

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7 |
| 提出年月日 | 2021年8月30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

 : 本日の説明範囲

5.3 原子炉建屋の代表性

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

設計体系に反映すべき事項の整理にあたっては、原子炉建屋のオペフロ上部を対象として3.11地震等による初期剛性低下とその耐力への影響についても検討を行っているが、オペフロ上部は以下の特徴がある。

- ①原子炉建屋のオペフロ上部は、地震によるひび割れが多く確認されており、他建屋の地震後点検を踏まえても、原子炉建屋オペフロ上部の方がひび割れが多い傾向にある。
- ②原子炉建屋のオペフロ上部の初期剛性低下は、他の主要建屋の初期剛性低下よりも大きく評価されている。
- ③耐震壁の厚さが比較的薄く（25cm, 40cm）、他建屋と比較しても、オペフロ上部の耐震壁の方が薄い。
- ④基準地震動 S_s に対し所要の耐震性を確保するために、補強工事を実施している。

これらの特徴から、その他の原子炉建屋よりも規模が小さい建屋、比較的壁の薄い建屋等へも同様の考え方を適用可能と考えられる。したがって、主要な建屋には地震計が設置されていることから、地震観測記録による固有振動数の分析も含めて設計モデルの策定に際して原子炉建屋同様の考え方を基本とする。

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

原子炉建屋（主にオペフロ上部）を代表に 3.11 地震等の施設への影響を踏まえた設計体系に反映すべき事項の検討を実施し，初期剛性低下の要因分析とその要因が終局耐力等に与える影響について確認を行った。

原子炉建屋以外の既設建屋についても，地震観測記録によって算定された剛性低下率は，構造的特徴も踏まえると，原子炉建屋上部や下部の検討結果と同様の特徴・傾向を有していること，過去の観測記録の検討により剛性低下の傾向も同様であることから，地震観測記録を踏まえた剛性低下を地震応答解析モデルに反映する方針としている。

既設建屋への反映にあたっては，図 5.3-1 に示すフローにて実施する。また，原子炉建屋以外の既設建屋への水平展開の考え方を表 5.3-1 に示す。

図 5.3-1 のフローに基づき設定した既設建屋の地震応答解析モデルの初期剛性の設計値に対する補正係数を表 5.3-2 に示す。なお，各建屋のシミュレーション解析結果及び地震後の点検結果については各建屋の補足説明資料に，3.11 地震等に対する振動特性の確認結果については別紙 2 に，耐震実験の適用性の確認結果については別紙 25 にそれぞれ示し，検討資料の一覧表を表 5.3-3 に示す。

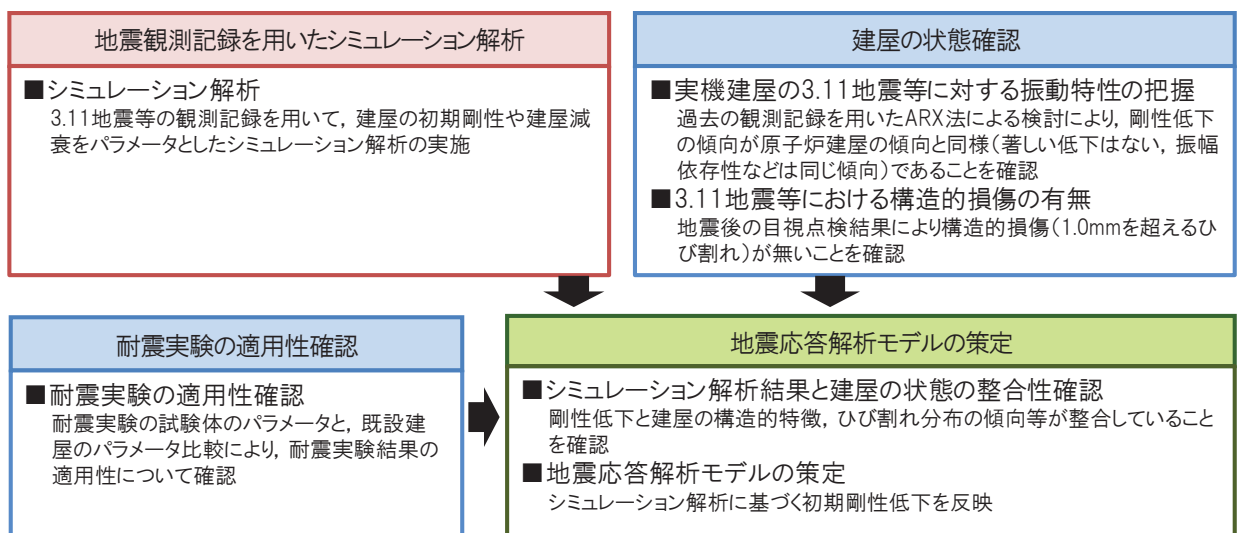


図 5.3-1 原子炉建屋以外の既設建屋への水平展開の検討フロー

表 5.3-1 原子炉建屋以外の既設建屋への水平展開の考え方

| 検討項目 | 原子炉建屋 オペフロ上部 | 原子炉建屋以外の既設建屋への展開と 地震応答解析モデルへの反映の考え方 | 原子炉建屋以外の既設建屋の 現状の具体的検討状況 |
|----------------------------|---|---|--|
| 3.11 地震等に対する建屋状態の評価 | <ul style="list-style-type: none"> 地震後点検，コンクリートコア強度等の現地調査，また，質点系モデルや3次元 FEM モデルによるシミュレーション解析による解析的検討により建屋の状態を評価。 | <ul style="list-style-type: none"> 点検と解析的検討の両面から，3.11 地震後の建屋状態について評価し，原子炉建屋オペフロ上部と同様におおむね弾性範囲であることを確認。 解析は質点系モデルによるシミュレーション解析を実施。 | <ul style="list-style-type: none"> 全ての建屋においておおむね弾性範囲となっている。 |
| 初期剛性低下の傾向分析 (観測記録による検討) | <ul style="list-style-type: none"> 過去の地震観測記録の傾向分析 質点系モデルによるシミュレーション解析 大架構部分の3次元 FEM 解析 | <ul style="list-style-type: none"> 過去の地震観測記録の傾向分析を実施し剛性低下の傾向について確認。 質点系シミュレーション解析に基づき建屋初期剛性や建屋減衰を評価し，剛性低下については基本ケースに反映。 建屋減衰については5%以上の値が得られることを確認。 | <ul style="list-style-type: none"> 程度の違いはあるが，全ての建屋において設計剛性に対し初期剛性の低下を確認。 建屋減衰は全ての建屋で5%を採用予定。 |
| 乾燥収縮の状態確認 | <ul style="list-style-type: none"> 乾燥収縮ひび割れ状況調査 乾燥収縮の経年的変化の確認 | <ul style="list-style-type: none"> 第2号機と建設時期が異なる建屋については，乾燥収縮状況について確認・評価し，乾燥収縮の程度・傾向が第2号機建屋と相違する場合は，その違いを不確かさケースに反映。 | <ul style="list-style-type: none"> 建設時期の新しい第3号機海水熱交換器建屋の乾燥収縮ひび割れ状態はほぼ同等であることを確認。 |
| 補強工事 | <ul style="list-style-type: none"> 追設耐震壁，ブレースの設置 観測記録による補強工事効果の確認 補強工事の悪影響の有無の確認 | <ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s に対し所要の耐震性を確保するための補強工事については検討結果を踏まえ必要に応じ実施。 その際は，オペフロ上部同様に効果の確認，悪影響の有無について検討を実施し，効果を確認した上で，地震応答解析モデルに反映。 | <ul style="list-style-type: none"> 基準地震動 S_s の応答結果を踏まえ補強工事を実施する建屋は無い。 |

表 5.3-2 今回工認における既設建屋の初期剛性の設計値に対する補正係数

| 建屋 | | 補正係数 | | (参考) 建屋に要求される機能 (今回工認) |
|----------------|------------------------------------|--------------------|--------------------|--|
| | | NS 方向 | EW 方向 | |
| 原子炉建屋 | 地上 3 階及びクレーン階 (O.P. 33.2m より上部) | 0.3 ^{*1} | 0.5 ^{*1} | S クラス (原子炉建屋原子炉棟：二次格納施設) S クラス設備の間接支持機能 |
| | 地下 3 階～地上 2 階 (O.P. 33.2m より下部) | 0.75 ^{*2} | 0.8 ^{*2} | |
| 制御建屋 | | 0.4 ^{*1} | 0.5 ^{*1} | S クラス (中央制御室しゃへい壁) S クラス設備の間接支持機能 |
| タービン建屋 | 地上 2 階及びクレーン階 (O.P. 24.8m より上部) | 0.3 ^{*1} | 0.35 ^{*1} | B クラス (補助しゃへい壁) B クラス設備 (Sd 機能維持設備含む) の 間接支持機能 原子炉建屋, 制御建屋へ波及的影響を与えないこと |
| | 地下 2 階～地上 1 階 (O.P. 24.8m より下部) | 0.35 ^{*1} | 0.4 ^{*1} | |
| 補助ボイラー建屋 | | 1.0 ^{*3} | 1.0 ^{*3} | C クラス設備の間接支持機能 制御建屋へ波及的影響を与えないこと |
| 第 3 号機海水熱交換器建屋 | | 0.8 ^{*2} | 0.8 ^{*2} | 浸水防護施設の間接支持機能 |
| 第 1 号機制御建屋 | | 0.35 ^{*1} | 0.45 ^{*1} | 制御建屋へ波及的影響を与えないこと |

注記*1：原子炉建屋オペフロ上部と同様の大架構的特徴を有した部位

*2：原子炉建屋オペフロ下部と同様の耐震壁の配置が密な部位

*3：補助ボイラー建屋は、地震計が設置されていなく、シミュレーション解析が実施できないことから、設計剛性を採用

表 5.3-3 今回工認における既設建屋の地震応答解析モデル策定に関する検討資料一覧

| 建屋 | 地震観測記録を用いた シミュレーション解析 | 地震後の点検結果 | 3.11 地震等に対する 振動特性の確認結果 | 耐震実験の適用性の 確認結果 |
|----------------|--------------------------|------------------|---------------------------|-------------------|
| 原子炉建屋 | 補足-620-1 別紙 1 | 補足-620-1 別紙 3 | 補足-620-1 別紙 2 | 補足-620-1 別紙 25 |
| 制御建屋 | 補足-620-4 別紙 1-2 | 補足-620-4 別紙 1-1 | | |
| タービン建屋 | 補足-610-13 別紙 1-2 | 補足-610-13 別紙 1-1 | | |
| 補助ボイラー建屋 | — | 補足-610-14 別紙 6-1 | — | — |
| 第 3 号機海水熱交換器建屋 | 補足-610-12 別紙 1-2 | 補足-610-12 別紙 1-1 | 補足-620-1 別紙 2 | 補足-620-1 別紙 25 |
| 第 1 号機制御建屋 | 補足-610-15 別紙 1-2 | 補足-610-15 別紙 1-1 | | |

5.3.3 新設建屋への初期剛性低下の考慮方針

(1) 新設建屋の構造的特徴と原子炉建屋との類似性

新設建屋は岩盤に設置し、地下階を有する計画としている。主たる耐震要素は原子炉建屋等と同様に耐震壁としており、全方向に耐震壁が配置されたマッシブな構造となっている。また、基準地震動 S_s に対しておおむね弾性範囲に留まる設計（短期許容応力度設計）を目指している。なお、新設建屋においても既設と同様のコンクリート材料を用いる予定としている。

(2) 類似建屋の 3.11 地震に対する剛性低下の特徴

原子炉建屋のオペフロ下部は、3.11 地震に対し、おおむね第一折点程度の応答を示したが、その際の剛性低下は設計剛性に対し 0.8 倍程度となっている。

(3) 新設建屋の地震応答解析モデル

新設建屋の地震応答解析においては、基本ケースとしては地震の影響を受けていないことから設計剛性（設計基準強度）を用いた地震応答解析モデルを採用する。

新設建屋は基準地震動 S_s に対して短期許容応力度設計を目指していることから耐震壁の断面厚が厚くなるため、基準地震動 S_s に対して初期剛性が低下したとしても、その低下の度合は、コンクリートの設計基準強度と実強度の乖離分で吸収可能と考える。また、評価基準値（耐震壁の最大応答せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）に対しても十分な余裕を有するため、耐震安全性は基本ケースの解析で確認可能と考える。

ただし、念のため初期剛性の不確かさとして 0.8 倍を考慮することで設計における保守性を確保する。なお、0.8 倍の設定にあたっては、以下①～④に示すとおり、今回工認における新設建屋（緊急用電気品建屋及び緊急時対策建屋）の構造的特徴と既設建屋（原子炉建屋）との類似性や、新設建屋の詳細設計及び基準地震動 S_s に対する応答結果を踏まえて総合的に判断の上設定した。

- ① 新設建屋は岩盤に設置し、地下階を有する計画としている。主たる耐震要素は RC 造耐震壁であり全方向に耐震壁が配置されたマッシブな構造となっており、類似既設建屋（原子炉建屋）の 3.11 地震時の剛性低下率はオペフロ下部で NS 方向 0.75 倍、EW 方向 0.80 倍
- ② 新設建屋のうち、緊急用電気品建屋の基準地震動 S_s 入力時の剛性低下率は、NS 方向、EW 方向ともに 1.0 倍（剛性低下無）
- ③ 新設建屋のうち、緊急時対策建屋の基準地震動 S_s 入力時の剛性低下率は、NS 方向：0.82 倍、EW 方向：0.80 倍
- ④ 新設建屋も既設建屋と同様のコンクリート材料を使用することから、耐震

実験 [3] の結果を踏まえ、コンクリートの乾燥収縮の進展と地震の重畳による初期剛性低下の可能性を考慮

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

既設建屋の地震応答解析モデルは，既工認時の地震応答解析モデルをベースとした 3.11 地震等の地震観測記録を用いたシミュレーション解析及び地震後の点検結果に基づき設定する。

新設建屋については，既設建屋の地震応答解析モデルを踏まえ，多軸多質点系モデルを基本とする。表 5.3-4 に既設建屋及び新設建屋の地震応答解析モデルの設定一覧を示す。

表 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一覧（水平方向）

| 項目 | 既工認モデル | 今回工認モデル | 備考 |
|--------------|-------------|-------------|---|
| 原子炉建屋 | 多軸床剛多質点系モデル | 多軸床柔多質点系モデル | 2011年3月11日東北地方太平洋沖地震の観測記録を用いたシミュレーション解析を踏まえ、床の柔軟性を考慮。また、地震後の耐震壁の補強工事を反映。 |
| 制御建屋 | 1軸多質点系モデル | 多軸床柔多質点系モデル | 既工認では1軸多質点系モデルとしていたが、地震後の点検結果から、通りによってひび割れ発生の傾向が異なることが確認されたことから、多軸多質点系モデルとし、床の柔軟性を考慮。なお、屋上の地震観測記録の再現性の観点から、屋上階は中央質点を設定。 |
| タービン建屋 | 多軸床柔多質点系モデル | 多軸床柔多質点系モデル | 既工認モデルから変更無し。 |
| 補助ボイラー建屋 | — | 1軸多質点系モデル | — |
| 第3号機海水熱交換器建屋 | 1軸多質点系モデル | 1軸多質点系モデル | 既工認モデルから変更無し。 |
| 第1号機制御建屋 | 1軸多質点系モデル | 多軸床柔多質点系モデル | 既工認では1軸多質点系モデルとしていたが、第2号機制御建屋におけるシミュレーション解析（補足-620-4参照）を参照の上、建屋の構造や地震計位置も踏まえて多軸床柔多質点系モデルとした。 |
| 緊急用電気品建屋 | —（新設建屋） | 多軸床剛多質点系モデル | マッシブな構造の特徴を有する既設建屋（原子炉建屋）の地震応答解析モデルを参考に、耐震壁に軸を設定した多軸モデルとし、また、整形で建屋規模に対して比較的厚い耐震壁や床を持つ構造であることから床剛としてモデル化した。なお、地上階は鉄骨構造であり、1軸に集約するモデルとした。 |
| 緊急時対策建屋 | —（新設建屋） | 多軸床剛多質点系モデル | マッシブな構造の特徴を有する既設建屋（原子炉建屋）の地震応答解析モデルを参考に、耐震壁に軸を設定した多軸モデルとし、また、整形で建屋規模に対して比較的厚い耐震壁や床を持つ構造であることから床剛としてモデル化した。 |

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])

目 次

| | |
|----------------------------|----|
| 1. 検討の目的..... | 1 |
| 2. 実験概要..... | 1 |
| 2.1 実験の特徴..... | 1 |
| 2.2 乾燥試験体形状..... | 1 |
| 2.3 加力計画..... | 6 |
| 2.4 試験体の乾燥状況..... | 9 |
| 3. 乾燥試験体 [1] 実験結果..... | 14 |
| 3.1 荷重－変形関係..... | 14 |
| 3.2 剛性低下率..... | 23 |
| 3.3 変形割合..... | 26 |
| 3.4 鉄筋ひずみ計測結果..... | 28 |
| 4. 乾燥試験体 [2] 実験結果..... | 38 |
| 4.1 荷重－変形関係..... | 38 |
| 4.2 剛性低下率..... | 47 |
| 4.3 鉄筋ひずみ計測結果..... | 49 |
| 5. 実験結果まとめ..... | 59 |
| 6. 耐震実験結果の実機への適用性について..... | 60 |
| 6.1 コンクリートの長さ変化試験..... | 60 |
| 6.2 骨材の長さ変化試験..... | 65 |
| 6.3 まとめ..... | 68 |

別紙 15-1 コンクリートの乾燥収縮迅速評価システム

1. 検討の目的

乾燥収縮ひび割れが耐震壁の初期剛性や終局耐力に及ぼす影響について確認するために、乾燥させた耐震壁の静的加力実験を実施した。

なお、別紙 12の耐震実験（繰返し試験体による耐震実験，以下「耐震実験 [1]」という。）と比較する観点から，試験体形状や加力計画は耐震実験 [1] と同一とした。

2. 実験概要

2.1 実験の特徴

耐震実験にあたっては，原子炉建屋の既往の地震に対する応答結果や原子力発電所の耐震壁の特徴を，試験体の製作や加力方法に反映した。主な特徴は以下のとおり。

- ① 試験体の鉄筋量については，原子炉建屋の耐震壁の鉄筋比が概ね 1.2～1.6%前後であることを踏まえて，鉄筋比 1.4%とした。
- ② 原子力発電所の耐震壁は曲げ変形よりもせん断変形が支配的なため，せん断変形が卓越する試験体の形状・加力方法とした。
- ③ 特に微小変形レベルでの精度確保が可能な加力装置を用い，せん断ひずみ 0.1×10^{-3} (2005 年 8 月 16 日宮城県沖の地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度) から繰返し加力を実施した。
- ④ 微小変形レベルでの繰返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために，同一変位に対する繰返し加力のサイクル数は，一般的な部材実験よりも多い最大 5 サイクル（一般的な部材実験では 2 サイクル）とした。
- ⑤ コンクリート材料のうち，骨材（粗骨材）は，比較的収縮しやすい骨材（埼玉県川越市産（豆砂利））を使用した。
- ⑥ コンクリート打設後に型枠を外した後は気中養生とし，壁部分を乾燥させた。乾燥状況を把握する観点から，コンクリート表面の乾燥収縮ひずみ量をコンクリート打設後から定期的に計測を実施し，その結果を踏まえて実験実施時期を決定した。
- ⑦ 耐震実験は 2 体の試験体を用いて実施し，乾燥期間は上記結果を踏まえて，約 3 ヶ月の乾燥期間の試験体（以下「乾燥試験体 [1]」という。）と約 8 ヶ月の乾燥期間の試験体（以下「乾燥試験体 [2]」という。）とした。

2.2 乾燥試験体形状

試験体諸元を表 2-1 に，試験体形状を図 2-1 に，試験体断面及び全体の配筋図を図 2-2 及び図 2-3 に，材料特性を表 2-2 に示す。試験体は RC 造原子炉建屋の耐震壁の配置を模擬したものとした。ウェブ壁の壁厚は 100mm，フランジ壁のせいは 150mm，幅は 700mm としている。また，加力時の想定せん断スパン比が 0.6～0.7 程度となるよう，壁内法高さを 780mm，壁長を 1650mm としている。また，本実験では微小変形領域

下における部材の構造性能の把握を目的としているため、試験体には剛強なスタブを配している。

配筋については、原子炉建屋耐震壁の一般的な配筋状況を鑑み、ウェブ壁の壁筋比を縦横とも1.4%程度とした。また、フランジ壁の曲げ降伏が先行するのを防ぐため、フランジ壁の主筋比は2.8%としている。

なお、耐震壁の想定破壊モードはせん断破壊型とした。

また、試験体の乾燥状況をより詳細に把握する目的で、ウェブ部分の壁のみを模擬したダミー試験体（無配筋）（図2-4）を準備し、乾燥試験体も含めて、コンクリート表面の乾燥収縮ひずみ量をコンクリート打設後から定期的に計測を実施した。乾燥試験体の養生状況写真を図2-5に、ダミー試験体の養生状況写真を図2-6に示す。

表2-1 試験体諸元

| | | |
|-------|-----|-----------------------------|
| フランジ壁 | B×D | 700×150 |
| | 主筋 | 16-D16 ($p_g=2.8\%$) |
| | 帯筋 | 2-D10@100 ($p_s=0.95\%$) |
| ウェブ壁 | 壁厚 | 100 |
| | 縦筋 | D10@100 ダブル ($p_s=1.4\%$) |
| | 横筋 | D10@100 ダブル ($p_s=1.4\%$) |
| 制御方式 | | 変位制御 |

(単位：mm)

表2-2 材料特性

| 鉄筋 種別・使用部位 | | 降伏点 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) | 引張強度 (N/mm ²) |
|---------------|-----------------------|-----------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| D10(SD295A) | ウェブ壁主筋 | 377 | 183 | 504 |
| D10(SD295A) | フランジ壁主筋 | 371 | 191 | 532 |
| コンクリート材料特性 | | 乾燥試験体 [1] [2] | | |
| 圧縮強度* | (N/mm ²) | 34.3 | | |
| 材齢 | (day) | 107 | | |
| ヤング係数 | (kN/mm ²) | 27 | | |
| ポアソン比 | | 0.181 | | |

注*：コンクリートの圧縮強度は、試験体のコンクリート打設時にコンクリートコアを製作・封緘養生とし、加力実験時に合わせて圧縮強度試験を実施した結果。
(設計基準強度：27N/mm²)

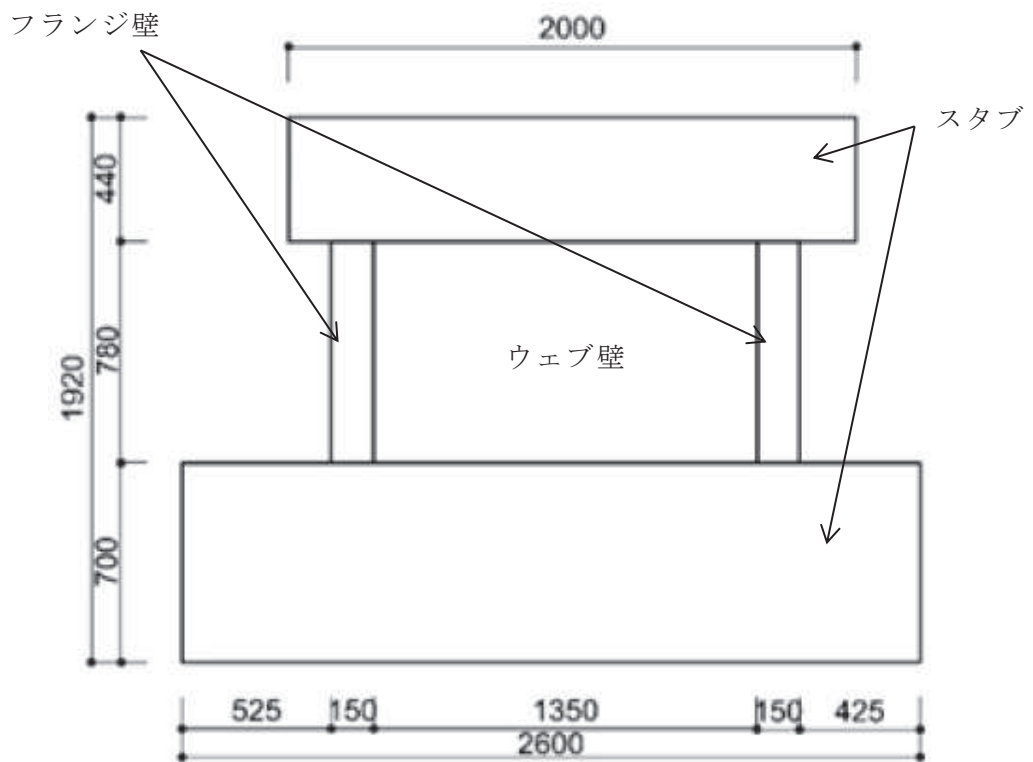


図 2-1 試験体形状

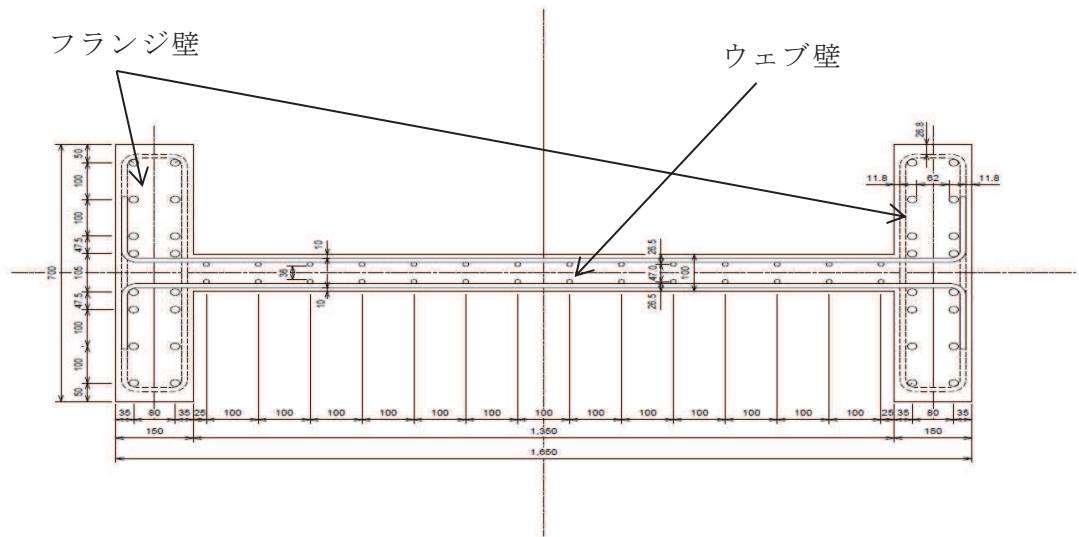


図 2-2 試験体断面配筋図

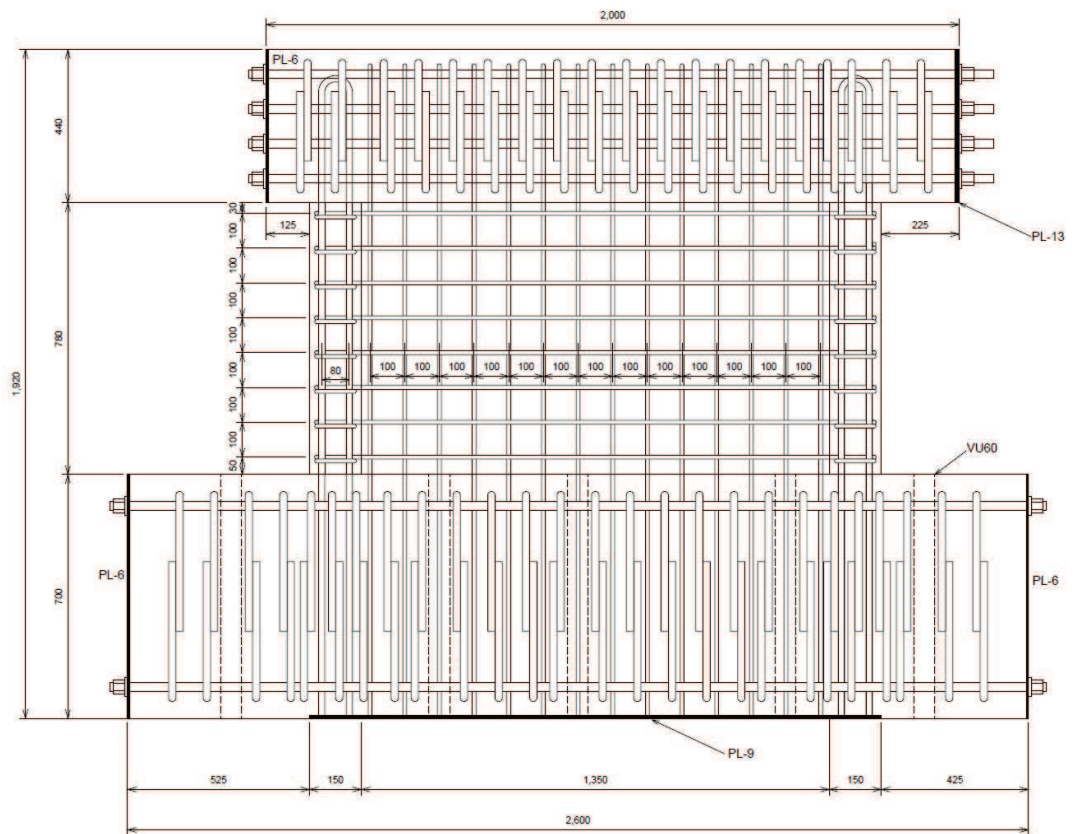


図 2-3 試験体全体配筋図

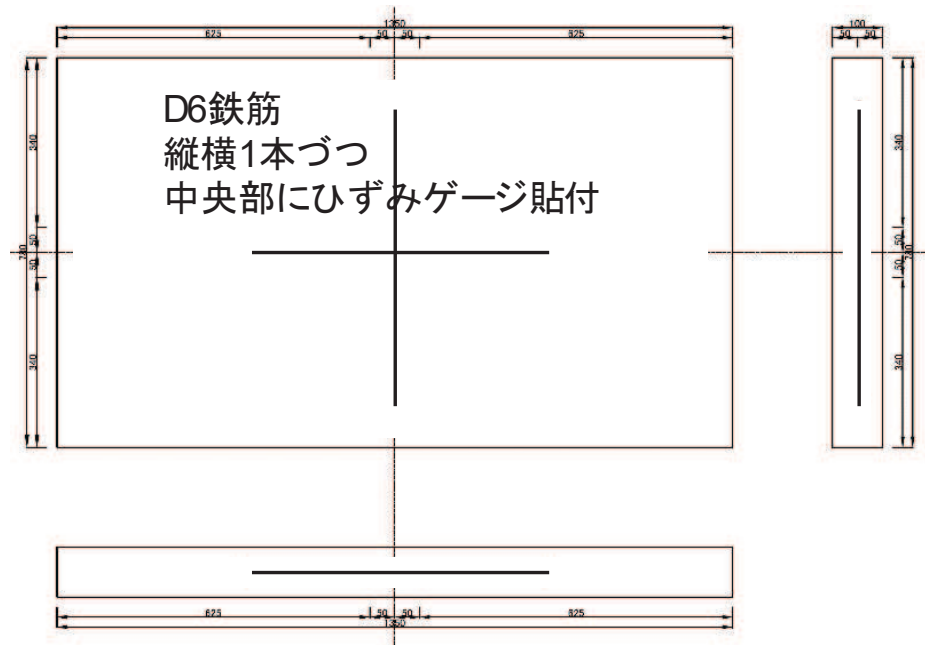


図 2-4 ダミー試験体概要



図 2-5 乾燥試験体 [1] [2] 養生状況

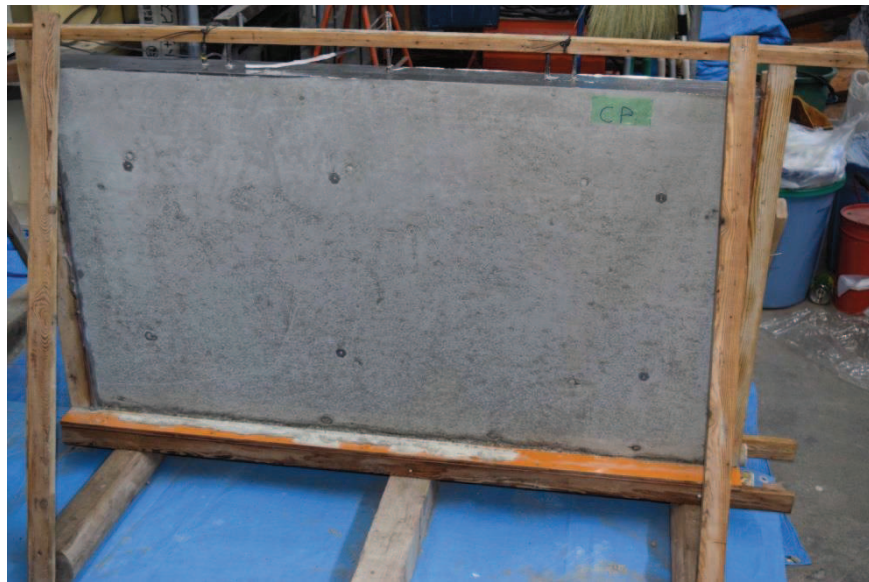


図 2-6 ダミー試験体養生状況

2.3 加力計画

(1) 加力装置

加力装置図を図 2-7 に示す。本実験は秋田県立大学において実施した。試験体は反力床に PC 鋼棒で固定し、水平力の正負繰返し加力を反力フレームに取り付けたオイルジャッキ 2 台によって行う。

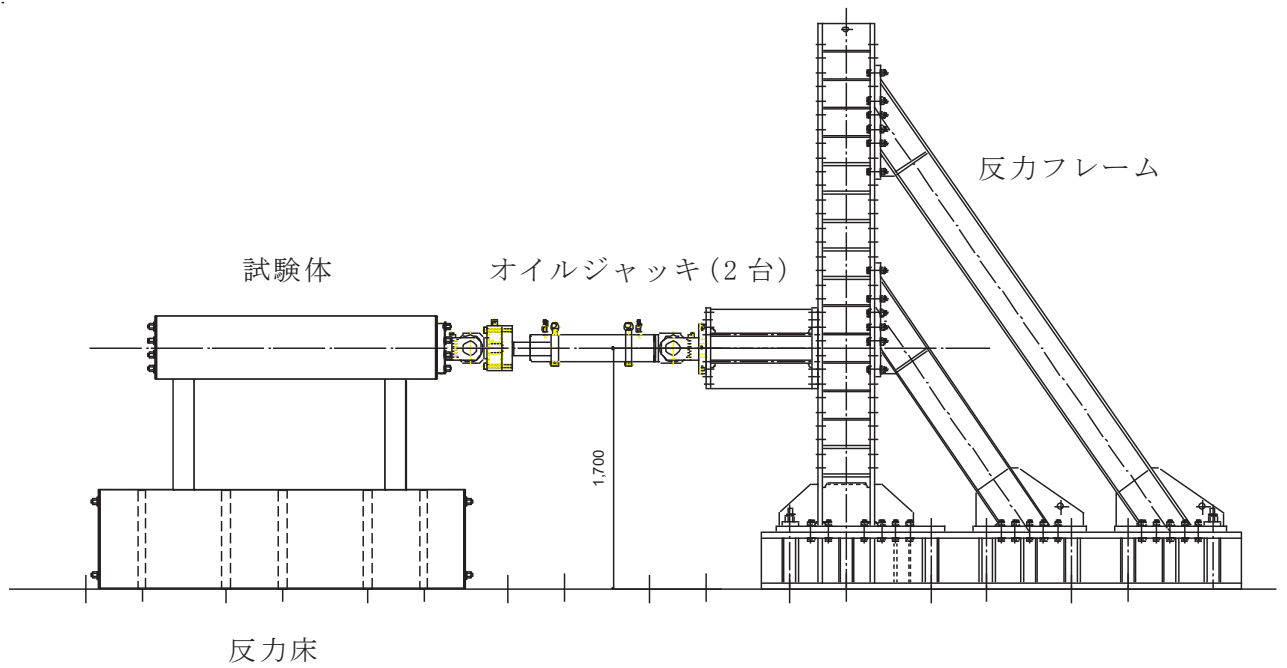


図 2-7 加力装置図

(2) 加力計画

加力計画を表 2-3 に、加力概念を図 2-8 に示す。初期加力として、層間変形角 $R=1/10000\text{rad}$ (0.1×10^{-3}) 及び $1/5000\text{rad}$ (0.2×10^{-3}) で 2 サイクルの繰返し加力を実施した後に、微小変形レベルでの繰返し加力時の剛性の低下傾向を確認するために、 $R=1/1000\text{rad}$ (1.0×10^{-3}) までの主要な層間変形角に対して 5 サイクル繰返し加力を実施し、 $R=1/1000\text{rad}$ (1.0×10^{-3}) 以降は 2 サイクルの繰返し加力とした。また、経験した層間変形角よりも小さい層間変形角（インナーラップ）での剛性低下挙動を検討することを目的として、加力ステップ 4, 5 としてインナーラップとなる繰返し加力を合計 4 サイクル実施した（表及び図中の破線で囲んだ部分）。

表 2-3 加力計画

| 層間変形角 R (rad.) | 計測変位 δ (mm) | 加力 ステップ | 加力 サイクル数 | 備考 |
|-------------------|-----------------------|------------|-------------|---|
| 1/10000 | 0.1 | 1 | 2 | 2005 年 8 月 16 日宮城県沖の地震による 原子炉建屋オペフロ下部の応答程度 |
| 1/5000 | 0.2 | 2 | 2 | 3.11 地震による 原子炉建屋オペフロ下部の応答程度 |
| 1/3333 | 0.3 | 3 | 5 | |
| 1/5000 | 0.2 | 4 | 2 | |
| 1/3333 | 0.3 | 5 | 2 | |
| 1/2500 | 0.4 | 6 | 5 | |
| 1/1667 | 0.6 | 7 | 5 | |
| 1/1250 | 0.8 | 8 | 5 | |
| 1/1000 | 1.0 | 9 | 2 | |
| 1/500 | 2.0 | 10 | 2 | |
| 1/333 | 3.0 | 11 | 2 | |
| 1/250 | 4.0 | 12 | 押切り | |

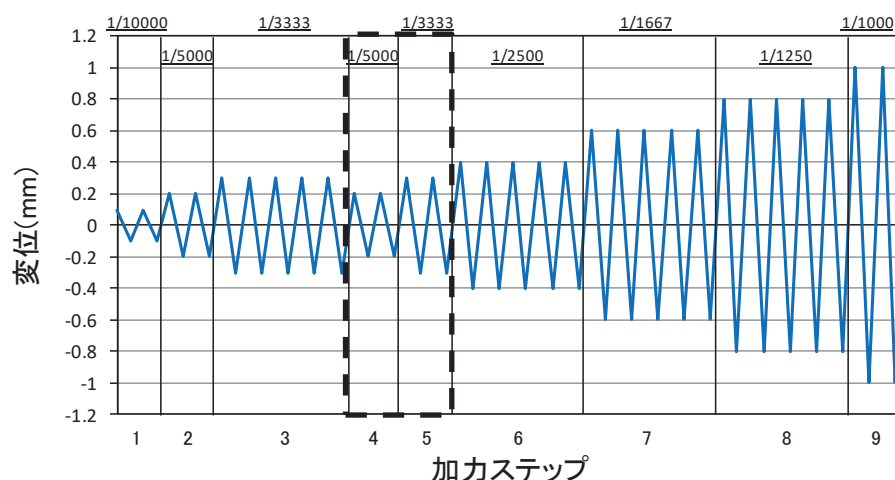


図 2-8 加力概念図

(3) 加力装置の制御方法

図 2-9 にジャッキ制御及びデータ計測のフローを示す。ジャッキ制御，ロードセルによる荷重及びマグネスケールによる変位のデータ計測については同図のフローに従うプログラム（以下「自作プログラム」という。）を作成した。

ジャッキ制御では，各ステップの目標変位と目標変位への到達時間を自作プログラムから試験体正面側ジャッキ，裏面側ジャッキの順でジャッキ付属の各コントローラに送信している。ジャッキはコントローラ（DSC-2A：理研製）の変位制御機能により操作した。本コントローラでは制御用の変位計に分解能が 0.0005mm と一般的なアナログ変位計よりも微小変形領域において高精度な制御が可能なデジタル変位計を使用した。また，本コントローラでは目標変位の±0.005mm の範囲内に到達するよう現在変位及び荷重情報に基づいてジャッキを自動で逐次制御しており，他方のジャッキ動作の影響により目標変位の範囲を超えても自動的に範囲内に戻るように制御する仕組みとなっている。このように試験体の表面及び裏面のデジタル変位計を用いて，自作プログラムから目標変位を同時にそれぞれのコントローラに送信し，ジャッキを制御することで，試験体にねじれや面外変形挙動が生じないように考慮しつつ，0.01mm レベルの高精度な変位制御を可能としている。

これにより，微小変形レベルでの耐震壁の剛性を正確にとらえることが可能となっている。

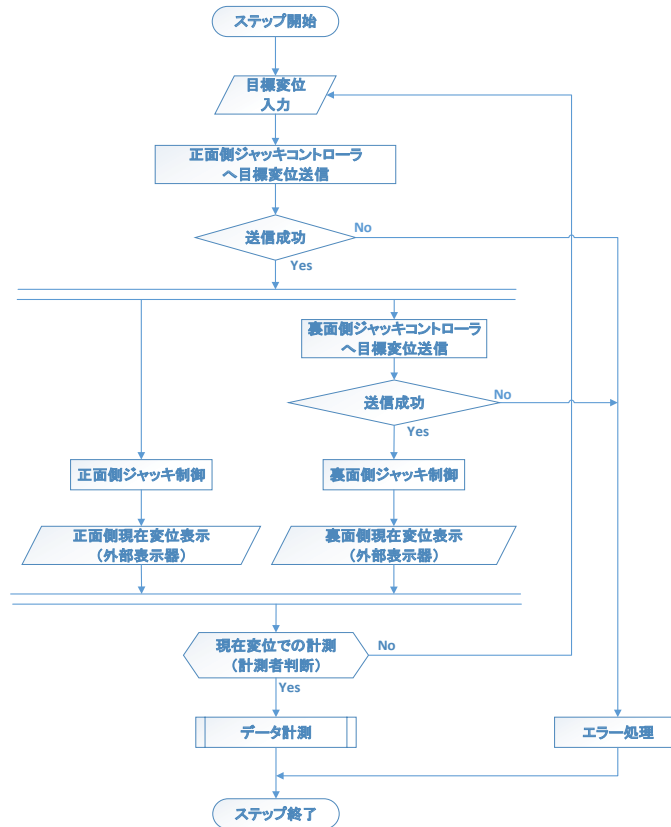


図 2-9 計測フローチャート

2.4 試験体の乾燥状況

コンクリート表面の乾燥収縮量の測定にあたっては、コンタクトゲージを用いた。

図 2-10 にコンタクトゲージによる測定点の位置を、図 2-11 にコンタクトゲージによる測定結果を、図 2-12 に実験前における乾燥試験体のひび割れ図を示す。

図 2-11 から、コンクリート打設から 100 日経過時点で、ダミー試験体の乾燥収縮量は約 $800\ \mu$ 程度であった。女川サイトで用いているコンクリート材料による乾燥収縮率迅速評価試験の結果は $700\sim 800\ \mu$ 程度（別紙 14 参照）であり、今回の試験体と実機の乾燥状況が同等の乾燥収縮量であること、また、図 2-12 のひび割れ図から目視でも確認可能な乾燥収縮ひび割れが発生していることを確認した上で、乾燥試験体 [1] の加力実験を実施した（コンクリート打設後 107 日）。その時点での乾燥試験体 [1] の乾燥収縮量は約 $200\sim 300\ \mu$ 程度であった。

乾燥試験体 [2] は、さらに 150 日程度（合計で約 250 日）の気中養生の上、加力実験を実施した。図 2-11 から、コンクリート打設から 250 日経過時点で、ダミー試験体の乾燥収縮量は約 $1000\ \mu$ 程度であり、乾燥試験体 [2] の乾燥収縮量は約 $300\sim 400\ \mu$ 程度であった。

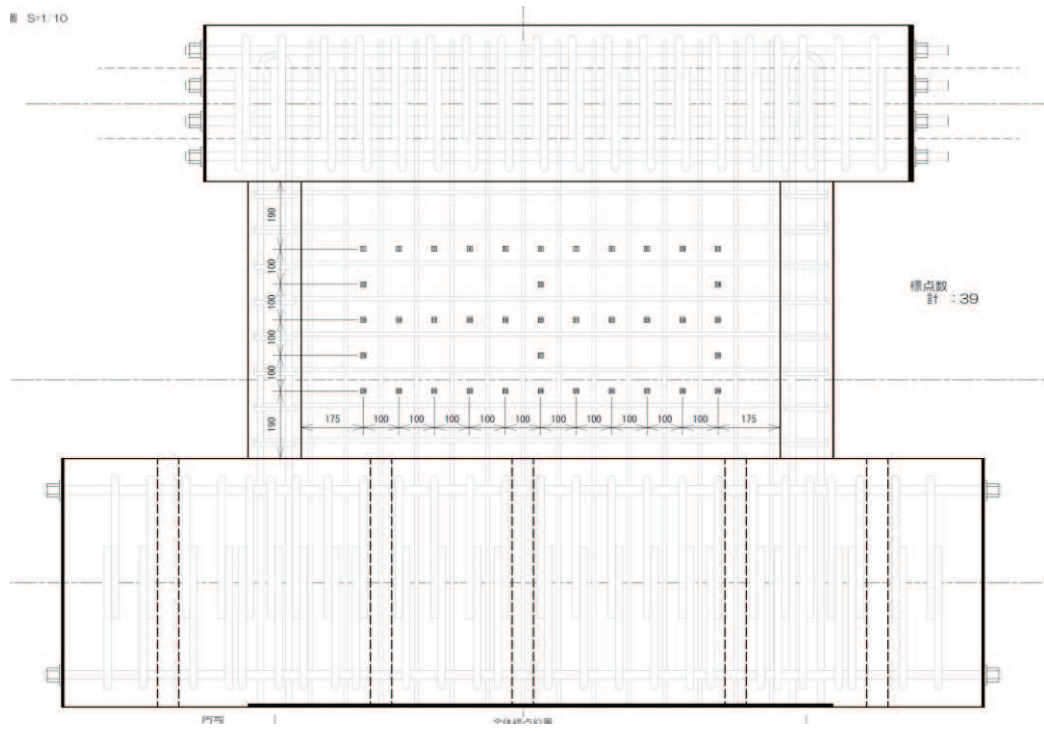


図 2-10 コンタクトゲージ測定点

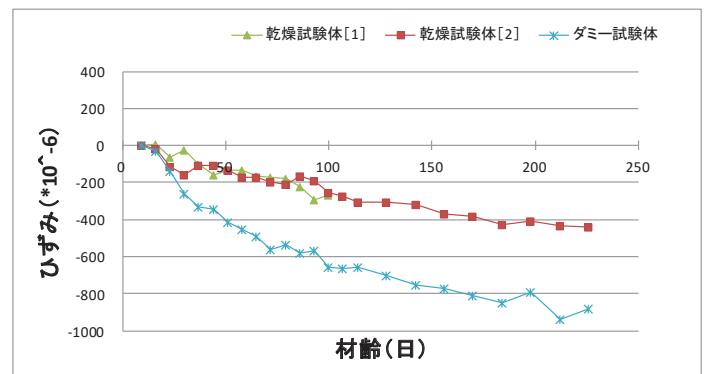
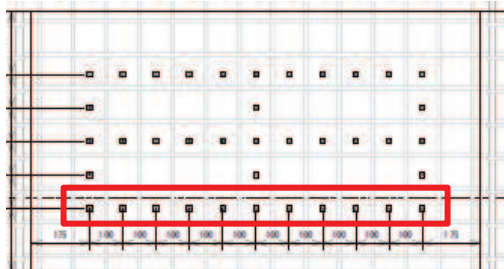
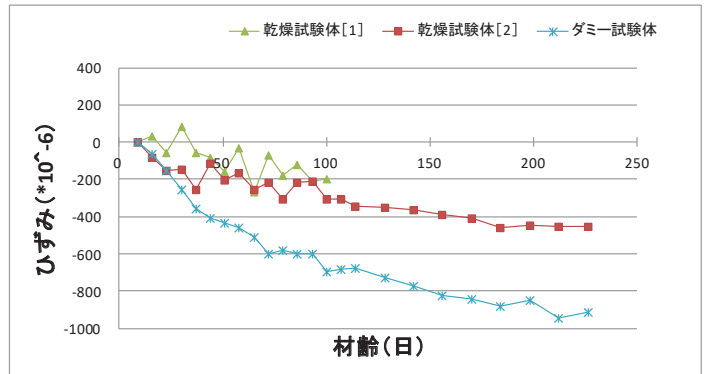
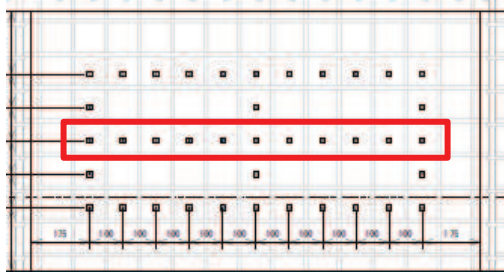
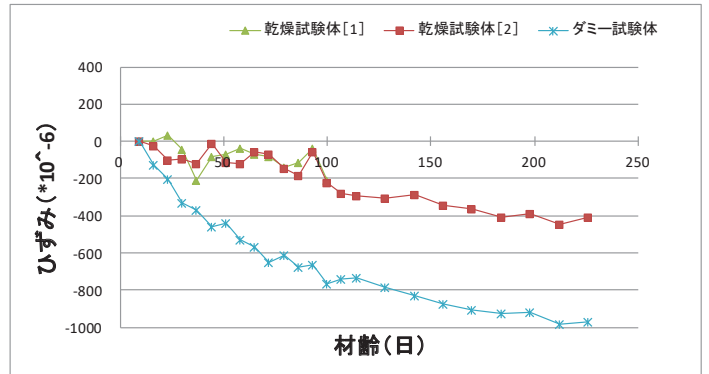
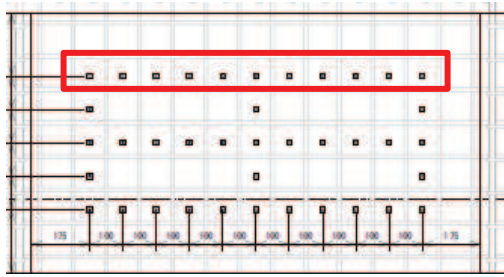


図 2-11(1) コンタクトゲージによるひずみ計測結果 (水平)

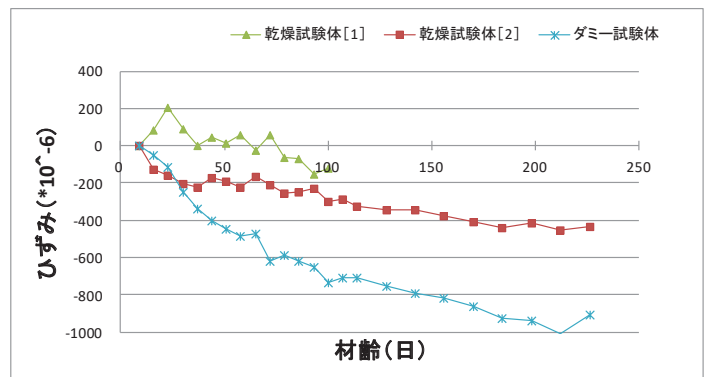
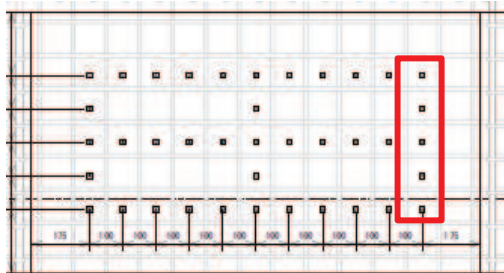
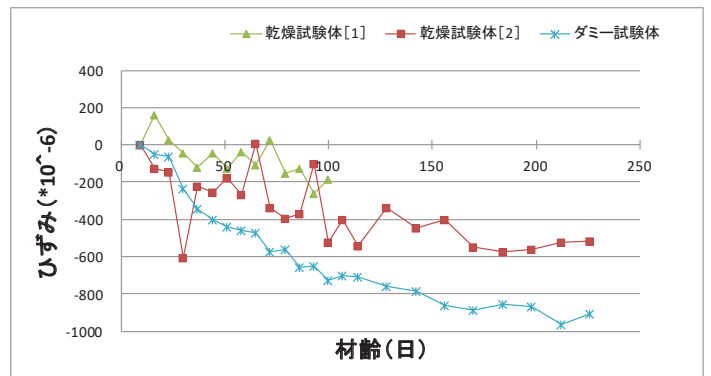
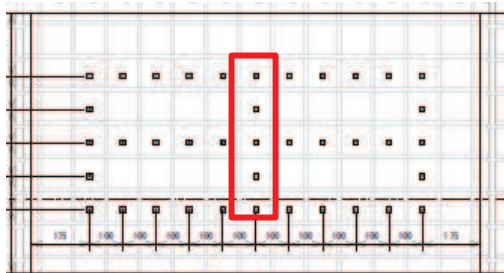
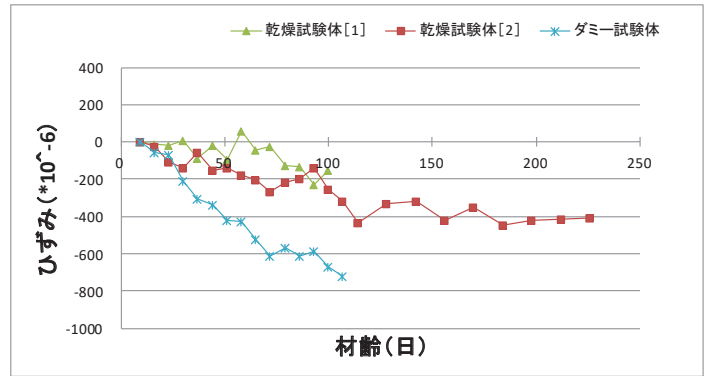
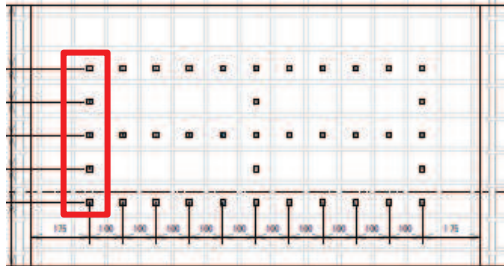


図 2-11(2) コンタクトゲージによるひずみ計測結果 (鉛直)

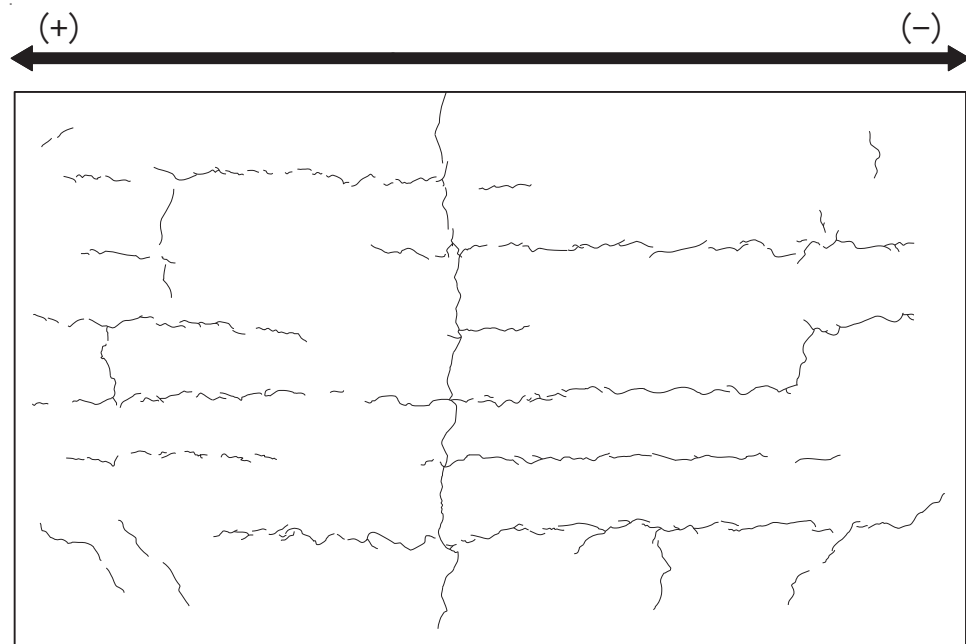


図 2-12(1) 乾燥試験体 [1] 実験前ひび割れ状況

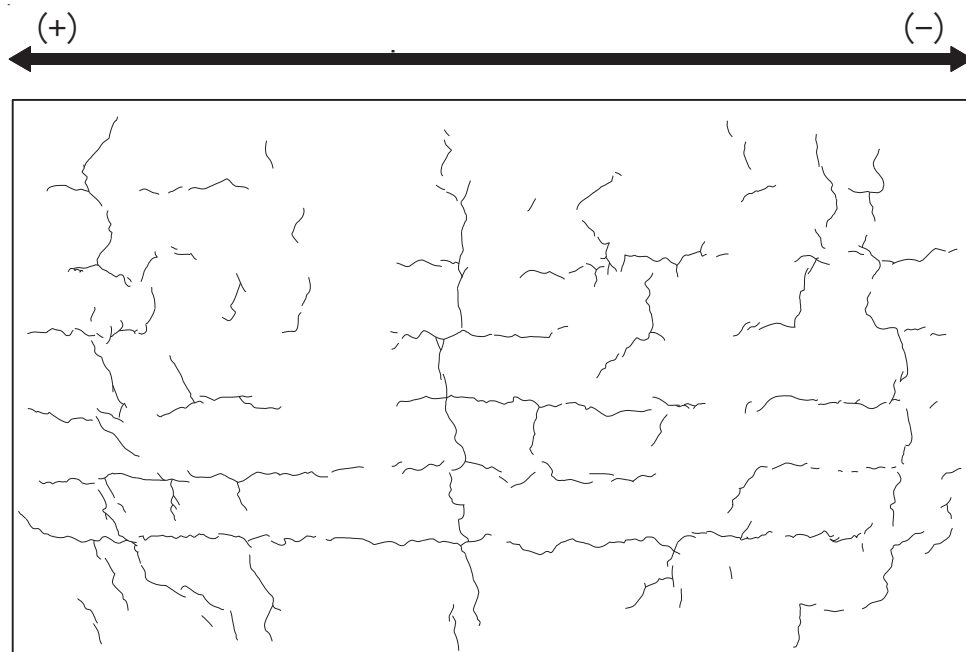


図 2-12(2) 乾燥試験体 [2] 実験前ひび割れ状況

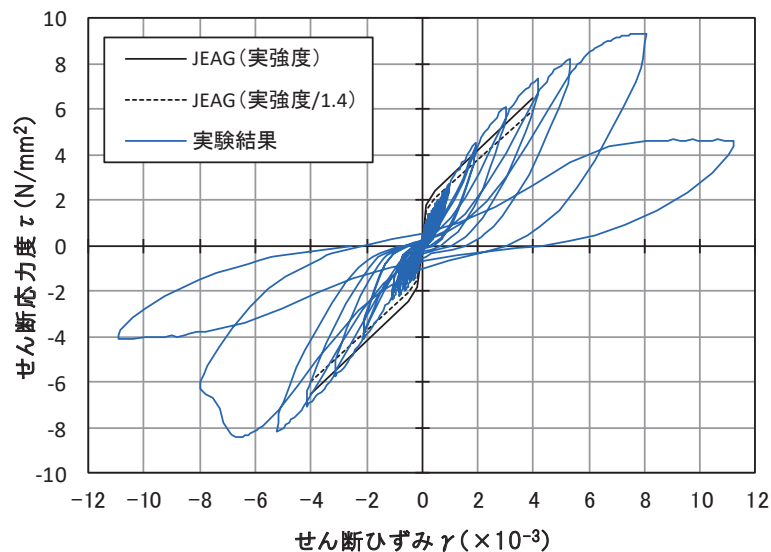
3. 乾燥試験体 [1] 実験結果

3.1 荷重－変形関係

図 3-1 に乾燥試験体 [1] のせん断応力度－せん断ひずみ関係を示す。図 3-1 には J E A G 式によるスケルトンカーブ（表 2-2 に示す材料特性による）を併記する。また、図 3-2 に最終破壊時写真を、図 3-3 に最終破壊時のひび割れ図を、図 3-4 に加力ステップ毎のひび割れ図を示す。

せん断応力度－せん断ひずみ関係については、乾燥収縮の影響により、初期の剛性については、設計で用いている評価式（J E A G 式）に対し、実験結果は 4 割程度低下した結果となった。一方、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）付近や終局耐力付近（せん断ひずみ： 4.0×10^{-3} ）では、J E A G 式に対し、実験結果の応力度は上回る結果となった。また、終局状態での耐力低下は比較的小さく、壁筋量が多いことにより、せん断すべり破壊が発生したためと考えられる。

また、インナーループによる繰返し加力について、加力ステップ 1～3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、事前加力の変形量は大きくないものの、事前加力－本加力の耐震実験とみなすことができる。同様に主要な層間変形角での 5 回の繰返し加力についても、同じ変形量の事前損傷を受けた試験体での耐震実験であり、その結果、上記のとおり J E A G 式の耐力を上回ることから、乾燥した試験体においても耐震実験 [1] と同様に、事前損傷が J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した。



J E A G 式によるスケルトンカーブは、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果に基づき作成。また、設計基準強度相当（1/1.4）も合わせて示す。

設計基準強度相当として 1/1.4 としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率的リスク評価に関する実施基準：2015（一般社団法人 日本原子力学会）」による。

図 3-1(1) 乾燥試験体 [1] のせん断応力度－せん断ひずみ関係

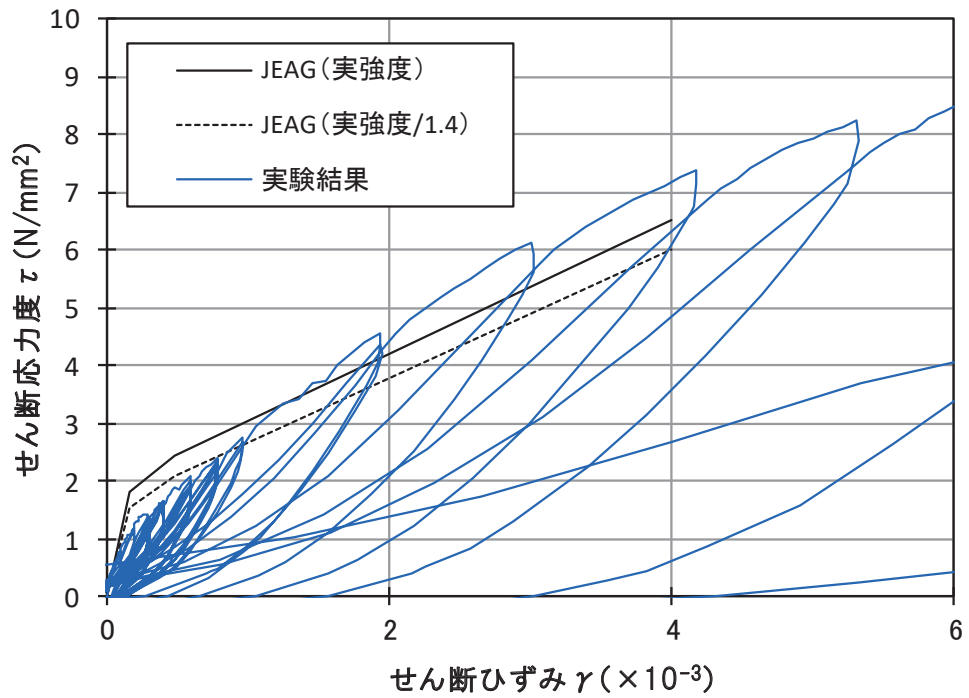


図 3-1(2) 乾燥試験体 [1] のせん断応力度－せん断ひずみ関係（正側拡大図）

表 3-1 乾燥試験体 [1] のせん断応力度の比較

| | せん断応力度(kN/mm ²) | | せん断応力度の比 (実験結果/JEAG(実強度/1.4)) |
|---------|-----------------------------|----------|----------------------------------|
| | JEAG(実強度/1.4) | 乾燥試験体[1] | |
| 第1折れ点近傍 | 1.53 | 1.12 | 0.73 |
| 第2折れ点近傍 | 2.07 | 1.86 | 0.90 |
| 1000 μ | 2.65 | 2.75 | 1.03 |
| 2000 μ | 3.77 | 4.56 | 1.21 |
| 3000 μ | 4.88 | 6.13 | 1.26 |
| 4000 μ | 5.99 | 7.37 | 1.23 |



