

本資料のうち、枠囲みの内容は商業機密の観点から公開できません。

※なお、本資料は抜粋版のため、公開できない箇所はありません。

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-補-E-19-0620-1_改 10
提出年月日	2021年10月25日

補足-620-1 東北地方太平洋沖地震等による影響を踏まえた建屋耐震設計方法への反映について

目 次

1. 概要	1
2. 初期剛性が設計より低下している要因の検討	7
2.1 検討概要	7
2.2 3.11地震等に対する主要建屋のシミュレーション解析	8
2.3 地震等による構造的影響	12
2.3.1 検討概要	12
2.3.2 実機の3.11地震等に対する建屋の振動特性の把握	15
2.3.3 3.11地震等における構造的損傷の有無の確認	18
2.3.4 3次元FEMモデルによるオペフロ上部の剛性低下（大架構）	31
2.3.5 繰返し試験体（耐震実験[1]）による確認	34
2.3.6 地震等による構造的影響に関する検討結果のまとめ	37
2.4 コンクリートの乾燥収縮の影響	38
2.4.1 検討概要	38
2.4.2 乾燥収縮の影響に関する文献レビュー	39
2.4.3 実機の乾燥収縮状態等の把握	43
2.4.4 乾燥試験体（耐震実験[3]）による確認	47
2.4.5 コンクリートの乾燥収縮の影響に関する検討結果のまとめ	51
2.5 その他の要因影響	52
2.5.1 支持地盤の剛性低下の有無の確認	52
2.5.2 実機コンクリート圧縮強度の設計基準強度との比較	57
2.5.3 その他の要因影響に関する検討結果のまとめ	60
2.6 初期剛性が設計より低下している要因の検討のまとめ	61
3. 初期剛性低下の要因が終局耐力等に与える影響	62
3.1 検討概要	62
3.2 地震による事前損傷が終局耐力等に与える影響	63
3.2.1 事前損傷試験体（耐震実験[2]）による確認	63
3.3 乾燥収縮が終局耐力等に与える影響	66
3.3.1 乾燥試験体（耐震実験[3]）による確認	66
3.3.2 乾燥収縮の影響に関する文献レビュー	72
3.4 初期剛性低下の要因が終局耐力等に与える影響のまとめ	74
4. 原子炉建屋オペフロ上部耐震補強工事	75
4.1 耐震補強工事の概要	75
4.2 耐震補強工事の有効性確認	76
4.3 耐震補強工事の地震応答特性への影響検討	77

5.	設計体系への反映	79
5.1	地震応答解析モデルの策定	79
5.1.1	基本モデル策定の考え方	79
5.1.2	原子炉建屋の基本モデルの諸元	82
5.1.3	設計用地震力の評価方針	85
5.2	地震応答解析モデルに考慮する不確かさに関する検討	89
5.3	原子炉建屋の代表性	95
5.3.1	オペフロ上部の検討を踏まえた原子炉建屋の代表性	95
5.3.2	原子炉建屋以外の既設建屋への水平展開の考え方	96
5.3.3	新設建屋への初期剛性低下の考慮方針	100
5.3.4	既設建屋及び新設建屋の地震応答解析モデルの設定	102
5.4	部材評価における評価方針	104
5.6	鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響を踏まえた各条文の要求機能 に対する機能維持の方針の整理	121
5.6.1	影響検討方針	121
5.6.2	影響検討結果（1）	122
5.6.3	影響検討結果（2）	123
5.6.4	乾燥収縮ひび割れ等による鉄筋コンクリート躯体の止水性について	124
5.6.5	原子炉建屋原子炉棟屋根の使用済燃料プールへの落下防止対策	128
5.6.6	外部火災の耐熱性（熱影響評価）への影響について	130
5.6.7	裏面剥離評価への影響について	134
6.	まとめ	136
6.1	検討結果の概要	136
6.2	剛性低下を踏まえた建屋解析手法の高度化	137
別紙 1 東北地方太平洋沖地震等に対する主要建屋のシミュレーション解析		
別紙 1-1 原子炉建屋地震応答解析に係る事前検討結果		
別紙 1-2 地震応答解析モデルにおける床の柔性の考慮について		
別紙 2 各建屋の剛性低下（固有振動数低下）の地震観測記録による傾向分析		
別紙 3 東北地方太平洋沖地震等に対する構造的影響評価（点検結果）		
別紙 3-1 原子炉建屋のひび割れ分布		
別紙 3-2 原子炉建屋屋根トラスの点検結果		
別紙 4 東北地方太平洋沖地震等に対する構造的影響評価（追加評価に係る点検結果）		
別紙 4-1 オペフロ上部の柱の点検結果		
別紙 4-2 シェル壁（ベント管開口部周り）の点検結果		
別紙 4-3 基礎版 の点検結果		

- 別紙 5 3次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析（原子炉建屋）
- 別紙 5-1 3次元 FEM 等価線形モデルによるシミュレーション解析と点検結果の比較
- 別紙 6 3次元 FEM 非線形モデルによるシミュレーション解析（原子炉建屋オペフロ上部）
- 別紙 6-1 分散ひび割れモデル（前川モデル）
- 別紙 7 3次元立体架構モデルによる屋根トラスのシミュレーション解析（原子炉建屋）
- 別紙 7-1 サブトラス及び水平ブレース（仮設部材）の評価
- 別紙 7-2 加速度応答スペクトルの比較
- 別紙 8 建屋の3次元的なねじれの影響について
- 別紙 9 オペフロ上部変位計測システムと計測変位について
- 別紙 10 床等の面外応力に対する影響確認
- 別紙 11 原子炉建屋オペフロ上部の剛性と耐力に関する検討
- 別紙 11-1 変形分離方式について
- 別紙 11-2 25cm 耐震壁応力低下の原因について
- 別紙 11-3 25cm 耐震壁の FEM モデルのせん断力変形関係の部分的低下の考察
- 別紙 12 耐震実験による中小地震レベルの繰返し加力による影響検討（耐震実験[1]）
- 別紙 13 乾燥収縮等が初期剛性や終局耐力等に与える影響に関する文献について
- 別紙 14 実機の乾燥収縮の状況に関する検討
- 別紙 14-1 乾燥収縮の調査研究及びその統計分析に関する文献について
- 別紙 15 耐震実験による乾燥収縮が終局耐力に与える影響検討（耐震実験[3]）
- 別紙 15-1 コンクリートの乾燥収縮迅速評価システム
- 別紙 16 建屋支持地盤の剛性低下に関する検討
- 別紙 17 建屋コンクリートの圧縮強度の確認
- 別紙 17-1 乾燥収縮ひび割れ箇所から採取したコア試験体による圧縮強度試験結果
- 別紙 18 耐震実験による事前損傷が終局耐力に与える影響検討（耐震実験[2]）
- 別紙 18-1 耐震実験 [2] の補足検討
- 別紙 19 原子炉建屋オペフロ上部の耐震補強**
- 別紙 19-1 耐震補強による地震応答特性への影響について
- 別紙 20 地震応答解析モデルの基本ケースと不確かさケースの設定
- 別紙 20-1 建屋初期剛性の不確かさケースの剛性低下量の設定
- 別紙 20-2 原子炉建屋の観測記録の分析例
- 別紙 20-3 床ばねの初期剛性低下に関する影響検討
- 別紙 21 乾燥収縮ひび割れによる機器アンカーへの影響検討
- 別紙 22 床応答スペクトルの拡幅率について
- 別紙 23 鉄筋コンクリート躯体のひび割れ（乾燥収縮・地震）による影響評価が必要となる対象条文の抽出について
- 別紙 24 鉄筋コンクリート躯体の乾燥収縮及び地震影響を踏まえた要求機能に対する各

条文の機能維持の方針の整理

別紙 25 耐震実験に関する補足説明資料

別紙 26 第3号機海水熱交換器建屋と地中土木構造物の構造計画の違いについて

別紙 26-1 第3号機海水熱交換器建屋の土圧の影響について

付録 1 計算機コードの概要・CARC-ASe

付録 2 計算機コードの概要・FINAS/STAR

 : 本日の説明範囲

別紙 19 原子炉建屋オペフロ上部の耐震補強

目 次

1. 概要.....	別紙 19- 1
2. 補強設計方針.....	別紙 19- 3
2.1 各構面の補強方針.....	別紙 19- 3
3. 耐震補強に係る検証実験.....	別紙 19- 8
3.1 試験の目的.....	別紙 19- 8
3.2 試験体概要.....	別紙 19- 9
3.3 加力方法.....	別紙 19-10
3.4 材料強度.....	別紙 19-11
3.5 荷重－変形関係と最終破壊時ひび割れ状況.....	別紙 19-12
3.6 まとめ.....	別紙 19-13
4. 耐震補強部材の詳細.....	別紙 19-14
4.1 応力伝達の考え方.....	別紙 19-14
4.2 使用材料.....	別紙 19-16
4.3 追設耐震壁の設計.....	別紙 19-17
4.4 追設ブレース・鉄骨水平つなぎ梁の設計.....	別紙 19-23
4.5 耐震補強部材の設計詳細.....	別紙 19-25
5. 地震観測記録に基づく耐震補強効果の確認.....	別紙 19-30
5.1 検討の概要.....	別紙 19-30
5.2 耐震補強効果の確認方法.....	別紙 19-30
5.3 対象とした地震観測記録.....	別紙 19-32
5.4 耐震補強工事前後の振動特性の分析結果.....	別紙 19-33
5.5 まとめ.....	別紙 19-36
6. 耐震補強を踏まえた地震応答解析モデルの設定.....	別紙 19-37
6.1 モデル化の概要.....	別紙 19-37
6.2 シミュレーションモデルとの固有値の比較.....	別紙 19-42
6.3 耐震補強工事前後の保有水平耐力の比較.....	別紙 19-44
6.4 耐震補強工事前後の剛性の比較.....	別紙 19-45
6.5 追設耐震壁に発生する曲げモーメントの応力伝達.....	別紙 19-46

別紙 19-1 耐震補強による地震応答特性への影響について

1. 概要

原子炉建屋のオペフロ上部については、基準地震動 S_s の増大に伴い、評価結果の裕度が小さくなることが想定されたことから、せん断耐力を向上させることを目的として、耐震補強工事を実施している。

耐震補強は、基準地震動 S_s に対する応答が大きい NS 方向の耐震壁（IW-C 通，IW-J 通）と，EW 方向のうち下屋部分の重量の影響で応答が大きくなる耐震壁（IW-4 通り）で実施した。

耐震補強工事を実施した部位を図 1-1 に，耐震補強工事の実施状況を図 1-2 に示す。耐震補強工事箇所について，北面から見た全体の俯瞰図を図 1-3 に示す。

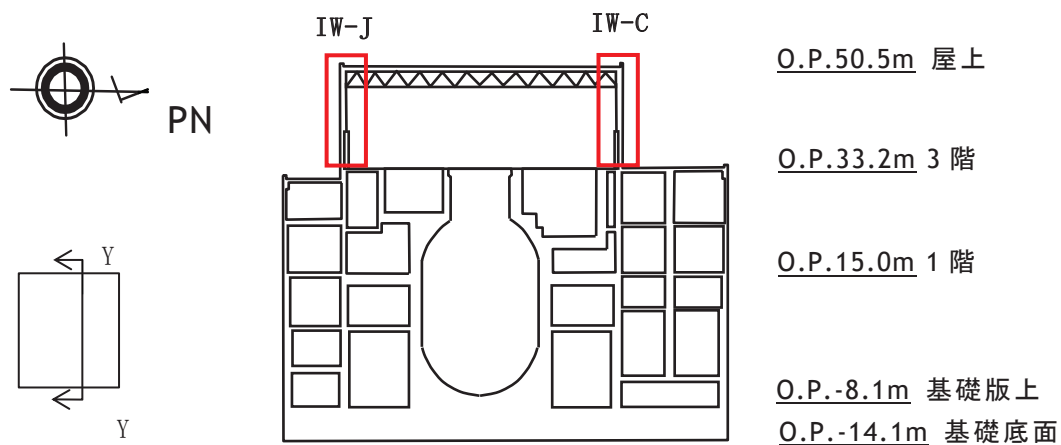


図 1-1 原子炉建屋耐震補強部位（EW 断面）（Y-Y'）

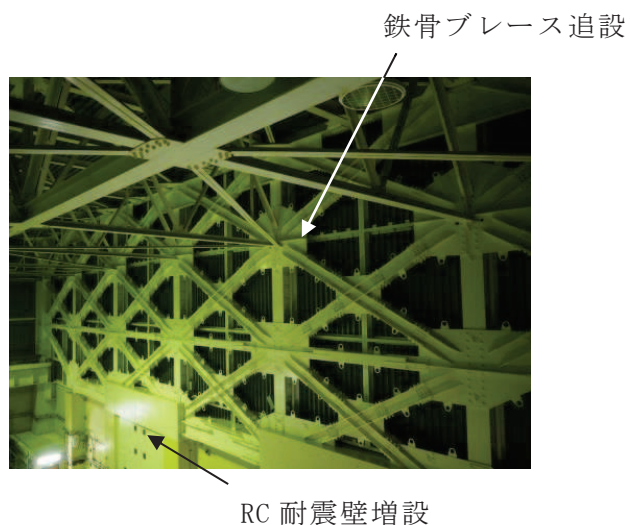


図 1-2 耐震補強工事状況写真

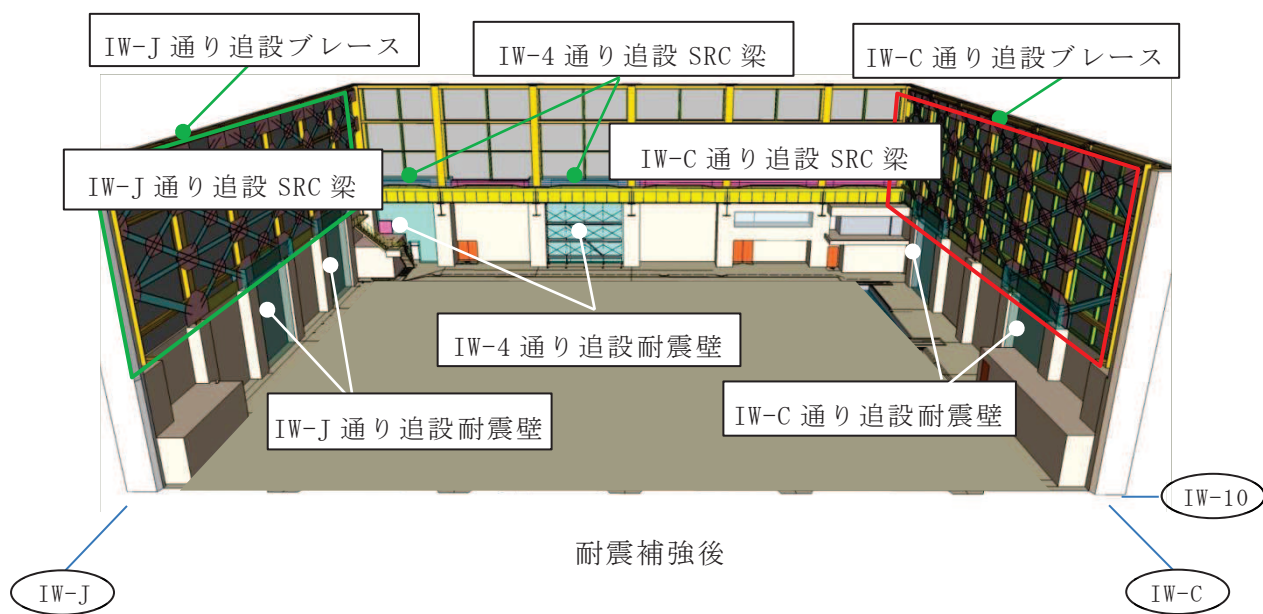
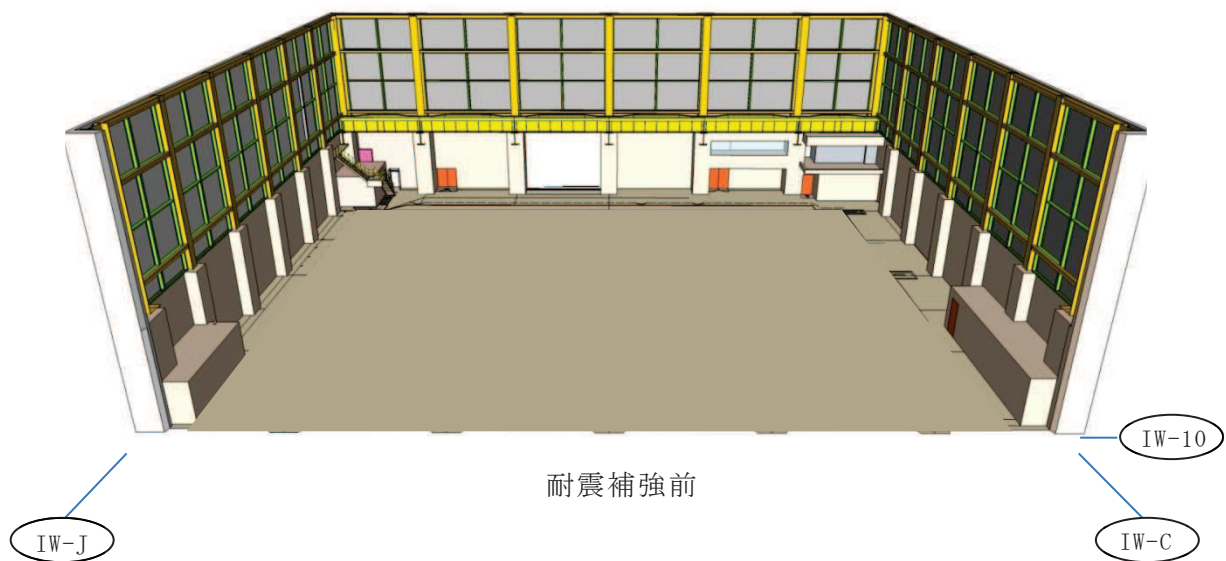


図 1-3 耐震補強工事概要（北面より）

2. 補強設計方針

2.1 各構面の補強方針

2.1.1 NS 方向の補強方針

(1) 地上 3 階～クレーン階の補強方針

既設躯体は、RC 造耐震壁と SRC 造柱で構成されている。補強方針としては、SRC 造柱間に新たに RC 造壁（以下「追設耐震壁」という。）を付加することとした。

補強対象は IW-C 通りと IW-J 通りの 2 構面とした。

(2) クレーン階～屋上階の補強方針

既設躯体は、RC 造耐震壁と S 造間柱と S 造梁で構成されている。補強方針としては、RC 造壁を付加することは難しいことから、既設 S 造部を活用して新たに S 造ブレース（以下「追設ブレース」という。）を付加することとした。

