

図 3-3 原子炉建屋 地上 3 階 NS 方向観測記録の伝達関数 (3.11 地震～補強工事前)

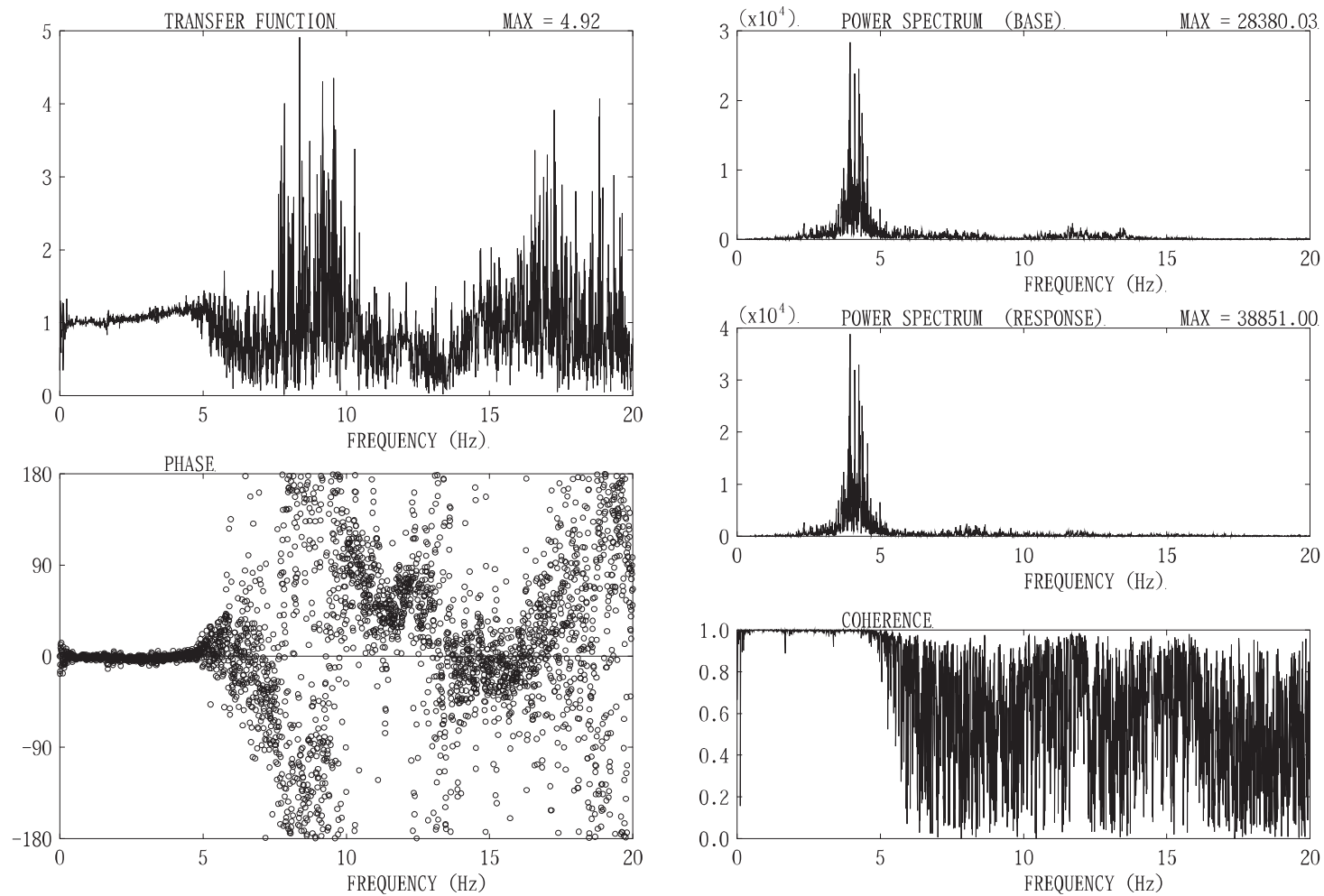


図 3-4 原子炉建屋 地上 3 階 EW 方向観測記録の伝達関数 (3.11 地震～補強工事前)

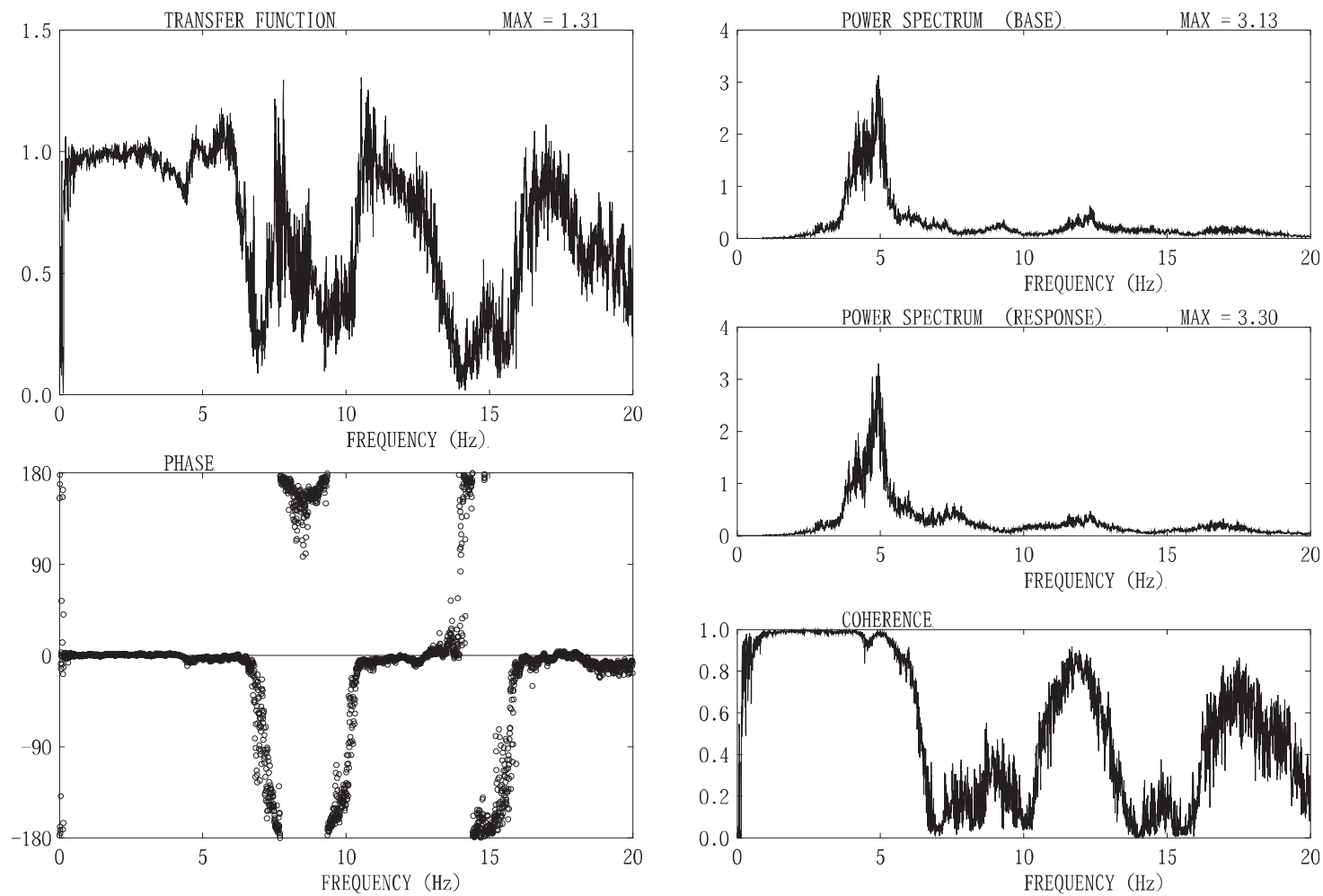


図 3-5 原子炉建屋 地上 3 階 NS 方向観測記録の伝達関数 (補強工事中)

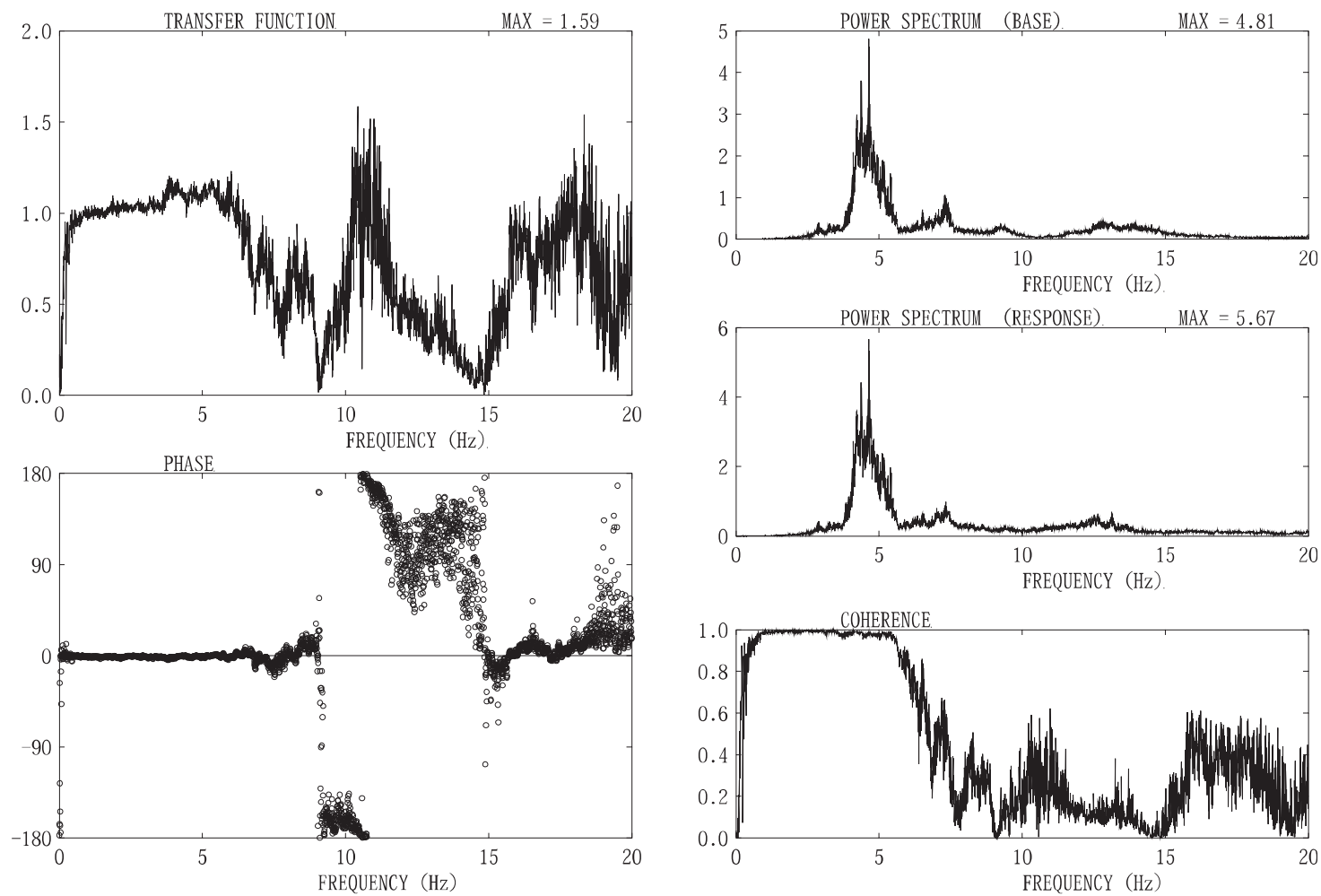


図 3-6 原子炉建屋 地上 3 階 EW 方向観測記録の伝達関数 (補強工事中)

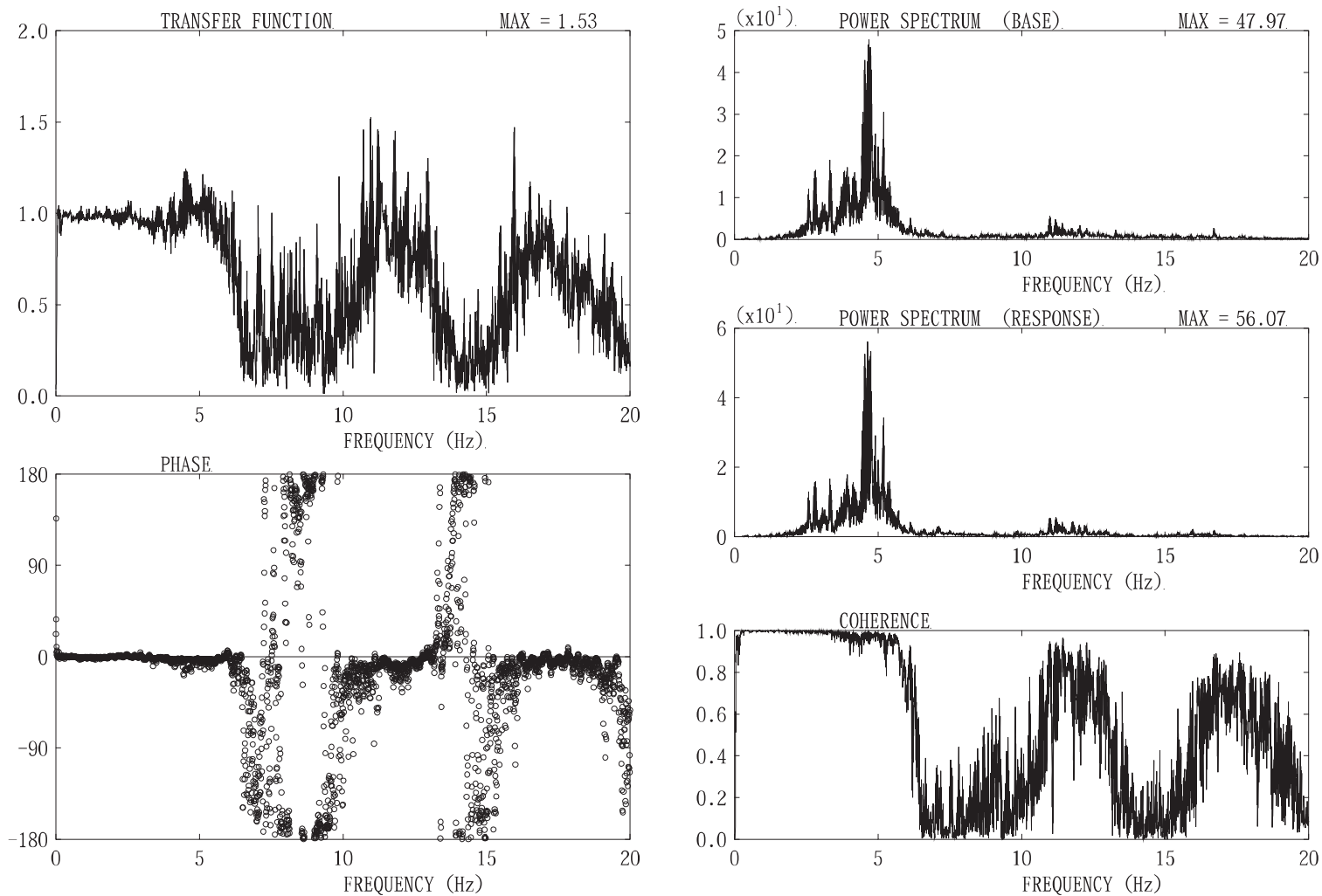


図 3-7 原子炉建屋 地上 3 階 NS 方向観測記録の伝達関数 (補強工事後)

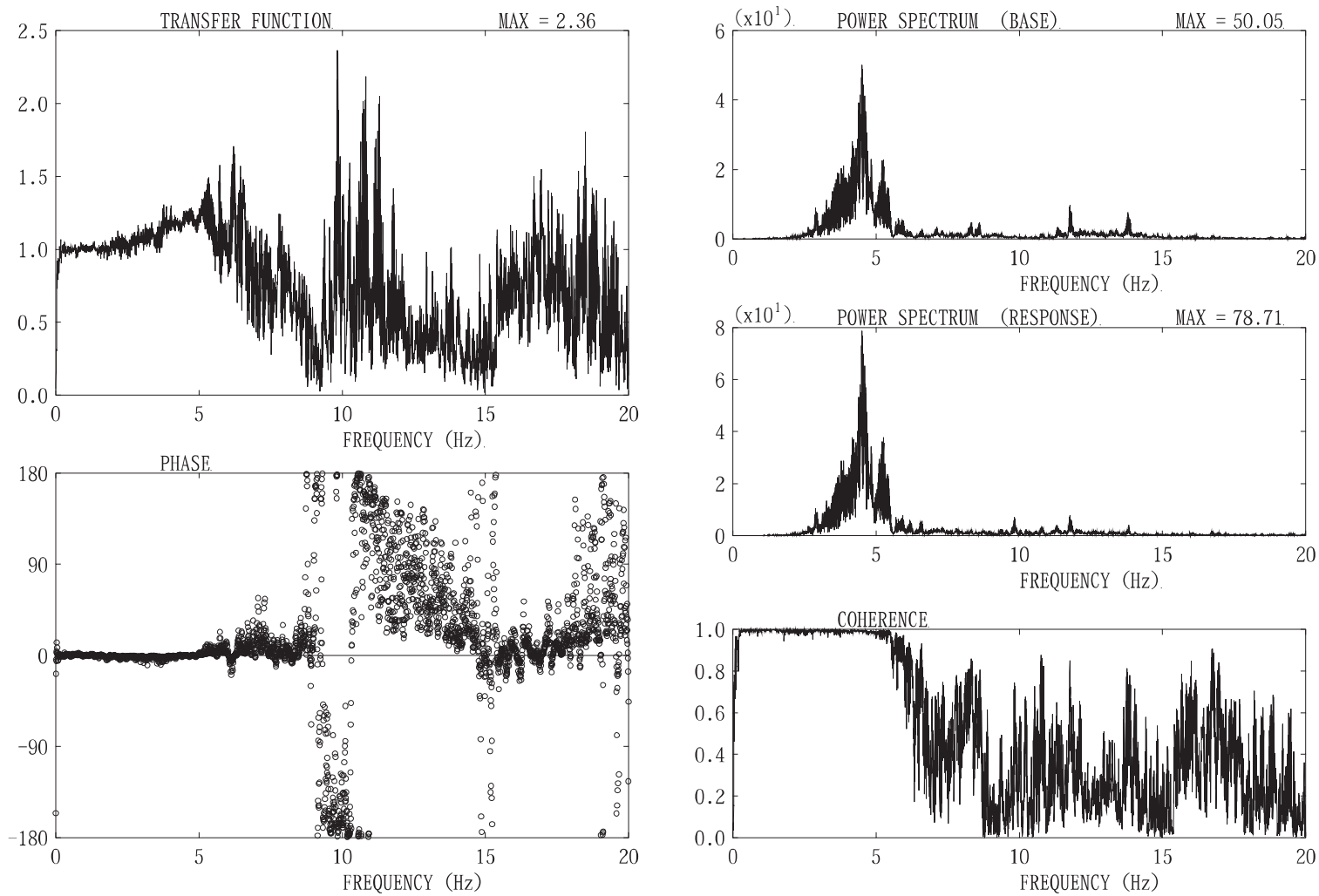


図 3-8 原子炉建屋 地上 3 階 EW 方向観測記録の伝達関数 (補強工事後)

3.2 応答スペクトルの比較によるねじれ応答の検討

図 3-9 に示すように建屋中心の並進成分に対する建屋端部のねじれ応答によるねじれ成分の影響を検討するため、表 3-1 に示す 9 地震について、NS 方向の 2 点の観測記録及び平均波、EW 方向の 2 点の観測記録及び平均波の加速度応答スペクトルを比較して図 3-10～図 3-12 に示す。

各応答スペクトルにおいて、「3.1 伝達関数による検討」で分析したねじれの 1 次振動数付近の応答をみると、各地震とも同様にばらついており、特にねじれ応答の周期で顕著に大きな振幅にはなっていない。2011. 03. 09 の地震では 3 つの応答スペクトルの差はほとんどないが、3. 11 地震では 2011. 03. 09 の地震よりばらつきが大きくなっている。ただし、中小地震でもスペクトルのばらつきが多い観測記録もみられ、ねじれ応答の影響は、入力地震動の大きさだけに依存するわけではない。

したがって、「3.1 伝達関数による検討」における分析では 3. 11 地震の前後でねじれの 1 次振動数に変化は認められるものの、ねじれによる応答への影響は顕著なものではない。

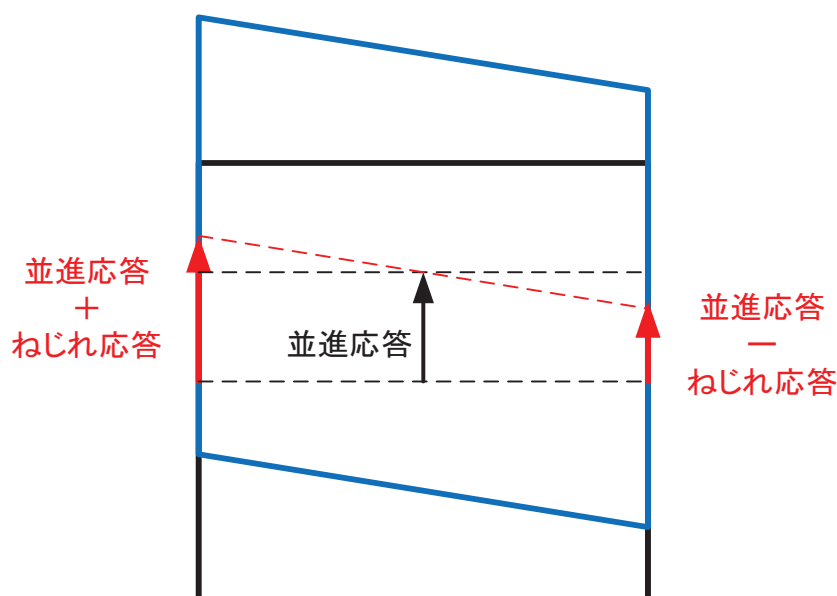
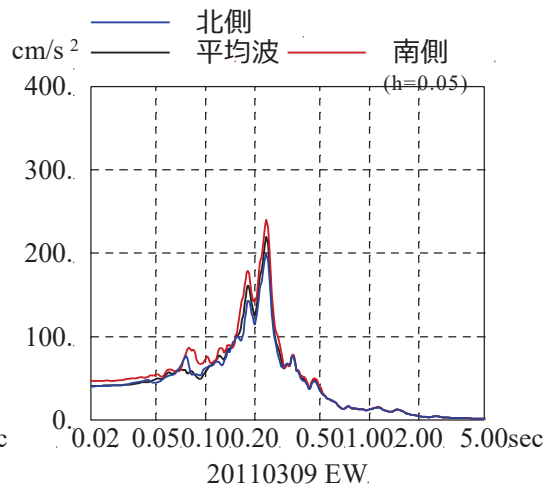
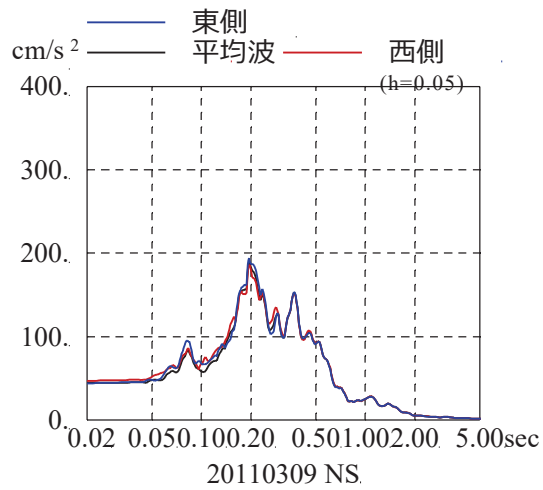
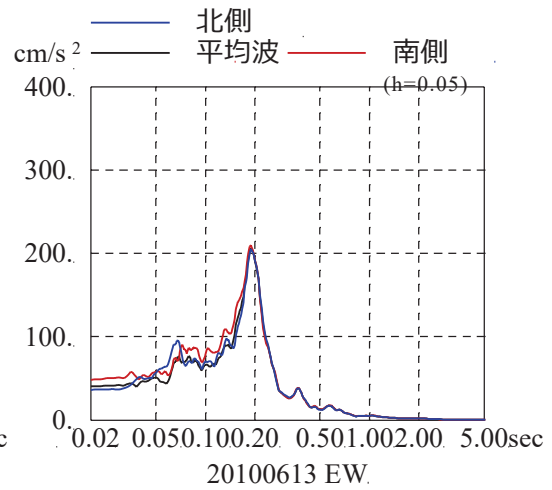
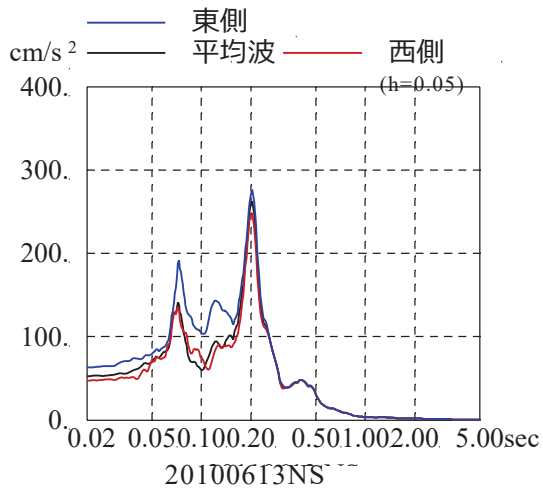
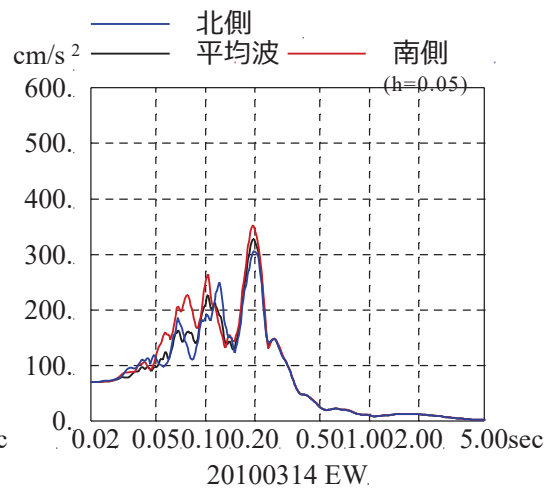
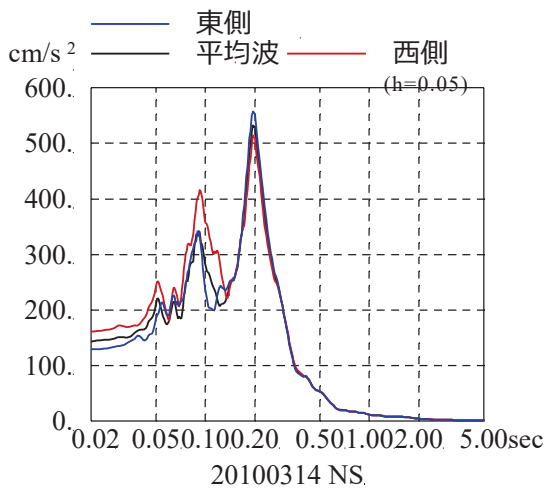


図 3-9 並進応答とねじれ応答の概念

表 3-1 検討対象地震

No	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央距離 (km)
1	2010.03.14	17:08	福島県東方沖	6.7	40	80
2	2010.06.13	12:32	福島県東方沖	5.2	40	115
3	2011.03.09	11:45	宮城県東方はるか沖	7.3	8	156
4	2011.03.11	14:46	宮城県東方はるか沖	9.0	24	124
5	2011.04.07	23:32	宮城県東方沖	7.2	66	43
6	2012.08.30	04:05	宮城県東方沖	5.6	60	36
7	2013.08.04	12:28	宮城県東方沖	6.0	58	38
8	2016.10.16	16:37	金華山付近	5.2	20	9
9	2016.11.12	06:43	金華山付近	5.9	58	12



添付 3-10 加速度応答スペクトルの比較 (1)

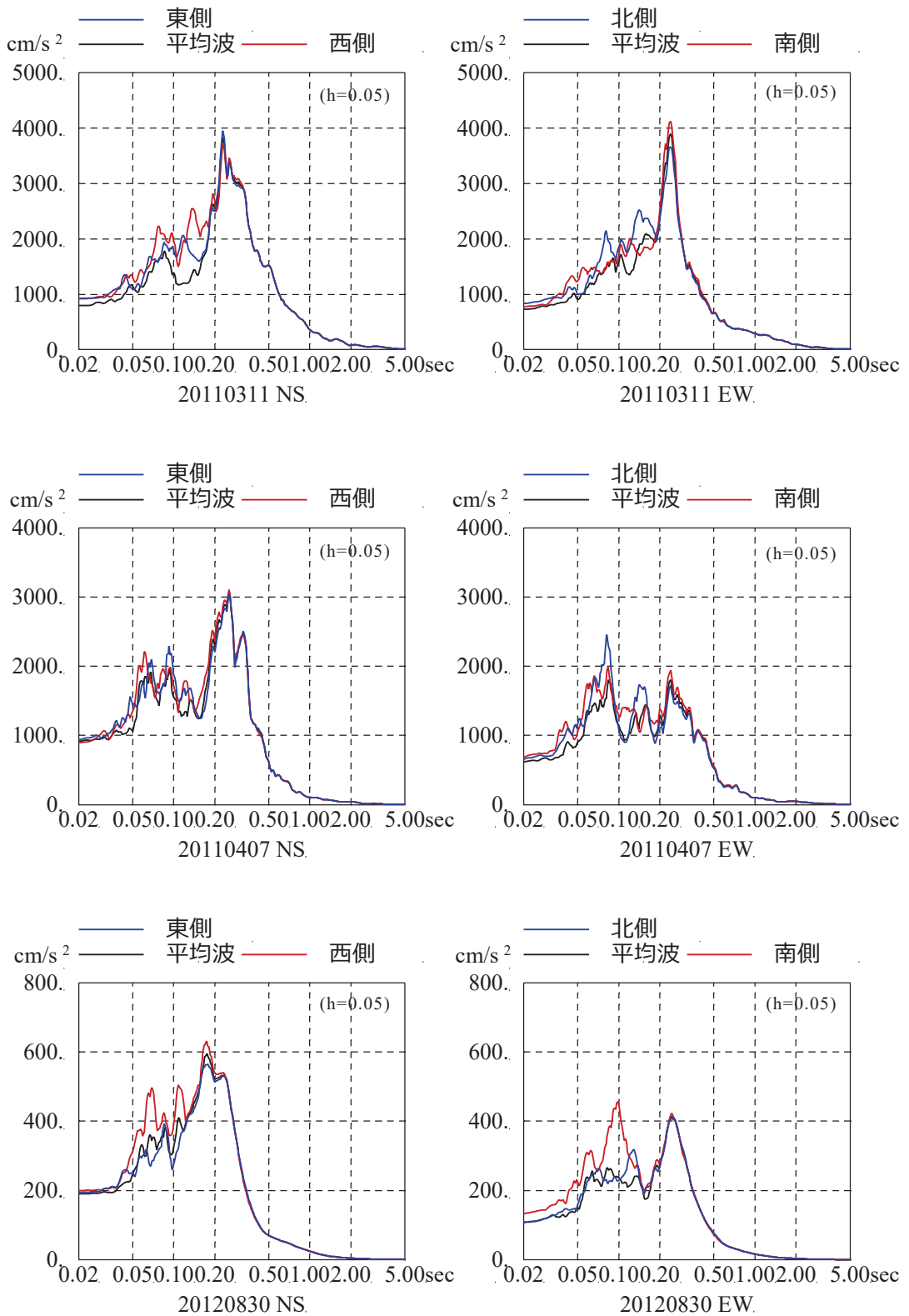


図 3-11 加速度応答スペクトルの比較 (2)

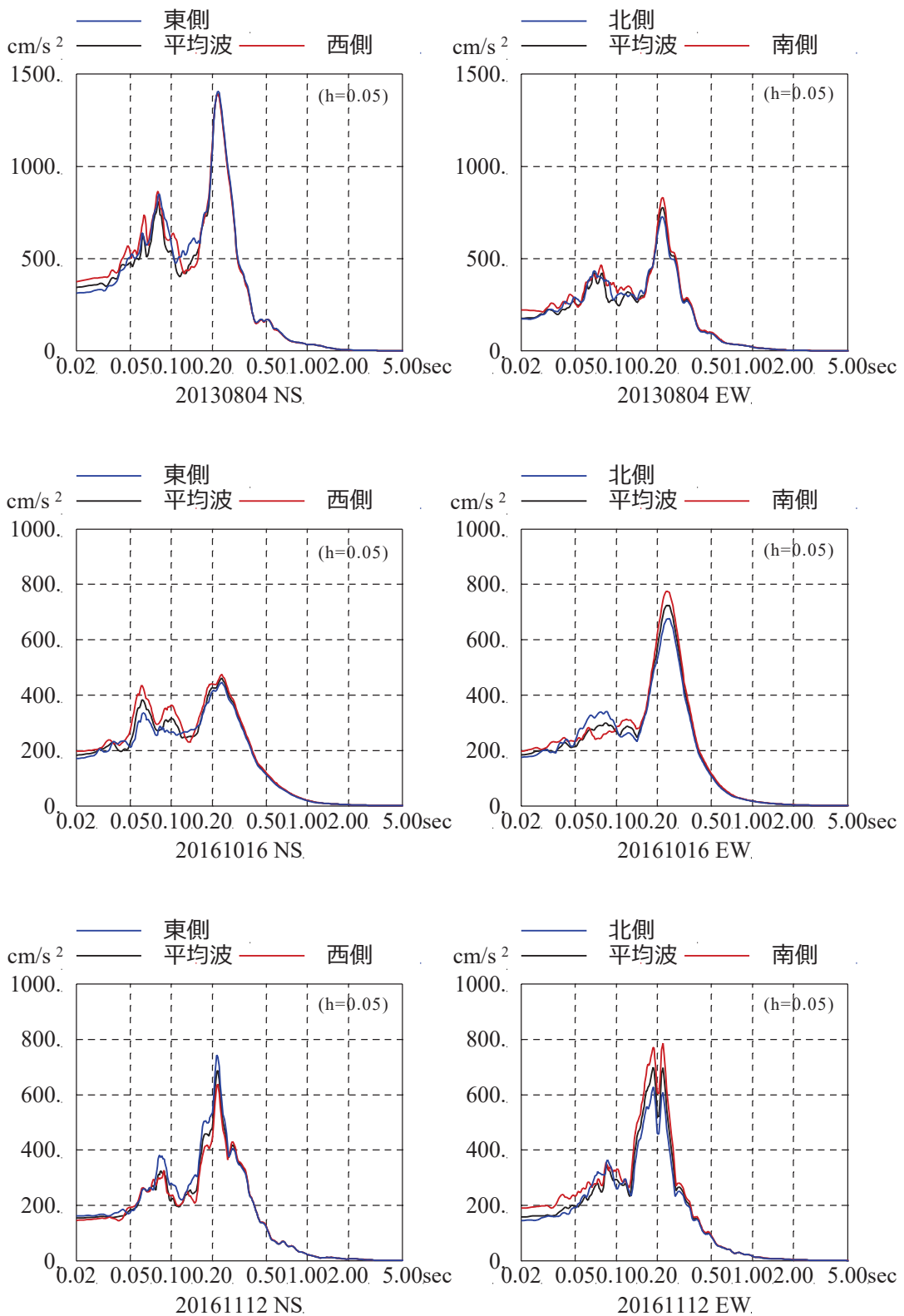


図 3-12 加速度応答スペクトルの比較 (3)

3.3 伝達関数の比較によるねじれ応答の検討

検討対象地震について、NS 方向及び EW 方向について、2 つの観測記録の平均波を分母として、端部の観測記録を分子とする伝達関数について検討する。図 3-9 に示すように、この伝達関数の振幅は、建屋中心の並進成分に対する建屋端部のねじれ応答によるねじれ成分を表す。図 3-13～図 3-24 に NS 方向及び EW 方向の伝達関数を示す。

3.11 地震以前の 3 つの地震の伝達関数と 3.11 地震の伝達関数の振幅は同程度であり、3.11 地震のねじれ応答がそれ以前の観測記録と同程度であることが確認できる。3.11 地震後においても伝達関数の振幅は同程度である。

したがって、ねじれ応答による伝達関数への影響は 3.11 地震の前後で顕著な違いはなく、ねじれ応答による影響は小さいといえる。

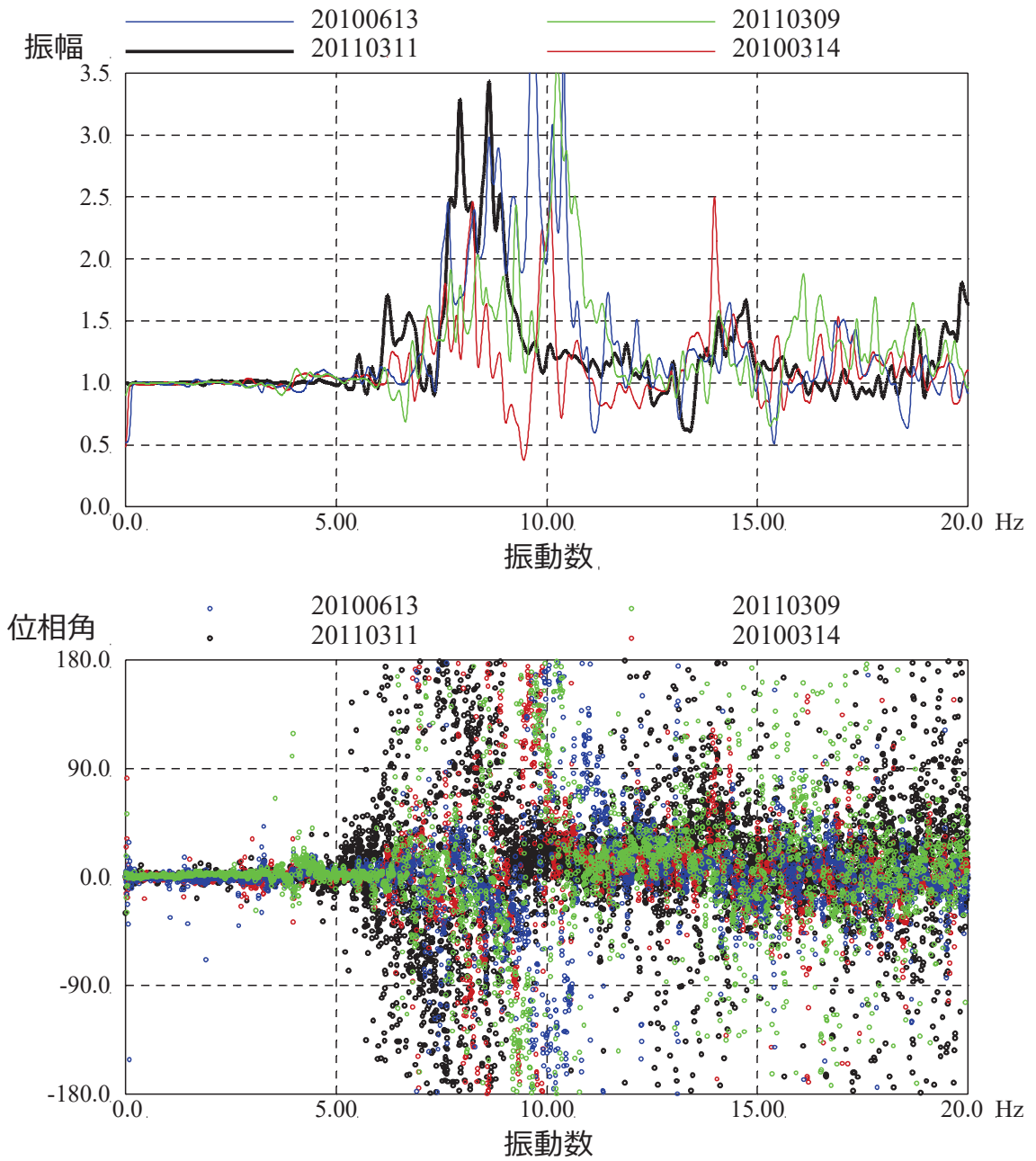


図 3-13 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較
(3.11 地震以前の地震との比較) (NS 方向東側)

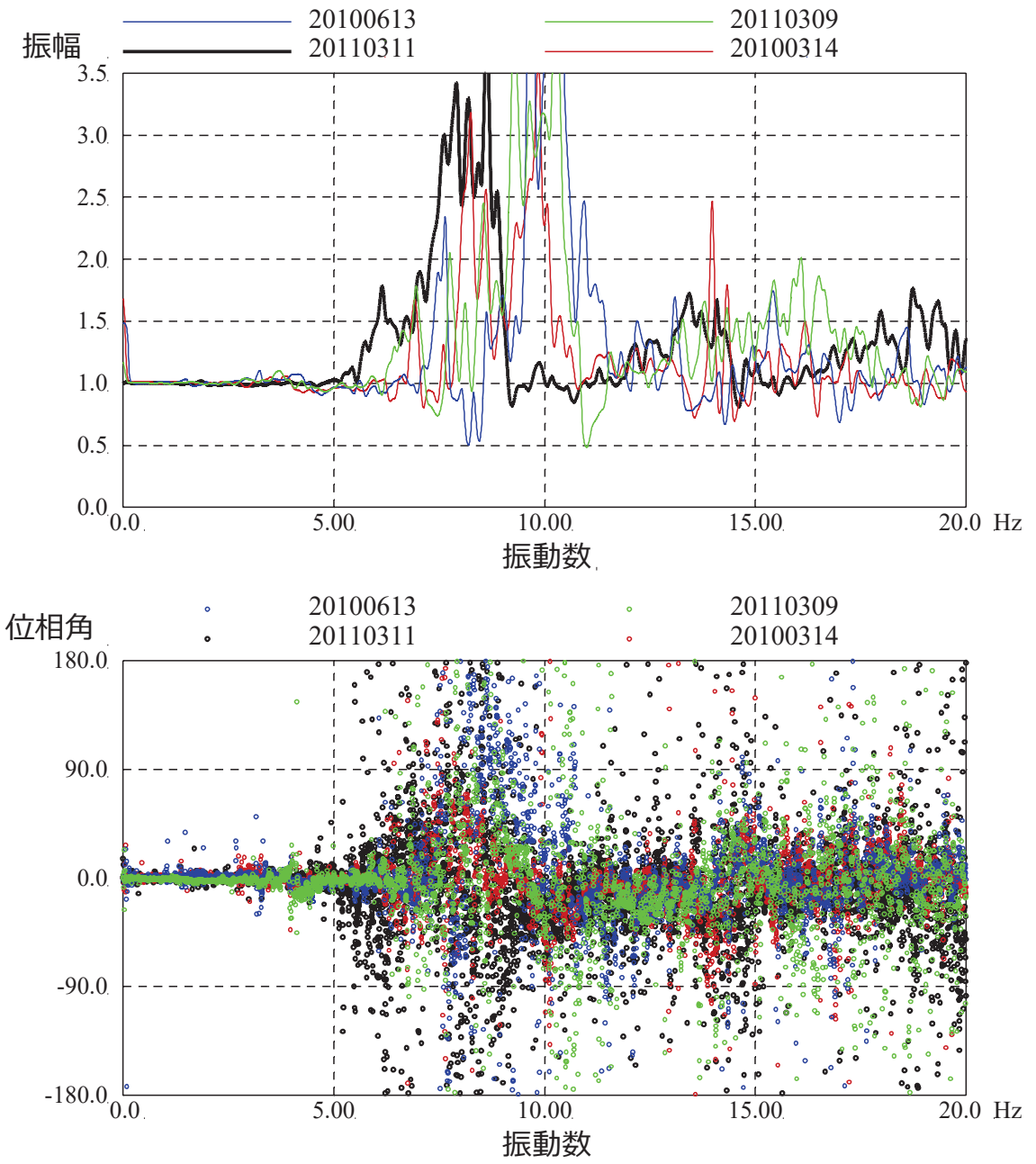


図 3-14 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較
 (3.11 地震以前の地震との比較) (NS 方向西側)

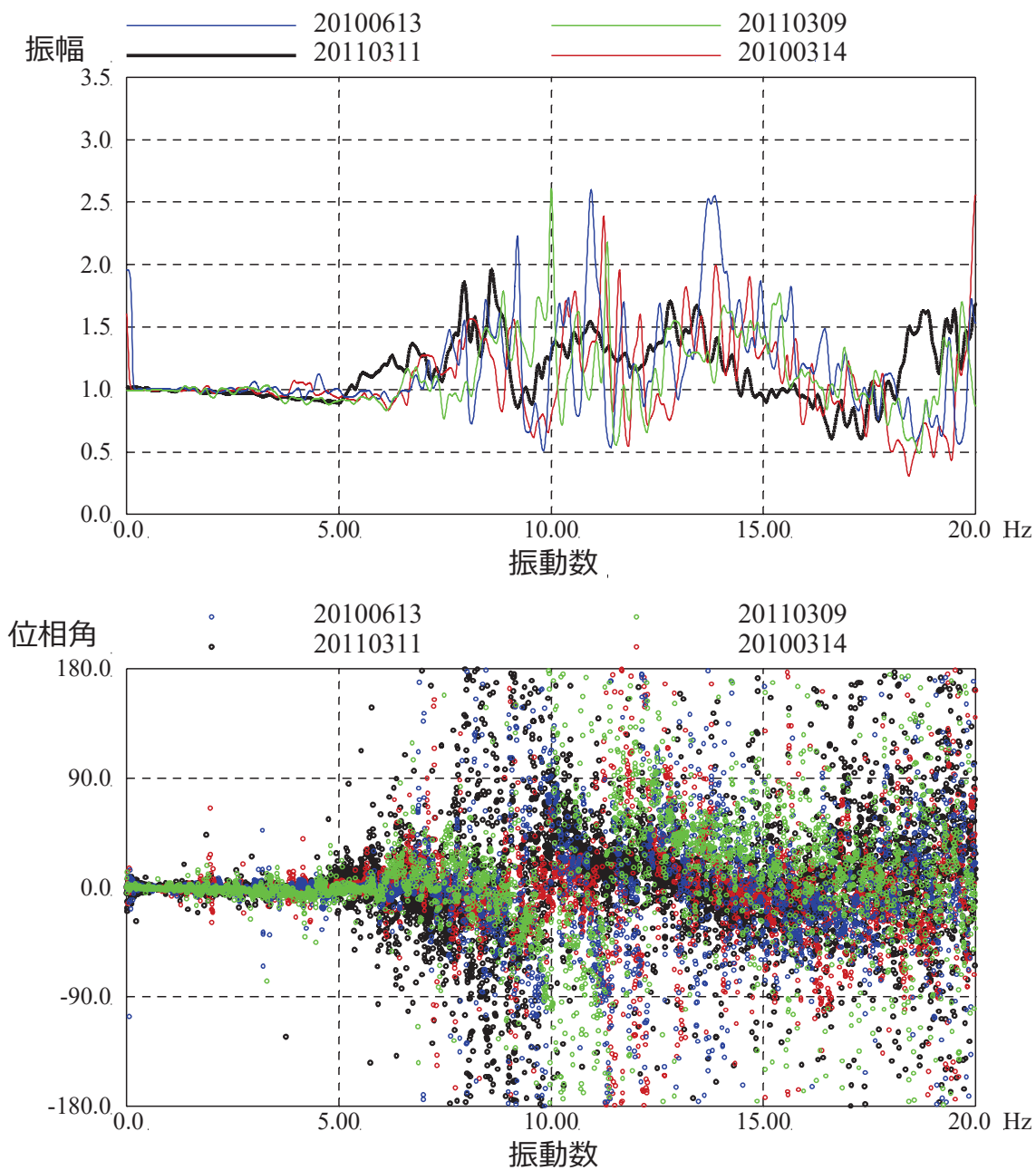


図 3-15 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較
(3.11 地震以前の地震との比較) (EW 方向北側)

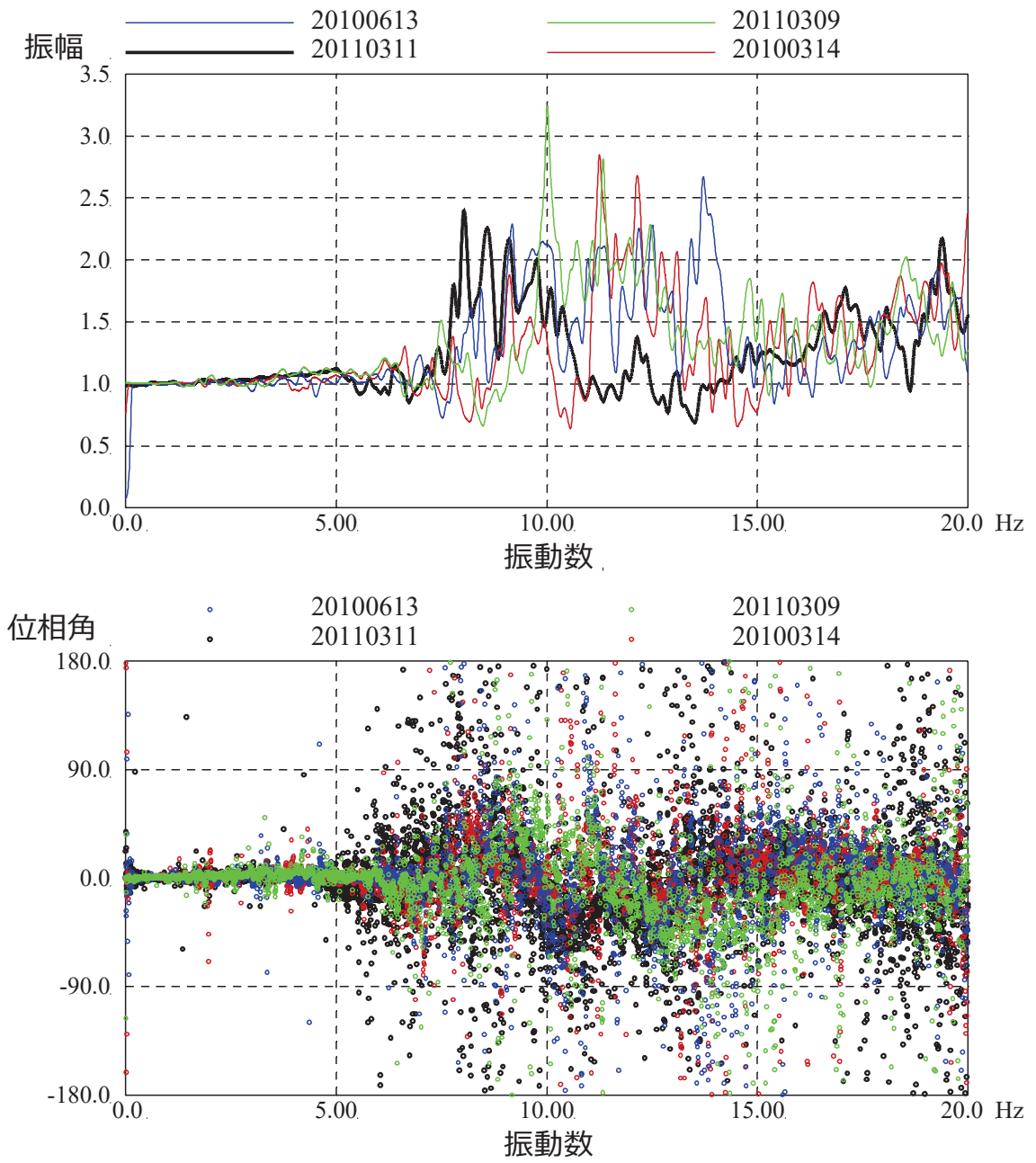


図 3-16 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較
(3.11 地震以前の地震との比較) (EW 方向南側)

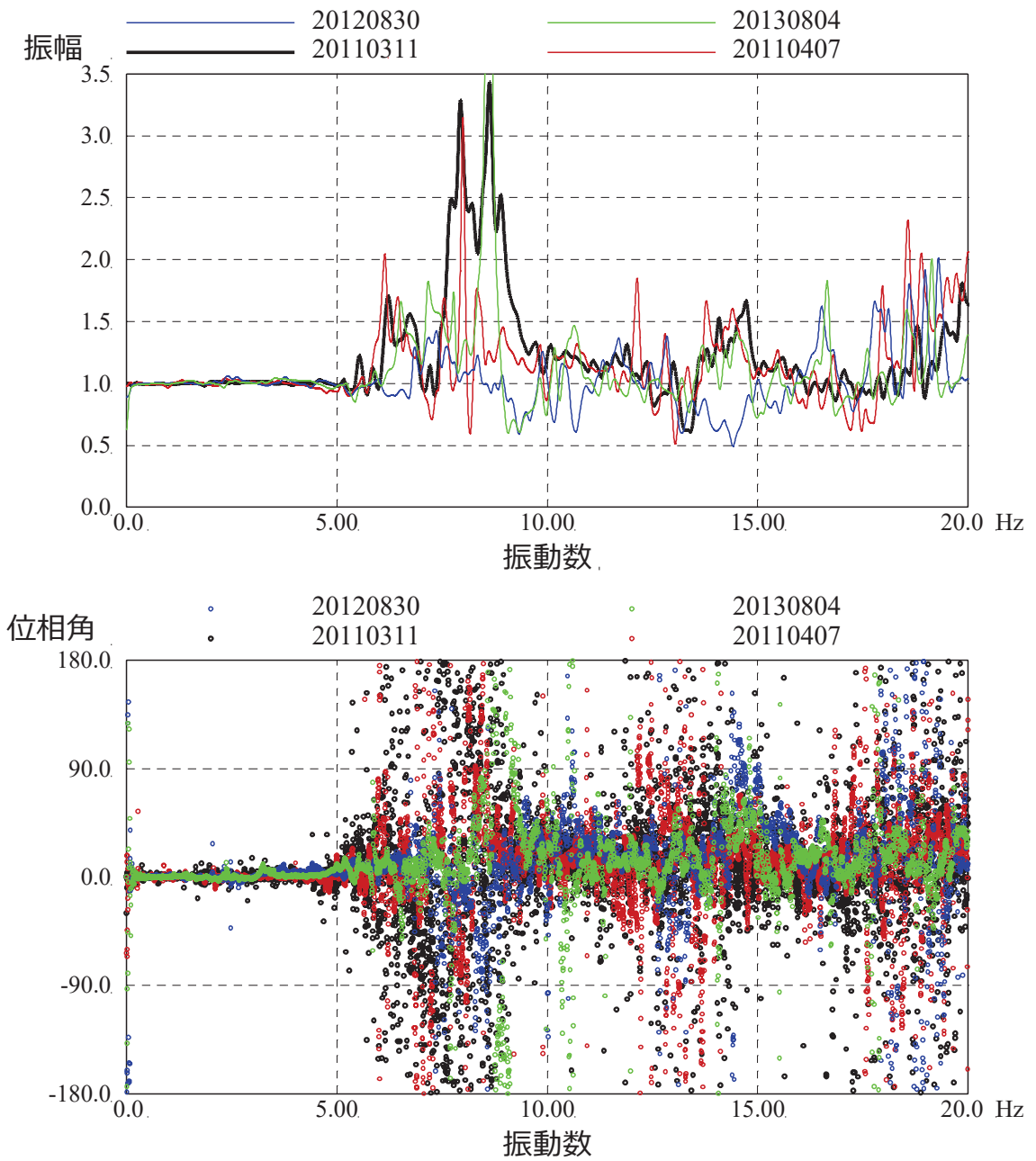


図 3-17 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較
(3.11 地震後の地震との比較) (NS 方向東側)

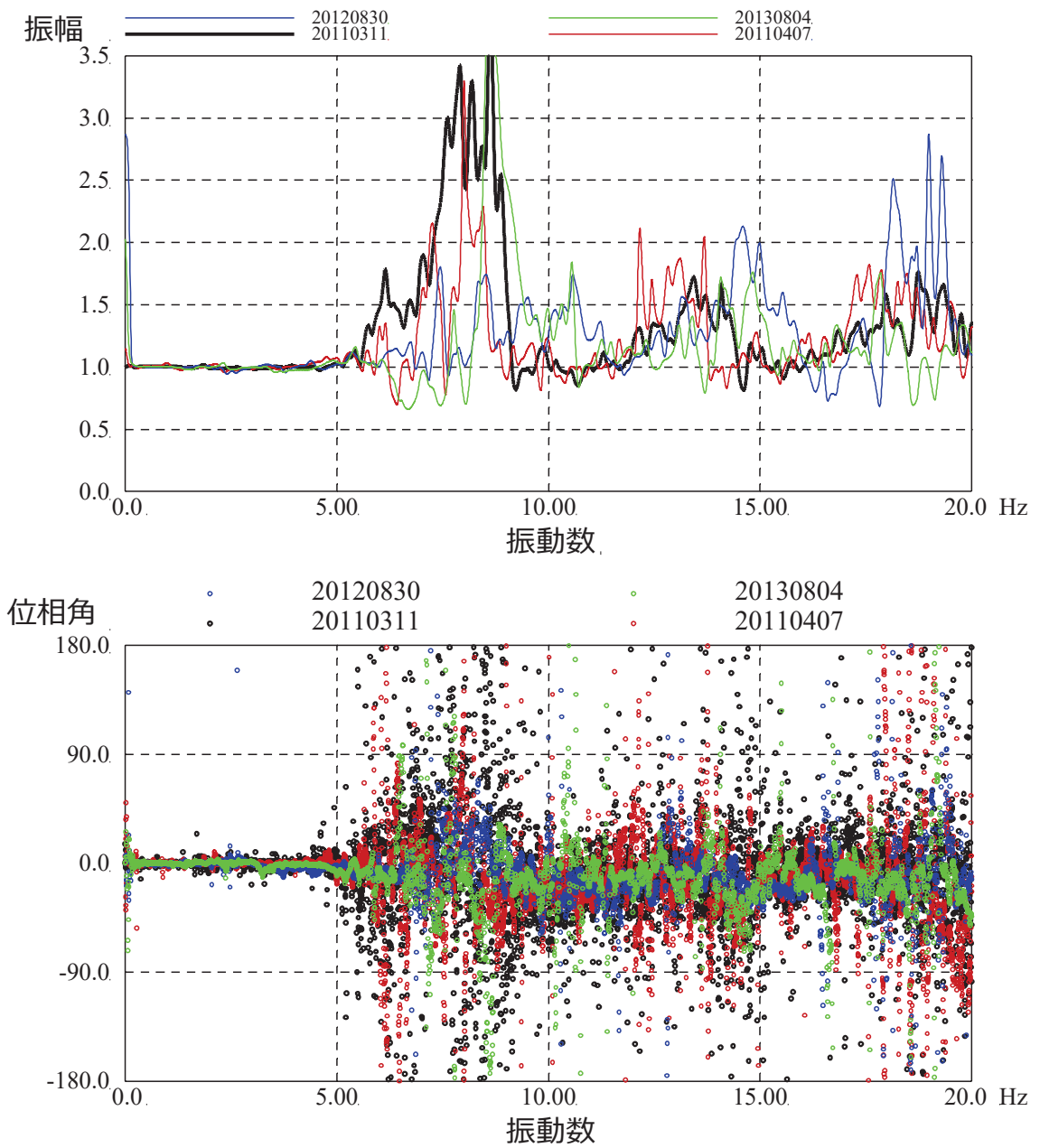


図 3-18 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較
 (3.11 地震後の地震との比較) (NS 方向西側)

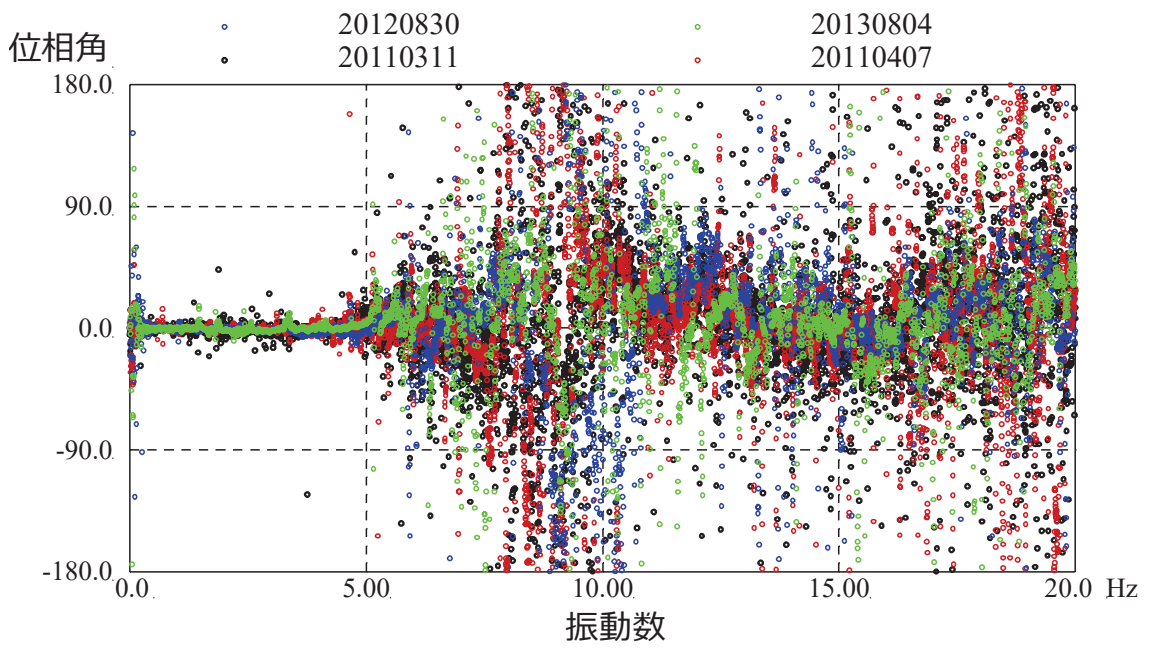
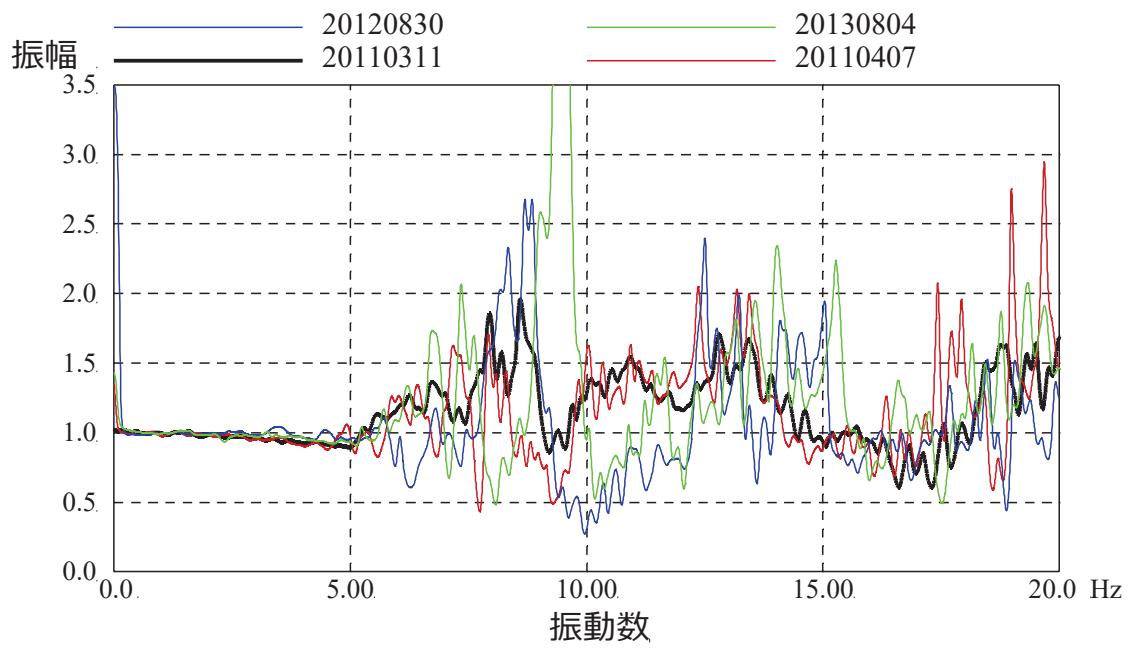


図 3-19 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較
(3.11 地震後の地震との比較) (EW 方向北側)

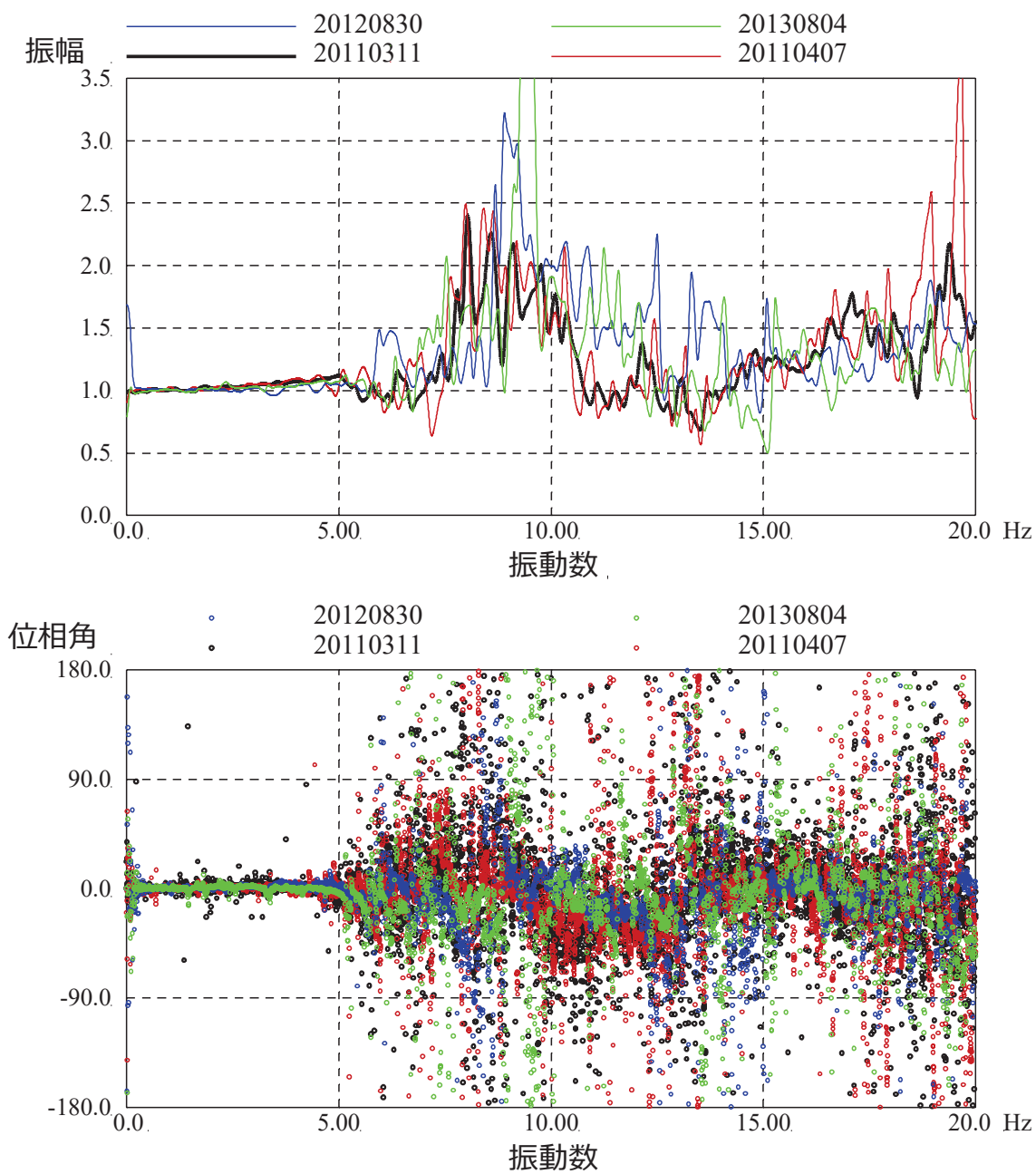


図 3-20 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較
 (3.11 地震後の地震との比較) (EW 方向南側)

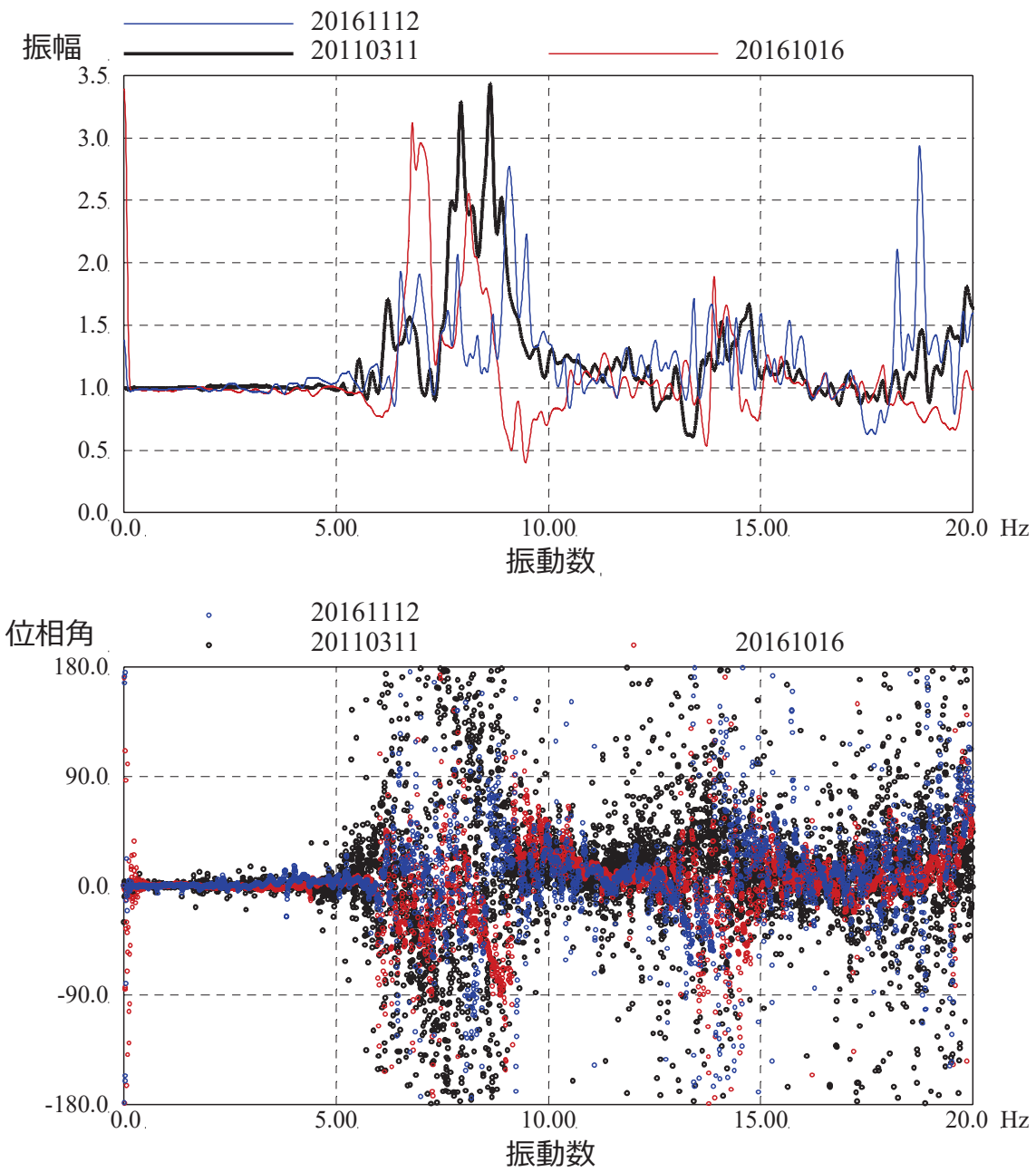


図 3-21 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較
 (耐震補強工事後の地震との比較) (NS 方向東側)

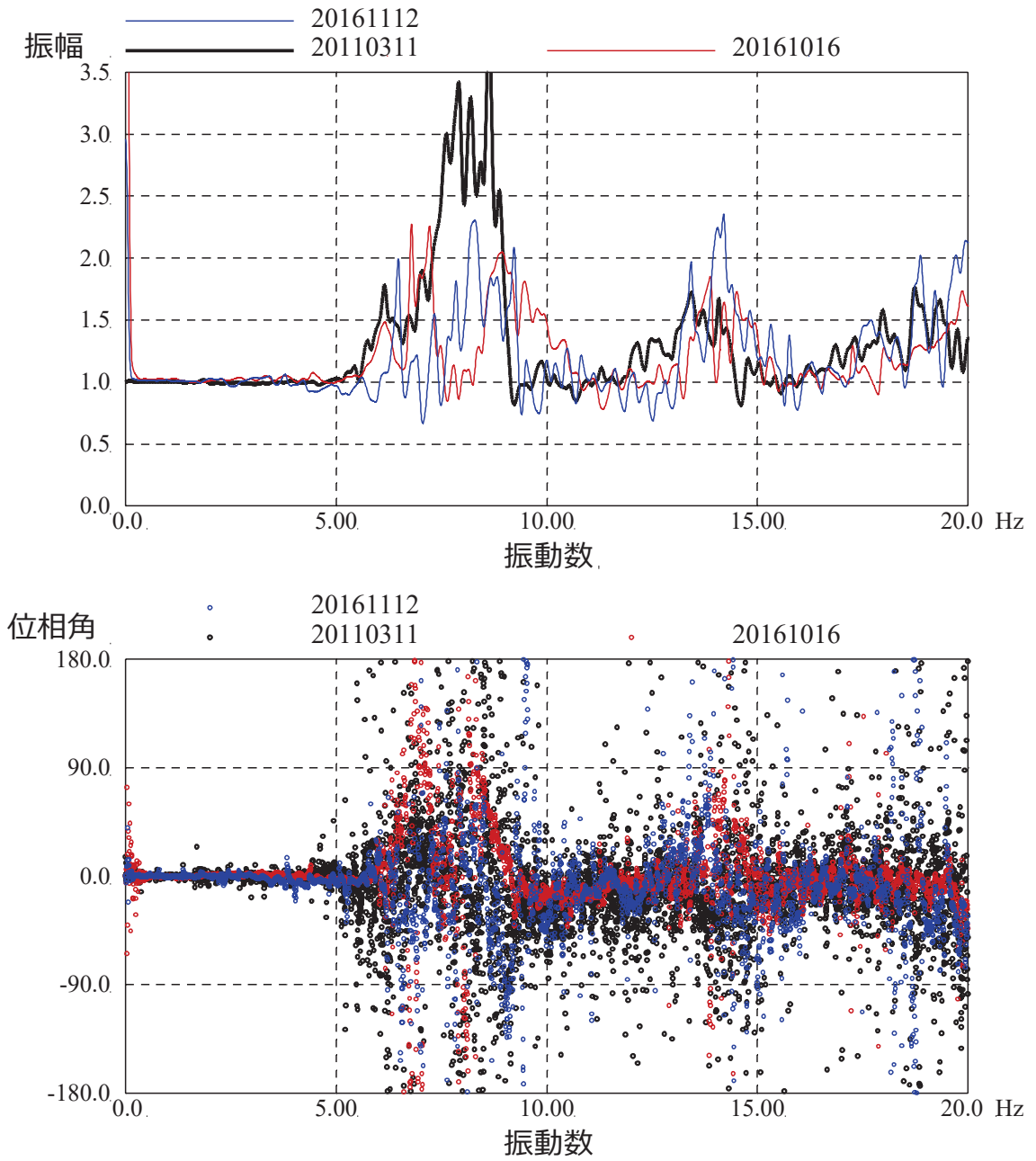


図 3-22 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較
 (耐震補強工事後の地震との比較) (NS 方向西側)

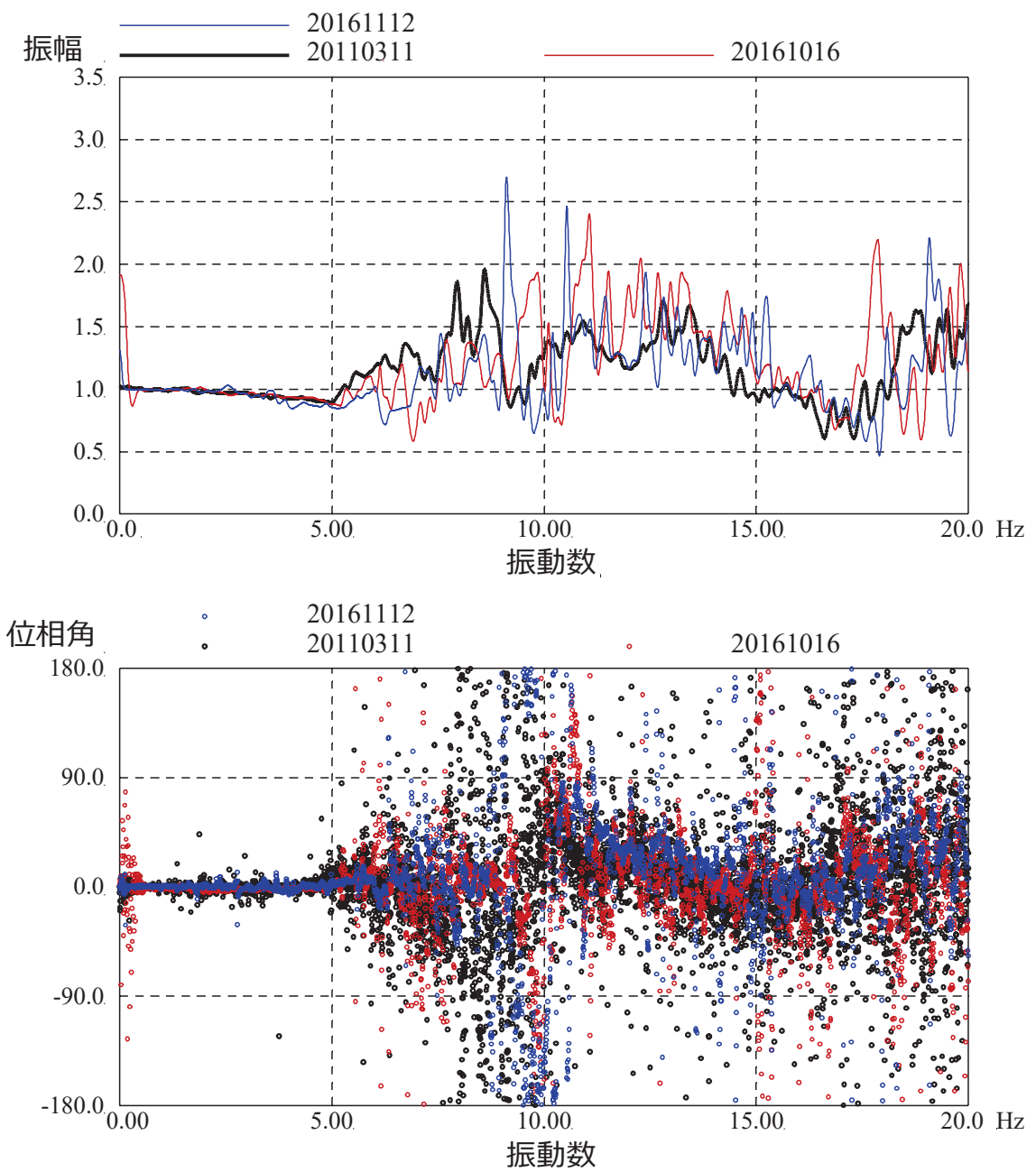


図 3-23 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較
(耐震補強工事後の地震との比較) (EW 方向北側)

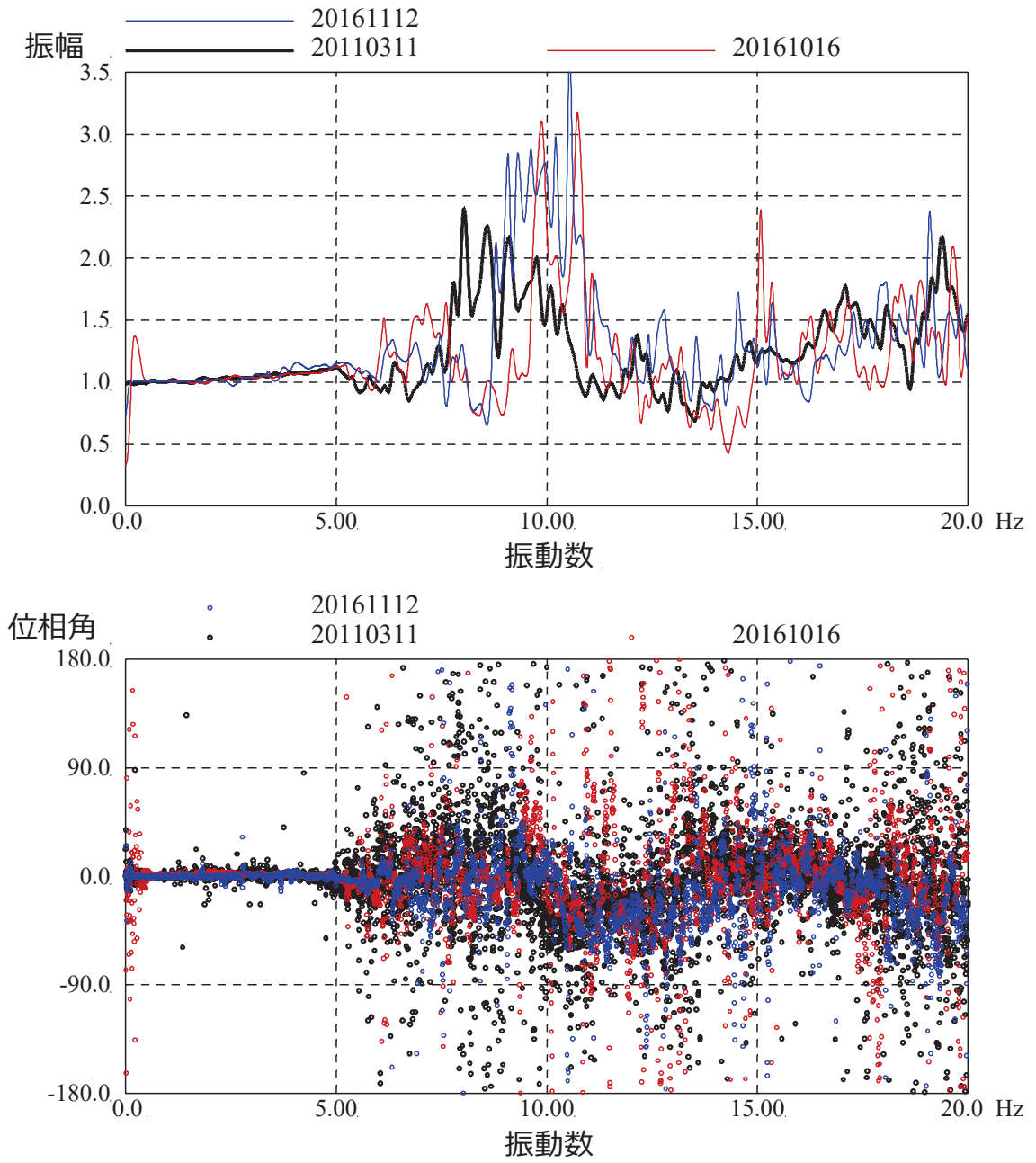


図 3-24 検討対象地震の平均波に対する端部の観測波形の伝達関数の比較
(耐震補強工事後の地震との比較) (EW 方向南側)

4. まとめ

原子炉建屋のオペフロ上部の水平 2 方向の地震観測記録の分析により，3.11 地震本震時のねじれ応答の影響について検討した。

3.11 地震以外の代表的な地震観測記録と伝達関数，加速度応答スペクトル等の比較により，3.11 地震本震によりねじれの 1 次振動数に変化が認められたが，並進成分に対するねじれ応答の成分は 3.11 地震の前後で顕著な違いは認められず，応答への影響は小さいことを確認した。

したがって，3.11 地震等の影響による顕著な初期剛性の低下の要因として建屋のねじれ応答の影響は小さいことを確認した。

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

目 次

1. 変位計測システムの概要.....	別紙 9- 1
1.1 はじめに.....	別紙 9- 1
1.2 変位計測システムの基本的な考え方.....	別紙 9- 1
1.3 設置位置.....	別紙 9- 2
1.4 設置方法.....	別紙 9- 4
2. 3.11 地震時に計測された層間変位の検討.....	別紙 9- 5
2.1 検討の目的, 概要.....	別紙 9- 5
2.2 変位観測記録の分析.....	別紙 9- 5
3. まとめ.....	別紙 9-16

1. 変位計測システムの概要

1.1 はじめに

女川原子力発電所では 2005 年 8 月 16 日の宮城県沖の地震による強震記録を用いた建屋シミュレーション解析を実施しているが、オペフロ上部については振動特性が複雑であること、また、地震計（強震計）の観測記録には観測位置ローカルな振動特性が含まれること等から、シミュレーション解析並びに健全性評価の信頼性向上のためには、直接的にオペフロ上部の変位波形を測定可能となることが望まれた。

そこで、東北電力株式会社、清水建設株式会社および株式会社東北開発コンサルタントで変位計測システムの開発に取り組み、東北大学における振動台実験を行うなどして、鋼線と変位計の組合せによる層間変位計測システム（以下「変位計測システム」という。）を完成させた。本システムについては、特許を取得している。

この変位計測システムを原子炉建屋のオペフロ上部の壁に設置し、2009 年 12 月より計測を行っていた。

3.11 地震時には、変位計測システムが稼働しており、本震および余震の一部の観測記録が得られている。

ここでは、変位計測システムの概要を示すと共に、3.11 地震時に計測された変位について検討した結果を示す。

1.2 変位計測システムの基本的な考え方

変位計測システムは図 1-1 に示すように、鋼線（インバー鋼）、鋼線に緊張力を与えるばね、リング型変位計、変位計とばねを固定する治具で構成されている。鋼線はロッドに堅結されており、ロッドに接続したバネにより常に緊張されている。鋼線の伸縮変位は、ロッドを介して接触板から直接リング型変位計に伝達される仕組みとなっている。鋼線には直径 0.8mm のインバー鋼線を用い、リング型変位計は東京測器製の [OU-20] を用いている。

この方法は、図 1-2 に示すように光学センサーを利用する場合に比較して床の局所回転変形の影響を受けにくく、構造が単純であるが計測精度の確保に有効なものである。計測装置は計測構面に対して対角方向と鉛直方向の 2 箇所を測定することで層間変形を求めるものである。一方、階高が大きいほど鋼線の長さが大きくなることから、変位計の計測結果に与える鋼線の影響が大きくなる可能性がある。そのため、水平地震動による計測誤差を排除するために、鋼線に対して振れ止めを細かく入れている。鉛直地震動に対しては、15m の鋼線でも高い固有振動数のために計測変位に対する影響がわずかと考えられる。

このような鋼線を用いた変位計測システムについて、縮小フレーム模型を用いた振動台実験により原子炉建屋に設置した際の挙動および精度を確認したうえで設置している。

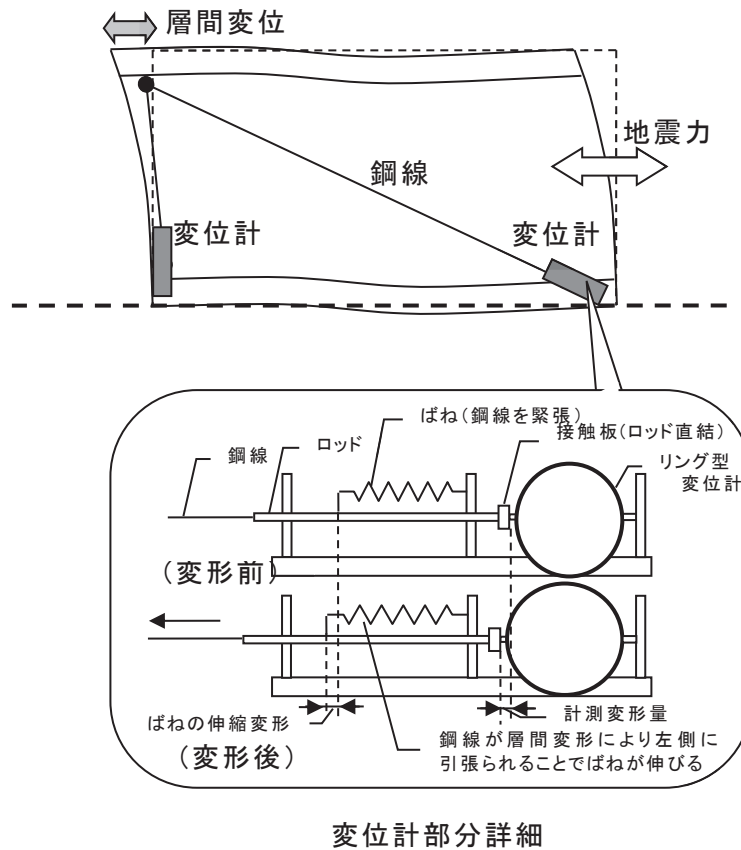


図 1-1 鋼線を用いた層間変位計測の概念

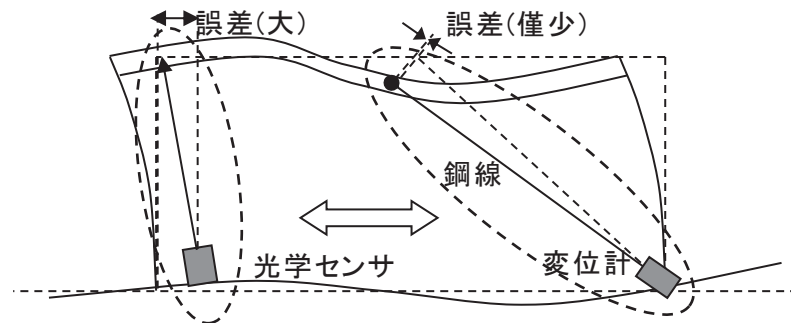


図 1-2 床の局所回転変形の影響

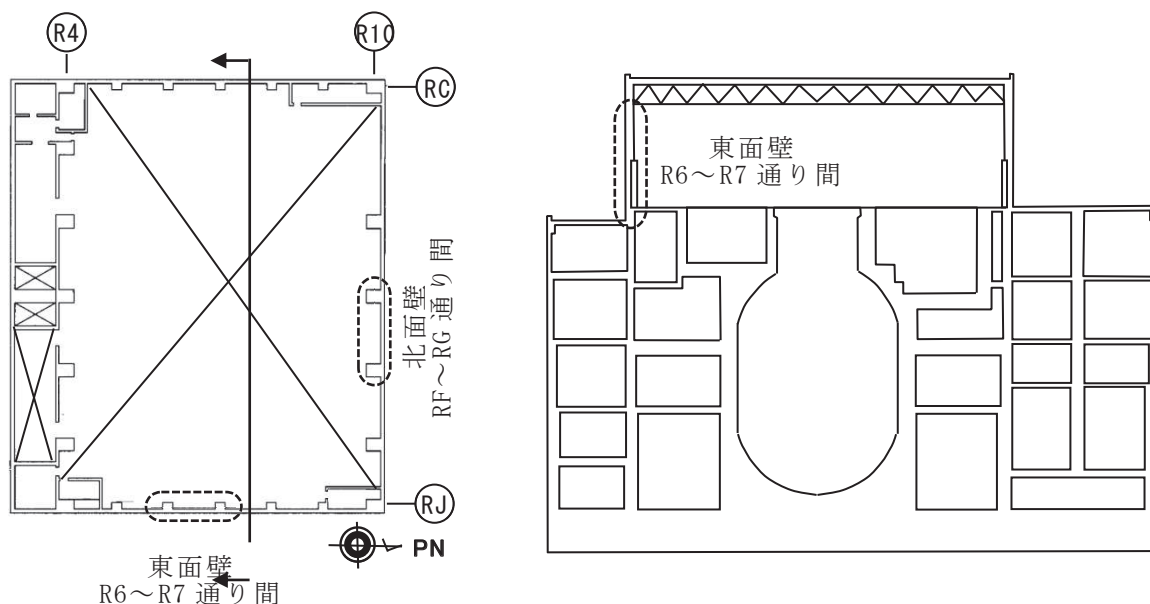
1.3 設置位置

原子炉建屋には、層間変位を直接計測するための変位計測システムを設置している。計測箇所は、図 1-3 に示すように 2005 年 8 月 16 日の宮城県沖の地震等の際に実施したシミュレーション解析により層間変位が最も大きく推定されている地上 3 階と屋上階の間の RC 壁面とし、東面および北面のそれぞれ 1 スパンについて設置している。

さらに、この階ではクレーンガーダーを境に下部は SRC 柱、上部は鉄骨柱の躯体となっており、構造特性が異なることを踏まえて各々に変位計を設置することとした(図

1-4)。変位計の設置に際しては、鋼線の長さが振動台実験時に比して長くなることから、鋼線の伸びによる影響を考慮しリング型変位計と合わせて校正試験を行った上で設置している。

3.11 地震時には、これらの変位計により正常に変位が計測されている。



女川2号炉原子炉建屋

図1-3 変位計測システムの設置場所

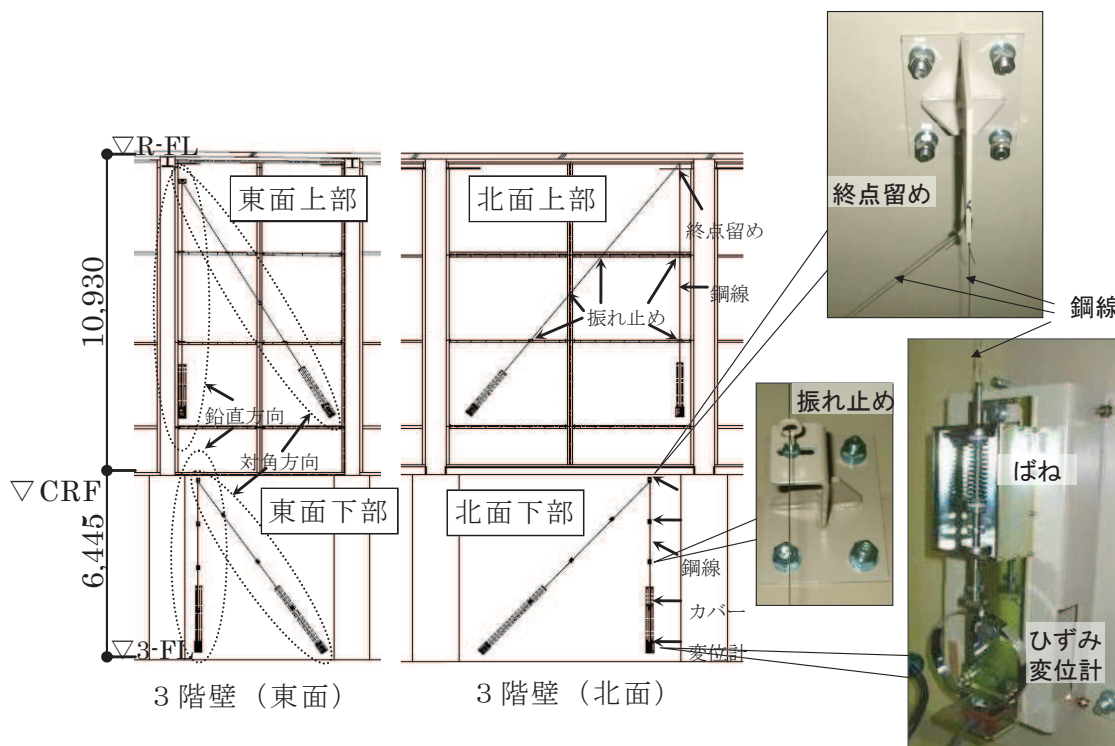


図1-4 変位計測システムの設置詳細

1.4 設置方法

変位計の取り付け状況および治具の詳細を図 1-5、図 1-6 に示す。変位計および治具は前述の振動台実験に使用したものと同様のものである。治具の壁面との定着方法としては、一般的なメタルアンカーと比較して耐振動特性に優れるケミカルアンカーを採用した。また、鋼線の振動防止のため 2m 程度毎に振れ止め（内径 10mm のリング）を設けた。

変位記録の収録方法については、加速度計によるトリガーの起動前 30 秒間，起動後 70 秒間の計 100 秒間を保存する仕様とし，サンプリング周波数は 100Hz とした。