図 3-2 乾燥試験体 [1] 最終破壊時写真

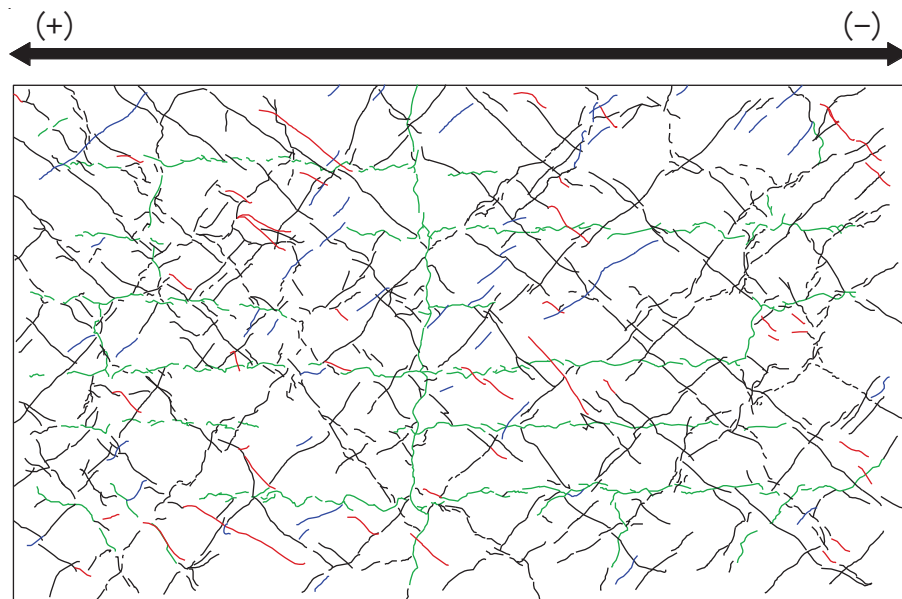


図 3-3 乾燥試験体 [1] 最終破壊時ひび割れ図

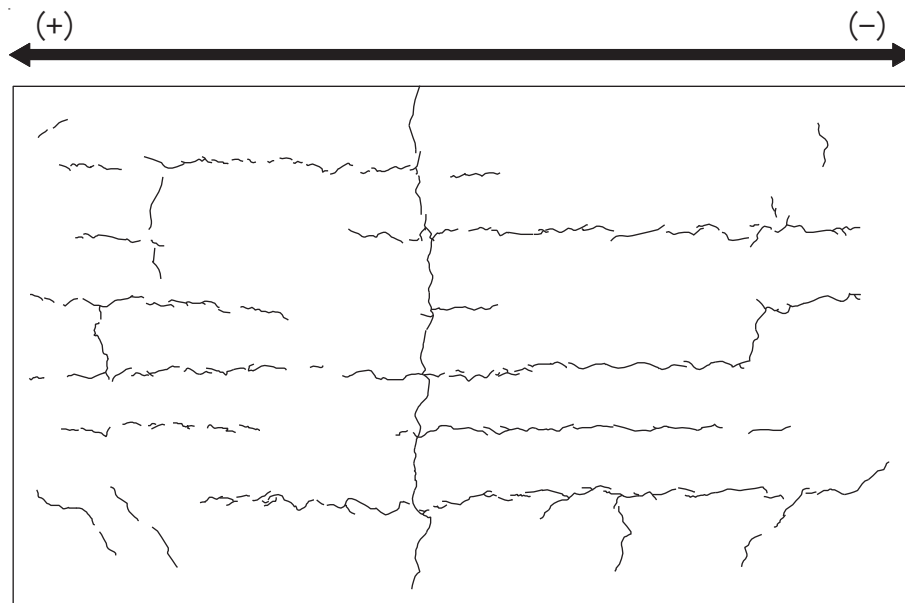


図 3-4(1) 乾燥試験体 [1] 加力前におけるひび割れ図

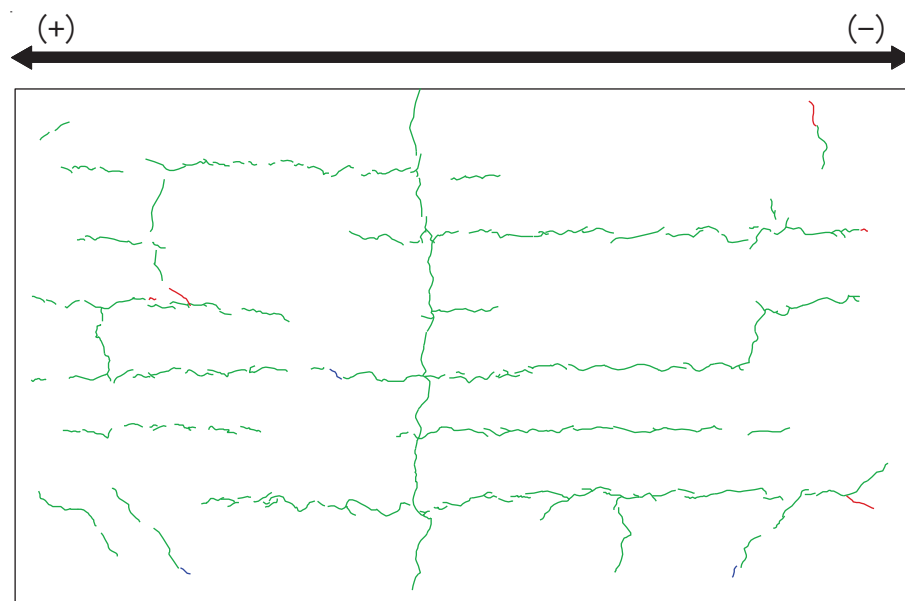


図 3-4(2) 乾燥試験体 [1] 1/10000rad. におけるひび割れ図

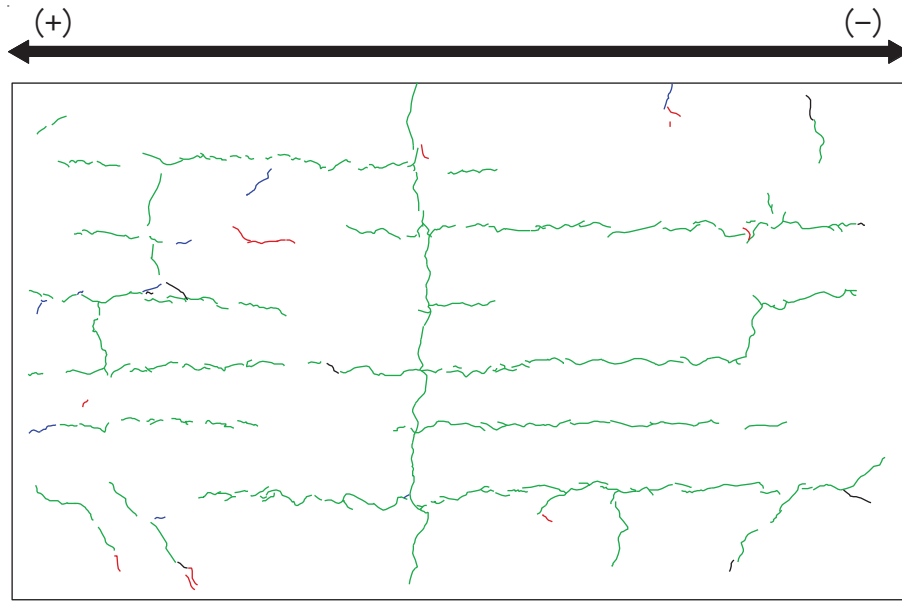


図 3-4(3) 乾燥試験体 [1] 1/5000rad. におけるひび割れ図

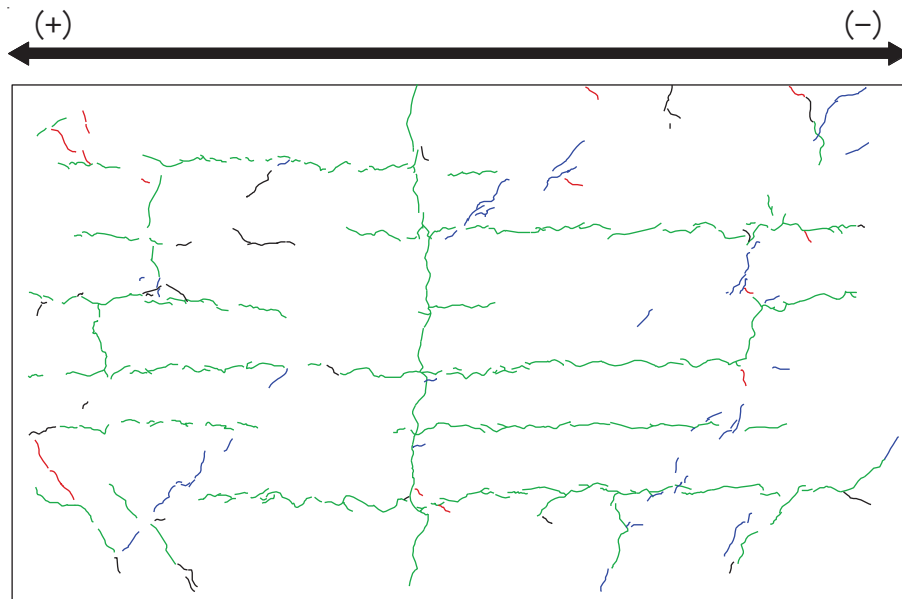


図 3-4(4) 乾燥試験体 [1] 1/3333rad. におけるひび割れ図

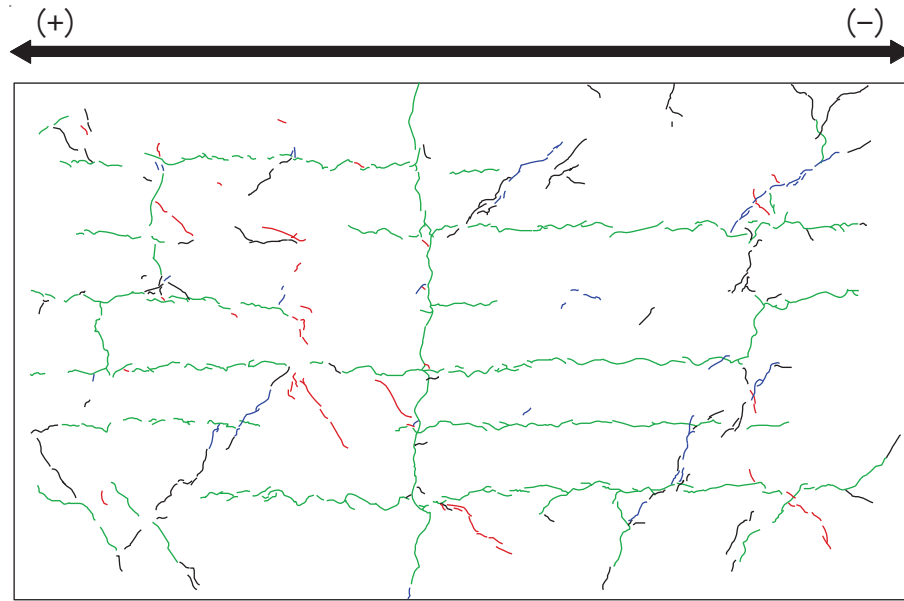


図 3-4(5) 乾燥試験体 [1] 1/2500rad. におけるひび割れ図

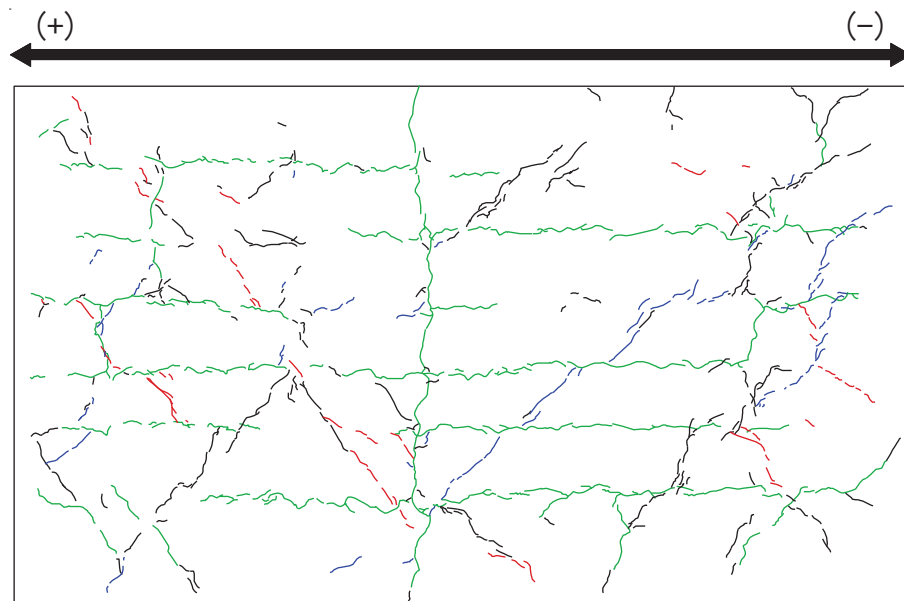


図 3-4(6) 乾燥試験体 [1] 1/1667rad. におけるひび割れ図

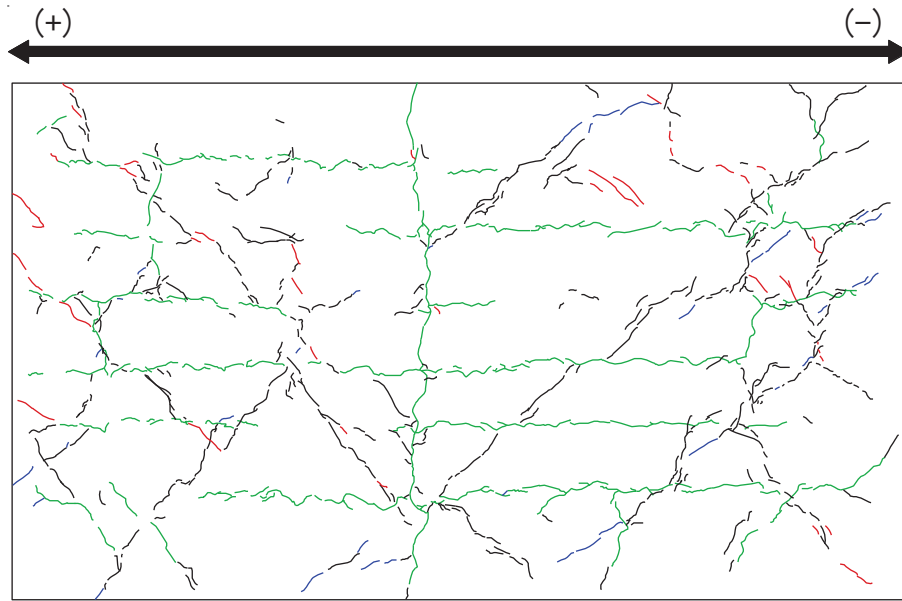


図 3-4(7) 乾燥試験体 [1] 1/1250rad. におけるひび割れ図

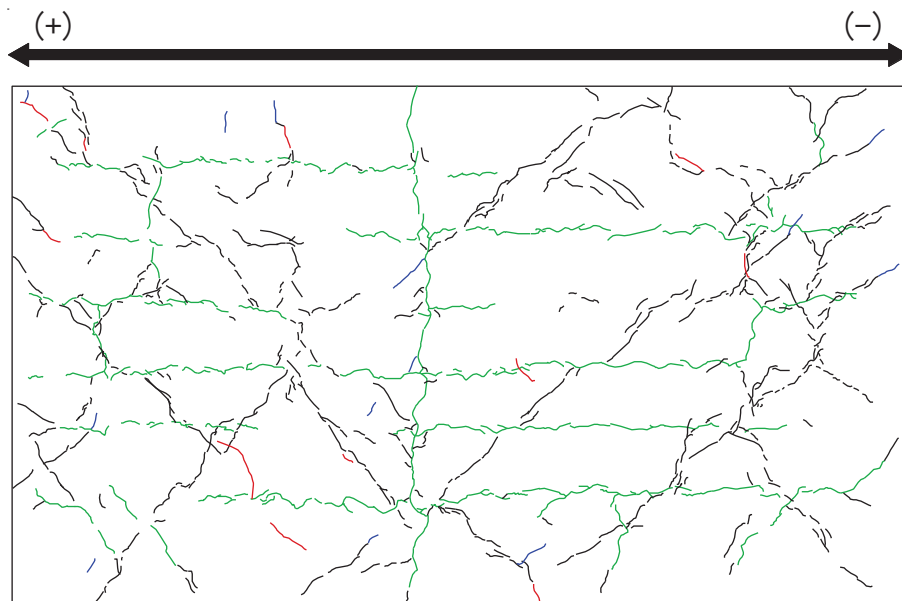


図 3-4(8) 乾燥試験体 [1] 1/1000rad. におけるひび割れ図

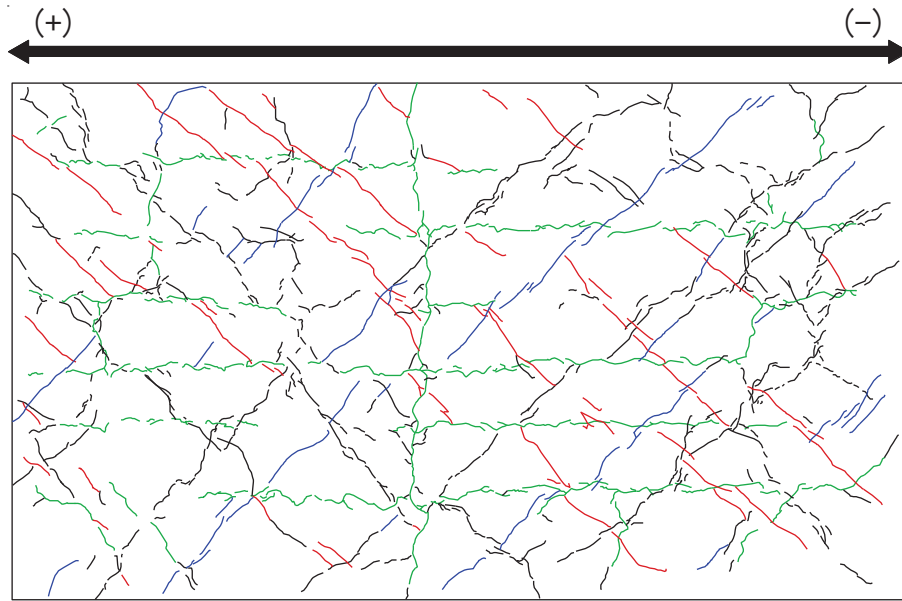


図 3-4(9) 乾燥試験体 [1] 1/500rad. におけるひび割れ図

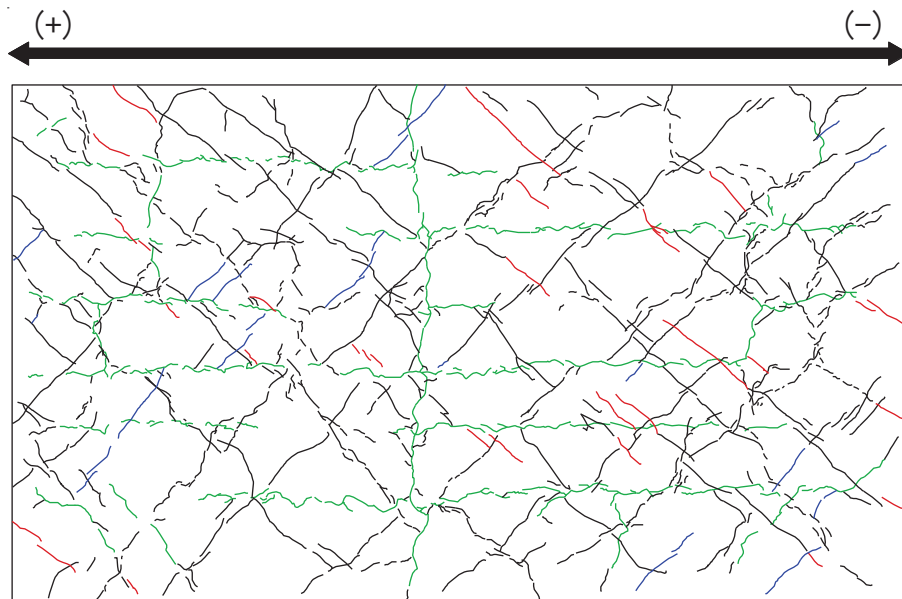


図 3-4(10) 乾燥試験体 [1] 1/333rad. におけるひび割れ図

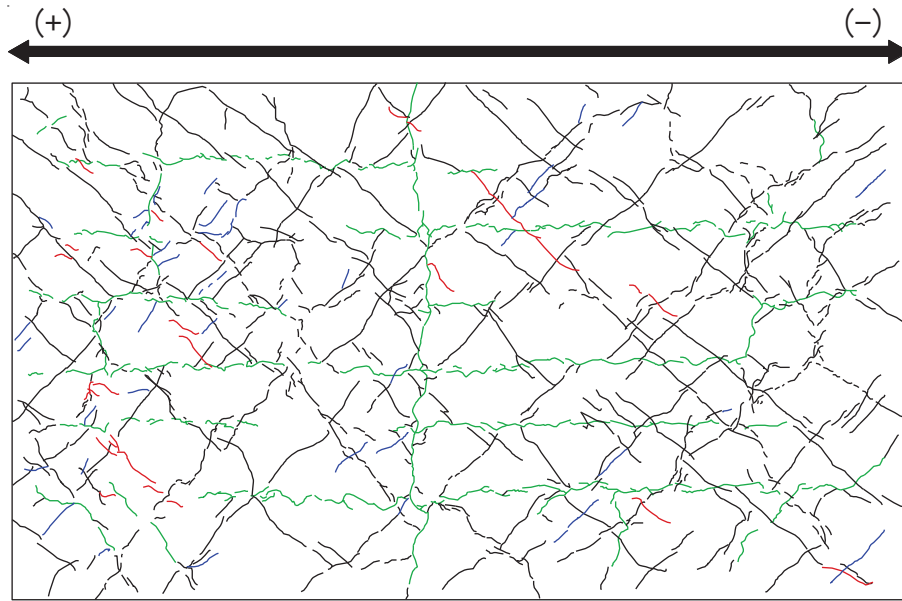


図 3-4(11) 乾燥試験体 [1] $1/250\text{rad.}$ におけるひび割れ図

3.2 剛性低下率

図 3-5 に乾燥試験体 [1] のせん断変形に着目した剛性低下率を示す。なお、グラフの横軸は、経験変形角としており、それまでの加力サイクルで最も大きい層間変形角で示している。

剛性低下率は、J E A G 式のスケルトンカーブ（表 2-2 に示す材料特性による）の第一勾配（剛性）を基準に、各サイクルの正負ピーク荷重と変形から算出した割線剛性の推移を示している。

乾燥収縮の影響により、最初の加力サイクルである層間変形角 0.1×10^{-3} で 7 ~ 8 割程度に剛性が低下していた。

主要な層間変形角（加力ステップ 3 の層間変形角 $R=1/3333$ (0.3×10^{-3})、加力ステップ 6 の層間変形角 $R=1/2500$ (0.4×10^{-3})、加力ステップ 7 の層間変形角 $R=1/1667$ (0.6×10^{-3})、加力ステップ 8 の層間変形角 $R=1/1250$ (0.8×10^{-3})) に対して 5 サイクルの繰返し加力を行った結果、1 回目より 2 回目の加力で多少剛性は低下するが、3 回目以降では顕著な剛性低下の傾向は確認されなかった。図 3-5 (3) の加力ステップ 3 における荷重-変形関係により、顕著な剛性低下が無いことが確認できる。

また、加力ステップ 1~3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、加力ステップ 3 と 5 の剛性低下率の比較から、同じ変形量による事前損傷を受けた場合でもほとんど剛性に変化は見られない。

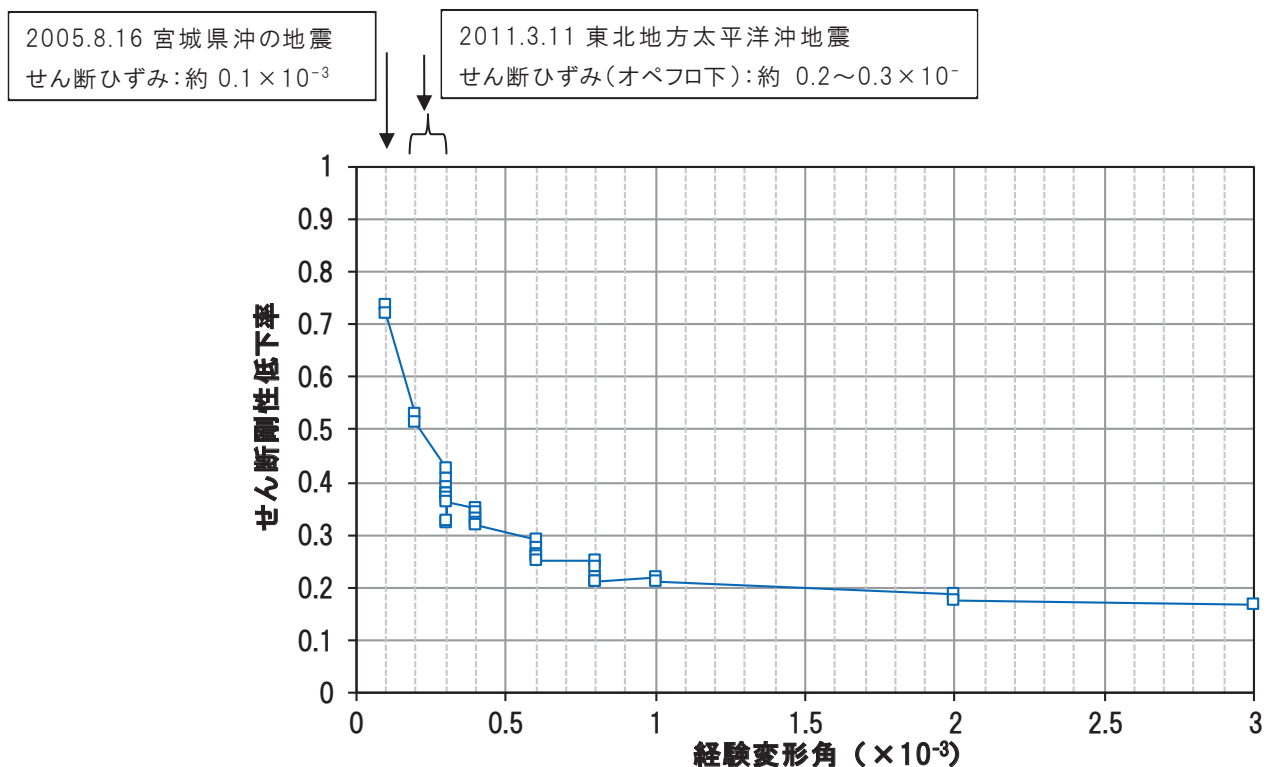
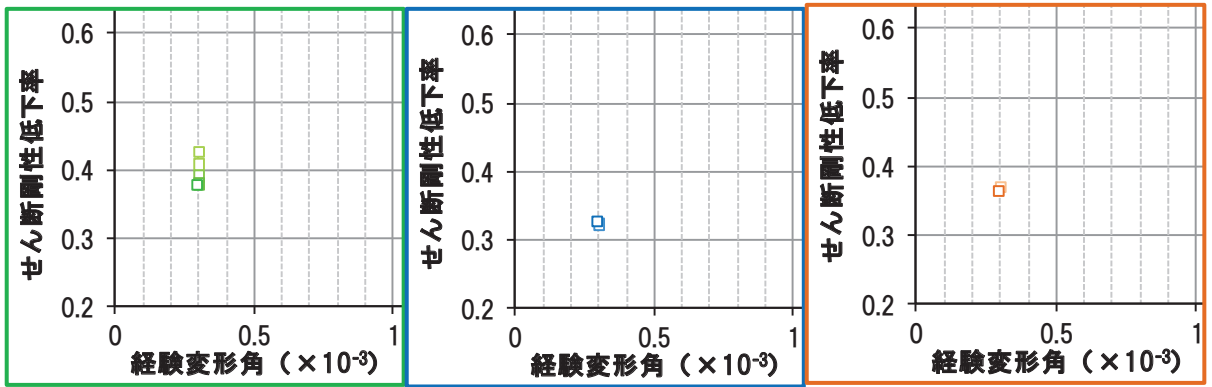


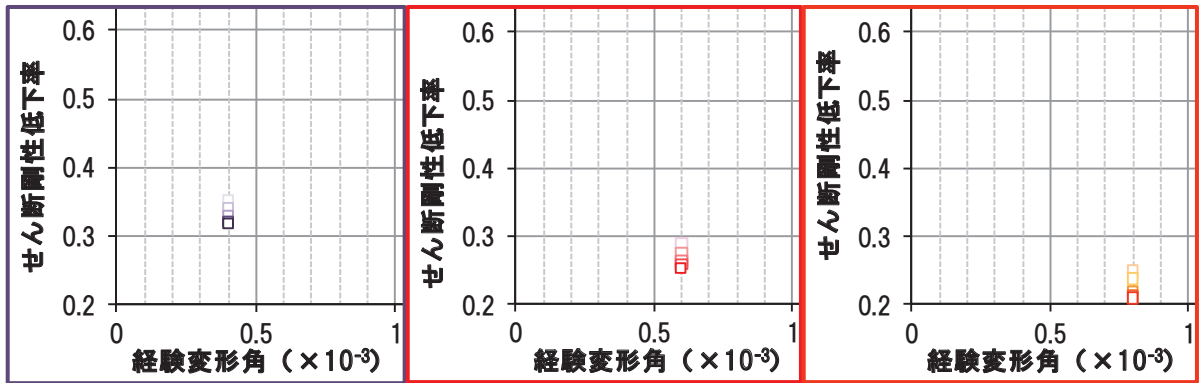
図 3-5(1) 乾燥試験体 [1] 剛性低下率（せん断変形）



ステップ 3

ステップ 4

ステップ 5



ステップ 6

ステップ 7

ステップ 8

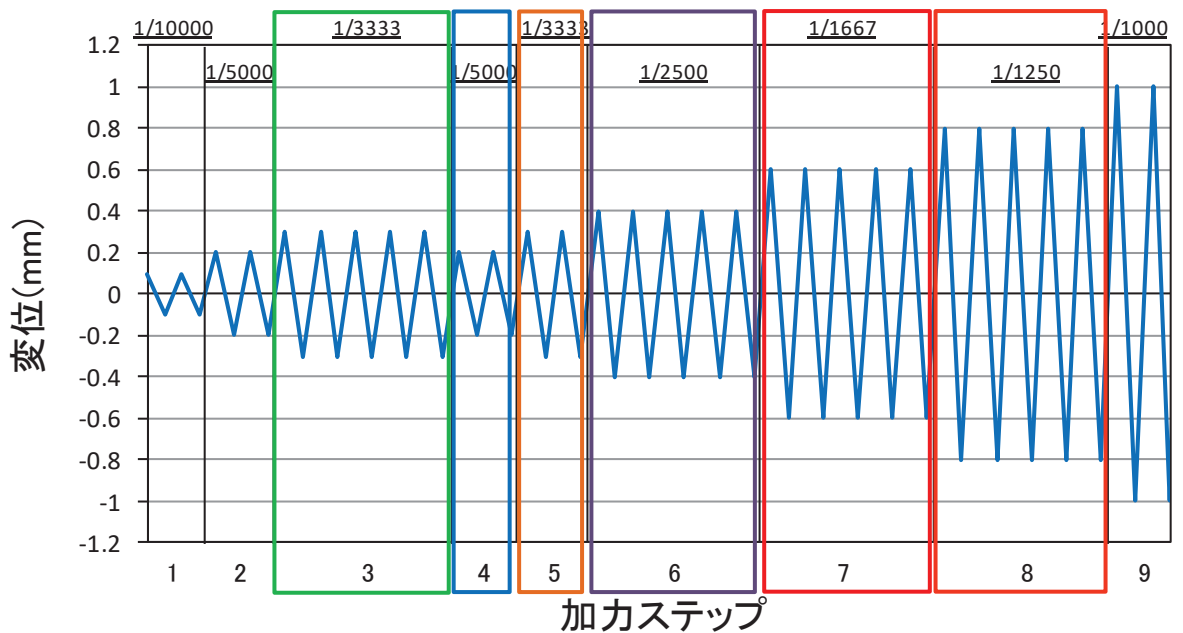


図 3-5(2) 乾燥試験体 [1] 剛性低下率 (せん断変形) (拡大図)

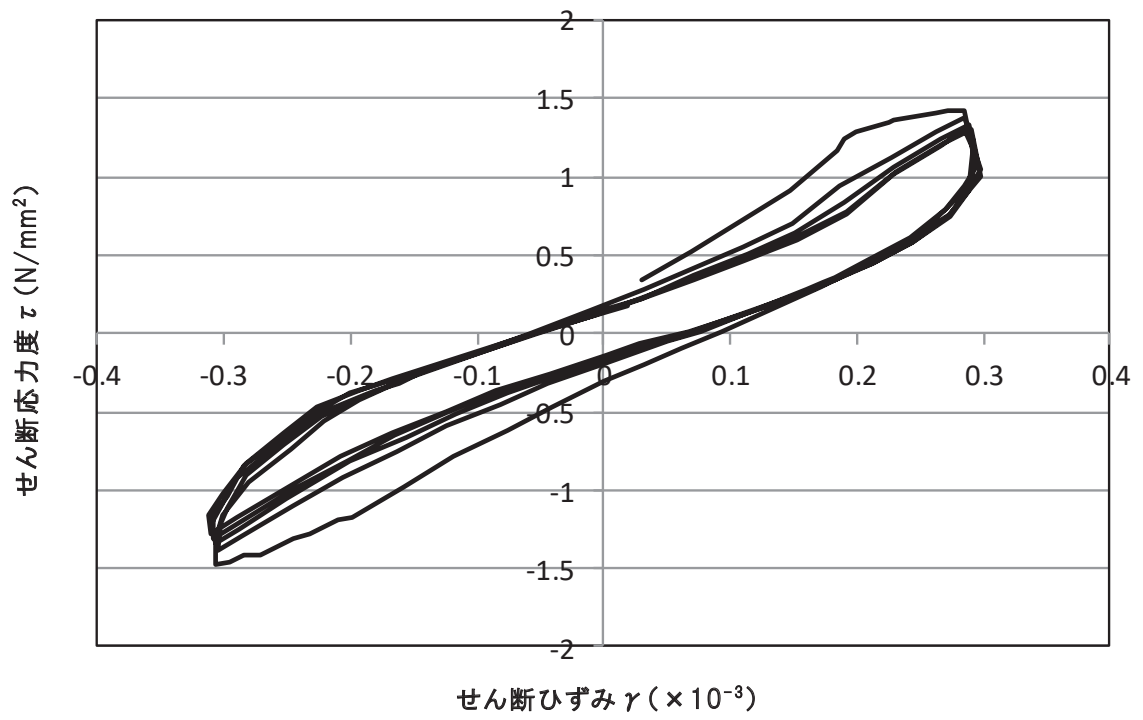


図 3-5(3) 乾燥試験体 [1] 加力ステップ 3 における荷重-変形関係

3.3 変形割合

図 3-6 に乾燥試験体 [1] のせん断変形及び曲げ変形の変形割合のグラフを示す。変形割合の推移をみると、**曲げ変形の割合は非常に小さく、せん断変形が支配的であることが確認できる。**参考として乾燥試験体 [1] の曲げモーメントー曲率関係を図 3-7 に示す。

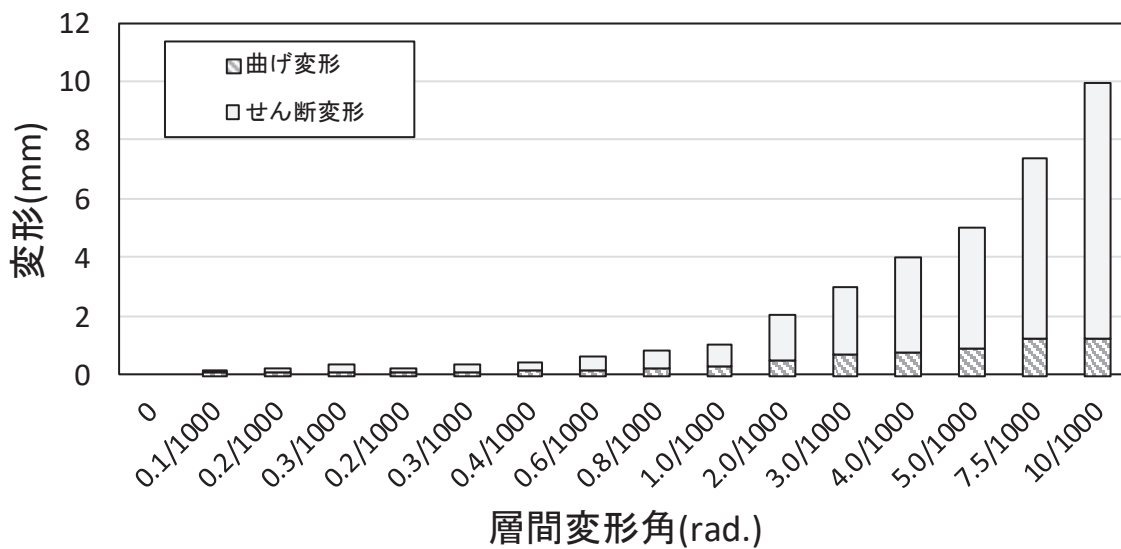
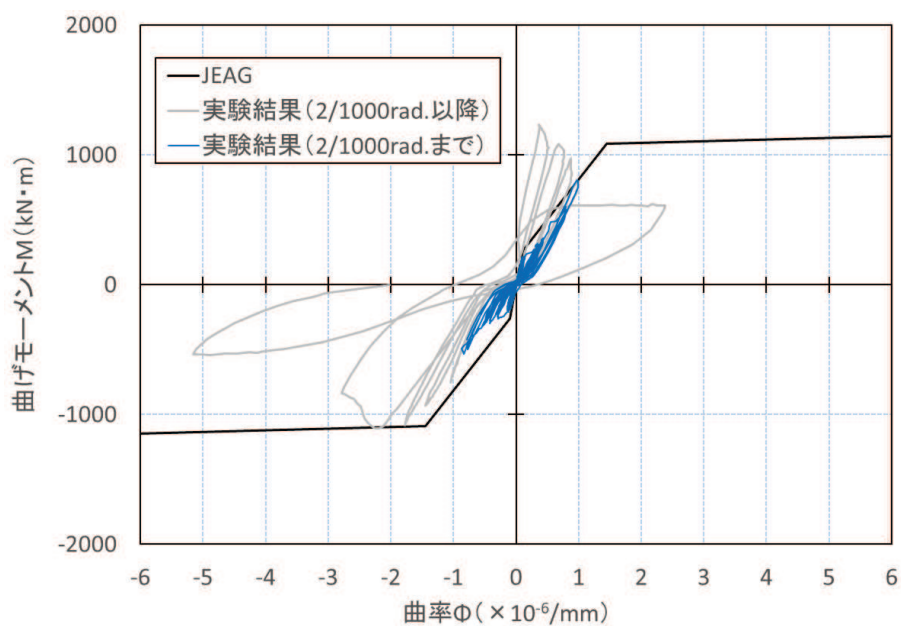
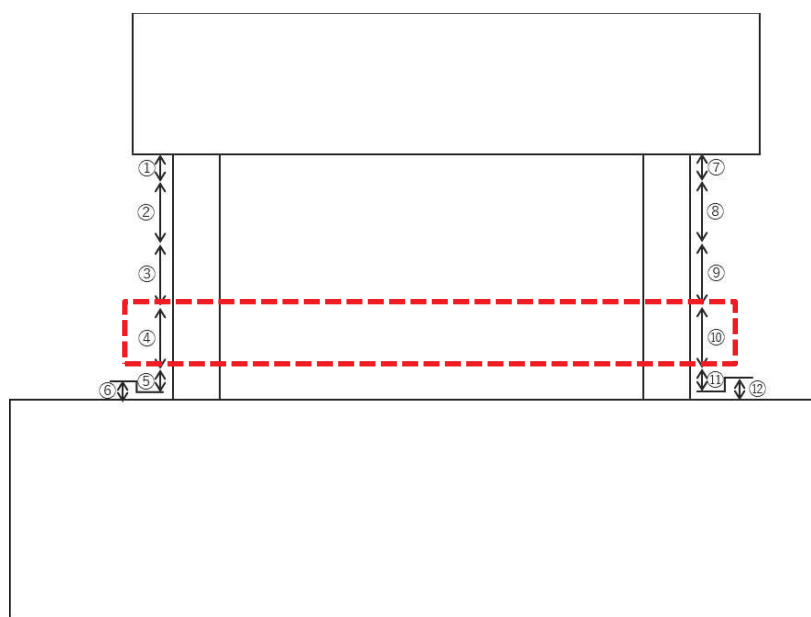


図 3-6 乾燥試験体 [1] せん断変形及び曲げ変形の変形割合



注 1 : J E A G による曲げモーメントー曲率関係の算定における材料物性には，実験時の材料試験の結果を用いた。

(a) 曲げモーメントー曲率関係



 : (a)にて曲げモーメントー曲率関係を示す位置

注 2 : ①～⑫は変位計を示す。

注 3 : 計測スパンは，①及び⑦で 80mm，②～④及び⑧～⑩で 200mm，⑤及び⑪で 75mm，⑥及び⑫で 25mmである。

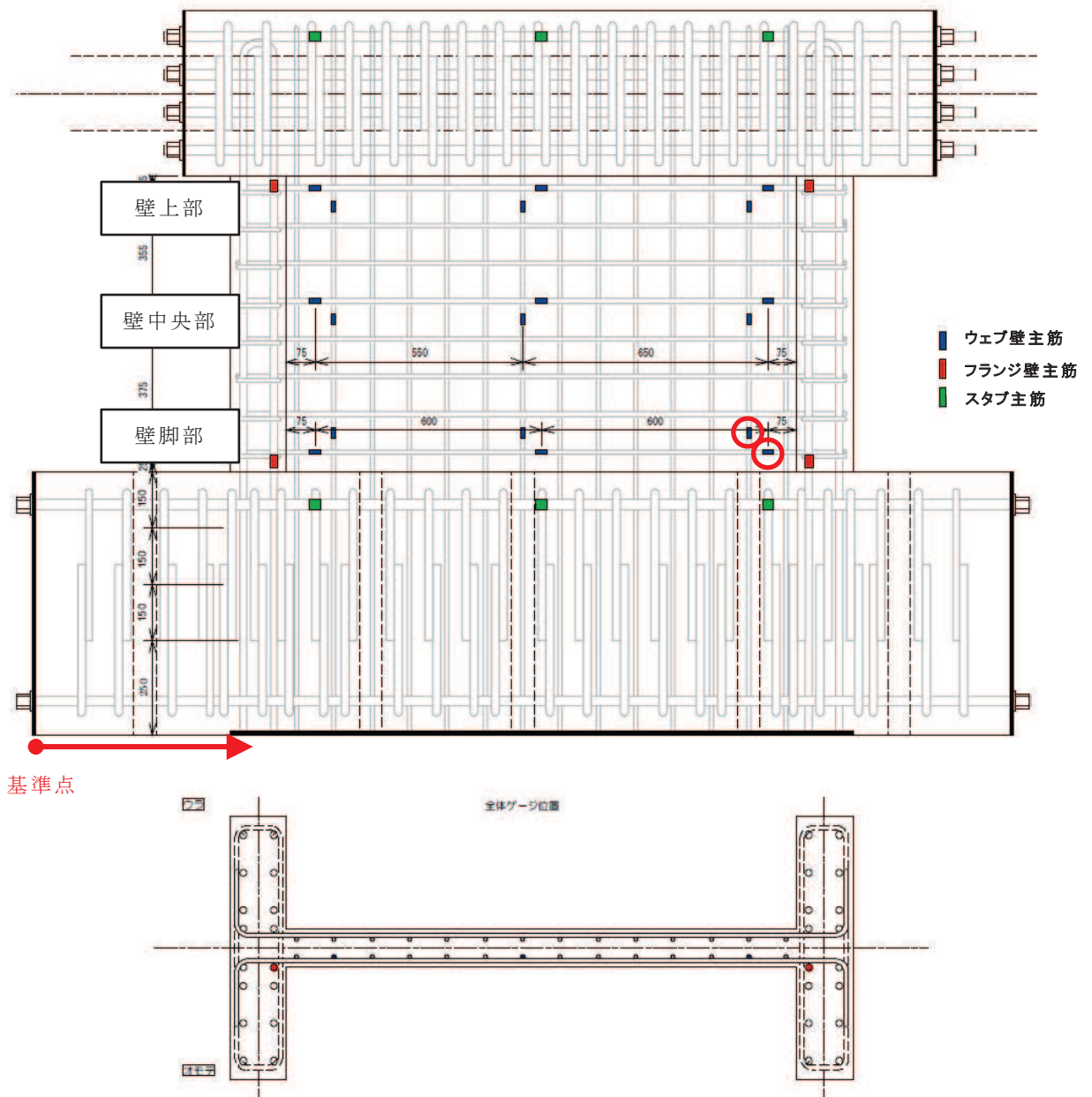
(b) 曲げ変形計測用変形計の設置位置

図 4-8 曲げモーメントー曲率関係 (乾燥試験体 [1])

3.4 鉄筋ひずみ計測結果

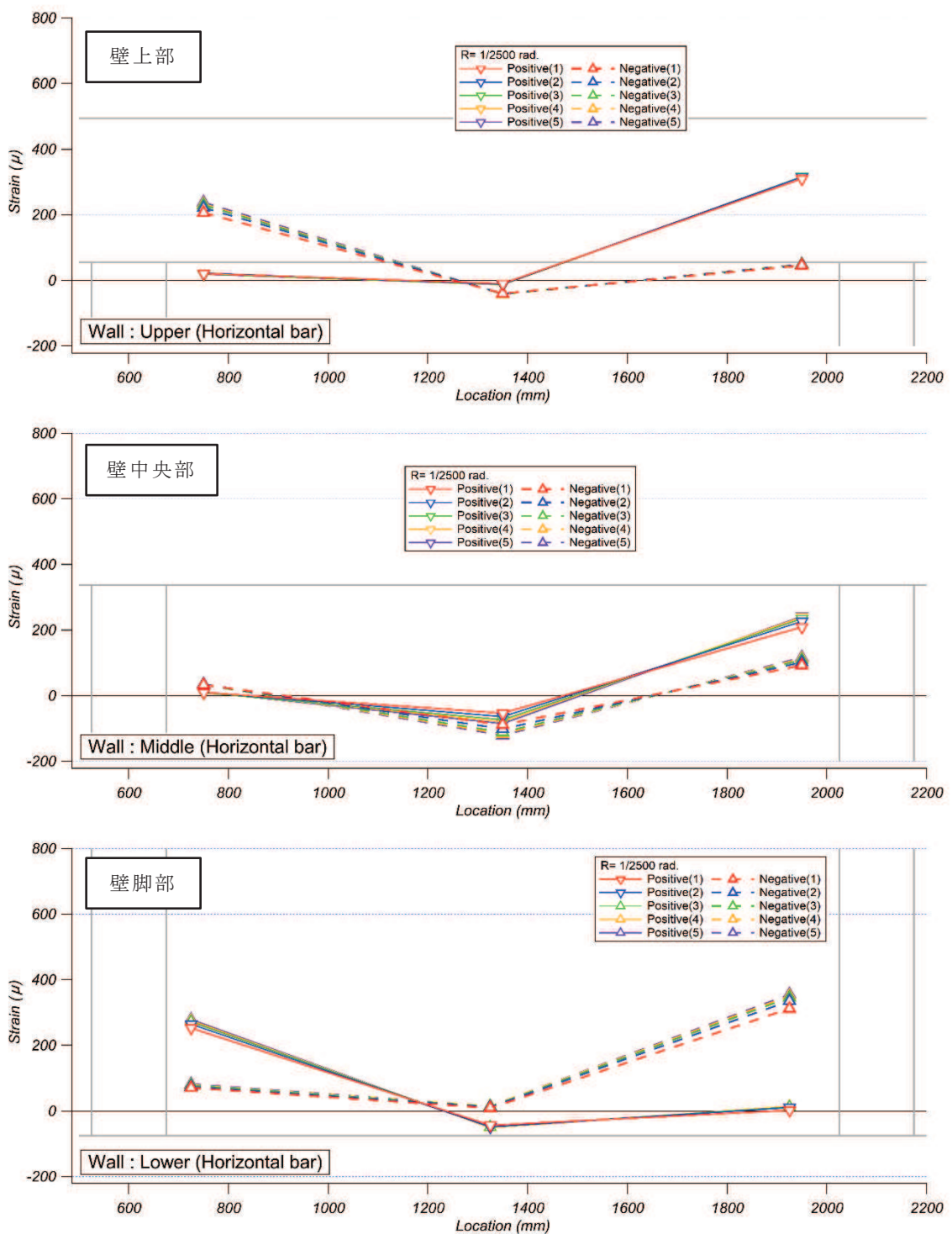
図 3-7 に鉄筋ひずみ計測位置を示す。青色で示す箇所がウェブ壁主筋のひずみ計測位置（18箇所×表裏2面）であり、赤色で示す箇所がフランジ壁主筋のひずみ計測位置（4箇所×表裏2面）である。

図 3-8 に乾燥試験体 [1] の $R=1/2500\text{rad.}$ (0.4×10^{-3}), $R=1/1667\text{rad.}$ (0.6×10^{-3}), $R=1/500\text{rad.}$ (2.0×10^{-3}) 及び $R=1/200\sim 1/333\text{rad.}$ サイクルのピーク時における壁主筋のひずみ分布を示す。鉄筋ひずみは裏表の平均値とした。図 3-8(1)～図 3-8(4)より, 3.11 地震における原子炉建屋のオペフロ下部の変形レベル（せん断ひずみ $0.2\sim 0.3\times 10^{-3}$ ）及びオペフロ上部の変形レベル（せん断ひずみ 0.6×10^{-3} ）では、鉄筋の降伏ひずみ（ 1680μ ）まで至って**おらず**、鉄筋は弾性範囲内であったことが確認できる。



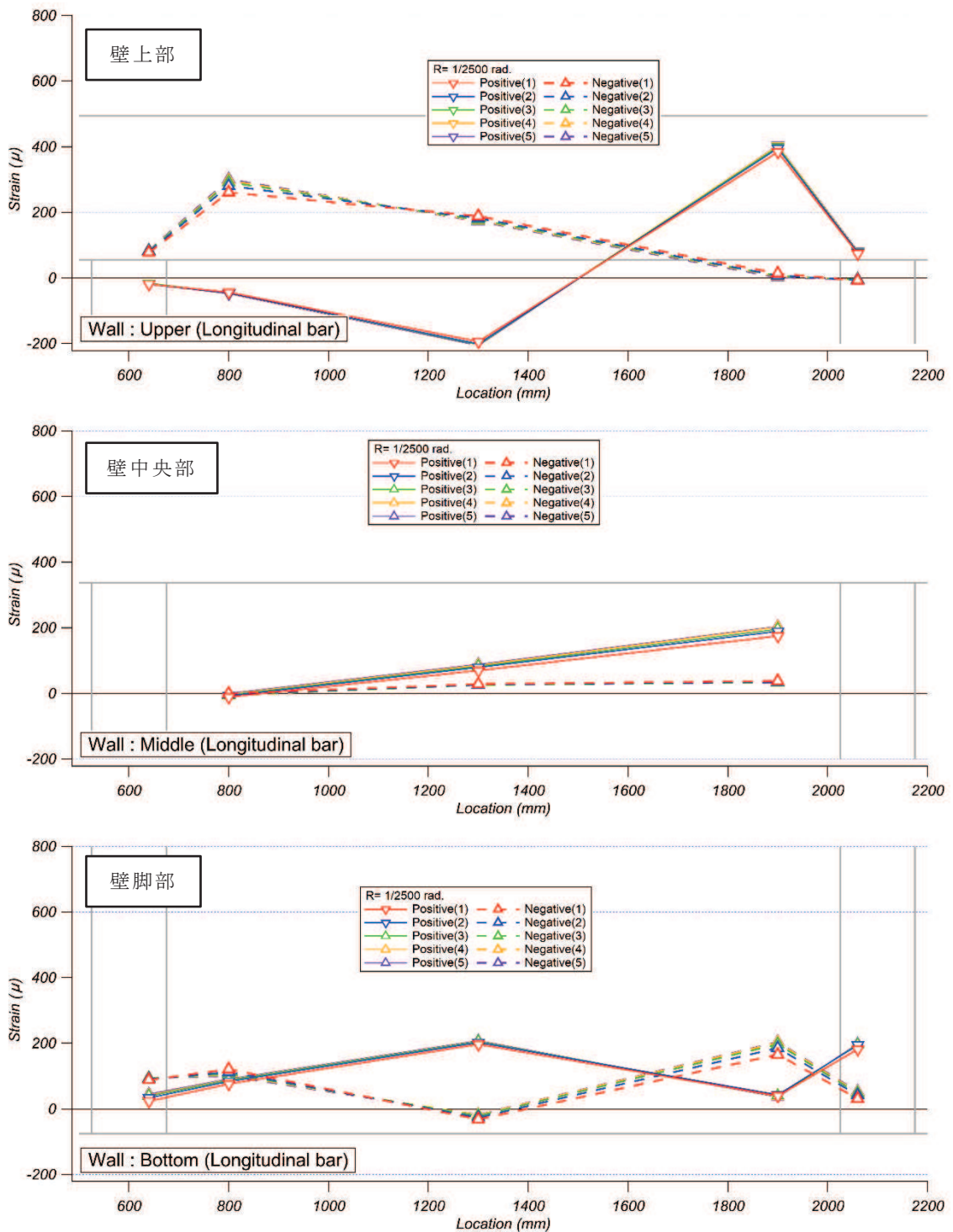
- ➡ : 図 3-8 及び図 4-6 の横軸の数値の基準点，座標軸を示す。
- : 図 4-7 で対象とした鉄筋ひずみ計測位置を示す。

図 3-7 鉄筋ひずみ計測位置



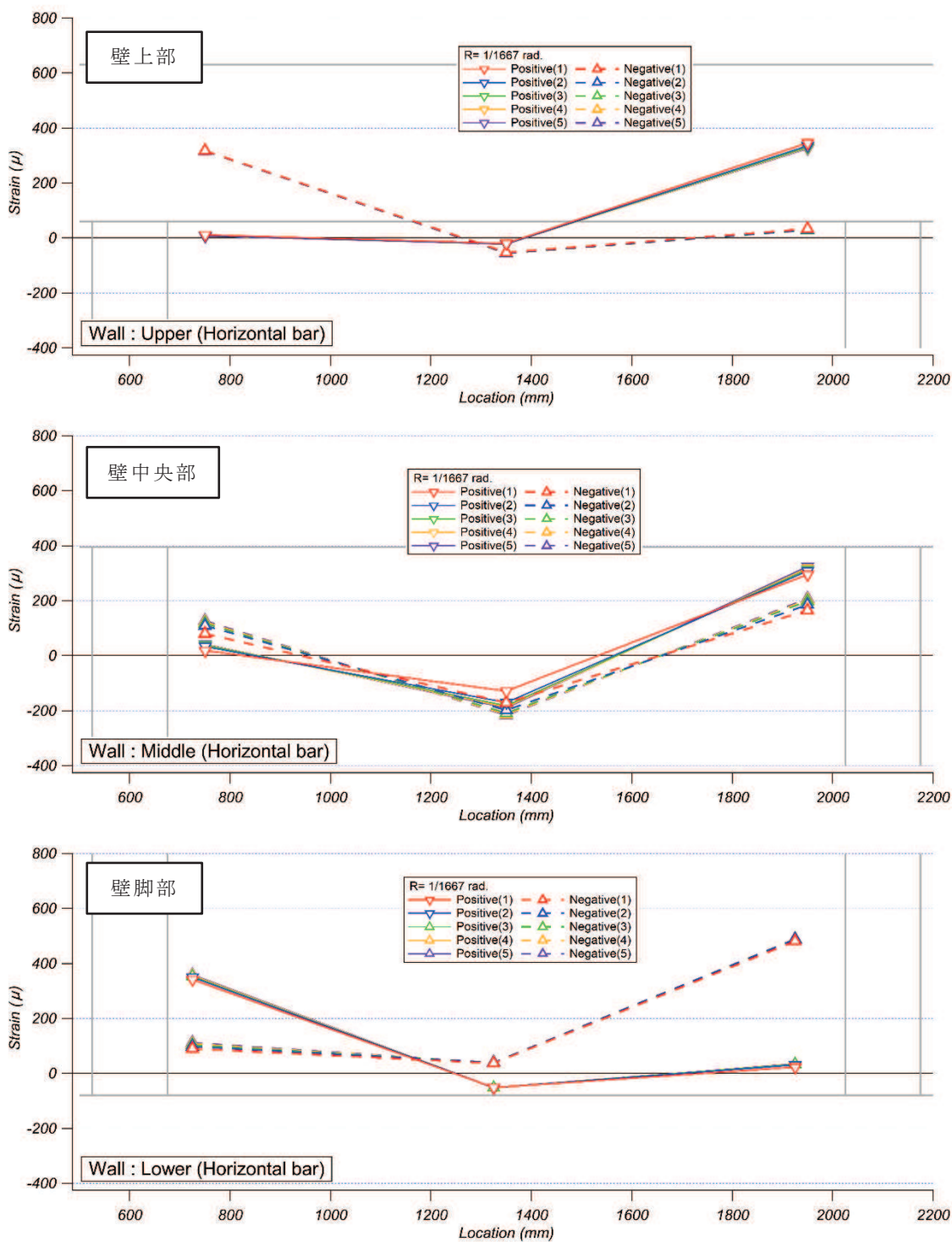
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(1) 乾燥試験体 [1] $R=1/2500$ rad. における壁横筋ひずみ分布



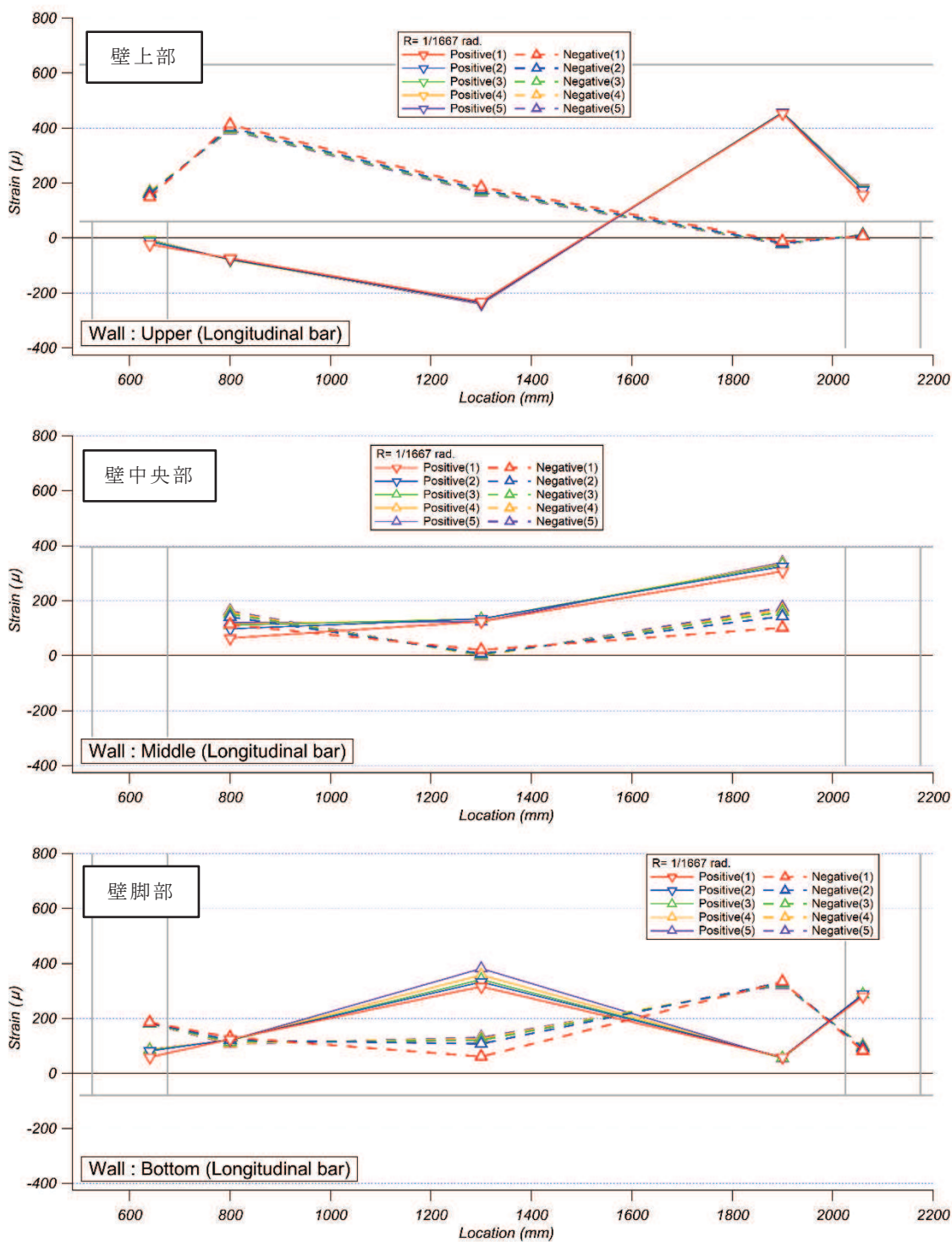
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(2) 乾燥試験体 [1] R=1/2500rad. における壁縦筋ひずみ分布



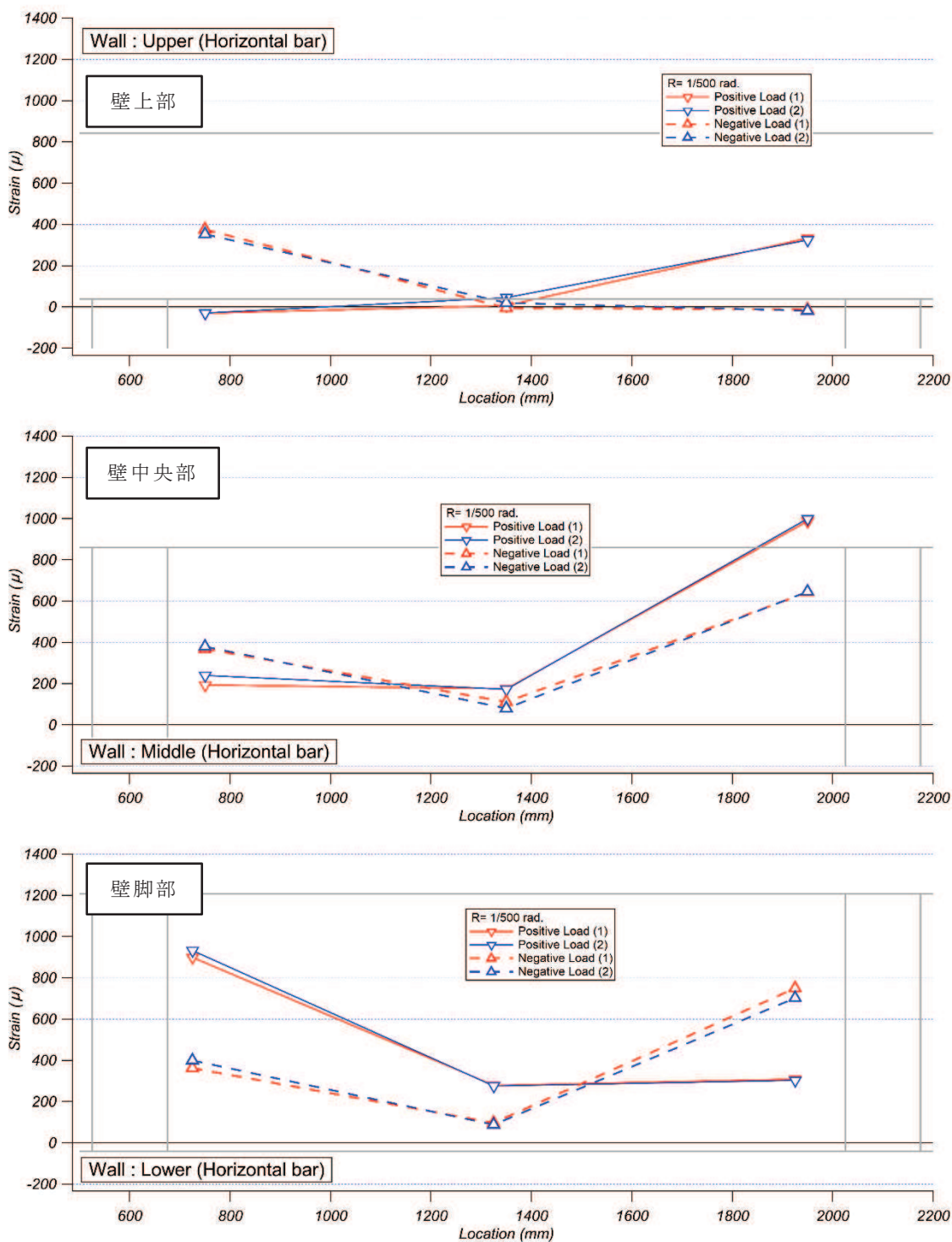
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(3) 乾燥試験体 [1] $R=1/1667$ rad. における壁横筋ひずみ分布



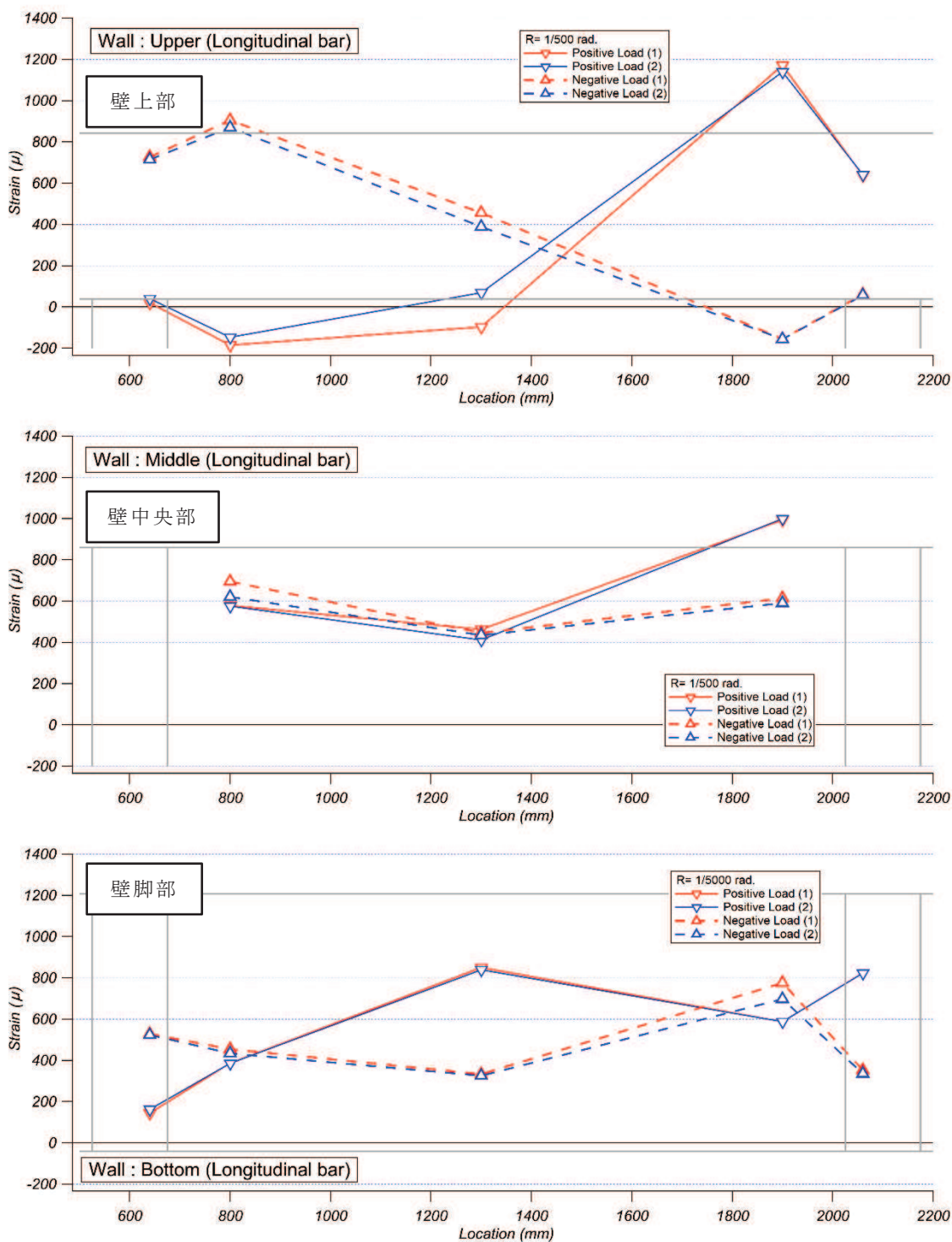
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(4) 乾燥試験体 [1] $R=1/1667 \text{ rad.}$ における壁縦筋ひずみ分布



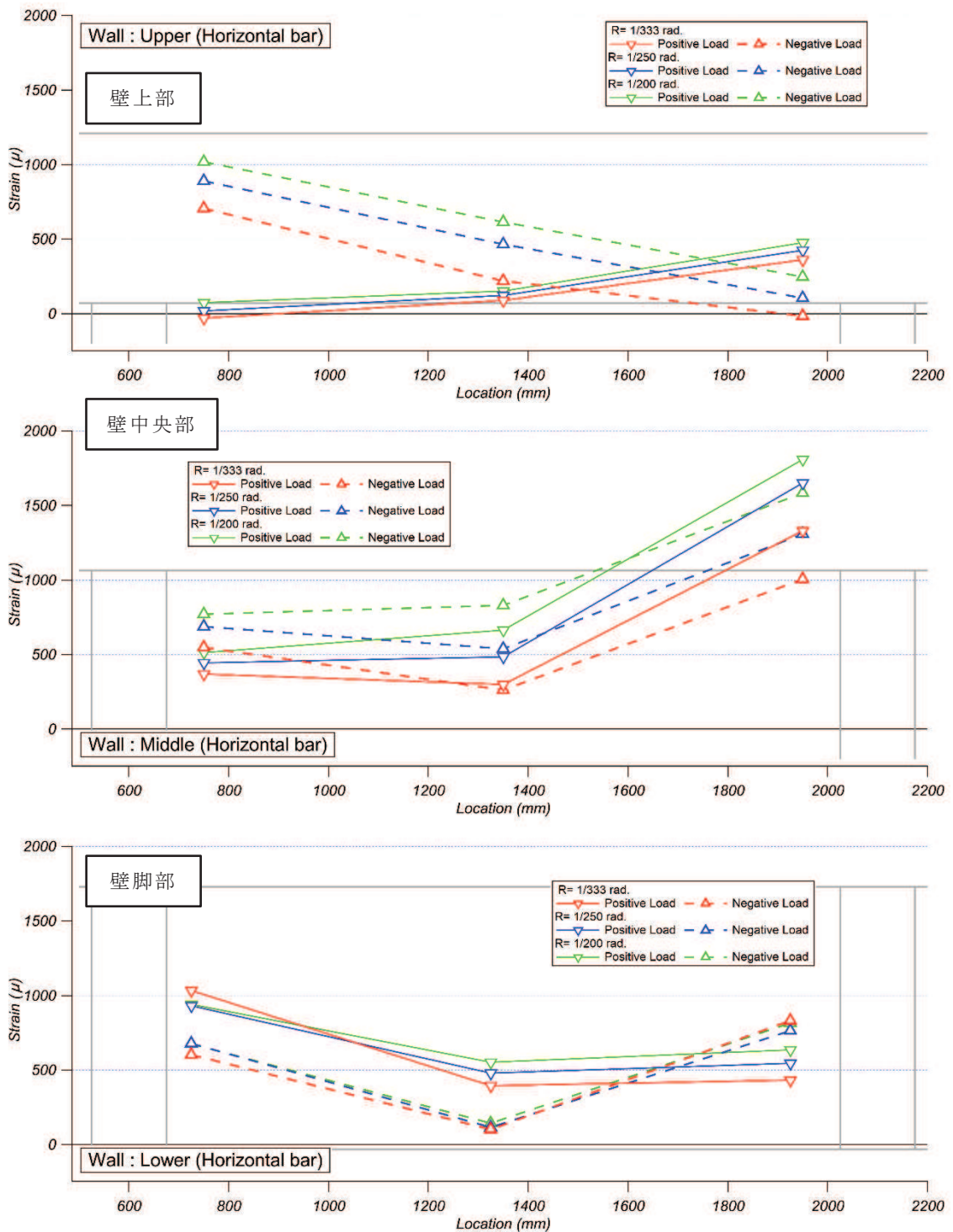
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(5) 乾燥試験体 [1] $R=1/500$ rad. における壁横筋ひずみ分布



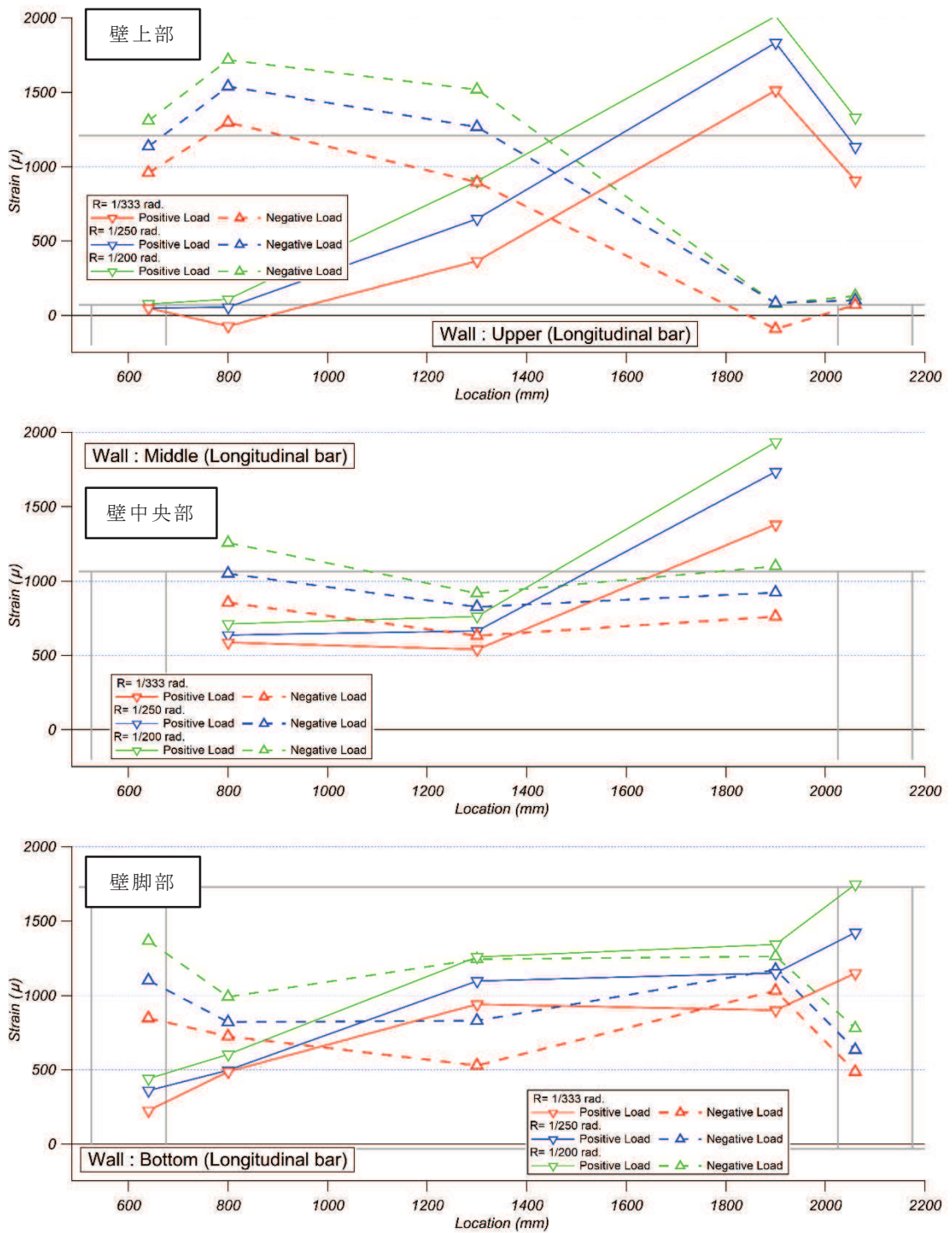
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(6) 乾燥試験体 [1] $R=1/500\text{rad.}$ における壁縦筋ひずみ分布



注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(7) 乾燥試験体 [1] $R=1/200\sim 1/333$ rad. における壁横筋ひずみ分布



注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 3-8(8) 乾燥試験体 [1] R=1/200~1/333rad. における壁縦筋ひずみ分布

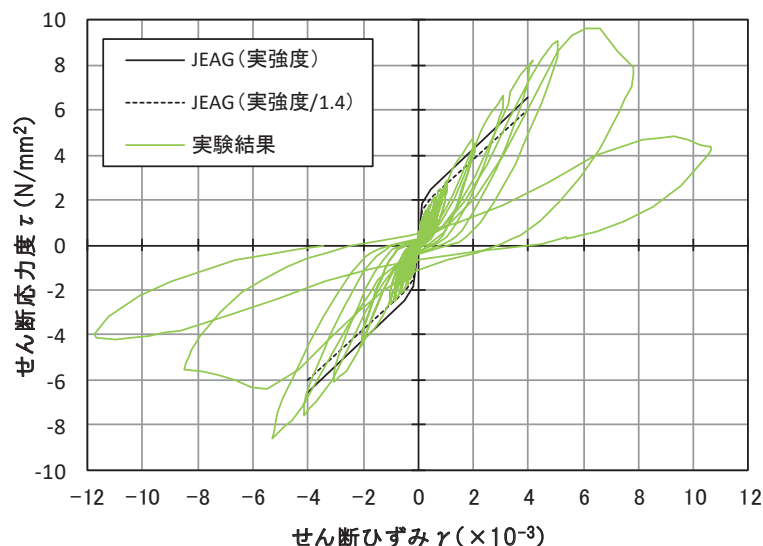
4. 乾燥試験体 [2] 実験結果

4.1 荷重－変形関係

図 4-1 に乾燥試験体 [2] のせん断応力度－せん断ひずみ関係を示す。図 4-1 には J E A G 式によるスケルトンカーブ（表 2-2 に示す材料特性による）を併記する。また、図 4-2 に最終破壊時写真を、図 4-3 に最終破壊時のひび割れ図を、図 4-4 に加力ステップ毎のひび割れ図を示す。

せん断応力度－せん断ひずみ関係については、乾燥収縮の影響により、初期の剛性については、設計で用いている評価式（J E A G 式）に対し、実験結果は 4 割程度低下した結果となった。一方、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）付近や終局耐力付近（せん断ひずみ： 4.0×10^{-3} ）では、J E A G 式に対し、実験結果の応力度は上回る結果となった。また、終局状態での耐力低下は比較的小さく、壁筋量が多いことによりせん断すべり破壊が発生したためと考えられる。

また、インナーループによる繰返し加力について、加力ステップ 1～3 を事前加力、ステップ 4 以降を本加力としてみた場合、事前加力の変形量は大きくないものの、事前加力－本加力の耐震実験とみなすことができる。同様に主要な層間変形角での 5 回の繰返し加力についても、同じ変形量の事前損傷を受けた試験体での耐震実験であり、その結果、上記のとおり J E A G 式の耐力を上回ることから、さらに乾燥した乾燥試験体 [2] においても、乾燥試験体 [1] 及び耐震実験 [1] と同様に、事前損傷が J E A G 4 6 0 1－1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した。



J E A G 式によるスケルトンカーブは、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果に基づき作成。また、設計基準強度相当（1/1.4）も合わせて示す。

設計基準強度相当として 1/1.4 としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率的リスク評価に関する実施基準：2015（一般社団法人 日本原子力学会）」による。

