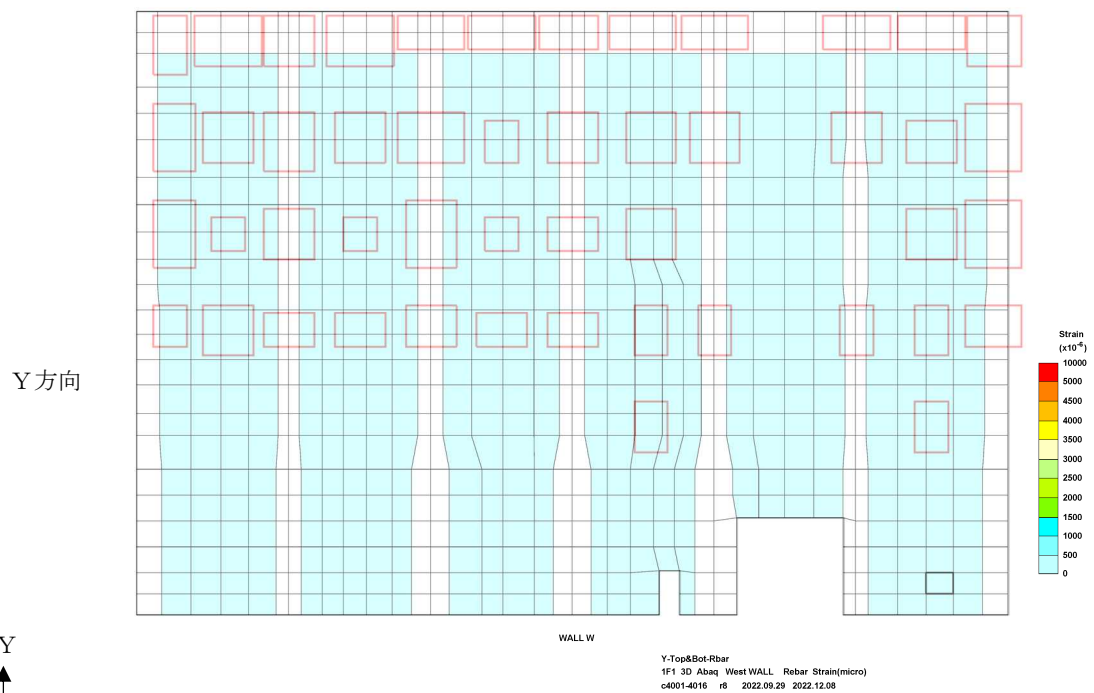
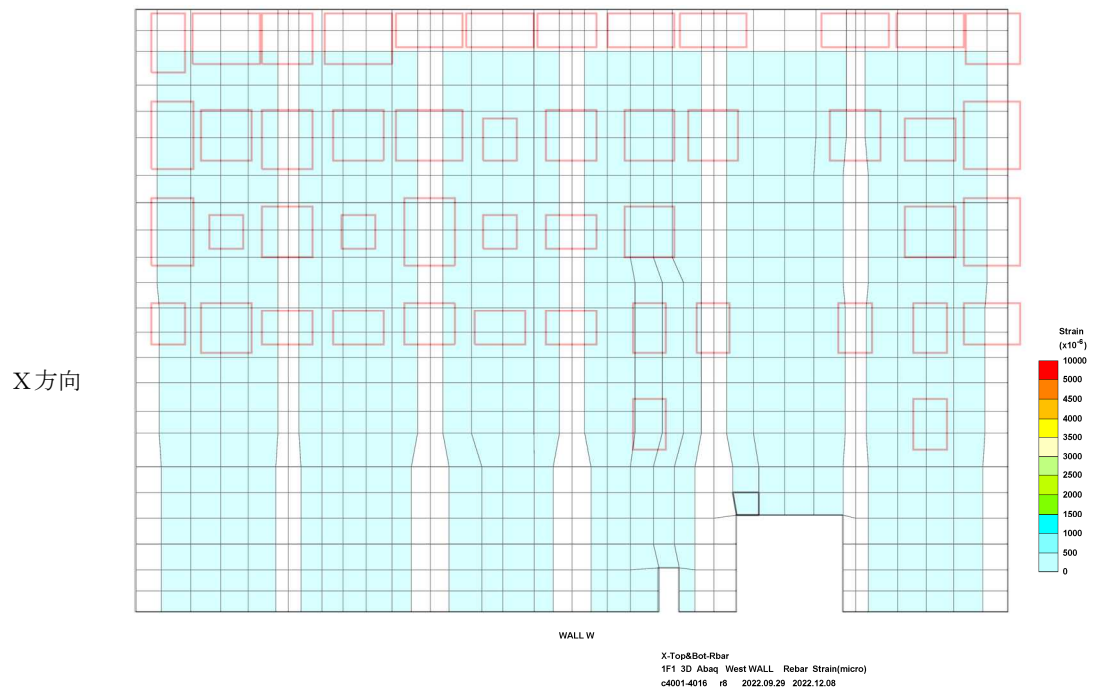
(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.8 コンクリート圧縮ひずみの検定比 (建屋外壁北面)



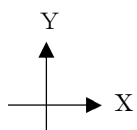
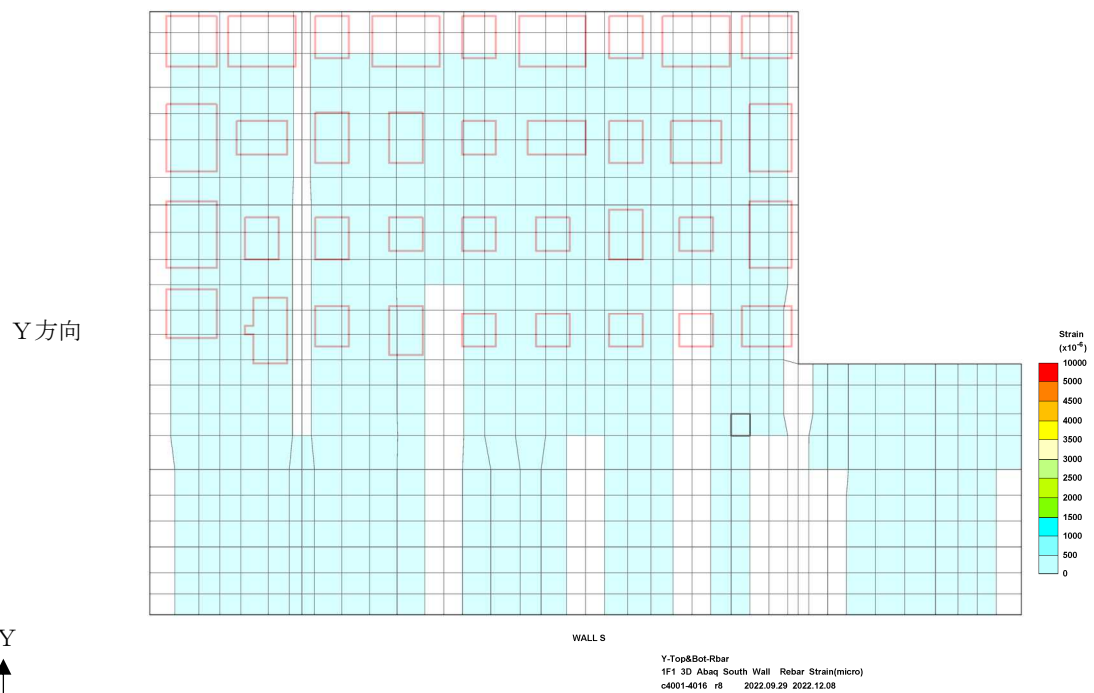
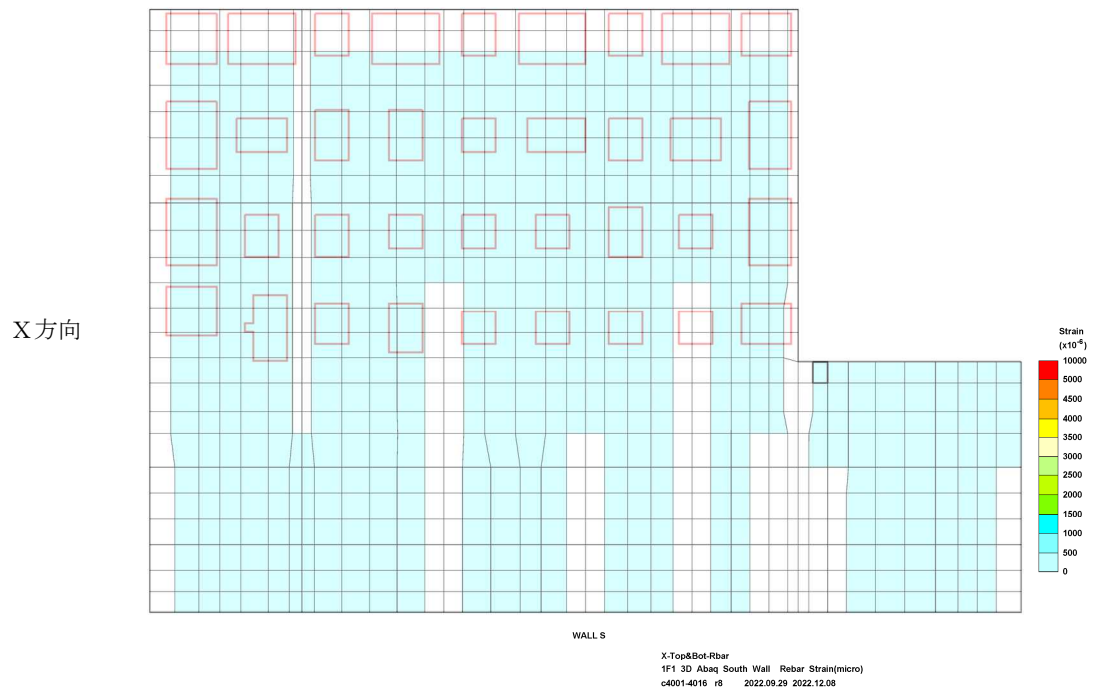
(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.9 鉄筋ひずみの検定比 (建屋外壁東面)



(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.10 鉄筋ひずみの検定比 (建屋外壁西面)



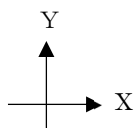
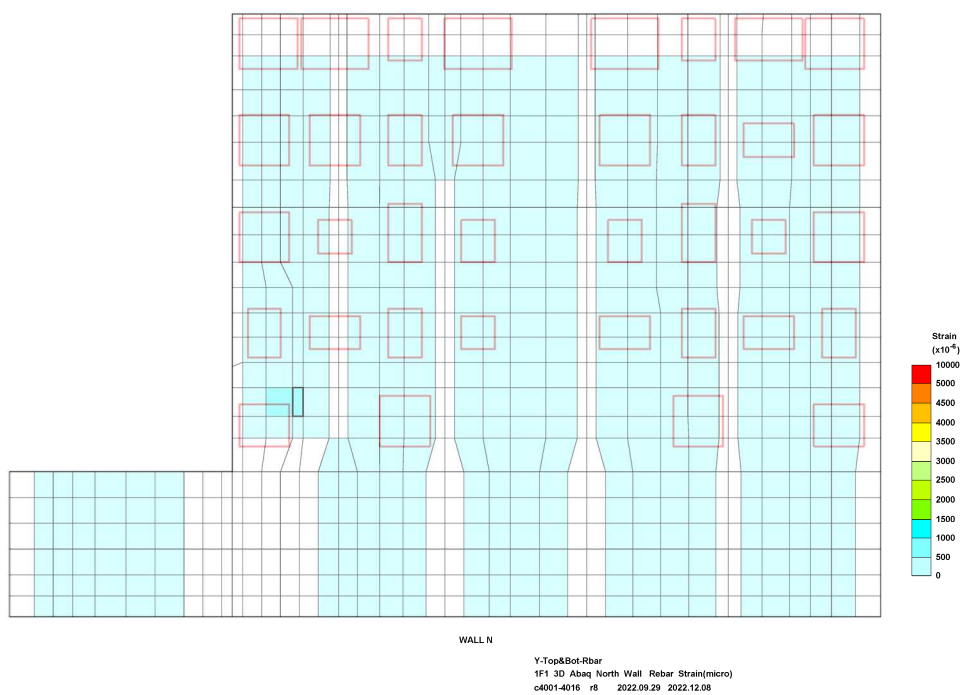
(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.11 鉄筋ひずみの検定比 (建屋外壁南面)

