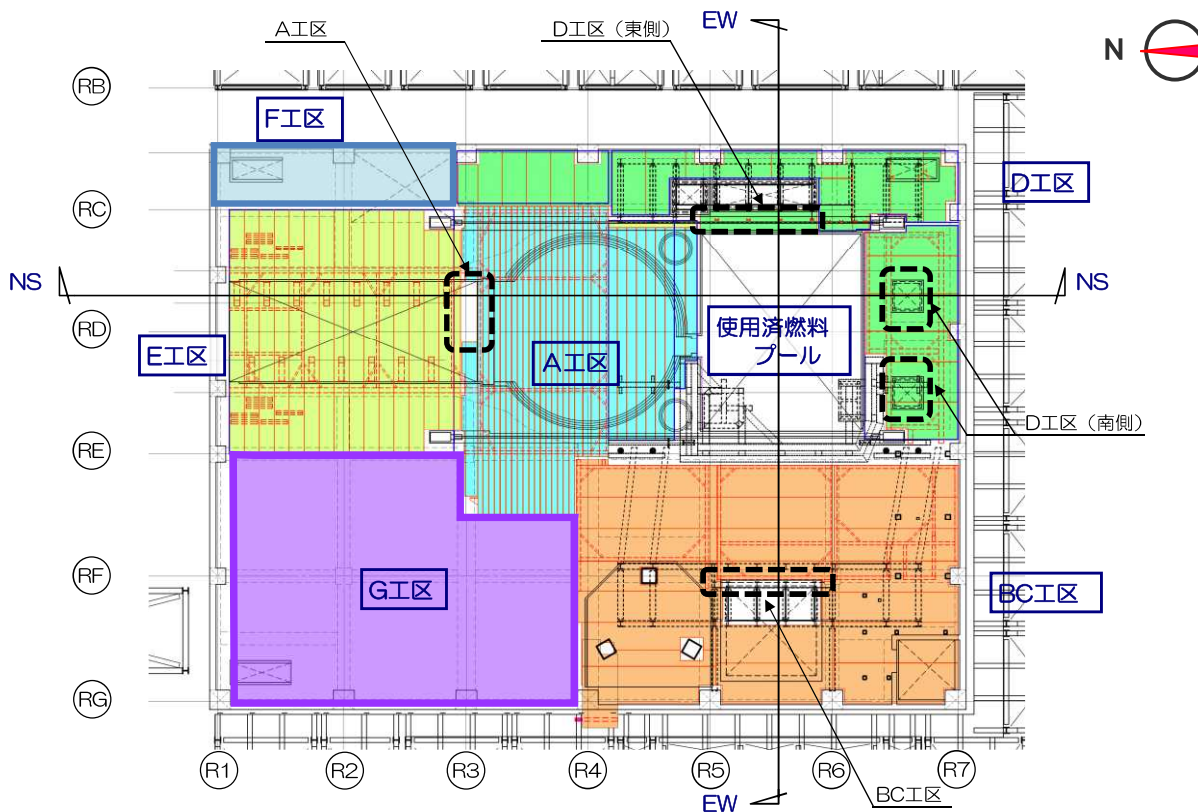
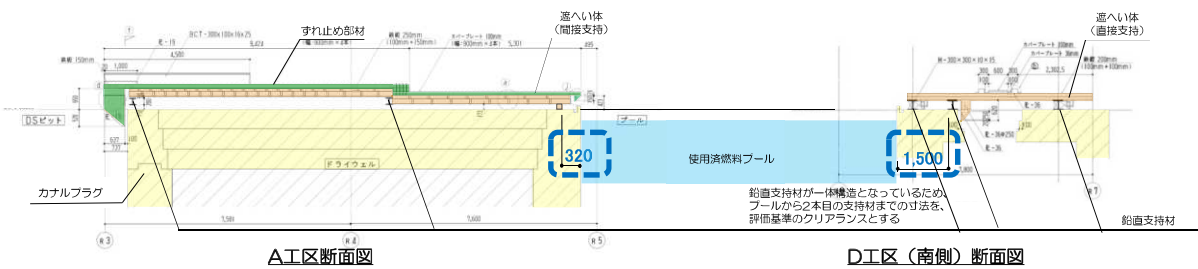


表 3.1-1 滑動対象物と使用済燃料プールのクリアランス

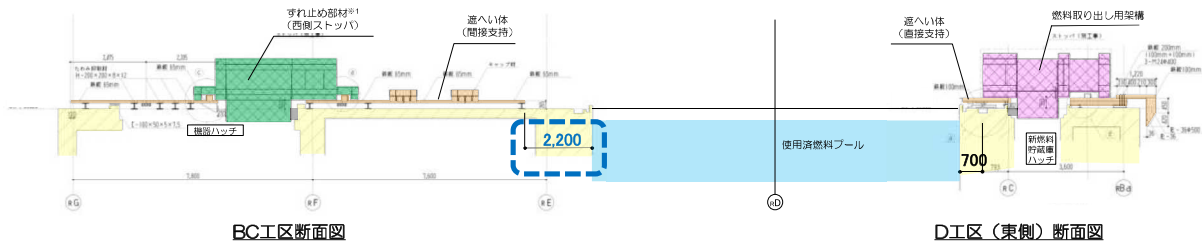
工区	クリアランス
A	320 mm
B C	2, 200 mm
D (南側)	1, 500 mm



(a) 平面計画



(b) 使用済燃料プール周りの南北断面



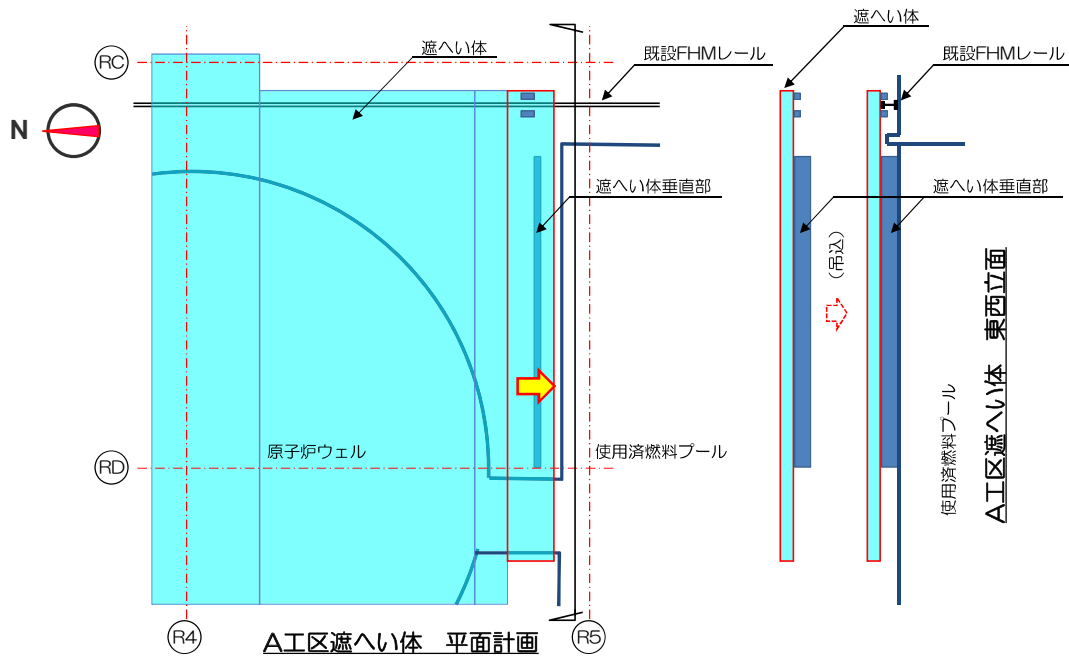
滑動対象物と使用済燃料プールのクリアランス

(c) 使用済燃料プール周りの東西断面

図 3.1-1 滑動対象物と使用済燃料プールのクリアランス

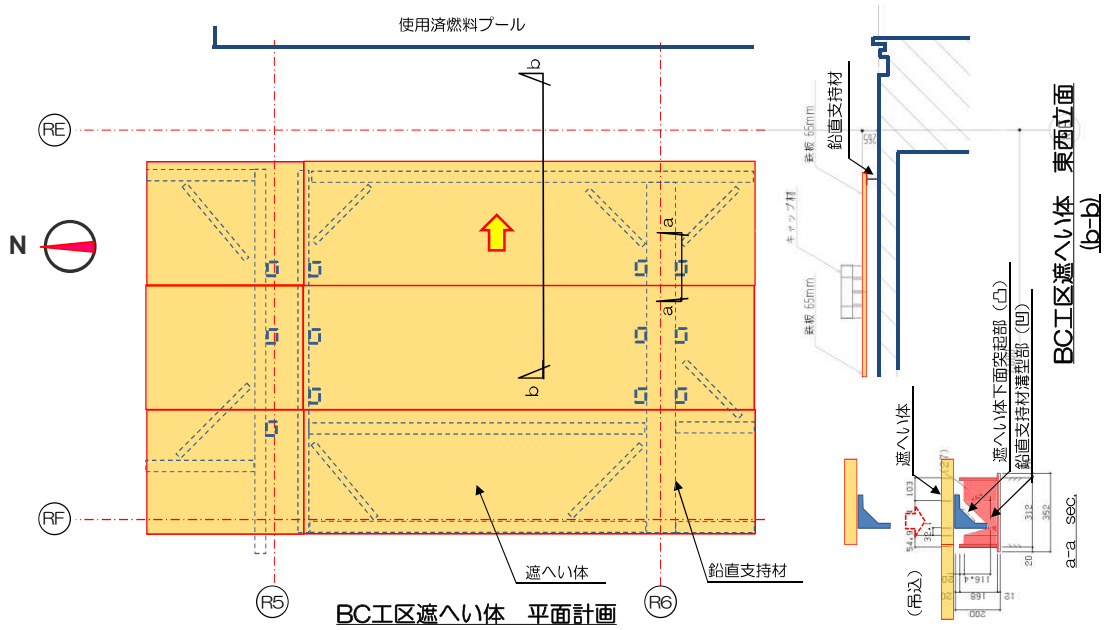
A工区遮へい体の使用済燃料プール際は、東側を既設 FHM レールに、西側を原子炉建屋躯体に載せる。

- 「オペフロ床面 (コンクリート) に対する遮へい体 (鋼材) のすべり量」及び「既設 FHM レール (鋼材) に対する遮へい体 (鋼材) のすべり量」の確認を行う。



(a) 使用済燃料プール際A工区遮へい体

- BC工区遮へい体は、鉛直支持材をオペフロ床面に載せ、その上に遮へい体を載せる。
- 「オペフロ床面（コンクリート）に対する、鉛直支持材（鋼材）と一体化された遮へい体（鋼製）のすべり量」の確認を行う。

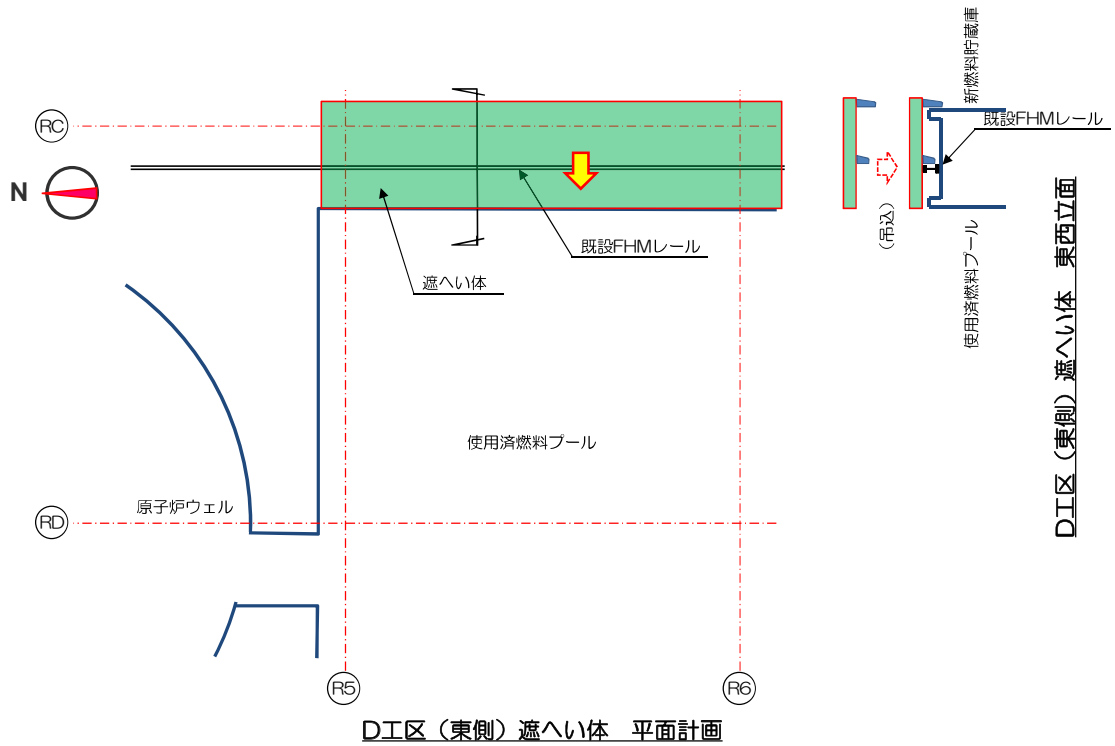


(b) 使用済燃料プール際BC工区遮へい体

図 3.1-2 遮へい体詳細(1)

D工区（東側）遮へい体の使用済燃料プール際は，東側を原子炉建屋躯体に，西側を既設 FHM レールに載せる。

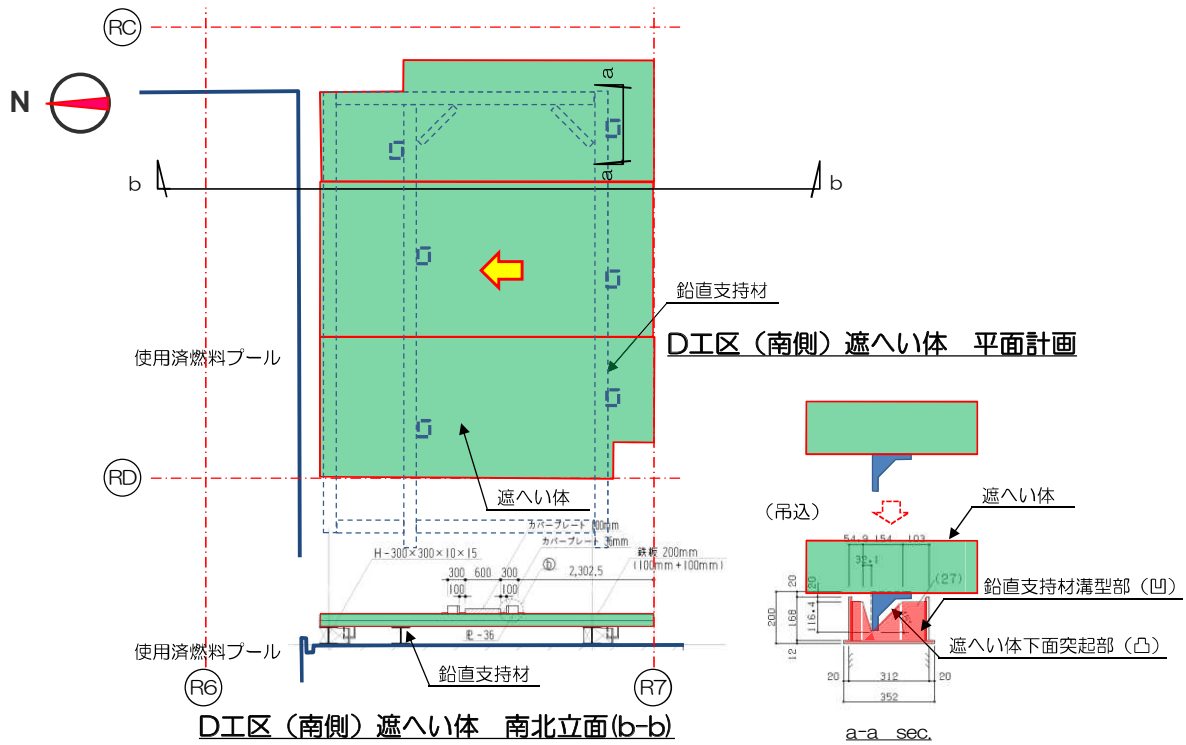
・遮へい体は原子炉建屋躯体で直接支持されるため滑動せず，使用済燃料プール側には落下しないと評価。（滑動に対する評価は実施しない）



(c) 使用済燃料プール際D工区（東側）遮へい体

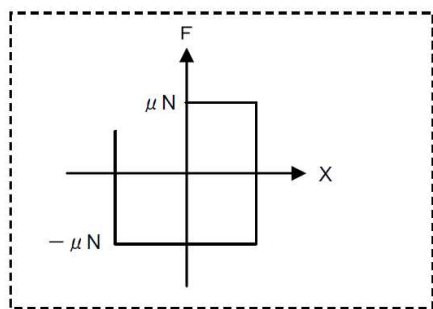
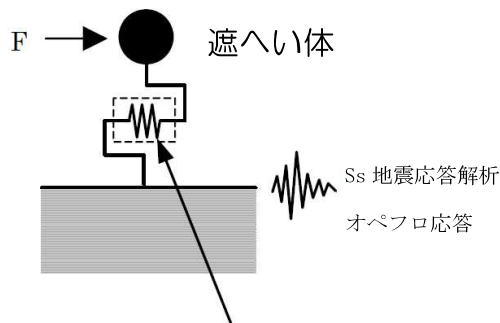
D工区（南側）遮へい体は、鉛直支持材（鋼製）をオペフロ床面に載せ、その上に遮へい体載せる。

- ・「オペフロ床面（コンクリート）に対する、鉛直支持材（鋼材）のすべり量」の確認を行う。

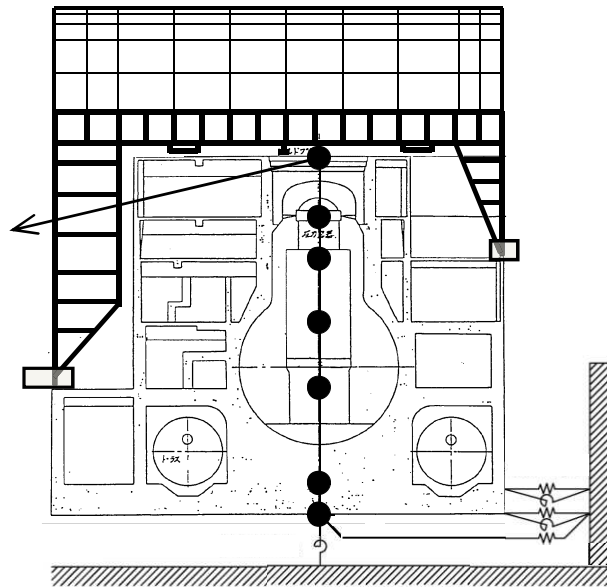


(d) 使用済燃料プール際D工区（南側）遮へい体

図 3.1-2 遮へい体詳細(2)



オペフロ床面の摩擦抵抗を模擬した非線形のばね特性のイメージ



- 【凡例】 F：地震動により遮へい体に作用する慣性力
 X：遮へい体と使用済燃料プール壁までの距離
 μ ：摩擦係数
 N：遮へい体の重量

*：解析モデルの諸元は、「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」の中で用いたものを使用。

*：遮へい体とオペフロ床面の摩擦抵抗については、遮へい体に生じる慣性力が静止摩擦力を超過すると、一定の摩擦力が抵抗力として作用しながら遮へい体が移動し、慣性力が静止摩擦力以下の場合には、遮へい体は移動せずその場にとどまるような、非線形のばね特性で評価。

図 3.1-3 遮へい体滑動検討の地震応答解析モデル

表 3.1-2 摩擦係数と鉛直震度の組合せ

CASE	摩擦面	摩擦係数	備考
1	鋼材とコンクリート	0.40	鋼構造設計規準（日本建築学会）
2	鋼材とコンクリート	0.25	電中研報告書「使用済燃料キャスク貯蔵技術の確立-地震時のキャスク転倒評価-」（研究報告：U92037） コンクリート及び鋼材表面の塗装条件を様々に変化させた試験結果のうち最も不利な摩擦係数。
3	鋼材とコンクリート	0.25	CASE2 に鉛直震度（0.45G）による鉛直力Nを低減させた場合。
4	鋼材と鋼材	0.35~0.40	機械工業ハンドブック改訂版 「鋼材とコンクリート」の評価により包絡されるため、省略。

3.2 評価結果

表 3.1-2 の組合せケースの結果を表 3.2-1 に示す。基準地震動 Ss 時の相対変位が最大となるケース 3 において相対変位が 22.3cm となり、使用済燃料プール壁面までの最小クリアランス 32.0cm 以下である。よって、ずれ止め設置前においても滑動対象物が使用済燃料プールに落下することはない。

表 3.2-1 地震応答解析による滑動対象物とオペフロの相対変位（基準地震動 Ss）

CASE	摩擦係数	鉛直震度	最大相対変位 (cm)	クリアランス (cm)
1	0.40	0	5.8	32.0
2	0.25	0	10.8	32.0
3	0.25	0.45（上向き）	22.3	32.0

2号機燃料取り出し用構台に係る確認事項

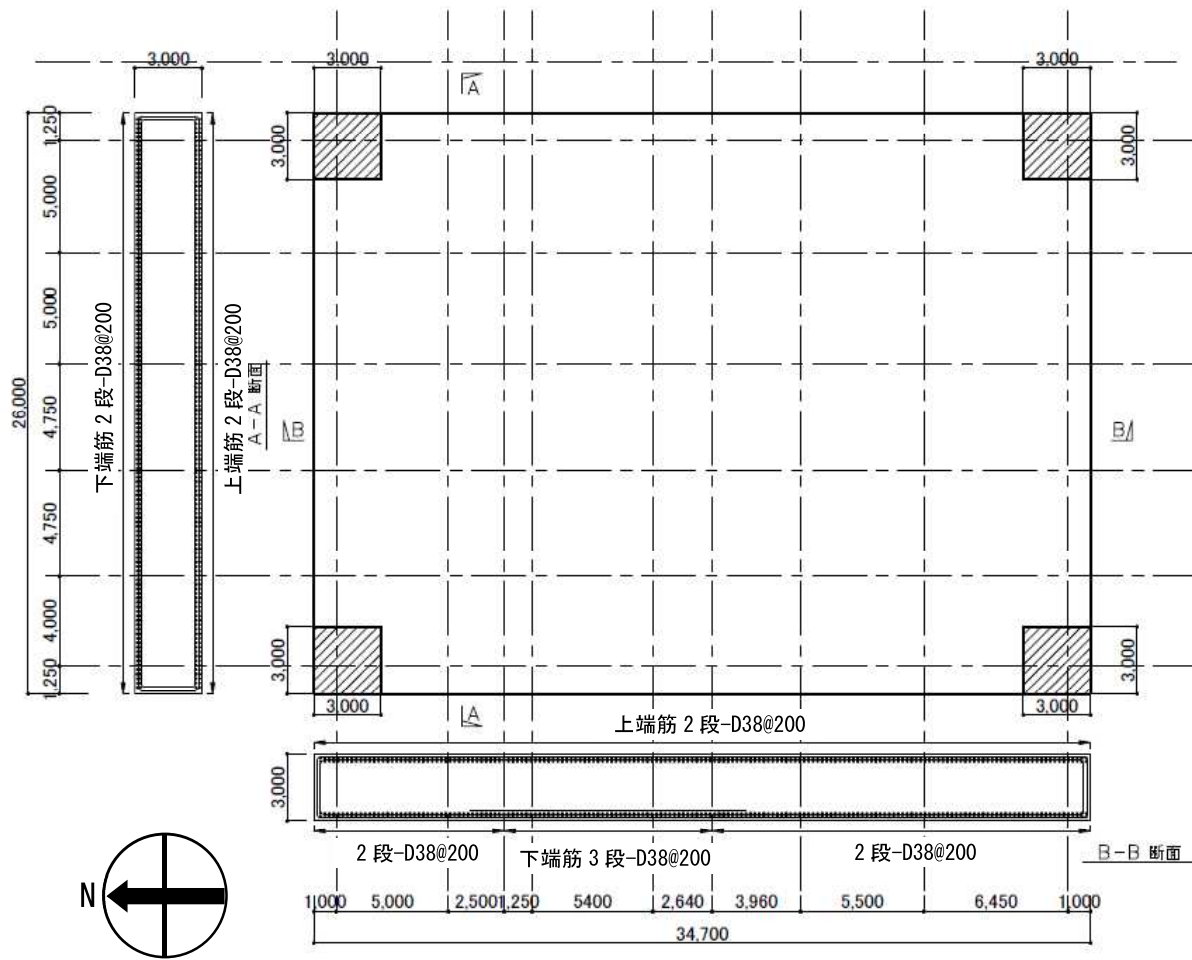
2号機燃料取り出し用構台の工事に係る主要な確認項目を表－1に示す。

表－1 2号機燃料取り出し用構台に係る確認項目

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準
構造強度 および 耐震性	材料確認	地盤改良土の一軸圧縮強さを確認する。	地盤改良土の一軸圧縮強さが、実施計画に記載されている設計基準強度を満足すること。
		構造体コンクリートの圧縮強度を確認する。	構造体コンクリート強度が、実施計画に記載されている設計基準強度対して、JASS5Nの基準を満足すること。
		鉄筋の材質、強度、化学成分を確認する。	JIS G 3112に適合すること。
		鋼材の材質、強度、化学成分を確認する。	JIS G 3101, JIS G 3136, JIS G 3106, JIS G 3444, JIS G 3321又は建築基準法第37条第二号の規定に適合すること。
		特殊ボルト（ワンサイドボルト）の締め付け張力を確認する。	導入張力試験をJASS 6に準じて実施し、所定の張力が得られること。
		トルシア型超高力ボルト（SHTB）、トルシア型高力ボルト（S10T）、高力六角ボルト（F10T）の仕様を確認する。	JIS B 1186又は建築基準法第37条第二号の規定に適合すること。
		アンカーボルトの材質、強度、化学成分を確認する。	JIS G 3138に適合すること。
		弾性支承の鉛直剛性を確認する。	弾性支承の鉛直剛性が、II章2.11添付資料－4－2に記載した値の±20%以内であること。
		オイルダンパの減衰係数を確認する。	ばね付きオイルダンパの第一減衰係数は、試験時の各速度における荷重が、II章2.11添付資料－4－2に記載したオイルダンパの減衰係数に各速度を掛けて算出した荷重の±10%以内であること。オイルダ