図 4-1(1) 乾燥試験体 [2] のせん断応力度－せん断ひずみ

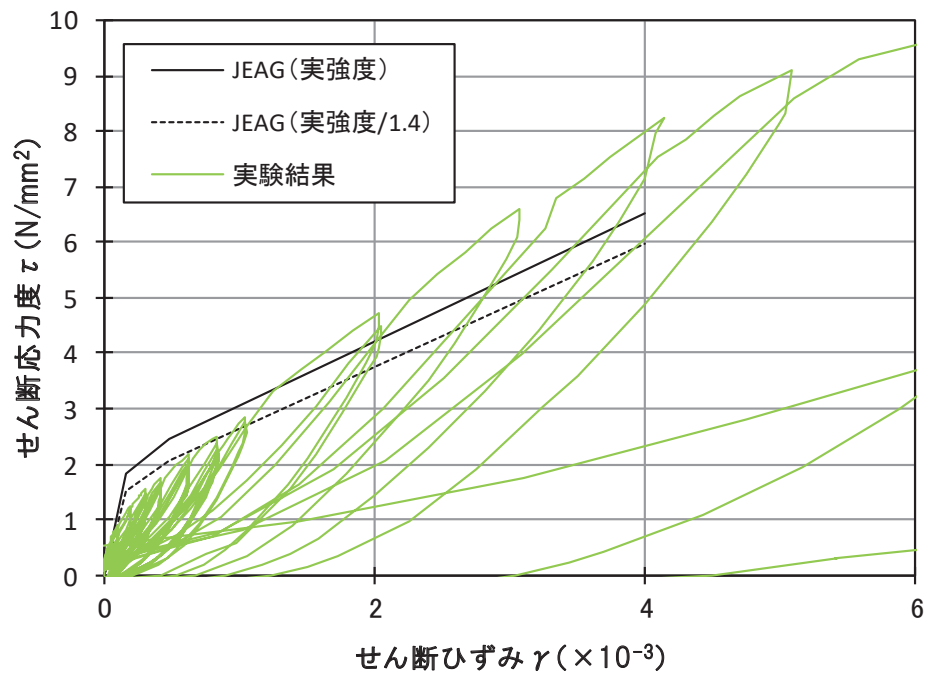


図 4-1(2) 乾燥試験体 [2] のせん断応力度－せん断ひずみ（正側拡大図）

表 4-1 乾燥試験体 [2] のせん断応力度の比較

| | せん断応力度(kN/mm2) | | せん断応力度の比 (実験結果/JEAG(実強度/1.4)) |
|------------|----------------|----------|----------------------------------|
| | JEAG(実強度/1.4) | 乾燥試験体[2] | |
| 第1折れ点近傍 | 1.53 | 1.13 | 0.74 |
| 第2折れ点近傍 | 2.07 | 1.77 | 0.85 |
| 1000 μ | 2.65 | 2.73 | 1.03 |
| 2000 μ | 3.77 | 4.74 | 1.26 |
| 3000 μ | 4.88 | 6.61 | 1.36 |
| 4000 μ | 5.99 | 8.23 | 1.38 |

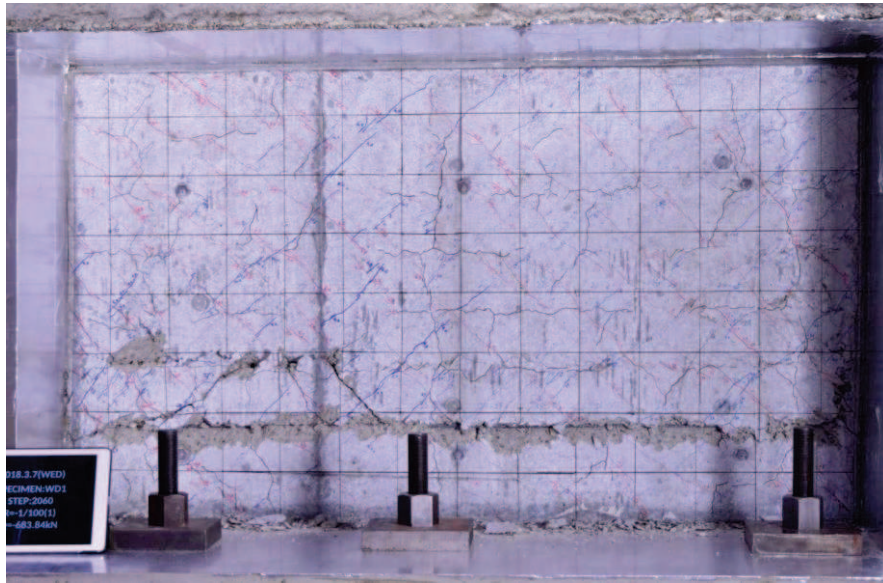


図 4-2 乾燥試験体 [2] 最終破壊時写真

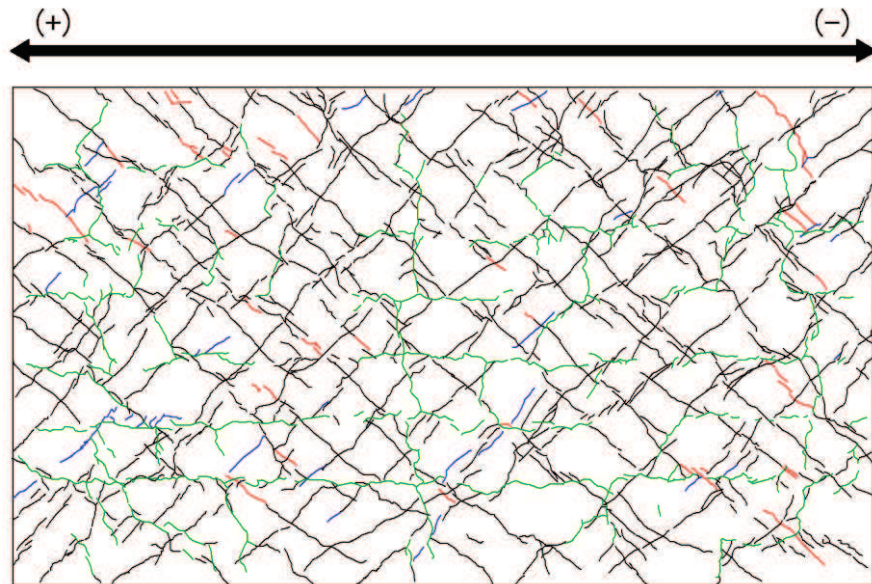


図 4-3 乾燥試験体 [2] 最終破壊時ひび割れ図

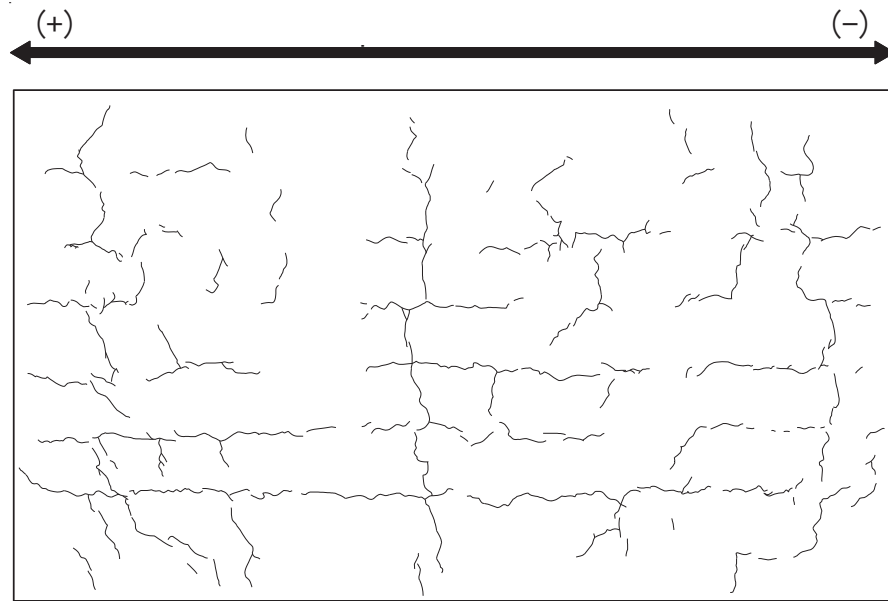


図 4-4(1) 乾燥試験体 [2] 加力前におけるひび割れ図

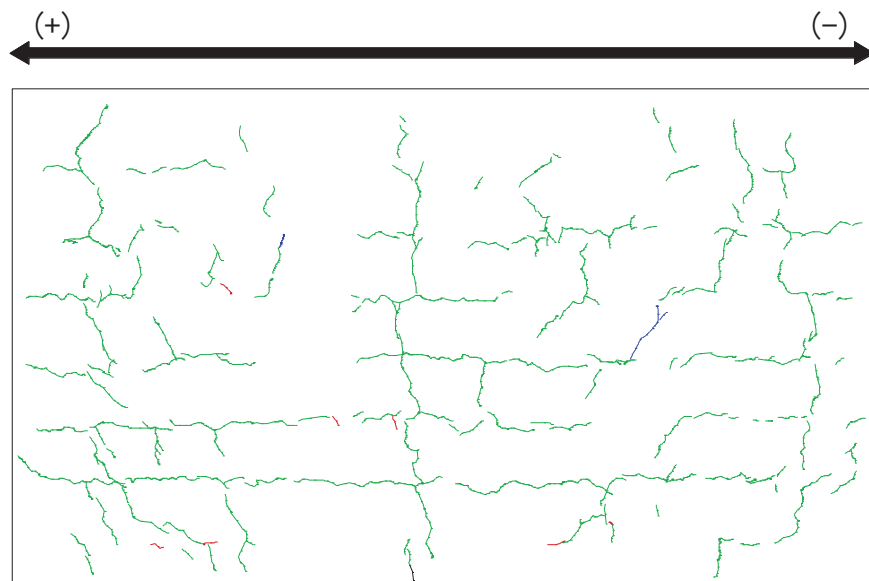


図 4-4(2) 乾燥試験体 [2] 1/10000rad. におけるひび割れ図

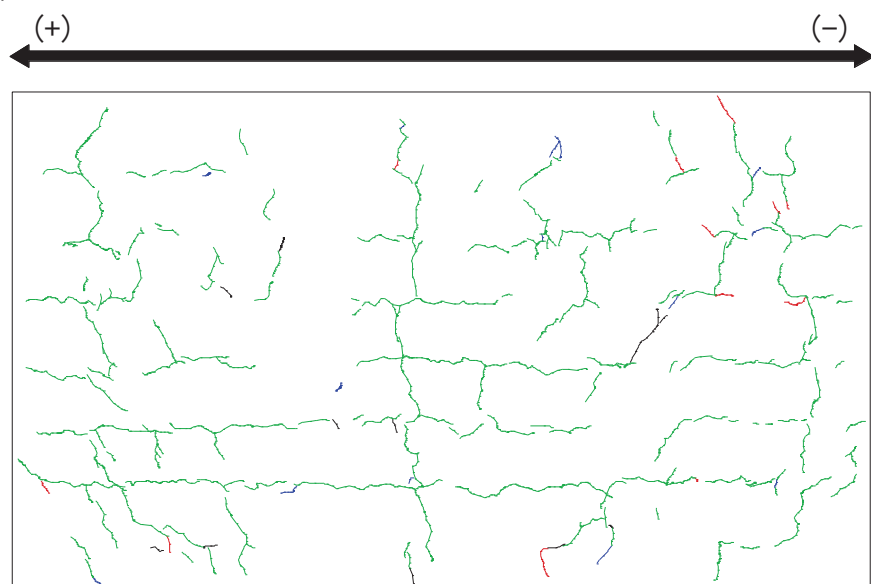


図 4-4(3) 乾燥試験体 [2] 1/5000rad. におけるひび割れ図

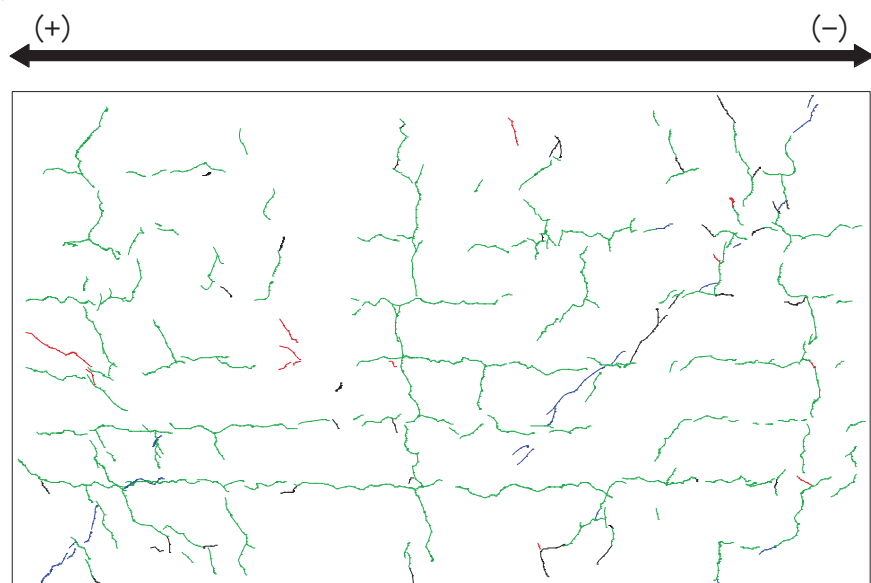


図 4-4(4) 乾燥試験体 [2] 1/3333rad. におけるひび割れ図

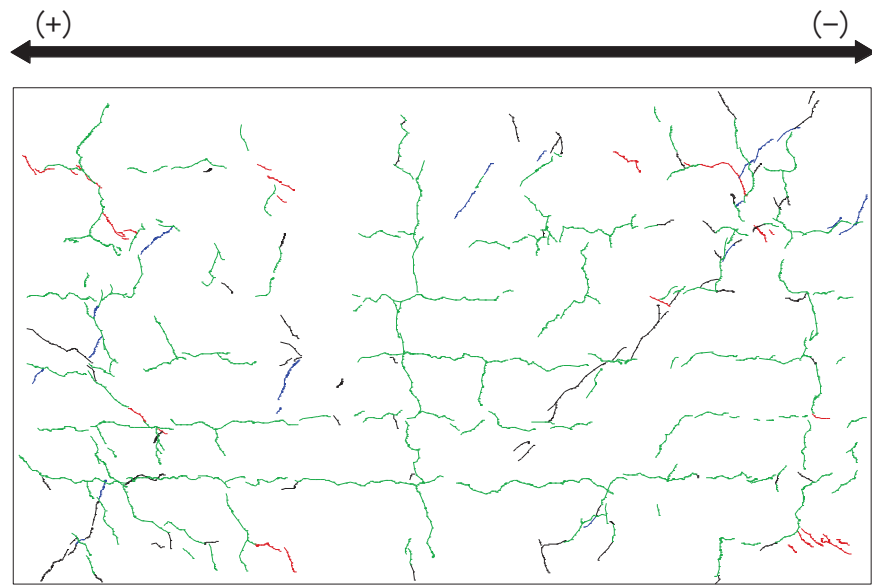


図 4-4(5) 乾燥試験体 [2] 1/2500rad. におけるひび割れ図

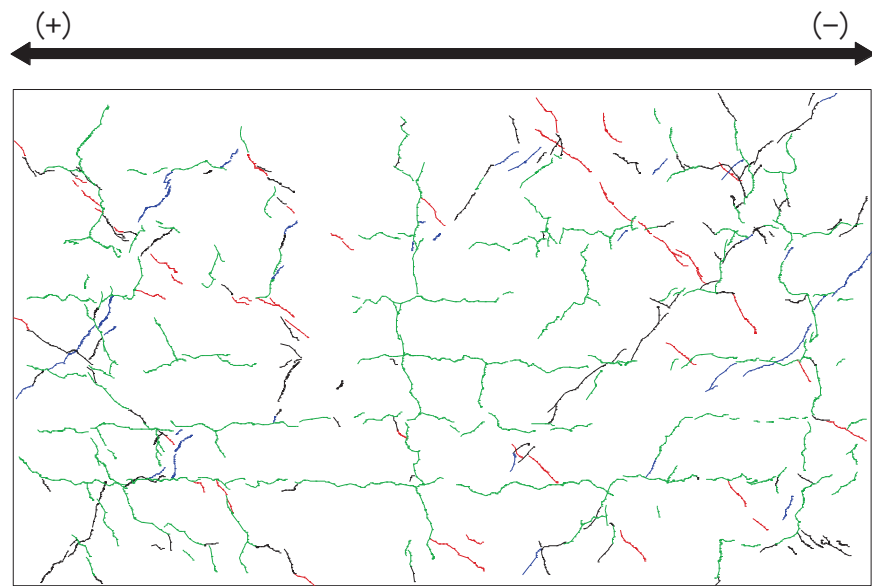


図 4-4(6) 乾燥試験体 [2] 1/1667rad. におけるひび割れ図

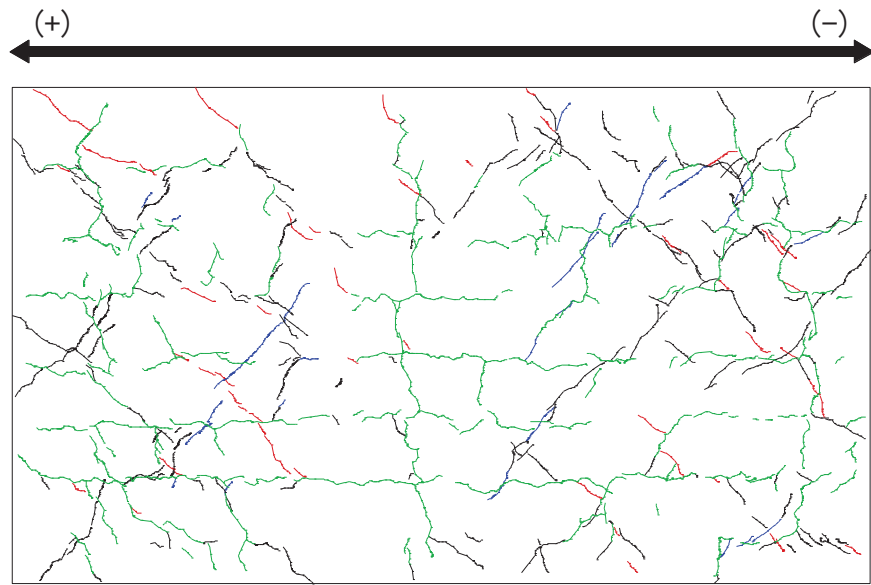


図 4-4(7) 乾燥試験体 [2] 1/1250rad. におけるひび割れ図

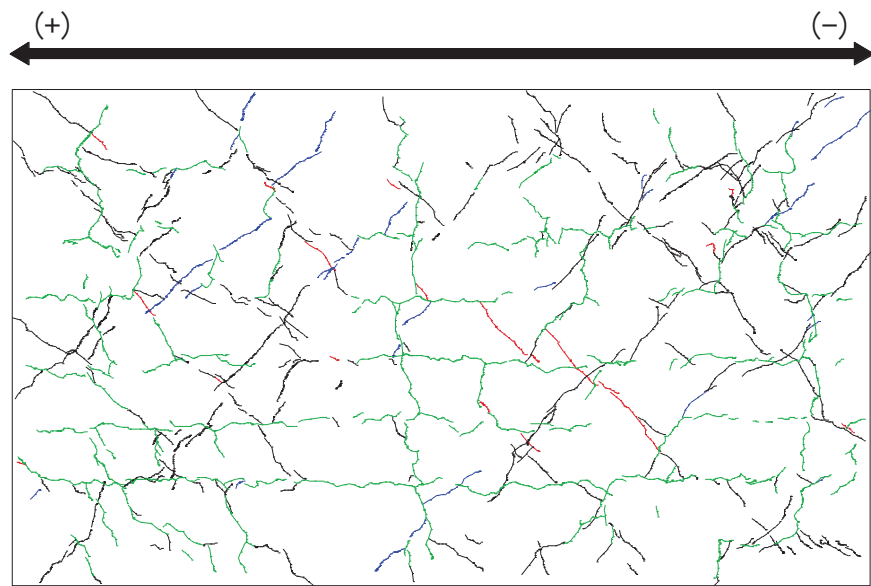


図 4-4(8) 乾燥試験体 [2] 1/1000rad. におけるひび割れ図

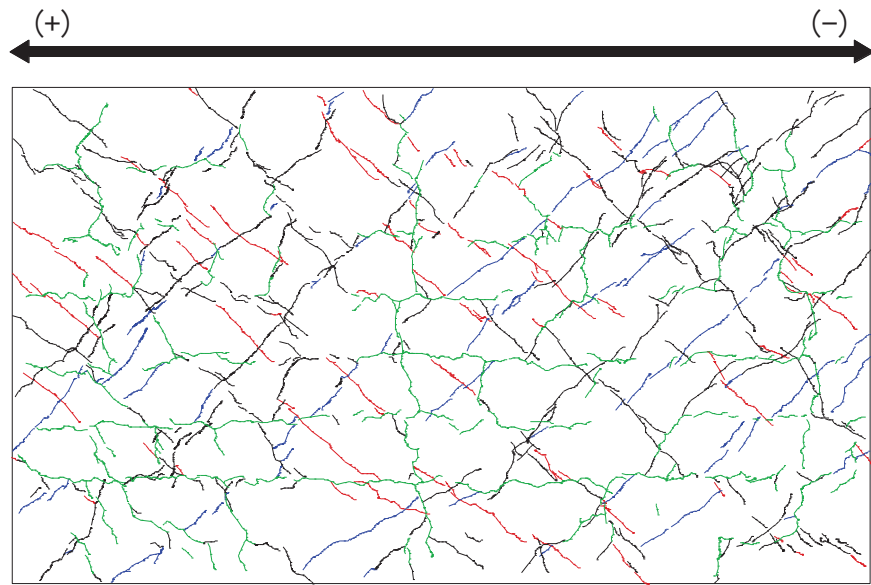


図 4-4(9) 乾燥試験体 [2] 1/500rad. におけるひび割れ図

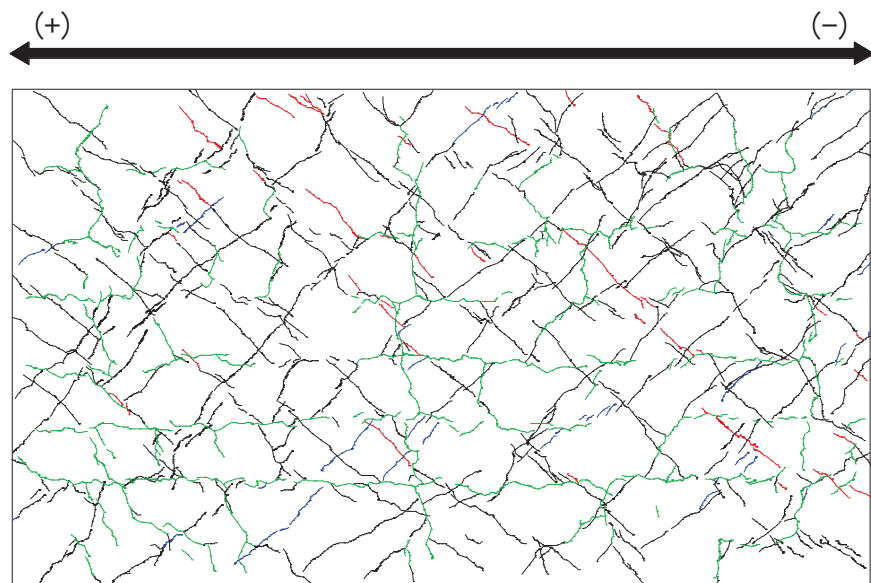


図 4-4(10) 乾燥試験体 [2] 1/333rad. におけるひび割れ図

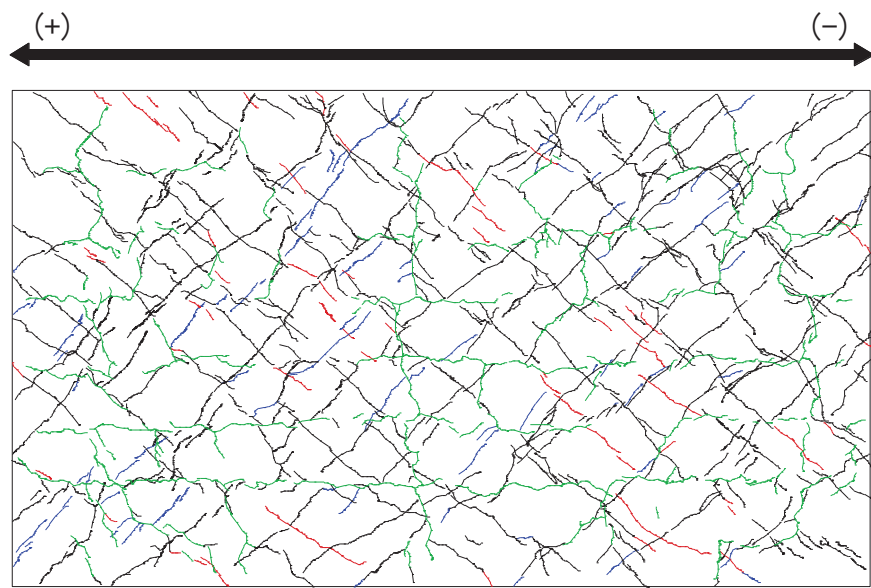


図 4-4(11) 乾燥試験体 [2] $1/250\text{rad.}$ におけるひび割れ図

4.2 剛性低下率

図4-5に乾燥試験体[2]のせん断変形に着目した剛性低下率を示す。なお、グラフの横軸は、経験変形角としており、それまでの加力サイクルで最も大きい層間変形角で示している。

剛性低下率は、J E A G式のスkelトンカーブ(表2-2に示す材料特性による)の第一勾配(剛性)を基準に、各サイクルの正負ピーク荷重と変形から算出した割線剛性の推移を示している。

乾燥収縮の影響により、最初の加力サイクルである層間変形角 0.1×10^{-3} で7~8割程度に剛性が低下していた。

主要な層間変形角(加力ステップ3の層間変形角 $R=1/3333$ (0.3×10^{-3}), 加力ステップ6の層間変形角 $R=1/2500$ (0.4×10^{-3}), 加力ステップ7の層間変形角 $R=1/1667$ (0.6×10^{-3}), 加力ステップ8の層間変形角 $R=1/1250$ (0.8×10^{-3})) に対して5サイクルの繰返し加力を行った結果、1回目より2回目の加力で多少剛性は低下するが、3回目以降では顕著な剛性低下の傾向は確認されなかった。

また、加力ステップ1~3を事前加力、ステップ4以降を本加力としてみた場合、加力ステップ3と5の剛性低下率の比較から、同じ変形量による事前損傷を受けた場合でもほとんど剛性に変化は見られない。

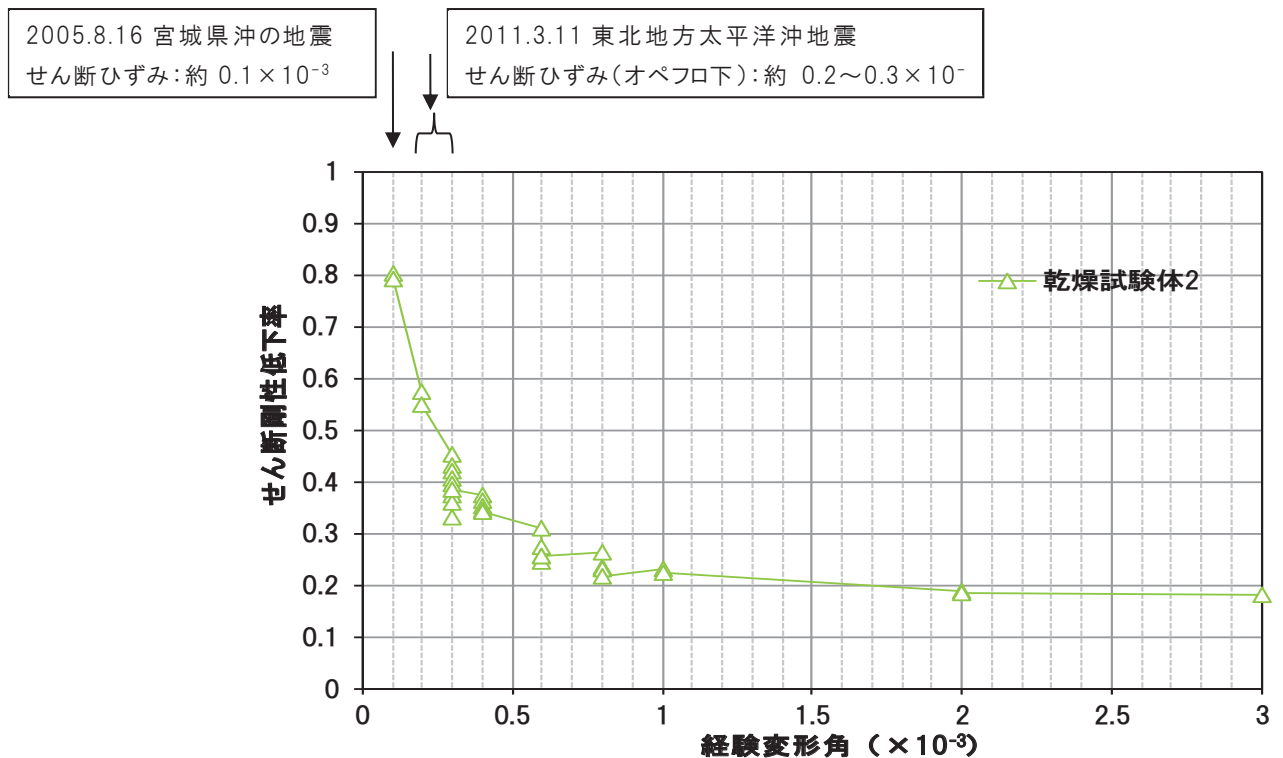
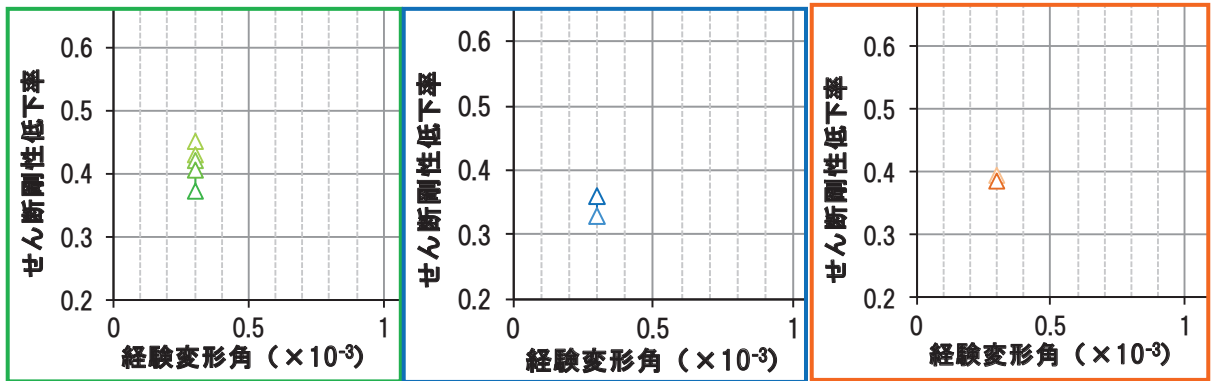


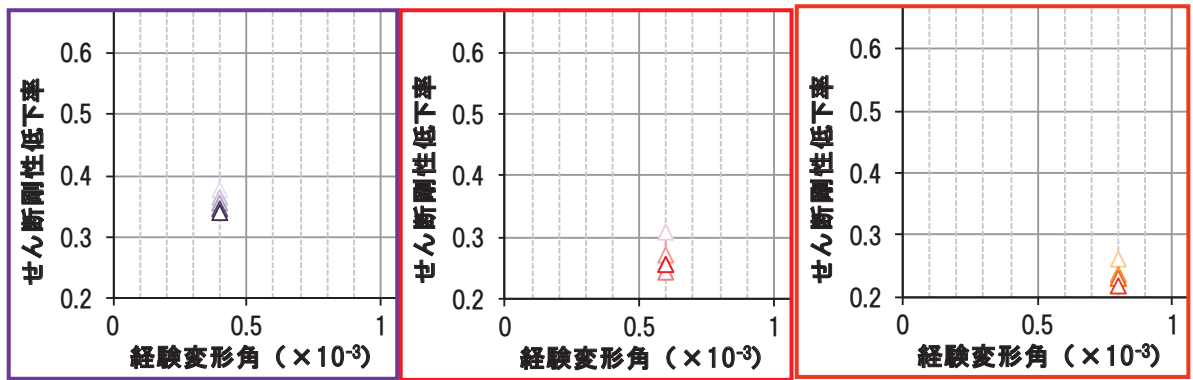
図4-5(1) 乾燥試験体[2] 剛性低下率(せん断変形)



ステップ 3

ステップ 4

ステップ 5



ステップ 6

ステップ 7

ステップ 8

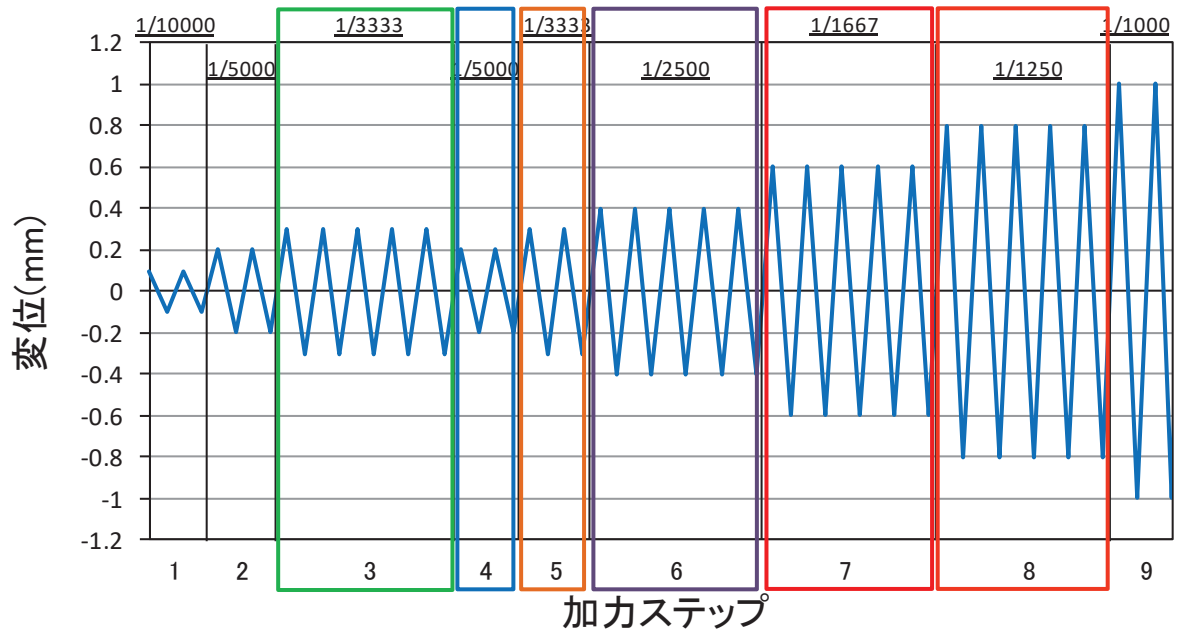
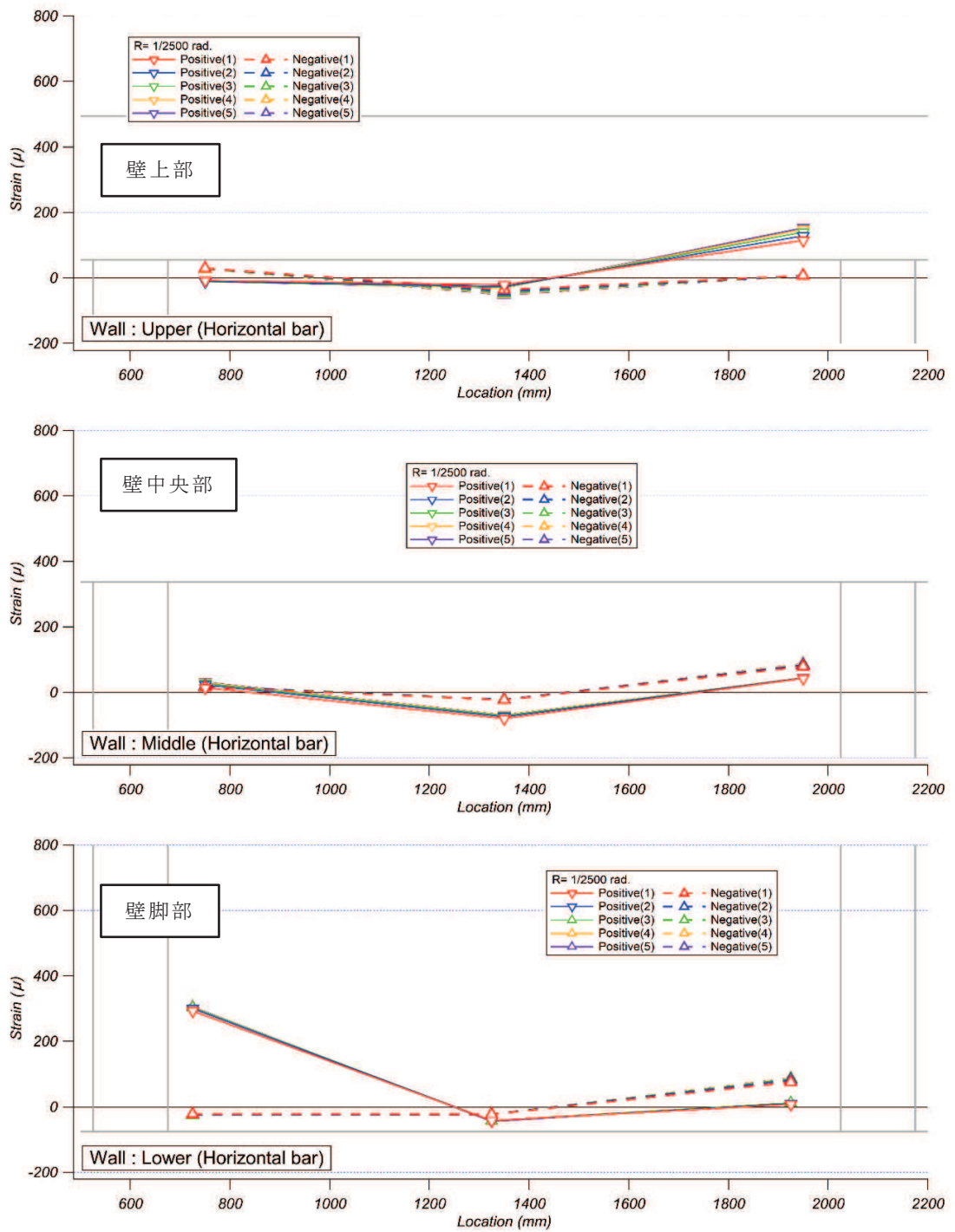


図 4-5(2) 乾燥試験体 [2] 剛性低下率 (せん断変形) (拡大図)

4.3 鉄筋ひずみ計測結果

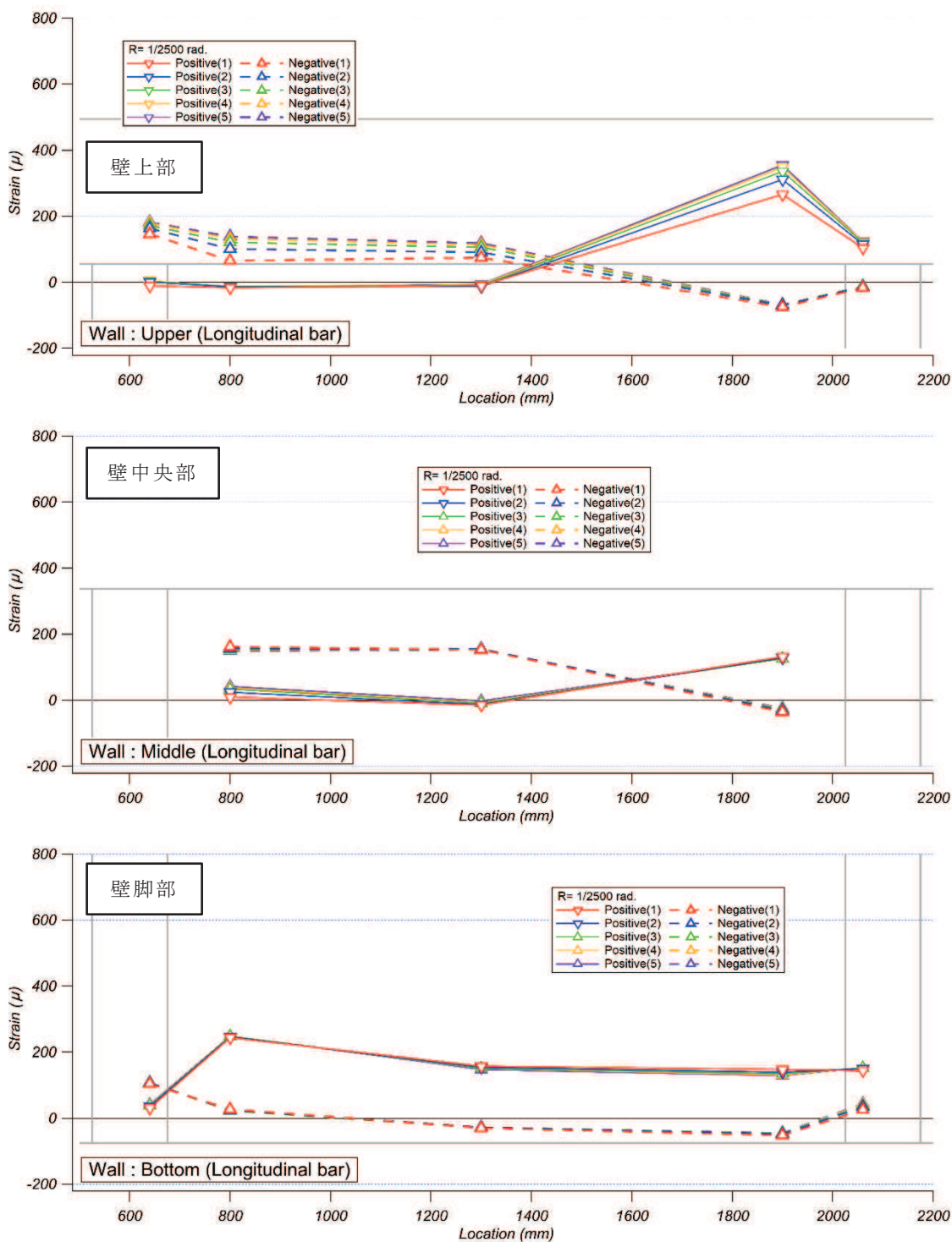
図 4-6 に乾燥試験体 [2] の $R=1/2500\text{rad.}$ (0.4×10^{-3}), $R=1/1667\text{rad.}$ (0.6×10^{-3}), $R=1/500\text{rad.}$ (2.0×10^{-3}) 及び $R=1/200 \sim 1/333\text{rad.}$ サイクルのピーク時における壁主筋のひずみ分布を示す。また、図 4-7 に乾燥試験体 [2] のウェブ壁主筋の代表的な計測点における鉄筋ひずみ-層間変形角関係を示す。鉄筋ひずみ計測位置については乾燥試験体 [1] と同様であり、鉄筋ひずみは裏表の平均値とした。

図 4-6(1)～図 4-6(4) 及び図 4-7 より、3.11 地震における原子炉建屋のオペフロ下部の変形レベル（せん断ひずみ $0.2 \sim 0.3 \times 10^{-3}$ ）及びオペフロ上部の変形レベル（せん断ひずみ 0.6×10^{-3} ）では、鉄筋の降伏ひずみ（ 1680μ ）まで至っておらず、鉄筋は弾性範囲内であったことが確認できる。



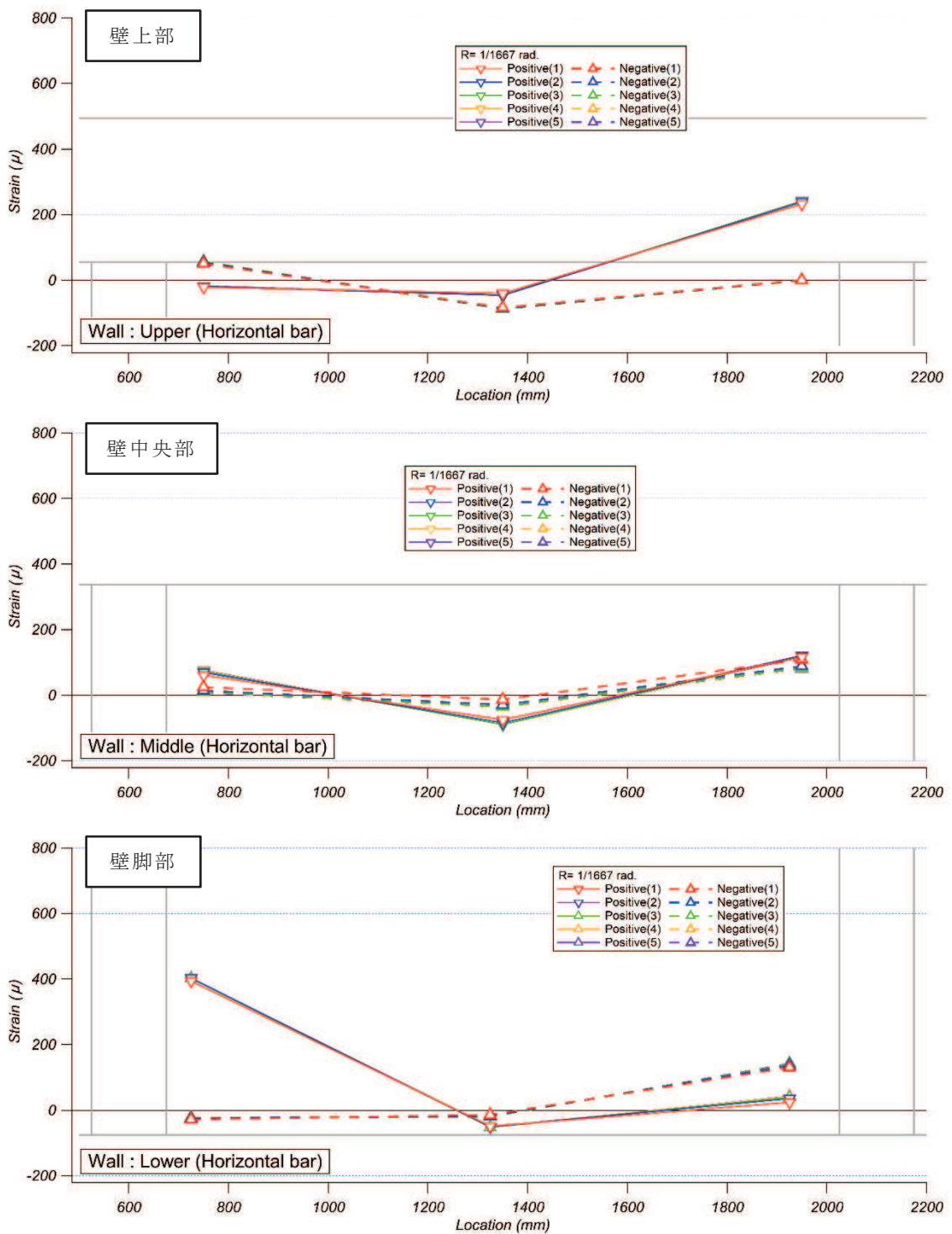
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(1) 乾燥試験体 [2] R=1/2500rad. における壁横筋ひずみ分布



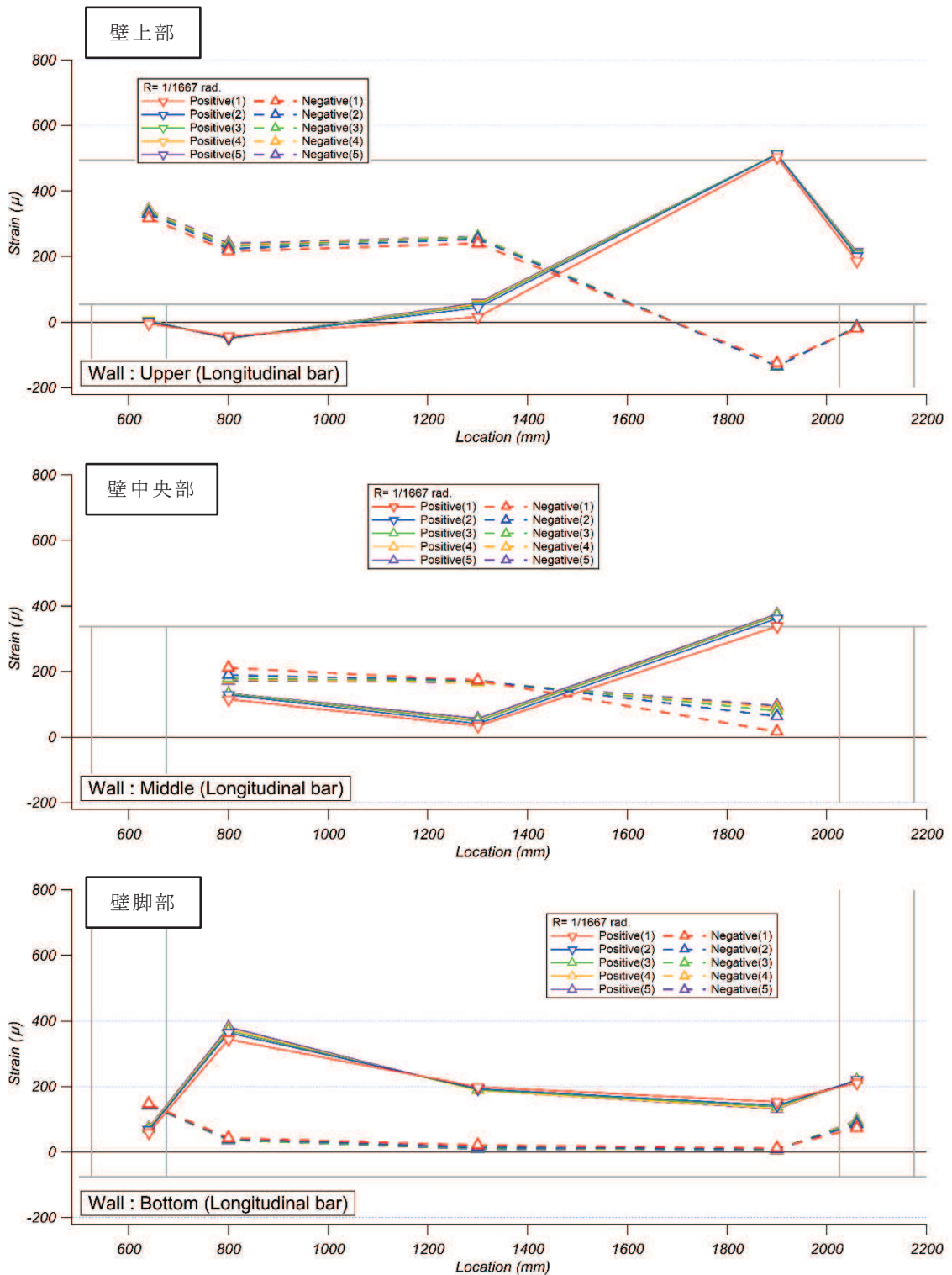
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(2) 乾燥試験体 [2] R=1/2500rad. における壁縦筋ひずみ分布



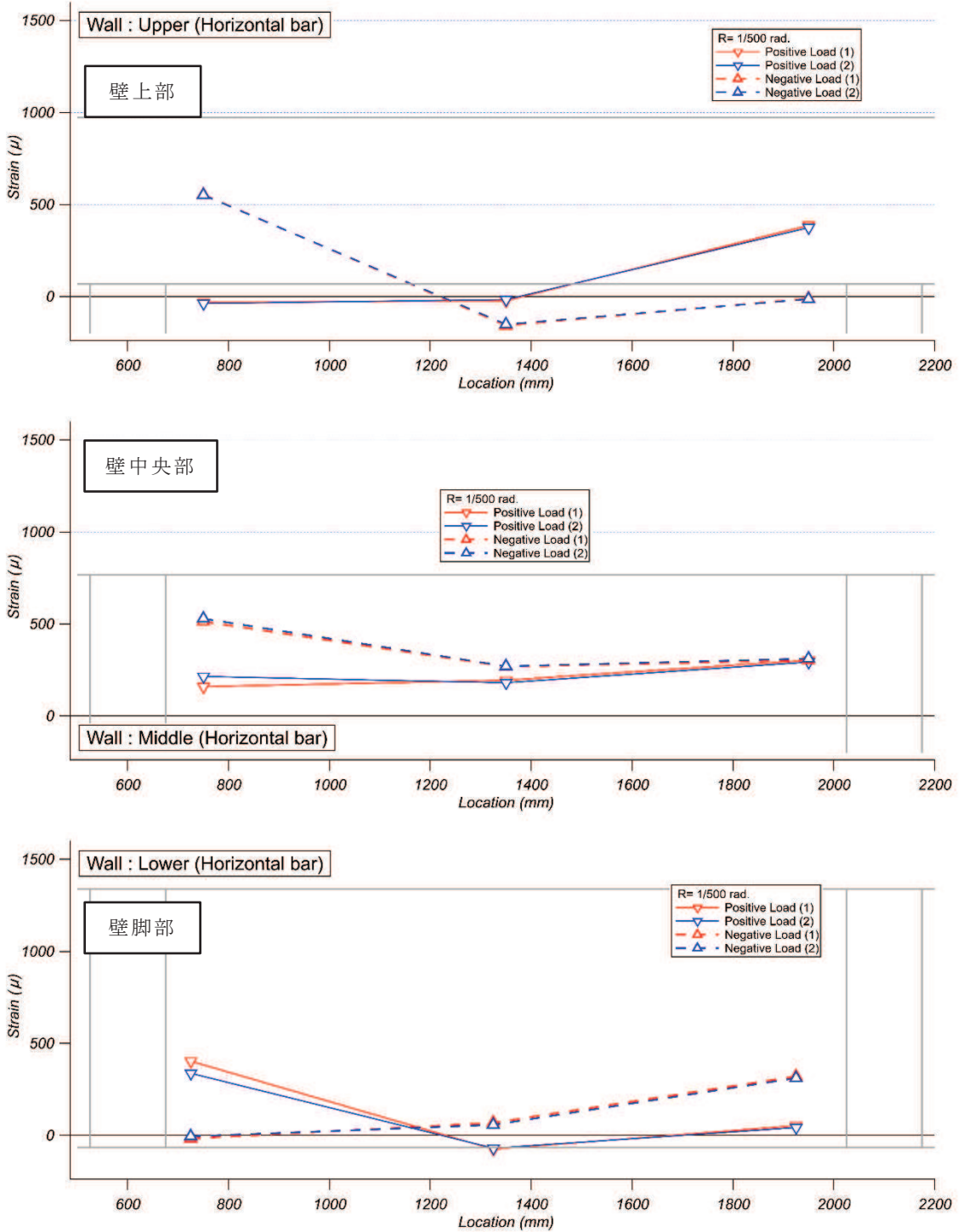
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(3) 乾燥試験体 [2] $R=1/1667$ rad. における壁横筋ひずみ分布



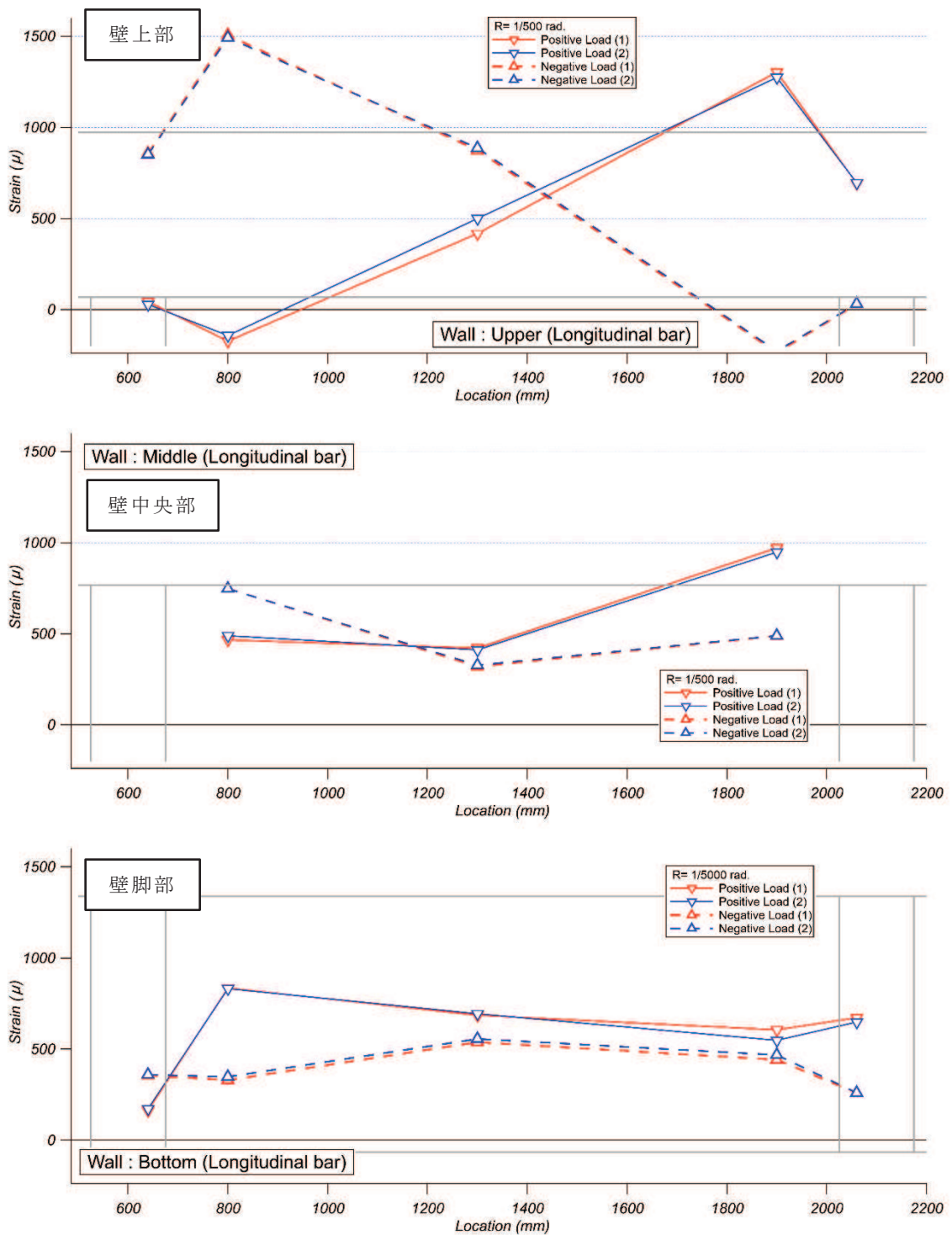
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(4) 乾燥試験体 [2] $R=1/1667\text{rad.}$ における壁縦筋ひずみ分布



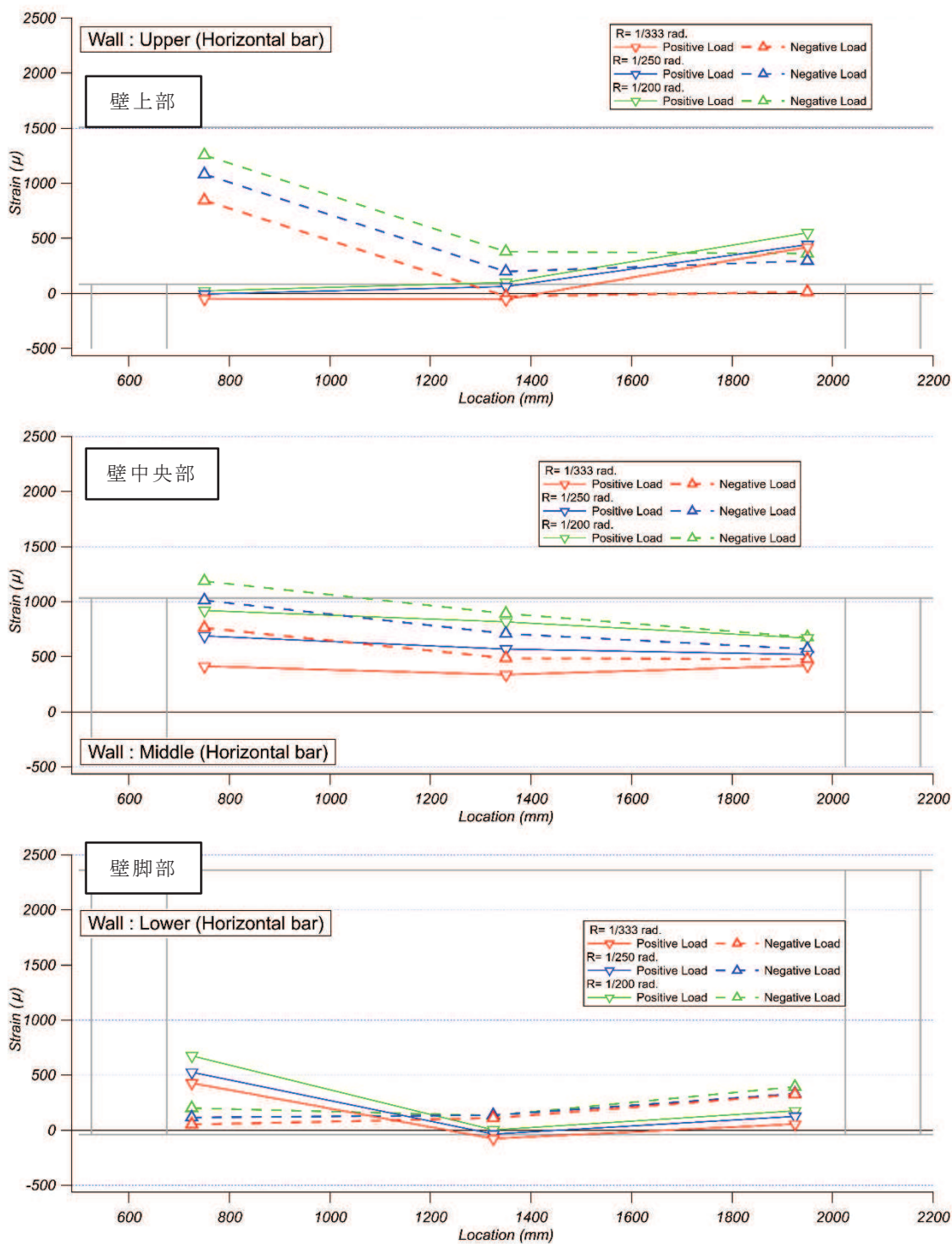
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(5) 乾燥試験体 [2] $R=1/500$ rad. における壁横筋ひずみ分布



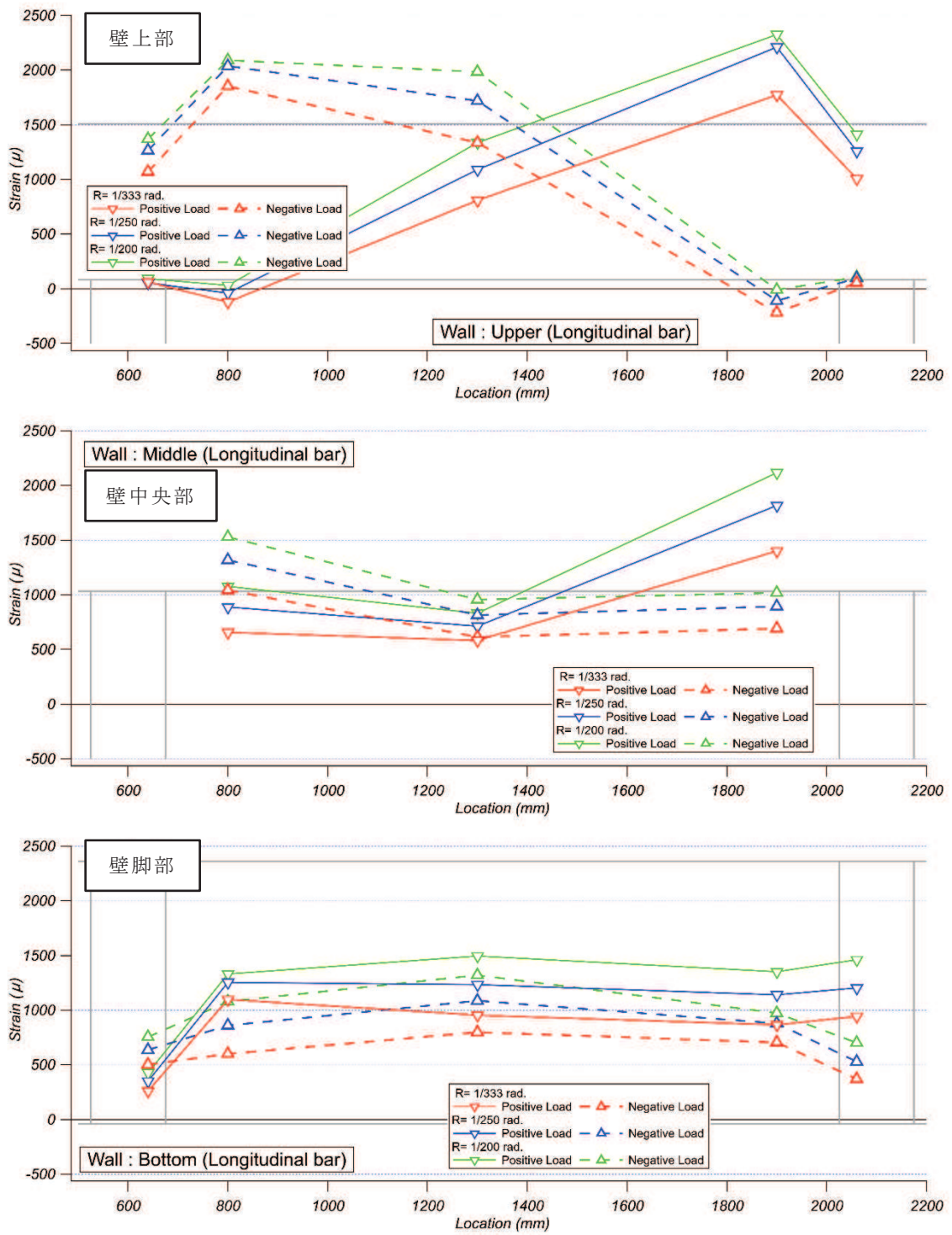
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(6) 乾燥試験体 [2] $R=1/500\text{rad.}$ における壁縦筋ひずみ分布



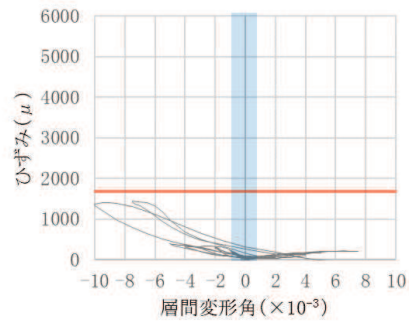
注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(7) 乾燥試験体 [2] R=1/200~1/133rad. における壁横筋ひずみ分布

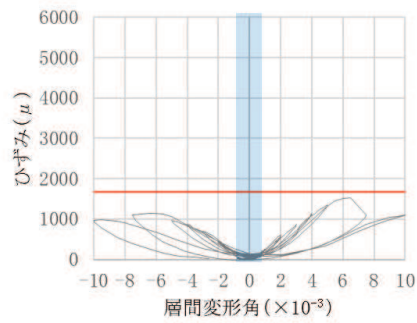


注：横軸の数値は，下スタブの端部（図 3-7 に示す基準点）からの水平距離を示す。

図 4-6(8) 乾燥試験体 [2] R=1/200~1/133rad. における壁縦筋ひずみ分布



(a) 壁板横筋



(b) 壁板縦筋

注：鉄筋ひずみ計測位置を図 3-7 に示す。

■：3.11 地震による原子炉建屋の応答を上回る変形量（層間変形角： 0.75×10^{-3} ）

—：降伏ひずみ（ 1680μ ）

図 4-7 乾燥試験体 [2] 鉄筋ひずみ-層間変形角関係

5. 実験結果まとめ

乾燥収縮ひび割れが耐震壁の初期剛性や終局耐力に及ぼす影響について確認するために、乾燥させた耐震壁の静的加力実験を実施した結果、以下の知見を得た。

- ① 乾燥収縮の影響については、約3か月乾燥させた乾燥試験体 [1] では、初期の剛性は J E A G 式より低下するものの、J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値であるせん断ひずみ 2.0×10^{-3} の変形量、及び終局点であるせん断ひずみ 4.0×10^{-3} の変形量においては上回ることを確認した。さらに乾燥させた乾燥試験体 [2] (約8か月乾燥) でも、その傾向は同様であった。
- ② インナーループによる繰返し加力や主要な層間変形角での5回の繰返し加力から、約3か月乾燥させた乾燥試験体 [1] でも、耐震実験 [1] と同様に事前損傷が評価基準値付近の耐力や終局耐力に与える影響は小さいことを確認した。さらに乾燥させた乾燥試験体 [2] (約8か月乾燥) でも、その傾向は同様であった。
- ③ 鉄筋ひずみの計測結果から、3.11 地震における原子炉建屋の変形レベルでは、試験体の鉄筋は弾性範囲であったことを確認し、3.11 地震に対して原子炉建屋がおおむね弾性範囲内の挙動であったことと整合している。

6. 耐震実験結果の実機への適用性について

耐震実験 [3] では、乾燥収縮を意図的に発生させるために、実機に比べて乾燥収縮ひずみが大きい骨材によるコンクリートで試験体を製作している。耐震実験結果の実機への適用性を確認するために、耐震実験の試験体と実機のコンクリート材料について乾燥収縮ひずみの計測試験を実施し、両者の特性を比較評価する。

試験方法は、①コンクリートの長さ変化試験、②骨材の長さ変化試験を実施した。

6.1 コンクリートの長さ変化試験

乾燥収縮試験の試験方法は、鹿島建設が開発した「コンクリートの乾燥収縮迅速評価システム」(別紙 15-1) とする。

6.1.1 使用材料と調合

(1) 耐震壁試験体

表 6-1 に耐震壁試験体のコンクリートに使用する材料の一覧を、表 6-2 にコンクリートの調合を示す。

表 6-1 使用材料の一覧 (耐震壁試験体の打設コンクリート)

| 材料名 | | 種類 | 品名等 |
|------|--------|-----------------|----------------------|
| セメント | | 普通ポルトランドセメント | 住友大阪セメント(株) |
| 骨材 | 細骨材 | 砕砂 | 山形県鶴岡市 |
| | | 細砂 | 秋田県由利本荘市 |
| | 粗骨材 | 硬質砂岩 | 埼玉県川越産 豆砂利 (10mm) |
| 水 | | 湖沼流水 (秋田県由利本荘市) | |
| 混和剤 | AE 減水剤 | 標準形・I 種 | フローリック SV10 |

※細骨材混合比 = 砕砂 50 : 細砂 50 (質量比)

表 6-2 コンクリートの調合 (耐震壁試験体の打設コンクリート)

| 呼び方 | W/C (%) | s/a (%) | W kg/m ³ | C kg/m ³ | S kg/m ³ | G kg/m ³ |
|-----------|------------|------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 武蔵菱光 2017 | 54.0 | 48.1 | 197 | 365 | 803 | 879 |

(2) 実機

表 6-3 に実機を対象としたコンクリートに使用する材料の一覧を、表 6-4 にコンクリートの調合を示す。

表 6-3 使用材料の一覧（実機を対象としたコンクリート）

| 材料名 | | 種類 | 品名等 |
|------|--------|--------------------------------|-----------------|
| セメント | | 普通ポルトランドセメント | 太平洋セメント（株） |
| 混和材 | | フライアッシュ II 種 | 東北発電工業（株） |
| 骨材 | 細骨材 | 混合砂（砕砂＋山砂） | 女川産（砕砂），大郷産（山砂） |
| | 粗骨材 | 砕石 2005 | 女川産 |
| 水 | | 上水道水 （鹿島建設（株）技術研究所 西調布実験場内） | |
| 混和剤 | AE 減水剤 | 標準形・I 種 | ポゾリス No.70 |

表 6-4 コンクリートの調合（実機を対象としたコンクリート）

| 調合 No. | W/B (%) | s/a (%) | W kg/m ³ | C kg/m ³ | FA kg/m ³ | S kg/m ³ | G kg/m ³ | 備考 |
|---------|---------|---------|---------------------|---------------------|----------------------|---------------------|---------------------|-------------|
| 0-FB-00 | 48.1 | 42.0 | 178 | 311 | 59 | 723 | 1037 | 02400PNN 相当 |
| 0-FB-13 | 37.2 | 37.0 | 184 | 416 | 79 | 591 | 1044 | 02413PNN 相当 |
| 0-N-00 | 48.1 | 42.0 | 178 | 370 | — | 723 | 1037 | 0-FB-00 比較用 |
| 0-N-13 | 37.2 | 37.0 | 184 | 495 | — | 591 | 1044 | 0-FB-13 比較用 |

6.1.2 試験方法

(1) 乾燥収縮試験の供試体の打設，養生及び乾燥収縮率の計測

本試験の供試体の成形及び養生を行った。供試体は，材齢 7 日より乾燥を開始し，20℃，RH 60%の環境で 28 日間の気乾養生に供した。

(2) 乾燥収縮率の予測

28 日間の乾燥収縮ひずみの計測結果をもとに，独自の予測プログラムを用いて，J I S A 1 1 2 9 における 10×10×40cm 試験体の乾燥材齢 182 日時点の乾燥収縮率を外挿により予測した。