X方向

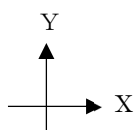
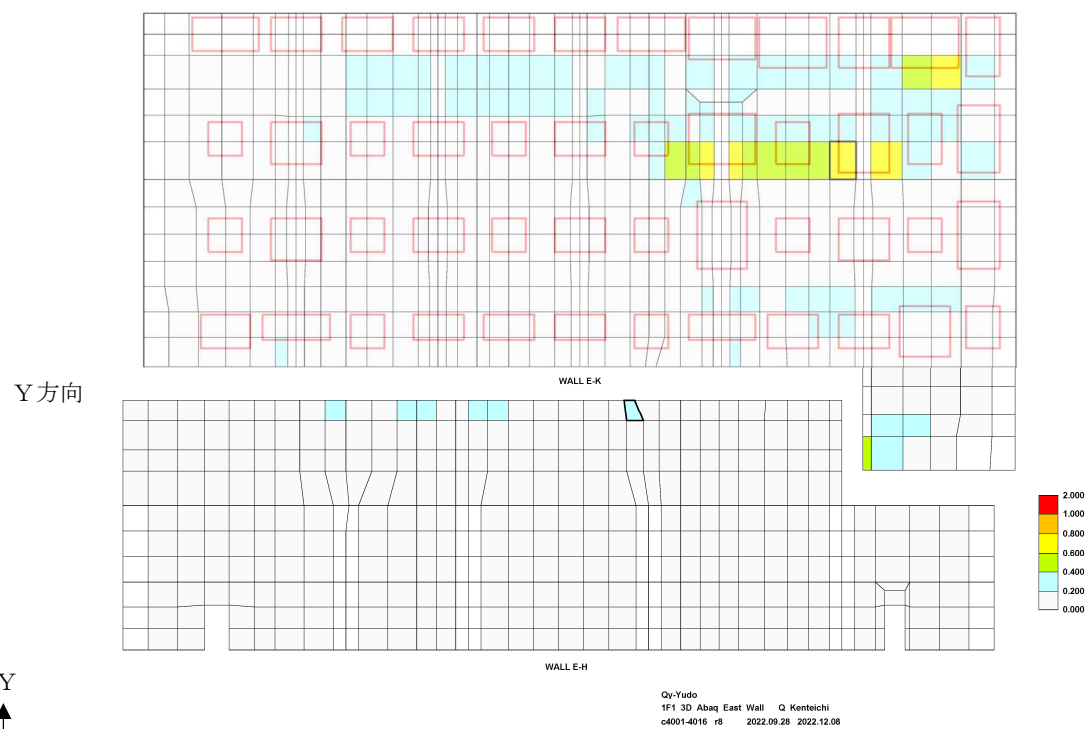
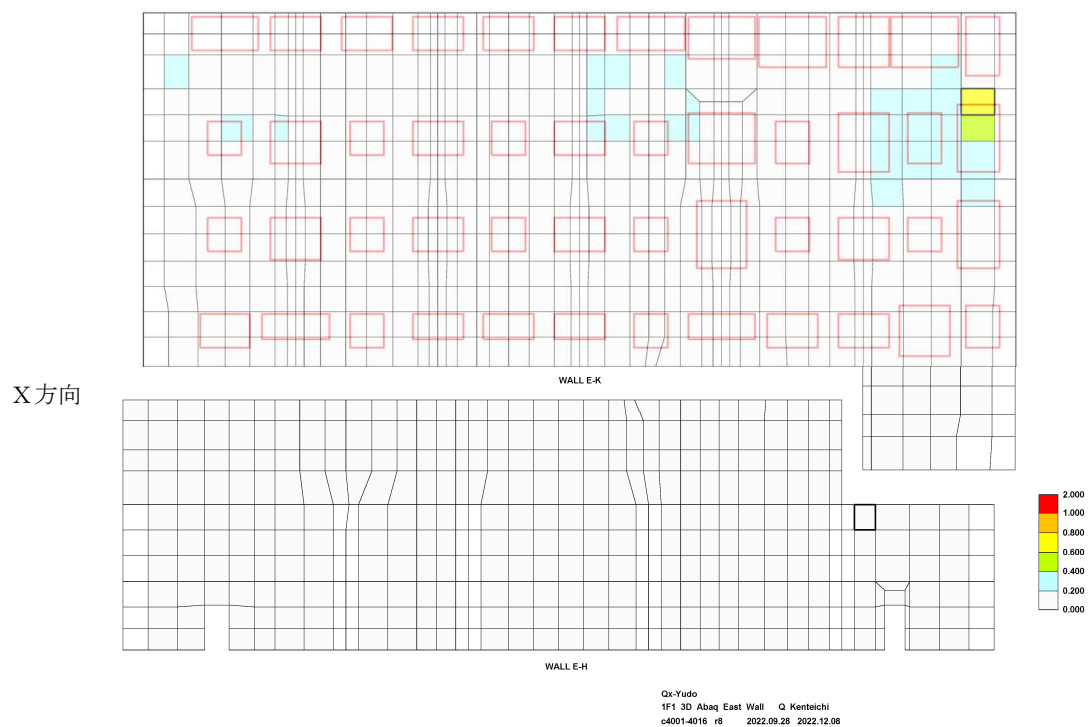


Y方向



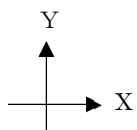
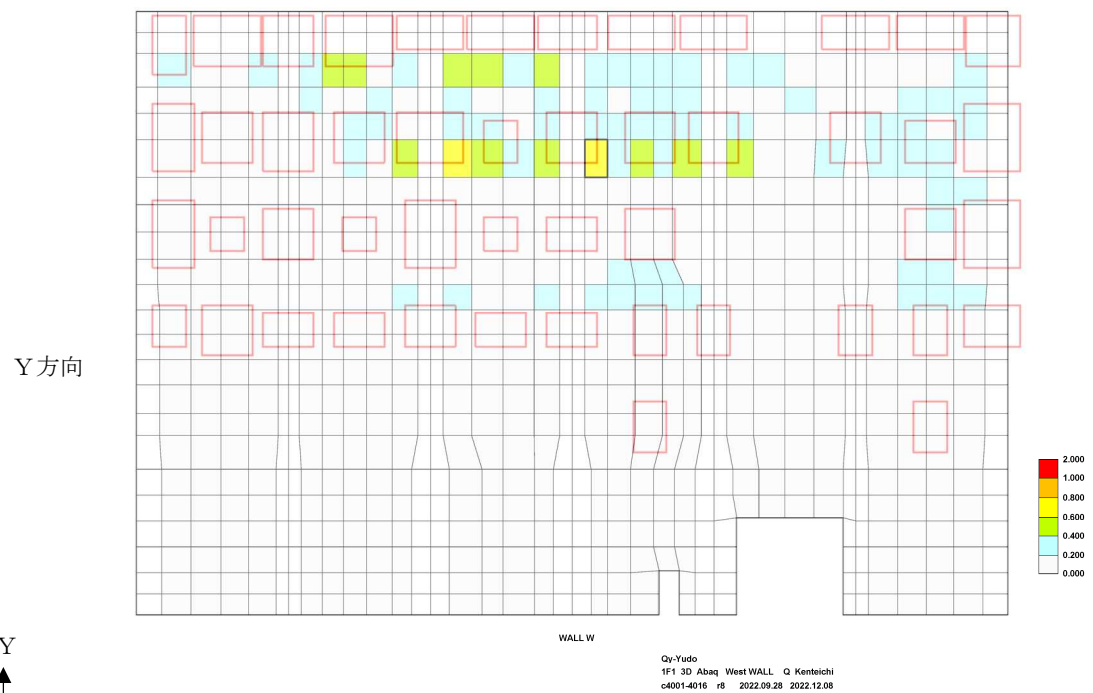
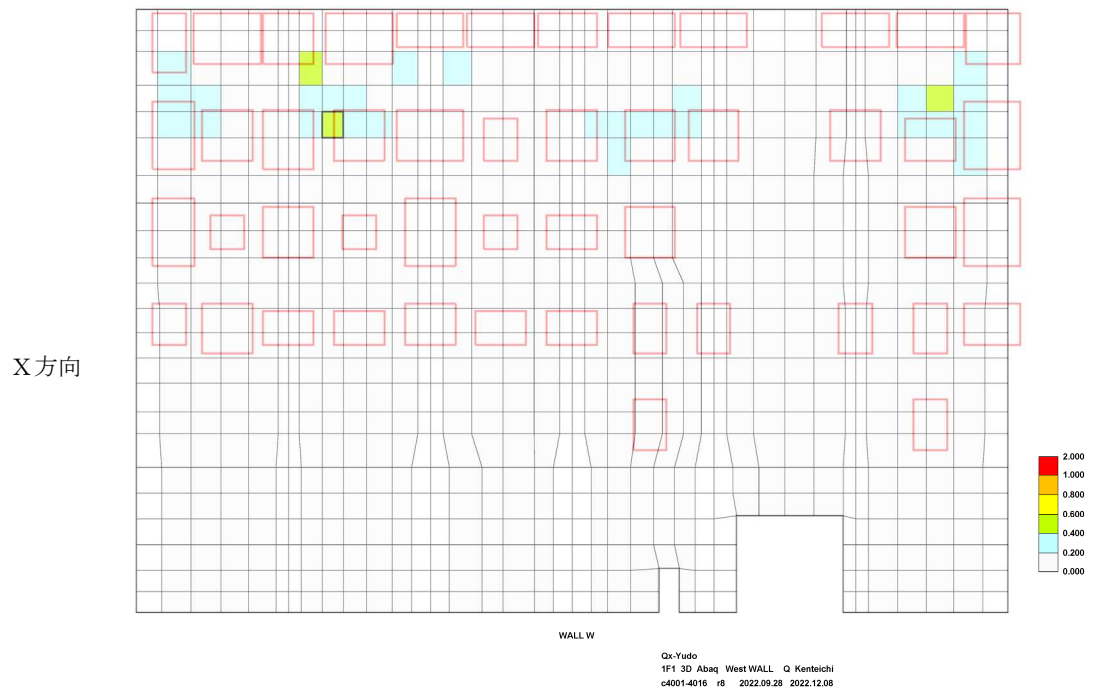
(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.12 鉄筋ひずみの検定比 (建屋外壁北面)