			ンパ（水平棟間）およびオイルダンパ（鉛直）の第一減衰係数は、正弦波加力を行った際の減衰力ループから算出した第一減衰係数が、添付資料－４－２に記載したオイルダンパの減衰係数の±10%以内であること。 第二減衰係数は、試験時の各速度における荷重の平均が、Ⅱ章 2.11 添付資料－４－２に記載したオイルダンパのリリーフ荷重と、減衰係数に各速度を掛けて、並列配置を考慮し算出した荷重の和の±10%以内であること。
		オイルダンパのリリーフ荷重を確認する。	試験で複数の加力速度を用いて得られる近似直線と、Ⅱ章 2.11 添付資料－４－２に記載した第一減衰係数の交点として得られる荷重が、Ⅱ章 2.11 添付資料－４－２に記載したリリーフ荷重の±10%以内であること。
		オイルダンパのストロークを確認する。	オイルダンパのストロークが、Ⅱ章 2.11 添付資料－４－２に記載した値以上であること。
	据付確認	地盤改良範囲（深さ）を確認する。	支持レベルに着底していること。
		鉄筋の径，間隔（図-1 参照）を確認する。	鉄筋の径が実施計画書に記載されている通りであること。鉄筋の間隔が実施計画に記載しているピッチにほぼ均等に分布していること。
		接合部（図-2～図-5 参照）の施工状況を確認する。	高力ボルトが所定の本数・種類であること。
		アンカーボルト埋め込み長さを確認する。	有効埋め込み長さが所定の値（M30：300mm、M60：265mm）であり、かつボルトの余長はナット面から突き出た長さが3山以上であること。
		制震装置（オイルダンパ）の設置状況を確認する。	制震装置（オイルダンパ）の設置位置および設置数が図-6～図-13 の通

			りであること。
		免震装置（弾性支承）の設置状況を確認する。	免震装置（弾性支承）の設置位置および設置数が図-13 の通りであること。
		外装材および床の施工状況を確認する。	外装材および床の設置範囲が、図-14～図-17 の通りであること。
	外観確認	制震装置（オイルダンパ）の外観を確認する。	有害な欠陥がないこと。
	外観確認	免震装置（弾性支承）の外観を確認する。	有害な欠陥がないこと。




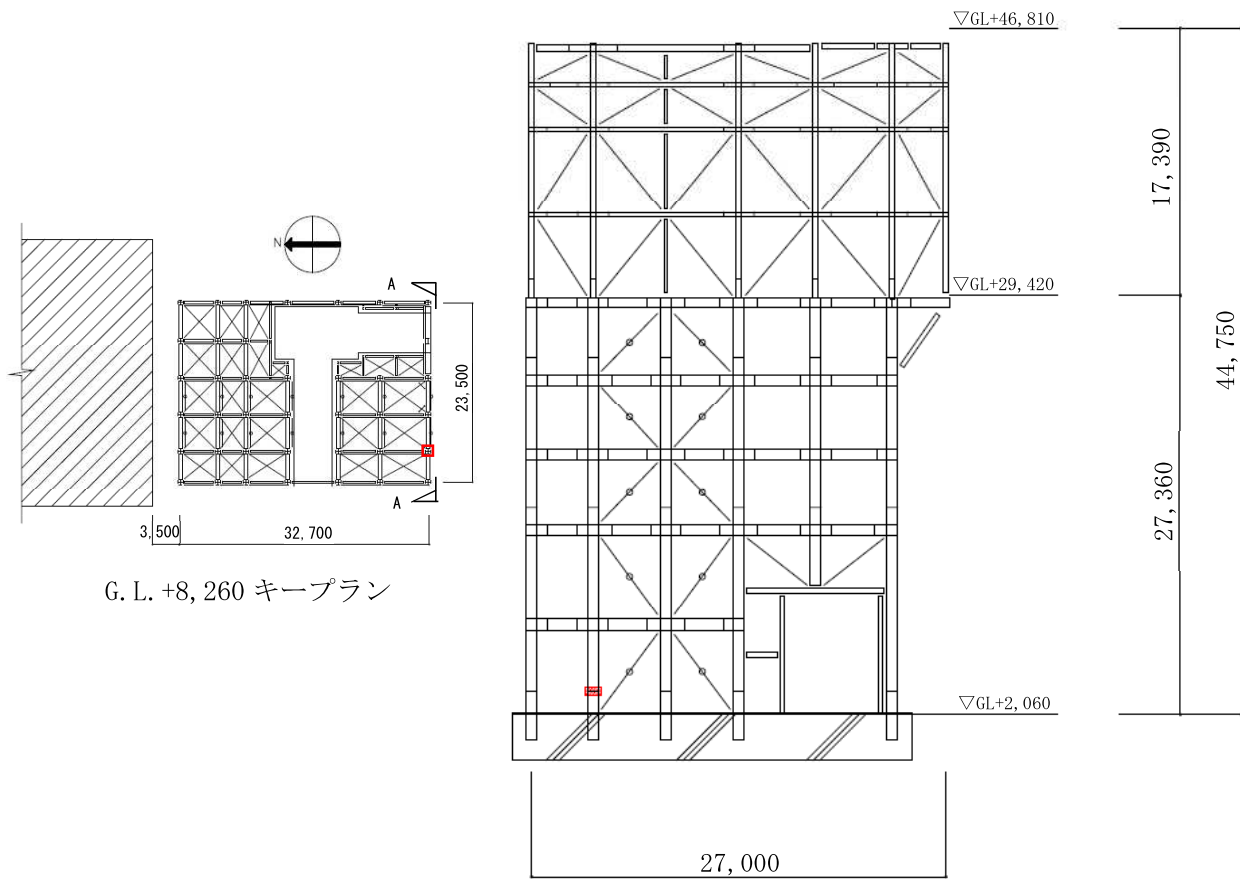
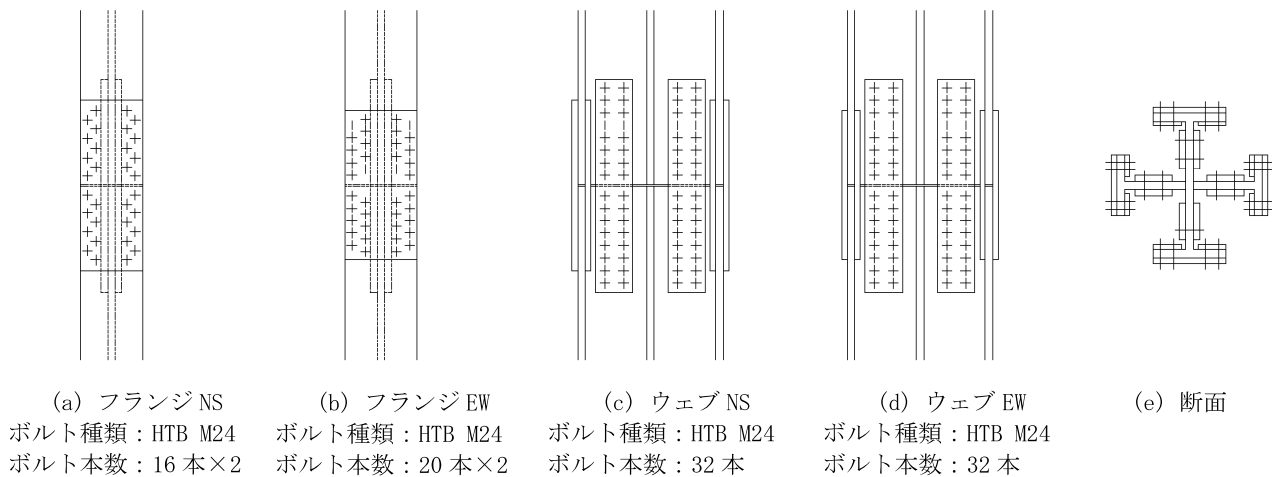
 部は面外せん断補強を実施
 D19@400×200
 鉄筋材質：SD345

図-1 基礎配筋図 (単位：mm)



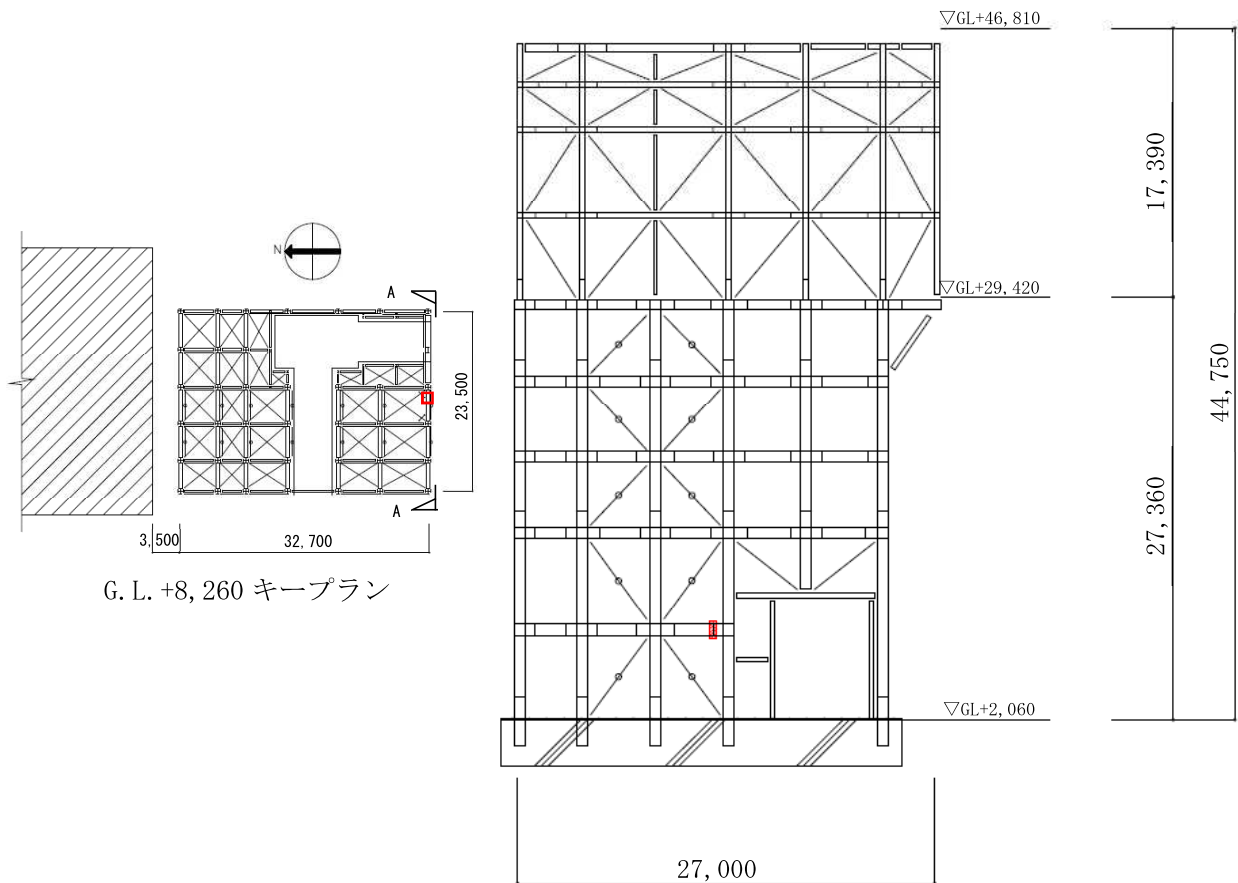
A-A 断面図

(1) 接合部位置 (構台部柱材最大応力度比発生箇所)



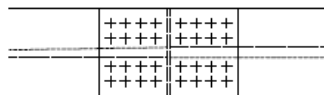
(2) 接合部詳細 (片側の構造材に取り付くボルト本数を記載)

図-2 構台接合部①



A-A 断面図

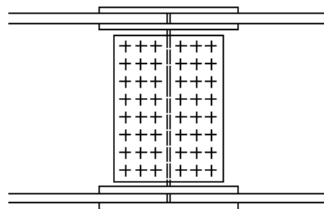
(1) 接合部位置 (構台部梁材最大応力度比発生箇所)



(a) 上下フランジ

ボルト種類 : SHTB M24

ボルト本数 : 16 本×2



(b) ウェブ

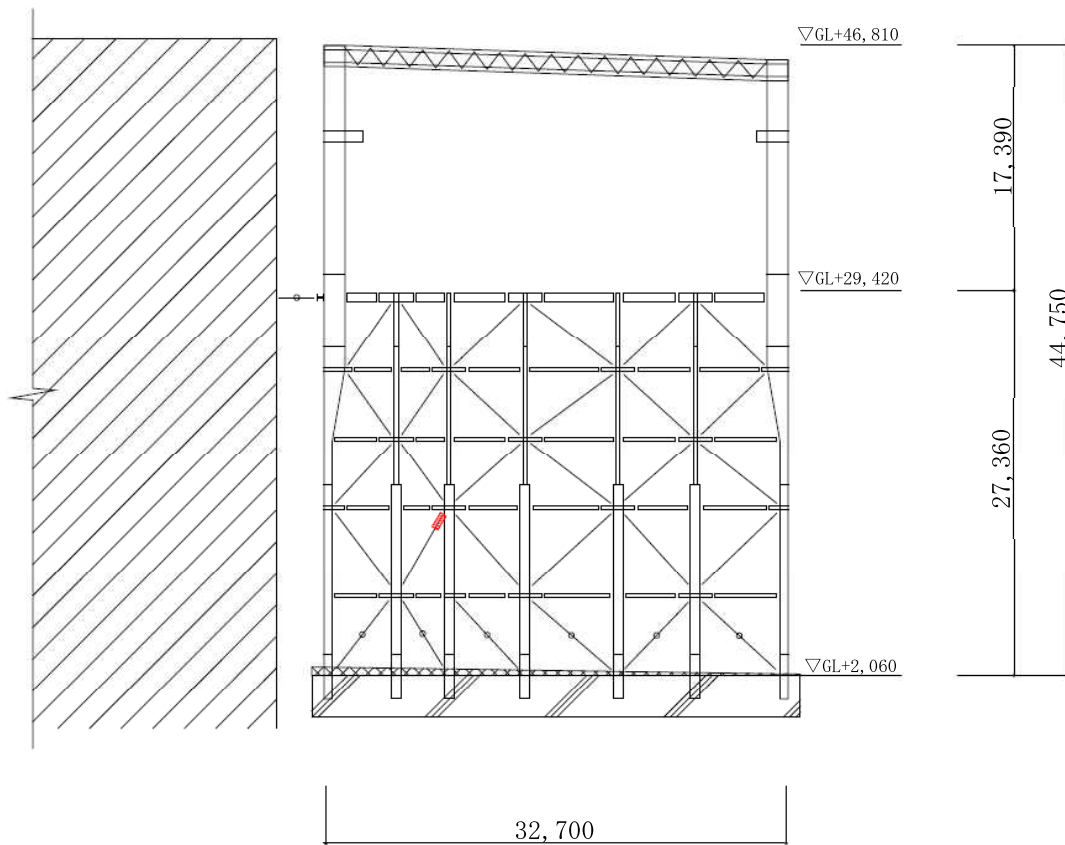
ボルト種類 : SHTB M24

ボルト本数 : 24 本

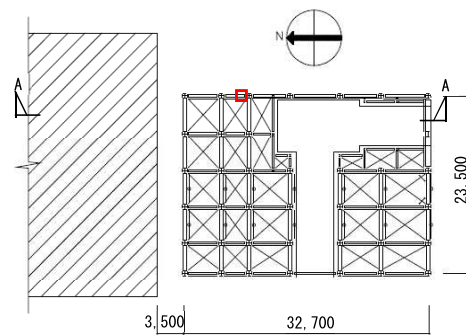
(2) 接合部詳細 (片側の構造材に取り付くボルト本数を記載)

図-3 構台接合部②

II-2-11-添 4-2-452

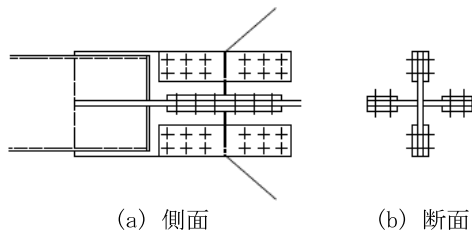


A-A 断面図



G. L. +8, 260 キープラン

(1) 接合部位置 (構台部ブレース材最大応力度比発生箇所)



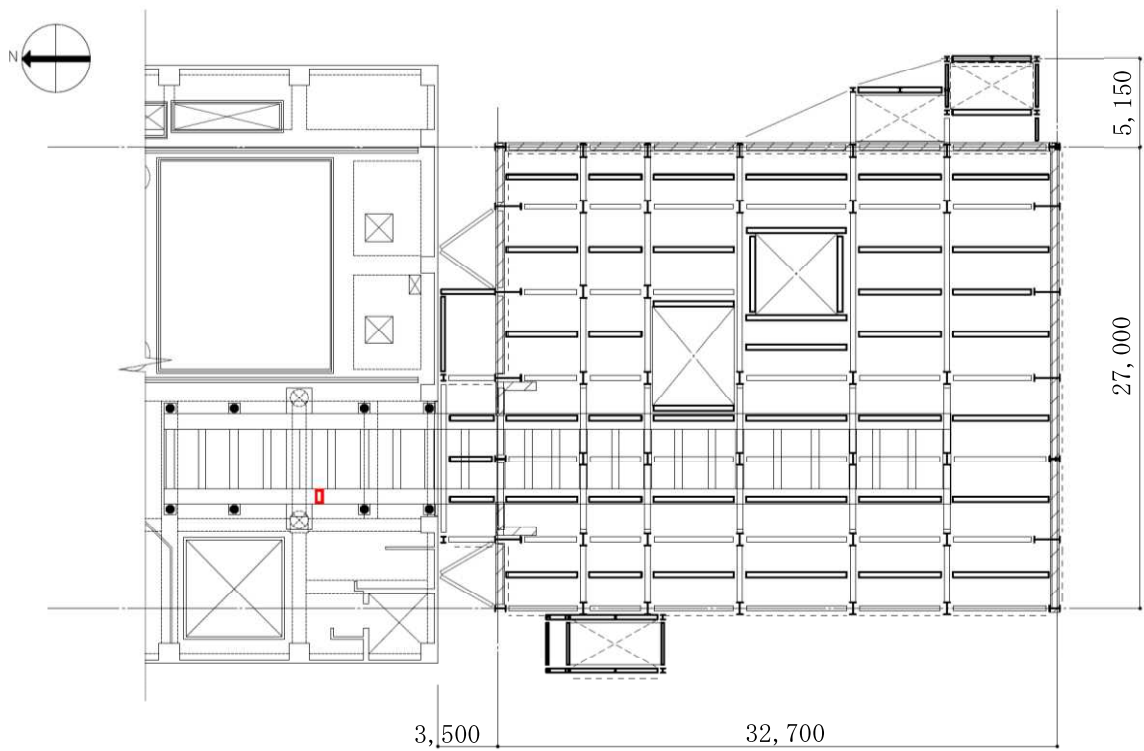
(a) 側面
 ボルト種類 : SHTB M22
 ボルト本数 : 12 本×2

(b) 断面

(2) 接合部詳細 (片側の構造材に取り付くボルト本数を記載)

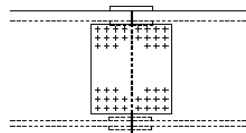
図-4 構台接合部③

II-2-11-添 4-2-453

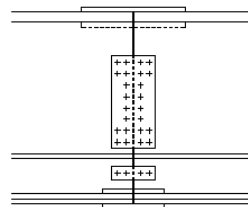


G. L. +29, 420 キープラン

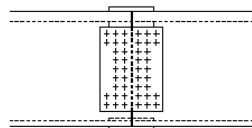
(1) 接合部位置 (ランウェイガード最大応力度比発生箇所)



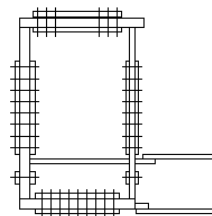
(a) 上フランジ
ボルト種類：SHTB M24
ボルト本数：22 本



(c) ウェブ
ボルト種類：SHTB M24
ボルト本数：14 本×2



(b) 下フランジ
ボルト種類：SHTB M24
ボルト本数：22 本

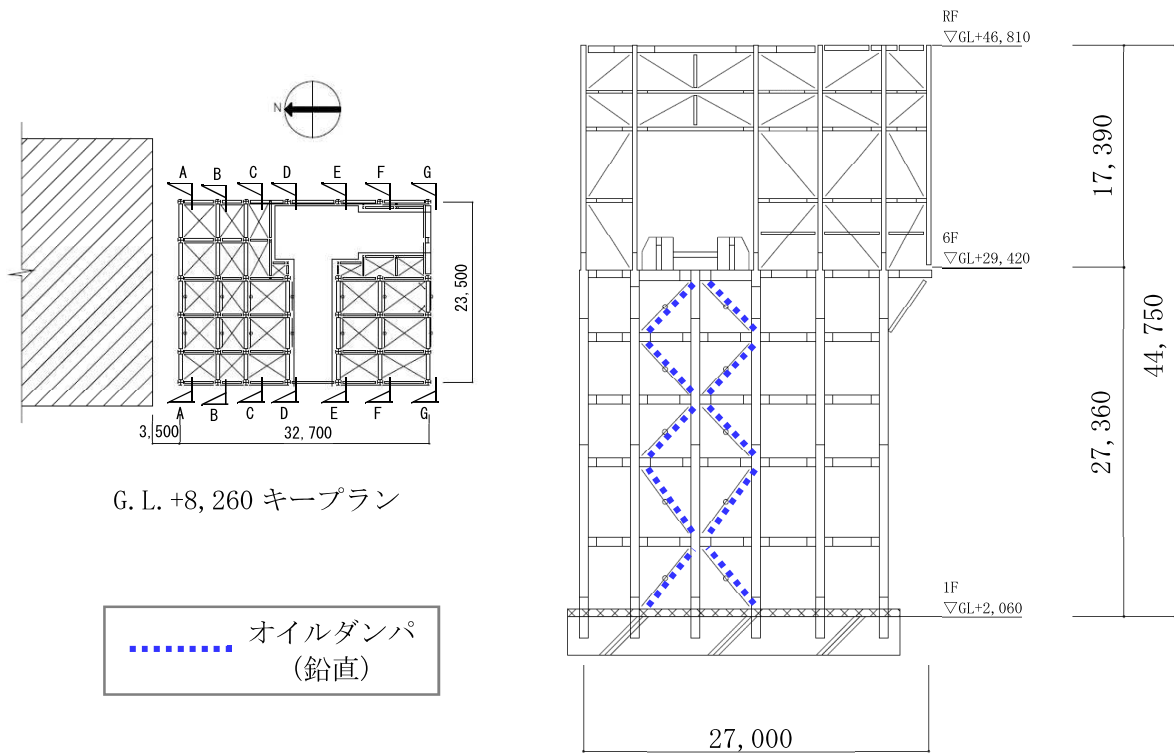


(d) 断面

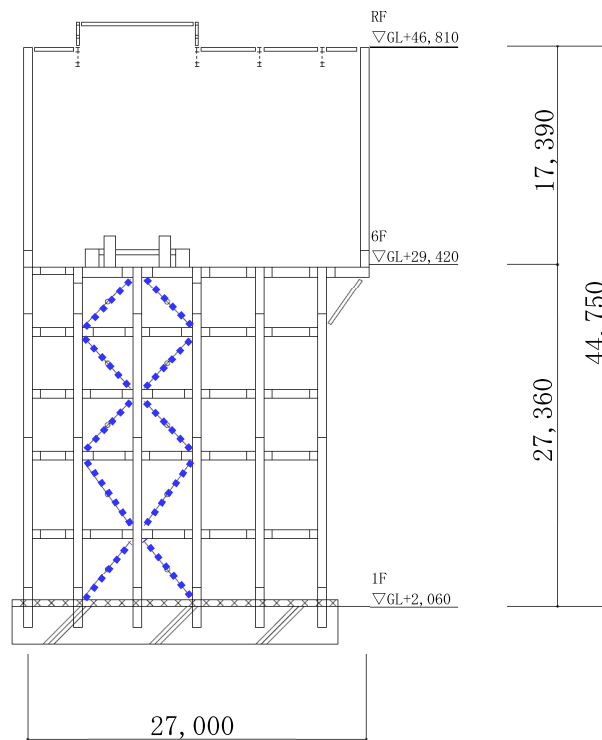
(2) 接合部詳細 (片側の構造材に取り付くボルト本数を記載)