(3) 乾燥収縮率の実測値の確認

乾燥収縮試験に用いた供試体は，J I S A 1 1 2 9 に準じて乾燥材齢 182 日まで乾燥収縮ひずみの計測を継続し，迅速試験の予測結果と比較した。

(4) J I S A 1 1 2 9 モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法

実機を対象としたコンクリートについては，さらに J I S A 1 1 2 9 モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法によって長さ変化を測定した。

6.1.3 試験結果

(1) 耐震壁試験体

図 6-1 に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥材齢 182 日までの実測値と、実測結果から予測した J I S A 1 1 2 9-1 における予測値を示す。J I S A 1 1 2 9-1 における予測値は、 -1165μ であった。

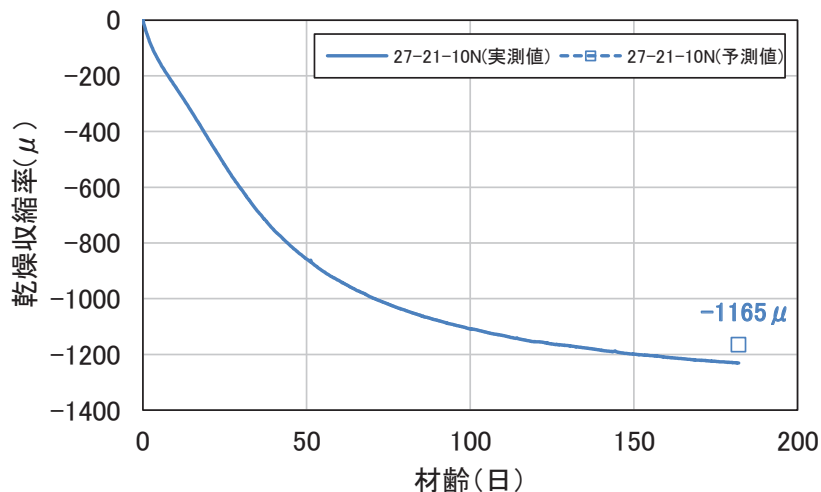


図 6-1 乾燥収縮率予測結果（耐震壁試験体の打設コンクリート）

(2) 実機

図 6-2 に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥材齢 182 日までの実測値と、実測結果から予測した J I S A 1 1 2 9-1 における予測値を示す。J I S A 1 1 2 9-1 における予測値は、0-FB-00 で -651μ ，0-FB-13 で -694μ ，0-N-00 で -641μ ，0-N-13 で -664μ であり、いずれの調合も材齢 28 日時点での予測結果より小さい値となった。

図 6-3 に、J I S A 1 1 2 9 によるコンクリートの長さ変化率の経時変化を示す。乾燥材齢 26 週（182 日）時点の長さ変化率は、0-FB-00 で -683μ ，0-FB-13 で -718μ ，0-N-00 で -698μ ，0-N-13 で -655μ であった。

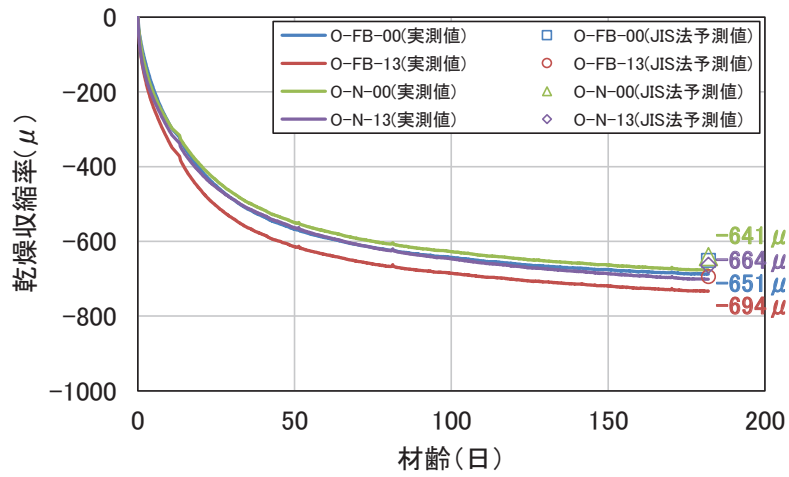


図 6-2 乾燥収縮率予測結果（実機を対象としたコンクリート）

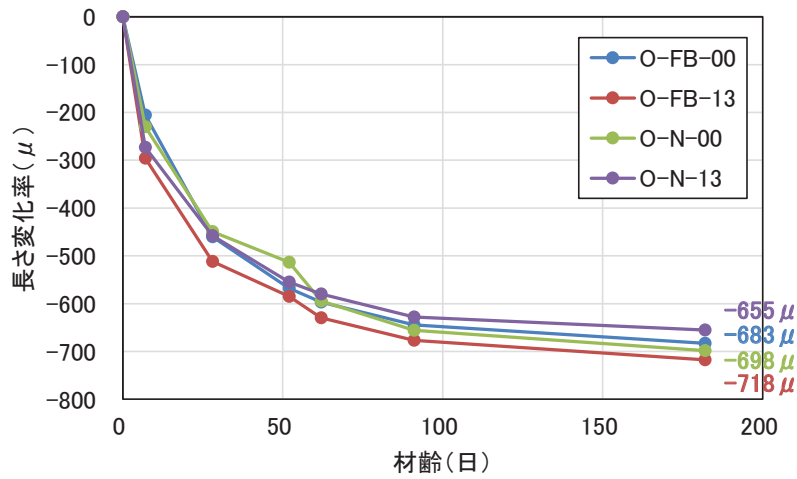


図 6-3 コンクリートの長さ変化率の経時変化
（実機を対象としたコンクリート）

6.2 骨材の長さ変化試験

コンクリートの乾燥収縮を把握するためには、コンクリートは骨材とセメントペーストの複合構造であることから、骨材自体の乾燥収縮特性を検討する必要がある。ここでは、粗骨材を対象として長さ変化の計測試験を行う。

6.2.1 使用骨材

(1) 耐震壁試験体

耐震実験では、乾燥収縮が壁試験体の剛性に及ぼす影響を把握するために、乾燥収縮が大きい粗骨材を用いて試験体を製作している。粗骨材としては、川越産の豆砂利（最大粒径 10mm）を用いているので、TMA 分析には、最大粒径 25mm の粗骨材を用いた。

(2) 実機

女川原子力発電所で用いられている粗骨材は、砕石であるが、砂岩と頁岩の互層から採取されているとの情報に基づいて、砂岩及び頁岩それぞれについて、詳細な分析を行うこととした。砂岩及び頁岩については、骨材の製造元である「宮城県開発株式会社女川採石事業所」に依頼し、10～15kg の岩塊を採取した。

6.2.2 試験方法

骨材の乾燥収縮計測は、TMA（熱機械分析：Thermomechanical Analysis）により実施した。TMA は ThermoMechanical Analysis の略語で、温度・湿度を制御してサンプルの長さ変化を計測できる装置である。建築の分野では、名古屋大学での実施例があり、その結果を図 6-4 に示す。

サンプルサイズは 8mm 程度の立方体で、異方性をもつ骨材が多いので、3 方向の長さ変化をそれぞれ測定した。サンプルの湿度が一定となるまで所定の温度・湿度を維持し、変位計により長さ変化を計測した。

乾燥収縮量は、温度を 20℃ に固定し、湿度を段階的に低下（100% から 0% へ、20% ステップ毎）させて収縮が収束した段階での収縮量を計測し、対応する湿度における乾燥収縮量とした。乾燥収縮については異方性があるので、3 方向について計測した。

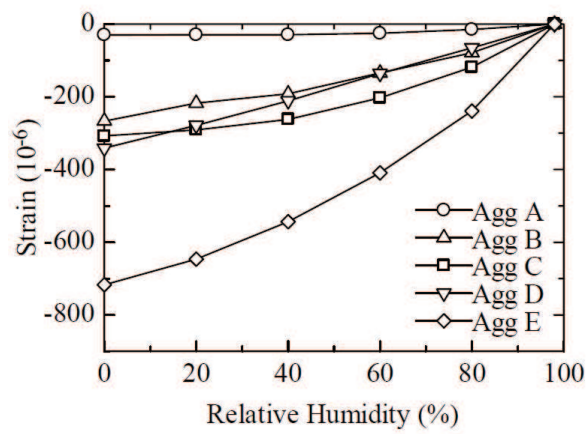


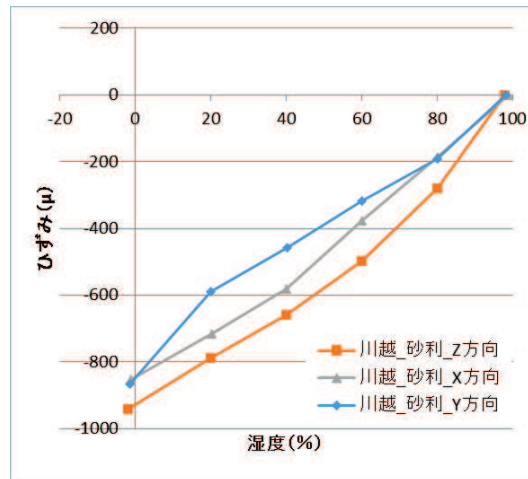
図 6-4 TMA による長さ変化等温線*

* : 五十嵐他「放射線照射環境下にあるコンクリートの物性変化に関する研究—その 4 中性子・ガンマ線照射試験のための調合選定—」, 建築学会大会 (北海道), 21657, 2013 年 8 月

6.2.3 骨材の長さ変化試験結果

(1) 耐震壁試験体

図 6-5 に分析結果を示す。川越の砂利の最大乾燥収縮ひずみは、 -900μ 程度と非常に大きい値となった。

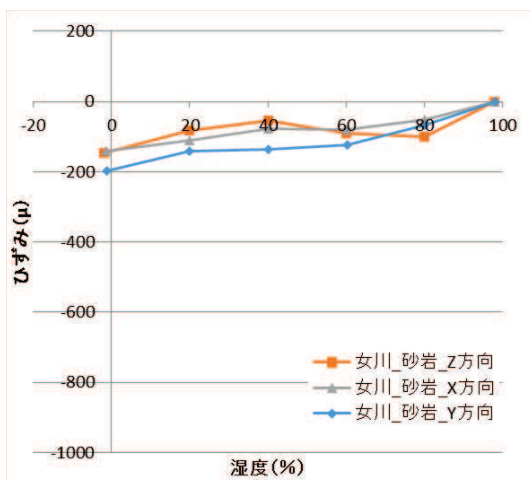


(川越砂利)

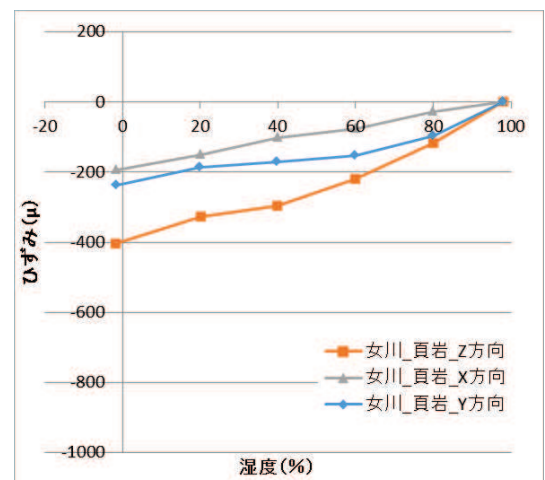
図 6-5 TMA による分析結果 (耐震壁試験体のコンクリートの骨材)

(2) 実機

図 6-6 に分析結果を示す。女川砂岩は最大乾燥収縮ひずみが -200μ 以下で、女川頁岩は $-200\sim-400\mu$ となった。女川の骨材は砂岩と頁岩の互層から採取し、砂岩の割合が多いので、女川骨材の最大乾燥収縮ひずみは -200μ 程度であると考えられる。



(女川砂岩)



(女川頁岩)

図 6-6 TMA による分析結果 (実機を対象としたコンクリートの骨材)

6.3 まとめ

本検討では、耐震実験の試験体と実機のコンクリート材料の試験を実施して、乾燥収縮ひずみの比較評価を行い、両者の特性の違いを検討した。コンクリート及び骨材の長さ変化試験結果の概要を、表 6-5 に示す。

乾燥材齢 26 週（182 日）時点のコンクリートの長さ変化は、実機が -700μ 程度であるのに対して、耐震壁試験体は -1200μ 程度であった。骨材の長さ変化は、実機が -200μ 程度であるのに対して、耐震壁試験体は -900μ 程度であった。

表 6-5 コンクリート及び骨材の長さ変化試験結果の概要

| | | 耐震壁試験体 | 実機 |
|------------------|----------------------|---------------|--------------|
| コンクリート | 試験方法 1* ¹ | -1200μ 程度 | -700μ 程度 |
| | 試験方法 2* ² | — | -700μ 程度 |
| 骨材* ³ | | -900μ 程度 | -200μ 程度 |

*1：コンクリートの乾燥収縮迅速評価システムによる

*2：J I S A 1 1 2 9 モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法による

*3：TMA（熱機械分析：Thermomechanical Analysis）による

上記の結果から、耐震壁試験体のコンクリート及び骨材の長さ変化は、実機よりも大きい値を示している。このため、乾燥収縮がコンクリート部材の終局耐力に与える影響は耐震壁試験体に比べて実機の方が小さく、耐震実験結果の実機への適用性があると考えられる。

別紙 15-1 コンクリートの乾燥収縮迅速評価システム

コンクリートの乾燥収縮迅速評価システム

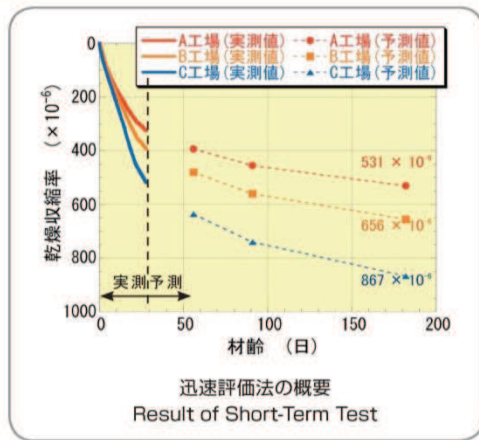
Accelerated Drying Shrinkage Evaluation System

コンクリートの乾燥収縮率を短期間に判定。

概要 Outline

5週間の短期間で長期のコンクリートの乾燥収縮率を判定する乾燥収縮迅速評価システム（以下、迅速評価法）を開発しました。これまで、コンクリートの乾燥収縮試験は、JIS A 1129（以下、JIS法）により行われてきましたが、最低6ヵ月間の試験期間が必要であり、試験結果を実際の工事に反映させることは難しい状況でした。工事着工前の試練りを利用して、短期間で判定できる迅速評価法を用いることにより、調合設計や使用材料の選定が可能となりました。乾燥収縮ひび割れが懸念される部位に、調合設計や使用材料の選定を行った乾燥収縮率の小さいコンクリートを使用することは、極めて効果的なひび割れ対策であるといえます。迅速評価法は、2007年1月に財団法人日本建築総合試験所の性能証明（第06-19号）を取得しています。

* 本技術の適用は当社施工物件に限定しています。



特徴 Characteristics

迅速評価法は、独自の予測プログラムにより短期間の計測データから長期の乾燥収縮率を判定するとともに、埋め込みひずみ計による自動計測を実施することにより、短期間かつ省力化を実現した試験方法です。

①試験体セットを生コン工場へ送付
②封緘養生状況
③計測状況

0日: 試験準備
1日: 封緘養生
5日: 現場(生コン工場)水中養生
6日: 技研に送付
7日: 技研水中養生
35日: 計測

試験体製作期間(7日) | 計測期間(28日)

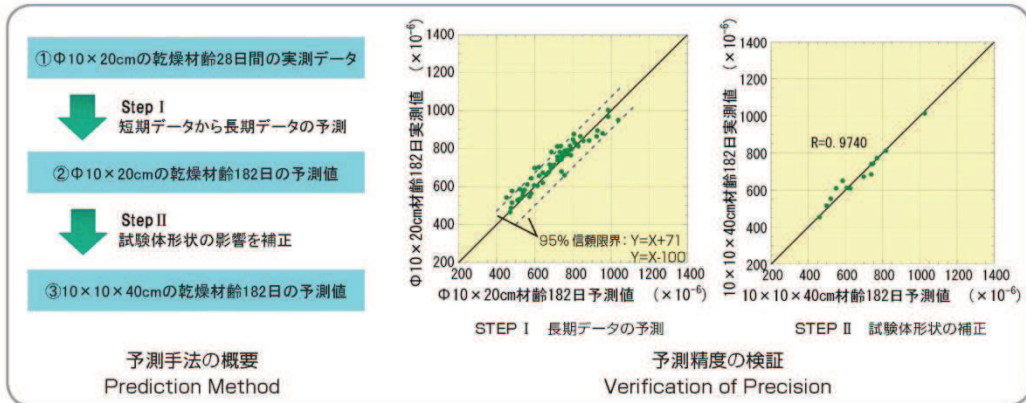
迅速評価法の試験工程
Process of Short-Term Test

迅速評価法と JIS 法の比較
Comparison of Short-Term Test with JIS Test

| | JIS A 1129 | 迅速評価法 |
|----------|-------------------------------------|--|
| 試験期間 | 最短6ヵ月 | 最短5週間 |
| 試験体 | 角柱試験体 10×10×40cm 型枠が広く普及していない | 円柱試験体 Φ10×20cm 圧縮強度試験体として型枠が広く普及 |
| 計測方法 | 熟練作業員による手作業 | 電子計測器による連続計測 |
| データのばらつき | 計測作業員により比較的多い | 少ない |

予測手法の概要 Prediction Method

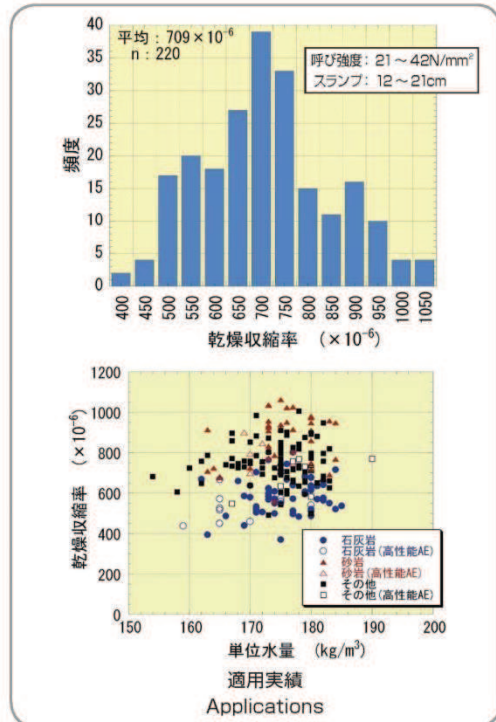
迅速評価法では、STEP Iとして、Φ 10 × 20cm の試験体における乾燥材齢 28 日間の連続した実測データから、独自の予測手法により、Φ 10 × 20cm 乾燥材齢 182 日時点の乾燥収縮率を予測します。STEP IIとして、Φ 10 × 20cm 乾燥材齢 182 日時点の予測値から、試験体形状の影響を補正し、JIS 法の試験結果である 10 × 10 × 40cm の試験体における乾燥材齢 182 日時点の乾燥収縮率を予測します。



適用実績 Applications

迅速評価法は、当社が選定し使用した生コン工場を対象とし、東北、関東、中部、関西、九州などの各地区における計 220 件の実績があります。これらの実績は、呼び強度 21 ~ 42N/mm²、スランプ 12 ~ 21cm のコンクリートを対象としており、以下の事項が明らかとなっています。

- 一般的なコンクリートの乾燥収縮率の平均が 800×10^{-6} 程度であるのに対し、今回の試験結果では乾燥収縮率の平均は 709×10^{-6} である。
- JASS5 で推奨している 800×10^{-6} 以下を満足するコンクリートは全体の 76% である。
- 生コン工場間の乾燥収縮率の差は $400 \sim 1050 \times 10^{-6}$ と非常に大きく、そのひび割れ発生の危険度及びひび割れの程度も大きく異なると推測される。
- 一般的な認識と異なり、現状では乾燥収縮率に与える単位水量の影響は比較的小さく、骨材種類の影響が大きい。



再生紙を使用しています。

鹿島建設株式会社 2010 年 3 月 5 日 禁無断転載

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])

目 次

| | |
|---------------------------------|----------|
| 1. 概要..... | 別紙 18- 1 |
| 2. 実験概要..... | 別紙 18- 1 |
| 2.1 実験の特徴..... | 別紙 18- 1 |
| 2.2 実験概要..... | 別紙 18- 1 |
| 2.3 試験体概要..... | 別紙 18- 3 |
| 2.4 使用材料特性..... | 別紙 18- 5 |
| 2.5 加力計画..... | 別紙 18- 6 |
| 3. 実験結果..... | 別紙 18- 8 |
| 3.1 試験体 S-13-D0 | 別紙 18- 8 |
| 3.2 試験体 S-13-D I | 別紙 18-12 |
| 3.3 試験体 S-13-D II | 別紙 18-15 |
| 3.4 試験体 S-13-D III | 別紙 18-18 |
| 3.5 試験体 S-13-D IV | 別紙 18-21 |
| 3.6 鉄筋ひずみ計測結果..... | 別紙 18-24 |
| 4. 損傷の有無による耐震壁の構造性能への影響の検討..... | 別紙 18-28 |
| 4.1 耐力低下及び変形性能低下への影響の検討..... | 別紙 18-28 |
| 4.2 剛性低下への影響の検討..... | 別紙 18-30 |
| 4.3 変形割合の確認..... | 別紙 18-31 |
| 5. まとめ..... | 別紙 18-35 |

別紙 18-1 耐震実験 [2] の補足検討

1. 概要

平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震（以下「3.11 地震」という。）では，原子炉建屋に微小なひび割れが認められたものの，大きな損傷は認められていない。一定の大きさの地震力によって損傷を受けた耐震壁が，更に大きな地震力を受けた場合，終局耐力がどのようになるかを確認するために，損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震実験を行った。

2. 実験概要

2.1 実験の特徴

耐震実験にあたっては，原子炉建屋の既往の地震に対する応答結果や原子力発電所の耐震壁の特徴を，試験体の製作や加力方法に反映した。主な特徴は以下のとおり。

- ① 試験体の鉄筋量については，原子炉建屋の耐震壁の鉄筋比が概ね 1.2～1.6%前後であることを踏まえて，鉄筋比 1.32%とした。
- ② 原子力発電所の耐震壁は曲げ変形よりもせん断変形が支配的なため，せん断変形が卓越する試験体の形状・加力方法とした。
- ③ 耐震壁の損傷度合いをパラメータとし，無損傷の試験体も含め，計 5 試験体に対し試験を実施した。
- ④ 事前損傷度合いとしては，3.11 地震による原子炉建屋オペフロ上部の応答を上回る変形量（層間変形角： 0.75×10^{-3} ）から，原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2×10^{-3} ）の約 3 倍の変形量（層間変形角： 6×10^{-3} ）までの計 4 ケースを実施した。
- ⑤ 加力パターンは，“事前加力”で損傷度合いにあらかじめ違いを与え，“本加力”によって，終局耐力まで加力を実施した。

2.2 実験概要

表 2-1 に試験体諸元を示す。試験体は，パラメータを「本加力」開始時における損傷の有無（及び大きさ）としたせん断破壊先行型の耐震壁とし，原子力施設の耐震壁を参考に試験体の計画を行った。試験体数は無損傷の試験体 1 体（S-13-D0），及び損傷度 I～IV となるように，「事前加力」を加えた 4 体（S-13-D I～IV）の計 5 体とした。ただし，事前加力時に損傷度 IV を与える試験体については，損傷度 II を与える試験体と兼用した。これは，損傷度 II 程度の変形を繰返し経験させても，その後の構造性能にさほど影響がないと予測したためである。S-13-D I～IV 試験体に対し事前加力を与える層間変形角（損傷の大きさ）は，表 2-2 のとおりとした。なお，表 2-2 は，無損傷試験体 S-13-D0 の加力による実験結果も踏まえて決定している。

表 2-1 試験体諸元

| | | |
|-----|--------------------------------|--------------------|
| 壁 | 壁高さ(mm) | 1000 |
| | 全長(mm) | 1800 |
| | 壁厚(mm) | 120 |
| | 縦筋 | D6@40(SD295)Double |
| | 縦筋比(%) | 1.32 |
| | 横筋 | D6@40(SD295)Double |
| | 横筋比(%) | 1.32 |
| | コンクリート強度Fc(N/mm ²) | 27 |
| | せん断スパン比 | 0.29 |
| | 柱 | 断面b×D(mm×mm) |
| 主筋 | | 12-D16(SD345) |
| 帯筋 | | 2-D10(SD345) @ 60 |
| スタブ | 断面b×D(mm×mm) | 400×400 |
| | 主筋 | 10-D22(SD390) |
| | あばら筋 | 2-D13(SD390) @ 100 |

表 2-2 事前加力で与える層間変形角 (損傷の大きさ)

| 損傷度 | 層間変形角 | 備考 |
|-----|-----------------------|---|
| I | 0.75×10^{-3} | (参考) 原子炉建屋の応答レベル 2005年8月16日宮城県沖の地震： 0.1×10^{-3} 程度 3.11地震 オペフロ下部： $0.2 \sim 0.3 \times 10^{-3}$ 程度 オペフロ上部： 0.6×10^{-3} 程度 |
| II | 2.0×10^{-3} | J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値 |
| III | 4.0×10^{-3} | J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の終局点 |
| IV | 6.0×10^{-3} | |

2.3 試験体概要

図 2-1 及び図 2-2 に試験体配筋図を示す。試験体は、両側柱付きの耐震壁とし、壁全長 1800mm、壁内法高さ 1000mm、反曲点高さは壁中央(せん断スパン比が 1/4 程度)となるような形状とした。壁の厚さは 120mm とし、配筋については、原子炉建屋耐震壁の一般的な配筋状況を鑑み、壁筋を D6@40 ダブルで壁筋比が縦・横筋ともに 1.32% となるように配筋をした。

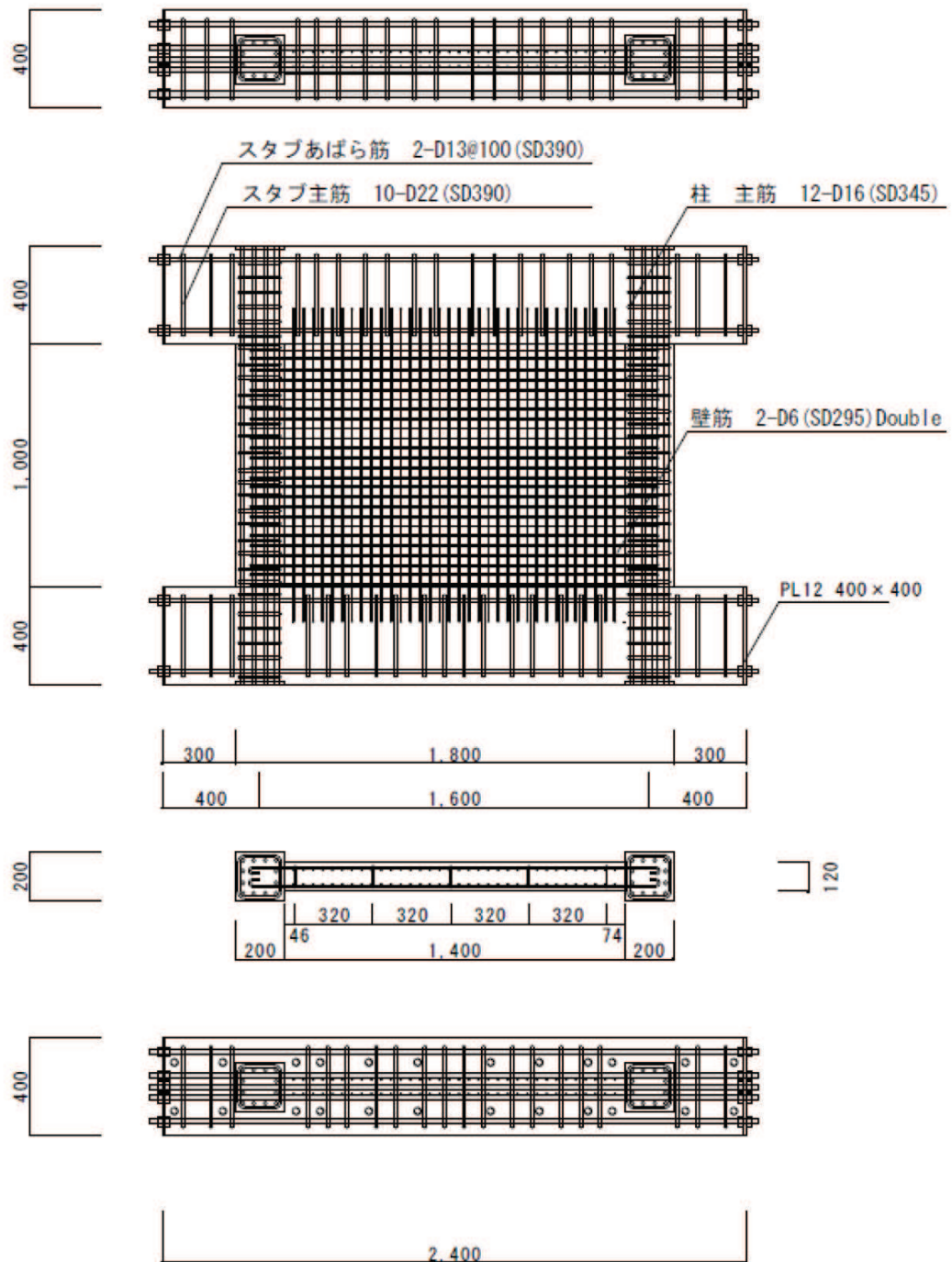
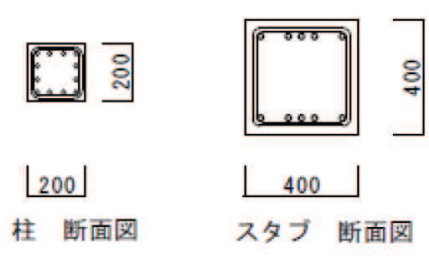
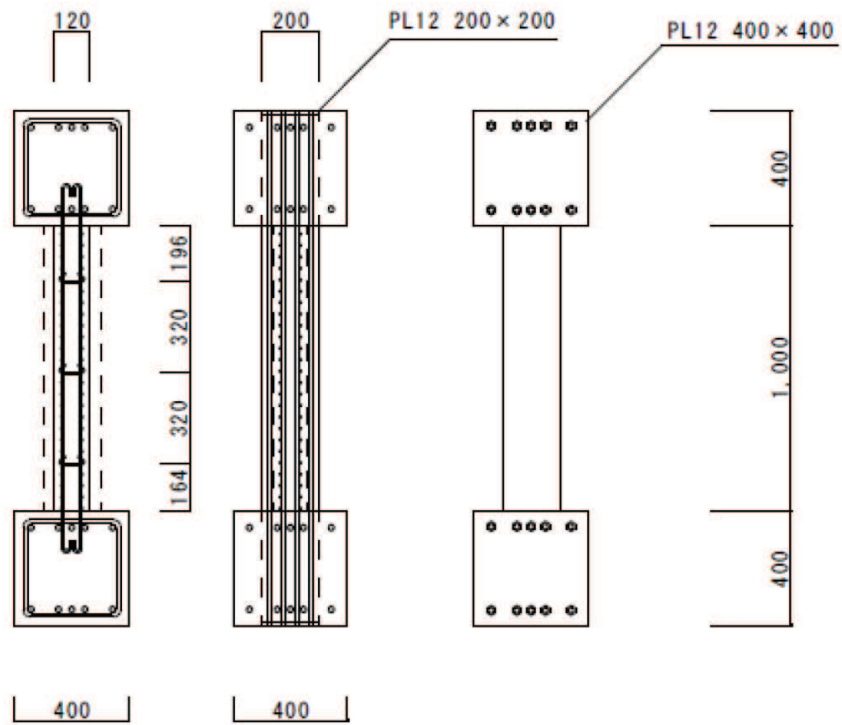


図 2-1 試験体配筋図(1)



- 特記 1 鉄筋のかぶり厚は20mm以上とする。
 ※ただし、スタブのかぶり厚は30mm
- 2 柱 主筋 12-D16 (SD345)
 帯筋 2-D10@60 (SD345)
- 3 スタブ 主筋 10-D22 (SD390)
 あばら筋 2-D13@100 (SD390)
- 4 壁 縦筋・横筋 2-D6@40 (SD295)Double
 壁 幅止め筋 D6 (SD295)

図 2-2 試験体配筋図 (2)

2.4 使用材料特性

コンクリートの圧縮強度試験結果を表 2-3、鉄筋の引張試験の結果を表 2-4 に示す。コンクリートの設計基準強度は全試験体共通で $F_c=27\text{N/mm}^2$ である。

表 2-3 コンクリートの圧縮強度試験結果

| コンクリート圧縮試験結果 | | No1 | No2 | No3 | 平均 |
|-------------------|-------------------------------------|------|------|------|------|
| S-13-D0 | 材齢(日) | 61 | | | |
| | 圧縮強度(N/mm^2) | 41.0 | 39.9 | 39.6 | 40.2 |
| | 圧縮強度時歪(μ) | 2550 | 2312 | 2365 | 2409 |
| | ヤング係数($\times 10^4\text{N/mm}^2$) | 2.96 | 3.21 | 3.67 | 3.28 |
| S-13-DI | 材齢(日) | 79 | | | |
| | 圧縮強度(N/mm^2) | 41.6 | 40.8 | 41.3 | 41.2 |
| | 圧縮強度時歪(μ) | 2315 | 2275 | 2357 | 2316 |
| | ヤング係数($\times 10^4\text{N/mm}^2$) | 3.36 | 3.41 | 3.65 | 3.47 |
| S-13-DII , DIV | 材齢(日) | 107 | | | |
| | 圧縮強度(N/mm^2) | 42.2 | 42.2 | 41.2 | 41.9 |
| | 圧縮強度時歪(μ) | 2262 | 2262 | 2132 | 2219 |
| | ヤング係数($\times 10^4\text{N/mm}^2$) | 3.46 | 3.02 | 3.28 | 3.25 |
| S-13-DIII | 材齢(日) | 87 | | | |
| | 圧縮強度(N/mm^2) | 41.7 | 41.8 | 40.4 | 41.3 |
| | 圧縮強度時歪(μ) | 2482 | 2332 | 2620 | 2478 |
| | ヤング係数($\times 10^4\text{N/mm}^2$) | 3.21 | 3.61 | 3.44 | 3.42 |

※コンクリートの圧縮強度は、試験体のコンクリート打設時にコンクリートコアを製作・封緘養生とし、加力実験時に合わせて圧縮強度試験を実施した結果。(設計基準強度: 27N/mm^2)

表 2-4 鉄筋の引張試験結果

| | 降伏強度 (N/mm^2) | 引張強度 (N/mm^2) | 降伏ひずみ (μ) | ヤング係数 ($\times 10^4\text{N/mm}^2$) |
|------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------|---|
| D6(SD295) | 362 | 518 | 2160 | 17.2 |
| D10(SD345) | 364 | 572 | 2023 | 18.1 |
| D16(SD345) | 393 | 574 | 2060 | 19.1 |

2.5 加力計画

加力装置を図 2-3、加力概念図を図 2-4 に示す。2本の鉛直ジャッキにより試験体の壁と柱の全断面に対して、軸応力度 0.5N/mm^2 の一定軸力を加え、左右の2本の水平ジャッキで正負交番繰返し静的漸増载荷を行った。なお、試験体の反曲点高さが壁高さの中央にくるように2本の水平ジャッキを設置した。加力は、地震を受けた後の耐震壁を再現するために試験体 S-13-D0 以外の試験体は事前加力を行い、その後本加力を行うことで地震後の損傷の大きさがその後の構造性能低下にどう影響するかを比較・検討する。事前加力は小さい層間変形角から繰返し、各試験体の損傷度時の層間変形角を5回繰返し、確実に各損傷度の損傷状態を再現した後、一旦除荷し、本加力を行う。加力スケジュールを表 2-5 に示す。加力スケジュールは、表 2-2 の事前加力で与える層間変形角（損傷の大きさ）を踏まえて設定した。

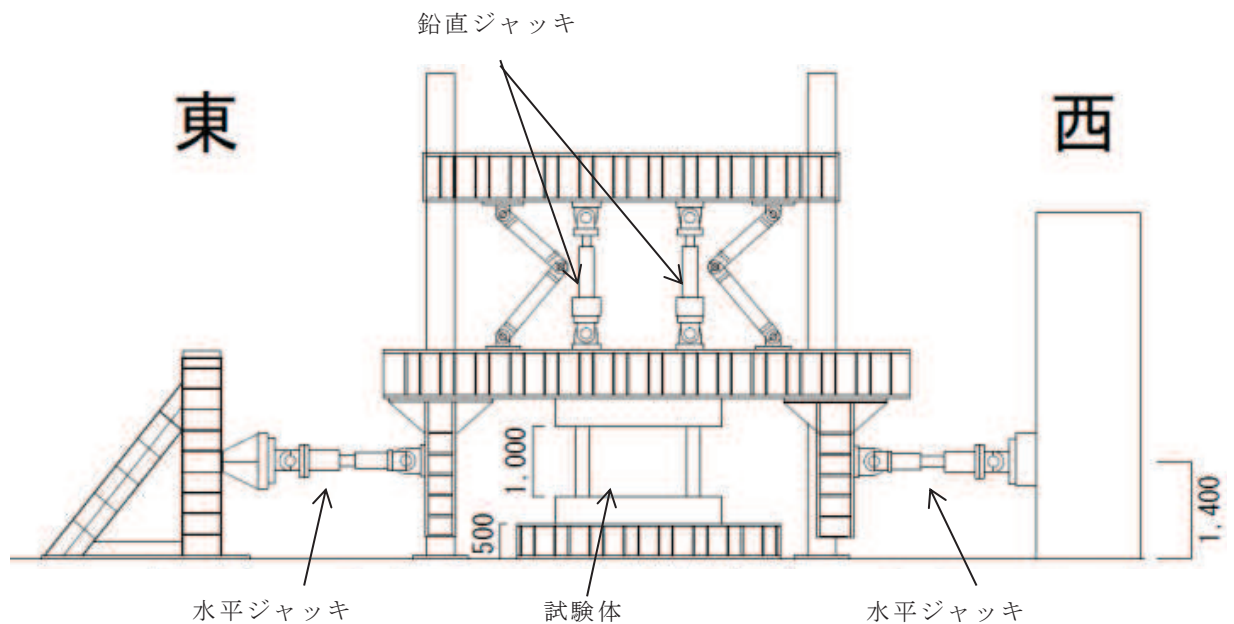


図 2-3 加力装置図

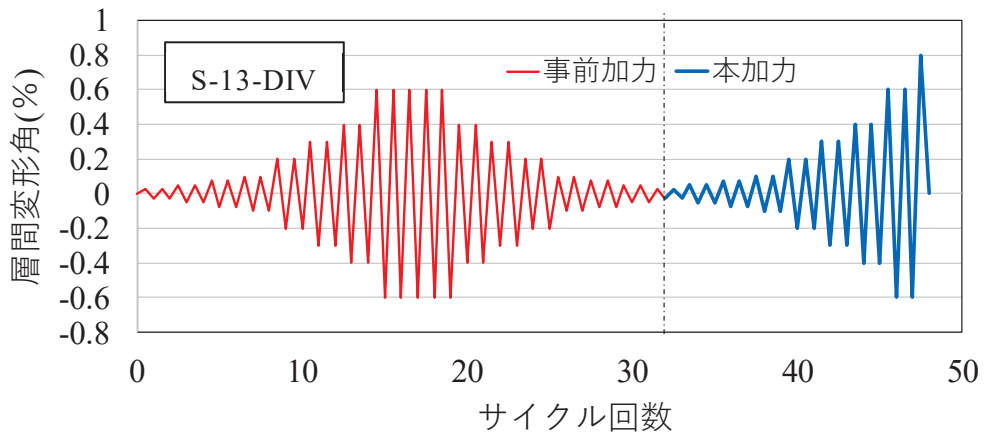


図 2-4 加力概念図

表 2-5 加力スケジュール

| | | | S-13-D0 | S-13-D I | S-13-D II | S-13-D III | S-13-DIV |
|---------|------------|-------|---------|----------|-----------|------------|----------|
| 加力 | 目標部材角 | 層間変形 | サイクル数 | | | | |
| | R(rad.) | mm | 回 | | | | |
| 事前加力 | ±0.25/1000 | ±0.25 | 0 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| | ±0.50/1000 | ±0.50 | | 2 | 2 | 2 | 2 |
| | ±0.75/1000 | ±0.75 | | 5 | 2 | 2 | 2 |
| | ±1/1000 | ±1.0 | | | 2 | 2 | 2 |
| | ±2/1000 | ±2.0 | | | 5 | 2 | 2 |
| | ±3/1000 | ±3.0 | | | | 2 | 2 |
| | ±4/1000 | ±4.0 | | | | 5 | 2 |
| | ±6/1000 | ±6.0 | | | | | 5 |
| | ±4/1000 | ±4.0 | | | | | 2 |
| | ±3/1000 | ±3.0 | | | | 2 | 2 |
| | ±2/1000 | ±2.0 | | | | 2 | 2 |
| | ±1/1000 | ±1.0 | | | 2 | 2 | 2 |
| | ±0.75/1000 | ±0.75 | | | 2 | 2 | 2 |
| | ±0.50/1000 | ±0.50 | | 2 | 2 | 2 | 2 |
| | ±0.25/1000 | ±0.25 | | 2 | 2 | 2 | 2 |
| 本加力 | ±0.25/1000 | ±0.25 | 2 | 2 | | | |
| | ±0.50/1000 | ±0.50 | 2 | 2 | | | |
| | ±0.75/1000 | ±0.75 | 2 | 2 | | | |
| | ±1/1000 | ±1.0 | 2 | 2 | | | |
| | ±2/1000 | ±2.0 | 2 | 2 | | | |
| | ±3/1000 | ±3.0 | 2 | 2 | | | |
| | ±4/1000 | ±4.0 | 2 | 2 | | | |
| | ±6/1000 | ±6.0 | 2 | 2 | | | |
| ±8/1000 | ±8.0 | 押切 | 押切 | | | | |

3. 実験結果

3.1 試験体 S-13-D0

(1) 試験体 S-13-D0 の実験結果

図 3-1 に試験体 S-13-D0 の層せん断力-層間変形角関係を示す。また、図 3-2 に最終破壊時写真を、図 3-3 に最終破壊時のひび割れ図を示す。試験体のひび割れ計測は試験体が左右対称であることから、ひび割れは東側のみ計測しており、ひび割れ図は壁半分を示している。ひび割れは、壁隅から発生し 2/1000rad. 付近で壁全体にひび割れが生じた。その後は、6/1000rad. サイクル時に壁中央部のひび割れに沿って細かな剥落が見られ、8/1000rad. 付近で終局耐力を迎えるとともに、コンクリートが圧壊し急激に耐力が低下した。

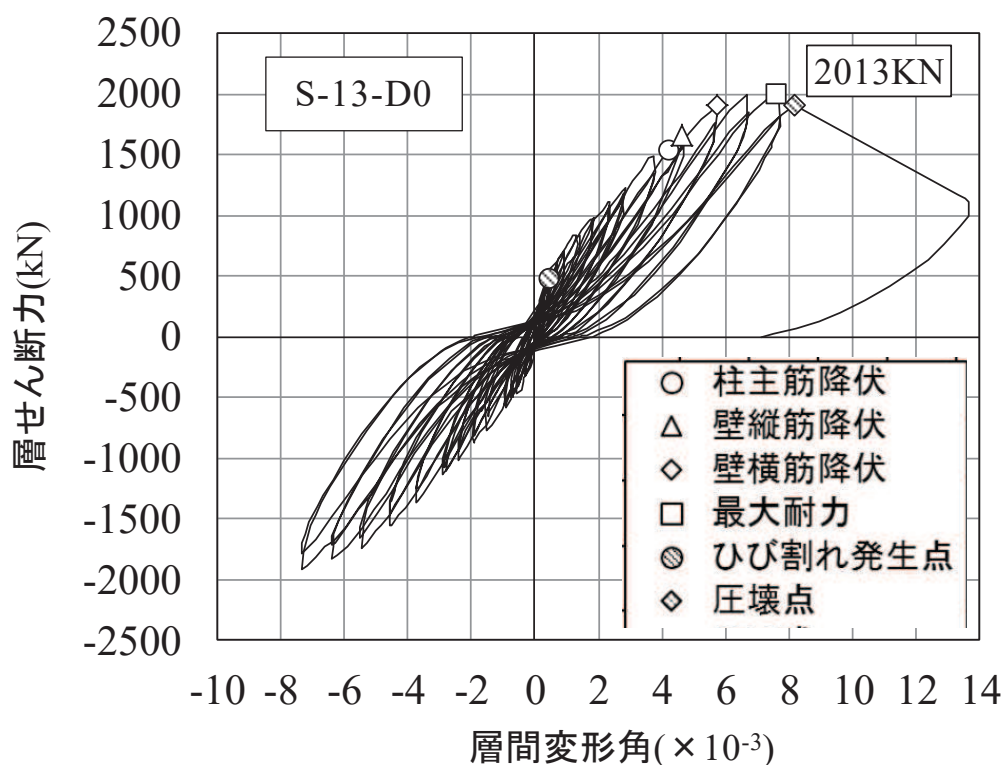


図 3-1 試験体 S-13-D0 の層せん断力-層間変形角関係



図 3-2 試験体 S-13-D0 最終破壊時写真

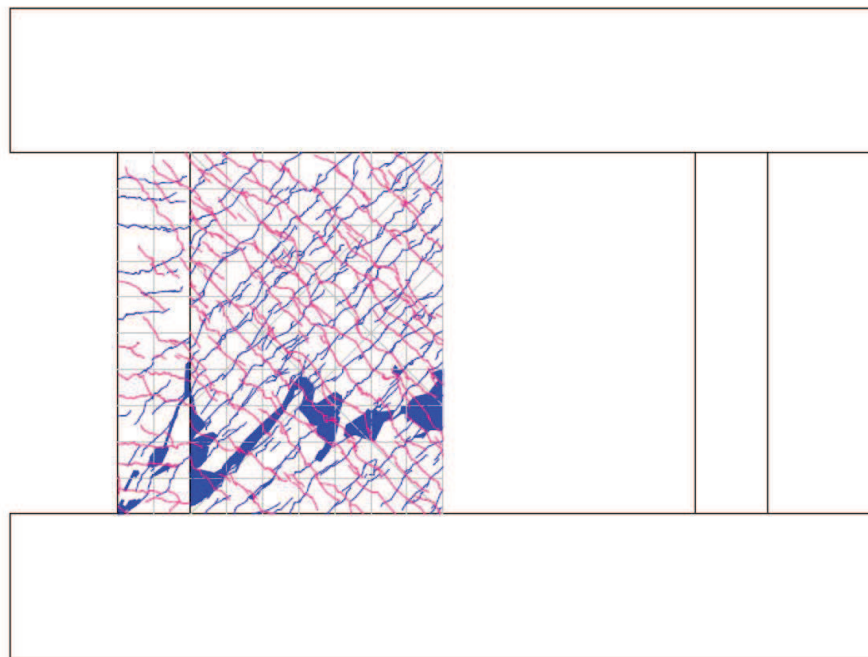


図 3-3 試験体 S-13-D0 最終破壊時ひび割れ図

(2) 損傷度の判定

図 3-4 に試験体 S-13-D0 の各変形の 2 サイクル終了時のひび割れ図を示す。本実験では、被災度区分判定基準を参考にするとともに、層せん断力-層間変形角関係、剛性低下、ひび割れの推移など実験データと比較・検討し、損傷度を判定した。損傷度Ⅰはひび割れ発生～ $1/1000\text{rad.}$ とし、損傷度Ⅱは $1/1000\text{rad.}$ ～ $3/1000\text{rad.}$ 、損傷度Ⅲは $3/1000\text{rad.}$ ～ $6/1000\text{rad.}$ 、損傷度Ⅳは $6/1000\text{rad.}$ ～終局耐力までと判定した。以上の損傷度判定と、層せん断力-層間変形角関係をまとめたものを図 3-5 に示す。

なお、表 2-2 の損傷度分類、表 2-5 の試験体 S-13-DⅠ～Ⅳの加力スケジュールは、この結果も踏まえて決定している。

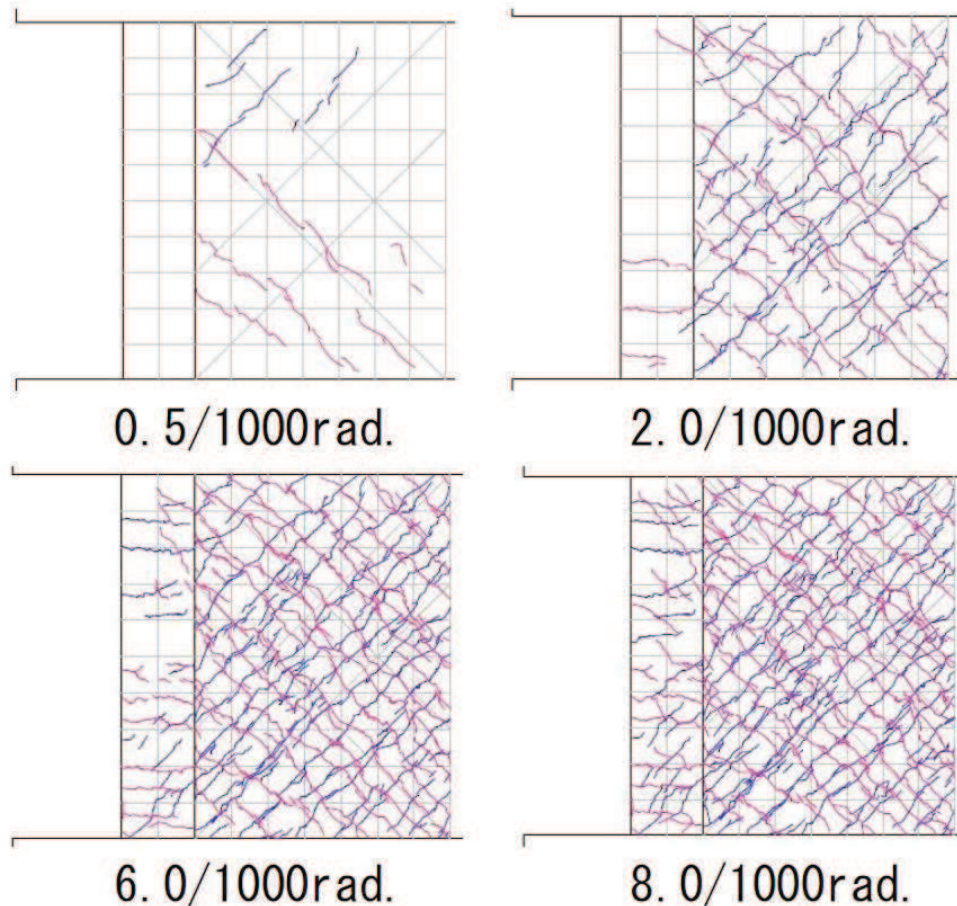


図 3-4 試験体 S-13-D0 の主な変形の 2 サイクル終了時のひび割れ図

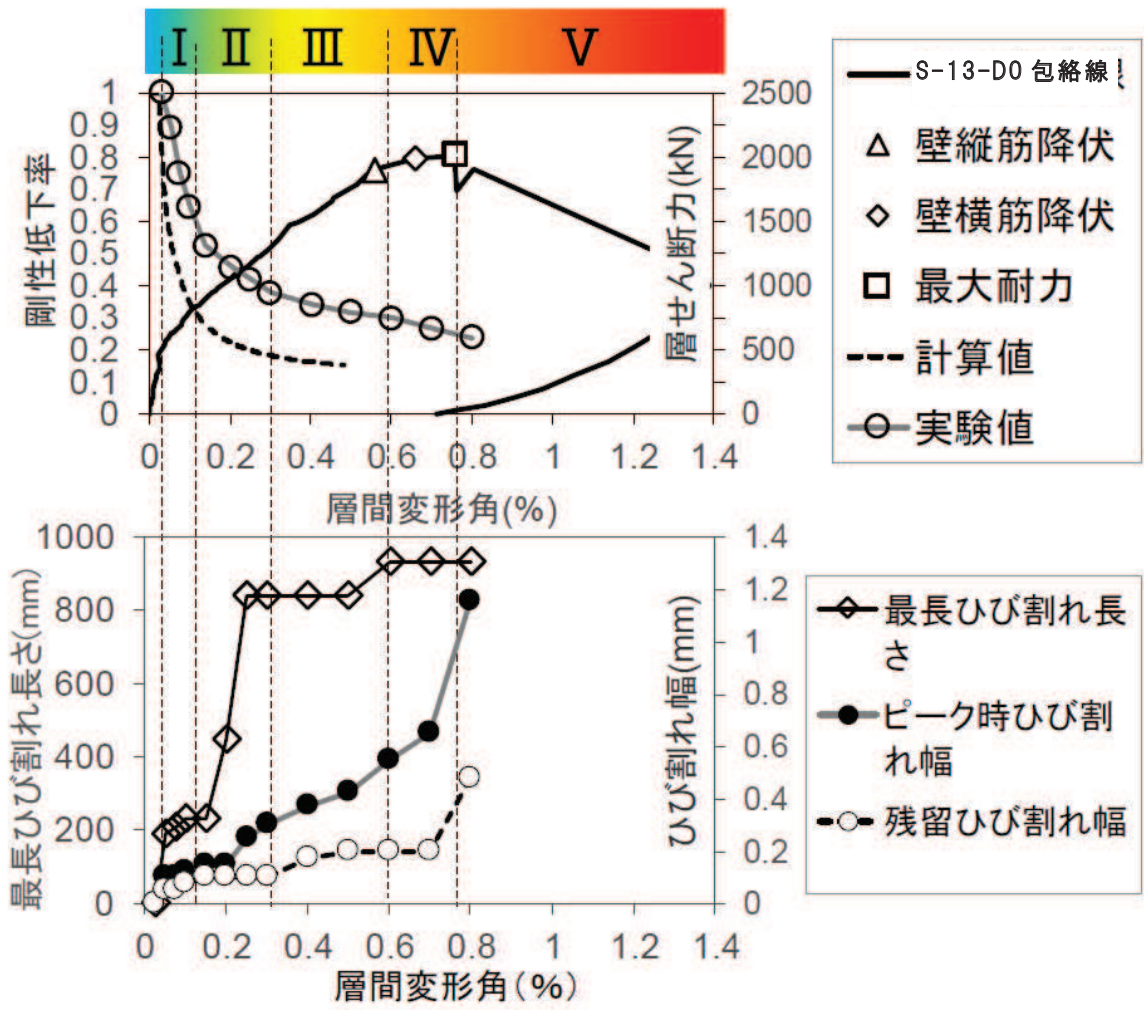


図 3-5 損傷度の判定

3.2 試験体 S-13-D I

(1) 試験体 S-13-D I の実験結果

図 3-6 に試験体 S-13-D I の層せん断力-層間変形角関係を示す。図 3-6 には試験体 S-13-D0 の層せん断力-層間変形角関係の包絡線を併記する。図 3-6 から、試験体 S-13-D0 と試験体 S-13-D I に目立った差は無く、事前損傷度合いとして、3.11 地震による原子炉建屋オペフロ上部の応答を上回る変形量(層間変形角： 0.75×10^{-3})を与えたケースは、本加力においても、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値(せん断ひずみ： 2.0×10^{-3})付近での耐力低下は認められなかった。

また、図 3-7 に最終破壊時写真を、図 3-8 に最終破壊時のひび割れ図を、図 3-9 に事前加力終了時写真を、図 3-10 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

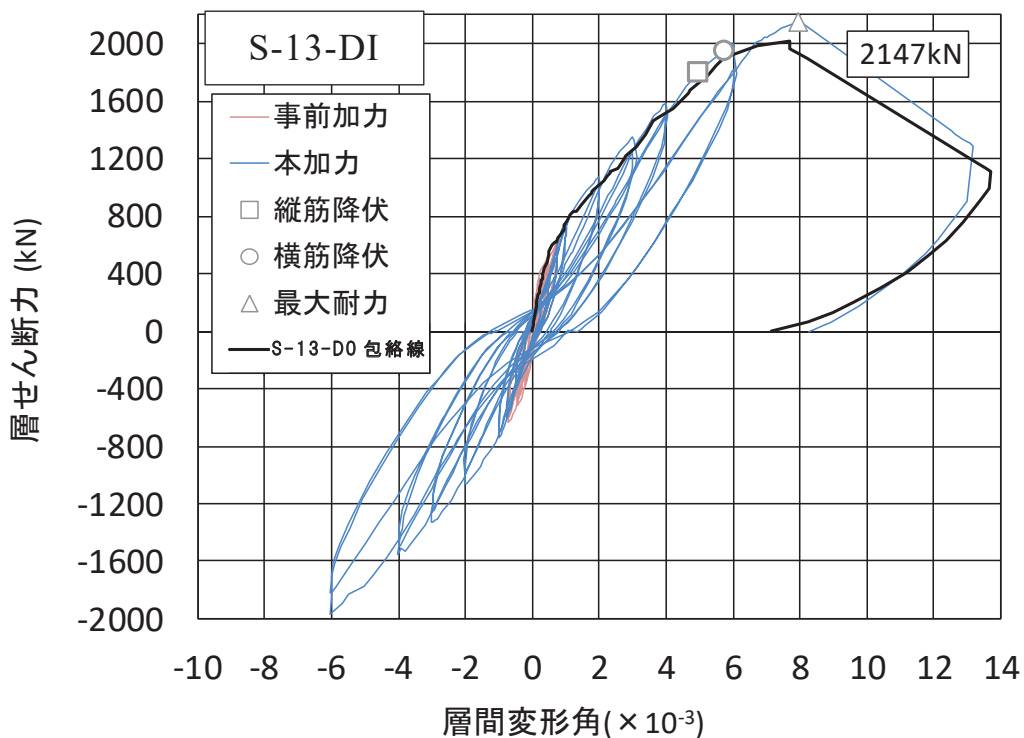


図 3-6 試験体 S-13-D I の荷重-変形関係

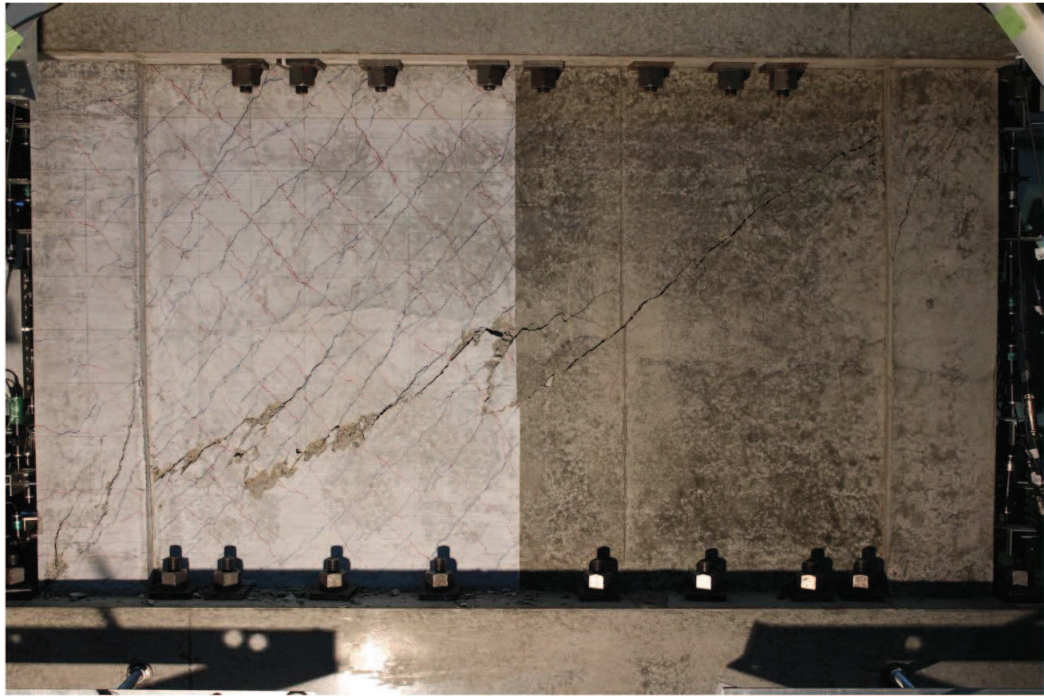


図 3-7 試験体 S-13-D I 最終破壊時写真

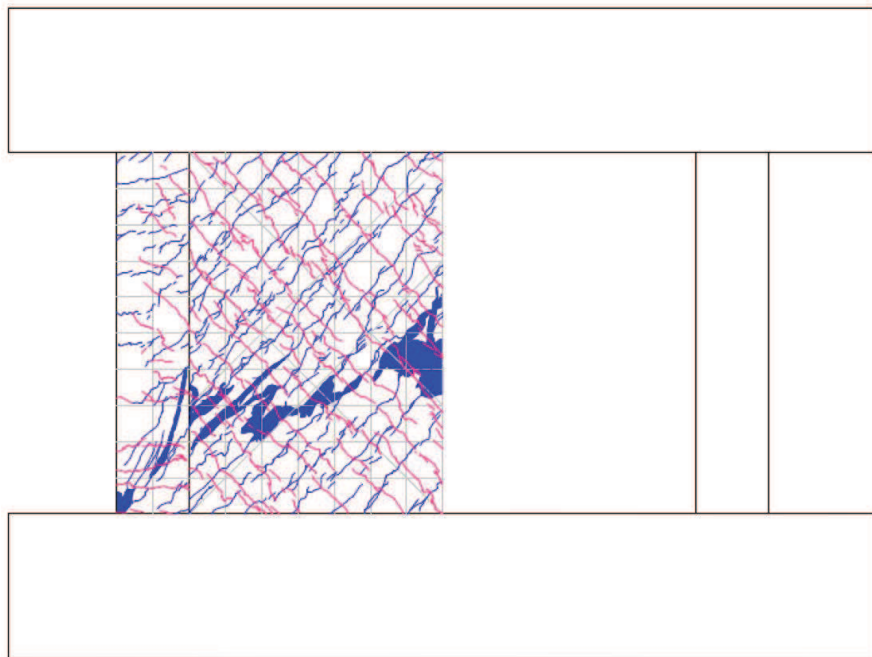


図 3-8 試験体 S-13-D I 最終破壊時ひび割れ図



図 3-9 試験体 S-13-D I 事前加力終了時 (0.75/1000rad.) 写真

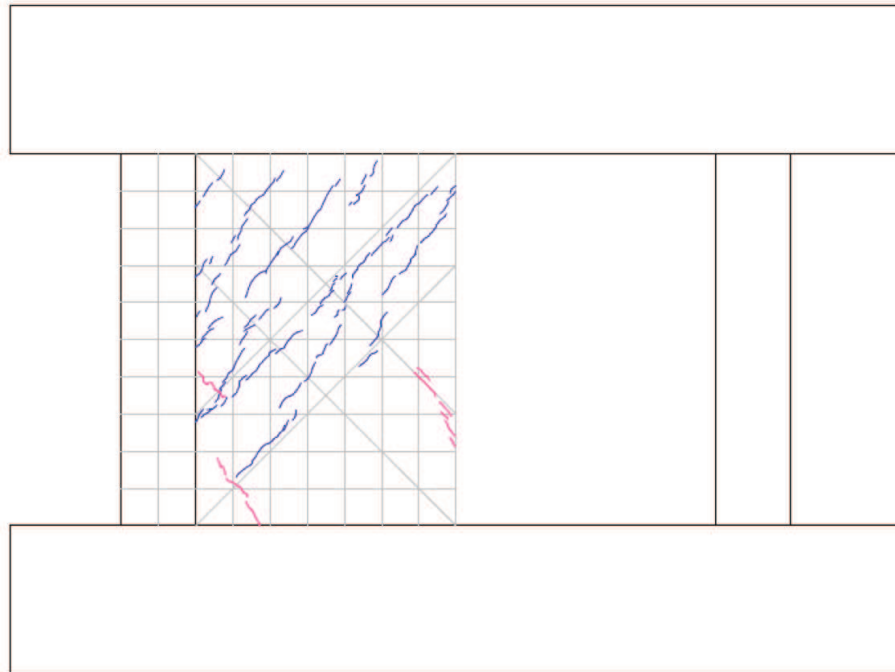


図 3-10 試験体 S-13-D I 事前加力終了時 (0.75/1000rad.) ひび割れ図

3.3 試験体 S-13-D II

(1) 試験体 S-13-D II の実験結果

図 3-11 に試験体 S-13-D II の層せん断力－層間変形角関係を示す。図 3-11 には試験体 S-13-D0 の層せん断力－層間変形角関係の包絡線を併記する。本試験体を、損傷度 IV を経験した試験体 S-13-DIV に再利用したため、終局耐力及びその時の変形のデータは記録していないが、損傷度 III の試験結果から、損傷度 II 程度の変形を受けても終局耐力に大きな影響がないと考えられる。図 3-11 から、事前損傷度合いとして、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）並を与えたケースは、本加力においても、評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）付近での耐力低下は認められなかった。

また、図 3-12 に 6/1000rad. 時の写真を、図 3-13 に 6/1000rad. 時のひび割れ図を、図 3-14 に事前加力終了時写真を、図 3-15 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

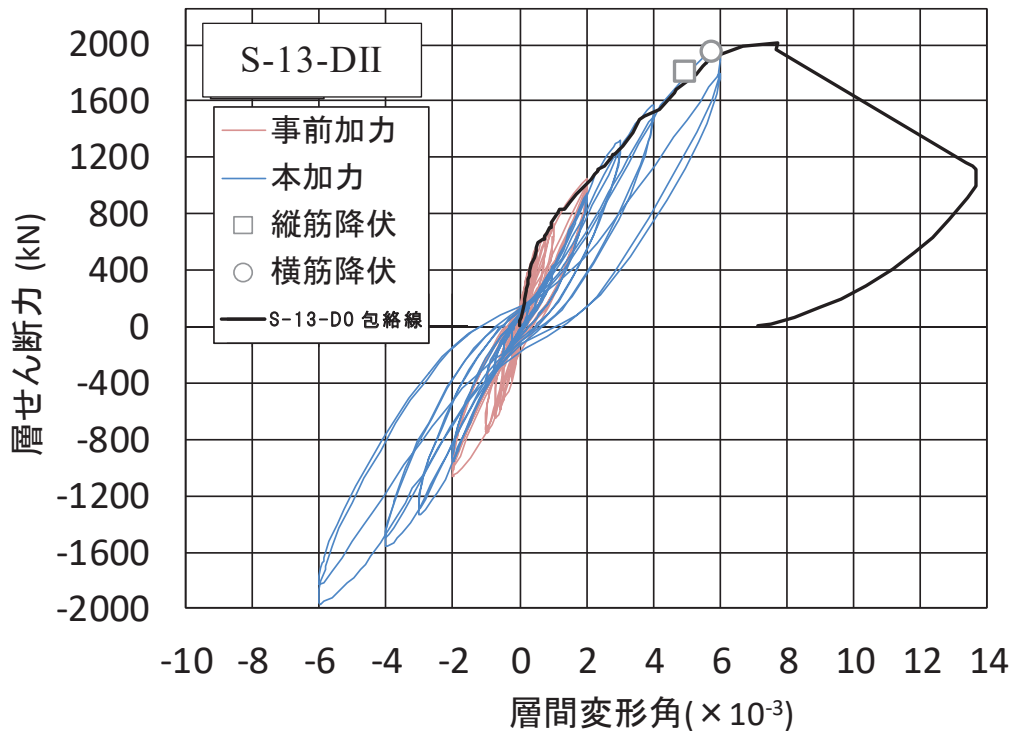


図 3-11 試験体 S-13-D II の層せん断力－層間変形角関係

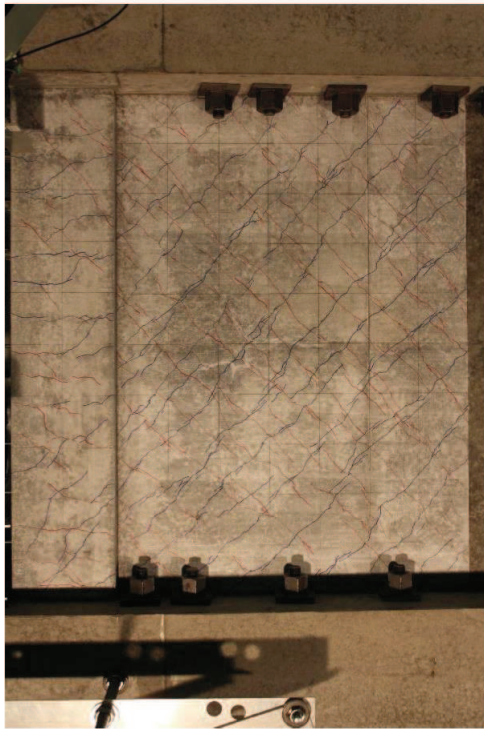


図 3-12 試験体 S-13-DII 6/1000rad. 時写真

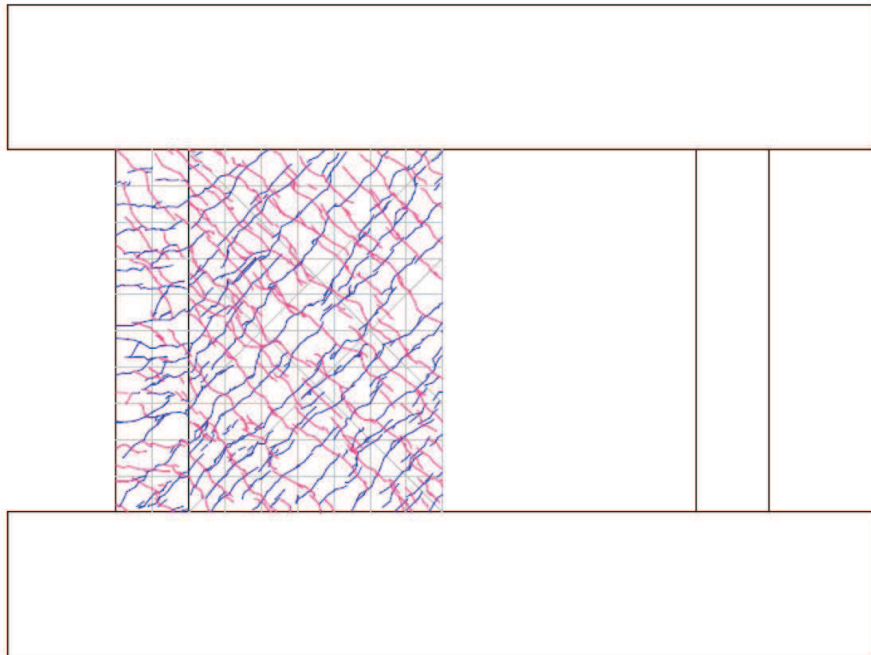


図 3-13 試験体 S-13-DII 6/1000rad. ひび割れ図



図 3-14 試験体 S-13-D II 事前加力終了時 (2/1000rad.) 写真

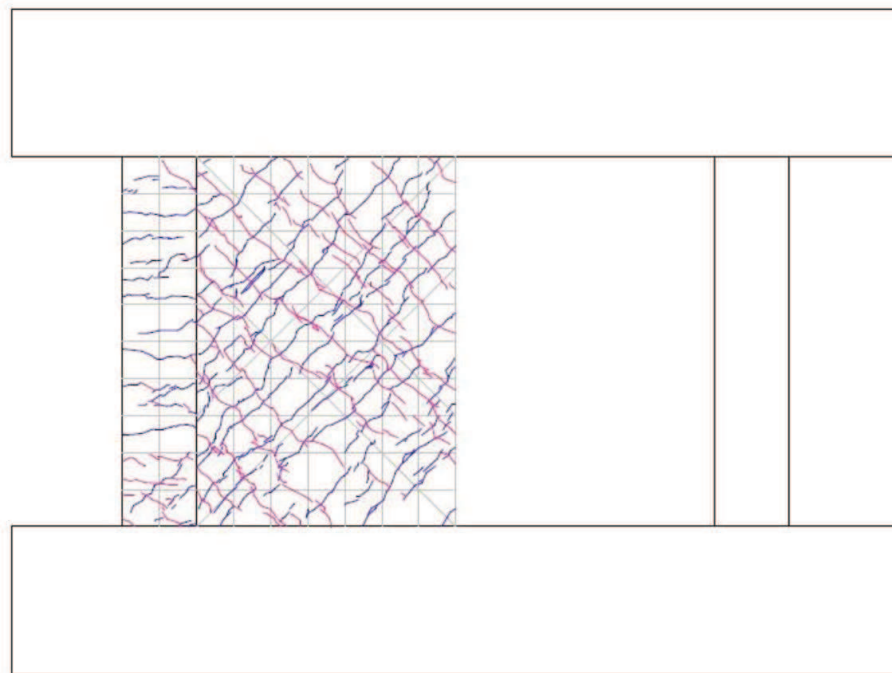


図 3-15 試験体 S-13-D II 事前加力終了時 (2/1000rad.) ひび割れ図

3.4 試験体 S-13-DIII

(1) 試験体 S-13-DIII の実験結果

図 3-16 に試験体 S-13-DIII の層せん断力-層間変形角関係を示す。図 3-16 には試験体 S-13-D0 の層せん断力-層間変形角関係の包絡線を併記する。図 3-16 から、これまでの試験体 S-13-D I, S-13-D II 同様に、未経験の変形レベルでは、大きな差はないため、損傷度 III 程度の変形を経験しても、未経験の変形レベルにおける負担せん断力の低下には影響がないといえる。