補強対象は IW-C 通りと IW-J 通りの 2 構面とした。

(3) クレーン階の追設梁

クレーン階から屋上階の追設ブレースが負担する応力が、追設耐震壁にスムーズに伝達するように、追設耐震壁間には S 造梁（以下「追設 S 梁」という。）、追設耐震壁上部には SRC 梁（以下「追設 SRC 梁」という。）を付加する。

なお、この追設 SRC 梁は、追設耐震壁を四辺拘束とすることも目的として設置するものである。

2.1.2 EW 方向の補強方針

(1) 地上 3 階～クレーン階の補強方針

既設躯体は、RC 造耐震壁と SRC 造柱で構成されている。補強方針としては、NS 方向と同様に、SRC 造柱間に追設耐震壁を付加することとした。

既設躯体では IW-4 通りが IW-10 通りに比べて開口が多く、かつ IW-4 通りはクレーン階の下屋部分の重量を支持しているため、IW-10 通りに比べてクレーン階の質点重量が大きくなっている。

補強対象は IW-4 通り 1 構面として、IW-4 通りと IW-10 通りの 2 構面の変形の差を小さくし、ねじれ応答の影響を低減する方針とした。

(2) クレーン階～屋上階の補強方針

補強検討範囲の事前シミュレーションモデルによる地震応答解析では、EW 方向のクレーン階より上部は、比較的裕度があることが確認されたため、EW 方向についてはクレーン階～屋上階の補強は行わないこととした。

(3) クレーン階の追設梁

下屋屋上を含む上部が負担する応力が、追設耐震壁にスムーズに伝達するように、NS 方向と同様に、追設耐震壁間には追設 S 梁、追設耐震壁上部には追設 SRC 梁を付加する。

なお、この追設 SRC 梁は、追設耐震壁を四辺拘束とすることも目的として設置するものである。

施工性や既設設備との干渉等を考慮して配置を決定した追設耐震壁、追設ブレース、追設梁の設置位置の概要を図 2-1～図 2-4 に示す。各構面毎の補強部材の配置を図 2-5 に示す。

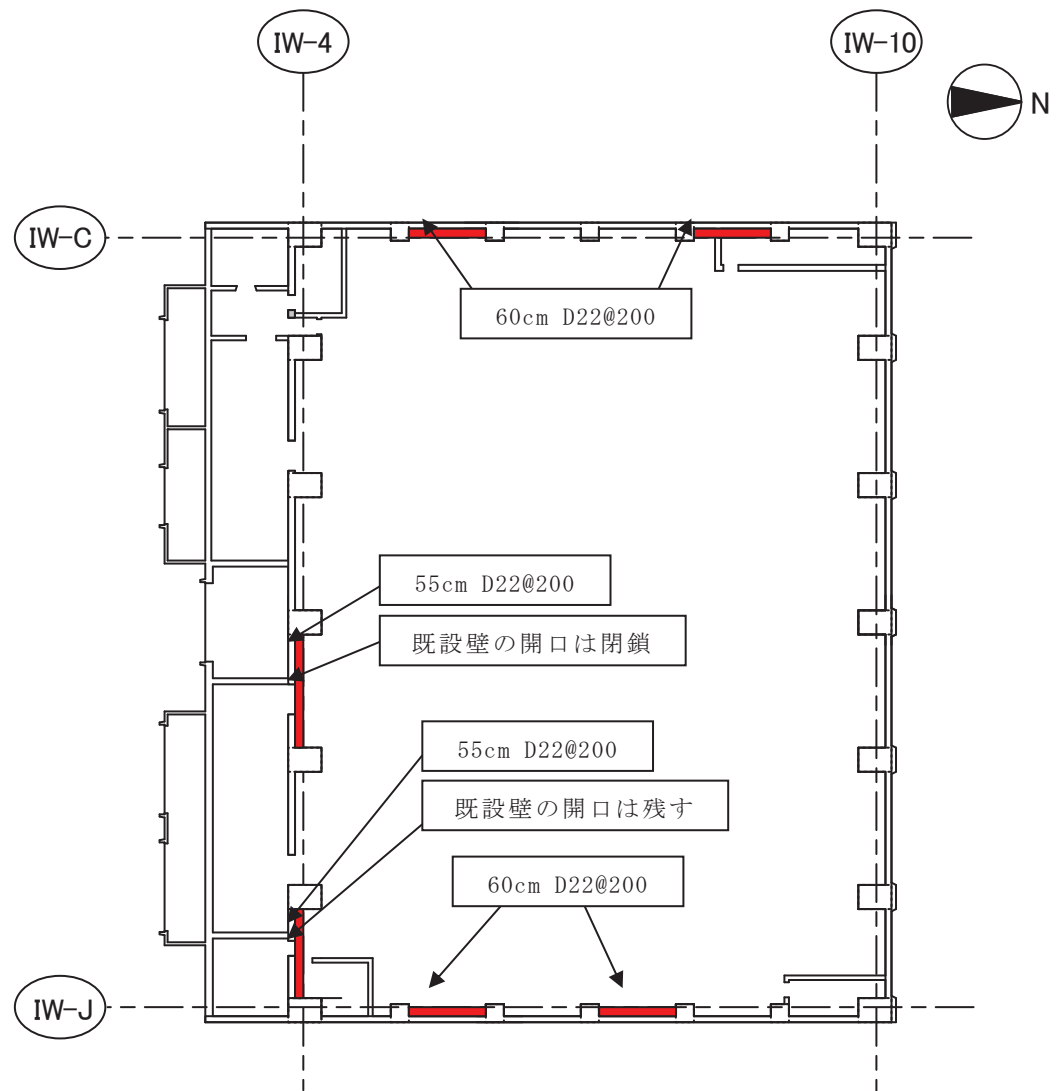


図 2-1 原子炉建屋補強箇所（地上 3 階－クレーン階）
 (■は追設耐震壁)

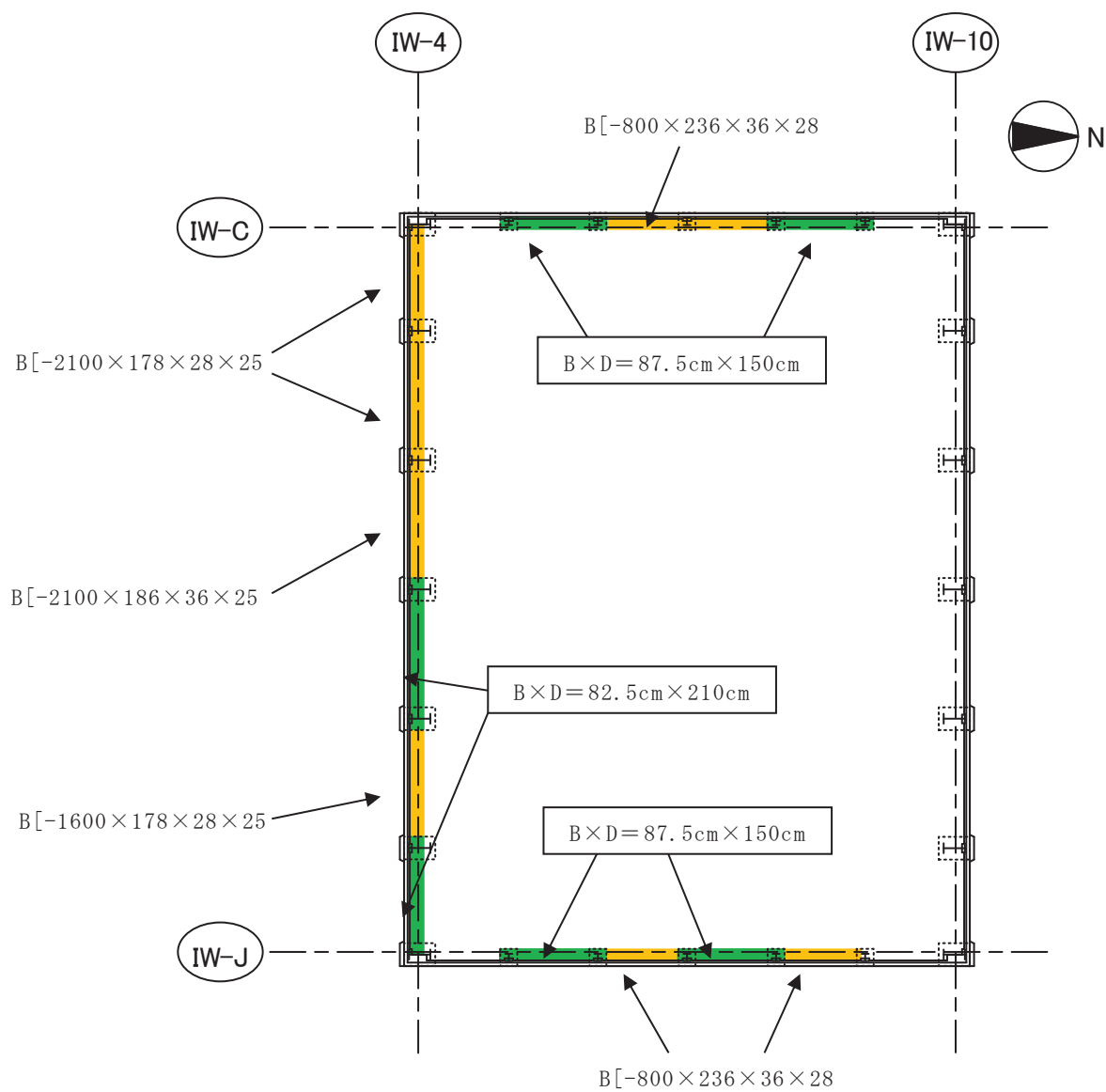


図 2-2 原子炉建屋補強箇所 (クレーン階-屋上)

(■は追設 SRC 梁, ■は追設 S 梁)

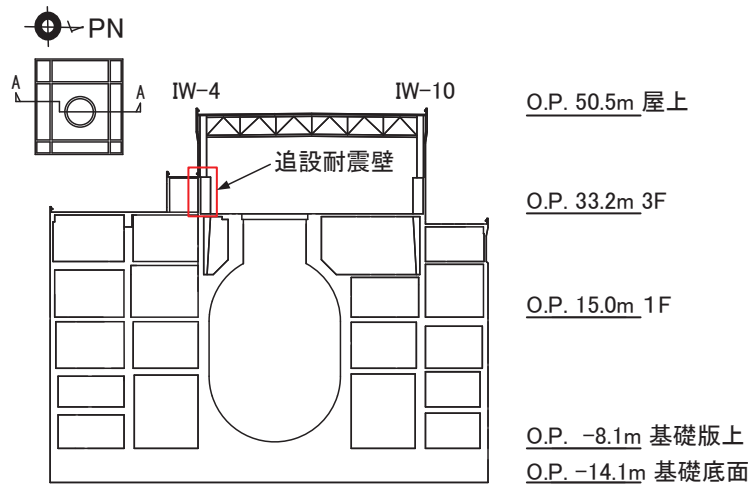


図 2-3 原子炉建屋 NS 断面図 (A-A)

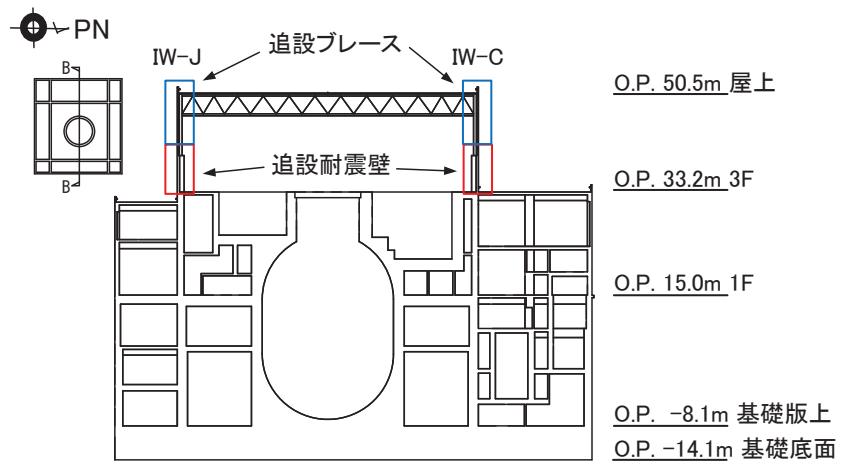
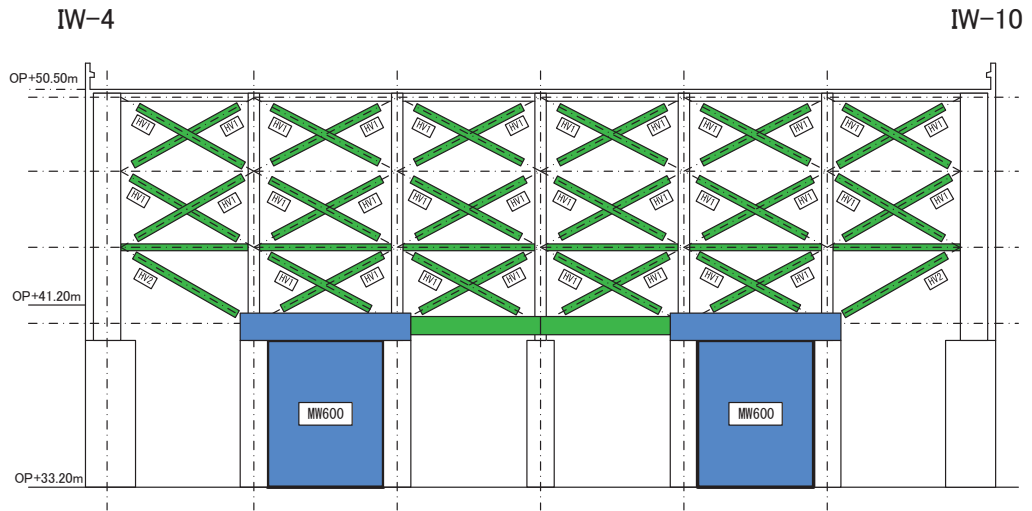
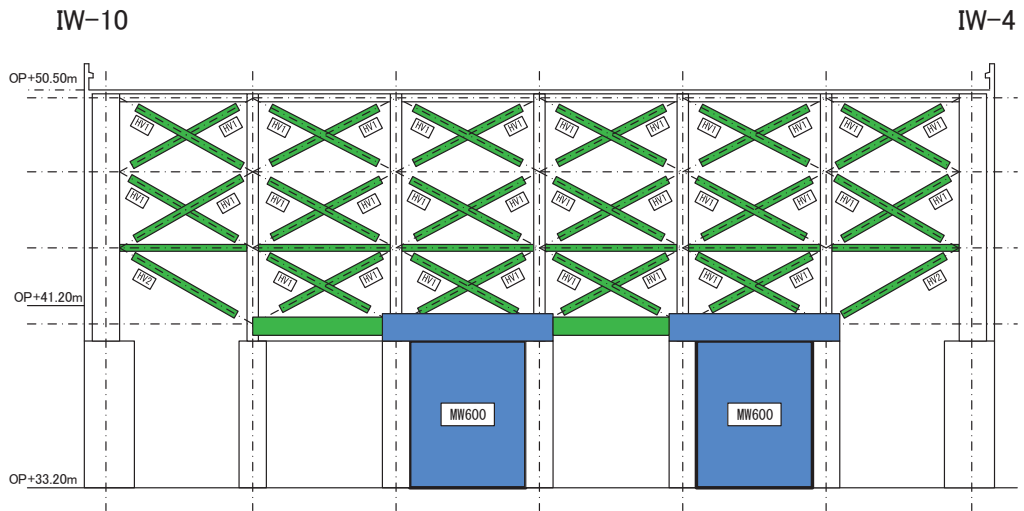


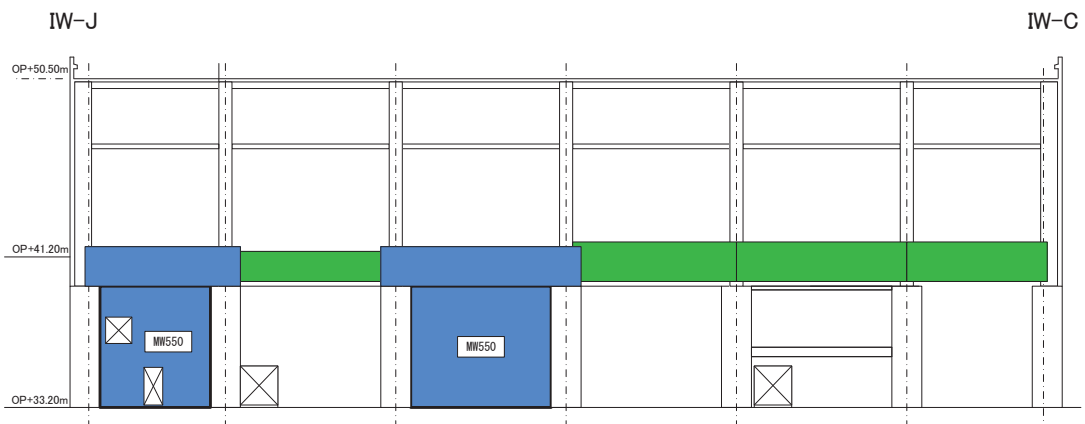
図 2-4 原子炉建屋 EW 断面図 (B-B)



(a) IW-C 通り 立面図



(b) IW-J 通り 立面図



(c) IW-4 通り 立面図

図 2-5 各構面の補強概要 (■ : RC 部材, ■ : 鉄骨部材)

3. 耐震補強に係る検証実験

3.1 試験の目的

SRC 造柱間に追設する耐震壁の荷重－変形関係を確認するため、縮小試験体（縮小率 1/5）を用いて、静的漸増载荷実験を実施した。縮小試験体は、「一体施工試験体」及び、あと施工アンカーによる追設耐震壁と追設 SRC 梁を模擬した「あと施工試験体」とした。試験パラメータはあと施工アンカー筋比とし、3 種類の試験体のせん断剛性と終局耐力を評価するため静的漸増载荷試験を実施した。実機の追設耐震壁と試験体の概要を図 3-1 に示す。