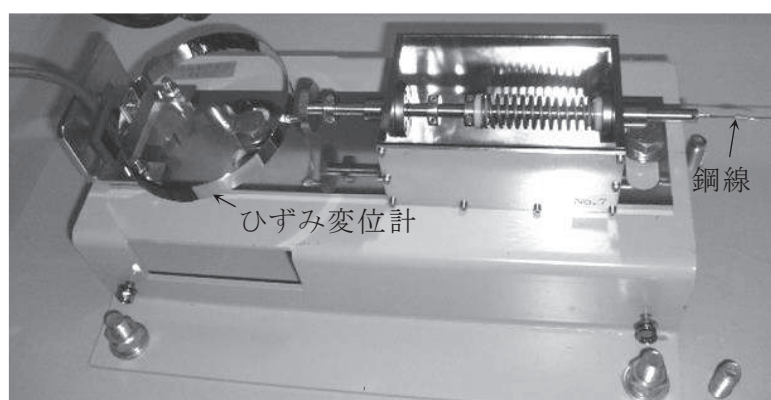


図 1-5 変位計および変位計取付治具の設置状況

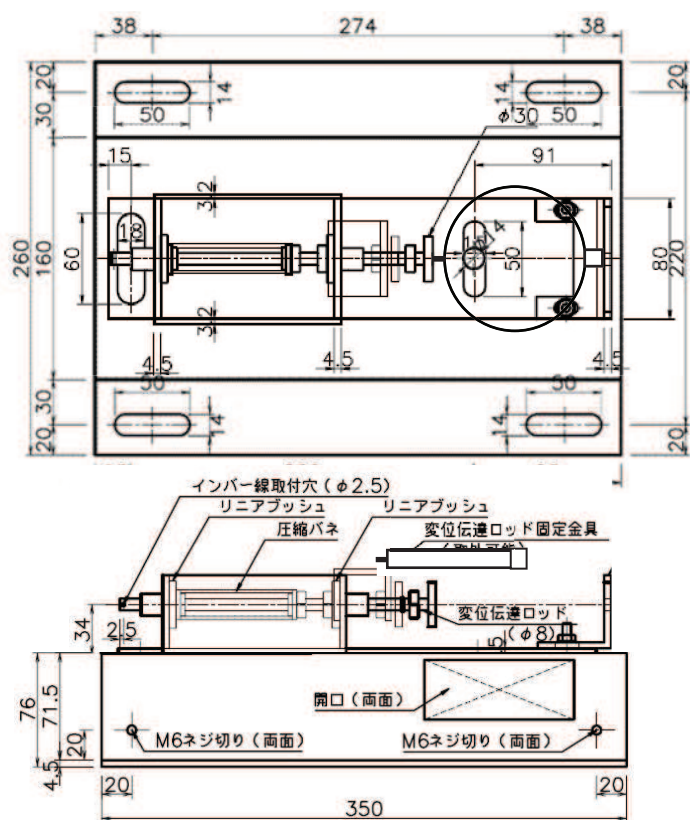


図 1-6 変位計および変位計取付治具

2. 3.11 地震時に計測された層間変位の検討

2.1 検討の目的、概要

原子炉建屋のオペフロ上部の耐震壁は、シミュレーション解析の結果から、最も大きな層間変位を生じている。そこで、地上3階～屋上階の耐震壁に設置した層間変位計の地震観測記録の分析し、最大変位や大きな残留変位が生じていないことを評価することを目的に検討した。

なお、変位観測記録の分析は3.11地震本震の観測記録を主な対象とする。

2.2 変位観測記録の分析

原子炉建屋の地上3階～屋上階の北面および東面の壁における層間変形の変位計記録について、3.11地震本震を対象に分析を行った。

図2-1に、3.11地震時の地上3階～クレーン階（下部）、クレーン階～屋上階（上部）のNS方向（東面）、EW方向（北面）の層間変位計記録について、図2-2に層間変形角を示す。ここで、計測記録は鋼線材軸方向の伸縮変位であるため、以下の方法により層間変位に変換している。

$$\begin{cases} \Delta x = x - X_2 = \frac{aX_1 - Y_1 \sqrt{(X_1^2 + Y_1^2)r_1^2 - a^2}}{X_1^2 + Y_1^2} - X_2 \\ \Delta y = y - Y_2 = \frac{aY_1 + X_1 \sqrt{(X_1^2 + Y_1^2)r_1^2 - a^2}}{X_1^2 + Y_1^2} - Y_2 \end{cases}$$

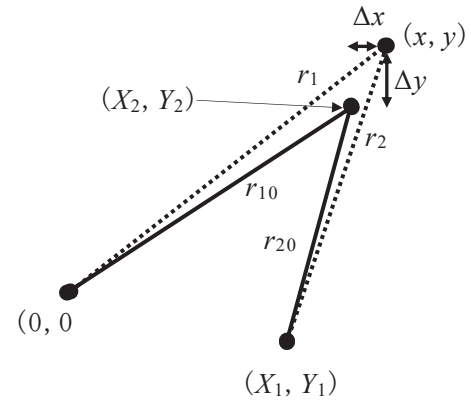
$$a = \frac{r_1^2 - r_2^2 + X_1^2 + Y_1^2}{2}$$

$$r_1 = r_{10} + \Delta r_1$$

$$r_2 = r_{20} + \Delta r_2$$

$$r_{10} = \sqrt{X_2^2 + Y_2^2}$$

$$r_{20} = \sqrt{(X_2 - X_1)^2 + (Y_2 - Y_1)^2}$$



ここで,

Δx : 水平方向層間変位

Δy : 鉛直方向層間変位

Δr_1 : 斜め方向の変形量

Δr_2 : 縦方向の変形量

X_1, Y_1 : 縦方向変位計固定治具の位置

X_2, Y_2 : 斜め方向および縦方向鋼線の上側留め位置

図 2-2 から最大層間変形角は約 $0.2\sim 0.5\times 10^{-3}$ であり、ひび割れ発生を目安となる $0.2\sim 0.3\times 10^{-3}$ を超える値となっているが、**別紙 3** の点検結果によるひび割れ分布と整合的な結果である。

図 2-3～図 2-4 に地上 3 階～屋上階までの変位波形と合わせて地上 3 階のトリガー用地震計の加速度波形を示す。また、変位波形記録については、変位記録自体には短周期成分による振動が大きく影響しているため、変位記録をそのまま用いた場合には、入力地震動に対する大局的な変位の振る舞いを捉えることが困難である。そこで、区間±4 秒のデータにより平均化することでスムージングし、およそその変位の基線の動きを対象として検討した結果も合わせて示す。

また、参考に 3.11 地震前後での変位波形計記録について、図 2-5～図 2-8 に示す。

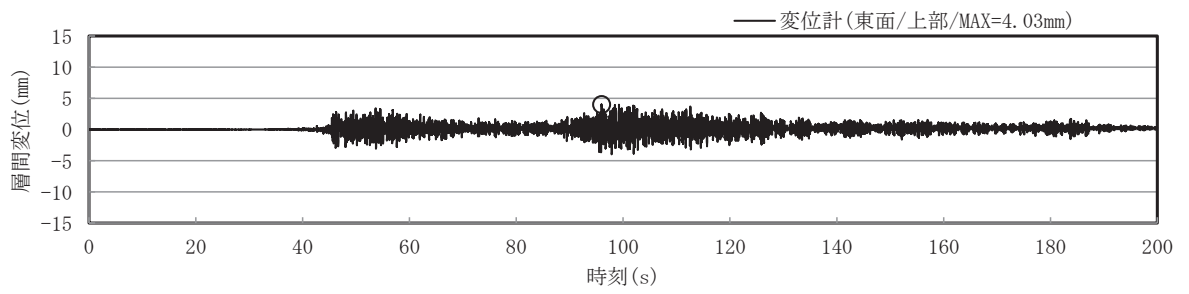
図 2-3～図 2-4 より、3.11 地震時の層間変位記録には、40 秒付近と 80 秒付近の 2 つの大きな揺れの影響を見ることができる。特に鉛直方向は 2 段階の変位の進展が見て取れる。

水平方向の最大変位は、地上 3 階～屋上階の NS 方向で約 6mm、EW 方向で約 4mm あるが、残留変位はスムージングした結果からそれぞれ約 0.4mm、約 0.15mm 程度となっている。**別紙 3** の点検結果によるひび割れ分布から、地上 3 階の壁に多数生じているひび割れの幅はほとんどが 0.3mm 未満であるが、仮にひび割れ幅 0.2mm とすればひび割れ 2 本程度の残留変位であり、点検調査での地震によるひび割れの発生状況に対して非常に小さくほとんど残留変位は生じていない。

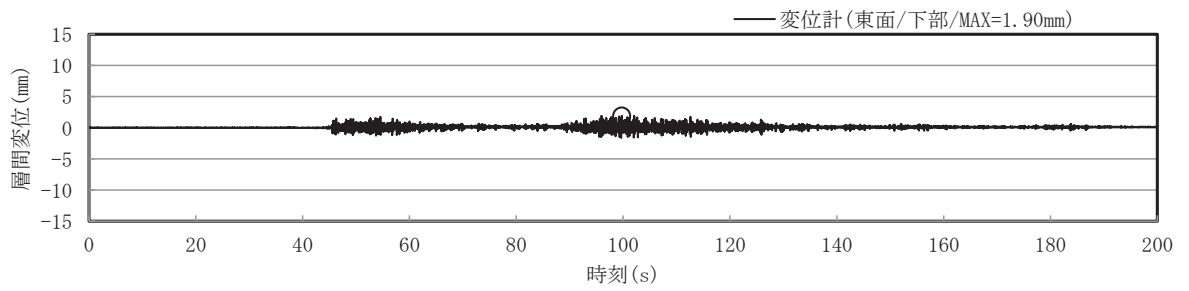
鉛直方向の最大変位は約 2mm 以下であり、残留変位は東面の壁が大きく約 0.85mm 程度、北面の壁は 0.35mm 程度となっている。水平と同様に仮にひび割れ幅 0.2mm とすればひび割れ 4 本程度の残留変位となり非常に小さく、ほとんど残留変位は生じていない。

なお、これらの微小な残留変位が、壁の鉛直性に与える影響はわずかであり、所定の寸法精度（ $15\text{m}<\text{高さ } h$ の場合： $\pm 30\text{mm}$ ）に問題はない。

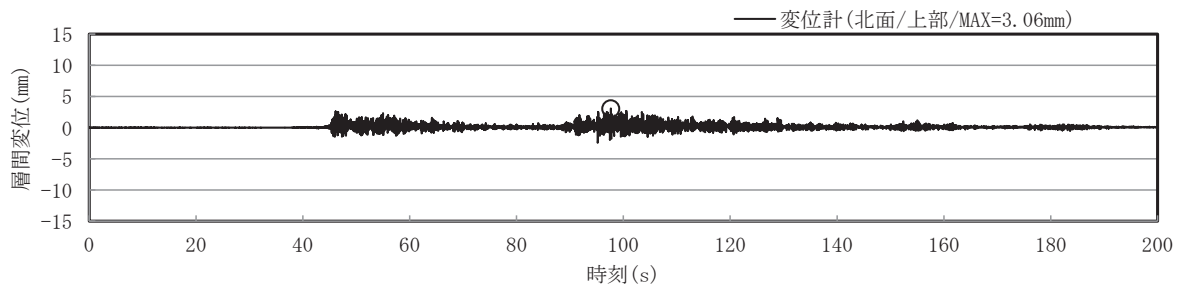
また、図 2-5～図 2-8 は 3.11 地震前後での変位記録であるが、加速度振幅が小さく、変位も微小であるがいずれも傾向は似ており、残留変位はほとんど生じていない。



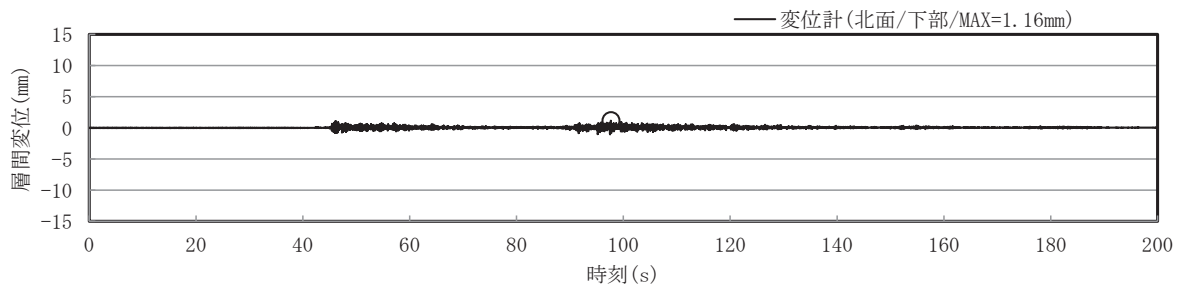
東面壁上部



東面壁下部

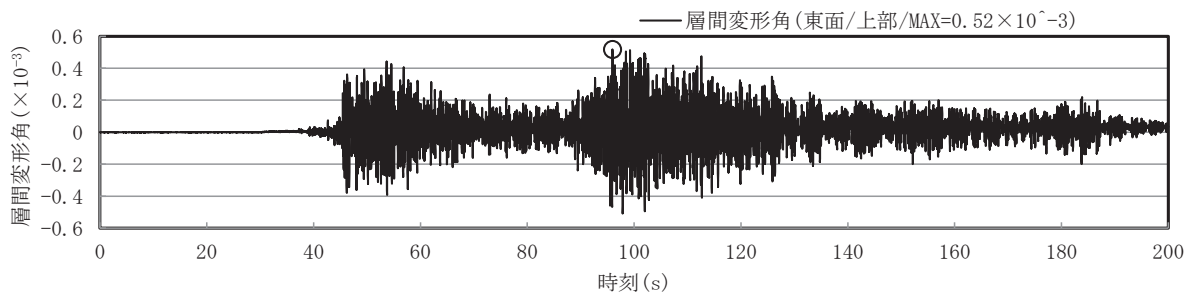


北面壁上部

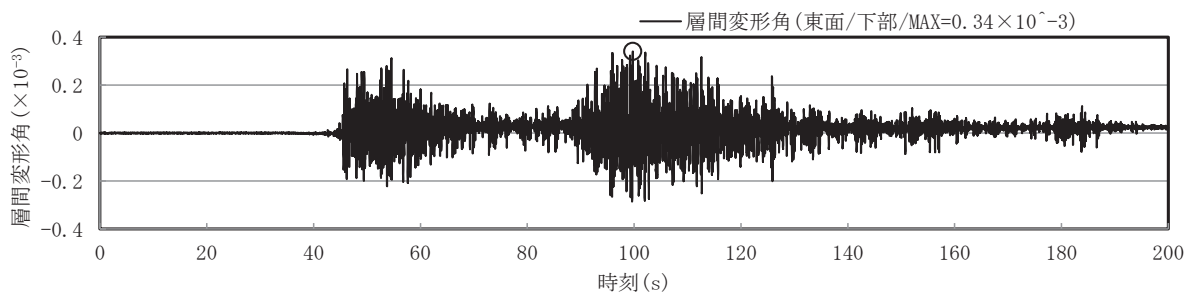


北面壁下部

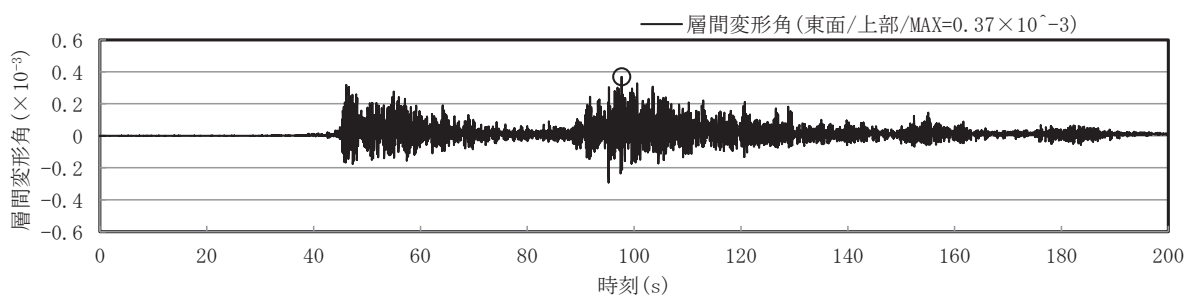
図 2-1 3.11 地震時の層間変位計測記録



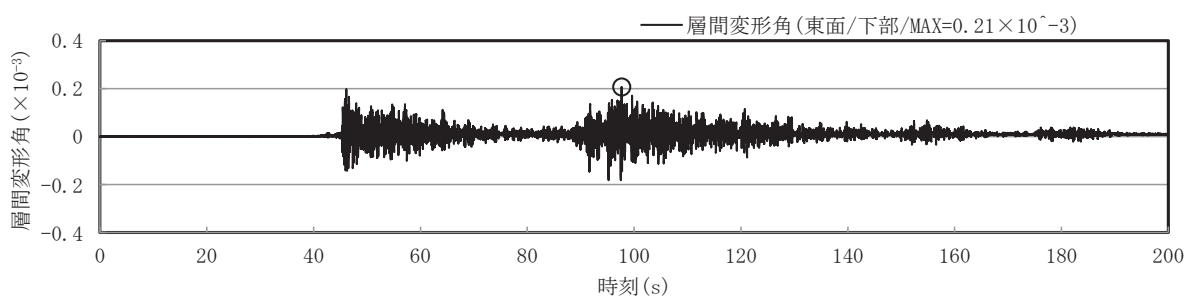
東面壁上部



東面壁下部

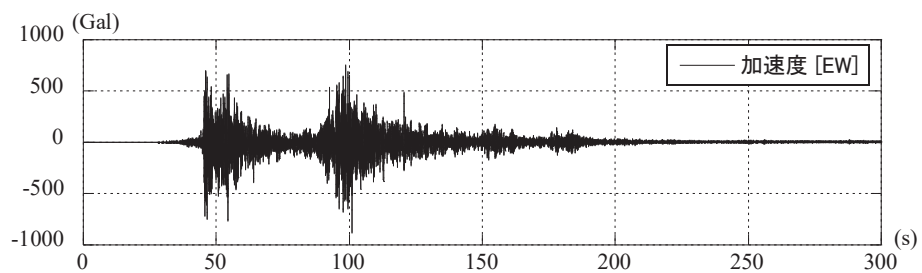


北面壁上部

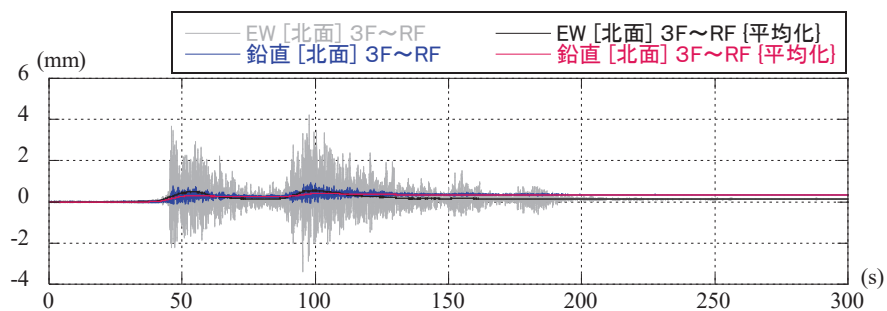


北面壁下部

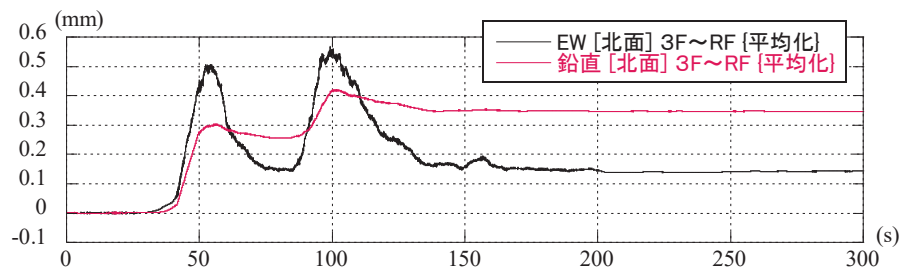
図 2-2 3.11 地震時の層間変形角



加速度波形（3階）

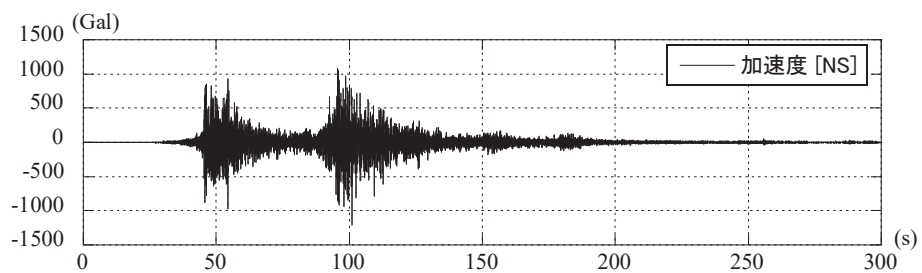


変位波形

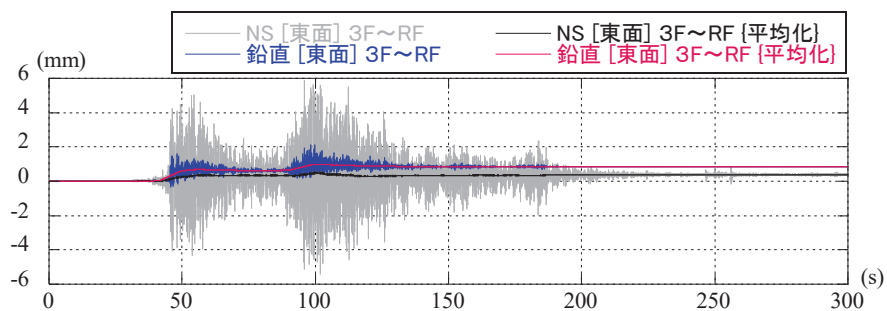


変位波形（スムージング後）

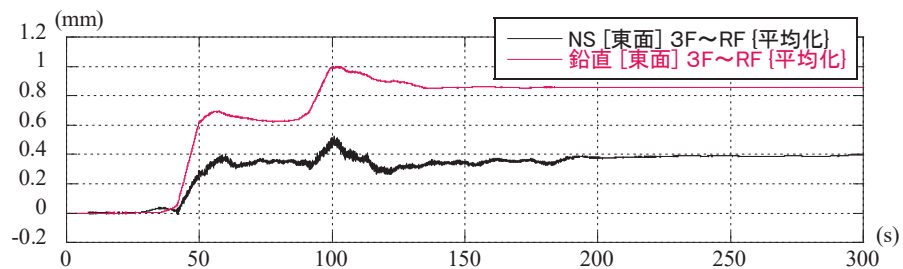
図 2-3 変位観測記録（北面） EW 方向（地上 3 階～屋上階）
（3.11 地震）



加速度波形（3階）

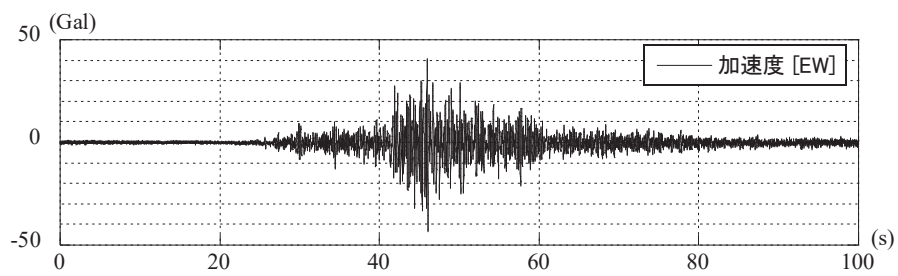


変位波形

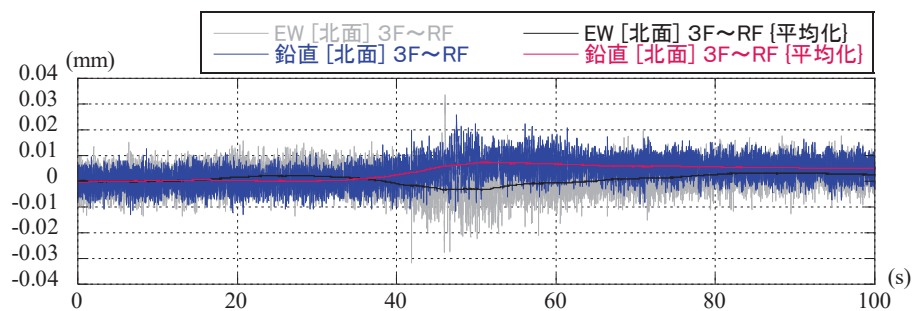


変位波形（スムージング後）

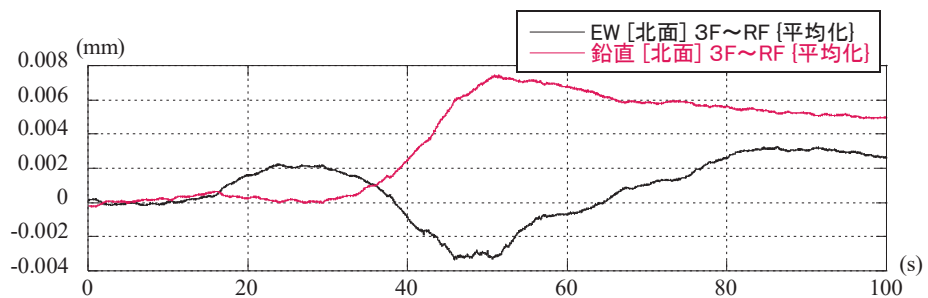
図 2-4 変位観測記録（東面） NS 方向（地上 3 階～屋上階）
（3.11 地震）



加速度波形 (3階)

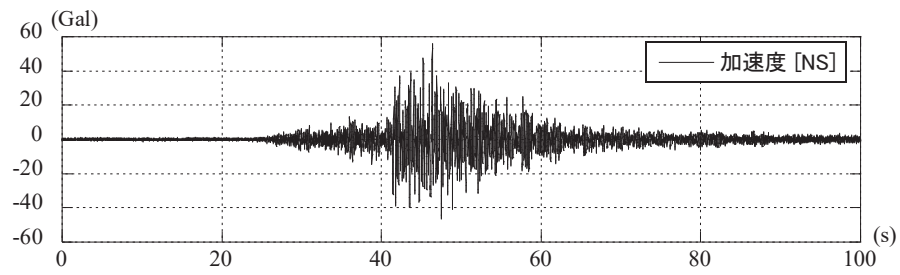


変位波形

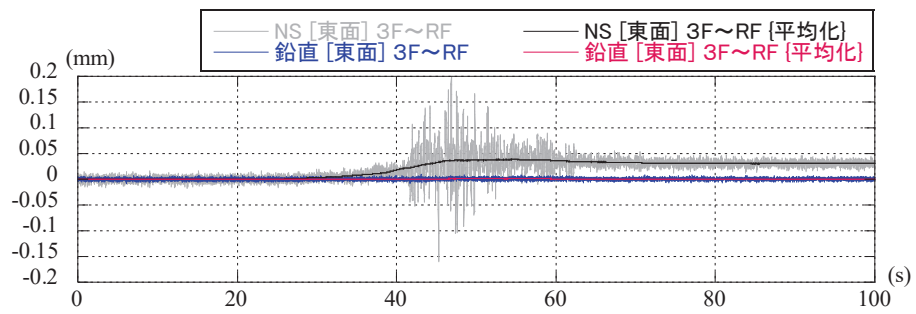


変位波形 (スムージング後)

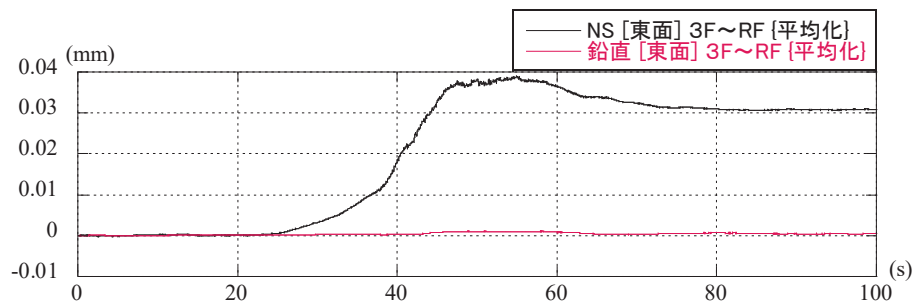
図 2-5 変位観測記録 (北面) EW 方向 (地上 3 階~屋上階)
(2011.03.09 11:45 宮城県東方はるか沖)



加速度波形 (3階)

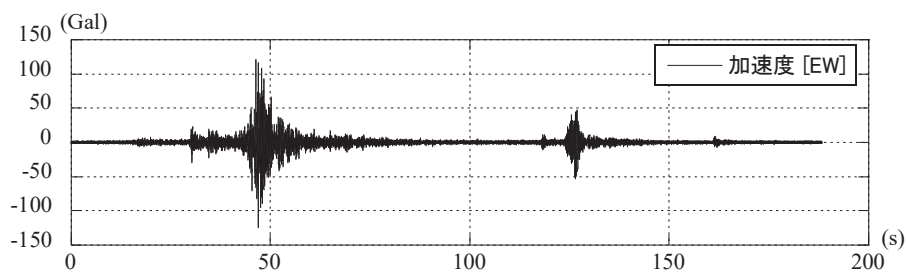


変位波形

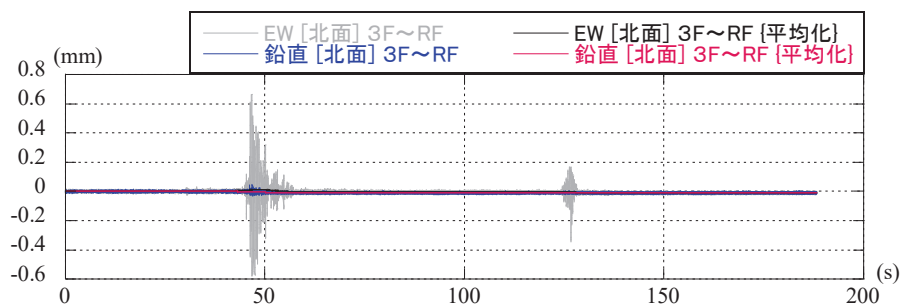


変位波形 (スムージング後)

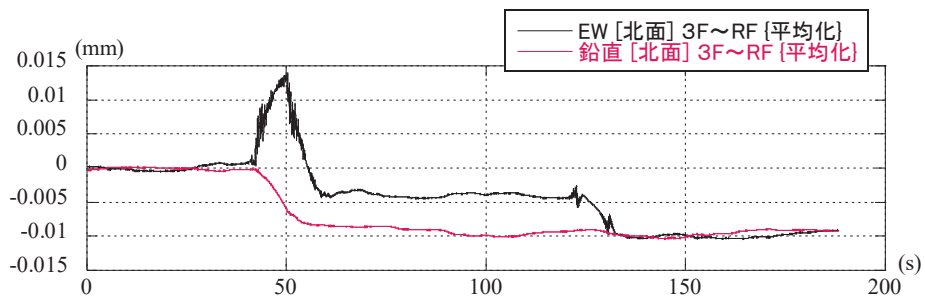
図 2-6 変位観測記録 (東面) NS 方向 (地上 3 階～屋上階)
(2011.03.09 11:45 宮城県東方はるか沖)



加速度波形（地上3階）

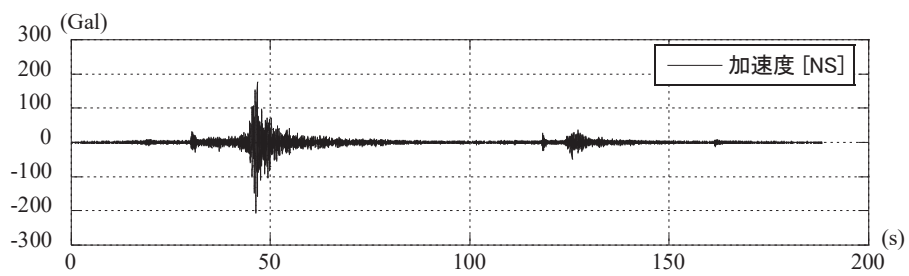


変位波形

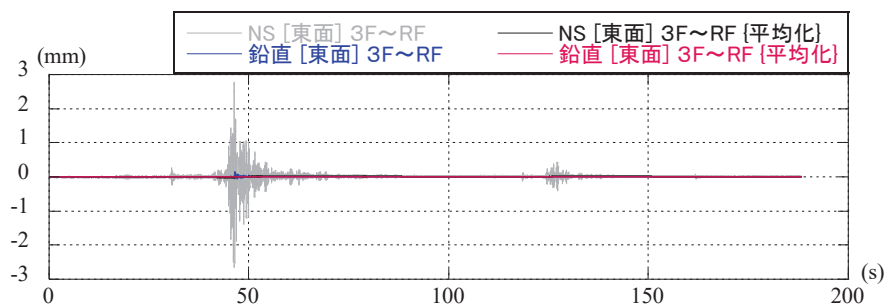


変位波形（スムージング後）

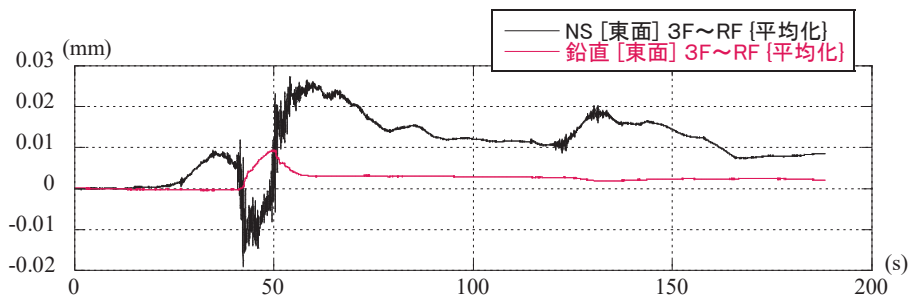
図 2-7 変位観測記録（北面） EW 方向（地上3階～屋上階）
（2011.03.11 16:28 岩手県東方沖）



加速度波形（地上3階）



変位波形



変位波形（スムージング後）

図 2-8 変位観測記録（東面） NS 方向（地上3階～屋上階）
（2011.03.11 16:28 岩手県東方沖）

3. まとめ

原子炉建屋のオペフロ上部の耐震壁に設置した変位計測システムの地震観測記録の分析により、3.11地震時の変位について検討した。

その結果、3.11地震時の水平変位は、ひび割れ点検記録と整合的であった。

また、残留変位は、水平最大約 0.4mm、鉛直最大約 0.85mm であり、大きな残留変位は認めらなかった。

[参考文献]

- (1) 尾形芳博，菅原裕太，大竹宏，黒澤到，藤田豊，井上範夫：鋼線を用いた層間変位計測システムの開発 日本建築学会構造工学論文集 Vol.57B (2011年3月)，pp.107-113

別紙 10 床等の面外応力に対する影響確認

目 次

1. 検討の目的	別紙 10- 1
2. 解析モデル	別紙 10- 1
3. 解析結果	別紙 10- 1
3.1 地上3階床・壁	別紙 10- 3
3.2 クレーン階耐震壁	別紙 10- 9
3.3 屋上スラブ	別紙 10-14
3.4 解析結果のまとめ	別紙 10-17
4. ひび割れ調査	別紙 10-18
4.1 ひび割れ調査対象	別紙 10-18
4.2 ひび割れ調査結果	別紙 10-19
5. まとめ	別紙 10-21

1. 検討の目的

床の構造設計では長期荷重が支配的となるため、地震力による影響確認は重量物の機器が集中して積載されるケース等についての限定的な検討としている。

ここでは、3.11地震によって床スラブの面外方向に発生した応力を3次元FEM等価線形モデルで評価し、床への影響について確認した。検討対象箇所は、最も大きな地震力が作用した地上3階及び屋根スラブを対象とした。

また、地上3階より上部の耐震壁については、耐震性に支配的影響を及ぼす面内方向の地震力に対する応答状態について3次元FEM等価線形モデル等で確認しているが、念のため、面外方向の発生応力についても確認を行った。

2. 解析モデル

解析モデルは、水平方向モデルについては別紙5に示した解析モデルを用いる。鉛直方向モデルは、要素構成は水平方向モデルと同じであるが、壁の剛性を設計剛性としている。また、鉛直方向モデルの底面地盤ばねは、振動アドミッタンス理論により算定した鉛直地盤ばねを基礎底面の節点に支配面積比で振り分けてモデル化している。

3. 解析結果

原子炉建屋の3次元FEM等価線形モデルによる3.11地震のシミュレーション解析結果から、地上3階より上部の床及び耐震壁で面外曲げ応力が最大となる部位について、面外曲げひび割れの発生及び鉄筋の降伏の可能性について検討する。

コンクリートの曲げひび割れモーメントの評価式としては、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会2010改訂）に記載の実験結果に基づく以下の評価式を用いる。

$$Mc = 0.56\sqrt{\sigma_B}Ze + ND/6 \quad (1)$$

ここに、

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

Ze : 断面係数

N : 軸力 (柱の場合)

D : 柱せい

である。

また、コンクリート部材の降伏曲げモーメントの略算式は以下のように定義されている。

$$My = \{g_1q + 0.5\eta_0(1 - \eta_0)\}\sigma_B bD^2 \quad (2)$$

ここに,

$$g_1 = j_t / D$$

$$q = p_t \sigma_y / \sigma_B$$

$$p_t = a_t / b D$$

$$\eta_0 = N / b D \sigma_B$$

軸力が 0 の場合は

$$My = g_1 q \sigma_B b D^2 \tag{3}$$

耐震壁の場合は軸力が発生していると考えられるが, (1)式も(2)式も軸力を無視したほうが安全側の評価となるため, 軸力は無視する。

3次元 FEM モデルのシミュレーション解析により, 曲げモーメントが最大となる要素について, (1)式及び(2)式との比較検討を行う。

3.1 地上3階床・壁

曲げモーメントの最大値と発生位置を表3-1に示す。

表3-1 表 地上3階床及び耐震壁の面外曲げ応力の最大値発生部位

応力成分	応力値(kN・m/m)	発生部位	備考
M _x (最大)	481.6	R4 通り付近の床	t=500
M _x (最小)	466.3	R4 通り付近の床	t=500
M _y (最大)	580.3	RC 通り付近の床	t=500
M _y (最小)	521.3	RJ 通り付近の床	t=500

壁要素 M_x : 水平軸まわりのモーメント

M_y : 鉛直軸まわりのモーメント

床要素 M_x : X 軸 (NS 軸) まわりのモーメント

M_y : Y 軸 (EW 軸) まわりのモーメント

表3-1の曲げモーメントの最大値の発生部位は、耐震壁の脚部に近い床となっている。これらの床は全て厚さ500mmで配筋がD19@200と共通である。

(1)式及び(2)式との比較を表3-2に示す。

$$Mc = 0.56\sqrt{32.4 \times 1000} \cdot 500^2 / 6$$

$$= 1.328 \times 10^8 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$= 132.8 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$My = \frac{381}{500} \times 0.287 \times \frac{32.4}{343} \times 343 \times 1000 \times 500^2 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$= 1.77 \times 10^3 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

表3-2 地上3階床及び壁の面外曲げ応力の許容値との比較

応力成分	応力値(kN・m/m)	Mc (kN・m)	My (kN・m)
M _x (最大)	481.6	132.8	1.77 × 10 ³
M _x (最小)	466.3		
M _y (最大)	580.3		
M _y (最小)	521.3		

表3-2の各部の最大値は全て曲げひび割れモーメントを上回っているが、降伏曲げモーメントに対しては3倍程度の裕度がある。

地上3階の床及び耐震壁の面外曲げ応力コンターを図3-1～図3-4に示す。これらの図に示した結果は、基礎上の観測点への2方向の水平動と鉛直動の入力を考慮して、それぞれのモデルで発

生ずる応力を時刻歴上で足し合わせて評価している。

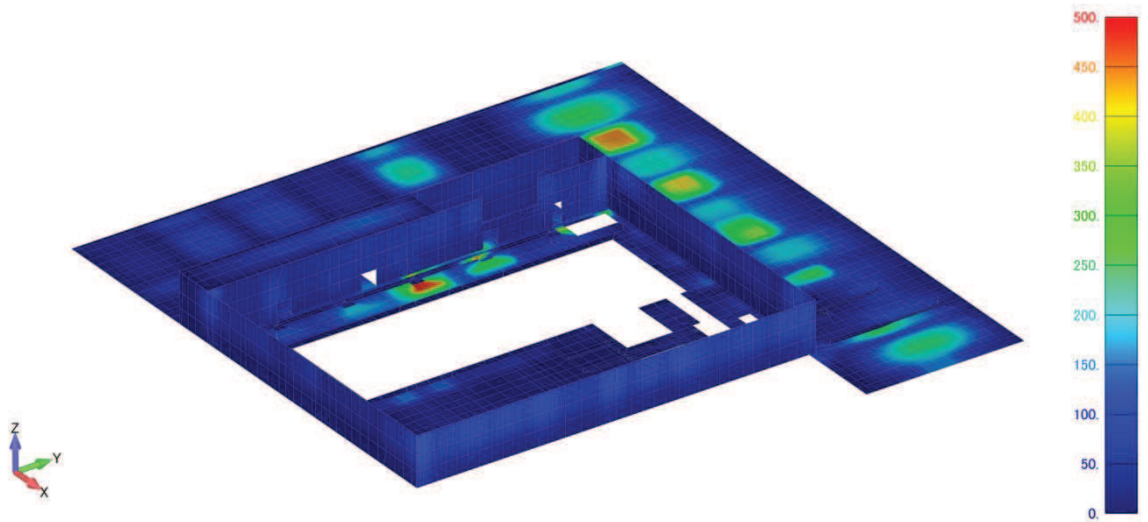


図 3-1(1) 地上 3 階面外曲げ応力図 M_x (最大値) 北東面, 3.11 地震

72

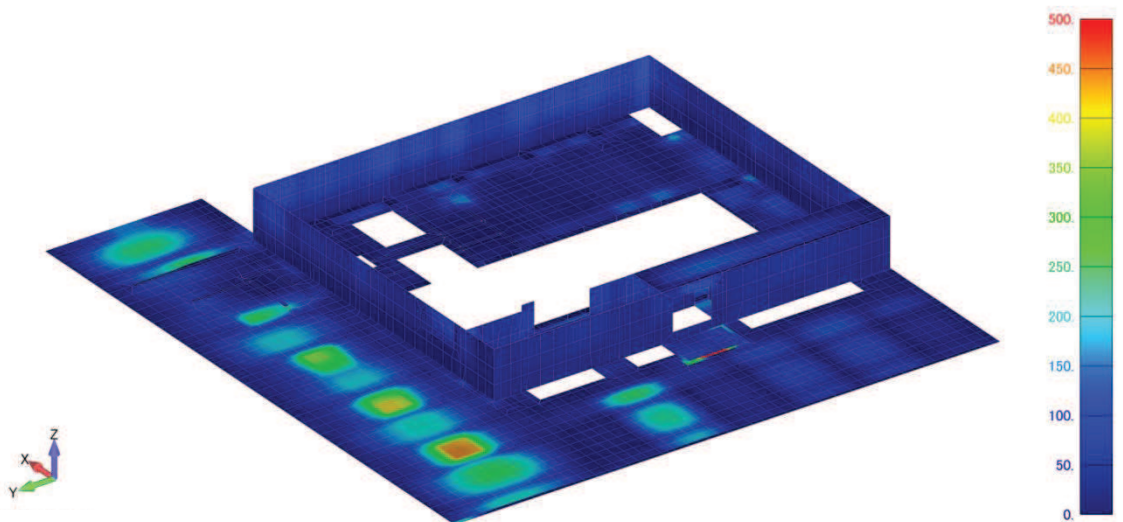


図 3-1(2) 地上 3 階面外曲げ応力図 M_x (最大値) 南西面, 3.11 地震

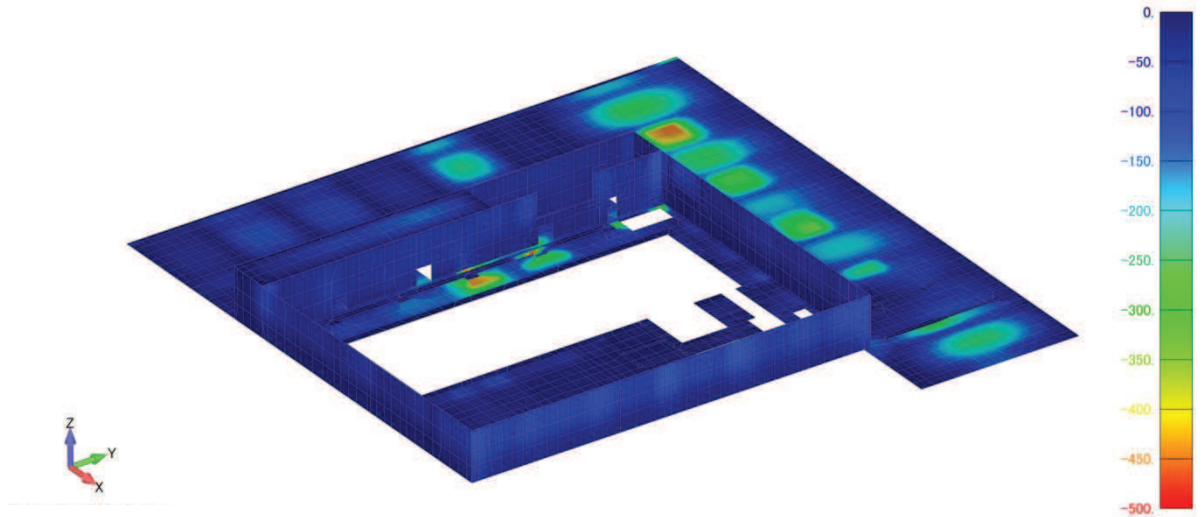


図 3-2(1) 地上 3 階面外曲げ応力図 M_x (最小値) 北東面, 3.11 地震

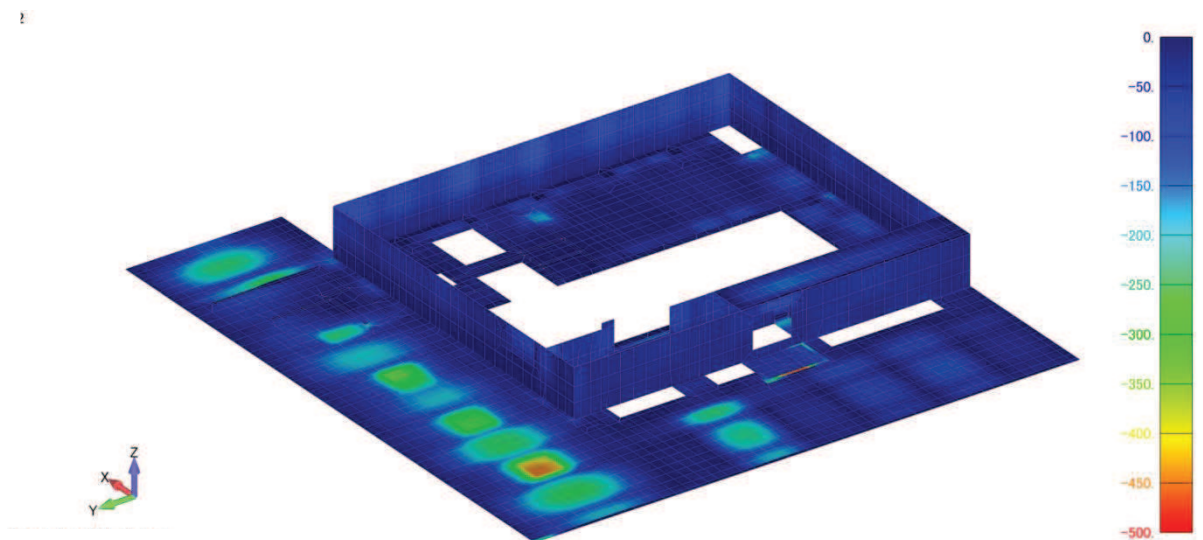


図 3-2(2) 地上 3 階面外曲げ応力図 M_x (最小値) 南西面, 3.11 地震

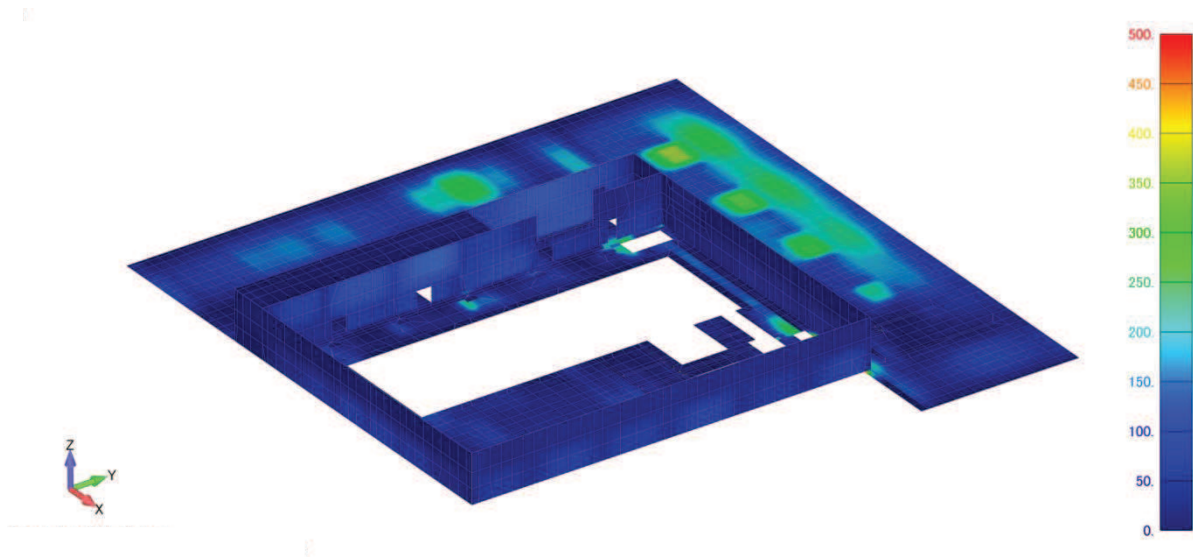


図 3-3(1) 地上 3 階面外曲げ応力図 M_y (最大値) 北東面, 3.11 地震

2

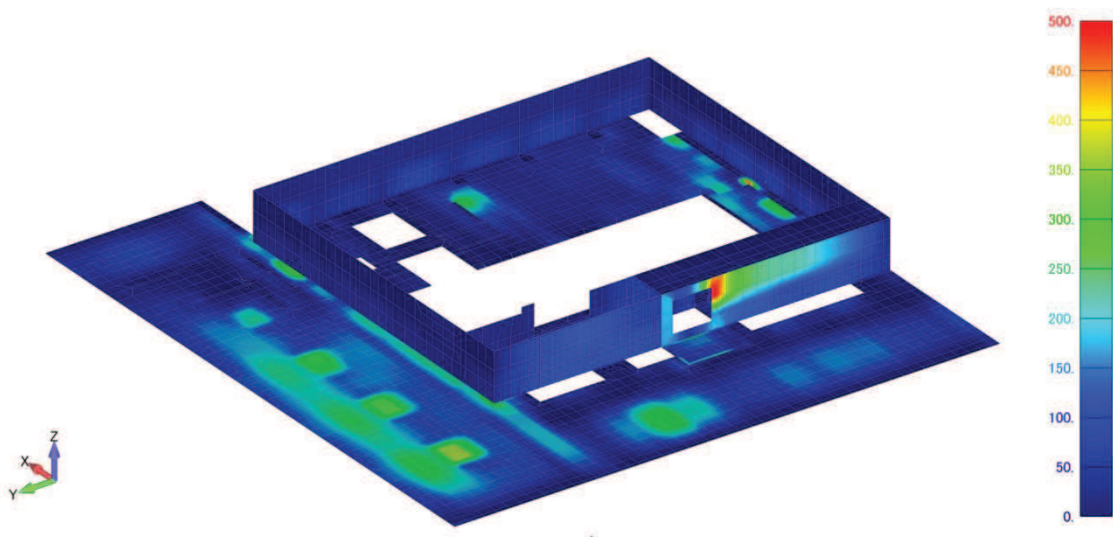


図 3-3(2) 地上 3 階面外曲げ応力図 M_y (最大値) 南西面, 3.11 地震

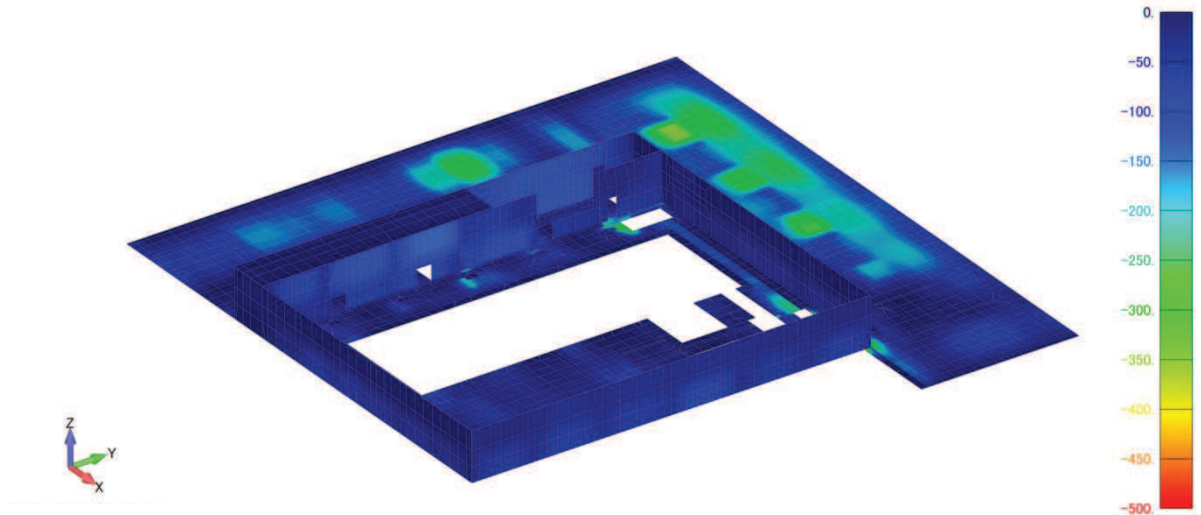


図 3-4(1) 地上 3 階面外曲げ応力図 M_y (最小値) 北東面, 3.11 地震

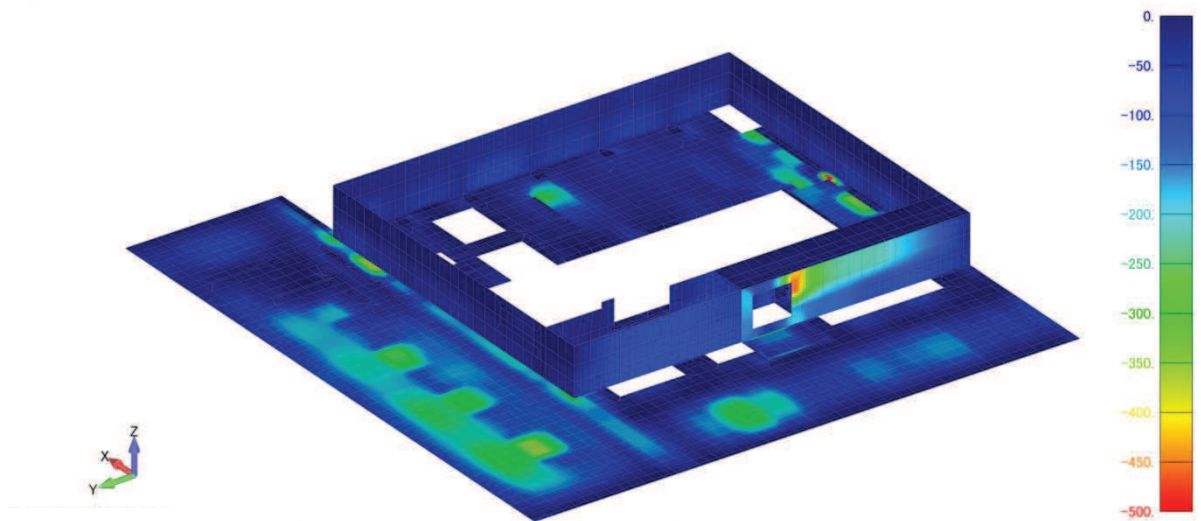


図 3-4(2) 地上 3 階面外曲げ応力図 M_y (最小値) 南西面, 3.11 地震

3.2 クレーン階耐震壁

クレーン階耐震壁の曲げモーメントの最大値と発生位置を表 3-3 に示す。

表 3-3 クレーン階耐震壁の面外曲げ応力の最大値発生部位

応力成分	応力値 (kN・m/m)	発生部位	備考
M _X (最大)	56.36	R4 通り壁	t=250
M _X (最小)	54.09	R10 通り壁	t=250
M _Y (最大)	61.12	R4 通り壁	t=250
M _Y (最小)	68.86	R4 通り壁	t=250

壁要素 M_X : 水平軸まわりのモーメント

M_Y : 鉛直軸まわりのモーメント

表 3-3 の最大曲げモーメントの発生部位は全て 250mm 厚の耐震壁部分である。これらの耐震壁は全て厚さ 250mm で配筋がタテ D22@200, ヨコ D19@200 と共通である。

(1)式及び(2)式との比較を表 3-4 に示す。

$$\begin{aligned}
 Mc &= 0.56\sqrt{32.4 \times 1000 \cdot 250^2} / 6 \\
 &= 3.320 \times 10^7 \text{ (N} \cdot \text{mm)} \\
 &= 33.20 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 My &= \frac{128}{250} \times 0.774 \times \frac{32.4}{343} \times 343 \times 1000 \times 250^2 \text{ (N} \cdot \text{mm)} \\
 &= 8.02 \times 10^2 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

表 3-4 クレーン階耐震壁の面外曲げ応力の許容値との比較

応力成分	応力値 (kN・m/m)	M _c (kN・m)	M _y (kN・m)
M _X (最大)	56.36	33.20	8.02 × 10 ²
M _Y (最小)	54.09		
M _Y (最大)	61.12		
M _Y (最小)	68.86		

表 3-4 の各部の最大値は全て曲げひび割れモーメントを上回っているが、降伏曲げモーメントに対しては 10 倍以上の裕度がある。

クレーン階の耐震壁の面外曲げ応力コンターを図 3-5~図 3-8 に示す。これらの図に示した結果は、基礎上の観測点への 2 方向の水平動の入力を考慮して、それぞれのモデルで発生する応力を時刻歴上で足し合わせて評価している。

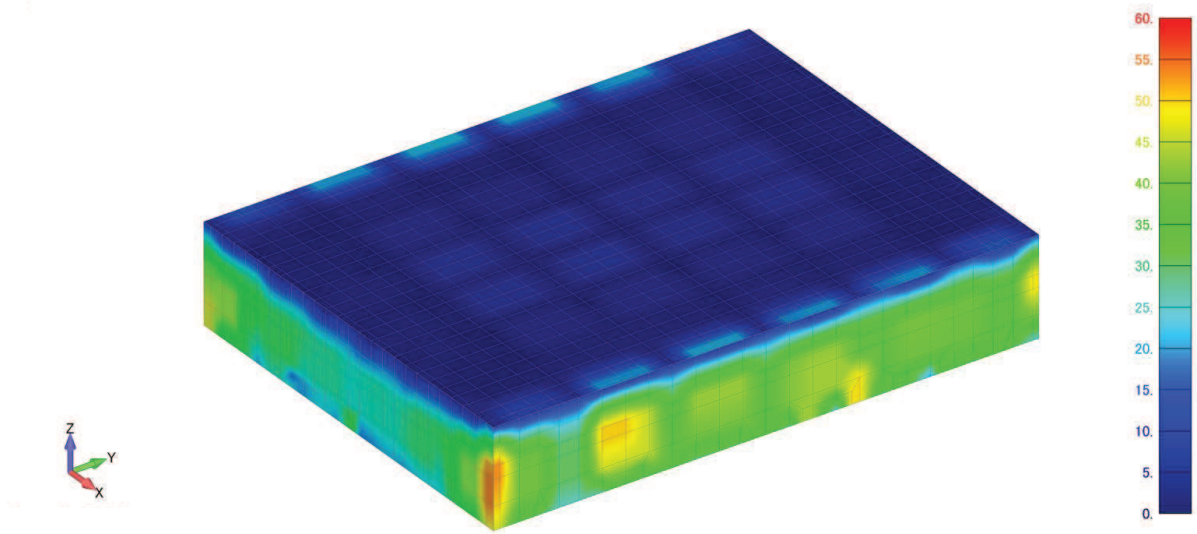


図 3-5(1) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 M_x (最大値) 北東面, 3.11 地震

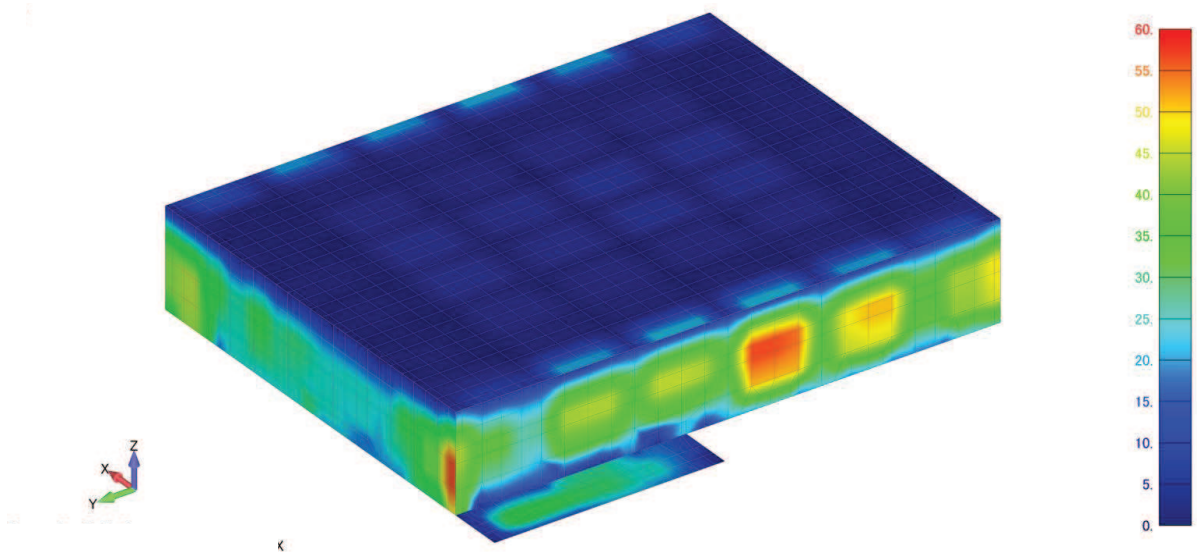


図 3-5(2) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 M_x (最大値) 南西面, 3.11 地震

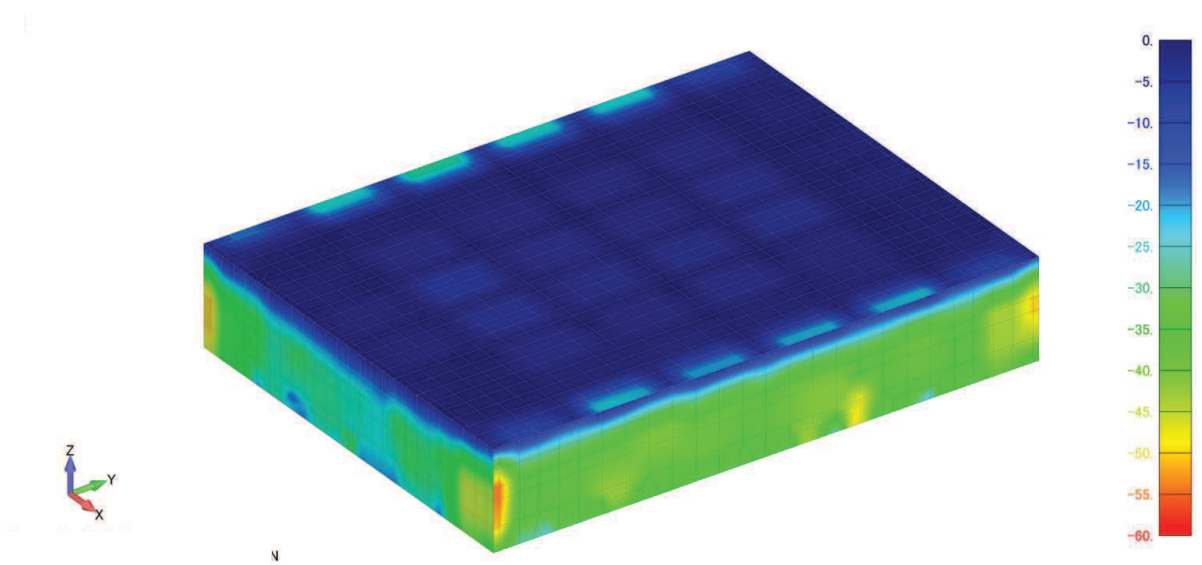


図 3-6(1) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 M_x (最小値) 北東面, 3.11 地震

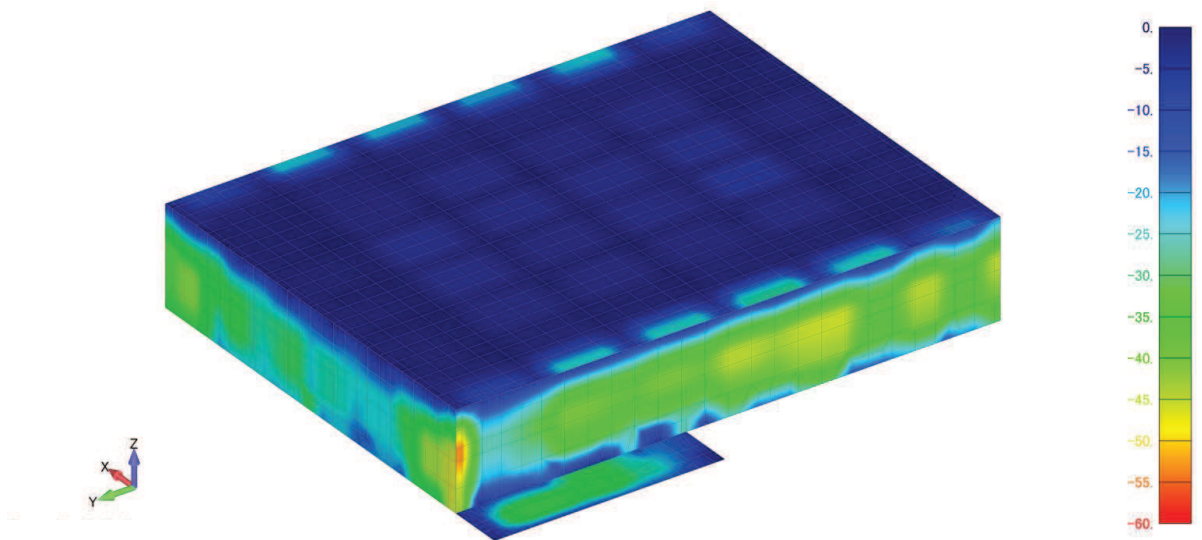


図 3-6(2) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 M_x (最小値) 南西面, 3.11 地震

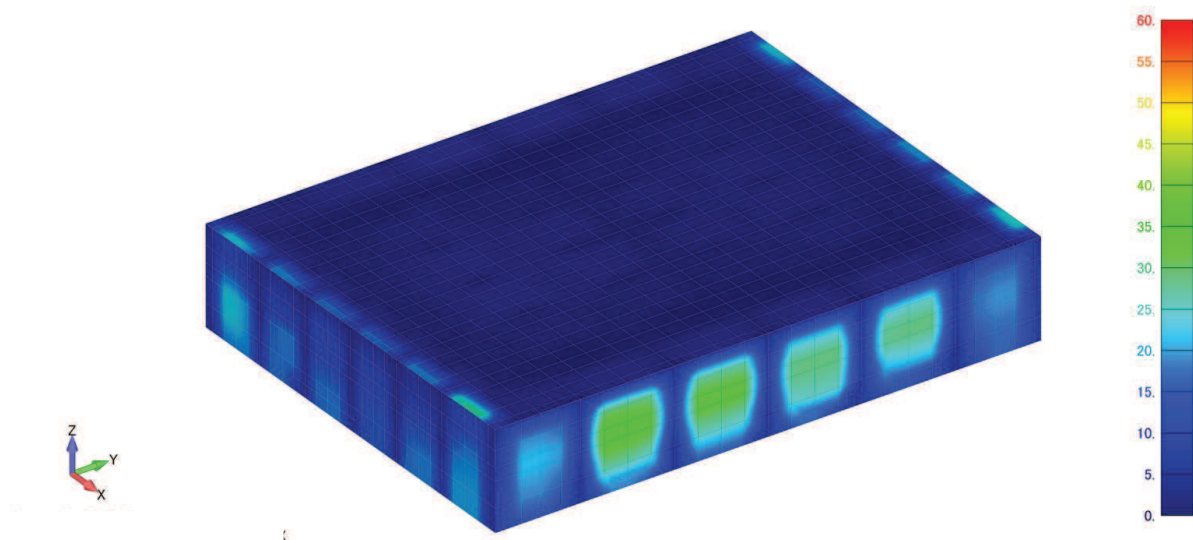


図 3-7(1) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 M_Y (最大値) 北東面, 3.11 地震

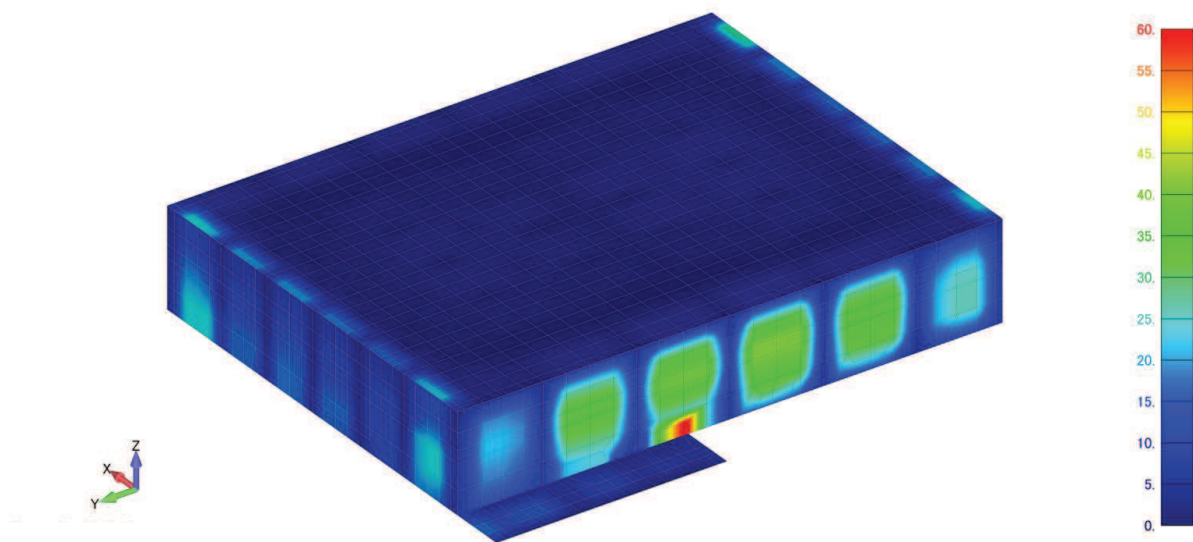


図 3-7(2) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 M_Y (最大値) 南西面, 3.11 地震

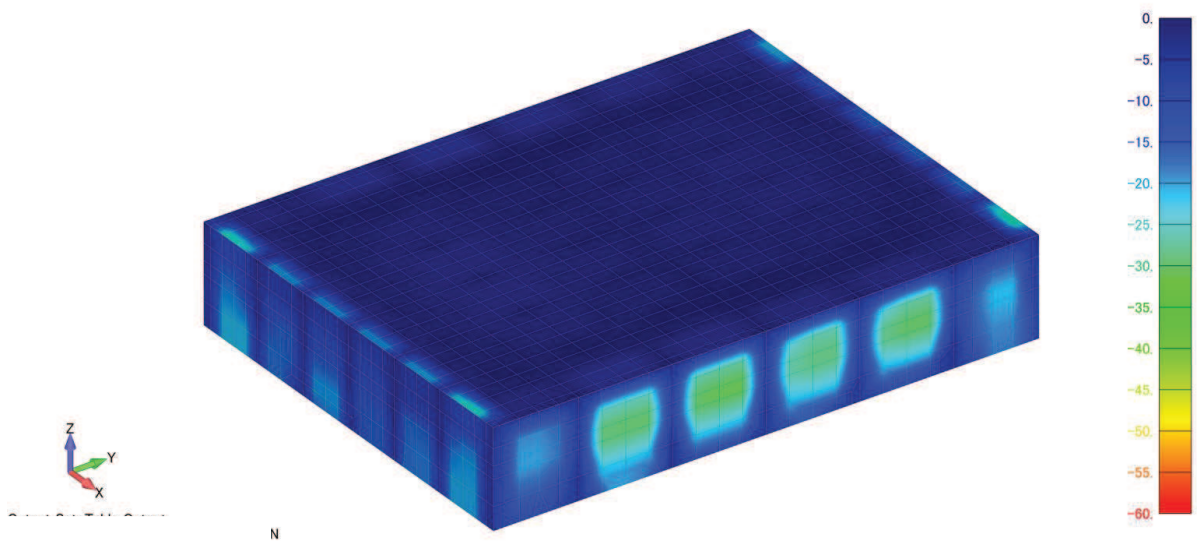


図 3-8(1) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 M_Y (最小値) 北東面, 3.11 地震

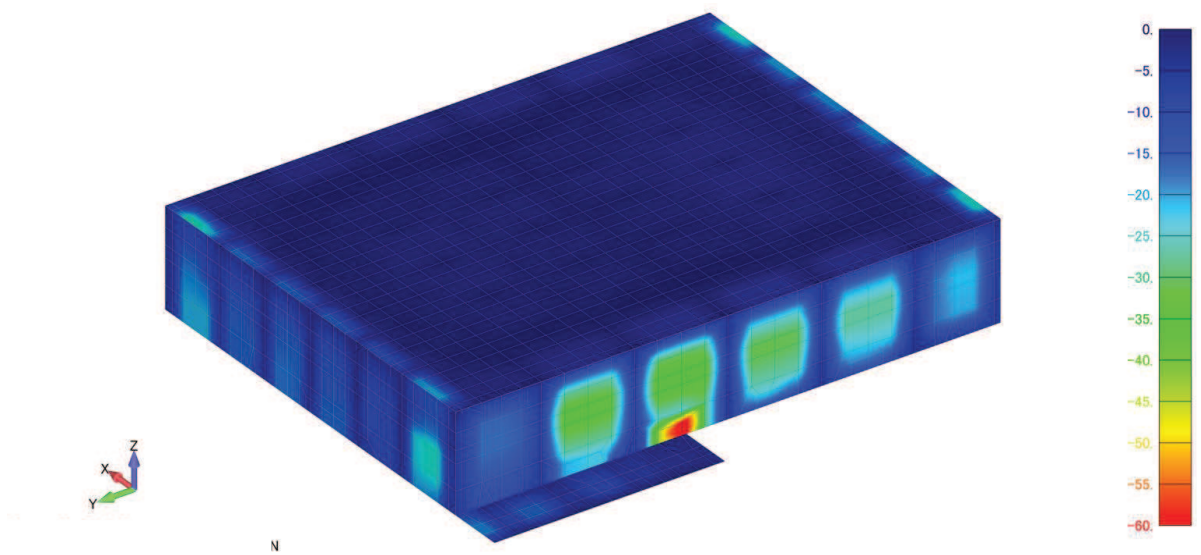


図 3-8(2) クレーン階耐震壁面外曲げ応力図 M_Y (最小値) 南西面, 3.11 地震

3.3 屋上スラブ

屋上スラブの曲げモーメントの最大値と発生位置を表 3-5 に示す。

表 3-5 屋上スラブの面外曲げ応力の最大値発生部位

応力成分	応力値(kN・m/m)	発生部位	備考
M _X (最大)	22.03	R4 通り端部	t=170
M _X (最小)	27.22	R4 通り端部	t=170
M _Y (最大)	27.83	RJ 通り端部	t=170
M _Y (最小)	26.18	RC 通り端部	t=170

床要素 M_X : X 軸 (NS 軸) まわりのモーメント

M_Y : Y 軸 (EW 軸) まわりのモーメント

表 3-5 の最大曲げモーメントの発生部位は全て厚さ 170mm で配筋が D16@200 である。

(1)式及び(2)式との比較を表 3-6 に示す。

$$Mc = 0.56\sqrt{32.4}1000 \cdot 170^2 / 6$$

$$= 1.535 \times 10^7 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$= 15.35 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$My = \frac{54}{170} \times 0.585 \times \frac{32.4}{343} \times 343 \times 1000 \times 170^2 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$= 1.74 \times 10^2 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

表 3-6 屋上スラブの面外曲げ応力の許容値との比較

応力成分	応力値(kN・m/m)	M _c (kN・m)	M _y (kN・m)
M _X (最大)	22.03	15.35	1.74 × 10 ²
M _X (最小)	27.22		
M _Y (最大)	27.83		
M _Y (最小)	26.18		

表 3-6 の各部の最大値は全て曲げひび割れモーメントを上回っているが、降伏曲げモーメントに対しては 6 倍以上の裕度がある。

屋上スラブの面外曲げ応力コンターを図 3-9~図 3-12 に示す。これらの図に示した結果は、基礎上の観測点への鉛直動を入力したモデルで発生する応力を示している。

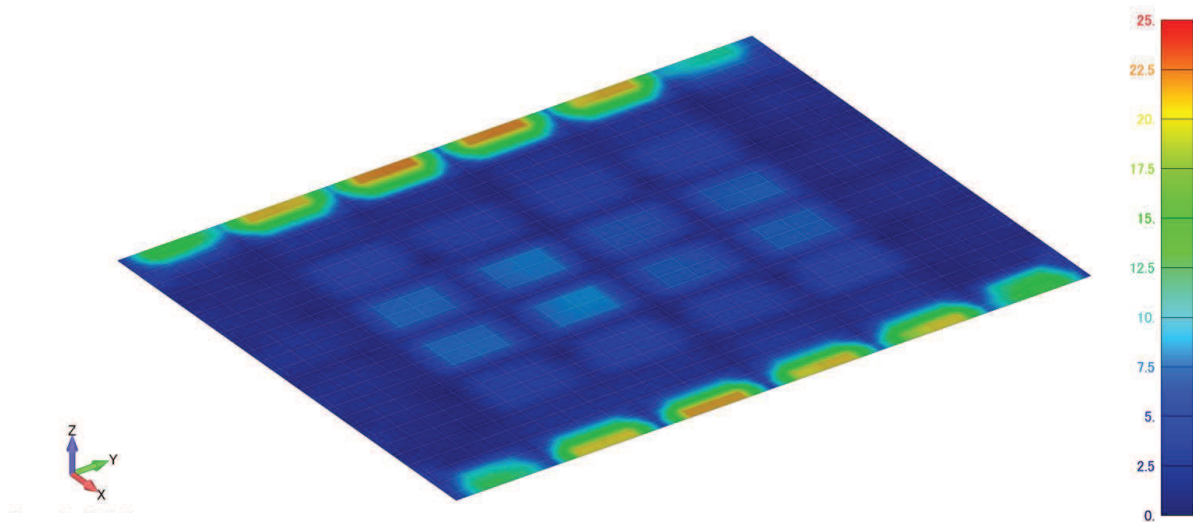


図 3-9 屋上スラブ面外曲げ応力図 M_x (最大値) 3.11 地震

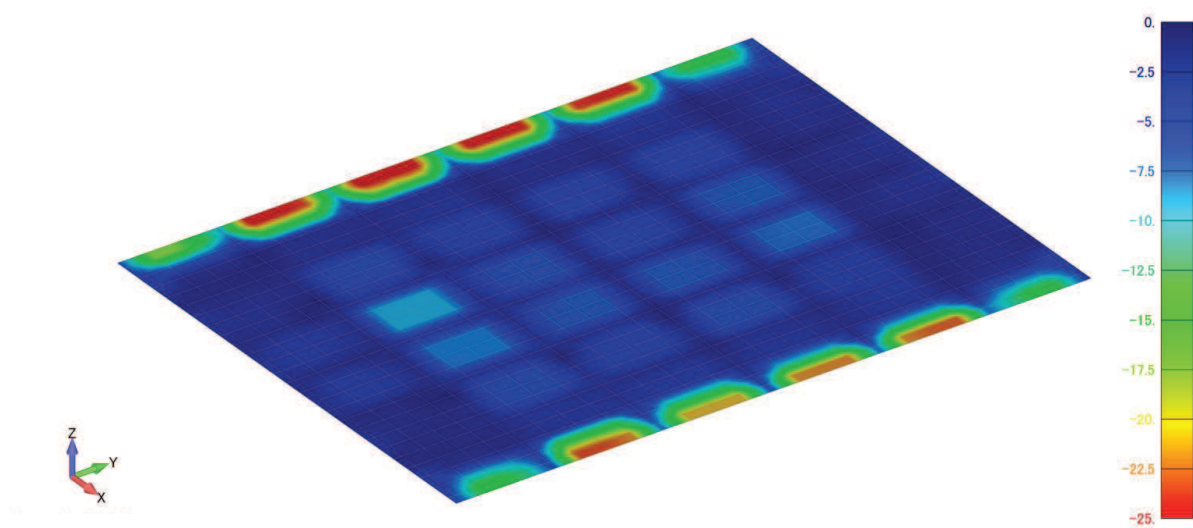


図 3-10 屋上スラブ面外曲げ応力図 M_x (最小値) 3.11 地震

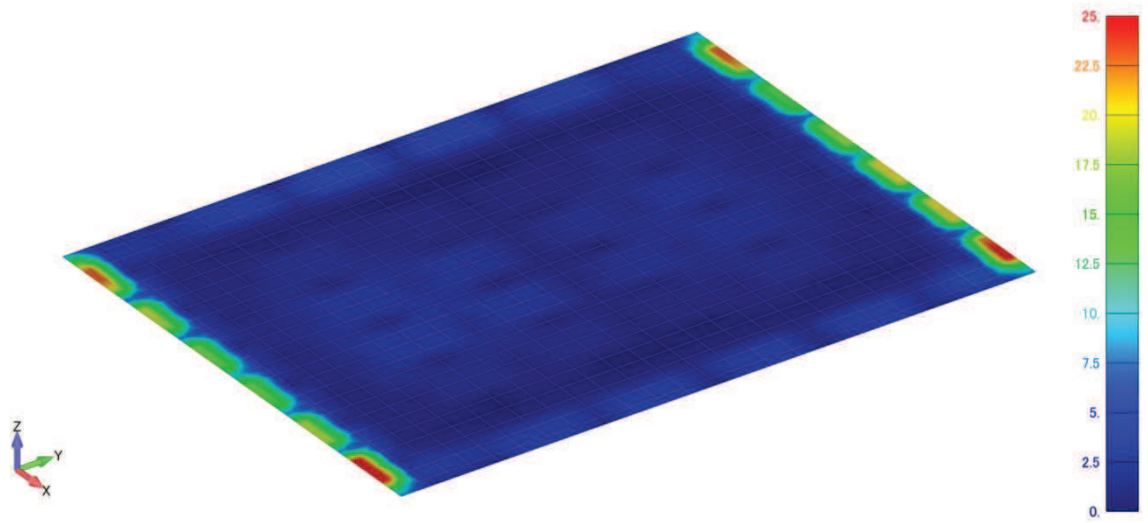


図 3-11 屋上スラブ面外曲げ応力図 M_Y (最大値) 3.11 地震

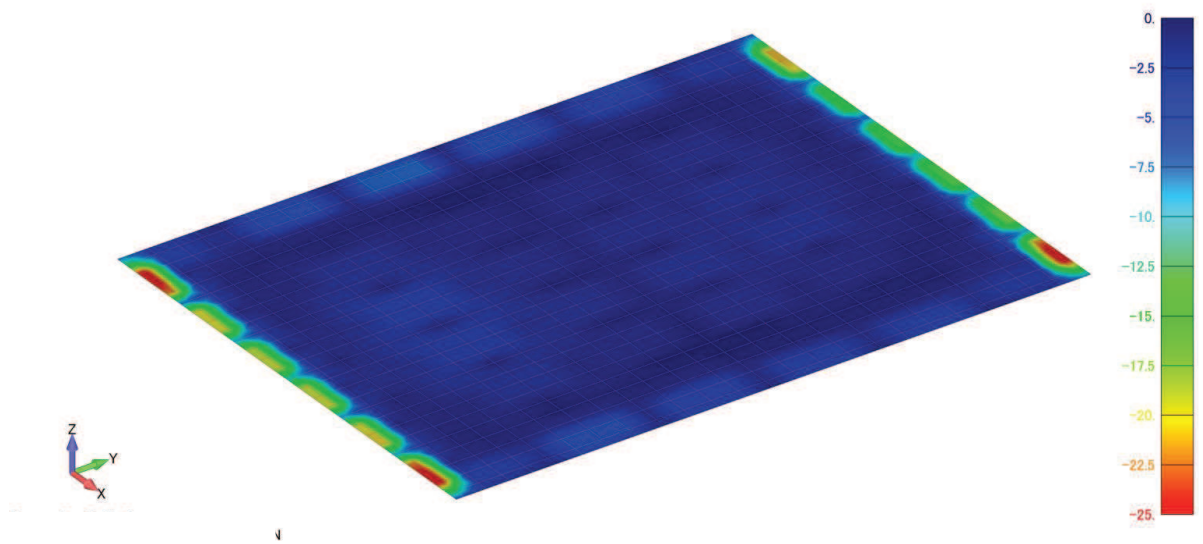


図 3-12 屋上スラブ面外曲げ応力図 M_Y (最小値) 3.11 地震

3.4 解析結果のまとめ

- (1) 床スラブについては、地上3階及び屋根スラブの部分的なエリアにおいて、発生応力の最大値が曲げひび割れモーメントを上回る結果が得られた。ただし、その箇所においても、降伏曲げモーメントに対しては、地上3階床・壁で3倍程度、クレーン階壁で10倍以上、屋上スラブで6倍以上の裕度があることから、部材断面の検討結果では鉄筋は弾性範囲であり、全ての床スラブにおいて弾性範囲である事を確認した。
- (2) 地上3階より上部の耐震壁についても、比較的大きな面外方向の応力が発生しているが、部材断面の検討結果、降伏曲げモーメントに対しては裕度があることを確認した。点検結果でも、地震時にひび割れ幅の大きなひび割れは無いことを確認している。
なお、解析モデルは剛域などの拘束条件を設定していないシェル要素で構成しているため、面外方向については応力が比較的大きめに算定されると考えられる。
また、壁の健全性については、点検結果に加え、3次元FEM非線形モデルによる確認を行っている。
- (3) 念のため、地上3階床を対象として、発生応力の大きい箇所についてひび割れ調査を実施することとした。

4. ひび割れ調査

4.1 ひび割れ調査対象

ひび割れ調査の対象範囲は、地上3階床を対象とし、発生応力の大きい箇所、また、比較のために発生応力の小さい箇所も選定することとし、図4-1のとおりとした。

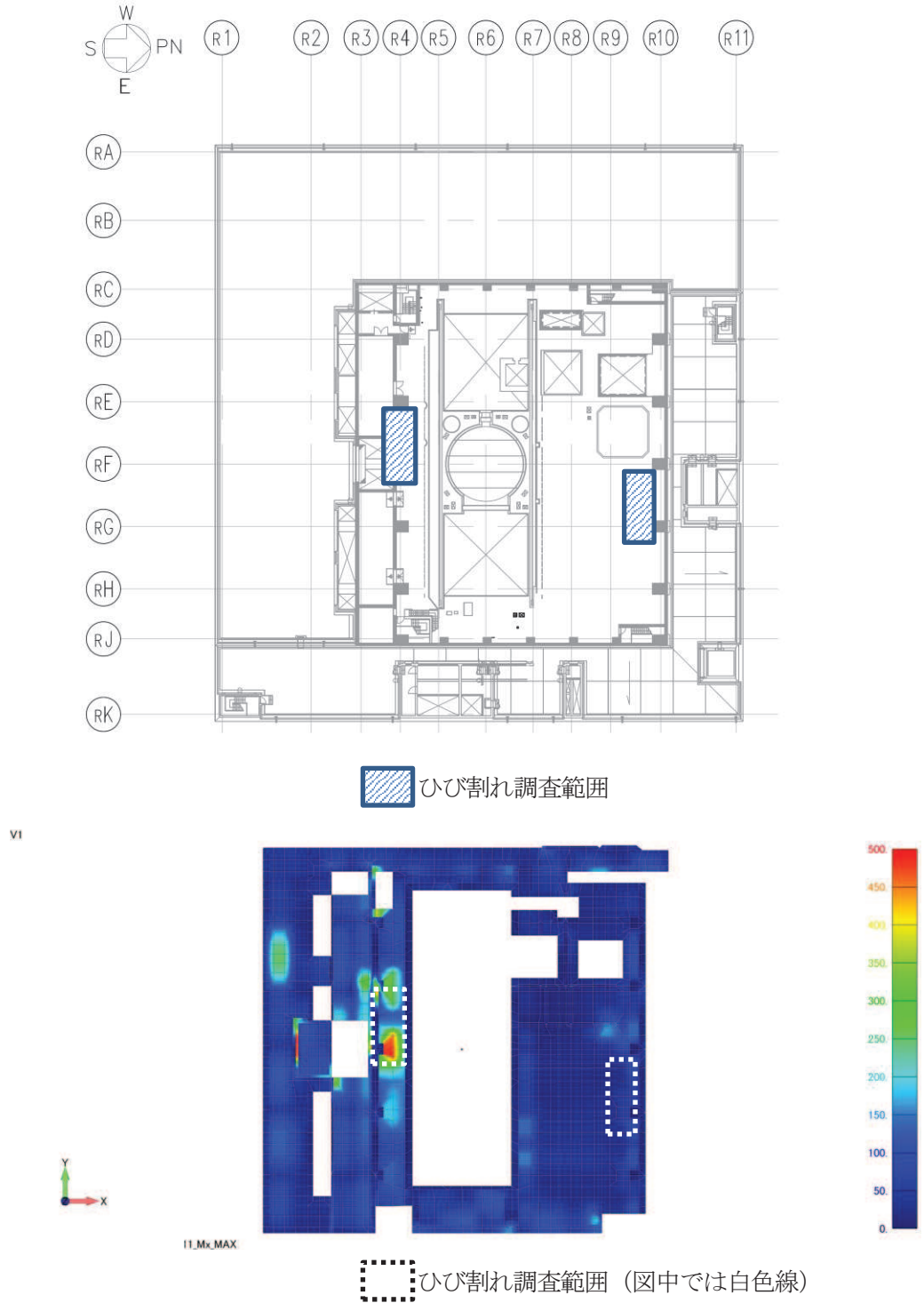
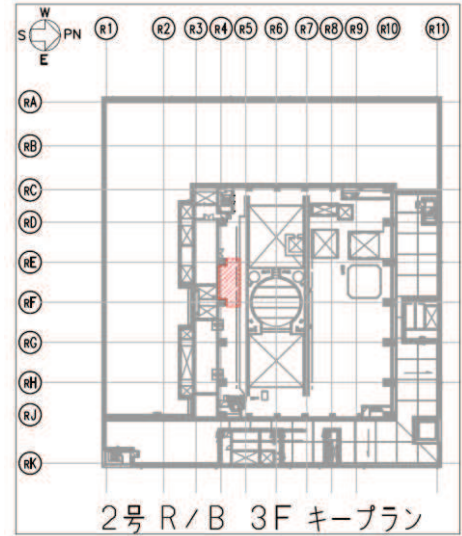
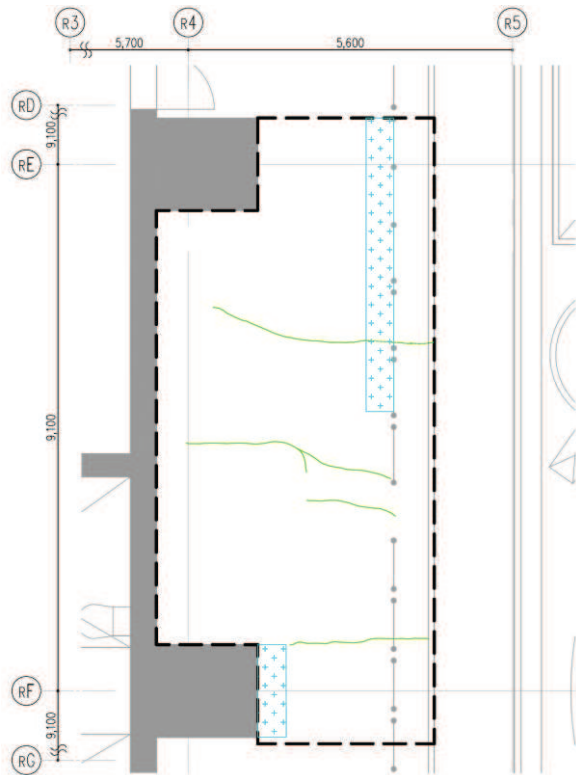


図4-1 ひび割れ調査対象範囲

4.2 ひび割れ調査結果

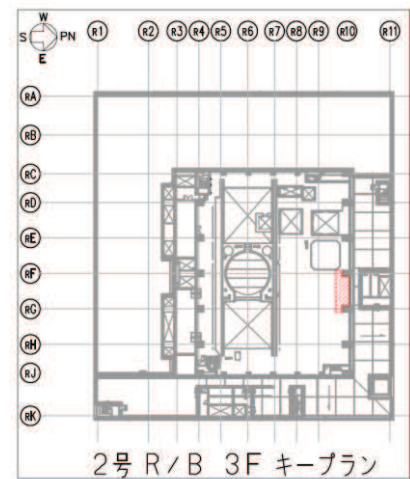
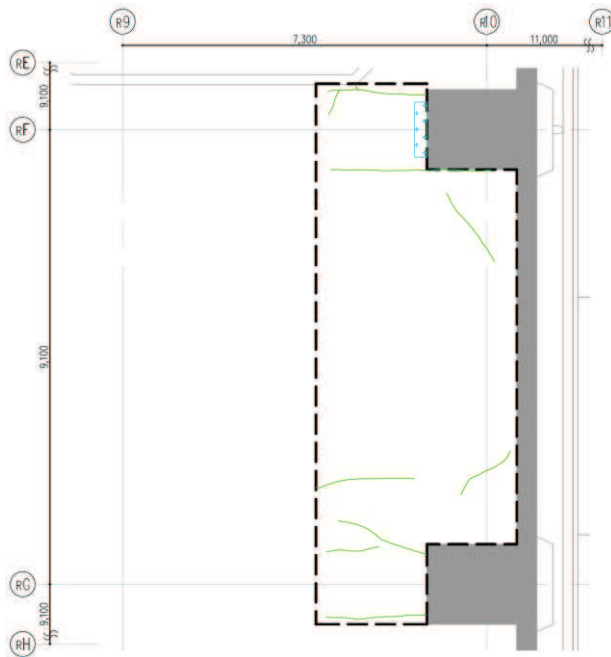
ひび割れ調査結果を図4-2に示す。図4-2に示すとおり、乾燥収縮によるものと考えられるひび割れは認められたものの、ひび割れ幅の大きいひび割れは無く、また、その特徴は、発生応力が小さい箇所の床スラブのひび割れ状況と類似した結果となっており、また、乾燥収縮等によるひび割れと判断している基礎版のひび割れとも特徴が類似している（別紙4参照）。したがって、当該箇所には地震による顕著なひび割れは発生していないものと判断した。



凡例

	0.3mm～1.0mm未満のクラック
	1.0mm以上のクラック
	調査不可能範囲

図4-2 (1) 原子炉建屋 地上3階床ひび割れ調査結果
(発生応力の大きい部位を選定)



凡例

	0.3mm～1.0mm未満のクラック
	1.0mm以上のクラック
	調査不可能範囲

図4-2 (2) 2号機原子炉建屋 地上3階床ひび割れ調査結果
(発生応力の小さい部位を選定)

5. まとめ

- (1) 3.11 地震によって床スラブの面外方向に発生した応力を 3 次元 FEM 等価線形モデルで評価し、床への影響について確認した。検討対象箇所は、最も大きな地震力が作用した地上 3 階及び屋根スラブを対象とした。

また、地上 3 階より上部の耐震壁については、耐震性に支配的影響を及ぼす面内方向の地震力に対する応答状態について 3 次元 FEM 等価線形モデル等で確認しているが、念のため、面外方向の発生応力についても確認を行った。