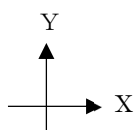
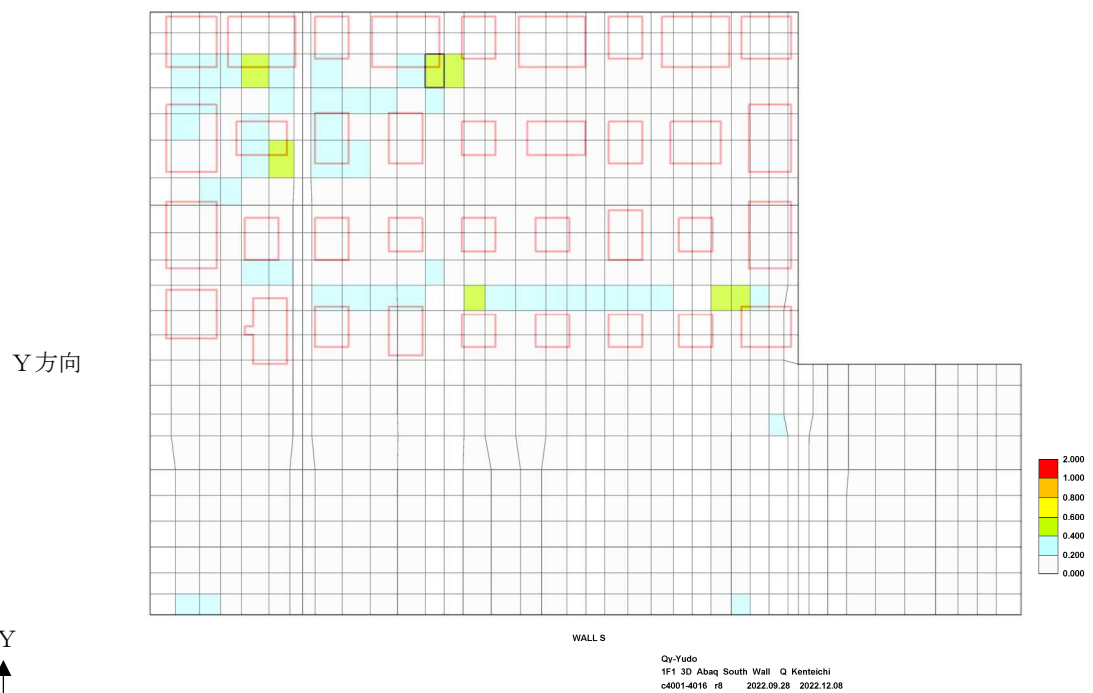
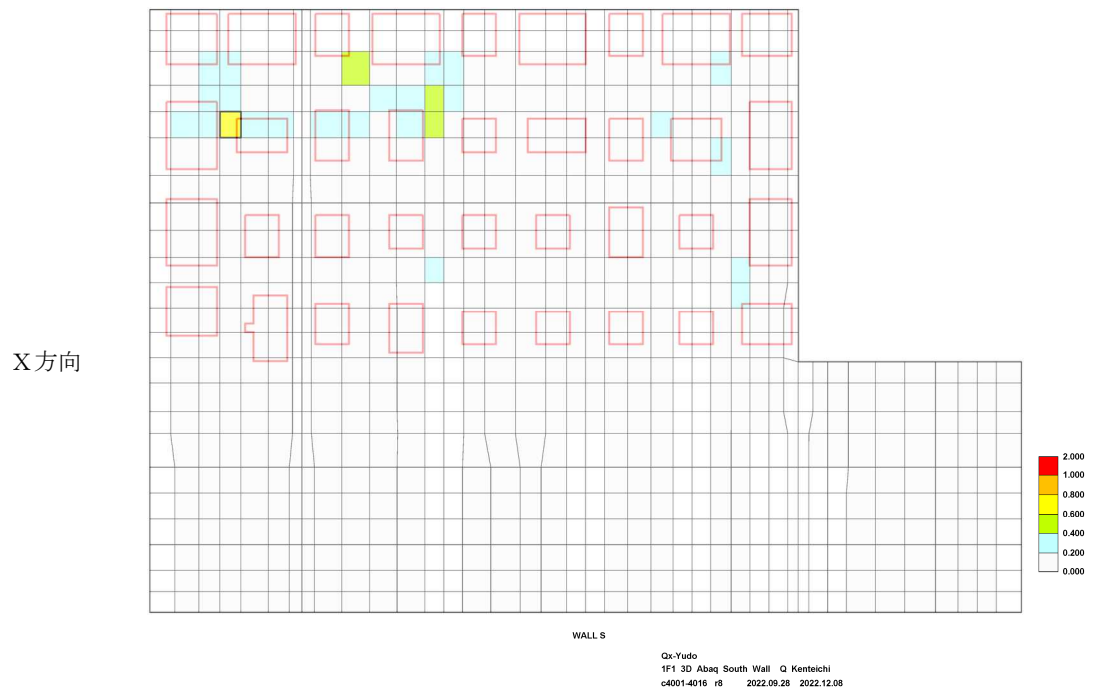
(図中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.13 面外せん断力の検定比 (建屋外壁東面)



(図中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

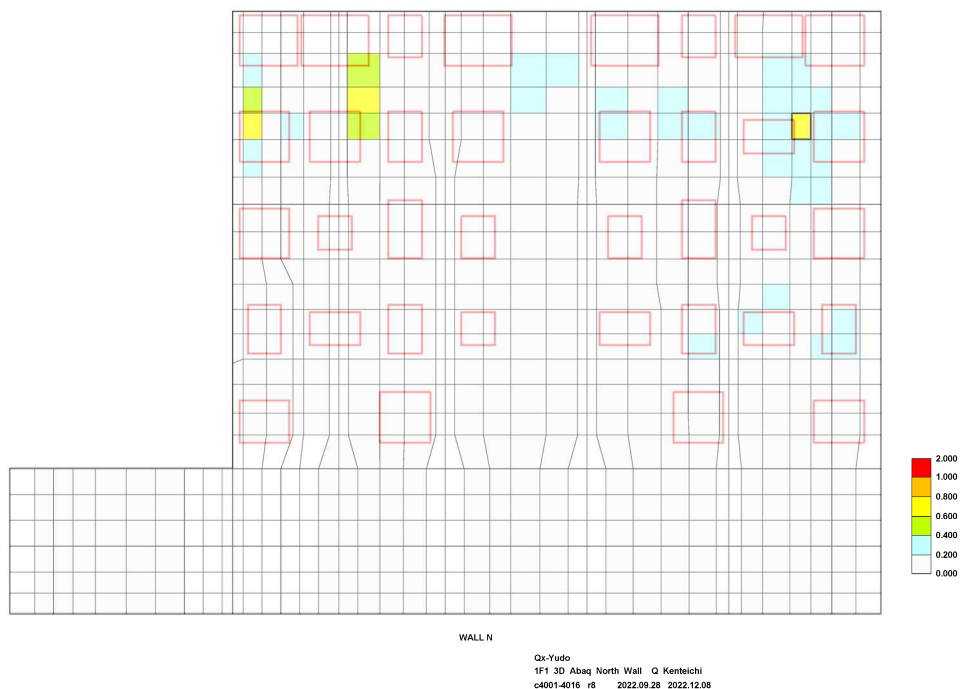
図-1.14 面外せん断力の検定比 (建屋外壁西面)



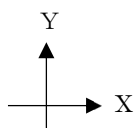
(図中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.15 面外せん断力の検定比 (建屋外壁南面)

X方向



Y方向



(図中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.16 面外せん断力の検定比 (建屋外壁北面)

1.3 Ss900 地震動に対する影響検討

1.3.1 検討概要

大型カバーを支持する原子炉建屋の外壁面について、Ss900 地震動に対する影響検討を行う。1/2Ss450 地震動に対する耐震安全性評価の検定値が最も厳しいケース（ $-1.0NS+0.4EW-0.4UD$ ）を対象に、1/2Ss450 と同じ解析モデルと評価基準値を用いて Ss900 地震動に対する影響を評価する。

なお、作用する地震力が 1/2Ss450 に比べ大きくなり外壁部の変形が進むため、図-1.3 に示す解析モデル壁脚部の境界条件をピンとする。また、外壁面に作用する大型カバーからの反力荷重が大きい箇所については、ベースプレートからの荷重分散性を考慮することとし、図-1.17 に示すように反力荷重を外壁厚分拡幅した範囲に作用させる。