また、図 3-17 に最終破壊時写真を、図 3-18 に最終破壊時のひび割れ図を、図 3-19 に事前加力終了時写真を、図 3-20 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

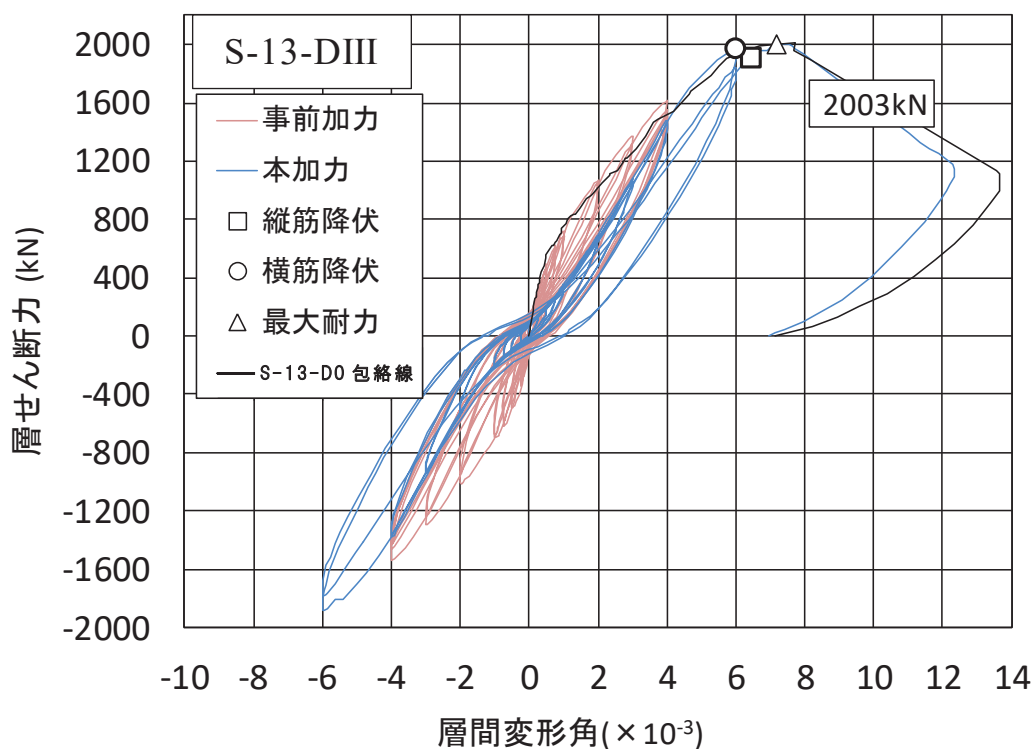


図 3-16 試験体 S-13-DIII の層せん断力-層間変形角関係

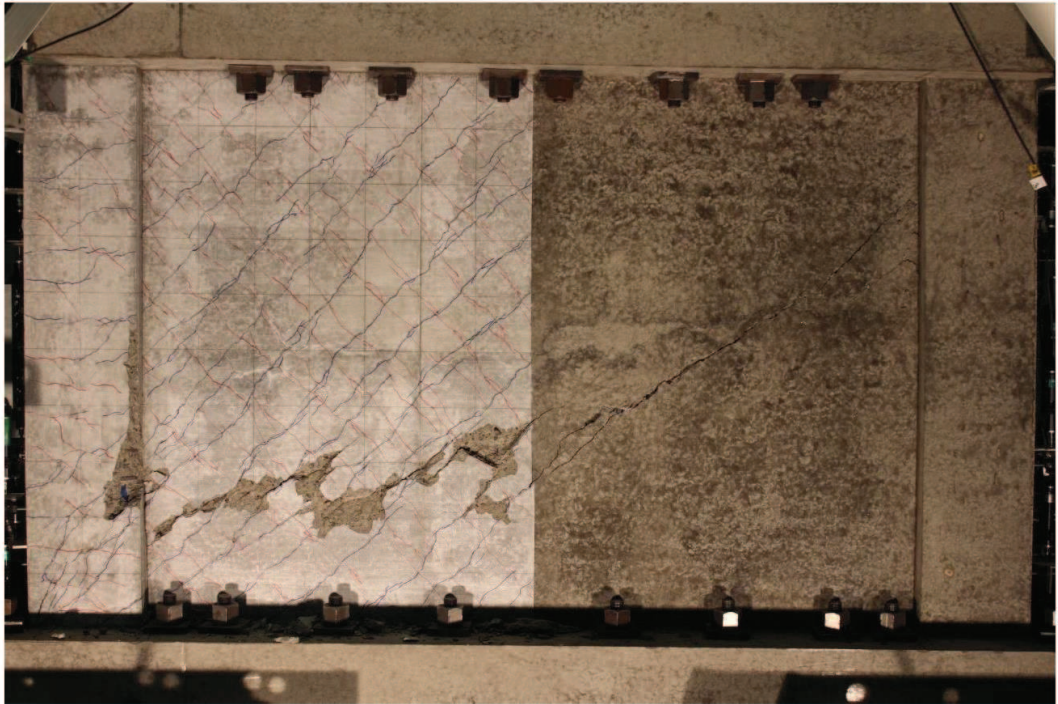


図 3-17 試験体 S-13-DIII 最終破壊時写真

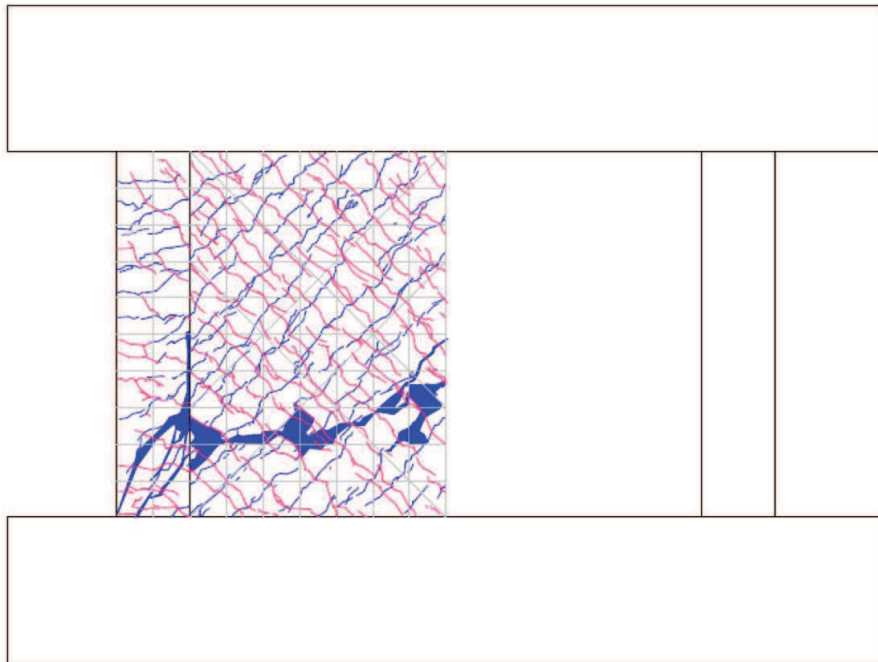


図 3-18 試験体 S-13-DIII 最終破壊時ひび割れ図

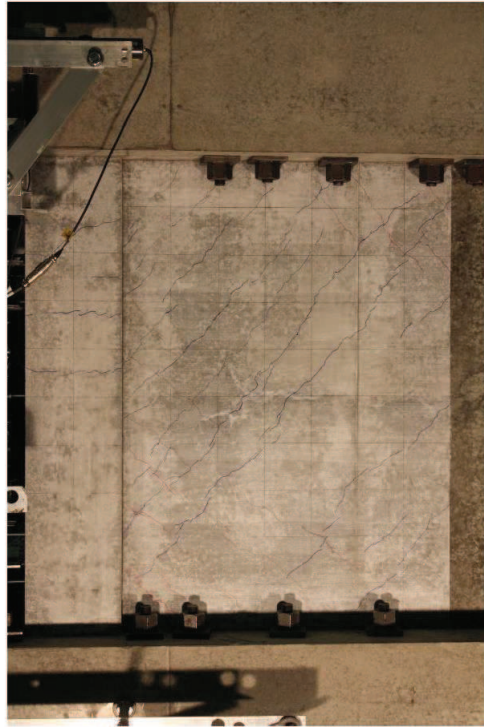


図 3-19 試験体 S-13-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) 写真

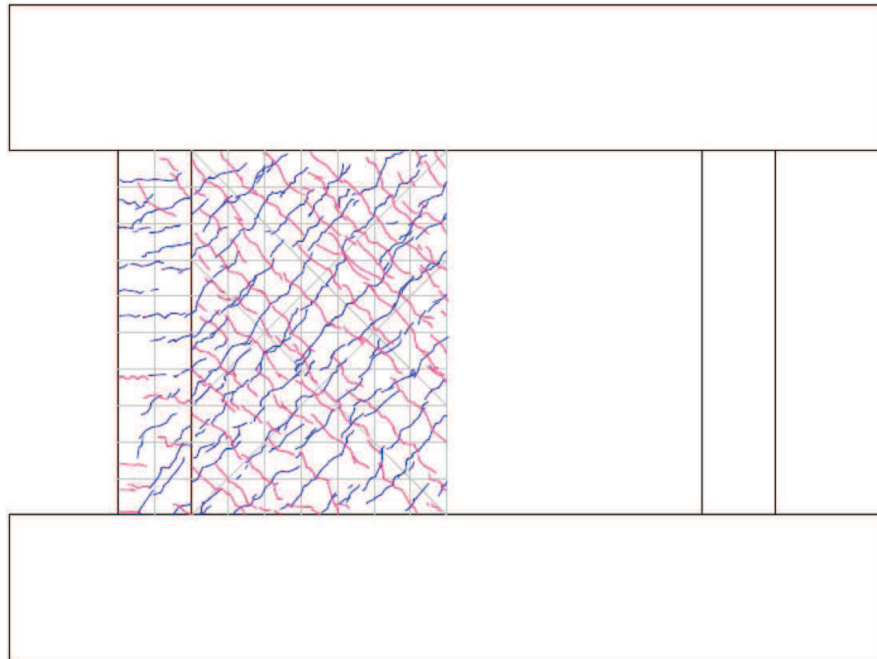


図 3-20 試験体 S-13-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) ひび割れ図

3.5 試験体 S-13-DIV

(1) 試験体 S-13-DIV の実験結果

図 3-21 に試験体 S-13-DIV の層せん断力－層間変形角関係を示す。図 3-21 には試験体 S-13-D0 の層せん断力－層間変形角関係の包絡線を併記する。図 3-21 から、本加力の履歴ループは、逆 S 字のループを描き、一度経験している変形では、エネルギー吸収能力が低下しているが、最終耐力は S-13-D0 と同等であった。

また、図 3-22 に最終破壊時写真を、図 3-23 に最終破壊時のひび割れ図を、図 3-24 に事前加力終了時写真を、図 3-25 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

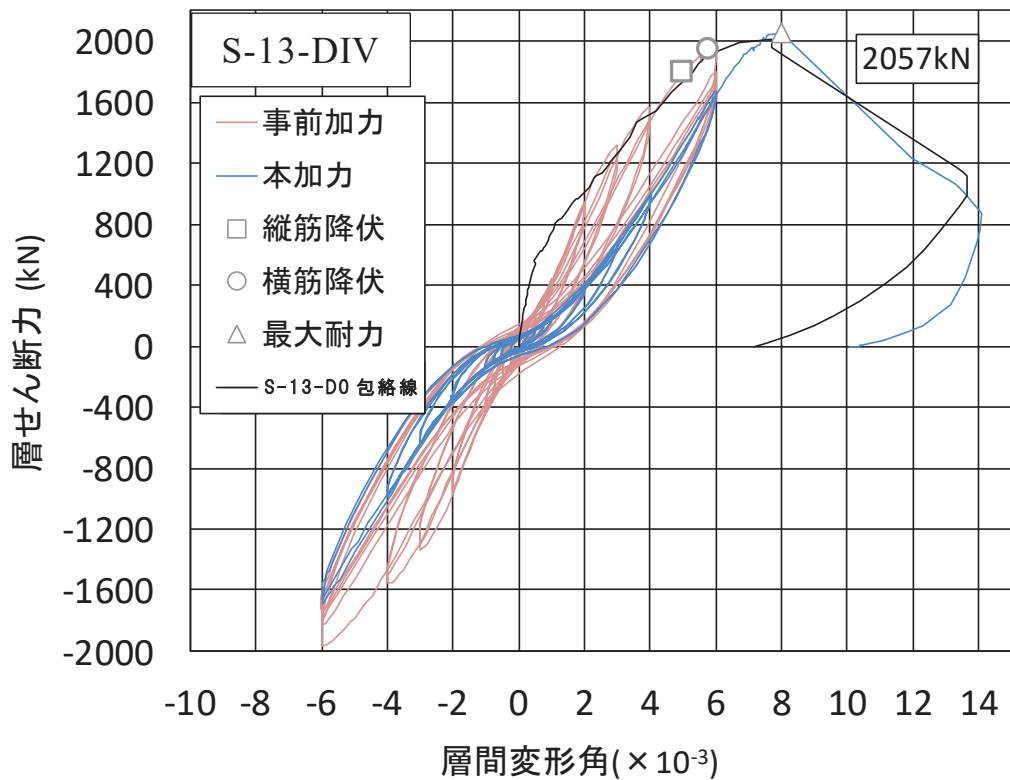


図 3-21 試験体 S-13-DIV の層せん断力－層間変形角関係

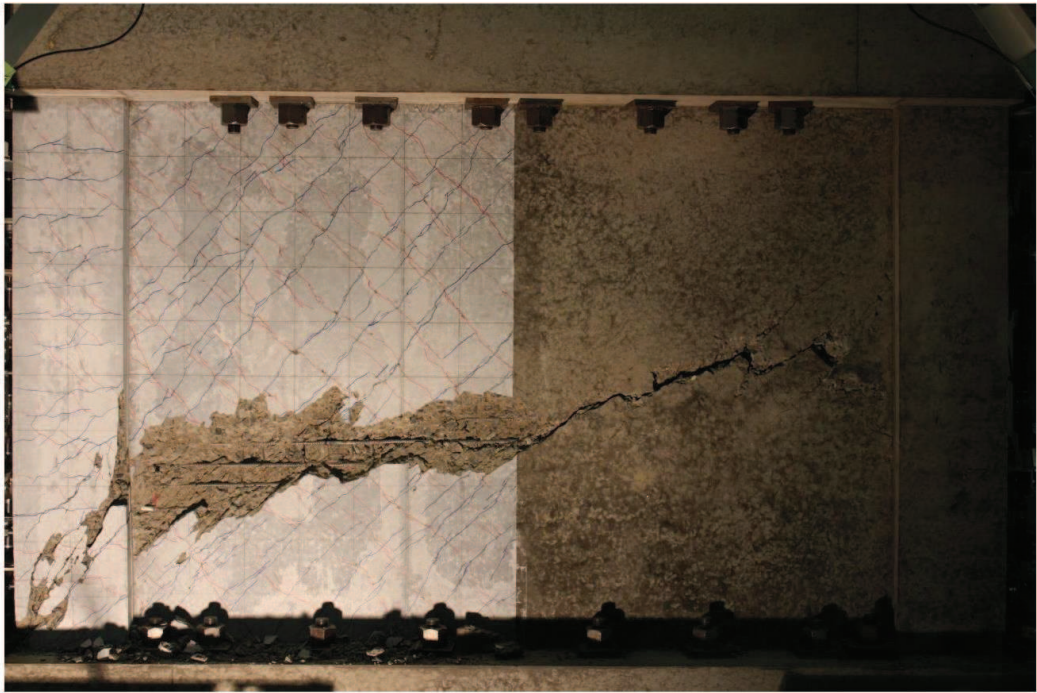


図 3-22 試験体 S-13-DIV 最終破壊時写真

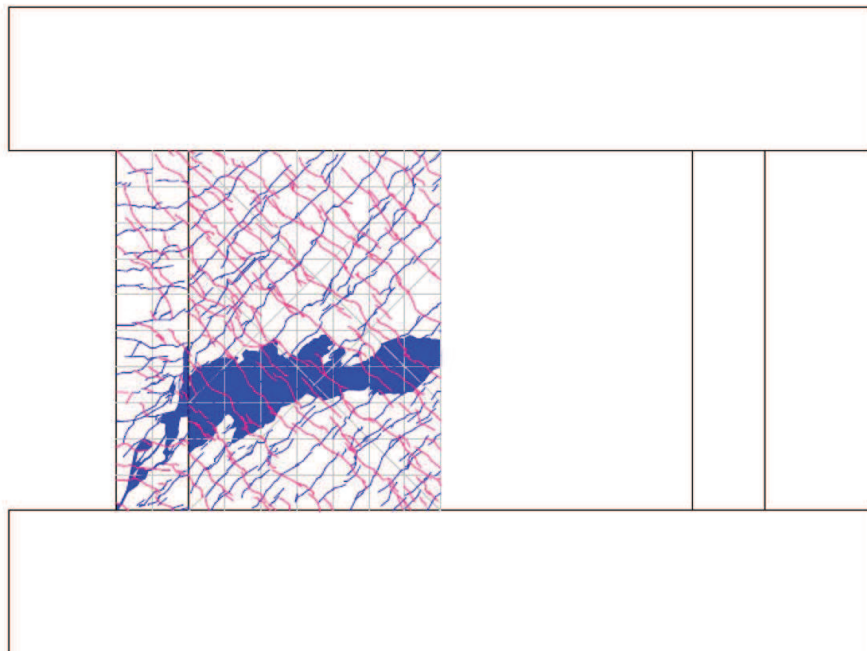


図 3-23 試験体 S-13-DIV 最終破壊時ひび割れ図

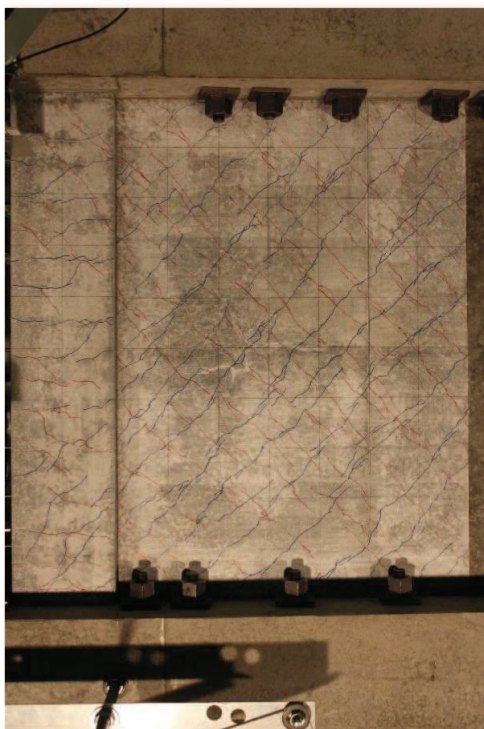


図 3-24 試験体 S-13-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) 写真

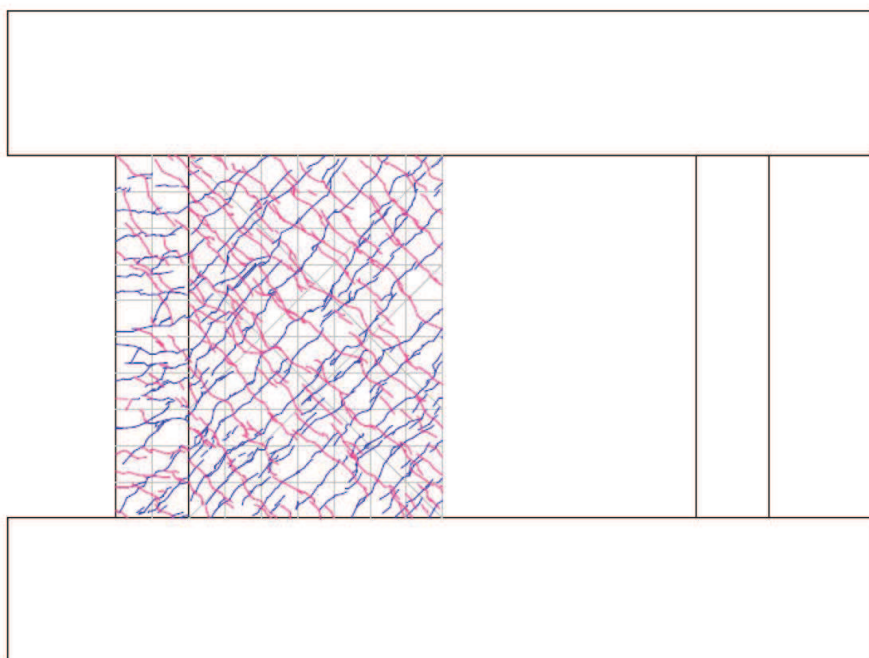
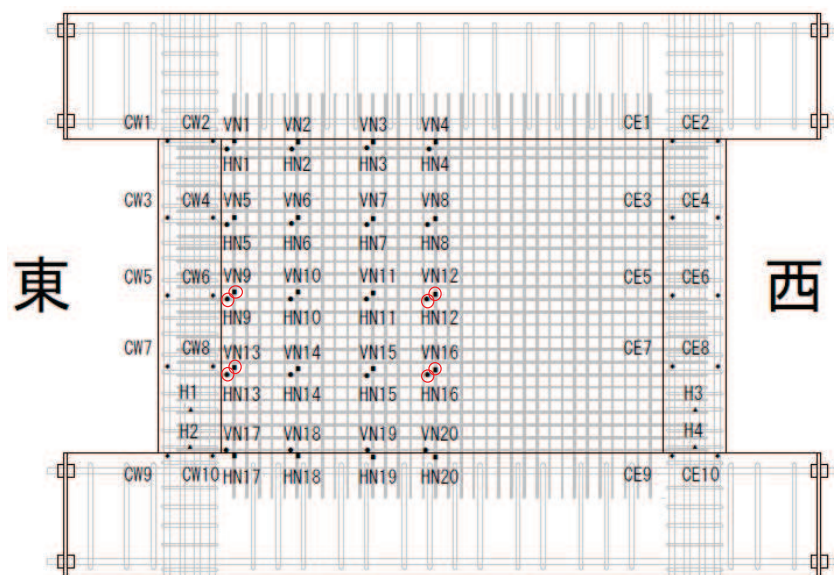


図 3-25 試験体 S-13-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) ひび割れ図

3.6 鉄筋ひずみ計測結果

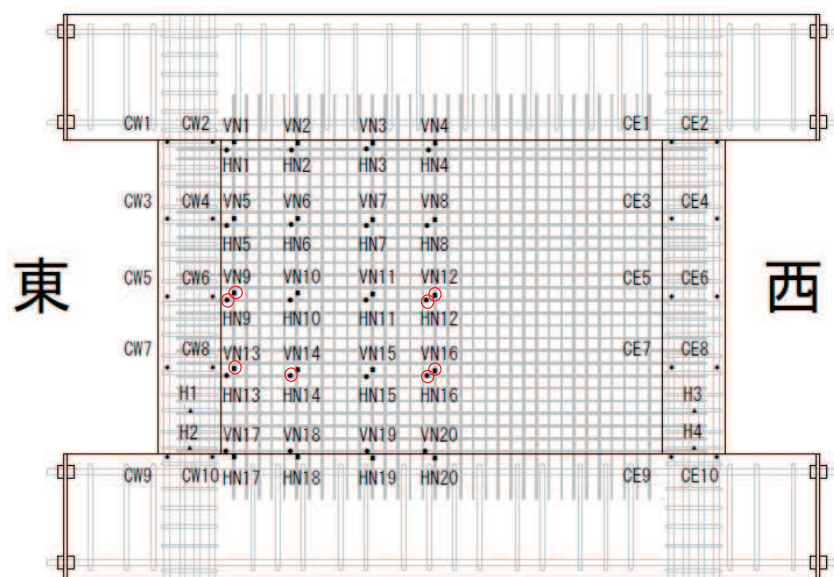
試験体 S-13-D0（無損傷試験体）及び S-13-DⅡ（層間変形角 2.0×10^{-3} の事前加力）の鉄筋ひずみ計測結果を代表として示す。

試験体の鉄筋ひずみは，試験体が左右対称であることから，図 3-26 及び図 3-27 に示す位置で計測した。そのうち，壁板の代表的な計測点（図 3-26 及び図 3-27 の赤丸）における鉄筋ひずみ－層間変形角関係を，図 3-28 及び図 3-29 に示す。鉄筋ひずみは，3.11 地震による原子炉建屋オペフロ上部の応答を上回る変形量（層間変形角： 0.75×10^{-3} ）において，鉄筋の降伏ひずみ（ 1680μ ）を十分下回っており，弾性範囲に収まっていることを確認した。また，基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）に相当する層間変形角（ 2.0×10^{-3} ）においても，鉄筋ひずみは弾性範囲内に納まっていることを確認した。



○ : 図 3-28 で鉄筋ひずみを示す位置

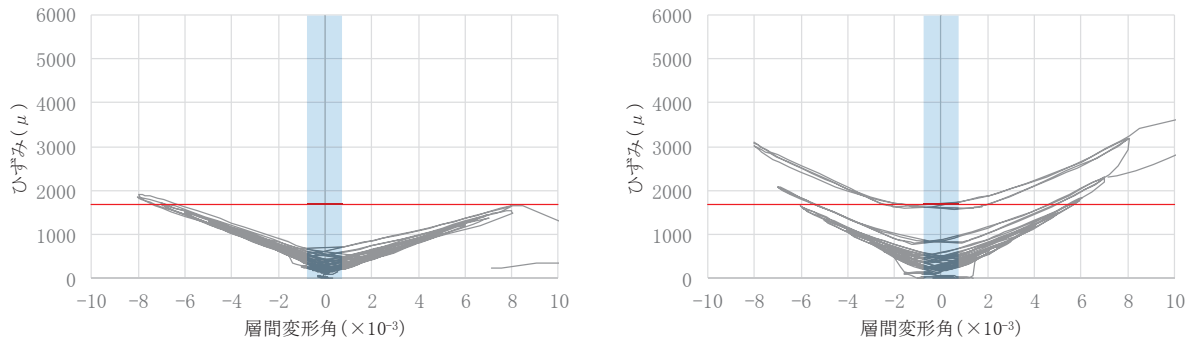
図 3-26 試験体 S-13-D0 鉄筋ひずみ計測位置



○ : 図 3-29 においてひずみを示す位置

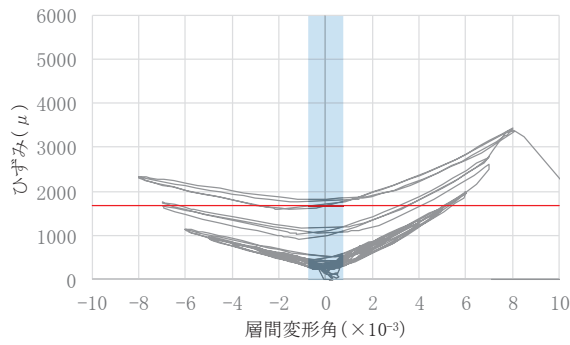
(HN-13 が欠測であったことから, HN-14 とする。)

図 3-27 試験体 S-13-DII 鉄筋ひずみ計測位置

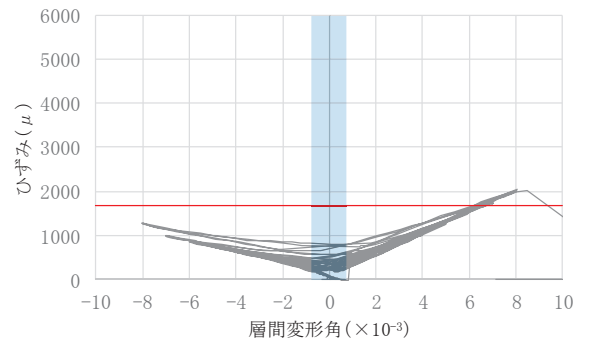


HN9

HN12

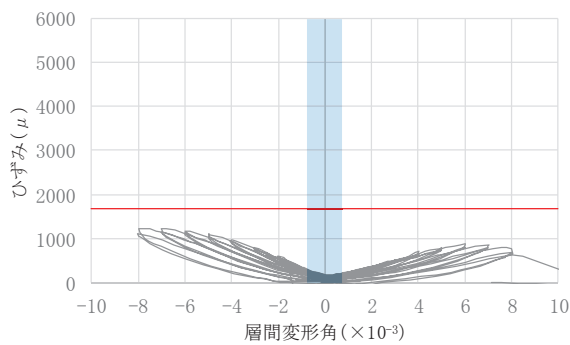


HN13

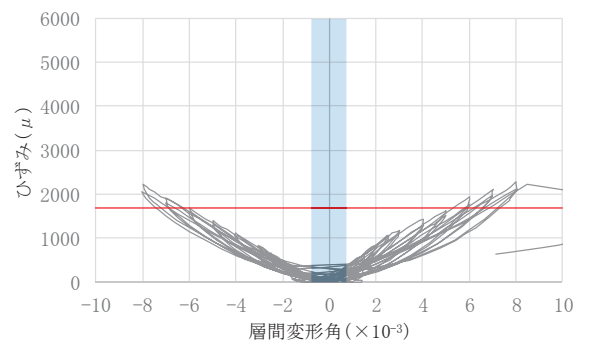


HN16

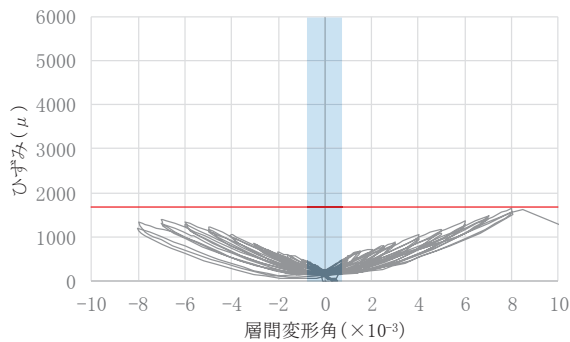
(a) 壁板横筋



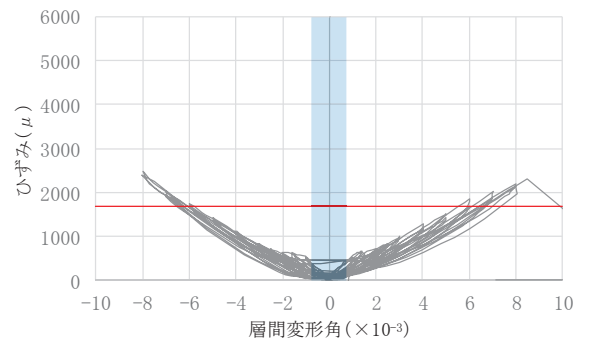
VN9



VN12



VN13

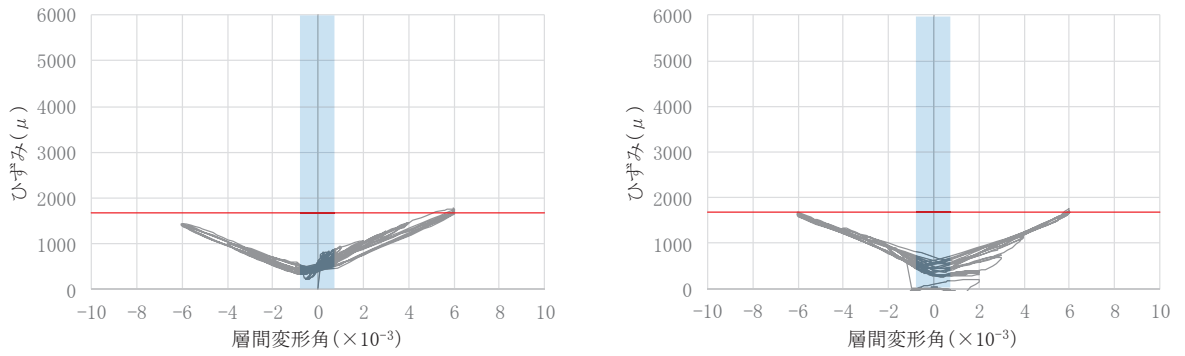


VN16

(b) 壁板縦筋

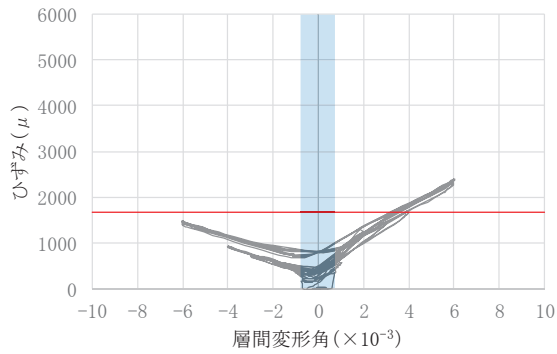
■ : 3.11地震による原子炉建屋の応答を上回る変形量 (層間変形角 : 0.75×10^{-3})
 — : 降伏ひずみ (1680μ)

図 3-28 試験体 S-13-D0 鉄筋ひずみ-層間変形角関係

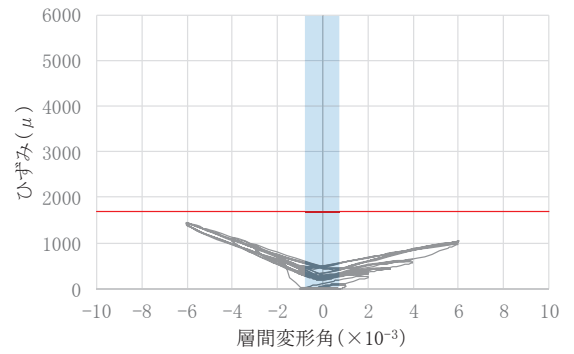


HN9

HN12

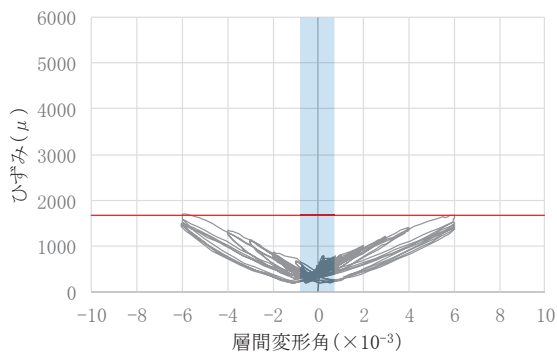


HN14

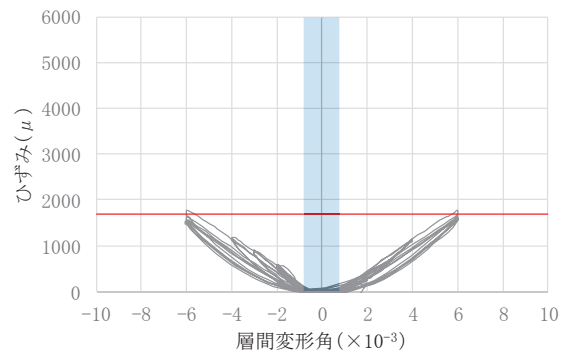


HN16

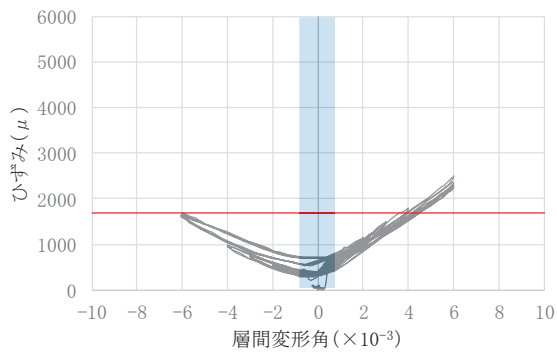
(a) 壁板横筋



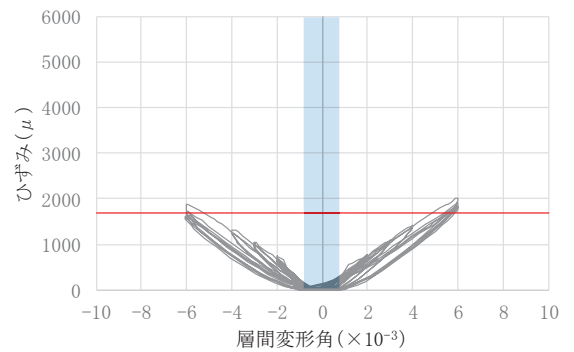
VN9



VN12



VN13



VN16

(b) 壁板縦筋

■ : 3.11地震による原子炉建屋の応答を上回る変形量 (層間変形角 : 0.75×10^{-3})
 — : 降伏ひずみ (1680 μ)

図 3-29 試験体 S-13-DII 鉄筋ひずみ-層間変形角関係

4. 損傷の有無による耐震壁の構造性能への影響の検討

4.1 耐力低下及び変形性能低下への影響の検討

図 4-1(1)に各試験体の層せん断力-層間変形角関係(正側)の包絡線, 図 4-1(2)に各試験体のせん断応力度-せん断ひずみ関係(正側)の包絡線を示す。図 4-1(2)には J E A G 式によるスケルトンカーブ(表 2-3 に示す試験体 S-13-D0 の材料特性による。)を併記する。また, 表 4-1 に各試験体のせん断応力度の比較を, 表 4-2 に各試験体の終局耐力及び終局耐力時変形の比較を示す。

図 4-1 及び表 4-1, 表 4-2 から, 無損傷の試験体と損傷有の試験体では, 終局耐力及び終局耐力時の変形には, 大きな差が見られないため, 終局耐力点以前の変形を受けたとしても, 終局耐力の低下及び変形性能低下には影響がないことがわかる。

特に, 事前損傷度合いとして, 3.11 地震による原子炉建屋オペフロ上部の応答を上回る変形量(層間変形角: 0.75×10^{-3})を与えた試験体 S-13-D I, 及び原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値(せん断ひずみ: 2.0×10^{-3})並を与えた試験体 S-13-D II は, 本加力においても, 評価基準値(せん断ひずみ: 2.0×10^{-3})付近での耐力低下は認められず, また, J E A G 式の耐力を上回ることを確認した。

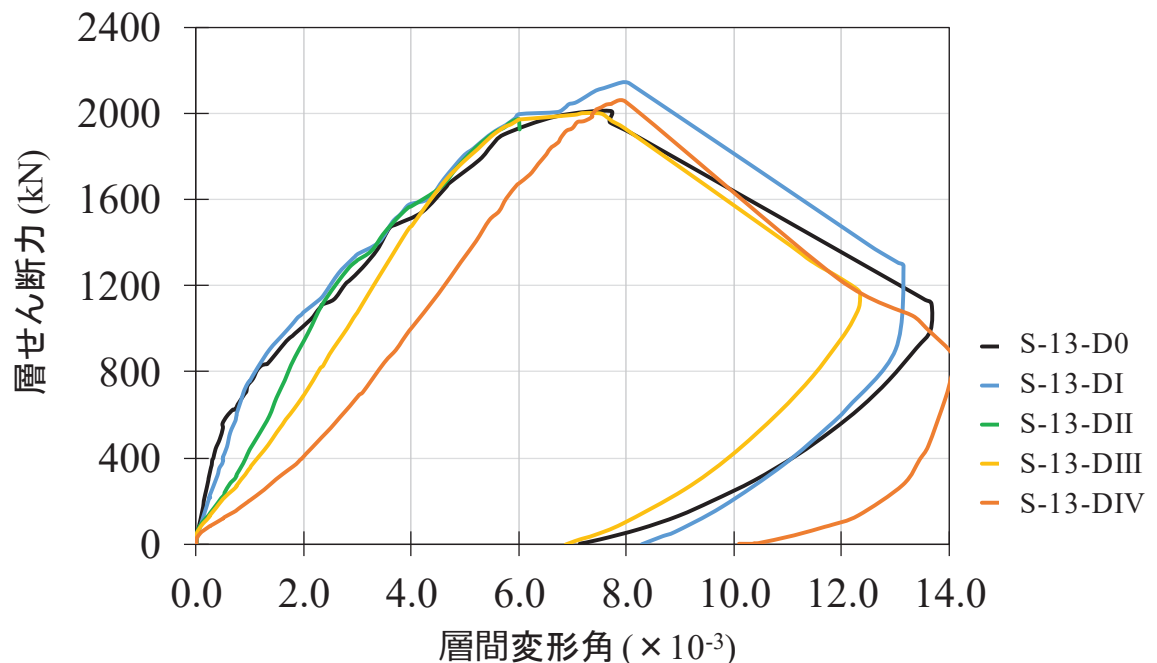
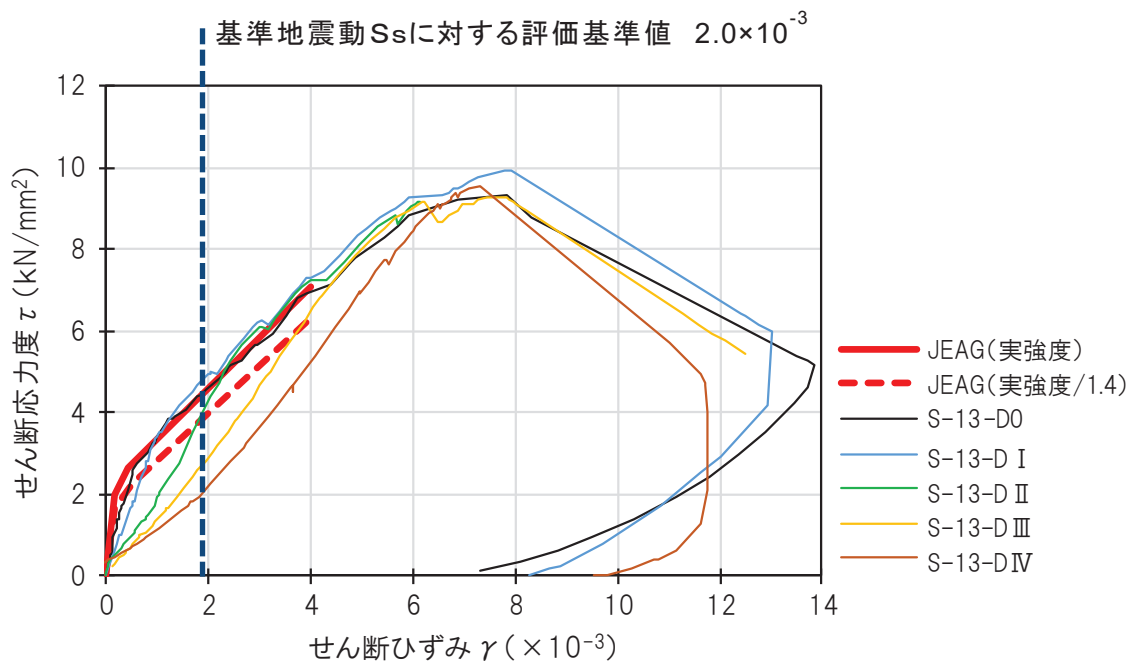


図 4-1(1) 層せん断力-層間変形角関係(正側)の包絡線



J E A G式によるスケルトンカーブは、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果 (S-13-D0) に基づき作成。また、設計基準強度相当 (1/1.4) も合わせて示す。設計基準強度相当として 1/1.4 としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準：2015 (一般社団法人 日本原子力学会)」による。

図 4-1(2) せん断応力度－せん断ひずみ関係(正側)の包絡線

表 4-1 各試験体 せん断応力度の比較

| | せん断応力度(kN/mm ²) | | | | | | せん断応力度の比(実験結果/JEAG(実強度/1.4)) | | | | |
|------------|-----------------------------|---------|----------|-----------|------------|----------|------------------------------|----------|-----------|------------|----------|
| | JEAG(実強度/1.4) | S-13-D0 | S-13-D I | S-13-D II | S-13-D III | S-13-DIV | S-13-D0 | S-13-D I | S-13-D II | S-13-D III | S-13-DIV |
| 第1折れ点近傍 | 1.66 | 0.92 | 0.63 | 0.51 | 0.25 | 0.46 | 0.56 | 0.38 | 0.31 | 0.15 | 0.28 |
| 第2折れ点近傍 | 2.24 | 2.12 | 1.62 | 0.90 | 0.69 | 0.69 | 0.94 | 0.72 | 0.40 | 0.31 | 0.31 |
| 1000 μ | 2.82 | 3.41 | 3.41 | 1.93 | 1.39 | 1.17 | 1.21 | 1.21 | 0.68 | 0.49 | 0.41 |
| 2000 μ | 3.98 | 4.53 | 4.96 | 4.37 | 2.80 | 2.24 | 1.14 | 1.25 | 1.10 | 0.70 | 0.56 |
| 3000 μ | 5.14 | 5.67 | 6.24 | 6.09 | 4.64 | 3.90 | 1.10 | 1.22 | 1.19 | 0.90 | 0.76 |
| 4000 μ | 6.29 | 6.89 | 7.31 | 7.25 | 6.60 | 5.39 | 1.10 | 1.16 | 1.15 | 1.05 | 0.86 |

表 4-2 各試験体 終局耐力及び終局耐力時変形の比較

| | 最大耐力 | 最大耐力 S-13-D0に対する比 | 最大耐力時 層間変形角 | 層間変形角 S-13-D0に対する比 |
|------------|------------------|--------------------------------------|------------------|--------------------------------------|
| | Q _{max} | Q _{max} /D0Q _{max} | R _{max} | R _{max} /D0R _{max} |
| | kN | - | % | - |
| S-13-D0 | 2013 | 1 | 0.800 | 1 |
| S-13-D I | 2147 | 1.07 | 0.793 | 0.99 |
| S-13-D II | - | - | - | - |
| S-13-D III | 2003 | 1.00 | 0.717 | 0.90 |
| S-13-DIV | 2057 | 1.02 | 0.798 | 1.00 |

4.2 剛性低下への影響の検討

図 4-2 に初期剛性に対する剛性低下率－層間変形角関係を示す。

剛性低下率は、各試験体の本加力時 0.25/1000rad. の履歴ループをもとに、最小二乗法で求めた初期剛性に対する各サイクルの剛性の比としている。各試験体の剛性低下率は、本加力のみの剛性低下率を記載している。

図 4-2 をみると、事前加力で経験している変形レベルでは、損傷が大きいほど剛性が低下しており、一方で、未経験の変形レベルでは、無損傷の試験体とほとんど変わらない剛性低下率となっている。

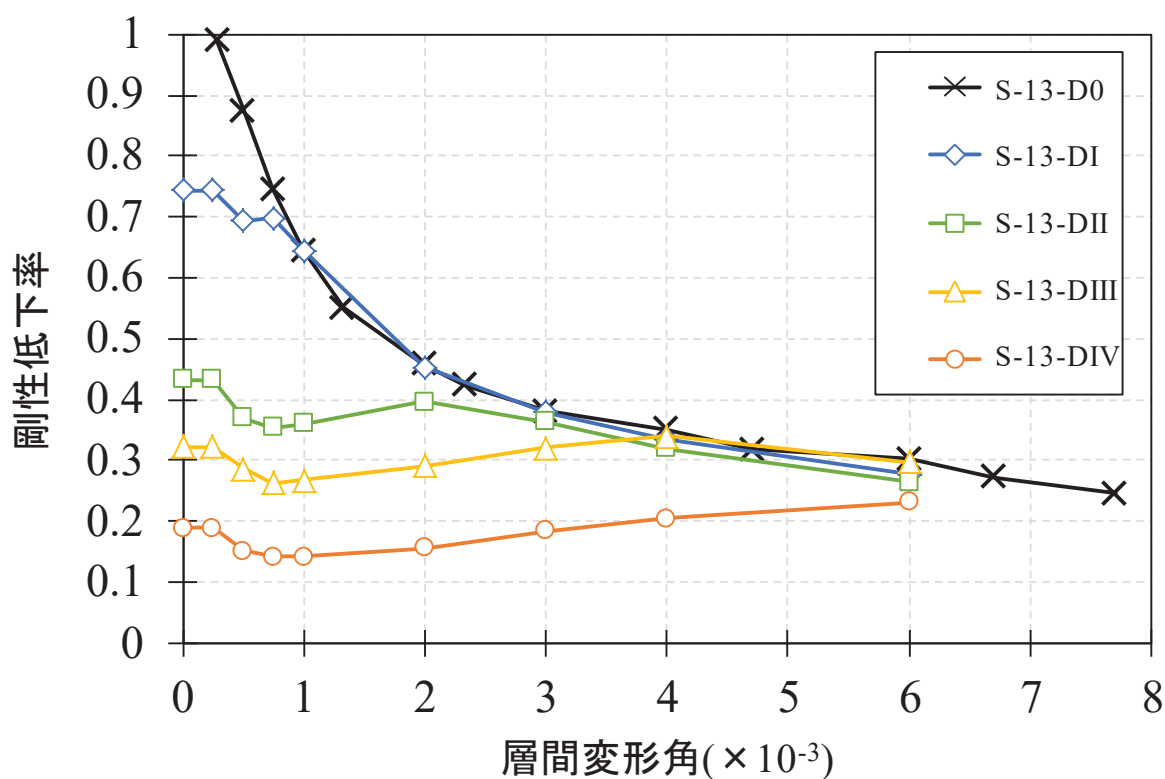


図 4-2 初期剛性に対する剛性低下率－層間変形角関係

4.3 変形割合の確認

図 4-3～図 4-7 に試験体 S-13-D0～試験体 S-13-DIV のせん断変形及び曲げ変形の変形割合のグラフを示す。変形割合の推移をみると、各試験体ともに曲げ変形の割合は非常に小さく、せん断変形が支配的であることが確認できる。参考として試験体 S-13-D II の曲げモーメントー曲率関係図 4-8 に示す。

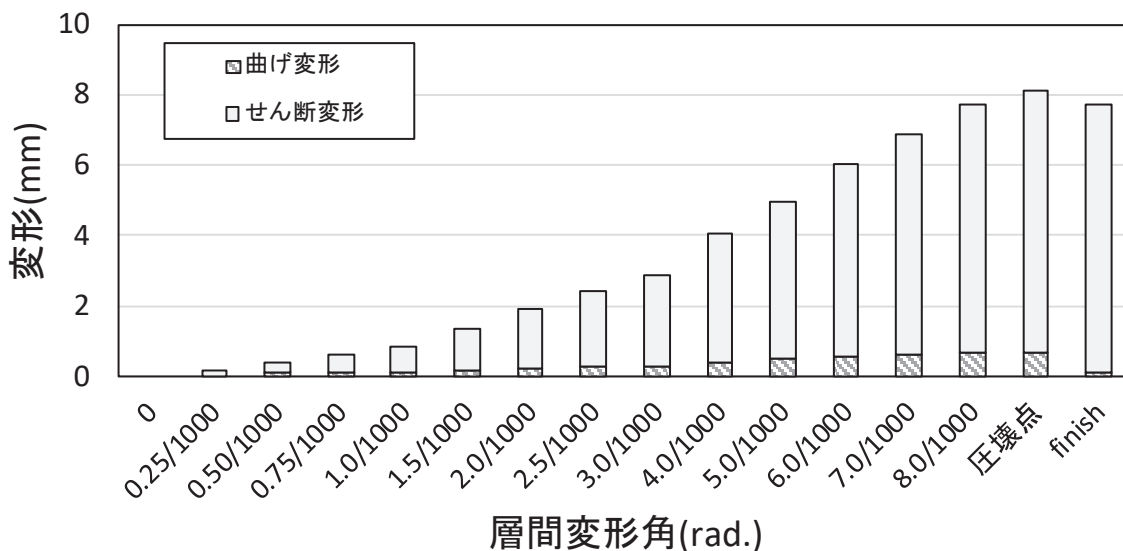


図 4-3 曲げーせん断変形割合 (試験体 S-13-D0)

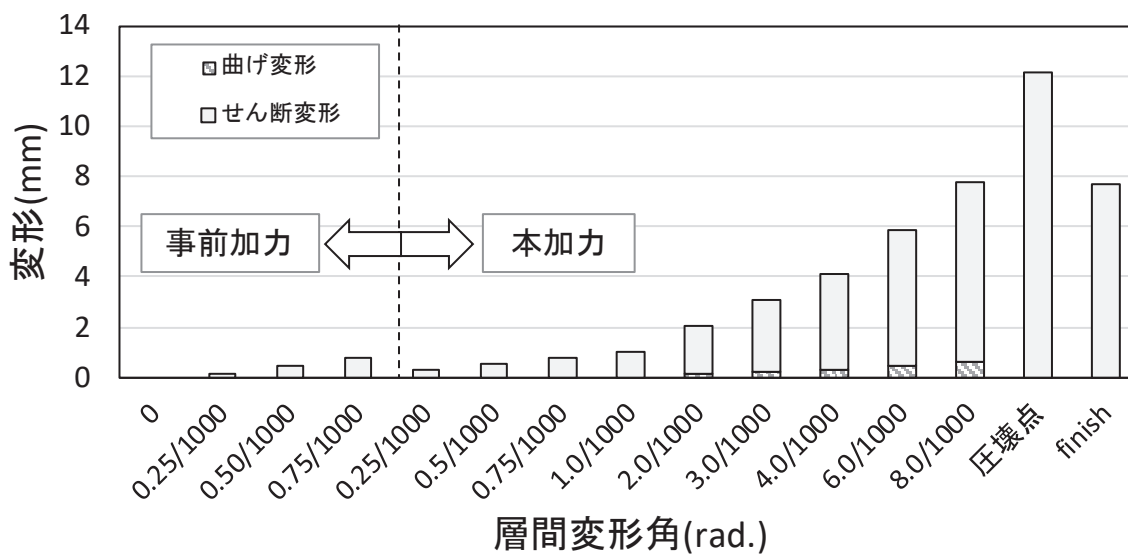


図 4-4 曲げーせん断変形割合 (試験体 S-13-D I)

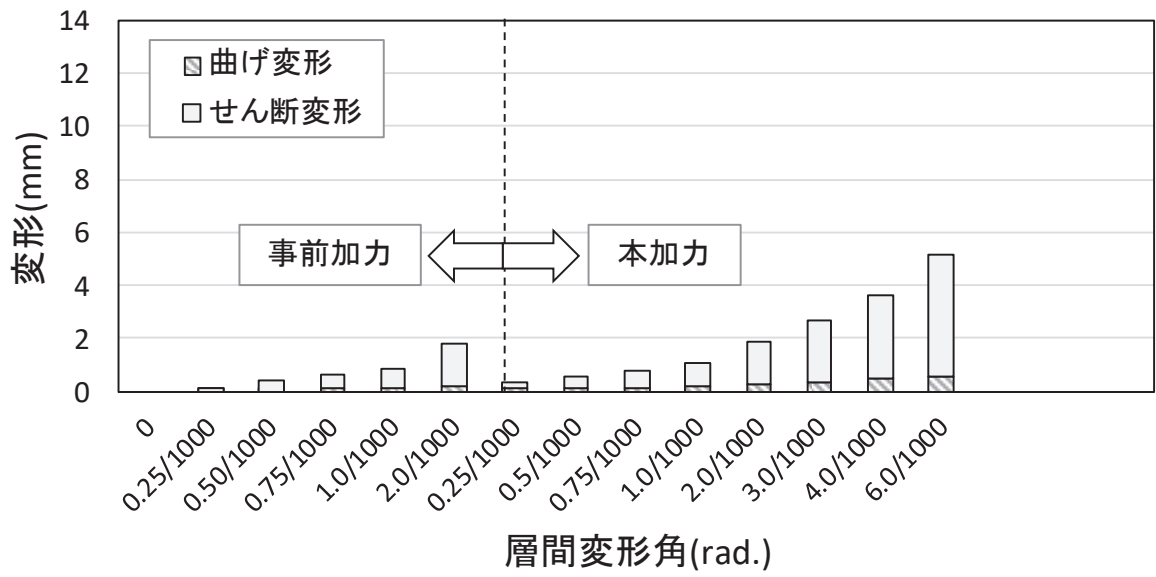


図 4-5 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-DII)

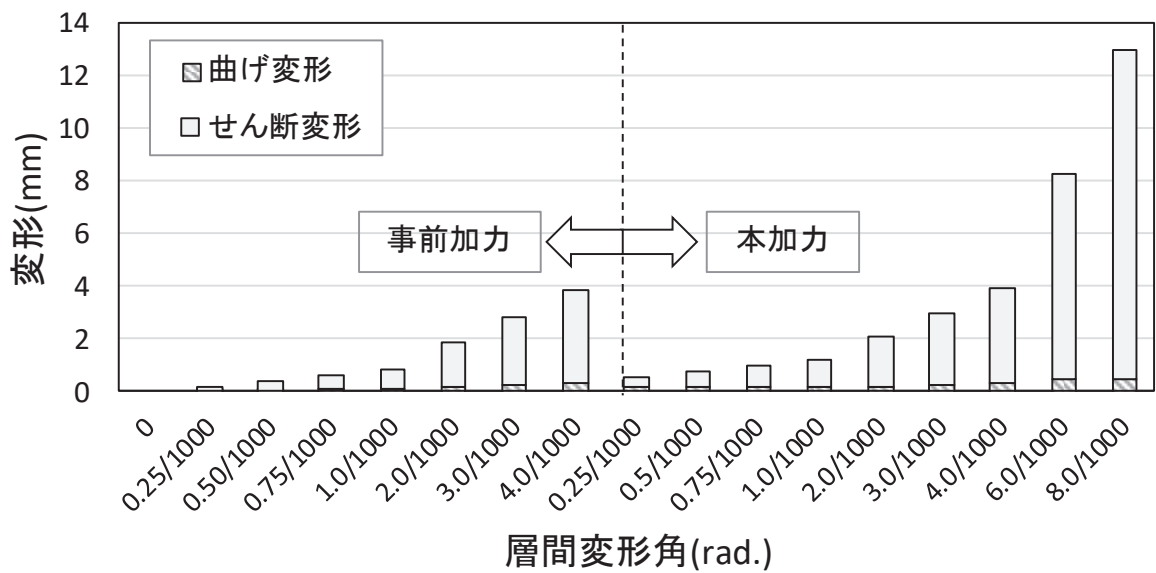


図 4-6 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-DIII)

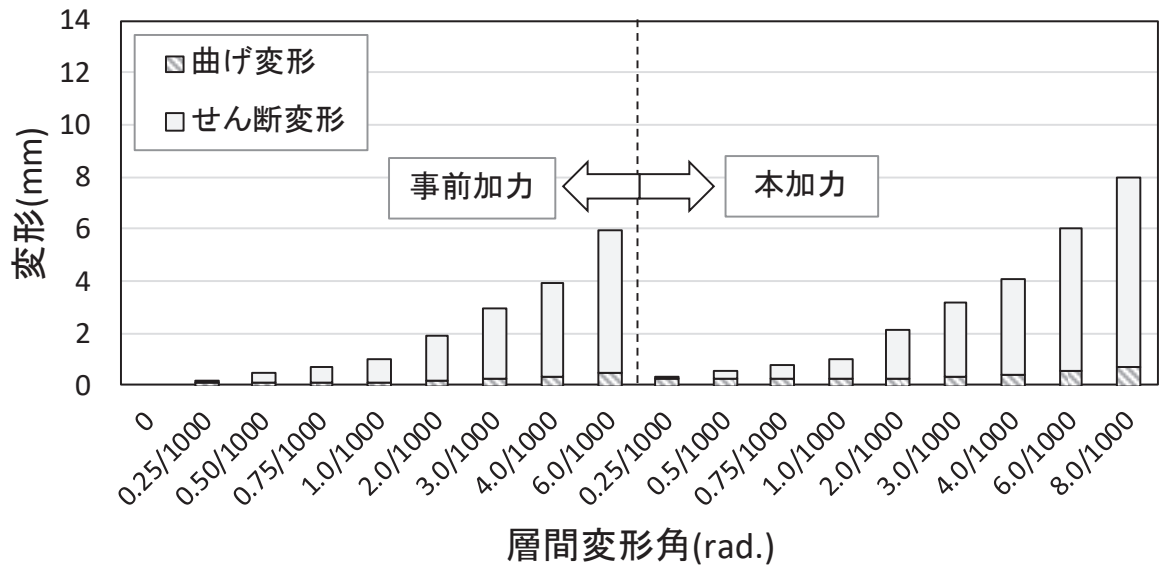
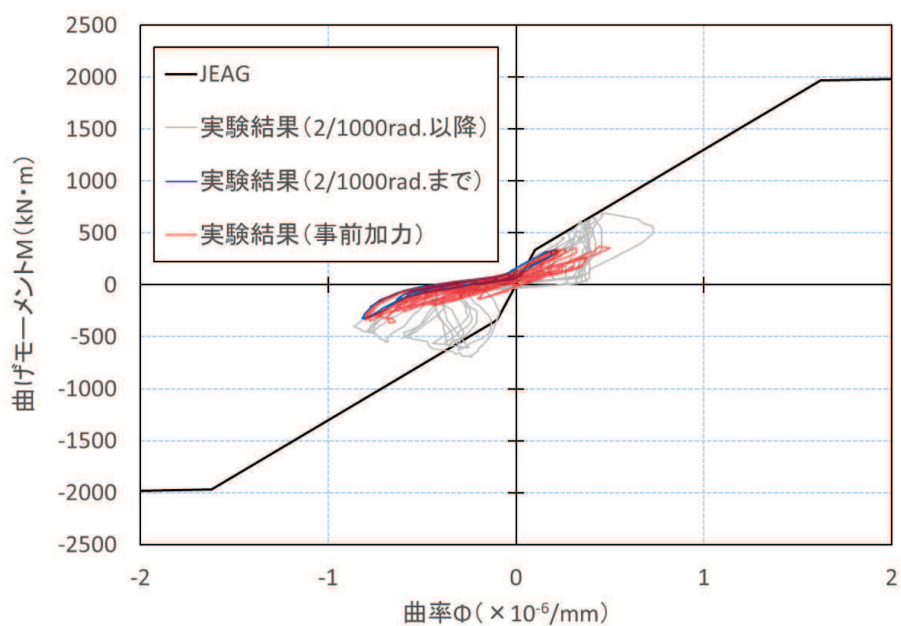
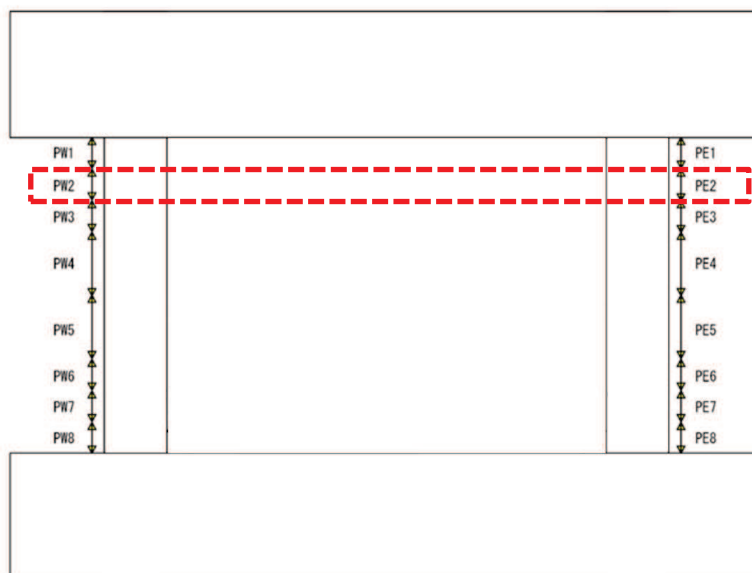


図 4-7 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-DIV)



注 1 : J E A G による曲げモーメントー曲率関係の算定における材料物性には，実験時の材料試験の結果を用いた。

(a) 曲げモーメントー曲率関係



 : (a)にて曲げモーメントー曲率関係を示す位置

注 2 : PW1~8 及び PE1~8 は変位計を示す。

注 3 : 計測スパンは，PW4, PW5, PE4, PE5 で 200mm，その他の変位計は 100mm である。

(b) 曲げ変形計測用変形計の設置位置

図 4-8 曲げモーメントー曲率関係 (試験体 S-13-D II)

5. まとめ

一定の大きさの地震力によって損傷を受けた耐震壁が、更に大きな地震力を受けた場合、終局耐力がどのようになるかを確認するために、損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震実験を行った結果、以下の知見を得た。

- ① 事前加力で、各試験体に損傷度Ⅰ～Ⅳと判断した変形を与えたが、損傷の大きさに関わらず、終局耐力には影響がみられなかった。
- ② 特に、事前損傷度合いとして、3.11地震による原子炉建屋オペフロ上部の応答を上回る変形量（層間変形角： 0.75×10^{-3} ）を与えた試験体 S-13-DⅠ、及び原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）並を与えた試験体 S-13-DⅡは、本加力においても、評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）付近での耐力低下は認められず、また、J E A G 式の耐力を上回ることを確認した。
- ③ 事前加力で経験している変形に対しては、損傷が大きくなるほど剛性が低下したが、未経験の変形レベルでは、剛性は変化しなかった。
- ④ 鉄筋ひずみの計測結果から、3.11地震による原子炉建屋オペフロ上部の応答を上回る変形量（層間変形角： 0.75×10^{-3} ）における鉄筋ひずみは、鉄筋の降伏ひずみ（ 1680μ ）を十分下回っており、弾性範囲に収まっていることを確認し、3.11地震に対して原子炉建屋がおおむね弾性範囲内の挙動であったことと整合している。

[参考文献]

- (1) 細谷典弘, 小池拓矢, 鈴木裕介, 前田匡樹, 鶴飼和也, 尾形芳博: 地震により損傷を受けた鉄筋コンクリート造耐震壁の残存耐震性能に関する研究 その1 実験計画と無損傷試験体の結果概要, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp. 157-158, 2016.8
- (2) 小池拓矢, 細谷典弘, 鈴木裕介, 前田匡樹, 鶴飼和也, 尾形芳博: 地震により損傷を受けた鉄筋コンクリート造耐震壁の残存耐震性能に関する研究 その2 損傷レベルと構造性能低下の関係, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp.159-160, 2016.8
- (3) 小池拓矢, 細谷典弘, 鈴木裕介, 前田匡樹, 尾形芳博: RC造耐震壁の残存耐震性能評価とひび割れに基づく損傷量評価に関する研究, 構造工学論文集, Vol.63B, pp. 447-454, 2017.3
- (4) 細谷典弘, 半沢守, 尾形芳博, 前田匡樹: 壁筋比が損傷を受けたせん断破壊先行型耐震壁の構造性能に及ぼす影響の検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No2, pp.259-264, 2017.7
- (5) 半沢守, 細谷典弘, 尾形芳博, 前田匡樹: 損傷を受けたRC造耐震壁の損傷量評価及び残存耐震性能評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No2, pp.313-318, 2017.7
- (6) Masaki Maeda1, Norihiro Hosoya, Takuya Koike, Mamoru Hanzawa, Yoshihiro Ogata, Arinori Nimura, Kiwoong Jin: Static Loading Test on Seismic Capacity of Reinforced Concrete Shear Walls in Nuclear Power Plant Part.2 Evaluation of Damage and Residual Capacity, 24th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Aug.2017

別紙 18-1 耐震実験 [2] の補足検討

1. 概要

3.11 地震では、原子炉建屋に微小なひび割れが認められたものの、大きな損傷は認められていない。一定の大きさの地震力によって損傷を受けた耐震壁が、更に大きな地震力を受けた場合、終局耐力がどのようになるかを確認するために、損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震実験（別紙 18 の実験。以下「耐震実験 [2] という。）を行った。ここでは、耐震実験 [2] の補足的な検討として、鉄筋量を変えた場合の実験を実施した。

2. 実験概要

2.1 実験の特徴

耐震実験にあたっては、原子炉建屋の既往の地震に対する応答結果や原子力発電所の耐震壁の特徴を、試験体の製作や加力方法に反映した。主な特徴は以下のとおり。

- ① 試験体の鉄筋量については、耐震実験 [2] の 1.32%（原子炉建屋の耐震壁の鉄筋比が概ね 1.2~1.6%前後であることを踏まえて設定）に対して、半分の鉄筋比 0.66%とした。
- ② 原子力発電所の耐震壁は曲げ変形よりもせん断変形が支配的なため、せん断変形が卓越する試験体の形状・加力方法とした。
- ③ 耐震壁の損傷度合いをパラメータとし、無損傷の試験体も含め、計 4 試験体に対し試験を実施した。
- ④ 事前損傷度合いとしては、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2×10^{-3} ）から、その約 3 倍の変形量（層間変形角： 6×10^{-3} ）までの計 3 ケースを実施した。
- ⑤ 加力パターンは、“事前加力”で損傷度合いにあらかじめ違いを与え、“本加力”によって、終局耐力まで加力を実施した。

2.2 実験概要

表 2-1 に試験体諸元を示す。試験体は、パラメータを「本加力」開始時における損傷の有無（及び大きさ）としたせん断破壊先行型の耐震壁とし、原子力施設の耐震壁を参考に試験体の計画を行った。試験体数は無損傷の試験体 1 体（S-06-D0）、及び損傷度Ⅱ～Ⅳとなるように、「事前加力」を加えた 3 体（S-06-DⅡ～Ⅳ）の計 4 体とした。ただし、事前加力時に損傷度Ⅳを与える試験体については、損傷度Ⅱを与える試験体と兼用した。これは、損傷度Ⅱ程度の変形を繰返し経験させても、その後の構造性能にさほど影響がないと予測したためである。S-06-DⅡ～Ⅳ試験体に対し事前加力を与える層間変形角（損傷の大きさ）は、表 2-2 のとおりとした。

表 2-1 試験体諸元

| | | 耐震実験[2] | 耐震実験[2]補足検討 |
|-----|-------------------------------------|--------------------|--------------------|
| 壁 | 壁高さ(mm) | 1000 | 1000 |
| | 全長(mm) | 1800 | 1800 |
| | 壁厚(mm) | 120 | 120 |
| | 縦筋 | D6@40(SD295)Double | D6@80(SD295)Double |
| | 縦筋比(%) | 1.32 | 0.66 |
| | 横筋 | D6@40(SD295)Double | D6@80(SD295)Double |
| | 横筋比(%) | 1.32 | 0.66 |
| | コンクリート強度 F_c (N/mm ²) | 27 | 27 |
| | せん断スパン比 | 0.29 | 0.29 |
| 柱 | 断面 $b \times D$ (mm \times mm) | 200 \times 200 | 200 \times 200 |
| | 主筋 | 12-D16(SD345) | 12-D16(SD345) |
| | 帯筋 | 2-D10(SD345) @ 60 | 2-D10(SD345) @ 60 |
| スタブ | 断面 $b \times D$ (mm \times mm) | 400 \times 400 | 400 \times 400 |
| | 主筋 | 10-D22(SD390) | 12-D16(SD390) |
| | あばら筋 | 2-D13(SD390) @ 100 | 2-D10(SD390) @ 100 |

表 2-2 事前加力で与える層間変形角 (損傷の大きさ)

| 損傷度 | 層間変形角 | 備考 |
|-----|----------------------|---|
| Ⅱ | 2.0×10^{-3} | J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値 |
| Ⅲ | 4.0×10^{-3} | J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版に示される耐震壁の終局点 |
| Ⅳ | 6.0×10^{-3} | |

2.3 試験体概要

図 2-1 及び図 2-2 に試験体配筋図を示す。試験体は、両側柱付きの耐震壁とし、壁全長 1800mm、壁内法高さ 1000mm、反曲点高さは壁中央(せん断スパン比が 1/4 程度)となるような形状とした。壁の厚さは 120mm とし、配筋については、原子炉建屋耐震壁の一般的な配筋状況を鑑み、壁筋を D6@80 ダブルで壁筋比が縦・横筋ともに 0.66% となるように配筋をした。