- (2) 床スラブについては、地上 3 階の部分的なエリアにおいて、発生応力が大きい結果が得られた。ただし、その箇所においても、部材断面の検討結果、降伏曲げモーメントに対しては裕度があることを確認した。

地上 3 階より上部の耐震壁についても、比較的大きな面外方向の応力が発生しているが、部材断面の検討結果、降伏曲げモーメントに対しては裕度があることを確認した。点検結果でも、地震時にひび割れ幅の大きなひび割れは無いことを確認している。

- (3) 念のため、地上 3 階床の発生応力の大きい箇所について点検評価を実施した所、乾燥収縮によるものと考えられるひび割れは認められたものの、ひび割れ幅の大きいひび割れは無く、また、その特徴は、発生応力が小さい箇所の床スラブのひび割れ状況と類似した結果となっている。従って、当該箇所には地震による顕著なひび割れは発生していないものと判断した。なお、ひび割れは短辺方向に平行に生じており、面外振動の曲げ変形により発生したひび割れであれば、長辺方向に沿ってひび割れが入るため、これらのひび割れは面外曲げ変形によるものではなく、乾燥収縮により発生したものと判断できる。

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

目 次

1. 概要.....	別紙 11- 1
2. 検討方法.....	別紙 11- 2
2.1 3次元 FEM モデルによる検討概要	別紙 11- 2
2.2 解析モデル.....	別紙 11- 4
2.3 解析方法.....	別紙 11- 5
2.4 解析ケース.....	別紙 11- 9
2.5 解析結果.....	別紙 11-10
3. 検討結果.....	別紙 11-16

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

1. 概要

原子炉建屋の今回工認における地震応答解析モデルでは、3.11地震等を踏まえたシミュレーション解析に基づく建屋初期剛性の低下を考慮したモデルとし設計へ反映している。

初期剛性の低下は、既工認時の質点系地震応答解析モデルをベースに剛性補正係数を導入することで考慮しているが、オペフロ上部ではオペフロ下部よりも剛性をより低減させている。オペフロ上部の剛性補正係数は0.3(NS)、0.5(EW)であり、オペフロ下部の剛性補正係数は0.75(NS)、0.8(EW)である。

これは、オペフロ上部の構造的な特徴であるスパンの大きい大架構構造であること、耐震壁の厚さが比較的薄いことが影響していると考えられる。

ここでは、オペフロ上部の初期剛性の低下と耐力の評価について、3次元FEM解析による検討を実施し、質点系モデルと比較することで、オペフロ上部の剛性がオペフロ下部よりも小さくなる要因、終局耐力に及ぼす影響等について検討する。

2. 検討方法

2.1 3次元 FEM モデルによる検討概要

原子炉建屋のオペフロ上部の耐震壁の終局耐力等について、3次元非線形 FEM モデルを用いた静的解析による結果と J E A G 式による終局耐力等を比較し、その関係性について整理する。

原子炉建屋地上 1 階～オペフロ上部の一部を単純化して模擬した建屋を 3 次元 FEM と質点系によりモデル化し、静的荷重増分解析により、弾塑性の剛性や終局耐力を評価する。モデルは、形状的な影響を検討しやすい単純化したモデルとし、非線形解析により終局耐力や $\sigma - \gamma$ 関係を評価する。(図 2-1 参照)

J E A G に基づく質点系モデルに対して、3次元 FEM モデルのほうが変形しやすく柔らかめとなるが、特に耐力が J E A G に基づく評価と同等であるかどうかを検討した。

(1) モデル化

- ・積層シェル要素にて行い、メッシュサイズは 3m×3m 程度を基本とする。
- ・オペフロ上部をモデル化対象とし、オペフロ下部 2 層もあわせてモデル化する。

(2) 要素厚さ

- ・オペフロ上部 : 25cm (O. P. 50. 5m～O. P. 41. 2m),
40cm (O. P. 41. 0m～O. P. 33. 2m)
- ・オペフロ下部 : 100cm (O. P. 33. 2m～O. P. 15. 0m)
- ・屋根スラブ : 17cm
- ・地上 3 階の床スラブ : 60cm

なお、単純化のためオペフロ上部の梁、柱、屋根トラス等はモデル化しない。また、床スラブは平板とし開口は考慮しない。

(3) 非線形特性

オペフロ上部の耐震壁は非線形とし、オペフロ下部の耐震壁、屋根スラブ、床スラブは線形とする。

(4) 荷重条件

自重及び水平力を考慮する。水平力(2方向)の荷重分布は地震応答結果より仮定するものとする。なお、屋根スラブの自重は外周耐震壁上部節点に付与する。また、水平力は、屋根スラブは物体力とし、その他は各節点に水平力として付与する。

(5) 境界条件

モデルの底面は固定とする。

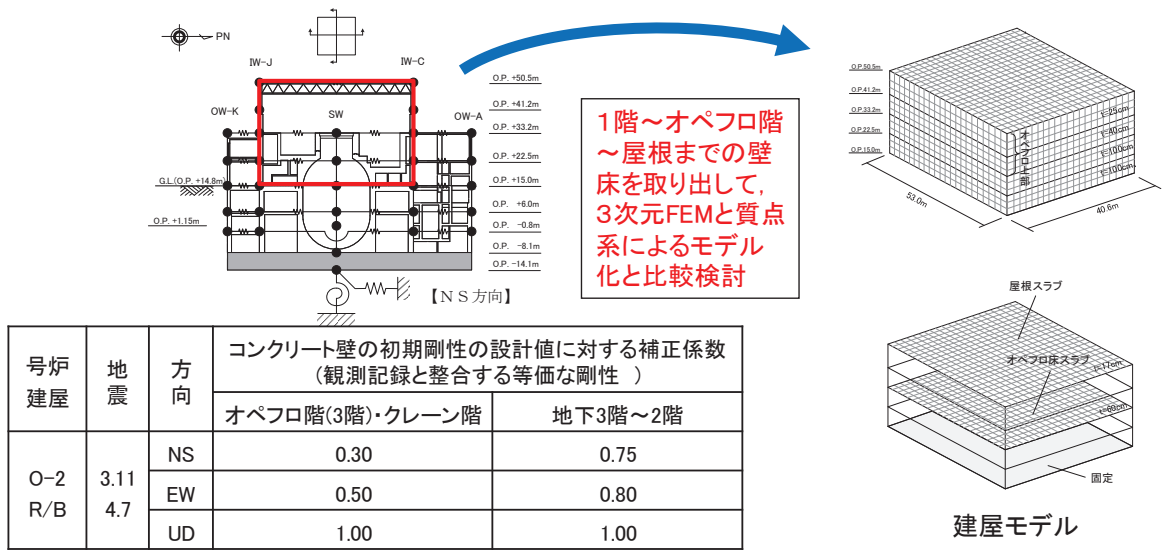


図 2-1 解析モデルのイメージ

2.2 解析モデル

図 2-2 に 3 次元 FEM 解析モデルを示す。25cm と 40cm の耐震壁に非線形特性を考慮するものとする。図 2-3 に载荷手順を示す。自重解析後応答せん断力分布相当の水平力を与えるものとする。

図 2-4 に質点系モデルを示す。

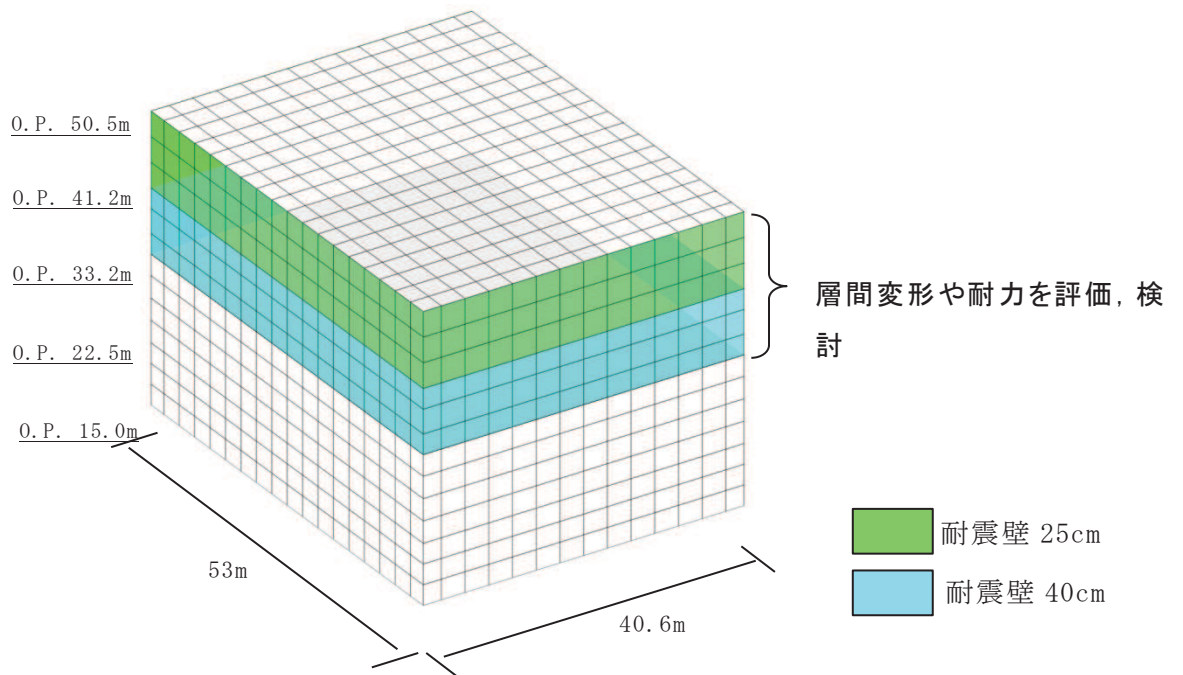


図 2-2 3 次元 FEM 解析モデル (積層シェル要素)

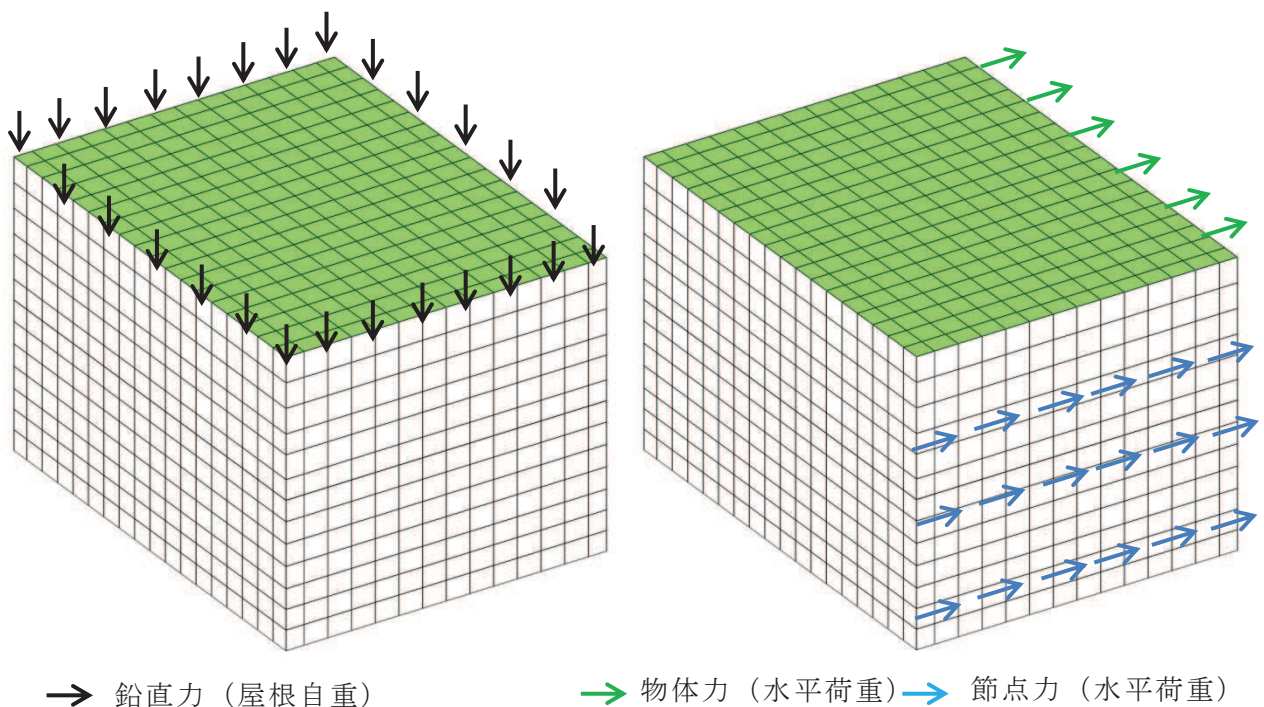


図 2-3 载荷ステップ

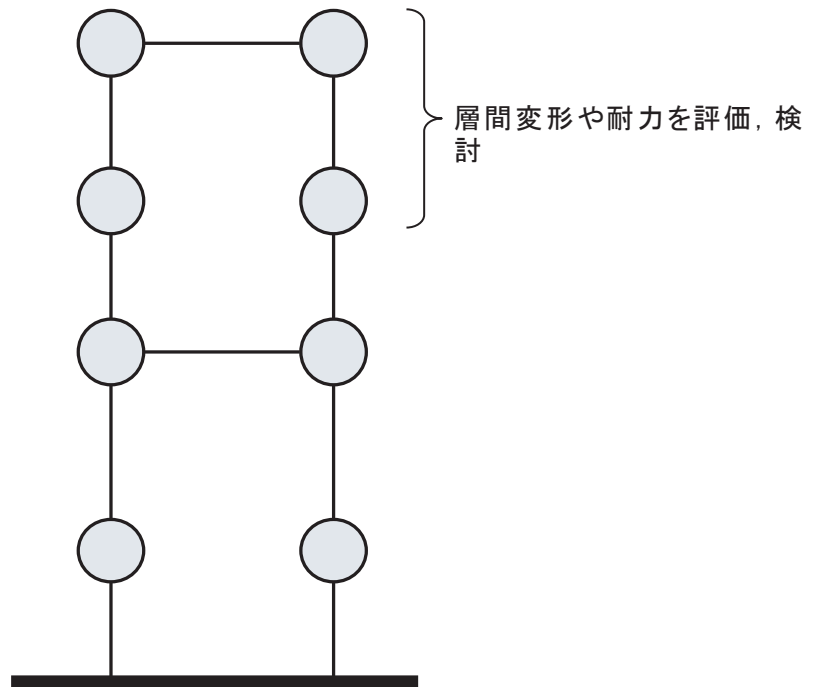


図 2-4 質点系解析モデル

2.3 解析方法

本解析では、対象構造物が RC 壁式構造であることから、コンクリートや鉄筋を簡略にモデル化できる積層シェル要素によりモデル化する。厚さ方向を層に分割し、各層にひび割れ、圧縮軟化、鉄筋降伏などの非線形特性を考慮する。積層シェル要素の概要を図 2-5 及び図 2-6 に示す。

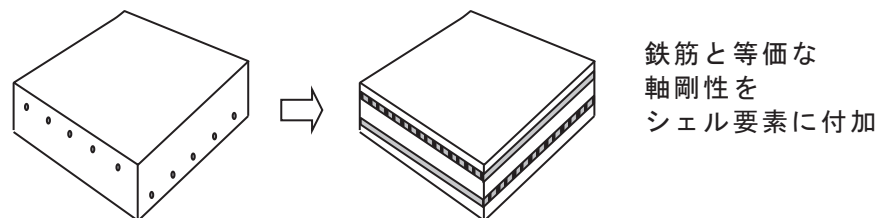


図 2-5 鉄筋コンクリートの積層シェル要素のイメージ

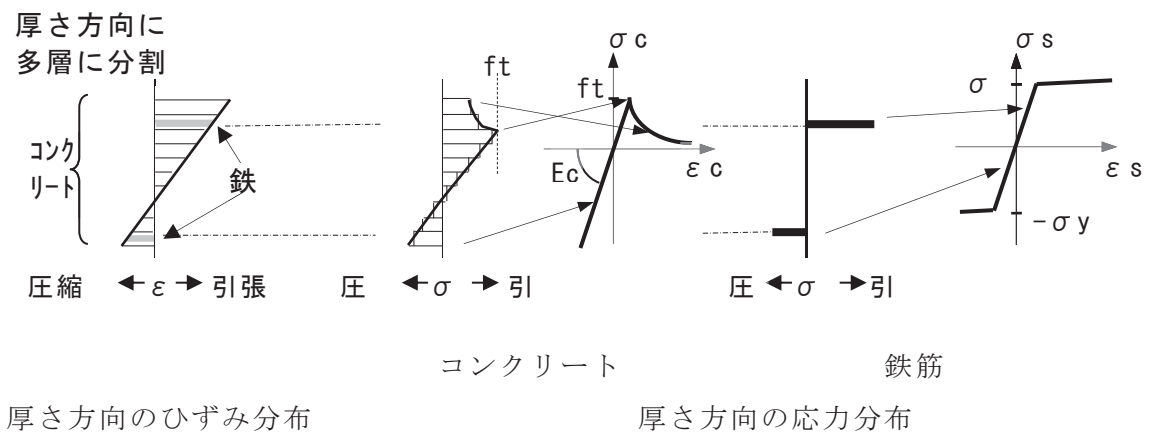


図 2-6 シェル要素の応力・ひずみのイメージ

①コンクリートの特性

コンクリートのひび割れは、前川らによる非直交 4 方向ひび割れモデル^{1,2)}を採用している。擬似直交する 2 方向ひび割れ群が 2 組存在するとし、最低交差角が 67.5 度以上に発生し、67.5 度以内のひび割れは非直交ひび割れとする。ただし隣接するひび割れの発生を防ぐため、ひび割れを発生させないゾーンを導入している。2 組の非直交ひび割れ群では、ひび割れ直交ひずみが大きいひび割れをアクティブクラック座標系として応力ひずみ関係を定義する。図 2-7 に非直交 4 方向ひび割れモデルの概念図を示す。

コンクリートの圧縮側の応力-ひずみ関係は圧縮強度（コンクリート強度 32.4N/mm²）以降圧縮軟化を考慮する Fafitis-Shah 式³⁾としている。引張側の応力ひずみ関係は、引張強度(土木学会式 2.34N/mm²)を超えるとひび割れが発生し、その後のテンションスティフニングを考慮する出雲らの式⁴⁾を用いている。図 2-8 にコンクリートの応力-ひずみ関係を示す。

圧縮側：Fafitis-Shah 式

$$\sigma_c = \beta f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^\lambda \right] \quad \lambda = \frac{E_0}{f_c / \varepsilon_0}$$

ここで、 σ_c ：圧縮応力， f_c ：一軸圧縮強度（ < 0 ）， β ：圧縮強度低減係数（1.0 採用）， E_0 ：ヤング係数， ε ：ひずみ， ε_0 ：一軸圧縮強度ひずみ（ < 0 ）。

引張側：出雲らの式

$$\sigma_t = f_t \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon} \right)^C$$

ここで、 σ_t ：引張応力， f_t ：一軸引張強度（ > 0 ）， C ：付着性状影響係数（0.4 採用）， ε ：ひずみ， ε_{cr} ：ひびわれ発生時ひずみ。

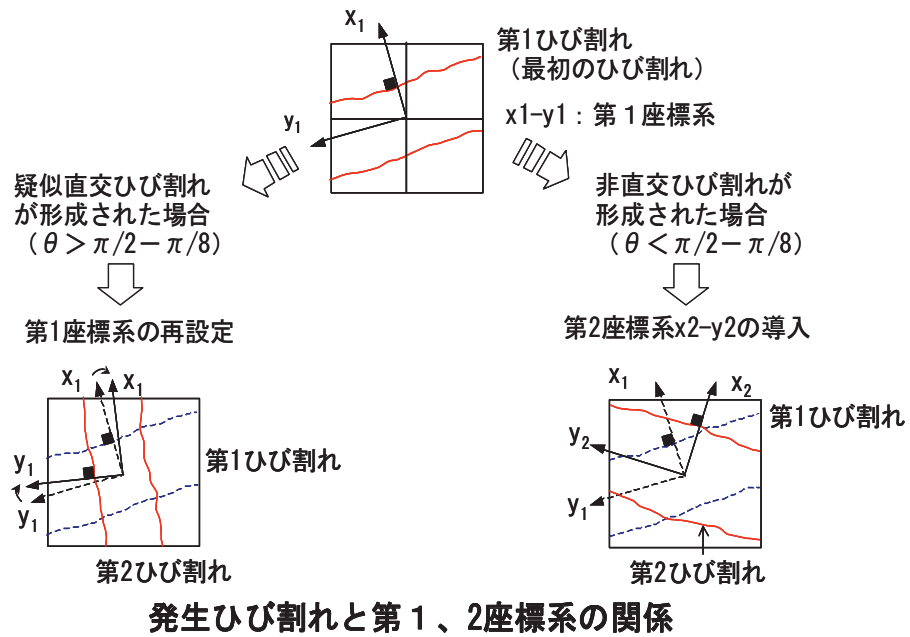
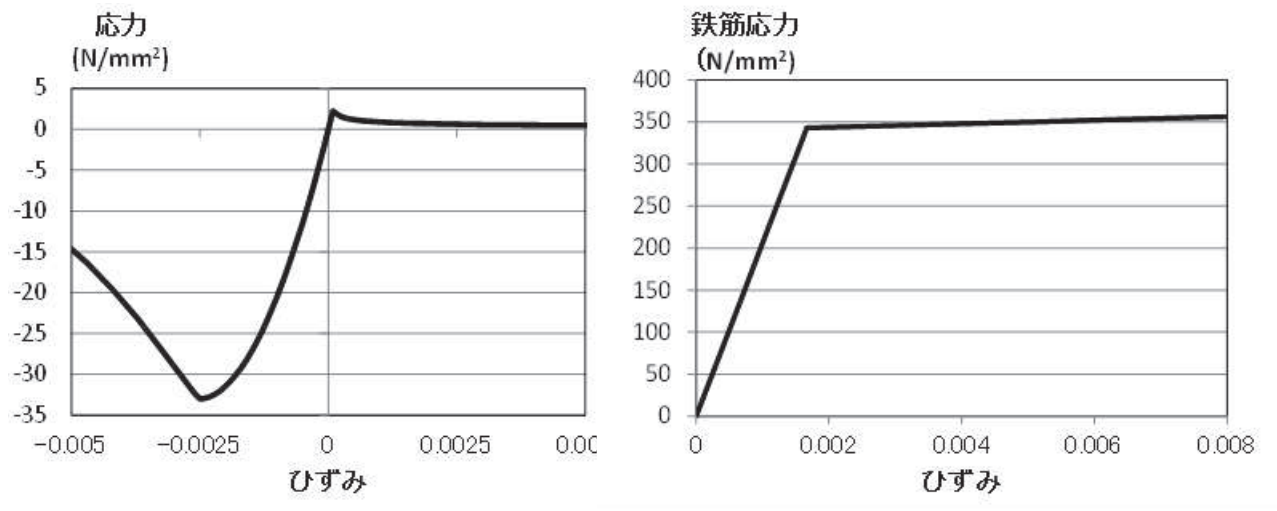


図 2-7 疑似直交/非直交ひび割れモデル概念図

②鉄筋の特性

鉄筋の圧縮・引張特性は、2折れ線でモデル化する。鉄筋の応力ひずみ関係を図2-8に示す。第一折れ点は、鉄筋降伏強度(343.2N/mm²)とし、降伏剛性は1/500としている。



(a) コンクリート

(b) 鉄筋

図2-8 応力-ひずみ関係

- 1) 前川宏一, 福浦尚之: 非直交する4方向ひび割れ群を有する平面RC要素の空間平均化構成則, 土木学会論文集, No. 634, pp177-195, 1999.11
- 2) 前川宏一, 福浦尚之: 擬似直交2方向ひび割れを有する平面RC要素の空間平均化構成モデルの再構築, 土木学会論文集, No. 634, pp157-176, 1999.11
- 3) Fafitis, A. and Shah, S. P.: Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, ACI Special Publication, No, SP-87, pp. 213-232, 1985
- 4) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, 日本コンクリート工学, Vol. 25, No. 9, pp1-14, 1987.9

2.4 解析ケース

表 2-1 に解析ケースを示す。表 2-2 には、解析で用いた材料特性を示す。

基準地震動 S s - N 1 の最大応答層せん断力分布を載荷する荷重分布として解析を行う。表 2-3 に基準地震動 S s - N 1 の最大応答層せん断力分布を示す。この分布となるよう地震荷重を NS 方向及び EW 方向それぞれについて設定している。

解析は、表に示す層せん断力の 1/200 を増分荷重として載荷している。

表 2-1 解析ケース

	NS方向(X)		EW方向(Y)	
	25cm耐震壁	40cm耐震壁	25cm耐震壁	40cm耐震壁
case1	非線形	非線形	非線形	非線形
case2	弾性	非線形	弾性	非線形
case3	非線形	弾性	非線形	弾性

表 2-2 材料特性

	γ kN/m ³	E N/mm ²	f_c N/mm ²	f_t N/mm ²	ν
コンクリート	23.5	26480	32.4	2.34	0.16
鋼材	76.5	205900	343.2	343.2	0.3

表 2-3 基準地震動 S s - N 1 最大応答値

	O.P. (m)	NS 方向	EW 方向
最大応答加速度 (Gal)	50.5	2165	2034
	41.2	1747	1741
	33.2	1532	1551
	22.5	1325	1278
	15.0	1262	1258
	6.0	980	937
	1.15	905	957
	-0.8	904	885
	-8.1	669	651
	-14.1	656	652
最大応答層せん断力 (tf)	41.2	4602	4061
	33.2	9829	9268
	22.5	46528	46255
	15.0	100232	97534
	6.0	141649	138285
	1.15	181186	178231
	-0.8	187550	184257
	-8.1	214404	211337

※赤枠の層せん断力を解析モデルの屋上階とクレーン階のレベルに外力として載荷する。

2.5 解析結果

図 2-9 と図 2-10 に FEM モデルの荷重変形関係と質点系モデルの荷重変形関係を比較して示す。変形は層間変形とせん断変形，曲げ変形，回轉變形を示す。また，J E A G 式によって質点系モデルに設定したせん断力-せん断変形関係を比較して示す。

図 2-11 と図 2-12 に，J E A G 式耐力（せん断ひずみ 0.004 時のせん断応力）時と解析のせん断耐力時のひび割れと最小ひずみ分布を示している。

case1 では，両方向とも 40cm 耐震壁の応力履歴が，J E A G 式による復元力特性の第 3 剛性の途中までは概ね一致するが，それ以降は J E A G 式をやや下回る傾向となっている。ただし，終局耐力は J E A G 式を上回っている。25cm 耐震壁は，J E A G 式より小さなせん断力でひび割れによる劣化が始まっており，J E A G 式耐力を下回っている。これは，40cm 耐震壁が先に非線形化し，それ以降の荷重増分ステップでは 25cm 壁にせん断力が伝わりにくくなるのがこの原因と考えられる。詳細については，別紙 11-2に示している。

case2 で非線形特性を考慮した 40cm 耐震壁は，両方向とも J E A G 式復元力特性とほぼ同等で，耐力は大きく上回っている。

case3 で非線形特性を考慮した 25cm 耐震壁のせん断変形は，J E A G 式復元力特性とほぼ同等で，耐力は大きく上回る結果となった。ただし層間変形に占める曲げ変形と回轉變形の割合が大きくなっている。

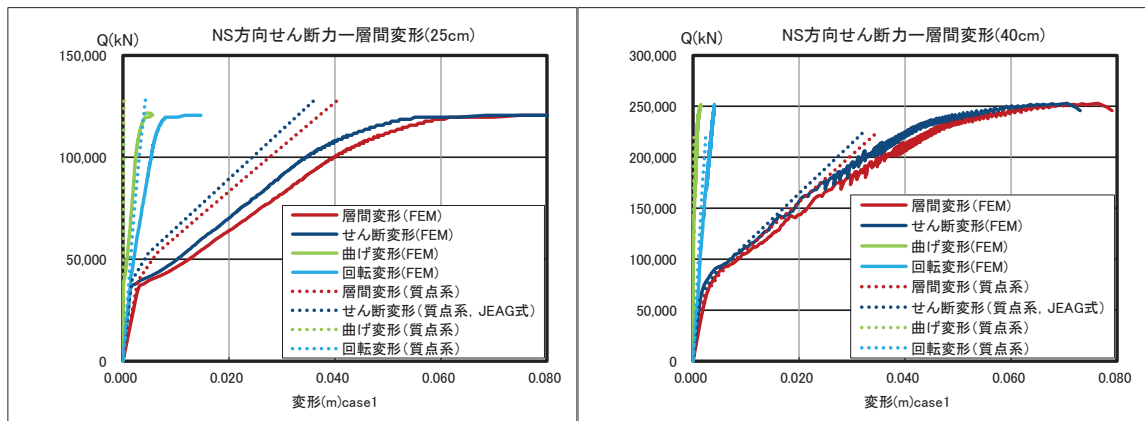
質点系モデルについては，いずれのケースでも非線形を考慮した耐震壁の荷重-変形関係は J E A G 式に近くなっている。また，変形に占める曲げ変形，回轉變形の割合が 3 次元 FEM モデルに比べて小さくなっている。

以上から，本検討で検討した実機のオペフロ上部の耐震壁を模擬した 3 次元 FEM モデルによる解析では，2 層同時に非線形性を考慮した case1 の上層部の 25cm 耐震壁以外の荷重-変形曲線から終局耐力は J E A G 式を上回る結果が得られた。2 層同時に非線形性を考慮した case1 の 25cm 耐震壁については別紙 11-2に示した理由により，終局耐力が小さく表れている。case1 の 40cm 耐震壁の荷重-変形曲線で変形が大きくなると J E A G 式からの乖離が大きくなるのも，25cm 耐震壁脚部で塑性変形が局所的に大きくなるのが影響している可能性が考えられる。

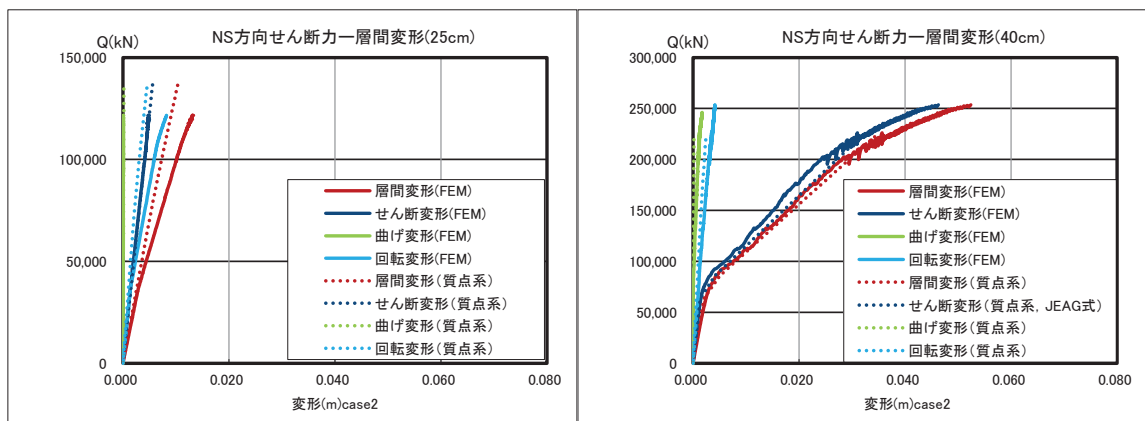
本検討で示した 3 次元 FEM モデルの荷重-変形曲線の初期剛性は，曲げ変形とせん断変形を分離しない場合は見かけ上 J E A G 式より小さな剛性となっているが，せん断変形のみを比較すると J E A G 式とほぼ一致している。質点系モデルの層間変形はせん断変形の割合が大きいが，せん断変形は J E A G のスケルトンにほぼ整合する結果となっている。

3.11 地震等のシミュレーション解析で考慮した剛性低下率は地震観測記録の伝達関数のピーク振動数から評価したものであり，曲げ変形とせん断変形を含んだ形で評価されたものである。実機のせん断変形と曲げ変形の割合が 3 次元 FEM モデルに近い

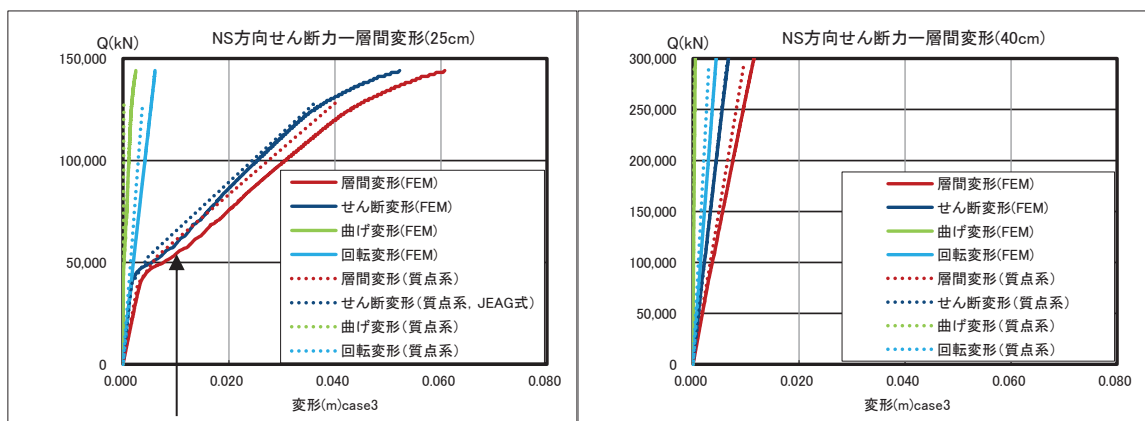
と仮定すると、質点系モデルの剛性を観測記録に適合させるためには、質点系モデルのせん断変形が 3 次元 FEM モデルのせん断変形と曲げ変形の和と同程度になるように質点系モデルの剛性を低減する必要がある。



(a) case1



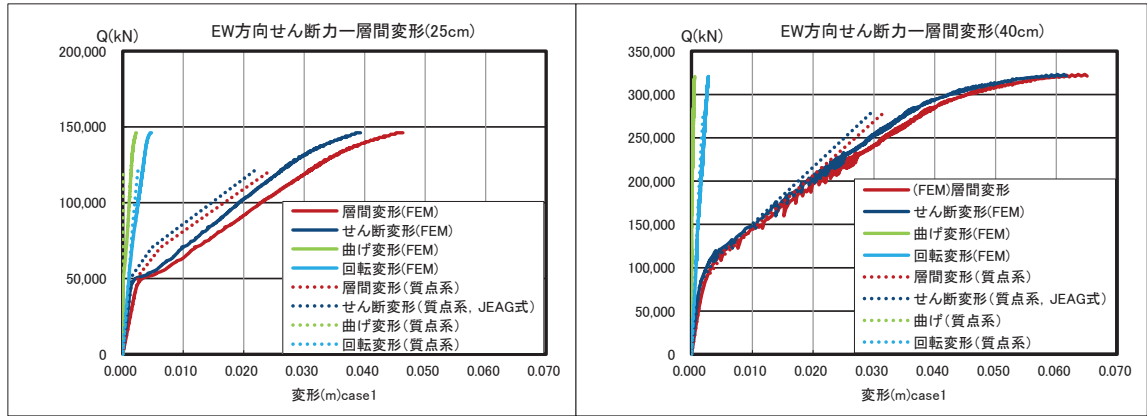
(b) case2



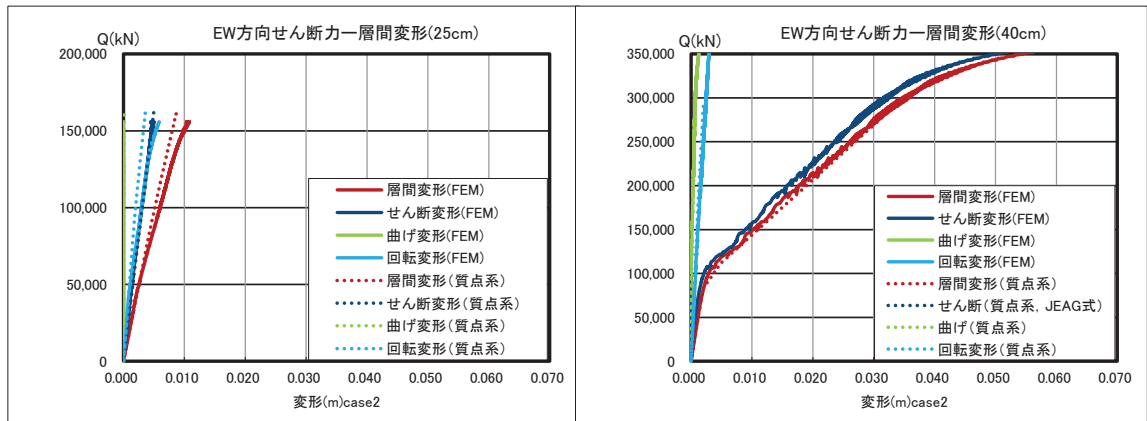
せん断荷重—
変形関係 (FEM
) の部分的な
低下

(c) case3

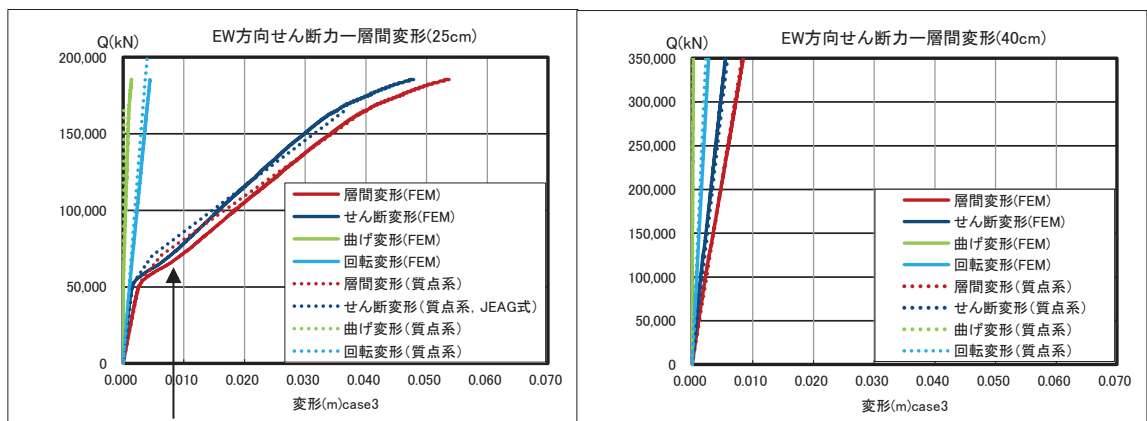
図 2-9 せん断応力度—せん断ひずみ関係 (NS 方向)



(a) case1



(b) case2



せん断荷重—変形
関係 (FEM) の部分
的な低下

(c) case3

図 2-10 せん断応力度—せん断ひずみ関係 (EW 方向)

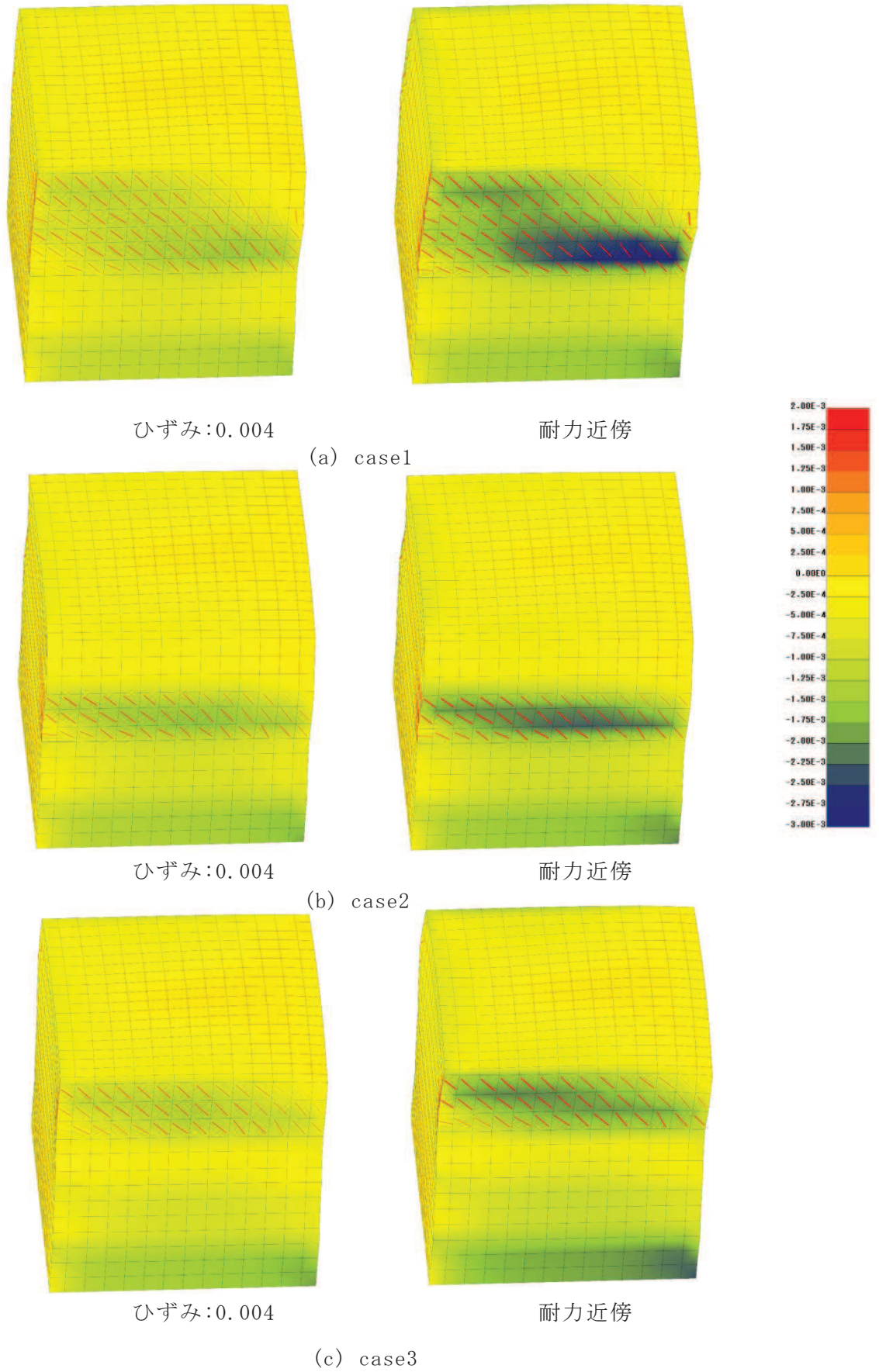


図 2-11 ひび割れと最小ひずみ分布 (NS 方向載荷)

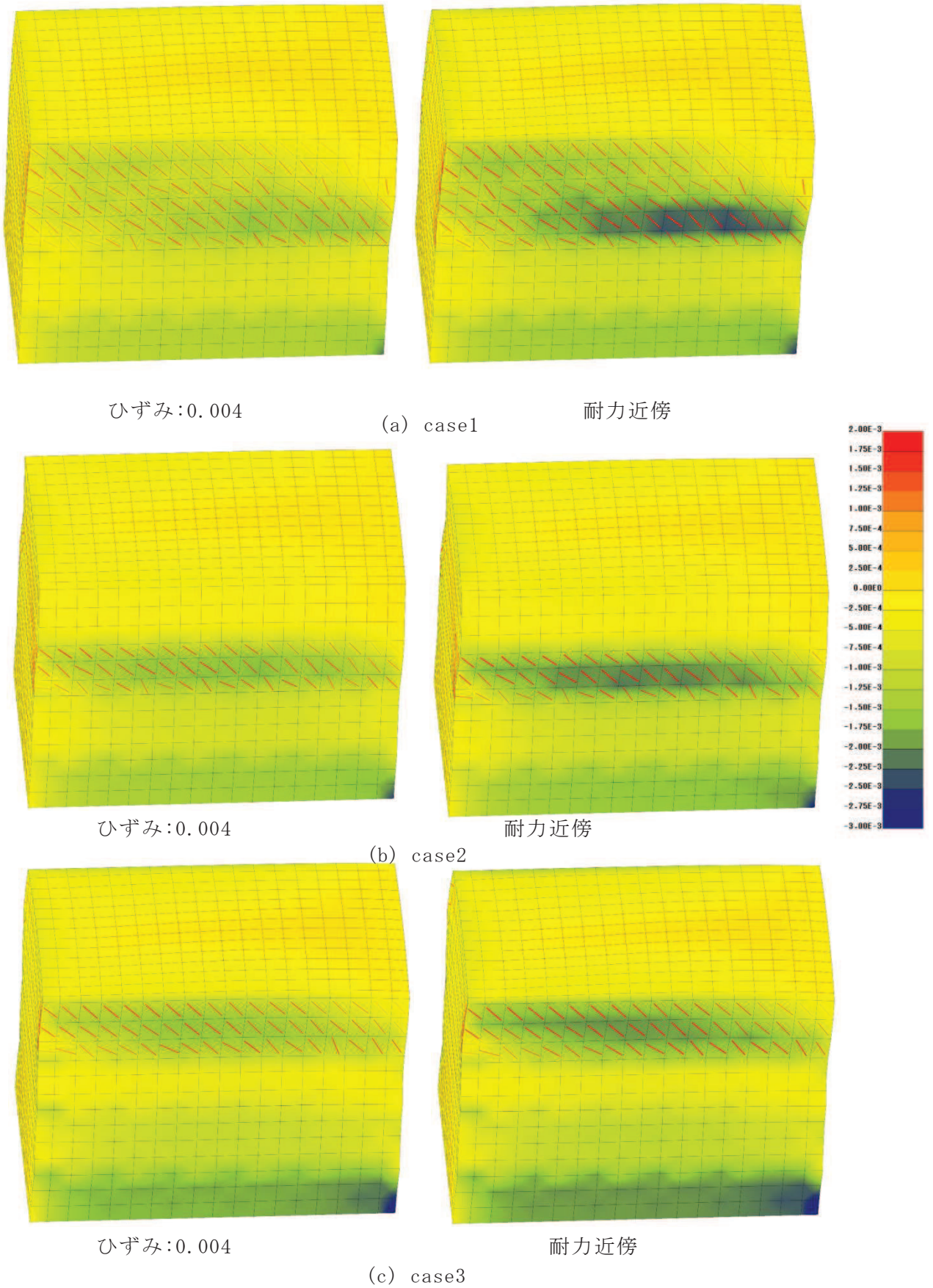


図 2-12 ひび割れと最小ひずみ分布 (EW 方向載荷)

3. 検討結果

原子炉建屋地上1階～オペフロ上部の一部を模擬した建屋を対象に、設計と同様の質点系モデルと、より実現象に近い3次元FEMモデルの応答の違いについて検討した。検討は、モデルに対して静的地震力を加え、オペフロ上部の耐震壁の耐力、変形等を比較した。

その結果、以下の知見が得られた。

- ①層間変形に着目すると、耐震壁25cm、耐震壁40cmとも、FEMモデルは質点系モデルに比べ曲げ変形・回転変形が大きい。変形の大きい領域では、この曲げ変形・回転変形の差異が、両モデルによる層間変形の差異となっている。
- ②せん断変形に着目すると、耐震壁40cm(case2)では、初期、終局付近両方で、FEMモデルと質点系モデルは概ね同等となっている。一方、耐震壁25cm(case3)では変形が小さい一部の領域において、FEMモデルのせん断の荷重-変形が低下していく傾向が認められる。しかし、中間の耐力～終局耐力付近では、FEMモデルと質点系モデルは概ね同等の耐力となっている。
(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は別紙11-3に示す。)

また、基本モデルの保守性については、以下のように考えられる。

- ①終局付近では、耐震壁25cm、耐震壁40cmともせん断耐力は同等となっている。一方FEMモデルの方が曲げ・回転変形が大きく、これは終局付近でも同様であり、質点系モデルは曲げ・回転剛性を過大に評価していることによる差異と考えられる。
- ②原子炉建屋の基本モデルは、3.11地震による質点系シミュレーション解析におけるオペフロ上部の初期剛性低下を考慮しているが、このことは、初期剛性が適用される変形レベルでは実際の曲げ変形による剛性低下量の多くをせん断剛性の剛性低下量とみなし、変形としてはせん断変形が大きめに評価される剛性低下量を使用していることと等価になり保守的評価となる。中間の耐力付近では、FEMモデルと質点系モデルのせん断力-変形関係はほぼ同等の耐力となっていること、また曲げの影響も相対的な比率としては低下しており構造的に問題となるレベルにないことから、耐震性の評価としては基本モデルの適用は妥当と考えられる。

別紙 11-1 変形分離方式について

変形分離方式*について、以下のとおり各階の変形より算定する。

層 j の水平変位 ${}_T\delta_j$ 及び変形角 ${}_TR_j$ は、次式で求まる。

$${}_T\delta_j = \Delta_{j+1} - \Delta_j$$

$${}_TR_j = {}_T\delta_j / H_j$$

$$\Delta_j = \sum_i^n u_i / n$$

ここに Δ_j : j 層水平変位平均, H_j : j 層階高, u_i : i 点の水平方向変位

水平変位は曲げ ${}_B\delta_j$, 回転 (下層の全体曲げ変形) ${}_R\delta_j$, せん断 ${}_S\delta_j$ の合計で表される。

$${}_T\delta_j = {}_B\delta_j + {}_R\delta_j + {}_S\delta_j$$

ここで層の回転角を鉛直変位より次式で求める。

$$\theta_j = \frac{\sum_i^n (x_i - \bar{x})(w_i - \bar{w})}{\sum_i^n (x_i - \bar{x})^2}$$

$${}_B\theta_j = \theta_{j+1} - \theta_j$$

$${}_B\delta_j = {}_B\theta_j \cdot \frac{2}{3} H_j$$

$${}_R\delta_j = {}_R R_j \cdot H_j = \theta_j \cdot H_j$$

ここに,

x_i : 水平方向の節点の x 座標

\bar{x} : 水平方向の x 座標の平均

w_i : 水平方向の節点の鉛直変位

\bar{w} : 水平方向の節点の鉛直変位の平均

${}_R R_j$: 下層の曲げ変形を表す回転角

なお、曲げ変形算定の係数 $2/3$ は、実験結果より提案されたものである。(※文献参照)

* 武藤清, 内田孝, 大森信次他: 鉄筋コンクリート造原子炉建家の地震動挙動に関する構造実験とその解析, 日本建築学会論文報告集, 第 270 号, 昭和 53 年 8 月, pp. 35-42.

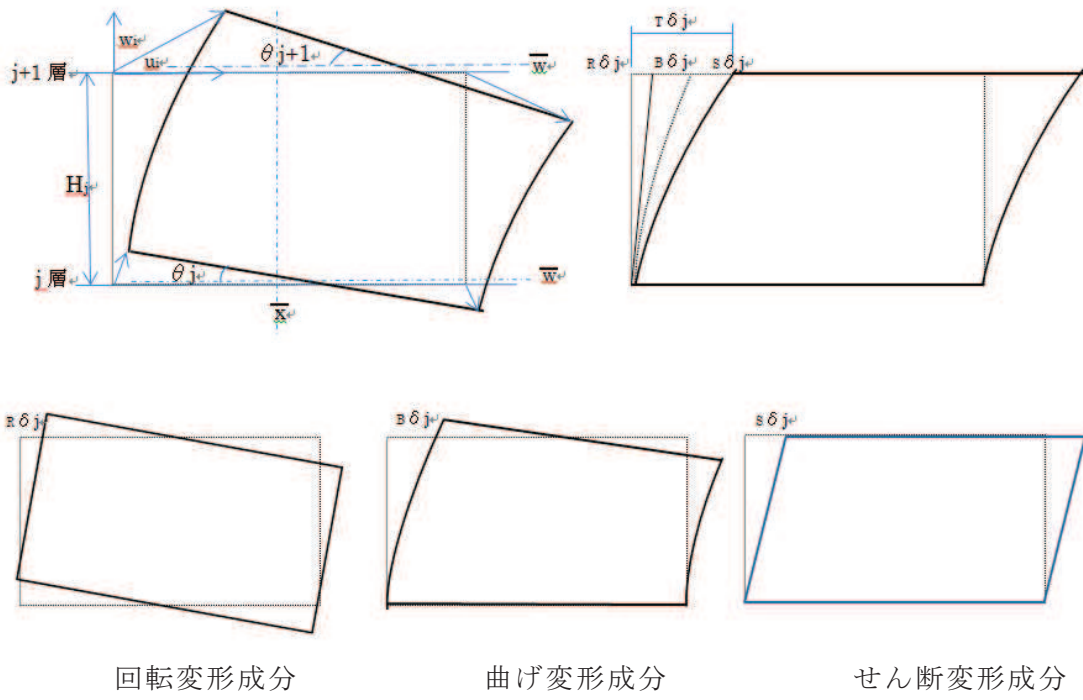


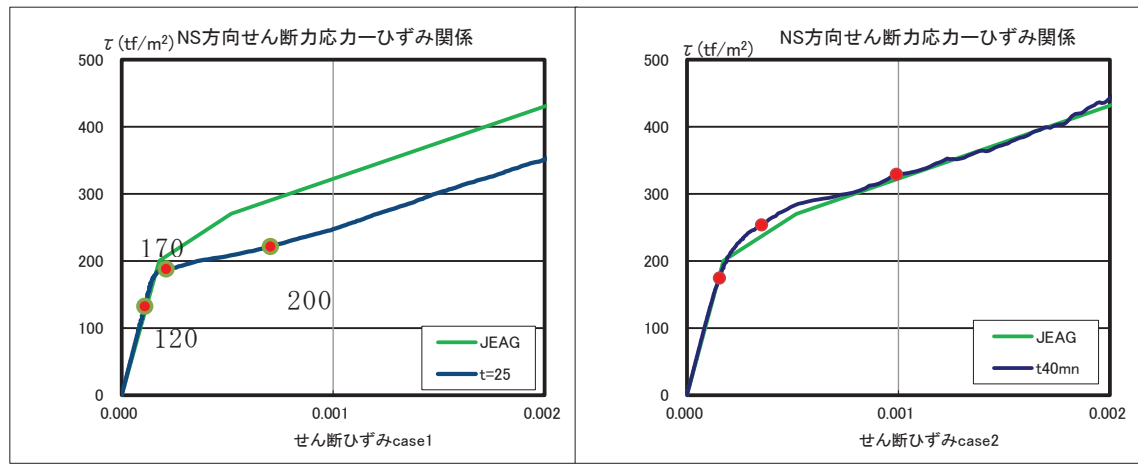
図 1 j 層の変形分離

別紙 11-2 25cm 耐震壁応力低下の原因について

NS 方向—case1 の例を図 1 及び図 2 に示す。

120 ステップで 40cm 壁のひび割れによる解除力が 25cm 壁にひび割れを誘発している。そのため、所定のせん断力より、小さな値でひび割れ発生する。

170, 200 ステップではひび割れが広範囲に拡大することで、耐力が上がらない現象となっている。これは、静的解析により外力を片側から一定としていることから、特定の場所のひび割れが進展しやすいためと考えられる。3.11 地震時のひび割れ点検においては壁全体にひび割れが生じており、壁中央部分にひび割れは多くないことからプッシュオーバーによる静的加力解析のためと考えられる。



25cm 耐震壁

40cm 耐震壁

図 1 せん断応力—せん断ひずみ関係

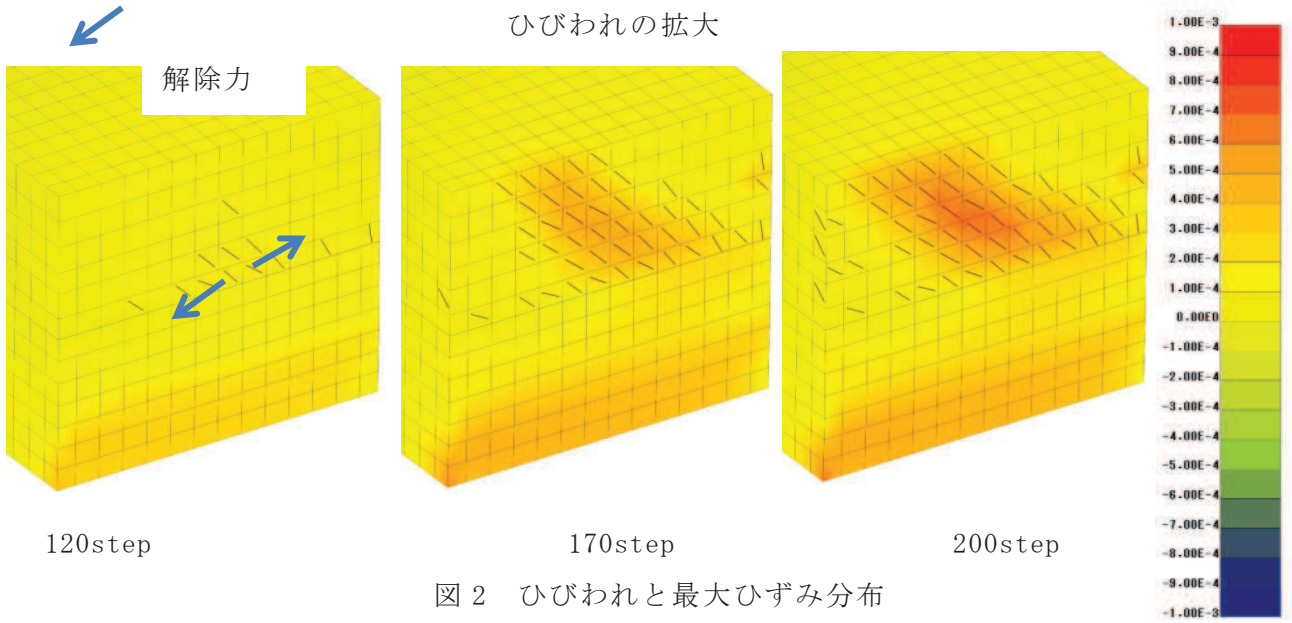


図2 ひびわれと最大ひずみ分布

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

1. 検討目的

耐震壁 25cm の変形が小さい一部の領域において FEM モデルのせん断力-変形関係が部分的に低下している傾向がみられた。この傾向は変形の大きい領域では認められないことから評価上問題となるものではないが、要因について確認するための解析を実施する。

要因としては、屋根の剛性等が耐震壁のせん断力-変形関係に影響を及ぼすと考えられるため、屋根の剛性の影響について検討する。

2. 検討方法

25 cm の耐震壁の質点系モデルと 3 次元 FEM モデルのせん断力-変形関係の違いについて、上部 1 層のみをモデル化し検討する。検討モデルは図 1 に示す屋根スラブ (17cm) とオペフロ上部 1 層の耐震壁 (25 cm) とする。

屋根の剛性については、屋根のヤング係数をコンクリートとした場合、剛とした場合を比較検討する。なお、荷重は物体力として載荷し、オペフロ上部の耐震壁のせん断力、変形を J E A G 式と比較する。

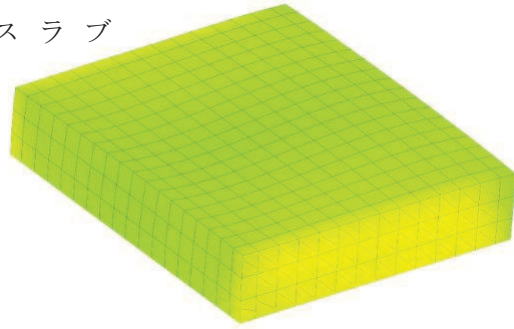
3. 検討結果

解析結果を図 2 に示す。

- ① 屋根のヤング係数をコンクリートとした場合は、変形 0.01m 付近で若干 J E A G 式を下回るが終局耐力は同等となった。屋根を剛とした場合は全体的に嵩上げされ J E A G 式を上回る結果となった。このことから、屋根の柔らかさが耐震壁のせん断力-変形関係に影響することが確認された。
- ② 変形 0.01m 付近で若干 J E A G 式を下回る現象は、屋根の剛性に関わらずどちらも同様に見られ屋根の剛性に起因するものではない。また、このような弾性領域から剛性が低下したあたりで変形が進みせん断力-変形関係が撓んだような形状となるのは、設定したコンクリートの引張剛性モデル (コンクリートのひび割れ発生後の応力-ひずみ関係を表すモデル) に起因するものである*。

* 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則；前川，岡村著（技報堂出版，1990）

屋根スラブ



耐震壁 25cm

図1 検討用モデル
(オペフロ上部1層を取り出したモデル)

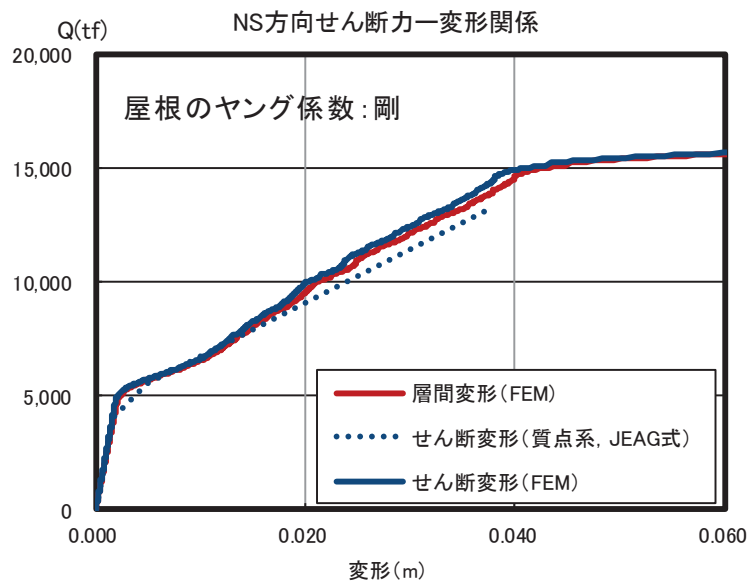
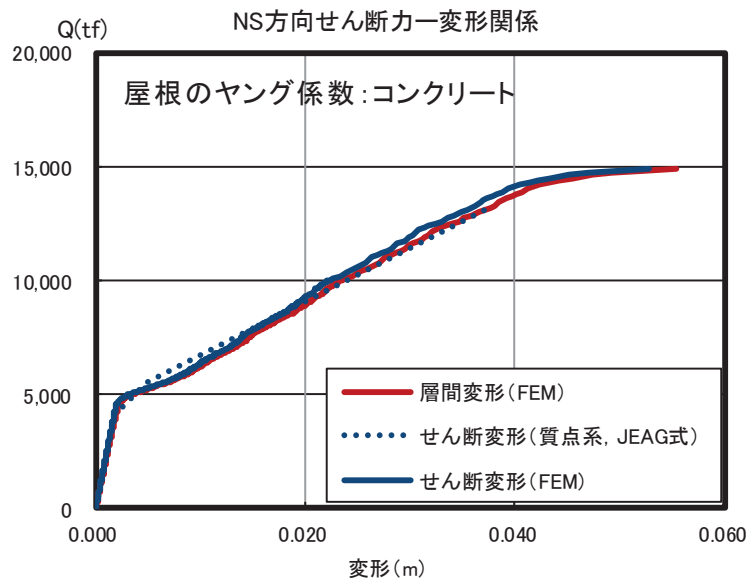


図2 せん断力-変形関係 (NS方向)

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]）

目 次

1. 検討の目的.....	別紙 12-1
2. 実験概要.....	別紙 12-1
2.1 実験の特徴.....	別紙 12-1
2.2 繰返し試験体形状.....	別紙 12-1
2.3 加力計画.....	別紙 12-5
3. 実験結果.....	別紙 12-9
3.1 荷重 - 変形関係.....	別紙 12-9
3.2 剛性低下率.....	別紙 12-15
3.3 変形割合.....	別紙 12-18
4. まとめ.....	別紙 12-19

1. 検討の目的

女川原子力発電所では、3.11地震以前にも、2003年5月26日宮城県沖の地震（M7.1、第1号機原子炉建屋基礎版上で200ガル程度）や2005年8月16日宮城県沖の地震（M7.2、第1号機原子炉建屋基礎版上で250ガル程度）による揺れを受けている。振動レベルと剛性の低下量について相関があることはこれまでも指摘されているが、それ以外の低下要因として、こういった比較的大きな地震動を繰返し経験することにより耐震壁の剛性が低下していく傾向が認められるかどうかについて、耐震壁に対する繰返し加力を行う耐震実験によって確認を行った。

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1.4%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。

2.2 繰返し試験体形状

試験体諸元を表2-1に、試験体形状を図2-1に、試験体全体及び試験部全体及び断面の配筋図を図2-2及び図2-3に、試験体全体の写真を図2-4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。

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		応力制御

(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)	壁筋	377	183	504
D10(SD295A)	柱主筋	371	191	532
コンクリート材料特性		繰返し試験体		
圧縮強度※	(N/mm ²)	28.3		
材齢	(day)	39		
ヤング係数	(kN/mm ²)	31.7		
ポアソン比		0.203		

※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 : 21N/mm²)

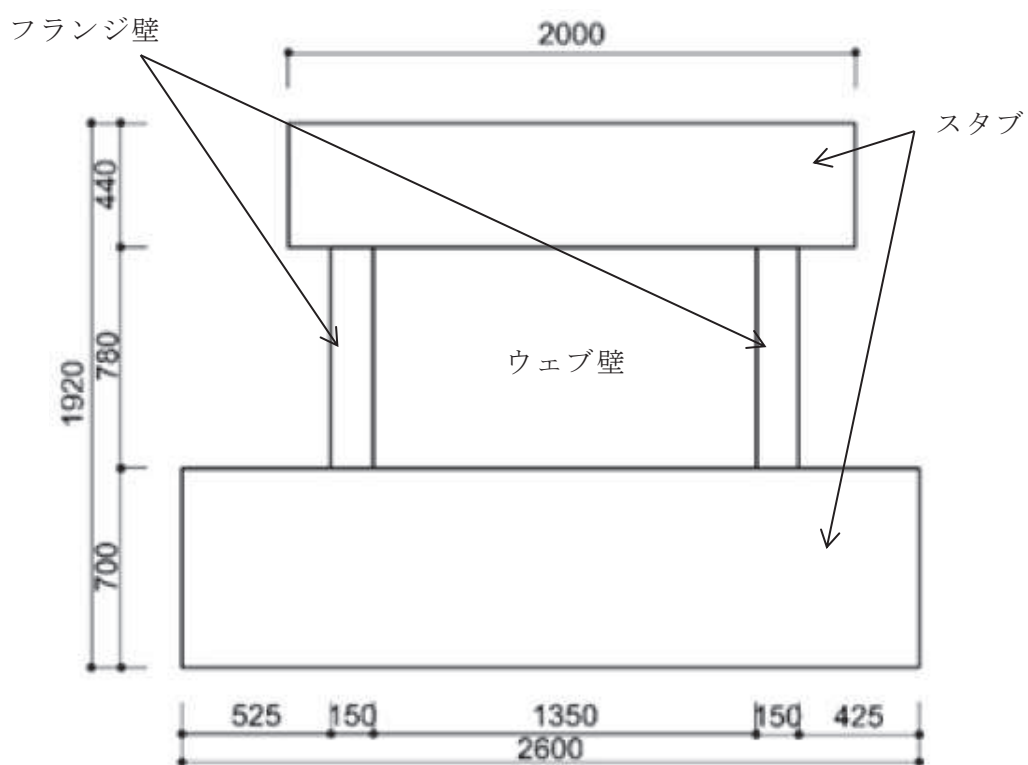


図 2-1 試験体形状

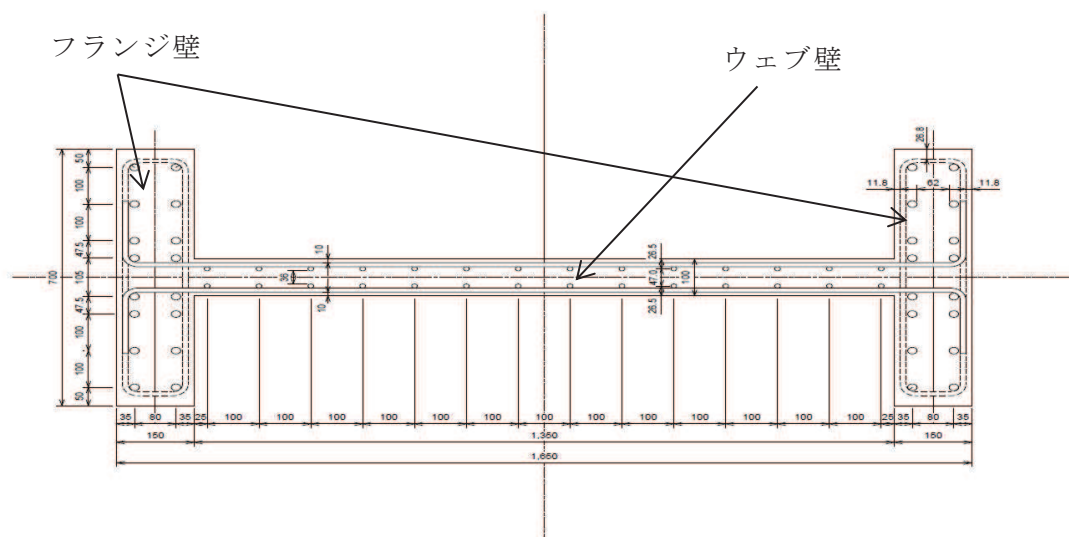


図 2-2 試験体断面配筋図

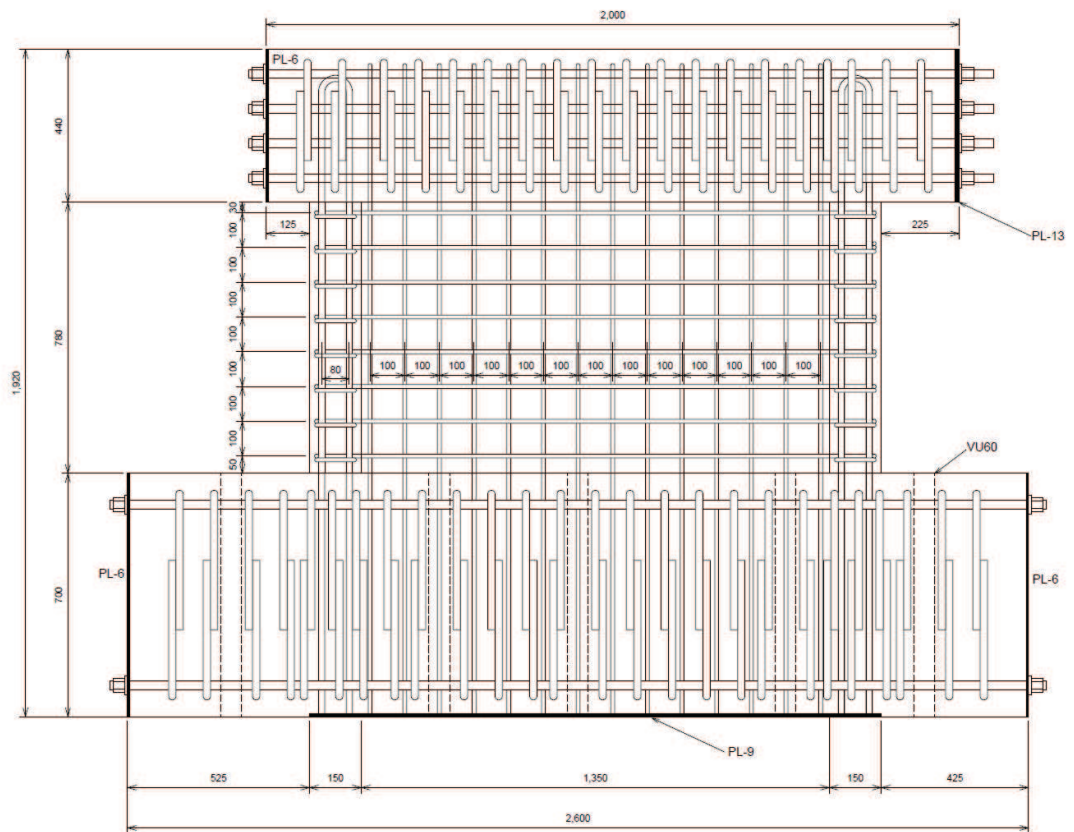


図 2-3 試験体全体配筋図



図 2-4 試験体全体写真

2.3 加力計画

(1) 加力装置

加力装置図を図2-5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。

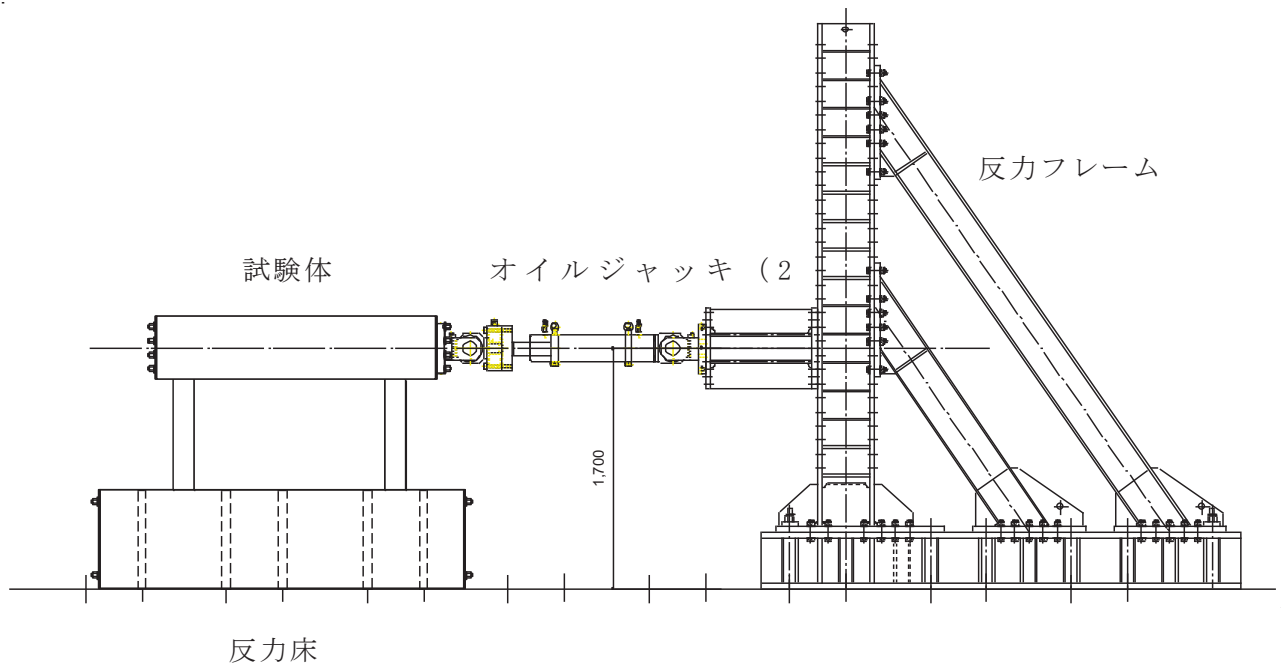


図2-5 加力装置図

(2) 加力計画

加力計画を表 2-3 に、加力概念を図 2-6 に示す。初期加力として、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、経験した変形角よりも小さい変形角（インナーloop）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loop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

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
1/3333	0.3	3	5	原子炉建屋オペフロ下部の応答程度
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	

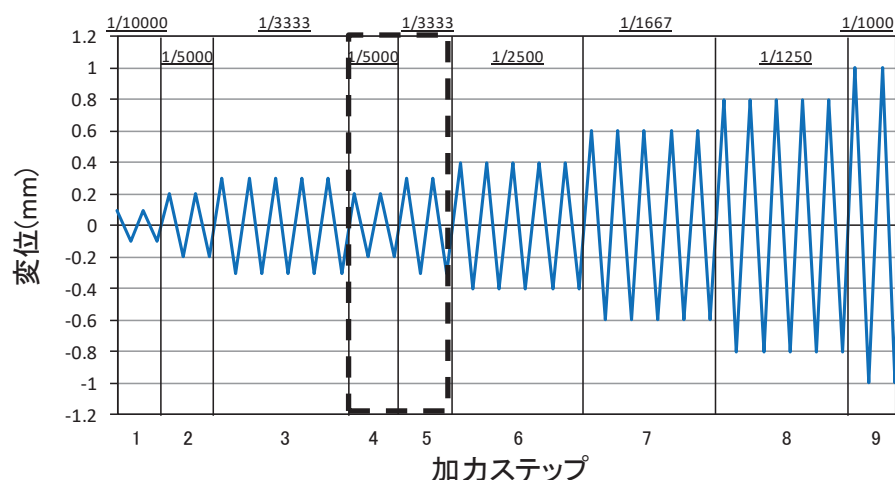


図 2-6 加力概念図

(3) 加力装置の制御方法

図 2-7 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 $\pm 0.005\text{mm}$ 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。

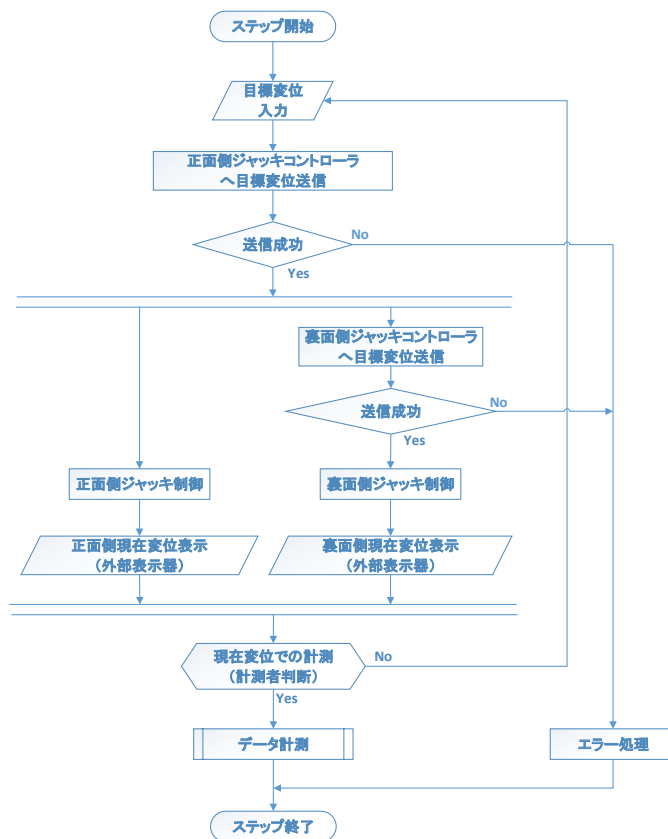


図 2-7 計測フローチャート

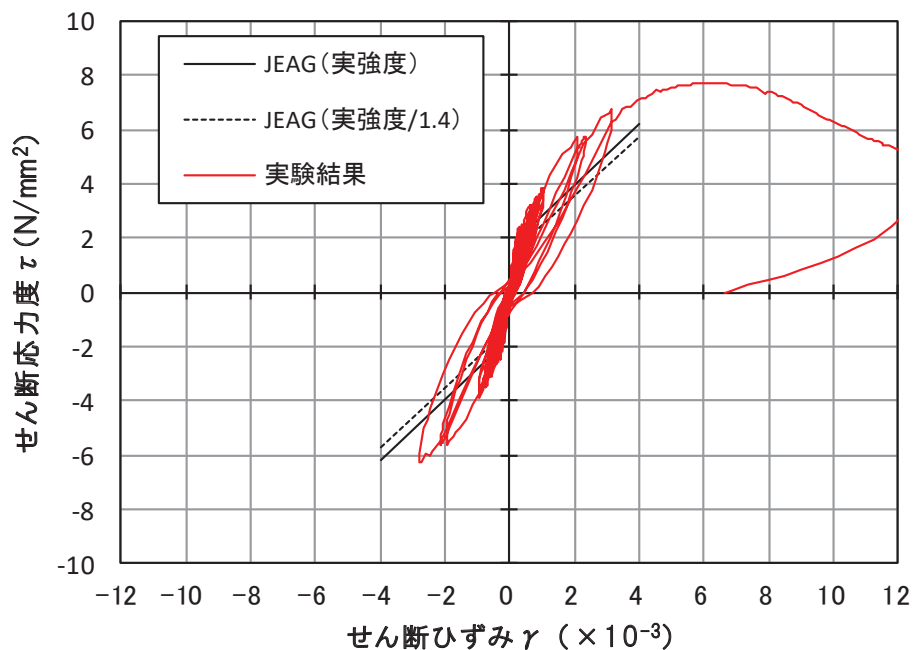
3. 実験結果

3.1 荷重 - 変形関係

図 3-1 に荷重-変形関係を示す。図 3-1 には J E A G 式によるスケルトン曲線（表 2-2 に示す材料特性による）を併記する。表 3-1 にせん断応力度の比較を示す。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、図 3-4 に加力ステップ毎のひび割れ図を示す。

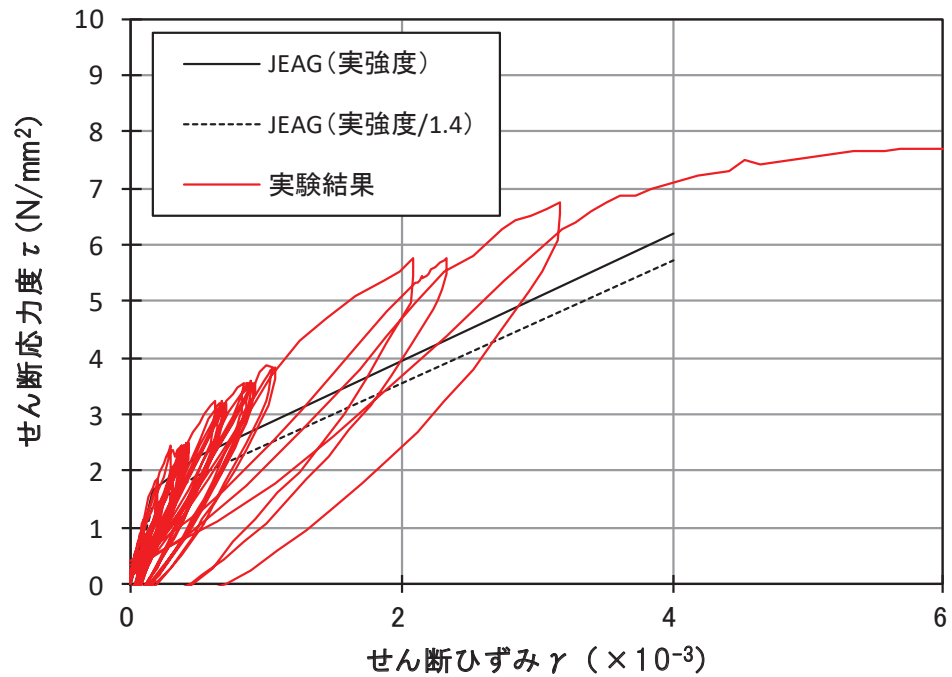
荷重-せん断変形関係については、J E A G 4 6 0 1-1991 追補版に示される耐震壁の評価基準値であるせん断ひずみ 2.0×10^{-3} の変形量、及び終局点であるせん断ひずみ 4.0×10^{-3} の変形量において実験値が計算値を上回っており、計算値に対しては余裕がある。また、終局状態での耐力低下は比較的小さく、壁筋量が多いことにより、せん断すべり破壊が発生したためと考えられる。

また、インナーラッ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、事前加力一本加力の耐震実験とみなすことができる。同様に主要変形角での 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、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曲線は、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) 繰返し試験体の荷重-変形関係



J E A G式によるスケルトン曲線は、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 3-1 (2) 繰返し試験体の荷重-変形関係 (正側拡大図)

表 3-1 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)	繰返し試験体	
第1折れ点近傍	1.39	1.82	1.30
第2折れ点近傍	1.88	2.85	1.51
1000 μ	2.46	3.85	1.57
2000 μ	3.54	5.54	1.56
3000 μ	4.63	6.52	1.41
4000 μ	5.71	7.06	1.24



図 3-2 最終破壊時写真



図 3-3 最終破壊時ひび割れ図



図 3-4 (1) 1/5000rad. におけるひび割れ図



図 3-4 (2) 1/3333rad. におけるひび割れ図

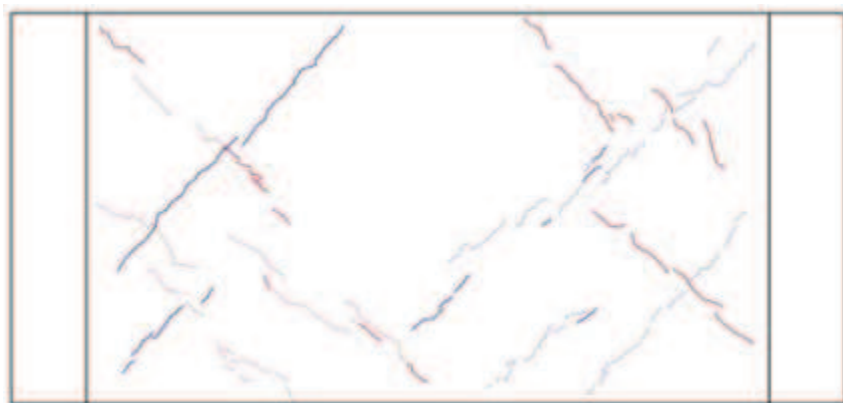


図 3-4 (3) 1/2500rad. におけるひび割れ図

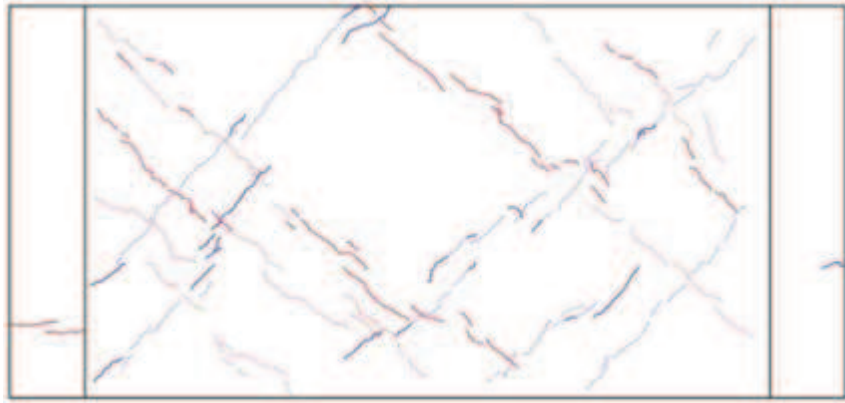


図 3-4 (4) $1/1667\text{rad.}$ におけるひび割れ図



図 3-4 (5) $1/1250\text{rad.}$ におけるひび割れ図

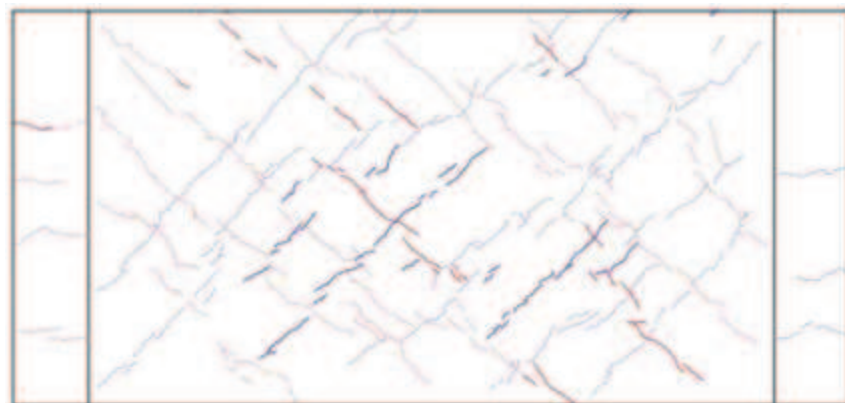


図 3-4 (6) $1/1000\text{rad.}$ におけるひび割れ図

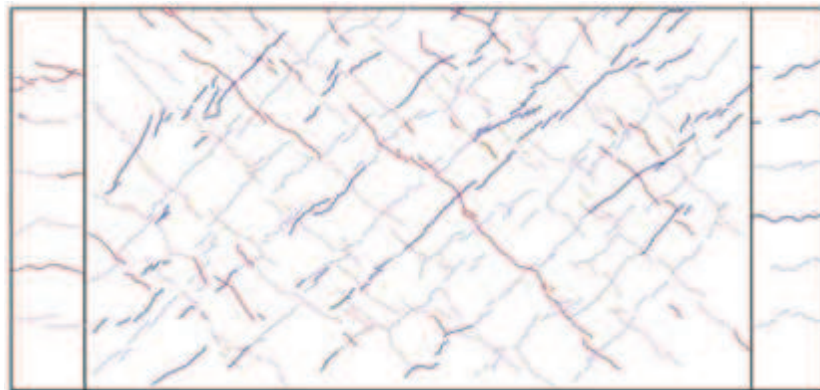


図 3-4 (7) 1/500rad. におけるひび割れ図

3.2 剛性低下率

図 3-5 に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 式のスケルトン曲線（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（図 3-6）。

主要変形角（加力ステップ 3 の変形角 $R=1/3333$ (0.3×10^{-3})，加力ステップ 6 の変形角 $R=1/2500$ (0.4×10^{-3})，加力ステップ 7 の変形角 $R=1/1667$ (0.6×10^{-3})，加力ステップ 8 の変形角 $R=1/1250$ (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 回目以降では特に剛性低下の傾向は認められなかった。特に、インナーループとなる加力ステップ 4, 5 の繰返し加力では、せん断剛性の低下がほとんど認められなかった。

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变化は見られない。

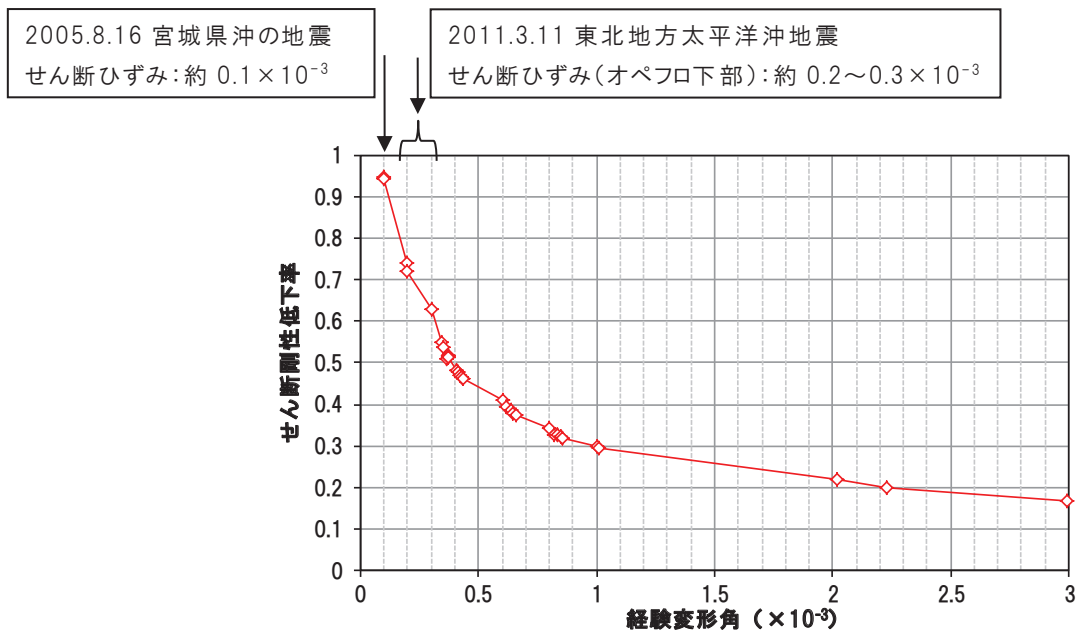
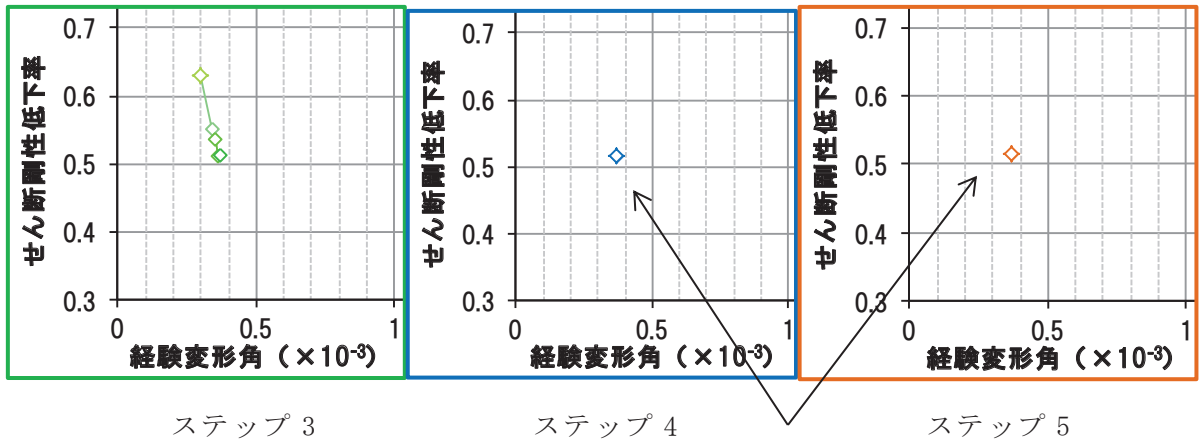
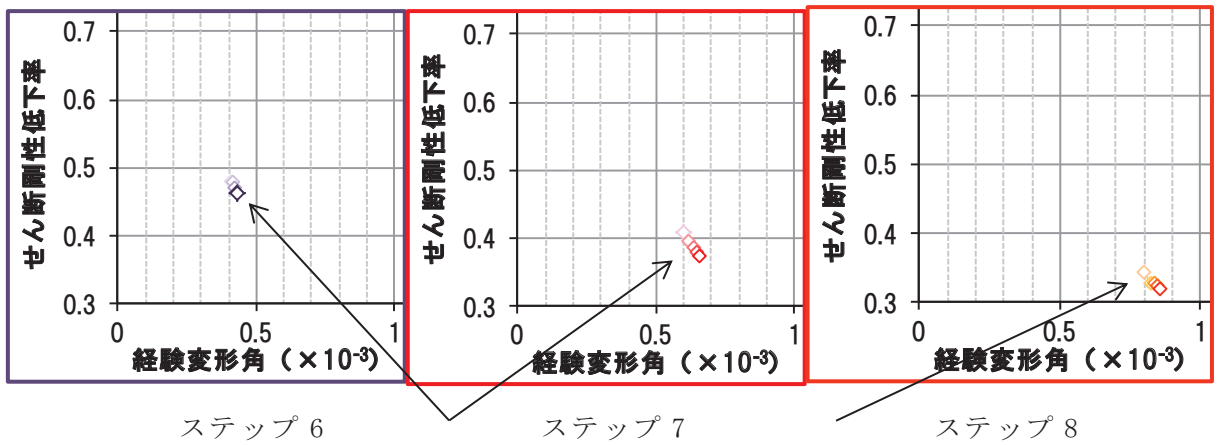


図 3-5 (1) 剛性低下率（せん断変形）



インナーループとなる繰返し加力では、ほとんど剛性に变化がない



1 回目より 2 回目の加力で多少剛性は低下するが、3 回目以降では特に剛性低下の傾向は認められなかった

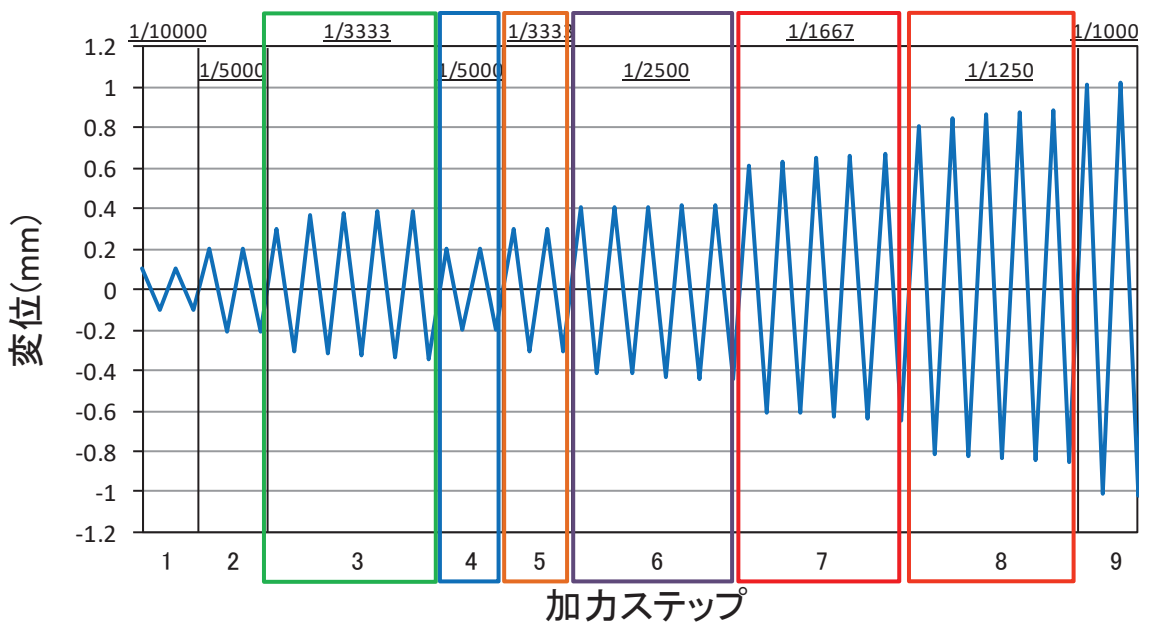


図 3-5 (2) 剛性低下率 (せん断変形) (拡大図)