図-5 ランウェイガード接合部

II-2-11-添 4-2-454

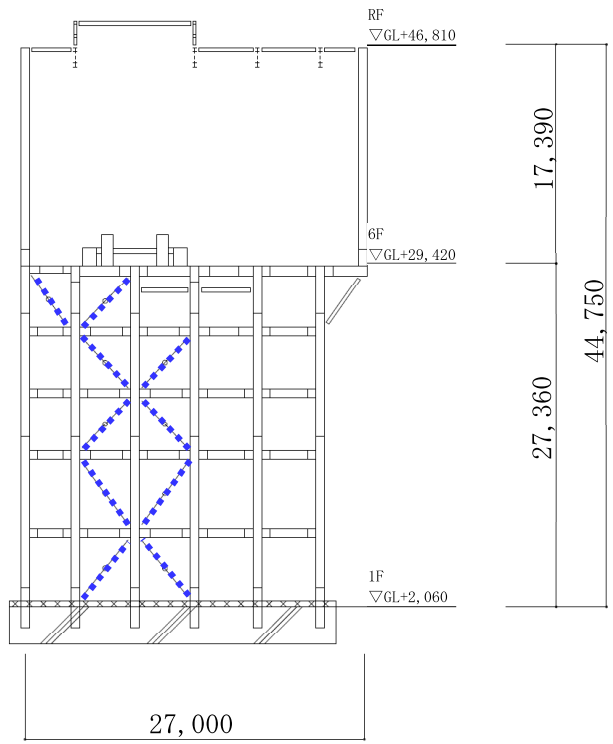


(1) オイルダンパ位置図 (A-A 断面図)

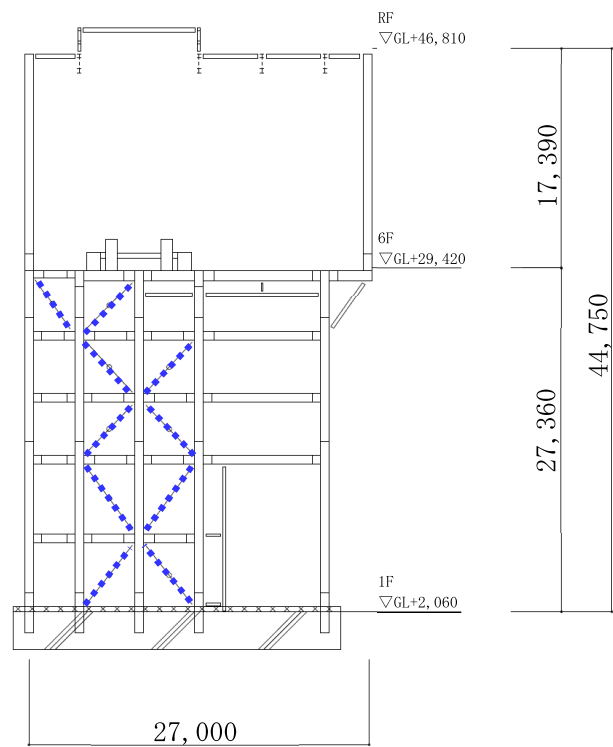


(2) オイルダンパ位置図 (B-B 断面図)

図-6 オイルダンパ位置図①

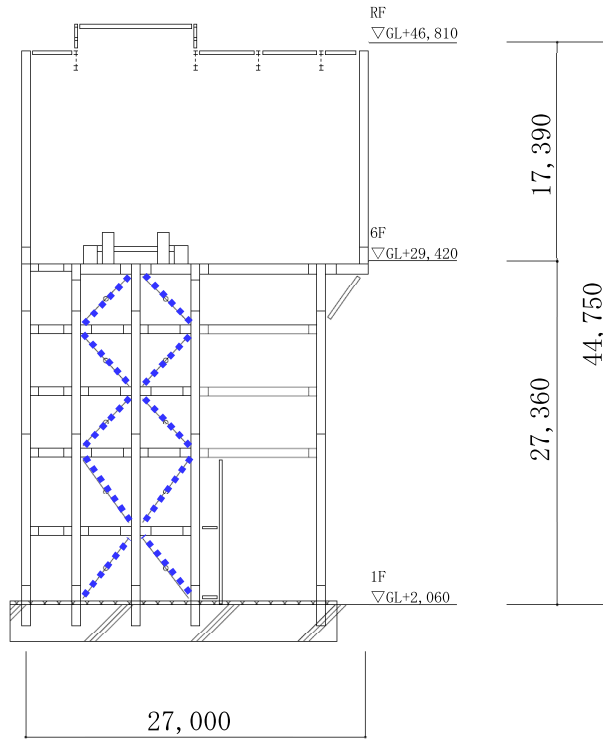


(1) オイルダンパ位置図 (C-C 断面図)

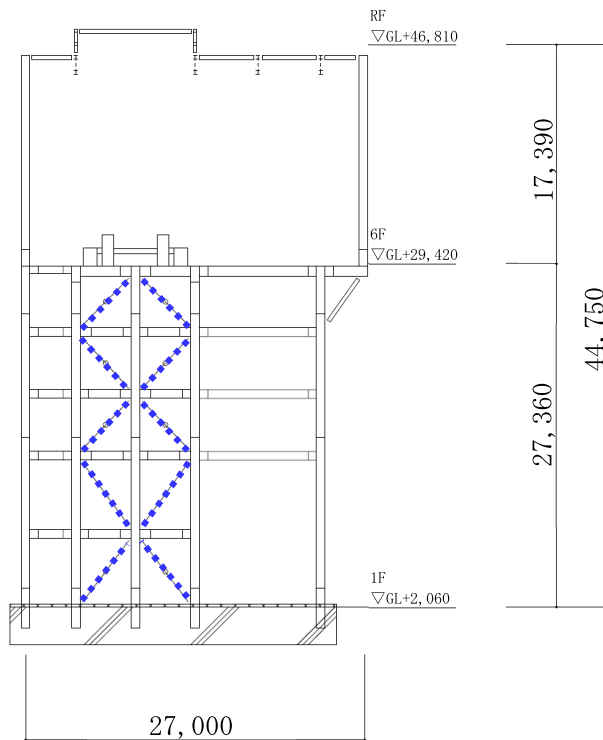


(2) オイルダンパ位置図 (D-D 断面図)

図-7 オイルダンパ位置図②

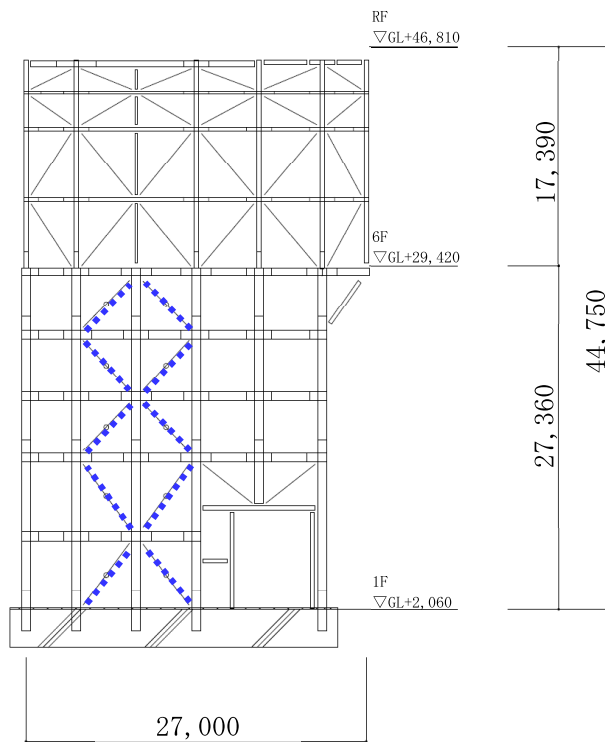


(1) オイルダンパ位置図 (E-E 断面図)



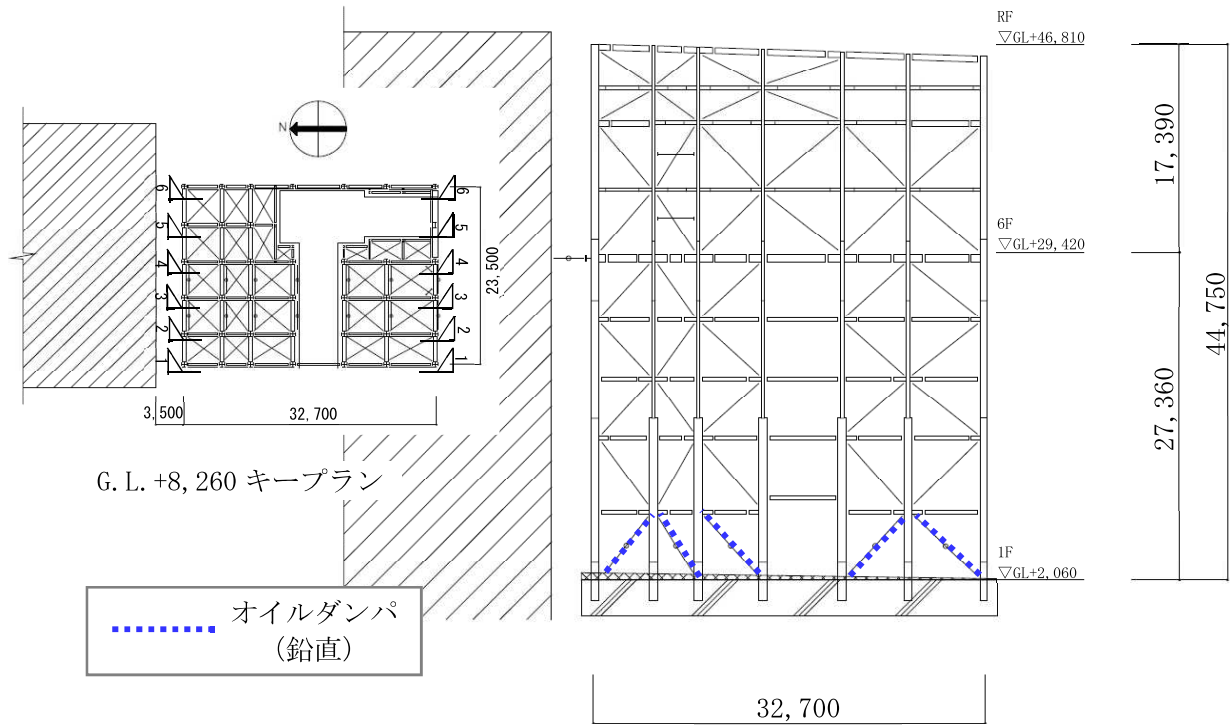
(2) オイルダンパ位置図 (F-F 断面図)

図-8 オイルダンパ位置図③

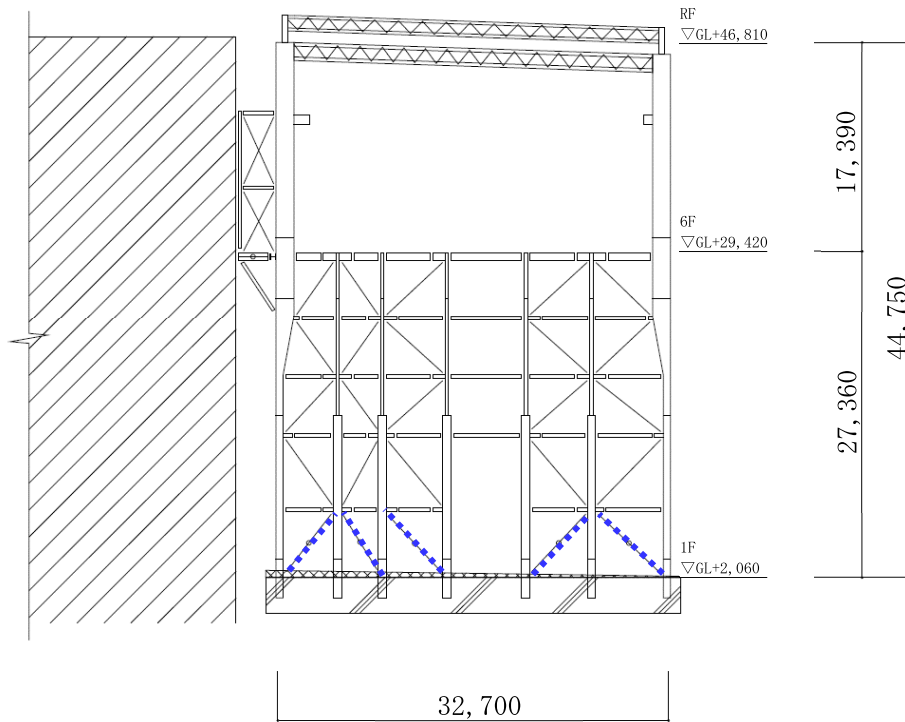


(1) オイルダンパ位置図 (G-G 断面図)

図-9 オイルダンパ位置図④

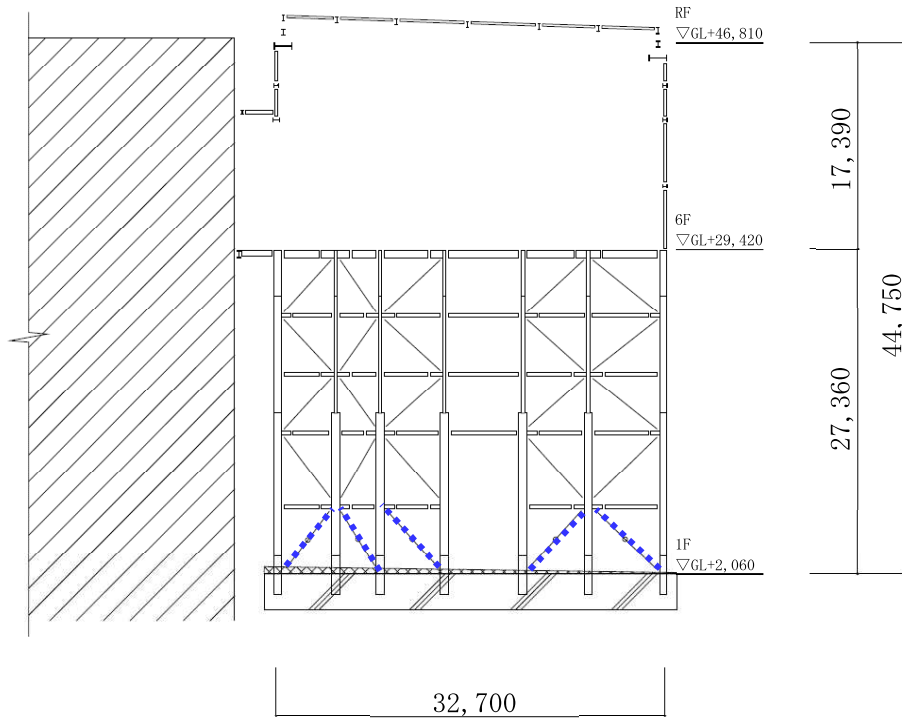


(1) オイルダンパ位置図 (1-1 断面図)

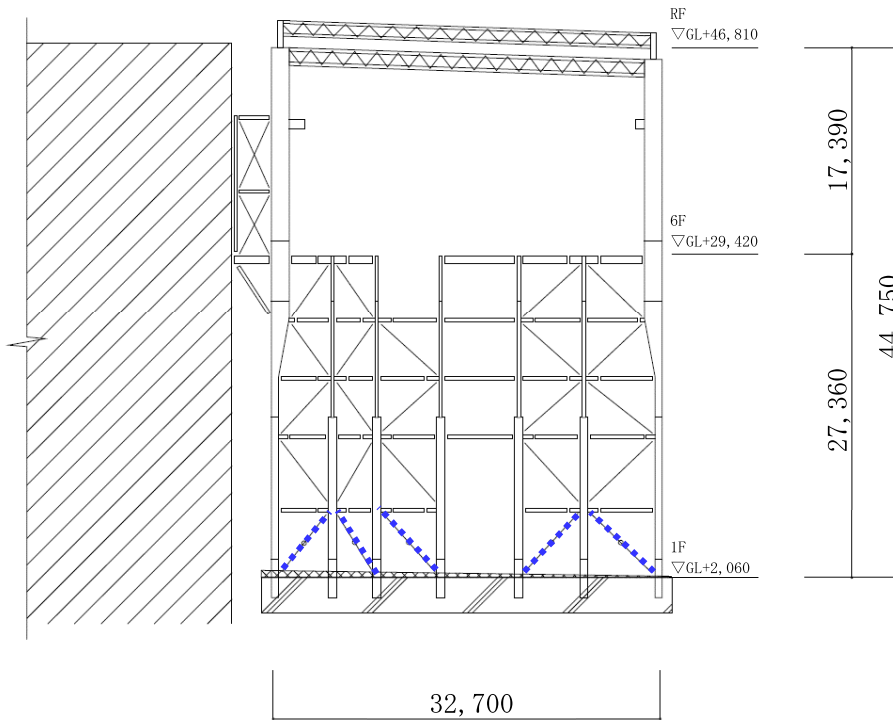


(2) オイルダンパ位置図 (2-2 断面図)

図-10 オイルダンパ位置図⑤



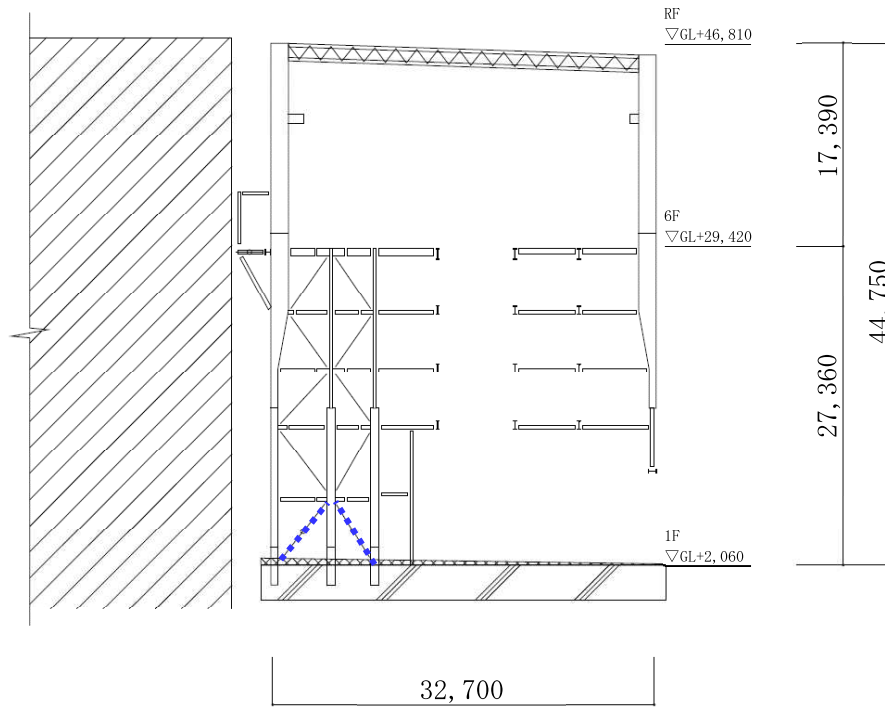
(1) オイルダンパ位置図 (3-3 断面図)



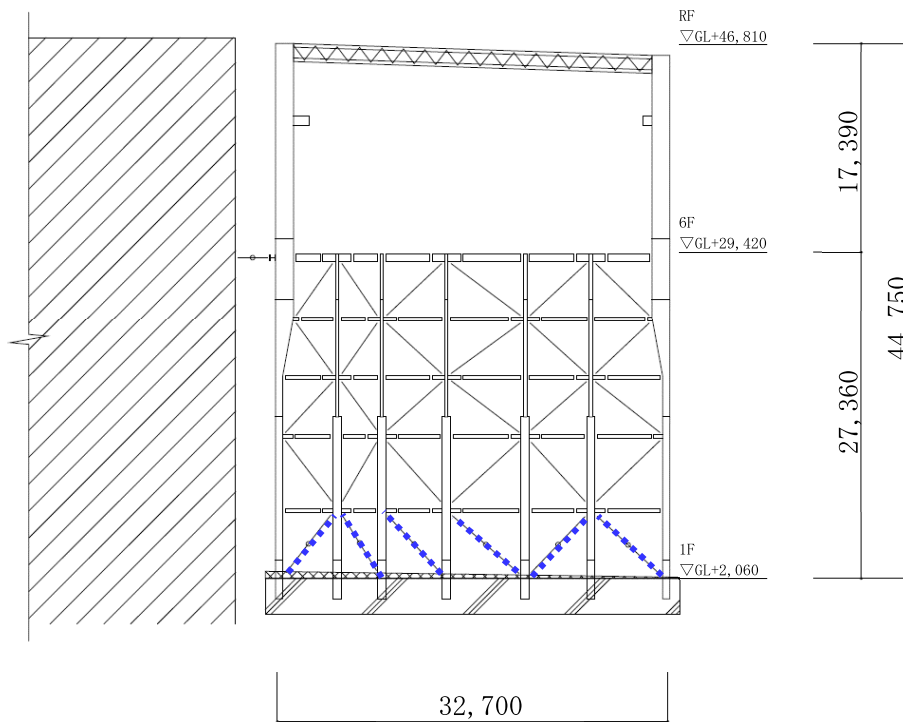
(2) オイルダンパ位置図 (4-4 断面図)

図-11 オイルダンパ位置図⑥

II-2-11-添 4-2-460



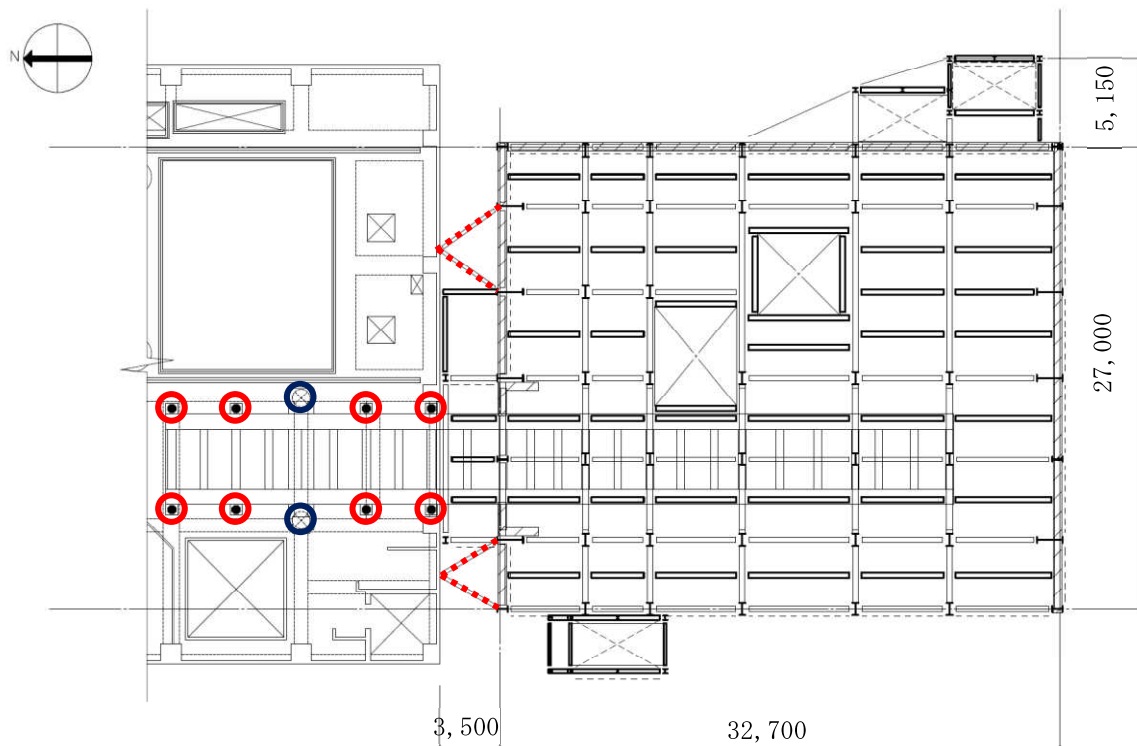
(1) オイルダンパ位置図 (5-5 断面図)



(2) オイルダンパ位置図 (6-6 断面図)