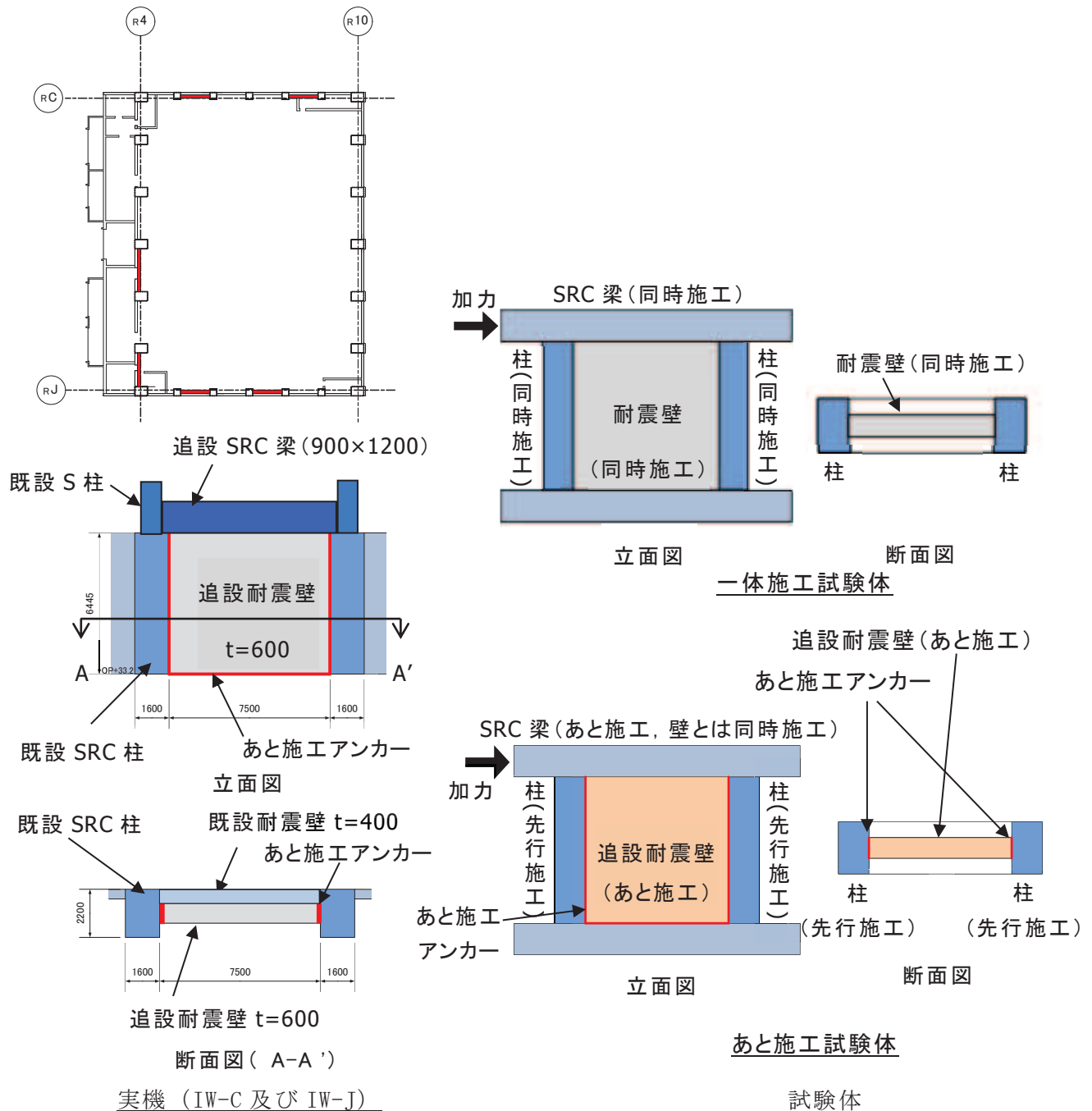


図 3-1 実機追設耐震壁と試験体の概要

3.2 試験体概要

試験体は以下の4体を製作した。

(1) 一体施工試験体：1体（M100）

- 柱，梁，壁を同時に配筋し，コンクリートを一体打ちした試験体。
- 壁厚 120mm，配筋 2-D6@80（壁筋比：0.667%）※追設耐震壁の壁厚 600mm，配筋 2-D22@200（壁筋比：0.645%）
- 壁厚，配筋は一体施工試験体と同様。

(2) あと施工試験体：3体（P100，P125，P150）

- 柱を先行配筋・打設し，柱，基礎スラブにあと施工アンカー筋を施工後，壁，梁を同時に配筋・打設した試験体。
- 壁厚，配筋は一体施工試験体と同様。
- あと施工アンカー筋比は，以下の3種類
 - ① P100：壁筋比と同じアンカー筋比 0.667%（2-D6@80）
 - ② P125：壁筋比の1.25倍のアンカー筋比 0.821%（2-D6@65）
 - ③ P150：壁筋比の1.5倍のアンカー筋比 0.953%（2.5-D6@70）

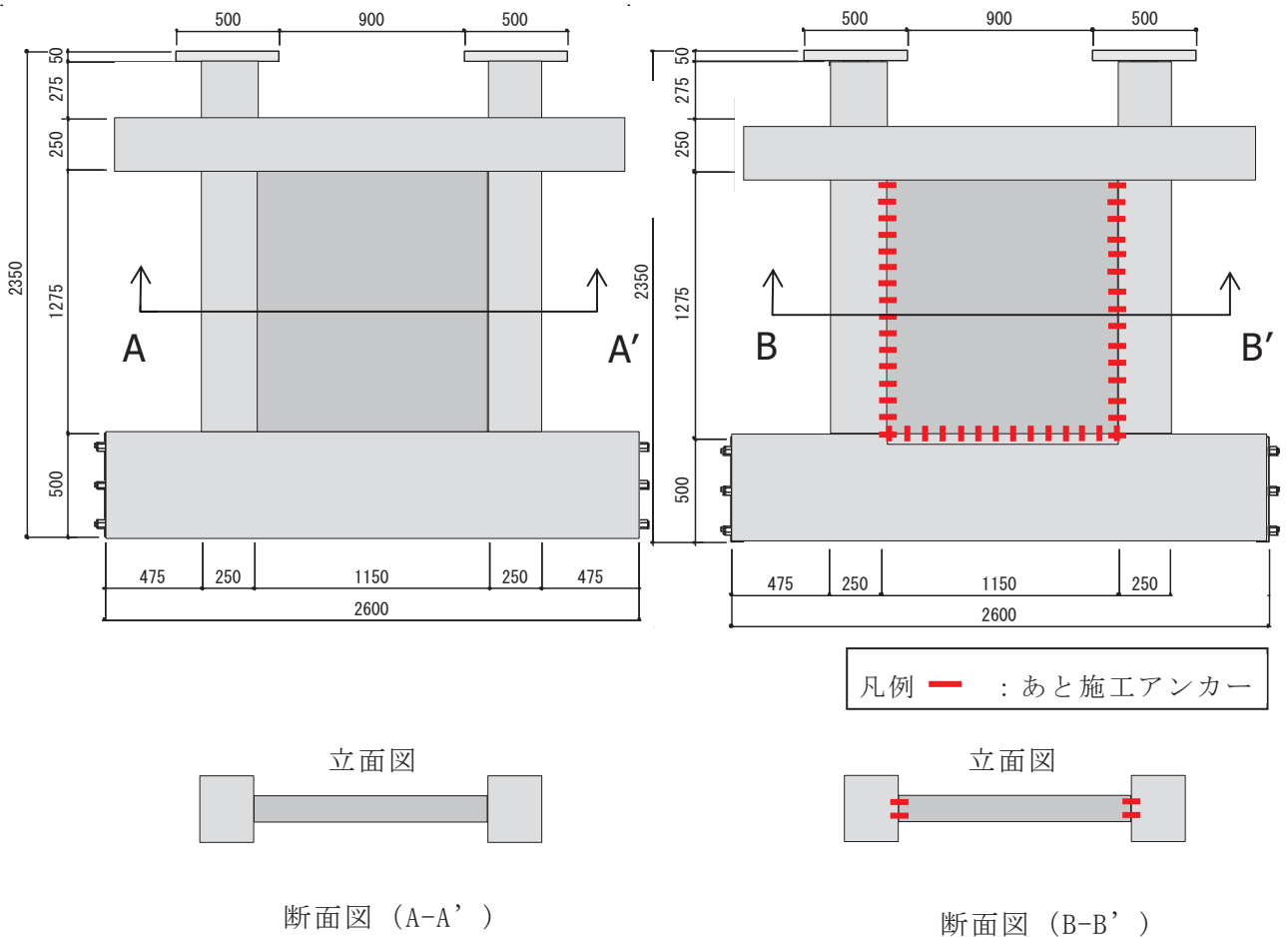


図 3-2 試験体概要

3.3 加力方法

本実験では、試験体上部の梁に正負交互に水平力を加える。

実機の追設耐震壁は、せん断破壊型の既設耐震壁と一体となり、せん断変形が強制的にかかる状況にある。本実験では、水平加力で生じる曲げ変形を、柱に軸力をかけることで曲げ戻しを行い、反曲点が中央になるように調整する。

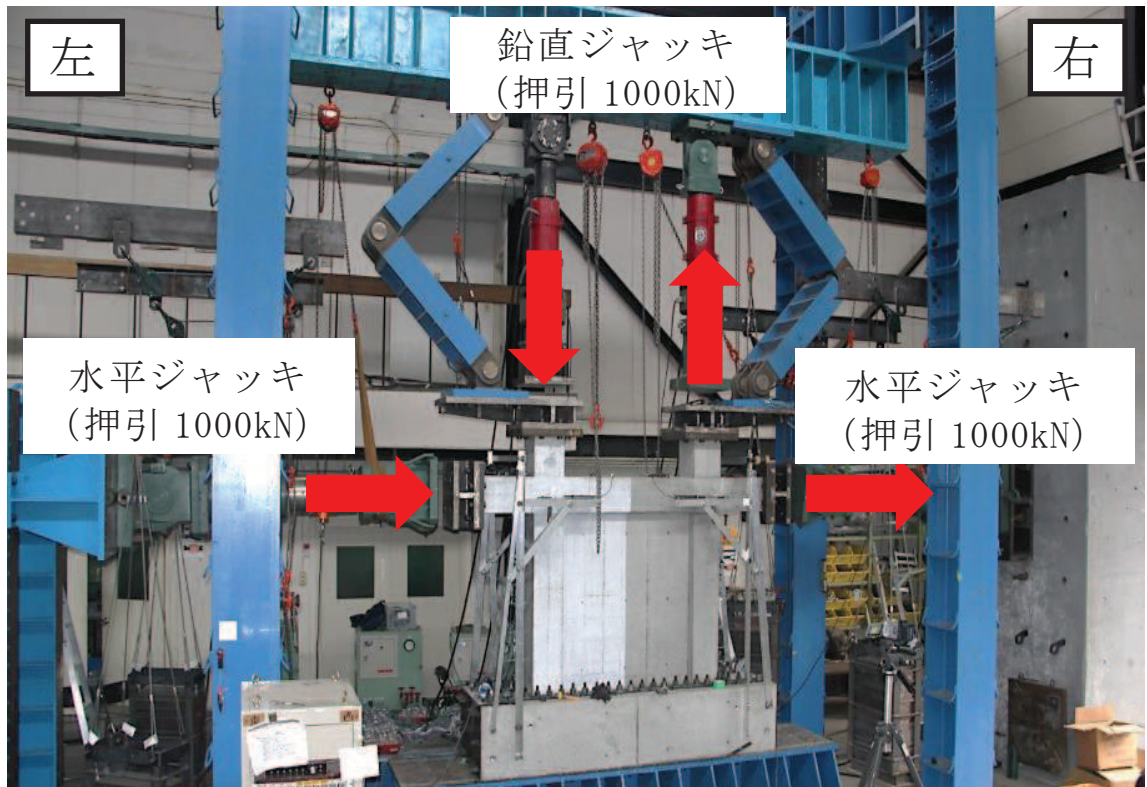


図 3-3 加力装置写真

3.4 材料強度

各試験体の加力時点に、コンクリート圧縮強度試験を実施している。各試験体の圧縮強度試験結果を表 3-1 に示す。なお、試験体は試験時の材齢にばらつきがあることから、圧縮強度の差が出ているものと考えられる。

表 3-1 試験体の材料強度試験結果

試験体	コンクリート圧縮強度試験結果 (N/mm ²)		
	柱	壁	梁
M100	31.5		
P100	35.7	32.2	
P125	34.6	37.5	
P150	36.6	40.1	

3.5 荷重-変形関係と最終破壊時ひび割れ状況

図 3-4 に荷重-変形関係を、図 3-5 に最終破壊時ひび割れ状況を示す。いずれの試験体も概ね同様の結果であった。終局性能が発揮される時点ではアンカーや接合面の影響は少ないことを確認した。

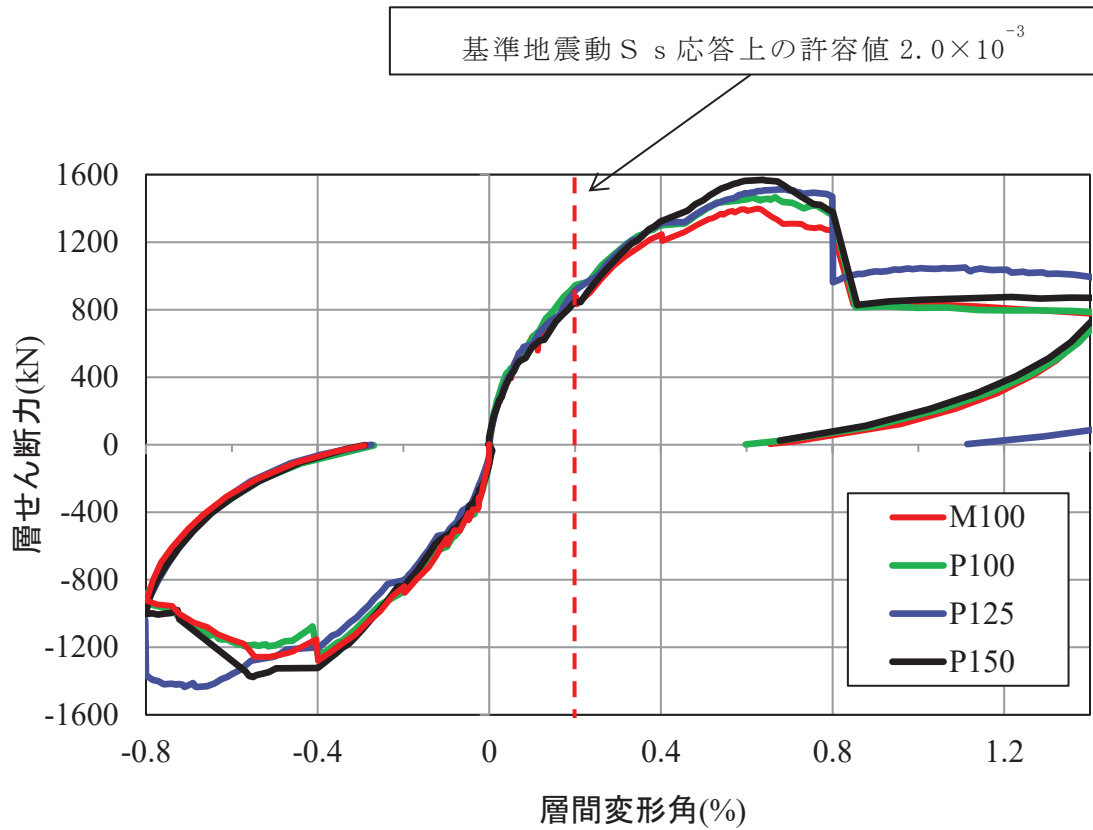


図 3-4 荷重-変形関係

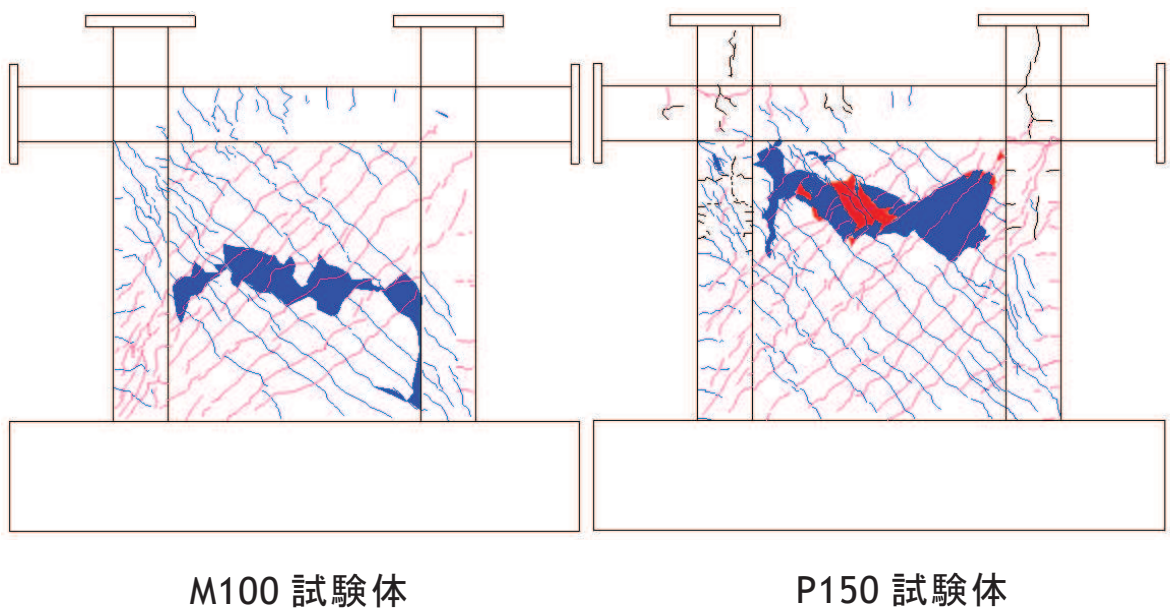


図 3-5 最終破壊時ひび割れ状況

3.6 まとめ

あと施工アンカーによる追設耐震壁の荷重－変形関係を確認するため、追設耐震壁を模擬した縮小試験体（縮小率 1/5）を用いて、静的漸増載荷試験を実施した。

荷重－変形関係，破壊性状，変形割合，目開き変形，すべり変形について，「一体施工試験体」と「あと施工試験体」を比較した結果，最大耐力や変形性能に有意な差がないことを確認した。

4. 耐震補強部材の詳細

4.1 応力伝達の考え方

補強設計における応力伝達の考え方について以下に記述する。

4.1.1 NS 方向の応力伝達

NS 方向の水平力伝達の考え方を図 4-1 に示す。

屋根スラブより伝達される水平力（外力①）は、スタッドボルトを介して、屋上階既設梁（B2）に伝達される。

この外力①は、上記既設梁に取り付く追設ブレースに伝達され、クレーン階の追設梁（HB1、HB2）を介し追設耐震壁に伝達される。

一方、クレーン階からは、既設耐震壁が負担する水平力の一部（外力②）が、追設梁（HB2）を介し追設耐震壁に伝達される（追設梁（HB1）の-spanは既設耐震壁より追設耐震壁に直接伝達される）。