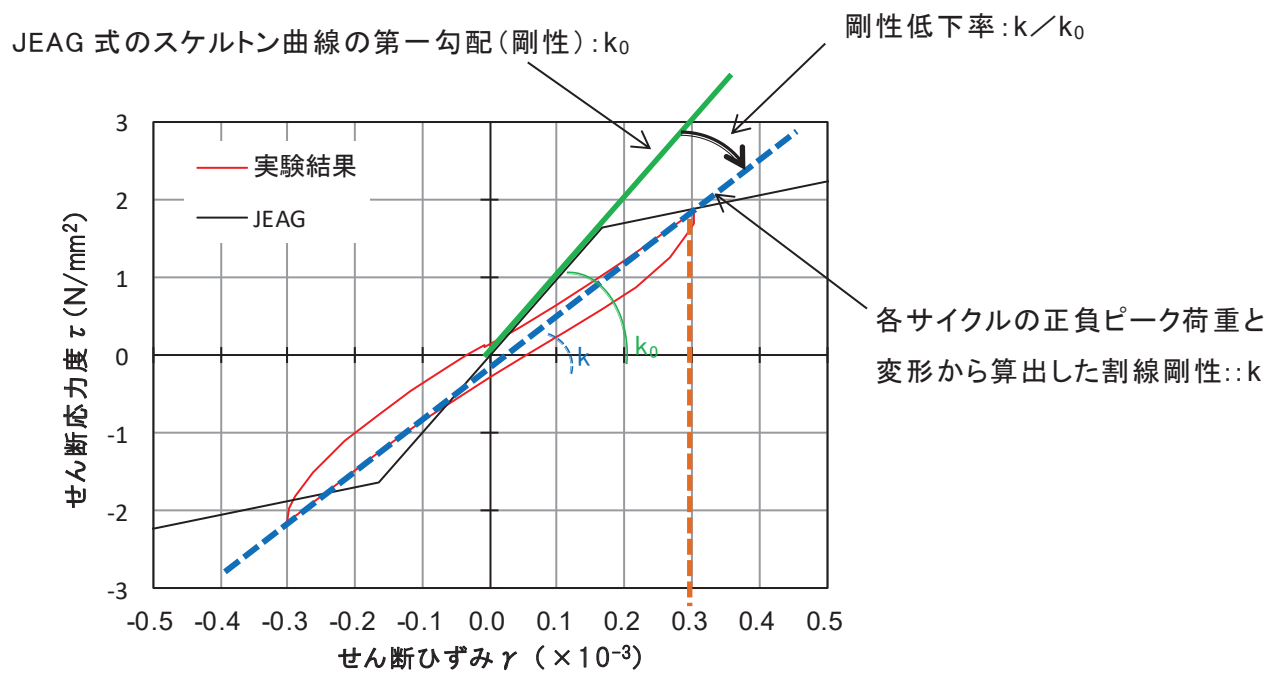


図 3-6 剛性低下率の算出方法 (例: せん断ひずみ 0.3×10^{-3})

3.3 変形割合

図 3-7 に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、せん断変形が支配的であることが確認できる。

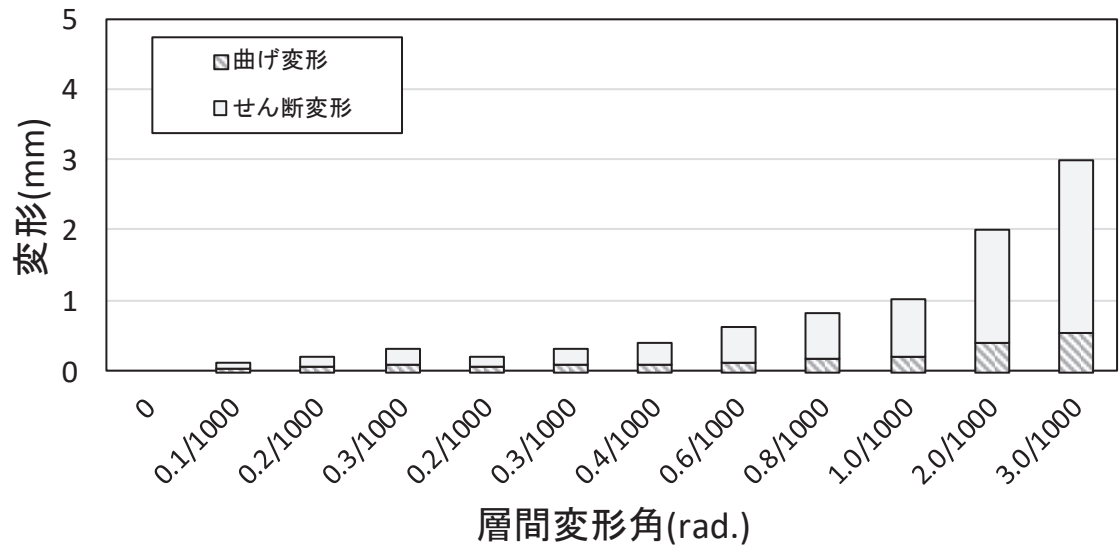


図 3-7 せん断変形及び曲げ変形の変形割合

4. まとめ

比較的大きな地震動を繰返し経験することにより耐震壁の剛性が低下していく傾向が認められるかどうかについて、耐震壁を模擬した試験体による繰返し加力を行う耐震実験によって確認を行った結果、以下の知見を得た。

①3.11地震による原子炉建屋オペフロ下部の応答程度の主要な変形角において、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回目以降では特に剛性低下の傾向は認められず、特に、インナー LOOP となる加力ステップ 4、5 の繰返し加力では、せん断剛性の低下がほとんど認められなかった。

このことから、比較的大きな地震力（3.11地震による原子炉建屋の応答程度の変形角 [$0.3 \times 10^{-3} \sim 0.8 \times 10^{-3}$ 程度]）を繰返し受けたとしても、耐震壁の剛性低下には大きな影響を与えないことを確認した。

②また、インナー LOOP 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、事前加力一本加力の耐震実験とみなすことができる。同様に主要変形角での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、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} の変形量において実験値が計算値（J E A G 式）を上回ることから、変形角 $0.3 \times 10^{-3} \sim 0.8 \times 10^{-3}$ 程度の事前損傷が、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。

[参考文献]

- (1) 小林淳, 櫻井真人, 尾形芳博, 鶴飼和也: 微小変形領域における RC 造耐震壁の非線形性に関する検討 (その 3) 繰返し加力と乾燥収縮ひび割れの影響を考慮した実験, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp.1285-1286, 2016.8
- (2) 櫻井真人, 小林淳, 尾形芳博, 鶴飼和也: 微小変形領域における RC 造耐震壁の非線形性に関する検討 (その 4) 加力計画, 荷重-変形関係及びひずみ分布, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp.1287-1288, 2016.8
- (3) 尾形芳博, 鶴飼和也, 櫻井真人, 小林淳: 微小変形領域における RC 造耐震壁の非線形性に関する検討 (その 5) 変形成分の分析, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp.1289-1290, 2016.8
- (4) 鶴飼和也, 尾形芳博, 櫻井真人, 小林淳: 微小変形領域における RC 造耐震壁の非線形性に関する検討 (その 6) 剛性低下率と等価粘性減衰定数, 日本建築学会学術講演梗概集 2016(Ⅱ), pp.1291-1292, 2016.8
- (5) Naoyuki Aizawa, Masato Sakurai, Osamu Sugawara: Static Loading Test On Seismic Capacity Of Reinforced Concrete Shear Walls In Nuclear Power Plant Part.1 Study Of Small Deformation region, 24th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Aug.2017

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

目 次

1. 実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証.....
..... 別紙 13-1
2. 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，1991）..... 別紙 13-4
3. 大型振動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析..... 別紙 13-5
4. 乾燥収縮ひび割れを有する鉄筋コンクリート造はりのせん断耐力に関する研究.....
..... 別紙 13-7
5. 乾燥が鉄筋コンクリート耐震壁の構造性能に及ぼす影響に関する研究..... 別紙 13-8

1. 実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証

国立研究開発法人建築研究所では、1975年から2013年の間に、日本建築学会の構造系論文集、構造工学論文集、日本コンクリート工学会の年次大会論文集、コンクリート論文集で発表された論文のうち、耐力壁に関連する510編の論文を対象にデータベースの構築、データの整理及び分析を行っており、「実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証（国立研究開発法人建築研究所、建築研究資料No.175号（2016.11）」）として取り纏められている。

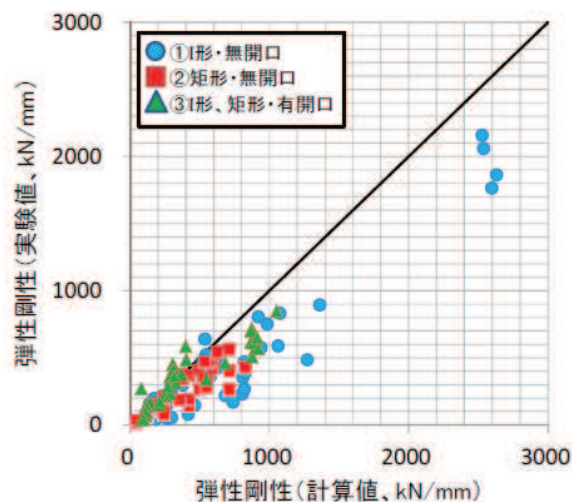
この資料の中で、乾燥収縮が耐震壁に及ぼす影響に関する記載があることから、参考として弾性剛性、せん断ひび割れ強度、せん断終局強度について計算値との比較に関する部分について以下に紹介する。

① 弾性剛性

図1-1は様々な実験で得られたデータを元に弾性剛性に着目して、その計算値と実験値を比較したものである。

これによれば多くの試験体で、実験値が計算値を下回る結果となっており、「乾燥収縮による初期ひび割れ等によって、荷重開始時に剛性低下が生じていることなどが原因として考えられる。」としている。

したがって、過去に実施された多数の実験結果において、正確な理由は不明であるものの、大多数が計算値に対して弾性剛性が低下する傾向があると言え、実験における試験体も弾性剛性の低下は特殊な事例ではないことが確認できる。さらに、その原因については、荷重開始までの乾燥収縮の影響を可能性として指摘したものとなっている。



(a) 実験値と計算値の比較（評価式Ⅰ）

図1-1 弾性剛性の比較

② せん断ひび割れ強度

図 1-2 は様々な実験で得られたデータを元にせん断ひび割れ強度に着目して、その計算値と実験値を比較したものである。

せん断ひび割れ強度の評価を 4 つの式により検討しており、評価式によって保守的に評価する場合、危険側に評価する場合もあるが、図 1-2 のように実験値と計算値がよく対応している評価式もある。

せん断ひび割れ強度に対して、乾燥収縮が耐震壁に及ぼす影響を特に指摘するような記載はなく、実験データベースからのフィードバックはなかった。

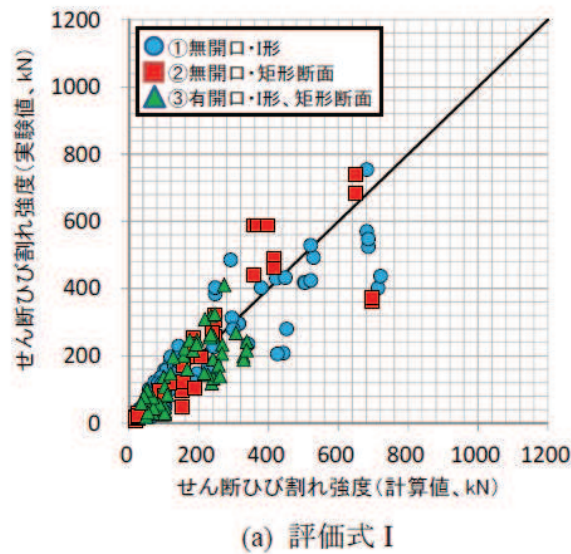


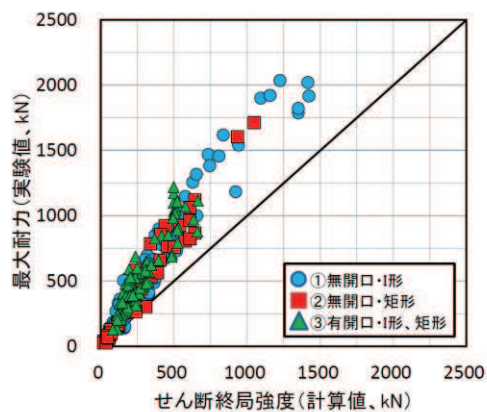
図 1-2 せん断ひび割れ強度の実験値と計算値の比較

③ せん断終局強度

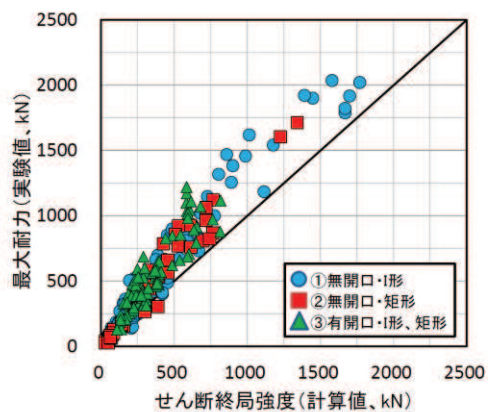
図 1-3 は様々な実験で得られたデータを元にせん断終局強度に着目して、その計算値と実験値を比較したものである。

評価式 I (広沢 min 式), II (広沢 mean 式), III (トラスアーチ下限式), IV (トラスアーチ平均式) (各評価式については、文献 1) を参照) に対して、「実験値/計算値の平均値は評価式 I が最も低く、評価式 II, III が同程度、評価式 IV が最も高くなり、実験値を平均的に評価するとされる評価式 II, IV でも、多くの試験体で実験値を安全側に評価した。」としている。

したがって、過去に実施された多数の実験結果において、弾性剛性では大多数が計算値に対して弾性剛性が低下する傾向があったが、せん断終局強度については計算値が実験値よりも安全側に評価されるとしており、初期の弾性剛性低下の影響はせん断終局強度にはないことを示している。

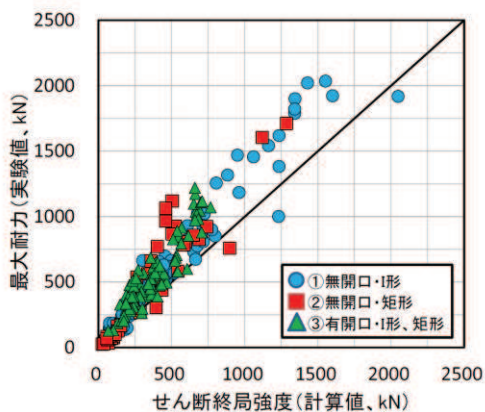


(a) 評価式 I

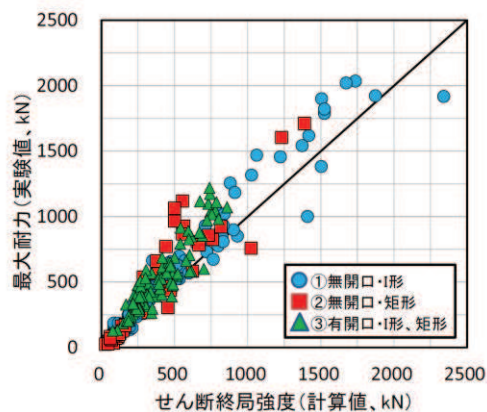


(b) 評価式 II

図 1-3 (1) せん断終局強度の実験値と計算値の比較 (1/2)



(c) 評価式 III



(d) 評価式 IV

図 1-3 (2) せん断終局強度の実験値と計算値の比較 (2/2)

これらの図と考察から、過去の様々な実験において使用された試験体は、実験時には多少の乾燥収縮が生じているものと考えられ、その弾性剛性は計算値を下回ることが多いものの、せん断終局強度に対しては影響がないことが確認できる。

2. 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，1991）

図 2-1 に示す耐震壁の初ひび割れ平均せん断応力度とコンクリート圧縮強度の関係について、「実験結果によれば，コンクリートの圧縮強度 σ_B が大きくなると，初ひび割れ平均せん断応力度 τ_{cr} が低いほうに大きくなる。この傾向は，壁板の収縮応力の影響によると考えられ，実際の設計においても考慮しておく必要がある。」との記載がある。

したがって，この図による過去の実験結果によれば，その原因は明確ではないものの耐震壁にひび割れが生じはじめる初ひび割れせん断応力度 τ_{cr} は低くなることが多いことを示しており，剛性に影響する可能性がある記述である。

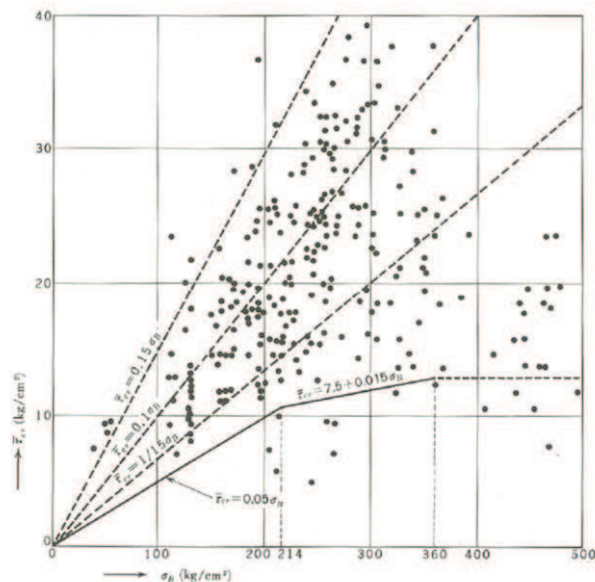


図 18.1 無開口耐震壁の初ひび割れ平均せん断応力度 $\bar{\tau}_{cr}$ とコンクリートの圧縮強度 σ_B の関係³⁾

図 2-1 耐震壁の初ひび割れ平均せん断応力度とコンクリート圧縮強度の関係

3. 大型振動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析

東城ほかによる「大型振動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析」（日本建築学会構造系論文集 第 82 巻 第 741 号, P.1695-1705, 2017 年 11 月）において, 防災科学技術研究所が所有する大型実大 3 次元震動破壊実験施設, E-ディフェンス (振動台寸法: 15m×20m, 最大搭載質量: 1200t) で過去に実施された加振実験のうち RC 造建物に関するものについて, 各試験体の固有周期などの振動特性とその変化について整理, 検討している。具体的には, ARX モデルを用いて振動特性とその変化について分析し, 経験した最大変形と振動特性に対する影響に着目した検討をしている。

この資料の中で, 水平 1 次, 2 次の固有周期について以下のように述べている。

- ① おおむね弾性応答範囲からわずかに非線形化に入るレベルの小振幅を繰り返し受ける場合も, 1 次及び 2 次の固有周期は漸増しながら変動する傾向にある。これは微小な損傷の累積による影響と推察される。また, 本加振を経験後, 過去に経験した最大変形に満たない加振においても, 同様に周期が漸増する傾向が見られる。
- ② 固有周期は, 既往の検討結果と同様, 加振中の振幅 (変形角) の増大に伴い, 周期が増大するいわゆる振幅依存性が見られる。更に, 振幅レベルの大きな加振を繰り返して経験するごとに長周期化し, 経験後は加振以前に比べやや大きな傾きを持って変動する。即ち振幅依存性自体にも増大傾向が見られる。
- ③ 固有周期は, 過去に経験した最大変形が大きくなるほど増大する傾向にある。また, 剛性低下率や固有周期比でみると, 建物規模や構造形式が異なる場合でも, 変形レベルに応じておおむね段階的な変化を示す傾向がみられる。

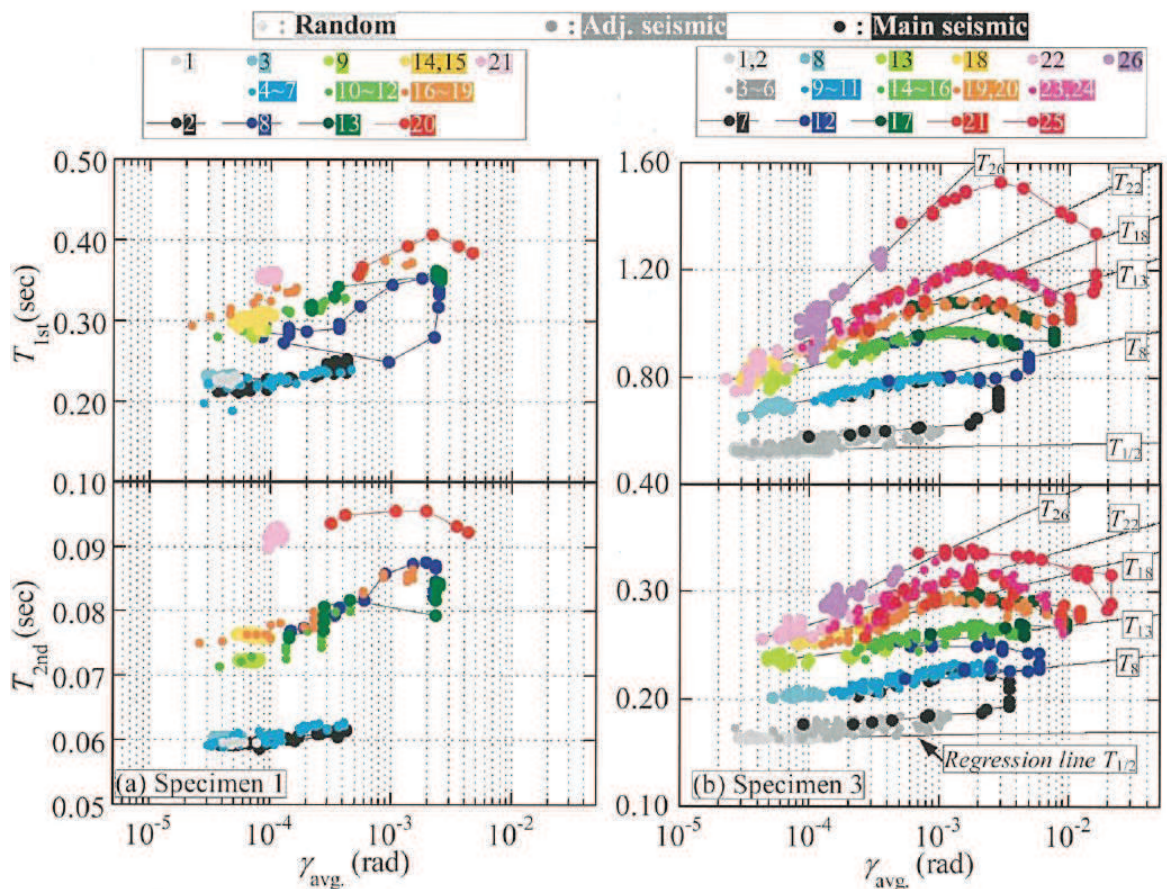


Fig. 8 Relation of natural period T and avg. drift angle γ_{avg} . (Specimen 1, 3)

図 3-1 最大平均変形角と固有周期（1次及び2次）の関係

このような固有周期（固有振動数）が，経験した振幅の大きさなどによって変化する傾向は，女川原子力発電所の各建屋の固有振動数の傾向分析でも見られたものと同様の傾向である。

4. 乾燥収縮ひび割れを有する鉄筋コンクリート造はりのせん断耐力に関する研究

江原ほかによる「初期ひび割れの有無が RC はりの変形及びせん断耐力に及ぼす影響」((公)土木学会第 64 回年次学術講演会, V-526, 2009 年)によれば,耐震壁ではないものの乾燥収縮により初期ひび割れをせん断補強筋のない RC はりの供試体に導入し,乾燥収縮ひび割れがせん断耐力に及ぼす影響を把握する実験が行われている。

その結果,乾燥収縮ひび割れを有する梁の斜めひび割れ発生荷重は,乾燥の影響を考慮しない既往式に対し,15%~30%低下したことが記載されている。

また,乾燥収縮による初期ひび割れは,斜めひび割れ発生荷重を低下させるが,その一方で最大荷重は計算値より大きな値となることを確認したとしている。

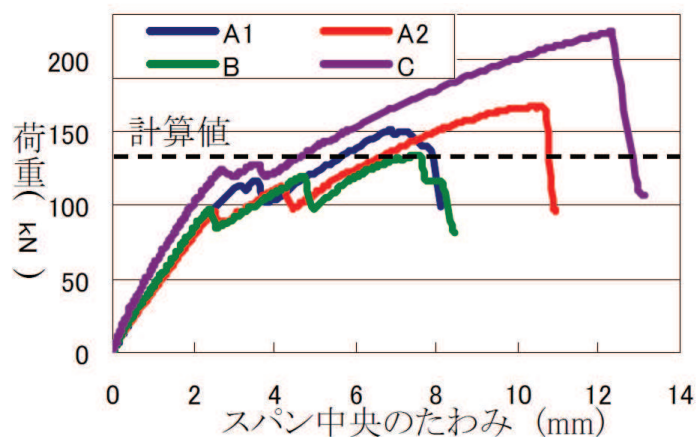
したがって,乾燥収縮によりひび割れは発生しやすくなるものの計算値以上の耐力となることを示している。

表 4-1 各試験体の配合

配合	W/C (%)	単位量(kg/m ³)										
		水	セメント	石灰石微粉末	膨張材	収縮低減剤	細骨材	粗骨材	粗骨材	粗骨材	分離低減剤	AE剤
		W	C	L	Ex	SRA	S	G1	G2	G3	V	
A	60	315	525	200	—	—	350	682	—	—	2	0.16
B		294	505		20	16		—	692	—		
C		294	505	20	16	—	—	—	—	735	0.20	

表 4-2 実験結果一覧

供試体名	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	載荷直前のひずみの値 (×10 ⁻⁶)				斜めひび割れ発生荷重 (kN)		最大荷重 (kN)
			無拘束供試体 自由収縮ひずみ	RCはり供試体 鉄筋ひずみ			計算値	実測値	
				圧縮鉄筋	引張鉄筋				
					上段	中段			
A1	30.2	2.58	-1160	-199	-128	-101	134	112	151
A2	30.8	2.60	-1150	-183	-132	-131	135	96	167
B	29.7	2.59	-1100	-203	-130	-118	133	97	134
C	26.8	2.41	17	9	21	27	129	124	218



A1(A2), B,C は乾燥収縮させた試験体
C は乾燥収縮を低減させた試験体

図 4-1 梁の最大荷重とたわみの関係

5. 乾燥が鉄筋コンクリート耐震壁の構造性能に及ぼす影響に関する研究

Sasano et al. (2018)による「Impact of Drying on Structural Performance of Reinforced Concrete Shear Walls」(Journal of Advanced Concrete Technology Vol. 16, 210-232)によれば、RC耐震壁を模擬した試験体(厚さ80mm, 鉄筋比0.35%)を十分に乾燥させた後に面内せん断載荷試験を実施し、乾燥収縮がRC耐震壁の構造性能へ与える影響を実験的に確認している。

図5-1に試験体概要を、図5-2に加力前における乾燥試験体のひび割れ図を、表5-1及び図5-3に実験結果を示す。実験結果から、乾燥収縮によって壁試験体の初期剛性は約5割程度に低下するが、変形が大きくなると剛性の差は小さくなり、終局耐力はほとんど影響を受けないことが記載されている。

なお、別途実施している別紙15の耐震実験[3]では、初期の剛性がJEAG式に対して4割程度低下していること、また、別紙12の耐震実験[1](乾燥していない試験体)と別紙15の耐震実験[3](乾燥している試験体)の剛性低下率の比較から、変形が大きくなると剛性低下率の差が小さくなっていくことを確認しており、論文の実験結果と整合している。

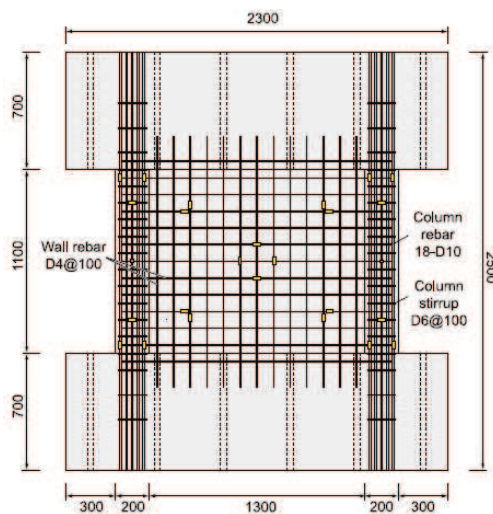
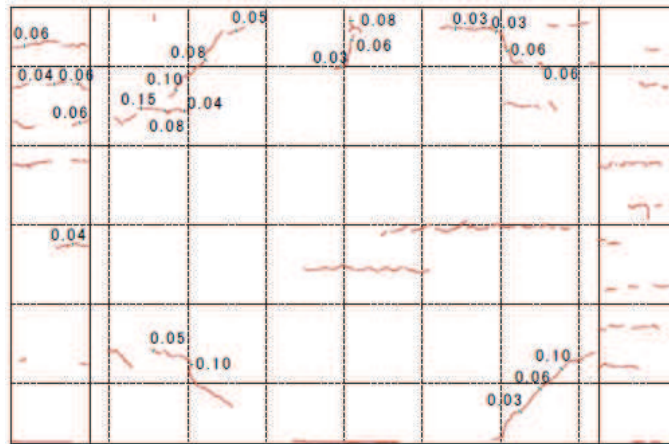


図5-1 試験体概要



Front (right side is north)

図 5-2 加力前における乾燥試験体のひび割れ図 (乾燥期間 : 462 日間)

表 5-1 実験結果

Table 6 Load and displacement at significant stages of loading.

	Shear crack		Yielding of wall rebar		Bending crack		Yielding of column rebar		Ultimate strength	
	Load	Disp.	Load	Disp.	Load	Disp.	Load	Disp.	Load	Disp.
Sealed	435	0.37 (1/2970)	-464	-0.62 (1/1770)	-610	-1.46 (1/753)	889	3.95 (1/278)	980	5.02 (1/220)
Dry	273	0.435 (1/2530)	-362	-0.95 (1/1160)	562	1.94 (1/567)	804	3.88 (1/284)	942	5.51 (1/200)

*Values in brackets shows drift angle. (Unit of "Load": kN, Unit of "Disp.": mm)

Table 7 Stiffness of each cycle.

	Sealed	Dry	Theoretical stiffness*2	Dry / Sealed	Dry / Theoretical
Initial Stiffness (kN/mm)	1226	663	1330	0.54	0.50
Equivalent Stiffness (kN/mm)	459	333	-	0.73	0.25
	289	236	-	0.82	0.18
	196*1	165	-	0.84	0.12

*1: Calculated by the least squares method of the load deformation relation from 0 kN to the failure (1/220)

*2: Shape factor is calculated by the "AIJ standard for Lateral Load-carrying Capacity Calculation of Reinforced Concrete Structures (Draft)" (AIJ 2016)

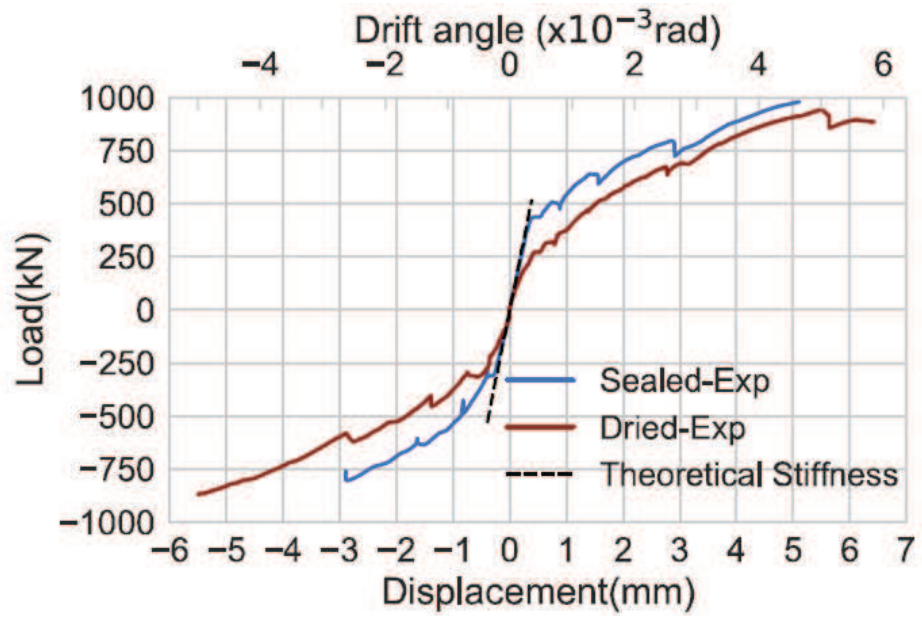


図 5-3 実験結果 (荷重-変形関係)

[参考文献]

- (1) 実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証（国立研究開発法人建築研究所，建築研究資料 No. 175 号（2016. 11））
- (2) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（一社）日本建築学会，1991）
- (3) 東城ほか（2017）：大型振動台実験に基づく RC 造建物の振動特性の分析」（日本建築学会構造系論文集 第 82 巻 第 741 号，P. 1695-1705，2017 年 11 月）
- (4) 江原ほか（2009）：初期ひび割れの有無が RC はりの変形及びせん断耐力に及ぼす影響（（公）土木学会第 64 回年次学術講演会，V-526，2009 年）
- (5) Sasano et al. (2018) : Impact of Drying on Structural Performance of Reinforced Concrete Shear Walls , Journal of Advanced Concrete Technology Vol. 16, 210-232

別紙 14 実機の乾燥収縮の状況に関する検討

目 次

1. 検討の目的	別紙 14- 1
2. 乾燥収縮の進行度合い.....	別紙 14- 2
3. コンクリートの乾燥収縮率の確認.....	別紙 14- 4
3.1 女川原子力発電所第 2 号機	別紙 14- 4
3.2 東通原子力発電所第 1 号機	別紙 14-14
4. 乾燥収縮ひび割れ調査.....	別紙 14-24
4.1 調査目的.....	別紙 14-24
4.2 調査範囲と調査方法	別紙 14-24
4.3 調査方法の適用性確認	別紙 14-25
4.4 調査結果.....	別紙 14-29
5. まとめ	別紙 14-37

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

1. 検討の目的

コンクリートの乾燥収縮が耐震壁の弾性挙動としての初期剛性に影響を与えるとの指摘があることを踏まえ、以下の検討を実施した。

- ①女川原子力発電所第2号機は建設から25年程度経過しており、今後の乾燥収縮ひずみの進行度合いが今後の剛性低下と関係する場合も予想されることから、ここでは、日本建築学会の指針に示される評価式に基づく乾燥収縮ひずみの経年的変化により乾燥収縮の収束状況を確認した。
- ②女川原子力発電所の建屋のコンクリートが乾燥収縮の大きなコンクリートであったのかどうかを確認するために、建設で使用したコンクリートと同じ調合のコンクリートを用いて、乾燥収縮ひずみ量について確認した。
- ③女川原子力発電所の建屋がどのような乾燥収縮状態になっているのかを確認することを目的に、乾燥収縮ひび割れ調査を実施しており、乾燥収縮ひび割れの多寡等についてとりまとめた。

2. 乾燥収縮の進行度合い

コンクリートの乾燥収縮は、コンクリート打設後に急激に進行し、長期的には安定状態に入ることが知られている。日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説」では経年的変化に関する評価式(2.1)*が提案されており、これに基づき女川2号機原子炉建屋の耐震壁（オペフロ上部 [壁厚 400mm を例とした]，オペフロ下部 [壁厚 800mm を例とした]）を対象として、乾燥収縮の進行度合いを評価した。

式 (2.1) に基づき評価した結果を図 2-1 に示す。図 2-1 から、耐震壁の壁厚相当での乾燥収縮は 4000 日経過程度まではゆっくりと進行し、その後収束する傾向にあり、現時点（コンクリート打設から 25 年程度 [9000 日程度]）では概ね収束した状態となっていることが確認できる。

※コンクリートの収縮は構造物が置かれた環境条件（温度・湿度）、部材断面の形状や寸法、コンクリートの調合のほか、骨材の性質やセメントの種類等の種々の要因によって影響を受ける。したがって、コンクリートの収縮ひずみの予測式はこれらの要因を考慮して定めることを原則としている。評価式 (2.1) は、建築学会学術講演梗概集から収集した 862 件のデータに基づいて構築した予測式である。（日本建築学会「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説」抜粋）

コンクリートの収縮ひずみは、構造物の周囲の相対湿度、部材断面の形状・寸法、コンクリートの材料・調合や材齢などの影響を考慮して、(3.1)式により求めるか、試験または信頼できる資料に基づいて予測する。

$$\epsilon_{sh}(t, t_0) = k \cdot t_0^{-0.08} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{h}{100} \right)^3 \right\} \cdot \left(\frac{t - t_0}{0.16 \cdot (V/S)^{1.8} + (t - t_0)} \right)^{1.4(V/S)^{0.18}} \quad (2.1)$$

$$k = (11 \cdot W - 1.0 \cdot C - 0.82 \cdot G + 404) \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3$$

ここに、 $\epsilon_{sh}(t, t_0)$ ：乾燥開始材齢 t_0 日における材齢 t 日の収縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)

W ：単位水量 (kg/m^3)

C ：単位セメント量 (kg/m^3)

G ：単位粗骨材量 (kg/m^3)

h ：相対湿度 (%) ($40\% \leq h \leq 100\%$)

V ：体積 (mm^3)

S ：外気に接する表面積 (mm^2)

V/S ：体積表面積比 (mm) ($V/S \leq 300\text{mm}$)

$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ ：それぞれ、骨材の種類の影響、セメントの種類の影響、混和材の種類の影響を表す修正係数で、下表による

(2.1)式における影響因子の修正係数 $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$

γ_1	0.7	石灰石碎石	γ_3	0.7	収縮低減剤
	1.0	天然骨材		0.8	シリカフェーム
	1.2	軽量骨材		0.9	フライアッシュ
	1.4	再生骨材		1.0	無混入
γ_2	0.9	フライアッシュセメント	1.0	高炉スラグ微粉末	
		早強セメント			
	1.0	普通セメント			
		高炉セメント			

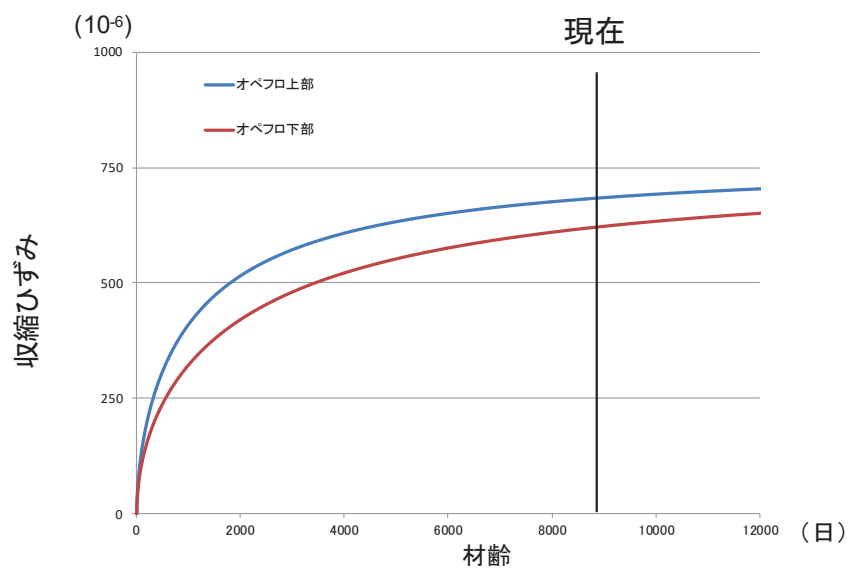


図 2-1 収縮ひずみの算定例 (第 2 号機原子炉建屋)

3. コンクリートの乾燥収縮率の確認

女川原子力発電所第2号機の建設に使用したコンクリートと同じ調合のコンクリートの乾燥収縮率を評価した。評価にあたっては、比較対象とするために、東通原子力発電所第1号機の建設に使用したコンクリートと同じ調合のコンクリートに対しても実施した。

試験方法は、乾燥収縮迅速評価システム※（鹿島建設（株））による試験、長さ変化試験 J I S A 1 1 2 9 によって実施した。

※φ10×20cm 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、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する。

3.1 女川原子力発電所第2号機

3.1.1 対象とする原調合

対象とするコンクリートの原仕様は、工事に広く使用された設計基準強度 330kg/cm²、管理材齢 91 日、スランプ 14cm、空気量 4%、粗骨材の最大寸法 20mm、乾燥単位容積重量 2.15t/m³ とする(表 3-1 参照)。また、この原仕様のコンクリートに用いられた材料の代表的なものは、セメントがフライアッシュ B 種セメント(小野田セメント製)、化学混和剤は標準形 I 種(製品名 ポゾリス No. 70)であった(表 3-2 参照)。同じ原仕様でも温度補正等のため異なる調合が存在するが、その中で W/C が最大であり乾燥収縮率が最も大きいと推定される調合 No. 100 : 02400PNN、及び W/C が最小であり乾燥収縮率が最も小さいことが予想される調合 No. 118 : 02413PNN の 2 種類を選定した。対象とする原調合を表 3-3 に示す。

表 3-1 対象とするコンクリートの原仕様の一覧(女川、建設当時)

No.	調合 No.	セメント	Gmax (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	Fc (kg/cm ²)	T91 (kg/cm ²)	F91 (kg/cm ²)	混和剤
100	02400PNN	小野田	20	14	4.0	330	0	391	ポゾリス
118	02413PNN	小野田	20	14	4.0	330	130	521	ポゾリス

※T91 : コンクリートの打込みから材齢 91 日までの期間の予想平均養生温度によるコンクリート強度の補正值

※F91 : 材齢 91 日におけるコンクリートの調合強度

表 3-2 工事に使用したコンクリートの使用材料の一覧 (女川)

材料名		種類	品名等
セメント		フライアッシュセメント B種	小野田セメント(株) 大船渡工場 (フライアッシュ混入率 16%)
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		構内原水タンク水(水源:北上川)	
混和材料	AE 減水剤	標準形・I種	ポゾリス No. 70

表 3-3 対象とするコンクリートの原調合の一覧 (女川, 建設当時)

No	調合 No.	W/C (%)	s/a (%)	W kg/m ³	C kg/m ³	S kg/m ³	G kg/m ³	AE 減標 kg/m ³
100	02400PNN	48.1	42.0	178	370	723	1037	3.93
118	02413PNN	37.2	37.0	184	495	591	1044	5.26

3.1.2 使用材料と調合

表 3-4 に、女川原子力発電所を対象としたコンクリートに使用する材料の一覧を示す。乾燥収縮率に及ぼす影響が最も大きな骨材については建設当時と同一の製造会社によるものを使用する。同一の材料を入手することが困難なセメントについては、太平洋セメント製の普通ポルトランドセメントを代替とし、当時のフライアッシュ B 種セメントと同等となるよう混和材として東北発電工業(株)より入手するフライアッシュを 16% 添加することとした。

コンクリートは、前記材料を使用し表 3-3 に近い調合となるように試練りにより決定する。表 3-5 に、対象とするコンクリートの参考調合の一覧を示す。また、フライアッシュを使用しない普通ポルトランドセメントコンクリートを比較対象とする。

表 3-4 使用材料の一覧 (女川, 実験)

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 3-5 対象とするコンクリートの参考調合の一覧 (女川, 実験)

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

3.1.3 実験結果

(1) 練混ぜ試験結果

フレッシュコンクリート試験結果を表 3-6 に示す。スランプ及び空気量のいずれも目標値を満足しており、ワーカビリティの良好なコンクリートであった。

表 3-6 フレッシュコンクリート試験結果

調査No.	W/B (%)	目標スランプ (cm)	目標空気量 (%)	AE 減水剤	AE剤	スランプ (cm)	スランプフロー (cm×cm)	空気量 (%)	コンクリート 温度(°C)	単位容積 質量(kg/m ³)
O-FB-00	48.1	14.0±2.5	4.0±1.5	0.80%	30A	15.0	26.0 25.0	3.0	19	2306
O-FB-13	37.2			1.20%	45A	12.5	23.0 22.0	3.2	20	2312
O-N-00	48.1			1.00%	1A	15.0	26.0 25.5	3.5	21	2310
O-N-13	37.2			1.10%	1.25A	14.5	24.0 23.5	3.5	21	2320

※AE減水剤は結合材に対する質量百分率。AE剤は結合材に対する質量百分率で、1A=0.001%。

(2) 圧縮強度及び静弾性係数試験結果

表 3-7 に圧縮強度及び静弾性係数試験結果を、図 3-1 に圧縮強度の経時変化を、図 3-2 に静弾性係数の経時変化を示す。

いずれの調査も、標準養生に供した場合は材齢 28 日から 91 日にかけて強度の増進が見られるが、20°C RH60%の環境下で気乾養生に供した場合は材齢 56 日から 91 日にかけて強度増進の停滞又は強度低下が見られ、30°C RH30%の環境下で気乾養生に供した場合は材齢 28 日から 91 日にかけて強度の低下が見られた。また、標準養生に供した場合、フライアッシュを使用した調査の材齢 91 日以降の強度増進は、フライアッシュを使用しない調査よりも大きく、長期的に強度が増進するフライアッシュコンクリートの特徴が確認できる。静弾性係数についても、圧縮強度と同様の傾向が見られた。

表 3-7 圧縮強度及び静弾性係数試験結果

調査No.	養生方法	圧縮強度(N/mm ²)				静弾性係数(kN/mm ²)			
		28日	56日	91日	182日	28日	56日	91日	182日
O-FB-00	標準養生	35.6	42.6	47.0	55.1	31.8	34.6	35.6	38.4
	20°C RH60%	38.0	40.6	40.1	43.5	30.8	31.9	29.2	31.2
	35°C RH30%	37.9	37.6	35.6	35.2	28.5	27.4	25.3	26.1
O-FB-13	標準養生	54.1	60.3	65.9	76.4	33.7	37.2	37.9	40.0
	20°C RH60%	56.2	58.9	58.8	59.5	33.2	34.8	34.1	33.7
	35°C RH30%	55.1	53.7	52.7	51.7	32.3	31.4	30.0	30.4
O-N-00	標準養生	43.2	50.3	52.0	56.3	34.6	36.5	36.5	38.3
	20°C RH60%	45.4	47.9	45.2	46.9	33.6	34.0	30.9	32.3
	35°C RH30%	43.2	40.6	39.8	38.5	30.2	28.5	26.7	27.2
O-N-13	標準養生	61.6	67.5	70.2	74.4	36.0	38.9	37.7	41.1
	20°C RH60%	64.1	65.8	64.6	64.7	36.4	37.9	36.6	35.6
	35°C RH30%	59.4	58.1	56.2	54.0	34.3	34.0	31.7	31.1

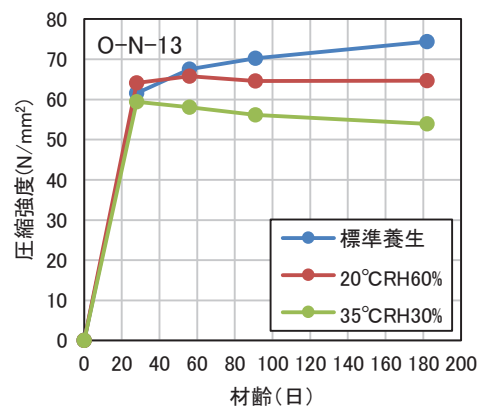
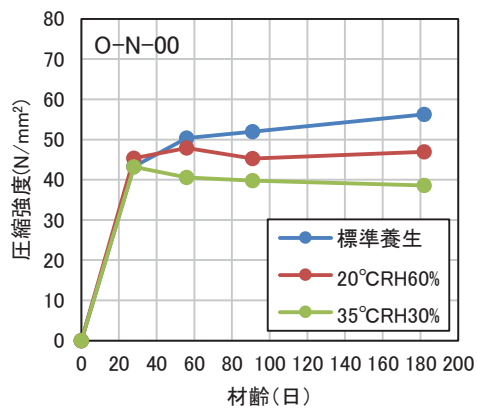
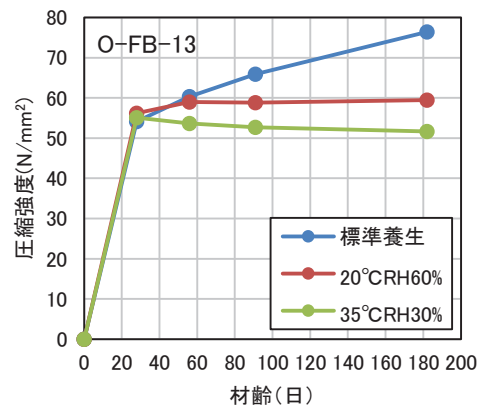
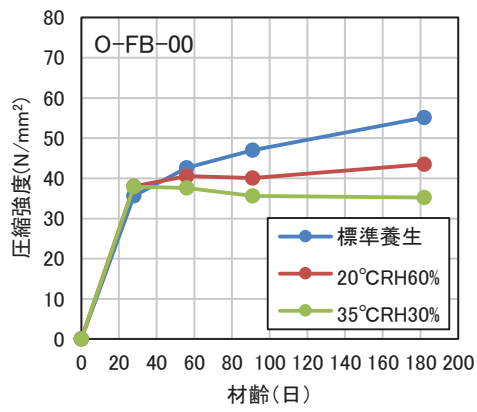


図 3-1 圧縮強度の経時変化

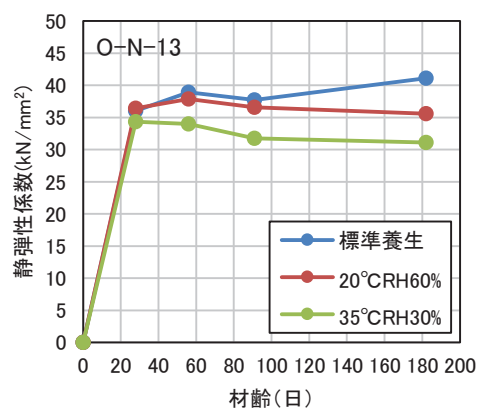
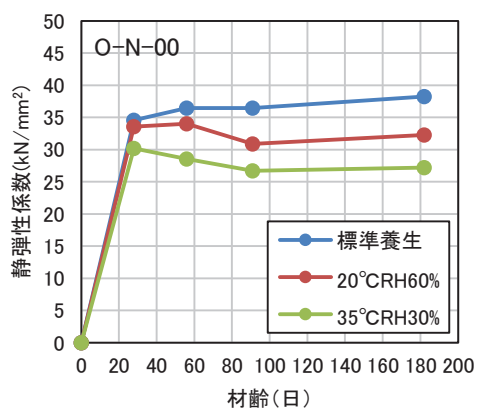
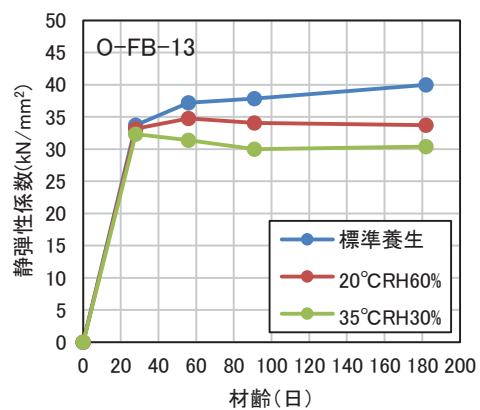
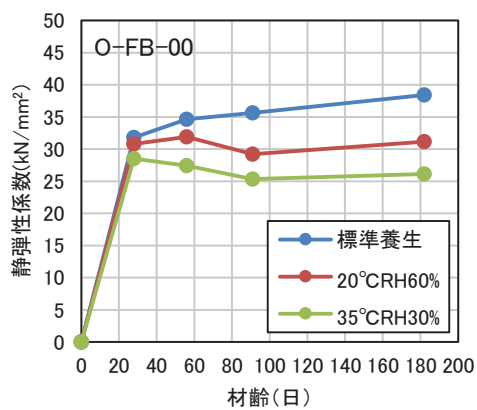


図 3-2 静弾性係数の経時変化

(3) 乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥収縮率予測結果

図3-3に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥収縮率予測結果を示す。乾燥材齢28日における、乾燥材齢182日時点の乾燥収縮率の予測結果は、0-FB-00で -731μ 、0-FB-13で -801μ 、0-N-00で -700μ 、0-N-13で -722μ であった。

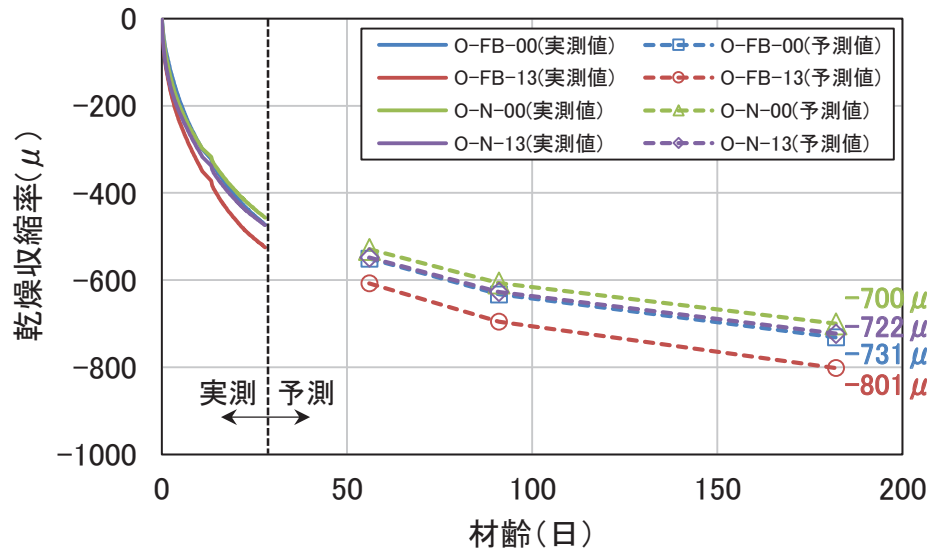


図3-3 乾燥収縮率予測結果

図3-4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JIS A 1129-1における予測値を示す。JIS A 1129-1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。

このうち、フライアッシュを使用しない調合については 60μ 程度の差であり、本試験のばらつきの範囲内であるため、材齢28日時点で材齢182日の乾燥収縮率を精度良く予測できたと考えられる。一方フライアッシュを使用した調合については 100μ 程度の差であるが、過去にフライアッシュを用いたコンクリートによる本試験の実績が非常に少ないため、フライアッシュを使用しない調合に比べて予測精度がやや低いものと考えられる。

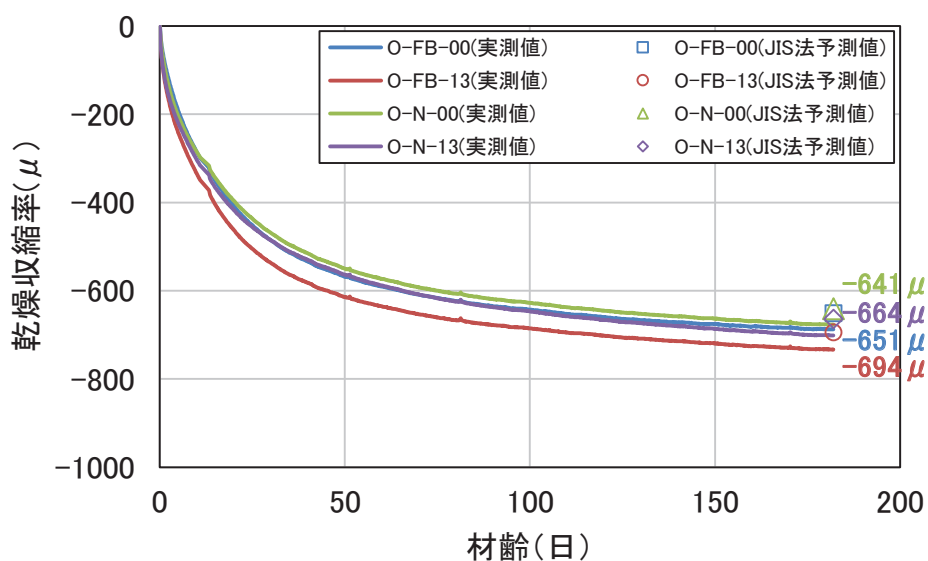


図 3-4 乾燥収縮率予測結果(乾燥材齢 182 日時点での実測結果)

(4) コンクリートの長さ変化試験結果

表 3-8 にコンクリートの長さ変化率の一覧を、図 3-5 に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、O-FB-00 で -683μ 、O-FB-13 で -718μ 、O-N-00 で -698μ 、O-N-13 で -655μ であった。

表 3-8 コンクリートの長さ変化率の一覧

調合No.	コンクリートの長さ変化率(μ)											
	1週		4週		7.4週		8.8週		13週		26週	
O-FB-00	-167		-405		-511		-538		-588		-632	
	-191	-206	-485	-460	-593	-568	-623	-597	-672	-644	-711	-683
	-259		-491		-599		-629		-673		-705	
O-FB-13	-291		-511		-585		-632		-679		-720	
	-300	-296	-520	-512	-594	-585	-638	-630	-685	-677	-720	-718
	-297		-505		-575		-619		-666		-713	
O-N-00	-235		-420		-485		-564		-623		-670	
	-214	-230	-511	-449	-582	-513	-661	-594	-723	-656	-764	-698
	-241		-417		-473		-558		-622		-661	
O-N-13	-235		-414		-511		-535		-587		-617	
	-270	-273	-458	-458	-558	-555	-582	-580	-628	-628	-655	-655
	-314		-502		-596		-622		-669		-693	

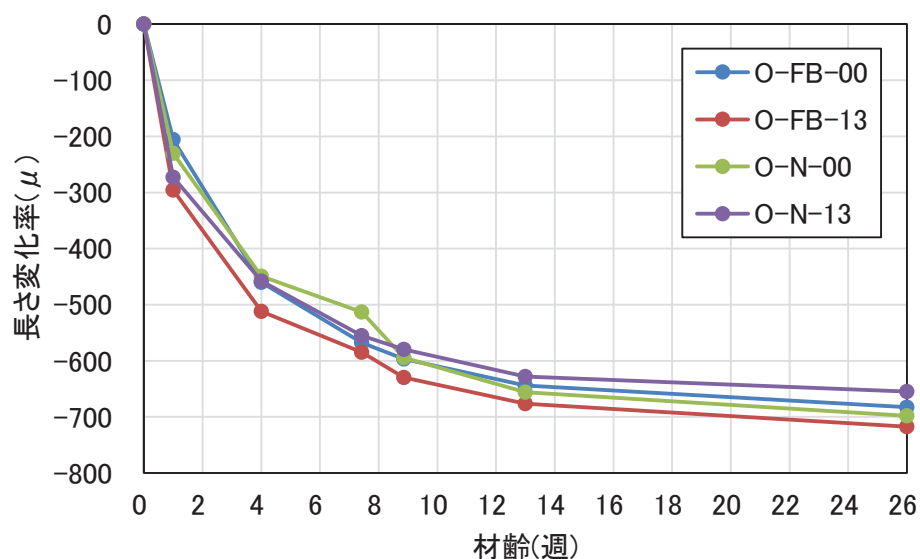


図 3-5 コンクリートの長さ変化率の経時変化

表 3-9 にコンクリートの質量変化率の一覧を，図 3-6 にコンクリートの質量変化率の経時変化を示す。

乾燥材齢 26 週(182 日)時点の質量変化率は，O-FB-00 で-2.42%，O-FB-13 で-1.85%，O-N-00 で-2.24%，O-N-13 で-1.50%であった。フライアッシュを使用した調合，使用しない調合のいずれも水結合材比が大きいほど質量変化率が大きくなった。また，フライアッシュを使用した調合は使用しない調合よりも質量変化率が大きくなった。

表 3-9 コンクリートの質量変化率の一覧

調合No.	コンクリートの質量変化率(%)					
	1週	4週	7.4週	8.8週	13週	26週
O-FB-00	-1.06	-1.83	-2.06	-2.12	-2.24	-2.40
	-1.12	-1.80	-2.02	-2.08	-2.20	-2.36
	-1.31	-1.95	-2.18	-2.23	-2.34	-2.49
O-FB-13	-0.84	-1.32	-1.48	-1.52	-1.63	-1.79
	-0.91	-1.38	-1.56	-1.60	-1.70	-1.87
	-0.96	-1.42	-1.59	-1.64	-1.73	-1.90
O-N-00	-1.21	-1.69	-1.90	-1.96	-2.08	-2.26
	-1.08	-1.60	-1.81	-1.87	-1.98	-2.16
	-1.22	-1.71	-1.92	-1.98	-2.10	-2.29
O-N-13	-0.70	-1.01	-1.16	-1.20	-1.29	-1.44
	-0.71	-1.03	-1.16	-1.20	-1.29	-1.46
	-0.83	-1.14	-1.29	-1.33	-1.42	-1.59

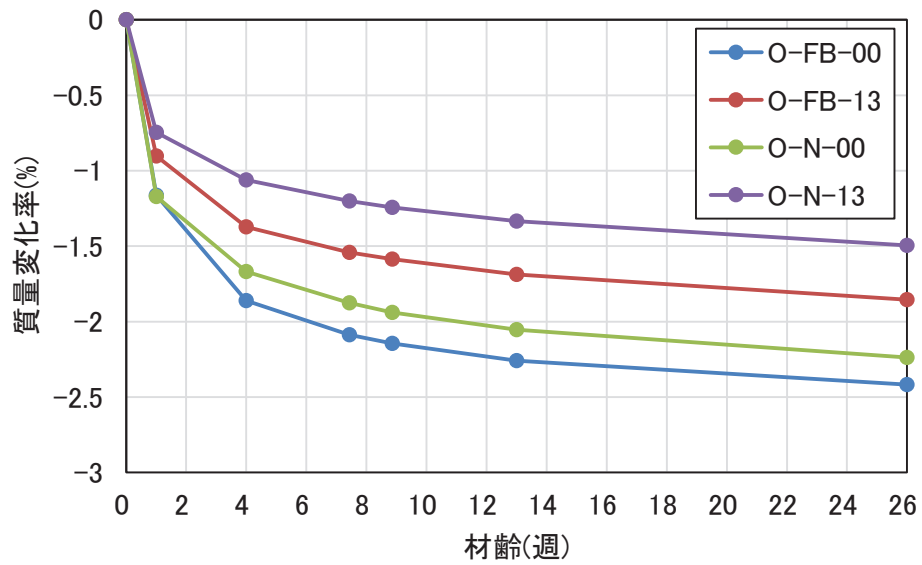


図 3-6 コンクリートの質量変化率の経時変化

表 3-10 にコンクリートの乾燥収縮率試験の比較を示す。いずれの調合においても、乾燥収縮迅速評価システムによる結果と J I S A 1 1 2 9 - 1 による結果の差は 50μ 以下であり、乾燥収縮迅速評価システムによりコンクリートの乾燥収縮率が精度良く測定できているといえる。

表 3-10 コンクリートの乾燥収縮率試験の比較

調合No.	乾燥材齢26週(182日)時点の各試験結果	
	乾燥収縮迅速評価システム	JIS A 1129-1
O-FB-00	-651	-632
O-FB-13	-694	-720
O-N-00	-641	-670
O-N-13	-664	-617

3.2 東通原子力発電所第1号機

3.2.1 対象とする原調合

対象とするコンクリートの原仕様は、工事に広く使用された設計基準強度 32.4N/mm²、管理材齢 91 日、スランプ 15cm、空気量 4.5%、粗骨材の最大寸法 20mm、乾燥単位容積重量 2.15t/m³とする(表 3-11 参照)。また、この原仕様のコンクリートに用いられた材料の代表的なものは、セメントがフライアッシュ B 種セメント(三菱マテリアル製)、化学混和剤は標準形 I 種(製品名 ポゾリス No. 70)であった(表 3-12 参照)。同じ原仕様でも温度補正等のため異なる調合が存在するが、結果の比較のため女川原子力発電所第 2 号機の上部躯体に使用されたコンクリートと同程度の強度レベルのものを選定し、No. 1 : 02500PNN, 及び No. 5 : 02512PNN の 2 種類を選定した。これらはそれぞれ女川原子力発電所の原仕様の No. 100 : 02400PNN 及び No. 118 : 02413PNN に対応する。対象とする原調合を表 3-13 に示す。

表 3-11 対象とするコンクリートの原仕様の一覧(東通, 建設当時)

No.	調合 No.	セメント	Gmax (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	Fc (N/mm ²)	T91 (N/mm ²)	F91 (N/mm ²)	混和剤
1	2500PNN	三菱	20	15	4.5	32.4	0	38.5	ポゾリス
5	2512PNN	三菱	20	15	4.5	32.4	12	50.5	ポゾリス

※T91 : コンクリートの打込みから材齢 91 日までの期間の予想平均養生温度によるコンクリート強度の補正值

※F91 : 材齢 91 日におけるコンクリートの調合強度

表 3-12 工事に使用したコンクリートの使用材料の一覧（東通）

材料名		種類	品名等
セメント		フライアッシュセメント B種	三菱マテリアル(株) 青森工場 (フライアッシュ混入率 17%)
骨材	細骨材	砕砂	日鉄鉱業(株)尻屋鉱業所
	粗骨材	砕石 2005	
水		構内減水タンク水(水源：小老部川)	
混和材料	AE 減水剤	標準形・I種	ポゾリス No. 70

表 3-13 対象とするコンクリートの原調合の一覧（東通，建設当時）

No	調合 No.	W/C (%)	s/a (%)	W kg/m ³	C kg/m ³	S kg/m ³	G kg/m ³	AE 減標 kg/m ³
1	2500PNN	53.9	46.2	158	294	860	1017	3.13
5	2512PNN	43.3	42.8	164	379	756	1028	4.04

3.2.2 使用材料と調合

表3-14に、東通原子力発電所を対象としたコンクリートに使用する材料の一覧を示す。乾燥収縮率に及ぼす影響が最も大きな骨材については建設当時と同一の製造会社によるものを使用する。同一の材料を入手することが困難なセメントについては、太平洋セメント製の普通ポルトランドセメントを代替とし、当時のフライアッシュB種セメントと同等となるよう混和材として東北発電工業(株)より入手するフライアッシュを17%添加することとした。

コンクリートは、前記材料を使用し表3-13に近い調合となるように試練りにより決定する。表3-15に、対象とするコンクリートの参考調合の一覧を示す。また、フライアッシュを使用しない普通ポルトランドセメントコンクリートを比較対象とする。

表3-14 使用材料の一覧 (東通, 実験)

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	砕砂	日鉄鉱業(株)尻屋鉱業所
	粗骨材	砕石 2005	
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3-15 対象とするコンクリートの参考調合の一覧 (東通, 実験)

調合 No.	W/C (%)	s/a (%)	W (kg/m ³)	C (kg/m ³)	FA (kg/m ³)	S (kg/m ³)	G (kg/m ³)	備考
H-FB-00	53.9	46.2	158	244	50	860	1017	2500PNN 相当
H-FB-12	43.3	42.8	164	315	64	756	1028	2512PNN 相当
H-N-00	53.9	46.2	158	294	—	860	1017	H-FB-00 比較用
H-N-12	43.3	42.8	164	379	—	756	1028	H-FB-12 比較用

3.2.3 実験結果

(1) 練混ぜ試験結果

フレッシュコンクリート試験結果を表3-16に示す。スランプ及び空気量のいずれも目標値を満足しており、ワーカビリティの良好なコンクリートであった。

表3-16 フレッシュコンクリート試験結果

調合No.	W/B (%)	目標スランプ (cm)	目標空気量 (%)	AE減水剤	AE剤	スランプ (cm)	スランプフロー (cm×cm)	空気量 (%)	コンクリート温度(°C)	単位容積質量(kg/m ³)	
H-FB-00	53.9	15.0±2.5	4.5±1.5	1.00%	10A	16.5	30.6	28.0	3.8	19.2	2338
H-FB-12	43.3			1.00%	15A	17.5	28.1	28.0	4.0	19.5	2337
H-N-00	53.9			0.90%	1A	14.0	23.4	22.5	4.0	20.7	2354
H-N-12	43.3			1.00%	1A	15.5	26.1	26.0	3.7	20.0	2371

※AE減水剤は結合材に対する質量百分率。AE剤は結合材に対する質量百分率で、1A=0.001%。

(2) 圧縮強度及び静弾性係数試験結果

表3-17に圧縮強度及び静弾性係数試験結果を、図3-7に圧縮強度の経時変化を、図3-8に静弾性係数の経時変化を示す。いずれの調合も、標準養生に供した場合は材齢28日から91日にかけて強度の増進が見られるが、20°C RH60%の環境下で気乾養生に供した場合は材齢56日から91日にかけて強度増進の停滞又は強度低下が見られ、30°C RH30%の環境下で気乾養生に供した場合は材齢28日から91日にかけて強度の低下が見られた。また、標準養生に供した場合、フライアッシュを使用した調合の材齢91日以降の強度増進は、フライアッシュを使用しない調合よりも大きく、長期的に強度が増進するフライアッシュコンクリートの特徴が確認できる。静弾性係数についても、圧縮強度と同様の傾向が見られた。

表3-17 圧縮強度及び静弾性係数試験結果

調合No.	養生方法	圧縮強度(N/mm ²)				静弾性係数(kN/mm ²)			
		28日	56日	91日	182日	28日	56日	91日	182日
H-FB-00	標準養生	31.0	35.7	40.9	47.6	36.0	38.2	39.7	41.0
	20°C RH60%	31.3	33.2	32.1	33.9	33.7	33.2	32.8	32.3
	35°C RH30%	30.9	28.4	27.4	26.7	31.5	28.6	28.6	28.7
H-FB-12	標準養生	44.4	52.6	59.8	64.7	38.2	39.6	40.9	43.2
	20°C RH60%	45.2	46.5	45.5	46.5	36.1	36.1	35.9	34.5
	35°C RH30%	45.2	43.4	43.0	39.7	34.9	33.7	34.5	31.7
H-N-00	標準養生	37.0	39.3	42.0	41.5	38.2	39.9	43.2	40.0
	20°C RH60%	39.0	38.1	37.0	37.2	36.5	36.3	35.3	34.5
	35°C RH30%	36.8	34.6	32.5	31.4	34.7	33.1	31.8	29.5
H-N-12	標準養生	52.9	57.0	58.3	63.2	41.1	43.6	43.7	43.7
	20°C RH60%	51.6	52.5	50.5	49.1	39.0	39.1	39.0	37.2
	35°C RH30%	48.4	44.8	45.1	41.9	37.4	36.5	34.7	34.5

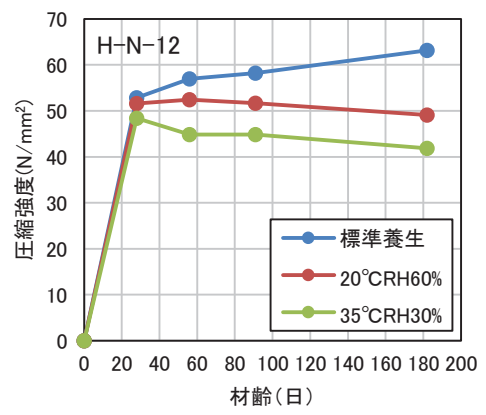
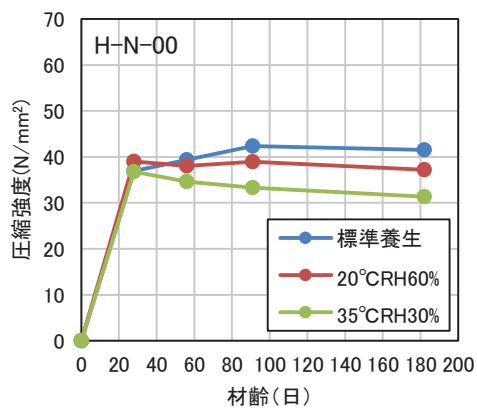
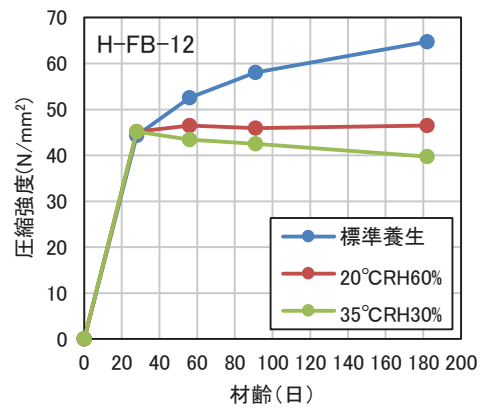
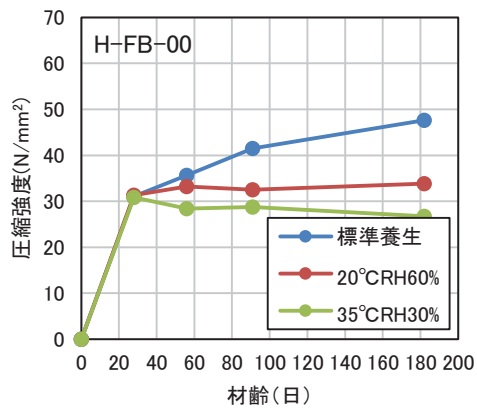


図 3-7 圧縮強度の経時変化

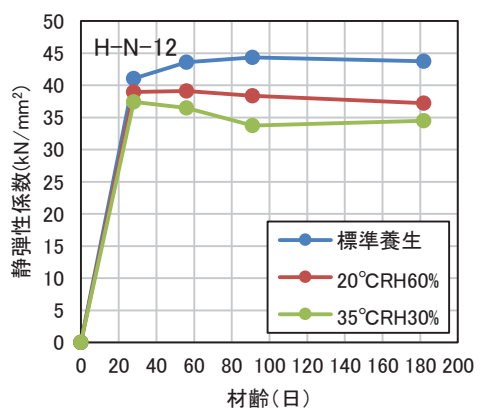
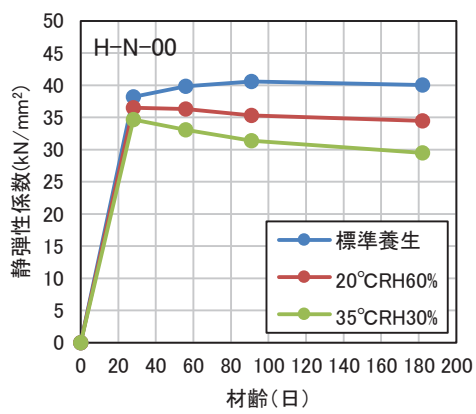
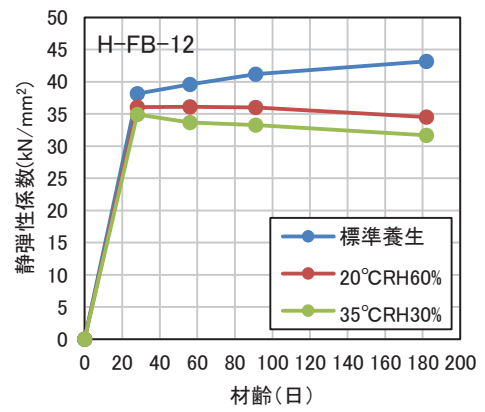
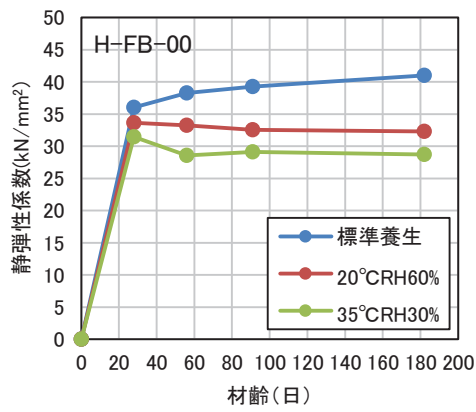


図 3-8 静弾性係数の経時変化

(3) 乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥収縮率予測結果

図 3-9 に、乾燥収縮迅速評価システムによる乾燥収縮率予測結果を示す。乾燥材齢 182 日時点の乾燥収縮率の予測結果は、H-FB-00 で -359μ 、H-FB-12 で -433μ 、H-N-00 で -349μ 、H-N-12 で -390μ であった。

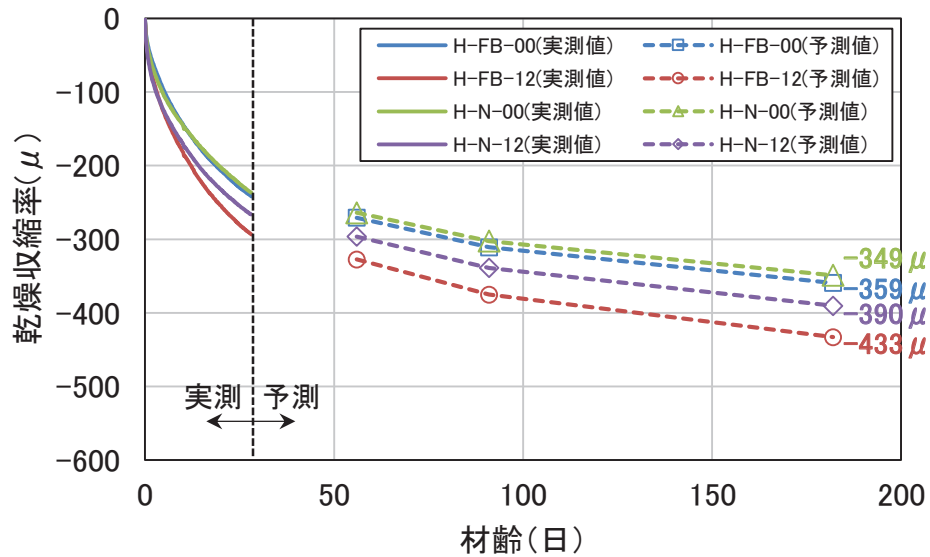


図 3-9 乾燥収縮率予測結果

図 3-10 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、H-FB-00 で -363μ 、H-FB-12 で -423μ 、H-N-00 で -376μ 、H-N-12 で -411μ であった。いずれの調合も、材齢 28 日時点での予測結果との差は最大 30μ 程度であり、本試験のばらつきの範囲内であるため、材齢 28 日時点で材齢 182 日の乾燥収縮率を精度良く予測できたと考えられる。

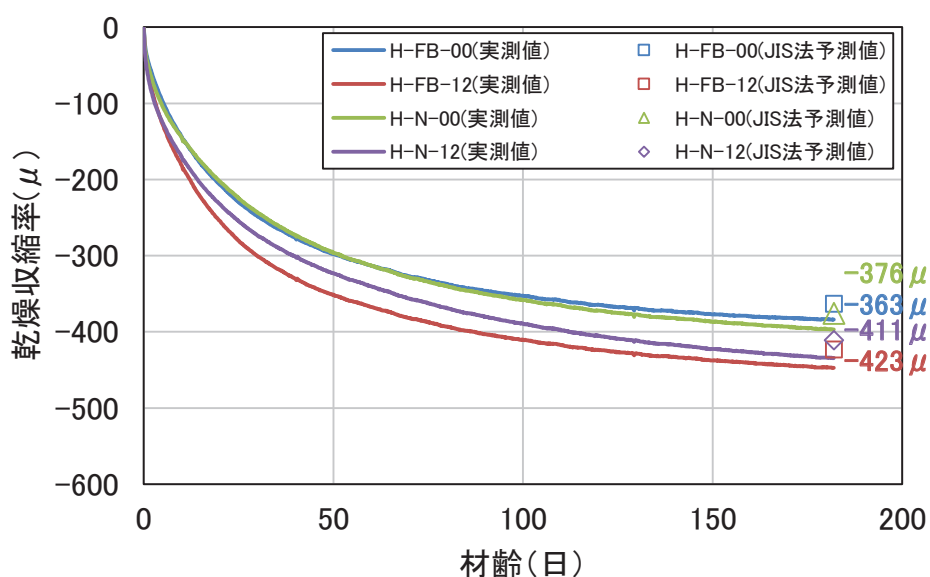


図3-10 乾燥収縮率予測結果(乾燥材齢182日時点での実測結果)

(4) コンクリートの長さ変化試験結果

表3-18にコンクリートの長さ変化率の一覧を、図3-11に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)時点での長さ変化率は、H-FB-00で -475μ 、H-FB-12で -472μ 、H-N-00で -486μ 、H-N-12で -520μ であった。

表3-18 コンクリートの長さ変化率の一覧

調査No.	コンクリートの長さ変化率(μ)									
	1週		4週		8週		13週		26週	
H-FB-00	-109		-247		-376		-432		-488	
	-106	-105	-247	-244	-353	-367	-415	-425	-468	-475
	-100		-238		-371		-426		-468	
H-FB-12	-129		-274		-385		-441		-474	
	-132	-131	-268	-273	-371	-376	-432	-436	-465	-472
	-132		-276		-374		-435		-476	
H-N-00	-129		-271		-376		-432		-509	
	-121	-120	-271	-260	-371	-368	-421	-418	-491	-486
	-109		-238		-356		-400		-459	
H-N-12	-138		-279		-388		-447		-515	
	-150	-141	-285	-282	-385	-391	-465	-460	-509	-520
	-135		-282		-400		-468		-535	

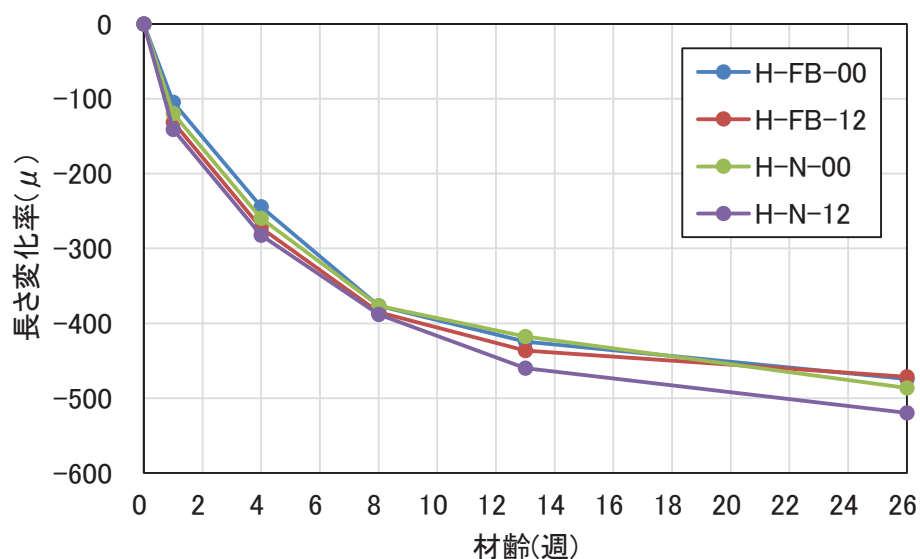


図 3-11 コンクリートの長さ変化率の経時変化

表 3-19 にコンクリートの質量変化率の一覧を、図 3-12 にコンクリートの質量変化率の経時変化を示す。

乾燥材齢 26 週(182 日)時点の質量変化率は、H-FB-00 で-2.62%、H-FB-12 で-2.14%、H-N-00 で-2.32%、H-N-12 で-1.73%であった。フライアッシュを使用した調合、使用しない調合のいずれも水結合材比が大きいほど質量変化率が大きくなった。また、フライアッシュを使用した調合は使用しない調合よりも質量変化率が大きくなった。

表 3-19 コンクリートの質量変化率の一覧

調合No.	コンクリートの質量変化率(%)									
	1週		4週		8週		13週		26週	
H-FB-00	-1.51		-2.15		-2.37		-2.51		-2.65	
	-1.44	-1.45	-2.11	-2.11	-2.34	-2.34	-2.48	-2.48	-2.62	-2.62
	-1.40		-2.07		-2.31		-2.45		-2.59	
H-FB-12	-1.21		-1.71		-1.90		-2.03		-2.19	
	-1.15	-1.19	-1.63	-1.67	-1.82	-1.86	-1.94	-1.99	-2.09	-2.14
	-1.20		-1.68		-1.87		-1.99		-2.14	
H-N-00	-1.16		-1.71		-1.96		-2.12		-2.34	
	-1.12	-1.16	-1.65	-1.70	-1.90	-1.94	-2.06	-2.11	-2.27	-2.32
	-1.20		-1.74		-1.98		-2.15		-2.35	
H-N-12	-0.83		-1.21		-1.40		-1.54		-1.74	
	-0.81	-0.82	-1.19	-1.20	-1.38	-1.39	-1.51	-1.53	-1.72	-1.73
	-0.81		-1.20		-1.39		-1.53		-1.74	

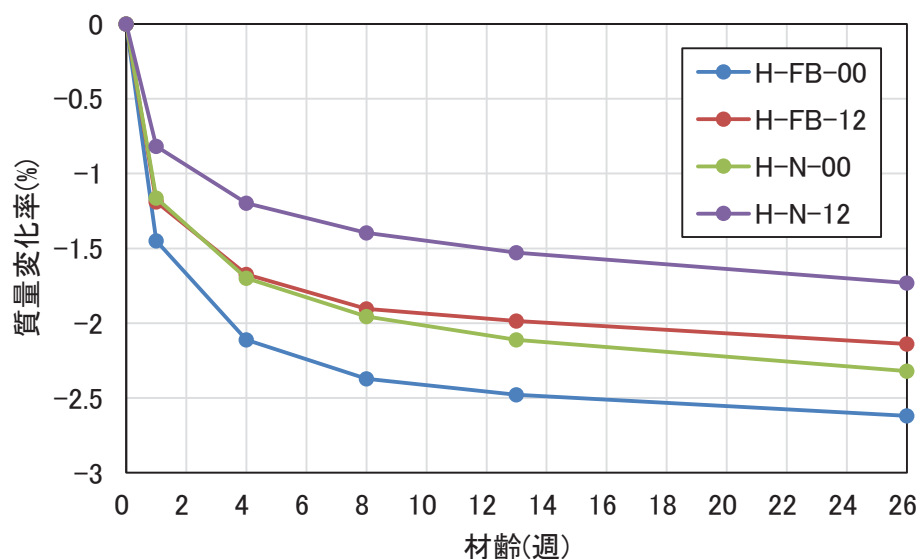


図 3-12 コンクリートの質量変化率の経時変化

表 3-20 にコンクリートの乾燥収縮試験の比較を示す。0-FB-13 は乾燥収縮迅速評価システムによる結果と J I S A 1 1 2 9 - 1 による結果の差は 50μ 以下であるが、それ以外の調査では 100μ 程度の差が確認される。両試験は同日に練り混ぜた同じコンクリートを用いており、材料特性のバラツキとは考えにくいいため、試験体の乾燥環境に差があった可能性がある。

表 3-20 コンクリートの乾燥収縮率試験の比較

調合No.	乾燥材齢26週(182日)時点の各試験結果	
	乾燥収縮迅速評価システム	JIS A 1129-1
H-FB-00	-363	-475
H-FB-12	-423	-472
H-N-00	-376	-486
H-N-12	-411	-520

4. 乾燥収縮ひび割れ調査

女川原子力発電所の建屋がどのような乾燥収縮状態になっているのかを確認することを目的に、乾燥収縮ひび割れ調査を実施しており、乾燥収縮ひび割れの多寡等についてとりまとめた。

4.1 調査目的

女川原子力発電所の建屋がどのような乾燥収縮状態になっているのかを確認するためひび割れ調査を実施する。

ひび割れ多寡の評価指標の適用性の確認及びサイト間のひび割れ状況の差異を確認することを目的とし、建屋規模が近い女川原子力発電所第2号機原子炉建屋と東通原子力発電所第1号機原子炉建屋、また女川原子力発電所と東通原子力発電所とで建設時期の近い女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋と東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋を対象とした。

4.2 調査範囲と調査方法

調査範囲は、全耐震壁を対象とする。

乾燥収縮によるひび割れは、乾燥によるコンクリート中の水分の蒸発により、コンクリートの体積が減少し、収縮するため壁面に概ね万遍なく生じることから、その測定は、壁面に一定の高さ(約1.5m)の基準線を引き、その線とひび割れとの交点を基準線1m当たりのクロス数(以下「ひび割れ密度」という。)として調査する。配管等のある箇所は避け、可能な限り長くとることとする。調査方法のイメージを図4-1に示す。

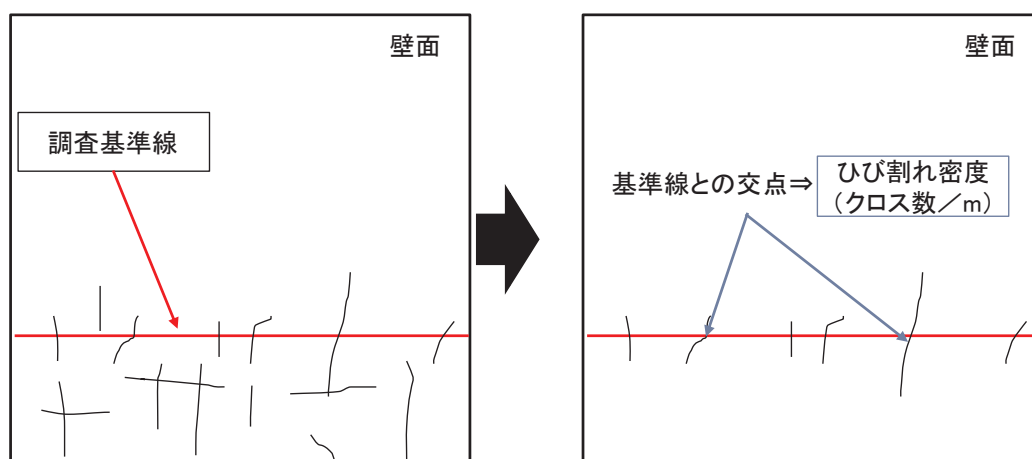


図4-1 ひび割れ調査方法概要図

4.3 調査方法の適用性確認

既往の乾燥収縮ひび割れの調査結果の分析を行い、ひび割れ調査方法の適用性について確認した。以下にひび割れ調査方法の適用性の分析結果を示す。

4.3.1 検討方法

建物形状が比較的似ており、かつ建設時期に近い女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋を対象に、代表箇所を選定して2m（高さ）×3m（幅）の領域の乾燥収縮ひび割れの発生状況の詳細な調査を行い、ひび割れスケッチ図を作成している。これらのひび割れスケッチ図を基に、高さ方向に50cm間隔で設定した3本の水平方向の基準線と交差するひび割れ箇所数のデータを集計している（図4-2及び図4-3参照）。この調査データを用いて、任意の基準線上の乾燥収縮ひび割れ箇所数を調査した場合に、その結果がどの程度のばらつきとなるかを確認する。

調査部位ごとに、基準線A（床面からの高さ150cm）、基準線B（床面からの高さ100cm）、基準線C（床面からの高さ50cm）とのひび割れクロス数の平均値に対する各基準線上のひび割れクロス数の比率を算定する。算定した比率の標準偏差を基準線A、基準線B、基準線Cごとに算定する。

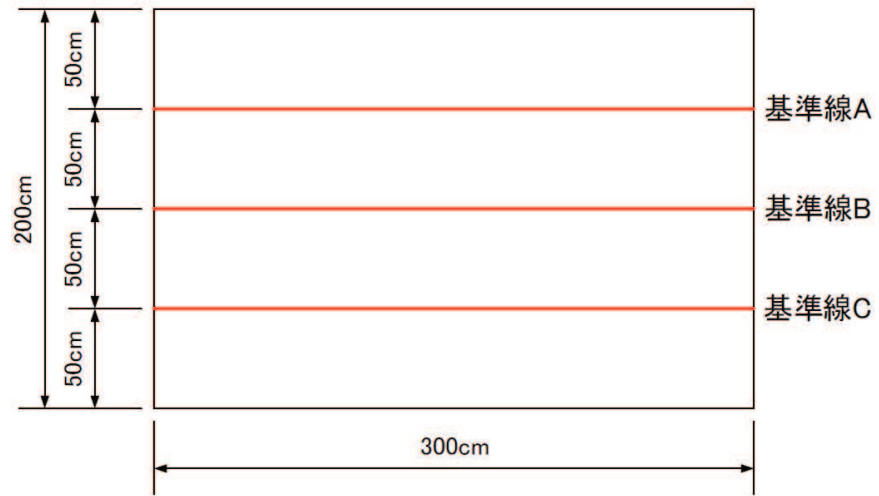


図 4-2 調査範囲と基準線位置

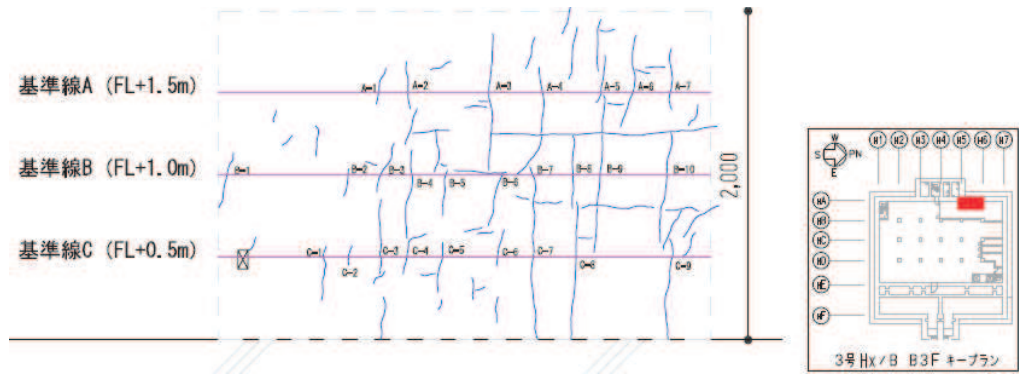


図 4-3 調査結果例 (女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋, 常用電気品室)

4.3.2 適用性検討結果

女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋のひび割れ調査結果の分析結果を表4-1から表4-2に、また両建屋の代表箇所調査位置を表4-3に示す。

3本の基準線によるひび割れクロス数の平均値で各基準線のひび割れクロス数を除した値で考察すると、平均値のばらつきは最大でも±20%程度の差になっている。また、3本の基準線で標準偏差を評価すると40%程度であり、1本の基準線で評価しても極端にばらつきは大きくならない。

代表の基準線1本で行うひび割れ調査結果の分析の際には、想定されるばらつき（標準偏差± σ ）以上の差が認められれば有意な差と評価することができると考えられ、建屋間のひび割れの多寡を評価する場合には、任意の位置の基準線1本で十分評価可能と考えることができる。

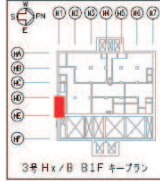
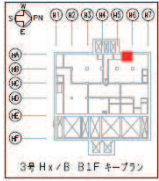
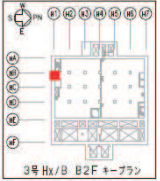
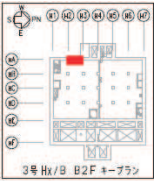
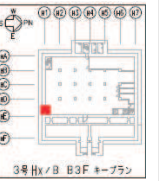
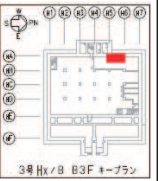
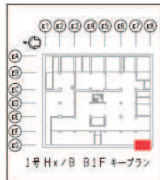
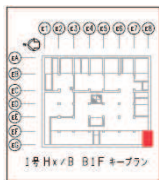
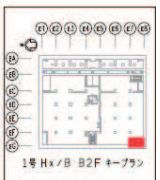
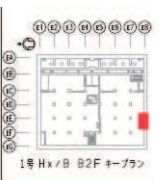
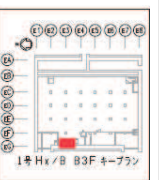
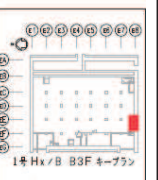
表4-1 女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋ひび割れクロス数

基準線	PS1 (B1F,EW)	A系非常用 電気品室 (B1F,NS)	RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,EW)	RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,NS)	TCW 熱交換器室 (B3F,EW)	常用 電気品室 (B3F,NS)	平均	標準偏差
A	11	9	17	2	4	7		
B	20	14	9	9	8	10		
C	16	20	5	17	5	9		
A/平均	0.70	0.63	1.65	0.21	0.71	0.81	0.784	0.470
B/平均	1.28	0.98	0.87	0.96	1.41	1.15	1.109	0.208
C/平均	1.02	1.40	0.48	1.82	0.88	1.04	1.107	0.457
平均							1.000	0.405

表4-2 東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋ひび割れクロス数

基準線	非常用 電気品室 (B1F,NS)	非常用 電気品室 (B1F,EW)	RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,NS)	RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,EW)	TCW 熱交換器室 (B3F,NS)	TCW 熱交換器室 (B3F,EW)	平均	標準偏差
A	5	6	8	6	8	9		
B	9	2	8	6	4	1		
C	9	8	3	3	10	10		
A/平均	0.65	1.13	1.26	1.20	1.09	1.35	1.114	0.245
B/平均	1.17	0.38	1.26	1.20	0.55	0.15	0.785	0.486
C/平均	1.17	1.50	0.47	0.60	1.36	1.50	1.102	0.455
平均							1.000	0.416

表 4-3 両建屋代表箇所調査位置

O3Hx/B	PS1 (B1F,EW)	A系非常用 電気品室 (B1F,NS)	RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,EW)	RCW 熱交換器 (B)(D)室 (B2F,NS)	TCW 熱交換器室 (B3F,EW)	常用 電気品室 (B3F,NS)
	 3号 Hx/B B1F キープラン	 3号 Hx/B B1F キープラン	 3号 Hx/B B2F キープラン	 3号 Hx/B B2F キープラン	 3号 Hx/B B3F キープラン	 3号 Hx/B B3F キープラン
A1Hx/B	非常用 電気品室 (B1F,NS)	非常用 電気品室 (B1F,EW)	RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,NS)	RCW 熱交換器 (A)(C)室 (B2F,EW)	TCW 熱交換器室 (B3F,NS)	TCW 熱交換器室 (B3F,EW)
	 1号 Hx/B B1F キープラン	 1号 Hx/B B1F キープラン	 1号 Hx/B B2F キープラン	 1号 Hx/B B2F キープラン	 1号 Hx/B B3F キープラン	 1号 Hx/B B3F キープラン

4.4 調査結果

4.4.1 女川原子力発電所第2号機原子炉建屋の調査結果

表4-4に女川原子力発電所第2号機原子炉建屋のひび割れ調査結果を示す。基準線とひび割れとの交点を基準線1m当たりのクロス数つまりひび割れ密度について纏めており、参考に調査フロアごとの平均ひび割れ幅も併せて纏めた。

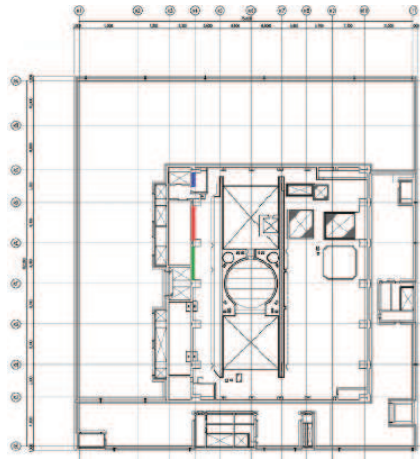
また、全建屋（女川原子力発電所第2号機原子炉建屋、東通原子力発電所第1号機原子炉建屋、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋）の調査長さ1m当たりのひび割れ密度の調査結果を用いて、調査スパンごとに平均値より $+\sigma$ 以上の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で表した女川原子力発電所第2号機原子炉建屋の各フロアのひび割れ多寡状況図を図4-4に示す。なお、全建屋のひび割れ密度の平均値は3.0、標準偏差 σ は2.4である。

女川原子力発電所第2号機原子炉建屋におけるひび割れ密度は、4~5を示しており、平均ひび割れ幅はフロアによって大きな差はなく、0.05mm~0.07mmと計測された。

全建屋のひび割れ密度の平均値より $+\sigma$ の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で示した図においては、全体的に赤色を示している部位が多く確認される。

表4-4 女川原子力発電所第2号機原子炉建屋のひび割れ密度結果

	ひび割れ調査長さ(m)		ひび割れ密度 (平均ひび割れ幅(mm))
	建屋	各階	
3F	約2036	約14	約4.8 (0.05)
M3F		約30	約4.5 (0.05)
2F		約417	約4.2 (0.06)
M2F		約77	約4.0 (0.06)
1F		約269	約4.5 (0.06)
B1F		約360	約4.0 (0.05)
MB2F		約31	約4.5 (0.07)
B2F		約312	約4.8 (0.05)
MB3F		約86	約4.5 (0.05)
B3F		約440	約4.0 (0.06)



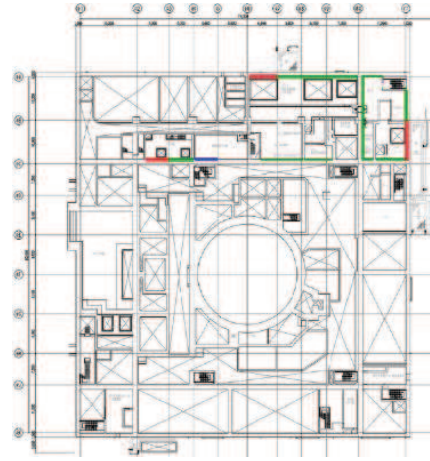
(3F)



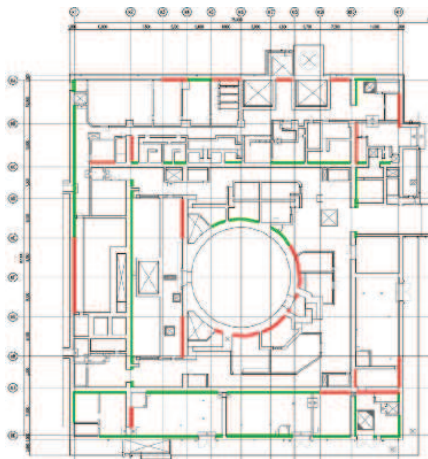
(M3F)



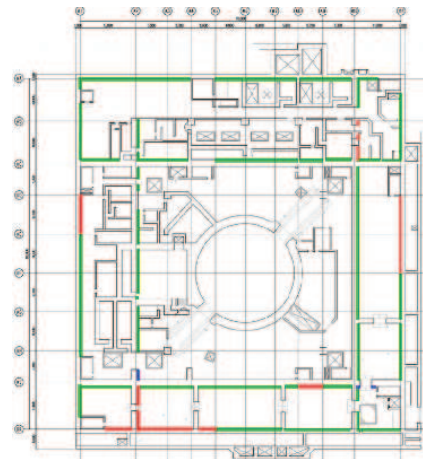
(2F)



(M2F)

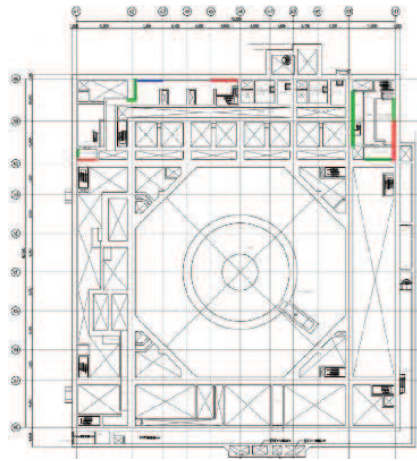


(1F)

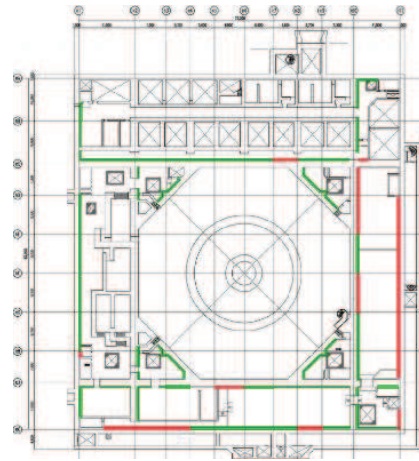


(B1F)

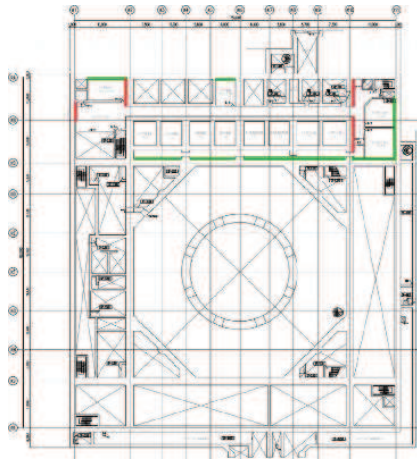
図 4-4 (1) ひび割れ多寡状況図 (女川原子力発電所第 2 号機原子炉建屋)



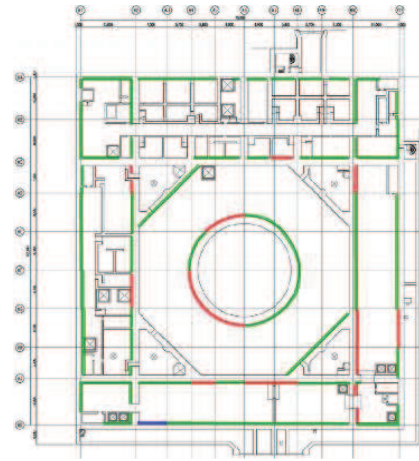
(MB2F)



(B2F)



(MB3F)



(B3F)

図 4-4 (2) ひび割れ多寡状況図 (女川原子力発電所第 2 号機原子炉建屋)

4.4.2 東通原子力発電所第1号機原子炉建屋の調査結果

表4-5に東通原子力発電所第1号機原子炉建屋のひび割れ調査結果を示す。基準線とひび割れとの交点を基準線1m当たりのクロス数つまりひび割れ密度について纏めており、参考に調査フロアごとの平均ひび割れ幅も併せて纏めた。

また、全建屋（女川原子力発電所第2号機原子炉建屋，東通原子力発電所第1号機原子炉建屋，女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋）の調査長さ1m当たりのひび割れ密度の調査結果を用いて，調査スパンごとに平均値より $+\sigma$ 以上の耐震壁を赤色で， $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で， $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で表した東通原子力発電所第1号機原子炉建屋の各フロアのひび割れ多寡状況図を図4-5に示す。なお，全建屋のひび割れ密度の平均値は3.0，標準偏差 σ は2.4である。

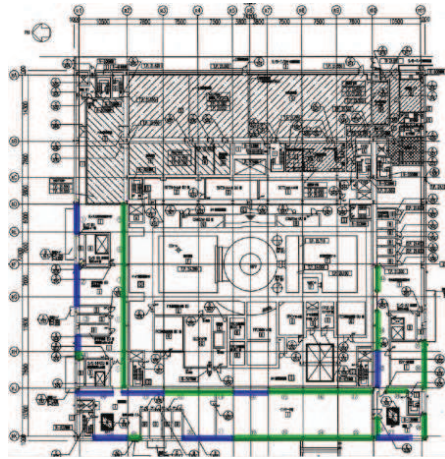
東通原子力発電所第1号機原子炉建屋におけるひび割れ密度は，1未満を示しており，平均ひび割れ幅はフロアによって大きな差はなく，女川原子力発電所第2号機原子炉建屋と同等な0.05~0.08mmと計測された。

全建屋のひび割れ密度の平均値より $+\sigma$ の耐震壁を赤色で， $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で， $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で示した図においては，全体的に青色を示している部位が多く確認される。

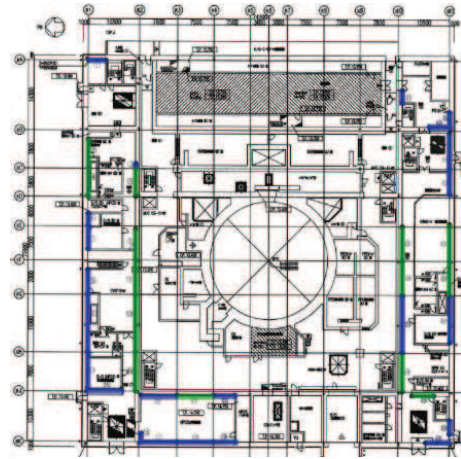
女川原子力発電所第2号機原子炉建屋と比較すると，女川原子力発電所第2号機原子炉建屋の方がひび割れ密度が高い傾向となっている。

表4-5 東通原子力発電所第1号機原子炉建屋のひび割れ密度結果

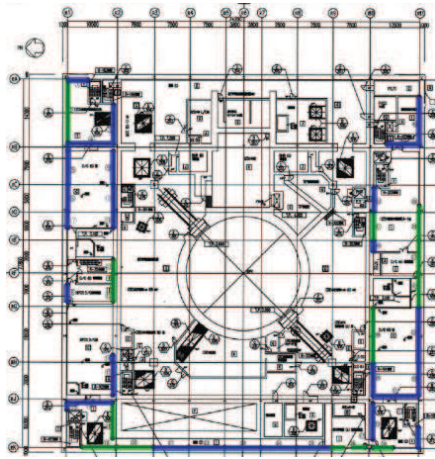
	ひび割れ調査長さ(m)		ひび割れ密度 (平均ひび割れ幅(mm))
	建屋	各階	
3F	養生中のため調査不可		
2F	約1129	約213	約0.8 (0.05)
1F		約212	約0.6 (0.06)
B1F		約266	約0.5 (0.07)
B2F		約300	約0.6 (0.07)
B3F		約139	約0.6 (0.08)



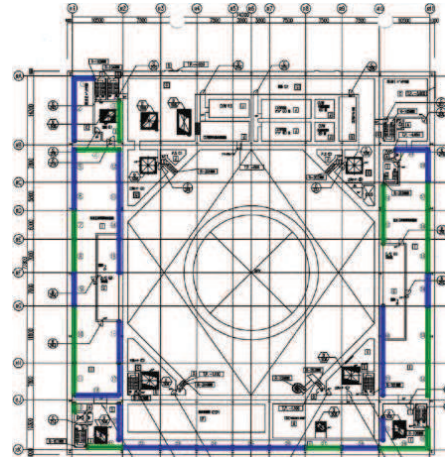
(2F)



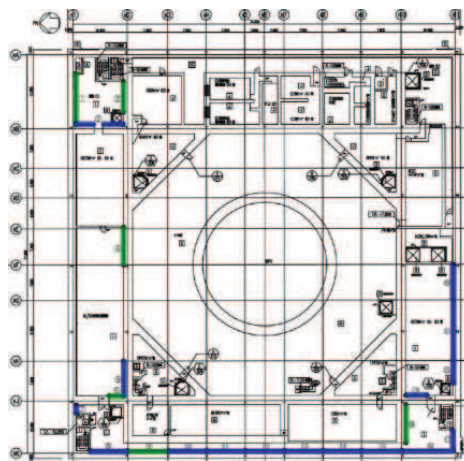
(1F)



(B1F)



(B2F)



(B3F)

図 4-5 ひび割れ多寡状況図 (東通原子力発電所第 1 号機原子炉建屋)

4.4.3 女川原子力発電所第3号機及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋の調査結果

表4-6及び表4-7に、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋のひび割れ調査結果を示す。基準線とひび割れとの交点を基準線1m当たりのクロス数つまりひび割れ密度について纏めており、参考に調査フロアごとの平均ひび割れ幅も併せて纏めた。

また、全建屋（女川原子力発電所第2号機原子炉建屋、東通原子力発電所第1号機原子炉建屋、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋及び東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋）の調査長さ1m当たりのひび割れ密度の調査結果を用いて、調査スパンごとに平均値より $+\sigma$ 以上の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で表した各フロアのひび割れ多寡状況図について、図4-6に女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の調査結果を、また図4-7に東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋の調査結果を示す。なお、全建屋のひび割れ密度の平均値は3.0、標準偏差 σ は2.4である。

表4-6、表4-7より、ひび割れ密度は女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋でおよそ5程度を示しており、また東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋ではおよそ1程度を示していることから、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の方が東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋よりも約5倍多かった。また、図4-6、図4-7より、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の方が東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋より赤色を示していることから、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の方がひび割れが多いことが分かる。平均ひび割れ幅については、両建屋ともにフロアによって大きな差はなく、原子炉建屋と同等な0.05~0.09mmと計測された。

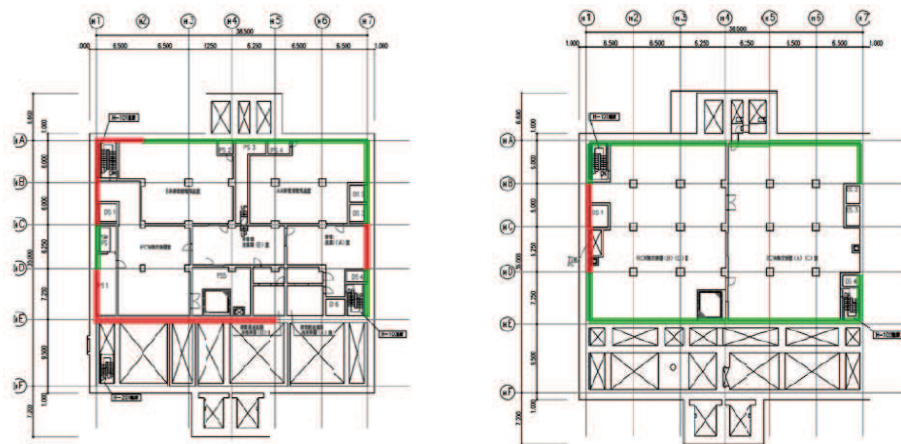
全建屋のひび割れ密度の平均値より $+\sigma$ 以上の耐震壁を赤色で、 $-\sigma$ 以下の耐震壁を青色で、 $\pm\sigma$ に収まった耐震壁を緑色で示した図についても、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の方が東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋より赤色を示していることから、女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋の方が多いことが分かる。

表4-6 女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋のひび割れ密度結果

	ひび割れ調査長さ(m)		ひび割れ密度 (平均ひび割れ幅(mm))
	建屋	各階	
B1F	約238	約66	約5.5 (0.05)
B2F		約75	約4.3 (0.06)
B3F		約98	約3.9 (0.05)

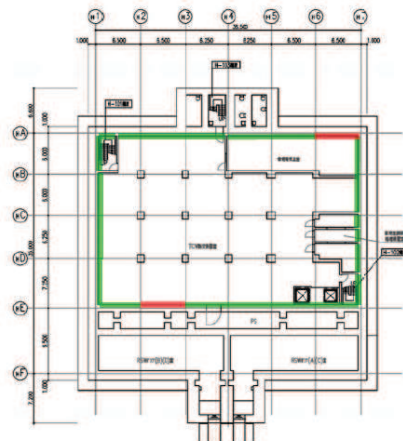
表 4-7 東通原子力発電所第 1 号機海水熱交換器建屋のひび割れ密度結果

	ひび割れ調査長さ(m)		ひび割れ密度 (平均ひび割れ幅(mm))
	建屋	各階	
B1F	約257	約97	約1.0 (0.08)
B2F		約84	約1.2 (0.06)
B3F		約77	約0.9 (0.09)



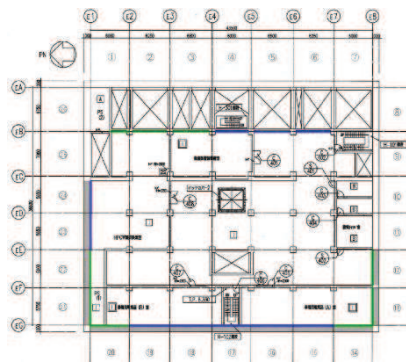
(B1F)

(B2F)

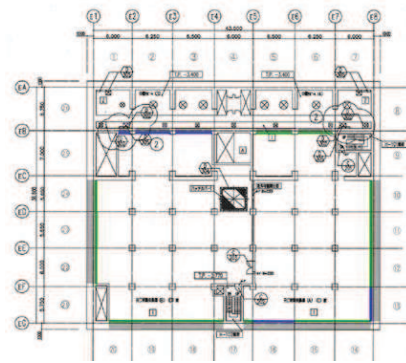


(B3F)

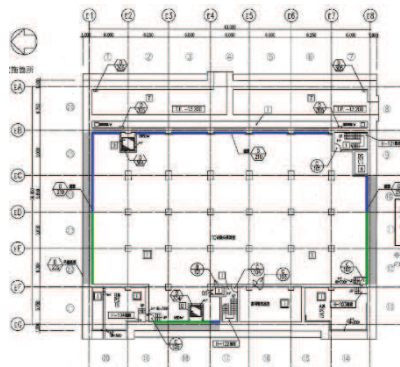
図 4-6 ひび割れ多寡状況図 (女川原子力発電所第 3 号機海水熱交換器建屋)



(B1F)



(B2F)



(B3F)

図 4-7 ひび割れ多寡状況図 (東通原子力発電所第 1 号機海水熱交換器建屋)

5. まとめ

日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説」による評価式に基づき女川原子力発電所第2号機原子炉建屋の乾燥収縮の進行程度を評価した結果、現時点では概ね収束した状態となっていることを確認した。

女川原子力発電所第2号機の建設に使用したコンクリートと同じ調合のコンクリート、及び東通原子力発電所第1号機の建設に使用したコンクリートと同じ調合のコンクリートの乾燥収縮率を評価した。その結果、女川原子力発電所第2号機は、約 $700\mu\sim 800\mu$ 、東通原子力発電所第1号機は約 $400\mu\sim 500\mu$ となり、女川原子力発電所第2号機は東通原子力発電所第1号機に対して有意に乾燥収縮率が大きい結果となった。

ひび割れ密度は女川原子力発電所第2号機原子炉建屋においては4～5の間の数値を、東通原子力発電所第1号機原子炉建屋においては1未満の数値を示しており、女川原子力発電所第2号機原子炉建屋の方が、ひび割れ密度が高い傾向となっている。一方、平均ひび割れ幅は建屋によって大きな差はなく、 $0.05\sim 0.08\text{mm}$ と計測された。女川原子力発電所第3号機海水熱交換器建屋と東通原子力発電所第1号機海水熱交換器建屋の調査結果も同様の傾向となった。

[参考文献]

- (1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説
- (2) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS5N 原子力発電所施設における鉄筋コンクリート工事(1991)
- (3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針(案)・同解説，2006
- (4) 閑田徹志，百瀬晴基，今本啓一，三橋博三：乾燥収縮試験法の省力化に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第628号，pp.851-857，2008.6.

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

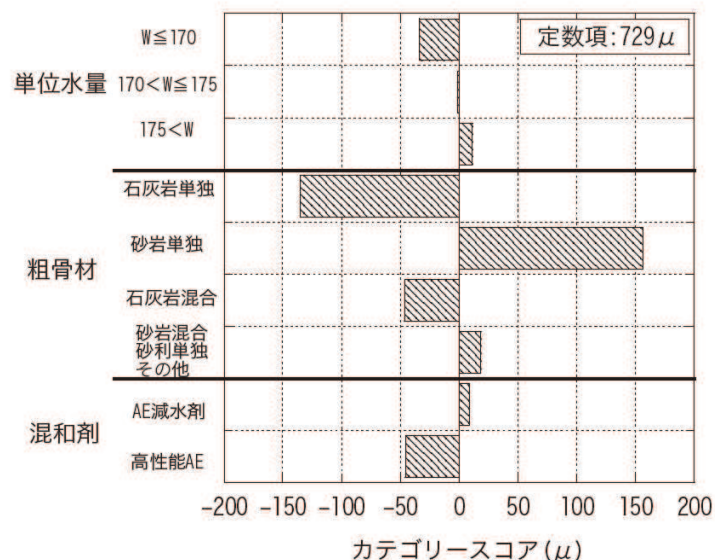
閑田ほか（2008）では、全国のレディーミクストコンクリートを対象とした乾燥収縮ひずみの調査を行い、そのデータをもとに統計解析を実施し影響要因について考察している。

その結果、コンクリートに関わる数量データと質的データの個々のデータの相関分析により、数量データのうち単位水量、質的データのうち粗骨材種類と混和剤種類を説明変数として採用し、それぞれの変数のカテゴリースコアを評価すると図1のような結果が得られ、乾燥収縮ひずみに対する影響因子として粗骨材種類が最も支配的で、単位水量、混和剤種類、細骨材種類、及び水セメント比の影響は比較的軽微であることが明らかになったとしている。

立松ほか（2001）では、骨材自体の収縮に着目して検討している。同文献では、コンクリートの乾燥収縮に大きな影響を与える要因のひとつは、骨材自体の収縮であることを骨材原石のコア供試体の試験結果に基づき報告し、コンクリートの乾燥収縮を大きくする骨材は原石の乾燥収縮が大きく、反対に小さくする影響のある骨材は原石の乾燥収縮が小さいとしている。同文献によれば、前者として硬質砂岩、後者として石灰岩が該当しており、閑田ほか（2008）の結果と整合している。

乾燥収縮ひび割れに関する現地調査の結果から女川の乾燥収縮ひび割れは東通に比べて多い傾向があること、また、コンクリートの材料試験の結果から女川（粗骨材：砂岩・頁岩系）は東通（粗骨材：石灰岩）に比べ乾燥収縮率が大きいことを確認している。

この結果は、上記の文献レビュー結果と整合する結果となっている。



※閑田徹志, 百瀬晴基, 今本啓一, 三橋博三(2008):レディーミクストコンクリートを対象とした乾燥収縮の調査研究及びその統計分析, 日本建築学会構造系論文集 第73巻 第629号, 1019-1026

図1 統計解析によるカテゴリースコアの比較

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	別紙 15- 1
2.	実験概要	別紙 15- 1
2.1	実験の特徴	別紙 15- 1
2.2	乾燥試験体形状	別紙 15- 1
2.3	加力計画	別紙 15- 6
2.4	試験体の乾燥状況	別紙 15- 9
3.	乾燥試験体 [1] 実験結果	別紙 15-14
3.1	荷重 - 変形関係	別紙 15-14
3.2	剛性低下率	別紙 15-23
3.3	変形割合	別紙 15-25
4.	乾燥試験体 [2] 実験結果	別紙 15-26
4.1	荷重 - 変形関係	別紙 15-26
4.2	剛性低下率	別紙 15-35
5.	実験結果まとめ	別紙 15-37
6.	耐震実験結果の実機への適用性について	別紙 15-38
6.1	コンクリートの長さ変化試験	別紙 15-38
6.2	骨材の長さ変化試験	別紙 15-43
6.3	まとめ	別紙 15-46

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)	壁筋	377	183	504
D10(SD295A)	柱主筋	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		

※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）

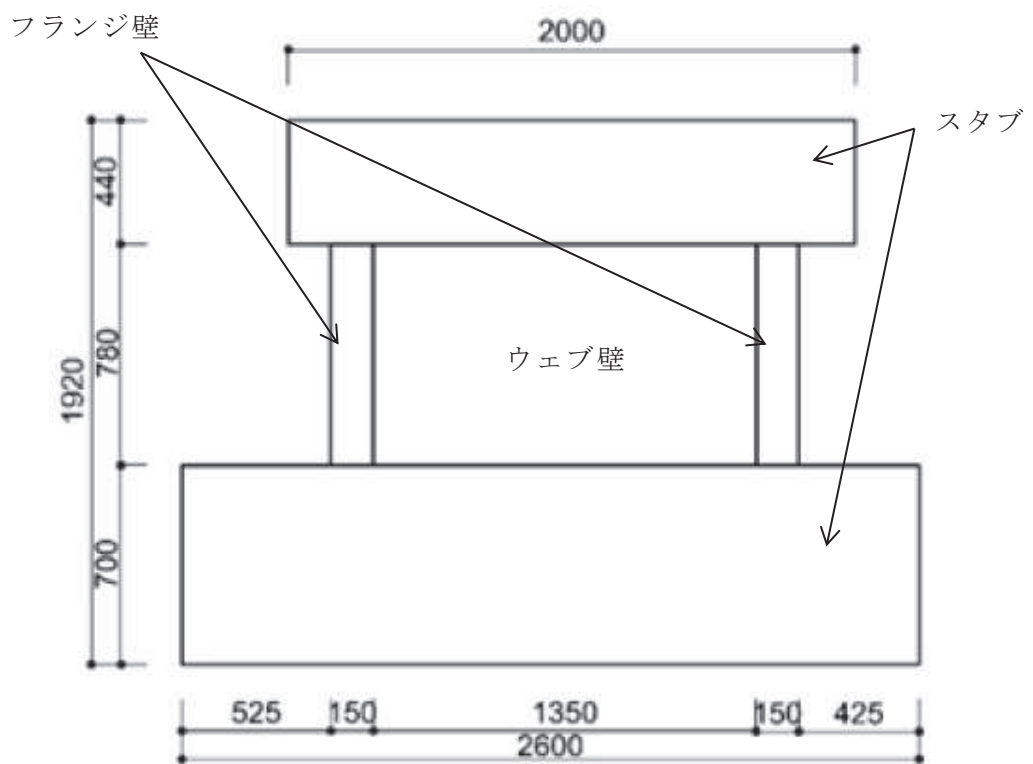


図 2-1 試験体形状

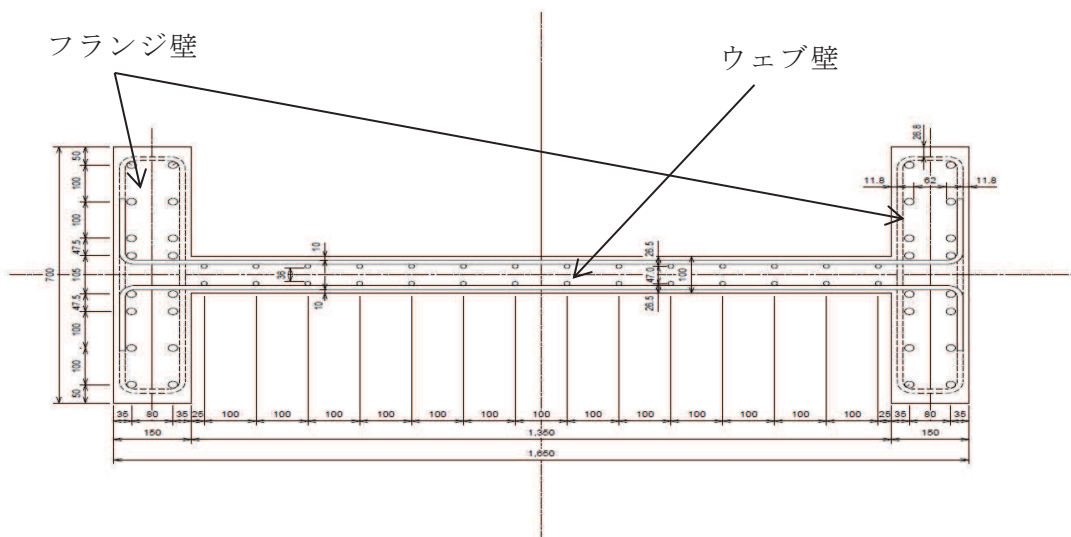


図 2-2 試験体断面配筋図

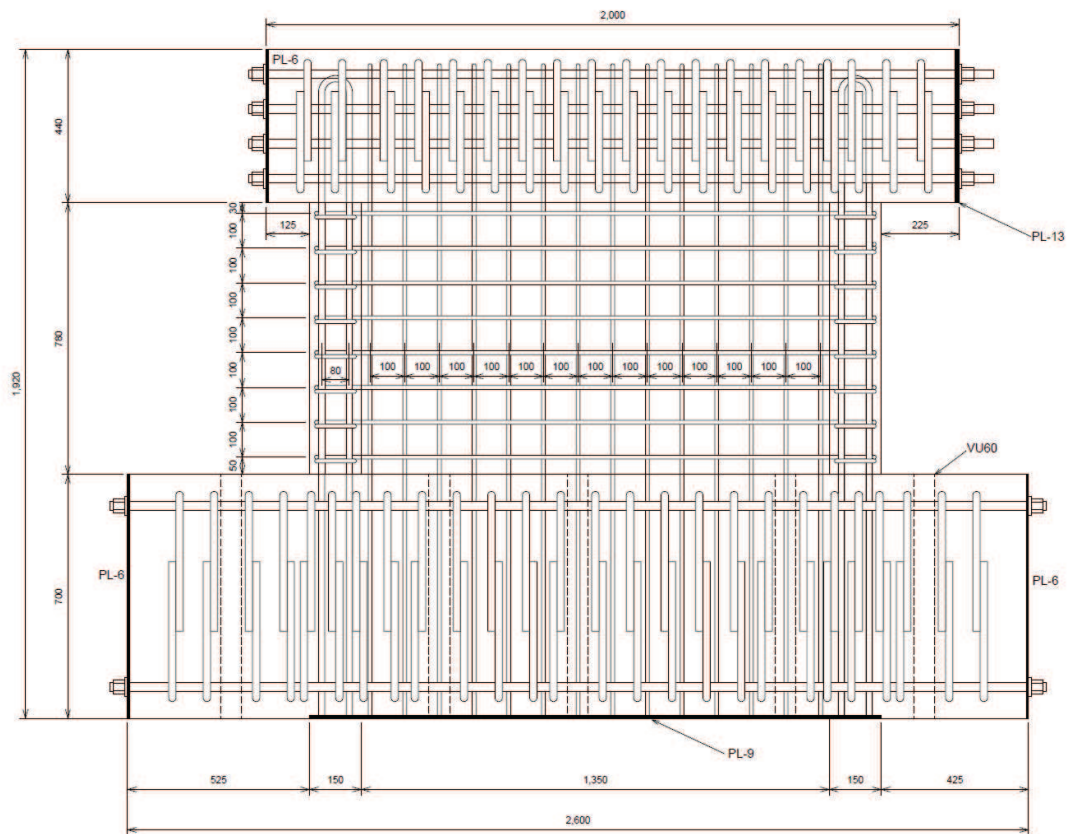


図 2-3 試験体全体配筋図

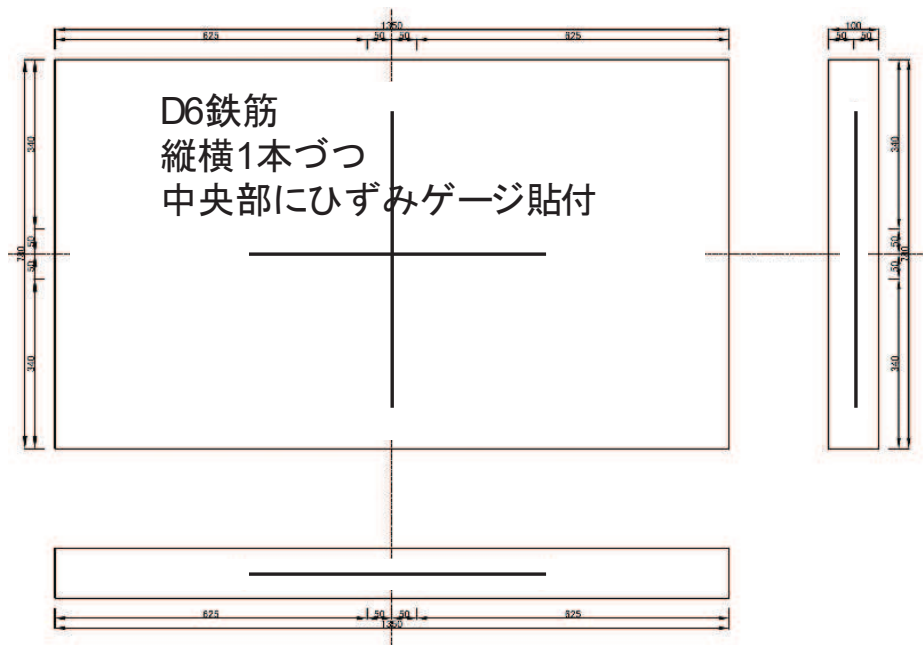


図 2-4 ダミー試験体概要



図 2-5 乾燥試験体 [1] [2] 養生状況

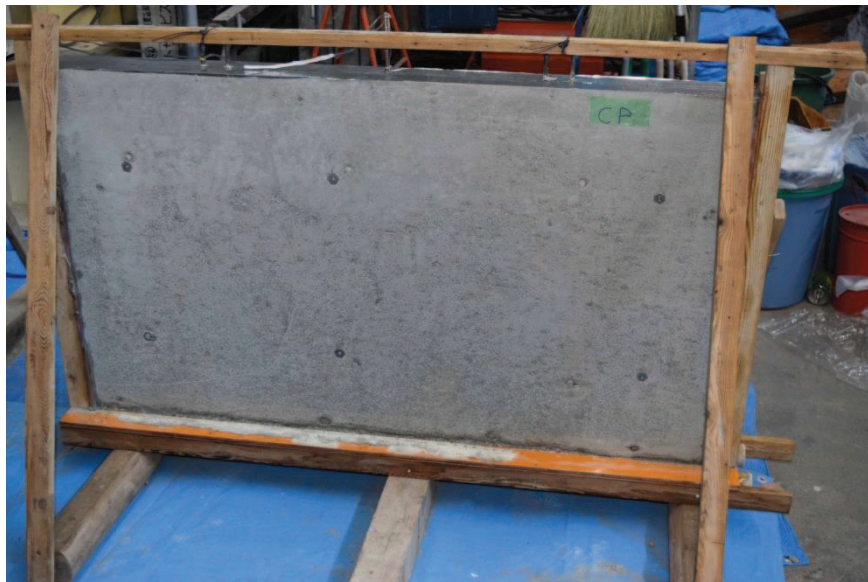


図 2-6 ダミー試験体養生状況

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カ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。

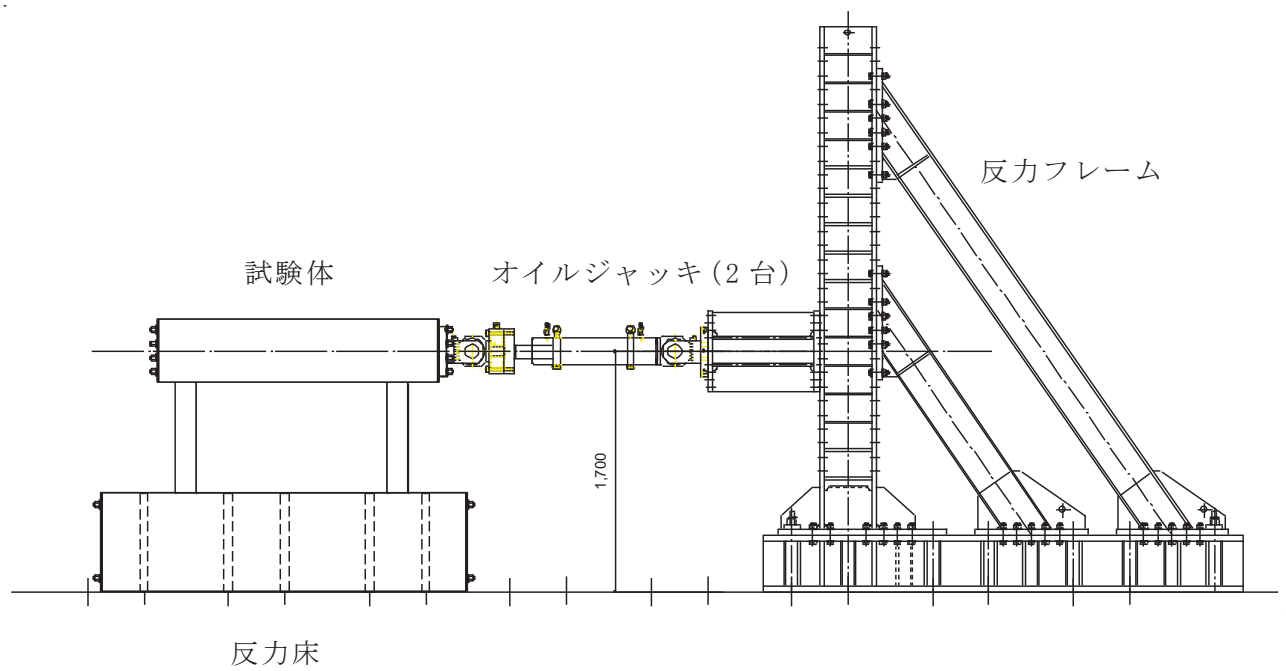


図 2-7 加力装置図

(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、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、経験した変形角よりも小さい変形角（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

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	

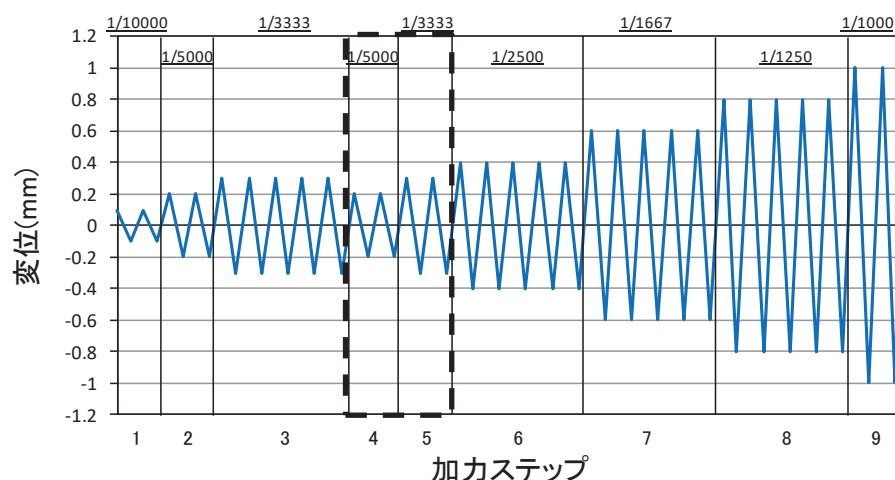


図 2-8 加力概念図

(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。

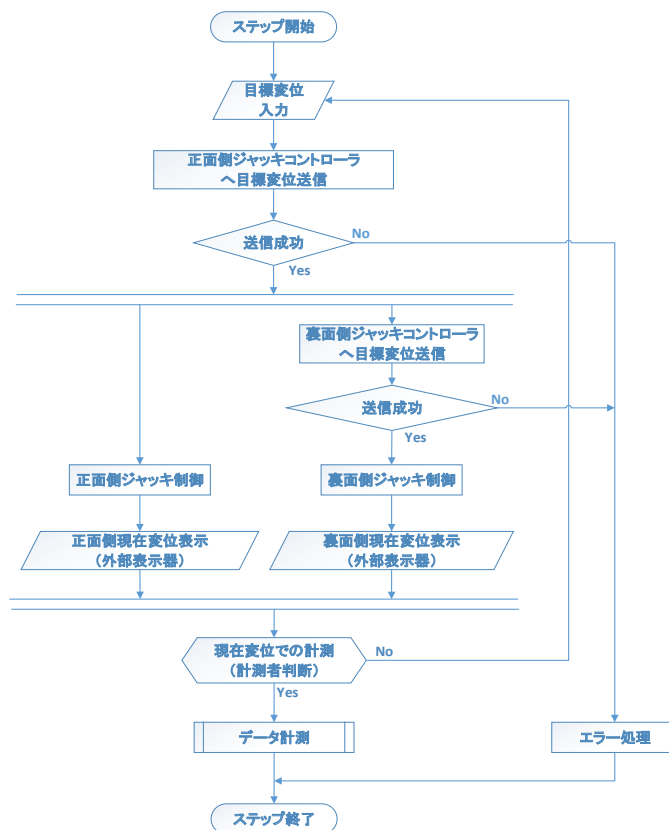


図 2-9 計測フローチャート

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 μ 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 700~800 μ 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 200~300 μ 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 μ 程度であり、乾燥試験体 [2] の乾燥収縮量は約 300~400 μ 程度であった。

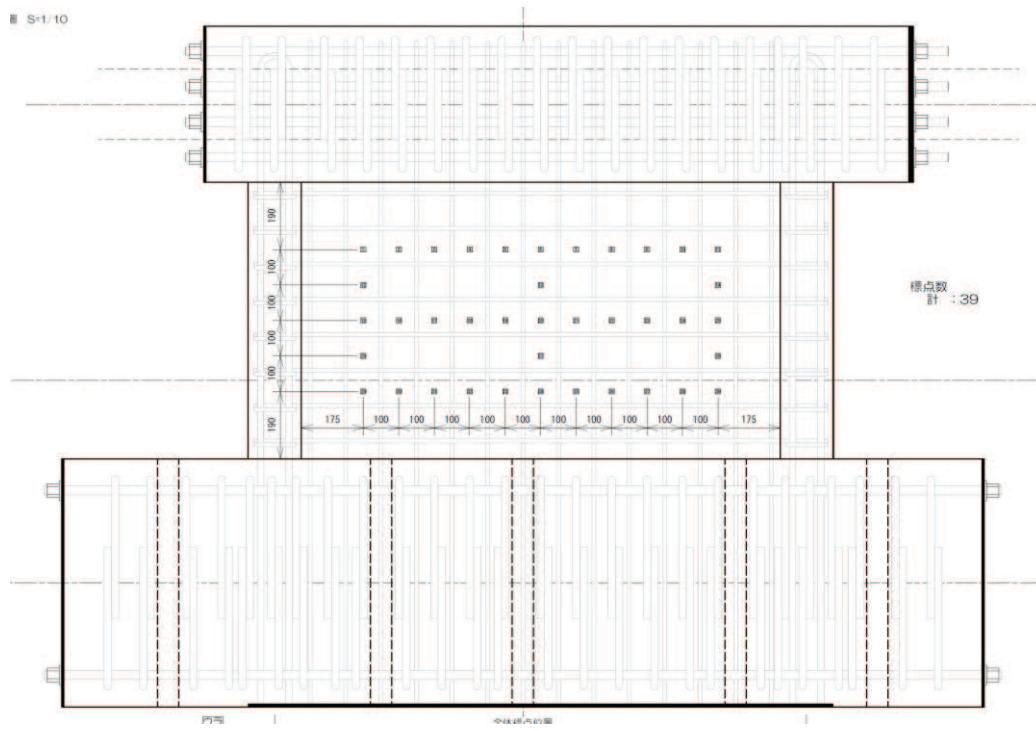


図 2-10 コンタクトゲージ測定点

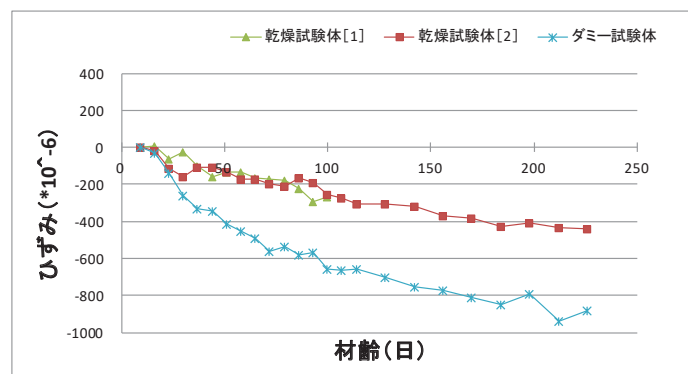
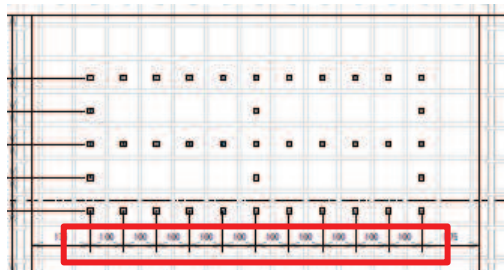
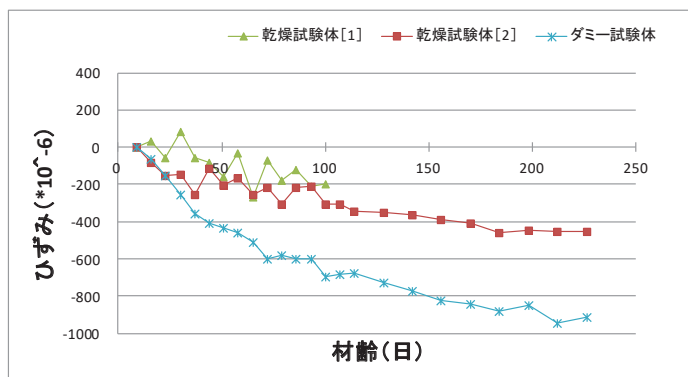
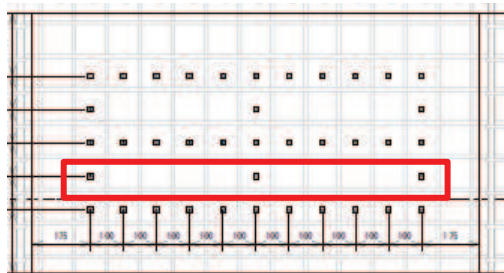
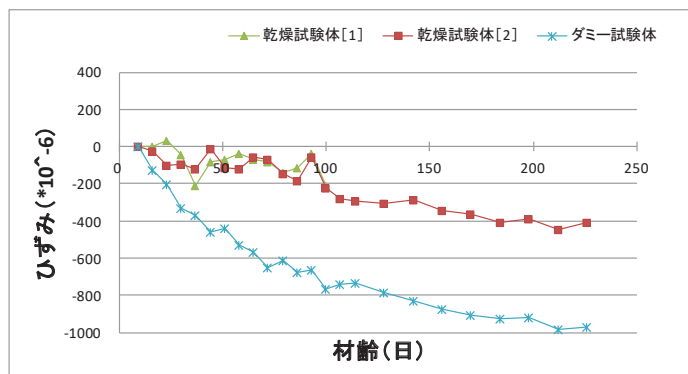
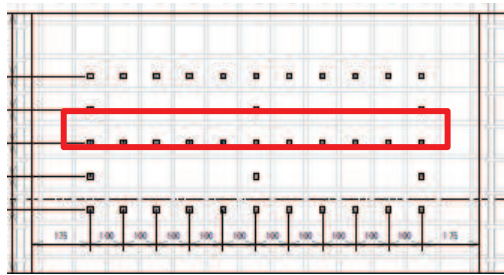


図 2-11 (1) コンタクトゲージによるひずみ計測結果 (水平)

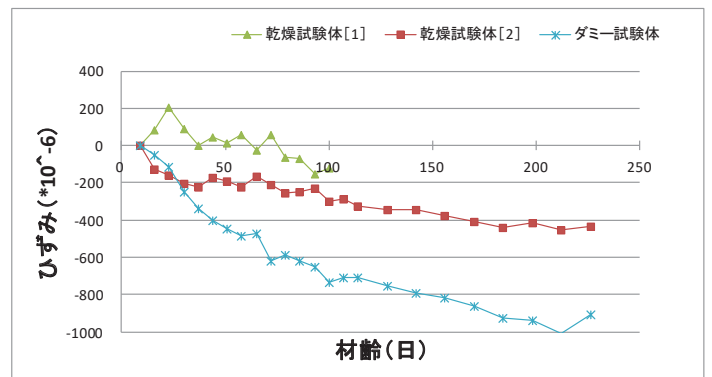
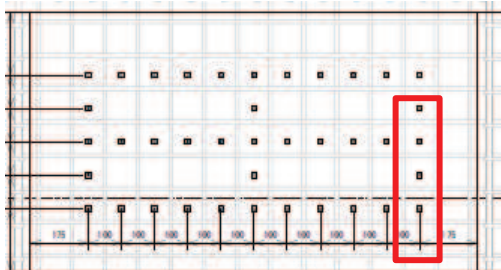
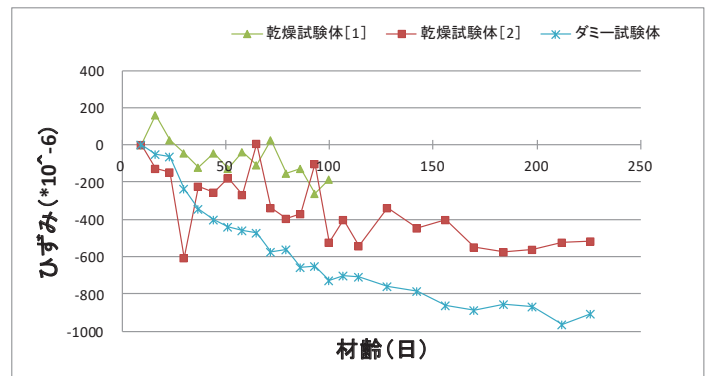
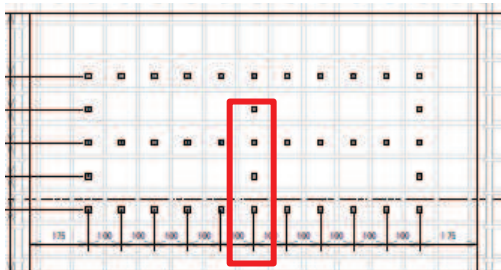
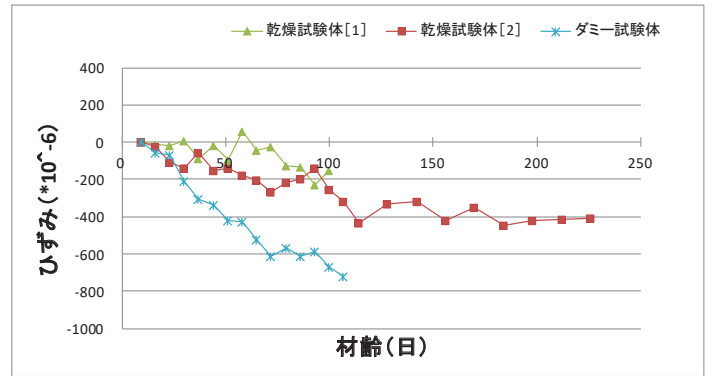
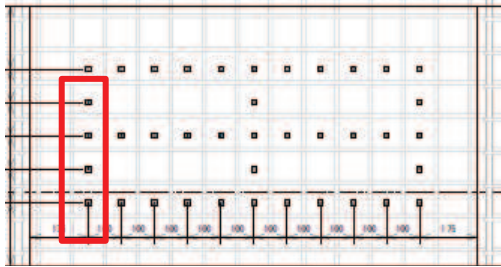


図 2-11 (2) コンタクトゲージによるひずみ計測結果 (鉛直)

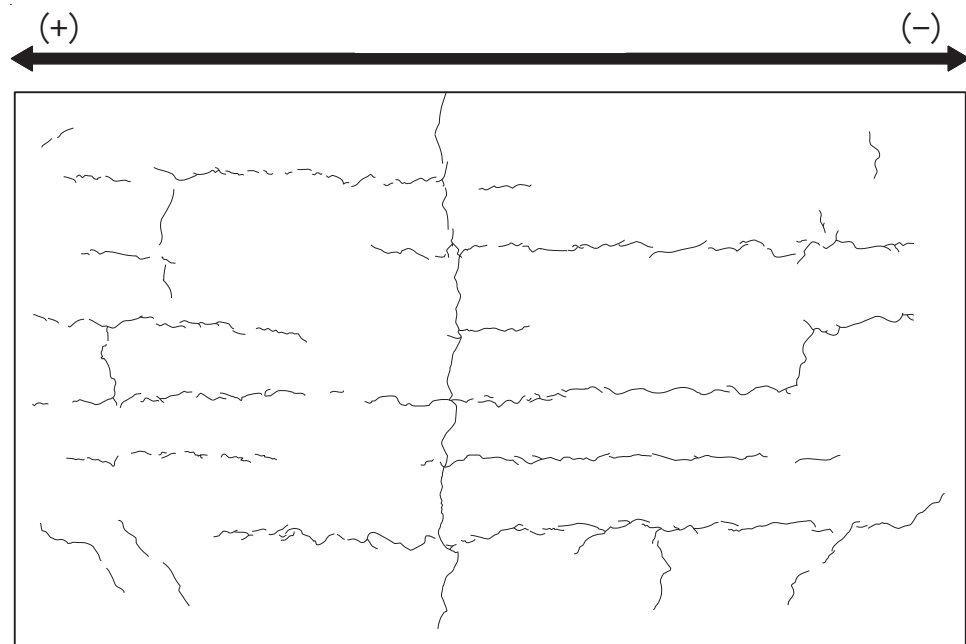


図 2-12 (1) 乾燥試験体 [1] 実験前ひび割れ状況

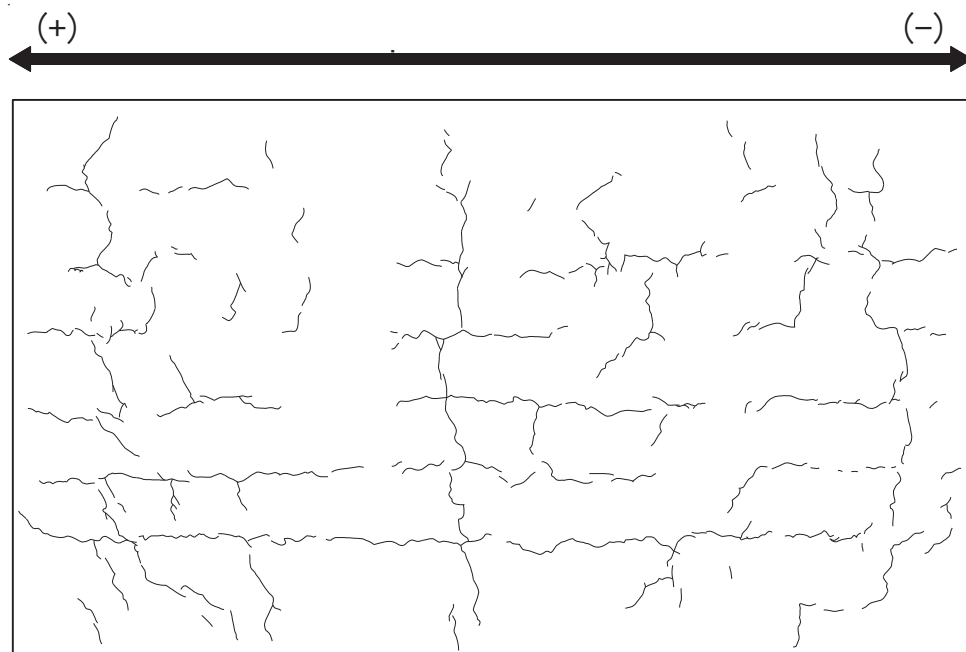


図 2-12 (2) 乾燥試験体 [2] 実験前ひび割れ状況

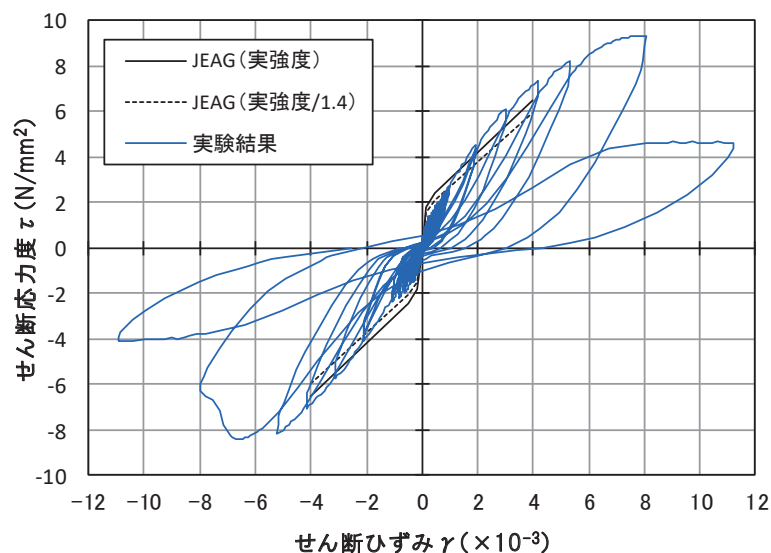
3. 乾燥試験体 [1] 実験結果

3.1 荷重 - 変形関係

図 3-1 に乾燥試験体 [1] の荷重 - 変形関係を示す。図 3-1 には J E A G 式によるスケルトン曲線（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。

荷重 - せん断変形関係については、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、事前加力一本加力の耐震実験とみなすことができる。同様に主要変形角での 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曲線は、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] の荷重 - 変形関係

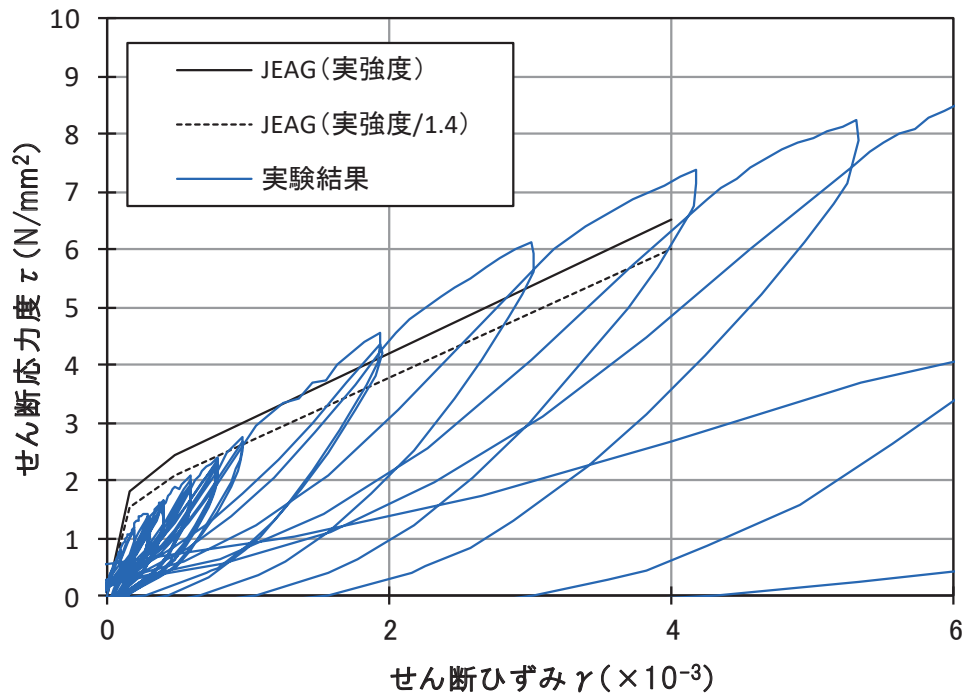


図 3-1 (2) 乾燥試験体 [1] の荷重-変形関係 (正側拡大図)

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

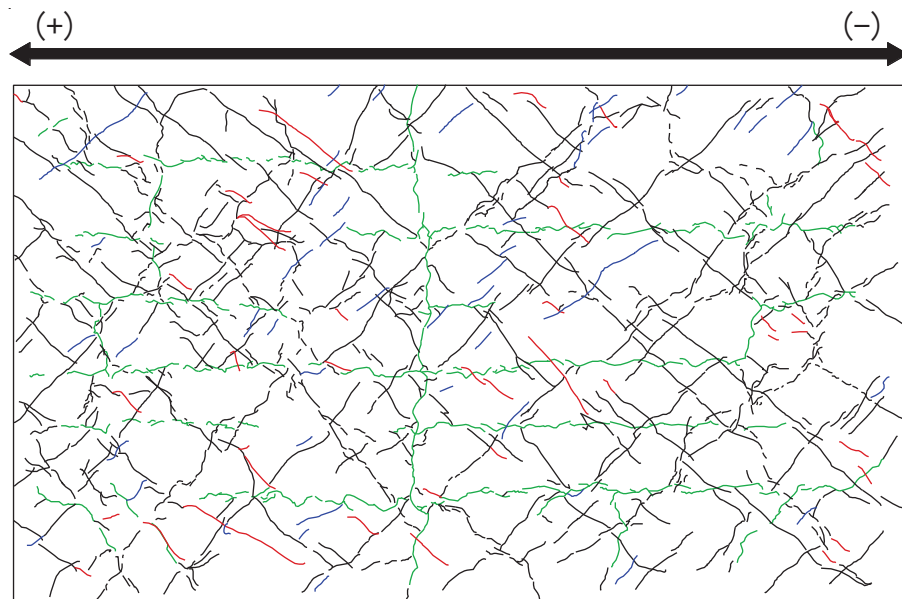


図 3-3 乾燥試験体 [1] 最終破壊時ひび割れ図

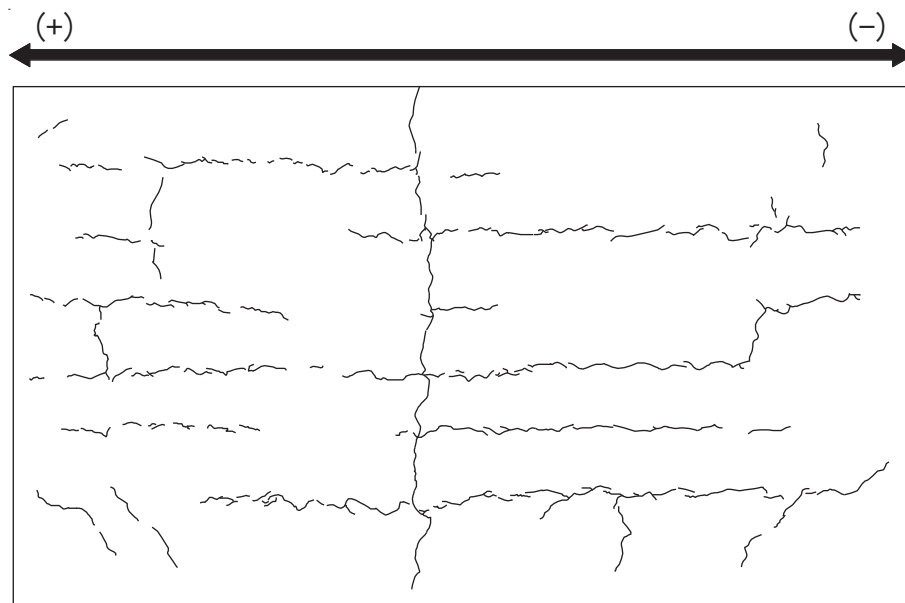


図 3-4 (1) 乾燥試験体 [1] 加力前におけるひび割れ図

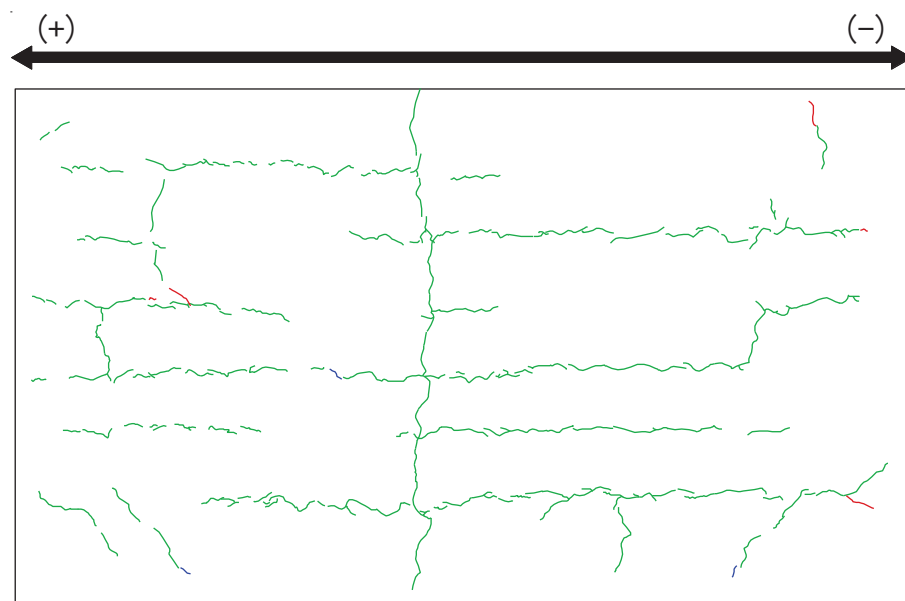


図 3-4 (2) 乾燥試験体 [1] 1/10000rad. におけるひび割れ図

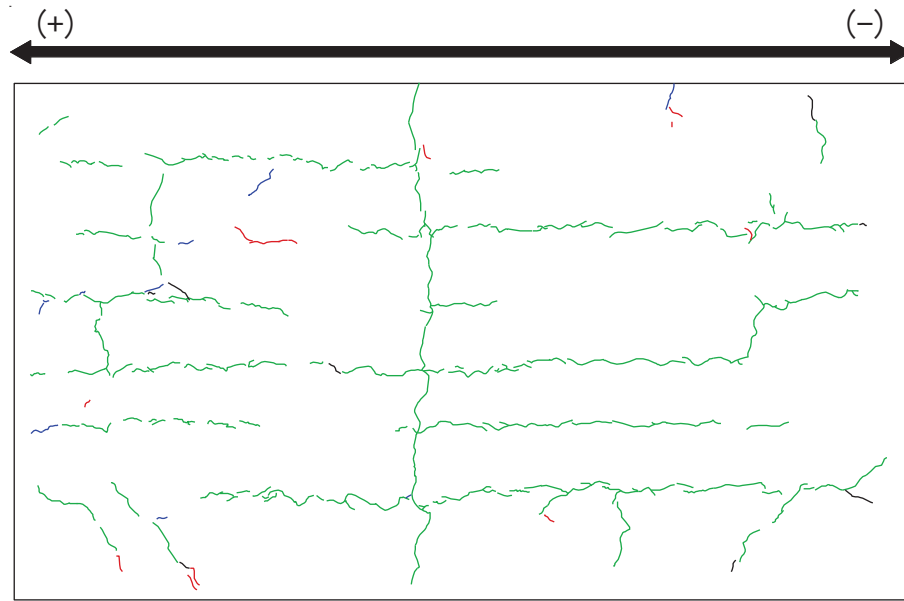


図 3-4 (3) 乾燥試験体 [1] 1/5000rad. におけるひび割れ図

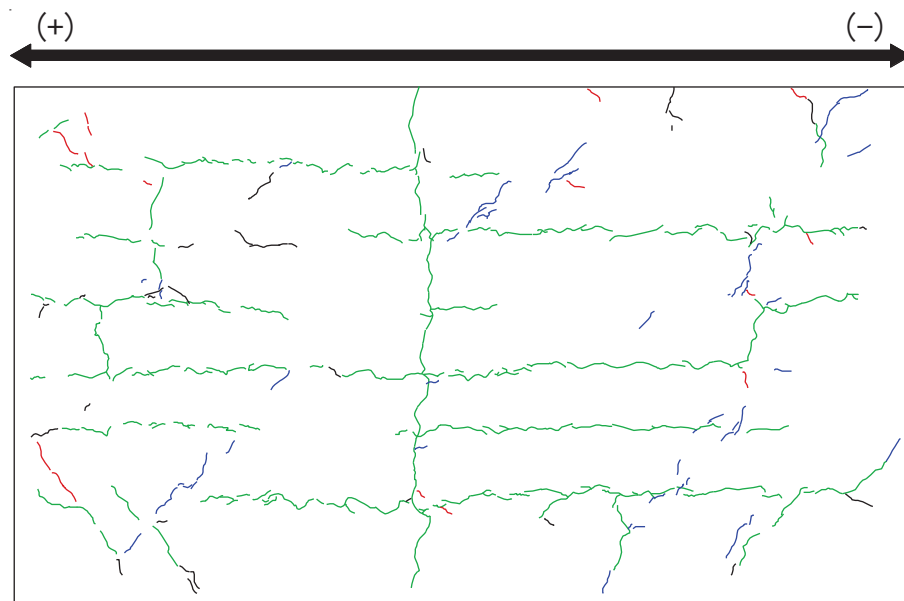


図 3-4 (4) 乾燥試験体 [1] 1/3333rad. におけるひび割れ図

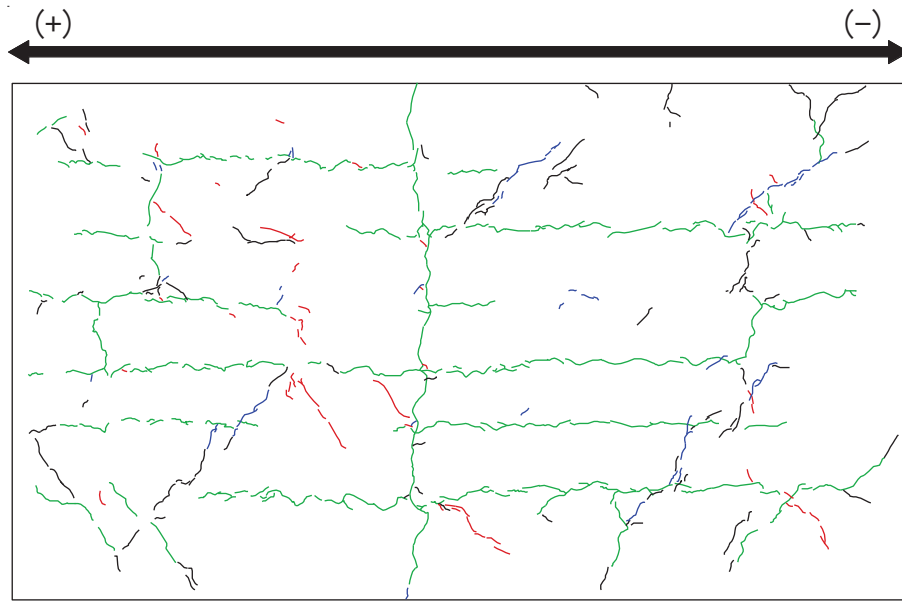


図 3-4 (5) 乾燥試験体 [1] 1/2500rad. におけるひび割れ図

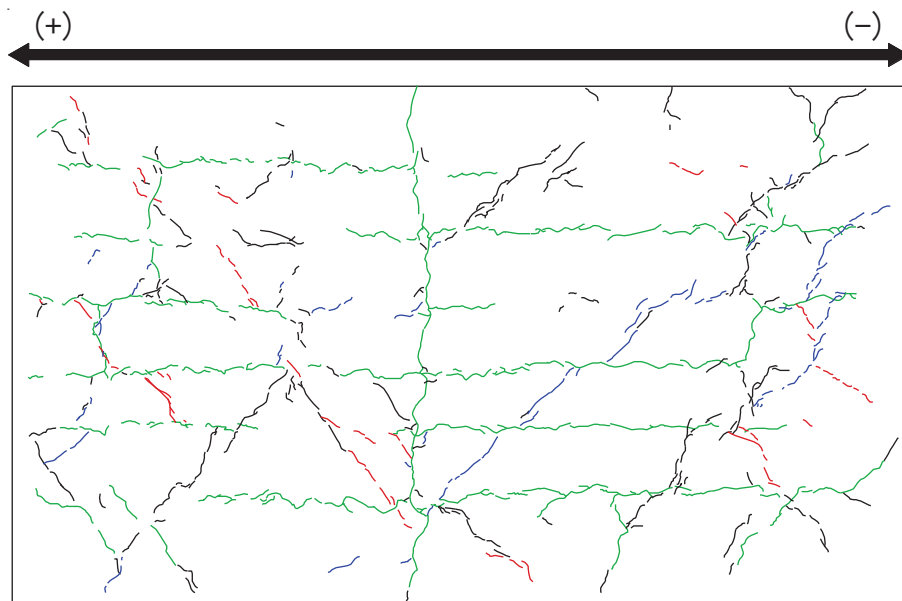


図 3-4 (6) 乾燥試験体 [1] 1/1667rad. におけるひび割れ図

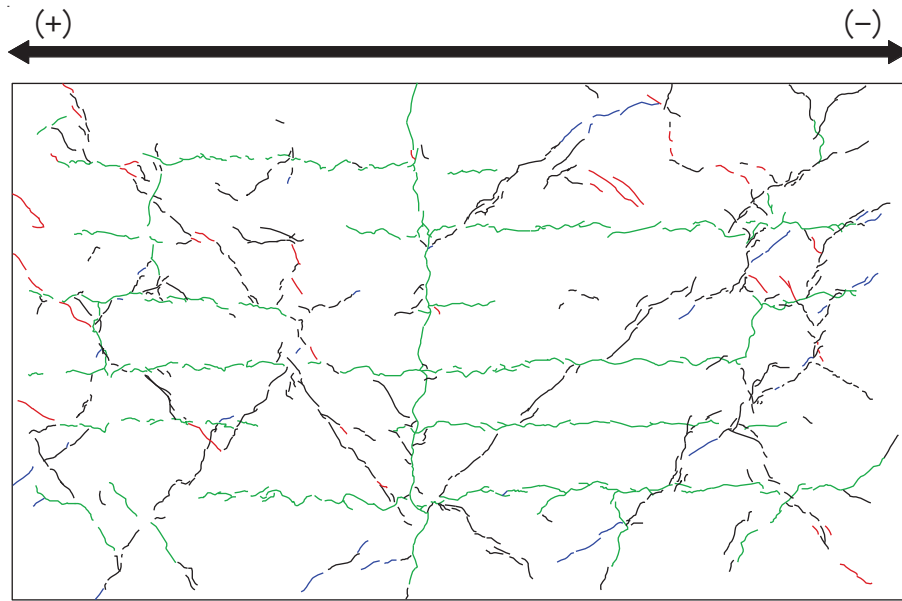


図 3-4 (7) 乾燥試験体 [1] 1/1250rad. におけるひび割れ図

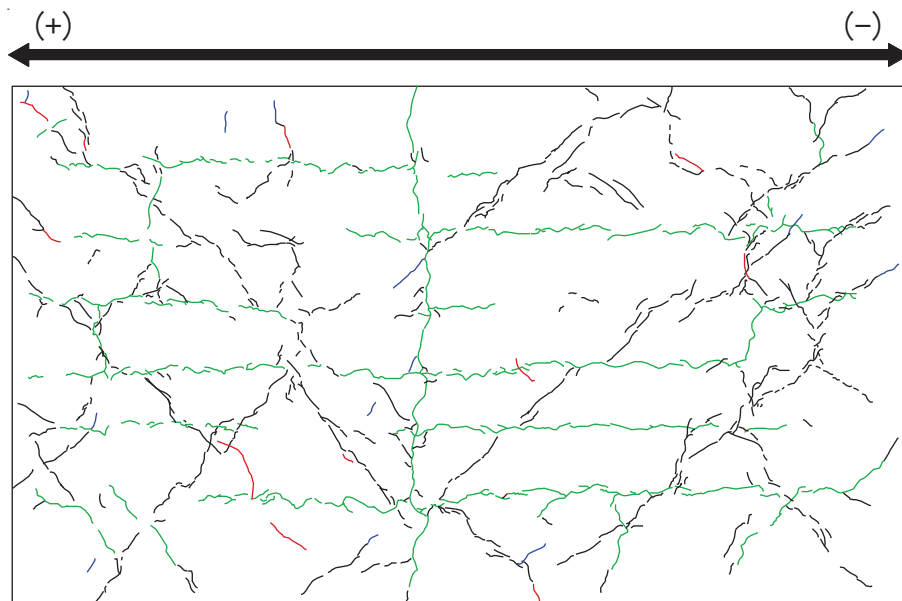


図 3-4 (8) 乾燥試験体 [1] 1/1000rad. におけるひび割れ図

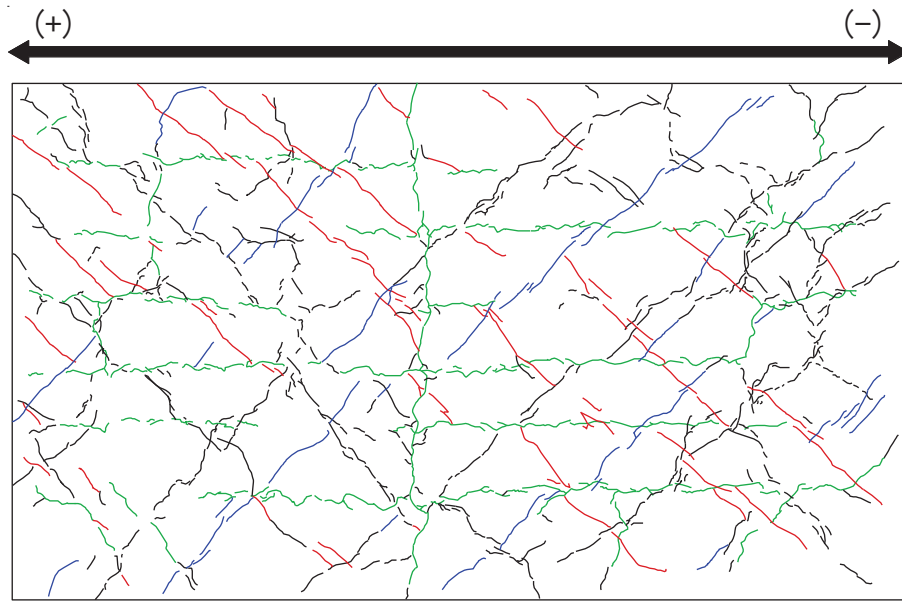


図 3-4 (9) 乾燥試験体 [1] 1/500rad. におけるひび割れ図

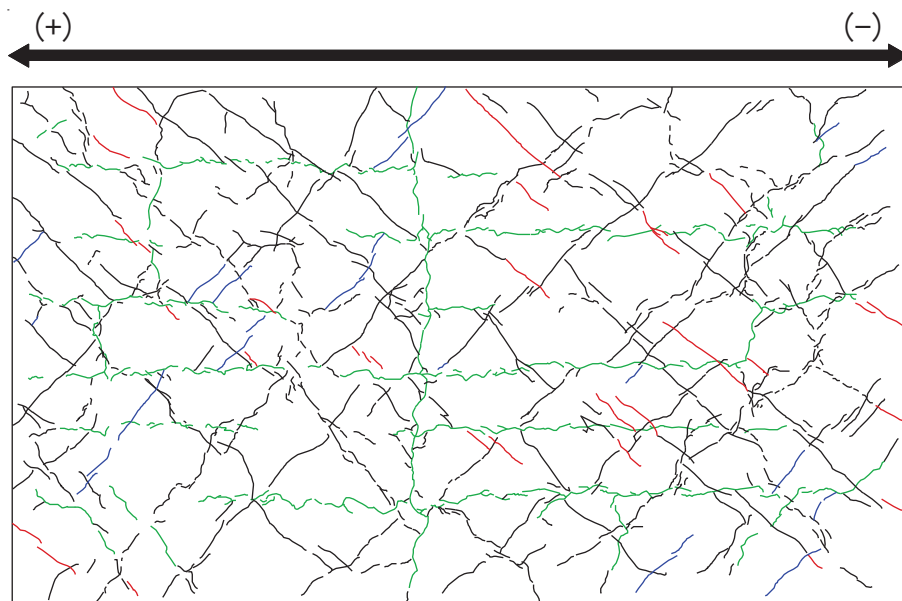


図 3-4 (10) 乾燥試験体 [1] 1/333rad. におけるひび割れ図

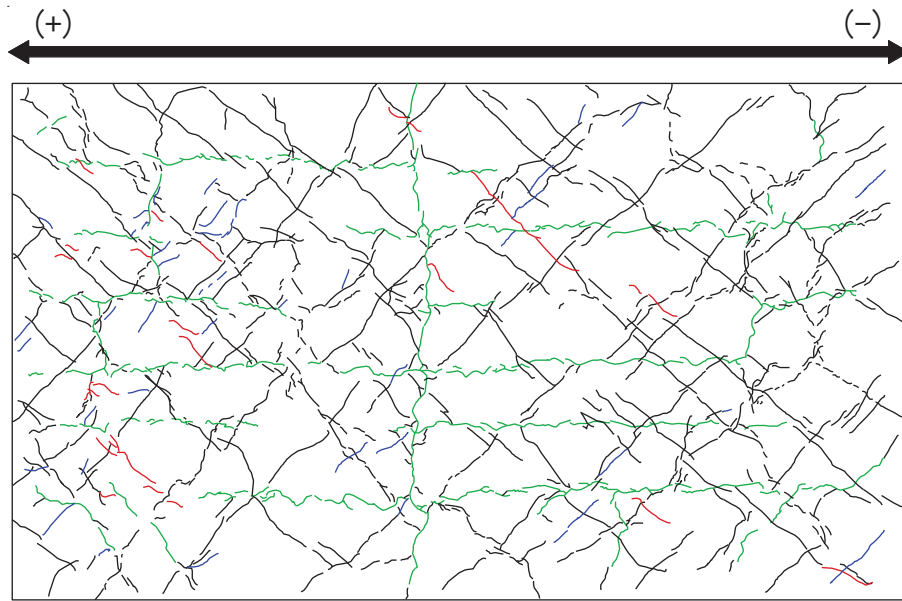


図 3-4 (11) 乾燥試験体 [1] $1/250\text{rad.}$ におけるひび割れ図

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 式のスケルトン曲線（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。

主要変形角（加力ステップ 3 の変形角 $R=1/3333$ (0.3×10^{-3})、加力ステップ 6 の変形角 $R=1/2500$ (0.4×10^{-3})、加力ステップ 7 の変形角 $R=1/1667$ (0.6×10^{-3})、加力ステップ 8 の変形角 $R=1/1250$ (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变化は見られない。

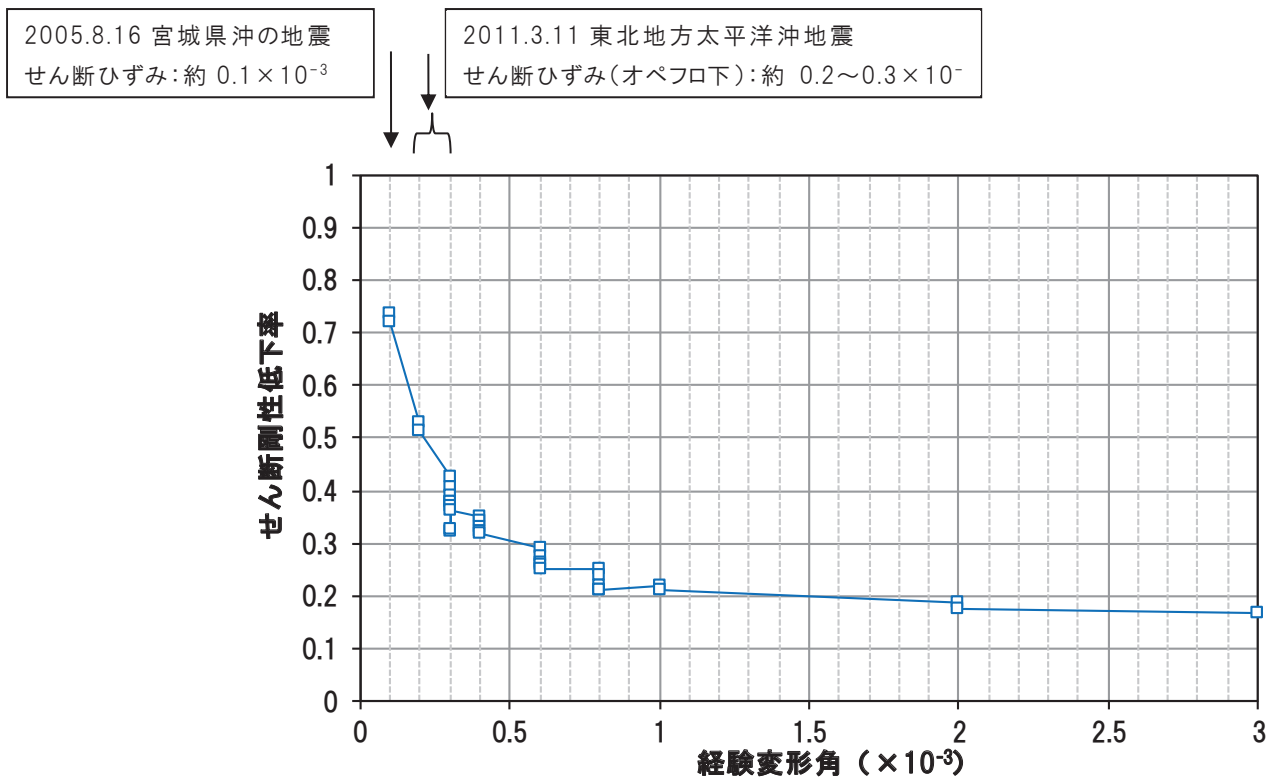
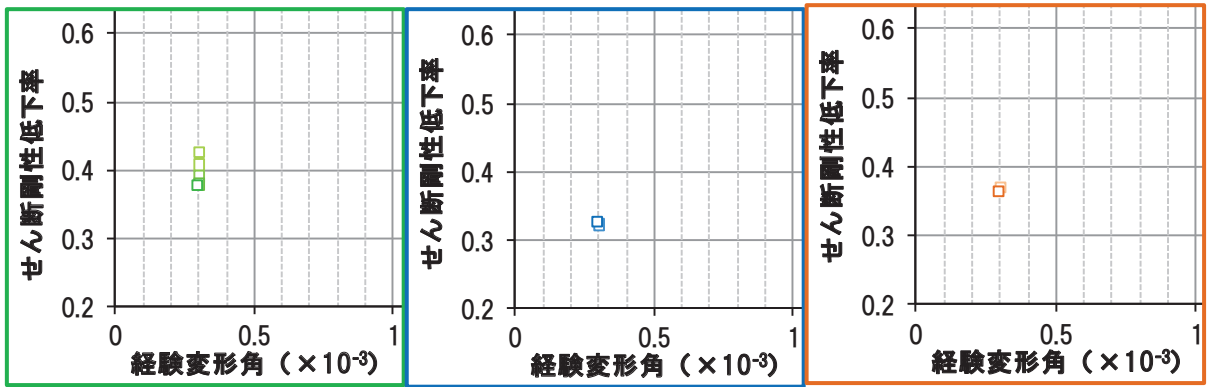


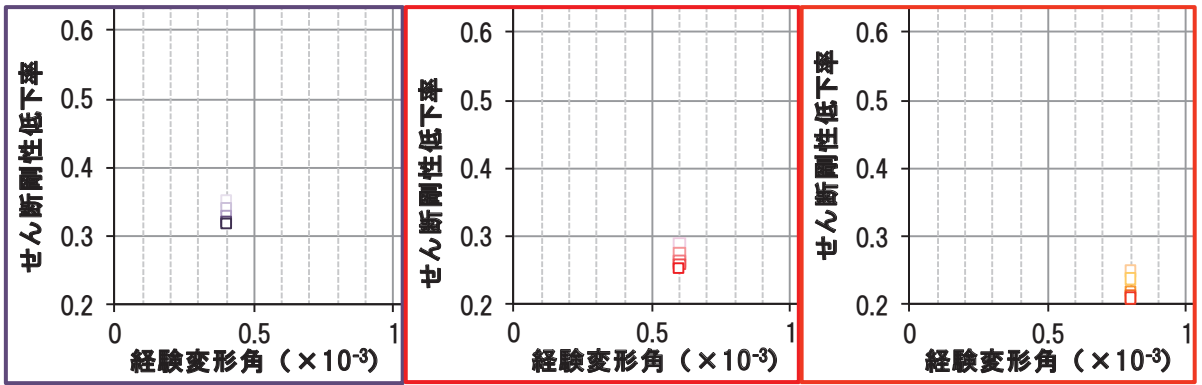
図 3-5 (1) 乾燥試験体 [1] 剛性低下率（せん断変形）



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

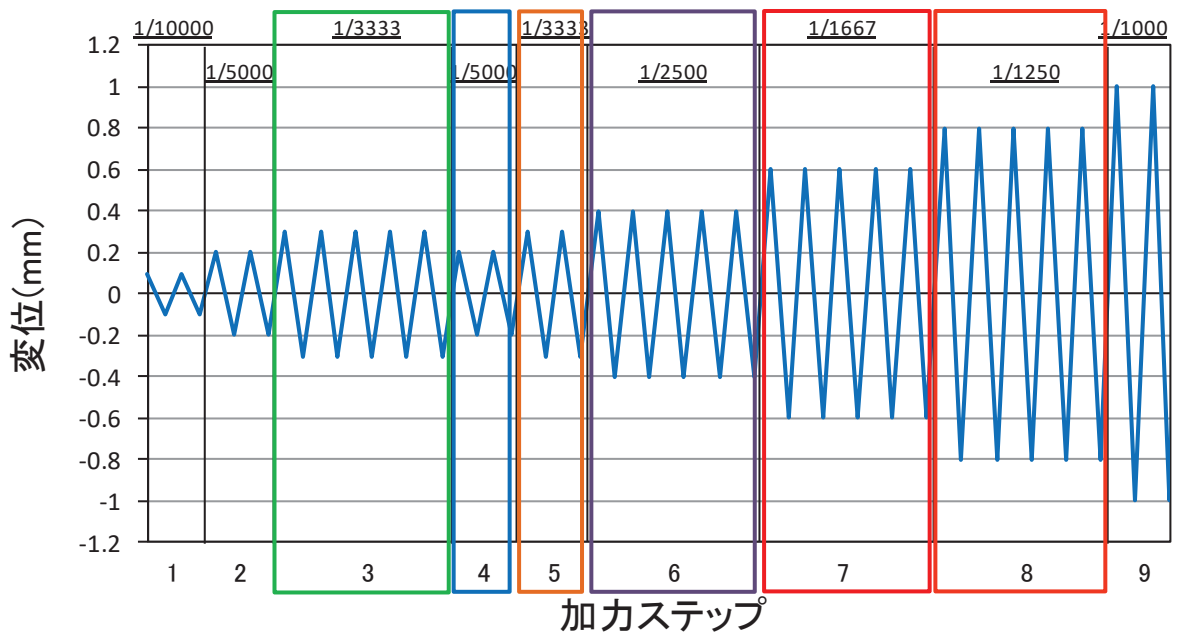


図 3-5 (2) 乾燥試験体 [1] 剛性低下率 (せん断変形) (拡大図)

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、せん断変形が支配的であることが確認できる。

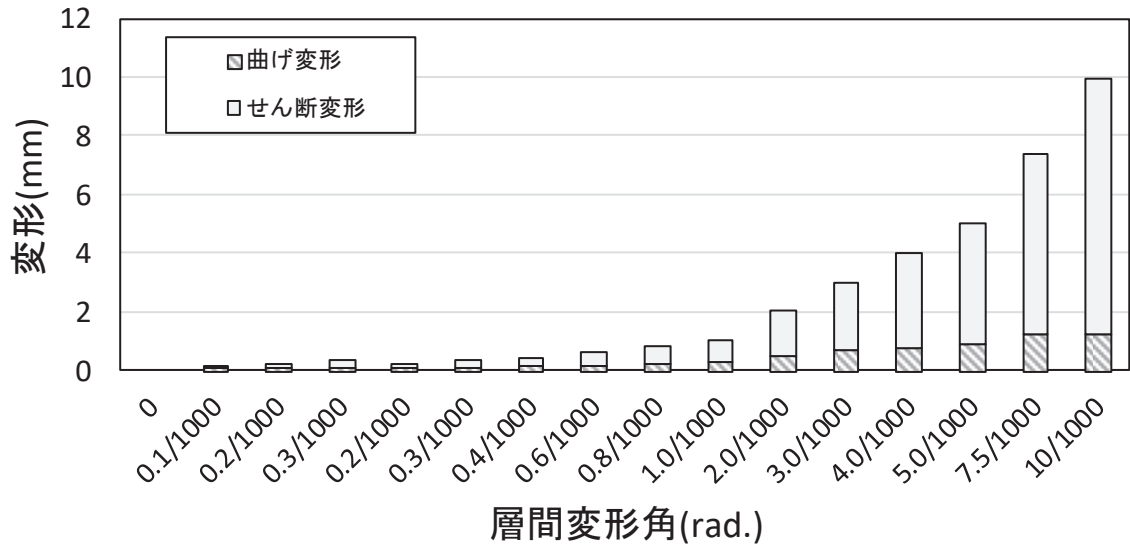


図 3-6 乾燥試験体 [1] せん断変形及び曲げ変形の変形割合

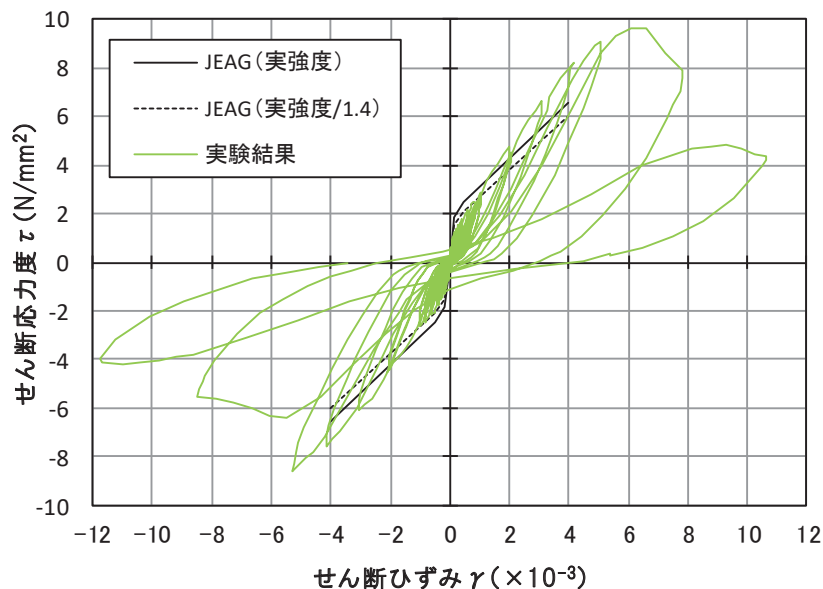
4. 乾燥試験体 [2] 実験結果

4.1 荷重 - 変形関係

図 4-1 に乾燥試験体 [2] の荷重 - 変形関係を示す。図 4-1 には J E A G 式によるスケルトン曲線（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。