図-12 オイルダンパ位置図⑦

II-2-11-添 4-2-461






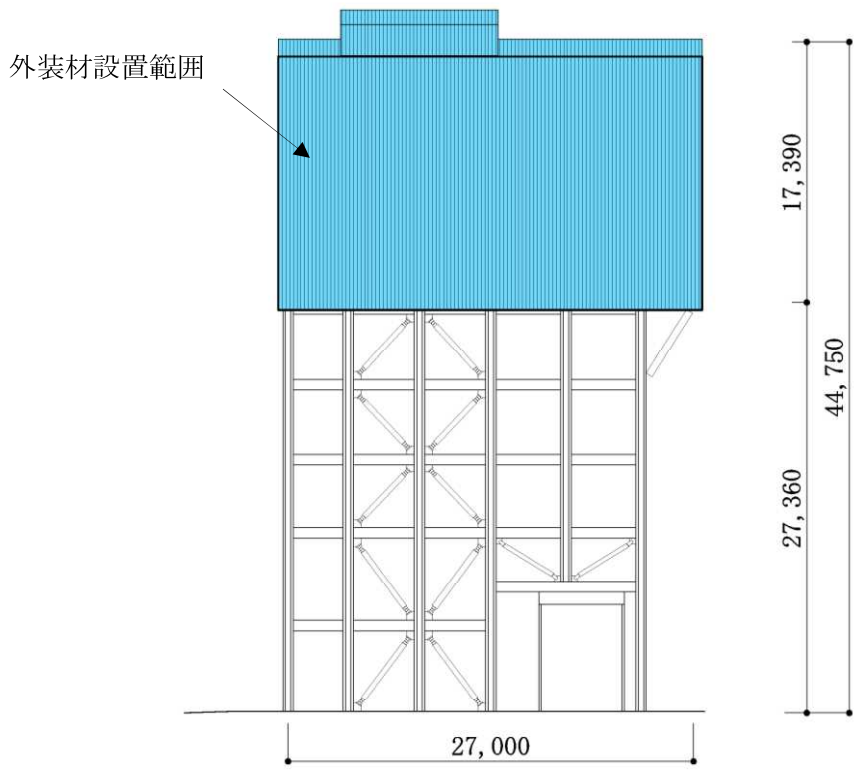
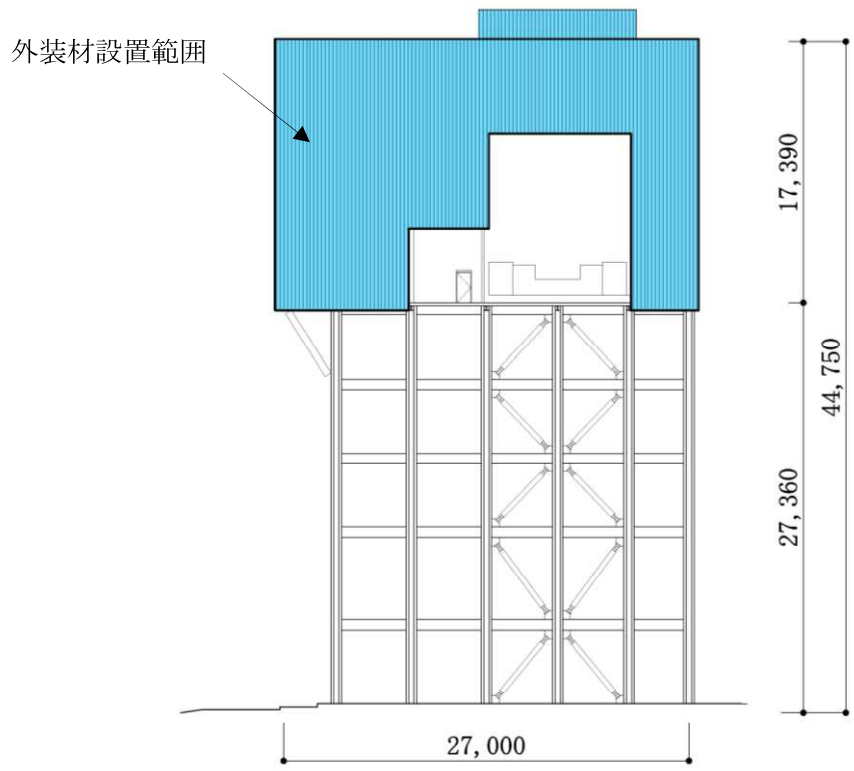
- | | | |
|---|------------------|----------------------|
|  | オイルダンパ
(水平棟間) | G. L. +29, 420 キープラン |
|  | ばね付き
オイルダンパ | |
|  | 弾性支承 | |

図-13 オイルダンパおよび弾性支承位置図



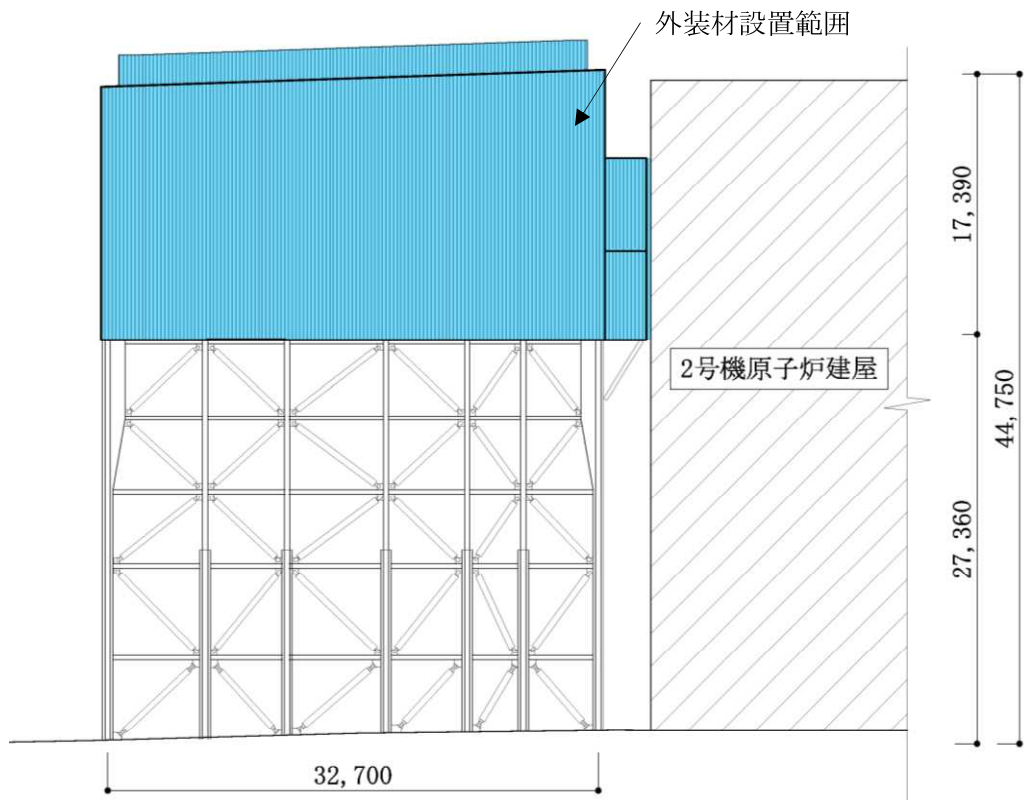
南側立面



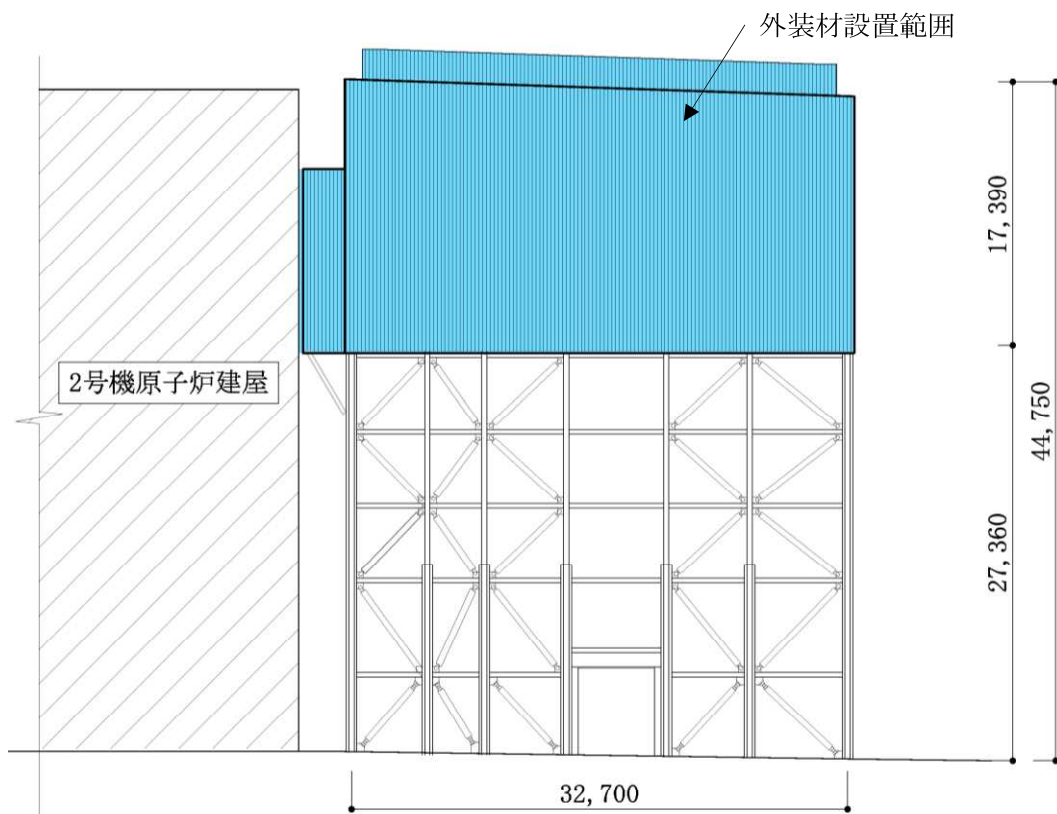
北側立面

図-14 外装材設置範圍図①

II-2-11-添 4-2-463



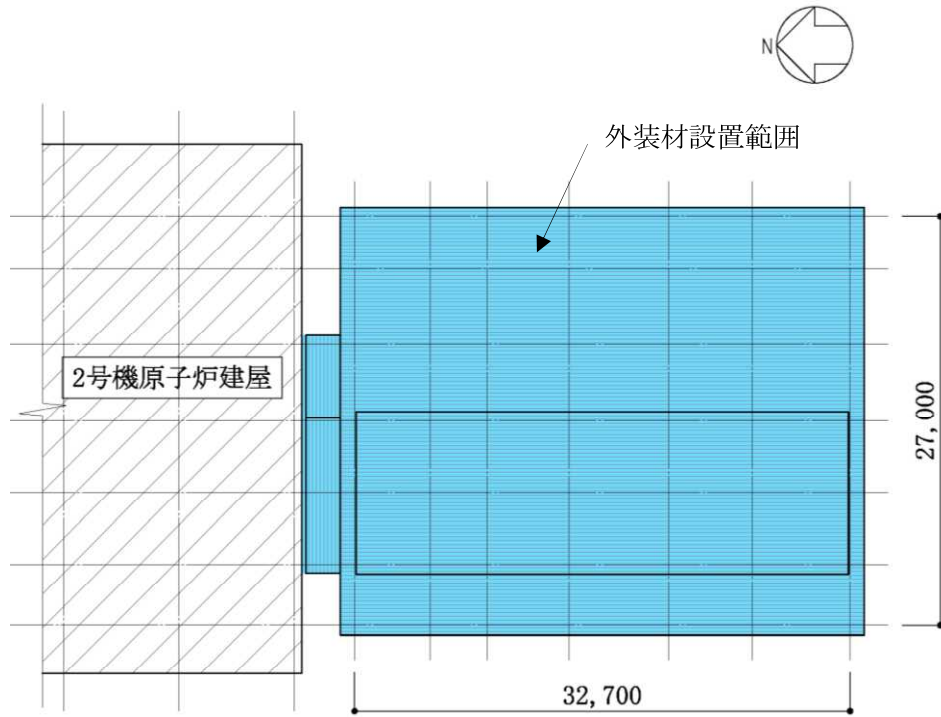
東側立面



西側立面

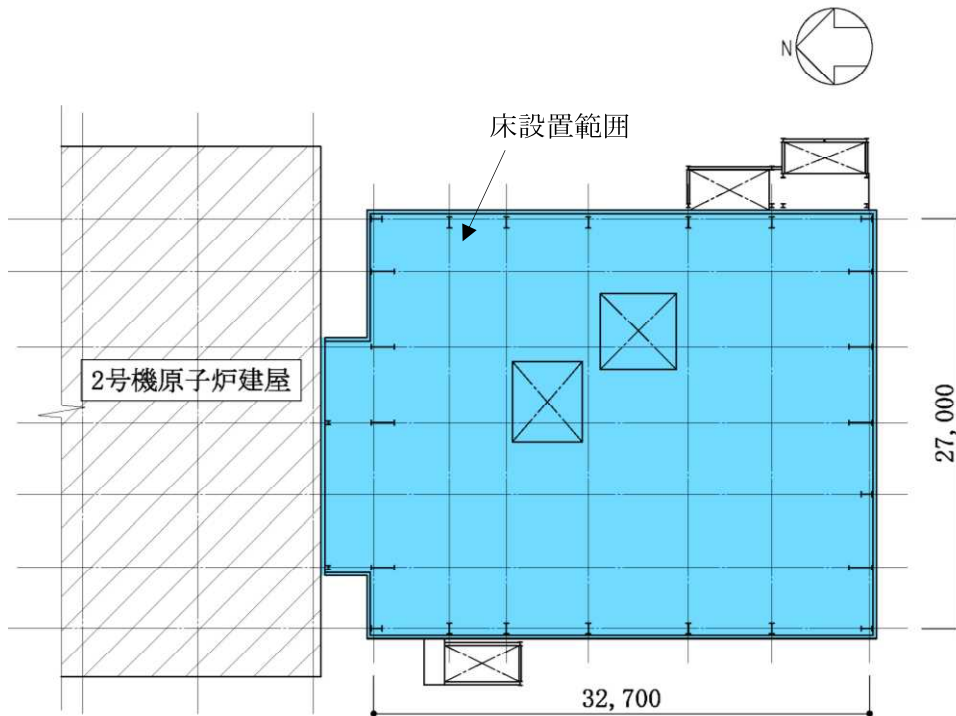
図-15 外装材設置範囲図②

II-2-11-添 4-2-464



屋根伏図

図-16 外装材設置範囲図③



6F 伏図 (G. L. 29, 420)

図-17 床設置範囲図

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

1. 概要

2号機原子炉建屋内の作業環境改善のため、原子炉建屋内オペレーティングフロア床面及び壁側に遮蔽体を設置する計画としている。オペレーティングフロアに設置する遮蔽体のうち、使用済燃料プール周りに設置するものが、地震時に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、遮蔽体の地震水平方向荷重に対する支持部材の構造強度を評価により確認する。

本資料では、地震時における使用済燃料プール周りに設置する下記遮蔽体の支持部材の構造評価の結果を示す。各遮蔽体の配置を図 1-1 に示す。

- (1) 使用済燃料プール(SFP)北側遮蔽
- (2) 使用済燃料プール(SFP)南側遮蔽
- (3) 使用済燃料プール(SFP)東側遮蔽
- (4) 使用済燃料プール(SFP)西側遮蔽

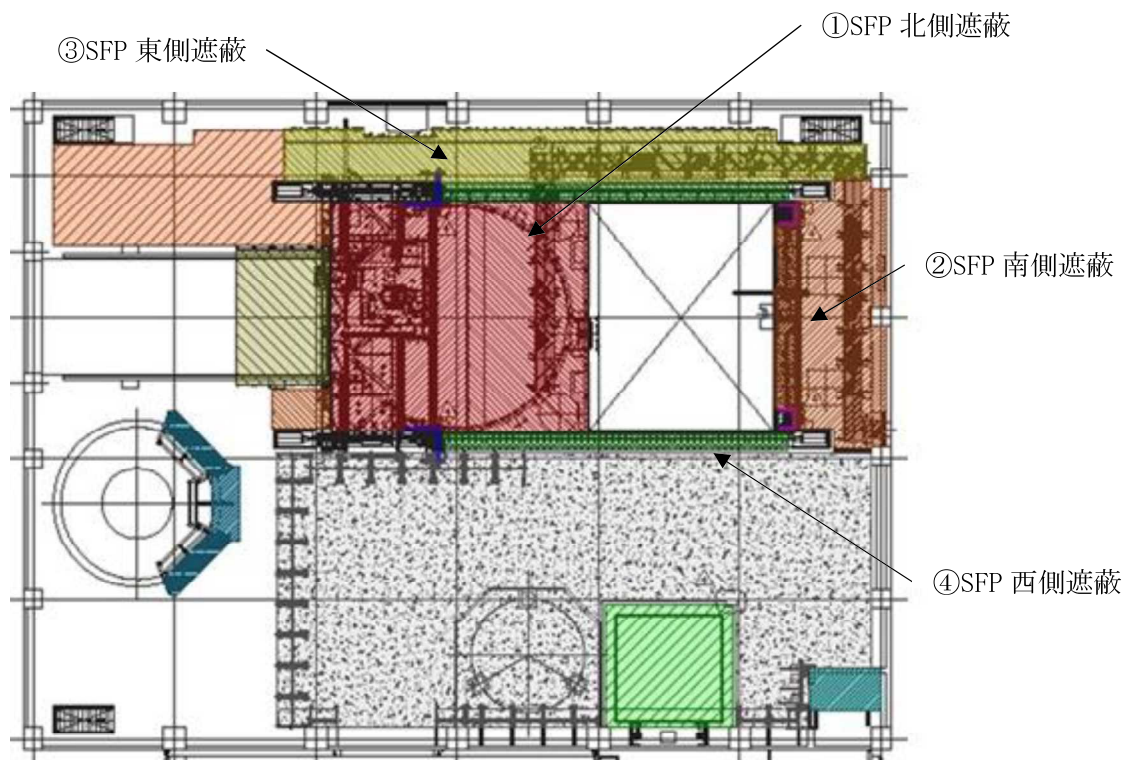


図 1-1 使用済燃料プール周りに設置する遮蔽体

2. 遮蔽体の耐震評価

2.1 評価方法

遮蔽体の耐震評価には、燃料取り出し用構台検討用モデルの地震応答解析結果のうち、原子炉建屋オペレーティングフロアの層せん断係数より保守的に設定した水平震度を用いる。解析に用いる地震動は、2波ある1/2Ss450のうち振幅の大きな検討用地震動①の1/2の地震動を用いるが、実施計画の審査期間中に適用地震動見直しが行われたことから、Ss600に対する地震応答解析結果との比較から耐震性を確認する。(別冊28 P104 参照) なお、1/2Ss450を適用した場合の算出応力は、Ss600での算出応力に包絡されている。

また、遮蔽体は原子炉建屋のオペレーティングフロア上に設置されるため、摩擦係数($\mu = 0.25$)を考慮する。地震時水平方向荷重により支持部材に生じる応力を、JEAG4601-1987の支持構造物の評価基準値を用いて評価する。

2.1.1 SFP 北側遮蔽

SFP 北側遮蔽の地震時水平方向荷重が D/S プールカバー支持ビームを介して D/S プール南壁と取合うブラケットに負荷されるものとしてブラケットの強度評価を行う。評価対象部を図 2-1 に示す。

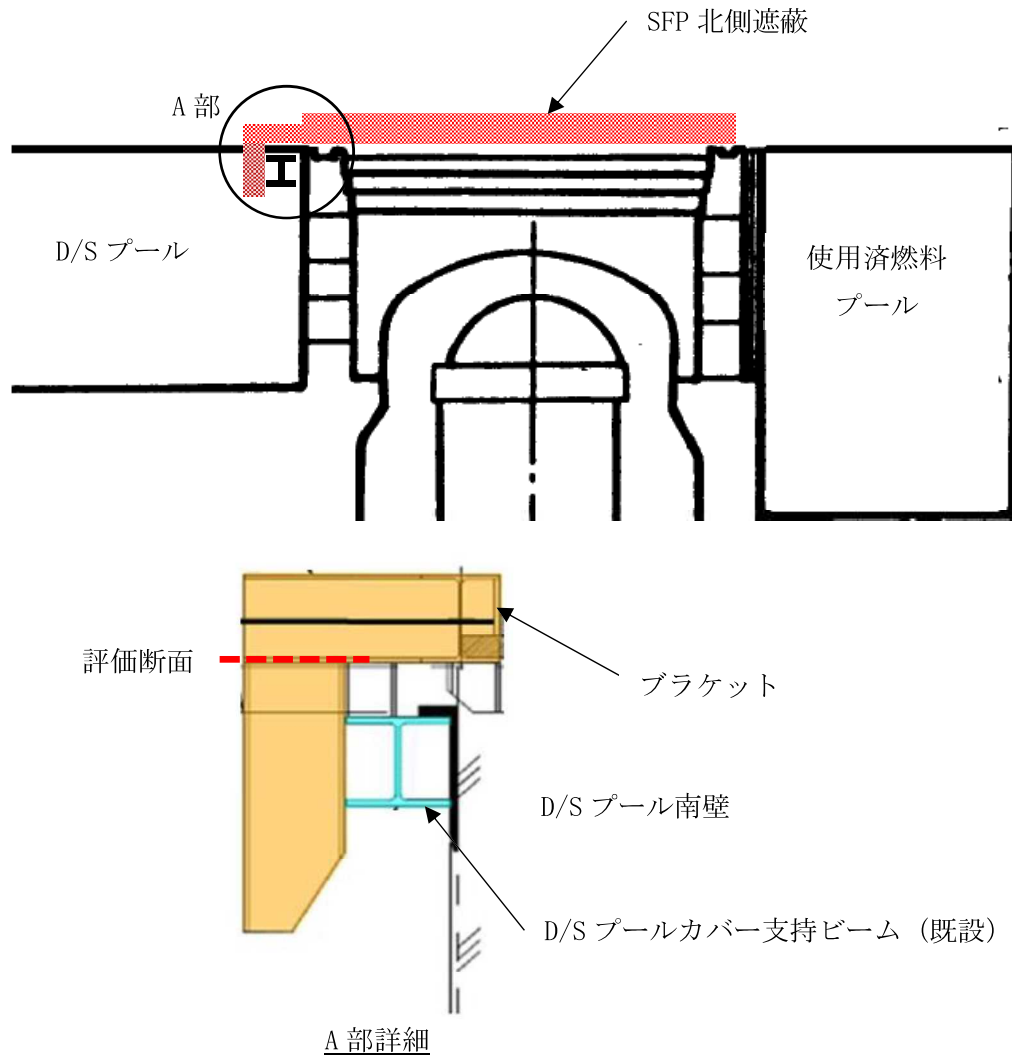


図 2-1 SFP 北側遮蔽 評価対象部

2.1.2 SFP 南側遮蔽

SFP 南側遮蔽の地震時水平荷重が、ジブクレーン及びチャンネル取扱いブームと取り合う荷重受け部材に負荷されるものとして荷重受け部材の強度評価を行う。また、SFP 南側遮蔽のうち、荷重受け部材より使用済燃料プール側に設置する遮蔽体の地震時水平荷重が、同遮蔽体の引っ掛け部材に負荷されるものとして引っ掛け部材の強度評価を行う。評価対象部を図 2-2 に示す。