追設耐震壁は、上記①、②の水平力を負担し、最終的に地上 3 階以下の既設耐震壁に伝達する。

クレーン階の追設梁（HB2）は、追設ブレースから伝達される外力①、及び背面の既設耐震壁よりあと施工アンカーを介して伝達される外力②を、軸力として追設耐震壁に伝達する。

追設耐震壁上部の追設梁（HB1）の鉄骨断面は、追設ブレースから伝達された軸力とクレーン階追設梁（HB2）の軸力の合計を、梁側面に設けたスタッドボルトを介して、追設耐震壁に伝達する。

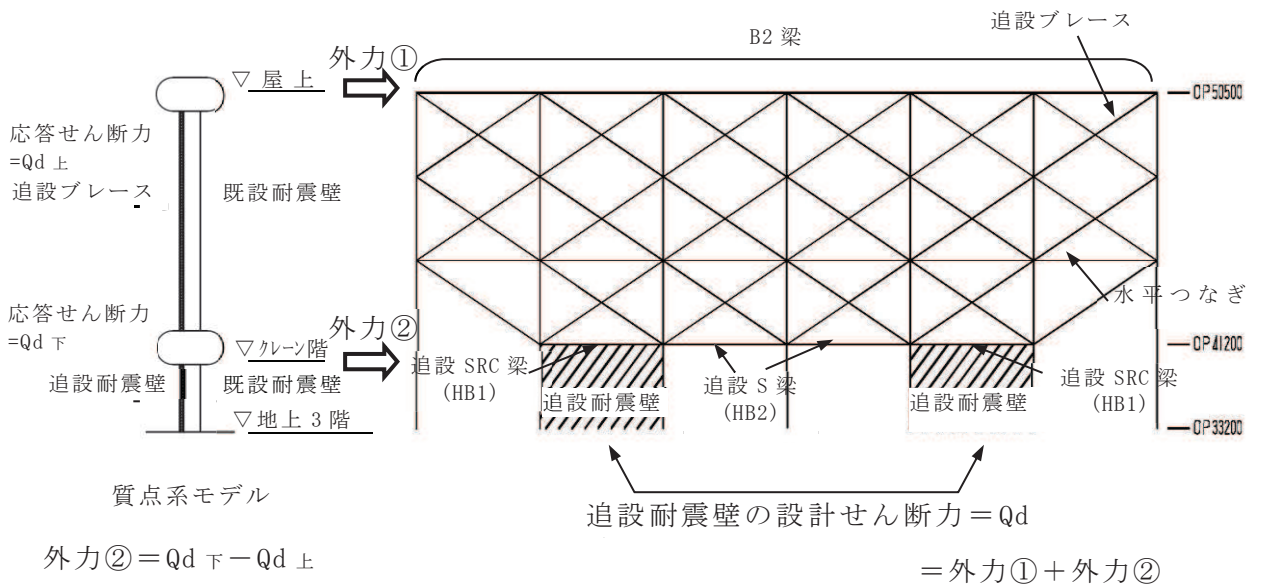


図 4-1 水平力伝達の考え方 (NS 方向)

4.1.2 EW 方向の応力伝達

EW 方向の水平力伝達の考え方を図 4-2 に示す。

下屋スラブから伝達される水平力は、クレーン階の既設耐震壁 (t=250) からあと施工アンカーとスタッドボルトを介してクレーン階追設梁に伝達する。

クレーン階追設梁の軸力は、追設耐震壁上部の追設 SRC 梁 (HB11) の側面に設けたスタッドボルトを介して追設耐震壁に伝達し、最終的に地上 3 階以下の既設耐震壁に伝達する。

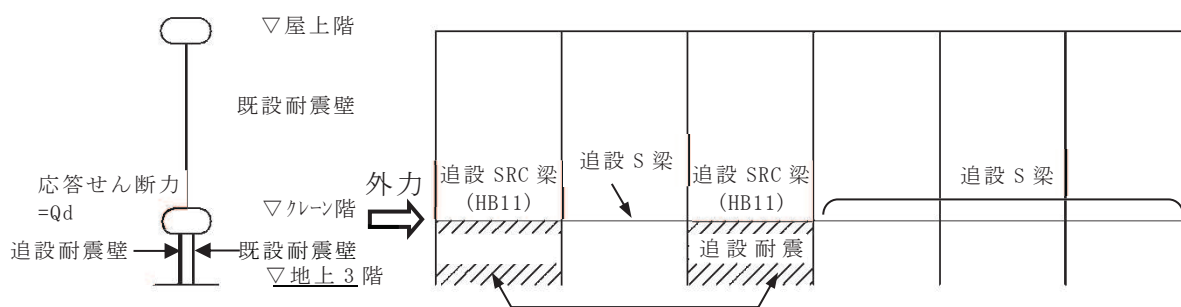


図 4-2 水平力伝達の考え方 (EW 方向)

4.2 使用材料

耐震補強部材の使用材料を表 4-1 に示す。

表 4-1 耐震補強部材の使用材料

使用材料	種別	基準強度 F	備考
コンクリート	Fc33	33N/mm ²	
鋼材	SN400B	235N/mm ²	
	SN490B	325N/mm ²	
	BCR295	295N/mm ²	
鉄筋	SD345	345N/mm ²	
スタッドボルト	SD345	345N/mm ²	
トルシア型 超高力ボルト	SHTB	1400N/mm ²	国土交通大臣認定番号 MBLT-9038
ボルト	強度区分 6.8	600N/mm ²	
あと施工アンカー	SD345	345N/mm ²	カプセル方式接着系アンカー 製品認証番号 第 13-0002 (（一社）日本建築あと施工アンカー協会)
スパイラル筋	SR235	235N/mm ²	
定着金物	プレートナット工法	BCJ 評定番号 RC0152-05	(（一社）日本建築センター)

部材の終局耐力の算定にあたって、建設省告示第 2464 号に基づく J I S 材料の強度割増を考慮し、鋼材並びに鉄筋の F 値を 1.1 倍する。

4.3 追設耐震壁の設計

耐震壁の終局耐力は、「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（2001年改訂版）」（日本建築学会）に基づいて算定する。

4.3.1 追設耐震壁の終局せん断耐力

追設耐震壁の終局せん断耐力は、壁筋によって決定されるせん断耐力と、耐震壁周辺骨組の拘束力によるせん断耐力を加算して求められる。

図4-3に耐震壁せん断設計のフロー^{*}を示す。

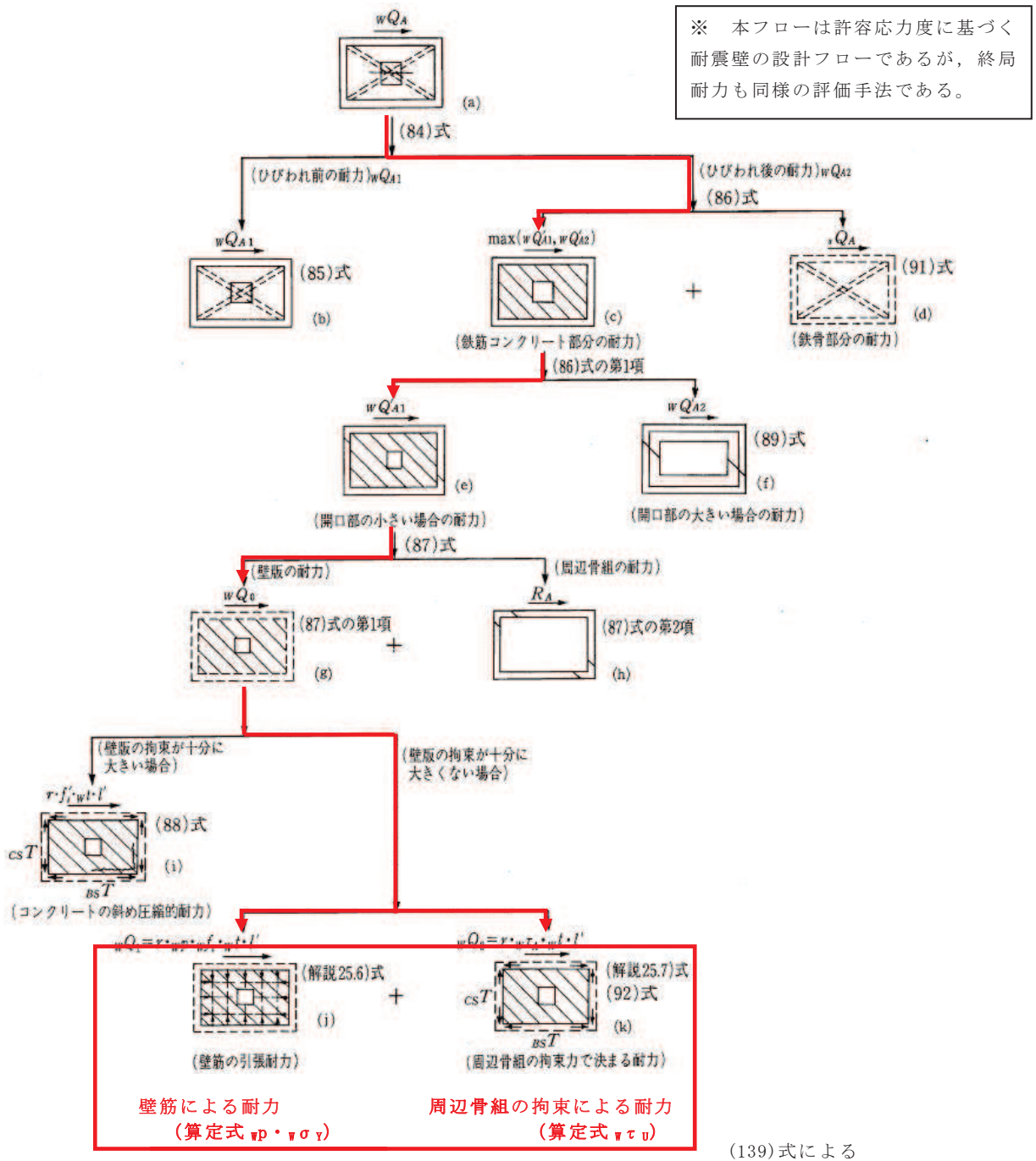


図4-3 耐震壁せん断設計のフロー

図 4-3 のフロー図に従い，耐震壁の終局せん断耐力の算定式をまとめる。

(1) 耐震壁の終局せん断耐力

耐震壁の終局せん断耐力は下式により算定する。

$$\begin{aligned} {}_w Q_U &= \max \{ {}_w Q_{U1}, {}_w Q_{U2} \} \\ {}_w Q_{U1} &= r \times {}_w t \times l \times (1 + \beta) \times {}_w F_S \\ {}_w Q_{U2} &= \max \{ {}_w Q'_{U1}, {}_w Q'_{U2} \} + {}_s Q_U \\ {}_w F_S &= \min \left\{ 0.067 F_c, 1.0 + \frac{F_c}{50} \right\} \end{aligned}$$

ここで，本設計の補強壁内には鉄骨がないので $\beta = 0$ ， ${}_s Q_U = 0$ となる。

${}_w Q'_{U1}$ ， ${}_w Q'_{U2}$ は下式による。

$${}_w Q'_{U1} = r \times \min \{ {}_w F'_s, ({}_w p \times {}_w \sigma_Y + {}_w \tau_U) \} \times {}_w t \times l'$$

ここに， ${}_w F'_s$ は下式による。

$$\begin{aligned} {}_w F'_s &= \min \{ 0.25 F_c, 1.13 \sqrt{F_c} \} \\ {}_w Q'_{U2} &= \min \left\{ \sum_{CT} R_U, \sum_{BT} R_U \frac{l}{h} \right\} \end{aligned}$$

ここに， ${}_{CT} R_U$ ， ${}_{BT} R_U$ は垂壁・腰壁付梁及び柱の終局耐力である。

開口部が大きい耐震壁の壁板は，周辺骨組に接続する垂壁・腰壁・袖壁として取り扱い上記の ${}_w Q'_{U2}$ を算定するが，本設計では垂壁・腰壁・袖壁に該当する部位がないため ${}_w Q'_{U1}$ のみ考慮する。

${}_w \tau_U$ は下式による。

$${}_w \tau_U = \min \left(\frac{{}_{BS} \beta b}{{}_w t l^2} {}_{BS} M_U, \frac{{}_{CS} \beta b}{{}_w t h^2} {}_{CS} M_U, \frac{{}_{BS} \beta s}{{}_w t l} {}_{BS} Q_U, \frac{{}_{CS} \beta s}{{}_w t h} {}_{CS} Q_U \right)$$

ここに， ${}_{BS} \beta b$ ， ${}_{BS} \beta s$ ， ${}_{CS} \beta b$ ， ${}_{CS} \beta s$ は壁板周辺の応力状態によって定まる係数である。

また， ${}_{BS} M_U$ ， ${}_{CS} M_U$ ， ${}_{BS} Q_U$ ， ${}_{CS} Q_U$ は周辺の梁及び柱の終局曲げ耐力及びせん断耐力で，上下の梁，左右の柱の耐力のうち，小さいほうの値を用いる。

ここで，追設耐震壁両側には既設 SRC 柱及び追設 SRC 梁により十分に拘束されていると考えられる。

また，追設耐震壁下部には梁幅に相当する厚さの 1 層分の壁があるため， ${}_w \tau_U$ は追設 SRC 梁の拘束力によって決まる。

したがって，追設 SRC 梁の ${}_{BS} M_U$ ， ${}_{BS} Q_U$ のみ考慮する。

追設 SRC 梁の応力状態を，図 4-4 に示す。

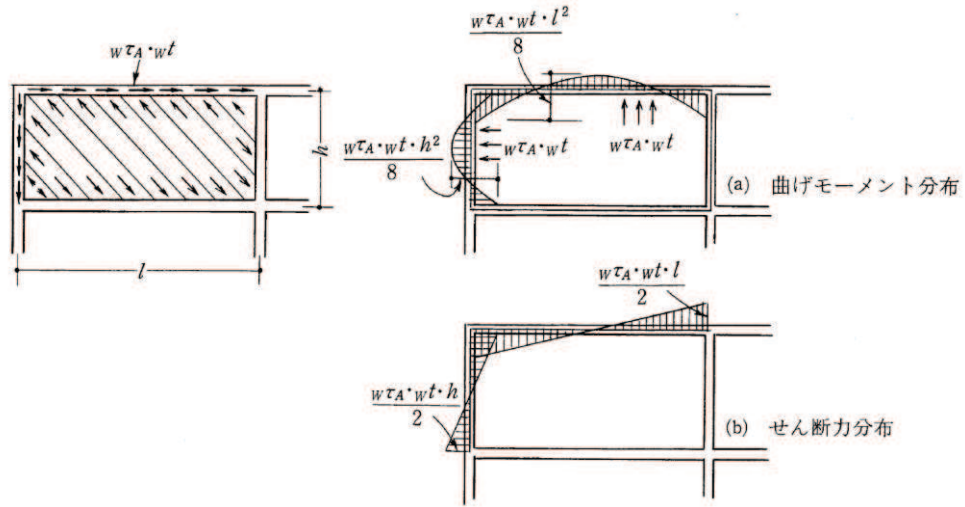


図 4-4 補強壁上部梁の応力状態

本設計では，梁端部をピンと仮定して設計する。

したがって， $B_s \beta_b = 8$ ， $B_s \beta_s = 2$ となる。

以上をまとめると，耐震壁の終局せん断耐力は以下の式で算定される。

$$\begin{aligned}
 {}_w Q_U &= \max \{ {}_w Q_{U1}, {}_w Q_{U2} \} \\
 {}_w Q_{U1} &= r \times {}_w t \times l \times {}_w F_s \\
 {}_w Q_{U2} &= r \times \min \{ {}_w F'_s, ({}_w p \times {}_w \sigma_y + {}_w \tau_U) \} \times {}_w t \times l'
 \end{aligned}$$

記号

- r : 耐震壁開口による耐力低減係数
- ${}_w t$: 耐震壁厚さ (mm)
- l : 梁のスパン (mm)
- β : 鉄骨ウェブ材の形式と寸法による係数
- ${}_w F_s$: 耐震壁のコンクリートのせん断ひび割れ強度 (N/mm^2)
- F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)
- ${}_w F'_s$: 耐震壁のコンクリートの圧縮場によるせん断強度 (N/mm^2)
- ${}_w p$: 壁筋比
- ${}_w \sigma_y$: 壁筋の降伏応力度 (N/mm^2)
- ${}_w \tau_U$: 耐震壁に接する骨組の耐力によって決まるコンクリートの終局せん断応力度 (N/mm^2)
- l' : 梁あるいは部材の内のりスパン (mm)

(2) 追設 SRC 梁の終局曲げ耐力

追設 SRC 梁の終局曲げ耐力は下式により算定する。

$$M_U = Z_p \cdot \sigma_Y + a_t \cdot \sigma_Y \cdot d$$

記号

- Z_p : 鉄骨の塑性断面係数 (mm^3)
 σ_Y : 鉄骨の降伏応力度 (N/mm^2)
 a_t : 引張主筋の断面積 (mm^2)
 σ_Y : 主筋の降伏応力度 (N/mm^2)
 d : 引張主筋と圧縮主筋の重心間距離 (mm)

(3) 追設 SRC 梁の終局せん断耐力

追設 SRC 梁の終局せん断耐力は下式により算定する。

$$Q_U = Q_U + Q_U$$

鉄筋コンクリート部分の終局せん断力耐力は下式による。

$$Q_U = \min(Q_{sU}, Q_{bU}) \quad \dots \textcircled{1}$$

$$Q_{bU} = \Sigma \left(\frac{M_U}{l} \right) \quad \dots \textcircled{2}$$

$$Q_{sU} = \min(Q_{sU1}, Q_{sU2}) \quad \dots \textcircled{3}$$

ここで、 Q_{bU} は、鉄筋コンクリート部分の曲げ崩壊時のせん断力によって決まるせん断耐力であるため、本設計では考慮しない。

Q_{sU1}, Q_{sU2} は下式による。

$$Q_{sU1} = b \cdot j (0.5 F_s \cdot \alpha + 0.5 p_w \cdot \sigma_Y)$$

$$Q_{sU2} = b \cdot j \left(F_s \frac{b'}{b} + p_w \cdot \sigma_Y \right)$$

ただし、 p_w は 0.6% を超える場合には 0.6% とする。

ここに、 F_s は下式による。

$$F_s = \min\left(0.15F_c, 2.25 + \frac{4.5F_c}{100}\right)$$

鉄骨部分の終局せん断耐力は下式による。

$${}_sQ_U = \min({}_sQ_{sU}, {}_sQ_{bU})$$

$${}_sQ_{bU} = \Sigma\left(\frac{{}_sM_U}{l}\right)$$

ここで、 ${}_sQ_{bU}$ は、鉄骨の曲げ崩壊時のせん断力によって決まるせん断耐力であるため、本設計では考慮しない。

ここに、 ${}_sQ_{sU}$ は下式による。

$${}_sQ_{sU} = t_w \cdot d_w \frac{{}_s\sigma_Y}{\sqrt{3}} \quad (\text{充腹形})$$

記号

- $r M_U$: 鉄筋コンクリート部分の終局曲げ耐力 (kN)
- b : 長方形断面材の幅 (mm)
- $r j$: 鉄筋コンクリート部分の曲げによる引張側と圧縮側の応力中心間距離で $r j = (7 / 8) r d$ を用いることができる (mm)
- F_s : コンクリートのせん断強度 (N/mm²)
- b' : 鉄骨フランジ位置でのコンクリート有効幅 (mm)
- $r \alpha$: 鉄筋コンクリート部分の $rM / (rQ \cdot rd)$ による係数
- $w p$: あばら筋比
- $w \sigma_Y$: せん断補強筋の降伏応力度 (N/mm²)
- ${}_s M_U$: 鉄骨部分の終局曲げ耐力 (kN)
- l' : 梁あるいは部材の内のりスパン (mm)
- t_w : 充腹形鉄骨のウェブの厚さ (mm)
- d_w : 鉄骨ウェブのせい (mm)
- ${}_s \sigma_Y$: 鉄骨の降伏応力度 (N/mm²)