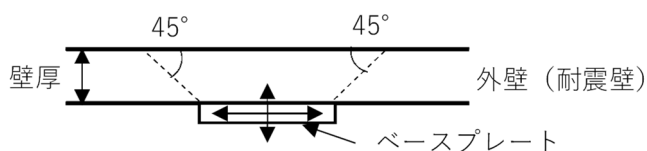


図-1.17 荷重分散範囲

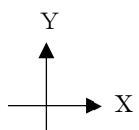
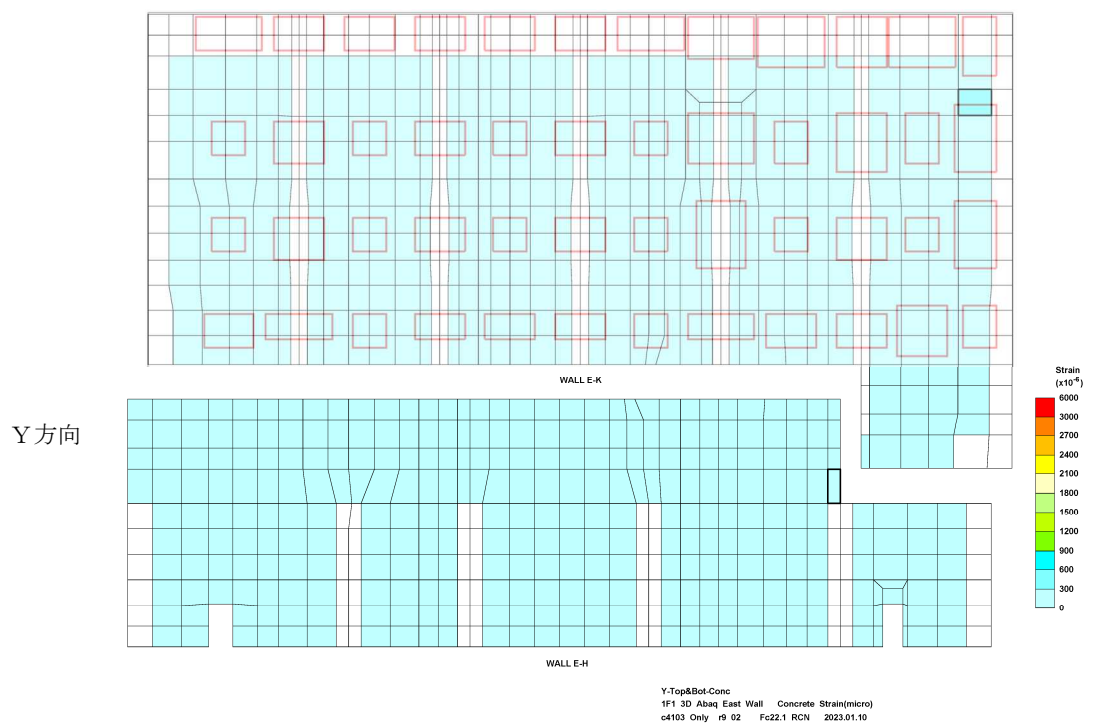
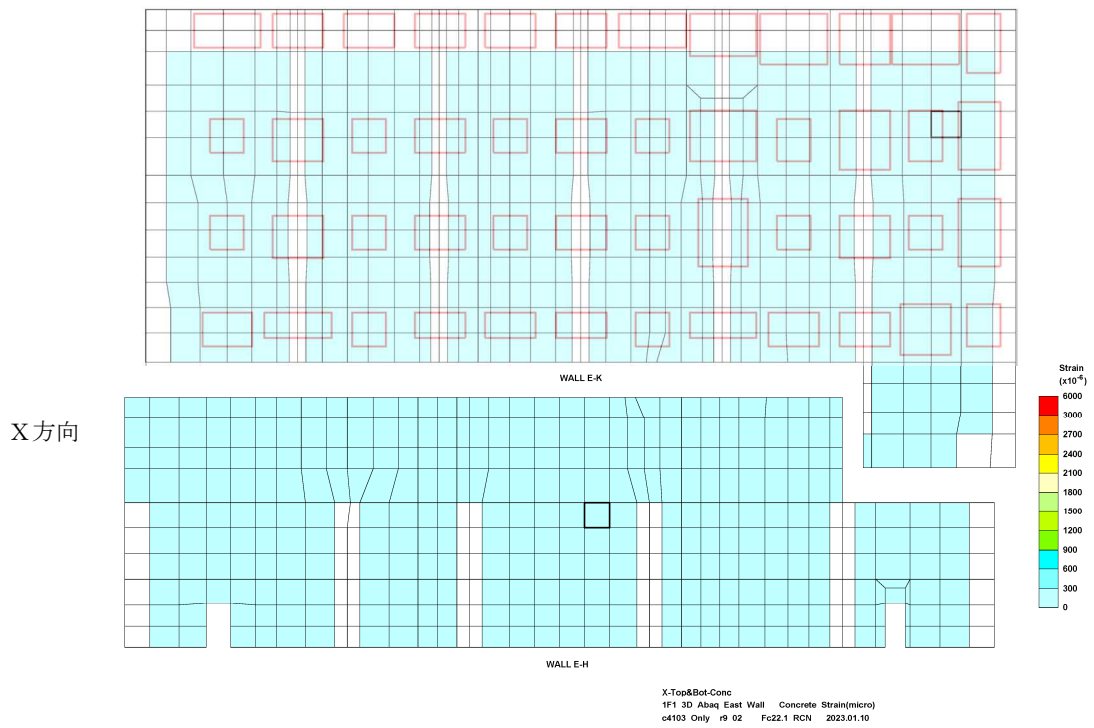
1.3.2 検討結果

発生ひずみ及び面外せん断力と評価基準値の比（検定比。1 以下で評価基準値を満足する。）を示した結果を図-1.18～図-1.29 に、各面の最大値一覧を表-1.4 に示す。いずれの箇所においても発生ひずみ並びに面外せん断力は許容限界以内であり、Ss900 地震動を入力した場合であっても躯体の健全性が確保されることを確認した。

なお、壁脚部に固定条件を仮定しても、許容限界以内にあり壁全体の崩壊系につながらないことを確認している。

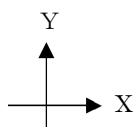
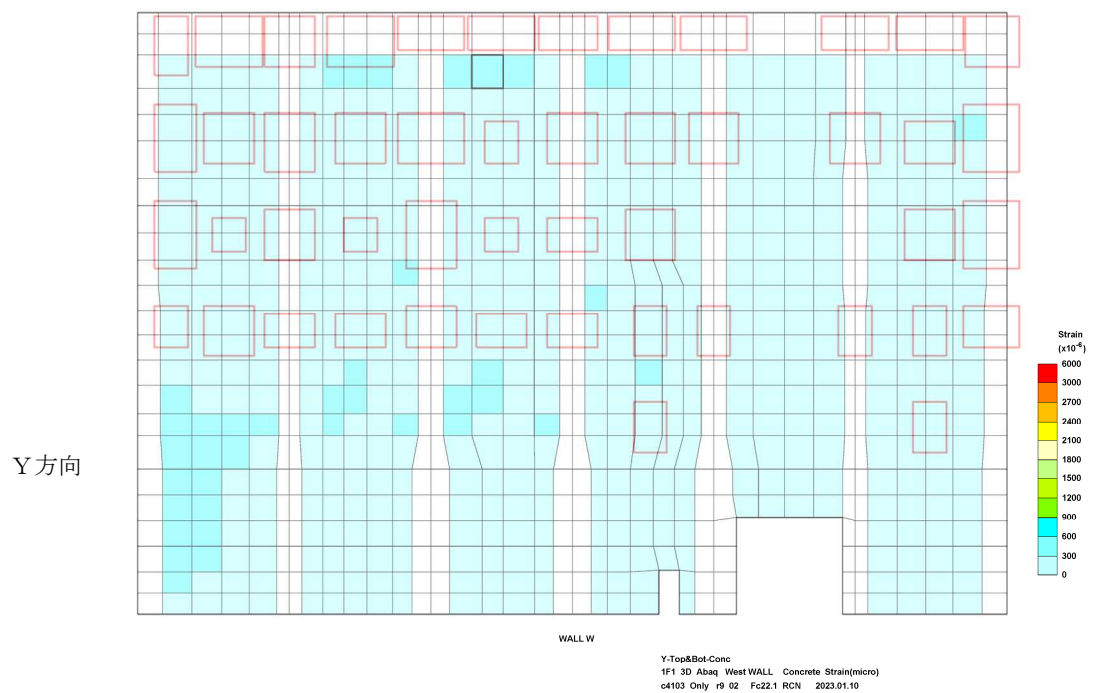
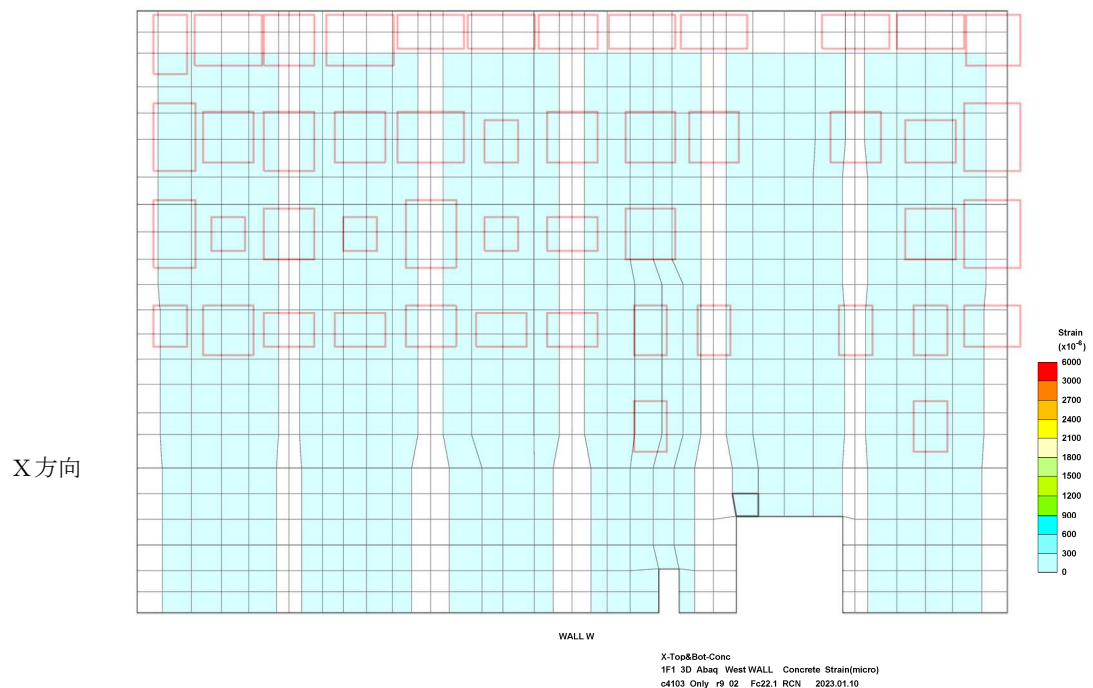
表-1.4 外壁各面の最大値一覧

部位	コンクリート ひずみ($\times 10^{-6}$)	鉄筋ひずみ ($\times 10^{-6}$)	面外せん断力 検定比
東壁	-306	983	0.533
西壁	-442	821	0.695
南壁	-279	873	0.967
北壁	-603	848	0.953



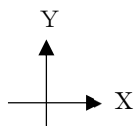
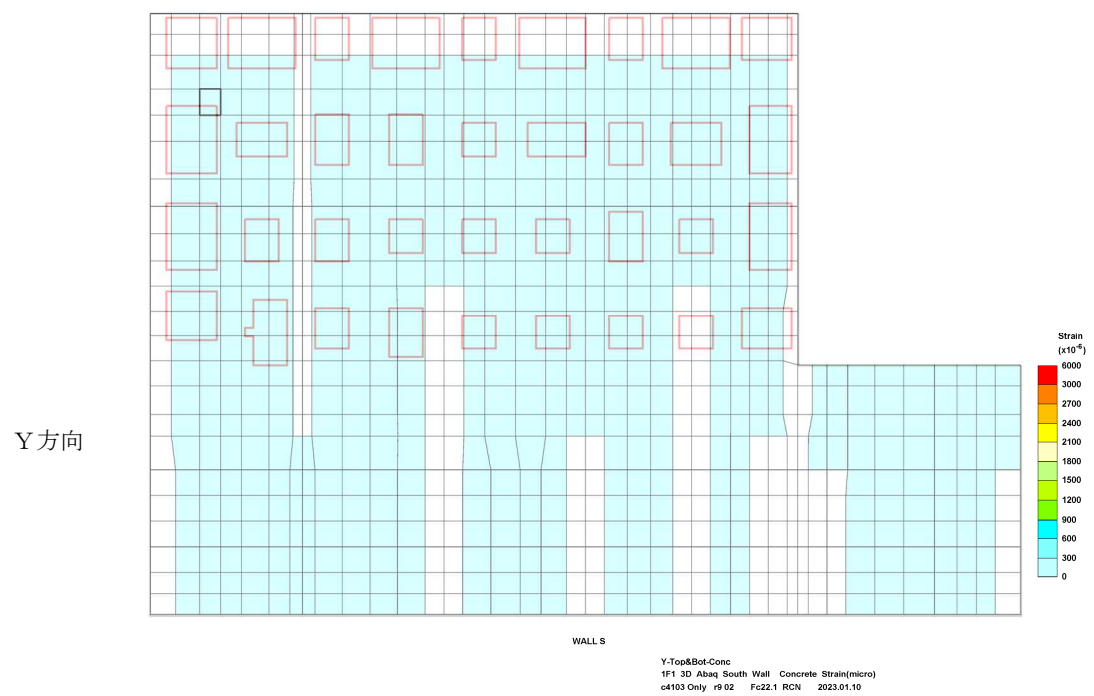
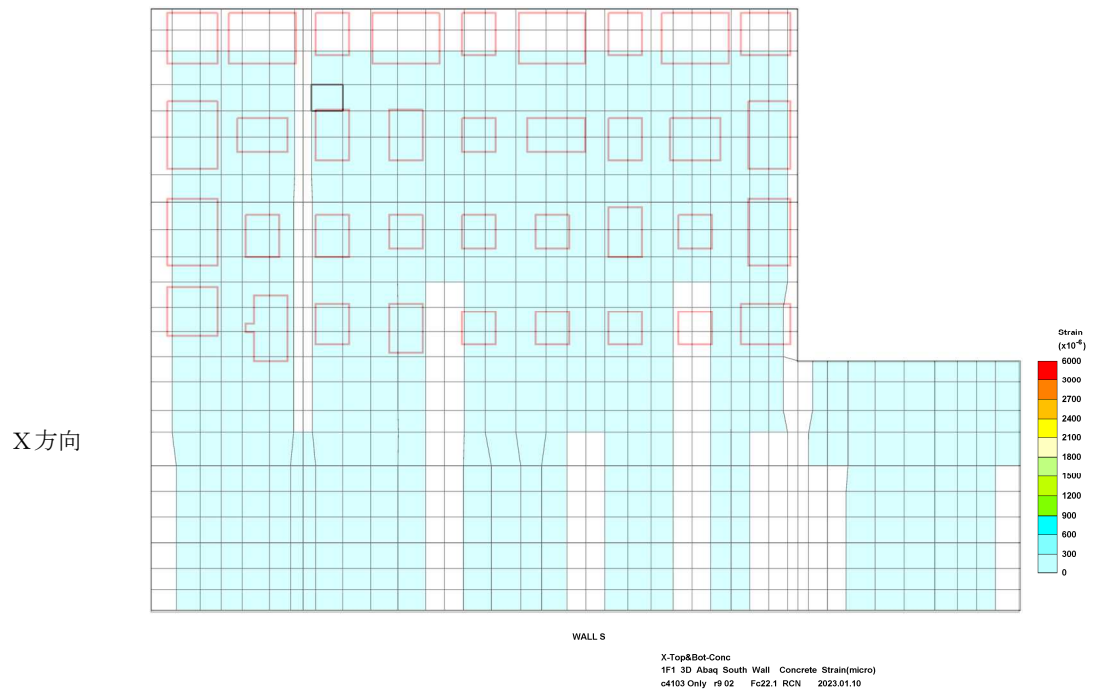
(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.18 コンクリート圧縮ひずみの検定比 (建屋外壁東面)