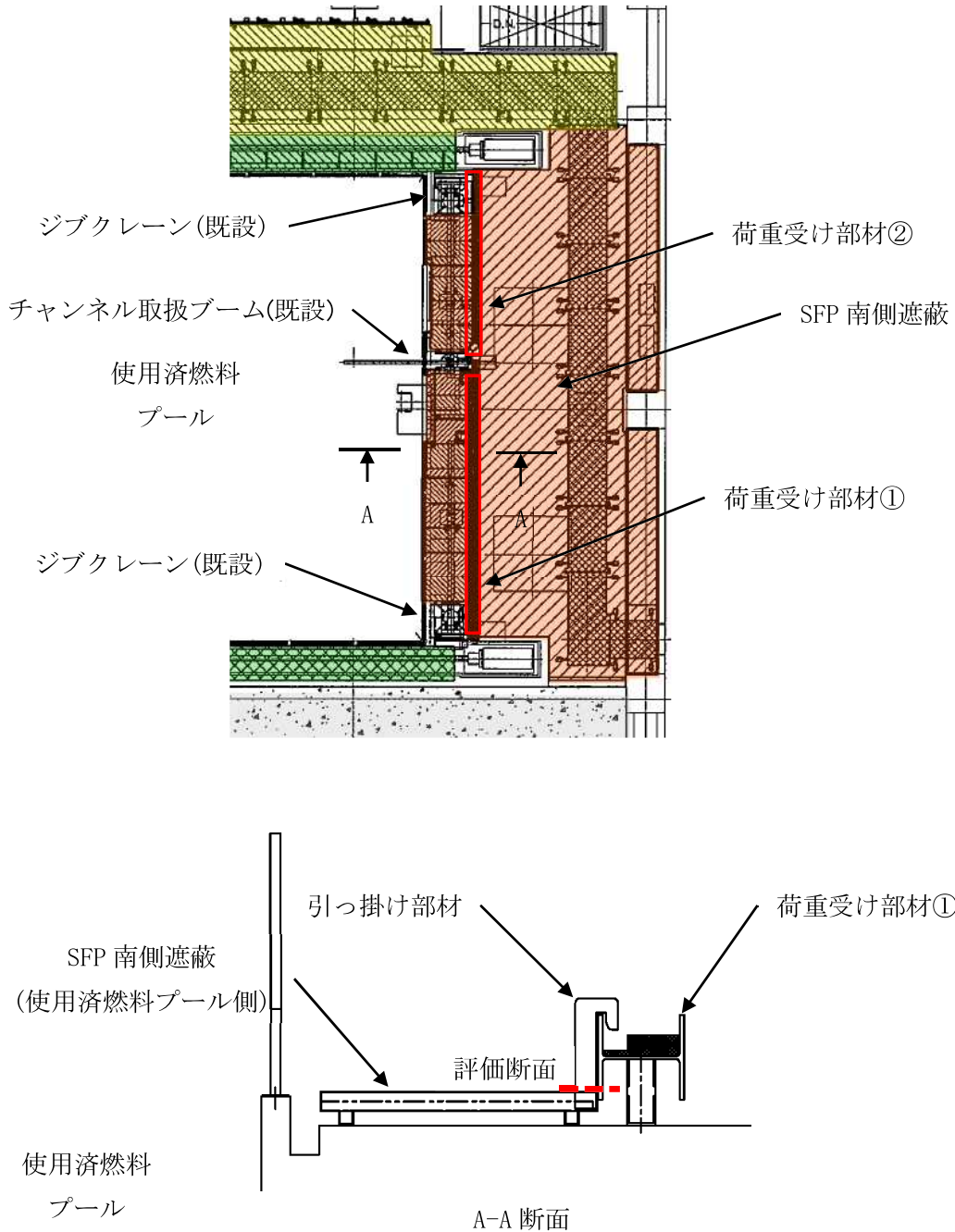


図 2-2 SFP 南側遮蔽体 評価対象部

2.1.3 SFP 東側遮蔽

SFP 東側遮蔽のうち、燃料取替機レールより使用済燃料プール側に設置する遮蔽体の地震時水平方向荷重が、同遮蔽体の引っ掛け部材及び燃料取替機レールよりプール外側に設置する遮蔽体の荷重受け部材に負荷されるものとして引っ掛け部材及び荷重受け部材の強度評価を行う。評価対象部を図 2-3 に示す。

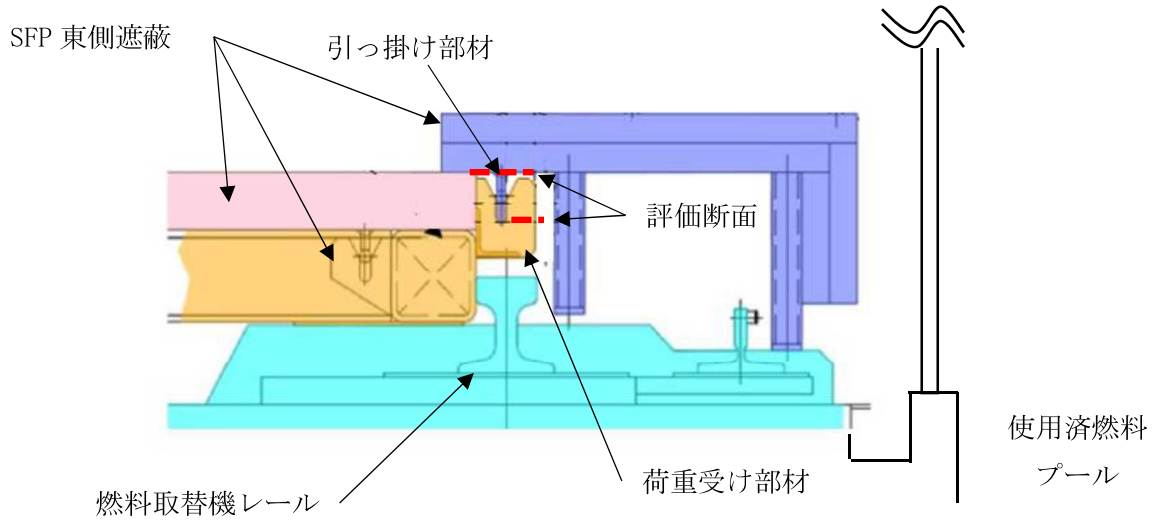


図 2-3 SFP 東側遮蔽体 評価対象部

2.1.4 SFP 西側遮蔽

SFP 西側遮蔽の地震時水平方向荷重が、燃料取替機レールと取合う荷重受け部材に負荷されるものとして、荷重受け部材の強度評価を行う。評価対象部を図 2-4 に示す。

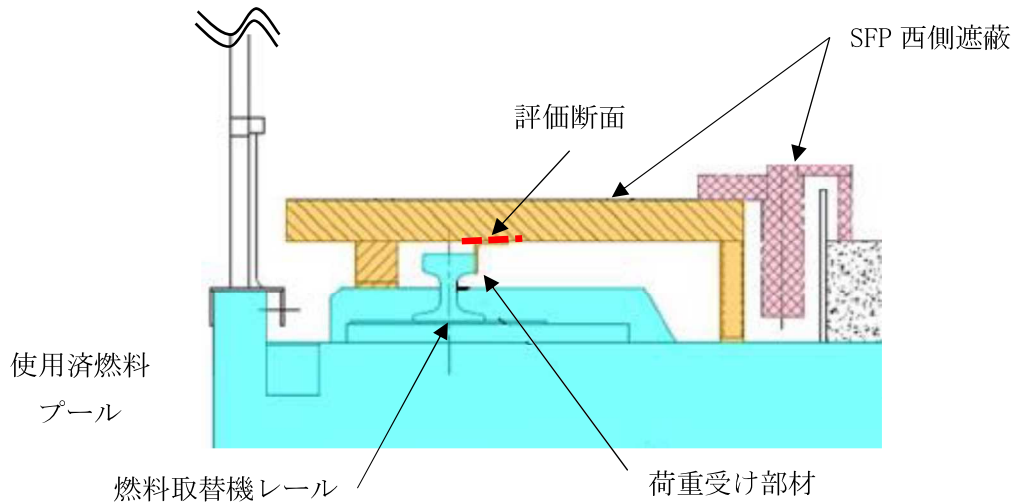


図 2-4 SFP 西側遮蔽 評価対象部

2.2 評価結果

強度評価の結果を表 2-1 に示す。使用済燃料プール周りに設置する遮蔽体について、地震時水平荷重に対して支持部材に生じる応力は許容応力を下回るため、遮蔽体が使用済燃料プールへ落下することはない。

表 2-1 遮蔽体支持部材の構造強度評価結果

部位		材質	許容応力 (MPa)		算出応力 Ss600 (MPa)	算出応力 1/2Ss450 (MPa)
SFP 北側遮蔽	ブラケット	SS400	曲げ	280	146	143
			せん断	161	46	46
			組合せ	280	167	164
SFP 南側遮蔽	荷重受け部材 ①	SS400	曲げ	280	244	240
			せん断	161	17	17
			組合せ	280	246	242
	荷重受け部材 ②	SS400	曲げ	280	270	265
			せん断	161	20	19
			組合せ	280	273	268
	引っ掛け部材	SS400	曲げ	280	52	51
			せん断	161	3	3
			組合せ	280	53	52
SFP 東側遮蔽	荷重受け部材	SS400	曲げ	280	23	23
			せん断	161	6	5
			組合せ	280	26	25
	引っ掛け部材	SS400	曲げ	323	201	186
			せん断	161	13	12
			組合せ	280	203	188
SFP 西側遮蔽	荷重受け部材	SS400	曲げ	323	57	56
			せん断	161	2	2
			組合せ	280	58	57

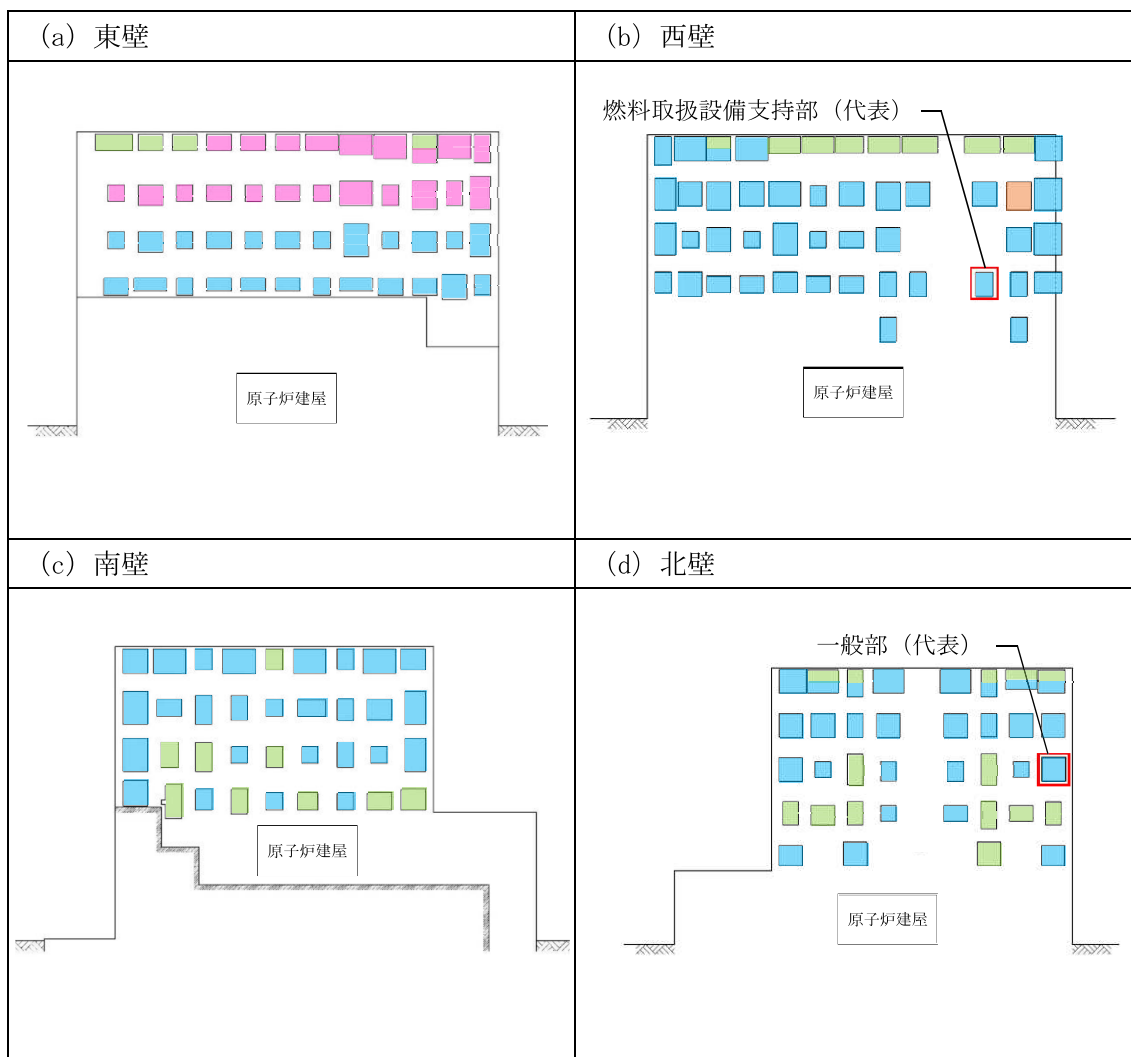
1号機大型カバーに係る確認事項

1号機大型カバーの工事に係る主要な確認項目を表－1に示す。

表－1 1号機大型カバーに係る確認項目

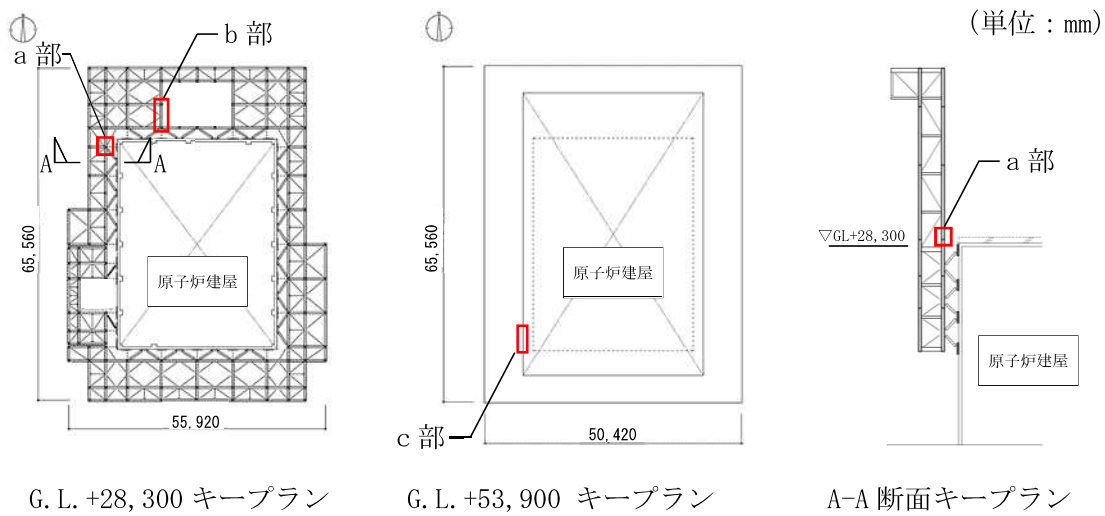
確認事項	確認項目	確認内容	判定基準
構造強度 および 耐震性	材料確認	鋼材の材質, 強度, 化学成分を確認する。	JIS G 3101, JIS G 3106, JIS G 3136, JIS G 3138, JIS G 3444, JIS G 3475, JIS G 4051, JIS B 1186 又は建築基準法第 37 条第二号に基づく国土交通大臣の認定に適合すること。
		トルシア型超高力ボルト (SHTB), トルシア型高力ボルト (HTB) 及び溶融亜鉛めっき高力ボルト (12G SHTB) の仕様を確認する。	建築基準法第 37 条第二号に基づく国土交通大臣の認定に適合すること。
		アンカーボルトの材質, 強度, 化学成分を確認する。	JIS G 3138 に適合すること。
		外装材の仕様を確認する。	実施計画に記載されている材料諸元に適合することを, 検査証明書, 出荷証明書又はメーカー技術資料により確認する。
	据付確認	アンカーボルトの埋め込み長さを確認する。	アンカーボルトの有効埋め込み長さが図－1 の通りであり, かつボルトの余長はナット面から突き出た長さが 3 山以上であること。
		接合部の施工状況を確認する。	高力ボルトの本数・種類が図－2 の通りであること。
		外装材の施工状況を確認する。	外装材の範囲が図－3 の通りであること。

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準
構造強度 および 耐震性	機能検査 (外観検査)	大型カバーの外観を確認する。	機能に影響を及ぼす有意な欠陥がないこと。



- 有効埋め込み長さ：280mm 以上
- 有効埋め込み長さ：345mm 以上
- 有効埋め込み長さ：375mm 以上
- 有効埋め込み長さ：420mm 以上

図-1 アンカーボルト詳細



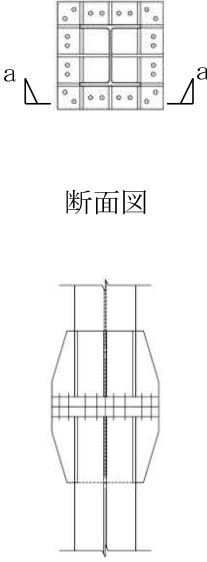

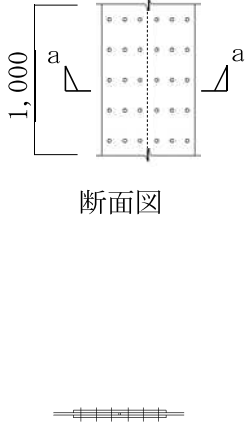
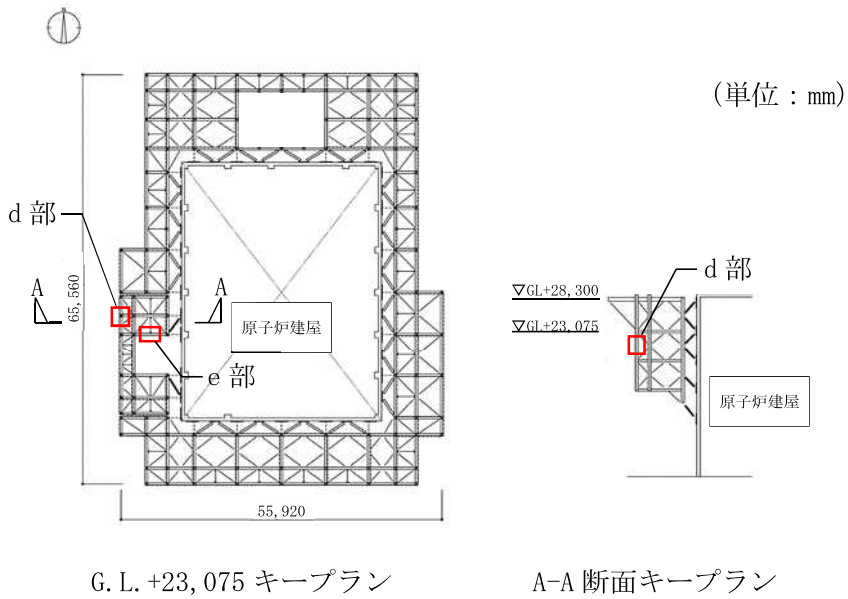
(a) 柱 材	(b) 梁 材	(c) 鋼 板
 <p>断面図</p> <p>a-a 矢視図</p> <div data-bbox="260 1668 568 1780" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>ボルト種類：SHTB M24 本 数：24 本</p> </div>	 <p>断面図</p> <p>a-a 矢視図</p> <div data-bbox="635 1668 943 1780" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>ボルト種類：SHTB M24 本 数：18 本×2</p> </div>	 <p>断面図</p> <p>a-a 矢視図</p> <div data-bbox="991 1668 1347 1780" style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>ボルト種類：HTB M22 本 数：15 本×2 @1,000mm</p> </div>

図-2 (1) 一般部接合部詳細



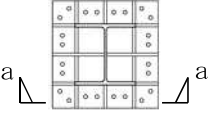
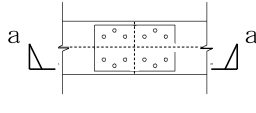
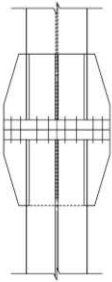
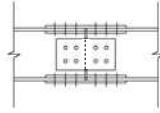
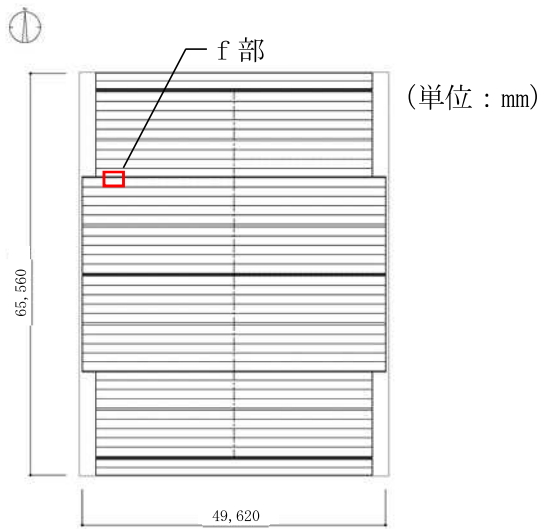
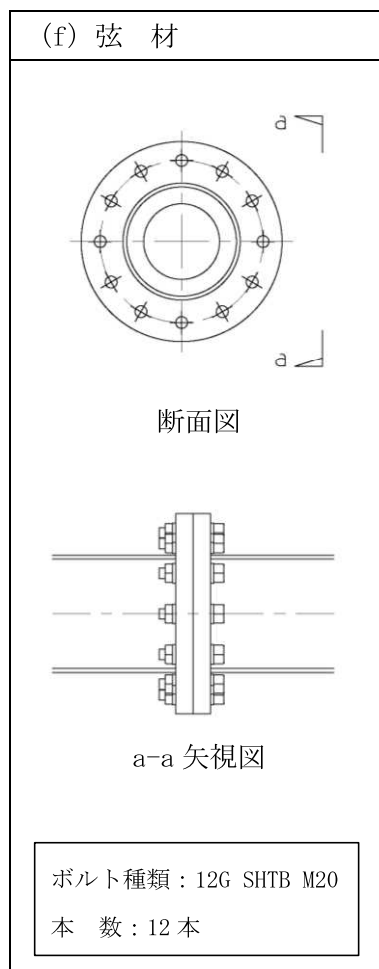
(d) 柱 材	(e) 梁 材
 <p>断面図</p>	 <p>断面図</p>
 <p>a-a 矢視図</p>	 <p>a-a 矢視図</p>
<p>ボルト種類: SHTB M24 本 数: 24 本</p>	<p>ボルト種類: SHTB M24 本 数: 16 本×2</p>

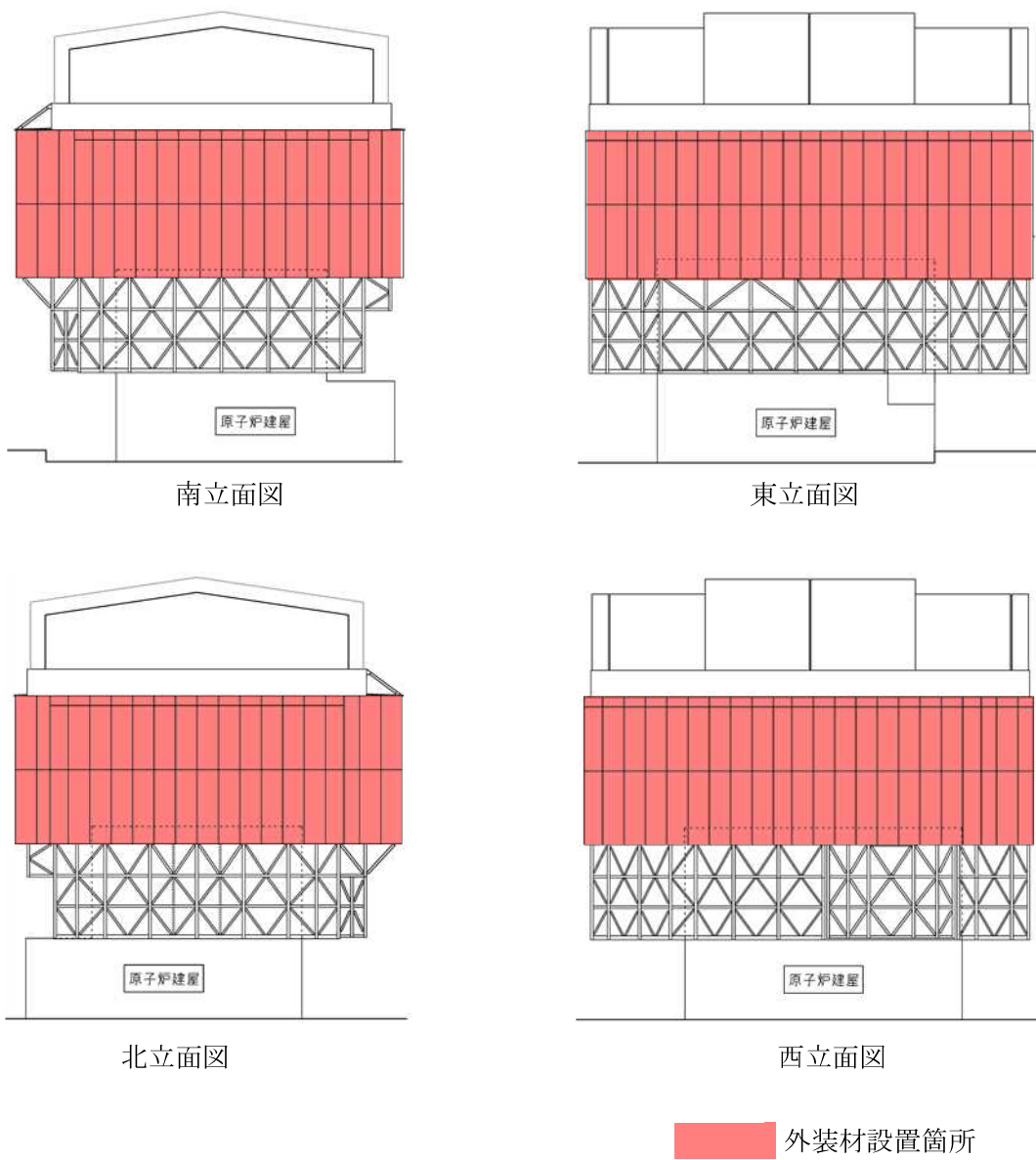
図-2 (2) 燃料取扱設備支持部接合部詳細



屋根伏図



図一 2 (3) 屋根部接合部詳細



図一 3 外装材設置範囲図

水平2方向及び鉛直方向地震力の同時入力時に用いる模擬地震波について

1. はじめに

水平2方向及び鉛直方向地震力の同時入力による検討を行う際に、Ss900-1を用いている。

この際、水平1方向にはSs900-1を用いるが、その直交方向にはSs900-1とは位相の異なる模擬地震波を用いる。

水平2方向及び鉛直方向地震力の同時入力による検討において、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、Ss900-1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模擬地震波を利用する。