荷重 - せん断変形関係については、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曲線は、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] の荷重 - 変形関係

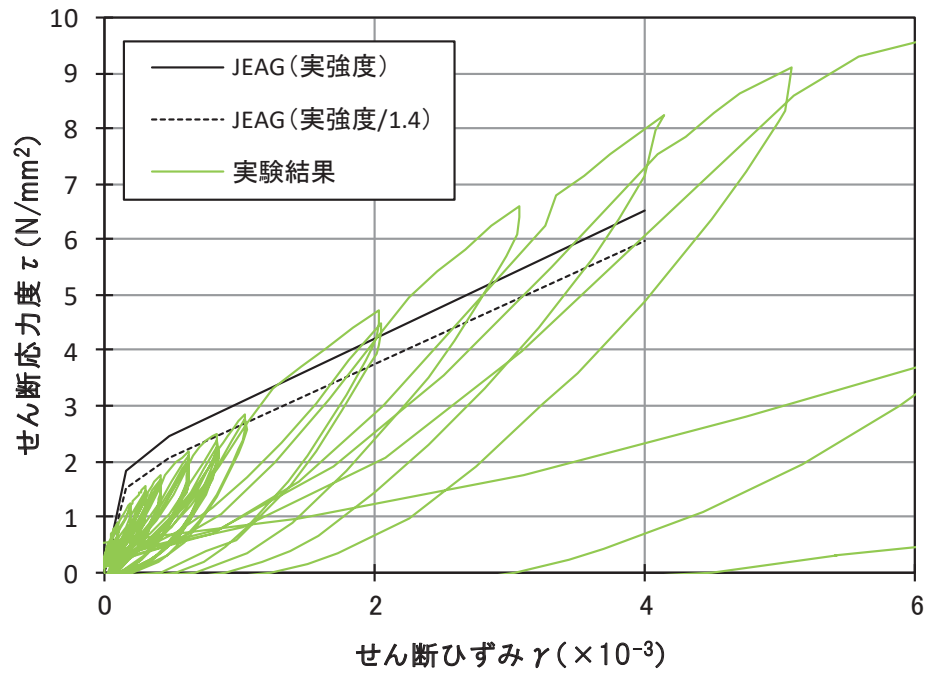


図 4-1 (2) 乾燥試験体 [2] の荷重-変形関係 (正側拡大図)

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/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[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

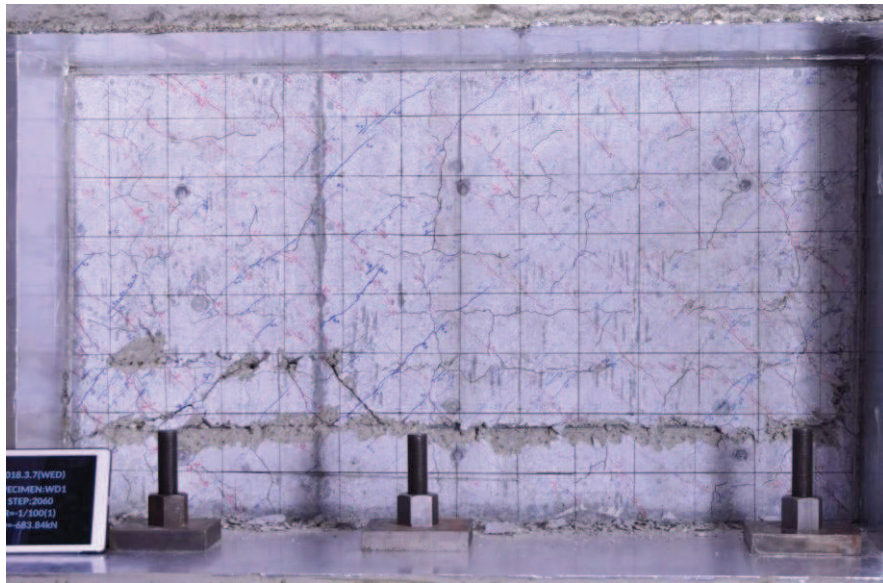


図 4-2 乾燥試験体 [2] 最終破壊時写真

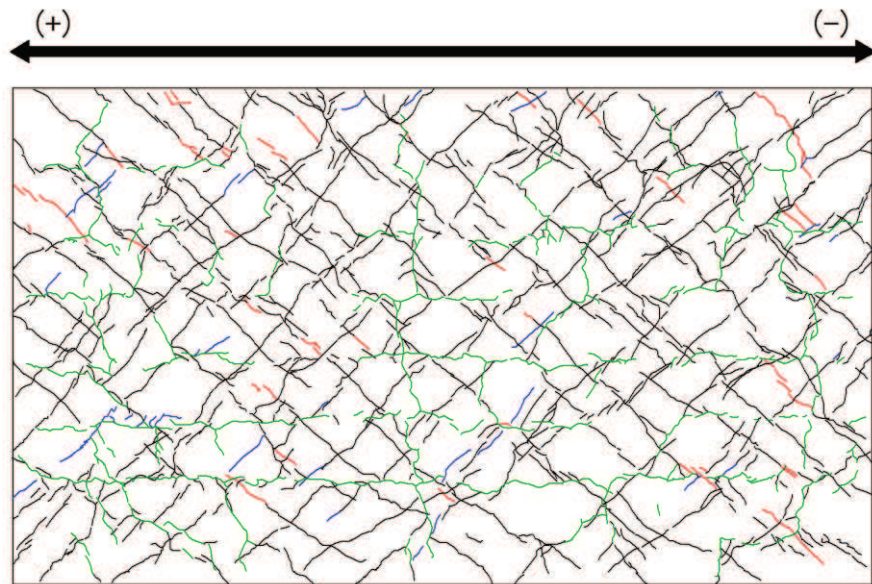


図 4-3 乾燥試験体 [2] 最終破壊時ひび割れ図

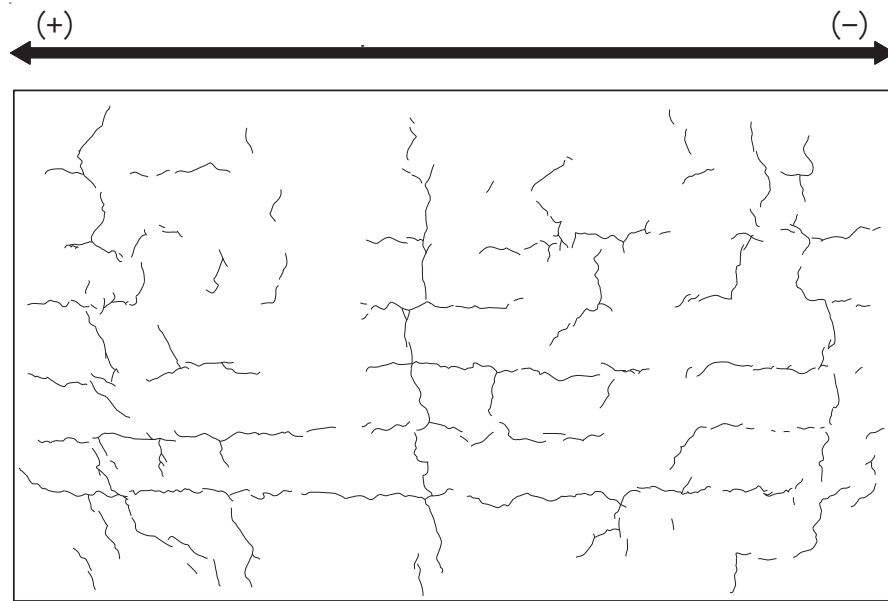


図 4-4 (1) 乾燥試験体 [2] 加力前におけるひび割れ図

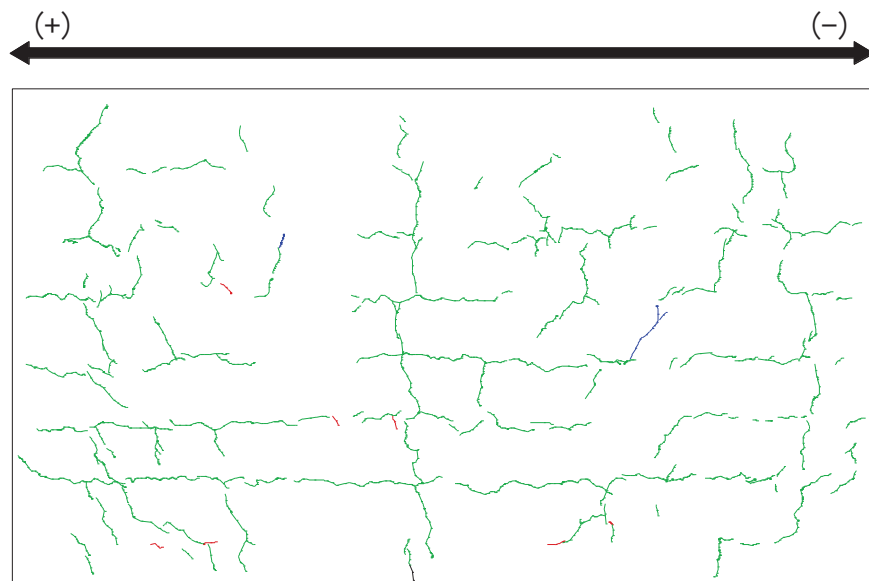


図 4-4 (2) 乾燥試験体 [2] 1/10000rad. におけるひび割れ図

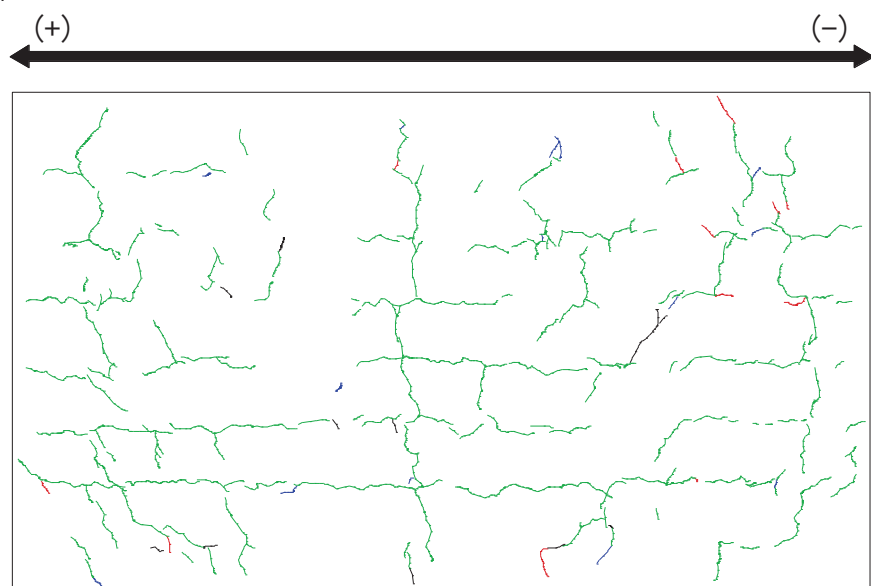


図 4-4 (3) 乾燥試験体 [2] 1/5000rad. におけるひび割れ図

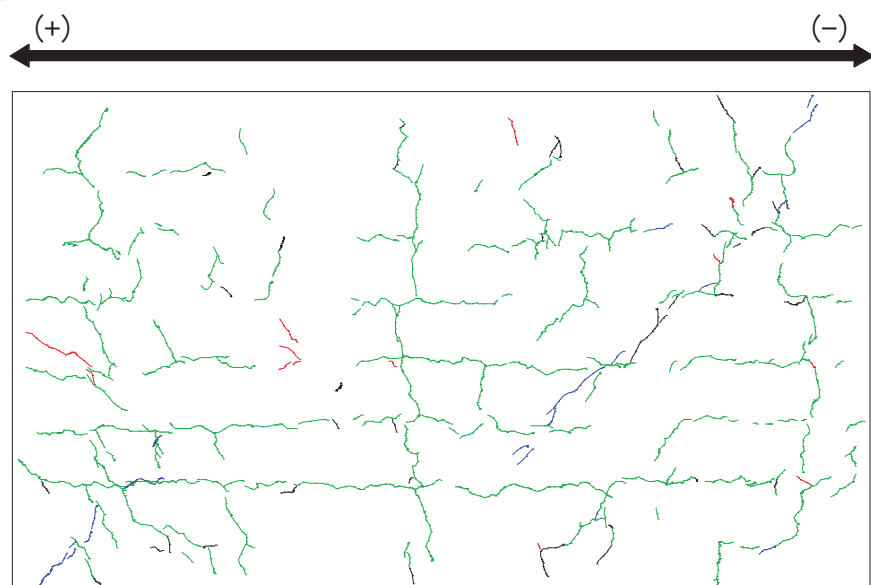


図 4-4 (4) 乾燥試験体 [2] 1/3333rad. におけるひび割れ図

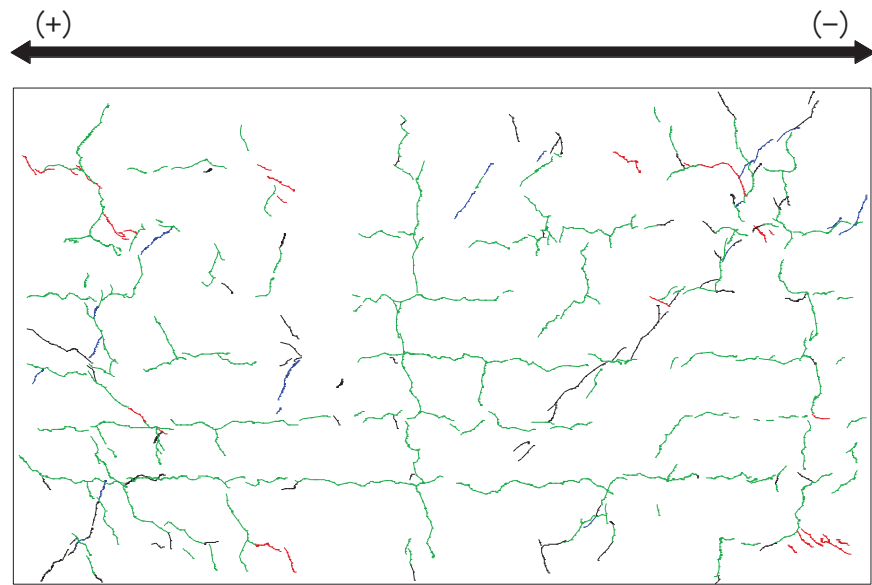


図 4-4 (5) 乾燥試験体 [2] 1/2500rad. におけるひび割れ図

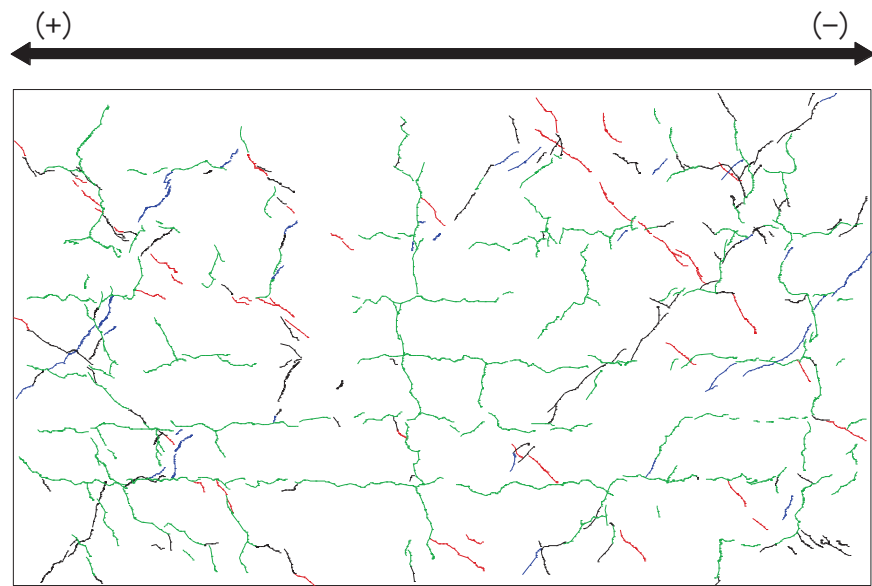


図 4-4 (6) 乾燥試験体 [2] 1/1667rad. におけるひび割れ図

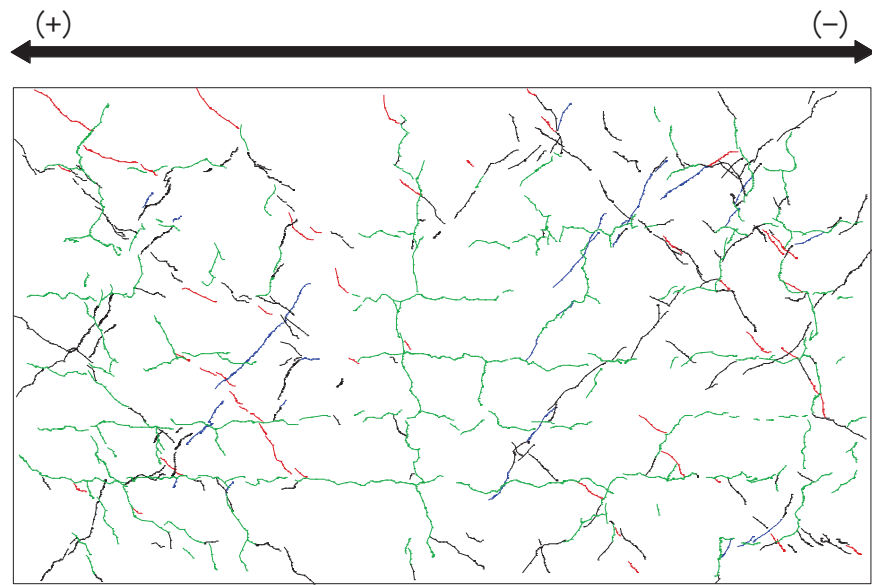


図 4-4 (7) 乾燥試験体 [2] 1/1250rad. におけるひび割れ図

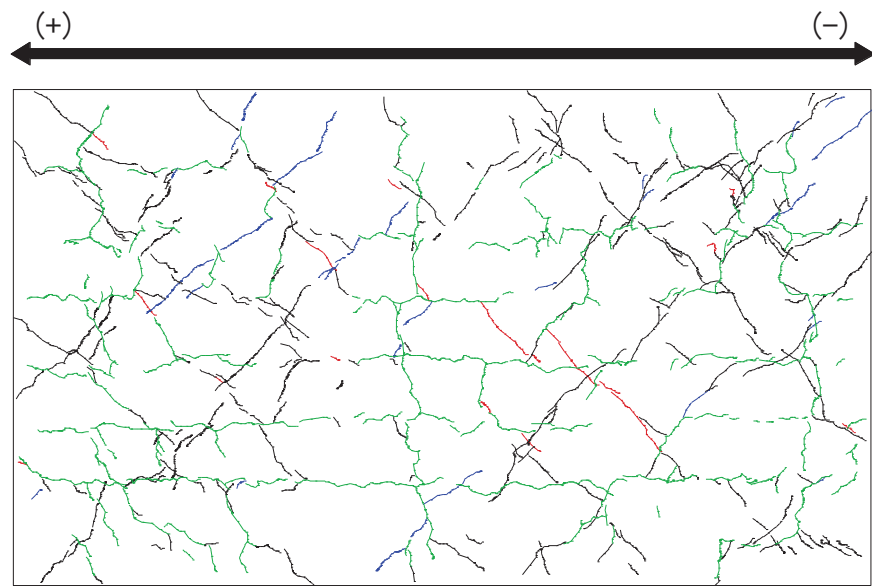


図 4-4 (8) 乾燥試験体 [2] 1/1000rad. におけるひび割れ図

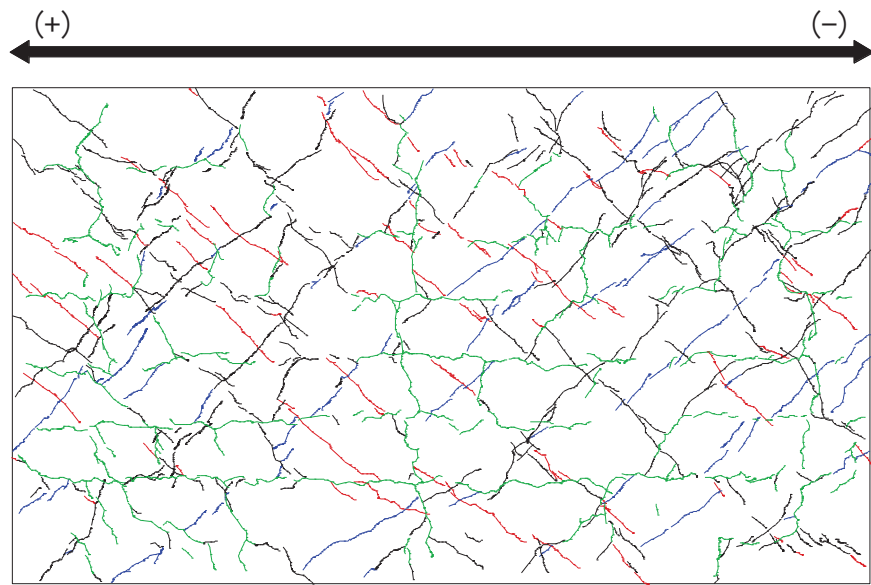


図 4-4 (9) 乾燥試験体 [2] 1/500rad. におけるひび割れ図

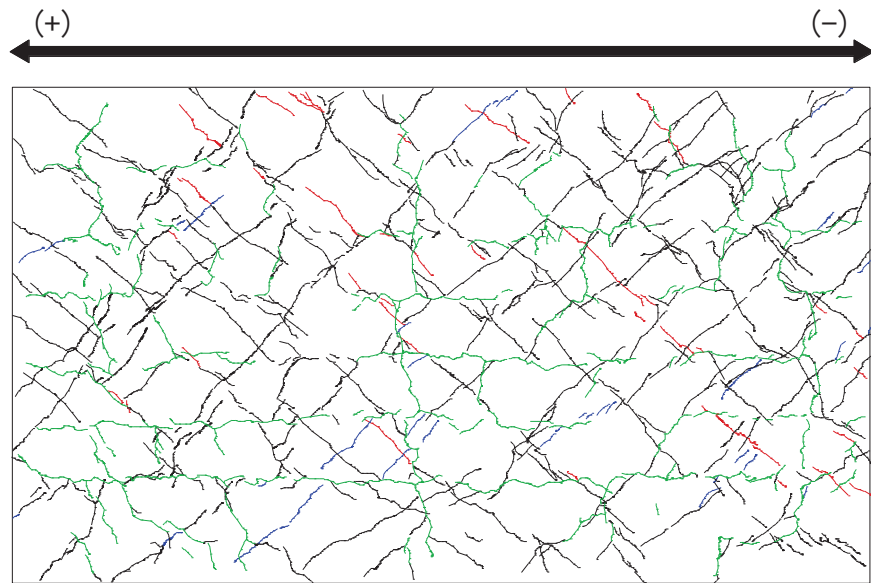


図 4-4 (10) 乾燥試験体 [2] 1/333rad. におけるひび割れ図

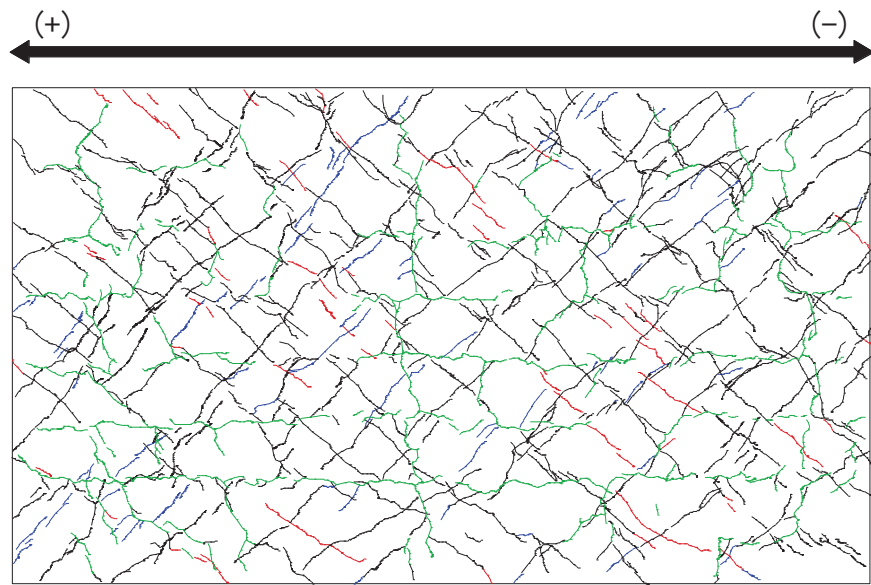


図 4-4 (11) 乾燥試験体 [2] $1/250\text{rad.}$ におけるひび割れ図

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 式のスケルトン曲線（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。

主要変形角（加力ステップ 3 の変形角 $R=1/3333$ (0.3×10^{-3})、加力ステップ 6 の変形角 $R=1/2500$ (0.4×10^{-3})、加力ステップ 7 の変形角 $R=1/1667$ (0.6×10^{-3})、加力ステップ 8 の変形角 $R=1/1250$ (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变化は見られない。

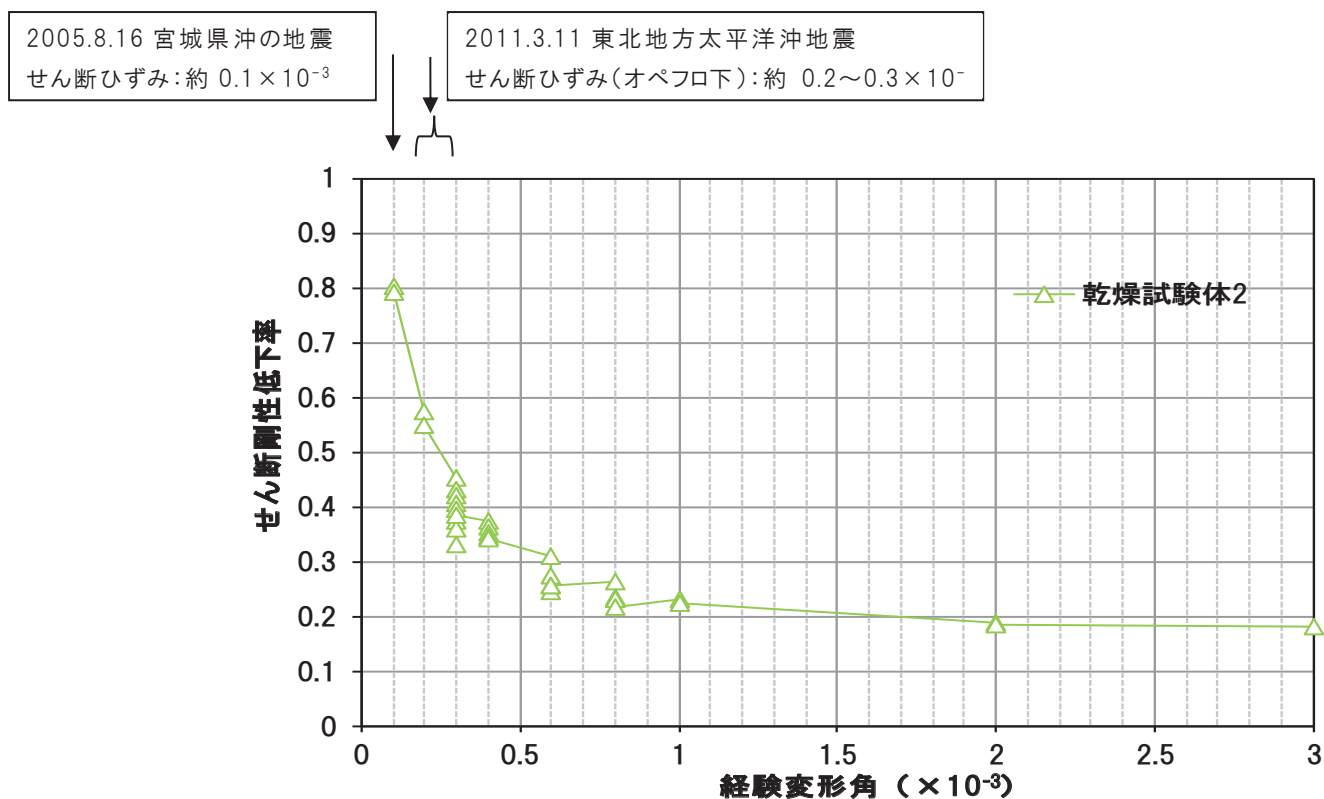
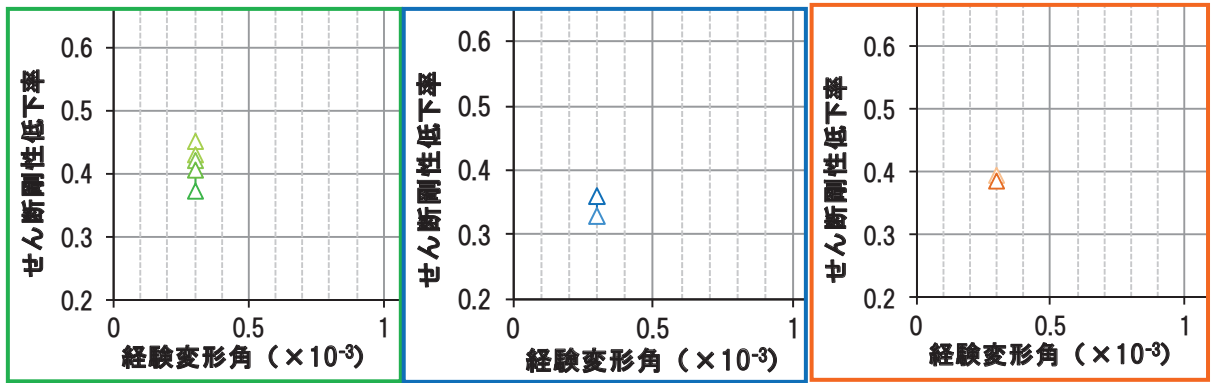


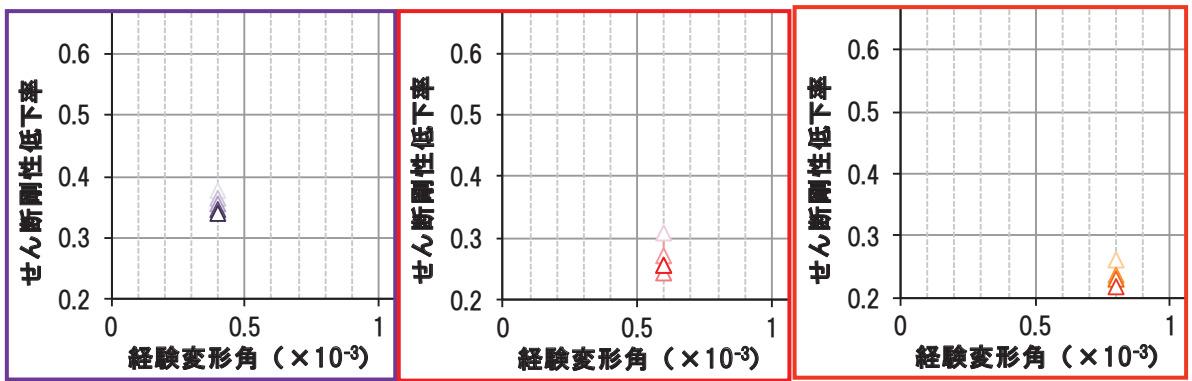
図 4-5 (1) 乾燥試験体 [2] 剛性低下率（せん断変形）



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

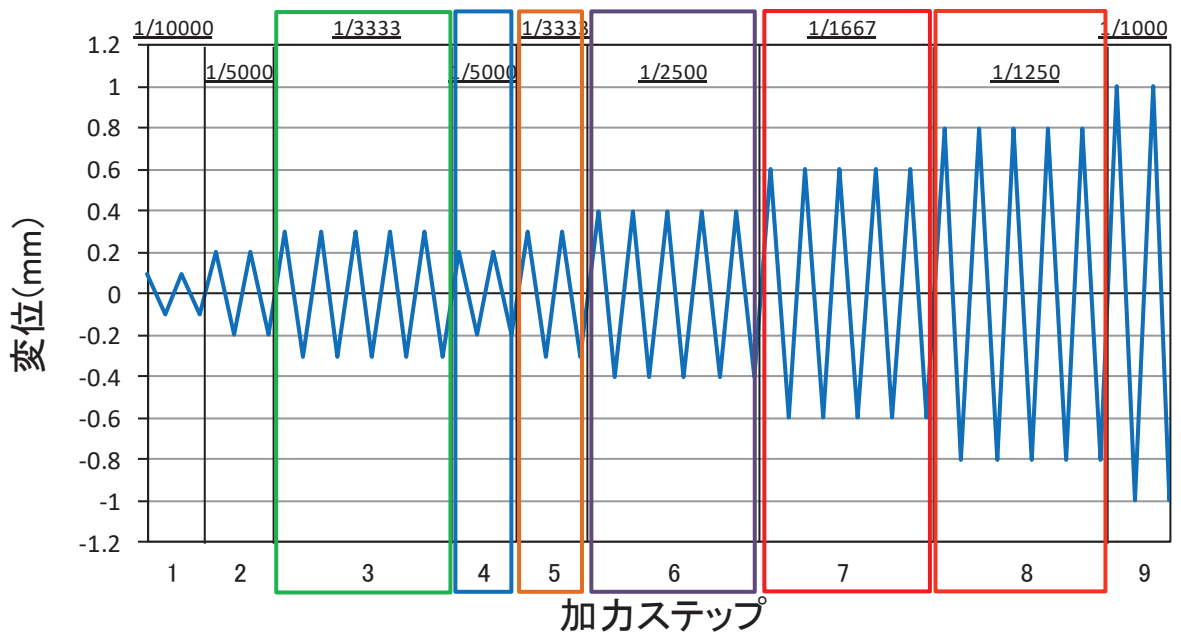


図 4-5 (2) 乾燥試験体 [2] 剛性低下率 (せん断変形) (拡大図)

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。

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。

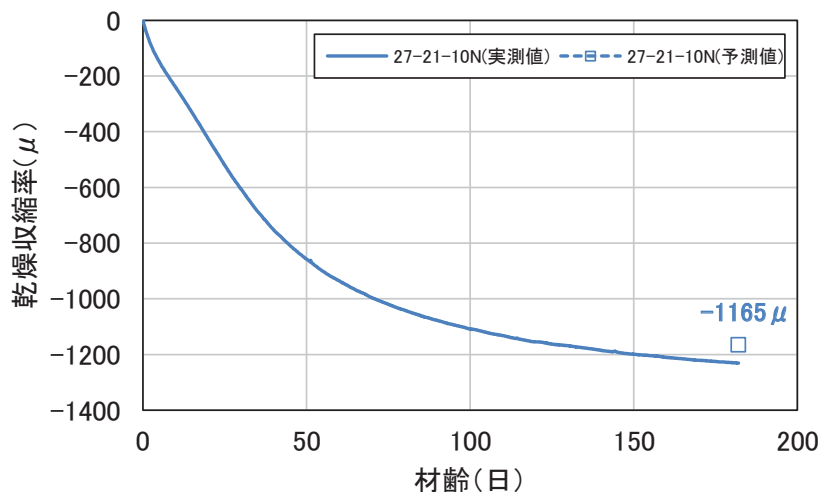


図 6-1 乾燥収縮率予測結果（耐震壁試験体の打設コンクリート）

(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。

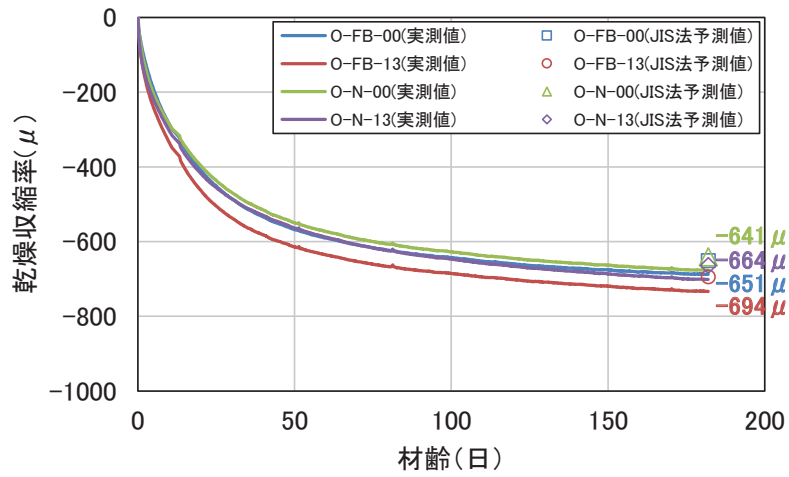


図 6-2 乾燥収縮率予測結果（実機を対象としたコンクリート）

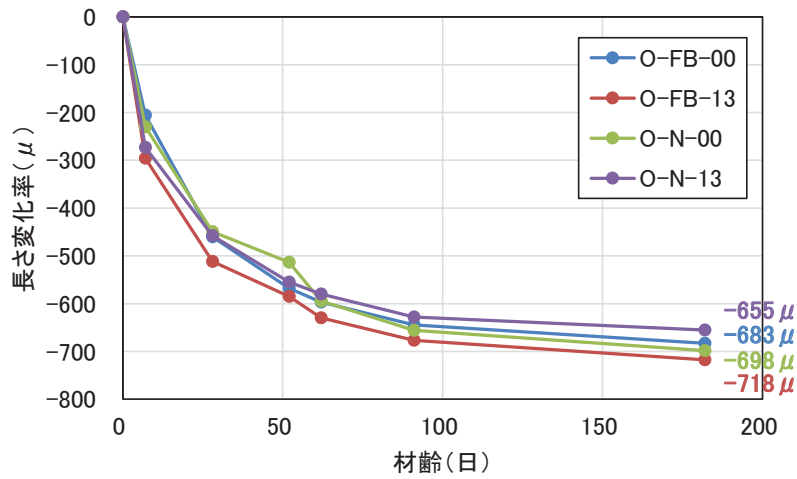


図 6-3 コンクリートの長さ変化率の経時変化
（実機を対象としたコンクリート）

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。

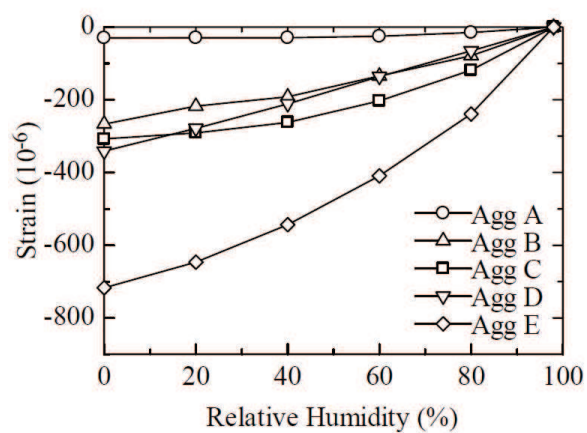


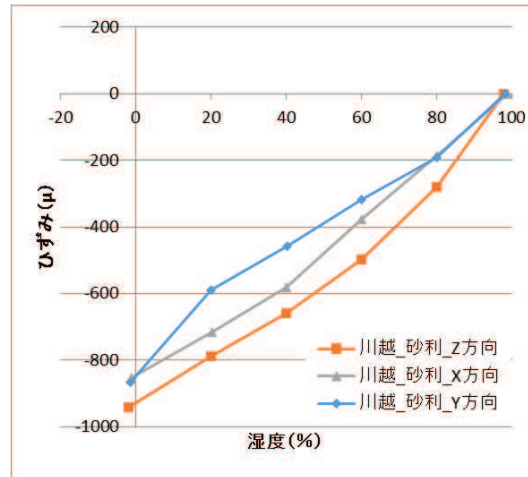
図 6-4 TMA による長さ変化等温線*

* : 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。

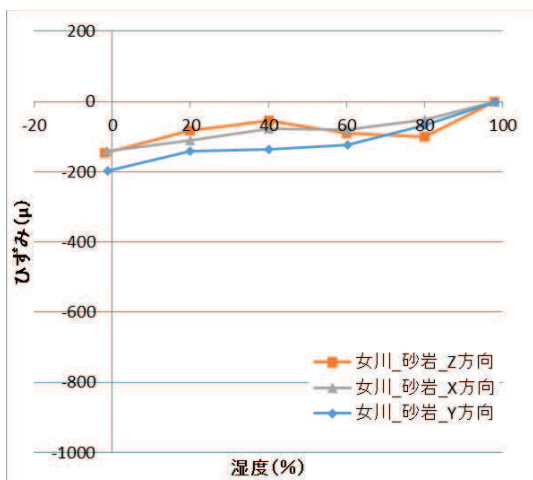


(川越砂利)

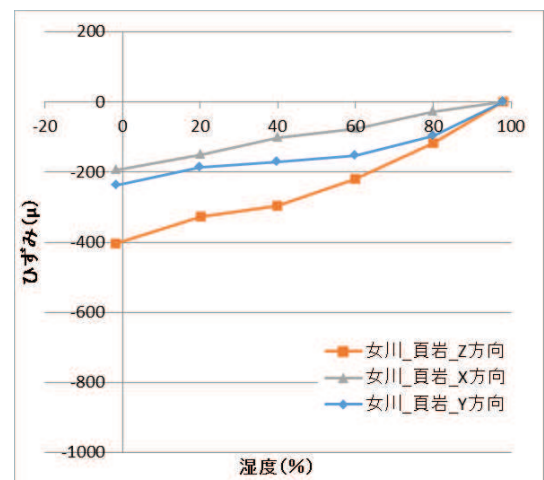
図 6-5 TMA による分析結果 (耐震壁試験体のコンクリートの骨材)

(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

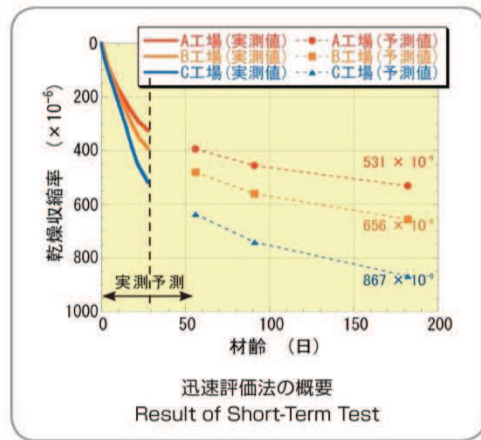
Accelerated Drying Shrinkage Evaluation System

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)

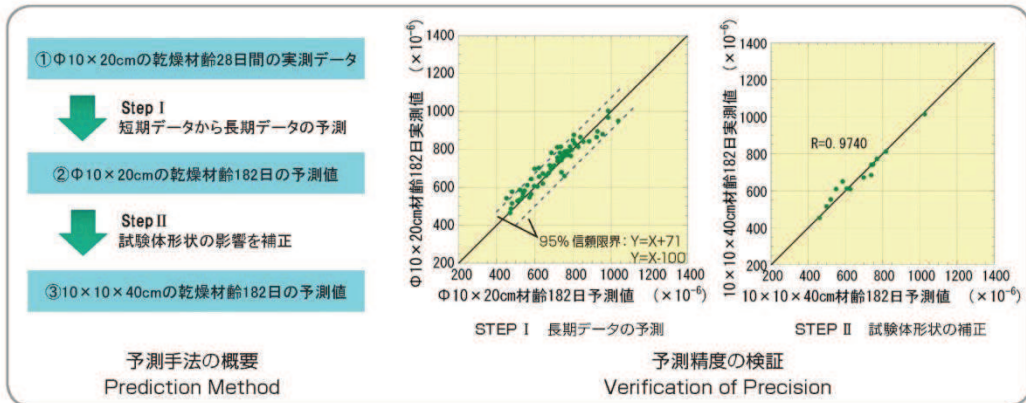
迅速評価法の試験工程
Process of Short-Term Test

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

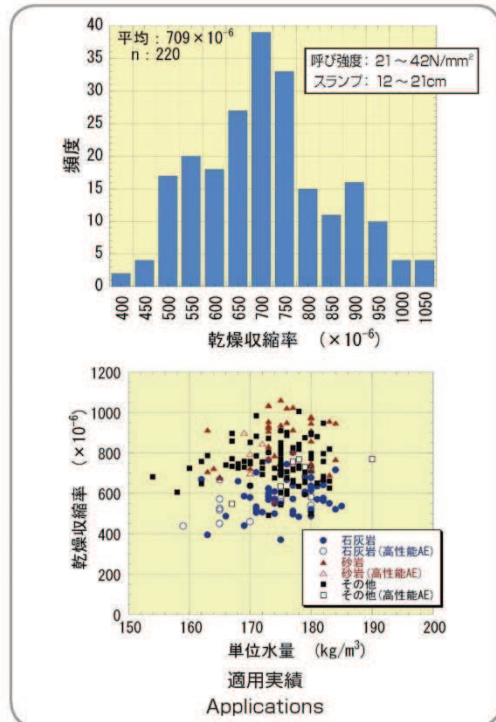
迅速評価法では、STEP Iとして、Φ 10 × 20cmの試験体における乾燥材齢 28日間の連続した実測データから、独自の予測手法により、Φ 10 × 20cm 乾燥材齢 182日時点の乾燥収縮率を予測します。STEP IIとして、Φ 10 × 20cm 乾燥材齢 182日時点の予測値から、試験体形状の影響を補正し、JIS法の試験結果である 10 × 10 × 40cmの試験体における乾燥材齢 182日時点の乾燥収縮率を予測します。



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、スランブ 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 16 建屋支持地盤の剛性低下に関する検討

目 次

1.	概要.....	別紙 16-1
2.	3.11地震のシミュレーション解析に基づく接地圧の確認.....	別紙 16-1
	(1) 検討方法.....	別紙 16-1
	(2) 検討結果.....	別紙 16-1
3.	3.11地震のシミュレーション解析に基づく鉛直応答性状の確認.....	別紙 16-3
	(1) 検討方法.....	別紙 16-3
	(2) 検討結果.....	別紙 16-3
4.	観測記録を用いた支持地盤の振動特性の分析.....	別紙 16-6
	(1) 水平アレイ観測を用いた検討.....	別紙 16-6
	(2) 鉛直アレイ観測を用いた検討.....	別紙 16-12
5.	原子炉建屋のシミュレーション解析における側面地盤の影響確認.....	別紙 16-18
	(1) 検討方法.....	別紙 16-18
	(2) 検討方法.....	別紙 16-22
6.	まとめ.....	別紙 16-24

1. 概要

3.11 地震等による顕著な初期剛性の低下の要因として、支持地盤の剛性低下が寄与しているのかどうかについて検討を行った。

検討は、3.11 地震に対するシミュレーション解析による検討と、建屋直下に設置された地震計の分析より行った。また、側面地盤の非線形化が建屋の応答性状に影響を与えていないかどうかを、地震観測記録を用いたシミュレーション解析により確認した。

2. 3.11 地震のシミュレーション解析に基づく接地圧の確認

(1) 検討方法

支持地盤が剛性低下する要因としては、地震時に地盤の短期許容支持力度を超えた場合が考えられることから、地震時における接地圧を確認する。

地震時の接地圧は、別紙 1の解析結果より算定し、地盤の短期許容支持力度と比較する。

(2) 検討結果

シミュレーション解析結果により得られた接地圧を図 2-1 及び図 2-2 に示す。

最大接地圧は、鉛直方向地震応答解析モデルにより評価した鉛直震度を組み合わせて評価した場合でも、3.11 地震 EW 方向入力の 1.2N/mm^2 が最大であり、地盤の短期許容支持力度 9.1N/mm^2 （極限鉛直支持力度の $2/3$ ）に対して十分下回っている。

よって、地震時の建屋応答により支持地盤が損傷することによる剛性低下は生じていないと判断される。

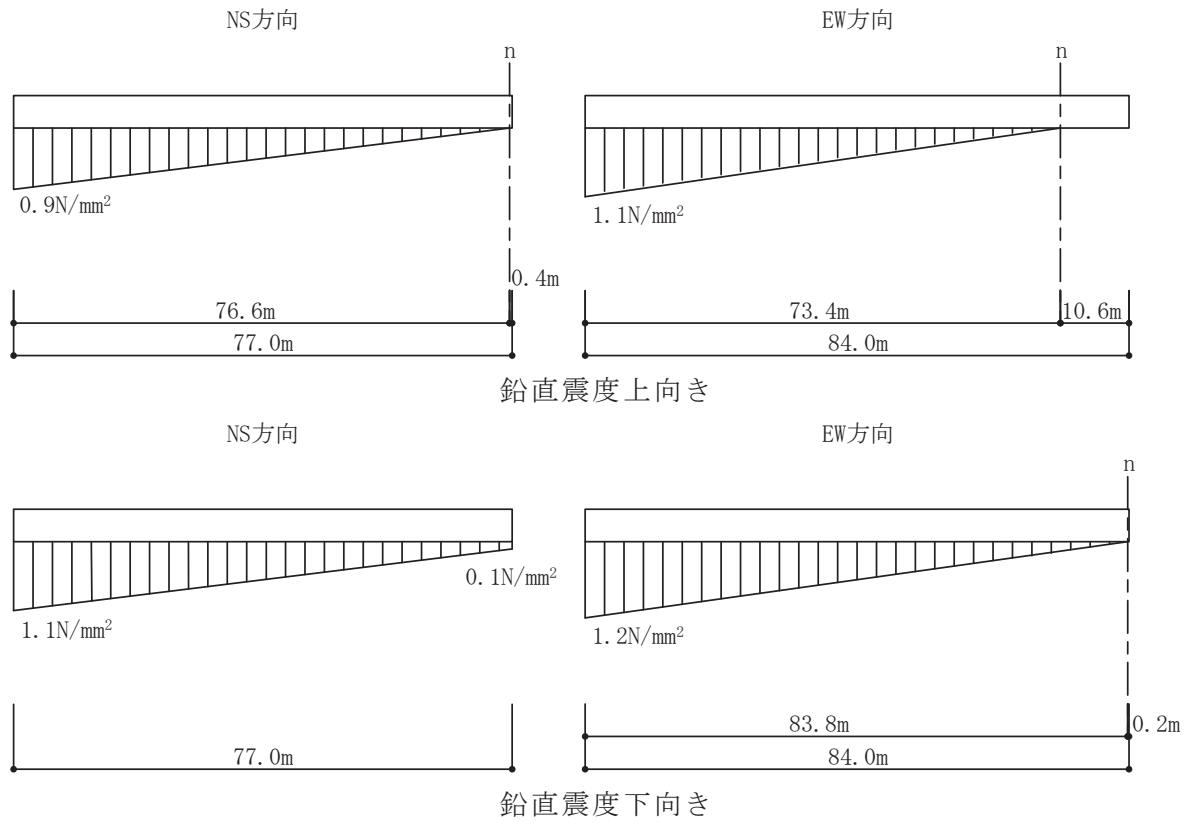


図 2-1 原子炉建屋 3.11 地震 最大接地圧

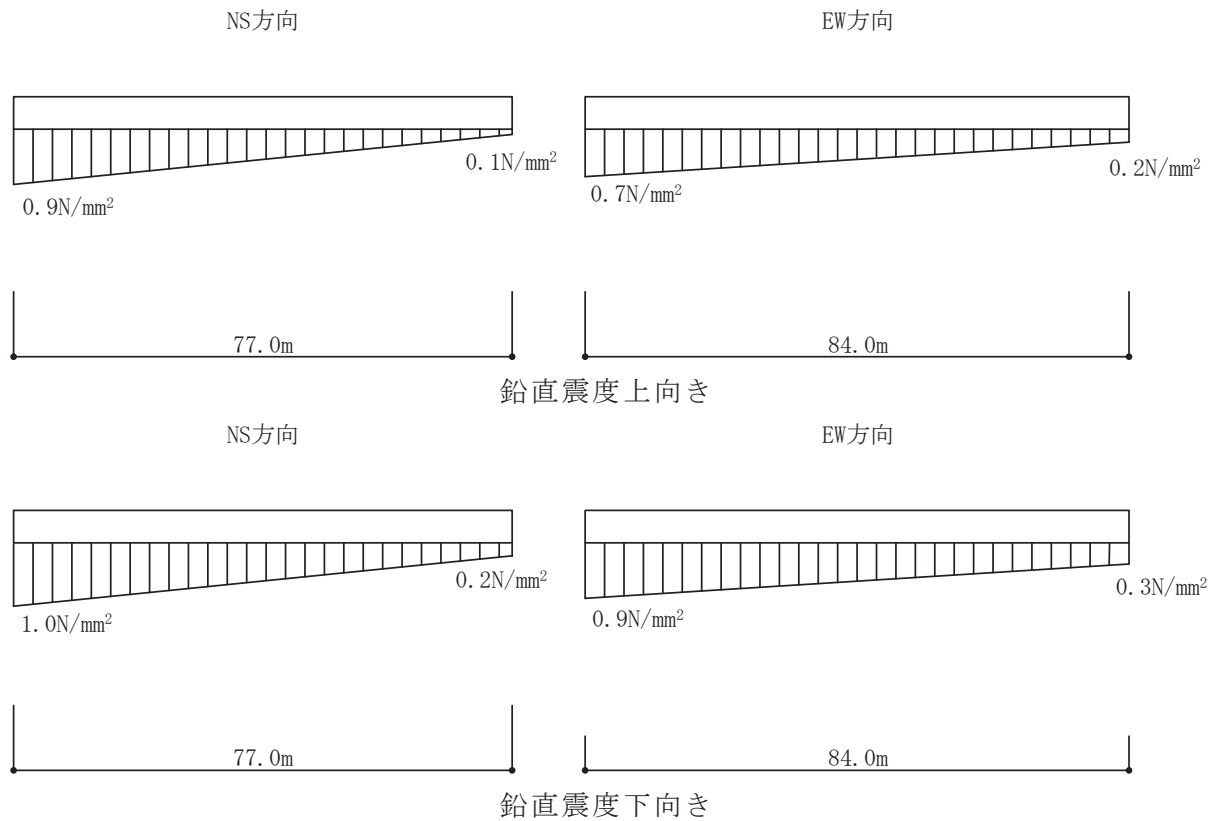


図 2-2 原子炉建屋 4.7 地震 最大接地圧

3. 3.11 地震のシミュレーション解析に基づく鉛直応答性状の確認

(1) 検討方法

支持地盤が剛性低下した場合には、基礎底面地盤ばねの物性値に影響を与えると考えられることから、設計時の地盤ばね定数を用いたシミュレーション解析結果が観測記録と整合しているか確認する。

シミュレーション解析は、別紙 1のうち耐震壁の剛性低下を考慮していない鉛直方向について検討し、支持地盤の影響を確認した。

(2) 検討結果

鉛直方向のシミュレーション解析結果を図 3-1 及び図 3-2 に示す。

解析結果は、設計時の地盤剛性による弾性解析により観測記録を概ね再現できしており、地盤剛性の非線形性の影響はほとんどないと考えられる。また、支持地盤の最表層の 1 次振動数は 78Hz 程度 ($V_p=3410\text{m/s}$, 層厚 10.9m) であり、建屋鉛直方向の 1 次振動数 10Hz 程度に与える影響は小さい。

よって、建屋の初期剛性低下の要因として、支持地盤の剛性低下が寄与する可能性は小さい。

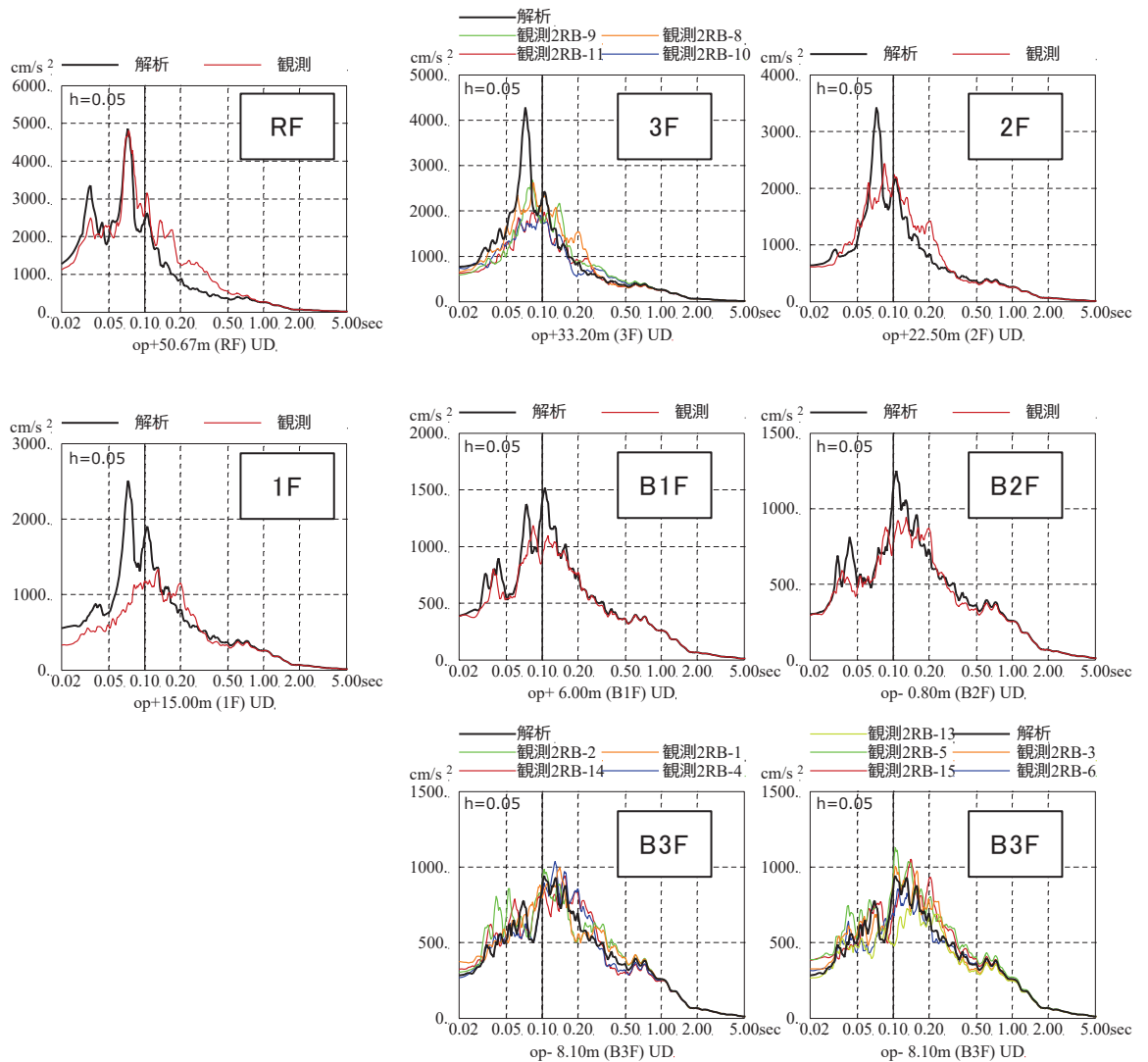


図 3-1 原子炉建屋の加速度応答スペクトルの比較
(鉛直方向, 3.11 地震)

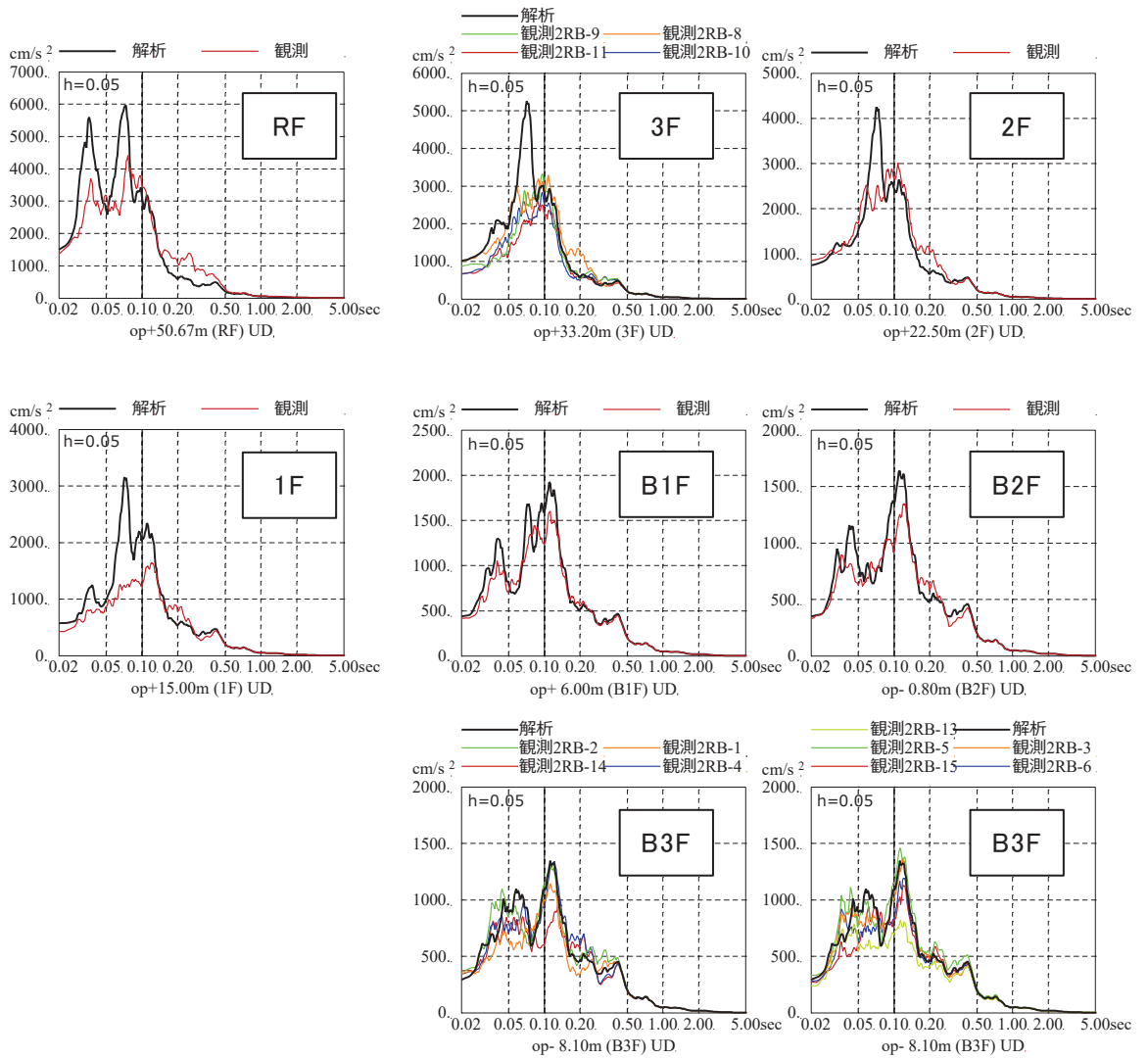


図 3-2 原子炉建屋の加速度応答スペクトルの比較
(鉛直方向, 4.7 地震)

4. 観測記録を用いた支持地盤の振動特性の分析

支持地盤が剛性低下した場合には、地盤の振動特性に影響を与えられられることから敷地の観測記録を用いて地震前後の振動特性の変化を確認する。

(1) 水平アレイ観測を用いた検討

a. 検討方法

地盤の振動特性の分析は、自由地盤の解放基盤表面相当位置に設置している地震計の観測記録と、原子炉建屋直下に設置されている地震計の観測記録の応答スペクトル比について、3.11地震前後の中小地震による傾向、3.11地震と中小地震の傾向について比較を行った。なお、原子炉建屋直下の地震記録は、3.11地震前後も地震観測が有効に作動している第1号機原子炉建屋直下の記録を使用した。地盤系の地震計配置及び検討対象地震観測位置を図4-1に示す。

女川原子力発電所では多数の地震記録が観測されているが、敷地地盤の振動特性の検討において、地震波の到来方向による影響は小さいことが確認されているため、3.11地震と同様の方向を震源とする地震を検討対象とし、3.11地震前の31地震と3.11地震後5日間の19地震を選定した。検討対象地震の諸元を表4-1に、検討に用いた地震の震央分布を図4-2に示す。

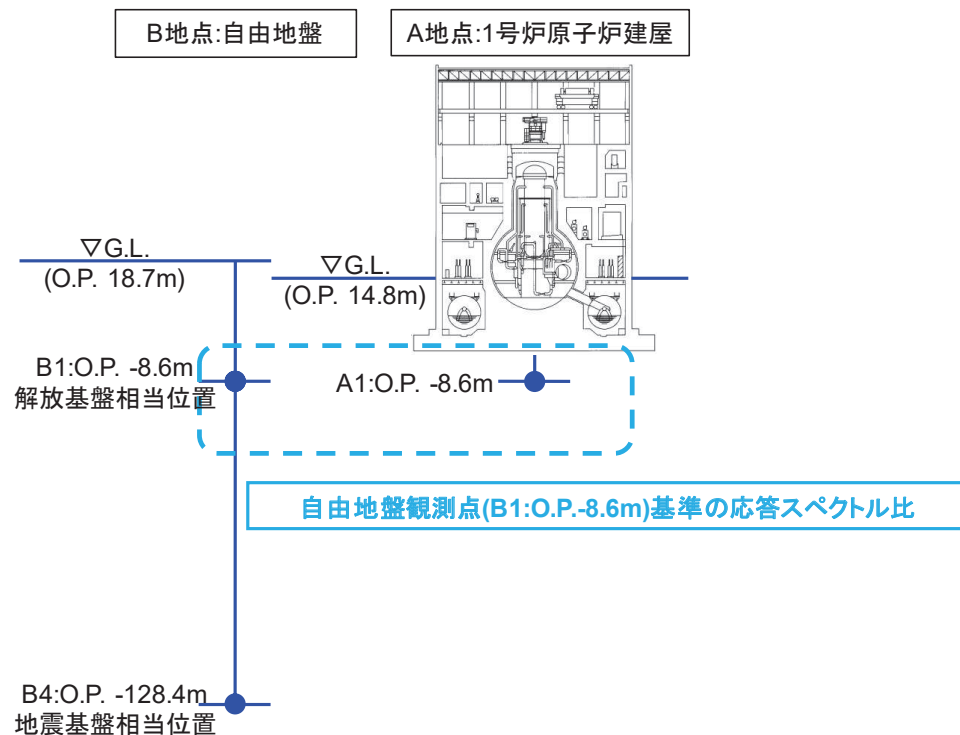


図4-1 地盤系の地震計配置及び検討対象地震計位置

表 4-1 (1) 検討対象地震の諸元 (1/2)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央 距離 (km)
1	1981.01.23	04:34	宮城県東方はるか沖	6.6	0	137
2	1981.01.23	19:22	宮城県東方はるか沖	6.2	0	139
3	1994.03.22	16:23	宮城県東方沖	4.7	48	52
4	1996.09.13	09:09	宮城県東方沖	4.6	52	45
5	1997.09.25	17:51	宮城県東方沖	4.2	38	69
6	1999.11.15	10:34	宮城県東方沖	5.7	46	81
7	2001.05.21	06:34	宮城県東方沖	4.0	47	40
8	2002.03.30	23:55	宮城県東方沖	4.2	49	54
9	2003.02.02	02:17	宮城県東方沖	4.1	45	36
10	2003.07.23	17:46	宮城県東方沖	4.2	44	40
11	2003.10.03	20:28	宮城県東方沖	4.2	72	36
12	2004.11.08	03:28	宮城県東方沖	4.1	46	34
13	2005.08.16	11:52	宮城県東方沖	4.6	38	62
14	2005.08.16	13:55	宮城県東方沖	4.5	43	51
15	2005.09.06	18:13	宮城県東方沖	4.1	45	39
16	2005.09.12	04:28	宮城県東方沖	4.7	42	65
17	2005.12.02	22:13	宮城県東方沖	6.6	40	83
18	2005.12.05	07:20	宮城県南東沖	5.5	25	117
19	2006.02.01	04:23	宮城県東方沖	4.5	36	71
20	2006.09.09	19:36	宮城県東方沖	4.9	67	49
21	2007.06.13	10:49	宮城県東方沖	4.2	66	28
22	2009.02.18	21:45	宮城県東方沖	4.1	47	33
23	2009.09.03	18:32	宮城県南東沖	4.3	51	111
24	2010.01.17	15:04	宮城県東方はるか沖	5.6	41	181
25	2010.04.26	06:22	宮城県南東沖	5.1	76	90
26	2010.06.20	17:23	宮城県東方沖	4.0	46	36
27	2011.03.09	11:45	宮城県東方はるか沖	7.3	8	155
28	2011.03.09	11:57	宮城県東方はるか沖	6.2	12	166
29	2011.03.09	11:58	宮城県東方はるか沖	6.0	21	145
30	2011.03.10	03:16	宮城県東方はるか沖	6.4	29	121
31	2011.03.10	06:23	宮城県東方はるか沖	6.8	9	137
32	2011.03.11	18:27	宮城県東方沖	5.4	36	62
33	2011.03.11	19:15	宮城県東方沖	4.4	49	28
34	2011.03.11	21:33	宮城県東方はるか沖	5.1	10	116

表 4-1 (2) 検討対象地震の諸元 (2/2)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央 距離 (km)
35	2011.03.12	04:23	宮城県東方沖	4.2	50	27
36	2011.03.12	16:07	宮城県東方沖	4.9	30	67
37	2011.03.13	05:56	宮城県東方沖	4.4	20	32
38	2011.03.13	09:43	宮城県南東沖	5.1	12	119
39	2011.03.13	13:02	宮城県東方沖	5.0	28	113
40	2011.03.13	14:55	宮城県東方沖	4.9	38	66
41	2011.03.13	16:28	宮城県東方沖	4.0	37	34
42	2011.03.13	23:26	宮城県東方沖	4.1	34	57
43	2011.03.14	02:40	宮城県南東沖	5.1	2	108
44	2011.03.14	03:45	宮城県東方沖	4.8	29	74
45	2011.03.14	06:17	宮城県東方沖	4.3	18	53
46	2011.03.14	15:46	宮城県東方はるか沖	5.4	33	143
47	2011.03.14	17:23	宮城県東方沖	4.9	14	66
48	2011.03.14	19:19	宮城県東方沖	4.2	41	49
49	2011.03.14	23:50	宮城県東方沖	4.8	32	65
50	2011.03.15	16:08	宮城県東方沖	4.9	30	70

- 観測開始~3.11 発生以前の 31 地震
- 3.11~5 日間の 19 地震
- 3.11 地震

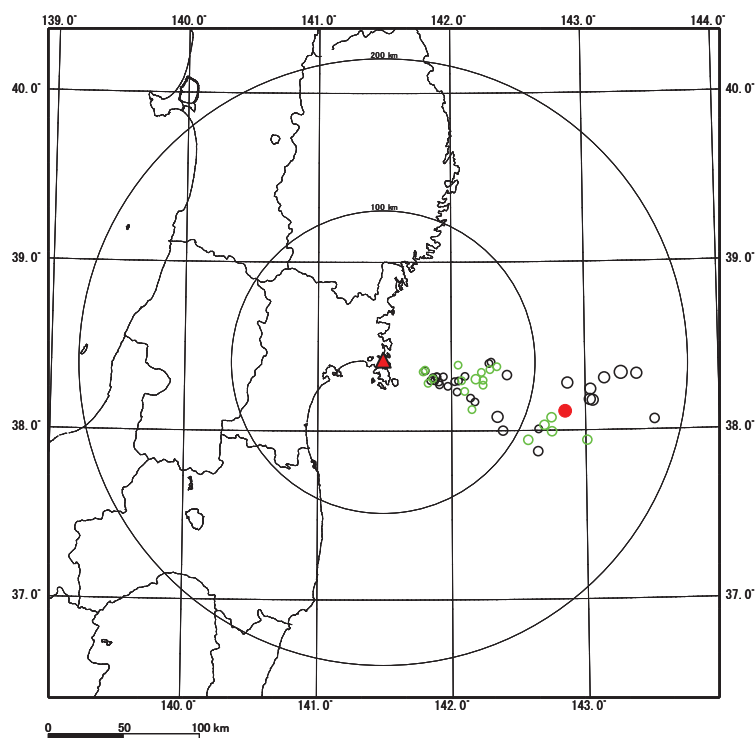


図 4-2 検討に用いた地震の震央分布図

b. 検討結果

地盤の振動特性の分析結果として、自由地盤と1号機原子炉建屋直下の水平アレイの応答スペクトル比の平均値の3.11地震前後の比較を図4-3及び図4-4に示す。

3.11地震前後の応答スペクトル比の平均値について、3.11地震前後で傾向に変化は無い事、3.11地震の応答スペクトル比もこれらの中小地震による各応答スペクトル比と整合したものであることが確認された。なお、応答スペクトル比の若干の差異については、地震前後の期間において対象としている地震数の違いや各地震による特性の差異が要因と考えられ、ばらつきの範囲内と判断される。

よって、地震前後に地盤の振動特性に変化がないことから支持地盤は剛性低下していないと考えられる。

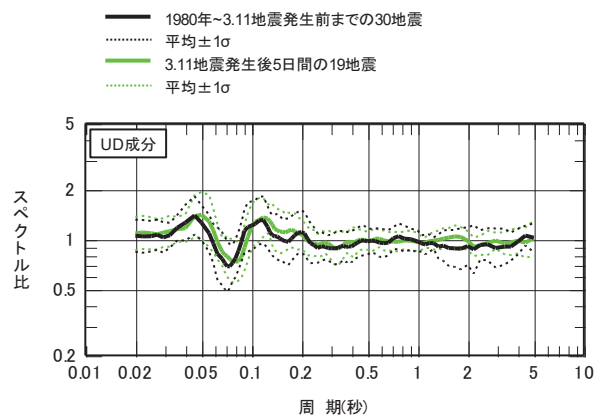
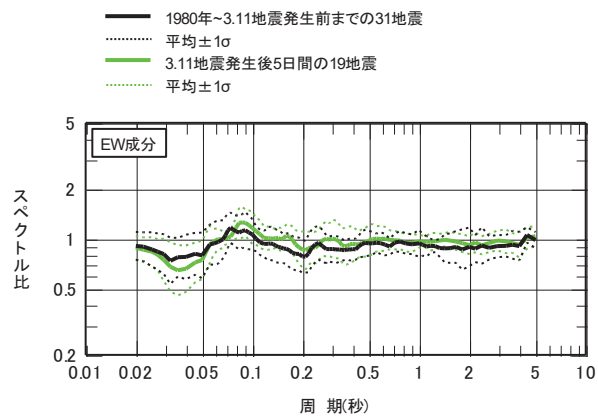
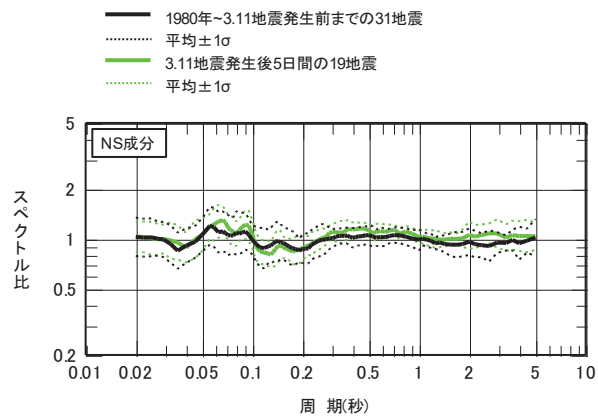


図 4-3 浅部水平アレイ観測記録の応答スペクトル比 (地震前後)
 (第1号機原子炉建屋 0.P. -8.6m / 自由地盤 0.P. -8.6m)

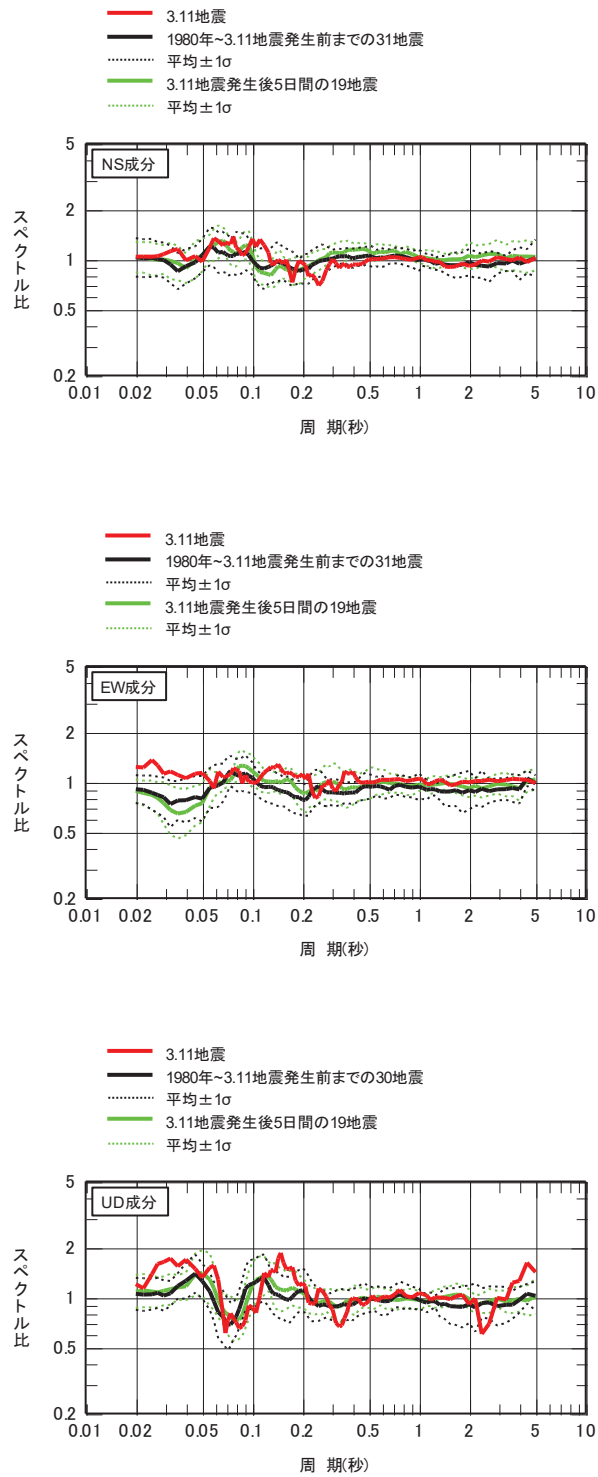


図 4-4 浅部水平アレイ観測記録の応答スペクトル比
(3.11地震との比較)
(第1号機原子炉建屋 O.P. -8.6m / 自由地盤 O.P. -8.6m)

(2) 鉛直アレイ観測を用いた検討

a. 検討方法

地盤の振動特性の分析は、自由地盤の深部地盤と浅部地盤の観測点間における応答スペクトル比について 3.11 地震前後の中小地震による傾向、3.11 地震と中小地震の傾向について比較を行った。地盤系の地震計配置及び検討対象地震観測位置を図 4-5 に示す。

女川原子力発電所では多数の地震記録が観測されているが、敷地地盤の振動特性の検討において、地震波の到来方向による影響は小さいことが確認されているため、3.11 地震と同様の方向を震源とする地震を検討対象とし、3.11 地震前の 32 地震と 3.11 地震後 5 日間の 19 地震を選定した。検討対象地震の諸元を表 4-2 に、検討に用いた地震の震央分布を図 4-6 に示す。

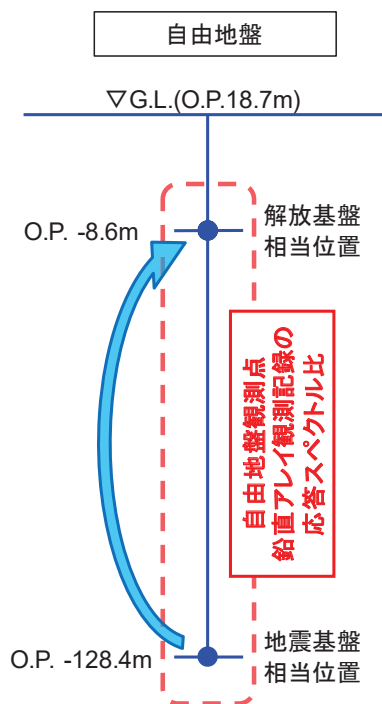


図 4-5 地盤系の地震計配置及び検討対象地震観測位置

表 4-2 (1) 検討対象地震の諸元 (1/2)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央 距離 (km)
1	1981.01.23	04:34	宮城県東方はるか沖	6.6	0	137
2	1981.01.23	19:22	宮城県東方はるか沖	6.2	0	139
3	1983.09.06	16:37	宮城県東方沖	5.4	39	56
4	1994.03.22	16:23	宮城県東方沖	4.7	48	52
5	1996.09.13	09:09	宮城県東方沖	4.6	52	45
6	1997.09.25	17:51	宮城県東方沖	4.2	38	69
7	1999.11.15	10:34	宮城県東方沖	5.7	46	81
8	2001.05.21	06:34	宮城県東方沖	4.0	47	40
9	2002.03.30	23:55	宮城県東方沖	4.2	49	54
10	2003.02.02	02:17	宮城県東方沖	4.1	45	36
11	2003.07.23	17:46	宮城県東方沖	4.2	44	40
12	2003.10.03	20:28	宮城県東方沖	4.2	72	36
13	2004.11.08	03:28	宮城県東方沖	4.1	46	34
14	2005.08.16	11:52	宮城県東方沖	4.6	38	62
15	2005.08.16	13:55	宮城県東方沖	4.5	43	51
16	2005.09.06	18:13	宮城県東方沖	4.1	45	39
17	2005.09.12	04:28	宮城県東方沖	4.7	42	65
18	2005.12.02	22:13	宮城県東方沖	6.6	40	83
19	2005.12.05	07:20	宮城県南東沖	5.5	25	117
20	2006.02.01	04:23	宮城県東方沖	4.5	36	71
21	2006.09.09	19:36	宮城県東方沖	4.9	67	49
22	2007.06.13	10:49	宮城県東方沖	4.2	66	28
23	2009.02.18	21:45	宮城県東方沖	4.1	47	33
24	2009.09.03	18:32	宮城県南東沖	4.3	51	111
25	2010.01.17	15:04	宮城県東方はるか沖	5.6	41	181
26	2010.04.26	06:22	宮城県南東沖	5.1	76	90
27	2010.06.20	17:23	宮城県東方沖	4.0	46	36
28	2011.03.09	11:45	宮城県東方はるか沖	7.3	8	155
29	2011.03.09	11:57	宮城県東方はるか沖	6.2	12	166
30	2011.03.09	11:58	宮城県東方はるか沖	6.0	21	145
31	2011.03.10	03:16	宮城県東方はるか沖	6.4	29	121
32	2011.03.10	06:23	宮城県東方はるか沖	6.8	9	137
33	2011.03.11	18:27	宮城県東方沖	5.4	36	62
34	2011.03.11	19:15	宮城県東方沖	4.4	49	28

表 4-2 (2) 検討対象地震の諸元 (2/2)

	日付	時刻	震源地	M	深さ (km)	震央 距離 (km)
35	2011.03.11	21:33	宮城県東方はるか沖	5.1	10	116
36	2011.03.12	04:23	宮城県東方沖	4.2	50	27
37	2011.03.12	16:07	宮城県東方沖	4.9	30	67
38	2011.03.13	05:56	宮城県東方沖	4.4	20	32
39	2011.03.13	09:43	宮城県南東沖	5.1	12	119
40	2011.03.13	13:02	宮城県東方沖	5.0	28	113
41	2011.03.13	14:55	宮城県東方沖	4.9	38	66
42	2011.03.13	16:28	宮城県東方沖	4.0	37	34
43	2011.03.13	23:26	宮城県東方沖	4.1	34	57
44	2011.03.14	02:40	宮城県南東沖	5.1	2	108
45	2011.03.14	03:45	宮城県東方沖	4.8	29	74
46	2011.03.14	06:17	宮城県東方沖	4.3	18	53
47	2011.03.14	15:46	宮城県東方はるか沖	5.4	33	143
48	2011.03.14	17:23	宮城県東方沖	4.9	14	66
49	2011.03.14	19:19	宮城県東方沖	4.2	41	49
50	2011.03.14	23:50	宮城県東方沖	4.8	32	65
51	2011.03.15	16:08	宮城県東方沖	4.9	30	70

- 観測開始~3.11 発生以前の 32 地震
- 3.11~5 日間の 19 地震
- 3.11 地震

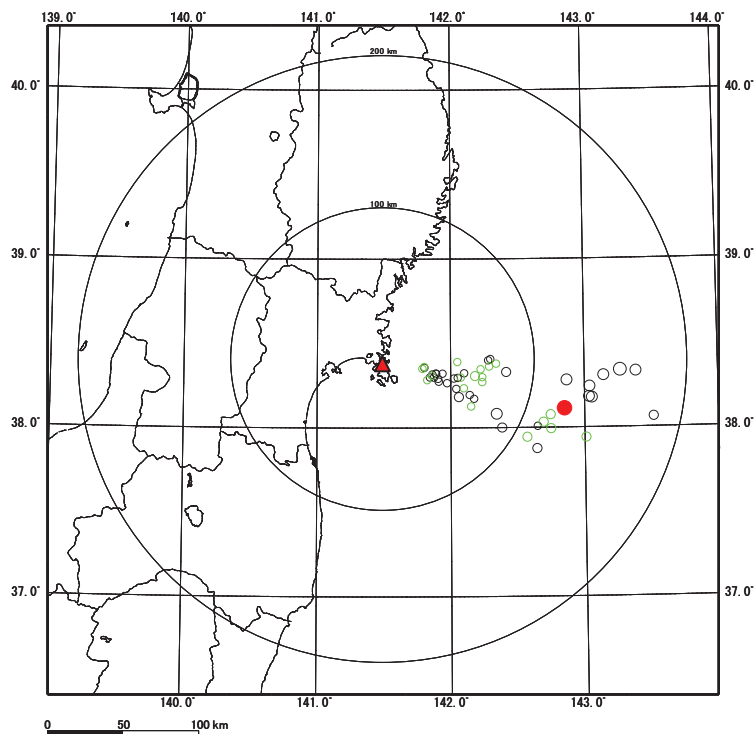


図 4-6 検討に用いた地震の震央分布図

b. 検討結果

地盤の振動特性の分析結果として、自由地盤の鉛直アレイの応答スペクトル比の平均値の 3.11 地震前後の比較を図 4-7 及び図 4-8 に示す。

3.11 地震前後の応答スペクトル比の平均値の比較として、地盤が非線形化した場合にはピーク周期帯が長周期化することやスペクトル比が大きくなることが考えられるが、その様な傾向は確認されておらず、ばらつきの範囲内と考えられることから、3.11 地震前後で地盤の振動特性に変化が無いことが確認された。また、3.11 地震の応答スペクトル比もこれらの中小地震による各応答スペクトル比と整合したものであることが確認された。

よって、地震前後に地盤の振動特性に変化がないことから支持地盤は剛性低下していないと考えられる。

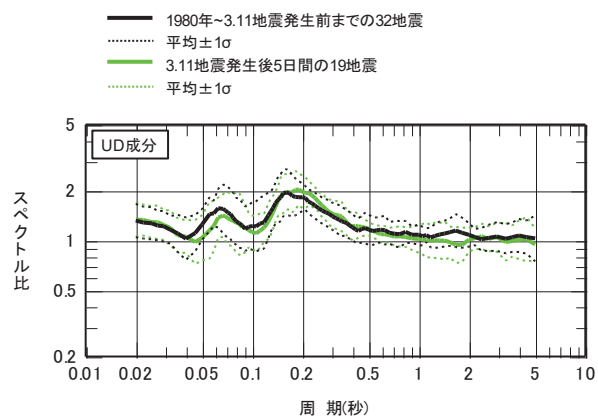
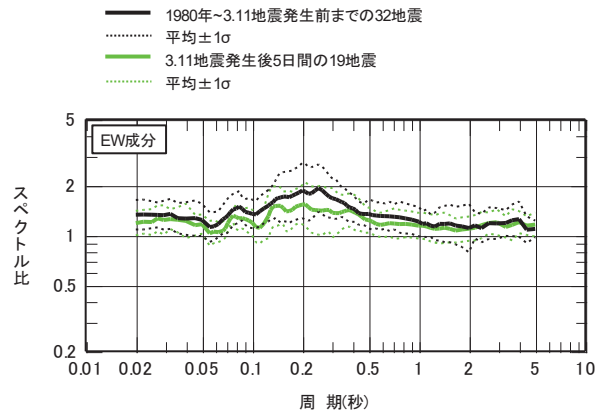
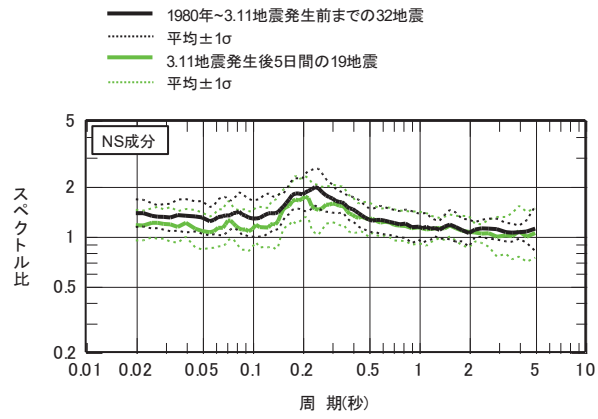


図 4-7 自由地盤鉛直アレイ観測記録の応答スペクトル比 (地震前後)
 (自由地盤 0. P. -8. 6m / 自由地盤 0. P. -128. 4m)

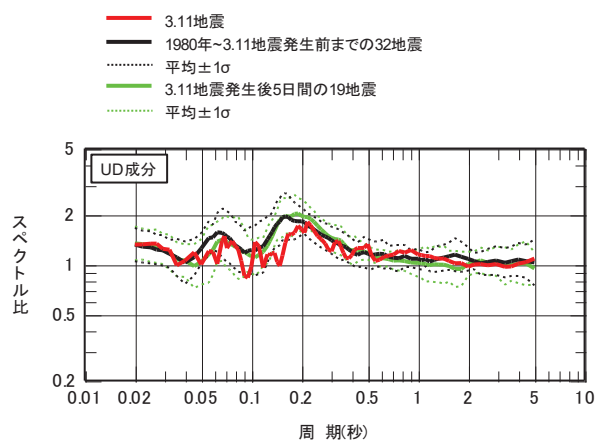
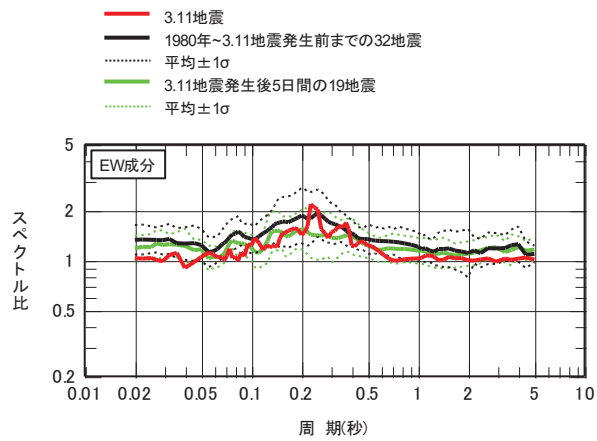
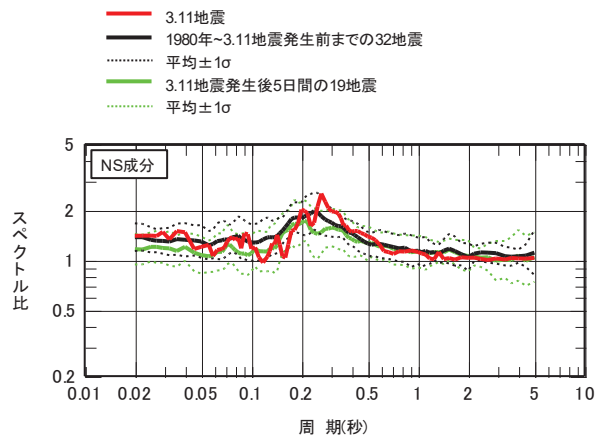


図 4-8 自由地盤鉛直アレイ観測記録の応答スペクトル比

(3.11地震との比較)

(自由地盤 0.P. -8.6m / 自由地盤 0.P. -128.4m)

5. 原子炉建屋のシミュレーション解析における側面地盤の影響確認

(1) 検討方法

原子炉建屋の当初設計では、側面地盤による埋込み効果を期待していないため、建設にあたっては、広くオープン掘削が行われ、また、埋戻し工事は掘削土を利用している。側面の埋め戻し工事においても設計を意識した特別な管理は行っていない。そのため、原子炉建屋のように重量の大きい建屋については、特に側面地盤（埋戻し土）が建屋の振動特性に及ぼす影響は小さい。この状況により、側面地盤が建屋の振動特性に及ぼす影響は小さいが、念のため、その影響について以下の項目を解析的に確認した。

- ① 側面地盤ばねの有無が建屋の振動特性（振動モード）に与える影響の確認
- ② 3.11 地震によるシミュレーション解析により側面地盤が原子炉建屋の地震応答解析結果に及ぼす影響を確認

a. 側面地盤モデル

建屋側面の埋戻し土の断面形状が深さ方向に三角形分布をしていると仮定し、地盤を地中の質点位置ごとに、単位厚さで平面的に切り出したモデルを設定し、建屋を面積が等価な円形平面に置換して、側面地盤ばねを Novak の方法により算定する（J E A G 4 6 0 1 - 1991 追補版参照）。

側面ばねの理論解 $T(\omega)$ の算定に用いる地盤定数は、埋戻部分の形状を考慮し、表 5-1 に示す等価地盤の値を用いる。シミュレーション解析モデルを図 5-1 に示す。

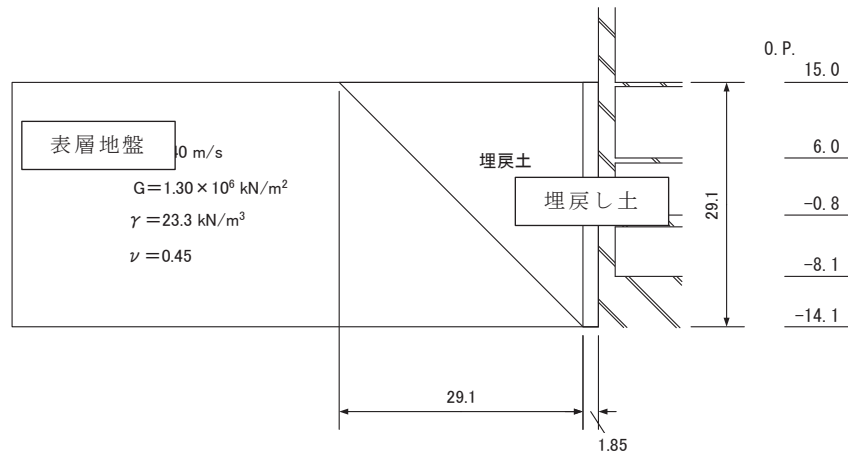
b. 入力地震動

解析モデルへの入力地震動は、3.11 地震のはざとり波を表 5-2 に示す地盤モデルを用いて算定して基礎版底面レベルの地震動とし、建屋各部の応答を評価する。

表 5-1 埋戻土及び等価地盤の物性値

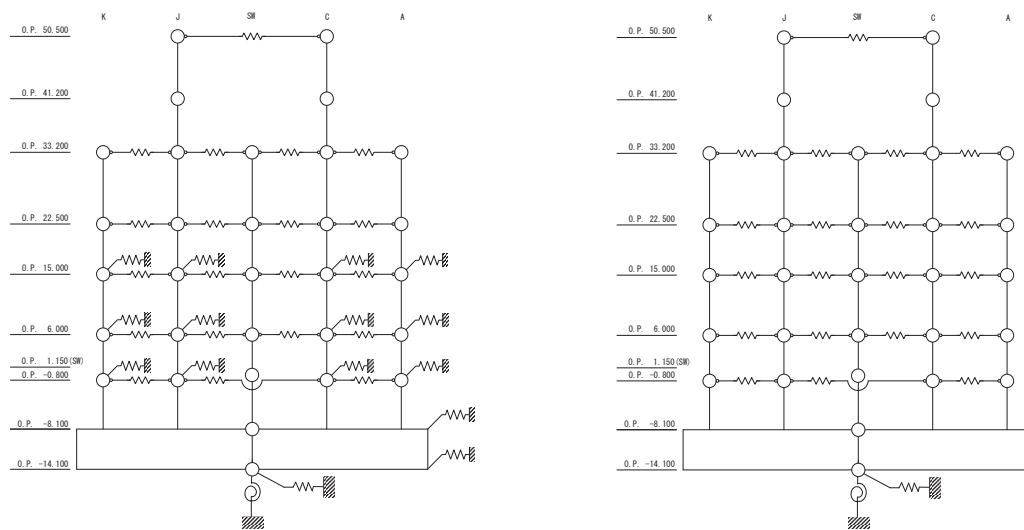
建屋質点 レベル O. P. (m)	深さ (m)	埋戻し土				等価地盤				
		せん断波速 度 V_s (m/s)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^4$ kN/m 2)	単位体積重 量 γ (kN/m 3)	ポアソン比 ν	せん断波速 度 V_s (m/s)	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m 2)	単位体積重 量 γ (kN/m 3)	ポアソン 比 ν	減衰定 数 he (%)
15.0	0	88	1.48	18.6	0.45	242	1.25	21.0	0.45	4
6.0	9.0	113	2.42	18.6	0.45	336	2.42	21.0	0.45	4
-0.8	15.8	138	3.61	18.6	0.45	443	4.20	21.0	0.45	4
-8.1	23.1	158	4.73	18.6	0.45	536	6.15	21.0	0.45	4
-14.1	29.1	171	5.57	18.6	0.45	653	9.13	21.0	0.45	4