4.3.2 あと施工アンカー

接着系あと施工アンカーの設計強度は、「2001 年度版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針 同解説」(財日本建築防災協会)に基づいて算定する。

以下に算定式を示す。

(1) 接着系アンカーのせん断耐力 Q_a

接合面におけるアンカー1本当たりの負担せん断力は下式より算定する。

$$Q_a = \min \{Q_{a1}, Q_{a2}\}$$
$$Q_{a1} = 0.7 \times \sigma_y \times s_a \times a_e$$
$$Q_{a2} = 0.4 \times \sqrt{E_c \times \sigma_B} \times s_a \times a_e$$

ただし、 $\tau = (Q_a / s_a a_e)$ は 294 N/mm^2 以下とする。

(2) 接着系アンカーの引張耐力 T_a

接合面におけるアンカー1本当たりの負担引張力は下式より算定する。

$$T_a = \min \{T_{a1}, T_{a2}, T_{a3}\}$$
$$T_{a1} = \sigma_y \times a_0$$
$$T_{a2} = 0.23 \times \sqrt{\sigma_B} \times A_c$$
$$T_{a3} = \tau_a \times \pi \times d_a \times l_e$$
$$\tau_a = 10 \times \sqrt{(\sigma_B / 21)}$$

記号

- σ_y : 鉄筋の規格降伏点強度 (N/mm^2)
- $s_a a_e$: 接合面におけるアンカー本体又はアンカー筋の断面積 (mm^2)
- E_c : σ_B に基づいて計算されるヤング係数 (N/mm^2)
- σ_B : 既設部コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)
- τ : アンカーのせん断強度 (N/mm^2)
- a_0 : 接合筋のねじ加工を考慮した有効断面積, 又はアンカー筋の公称断面積 (mm^2)
- A_c : 既設コンクリート躯体へのコーン状破壊面のアンカー1本当たりの有効水平投影面積 (mm^2)
- τ_a : 接着系アンカーの引抜き力に対する付着強度 (N/mm^2)
- d_a : アンカー筋の軸部の直径, アンカー筋の呼び名 (mm)
- l_e : アンカーの有効埋め込み深さ (mm) $\rightarrow l_e \geq 7d_a$

4.4 追設ブレース・鉄骨水平つなぎ梁の設計

4.4.1 追設ブレース・鉄骨水平つなぎ梁

追設ブレース・鉄骨水平つなぎ梁の引張強度は、「鋼構造設計規準（2005年改訂版）」（日本建築学会）に基づいて算定する。

以下に算定式を示す。

(1) 引張強度 N_T

鉄骨ブレース・鉄骨水平つなぎ梁の引張強度 N_T は下式によって算定する。

$$N_T = A \times F$$

(2) 圧縮座屈強度 N_{cr}

鉄骨ブレース・水平つなぎ梁の圧縮座屈強度は、「鋼構造塑性設計指針（2010年改訂版）」（日本建築学会）に基づいて算定する。

鉄骨ブレース・水平つなぎ梁の圧縮座屈強度 N_{cr} は、下式によって算定する。

① SN400

$$0 \leq \lambda \leq 30 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0$$

$$30 < \lambda \leq 120 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0 - 0.006 \times (\lambda - 30)$$

$$\lambda > 120 \quad \text{の場合} \quad N_{cr} = \frac{N_E}{1.3}$$

② SN490

$$0 \leq \lambda \leq 25 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0$$

$$25 < \lambda \leq 100 \quad \text{の場合} \quad \frac{N_{cr}}{N_Y} = 1.0 - 0.007 \times (\lambda - 25)$$

$$\lambda > 100 \quad \text{の場合} \quad N_{cr} = \frac{N_E}{1.3}$$

記号

N_{cr} : 圧縮座屈強度 (kN)

N_Y : 柱降伏軸力 (kN)

$\lambda = l_k / i$: 細長比

l_k : 座屈長さ (mm)

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$: 断面二次半径 (mm)

I : 断面二次モーメント (mm^4)

A : 断面積 (mm^2)

N_E : オイラー座屈強度で下式によって算定する。 (kN)

$$N_E = \frac{\pi^2 \times E \times I}{l_k^2}$$

E : ヤング係数 (N/mm^2)

4.4.2 ボルト類

(1) スタッドボルト

頭付きスタッドボルトの終局せん断耐力は、『各種合成構造設計指針・同解説 (2010年改定版)』(日本建築学会)に基づいて算定する。

以下に頭付きスタッドボルト1本当たりのせん断耐力の算定式を示す。

$$q_s = 0.5 \times_{sc} a \times \sqrt{F_c \times E_c} \quad (\sqrt{F_c \times E_c} \leq 900 \text{とする})$$

記号

Q_s : 頭付きスタッドのせん断耐力 (kN)

$_{sc} a$: 頭付きスタッドの軸部断面積 (mm^2)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm^2)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

(2) 超高力ボルト (国土交通大臣認定番号: MBLT-9038)

SHTB (M24)

短期許容耐力 1面せん断: 155kN

2面せん断: 309kN

引張強さ (保有耐力検定用): 1400N/mm²

(3) ボルト (強度区分 6.8)

ボルト (強度区分 6.8) の短期許容せん断耐力は、『鋼構造設計規準—許容応力度設計法— (2005年改訂版)』(日本建築学会)の付3による。

ボルト (M24)

短期許容せん断耐力 1面せん断: 85.6kN → 85kN

2面せん断: 171kN

引張強さ (保有耐力検定用): 600N/mm²

4.5 耐震補強部材の設計詳細

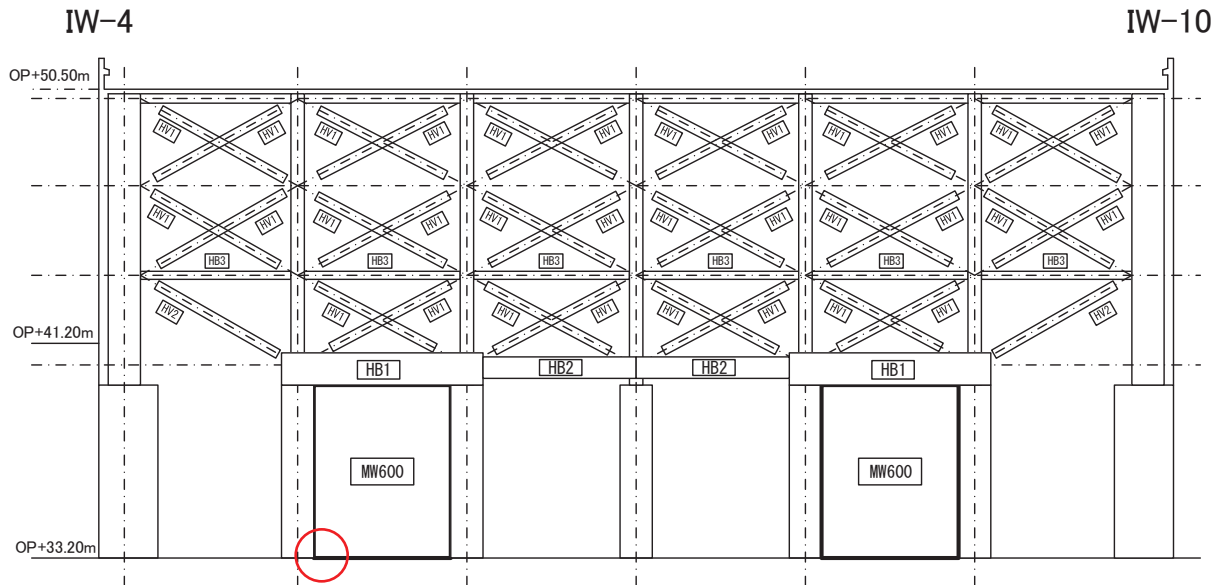


図 4-5 補強構面立面図 (IW-C 通り)

表 4-2 耐震補強部材断面 (IW-C 通り)

符号	部材断面
MW600	RC追設耐震壁 t=600 配筋 縦横共 D22@200ダブル あと施工アンカー 3-D22@200
HB1	B×D=875×1500 端部:PL-1800×36(SN490B) 中央:B[-1000×236×36×40(SN490B)
HB2	B[-800×236×36×28(SN490B)
HB3	□-300×300×12(BCR295)
HV1	H-350×350×12×19(SN400B)
HV2	□-350×350×16(BCR295)

入角部あと施工アンカー配置

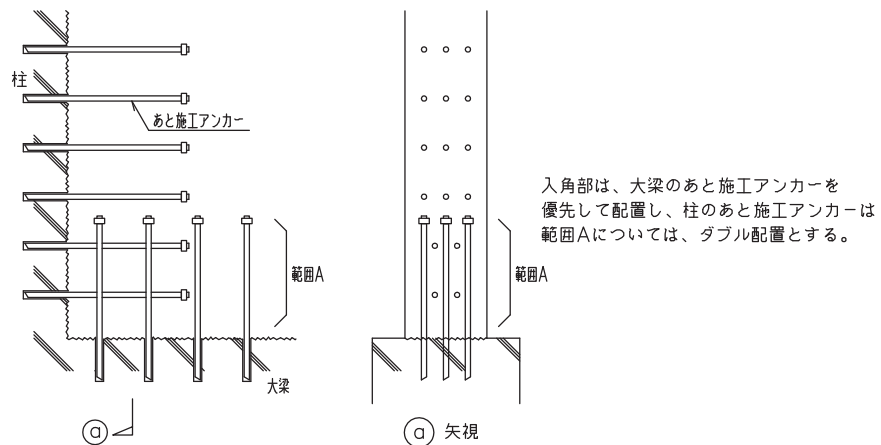


図 4-6 追設耐震壁入隅部の詳細 (図 4-5 の赤丸部)

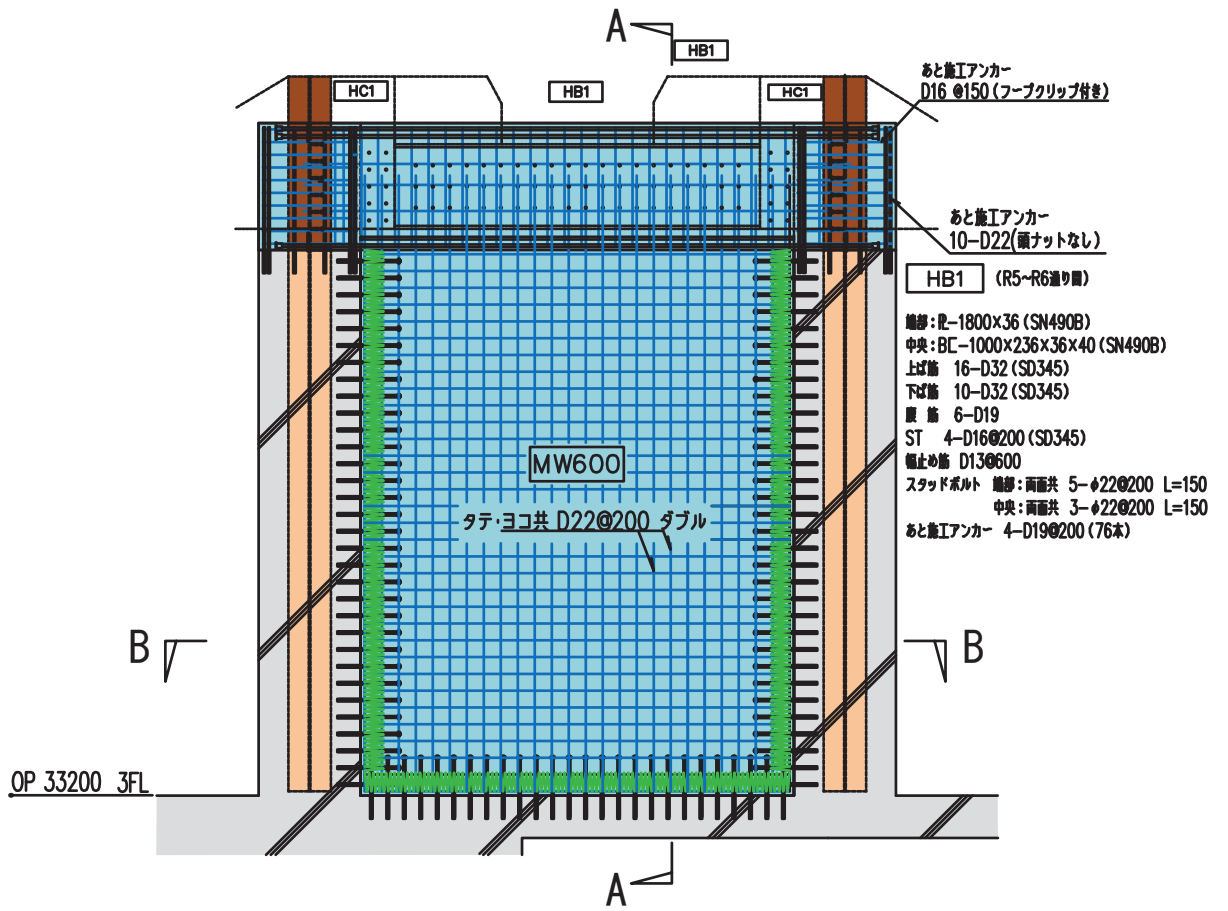


図 4-7 追設耐震壁配筋詳細

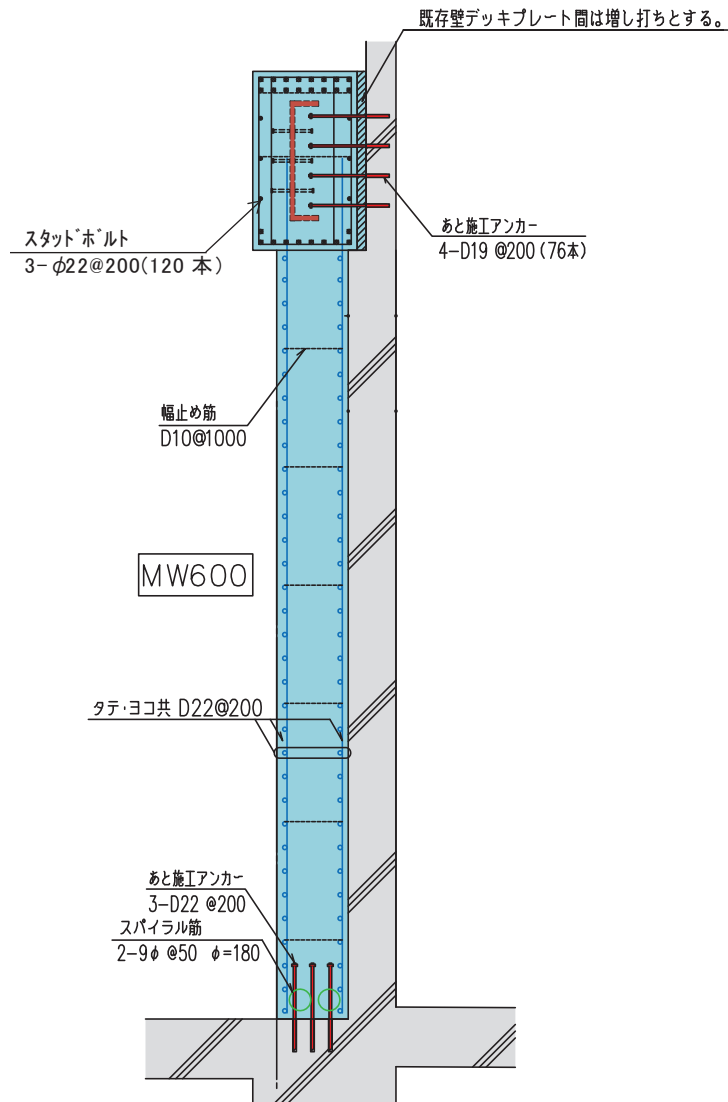


図 4-8 追設耐震壁配筋詳細 (A-A 断面図)

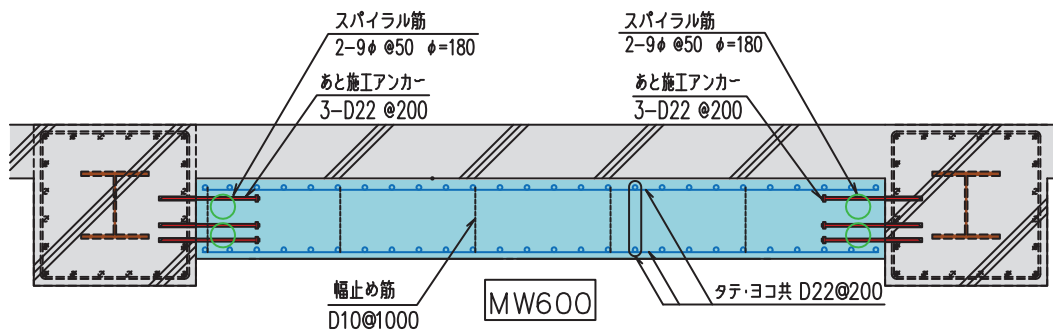


図 4-9 追設耐震壁配筋詳細 (B-B 断面図)