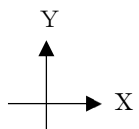
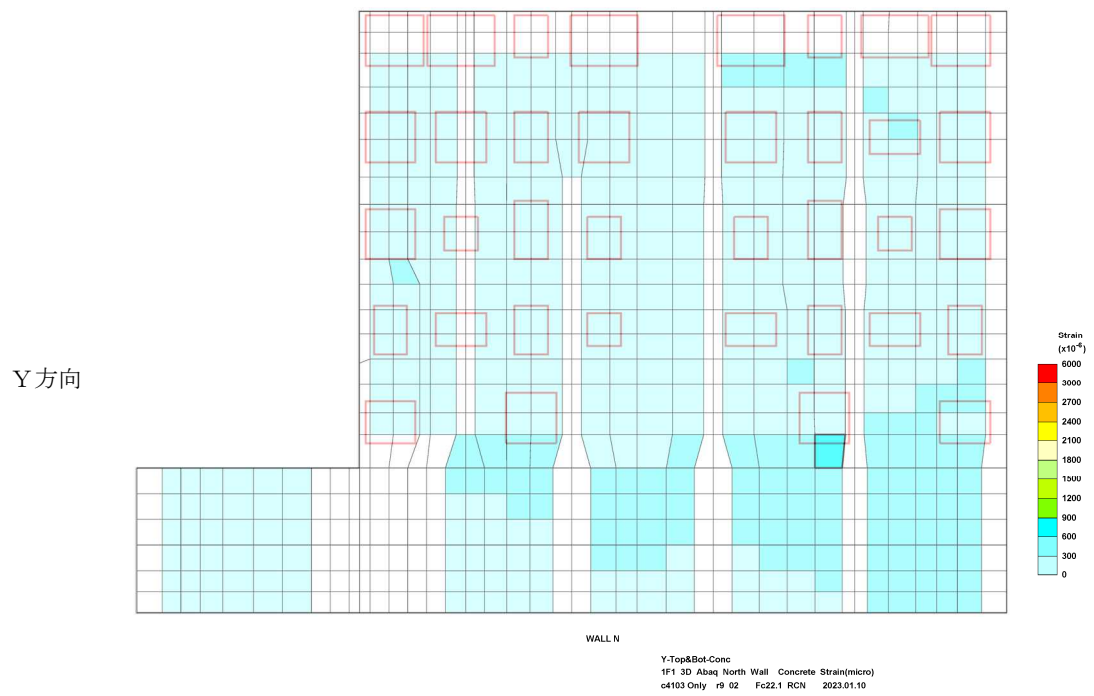
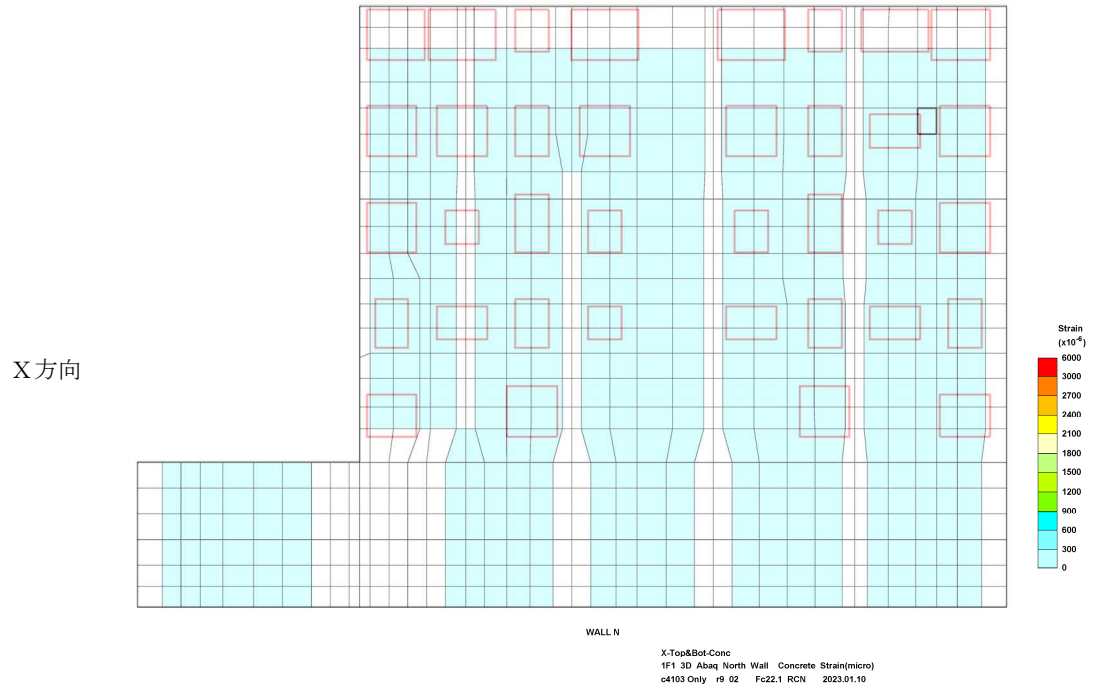
(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.19 コンクリート圧縮ひずみの検定比 (建屋外壁西面)



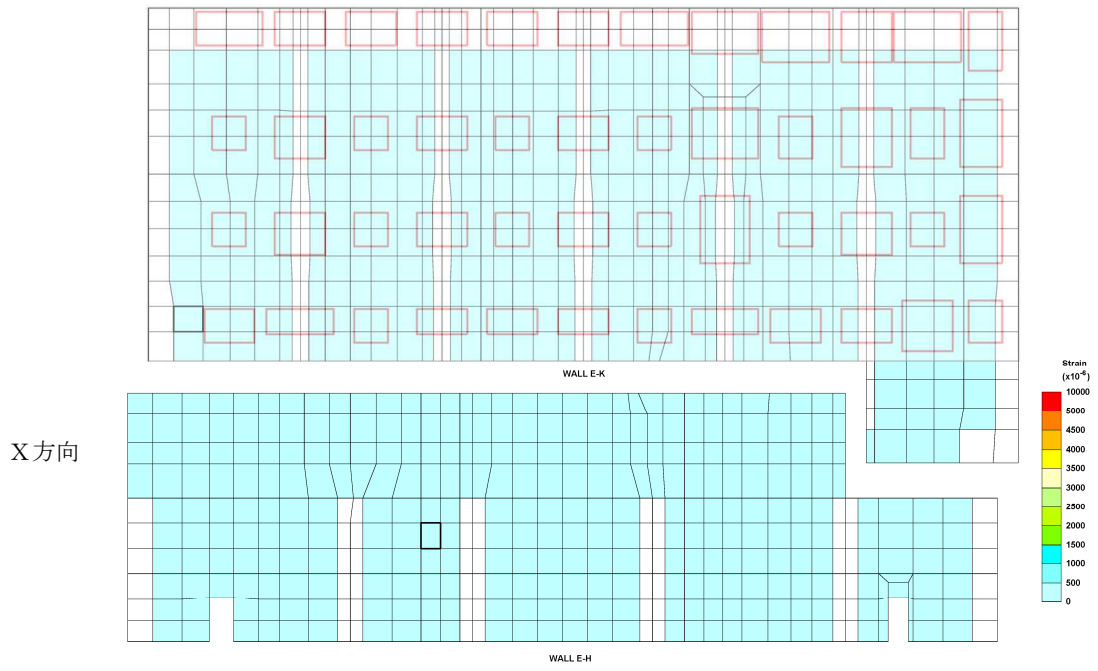
(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.20 コンクリート圧縮ひずみの検定比 (建屋外壁南面)

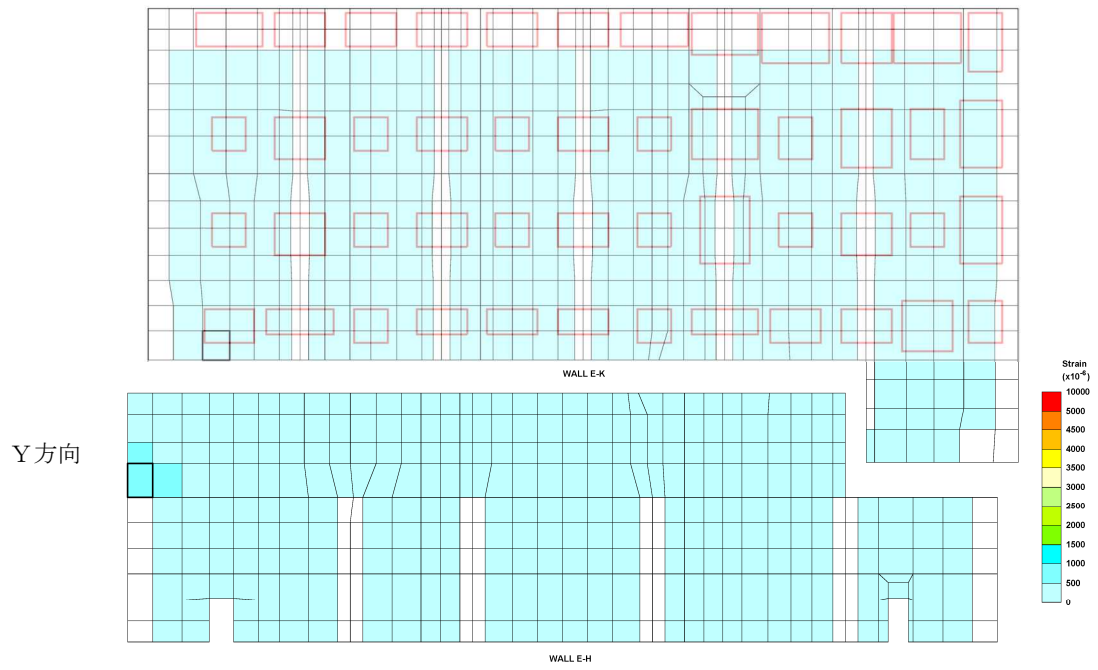


(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

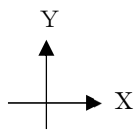
図-1.21 コンクリート圧縮ひずみの検定比 (建屋外壁北面)