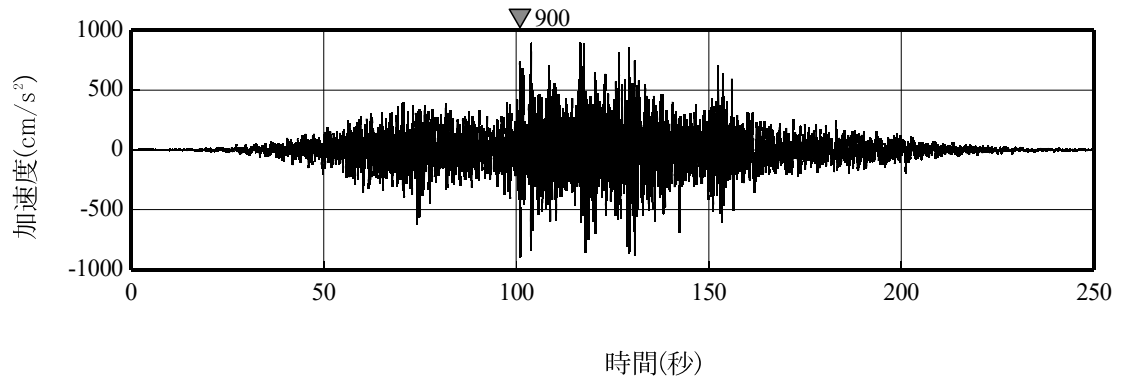
2. 模擬地震波の作成方針

応答スペクトル法に基づく手法によるSs900-1については、水平方向の地震動に方向性がないことから、水平2方向及び鉛直方向地震力の同時入力による検討を行う場合、水平2方向のうち1方向について模擬地震波を作成し入力する方法が考えられる。

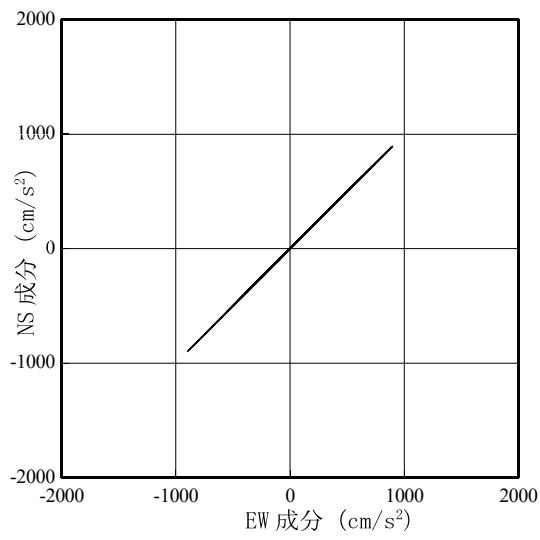
Ss900-1の位相は、2011年東北地方太平洋沖地震において福島第一原子力発電所内の地震観測記録のNS方向の位相を基に模擬地震波を作成している。そこで組み合わせる地震動は、同一の方法でNS方向と直交するEW方向の位相を基に作成した模擬地震波とする。

2.1 敷地で得られた観測記録による確認

自由地盤観測点における、2011年東北地方太平洋沖地震（以下、3.11地震）、2021年2月13日の福島県沖の地震（以下、2.13地震）及び2022年3月16日の福島県沖の地震（以下、3.16地震）の観測記録から、当該サイトにおいて、水平2方向の地震波で位相差が生じる傾向を確認した。確認の方法として、Ss900-1を同時に水平2方向に入力したオービット（図2.1-1）と、観測記録の水平2方向のオービット（図2.1-2、図2.1-3、図2.1-4）との比較を行った。図2.2-1から、全く同じ地震動を同時に水平2方向に入力した場合、オービットは現実的に考えにくい45°方向に直線的な軌跡を示す。一方、図2.1-2、図2.1-3及び図2.1-4より観測記録ではオービットは位相差によって生じるランダムな軌跡を示すことを確認した。

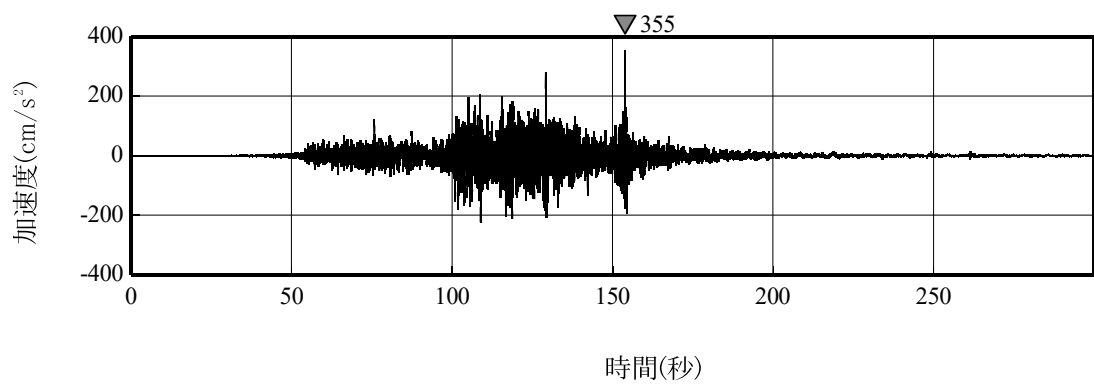
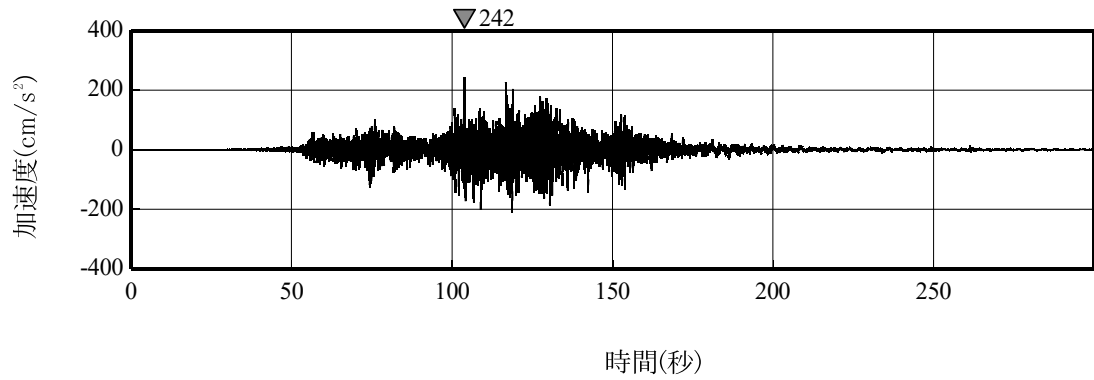


(a) 加速度時刻歴波形

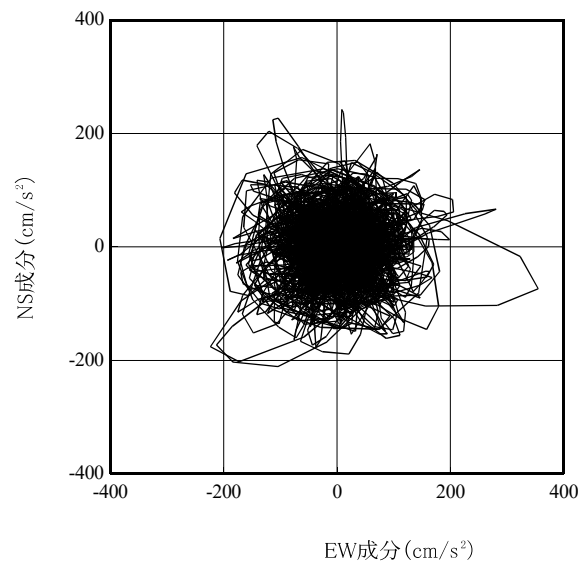


(b) 水平 2 方向の加速度成分のオービット

図 2.1-1 Ss900-1

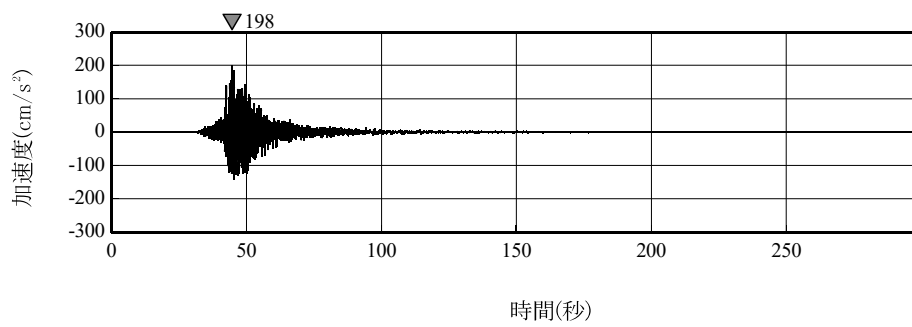
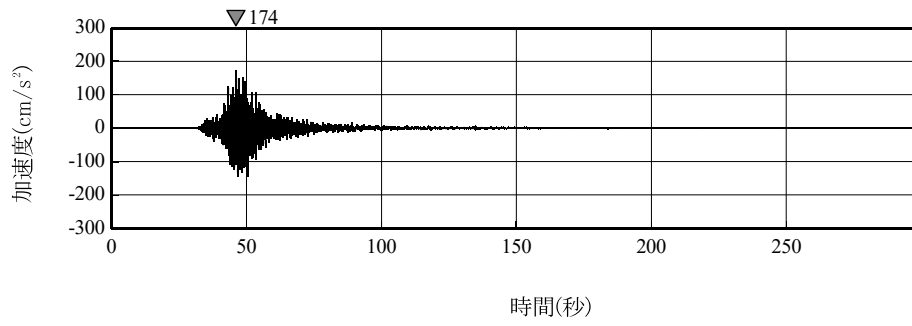


(a) 加速度時刻歴波形

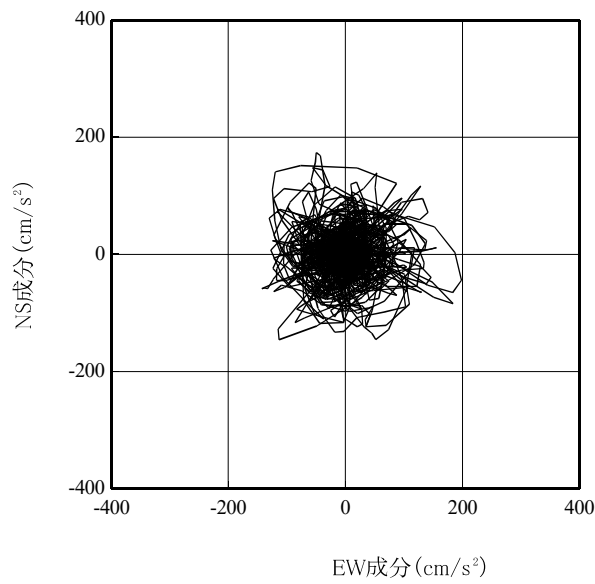


(b) 水平2方向の加速度成分のオービット

図 2.1-2 3.11 地震観測記録 (自由地盤観測点)

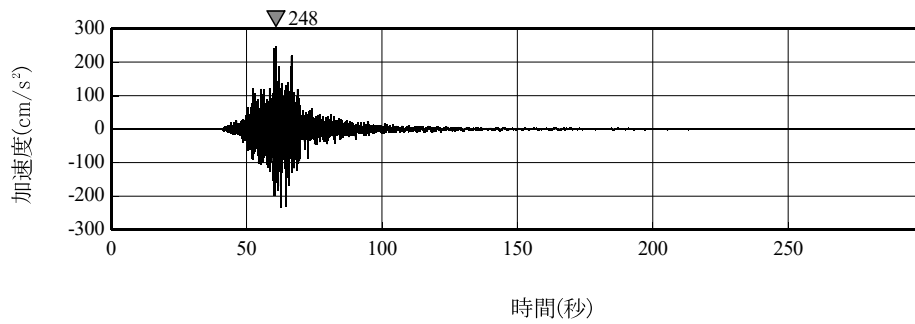


(a) 加速度時刻歴波形

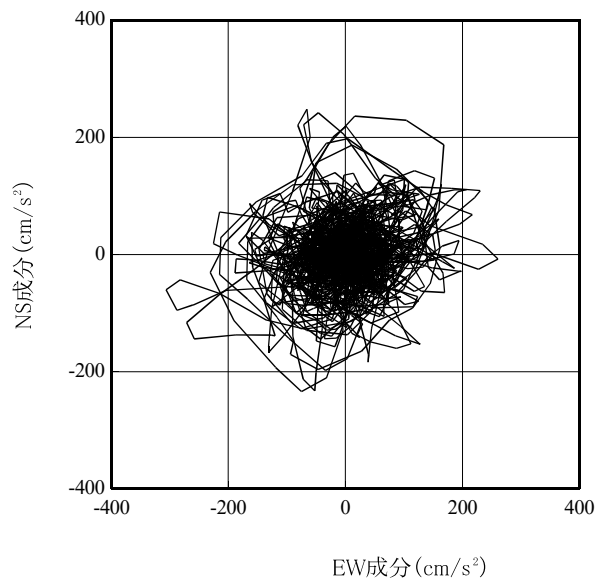


(b) 水平 2 方向の加速度成分のオービット

図 2.1-3 2.13 地震観測記録 (自由地盤観測点)



(a) 加速度時刻歴波形

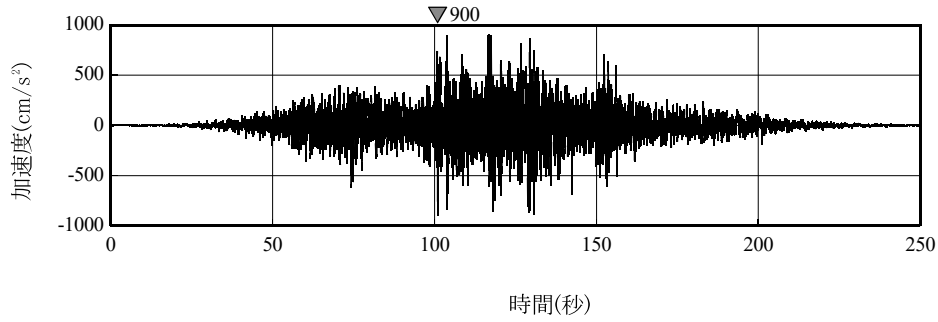


(b) 水平2方向の加速度成分のオービット

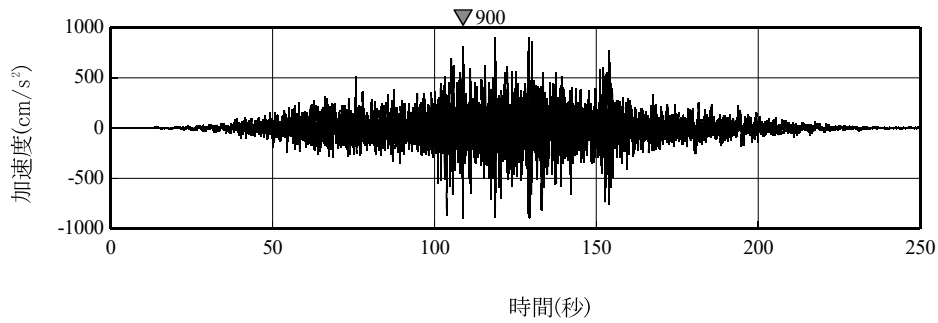
図 2.1-4 3.16 の福島県沖の地震観測記録 (自由地盤観測点)

3. 位相特性の異なる模擬地震波の作成結果

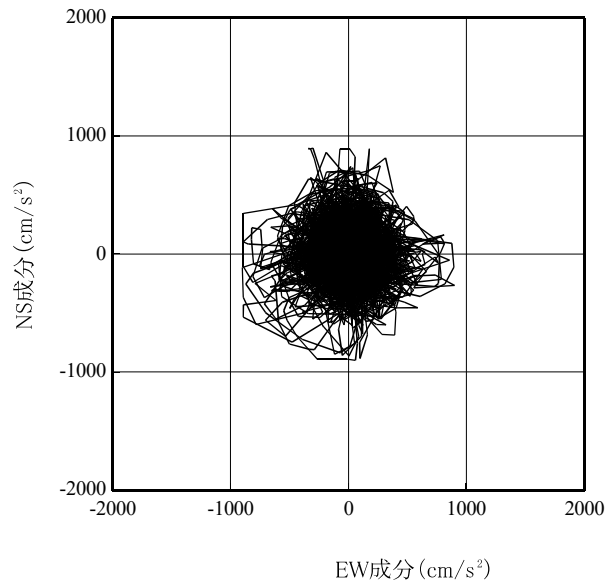
Ss900-1 及び Ss900-1 と組み合わせる模擬地震波の加速度時刻歴波形及びそれぞれの地震波を2方向入力した場合のオービット及び応答スペクトルを図 2.1-5 に示す。



(a) Ss900-1 の加速度時刻歴波形

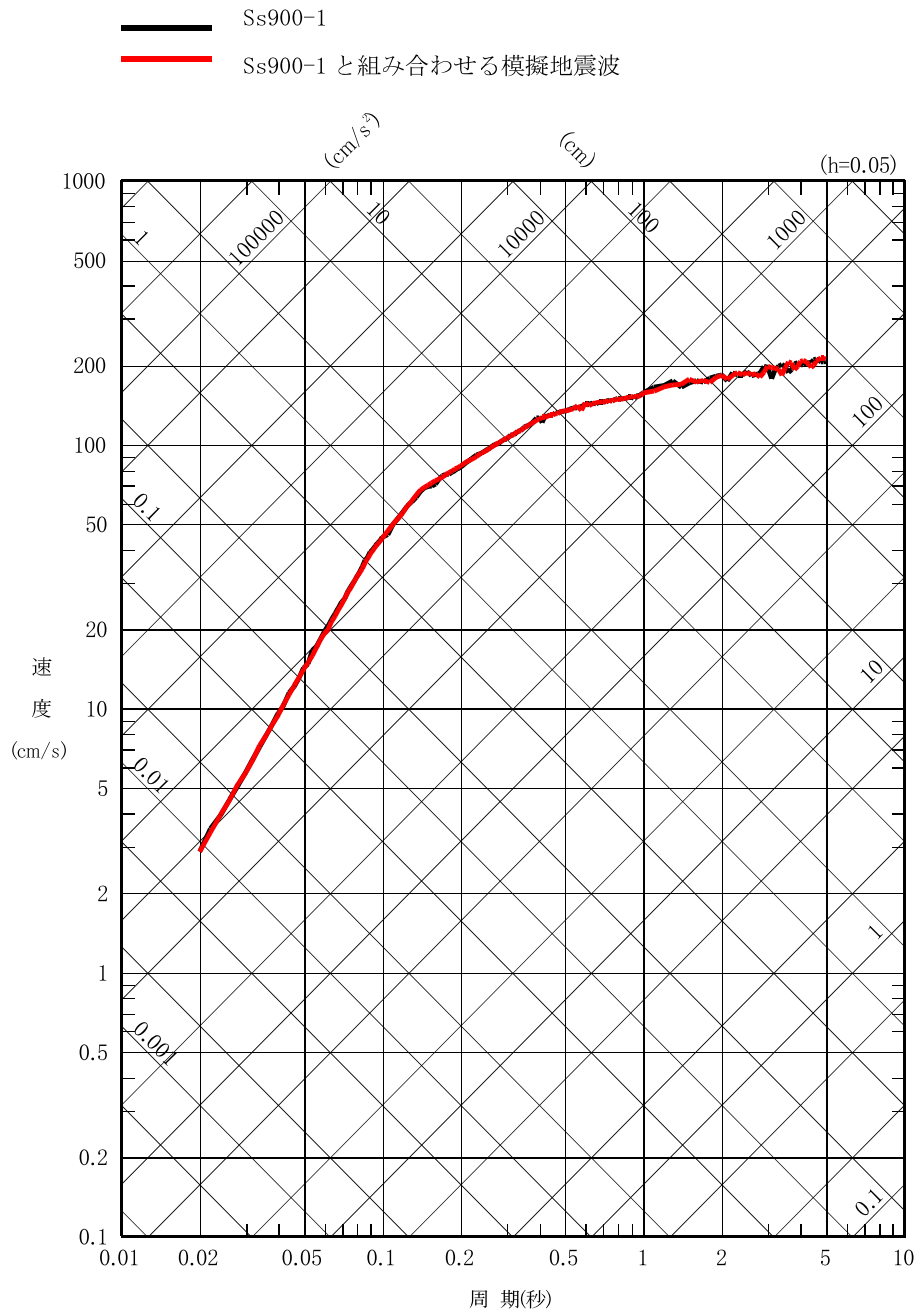


(b) Ss900-1 と組み合わせる模擬地震波の加速度時刻歴波形



(c) 水平2方向の加速度成分のオービット

図 2.1-5 Ss900-1 (1/2)



(d) 水平 2 方向の地震動の応答スペクトル
 図 2.1-5 Ss900-1 (2/2)

1 号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する補足説明

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関する補足説明

1.1 はじめに

本書は、II.2.11 使用済燃料プールからの燃料取り出し設備のうち、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補足するものである。

1.2 補足説明

1.2.1 Ss900 解析モデルの補足説明

建屋質点系モデルの脚部には、Ss900 地震により算定した等価地盤物性に基づくスウェイロッキングばねおよび側面地盤 Novak ばねを設けている。質点系モデルの軸方向は弾性とし、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。

3 方向同時入力を実施していることから、誘発上下動は本モデルで考慮されている。

大型カバーの地震応答解析モデルにおけるカバー架構と原子炉建屋の接合部については、アンカーボルトで接続していることを考慮してモデル化している。

大型カバーと原子炉建屋を接続するアンカーボルトは、発生するせん断力が大きいことから、せん断力が生じる水平方向及び鉛直方向はバイリニアのばね要素として評価する。一方で、面外方向は発生する応力が小さいことから、剛要素として評価する。

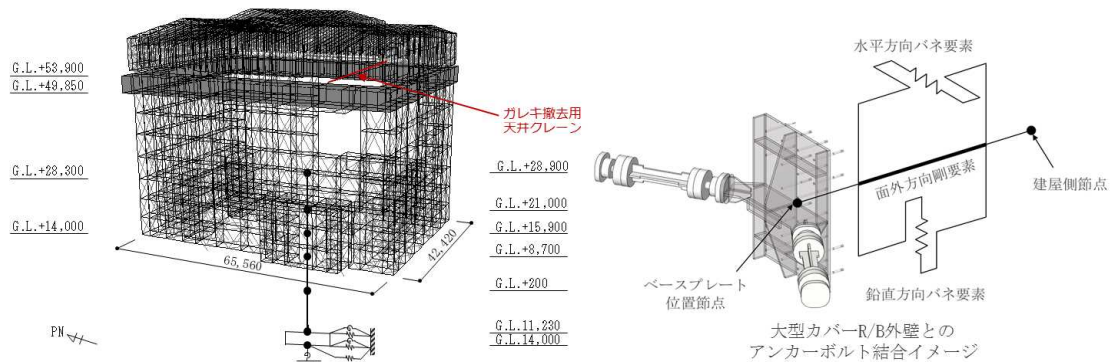


図 1.2.1-1 解析モデル

1.2.2 接合部の設計方法に関する補足説明

大型カバーのカバー架構の接合部については、柱・梁及びブレース等 共通で、降伏強度が十分確保されるよう以下の設計方法としている。

- ・ ボルト本数
ボルト欠損を考慮しない母材全断面の降伏強度が確保されるよう、ボルトの短期許容で必要本数を算出している。
- ・ ガセットほか
母材全断面の降伏強度が確保されるよう、保有耐力接合条件（安全率 $\alpha = 1.2$ ）を満足していることを確認している。

1.2.3 Ss900 接合部のモデル化に関する補足説明

本形式のアンカーボルトは、アンカーボルトに大きなせん断力が作用するため、せん断終局強度の75%に達すると固定度が低下するバイリニア型ばねで建屋と結合するモデルとする。なお、初期剛性はアンカーボルトの芯材のみを考慮する。

アンカーボルトのバイリニア型ばねのモデルと、参考までに今回行ったせん断実験の荷重-変位関係も併せて示す。

引張力、せん断力の組合せ応力に対して、ミーゼスの降伏条件から

$$\sigma^2 + 3\tau^2 \leq \sigma_y^2$$

$$\Rightarrow \left(\frac{A\sigma}{A\sigma_y}\right)^2 + \left(\frac{A\tau}{A\sigma_y/\sqrt{3}}\right)^2 \leq 1$$

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

A : アンカーボルトの断面積 (mm²)

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)

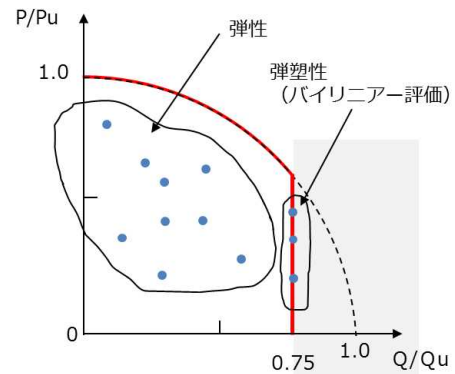


図 1.2.3-1 バイリニア評価の概要

せん断終局強度の75%を制限値とした評価としていることから、

$$\frac{Q}{Q_u} \leq 0.75$$

バイリニア評価した検定値は、上図の $\frac{Q}{Q_u}=0.75$ の直線上にあり、弾性範囲内の検定値は全て上図の赤線内側の範囲に収まっている。

設計強度に対してひび割れの有無に関わらず、20%以上の裕度（23%～53%）を実験から確認でき、これは過去のセメフォースアンカーのせん断試験結果と同様である。

せん断実験結果（荷重変位関係）より設計強度の75%程度において、せん断剛性がやや低下している。

従って、設計強度の75%程度でアンカーに作用する応力は頭打ちとなり、応力再配分が行われ、地震による慣性力と釣り合うと考え、せん断力の制限値を75%とした。

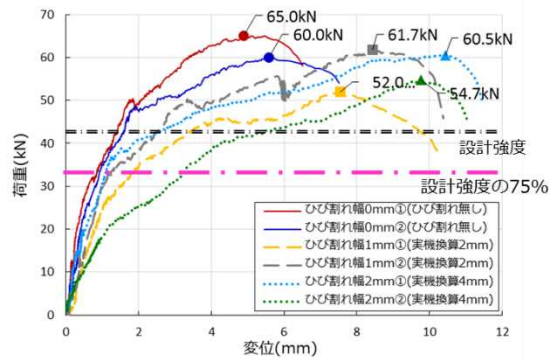


図 1.2.3-2 せん断実験結果（荷重変位関係）

アンカーボルトのせん断終局強度の75%を制限値とせずに、評価を実施した結果を下表に示す。

実験によって得られた剛性により評価した結果、最大検定比は最大でも1.17であり、先に実施した実験における裕度（23%～53%）に収まることから制限値を考慮しない場合であってもアンカーは損傷に至らない。

表 1.2.3-1 せん断強度の制限による評価結果

		せん断耐力に対する検定比		
		0.75以上 1.0未満のBPL箇所数	1.0以上のBPL 箇所数	最大 検定比
せん断終局強度 を制限する	ガレキ撤去時	なし	なし	0.75
	燃料取り出し時	なし	なし	0.75
せん断終局強度 を制限しない	ガレキ撤去時	54箇所※	4箇所※	1.08
	燃料取り出し時	58箇所※	7箇所※	1.17

※ベースプレート全168箇所に対する箇所数

アンカー部の剛性について、アンカー実験の剛性値を初期剛性としたケースについて、パラスタを実施した。

最大層間変形角は1/30を超えないことを表 1.2.3-2、表 1.2.3-3により確認するとともに、基本ケースと大きな違いなく、大型カバー全体の応答への影響がないことを確認した。

表 1.2.3-2 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)	1/83	1/30	0. K.
東西方向	Ss900 (+NS+EW+UD)	G. L. +53.9 (m) ~+28.3 (m) h=25.6 (m)	1/82	1/30	0. K.