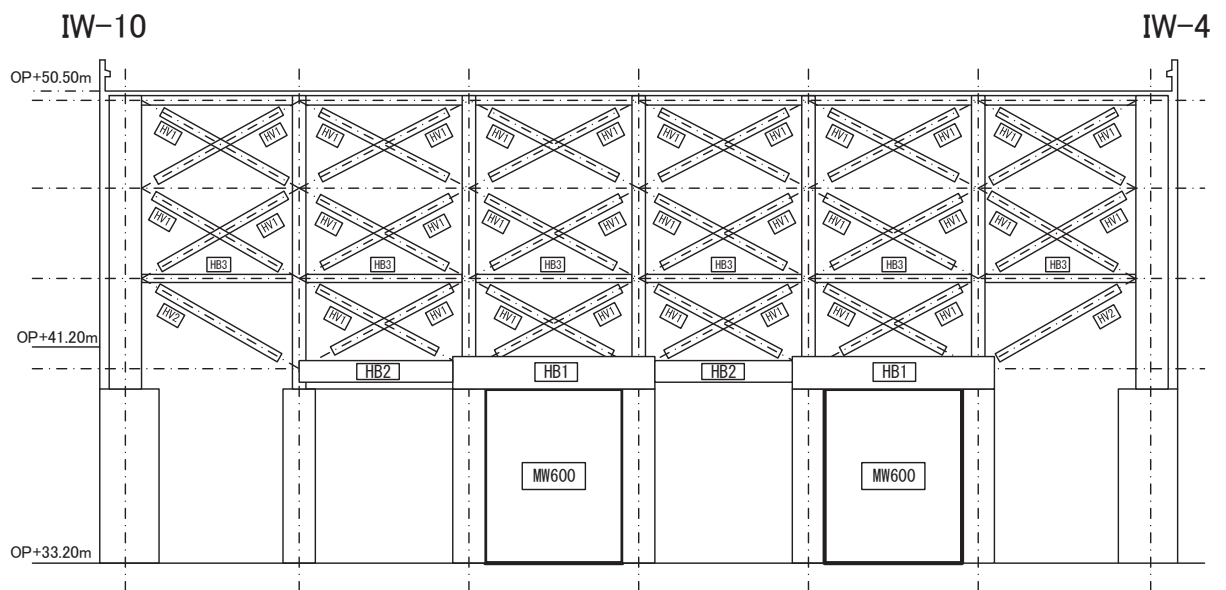


図 4-10 補強構面立面図 (IW-J 通り)

表 4-3 耐震補強部材断面 (IW-J 通り)

符号	部材断面
MW600	RC追設耐震壁 t=600 配筋 縦横共 D22@200ダブル あと施工アンカー 3-D22@200
HB1	B×D=875×1500 端部:PL-1800×36(SN490B) 中央:B[-1000×236×36×40(SN490B)
HB2	B[-800×236×36×28(SN490B)
HB3	□-300×300×12(BCR295)
HV1	H-350×350×12×19(SN400B)
HV2	□-350×350×16(BCR295)

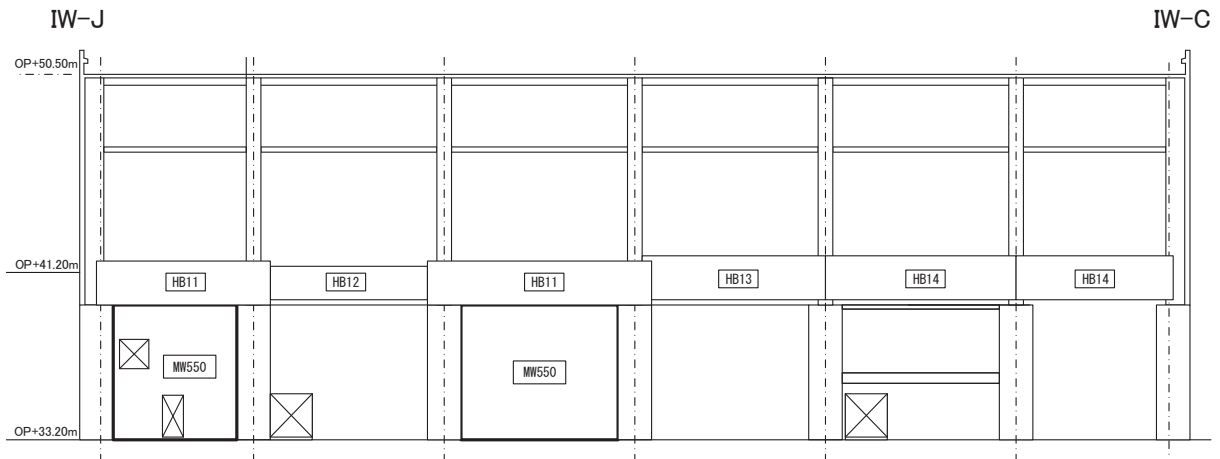


図 4-11 補強構面立面図 (IW-4 通り)

表 4-4 補強部材断面 (IW-4 通り)

符号	部材断面
MW550	RC追設耐震壁 t=550 配筋 縦横共 D22@200ダブル あと施工アンカー 3-D22@200
HB11	B × D=825 × 2100 端部:PL-1600 × 36(SN490B) 中央:BH-1600 × 360 × 36 × 40(SN490B)
HB12	B[-1600 × 178 × 28 × 25(SN490B)
HB13	B[-2100 × 186 × 36 × 25(SN490B)
HB14	B[-2100 × 178 × 28 × 25(SN490B)

5. 地震観測記録に基づく耐震補強効果の確認

5.1 検討の概要

耐震補強工事前後の地震観測記録から、耐震補強による建屋の振動特性の変化について分析し、以下の点について検討した。本検討は主要な耐震補強部材が配置されているNS方向を対象とする。

- ① 耐震補強部材による耐震補強効果の確認
- ② 耐震補強を踏まえた地震応答解析モデルとの比較

5.2 耐震補強効果の確認方法

地上3階の加速度を入力、屋上階の加速度を出力とする1入力1出力系ARXモデルでシステム同定し*1，地上3階より上部の等価1次モードの固有振動数をNS方向について分析した。

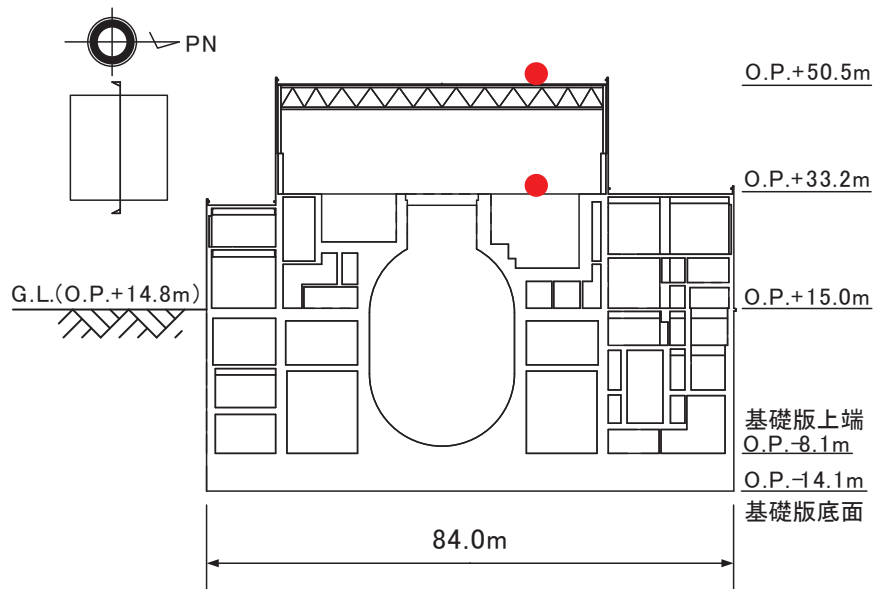


図 5-1 原子炉建屋断面図

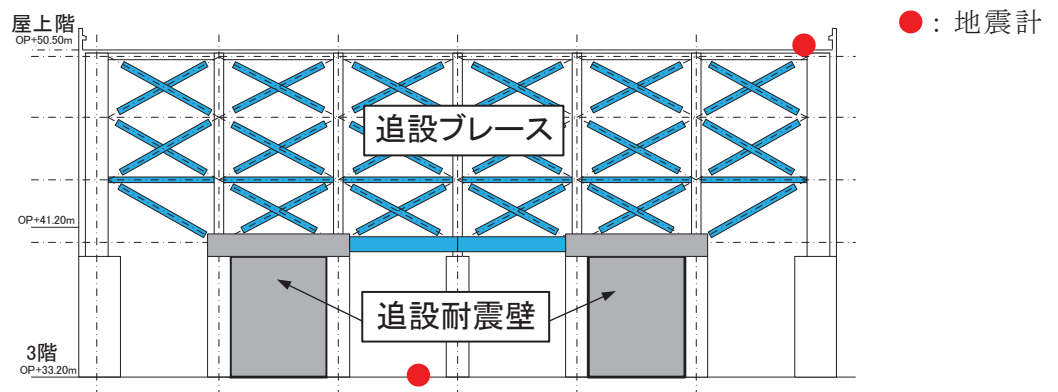


図 5-2 原子炉建屋地上3階の補強概要

*1 「池田芳樹：忘却係数付き逐次最小二乗法による建物動特性の地震時変化の評価，日本建築学会技術報告集，第18巻，第38号，pp.51-54，2012.2」 参照

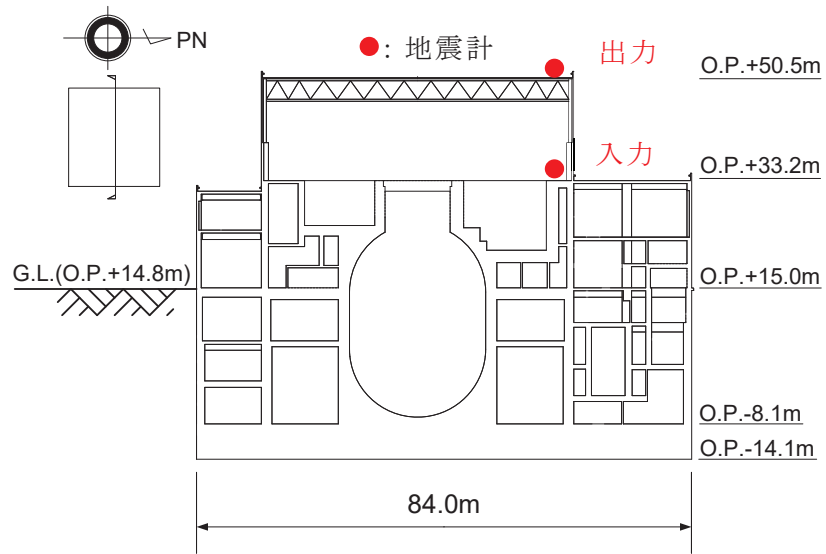


図 5-3 検討に用いた地震計の設置位置（断面図）

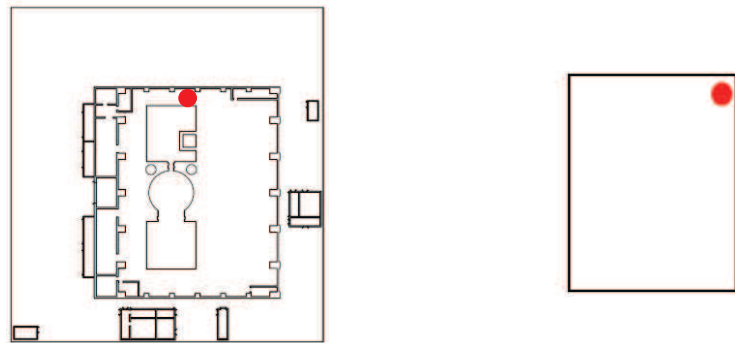


図 5-4 検討に用いた地震計の設置位置（平面図）

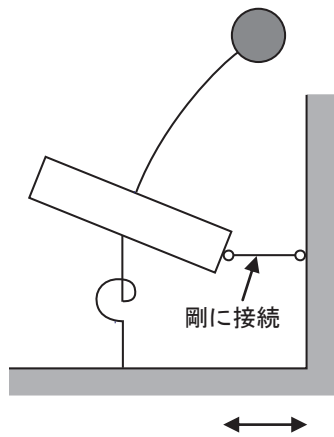


図 5-5 1入力1出力系 ARX モデルによるシステム同定概念図

5.3 対象とした地震観測記録

工事前，工事中，工事後の観測記録の中から表 5-1 に示す 15 地震の観測記録を用いてシステム同定を行った。これらの 15 地震は，観測記録の中から以下の条件で選定した。

- ① 基礎版上の最大加速度が目安として 5 ガル以上
- ② 地震のマグニチュードが大きい (M6 程度以上)

なお，工事は 2014 年に実施しているため，2013 年，2014 年，2015 年に観測された地震から 5 地震ずつを選定した。

また，地震記録に含まれるノイズを低減させる目的で，地上 3 階より上部の 1 次固有振動数の周波数帯を透過させるバンドパスフィルターを通した。

表 5-1 耐震補強効果の検討に用いた地震観測記録

地震記録開始時刻		地震規模	震央地名	評価時間帯			
				記録時間	開始時刻	長さ	状況
年月日	時分秒	M		s	s	s	
2013/08/04	12:29:01	6.0	宮城県沖	109.00	20.01	89.00	工事前 1
2013/10/20	00:14:33	5.1	宮城県沖	95.00	20.01	75.00	工事前 2
2013/10/26	02:11:03	7.1	福島県沖	138.00	20.01	118.00	工事前 3
2013/11/26	00:43:11	4.9	宮城県沖	75.00	20.01	55.00	工事前 4
2013/12/18	19:14:23	4.7	宮城県沖	65.00	20.01	45.00	工事前 5
2014/02/06	02:32:28	5.3	宮城県沖	80.00	20.01	60.00	工事前 6
2014/04/01	13:08:58	4.4	宮城県沖	65.00	20.01	45.00	工事中 1
2014/06/18	21:40:10	4.2	宮城県沖	63.00	20.01	43.00	工事中 2
2014/07/12	04:22:33	7.0	宮城県沖	95.00	20.01	75.00	工事中 3
2014/10/15	12:51:26	4.6	宮城県沖	72.00	20.01	52.00	工事中 4
2015/02/26	10:11:34	5.0	宮城県沖	82.00	20.01	62.00	工事後 1
2015/03/19	10:33:04	4.8	宮城県沖	70.00	20.01	50.00	工事後 2
2015/05/13	06:13:12	6.8	宮城県沖	125.00	20.01	105.00	工事後 3
2015/08/01	23:24:54	4.7	宮城県沖	68.00	20.01	48.00	工事後 4
2015/08/03	14:30:26	5.1	福島県沖	74.00	20.01	54.00	工事後 5

5.4 耐震補強工事前後の振動特性の分析結果

計測最終時刻の同定値を比較することにより、耐震補強工事前後の地震観測記録から、耐震補強による建屋の振動特性の変化について分析した。表 5-2 に計測最終時刻の同定値を、図 5-6 には固有振動数の変化を、図 5-7 には、地震の振幅と固有振動数の関係を示す。

表 5-2 地上 3 階より上層の 1 次モード同定結果（計測の最終時刻の値）

状況	地震発生 年月日	NS
		固有振動数 Hz
工事前	2013/08/04	5.83
	2013/10/20	6.23
	2013/10/26	6.68
	2013/11/26	6.49
	2013/12/18	6.53
	2014/02/06	6.86
工事中	2014/04/01	6.96
	2014/06/18	7.35
	2014/07/12	7.32
	2014/10/15	7.32
工事後	2015/02/26	7.49
	2015/03/19	7.35
	2015/05/13	7.47
	2015/08/01	8.15
	2015/08/03	8.24

図 5-6 及び図 5-7 から、1 次固有振動数が工事前後において増加していることを確認した。

NS 方向では、工事前の最小振動数 5.83Hz に対する工事後の最大振動数 8.24Hz の比は 1.41、工事前の最大振動数 6.86Hz に対する工事後の最小振動数 7.35Hz の比は 1.07 である。平均的には 20% の固有振動数の増加である。

また、図 5-7 には、地震の振幅が大きいほど固有振動数が低下する傾向が、工事前後に関わらず現れている。

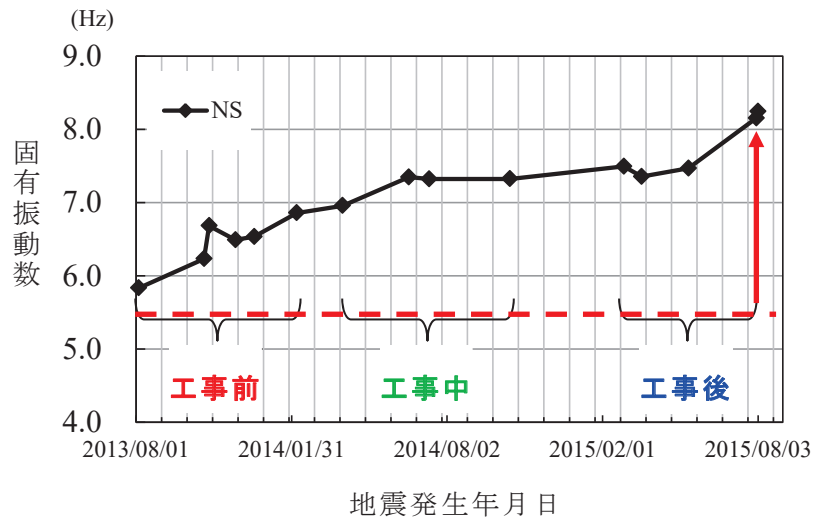


図 5-6 15 地震の振動特性の変化

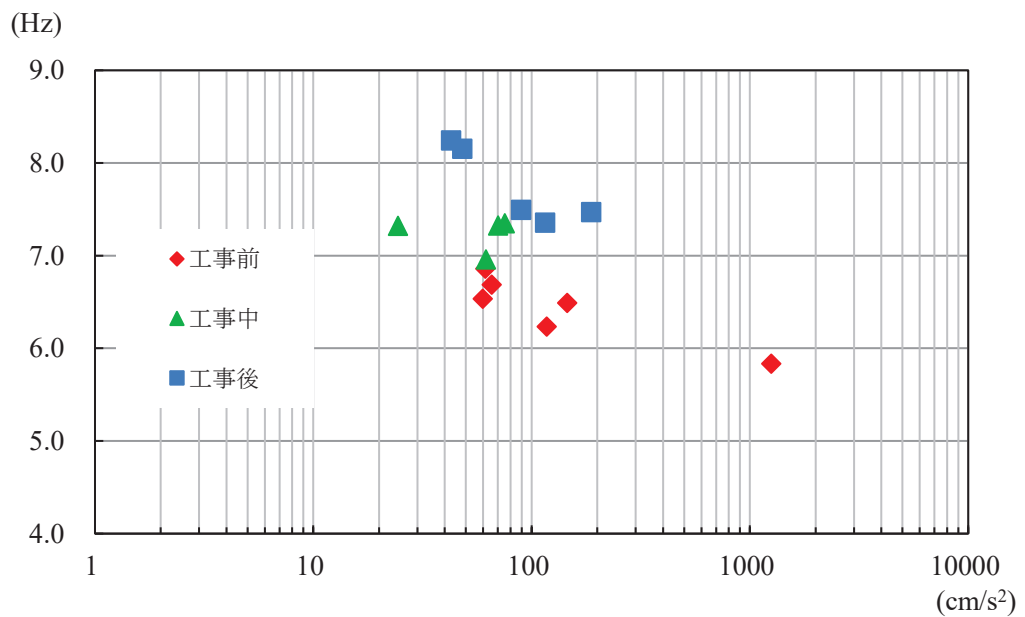


図 5-7 15 地震の屋上階の最大加速度と固有振動数の関係

図 5-8 に耐震補強工事前後の地震応答解析モデルの地震計位置に対応する質点の応答波形の伝達関数を示す。

地震応答解析モデルの地上 3 階に対する屋上階の伝達関数の 1 次ピーク振動数の変化は観測記録の固有振動数の変化と概ね整合している。

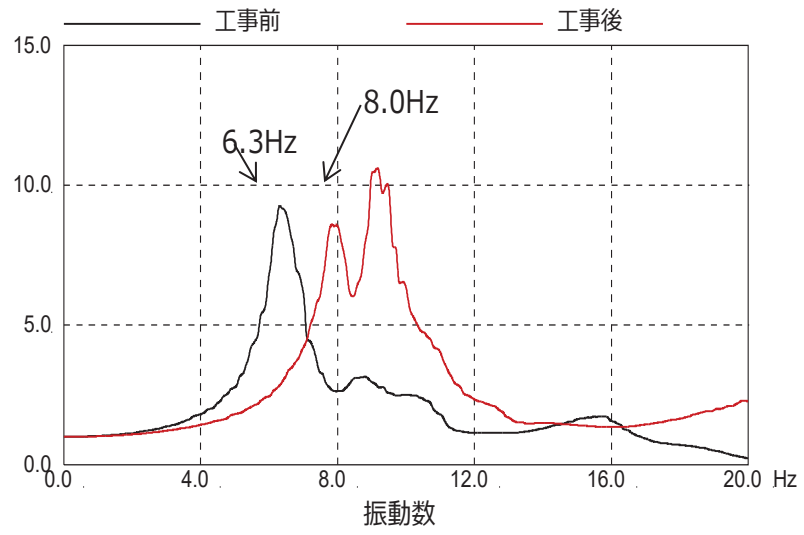


図 5-8 地震応答解析モデルの伝達関数 (屋上階/地上 3 階)