X-Top&Bot-Rbar
1F1 3D Abaq East Wall Rebar Strain(micro)
c4103 Only r9 02 FcZ2.1 RCN 2023.01.10

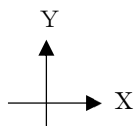
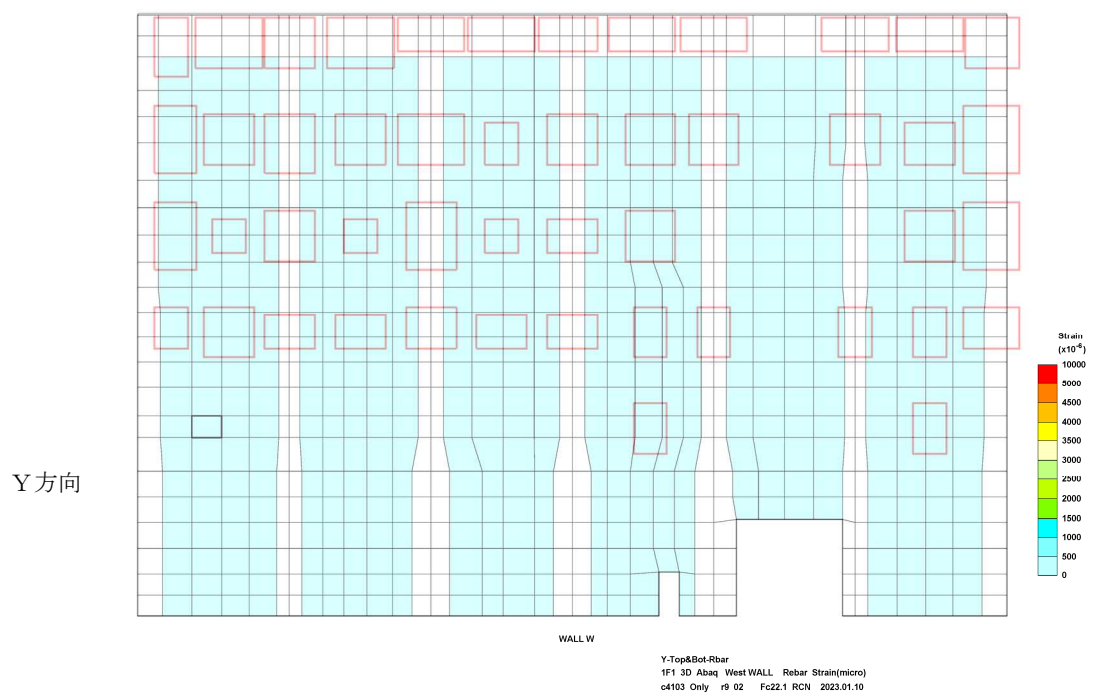


Y-Top&Bot-Rbar
1F1 3D Abaq East Wall Rebar Strain(micro)
c4103 Only r9 02 FcZ2.1 RCN 2023.01.10



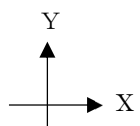
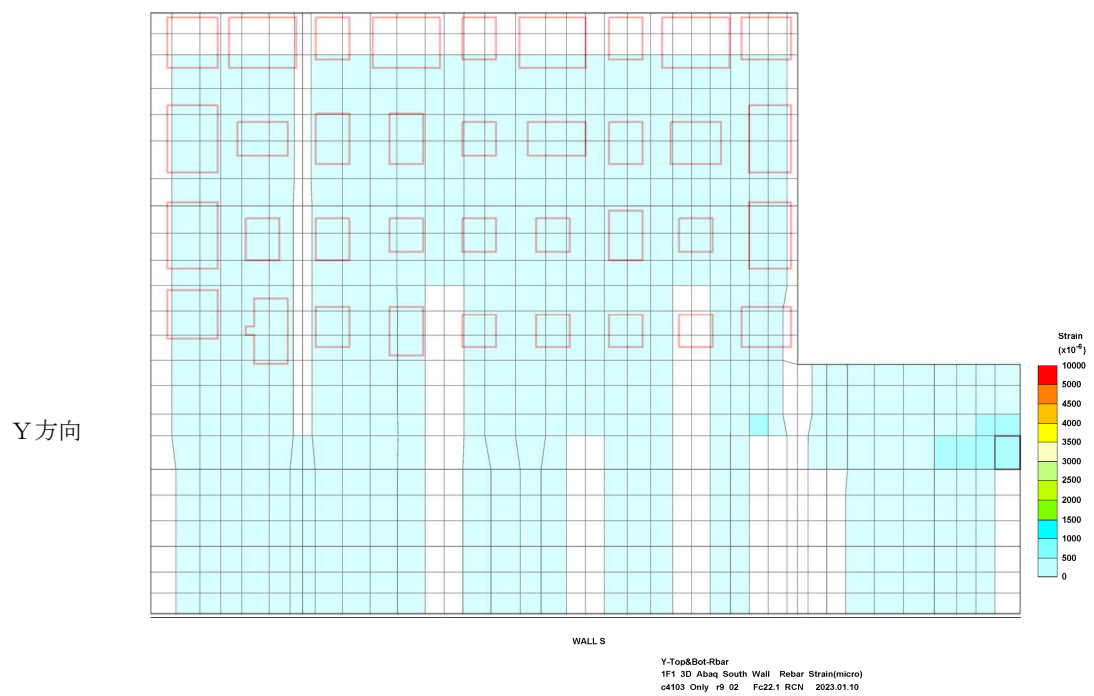
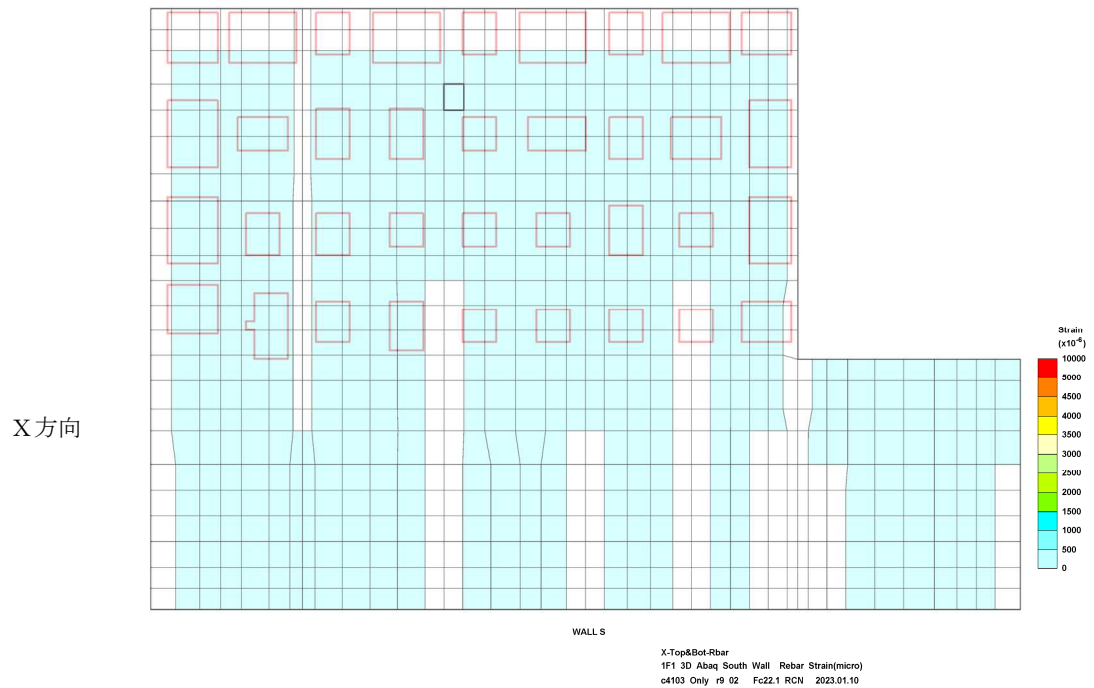
(図中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.22 鉄筋ひずみの検定比 (建屋外壁東面)