表 1.2.3-3 最大応答層間変形角（燃料取り出し時時）

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)	1/83	1/30	0. K.
東西方向	Ss900 (+NS+EW+UD)	G. L. +53.9 (m) ~+28.3 (m) h=25.6 (m)	1/82	1/30	0. K.

アンカーボルト部における検定比は下表に示す通りとなり、大型カバーの構造成立性に影響を与えるものではない。

表 1.2.3-4 アンカーボルト検討結果（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 (20)	Ss900	+NS+EW+UD	2726	2895	5620	3860	0.82	0. K.

表 1.2.3-5 アンカーボルト検討結果（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 (36)	Ss900	+NS+EW+UD	3456	5211	7128	6948	0.82	0. K.

表 1.2.3-6 アンカーボルト検討結果（燃料取扱設備支持部，ガレキ撤去時）

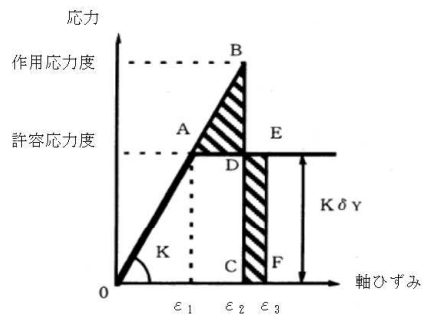
部位 (アンカー本数)	地震条件		最大反力		終局強度		耐力比	判定
			引張力 (kN)	せん断力 (kN)	引張 (kN)	せん断 (kN)		
アンカーボルト (16)	Ss900	+NS+EW+UD	1427	1837	4448	3088	0.60	0. K.

表 1.2.3-7 アンカーボルト検討結果（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 (32)	Ss900	+NS+EW+UD	5988	4094	8576	6176	0.94	0. K.

1.2.4 エネルギー一定則に関する補足説明

一部の部材の弾性応答値が弾性限界強度をわずかに上回った場合、周辺の弾性応答部材への応力再配分が期待できるため、エネルギー一定則の考え方に基づき相当する塑性率を算定する。



エネルギー一定則を利用して、塑性率を $\varepsilon_3/\varepsilon_1$ (エネルギー一定則を利用した軸ひずみ/許容応力度における軸ひずみ) により算出し、許容値以下となることを確認する。

図 1.2.4-1 部材の応力-ひずみ関係

柱及び梁の弾性部材のうち、検定比が1を超える部材は図に示すとおり、全体の1%程度とごくわずかである。このため、カバー全体の変形に影響を与えるほど柱、梁は塑性化しておらず、カバーの層間変形角に影響を与えるものではない。

また、塑性化を許容しているブレース材のうち、塑性率が5を超える部材は図に示すとおり、全体の4%程度である。このため、カバー全体の変形に影響を与えるほど塑性化していない。

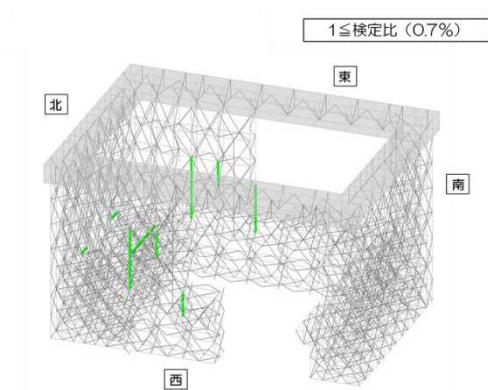


図 1.2.4-2

柱梁部材検定比1を超える割合図

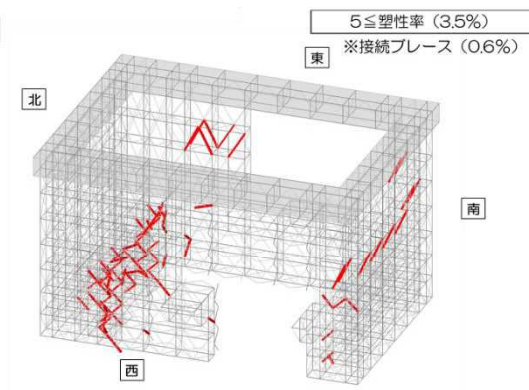


図 1.2.4-3

ブレース材塑性率5を超える割合図

1.2.5 破断寿命評価に関する補足説明

対象部材に対して、応答解析より求まる最大等価軸ひずみ（設定歪振幅）を算定する。

対象部材の最大等価軸ひずみに対応する鋼材の破断寿命を中込ほか¹より算出し、これを評価基準とする。

対象部材の軸ひずみ時刻歴波形より、降伏ひずみ及び座屈ひずみを超え、勾配の正負が切り替わる全点（波形のピーク）を数え上げ、それを繰り返し回数とする。

ガレキ撤去時の破断寿命に対する繰り返し回数の算定を示す。

表 1.2.5-1 破断寿命に対する繰り返し回数の算定（ガレキ撤去時）

部位 (使用部材)	部材	最大等価 軸ひずみ $\epsilon_{max} (\times 10^{-3})$	応答による 繰返し回数 ^{※1} n_i	評価基準 ^{※2} (破断寿命) N_p	$\frac{n_i}{N_p}$	判定
接続部ブレース 十字PL-210x28 (SN490B)	鉛直ブ レース	1.49	197	544	0.37	OK

※1: 対象部材の軸ひずみ時刻歴波形をカウントする。

※2: 最大等価軸ひずみ（設定ひずみ振幅）に対応する鋼材の破断寿命を引用文献より算定する（参考表）。破断寿命は、参考表 の設定ひずみより求める。

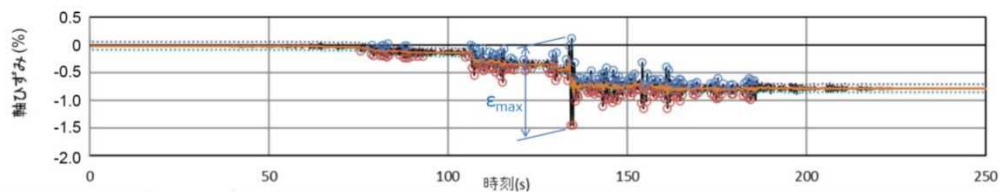


図 1.2.5-1 軸ひずみ時刻歴波形

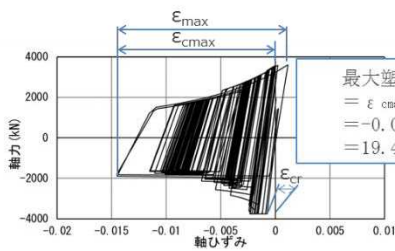


表 1.2.5-2 設定ひずみ振幅と疲労寿命

設定歪振幅	亀裂発生寿命	破断寿命
10.00%	3	1.8×10
7.00%	1.0×10	3.9×10
5.00%	2.6×10	6.7×10
3.50%	3.5×10	1.02×10^2
2.00%	1.70×10^2	2.99×10^2
1.00%	4.40×10^2	9.66×10^2
0.90%	8.00×10^2	1.29×10^3
0.70%	1.45×10^3	2.76×10^3

図 1.2.5-2 軸ひずみ—軸力時刻歴

¹ [中込他, 繰返し力を受ける SM490 鋼の疲労性に関する研究, 1995 年 3 月]

1.2.6 屋根の補足説明

大型カバーの屋根は可動式とし、通常時は動かないように固定ピンで固定する。屋根を開閉する際は、固定ピンを外し南北方向に動かす。この際、逸走防止受けが落下防止材として働くことにより屋根の落下を防止する。

移動時など、逸走防止と固結（固定ピンが挿入されていない）されていなかった場合に、逸走防止受け自体が落下防止材として働くようにする。

片側の逸走防止受け柱脚（片側8箇所）に作用するせん断力は、柱脚アンカーボルトのせん断耐力以下となっている。

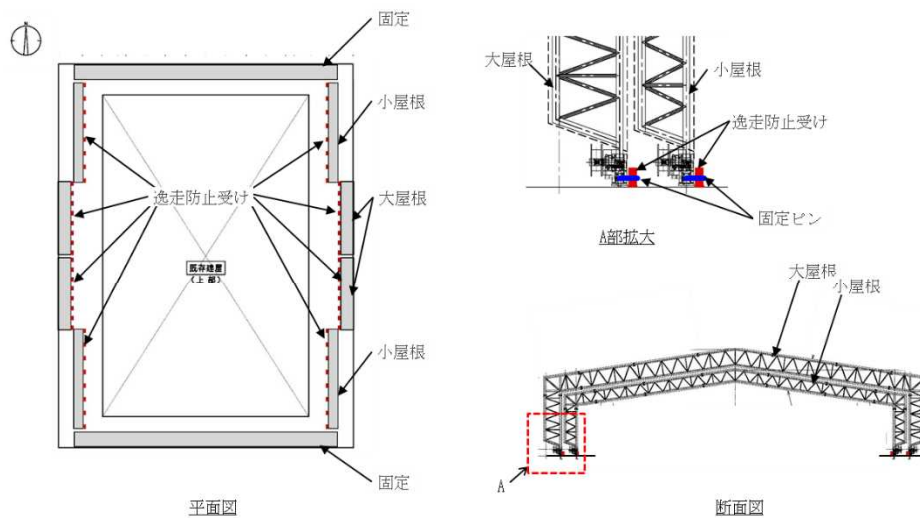


図 1.2.6-1 屋根部の逸走防止受けの概要

せん断力Q (kN)	せん断耐力Qu (kN)	検定比	判定
675	2710	0.25	0. K.

$$Q = W \cdot K_H / 8$$

$$Q_{11} = n \cdot F_{Qu}$$

- Q : 逸走防止受け1箇所あたりに作用するせん断力 (kN)
- Qu : 柱脚アンカーボルトのせん断耐力 (kN)
- W : 大屋根の全重量 (900kN)
- K_H : EW方向水平震度
(屋根頂部加速度より安全側に6Gと設定)
- n : ボルトの本数 (10本)
- F_{Qu} : ボルトの最大せん断耐力 (271kN)
(HTB M24最大せん断耐力 (一面))

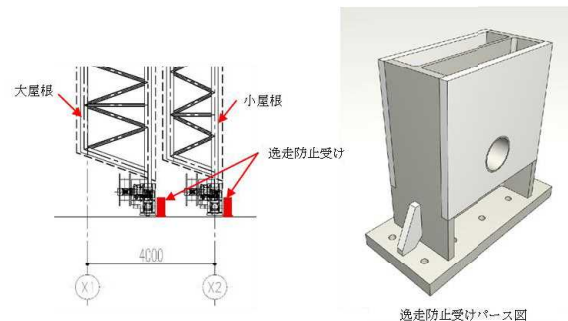


図 1.2.6-2 落下防止の検討

1.2.7 ガレキ撤去用天井クレーンに関する補足説明

ガレキ撤去用天井クレーン（以下、天井クレーンと言う。）は大型カバー頂部に設置され、クレーンガーダ2本の上をトロリが移動する。Ss900 に対する波及的影響の評価にあたっては、以下を考慮する。

- ・ 天井クレーン端部に2.3mの水平かかり代を設け、地震時の天井クレーン落下を回避する。万が一レールから脱輪して、さらに回転したとしても、クレーンガーダ端部のハンチ部がカバー架構頂部に当たる形状であることから、物理的に落下しない。
- ・ 天井クレーン不使用時はカバー北側に駐機する。
- ・ 電源喪失時に電磁ブレーキにより揚重状態を保持する。
- ・ フックには外れ止めを装備する。
- ・ トロリ部には脱落防止材を設置し、地震時のトロリ落下を回避する。

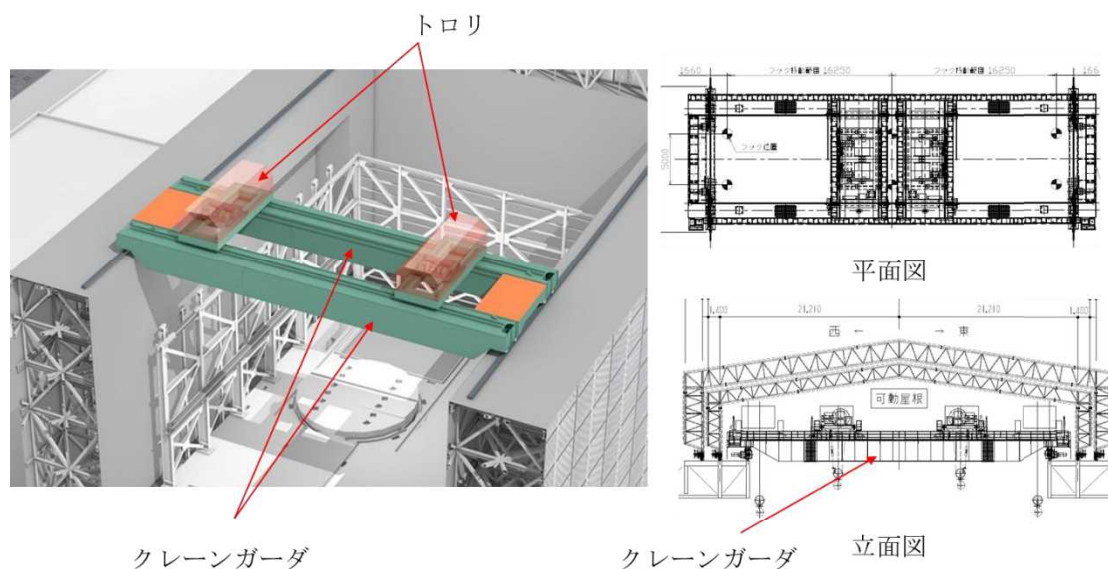


図 1.2.7-1 天井クレーンの概要図

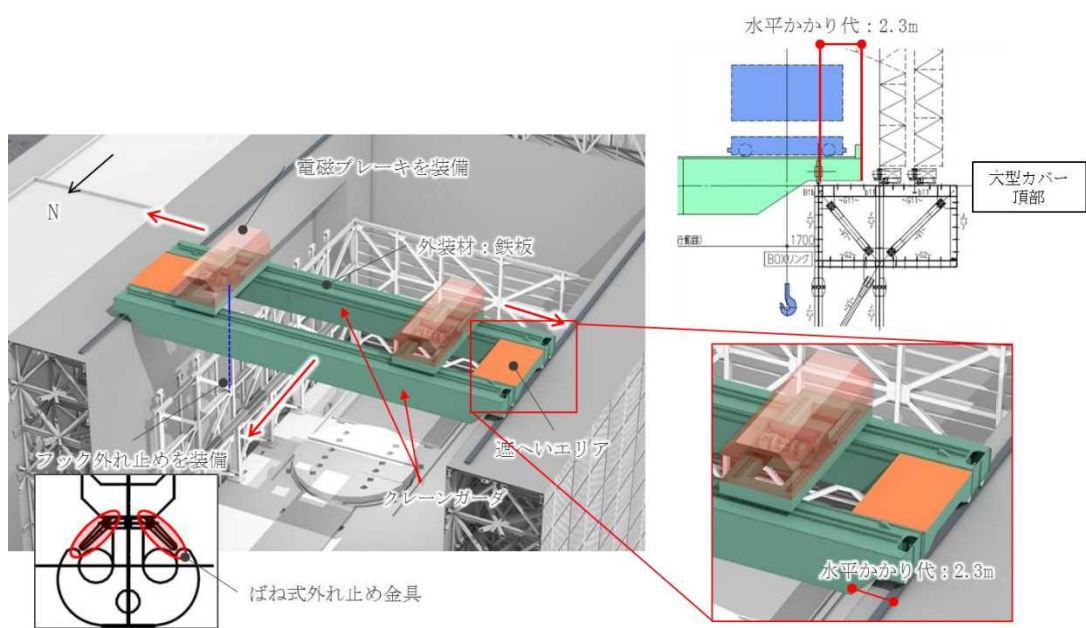
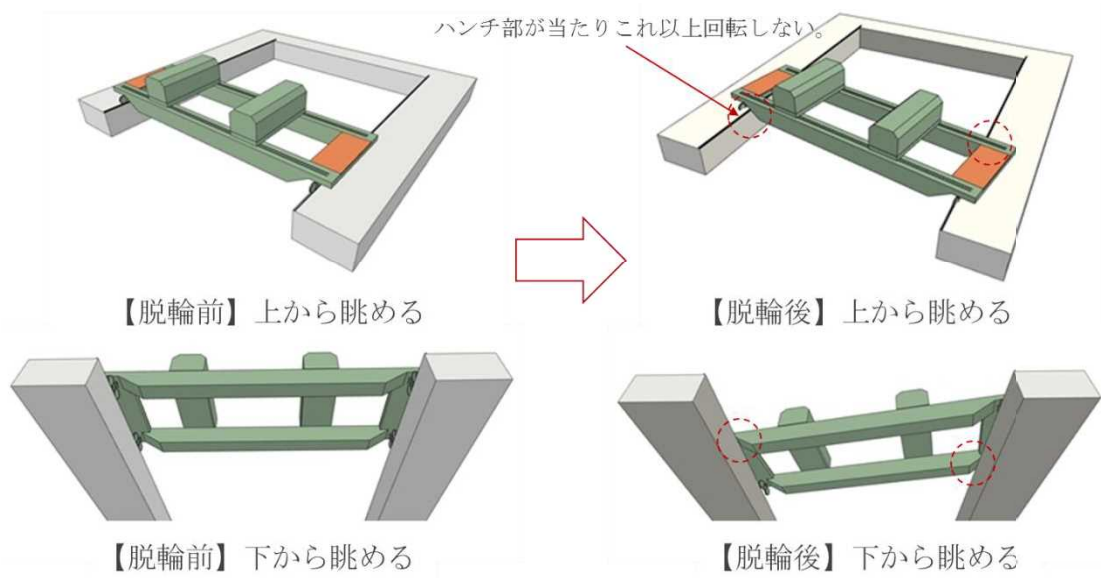
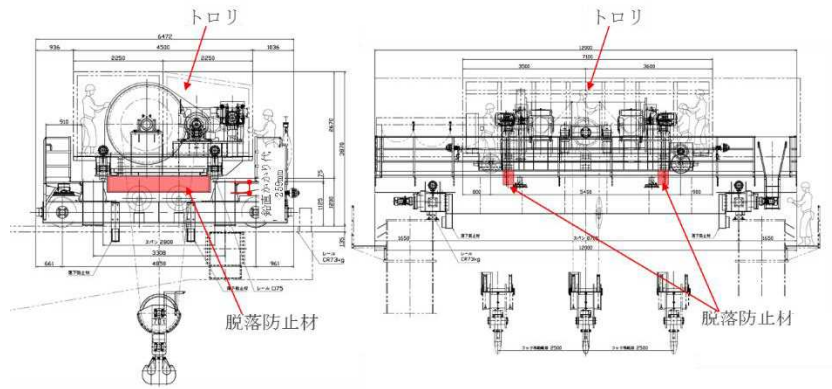


図 1.2.7-2 天井クレーン安全対策の概要図

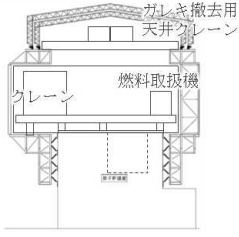
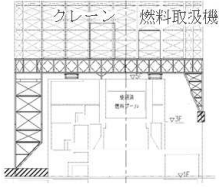
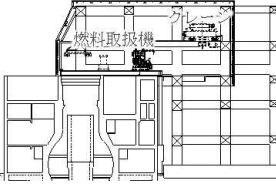


トロリの脱落防止材（赤色部：H-900×300×16×28(SS400)）

図 1.2.7-3 トロリの脱落防止材の概要

1.2.8 3,4号機との比較に関する補足説明

3,4号機との主要な比較項目を表に示す。

号機	1号機	3号機	4号機
イメージ図			
構造	鉄骨造, トラス構造	鉄骨造, トラス構造	鉄骨造, ラーメン構造
カバーの支持	原子炉建屋外壁に支持	原子炉建屋1階, 3階及び7階に支持	地盤, 原子炉建屋外壁及びシェル壁に支持
屋根	可動式	可動しない	可動しない
外装材	屋根: 膜材 外壁: 金属製外装材	金属製外装材	金属製外装材
カバーに支持する主要設備	ガレキ撤去用天井クレーン (一般部に設置) 燃料取扱機, クレーン (原子炉建屋及び燃料取扱設備支持部に設置)	燃料取扱機, クレーン	燃料取扱機, クレーン