5.5 まとめ

工事の有効性を確認するために、工事前、工事中、工事後の地震観測記録を用いて、躯体の剛性がどのように変化したかについて確認を行った。

固有振動数は工事前→工事中→工事後の順に大きく（剛に）なっており、補強の有効性が確認出来た。

地震応答解析モデルの地上3階に対する屋上階の伝達関数の1次ピーク振動数の変化は観測記録の固有振動数の変化と概ね整合していることを確認した。

6. 耐震補強を踏まえた地震応答解析モデルの設定

6.1 モデル化の概要

耐震補強を踏まえた地震応答解析モデルの作成方法の概要を以下に示す。

作成した原子炉建屋の地震応答解析モデル（以下「工認モデル」という。）を図 6-3 及び図 6-4 に示す。

(1) 質点重量

質点重量は 3.11 地震のシミュレーションモデル（以下「シミュレーションモデル」という。）に対して、機器重量等の精査に基づく質点重量の見直しを行ったモデルをベースとし、追設耐震壁，追設ブレース，追設梁等の重量を対応する質点重量に加算する。鉄骨重量は部材断面積に部材長を乗じて算定した部材の体積に鋼材の比重（ 7.85t/m^3 ）を乗じた値に，接合部部材重量の割増を考慮して 1.3 を乗じた値とする。これは，追設ブレースの接合部のガセットプレート等の寸法が，一般的な鉄骨構造より大きくなったことに配慮したものである。ブレース材の部材長さは交点間距離として算定する。

追設 SRC 梁の重量は SRC 梁の体積に比重 25kN/m^3 を乗じて算定する。また，追設 S 梁と既設耐震壁の間のグラウト材の重量は，グラウト材に埋め込まれるスタッドが多いことから，体積に鉄筋コンクリートと同様の比重 24kN/m^3 を乗じて算定する。

なお，NS 方向 IW-C 通りと IW-J 通りについては，追設ブレースの設置に伴い一部の既設鉄骨部材の撤去を行うが，これらの部材の重量の影響は軽微であるため無視する。

(2) 回転慣性重量

水平方向モデルの回転慣性重量は，シミュレーションモデルの回転慣性重量にシミュレーションモデルと工認モデルの質点重量比を乗じた値とする。

(3) 追設耐震壁の剛性評価

水平方向モデルの追設耐震壁の剛性は，設計基準強度を用い，J E A G 式に基づきスケルトンカーブを算定する。

スケルトンカーブの算定における曲げモーメント M は既設耐震壁と追設耐震壁の断面 2 次モーメントの比，せん断力 Q は既設耐震壁と追設耐震壁のせん断断面積の比，軸力 N は追設耐震壁の自重の $1/2$ として算定する。

追設耐震壁の断面 2 次モーメントは既設耐震壁の中立軸に対する断面 2 次モーメントを用いる。追設耐震壁のせん断断面積及び断面 2 次モーメントの算定には，耐震壁の両端の柱型の柱芯間の面積を考慮する。

なお、追設耐震壁の設計ではSRC規準によるせん断終局強度式を用いているため、追設耐震壁のせん断スケルトンカーブの終局せん断耐力はSRC規準式の値にする。

鉛直方向モデルの軸剛性は追設耐震壁のせん断断面積として評価した面積を軸断面積に加算する。

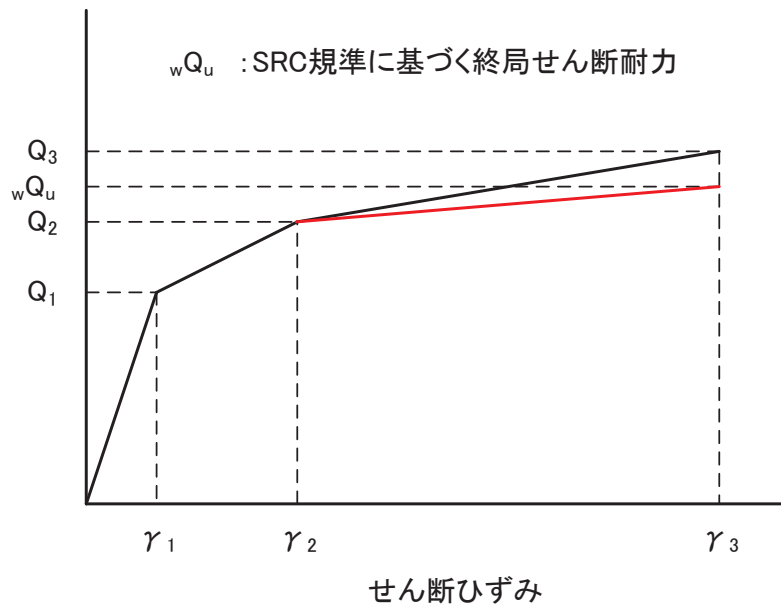


図 6-1 追設耐震壁のせん断スケルトンカーブの設定

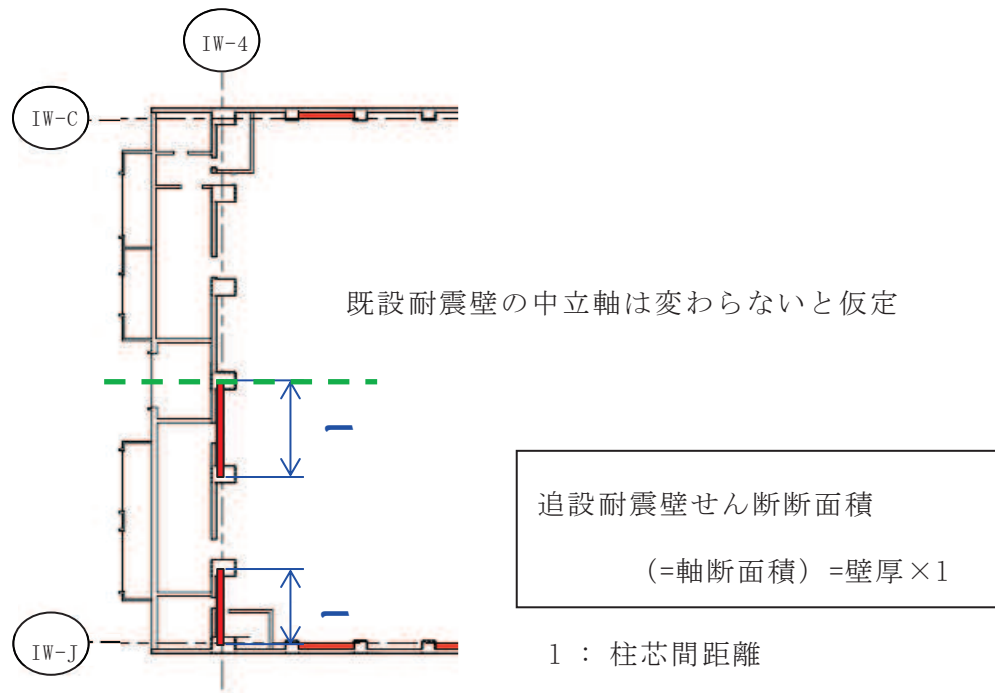


図 6-2 工認モデルにおける追設耐震壁のせん断剛性評価範囲 (IW-4 通り)

(4) 追設ブレースの剛性評価

水平方向モデルの追設ブレースのせん断剛性は等価なせん断剛性に置換する。補強目標のせん断ひずみ 2.0×10^{-3} 程度の変形では弾性範囲の応答と考えられるため、弾性部材としてモデル化し、引張・圧縮ともに剛性を考慮する。

曲げ剛性は、ブレースを取り付ける既設の鉄骨柱の軸断面積と耐震壁の中立軸から鉄骨柱までの距離の二乗の積の和を断面二次モーメントとする。

追設ブレース部の部材剛性は以下の値を用いる。

$$E : 2.05 \times 10^8 \text{kN/m}^2$$

$$G : 7.90 \times 10^7 \text{kN/m}^2$$

鉛直方向モデルについては、追設ブレースの剛性は無視する。なお、既往の鉛直方向モデルの軸剛性には、ブレースを設置する部分の鉄骨柱の軸剛性は RC 換算の剛性として評価されている。

(5) 底面地盤ばねの評価

検討対象とした解析モデルの固有値解析結果に基づき、ED法により係数を個別に算定する。

(6) 減衰の評価

RC部分は5%、鉄骨ブレース部分は2%のひずみエネルギー比例型減衰とする。

(7) 追設耐震壁の境界条件

水平方向モデルの追設耐震壁は既設耐震壁と並列な曲げせん断要素としてモデル化し、上下端の節点自由度は既設の耐震壁と共有する。

(8) 浮上り限界転倒モーメント

補強部材の重量を考慮した建屋総重量を用いて浮上り限界転倒モーメントを算定する。

F_c	32.4	N/mm ²
	33	N/mm ² (追設耐震壁)
E_c	19860	N/mm ²
	7940	N/mm ² (燃料取替床上部)
	25200	N/mm ² (追設耐震壁)
G_c	8530	N/mm ²
	3410	N/mm ² (燃料取替床上部)
	10500	N/mm ² (追設耐震壁)
E_s	205900	N/mm ² (追設ブレース)
G_s	79400	N/mm ² (追設ブレース)

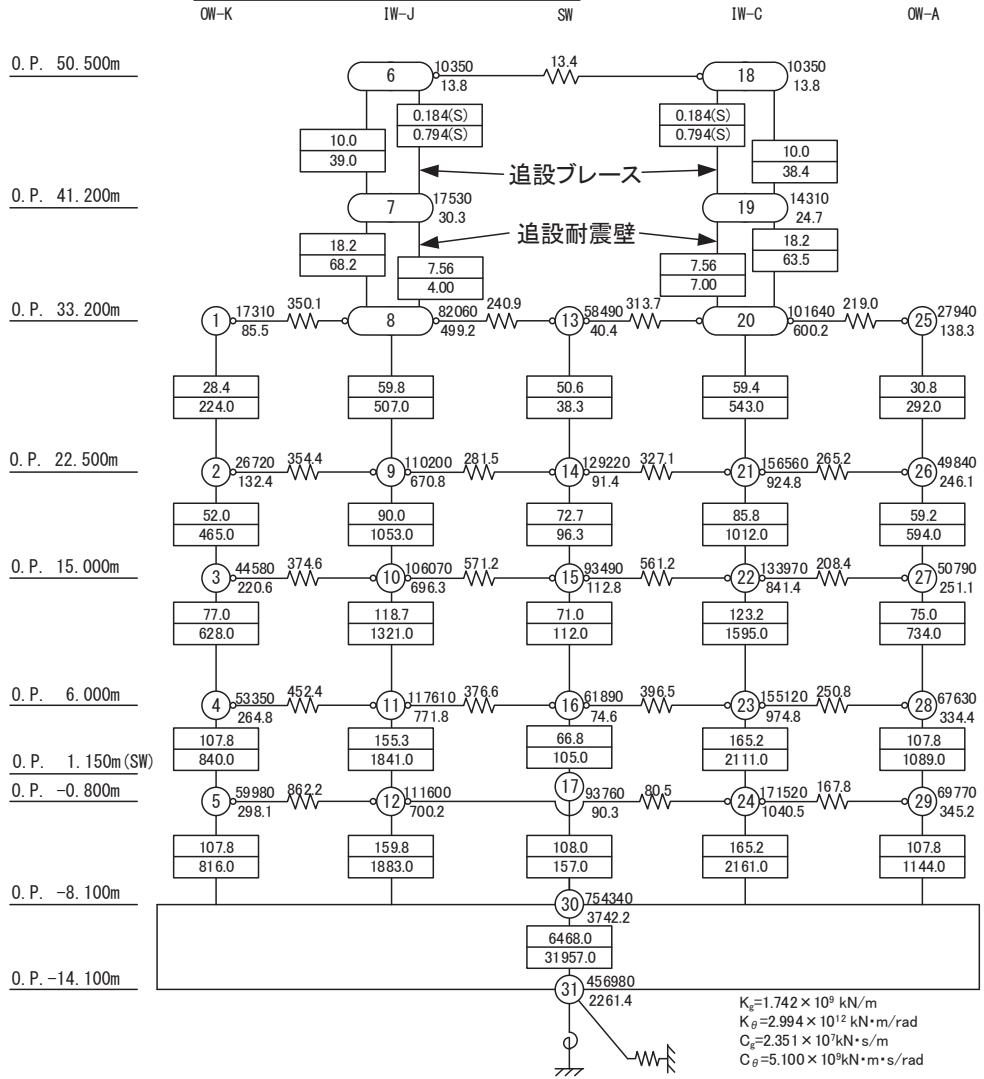
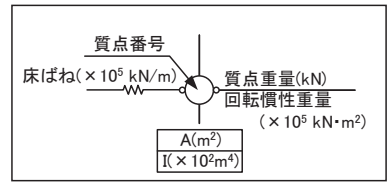


図 6-3 原子炉建屋 工認モデル NS 方向

Fc=	32.4	N/mm ²
	33	N/mm ² (追設耐震壁)
Ec=	21180	N/mm ²
	13240	N/mm ² (燃料取替床上部)
	25200	N/mm ² (追設耐震壁)
Gc=	9100	N/mm ²
	5690	N/mm ² (燃料取替床上部)
	10500	N/mm ² (追設耐震壁)

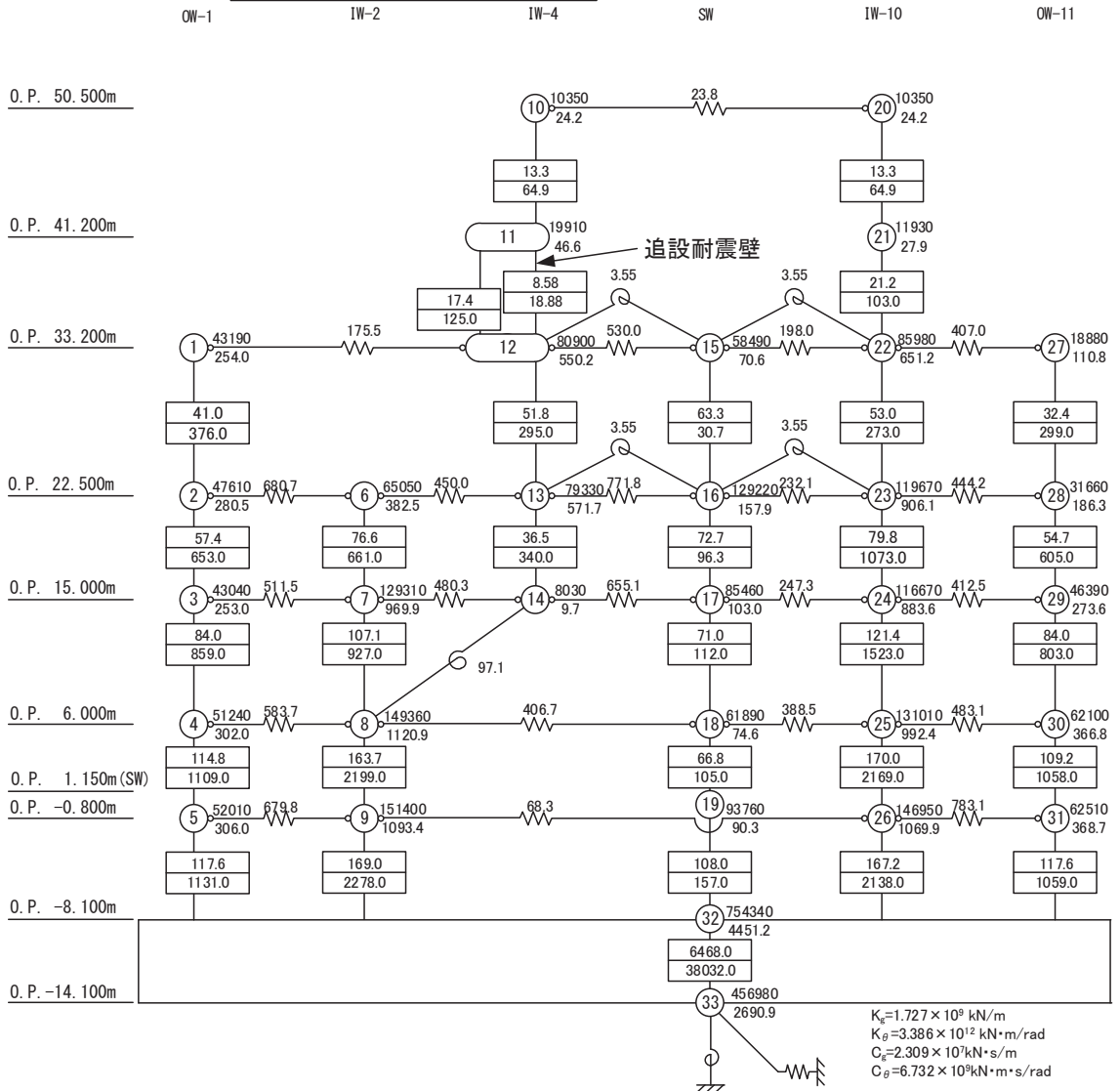
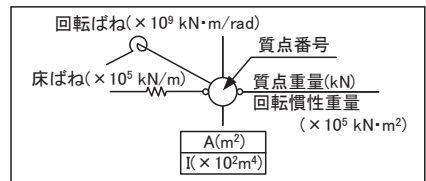