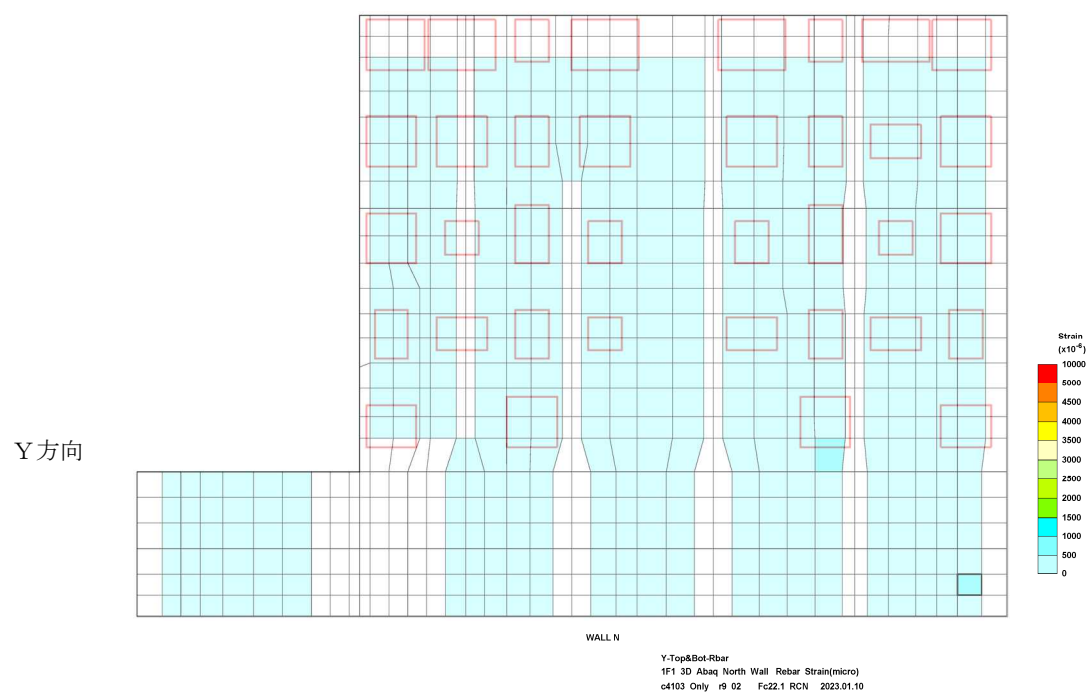
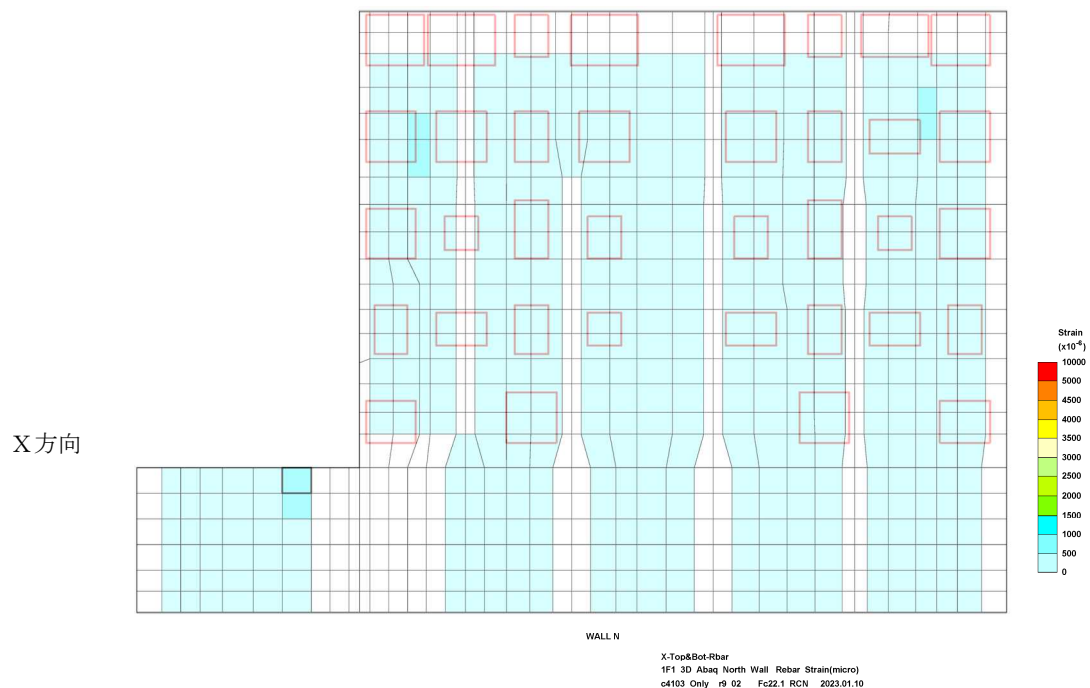
(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.23 鉄筋ひずみの検定比 (建屋外壁西面)



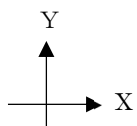
(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

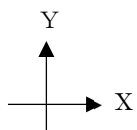
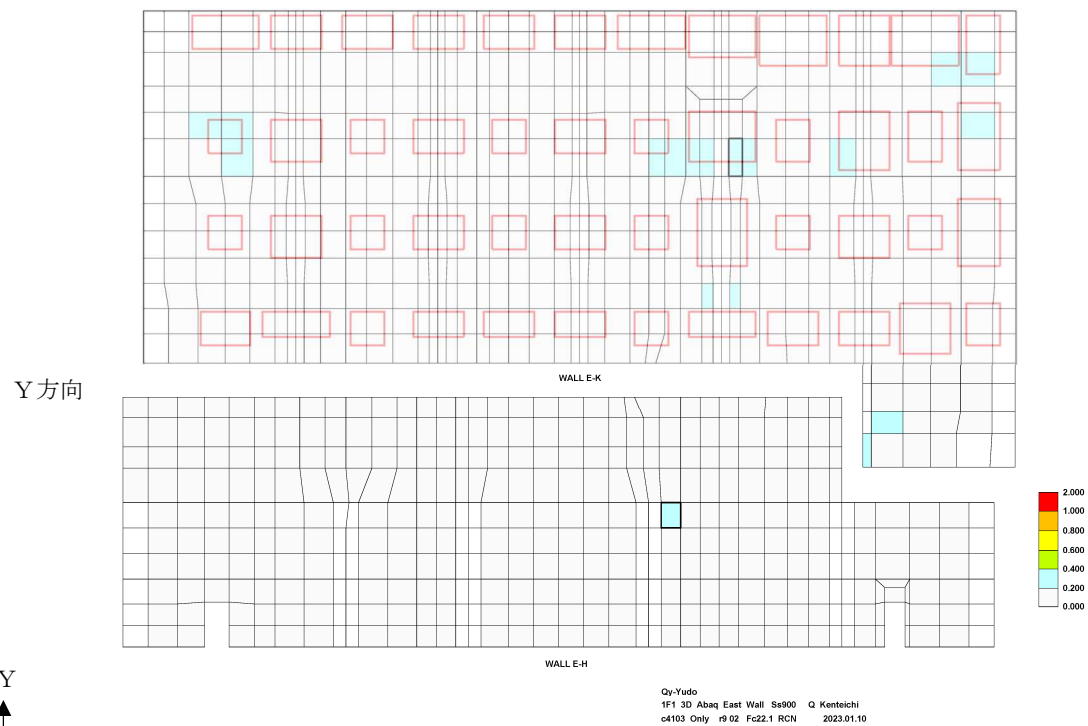
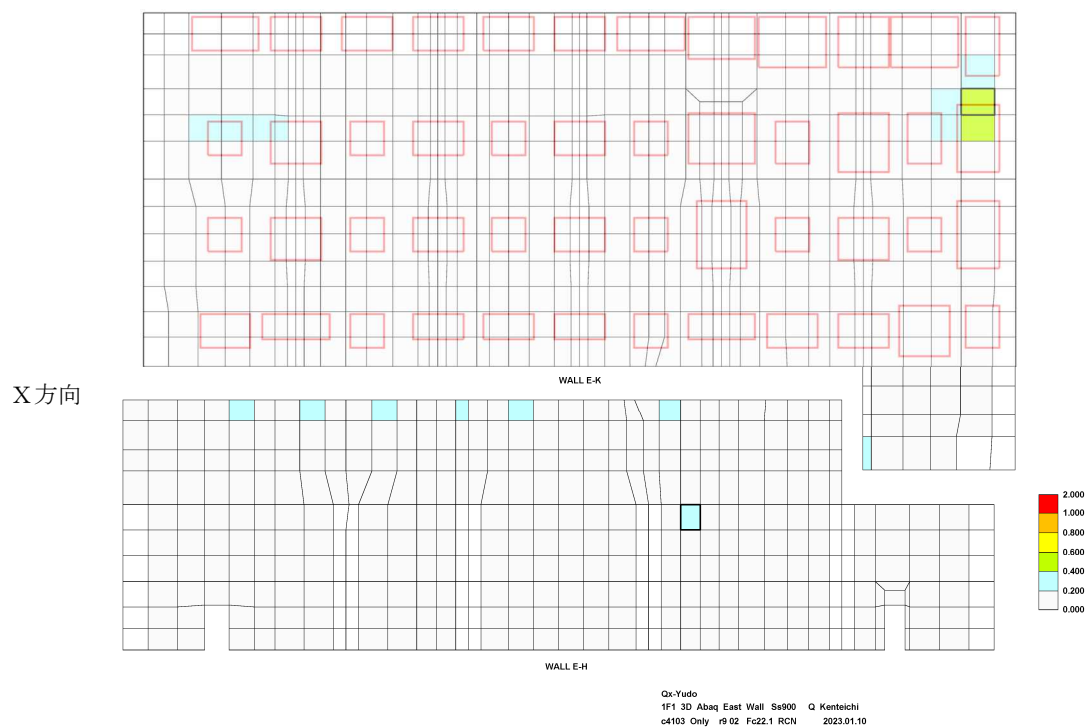
図-1.24 鉄筋ひずみの検定比 (建屋外壁南面)



(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

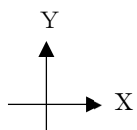
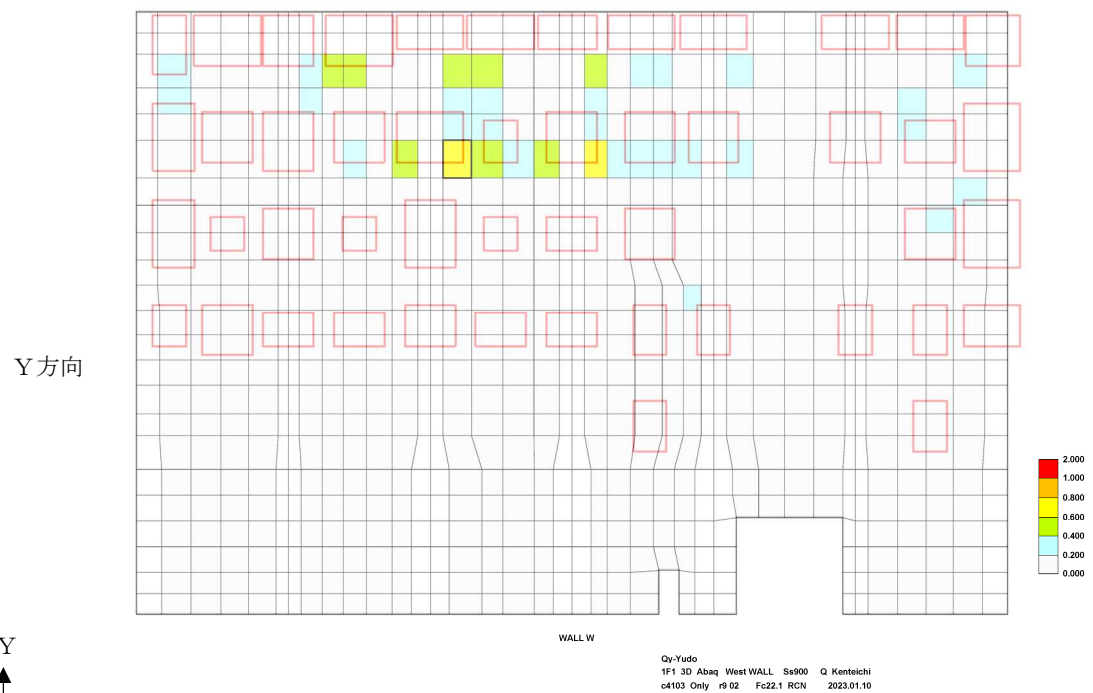
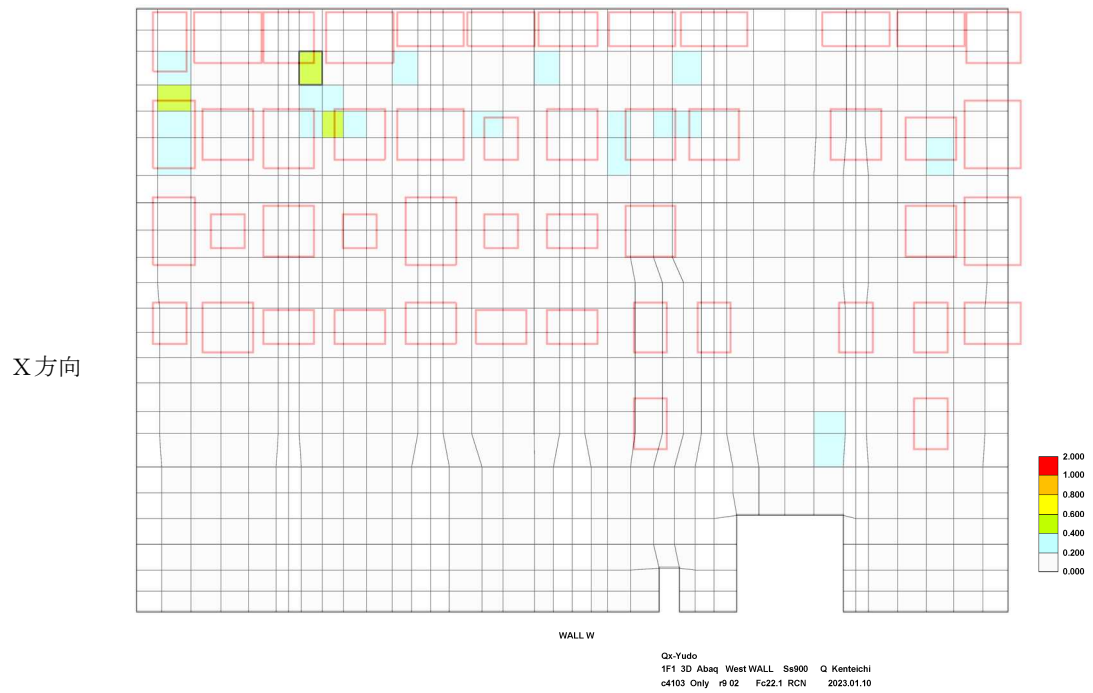
図-1.25 鉄筋ひずみの検定比 (建屋外壁北面)