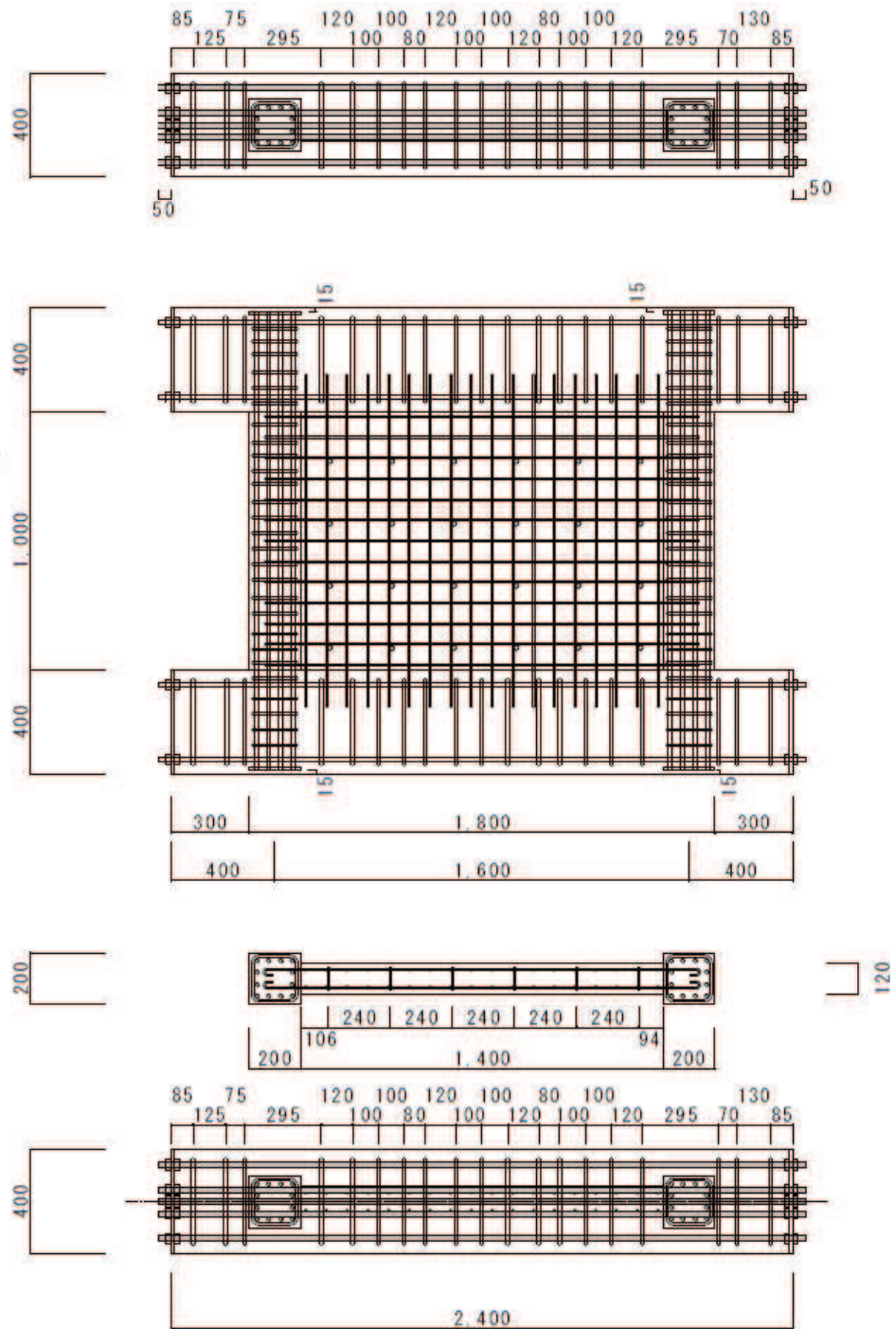
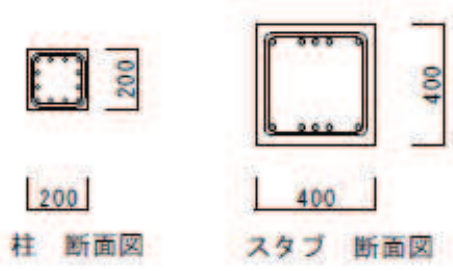
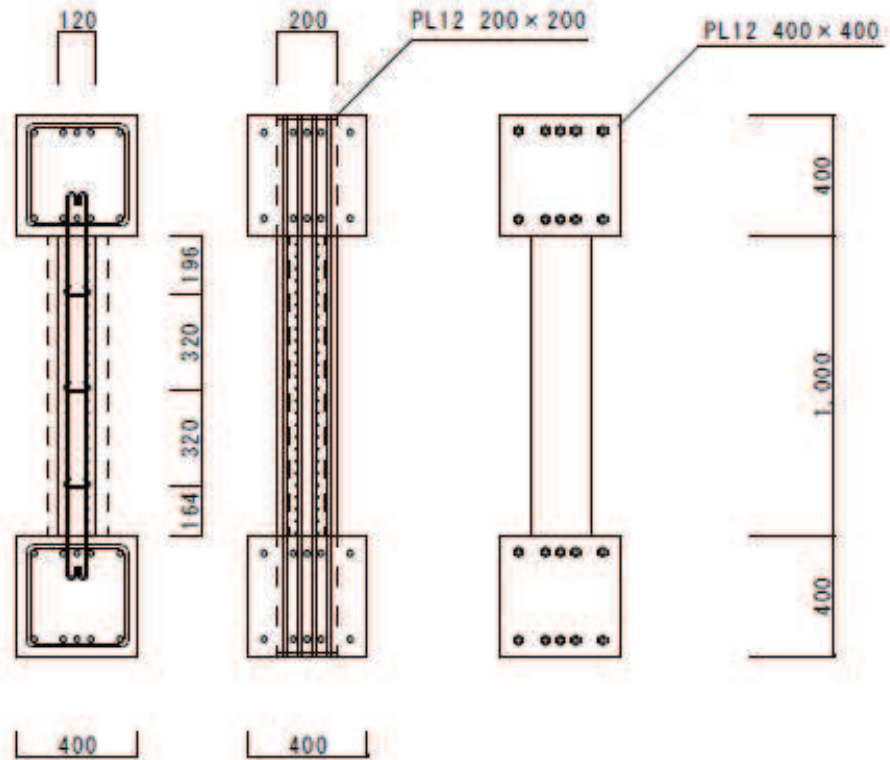


図 2-1 試験体配筋図(1)



- 特記 1 鉄筋のかぶり厚は20mm以上とする。
 ※ただし、スタブのかぶり厚は30mm
- 2 柱 主筋 12-D16 (SD345)
 帯筋 2-D10@60 (SD345)
- 3 スタブ 主筋 10-D22 (SD390)
 あばら筋 2-D13@100 (SD390)
- 4 壁 縦筋・横筋 2-D6@40 (SD295)Double
 壁 幅止め筋 D6 (SD295)

図 2-2 試験体配筋図 (2)

2.4 使用材料特性

コンクリートの圧縮・割裂試験結果を表 2-3, 鉄筋の引張試験の結果を, 表 2-4 に示す。コンクリートの設計基準強度は全試験体共通で $F_c=27\text{N/mm}^2$ である。

表 2-3 コンクリートの圧縮・割裂試験結果

| コンクリート圧縮試験結果 | | No1 | No2 | No3 | 平均 |
|--------------|--------------------------------------|------|------|------|-----------|
| S-06-D0 | 材齢(日) | 55 | | | |
| | 圧縮強度(N/mm^2) | 31.1 | 32.5 | 32.7 | 32.1 |
| | 圧縮強度時歪(μ) | 2093 | 2043 | 2168 | 2101 |
| | ヤング係数($\times 10^4 \text{N/mm}^2$) | 2.91 | 3.31 | 2.88 | 3.03 |
| S-06-D II | 材齢(日) | 67 | | | |
| | 圧縮強度(N/mm^2) | 34.7 | 32.8 | 32.1 | 33.2 |
| | 圧縮強度時歪(μ) | 2330 | 2268 | 2168 | 2255 |
| | ヤング係数($\times 10^4 \text{N/mm}^2$) | 2.84 | 2.74 | 2.83 | 2.80 |
| S-06-D III | 材齢(日) | 72 | | | |
| | 圧縮強度(N/mm^2) | 32.3 | 30.6 | 32.7 | 31.9 |
| | 圧縮強度時歪(μ) | 2113 | 2028 | 2041 | 2060.3333 |
| | ヤング係数($\times 10^4 \text{N/mm}^2$) | 3.01 | 3.04 | 3.43 | 3.16 |

※コンクリートの圧縮強度は, 試験体のコンクリート打設時にコンクリートコアを製作・封緘養生とし, 加力実験時に合わせて圧縮強度試験を実施した結果。(設計基準強度: 27N/mm^2)

表 2-4 鉄筋の引張試験結果

| 鉄筋引張試験結果 | | No.1 | No.2 | No.3 | 平均 |
|----------------|--------------------------------------|------|------|------|--------|
| D6 (SD295) | 降伏強度(N/mm^2) | 409 | 379 | 377 | 388.3 |
| | 引張強度(N/mm^2) | 568 | 525 | 530 | 540.8 |
| | 降伏歪(μ) | 2252 | 2109 | 2246 | 2202.3 |
| | ヤング係数($\times 10^4 \text{N/mm}^2$) | 17.8 | 17.8 | 17.2 | 17.6 |
| D10 (SD345) | 降伏強度(N/mm^2) | 366 | 363 | 361 | 363.5 |
| | 引張強度(N/mm^2) | 581 | 583 | 586 | 583.5 |
| | 降伏歪(μ) | 2178 | 2372 | 2267 | 2272.0 |
| | ヤング係数($\times 10^4 \text{N/mm}^2$) | 16.7 | 16.3 | 16.9 | 16.6 |
| D16 (SD345) | 降伏強度(N/mm^2) | 402 | 395 | 395 | 397.3 |
| | 引張強度(N/mm^2) | 573 | 571 | 567 | 570.3 |
| | 降伏歪(μ) | 2269 | 2170 | 2678 | 2372.5 |
| | ヤング係数($\times 10^4 \text{N/mm}^2$) | 18.7 | 19.0 | 19.0 | 18.9 |

2.5 加力計画

加力装置図を図 2-3 に、加力概念図を図 2-4 に示す。2 本の鉛直ジャッキにより試験体の壁と柱の全断面に対して、軸応力度 0.5N/mm^2 の一定軸力を加え、左右の 2 本の水平ジャッキで正負交番繰返し静的漸増载荷を行った。なお、試験体の反曲点高さが壁高さの中央にくるように 2 本の水平ジャッキを設置した。加力は、地震を受けた後の耐震壁を再現するために試験体 S-06-D0 以外の試験体は事前加力を行い、その後本加力を行うことで地震後の損傷の大きさがその後の構造性能低下にどう影響するかを比較・検討する。事前加力は小さい層間変形角から繰返し、各試験体の損傷度時の層間変形角を 5 回繰返し、確実に各損傷度の損傷状態を再現した後、一旦除荷し、本加力を行う。加力スケジュールを表 2-5 に示す。加力スケジュールは、耐震実験 [2] と同様とした。

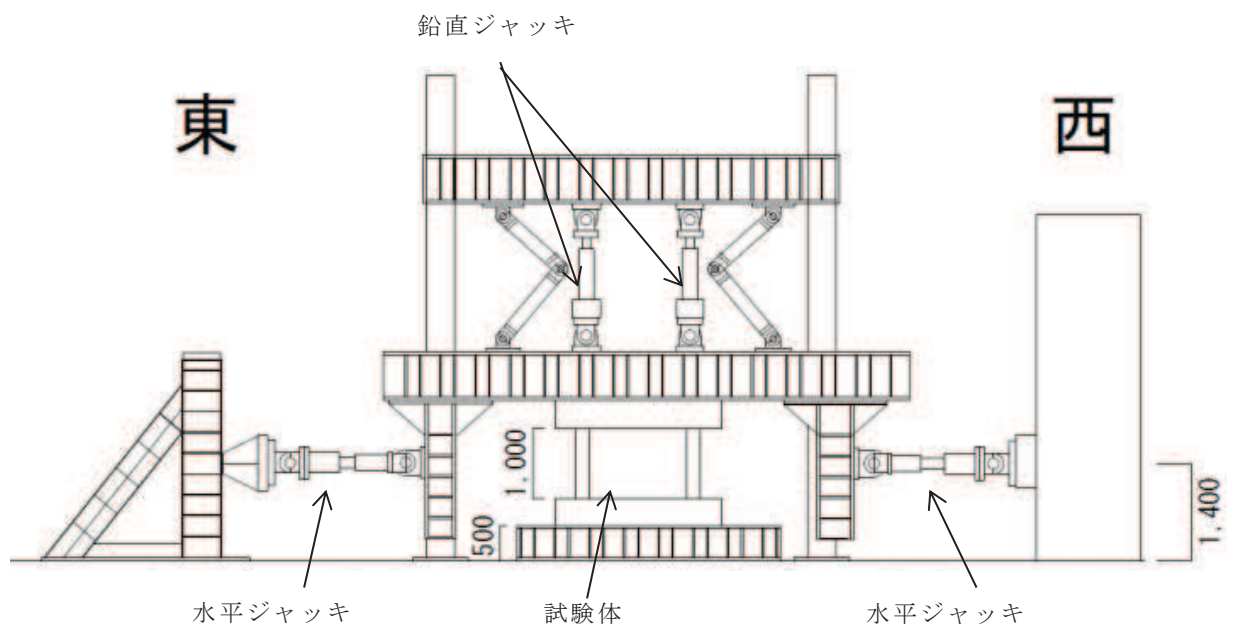


図 2-3 加力装置図

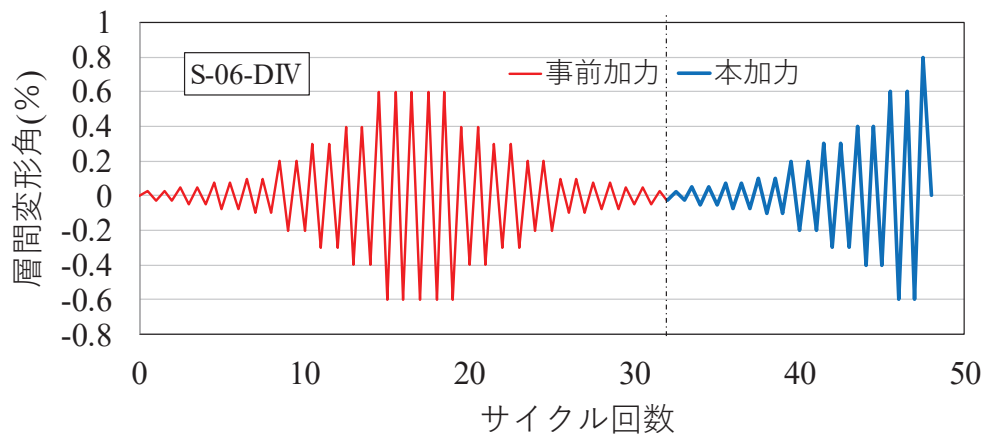


図 2-4 加力概念図

| | | | S-06-D0 | S-06-D II | S-06-D III | S-06-DIV |
|---------|------------|-------|---------|-----------|------------|----------|
| 加力 | 目標部材角 | 層間変形 | サイクル数 | | | |
| | R(rad.) | mm | 回 | | | |
| 事前加力 | ±0.25/1000 | ±0.25 | 0 | 2 | 2 | 2 |
| | ±0.50/1000 | ±0.50 | | 2 | 2 | 2 |
| | ±0.75/1000 | ±0.75 | | 2 | 2 | 2 |
| | ±1/1000 | ±1.0 | | 2 | 2 | 2 |
| | ±2/1000 | ±2.0 | | 5 | 2 | 2 |
| | ±3/1000 | ±3.0 | | | 2 | 2 |
| | ±4/1000 | ±4.0 | | | 5 | 2 |
| | ±6/1000 | ±6.0 | | | | 5 |
| | ±4/1000 | ±4.0 | | | | 2 |
| | ±3/1000 | ±3.0 | | | 2 | 2 |
| | ±2/1000 | ±2.0 | | | 2 | 2 |
| | ±1/1000 | ±1.0 | | 2 | 2 | 2 |
| | ±0.75/1000 | ±0.75 | | 2 | 2 | 2 |
| | ±0.50/1000 | ±0.50 | | 2 | 2 | 2 |
| | ±0.25/1000 | ±0.25 | | 2 | 2 | 2 |
| 本加力 | ±0.25/1000 | ±0.25 | 2 | 2 | | |
| | ±0.50/1000 | ±0.50 | 2 | 2 | | |
| | ±0.75/1000 | ±0.75 | 2 | 2 | | |
| | ±1/1000 | ±1.0 | 2 | 2 | | |
| | ±2/1000 | ±2.0 | 2 | 2 | | |
| | ±3/1000 | ±3.0 | 2 | 2 | | |
| | ±4/1000 | ±4.0 | 2 | 2 | | |
| | ±6/1000 | ±6.0 | 2 | 2 | | |
| ±8/1000 | ±8.0 | 押切 | 押切 | | | |

表 2-5 加力スケジュール

3. 実験結果

3.1 試験体 S-06-D0

(1) 試験体 S-06-D0 の実験結果

図 2-5 に試験体 S-06-D0 の荷重-変形関係を示す。また、図 2-6 に最終破壊時写真を、図 2-7 に最終破壊時のひび割れ図を示す。試験体のひび割れ計測は試験体が左右対称であることから、ひび割れは東側のみ計測しており、ひび割れ図は壁半分を示している。

0.25/1000rad. サイクル時に負側のひび割れが生じ、2.5/1000rad. サイクル時に柱脚部に曲げひび割れが生じた。鉄筋の降伏は、3/1000rad. で壁縦筋、4/1000rad で壁横筋が降伏するという結果になった。また、6/1000rad. サイクル 1 回目で最大耐力 1543kN を迎えた。7/1000rad. サイクル時に 1374kN で、壁板が圧壊し、耐力が落ち変形が進み、1029kN で変形が止まった。

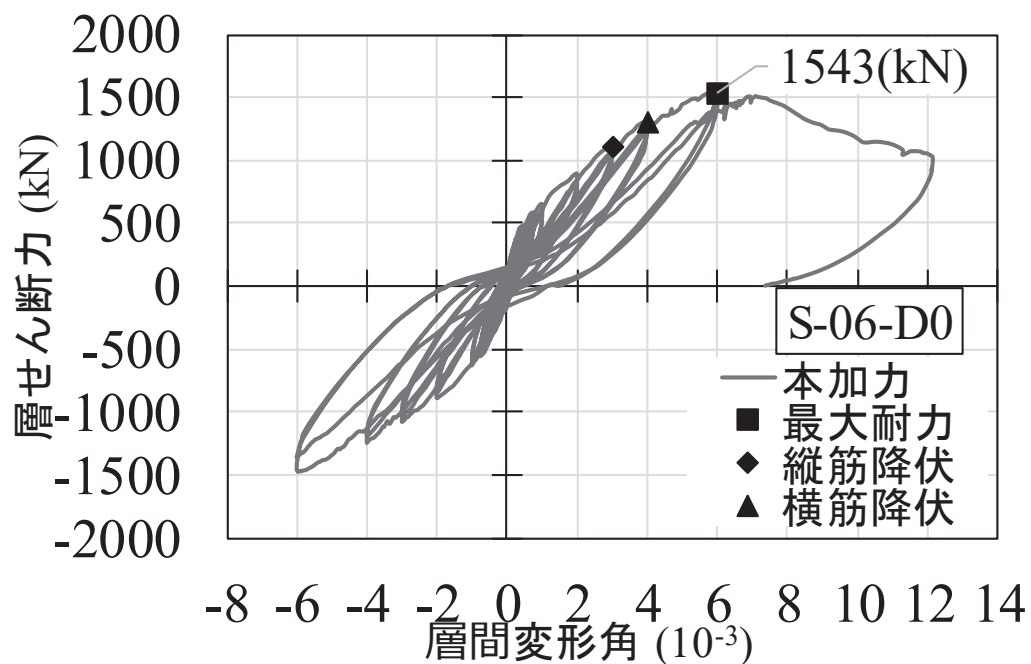


図 2-5 試験体 S-06-D0 の荷重-変形関係



図 2-6 試験体 S-06-D0 最終破壊時写真

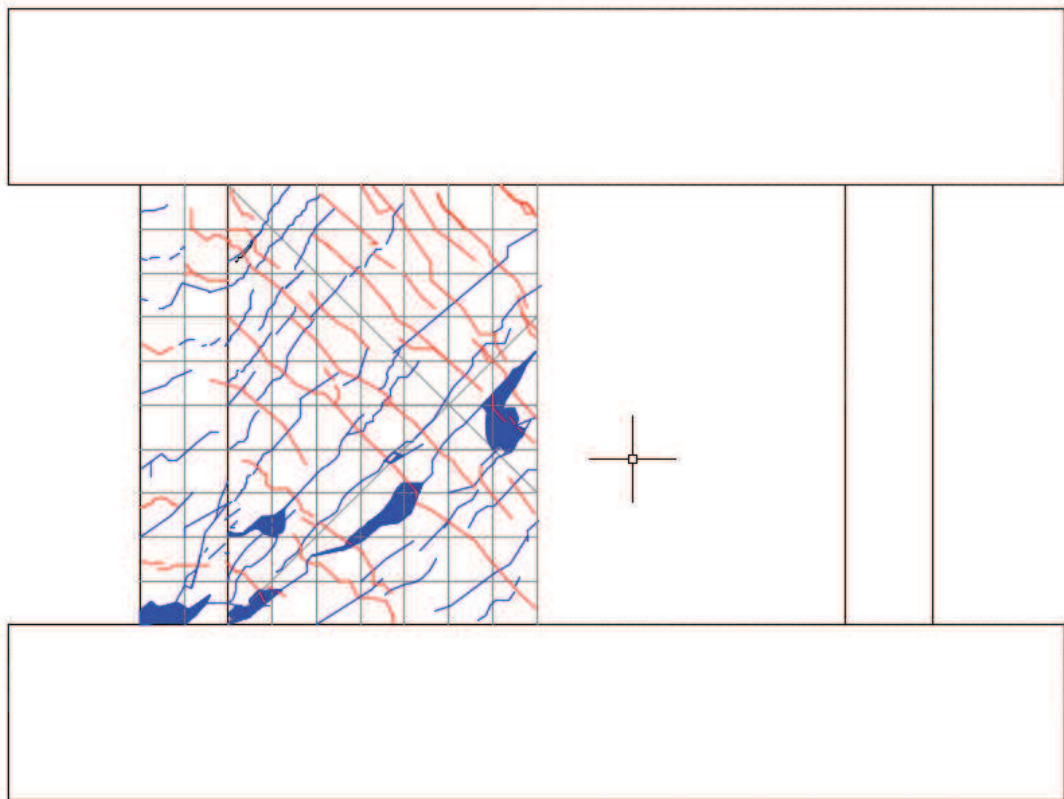


図 2-7 試験体 S-06-D0 最終破壊時ひび割れ図

3.2 試験体 S-06-D II

(1) 試験体 S-06-D II の実験結果

図 2-8 に試験体 S-06-D II の荷重-変形関係を示す。本試験体を、損傷度 IV を経験した試験体 S-06-D IV に再利用したため、終局耐力及びその時の変形のデータは記録していないが、損傷度 III の試験結果から、損傷度 II 程度の変形を受けても終局耐力に大きな影響がないと考えられる。

事前加力 0.25/1000rad. サイクル時に最初のひび割れが入った。鉄筋の降伏は、壁縦筋が 3/1000rad. サイクルのピーク時付近で起き、横筋は 4/1000rad. サイクルのピーク時付近で起きた。6/1000rad. サイクルを 2 回行った後、本試験体を、損傷度 IV を経験した試験体 S-06-D IV に再利用した。損傷度 III の試験結果から、損傷度 II 程度の変形を受けても最大耐力に大きな影響がないと考えられるためである。試験体 S-06-D II の荷重-変形関係と試験体 S-06-D 0 の包絡線を比較すると、事前損傷度合いとして、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値(せん断ひずみ: 2.0×10^{-3}) 並を与えたケースは、本加力においても、評価基準値(せん断ひずみ: 2.0×10^{-3}) 付近での耐力低下は認められなかった。

また、図 2-9 に 6/1000rad. 時の写真を、図 2-10 に 6/1000rad. 時のひび割れ図を、図 2-11 に事前加力終了時写真を、図 2-12 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

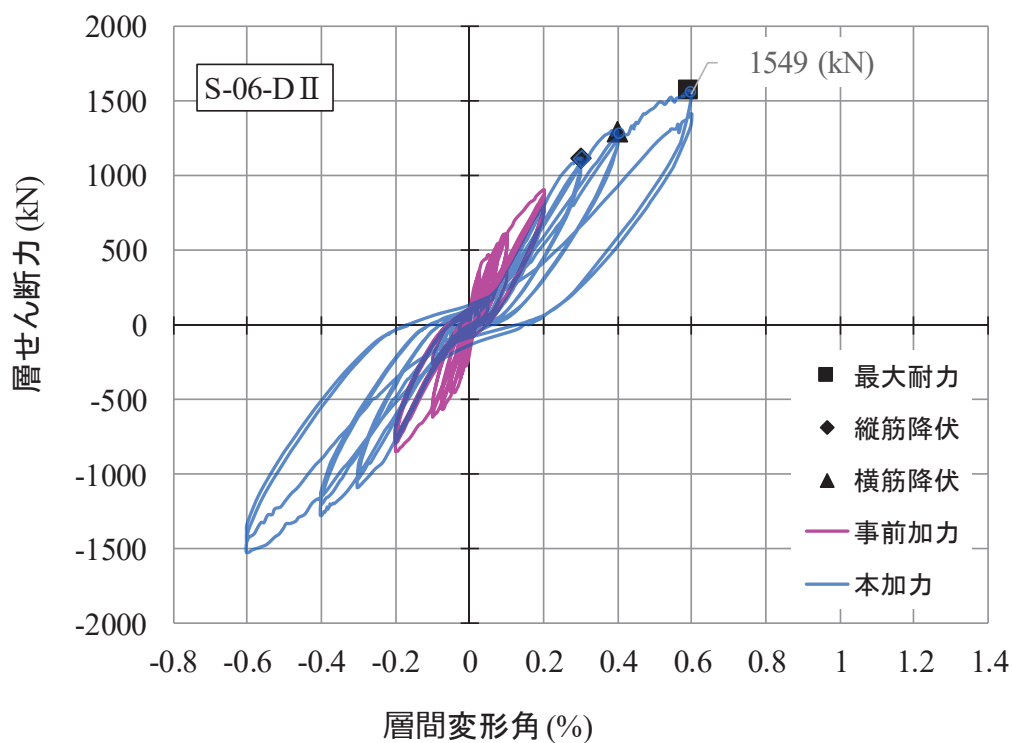


図 2-8 試験体 S-06-D II の荷重-変形関係

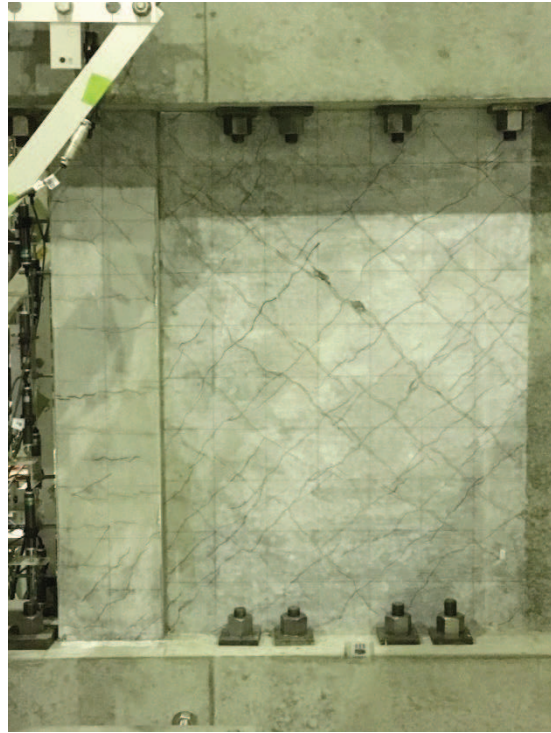


図 2-9 試験体 S-06-D II 6/1000rad. 時写真

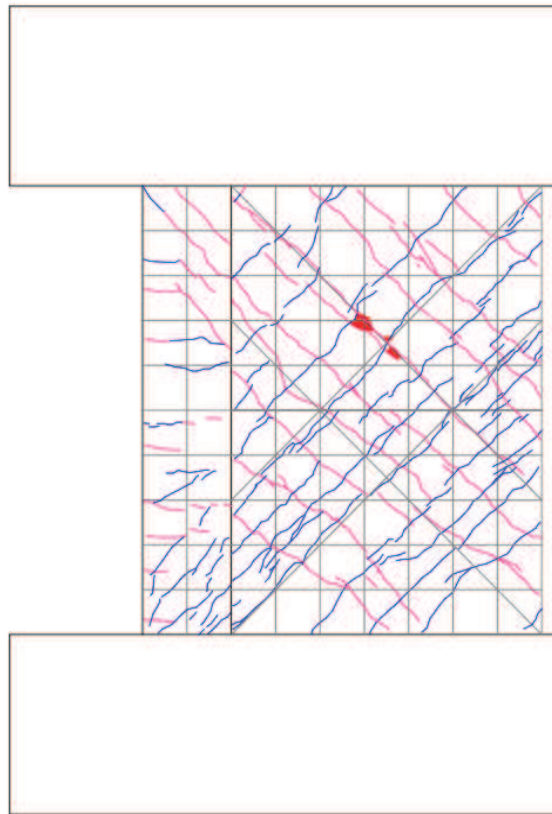


図 2-10 試験体 S-06-D II 6/1000rad. ひび割れ図



図 2-11 試験体 S-06-D II 事前加力終了時 (2/1000rad.) 写真

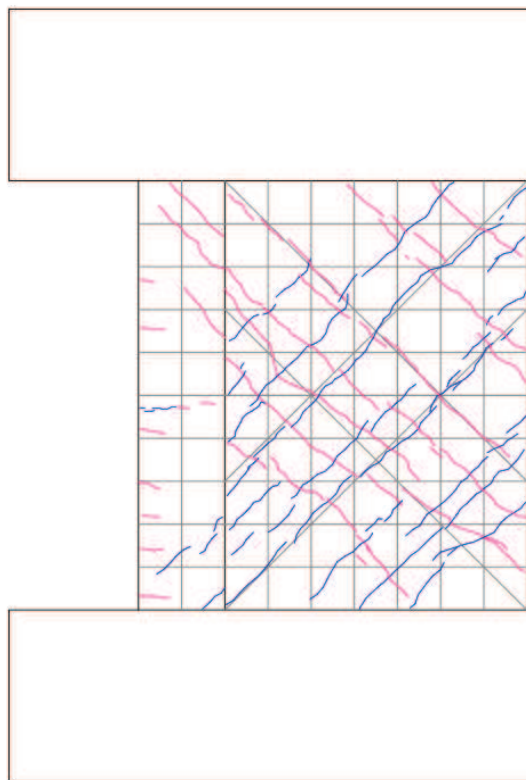


図 2-12 試験体 S-06-D II 事前加力終了時 (2/1000rad.) ひび割れ図

3.3 試験体 S-06-DIII

(1) 試験体 S-06-DIII の実験結果

図 2-13 に試験体 S-06-DIII の荷重－変形関係を示す。

事前加力 0.25/1000rad. サイクル時に最初のひび割れが入った。鉄筋の降伏は、壁縦筋が本加力 4/1000rad. サイクル時に起きた。一方、壁横筋は 4/1000rad. サイクルのピーク時付近で起きた。最大耐力時の層間変形角は 0.605%，層せん断力は 1477kN であった。本加力時の履歴ループは逆 S 字を描くループとなっており、事前加力で構造性能が劣化したためと考えられる。

また、図 2-14 に最終破壊時写真を、図 2-15 に最終破壊時のひび割れ図を、図 2-16 に事前加力終了時写真を、図 2-17 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

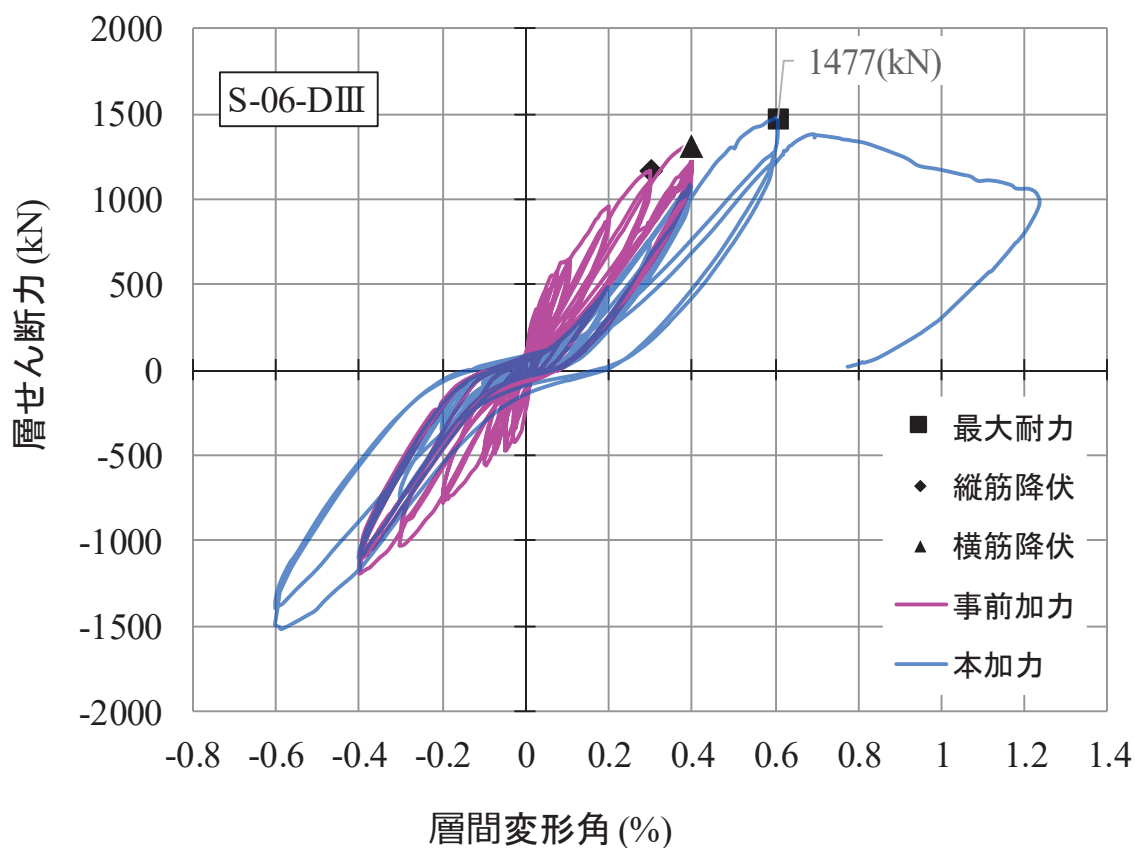


図 2-13 試験体 S-06-DIII の荷重－変形関係



図 2-14 試験体 S-06-DIII 最終破壊時写真

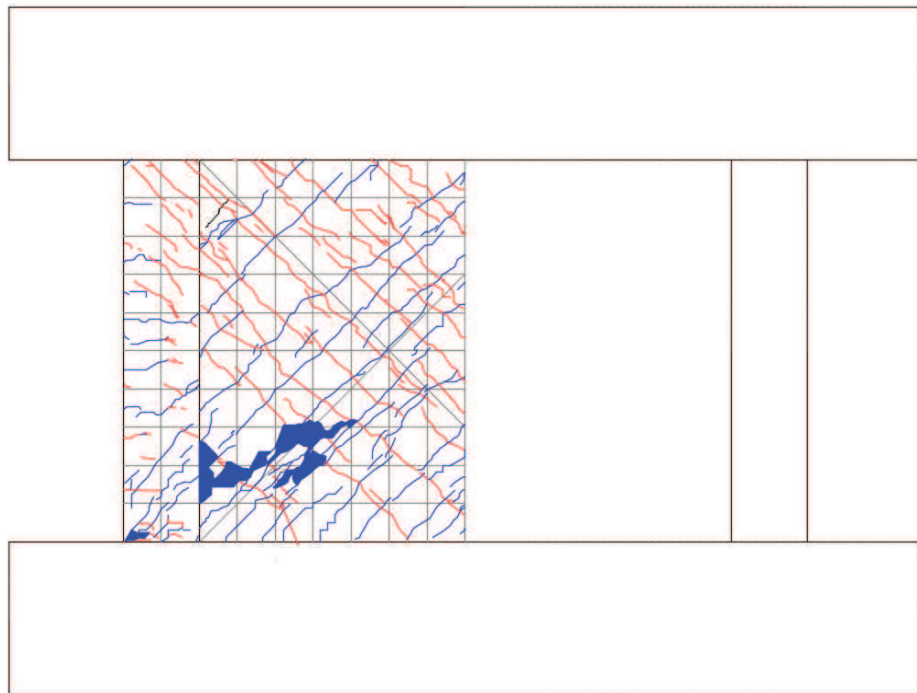


図 2-15 試験体 S-06-DIII 最終破壊時ひび割れ図

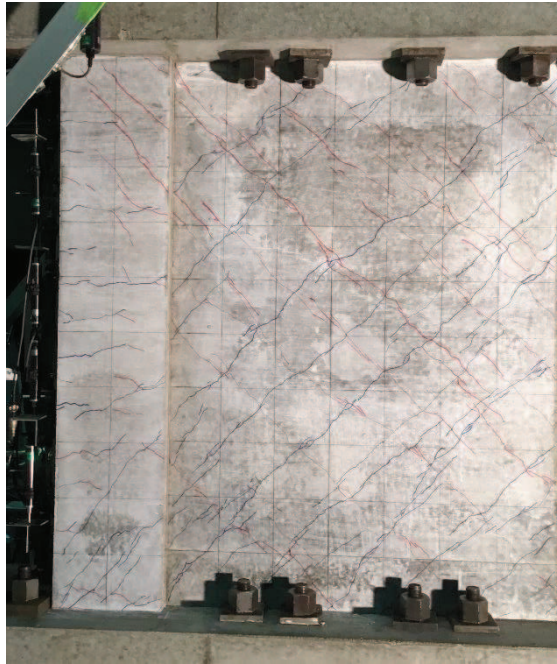


図 2-16 試験体 S-06-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) 写真

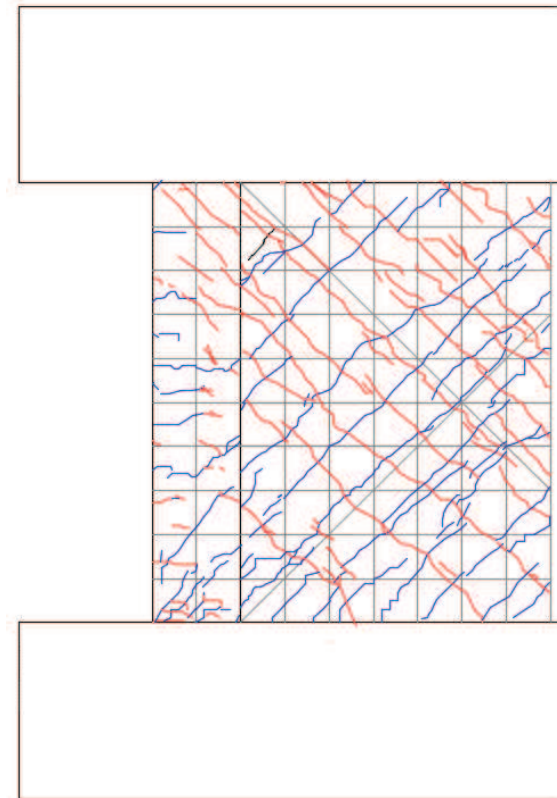


図 2-17 試験体 S-06-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) ひび割れ図

3.4 試験体 S-06-DIV

(1) 試験体 S-06-DIVの実験結果

図 2-18 に試験体 S-06-DIV の荷重－変形関係を示す。

本試験体は、試験体 S-06-DII を再利用しているため、図 2-18 上の事前加力は、試験体 S-06-DII の本加力 6/1000rad. サイクル終了時までとしている。最大耐力時の層間変形角は 0.75% で、層せん断力は、1452kN であった。試験体 S-06-DIV は、他の試験体において層間変形角 0.6% で最大耐力を発揮していたのに対し、層間変形角 0.75% 付近で最大耐力が確認された。これは、事前損傷により壁板の剛性が大きく低下し、最大耐力の発揮が遅れたためと考えられる。また、本加力の履歴ループは、逆 S 字のループを描き、一度経験している変形では、エネルギー吸収能力が低下していることがわかる。

また、図 2-19 に最終破壊時写真を、図 2-20 に最終破壊時のひび割れ図を、図 2-21 に事前加力終了時写真を、図 2-22 に事前加力終了時のひび割れ図を示す。

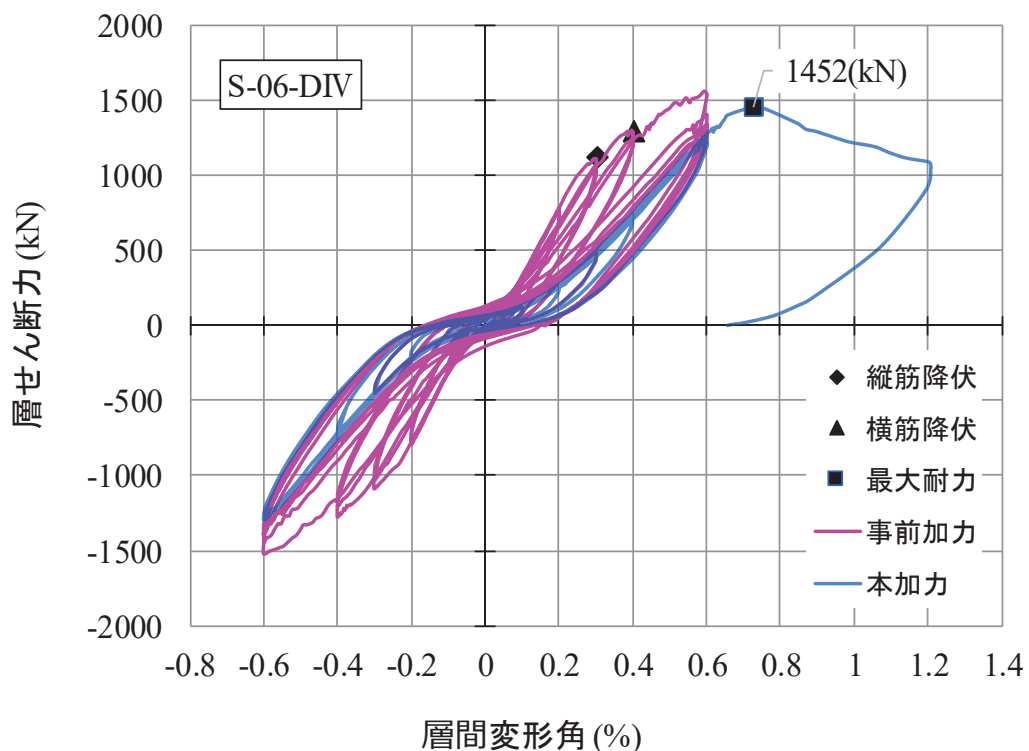


図 2-18 試験体 S-06-DIV の荷重－変形関係

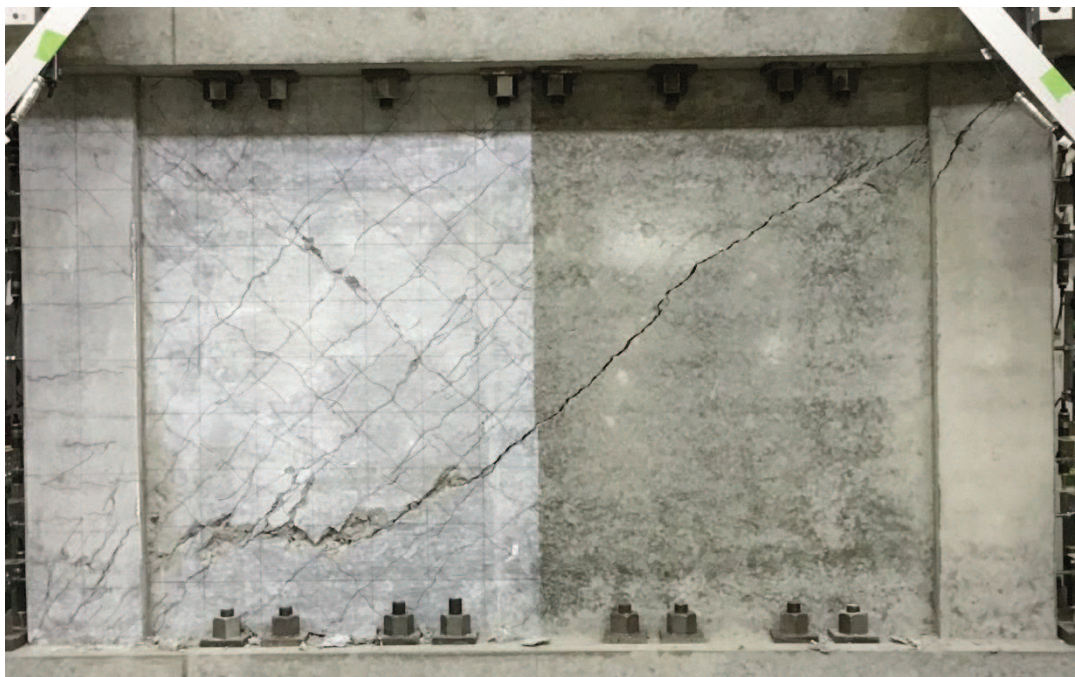


図 2-19 試験体 S-06-DIV 最終破壊時写真

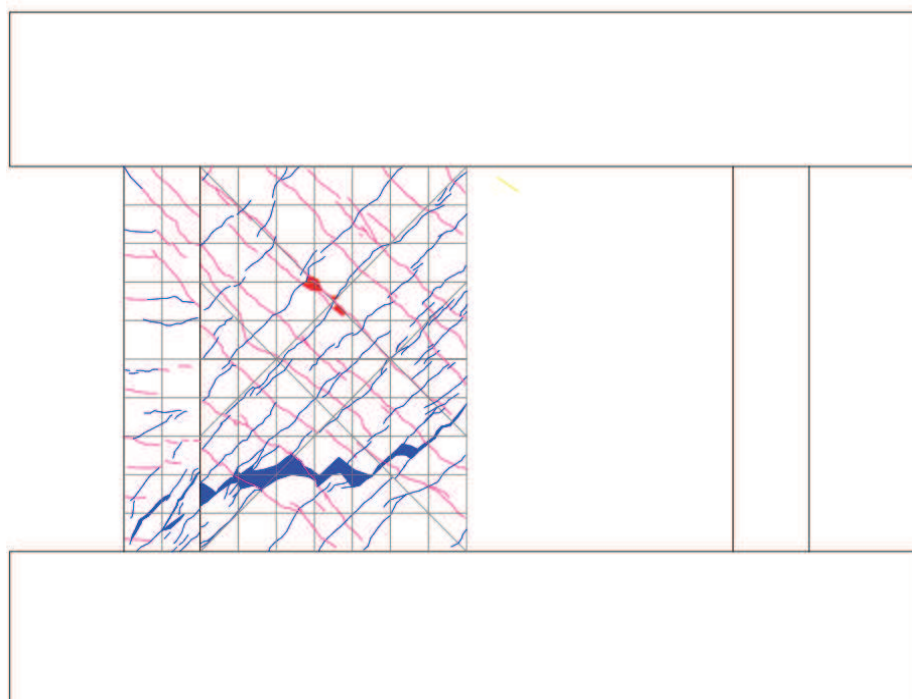


図 2-20 試験体 S-06-DIV 最終破壊時ひび割れ図

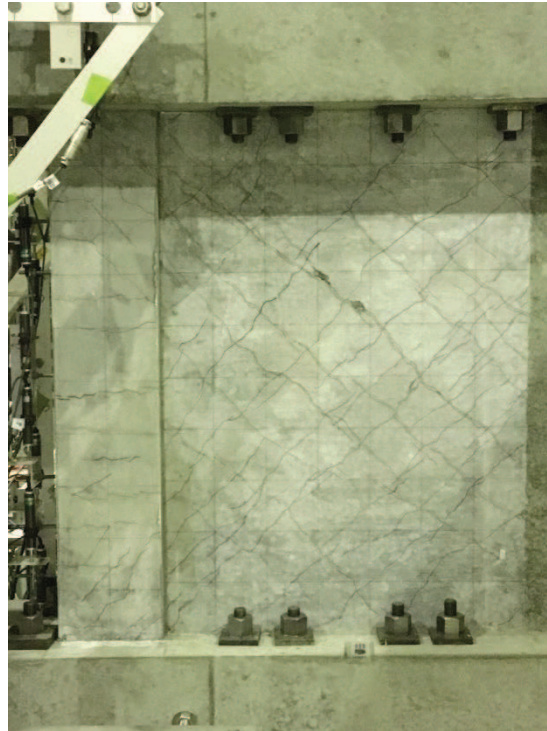


図 2-21 試験体 S-06-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) 写真

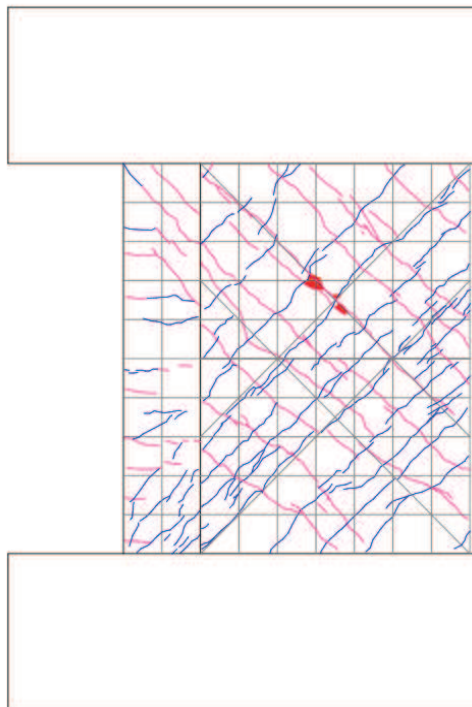


図 2-22 試験体 S-06-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) ひび割れ図

4. 損傷の有無による耐震壁の構造性能への影響の検討

4.1 耐力低下及び変形性能低下への影響の検討

図 4-1(1)に、各試験体の層せん断力-層間変形角関係(正側)の包絡線、図 4-1(2)に各試験体のせん断応力度-せん断ひずみ関係(正側)の包絡線を示す。図 4-1(2)には、J E A G式によるスケルトンカーブ(表 2-3 に示す試験体 S-06-D0 の材料特性による。)を併記する。また、表 4-1 に各試験体のせん断応力度の比較を、表 4-2 に各試験体の終局耐力及び終局耐力時変形の比較を示す。

図 4-1 及び表 4-1、表 4-2 から、損傷度Ⅱを受けた試験体 S-06-DⅡに関しては、無損傷の試験体 S-06-D0 と比べて、最大耐力、変形性能ともに大きな差は見られなかった。損傷度Ⅲを受けた試験体 S-06-DⅢに関しては、最大耐力は無損傷試験体 S-06-D0 に比べて、5%程度低下しているものの同等の終局耐力となった。また、損傷度Ⅳを受けた試験体 S-06-DⅣに関しては、事前加力で 6.0/1000rad. の変形を経験していたため、最大耐力の発現が層間変形角 7.0/1000rad. 時と遅れているが、試験体 S-06-DⅢと同様に無損傷試験体 S-06-D0 と同等の終局耐力となった。

特に、事前損傷度合いとして、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値(せん断ひずみ： 2.0×10^{-3})並を与えた試験体 S-06-DⅡは、本加力においても、評価基準値(せん断ひずみ： 2.0×10^{-3})付近での耐力低下は認められず、また、J E A G式の耐力を上回ることを確認した。

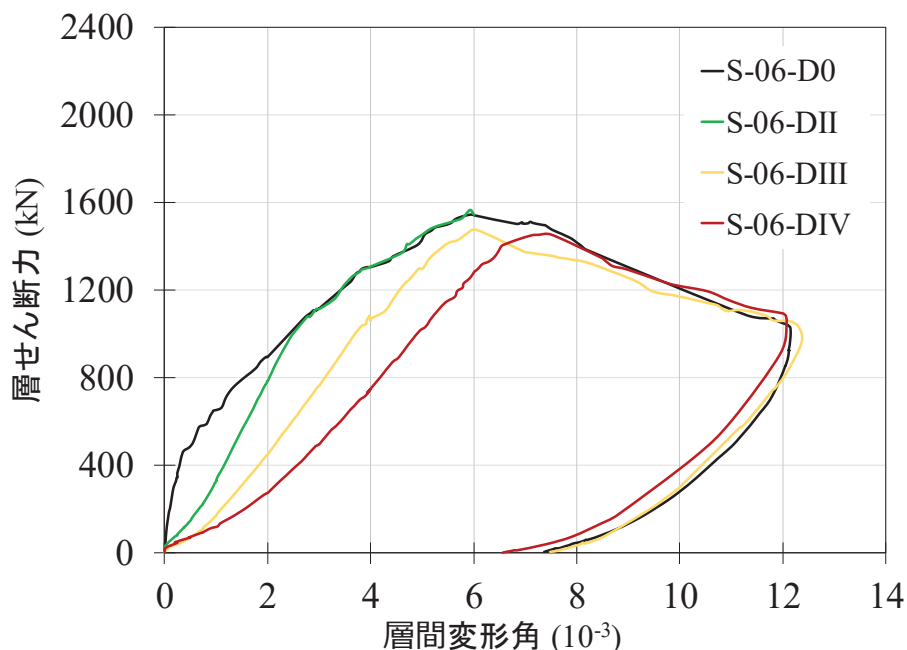
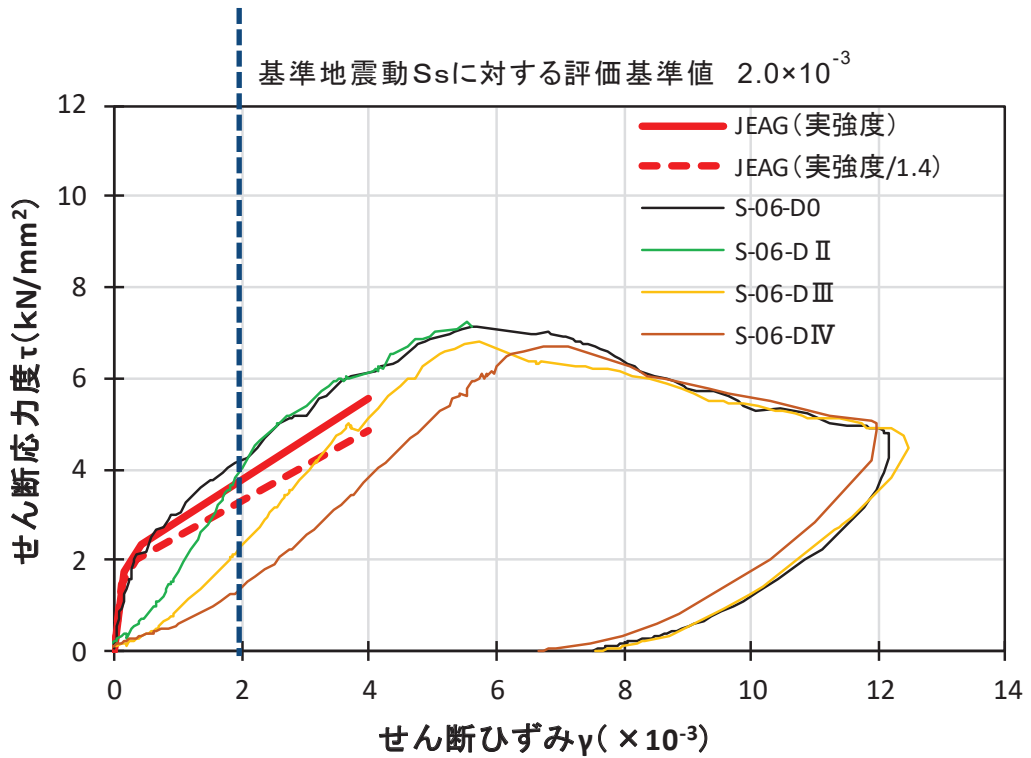


図 4-1(1) 層せん断力-層間変形角関係(正側)の包絡線



J E A G 式によるスケルトン **カーブ** は、現場封緘養生供試体の圧縮強度試験結果 (S-06-D0) に基づき作成。また、設計基準強度相当 (1/1.4) も合わせて示す。設計基準強度相当として 1/1.4 としているのは、「日本原子力学会標準 原子力発電所に対する地震を起因とした確率論的リスク評価に関する実施基準：2015 (一般社団法人 日本原子力学会)」による。

図 4-1(2) せん断応力度-せん断ひずみ関係(正側)の包絡線

表 4-1 各試験体 せん断応力度の比較

| | せん断応力度(kN/mm ²) | | | | | | せん断応力度の比(実験結果/JEAG(実強度/1.4)) | | | | |
|---------|-----------------------------|---------|--|-----------|------------|----------|------------------------------|--|-----------|------------|----------|
| | JEAG(実強度/1.4) | S-06-D0 | | S-06-D II | S-06-D III | S-06-DIV | S-06-D0 | | S-06-D II | S-06-D III | S-06-DIV |
| 第1折れ点近傍 | 1.48 | 1.11 | | 0.34 | 0.17 | 0.19 | 0.75 | | 0.23 | 0.11 | 0.13 |
| 第2折れ点近傍 | 2.00 | 2.15 | | 0.63 | 0.31 | 0.32 | 1.07 | | 0.32 | 0.15 | 0.16 |
| 1000 μ | 2.51 | 3.03 | | 1.74 | 0.97 | 0.63 | 1.21 | | 0.69 | 0.39 | 0.25 |
| 2000 μ | 3.29 | 4.25 | | 4.06 | 2.48 | 1.51 | 1.29 | | 1.23 | 0.75 | 0.46 |
| 3000 μ | 4.08 | 5.16 | | 5.37 | 4.00 | 2.59 | 1.26 | | 1.32 | 0.98 | 0.63 |
| 4000 μ | 4.86 | 6.17 | | 6.15 | 5.11 | 3.70 | 1.27 | | 1.27 | 1.05 | 0.76 |

表 4-2 各試験体 終局耐力及び終局耐力時変形の比較

| | 最大耐力 | 最大耐力 S-06-D0に対する比 | 最大耐力時 層間変形角 | 層間変形角 S-06-D0に対する比 |
|------------|------------------|--------------------------------------|------------------|--------------------------------------|
| | Q _{max} | Q _{max} /D0Q _{max} | R _{max} | R _{max} /D0R _{max} |
| | kN | - | % | - |
| S-06-D0 | 1543 | 1.00 | 0.600 | 1.00 |
| S-06-D II | 1549 | 1.00 | 0.600 | 1.00 |
| S-06-D III | 1477 | 0.96 | 0.605 | 1.01 |
| S-06-DIV | 1452 | 0.94 | 0.751 | 1.25 |

4.2 剛性低下への影響の検討

図 4-2 に初期剛性に対する剛性低下率-層間変形角関係を示す。

剛性低下率は、各試験体の本加力時 0.25/1000rad. の履歴ループをもとに、最小二乗法で求めた初期剛性に対する各サイクルの剛性の比としている。各試験体の剛性低下率は、本加力のみを剛性低下率を記載している。

図 4-2 をみると、事前加力で経験している変形レベルでは、損傷が大きいほど剛性が低下しており、一方で、未経験の変形レベルでは、無損傷の試験体とほとんど変わらない剛性低下率となっている。

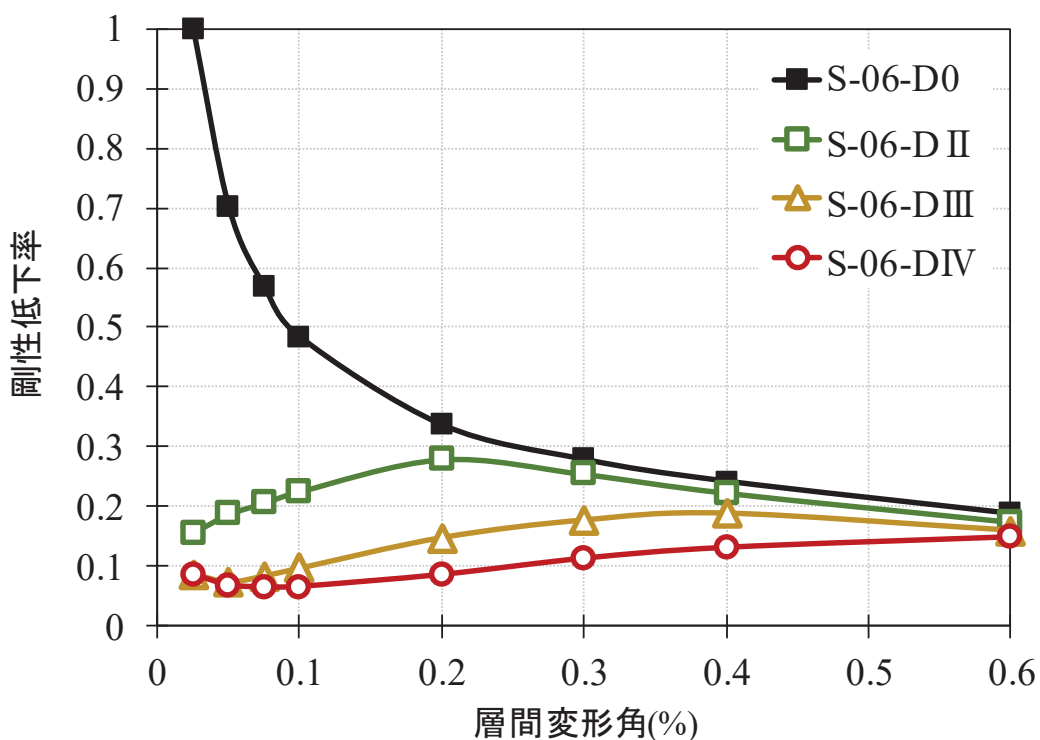


図 4-2 初期剛性に対する剛性低下率-層間変形角関係

5. まとめ

一定の大きさの地震力によって損傷を受けた耐震壁が、更に大きな地震力を受けた場合、終局耐力がどのようなようになるかを確認するために、損傷度合いをパラメータとした静的加力による耐震実験 [2] の補足的な検討として、耐震実験 [2] の鉄筋量を半分とした試験体による耐震実験を行った結果、以下の知見を得た。

- ① 事前加力で、各試験体に損傷度Ⅱ～Ⅳと判断した変形を与えたが、耐震実験 [2] と同様に、損傷の大きさに関わらず、終局耐力にはほとんど影響がみられなかった。
- ② 特に、事前損傷度合いとして、原子力施設建屋の基準地震動 S_s に対する評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）並を与えた試験体 S-06-DⅡは、耐震実験 [2] と同様に、本加力においても、評価基準値（せん断ひずみ： 2.0×10^{-3} ）付近での耐力低下はほとんど認められず、また、J E A G 式の耐力を上回ることを確認した。
- ③ 事前加力で経験している変形に対しては、損傷が大きくなるほど剛性が低下したが、未経験の変形レベルでは、剛性は変化しなかった。

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 19-45 |

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。

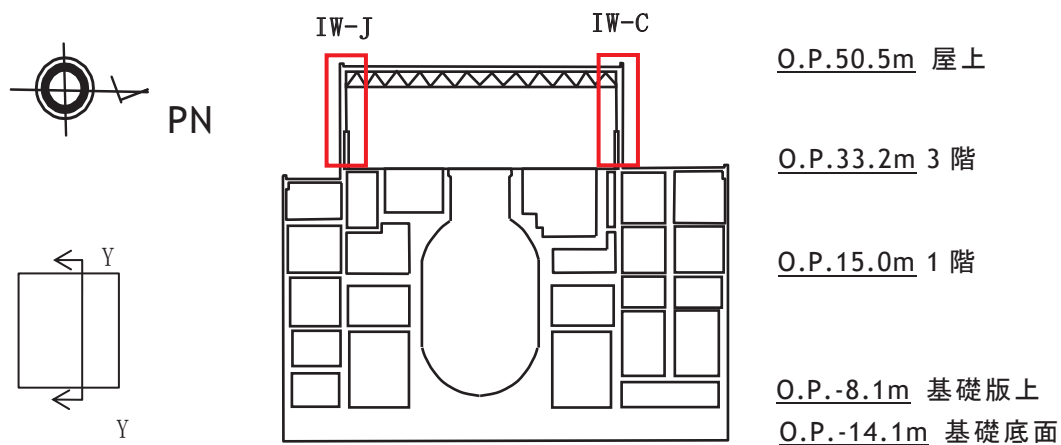


図 1-1 原子炉建屋耐震補強部位（EW 断面）（Y-Y'）

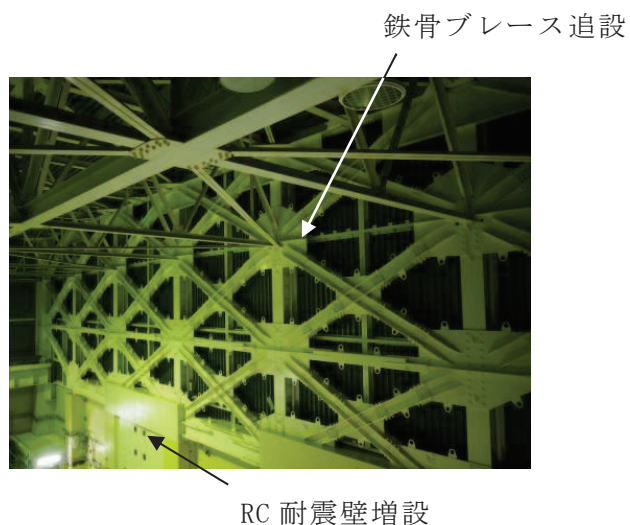


図 1-2 耐震補強工事状況写真

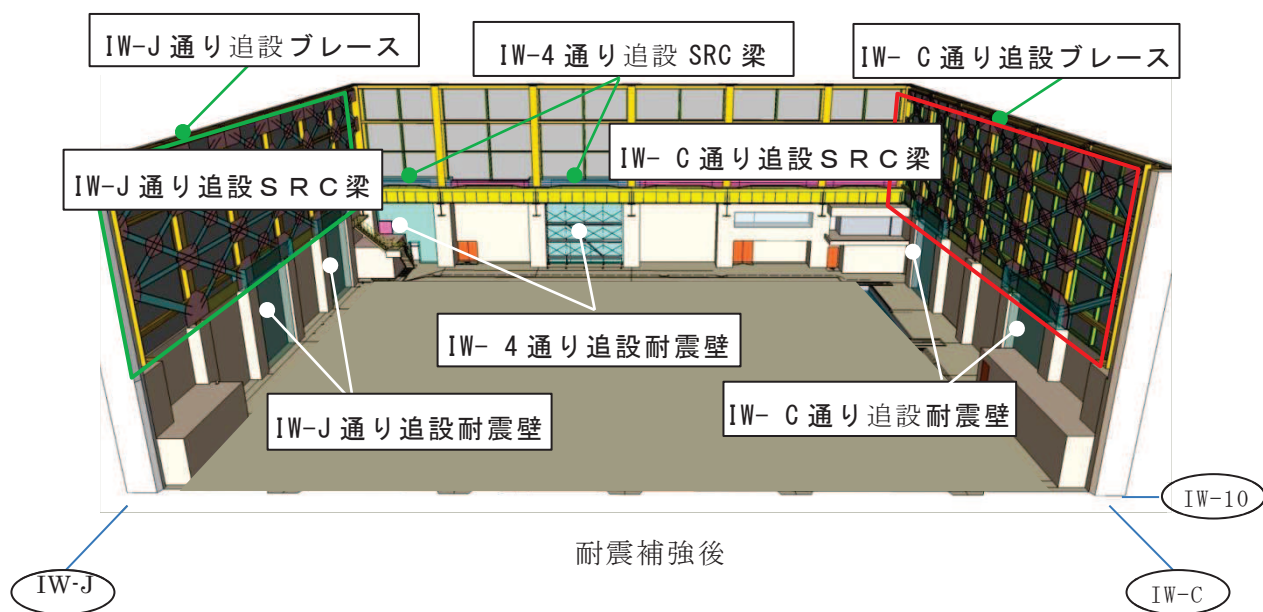
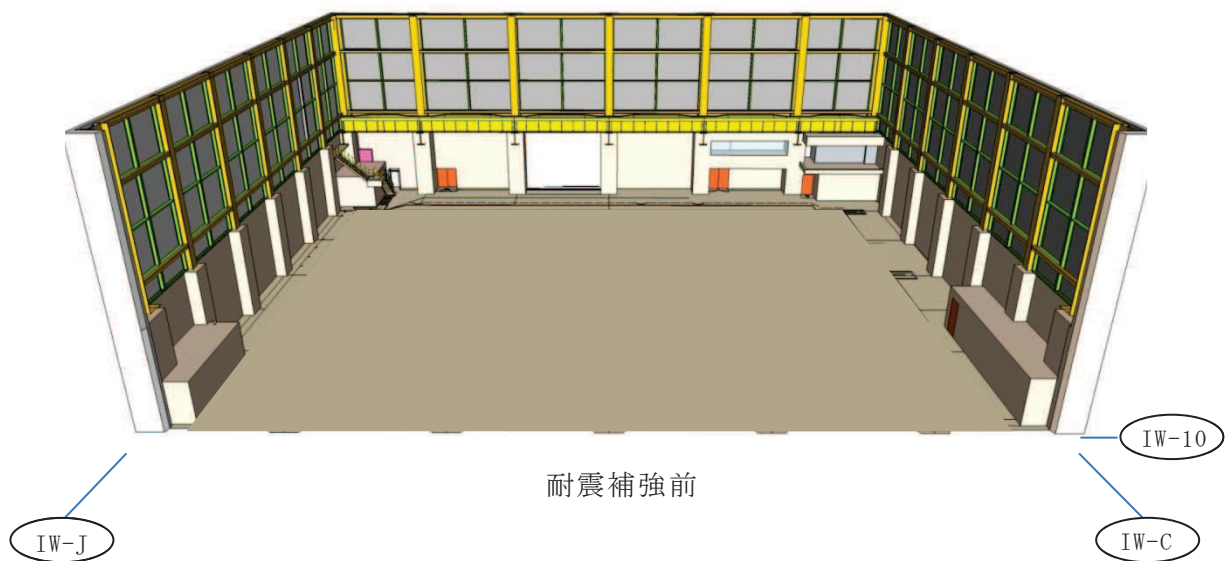


図 1-3 耐震補強工事概要 (北面より)