別紙 16-19



※表層地盤と埋戻し土の物性値より等価地盤の物性値を算定

埋戻し土の形状 (単位 : m)



側面地盤有

側面地盤無

図 5-1 地震応答解析モデル

表 5-2 地盤調査結果に基づき設定した初期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/sec)	減衰定数 h (%)
表層地盤	14.80	23.3	740	3
底面地盤	-14.10	23.8	1300	3
	-25.00	24.6	2150	3
	-80.00	25.0	2440	3
	-200.0	25.0	2440	3

表 5-3 解析条件の比較

(3.11 地震はざとり波を用いた側面地盤ばね有無の影響評価 [原子炉建屋])

	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮するケース	側面地盤ばね (Novak ばね) を考慮しないケース
建屋	2号機原子炉建屋	
地震動	3.11 地震はざとり波	
入力地震動	基礎版底面レベル及び側面地盤ばね位置の地震動 (E+F) を算定し入力	基礎版底面レベルの地震動 (E+F) を算定し入力 (補正水平力考慮)
建屋モデル (建屋剛性, 建屋減衰)	3.11 地震シミュレーションモデル (初期剛性低下考慮, 建屋減衰 7%)	
建屋モデル (側面地盤ばね)	有り (側面地盤ばねの地盤定数は は 等価地盤の値から算定)	無し
地盤モデル	地盤調査結果に基づき設定した初期地盤モデル (表層地盤: Vs740m/s 一層)	

(2) 検討方法

原子炉建屋（NS 方向）の 1 次モード図を図 5-2 に示す。モード図より、側面地盤ばねの有無が振動モードに与える影響は小さいことを確認した。

また、図 5-3 に示す質点系モデルによるシミュレーション解析では、側面地盤ばね有無のどちらの結果も観測記録に比べて大きくなっているが、側面地盤ばねがない場合の方が観測記録との適合性が良く、側面地盤が建屋応答に及ぼす影響は小さいことを確認した。

よって、側面地盤が建屋の振動特性に与える影響は小さいことを確認した。

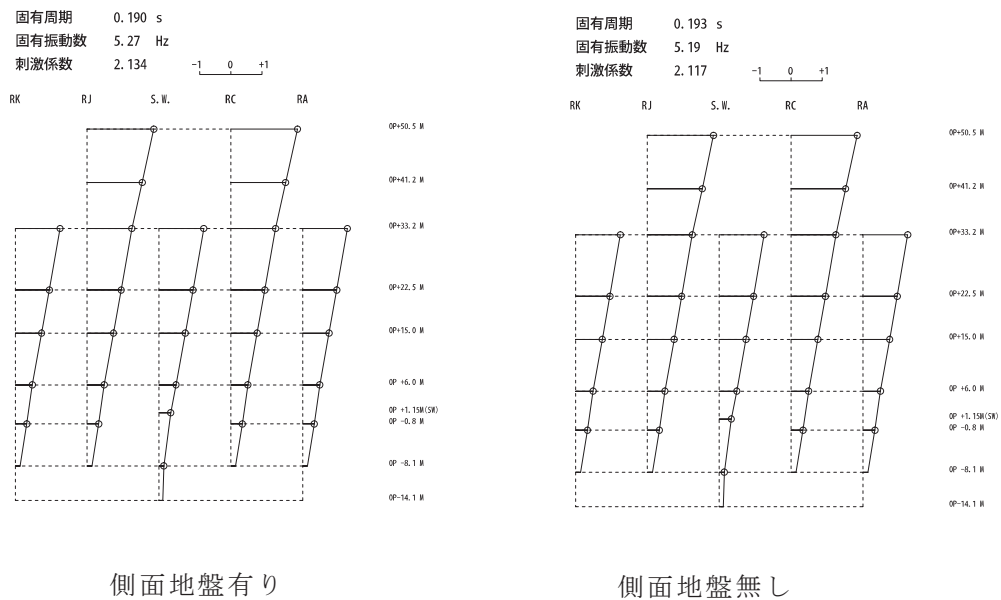


図 5-2 1 次モード図（原子炉建屋 NS 方向）

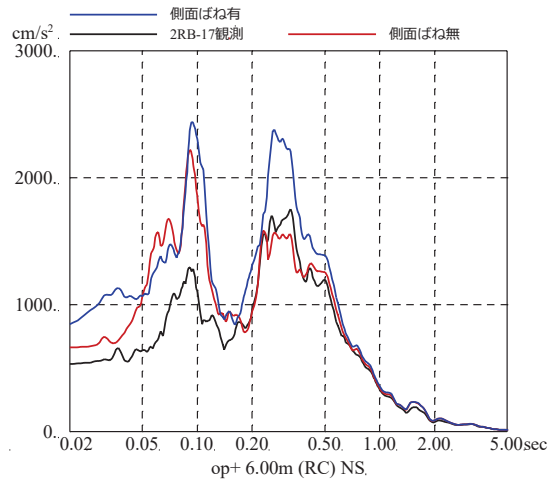
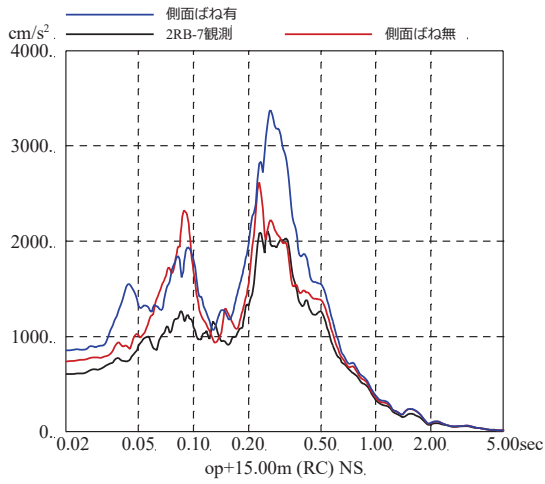
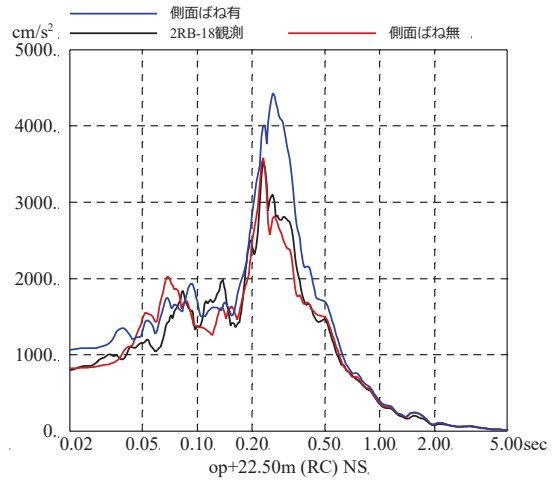
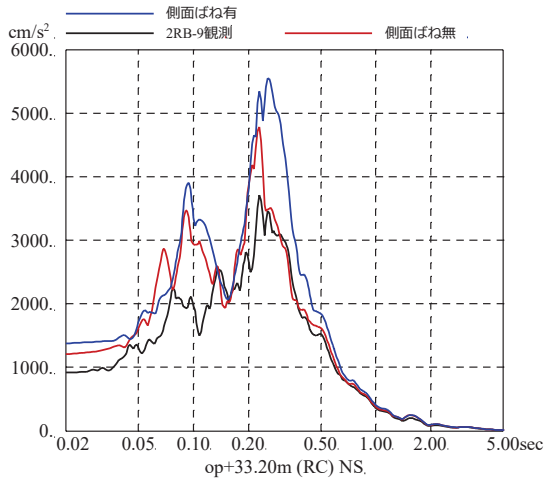
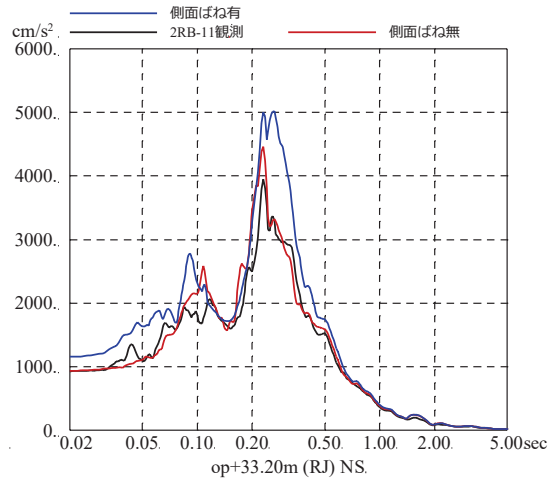
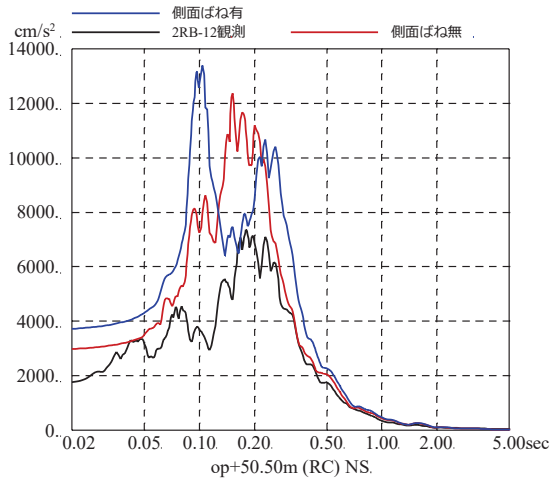


図 5-3 3.11 地震のはぎとり波を用いた側面地盤ばねの有無によるシミュレーション解析結果の比較 (原子炉建屋, NS 方向)

※地震計位置は、別紙 1 参照

6. まとめ

原子炉建屋の設計と乖離する初期剛性の低下要因の一つとして、地盤による影響の可能性を確認するため、3.11地震のシミュレーション解析に基づく接地圧の確認、3.11地震のシミュレーション解析に基づく鉛直応答性状の確認、観測記録を用いた支持地盤の振動特性の分析及び解析的検討による側面地盤の影響確認を実施し、それぞれの検討結果より、建屋の固有振動数低下の要因として、地盤の影響は小さいことを確認した。

以上のことから、設計基準強度から算定した建屋剛性より初期剛性が低下する要因としては、支持地盤の損傷や剛性低下の影響、また、側面地盤の影響ではないと判断した。

なお、3.11地震等による支持地盤の振動特性については、入力地震動の算定においても、観測記録との整合を確認することとしている。

別紙 17 建屋コンクリートの圧縮強度の確認

目 次

1. 概要.....	別紙 17-1
2. 第2号機原子炉建屋におけるコンクリート材料の圧縮強度.....	別紙 17-2
(1) 検討方法.....	別紙 17-2
(2) 検討結果.....	別紙 17-2
3. 第3号機原子炉建屋におけるコンクリート材料の圧縮強度.....	別紙 17-5
(1) 検討方法.....	別紙 17-5
(2) 検討結果.....	別紙 17-5
4. コンクリートコアを用いた圧縮強度試験結果の差異に関する考察.....	別紙 17-8
5. まとめ.....	別紙 17-9

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

1. 概要

コンクリートの設計基準強度から算定した建屋剛性より初期剛性が低下する要因の一つとして、建屋の主な構造材料である鉄筋コンクリート材料の剛性低下、すなわち、コンクリート剛性（静弾性係数）と相関のあるコンクリート強度の低下が考えられる。表 1-1 に「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（日本建築学会，2010）に記載されているコンクリートの設計基準強度とヤング係数（静弾性係数）の関係式に示す。

ここでは、原子炉建屋，その他の建屋の耐震壁からこれまでに採取したコンクリートコアを用いて，実機のコンクリート圧縮強度と設計基準強度を比較検討し，コンクリート強度の低下が建屋の初期剛性低下の要因と成り得るかを確認する。また，実機から採取したコンクリートコアを用いて静弾性係数についても設計値との比較を実施する。

コンクリートコアの採取に当たっては，目的がコンクリート強度そのものの低下の有無の確認であることから，ひび割れやジャンカ等の影響を受けていない箇所から採取した。

表 1-1 コンクリートの設計基準強度とヤング係数（静弾性係数）の関係式
（「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（日本建築学会，2010）抜粋）

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比	線膨張係数 (1/°C)
鉄筋	2.05×10^5	—	1×10^{-5}
コンクリート	$3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{F_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}}$	0.2	1×10^{-5}

[注] γ ：コンクリートの気乾単位体積重量 (kN/m³) で，特に調査しない場合は表 7.1 の数値から 1.0 を減じたものとする事ができる。

F_c ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

2. 第2号機原子炉建屋におけるコンクリート材料の圧縮強度

(1) 検討方法

第2号機原子炉建屋の実機の耐震壁からコンクリートコアを採取し、コンクリート圧縮強度試験、静弾性係数試験を実施した結果を設計値と比較することにより、設計値からのコンクリート強度及び静弾性係数の低下の有無を確認する。

設計値は、設計基準強度 32.4N/mm^2 、静弾性係数 26.5kN/mm^2 である。

(2) 検討結果

a. コンクリートコアを用いたコンクリート材料試験結果（2006年、2018年実施）

第2号機原子炉建屋の地下2階から地上2階において、耐震壁から4箇所（計12本）のコンクリートコアを採取し、3.11地震前後のコンクリート強度及び静弾性係数を確認する。

コンクリートコアの採取位置を図2-1に示す。またコンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果を表2-1に示す。

個々のコンクリートコアの試験結果は、設計基準強度 32.4N/mm^2 及び静弾性係数 26.5kN/mm^2 を上回る値が得られた。

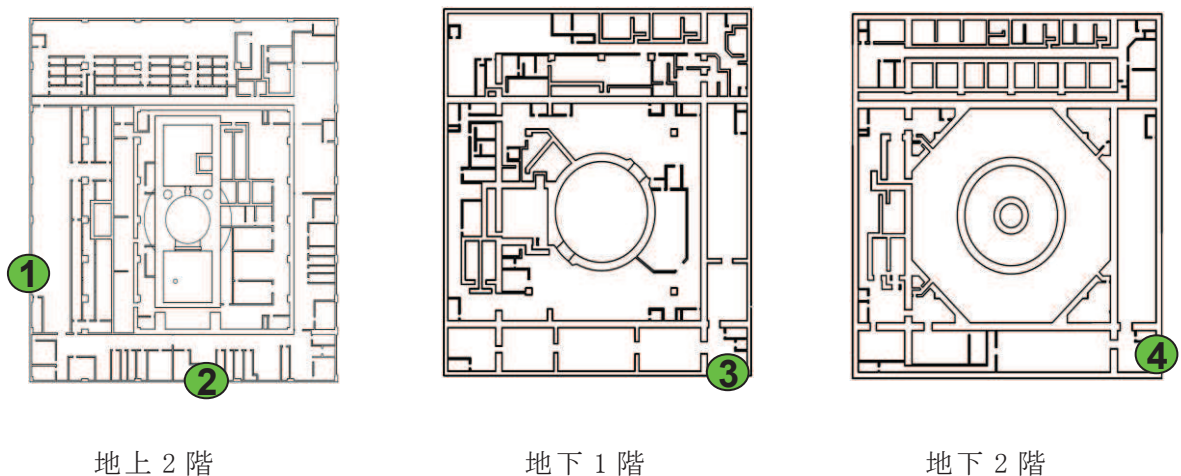


図2-1 コンクリートコアの採取位置（第2号機原子炉建屋）

表 2-1 コンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果
(第 2 号機原子炉建屋)

採取場所	① 地上 2 階			② 地上 2 階			③ 地下 1 階			④ 地下 2 階		
3.11 地震 前*	60.7	61.6	55.3	66.4	58.7	60.2	43.0	44.4	51.7	54.1	57.3	58.3
圧縮強度 (N/mm ²)	平均 59.2			平均 61.8			平均 46.4			平均 56.6		
3.11 地震 後*	50.1	56.4	54.4	60.3	54.3	55.4	46.9	43.5	47.5	49.8	49.3	51.9
圧縮強度 (N/mm ²)	平均 53.6			平均 56.7			平均 46.0			平均 50.3		
3.11 地震 前*	36.5	38.1	34.4	38.5	38.3	39.2	30.5	32.1	34.3	31.5	32.3	33.2
静弾性係数 (kN/mm ²)	平均 36.3			平均 38.7			平均 32.3			平均 32.3		
3.11 地震 後*	31.5	30.4	33.0	31.7	31.3	32.4	32.4	33.5	33.3	32.8	29.0	29.8
静弾性係数 (kN/mm ²)	平均 31.6			平均 31.8			平均 33.1			平均 30.5		

※3.11 地震前は 2006 年度に、3.11 地震後は 2018 年度に実施。

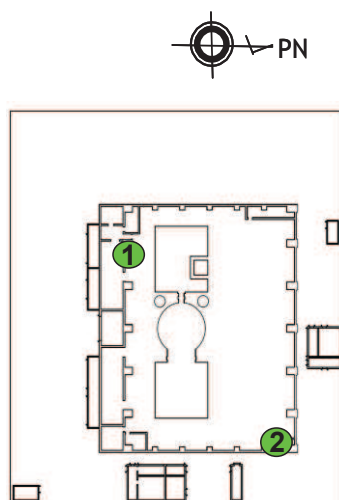
(設計値 設計基準強度 : 32.4N/mm²)

b. コンクリートコアを用いたコンクリート材料試験結果（2012年実施）

第2号機原子炉建屋の地上3階において、耐震壁から2箇所（計6本）のコンクリートコアを採取し、コンクリート強度及び静弾性係数を確認した。

コンクリートコアの採取位置を図2-2に示す。またコンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果を表2-2に示す。

個々のコンクリートコアの試験結果は、設計基準強度 32.4N/mm^2 及び静弾性係数 26.5kN/mm^2 を上回る値が得られた。



第2号機原子炉建屋 地上3階

図2-2 コンクリートコアの採取位置

表2-2 コンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果
(第2号機原子炉建屋)

採取場所	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度平均 (N/mm^2)	静弾性係数 (kN/mm^2)	平均 (kN/mm^2)
① 地上3階 (O.P. 33.2m)	46.9	45.9	30.8	30.8
	46.4		31.7	
	44.3		29.9	
② 地上3階 (O.P. 33.2m)	55.3	56.6	33.2	33.5
	59.5		34.2	
	54.9		33.1	

3. 第3号機原子炉建屋におけるコンクリート材料の圧縮強度

(1) 検討方法

第3号機原子炉建屋の実機の耐震壁からコンクリートコアを採取し、コンクリート圧縮強度試験及び静弾性係数試験を実施した結果を設計値と比較することにより、設計値からのコンクリート強度及び静弾性係数の低下の有無を確認する。

設計値は、設計基準強度 32.4N/mm^2 、静弾性係数 26.5kN/mm^2 である。

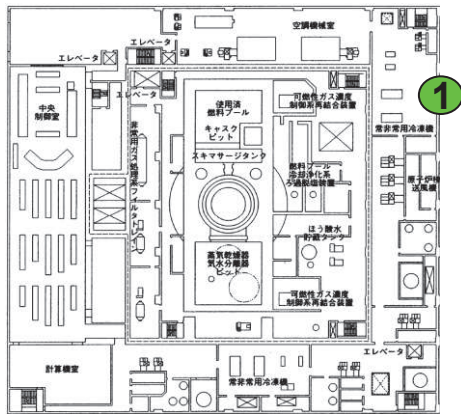
(2) 検討結果

a. コンクリートコアを用いたコンクリート強度試験結果（2006年実施）

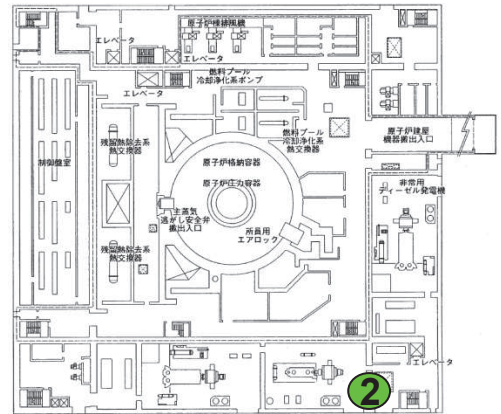
第3号機原子炉建屋の地下3階から地上2階において、耐震壁から5箇所（計15本）のコンクリートコアを採取し、コンクリート強度及び静弾性係数を確認した。

コンクリートコアの採取位置を図3-1に示す。またコンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果を表3-1に示す。

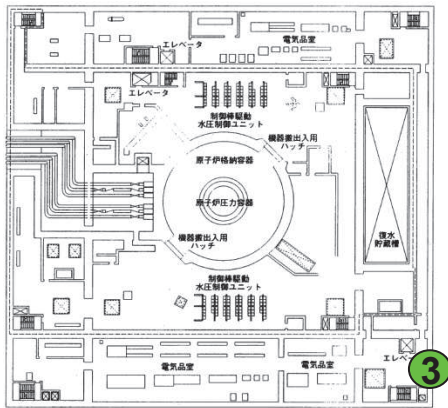
個々のコンクリートコアの試験結果は、設計基準強度 32.4N/mm^2 及び静弾性係数 26.5kN/mm^2 を上回る値が得られた。



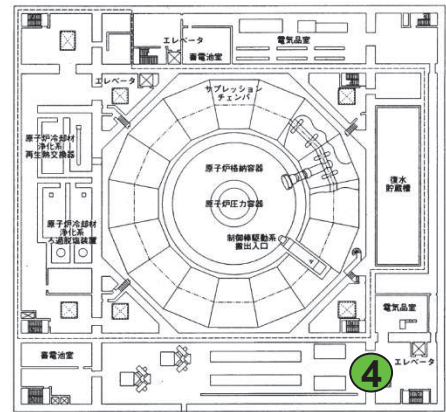
地上 2 階



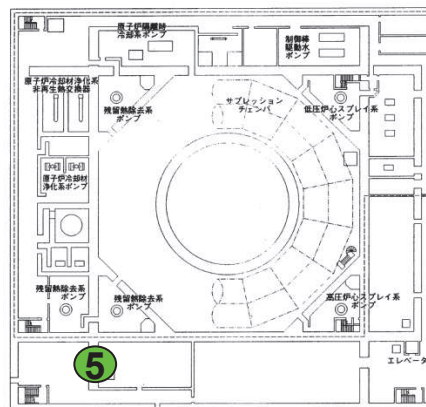
地上 1 階



地下 1 階



地下 2 階



地下 3 階

図 3-1 コンクリートコアの採取位置 (第 3 号機原子炉建屋)

表 3-1 コンクリート圧縮強度試験結果及び静弾性係数試験結果
(第 3 号機原子炉建屋)

採取場所	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度平均 (N/mm ²)	静弾性係 数 (kN/mm ²)	平均 (kN/mm ²)
① 地上 2 階 (O.P. 22.5m)	53.4	54.3	35.1	36.8
	58.2		36.7	
	51.4		38.6	
② 地上 1 階 (O.P. 15.0m)	46.6	45.4	34.2	33.7
	44.9		34.6	
	44.7		32.3	
③ 地下 1 階 (O.P. 6.0m)	70.5	69.2	39.2	39.4
	69.2		39.0	
	67.8		39.9	
④ 地下 2 階 (O.P. -0.8m)	53.5	51.8	32.6	33.1
	52.4		34.1	
	49.4		32.5	
⑤ 地下 3 階 (O.P. -8.1m)	54.4	51.4	35.5	33.9
	54.7		36.4	
	45.1		29.9	

4. コンクリートコアを用いた圧縮強度試験結果の差異に関する考察

第2号機原子炉建屋の地下2階，地下1階，地上2階において，建設時の91日強度（標準養生），3.11地震前（2006年）及び3.11地震後（2018年）のコンクリート強度を図4-1に示す。

建設時の91日強度及び3.11地震前後のすべてで設計基準強度を上回っているが，3.11地震前後を比較すると，地震後の方が僅かではあるがすべて小さい結果が得られている。コンクリート強度の発現は，90日程度でほぼ安定するとされているが，建設時の91日強度（標準養生）のコンクリート強度と3.11地震前後の強度は同程度であり，また，建設時の91日強度の変動係数は温度補正を考慮すると建屋全体で7～8%程度であることから，3.11地震後の低下幅はそのばらつきの範囲内となっている。

同時期に実施した反発度法による測定結果を表4-1に示す。反発度測定結果においても，圧縮強度は設計基準強度 32.4N/mm² を上回っており，地震前後で有意な違いは認められない。したがって，地震後の試験結果の僅かな低下自体は傾向的なものではないと考えられる。

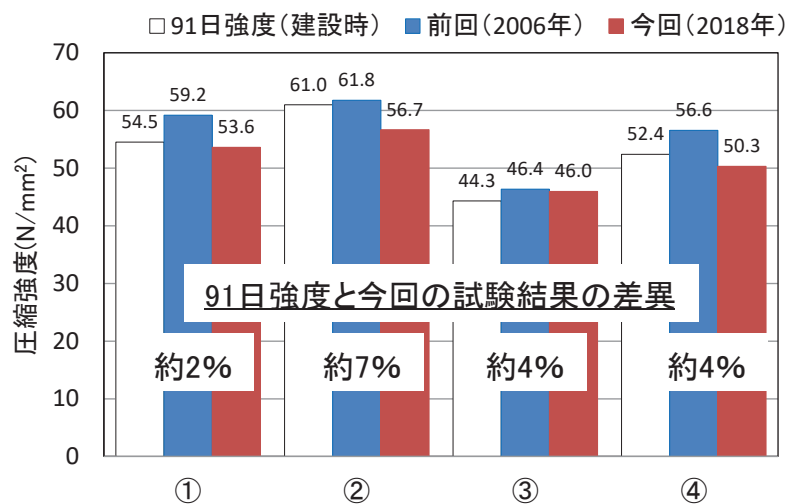


図4-1 各時期における圧縮強度の比較 (第2号機原子炉建屋)

表4-1 反発度法によるコンクリート圧縮強度試験結果 (第2号機原子炉建屋)

	①	②	③	④
3.11地震前※圧縮強度 (N/mm ²)	48.8	47.5	43.5	51.4
3.11地震後※圧縮強度 (N/mm ²)	47.5	47.5	46.1	54.1

※3.11地震前は2006年度に，3.11地震後は2018年度に実施。

(設計値 設計基準強度：32.4N/mm²)

5. まとめ

コンクリートの設計基準強度から算定した建屋剛性より初期剛性が低下する要因の一つとして、コンクリート剛性（静弾性係数）と相関のあるコンクリート強度が設計基準強度を上回っているかを検討した。

具体的には、第2号機原子炉建屋、その他の建屋の耐震壁からこれまでに採取したコンクリートコアを用いて、実機のコンクリート圧縮強度と設計基準強度を比較検討した。

その結果、それぞれのコンクリートコアの圧縮強度試験結果より、建設時の91日強度（標準養生）と3.11地震前後の強度は同程度で安定しており、圧縮強度は設計基準強度 32.4N/mm^2 を上回っている。また、3.11地震前後を比較すると、地震後の方が僅かに小さい結果が得られているが、建設時の91日強度のコンクリート強度と3.11地震前後の強度は同程度であり、また、建設時の91日強度の変動係数は温度補正を考慮すると建屋全体で7～8%程度であることから、3.11地震後の低下幅はそのばらつきの範囲内となっている。

反発度法による測定結果を用いた3.11地震前後の比較においても、圧縮強度は設計基準強度 32.4N/mm^2 を上回っており、地震前後で有意な違いは認められない。

したがって、設計基準強度から算定した建屋剛性より初期剛性が低下する要因としては、建屋躯体コンクリートの強度低下が主要因では無いと考えられる。

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

1. 概要

第2号機原子炉建屋において、乾燥収縮ひび割れのみられる箇所からコアを採取し、ひび割れ深さ観察及び圧縮強度試験を実施する。

2. 調査結果

第2号機原子炉建屋のひび割れ箇所の調査部位については、別紙17の図2-1で示したコンクリートコアの採取位置のうち③と④で実施する。

躯体表面にひび割れがある箇所からコンクリートコアを採取し、圧縮強度試験を実施した結果を表1に示し、ひび割れ箇所から（採取位置④）採取したコンクリートコアの写真を図1に示す。試験の際は、採取したコアの表面50mmについてはカットし、さらに成形した上で圧縮強度試験を実施した。表1より躯体表面にひび割れがない場合に比べ強度は若干低下しているものの、圧縮強度は設計基準強度 32.4N/mm^2 を上回る値が得られた。

表1 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
(供試体3本による平均値)

	③	④
3.11地震後の圧縮強度 (N/mm^2) 【躯体表面の目視によるひび割れなし】	46.0	50.3
3.11地震後の圧縮強度 (N/mm^2) 【躯体表面の目視によるひび割れあり】	43.2	48.7

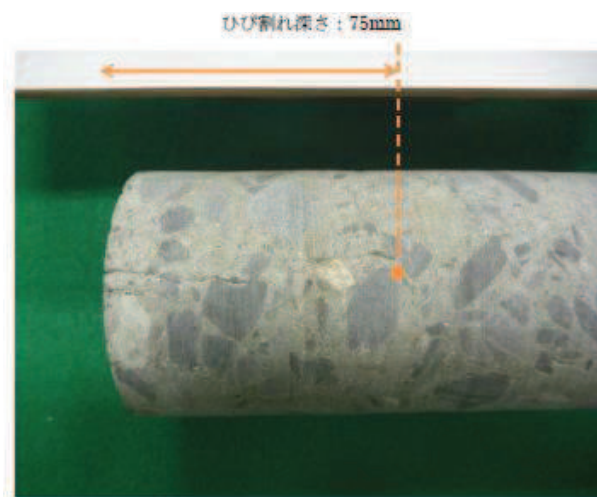


図1 ひび割れ箇所から採取したコンクリートコアの例（採取位置：④）

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-DIV	別紙 18-21
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 18-24
4.1	耐力低下及び変形性能低下への影響の検討.....	別紙 18-24
4.2	剛性低下への影響の検討.....	別紙 18-26
4.3	変形割合の確認.....	別紙 18-27
5.	まとめ.....	別紙 18-30

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 2 号機原子炉建屋オペフロ下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-DⅠ～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-DⅠ～Ⅳ試験体に対し事前加力を与えるせん断変形角（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)	200×200
	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 事前加力で与えるせん断変形角 (損傷の大きさ)

損傷度	せん断変形角	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、反極点高さは壁中央（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。

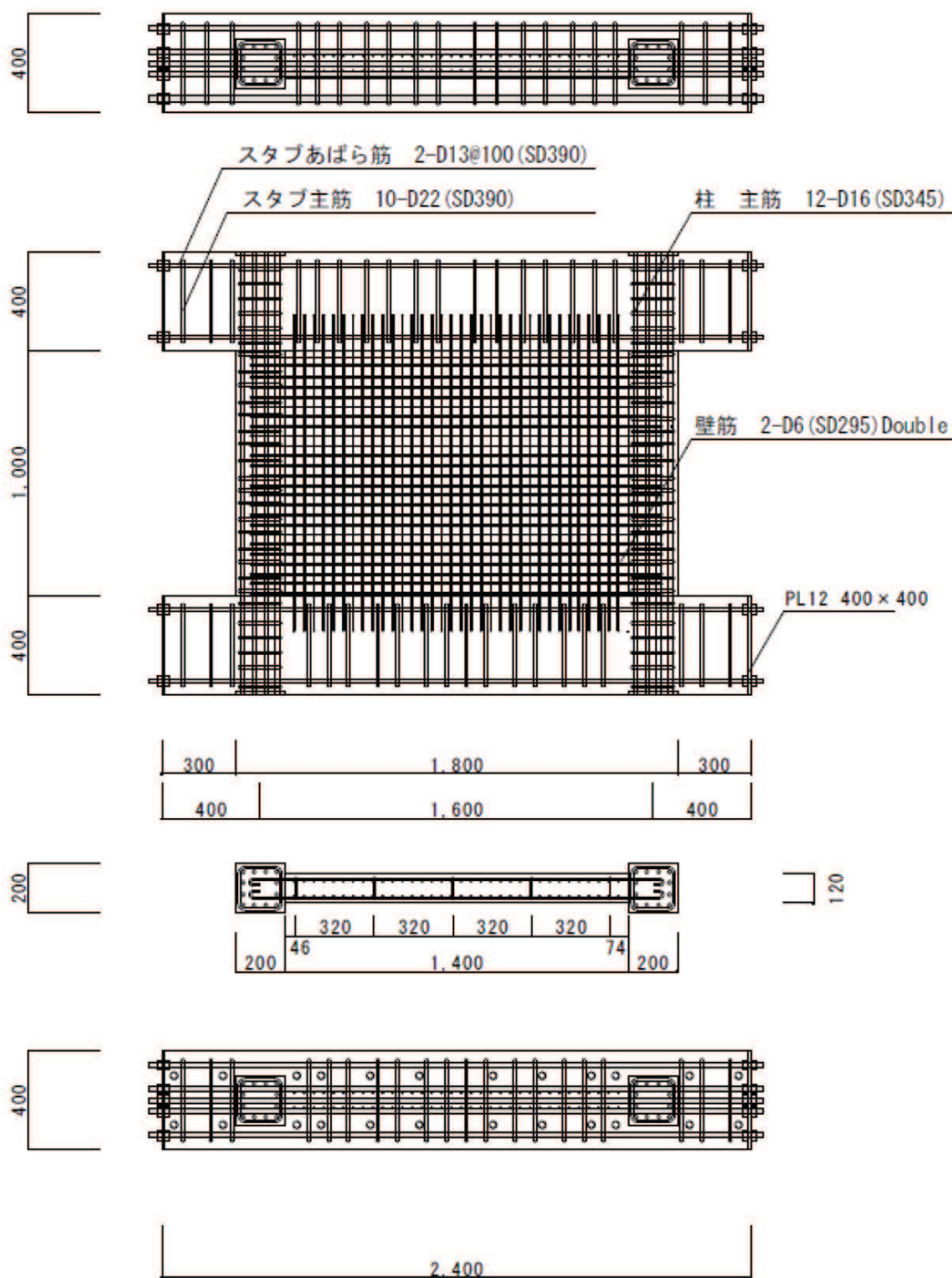
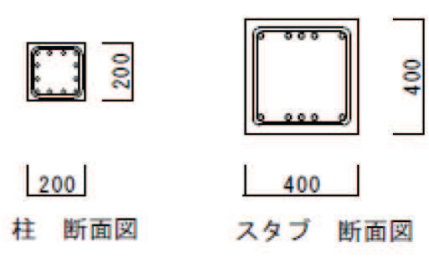
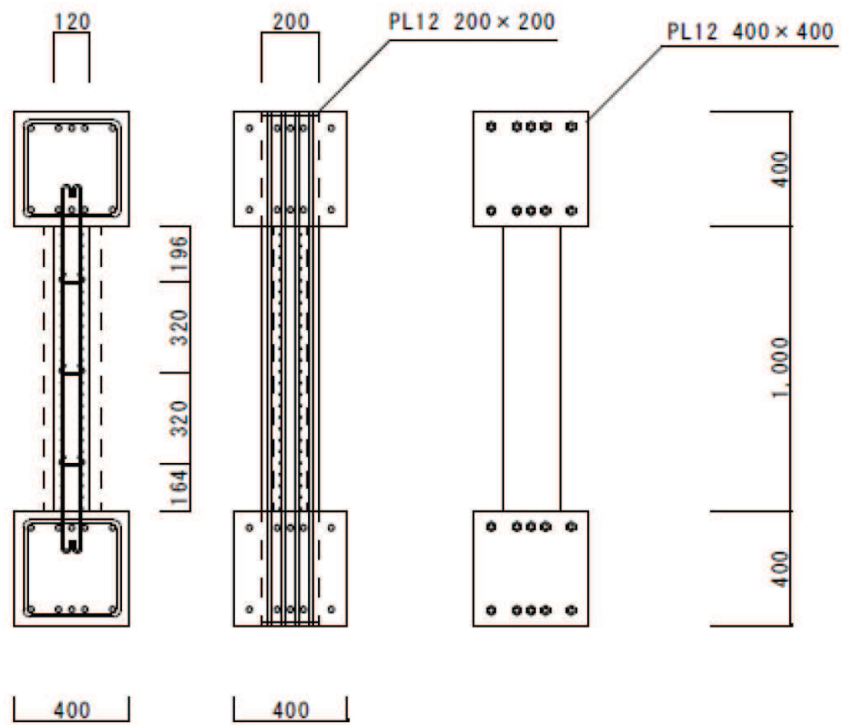


図 2-1 試験体配筋図①



- 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せん断変形角（損傷の大きさ）を踏まえて設定した。

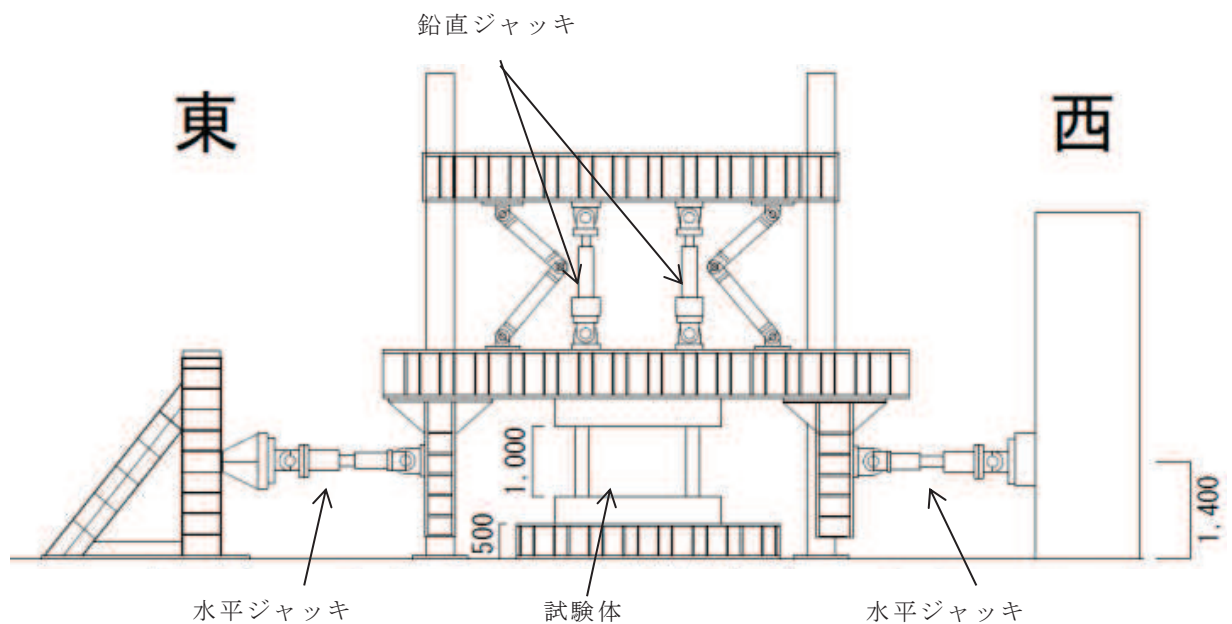


図 2-3 加力装置図

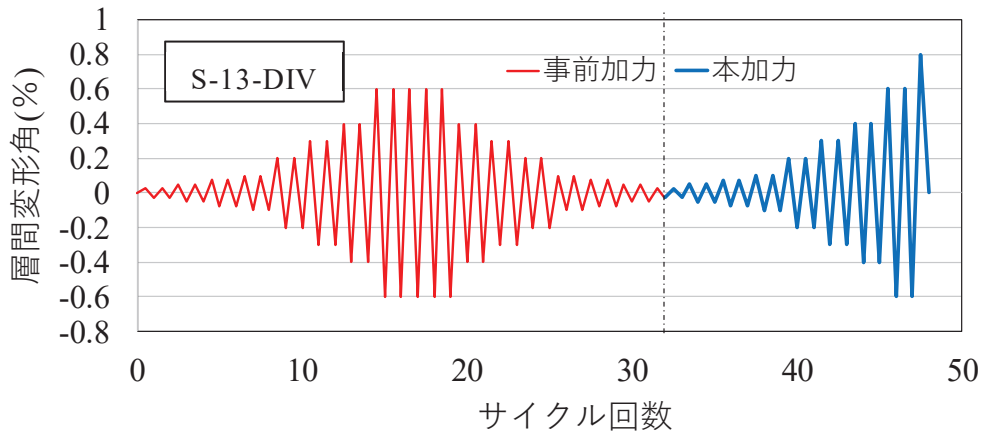


図 2-4 加力概念図

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
	±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				

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 の荷重-変形関係を示す。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。

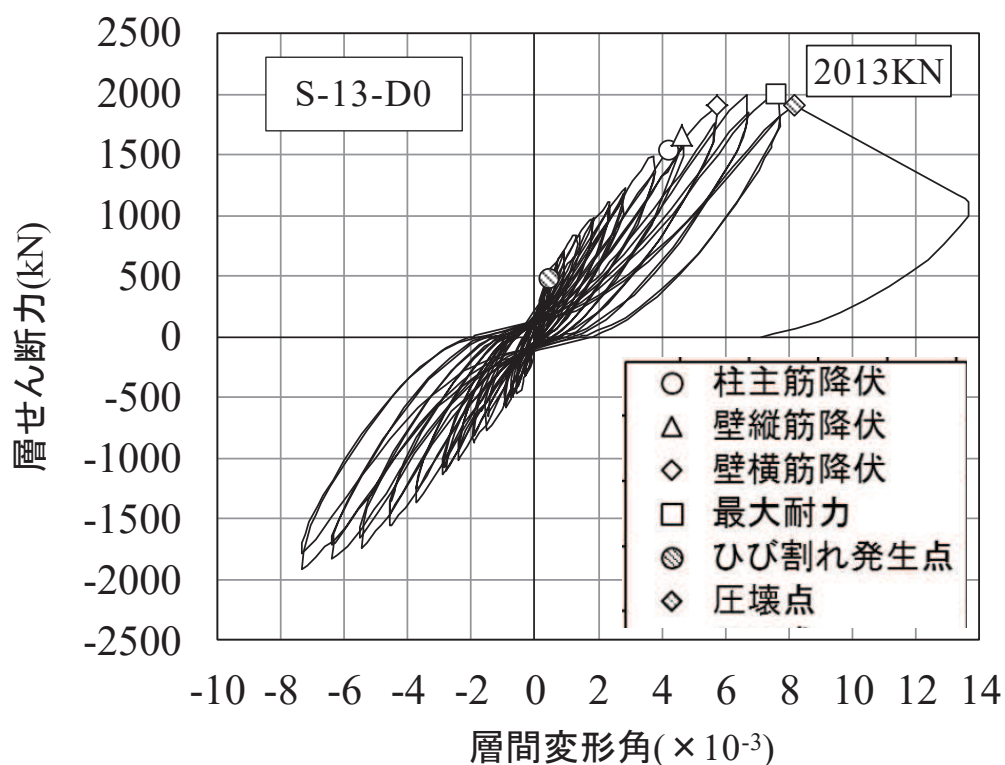


図 3-1 試験体 S-13-D0 の荷重-変形関係



図 3-2 試験体 S-13-D0 最終破壊時写真

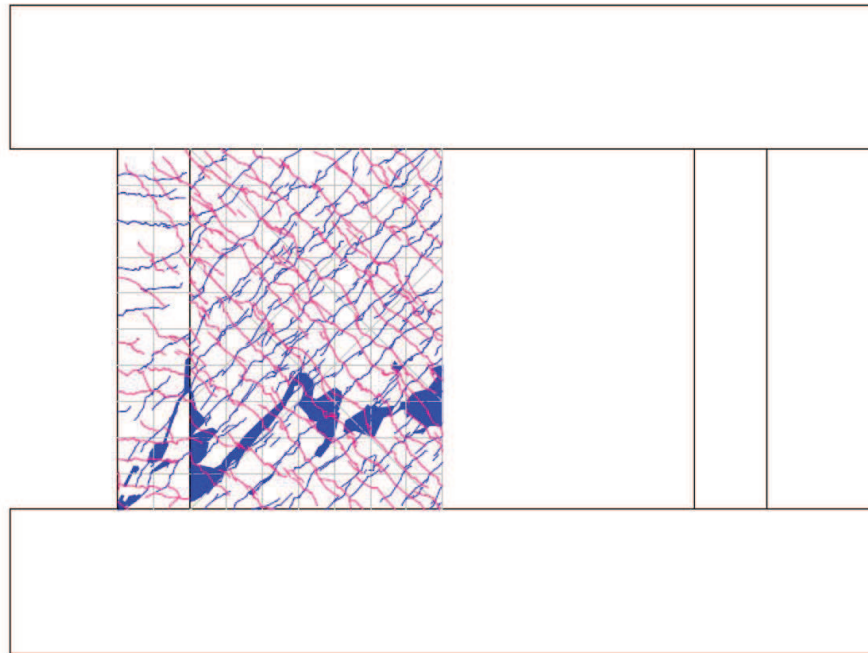


図 3-3 試験体 S-13-D0 最終破壊時ひび割れ図

(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、荷重-変形関係、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～1/1000rad. とし、損傷度 II は 1/1000rad. ～3/1000rad. 損傷度 III は 3/1000rad. ～6/1000rad. 損傷度 IV は 6/1000rad. ～終局耐力までと判定した。以上の損傷度判定と、荷重-変形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 S-13-D I ～IV 加力スケジュールは、この結果も踏まえて決定している。

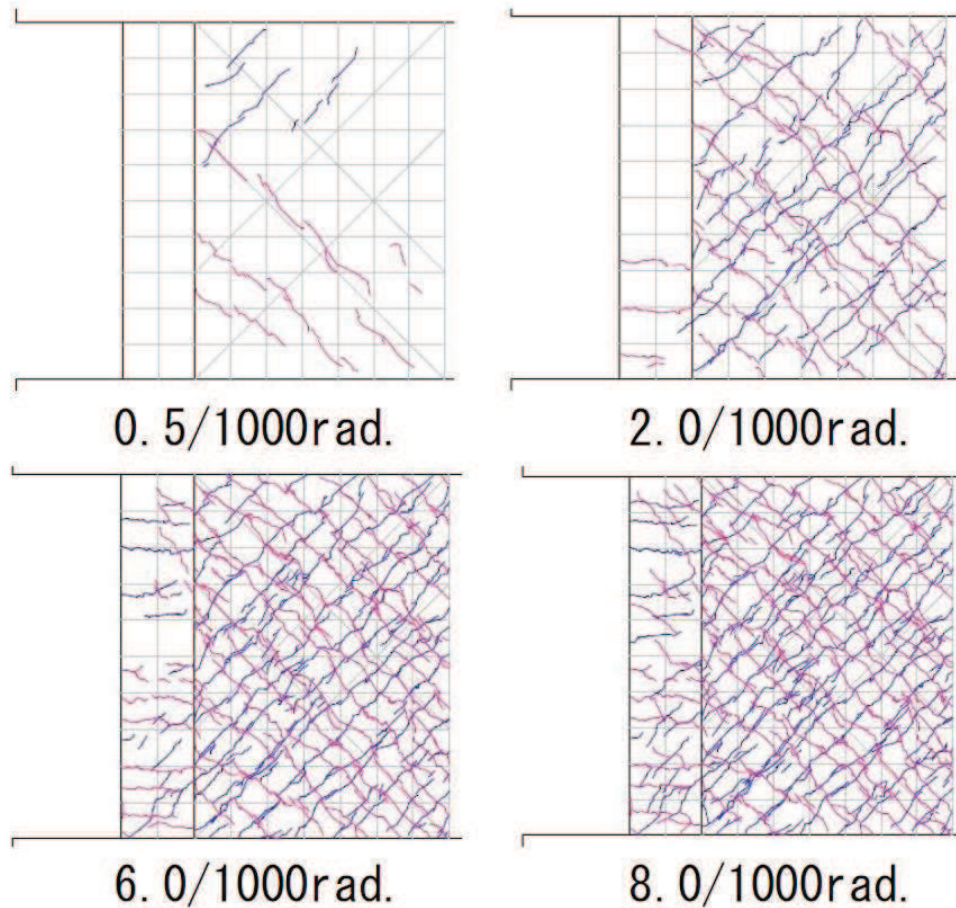


図 3-4 試験体 S-13-D0 の主な変形の 2 サイクル終了時のひび割れ図

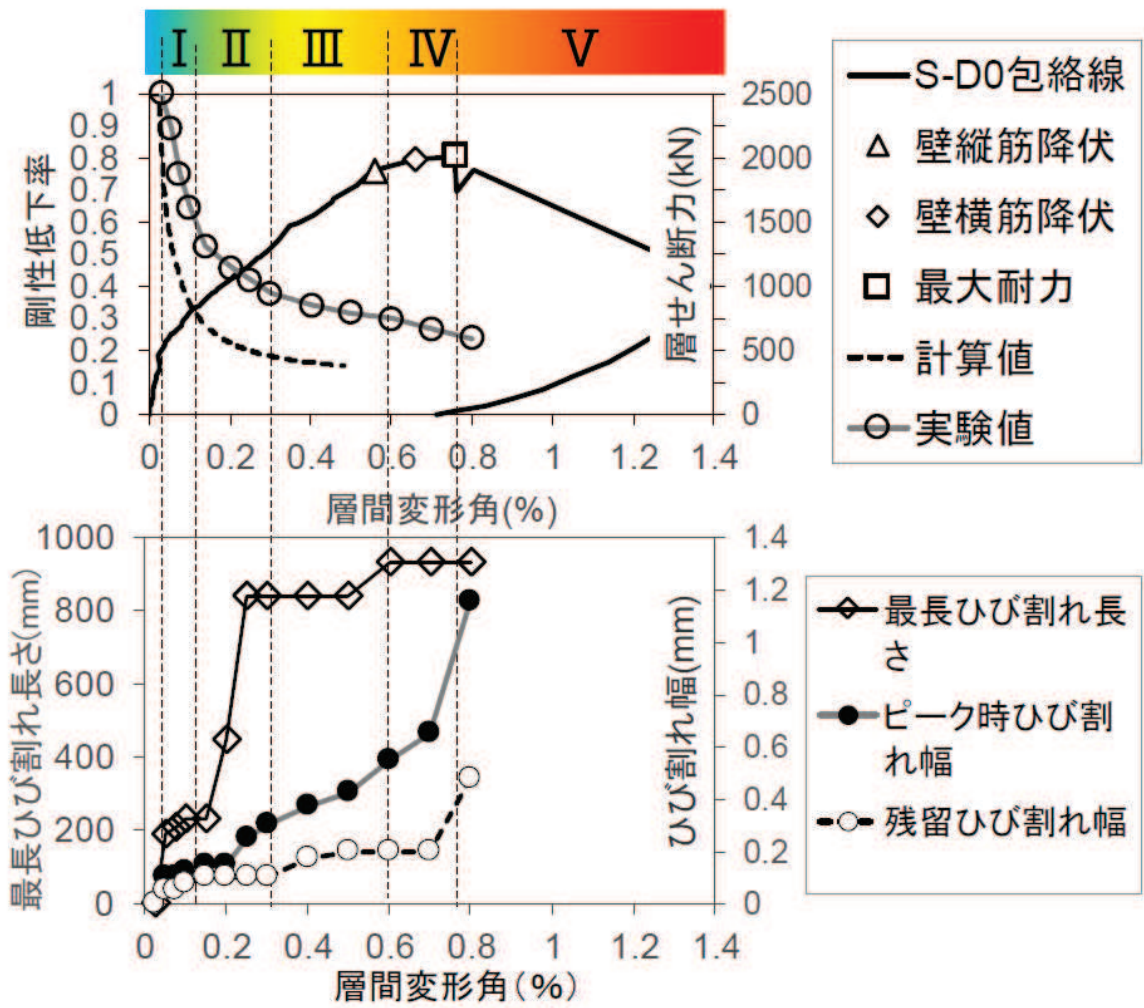


図 3-5 損傷度の判定

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 の荷重-変形関係を示す。図 3-6 には試験体 S-13-D0 の荷重-変形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 2 号機原子炉建屋オペフロ下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。

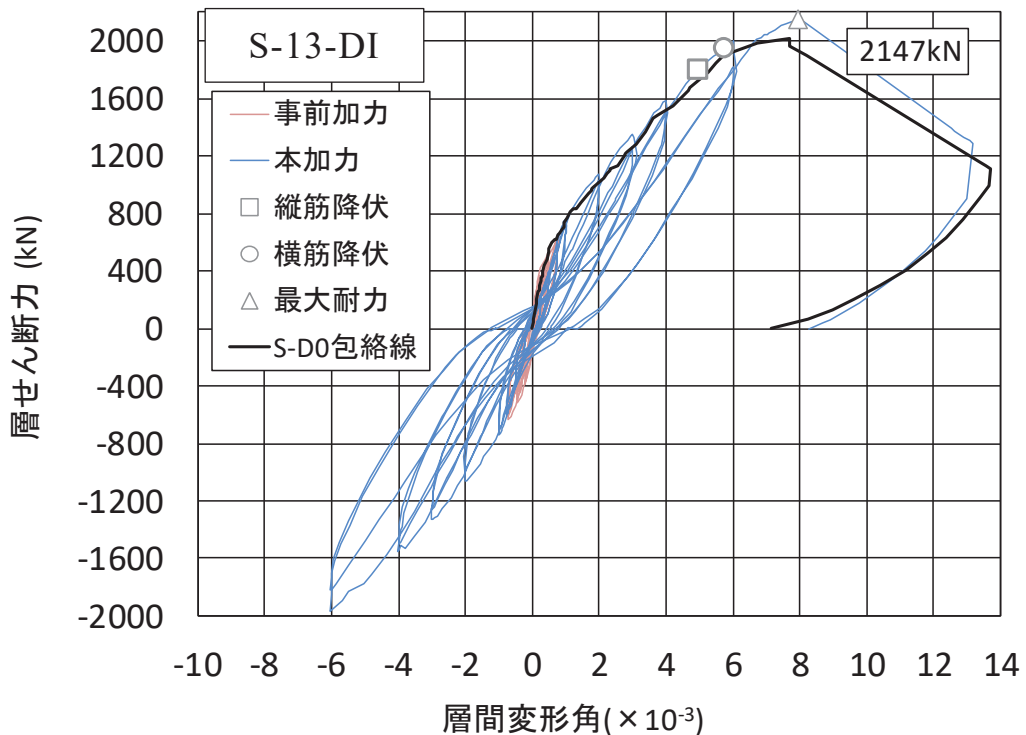


図 3-6 試験体 S-13-D I の荷重-変形関係

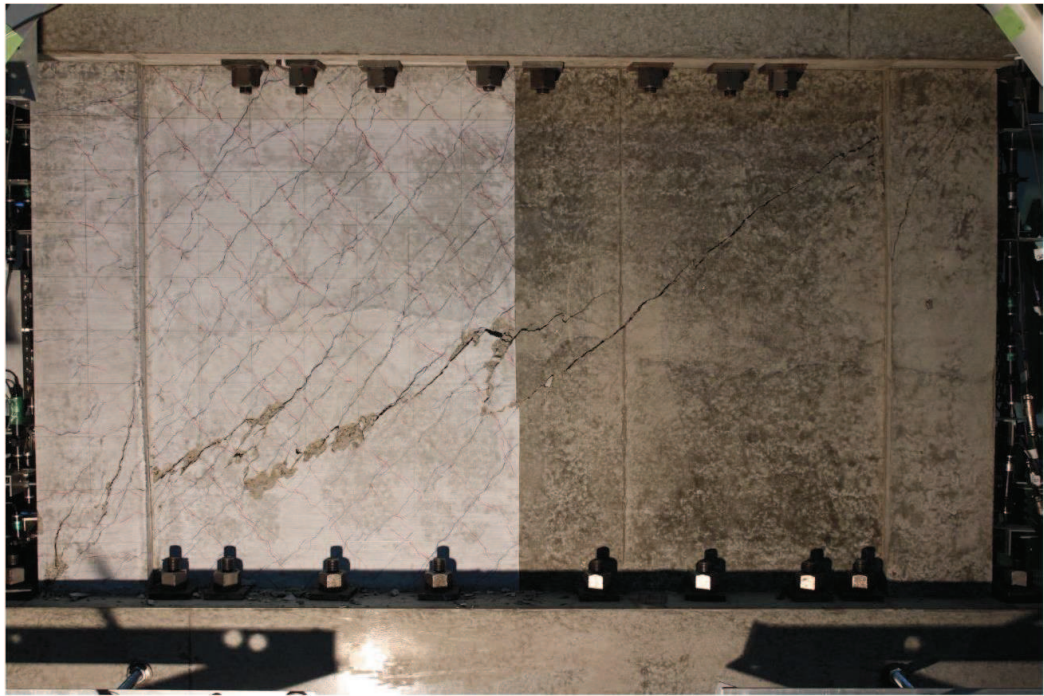


図 3-7 試験体 S-13-D I 最終破壊時写真

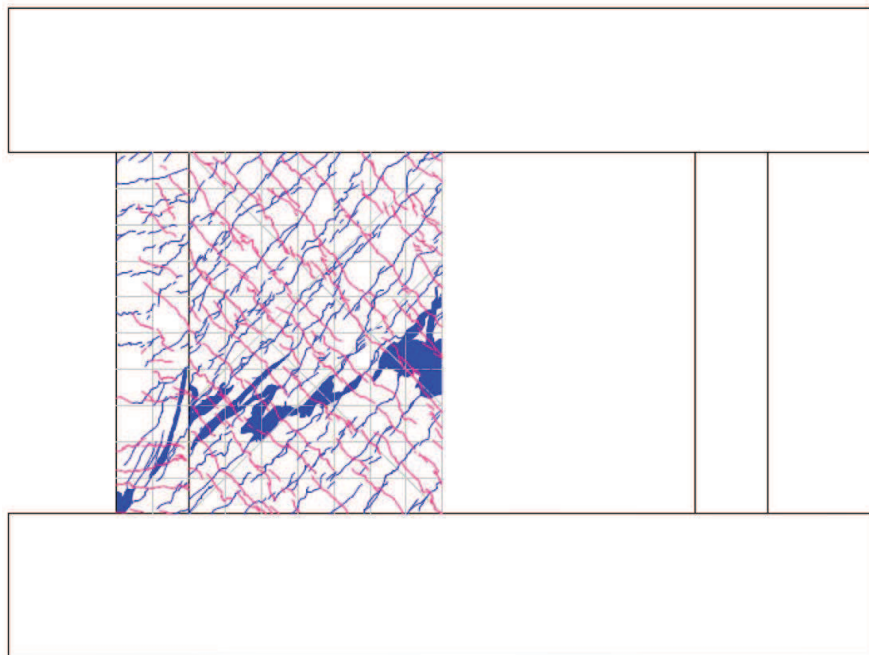


図 3-8 試験体 S-13-D I 最終破壊時ひび割れ図



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

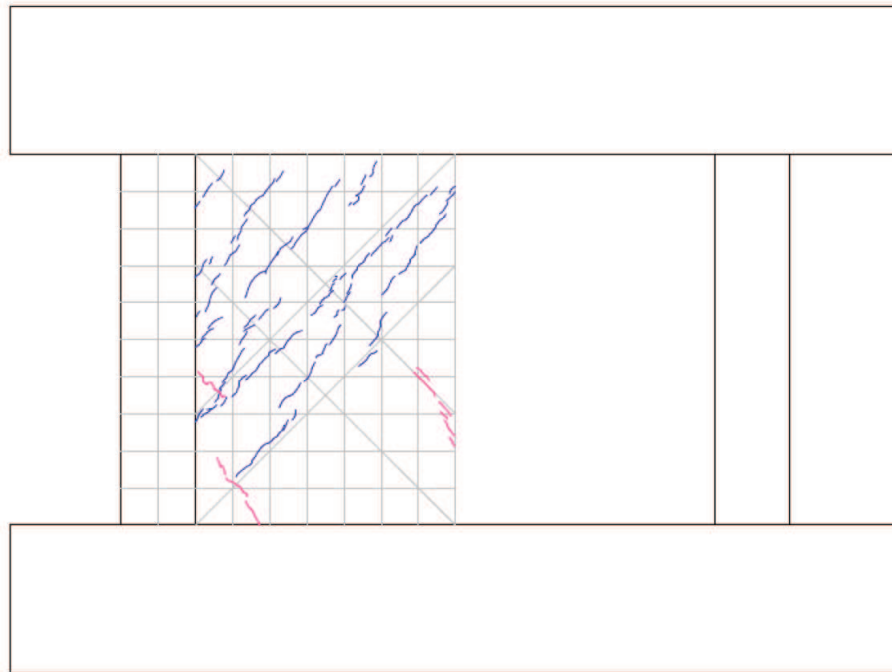


図 3-10 試験体 S-13-D I 事前加力終了時 (0.75/1000rad.) ひび割れ図

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 の荷重-変形関係を示す。図 3-11 には試験体 S-13-D0 の荷重-変形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。

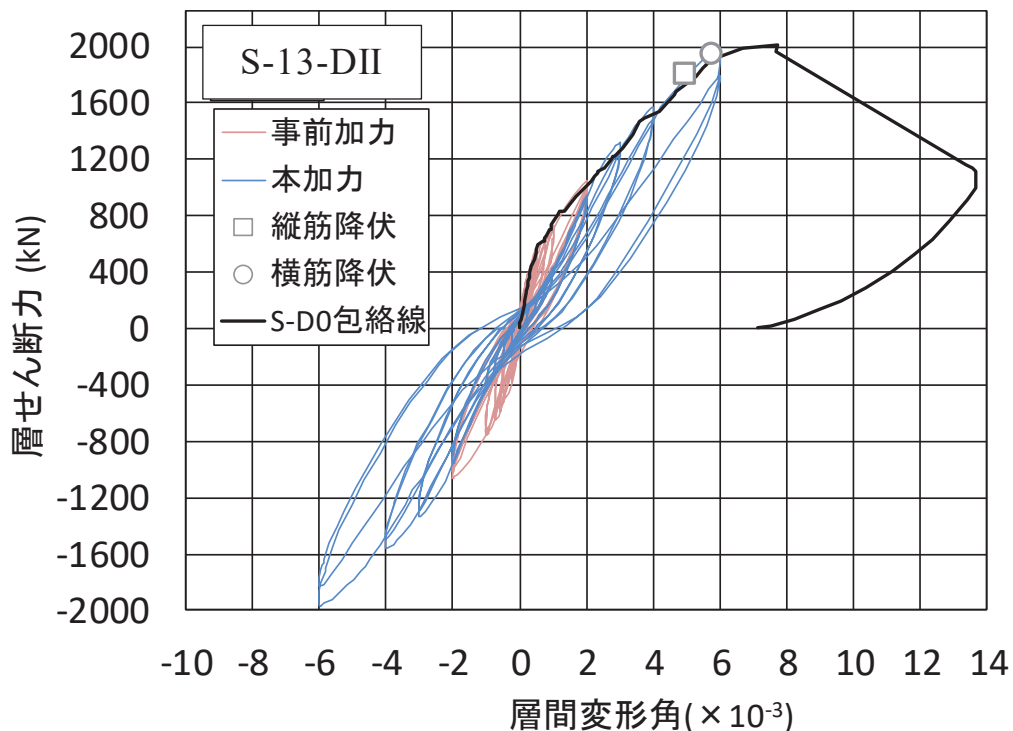


図 3-11 試験体 S-13-D II の荷重-変形関係

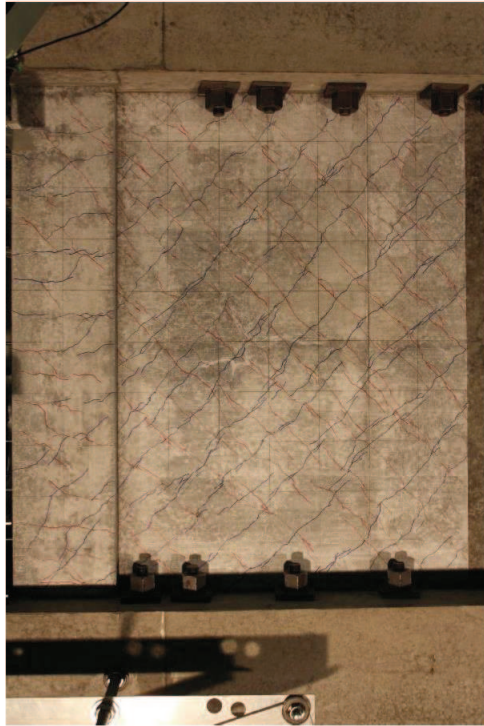


図 3-12 試験体 S-13-DII 6/1000rad. 時写真

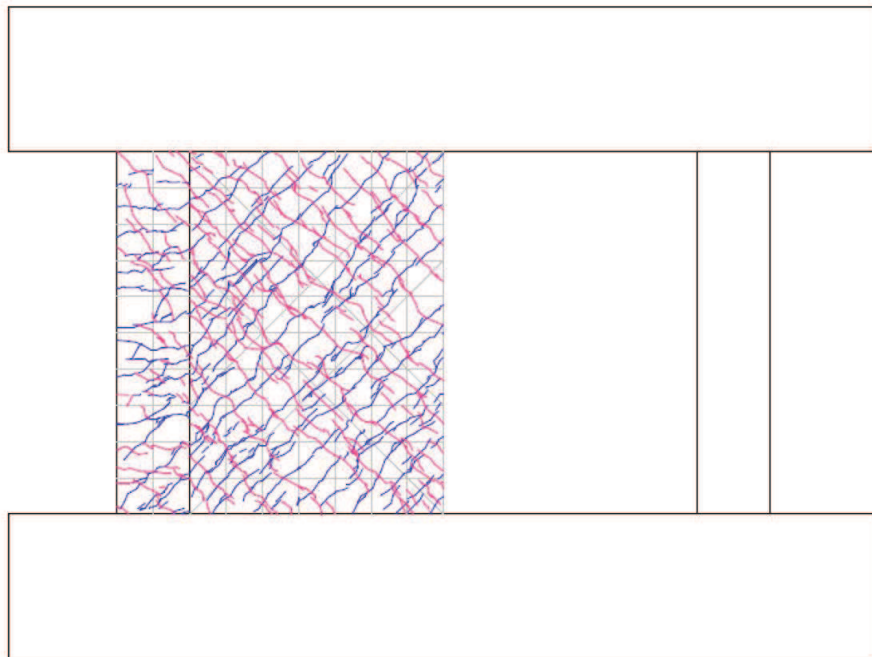


図 3-13 試験体 S-13-DII 6/1000rad. ひび割れ図



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

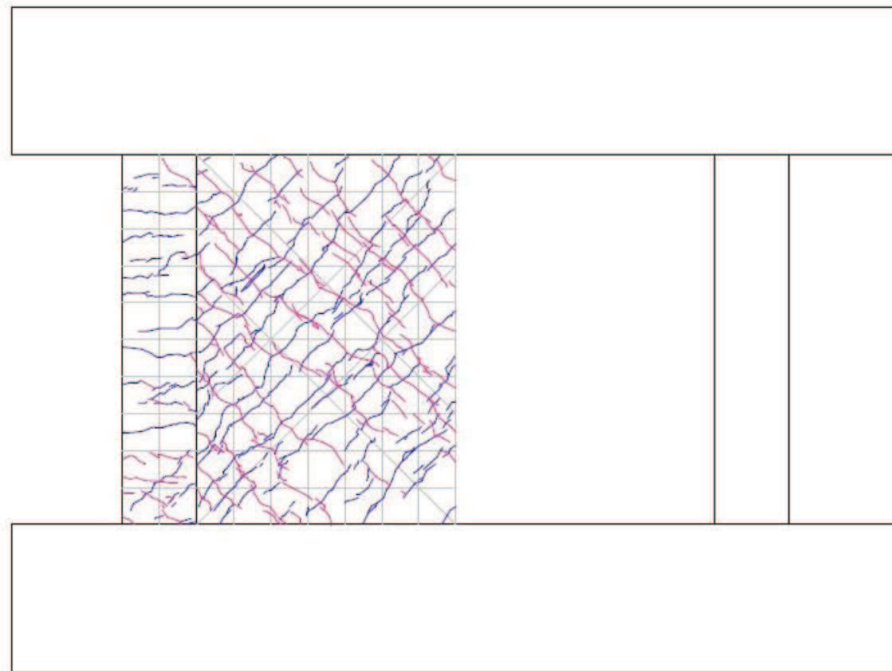


図 3-15 試験体 S-13-DII 事前加力終了時 (2/1000rad.) ひび割れ図

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 の荷重-変形関係を示す。図 3-16 には試験体 S-13-D0 の荷重-変形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。

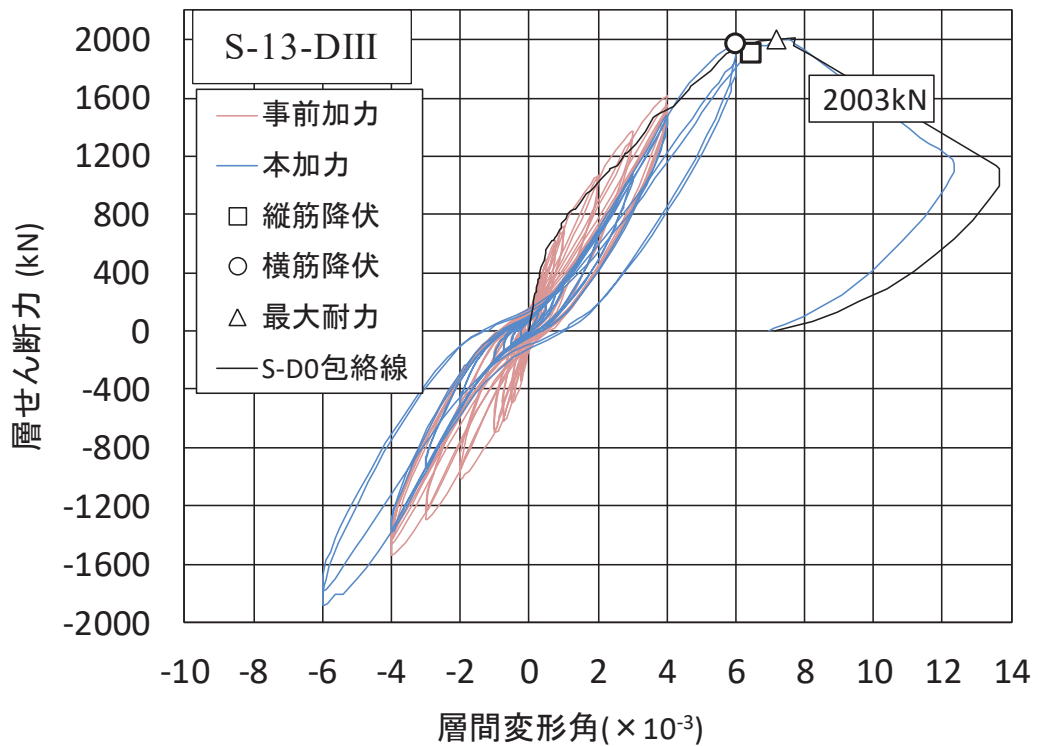


図 3-16 試験体 S-13-DIII の荷重-変形関係

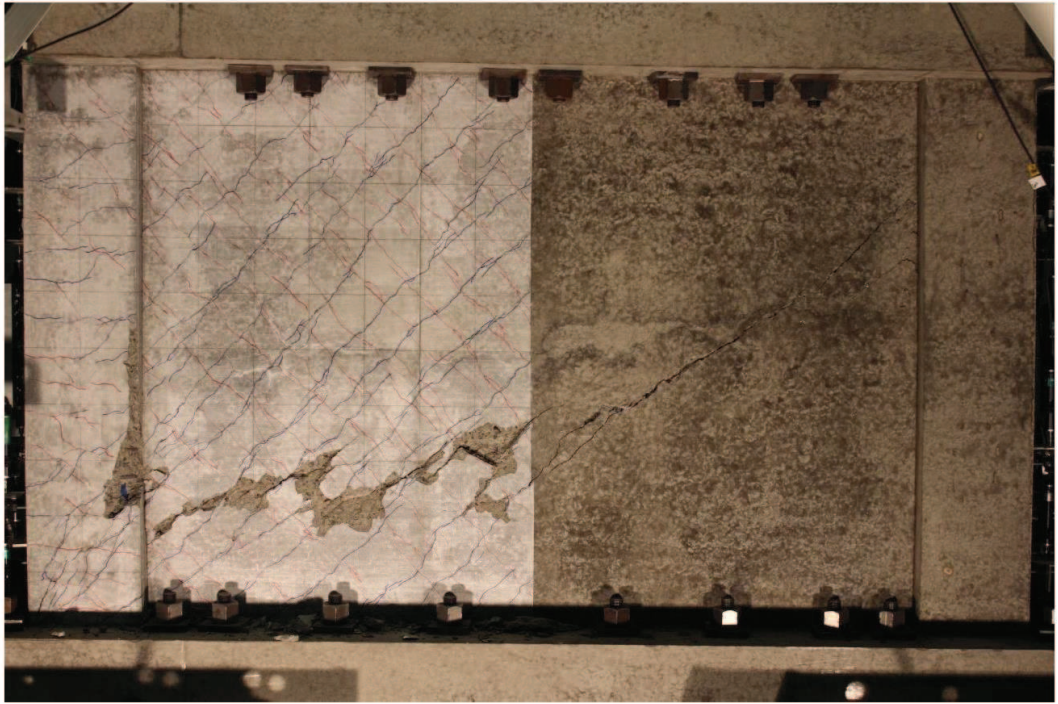


図 3-17 試験体 S-13-DIII 最終破壊時写真

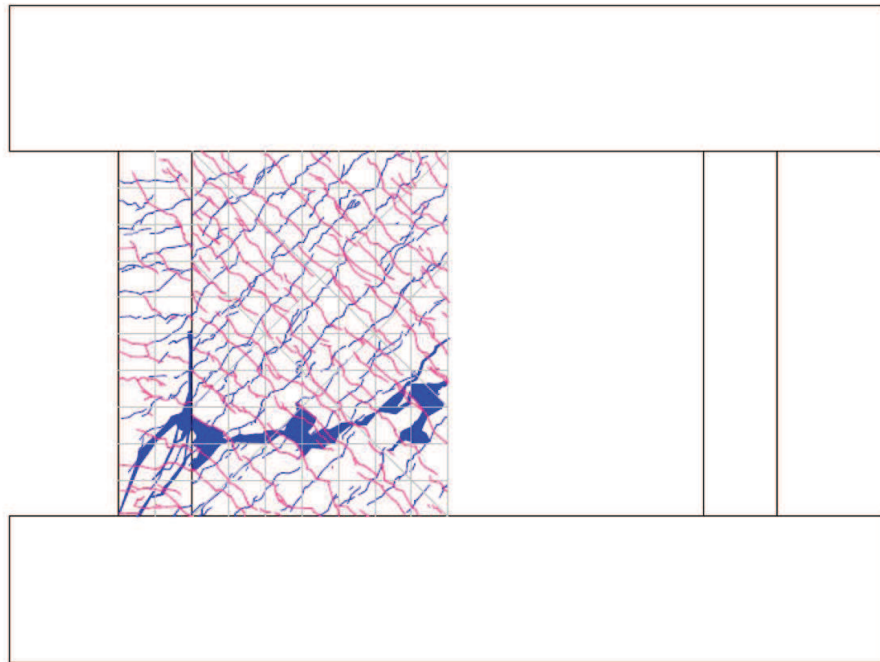


図 3-18 試験体 S-13-DIII 最終破壊時ひび割れ図

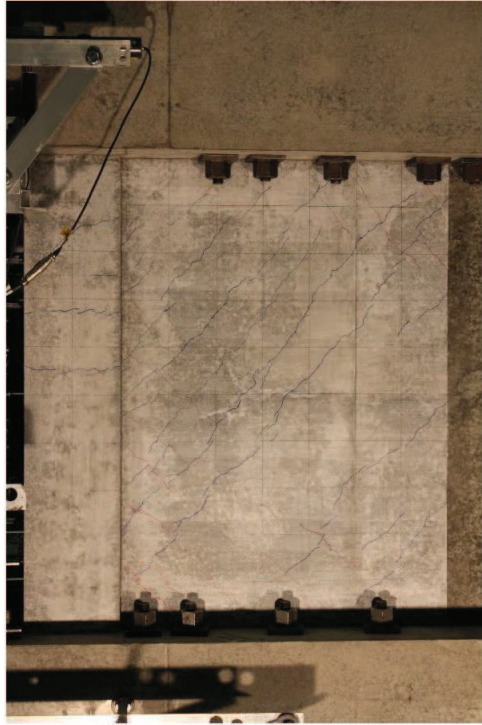


図 3-19 試験体 S-13-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) 写真

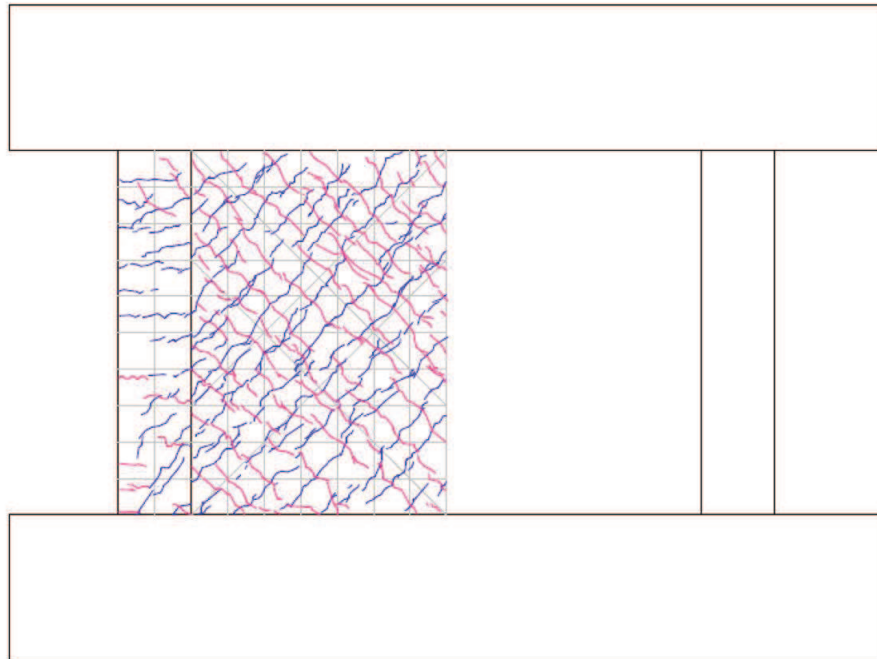


図 3-20 試験体 S-13-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) ひび割れ図

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の荷重-変形関係を示す。図 3-21 には試験体 S-13-D0 の荷重-変形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。

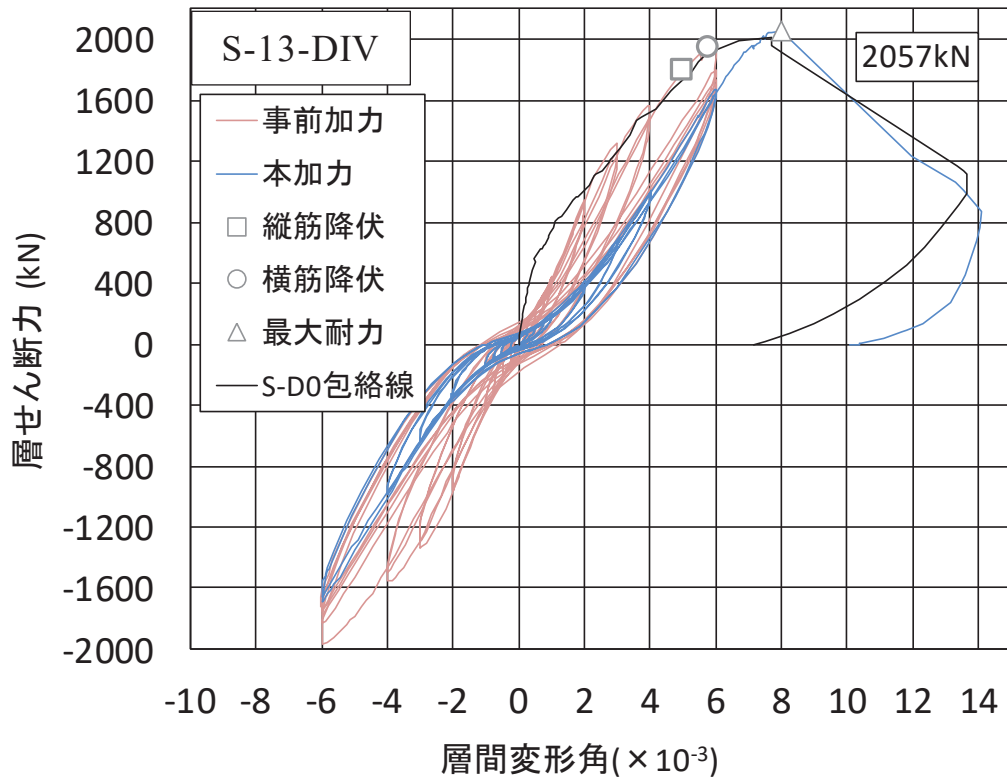


図 3-21 試験体 S-13-DIVの荷重-変形関係



図 3-22 試験体 S-13-DIV 最終破壊時写真

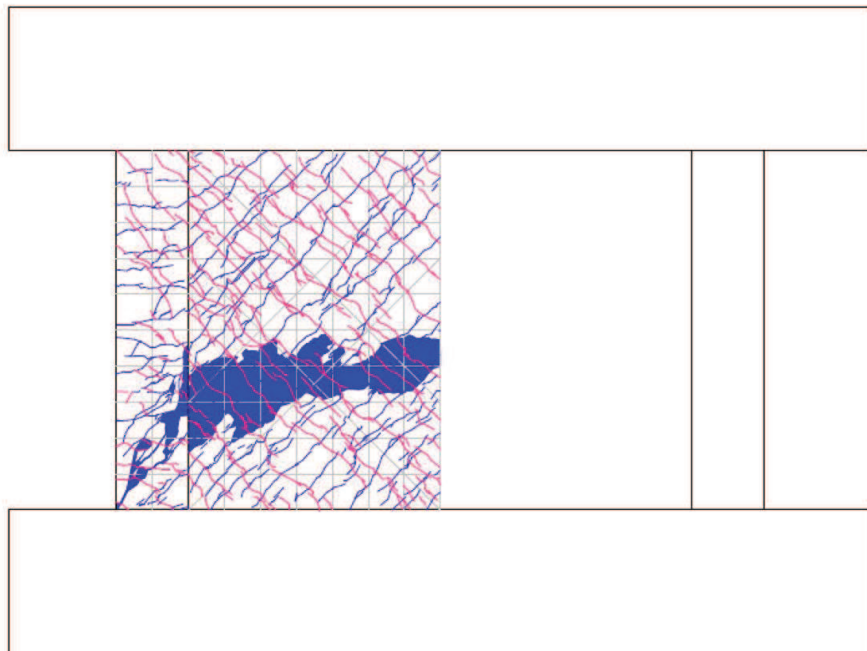


図 3-23 試験体 S-13-DIV 最終破壊時ひび割れ図

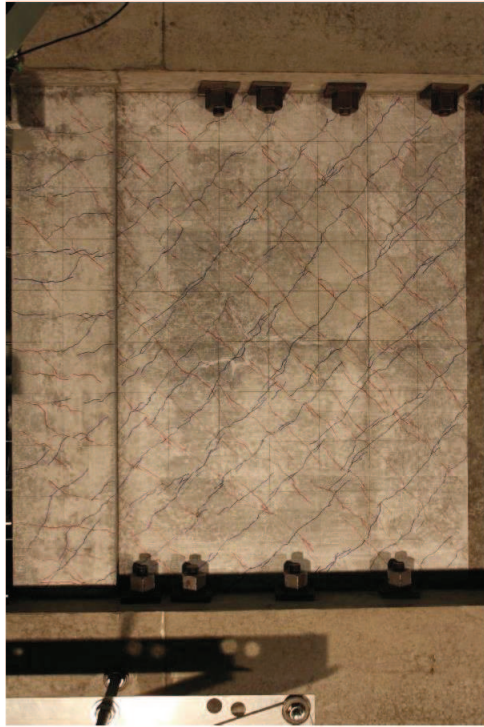


図 3-24 試験体 S-13-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) 写真

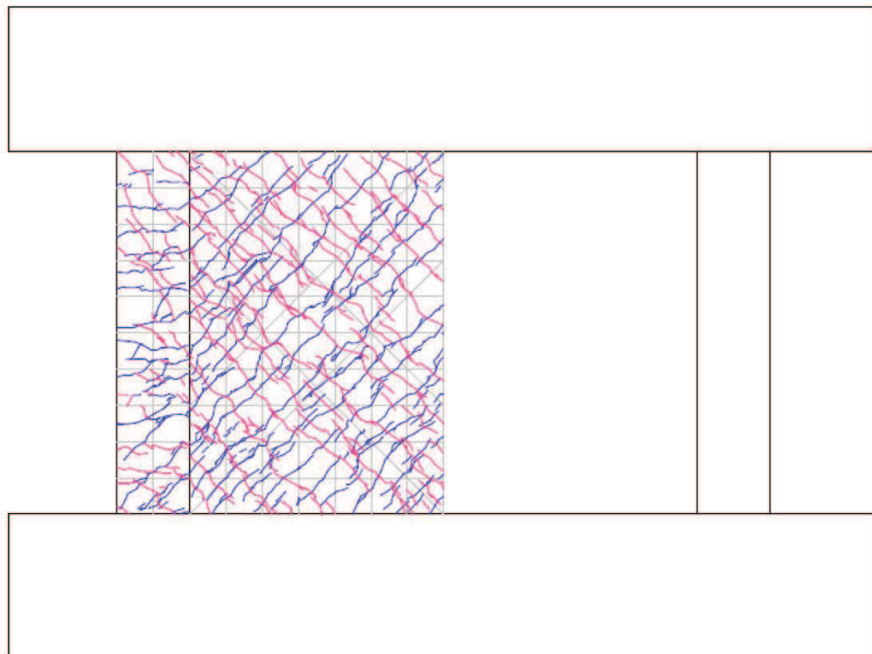


図 3-25 試験体 S-13-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) ひび割れ図

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 に、各試験体の荷重-変形関係(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曲線(表 2-3 に示す S-13-D0 試験体の材料特性による。)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下部の応答を上回る変形量(層間変形角： 0.75×10^{-3})を与えた 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 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。

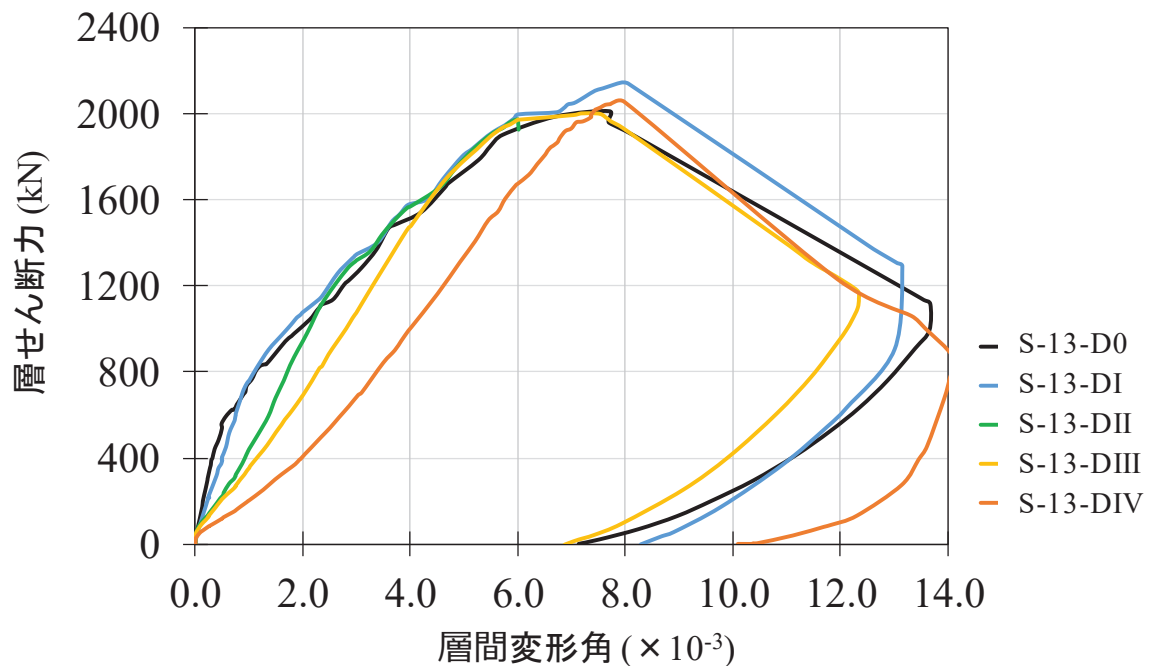
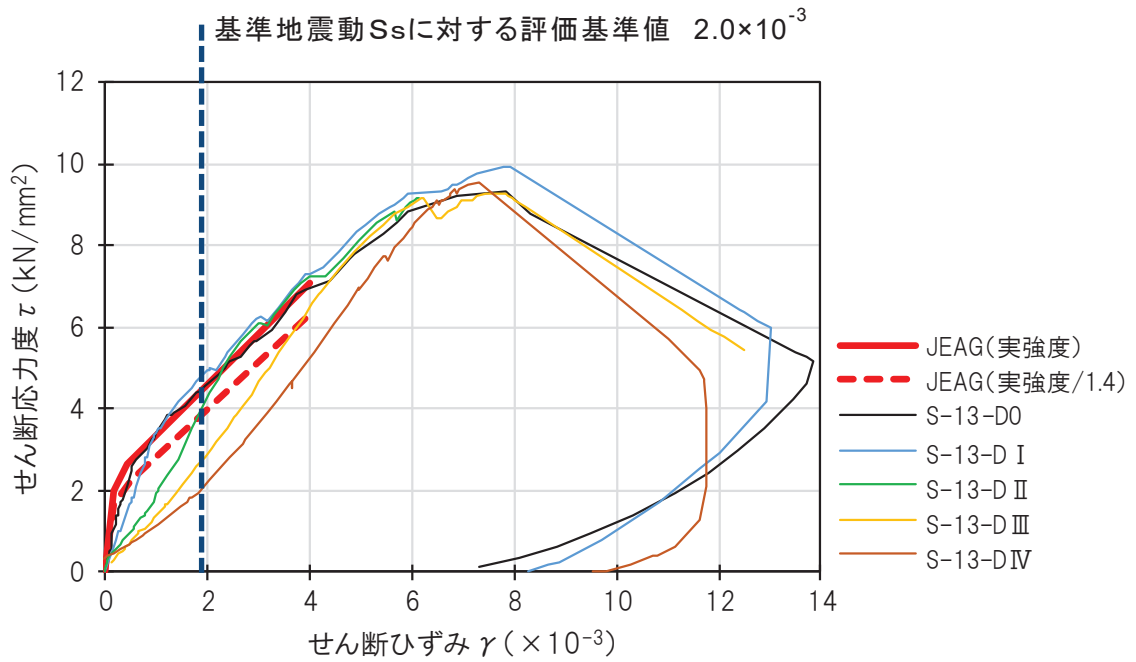


図 4-1 (1) 荷重-変形関係(正側)の包絡線
(層せん断力-層間変形角)



J E A G式によるスケルトン曲線は、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) 荷重-変形関係 (正側) の包絡線
(せん断応力度-せん断ひずみ)

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。

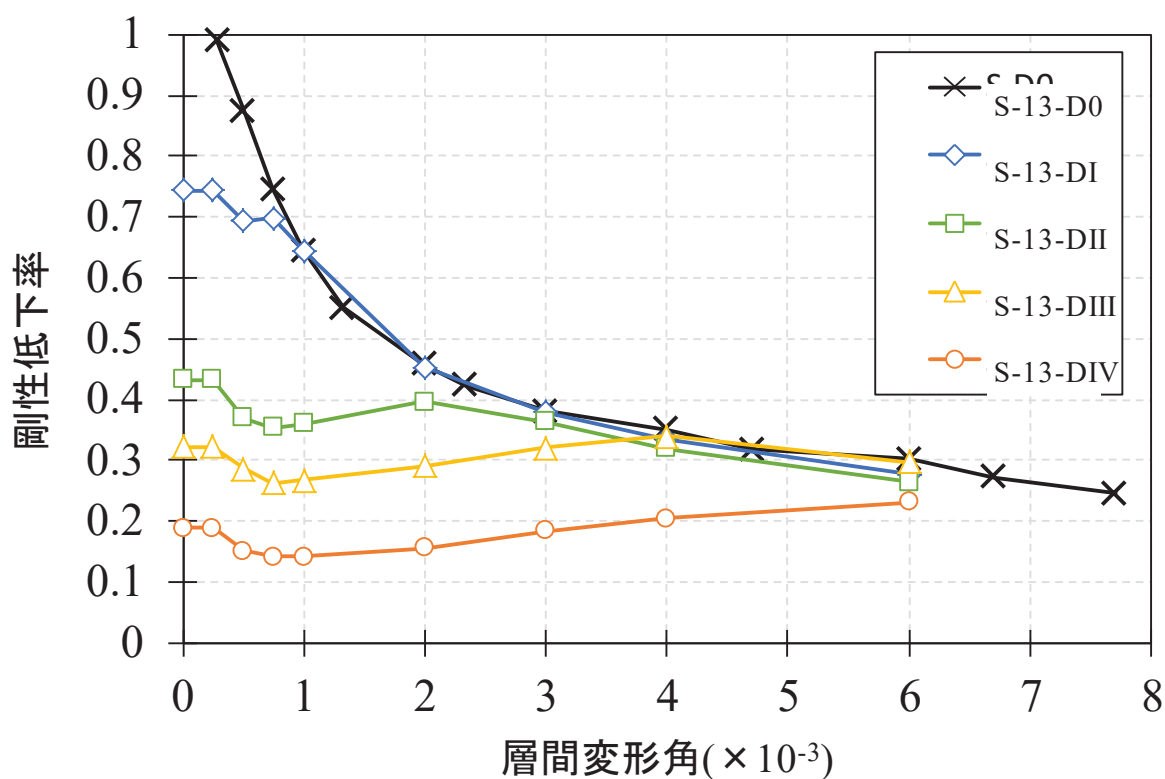


図 4-2 初期剛性に対する剛性低下率-層間変形角関係

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、各試験体ともにせん断変形が支配的であることが確認できる。