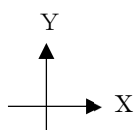
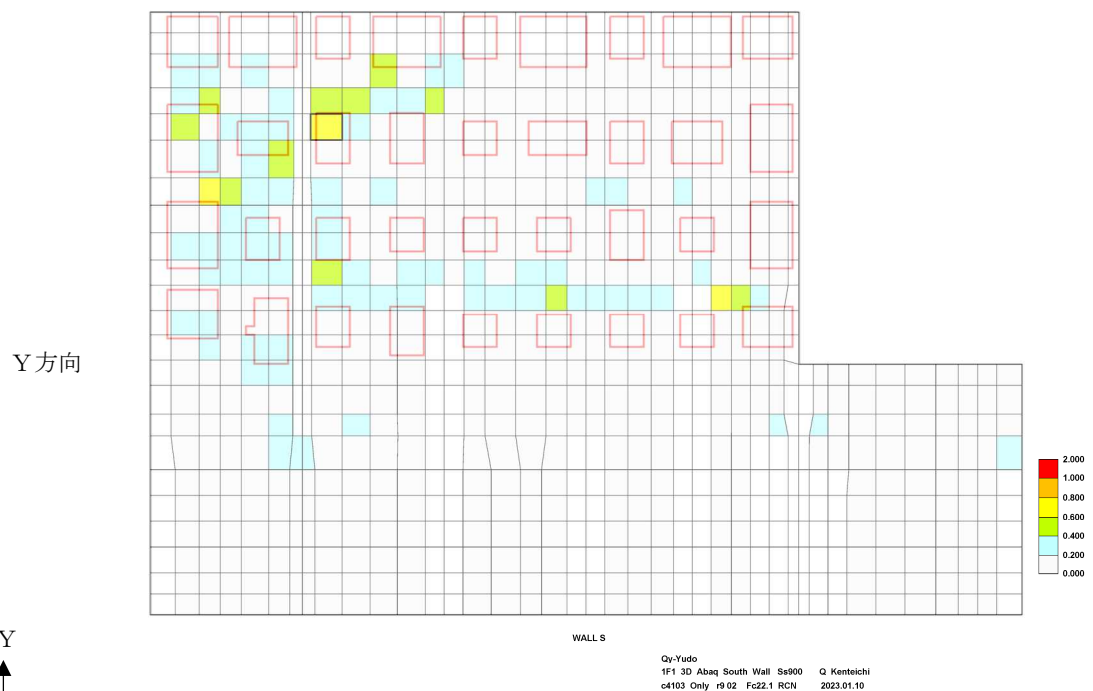
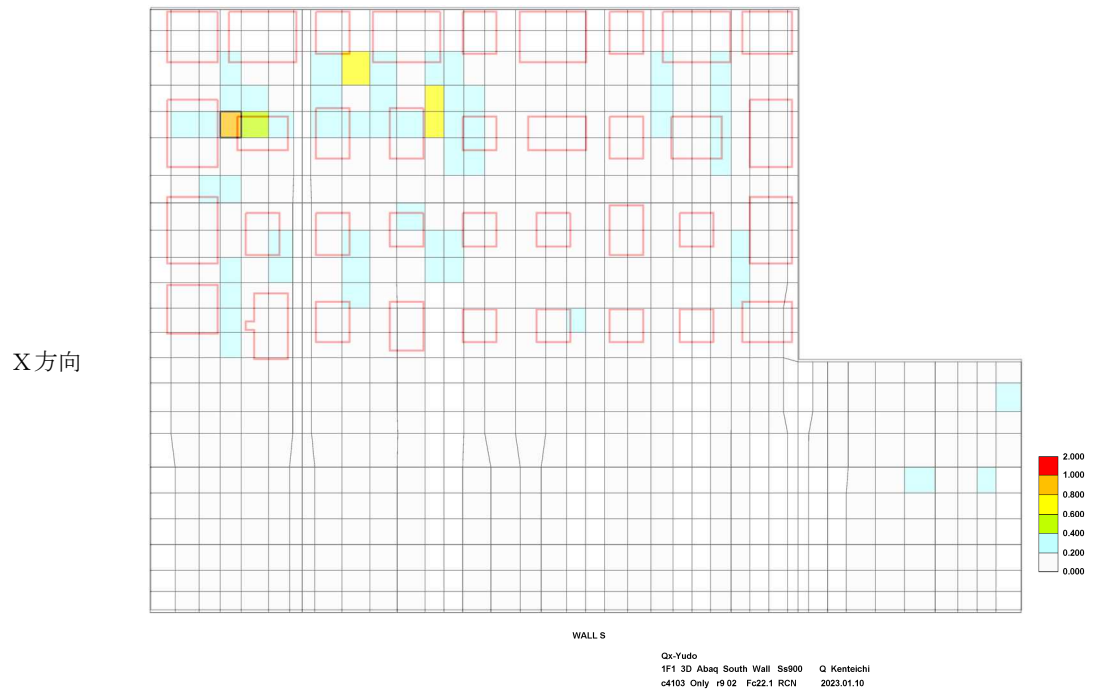
(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.26 面外せん断力の検定比 (建屋外壁東面)



(図中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

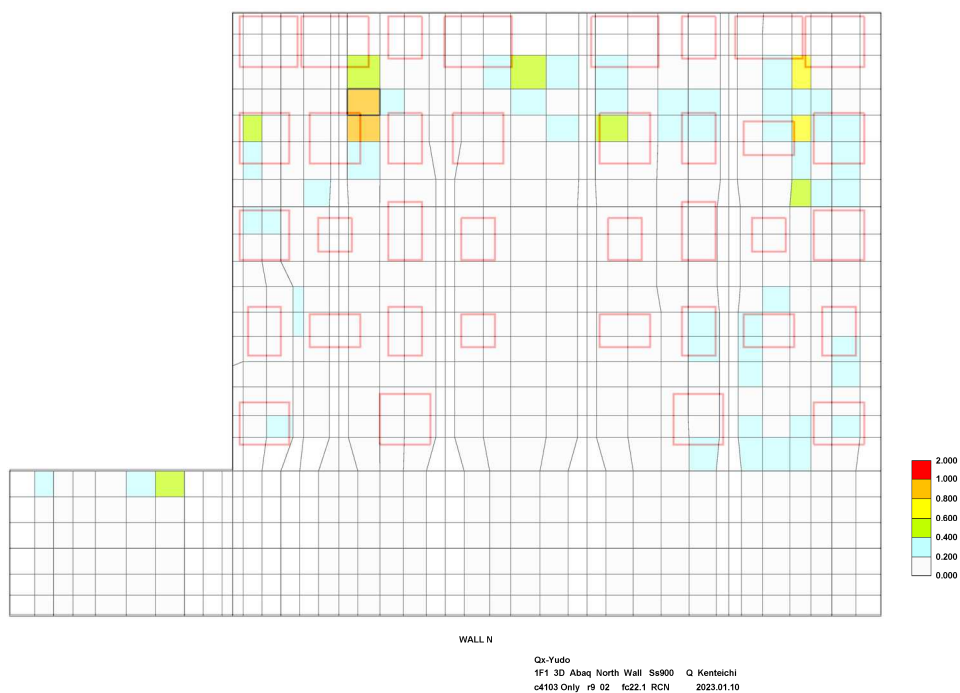
図-1.27 面外せん断力の検定比 (建屋外壁西面)



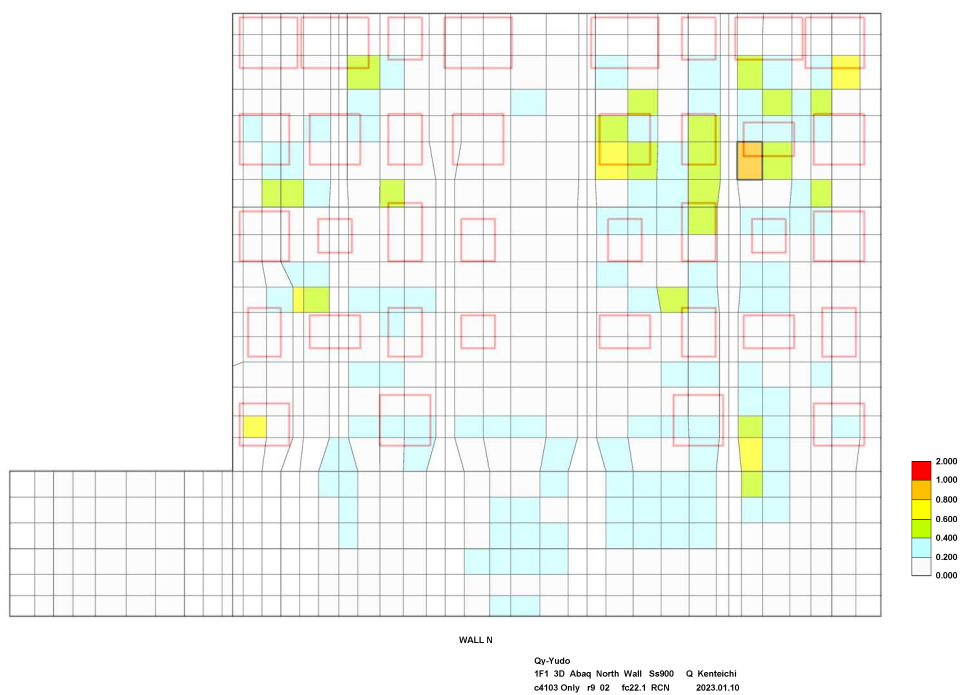
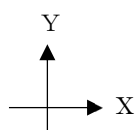
(図中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.28 面外せん断力の検定比 (建屋外壁南面)

X方向



Y方向



(図中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

図-1.29 面外せん断力の検定比 (建屋外壁北面)