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。

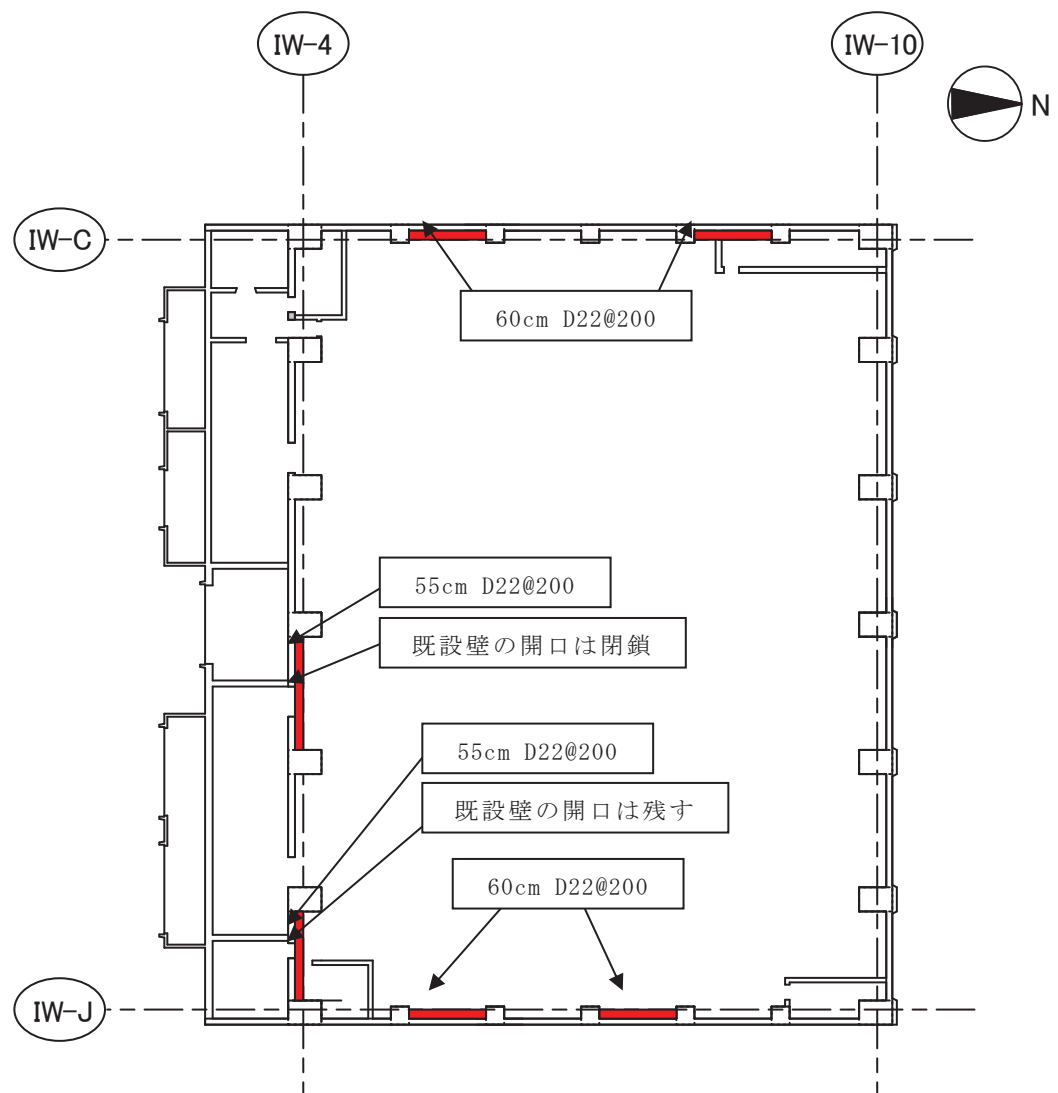


図 2-1 原子炉建屋補強箇所（地上 3 階－クレーン階）
（■は追設耐震壁）

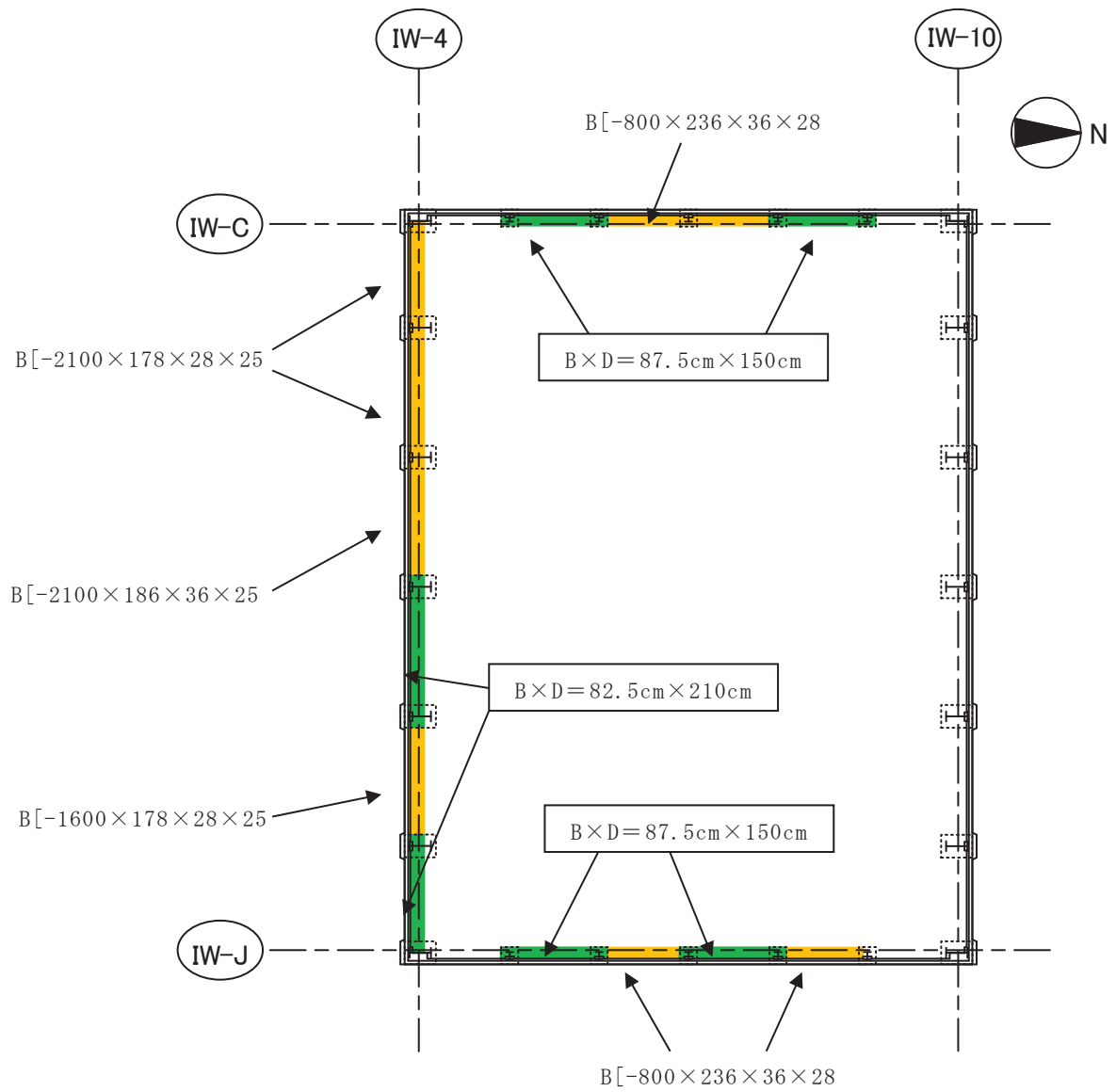


図 2-2 原子炉建屋補強箇所 (クレーン階-屋上)

(■は追設 SRC 梁, ■は追設 S 梁)

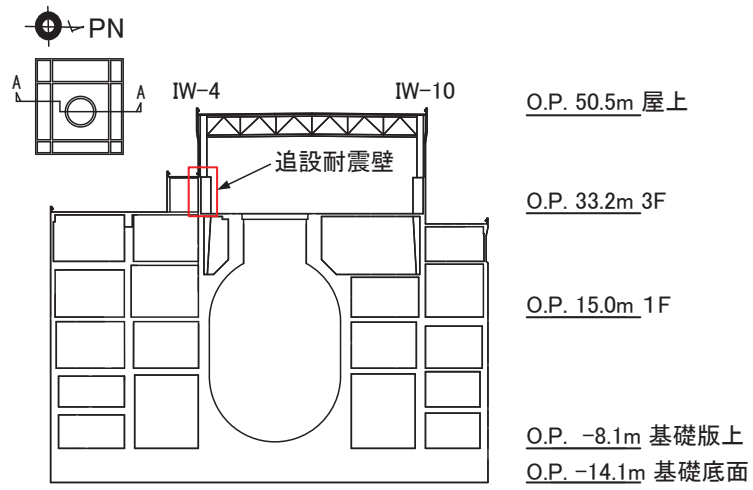


図 2-3 原子炉建屋 NS 断面図 (A-A)

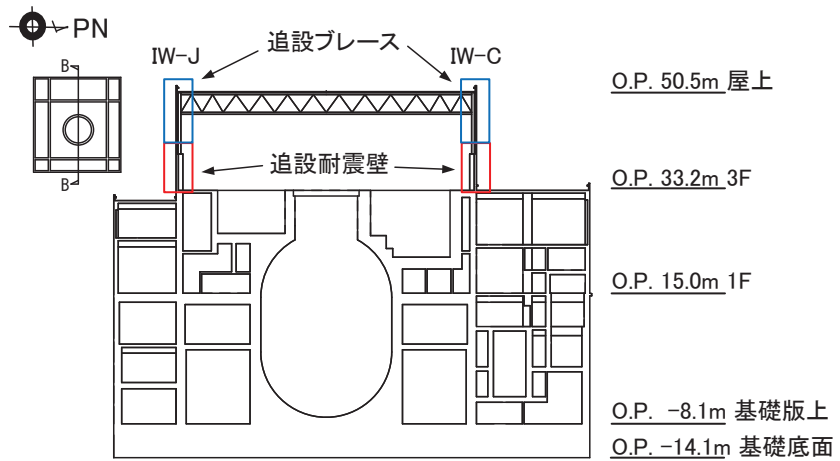
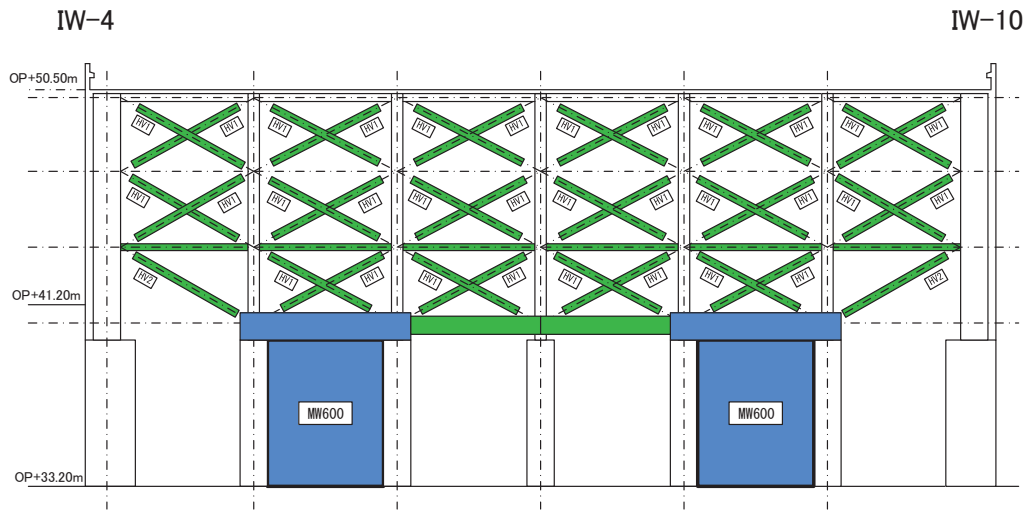
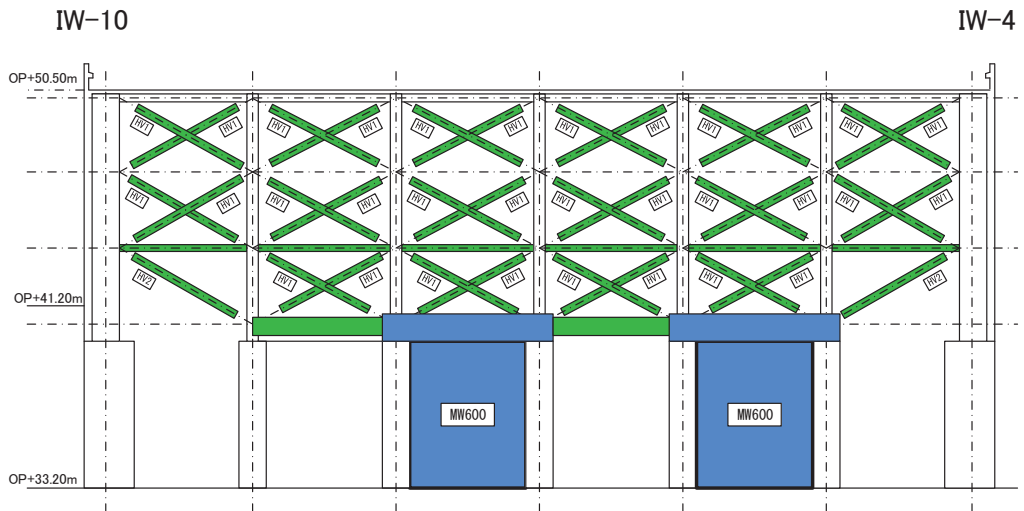


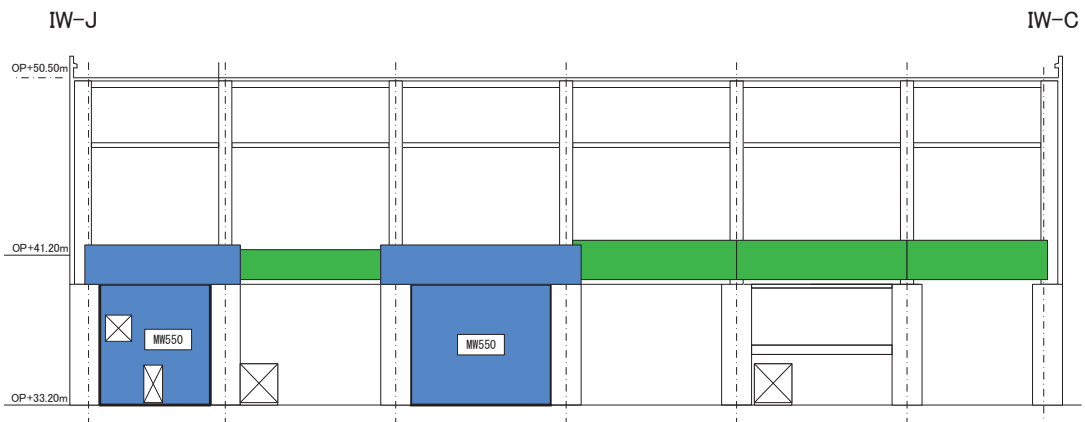
図 2-4 原子炉建屋 EW 断面図 (B-B)



(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。

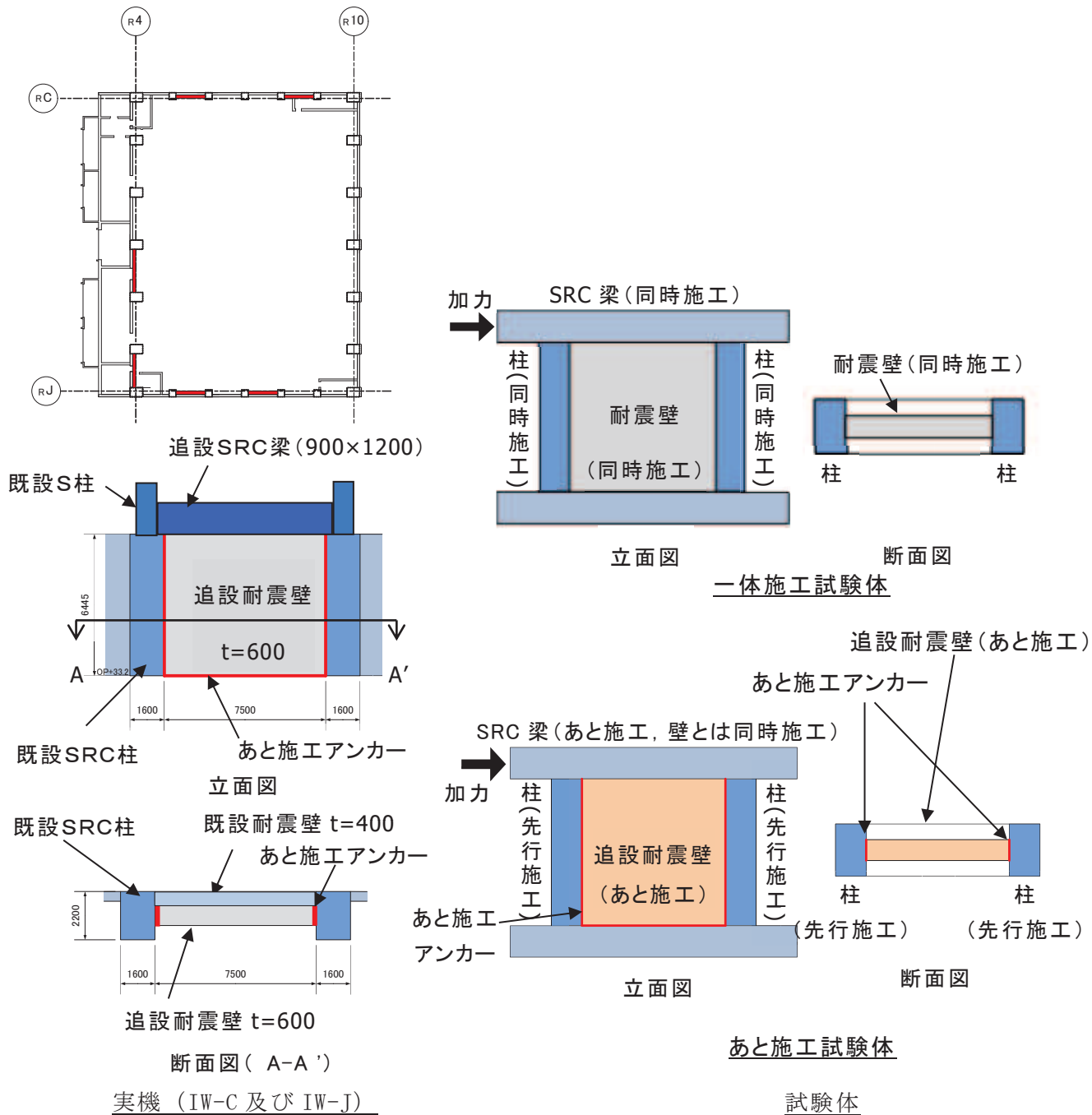


図 3-1 実機追設耐震壁と試験体の概要

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）

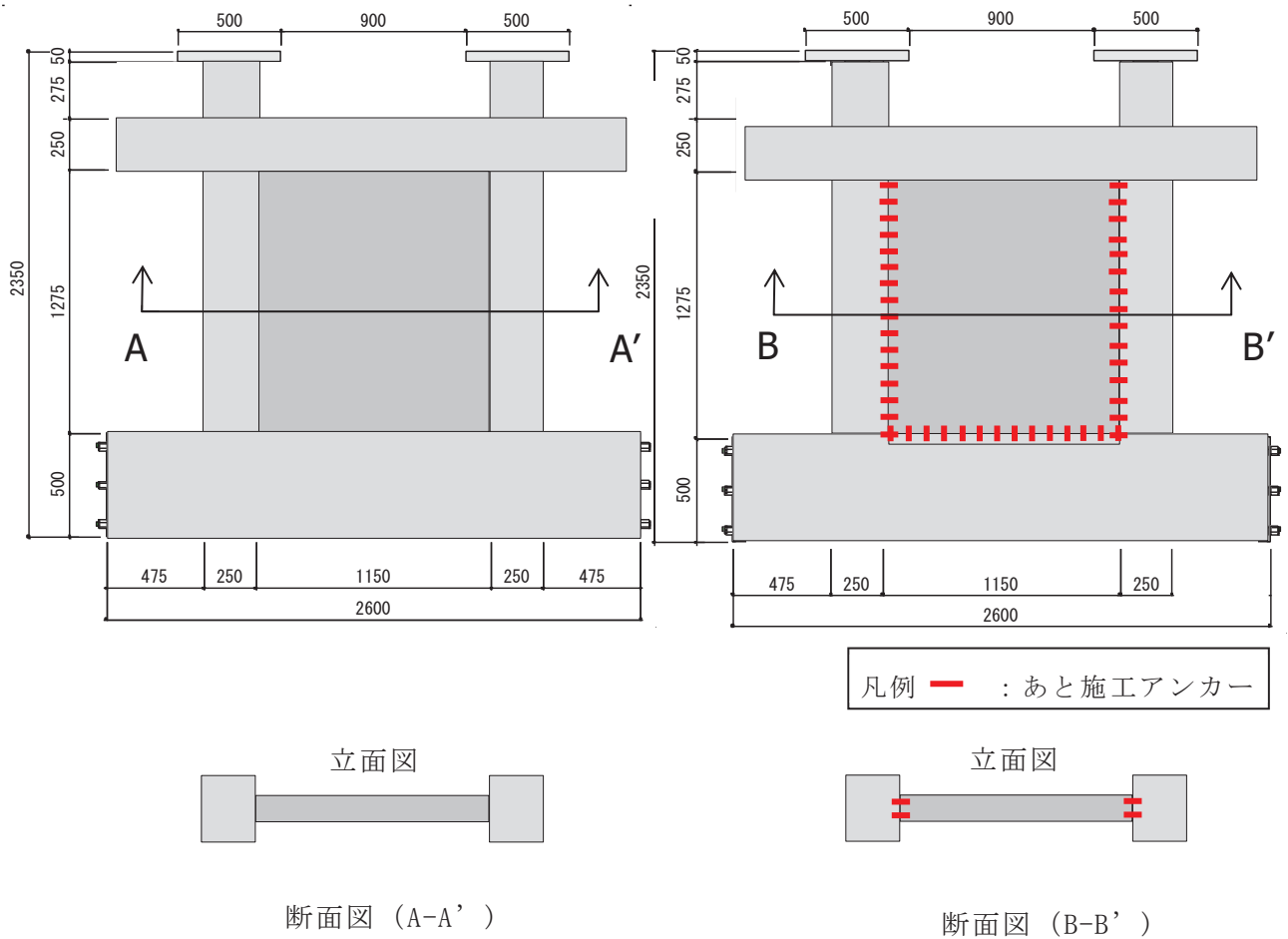


図 3-2 試験体概要

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。

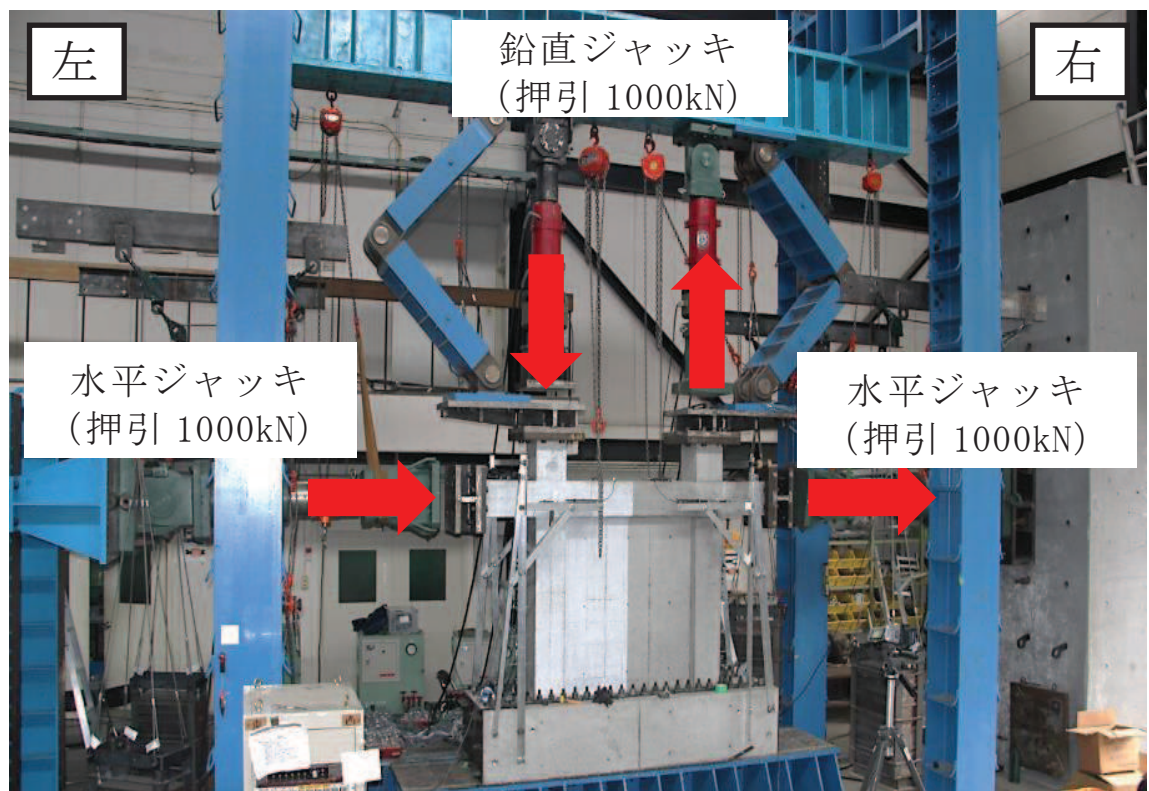


図 3-3 加力装置写真

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。

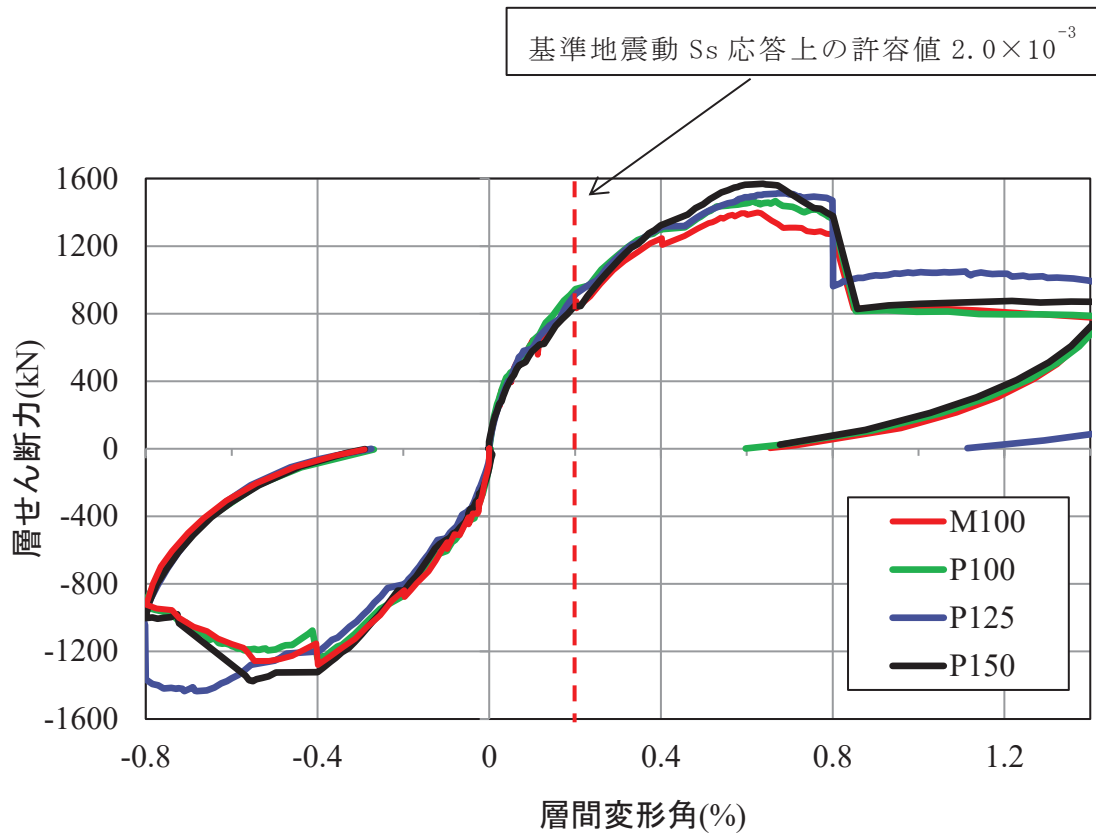
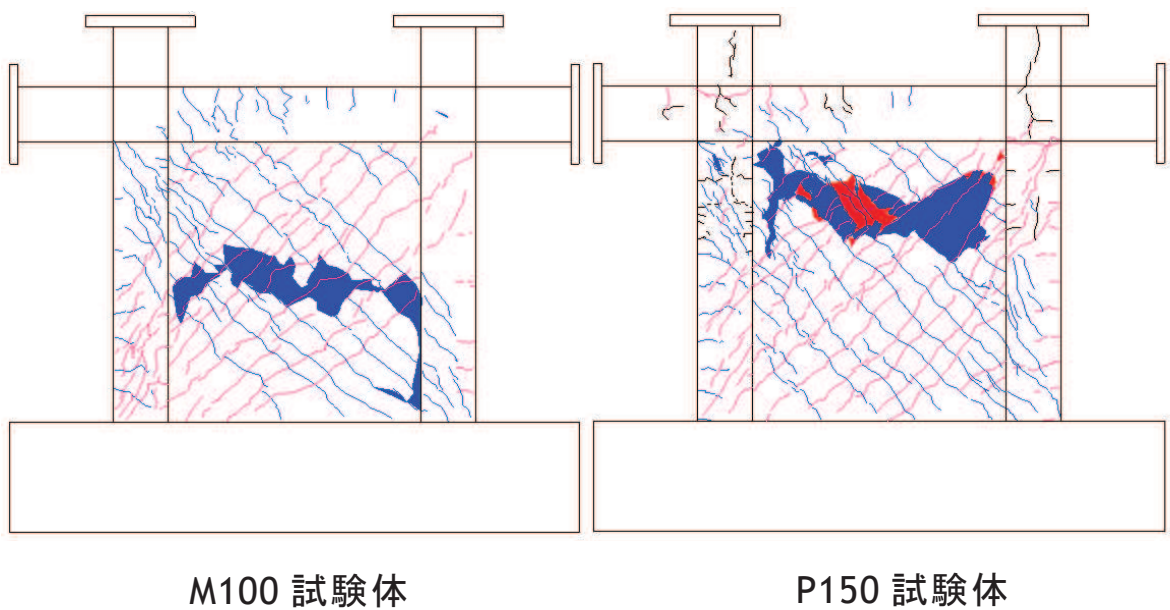


図 3-4 荷重-変形関係



M100 試験体

P150 試験体

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。

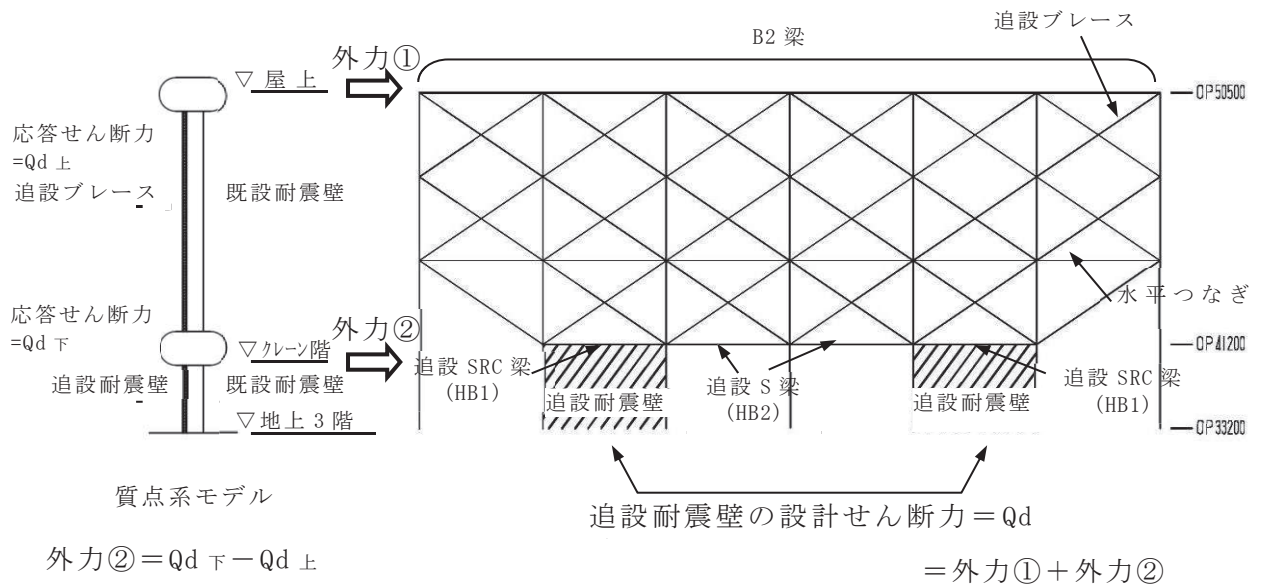


図 4-1 水平力伝達の考え方 (NS 方向)

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。

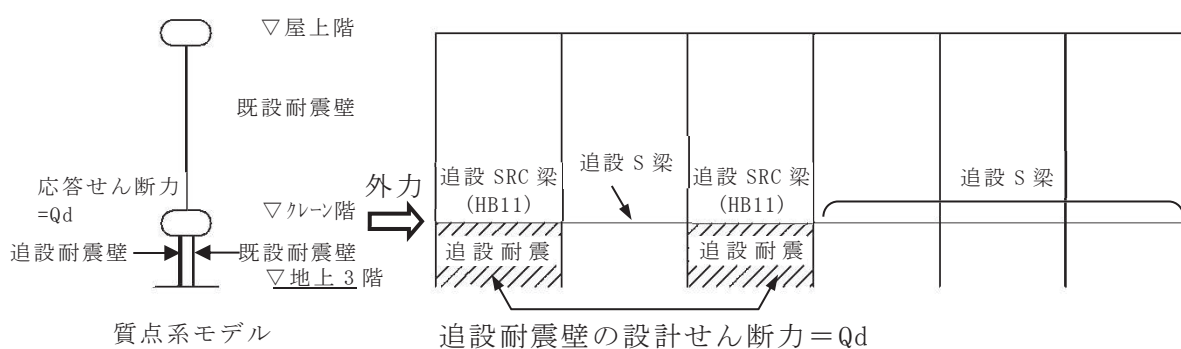


図 4-2 水平力伝達の考え方 (EW 方向)

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。

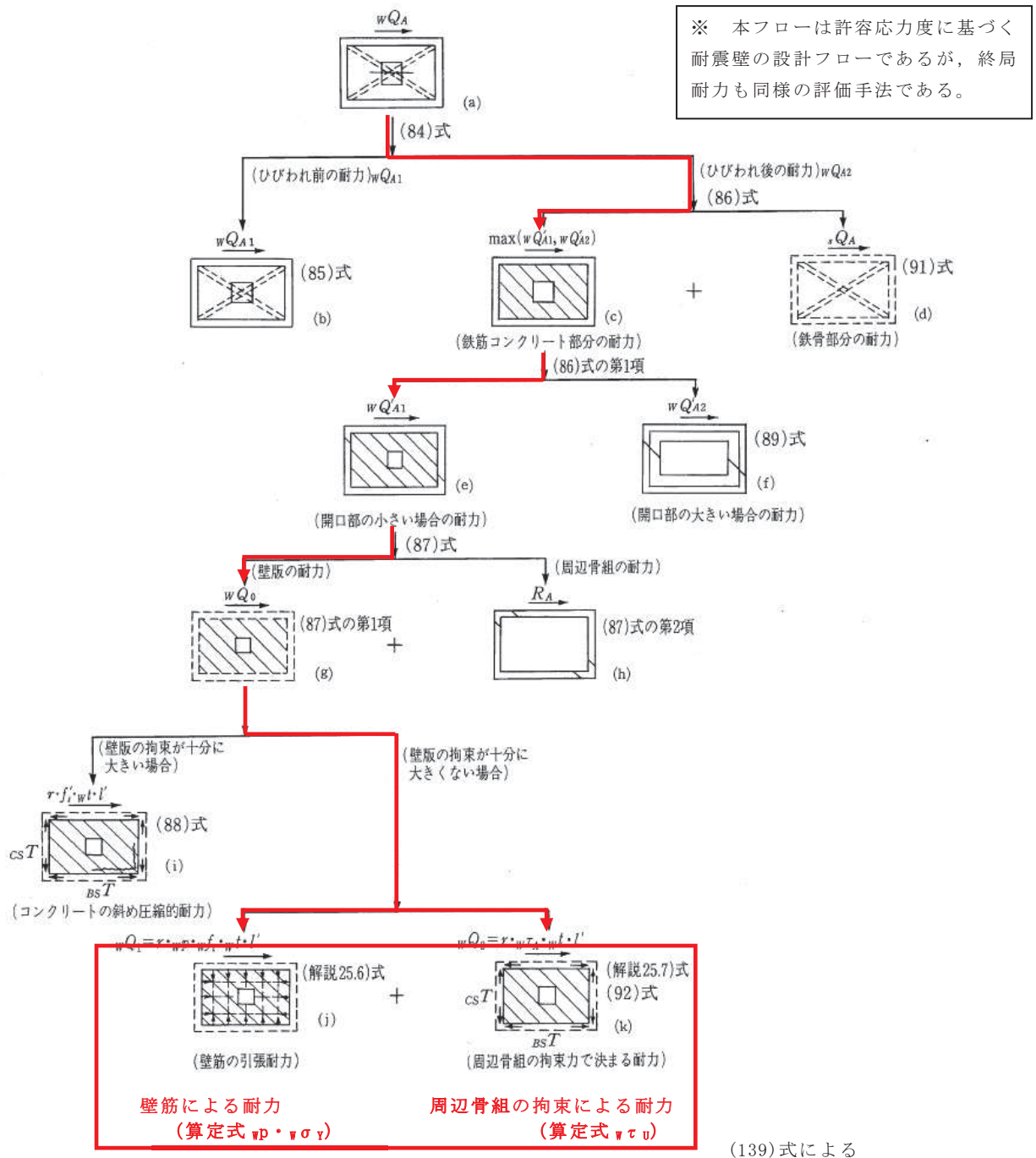


図4-3 耐震壁せん断設計のフロー

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。

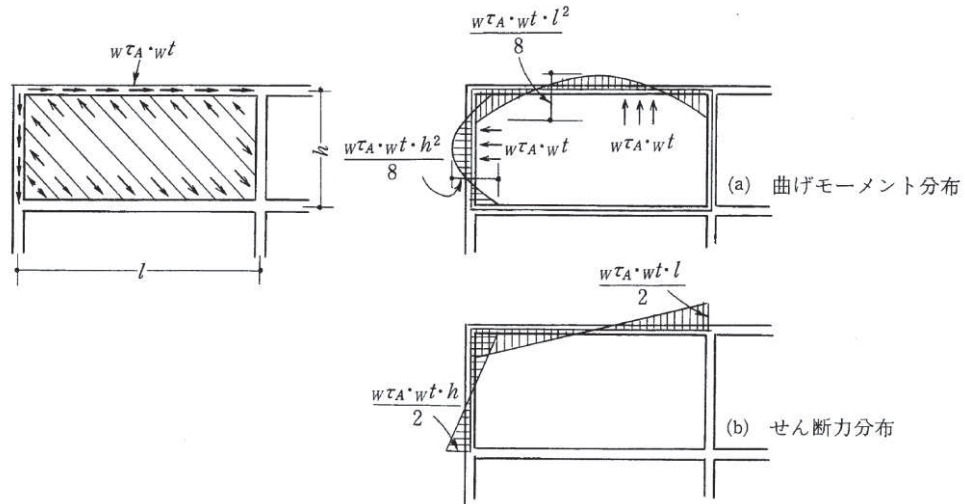


図 4-4 補強壁上部梁の応力状態

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。

$$Q_U = {}_r Q_U + {}_s Q_U$$

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。

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

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

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

ここで、 ${}_r Q_{bU}$ 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。

${}_r Q_{sU1}, {}_r Q_{sU2}$ は下式による。

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

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

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。

$${}_s Q_U = \min({}_s Q_{sU}, {}_s Q_{bU})$$

$${}_s Q_{bU} = \Sigma\left(\frac{{}_s M_U}{l}\right)$$

ここで、 ${}_s Q_{bU}$ 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、 ${}_s Q_{sU}$ は下式による。

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

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 $r M / (r Q \cdot r d)$ 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。

$$Q_a = \min \{Q_{a1}, Q_{a2}\}$$

$$Q_{a1} = 0.7 \times \sigma_y \times s_a e$$

$$Q_{a2} = 0.4 \times \sqrt{E_c \times \sigma_B} \times s_a e$$

ただし、 $\tau = (Q_a / s_a e)$ 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)
- $s_a e$: 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

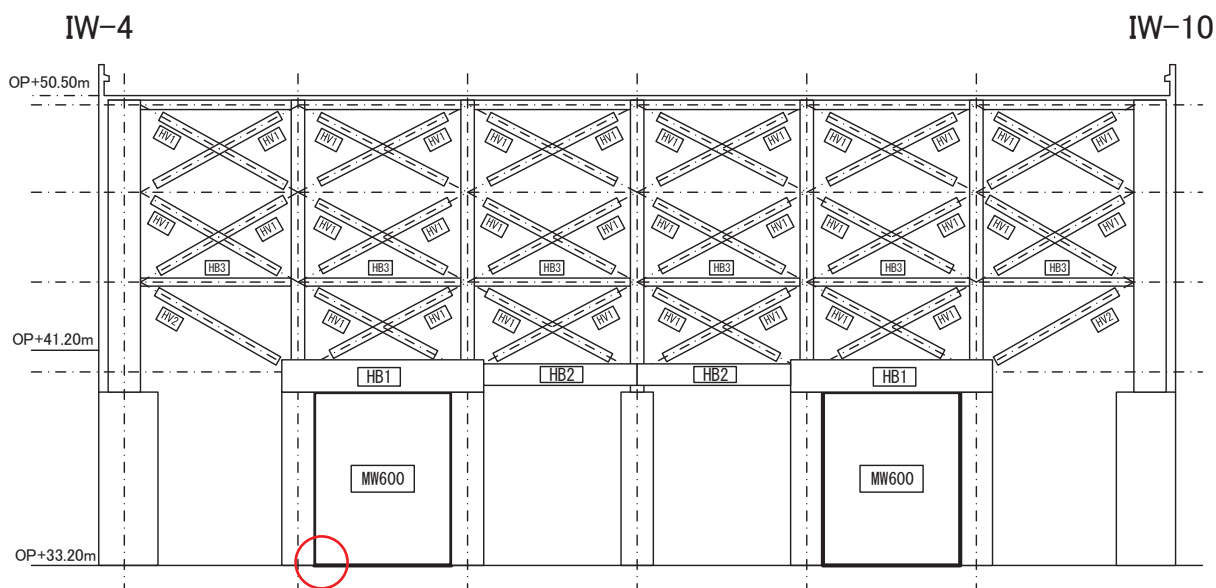


図 4-5 補強構面立面図 (IW-C 通り)

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

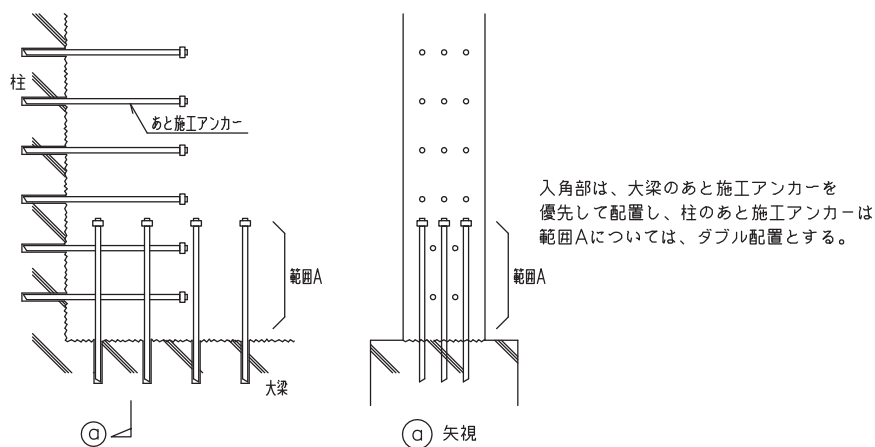


図 4-6 追設耐震壁入隅部の詳細 (図 4-5 の赤丸部)

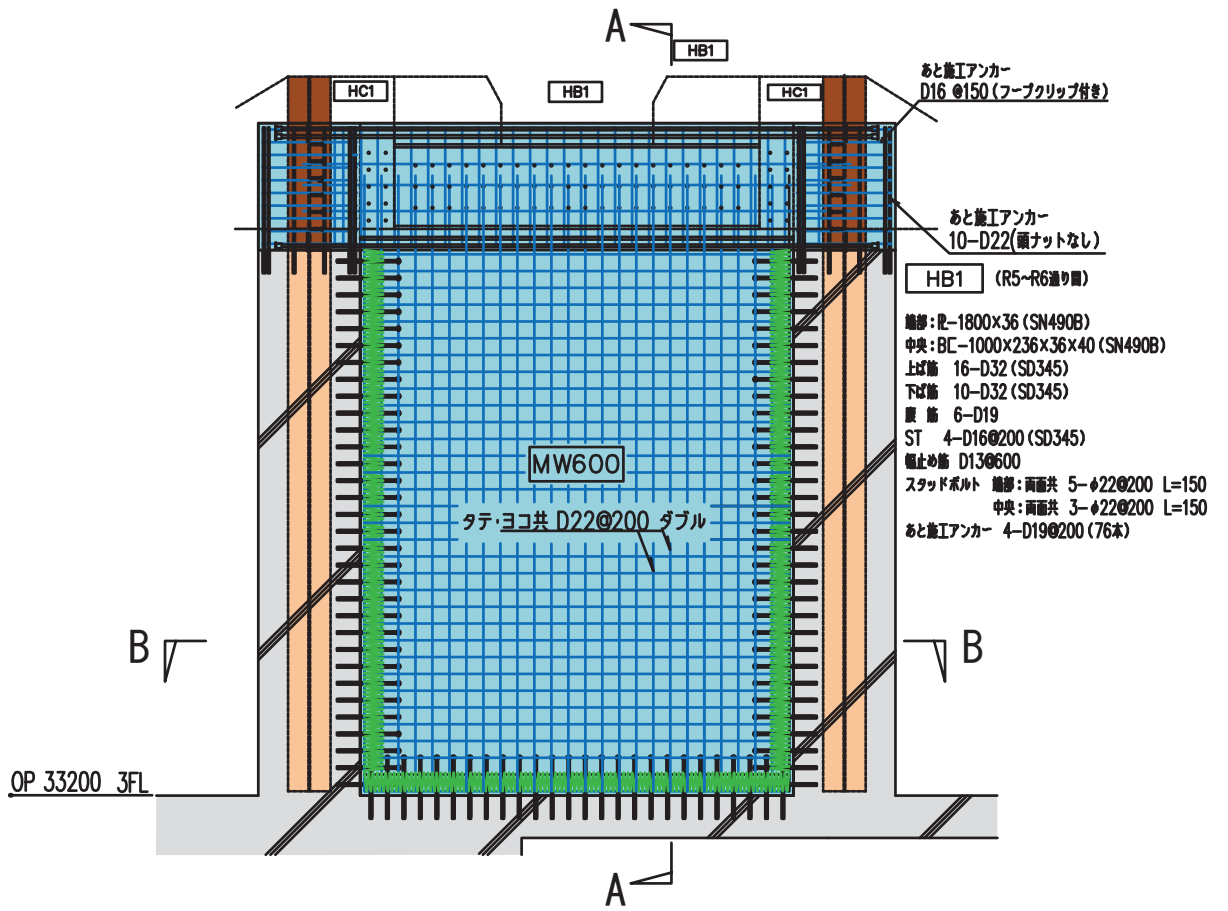


図 4-7 追設耐震壁配筋詳細

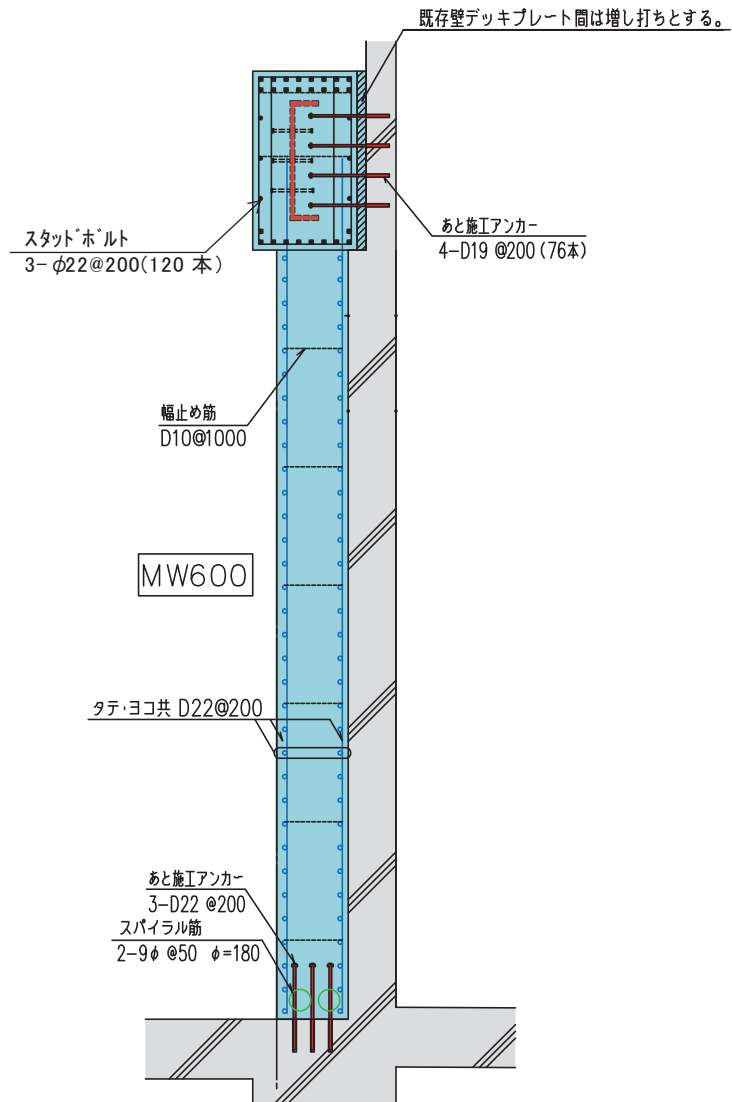


図 4-8 追設耐震壁配筋詳細 (A-A 断面図)

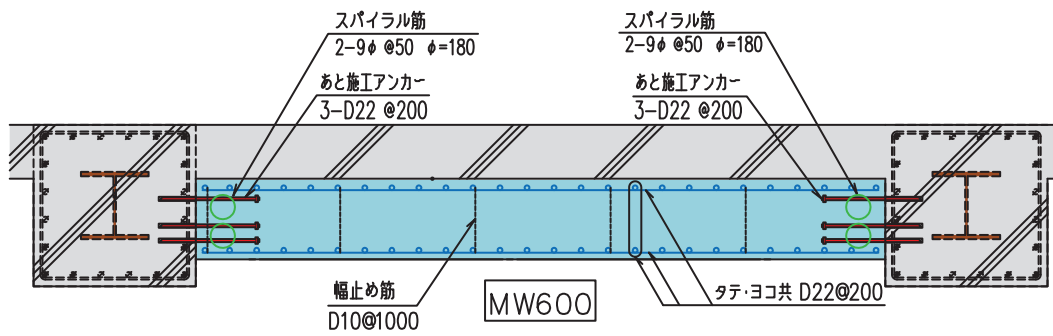


図 4-9 追設耐震壁配筋詳細 (B-B 断面図)

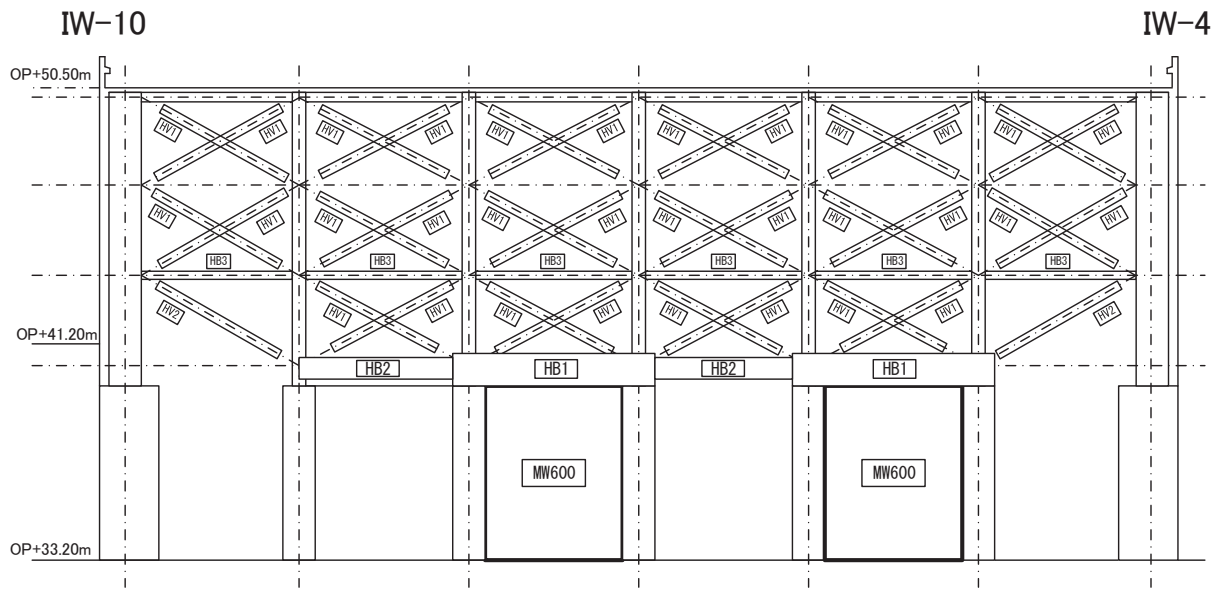


図 4-10 補強構面立面図 (IW-J 通り)

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) |

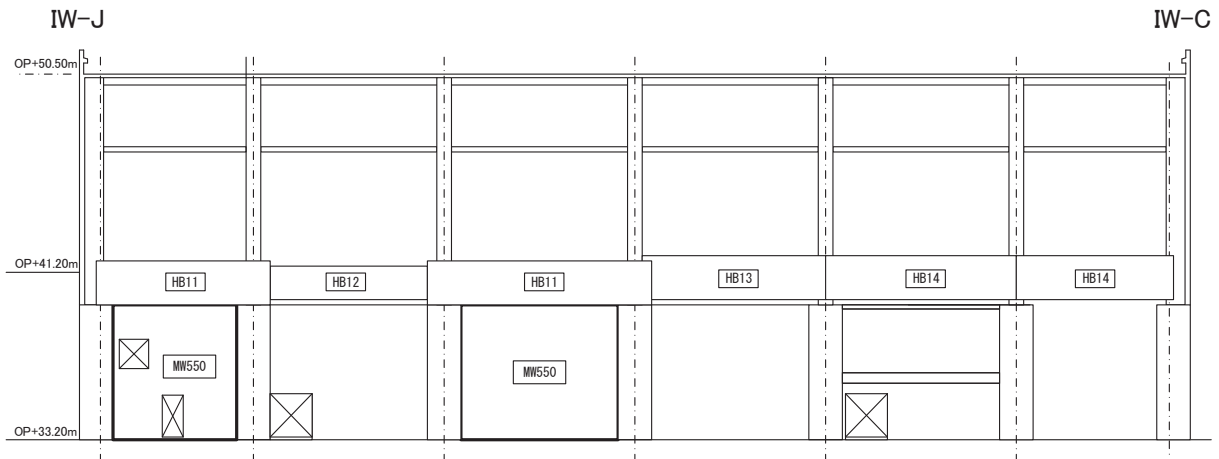


図 4-11 補強構面立面図 (IW-4 通り)

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 × 36 × 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。

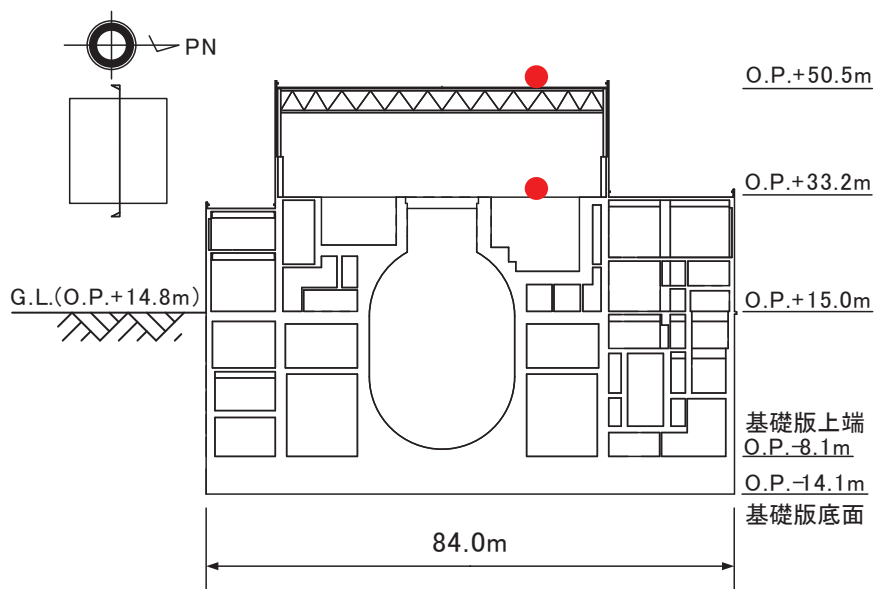


図5-1 原子炉建屋断面図

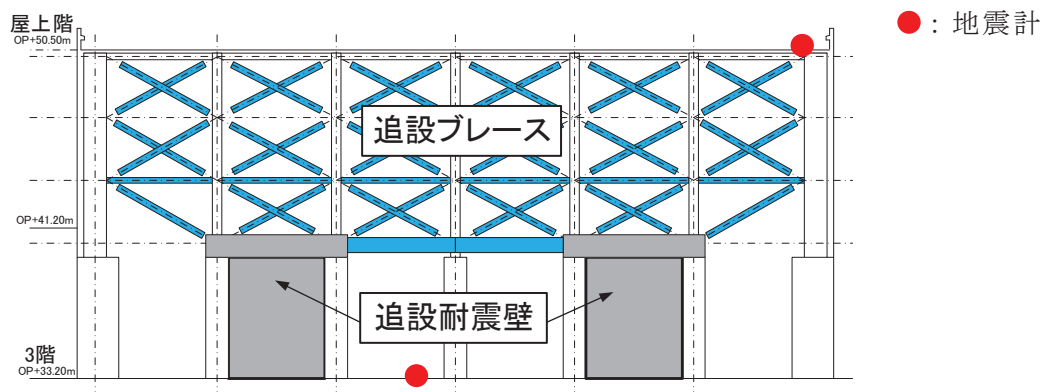


図5-2 原子炉建屋地上3階の補強概要

*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

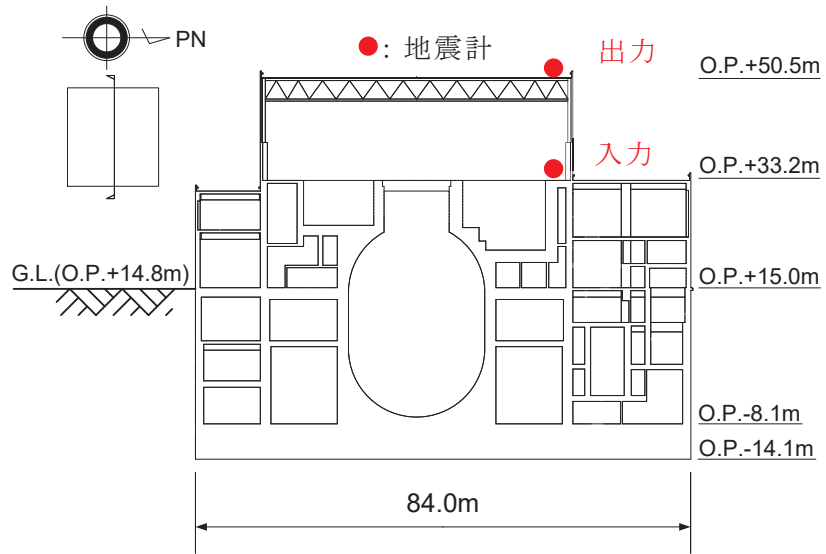


図 5-3 検討に用いた地震計の設置位置 (断面図)

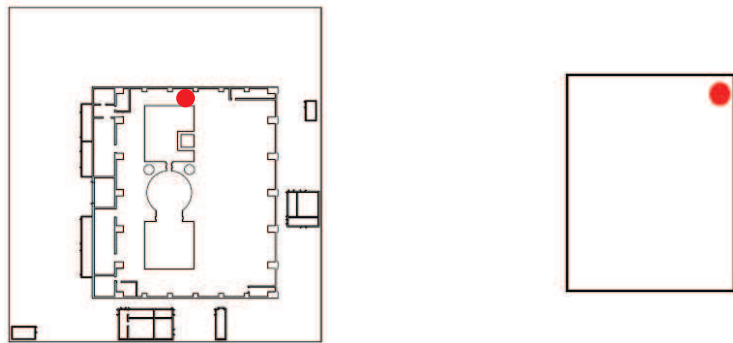


図 5-4 検討に用いた地震計の設置位置 (平面図)

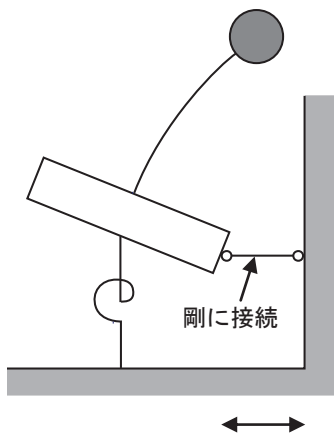


図 5-5 1入力1出力系 ARX モデルによるシステム同定概念図

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。

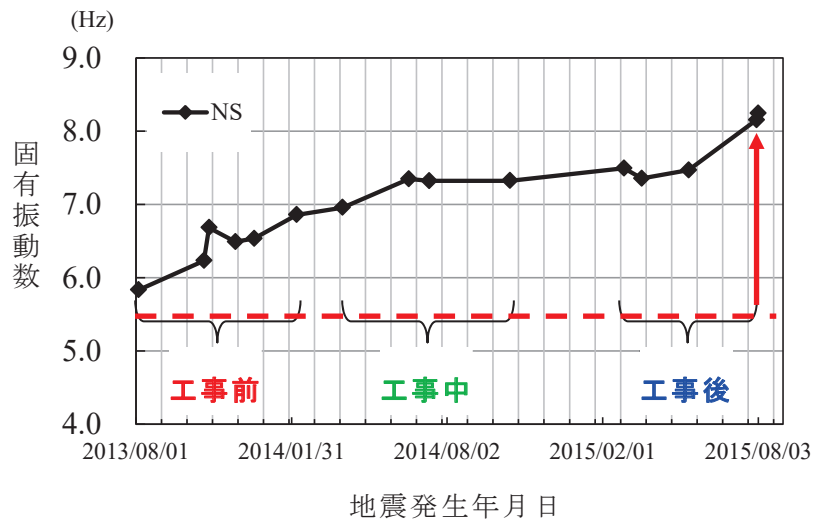


図 5-6 15 地震の振動特性の変化

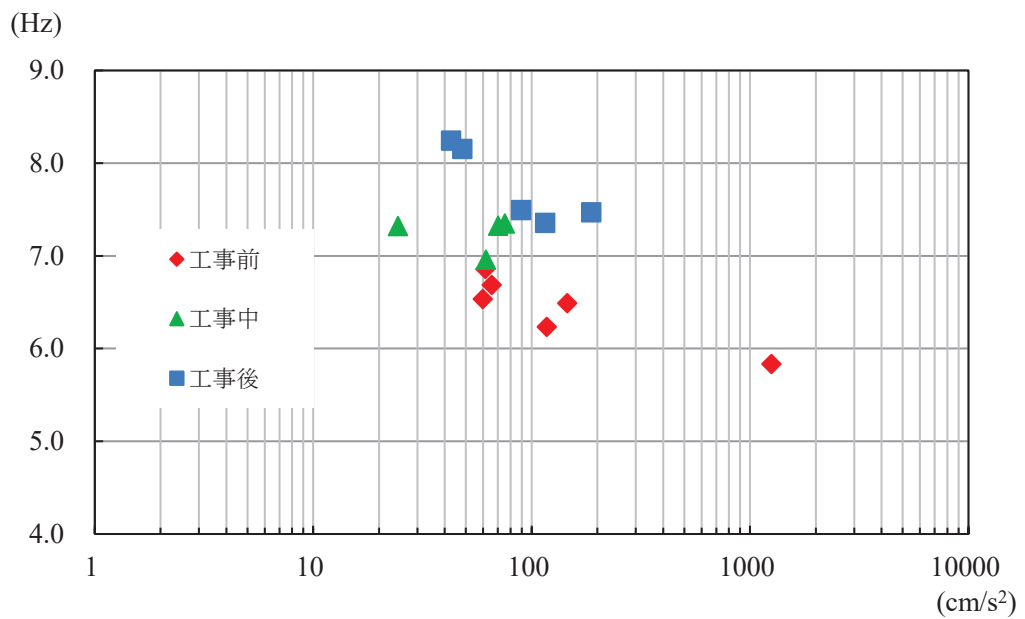


図 5-7 15 地震の屋上階の最大加速度と固有振動数の関係

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。

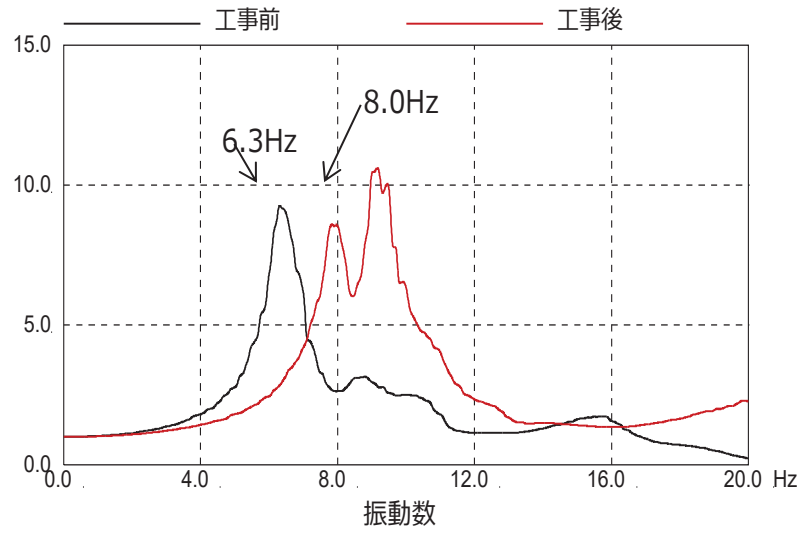


図 5-8 地震応答解析モデルの伝達関数 (屋上階/地上 3 階)

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。

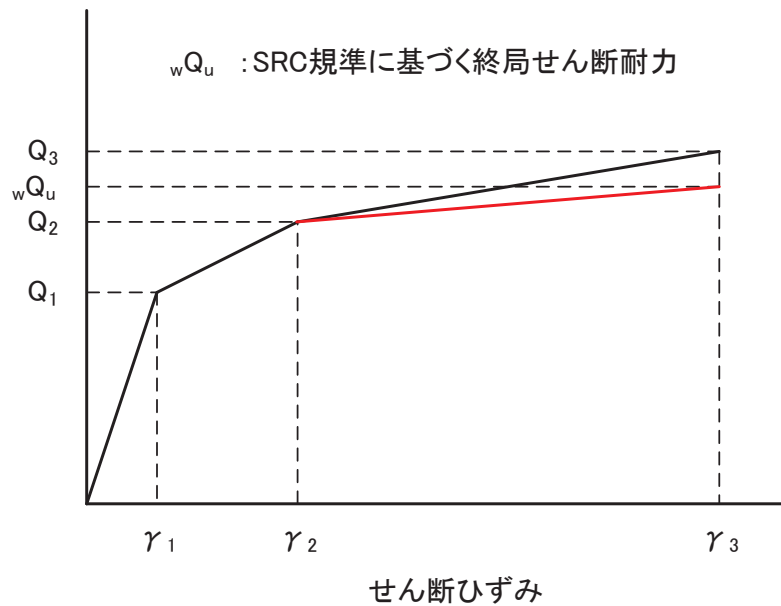


図 6-1 追設耐震壁のせん断スケルトンカーブの設定

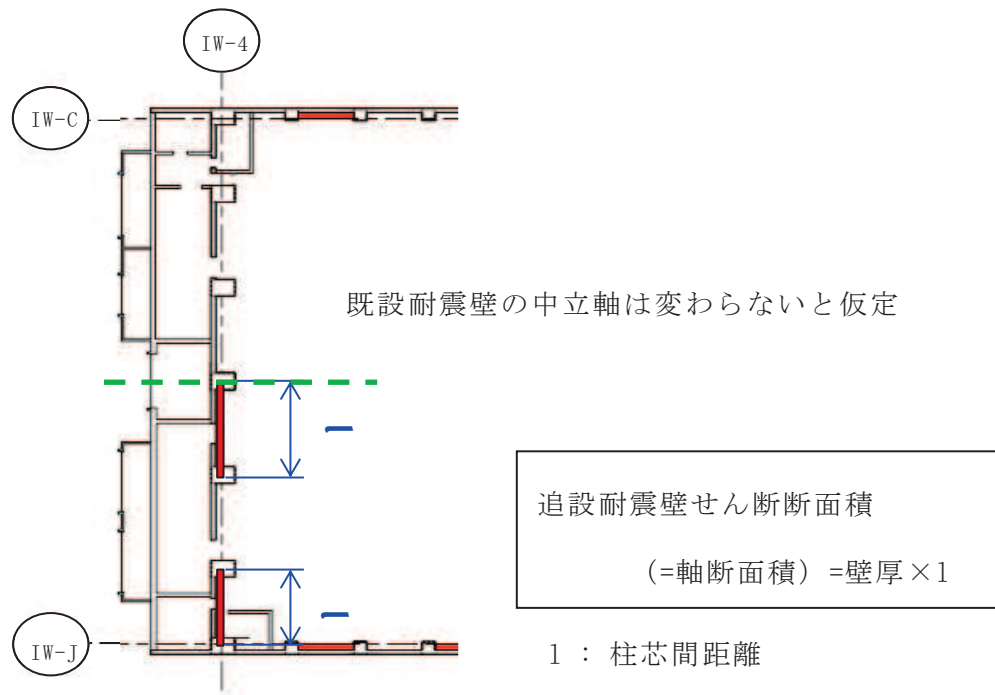


図 6-2 工認モデルにおける追設耐震壁のせん断剛性評価範囲 (IW-4 通り)

(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) |

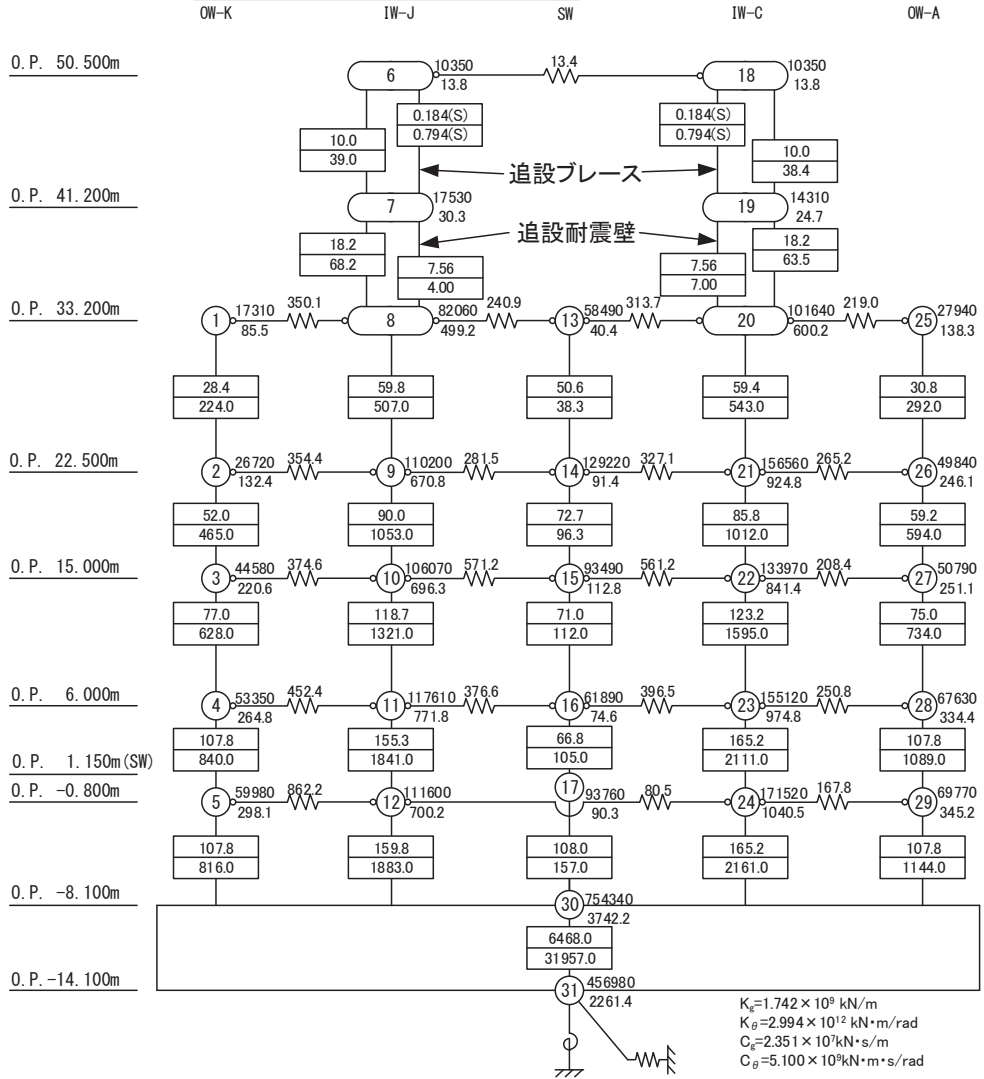
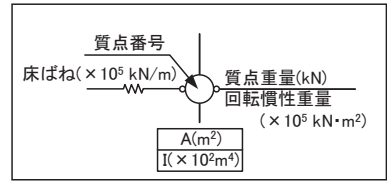


図 6-3 原子炉建屋 工認モデル NS 方向

| | | |
|-----|-------|-----------------------------|
| 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) |