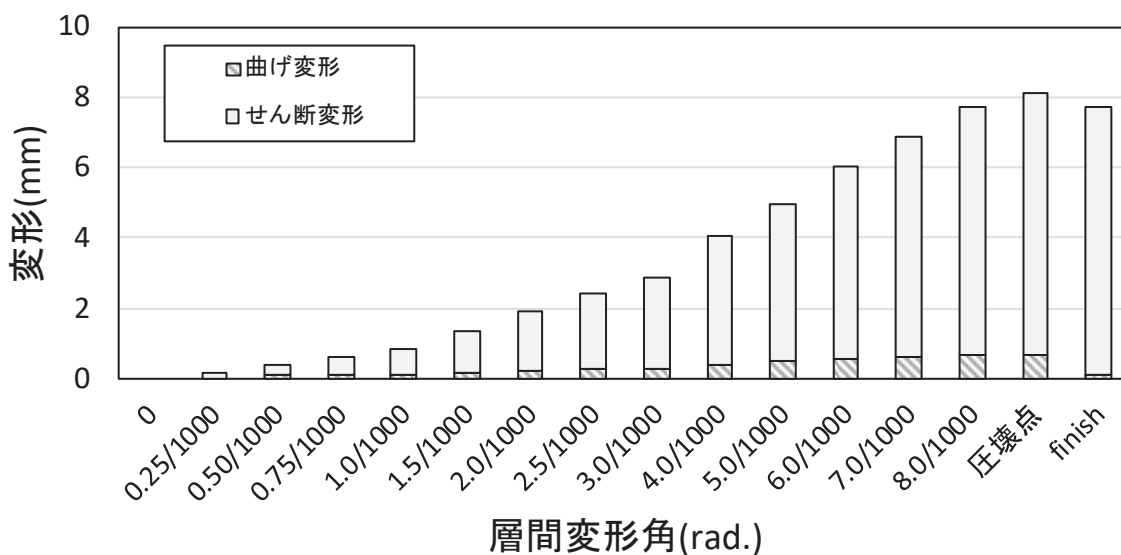


図 4-3 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-D0)

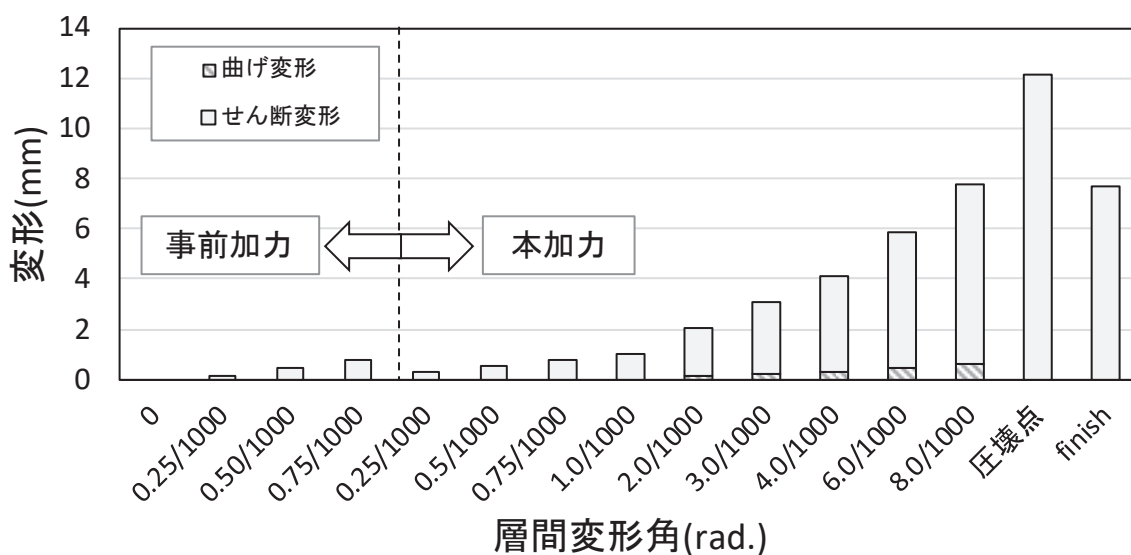


図 4-4 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-D I)

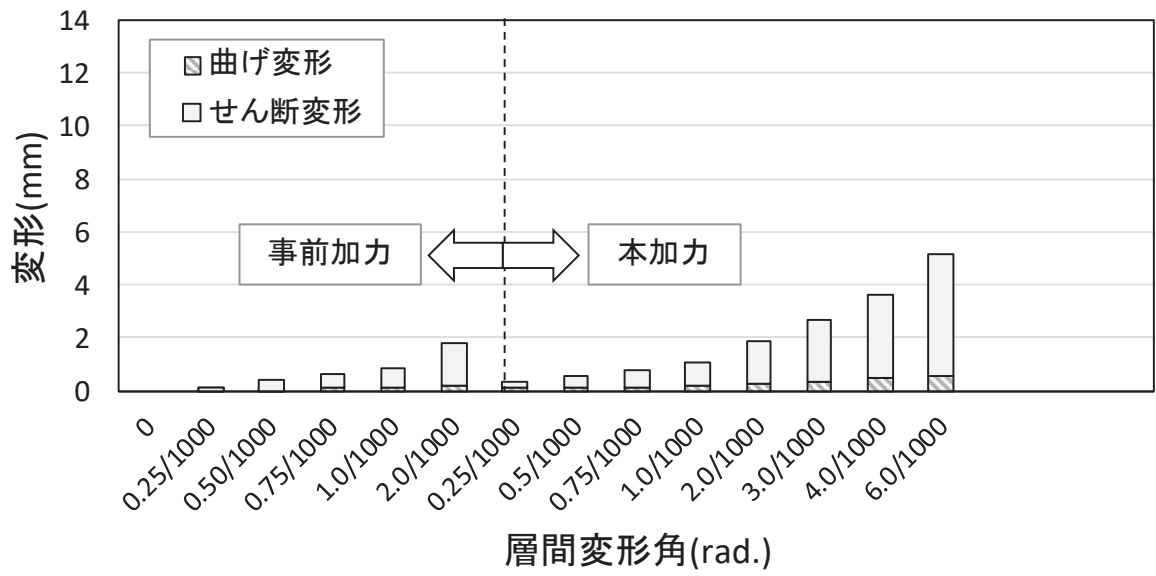


図 4-5 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-D II)

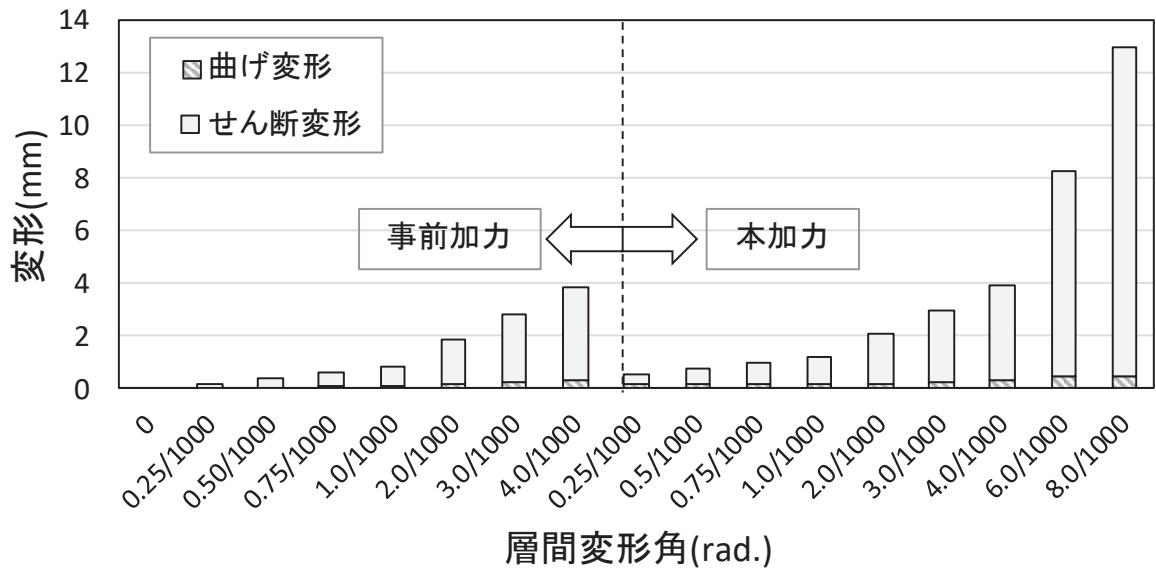


図 4-6 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-D III)

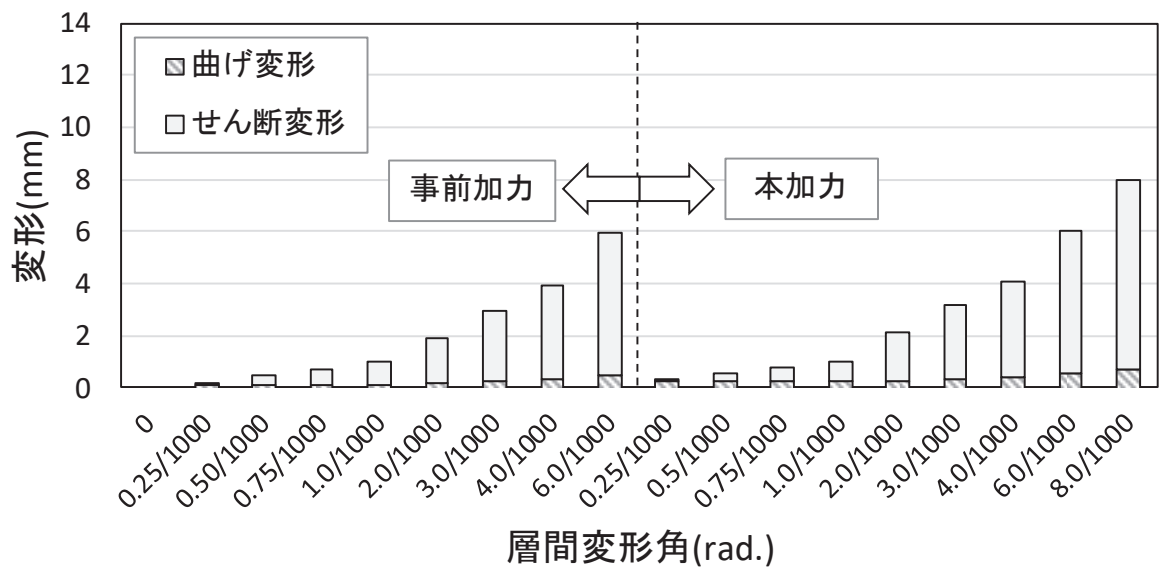


図 4-7 曲げ-せん断変形割合 (試験体 S-13-DIV)

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下部の応答を上回る変形量（層間変形角： 0.75×10^{-3} ）を与えた 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 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。

[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で与えるせん断変形角（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 事前加力で与えるせん断変形角 (損傷の大きさ)

損傷度	せん断変形角	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、反極点高さは壁中央（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。

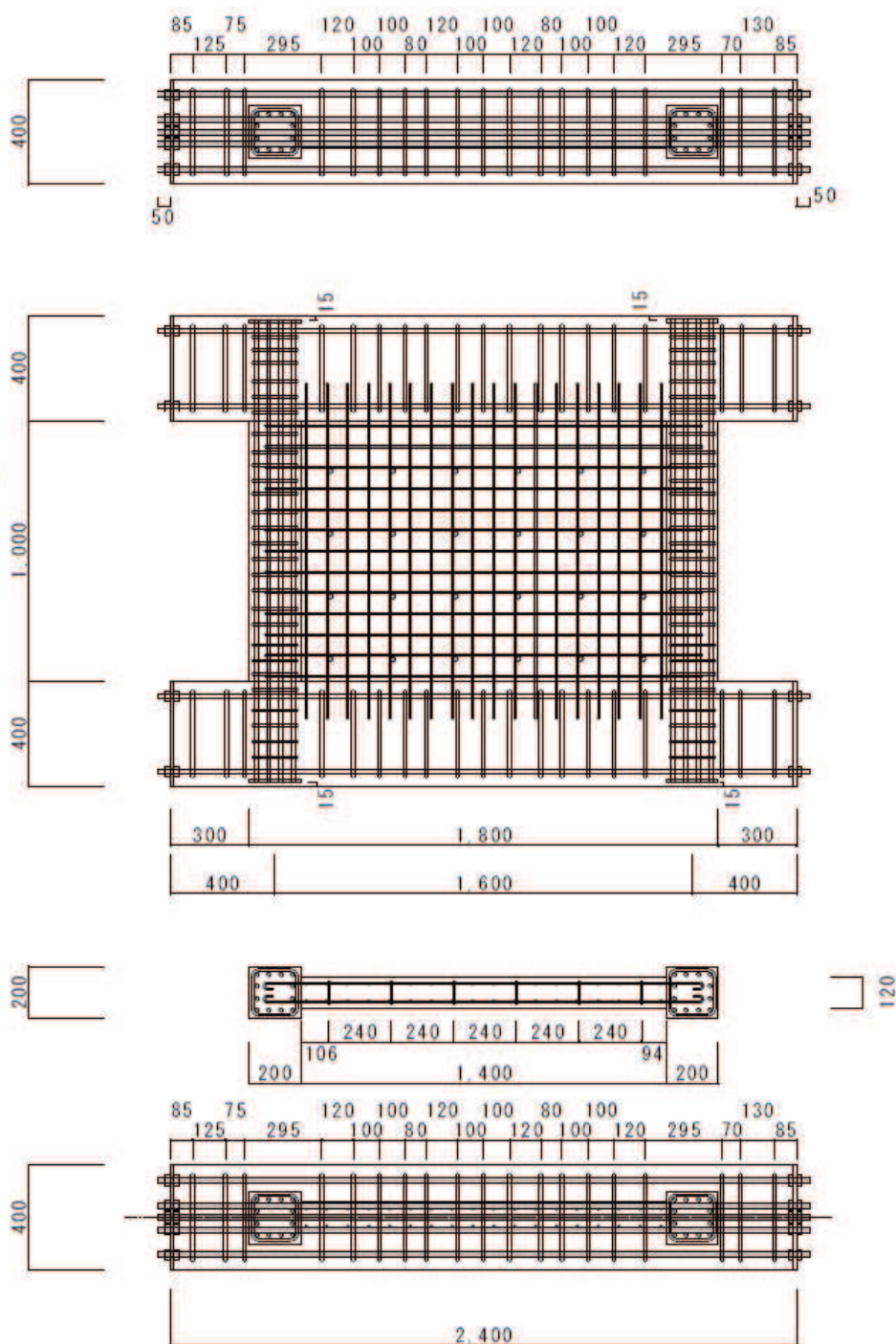
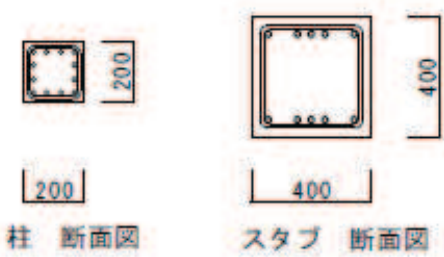
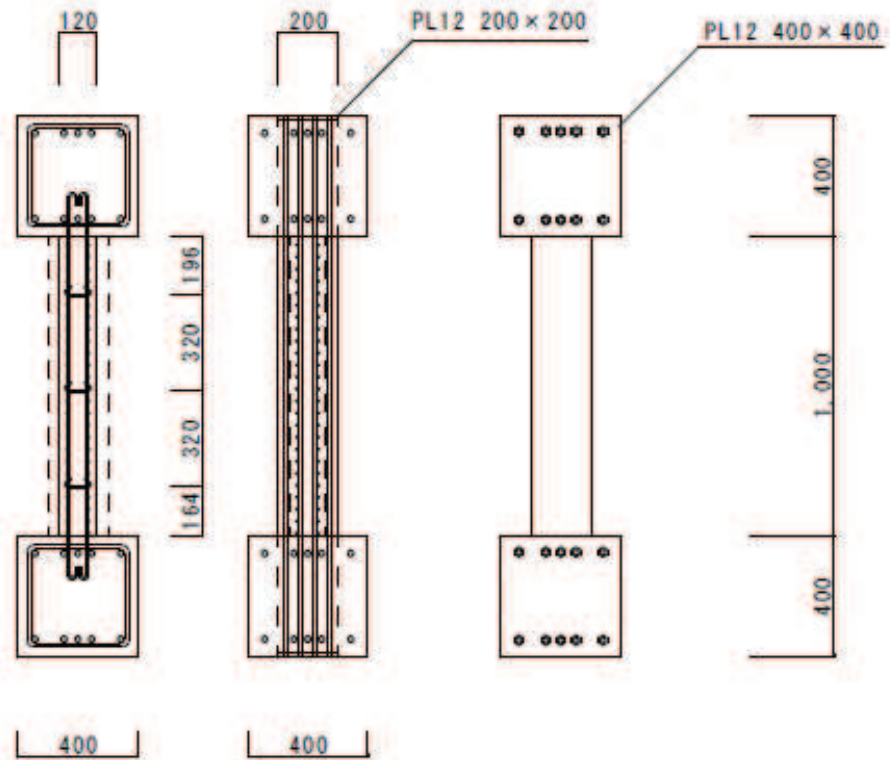


図 2-1 試験体配筋図①



- 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載荷を行った。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。

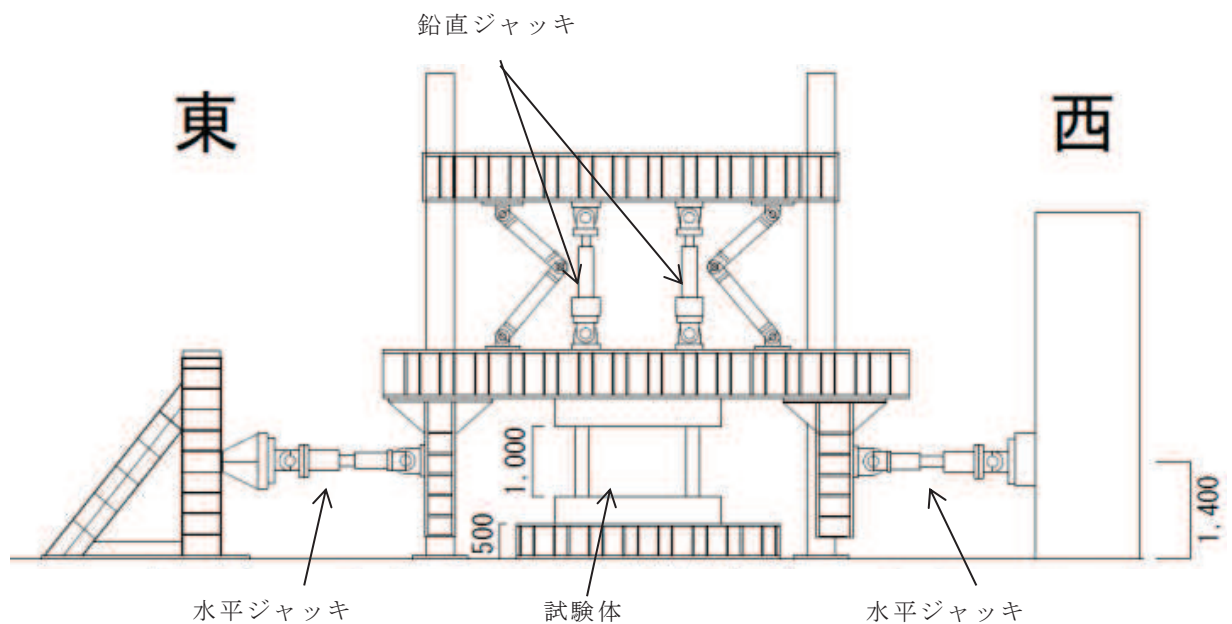


図 2-3 加力装置図

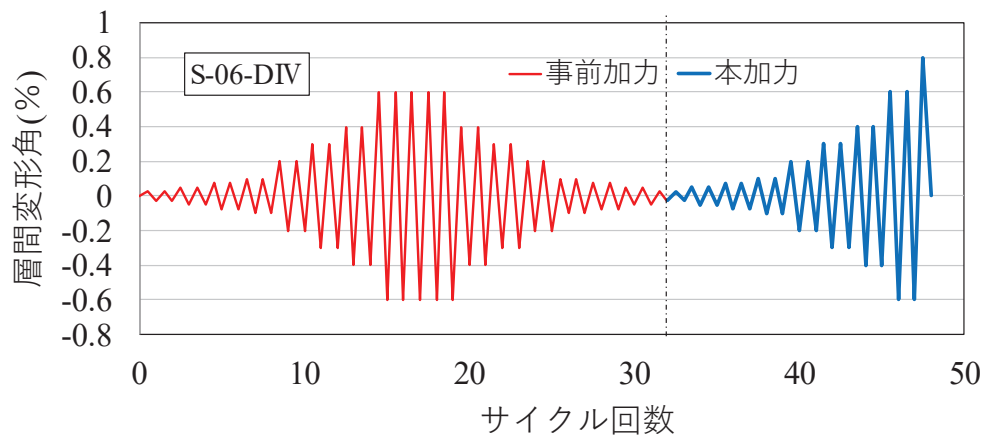


図 2-4 加力概念図

表 2-5 加力スケジュール

			S-06-D0	S-06-DⅡ	S-06-DⅢ	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	
	±2/1000	±2.0				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			

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。

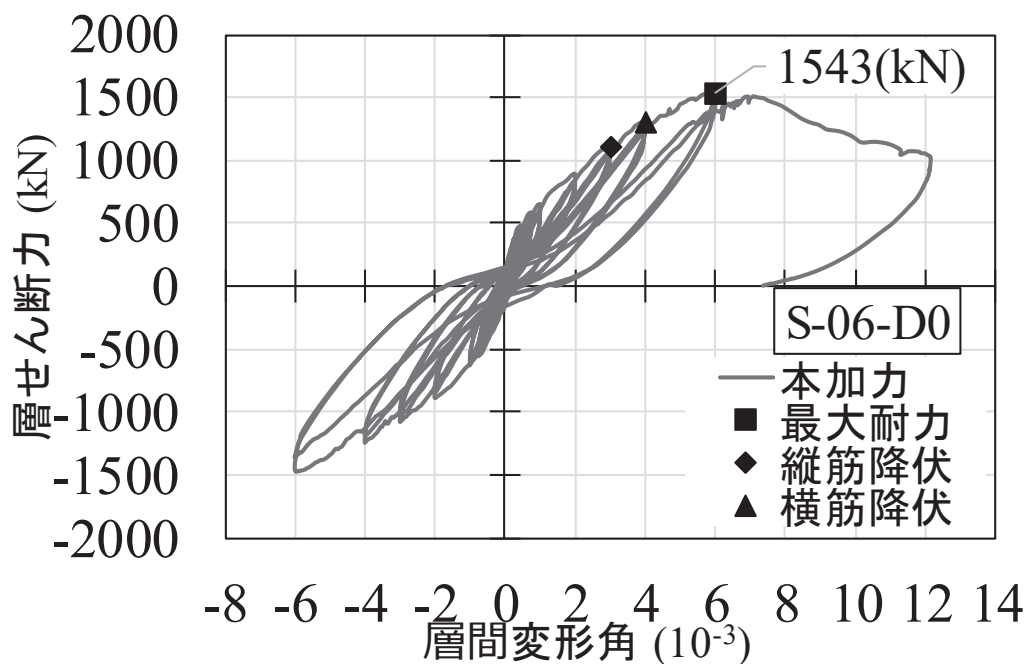


図 2-5 試験体 S-06-D0 の荷重－変形関係



図 2-6 試験体 S-06-D0 最終破壊時写真

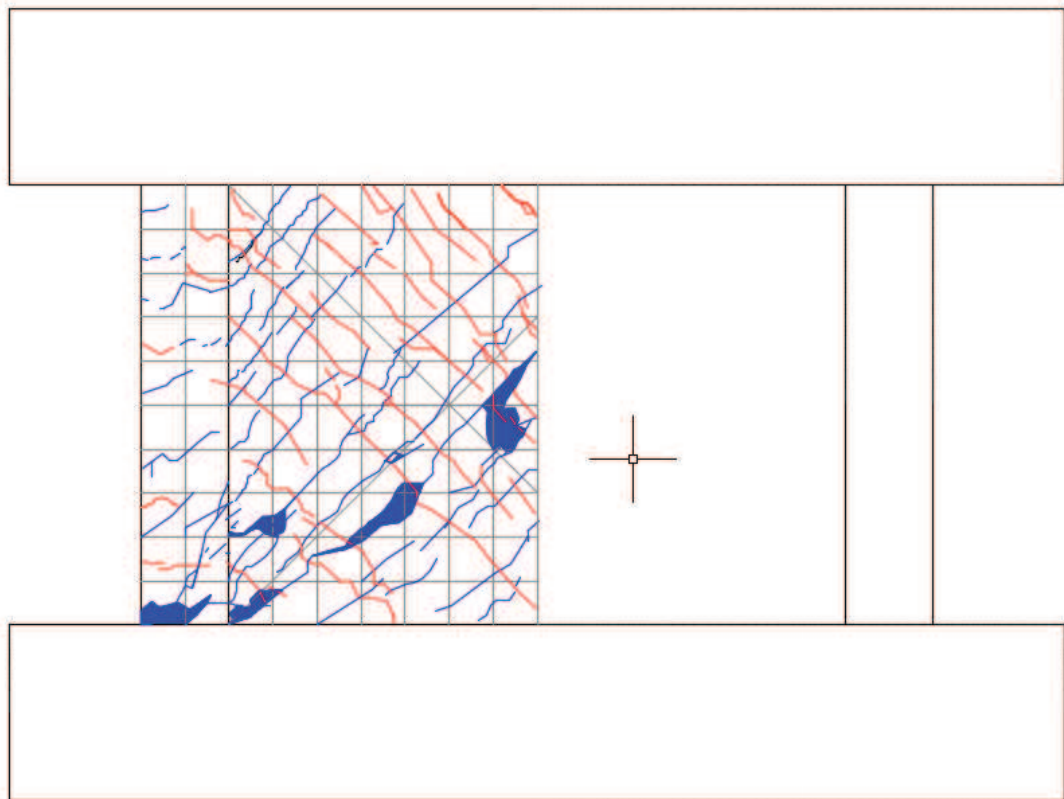


図 2-7 試験体 S-06-D0 最終破壊時ひび割れ図

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。

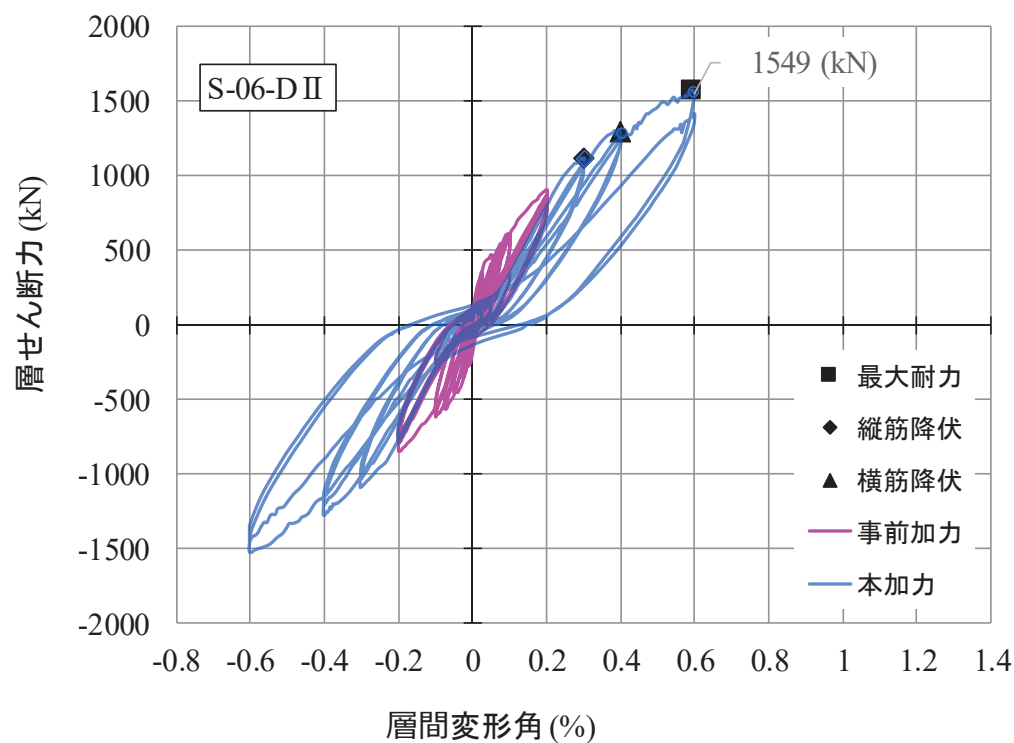


図 2-8 試験体 S-06-D II の荷重-変形関係

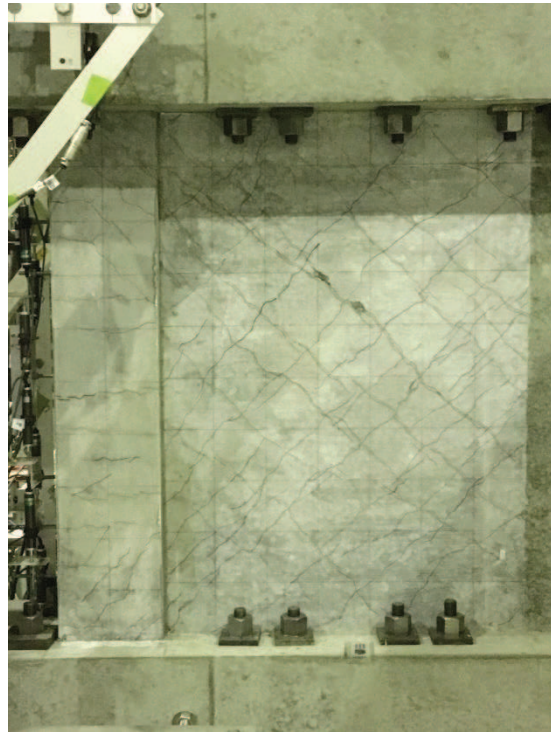


図 2-9 試験体 S-06-DII 6/1000rad. 時写真

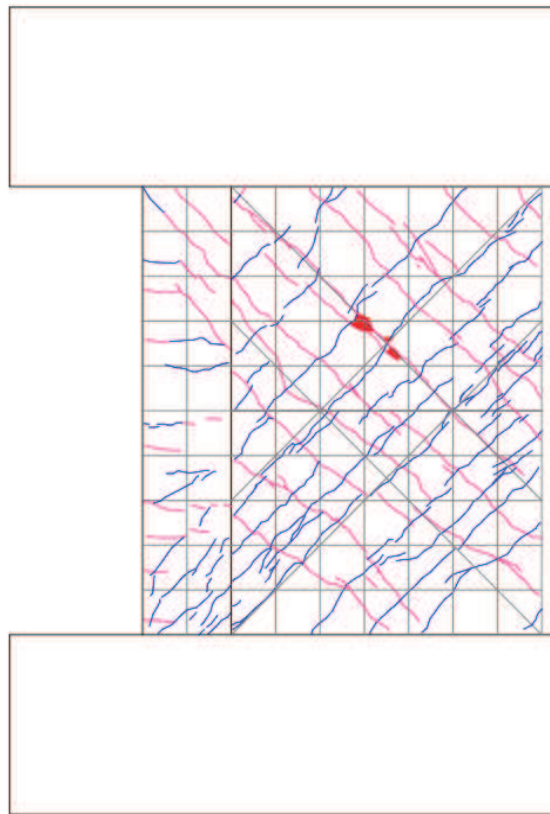


図 2-10 試験体 S-06-DII 6/1000rad. ひび割れ図



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

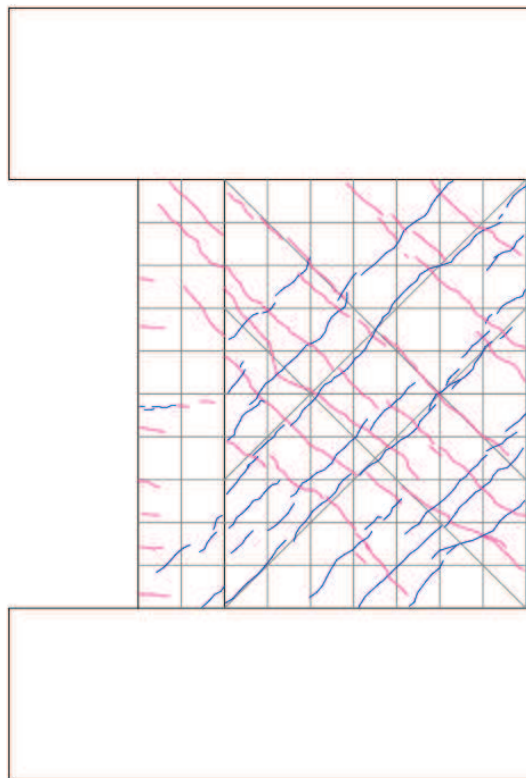


図 2-12 試験体 S-06-D II 事前加力終了時 (2/1000rad.) ひび割れ図

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。

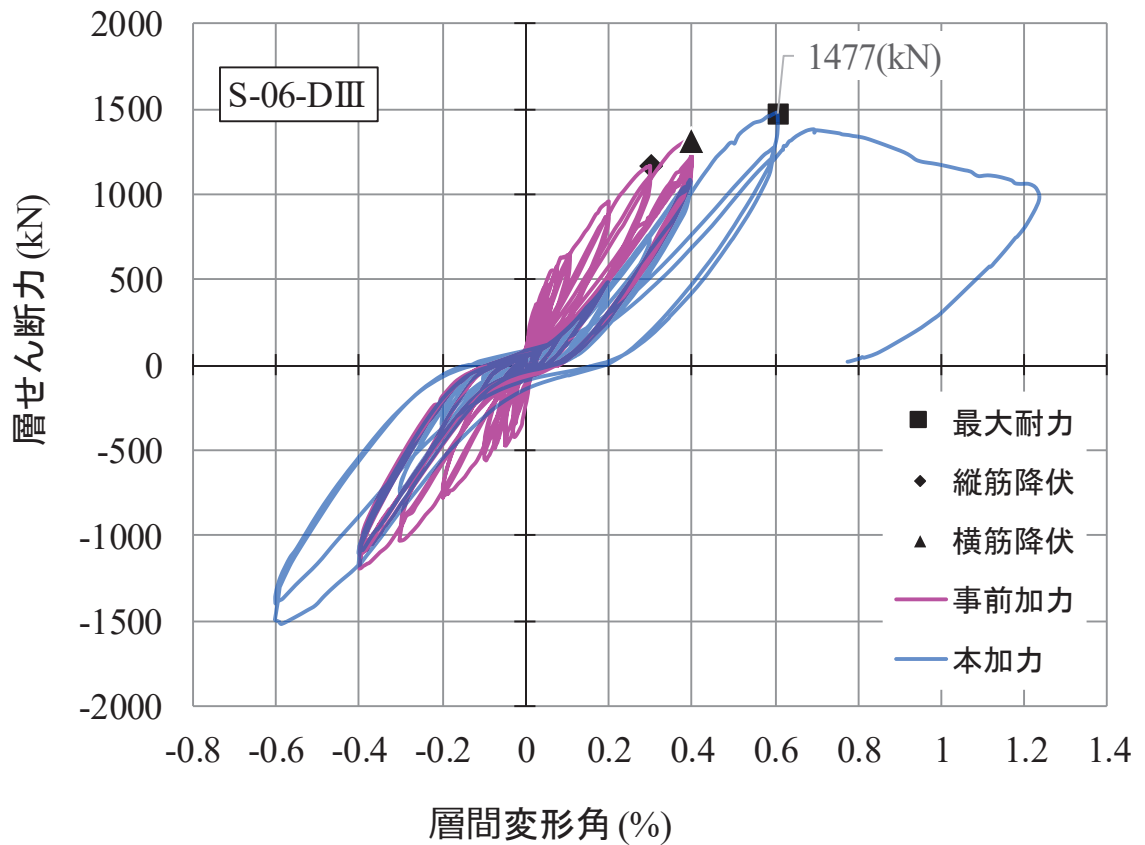


図 2-13 試験体 S-06-DIII の荷重-変形関係



図 2-14 試験体 S-06-DIII 最終破壊時写真

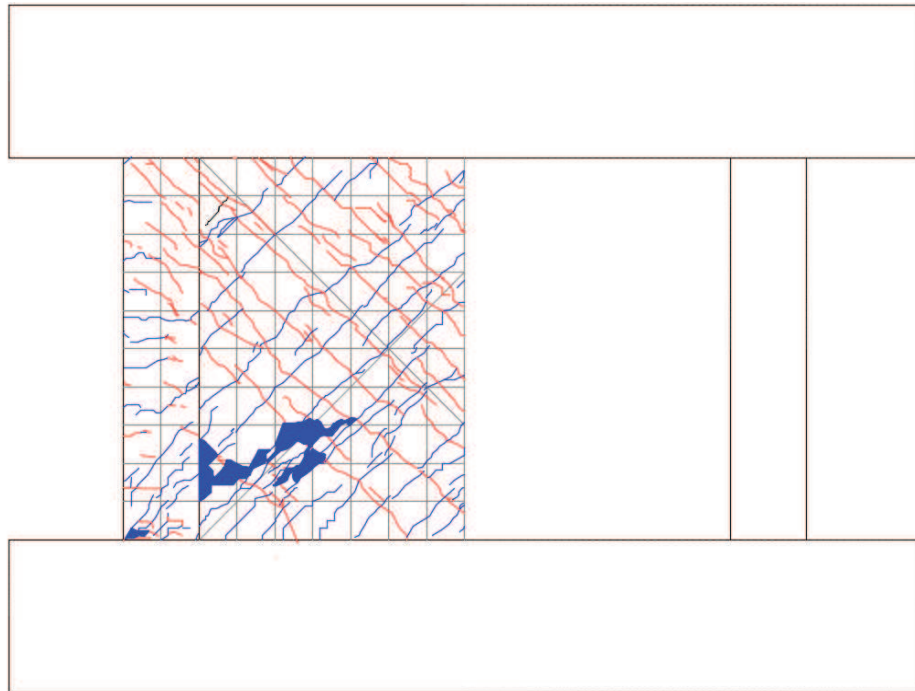


図 2-15 試験体 S-06-DIII 最終破壊時ひび割れ図

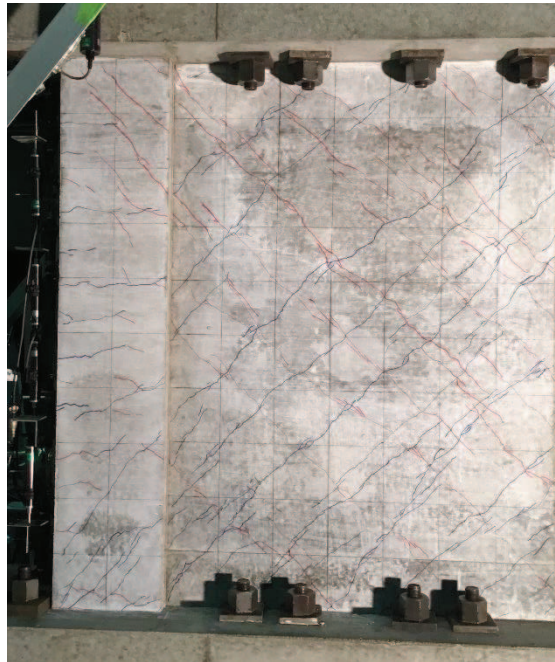


図 2-16 試験体 S-06-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) 写真

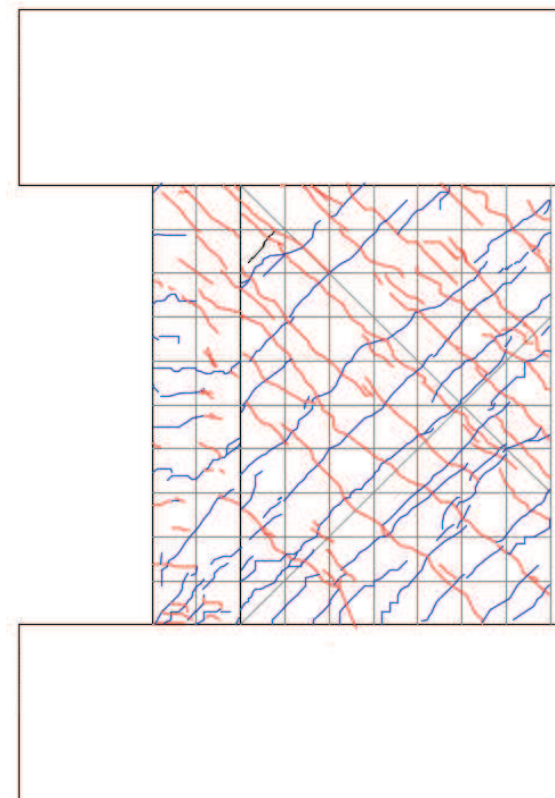


図 2-17 試験体 S-06-DIII 事前加力終了時 (4/1000rad.) ひび割れ図

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。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。

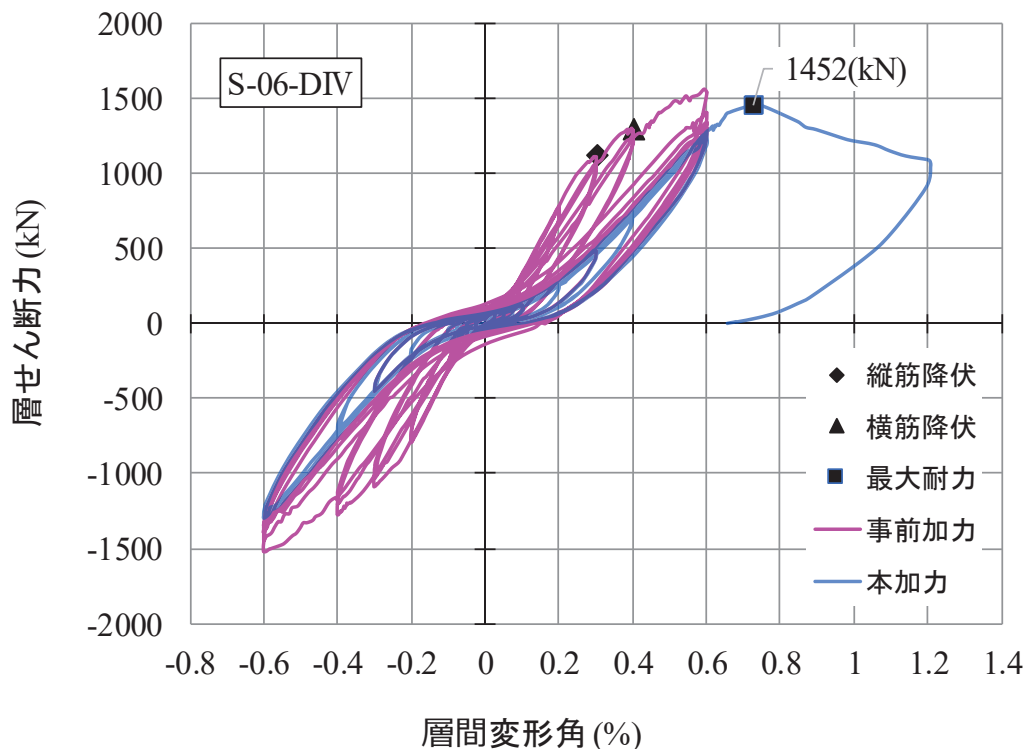


図 2-18 試験体 S-06-DIV の荷重－変形関係

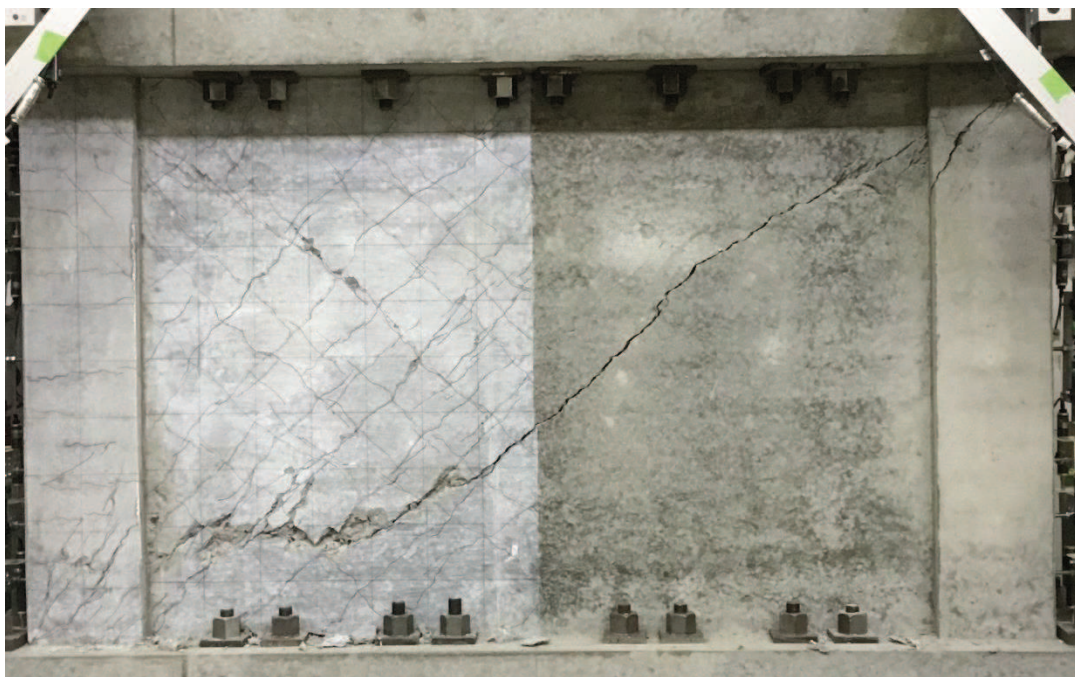


図 2-19 試験体 S-06-DIV 最終破壊時写真

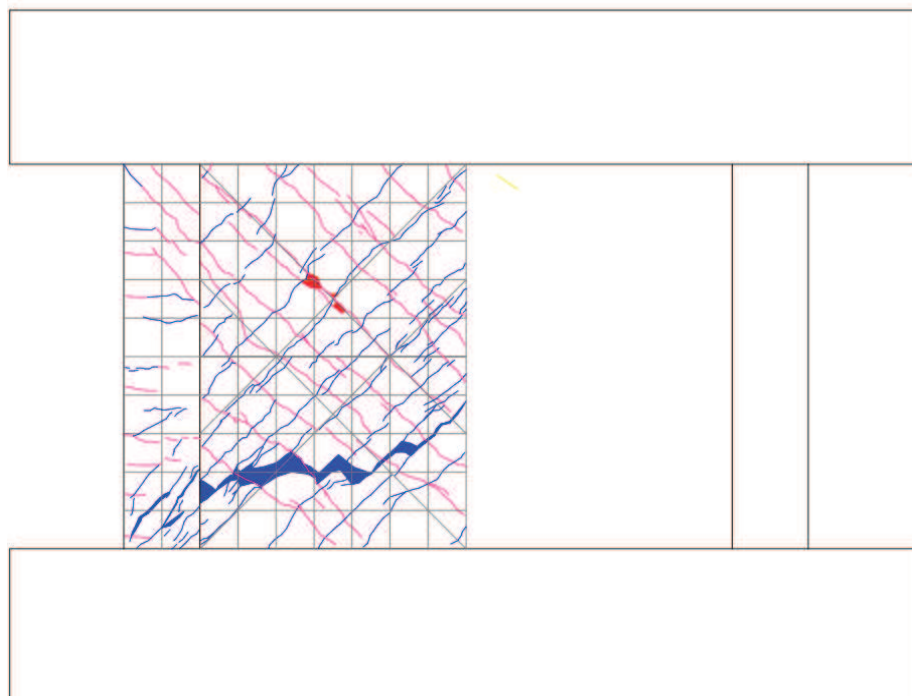


図 2-20 試験体 S-06-DIV 最終破壊時ひび割れ図

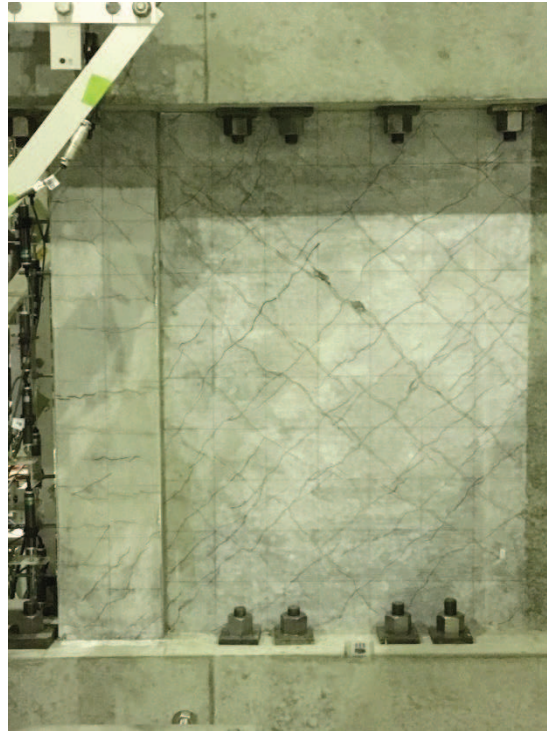


図 2-21 試験体 S-06-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) 写真

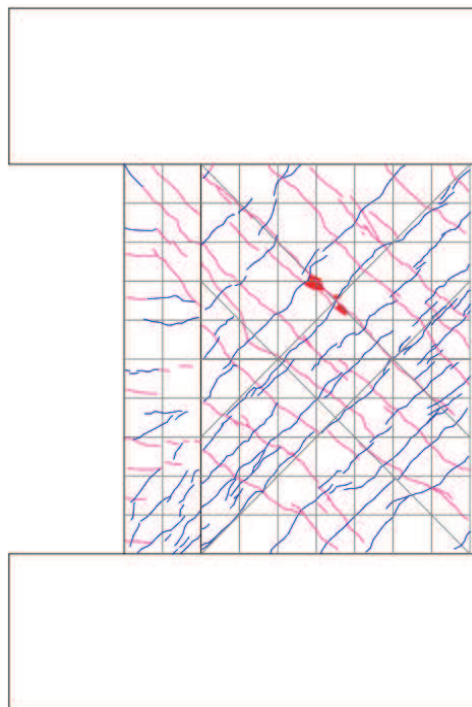


図 2-22 試験体 S-06-DIV 事前加力終了時 (6/1000rad.) ひび割れ図

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 に、各試験体の荷重-変形関係(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曲線(表 2-3 に示す S-06-D0 試験体の材料特性による。)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 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。

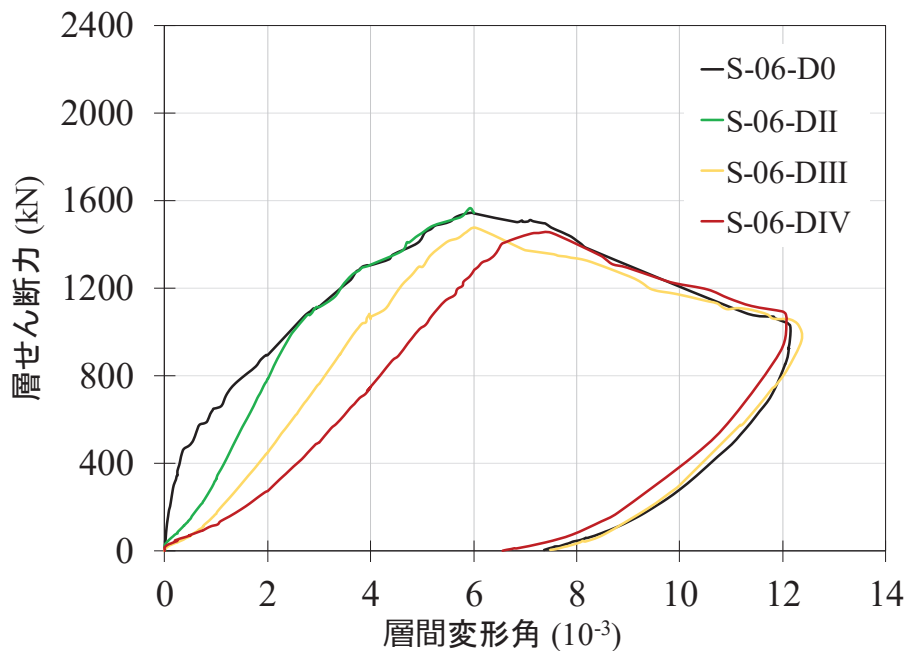
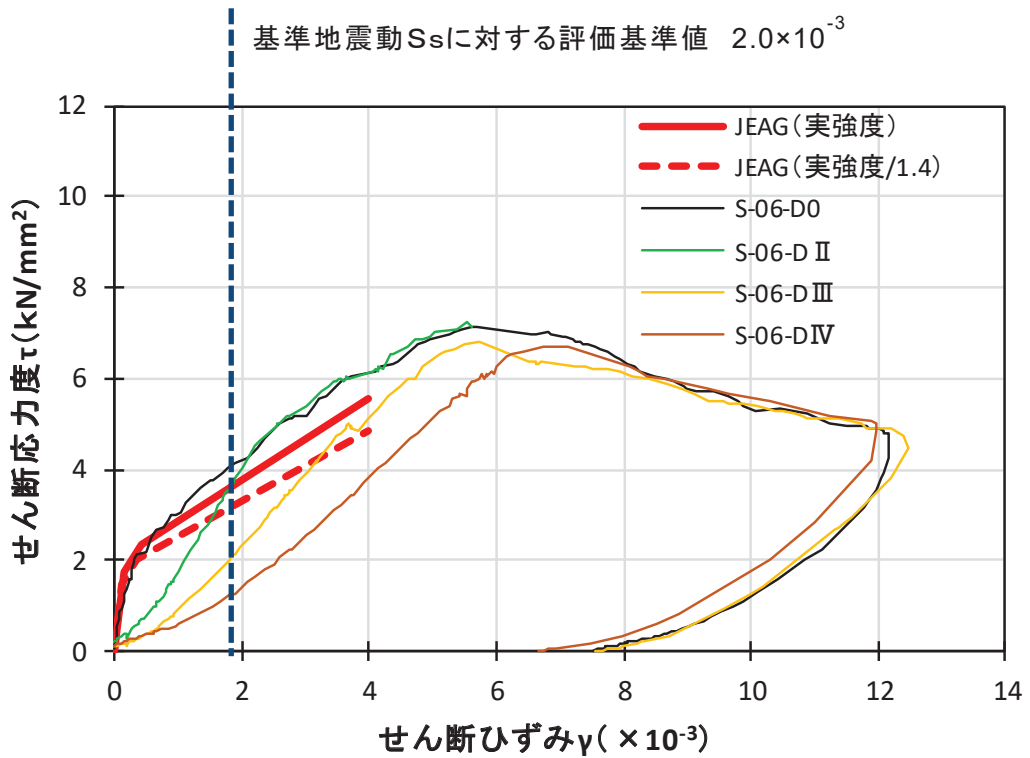


図 4-1 (1) 荷重-変形関係(正側)の包絡線



JEAG式によるスケルトン曲線は、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) 荷重-変形関係(正側)の包絡線
(せん断応力度-せん断ひずみ)

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。

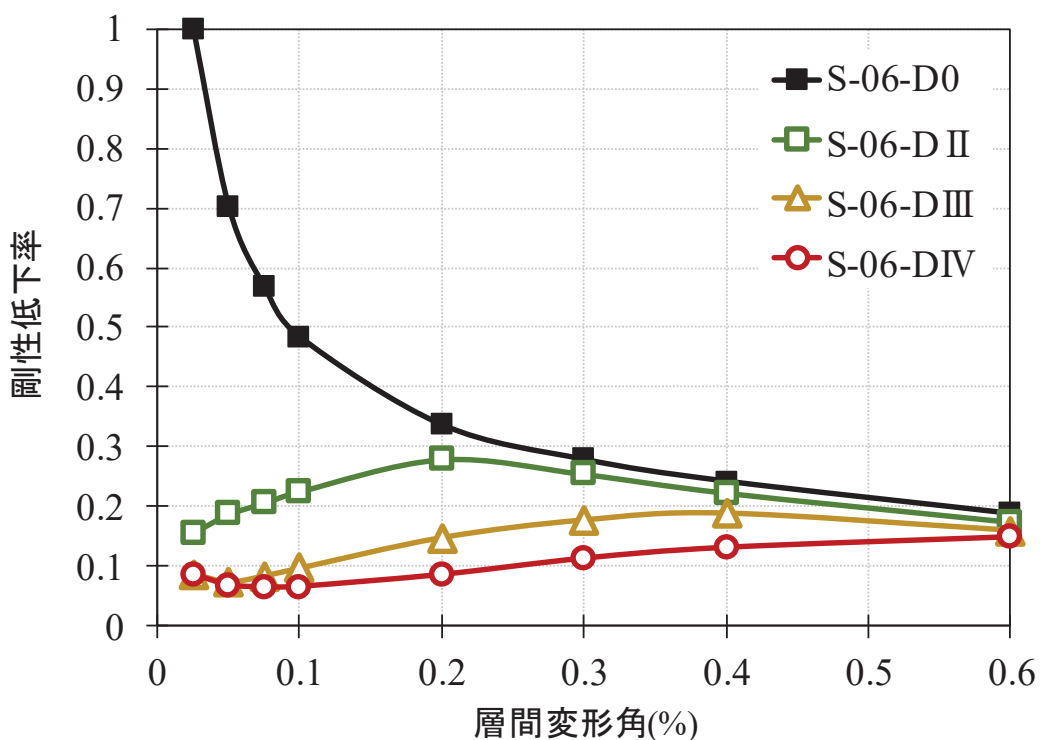


図 4-2 初期剛性に対する剛性低下率-層間変形角関係

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 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

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。

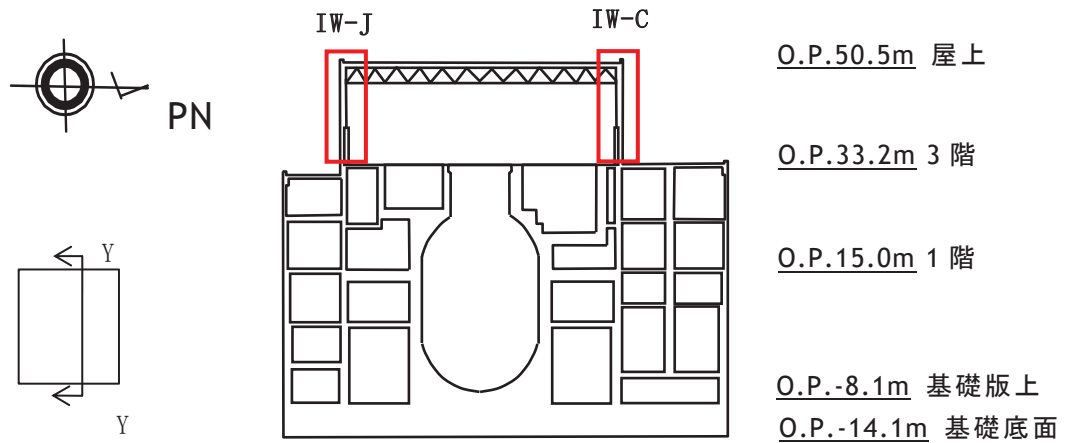


図 1-1 原子炉建屋耐震補強部位（EW 断面）（Y-Y'）

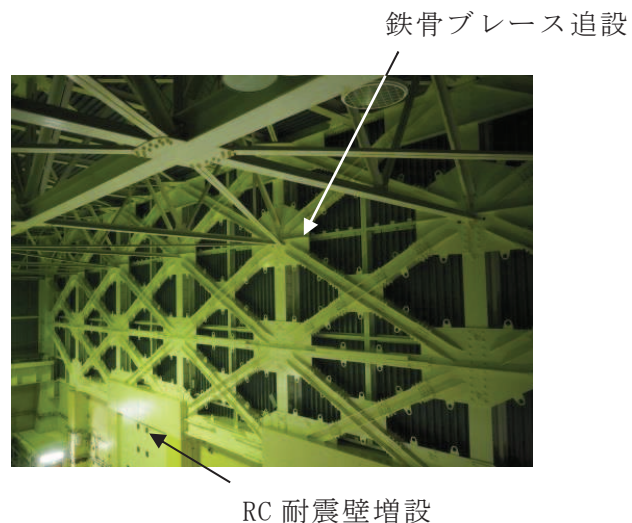


図 1-2 耐震補強工事状況写真

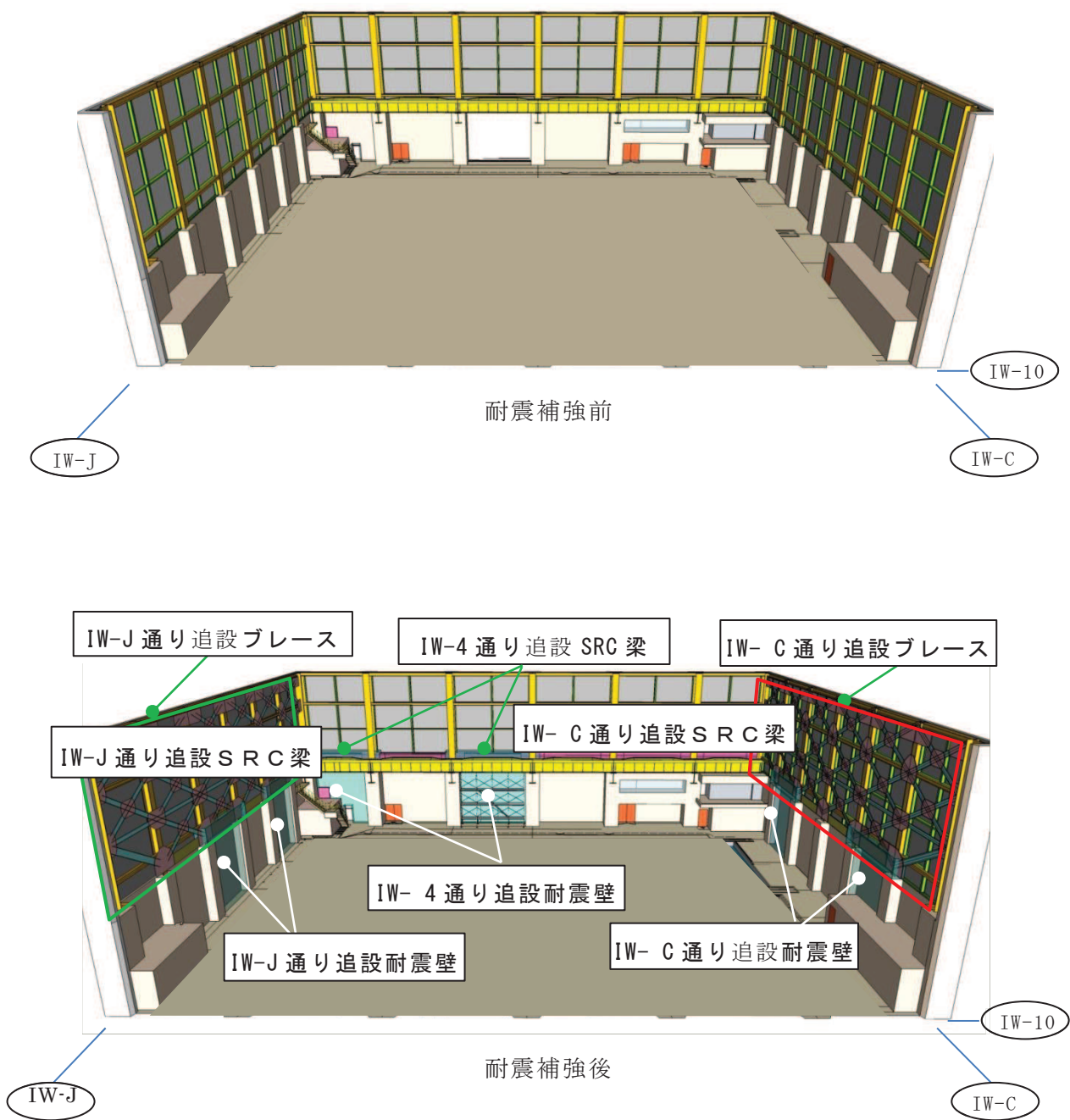


図 1-3 耐震補強工事概要（北面より）

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。

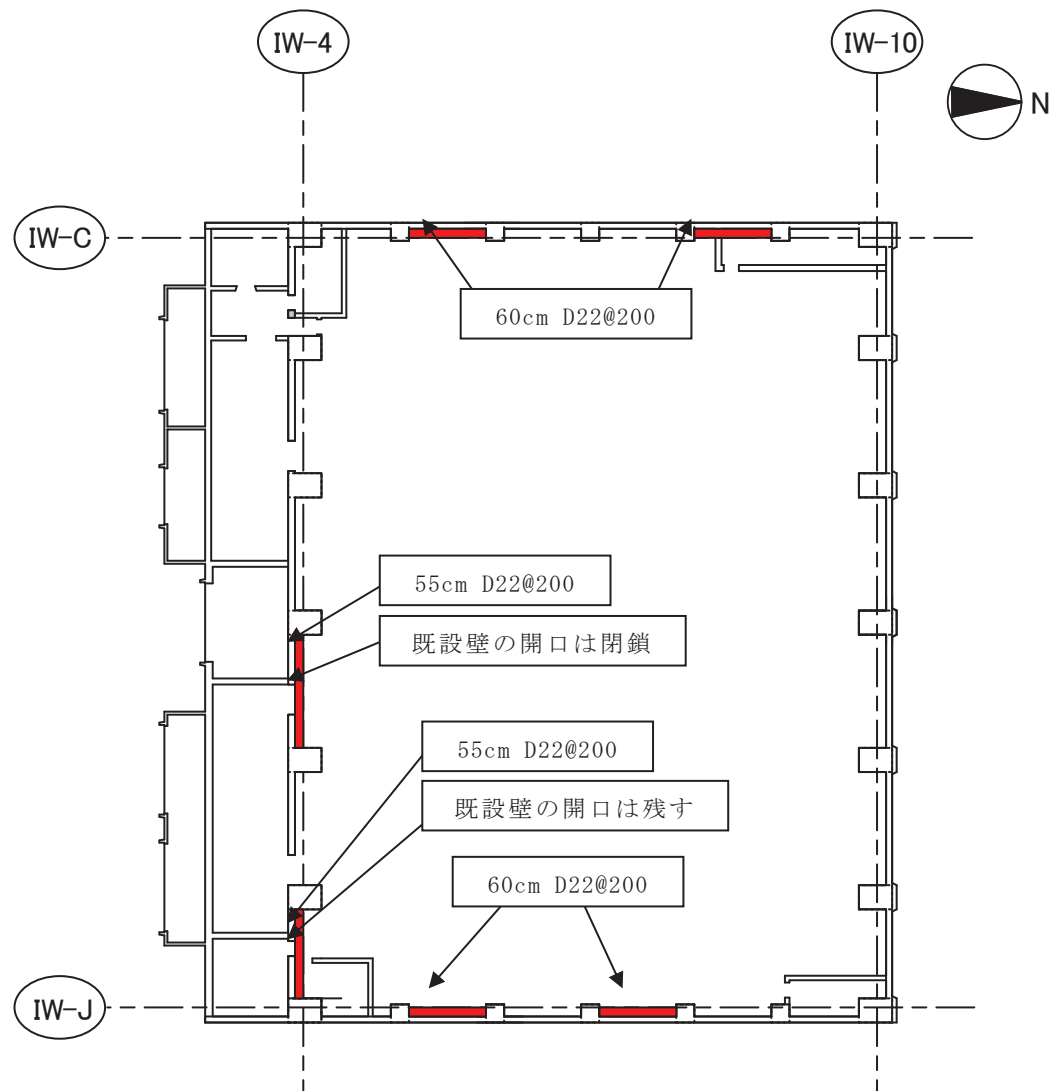


図 2-1 原子炉建屋補強箇所（地上 3 階－クレーン階）
 (■は追設耐震壁)

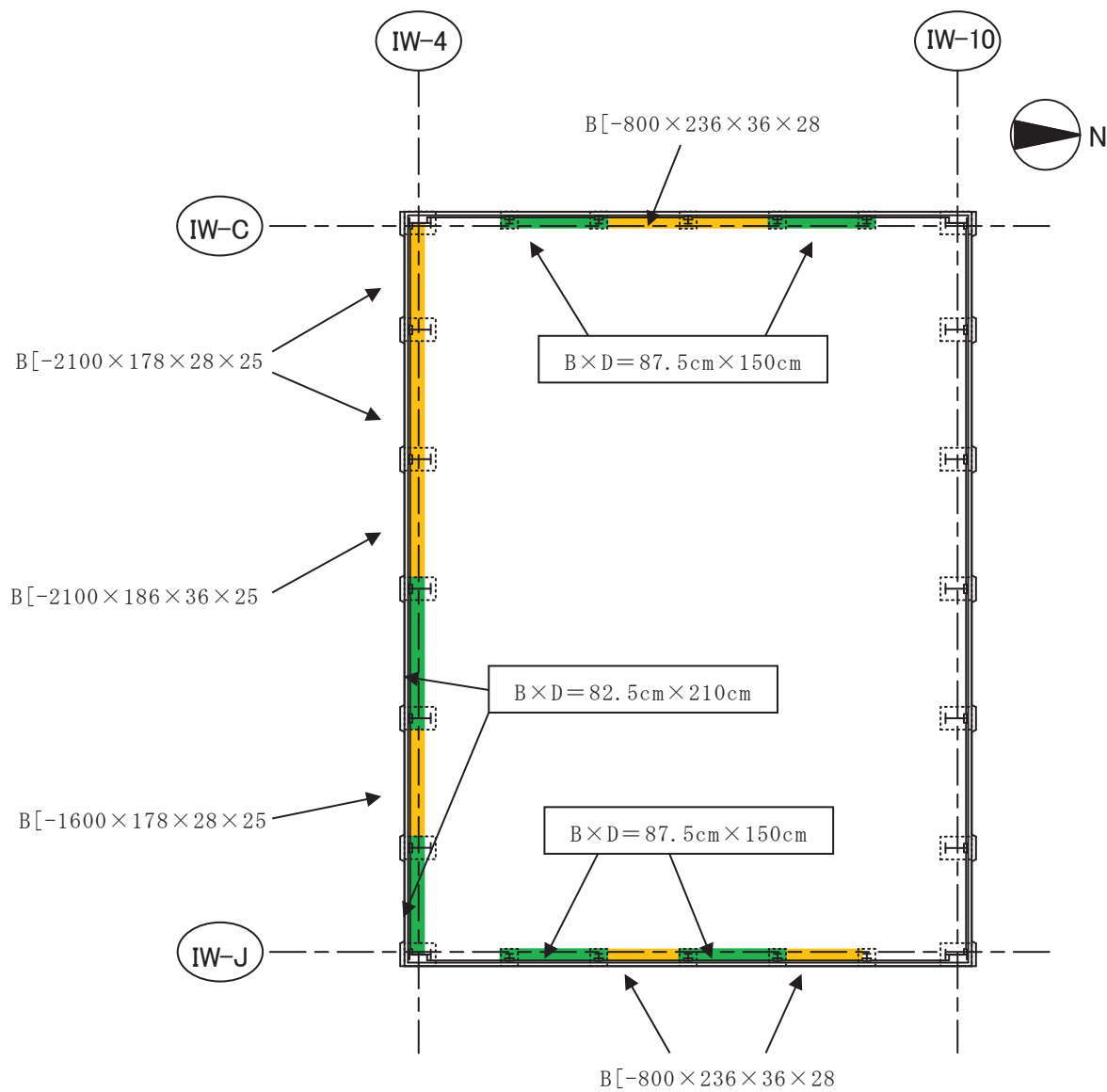


図 2-2 原子炉建屋補強箇所 (クレーン階一屋上)

(■は追設 SRC 梁, ■は追設 S 梁)

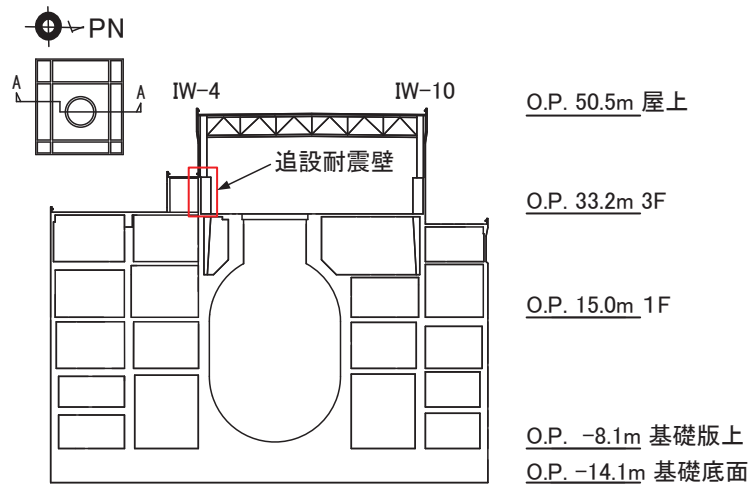


図 2-3 原子炉建屋 NS 断面図 (A-A)

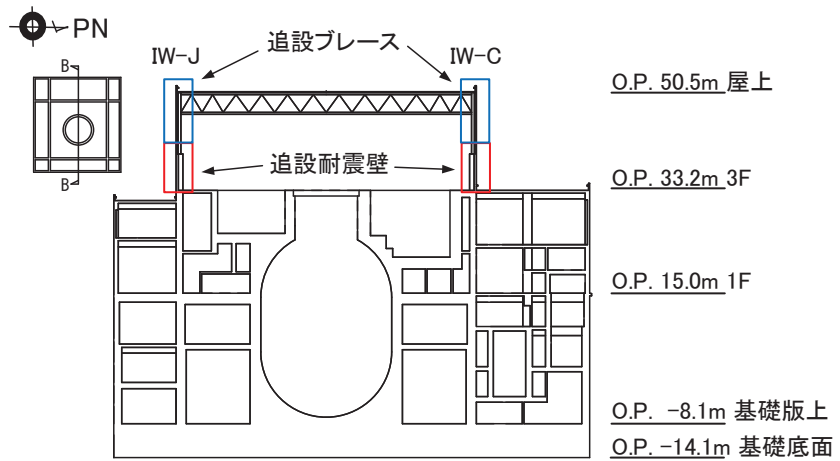
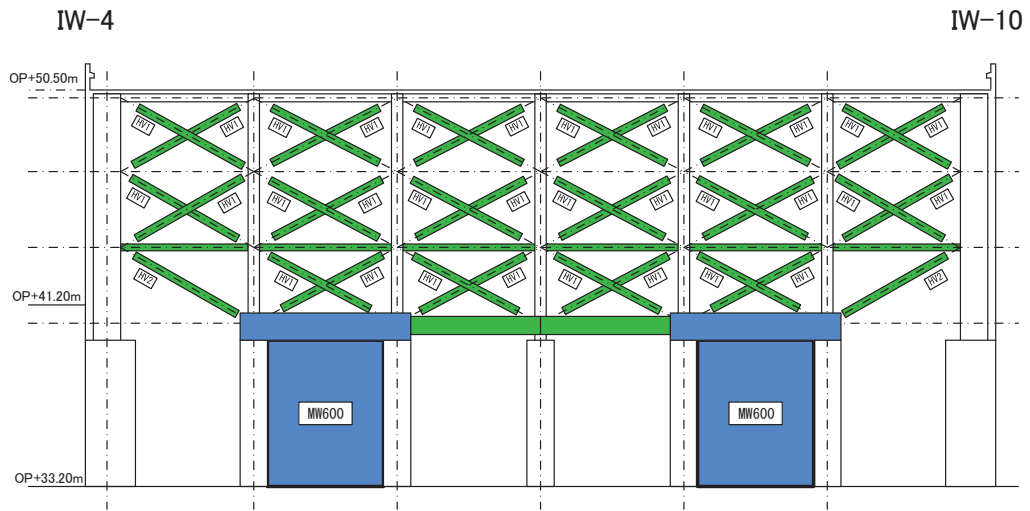
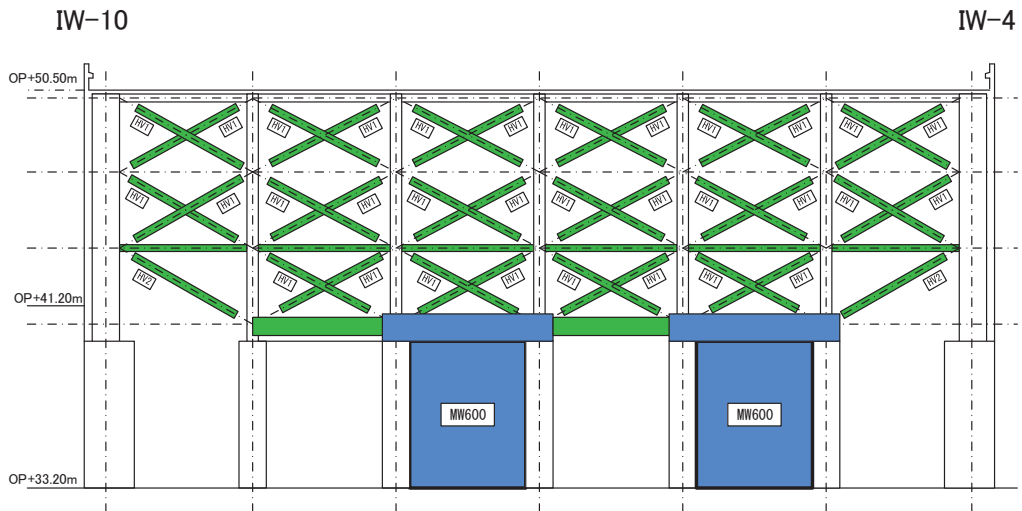


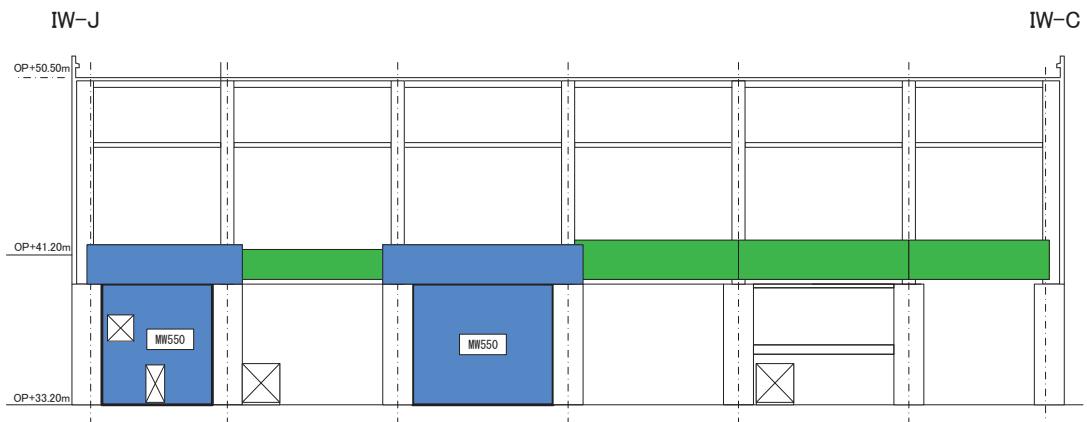
図 2-4 原子炉建屋 EW 断面図 (B-B)



(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、静的漸増載荷実験を実施した。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載荷試験を実施した。実機の追設耐震壁と試験体の概要を図 3-1 に示す。

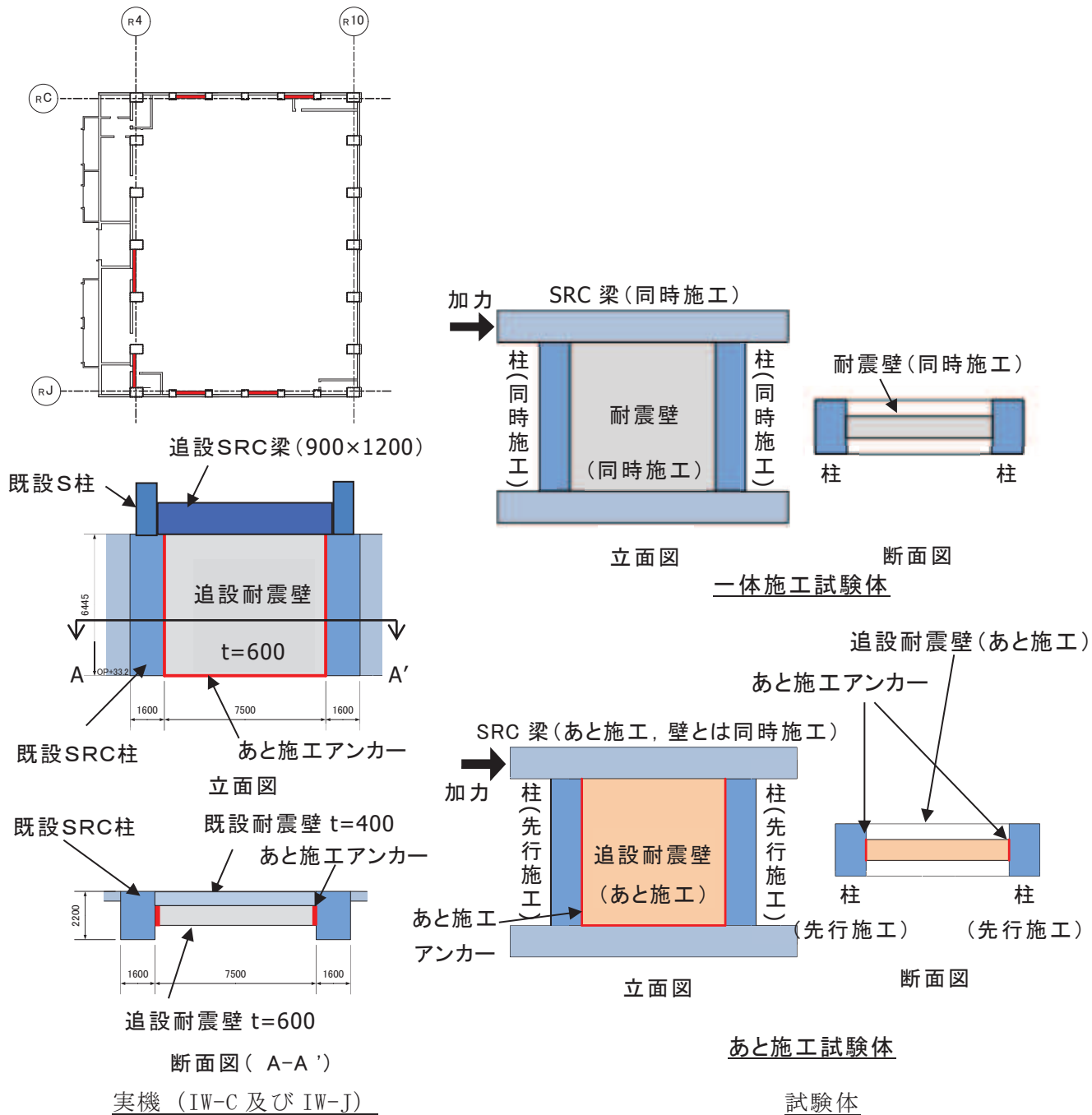


図 3-1 実機追設耐震壁と試験体の概要

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）

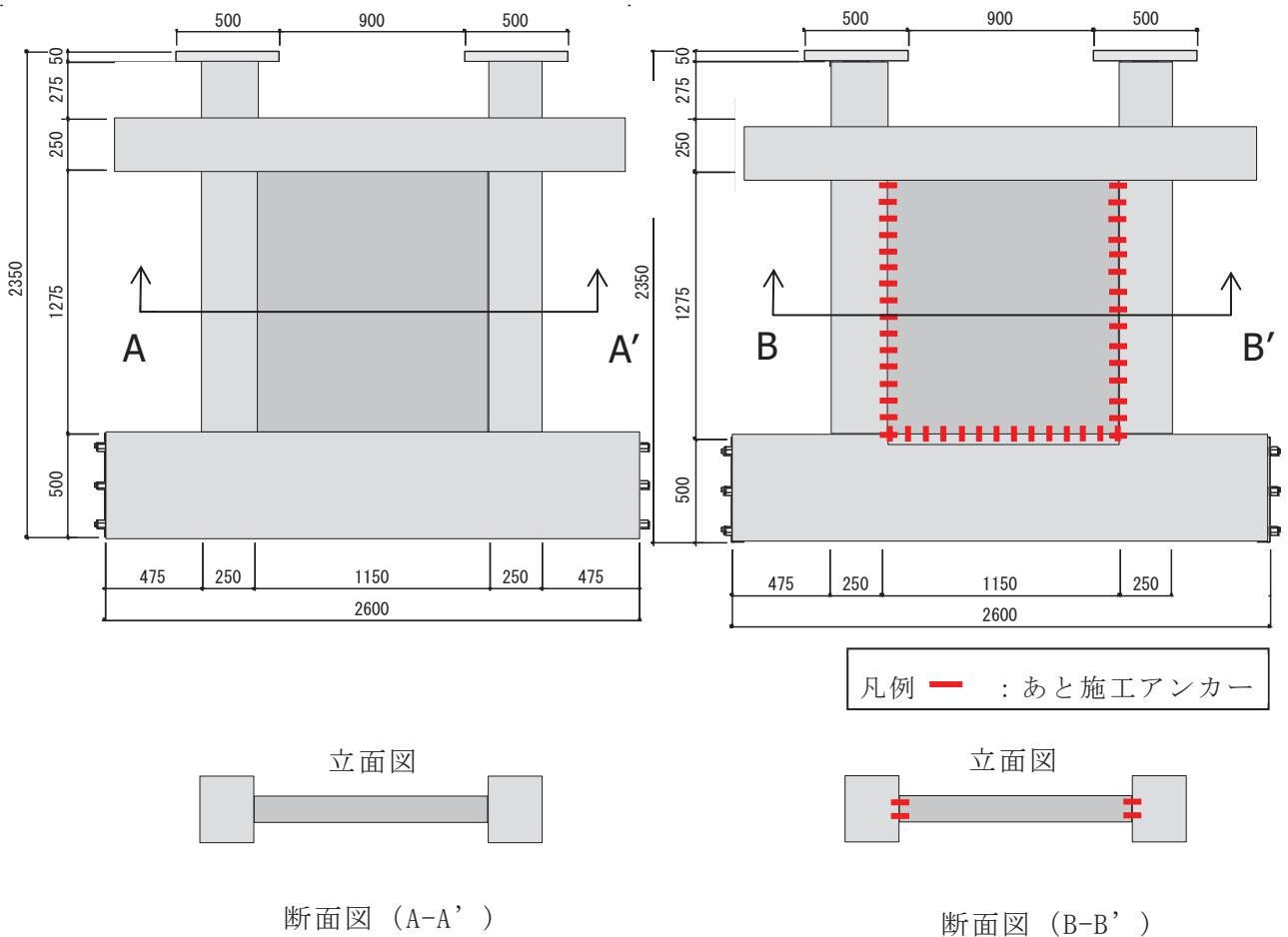


図 3-2 試験体概要

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。

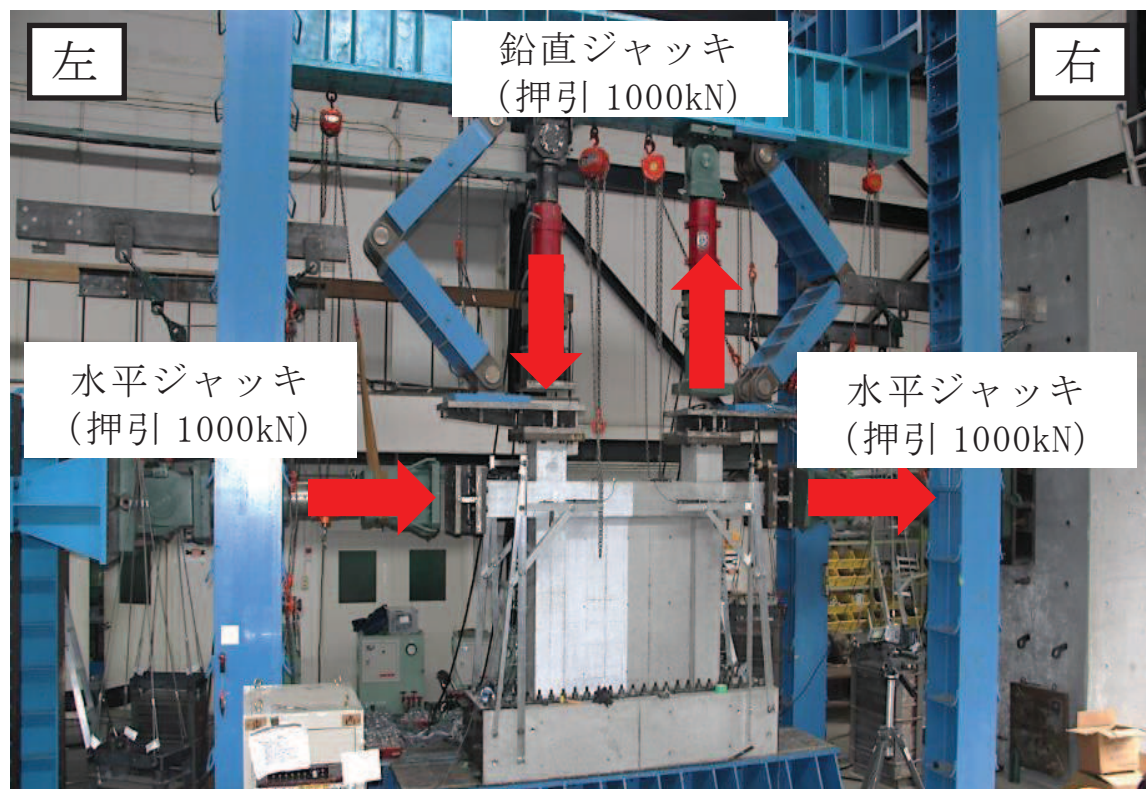


図 3-3 加力装置写真

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。

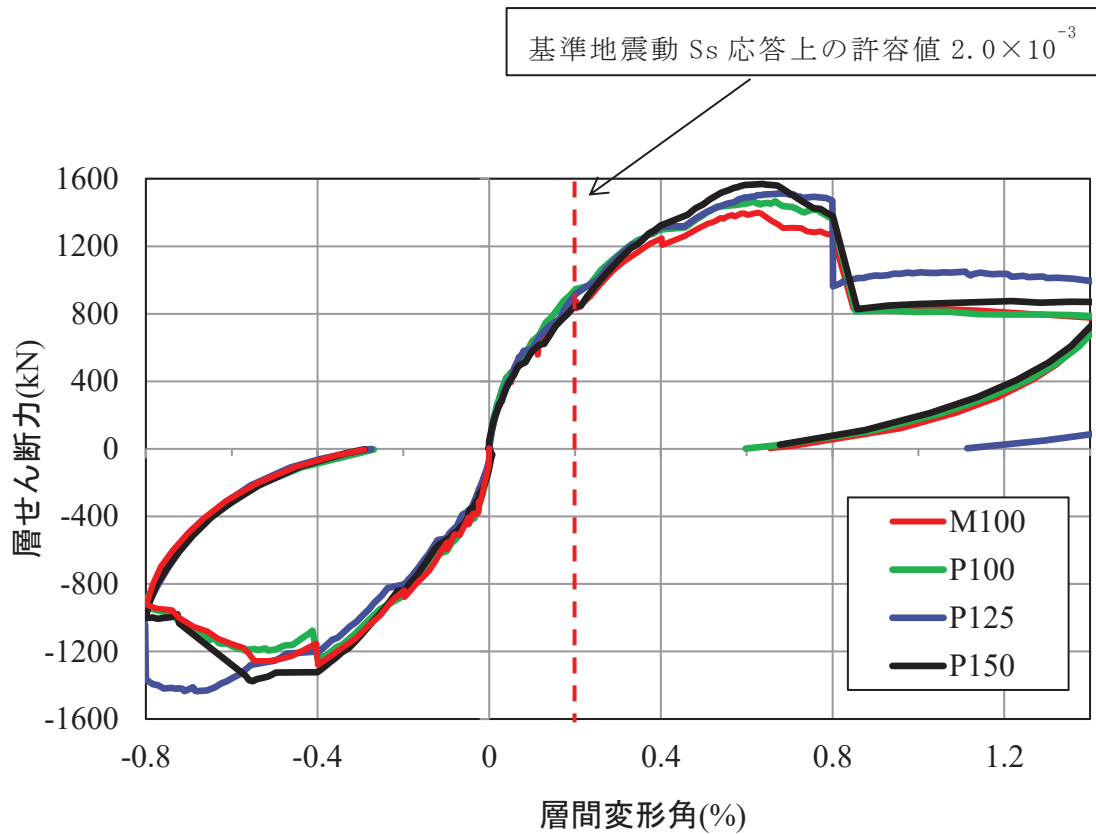
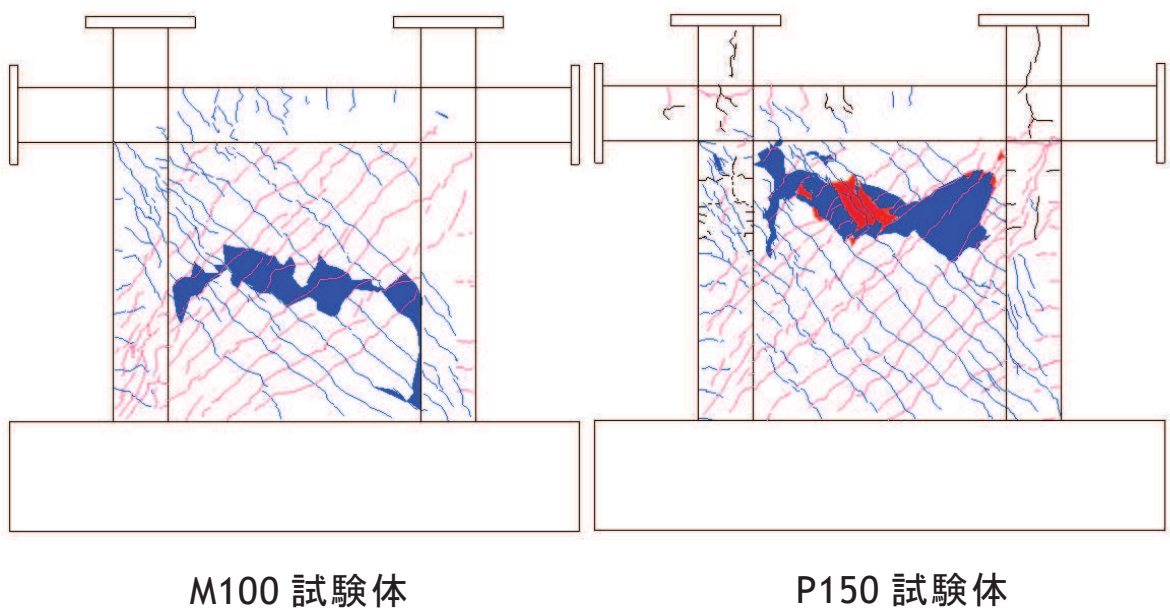


図 3-4 荷重-変形関係



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。

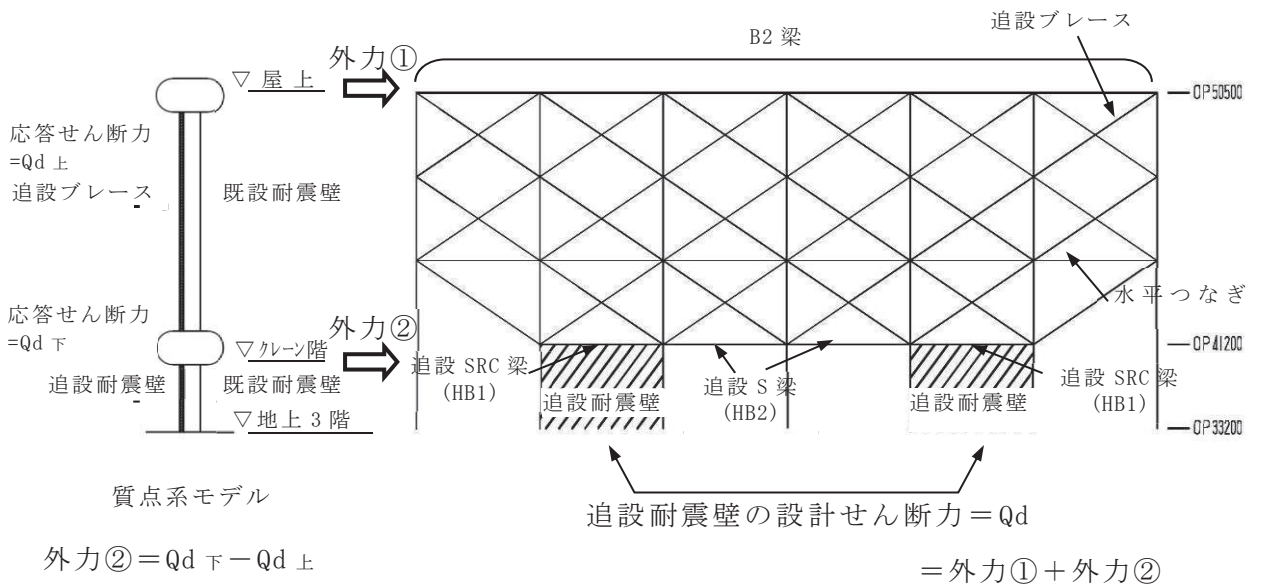


図 4-1 水平力伝達の考え方 (NS 方向)