図 6-4 原子炉建屋 工認モデル EW 方向

6.2 シミュレーションモデルとの固有値の比較

工認モデルとシミュレーションモデルのNS方向の固有値を比較して表6-1に示す。工認モデルのNS方向の1次周期については、シミュレーションモデルからわずかに小さくなる程度であるが、刺激係数が小さくなる。工認モデルは、地上3階より上部の剛性が高くなったことにより、NS方向の2次周期はシミュレーションモデルより短くなる。

表 6-1 地震応答解析モデル固有周期 (NS 方向)

NS 方向	シミュレーション モデル	工認モデル
1 次周期 (刺激係数)	0.240 (2.756)	0.237 (2.203)
2 次周期 (刺激係数)	0.150 (2.652)	0.123 (2.718)

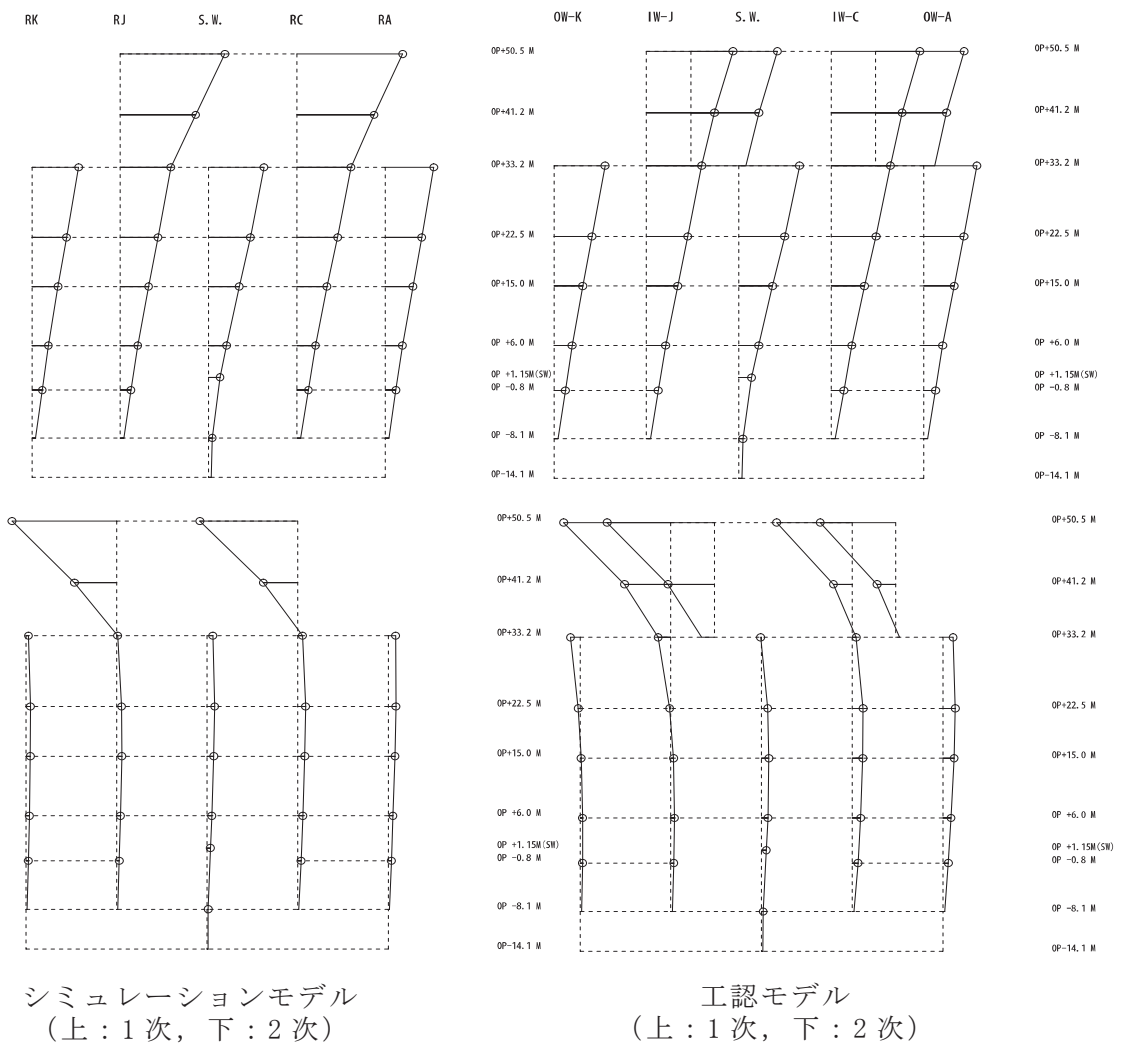


図 6-5 固有振動モード (NS 方向)

EW 方向の 1 次周期及び 2 次周期を表 6-2 に示す。1 次周期及び 2 次周期については、耐震補強による変化はほとんどない。工認モデルの EW 方向の刺激係数は 1 次、2 次ともに小さくなる。

表 6-2 地震応答解析モデル固有周期 (EW 方向)

EW 方向	シミュレーションモデル	工認モデル
1 次周期 (刺激係数)	0.230 (2.312)	0.230 (2.179)
2 次周期 (刺激係数)	0.127 (2.350)	0.125 (1.925)

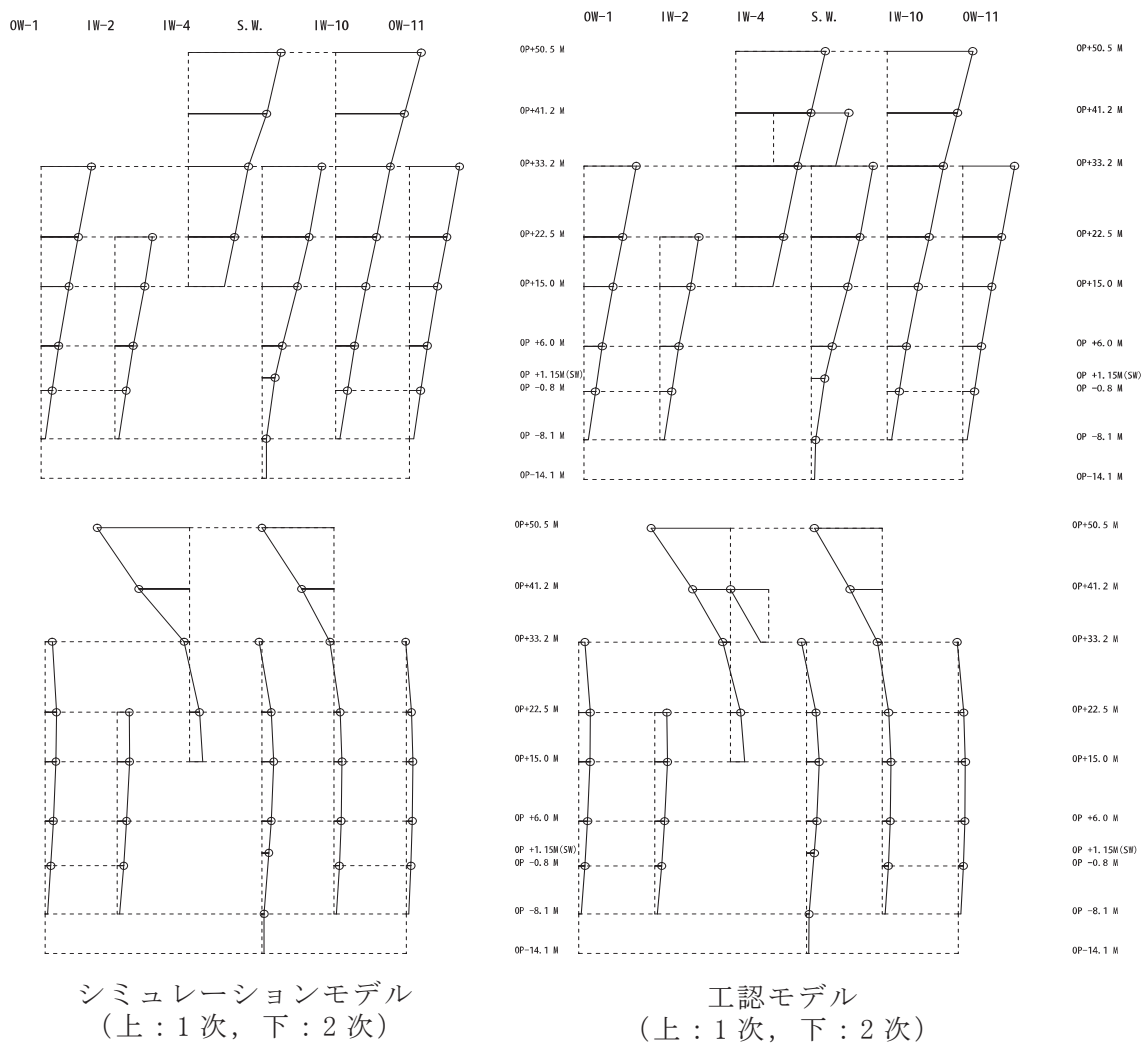


図 6-6 固有振動モード (EW 方向)

6.3 耐震補強工事前後の保有水平耐力の比較

耐震補強工事前後について、クレーン階及び地上3階の保有水平耐力を比較した。

耐震補強工事前に比べて、NS方向では、クレーン階で約1.58倍、地上3階で約1.36倍、EW方向では、地上3階で約1.18倍となっており、保有水平耐力が向上していることを確認した。

なお、NS方向クレーン階の補強部材の保有水平耐力は、既存躯体との接合部を含めた補強部材の終局せん断耐力の最小値とし、既存の耐震壁の終局耐力は、せん断ひずみ 4×10^{-3} と仮定して、クレーン階の補強部材はこのひずみにおける耐力を算定している。

表 6-3 耐震補強前後の保有水平耐力の比較

レベル	方向	保有水平耐力 Q_u (kN)		補強後 ΣQ_u (kN)
		既設躯体	補強部材	
クレーン階	NS	106,422	61,200	167,622
	EW	133,625	—	133,625
地上3階	NS	187,974	67,060	255,034
	EW	194,132	35,044	229,176

6.4 耐震補強工事前後の剛性の比較

耐震補強工事を行った NS 方向 C 通り，NS 方向 J 通り，EW 方向 4 通り F 通りの耐震補強工事前後の地震応答解析モデルのせん断剛性及び曲げ剛性を比較して表 6-4 及び表 6-5 に示す。

耐震補強工事前に比べて，せん断剛性は，NS 方向ではクレーン階で約 1.43 倍，地上 3 階で約 2.28 倍，EW 方向では地上 3 階で約 1.91 倍となっている。曲げ剛性は，NS 方向ではクレーン階で約 1.53 倍以上，地上 3 階で約 1.19 倍以上，EW 方向では地上 3 階で約 1.29 倍となっている。

耐震補強工事の実施により，オペフロ上部のせん断剛性及び曲げ剛性も向上していることを確認した。

表 6-4 耐震補強前後の地震応答解析モデルのせん断剛性の比較

方向	通り	階	設計時 GA (kN)	補強前 GA (kN)	補強部材 GA (kN)	増加率 (補強後/設計時)	増加率 (補強後/補強前)
NS	IW-C	地上 3 階	2.07×10^8	6.21×10^7	7.94×10^7	0.68	2.28
		クレーン階	1.14×10^8	3.41×10^7	1.46×10^7	0.43	1.43
	IW-J	地上 3 階	2.07×10^8	6.21×10^7	7.94×10^7	0.68	2.28
		クレーン階	1.14×10^8	3.41×10^7	1.46×10^7	0.43	1.43
EW	IW-4	地上 3 階	1.98×10^8	9.90×10^7	9.01×10^7	0.95	1.91

表 6-5 耐震補強前後の地震応答解析モデルの曲げ剛性の比較

方向	通り	階	設計時 EI (kN・m ²)	補強前 EI (kN・m ²)	補強部材 EI (kN・m ²)	増加率 (補強後/設計時)	増加率 (補強後/補強前)
NS	IW-C	地上 3 階	1.68×10^{11}	5.04×10^{10}	1.76×10^{10}	0.40	1.35
		クレーン階	1.02×10^{11}	3.05×10^{10}	1.63×10^{10}	0.46	1.54
	IW-J	地上 3 階	1.81×10^{11}	5.42×10^{10}	1.01×10^{10}	0.36	1.19
		クレーン階	1.03×10^{11}	3.10×10^{10}	1.63×10^{10}	0.46	1.53
EW	IW-4	地上 3 階	3.31×10^{11}	1.66×10^{11}	4.76×10^{10}	0.64	1.29

6.5 追設耐震壁に発生する曲げモーメントの応力伝達

耐震補強工事でオペフロ上部に設置する追設耐震壁は、せん断耐力を向上させることを目的として設置したものである。一方で、水平方向地震時においては、当該層に発生する曲げモーメントの一部を負担する。追設耐震壁は構面内の既存の柱とクレーン階レベルに追設したはりで構成されるフレーム内に配置していることから、当該層が水平地震時に受ける曲げモーメントに対しては、構面内の既存の耐震壁と一体で曲げ変形するとして、曲げモーメントの中立軸は既設耐震壁と同一としている。

地震応答解析モデルでは、上記の中立軸に対して評価した曲げ剛性を有する曲げせん断要素として追設耐震壁は既設耐震壁と個別にモデル化しており、地震応答解析の結果、当該層に作用する曲げモーメントは剛性に応じて既設耐震壁と追設耐震壁に分配される。

中立軸から離れた位置にある追設耐震壁では、曲げモーメントにより軸方向引張力及び圧縮力が作用する。追設耐震壁は周囲のフレームにより拘束されているため、曲げモーメントにより発生する引張力は、隣接するフレームの柱を介して下階に伝達されると考えられる。隣接する柱に伝達する引張力は曲げモーメントの値に応じて変動するが、設計においては、追設耐震壁の鉄筋が全て降伏した状態を仮定した場合に追設耐震壁に作用する引張力に対しても、隣接する柱の主筋または鉄骨で全て負担できることを追設耐震壁の鉄筋量と隣接柱の鉄筋及び鉄骨の量の比較により確認している。曲げモーメントに対する追設耐震壁の設計での考え方について図 6-7 に、追設耐震壁と隣接柱の鉄筋量の比較を表 6-6 に示す。

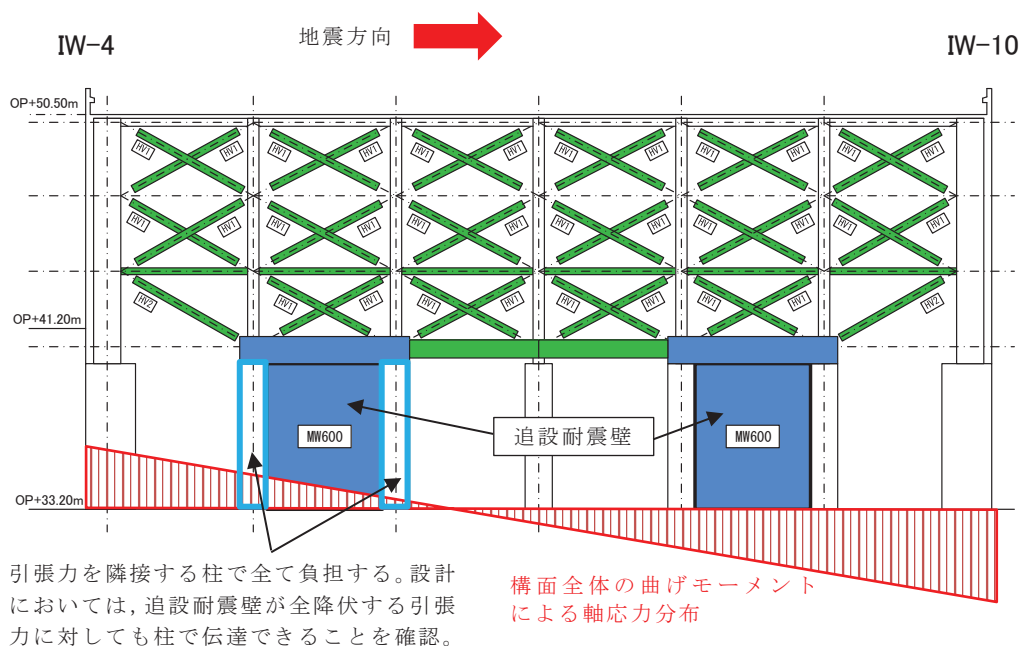


図 6-7 追設耐震壁の曲げモーメントに対する設計での考え方

表 6-6 追設耐震壁と隣接柱の鉄筋量の比較

方向	通り	部位	追設耐震壁		隣接柱		比率 (①/④)
			①鉄筋量* ¹ (mm ²)	②鉄筋量* ¹ (mm ²)	③鉄骨量* ^{1*2} (mm ²)	④合計* ¹ (②+③) (mm ²)	
NS	IW-C IW-J	A	12191	13680	—	13680	0.90
EW	IW-4	B	17618	15960	47742	63702	0.28
		C	14520	6840* ³	47742* ³	54582* ³	0.27

注記*1 : 追設耐震壁はスパン半分の値, 隣接柱は片側 1 本分の値とする。地震応答解析モデルで既設耐震壁及び追設耐震壁として剛性評価している部分は柱の鉄筋量または鉄骨量に参入しない。

*2 : 柱主筋 (SD345 相当) と鉄骨 (SM490A) の降伏耐力比 (325/345) により補正した値。なお, 隣接柱の鉄骨はオペフロの下層 (O.P. 22.55m または O.P. 24.85m) から立ち上がっていることから, 曲げモーメントに対する抵抗要素として寄与するものと判断した。

*3 : 柱主筋の少ない RJ 通り側柱の値とする。