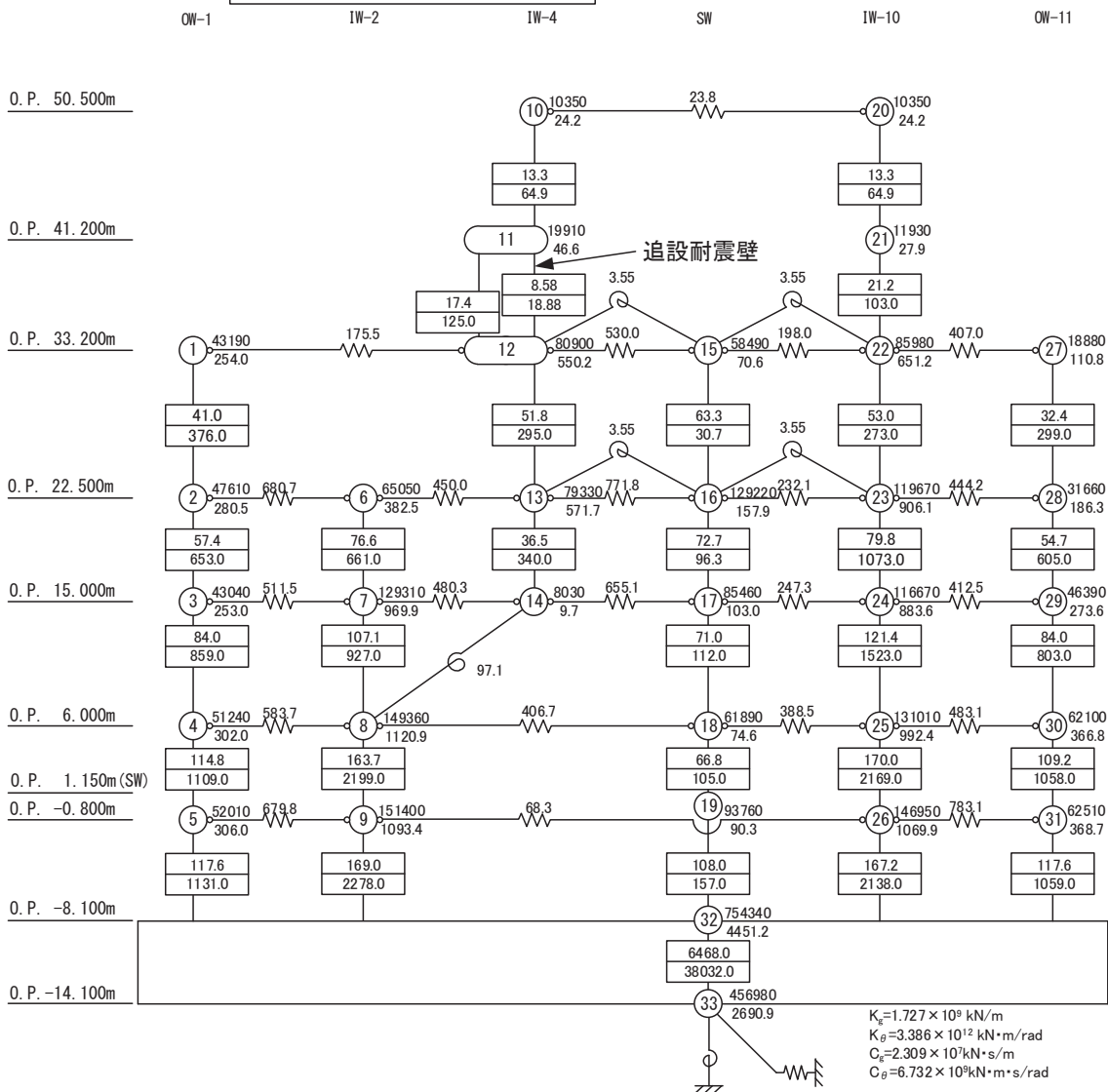
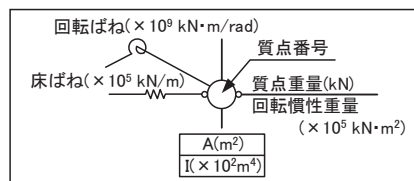


図 6-4 原子炉建屋 **工認**モデル EW 方向

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) |

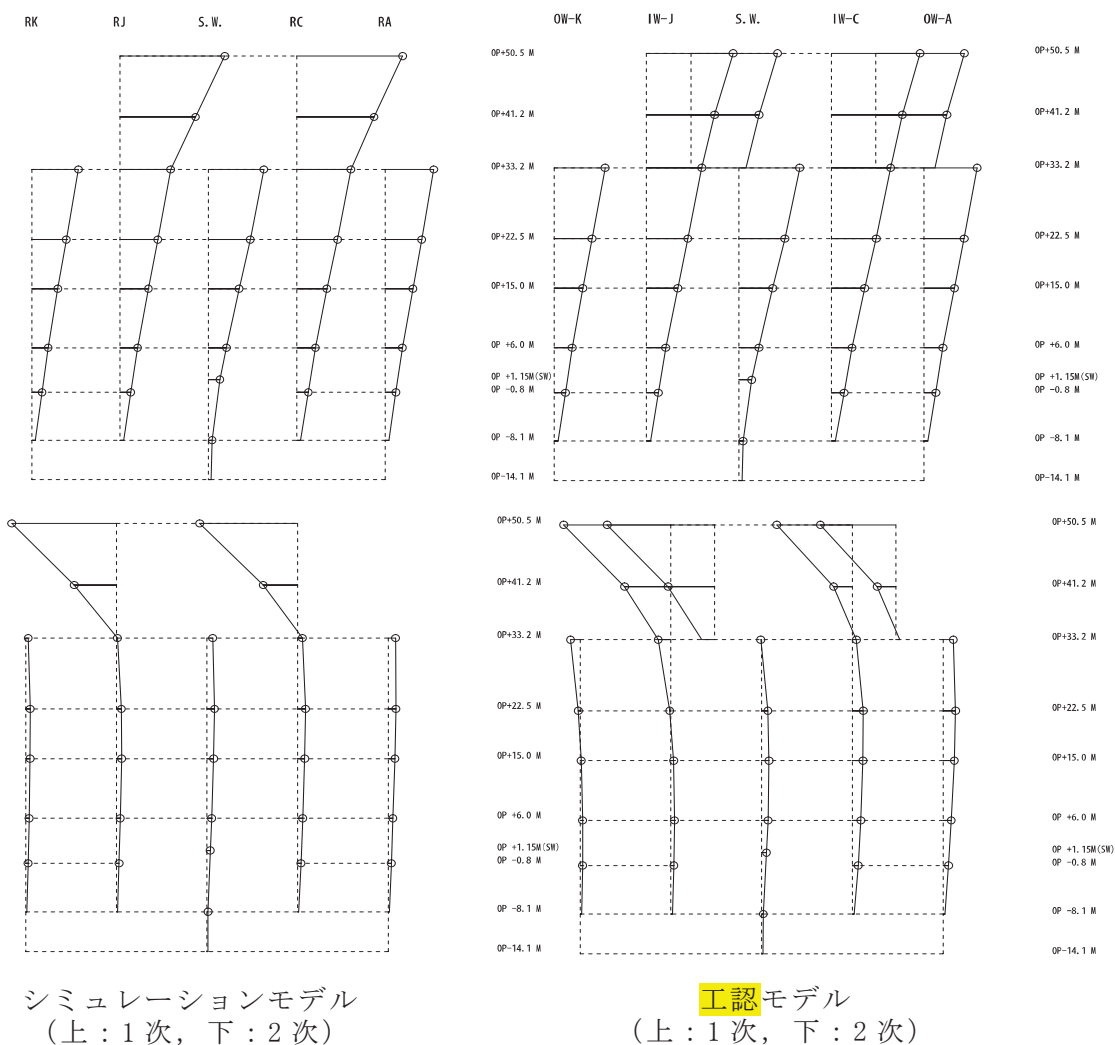


図 6-5 固有振動モード (NS 方向)

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) |

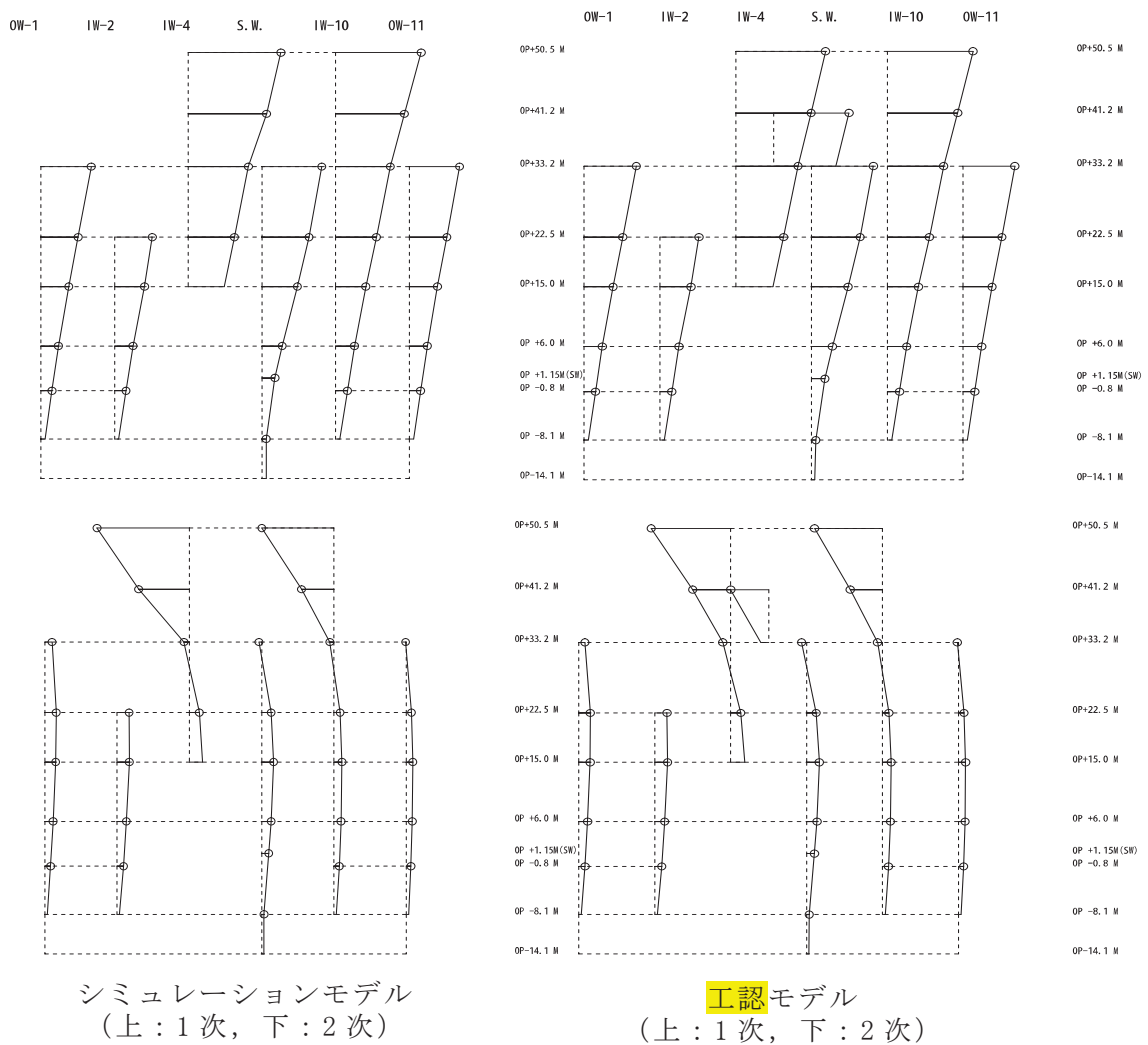


図 6-6 固有振動モード (EW 方向)

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。

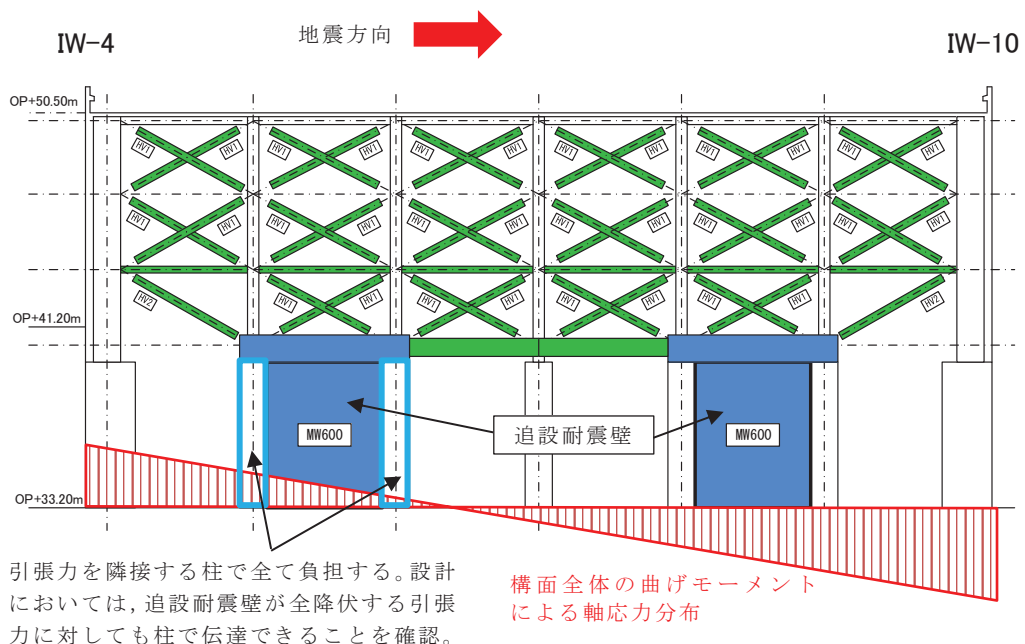


図6-7 追設耐震壁の曲げモーメントに対する設計での考え方

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

目 次

| | |
|-----------------------------------|---------|
| 1. はじめに | 別紙 26-1 |
| 2. 第3号機海水熱交換器建屋と海水ポンプ室との構造比較..... | 別紙 26-1 |
| 2.1 第3号機海水熱交換器建屋 | 別紙 26-1 |
| 2.2 海水ポンプ室 | 別紙 26-2 |
| 3. まとめ | 別紙 26-4 |

1. はじめに

原子炉建屋等の鉄筋コンクリート構造を主体とした建屋については、地震観測記録の分析、評価を実施することにより、コンクリートの乾燥収縮と地震による揺れの重畳が要因である初期剛性低下を考慮した地震応答解析モデルとしている。一方、鉄筋コンクリート構造を主体とする土木構造物では初期剛性低下を考慮していない。

本資料は、ほぼ地中構造物となる第3号機海水熱交換器建屋と海水ポンプ室等の地中土木構造物との構造計画の違いについて考察し、土木構造物で初期剛性低下を考慮していないことの適用性を検討する。

2. 第3号機海水熱交換器建屋と海水ポンプ室との構造比較

2.1 第3号機海水熱交換器建屋

第3号機海水熱交換器建屋は、図2-1に示すような箱型で地下3階、地上1階の建屋で地上部分はほとんどなくパイプスペースやルーバー室のみであり、建屋の大部分が地中に埋まっている構造である。

第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析モデルにおいては、各階床位置に質点を置き、床位置に作用する地震力（慣性力）を、耐震壁をモデル化した曲げせん断棒で負担する構造としており、耐震壁の面内方向に作用する地震力が支配的となる（図2-2参照）。したがって、地上部分はほとんどないが地下部分の構造は原子炉建屋地下部分と同様の考え方で設計されている。

基準地震動 S_s に対しては、耐震壁の荷重-変形関係に非線形履歴特性を持たせた質点系モデルによる弾塑性地震応答解析から求められる耐震壁の最大変形（せん断ひずみ）が判定基準値以内であることを確認している。地震観測記録の分析、評価から初期剛性低下が認められたこと、剛性を小さくした方が変形は大きく算定され、保守的な評価となることを踏まえて、初期剛性低下を考慮した設計としている。

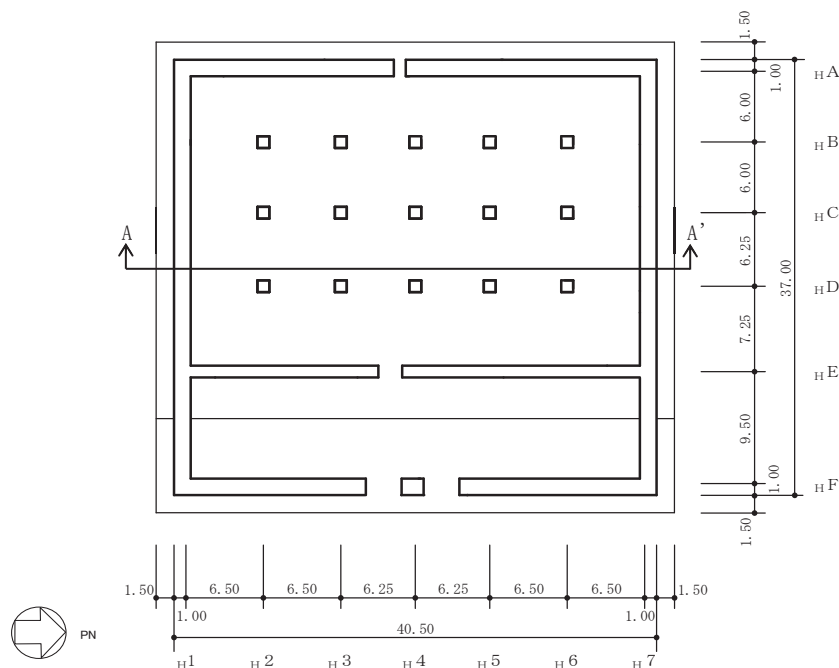


図2-1(1) 第3号機海水熱交換器建屋 概要図（平面図）

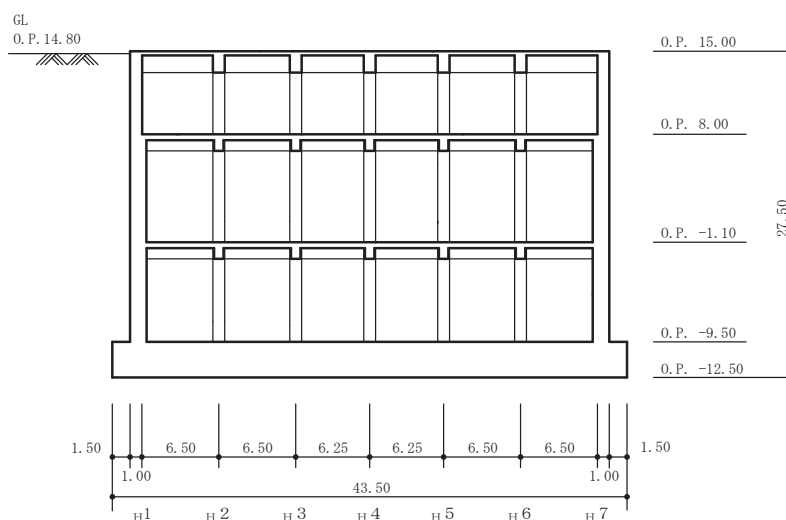


図 2-1(2) 第 3 号機海水熱交換器建屋 概要図 (断面図 (A-A'))

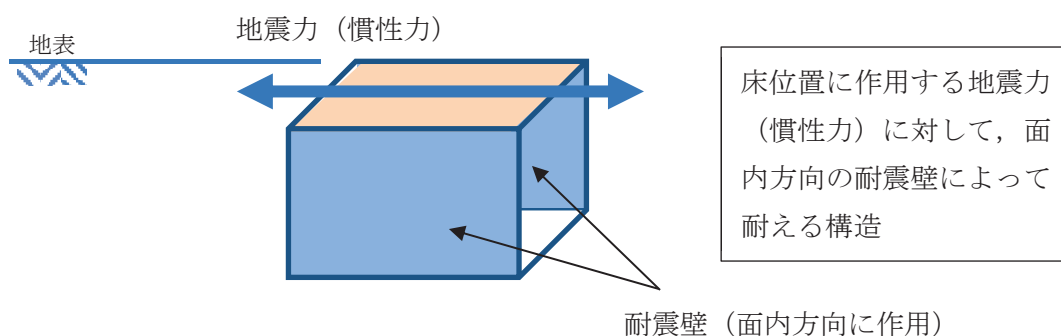


図 2-2 第 3 号機海水熱交換器建屋 耐震構造の概要

上記のように第 3 号機海水熱交換器建屋の耐震壁に生じる地震力は、慣性力が支配的と考えられるが、埋め込まれていることにより生じる土圧の影響について 2 次元 FEM モデルにより検討した結果を「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」に示す。

「別紙 26-1」の分析結果から、第 3 号機海水熱交換器建屋のような埋め込まれた建屋では、耐震壁に生じるせん断力は土圧による影響が比較的大きいものの慣性力の方が支配的であることを確認した。また、埋込みを考慮した場合と埋込みを考慮しない場合の最大せん断力の大きさを比較すると、埋込みを考慮した場合には側方拘束効果による慣性力の低減と土圧による影響が相殺され、両者のせん断力の合計は概ね同等であることを確認した。

2.2 海水ポンプ室

海水ポンプ室は、図 2-3 に示すような箱型の構造物であるが、地上部分は解放された状態で地中に埋まっている構造物である。

ポンプやスクリーン等の機器を設置している中床版はあるものの、構造物の床面は基本的に底版であり、床面に作用する慣性力そのまま基礎で負担する。

最下階より上部の構造物に作用する慣性力は主に構造躯体の自重に対して生じるものとなり、地上部に床がないことや部材は地盤と接して拘束されていることから、面内方向は耐力が大きい反面、大きな慣性力は作用しない。一方、面外方向は耐力が小さく、慣性力に加えて土圧が作用することから影響が大きいものとなる。したがって、土圧による外力が支配的となり、地中の外壁が土圧に対して面外方向に抵抗する構造となる。(図2-4参照)。

基準地震動 S_s に対しては、地盤-RC 構造物一体となった有限要素法による応力解析とし、各部材に生じる応力に対して断面照査により判定基準となる耐力と比較し評価している。

応力解析では、全体系に対して対象となる構造物を相対的に剛性を高くした方が応力値が高く計算されることから、コンクリートの初期剛性低下を考慮しない解析としている。(土圧に対して構造物の剛性が高い方が負担する応力は大きくなる。)

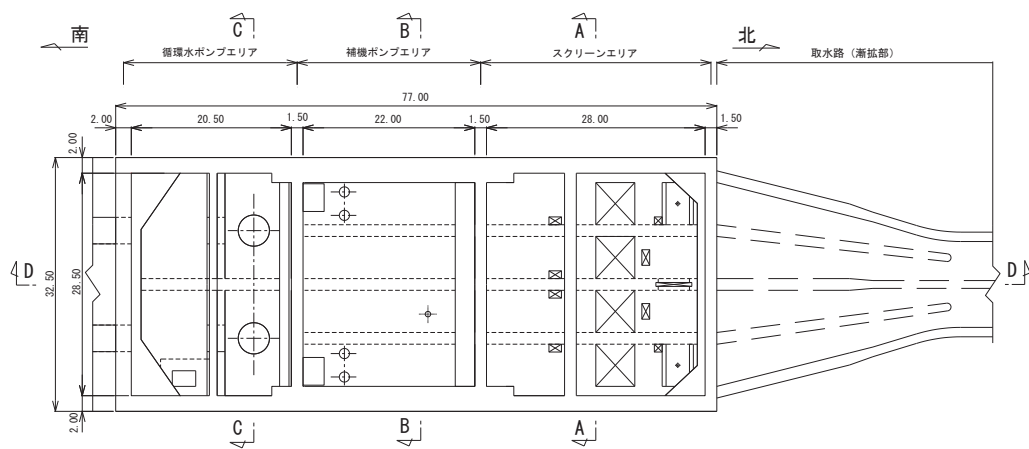


図2-3(1) 海水ポンプ室 概要図 (平面図)

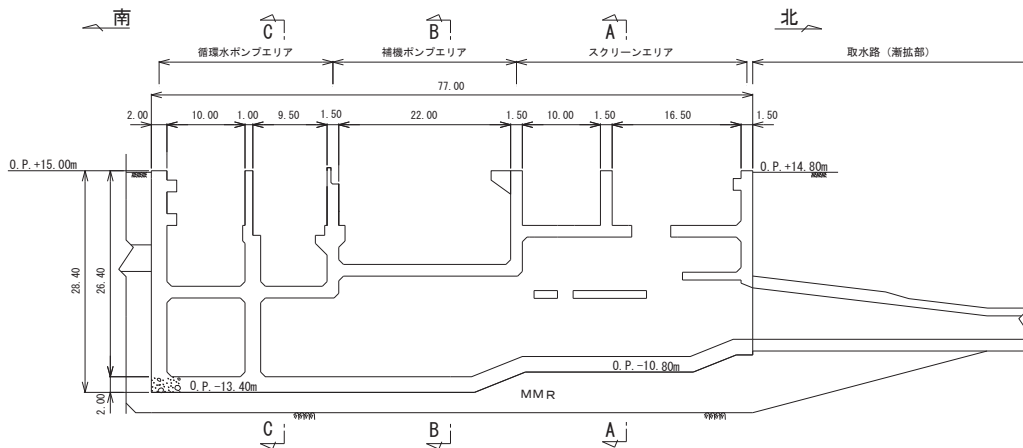


図2-3(2) 海水ポンプ室 概要図 (断面図)

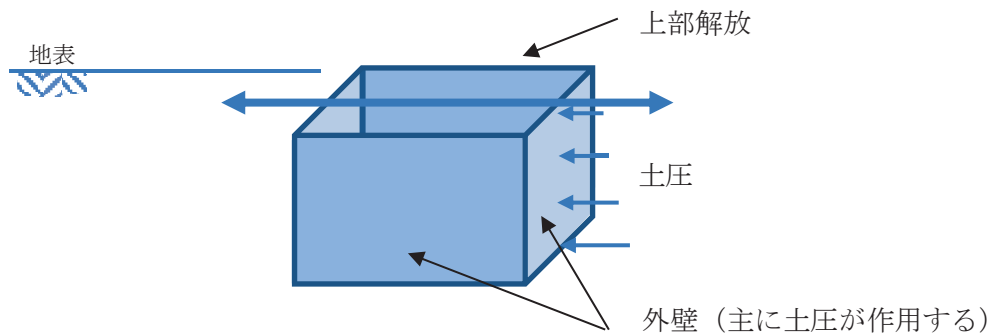


図 2-4 海水ポンプ室 土圧に対する構造の概要

3. まとめ

第 3 号機海水熱交換器建屋と海水ポンプ室は、同じ地中構造物であるがそれぞれの構造計画、設計の考え方（変形照査，応力照査）を確認した。

第 3 号機海水熱交換器建屋では地震力を耐震壁（面内方向）で負担する構造であり，原子炉建屋の地下部と同様の設計として初期剛性低下を考慮することとしている。

一方，土木構造物では，面外方向に作用する土圧を大きく評価するため，初期剛性低下を考慮しない設計手法が保守的であると考えられる。

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

目次

| | |
|-------------------------------|------------|
| 1. 概要..... | 別紙 26-1- 1 |
| 2. 第3号機海水熱交換器建屋の応答性状について..... | 別紙 26-1- 2 |
| 2.1 検討概要..... | 別紙 26-1- 2 |
| 2.2 検討に用いる地震波..... | 別紙 26-1- 3 |
| 2.3 地震応答解析モデル..... | 別紙 26-1- 4 |
| 2.4 検討結果..... | 別紙 26-1-17 |

1. 概要

本資料は、地中に埋め込まれた構造物である第3号機海水熱交換器建屋を対象に、2次元 FEM により周辺地盤と建屋を評価した地震応答解析を実施することにより、地震時の土圧の影響について分析し、添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」にて採用している埋め込みを考慮しない地震応答解析モデルの妥当性を示すものである。

また、本資料は、以下の添付書類の補足説明をするものである。

- ・添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」

2. 第3号機海水熱交換器建屋の応答性状について

2.1 検討概要

第3号機海水熱交換器建屋を対象に、建屋と側方地盤の相互作用に着目し、土圧を考慮しない場合と土圧を考慮した場合それぞれの2次元FEM解析を実施し、土圧が建屋の応答に与える影響を確認する。

検討に用いる地盤2次元FEMモデルを図2-1に示す。これは、第3号機海水熱交換器建屋(03Hx/B)及び隣接する第3号機原子炉機建屋(03R/B)を質点系でモデル化し、地盤を平面ひずみ要素でモデル化する。検討に用いる解析コードは、「SuperFLUSH」とする。評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。また、検討ケースは、基本ケースとし、検討方向及び検討波は、基本ケースにおいて耐震壁の応答せん断ひずみが最大となるEW方向のS_s-D₂とする。

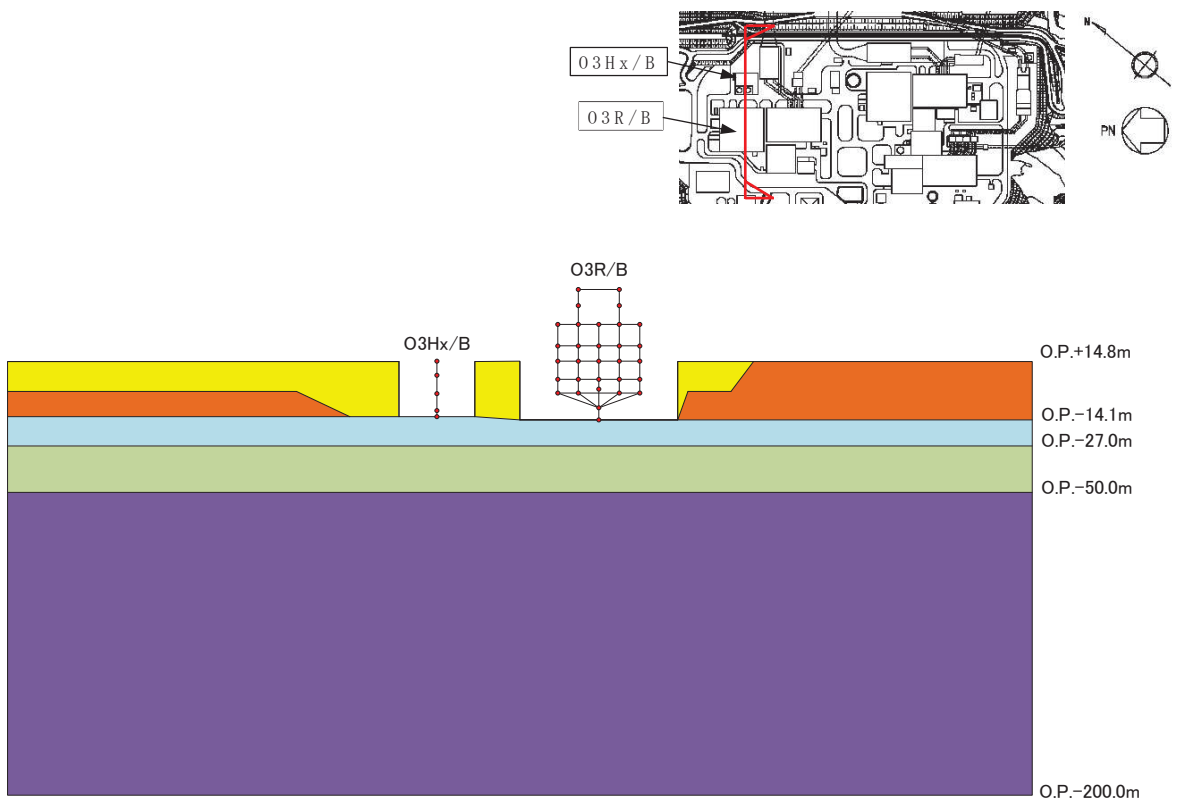


図2-1 地盤2次元FEMモデル

2.2 検討に用いる地震波

検討に用いる地震波は基準地震動 S_s を代表して $S_s - D2$ とする。基準地震動 $S_s - D2$ の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを図 2-2 及び図 2-3 に示す。

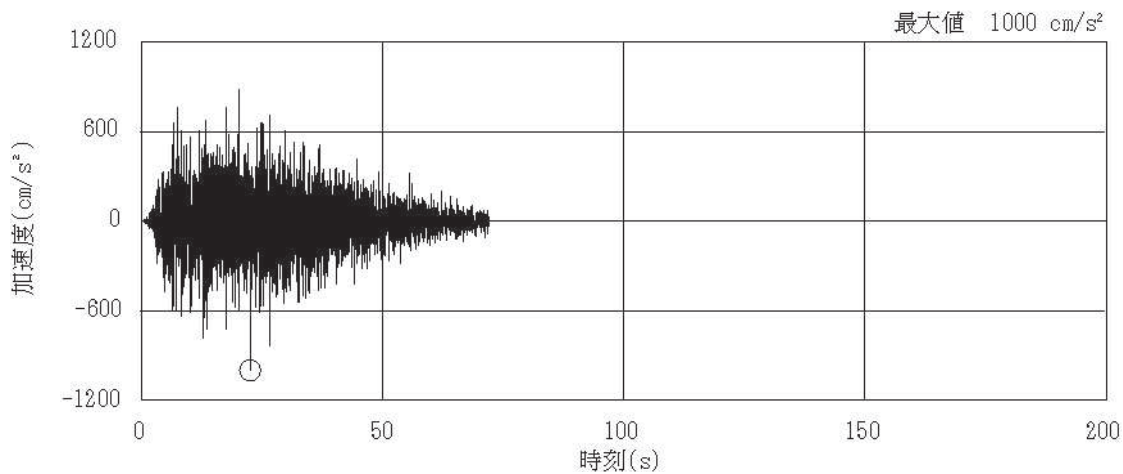


図 2-2 加速度時刻歴波形（基準地震動 $S_s - D2$ ，水平方向）

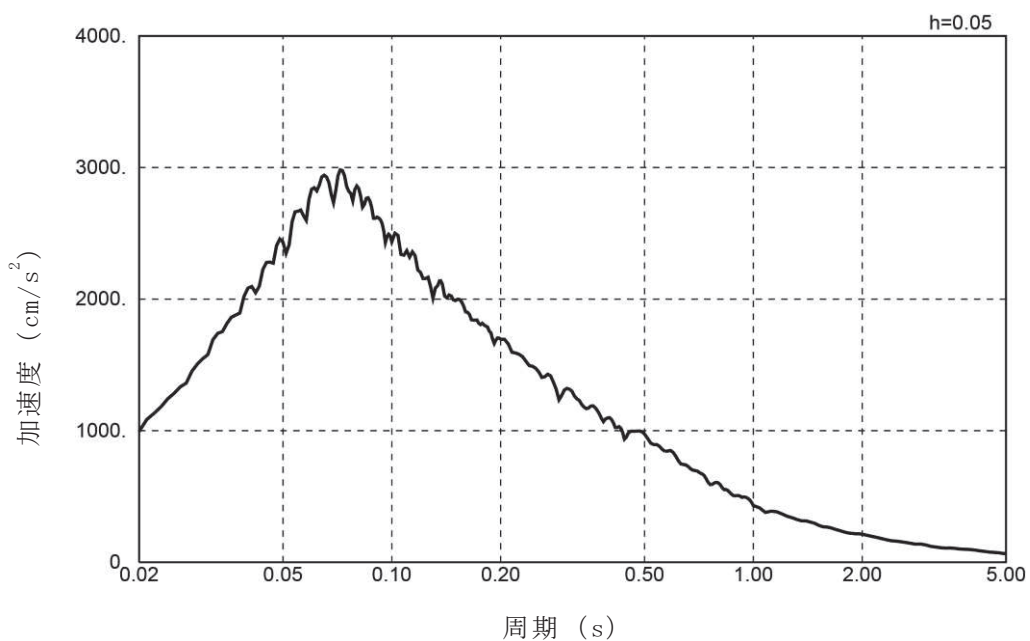


図 2-3 加速度応答スペクトル（基準地震動 $S_s - D2$ ，水平方向）

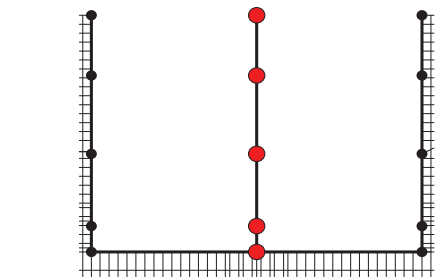
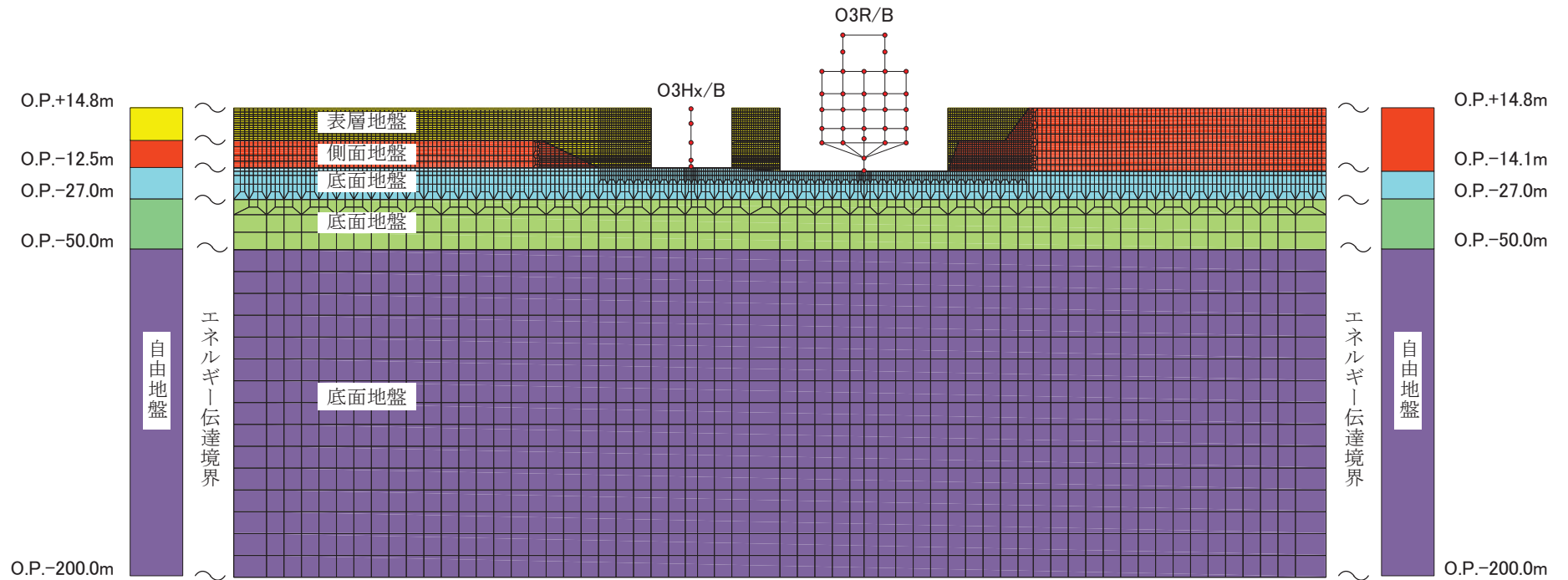
2.3 地震応答解析モデル

(1) 地震応答解析モデル

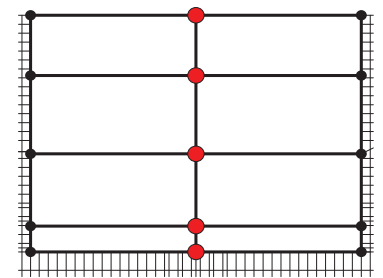
地震応答解析モデルは、建屋を曲げ変形とせん断変形をする耐震壁部からなる質点系モデルとし、地盤を2次元 FEM で評価した建屋－地盤連成モデルとする。

土圧を考慮しない場合では、工認用地震応答解析モデルと同様に周辺地盤と建屋の間を分離した(埋込なし)モデルとする。一方、土圧を考慮した場合には、建屋が側方地盤から力を受けるように周辺地盤と建屋を接続した(埋込あり)モデルとする。図 2-4 に埋込なし及び埋込ありの場合の第 3 号機海水熱交換器建屋の建屋と周辺地盤のモデルを示す。

地震応答解析は周波数応答解析とし、建屋及び地盤の非線形性は次のとおりに設定する。建屋の剛性は予め工認地震応答解析モデルであるスウェイ・ロッキングモデルのひずみレベルに応じた剛性低下を考慮した等価剛性とする。一方、地盤の剛性はひずみレベルに応じた等価剛性を地震応答解析のなかで収束計算により設定することとする。



(埋込なしの O3HxB 建屋部)



(埋込ありの O3HxB 建屋部)

図 2-4 建屋と周辺地盤のモデル

(2) 建屋モデル

建屋モデルは、添付書類「VI-2-2-29 第3号機海水熱交換器建屋の地震応答計算書」に示す平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震等の地震やコンクリートの乾燥収縮によるひび割れ等に伴う初期剛性の低下を反映した質点系モデルを基に、地震時のひずみレベルに応じて地震時剛性低下率 α を考慮した等価剛性モデルとする。等価剛性モデルは次のとおりに設定する。

- ① 非線形質点系モデルの基準地震動 S_s 時の各床レベルの基礎に対する伝達関数を算定する。この伝達関数を1自由度系の伝達関数にフィッティングし、1次固有振動数 f_1 を算定する。
- ② 線形質点系モデルについて、①と同様に各床レベルの基礎に対する伝達関数を算定し、1次固有振動数 f_2 を算定する。
- ③ 地震時剛性低下率 α は、 $\alpha = f_1/f_2$ で算定する。

建屋の等価剛性の設定方法を図2-5に示し、設定した等価剛性モデル及び地震応答解析による伝達関数を図2-6に示す。また、第3号機海水熱交換器建屋の地震応答解析モデル及び諸元を図2-7に、物性を表2-1に示し、第3号機原子炉建屋の地震応答解析モデル及び諸元を図2-8に、物性を表2-2に示す。

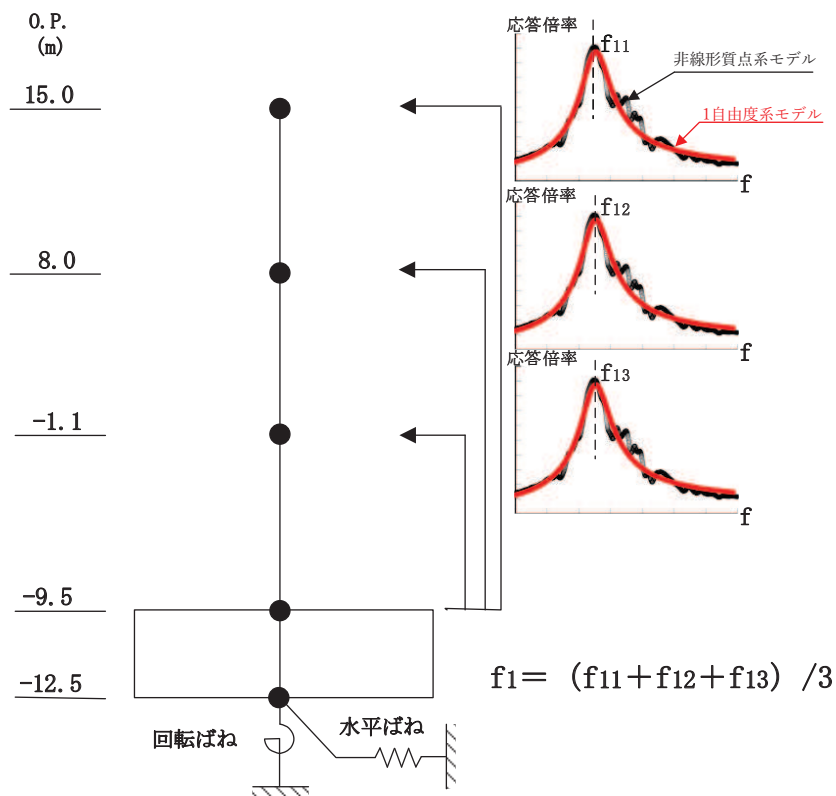
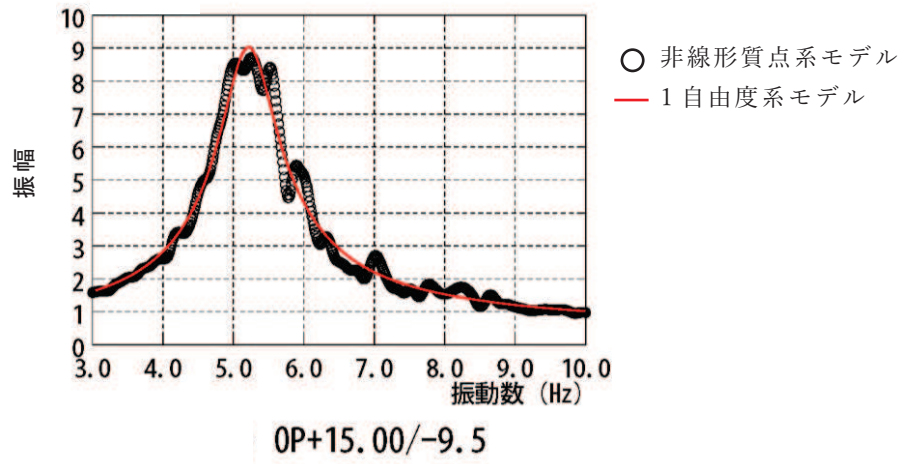
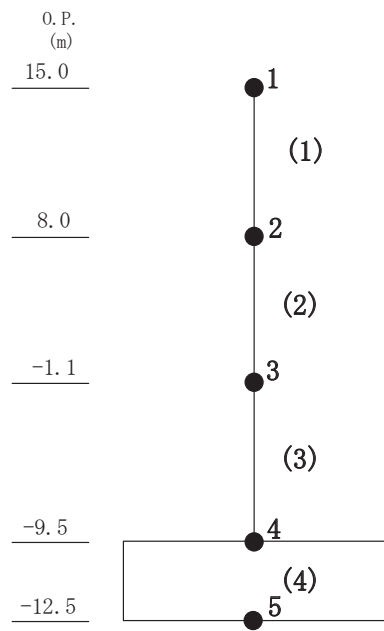


図2-5 建屋の等価剛性の設定方法



(1F / 基礎上)

図 2-6 非線形質点系モデル及び 1 自由度系モデル



(a) 建屋モデル

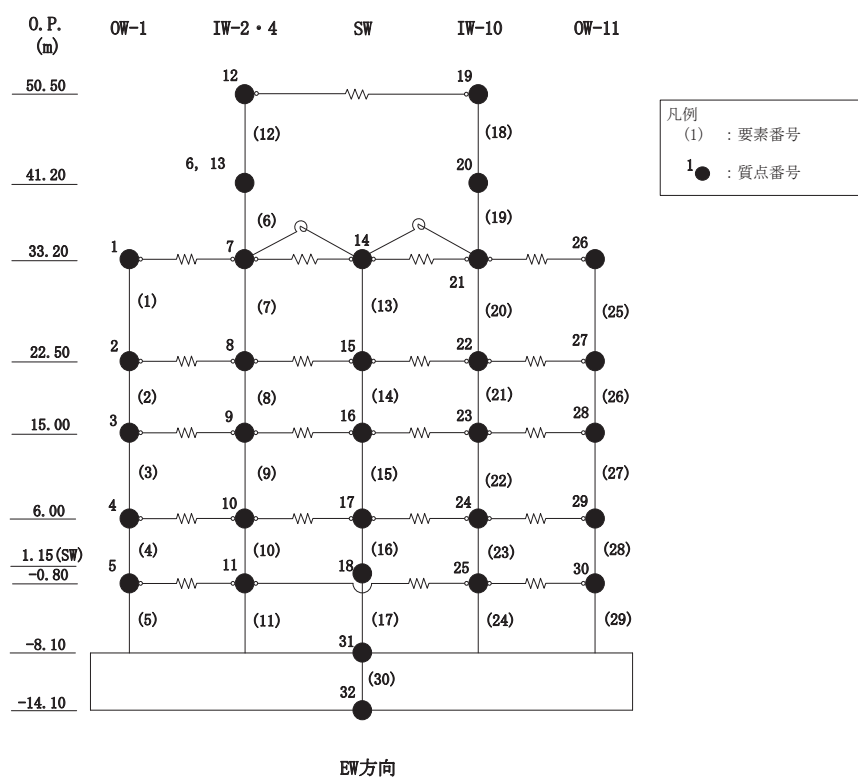
| 標高 O. P. (m) | 質点 番号 | 質点重量 ($\times 10$ kN) | 回転慣性重量 ($\times 10^6$ kN \cdot m 2) | 要素 番号 | せん断断面積 (m 2) | 断面二次モーメント ($\times 10^3$ m 4) |
|--------------------|----------|---------------------------|---|----------|---------------------|---------------------------------------|
| | | | EW方向 | | EW方向 | EW方向 |
| 15.0 | 1 | 6921 | 7.9 | | | |
| | | | | (1) | 74.0 | 21.6 |
| 8.0 | 2 | 9209 | 10.6 | | | |
| | | | | (2) | 103.6 | 28.8 |
| -1.1 | 3 | 13497 | 15.6 | | | |
| | | | | (3) | 103.6 | 28.8 |
| -9.5 | 4 | 11687 | 15.7 | | | |
| | | | | (4) | 1740.0 | 232.0 |
| -12.5 | 5 | 10980 | 14.7 | | | |
| 総重量 | | 52294 | | | | |

(b) 諸元

図 2-7 地震応答解析モデル及び諸元 (03Hx/B)

表 2-1 物性 (03Hx/B)

| 方向 | 項目 | 初期剛性 補正係数 | 地震時 剛性低下率 α | ヤング係数 E ($\times 10^4$ N/mm 2) | せん断弾性 係数 G ($\times 10^4$ N/mm 2) | 減衰定数 h (%) |
|----|------|--------------|-----------------------|--|--|---------------|
| EW | 初期剛性 | 1.00 | 1.00 | 2.65 | 1.14 | 5 |
| | 等価剛性 | 0.80 | 0.57 | 1.22 | 0.52 | |



(a) 建屋モデル

図 2-8(2) 地震応答解析モデル及び諸元 (03R/B)

| 標高 O.P (m) | 建屋 | | | | | |
|------------------|--------|--------|------|--------|--------|-------|
| | OW-1 | IW-2 | IW-4 | SW | IW-10 | OW-11 |
| 50.50 | | 12 | | | 19 | |
| | | 10670 | | | 10670 | |
| | | 25.0 | | | 25.0 | |
| 41.20 | | 6 | 13 | | 20 | |
| | | 36770 | | | 12570 | |
| | | 86.1 | | | 29.4 | |
| 33.20 | 1 | 7 | | 14 | 21 | 26 |
| | 16210 | 86430 | | 74590 | 71430 | 21600 |
| | 80.1 | 556.0 | | 90.0 | 462.9 | 106.9 |
| 22.50 | 2 | 8 | | 15 | 22 | 27 |
| | 31820 | 104520 | | 156340 | 95530 | 28810 |
| | 156.9 | 672.7 | | 191.2 | 619.8 | 142.2 |
| 15.00 | 3 | 9 | | 16 | 23 | 28 |
| | 52500 | 130140 | | 88150 | 112470 | 44990 |
| | 259.9 | 838.5 | | 138.3 | 729.6 | 222.6 |
| 6.00 | 4 | 10 | | 17 | 24 | 29 |
| | 56720 | 125950 | | 64300 | 116120 | 52840 |
| | 280.5 | 811.0 | | 101.0 | 754.1 | 261.8 |
| 1.15(SW) | 5 | 11 | | 18 | 25 | 30 |
| -0.80 | 51620 | 124270 | | 93950 | 109470 | 52520 |
| | 256.0 | 767.9 | | 46.4 | 680.6 | 259.9 |
| -8.10 | 31 | | | | | |
| | 677710 | | | | | |
| | 3360.7 | | | | | |
| -14.10 | 32 | | | | | |
| | 436170 | | | | | |
| | 2158.4 | | | | | |

| |
|---|
| 質点番号 |
| 質点重量(kN) |
| 回転慣性重量($\times 10^5$ kN \cdot m 2) |

(b) 重量及び回転慣性重量

| 標高 O.P (m) | 建屋 | | | | |
|------------------|--------|--------|-------|-------|-------|
| | OW-1 | IW-2・4 | SW | IW-10 | OW-11 |
| 50.5 | | 12 | | 18 | |
| | | 13.3 | | 13.3 | |
| | | 7.16 | | 7.16 | |
| 41.2 | | 6 | | 19 | |
| | | 36.3 | | 21.2 | |
| | | 21.7 | | 10.3 | |
| 33.2 | 1 | 7 | 13 | 20 | 25 |
| | 29.6 | 56.9 | 63.3 | 54.4 | 27.6 |
| | 26.1 | 49.7 | 2.64 | 57.8 | 24.4 |
| 22.5 | 2 | 8 | 14 | 21 | 26 |
| | 89.2 | 81.0 | 72.7 | 81.0 | 53.2 |
| | 81.0 | 102.0 | 9.63 | 98.3 | 52.0 |
| 15.00 | 3 | 9 | 15 | 22 | 27 |
| | 74.6 | 111.0 | 71.4 | 110.1 | 77.0 |
| | 75.9 | 142.3 | 11.2 | 137.7 | 67.5 |
| 6.00 | 4 | 10 | 16 | 23 | 28 |
| | 103.6 | 155.5 | 66.1 | 153.4 | 107.8 |
| | 88.5 | 195.7 | 10.4 | 187.5 | 87.9 |
| 1.15(SW) | 5 | 11 | 17 | 24 | 29 |
| -0.80 | 107.8 | 151.8 | 108.0 | 155.9 | 107.8 |
| | 93.1 | 186.6 | 15.7 | 192.6 | 88.3 |
| -8.10 | 30 | | | | |
| | 6199.0 | | | | |
| | 3062.6 | | | | |

コンクリート

ヤング係数 E 2.65×10^4 (N/mm 2)
せん断弾性係数 G 1.13×10^4 (N/mm 2)
ポアソン比 ν 0.167
減衰定数 h 5%

基礎形状 80.5m(NS方向) \times 77.0m(EW方向)

| |
|-----------------------------------|
| 要素番号 |
| せん断断面積(m 2) |
| 断面2次モーメント($\times 10^3$ m 4) |

(c) 剛性

図 2-8(2) 地震応答解析モデル及び諸元 (03R/B)

表 2-2 物性 (03R/B)

| 方向 | 項目 | 部位 | 初期剛性 補正係数 | 地震時 剛性低下 率 α | ヤング係 数 E ($\times 10^4$ N/mm ²) | せん断弾 性係数 G ($\times 10^4$ N/mm ²) | 減衰定数 h (%) |
|----|----------|------------|--------------|---------------------------|---|---|---------------|
| EW | 初期 剛性 | オペフロ 上部 | 1.00 | 1.00 | 2.65 | 1.14 | 5 |
| | | オペフロ 下部 | 1.00 | 1.00 | 2.65 | 1.14 | |
| | 等価 剛性 | オペフロ 上部 | 0.50 | 0.74 | 0.98 | 0.42 | |
| | | オペフロ 下部 | 0.85 | 0.74 | 1.67 | 0.72 | |

(3) 地盤モデル

地盤モデルは、平面ひずみ要素とし、側方にはエネルギー伝達境界を設定し、底面には粘性境界を設定することにより波動の逸散を考慮する。

地盤は、地盤調査に基づき、水平成層を基準とした上で建屋周辺部の掘削形状を考慮する。表 2-3 に示す地盤モデルのうち表層地盤 (O.P. 14.8m~O.P. -12.5m) には、地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0-\gamma$ 曲線及び $h-\gamma$ 曲線の非線形特性を設定する。 $G/G_0-\gamma$ 曲線及び $h-\gamma$ 曲線の非線形特性を図 2-9 及び図 2-10 に示す。表層地盤の非線形性は、等価線形化法により要素ごとのひずみレベルに応じて収束計算を行うことにより考慮する。

(4) 入力地震動

地震応答解析モデルへの入力地震動は、解放基盤表面レベルで定義される基準地震動 S_s を、解析コード「SHAKE」を用いて一次元波動論に基づく評価により O.P. -200m の入射波を算定し、2次元地盤モデル底面に粘性境界の外から入力する。図 2-11 に地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図を示す。評価に用いる解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

表 2-3 第 3 号機海水熱交換器建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値

| | 地層レベル O. P. (m) | 単位体積重量 γ (kN/m ³) | せん断波速度 V_s (m/s) | 減衰定数 h (%) |
|------|--------------------|---|-----------------------|---------------|
| 表層地盤 | 14.80 | 18.6 | *1 | *2 |
| 側面地盤 | 0.00 | 24.3 | 910 | 3 |
| 底面地盤 | -12.50 | 26.1 | 1360 | 3 |
| | -27.00 | 26.4 | 2040 | 3 |
| | -50.00 | 26.5 | 2520 | 3 |
| | -200.0 | 26.5 | 2520 | 3 |

注：地層レベルは図 2-4 中の東側自由地盤のレベルで記載している。

注記*1：表層地盤の V_s は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

*2：ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

初期せん断剛性 G_0 は、PS 検層結果により次式で設定する。

$$G_0 = 1787 \cdot \sigma_c^{0.84} \quad (3.1)$$

ここで、

$$\sigma_c = Z \cdot \rho_t \cdot 2/3 \text{ (MN/m}^2\text{)}$$

Z : 深度 (m)

$$\rho_t = 18.6 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$G/G_0 - \gamma$ 曲線は、原位置せん断試験結果による強度定数と拘束圧から求めたせん断強度 τ_m と初期せん断剛性 G_0 から計算される基準ひずみ γ_m に基づく次式により設定する。

$$G/G_0 = 1 / (1 + \gamma / \gamma_m) \quad (3.2)$$

ここで、

$$\gamma_m = \tau_m / G_0$$

$$\tau_m = \tau_0 + \sigma_m \cdot \tan \phi \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau_0 = 0.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\phi = 33.9 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$\sigma_m = 3/4 \cdot Z \cdot \rho_t \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$h - \gamma$ 曲線は、繰返し三軸試験結果に基づき次式により設定する。

$$h = 0.183 \cdot \gamma / (\gamma + 0.000261) \quad (3.3)$$

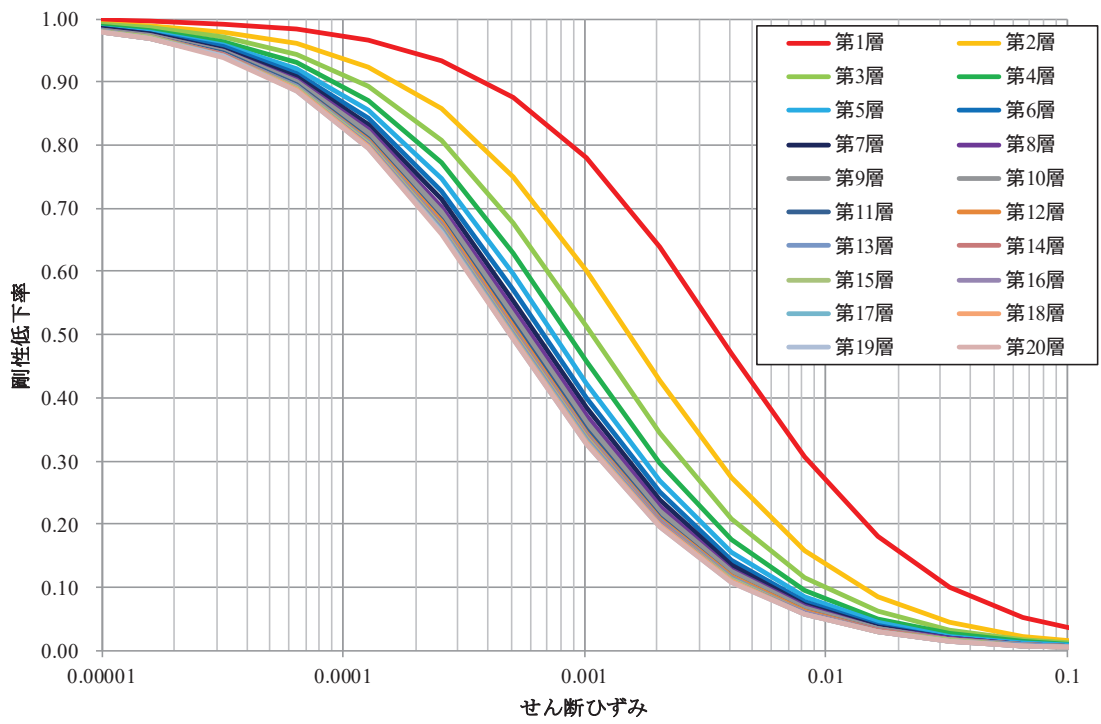


図 2-9 $G/G_0 - \gamma$ 曲線

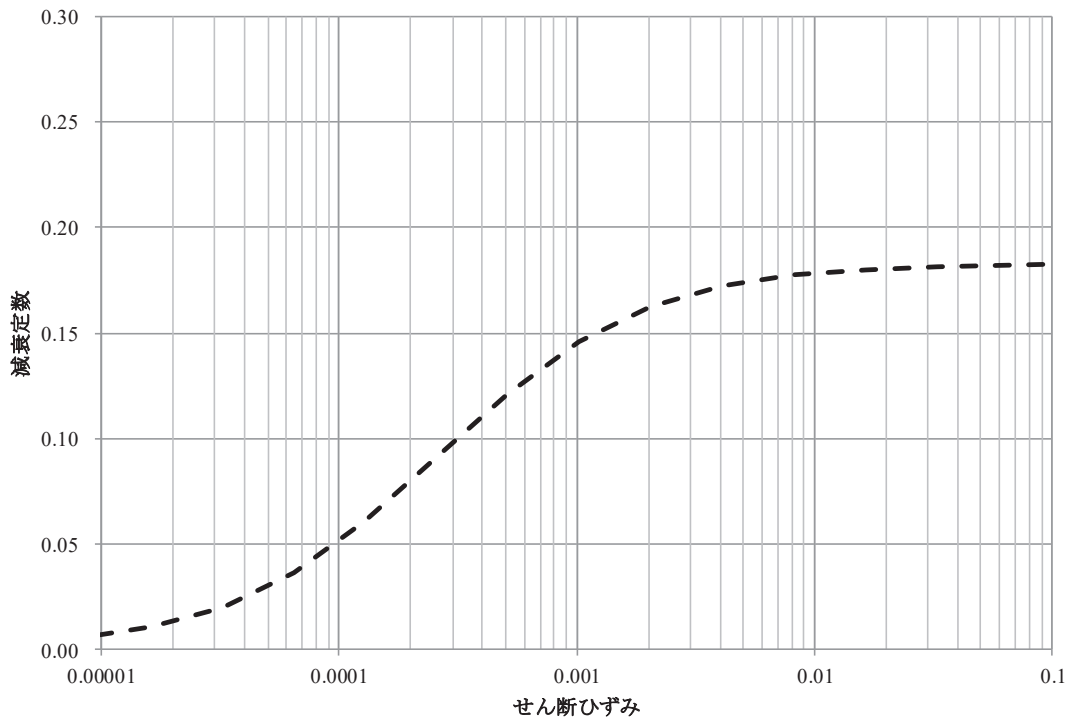


図 2-10 $h - \gamma$ 曲線

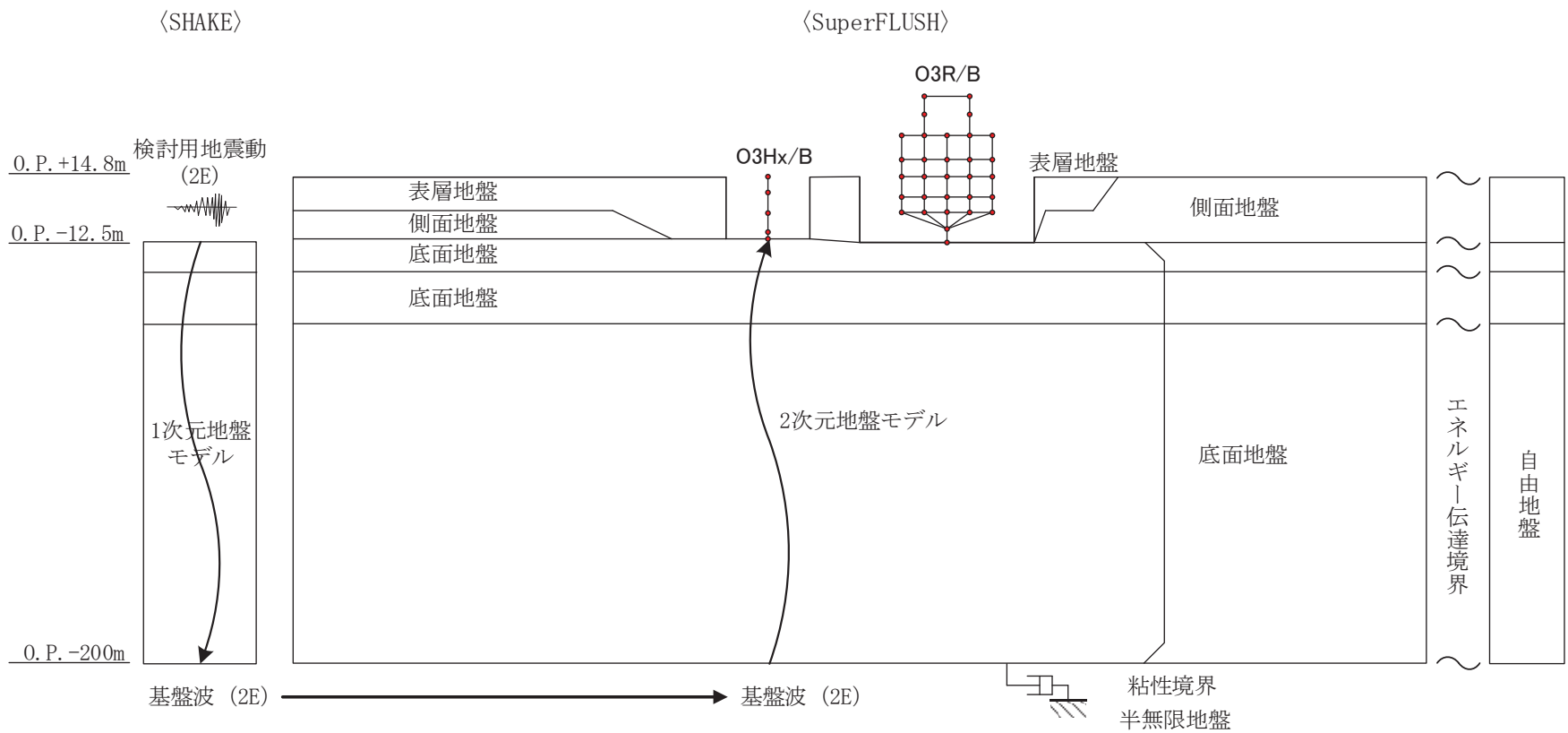


図 2-11 地震応答解析モデルに入力する地震動の概念図 (水平方向)

2.4 検討結果

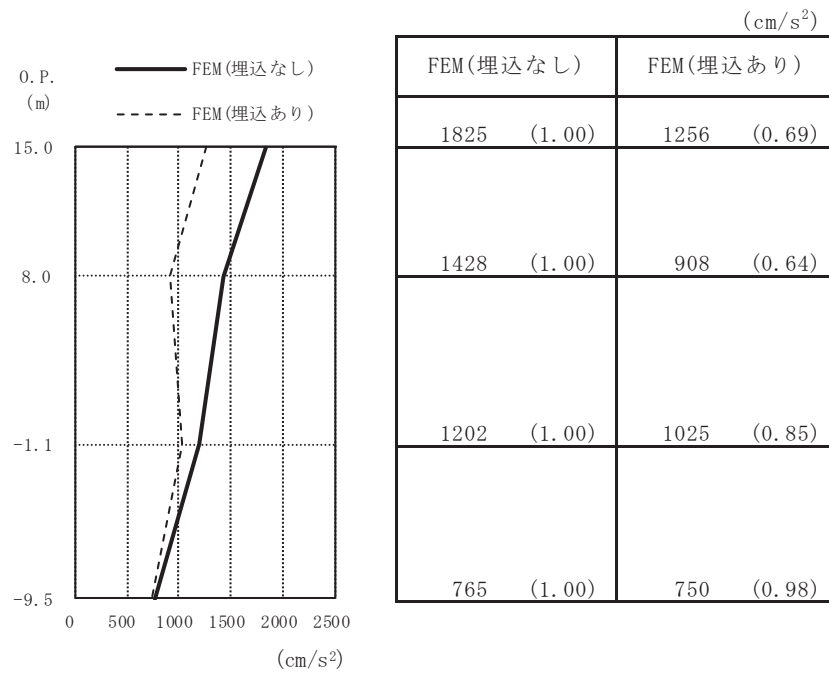
埋込なし及び埋込ありの地盤 2 次元 FEM モデルによる地震応答解析結果を比較して図 2-12 及び図 2-13 に示す。

最大応答加速度は、埋込なしの結果が埋込ありの結果を上回っている。これより、側方地盤の拘束効果により建屋の加速度応答が低減していることがわかる。一方、せん断力は埋込なしの結果と埋込ありの結果は基礎 (O. P. -9.5m~O. P. -12.5m) を除くと 10% 以内の差であり、概ね同等である。

埋込ありの場合、せん断力は建屋加速度による慣性力と側方地盤からの土圧の和によって生じる。そこで、基礎上のせん断力が最大となる時刻に発生するせん断力の分布を用いて埋込ありの場合のせん断力を土圧分と慣性力分に分け、埋込なしの場合のせん断力と比較して図 2-14 に示す。

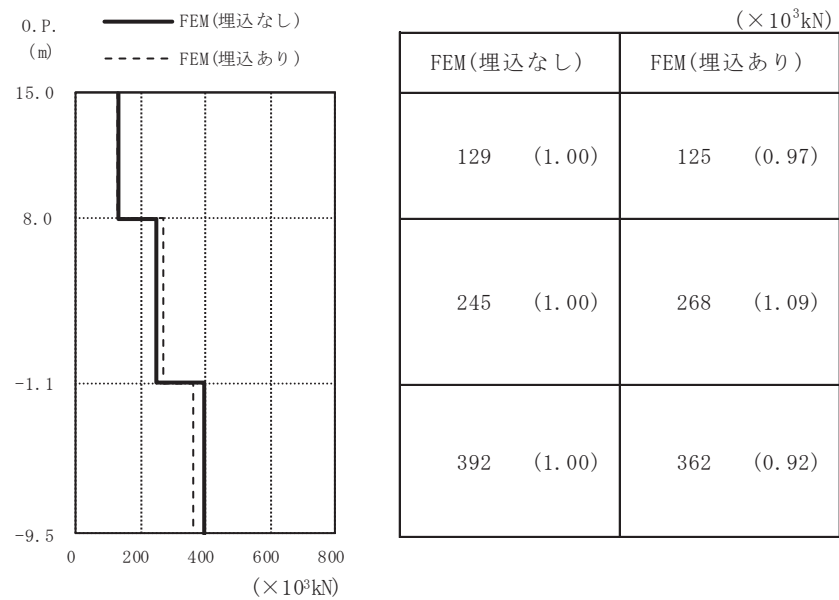
埋込ありの場合、せん断力のうち基礎を除き土圧分が最大で 42% であり、慣性力の方が若干大きい割合となった。これより、海水熱交換機建屋のように埋込みの深い構造物では、せん断力に及ぼす土圧の影響が比較的大きいが慣性力の方が支配的であると考えられる。一方、埋込みを考慮した場合と埋込みを考慮しない場合の最大せん断力の大きさを比較すると、埋込みを考慮した場合では側方拘束効果による慣性力の低減と土圧による影響が相殺され、両者のせん断力の合計は概ね同等となっている。最下階のベースシアで比較した場合では、埋め込みを考慮しない場合の最大せん断力の方が僅かに大きい結果となった。

したがって、工認モデルとしている埋込みを考慮しないモデルは、埋込みを考慮したモデルと比較して、応答加速度は保守的に評価しており、せん断力は同等に評価しているため、土圧による影響に問題はないと考えられる。



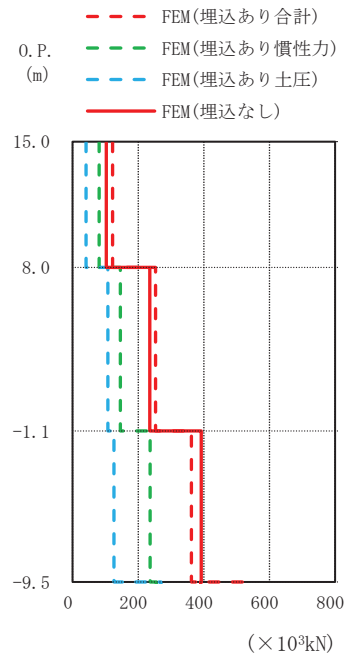
注：() は FEM(埋込なし) の応答を 1 とした場合の比率を示す

図 2-12 最大応答加速度 (基本ケース, S_s-D₂, EW 方向)



注：() は FEM(埋込なし) の応答を 1 とした場合の比率を示す

図 2-13 最大応答せん断力 (基本ケース, S_s-D₂, EW 方向)



| O.P. (m) | FEM (埋込あり) 合計 | | FEM (埋込なし) |
|-------------|-------------------|------------------|------------|
| | FEM (埋込あり) 慣性力 | FEM (埋込あり) 土圧 | |
| 15.0～8.0 | 122 (1.00) | | 103 (0.84) |
| | 81 (0.66) | 41 (0.34) | |
| 8.0～-1.1 | 253 (1.00) | | 235 (0.93) |
| | 146 (0.58) | 107 (0.42) | |
| -1.1～-9.5 | 362 (1.00) | | 392 (1.08) |
| | 237 (0.65) | 127 (0.35) | |

注 1 : () は FEM (埋込あり) モデルの合計せん断力に対する比率を表す。

注 2 : 慣性力分のせん断力は概略評価として加速度応答に層重量を乗じて算出。

注 3 : 基礎上のせん断力 (ベースシア) が最大となる時刻の分布を表す。

図 2-14 各層せん断力の比率の比較