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

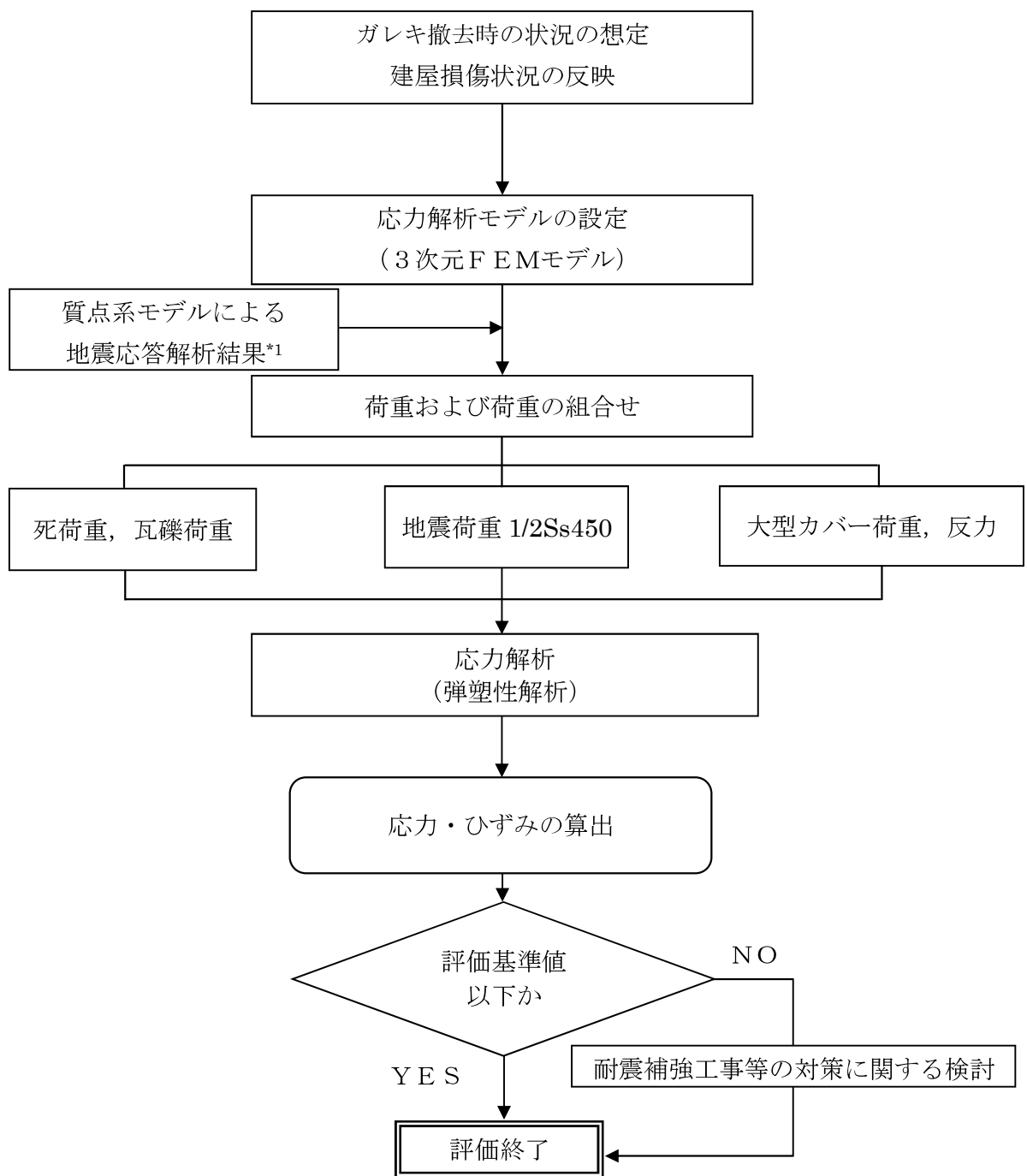
大型カバーは、原子炉建屋の外壁面に支持されており、原子炉建屋に波及的影響を及ぼさない設計としている。本章では、事前の外壁調査結果やその他損傷状況を反映し、かつ瓦礫撤去時の荷重状態を想定した原子炉建屋の 1/2Ss450 に対する 3次元 FEM 解析により、原子炉建屋外壁の耐震安全性評価を実施する。

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く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 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」中の1号機のガレキ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。

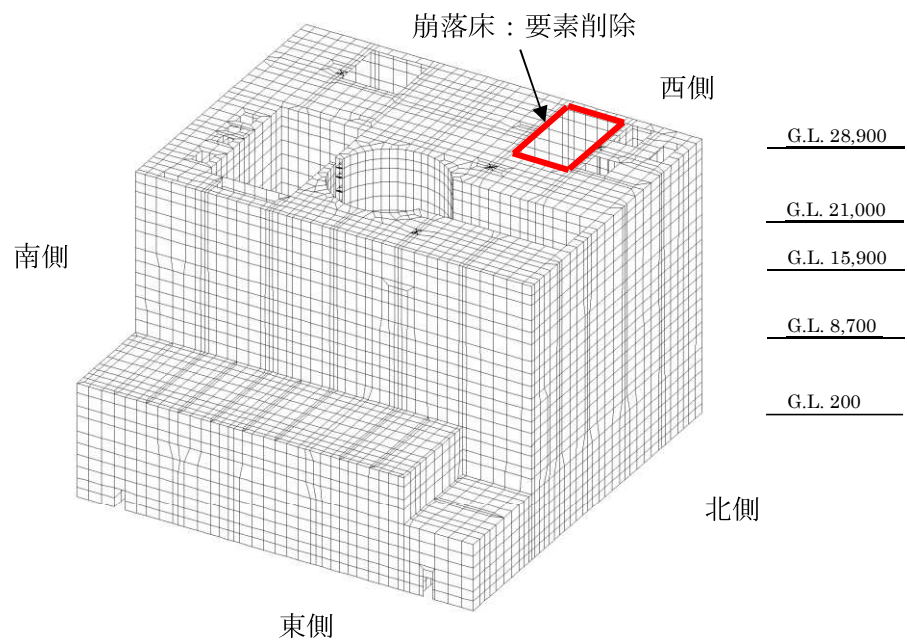


図-1.2 解析モデル概要図

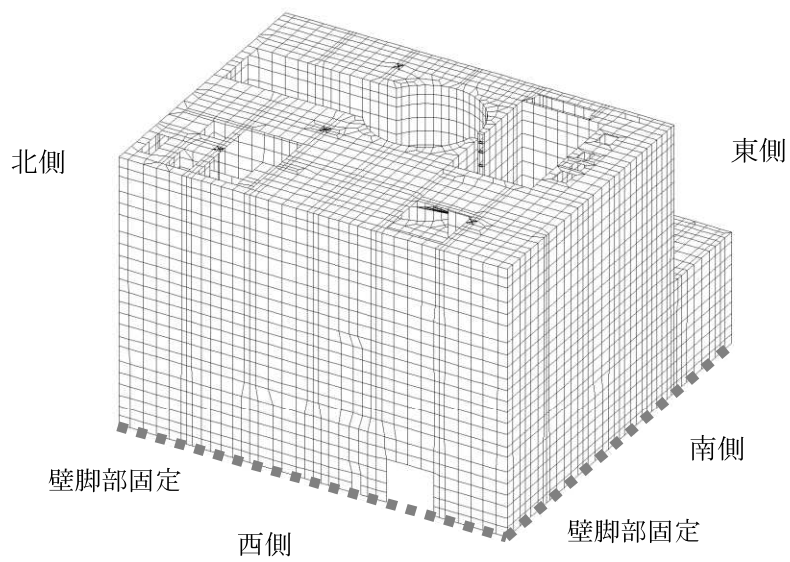
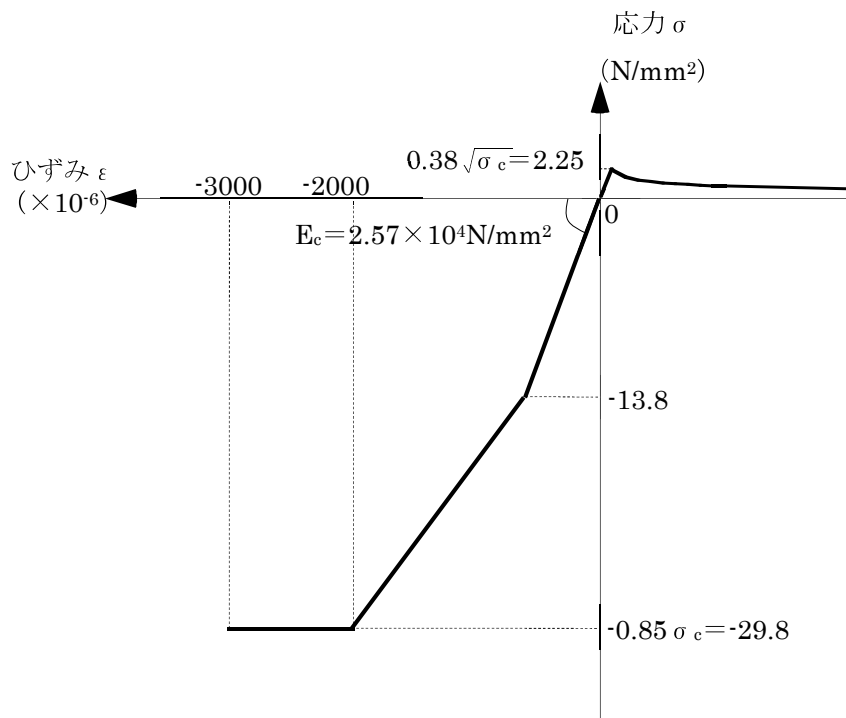
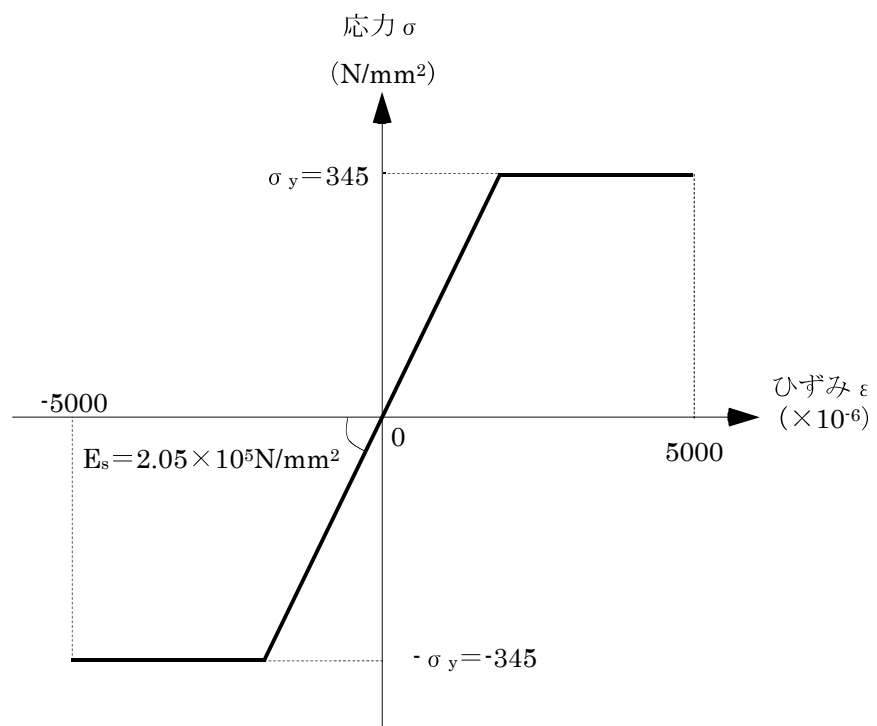


図-1.3 解析モデルの境界条件



(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1/2Ss450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（1/2Ss450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。

$$Q_d = bj\alpha f_s$$

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

ここで、

- Q_d : 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

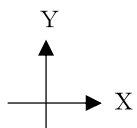
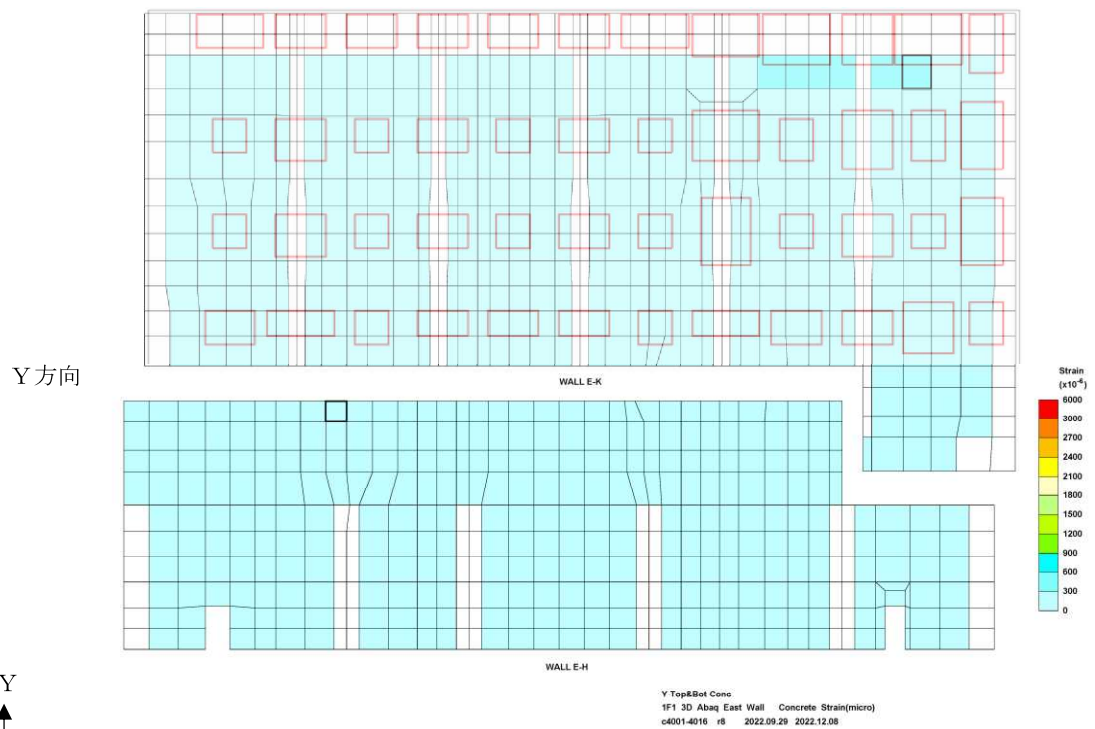
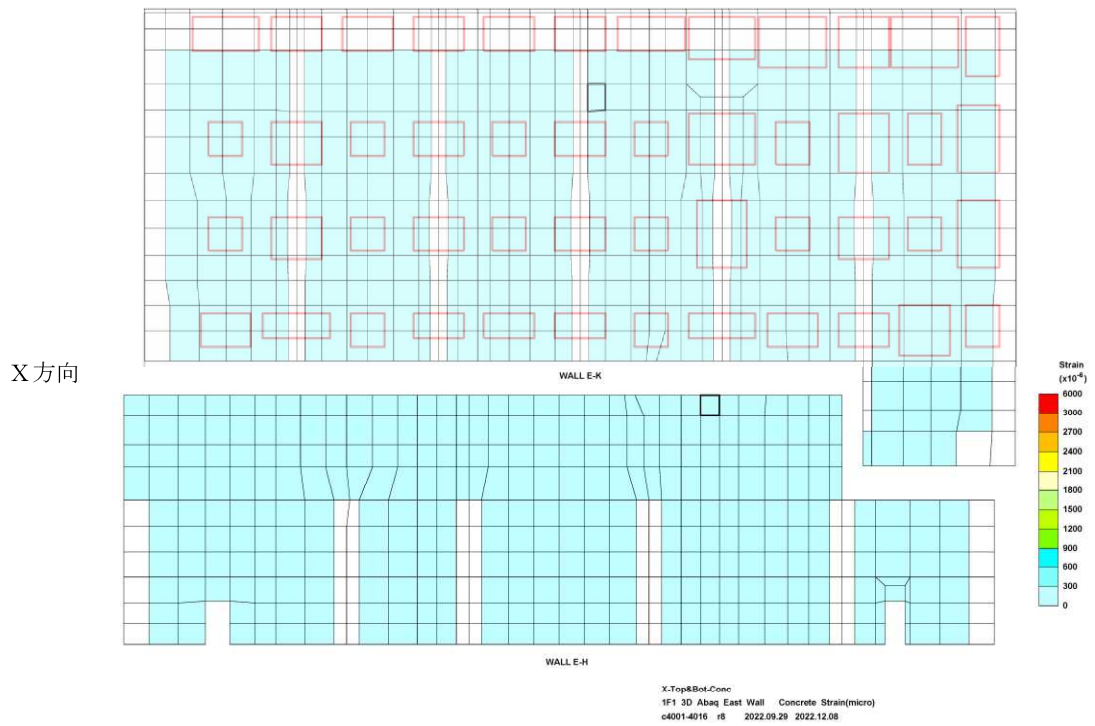
発生ひずみ及び面外せん断力の発生応力と評価基準値の比(検定比。1以下で評価基準値を満足する。)を示した結果を図-1.5～図-1.16に、各面の最大値一覧を表-1.3に示す。いずれの箇所においても発生ひずみ及び面外せん断力は許容限界以内であり、評価基準値を十分に下回っている。このことから、瓦礫撤去時の状況において、大型カバーが取りつく建屋外壁は、耐震安全性を有しているものと評価した。

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

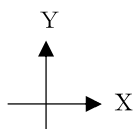
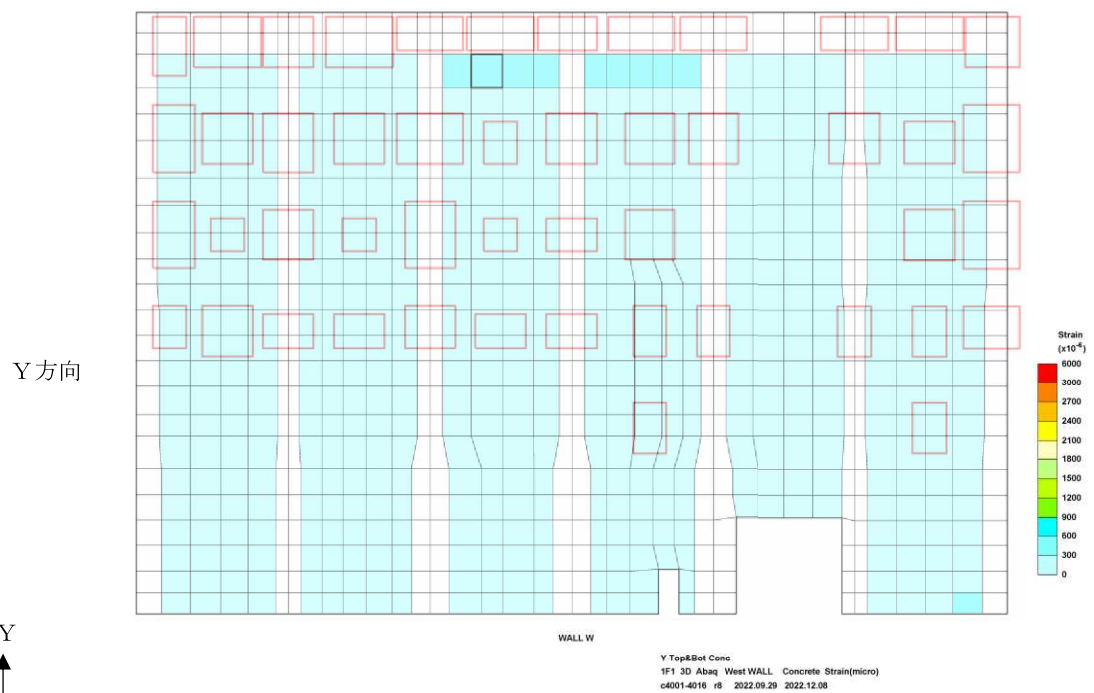
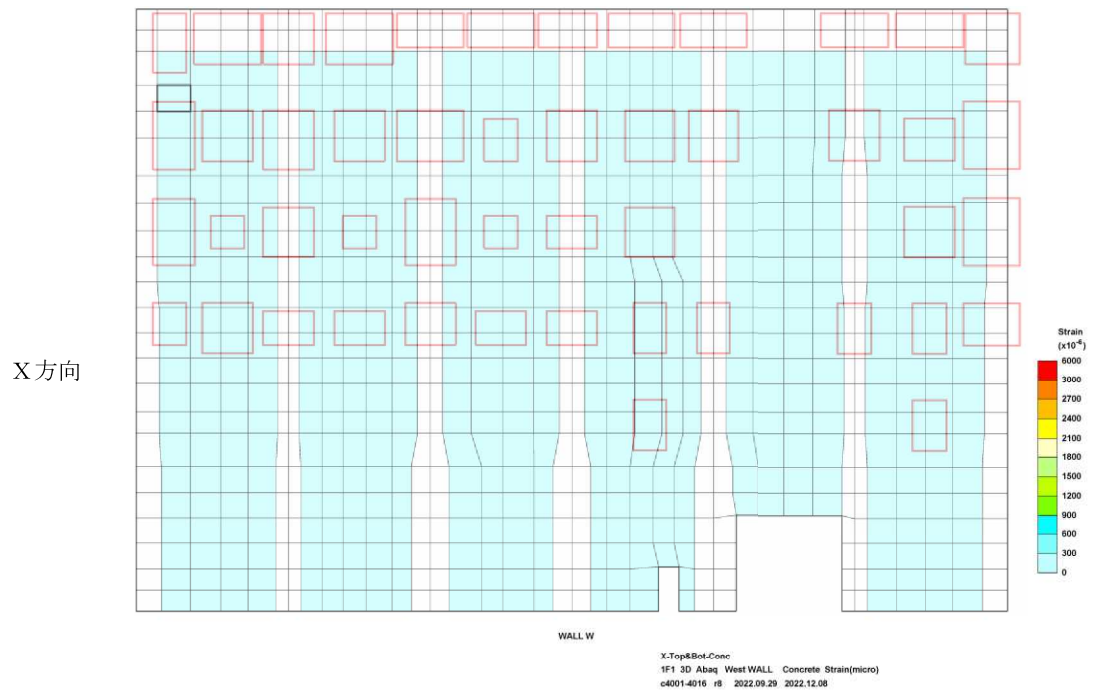
表-1.3 外壁各面の最大値一覧

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



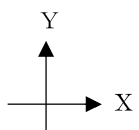
(図中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

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)

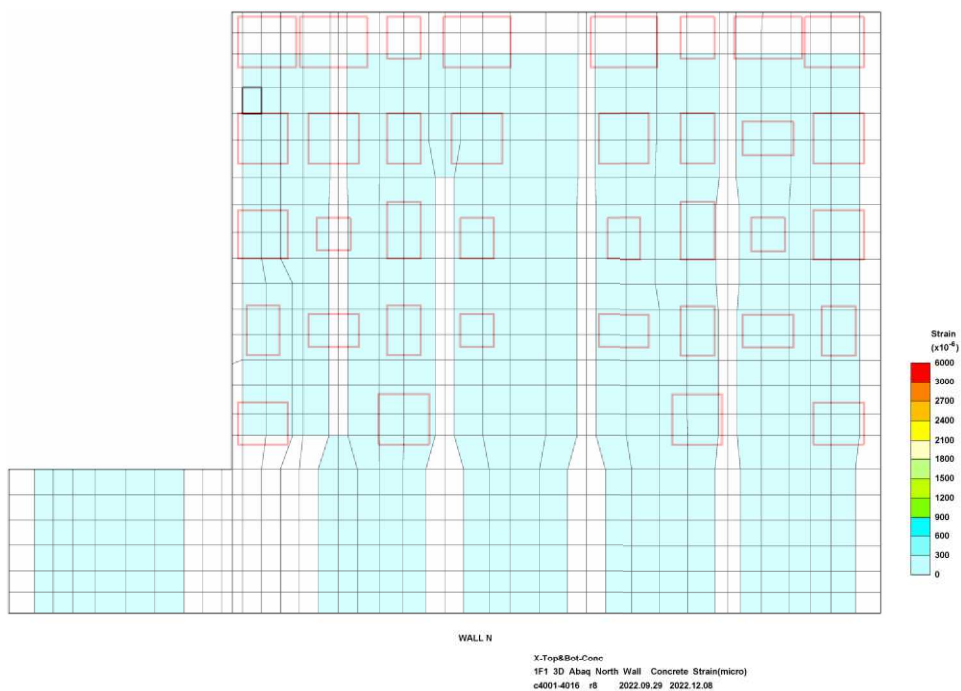
図-1.6 コンクリート圧縮ひずみの検定比（建屋外壁西面）



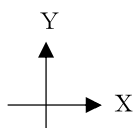
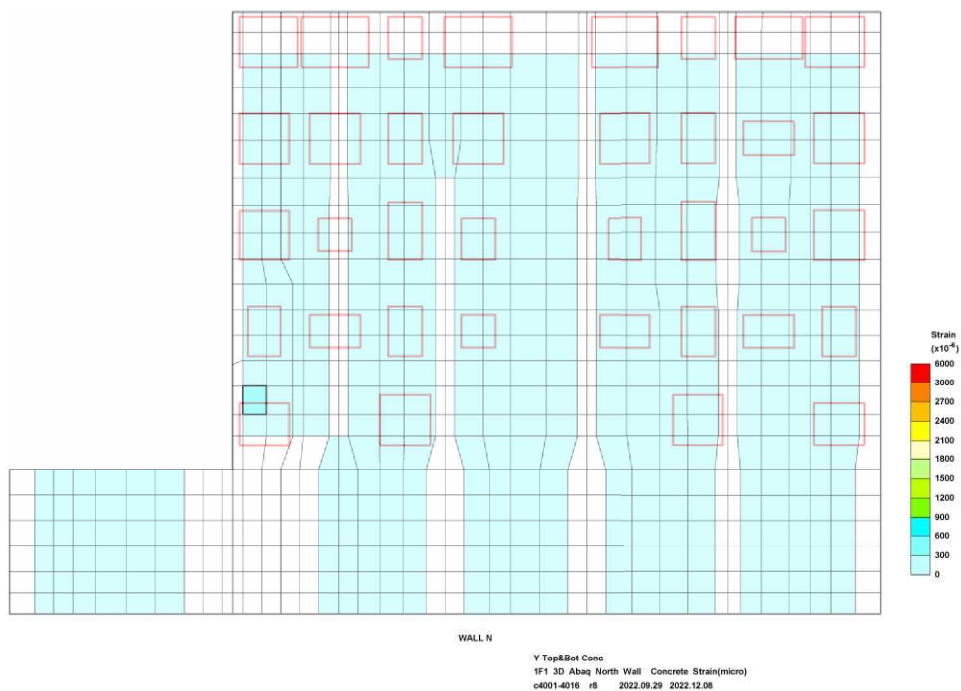
(图中赤枠はベースプレート設置位置を示す)

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)